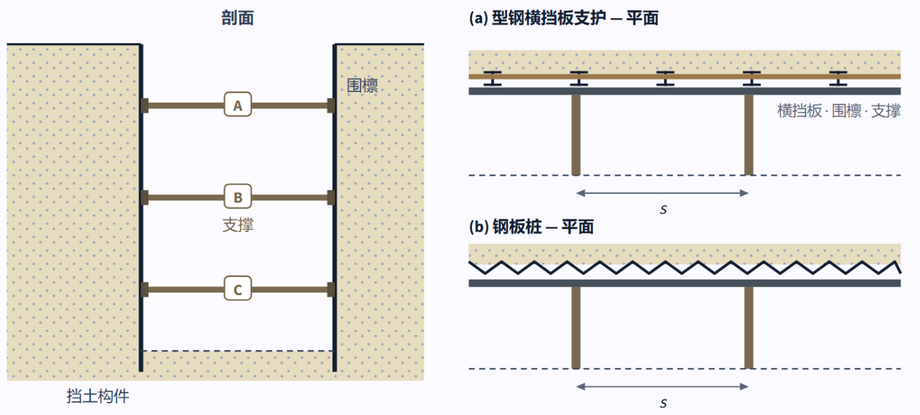
GeoTerva

岩土工程讲义 · 板桩墙与内支撑基坑

黏土中的内支撑基坑

讲义：黏土中的内支撑基坑；黏土包络图、拉裂缝、内支撑轴力、板桩墙与围檩的截面设计、钢构件验算和坑底隆起；每个主题均有工程算例。

基坑支护 | Peck包络图（黏土） | 拉裂缝 · 第一道内支撑 | 内支撑 · 围檩 · 板桩墙 | 坑底隆起



引言

本讲内容

- 内支撑基坑中的压力**为何不是Rankine压力**，以及**包络图**如何根据实测荷载绘制
- 按**γH/c稳定数**划分的黏土两条包络线：软–中等黏土(γH/c > 4)和硬黏土(≤ 4)
- 将**超载**作为单独的压力叠加；黏土中水只改变重度；**拉裂缝$z_c = 2c/\gamma$**及第一道内支撑
- 由包络图确定**支撑轴力**（铰接分段）以及**板桩墙**和**围檩**的截面设计
- 按**EN 1993-1-1和AISC 360-22**验算钢材
- 验算黏土中基坑底部的**坑底隆起**（Terzaghi土柱法，Chang修正）

讲授流程

每个主题按**三个步骤**讲解：

1 · **理论**：规则是什么，为什么如此?

2 · **题目**：已知条件与所求

3 · **解答**：逐步计算，代入数值

算例基坑：黏土（γ = 18 kN/m³，c = 35 kPa，φ = 0），深度H = 7.00 m，宽度B = 6.00 m；内支撑位于深度1.00 · 3.50 · 6.00 m处，水平间距s = 3.00 m。力均按每米墙长计（内支撑荷载已乘以s）。

支护体系及其构件

理论

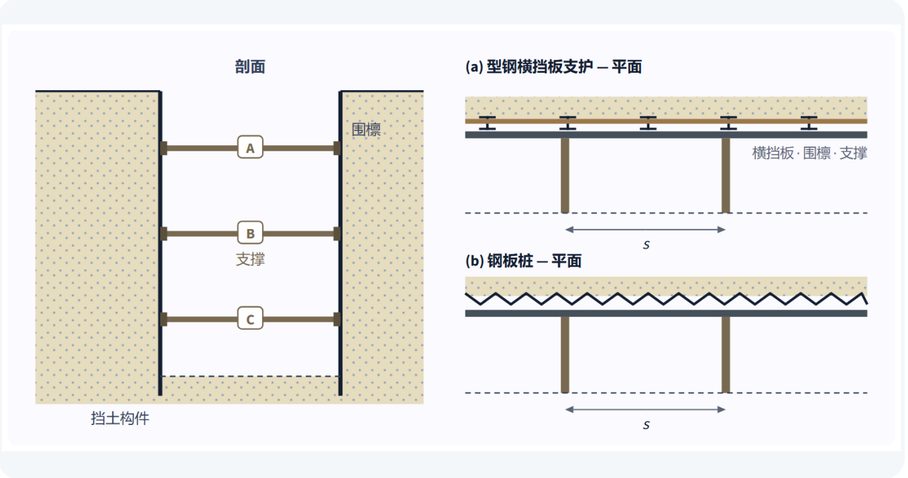
竖直坡面的深基坑（城市建筑地下室、明挖隧道）需用临时**支护体系**保持敞开。常见有两种形式：预先打入**竖向桩**（钢桩或木桩），随开挖进行在桩间设置水平木挡板；或由相互咬合的**板桩**形成连续墙。

在每一道内支撑层，开挖一到达该标高即安装水平**围檩**(wale)；**内支撑**(strut)是水平钢构件，承受压力，从一侧围檩横跨基坑至另一侧围檩。

选择构件需要知道支护体系将承受的侧向压力。理论给出总推力，而不给出其**分布**：分布取决于土体、施工顺序和速度、施工人员及设备。

因此设计压力为**经验包络图**：将其绘制在由实际基坑实测支撑荷载反算得到的压力的外围。

施工中，内支撑竖向间距至少应约为2.75 m。



绕墙顶转动

理论

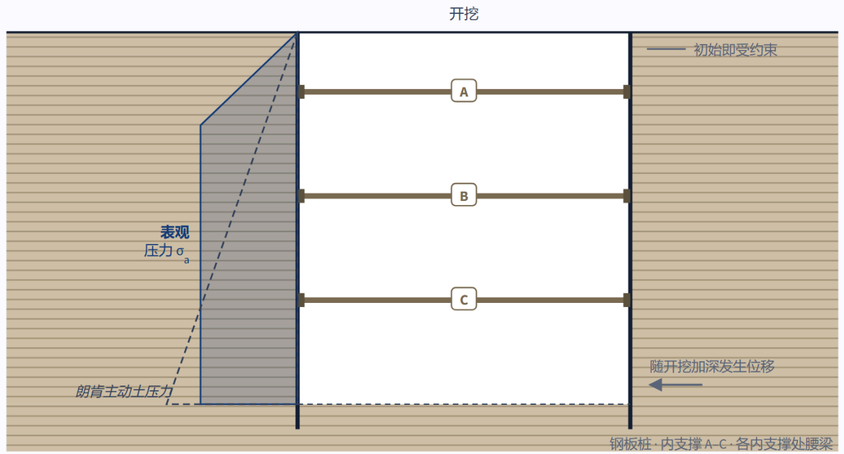
悬臂式挡土墙绕墙底转动，Rankine主动土压力（顶部为零，底部最大）能很好地描述这一情形。**有内支撑的墙体则向相反方向运动**：第一道内支撑在开挖尚浅时设置，上部几乎不发生位移；此后每一级均在安装内支撑之前先行开挖，间隔时间随深度增加而变长，墙体的挠曲位置逐渐下移：开挖结束时，墙体已**绕墙顶转动**。

> 顶部压力保持接近**静止土压力值**（土体几乎未发生位移）。

> 底部压力可能低于Rankine主动值（土体早已越过塑性平衡状态）。

> 合力推力P_a作用于三角形三分之一高度点**以上**：距底部n_aH高度处，$n_a > 1/3$。

> 总推力由对数螺线楔体求得($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$)；在粒状土中比Coulomb值高15–20%。但由于其分布和n_a取决于土质和现场条件，基坑按**包络图**设计。



包络图是如何绘制的?

理论

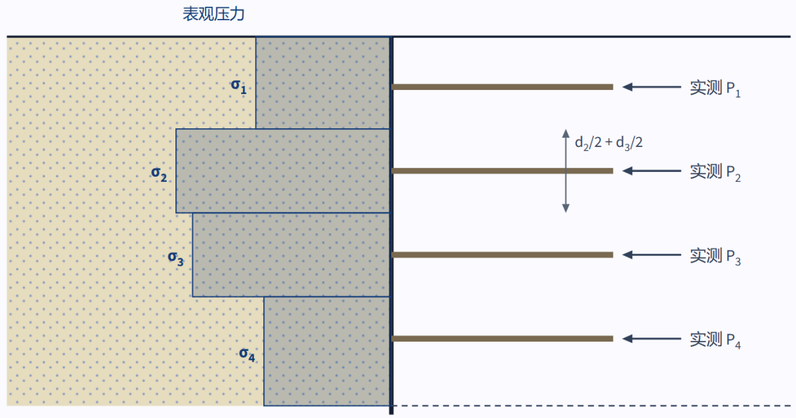
压力随位置而变，每道内支撑都应按其可能遇到的**最大荷载**设计。包络图正是为此建立：在带监测仪器的基坑中，测量每道支撑的荷载，将其除以该支撑所承担的围护墙条带面积（水平间距s × 距上、下相邻支撑距离的一半），并将其换算为该条带上的**表观压力**：

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

d_1为第一道内支撑的深度，d_i为其后各内支撑之间的间距。将逐次开挖所得的全部压力图叠绘后，其外包线即为**表观压力包络图**。

Peck包络图基于柏林、慕尼黑和纽约地铁基坑中实测的砂土荷载；他用同样的方法建立了软–中等黏土和硬黏土的包络图。

包络图**并非**某一时刻实际作用于墙体的压力：由它求得的单根内支撑荷载，是按位于实测荷载安全一侧的原则绘制的。



软至中等或硬：γH/c

理论

黏土中，包络图的形状由**稳定数γH/c**决定（c为不排水黏聚力，φ = 0）。γH/c > 4的**软–中黏土**，因开挖而被迫在远超其强度的状态下工作：

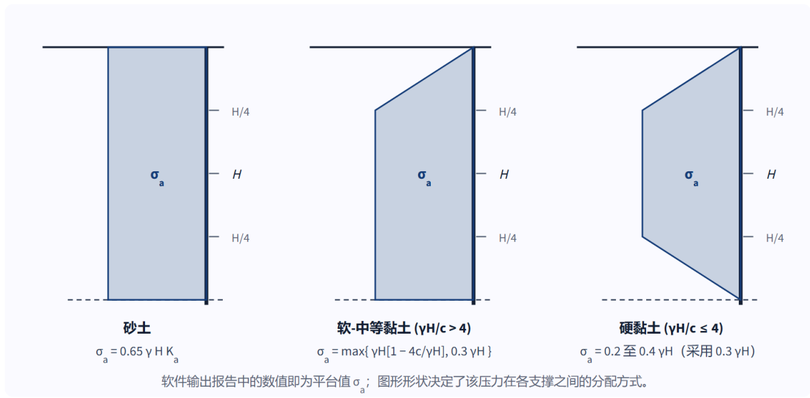
$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right],\ 0.3\gamma H\right)$$

包络图在地表处为零，在上四分之一段线性增大，此后至底部保持不变；取两个表达式中的较大者。**硬黏土**更接近其弹性范围：

$$\frac{\gamma H}{c} \le 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \text{ 与 } 0.4\gamma H \ (\text{平均 } 0.3\gamma H)$$

在硬黏土中，包络图在上四分之一高度内逐渐增大，在中间一半高度内保持不变，在下四分之一高度内回落至零。适用条件与砂土包络图相同（≳ 6 m深度，地下水位在坑底以下，黏土为不排水状态）。

若基坑穿过数层黏土，原文献按厚度对其取平均：$c_{av} = \Sigma c_i H_i / H$，$\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i / H$，然后以平均值使用黏土包络线。



题目

算例

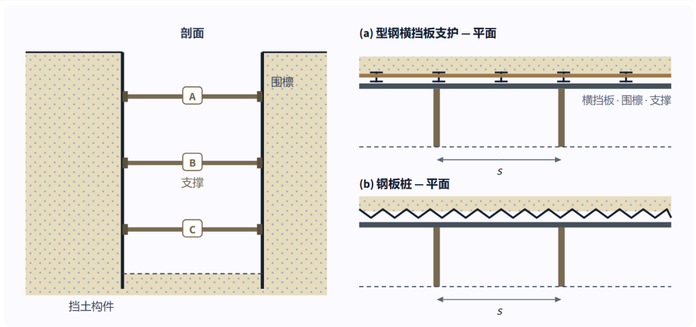
已知条件

初始基坑　$H = 7.0$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa

更软的黏土　**同一基坑，** $c = 20$ kPa

求

两种黏土的**γH/c**、包络图类型及**σ_a**。



解答

解答

1 初始黏土(c = 35 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \leq 4 \Rightarrow \text{硬黏土}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 更软的黏土(c = 20 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} > 4 \Rightarrow \text{软–中等黏土}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \geq 0.3\gamma H = 37.8$$

初始黏土按硬黏土考虑：σ_a = **37.80 kPa**（最大支撑荷载P = 271.3 kN）。黏聚力降至20 kPa时，基坑转为软–中等黏土的性状：σ_a = **46.0 kPa**，包络图底部成为恒定平台(P = 338.1 kN)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

置于包络图旁；按重度计算；首道内支撑的位置

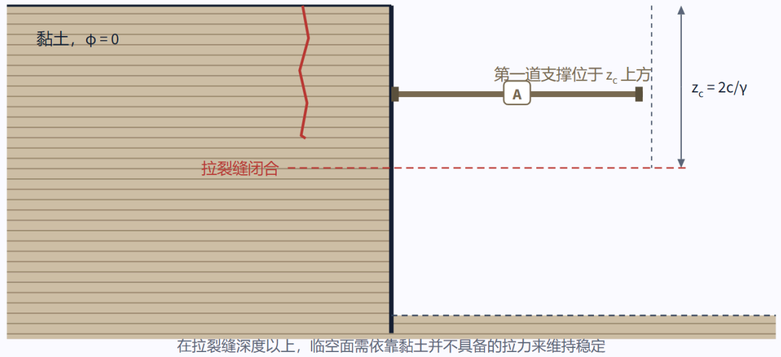
理论

地面超载q不计入包络图（否则经验系数也将作用于它）；它沿全高作为自身的均布压力考虑，在不排水黏土中$K_a = 1$：**$\Delta p_q = q$**。

水：黏土包络图属于不排水的总应力表述；黏土中的水已包含在重度和不排水强度之中。坑底以上的水绘出并加以注明，不作为单独的荷载叠加；水仅改变土的自重：水位以下取饱和重度，被水位穿过的土层则取两个数值按厚度加权的平均值，$\gamma = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$。

拉裂缝：黏土面可在无支撑条件下直立至拉裂缝闭合的深度（即黏性土Rankine主动土压力为零的深度）。$\varphi = 0$时$K_a = 1$；第一道支撑应设置在该深度**以上**，以免围护墙抵靠在黏土无法自立的敞开面上。

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ (\text{超载q})$$



题目

算例

已知条件

开挖

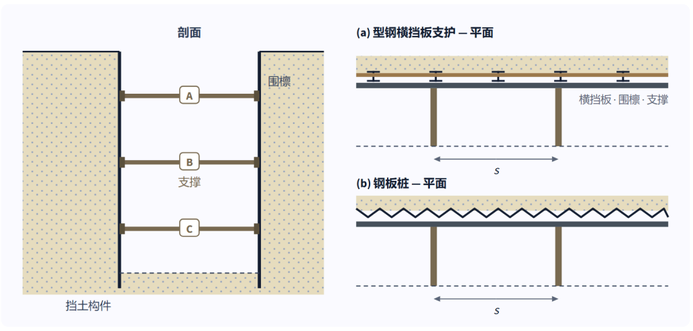
算例1中的初始基坑($H = 7$ m, $\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³, $c = 35$ kPa)；第一道内支撑位于$z = 1.0$ m

工况

(a) q = 0，无水；(b)地面超载$q = 10$ kPa；(c)地下水位$z_w = 3$ m

求

z_c、第一道支撑的位置是否合适；(c)中的$\bar{\gamma}$和$\gamma H/c$；各工况的总荷载R以及最大支撑轴力。



解答 (1/2)

解答

1 拉裂缝与第一道内支撑

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \text{m} \ > 1.00\ \text{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \text{m} \quad (q = 10\ \text{kPa})$$

第一道支撑(z = 1.0 m)远高于拉裂缝深度(3.89 m)：合适。考虑超载时拉裂缝深度降至3.33 m。

解答 (2/2)

解答

2 水(c)：$\bar{\gamma} = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$；三种情形小结

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571 \text{ kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00 \text{ kPa}$$

状态	γH/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0，无水	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c)水位z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

超载仅增加$\Delta p_q = q = 10$ kPa(R 198.4 → 268.4 kN/m)；水仅使γ增大至18.57 kN/m³(σ_a 37.8 → 39.0 kPa)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

从压力包络图到支撑轴力

理论

内支撑为水平受压构件：沿其轴线传递压力，在自重作用下弯曲；承载力取决于长细比，宽基坑中可能需要增设支撑。原文献给出一种简便而偏保守的荷载计算方法：

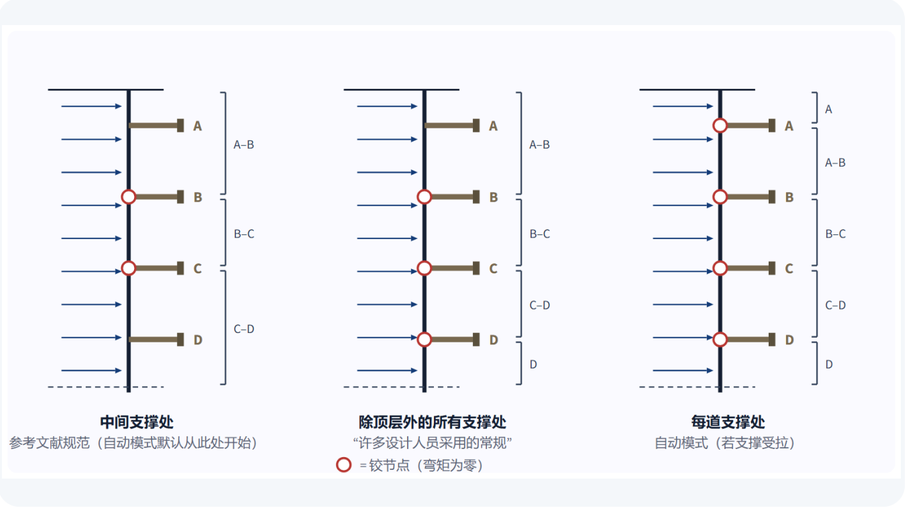
绘出压力包络图和各内支撑标高。除最上层和最下层外，取板桩墙在**每一内支撑标高处为铰接**（许多设计者除最上层外，其余各层均取铰接）。

在铰点处将墙体拆分为**两端的简单悬臂和中间的简单梁**；用静力学求出每一段的反力（四道支撑的基坑中为A、B_1、B_2、C_1、C_2、D）。

内支撑的轴力等于其所受反力之和×水平间距s。

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

每一段均为静定结构：由两个支点支承；对其中一个支点取力矩平衡并建立水平力平衡，即可求得两个支点反力。铰接处的支点同时属于相邻两段，因此汇集**两个反力**。反力均按墙的单位长度计(kN/m)；s将其换算为支撑荷载。



题目

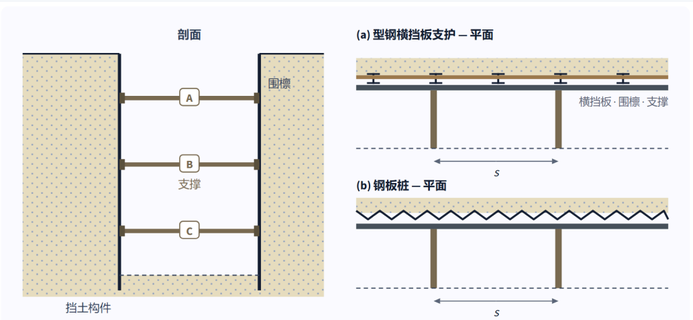
算例

已知条件

开挖	$H = 7.00$ m；$B = 6$ m；**内支撑**$z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C)；**水平间距**$s = 3.00$ m
压力	**算例1：硬黏土(γH/c = 3.6)：梯形包络图** $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa**（在上四分之一段增大，在下四分之一段降为零）；板桩在支撑B处铰接（最顶端和最底端除外）**

求

各部分的**合力**W及其力臂z̄；反力A, B_1, B_2, C；支撑轴力P_A, P_B, P_C。



解答 (1/2)

解答

1 在铰点处将包络图分段；求各部分的合力及力臂（自顶面起算的深度）

部分	范围(m)	W (kN/m)	z̄ (m)	支座
1	0.00 – 3.50	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 第一部分：对第一支座的力矩平衡

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \text{kN/m}$$

第一段对两个支座的反力分别为54.02和45.21 kN/m；最上一道支撑(A)的反力较大，因其还包含悬臂段的荷载。

解答 (2/2)

解答

3 第二部分

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \text{kN/m}$$

4 每道内支撑累加其所受的反力；荷载等于总和乘以s (s = 3.00 m)

标高	z (m)	所受反力(kN/m)	合计(kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

最大内支撑荷载P_B = **271.26 kN**（B层）：该荷载控制内支撑的截面设计。由于支撑B同时属于两个分段，因此累加两个反力。

在GeoTerva中验算解答 ↗

最大弯矩与所需截面抵抗矩

理论

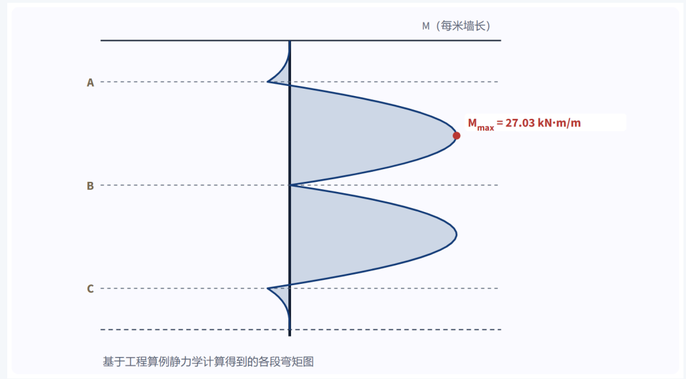
板桩按相同的分段设计：在每一段中求出最大弯矩（剪力变号处：跨内，或悬臂段与支座相接的支点处）；其中最大者即为墙单位长度的设计弯矩。所需截面抵抗矩由容许弯曲应力确定，并从表中选取不小于该值的截面：

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

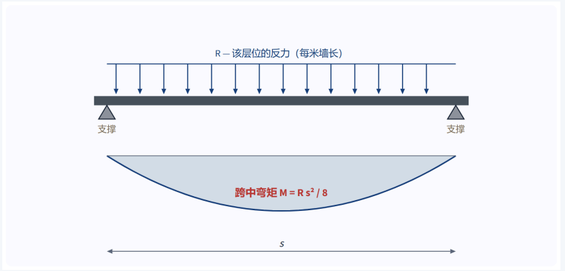
围檩若连接得当，可视为连续梁；偏安全起见，在内支撑处按**铰接**考虑：跨度为s的简支梁，以该层反力R（每单位墙长）作为均布荷载：

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

反力最大的层位起控制作用。围檩有时在能提供其所需侧向支撑的位置与板桩墙相连。



基于工程算例静力学计算得到的各段弯矩图



题目

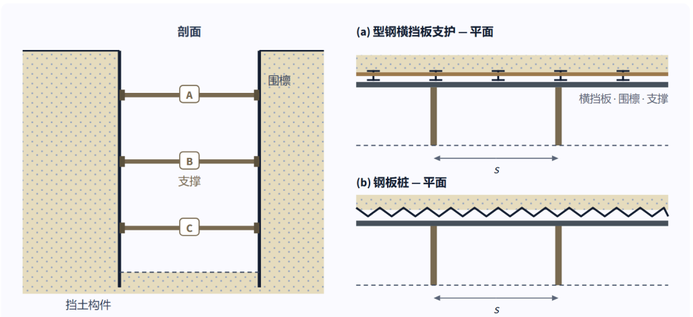
算例

已知条件

开挖	**算例1中的基坑（$H = 7$ m，硬黏土，$\sigma_a = 37.8$ kPa）；内支撑位于深度1.0 · 3.5 · 6.0 m处；水平间距$s = 3.0$ m；B点处设铰**
钢	**容许弯曲应力$\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

求

板桩墙的M_{max}和所需的S(cm³/m)；最大反力所在高程处围檩的M_{max}和S(cm³)。



解答 (1/2)

解答

1 板桩：各部分的最大弯矩

部分	范围(m)	M_{max} (kN·m/m)	位置z (m)
1	0.00 – 3.50	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 所需截面抵抗矩

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{159.0}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

板桩墙中**M_{max} = 27.03 kN·m/m**（分段1，z = 2.30 m）：**S ≥ 159.0 cm³/m。**

解答 (2/2)

解答

3 围檩：各层均按简支梁计算(s = 3.000 m)

标高	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{allow} (cm³)
A	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

最大反力出现在**B层**(R = 90.42 kN/m)：围檩按**M_{max} = 101.72 kN·m**、**S ≥ 598 cm³**确定截面；其余各层的围檩截面可以更小。

在GeoTerva中验算解答 ↗

设计作用效应、截面等级、弯曲与屈曲

理论

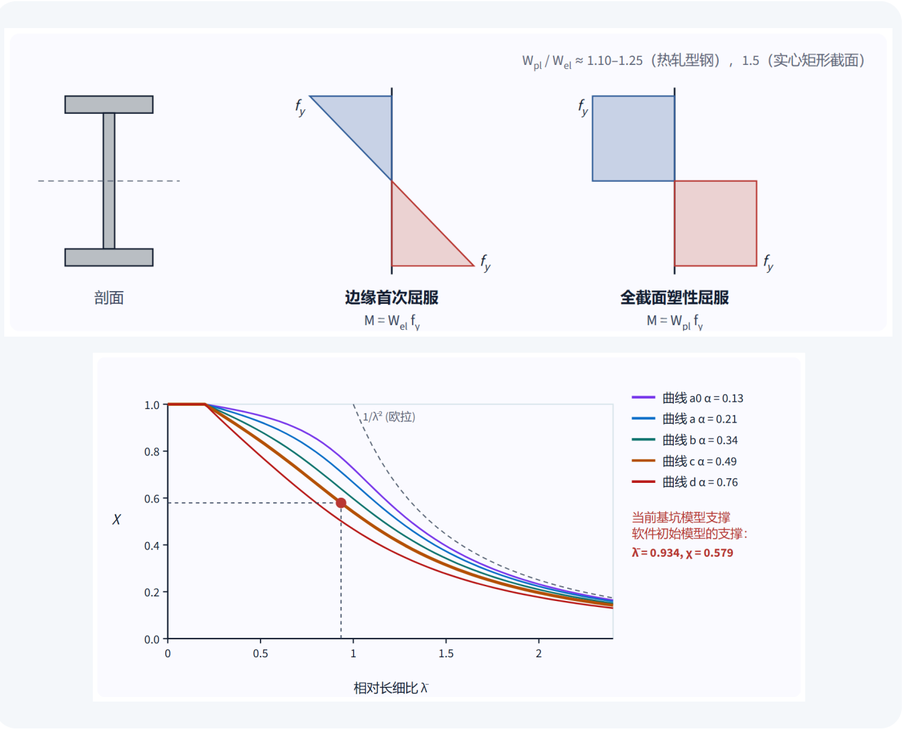
由包络图得到的荷载为**工作值**（Peck包络图是实测荷载的上限）；仅放大一次，换算为设计值：$E_d = \gamma_F E_k$。各构件按其自身钢材牌号的屈服强度(f_y)进行验算；截面由构件的**截面抵抗矩**给出（板桩墙：每米W_{el}；围檩：W；内支撑：A和绕弱轴的I）。

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

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

内支撑绕其弱轴发生屈曲：I为小惯性矩，$L_{cr} = K L_b$为有效长度（取基坑宽度，其间无立柱桩或交叉支撑通过时）。α取自屈曲曲线（c类曲线：0.49）。

对于板桩墙，单位宽度上适用相同的抗力（EN 1993-5；U形截面的锁口滑移系数β_B，Z形截面取1.0）。由于围檩的受压翼缘紧贴墙体，侧向扭转屈曲不起控制作用。



题目

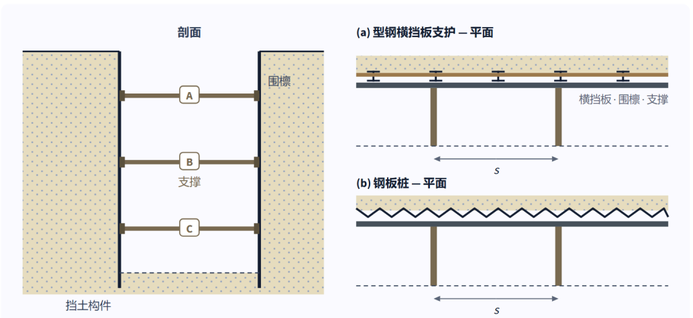
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1中的基坑和算例3中的荷载：** $P_{max} = 271.26$ **kN（支撑B）**
构件	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$**：板桩** $W_{el} = 600$ **cm³/m；围檩** $W_{el,y} = 1\,000$ **cm³；内支撑** $A = 65.7$ **cm²,** $I = 3\,598$ **cm⁴，曲线c，** $L_{cr} = 6.00$ **m**

求

板桩墙、受力最大的围檩和受力最大的内支撑的**η** (≤ 1)。



解答 (1/2)

解答

1 板桩墙和围檩（受弯）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

板桩η = **0.221**，围檩η = **0.499**：二者均满足要求（$\eta \le 1$）。

解答 (2/2)

解答

2 内支撑（屈曲）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

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

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

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

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

η_{strut} = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**。三个构件均满足要求($\eta \le 1$)；内支撑由**屈曲**控制($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

LRFD或ASD；截面分类、受弯、受剪、柱曲线

理论

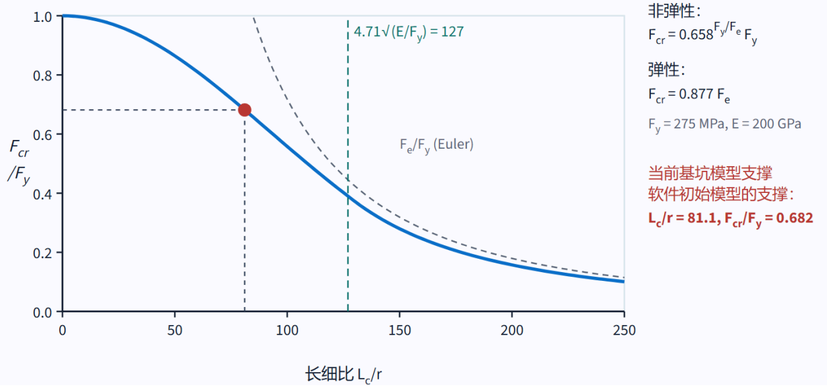
每个构件均采用由受压、受弯和受剪条款求得的**名义强度R_n**进行验算。LRFD中荷载乘以系数，强度按φ折减；ASD中则将工作荷载与强度除以安全系数Ω后的值相比较：

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

由包络图得到的荷载属于ASCE 7-22中的**侧向土压力H**：在LRFD组合中，凡叠加到荷载上之处（内支撑基坑中始终如此）均乘以1.6，在ASD中乘以1.0。与模块一同给出的板桩墙和围檩，按模块所采用的强度取值：紧凑截面取F_yZ，首次屈服取F_yS。由于围檩在侧向被墙体约束，$L_b = 0$，侧向扭转屈曲不是控制极限状态。

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

单一的柱曲线适用于所有截面（不像EN 1993-1-1那样需要选择曲线）；r为最小回转半径，$L_c = K\,L_b$为有效长度；建议$L_c/r \le 200$。与EN 1993-1-1不同，AISC不因剪力而折减抗弯强度。



题目

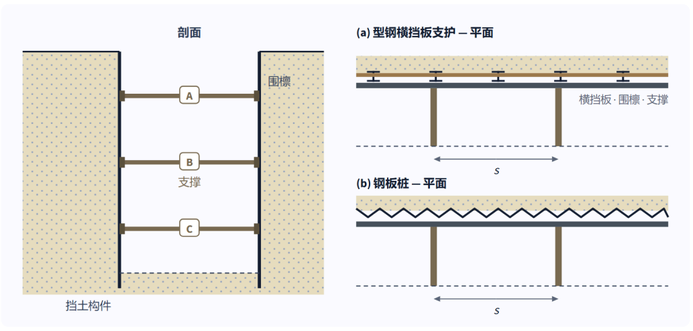
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1中的基坑和算例3中的荷载：$P_{max} = 271.26$ kN（支撑B）**
构件	**算例5中的构件(S275, $F_y = 275$ MPa)；$E = 200$ GPa；LRFD $\gamma_H = 1.6$，$\phi_c = \phi_b = 0.90$；ASD $\Omega_c = 1.67$，$\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

求

对受力最大的内支撑：L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n；LRFD和ASD比值；板桩墙和围檩的LRFD比值。



解答 (1/2)

解答

1 内支撑：柱曲线(A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

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

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

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

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

内支撑的**名义强度P_n = 1,231.5 kN**；长细比L_c/r = 81.1，处于非弹性屈曲范围（界限值 127）。

解答 (2/2)

解答

2 LRFD与ASD比值(P = 271.26 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(271.26) = 434.0 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.392}$$

$$\text{ASD: } P_a = 271.26 \text{ kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.368}$$

内支撑：LRFD η = **0.392**，ASD η = **0.368**。板桩墙(LRFD)为0.291，围檩为0.658；按EN 1993-1-1则分别为0.221、0.499和0.350。

在GeoTerva中验算解答 ↗

Terzaghi土柱，Chang修正

理论

内支撑基坑即使支撑不发生破坏，也可能失稳：基坑旁土体与地面超载的重量将基底以下的黏土挤向内侧和上方。宽度为B′的土柱在基底标高处作用于黏土之上，黏土的承载力为cN_c(N_c = 5.7)；侧面上的抗剪力cH使该荷载得以减轻：

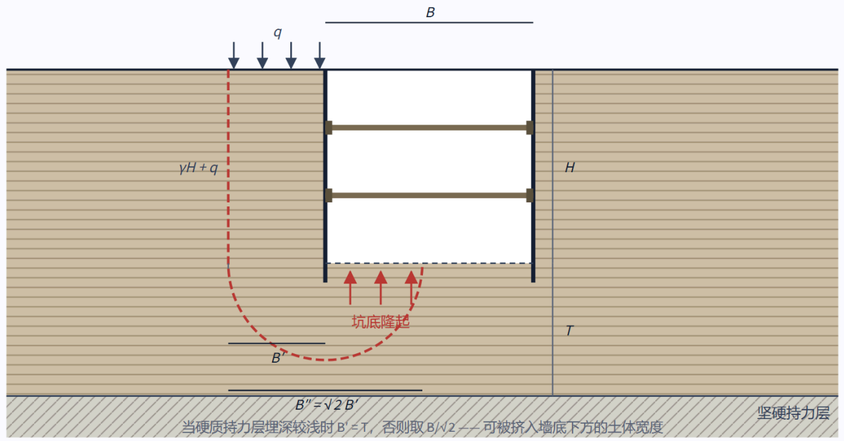
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

公式**在三个方面作了修正**：侧面剪切荷载不减小荷载，而是**增加抗力**；宽度为B″的底部条带像向上受荷的基础一样工作；由于坑底范围不受限，N_c = 5.14（光滑基础）：

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L}\right) + \dfrac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

B为开挖宽度，L为平面长度，T为坑底以下黏土厚度；q为基坑旁的超载。在完全坍塌的基坑中FS ≈ 1，在部分破坏或破坏轻微的基坑中略高于此值；要求的FS ≈ **1.5**。

在均质黏土中，若FS < 1.5，则板桩需打入更深处（一般不超过坑底以下B/2）；嵌入段所承担的力取自已发表的设计图表。



题目

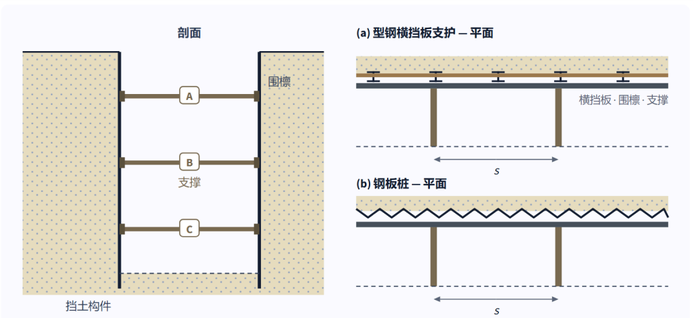
算例

已知条件

初始基坑	$H = 7$ m，$B = 6$ m，$L = 20$ m；黏土$\gamma = 18$，$c = 35$ kPa，坑底以下黏土厚度$T = 4$ m；无超载
教材基坑	宽4 m、长15 m、深6 m；$\gamma = 17$，$c = 40$ kPa；硬土层位于坑底以下2 m

求

对两个基坑，求B′、B″和FS（是否≥1.5？）；若初始基坑中无硬土层且宽度为10 m，则如何?



解答

解答

1 初始基坑：B/√2 = 4.24 m > T = 4 m，因此B′ = T

$$B' = T = 4.00\ \text{m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 教材基坑(T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m: B′ = T = 2.00 m, B″ = 2.83 m)

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

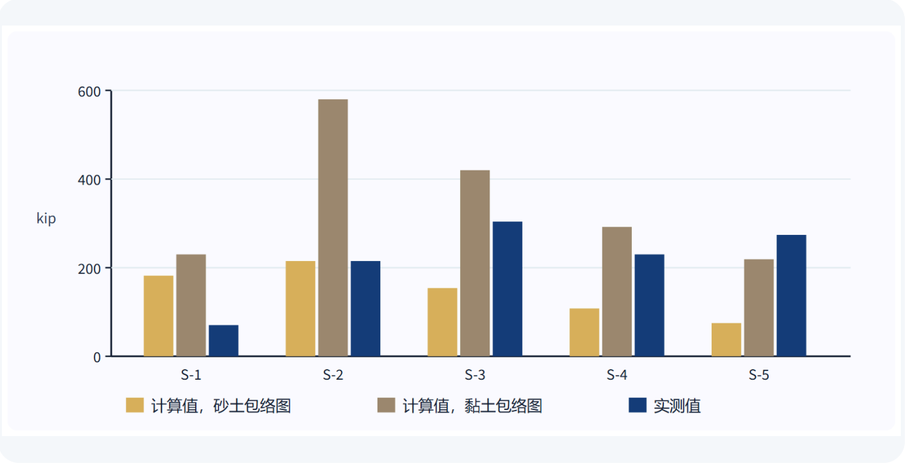
初始基坑的**FS = 1.99**，教材基坑的为**3.27**：两者均≥1.5。若未输入硬土层(B′ = B/√2)，教材基坑的FS降至2.96；初始基坑在宽度为10 m且无硬土层时降至1.80（向保守方向减小）：坑底隆起随宽度增大及硬土层缺失而恶化。

在GeoTerva中验算解答 ↗

Boston与Chicago案例研究

理论

Boston（试验断面B）：深17.7 m，五道内支撑；剖面被限定在砂土与黏土两条包络图之间（砂土包络图53.5 kPa，软至中等黏土包络图146.1 kPa）；实测荷载与两种预测值均相差很大（土体参数不确定），内支撑是按远高于实测值的荷载设计的。**Chicago, National Plaza**：深21.3 m，六道内支撑；剖面被换算为等效黏土(c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma H/c$ = 12.08 > 4, σ_a = 282.0 kPa)。Peck包络图给出的压力约为实测值的**1.8倍**：围绕众多基坑绘制的包络图对单个基坑而言偏保守；在同一地层中，现场经验可显著减少过度设计。



方法的假定

理论

包络图取自开挖深度大于约6 m的基坑；**包络图并非任一时刻墙上的实际压力**：它给出的是安全的支撑荷载，而非墙体变形。黏土处于**不排水**状态；孔隙水压力不另行计入。

存在多层黏土时，按厚度取平均值(c_{av}, γ_{av})；γH/c取这些平均值计算。超载加在包络图旁侧(Δp = q)，水仅改变重度。

板桩视为静定铰接梁链；不计其自身刚度及坑底以下的嵌固作用。**围檩**取支撑之间的简支跨（偏于保守）。钢材按EN 1993-1-1验算（4类截面不予设计）或按AISC 360-22验算。

坑底隆起按Chang修正公式验算；板桩墙在坑底以下的嵌固部分不计入（偏于安全）。多层土时，公式按GeoTerva的分层扩展形式使用。

施工期间预计会出现侧向位移和周边地层损失；若有硬土层，板桩墙嵌入其中。在软黏土中，当γH/c ≈ 8时可能出现很大位移及内支撑失效。

小结

要点回顾

包络图：$\gamma H/c > 4$：软–中等($\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$)；$\le 4$：硬($\approx 0.3\gamma H$)。算例：$\gamma H/c = 3.6$，$\sigma_a = 37.8$ kPa

超载与水：$\Delta p = q$单独叠加；水只改变$\bar{\gamma}$。**拉裂缝**$z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m；第一道内支撑(1.0 m)位于其上方

支撑轴力：包络图在铰点处分块，反力由静力平衡求得；算例中$P_B = 271.26$ kN（为两个反力之和）

截面设计：板桩$M_{max} = 27.03$ kN·m/m ($S = 159$ cm³/m)，围檩$M = R\,s^2/8 = 101.72$ kN·m ($S = 598$ cm³; $\sigma_{allow} = 170$ MPa)

钢材：EN 1993-1-1 $\eta = 0.221 / 0.499 / 0.350$（板桩/围檩/内支撑）；AISC LRFD内支撑0.392，ASD 0.368

坑底隆起：$FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \ge 1.5$；初始基坑为2.00，教材基坑为3.27

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — 第 15 章，“Braced Cuts”；本页面参考该章节。

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.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

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.

注

所有数值算例均由模块自身的计算引擎生成；模块给出相同的数值。模块页面中的工程算例也是该基坑（H = 7 m，γ = 18 kN/m³，c = 35 kPa，内支撑位于1 · 3.5 · 6 m）。

GeoTerva

在线岩土工程计算

从理论到应用

在GeoTerva中输入基坑的黏土剖面、支撑标高、超载、水位和构件；模块一并给出包络图、拉裂缝、支撑荷载、板桩与围檩弯矩、钢材验算和坑底隆起。

打开模块→　理论页面 →

用手机打开

试用模块无需注册。