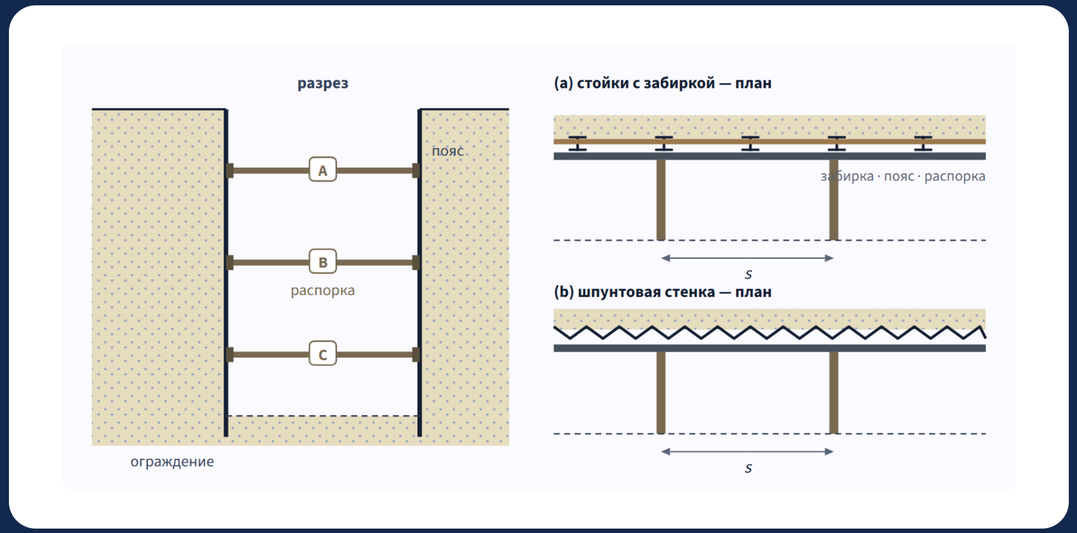
Презентация лекции по геотехнике · Шпунтовые стены и котлованы с креплением

Котлован с распорным креплением в песке

Лекция: котлован с распорным креплением в песке; огибающая давления Peck, усилия в распорках, подбор шпунта и распределительных поясов, проверка стали и суффозия дна котлована; по каждой теме — пример расчёта.



- Крепление котлована
- Огибающая Peck (песок)
- Распорка · пояс · шпунт
- EN 1993 · AISC 360
- Суффозия у дна

Что мы изучим на этой лекции?

Почему давление в котловане с креплением **не соответствует Rankine** и как **огибающие** строятся по измеренным усилиям в распорках

Для песка — **огибающая Peck $\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$** и три правила определения K_a для нескольких слоёв песка

Добавление **воды** и **пригрузки** отдельными диаграммами рядом с огибающей

От огибающей к **нагрузкам на распорки** (шарнирные участки, реакции A, B_1, B_2, C, $P = R \cdot s$)

Подбор сечений **шпунта** (M_{max}, S) и **распределительного пояса** ($M = R\,s^2/8$); проверка стали по **EN 1993-1-1 и AISC 360-22**

Проверка **суффозии** (выходной градиент, $FS = i_{cr}/i_{exit}$) на дне в песчаном грунте

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 котлована: песок (γ = 17.6 kN/m³, φ' = 32°), глубина H = 8.00 m, ширина B = 6.00 m; распорки на глубинах 1.80 · 4.60 · 7.30 m, шаг по горизонтали s = 3.00 m. Усилия приведены на 1 m длины стены (нагрузки на распорки умножены на s).

Система крепления и её элементы

ТЕОРИЯ

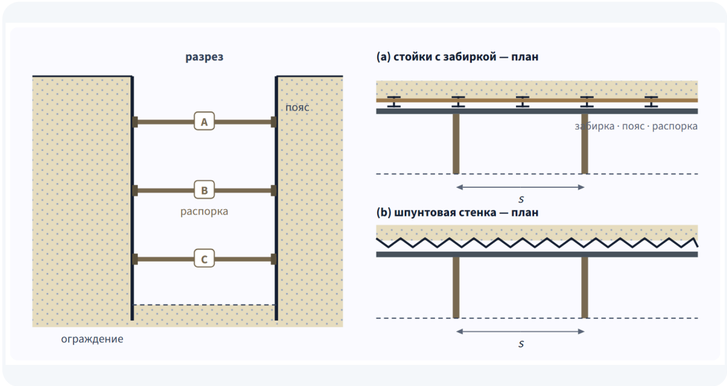
Глубокие котлованы с вертикальными стенками (городские подвалы, тоннели открытого способа работ) удерживаются временной **системой крепления**. Распространены две схемы: заранее забитые **вертикальные сваи** (стальные или деревянные), между которыми по мере разработки котлована устанавливается горизонтальная деревянная забирка; либо взаимно сцепленные **шпунтовые сваи** образуют сплошную стенку.

На каждом ярусе креплений горизонтальные **распределительные пояса** устанавливаются, как только котлован достигает этого уровня; **распорки** — это горизонтальные стальные элементы, работающие на сжатие и пересекающие котлован от пояса к поясу.

Для подбора элементов необходимо боковое давление, воспринимаемое системой крепления. Теория даёт полный распор, но не его **распределение**: распределение зависит от грунта, порядка и темпов работ, бригады и оборудования.

Поэтому расчётные давления являются **эмпирическими огибающими**: они проводятся вокруг давлений, определённых обратным расчётом по усилиям в креплениях, измеренным в реальных котлованах.

Расстояние между распорками при строительстве по вертикали должно быть не менее примерно 2.75 m.



Поворот вокруг верха стены

ТЕОРИЯ

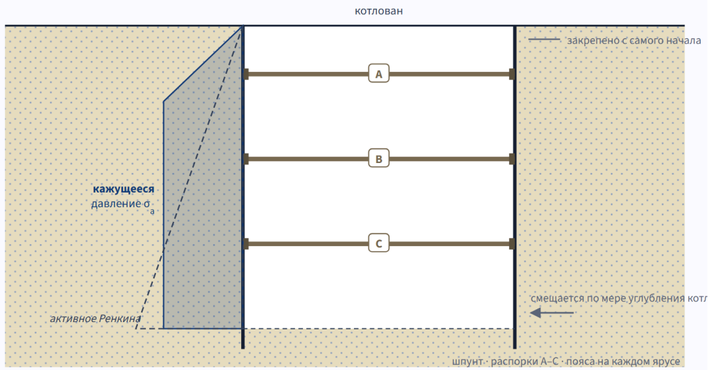
Консольная подпорная стена поворачивается вокруг своей подошвы, и активное давление Rankine (нуль вверху, наибольшее внизу) хорошо её описывает. **Стена с креплением перемещается в обратном направлении**: первая распорка ставится, пока котлован мелок, поэтому верхняя часть почти не смещается; каждая следующая ступень разрабатывается до установки распорки, причём промежуток времени увеличивается с глубиной, и стена изгибается всё ниже: к окончанию разработки котлована она **повернулась вокруг верха**.

В верхней части давление остаётся близким к **значению давления покоя** (грунт сместился очень мало).

Внизу давление может опуститься ниже активного значения по Rankine (грунт уже давно вышел за пределы пластического равновесия).

Равнодействующая давления P_a приложена **выше** трети высоты треугольника: на высоте n_aH от подошвы, $n_a > 1/3$.

Полное давление находится по призме с логарифмической спиралью ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); в несвязном грунте оно на 15–20 % выше значения по Coulomb. Но так как его распределение и n_a зависят от грунта и площадки, котлованы проектируются по **огибающим эпюрам**.



Как построены огибающие?

ТЕОРИЯ

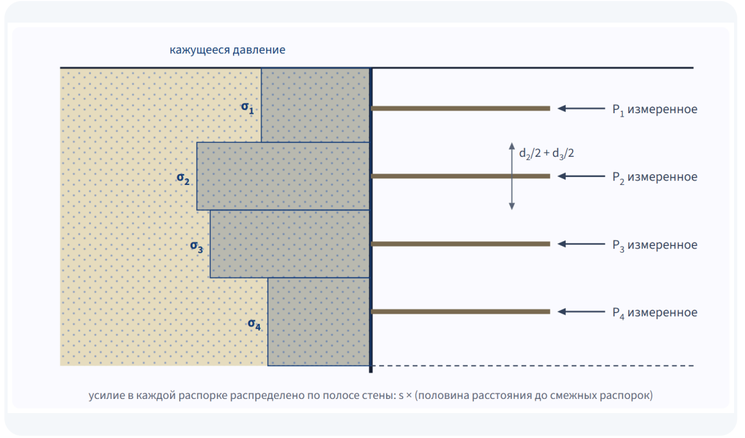
Давление изменяется от точки к точке, и каждая распорка должна рассчитываться на **наибольшую нагрузку**, с которой она может столкнуться. Для этого строятся огибающие: в котловане с измерительной аппаратурой измеряется нагрузка на каждую распорку, делится на полосу стенки, которую эта распорка удерживает (горизонтальный шаг s × половина расстояний до распорок выше и ниже), и пересчитывается в **кажущееся давление** по этой полосе:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 — глубина первой распорки, d_i — расстояния между последующими распорками. Огибающая всех диаграмм, построенных одна поверх другой, является **огибающей кажущегося давления**.

Огибающие Peck построены по нагрузкам, измеренным в песках при устройстве котлованов метро в Берлине, Мюнхене и Нью-Йорке; для мягких–средних и жёстких глин они построены тем же методом.

Огибающая **не является** давлением, действующим на стену в какой-либо момент: нагрузка для отдельной распорки, получаемая по ней, построена так, чтобы оставаться на безопасной стороне по отношению к измеренным нагрузкам.



$\sigma_a = 0.65\,\gamma\,H\,K_a$ по всей высоте

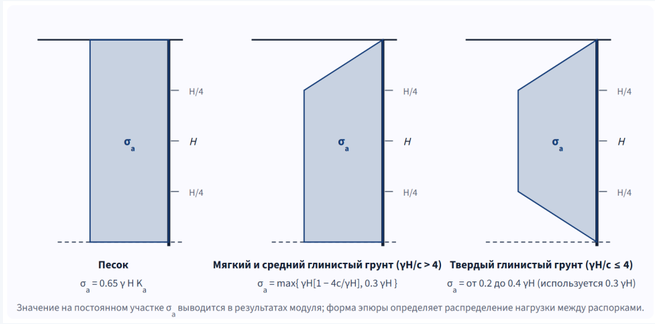
ТЕОРИЯ

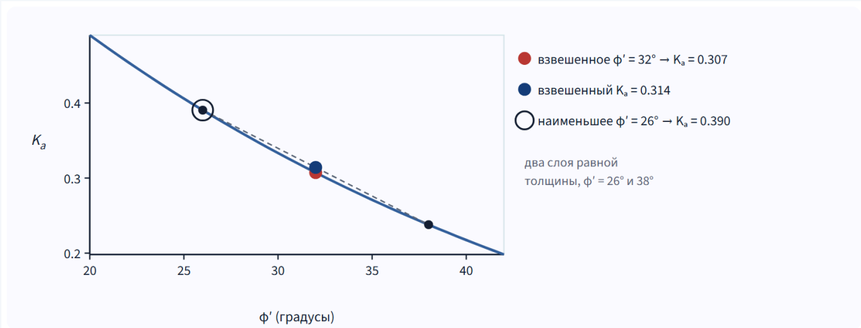
В песке огибающая Peck — **прямоугольник**: единое давление по всей высоте котлована, равное 65% наибольшей ординаты активного треугольника Rankine:

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a \qquad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Огибающие применяются при следующих условиях: глубина котлована более примерно 6 m; **уровень грунтовых вод ниже дна котлована**; песок дренирован (поровое давление равно нулю).

Для огибающей требуется единое K_a; для **нескольких песчаных слоёв** источник правила не даёт. Применяются три правила, и они не совпадают, поскольку K_a — выпуклая функция φ' (среднее, взятое внутри кривой, оказывается ниже кривой): $K_a(\bar{\varphi} = \Sigma\varphi H/H)$, среднее $K_a = \Sigma K_{a,i} H/H$ и $K_a(\varphi'_{min})$.





Условие

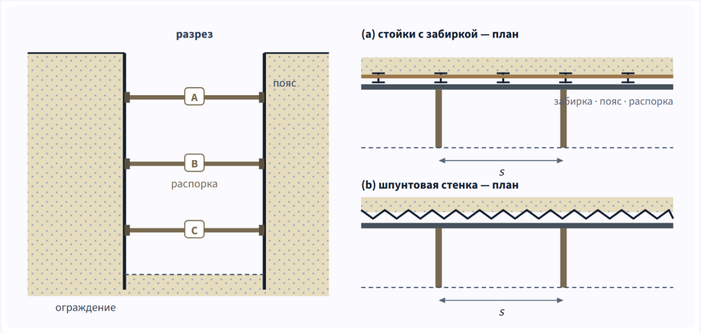
ПРИМЕР

Дано

Котлован	$H = 8.00$ **m, однородный песок** $\gamma = 17.6$ **kN/m³,** $\varphi' = 32^\circ$
Трёхслойный разрез	**0–3 m:** $\gamma = 17$, $\varphi' = 28^\circ$**; 3–6 m:** 18, 38°**; ниже 6 m:** 18.5, 33° **(тот же котлован)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

(a) $\mathbf{K_a}$ и $\boldsymbol{\sigma_a}$; (b) значения K_a, σ_a по трём правилам для профиля из трёх слоёв.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 (a) Один слой песка

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 16^\circ) = \mathbf{0.3073}$$

$$\sigma_a = 0.65\,\gamma H K_a = 0.65(17.6)(8.00)(0.3073) = \mathbf{28.12}\ \text{kPa}$$

2 (b) Три слоя: средневзвешенный $\bar{\gamma} = 17.75$ kN/m³ по высоте выемки (мощности слоёв 3 + 3 + 2 m)

Правило	K_a	$\sigma_a = 0.65\,\bar{\gamma} H K_a$ (kPa)	P_{max} (kN)
$K_a(\bar{\varphi} = 33.0°)$	0.2948	27.21	308.5
средний $K_a = \Sigma K_{a,i} H_i / H$	0.2983	27.53	312.1
$K_a(\varphi'_{min} = 28°)$	0.3610	33.32	377.7

Для одного песка огибающая равна **28.12 kPa**. Значения K_a по трём правилам изменяются от 0.295 до 0.361: расчёт по наименьшему φ′ (σ_a = 33.3 kPa) даёт значение на 22 % больше, чем по средним; правила с осреднением остаются внутри кривой, а **консервативным является φ'_{min}**.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Прибавляется рядом с огибающей, а не внутри неё

ТЕОРИЯ

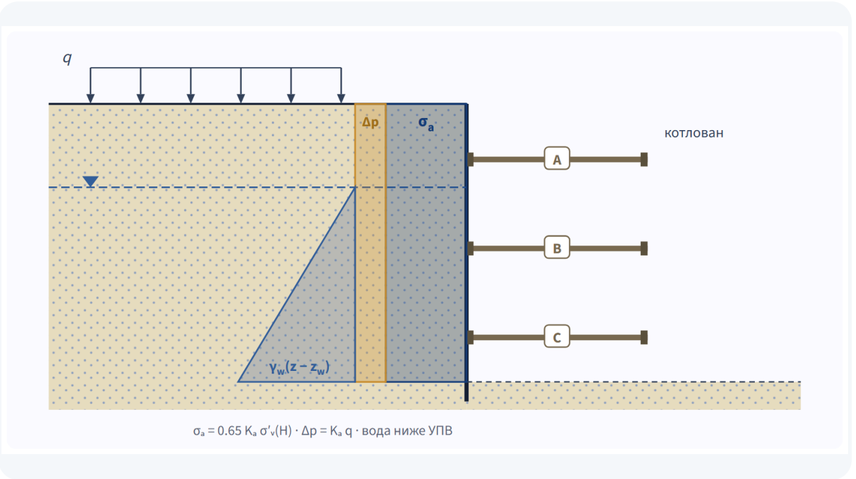
Огибающие построены по котлованам, в которых не было воды под дном и нагрузки рядом с выемкой. Модуль добавляет оба фактора рядом с огибающей как **отдельные эпюры**; огибающая не масштабируется за пределы диапазона, в котором она измерена.

Вода: огибающая Peck для песка — эпюра эффективных напряжений. Если вода находится внутри котлована, бытовое напряжение на уровне дна принимается эффективным (выше воды — природный, ниже — удельный вес с учётом взвешивающего действия воды); вода дополнительно давит на стенку по всей высоте, и распорки воспринимают оба давления вместе.

Пригрузка q в огибающую не входит (эмпирический коэффициент 0.65 применялся бы и к ней); она учитывается как собственное равномерное давление по всей высоте.

$$\sigma'_v(H) = \sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w) h_i \qquad \sigma_a = 0.65 K_a \sigma'_v(H) \qquad u(z) = \gamma_w (z - z_w)$$

$$\Delta p_q = K_a q \qquad R = \sigma_a H + \Delta p_q H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2$$



Условие

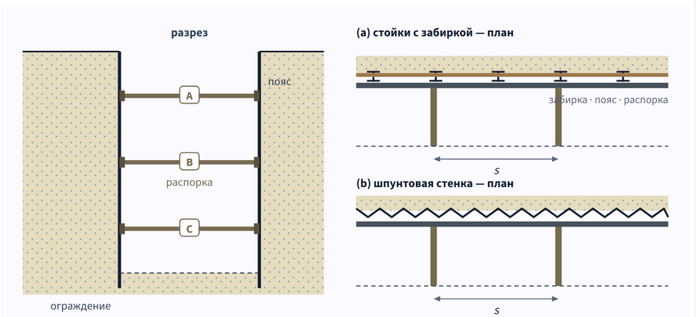
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**Котлован из примера 1(a) ($H = 8$ m, $\gamma = 17.6$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³, $\varphi' = 32°$)**
Случаи	**(a) воды нет, пригрузки нет; (b) УГВ $z_w = 3$ m; (c) равномерная пригрузка $q = 10$ kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

В каждом случае **σ_a**, пригрузка и давление воды; **суммарная нагрузка R** и наибольшее усилие в распорке.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 (b) Вода: эффективное бытовое напряжение и огибающая; вода, кроме того, давит по всей высоте

$$\sigma'_v(H) = 17.6(3) + (20 - 9.81)(5) = 103.75 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = 0.65(0.3073)(103.75) = 20.72 \text{ kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \tfrac{1}{2}\gamma_w (H - z_w)^2 = 20.72(8) + \tfrac{1}{2}(9.81)(5)^2 = \mathbf{288.41} \text{ kN/m}$$

Под водой эффективное давление вышележащих слоёв уменьшается (σ_a 28.12 → 20.72 kPa), но вода давит на шпунтовую стенку по всей высоте: R = **288.4 kN/m**.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 (c) Пригрузка: отдельное равномерное давление; сводка по (a), (b), (c)

$$\Delta p_q = K_a q = 0.3073(10) = 3.073 \text{ kPa}$$

$$R = \sigma_a H + \Delta p_q H = 28.12(8) + 3.073(8) = 249.52 \text{ kN/m}$$

Состояние	σ_a (kPa)	Ek (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)	M_{max} шпунта (kN·m/m)
(a) Без воды, q = 0	28.12	—	224.96	318.8	45.55
(b) Вода z_w = 3 m	20.72	u(H) = 49.05	288.38	376.7	37.09
(c) q = 10 kPa	28.12	Δp_q = 3.07	249.52	353.5	50.53

Вода **уменьшает** огибающую, но добавляет давление воды: R 225.0 → **288.4 kN/m**.
Пригрузка огибающую не затрагивает; она добавляет Δp_q = 3.07 kPa (R = 249.5 kN/m).

Проверить решение в GeoTerva ↗

От огибающей к усилиям в распорках

ТЕОРИЯ

Распорки — горизонтальные стойки: они воспринимают давление вдоль своих осей и изгибаются под собственным весом; несущая способность зависит от гибкости, а в широких котлованах могут потребоваться дополнительные элементы. Источник предлагает простой и консервативный метод определения нагрузки:

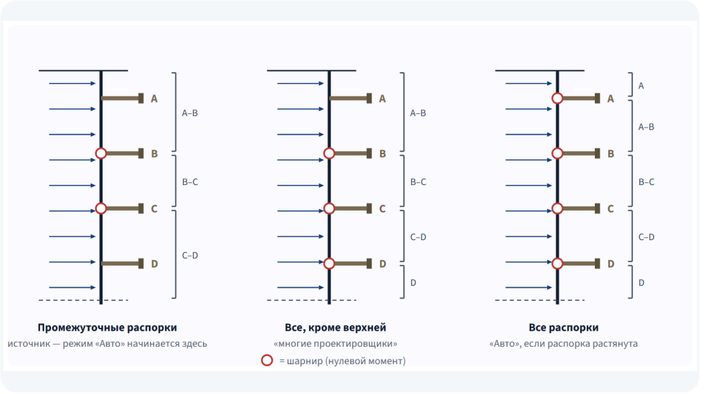
Построить огибающую эпюры давления и ярусы креплений. Принимать шпунт **шарнирным на каждом ярусе креплений**, кроме самого верхнего и самого нижнего (многие проектировщики — на всех, кроме самого верхнего).

Разделить стенку по шарнирам на **простые консоли на концах и простые балки между ними**; найти реакции каждой части методами статики (для котлована с четырьмя опорами — A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

Нагрузка на распорку равна сумме воспринимаемых ею реакций × горизонтальный шаг s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Каждый участок статически определим: он опирается на две опоры; уравнения равновесия моментов и горизонтальных сил относительно одной из опор дают обе реакции. Поскольку распорка в шарнире принадлежит обоим участкам, она воспринимает **две реакции**. Реакции приведены на единицу длины стены (kN/m); s переводит их в усилие в распорке.



Условие

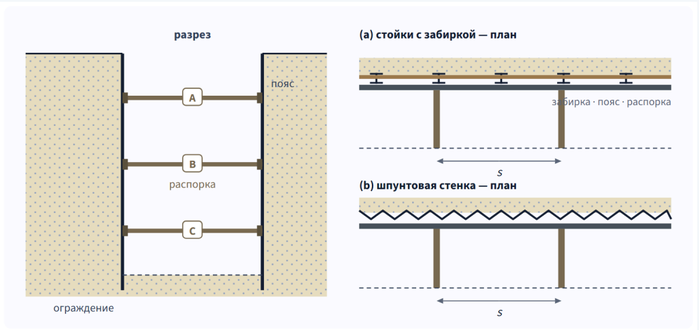
ПРИМЕР

Дано

Котлован	$H = 8.00$ m; $B = 6$ m; распорки $z = 1.80, 4.60, 7.30$ m (A, B, C); горизонтальный шаг $s = 3.00$ m
Давление	Пример 1(a): непрерывная прямоугольная огибающая $\sigma_a = 28.12$ kPa; шпунтовая стенка шарнирно соединена в опоре B (за исключением самого верха и самого низа)

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Равнодействующая W частей и её плечо **z̄**; реакции **A**, **B_1**, **B_2**, **C**; нагрузки на распорки **P_A**, **P_B**, **P_C**.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Разделить огибающую по шарнирам на части; равнодействующая и плечо каждой части (глубина от верхней поверхности)

Часть	Диапазон (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Опоры
1	0.00 – 4.60	129.35	2.300	A (z = 1.80), B (z = 4.60)
2	4.60 – 8.00	95.61	6.300	B (z = 4.60), C (z = 7.30)

2 Первая часть: равновесие моментов относительно первой опоры

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{129.35(2.300 - 1.80)}{4.60 - 1.80} = \mathbf{23.10} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{106.25}\ \text{kN/m}$$

Первый участок передаёт на две опоры 106.25 и 23.10 kN/m; реакция самой верхней опоры (A) больше, поскольку включает и нагрузку консольной части.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Вторая часть

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{95.61(6.300 - 4.60)}{7.30 - 4.60} = \mathbf{60.20} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{35.41}\ \text{kN/m}$$

4 Каждая распорка суммирует воспринимаемые реакции; нагрузка = сумма × s (s = 3.00 m)

Уровень	z (m)	Воспринимаемые реакции (kN/m)	Итого (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.80	106.25	106.25	**318.75**
B	4.60	23.10 + 35.41	58.51	**175.53**
C	7.30	60.20	60.20	**180.60**

Наибольшая нагрузка на распорку **P_A = 318.75 kN** (уровень A): именно она определяет подбор сечения распорки. Так как распорка B относится к двум участкам, в ней суммируются две реакции.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Максимальный момент и требуемый момент сопротивления

ТЕОРИЯ

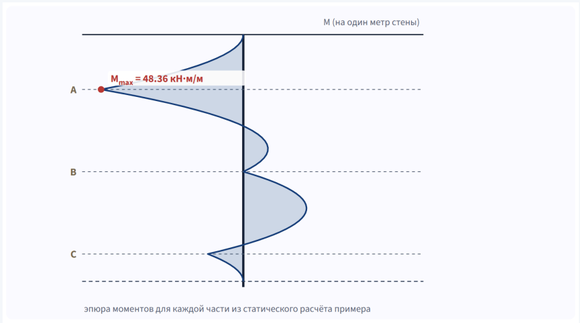
Шпунт рассчитывается по тем же участкам: на каждом участке находится наибольший изгибающий момент (там, где поперечная сила меняет знак: в пролёте или на опоре, где консоль сопрягается с распоркой); наибольший из них — расчётный момент на единицу длины стены. Требуемый момент сопротивления определяется по допускаемому напряжению при изгибе, и из таблицы выбирается сечение с моментом сопротивления не менее этого значения:

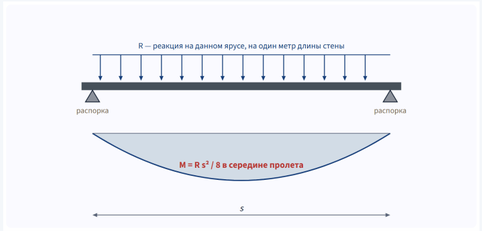
$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Распределительные пояса при надлежащем стыковании можно считать неразрезными; в запас надёжности на распорках они принимаются **шарнирно опёртыми**: простая балка пролётом s, нагрузкой служит реакция яруса R (на единицу длины стены) в виде распределённой нагрузки:

$$M_{max} = \frac{R\,s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Определяющим является уровень с наибольшей реакцией. Распределительные пояса иногда соединяются со шпунтовой стенкой в точках, обеспечивающих необходимую им боковую опору.





Условие

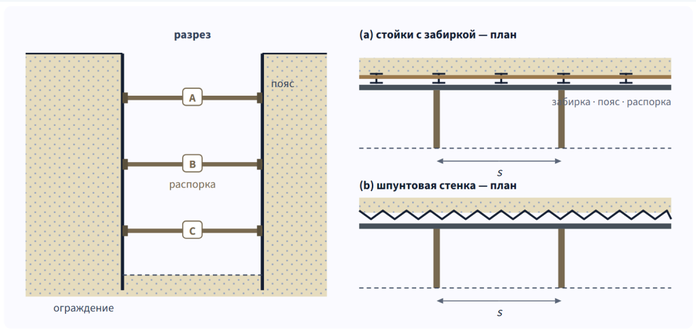
ПРИМЕР

Дано

Котлован	**глубина $H = 27$ ft (8.23 m), песок $\gamma = 17.59$ kN/m³, $\varphi' = 32^\circ$; распорки на 6, 15, 24 ft (1.83; 4.57; 7.32 m); горизонтальный шаг 12 ft (3.66 m); шарнир в точке B**
Сталь	**допускаемое напряжение изгиба $\sigma_{allow} = 165\,474$ kPa**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

M_{max} шпунта и требуемый **S** (cm³/m);
M_{max} и **S** распределительного пояса (cm³) на уровне наибольшей реакции.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Шпунт: максимальный момент в каждой части

Часть	Диапазон (m)	M_{max} (kN·m/m)	Положение z (m)
1	0.00 – 4.57	48.36	1.83
2	4.57 – 8.23	21.49	5.79

2 Требуемый момент сопротивления

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{48.36}{165{,}474} = 0.0002923 \text{ m}^3/\text{m} = \mathbf{292.3} \text{ cm}^3/\text{m}$$

В шпунте **M_{max} = 48.36 kN·m/m** (участок 1, z = 1.83 m): **S ≥ 292.3 cm³/m**.

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

3 Распределительный пояс: простая балка на каждом уровне (s = 3.658 m)

Уровень	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{allow} (cm³)
A	110.18	184.25	1,113
B	57.30	95.82	579
C	70.52	117.93	713

Наибольшая реакция действует **на уровне A** (R = 110.18 kN/m): распределительный пояс подбирается по **M_{max} = 184.25 kN·m, S ≥ 1,113 cm³**; пояса на других уровнях могут быть меньше.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Расчётные усилия, класс, изгиб и потеря устойчивости

ТЕОРИЯ

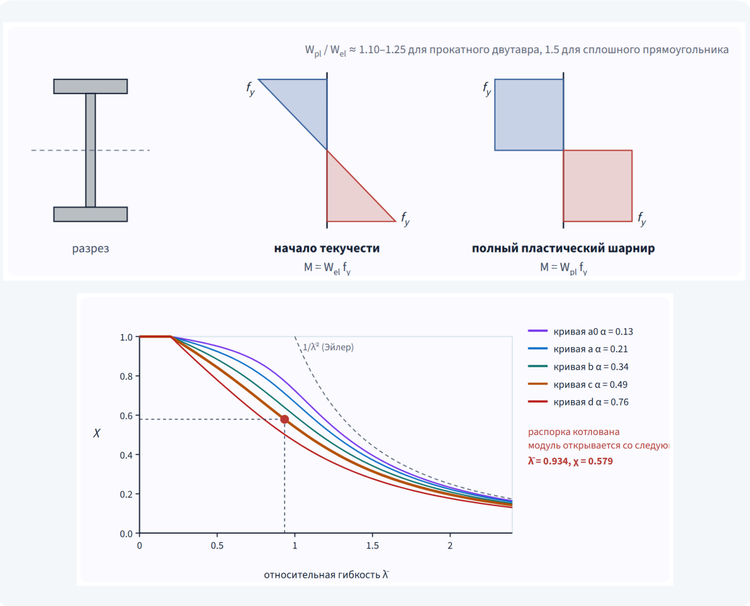
Нагрузки, полученные из огибающей, являются **рабочими значениями** (огибающая Peck — верхняя граница измеренных нагрузок); они один раз переводятся в расчётное значение: $E_d = \gamma_F E_k$. Каждый элемент проверяется по пределу текучести стали своего класса (f_y); сечение задаётся **моментом сопротивления** элемента (шпунтовая стенка: W_{el} на метр длины; распределительный пояс: W; распорка: A и I относительно слабой оси).

$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{класс 1–2}),\ W_{el}\ (\text{класс 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Распорка теряет устойчивость относительно слабой оси: I — малый момент инерции, $L_{cr} = K\,L_b$ — расчётная длина (ширина котлована, если между ними не проходят стойка ограждения или крестовые связи). α принимается по кривой потери устойчивости (кривая c: 0.49).

Для шпунта то же сопротивление относится к единице ширины (EN 1993-5; проскальзывание в замках β_B для U-образных профилей, 1.0 для Z-образных). Поскольку сжатая полка распределительного пояса прилегает к стенке, потеря устойчивости плоской формы изгиба не является определяющей.



Условие

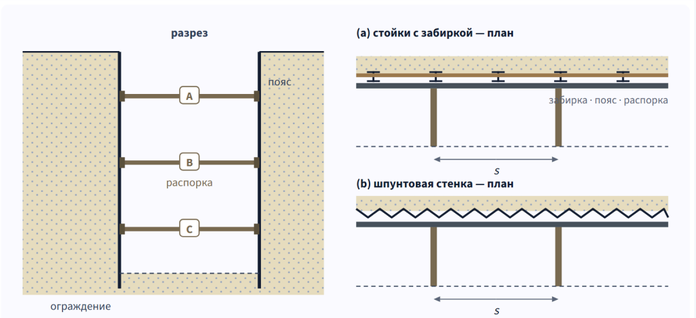
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1(a) и нагрузки из примера 3: $P_{max} = 318.75$ kN (распорка A)**
Элементы	**S275 ($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: шпунт $W_{el} = 600$ cm³/m; распределительный пояс $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; распорка $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, кривая c, $L_{cr} = 6.00$ m**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

η (≤ 1) для шпунта, наиболее нагруженного пояса и наиболее нагруженной распорки.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Шпунт и пояс (изгиб): $\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(45.55)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{61.50}{165.0} = \mathbf{0.373}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(119.53)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{161.37}{275.0} = \mathbf{0.587}$$

Шпунт η = **0.373**, распределительный пояс η = **0.587**: оба элемента достаточны ($\eta \leq 1$).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Распорка (продольный изгиб): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(318.75) = 430.31$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \quad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4 \text{ kN}$$

η_{strut} = 430.3 / 1,046.4 = **0.411**. Все три элемента удовлетворяют условию ($\eta \le 1$); в распорке определяющим является **продольный изгиб** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Проверить решение в GeoTerva ↗

LRFD или ASD; классы сечений, изгиб, срез, кривая устойчивости колонны

ТЕОРИЯ

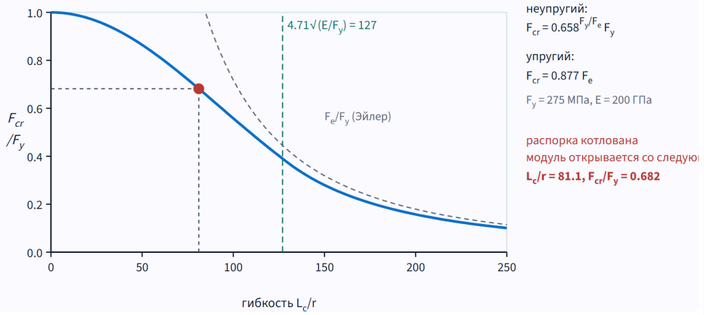
Каждый элемент проверяется по **номинальной прочности R_n**, определяемой из положений о сжатии, изгибе и срезе. В LRFD нагрузка умножается на коэффициенты, а прочность уменьшается на φ; в ASD эксплуатационная нагрузка сравнивается с прочностью, делённой на коэффициент запаса Ω:

$$R_u \le \phi R_n \text{ (LRFD)} \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \text{ (ASD)} \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

Нагрузки, полученные из огибающей, представляют собой **боковое давление грунта H** по ASCE 7-22: в сочетаниях LRFD оно входит с коэффициентом 1.6 везде, где добавляется к нагрузке (в креплениях котлованов — всегда), а в ASD — с коэффициентом 1.0. Шпунтовая стенка и распределительный пояс, заданные в модуле, принимаются с прочностью, заявленной модулем: F_yZ для компактного сечения, F_yS — до первой текучести. Поскольку пояс удерживается стенкой от боковых смещений, $L_b = 0$, и изгибно-крутильная потеря устойчивости не является предельным состоянием.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \qquad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \text{ в противном случае } 0.877F_e \qquad P_n = F_{cr} A_g$$

Единая кривая для колонн подходит для любого сечения (выбирать кривую, как в EN 1993-1-1, не требуется); r — наименьший радиус инерции, $L_c = K\,L_b$ — расчётная длина; рекомендуется $L_c/r \le 200$. В отличие от EN 1993-1-1, AISC не уменьшает прочность на изгиб из-за поперечной силы.



Условие

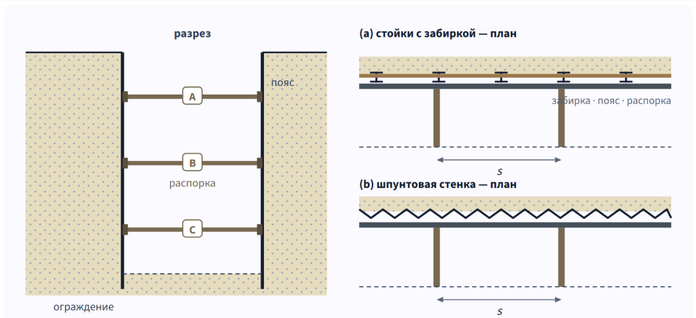
ПРИМЕР

Дано

Котлован и нагрузки	**Котлован из примера 1(a) и нагрузки из примера 3: $P_{max} = 318.75$ kN (распорка A)**
Элементы	**Элементы из примера 5 (S275, $F_y = 275$ MPa); $E = 200$ GPa; LRFD $\gamma_H = 1.6$, $\phi_c = \phi_b = 0.90$; ASD $\Omega_c = 1.67$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Для наиболее нагруженной распорки — **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; отношения по LRFD и ASD; отношение по LRFD для шпунта и распределительного пояса.



Решение (1/2)

РЕШЕНИЕ

1 Распорка: кривая устойчивости колонны (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\le 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570 \text{ mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5} \text{ kN}$$

Для распорки **номинальная прочность P_n = 1,231.5 kN**; гибкость L_c/r = 81.1, область неупругой потери устойчивости (предел 127).

Решение (2/2)

РЕШЕНИЕ

2 Отношения LRFD и ASD (P = 318.75 kN)

LRFD: $P_u = 1.6(318.75) = 510.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.460}$

ASD: $P_a = 318.75\ \text{kN} \leq \dfrac{P_n}{\Omega_c} = \dfrac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.432}$

Распорка: LRFD η = **0.460**, ASD η = **0.432**. Шпунтовая стенка (LRFD) 0.491, распределительный пояс 0.773; по EN 1993-1-1 они составляли 0.373, 0.587 и 0.411.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Выходной градиент и критический градиент

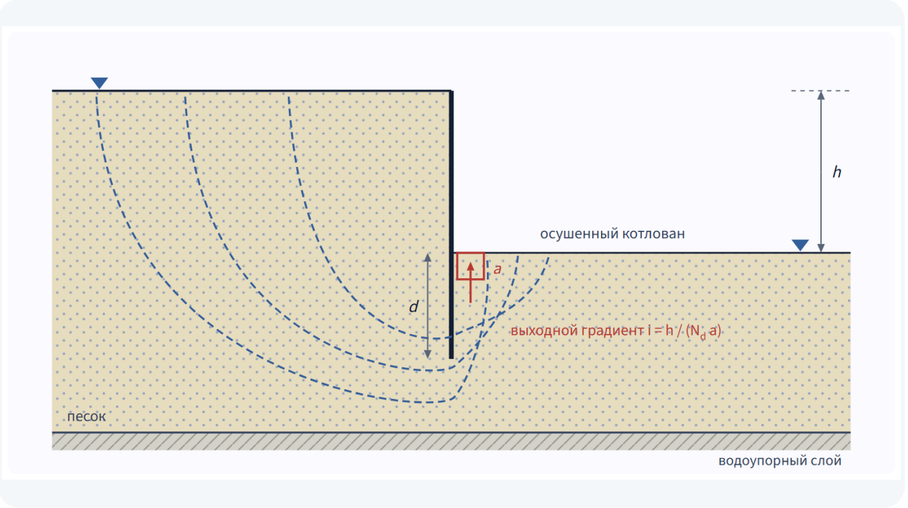
ТЕОРИЯ

Песчаное дно обычно устойчиво и остаётся таким, пока вода внутри котлована не стоит ниже уровня грунтовых вод снаружи. Когда котлован осушается, вода проходит под стенкой и поднимается вверх через дно; высокий восходящий градиент в месте выхода способен приподнять частицы: **дно «кипит» (суффозия)**. Наибольший выходной градиент у стенки считывается с гидродинамической сетки:

$$i_{exit(max)} = \frac{h/N_d}{a} = \frac{h}{N_d\,a} \qquad FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} \qquad i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

h — потеря напора в сетке течения, N_d — число перепадов напора, a — длина элемента потока, в котором вода выходит из грунта у стенки. i_{cr} для большинства грунтов составляет 0.9–1.1 (в среднем 1); требуемое FS ≈ **1.5**.

Выходной градиент для котлована с ограждающей стенкой в глубоком песке решён теоретически: по двум номограммам определяются параметр m (при $2L_2/B$ и $2L_1/B$) и $L_2 i_{exit}/h$; $i = (L_2 i/h)_{nomograph} \cdot h/L_2$. L_1 — глубина наружного песка до уровня дна, L_2 — заглубление стенки ниже дна.



Условие

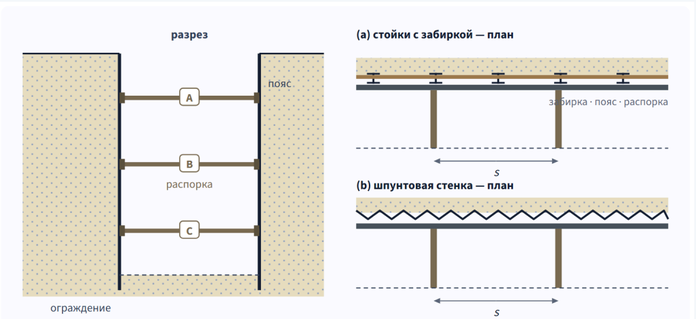
ПРИМЕР

Дано

Гидродинамическая сетка (начальный котлован)	**потеря напора** $h = 3.0$ **m, число перепадов** $N_d = 8$**, выходной элемент** $a = 1.0$ **m;** $i_{cr} = 1.0$**;** $FS_{required} = 1.5$
Пример по номограмме (учебник)	$h = 4.5$ **m,** $L_1 = 5$ **m,** $L_2 = 4$ **m,** $B = 5$ **m:** $2L_1/B = 2$**,** $B/2L_2 = 0.625$**,** $m \approx 0.033$**,** $L_2 i_{exit}/h = 0.54$

ТРЕБУЕТСЯ ОПРЕДЕЛИТЬ

Двумя способами i_{exit} и **FS**; заключение — по сравнению с требуемым значением 1.5.



Решение

РЕШЕНИЕ

1 Гидродинамическая сетка: $i_{exit} = h/(N_d\, a)$

$$i_{exit(max)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{3.0}{8(1.0)} = \mathbf{0.375}$$

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{exit(max)}} = \frac{1.0}{0.375} = \mathbf{2.67} \;\geq 1.5 \;\checkmark$$

2 Метод по номограмме (песок большой мощности)

$$i_{exit(max)} = \left(\frac{L_2 i_{exit}}{h}\right)_{nomograph} \frac{h}{L_2} = 0.54 \cdot \frac{4.5}{4} = 0.6075$$

$$FS = \frac{1.0}{0.6075} = \mathbf{1.646} \;\geq 1.5 \;\checkmark$$

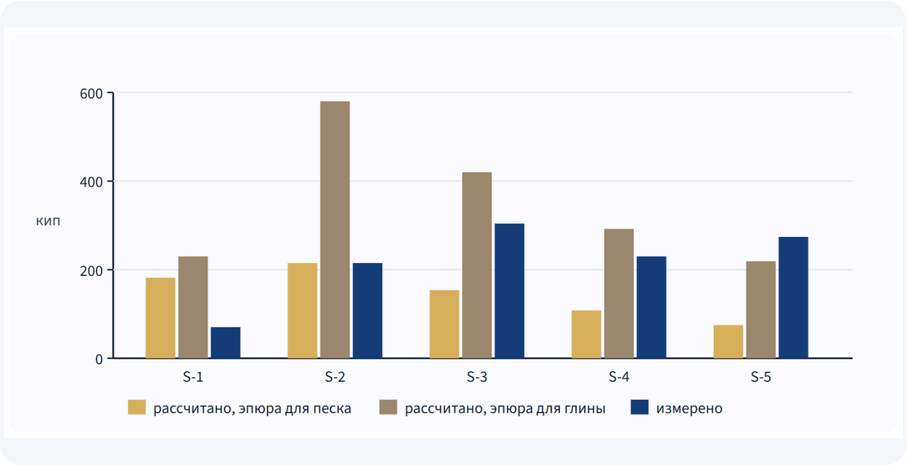
По гидродинамической сетке коэффициент запаса против суффозии равен **2.67**, по номограмме — **1.65**: оба выше требуемого значения 1.5.

Проверить решение в GeoTerva ↗

Бостон и Чикаго: анализ практических случаев

ТЕОРИЯ

Boston (опытный участок B): глубина 17.7 m, пять распорок (шаг 3.66 m); профиль ограничен двумя огибающими — для песка и для глины: огибающая для песка 53.5 kPa, огибающая для мягкой–средней глины 146.1 kPa; измеренные нагрузки оказались сильно отличными от обеих оценок (параметры грунта неопределённы), распорки были рассчитаны на нагрузку, намного превышающую измеренную. **Chicago, National Plaza**: глубина 21.3 m, шесть распорок, глины под 13 ft насыпного песка; профиль приведён к эквивалентной глине: c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08 > 4 → σ_a = 282.0 kPa. Огибающая Peck дала давление, примерно в **1.8 раза** превышающее наблюдаемое значение: огибающая, проведённая вокруг многих котлованов, для одного котлована консервативна; в том же грунте опыт натурных наблюдений может значительно сократить излишний запас в проекте.



Допущения метода

ТЕОРИЯ

Огибающие составлены по котлованам глубиной более примерно 6 m; более мелкие котлованы лежат за пределами данных, модуль это отмечает. **Огибающая — не реальное давление, действующее на стену в какой-либо момент**: она даёт безопасную нагрузку на крепление, но не прогиб стены.

Грунтовые воды предполагаются ниже дна котлована; модуль удерживает огибающую для песка в пределах эффективного бытового давления, а при уровне воды выше добавляет к ней гидростатическое давление; фильтрация в котлован проверяется на уровне дна.

Шпунтовая стенка рассматривается как цепочка статически определимых балок с шарнирами на заданных уровнях распорок; собственная жёсткость и заделка ниже дна котлована не используются.
Распределительные пояса принимаются как простые пролёты между распорками (консервативно для неразрезного пояса, перекрывающего несколько распорок).

Сталь проверяется по EN 1993-1-1; сечения класса 4 не проектируются, потеря устойчивости плоской формы изгиба распределительных поясов не проверяется. Предусмотрен вариант AISC 360-22 LRFD/ASD.

Ожидается некоторое горизонтальное перемещение стенки: его величина зависит от времени между разработкой яруса и установкой распределительных поясов и распорок. Перемещение приводит к **потере грунта** в окружающем массиве; по данным 150 случаев наибольшая осадка составляет ≈ 1.1% глубины котлована в мягкой глине, 0.2% — в твёрдой глине и 0.3% — в несвязном грунте.

Резюме

Главное

Огибающая: поворачивается относительно верха ограждения котлована с креплением; давление — не значение по Rankine, а эмпирическая эпюра, построенная вокруг измеренных нагрузок. **Прямоугольная эпюра в песке**: $\sigma_a = 0.65\ \gamma\ H\ K_a$ (пример: 28.12 kPa)

Несколько песков: $K_a(\bar{\varphi})$, среднее K_a и $K_a(\varphi'_{min})$ не совпадают (выпуклая функция); φ'_{min} идёт в запас

Вода и пригрузка учитываются раздельно: вода уменьшает эффективное бытовое напряжение, но добавляет полное гидростатическое давление (R: 225 → 288 kN/m); q добавляет $\Delta p = K_a q$

Усилие в распорке: огибающая разбивается на части по шарнирам, реакции находятся из статики, P = (суммарные реакции)·s; в примере P_A = 318.75 kN

Подбор сечений: $S = M_{max}/\sigma_{allow}$ (шпунт), распределительный пояс $M = R\ s^2/8$; в котловане учебного примера шпунт — 292 cm^3/m, пояс — 1 113 cm^3

Сталь: EN 1993-1-1 η = 0.373 / 0.587 / 0.411 (шпунт / распределительный пояс / потеря устойчивости распорки); AISC LRFD, распорка 0.460, ASD 0.432

Суффозия: $FS = i_{cr}/i_{exit} \geq 1.5$; в примере 2.67 (гидродинамическая сетка) и 1.65 (номограмма)

Список литературы

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — Глава 15, «Braced Cuts»; настоящая страница составлена по этому материалу.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Harr, M.E. (1962). Groundwater and Seepage. McGraw-Hill, New York.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

ПРИМЕЧАНИЕ

Все числовые примеры получены с помощью собственного расчётного ядра модуля; модуль выдаёт те же значения. Пример расчёта на странице модуля — тоже эти котлованы (котлован учебного примера: 27 ft, γ = 112 pcf, φ′ = 32°; начальный котлован модуля: 8 m).

GeoTerva

Геотехнические расчёты онлайн

От теории к практике

В GeoTerva вводятся профиль собственного котлована, уровни креплений, грунтовые воды, пригрузка и конструктивные элементы; модуль выдаёт огибающую, нагрузки на крепления, моменты в шпунте и распределительном поясе, проверку стальных сечений и проверку суффозии в основании котлована.

Открыть модуль →

Страница теории →

Открыть на телефоне
Для пробных модулей регистрация не требуется.