

目 次

论 文

冻结法在地铁盾构隧道联络通道施工中的应用..... 宋昱 (3)

古水筑坝材料三轴试验中的破碎率研究.....李海芳, 张茵琪, 孙庚(12)

湿陷性黄土地基处理方法.....王宇 (18)

旋挖桩与冲孔桩的技术经济对比分析.....顾新宇 (24)

PHC 管桩桩端注浆器的研究与应用..... 李孝杰, 葛忻声, 于海峰 (30)

钻孔灌注桩桩底压浆施工技术.....陆霖 (38)

软土地基深井桩基工程中的旋挖钻孔灌注桩施工.....韩巧莉 (43)

基坑土方开挖的施工工艺与注意事项.....张东 (46)

基坑设计优化及实例分析.....陈明 (49)

译 文

基于应变能的低可塑性土样质量评价体系.....胡浩 译; 周建 校 (53)

冻结法在地铁盾构隧道联络通道施工中的应用

宋 昱

(中铁十一局集团城市轨道交通工程有限公司, 湖北 武汉 430074)

摘要: 冻结法是在地层中按预定间隔埋设冻结管 ($\Phi 100$ mm 的管径) 冷却液在冻结管上循环, 则管周围地层中的孔隙水以管为中心生成年轮形柱状冻土。若使邻近的冻土柱连结在一起, 即形成止水墙或反力墙。冻结法施工技术在国际上被广泛应用于城市建设和煤矿建设中, 已有 100 多年的历史, 我国采用冻结法施工技术至今也已有 40 多年的历史, 主要用于煤矿井筒开挖施工, 自 1992 年起, 冻结法工艺被广泛应用于上海、北京、深圳、南京等城市地铁工程施工中。公司在杭州地铁隧道联络通道工程施工中, 采用了冻结法加固的施工方法, 本文通过对施工工艺的归纳总结, 以及参考有关施工技术资料, 形成本工法。

关键词: 冻结法; 地铁; 联络通道; 应用

1 工程概况

某地铁盾构区间隧道联络通道及泵站位于区间隧道中部, 联络通道及泵站采取合并建造模式, 距离联络通道上部地面正上方 14 m 处有一居民房, 联络通道上方无重要管线。

拟构筑联络通道所在位置的隧片为钢管片, 隧道内径为 $\Phi 5.5$ m, 上、下行线隧道中心线距离 15.46 m。联络通道结构见图 1。

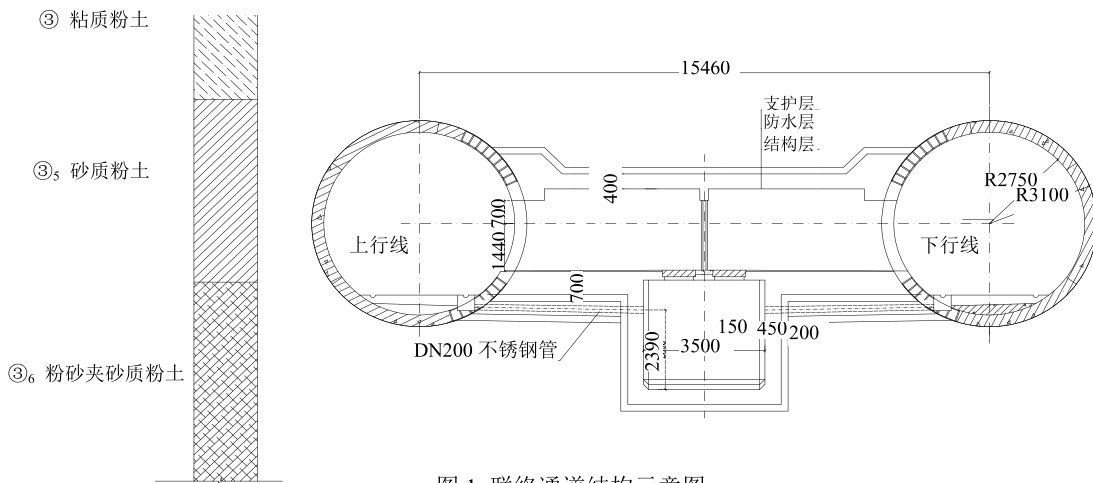


图 1 联络通道结构示意图

2 工程地质及水文地质条件

根据离联络通道最近的地质勘探孔提供的地质情况，联络通道所处地层上部和中部为③₅砂质粉土、下部③₆粉砂夹砂质粉土，见图1所示。该土层具有高压缩性、低强度、灵敏度高、透水性强等特点，在动力作用下易产生流变现象。

在该地层内进行联络通道开挖构筑，须对土体进行稳妥、可靠的加固处理。冻结法加固土体具有强度高，封水性好，安全可靠的优点，极适于本工程。

3 施工工艺过程

3.1 施工方案选定

根据上述联络通道施工条件，决定采用“隧道内水平冻结加固土体、隧道内矿山法开挖构筑”的全隧道内施工方案。即：在隧道内利用水平孔和部分倾斜孔冻结加固地层，使联络通道及泵房外围土体冻结，形成强度高，封闭性好的冻结帷幕。在冻土中采用矿山法进行联络通道及泵站的开挖构筑施工，地层冻结和开挖构筑施工均在区间隧道内进行。

3.2 冻结法的施工工艺

施工工艺如下图所示：

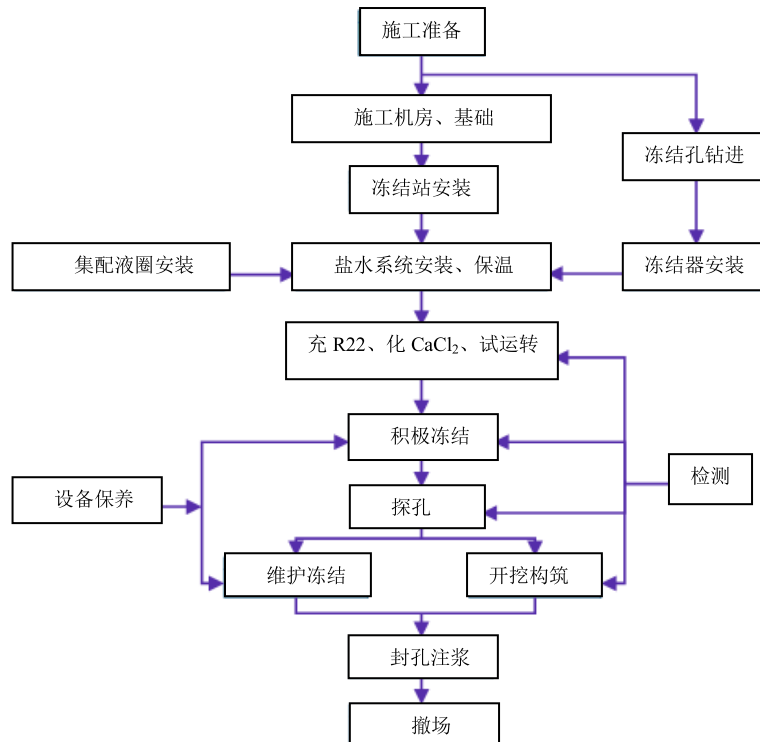


图2 冻结法施工流程图

3.3 冻结加固设计

1) 冻结帷幕的加固范围

联络通道冻结帷幕按冻结加固设计图的要求进行施工。冻结壁平均温度设计为 -10°C ，相应的冻土强度的设计指标为：单轴抗压 3.6 MPa，抗折 1.8 MPa，抗剪 1.6 MPa，无侧限抗压强度 $q_u \geq 3.0 \text{ MPa}$ ，土体渗透系数 $k \leq 1 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ 。

2) 冻结孔、测温孔与卸压孔的布置

①冻结孔布置

从上、下行线隧道两侧打孔方式进行施工。冻结孔按上仰、水平、下俯三种角度布置，共布置冻结孔 78 个，其中上行线 64 个，下行线 14 个。设置穿透孔 4 个。

②测温孔布置

测温孔共布置 8 个，上行线 4 个，下行线 4 个，深度为 2~6 m，主要是测量冻结帷幕范围不同部位的温度发展状况，以便综合采用相应控制措施，确保施工的安全。

③卸压孔布置

在冻结帷幕封闭区域内布置 4 个卸压孔（利用管片上的注浆孔），上行线、下行线各 2 个。在卸压孔上安装压力表，可以直观的监测冻结帷幕内的压力变化情况，通过每日观测，及时判断冻结帷幕的形成，并可直接释放冻胀压力。

3) 冻结参数

积极冻结期盐水温度为 $-28^{\circ}\text{C} \sim -30^{\circ}\text{C}$ ，维护冻结期温度为 $-25^{\circ}\text{C} \sim -28^{\circ}\text{C}$ 。

积极冻结时间为 40 天，维护冻结时间与开挖和结构施工相同。

冻结孔单孔流量不小于 $3 \text{ m}^3/\text{h}$ 。

积极冻结 7 天盐水温度降至 18°C 以下，积极冻结 15 天盐水温度降至 -24°C 以下，去、回盐水温差不大于 2°C ，开挖时盐水温度降至 -28°C 以下。

4) 需冷量计算和冷冻机选型

冻结需冷量计算： $Q=1.2 \cdot \pi \cdot d \cdot H \cdot K$ (1)

式中： H 为冻结总长度，725 m； d 为冻结管直径； K 为冻结管散热系数。

将上述参数代入公式得出最大需冷量为： $Q=6.5 \times 10^4 \text{ kcal/h}$

根据以上计算需冷量，选用 W-YSLGF300 II 型螺杆机组二台套，并联安装，单台运行，互为备用。单台机组设计工况制冷量为 $8.7 \times 10^4 \text{ kcal/h}$ ，电机功率 110 kW，完全满足制冷需求。

5) 冻结系统辅助设备

(1) 盐水循环泵选用 IS150-125-315 型 2 台，流量 $200 \text{ m}^3/\text{h}$ ，电机功率 30 kW。

(2) 冷却水循环泵选用 IS150-125-315 型 2 台，流量 $200 \text{ m}^3/\text{h}$ ，电机功率 30 kW。

冷却塔选用 NBL-50 型 2 台，补充新鲜水 $15 \text{ m}^3/\text{h}$ 。

6) 管路选择

(1) 冻结管选用 $\phi 89 \times 8 \text{ mm}$ ，20 号低碳钢无缝钢管，丝扣连接，另加手工电弧焊焊接。单根长度 1~1.5 m。

(2) 供液管选用 1.5" 钢管，采用焊接连接。

- (3) 测温管和卸压管选用 $\Phi 32 \times 3.5$ mm, 无缝钢管。
- (4) 盐水干管和集配液圈选用 $\Phi 159 \times 6$ mm, 无缝钢管。
- (5) 冷却水循环管选用 $\Phi 133 \times 4.5$ mm, 无缝钢管。
- (6) 冻结站对侧隧道的冷冻排管选用 $\Phi 32 \times 3.5$ mm, 无缝钢管。

7) 其它

冷冻机油选用 N46 冷冻机油。制冷剂选用氟立昂 F-22。冷媒剂选用氯化钙溶液。总用电额定负荷约 388 kW/h。

3.4 冻结孔施工

1) 冻结孔定位与管片开孔

依据施工基准点, 按冻结孔施工图进行冻结孔孔位放线, 孔位布置首先要依据管片配筋图和钢管片加强筋的位置, 在避开主筋、管片缝、螺栓及钢管片肋板的前提下可适当调整, 不大于 100 mm。开孔选用 J-200 型金刚石钻机, 配 $\Phi 130$ mm 金刚石取芯钻头进行钻孔, 深度约 200~250 mm, 控制不得钻穿管片。用钢楔楔断岩心, 取出后, 打入加工好的孔口管, 且用至少有 4 个固定点将孔口管固定在管片上, 然后安装密封装置, 如图 3 所示。

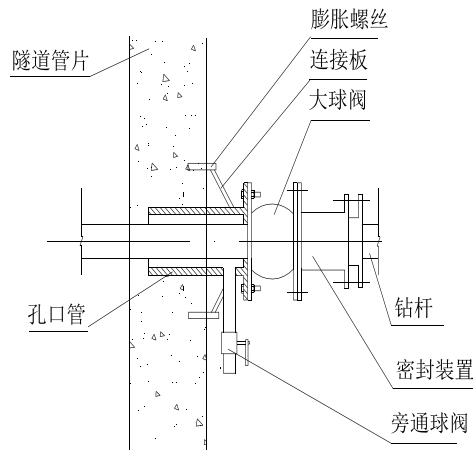


图 3 冻结孔开孔及密封装置示意图

2) 冻结孔施工顺序

先施工透孔, 根据穿透孔的偏差, 进一步调整有关钻进参数。然后根据联络通道施工的孔位, 采用由上向下的顺序进行施工, 这样可防止因下层冻结孔的施工引起上部地层扰动, 减小钻孔施工时的事故发生率。

3) 钻孔偏斜和终孔控制

钻孔的偏斜应控制在 150 mm 以内, 在确保冻结帷幕厚度的情况下, 单排冻结孔最大间距不得大于 1.4 m, 多排冻结孔最大间距不得大于 1.68 m, 否则应补孔。

冻结孔钻进深度应不小于设计深度。钻头碰到隧道管片的, 不参与制冷循环的长度不大于 150 mm。

4) 冻结孔钻进与冻结管设置

(1) 钻孔设备使用 MD-50 钻机一台, 配用 BW250 型泥浆泵, 钻具利用 $\phi 89 \times 8$ mm 冻结管作钻杆; 冻结管之间采用丝扣连接, 接头螺纹紧固后再用手工电弧焊焊接, 确保其同心度和焊接强度。

(2) 正常情况下, 钻进时安装简易钻头, 直接无水钻进。如果钻进困难时, 在钻头部位安装一个特制单向阀门, 采用带水钻进。冻结管到达设计深度后冲洗单向阀, 并密封冻结管端部。

(3) 钻进过程中严格监测孔偏斜情况, 发现偏斜要及时纠偏, 下好冻结管后, 进行冻结管长度的复测, 然后再用灯光测斜仪进行测斜并绘制钻孔偏斜图。冻结管长度和偏斜合格后再进行打压试漏, 压力控制在 0.8 MPa, 稳定 15 分钟压力无变化者为试压合格。

(4) 在冻结管内下供液管, 然后焊接冻结管端盖和去、回路羊角。

5) 钻孔质量控制程序

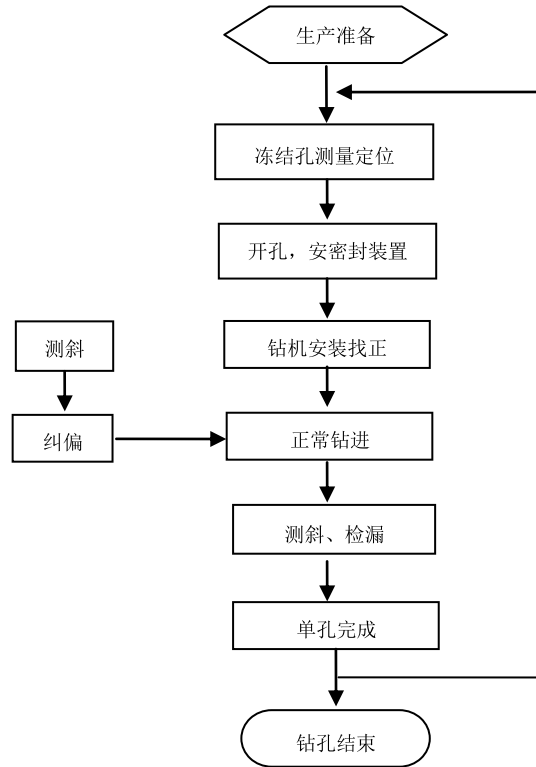


图4 钻孔质量控制程序图

3.5 冷冻站安装

1) 冻结站布置与设备安装

将冻结站设置在上行线隧道内，靠近联络通道位置。站内设备主要包括冷冻机、盐水箱、盐水泵、清水泵、冷却塔及配电控制柜等。设备安装按设备使用说明书的要求进行。其布置参见图 5。

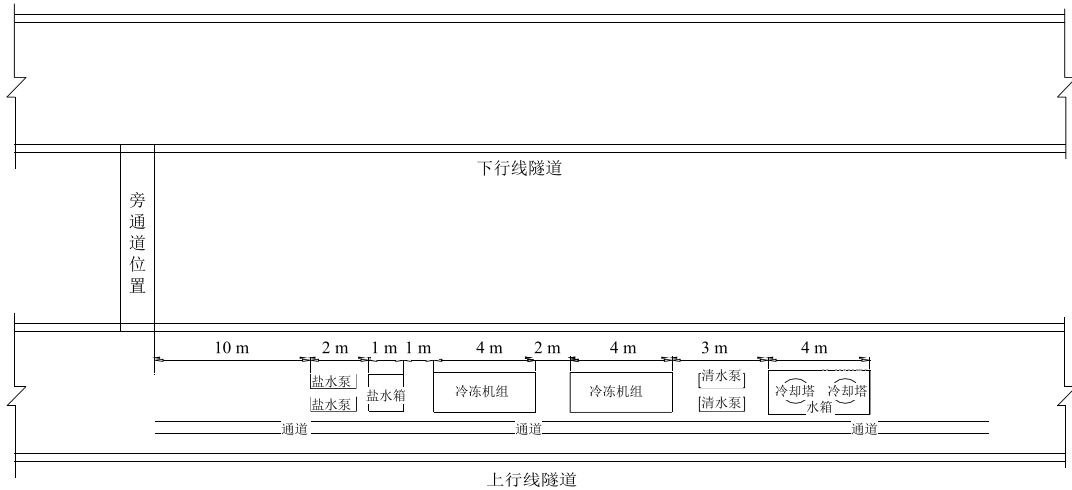


图 5 冻结站平面布置图

2) 管路连接、保温与测试仪表

管路用法兰连接，隧道内的盐水管用架子敷设在隧道管片斜坡上，以免影响隧道通行。在盐水管路和冷却水循环管路上要设置、阀门和测温仪、压力表等测试组件。盐水管路经试漏、清洗后用保温板或棉絮保温，保温厚度为 50 mm，保温层的外面用塑料薄膜包扎。集配液圈与冻结管的连接用高压胶管，每组冻结管的进出口各装阀门一个，以便控制流量。

冷冻机组的蒸发器及低温管路用棉絮保温，盐水箱和盐水干管用 50 mm 厚的保温板或棉絮保温。

联络通道两侧管片保温：由于混凝土和钢管片相对于土层要容易散热得多，为加强冻结帷幕与管片胶结，联络通道两侧管片表面采取保温措施，以减少冷量损失。

将钢管片格栅内用素混凝土填充密实，然后采用 PEF 板保温板对冻结帷幕发展区域管片进行隔热保温。保温范围为冻结帷幕区域处加向外扩展 2 m。

在冻结站对侧隧道的冻结管的端部区域范围内布置冷冻排管，然后采用 PEF 板对冻结排管进行覆盖隔热保温。

3.6 积极冻结与维护冻结

1) 冻结系统试运转与积极冻结

设备安装完毕后进行调试和试运转。在试运转时，要随时调节压力、温度等各状态参数，使机组在有关工艺规程和设备要求的技术参数条件下运行。冻结系统运转正常后进入积极冻结。

此阶段为冻结帷幕的形成阶段，积极冻结期盐水温度为 -28°C ~ -30°C ，设计冻结时间 40 天，视现场实际冻结效果，如不能按时达到冻结壁的设计要求，可延长积极冻结时间。

2) 维护冻结

在积极冻结过程中，要根据实测温度资料判断冻结帷幕是否交圈和达到设计厚度，同时要监测冻结帷幕与隧道的胶结情况，测温判断冻结帷幕交圈并达到设计厚度且与隧道完全胶结后，可进入维护冻结阶段。

维护冻结期温度为 $-25^{\circ}\text{C}\sim-28^{\circ}\text{C}$ ，冻结时间贯穿联络通道及泵站开挖和主体结构施工始终。

3) 冻结质量控制程序

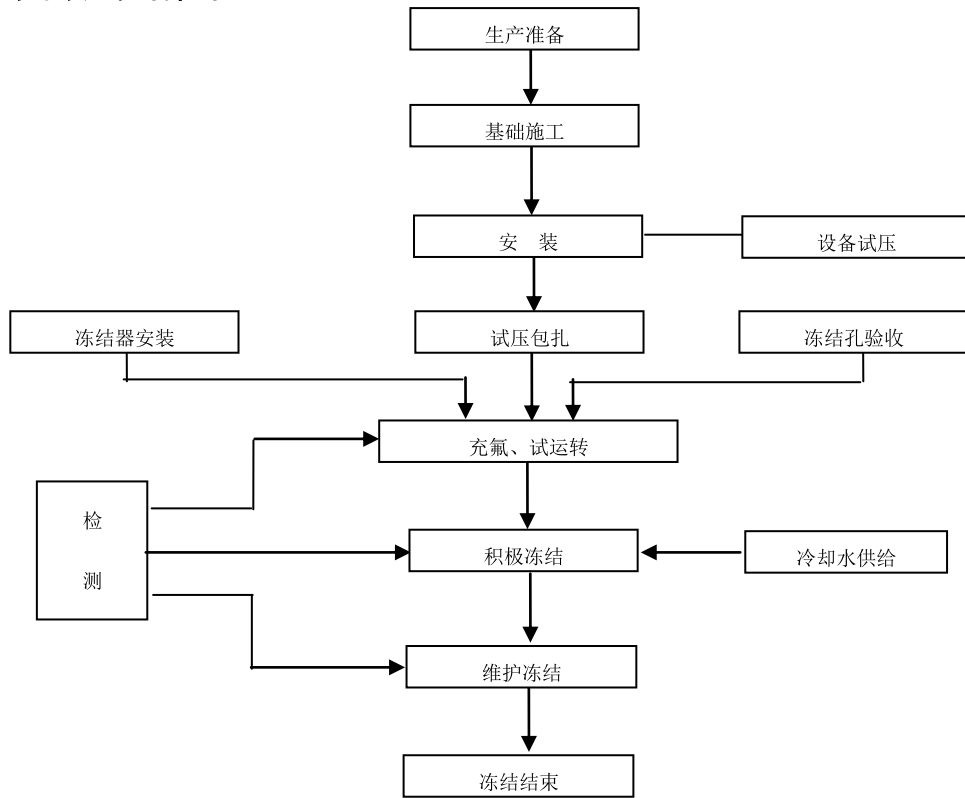


图 6 冻结质量控制程序

3.7 具备开挖冻结技术指标

要确定打开管片进行开挖还需结合测温孔资料、卸压孔压力、探孔情况等方面综合考虑，需具备如下条件，方可进行开挖构筑的施工。

表 1 进行开挖构筑施工的条件

项目	数值	备注	
冻结帷幕厚度	达到设计要求	根据测温孔推算	
冻结帷幕平均温度	-10°C	用成冰公式法计算	
盐水温度	积极期 维护期	-28°C~-30°C -25~-28°C	用测温仪监测
盐水去、回	积极期	2°C以内	冻结至设计温度时
路温差（包括各支路）	维护期	1.0°C以内	
卸压孔	交圈前 交圈后	静水压力 刷增至 0.15~0.3 MPa	通过压力表观测

3.8 融沉控制及收尾工作

1) 融沉控制

本联络通道所处的地面环境较好，没有重要的建筑物及管线，同时冻结加固的土层主要为③₅砂质粉土、③₆粉砂夹砂质粉土，拟采用自然解冻结合跟踪注浆的方式来控制融沉。并根据监测反馈的信息，进行动态调整注浆参数。

2) 收尾工作

(1) 浇筑完集水井混凝土结构层即可停冻，进行施工设备的拆除工作，并清理、整理现场，按要求跟踪注浆。

(2) 冻结孔管补强：冻结站拆除，回收供液管，放出 CaCl₂ 盐水后，割去露出隧道管片的孔口管和冻结管，并在孔口管管口焊接 δ12 mm 厚的封口板封闭管口。

(3) 待通道混凝土结构达到设计强度后，拆除隧道内的钢支架，并再次对称拧紧特殊衬砌环内的所有连接螺栓。

(4) 按设计在集水井上方加装钢盖板。

(5) 用混凝土浇筑钢管片内格栅，并将外露钢构件表面刷涂环氧沥青漆二度。

(6) 整理、修整、清理联络通道施工现场，并用清水进行冲洗，通道内不得有泥浆、油污和上道工序留下的施工设备。

4 实践结论

通过冻结法在实际施工中的应用，我们可以知道冻结法在工程实践中具有很多的优势：

(1) 封水性好：有自由水（一般情况下含水率应大于 10%，否则要采取增加土层湿度的辅助工法）就能冻结成冻土，形成冻土壁。无论是透水层，还是隔水层，冻土壁可以阻隔地下水侵入，形成干燥的施工环境。

(2) 强度高：一般认为冻土是一种黏弹塑性材料，其强度同土质、重度、含水率、含盐量及温度等因素有关，一般可达到 2~10 MPa，远大于融土强度，从而起到结构支撑墙的作用。

(3) 适应性强: 适应各种土层及多种地下工程, 尤其适用于含水量大、地层软弱、其他工法施工困难或无法施工的地下工程。

(4) 复原性: 施工结束土层恢复原状, 对土层破坏性很小。这是其他工法所无法比拟的。

(5) 绕障性: 具有绕过障碍冻结加固和封水能力。

(6) 无公害: 用电能换取冷能, 不污染大气环境, 无有害物质排放, 对地下水无污染。在环保要求高的工程中, 其优越性尤其明显。

(7) 可控性: 冻结工期、冻结壁厚度、冻结壁形状等都可调控。

(8) 适用性: 可在密集建筑区和现有工程建筑物下施工, 不需进行基坑排水, 可避免因抽水引起地基沉降造成对周围建筑物的不利影响。

(9) 施工便利: 无支衬、无拉锚, 可进行敞开式施工并扩大建筑面积, 缩短工期。

参考文献:

- [1] 杨维好, 黄家会. 冻结管受力分析与试验研究[J]. 冰川冻土, 1999(1): 33-38.
- [2] 乔京生, 陶龙光, 弭尚银. 地铁隧道水平冻结施工地表变形特性的模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004(15): 2643-2646.
- [3] 史基盛, 陈馈, 李荣智. 南京地铁联络通道冷冻法施工技术[J]. 建筑机械化, 2004(2): 33-35.
- [4] 周晓敏, 苏立凡, 贺长俊等. 北京地铁隧道冻结法施工[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(3): 319-322.
- [5] 马玉峰, 苏立凡, 徐兵壮等. 地铁隧道联络通道和泵站的水平冻结施工[J]. 建井技术. 2000, 21(3): 39-41.
- [6] 郭晓江. 冻结法在广州地铁二号线暗挖隧道中的应用[J]. 煤炭工程. 2001(12): 27-29.

古水筑坝材料三轴试验中的破碎率研究

李海芳, 张茵琪, 孙庚

(中国水利水电科学研究院, 北京 100048)

摘要: 对于高堆石坝, 筑坝材料在高应力水平下的颗粒破碎是影响材料力学特性的重要因素之一。为了定量地分析坝料颗粒破碎的特征, 本研究采用 Marsal 建议的指标描述古水筑坝材料颗粒破碎的程度。试验得到的基本规律是, 小于 5 mm 的颗粒含量越少破碎率越高, 筑坝材料在三轴试验中的破碎率随围压增大而增大。

关键词: 材料; 试验; 颗粒; 破碎率

1 概述

对于高堆石坝, 筑坝材料在高应力水平下的颗粒破碎是影响材料力学特性的重要因素之一。为了定量地分析坝料颗粒破碎的特征, 需要采用一定的指标来度量颗粒破碎的具体变化数量, 本文采用 Marsal 研究 Mica Dam 堆石料时建议的指标描述古水筑坝材料颗粒破碎的程度。首先, 计算各个粒组含量试验前后的差值 ΔW_k ; 然后, 取所有正值 ΔW_k 的和作为颗粒破碎率 B_g , 用百分数表示。计算公式为:

$$B_g = \sum \Delta W_k = \sum (W_{ki} - W_{kf}) \quad (1)$$

式中: ΔW_{ki} 为试验开始前某级配粒组含量; ΔW_{kf} 为试验后对应同一级配粒组的含量。为了更精确地了解筑坝材料在制样过程中破碎率, 对古水筑坝材料在试验室进行了重新筛分、配料, 以保证制样前级配的准确性, 制样完成后再次进行筛分并称重, 以计算堆石料的破碎率。试验共涉及古水 4 种筑坝材料, 即主堆石料 (阿东灰岩)、次堆石料 (玄武岩)、过渡料 (玄武岩) 和垫层料 (阿东灰岩)。

2 制样过程中的破碎率

大型三轴试样采用锤击方法制备, 试验涉及古水 3 种筑坝材料, 即主堆石料 (阿东灰岩)、次堆石料 (玄武岩) 和垫层料 (阿东灰岩)。同一种筑坝材料按其控制干密度制备 3 个试样, 试样制备完成后即拆样筛分, 古水筑坝材料制样过程中的级配变化和破碎率见表 1~表 3。从表 1~表 3 可以看出, 粒径较大的颗粒, 如粒组为 20~40 mm 和 40~60 mm 粒组的颗粒, 因破碎导致相对含量减少, 表明较粗颗粒发生了破碎或边角破损; 而粒径较小的颗粒, 如粒组为 <5 mm、5~10 mm 及 10~20 mm 粒组的颗粒, 相对含量则有所增加。根据

Marsal 计算方法, 制样过程中, 主堆石料(阿东灰岩)的破碎率在 3.76%~4.70%之间, 次堆石料(玄武岩)的破碎率在 3.27%~4.78%之间, 垫层料(阿东灰岩)的破碎率在 1.39%~1.86%之间。中国水科院曾经用小于 5 mm 的颗粒含量增加量表示颗粒破碎率, 可以得到类似的结果, 破碎率的值较 Marsal 计算方法偏小一些。

主堆石料和垫层料为同一种材料, 只是级配不同, 主堆石料小于 5 mm 的颗粒含量为 12.7%, 垫层料中粒径小于 5 mm 的颗粒含量为 45%, 垫层料级配比主堆石料级配较细。因此, 级配在颗粒破碎中起着至关重要的作用。试验得到的基本规律是, 小于 5 mm 的颗粒含量越少, 破碎率越高。分析认为, 粗颗粒的边角接触较多, 接触处容易产生大于屈服强度的应力, 使得边角破损, 破碎率高。小于 5 mm 的颗粒含量较多时, 粗颗粒被细颗粒包围, 应力传递相对均匀, 边角不易破损, 破碎率较低。主堆石料和次堆石料的原级配基本相当, 但岩性不同, 岩性对制样过程中的破碎率影响不明显。

表1 古水主堆石料制样过程中的破碎率

试样状态	粒组/mm	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B_g
试验前级	粒组含量/%	12.70	13.50	15.50	29.80	28.50	
试验后 1	制样后/%	16.15	13.31	15.53	30.17	24.84	
	级配变化/%	-3.45	0.19	-0.03	-0.37	3.66	3.85
试验后 2	制样后/%	15.97	13.40	15.62	30.17	24.84	
	级配变化/%	-3.27	0.10	-0.12	-0.37	3.66	3.76
试验后 3	制样后/%	15.72	14.21	16.25	30.02	23.80	
	级配变化/%	-3.02	-0.71	-0.75	-0.22	4.70	4.70

表2 古水次堆石料制样过程中的破碎率

试样状	粒组/mm	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B_g
试验前	粒组含量/%	12.68	13.53	15.48	29.84	28.47	
试验后 1	制样后/%	15.55	13.48	17.39	26.08	27.50	
	级配变化/%	-2.87	0.04	-1.91	3.76	0.97	4.78
试验后 2	制样后/%	15.62	13.32	15.80	28.63	26.63	
	级配变化/%	-2.94	0.21	-0.32	1.22	1.84	3.27
试验后 3	制样后/%	15.97	13.29	15.97	27.72	27.06	
	级配变化/%	-3.28	0.24	-0.49	2.12	1.41	3.78

表3 古水垫层料制样过程中的破碎率

试样状态	粒组/mm	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B_g
试验前级	粒组含量/%	45.0	11.50	14.90	16.00	12.6	
	制样后/%	43.77	12.59	15.34	16.14	12.15	
试验后 1	级配变化/%	1.23	-1.09	-0.44	-0.14	0.45	1.68
	制样后/%	45.72	11.18	15.26	16.32	11.53	
试验后 2	级配变化/%	-0.72	0.32	-0.36	-0.32	1.07	1.39
	制样后/%	45.71	11.53	14.64	17.12	11.00	
试验后 3	级配变化/%	-0.71	-0.03	0.26	-1.12	1.60	1.86

3 三轴压缩试验的破碎率

对古水 4 种筑坝材料进行三轴固结排水剪切试验, 试验完成后拆样筛分, 其三轴试验过程(包括制样过程)中的破碎率见表 4 和表 5。从表 4 和表 5 可以看出, 在三轴试验固结排水剪切试验后, 古水筑坝材料的级配发生了较大的变化。粒径较大的颗粒因破碎相对含量减少, 表明较粗颗粒发生了破碎或边角破损; 而粒径较小的颗粒相对含量则有所增加。古筑坝材料在三轴压缩试验(包括制样过程)中, 主堆石料(阿东灰岩)的破碎率在 13.7%~23.7%之间, 垫层料(阿东灰岩)的破碎率在 5.3%~7.5%之间, 次堆石料(玄武岩)的破碎率在 10.12%~19.39%之间, 过渡料(玄武岩)的破碎率在 9.92%~14.92%之间。与制样过程中的破碎率研究结果类似, 试验得到的基本规律是, 小于 5 mm 的颗粒含量越少, 破碎率越高。对比级配相当但岩性不同的两种筑坝材料, 主堆石料(阿东灰岩)的破碎率高于次堆石料(玄武岩)的破碎率。

研究表明, 古水筑坝材料三轴压缩试验中的破碎率还和围压有关, 见图 1。随着围压增大, 筑坝材料在三轴试验破坏时所需的剪应力较大, 其破碎率明显增大。小于 5 mm 的颗粒含量越少, 其破碎率随围压增大的趋势越明显。

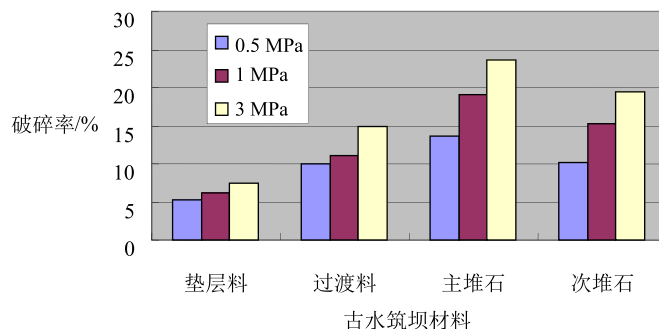


图 1 古水筑坝材料三轴试验中的破碎率

表4 古水筑坝材料三轴试验(包括制样过程)中的破碎率

材料/g/cm ³	围压/MPa	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B _g
垫层料 2.258	0.5	15.2	47.1	17	7.3	13.4	试验后
		-0.3	-2.1	-1	5.3	-1.9	5.3
	1	14.3	48.6	15.6	7.5	14	试验后
		0.6	-3.6	0.4	5.1	-2.5	6.1
	3	13.3	49	14	8.7	15	试验后
		1.6	-4	2	3.9	-3.5	7.5
过渡料 2.22	0.5	21.6	21.8	23.4	15.3	17.9	试验后
		0.57	-6.8	6.17	3.18	-3.12	9.92
	1	18	25.7	26.9	14.2	15.2	试验后
		4.17	-10.7	2.67	4.28	-0.42	11.12
	3	18.5	26.7	24.6	12.2	18	试验后
		3.67	-11.7	4.97	6.28	-3.22	14.92
主堆石 2.214	0.5	19.6	20.4	29.6	15	15.4	试验后
		-4.1	-7.7	0.2	13.5	-1.9	13.7
	1	20.6	21.4	31.8	9.4	16.8	试验后
		-5.1	-8.7	-2	19.1	-3.3	19.1
	3	21.1	26.5	27.1	7.5	17.8	试验后
		-5.6	-13.8	2.7	21	-4.3	23.7
次堆石 2.22	0.5	14.9	21.6	30.5	18.9	14.1	试验后
		0.57	-8.9	-0.66	9.55	-0.56	10.12
	1	17.1	24.7	28.7	14.3	15.2	试验后
		-1.63	-12	1.14	14.15	-1.66	15.29
	3	19.3	25.2	25.4	13.5	16.6	试验后
		-3.83	-12.5	4.44	14.95	-3.06	19.39

表5 古水筑坝材料三轴试验(包括制样过程)中的破碎率(补充实验)

材料/g/cm ³	围压/MPa	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B _g
主堆石 2.214	0.5	20.48	18.65	30.71	16.27	13.89	试验后
		-4.23	-2.75	2.22	8.52	-3.76	10.74
	1	23.06	18.76	29.64	14.27	14.27	试验后
		-6.81	-2.86	3.29	10.52	-4.14	13.8
	3	25.16	24.70	25.98	6.77	17.38	试验后
		-8.91	-8.80	6.95	18.02	-7.25	24.97
次堆石 2.3	0.5	18.80	19.32	31.14	17.04	13.70	试验后
		-2.55	-3.42	1.79	7.75	-3.57	9.54
	1	21.11	18.01	31.19	15.37	14.32	试验后
		-4.86	-2.11	1.74	9.42	-4.19	11.16
	2	22.11	19.35	29.62	14.42	14.51	试验后
		-5.86	-3.45	3.31	10.37	-4.38	13.68
	2.5	25.34	20.19	28.12	12.83	13.53	试验后
		-9.09	-4.29	4.81	11.96	-3.40	16.77
	3	26.47	20.56	27.06	10.98	14.93	试验后
		-10.22	-4.66	5.87	13.81	-4.80	19.68

由于垫层料在试验过程中基本未经缩尺，现场的粗颗粒含量与试验室相同，如果压力范围与试验室条件一致，垫层料在现场的破碎率应与试验结果接近。过渡料和堆石料在试验过程中缩尺较大，其现场的破碎率可能会高于试验室堆石料的破碎率。

4 三轴压缩试验过程中的净破碎率

将大型三轴试验过程中的破碎率减去制样过程中的破碎率，得到三轴固结排水剪试验过程中试样的净破碎率，见表 6、表 7。将表 6 和表 7 的数据点绘在图 2 中，可以明显看出，堆石料在三轴试验中的破碎率随围压增大而增大。

表 6 古水筑坝材料三轴剪切试验过程中的净破碎率（第 1 次试验）

材料/g/cm ³	围压/MPa	<5	5~10	10~20	20~40	40~60	B_g
垫层料 2.258	0.5	-1.63	-0.12	-0.47	-2.03	4.26	4.26
	1	-2.23	0.78	0.93	-3.53	4.06	5.77
	3	-3.23	1.78	2.53	-3.93	2.86	7.17
主堆石 2.214	0.5	-1.76	-3.80	0.52	-4.45	9.50	10.02
	1	-3.16	-4.80	-1.68	-5.45	15.10	15.10
	3	-4.16	-5.30	3.02	-10.55	17.00	20.02
次堆石 2.3	0.5	-0.72	1.48	-3.03	-5.87	8.14	9.62
	1	-1.82	-0.72	-1.23	-8.97	12.74	12.74
	3	-3.22	-2.92	2.07	-9.47	13.54	15.61

表 7 古水筑坝材料三轴剪切试验过程中的净破碎率（补充实验）

材料/g/cm ³	围压/MPa	<5	10~5	10~20	20~40	40~60	B_g
主堆石 2.214	0.5	-3.62	-2.45	2.54	-0.98	4.52	7.05
	1	-4.00	-2.56	3.61	-3.56	6.51	10.12
	3	-7.11	-8.50	7.26	-5.66	14.02	21.28
次堆石 2.3	0.5	-3.74	-2.52	-0.58	0.48	6.34	6.34
	1	-4.35	-1.20	-0.63	-1.83	8.01	8.01
	2	-4.54	-2.54	0.94	-2.83	8.96	9.91
	2.5	-3.56	-3.38	2.44	-6.06	10.56	13.00
	3	-4.97	-3.75	3.50	-7.19	12.40	15.90

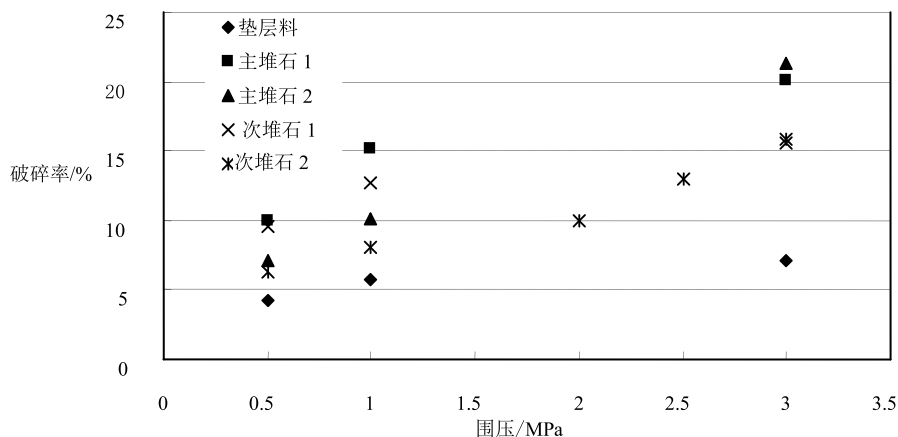


图 2 古水筑坝材料三轴压缩试验中的净破碎率

5 结束语

破碎率研究根据 Marsal 方法计算, 试验得到的基本规律是, 筑坝材料的破碎率与其级配有关, 小于 5 mm 的颗粒含量越少, 破碎率越高。

古水筑坝材料在制样过程中的破碎率为, 主堆石料 (阿东灰岩) 的破碎率在 3.76%~4.70%之间, 次堆石料 (开挖料玄武岩) 的破碎率在 3.27%~4.78%之间, 垫层料 (阿东灰岩) 的破碎率在 1.39%~1.86%之间。

古水筑坝材料三轴压缩试验中主堆石料 (阿东灰岩) 的破碎率在 13.7%~23.7%之间, 垫层料 (阿东灰岩) 的破碎率在 5.3%~7.5%之间, 次堆石料 (玄武岩) 的破碎率在 10.12%~19.39%之间, 过渡料 (玄武岩) 的破碎率在 9.92%~14.92%之间。

大型三轴试验中的破碎率减去制样过程中的破碎率为三轴固结排水剪试验过程中试样的净破碎率, 研究结果表明, 堆石料在三轴试验中的破碎率随围压增大而增大。

湿陷性黄土地基处理方法

王宇

(山西土木建筑设计院, 山西 太原 030013)

摘要: 黄土地区经常发生水土流失、地基湿陷、水库边坡、路堑及黄土源边滑坡及崩塌等灾害性地质活动, 对工农业建设及人民生活经常造成严重危害, 所以采用适合的处理方法处理黄土的失陷性对工程具有重要的意义。

关键词: 湿陷性黄土; 地基处理

1 湿陷性土对工程建设的危害

黄土是第四纪堆积物, 按其颗粒成分属于细粒土(或粉土、粘性土)。其中, 部分黄土具有不同于普通细粒土的特殊成分与性质。浸水会发生显著下沉变形, 称为湿陷性黄土, 工程界普遍视为特殊土。湿陷性土包括湿陷性黄土及具有湿陷性的碎石土、砂土和其他土。湿陷性土的特点是当其未受水浸湿时, 一般强度较高, 压缩性较低。但受水浸湿后, 在上覆土层的自重应力或自重应力和建筑物附加应力作用下, 土的结构迅速破坏, 并发生显著附加下沉, 其强度也随着迅速降低。湿陷性土主要由湿陷性黄土组成。湿陷性黄土是指在一定压力下受水浸湿, 土结构迅速破坏, 并产生显著附加下沉的黄土。它广泛分布于我国甘肃、宁夏、陕西和山西等黄土高原地区。其中以马兰组黄土最具有代表性。

土体湿陷对工程建设具有极大的危害性。地基湿陷的原因很多, 如: 贮水构筑物或输水管道漏水; 工业或生活用水排放不当; 大气降水渗入和积聚以及地下水位上升等。这些原因造成的建筑物地基湿陷变形往往不均匀, 属于失稳型的地基变形, 一般在一两天内就可能产生 20~30 cm 的变形量。这种数量大、速度快、而又不均匀的地基变形正式建筑物所难以适应的, 往往会造成水塔、烟囱等高耸构筑物严重倾斜, 房屋墙身破坏, 梁、柱等称重结构开裂, 以及机器基础倾斜等恶果。

因此, 在湿陷性黄土地区进行建设, 对建筑物地基需要采取处理措施, 以减小或消除湿陷性黄土地基因浸水而引起的湿陷变形, 保证建筑物的安全与正常使用。另外, 湿陷性黄土对道路工程的工程危害主要表现为遇水后的不均匀沉降, 引起公路路面大面积开裂、下陷, 从而引起其他次生道路病害, 进一步加剧黄土地基的湿陷性, 引起恶性循环。所以道路工程中的湿陷性黄土路基的施工质量直接影响整个道路的施工质量以及后期运营期养护工程^[1]。

2 处理范围的确定

地基处理中首先要考虑的问题是处理地基到多大范围才能既经济又能获得明显的效果。土的饱和自重压力所引起的自重湿陷与其湿陷性和黄土层厚度有关,其变形范围往往包括全部自重湿陷性黄土的厚度。根据湿陷变形范围,地基的处理厚度(从基础底面算起)可分为处理全部湿陷变形范围和部分湿陷变形两种。前者处理目的是消除建筑物地基的全部湿陷量,而后者只是消除部分湿陷量。

2.1 处理厚度的确定

(1) 消除建筑物地基全部湿陷量的处理厚度。在非自重湿陷性黄土场地,一般情况下,地基的湿陷量只发生于压缩层以内。试验资料表明,该湿陷量大部分集中于基底下1.5倍基础宽的深度范围内。其中,以基底下0.5倍~1.5倍基础宽度深度内最为集中。因此,当地基处理厚度相当于2倍基础宽度时,就可消除95%左右的湿陷量。

对于自重湿陷性黄土地基,地基的湿陷量不仅发生在压缩层内,而且还发生在压缩层以下。研究资料表明,对于厚度较大的自重湿陷性黄土地基,压缩层以下的湿陷量常占地基总湿陷量的70%以上。因此,要消除地基的全部湿陷量,应处理基础底面以下全部的湿陷性土层。

(2) 消除建筑物地基部分湿陷量的处理厚度。消除建筑物地基部分湿陷量的处理厚度应根据建筑物类别、基础形式、基底面积、基底压力、场地湿陷类型、湿陷等级等综合考虑决定。

2.2 处理宽度的确定

地基处理宽度的大小一般可以控制侧向变形、扩散附加压力和防水要求等方面来考虑。湿陷性黄土地基受水浸湿时,常伴随着大量的侧向变形,而由其所引起的竖向变形有时竟占总湿陷的60%~70%;侧向变形最远发生在距板以外约0.5~0.75倍承压板宽度处。因此,为防止或减少大量的湿陷变形,应将发生侧向变形的大部分范围包括在处理宽度以内。

3 湿陷性黄土设计措施

(1) 地基处理措施。常用方法有垫层、重锤夯实、强夯、土(或灰土)桩挤密和深层孔内夯扩等,可以完全或部分消除地基的湿陷性,或采用桩基础或深基础穿透湿陷性黄土层,使建筑物基础坐落在密实的非湿陷性土层上,保证建筑物的安全和正常使用。

(2) 防水措施。防止大气降水、生产和生活用水浸入地基,其中包括场地排水、地面的防水、排水沟和管道的排水、防水等。

(3) 结构措施。对上部建筑进行结构处理,作用是使建筑物适应或减少不均匀沉降所造成的危害。

以上三种措施中,地基处理措施应用的比较广泛,而且地基处理的方法也比较多,所以下面就地基处理方法进行论述。

4 国内常用湿陷性黄土地基处理方法及适用范围

目前我国以土(或灰土)垫层、重锤表层夯实、强夯、深层孔内强夯、高压注浆固结土(或灰土)挤密桩复合地基和桩基础应用较多,经验比较丰富,对于其他的处理方法则相对应用的较少。土(或灰土)垫层、固结土(或灰土)挤密桩可分别适用于处理3 m左右和10 m左右厚的湿陷性黄土层;10 m以上可采用深层孔内强夯以及桩基础。

4.1 重锤夯实法

重锤表面夯实适用于处理饱和度不大于60%的湿陷性黄土地基。一般采用2.5~3.0 t的重锤,落距4.0~4.5 m,可以消除基底以下1.2~1.8 m湿陷性黄土层。在夯实层的范围内,土的物理、力学性质显著改善,平均干密度明显增大,压缩性降低,湿陷性消除,透水性减弱,承载力提高。非自重湿陷性黄土地基,其湿陷起始压力较大,当用重锤处理部分湿陷性黄土层后,可减少甚至消除黄土地基的湿陷变形。

因此在非自重湿陷性黄土场地采用重锤夯实的优越性较为明显。而强夯法处理湿陷性黄土地基,是在上述重锤夯实的基础上发展起来的一种地基处理方法,其优点为施工简单、效率高、工期短、对湿陷性黄土湿陷性消除的深度较大,缺点是振动和噪声较大。强夯对湿陷性黄土湿陷性的消除效果明显,一般可达8~10 m^[2]。

4.2 土(灰土)垫层法

垫层法是一种浅层处理湿陷性黄土地基的传统方法。处理厚度一般为1~3 m,通过处理基底下部分湿陷性黄土层,可以减少地基的湿陷量。当仅要求消除基底以下1~3 m湿陷性黄土的湿陷量时,宜采用局部土垫层进行处理,当要求提高垫层土的承载力及增强水稳性时,宜采用整片灰土垫层进行处理。具体做法是先将基础下的湿陷性黄土部分或者全部挖除,再将灰土或素土在最优或接近最优含水量下分层回填夯实,以便消除地基的部分或全部湿陷量,并可减小地基的压缩变形,提高地基承载力。这种方法施工简易,效果显著,经过处理,地基承载力可达到250 kPa,土垫层可达到180 kPa。

4.3 灰土(土)挤密桩复合地基及孔内深层夯扩桩复合地基

灰土(土)挤密桩的主要材料是生石灰,规格是粒径小于5 cm的颗粒状,与土的比例是2:8(体积比),用气锤夯成孔,孔径40 cm,桩与桩的间距1.0~1.3 m,桩深6~10 m,桩底穿过湿陷性黄土层,传力于湿陷性黄土层以下的持力层上,达到躲过湿陷性黄土层的目的。它是利用打入钢套管,或振动沉管或爆扩等方法,在土中成桩孔,然后在孔中分层填入素土(或灰土)并夯实而成。在成孔和夯实过程中,原处于桩孔部位的土全部挤入周围土层中,使距桩周一定距离内的天然土得到挤密,从而消除桩间土的湿陷性并提高承载力。灰土(土)挤密桩地基其上部荷载由桩和桩间土共同承担,挤密后的地基为复合地基,类似垫层一样工作,上部荷载通过它往下传递时应力要扩散,而且比天然地基扩散的更快,在加固深度以下,附加应力将大大减小,灰土(土)挤密桩对地基的加固处理效果,不仅

与桩距有关,还与所处理的厚度和宽度有关。孔内深层夯扩桩近些年在湿陷性黄土地区也开始进行应用,用螺旋钻孔,孔径一般为40 cm。夯锤重量一般为20~30 kN,孔内填料一般为素土或灰土,或建筑物垃圾和废料。

在湿陷性黄土地区建筑地基应用中,成孔后孔内分层夯填时,对孔周围土体进行挤密,其挤密影响范围与夯锤的夯击能量有关,在消除孔周围土体湿陷性的同时提高地基土的承载力,在成孔过程中对桩间土的挤密已完成绝大部分,而孔内夯扩桩对桩间土的挤密则在孔内充填土料的过程中完成。其对地基的处理深度较深,可达20 m左右,而且无地下水的限制,在对湿陷性黄土地基处理时,一般要求参考灰土(或土)挤密桩地基^[4]。

4.4 桩基础法

桩基础法适用于消除湿陷性黄土层的湿陷性,可使用各种类型的桩穿透湿陷性土层,把上部结构的荷载通过桩尖传到非湿陷性的土层(岩层)上。在湿陷性黄土地区采用桩基础,将桩穿透湿陷性黄土层,在非自重湿陷性黄土地区,桩底端应支承在压缩性较低的非湿陷性土层(岩层)中。对自重湿陷性黄土场地,桩底端应支承在可靠的持力层中。

经多年的工程实践证明,如桩穿透湿陷性土层,支承于可靠的持力层上,则地基受水浸湿后完全能保证建筑物的安全,反之会导致湿陷事故。湿陷性黄土地区桩基础一般采用打入桩、静压桩、钻孔或人工挖孔灌注桩以及沉管灌注桩等,近年来使用较多的为钻孔(或人工挖孔)灌注桩、静压桩以及沉管灌注桩。与其他地区所用桩基础不同的是,在湿陷性黄土土层中不但不能考虑桩的摩擦力,还应在桩的承载能力上减去桩的负摩擦力。正负摩擦力的大小,宜通过现场试验确定。在桩基础施工时,特别是灌注桩成孔后,必须将孔底清理干净,以免影响桩的端承力,造成事故。

4.5 化学加固法

在我国湿陷性黄土地区地基处理应用很多,并取得实践经验的化学加固法包括硅化加固法和碱液加固法,其加固机理如下:

硅化加固湿陷性黄土的物理化学过程,一方面基于浓度不大的、粘滞度很小的硅酸钠溶液顺利地渗入黄土孔隙中,另一方面溶液与土的相互凝结,土起着凝结剂的作用。

碱液加固:利用氢氧化钠溶液加固湿陷性黄土地基在我国始于20世纪60年代,其加固原则为:氢氧化钠溶液注入黄土后,首先与土中可溶性和交换性碱土金属阳离子发生置换反映,反映结果使土颗粒表面生成碱土金属氢氧化物。

4.6 预浸水法

预浸水法是在修建建筑物前预先对湿陷性黄土场地大面积浸水,使土体在饱和和自重应力作用下,发生湿陷产生压密,以消除全部黄土层的自重湿陷性和深部土层的外荷湿陷性。预浸水法一般适用于湿陷性黄土厚度大、湿陷性强烈的自重湿陷性黄土场地。由于浸水时场地周围地表下沉开裂,影响建筑物的安全,所以空旷的新建地区较为适用。

5 工程实例

5.1 叠合垫层法

居住区所有拟建工程均属丙类建筑物,可采取消除部分湿陷量的地基处理方法由地质资料可算出二层黄土的总自重湿陷量为 150 mm,总湿陷量为 570 mm,根据湿陷性黄土规范可判定为 II 级自重湿陷性地基,部分楼号地基为 I 级非自重湿陷性。根据建筑物情况和土层埋藏、分布等情况设计上选择第一层黄土层作为浅基础的持力层,基础类型采用墙下钢筋混凝土条形基础。

垫层处理意见:垫层作为人工置换土的主要受力层,可以提高承载力减少沉降,在本居住区的工程,垫层的主要作用是消除浅层黄土的湿陷性。根据该场地的湿陷程度和住宅楼墙基础密集的情况,应该设计为整片垫层,垫层平面处理范围应伸出建筑物外墙基础边缘不小于垫层厚度,并不小于根据各楼号地基应消除的最小湿陷量要求,垫层厚度应为 2.0~2.5 m,总面积为 10430 m²,总体积为 2.4 万 m³。因工程量很大,如何在保证工程安全的前提下能经济地选用垫层,材料是一个值得研究的问题。以消除湿陷为主要目的设计的垫层,一般选用素土垫层和灰土垫层,两者的异同之处是在渗透性方面渗透系数与土料的塑性指数和干密度成正比,而含灰量的多少基本上不影响。就是说,素土垫层和灰土垫层如果都选用基坑挖出的土作为垫层土料时,两者的渗透性是非常接近的。在抗冲刷性方面,据有关资料证明素土与灰土的抗冲刷性差异不大,在水稳性方面,灰土垫层要好于素土垫层,即受水浸泡后土体崩解性、强度有一定的差异。结合本区住宅楼的情况,如果采用全素土垫层,有经济性和施工快的优点,但素土垫层水稳性差,难以经得起浸水。如果采用全灰土垫层由于被处理面积大,与素土垫层比较不经济,施工期相对长。因此考虑采用叠合垫层进行地基处理。

本住宅区各楼号均进行了施工中的沉降观测,实际观测数据很小,其结果基本说明了叠合垫层处理该地基是成功的。

5.2 强夯法

某高速公路某段为湿陷性黄土地基,湿陷厚 3.0 m,湿陷系数 0.015~0.039,总湿陷量为 4.0~7.2 cm,湿陷等级为轻微。地基土的其他主要物理力学指标为:含水量 24.01%,孔隙比 0.86,饱和度 76.9%。本设计单击夯击能取 1000 kN·m,夯点布设采用正方形插挡法,夯点最大间距 5 m,夯击遍数 3 遍。采用的夯锤重为 12 t (即 120 kN),根据单击夯击能 1000 kN·m,可求得夯锤距为 8.5 m (国内通常采用的落距为 8~20 m)。本次施工采用的夯锤直径为 2.1 m,锤高 1.30 m。另外,夯锤上有 6 个上下竖直贯通的气孔,直径为 20 cm,这种构造既减少夯坑中起锤时的吸力,又可减少夯锤着地时瞬时气势的上托力,从而减少能量消耗。经过试夯,每点平均夯击 5 次时,能够满足最后两击平均夯沉量不大于 5 cm,且夯坑周围地面不发生过大隆起的要求。在强夯全部结束后,测量场地夯后高程,并与夯前场地高程进行对比,可得出场地的夯沉量,本场地的平均夯沉量为 23 cm。强夯法的缺点是由于在施工过程中会产生震动,所以无法在离居民区等建筑物较近的路段施工。

5.3 挤密桩法

某 5 层综合住宅楼 (局部 6 层),底部为产品展销大厅,上部 4 层为住宅,建筑物总长 72 m,建筑面积 4 100 m²,底层为全框架结构,上层为砖结构,条形基础,基底设计荷载 200 kPa。建筑场地位于填实的旧皇城护城河上,地貌单元属于渭河 II 级阶地,从现在

地面往下 4.45~5.25 m 深度内为杂填土, 地下水埋藏于地面下 3.46~3.63 m, 地下水位以上的杂填土具有明显的湿陷性。由于场地土具有明显的湿陷性, 并且地基承载力也低于设计要求, 因此必须进行地基加固。经研究论证, 决定采用灰土挤密桩进行处理。灰土挤密桩按正三角形进行布置, 间距 2.5 (d 为桩孔直径)。桩长 4 m, 穿透杂填土层支撑于粉质黏土层。灰土挤密桩桩径选用 0.38 m。挤密的地基宽度为每边超出基础 0.25 b (b 为基础短边宽度)。灰土挤密桩的桩身填料在地下水位以上时采用 2:8 灰土; 地下水位以下时采用 3:7 灰土, 并掺以适量水泥, 以提高灰土的早期强度。本工程采用灰土挤密桩加固地基, 处理效果良好。

土体物理力学指标有了明显的改善, 湿陷性基本消除, 地基承载力提高了近一倍。同时, 本工程地基处理的工期为 30 d, 仅为一般地基处理工期的 1/3 左右。工程建成半年, 通过沉降观测总沉降量约为 20 mm, 两柱间差异沉降小于 1/1000, 远小于规范的要求。

6 结论

上述几种湿陷性黄土地基的处理方法, 近年来被广泛使用, 都取得了良好效果。在具体选用上述地基处理方法时, 应根据场地的湿陷类型, 湿陷等级和工程要求, 考虑因地制宜和就近取材的原则以及施工条件的可能性等, 通过技术经济综合比较后予以选用, 必要时也可以几种方法采用。本文论证了湿陷性黄土地基常用处理方法的选用原则、适用范围、可能处理深度及效果, 同时对各处理方法应注意事项和可能带来的负面作用等也进行了概述, 这为工程场地地基处理方案的选型论证及实施提供了技术支持。

参考文献

- [1] 谢定义. 讨论我国黄土力学研究中的若干新趋向[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 3-13.
- [2] 裴章勤, 刘卫东. 湿陷性黄土地基处理[M]. 中国建筑工业出版社, 1992.
- [3] 汪国烈, 李新怀. 大厚度湿陷性黄土的工程处置[C]. 西部开发中的岩土工程问题, 上海: 同济大学出版社, 2005.

旋挖桩与冲孔桩的技术经济对比分析

顾新宇

(广东省建科建筑设计院有限公司, 广东 广州 510500)

摘要:近年来,随着建筑施工行业的迅速发展,钻(冲)孔桩在工程施工中得到了广泛的应用。目前,钻(冲)孔桩除了在成孔方式上不同之外,其在钢筋笼制作、钢筋笼安装、混凝土浇筑等方面均采用了相同的工艺。其成孔方式主要有旋挖成孔和冲击成孔两种,在不同的施工条件下,这两种成孔工艺的适应性、施工效率、成本等也不尽相同。本文旨在通过对旋挖成孔、冲击成孔这两种成孔方式进行对比、分析,为同类工程施工提供借鉴。

关键词:旋挖桩;冲孔桩;经济;对比

1 概述

旋挖桩机是用回转斗、短螺旋钻头进行干、湿钻进,逐次取土,反复循环作业成孔为基本功能的机械设备。旋挖机采用动力头形式,其工作原理是用短螺旋钻头或旋挖斗,利用强大的扭矩直接将土或砂砾等钻渣旋转挖掘,然后快速提出孔外,形成具有一定直径和深度的桩孔。

冲孔桩机是利用冲击钻头对孔底冲击破碎成孔的机械设备。其工作原理是利用冲孔桩机动力装置将具有一定重量的冲击钻头提升到一定高度后让其自由下落,利用自由下落的冲击动力对孔底进行周期性的冲击破碎,过程中用泥浆循环的方式对孔内碎屑进行清理,形成具有一定直径和深度的桩孔。

2 技术特点对比

2.1 适用地层及场地要求

1) 适用地层

旋挖桩:适用于粘土层、淤泥层、砂土层、强度不高的胶结砂岩层、中风化泥岩和强风化岩,在单轴抗压强度 30 MPa 以下硬岩中成孔速度较理想。能满足绝大多数的高层建筑和桥梁施工环境的要求(目前国内已成功进行过单轴抗压强度 120 MPa 岩层中的旋挖成孔施工)。

冲孔桩:适用于填土层、粘土层、粉土层、淤泥层和碎石土层,也适用于卵石层、岩溶发育岩层和裂隙发育的岩层施工,在复杂的场地条件下(如地下漂石、建筑垃圾含筋量

高的钢筋混凝土垃圾等场地内)一般无须采取其他处理手段可直接进行桩基施工,其适用性高。

2) 场地要求

旋挖桩:要求自重大,对场地要求比较严格。旋挖桩机工作状态自重一般在 70 t 左右,但其履带与地面接触面积约 7.0 m²,所以要求的地基承载力在 100 kPa 左右,在地表水比较丰富或雨季施工情况下,一般需采取回填砖渣的方式保证旋挖桩机的正常运转。

冲孔桩:桩锤重量约 10 t,桩机重量约 15 t,加上施工时产生的振动荷载对施工作业面层的要求高,在地表水比较丰富或雨季施工情况下,需采取挤填级配砂石方式提高土层承载力。

2.2 施工情况

1) 成孔方式

旋挖桩:可用短螺旋钻头进行干挖作业,也可用回转钻头在泥浆护壁的情况下进行湿挖作业。

冲孔桩:只能采取泥浆护壁的方式冲击成孔。

2) 桩机定位

旋挖桩:利用先进的电子控制设备进行桩孔的定位,并保证旋挖机始终处于最佳的钻进状态。

冲击桩:人工控制移位、定位,定位缓慢且不精确。

3) 桩孔精度

旋挖桩:垂直钻掘精度高,通过电液先导自动控制系统,可以精确地调整机座水平度和桅杆的垂直度,垂直精度控制在 1‰以内。

冲击桩:用冲孔桩机机身的水平度、机架的垂直度、冲锤的自重来保证,精准度大约控制在 8‰以内,施工过程中容易出现斜孔、弯孔。

4) 护筒埋设

旋挖桩:护筒安装方便,利用钻机动力头的自重、加压油缸、额定转矩和提升力可自动将钢护筒压入或拔出。

冲孔桩:依靠有操作经验的工人采取冲锤及挖机等埋设。

5) 钻进速度

旋挖桩:旋挖机采用动力钻头,钻头的钻进力加上钻杆、桩机的重量,钻进能力强。据统计,旋挖桩机成孔速度最快能达到 1 m/min,在相同的地层中,旋挖机的成孔速度是冲孔桩机的 3~5 倍,优势明显。

冲孔桩:钻机自身重量有限,进行硬土地层钻孔时,难以保证钻头施加足够的压力,从而影响了成孔的速率,且每钻进 1~2 m 需停钻掏渣,大部分作业时间消耗在提放钻头和停钻掏渣上,桩孔越深,提钻、掏渣耗时越长,其整体冲进速度较低。

6) 扩底

旋挖桩:配置有配合扩大头工具,可进行扩底施工。

冲孔桩:无法扩底。

7) 混凝土充盈系数

旋挖桩: 由于采用电脑精确控制, 旋挖桩钻进过程中, 钻头反复钻进过程中钻进角度、垂直度控制精确, 孔径精确成孔质量高, 充盈系数一般为 1.03~1.05。

冲孔桩: 由于冲锤上下往复运动, 随着钢丝绳的旋转带动冲锤摆动容易造成桩孔不圆, 扩孔率较高, 其混凝土充盈系数一般大于 1.2。

8) 清渣方式

旋挖桩: 利用旋挖钻头直接将土、砂砾等钻渣旋转挖掘, 然后快速提出孔外, 清渣相对干净、彻底, 孔底沉渣厚度一般可控制在 3 cm 以内。通过泥浆循环清渣, 1.2 m 桩可控制在 5~7 cm, 1.4 m 以上桩一般在 7~10 cm。

冲孔桩: 孔底沉渣难以掏尽, 将会使桩承载力不够稳定。

9) 持力层判定

旋挖机在进入强度较高的岩层时, 旋挖机的钻进速度明显降低, 钻杆有明显的抖动, 当达到预判的深度后可直接将挖掘的岩土提升到地面, 直接观察孔底基岩情况, 及时准确判断入岩情况。

冲孔桩机需要靠泥浆循环才能将孔底的岩渣带出, 并且还混杂了一直悬浮在其中前期岩渣, 以致未能及时准确判断入岩, 往往比设计要求入岩 20~30 cm 才能终孔。

10) 单桩承载力

旋挖桩机靠筒底角刃切土成孔, 成孔后孔壁比较粗糙, 同钻孔桩比较孔壁几乎没有泥浆的涂抹作用, 成桩后桩体与土体的结合程度比较高, 相对而言单桩承载力要高。

冲击成孔, 在泥浆的涂抹作用下, 孔壁相对光滑, 单桩承载力相对要低。

11) 成桩质量

旋挖桩: 孔壁比较平滑、桩径上下一致, 孔壁极少出现泥渣沉结物, 出现断桩、桩身夹泥、蜂窝等质量问题的可能性较小。

冲孔桩: 成孔直径难以统一、孔壁相对不够平滑, 在泥浆护壁、掏渣的情况下, 极易导致孔壁附有大量泥渣沉结物, 存在断桩、桩身夹泥、蜂窝等风险较高。

12) 用电负荷

旋挖桩: 采用机身柴油发动机提供动力, 对施工场地没有用电的情况尤其适用, 同时也省去对电缆的拖运布设和防护, 安全性相对较高。

冲击桩: 2.2 m 桩径以下桩机单机用电量为 60 kW, 泥浆泵用电量约 30 kW, 总用电量约 90 kW。正常情况下, 若配备 20 台桩机, 用电负荷约 1800 kW, 用电负荷大, 且存在一定的安全隐患。

2.3 环境影响

1) 淤泥排放

旋挖在正常情况下可进行干法施工, 不需要泥浆护壁, 即使在特殊地层需要泥浆护壁的情况下, 泥浆也只起支护作用, 钻削中的泥浆含量相当低, 污染源大大减少, 余泥较为干燥, 余泥量大约是理论方量的 1.3 倍左右, 可降低运输成本且运输较为方便。

冲击钻在钻进、掏渣过程中多采用泥浆循环方式, 在施工中需在场内设置泥浆池, 文明施工难以控制, 余泥含水量高, 余泥量大约是理论方量的 1.8 倍左右, 运输工程量增大且运输不便。

2) 噪音

旋挖桩机施工的噪声主要来自机身发动机的声音和钻筒倒渣时的活门撞击声。旋挖机操作中发出的噪音在 70~90 db 左右, 对场地周边环境的生活生产影响相对较小。

冲击桩受冲孔桩机工作原理的制约, 噪音污染很难避免, 检测 30 m 范围噪音竟高达 100 db 以上, 尤其是进入岩层冲孔施工时, 噪音将更大, 容易造成噪音污染。

3) 移动

旋挖钻移位靠自身履带可以自行移动, 无需其他机械配合, 从一个桩位转移到另一桩位一般 15~20 分钟即可。

冲击钻靠自身卷扬或者起重机械配合, 从一个桩位转移到另一桩位一般则需 60~90 分钟甚至更长。

4) 人员配置

旋挖桩: 移机、掏渣均由桩机操作人员一人控制即可完成, 另需配备 2~3 人负责定位、埋设护筒时的辅助工作, 一般一台旋挖桩机需配备 3~4 人。

冲击桩: 移机、定位、泥浆护壁、清渣等均需配备人员, 一般一台冲孔桩机需配备 6~10 人。

3 成孔工效对比

以某高层住宅工程 A 为例, 该工程桩基础为混凝土灌注桩, 桩径分 1.2 m、1.5 m 两种, 桩长初步设为 22~50 m, 实际施工桩长为 22~60.8 m, 共 324 根桩。场地地质情况由上至下分别为人工填土层、冲积层、残积层和基岩层。其中基岩依据其风化程度分为: 全风化、强风化、中风化、微风化四个岩带。桩端持力层为微风化岩层, 其单轴抗压强度为 11 MPa, 完全符合旋挖机的施工要求。

该工程在桩基施工过程中采用了旋挖、冲孔两种成孔方式, 通过对比, 得出如下结论:

(1) 旋挖机、冲孔桩机整桩成孔工效随着成孔深度的增加而逐步提高, 但旋挖机的工效提升速率比冲孔桩机的大。说明旋挖机成孔工效高的优势在长桩成孔中能更好的体现出来, 并且成孔深度越大, 旋挖成孔的优势就越大。

(2) 旋挖机、冲孔桩机整桩成孔工效随着成孔直径的增大而逐步提高, 但冲孔桩机提高的速率比旋挖机的大。由于旋挖机的最大输出扭矩是固定的, 改用更大的钻头时, 其施工效率也基本不变; 而冲孔桩机因桩径变大时, 可采用更大的桩锤, 增大了输出功率, 因此较大幅度的提升了施工效率。说明在小桩径桩基础的施工中采用旋挖机较冲孔桩机更有优势, 而随着桩径的增大, 这种优势逐渐减小。

(3) 在入微风化岩时, 旋挖机与冲孔桩机的工效比达到最大值。因为旋挖机是带动力的主动钻进, 在输出功率保持一致的情况下, 其对土层、岩层的破坏力是一致的; 而冲

孔桩机是靠桩锤的自由落体产生的冲击力作为掘进力，故对岩层的破坏力远远比对土层破坏力低；所以在入岩阶段，冲孔桩机会大大降低工效，而旋挖机虽然工效也降低，但降低的幅度没有那么大。说明旋挖机比冲孔桩机更适合在入岩深度大或岩层地质条件多变的情况下施工。

结合以上几点，可以看出旋挖机在桩长较深、桩径较小、岩层丰富的条件下，能最大限度地发挥其优越性，其相对冲孔桩机的工效比也将达到最大化。

4 成本对比

以某高层住宅工程 B 为例，该工程桩基础设计采用冲孔灌注桩施工，桩数量为 1499 根，桩身长度约为 8~12 m（平均值取 10 m），桩端持力层为微风化粉砂岩，工程桩入岩深度为 2 m。场地地质情况由上至下分别为人工填土、淤泥质粉质粘土、粉质粘土、泥质粉砂岩。取样岩石单轴抗压强度在 6~19 MPa 之间，属于较软质岩，完全符合旋挖桩机的施工要求。

（1）施工成本对比

通过对比，得出如下结论：在相同地质条件下，冲击成孔的施工成本低于旋挖成孔，其单价差最大为 303.6 元/m³。随着桩径增大，单价差也在随之缩小。

结合工效对比可以看出，旋挖成孔相对于冲击成孔而言，其成孔工效为后者的 3~5 倍，而成孔费用平均为后者的 1.24 倍，其费用增速较缓但工效增速迅速。在增加费用的同时，其成孔工效大幅度提高，这对缓解工期压力、保证如期完工是极为有利的。

（2）购机费用对比

旋挖钻机：整机的价格较贵，国产旋挖机价格约为 400~500 万元，进口钻机价格要 600 多万元人民币。对于一般的基础施工企业，一次性投资几百甚至上千万元购置设备有一定困难。

冲击桩机：1 m 桩径的桩机，每台大概 11 万左右，1.5 m 桩径的桩机，大概 12 万左右。价格相对低廉，设备购置费用较低。

（3）维修费成本对比

旋挖钻：用时长，旋挖机的全负荷正常工作寿命为 6000 多个小时，超过这一寿命后，一些部件就需要更换修理，尤其是液压系统主泵、动力头以及钻杆钻具，而往往这些关键部件的维修费用较高，时间也较长。需经常检查钢丝绳磨损情况、卡扣松紧程度、转向装置是否灵活，以免突然掉钻；

冲击桩机：冲击钻头磨损较快，每天均需检修补焊；遇地层不均匀，特别是岩溶地区容易出现卡锤、掉锤、斜孔等事故，维修耗时较长，但是维修成本较低。

（4）材料成本对比

冲击桩的混凝土充盈系数约为 1.03~1.05。混凝土充盈系数约为 1.2 以上，混凝土用量远多于旋挖桩。

（5）淤泥排放成本对比

旋挖桩：余泥量大约是理论方量的 1.3 倍左右，可降低运输成本且运输较为方便。

冲击桩：余泥量大约是理论方量的 1.8 倍左右，运输工程量增大且运输不便。

5 结语

通过各方面的对比分析发现，相对于冲孔桩机而言，旋挖机机动灵活，成孔速度快，施工精度高，环境污染少，适应的地层和施工条件范围广，在成本略增加的情况下，其成孔工效可大幅度增加，极大程度上满足了建筑对施工周期及施工质量上的要求。虽然旋挖桩在设备上的一次性投入较大，但是在质量、效率以及整体费用上考虑仍然是较为理想的施工工艺，能够从根本上保证经济效益及施工质量。

参考文献：

- [1] 张威, 曹汝义. 多种钻孔工艺在基坑支护桩中的应用[J]. 山西建筑, 2012(7): 85-86.
- [2] 赵金祥. 浅析旋挖桩机施工的优缺点[J]. 西部探矿工程, 2010(4): 104-105.

PHC 管桩桩端注浆器的研究与应用

李孝杰¹, 葛忻声², 于海峰²

(1. 西安宇达建设工程有限公司, 陕西 西安 710082;
2. 太原理工大学建筑与土木工程学院, 山西 太原 030024)

摘要: PHC 管桩桩端注浆器由钢结构制作, 安装于 PHC 管桩底端, 静力沉桩后即可进行高压注浆。通过高压注浆在 PHC 管桩端部形成水泥土扩大头, 与此同时也在桩端施加了全方位的预应力, 从而使水泥扩大头与周围地基能够紧密结合, 这样扩大头就能承担较大的端阻力和侧阻力, 极大地提高了 PHC 管桩的承载力。本文深入研究了 PHC 管桩注浆器的设计原理, 并通过工程实例证明了 PHC 管桩注浆器后注浆工艺良好的应用效果和具大的经济效益。

关键词: PHC 管桩; 桩端注浆器; 水泥土扩大头; 单桩承载力

0 引言

PHC 管桩注浆器后注浆工艺是钻孔沉管后注浆工艺的改进和升级。钻孔沉管后注浆工艺是在 PHC 管桩沉桩后, 通过管腔下钻在桩底部以下成孔, 然后下沉注浆管, 封孔并凝固后进行高压注浆。此工艺在首创国际学园项目上得到了实际应用, 并取得了良好的效果。采用钢质桩端注浆器, 可以在沉桩前安装于 PHC 管桩底端, 随桩植入后即可进行高压注浆。工艺更加简单易行, 质量更加可靠, 速度更加快捷, 费用进一步降低。

1 PHC 管桩桩端注浆器构造及原理

1.1 注浆器构造

注浆器由桶体、加劲肋板、护孔耳托板、底板、顶板、注浆管接头短管以及桶内石子组成, 见图 1。

桶体是注浆器的核心主体, 桶体上分布有若干注浆孔。桶体的作用是承担沉桩过程中的压力和注浆后传递扩大头所承担的阻力。桶体必须满足强度、整体稳定性和局部稳定性的要求, 一旦桶体失稳或爆裂会导致无法沉桩。

加劲肋的作用是与桶体共同承担沉桩过程中的压力和注浆完成后传递扩大头所承担的端阻力和侧阻力, 同时改善桶体的局部稳定性, 其本身也必须满足强度和稳定性的要求。

护孔耳托板的作用主要是减少注浆孔周围的土压力, 有利于注浆时能顺利打开注浆液, 同时可以改善加劲肋的局部稳定性。

底板的作用是传递施工荷载和使用荷载, 和护孔板一样也有减少注浆孔周围土压力的作用, 有利于注浆孔浆液的打开。底板必须满足吊装和沉桩过程中强度和刚度的要求, 同时必须满足与桶体垂直度的要求, 因为底板倾斜度会改变其法向应力的方向而导致沉桩失败。

顶板的作用是传递施工荷载和使用荷载, 顶板必须满足吊装和沉桩过程中强度和刚度的要求, 同时必须满足平整度的要求。顶板太薄或焊缝引起的变形都不能保证顶板与桩底法兰的焊缝质量和密封性, 最终导致无法注浆。

注浆管接头短管的作用是与注浆管连接, 必须满足施工过程中的强度和刚度要求, 特别强调的是短管与顶板焊缝的密封性, 不能保证其密封性会导致注浆失败。

桶内石子的作用是完成注浆后与桶体及水泥浆形成高强度的类钢混凝土体, 必须选择较大的相同粒径的石子, 以便能有效传递浆液的压力和保证良好的渗透性, 级配好的石子反而会影响注浆效果。

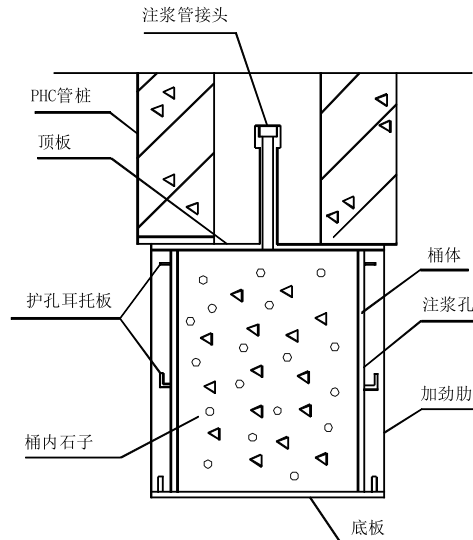


图1 注浆器构造

2 工程实例

2.1 项目概况

山西省晋中市首创国际学园项目, 由晋中科创新城房地产开发有限公司开发, 位于晋中市西北, 紧邻山西新建的大学城。该地区抗震设防烈度为8度, 设计基本地震加速度为0.20 g, 设计地震分组为第二组。拟建场地类别为III类, I级轻微湿陷。自上而下土层情况如下:

第①层: 素填土 (Q_{42ml}), 以粉土为主, 稍湿, 松散, 欠固结状, 极限侧阻力标准值32 kPa, 该层平均1.22 m; 层底埋深平均1.22 m。

第②层：黄土状粉土（ $Q_{41al+pl}$ ），湿，稍密，具湿陷性，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 45 kPa，该层层厚 3.88 m。

第②₁层：粉细砂（ $Q_{41al+pl}$ ）湿，稍密，层厚平均 1.96 m。

第③层：粉土（ Q_{3al+pl} ）湿，稍密，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 45 kPa。

第③₁层：含砂粉土（ Q_{3al+pl} ）具中等压缩性，极限侧阻力标准值，62 kPa，层厚平均 3.11 m；

第④层：含砾粉土（ Q_{3al+pl} ）湿，中~密实，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 64 kPa，极限端阻力标准值 1800 kPa，层厚 9.21 m。

第④₁层：粉土（ Q_{3al+pl} ）很湿，中密，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 45 kPa，层厚平均 2.16 m；

第④₂层：粗砾砂（ Q_{3al+pl} ）湿，稍密，极限侧阻力标准值 74 kPa。该层为第④层含砾粉土透镜体层，仅见于个别钻孔，层厚平均 2.10 m。

第⑤层：粉土（ Q_{3al+pl} ）湿，中~密实，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 65 kPa，极限端阻力标准值 1800 kPa。该层层厚平均 5.33 m。

第⑤₁层：粗砾砂（ Q_{3al+pl} ）湿，密实，实测标贯试验锤击数 N 值为 34.0 击。该层为第⑤层粉土透镜体层，仅见于个别钻孔。

第⑥层：粉质黏土（ Q_{2al+pl} ）可塑，具中等压缩性。极限侧阻力标准值 72 kPa，极限端阻力标准值 2000 kPa。该层层厚平均 13.42 m；

以下各层略。

首创国际学园 C 区二期 1~5 号楼采用 CFG 桩加灰土挤密桩复合地基，6 号楼、9 号楼、10 号楼采用 PHC 桩桩端注浆器后注浆工艺，7 号楼、8 号楼采用灌注桩后注浆工艺。理论设计采用不做后注浆 PHC 管桩。

2.2 桩基检测

2.2.1 单桩承载力结果及评价

6 号楼、9 号楼、10 号楼采用桩端注浆器后注浆，后注浆纯水泥用量（P·O52.5 R）2 吨，分别在沉桩后 15 天和 27 天后进行检测，根据设计要求单桩承载力特征 2313 kN，每级 465 kN，采用慢速维持荷载法，逐级加满十级后，再按每级 235 kN 继续加载，若加满 5400 kN 仍未达到极限破坏状态，就不再加载。检测结果以 6 号楼为例如下：

表 1 6 号楼 61 号桩静载检测结果

内容	逐级加载									
荷载/kN	0	925	1387	1850	2313	2775	3238	3700	4163	4626
本级沉降/mm	0.00	0.60	0.39	0.84	0.88	1.11	1.01	1.12	1.15	1.41
累计沉降/mm	0.00	0.60	0.99	1.83	2.71	3.82	4.83	5.95	7.10	8.51

注：测试日期：2017-02-06，桩长：26 m，桩径：500 mm。

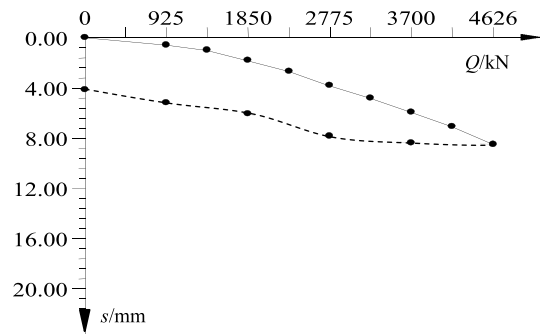


图 2 6 号楼 61 号桩 Q - s 曲线

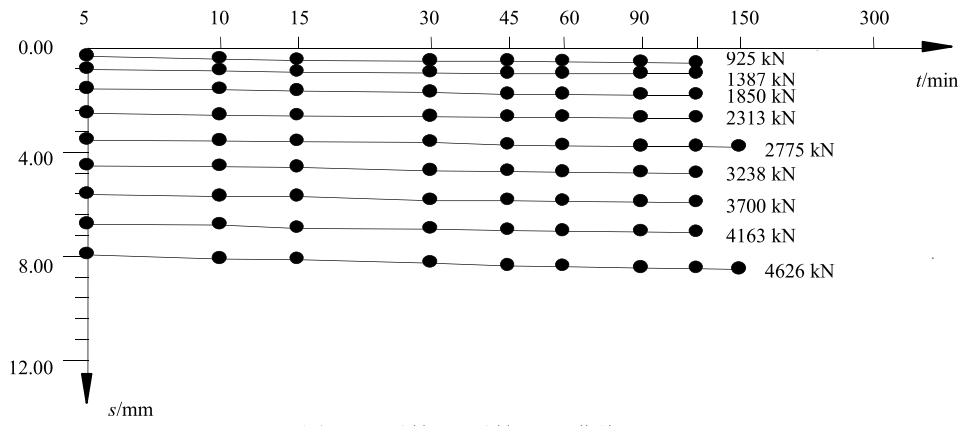


图 3 6 号楼 61 号桩 s - lgt 曲线



图 4 6 号楼 61 号桩 s - lgQ 曲线

表2 6号楼118号桩静载检测结果

内容	逐级加载									
荷载/kN	0	925	1387	1850	2313	2775	3238	3700	4163	4626
本级沉降/mm	0.00	1.32	0.83	0.87	1.02	1.24	1.17	1.26	1.65	3.41
累计沉降/mm	0.00	1.32	2.15	3.02	4.04	5.28	6.45	7.71	9.36	12.77

注：测试日期：2017-02-08，桩长：26 m，桩径：500 mm。

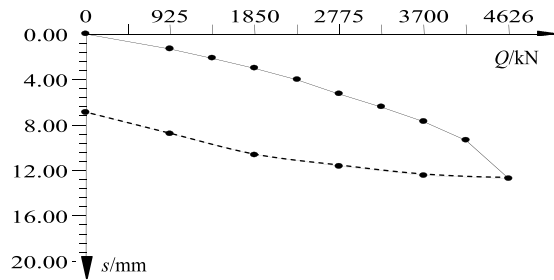


图5 6号楼118号桩 Q-s 曲线

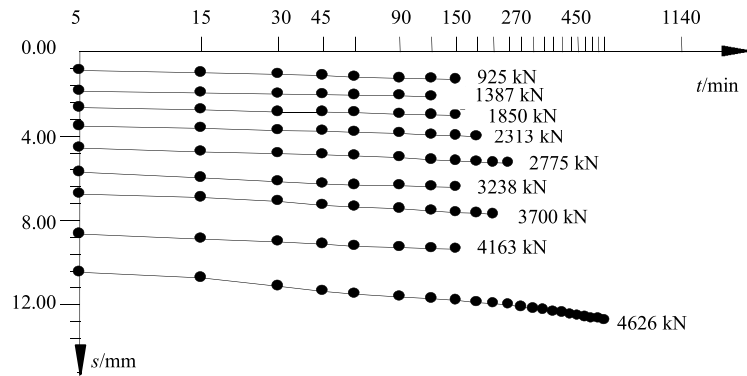


图6 6号楼118号桩 s-lgt 曲线

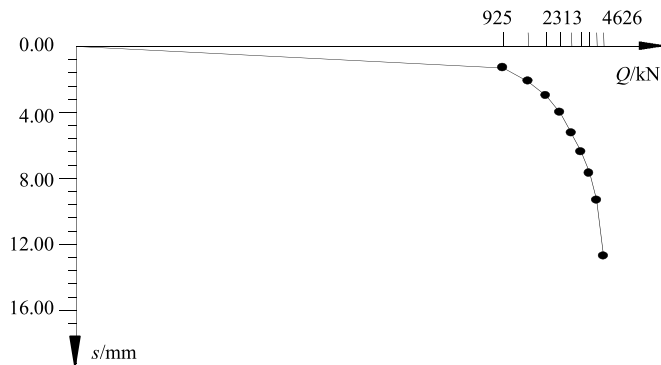


图7 6号楼118号桩 s-lgQ 曲线

表 3 6 号楼 160 号桩静载检测结果

内容	逐级加载									
荷载/kN	0	925	1387	1850	2313	2775	3238	3700	4163	4626
本级沉降/mm	0.00	0.57	0.50	0.41	0.43	0.34	0.31	0.34	0.38	0.44
累计沉降/mm	0.00	0.57	1.07	1.48	1.91	2.25	2.56	2.90	3.28	3.72

注: 测试日期: 2017-02-08, 桩长: 26 m, 桩径: 500 mm。

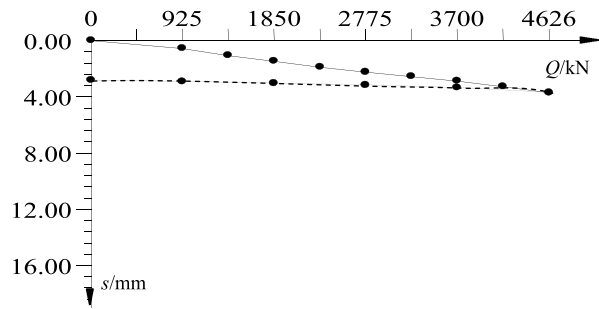


图 8 6 号楼 160 号桩 Q-s 曲线

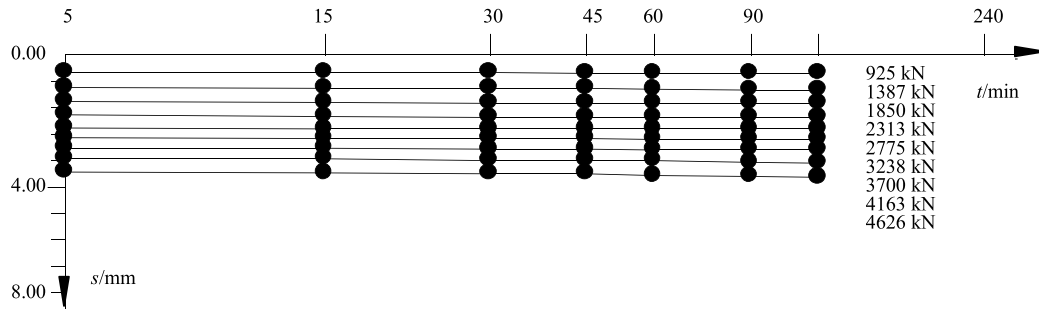


图 9 6 号楼 160 号桩 s-lgt 曲线



图 10 6 号楼 160 号桩 s-lgQ 曲线

工程桩检测结果, 3根桩全部满足设计要求, 但没有一根桩达到极限破坏状态, 说明单桩承载力极限值仍有一定空间。

3 经济效益对比分析

单位承载力特征值造价和单位建筑面积造价是两个重要的经济指标, 单位建筑面积造价除了受单位承载力特征值造价的影响之外, 还受单位建筑面积承载力特征值的影响, 而单位建筑面积承载力特征值因不同的设计人保守程度不一致而取值上略有不同。

表4 各桩型经济指标汇总对比

序号	桩基方案	单位建筑面积承载力特征值 /kN/m ²	单位承载力 造价/元/m ²	单位建筑面积造价 /元/m ²	桩基参数
1	桩端注浆器后注浆	22.05	2.70	59.57	6号、9号、10号楼(墙下布桩), 桩长26m, PHC500×125AB桩
2	不做后注浆PHC管桩	22.05	3.35	73.87	桩长45m(墙下布桩, 原设计)
3	CFG桩加灰土挤注桩	21.39		约100	1~5号楼CFG桩长21m, 桩径400mm, 桩间距1.2m(复合地基)
4	灌注桩后注浆	22.05	5.65	124.58	7号楼、8号楼桩长32.5m, 桩径800mm(墙下布桩)

从表4可以看出, 桩端注浆器后注浆比不做后注浆PHC桩节约造价约20%, 比CFG桩加灰土挤密桩节约造价约40%, 比灌注桩后注浆节约造价约52%, 实际由于刚开始采取桩端注浆器后注浆工艺, 设计参数仍有一定程度的保留, 从检测数据看最大沉降15mm, 可见其经济性还有一定的提升空间。随着实际工程案例的增加和经验数据的积累, 逐渐总结出更加合理的参数, 其优越性会越来越高。

4 结语

通过对PHC管桩的构造的介绍以及工程实例, 可以得知, PHC管桩单桩承载力高, 桩身混凝土强度高, 可打入密实的砂层和强风化岩层, 由于挤压作用, 桩端承载力可比原状土质提高70%~80%, 桩侧摩阻力提高20%~40%。

PHC管桩后注浆的效果是十分明显的, 2.70元/kN甚至更低的单位承载力造价指标是其它桩型很难达到的, 沉降更小, 安全性更高, 施工效率更好, 施工现场环境污染和噪音要比灌注桩和CFG桩都好, 而且由于预制率高完全符合国家产业化政策, 值得关注和深入研究。

参考文献:

- [1] 赵平, 徐峰. PHC管桩在湿陷性黄土中的应用[J]. 煤田地质与勘探, 2014, 42(5): 67-71.

- [2] 郑刚, 张天奇, 李庆钢, 康谷贻, 张楠, 张雁, 岳彩华. 考虑剪跨比及截桩填芯影响的PHC管桩抗剪承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(7): 97-109.
- [3] 沈勤, 崔旭旺. PHC管桩静压法施工技术及问题处理[J]. 施工技术, 2015, 44(13): 26-29.
- [4] 施峰, 郝世龙. PHC管桩水平承载力试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(S2): 617-622.
- [5] 张伟, 贺武斌, 郭昭胜, 白晓红. 劲性填芯PHC管桩与承台连接节点抗弯试验研究[J]. 施工技术, 2014, 43(13): 34-37+41.
- [6] 中国建筑科学研究院. JGJ94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.



中国土木工程学会第十三届全国土力学及岩土工程学术大会 (2019年7月, 天津)(第1号通知)

会议介绍

四年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议之一。第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将于2019年7月在天津召开。第十三届学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题,对我国近年来土力学与岩土工程领域的最新研究进展进行广泛的学术交流。

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会

承办单位: 天津大学; 天津城建大学; 天津建筑学会岩土力学与地下工程专业委员会

征文内容: 岩土的基本性质与本构关系; 岩土工程勘察、测试与评价技术; 基础工程与地基处理; 地下工程及深基坑工程; 岩土工程数值仿真与信息化技术; 土动力学与岩土地震工程; 特殊土与边坡工程; 环境岩土工程; 岩土工程中的新技术与新材料; 地质灾害预警与防治; 重大岩土工程实录; 岩土工程机械设备与施工技术。

重要日期:

2018年7月31日: 接受论文全文投稿;

2018年11月30日: 提交论文全文截止;

2019年1月31日: 通知论文是否录用;

2019年2月28日: 提交修改后论文;

2019年3月30日: 全文移交出版印刷; 2019年7月: 会议召开。

会议展览: 会议期间举办岩土工程仪器设备、机械与施工技术展览,并设立专场技术研讨会。热忱欢迎相关单位踊跃报名参加技术展览。

联系方式:

联系人: 雷华阳 13512418728; 刘畅 13821202109; 程雪松 13821807355; 张雪莲 13011392385

地址: 天津市津南区海河教育园雅观路135号天津大学北洋园校区第43教学楼建工学院土木工程系;

邮编: 300350; E-mail: cismge2019@163.com; 电话: 022-27400843

钻孔灌注桩桩底压浆施工技术

陆霖

(唐山公路建设总公司, 河北 唐山 063000)

摘要: 为了增加端承力的安全度、减小桩体沉降量, 采用桩底压浆工艺。本文简述了桩底压浆的工作原理、方法及施工工艺。

关键词: 桩底; 注浆; 施工技术

1 桩底压浆的原理

后压浆技术是指钻孔灌注桩成桩后, 利用压力作用, 通过注浆管把一些固化的浆液对桩底、桩侧土层施压注浆。浆液以填充、渗透、挤密等方式排走土颗粒间的水份和空气, 并占其位置; 经过一定时间后, 把原来松散的土粒或裂缝胶结成为具有一定强度的“结石体”, 目的是改善桩底、桩侧土层的物理力学性能和桩土作用性状, 消除桩底沉渣隐患, 进一步提高桩的承载力及减少桩的沉降量。

2 桩底压浆的作用

(1) 改善了桩与桩底及桩周土体的咬合性能。普通钻孔灌注桩取出的过程正是桩周及桩底土体应力释放的过程。这一工序, 降低了桩与土体的摩阻力和端承力; 导致桩基承载力降低、沉降量大, 桩底压浆后, 浆液挤压桩周土体, 使土体受到挤密, 即桩体受到很大的握裹力, 使桩侧摩阻力增大, 同时也使桩周土层应力释放得以恢复, 从而大大改善桩与土体的咬合性能。

(2) 桩周泥皮及缝隙得到处理。施工时采用泥浆护壁工艺, 在桩与桩周土之间不可避免存在着一层泥皮并有缝隙。这样大大减小了桩与桩周土体的摩擦力。如采用桩底压浆技术, 浆液由桩底进入桩周裂缝, 使桩周泥皮得到预压处理, 增大桩与桩周土之间的摩擦系数, 提高了桩的承载力, 同时能有效地清理桩底沉渣或对其进行挤密加固处理。

(3) 对持力层起到加固的作用。桩底的压浆, 浆液沿持力层的孔隙, 由桩底向周围辐射, 挤走孔隙中的水分, 使桩基直立在由浆液贯通而形成一体的坚固“结石体”上, 因此加固了持力层。据有关试验资料对比表明: 压浆后桩承载力大幅度提高, 且离散性远小于不压浆的桩, 桩的沉降量减小许多, 钻孔灌注桩的力学性能有了较大的改善。

3 工程实例

收稿日期: 2018 年 11 月

某大桥为主跨 310 m 半漂浮体系斜拉桥, 21 号墩主塔为“钻石”形, 塔高 164.798 m, 基础为 $\Phi 1.5$ m, 桩长 70 m 的钻孔灌注桩, 梅花形布置, 共计 100 根。桩底处于粉土、粉细砂, 为了增加端承力的安全度、减小桩体沉降量, 对桩尖进行压浆处理。21 号墩桩位图见图 1。

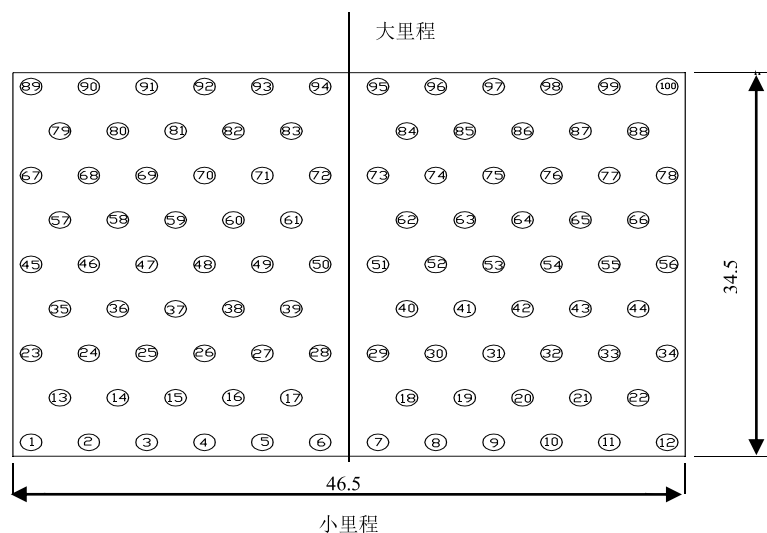


图 1 21 号墩桩位图

3.1 桩底压浆技术指标

浆液水灰比 0.5~0.7, 水泥采用 PO. 42.5 普硅水泥, 外掺膨润土(5%)、U 型膨胀剂(2%)和特效减水剂(0.6), 水泥浆 7 天强度不小于 7 MPa, 初凝时间 3~4 小时, 稠度 17~18 s; 桩端压浆终止压力 5 MPa 以上; 持荷时间 5 min; 压浆流量不宜超过 75 L/min; 压浆量 $G=a \times D$, G 为单桩压浆量, t ; a 为压浆系数, 取 2.1; D 为桩直径, m 。

3.2 注浆要求

注浆实行压浆量与压力双控, 以压浆量(水泥用量)控制为主。单桩注浆量为 3.2 t, 控制压力 4~5 MPa, 如注浆压力大于 5 MPa 并持续 5 分钟以上, 水泥压浆量满足 80%, 也可终止压浆。

3.3 施工工艺

①压浆管路构造

根据灌注桩成孔设备工艺特点, 选择锥形 U 形管和水平 U 形管, 声测管兼做压浆管。锥形 U 形管下端设置 70 cm 的锥体, 锥体和直管下 40 cm 区域内钻梅花孔洞, 水平 U 形管水平管和直管下 40 cm 区域内钻梅花孔洞, 孔洞直径 3 mm, 间距 3 cm, 用图钉覆盖压浆孔, 外用橡胶带包扎, 外层用塑料带包裹, 结构类似单向阀, 压浆管路构造见图 2。

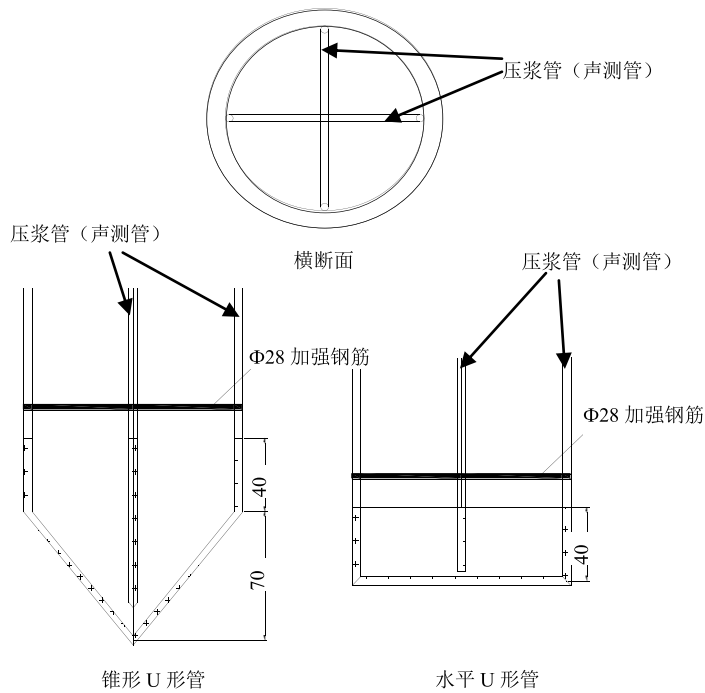


图2 压浆管路构造

②施工工艺流程图如下：

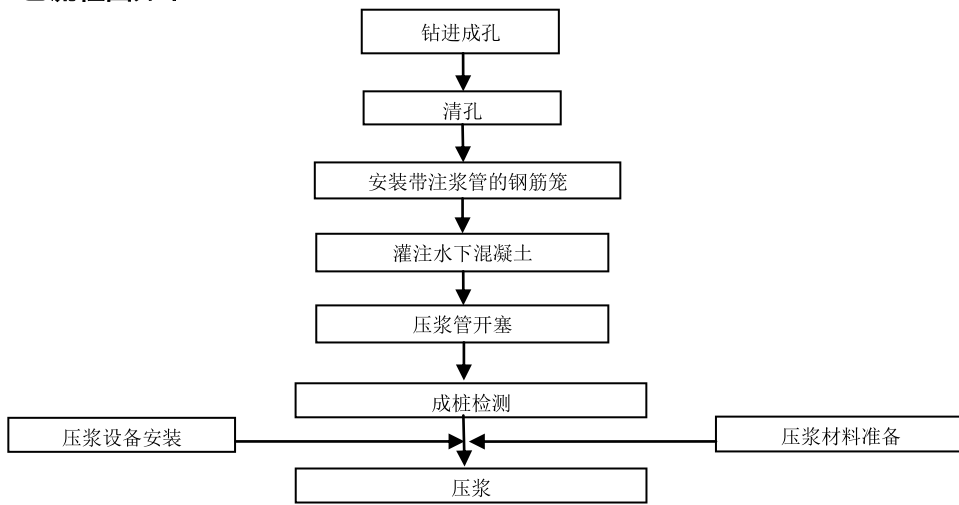


图3 桩底压浆工艺流程

桩基成孔（注意控制好成孔孔底标高，防止堵塞桩底压浆孔）、安装钢筋笼及浇筑混凝土按正常工艺施工。

③压浆管开塞

在灌注桩混凝土浇筑完成 24~48 小时后,注浆管内由压浆泵压入清水,将桩底压浆孔冲开,以后每天打开压浆管进行注水 1 次,每次 10~15 分钟,防止压浆管堵塞。每次注水结束前先关闭闸阀,防止水倒流产生管路堵塞和促使水化热消散。

④桩身检测

桩身达到检测要求后,进行桩身检测,检测合格后进行桩底压浆。

⑤浆液配置

严格按照配合比要求配置浆液,浆液水灰比 0.5~0.7,水泥采用 PO.42.5 普硅水泥,外掺膨润土(5%)、U 型膨胀剂(2%)和特效减水剂(0.6),检测浆液稠度并留置试验试件。

⑥压浆

根据压浆设计量平均分配到两个 U 形管路,每个回路分两个循环压浆,第一循环:每个 U 形管回路压入各回路设计量的 50%,间隔 1~3 小时(水泥初凝时间 3~4 小时)。压浆过程中压浆压力控制在 5 MPa 以下。

根据单桩设计压浆量和压浆压力判断压浆结束,终止注浆关闭屏浆,根据压力表判断屏浆压力消失时,表明浆液固结,可拆除压浆装置,压浆完毕。



图 4 现场施工图

4 质量保证措施

为保证质量,采取如下措施:

- (1) 单向阀必须下放至孔底;
- (2) 压浆用水必须清洁无污染,符合基础结构设计要求;
- (3) 浆液配置后需充分搅拌,搅拌时间不小于 3 分钟;
- (4) 压浆过程中,必须严格按设计要求压浆。若中途发生地面冒浆现象,应立即停管并调查原因;
- (5) 压浆用水泥必须搭设专用水泥仓库,便于核查注入量;
- (6) 工程桩压浆原则上钻孔灌注桩必须达到 75%的设计强度以上方可进行。

5 结语

通过对该大桥主塔群桩基础后压浆工艺,运用 U 形循环闭合压浆后,经超声波检测和承载力试验检测结果,并与设计参数对比,取得了明显的效果,为设计的进一步发展,提供了有力依据。桩底压浆法可以克服普通钻孔桩因桩底沉渣削弱钻孔桩承载力的缺陷,使钻孔桩的承载力成倍提高,也可以减少钻桩桩顶沉降量,同时可提高桩侧的摩阻力,既满足设计要求,又解决传统钻孔灌注桩的施工不足之处,具有施工工艺简单、承载力高、沉降小、效果明显、投资小、造价低等优点,它的推广应用将成为解决传统钻孔桩沉渣过厚,提高桩基承载力的一种方法,具有良好的社会效益和经济效益,值得推广应用。

参考文献:

- [1] 洪光. 桥涵基础施工[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1981.
- [2] 秦惠明, 叶正清. 深基础施工实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.

软土地基深井桩基工程中的旋挖钻孔灌注桩施工

韩巧莉

(陕西铜川房地产开发有限责任公司, 陕西 铜川 727000)

摘要: 旋挖钻孔灌注桩具有工作效率高、污染少、施工质量高的优势, 在软土地基深井桩基工程中得到了较好的应用。文章在分析软土地质特点和旋挖钻孔灌注桩特点的基础上, 结合实例探讨了软土地基深井桩基工程中的旋挖钻孔灌注桩施工, 实践证明在软土地基中应用旋挖钻孔灌注桩施工是完全可行的。

关键词: 旋挖钻孔; 灌注桩; 施工

0 引言

随着我国社会经济的发展, 我国基础设施建设力度不断加强, 不仅对建筑、公路交通等施工提出了质量、效率、造价方面的更高要求, 也面临着软土地基施工等复杂地质条件的挑战。虽然旋挖钻孔灌注桩具有诸多优势, 然而目前应用旋挖钻孔灌注桩技术还具有一定的局限性, 制约了该技术应用的范围和实际施工的质量、效率和造价。

1 软土地质和旋挖钻孔灌注桩的特点

软土地基由淤泥及淤泥质土等构成, 承载力较低, 主要分布在我国沿海地区和内陆湖区、冲积平原区, 其工程特性为压缩性高、含水量高、渗透性小以及抗剪强度低等。因此, 在软土地基上施工对施工技术的要求较高, 必须采取积极有效的措施来保证施工质量, 以免出现安全或质量事故。

旋挖钻孔灌注桩技术和其它技术相比, 由于钻进速度能达到 6 m/h, 成孔速度更快; 能进行干孔和水中作业, 并且孔内沉渣量较小; 机械化程度比较高, 通过电脑定位和显示, 能够有效控制施工作业, 保证成孔质量; 适应环境的能力比较强, 作业时噪声低, 并且不会产生泥浆或粉尘污染。^[1]

2 旋转钻孔灌注桩施工实例

2.1 工程概况

某软土地基深井桩基工程的地面标高是+3.60 m, 深井地基基础选用 120 根钻孔灌注桩, 成桩深度为 57 m, 施工孔径为 0.8 m。地质情况为软土土层: 首先为填土, 平均厚度在 2.56 m 左右, 然后是粉土, 平均厚度在 1.40 m 左右, 再然后依次是淤泥质粉质黏土、粉土、粉砂、淤泥质粉质粘土夹粉土薄层、粉砂夹粉质黏土薄层、粉砂、粉细砂、细中砂、中粗砂, 平均厚度分别为 2.37 m、0.90 m、3.28 m、4.05 m、4.96 m、8.00 m、8.20 m、8.87 m、10.50 m。

2.2 施工方案

本工程选用三一重工 SR220C 系列旋挖钻机施工工艺选择间隔旋挖成孔, 在施工现场制作钢筋笼, 并在桩孔口将其焊接下笼安装。为控制标高并确保加固效果, 在桩孔口设置定位筋。在成孔后清孔, 并在灌注前二次清孔, 采用水下商品混凝土导管法浇灌成桩。

3 旋转钻孔灌注桩施工技术

在软土深井桩基工程中, 旋转钻孔灌注桩施工需要结合工程实际, 做好水文地质勘察工作, 在施工过程中需要做好监察工作, 以及时发现并解决潜存的问题。具体来讲, 旋转钻孔灌注桩施工技术包括以下内容:

在钻具选择方面, 合理选择钻具能够减少能源和钻具的消耗, 提高成孔质量和成孔速度, 钻具通常有旋挖钻斗、短螺旋钻头、岩石筒钻三类, 根据本工程情况选择旋挖钻斗, 该钻具适用于软土土层的钻进, 还能够钻孔清渣。另外, 根据地质情况可以指定合适的斗齿焊接角度, 本工程选择用高强、高耐磨的合金 Mn 板制作筒体、底板的钻斗, 并将切削具做成子弹头截齿、混合斗齿与截齿、旋转斗齿等形式。^[2]

在护筒埋设方面, 由于本工程在软土土层上施工, 桩大且深, 地下水位 1 m 左右, 为满足工程需要特制长达 12 m、内径 0.9 m、壁厚 1 cm 的护筒, 在土坑开挖之前需要护筒工用线绳进行标志设定再撒灰定圆。为满足护筒固正需要, 土坑半径需要大于护筒筒径 150 mm。土坑开挖过程中需要保持坑壁没有过大凹凸, 有废弃管线通道应使用黏性土封堵, 以免成孔时跑浆。另外, 护筒底口埋土应高于 0.5 m, 埋设前需要在筒顶扣上十字钢筋环架, 利用复位测量标志对桩位偏差进行调整, 将平面偏差控制在 20 mm 之下。在护筒定位后, 需要用黏性土将护筒周边回填夯实, 并测量筒顶标高, 详细做好记录。^[3]

在成孔施工方面, 需要保证旋挖机就位基础稳固、平整, 旋挖机就位后需要施工员核准, 将其作为控制成孔深度的依据。钻具需要保证连接可靠, 并确保同心度和垂直度, 钻头应具备保径装置。开钻前, 需要由班长对钻具情况进行仔细、全面的检查, 及时修复或是撤换不合格的器件。开孔时, 操作工在钻进初始应密切注意泵量控制, 保持垂直、匀速钻进, 在主动钻杆完全入孔之后逐渐加大钻压并加快钻速。在钻进时应根据实际的地质情况随时控制进尺速度, 适当加快或减慢钻进速度。通过实践证明, 0.8 m 桩径应将升降速度控制在 0.75 ~0.85 m/s 之间, 过快容易导致泥浆高速运动使孔壁被破坏而引起坍塌。^[4]

在泥浆制备方面, 需要根据工程情况控制泥浆指标, 通过操作感、动静、现象来了解孔内情况, 如果出现钻不进尺、孔口塌陷等现象需要立刻停钻, 在查明故障并予以解决后再继续施工。另外, 必须建立沉淀池来沉淀泥浆, 并根据需要添加泥浆。

在清孔方面, 需要在桩孔终孔后泵入新泥浆, 维持 30 分钟以上的正循环, 直到泛出的泥浆手捻没有块渣感并且孔深、钻深误差在 30 cm 之内。二次清孔要达到泥浆密度不大于 1.25、黏度在 20"到 24"之间、沉渣厚度不大于 10 cm。

在钢筋笼安装方面, 首先要严格保证钢筋笼制作质量, 在安装入孔时需要保持垂直、徐徐轻放, 避免碰撞孔壁, 遇阻时需要查明原因后采取相应措施而不能强行下放或是晃动。

在水下混凝土灌注方面, 需要保持导管严密、混凝土拌合均匀、实行连续作业, 并安排专人记录, 确保灌注桩标高高于设计值 0.5~1 m 左右。

4 总结

在软土地基深井桩基工程中, 应用旋挖钻进灌注桩需要对回填土精心夯实, 根据地质水文情况调整钻进速度以及泥浆密度, 在不良地层需要有预控措施。只有选用科学的施工工艺, 采取系统的管理模式, 才能保证灌注桩施工的质量和效率, 有效控制工程造价。

参考文献

- [1] 张川, 邵本科, 田元. 旋挖钻孔灌注桩在桩基工程中的应用和改进[J]. 科技创新导报, 2011(5): 85-86.
- [2] 彭宏胜. 在复杂地质条件下旋挖钻孔灌注桩的施工技术要点[J]. 中国新技术新产品, 2011(17):101-102.
- [3] 闵培雄, 王鑫, 刘桂荣. 旋挖钻孔灌注桩在软土地基中的应用[J]. 建筑施工, 2008(1): 53-55.
- [4] 张立志. 软土地基的处理[J]. 山西建筑, 2010(10): 86-87.

基坑土方开挖的施工工艺与注意事项

张东

(福建宏业建设监理有限公司, 福建 漳州 363000)

摘要: 介绍了基坑土方开挖的两种施工工艺, 并分别对其施工要点、适用条件进行了分析, 最后对基坑土方开挖的相关注意事项进行了总结。

关键词: 基坑土方开挖; 工艺

0 引言

建筑施工中, 基坑土方的开挖是十分重要的基础性工作。在开挖的过程中一般有两种情况: 一是无支护结构基坑的放坡开挖, 二是有支护结构基坑的开挖。充分把握其施工要点与适用条件, 对于确保工程质量与安全有着极其重要的意义。

1 无支护结构基坑放坡开挖工艺

采用放坡开挖时, 一般基坑深度较浅, 挖土机可以一次开挖至设计标高, 所以在地下水位高的地区, 软土基坑采用反铲挖土机配合运土汽车在地面作业。如果地下水位较低, 坑底坚硬, 也可以让运土汽车下坑, 配合正铲挖土机在坑底作业。当开挖基坑深度超过 4 m 时, 若土质较好, 地下水位较低, 场地允许, 有条件放坡时, 边坡宜设置阶梯平台, 分阶段、分层开挖, 每级平台宽度不宜小于 1.5 m。

在采用放坡开挖时, 要求基坑边坡在施工期间保持稳定。基坑边坡坡度应根据土质、基坑深度、开挖方法、留置时间、边坡荷载、排水情况及场地大小确定。放坡开挖应有降低坑内水位和防止坑外水倒灌的措施。若土质较差且基坑施工时间较长, 边坡坡面可采用钢丝网喷浆进行护坡, 以保持基坑边坡稳定。

放坡开挖基坑内作业面大, 方便挖土机械作业, 施工程序简单, 经济效益好。但在城市密集地区施工, 条件往往不允许采用这种开挖方式。

2 支护结构基坑的开挖工艺

支护结构基坑的开挖按其坑壁结构可分为直立壁无支撑开挖、直立壁内支撑开挖和直立壁拉锚(或土钉、土锚杆)开挖。有支护结构基坑开挖的顺序、方法必须与设计工况相

一致,并遵循“开槽支撑,先撑后挖,分层开挖,严禁超挖”和“分层、分段、对称、限时”的原则。

2.1 直立壁无支撑开挖工艺

这是一种重力式坝体结构,一般采用水泥土搅拌桩作坝体材料,也可采用粉喷桩等复合桩体作坝体。重力式坝体既挡土又止水,给坑内创造宽敞的施工空间和可降水的施工环境。

基坑深度一般在5~6 m,故可采用反铲挖土机配合运土汽车在地面作业。由于采用止水重力坝的基坑,地下水位一般都比较,因此很少使用正铲下坑挖土作业。

2.2 直立壁内支撑开挖工艺

在基坑深度大、地下水位高、周围地质和环境又不允许做拉锚和土钉、土锚杆的情况下,一般采用直立壁内支撑开挖形式。基坑采用内支撑,能有效控制侧壁的位移,具有较高安全度,但减小了施工机械的作业面,影响挖土机械、运土汽车的效率,增加施工难度。

采用直立壁内支撑的基坑,深度一般较大,超过挖土机的挖掘深度,需分层开挖。在施工过程中,土方开挖和支撑施工需交叉进行。内支撑是随着土方的分层、分区开挖,形成支撑施工工作面,然后施工内支撑,结束后待内支撑达到一定强度以后进行下一层(区)土方的开挖,形成下一道内支撑施工工作面,重复施工,从而逐步形成支护结构体系。所以,基坑土方开挖必须和支撑施工密切配合,根据支护结构设计的工况,先确定土方分层、分区开挖的范围,然后分层、分区开挖基坑土方。在确定基坑土方分层、分区开挖范围时,还应考虑土体的时空效应、支撑施工的时间、机械作业面的要求等。

当有较密内支撑或为了严格限制支护结构的位移,常采用盆式开挖顺序,即在尽量多挖去基坑下层中心区域的土方后,架设十字对撑式钢管支撑并施加预紧力,或在挖去本层中心区域土方后,浇筑钢筋混凝土支撑,并逐个区域挖去周边土方,逐步形成对围护壁的支撑。这时使用的机械一般为反铲和抓铲挖土机。必要时,还可对挡墙内侧四周的土体进行加固,以提高内侧土体的被动土压力,满足控制挡墙变形的要求。

2.3 直立壁土钉开挖

当周围的环境和地质可以允许进行拉锚或采用土钉和土层锚杆时,应选用此方式,因为直壁拉锚开挖使坑内的施工空间宽敞,挖土机械效率较高。在土方施工中,需进行分层、分区段开挖,穿插进行土钉(或土锚杆)施工。土方分层、分区段开挖的范围应和土钉(或土锚杆)的设置位置一致,满足土钉(土锚杆)施工机械的要求,同时也要满足土体稳定性的要求。

3 基坑土方开挖中应注意的事项

3.1 支护结构与挖土应紧密配合

挖土与坑内支撑安装要密切配合,每次开挖深度不得超过将要加支撑位置以下500 mm,防止立柱及支撑失稳。每次挖土深度与所选用的施工机械有关。当采用分层分段开挖时,分层厚度不宜大于5 m,分段的长度不大于25 m,并应快挖快撑,时间不宜超过

1~2 d, 以充分利用土体结构的空问作用, 减少支护结构的变形。为防止地基一侧失去平衡而导致坑底涌土、边坡失稳、坍塌等情况, 深基坑挖土时应注意对称分层开挖的方法。另外, 如前所述, 土方开挖宜选用合适施工机械、开挖程序及开挖路线; 而且开挖中除设计允许, 挖土机械不得在支撑上作业或行走。

3.2 要重视打桩效应, 防止桩位移和倾斜

对一般先打桩、后挖土的工程, 如果打桩后紧接着开挖基坑, 由于开挖时地基卸土, 打桩时积聚的土体应力释放, 再加上挖土高差形成侧向推力, 土体易产生一定的水平位移, 使先打设的桩易产生水平位移和倾斜, 所以打桩后应有一段停歇时间, 待土体应力释放、重新固结后再开挖, 同时挖土要分层、对称, 尽量减少挖土时的压力差, 保证桩位正确。对于打预制桩的工程, 必须先打工程桩再施工支护结构, 否则也会由于打桩挤土效应, 引起支护结构位移变形。

3.3 注意减少坑边地面荷载, 防止开挖完的基坑暴露时间过长

基坑开挖过程中, 不宜在坑边堆置弃土、材料和工具设备等, 尽量减轻地面荷载, 严禁超载。基坑开挖完成后, 应立即验槽, 并及时浇筑混凝土垫层, 封闭基坑, 防止暴露时间过长。如发现基底土超挖, 应用素混凝土或砂石回填夯实, 不能用素土回填。若挖方后不能立即转入下道工序或雨期挖方时, 应在坑槽底标高上保留 15~30 cm 厚的土层不挖, 待下道工序开工前再挖掉。冬期挖方时, 每天下班前应挖一步 (30 cm 左右) 虚土或用草帘覆盖, 以防地基土受冻。

参考文献:

- [1] 梁军. 某商厦基坑土方开挖工程实践[J]. 山西建筑, 2005(9): 93-94.
- [2] 李天明. 浅谈基坑土方开挖施工技术[J]. 建材发展导向, 2011(2): 89-90.

基坑设计优化及实例分析

陈明

(广东省建筑设计研究院, 广东 广州 510010)

摘要: 基坑工程的设计和施工过程是工程难点, 在设计和施工过程中多方面综合对比优化是极为重要的。本论文结合具体工程实例, 详细介绍了施工中动态优化设计思路与方法, 可供类似工程参考。

关键词: 基坑; 设计; 优化; 实例; 分析

1 前言

基坑工程是集岩土工程和结构工程为一体的系统工程, 它的设计和施工过程一直是工程难点。优化是在考虑自身安全、周边环境安全、投资等方面的前提下进行的。因此在设计和施工过程中多方面综合对比优化是极为重要的。

2 工程实例

广州市某项目, 设计建造6栋56层住宅(高度约172.50 m), 1栋48层住宅(高度约150.00 m), 1栋30层公寓(高度约150.00 m), 1栋26层公寓(高度约131.80 m)。基坑分为两块, 北面地块约19800 m², 周长540 m, 南面地块约14500 m², 周长470 m, 基坑开挖深度均约8 m。基坑所处地理位置周边环境复杂, 位于工业大道西侧, 鹤洞桥以南, 珠江后航道以东, 与广州造船厂旧址隔江相望, 地下管线铺设错综复杂, 且土质含水量大, 压缩性高。

3 设计阶段优化

设计阶段的优化是深基坑设计中重要的一环, 虽然它只是根据前期的地质信息数据等相关信息进行方案的优化调整, 但合理的优化设计将直接减少施工动态优化设计的工作量, 规避风险, 控制施工成本。

本工程施工地带人口密集, 车流量高, 周围建筑物密集。本工程建筑物设置三层地下室, 基坑土方总量共约32.5万m³, 堆土面积共约11.2万m³, 基坑开挖前平整场地至绝对标高为12.00 m。为保证施工质量以及安全, 基坑支护采用“分级放坡+坡面挂网喷锚硬化, 局部区段采取土钉墙”的支护方案, 然后根据实际情况对有需要的局部位置进行调整。^[1]

4 施工动态优化设计

对深基坑进行优化设计,应用新的技术和手段进行深化,同时及时收集实验结果和施工中的反馈信息进行动态优化设计,快速调整纠偏。因为由于纠偏措施实施时,费时、费力,要求操作人员必须能随时判断孔内情况,对操作技工的要求较高。所以根据事实得到的反馈信息进行动态设计优化,使得施工操作方便可行,经济合理,便捷施工,同时避免工期延误,造成额外经济效益损失。

4.1 土钉墙优化施工设计

按设计分层分段施工,为配合土方开挖与喷锚施工同步进行,开挖深度满足钢花管及松木桩施工要求,不得超过相应钢花管及松木桩层距 0.5 m,沿基坑水平向不超过 50 m 为一施工段。在挖土过程中及时进行侧壁的修补,保证垂直度满足施工要求,同时此项工艺直接关系到面层喷射混凝土的质量和材料耗用量,因此要严格按照要求施工。但是由于土质变化大,部分区段边坡出现小范围坍塌,补救后自稳性能仍差,优化设计采用超前锚杆进行加固支护。同时,施工段改为 30 m 一段以保证边坡安全和稳定。对于局部土体已经剥落的位置,采用土袋填充,随后喷射混凝土封闭,在混凝土终凝后注浆填实。

在修好的坡面上及时绑扎网片固定在坡面的短钢筋上,上下左右根对根搭绑绑扎,两点焊接。钢筋网与土钉锚固装置要连接牢固,面层混凝土用混凝土喷射机施喷,压缩空气机施喷气压 2~5 kg/cm²,喷射混凝土发现钢筋产生晃动,故采用钢筋网片借助 L 字型锚头及压筋压焊在土钉端部形成一体,同时视实际情况增加焊接点的数量。并在优化施工后观测土体的变形和位移,在容许范围内,各个节点受力效果好,结构处于良好应力状态。

4.2 土方开挖技术优化措施

由于土质含水量大,自稳性能差,故设计机械挖土时,根据场地条件重新合理规划运土路线,同时根据现场条件及时划分整理地域,优化设计采用沟端开挖和分段沟端开挖相配合的方法,以沟端开挖为主,当开挖宽度大,挖掘机不能一次开挖,可采用分段沟端开挖法,挖掘机从沟端倒退,逐渐向后一挖,倾卸汽车可停置在沟侧,而且由于现场地形限制,汽车运土路线主要采用往复式路线运土,当运土通道全部修好后,可采用循环式路线的尽量采用循环式的运土路线。

当基坑开挖深度大于反铲挖掘机最大挖土深度,采用分层挖土法时,原设计分层挖土需开设汽车运土上下坡度或栈桥,宽度一般为 4 m,坡度根据分层深度及汽车性能,层深在 2 m 以内时,坡道坡度为 1:3~1:5;层深 5 m 以内时,坡道坡度为 1:6~1:7,实际施工时南面地块积水严重,上下坡度或栈桥改为 6 m 宽,层深超过 3.5 m 时,需要减缓坡度。同时,挖土时不直接挖至设计标高,视土质松实情况预留虚高,以备修坡及压实,对于挖方土侧弃土位置,体积等等都及时进行调整。

4.3 桩基优化设计

场地地貌类型属珠江三角洲冲积平原和构造剥蚀残丘地貌,地形较平坦,根据地质反映资料(表1),设计使用旋挖桩。参考广深相关工程经验,备用方案在场地打孔时发现岩层分布不均、岩面倾斜角无规律,呈各向异性分布,采用回转钻进出现孔斜的概率很大,为保证垂直度,优化设计采取合金套筒钻头环切纠偏。推荐使用YG8、YG11C、YG15等系列型号的合金钻头先后试验,若成孔效果均不理想,则采用硬度为88 HRA抗弯强度为2600 MPa的YG系列粗颗粒合金钻头。

表1 岩、土层分布状况

层类	土层	层顶埋深/m	层厚/m
填土层	素填土	/	2.87
第四系残积层	淤泥	2.00~5.00	0.60~2.60
	粉质黏土	0.00~6.10	0.50~7.90
	中砂	3.00~7.00	1.50~3.90
第四系冲积层	粉质黏土	1.20~7.00	1.50~4.00
基岩	强风化泥质粉砂岩	0.00~24.00	0.50~23.40
	中风化泥质粉砂岩	0.00~25.80	0.60~14.80
	微风化泥质粉砂岩	1.80~29.00	2.10~24.67

实验取样分析后发现基岩为极软岩(表2),并考虑含水量高,基坑边坡自稳性差,旋挖机布置运输不易,故加大试验采样密度,确定场地岩层皆容易成孔,桩基持力层位置好,故改为经济合理且冲击较小的人孔挖桩。桩径为 $\Phi 1200$ mm、 $\Phi 1400$ mm、 $\Phi 1600$ mm,桩顶标高根据实际承台高度调整。桩端设有扩大头,桩净长为6.3~14.7 m,桩端持力层均为微风化岩,岩石天然湿度单轴极限抗压强度为15 MPa(微风化粉砂岩),且桩端全截面嵌入该岩层内大于或等于500 mm。个别桩在桩身最大弯矩处采用局部加密配筋优化的桩锚支护结构。

表2 基岩地质特征

基岩类型	地质特征
强风化泥质粉砂岩	棕红色,岩石风化强烈,岩石已风化成分半岩半土状夹碎石,土状浸水软化、崩解,碎块锤击易碎,本层广泛分布于拟建场地。
中风化泥质粉砂岩	粉砂质结构,岩芯呈短柱状为主,局部少量呈碎块状,节长一般为5~30 cm,敲击声哑,属软质岩。局部地段夹中风化砂砾岩,岩芯破碎,岩质属极软岩。
微风化泥质粉砂岩	棕红色,粉砂质结构,层状构造,节理裂隙稍发育,岩体较完整,岩芯呈短柱状、柱状为主,局部含砾,夹微风化砂砾岩,岩石较完整,岩质属软岩,岩体基本质量等级为IV级,广泛分布于拟建场地。

4.4 根据环境进行的优化措施

收集类似复杂环境条件下的深基坑设计方案,做好本施工的信息收集及动态优化设计。曾有珠海城广场基坑,在施工过程中发现岩面倾斜,产生了较大的位移后对部分区域进行预应力锚索加固,但加固范围只是南部西侧的20~30 m,加固范围小,在2005年7月21

日基坑南边人工挖孔桩及喷锚面交界处,人工挖孔桩挡土桩桩身出现竖向裂缝,之后缝锚索夹片破坏造成大面积坍塌。

在北基坑场地东侧靠近马路,同时也是建筑物密集区,对实际土质状况、周围车流量、车型等等的信息收集,汇总可以发现,该段车流量大,每日可达8~10万车次/日,拥堵指数达4.9,同时大型车辆占比也高,因此承受活动荷载较多。为避免对周围建筑产生影响造成事故,对施工设计方案进行优化。除原有设计支护手段外,另采取增加锚杆数量的措施,将锚杆间距加密为500 mm,情况较差时,先采用 $\Phi 60$ 钢管临时立柱进行支顶,间距为1.0 m。除此之外,地面加强措施为在基坑周边5.0 m范围内采用注浆进行加固土体,地面注浆材料采用纯水泥浆,注浆压力0.5~1.0 MPa,土体加固深度为8.0 m。

4.5 根据地层变化的优化设计

在施工时,实际场地中遇到打孔难的问题,成孔孔位在优化设计中进行局部调整,成孔角度,在遇到障碍物时,也进行微调。挖土时分层开挖,严格控制每层开挖深度,根据土样的不同调整首次开标高和二次开标高,基坑底部遇到粉砂和细砂层,要严格控制砂层含水量,防止过大和过小,根据实际情况,减少开挖深度和范围,必要时在原设计土钉之间增加短锚杆,若中粗砂含量大,可以设置超前素水泥小桩等措施。因土体含水量大或卵石中出现的不能成孔情况,可采用 $\Phi 50$ 钢管替代钉杆,压力注浆形成锚钉,避免挖孔桩成吊脚桩。

5 结语

随着城市化建设的加速,开发城市地下大空间的任务越来越重,由于建筑场地和周边环境的复杂性,结合当地施工经验,通过采用超前锚杆的优化设计对部分坍塌边坡进行加固支护,采用分段沟端倒退开挖,运土车采用循环式运土路线,极大地加快了运土效率。在岩面倾斜角无规律,钻孔旋挖时极易造成孔偏斜的情况下,优化采取合金套筒钻头环切纠偏,经取样分析基岩为极软岩,场地极易成孔进而优化改进成经济合理且冲击较小的人孔挖孔桩,在周围有密集建筑群及有活动荷载较大的情况下,采取基于场地环境的加固处理避免受力不均加固不到位事故的发生。通过分层放坡开挖,调整每层开挖标高、控制含砂层含水率、使用土钉加锚杆或使用钢管超前注浆等方法进行优化设计。通过各种优化设计在保证基坑安全的前提下旨在有效控制基坑开挖过程中产生的变形,简化施工工序,有效节约建设资金和时间。可为类似工程优化设计提供参考和借鉴。

参考文献

- [1] 广州地区建筑基坑支护技术规定(GJB02-98)[S]. 广州:《广州地区建筑基坑支护技术规定》编委会, 1998.

译文

基于应变能的低可塑性土样质量 评价体系

Work-Based Framework for Sample Quality Evaluation of Low Plasticity Soils

选自 J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2018, 144(10): 04018074

翻译：胡浩，校核：周建

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心，浙江 杭州 310058)

摘要：评估场地土体性质通常需要取样并进行室内试验。已有土样质量评定体系主要针对黏性土，通过室内试验可以得到较为准确的土体特性，如 $\Delta e/e_0$ 和土样质量测定(SQD)。本研究采用应变控制式试验，对不同塑性指标的粉土黏土混合样在恒定的应变速率下固结，结果表明，随着土体塑性和原土上覆土层压力降低，土样质量不断提高，与扰动水平无关。本文建立了一个基于单位体积功和应变能概念的标准评估土样质量，并表明它们与这些影响无关。将原始压缩指数(C_c 或 C_{cw})与初始再压缩指数(C_r 或 C_{rw})归一化，得到了参数 C_r/C_c (或 C_{rw}/C_{cw})，这个方法可以较为准确地表达不同试验条件下土样的扰动。通过先前已经发表的文章中的数据，可以证明这一方法的可靠性。

关键词：土样质量；固结；扰动；中粒土；压缩性

0 引言

评估场地土体性质通常要对土体取样，进行室内试验。先前已有针对黏性土取样方法和土样扰动的大量研究，取得了显著的成果，可以通过室内试验实现对土体性质的准确描述。研究黏性土取样机制可以改进取样器几何形状，从而最大程度降低取样对土样扰动的影响(Baligh等, 1987)，进一步研究可以得到广为接受的土样质量评价体系，土样质量测定(SQD)和 $\Delta e/e_0$ 标准(Terzaghi等, 1996; Lunne等, 2006)。这些方法建立在黏性土大量试验的基础上，试验所用黏性土样由一系列不同的取样方法得到，从高质量的块状取样到低质量的54 mm固定活塞取样等都有。基于黏性土的土样质量评价指标对介于塑性黏土和砂土之间的中粒土体是否适用尚不明确，由于缺少对这类中粒土体的质量评价方法，黏性土的质量评价体系也常常用于中粒土，但评价的准确性就不得而知了。

本文介绍的试验研究旨在评估当前黏性土的土样质量标准对其他系列土体的适用性，并将这一成果用于研究土体塑性，上覆土层厚度和应力历史对土样质量评估的影响。试验中配制不同塑性指数(PI)的土样，对土样施加不同原位有效应力(σ'_{v0})和超固结比(OCR)

以模拟实际应力历史,让土样经受不同程度的扰动,再固结后评估土样质量。根据固结仪试验结果提出一种新的土样质量评估方法,该方法基于土样的应变能,对土样的评估不受土体塑性条件,上覆土层压力和应力历史影响。结果表明,压缩指数比值是土样质量评价的关键指标,其在很大程度上与PI, σ'_{v0} 和OCR无关。且与已发表的关于高质量、中等质量和低质量取样方法对土样扰动影响的研究比较,验证了本文方法的合理性,该评价方法适用于各种类型的土体和现场条件。

1 评估土样质量的现行做法

评定土样质量等级,是室外地质勘测中的一个关键步骤,也是室内土工试验结果的关键环节。土样的采集过程一般可分为以下几个阶段:(1)钻孔;(2)取样器钻入和拔出;(3)运输、土样提取、制备和再固结。已有不少研究介绍了每个阶段提高土样质量的详细措施(例如, Jamiolkowski 等, 1985; Baligh, 1985; Baligh 等, 1987; Tanaka 等, 1996; Hight & Leroueil, 2003; Ladd & DeGroot, 2003)。

钻进过程释放了一部分土层上覆压力,但释放程度未知。根据 Ladd & Lambe (1963) 以及 Skempton & Sowa (1963) 理想取样理论,将钻进引起的上覆土层压力降低理想化,即偏应力消散至土样各方向有效应力相等的状态。随着竖向应力减小, σ'_{h0} 近似恒定, K_0 值 (σ'_h/σ'_v) 接近 1.0 (Jamiolkowski 等, 1985)。Baligh (1985)、Baligh 等 (1987) 和 Clayton 等 (1998) 研究了取样器的几何形状对试样应变的影响。取样管插入期间土样经历循环剪切破坏(可能是不排水的),由此引起的土样损伤程度与取样期间引起的应变成比例。质量高的土样受取样器影响产生的应变较小,在试验室重新恢复原位受力条件,所需应变也较小。此外, Ladd & DeGroot (2003) 详述了必要的措施,以尽量减少取样、运输、准备和室内再固结对土样的扰动。

土样扰动会破坏土体结构并且降低土体的负孔隙压力,负孔隙压力在总应力完全消散时可维持土体等向应力状态(理想取样条件下,理论上其值等于原位土体水平向应力)。土样再固结至原位应力条件时所产生的再压缩应变,可作为衡量负孔隙压力维持有效应力程度的指标。扰动程度大的土样重新加载回到原位有效应力状态时,会产生更大的应变,因为重新加载前扰动大的土样有效应力很小(Hight, 2003)。土样再固结到原位应力状态期间所测得的再压缩应变大小是衡量土样扰动的有效指标,它反映了土样在取样,处理和制备过程中保持负孔隙压力的能力(Andresen & Kolstad, 1979; Terzaghi 等, 1996; Lunne 等, 1997; Lunne 等, 2006)。

表 1 黏土质量评估标准

土样质量评定		$\Delta e/e_0$		评价
体应变/%	SQD	OCR 1~2	OCR 2~4	
<1	A	<0.04	<0.03	好
1~2	B	0.04~0.07	0.03~0.05	较好
2~4	C	0.07~0.14	0.05~0.1	良
4~8	D	>0.14	>0.1	差
>8	E	—	—	—

表 1 列出了现行的黏性土样质量评估标准。Andresen & Kolstad (1979) 提出将土样再压缩回原位应力状态后的应变 (ϵ_{vol}) 作为评估土样扰动的量度。Terzaghi 等 (1996) 基于 ϵ_{vol} 提出了土样质量评定的定量标准, 称为土样质量评定 (SQD, Sample Quality Designation)。Lunne 等 (1997) 建议使用 $\Delta e/e_0$ 这一参数评定土样质量, 这个参数反映了土样从试验开始到原位应力状态 (e_0) 这一过程中孔隙比的变化 (Δe)。他们认为, 同样应力变化下的体应变 ϵ_{vol} , $\Delta e/e_0$ 能更好地对土样质量进行评估, 因为如果初始孔隙体积较小, 那么孔隙比的变化将更加明显。虽然每种方法评价的绝对范围有差异, 但 $\Delta e/e_0$ 和 SQD 均通过室内固结试验中的再压缩程度来评估土样质量, 以再压缩程度衡量取样过程中对土体有效应力和土体结构的破坏, 这些方法也可用于三轴和直剪试验的固结阶段。Lunne 等 (2006) 在现有数据基础上, 增加了黏性土样的附加试验, 进一步验证了 $\Delta e/e_0$ 标准用于土样质量评定的可靠性。为了在较硬的超固结土体中观测到较小的再压缩变化, 在 $\Delta e/e_0$ 标准中有两个不同范围的超固结比 (OCR) 值。图 1 展示了 $\Delta e/e_0$ 标准中所使用的土体类别, 取样深度和取样技术。取样器由高质量的 Sherbrooke 块状取样器到低质量的 54 mm 固定活塞取样器等。试验土体主要是灵敏度中-高的海洋黏土, 塑性指数 (PI) 为 6~55, 超固结比 (OCR) 为 1~4, 原位土样深度为 5~25 m。若评估该范围外的土样质量时, 则需要慎重考虑 (Lunne 等, 2006)。使用剪切波速或测量残余负孔隙压力等无损法评估土样质量可以进一步了解土样质量 (Hight & Leroueil 2003; Donohue & Long 2007; Landon 等, 2007; Poirier & DeGroot, 2010), 但是本研究尚未考虑这些方法。

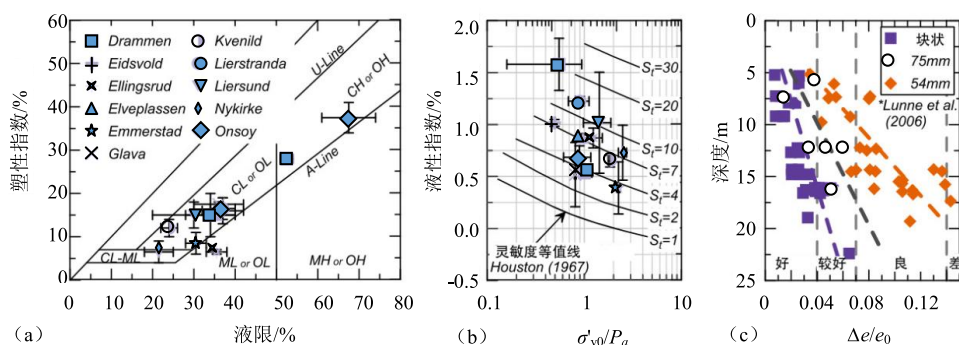


图 1 Lunne 等 (2006) 黏土取样质量分类中的土样种类

(注: (b) 中变量 P_a 是指大气压力; (c) 中分类是指表 1 中提出的土样质量分级)

2 土体类型的影响

许多冲积环境中遇到的过渡区土体呈现出与黏性土明显不同的性状。这些过渡区土体（本文中称为中粒土）的性状不同于砂性土或黏性土（Idriss & Boulanger, 2008），所以现有的黏性土质量评估标准对这些土体的适用性尚不确定。例如，中粒土的颗粒大小跨越了砂性土与黏性土的界限。黏性土的土体特性主要由黏土矿物、压缩性、土体结构、孔隙化学特性决定；而砂性土的主要特征主要取决于矿物颗粒、刚度以及颗粒聚合度等。此外，由于较大的初始孔隙比和可压缩的结构，黏性土表现出压缩性较大；砂性土由于较低的初始孔隙比和刚性砂粒间的直接接触，压缩性较小。考虑到黏性土的低渗透性和取样器的插入速率，一般认为黏性土在取样过程中不排水，而砂性土在取样过程中排水。较高的渗透性，较大的颗粒尺寸和较低的黏聚力使砂性土在取样过程中不易保持原位应力（Hight, 2003）。因此，中粒土钻孔、取样和土样制备期间相对快速加载条件下，不排水和排水都可能出现。尽管中粒土取样时应力路径独特，且未知（排水条件不明确），但可以将松散砂土的应力路径作为中粒土的下限路径。在取样和土样制备过程中，砂土排水导致土体体积变化（收缩或膨胀取决于原位状态），且由于负孔隙压力的存在，砂土的有效应力也产生了微小的变化。因此，如果不使用成本昂贵的地基土冷冻技术，几乎难以获得代表原位应力状态的砂土土样。此外，相比土体取样时的扰动，硅砂颗粒刚度高的矿物特性对土体再固结程度的影响更大，这会影响对土样质量的评定。无论土样受扰动的程度如何，再固结期间测量的 $\Delta e/e_0$ 或SQD总是很小。

3 上覆土层压力的影响

由于土样是从一定的深度范围（5~25 m）获得的，现行土样质量评价体系可能无法充分考虑上覆土层压力对土样再固结到原位应力状态的影响。当土体从原位应力状态中取出并准备用于室内试验，这一过程发生了一定程度的应力释放，但是现行的黏土质量评估标准并没有明确说明上覆压力的影响或发生的应力释放程度。无论扰动程度如何，所有土样的有效应力都会发生一些变化，因此会产生孔隙比变化（ Δe ）。埋深较大的土样应力释放较大，就会产生较大 Δe 。例如，较浅埋深处获得的块状土样测得 $\Delta e/e_0$ 值较小，取样质量评定为好~较好。而用相同的取样器在相同土体15 m埋深处获得的土样，会产生较大 $\Delta e/e_0$ 值，土样质量评定就较差。随着取样器质量下降（例如，使用54 mm取样器），这种趋势将更加明显。对于较浅埋深处的土样，再固结到原位应力状态所产生的应变较小，所以不同取样器 $\Delta e/e_0$ 值也较小。随着上覆土层压力增加，取样时应力释放程度也增加，导致 $\Delta e/e_0$ 更大，由此大多数土样质量等级偏低。考虑到超固结比较大的土体刚度和强度都较大，Lunne等（1997）给出了超固结比（OCR）1~2和2~4所对应的 $\Delta e/e_0$ 临界值，以更好地评估高超固结土样的质量。图1（c）展示了三种不同的取样技术， $\Delta e/e_0$ 随取样深度变化的情况，结果表明，不论取样器质量如何， $\Delta e/e_0$ 随着取样深度（或原位上覆压力 σ'_{v0} ）的增加而增加，

但这个趋势并不总是如此, 例如 Tanaka 等 (2002) 对日本一个港口深达 400 m 的海洋土取样表明, 取样质量与深度无关。

前面的论述表明, 发展更全面合理的土样质量评价指标, 将土体类型 (高塑性的黏土到低塑性的中粒土)、上覆压力水平和超固结水平考虑在内, 可以提高土样的质量评价的准确性。为了得到这样的评价指标, 作者对人工中粒土进行了一系列试验研究, 模拟这些土样受到不同程度的土样扰动。

4 试验研究

试验过程包括对硅质粉土和高岭土的混合土体进行等应变率 (CRS) 的固结试验。试验土样的塑性指数 (PI) 为 0~31, 原位上覆压力 (σ'_{v0}) 为 20~500 kPa, 超固结比 (OCR) 为 1.2、1.8 和 3.8。这些固结试验所使用的土样扰动程度分为 3 个等级: 完美取样的土样, 正常扰动的土样 (BPD) 和严重扰动的土样 (HD)。

5 试验计划

在试验室中采用不同比例的硅质粉土和高岭土制备土样。土样的塑性指数 (PI) 范围为 0 (纯硅质粉土) 到 31 (纯高岭土)。这里使用的合成混合土不像普通天然土体那样具有一定的灵敏度和结构性。

根据干质量百分比将粉土和黏土混合, 然后用去离子水与土体混合至少 24 h, 所用的水量大约为土体液限的 1.5~2.0 倍。将土样在 68 kPa 真空压力下加入到 1390 转/分钟的螺旋搅拌机中, 使土体充分混合, 排出空气, 并使原本干燥的土体饱和, 再将饱和土样加入 71 mm 直径的固结仪器中进行初始固结。沉积期间保持浆料室充分旋转, 以防止非塑性混合土样颗粒分离。用固结完成的土样六个垂直面上的含水量和比重验证该步骤的合理性和可重复性。通过变化三个参数, 即塑性指数 (PI), 上覆压力 (σ'_{v0}) 和超固结比 (OCR) (表 2), 模拟得到 Lunne 等 (2006) (图 1) 场地中的土体类型和原位条件。假设地下水位靠近地表, 取样深度为 5~25 m, 这一深度对应的上覆压力约为 35~170 kPa。研究中上覆压力选择 20、110、250 和 500 kPa, 这样的范围能覆盖大部分工程土体的上覆压力范围。试样的超固结比 (OCR) 值为 1.2、1.8 和 3.8, 这样既能充分模拟实际土体的超固结比, 又能研究应力历史对土体再压缩情况影响的影响。

试验为等应变率 (CRS) 固结试验。试验过程中试样底部被隔离, 排水仅在试样顶部进行。顶部的加压盖以恒定应变速率加压, 同时测量试样底部的压力, 以推断孔压沿整个试样的分布。土样直径 63.5 mm, 厚度 25.4 mm。试验过程中等应变率固结仪内饱和但没有施加反压。表 2 列出了各种混合土样的应变率, 孔压控制在 ASTM D4186 (ASTM 2006) 推荐的超孔隙压力比 ($\Delta u_b/\sigma_v$) 范围内, 超孔隙压力比 ($\Delta u_b/\sigma_v$) 值低于正常固结土的比值 12% (Ladd & DeGroot, 2003)。

表2 混合土样参数与试验计划

PI /%	Mix	FC/CC /%	LL /%	PL /%	USCS	ϕ'_{cv} /°	σ'_{v0} /kPa	超固结比	试验 组数	$K_0=1$ OCR	应变率 /%/h
31	0S100K	100/68	56	25	CH	19	110	1.8	3	3.4	1
15	50S50K	87/35	30	15	CL	27	20	1.8	15	3.8	2
							110	1.8			
							250	1.2,1.8,3.7			
9	70S30K	82/22	24	15	CL	33	110	1.8	3	4.2	4
7	80S20K	80/16	23	16	CL-ML	35	20	1.2,1.8,3.8	27	4.4	6
							110	1.8			
							250	1.2,1.8,3.8			
							500	1.2,1.8			
4	85S15K	79/13	19	15	CL-ML	36	20	1.2,1.8,3.8	27	4.5	6
							110	1.8			
							250	1.2,1.8,3.8			
							500	1.2,1.8			
0	100S0K	75/3	17	17	ML	40	110	1.8	3	5	10

注释：(1) PI 表示塑性指数；(2) Mix 表示硅质粉土与高岭土的混合比例，如 0S100K 表示 0% 的硅质粉土和 100% 的高岭土；(3) FC/CC 表示砂粒含量与黏粒含量的比例；(4) LL 表示液限；(5) PL 表示塑限；(6) USCS 是统一土体分类法；(7) ϕ'_{cv} 表示恒定体积摩擦角，它由各种土体混合土样进行的不排水三轴压缩试验中测得的最大有效应力内摩擦角估算而得；(8) σ'_{v0} 表示原土上覆压力；(9) 试验组数为 3 表示给定 σ'_{v0} 和 OCR 的土样分别对完美取样 (1DPS)，正常扰动 (BPD) 和严重扰动 (HD) 的土样进行试验；(10) $K_0=1$ OCR 表示 $K_0=1$ 时的超固结比。

6 一维完美取样 (1DPS)

本试验对土样施加了 3 种不同级别的扰动，以评估土体扰动后在固结加载过程中的再压缩响应。其中为了模拟未扰动条件，将固结仪内的偏应力卸除以获得等向有效应力状态 ($K_0=1, \sigma'_v=\sigma'_h$)，这样定义为一维 (1D) 完美取样 (1DPS)。这个一维完美取样 (1DPS) 条件所用的固结仪类似于 Ladd & Lambe (1963) 为模拟三轴单元中的完美取样而开发的固结仪。在 1DPS 条件下土样保持有效应力各向相等，并且假设土样可以承受负孔隙水压力，则消散的总应力将产生一个大小相等、方向相反的等向应力，其值为 σ'_{h0} (Jamolkowski 等, 1985)。实现 1DPS 条件所需的卸载可以用下式 (Mesri & Hayat, 1993) 估算：

$$K_{0,OCR}=[1-\sin(\phi'_{cv})]OCR^{\sin(\phi'_{cv})} \quad (1)$$

其中 ϕ'_{cv} 表示恒定体积摩擦角，它由混合土样不排水三轴压缩试验最大有效应力内摩擦角估算得到 (表 2)；OCR 则由固结试验期间卸载应力的大小控制。

图 2 给出了 1DPS 的试验过程。卸载前土样应力沿一维压缩应力路径变化。根据等式 (1)，降低土体竖向应力，获得 $K_0=1$ 时的超固结比，当 $K_0=1$ 时保持竖向应力不变，土样继续放在固结仪中，降低总应力会对土样造成扰动并改变土样中的应力条件。 $K_0=1$ 时竖向总应力保持 30~120 分钟不变 (持续时间由混合土样的孔隙压力消散速率确定)，然后将土样重新固结并按照图 2 中的应力路径 4~7 施加压力。理论上，1DPS 试验过程代表了土样可能经历的最佳取样条件，因此为本研究提供了完美的土样基准条件。

用无气浆体制备 1DPS 的土样，方法如下：将浆体放入在 71 mm 直径的固结仪器内，

让土样慢慢固结, 直到竖向有效应力为预定先期固结应力 (σ'_{vp}) 的一半。然后停止加载, 将土样直径修剪为 63.5 mm, 放入等应变率固结仪 (CRS) 中。根据表 2 中原位上覆压力 (σ'_{v0}) 和超固结比 (OCR) 确定应力路径, 让土样在新建立的 σ'_{vp} 下蠕变几个小时。土样卸载到上覆压力状态 σ'_{v0} , 再进一步卸载至等向有效应力状态 (该过程模拟了 1DPS 时偏应力的释放)。然后将土样重新加载至 2.5 倍的 σ'_{vp} , 再将土样重新卸载至各向等压有效应力状态, 最后一直加载到 2500 kPa。

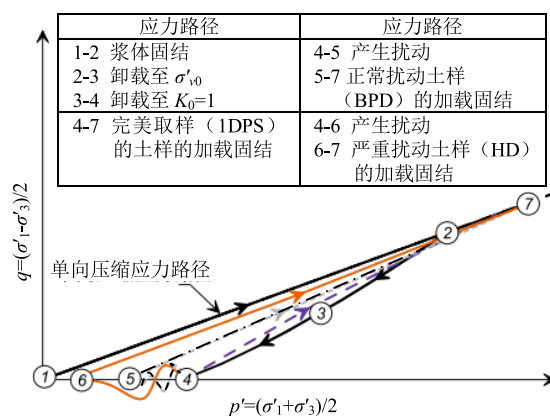


图 2 1DPS 土样、BPD 土样、HD 土样在固结仪中的应力路径

7 正常扰动 (BPD)

对浆料逐渐加载模拟原位应力路径得到正常扰动 (BPD) 土样。将土样加载到预定的先期固结有效应力 (σ'_{vp}), 再卸载到预定原位于上覆压力 (σ'_{v0}), 最终卸载到各向等压有效应力状态。将土样从 71 mm 直径的固结仪环刀上取下, 总应力有所释放, 立即对土样进行修剪, 放入直径 63.5 mm 的固结仪环刀, 再放入等应变率固结仪中, 加载至 2.5 倍 σ'_{vp} , 卸载至 $K_0=1$ 的应力状态, 最后重新加载至 2500 kPa。

正常扰动样的试验过程是模拟土样从取样管中取出和制样时产生的扰动, 相当于高质量土样试验中会发生的扰动。该环节不考虑采样管的插入和取出以及土样运输到试验室而引起的扰动, 从而为仅考虑取样和制样扰动提供了有价值的参考。在应力路径图中, 正常扰动 (BPD) 的模拟对应于图 2 中的点 4 和 5 之间的应力路径。

8 严重扰动 (HD)

严重扰动土样 (HD) 试验制备与正常扰动样 (BPD) 制备方式相同。将土样从 71 mm 环刀中移除, 用塑料包裹后放入容器中, 置于冰箱 (-18°C) 中至少 24 小时。冷冻后, 将样品在恒温 (13°C), 恒湿 (99%相对湿度) 试验室中解冻至少 24 小时。该冻融循环之后, 制样并放入 63.5 mm 直径的固结仪环, 再放入等应变固结 (CRS) 装置中, 加载至 2.5 倍

σ'_{v0} , 卸载至 $K_0=1$ 的应力状态, 最后重新加载至 2500 kPa。

尽管每次 HD 试验的过程是相同的, 但是不同土样所受的扰动程度不同, 这是由于土样的塑性和应力历史不同, 冻融循环对不同土样产生的效果也不同。就像取样一样, 虽然土样经历了相同的过程, 破坏了结构和应力历史, 但是对不同土体会产生不同的影响。HD 土样扰动的主要机理是冻融循环期间孔隙水膨胀和收缩引起体积变化, 这个过程会显著改变土样内颗粒间接触状态和结构。HD 过程旨在提供土样扰动的极端示例, 并非模拟取样时的扰动。

9 试验研究的结果

本文开展了 100 多个一维等应变率试验, 包括了 3 种扰动级别, 6 种塑性指数, 4 种原位有效应力状态和 3 种不同的应力历史, 通过大量数据研究土样再压缩刚度的变化。图 3 和附录 1 中的图 S1、图 S2 显示了三种不同扰动程度的土样在塑性指数 (PI), 原土上覆有效应力 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 变化时的固结情况。图 3a 中 1DPS 试验曲线可以清楚地确定先期固结有效应力 σ'_{vp} , 随着塑性指数 (PI) 降低, 孔隙比 e_0 减小; 随着 σ'_{v0} 增加, e_0 减小。BPD 土样 (图 3b) 和 HD 土样 (图 3c) 试验表现出更平滑的压缩响应, 并在某些情况下, 基本趋于直线, 这种压缩曲线说明土体受到充分的扰动。由于模拟取样前土样已被加载至更大上覆有效应力, e_0 随着 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 增加而减小。在 1DPS 条件下, e_0 绝对值随着各因素引起扰动而变化, 某些条件下, 试样受扰动时膨胀, 也有时使试样致密。通常随着土样扰动越大, 不同土样孔隙比 e_0 间差值越小。对于 HD 条件下的土样, 不同 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 下土样的孔隙比 e_0 几乎没有区别, 说明严重扰动 (HD) 过程会破坏土样应力历史, 内部结构也发生改变。所有给定 PI 土样, 不论扰动程度、 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 如何, 较大应力作用下均趋于唯一的初始压缩曲线。

图 4 展示了土样冻融扰动过程中的物理变化。模拟完美取样后, 两个土样均完整且坚硬。土样冷冻后形成冰晶和透镜, 较高黏土含量土样中形成的透镜较多 [例如, PI=31, 图 4 (b, d, f)], 较低黏土含量和较低塑性指数 (PI) 土样中形成的晶体较多 [例如, 图 4 (a, c, e)]。土样解冻后, 非塑性土样失去其原来结构, 充满了容器。而塑性指数 PI=31 的黏性土样依然保持完整, 冻融过程中还可观察到由于孔隙水膨胀和收缩而形成的叠层。

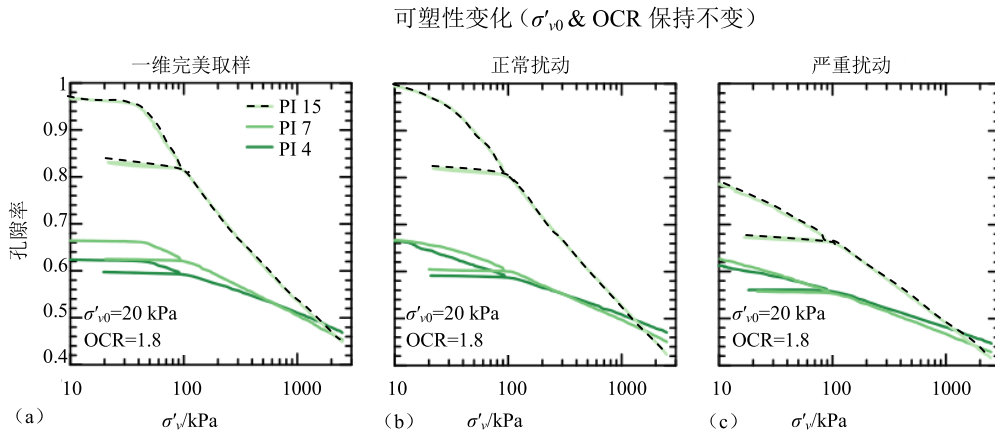


图 3 不同塑性指数下土样的压缩反应, (a) 1DPS 土样; (b) BPD 土样; (c) HD 土样

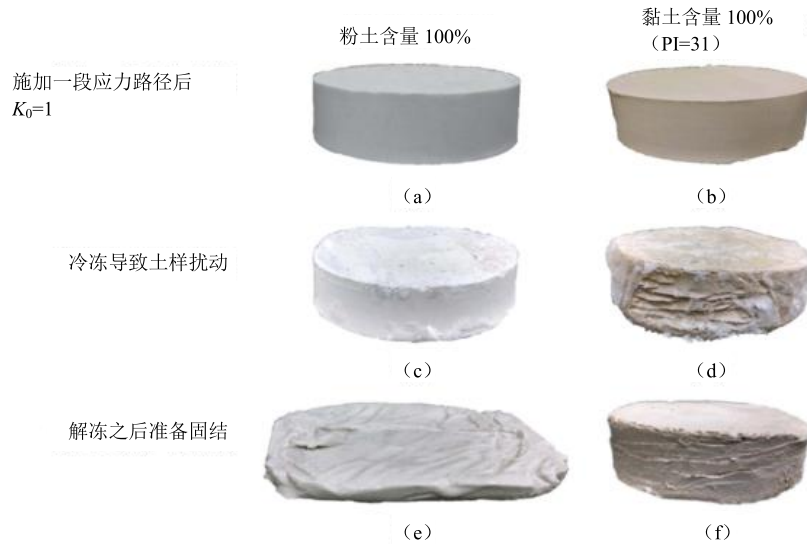


图 4 初始 $\sigma'_{v0}=110$ kPa, 超固结比 (OCR) =1.8 的土样, 冻融过程前、期间和之后的状态

10 黏性土质量评估标准对中粒土的适用性

图 3 中 1DPS 土样的固结曲线表明, 土样压缩性随塑性指数 (PI) 降低而降低。图 5 (a) 显示了不同塑性指数 (PI) 下土样的再压缩变化 ($\Delta e/e_0$)。依据表 1 的土样质量评价体系, 1DPS 的土样在固定 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 下, 根据 $\Delta e/e_0$ 值, 土样都属于“好”土样。对于 BPD 土样, 其 $\Delta e/e_0$ 值范围则包括了“好”、“较好”、“良”三种土样质量评价。对于 HD 土样, 其 $\Delta e/e_0$ 值的范围包括了“好”、“较好”、“良”、“差”等全部四种土样质量评价。对于 HD 土样, 塑性指数 (PI) 明显影响 $\Delta e/e_0$ 值, 进而影响土样质量 (根据图 5a)。塑性指数 (PI) 小于 7 的 HD 土样虽然受到了较大扰动, 依然有土样质量评定为“较好”

甚至“好”。即使在冻融过程中非塑性土样的结构和形状被破坏，非塑性 HD 土样中仍有评定为“好”的土样。总而言之，图 5 (a) 表明， $\Delta e/e_0$ 评价体系并不能很好地反应低塑性土样的扰动程度，而且它还会对明显质量较差的土样作出错误的评价。Lunne 等 (2006) 声明不能对数据库范围之外的土体使用 $\Delta e/\Delta e_0$ 标准，而事实上，本文研究结果表明 $\Delta e/e_0$ 标准不能用于塑性指数 (PI) 较低的土体。

图 5 (b) 展示了不同 σ'_{v0} 的 $\Delta e/e_0$ 取值情况 (由补充数据图 S1 得来)。对于超固结比 OCR 为 1.8, σ'_{v0} 为 20 kPa 的土样, 在 1DPS 条件、BPD 条件和 HD 条件下, 根据再压缩时 $\Delta e/e_0$ 的取值土样质量都评定为“好”。当 σ'_{v0} 增加到 500 kPa 时, 土样质量评级范围均位于“好~较好”和“良~差”中。不论 σ'_{v0} 取何值, 1DPS 的土样质量评级均为好, 但 BPD 和 HD 的土样随着 σ'_{v0} 增加呈现出质量下降的趋势。图 5c 展示了随着超固结比 OCR 增加 $\Delta e/e_0$ 下降的趋势 (由补充数据中的图 S2 得出), 但是, 在超固结比 OCR=1~2 和 OCR=2~4 两个区域内, 这个变化趋势不明显。 $\Delta e/e_0$ 随着超固结比 OCR 的增加而降低, 这与 Lunne 等观察结果一致 (1997), 如表 1 和图 5 (c) 中的虚线所示。

图 5 中观察到的趋势表明, $\Delta e/e_0$ 标准在评估不同塑性指数 (PI) 和 σ'_{v0} 土样质量时, 其有效性受到限制。随着土体基质刚度增加 (砂粒增加, 黏粒减少), 土体不易被压缩, $\Delta e/e_0$ 值较小。同时, 若土样初始 σ'_{v0} 值较小, 则再压缩回到 σ'_{v0} 应力状态所产生的应变变量 (e_0) 也较小。两者都影响再压缩期间获得的 $\Delta e/e_0$ 绝对值, 所以在某些情况下, 使用 $\Delta e/e_0$ 标准并不能正确评定土样的扰动水平。 $\Delta e/e_0$ 随塑性指数 (PI) 以及 σ'_{v0} 的变化表明, 需要一种新的评估标准, 以评估更广泛的具有不同应力状态和应力历史的土体。

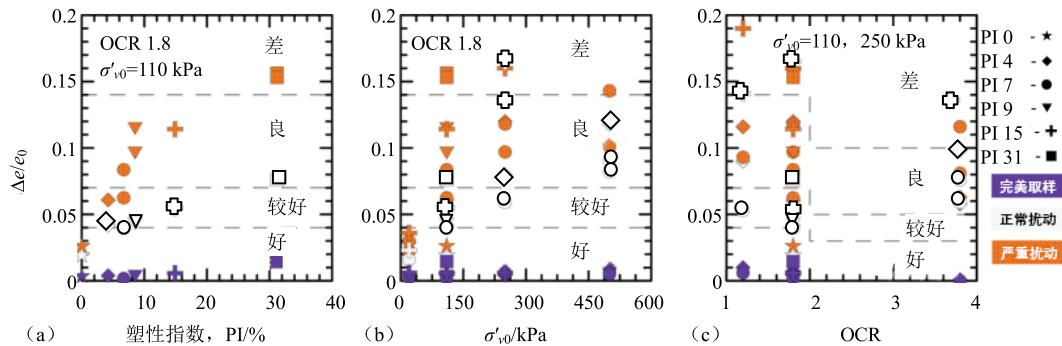


图 5 混合中粒土样质量评估趋势图 (根据黏土质量评估标准 Lunne 等, 1997)

11 基于应变能的土样扰动评估方法

本研究用应变能研究不同塑性指数 (PI), σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 土样的扰动情况。由 Becker 等 (1987) 提出的应变能是测量土体压缩到给定应力状态所必需的能量。用该应变能测量土样可压缩性时, 会受到一些土性参数的影响, 例如颗粒刚度, 结构, 土体形成年代, 凝聚力 and 应力历史。结果表明, 用初始应力下的应变能斜率归一化再压缩至现场压力下的应变能斜率, 可以消除土样质量随塑性指数 (PI) 和原位应力下降而上升这个趋势。

Becker 等 (1987) 根据黏性土常规固结试验的数据, 提出用应变能确定屈服应力的标准。给定荷载增量引起的应变能为

$$\Delta W_{\text{oad}} = \left[\frac{\sigma'_i + \sigma'_{i+1}}{2} \right] (\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) \quad (2)$$

其中, ΔW_{oad} 表示在荷载增量作用下应变能的增量, i 表示增量级数, σ' 表示竖向有效应力, ε 表示天然应变。加载结束后, 在普通坐标内绘制单位体积累积的应变能与每级荷载增量后达到的竖向有效应力关系, 并用于解释屈服应力。

12 基于应变能的固结数据分析

与压缩性较低的土体相比, 压缩性大的土体需要额外的应变能才能达到理想的应力状态 (补充数据中的图 S3)。随着塑性指数 (PI) 增加, 土体压缩性变大, 需要更多的应变能来达到相同的固结应力, 从而导致塑性指数 (PI) 越大的土体, 应变能斜率越大。这种趋势对于 1DPS 和 HD 取样结果都是一致的。塑性指数 PI=15 的土体在原始压缩阶段的应变能斜率大于塑性指数 PI=4 和 7 的土体。补充数据中的图 S4 和图 S5 给出了塑性指数 PI=7 的混合土体应变能随 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 的变化趋势。

扰动对应变能斜率的影响在再压缩和原始压缩阶段并不相同。图 6 展示了半对数坐标中应力-应变曲线、普通坐标中应力-应变曲线和应力-应变能曲线。开始阶段 HD 土样压缩性增加 (如图 6a), 再压缩阶段, HD 土样的应变能曲线斜率大于 1DPS 土样的应变能斜率, 但是在原始压缩阶段, HD 土样的压缩性小于 1DPS 土样。由于应变能图基本上是图 6b 中应变曲线左侧区域的积分, 因此 1DPS 试样比 HD 试样需要更多的能量才能达到最终 2500 kPa 有效应力。

根据图 6 以及附录中图 S3 到图 S5, 可以得出以下结论: 基于应变能的压缩指标对于衡量不同塑性指数 (PI)、 σ'_{v0} 和超固结比 (OCR) 土样的扰动程度有很大价值。Karlsrud & Hernandez-Martinez (2013) 建议使用类似的机制评估土体扰动, 他们建议采用再压缩与初始压缩的模量比评估土样的扰动。图 7 展示了基于应变能的压缩指数, 包括再压缩阶段的压缩指数 (C_{rw}) 和初始压缩阶段的压缩指数 (C_{cw})。同时还展示了相同应力范围内, 两种压缩指标的变化趋势, 即基于孔隙比的压缩指数 (C_r 或 $C_c = \Delta e / \log \sigma'_v$) 以及基于应变能的压缩指数 (C_{rw} 或 $C_{cw} = \Delta W / \Delta \sigma'_v$)。

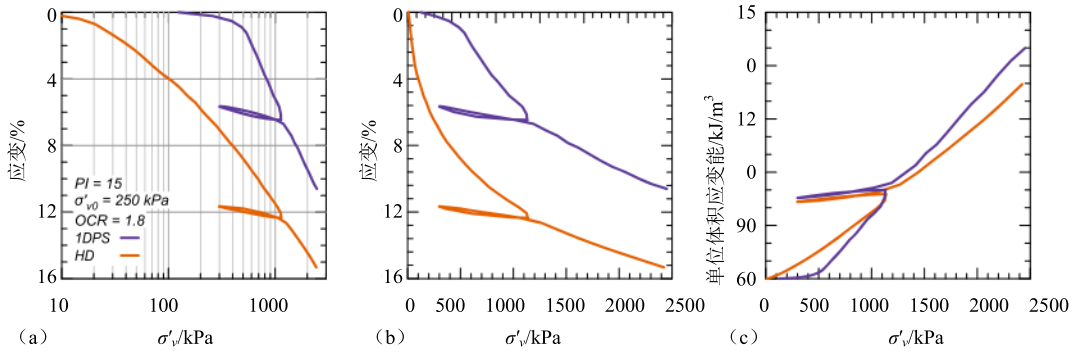


图6 1DPS和HD条件下的压缩特性

(注:图6(c)中应变能用Becker等(1987)提出的天然应变计算)

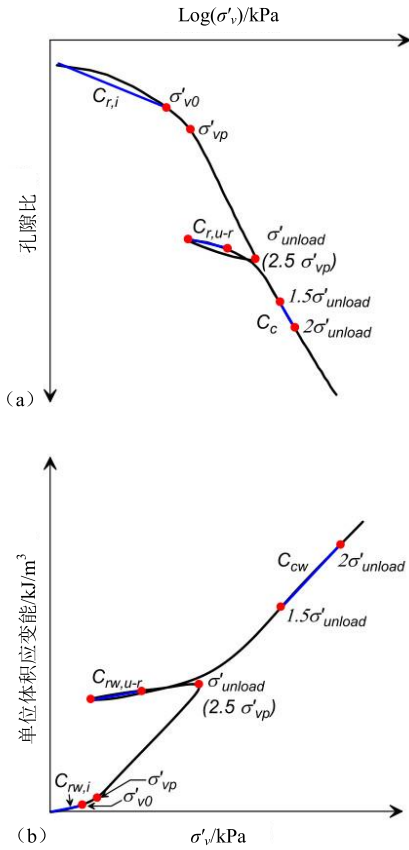


图7 确定压缩指数的应力范围

- (a) 常规压缩曲线
- (b) 应变能压缩曲线

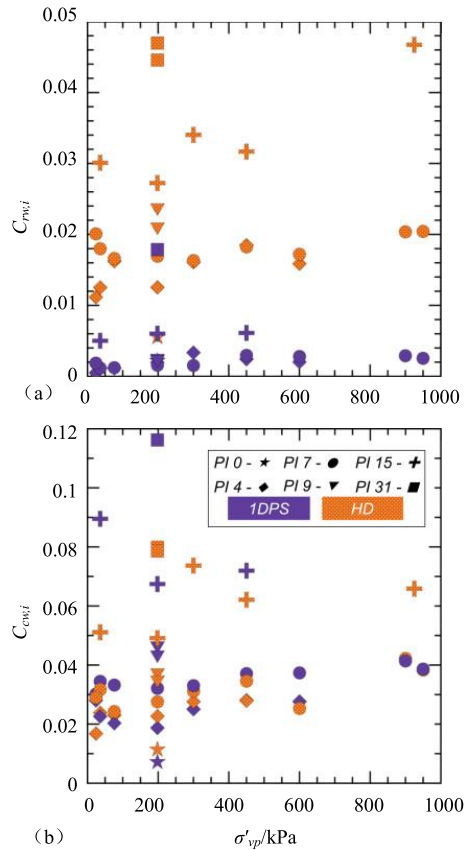


图8 (a) 1DPS和HD条件下所有混合土样的

初始应变能压缩指数 C_{rwi}

(b) 所有混合土的 C_{cw} 值, σ'_{vp} 表示初始先期固结应力 ($\sigma'_{vp} = \sigma'_{v0} \times OCR$)

图8列出了表2中各组试验的应变能压缩指数,其中 $C_{rw,i}$ 是初始压缩时的应变能指标,由开始加载直到 σ'_{v0} 这一过程定义。对于1DPS土样和HD土样,它们的应变能压缩指数有明显不同。比如,塑性指数(PI)为7的土样,如果是1DPS土样,则 $C_{rw,i}$ 值低于0.004,而对于HD土样, $C_{rw,i}$ 值则介于0.015到0.018之间。

对于1DPS和HD试验, C_{cw} 间差异不太明显。根据前面对图6(c)的讨论,对于1DPS试验, C_{cw} 值略大,这与图8中的结果一致。 $C_{rw,i}$ 和 C_{cw} 随塑性指数(PI)增大而增大,但是对于给定的塑性指数PI、 σ'_{v0} 和超固结比OCR, C_{cw} 近似恒定,表明 C_{cw} 可用于表征混合土压缩性的差异。

建议 C_{cw} 应力范围跨越加载范围,这样可以较为准确地计算 C_{cw} 值。在加载-卸载循环过程中,当加载到 $2.5\sigma'_{vp}$ 时,产生了新的屈服应力 σ'_{unload} 。由于应变能曲线的斜率在 $1.5\sigma'_{unload}$ 时基本稳定,所以 C_{cw} 值可以从 $1.5\sigma'_{unload}$ 到 $2\sigma'_{unload}$ 直接算得(根据图7b)。如果没有进行循环加卸载, C_{cw} 值可以从 $2.5\sigma'_{vp}$ 到 $5\sigma'_{vp}$ 之间计算。

应变能压缩指数比值($C_{rw,i}/C_{cw}$)可以较好地评估各种类型和原位应力条件的土体(图9)。在这个体系中, $C_{rw,i}$ 评价土样扰动程度不受 σ'_{v0} 和超固结比OCR影响,但会受塑性指数(PI)影响。由于 C_{cw} 也随PI变化而变化, $C_{rw,i}/C_{cw}$ 便能消除这种变化趋势(图9a)。用 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 作图,1DPS和HD试验就产生了明显的区别,1DPS试验中 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 都低于0.15,而HD试验中 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 值都大于0.40。对于非塑性土体,1DPS、HD和BPD试验, $C_{rw,i}/C_{cw}$ 值都收敛到0.3,这表明土的压缩性由土体刚度而不是扰动控制。

尽管在1DPS和HD试验中 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 值分别低于0.15和高于0.4,但在BPD试验中 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 表现出随塑性指数(PI)增加而降低的趋势。这与我们的观察结果一致,即塑性土可以取到高质量土样,但非塑性土和低塑性土则很难得到高质量土样。随着塑性指数(PI)增加,土样制样时更容易保持一定的负孔隙压力,从而容易制备出高质量的土样。对于塑性指数(PI)为4或更小的土样,BPD试验的数据开始与HD试验的数据靠近,这表明制样中低塑性土样受到了显著的扰动。1DPS试验中非塑性土样的 $C_{rw,i}/C_{cw}$ 值较高,这是因为在计算 C_{cw} (或 C_c)选择的应力范围内土体压缩响应是非线性的,而这个应力范围的选择由 C_{cw} (或 C_c)从低PI到高PI土样稳定时的应力确定的。

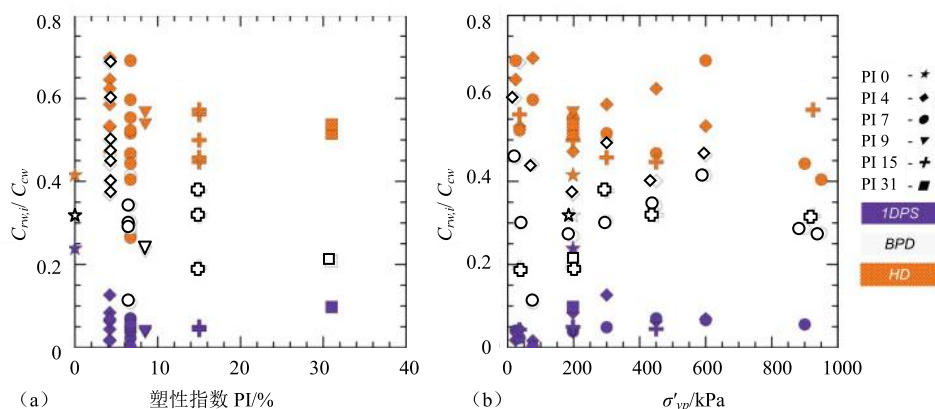


图9 所有混合土样在1DPS、BPD、HD试验条件下, $C_{rw,i}/C_{cw}$ 值随塑性指数(PI)和 σ'_{vp} 的变化趋势

图 10 (a) 比较了 1DPS、BPD 和 HD 试验得到的 C_{rwi}/C_{cw} 和 $\Delta e/e_0$ 值。两种方法都准确评估了 1DPS 土样质量, 其中 $\Delta e/e_0$ 方法评定为“好-较好”。但是 HD 土样采用 $\Delta e/e_0$ 标准评估时, 塑性指数 (PI) 大于 7 且 σ'_{v0} 大于 20 kPa 的土样质量评级为“良”, 这与图 5 中的观察结果一致, 并且 $\Delta e/e_0$ 标准将一些 HD 土样评定为“好-较好”, 而 C_{rwi}/C_{cw} 则能准确地将这些土样的扰动程度分类。

用前人所做的有关土样质量和土样扰动的试验数据对 C_{rwi}/C_{cw} 土样质量评价体系进行验证 (数据来自 Shogaki & Kaneko, 1994; Lunne 等, 1997; Santagata & Germaine, 2002; Sancio, 2003; Landon 等, 2007)。图 10 (b) 表明使用 $\Delta e/e_0$ 和 C_{rwi}/C_{cw} 评估标准对天然土体的评价大体一致。 $\Delta e/e_0$ 较小的土样 C_{rwi}/C_{cw} 值较小, $\Delta e/e_0$ 较大的土样应变能压缩率也较大。 $\Delta e/e_0$ 小于 0.04 的块状土样的 C_{rwi}/C_{cw} 小于 0.15, 说明土样质量好。当使用低质量取样器取样时 (例如 54 mm 固定活塞取样), 按 $\Delta e/e_0$ 标准土样质量为“良”, 按 C_{rwi}/C_{cw} 标准土样属于扰动土样, 说明对于黏性土, $\Delta e/e_0$ 标准与 C_{rwi}/C_{cw} 标准的评价结果基本一致。而 C_{rwi}/C_{cw} 标准相比 $\Delta e/e_0$ 标准具有一大优势, 即 C_{rwi}/C_{cw} 标准可以描述土样质量随塑性指数 (PI) 和 σ'_{v0} 的变化趋势。

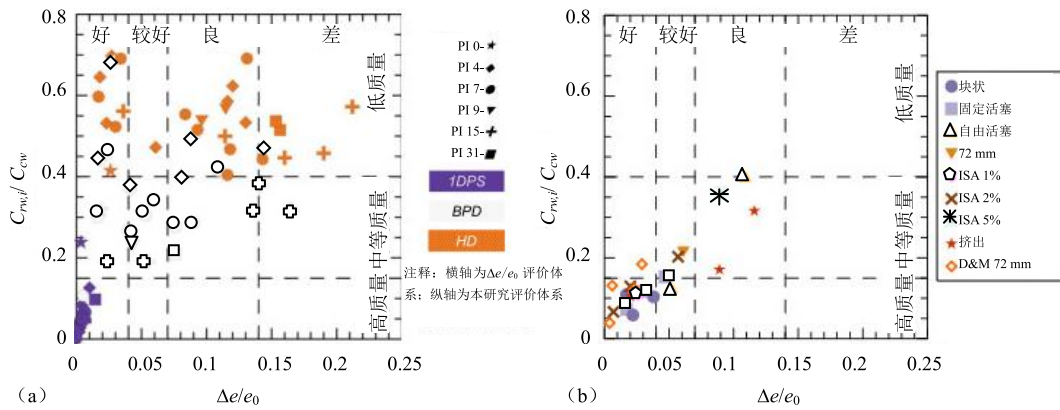


图 10 C_{rwi}/C_{cw} 标准与 $\Delta e/e_0$ 的比较; (a) 采用试验数据, (b) 采用历史数据

由于应变能是压缩曲线应力-应变曲线的积分, 在半对数孔隙比-应力空间中, 与应变能体系相同的应力范围内计算压缩指数比 $C_{r,i}/C_c$, 可以观察到与 C_{rwi}/C_{cw} 相同的趋势。与应变能标准类似, 当 $C_{r,i}/C_c$ 小于 0.15 或大于 0.4 时, 其取值与塑性指数 (PI)、 σ'_{v0} 以及超固结比 OCR 无明显关系。这些比值与之前学者研究的 C_r/C_c 范围吻合, 为 0.02~0.20 (Kulhawy & Mayne, 1990; Terzaghi 等, 1996)。在 $C_{r,i}/C_c$ - $\Delta e/e_0$ 坐标系下观察到的趋势与使用应变能再压缩比率得到的结果一致。 C_{rwi}/C_{cw} 和 $C_{r,i}/C_c$ 之间的相似性与这两种方法的计算相一致, 因为两者都取决于孔隙比和有效应力。工程中 $C_{r,i}/C_c$ 更实用些, 因为这些指数通常由传统的固结试验获得。这里使用的压缩指数是原始数据, 没有为消除土体扰动影响 (例如: Schmertmann, 1955) 而进行任何校正。

表 3 以压缩指数比评估土样质量的标准

$C_{r,w}/C_{c,w}$	C_r/C_c	土样质量评定
<0.15	<0.15	高质量
0.15~0.4	0.15~0.4	中等质量
>0.4	>0.4	低质量

表 3 总结了依据孔隙比和应变能评估土样质量标准。 $C_{r,w}/C_{c,w}$ (和 C_r/C_c) 来自混合土样数据, 其中土样塑性指数 (PI) 在非塑性到 31 之间, σ'_{v0} 小于 1000 kPa, OCR 在 1.2 和 3.8 之间。之前的部分研究所采用的土样具有不同的灵敏度, 但是本研究中制备的混合土没有表现出天然土体常见的灵敏度或结构。之后可以使用不同方法获得的天然土体进行进一步研究, 这些土体有着不同的扰动水平, 这样可以进一步验证本文所提出的土样质量评价体系。

13 结论

本文使用现有的黏性土质量评价体系对不同塑性、超固结水平和原位上覆压力条件的混合中粒土进行了试验, 概述了黏性土质量评定标准的适用性与局限性。提出了一种新的土样质量评定标准, 该标准也适用于低塑性的中粒土体。得到了以下结论:

(1) 在目前黏性土的质量标准中, 土样从 5~25 m 的深度取出, 但是没有仔细考虑上覆压力对土样扰动的影响, 对土样质量的影响也没有量化。 $\Delta e/e_0$ 标准适用于沿 A 线绘制的中高灵敏度的黏性土体。

(2) 人工一维完美取样 (1DPS) 中粒土有明显的屈服应力 σ'_p , 并可以得到明确的初始压缩曲线, 但对于不同塑性指数 (PI)、原位上覆压力 σ'_{v0} 和超固结比 OCR 的严重扰动 (HD) 土样, 压缩响应就不太明显。塑性指数较低的土体受粉粒含量的影响, 粉粒含量越多, 内摩擦角 φ'_{cv} 越大, 压缩性越低。土样再压缩刚度 (或者说 Δe) 更依赖于土样的压缩性, 而对土样扰动程度的响应较弱。

(3) 使用现有的黏性土质量评价体系难以准确评估土样扰动对低塑性指数 (PI) 和低上覆压力 (σ'_{v0}) 土样的影响。严重扰动 (HD) 的低塑性土样会得到各种评级, “好、较好、良” 均有, 同样土体的一维完美取样 (1DPS) 则只有 “好” 这一种评级。同样, 严重扰动 (HD) 土样的质量评级 ($\Delta e/e_0$) 随着上覆压力的上升而下降。严重扰动 (HD) 的低上覆压力 (σ'_{v0}) 土样的评级有 “好”、“较好”、“良” 等 3 级, 而不受扰动的土样在相同的应力条件下就只有 “好” 这一种评级。所有土样无论扰动程度如何, 在再压缩时均会伴随有效应力变化和孔隙比变化 (Δe)。取样深度更深的土样会产生更大的应力释放, 也就产生更大的孔隙比变化 (Δe)。

(4) 应变能可以较好地研究土样塑性指数 (PI), 上覆压力 σ'_{v0} , 超固结比 (OCR) 对土样扰动的影响。基于应变能的压缩指数比 $C_{r,w}/C_{c,w}$ 和 C_r/C_c 能够准确评估土样质量, 而不受塑性指数 (PI), 上覆压力 σ'_{v0} , 超固结比 (OCR) 影响。若 $C_{r,w}/C_{c,w}$ 或 C_r/C_c 值低于 0.15, 则土样为高质量土; 若高于 0.4, 则土样可能受到了扰动。这一评价体系与之前

关于土样扰动和土样质量的研究成果相符,更重要的是,它能评估低塑性指数(PI)和低上覆压力(σ'_{v0})土样的质量,而再压缩应变评价体系($\Delta e/e_0$ 和SQD)往往对这类土样无法做出正确评估。 C_{rwi}/C_{cw} (或 C_{ri}/C_c)评价指标是从一个庞大的混合土样数据库中得到的,这些土样的塑性指数(PI)范围从0~31,上覆压力 σ'_{v0} 低于1000 kPa。但是本研究中所用的人工土样没有天然土样常见的灵敏度与结构性。

附录：补充数据

σ'_{v0} 变化(塑性指数PI与超固结比OCR不变)

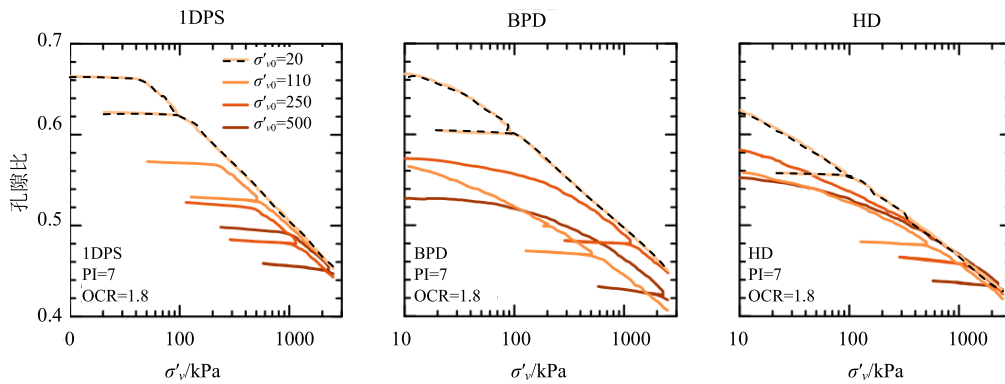


图 S1 1DPS (左)、BPD (中)、HD (右) 条件下土样的压缩曲线(原土上覆压力 σ'_{v0} 变化)

OCR变化(塑性指数PI与 σ'_{v0} 不变)

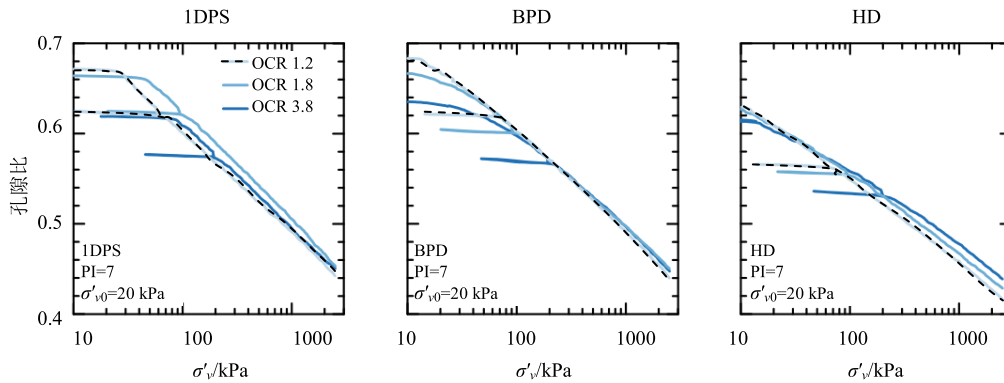


图 S2 1DPS (左)、BPD (中)、HD (右) 条件下土样的压缩曲线(超固结比OCR变化)

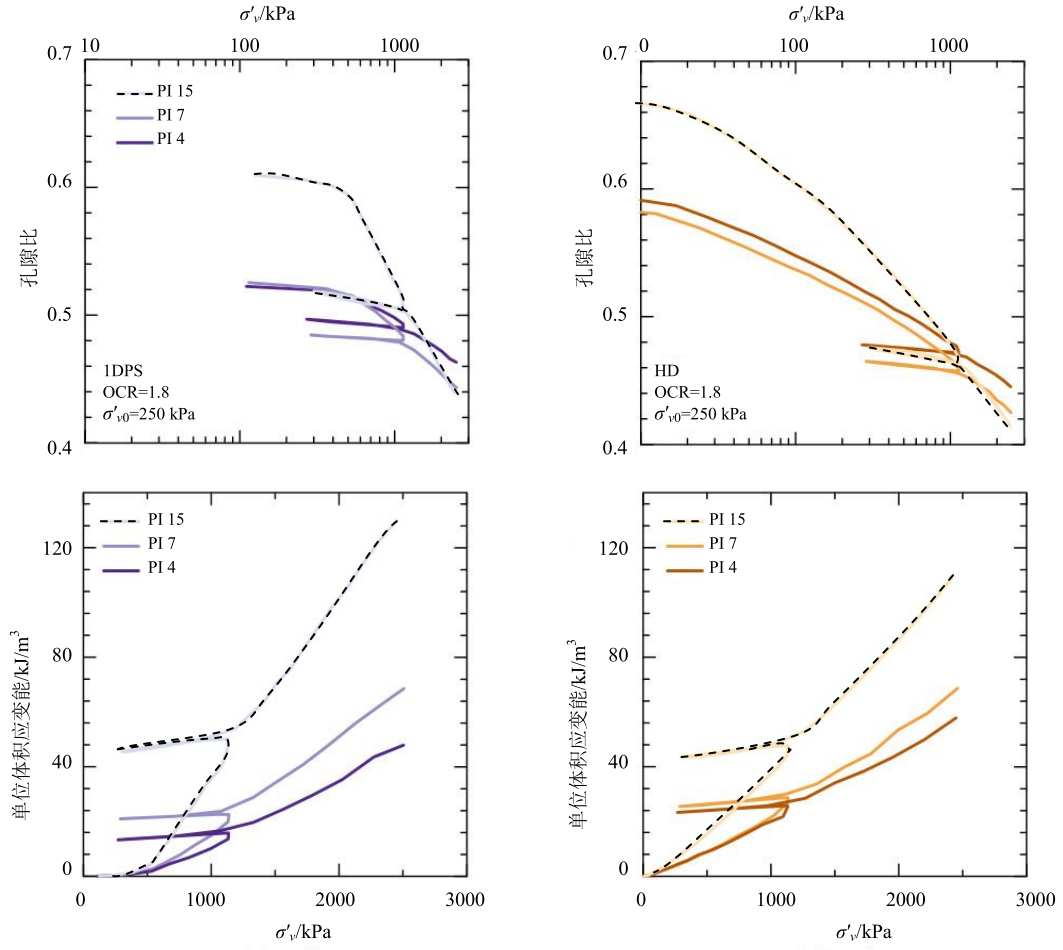


图 S3 1DPS (左)、HD (右) 条件下土样的压缩曲线 (上) 与应变能压缩曲线 (下) (塑性指数 PI 变化)

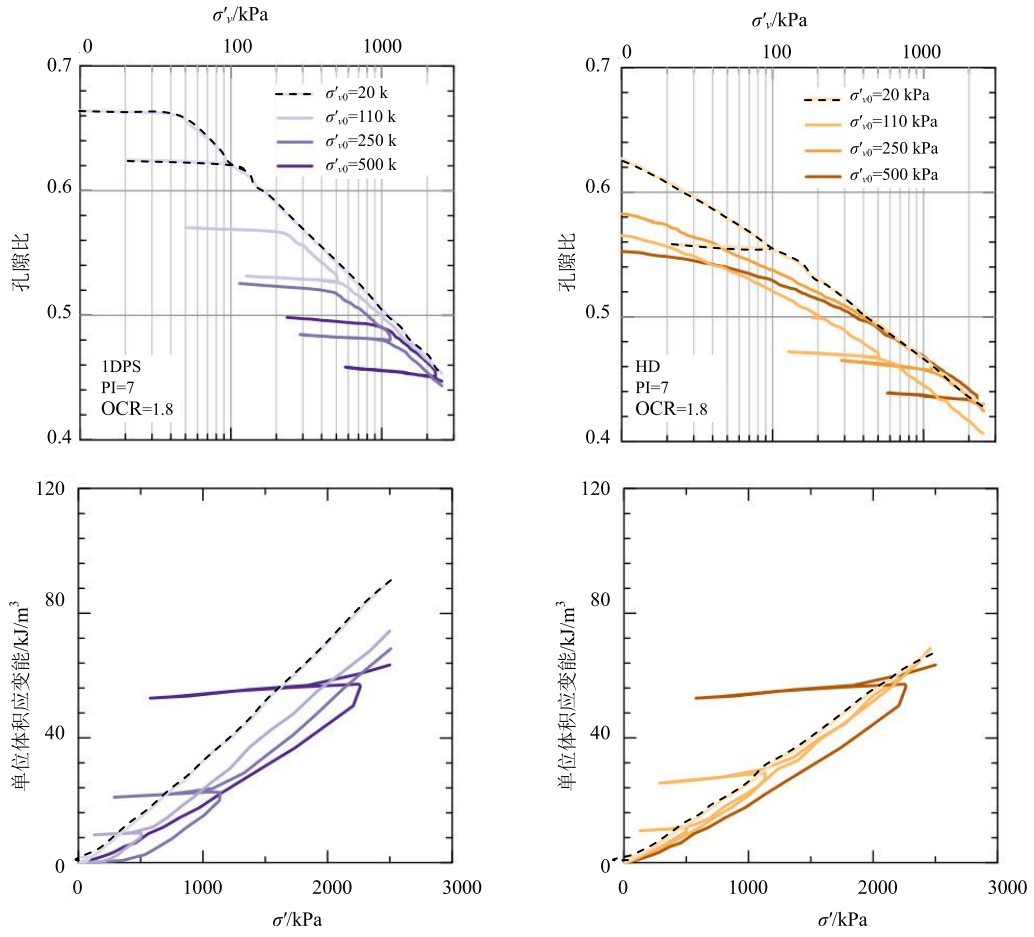


图 S4 1DPS (左)、HD (右) 条件下土样的压缩曲线 (上) 与应变能压缩曲线 (下)
(原土上覆压力 σ'_{v0} 变化)

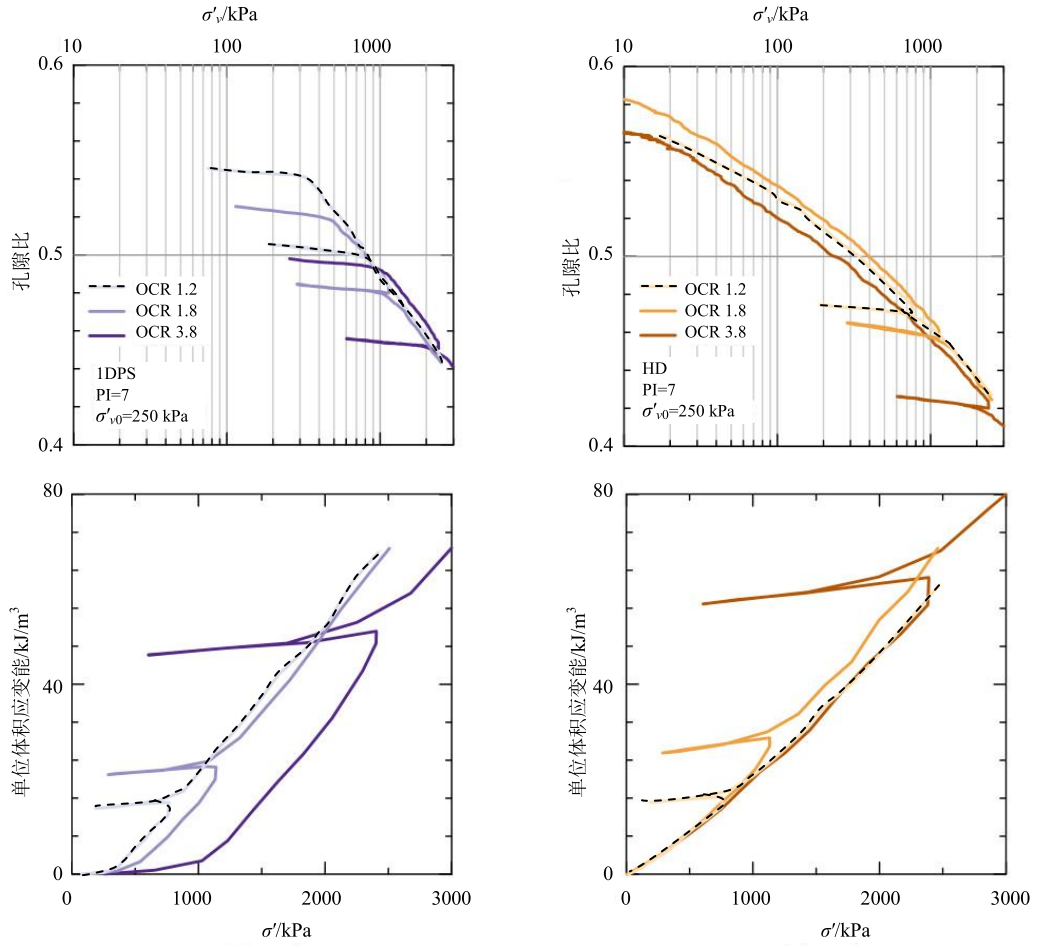


图 S5 1DPS (左)、HD (右) 条件下土样压缩曲线 (上) 与应变能压缩曲线 (下) 超固结比 OCR 变化

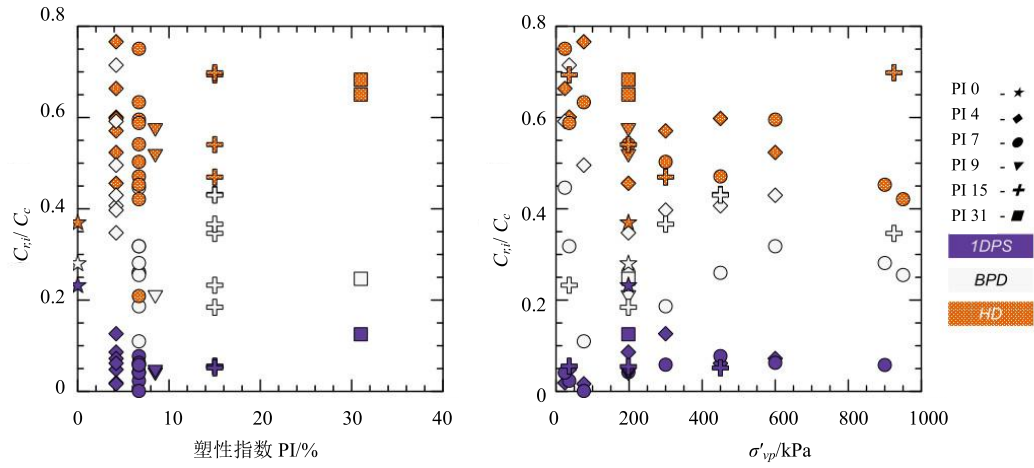


图 S6 1DPS、BPD、HD 条件下, $C_{r,i}/C_c$ 与塑性指数 PI (左)、 σ'_{vp} (右) 的关系

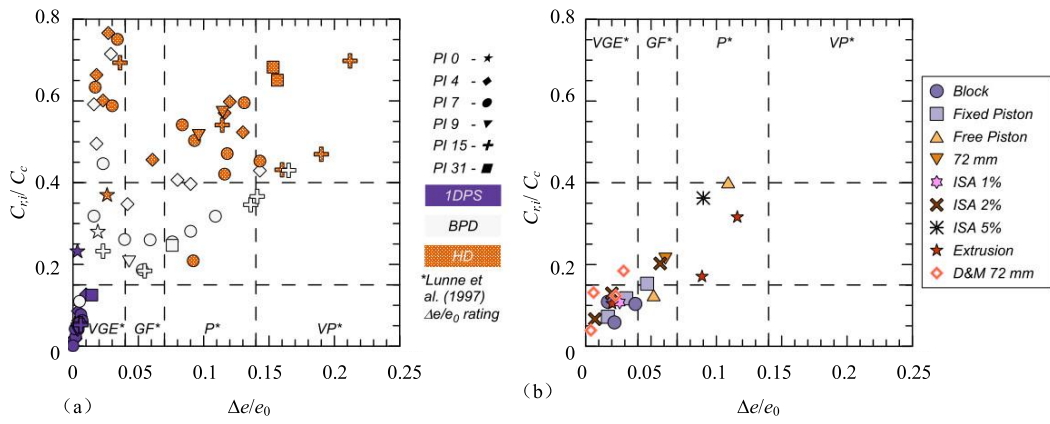


图 S7 (a) 采用本文数据, $C_{r,i}/C_c$ 评价体系与 $\Delta e/e_0$ 评价体系的比较
 (b) 采用历史数据, $C_{r,i}/C_c$ 评价体系与 $\Delta e/e_0$ 评价体系的比较

参考文献: 略