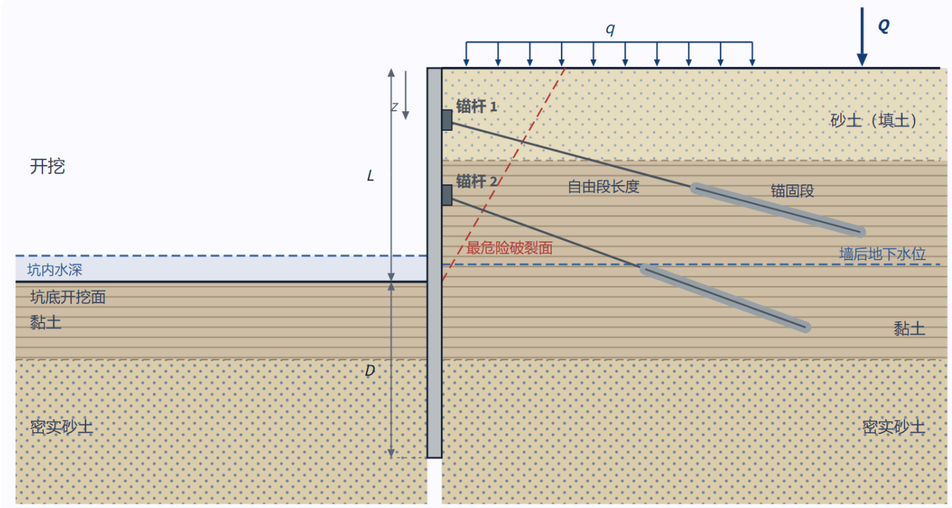
GeoTerva

岩土工程讲义 · 板桩墙与内支撑基坑

锚拉式板桩墙（成层土）

讲义：砂土与黏土分层地基中的悬臂式和锚拉式板桩墙；墙两侧的应力、短期与长期、嵌固深度、锚拉力、弯矩、截面、地震；每个专题均配有工程算例。

分层土 | 短期与长期 | 自由端支承法 · 塑性铰法 | 锚杆 · EN 1993 · AISC 360 | 地震 · 坑底隆起



引言

本讲内容

在最多六层**砂土（排水：c′、φ′）和黏土（短期c_u，长期c′、φ′）**的剖面中，墙体两侧的应力和压力

不排水黏土中的$\sigma_v \mp 2c_u$、**拉裂缝**（充水）和**短期/长期**工况，以及“取各项结果中较大者”的规则

净压力图和安全裕度（深度取f，被动土压力取FS_p，以及给定深度）

悬臂式、单排锚拉式（自由端支承法）和**多排锚拉式（塑性铰法）**板桩墙的静力分析；弯矩、锚拉力及注浆体粘结

按**EN 1993-1-1 / AISC 360-22**验证板桩墙；**地震**、**坑底隆起**和**位移**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

算例墙：开挖高度7.5 m；上部3 m砂土，6 m黏土，其下为密实砂土；两侧水位均在8.5 m深处；q = 10 kPa超载；两排锚杆（1.5 m和4.5 m，s = 2.5 m，15°和20°）。力均按每延米墙长计。

墙体如何得到支撑?

理论

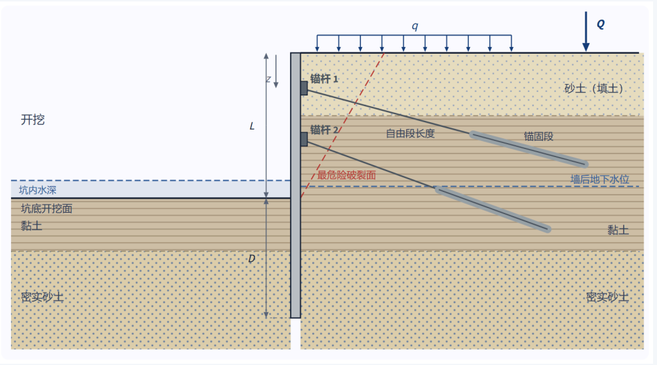
板桩墙依靠坑底以下的嵌固段维持稳定，当挡土高度超出嵌固所能承担的范围时，则依靠**土层锚杆**维持稳定。实际地基很少只有单一土层：砂土凭摩擦产生土压力并提供抗力，黏土则凭其强度；黏土强度在开挖刚结束时与数年之后并不相同。模块按原样采用该剖面：**最多六层**，在墙的两侧均延续至坑底以下。

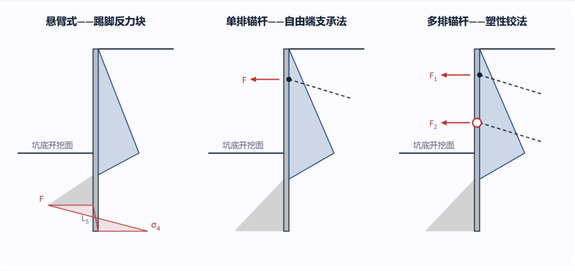
悬臂式：仅由土体提供支承；绕靠近桩端的一点转动（坑底以上为主动状态，其下两侧互换）。所支护高度约在5–6 m以内时较为经济。

单排锚杆：墙视为两支点梁（锚杆和嵌固段的被动抗力）；桩端按自由端处理：**自由端支承法**，嵌固深度由对锚杆取矩的单个力矩方程得出。

多排锚杆：墙体为超静定结构；**塑性铰法**在除最上层以外的每层锚杆处设铰，各跨成为简支梁，最下层锚杆以下部分按自由端支承法设计。

z自墙顶向下量取；L为开挖面（坑底）的深度，D为嵌固深度。净压力以朝向基坑一侧为正；锚杆以力F（每米墙长）将墙向后拉。该方法为**极限平衡法**：土体取极限主动状态和极限被动状态。





σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

理论

每侧均保留三种应力场：总竖向应力σ_v、孔隙水压力u和有效应力$\sigma'_v = \sigma_v - u$。不排水黏土由第一种应力描述，排水土层则由第二、第三种应力描述。被支挡一侧的土柱在坑底以下仍承担其全部上覆土重；开挖一侧的土柱则从坑底重新起算：嵌固段所需平衡的正是这一差值。

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

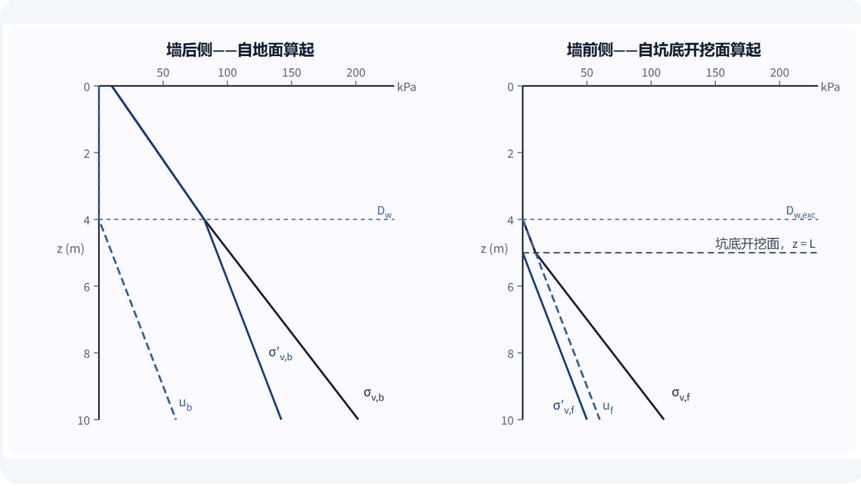
排水土层（砂土，或长期条件下的黏土）：Rankine解，竖直墙背，水平地表，墙背无摩擦：

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

每个土层都有各自的K_a、K_p值：σ'_v是连续的，但**压力在土层分界面处发生突变**；这些突变是分布图的真实特征，不作平滑处理。

c′ > 0时，主动土压力表达式在土层上部为负值：土体不能拉住墙，故土的部分在零处被**截断**（水的部分不截断）。

均布超载q在各深度处加到$\sigma_{v,b}$上；拉应力截断对此予以考虑。



题目

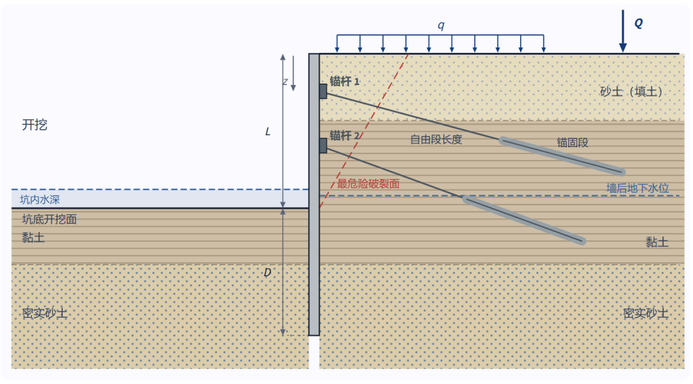
算例

已知条件

剖面	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均在8.5 m处；$q = 10$ kPa**
题目	**挡土侧$z = 3.0$ m（砂土–黏土分界）和基坑底面$z = L = 7.5$ m**

求

σ'_v；砂土和黏土（排水，长期条件）的 p_a；砂土–黏土界面处的突变。



解答

解答

1 砂土–黏土分界处（z = 3.0 m；水位于8.5 m处，u = 0）

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

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

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

2 在基坑底(z = L = 7.5 m)处：被保留的土柱在黏土中又前进了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′$_v$连续(64 kPa)，但压力在分界面处**21.33 → 20.50 kPa**发生跳变（砂土K_a = 1/3，黏土K_a = 0.4217，c′的贡献为−6.49 kPa）。基坑底面处的主动土压力为56.55 kPa。

在GeoTerva中验算解答 ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$；“取各结果中的较大值”

理论

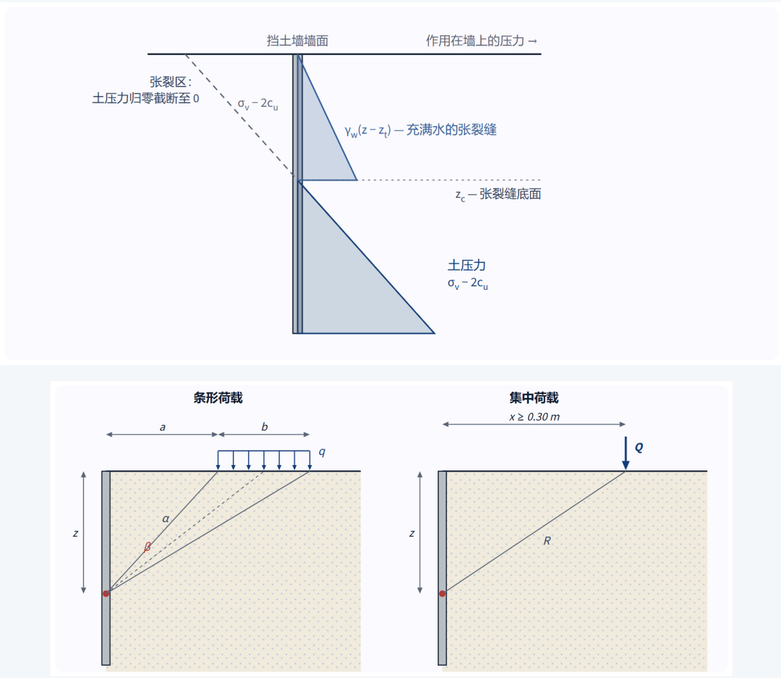
快速加载的饱和黏土（开挖在其前方进行）无法排水：强度c_u，φ = 0，按**总应力**定义（水包含在σ_v之内）：

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

在被支挡黏土的上部，$\sigma_v - 2c_u$为负值：黏土开裂；z_t为受拉区的顶部，**z_c**为其下端，即$\sigma_v = 2c_u$处。向地表张开的裂缝会被雨水或地下水充满，并以自身的静水压力推墙：**默认按充水考虑**（偏安全）；也可指定为干燥状态（并给出警告），而另一种情况的结果始终一并给出。

短期：黏土不排水；**长期**：各土层均排水。事先无法确定哪一种更不利；模块**两种都计算**，并将嵌固深度、各道锚杆力和弯矩取为**两种工况中的较大值**（不必来自同一工况）。锚杆不承受拉力的工况不控制墙体设计，仅作记录。

地面超载：均布荷载q叠加到$\sigma_{v,b}$上；条形荷载(a, b, q)和集中荷载(Q, x)是刚性墙的弹性解，**不乘以**K_a；地震时以ψ_2计入。



题目

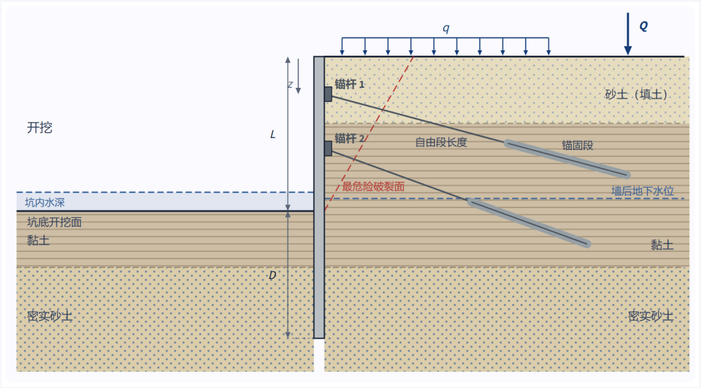
算例

已知条件

剖面	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均在8.5 m处；$q = 10$ kPa**
题目	**短期条件下，黏土之上$\sigma_v - 2c_u$，裂缝下端z_c；两种情形的结果**

求

$\sigma_v - 2c_u$（黏土层上方）、z_c以及裂缝中的水压力；短期和长期的D、F、M值，以及起控制作用的一项。



解答

解答

1 短期：黏土之上(z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{被截断；裂缝张开}$$

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

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

2 两种情形均予计算（模块计算引擎）；墙按二者中的较大者设计

情景	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
短期（黏土不排水）	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
长期（全部排水）	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

充水的拉裂缝在黏土上方**1.37 m**范围内(3.0 → 4.37 m)产生静水压力。长期工况**在各项结果中均起控制作用**(D, F_1, F_2, M)：墙按长期工况设计；短期弯矩不足其一半。

在GeoTerva中验算解答 ↗

差值图：f随深度的变化，被动侧则为FS_p

理论

墙体承受的是两侧压力的**差值**：$p_{net} = p_b - p_f$（被支挡侧 − 开挖侧）。平衡条件即建立在这一压力图上：在坑底以上，为被支挡土体的主动土压力和水压力；在坑底以下，嵌固段的被动土压力比主动土压力增长得更快，净压力在E点处降为零，随后转向被支挡一侧。墙顶、锚杆、坑底、每一土层分界、水位、裂缝端点、荷载边缘以及被截断压力的零点把墙体划分为若干**区段**；每一区段内各压力分量呈线性变化，力和弯矩可精确积分：

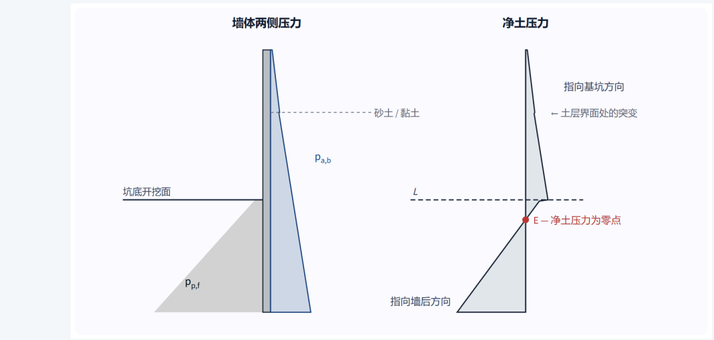
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

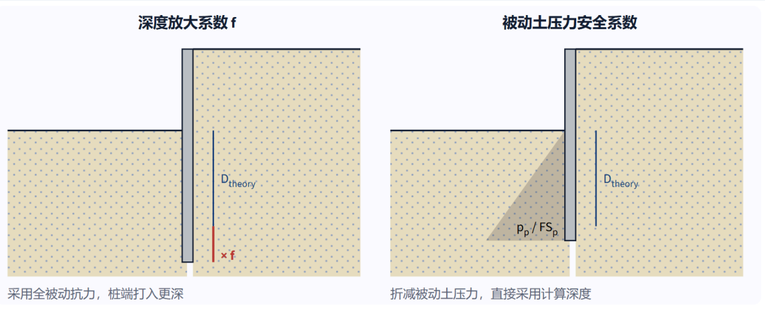
理论深度$D_{theoretical}$中未留余量；两种做法（见图）：

深度系数f：$D_{required} = f \cdot D_{theoretical}$（砂土取f = 1.2–1.3，黏土取1.4–1.6）；压力和弯矩取理论墙体的值。

对被动侧取FS_p：$\eta_p = 1/FS_p$乘以被动**土**压力（绝不乘以水压力）；折减后压力图对应的深度即为$D_{required}$。另一方法得到的$D_{required}$值始终并列写出。

给定深度：以$UR_D = D_{required}/D_{given} \le 1$验算；并求得可用于折减被动抗力的$FS_{p,mob}$。弯矩和锚拉力按设计深度与给定深度两种情况中的**较大值**取用。





题目

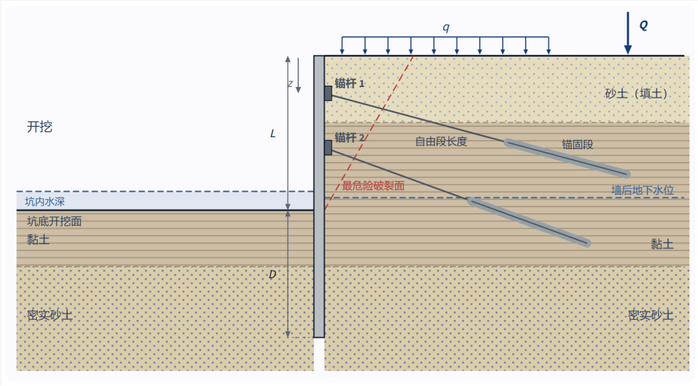
算例

已知条件

墙	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均位于8.5 m处；$q = 10$ kPa；两排锚杆：$z = 1.5$ m(15°)和4.5 m(20°)，$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
道路	$f = 1.3$；$FS_p = 1.5$；给定$D = 3.5$ m和6.0 m

求

每条路径的$D_{required}$、M_{max}、T_2和$FS_{bond,2}$；给定深度下的UR_D、$FS_{p,mob}$。



解答

解答

1 对深度乘以f：$D_{required} = 1.3 \times D_{theoretical} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m（弯矩和力取理论墙的值）

道路	$D_{required}$ / 给定值(m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3（初始）	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5（被动土压力 / 1.5）	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
已知D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
已知D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

对被动土压力取FS_p = 1.5的做法使墙更深(3.27 m)，且**弯矩更大**(153.3)。**给定深度若长于所需深度，弯矩和锚杆力都会增大**：D = 6.0 m时，M = 255.5 kN·m/m（为初始算例的2.1倍），T_2 = 480 kN，$FS_{bond,2}$ = 1.57 < 2：粘结不满足要求。将墙做得比所需更长并不会带来安全性。

在GeoTerva中验算解答 ↗

桩端块体：自由端支承法

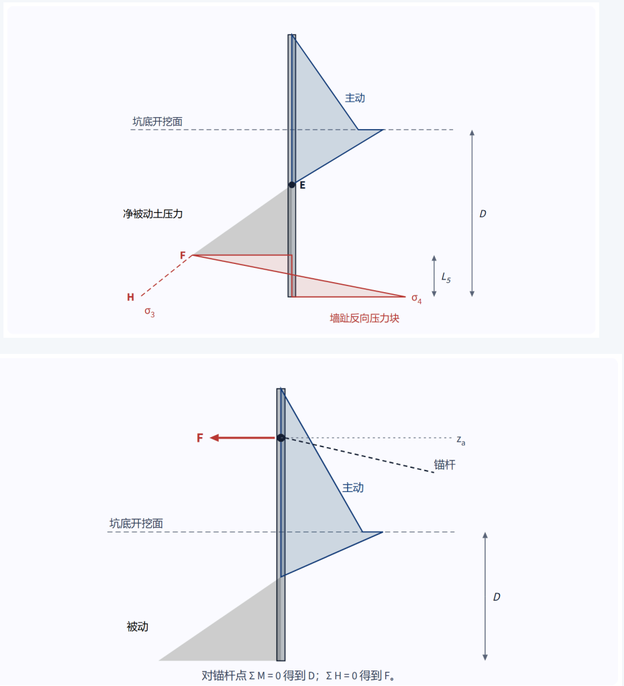
理论

悬臂式：坑底以下净压力直线自E至F，再自F至桩端块体(L_5)处反向的纵坐标σ_4：ΣH = 0，以及对桩端取矩ΣM = 0。单一砂层时化为关于L_4的四次方程；分层剖面则在同一压力分布图上数值求解。块体须位于E点以下($0 < L_5 < L_4$)。

单排锚杆：桩端视为可自由平移；嵌固深度由**对锚杆的力矩平衡**求得，锚拉力由水平力平衡求得：

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

自由端支承法所得**墙最短，弯矩为各经典方法中最大**；不采用Rowe对柔性墙的弯矩折减。



塑性铰法：剪力与弯矩

理论

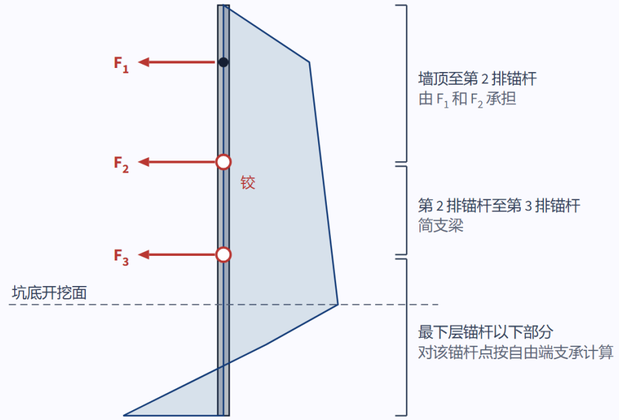
墙在三个或更多支点处为连续梁，是超静定结构。**塑性铰法**在除最上一道以外的每道锚杆处设铰（弯矩为零），使结构成为静定体系：上部跨度为支承于前两道锚杆上的梁，中间各跨为简支梁，最下一道锚杆以下部分相对于该锚杆为自由的土支承。

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

一排的力等于其两侧各跨反力之和；最下一排还承担其下方部分的水平力。每个铰处的弯矩均为零（模块将其作为闭合性验算）；仍处于受压状态的排以警告标出。

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

V和M在各单元上积分；**最大弯矩出现在V = 0处**（单元内部），而不是从节点中选取。



题目

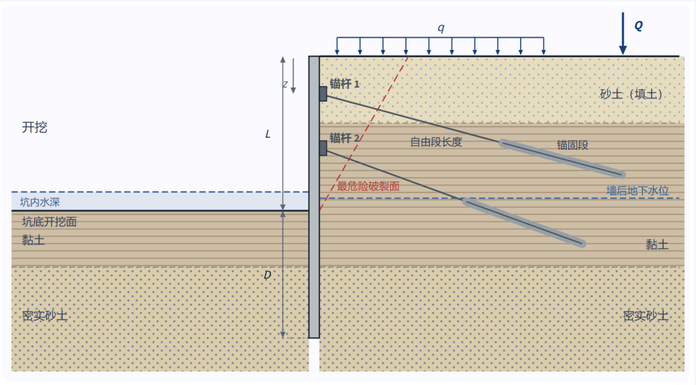
算例

已知条件

剖面与荷载	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均在8.5 m处；$q = 10$ kPa**
体系	**(a)无锚杆的悬臂式；(b)单排锚杆($z = 1.5$ m, 15°)；(c)双排锚杆（初始）；各情形均为$f = 1.3$，S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

求

每种体系的$D_{theoretical}$、$D_{required}$、M_{max}、锚拉力及板桩墙的**η**；哪一种合适?



解答

解答

1 同一剖面，三种体系（模块的计算引擎；每种体系均取两种情景中的较大者）

体系	方法	$D_{theoretical}$ (m)	$D_{required}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	锚杆(kN/m)	η (EN 1993)
(a)悬臂式	端部块体	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b)单排	自由端支承法	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c)双排	铰	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

对于7.5 m的挡土高度，**悬臂式**需要10.4 m的嵌固深度和1,210 kN·m/m的弯矩：板桩截面不满足要求(η = 4.24)。**单排锚杆**将嵌固深度降至3.76 m，但M = 296 kN·m/m时η = 1.037 > 1，截面仍不满足要求。**双排锚杆**将弯矩降至121.4 kN·m/m，板桩截面满足要求(η = 0.426)：排数决定弯矩与嵌固深度。

在GeoTerva中验算解答 ↗

题目

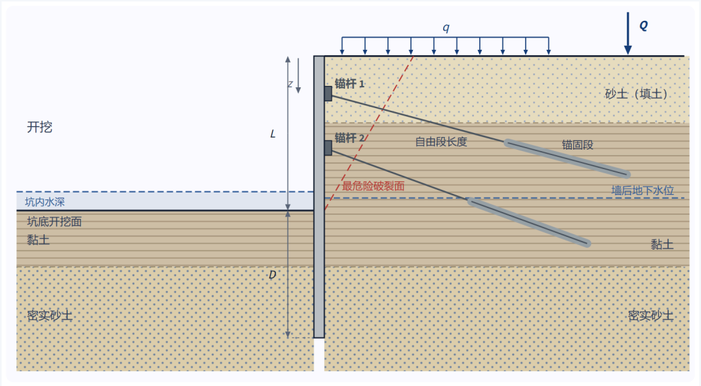
算例

已知条件

墙	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均位于8.5 m处；$q = 10$ kPa；两排锚杆：$z = 1.5$ m(15°)和4.5 m(20°)，$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
结果类型	**长期工况（起控制作用）；塑性铰位于$z = 4.5$ m处**

求

锚拉力F_1、F_2及其合计；闭合校核；M_{max}及其位置；V = 0的各点。



解答 (1/2)

解答

1 锚杆排（每延米）及水平力平衡

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

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ \text{(总水平力)}$$

2 铰处弯矩为零；最大弯矩出现在V = 0处

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

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

锚拉力F_1 = 41.69和F_2 = 132.32 kN/m；二者之和为净压力图的水平合力（下端自由）。M_{max} = 121.43 kN·m/m，位于坑底以下z = 6.82 m处(V = 0)。

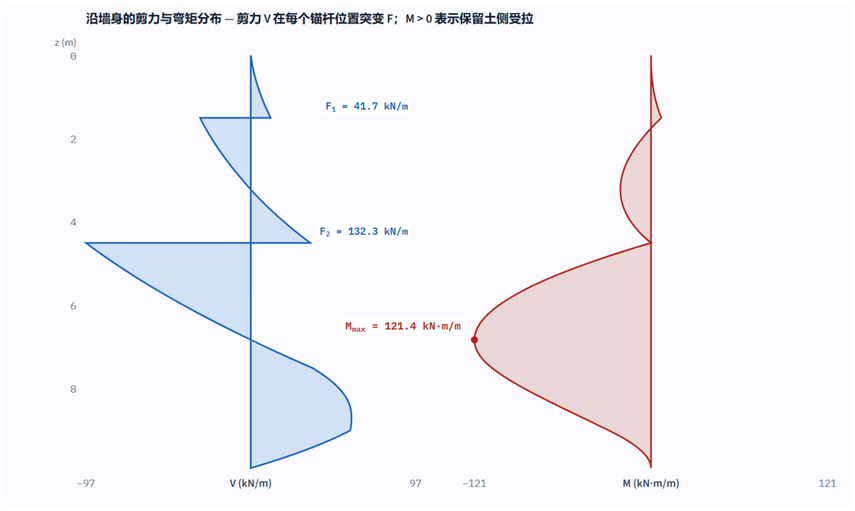
解答 (2/2)

解答

3 剪力图和弯矩图（V在各锚杆处突变F）

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$；$M(z) = \int V\, dz$。最大弯矩为121.4 kN·m/m，位于6.82 m深度处；两个V = 0的点（3.22 m和6.82 m）是局部弯矩峰值点。

闭合验算满足：铰点弯矩 ≈ 0，端部剪力和弯矩为零，分段合力与精细积分结果相同(174.0 kN/m)。弯矩图在上部悬臂段出现局部峰值，在基坑底面以下出现最大峰值。



在GeoTerva中验算解答 ↗

力、自由段长度、粘结及锁定荷载

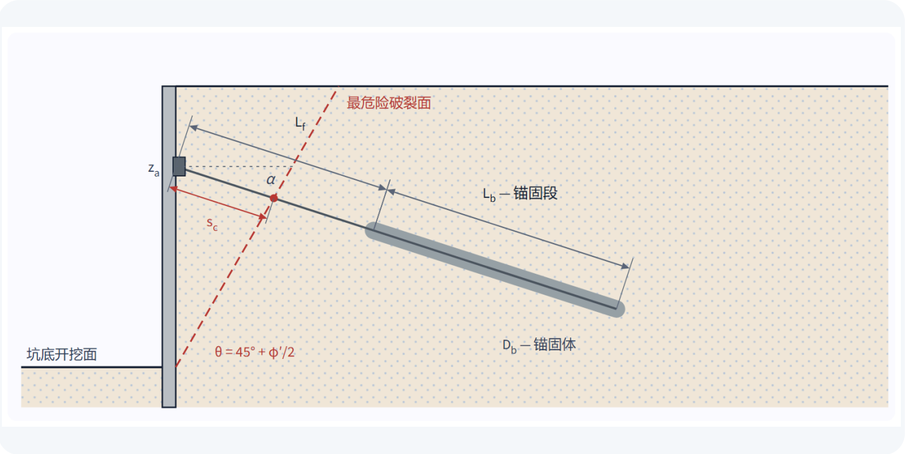
理论

一排锚杆的反力F按每米墙长计。锚杆水平间距为s，与水平线夹角为α：

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

灌浆（锚固）区必须位于随墙体一同移动的土楔**之后**。临界面从坑底角点起算，以θ = 45° + φ′/2的角度上升，与杆体相交于：

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



若地表为单一砂土构成全部挡土高度，则自动确定；在分层或含黏土的剖面中，采用单一平面的做法并不可靠：滑裂面需通过单独的分析输入，否则验算将报告“未进行”。

粘结：$T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$；$FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{required}$。锚杆以$P_0$锁定，粘结段自一开始即承担该荷载：需求值取T与$P_0$中的较大者。另外还单独检查$P_0/T_{ult} \leq 1$，作为输入核对。

题目

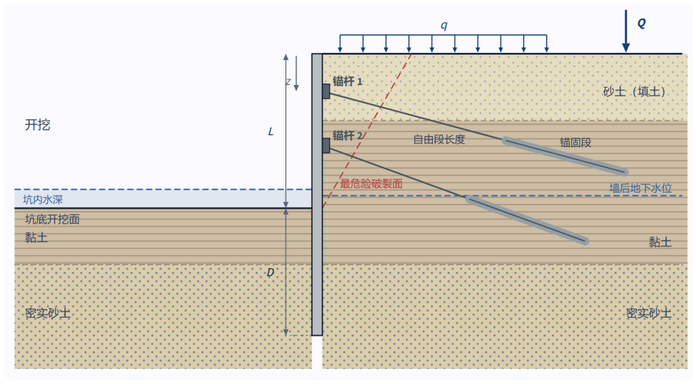
算例

已知条件

锚杆	**第1排：** $z = 1.5\ \text{m}$，$s = 2.5\ \text{m}$，$\alpha = 15^\circ$，$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}$；**第2排：** $z = 4.5\ \text{m}$，$\alpha = 20^\circ$，$F_2 = 132.32\ \text{kN/m}$
拉杆	$D_b = 0.20\ \text{m}$，$L_b = 8\ \text{m}$，$\tau_{ult} = 150\ \text{kPa}$；**锁定荷载** $P_0 = 250\ \text{kN}$；$FS_{bond,required} = 2.0$

求

每根锚杆的T、T_V；T_{ult}、FS_{bond}及P_0/T_{ult}。



解答 (1/2)

解答

1 锚杆力（均沿筋体轴线作用）

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

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

锚杆拉力沿拉筋轴线方向；竖向分量$T_{v,1}$ = 27.9和$T_{v,2}$ = 120.4 kN在报告中给出（不传递到板桩墙验算中）。

解答 (2/2)

解答

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

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

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

第一道锚杆处，拉杆由**锁定荷载**确定($P_0 > T_1$)，第二道由**使用状态下的力**确定（FS分别为3.02和2.14）；$P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$。

在GeoTerva中验算解答 ↗

EN 1993-1-1或AISC 360-22

理论

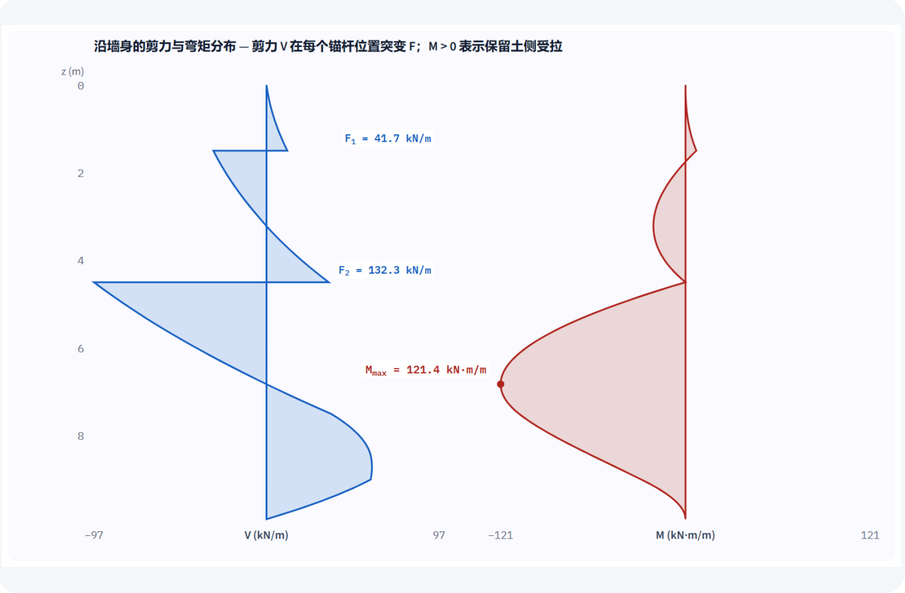
钢截面在设计最大弯矩作用下进行受弯验算。采用每米墙长的截面抵抗矩W（取自板桩型钢表；按截面等级取弹性或塑性），并始终列出所需的W_{req}，以便从型钢目录中选取截面：

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

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（侧向土压力H），M_n = $F_y Z$（紧凑截面）或$F_y S$（首次屈服）。

墙体抗剪、其构件的局部屈曲以及腐蚀损失不在验算范围之内，并在报告中注明。锚杆力和弯矩取设计深度工况与给定深度工况中的较大者。



题目

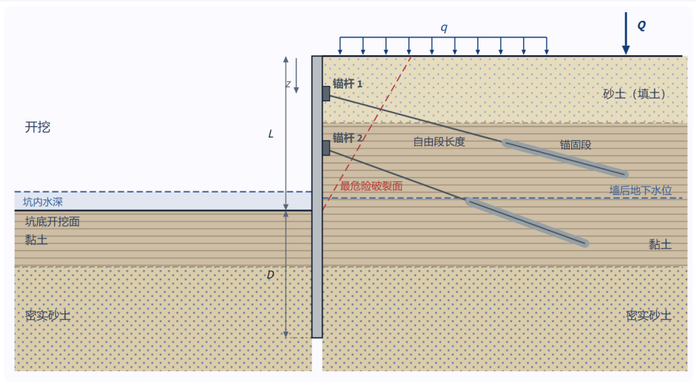
算例

已知条件

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

求

M_{Ed}、W_{req}、$M_{c,Rd}$、η(EN)；LRFD和ASD方法的η。



解答

解答

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)

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

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

板桩墙满足要求：EN 1993-1-1 η = **0.426**（所需W = 596 cm³/m < 1 400），AISC LRFD **0.561**，ASD **0.527**。

在GeoTerva中验算解答 ↗

分层拟静力法：砂土中用Mononobe–Okabe，黏土中用不排水土楔

理论

各静力系数均由所在土层对应的拟静力系数取代。地震角由水平和竖向地震系数确定：

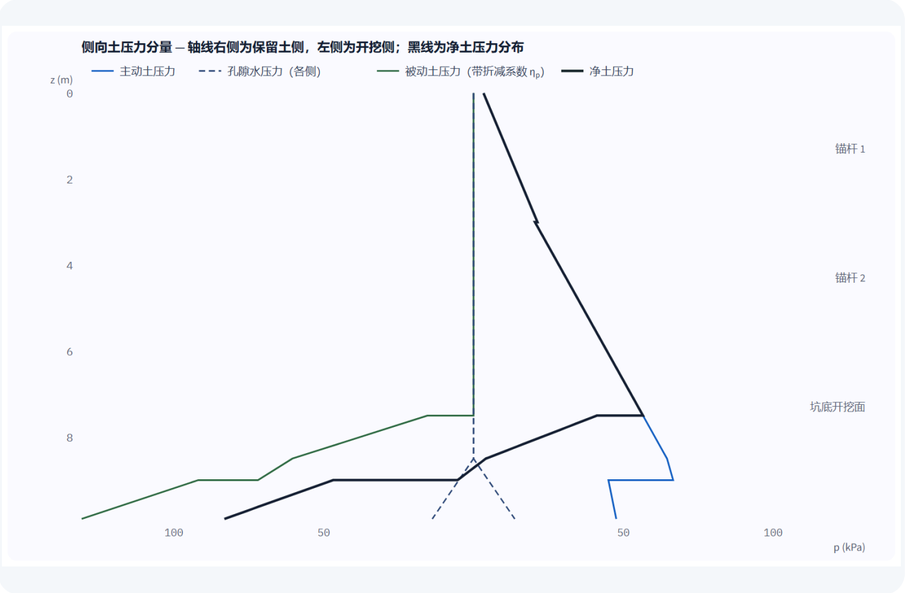
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

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

静力设计的**两种情形**均分别按k_V的两个方向计算；由最大的嵌固深度、弯矩和锚拉力控制。

锚拉式墙不能绕下端转动，因此主动推力的动力增量**沿被支挡高度均匀**分布：$\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$。基坑内的自由水则附加Westergaard压力$(7/8\ k_h \gamma_w \sqrt{(hz')})$。

地震属偶然设计状况：被动土压力**不施加系数**；平衡地震压力分布图的D_E不得超过墙体的D_{design}。若墙长于D_E，则每种工况在给定深度下同样得到平衡，并取较大的弯矩和力。锚杆及其粘结也按T_E验算$(FS_{required,E} \approx 1.5)$。



题目

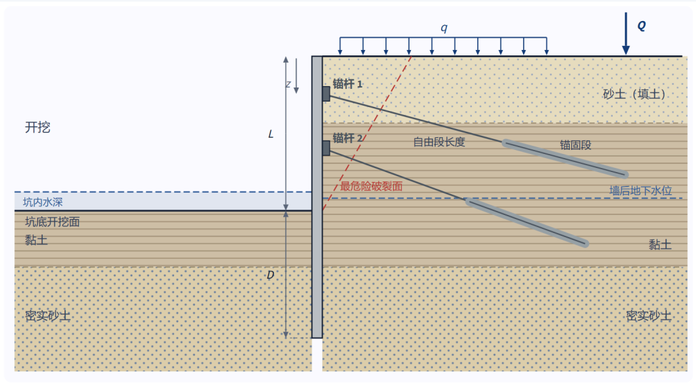
算例

已知条件

墙	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均位于8.5 m处；$q = 10$ kPa；两排锚杆：$z = 1.5$ m($15°$)和4.5 m($20°$)，$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
地震	**$k_h = 0.15$，$k_v = \pm 0.075$；孔隙水受限；拉杆：$T_{ult} = 754$ kN，所需$FS_{bond,E} \approx 1.5$**

求

四种工况（两种情景 × 两个k_V值）的D, M, F值；D_E, $M_{max,E}$，锚拉力与粘结；墙体能否承受该地震?



解答 (1/2)

解答

1 四种情况（静力设计的两种情形，k_V取两个方向）

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

控制嵌固深度**D_E = 4.35 m**（长期，k_V = +0.075）；最大弯矩**277.2 kN·m/m**（长期，k_V = −0.075）。ΔP_{AE} = 48.9 kN/m。

解答 (2/2)

解答

2 验算

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

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

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

初始墙**无法抵抗**该地震：地震平衡要求嵌固深度4.35 m（设计值3.12 m），且第二道锚杆的粘结不足($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN)。板桩截面满足要求(η_E = 0.72)：应加大嵌固深度和灌浆粘结（长度或直径）。

在GeoTerva中验算解答 ↗

黏土坑底的隆起土块；弹簧地基上的梁

理论

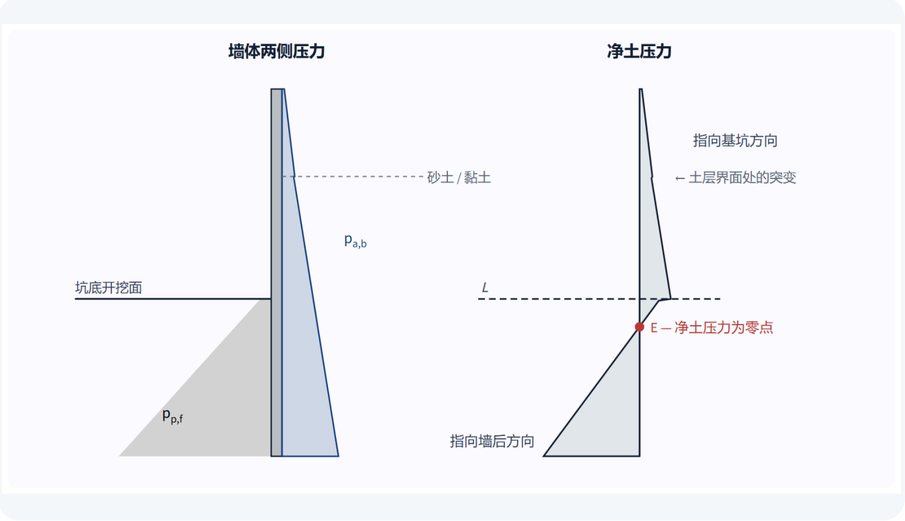
坑底隆起：若坑底为软黏土，被支挡土体的重量可能将黏土挤向基坑。与黏土模块中一样，在墙底端处用一个承载力块体进行验算（B′ = B/√2，或取至硬土层的距离T，二者取较小值；B″ = √2 B′）：

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

条形荷载和集中荷载在B′范围内换算为等效超载；若坑底处土体不是黏土，则不作该项验算。**位移**：墙为弹性梁(EI)，两侧各设弹塑性弹簧（基床系数k_h）；每道锚杆为预应力弹簧（$k = E\,A_t\cos^2\alpha/(L_f s)$，初始值为$P_0\cos\alpha/s$），仅承受拉力：

> 弹簧从静止土压力开始（排水土层中为$K_0\sigma'_v$，不排水黏土中为σ'_v），且不超过极限值。k_h是模型参数；结果**具有特征值性质，仅供参考**，不附限值给出；弹簧较软时结果对k_h依赖性强，达到极限后则依赖性极小。

> 位移模型得到的弯矩可能与极限平衡弯矩接近，但设计弯矩始终取极限平衡法的结果。



题目

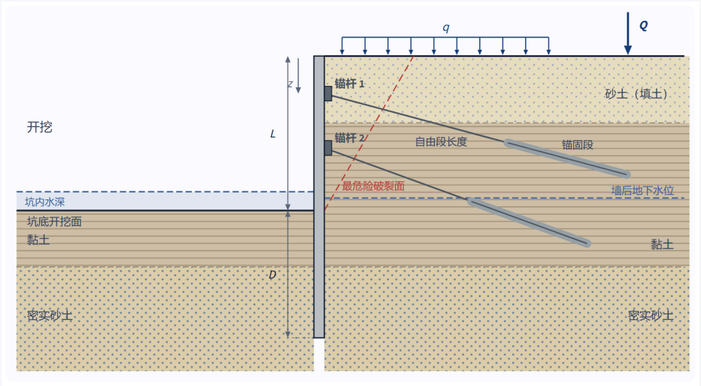
算例

已知条件

墙	**上部为3.0 m砂土($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$)，其下为6.0 m黏土($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa)，再下为密实砂土($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$)；$L = 7.5$ m；两侧水位均位于8.5 m处；$q = 10$ kPa；两排锚杆：$z = 1.5$ m(15°)和4.5 m(20°)，$s = 2.5$ m；$f = 1.3$；S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
开挖与墙体	**基坑宽度$B = 10$ m（长条形，无坚硬土层）；坑底以下为黏土($c_u = 45$ kPa)；$EI = 44\,100$ kN·m²/m；$k_h = 20/15/40$ MN/m³（砂土/黏土/砂土）；$P_0 = 250$ kN**

求

FS_{heave}(≥ 1.5?)；墙顶、坑底和桩端的**位移**；位移模型的最大弯矩。



解答

解答

1 坑底隆起(B′ = B/√2 = 7.07 m；未输入L_{exc}：无形状项)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0 \text{ kPa（砂土为零）} \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5 \text{ kPa}$$

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

2 位移（基床系数法；预应力锚杆）

$$y_{crest} = -2.6 \text{ mm（向后，指向被挡土一侧）} \qquad y_{excavation\ base} = 11.2 \text{ mm} \qquad y_{tip} = -0.5 \text{ mm}$$

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

坑底隆起安全系数为**1.74**(≥ 1.5)。墙顶被预应力锚杆向后拉回**2.6 mm**；在坑底处向基坑方向位移**11.2 mm**（仅作参考，不与限值比较）。模型弯矩(108.6)接近极限平衡弯矩(121.4)。

在GeoTerva中验算解答 ↗

模块的基本假定与其不涵盖的内容

理论

已声明的基本假定：不计墙面摩擦(δ = 0)；自由段长度的余量沿杆体量取；集中荷载取在受荷最大的截面；地震系数逐层取用。**以两种方式给出的内容**：短期与长期（两者均计算），裂缝充水或干燥（另一种另行注明），余量计入深度或被动侧（另一种另行注明）。

中止计算的情形：墙体范围之外存在锚杆；某一土层缺乏所取工况要求的强度；找不到可接受的嵌固深度；各工况下锚杆均处于受压状态；闭合条件被破坏；锚固区位于临界土楔之内。

超出范围：Rowe弯矩折减（柔性墙）、深层稳定性和整体稳定性（每次锚拉式计算均标注“未验算”）、渗流（不同水位按静水压力考虑）、倾斜的被支挡地表、线荷载以及施工工况。

计算采用**极限平衡法，属初步设计**；界面可提示应采取的措施，而报告仅说明所作的假定和所得的结果。

小结

要点回顾

应力：两个面上的σ_v、u、σ'_v；排水土层按Rankine c′–φ′计算（土层分界处**压力发生突变**），不排水黏土取$\sigma_v \mp 2c_u$；地表处有**充水拉裂缝**（算例中z_c = 4.37 m）

短期和长期两种工况均进行计算；嵌固深度、锚拉力和弯矩取**两种情形中的较大值**（算例中全部为长期工况）

净压力 = 被支护侧 – 开挖面侧；E点；余量：$D = f \cdot D_{theoretical}$（2.403 → 3.124 m）或被动侧采用$FS_p$；在给定深度下，**弯矩和锚拉力增大**（D = 6 m：M = 255 kN·m/m）

体系：悬臂式(D = 10.4 m, η = 4.2)，单排自由端支承法(M = 296, η = 1.04)，双排塑性铰法(F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

锚杆：T = Fs/cos α（107.9与352.0 kN）；粘结$FS = T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02与2.14；**地震工况**：D_E = 4.35 > 3.12 m，$FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5：初始算例中的墙不能抵抗地震

截面：EN 1993-1-1的η = 0.426；AISC的LRFD为0.561，ASD为0.527。**坑底隆起**FS = 1.74；**位移**：墙顶–2.6 mm，开挖面11.2 mm（指示值）

参考文献

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.

注

全部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。模块页面中的起始模型也是这面墙（7.5 m厚的砂土–黏土–砂土地层，水位8.5 m，q = 10 kPa，两排锚杆）。

GeoTerva

在线岩土工程计算

从理论到应用

在GeoTerva中输入自己所设计墙的分层剖面（砂土和黏土）、地下水、地面超载、锚杆排数及其构件；模块一并给出墙两侧的压力、短期与长期工况、嵌固深度、锚杆力、弯矩，以及截面、粘结、地震、坑底隆起和位移验算。

打开模块→

理论页面 →

用手机打开

试用模块无需注册。