

# 某工程地基软弱夹层的补强设计与检测

张海东<sup>1</sup> 谢晓峰<sup>2</sup> 刘天书<sup>1</sup>

(1. 辽宁省建筑设计研究院岩土工程公司, 辽宁沈阳 110005; 2. 中石油东北炼化工程有限公司吉林设计院, 吉林吉林 132021)

**【摘要】** 对于地基主要受力层范围内局部存在软弱夹层的复杂地质条件, 通常的处理方法或挖除换填或采用复合地基, 针对具体工程探讨了不同补强处理设计和施工方法的适用性, 利用以往的研究成果, 提出了按沉降控制进行补强设计的新思路, 并针对处理后的深层复合土层不便直观和开挖检验的难题, 结合多道瞬态面波法检验补强加固效果, 实现了预期的目的, 为类似工程实践提供了有益的借鉴。

**【关键词】** 软弱夹层; 复合地基; 补强设计; 高压喷射注浆; 沉降控制; 多道瞬态面波

**【中图分类号】** TU 472

## Compensation Design and Test of a Weak Intercalation

Zhang Haidong<sup>1</sup> Xie Xiaofeng<sup>2</sup> Liu Tianshu<sup>1</sup>

(1. Liaoning Province Building Design Research Institute Geotechnical Engineering Company, Shenyang 110005, Jilin;  
2. PetroChina Northeast Refining And Chemical Engineering Co. Ltd Design Institute, Jilin 132021, Jilin, China)

**【Abstract】** According to the complicated geology conditions of the foundation's main bearing stratum which partial contains weak intercalation, treatment methods are usually be used such as replacement method and composite foundation. Combined with practical work, some reinforcement designs are introduced and the applicability of the construction methods are discussed. In the base of the former research results, the new idea of reinforcement design through control settlement is been proposed. In view of the difficult problems that treated foundation is invisible and can not excavation to test directly, the multi-channel transient surface wave method is be quoted firstly to test the reinforcement effects and the result is satisfied. It can be a useful reference for similar engineering practice.

**【Key words】** weak intercalation; composite ground; compensation design; jet grouting; settlement control; multi-channel transient surface wave

### 0 引言

工程实践中, 经常遇见地基主要受力层内局部存在软弱夹层的问题, 对此夹层的处理设计和施工有诸多方法, 但大多是按复合地基的思路进行的, 本文结合具体工程, 探讨了不同处理方法的适用性。最终选择采用高压喷射注浆法加固软弱夹层, 在基础下一定深度范围内形成一复合土层, 并根据桩间土单元的应力分析, 采用控制桩间土沉降量的方法进行补强设计, 该法采用土压力基本原理, 物理概念明晰, 不考虑由于加强体模量较大而产生的应力集中现象(桩承担荷载较大), 仅考虑由于桩土界面的摩擦力, 减少了附加应力的传递水平, 限制了桩间土的侧向位移。同时针对处理后的软弱夹层不能直观和开挖检验的难

题, 采用了多道瞬态面波法进行处理效果检验, 为类似工程实践提供了一个新的思路。

### 1 工程概况

某工程包括主楼和辅楼两栋建筑及地下一层停车场。主楼地下1层, 地上20层, 辅楼地下1层, 地上4层; 主楼、辅楼的地下室与地下停车场连成整体, 地下室底板底标高为-6.90m。主楼采用2.0m厚钢筋混凝土筏板基础, 地基持力层为⑤圆砾层; 基底压力400kPa, 附加压力280kPa。

工程场地地势平坦开阔, 地面最大高差为0.50m, 地貌单元属于浑河高漫滩, 场地土从上至下依次为: ①杂填土, 层厚0.80~7.40m; ②粉土, 层厚0.30~2.00m; ③中砂, 层厚0.40~4.60m; ④砾砂, 层顶埋深3.50~6.50m, 层厚0.60~2.60m,

$f_{ak}=340\text{ kPa}$ ,  $E_0=22.3\text{ MPa}$ ; ⑤圆砾, 层厚  $0.80\sim 5.70\text{ m}$ ,  $f_{ak}=300\text{ kPa}$ ,  $E_0=17.5\text{ MPa}$ ,  $q_s=33\text{ kPa}$ 。⑥圆砾, 本次勘察未穿透此层,  $f_{ak}=660\text{ kPa}$ ,  $E_0=36.5\text{ MPa}$ ,  $q_s=70\text{ kPa}$ 。⑥<sub>1</sub> 淤泥质粉质粘土, 为⑥圆砾层的夹层, 呈带状分布, 分布范围为  $20\text{ m}\times 25\text{ m}$ , 层顶埋深  $9.40\sim 10.70\text{ m}$ , 层厚  $0.40\sim 1.20\text{ m}$ ,  $f_{ak}=75\text{ kPa}$ ,  $E_{s2-4}=5.2\text{ MPa}$ ,  $q_s=10\text{ kPa}$ 。  $c=5\text{ kPa}$ ,  $\varphi=5^\circ$ , 场地地下水为孔隙潜水类型, 稳定水位埋深为  $7.30\sim 7.80\text{ m}$ 。

由于⑥<sub>1</sub> 夹层距基础底面的距离较近, 仅为  $2.8\text{ m}$ , 且分布在筏板基础一角, 分布范围为  $20\text{ m}\times 25\text{ m}$  矩形区域, 经验算下卧地基承载力与变形均不满足规范要求<sup>[1]</sup>, 尽管整个筏板的刚度较大, 但由于软弱下卧层的存在, 势必导致不均匀沉降的产生, 从而导致筏板基础的内力重新分布, 所以必须对该夹层进行加固补强处理, 使处理后的淤泥质粉质粘土地基承载力特征值和压缩模量值与⑤圆砾层的相应指标接近一致, 方不至于由于不均匀沉降产生的内力对筏板基础产生不利影响。

## 2 地基处理方案选择

仅对软弱夹层处理而言, 可选择的有人工地基和复合地基两种方法。人工地基或采用换填法, 将软弱夹层全部挖出然后换填工程性能良好的材料; 或通过灌浆、强夯等手段彻底改善软弱夹层的工程特性。复合地基法是在软弱夹层中设置竖向加强体, 使其与原有土体共同作用, 达到传递荷载和减少沉降的作用, 形成竖向加强体的工法有高压旋喷注浆法、粉煤灰碎石桩法、搅拌桩法、灰土桩法等等。

如果采用开挖换填法, 需要开挖和回填至少  $3000\text{ m}^3$  的土方, 且有  $4\text{ m}$  深的土方在水下开挖和回填, 水下回填很难保证质量, 降水回填造价高且该法对原有天然地基不可避免地存在扰动。如果采用灌浆法加固软弱夹层, 则由于夹层厚度不大且不均匀, 夹层上下都是渗透系数很大的土层, 从施工工艺角度无法保证注浆加固效果。如果采用强夯法或强夯置换法, 由于夹层位于水下, 瞬间的冲击荷载可使软弱土层侧向挤动, 而夹层本身并未得到有效的加固, 此外由于强夯能量的扩散, 会对周边土体产生较大的扰动。粉煤灰碎石桩法虽然可以穿透夹层形成有效的加固桩体, 但由于施工工艺限制, 其在夹层以上的土层也形成了加固体, 对于局部处理而言, 又形成了新的不均匀地基。至于搅拌桩法或灰土桩法, 除了施工机具难以实现以外, 还存在加固体强度不宜承担较大基底压力的问题。高压喷射注浆法

可直接在夹层范围内形成加固体, 对夹层上下土体扰动很小, 从而形成深层复合地基, 类似的处理方法在其它工程成功采用过。不足之处在于采用该法地基加固效果的检验不易进行, 因为形成的复合地基在水位以下且距地下室地板  $3\text{ m}$ , 虽然目前尚无成熟的检验方法, 但可以通过多手段进行综合分析评价。

综合考虑本工程地质和水文地质条件、施工工期、经济造价、地基的功能及各工法工艺特点, 最终决定采用单管高压旋喷桩法处理软弱夹层。通过旋喷桩形成深层复合土层, 且为保证加固体的整体一致性, 设计桩长为  $2.2\text{ m}$ , 设计桩径  $0.6\text{ m}$ 。要求桩端进入⑥圆砾  $0.5\text{ m}$ , 桩顶进入⑤圆砾  $0.5\text{ m}$  (见图1), 具体施工工艺为当钻杆钻至距⑥<sub>1</sub> 夹层下  $0.5\text{ m}$  处时, 由下往上用  $25\sim 30\text{ MPa}$  压力水泥浆通过钻杆由水平方向的喷嘴喷出, 形成喷射流, 以此切割土体并与土拌和形成水泥土加固体, 至少高于软弱夹层  $0.5\text{ m}$  以上后停止喷射, 拔出钻杆, 通过控制水泥浆的用量和压力可形成直径  $0.6\text{ m}$ 、高  $2.2\text{ m}$  的水泥土桩加固体。

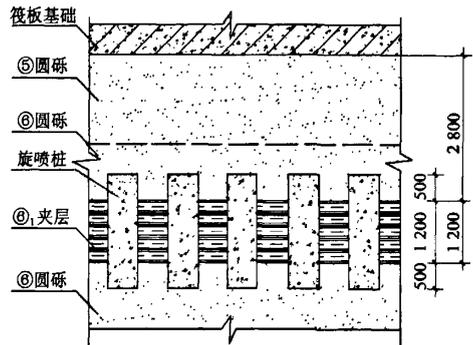


图1 复合土层示意图(单位:mm)

## 3 软弱夹层加固设计

### 3.1 复合地基思路

复合地基的承载力特征值  $f_{spk}$  可按公式(1)<sup>[2]</sup>:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{ak} \quad (1)$$

式中:  $f_{spk}$ ——复合地基的承载力特征值, 本工程取

⑤圆砾值即  $300\text{ kPa}$ ;

$m$ ——面积置换率,  $m = d^2/d_c^2$ ;

$R_a$ ——单桩竖向承载力特征值,  $\text{kN}$ , 取下列两式中的较小值:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (2)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (3)$$

$f_{cu}$ ——与旋喷桩桩身水混凝土配比相同的室内加固土试块(边长为 70.7 mm 的立方体)在标准养护条件下 28 d 龄期的立方体抗压强度平均值,根据经验本工程取  $f_{cu}=3$  MPa;

$A_p$ ——桩的截面积,  $m^2$ ;

$\eta$ ——桩身强度折减系数,取 0.33;

$\beta$ ——桩间土承载力折减系数,一般取 0.0~0.5,本工程取为 0.2;

$f_{sk}$ ——处理后桩间土承载力特征值, kPa,可取天然地基承载力特征值。

将上述各值带入式(1)、式(2)、式(3),可得单桩承载力特征值  $R_s = 280$  kN, 面积置换率  $m = 29.2\%$ 。则加固范围内需布设的总桩数:  $20 \times 25 \times 0.292 \div 0.2826 = 520$  根

### 3.2 桩基础思路

假定将软弱夹层以上⑤圆砾同其上的筏板做为一整体承台看待,全部荷载都由加固体来承担,即按桩基础的思路进行设计,本工程基底压力为 400 kPa,软弱下卧层顶面以上土自重为 51.8 kPa,总的均布压力为 451.8 kPa,按单桩承载力 280 kN 来计算,则每平方米需布置 1.6 根桩,则加固范围内需布设的总桩数:  $20 \times 25 \times 451.8 \div 280 = 806$  根。

### 3.3 沉降控制思路

由于软弱夹层中加强体(旋喷桩)的设置,使原来的软弱夹层变成以复合土层,因为加强体的抗压抗剪强度远大于桩周土,所以加强体不但使软弱夹层的强度得到提高,也降低了软弱夹层的沉降量<sup>[3]</sup>,假定软弱夹层是线弹性的土,夹层顶面的竖向应力均匀分布,桩为一静止杆体,在荷载作用下无沉降,且桩间土与桩间土之间剪应力和侧向位移为零。取厚度为  $dz$  的桩侧土微单元体(见图 2)。

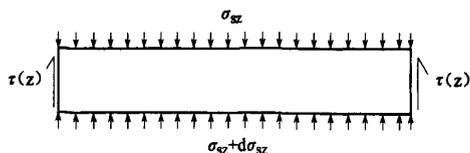


图 2 桩侧土微单元图

由单元体的竖向平衡条件可得:

$$A_s(\sigma_z + d\sigma_z) = A_s(\gamma \cdot dz + \sigma_z) - \tau(z)\pi d \cdot dz \quad (4)$$

桩侧摩阻力采用 Berrum 公式计算<sup>[4]</sup>,即  $\tau(z) =$

$$K_0 \sigma_{sz} \tan \varphi_a$$

$$\text{整理得: } \frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{K_0 \sigma_{sz} \cdot \pi d \cdot dz \cdot \tan \varphi_a}{A_s} = \gamma \quad (5)$$

$$\text{设 } m \text{ 为置换率, } a = K_0 \cdot \tan \varphi_a; k = \frac{4am}{d_p(1-m)}$$

$$\text{则式(5)变为 } \frac{d\sigma_{sz}}{dz} + k\sigma_{sz} = \gamma \quad (6)$$

式中:  $\sigma_{sz}$ —— $Z$  深度处桩侧土顶面的竖向有效应力;

$A_p$ ——桩体面积;

$A_s$ ——桩侧土面积;

$\varphi_a$ ——桩土之间的摩擦角;

$\gamma$ ——桩侧土重度;

$m$ ——面积置换率;

$K_0$ ——静止土压力系数。

求解式(6)可得深度  $Z$  处的有效应力为

$$\sigma_{sz} = (\sigma_{s0} - \frac{\gamma}{k})e^{-kz} + \frac{\gamma}{k} \quad (7)$$

式中:  $\sigma_{s0}$ ——桩侧土顶面处的有效应力。

令式(7)中的  $\gamma = 0$ , 则可得深度  $Z$  处的附加应力

$$\sigma_{sz} = \sigma_{s0} e^{-kz} \quad (8)$$

应用虎克定律和土力学侧限压缩原理,可以得到桩间土在桩长范围内的总压缩变形量<sup>[5]</sup>

$$s = \int_0^h \epsilon_{sz} dz = \int_0^h \frac{\sigma_{sz}}{E_s} dz = \frac{p}{E_s k} (1 - e^{-kh}) \quad (9)$$

式中:  $p$ ——软弱夹层顶面出的附加压力;

$E_s$ ——软弱夹层的压缩模量;

$h$ ——桩间土厚度。

由于软弱夹层的厚度相对于基底荷载分布面积很薄,且距底板较近,则根据分层总和法<sup>[6]</sup>,本工程未处理的软弱夹层的沉降量为 84 mm,若要满足规范要求,处理后的复合土层沉降量不应大于 40 mm。

取基底附加压力 280 kPa,  $k_0 = 1 - \sin \varphi$ , 则  $k_0 = 0.912$ , 桩土界面摩擦角  $\varphi_i = 20$ , 则  $a = k_0 \tan \varphi_i = 0.332$ 。

按式(4)试算,结果见表 1。

表 1 加固区桩间土沉降量计算

置换率 $m/\%$	内摩 擦角 $\varphi/(^\circ)$	桩土界面 摩擦角 $\varphi_i/(^\circ)$	桩间土 厚度 /m	压缩模量 /MPa	计算 K 值	沉降量 /mm
5	5	20	1.2	5.2	0.116561	60.29992
10	5	20	1.2	5.2	0.246074	55.94889
15	5	20	1.2	5.2	0.390824	51.57857
20	5	20	1.2	5.2	0.553667	47.2087
25	5	20	1.2	5.2	0.738222	42.86289
30	5	20	1.2	5.2	0.949143	38.56891
35	5	20	1.2	5.2	1.192513	34.35885
40	5	20	1.2	5.2	1.476444	30.26884

若将软弱夹层沉降量控制在 40 mm,则置换率应在 28 %左右。则加固范围内需布设的总桩数： $20 \times 25 \times 0.28 \div 0.2826 = 495$  根。本工程最终采用桩间距 1m×1m 正方形布置加固体。

#### 4 讨论

上述三种思路得出三种结果,第二种思路布置桩数最多,第一种思路次之,第三种思路最少,由于本工程基底压力直接作用在⑤圆砾上,该层厚度为 2.8m,是通常设置褥垫层厚度的 10 倍,研究结果表明<sup>[3,7-8]</sup>,当垫层厚度超过 400 mm 时,已不能有效调节桩土应力比。也就是说桩已不分担很大的荷载,本工程按第一种思路反算桩土应力比达 11.27,所以按复合地基的思路未免牵强,又因为筏板基础下 2.8m 厚的圆砾层毕竟属于多孔隙粒状材料组成,其刚度和完整性远不如钢筋混凝土材料,将其假设为一个整体的承台也是不恰当的。且完全不考虑桩间土的承载作用也是不经济的做法,而第三种思路是基于土力学和弹性理论基础上的应力应变分析方法,通过控制沉降量达到补强的目的,由于加强体的设置,改变了桩间土的应力分布使得桩间土单元受到了向上的桩侧摩阻力,从而降低了附加应力向下传递的水平,同时由于加强体的设置,也限制了桩间土的侧向位移,使桩间土处于单向压缩状态,虽然在分析的过程中也做了一些假定,但基本原理是正确的,更符合桩间土的实际受力状况,由于承载力的提高与沉降的减小存在内在关联性,当地基不存在稳定问题时,控制沉降量减少便可达到提高承载能力的目的,此方法为类似工程的处理提供了理论分析基础。

通过式(9)的分析可知,桩间土的沉降量与附加压力、土的压缩模量、土的内摩擦角、桩土界面摩擦

角、桩间土的桩间土厚度、面积置换率、桩径有关,对某一具体工程,附加压力、土的内摩擦角、桩间土厚度、桩土界面摩擦角、土的压缩模量都是一定的,都属于固有参数,可选择变化的参数只有面积置换率和桩径,进一步分析表明,桩间土的沉降量与面积置换率关系尤为密切,当桩长一定时,随着面积置换率的增加,沉降量逐渐变小,当面积置换率一定时,随着桩径的增加,沉降量逐渐增大,说明对于软弱夹层加固处理采用小桩径或大置换率的措施更能有效减少软弱夹层的变形量。从而达到补强的效果。因为在这个思路中,加强体的单桩承载能力并不影响补强效果,起作用的是桩土的界面摩擦力。

#### 5 质量检验

《建筑地基处理技术规范》<sup>[2]</sup>规定:“竖向承载旋喷桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。”由于本工程的旋喷桩系在夹层内形成,属于隐蔽工程,不能直接观察旋喷体的均匀性、有效直径、垂直度和强度等特性。根据现场条件及工期要求,无法采用开挖检查、载荷试验等检测方法,根据本工程特点,决定采用多手段综合评价分析方法,通过反浆试块及钻孔取芯验证桩体强度,用多道瞬态面波法试验评价处理后的地基整体加固效果。

本工程共进行 20 组反浆试块抗压试验及三个钻孔的取芯试样抗压试验,其 28 d 龄期强度,平均值为 11.7 MPa,均大于设计时采用的 3.0 MPa。

本工程在进行地基处理前后分别进行了波速测试,主要完成多道瞬态面波剖面 2 条,排列物理点 6 个,数据资料采用 SWS 系统专业处理软件进行处理、分析<sup>[9]</sup>。测试成果见图 2、图 3

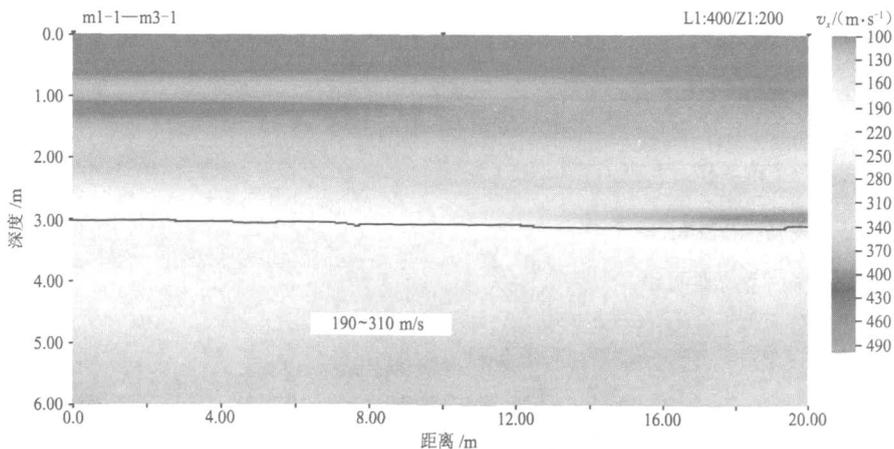


图2 处理前 1 剖面地震面波映像图

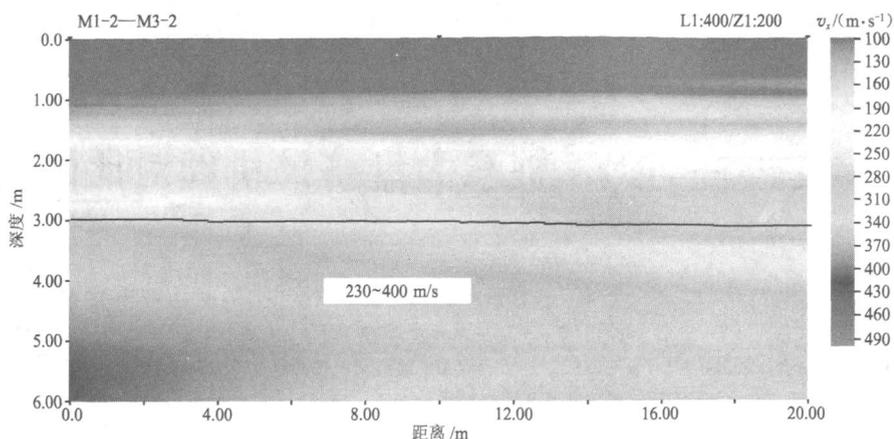


图3 处理后1剖面地震面波映像图

从地震面波映像图上可以看出,在基础底板下3~5.5 m深度范围内,处理前的剪切波速在190~310 m/s,处理后的剪切波速在230~400 m/s,大约提高了30%左右。土的类型已达到中硬土的水平,参考辽宁省地方标准<sup>[10]</sup>,处理后该复合土层的承载力特征值可达330 kPa以上,变形模量可达25 MPa。满足设计要求。

## 6 结论

1)采用高压旋喷法处理软弱下卧夹层,在夹层范围内形成深层复合地基,是一种高效经济、简单有效的地基处理方法。

2)软弱夹层的加固处理设计可采用基于土力学和弹性理论分析的沉降控制法,该法能合理解释加强体对软弱夹层的加固机理,即加强体的设置并不起到多负担荷载的作用,而是降低了桩间土附加应力向下的传递水平。

3)对于软弱夹层的补强处理宜采用小桩径大置换率。

4)深埋地基中的复合土层的加固效果检验可采用多道瞬态面波法结合钻芯取样等方法综合评价,但需进一步积累经验。

本工程主体结构已于2007年10月封顶,沉降观测结果表明,未发现由于地基不均匀变形引起结

构裂缝等问题。

## 参 考 文 献

- [1] GB 50007—2002 建筑地基基础设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [2] JGJ 79—2002 建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [3] 阎明礼,张东刚. CFG桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [4] 郑颖人,龚晓南. 岩土塑性力学基础[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989.
- [5] 刘杰,张可能. 复合地基中垫层作用机理[J]. 中南工业大学学报,2001,32(6):568-572.
- [6] 高大钊. 土力学与基础工程. 北京:中国建筑工业出版社,1999.
- [7] 叶书麟,叶观宝. 地基处理与托换技术[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [8] 韩焯,王玉娥. 对复合地基设计方法的几点探讨[J]. 工程勘察,2000(4):10-13.
- [9] JGJ/T 143—2004 多道瞬态面波勘察技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.
- [10] DB 21/907—2005 建筑地基基础技术规范[S]. 沈阳:辽宁科学技术出版社,2005.

收稿日期:2008-12-09