Презентация лекции по геотехнике · Шпунтовые стены и котлованы с креплением

Консольная шпунтовая стенка в глине

Лекция: проектирование консольной шпунтовой стенки в глине (недренированное чистое давление, глубина погружения, момент, сечение, сейсмическое воздействие, выпор грунта дна котлована); по каждой теме — пример расчёта.

- Консольная шпунтовая стенка
- Недренированная глина (φ = 0)
- Глубина погружения · наибольший момент
- Выпор грунта дна котлована
- Землетрясение · перемещение



Что мы изучим на этой лекции?

Почему консольная шпунтовая стенка в глине рассчитывается **недренированным анализом по полным напряжениям (φ = 0)**; $K_a = K_p = 1$

Активное давление удерживаемой глины $\boldsymbol{\sigma_v - 2c_u}$, **трещина отрыва** $\boldsymbol{z_c}$ и равнодействующая P_1 выше дна котлована

В глине ниже дна котлована — **постоянное давление нетто** $\boldsymbol{\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)}$ и σ_7 у нижнего конца

Из условий равновесия по горизонтали и по моментам — **квадратное уравнение относительно D**; z' и M_{max}

Расчётная глубина (f, K_p/FS_p, заданная глубина); влияние **трещины, заполненной водой**, и иного уровня воды

Проверка шпунта (EN 1993-1-1, AISC 360-22), **землетрясение**, перемещения и проверка на **выпор грунта дна котлована**

ХОД ЛЕКЦИИ

Каждая тема излагается **в три шага**:

1 · **Теория**: в чём правило и почему оно таково?

2 · **Условие**: дано и требуется определить

3 · **Решение**: пошагово, с числами

Пример стены: выше дна котлована L = 5 m глины (γ = 18 kN/m³, c_u = 30 kPa), ниже — более плотная глина (c_u = 70 kPa); воды нет, пригрузки нет. В ручном решении трещина отрыва сухая; в значении модуля по умолчанию она заполнена водой. Усилия приведены на 1 m стены.

Как работает и как поворачивается?

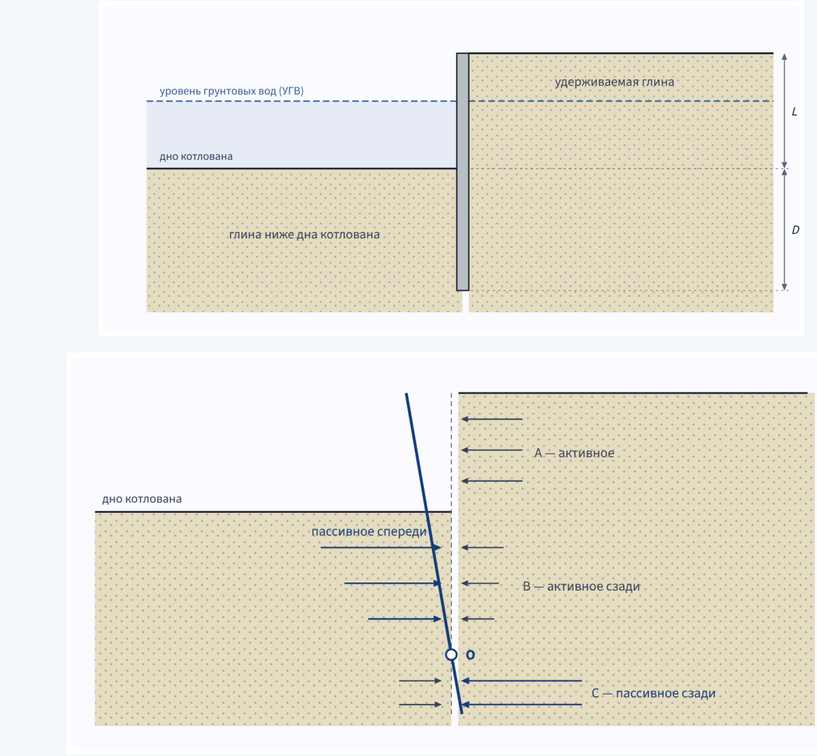
ТЕОРИЯ

Шпунтовая стенка удерживает грунт выше дна котлована (L) и сохраняет устойчивость за счёт **глубины заделки D**. У **консольной** стенки других опор нет; она удерживается только пассивным сопротивлением грунта, в который забита, поэтому экономична примерно до 6 m выше дна котлована.

Стена жёстко поворачивается вокруг точки O (вблизи нижнего конца): **A** (выше дна котлована) — активное давление; **B** (от дна котлована до O) — сзади активное, спереди пассивное; **C** (ниже O) — сзади пассивное, спереди активное.

Источник заменяет действительное (криволинейное) распределение **линейной идеализированной схемой**: результирующим давлением ниже дна котлована и поворотным блоком на нижнем конце; из условий горизонтального равновесия и равновесия моментов находится глубина заделки.

В глине быстро нагружаемый грунт не успевает дренироваться: расчёт выполняется **в недренированных условиях по полным напряжениям** ($\varphi = 0$, c_u); оба коэффициента Rankine равны 1. Длительное дренированное состояние (c', φ') в этом модуле не проверяется.



$\sigma_v - 2c_u$, трещина отрыва z_c, P_1

ТЕОРИЯ

Глина, удерживаемая выше дна котлована, давит своим недренированным активным давлением: полное вертикальное напряжение минус $2c_u$ (при $\varphi = 0$ $K_a = 1$):

$$\sigma_a(z) = q + \gamma z - 2c_u \qquad z_c = \frac{2c_u - q}{\gamma}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)\,(L - z_c) \qquad \bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3}$$

Вблизи поверхности σ_a отрицательно: глина тянула бы стену. Такое **всасывание не учитывается**; давление равно нулю до глубины z_c (трещина отрыва), а ниже линейно возрастает. В однородной глине эпюра представляет собой треугольник от z_c до дна котлована; P_1 действует на $\bar{z}_1$ выше дна котлована.

Трещина может быть заполнена водой (значение модуля по умолчанию): гидростатическое давление воды вдоль трещины $\tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2$ добавляется к P_1; если трещина принимается **сухой** (уравнения источника), оно не добавляется. Ниже уровня грунтовых вод вода заполняет трещину до постоянного уровня.



Эпюра результирующего давления (начальная стена с трещиной, заполненной водой).

Условие

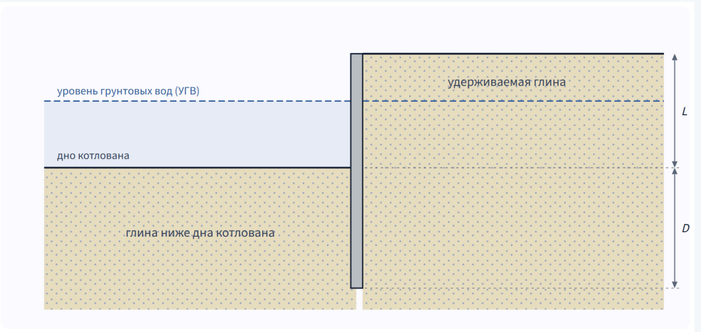
ПРИМЕР

Дано

Грунт	**удерживаемая глина: $\gamma = 18$ kN/m³, $c_u = 30$ kPa; ниже неё твёрдая глина $c_u = 70$ kPa**
Стена	**$L = 5$ m; воды нет, пригрузки нет; трещина отрыва сухая (уравнения первоисточника)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

z_c, $\sigma_a(L)$, P_1 и его плечо $\bar{z}_1$ (от дна котлована).



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Глубина трещины отрыва и активное давление на уровне дна котлована

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2(30)}{18} = \mathbf{3.333}\ \text{m}$$

$$\sigma_a(L) = \gamma L - 2c_u = 18(5) - 60 = \mathbf{30}\ \text{kPa}$$

2 Равнодействующая треугольной эпюры и её плечо

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\,\sigma_a(L)(L - z_c) = \tfrac{1}{2}(30)(1.667) = \mathbf{25.00}\ \text{kN/m}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{L - z_c}{3} = \frac{1.667}{3} = \mathbf{0.5556}\ \text{m}\ \ (\text{выше дна котлована})$$

В первых **3.33 m** глубины глина не создаёт активного давления (трещина); на дне котлована σ_a достигает 30 kPa. **P_1 = 25.0 kN/m**, на 0.556 m выше дна котлована.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Постоянное результирующее давление σ_6 и σ_7 на нижнем конце

ТЕОРИЯ

Быстро нагружаемая глина, как при возведении стены, не успевает дренировать: φ = 0, коэффициенты равны 1, а боковые давления на поверхности равны вертикальному полному напряжению ∓ 2c_u:

$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_p = \sigma_v + 2c_u$$

Непосредственно под дном котлована удерживаемая сторона давит с нагрузкой, которую она несёт: (γL_1 + γ′L_2) − 2c_u; сторона котлована, на которой пока нет нагрузки, сопротивляется с 2c_u. Ниже обе стороны получают одинаковую нагрузку, и **разность не меняется**: результирующее давление постоянно и направлено в сторону удерживаемого грунта. В зоне поворота стороны меняются местами:

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad \sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

σ_6 должно быть положительным: глина, у которой 4c_u не превышает нагрузку на уровне дна котлована, не может удерживать стену, и модуль прекращает расчёт.

Нулевая точка E совпадает с самим дном котлована; ниже дна котлована чистое давление постоянно и равно σ_6, а на нижнем конце переходит в σ_7 в блоке высотой L_4.



Условие

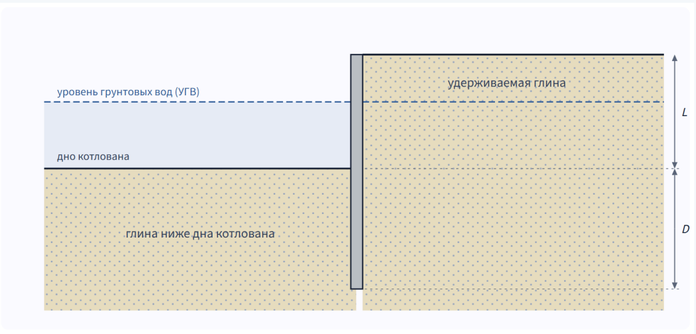
ПРИМЕР

Дано

Дано	**Пример 1:** $\gamma = 18$ **kN/m³,** $L = 5$ **m (воды нет):** $\gamma L = 90$ **kPa; в погребённой глине** $c_u = 70$ **kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Постоянное результирующее давление $\boldsymbol{\sigma_6}$ ниже дна котлована и $\boldsymbol{\sigma_7}$ на конце; положительно ли σ_6?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Результирующее давление ниже дна котлована (в сторону удерживаемого грунта)

$$\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) - 90 = \mathbf{190}\ \text{kPa}\ > 0\ \checkmark$$

2 Ордината поворота на конце

$$\sigma_7 = 4c_u + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 4(70) + 90 = \mathbf{370}\ \text{kPa}$$

Давление нетто σ_6 = **190 kPa** положительно: твёрдая глина способна удерживать стенку. На конце стенки давление меняет направление, σ_7 = 370 kPa. Под дном котлована на любой глубине действует одно и то же давление нетто **190 kPa** (постоянная эпюра).

Проверить решение в GeoTerva ↗

L_4 из горизонтального равновесия, квадратное уравнение для D

ТЕОРИЯ

Выше дна котлована равнодействующая — P_1 (плечо $\bar{z}_1$); ниже σ_6 действует на всю глубину погружения (D), а блок на конце (высотой L_4) возвращает давление к σ_7. Горизонтальное равновесие даёт L_4:

$$P_1 - \sigma_6 D + \tfrac{1}{2} L_4(\sigma_6 + \sigma_7) = 0 \;\Rightarrow\; L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u}$$

Если подставить L_4 из уравнения моментов относительно нижнего конца, для D остаётся **квадратное** уравнение:

$$P_1(D + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 D^2}{2} + \frac{4c_u}{3} L_4^2 = 0$$

$$\sigma_6(\sigma_6 - 6c_u)D^2 + P_1(12c_u - 2\sigma_6)D + P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 0$$

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \qquad M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

Поперечная сила равна нулю на глубине z′ (ниже дна котлована), где постоянное результирующее давление уравновешивает P_1; момент здесь наибольший. $D_{theoretical}$ — положительный корень этого уравнения; пассивное сопротивление мобилизовано полностью, запаса нет.



Условие

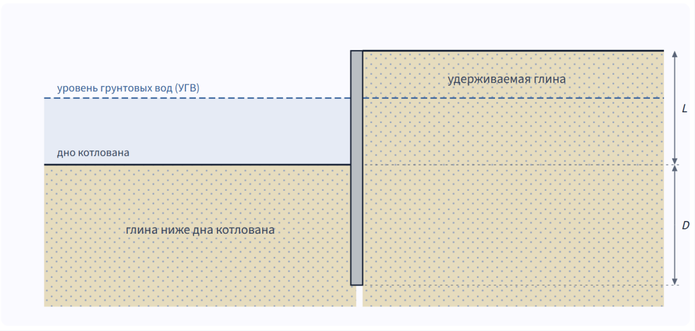
ПРИМЕР

Дано

Дано	**Примеры 1–2:** $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m;** $\sigma_6 = 190$ **kPa,** $\sigma_7 = 370$ **kPa;** $c_u = 70$ **kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Коэффициенты уравнения; $D_{theoretical}$; высота блока у нижнего конца L_4.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Коэффициенты

$$a = \sigma_6(\sigma_6 - 6c_u) = 190(190 - 420) = -43{,}700$$

$$b = P_1(12c_u - 2\sigma_6) = 25(840 - 380) = 11{,}500$$

$$c = P_1(P_1 + 12c_u\bar{z}_1) = 25(25 + 840(0.5556)) = 12{,}291.7$$

2 Положительный корень и концевой блок

$$-43{,}700D^2 + 11{,}500D + 12{,}291.7 = 0 \;\Rightarrow\; D_{theoretical} = \mathbf{0.678}\ \text{m}$$

$$L_4 = \frac{\sigma_6 D - P_1}{4c_u} = \frac{190(0.678) - 25}{280} = \mathbf{0.3708}\ \text{m}$$

Теоретическая глубина заделки составляет всего **D = 0.678 m**: поскольку заглублённая в грунт глина жёсткая (c_u = 70 kPa), а трещина сухая, ниже дна котлована достаточно очень небольшого заглубления. Концевой блок — 0.371 m.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

ПРИМЕР

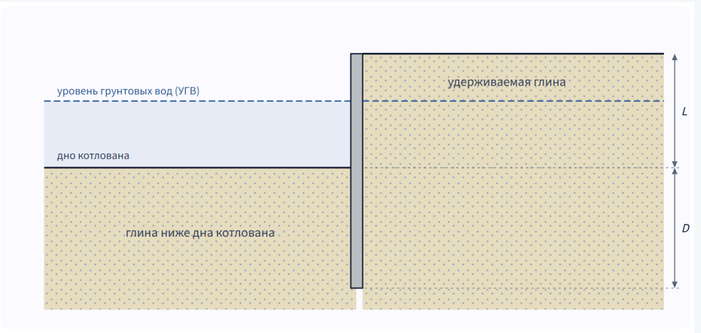
Дано

Дано

Примеры 1–3: $P_1 = 25.00$ **kN/m,** $\bar{z}_1 = 0.5556$ **m,** $\sigma_6 = 190$ **kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

z′, где поперечная сила равна нулю, и **M_{max}**.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Глубина, на которой поперечная сила равна нулю (от дна котлована)

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{25}{190} = \mathbf{0.1316}\ \text{m}$$

2 Максимальный момент

$$M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} = 25(0.1316 + 0.5556) - 95(0.1316)^2 = \mathbf{15.53}\ \text{kN·m/m}$$

M_{max} = 15.53 kN·m/m — всего на 0.13 m ниже дна котлована. Так как результирующее давление постоянно, поперечная сила линейно убывает по z′, и момент достигает наибольшего значения очень близко ко дну котлована.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Способы введения запаса безопасности

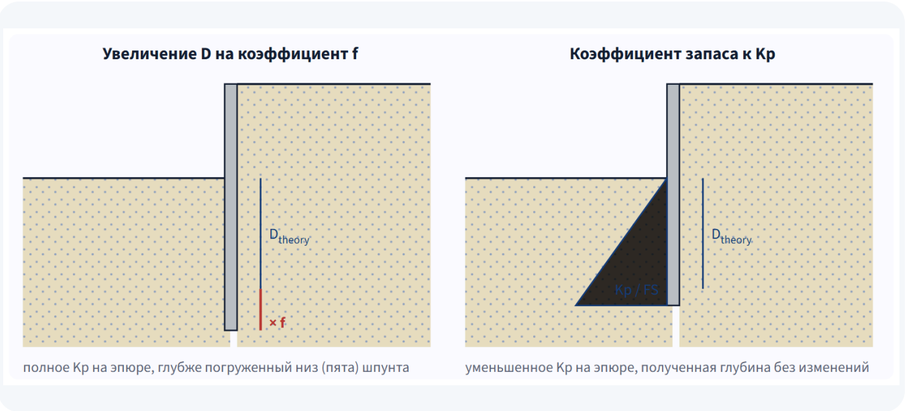
ТЕОРИЯ

На теоретической глубине запас не предусмотрен. Два подхода (рисунок):

Увеличение глубины: $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$; для глины принимается f = 1.4–1.6 (значение по умолчанию в модуле — 1.5). Давления и момент соответствуют теоретической стенке.

Коэффициент запаса по пассивному давлению: эпюра с самого начала строится с σ_p/FS_p ($\sigma_p = \sigma_v + 2c_u$); полученная глубина используется как есть, а **момент возрастает**.

Заданная глубина: проверяется по требуемой глубине ($D_{given} \geq D_{design,required}$); при $\sigma_p/FS_{p,mob}$ эпюра на заданной глубине находится в точном равновесии. Внутренние усилия определяются для двух случаев, шпунт подбирается по **большему моменту**; момент для заданной глубины может быть больше, чем для требуемой.



полное Kp на эпюре, глубже погруженный низ (пята) шпунта

уменьшенное Kp на эпюре, полученная глубина без изменений

Условие

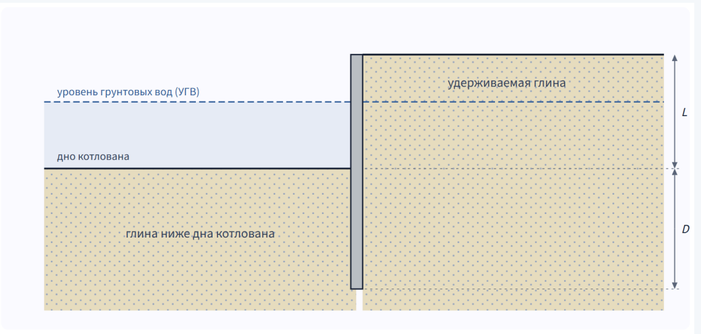
ПРИМЕР

Дано

Стена	**начальная стена с трещиной отрыва, заполненной водой (значение модуля по умолчанию):** $L = 5$ **m,** $c_u = 30/70$ **kPa; при сухой трещине D = 0.678 m (Пример 3)**
Дороги	$f = 1.5$**;** $FS_p = 1.5$**; задано** $D = 5.0$ **m; шпунт S275,** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m (**$\gamma_F = 1.35$ **)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

D_{design} для каждого подхода, полная длина, **M_{max}** и коэффициент использования шпунта **η**.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 $D_{design} = f \cdot D_{theoretical}$ (момент тот же); при подходе через K_p эпюра строится заново

Дорога	D_{design} (m)	L + D (m)	M_{max} (kN·m/m)	η (EN 1993)	Примечание
Трещина сухая, f = 1.5 (Пример 3)	1.017	6.02	15.53	0.054	$D_{theoretical}$ = 0.678 m
Трещина, заполненная водой, f = 1.5	3.433	8.43	181.91	0.638	$D_{theoretical}$ = 2.288 m
Заполнена водой, FS_p = 1.5	2.775	7.77	187.51	0.657	глубина и момент возрастают
Заполнен водой, задано D = 5.0 m	5.000	10.00	209.71	0.735	$FS_{p,mob}$ = 5.19

Трещина, заполненная водой, даёт намного большую нагрузку: P_1 25.0 → 79.5 kN/m, $D_{theoretical}$ 0.68 → 2.29 m, M_{max} 15.5 → 181.9 kN·m/m (Пример 6). Заданная глубина D = 5.0 m больше расчётной глубины (3.43 m) и мобилизует лишь 1/5.2 пассивного сопротивления; однако она даёт **больший момент** (209.7 kN·m/m), чем в случае требуемой глубины (181.9): шпунтовая стенка подбирается по большему значению.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Вода в трещине отрыва и различные уровни воды

ТЕОРИЯ

Заполненная водой трещина (вариант модуля по умолчанию): гидростатическое давление по трещине $P_w = ½\gamma_w z_c^2$ добавляется к активному давлению (плечо — на нижней трети трещины); суммарное $P_1 = P_w + ½\sigma_a(L)(L - z_c)$. Если трещина принимается **сухой**, применяются уравнения источника.

Одинаковый уровень воды с обеих сторон: гидростатические давления выше дна котлована взаимно уравновешиваются; ниже уровня воды используется удельный вес глины с учётом взвешивающего действия воды γ′, а при отсутствии воды — природный удельный вес γ по всей глубине.

Разные уровни воды (сверх того, что даёт источник): результирующее гидростатическое давление выше дна котлована добавляется к активному давлению (фильтрации нет). Поскольку глина рассчитывается в полных напряжениях, вместо $(\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ принимается $\Delta q = q_r - q_e$ — разность полных вертикальных напряжений на двух сторонах; уровни воды внутри глины в недренированный расчёт не входят.

$$u_{net}(z) = \gamma_w(z - D_w) - \gamma_w(z - D_{w,exc}) \quad \text{(каждый член} \geq 0)$$

$$\sigma_6 = 4c_u - \Delta q \qquad \Delta q = q_r - q_e$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 + \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$$

Условие

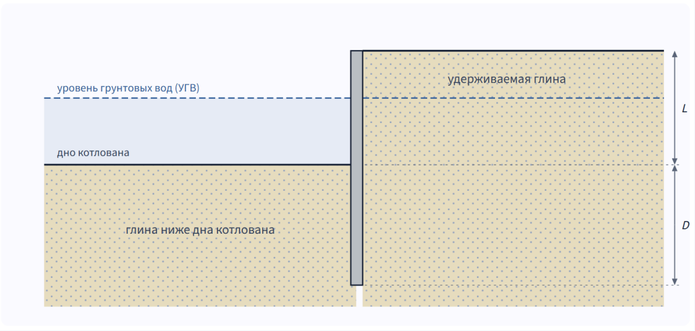
ПРИМЕР

Дано

Стена	**Стена из примеров 1–5 ($L = 5$ m, $\gamma = 18$, $c_u = 30/70$ kPa)**
Случаи	**(a) трещина сухая; (b) трещина заполнена водой (по умолчанию); (c) вода на 2 m позади стены и на 6 m со стороны котлована (результирующее давление воды)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для (b) — **P_1** и **$\bar{z}_1$** (вручную); значения **$D_{theoretical}$** и **M_{max}** для трёх случаев.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 (b) Добавляется давление воды в трещине (глубина трещины z_c = 3.333 m)

$$P_w = \tfrac{1}{2}\gamma_w z_c^2 = \tfrac{1}{2}(9.81)(3.333)^2 = 54.50 \text{ kN/m} \quad (\text{плечо } 5 - \tfrac{2}{3}z_c = 2.778 \text{ m})$$

$$P_1 = 54.50 + 25.00 = \mathbf{79.50} \text{ kN/m} \qquad \bar{z}_1 = \frac{54.50(2.778) + 25.00(0.5556)}{79.50} = \mathbf{2.0790} \text{ m}$$

2 Сводка трёх случаев (те же уравнения; для D и M решается квадратное уравнение)

Состояние	P_1 (kN/m)	$\bar{z}_1$ (m)	σ_6 (kPa)	$D_{theoretical}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)
(a) Трещина сухая	25.00	0.556	190	0.678	15.53
(b) Трещина заполнена водой	79.50	2.079	190	2.288	181.91
(c) Другой уровень воды	115.70	1.754	187	2.765	238.79

Заполненная водой трещина увеличивает P_1 с 25.0 до **79.5 kN/m**: глубина заделки возрастает с 0.68 до **2.29 m**, момент — с 15.5 до **181.9 kN·m/m**. Разность уровней воды (чистое давление воды) даёт P_1 = 115.7 kN/m, D = 2.77 m, M = 238.8 kN·m/m.

Пренебрежение водой в трещине отрыва ведёт в небезопасную сторону.

Проверить решение в GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 и AISC 360-22

ТЕОРИЯ

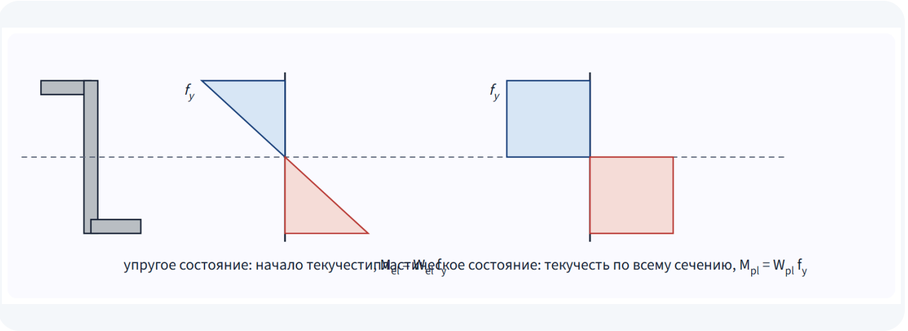
Классический подход: S = M_{max}/σ_{allow}. Модуль выполняет проверку по предельным состояниям: момент от эпюры результирующего давления является характеристическим воздействием; частный коэффициент доводит его до расчётного значения:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \quad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} \quad M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \quad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1$$

В таблице приведены **W_{el}** (начало текучести, до класса 3) и **W_{pl}** (полностью пластическое состояние, классы 1–2). Вклад глубины заделки дополнительно не умножается на значение по нормам для стали.

$$\text{LRFD: } M_u = \gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n,\ \phi_b = 0.90 \qquad \text{ASD: } M_a = M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b},\ \Omega_b = 1.67$$

$M_n = F_y Z$ (компактное сечение) или $F_y S$ при первом достижении текучести; давление грунта принимается как боковое давление грунта H: в LRFD γ_H = 1.6, в ASD — 1.0.



упругое состояние: начало текучести, $M_{el} = W_{el} f_y$ пластическое состояние: текучесть по всему сечению, $M_{pl} = W_{pl} f_y$

Условие

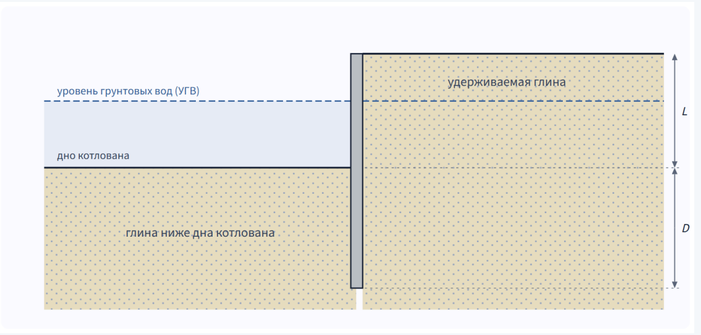
ПРИМЕР

Дано

Сечение	**S275 ($f_y = 275$ MPa); $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Момент	**Стена с трещиной, заполненной водой:** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.00$; **AISC:** $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для EN 1993-1-1: **M_{Ed}**, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η**; для AISC LRFD и ASD: η.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(181.91) = \mathbf{245.58}\ \text{kN·m/m}$$

$$W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{245.58(1.00)}{275\,000} = \mathbf{893.0}\ \text{cm}^{\mathbf{3}}\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.00\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{245.58}{385.00} = \mathbf{0.638} \le 1\ \checkmark$$

Выбранный шпунт достаточен: η = **0.638**; требуемое W = 893 cm³/m < 1 400 cm³/m.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

1 AISC 360-22: $M_n = F_y S = 275\,000\ (1\,400 \cdot 10^{-6}) = 385.0$ kN·m/m

LRFD: $M_u = 1.6(181.91) = 291.06$ kN·m/m $\leq \phi_b M_n = 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.840}$

ASD: $M_a = 181.91$ kN·m/m $\leq \dfrac{M_n}{\Omega_b} = \dfrac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.789}$

Сечение достаточно и по AISC: LRFD η = **0.840**, ASD η = **0.789**; по EN 1993-1-1 — 0.638. Отношения различаются, поскольку философии безопасности норм различны.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Квазистатическая недренированная призма

ТЕОРИЯ

Землетрясение сохраняет статическую схему предельного равновесия, добавляя к призмам грунта постоянные инерционные силы ($k_h W$ — горизонтальную, $k_v W$ — вертикальную). В глине Mononobe–Okabe неприменим ($\varphi = 0$); модуль принимает **недренированную призму с критической плоскостью под углом 45°** (допущение GeoTerva):

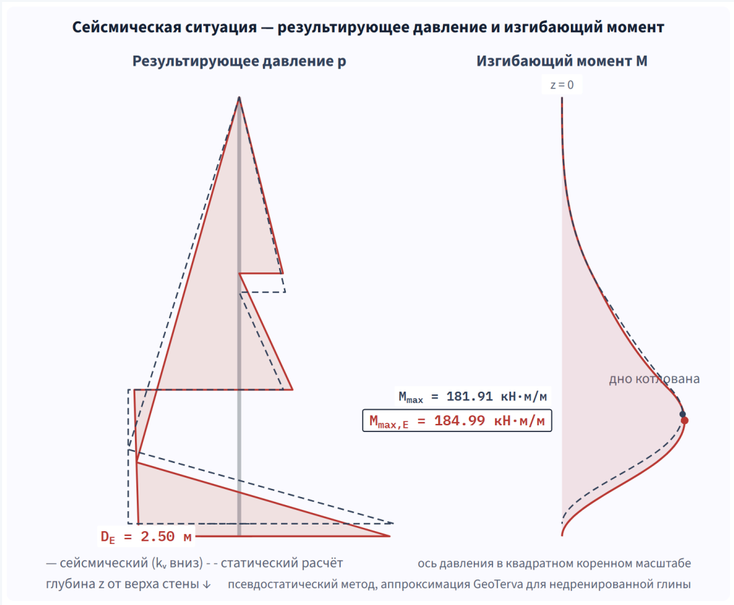
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad K^c_{AE} = 1 + \tan\theta \qquad K^c_{PE} = 1 - \tan\theta$$

давление: $(1 \mp k_v)\,(1 \pm \tan\theta)\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u = [(1 \mp k_v) \pm k_h]\,\sigma_v \;\mp\; 2c_u$

Поровая вода в глине всегда движется вместе с грунтом (стеснённая вода); свободная вода возможна только в сильно водопроницаемом грунте. Проверяются **оба направления k_v**.

Проверка: эпюра результирующего давления строится так же, как при статическом расчёте; два уравнения равновесия дают **D_E**. Землетрясение относится к особой (аварийной) расчётной ситуации, поэтому к пассивному давлению коэффициент не вводится: стена выдерживает воздействие, если **$D_E \le D_{design}$**. Для консольной стены сейсмические давления, как и статические, распределяются пропорционально эффективному напряжению.

В сейсмическом сочетании воздействия принимаются с коэффициентом 1.0: $M_{Ed,E} = M_{max,E}$.



Условие

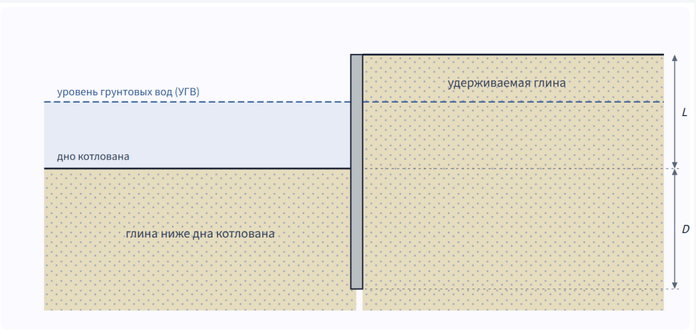
ПРИМЕР

Дано

Стена	**Пример 6(b): стена с заполненной водой трещиной,** $D_{design} = 3.43$ **m,** $M_{max} = 181.91$ **kN·m/m;** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m**
Землетрясение	$k_h = 0.15$**,** $k_v = \pm 0.075$ **(два направления)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Сейсмические коэффициенты; $\mathbf{D_E}$ (два направления k_V), $\mathbf{M_{max,E}}$; выдерживает ли статическая стена это землетрясение?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Сейсмические коэффициенты (статический случай: активный = пассивный = 1) и результат для двух направлений

k_v	f_v	tan θ	активное: $f_v + k_h$	пассивное: $f_v - k_h$	D_E (m)	$M_{max,E}$ (kN·m/m)
+0.075	0.925	0.1622	1.075	0.775	2.391	181.39
−0.075	1.075	0.1395	1.225	0.925	**2.503**	184.99

2 Проверка и сечение

$$D_E = 2.50 \text{ m} \;\leq\; D_{design} = 3.43 \text{ m} \;\checkmark$$

$$M_{Ed,E} = M_{max,E} = 184.99 \text{ kN·m/m} \qquad \eta_E = \frac{184.99}{385.00} = \mathbf{0.481} \;\leq 1 \;\checkmark$$

Статический расчёт **выдерживает** это землетрясение: по сейсмической диаграмме требуется глубина заделки лишь **2.50 m** (в проекте 3.43 m); момент 185.0 kN·m/m (статический 181.9) почти такой же, и шпунтовая стенка достаточна. Поскольку чистое давление в глине постоянно, землетрясение очень мало меняет диаграмму.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Метод коэффициента постели

ТЕОРИЯ

Предельное равновесие даёт глубину погружения и момент, но не даёт того, **насколько перемещается стенка**. Для перемещения в рабочем состоянии стенка рассматривается как упругая балка (EI), а грунт с каждой стороны — как независимые пружины (Winkler):

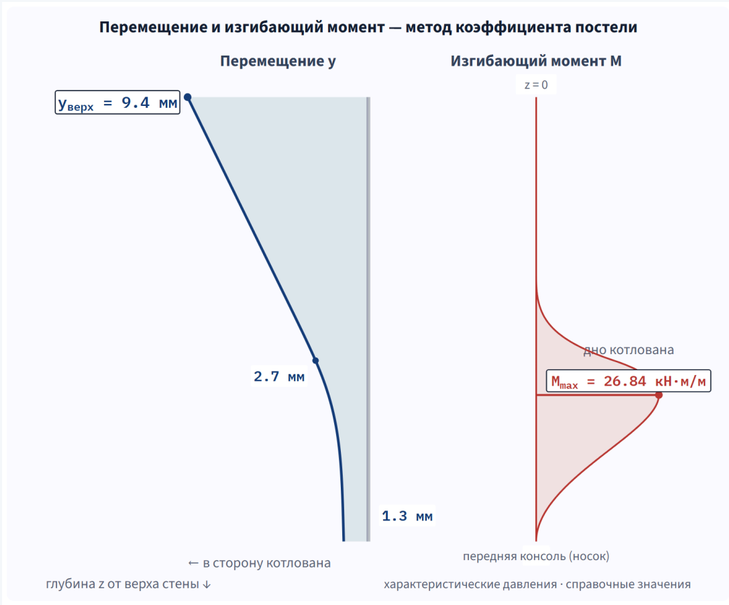
$$EI\frac{d^4y}{dz^4} = p_R(z) - p_E(z) + u_{net}(z)$$

$$p_R = K_0\sigma_{v,r} - k_h y \;\; (\sigma_a \le p_R \le \sigma_p) \qquad p_E = K_0\sigma_{v,e} + k_h y \;\; (\ldots) \qquad K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

Пружины начинаются с давления покоя, изменяются пропорционально перемещению и не выходят за активный и пассивный пределы. k_h — скорее **параметр модели**, чем свойство грунта. Поскольку в глине φ = 0, K_0 = 1.

Стенка имеет расчётную длину (L + D_{design}), оба конца свободны; давления принимаются характеристическими, коэффициент запаса не применяется. Котлован разрабатывается в один этап, стенка установлена заранее.

Решение выполняется методом конечных элементов с итерациями до тех пор, пока пружины не перейдут в упругое/активное/пассивное состояние; результат даётся как **оценка без предельных границ**.



Условие

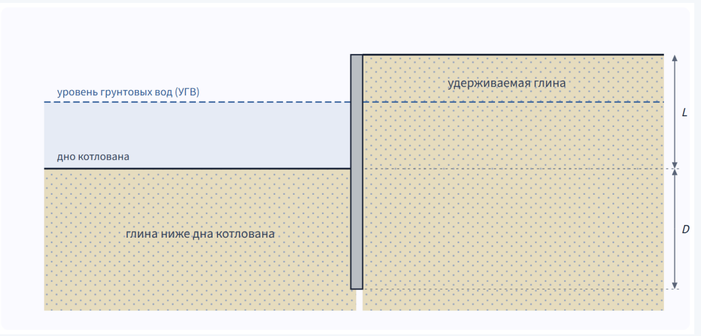
ПРИМЕР

Дано

Стена	**Пример 6(b): расчётная длина $L + D = 8.43$ m**
Шпунт	$I = 21\,000$ **cm⁴/m,** $E = 210\,000$ **MPa (** $EI = 44\,100$ **kN·m²/m)**
Грунт	$k_h = 15$ **MN/m³ (верхняя глина),** 30 **MN/m³ (нижняя глина)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Перемещение верха стены, на уровне дна котлована и нижнего конца; равен ли наибольший момент модели моменту предельного равновесия?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Модель

$$EI = 210\,000\,000(21\,000 \cdot 10^{-8}) = 44{,}100\ \text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \qquad K_0 = 1 - \sin 0^\circ = 1$$

$$EI\, y^{IV} = p_R - p_E \quad \text{(конечные элементы, пружины упругие/активные/пассивные)}$$

2 Результат (в сторону котлована)

$$y_{üst} = \mathbf{9.4}\ \text{mm} \qquad y_{excavation\ base} = \mathbf{2.7}\ \text{mm} \qquad y_{tip} = 1.3\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 26.84\ \text{kN}\cdot\text{m/m}\ \ (z = 5.65\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 181.91$$

Верх стены перемещается в сторону котлована на **9.4 mm**, дно котлована — на 2.7 mm, нижний конец — на 1.3 mm. Момент в модели рабочего состояния (26.8 kN·m/m) **намного меньше** момента предельного равновесия (181.9): пружины используют лишь 48% пассивного предела; предельное равновесие описывает момент разрушения стены, и именно он является **расчётным моментом**.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Выпор дна котлована

ТЕОРИЯ

Сколь бы малое заглубление ни давало условие горизонтального равновесия, оно ничего не говорит о дне котлована. В глине возможен **выпор дна вверх**: глина под котлованом выдавливается внутрь весом соседнего грунта (разрушение по схеме обратной несущей способности). Обычная проверка котлованов сопоставляет сопротивление сдвигу по поверхности разрушения с этим весом:

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L_{exc}}\right) + \dfrac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\, B'$$

B — ширина котлована, L_{exc} — длина в плане (для длинного котлована член формы выпадает), T — глубина залегания жёсткого слоя под дном (если не вводится, поверхность ограничивается только шириной); c_u относится к глине под дном, c_{side} — среднее сцепление по удерживаемой высоте, $\sigma_v(H)$ — полное напряжение сбоку от котлована на уровне дна.

Заделка стенки ниже подошвы не учитывается (в запас). Пригрузка и полосовые/сосредоточенные нагрузки добавляются к q в пределах B′ как эквивалентные равномерно распределённые нагрузки. Для нескольких слоёв формула применяется с расширением GeoTerva для слоистых оснований.

$$FS_{req} = 1.5$$

Требуемый коэффициент запаса является входным параметром; проверка предназначена только для котлованов в связных грунтах.

Условие

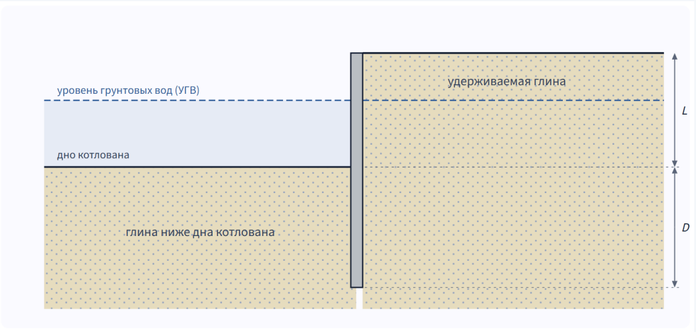
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**ширина $B = 10$ m (длинный котлован, жёсткий слой не задан); стена — как в примере 6 ($H = 5$ m)**
Грунт	**глина под дном $c_u = 70$ kPa; среднее значение по удерживаемой высоте $c_{side} = 30$ kPa; $\sigma_v(H) = 90$ kPa; пригрузки нет**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

B′, **FS** (≥ 1.5?); что было бы при ширине котлована B = 5 m и 20 m?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Приведённая ширина (L_{exc} не задана: слагаемое формы отсутствует)

$$B' = \frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{10}{\sqrt{2}} = \mathbf{7.071}\ \text{m}$$

2 Коэффициент запаса

$$FS = \frac{5.14(70) + 30(5)/7.071}{90} = \frac{359.8 + 21.2}{90} = \mathbf{4.23}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

$$B = 5\ \text{m}:\ \ FS = 4.47 \qquad B = 20\ \text{m}:\ \ FS = 4.12$$

Коэффициент запаса против выпора дна равен **4.23** (требуется 1.5): дно котлована устойчиво. С ростом ширины запас по боковому сдвигу уменьшается (4.12 при B = 20 m); определяющим является значение c_u нижележащей глины.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Объём решения

ТЕОРИЯ

Каждый слой (глина) рассчитывается **в недренированных условиях по полным напряжениям** ($\varphi = 0$): **кратковременное состояние**. Длительное дренированное состояние (c', φ') не проверяется; для постоянных стен оно может оказаться определяющим. Стена с песчаной засыпкой проектируется по модулю для песка.

Давления по Rankine без адгезии стенки: $K_a = K_p = 1$; активное $\sigma_v - 2c_u$, пассивное $\sigma_v + 2c_u$; выше дна котлована отрицательного давления (отсоса) нет (трещина отрыва по умолчанию заполнена водой либо сухая; ниже уровня грунтовых вод трещина удерживает грунтовую воду).

Упрощённая эпюра результирующего давления по источнику: на каждой глубине — давления на двух гранях, из горизонтального равновесия — концевой блок, из моментов — глубина. Вода на двух гранях одинаковая или разная (без фильтрации); фильтрация не моделируется.

При землетрясении глина рассматривается как квазистатическая недренированная призма с критической плоскостью под углом 45° (допущение GeoTerva). Шпунт проверяется на изгиб; срез, местная потеря устойчивости и коррозия не проверяются. Перемещение определяется методом коэффициента постели и приводится без предельного значения.

Резюме

Главное

Недренированная глина ($\varphi = 0$, c_u): активное давление $\sigma_v - 2c_u$, пассивное $\sigma_v + 2c_u$; всасывание вблизи поверхности не учитывается: **трещина отрыва $z_c = (2c_u - q)/\gamma$**; $P_1 = \tfrac{1}{2}\sigma_a(L)(L - z_c)$, $\bar{z}_1 = (L - z_c)/3$

Ниже дна котлована результирующее давление постоянно: $\sigma_6 = 4c_u - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$, на конце $\sigma_7 = 4c_u + (\ldots)$; если $\sigma_6 > 0$ не выполняется, глина не может удержать стену

Равновесие: $L_4 = (\sigma_6 D - P_1)/(4c_u)$; для D получается квадратное уравнение (пример: 0.678 m; при трещине, заполненной водой, 2.288 m); $z' = P_1/\sigma_6$, $M_{max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \sigma_6 z'^2/2$

Трещина, заполненная водой, сильно увеличивает P_1, D и M (25 → 79.5 kN/m; 15.5 → 181.9 kN·m/m); принятие её сухой небезопасно

Расчётная глубина: f = 1.4–1.6 (момент не меняется) или σ_p/FS_p; принимается больший из моментов двух случаев на заданной глубине

Сечение: EN 1993-1-1 η = 0.638; AISC LRFD/ASD 0.840 / 0.789. **Землетрясение**: $D_E = 2.50$ m ≤ 3.43 m; по методу коэффициента постели смещение верха ≈ 9 mm

Выпор грунта дна котлована: $FS = (5.14c_u(1 + 0.2B''/L_{exc}) + c_{side}H/B')/(\sigma_v(H) + q)$; в примере 4.23 ≥ 1.5

Список литературы

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

EN 1993-1-1:2005 — Design of steel structures, general rules.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 7, 355–358.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

ПРИМЕЧАНИЕ

Все численные примеры получены с помощью собственного расчётного ядра модуля; модуль даёт те же значения. Пример расчёта на странице модуля — также эта стена (L = 5 m, γ = 18 kN/m³, c_u = 30 / 70 kPa).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

Введите в GeoTerva собственную высоту стены, профиль слоистой глины, воду, трещину отрыва, сечение шпунта и сейсмические коэффициенты; модуль одновременно выдаёт эпюру давления, глубину заделки, момент, проверку сечения, перемещение и выпор грунта дна котлована.

Открыть модуль →

Страница теории →

Открыть на телефоне
Для пробных модулей регистрация не требуется.