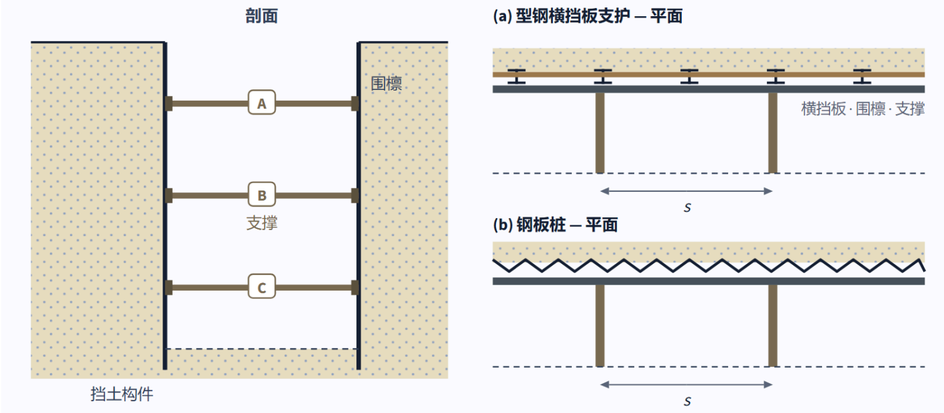
岩土工程讲义 · 板桩墙与内支撑基坑

黏土覆于砂土之上：内支撑基坑

讲义：同一基坑中的砂土与黏土（Peck等效黏聚力）；包络图、内支撑荷载、板桩墙和围檩的截面设计、钢构件验算以及坑底隆起；每个主题均配有工程算例。

基坑支护 | 等效黏土（砂土+黏土） | 内支撑 · 围檩 · 板桩墙 | EN 1993 · AISC 360 | 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**，以及包络图如何绘制；黏土的包络图（按γH/c确定）

开挖穿过砂土和黏土时，采用Peck的**等效黏聚力**c_{av}和γ_a，并按$\gamma_a H/c_{av}$选取包络图

National Plaza（芝加哥）基坑如何先按厚度对**多层黏土**加权平均，再与砂土合并

将地面超载叠加到包络图之外；由包络图确定**内支撑轴力**，并进行**板桩墙**和**围檩**的截面设计

按**EN 1993-1-1**和**AISC 360-22**验算钢材；分层地层剖面中的**坑底隆起**验算

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：上部为3 m厚砂土（γ = 17 kN/m³，φ′ = 30°），其下为黏土（γ = 18 kN/m³，c = 35 kPa）；H = 7.00 m，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。各力均为每米墙长的值（支撑荷载已乘以s）。

支护体系及其构件

理论

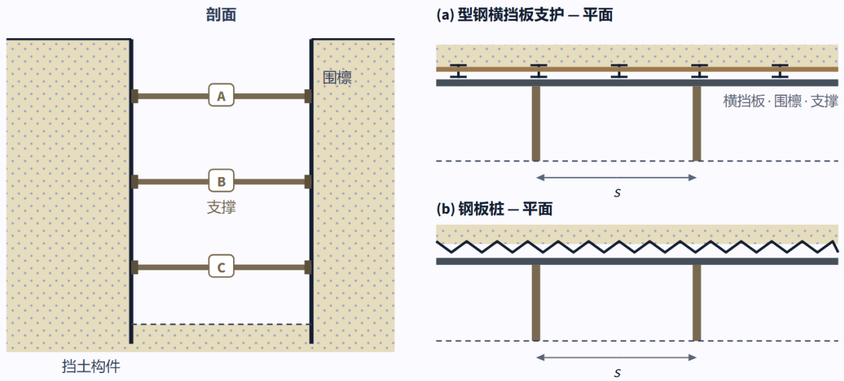
竖直坡面的深基坑（城市建筑地下室、明挖隧道）需用临时**支护体系**保持敞开。常见有两种形式：预先打入**竖向桩**（钢桩或木桩），随开挖进行在桩间设置水平木挡板；或由相互咬合的**板桩**形成连续墙。

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

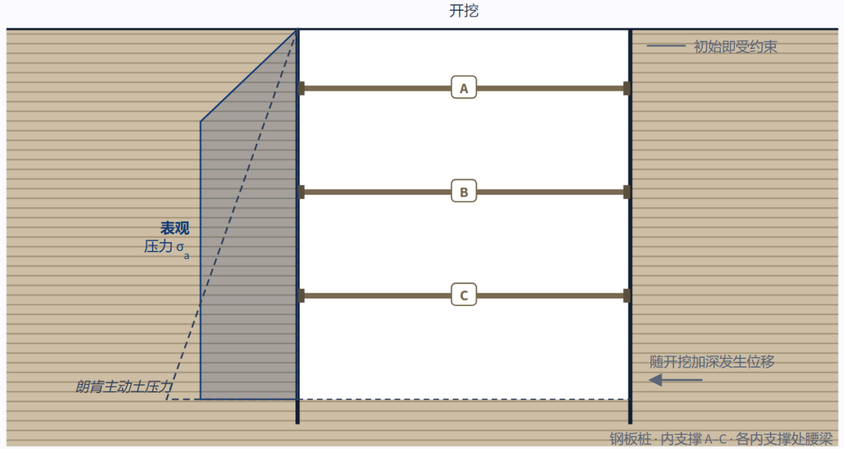
悬臂式挡土墙绕墙底转动，Rankine主动土压力（顶部为零，底部最大）能很好地描述这一情形。**有内支撑的墙体则向相反方向运动**：第一道内支撑在开挖尚浅时设置，上部几乎不发生位移；此后每一级均在安装内支撑之前先行开挖，间隔时间随深度增加而变长，墙体的挠曲位置逐渐下移：开挖结束时，墙体已**绕墙顶转动**。

> 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

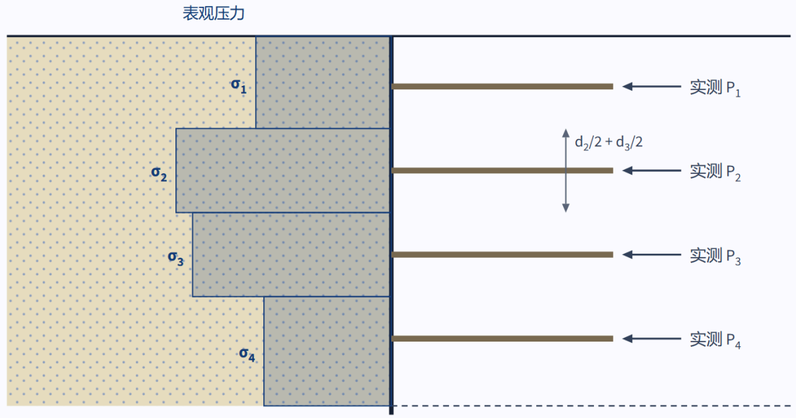
压力随位置而变，每道内支撑都应按其可能遇到的**最大荷载**设计。包络图正是为此建立：在带监测仪器的基坑中，测量每道支撑的荷载，将其除以该支撑所承担的围护墙条带面积（水平间距s × 距上、下相邻支撑距离的一半），并将其换算为该条带上的**表观压力**：

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

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

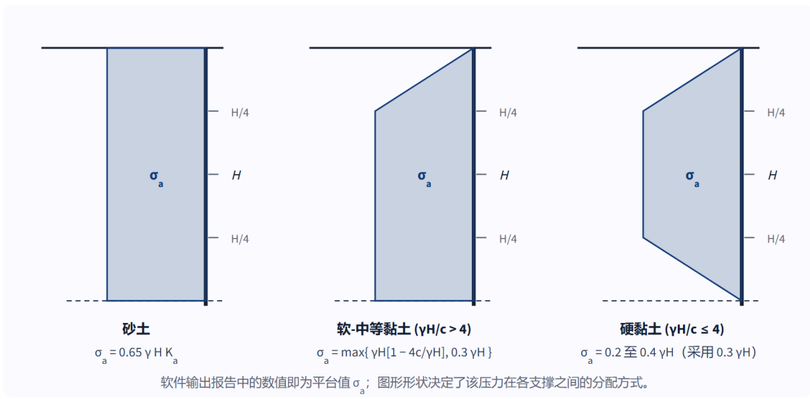
理论

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**，在开挖作用下被推至远超其强度的状态；**硬黏土**更接近其弹性范围：

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

软–中等黏土的包络线在地表为零，在上四分之一段增大，其后直至底部为恒定的平台；硬黏土的包络线在上四分之一段增大，中间一半段恒定，下四分之一段回落为零。取两个表达式中的较大者控制。

条件：开挖深度≳ 6 m；水位位于坑底以下；黏土为不排水条件（不考虑孔隙水压力）。



Peck等效黏聚力

理论

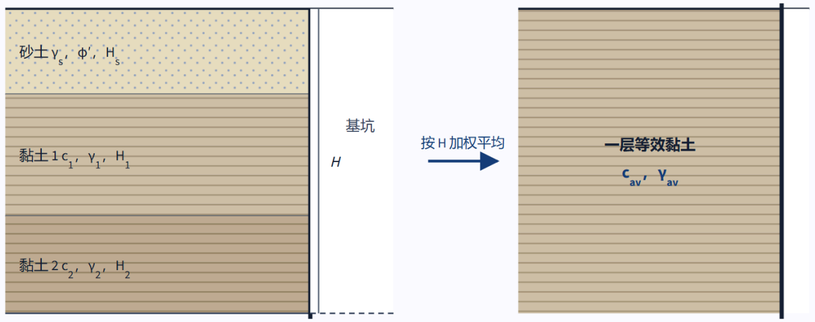
若基坑中既有砂土又有黏土，Peck以**单一黏土**代替该土层剖面：沿高度对土体所能发挥的强度取平均。砂土贡献自身重量产生的摩擦，黏土贡献无侧限抗压强度（已为渐进破坏而折减）：

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi_s' + (H - H_s)\, n' q_u\right] \qquad \gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right]$$

H_s、γ_s、φ'_s：砂层的厚度、重度和有效内摩擦角；K_s为砂土的侧向压力系数(≈1)；$q_u = 2c$为黏土的无侧限抗压强度，γ_c为其饱和重度；n'为渐进破坏系数，取0.5–1.0（平均0.75）。

采用c_{av}和γ_a，黏土包络图适用于全高；包络图依据$\gamma_a H/c_{av}$选取。

若砂土之下有数层黏土，文献首先将它们按厚度取平均($c_{av} = \Sigma c_i H_i/\Sigma H_i$, γ_{av})，再将该等效黏土与砂土合并（如National Plaza案例中那样）。



砂土：自重摩擦力 $\gamma K_s H_s^2 \tan\phi' \cdot$ 黏土：$n' q_u H \cdot$ 两者在全高范围内累加，随后适用黏土包络图规则

题目

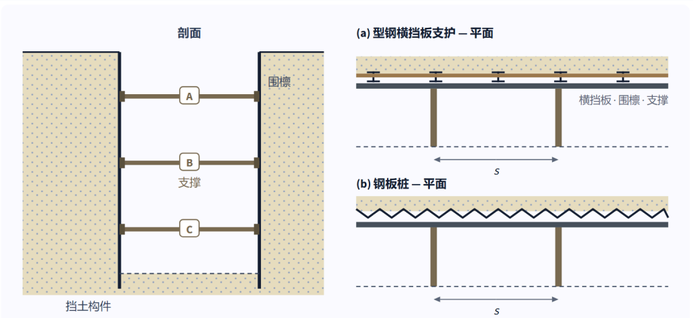
算例

已知条件

剖面	上部$H_s = 3$ m砂土($\gamma_s = 17$ kN/m³, $\varphi'_s = 30^\circ$, $K_s = 1$)，其下为黏土($\gamma_c = 18$ kN/m³, $c = 35$ kPa)
开挖与系数	$H = 7.0$ m；$n' = 0.75$（平均值）；另有$n' = 0.5$和1.0

求

c_{av}、γ_a、$\gamma_a H/c_{av}$、包络图类型和σ_a；随n′变化的结果。



解答 (1/2)

解答

1 等效黏聚力与重度(n′ = 0.75)

$$c_{av} = \frac{1}{2(7)}\left[17(1)(3)^2\tan 30^\circ + (7-3)(0.75)(2\cdot 35)\right] = \frac{88.33+210.0}{14} = \mathbf{21.31}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(3)+(7-3)18}{7} = \mathbf{17.57}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_a H}{c_{av}} = \frac{17.57(7)}{21.31} = \mathbf{5.77} > 4$$

等效黏土：c_{av} = **21.31 kPa**，γ_a = 17.57 kN/m³；$\gamma_a H/c_{av}$ = **5.77** > 4 → 软至中等黏土包络图。

解答 (2/2)

解答

2 软–中等黏土包络线与n′的敏感性

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_a H}\right] = 17.57(7) - 4(21.31) = \mathbf{37.75}\ \text{kPa}$$

n′	c_{av} (kPa)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	P_{max} (kN)
0.50	16.31	7.54	57.75	424.5
0.75	21.31	5.77	37.75	277.5
1.00	26.31	4.67	36.90	271.2

等效黏土：c_{av} = **21.31 kPa**，$\gamma_a H/c_{av}$ = 5.77 > 4：采用软至中硬黏土包络图，**σ_a = 37.75 kPa**。若取n′ = 0.5，则c_{av}降至16.31，σ_a升至57.8 kPa：渐进破坏系数对结果影响很大。

在GeoTerva中验算解答 ↗

题目

算例

已知条件

开挖

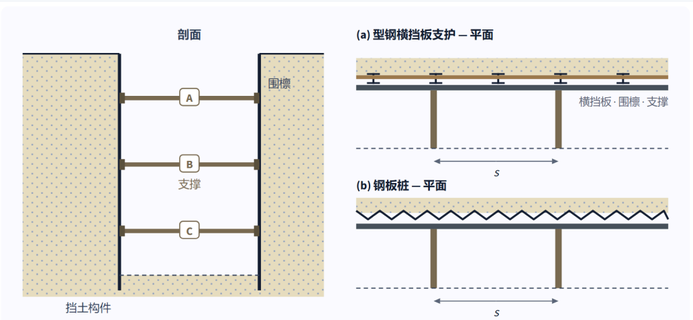
$H = 70$ ft $= 21.34$ m深，设六道内支撑；13 ft厚砂土填层之下为四层黏土（见下表，SI）

系数

$K_s = 1, \varphi'_s = 30^\circ, n' = 0.75$

求

黏土按厚度加权的平均值$c_{av,clay}$；c_{av}、γ_{av}、$\gamma H/c$以及σ_a。



解答 (1/2)

解答

1 地层剖面(SI)与黏土的厚度加权平均值

土层	厚度(m)	γ (kN/m³)	c (kPa)	贡献项(kN/m)
砂土填土	3.96	17.28	—	156.6
黏土1	10.06	19.95	19.2	289.0
黏土2	3.35	20.42	33.5	168.6
黏土3	1.83	21.21	95.8	262.7
黏土4	2.13	21.21	191.5	612.9

$$c_{av,clay} = \frac{\Sigma c_i H_i}{\Sigma H_i} = \mathbf{51.16}\ \text{kPa}$$

四层黏土的厚度加权平均值为**51.16 kPa**；砂土项$\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s = 156.6$，黏土项$n' q_u \Sigma H_i = 1{,}333.2$ kN/m。

解答 (2/2)

解答

2 等效黏聚力、重度和包络线

$$c_{av} = \frac{\gamma_s K_s H_s^2 \tan\varphi'_s + n' q_u \Sigma H_i}{2H} = \frac{156.6 + 1{,}333.2}{2(21.34)} = \mathbf{34.91}\ \text{kPa}$$

$$\gamma_{av} = \frac{\Sigma \gamma_i H_i}{H} = \mathbf{19.76}\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{19.76(21.34)}{34.91} = \mathbf{12.08} > 4$$

$$\sigma_a = \gamma_{av} H \left[1 - \frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right] = \mathbf{282.0}\ \text{kPa}$$

采用软至中硬黏土包络图：**σ_a = 282.0 kPa** (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, $\gamma_{av}H/c_{av}$ = 12.08)。该包络图与实测围檩荷载的对比见“包络图在实际基坑中的表现”一节（Peck包络图约为1.8倍）。

在GeoTerva中验算解答 ↗

附加于包络图一侧

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：黏土的包络图是不排水的总应力模型；黏土中的水已包含在重度和不排水强度之内。坑底以上的水只绘出并作注，不作为单独的荷载叠加；它仅改变土的重量：水下取饱和重度，被水位切分的土层取两个值的厚度加权平均。

由于砂层厚度决定等效黏土层，剖面的**土层顺序**会直接影响结果：随着砂层变厚，c_{av}随之变化（见下例）。

$$\Delta p_q = K_a q = q \ \ (\varphi = 0 \Rightarrow K_a = 1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w)}{H}$$

题目

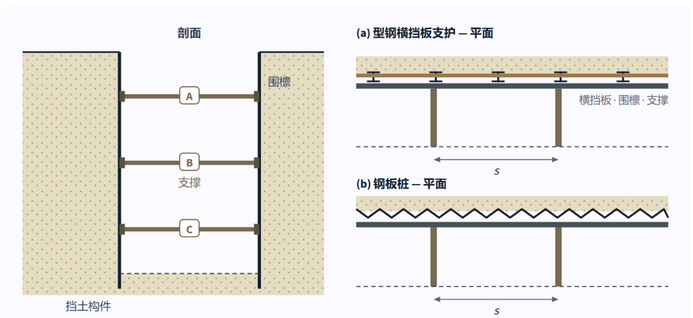
算例

已知条件

开挖	**算例1中的基坑($H = 7$ m, $n' = 0.75$)：砂土3 m（初始算例）**
变化	**(a)砂土厚5 m（黏土厚2 m）；(b)超载$q = 10$ kPa**

求

各工况的c_{av}、$\gamma_a H/c_{av}$、σ_a，总荷载R以及最大支撑轴力。



解答 (1/2)

解答

1 (a)砂层5 m：重新计算等效黏土

$$c_{av} = \frac{1}{14}\left[17(5)^2 \tan 30^\circ + (2)(0.75)(70)\right] = 25.03 \text{ kPa}$$

$$\gamma_a = \frac{17(5) + 2(18)}{7} = 17.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_a = \max\left(\gamma_a H - 4c_{av},\ 0.3\gamma_a H\right) = \max(20.91, 36.31) = \mathbf{36.31} \text{ kPa}$$

当砂层厚度为5 m时，等效黏聚力由21.3增至**25.0 kPa**，包络图由**0.3γ_aH = 36.3 kPa**控制。

解答 (2/2)

解答

2 (b)地面超载：单独的$\Delta p_q = q = 10$ kPa；三种情况小结

状态	c_{av} (kPa)	γ_a (kN/m³)	$\gamma_a H/c_{av}$	σ_a (kPa)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
初始（砂土3 m）	21.31	17.57	5.77	37.75	231.2	277.5
(a)砂土5 m	25.03	17.29	4.84	36.31	222.4	266.9
(b) q = 10 kPa	21.31	17.57	5.77	37.75	301.2	351.0

随着砂层变厚，c_{av}由21.3增至25.0 kPa，包络图由37.8降至**36.3 kPa**（摩擦性砂土比黏土提供更大的强度；此时由$0.3\gamma_a H$一项控制）。超载不改变包络图：仅附加$\Delta p_q = 10$ kPa (R 231.2 → 301.2 kN/m)。

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：

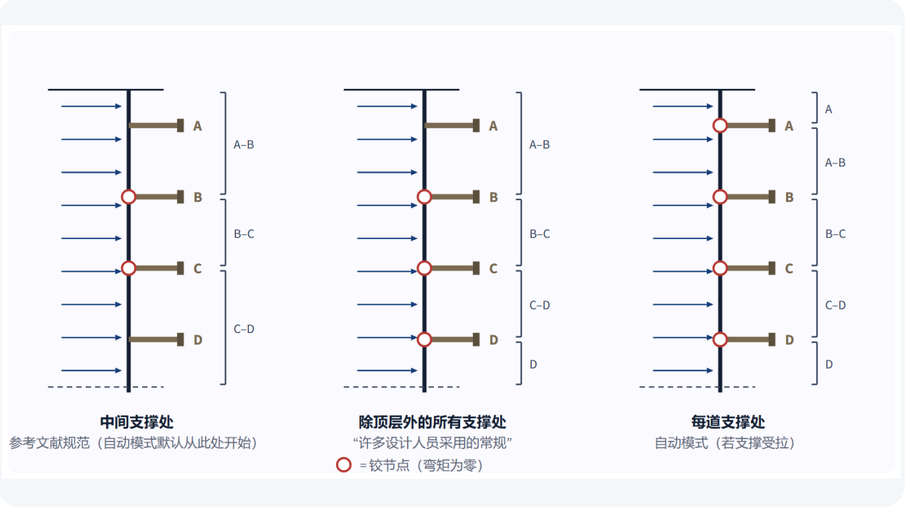
绘出压力包络图和各内支撑标高。除最上层和最下层外，取板桩墙在**每一内支撑标高处为铰接**（许多设计者除最上层外，其余各层均取铰接）。

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

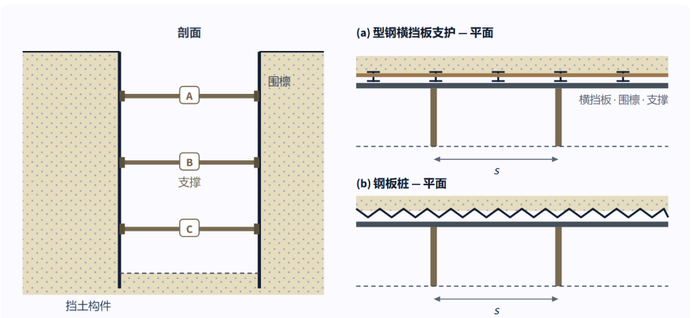
算例

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：等效黏土，软–中等包络图$\sigma_a = 37.75$ kPa（在上四分之一段增大，直至底部保持恒定）；板桩墙在B支撑处铰接（最上端和最下端除外）

求

各部分的**合力**W及其力臂$\bar{z}$；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	99.09	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	132.12	5.250	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 第一部分：对第一支座的力矩平衡

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.09(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.14} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{53.95}\ \text{kN/m}$$

第一段对两个支座的反力分别为53.95和45.14 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

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{132.12(5.250 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{92.49} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{39.64}\ \text{kN/m}$$

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	53.95	53.95	**161.85**
B	3.50	45.14 + 39.64	84.78	**254.34**
C	6.00	92.49	92.49	**277.47**

最大内支撑荷载P_C = **277.47 kN**（C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

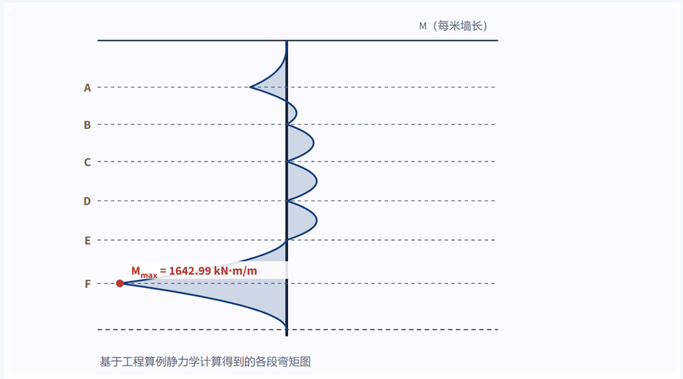
板桩按相同的分段设计：在每一段中求出最大弯矩（剪力变号处：跨内，或悬臂段与支座相接的支点处）；其中最大者即为墙单位长度的设计弯矩。所需截面抵抗矩由容许弯曲应力确定，并从表中选取不小于该值的截面：

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

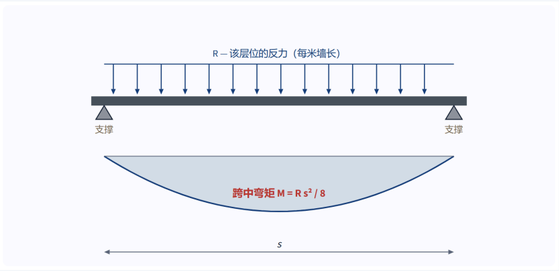
围檩若连接得当，可视为连续梁；偏安全起见，在内支撑处按**铰接**考虑：跨度为s的简支梁，以该层反力R（每单位墙长）作为均布荷载：

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

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

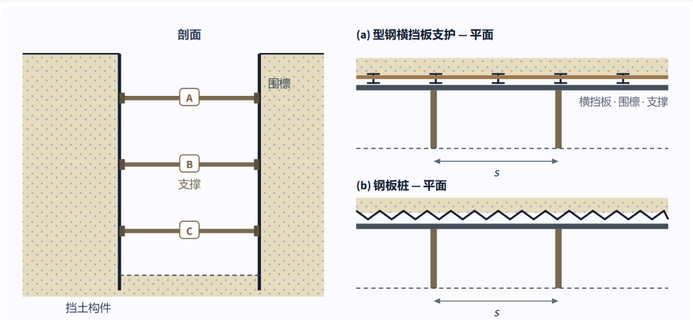
算例

已知条件

开挖	**算例1中的基坑（$H = 7$ m，等效黏土，$\sigma_a = 37.75$ kPa）；内支撑位于1.0 · 3.5 · 6.0 m处；$s = 3.0$ m；B处为铰接**
钢	**容许弯曲应力$\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

求

板桩墙的M_{max}和所需的S(cm^3/m)；最大反力所在高程处围檩的M_{max}和S(cm^3)。



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	26.99	2.30
2	3.50 – 7.00	20.81	4.55

2 所需截面抵抗矩

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{26.99}{170{,}000} = 0.0001588\ \text{m}^3/\text{m} = \mathbf{158.8}\ \text{cm}^3/\text{m}$$

板桩墙中**M_{max} = 26.99 kN·m/m**（分段1，z = 2.30 m）：**S ≥ 158.8 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	53.95	60.69	357
B	84.78	95.38	561
C	92.49	104.05	612

最大反力出现在**C层**(R = 92.49 kN/m)：围檩按**M_{max} = 104.05 kN·m**、**S ≥ 612 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

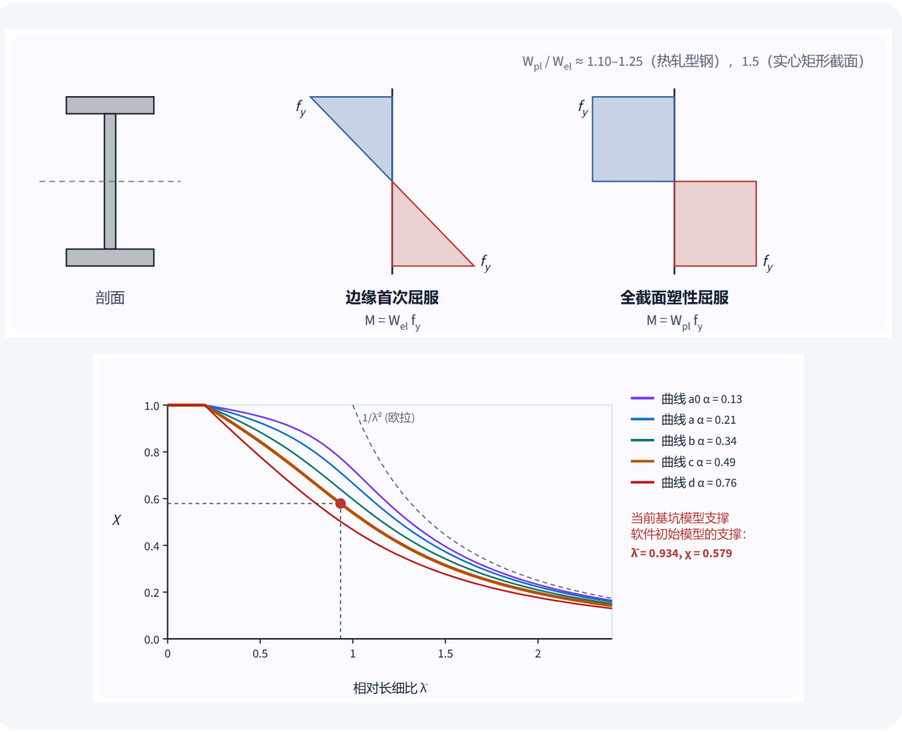
由包络图得到的荷载为**工作值**（Peck包络图是实测荷载的上限）；仅放大一次，换算为设计值：$E_d = \gamma_F E_k$。各构件按其自身钢材牌号的屈服强度(f_y)进行验算；截面由构件的**截面抵抗矩**给出（板桩墙：每米W_{el}；围檩：W；内支撑：A和绕弱轴的I）。

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

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

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

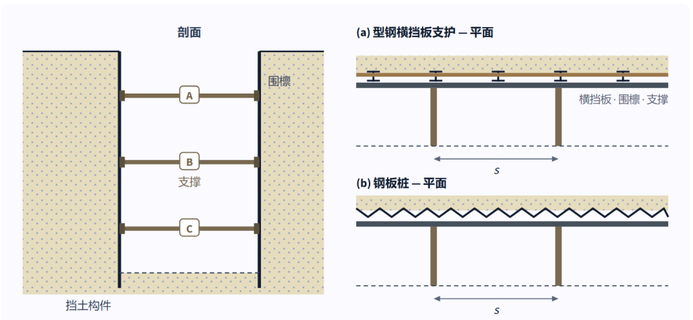
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1中的基坑开挖与算例4中的荷载：** $P_{max} = 277.47$ **kN**
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）：$\eta = \gamma_F M/(W f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(26.99)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.44}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(104.05)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{140.47}{275.0} = \mathbf{0.511}$$

板桩η = **0.221**，围檩η = **0.511**：二者均满足要求（$\eta \le 1$）。

解答 (2/2)

解答

2 内支撑（屈曲）：$N_{Ed} = 1.35\,P_{max} = 1.35(277.47) = 374.58$ kN

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

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

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

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

$\eta_{strut} = 374.6 / 1{,}046.4 =$ **0.358**。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

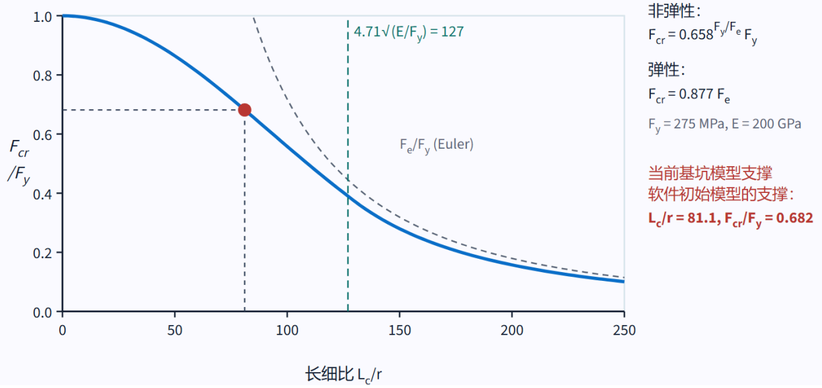
每个构件均采用由受压、受弯和受剪条款求得的**名义强度R_n**进行验算。LRFD中荷载乘以系数，强度按φ折减；ASD中则将工作荷载与强度除以安全系数Ω后的值相比较：

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

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

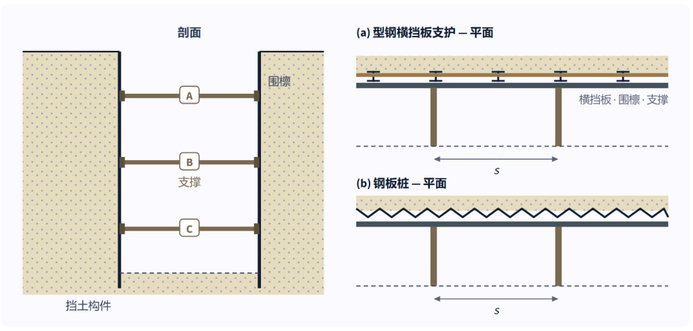
算例

已知条件

开挖与荷载	**算例1中的基坑开挖与算例4中的荷载：** $P_{max} = 277.47$ **kN**
构件	**算例6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 = 277.47 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(277.47) = 444.0 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.401}$$

$$\text{ASD: } P_a = 277.47 \text{ kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4 \text{ kN} \quad \eta = \mathbf{0.376}$$

内支撑：LRFD η = **0.401**，ASD η = **0.376**。板桩墙(LRFD)为0.291，围檩为0.673；按EN 1993-1-1则分别为0.221、0.511和0.358。

在GeoTerva中验算解答 ↗

下方黏土承担荷载，侧旁土层提供抗剪力和上覆压力

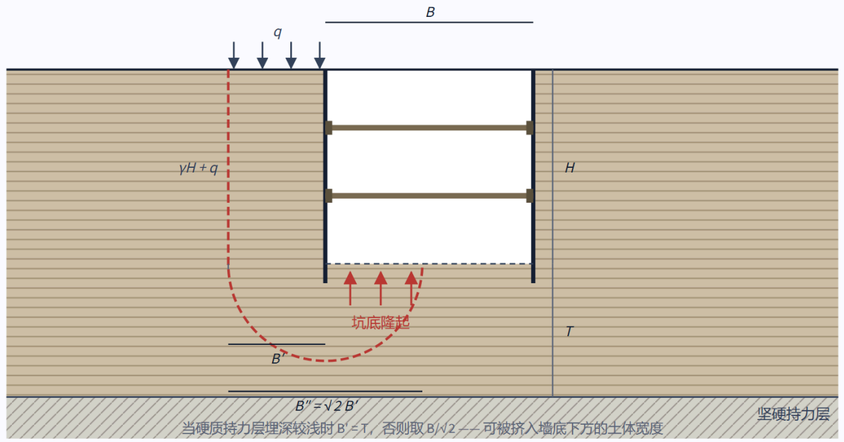
理论

黏土中的坑底可能在相邻土体自重作用下向上隆起（Terzaghi土柱，Chang修正）。该公式针对均质黏土推导；模块**通过GeoTerva扩展在分层地层剖面中**使用该公式：

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

c：坑底以下的黏土（承载项）；**c_{side}**：被支护高度范围内的平均黏聚力（砂土取为零；侧壁剪切项）；**$\sigma_v(H)$**：开挖边缘处坑底标高的总上覆应力($\Sigma\gamma_i H_i$)。

B为基坑宽度，L为平面长度，T为坑底以下的坚硬土层；不计入板桩墙的嵌入深度（偏于安全）。要求FS ≈ **1.5**。



题目

算例

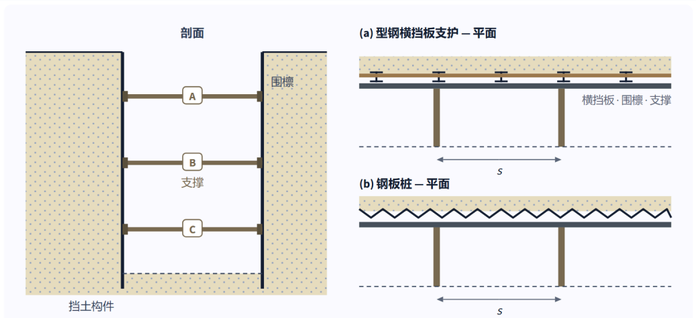
已知条件

初始基坑	$H = 7$ m，$B = 6$ m，$L = 20$ m，**坑底以下黏土**$T = 4$ m；**上部3 m砂土**($\gamma = 17$)，**其下为黏土**($\gamma = 18, c = 35$ kPa)
对比	**若砂层厚5 m（黏土层2 m）**

求

c_{side}、$\sigma_v(H)$、B'和FS（是否≥ 1.5？）；

砂土厚度增大时，FS如何变化?



解答

解答

1 来自侧旁土层：平均黏聚力及上覆应力

$$c_{side} = \frac{0\,(3) + 35\,(4)}{7} = \mathbf{20.0}\ \text{kPa}\ \text{（砂土为零）} \qquad \sigma_v(H) = 17(3) + 18(4) = \mathbf{123}\ \text{kPa}$$

$$B/\sqrt{2} = 4.24\ \text{m} > T = 4\ \text{m} \ \Rightarrow\ B' = 4.00\ \text{m}, \quad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

2 安全系数（承载力项：基底以下黏土c = 35 kPa）

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{20(7)}{4.00}}{123} = \frac{190.1 + 35.0}{123} = \mathbf{1.83}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

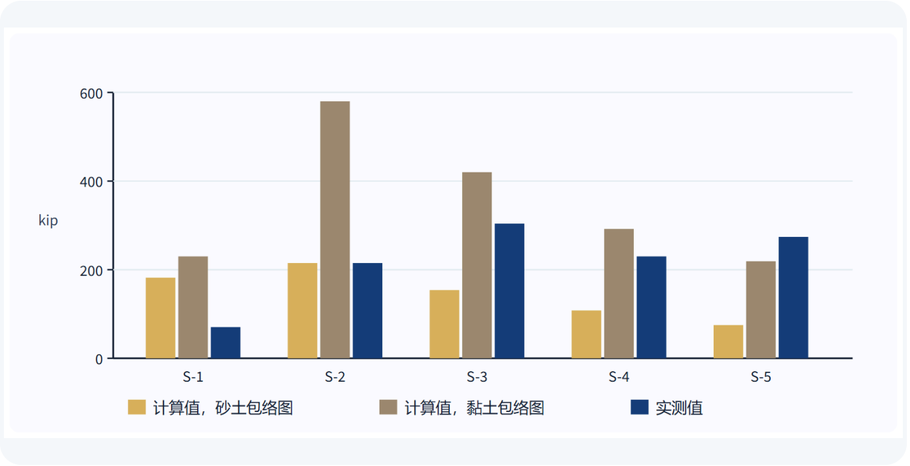
坑底隆起安全系数为**1.83**（≥ 1.5）。砂层为5 m时，侧向黏聚力降至10 kPa，上覆压力降至121 kPa，FS降至**1.72**：砂层越厚，侧向剪切的贡献越小。

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，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, γH/c = 12.08, σ_a = 282.0 kPa)。Peck包络图给出的压力约为实测压力的**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

包络线取自深于约6 m的基坑；**包络线并非任何时刻墙上的实际压力**：它给出安全的支撑荷载，而不给出墙体变形。黏土按不排水、砂土按排水处理。

砂土+黏土剖面被换算为**单一等效黏土**(c_{av}, γ_a)；包络图按$\gamma_a H/c_{av}$选取。若有数层黏土，先按厚度加权平均。$K_s \approx 1$和$n' = 0.75$为平均值；n'在0.5–1.0之间变化，对结果影响很大。

超载单独叠加($\Delta p = q$)；水仅改变重度。**板桩**是铰接静定梁链；**围檩**为支撑之间的简支跨。钢材按EN 1993-1-1（4类截面不予设计）或AISC 360-22验算。

坑底隆起采用针对均质黏土推导的公式的GeoTerva分层扩展形式进行验算；不计入板桩墙的嵌入深度。

开挖过程中预计会出现侧向位移和周围地层损失；若存在坚硬土层，板桩嵌入其中。

小结

要点回顾

等效黏土：$c_{av} = [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \varphi'_s + (H - H_s) n' q_u]/(2H)$，$\gamma_a = [\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c]/H$；算例中为21.31 kPa和17.57 kN/m³

包络图：$\gamma_a H/c_{av} = 5.77 > 4$，故采用软–中黏土包络图$\sigma_a = \gamma_a H[1 - 4c_{av}/\gamma_a H] = 37.75$ kPa；$n' = 0.5 \rightarrow 57.75$ kPa

National Plaza：$c_{av,clay} = 51.16$, $c_{av} = 34.91$ kPa, $\gamma_{av} = 19.76$ kN/m³, $\gamma H/c = 12.08 \rightarrow \sigma_a = 282.0$ kPa（≈观测值的1.8倍）

内支撑轴力与截面设计：$P_{max} = 277.47$ kN；板桩墙$M_{max} = 26.99$ kN·m/m；围檩M = 104.05 kN·m

钢材：EN 1993-1-1 η = 0.221 / 0.511 / 0.358；AISC LRFD内支撑0.401，ASD 0.376

坑底隆起（分层）：$c_{side} = 20$ kPa，$\sigma_v(H) = 123$ kPa，FS = 1.83 ≥ 1.5

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为National Plaza (Chicago)案例和模块的默认初始基坑（H = 7 m，3 m砂土 + 黏土）。

GeoTerva

在线岩土工程计算

从理论到应用

在GeoTerva中输入基坑的砂层和黏土层、支撑标高、超载及构件；模块一并给出等效黏土、包络图、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。

如需在课堂教学中使用：info@geoterva.com