

第 12 章 排桩的设计与施工

12.1 概述

排桩围护体是利用常规的各种桩体，例如钻孔灌注桩、挖孔桩、预制桩及混合式桩等并排连续起来形成的地下挡土结构。

12.1.1 排桩围护体的种类与特点

按照单个桩体成桩工艺的不同，排桩围护体桩型大致有以下几种：钻孔灌注桩、预制混凝土桩、挖孔桩、压浆桩、SMW 工法（型钢水泥土搅拌桩）等。这些单个桩体可在平面布置上采取不同的排列形式形成挡土结构，来支挡不同地质和施工条件下基坑开挖时的侧向水土压力。图 12-1 中列举了几种常用排桩围护体形式。

其中，分离式排列适用于无地下水位较深，土质较好的情况。在地下水位较高时应与其它防水措施结合使用，例如在排桩后面另行设置止水帷幕。一字形相切或搭接排列式，往往因在施工中桩的垂直度不能保证及桩体扩颈等原因影响桩体搭接施工，从而达不到防水要求。当为了增大排桩围护体的整体抗弯刚度时，可把桩体交错排列，见图 12-1 (c) 所示。有时因场地狭窄等原因，无法同时设置排桩和止水帷幕时，可采用桩与桩之间咬合的形式，形成可起到止水作用的排桩围护体，图 12-1 (d) 所示。相对于交错式排列，当需要进一步增大排桩的整体抗弯刚度和抗侧移能力时，可将桩设置成为前后双排，将前后排桩桩顶的帽梁用横向连梁连接，就形成了双排门架式挡土结构，图 12-1 (e) 所示。有时还将双排桩式排桩进一步发展为格栅式排列，在前后排桩之间每隔一定的距离设置横隔式的桩墙，以寻求进一步增大排桩的整体抗弯刚度和抗侧移能力设置。

因此，除具有自身防水的 SMW 桩型挡墙外，常采用间隔排列与防水措施结合，具有施工方便，防水可靠，成为地下水位较高软土地层中最常用的排桩围护体形式。

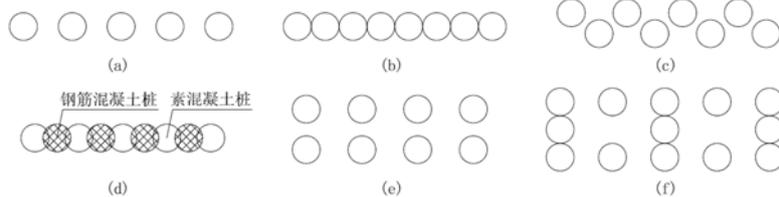


图 12-1 排桩围护体的常见形式

- (a) 分离式排桩； (b) 相切式排桩； (c) 交错式排列
(d) 咬合式排桩； (e) 双排式排桩； (f) 格栅式排列

12.1.2 排桩围护体的止水

对图 12-1 所示的各种形式，仅图 12-1 (d) 所示的咬合式排桩兼具止水作用，其它形式都没有隔水的功能。当在地下水位高的地区应用除咬合桩排桩以外的排桩围护体时，还需另行设置止水帷幕。

最常见的止水帷幕是采用水泥搅拌桩（单轴、双轴或多轴）相互搭接、咬合形成一排或多排连续的水泥土搅拌桩墙，由于搅拌均匀的水泥土渗透系数很小，可作为基坑施工期间的止水帷幕。止水帷幕应设置在排桩围护体背后，如图所示 12-2 (a) 所示。当因场地狭窄等原因，无法同时设置排桩和止水帷幕时，除可采用咬合式排桩围护体外，也可采用图 12-2 (b) 所示的方式，在两根桩体之间设置旋喷桩，将两桩间土体加固，形成止水的加固体。但该方法常因桩距大小不一致和旋喷桩沿深度方向因土层特性的变化导致的旋喷桩体直径不一而导致渗漏水。此时，也可采用图 12-2 (c)、(d) 所示的咬合型止水，其中图 12-2 (c) 中，先施工水泥土搅拌桩，在其硬结之前，在每两组搅拌桩之间施工钻孔灌注桩，因灌注桩直径大于相邻两组搅拌桩之间净距，因此可实现灌注桩与搅拌桩之间的咬合，达到止水的效果；而在图 12-2 (d) 中，则是利用先后施工的灌注桩的混凝土咬合，达到止水的目的。当采用双排桩时，视场地条件，可在双排桩之间或之后设置水泥搅拌桩止水帷幕，分别于图 12-2 (e)、(f) 所示。

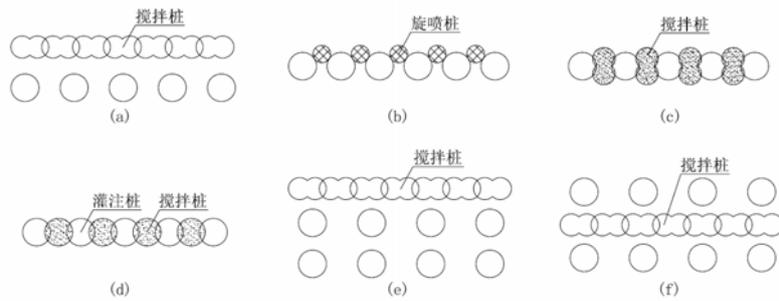


图 12-2 排桩围护体的止水措施

(a) 连续型止水； (b) 分离式止水； (c) 咬合型止水形式 1
(d) 咬合型止水形式 2； (e) 双排桩止水帷幕形式 1； (f) 双排桩止水帷幕形式 2

采用水泥搅拌桩排桩止水帷幕相对比较经济，按一般的工程经验，该法在基坑深度为 9~10 以内时，通常只需设一排搅拌墙止水，当深度超过 10m 或环境条件有特殊要求时，可增至 2 排搅拌桩，甚至在钻孔桩之间再补以压密注浆。目前国内深层搅拌桩成桩深度一般不超过 15~18m，所以，对于防渗深度超过此施工限制时，需另外选择止水措施，例如采用三轴 SMW 工法，目前国内施工深度可达 35m 左右，近期引进了日本的新设备，例如可逐节接长钻杆的超深 SMW 工法，成墙深度可达 60m，以及 TRD 工法，成墙深度也可达 60m 以上，其施工工艺见止水帷幕施工部分。

抗渗墙的深度应根据抗渗流或抗管涌稳定性计算确定，墙底通常应进入不透水层 3m~4m，并应满足抗渗稳定的要求。防渗墙应贴近围护墙，其净距不宜大于 200mm。帷幕墙顶面及与围护墙之间的地表面应设置混凝土封闭面层，防止地表水渗入，当土层的渗透性较大且环境要求严格时，宜在防渗墙与围护墙之间注浆，防渗墙的渗透系数不宜大于 10^{-6} cm/s。渗透系数应根据不同的地质条件采用不同的水泥含量，经试验确定，常用的水泥含量为 10%~12%。

12.1.3 排桩围护体的应用

排桩围护体与地下连续墙相比，其优点在于施工工艺简单，成本低，平面布置灵活，缺点是防渗和整体性较差，一般适用于中等深度（6~10m）的基坑围护，但近年来也应用于开挖深度 20m 以内的基坑。其中压浆桩适用的开挖深度一般在 6m 以下，在深基坑工程中，有时与钻孔灌注桩结合，作为防水抗渗措施，见图 12-2d。采用分离式、交错式排列式布桩以及双排桩时，当需要隔离地下水时，需要另行设置止水帷幕，这是排桩围护体的一个重要特点，在这种情况下，止水帷幕防水效果的好坏，直接关系到基坑工程的成败，须认真对待。

非打入式排桩围护体与预制式板桩围护相比，有无噪声、无振害、无挤土等许多优点，从而日益成为国内城区软弱地层中中等深度基坑（6~15m）围护的主要形式。

钻孔灌注桩排桩围护体最早在北京、广州、武汉等地使用，以后随着防渗技术的提高，钻孔灌注桩排桩围护体适用的深度范围已逐渐被突破。如上海港汇广场基坑工程，开挖最长达 15m 之多，采用 $\phi 1000$ 钻孔围护桩及两排深层搅拌桩止水的复合式围护，取得了较好的效果。此外，天津仁恒海河广场，基坑开挖深度达 17.5m，采用 $\phi 1200$ 钻孔围护桩，并采用三轴水泥搅拌桩机设置了 $\phi 850@650$ 、33m 深止水帷幕（止水帷幕截断第一承压含水层），工程也获得了很好的效果。

SMW（Soil Mixing Wall）工法在日本东京大阪等软弱地层中的应用非常普遍，适应的开挖深度已达几十米，与装配式钢结构支撑体系相结合，工效较高。在引进改工法的初期，由于该工法由于钻机深度所限（ $<20\text{m}$ ）所以在国内应用较少。1994 年，同济大学会同上海基础工程有限公司把该工法首次应用于上海软弱地层（上海环球世界广场，基坑深 8.65m，桩长 18m）取得了成功的经验，随着施工机械的发展，该工法正逐渐被推广使用。目前国内施工深度可达 35m 左右，近期引进了日本的新设备，成墙深度可达 60m。

挖孔桩常用于软土层不厚的地区，由于常用的挖孔桩直径较大，在基坑开挖时往往不设支撑。当桩下部有坚硬基岩时，常采用在挖孔桩底部加设岩石锚杆使基岩受力为一体，这类工程实例在我国东南沿海地区也有报道。

压浆桩也称树根桩，其直径常 $<400\text{mm}$ ，有时也称为小口径混凝土灌注桩，它除了具有一定的强度外，还具有一定的抗渗漏能力。

12.2 钻孔灌注排桩挡墙设计

12.2.1 柱体材料

钻孔灌注桩采用水下混凝土浇筑，混凝土强度等级不宜低于 C20（常取 C30），所用水泥通常为 425#或 525#普通硅酸盐水泥。

受弯受力钢筋采用 HRB335 级和 HRB400 级，常用螺纹钢筋，螺旋箍筋常用 HPB235 钢筋，圆钢。

12.2.2 柱体平面布置及入土深度

当基坑不考虑防水（或已采取了降水措施）时，钻孔桩可按一字形间隔排列或相切排列。对分离式排列的桩，当土质较好时，可利用桩侧“土拱”作用适当扩大桩距，桩间距最大可为 2.5~3.5 倍的桩径，

当基坑需考虑防水时，当利用桩体作为防水墙时，如图 12-2（d）所示，桩体间需满足不渗漏水的要求。当按间隔或相切排列，需另设防渗措施时，桩体净距可根据桩径、桩长、开挖深度、垂直度，以及扩径情况来确定，一般为 100~150mm。桩径和桩长应根据地质和环境条件由计算确定，常用桩径为 $\phi 500 \sim 1000\text{mm}$ ，当开挖深度较大、且水平支撑相对较少时，宜采用较大的桩径。

桩的入土深度需考虑围护结构的抗隆起、抗滑移、抗倾覆及整体稳定性。其具体计算方法见本手册第 5 章和第 6 章有关内容。

由于排桩围护体的整体性不及壁式钢筋混凝土地下连续墙，所以，在同等条件下，其入土深度的确定，应保障其安全度略高于壁式地下墙。在初步设计时，沿海软土地区通常取入土深度为开挖深度的 1.0~1.2 倍为预估值。

为了减小入土深度，应尽可能减小最下道支撑（或锚撑）至开挖面的距离，增强该道支撑（或锚撑）的刚度；充分利用时空效应，尽快及时浇筑坑底垫层作底撑；以及对桩脚与被动侧土体进行地基加固或坑内降水固结。

12.2.3 单排桩内力与变形计算

1. 柱列式排桩内力与变形分析要点

柱列式挡墙虽由单个桩体并成，但其竖向受力形式与壁式地下连续墙是类似的，其与壁式地下连续墙的区别是，由于分离式布置的排桩之间不能传递剪力和水平向的弯矩，所以在横向的整体性远不如地下连续墙。在设计中，一般可通过水平向的腰梁来加强桩墙的整体性。

目前设计计算时，一般将桩墙按抗弯刚度相等的原则等价于一定厚度的壁式地下墙进行内力分析，仅考虑桩体竖向受力与变形，此法称之为等刚度法[1]。由于忽略腰梁给分离式桩墙带来的水平向的整体型带来的空间效应及基坑有限尺寸给墙后土体作用在桩墙上土压力带来的空间效应，因此，按等价的壁式地下墙按平面问题进行内力计算分析与设计，其结果是偏于安全的。实测及计算分析表明，由于上述空间作用的影响，基坑一侧的排桩，接近基坑角部的桩体的内力与变形均显著小于中间部位桩体的内力与变形。

2. 计算步骤

（1）计算等刚度壁式地下墙折算厚度 h

设钻孔桩桩径为 D ，桩净距为 t ，见图 12-3，则单根桩应等价于长 $D+t$ 的壁式地下墙，令等价后的地下墙厚为 h ，按二者刚度相等的原则可得：

$$\frac{1}{12}(D+t)h^3 = \frac{1}{64}\pi D^4 \quad (12-1)$$

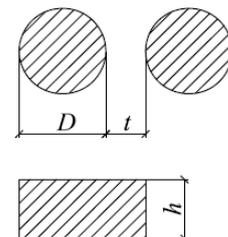


图 12-3 桩体刚度折算

$$h = 0.838D \sqrt[3]{1 + \frac{t}{D}} \quad (12-2)$$

若采用一字相切排列, $t \ll D$, 则 $h \approx 0.838D$ 。

(2) 按厚度为 h 的壁式地下墙, 计算出每延米墙之弯矩 M_w 、剪力 Q_w 及位移 U_w 。具体计算方法见本手册第 6 章。

(3) 换算得相应单桩的弯矩 M_p 、剪力 Q_p 及位移 U_p , 然后分别进行截面与配筋计算。

$$M_p = (D+t)M_w \quad (12-3)$$

$$Q_p = (D+t)Q_w \quad (12-4)$$

$$U_p = U_w \quad (12-5)$$

12.2.4 桩体配筋与构造

1. 柱体配筋计算

钻孔灌注桩作为挡土结构受力时, 可按钢筋混凝土圆形截面受弯构件进行配筋计算。

钻孔灌注桩的纵向受力钢筋一般要求沿圆截面周边均匀布置, 且不小于 6 根。此时圆形截面受弯承载力的公式为:

$$M_c = \frac{2}{3} f_{cm} r^3 \cdot \sin^3 \pi\alpha + f_y A_s r_s \cdot \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (12-13)$$

$$\text{且} \quad \alpha \cdot f_{cm} \cdot A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha}\right) + (\alpha - \alpha_t) f_y \cdot A_s = 0 \quad (12-14)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (12-15)$$

式中 M_c —— 桩的抗弯承载力 ($N \cdot mm$);

A —— 桩的横截面积;

r —— 桩体半径 (mm);

r_s —— 纵向钢筋所在圆周半径 (mm), $r_s = r - a$, a 为保护厚度 (mm);

α —— 对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值;

α_t —— 纵向拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值;

f_y —— 钢筋强度设计值(N/mm^2)。

具体计算步骤如下:

(1) 根据经验预估灌注桩配筋量 A_s ;

(2) 求出系数 $K = f_y A_s / f_{cm} \cdot A$;

(3) 由式(12-14)求得 α 值, 或从附录一中查得;

(4) 将 α 代入由式(12-3)求出承载力 M_c ;

(5) 调整配筋量 A_s , 重复步骤 2、3、4, 直到弯矩设计值 M_d 小于承载力 M_c , 此时, A_s 为灌注桩设计配筋量。

有时, 为了充分发挥钢筋的受拉作用, 钻孔灌注桩的纵向受力钢筋采用单边配筋。此时圆形截面受弯承载力的公式为:

$$M_c = A_s f_y (y_1 + y_2) \quad (12-16)$$

$$\text{式中} \quad y_1 = \frac{\gamma \sin^3 \alpha}{1.5\alpha - 0.75 \sin 2\alpha}$$

$$y_2 = \frac{2\sqrt{2}\gamma_s}{\pi}$$

2. 配筋构造

钻孔灌注桩的配筋构造见图 12-4。最小配筋率为

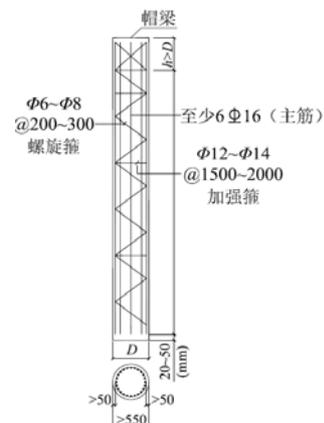


图 12-4 钻孔灌注桩配筋构造

0.42%，主筋保护层厚度不应小于 50mm。

钢筋箍宜采用 $\phi 6 \sim 8$ 螺旋筋，间距一般为 200~300mm。每隔 1500~2000mm 应布置一根直径不小于 12mm 的焊接加强箍筋，以增加钢筋笼的整体刚度，有利于钢筋笼吊放和浇灌水下混凝土时整体性。

钢筋笼的配筋量由计算确定，钢筋笼一般离孔底 200~500mm。

12.3 咬合桩的设计

12.3.1 咬合桩的工作机理

咬合桩采用了钢筋混凝土桩与素混凝土桩切割咬合成排桩的型式，构成相互之间互相咬合的桩墙，桩与桩之间可一定上传递剪应力。因此，在桩墙受力和变形时，素混凝土桩与配筋混凝土桩和起到共同作用的效果。对钢筋混凝土桩来说，素混凝土桩的存在增大了其抗弯刚度，在计算时可予以考虑。

因此，采用上述等刚度法分析咬合桩的刚度与内力时，需要解决等效刚度的确定问题。

廖少明[2]等通过试验研究了图12-5所示咬合桩的抗弯刚度和抗弯承载力。试验模型桩的直径320 mm，咬合尺寸为60mm，长度1000 mm。试件由三根桩咬合而成，两边素桩为超缓凝混凝土桩（常称为素桩），中间为钢筋混凝土桩（常称为荤桩），纵向钢筋为17 $\Phi 12$

（HRB335），箍筋 $\Phi 4 @ 100$ （HRB235）。模型桩分作3组，咬合时素桩浇注时间分别为：20、40和60 h。抗弯试验采用三分点加载，使用特殊加工的反力钢架装置进行加载。加载简图如图12-6所示，抗弯试验加载现场如图12-7所示。

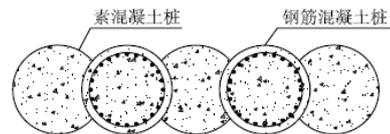


图 12-5 咬合桩构造

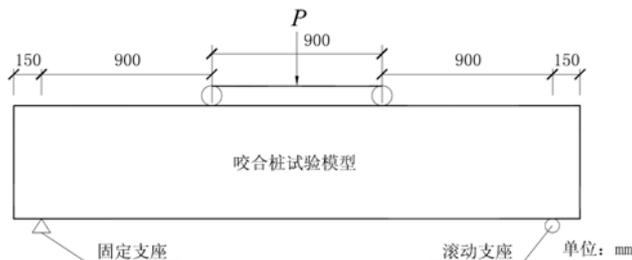


图 12-6 试验加载示意图



图 12-7 正在加载的模型桩

抗弯试验一共做了4个试件，包括三个咬合桩试和一个对比单桩试件，见表2。所有试件均加载到极限破坏状态。咬合桩试件的试验过程为：在荷载逐渐增大到100 kN时，素桩的腹部开始出现微裂缝，在荷载增加不大的情况下，裂缝宽度发展很快，在荷载增加到120 kN的时候，荤桩开始出现裂缝，此时素桩裂缝已发展到中轴线以上，随后荤素桩的裂缝继续增大，直到荷载不能增加达到极限破坏状态。在极限破坏时三个试件的咬合面均未破坏。对比单桩的破坏过程与咬合桩的破坏过程类似，但其出现裂缝时的荷载小，只有80 kN左右。

根据抗弯试验结果，弯曲破坏过程分为弹性变形阶段、弹塑性变形阶段、塑性破坏3个阶段。试验结果表明，素混凝土桩构件的受力过程与普通矩形截面梁的弯曲过程类似，遵循平截面假定；比较钢筋混凝土单桩与咬合桩试件的开裂荷载，可以知道在开裂前，每根素混凝土桩分担了大约12.5%的总荷载；咬合桩的抗弯承载力与咬合时间（>20 h）的关系较小；从荷载—挠度曲线（如图12-8所示）可以知道，素混凝土桩与钢筋混凝土桩能同步变形共同抵御外加荷载，两者能很好的协同作用。

根据挠度曲线反算试件的抗弯刚度如图12-9所示，抗弯刚度变化曲线反映了随荷载增加截面抗弯刚度逐步减小，咬合桩受素桩的开裂影响刚度降低较快，单桩的刚度降低较为平缓。两类桩不同的刚度变化特征说明了素桩的开裂情况是影响咬合桩截面抗弯刚度变化的主要原因。根据设置的钢筋应力计推算试件中点处荤桩最大弯矩的变化情况，并通过加载情况进而得知素桩弯矩的变化情况，荤素桩的弯矩分担曲线如图12-8。分担曲线表明在素桩未出现或部分出现裂缝的情况下，素桩承担了相当比率的弯矩，素桩分担的比率在弹性变形阶段高

达75%，在弹塑性变形阶段仍达35%，说明在咬合桩的工作阶段素桩的分担作用明显。

已有的研究建议可根据咬合桩的实际工作应力水平，不同程度地考虑素混凝土桩的作用，分别将图 12-10 所示的咬合桩截面等效为矩形截面、不同高度的 T 形截面及不考虑素混凝土桩作用的钢筋混凝土单桩来计算。这在计算咬合桩刚度和变形时是可行的。但计算葶桩配筋时，由于其加载至承载能力极限状态时素桩将几乎完全退出工作，故不宜考虑素混凝土桩的作用。

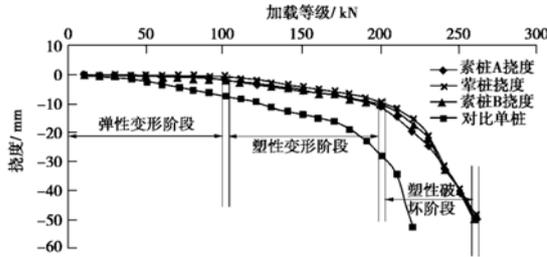


图 12-8 荷载 - 挠度曲线 (中点最大挠度处)

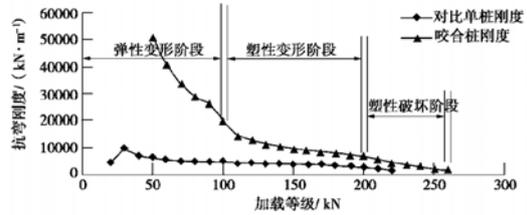


图 12-9 不同加载阶段试验梁荷载-抗弯刚度曲线

对于咬合桩刚度来说，咬合桩变形历经了弹性变形阶段、弹塑性发展阶段和塑性破坏阶段可以分为以下4个阶段：

(1) I 素桩未开裂阶段，相当的计算截面为一矩形，高度为 h_0 。其中 h_0 根据刚度等效原则确定。

(2) II 素桩开裂阶段，葶桩未开裂，相当的计算截面为一 T 形，高度为 h_0 ，翼缘高为 h_1 。该阶段是过渡阶段， h_1 不必确定。

(3) III 素桩裂缝继续发展，葶桩开裂，相当的计算截面为一 T 形，高度为 h_0 ，翼缘高为 h_2 。

(4) IV 素桩破坏，葶桩开裂，相当的计算截面为一圆形，半径为 R 。

12.3.2 咬合桩的设计

咬合桩设计的关键在于如何确定素混凝土桩对钢筋混凝土桩刚度的影响。一旦确定其刚度后，便可参照第 6 章进行咬合桩的内力与变形计算，并进行相应的设计。

对第 I 阶段，可根据抗弯刚度等效原则计算等效刚度，至于第 III 阶段，由图 12-8 所示，随着素混凝土桩的裂缝开展，其组合刚度急剧下降，从实际工程应用中，也常能观察到素桩上的裂缝开展，如图 12-11、12-12 所示。胡琦等针对某实际工程的研究表明，开挖到坑底后，随着素混凝土桩身裂缝的出现，其对刚度的贡献率仅 15% 左右。因此，类似 SMW 工法中的型钢与水泥土的刚度考虑，当弯矩较大时，可不考虑素混凝土桩的刚度；当弯矩较小时，在计算排桩变形时，可适当考虑素混凝土桩的刚度贡献，将钢筋混凝土桩的刚度乘以 1.1~1.2 的刚度提高系数。

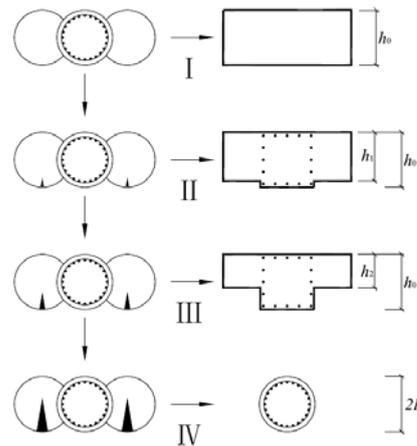


图 12-10 不同状态裂缝发展和相应的等效截面



图 12-11 杭州某工程素桩裂缝开展 (胡琦等[3], 2008)



图 12-12 杭州某工程素桩裂缝开展 (廖少明等[2], 2008)

12.4 双排桩的设计

12.4.1 双排桩的平面布置

当场地土软弱或开挖深度大时，或基坑面积很大时，采用悬臂支护单桩的抗弯刚度往往不能满足变形控制的要求，但设置水平支撑又非常影响施工且造价高时，可采用双排桩支护形式，通过钢筋混凝土灌注桩、压顶梁和联系梁形成空间门架式支护结构体系。可大大增加其侧向刚度，能有效的限制边坡的侧向变形。

双排桩平面布置的几种典型形式图 12-13 所示：

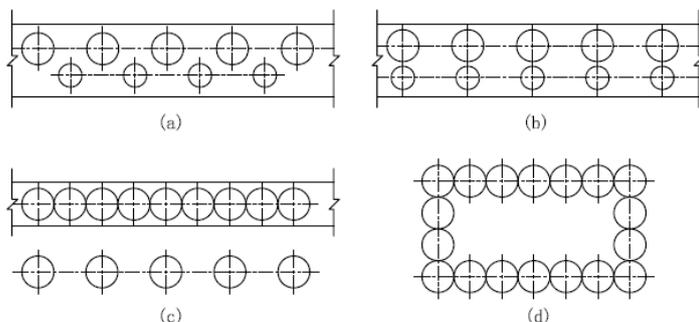


图 12-13 双排桩常见的平面布置形式

- (a) 前后排梅花形交错布置； (b) 前后排矩形对齐布置
(c) 前后排不等桩距布置； (d) 前后排格栅形布置

双排桩的前后排桩可采用等长和非等长布置，也可采用不同的桩顶标高，形成不等高双排桩形式，如图 12-14 所示。

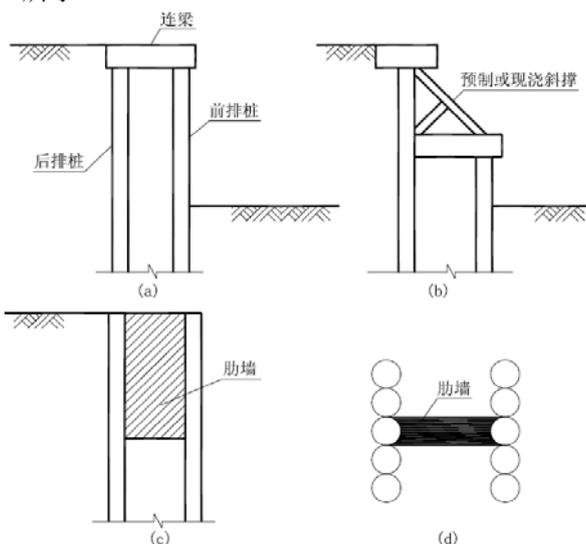


图 12-14 双排桩常见的剖面布置形式

- (a) 前后排桩等高双排桩； (b) 前后排桩不等高双排桩
(c) 前后排桩现浇肋墙连接； (d) 前后排桩肋墙连接剖面图

12.4.2 双排桩的内力与变形特点

1、双排桩前后排桩的内力与变形

当不设置水平支撑时，双排桩本质上是一种悬臂支挡结构。但排桩内的桩体内力与变形又与单排悬臂排桩的内力与变形有显著的区别。下面以某实际工程为背景，建立一双排桩算例如图 12-15 所示，并通过改变基本算例中的部分参数来分析双排桩支护结构的受力及变形特点，并与单排桩进行比较。该算例采用的计算方法见后文。

算例中，土性指标：土体粘聚力 $c=12\text{kPa}$ ；内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ ；土体重度 $\gamma=19.2\text{kN/m}^3$ 。土体平均压缩模量 $E_s=5\text{MPa}$ ，不考虑地下水的影响。采用单一的土层计算。

(2) 基坑开挖深度为 9.0m，前后排桩呈矩形布置，桩直径为 0.8m，桩弹性模量 $E_1=3.0 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ ，桩间距为 2m，前排桩入土深度为 11m，桩长为 20m。

(3) 连梁截面尺寸 $b \times h=800\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，连梁弹性模量 $E_2=3.0 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ ，连梁之间的距离等于两桩间距，两排桩的排距为 2.0m，桩顶与连梁按刚接考虑。

(4) 弹簧的反力系数计算采用 m 法， $m=4000\text{kN/m}^4$ ，桩底采用单链杆支承约束，以此替代桩土之间摩擦力的作用，水平向不约束。

(5) 土压力采用朗肯主动土压力计算，并考虑 10kPa 的地面施工超载，坑底以上为三角形的分布，基坑底面以下为矩形分布。

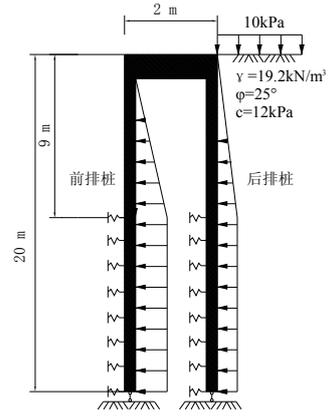


图 12-15 双排桩算例

按照上述算例并采用如图 12-15 所示的计算模型得到如下位移及弯矩图：

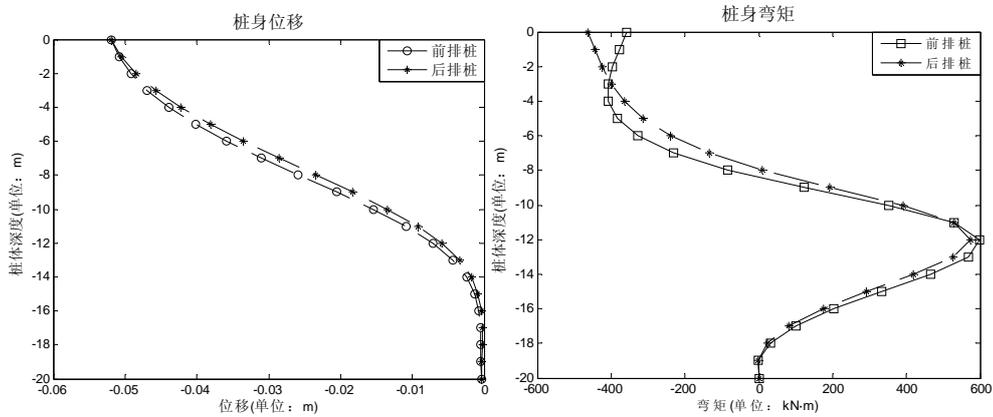


图 12-16 位移及弯矩图

从图 12-16 中可以看出双排桩前后排桩的位移大体是一致的，由于该计算模型在结构上是反对称的，其变形的不同主要取决于荷载在前后排桩的分配比例，如果前后排桩的荷载一样，那么前后排桩的位移应该完全一致。前后排桩桩顶的位移的一致，主要是因为连梁的 EAI/L 在数值上比较大，相对的压缩变形很小，所以导致前后排桩桩顶位移几乎是一致的。

对于弯矩，前后排桩的弯矩分布大体上是一致的，只是因为连梁的作用导致了桩身上部分的弯矩分布有一定的差异，但总体的趋势是很明显的，即：上部分弯矩和下部分的弯矩方向刚好相反，并且反弯点在基坑底面附近。桩顶弯矩差异主要是因为连梁的作用。

2、双排桩与单排桩受力及变形对比分析

单排桩的悬臂支护也广泛应用于大量的基坑工程中，但从受力性能和机理上同双排桩还是有很大的区别的。基于图 12-15 双排桩的算例建立一个单排桩算例。在其它条件不变的前提下，将前后排桩合并为单排桩（桩的数量相同），排桩内的桩纵向间距为 1m。土压力同样采用朗肯主动土压力，基坑底面以下部分的荷载采用矩形分布。单排桩的计算采用弹性抗力法，计算简图见图 12-17。

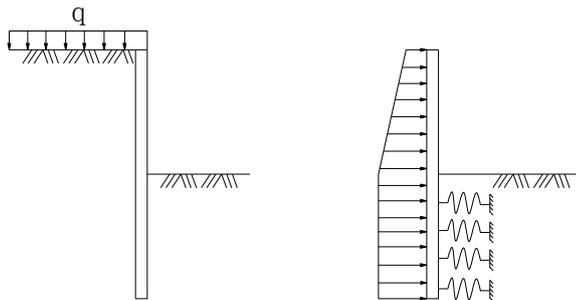


图 12-17 单排桩计算模型简图

根据上述单排桩的算例，采用弹性抗力法计算得到桩身位移及弯矩如图 12-18 所示。

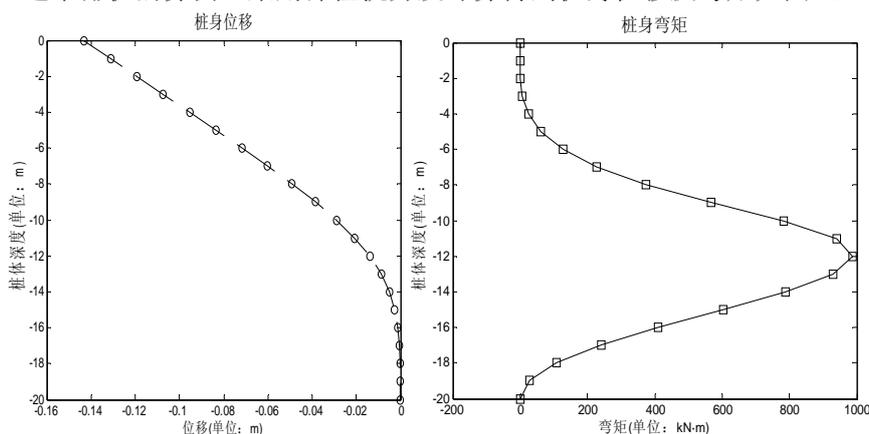


图 12-18 单排桩位移及弯矩图

对比图 12-16 和图 12-18，即使采用相同的桩的数量相同，双排桩是前后布置，单排桩是加密成单排布置，但受力及变形的机理完全不同。

从图 12-18 位移图中可以看出，桩顶的位移几乎是双排桩的桩顶位移的两倍；这是由于单排悬臂桩完全依靠弹性桩嵌入基坑土内的足够深度来承受桩后的土压力并维持其稳定性，桩顶位移和桩身本身变形较大。而双排支护桩因有刚性连系梁与前后排桩组成一个超静定结构，整体刚度大；加上前后排桩形成与侧压力反向作用力偶的原因，使双排桩的位移明显减小。双排桩具有明显的抵抗变形的能力。单排桩要减小桩体变形就必须加深支护结构的入土深度，而通过加大桩长只能在一定程度上减小支护结构的位移，到达某一深度之后，再增加支护结构的入土深度，并不能有效的减小位移。

对于弯矩来说，由于没有内支撑，其桩顶和桩底的弯矩都为零，且桩身弯矩都为正。双排桩的最大弯矩为-599.5kN.m，单排桩的最大弯矩为-988.7kN.m。如果考虑配筋，很明显双排桩由于桩身弯矩分布比较均匀，而且最大值比单排桩小，所以配筋量比单排桩要少

从上述算例可看出，双排桩在不增加桩体数量的同时，可以减少基坑支护结构的位移近 50%以上，并且能很好改善桩身的受力及变形，使之更加趋于合理；由此，可以减少配筋，降低工程造价，节约成本，同时减小对周围环境的影响。

3、双排桩桩顶与连梁结点刚度双排桩内力及变形影响

双排桩两桩顶与连梁的连接处理对其受力性能和变形有相当大的影响，这也是在施工当中必须要注意处理的一方面。当横梁与前后排桩顶的连接视为刚性结点，桩梁之间不能相互转动，可以抵抗弯矩。这样，计算模型在结构力学中常将其称为“刚架结构”。只要下部嵌固条件能够满足铰接要求，刚架就可以组成一个稳定结构。当下部约束较强可以按照固定支座来考虑时，刚架结构就是一个三次超静定体系。然而，横梁与桩端的刚性连接是需要各种措施加以保证的。

首先，要计算结点抵抗的弯矩值，以确定断面的大小，进而决定配筋多少和钢筋的布置。此外，按钢筋混凝土结构设计材料包络图的要求，在计算不需要配筋的截面以外，还必须保证钢筋的锚固长度不小于规范要求的受拉钢筋的锚固长度。

因此，在进行双排桩内力和变形分析时，就必须事先考虑到桩梁结点的影响，按照结构的实际做法来简化计算简图。当桩梁连接结点设计满足框架结点的设计要求时，就按照刚性结点来简化计算简图，否则要按照铰接点来进行计算和设计。这时结点只能传递轴力和剪力，不能够承担弯矩。当前后排桩桩顶都为铰接时，那么连梁就等价于链杆了。

针对双排桩连梁与桩顶的不同连接方式对双排状的内力及变形机理影响的计算分析表明，因为桩顶的连接方式不同导致了前后排桩桩体上部位移不同。连梁对于前后排桩来说，起到了一个协同变形和分配内力的作用。当前排桩桩顶与连梁采用刚性连接的方式时，桩顶的位移最小，前后排桩的协同作用的效果发挥的最好；而当前排桩与连梁为铰接时，位移最大。当为刚性连接时，其位移最小。当为半刚性连接时，基本上是随着转角约束弹簧的刚度值增大，位移逐渐减小。当前排桩桩顶为铰接时，前排桩的桩顶弯矩为零，而此时后排

桩的弯矩却为最大；当为刚接时，虽然前排桩的桩顶弯矩达到了最大，后排桩的弯矩达到了最小，但此时两桩的弯矩相差不大，连梁起到很好的协调变形和分配内力的作用。当两桩顶都为刚接时，弯矩分配比较均匀，变形也很相近。当一端刚接，另一端铰接时，则刚接处弯矩很大，而铰接处弯矩为零。当两端都为铰接时，虽然弯矩都为零，但在桩身范围内存在很大的正弯矩。此时，前排桩的弯矩图与悬臂式单排桩支护结构有明显的差异，而类似于带支撑的支护结构。

这说明，即使双排支护桩顶的连接比较薄弱，后排桩依然对前排桩产生比较大的锚拉作用，使前排桩的变形和受力性能得到极大的改善。后排桩顶与连梁的连接方式对前排桩的弯矩分布也产生了很大的影响，尤其是当后排桩与连梁刚接时，能够减小前排桩的正弯矩值。使桩体的正、负弯矩值接近，减少结构配筋。从上述分析结果看，增强桩梁的连接，能够调整双排桩的变形和内力特征，减小结构位移，调整正负弯矩值，减少配筋，降低造价。

4、前后排桩排距对双排桩性状的影响分析

双排桩之所以能有很大侧向刚度，其关键因素就是通过前后排桩之间的桩顶连梁形成门式刚架结构。前后排桩的排距影响双排桩内力与变形性状的重要因素。

对图12-17所示算例，其前后排桩的间距 s （简称排距）为 $2.5d$ （ d 为桩直径）。为研究排距 s 对双排桩的影响，分别计算了排距 s 分别为 $1.5d$ 、 $2d$ 、 $3d$ 、 $4d$ 、 $5d$ 、 $7d$ 和 $8d$ 的情况。在排距 s 由 $1.5d$ 增加到 $8d$ 的过程中，前排桩桩身中下部的位移基本上是随着排距增大而增大；后排桩桩身中下部的位移是随着排距的增大而减小。桩体中上部的位移在排距变化时，变化比较大，前面也已经提到了，这种变化很大程度上是由连梁线刚度随排距增大导致的变化引起的。

对于桩顶的位移随桩距 s 增大的变化，当排距为 $1.5d$ 时，前后排桩的计算位移为 5.65cm ，随着排距增大，桩顶位移先是减小，当排距为 $4d$ 时，前后排桩的位移达到最小值 5.11cm ，此后，当排距继续增大时，桩顶位移反而增大，当排距为 $8d$ 时，桩顶位移为 5.31cm 。所以，当排距很小时，双排桩通过连梁形成的门式刚架结构，其空间性能不能很好的发挥，没能充分发挥连梁协调变形和受力的作用；随着排距的增大，双排桩与连梁形成的整体结构，其整体性能得到了体现，位移也逐渐的减小；但随着排距进一步增大，位移经过一个极小值后再慢慢的增大，这充分说明了，排距如果太大，双排桩的整体受力和变形性能逐渐削弱。当排距非常大时，连梁对前后排桩的作用不能看作是一个整体的刚架体系，对前排桩而言，更像在桩顶对前排桩施加的线弹簧和转角弹簧约束。

12.4.3 双排桩的内力与变形计算

双排桩的计算较为复杂，首先是作用在双排桩结构上的土压力难以确定，特别是桩间土的作用对前后排桩的影响难以确定，桩间土的存在对前后排桩所受的主动及被动土压力均产生影响，由于有后排桩的存在，双排支护结构与无后排桩的单排悬臂支护桩相比，墙背土体的剪切角将发生改变。剪切破坏面不同，将导致土体的主动土压力的变化。如何考虑上述因素的作用，以对前后排桩所受土压力进行修正。其次是双排支护结构的简化计算模型如何确立，包括嵌固深度的确定、固定端的假定、桩顶位移的计算等。下面介绍三轴常见计算方法。

(1) 桩间土静止土压力模型

假定前排桩桩前受被动土压力，后排桩桩后受主动土压力，桩间土压力为静止土压力，并采用经典土压力理论确定土压力值，以此可求得门式刚架的弯矩及轴向力。这种土压力确定方法较为简单，但反映的因素较少，计算结果误差很大。

(2) 前后排桩土压力分配模型

一般来说，双排桩由于桩间土的作用和“拱效应”的影响，确定土压力的不定因素很多，前后排桩的排列形式对土压力的分布也起关键影响。因此，需要考虑不同布桩形式的情况下，桩间土的土压力传递对前后排桩的土压力分布的影响。

双排桩前后排桩的布置形式一般有矩形布置和梅花形布置。如图12-19所示：

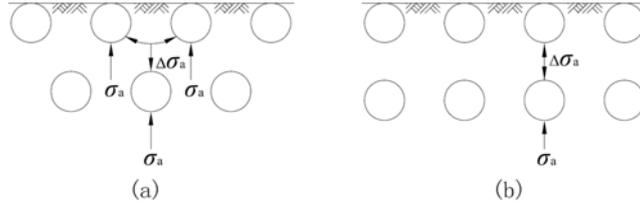


图12-19 双排桩不同布桩形式时桩间土对土压力的传递
(a) 梅花形排列; (b) 矩形排列

(a) 双排桩梅花形布置

如图 12-19 (a) 所示, 前、后排桩由于梅花形布置, 所以土体一侧均有主动土压力 σ_a , 由于桩间土的存在会对前、后排桩产生土压力 $\Delta\sigma_a$ 。由于桩间土宽度一般很小, 一般认为前、后排桩受到桩间土的压力相同。并使前排桩的土压力增大, 后排桩的土压力减小, 于是前、后排桩土压力 p_{af} 和 p_{ab} 分别为:

$$p_{af} = \sigma_a + \Delta\sigma_a \quad (12-7)$$

$$p_{ab} = \sigma_a - \Delta\sigma_a \quad (12-8)$$

假定不同深度下 $\Delta\sigma_a$ 与 σ_a 的比值相同, 即

$$\Delta\sigma_a = \beta\sigma_a \quad (12-9)$$

β 为比例系数, 故上式可写为:

$$p_{af} = (1 + \beta)\sigma_a \quad (12-10)$$

$$p_{ab} = (1 - \beta)\sigma_a \quad (12-11)$$

关于比例系数 β 的确定, 如图所示基坑开挖示意图 12-9。那么, 比例系数 β 可以确定如下:

$$\beta = \frac{2L}{L_0} - \left(\frac{L}{L_0}\right)^2 \quad (12-12)$$

式中, $L_0 = H \tan(45^\circ - \varphi/2)$; H 基坑挖深; L 双排桩间距; φ 为土体内摩擦角。

(b) 双排桩矩形布置

如图 12-19 (b) 所示, 前、后排桩呈矩形布置, 那么主动土压力可以假定作用在后排桩上, 桩间土压力同样取 $\Delta\sigma_a$, 则前、后排桩的土压力分别为:

$$p_{af} = \Delta\sigma_a = \beta\sigma_a \quad (12-13)$$

$$p_{ab} = \sigma_a - \Delta\sigma_a = (1 - \beta)\sigma_a \quad (12-14)$$

同理, $\beta = 2L/L_0 - (L/L_0)^2$, $L_0 = H \tan(45^\circ - \varphi/2)$ 。

(3) 考虑前后排桩相互作用的计算模型

前面介绍的几种方法均是对前后排桩分担的荷载提出某些假设, 认为进行分配, 没有考虑前后排桩的相互作用。由于单桩常采用杆系有限元, 采用弹性抗力法进行分析, 基于该法基础上, 已提出基于弹性地基梁 m 法的弹性抗力法来考虑前后排桩相互作用的模型[5]。

该模型中, 桩体采用弹性地基梁单元, 地基水平反力系数采用 m 法确定, 在一定程度上考虑了桩与土在水平方向的相互作用。双排桩抗倾覆能力之所以强主要是因为它相当于一个插入土体的刚架, 能够靠基坑以下桩前土的被动土压力和刚架插入土中部分的前桩抗压、后桩抗拔所形成的力偶来共同抵抗倾覆力矩。为此, 可在桩侧设置考虑桩与土摩擦的弹性约束, 并可在前排桩桩端处设置弹性约束已模拟桩端处桩底反力对抗倾覆的作用, 如图 12-21 所示。

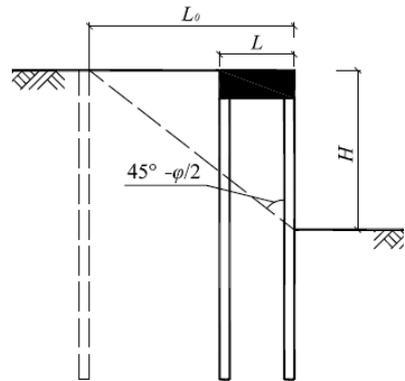


图 12-20 β 计算简图

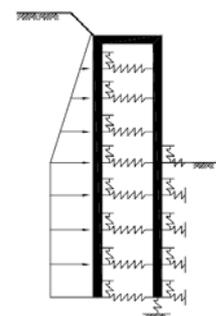


图 12-21 考虑前后排桩与土相互作用的模型

该模型另一个重要特点是，考虑到双排桩间距一般较小，在前后排桩的约束下，类似水平方向受压缩的薄压缩层，因此，可采用在前后排桩之间设置弹性约束，反映前后排桩之间土体压缩性的影响，避免了“前后排桩土压力分配模型”中确定 β 时不考虑桩间土压缩性对前后排桩之间相互作用的影响的缺陷。

12.5 桩体与帽梁、腰梁的连接构造

12.5.1 单排桩排桩与帽梁、腰梁的连接构造

顶圈梁及围檩是排桩围护体设计的组成部分，应结合支撑设计对其与排桩围护体的连接，选择合理的构造形成，以保证排桩围护体的整体刚度，使之与支撑形成共同受力的稳定结构体系，从而达到限制桩体位移及保护周围环境的目的。

目前，顶圈梁及围檩与排桩围护体的连接形式有多种，各适应于不同的围护体系，应根据具体的施工条件选择。

下列为几种常用的构造形式。

1. 钢筋混凝土顶圈梁与排桩围护体的连接形式

图 12-22(a)是灌注桩与顶圈梁的连接形式。一般要求灌注桩主筋锚入顶圈梁，顶圈梁宽度应大于灌注桩直径，顶圈梁高设为 600~1000mm。在设有顶支撑时，应大于顶支撑的竖向尺寸。

图 12-22(b)为 SMW 与顶圈梁的连接形式，要求 H 型钢锚入顶圈梁，顶圈梁宽度应大于 H 型钢宽度。为保证 H 型钢锚入圈梁中的长度，可将 H 型钢顶端的翼缘宽度割至 200mm 左右，以保证在圈梁的箍筋之间进入圈梁，此时圈梁内的箍筋间距不宜小于 200mm，主筋布置亦应避开 H 型钢。

采用 SMW 作为挡土桩墙时，为了保证施工结束后能顺利将型钢拔出，需要在型钢与顶圈梁之间设置隔离措施，例如对在顶圈梁高度范围内的型钢采用塑料包裹措施等，如图 12-23 所示，图中顶圈梁尚未施工。

2. 围檩与排桩围护体的连接构造

为了加强排桩围护体的整体稳定性，除 SMW 外，围檩结构大多采用钢筋混凝土结构，钢筋混凝土围檩结构与排桩围护体的连接构造见图 12-24(a)，(b)，(c)。

图 12-26(a)，(b)，(c)为灌注桩排桩围护体与围檩的连接形式，实际工程中普遍采用在灌注桩中预埋钢板或从灌注桩主筋上焊接拉吊钢筋来悬吊围檩。其中图 12-22(a)连接形式最为常见。拉吊钢筋的数量应根据围檩和支撑的重量计算得到。

图 12-24(a)中，从灌注桩焊接的拉吊钢筋，拉吊角度一般要求不小于 60°，且灌注桩上的焊接主筋应尽量利用灌注桩中和轴上的主筋。

图 12-24(b)为灌注桩中预埋环形钢板的连接形式，一般钢板宽度不宜超过灌注桩箍筋间距，以保证该处灌注桩混凝土浇灌密实，如因受力较大时，可增至 2 至 3 块环形钢板。

图 12-24(c)为从顶圈梁(或顶支撑梁)中集中预留竖直拉吊钢筋，这种形式受力明确、施工方便、快捷，但由于将下面几道支撑及围檩的重力全部转移到顶圈梁(或顶支撑梁)上，使顶圈梁局部集中荷载增大，往往需在顶圈梁(或顶支撑梁)悬吊处增大混凝土截面或配筋。

图 12-24(d)，(e)为围檩与型钢排桩围护体连接形式，这种连接形式较混凝土挡墙容易。其中图 12-24(d)为钢围檩与排桩围护体连接形式，一般采用焊接钢牛腿来支托围檩，围檩与

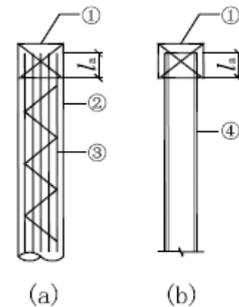


图 12-22 顶圈梁与柱列式挡土墙连接构造
(a) 灌注桩与顶圈梁的连接形式；
(b) SMW 与顶圈梁的连接形式
①钢筋混凝土顶圈梁；②灌注桩；
③灌注桩主筋；④H型钢



图 12-23 SMW 工法型钢与顶圈梁的连接

型钢排桩围护体采用焊接连接。

图 12-24(e)为钢筋混凝土围檩与型钢排桩围护体连接形式，这种连接形式与图 12-22(a)相仿。

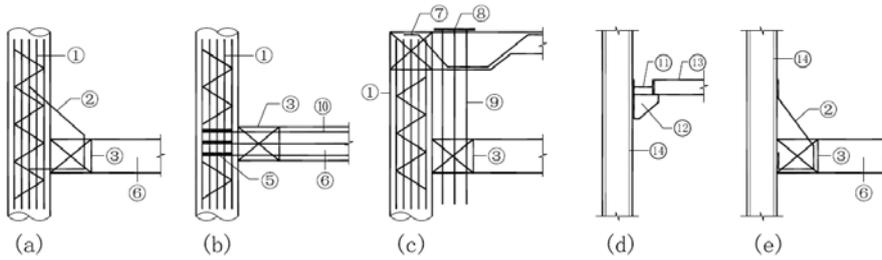


图 12-24 围檩与柱列式挡土墙连接构造

- (a) 灌注桩中焊接拉吊钢筋； (b) 灌注桩中预埋环形钢板；
 (c) 顶圈梁中预留竖向拉吊钢筋； (d)、(e) 围檩与型钢柱列式挡土墙连接形式
 1-灌注桩主筋；2-拉吊筋；3-围檩；4-环形钢板；5-小牛腿；6-支撑；7-顶圈梁 8-钢板；
 9-拉吊筋；10-混凝土支撑主筋；11-钢围檩；12-钢牛腿；13-支撑；14-型钢柱列式挡土墙

12.5.2 双排桩与帽梁的连接构造

双排桩与帽梁的连接包括前、后排桩分别与其帽梁的连接，以及前后排桩之间的帽梁的连接。前、后排桩分别与其帽梁的连接与上述单排桩形式时的连接相似。

双排桩前、后排桩顶的帽梁的连接，一般采用现浇钢筋混凝土连梁，与前、后排桩顶的帽梁同时浇注，以确保其连接的整体性。连梁的一般要设置在桩顶位置处，如图 12-25 所示。当桩距较小时，可采用图 12-25 (a) 所示的连梁设置，当桩距较大时，也可采用 12-25 (b) 所示的连梁设置。

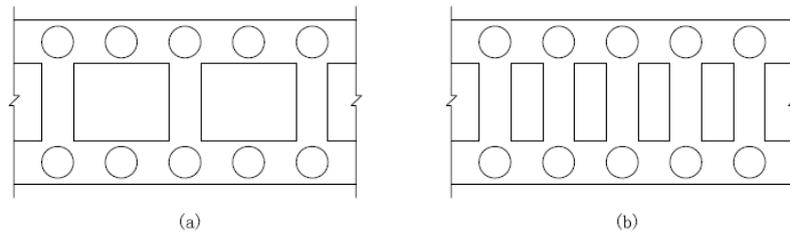


图 12-25 双排桩前后排桩帽梁的连接

- (a) 连梁设置方式 1； (b) 连梁设置方式 2

当前、后排桩桩顶帽梁及其之间的连梁采用现浇混凝土整体浇注时，可将帽梁与连梁的连接简化为刚性节点进行计算。

实际工程中采用双排桩时，双排桩的前后排桩可采用等长和非等长布置，也可采用不同的桩顶标高，形成不等高双排桩形式，如图 12-16 所示。此时，前、后排桩之间的连接构造方式比较复杂，可设置现浇斜撑或预制斜撑将前后排桩的桩顶帽梁进行连接。此时不能可靠保证帽梁与斜撑之间的整体连接，宜将连接简化为铰接节点进行计算，以策安全。

12.6 桩-锚支护结构

12.6.1 桩-锚支护结构的特点

桩-锚支护体系其主要特点是采用锚杆取代基坑支护内支撑，给支护排桩提供锚拉力，以减小支护排桩的位移与内力，并将基坑的变形控制在允许范围内。

桩-锚支护体系主要由护坡桩、土层锚杆、腰梁和锁口梁 4 部分组成，在基坑地下水位较高的地方，支护桩后还有防渗堵漏的水泥土墙等，它们之间相互联系、相互影响、相互作用，形成一个有机整体。目前，国内外深基坑开挖深度从几米到几十米[6]，桩锚支护结构在基坑支护中得到了广泛的应用，获得了显著的经济效益。但是，其中也有很多失败的教训[7]。

相对于排桩-内支撑体系来说，桩-锚支护结构具有如下特点：

- (1) 土方开挖与地下结构的施工方便

由于由锚杆取代了基坑内支撑，故基坑内的土方开挖与地下结构的施工更为方便。特别是当基坑尺寸较小时，采用锚杆可使地下结构的施工更为方便。而当基坑平面尺寸很大时，则锚杆的试验可避免大量的支撑试验，降低工程造价。

(2) 锚杆是在基坑开挖过程中，逐层开挖、逐层设置，故而上下排锚杆的间距除由围护桩的强度要求控制外，还必须考虑变形控制的要求。

(3) 锚杆所需锚固力是由自由段之外的锚固段的锚固体与围岩(土)的摩阻力所提供，因此，当即坑深度较大时，由于锚杆必须足够的伸出潜在破裂面之外的锚固长度，故而锚杆的长度较大。因而锚杆会因早土中产生的应力扩散造成的应力重叠而产生群锚效应。故而对锚杆的上下排锚杆最小间距、同一排锚杆中锚杆的水平向最小间距均要进行限制。一般而言，上下排锚杆的间距不宜小于 2.5m；同一排锚杆的水平向间距不宜小于 1.5m，但也不宜大于 4m。此外，由于锚杆的侧阻需要足够的上覆土压力来保证，故锚杆的上覆土层厚度不宜小于 4 m。

(4) 由于锚杆在软粘土中会因土的流变和锚固体与周围土的接触面的流变而产生锚固力损失和变形逐渐增大的现象，故锚杆不宜在软粘土层中应用。

12.6.2 桩-锚支护结构的受力与变形计算

1、锚对桩的约束刚度与群锚效应

桩-锚支护体系的计算主要在于合理确定锚杆对桩提供的约束刚度。与水平支撑不同的是，锚杆会因早土中产生的应力扩散造成的应力重叠而产生群锚效应。由于群锚效应的影响，锚固体的间距显著影响锚杆的刚度。当锚杆间距较小时，与单根锚杆的约束刚度相比，群锚效应影响下的锚杆的约束刚度可显著减小。此外，在粘性土中，锚杆的刚度和提供给排桩的锚拉力也是逐渐变化的，锚杆的刚度会逐渐减小。在这两个因素的综合作用下，相对于锚杆拉拔试验时的刚度相比，工作条件下锚杆的刚度可显著下降。天津某工程的实测反演分析表明，群锚效应严重时，锚杆刚度可下降数倍。

2、锚的预加拉力、群锚效应对内力与变形的影响

由于锚杆均是逐根施工、逐根张拉施加预拉力和锁定，故锚杆施加的预应力对围护桩的内力与变形均会产生影响。与一般现浇的钢筋混凝土水平支撑不同，锚杆张拉、锁定所产生在锚杆中的预应力会对桩体的内力(弯矩与剪力)分布造成影响。与此类似的是，当水平支撑采用现场安装的钢支撑时，有时也在钢支撑中施加预加轴力。具体分析计算时，可参照第 6 章“挡土结构的内力分析”部分。

12.7 排桩的施工

12.7.1 柱列式灌注桩围护体的施工

1. 钻孔灌注桩干作业成孔施工

钻孔灌注桩干作业成孔的主要方法有螺旋钻孔机成孔、机动洛阳挖孔机成孔及选挖钻机成孔等方法。

螺旋钻孔机由主机、滑轮、螺旋钻杆、钻头、滑动支架、出土装置等组成。主要利用螺旋钻头切削土壤，被切的土块随钻头旋转，并沿螺旋叶片上升而被推出孔外。该类钻机结构简单，使用可靠，成孔作业效率高、质量好，无振动，无噪声、耗用钢材少，最宜用于匀质粘性土，并能较快穿透砂层。螺旋钻孔机适用于地下水位以上的匀质粘土、砂性土及人工填土。

钻头的类型有多种，粘性土中成孔大多常用锥式钻头。耙式钻头用 45 号钢制成。齿尖处镶有硬质合金刀头，最适宜于穿透填土层，能把碎砖破成小块。平底钻头，适用于松散土层。

机动洛阳挖孔机由提升机架、滑轮组、卷扬机及机动洛阳铲组成。提升机动洛阳铲到一定高度后，靠机动洛阳铲的冲击能量来开孔挖土，每次冲铲后，将土从铲具钢套中倒弃。宜用于地下水位以下的一般粘性土、黄土和人工填土地基。设备简单，操作容易，北方地区应用较多。

选挖钻机是近年来引进的先进成孔机械，利用功率较大的电机驱动可旋转取土的钻斗，采用将钻头强力旋转压入土中，通过钻斗把旋转切削下来的钻屑提出地面。改方法在土质

较好的条件下可实现赶作业成孔，不必采用泥浆护壁。

2. 钻孔灌注桩湿作业成孔施工

(1) 成孔方法

钻孔灌注桩湿作业成孔的主要方法有冲击成孔、潜水电钻机成孔、工程地质回转钻机成孔及旋挖钻机成孔等。

潜水电钻机其特点是将电机、变速机构加以密封，并同底部钻头连接在一起，组成一个专用钻具，可潜入孔内作业，多以正循环方式排泥的潜水电钻。

潜水电钻体积小，重量轻、机器结构轻便简单、机动灵活、成孔速度较快，宜用于地下水位高的软硬地层，如淤泥质土、粘性土以及砂质土等，其常用钻头为笼式钻头。

工程水文地质回转钻机由机械动力传动，配以笼式钻头，可多档调速或液压无级调速，以泵吸或气举的反循环方式进行钻进。有移动装置，设置性能可靠，噪声和振动小，钻进效率高，钻孔质量好。上海地区近几年已有数千根灌注桩应用它来施工。它适用地松散土层、粘土层、砂砾层、软硬岩层等多种地质条件。

用作挡墙的灌注桩施工前必须试成孔，数量不得少于 2 个。以便核对地质资料，检验所选的设备、机具、施工工艺以及技术要求是否适宜。如孔径、垂直度、孔壁稳定和沉淤等检测指标不能满足设计要求时，应拟定补救技术措施，成重新选择施工工艺。

成孔须一次完成，中间不要间断。成孔完毕至灌注混凝土的间隔时间不就大小 24h。

为保证孔壁的稳定，应根据地质情况和成孔工艺配制不同的泥浆。成孔到设计深度后，应进行孔深、孔径、垂直度、沉浆浓度、沉渣深度等测试检查，确认符合要求后，方可进行下一道工序施工。根据出渣方式的不同，成孔作业可分成正循环成孔和反循环成孔两种。

(2) 清孔

完成成孔后，在灌注混凝土之前，应进行清孔。通常清孔应分 2 次进行。第一次清孔在成孔完毕后，立即进行；第 2 次在下放钢筋笼和灌注混凝土导管安装完毕后进行。

常用的清孔方式有正循环清孔，泵吸反循环清孔和空气升液反循环清孔，通常随成孔时采用的循环方式而定。清孔时先是钻头稍作提升，然后通过不同的循环方式排除孔底沉淤，与此同时，不断注入洁净的泥浆水，用以降低桩孔泥浆水中的泥渣含量。

清孔过程中应测定沉浆指标。清孔后的泥浆密度应小于 1.15。清孔结束时测定孔底沉淤，孔底沉淤厚度一般应小于 30cm。

第 2 次清孔结束后孔内应保持水头高度，并应用 30min 内灌注混凝土。若超过 30min，灌注混凝土应重新测定孔底沉淤厚度。

(3) 钢筋笼施工

钢筋笼宜分段制作。分段长度应按钢筋笼的整体刚度、来料钢的长度及起重设备的有效高度等因素确定。钢筋笼在起吊、运输和安装中应采取措施防止变形。

(4) 水下混凝土施工

配制混凝土必须保证能满足设计强度以及施工工艺要求。混凝土是确保成桩质量的关键工序，灌注前应做好一切准备工作，保证混凝土灌注连续紧凑地进行。

钻孔灌注桩柱列式排桩采用湿作业法成孔时，要特别注意孔壁护壁问题。当桩距较小时，由于通常采用跳孔法施工，当桩孔出现坍塌或扩径较大时，会导致两根已经施工的桩之间插入后施工的桩时发生成孔困难，必须把该根桩向排桩轴线外移才能成孔。一般而言，柱列式排桩的净距不宜少于 200mm。

12.7.2 止水帷幕与灌注桩重合围护体施工

如图 12-2 所示，当可供基坑围护桩和止水帷幕设置、施工的场地狭小时，可考虑将排桩与止水帷幕设置在同一轴线上，形成挡土、止水合一的排桩-止水帷幕结合体。

止水帷幕与灌注桩重合围护体施工的关键与咬合桩施工类似，即注意相邻的搅拌桩与混凝土桩施工的时间安排和搅拌桩成桩的垂直度。一般而言，搅拌桩施工结束的 48 小时内施工灌注桩时易发生塌孔、扩径严重等现象，因此不宜施工灌注桩。但时间超过 7d 后，由于搅拌桩强度的增加，施工灌注桩的阻力较大。也要特别注意避免因已施工完成的搅拌桩垂直度偏差较大而造成与钢筋混凝土桩搭接效果不好的情况，甚至出现基坑漏水。

12.7.3 人工挖孔桩围护体施工

人工挖孔桩是采用人工挖掘桩身土方，随着孔洞的下挖，逐段浇捣钢筋混凝土护壁，直到设计所需深度。土层好时，也可不用护壁，一次挖至设计标高，最后在护壁内一次浇注完成混凝土桩身的桩。挖孔桩作为基坑支护结构与钻孔灌注桩相似，是由多个桩组在桩墙而起挡土作用。它有如下优点：大量的挖孔桩可分批挖孔，使用机具较少，无噪音、无震动、无环境污染；适应建筑物、构筑物拥挤的地区，对邻近结构和地下设施的影响小，场地干净，造价较经济。

应当指出，选用挖孔桩作支护结构，除了对挖孔桩的施工工艺和技术要有足够的经验外，还应注意在有流动性淤泥、流砂和地下水较丰富的地区不宜采用。

人工挖孔桩在浇筑完成以后，即具有一定的防渗能力和支承水平土压力的能力。把挖孔桩逐个相连，即形成一个能承受较大水平压力的挡墙，从而起到支护结构防水、挡土等作用。

人工挖孔桩支护原理与钻孔灌注桩挡墙或地下连续墙相类似。人工挖孔桩直径较大属于刚性支护，设计时应考虑桩身刚度较大对土压力分布及变形的影响。

挖孔桩选作基坑支护结构时，桩径一般为 100-120cm。桩身是等设计参数，应根据地质情况和基坑开挖深度计算确定。在实践中，也有工程采用挖孔桩与锚杆相结合的支持方案。

12.7.4 钻孔压浆桩围护体施工

钻孔压浆桩又称树根桩。钻孔压浆桩施工工艺与钻孔灌注桩的施工工艺类似。与钻孔灌注桩相比，钻孔压浆桩孔径较小（ $\leq 400\text{mm}$ ）。桩身混凝土采用先下细石（不用粗石）而后注浆成桩的工艺。该桩具有以下特点：

- (1) 水泥浆的泵送设备比水下混凝土浇制简单方便。
- (2) 石子的清洗在钻孔中同时进行。
- (3) 压浆减少了泥浆水护壁时间，不易坍孔。

为了使成孔工作顺利，在钻孔之前应预先开挖沟槽和集水坑。钻孔在沟槽内进行，钻出的泥浆从沟槽流入集水坑。施工结束后，沟槽可作为压浆桩帽的土模。

钻孔压浆桩钻孔通常用长螺旋钻机，也可用地质钻机改装而成。钻孔直径为 400mm 左右，孔深按设计要求，但受钻机起吊能力的限制。钻孔垂直精度小于 1/200。由此定出相邻二桩之间的净间距为 $0.005H$ （ H 为桩深）。在钻孔过程中，如遇到粘性较好的粘土，可将钻杆反复上下扫孔，使其与清水混合成泥浆而后排出。

桩体采用的石料由直径 10-30mm 的石子组成，进场石料要求含泥量小于 2%。石子倒完完毕后，即开泵注清水，清水通注浆管从孔底注出，达到清洗石子的目的。要求注水直到孔口由冒出泥浆水变为冒出清水为止。然后可压住水泥浆形成钢筋混凝土桩体。

12.7.5 咬合桩围护体的施工

钻孔咬合桩是采用全套管灌注桩机（磨桩机）施工形成的桩与桩之间相互咬合排列的一种基坑支护结构。施工时，通常采用全混凝土桩排列（俗称全荤桩）及混凝土与素混凝土交叉排列（俗称荤素搭配桩）两种形式，其中荤素搭配桩的应用较为普遍。素桩采用超缓凝型混凝土先期浇注；在素桩桩混凝土初凝前利用套管钻机的切割能力切割掉相邻素混凝土桩相交部分的混凝土，然后浇注荤桩，实现相邻桩的咬合，如图12-26所示。

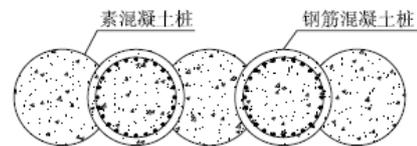


图 12-26 咬合桩施工示意图

单根咬合桩施工工艺流程如下[4]：

(a) 护筒钻机就位：当定位导墙有足够的强度后，用吊车移动钻机就位，并使主机抱管器中心对应定位于导墙孔位中心。

(b) 单桩成孔：步骤为随着第一节护筒的压入（深度为 1.5m~2.5m），冲弧斗随着从护筒内取土，一边抓土一边继续下压护筒，待第一节全部压入后（一般地面上留 1m~2m，以便于接筒）检测垂直度，合格后，接第二节护筒，如此循环至压到设计桩底标高。

(c) 吊放钢筋笼：对于 B 桩，成孔检查合格后进行安放钢筋笼工作，此时应保证钢筋笼标高正确。

(d) 灌注混凝土：如孔内有水，需采用水下混凝土灌注法施工；如孔内无水，则采用干孔灌注法施工并注意振捣。

(e) 拔筒成桩：一边浇注混凝土一边拔护筒，应注意保持护筒底低于混凝土面 $\geq 2.5\text{m}$ 。
排桩施工工艺流程如下：

如图 12-27 所示，对一排咬合桩，其施工流程为 $A_1 \rightarrow A_2 \rightarrow B_1 \rightarrow A_3 \rightarrow B_2 \rightarrow A_4 \rightarrow B_3$ ，如此类推。

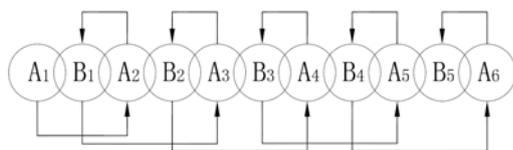


图 12-27 排桩施工流程

为控制咬合桩的成孔精度达到《地下铁道工程施工及验收规范》^[4]要求，采用成孔精度全过程控制的措施。本工程采用的是在成桩机具上悬挂两个线柱控制南北、东西向护筒外壁垂直度并用两台测斜仪进行孔内垂直度检查。发现有偏差时及时进行纠偏调整。

A 桩混凝土缓凝时间的确定需要在测定出 A、B 桩单桩成桩所需时间 t 后，根据下式计算 A 桩混凝土缓凝时间 T ：

$$T=3t+K \quad (12-15)$$

式中： K ——储备时间，一般取 $1.5t$ 。

在 B 桩成孔过程中，由于 A 桩混凝土未完全凝固，还处于流动状态，因此其有可能从 A、B 桩相交处涌入 B 桩孔内，形成“管涌”。克服措施有：a. 控制 A 桩坍落度 $< 14\text{cm}$ 。b. 护筒应超前孔底至少 1.5m 。c. 实时观察 A 桩混凝土顶面是否下陷，若发现下陷应立即停止 B 桩开挖，并一边将护筒尽量下压，一边向 B 桩内填土或注水（平衡 A 桩混凝土压力），直至制止住“管涌”为止。

当遇地下障碍物时，由于咬合桩采用的是钢护筒，所以可吊放作业人员下孔内清除障碍物。

在向上拔出护筒时，有可能带起放好的钢筋笼，预防措施可选择减小 B 桩混凝土骨料粒径或者可在钢筋笼底部焊上一块比其自身略小的薄钢板以增加其抗浮能力。

咬合桩在施工时不仅要考虑素混凝土桩混凝土的缓凝时间控制，注意相邻的素混凝土和钢筋混凝土桩施工的时间安排，还需要控制好成桩的垂直度，防止因素混凝土桩强度增长过快而造成钢筋混凝土桩无法施工，或因已施工完成的素混凝土桩垂直度偏差较大而造成与钢筋混凝土桩搭接效果不好的情况，甚至出现基坑漏水，无法止水而失败的情况。因此对于咬合桩施工应该进行合理安排，做好施工记录，方便施工顺利进行。

类似于地下连续墙施工，对于全套管咬合桩的施工，也需要在进行钻孔成桩之前施做导墙，已满足钻孔咬合桩的平面位置的控制和作为施工机具的一个平台，防止孔口坍塌，确保咬合桩护筒的竖直，并确保全套管钻机平整作业。导墙的施工要求可参见地下连续墙的相关要求。

12.7.6 桩-锚支护结构的施工

桩-锚支护结构的施工顺序总体上如下：

- (1) 施工止水帷幕与排桩；
- (2) 施工桩顶帽梁；
- (3) 开挖土方至第一层锚杆标高以下设计开挖深度，挂网喷射桩间混凝土；
- (4) 逐根施工锚杆；
- (5) 安装腰梁和锚具，待锚杆达到设计龄期后逐根张拉至锚杆宜张拉至设计承载力的 $0.9\sim 1.0$ 倍后，再按设计锁定值进行锁定；
- (6) 继续开挖下一层土方并施工下一排锚杆。

具体锚杆的施工工艺可参照第 17 章。为了提高锚杆的锚固段所通过的锚固力，有时还可考虑对锚杆采用二次注浆的工艺。

12.8 止水帷幕的设计与施工

12.8.1 止水帷幕的类型

如图 12-2 所示，对柱列式排桩支护结构，当基坑底面深度大于地下水位埋深时，不具

备坑外降水的条件时，必须设置止水帷幕，且需插入到基坑底以下一定深度，满足因坑内降水后的渗流稳定，并防止坑外地下水位出现有害性下降。

12.8.2 止水帷幕的设计

当基坑开挖深度大于工程所在场地的地下水位高度时，如采用没有止水防渗功能的分离式柱列式排桩，需要考虑设置止水帷幕，止水帷幕的深度应满足如下要求：

当地下水有渗流作用时，地下水的作用应通过渗流计算确定。

(1) 当坑内外存在水头差时，粉土和砂土应进行抗渗流稳定性验算，渗流的水力梯度不应超过临界水力梯度；

(2) 当上部为不透水层，坑底下某深度处有承压水时，坑内土体应满足抗承压水突涌稳定性验算的要求。

一般而言，止水帷幕要求插入到坑底以下渗透性相对较低的土层中。目前，国内常规单轴和双轴搅拌机施工的水泥土搅拌桩止水帷幕的深度大致可达 15~18m，三轴搅拌机施工止水帷幕深度可达 35m 左右，而诸如 TRD 工法等则可达到 60m 左右。对深度较大的基坑，当坑底下存在承压含水层且坑底抗突涌稳定不满足要求，而且，由于施工设备能力的限制，止水帷幕深度无法达到截断承压水含水层时，可对承压含水层采取降低水头的措施，国内诸如天津、上海、武汉等地均有较成熟的经验。但此时必须注意对承压含水层水头降低对环境的影响进行评估，综合决策。

12.8.3 止水帷幕的施工

图 12-2 中涉及到的止水帷幕（桩）包括水泥搅拌桩、旋喷桩。其中搅拌桩可采用常规双轴水泥搅拌桩机、SMW 工法三轴搅拌机施工。近年来，国际上还在强度较高的土中采用双轮铣槽机施工连续的水泥土墙，或采用 TRD (Trench Re-mixing Deep) 工法施工连续型的水泥土墙。此外，为解决常规 SMW 工法三轴搅拌机施工深度上的局限性，日本还发展了可接钻杆的 SMW 三轴搅拌机。TRD 工法及可接钻杆的 SMW 三轴搅拌机的施工最大深度已可达 60m，且 TRD 工法可适应标准贯入击数达 50 以上的砂土中施工。

1. 水泥搅拌桩的施工

采用双轴、三轴搅拌机施工时，其施工方法可参见本手册第 10 章“搅拌桩挡土墙的设计与施工”和第 13 章“型钢水泥土搅拌墙的设计与施工”部分。但应予以注意的是，对图 12-2 (a)、(e) 和 (f) 所示的止水帷幕，一般而言，当止水帷幕与灌注桩距离较小时，要先施工搅拌桩止水帷幕。如先施工灌注桩，则有可能因灌注桩局部扩径严重，导致搅拌桩无法按设置位置施工，使止水帷幕的搭接出现困难。

当采用灌注桩与搅拌桩咬合式的止水帷幕时，由于是先施工搅拌桩，然后在实施两个搅拌体之间的灌注桩施工。因此，要注意相邻的搅拌桩与混凝土桩施工的时间安排和搅拌桩成桩的垂直度。

对三轴搅拌桩，在搅拌成桩时，所需容量 70%-80% 的水泥浆，宜在下行钻进时灌入，其余的 20%-30% 宜在螺旋钻上行回程时灌入。此时所需水泥浆仅用于充填钻具撤出留下的空隙。螺旋钻上行时，螺旋钻最好反向旋转，且不能停止，以防产生真空，有真空就可能导致柱体墙的坍塌（非饱和土体）。

2. TRD 工法施工水泥土搅拌墙

TRD 工法的施工设备如图 12-28 所示 TRD 工法是日本近年来发展起来的水泥土搅拌工法，它是通过附着可分节安装的搅拌箱上的切削链条（链条上有切削头），如图 12-28 所示，在电机驱动下沿搅拌桩转动，从而可对土层进行切削并和水泥浆搅拌。同时，切削箱可在地面设备推动下水平移动，从而实现对土体的竖向和水平向的连续搅拌，形成无搭接接头的水泥土搅拌墙。

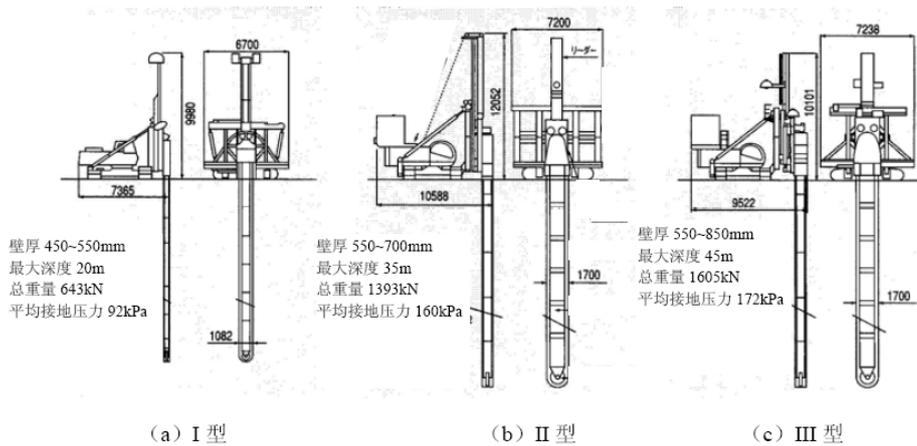


图 12-28 TRD 设备类型



图 12-29 TRD 工法切削箱



图 12-30 Trench Mechanic 止水帷幕切削搅拌设备

从图 12-29 和图 12-31 可看出，切削链条（链条上含有高强合金切削头）是附着在接头箱上的，每个接头箱长度 3m，根据墙体深度的需要，接头箱可逐节接长，切削链条也随之接长。目前最大切削深度可达 60m，可实现在密实砂层甚至卵石、砾石层中施工。

图 12-30 是另一种相似的切削搅拌机设备，其原理与 TRD 工法接近，但由于切削设备固定在履带式行走机械上，不能伸长，只能施工深度不大的水泥搅拌墙。

TRD 工法的施工流程如下（图 12-32）：

（1）设备就位，连接第一段切削箱至主机；用挖土机开挖用于放置第二段切削箱的连接槽；

（2）第一段切削箱切削搅拌下沉，直至达到一段切削箱的切削搅拌深度。吊放第二段切削箱至连接槽中备用。

（3）移动主机与第一段接头箱脱开，移位至连接槽，与第二段切削箱连接，提升第二段切削箱至地面以上。

（4）移动主机并将第二段切削箱与第一段接头箱连接，切削、搅拌下沉。同时，吊放第二段切削箱至连接槽中备用。



图 12-31 TRD 工法最下端切削箱

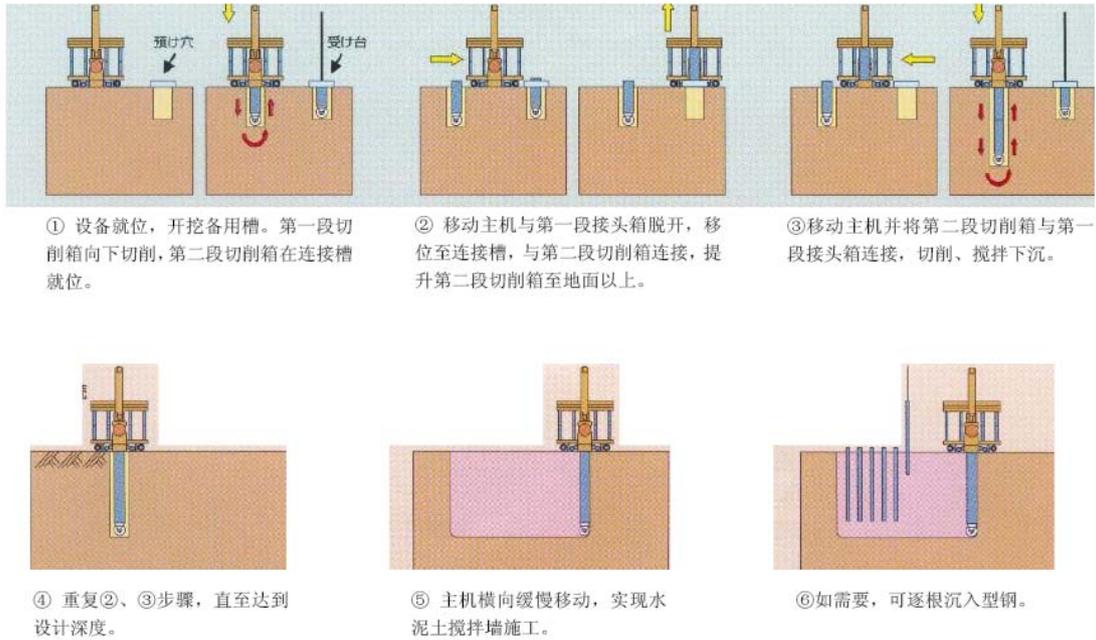


图 12-32 TRD 工法施工刘畅

(5) 重复 (3)、(4) 步骤，直至达到设计施工深度。

(6) 横向移动主机切削、搅拌土体，形成水泥搅拌墙墙体。

由于设备较为庞大，因此，TRD 工法较适于土层较坚硬、且转角较少的水泥搅拌墙体。

3. CSM 工法施工水泥土搅拌墙

在 2003 年，Bauer 发展了一种称为 CSM (Cutter Soil Mixing) 的深层切削搅拌设备，用一种类似开挖壕沟的设备来施工水泥土墙，其设备如图 12-33 所示。



图 12-33 CSM 工法施工设备



图 12-34 CSM 工法施工形成墙体

采用 CSM 工法，一次可形成类似地下连续墙一个槽段的水泥土墙，墙厚 500mm~1200mm，槽段长度 2200mm、2400mm 和 2800mm 三种规格。采用钻杆与切削搅拌头连接时，最大施工深度 35m，当采用缆绳悬挂切削搅拌头施工时，最大施工深度可达 70m。图 12-34 为一段施工完成的并被挖除的墙体，可见其搅拌质量良好。

与一般单轴、双轴水泥搅拌机相比，由于 CSM 工法一次可施工长度 2m 以上的墙体，因此，接头数量显著减少，从而减少了帷幕渗漏的可能性。

采用 CSM 工法还有一个优点，即可在直径不是很大的管线下施工，可实现在管线下帷幕的封闭。其施工方法如图 12-35 所示。

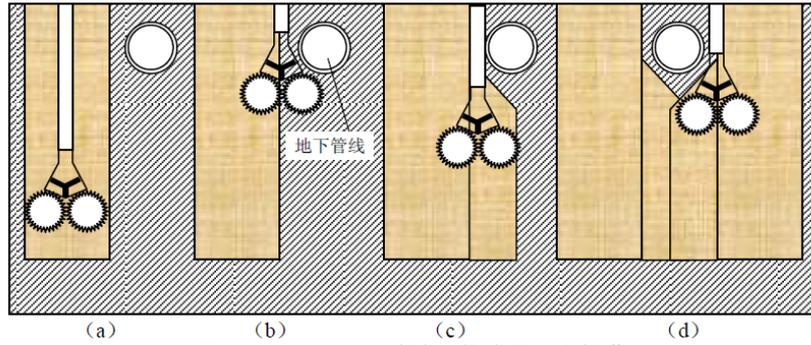


图 12-35 CSM 工法施工管线下水帷幕

(a) 施工左侧墙体; (b) 施工左下侧墙体; (c) 完成左下侧墙体; (d) 施工右侧及右下侧墙体

12.9 工程实例

12.9.1 单排桩列式排桩支护工程实例

1. 场地状况及工程地质条件

仁爱濠景庄园地处天津市西青经济开发区凌庄子内，拟建工程为地上 14 层，地下 1 层的住宅楼。紧邻场地南侧有一排三层砖混别墅，距拟建建筑物约 6.5m，东、西、北侧 20m 范围内无建筑物。该场地埋深 50.50m 深度范围内，地基土按成因年代可分为 8 层，按力学性质可进一步分为 14 个亚层，主要由粉质粘土、砂土、粉土组成。地下水属潜水类型，主要由大气降水补给，静止水位埋深 0.25~1.50m，常年水位变幅在 0.50~1.00m 左右。

场地土性指标

表 12-1

土层	H (m)	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	c (Kpa)	φ ($^{\circ}$)	E_s (Mpa)
粘土	2.1	19.0	22.0	21.0	5.6
粉土	2.0	19.3	9.0	25.5	11.0
粉质粘土	8.2	18.9	18.0	24.3	5.7
粉质粘土	1.7	20.0	15.3	28.1	6.2
粉质粘土	4.9	19.5	17.6	28.6	6.3
粉质粘土	3.7	19.2	21.0	26.1	6.6
粉土	1.0	19.6	8.5	32.0	14.4
粉质粘土	1.6	19.4	26.5	20.8	5.8
粉土、粉砂	3.7	20.9	10.0	35.6	13
粉土、粉砂	2.1	19.8	11.2	37.2	17.9

2. 基坑工程概况

基坑平面尺寸为 118.1m×26.7m，开挖深度 9.1m。基坑的围护结构以 $\phi 800@1200$ 单排钢筋混凝土灌注桩（桩长 17.6m）加帽梁体系作为挡土结构，双排水泥搅拌桩（桩长 16.1m）作为止水帷幕，开挖至 1.5m 深度处设置 700×900 的混凝土水平支撑，水平方向间距为 13m。基坑南侧 4m 外有连排砖混结构别墅（三层），为保证建筑物安全，在南侧除设置 $\phi 800@1200$ 连排灌注桩（桩长 17.6m）作为围护结构外，还利用距离围护桩 2.4m 处的一排桩距 3.6m 的 $\phi 800$ 裙房灌注桩桩基，并以连系梁将两排桩的桩顶帽梁连接，试图使该排工程桩也兼作围护桩（形成类似双排桩结构），以减小土层水平位移。基坑支护平面图如图 12-36 所示。基坑剖面图如图 12-37 所示。

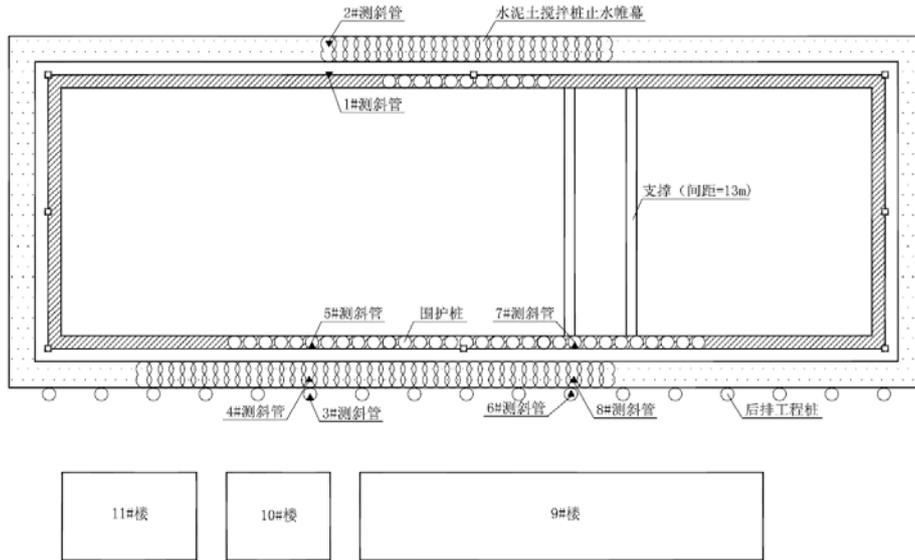


图 12-36 基坑围护结构及周围场地平面图

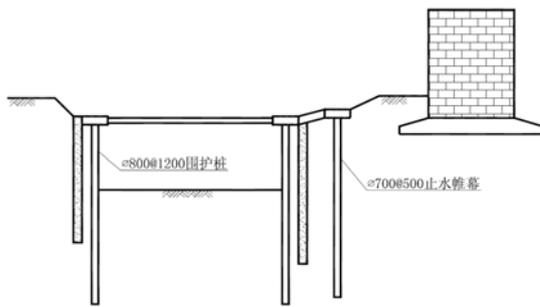


图 12-37 基坑支护剖面图



图 12-38 基坑开挖后实景图

基坑开挖后的情况如图 12-38 所示。由图 12-38 可清楚看到，距建筑物较近且标高较高的为后排工程桩帽梁，与前排围护桩通过斜梁连接。水平支撑与前排围护桩帽梁连接。

3. 施工监测[8]

如图 12-36 所示，在三个基坑横断面位置布置测斜管：其中，断面 1-1 位于基坑北侧，基坑围护桩外未布置后排桩，因此只在围护桩和水泥土搅拌桩止水帷幕内各埋置一个测斜管（1#、2#测斜管）；断面 2-2、3-3 位于基坑南侧，断面上依次设有基坑围护桩、水泥土搅拌桩止水帷幕和后排工程桩，在同一断面的基坑围护桩、水泥土搅拌桩止水帷幕和后排工程桩内布置测斜管，以监测围护桩、搅拌桩止水帷幕和工程桩的水平向变形。其中断面 2-2 测斜管分别为 3#、4#和 5#测斜管，4#测斜管位于止水帷幕中。3-3 剖面测斜管分别为 6#、7#和 8#测斜管。

周围建筑物的沉降监测也是工程监测的重点，施工中在临近基坑的 9#、10#和 11#建筑物的外墙角、外窗边角等部位埋设了多处沉降监测点，对沉降值进行观测。

4. 监测结果及数据整理

现场监测历时两个月。监测剖面由于 6#、7#两个测斜管失效，仅测得止水帷幕（8#）的水平位移情况，2-2 监测剖面数据正常。测斜管测得的水平位移值如图 12-39 至图 12-41 所示，其中图 12-39 反映了 5#测斜管测得的基坑围护桩随深度的水平位移值，图 12-40 反应了为 3#测斜管测得的后排工程桩随深度的的水平位移值，图 12-41 反映了 4#、8#测斜管测得的搅拌桩止水帷幕随深度的的水平位移值。

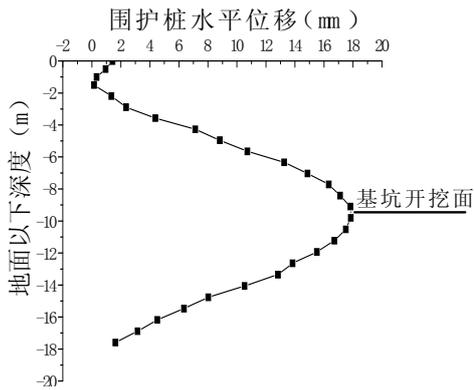


图 12-39 5#围护桩测斜管测斜结果

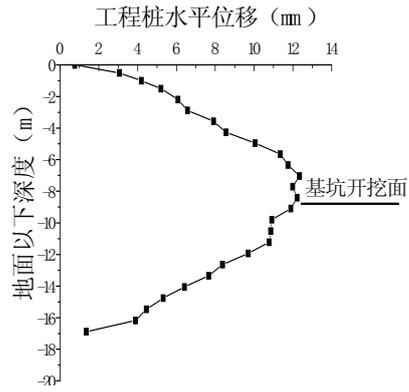


图 12-40 3#后排工程桩测斜管测斜结果

由实测结果可看出，后排工程桩水平位移曲线线形与围护桩、止水帷幕的水平位移曲线线形相似，说明基坑开挖造成坑外土体侧移，进而会引起临近桩体发生侧移，这也表明考虑基坑开挖对临近桩体的影响是必要的。

此外，从实测结果看，止水帷幕的水平位移达到了23mm，而围护结构的水平位移只有18mm，止水帷幕的水平位移大于围护结构的水平位移近28%。这在以往的文献中似乎没有报道。究其原因，主要与围护体系是排桩结构有关。由于围护桩间距较大，止水帷幕与前排桩之间土体在面向坑内一侧的前面围护桩的桩与桩间土体处于临空状态，来自止水帷幕传递的水平土压力只能由止水帷幕与围护桩之间不临空的土体传递，形成了土拱效应，如图12-42所示。由于承担荷载的土拱（主要是拱脚）只占止水帷幕与围护桩之间土体的少部分，使得土拱部位土体产生较大压缩，导致止水帷幕进一步侧移，从而出现了止水帷幕水平位移大于围护结构水平位移的情况。

由于一般基坑围护结构监测仅注意围护桩的水平位移，实际上，由于以上分析指出的原因，围护桩的水平位移可能小于其后的止水帷幕的水平位移。这使得根据围护桩水平位移来估算坑后地面沉降的经验产生较大误差。可以想象，随着桩间距的增大，这个现象将越显著。天津地区就常常采用 $\phi 600@1000$ 、 $\phi 700@1000$ 等的排桩布置方式，

通过加大桩间距来降低工程造价而围护桩的最大水平位移并不显著增大。当临近对沉降敏感建筑物时，上述止水帷幕的水平位移大于围护结构的水平位移的现象必须引起重视。进一步，由图12-42可见，由于止水帷幕的抗弯能力很弱，过大的不均匀侧移会使之受弯开裂，从而丧失“止水”的功能，危及基坑工程，实际工程中需谨慎处理。

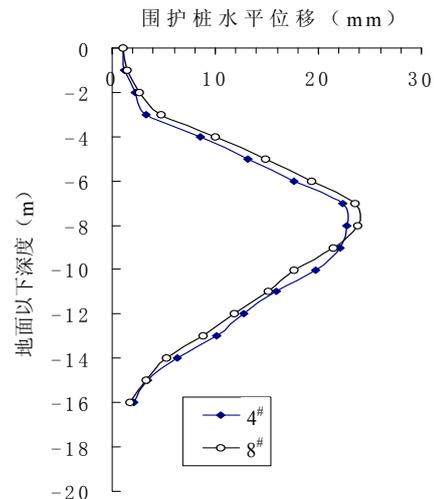


图 12-41 4#、8#搅拌桩止水帷幕水平位移

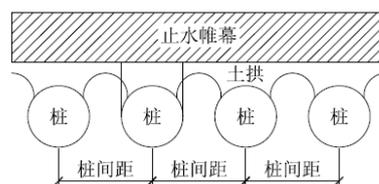


图 12-42 止水帷幕与灌注桩间土体传力示意图

12.9.2 双排桩支护工程实例

1. 工程简介

招商局国际海洋中心工程位于天津市和平区张自忠路与承德道交口处靠西北侧，总建筑面积 4500m^2 。其中主楼地上板27层，高达102m，采用筒外框架结构；群房为四层框架结构，主楼与群房下设两层地下室，箱基埋深最深处达到10.1m。

本工程需要开挖的基坑平面形状复杂，基坑周围长约220m，基坑局部最深处约-12.00m，基坑挖深约在9.4m左右，室外自然地坪为-0.7m。基坑采用局部开挖，挖深至-2.1m。

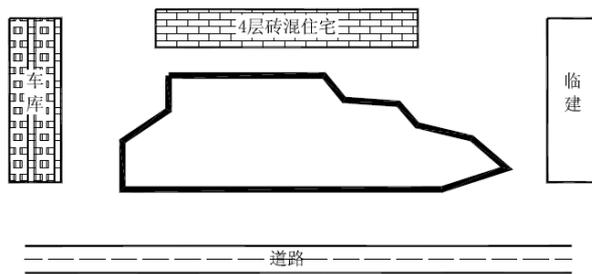


图 12-43 基坑平面示意图

该工程基坑的周围环境比较复杂，基坑北侧有一幢四层建筑物，实测最近处距基坑边缘仅有 5m 左右，此外靠近北侧基坑边缘尚有一些临建棚分布；基坑西侧距单层车库 7m 左右，此外两侧为市区主要干道。从周围环境看，基坑北侧的支护结构是施工的关键，一旦变形过大，就可能拉裂四层建筑物，因此应加强这一段支护的设计。

2. 场地工程地质条件

根据所掌握的地质勘察资料，该场地土层由下至上为第四系上~中更新统 ($Q_{2,3}$)，上更新统 (Q_3)，全新统 (Q_4) 的河流相及海相互交的粘性土及砂型土，由于场地近邻海河，场地埋深 13.0 范围内有海河古道沉积物，因此该场地缺失第四纪全新同组陆相冲积层。

地面标高为 -0.7m，从土层 (1b) 至土层 (8a) 的土性指标见表 12-2，其中各层土的强度指标为固结快剪强度指标，土层厚度取平均值。

该场地表层属于地下潜水类型，且该场地地下水对混凝土无任何侵蚀性，现将 20.0m 以上土层各层土的室内渗透系数列于表 12-3。由表可知，该场地各土层渗透系数不高。故荷载计算中可采用“水土合算”方法。

场地土性指标

表 12-2

土层	名称	厚度(m)	c(kPa)	$\varphi(^{\circ})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\omega(\%)$	e	$E_{s1-2}(\text{MPa})$
1b	冲填土	1.5	17	19.5	18.9	26.9	0.81	4.5
2a	粉质粘土	5	16.3	19.2	19	30.7	0.86	5.2
2b	粉土	3.9	10	22.5	19.3	257	0.75	13.6
3	粉质粘土	4	14	19	19.2	28.3	0.81	5.7
4	粉质粘土	1.1	16	19	20.3	22.8	0.62	5.8
5a	粉质粘土	6.8	13.2	20.1	20.1	23.5	0.65	6.8
5b	粉砂	1.5	11.7	26.7	20.5	20	0.57	12.5
6	粉细砂	7.6	8.7	25.2	20.3	20.2	0.58	16.9
7	粉质粘土	1.3	19	17	19.5	28.6	0.8	6.9
8a	粉质粘土	7.4	15.3	18.1	20.2	23.1	0.64	8.8

场地水文地质条件

表 12-3

土层	岩性	$K_v(\text{cm/s})$	$K_H(\text{cm/s})$	透水性
1b	冲填土	1.20E-06	6.25E-06	微透水
2a	粘土	5.90E-08	1.22E-07	不透水
2a	粉质粘土	5.73E-05	1.38E-04	弱透水
2b	粉土,粉质粘土	7.15E-05	8.21E-05	弱透水
3	粉质粘土	3.83E-06	3.73E-05	弱透水
4	粉质粘土	1.20E-06	5.63E-06	微透水
5a	粉质粘土	1.28E-06	7.30E-06	微透水

3. 基坑支护结构方案

由于基坑的形状极不规则，基坑深而且大，并且基础底板的边缘尺寸几乎占满红线，因此本工程支护结构经多方比较后选择了双排桩支护方案。前后排桩排距分别采用 2.3m, 2.5m

和 3.2m 三种，桩径通过 Y 形三角架斜撑和栅格式环梁连接成一体。

基坑南侧一部分前排桩利用了基础底板的抗浮桩，抗浮桩桩顶与环梁间采用钢格柱连接，在结点处考虑了一定的构造措施。

在双排桩支护桩外侧设置了一道水泥搅拌桩作为挡水帷幕，搅拌桩桩长 16m，桩径 700m。

双排桩的三个典型的剖面如图 12-44 所示。

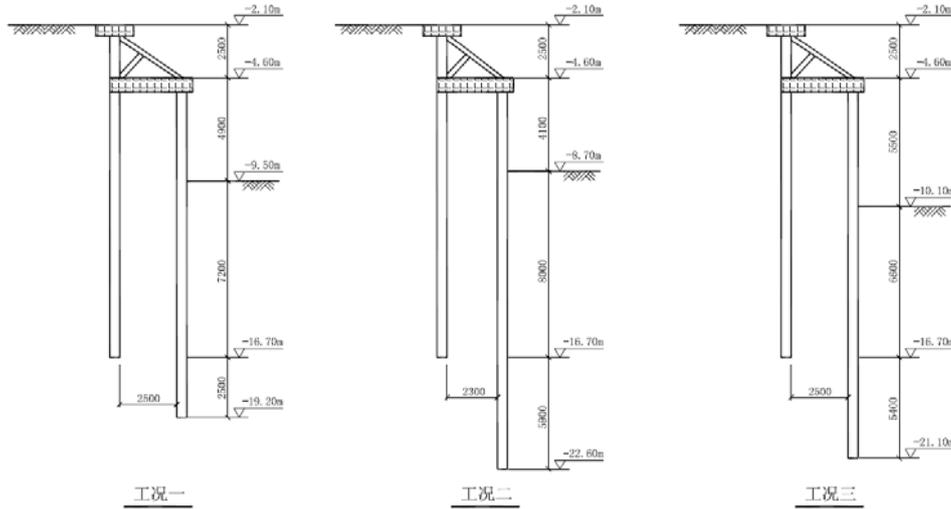


图 12-44 双排桩三种典型剖面

各剖面的具体情况如下：

工况一：2-2 截面，前后排排桩桩径为 700mm，桩间距 1.3m，排距为 2.5m。前后排桩长均为 14.6m，基底标高-9.5m。

工况二：5-5 截面。前排桩桩径 800mm，桩间距 1.3m，桩长 18m。后排桩桩径采用 800mm 和 700mm 间隔排列，桩间距 1.3m 桩长 14.6m。前后排桩桩距 2.3m，基底标高为-8.7m，距坑边 5m 以外有一幢四层建筑物，按超载 $q'=30\text{kPa}$ 考虑。

工况三：6-6 截面。前后排排桩桩径为 800mm，桩间距为 1.3m，排距为 2.5m。其中前排排桩桩长 17.5m，后排桩 14.6m，基底标高为-10.1m。

4. 现场监测

本测试项目包括：支护结构的侧移测试，桩体截面内力测试。对于桩体截面内力，采用钢筋应力计进行测试。该测试选择了七根桩，每个桩体上按照计算结果选取最不利位置，布置钢筋应力计 3 对或者四对分别对不同工况下的桩体内力进行测试。其中工况三钢筋应力计测点的布置图见 12-45 所示，根据前后排桩不同深度桩身应力计算的弯矩及前、后排桩桩顶水平位移实测值见表 12-?。工况 3 弯矩实测值及和设计计算值对比见图 12-46。

各工况测试点内力及位移计算值

表 12-?

工况	后排桩				前排桩			
	桩顶位移 (m)	弯矩(kN·m)			环梁位移 (m)	弯矩(kN·m)		
		测点上	测点中	测点下		测点上	测点中	测点下
一	-0.0159	-370.32	-115.5	154.5	-0.0143	-217.8	-198.65	78.6
二	-0.0165	-401.86	-147.8	194.84	-0.0117	-277.7	-116.67	73.3
三	-0.018	-567.35	-278.4	140.89	-0.017	-284.03	-302.2	44.23

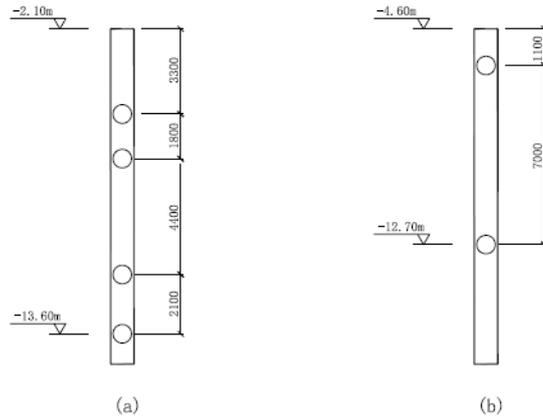


图 12-45 工况三桩体测点布置图
(a) 前排桩桩身应力测点沿深度分布; (b) 后排桩桩身应力测点沿深度分布

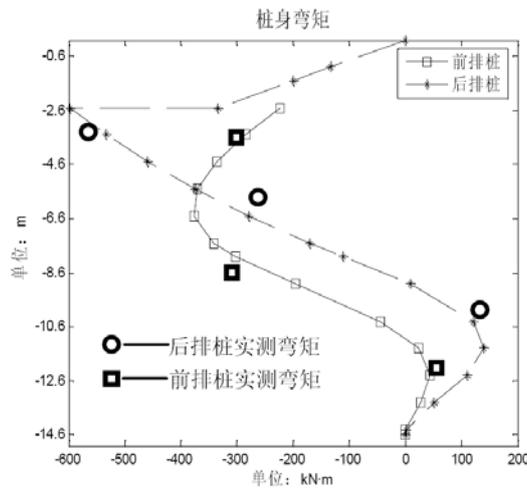


图 12-46 工况 3 弯矩实测值及和设计计算值对比

12.9.3 咬合桩工程实例——咬合桩在天津地铁西南角站深基坑的应用

1. 工程概况

天津地铁 1 号线既有有线改、扩建工程西南角站位于四马路、南开三马路与黄河道、南马路交口处, 呈南北走向。本车站将既有结构全部拆除、按照新的建筑平面重新构筑新结构。改建段结构全长 244.349m。

车站主体为地下一层多跨矩形框架结构, 采用明挖顺作法施工。原设计方案基坑围护结构采用钻孔灌注桩加水泥搅拌桩止水帷幕, 坑内设钢支撑系统。但由于本工程基坑开挖较深, 达到了 10m, 且其中一段基坑与一高层建筑——金禧大酒店距离仅 6m, 而且由于开挖处杂填土中埋有原地铁修建时抛弃的建筑垃圾, 有很多如钢筋、废木料、模板等各种杂填物, 情况非常复杂, 经现场试验后发现一般钻孔灌注桩成桩较困难。本段地下水埋藏较浅且丰富, 桩孔易发生坍塌变形。钻孔咬合桩由于采用了全钢套管护壁, 能有效地防止孔内流砂、涌砂现象的产生, 并且通过现场实时监测其成孔精度即可得到有效控制, 其“一荤(指钢筋混凝土桩)”、“一素(指素混凝土桩)”相互咬合排列, 挡土和止水效果极佳, 经济性好。最后经多方面因素综合考虑, 本工程决定采用咬合桩这一新型围护结构型式。

2. 工程地质与水文地质

改建段区间位于第四系全新统人工填土层(Q_{mi})、新近沉积层($Q_4^{3N}si$)、第 I 陆相层(Q_4^{3al})、第 I 海相层(Q_4^{2m})中, 岩性以杂填土、粉质粘土、粉土为主, 土质松软, 多呈可塑~流塑状, 属中~高压缩性土。场地地下水类型为孔隙潜水, 储存于第四系粘性土、粉土及砂类土中, 地下水埋深 0.8~4m, 水位变幅 1~2m。

场地土性指标

表 12-?

土层名称	厚度 (m)	底深 (m)	重度 (kN/m ³)	内摩擦角 (°)	粘聚力 (kPa)
粘土、粉质粘土	0.30	0.30	19.20	14.60	14.70
粉质粘土	1.20	1.50	19.50	20.70	17.20
粉土	1.30	2.80	19.40	32.50	8.00
粉土	5.40	8.20	19.20	30.70	8.20
粉质粘土	3.90	12.10	19.30	22.50	15.60
粉质粘土	6.00	18.10	19.90	22.80	12.70

3. 咬合桩设计与施工

本工程钻孔咬合桩的排列方式为一根素混凝土桩（A 桩）与一根钢筋混凝土桩（B 桩）间隔布置，A 桩采用缓凝型混凝土，B 桩采用普通混凝土，先施工 A 桩，后施工 B 桩。天津地铁西南角站钻孔咬合桩采用的是全护筒冲弧法，即在两侧 A 桩成桩后利用护筒钻机的下压切割能力，在切割掉 A 桩部分混凝土的同时使 B 桩成桩，最后效果是使 B 桩嵌入两侧 A 桩一部分，形状类似于相互咬合，故形象的称为咬合桩（如图 12-47 所示）。

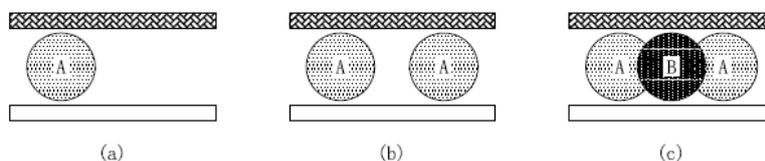


图 12-47 咬合桩施工流程

(a) 施工左侧素混凝土桩； (b) 施工右侧素混凝土桩； (c) 施工中间钢筋混凝土桩

为了保证钻孔咬合桩孔口定位的精度并提高桩体就位效率，应在咬合桩成桩前首先在桩顶部两侧施作混凝土导墙或钢筋混凝土导墙。

4. 工程应用情况

在对各种围护结构型式比选后，最终在天津西南角地铁车站基坑工程中选择了钻孔咬合桩这一新工法。施工中，在靠近金禧大酒店一侧的基坑采用 $\phi 1200$ 咬合桩，其余基坑段采用 $\phi 1000$ 咬合桩，桩间咬合 200mm，桩长为 19.2m。由于咬合桩这一围护型式首次在天津地铁工程中使用，而且基坑工程又是整个项目的重要工程，因此非常有必要在基坑开挖过程中跟踪施工进度，对桩体侧移、坑周地面沉陷和地层位移、附近建筑物、地下管网等变形及受力情况进行监测，用取得的监测数据，与预测值或计算值相比较并进行分析，能可靠的反映工程施工所造成的影响，能较准确地以量的形式反映这种影响的程度，也可以对咬合桩的适用性进行客观、准确的评价。

5. 监测方案

图 12-48 为基坑监测布点平面布置示意图。

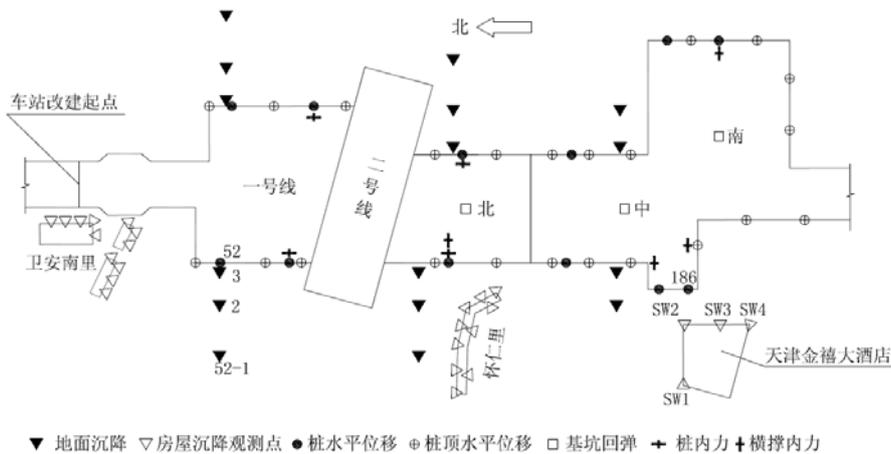


图 12-48 基坑平面及监测布置

监测设备包括：高精度水准仪，经纬仪和测斜仪。根据施工设计，在基坑开挖和主体结构施工期间,主要进行了变位监测、沉降监测、咬合桩变位监测和地下管线位移监测，监测对象及相应使用的仪器见表 1 所示。

6. 实测结果及分析

从 2003 年 8 月初开始监测，到 2004 年 2 月底结束，前后共计七个月的时间。在基坑开挖期间，工程中没有出现险情和事故,咬合桩防渗效果很好，各项监测数据也比较平稳，现对下面几个监测内容得到的监测数据进行分析说明。

如图 12-49 和图 12-50 表示的是该基坑围护结构中的两处咬合桩的侧移曲线，分别为 186 号和 52 号（其具体位置见图 12-48）。

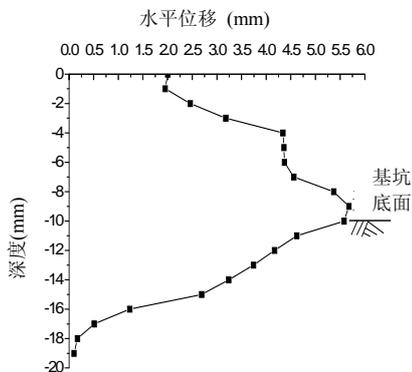


图 12-49 186#桩桩身水平位移测斜结果

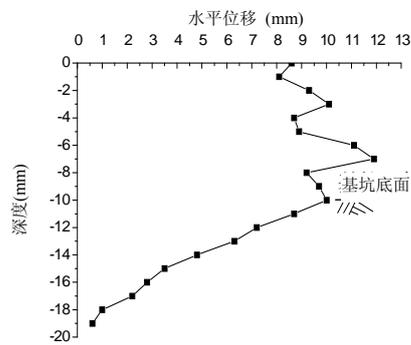


图 12-50 52#桩桩身水平位移测斜结果

由监测数据结果所绘出的桩体侧向变形曲线图可以看出，咬合桩围护结构桩体的最大侧向变形一般均发生在基坑开挖面以上靠近坑底部位。比较 186 号桩与 52 号桩的侧移曲线，可明显看到 52 号桩的桩顶水平位移和桩体最大侧移均比 186 号桩要大很多。分析其原因，在图 12-48 中可以看出，186 号桩位于一号线靠近金禧大酒店一侧的基坑边，由前述其桩径为 1200mm，而 52 号桩桩径为 1000mm。

由于围护桩的桩径增大，所以其抗弯刚度势必会相应提高，在基坑内支撑型式相同的情况下，则桩身各部侧向变形量相应的会变小。52 号桩桩顶最大侧移达到了 8.5mm，远大于 186 号桩的 2mm，分析原因是由于基坑开挖时第一道支撑加撑不及时，导致开挖后桩体悬臂状态暴露时

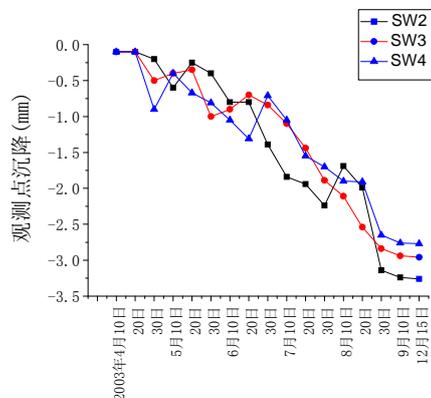


图 12-51 某酒店沉降~时间曲线

间过长所致。综合这两个位置与其他测点桩体侧移数据来看，绝大部分桩体变形值均满足要求，最大变形值 11.9 mm，小于设计要求的灌注桩、地连墙等围护结构水平侧移限值 14mm。

图 12-51 为一号线基坑开挖需重点保护的周围高层建筑物金禧大酒店的沉降随时间变化曲线。从图中看出，建筑物在坑外降水时即有一定的沉降，但沉降值很小。而出现沉降最快的时候，正是基坑从开挖至开挖到底这段时间内。而后，这些测点虽然继续下沉，但下沉的速率明显变缓，最大沉降值仅为 3.5 mm。综合基坑周围其他几幢建筑物的沉降值及地下管线的变形情况来看，最大沉降量在 15 mm 以内，完全满足了对主基坑周围建筑物和管线的沉降小于 20 mm 限值的要求。

参考文献

- [1] 刘建航、侯学渊. 基坑工程手册（第一版）(M).1997，北京：中国建筑工业出版社.
- [2] 胡琦、陈戢、柯瀚等. 深基坑工程中的咬合桩受力变形分析[J].岩土力学，2008，29（8）:2144-2148.
- [3] 廖少明，周学领，宋博，李文林，范焘焘. 咬合桩支护结构的抗弯承载特性研究[J].岩土工程学报，2008，30(1): 72-78.
- [4] 汤子毅. 全套管灌注桩及其咬合桩的施工工艺研究[J]. 工程建设与管理，264-265.
- [5] 郑刚 李欣 刘畅. 考虑桩土相互作用的双排桩分析[J]. 建筑结构学报，2004,05，24(1):99-106.
- [6] 李波. 桩锚支护体系在北京一地铁车站深基坑中的应用[J].市政技术，26(4): 348-350.
- [7] 吴文 徐松林 周劲松等. 深基坑桩锚支护结构受力和变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001,20(3):399-402.
- [8] 郑刚 颜志雄 雷华阳 雷阳. 基坑开挖对临近桩基影响的实测及有限元竖直模拟分析[J]. 岩土工程学报，2007-5，29（5）: 638-643.