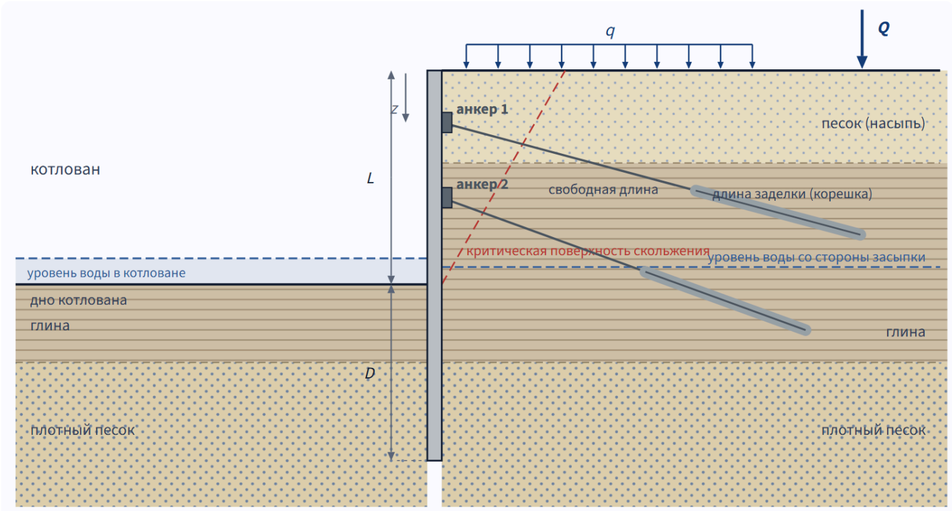
Презентация лекции по геотехнике · Шпунтовые стены и котлованы с креплением

Анкерная шпунтовая стенка (слоистый грунт)

Лекция: консольная и анкерная шпунтовая стенка в слоистом грунте из песка и глины; напряжения на обеих гранях, краткосрочные и долгосрочные условия, глубина погружения, усилия в анкерах, момент, сечение, землетрясение; пример расчёта по каждой теме.

- Слоистый грунт
- Краткосрочный и долгосрочный случаи
- Свободное опирание в грунте · шарнир
- Анкер · EN 1993 · AISC 360
- Землетрясение · выпор грунта дна котлована



Что мы изучим на этой лекции?

Напряжения и давления на обеих гранях стены в профиле до шести слоёв **песка (дренированный: c', φ') и глины (краткосрочный случай c_u, долгосрочный c', φ')**

Правило «для каждого результата принимается большее значение» для недренированной глины $\sigma_v \mp 2c_u$, **трещины отрыва** (заполненной водой) и сценариев **краткосрочного/долгосрочного состояния**

Эпюра результирующего давления и запас устойчивости (по глубине f, по пассивному давлению FS_p, для заданной глубины)

Статика шпунтовых стенок — **консольной**, **с одним ярусом анкеров (свободное опирание в грунте)** и **с несколькими ярусами анкеров (метод шарниров)**; момент, усилие в анкере и сцепление инъекционного раствора

Проверка шпунтовой стенки по **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; проверки на **землетрясение**, **выпор дна котлована** и **перемещение**

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: высота котлована 7.5 m; сверху 3 m песка, 6 m глины, ниже плотный песок; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; пригрузка q = 10 kPa; два яруса анкеров (1.5 m и 4.5 m, s = 2.5 m, 15° и 20°). Усилия даны на метр длины стены.

Как удерживается стена?

ТЕОРИЯ

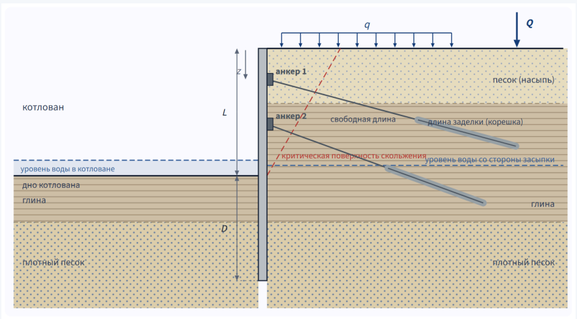
Шпунтовая стенка держится за счёт глубины погружения ниже дна котлована, а когда высоты удерживаемого грунта для этого недостаточно — за счёт **грунтовых анкеров**. Реальный грунт редко бывает однослойным: песок давит и сопротивляется трением, глина — своей прочностью; прочность глины сразу после разработки котлована и спустя годы не одинакова. Модуль принимает профиль таким, каков он есть: **до шести слоёв**, продолжающихся ниже дна котлована с обеих сторон стенки.

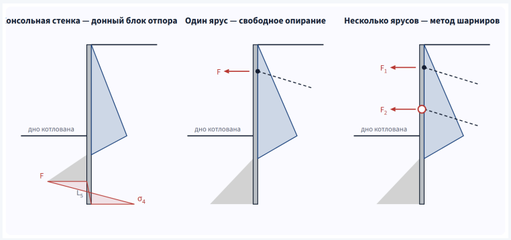
Консольная стена: удерживается только грунтом; поворачивается вокруг точки вблизи нижнего конца (выше дна котлована давление активное, ниже стороны меняются местами). Удерживаемая высота экономична примерно до 5–6 m.

Один ярус анкеров: стена представляет собой балку на двух опорах (анкер и пассивный отпор заглублённой части); нижний конец принимается свободным: **свободное опирание в грунте**, глубина заделки определяется из единственного уравнения моментов относительно анкера.

Несколько ярусов анкеров: стена статически неопределима; **метод шарниров** вводит шарнир на каждом анкере, кроме самого верхнего, пролёты становятся простыми балками, а участок ниже нижнего анкера проектируется со свободным опиранием в грунте.

z отсчитывается вниз от верха стены; L — глубина дна котлована, D — заглубление. Результирующее давление положительно в сторону котлована; анкер оттягивает стену усилием F (на 1 m). Метод основан на **предельном равновесии**: грунт принимается в предельных активном и пассивном состояниях.





σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

ТЕОРИЯ

С каждой стороны стенки учитываются три поля напряжений: полное вертикальное напряжение σ_v, поровое давление u и эффективное вертикальное напряжение $\sigma'_v = \sigma_v - u$. Недренированная глина описывается первым, дренированный слой — вторым и третьим. Столб удерживаемого грунта несёт всю вышележащую нагрузку и ниже дна котлована; столб на стороне котлована начинается заново на уровне дна котлована: именно эту разность должна уравновесить глубина погружения (заделки) стенки.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

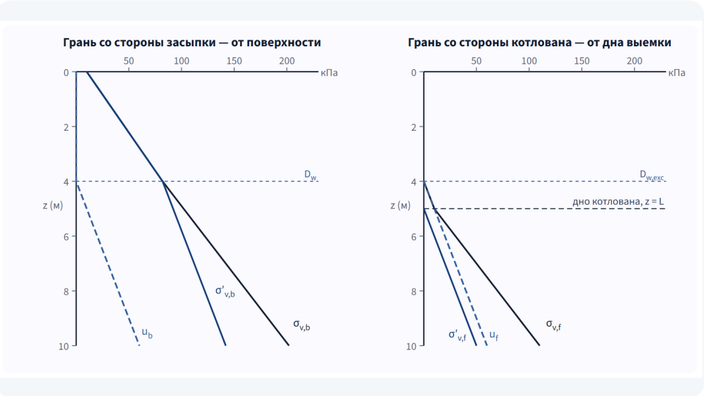
Дренированный слой (песок или глина в длительной перспективе): Rankine, вертикальная стена, горизонтальная поверхность, трение по стене отсутствует:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

Каждый слой имеет собственные значения K_a, K_p: σ'_v непрерывно, но **давление на границе слоёв изменяется скачком**; скачки — подлинная особенность эпюры и не сглаживаются.

При c′ > 0 активное выражение в верхней части слоя становится отрицательным: грунт не может тянуть стену, поэтому грунтовая часть **обрезается** на нуле (водная часть не обрезается).

Равномерная пригрузка q добавляется к $\sigma_{v,b}$ на любой глубине; отсечение растяжения учитывает её.



Условие

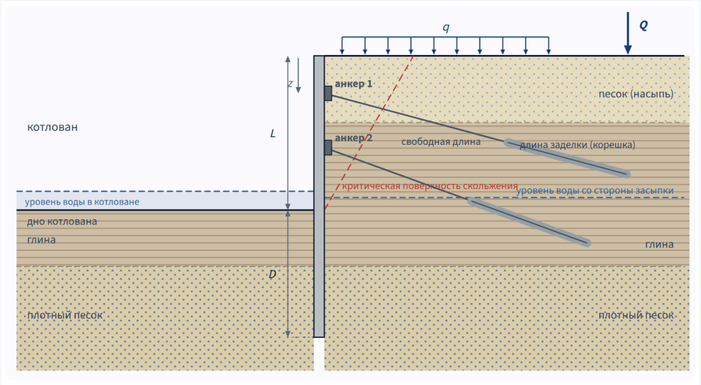
ПРИМЕР

Дано

Профиль	**сверху — 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже — плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Условие	**со стороны удерживаемого грунта $z = 3.0$ m (граница песка и глины) и у дна котлована $z = L = 7.5$ m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

σ'_v; p_a для песка и глины (дренированные условия, длительный период); скачок на границе песок–глина.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 На границе песок–глина (z = 3.0 m; вода на глубине 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0 \text{ kPa}$$

$$\text{песок: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33} \text{ kPa}$$

$$\text{глина } (\varphi' = 24^\circ)\text{: } p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50} \text{ kPa}$$

2 На дне котлована (z = L = 7.5 m): удерживаемый столб грунта продвинулся в глине ещё на 4.5 m

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5 \text{ kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55} \text{ kPa}$$

σ′$_v$ непрерывно (64 kPa), но давление на границе имеет скачок **21.33 → 20.50 kPa** (песок K_a = 1/3, глина K_a = 0.4217 и вклад c′ −6.49 kPa). На дне котлована активное давление равно 56.55 kPa.

Проверить решение в GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; «большее из результатов для каждого случая»

ТЕОРИЯ

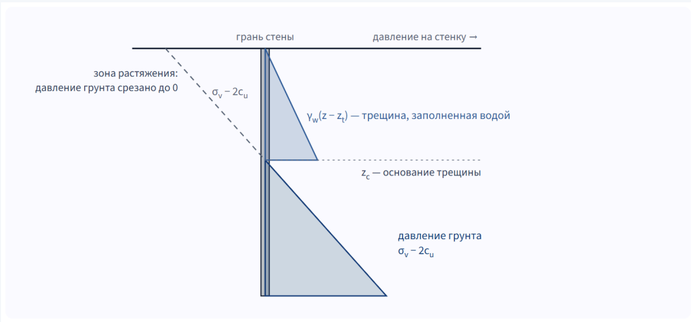
Быстро нагружаемая водонасыщенная глина (котлован разрабатывается перед ней) не может дренироваться: прочность задаётся как c_u, φ = 0 и определяется **через полные напряжения** (вода входит в σ_v):

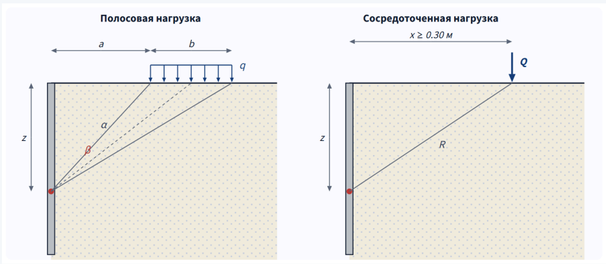
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

Над удерживаемой глиной $\sigma_v - 2c_u$ отрицательно: глина растрескивается; z_t — верх зоны растяжения, $\mathbf{z_c}$ — её нижняя граница, где $\sigma_v = 2c_u$. Трещина, открытая на поверхность, заполняется дождевой или грунтовой водой и давит собственным гидростатическим давлением: **по умолчанию принимается заполненной водой** (в запас); её можно задать сухой (с предупреждением), а результат для другого случая приводится всегда.

Краткосрочный режим: глина недренированная; **долгосрочный**: каждый слой дренированный. Заранее неизвестно, какой из них хуже; модуль **выполняет расчёт для обоих** и принимает заглубление, усилие в каждом анкере и момент как **большие из двух сценариев** (они не обязаны относиться к одному сценарию). Сценарий, в котором анкер не воспринимает растяжение, стену не определяет; это отмечается в примечании.

Пригрузка: равномерная q добавляется к $\sigma_{v,b}$; полосовая нагрузка (a, b, q) и сосредоточенная нагрузка (Q, x) для жёсткой стены — упругое решение и на K_a **не умножаются**; при землетрясении она входит с ψ_2.





Условие

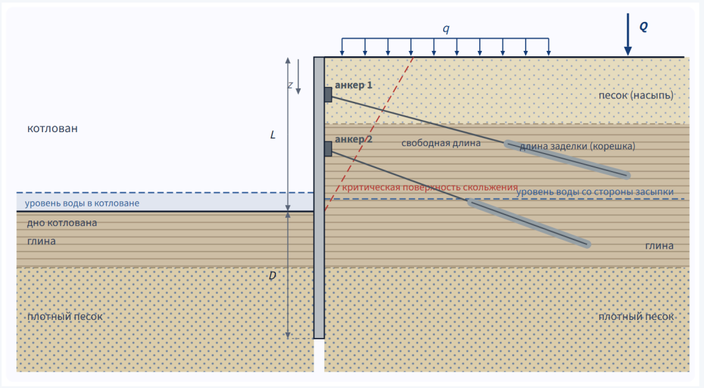
ПРИМЕР

Дано

Профиль	**сверху — 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), ниже — плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Условие	**в краткосрочный период над глиной $\sigma_v - 2c_u$ и на нижнем конце трещины z_c; результаты двух сценариев**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

$\sigma_v - 2c_u$ (над слоем глины), **z_c** и давление воды в трещине; значения D, F, M для краткосрочного и долгосрочного состояний и то из них, которое является определяющим.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Краткосрочный период: над глиной (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{отсекается; трещина раскрывается}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 Выполняются оба сценария (расчётное ядро модуля); стена проектируется по большему из двух значений

Сценарий	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Краткосрочные условия (глина недренированная)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Долгосрочные условия (все дренированные)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

Заполненная водой трещина создаёт гидростатическое давление на участке **1.37 m** над глиной (3.0 → 4.37 m). Долгосрочный случай **определяющий для всех результатов** (D, F_1, F_2, M): стенка проектируется по долгосрочному сценарию; кратковременный момент составляет менее половины.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Диаграмма разности; f по глубине или FS_p для пассивного давления

ТЕОРИЯ

Стена воспринимает **разность** давлений с двух сторон: $p_{net} = p_b - p_f$ (удерживаемая сторона – сторона котлована). Равновесие записывается для этой диаграммы: выше дна котлована — активное давление и вода удерживаемого грунта; ниже — пассивное давление в зоне заделки растёт быстрее активного, и результирующее давление обращается в нуль в точке E и меняет направление в сторону удерживаемого грунта. Верх стены, анкеры, дно котлована, каждая граница слоёв, уровни воды, концы трещин, края нагрузок и нули усечённых эпюр давления делят стену на **участки**; на каждом участке составляющая линейна, а сила и момент интегрируются точно:

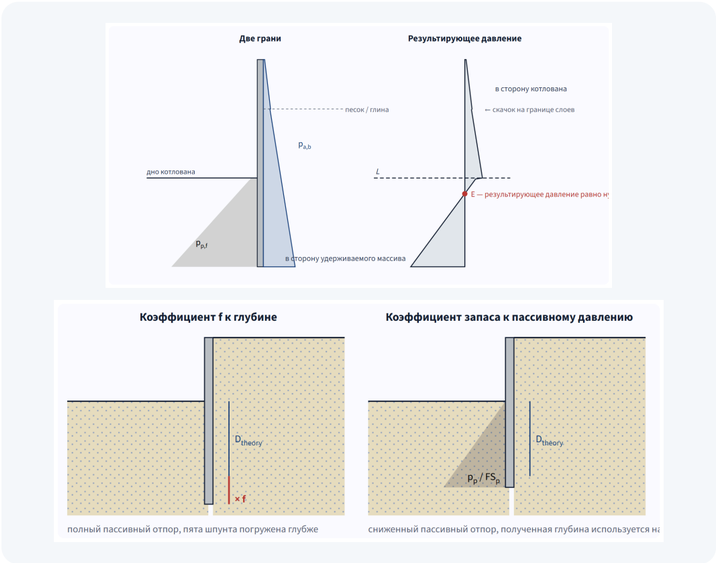
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

На теоретической глубине $D_{theoretical}$ запас не предусмотрен; два пути (рисунок):

Коэффициент f для глубины: $D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$ (f = 1.2–1.3 для песка, 1.4–1.6 для глины); давления и момент принимаются как для теоретической стены.

FS_p для пассивной стороны: $\eta_p = 1/FS_p$ умножает пассивное давление **грунта** (но не давление воды); глубина редуцированной эпюры принимается равной $D_{required}$. Значение $D_{required}$ для другого подхода всегда указывается рядом.

Заданная глубина: проверяется условием $UR_D = D_{required}/D_{given} \le 1$; определяется $FS_{p,mob}$, на который можно разделить пассивное сопротивление. Моменты и усилия в анкерах принимаются по **большему** из случаев расчётной и заданной глубин.



Условие

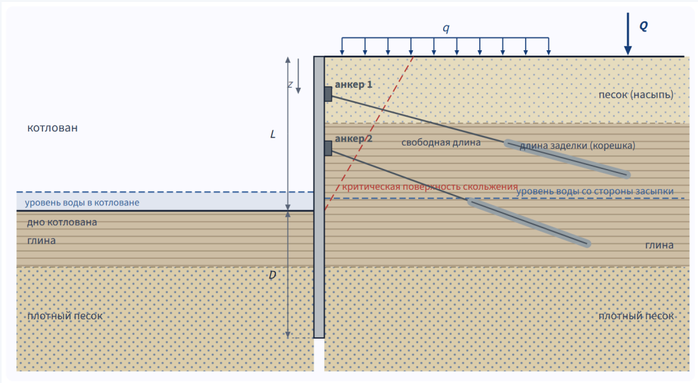
ПРИМЕР

Дано

Стена	**сверху 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa; два яруса анкеров: $z = 1.5$ m (15°) и 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Дороги	$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; заданные $D = 3.5$ m и 6.0 m

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для каждого пути расчёта: $D_{required}$, M_{max}, T_2 и $FS_{bond,2}$; на заданной глубине — UR_D, $FS_{p,mob}$.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Применение f к глубине: $D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (моменты и усилия принимаются для теоретической стены)

Дорога	$D_{required}$ / заданная (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (начальный котлован)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (пассивное давление / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
Задано D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
Задано D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

Подход с $FS_p = 1.5$ для пассивного давления даёт более глубокую стену (3.27 m) и **больший момент** (153.3). **Если заданная глубина больше требуемой, момент и усилие в анкере возрастают**: при D = 6.0 m M = 255.5 kN·m/m (в 2.1 раза больше, чем в начальном примере) и $T_2 = 480$ kN, $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: сцепления недостаточно. Увеличение длины стены сверх необходимой безопасности не добавляет.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Блок у пяты; свободное опирание в грунте

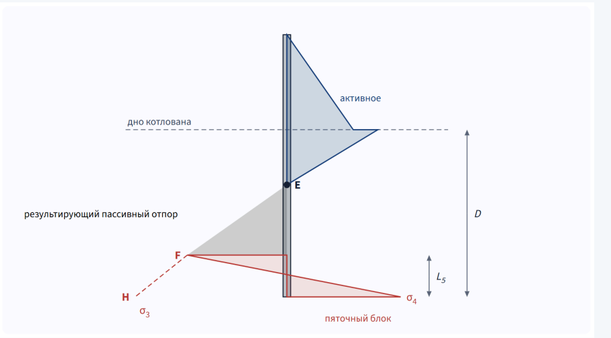
ТЕОРИЯ

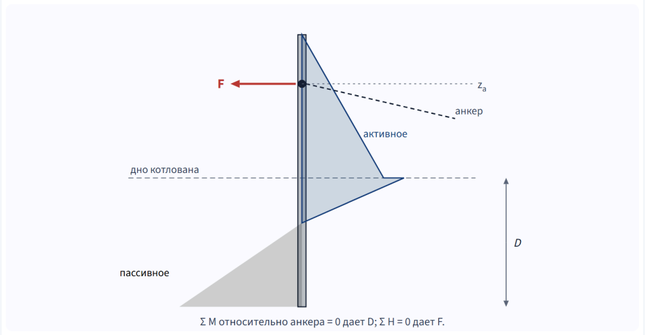
Консольная стенка: ниже дна котлована результирующая прямая идёт от E к F, а от F до блока у нижнего конца (L_5) — к обращённой ординате σ_4: ΣH = 0 и ΣM = 0 относительно нижнего конца. Для однородного песка сводится к уравнению четвёртой степени относительно L_4; в слоистом профиле решается численно на той же эпюре. Блок должен находиться ниже E ($0 < L_5 < L_4$).

Один ряд анкеров: нижний конец считается свободно смещающимся; глубина находится **из момента относительно анкера**, усилие в анкере — из горизонтального равновесия:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

Свободное опирание в грунте даёт **наименьшую длину стены и наибольший момент среди классических методов**; уменьшение момента по Rowe для гибкой стены не применяется.





Метод шарниров; поперечная сила и момент

ТЕОРИЯ

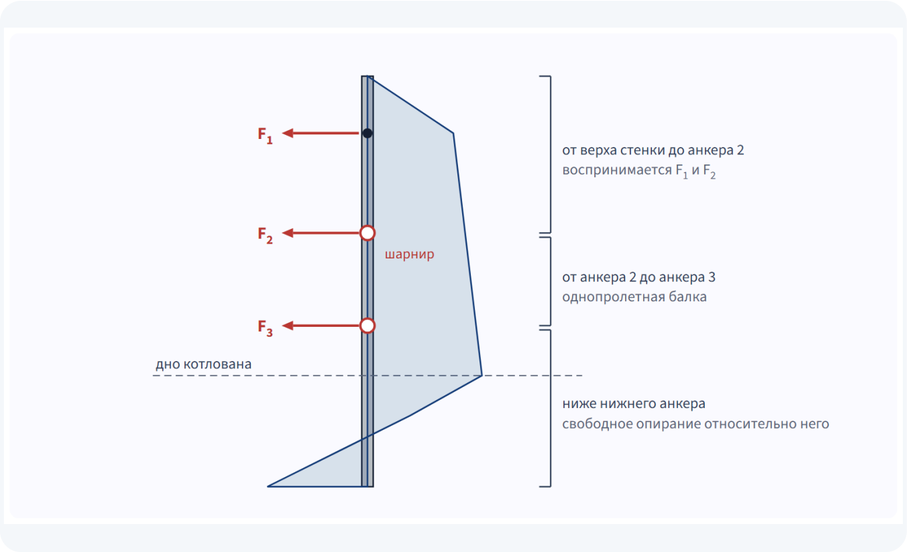
При трёх и более опорах стена представляет собой неразрезную балку и является статически неопределимой. **Метод шарниров** делает её статически определимой, помещая шарнир (нулевой момент) в каждый анкер, кроме самого верхнего: верхний пролёт — балка на первых двух анкерах, промежуточные — простые (свободно опёртые) балки, а ниже нижнего анкера грунт является свободной опорой относительно этого анкера.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\,dz = 0$$

Усилие в ярусе равно сумме реакций пролётов по обе стороны от него; нижний ярус воспринимает также горизонтальную силу части стены ниже него. Момент в каждом шарнире равен нулю (модуль проверяет это как замыкание); ярус, остающийся в сжатии, отмечается предупреждением.

$$V(z) = \int_0^z p_{net}dz - \sum_{z_a<z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\,dz$$

V и M интегрируются по элементам; **наибольший момент находится там, где V = 0** (внутри элемента), а не выбирается по узлам.



Условие

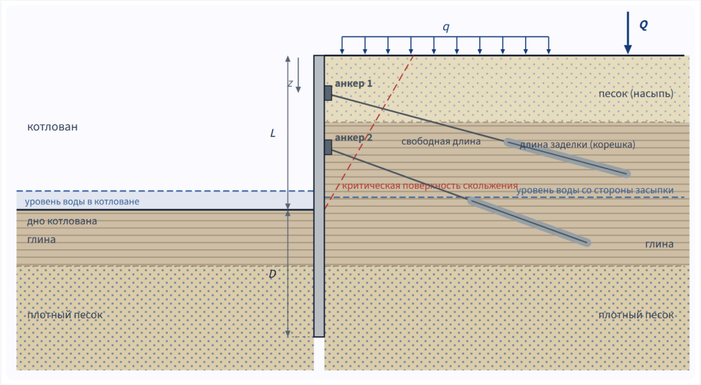
ПРИМЕР

Дано

Профиль и нагрузки	**сверху — 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже — плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa**
Системы	**(a) консольная стенка без анкера; (b) один ярус ($z = 1.5$ m, 15°); (c) два яруса (начальный); во всех $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для каждой системы — $D_{theoretical}$, $D_{required}$, M_{max}, усилие в анкере и **η** шпунта; какая система подходит?



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Тот же профиль, три системы (расчётное ядро модуля; во всех случаях принимается большее из двух сценариев)

Система	Метод	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	Анкер (kN/m)	η (EN 1993)
(a) Консольная	концевой блок	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Один ряд	свободное опирание в грунте	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Два ряда	шарнир	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Для удерживаемой высоты 7.5 m **консольная схема** требует заглубления 10.4 m и момента 1,210 kN·m/m: шпунт не удовлетворяет (η = 4.24). **Один ярус** снижает заглубление до 3.76 m, но при M = 296 kN·m/m остаётся η = 1.037 > 1. **Два яруса** снижают момент до 121.4 kN·m/m, и шпунт достаточен (η = 0.426): число ярусов определяет момент и заглубление.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Условие

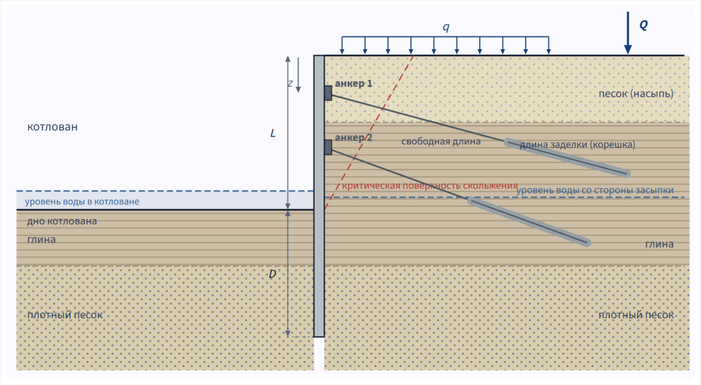
ПРИМЕР

Дано

Стена	**сверху 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa; два яруса анкеров: $z = 1.5$ m (15°) и 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Тип результата	**долгосрочный сценарий (определяющий); шарнир на $z = 4.5$ m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Усилия в анкерах **F_1**, **F_2** и их сумма; замыкание; **M_{max}** и его положение; точки, где V = 0.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Ярусы анкеров (на погонный метр) и горизонтальное равновесие

$$F_1 = 41.69 \text{ kN/m} \ \ (z = 1.5 \text{ m}) \qquad F_2 = 132.32 \text{ kN/m} \ \ (z = 4.5 \text{ m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00 \text{ kN/m} = \Sigma H_{net} \ \ \text{(суммарная горизонтальная сила)}$$

2 В шарнире момент равен нулю; наибольший момент там, где V = 0

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0 \ \checkmark \ \ \text{(замыкание)}$$

$$V = 0: \quad z = 3.22 \text{ m} \ \text{ и } \ z_M = 6.82 \text{ m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43} \text{ kN·m/m}$$

Усилия в анкерах **F_1 = 41.69** и **F_2 = 132.32 kN/m**; их сумма равна горизонтальной равнодействующей результирующей эпюры (нижний конец свободен). **M_{max} = 121.43 kN·m/m** на глубине z = 6.82 m ниже дна котлована (V = 0).

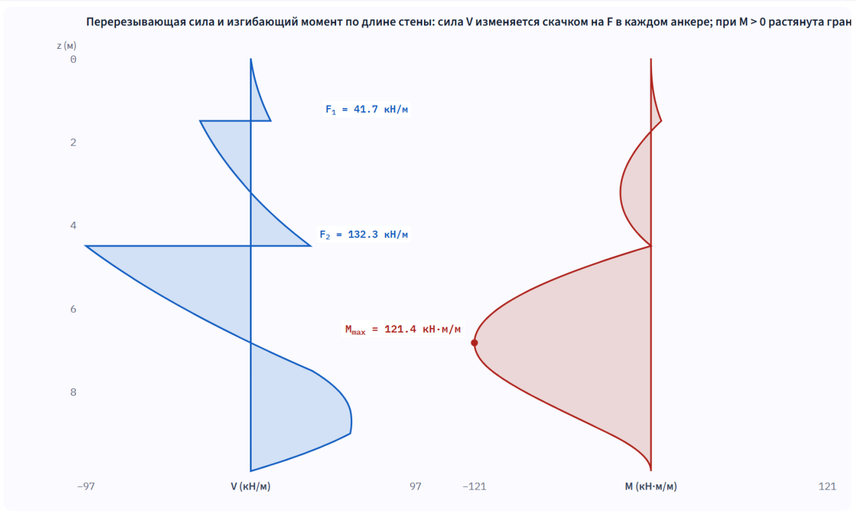
Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Эпюры поперечной силы и момента (V изменяется скачком на F в каждом анкере)

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\,dz$. Наибольший момент равен 121.4 kN·m/m на глубине 6.82 m; две точки V = 0 (3.22 m и 6.82 m) — локальные максимумы момента.

Контрольные проверки замыкания выполняются: момент в шарнире ≈ 0, поперечная сила и момент на конце равны нулю, равнодействующая участка совпадает с уточнённым интегралом (174.0 kN/m). Эпюра моментов даёт локальный максимум в верхней консольной части и наибольший максимум ниже дна котлована.



Проверить решение в GeoTerva ↗

Усилие, свободная длина, длина корня и усилие блокировки

ТЕОРИЯ

Реакция одного яруса F задана на метр стены. Анкеры расположены с шагом s и наклонены к горизонту на угол α:

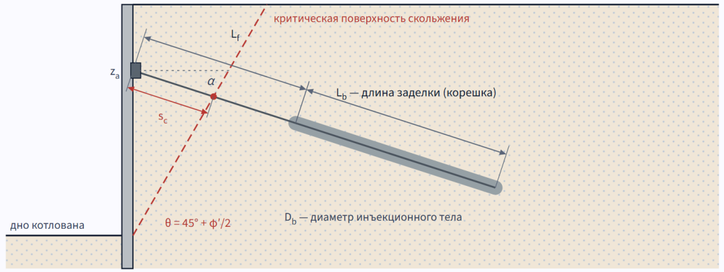
$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

Зона инъекции (заделки) должна оставаться **за пределами** призмы, перемещающейся вместе со стеной. Критическая поверхность начинается от угла котлована и поднимается под углом θ = 45° + φ′/2; с тендоном она пересекается в точке:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\ \text{m},\ L/5)$$

Поверхность определяется автоматически, если удерживаемую высоту целиком образует один песчаный слой; в слоистом или глинистом разрезе единая плоскость — ненадёжная схема: поверхность вводится по отдельному расчёту, иначе проверка отмечается как «не выполнена».

Сцепление: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$. Анкер блокируется при усилии P_0 и воспринимает эту нагрузку корнем с самого начала: расчётным воздействием является большее из T и P_0. $P_0/T_{ult} \leq 1$ дополнительно проверяется как контроль входных данных.



Условие

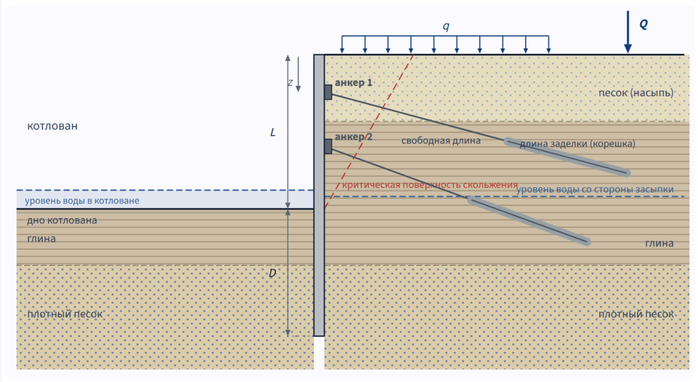
ПРИМЕР

Дано

Анкеры	**ряд 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; ряд 2:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$**,** $F_2 = 132.32$ **kN/m**
Тяга	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa; усилие блокировки** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для каждого анкера: **T**, T_V; $\mathbf{T_{ult}}$, $\mathbf{FS_{bond}}$ и P_0/T_{ult}.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Усилия в анкерах (каждое вдоль оси тяги)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

Усилия в анкерах направлены вдоль оси тяги; вертикальные составляющие $T_{v,1}$ = 27.9 и $T_{v,2}$ = 120.4 kN приводятся в отчёте (в проверку шпунта не переносятся).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Сцепление: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

У первого анкера тяга определяется **усилием блокировки** ($P_0 > T_1$), у второго — **эксплуатационным усилием** (FS 3.02 и 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Проверить решение в GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 или AISC 360-22

ТЕОРИЯ

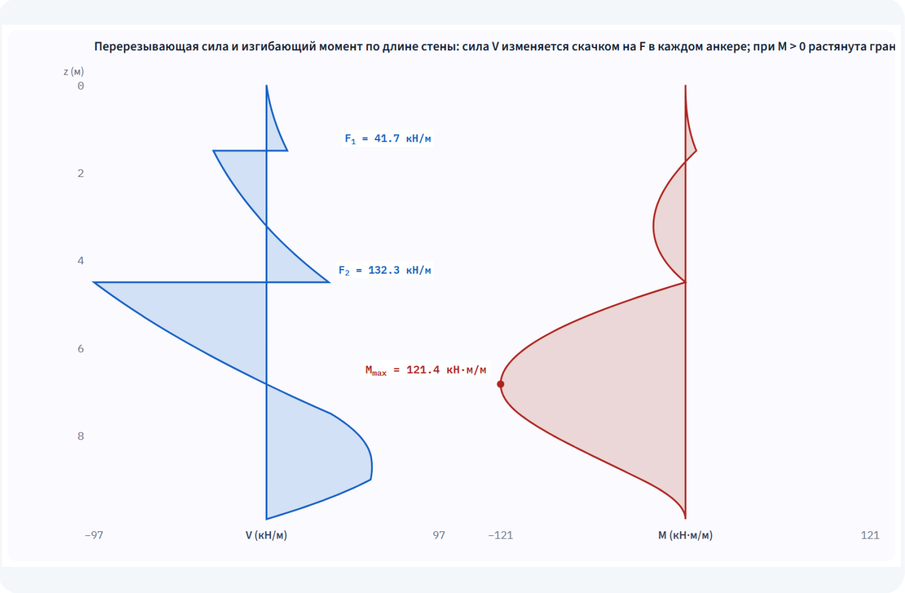
Стальное сечение проверяется на изгиб по наибольшему расчётному моменту. Используется момент сопротивления W на метр стены (по таблице шпунта; упругий или пластический, в зависимости от класса); требуемое W_{req} указывается всегда, чтобы сечение можно было подобрать по каталогу:

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

LRFD: $\gamma_H M_{max} \le \phi_b M_n$ $(\phi_b = 0.90)$ ASD: $M_{max} \le \frac{M_n}{\Omega_b}$ $(\Omega_b = 1.67)$

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (боковое давление грунта H), $M_n = F_y Z$ (компактное сечение) или $F_y S$ (первая текучесть).

Поперечная сила в стене, местная потеря устойчивости её элементов и потери от коррозии находятся вне рамок проверки и указываются в отчёте. Усилия в анкерах и момент принимаются по большему из значений для расчётной и заданной глубины.



Условие

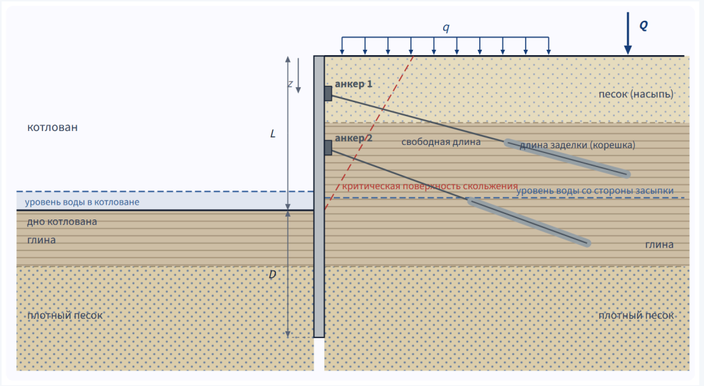
ПРИМЕР

Дано

Момент	**Пример 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
Сечение	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = 1.0$; **AISC:** $\gamma_H = 1.6$, $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

M_{Ed}, **W_{req}**, $M_{c,Rd}$, **η** (EN); η для LRFD и ASD.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

Шпунтовая стенка удовлетворяет требованиям: EN 1993-1-1 η = **0.426** (требуемое W = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Слоистый псевдостатический расчёт: Mononobe–Okabe в песке, недренированная призма в глине

ТЕОРИЯ

Каждый статический коэффициент заменяется псевдостатическим аналогом для своего слоя. Сейсмический угол определяется по горизонтальному и вертикальному коэффициентам:

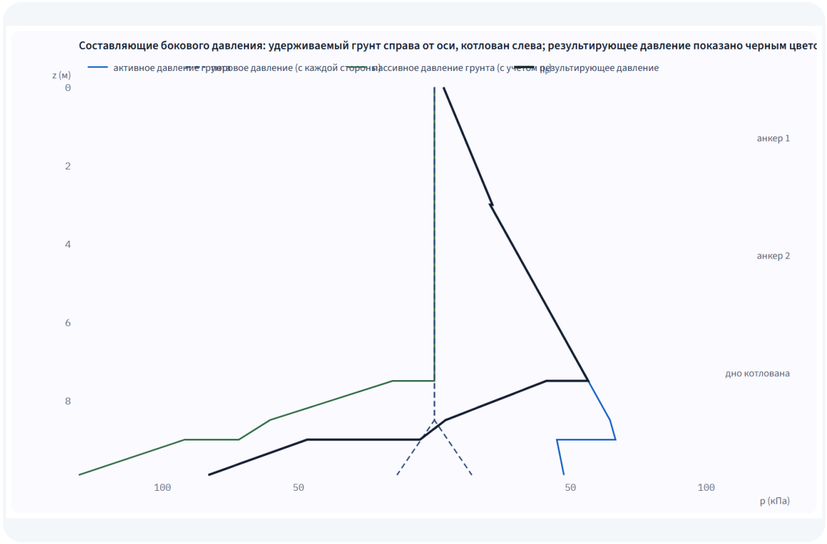
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

глина: $\sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$

Оба сценария статического расчёта выполняются для двух направлений k_V; расчётными принимаются наибольшие глубина заделки, момент и усилия в анкере.

Анкерная стенка не может вращаться вокруг нижнего конца: динамическое приращение активного давления **равномерно распределяется по высоте удерживаемого грунта**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. Свободная вода в котловане добавляет давление Westergaard ($7/8\ k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$).

Землетрясение относится к особой (аварийной) расчётной ситуации: к пассивному грунту **коэффициент не вводится**; D_E, уравновешивающая сейсмическую эпюру, не должна превышать глубину стены (D_{design}). Если стена длиннее D_E, каждый случай уравновешивается и на заданной глубине, и принимаются большие момент и усилие. Анкер и его сцепление проверяются также на T_E ($FS_{required,E} \approx 1.5$).



Условие

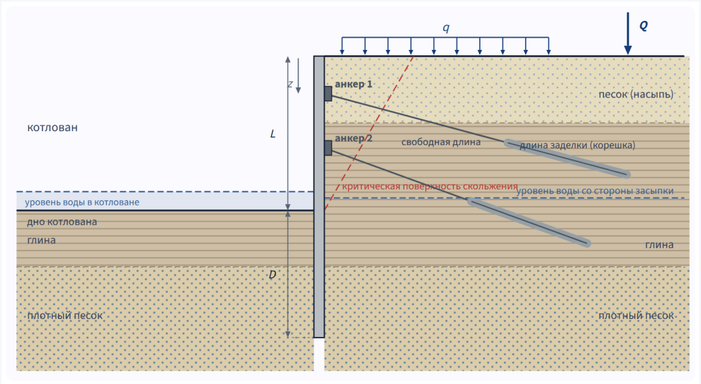
ПРИМЕР

Дано

Стена	**сверху 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa; два яруса анкеров: $z = 1.5$ m (15°) и 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Землетрясение	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; поровая вода стеснена; тяга: $T_{ult} = 754$ kN, требуется $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Значения D, M, F для четырёх случаев (два сценария × два значения k_v); **D_E**, **$M_{max,E}$**, усилия в анкерах и сцепление; выдерживает ли стена это землетрясение?



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Четыре случая (два сценария статического расчёта, k_V в двух направлениях)

Сценарий	k_V	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
Короткий	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
Короткий	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
Длинный	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Длинный	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Определяющее заглубление **D_E = 4.35 m** (долговременное состояние, k_V = +0.075); наибольший момент **277.2 kN·m/m** (долговременное состояние, k_V = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Проверки

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3, 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \text{✗}$$

Начальная стена **не выдерживает** этого землетрясения: сейсмическое равновесие требует заглубления 4.35 m (расчётное — 3.12 m), а сцепления корня второго анкера недостаточно ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). Сечение шпунта достаточно (η_E = 0.72): необходимо увеличить глубину заделки и сцепление инъекционного раствора с грунтом (длину или диаметр).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Блок выпора у дна в глине; балка на упругом основании

ТЕОРИЯ

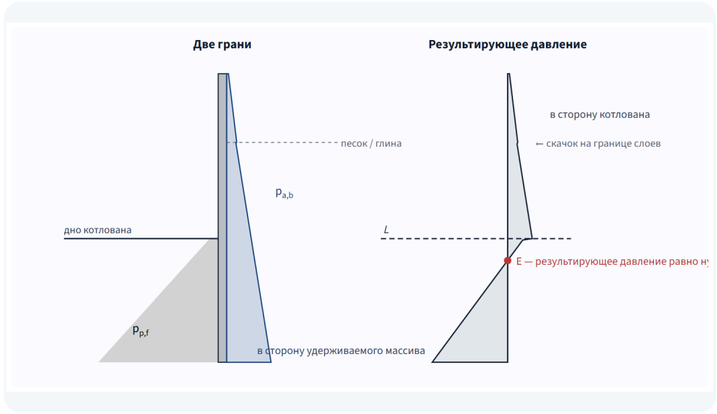
Выпор дна: если дно котлована сложено мягкой глиной, вес удерживаемого грунта может выдавливать глину в сторону котлована. Как и в модуле для глины, проверка выполняется блоком несущей способности у нижнего конца (пяты) стенки (B′ = B/√2 или T до твёрдого слоя — меньшее из них; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

Полосовые и сосредоточенные нагрузки приводятся к эквивалентной пригрузке в пределах B′; если грунт на уровне дна не является глиной, проверка не выполняется.
Перемещение: стена — упругая балка (EI), на каждой грани — упругопластические пружины (коэффициент постели k_h); каждый анкер — предварительно напряжённая пружина ($k = E\,A_t\cos^2\alpha/(L_f s)$, начальное усилие $P_0\cos\alpha/s$), воспринимающая только растяжение:

> Пружины начинают работать от давления покоя ($K_0\sigma'_v$ в дренированном слое, σ'_v в недренированной глине) и предела не превышают. k_h — параметр модели; результат **носит характеристический и ориентировочный характер**, выдаётся без предельных значений; при мягких пружинах он сильно зависит от k_h, а по достижении пределов — очень слабо.

> Момент по модели перемещений может оказаться близким к моменту предельного равновесия, но расчётным всегда является момент предельного равновесия.



Условие

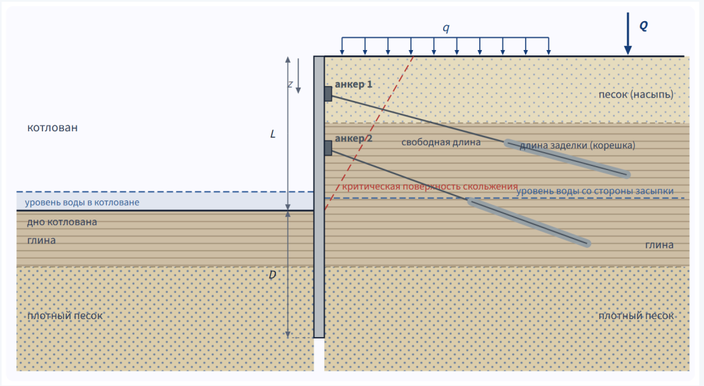
ПРИМЕР

Дано

Стена	**сверху 3.0 m песка ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m глины ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), ниже плотный песок ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; вода с обеих сторон на глубине 8.5 m; $q = 10$ kPa; два яруса анкеров: $z = 1.5$ m (15°) и 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Котлован и стена	**ширина котлована $B = 10$ m (длинный, жёсткого слоя нет); под дном — глина ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (песок/глина/песок); $P_0 = 250$ kN**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

FS_{heave} (≥ 1.5?); **перемещение** верха стены, дна котлована и нижнего конца; наибольший момент модели перемещений.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Выпор грунта дна котлована (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} не задана: член формы отсутствует)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0 \text{ kPa} \;\; \text{(песок равен нулю)} \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5 \text{ kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739} \;\geq 1.5 \;\checkmark$$

2 Перемещение (метод коэффициента постели; анкеры с предварительным напряжением)

$$y_{crest} = -2.6 \text{ mm} \;\; \text{(назад, к удерживаемой стороне)} \qquad y_{excavation\ base} = 11.2 \text{ mm} \qquad y_{tip} = -0.5 \text{ mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6 \text{ kN·m/m} \;\; (z = 6.86 \text{ m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

Коэффициент запаса против выпора дна равен **1.74** (≥ 1.5). Верх стены оттягивается предварительно напряжёнными анкерами назад **на 2.6 mm**; на уровне дна котлована он смещается в сторону котлована на **11.2 mm** (ориентировочное значение, с предельным не сравнивается). Момент в модели (108.6) близок к моменту предельного равновесия (121.4).

Проверить решение в GeoTerva ↗

Допущения модуля и то, что он не выполняет

ТЕОРИЯ

Заявленные допущения: трение по стене отсутствует (δ = 0); припуск свободной длины измеряется вдоль тяги; сосредоточенная нагрузка принимается в наиболее нагруженном сечении; сейсмические коэффициенты задаются по слоям. **Показанное двумя способами**: краткосрочный и долгосрочный режимы (работают оба), трещина заполнена водой или сухая (другой вариант приводится в примечании), припуск учитывается в глубине или в пассивном давлении (другой вариант приводится в примечании).

Причины остановки расчёта: анкер вне стенки; слой, не обладающий прочностью, требуемой сценарием; невозможность найти приемлемую заделку; анкеры, остающиеся сжатыми в каждом сценарии; нарушение замыкания; расположение зоны анкеровки внутри критической призмы.

Вне рамок расчёта: уменьшение момента по Rowe (гибкая стенка), глубинная и общая устойчивость (в каждом расчёте анкерной стенки указывается «не проверено»), фильтрация (разные уровни воды считаются гидростатическими), наклонная удерживаемая поверхность, линейная нагрузка и этапы строительства.

Расчёт — **предельное равновесие, предварительное проектирование**; экран может предложить, что делать, а отчёт лишь указывает, что было принято и что получено.

Резюме

Главное

Напряжения: σ_v, u, σ'_v на обеих гранях; дренированный слой — Rankine c′–φ′ (на границе слоёв **давление скачкообразно меняется**), недренированная глина — $\sigma_v \mp 2c_u$; на поверхности **заполненная водой трещина отрыва** (в примере z_c = 4.37 m)

Краткосрочный и долгосрочный случаи рассчитываются оба; глубина заделки, усилия в анкере и момент определяются по **большему из двух сценариев** (в примере везде долгосрочный)

Давление нетто = давление удерживаемого грунта − давление на стороне котлована; точка E; запас: $D = f \cdot D_{theoretical}$ (2.403 → 3.124 m) или FS_p по пассивному давлению; при заданной глубине **момент и усилие в анкере возрастают** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

Система: консольная (D = 10.4 m, η = 4.2), один ряд со свободным опиранием в грунте (M = 296, η = 1.04), два ряда по методу шарниров (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Анкер: T = Fs/cos α (107.9 и 352.0 kN); FS по сцеплению = $T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02 и 2.14; **сейсмический случай**: D_E = 4.35 > 3.12 m и $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: начальная стена не выдерживает землетрясения

Сечение: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Выпор грунта дна котлована** FS = 1.74; **перемещение**: верх −2.6 mm, дно котлована 11.2 mm (ориентировочно)

Список литературы

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

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

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.

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

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

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

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

ПРИМЕЧАНИЕ

Все численные примеры получены с помощью собственного расчётного ядра модуля; модуль даёт те же значения. Начальная модель на странице модуля — также эта стена (7.5 m, песок–глина–песок, вода на глубине 8.5 m, q = 10 kPa, два яруса анкеров).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

В GeoTerva вводятся слоистый профиль собственной стены (песок и глина), вода, нагрузка на поверхности грунта, ярусы анкеров и их элементы; модуль одновременно выдаёт давления на обе грани, краткосрочный и долгосрочный режимы, заглубление, усилия в анкерах, момент, а также проверки сечения, сцепления корня анкера, сейсмического воздействия, выпора дна и перемещений.

Открыть на телефоне
Для пробных модулей регистрация не требуется.

Открыть модуль →

Страница теории →