

目 次

前言..... (3)

企业简介..... (4)

预应力型钢组合支撑特点分析和工程应用..... 李瑛 (7)

预应力型钢组合支撑稳定性简要分析.....黄星迪, 胡琦 (19)

型钢组合支撑刚变现场试验研究.....蒋国飞, 胡琦 (29)

H 型钢支护体系节能减排估算.....潘鹏飞, 胡琦 (38)

型钢与砼支撑受力特性对比分析.....宋康 (44)

支撑间横向连杆对型钢组合支撑变形控制作用分析.....唐登, 周林国, 王涛 (53)

井筒式超深基坑型钢-砼竖向混合支撑体系刚度分析..... 李瑛, 陈东 (59)

预应力型钢组合支撑应用于桩锚支护基坑加固.....唐登, 周磊 (68)

深埋卵砾夹层中水泥土连续墙施工方法.....邓以亮, 宋康, 郑奎浩 (75)

前 言

随着“节能、节地、节水、节材、保护环境”的绿色建筑理念普及，发展绿色支护结构成为岩土工程界热点。当前在基坑工程中广泛应用的钢筋混凝土支护桩和水平内支撑存在资源消耗大、不可回收重复利用、拆除时有噪音和振动、可能成为地下障碍物等缺点。而由型钢-水泥土连续墙和预应力型钢组合支撑构建的 H 型钢支护体系具有构件标准化、施工装配化、监测自动化、循环使用等明显优点，完全契合绿色理念。

SMW 工法桩、TRD 工法水泥土连续墙和预应力型钢组合支撑是 H 型钢支护体系的主要组成部分，也是东通岩土科技（杭州）有限公司的核心产品。东通公司及其前身在十多年的工程实践中积累了 H 型钢支护体系设计和施工的丰富经验，在本刊的邀约和组织下，东通的技术人员将现有技术成果无私奉献。

《预应力型钢组合支撑特点分析和工程应用》概述了预应力型钢组合支撑的研发背景和技术特点，并分别列举了粉砂土地层和淤泥质黏土地层的成功案例。《预应力型钢组合支撑稳定性简要分析》详细说明了型钢组合支撑的计算理论和方法。《型钢组合支撑刚变现场试验研究》通过现场试验获得支撑刚度。《H 型钢支护体系节能减排估算》用翔实可信的数据说明 H 型钢支护体系的绿色。《型钢与砼支撑受力特性对比分析》表明型钢组合支撑拥有和钢筋混凝土支撑相当的变形控制能力。《支撑间横向连杆对型钢组合支撑变形控制作用分析》以对比分析的方法揭示相邻樁支撑间横向连杆在控制变形上的重要作用。《井筒式超深基坑型钢-砼竖向混合支撑体系刚度分析》描述了型钢组合支撑在 34.3 米深超深井筒式基坑工程中的施工方法和受力特性。《预应力型钢组合支撑应用于桩锚支护基坑加固》以云南某基坑抢险过程说明型钢组合支撑的施工便利性和变形控制有效性。《深埋卵砾夹层中水泥土连续墙施工方法》介绍了复杂地层中 TRD 水泥土地下连续墙的施工方法。

最后感谢各位作者的辛勤劳动，诚挚希望各位读者交流讨论。

东通岩土科技（杭州）有限公司

东通岩土科技（杭州）有限公司是专业从事岩土勘察、咨询、设计、施工、设备与材料租赁和岩土新技术研发、推广的综合性高新技术企业。公司人才荟萃，技术力量雄厚，尤其在基坑支护设计、施工工艺方面具备明显的优势。公司拥有专业的技术研发团队，并邀请中国工程院院士龚晓南先生作为高级技术顾问，致力于装配式预应力型钢组合支撑、SMW 工法桩、TRD 工法水泥土地下连续墙等先进施工工艺的研发，并已在工程中得到广泛应用。作为同行业规模和技术领先企业，公司作为主编单位编制了《渠式切割水泥土连续墙技术规程》(JGJ/T303-2013)、《型钢水泥土搅拌墙技术规程》(DB33/T1082-2011)、《预应力型钢装配式组合内支撑施工工法》(QB-DT03-2013)等专业技术规范和规程，建立了专业性强、技术性高的行业标准，赢得社会各界广泛好评！

公司设备先进独特，施工材料齐全，先后从日本、韩国等地引进 DH508、DH608 三轴搅拌桩主机、挖掘机、汽车和履带吊机等系列先进设备，可满足各类岩土施工生产需求。随着现代化建设进程的加快，地下空间开始得到充分利用。为了突破超深基坑止水帷幕的施工瓶颈，公司引进了属日本唯一一台出口国外并且也是我国国内首台的神钢 TRD-III 型桩机。TRD 工法是目前世界上最先进的土木工程工法之一，给同行业施工技术、设备等带来了一次全新的革命。目前，公司在昆明、南昌、武汉、南京、合肥等城市设有分公司及仓储周转基地，H500×300 型钢、H700×300 型钢、预应力型钢组合支撑标准件、钢管、支架管等材料的存储量超过二十万吨。

随着近几年来建筑、道路、桥梁工程建设的迅猛发展，公司参与了浙江、云南、江西、天津、辽宁、湖北、湖南等地的地铁、隧道、水库等大型项目的建设，与中铁、中建、中隧、各省建工等建设单位建立了长期的战略合作伙伴关系，完成了庆春路过江隧道、望江路过江隧道、运河隧道、华润万象城、绿地财富中心、华茂国际广场等重要市政工程和地标性建筑的基坑支护工程，产品及服务质量均达到优质标准。

历经多年的创业发展，公司以卓越的专利技术、突出的技术实力、强大的施工力量和全新的管理模式，先后完成了多项国家、省、市重点工程项目，创造了显著的社会和经济效益，获得了良好的企业声誉和信誉，并多次获得“高新技术企业”、“专利试点单位”、“诚信企业”等荣誉。为适应市场发展形势，公司内部不断优化组织结构，始终坚持以技术创新为源动力，以促进行业技术进步为己任，坚持“开发一流技术、提供一流服务、打造一流企业”，以先进的技术、合理的造价、优质的服务、科学的管理，为社会提供服务，为客户创造价值。

近年来主要荣誉奖选萃

企业荣誉

荣誉证书

企业专利

近年来主要荣誉奖选萃

近年来部分施工项目选萃

■ 湖墅南路密波桥地下公共停车库基坑围护工程

湖墅南路密波桥地下公共停车库项目极具特色，开挖深度达34.3米，平面仅为23米×10米的长方形。支护结构直径1200的灌注桩结合八道水平内支撑，第一道和第五道支撑为钢筋混凝土支撑，其余六道为预应力钢索组合支撑，止水帷幕采用700厚水泥土地下连续墙(TRD)。实践证明该方案安全可靠，施工方便，造价低廉，赢得各方赞誉。

工程案例

■ 杭政储出[2012]49号地块(恒鼎置业项目)

支护结构：SMW工法桩（大部型钢桩—钢一）结合一道预应力钢索组合支撑
 地质条件：地表以下13m范围为粉土，粉土下伏5m厚淤泥质黏土
 周边环境：南侧地下室外缘距酒店的25m，其余三侧为道路
 项目位置：杭州市滨江区 开挖深度 约9m
 平面面积：15363m² 基坑周长 546m

近年来部分施工项目选萃

THE ENGINEERING CASE

工程案例

■ 南昌华贸广场基坑围护工程



本项目位于南昌市红谷滩新区丰和大道与世贸路交叉口。基坑东侧距离开挖边线30米为地铁1、2号线车站及在建地铁盾构隧道，周边环境复杂。基坑面积约1.6万平方，开挖深度约为15米。围护形式采用厚850水泥土连续墙(TRD)中插入H700型钢，结合2道型钢支撑(部分是混凝土支撑)的围护形式。

■ 杭政储出[2012]63号地块基坑支护工程



项目紧邻钱塘江，三层地下室，开挖约14m。基坑开挖影响范围内含渗透性较好的粉砂性土及圆砾层，采用水泥土地下连续墙内插H型钢+两道水平内支撑。内支撑主要采用预应力型钢组合支撑，局部采用钢管轮支撑。开挖到底位移动3cm。

■ 绿城九龙仓钱塘明月东地块地下室基坑支护施工工程



本项目位于杭州市萧山区，东侧向为一育才路，南侧向为金惠路，北靠博园路。基坑面积1.2万，开挖深度约为12米。围护形式采用SWM工法(φ850@600三轴水泥内插H700X300X13X24型钢)兼作支护桩及止水帷幕。内支撑采用一道预应力型钢组合支撑。

■ 丝绸博物馆项目基坑支护工程



项目地处西湖景区玉皇山脚下，开挖深度约7.5m，开挖范围内以粉质粘土为主。采用钻孔灌注桩+一道预应力型钢组合支撑。开挖到底位移动约1cm。

东通岩土科技（杭州）有限公司

地址：杭州市钱江新城城星路59号东杭大厦27楼

电话：0571-86930338

网址：www.dtjz88.com

合作加盟：张伟民 总经理 13336111199

王长富 业务经理 13600535766

研发咨询：胡琦 技术总监 13858091370

预应力型钢组合支撑特点分析和工程应用

李璇^{1,2}

(1. 东通岩土科技(杭州)有限公司, 杭州 310022; 2. 浙江浙峰工程咨询有限公司 浙江 杭州 310022)

摘要: 预应力型钢组合支撑是用高强螺栓连接标准构件并施加预应力的装配式结构。本文首先介绍了型钢组合支撑的研发背景和主要连接节点; 然后对比了型钢组合支撑和传统钢支撑、钢筋混凝土支撑的优缺点; 其后简要分析预加轴力对支撑和支护桩的影响, 并指出合适的预应力有利于变形控制、支撑稳定和支护桩受力; 最后用粉砂土地层和软黏土地层的两个基坑说明型钢组合支撑的应用情况。预应力型钢组合支撑是一种绿色支护技术, 具有易于控制变形、施工方便快速、经济等优点, 但是对一次性投入和施工水平的要求较高。

关键词: 型钢支撑; 装配式; 预应力; 绿色支护; 复合围檩; 混合支撑

1 前言

钢筋混凝土和型钢是基坑支撑系统常用的两种材料。型钢支撑在日本、韩国、新加坡、台湾、欧美等发达国家和地区得到广泛应用^[1], 而在国内主要局限应用于交通工程、管沟开挖等市政项目, 并且以钢管支撑为主。国内建筑基坑广泛使用钢筋混凝土支撑, 只会在平面尺寸小、开挖深度浅的简单基坑工程中使用型钢支撑。这种局面主要由三方面原因造成: (1) 因节点施工质量和土方超挖导致安全事故时有发生, 使得“型钢支撑的可靠性不如钢筋混凝土支撑”的观念流行^[2]; (2) 租赁和施工的专门行业没有形成, 型钢支撑的经济性不具备优势; (3) 型钢支撑的布置一般较密集, 如图 1 所示, 且严禁机械碰压, 土方开挖难度大。但是型钢支撑在节约资源和环境保护方面的优势是不能否认的, 并且代表了支撑发展方向。若挡土结构为水泥搅拌墙内插入型钢, 配套使用型钢支撑更加能体现技术、经济和环保等优势。

为了解决传统型钢支撑的不足, 东通岩土科技(杭州)有限公司在国内率先引进组合支撑体系, 并于 2012 年底在杭州城北开始预应力型钢组合支撑的实践, 迄今已完成近百个项目, 涉足浙江、上海、江苏、云南、江西、山西等省市, 取得良好的社会效益, 同时结合大量工程实践经验, 积极与浙江省建筑设计研究院、浙江大学等单位合作改进支撑系统, 并编制了相应的企业标准, 已立项编制相关省级标准。本文旨在介绍预应力型钢组合支撑的节点、构造、特点, 并结合工程实例分析施加预应力对支撑和支护桩的影响, 以期扩大型钢支撑的应用。

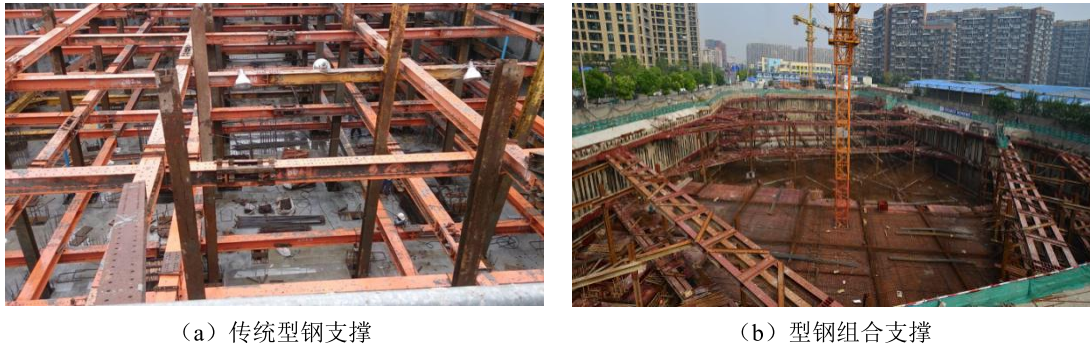


图1 传统和组合式型钢支撑

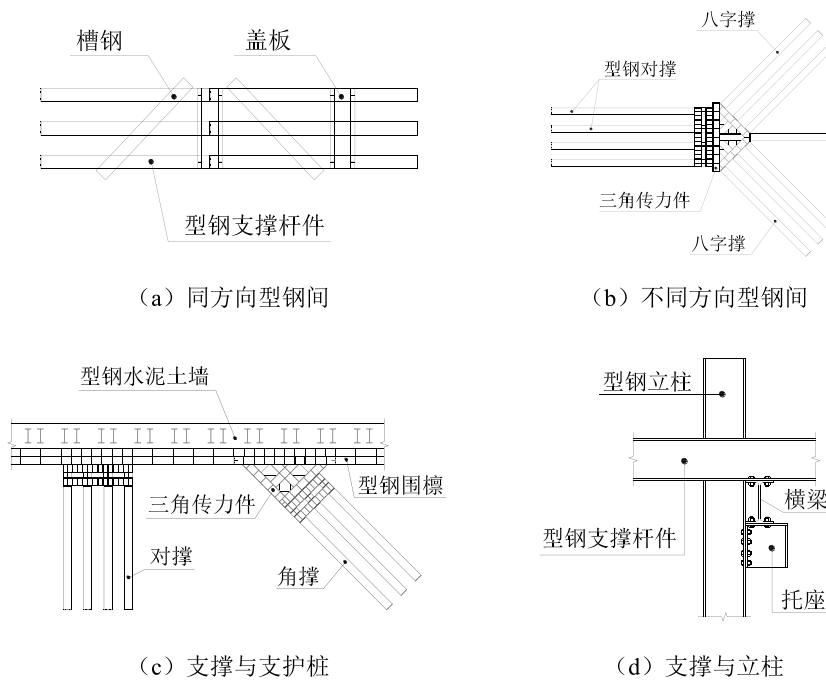


图2 型钢组合支撑主要连接节点

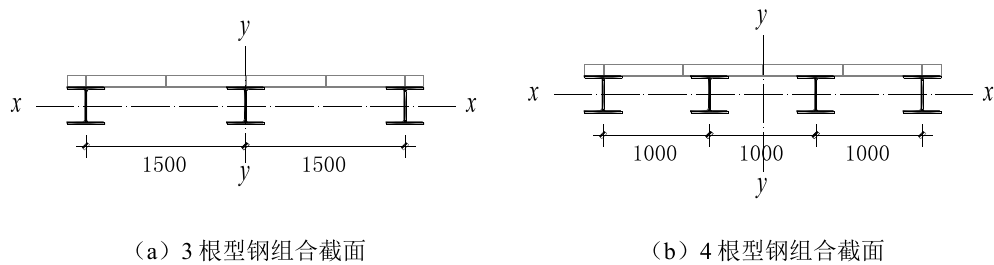


图3 型钢支撑常用组合截面

表 1 钢管支撑和型钢组合支撑截面参数对比

支撑截面类型	$W/\text{kg/m}$	A/cm^2	i_x/cm	i_y/cm	I_x/cm^4	I_y/cm^4	W_x/cm^4	W_y/cm^4
$\Phi 609 \times 16$ 钢管	234.0	298.0	21.0	21.0	131117	131117	8612	8612
3 根型钢组合	411.0	521.7	15.2	122.8	6823	46426	10623	16019
4 根型钢组合	548.0	687.6	15.2	112.2	9097	51638	14165	17818

2 型钢组合支撑系统

预应力型钢组合支撑是用高强螺栓和连接件将多根 H 型钢组合成整体承受土压力并施加预应力的一种基坑支撑形式^[3]，主要构件有支撑杆件、三角传力件、盖板、围檩、立柱等。所有构件都由型钢和钢板在工厂精加工而成，现场只允许高强螺栓连接，严禁焊接。每榀支撑的型钢根数可根据承受的土压力大小调整，常为 3~8 根。型钢之间通过槽钢和盖板整体受力，相邻榀支撑间可通过横梁增强稳定性；同方向的型钢通过在端板紧固高强螺栓连接；不同方向的型钢则通过三角传力件连接；角撑与支护桩之间通过三角传力件连接。支撑与型钢立柱的连接采用高强螺栓。型钢组合支撑的常见连接节点如图 2 所示。三角传力件的平面形状为等腰直角三角形，在形状规则的基坑中，它可将土压力完全转变为支撑和围檩的轴力，充分发挥各组合构件的特长。由于型钢支撑的自重约为钢筋混凝土支撑的 1/10，单道支撑对单根立柱桩的竖向承载能力要求为 20~40 kN，故在坑底土层为粉砂土的基坑型钢立柱可兼作立柱桩，而在坑底土层为淤泥质黏土时一般需专门设置立柱桩，立柱桩可为预制方桩和钻孔灌注桩。

这些工程实践表明预应力型钢组合支撑具有以下特点：

(1) 适用所有基坑工程。受限于长细比，单根型钢支撑或钢管支撑只能用于面积较小的浅基坑或者狭长形基坑。而单榀型钢组合支撑的宽度达到 2.35 或 3.35 m，在大跨度时也能满足支撑平面内稳定性要求。表 1 列出钢管支撑和两种组合形式型钢支撑的截面参数。一般情况下，钢管支撑间距约为 5 m，预应力型钢组合支撑间距约为 10 m，于是在相当的自重和截面强度下，对相同长度的支撑，型钢组合截面与钢管截面在支撑平面内的长细比比值是 5~6，截面抵抗矩比值约为 2。对一层地下室基坑，型钢组合角撑最大长度已达到 110 m，型钢组合对撑最大长度已达到 90 m；对二层或三层地下室基坑，型钢组合角撑最大长度已达到 80 m，型钢组合对撑最大长度已达到 84 m。应用型钢组合支撑的最深基坑为 34.3m，处于杭州市密渡桥路，市政府北侧，离北侧的市信访办仅有 9 m。对于平面形状不规则的基坑，型钢组合支撑系统可以和钢筋混凝土支撑结合使用，图 4 为中国丝绸博物馆某基坑的平面图，该混合支撑系统充分发挥了两种材料支撑各自的优点。

(2) 绿色环保。绝大多数构件是标准件，且以高强螺栓连接，根据杭州地区 18 个项目的统计结果，基坑开挖完成后，95%以上的构件可回收重复利用，仅有埋入压顶梁的预埋件和兼作立柱桩的型钢无法回收。非标准件可以在工厂再加工后继续使用。型钢组

合支撑拆除的过程是释放预应力和拧松螺栓，对周边无噪音污染和振动影响，不残留建筑垃圾。

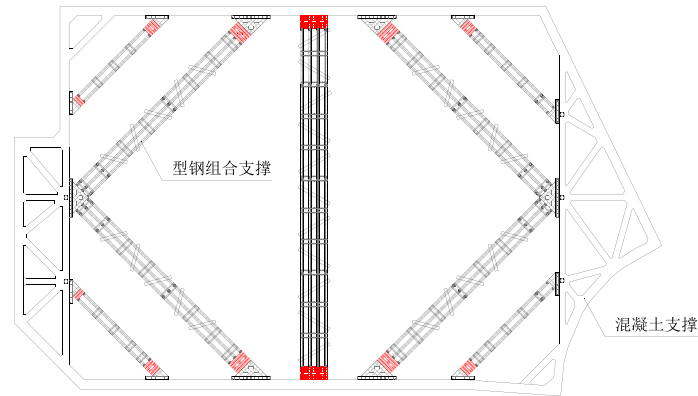


图4 型钢组合支撑和混凝土支撑结合使用

(3) 可大幅度缩短工期。钢支撑的最大优点是无需养护，安装完成后可立即发挥作用。构件之间的连接使用高强螺栓既使支撑安装速度加快又使支撑拆除迅速。若采用型钢作支护桩，支撑与支护桩之间的连接更加方便，施工工期可进一步缩短。以杭政储出[2013]116号地块商业商务用房项目基坑为例，开挖深度约7.35 m，平面面积约15181 m²，支护结构为SMW工法桩结合一道预应力型钢组合支撑，2015年9月初开始支护桩施工，10月7日完成型钢组合支撑安装，11月中旬完成土方开挖，12月中旬支撑拆除完成，从支撑安装到拆除前后不到3个月。统计数据表明：平均到每道支撑安装，型钢组合支撑比钢筋混凝土支撑可节省工期40天以上。如果考虑到支撑拆除时的优势，节省的工期会更多。

(4) 方便土方开挖。相比钢筋混凝土支撑，型钢组合支撑的整体刚度较弱，故严禁施工机械碰撞和碾压支撑系统。当支撑和开挖面之间的高度容许土方机械通行时，挖土效率不受影响；但当它们之间的高度不足时，现场可借助盆式开挖，在坑边保留一定土方后边撑边挖，可加快土方开挖速度。组合截面使得单榀支撑的刚度和稳定性大幅度提高，支撑间距可扩大，如图1所示。此外，通过采用预应力弦杆结构（如反拱结构，图5）等复合结构可提高围檩刚度^[4]，进一步增大大支撑间距，方便土方开挖。移动式钢栈桥的使用让型钢组合支撑的挖土更加灵活。

(5) 拥有先进的监测系统。借助物联网技术，项目管理人员可随时随地查看支撑的轴力监测情况。监测流程示意在图6中，传感器安装在支撑型钢上。除了支撑轴力，土体深层水平位移、地下水位、支护桩内力亦可实现自动监测。对环境保护要求严苛的基坑，自动监测系统可与伺服加压系统联合，当监测异常时系统自动调整预应力。



图 5 预应力反拱

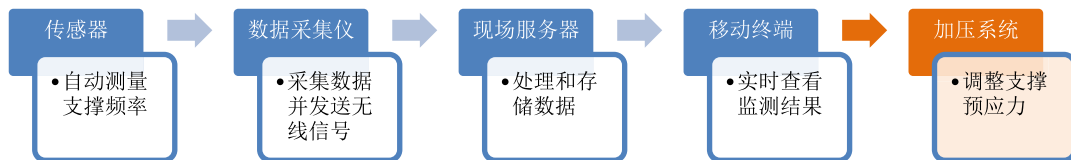


图 6 支撑轴力自动监测系统

(6) 能用于应急抢险。以预应力锚索或钢筋混凝土支撑为水平受力构件的基坑开挖后位移监测报警时, 可采用预应力型钢组合支撑进行应急抢险。该技术能发挥钢结构立即受力和无需支模的优点, 已在云南省 4 个基坑工程中得到成功应用。如昆明某基坑开挖深度为 13.8 m, 场地土层为粉土和泥炭质土互层, 设计采用钻孔灌注桩结合五道预应力锚索的支护方式, 土方开挖至 10 m 时, 已完成顶部三道预应力锚索的施工, 坑周位移和沉降变化速率突然加快, 场地东侧和南侧三幢建筑发生不同程度开裂, 现场立即回填土方并增加一道预应力型钢组合支撑后, 项目顺利开挖到底, 桩顶水平位移新增量未超过 7 mm, 道路沉降新增量小于 10 mm。

(7) 需要专业化队伍施工。安装精度直接关系到支撑受力, 误差引起的偏心距使得支撑承受弯矩和剪力, 而技术熟练的工人可保证安装质量, 提高安装速度, 根据土方开挖进度及时调整构件安装顺序, 确保基坑安全。型钢支撑的一次性投入高于钢筋混凝土支撑, 若支撑不能循环使用, 则经济性较差。

预应力型钢组合支撑与钢管支撑、钢筋混凝土支撑的主要特点简要对比于表 2 中。

表 2 不同材料支撑特点对比

支撑类型	钢筋混凝土支撑	钢管支撑	预应力型钢组合支撑
适用范围	所有基坑均适用	适用于宽度较窄的基坑	所有基坑均适用
工艺优点	①适合形状不规则的基坑 ②刚度大, 变形小	钢材料全部回收, 循环使用	①变形易控制 ②拆除方便 ③与钢管支撑相比, 安全度大幅提高
工艺缺点	①高耗能, 钢筋混凝土一次性使用, 拆除留下建筑垃圾 ②混凝土养护时间长	①挖土及地下结构施工困难、工期长 ②用钢量较大, 工艺精度较低 ③安全度较低	①材料一次性投入大 ②作业水平要求较高 ③对支撑系统的保护要求高于钢筋混凝土支撑
造 价	最高	居中	最低

3 支撑预加力的影响分析

钢材轻质高强, 是一种理想的弹性材料, 钢支撑相比钢筋混凝土支撑的最大优点是可以快捷地施加预应力, 进行主动支护。而施加预加轴力有三个重要作用^[5]: (1) 消除支护系统的松弛; (2) 减少开挖时土体内积聚的剪应力; (3) 压密施工间隙。钢筋混凝土支撑只有当其压缩变形到一定程度后才能显示出截面抗力优势, 并且需要较长的养护时间才能满足支撑受力要求, 在养护期内支护结构会发生一定变形, 可能对周边环境产生不利影响。

钢支撑施加预应力的作用机理是利用钢材轻质、高强、理想弹塑性材料特性, 预先给支撑施加一定轴力, 来抵抗基坑侧向土压力, 从而达到控制基坑变形的效果。只有大小合适的预应力才能起到良好的效果, 偏小难以控制变形, 而偏大则提高了对支撑的要求。日本曾规定支撑预加轴力应相当于静止土压力值。Clough 和 Tsui^[6]指出: 如果支撑施加轴力相当于土体自重应力的 0.2~0.4 倍时, 位移可以比不加预应力时降低 50%, 而过大的预加力的效果不明显, 反而可能导致支护结构外向位移, 损坏邻近建筑物或地下管线。国家行业标准《建筑基坑支护计算规程》(JGJ120-2012)^[7]规定: 预加轴向压力的支撑, 预加力值宜取支撑轴向压力标准值的 0.5~0.8 倍。但是支撑轴向压力标准值需提前计算, 并受地质条件和施工工况影响, 实际是动态变化的, 因此应根据现场观测结果不断调整预应力值。

为研究预应力对支护系统的影响, 以下文中的软黏土基坑为工程背景, 用基坑设计软件 FRWS7.2 进行分析。图 7 和图 8 显示: 增加预应力可减小土体位移, 但增大支撑轴力和支护型钢的弯矩和剪力, 而且支撑轴力增加量小于预应力值。对具体的基坑工程而言, 可根据周边环境的保护要求来选择预应力值, 然后根据支撑轴力选择支撑截面, 根据支护桩内力选择支护桩截面。图 9 表明预应力控制位移的效果与坑周土体性质有关系, 土体越软 (m 值越小), 效果越差。

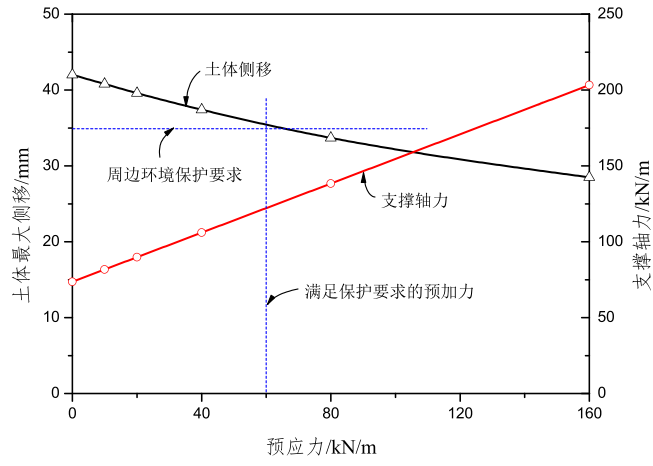


图 7 预应力与土体位移和支撑轴力的关系

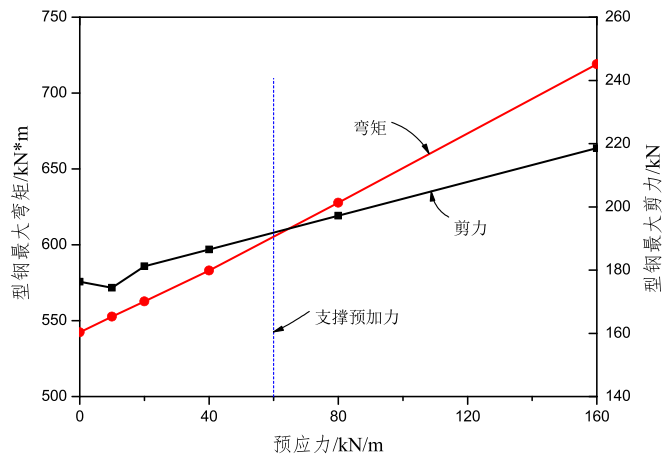


图 8 预应力与支护型钢弯矩和剪力的关系

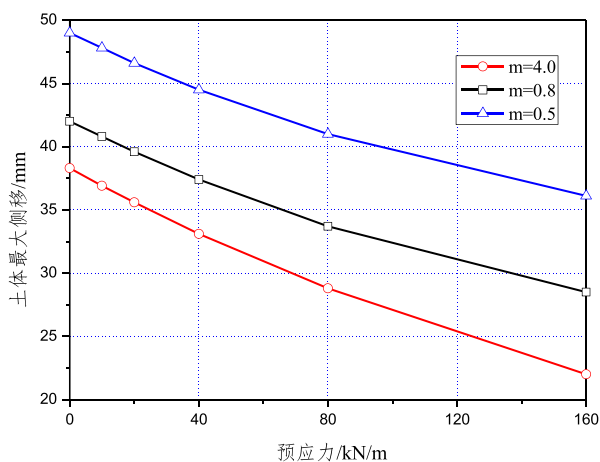


图9 预应力与土体位移的关系

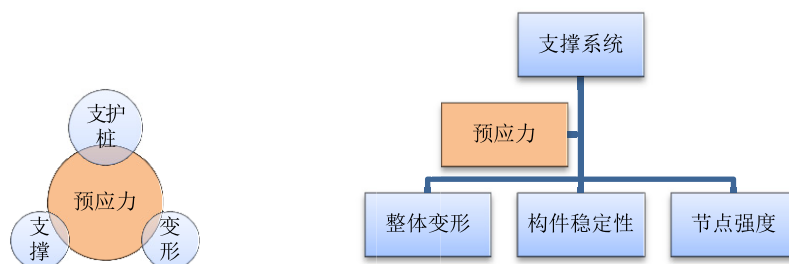


图10 预应力与支护系统

如图 10 所示，型钢支撑预应力的选择与周边环境保护要求、支护桩和支撑支撑有关。预加力越大，对支撑系统的要求越高，支撑系统的变形、构件的稳定性和连接节点的强度应都能满足预应力的要求。

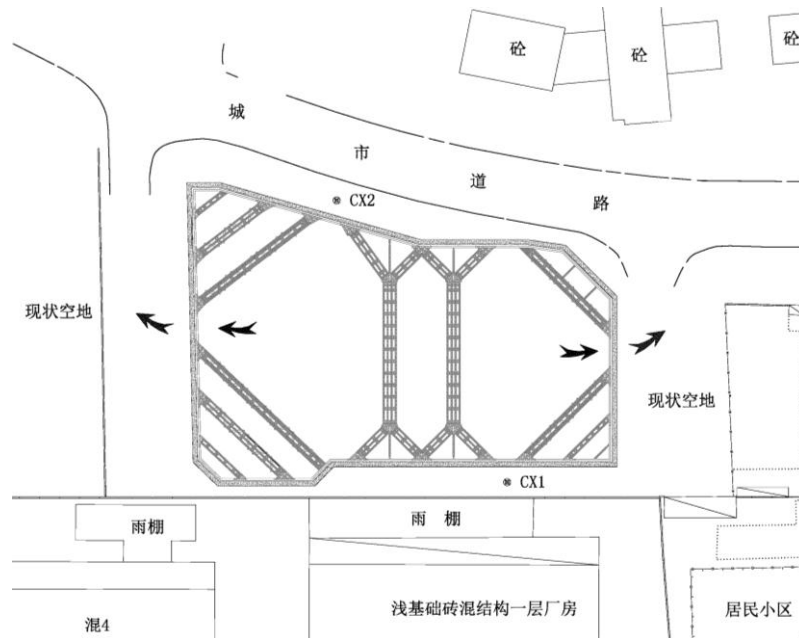
4 工程应用

4.1 粉砂土基坑

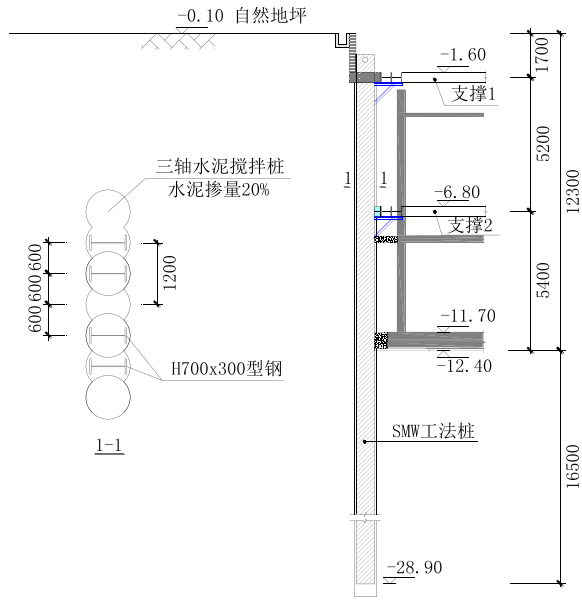
格畈商务楼项目位于杭州城东，周边环境如图 11 所示，场地西侧和东侧为施工空地，南侧与浅基础砼结构厂房和钢结构雨棚的距离为 8~12 m，北侧为埋设多条重要市政管线的道路并且该侧地下室外墙与用地红线之间的距离为 2~8 m。基坑开挖深度为 12.30 m，平面近似长方形，东西向约 105 m，南北向约 70 m。开挖影响范围内主要为 18 m 厚的稍密~中密的粉砂土和 20 m 厚流塑状饱和淤泥质粉质黏土层。粉砂土的主要物理力学指标为：重度 $\gamma=19.4 \text{ kN/m}^3$ ，孔隙比 $e=0.8$ ，含水量 $w=28.8\%$ ，粘聚力 $c=6.1 \text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=25^\circ$ 。淤泥质粉质黏土的主要物理力学指标为：重度 $\gamma=17.3 \text{ kN/m}^3$ ，孔隙比 $e=1.3$ ，含水量 $w=44.6\%$ ，粘聚力 $c=15 \text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=8^\circ$ 。抗剪强度指标均为固快试验峰值强度指标。

支护结构为 SMW 工法桩结合两道预应力型钢组合支撑。H700×300 型钢作挡土结构，长度为 28.0 m，间距为 900 mm。支撑平面布置如图 11 (a) 所示，对撑的长度为 36.1 m，角撑的最大长度为 41.1 m。两道支撑的间距为 5.20 m，支护结构剖面如图 11 (b) 所示。H350×350 型钢兼作支撑立柱和立柱桩，坑底以下的长度为 6.0 m。坑内和坑外均布置降水深井，坑外控制水位为地表下 5.0 m。

西侧和东侧各设置一个出土口，最后用长臂挖机清除东侧的出土坡道。基坑开挖到底后土体侧移最大值为 25~30 mm，如图 12 (a) 所示，位移最大值发生在坑底附近。开挖到底时，第一道对撑的轴力约为 1600 kN，第二道对撑的轴力约为 5000 kN。该项目从开始搅拌桩施工到型钢全部拔除共花费 10 个月。图 1 (b) 为该项目绑扎底板钢筋时的现场照片。

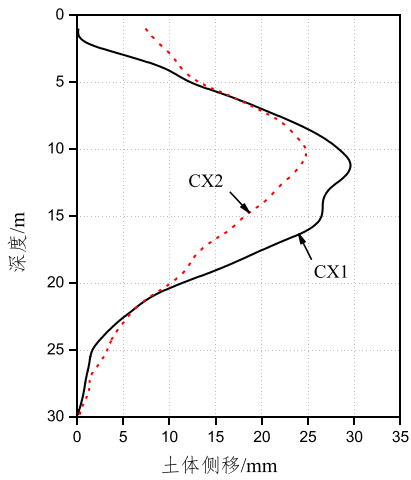


(a) 总平面图

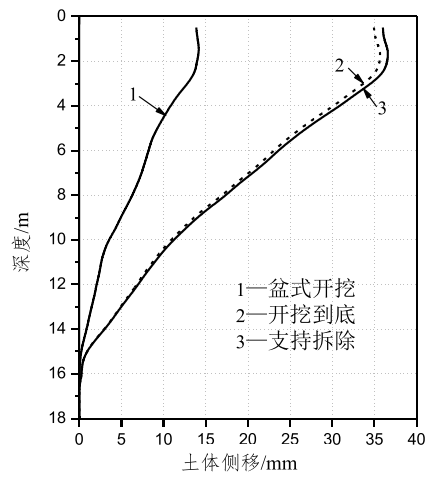


(b) 支护剖面

图 11 粉砂土基坑



(a) 粉砂土基坑



(b) 软黏土基坑

图 12 坑周土体深层水平位移曲线

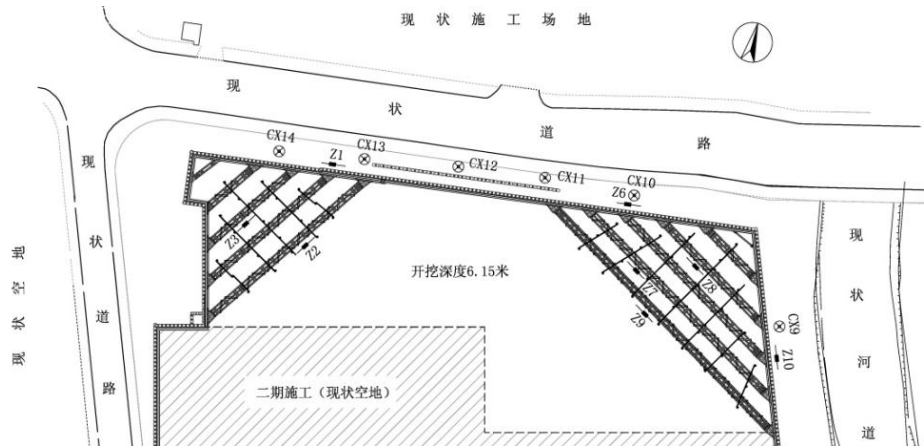


图 13 软黏土基坑总平面图

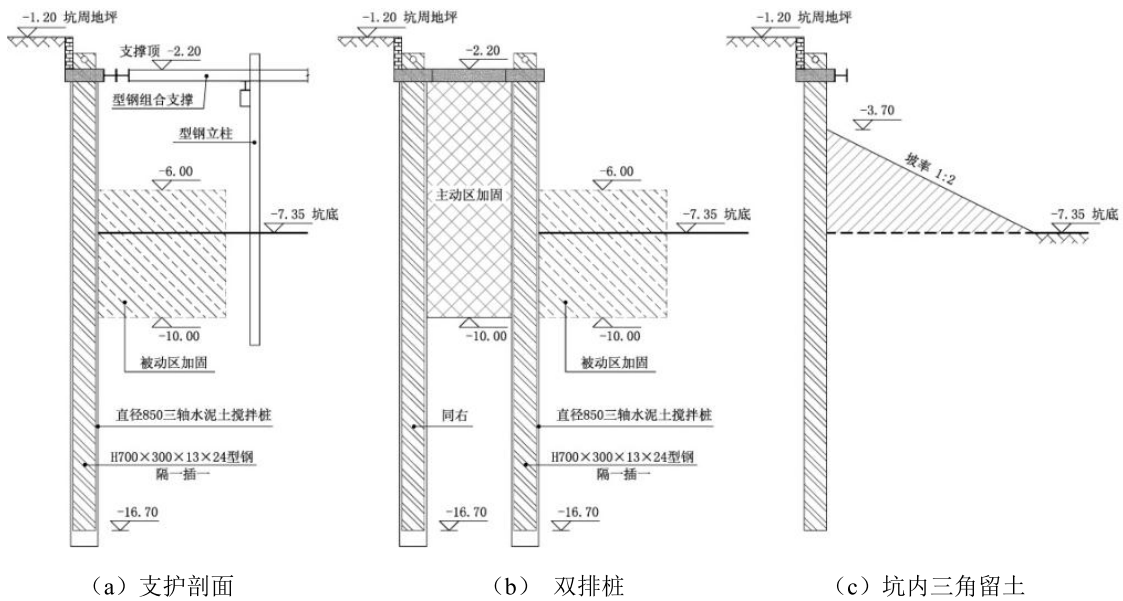


图 14 软黏土基坑支护结构剖面

4.2 软黏土基坑

德信晓宸住宅项目位于杭州城北，基坑周边环境如图 13 所示，场地东侧为河道，其余三侧均为已建城市道路，基坑开挖深度约 6.15 m，具体情况详文献^[3]。基坑开挖影响范围内主要为深厚流塑状饱和淤泥质土，该层土的主要物理力学指标为：重度 $\gamma=17.4 \text{ kN/m}^3$ ，孔隙比 $e=1.2$ ，含水量 $w=41.9\%$ ，粘聚力 $c=14.7 \text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=12.8^\circ$ 。抗剪强度指标为固快试验峰值强度指标。

支护结构为 SMW 工法桩结合一道预应力型钢组合支撑，支护剖面如图 14 所示。

H700×300 型钢作为挡土结构, 嵌固长度为 9.0 m, 间距 1200 mm, 型钢没有穿透淤泥质土。支撑平面为四个角撑, 最外道角撑为 91~98 m。支撑立柱为 H300×300 型钢, 立柱桩为 11.0 m 长直径 800 mm 的高压旋喷桩, 型钢进入旋喷桩长度为 4.0 m。土方根据角撑覆盖范围分块开挖。

由于支撑底净空只有 3.40 m, 而支撑系统不允许土方机械碰撞和碾压, 故在实际施工过程中采取盆式开挖, 主要流程如下: ①压顶梁养护完成, 暂不安装支撑, 依靠坑底三角留土的反压作用, 开挖到坑底; ②安装支撑并施加预应力, 挖除坑底三角留土; ③施工底板和底板传力带, 拆除支撑。三角留土高度为 3.65 m, 坡率为 1:2, 坡顶不设平台。

图 12 (b) 为施工过程中坑周土体位移曲线。因为采用盆式开挖, 支撑安装前桩顶位移达到 14 mm。土方开挖完成后土体最大侧移约 36 mm, 与大跨度角撑刚度较低有关, 也与淤泥质土中支撑预应力效果有限相关。支撑拆除导致的土体位移增加量很少, 约为 2 mm。支撑轴力最大值约为 3300 kN, 围檩轴力最大值约为 3600 kN。该项目从搅拌桩施工到支撑拆除用时 4 个月。

5 结论

(1) 预应力型钢组合支撑是装配式结构, 各标准构件间通过高强螺栓连接, 节点连接质量有保证, 安装和拆卸方便, 可重复使用, 符合低碳环保的发展方向。

(2) 相较传统钢支撑, 预应力型钢组合支撑的平面内稳定性较好, 可用于大跨度基坑, 创造较大挖土施工空间。

(3) 预应力能通过压实安装缝隙和减小支撑松弛来提高型钢支撑控制变形能力, 但是会增大支撑轴力和支护桩内力, 因此需要根据结构强度和稳定性验算确定合适的预应力值, 并在施工过程中根据监测结果动态施加。

(4) 预应力型钢组合支撑既能在粉砂土基坑中应用, 也能在软黏土基坑中应用, 能达到周边环境保护要求。

参考文献:

- [1] Chang-Yu OU. Deep excavation: theory and practice[M]. London: Taylor & Francis Group, 2006.
- [2] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(S1): 338-342.
- [3] 李瑛, 陈东, 刘兴旺等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S1): 51-55.
- [4] JS Park, YS Joo, NK Kim. New earth retention system with prestressed wales in an urban excavation[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(11): 1596-1604.
- [5] 王光明, 萧岩, 卢常亘. 深基坑钢支撑施加预加轴力的合理数值分析[J]. 市政技术, 2006, 24(5): 336-339.
- [6] Clough G W, Tsui Y. Performance of tied-back walls in clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1974, 100(12): 1259-1273.
- [7] (JGJ120-2012) 建筑基坑支护技术规程 [S]. 2012.

预应力型钢组合支撑稳定性简要分析

黄星迪, 胡琦

(东通岩土科技(杭州)有限公司, 杭州 310022)

摘要: 因具有“节能、节地、节水、节材和环境保护”等优势, 型钢组合支撑系统在软土地区深基坑工程中受到越来越广泛的应用。同时型钢组合支撑与 SMW 工法桩的良好连接, 有助于支护结构的协调变形。然而有关型钢组合支撑的理论研究较少, 工程界对于型钢组合支撑稳定性问题尚存疑点。文章选取杭州地区某深基坑支护工程实例, 对型钢组合支撑与 SMW 工法桩联合使用下的基坑变形进行了监测, 并通过力学模型计算, 对型钢支撑的稳定性作了简要分析。研究成果具有一定的实用意义, 可供同类工程参考。

关键词: 型钢组合支撑; 稳定性分析; 力学模型; 支撑刚度

1 引言

深基坑支护工程常用的内支撑形式有钢筋混凝土支撑和钢支撑, 尤以钢筋混凝土支撑的使用广泛。钢筋混凝土支撑系统具有刚度大、控制坑周变形能力强、对不规则形状基坑适应等特点。然而随着建筑工程的发展, 钢筋混凝土支撑系统在工程造价、工期、环保等方面逐渐表现出诸多不足。型钢组合支撑无需养护, 使用高强螺栓连接, 在很大程度上缩短工期。同时钢支撑的可回收利用优势, 又可避免钢筋混凝土支撑拆撑时造成的巨大材料浪费和环境污染^[1]。型钢组合支撑在节能环保和工期上的优点逐渐被认可。

型钢组合支撑已在诸多基坑支护工程中得到成功应用, 但其相关的理论研究较少, 工程界对于型钢组合支撑稳定性尚存疑点。本文结合型钢组合支撑应用实例, 对其进行简要受力分析, 进而使工程师对型钢组合支撑有更多了解。

2 型钢组合内撑系统

2.1 主要组成构件

型钢组合支撑系统采用多根型钢组合成支撑梁, 平行的型钢之间架设盖板和槽钢构成组合构件, 支撑交汇处用三角件连接。支撑与压顶梁或腰梁之间使用双拼型钢腰梁连接, 钢腰梁依托在与支护桩焊接的角钢牛腿上。型钢翼缘上密布螺栓孔, 所有构件均通过高强螺栓连接。支撑中立柱也采用型钢, 土质条件较好时采用直接插入法, 若土质无法达到承载要求, 则在型钢立柱下设搅拌桩或预制桩。型钢通常采用截面 H350×350×12×19 或 H400×400×13×21 等, 钢材牌号为 Q345。构件连接方式如图 1 所示, (a) 为支撑与围檩的

连接详图；(b)为支撑与立柱的连接详图；(c)为支撑型钢之间的连接详图^[2]。

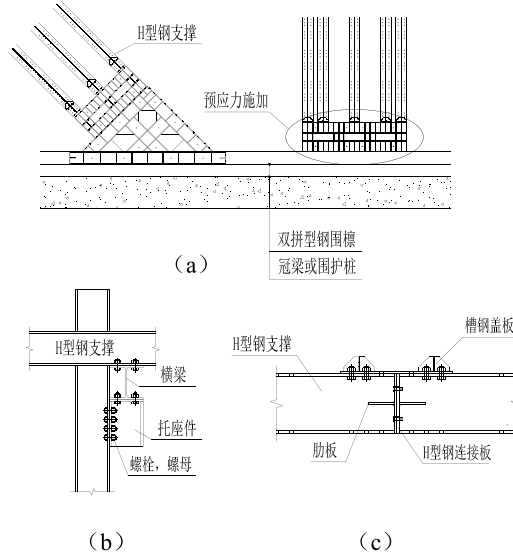


图1 型钢组合支撑构件连接节点

2.2 与 SMW 工法桩配合使用

型钢组合支撑与 SMW 工法桩配合使用效果突出，其优势主要表现在以下两方面：其一，支撑梁和围护桩同为 H 型钢，构件之间均采用高强螺栓连接，拼接方便；其二，所使用 H 型钢均可实现工厂化标准生产，租用方便，节约工期和资金成本，H 型钢的可回收再利用特性和拆撑时的无噪音无粉尘特性，符合构建节约型社会的要求，充分体现了“节能、节地、节水、节材和环境保护”的时代建设要求。图 2 为型钢组合支撑与支护型钢的详连接方法。

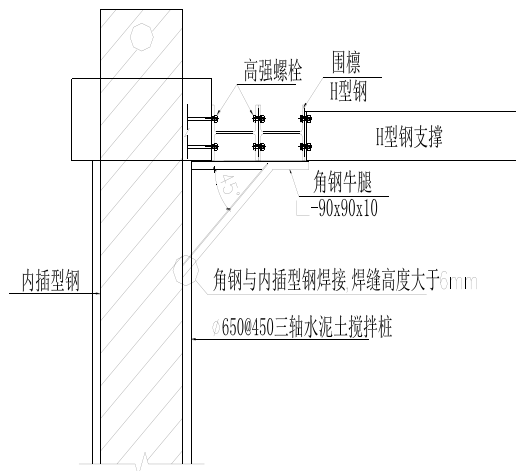


图2 围檩与压顶梁连接

3 工程案例

3.1 工程简述

某工程位于杭州市余杭区，场地东侧为城市道路，下埋管线较多，其余三面为已有建筑物，北侧建筑物距离基坑约为 10 m。全场下设 1 层地下车库，基坑南北长约 129 m，东西长约 70 m，周长约 386 m。周边情况如图 3 所示。

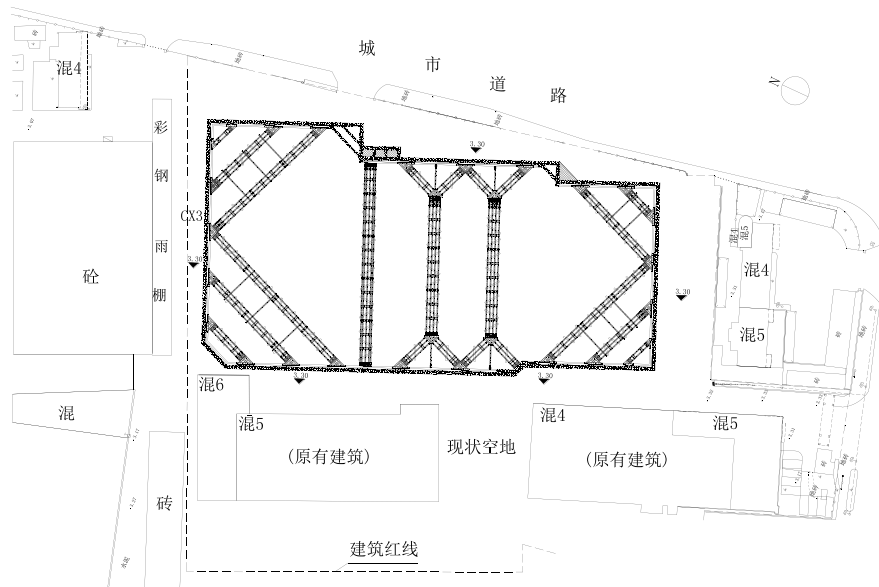


图 3 基坑周边环境图

基坑开挖深度范围内主要为杂填土、软塑~可塑状粘土、流塑状粉质粘土，坑底多位于流塑状粉质粘土土层中，该层土力学性质较差。各土层主要物理力学指标如表 1 所示。场地地下水位较浅，杂填土透水性较好，粘土和粉质粘土透水性较差。

表 1 各土层基坑支护设计参数

层号	岩土名称	含水量 $\omega/\%$	孔隙比 $e/\%$	重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	水平渗透 系数 k_H /cm/s	垂直渗透 系数 k_V /cm/s
① ₀	杂填土			18.0	4.5	15.5		
① ₋₁	粘土	36.0	0.945	18.3	31.6	18.0	2.3×10^{-6}	3.9×10^{-6}
② ₋₁	粉质粘土	35.1	0.974	18.2	10.7	8.6	3.5×10^{-7}	2.3×10^{-6}
② ₋₂	砂质粉土	30.9	0.924	18.2	20.5	12.9	1.5×10^{-5}	5.6×10^{-7}

3.2 支护方案

基坑支护结构为 SMW 工法和一道型钢组合支撑。支撑系统的平面布置如图 3 所示，图 4 为支护结构施工完成后的现场照片。SMW 工法桩具有挡土和止水双重作用，采用桩径为 650 mm 的三轴搅拌设备，桩中心间距 450 mm，均按套接一孔法施工。搅拌桩制作后应立即插入型钢 H500×300×11×18 (Q235b)，且型钢插入前必须涂刷减摩剂，以确保能顺利拔出。支撑采用 H350×350×12×19 型钢，钢围檩采用双拼 H400×400×13×21 型钢，主要部件钢材采用 Q345B，焊条采用 E50 型。立柱为 H300×300×10×15 型钢，钢材采用 Q235B，焊条采用 E43。钢支撑拼装完成后应施加预应力，并再次拧紧松弛的螺栓。



图 4 支护结构现场照片

3.3 监测结果

基坑北侧建筑及地下管线对基坑变形要求较高，故选择 CX3 监测点的数据反映坑周土体位移大小。该处布置点如图 5 所示。

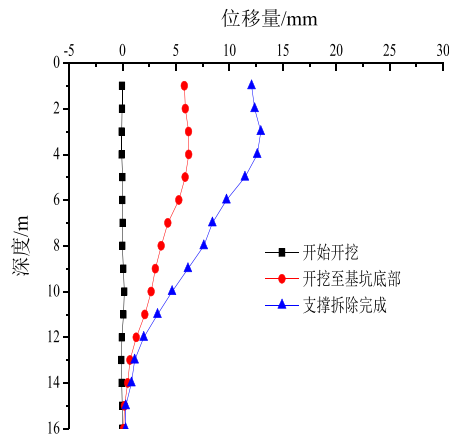


图 5 CX3 监测点代表性工况监测图

本监测数据图中，特选定以下三种工况的位移数据作为对比：开挖至-2.55 m (深 1.90

m), 开挖至-7.20 m (深 6.55 m), 即基坑底部和支撑拆除完毕。开挖至坑底时最大位移为 7.82 mm, 该监测点位拆撑完毕后最大位移为 12.83 mm, 虽然在支撑拆除过程中, 出现过位移量增长较快的现象, 但基坑变形没有超过报警值的。本工程基坑开挖过程中, 基坑处于安全状态。

4 支撑稳定性分析

本文通过力学分析对结构的安全性予以证明。依照支撑杆件的轴线, 建立力学模型。图 6 (a) 为支撑平面图, 支撑梁两端受到的土压力合力为 F ; 6 (b) 图为支撑梁力学模型平面图, 均布荷载在此端点处等效为集中力和弯矩共同作用; 6 (c) 图为支撑梁力学模型立面图, 该平面内支撑梁两端受集中荷载作用, 同时沿支撑梁分布自重均布荷载, 其中立柱桩亦需考虑自重作用。图中支撑梁各节点近似为刚性连接, 立柱桩通过横梁与支撑梁连接近似为半刚性节点。在空间中建立坐标轴, 以方便计算。定义沿支撑梁纵向轴线方向为 z 轴, 水平面内支撑梁的横向方向为 y 轴, 竖直方向为 x 轴。图 6 中支撑梁受到的等效集中力 $F = 1560 \text{ kN}$, 支撑梁与压顶梁的夹角 $\alpha = 45^\circ$, 施加在支撑梁上的预应力 $P = 400 \text{ kN}$ 。依据《建筑基坑工程技术规程》^[3]中关于支撑轴力的初始偏心距规定, 在水平面内和竖直面内, 型钢支撑梁轴力作用线存在 $e = 40 \text{ mm}$ 偏心距。支撑梁计算长度为 29 m。

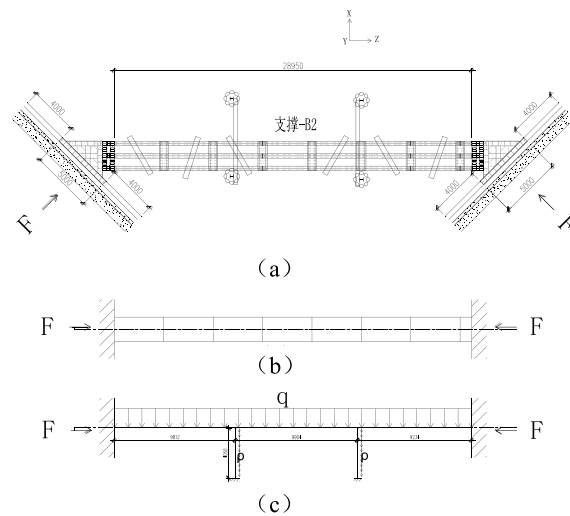


图 6 支撑分析模型

型钢组合支撑是双轴对称的格构式压弯构件, 由三根 $\text{H}350 \times 350 \times 12 \times 19$ 型钢组合而成, 其截面如图 7 (a) 所示, 立柱桩为 $\text{H}300 \times 300 \times 10 \times 15$ 型钢, 其截面如图 7 (b) 所示, 型钢截面参数如表 2 所示。

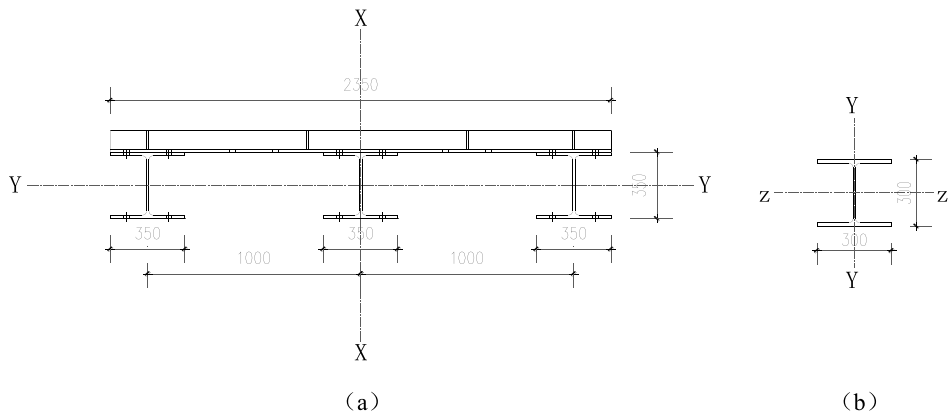


图7 型钢截面示意图

表2 型钢截面参数

截面尺寸 /mm	钢材 牌号	单根截面 积 <i>A</i> /cm ²	单根重量 <i>k</i> /kg/m	弹性模量 <i>E</i> /GPa	总截面积 <i>A_n</i> /cm ²	回转半径 <i>i_x</i> 或 <i>i_y</i> /cm	回转半径 <i>i_y</i> /cm	截面模量 <i>W_x</i> 或 <i>W_y</i> /cm ³	截面模量 <i>W_y</i> /cm ³
支撑 350x350x 12x19	Q345B	173.9	137	206	521.7	82.1	15.2	29947	6900
立柱 300x300x 10x15	Q235B	118.5	93	206	118.5	13.1	7.55	1350	450

支撑体系在外力作用下会发生弯曲或者屈曲变形，模型变形示意图如图8，同时根据受力和变形图定性绘制支撑体系弯矩图（图9），为受力计算提供图示依据。

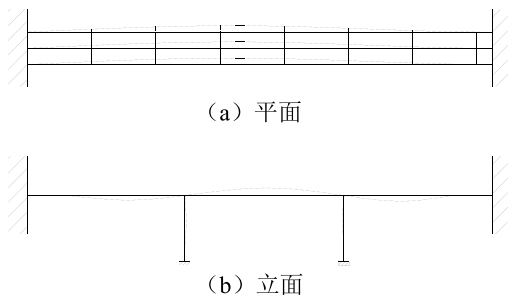


图8 模型挠曲线

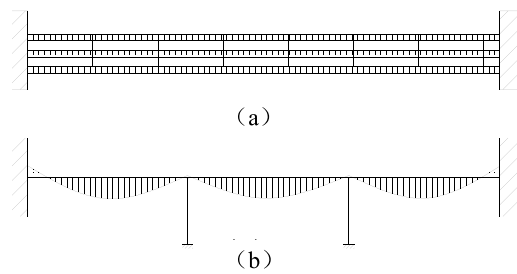


图9 支撑体系弯矩图

4.1 支撑梁竖向平面稳定性验算

梁的稳定性计算使用欧拉临界公式：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2 A} \tag{1}$$

式中，*E* 为材料弹性模量，GPa；*I* 为横截面惯性矩，m⁴；*L* 为支撑梁计算长度，m；*A* 为横截面面积，m²； μ 为长度系数。

竖向平面内稳定性计算时，立柱在竖向平面内对支撑约束，缩短了支撑梁的计算长度。

其中计算长度 (μL) 中, 最大者为中间段 $\mu L = 1.0 \times 10 \text{ m} = 10 \text{ m}$ 。因此, 将中间跨作为稳定性最薄弱段考虑。

柔度为

$$\lambda = \frac{\mu L}{i_y} = \frac{1.0 \times 10 \text{ m}}{15.2 \text{ cm}} \approx 65.79$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \text{ GPa}}{65.79^2} \approx 469.7 \text{ MPa}$$

支撑梁实际所受轴向应力大小为 $\sigma_n < \sigma_{cr}$, 故支撑梁稳定性符合要求。且 $f_y' < \sigma_{cr}$, 即钢材抗压强度设计值小于欧拉临界应力, 所以可以得出结论: 型钢支撑梁在满足强度要求情况下, 竖向平面内不会发生失稳破坏。

4.2 支撑梁水平面内稳定性验算

水平面内稳定性计算时, 由于立柱在水平面内无约束作用, 故支撑梁的计算长度为支撑梁长度。其中计算长度 (μL) 中, 计算长度 $\mu L = 0.5 \times 29 \text{ m} = 14.5 \text{ m}$ 。

柔度为

$$\lambda = \frac{\mu L}{i_x} = \frac{0.5 \times 29 \text{ m}}{82.1 \text{ cm}} \approx 17.66$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \text{ GPa}}{17.66^2} \approx 6.5 \text{ GPa}$$

支撑梁实际所受轴向应力大小为

$$\sigma_n = \frac{F_{\text{总}}}{A} = \frac{P + F / \sin 45^\circ}{A_n} = \frac{400 \text{ kN} + 1560 \text{ kN} \times \sqrt{2}}{521.7 \text{ cm}^2} \approx 50 \text{ MPa}$$

$\sigma_n \ll \sigma_{cr}$, 故支撑梁在水平面内稳定性符合要求。

4.3 支撑梁强度验算

(1) 沿支撑梁方向竖向平面 (xoz 平面) 内最大弯矩校核

$$M_{y, \max} = M_0 + F \omega_0 \left(\frac{1}{1 - F / F_{cr}} \right)$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{12} + F \cdot e = \frac{4.1 \text{ kN/m} \times (10 \text{ m})^2}{12} + 1560 \text{ kN} \times 40 \text{ mm} = 96.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\omega_0 = \frac{ql^4}{8EI_y} + \frac{Ml^2}{2EI_y} = \frac{4.1 \text{ kN/m} \times (9.9 \text{ m})^4}{8 \times 206 \text{ GPa} \times 521.7 \text{ cm}^2 \times (15.2 \text{ cm})^2} + \frac{4 \times 1560 \text{ kN} \times 40 \text{ mm}}{8 \times 206 \text{ GPa} \times 521.7 \text{ cm}^2 \times (15.2 \text{ cm})^2} = 2 \text{ cm}$$

$$\overline{F_{cr}} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2} = 2450 \text{ kN}, \quad \mu = 1.0$$

$$\sigma_{y,\max} = \frac{F}{A_n} + \frac{M_0}{W_y} + \frac{F\omega_0}{W_y} \left(\frac{1}{1-F/F_{cr}} \right) = \frac{2606 \text{ kN}}{521.7 \text{ cm}^2} + \frac{96.9 \text{ kN}\cdot\text{m}}{6900 \text{ cm}^3} + \frac{2606 \text{ kN} \times 2 \text{ cm}}{6900 \text{ cm}^3} \times \left(\frac{1}{1-2606/2450} \right) = 50 \text{ MPa} + 14 \text{ MPa} - 11.86 \text{ MPa} \approx 52.14 \text{ MPa}$$

沿支撑梁方向, 竖向平面 (xoz 平面) 内最大应力为 $\sigma_{y,\max} = 52.14 \text{ MPa}$

(2) 沿支撑梁方向, 水平面 ($yo z$ 平面) 内最大弯矩校核

$$M_{x,\max} = M_0 + F\omega_0 \left(\frac{1}{1-F/F_{cr}} \right)$$

$$M_0 = F \cdot e = 1560 \text{ kN} \times 40 \text{ mm} = 62.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\omega_0 = \frac{Ml^2}{2EI_x} = \frac{1560 \text{ kN} \times 40 \text{ mm}}{2 \times 206 \text{ GPa} \times 521.7 \text{ cm}^2 \times (82.1 \text{ cm})^2} \approx 0.004 \text{ mm}$$

$$\overline{F_{cr}} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2} = 339105 \text{ kN}, \quad \mu = 0.5$$

$$\sigma_{x,\max} = \frac{F}{A_n} + \frac{M_0}{W_x} + \frac{F\omega_0}{W_x} \left(\frac{1}{1-F/F_{cr}} \right) = \frac{2606 \text{ kN}}{521.7 \text{ cm}^2} + \frac{62.4 \text{ kN}\cdot\text{m}}{29947 \text{ cm}^3} + \frac{2606 \text{ kN} \times 0.004 \text{ mm}}{29947 \text{ cm}^3} \times \left(\frac{1}{1-2606/339105} \right) = 50 \text{ MPa} + 2.08 \text{ MPa} + 0.0004 \text{ MPa} \approx 52 \text{ MPa}$$

沿支撑梁方向, 竖向平面 (xoz 平面) 内最大应力为 $\sigma_{x,\max} = 52 \text{ MPa}$

(3) 综合以上两个平面内, 支撑梁上最大应力为压应力,

$$\sigma_{\max} = \sigma_{y,\max} + \sigma_{x,\max} = 104 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max} < f'_y$, 经力学模型计算, 支撑梁受弯压作用处于安全状态, 满足使用要求。

4.4 立柱稳定性和强度验算

立柱稳定性验算同样使用欧拉临界公式验算。分析方法同支撑梁稳定性分析, 若立柱发生失稳破坏, 将沿 y 轴失稳, 因此需对 y 轴稳定性进行验算。柔度为

$$\lambda = \frac{\mu L}{i} = \frac{0.7 \times 4 \text{ m}}{7.55 \text{ cm}} \approx 37.09$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu L)^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 206 \text{ GPa}}{37.09^2} \approx 1478 \text{ MPa}$$

立柱竖向受支撑梁向下集中力和自身重力，最大轴力出现在立柱底部，

$$N = F_{梁} + G = ql + \int_0^h \rho dx = 4110 \times 10 + \int_0^4 930 dx = 44.82 \text{ kN}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{44.82 \text{ kN}}{118.5 \text{ cm}^2} \approx 3.78 \text{ MPa}$$

$\sigma_n \ll f_y' \ll \sigma_{cr}$ ，通过模型计算，立柱稳定性和强度均符合安全使用要求。

5 结论

分析计算结果，竖向平面内支撑梁在有立柱约束（相邻立柱间距不宜超过 10m）时，水平面内支撑梁在两端固结于挡土墙的情况下，其欧拉临界应力远大于钢材抗压强度，故该平面内亦不会发生失稳破坏。

支撑梁拼接过程中，轴线无可避免的会发生偏移，导致支撑梁处于弯压状态。弯压状态下，轴向压力依然是造成支撑梁可能破坏的主要因素。因此在基坑变形要求较高的工程中，为增加支撑梁轴向刚度，可以选择多根型钢平行组合形式或型钢双拼形式，以提高支撑梁截面面积和惯性矩。

软土地区基坑使用预应力型钢组合支撑结合 SMW 工法桩的支护方法，是可以满足安全使用要求的，且已在诸多工程中得到成功应用。

虽然型钢组合支撑的抗压刚度低于钢筋混凝土支撑，但其刚度已满足一般深基坑的支护安全要求。

参考文献：

- [1] 连秀艳, 张靖超. 鱼腹梁式钢支撑在基坑工程中的应用情况[J]. 山西建筑, 2013, 39 (15): 49-52.
- [2] 李瑛, 陈东, 刘兴旺等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014(S1): 84-92.
- [3] 建筑基坑工程技术规程. DB33/T 1096-2014.

Brife Analysis on Assemble Steel Support System

HUANG Xing-di, HU Qi

(Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China)

Abstract: Assemble steel support system has been widely used in soft soil excavation engineering in east China for the advantage of energy-saving, land-saving, water-saving, material-saving and environmental protection". Assemble steel support could be well connection with Soil Mixing Wall (SMW) which contributes to the compatible deformation of retaining structure. However, there is little of theory research on assemble steel support, and many engineers still suspect that the steel support is strong enough or not. This paper selects an example of deep excavation project in Hangzhou to answer this question by the calculation of mechanical model. In the mean while, it will analyze the stability of assemble steel support. This research is useful in fact project and could be used in the other excavation engineering.

Keywords: assemble steel support system; analysis of; mechanical model; support stiffness

型钢组合支撑刚变现场试验研究

蒋国飞, 胡琦

(东通岩土科技(杭州)有限公司, 杭州 310022)

摘要: 因具有自重轻, 装拆方便, 可重复利用等优点, 型钢组合支撑系统在基坑支护结构中越来越被广泛应用。但有关型钢组合支撑的理论研究较少, 工程界对其刚度变形的问题尚存疑点。论文选取杭州地区某两地块进行试验, 在现场对型钢组合支撑进行分级加压, 记录数据, 对组合结构型钢的刚度进行分析。该试验成果具有一定的实用意义, 可供同类工程参考。

关键词: 型钢组合支撑; 刚度; 加压

1 引言

随着我国城市化进程的加快, 各大中城市纷纷开发地下空间, 而且发展速度很快。近几十年来的基坑工程发展, 其周边环境越来越复杂、环境保护要求日趋严格、节能减排、走可持续发展道路等要求给软土基坑工程新技术的变现场提供了广阔的舞台。型钢组合支撑等新技术以其鲜明的技术特点, 有利于节能降耗和可持续发展等优点进入了工程应用行列, 取得了良好的经济和社会效益^[1]。

型钢组合支撑已在诸多基坑支护工程中得到成功应用, 但施工现场安装, 扭矩不到位, 人为因素等原因, 造成有关组合结构型钢的刚度变形无法通过纯粹的理论分析得出。本文结合杭州某两地块的型钢组合支撑, 在现场对其进行分级加压试验, 并进行简要分析, 进而使工程师对型钢组合支撑其刚度变形有更多了解。

2 试验方案

2.1 试验概况

为检验型钢支撑加压后其刚度的变化, 以及了解各个围护构件包括围护桩 (TRD 水泥土搅拌墙), 钢围檩, 加压件在加压条件下是否存在变化。现计划在杭州某商业金融用房兼停车场工程项目和杭州留香园项目这两地块上对其围护构件进行钢支撑加压后的压缩变形实验。

实验位置: 位于杭州某商业金融用房兼停车场工程项目 V 轴~X 轴交与 19 轴~25 轴处的第二层钢支撑 G2-11。如图 1 所示。

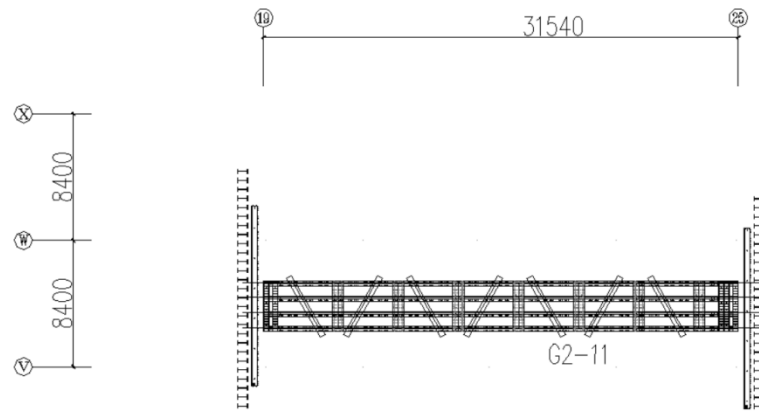


图1 压缩试验位置图

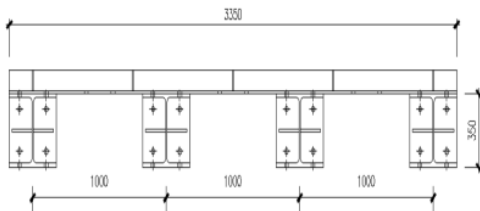


图2 型钢支撑截面详图

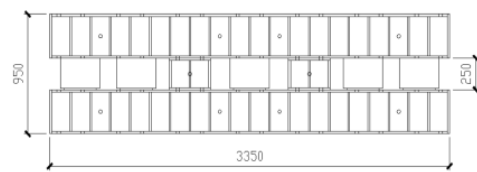


图3 千斤顶加压区详图

该轴由4根H350×350×12×19型钢(Q345)支撑所组合而成,全长为31.54m,图2为该轴型钢支撑截面详图。图3为千斤顶加压区详图,该千斤顶为YBD3000-100扁形千斤顶,5个对称分布。

位于杭州留香园项目西南角最外侧第三道角支撑。如图4所示。



图4 压缩试验位置图

该轴支撑由4根H400×400×13×21型钢(材质约为Q345B)组合而成,全场约为80m。围护结构采用Φ850SMW工法桩结合一道预应力型钢组合支撑。加压区由4个千斤顶,对称分布,该千斤顶为YBD3000-100扁形千斤顶。

试验设备:主要为5个300T,YBD3000-100扁形千斤顶装置,激光测距仪一台,5米钢卷尺2把。

2.2 试验原理

通过千斤顶的预应力施加的逐渐变大,从而造成围护构件的压缩变形,根据施加预应力前后构件的长度对比,从而得知钢支撑施加预应力后的压缩变形量,得出其相应型钢组合支撑相应刚度的变化。

2.3 试验过程

杭州某商业金融用房兼停车场工程项目:安排相关施工人员及实验人员到场,用塔吊将300T油压千斤顶移至相应位置并依此编号。现场配合的工人3人,实验人员4人。1名工人负责油压千斤顶的加压操作,另外2名工人负责保证油压千斤顶的安全。1名实验人员采用激光距离仪进行距离测量和读取测量仪上的数据。2名实验人员利用5m钢卷尺进行千斤顶的伸出长度和加压件及围檩加压前后的长度测量,1名实验人员负责记录数据。

第1步:确认本次实验的钢支撑,但未将与该支撑与纵向钢支撑之间的螺栓卸去,在钢支撑两端头分别用螺栓固定一块钢板如图5示,便于激光测距仪测量钢支撑的长度,然后用300T油压千斤顶按照编号次序放置到加压槽中就位,对该钢支撑进行加压使得特制的铸铁楔子脱落。



图5 板固定照片

第2步:对钢支撑加压,用这300T的油压千斤顶在活动端沿支撑一侧逐级加压,第一次施加到设计支撑轴力30%,第二次施加到设计支撑轴力40%,第三次施加到设计支撑轴力的50%,依次逐级加压,期间分别测量试验数据并记录。试验过程中达到千斤顶行程的最大值,试验终止。

第3步:实验结束,用千斤顶对钢支撑进行泄压。

杭州留香园项目:安排相关施工人员及实验人员到场,用塔吊将300T油压千斤顶移至相应位置并依此编号。现场配合的工人3人,实验人员2人。1名工人负责油压千斤顶

的加压操作,另外2名工人负责保证油压千斤顶的安全。1名实验人员利用5m钢卷尺进行千斤顶的伸出长度和加压件及围檩加压前后的长度测量,1名实验人员负责记录数据。

第1步:确认本次实验的钢支撑,但未将与该支撑与纵向钢支撑之间的螺栓卸去。然后用300T油压千斤顶按照编号次序放置到加压槽中就位,对该钢支撑进行加压使得特制的铸铁楔子脱落。

第2步:对钢支撑加压,用这300T的油压千斤顶在活动端沿支撑一侧逐级加压,第一次施加到铸铁楔子脱落,之后每次加压增加5MPa,依次逐级加压,期间分别测量试验数据并记录。试验过程中油压泵无法再加压,试验终止。

第3步:实验结束,用千斤顶对钢支撑进行泄压。

3 数据分析

杭州某商业金融用房兼停车场工程项目:加压至特制的铸铁楔子脱落然后卸载,再进行加压,第一次加压,此时单个油压千斤顶为14.0MPa,计为5个,算得压力数值为4257.921kN。第二次加压,单个油压千斤顶为21.4MPa,计为5个,算得压力数值为6472.186kN。第三次加压,单个油压千斤顶为28.9MPa,计为5个,算得压力数值为8716.3735kN。第四次加压,单个油压千斤顶为35.0MPa,计为5个,算得压力数值为10541.646kN。此时,千斤顶的行程已达到极限,试验终止。杭州某商业金融用房兼停车场工程项目实验加压过程图片如图6所示。



图6 实验加压过程照片

表1 加压端测量数据

加压(单个)/MPa	14.0	21.4	28.9	35.0
加压区长度/cm	27.2	28.6	30.4	32.5
工法桩~支撑端头间距/cm	233.9	235.0	236.1	237.1

表2 加压端型变形量

工法桩~支撑端头间距变形量/cm	加压区变形量/cm	两者之差/cm
+1.1	+1.4	-0.3
+1.1	+1.8	-0.7
+1.0	+2.1	-1.1

注:“+”为拉伸,“-”为压缩

由表 1 可知,在加压端处,由于千斤顶压力的不断增大,加压区的长度不断拉伸变大。工法桩~支撑端头间距也随之拉伸变大。

而表 2 中可知,加压区的拉伸变化量大于工法桩~支撑端头的间距拉伸变化量,数值 -0.3cm , -0.7cm , -1.1cm ,主要是由于千斤顶施加在加压区的力大于两端对加压区施加的力,导致工法桩~支撑端头型钢有一定的压缩变形,部分压缩也可能由于支护系统的松弛,钢支撑和围檩之间不可避免的施工间隙^[2]所导致。

表 3 钢支撑加压端测量数据

加压(单个)/MPa	14.0	21.4	28.9	35.0
钢支撑长度/m	29.236	29.226	29.217	29.213

表 4 不加压端处测量数据

加压(单个)/MPa	14.0	21.4	28.9	35.0
工法桩~支撑端头间距/cm	205.8	205.7	205.6	205.5

表 5 各级压力下的钢支撑刚度

压力变化量(ΔF)/kN	2214.265	2244.1875	1825.2725
钢支撑变化量(ΔL)/mm	10	9	7
刚度($\Delta F/\Delta L$)/(kN/mm)	221.4265	249.3542	260.7532

注:“+”为拉伸,“-”为压缩

由表 3 表 4 可知,随着千斤顶压力的不断增大,钢支撑被不断压缩变小。而不加压端处工法桩~支撑端头间距随着压力的变化其相对应的压缩量均被压缩 1mm。

而刚度如表 5 中所示,由于其压缩量较小可以忽略其侧向弯曲变形,看成线性压缩变形。

由力和相对应的测量长度,模拟出来的曲线大致如图 7,可知其刚度约为 237.6kN/mm。

杭州留香园项目:加压至特制的铸铁楔子脱落后卸载,再进行加压,第一次加压,此时,单个油压千斤顶压力为 10MPa,总计 4 个,算得压力数值 2668.884kN。第二次加压,单个油压千斤顶压力为 15MPa,总计 4 个,算得压力数值为 3865.784kN。第三次加压,单个油压千斤顶压力为 20MPa,总计 4 个,算得压力数值 5062.684kN。第四次加压,单个油压千斤顶压力为 25.5MPa,总计 4 个,算得压力数值 6379.274kN。第五次加压,单个油压千斤顶压力为 30MPa,总计 4 个,算得压力数值 7456.484kN。第六次加压,单个油压千斤顶压力为 35MPa,总计 4 个,算得压力数值 8653.384kN。第七次加压,单个油压千斤顶压力为 40MPa,总计 4 个,算得压力数值 9850.284kN。第八次加压,单个油压千斤顶压力为 45MPa,总计 4 个,算得压力数值 11047.184kN。图 8 为留香园试验加压照片。

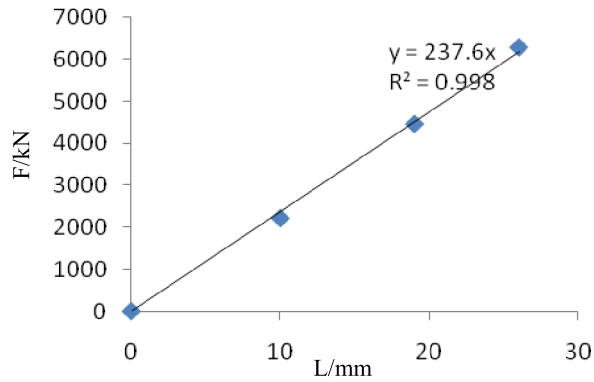


图7 刚度变形曲线



图8 实验加压照片

表5 加压端测量数据

	千斤顶加压区长度/cm	$\Delta L/cm$
第一次加压	24.2	
第二次加压	24.7	0.5
第三次加压	25.5	0.8
第四次加压	26.5	1.0
第五次加压	27.3	0.8
第六次加压	28.4	1.1
第七次加压	29.2	0.8

注：“+”为拉伸，“-”为压缩

表5可知，千斤顶加压区的变形量 ΔL ，由于加压件和工法桩在加压过程中可以忽略不计（每次加压后，千斤顶处测量至加压端墙端距离均为297.1cm），即千斤顶加压区长度变化等于钢支撑长度的变化。

而刚度如表6中所示，同理，由于其压缩量较小可将其看成线性压缩变形。表中的变形量5mm，是由于卸压后，其变形恢复不到位，导致其刚度变大。

表 6 每一级加压所对应的钢支撑的刚度

$\Delta F/\text{kN}$	$\Delta L/\text{mm}$	$\Delta F/\Delta L/\text{kN/mm}$
1196.9	5	239.38
1196.9	8	149.6125
1316.59	10	131.659
1077.21	8	134.65125
1196.9	11	108.8091
1196.9	8	149.6125

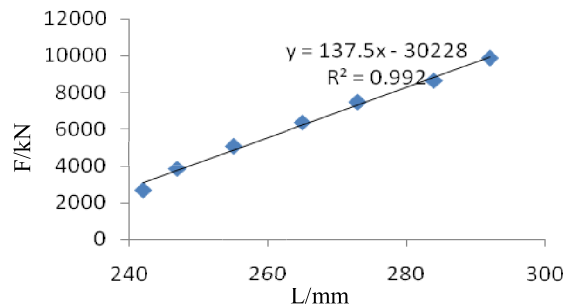


图 9 刚度变形曲线

由力和相对应的测量长度,模拟出来的曲线大致如图 9,可知其刚度约为 137.5kN/mm。

4 支撑刚度分析

本文中杭州某商业金融用房兼停车场工程项目采用了钢支撑和混凝土支撑结合的平面形式。图 10 为支护结构施工完成后的现场照片。内支撑标准件采用 H350×350×12×19 型钢 (Q345), 钢围檩采用双拼 H400×400×13×21 型钢 (Q345), 立柱桩采用 H300×300×10×15 (Q235), 支撑连接梁和立柱剪刀撑采用槽钢 28c (Q235)。



图 10 支护结构现场照片

而实验位置位于 V 轴~X 轴交与 19 轴~25 轴处的第二层钢支撑 G2-11, 采用 H350×350×12×19 型钢 (Q345), 长度为 29290mm。图 11 为钢支撑试验简图, 忽略其侧向变形, 只考虑轴向变形, 可以认为钢支撑变形是线性变形。

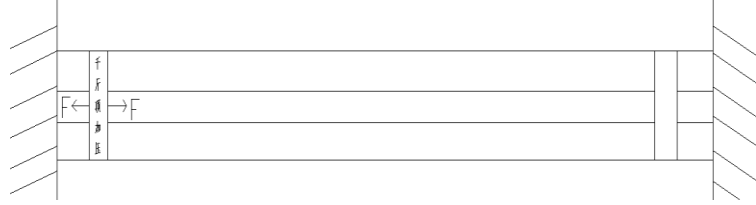


图 11 钢支撑简图

由拉压杆变形胡克定律公式可得出拉压杆变形刚度公式:

$$K = \frac{FN}{DL} = \frac{EA}{L} \quad (1)$$

其中, E 为材料弹性模量, GPa; A 为横截面面积, m^2 ; L 为支撑梁计算长度, m。

简图可知有 4 榀 H350×350×12×19 型钢组合而成, 其中长度为 29.29m。即:

$$A = 4 \times \{350 \times 19 \times 2 + (350 - 19 \times 2) \times 12\} = 68176 \text{ mm}^2$$

$$L = 29.290 \text{ m}$$

$$E = 206 \text{ GPa}$$

$$K = \frac{EA}{L} = \frac{206 \times 68176}{29290} = 479.490 \text{ kN/mm}$$

杭州留香园项目围护结构采用 $\Phi 850$ SMW 工法桩结合一道预应力型钢组合支撑。局部区域采用锚索。支撑采用 H400×400×13×21 钢 (材质约为 Q345B) 组合结构。而实验位置位于西南角最外侧第三道角支撑。图 12 为留香园钢支撑实验简图。

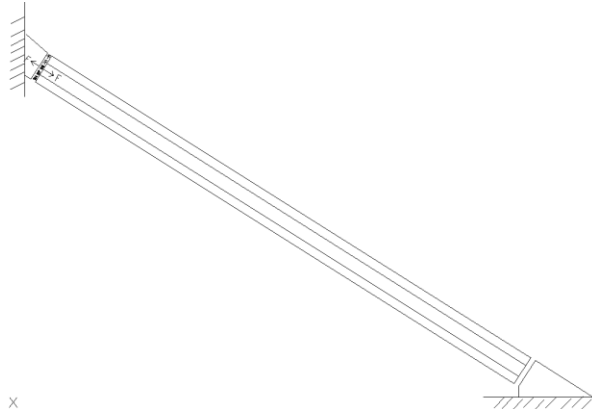


图 12 钢支撑简图

同理, 可认为钢支撑为线性变化, 该钢支撑也由 4 榀 $H400 \times 400 \times 13 \times 21$ 型钢组合而成, 其中长度为 79.938m。

$$A = 4 \times \{400 \times 21 \times 2 + (400 - 21 \times 2) \times 13\} = 85816 \text{ mm}^2$$

$$L = 79.938 \text{ m}$$

$$E = 206 \text{ GPa}$$

$$K = \frac{EA}{L} = \frac{206 \times 85816}{79938} = 221.148 \text{ kN/mm}$$

可知, 理论刚度和试验所得的相应刚度存在较大差距, 分析认为可能存在以下几个原因:

- (1) 各榀型钢的长度不完全一致, 使得拼接的钢支撑存在左右不对称;
- (2) 在千斤顶加压过程中存在一定的扭曲, 发生侧向变形, 而计算理论刚度时, 只考虑了轴向变形, 忽略了其侧向变形。

5 结论

本文是对杭州某商业金融用房兼停车场工程项目和留香园项目进行试验, 试验对象均为四榀钢支撑, 进行一端加压, 一端不加压, 依此来了解钢支撑的刚度和强度。千斤顶的加压可以使得支护系统得到更紧密的咬合。而理论刚度和试验刚度的较大区别, 可能是由于钢支撑和围檩之间不可避免的施工间隙、安装误差、构件误差等; 也可能是由于理论刚度与实际刚度选取不同打折。

本实验主要研究的是四榀钢支撑的刚度, 具有一定的工程参考价值。以后将可对三榀, 五榀的钢支撑进行进一步的加压研究, 或者也可对钢支撑进行两端加压研究。

参考文献:

- [1] 黄茂松, 王卫东, 郑刚. 软土地下工程与深基坑研究进展[J]. 土木工程学报, 2012, 24 (6): 146-161.
- [2] 王光明, 萧岩, 卢常亘. 深基坑钢支撑施加预加轴力的合理数值分析[J]. 市政技术, 2006, 24(5): 336-339.

H 型钢支护体系节能减排估算

潘鹏飞, 胡琦

(东通岩土科技(杭州)有限公司, 杭州 310022)

摘要: 绿色环保已成当下的一种主题。应遵循“四节一环保”的原则, 即“节能、节地、节水、节材和环境”的原则对项目节能减排进行评估分析, 从而选择绿色环保的项目方案进行施工。此篇文章通过对基坑支护方案材料使用情况的采集和能源、水资源、碳排放量的计算模型的建立, 对杭州某基坑原设计的 2 种不同施工方案进行计算分析。根据不同结果, 对基坑支护阶段的节能减排提出对策和建议。

关键字: 型钢支护体系; 二氧化碳排放; 能源消耗; 水资源使用; 计算模型

1 引言

目前, 关于绿色建筑在“四节一环保”等方面的技术创新和应用已成为热点。发展绿色建筑已成为实现“四节一环保”指标的长久战略选择。在建设中, 合理的采用绿色建筑技术, 有利于达到优良工程的指标以及良好经济效益的目标。

基坑工程中采用绿色支护手段, 能有效的减少材料、能源、水资源和土地资源的使用, 减少二氧化碳的排放, 达到“四节一环保”要求。本文是在实际工程中, 对现有的一种 H 型钢绿色支护体系与传统支护体系的两种设计方案进行对比分析, 从生命周期的角度, 得出 H 型钢绿色支护体系具有优于传统支护体系使用价值的结论。

2 方案介绍

2.1 工程概况

本工程位于杭州市余杭区五常文一村, 西侧为荆常大道, 南侧和东侧为规划道路, 北侧为杭州天畅网络综合用地。拟建工程主要建筑为 3 幢 9 层办公楼及一层地下室。该场地开挖影响范围内的土质主要为填土、淤泥质土。基坑底部位于淤泥质土层, 淤泥质土厚度变化较大, 土质条件差, 工程施工难度大。

2.2 H 型钢支护体系

该系统采用一种高强度的型钢, 经工厂加工形成模块化的标准件, 系统由模块化组合标准件组成, 根据设计要求任意组合增加预应力的一种施工方法。根据基坑的不同形状及要求还可以在该系统的基础上增加 IPS 系统和 PAS 系统, 以满足各类基坑支护要求。

基坑支护结构为 SMW 工法桩结合一道水平 H 型钢组合式支撑。图 1 为 H 型钢支护体系的平面布置图, 图 2 为 H 型钢支护体系的现场照片。SMW 工法桩具有挡土和止水作用,

工法桩由直径为 850mm 连续套打三轴水泥搅拌桩设备施工。H 型钢在水泥搅拌桩中隔一插二，搅拌桩制作后立即插入型钢 H700×300×13×24。支撑采用 H350×350×12×19 型钢，钢围檩采用双拼 H400×400×13×21 型钢，立柱采用 H300×300×10×15 型钢。基坑西侧和北侧东段坑底进行普通水泥搅拌桩被动区加固。电梯井深坑采用水泥搅拌桩重力式挡墙进行支护。为确保场地基坑周边有足够施工空间，浅层不放坡，采用砖墙挡土，伸出压顶梁的型钢作壁柱。

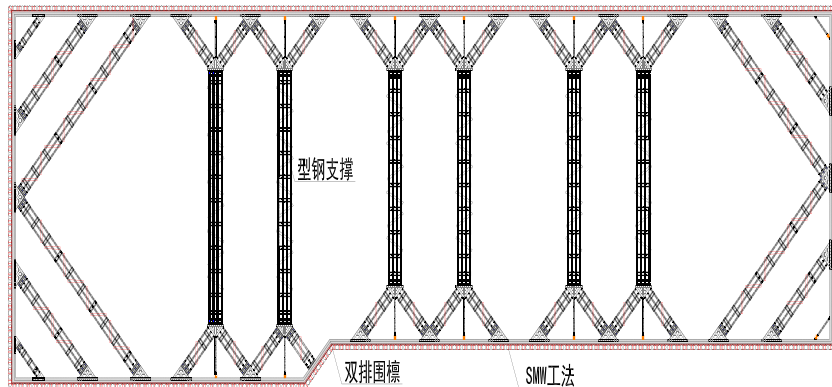


图 1 H 型钢支护体系平面布置图



图 2 H 型钢支护体系现场照片

2.3 传统支护体系

基坑支护结构采用钻孔灌注桩排桩结合一道钢筋砼内支撑方案。钻孔灌注桩桩径为 700mm，间距 900mm；钻孔灌注桩排桩采用跳打法施工，相邻桩混凝土达到一定强度后，再进行另一根桩的施工。排桩外设置 1 排直径为 600mm，间距为 450mm 的普通水泥搅拌桩止水帷幕，地表水采用明沟排水的围护形式，支护体系平面布置图如图 3 所示。图 4 为支护体系剖面图。

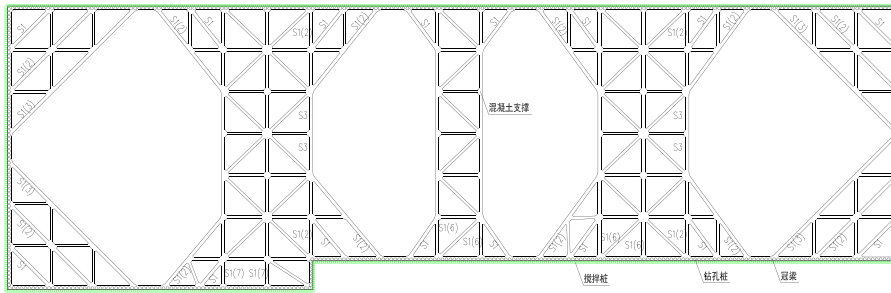


图3 传统支护体系平面布置图

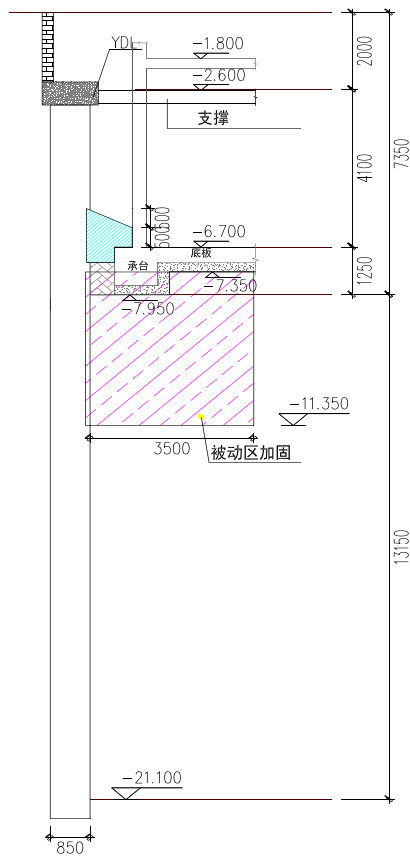


图4 支护体系剖面图

3 计算模型

建筑全生命周期包括建筑建造阶段、运行阶段、运行维护阶段、建筑拆除阶段和废弃物处理阶段。为简化分析和便于说明问题，本文缩小计算范围，仅考虑建筑建造阶段。通过统计此阶段的材料消耗的量，并应用不同的计算模型，对“四节一环保”中5个方面进行计算、分析。

3.1 能源消耗模型

建筑的建造阶段会消耗各种材料，而生产材料阶段会消耗大量的能源。通过建立材料生产消耗能源的计算模型，可得出建造阶段所消耗的能源，最终把消耗能源的量折算为标准煤。建材生产阶段生命周期能耗公式^[2]：

$$PE = \sum DE_i (1 + PE_{\text{生产}, i} + K \times PE_{\text{开采}, i}) + \sum M_m \times PE_m \quad (1)$$

其中： DE 为生产单位能源直接消耗的能源量，KJ/GJ， $DE_i = DE \times S_i$ ； S_i 为第 i 种燃料在过程能源消费结构中所占比例， $\sum S_i = 1$ ； $PE_{\text{生产}, i}$ 和 $PE_{\text{开采}, i}$ ，分别为第 i 中燃料生产阶段和开采阶段的生命周期能耗，KJ/GJ； K 为能源损失系数； M 为物料消耗系数，kg/t。

表 1 部分原材料生产能源消耗系数

材料	钢材	玻璃	水泥	石灰	混凝土
能源消耗系数	34.83GJ/t	19.94GJ/t	6.76GJ/t	5.69GJ/t	1.75GJ/t

3.2 水消耗模型

建造阶段中，原材料的开采和建材的生产以及施工阶段都会消耗水资源。通过建立水资源消耗模型，得出工程项目水资源消耗的量，并最终转化为中国每公顷土地所拥有的水资源量。

建材开采生产水消耗的环境压力模型^[2]：

$$EF_{\text{rwmc}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \times (1 + \delta_i / 100) \times W_i}{P_w} \times \gamma_w \quad (2)$$

其中： EF_{rwmc} 表示施工所需原料开采及建材生产用水消耗量； γ_w 指水域的等量因子，取 0.35； n 表示所使用的建材种类数； m_i 表示建筑材料的使用量； δ_i 表示在施工过程中因施工工艺损耗或施工管理不善等原因建筑材料 i 被废弃的比例； W_i 表示生产第 i 种单位建筑材料的用水量； P_w 为中国每公顷 (hm^2) 土地拥有的水资源量，取 $2.922 \times 103 \text{m}^3$ 。

表 2 部分材料生产水资源消耗系数

材料	商品混凝土	水泥	钢材
水资源消耗系数	$1.282 \text{m}^3/\text{m}^3$	$0.00372 \text{m}^3/\text{kg}$	$0.0082 \text{m}^3/\text{kg}$

施工阶段水消耗的环境压力模型^[2]：

$$EF_{\text{rwc}} = \frac{N \times W_n}{P_w} \times \gamma_w \quad (3)$$

其中： EF_{rwc} 表示施工所需原料开采及建材生产用水消耗量； γ_w ， P_w 意义同上； W_n 表示每平方米建筑面积施工所需水量，取 $2.5 \text{m}^3/\text{m}^2$ ；

3.3 碳排放模型

建材生产碳排放量，即为生产过程中化学反应所产生二氧化碳（为了简便计算，材料采集和运输，人力资源等碳排放量不计算在内）。由于建筑材料生产时，消耗电力，天然气和煤等能源而产生二氧化碳。虽然严格规定来说，此类碳排放规划于工业生产上，但为了更好的统计一个建筑的建成产生多少量的二氧化碳，我们把其划为建筑建造阶段的碳排放量。

建材生产碳排放计算模型^[3]：

$$C_i = A_i \times Q_i \quad (4)$$

其中： C_i 为第*i*种建材的碳排放量； A_i 为碳排放系数； Q_i 为第*i*种材料使用量。

表 3 材料生产的碳排放系数

建材	水泥	钢筋	预制混凝土	加气混凝土	碎石	黄沙
CO ₂ 排放系数	0.73t/t	1.3t/t	0.22t/m ³	0.14t/m ³	3.1kg/t	3.7kg/t

3.4 土地节约

通过对不同设计方案的施工平面图进行土地占用面积统计，进行对比，从而得出土地节约量。

4 案例分析

通过对杭州的 2 种施工方案的设计图纸进行主要消耗材料的统计，得出数据如下：

表 4 主要消耗材料使用量

材料	商品混凝土	水泥	钢材
混凝土支护体系	5333.4m ³	5045.8t	684.3 t
H 型钢支护体系	381.4m ³	5257.2t	357 t
节约比	92.8%	4.2%	47.8%

4.1 模型计算

材料	能耗	水耗	占地面积	CO ₂ 排放量
混凝土支护体系	2465.5tce	8.73hm ²	11879.6m ³	5746.4t
H 型钢支护体系	1785.1tce	7.70hm ²	11400m ³	4385.8t
节约比	27.6%	11.8%	4.2%	23.7%

4.2 分析和讨论

从对比结果中可以看出，H 型钢支护体系从节能环保方面远优于混凝土支护体系。所以在项目建设过程中采取了有效的节能减排技术措施，节能减排效果明显。

5 结 论

本文基于基坑施工图的情况,对基坑施工阶段的材料消耗、能源消耗、水资源消耗及碳排放量的统计计算。从结果上来看,为了达到绿色环保的要求,我们要对材料方面和基坑支护方案形式进行优化。H型钢支护体系在各个方面均优于混凝土支护体系,所以为了达到低碳环保的要求,本项目最后采用H型钢支护体系作为施工方案。H型钢支护体系在环保理念上,可以达到要求,未来H型钢支护体系的发展有很大的空间,应多发掘和使用此类基坑支护方式。

参考文献:

- [1] 王婧,张旭,黄志甲.基于LCA的建材生产能耗及污染物排放清单分析[J].环境科学研究,2007(6):149-153.
- [2] 刘浩,宋阳.建筑生命周期水资源消耗的环境压力评估[C].2012中国可持续发展论坛2012年专刊(一).中国可持续发展研究会,2013,292-296.
- [3] 张文超,肖益民,韩青苗.基于施工图的建筑建造阶段碳计算方法初探[J].建筑热能通风空调,2012(1):28-31.
- [4] 戴小文.中国低碳城市建设支撑要素研究[D].西南财经大学,2013.
- [5] 石铁矛,于威,夏晓东,闫增会.辽宁农村住宅全生命周期碳排放量分析[J].沈阳建筑大学学报:自然科学版,2013(5):876-881.
- [6] 封泽鹏,刘泽勤.对建筑楼宇碳排放量计算模型的探索[J].建筑热能通风空调,2014(2):73-75+27.
- [7] 张陶新,周跃云,芦鹏.中国城市低碳建筑的内涵与碳排放量的估算模型[J].湖南工业大学学报,2011(1):77-80.

型钢与砼支撑受力特性对比分析

宋康

(东通岩土科技(杭州)有限公司, 浙江 杭州, 310022)

摘要: 型钢组合支撑作为一种可重复利用、施工工期快, 无环境污染的优点的支撑结构。现越来越多的得到应用。其受力特性与传统砼支撑有何差异还有待进一步研究。本文以杭政储出[2012]63 号地块商业金融用房兼停车场工程基坑工程为例, 通过对支撑轴力, 地下水位和深层土体水平位移的监测数据进行对比分析研究了型钢组合支撑和砼支撑之间受力特性的差异。研究成果表明: 型钢组合支撑的承载力、刚度、稳定性及对基坑的变形控制都能与砼支撑相媲美。

关键词: 深基坑; 砼支撑; 型钢支撑; 轴力; 监测

1 引言

随着我国市区目前对于深基坑需求越来越多, 深基坑围护的支撑选择也变得多样化。为保证地下结构施工及基坑周边环境安全, 基坑支护一般采用排桩结合水平内支撑^[1]。钢筋混凝土支撑因易成形, 截面刚度大且适用于各种类型的基坑等优点而广泛使用, 但拆除噪音大和建筑垃圾多的缺点也不可忽视。响应国家绿色节能的号召, 深基坑支护结构越来越多的采用型钢组合支撑^[2]或钢砼组合体系。

型钢组合支撑体系作为一种新型的支撑体系, 其受力特性与传统砼支撑有何差异还有待进一步研究。本文以杭政储出[2012]63 号地块商业金融用房兼停车场工程基坑工程为例, 通过对支撑轴力, 地下水位和深层土体水平位移的监测数据进行对比分析研究了型钢组合支撑和砼支撑之间受力特性的差异。

2 工程概况

2.1 支护结构

如图 1 所示, 杭政储出[2012]63 号地块商业金融用房兼停车场工程位于杭州市上城区复兴地区, 钱江四桥桥头东侧, 之江路北侧, 规划复兴桥头公园内(浙江第一码头遗址内)。周边建筑物为高层建筑及多层商业裙房, 均为桩基础, 工程周围环境较为复杂, 基坑北侧分别有距离坑边 9.0 m 处管理用房和 15.9 m 处海运国际大厦, 东侧有距离坑边 16.0 m 处赞成中心大厦和 17.0 m 处太和广场, 西侧为复兴大桥桥头, 南侧为紧邻钱塘江

的之江路。

本工程该项目为新建两层地下室，无上部结构，地下建筑面积为 31082 m²。地下室埋深约为 13.5 m。项目基坑区域，基坑挖深 14.3 m，支护结构设两道混凝土水平支撑或两道型钢组合支撑，在平面形成混合支撑体系，支护墙采用内插 H700×300×13×24 型钢的 TRD 工法水泥土地下连续墙中，型钢间距 600mm。

第一道支撑与压顶梁同一标高，标准件采用 H350×350×12×19 型钢，第二道支撑和型钢围檩采用 H400×400×13×21 型钢。立柱桩采用 H350×350×12×19，钢材均采用 Q345b。设两道钢支撑，第一道型钢支撑中心相对标高为-3.200 m，第二道型钢支撑中心相对标高为-9.000 m，见图 3。

型钢组合支撑与压顶梁连接采用预埋螺杆。型钢组合支撑通过钢围檩与支护墙内型钢连接则通过用 T 型传力件与型钢组合支撑连接，并在 T 型传力件空隙内浇筑 C20 细石混凝土。详见图 4。

压顶梁和部分支撑梁均采用现浇钢筋混凝土结构，混凝土强度等级均为 C30，压顶梁和支撑梁施工时铺设 100 厚素砼垫层。设第一道钢筋砼支撑中心相对标高为-3.200 m，设第二道钢筋砼支撑中心相对标高为-9.000 m。砼支撑截面尺寸为 1000×800。

现选用基坑中部对撑作为监测数据分析主体，监测点布置示意图如图 2。

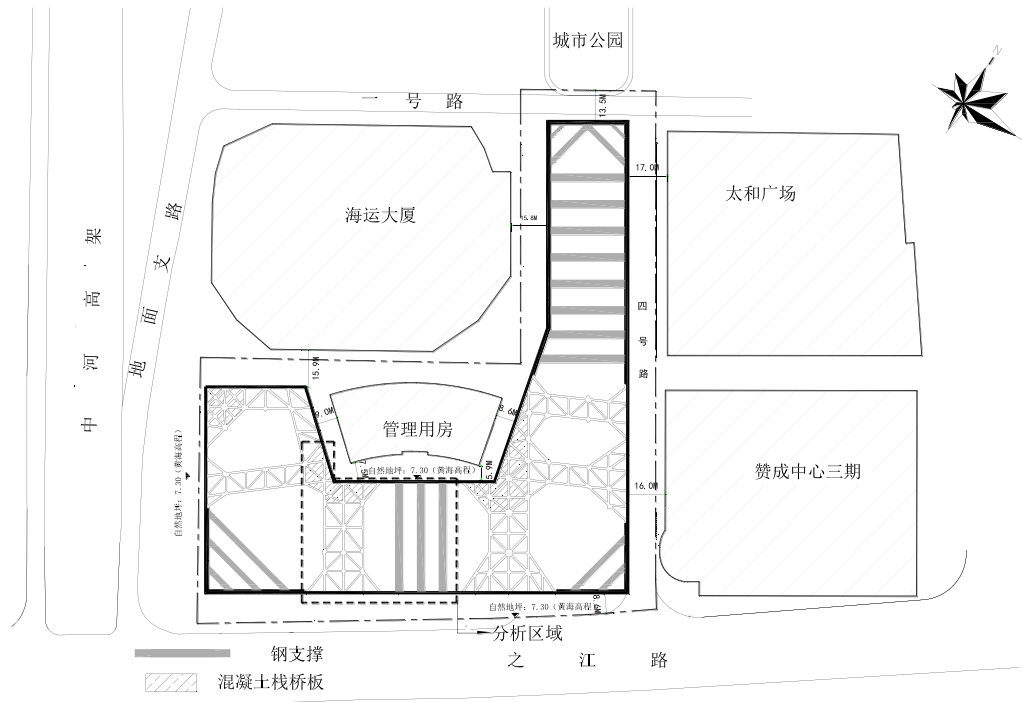


图 1 项目周边环境图

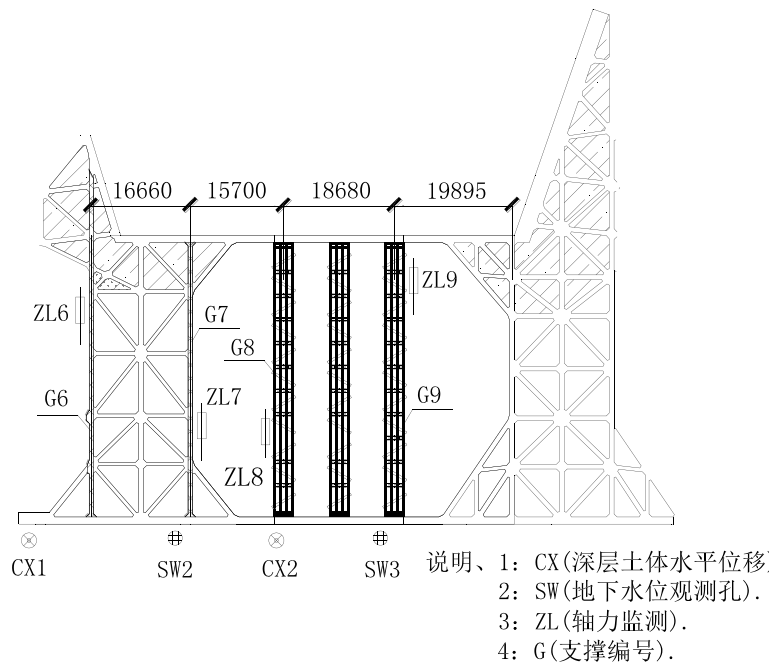


图2 监测点布置示意图

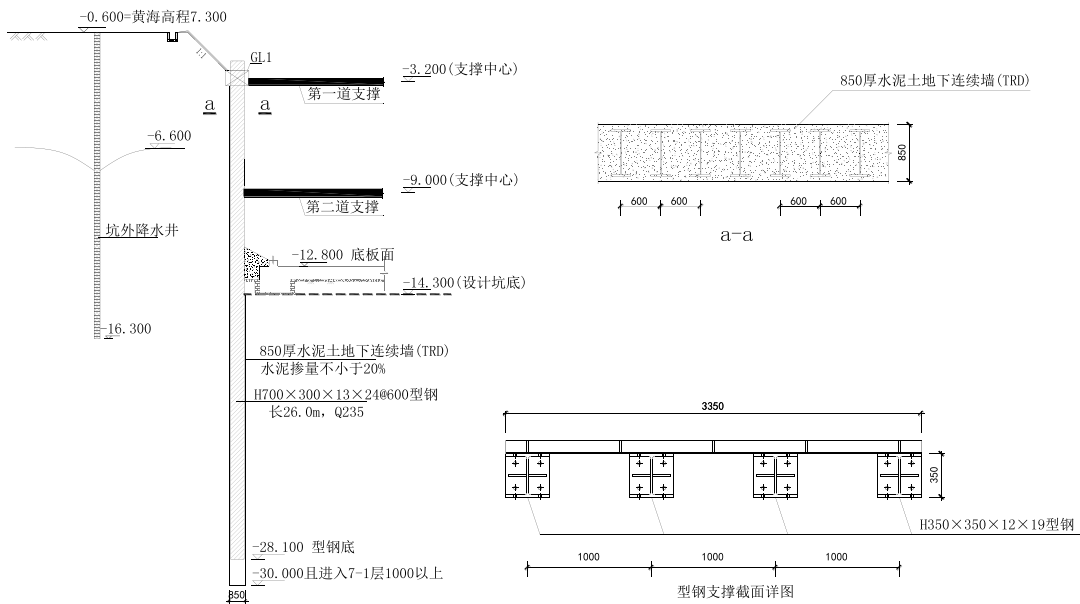


图3 支护剖面图

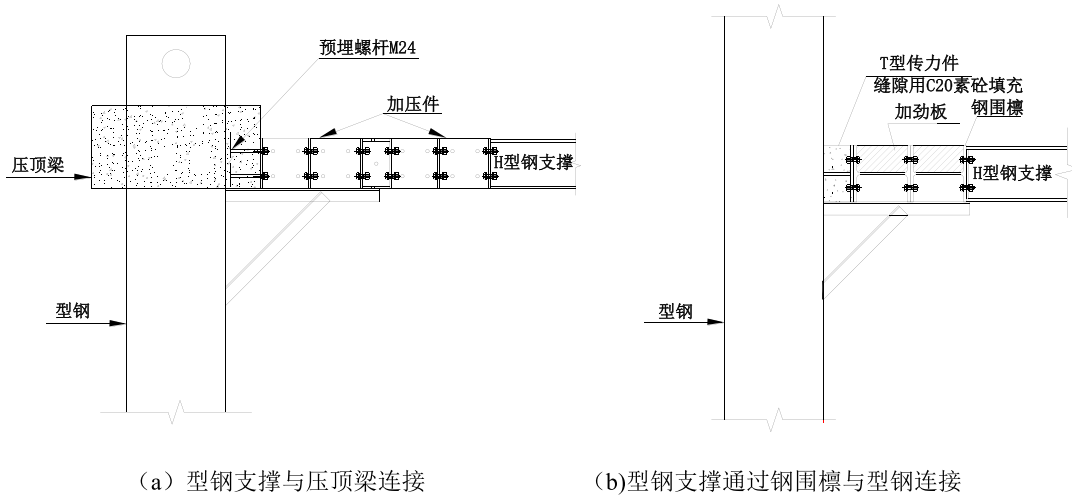


图 4 连接节点图

2.2 地质条件

根据地质勘测报告反映，本工程场地为老宅基地，地形平坦，地貌为冲海积平原。地层土质分布如表 1 所示。地下水位分两类：场地浅部地下水属空隙潜水，赋存于砂质粉土和粉砂中，地下水位埋深 1.3~2.8 m；场地下部的孔隙承压水在粉砂和卵石中，承压水头埋深约为 12 m，高于设计底板（埋深约 14 m）^[3]。

表 1 土层参数表^[3]

层号	土层	厚度/m	天然重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	孔隙比 e_0	天然含水量 $\omega/\%$	内聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
1	杂填土	1.4~5.2	-	-	-	-	-
2	砂质粉土	7.2~12.1	18.6	0.833	28.9	11	28
4	粉砂	3.7~5.9	19.4	0.654	21.6	6	28.7
5	淤泥质粉质粘土	0~8.4	17.9	1.054	37.2	12	6.1
6	粉砂	4.9~10	19.5	0.659	23	7	28.9
6 ₁	卵石	0~1.9	-	-	-	-	-
7 ₁	全风化凝灰岩	2.1~12.2	16.2	1.459	47.8	24	12.4

表 2 阶段信息表

类别	工况简述	日期
第一阶段	土方开挖至标高-6.200m	2015-9-15 至 2015-10-18
第二阶段	土方开挖至标高-9.200m	2015-10-19 至 2015-11-17
第三阶段	土方开挖标高至-14.500m	2015-11-18 至 2015-12-5

第一道支撑完成，第一道型钢支撑施加预应力完毕后，第一阶段为土方开挖至标高-3.400m至土方开挖至标高-6.200m的过程，时间为2015年9月15日至2015年10月18日。第二阶段为土方开挖至标高-6.200m到土方开挖至-9.200m的过程，时间为2015年10月19日至2015年11月17日。第二道支撑完成，第二道支撑施加预应力完毕后，第三阶段土方开挖至-9.200m和土方开挖至-14.500m，时间为2015年11月18日至2015年12月5日。

3 监测数据分析

现对三个阶段监测数据进行分析：基坑监测内容主要包括：①地下水位；②支撑轴力，数据见表3；③深层土体水平位移，数据见表4和表5。现采用靠近基坑南侧监测点进行分析。

表3 各阶段最大轴力数据汇总表

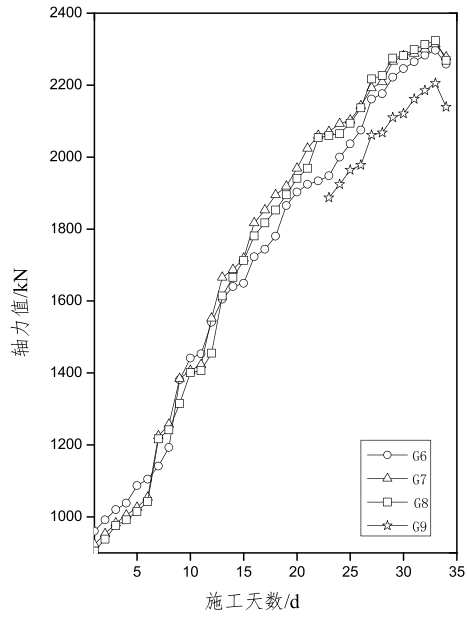
类别	支撑编号	第一阶段	第二阶段		第三阶段
		第一道支撑	第一道支撑	第一道支撑	第二道支撑
最大轴力 /kN	G6（砼支撑）	2283	2297	2378	3562
	G7（砼支撑）	2278	2314	2337	3483
	G8（钢支撑）	2269	2324	2368	3453
	G9（钢支撑）	2139	2205	2168	3322

表4 各阶段最大轴力增量表

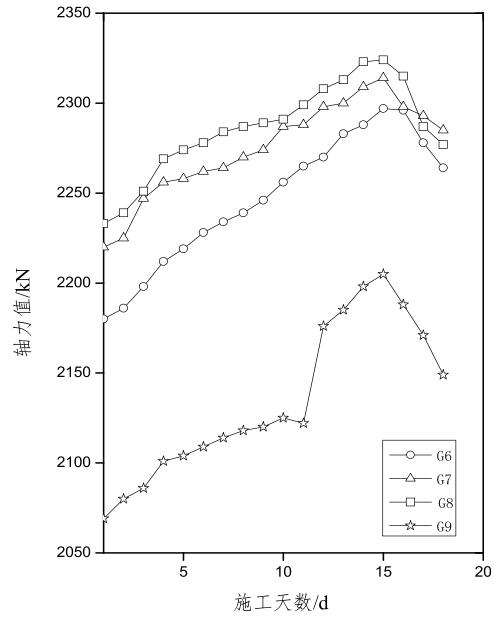
类别	支撑编号	增量1	增量2
最大轴力 /kN	G6（砼支撑）	14	81
	G7（砼支撑）	36	23
	G8（钢支撑）	56	44
	G9（钢支撑）	66	37

表5 各阶段最大土体位移变形数据汇总表

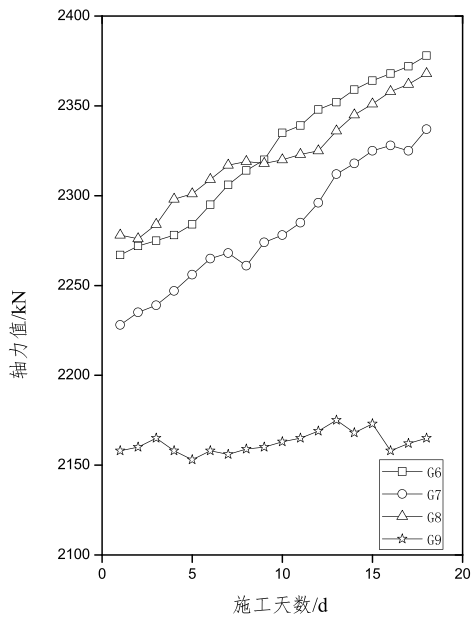
类别	测斜点	第一阶段	第二阶段	增量1	第三阶段	增量2
土体位移 /mm	CX1（砼支撑）	31.3	38.4	7.1	51.0	12.6
	CX2（钢支撑）	38.7	42.1	3.4	48.0	5.9



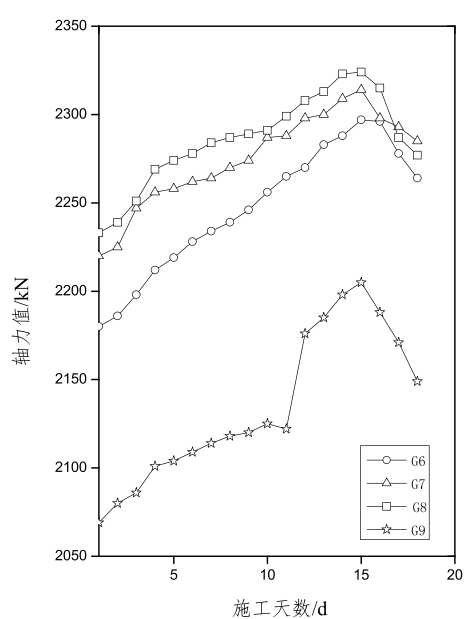
(a) 第一阶段第一道支撑



(b) 第二阶段第一道支撑



(c) 第三阶段第一道支撑



(d) 第三阶段第二道支撑

图 5 支撑轴力对比

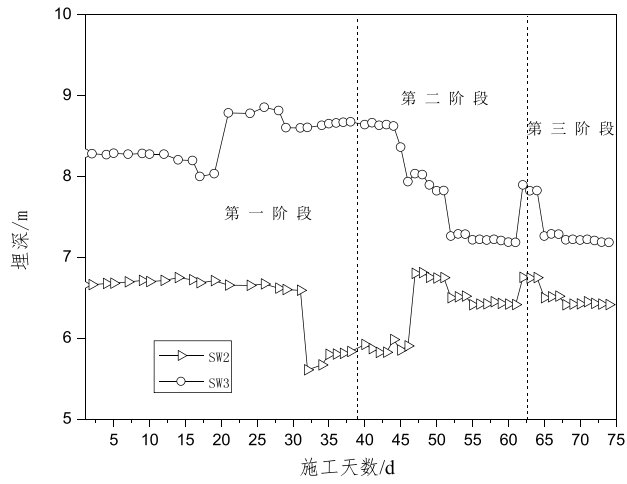


图6 各阶段水位对比

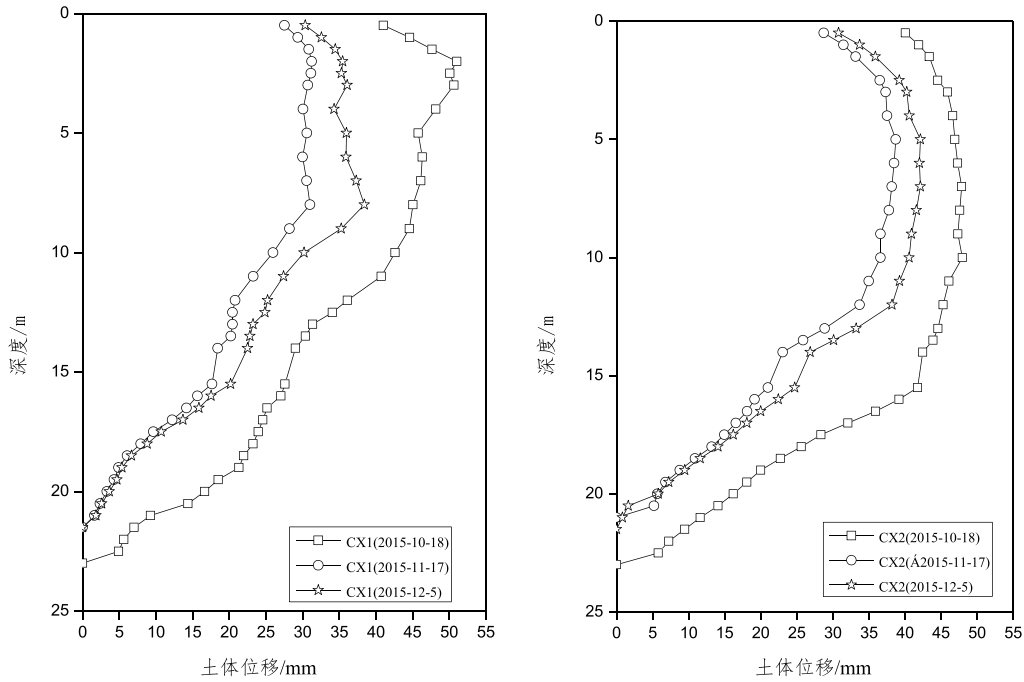


图7 各阶段土体位移图

表6 第一道支撑位置土体位移及增量变化

类别	测斜点	第一阶段	第二阶段	增量1	第三阶段	增量2
土体位移	CX1 (砼支撑)	30.7	36.1	5.4	50.6	14.5
/mm	CX2 (钢支撑)	37.3	40.2	2.9	45.9	5.7

表 7 第二道支撑位置土体位移及增量变化

类别	测斜点	第二阶段	第三阶段	增量 2
土体位移	CX1 (砼支撑)	35.3	44.6	9.3
/mm	CX2 (钢支撑)	40.9	47.3	6.4

说明：表 4、表 5、表 6 和表 7 中增量 1 为第二阶段较第一阶段增量；增量 2 为第三阶段较第二阶段增量。

3.1 第一阶段监测数据分析

按照设计要求，需要将基坑外侧的地下水降至标高-6 m 以下，如图 6 中所示，基坑外侧水位埋深 SW2 基本保持在-6 m 左右，SW3 水位埋深保持在-8 m~-9 m 之间，所以 SW2 和 SW3 处地下水水位的情况相同。

第一阶段土方开挖坑内逐步卸荷，静止土压力转变为主动土压力，从图 7 中 CX1 和 CX2 在 2015 年 9 月 15 日的土体位移变化相差不大，第一阶段 CX1 位置最大变形量也只有 30mm 左右，与 CX2 最大变形量相差不多。所以传递至支撑上土压力大小基本相同。

开挖初期，钢支撑 G8 安装完成，G9 未安装完成，挖土对轴力影响较大。如图 5 所示钢支撑和砼支撑受力情况基本相同。

3.2 第二阶段监测数据分析

如图 6 中所示，基坑外侧水位埋深 SW2 基本保持在-6 m~-7 m，而 SW3 水位埋深逐渐下滑到-7 m~-8 m 之间。传递至钢支撑水压力大于砼支撑。SW2 位置处水压力略大于 SW3 位置处水压力。总体水位情况相同。

分析第二阶段施工工况下砼、钢支撑受力情况，从图 7、表 5 和表 6 中体现出，采用 2015 年 11 月 17 日的 CX1 和 CX2 土体位移变形量的监测数据。CX2 处最大土体位移变形量比 CX1 处最大土体位移变形量稍大，两者相差 4mm 左右。CX1 和 CX2 位置处在第一道支撑中心标高的深度土体位移变形量想着相差不大。

从图 5、表 3 和表 4 中表明，第二阶段土方开挖，随着支撑数量增加，砼支撑和钢支撑轴力相比第一阶段轴力增长速度已经有所减缓，挖土对支撑轴力影响变小。型钢支撑和砼支撑受影响程度基本相同。从表 4 中得出最大轴力增量也基本稳定。

3.3 第三阶段监测数据分析

根据图 6 中所示，基坑外侧水位埋深 SW2 基本保持在-6 m~-7 m，SW3 水位埋深逐渐下滑到-7.3 m 左右。传递至钢支撑水压力大于砼支撑。SW2 和 SW3 位置处水压力差距越来越小并稳定。

分析第三阶段下砼、钢支撑受力情况，如图 7、表 5、表 6 和表 7 所示，采用 2015 年 12 月 5 日 CX1 和 CX2 土体位移量作对比。基坑开挖深度增加土体不断向坑内发生水平位移。CX2 土体位移数据变化量比 CX1 土体位移数据小。可见随着支撑数量增加，型钢支撑位置变形速率在逐渐变小。CX1 处最大土体位移变形量比 CX2 处最大土体位移变形量

稍大,两者相差3mm左右。CX1和CX2位置处在第一道支撑中心标高的深度土体位移变形量相差不大。

从图5、表3和表4中,第一道支撑轴力数据稳定,第三阶段型钢支撑和砼支撑最大轴力增量相差无几;第二道支撑完成后,轴力明显大于第一道支撑,型钢支撑和砼支撑同时稳定上升。所有钢支撑轴力趋于稳定。

通过各个阶段钢支撑和砼支撑轴力数据、土体位移数据以及水位数据的对比,在相同环境下,第一道型钢支撑和砼支撑最大轴力基本维持在2200kN左右,其期间变化速率也基本相同,第二道支撑最大轴力维持在3400kN左右。土体位移量型钢支撑处略大于砼支撑处,工程进度的进行,第二阶段和第三阶段,第一道支撑和第二道支撑,最大轴力数据基本相同,土体位移攀升速率也相差不多,可见在深基坑开挖过程中型钢支撑和砼支撑受力无明显差异。

4 结 论

(1)通过本文水位数据,可以表现出在水位相同,受力条件相同的情况下,两道砼支撑和型钢支撑的轴力基本相同,土体位移最大变形量及增量、支撑位置土体位移变形量及增量和整体土体位移变化均相差不大。可见型钢组合支撑的承载力、刚度、稳定性及对基坑的变形控制都能和传统砼支撑相媲美。

(2)以本工程型钢支撑和混凝土支撑的应用的例子,型钢组合支撑作为一种可重复利用、施工工期快,无环境污染的优点,可以实际应用中加以推广,积极有效推动基坑工程绿色发展。

参考文献:

- [1] 杨有海, 王建军, 武进广等. 杭州地铁秋涛路车站深基坑信息化施工监测分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(10):1550-1554.
- [2] 李瑛, 陈东, 刘兴旺等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S1):51-55.
- [3] 浙江省工程物探勘察院. 复兴17-10号地块复兴国际商务广场地下报告. 岩土工程勘察报告[R]. 杭州: 2011.

支撑间横向连杆对型钢组合支撑变形控制作用分析

唐登^{1,2}, 周林国¹, 王涛²

(1.东通岩土科技(杭州)有限公司, 浙江 杭州, 310022; 2.浙江浙峰工程咨询有限公司, 杭州, 310022)

摘要: 随着预应力型钢组合支撑体系在基坑工程中不断推广, 提高大跨度支撑杆件的稳定性成为该项新兴工艺实践应用中新的课题。本文以杭州某基坑工程为例, 采用平面杆系有限元计算方法, 分析支撑体系在有无横向连杆两种情况下的受力和变形, 发现在独立的各榀预应力型钢组合支撑间设置横向连杆是提高支撑体系稳定性的有效方法, 同时能起到控制基坑变形的作用。

关键词: 型钢组合支撑; 横向连杆; 抗侧刚度; 平面内稳定性

1 引言

随着人类对地下空间的不断开发利用, 基坑工程向着面积更大、深度更深的方向不断发展, 排桩结合水平内支撑的支护方式已经非常普遍。在平面面积较大的基坑工程中, 支撑平面布置时支撑杆件长细比较大, 支撑杆件的稳定性难以满足。支撑杆件的平面外稳定性一般采用设置竖向立柱的方法予以解决, 平面内稳定性可以通过增加杆件截面或缩短杆件计算长度的方法进行提高。

传统的钢筋混凝土支撑布置时通常会在受压主杆间设置连系梁形成网状结构使原本各自独立的支撑杆件形成整体以提高平面内稳定性。预应力型钢组合支撑体系作为新兴的支撑体系在早期的工程应用中仅对每榀支撑内的不同型钢杆件设置盖板以增加整体性, 并未对各榀支撑进行有效连接, 使得各榀支撑发挥作用时相互独立。因此随着支撑杆件长度增加, 杆件平面内稳定性减小, 临界荷载减小, 对周边土体约束能力减弱。

理论分析表明, 临界荷载随着支撑体系抗侧刚度的增加而增加, 抗侧刚度是影响支撑体系整体稳定的关键因素^[1]。在预应力型钢组合支撑体系中设置横向连杆是增加体系抗侧刚度的一种方法, 同时设置横向支撑可减小压杆计算长度, 是提高压杆承载力的有效方法^[2]。

本文旨在通过介绍预应力型钢组合支撑体系增加横向连杆后应用于深大基坑的工程实例, 经过对监测数据的整理和分析, 同时结合理论计算, 探讨支撑体系中横向连杆对基坑变形控制的影响。

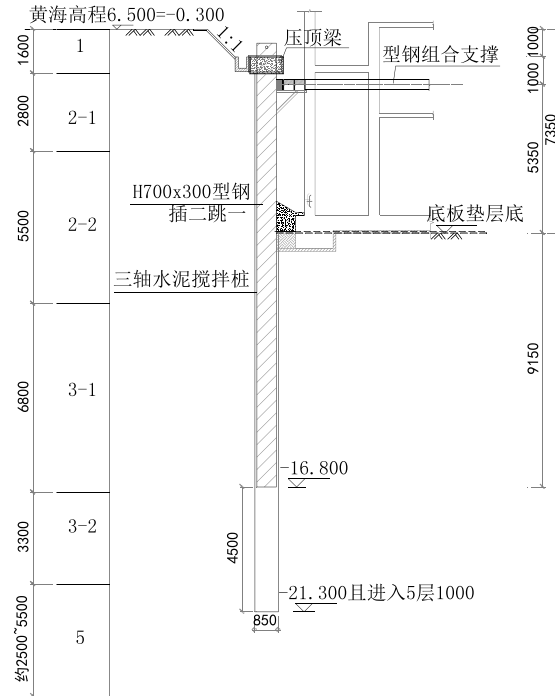


图 2 支护剖面图

该项目于 2015 年 8 月下旬完成工程桩及支护桩的施工，9 月 12 日正式开始施工预应力型钢组合支撑体系并开挖土方（图 3），于 11 月 20 日完成全部土方开挖并且完成底板浇筑后开始拆除支撑（图 3）。截至 2016 年 1 月 26 日，项目已基本完成±0.00 以下部分结构施工并开始回填土方，期间基坑累计暴露约 137 天。本文以该项目 2016 年 1 月 28 日监测报告为依据，将 cx3、cx7、cx11、cx15 四点实测位移与理论计算结果作比较，发现两者数据比较接近（见图 4）。

表 1 基坑影响范围内土体物理力学指标^[3]

层号	土层	厚度/m	$\gamma / \text{kN/m}^3$	e	c/kPa	$\varphi/^\circ$
1	杂填土	1.6	19.0	--	10.0	10.0
2-1	粘质粉土	2.8	18.9	0.820	9.0	24.0
2-2	砂质粉土	5.5	19.1	0.769	6.0	27.0
3-1	粉砂	6.8	19.5	0.714	4.0	32.0
3-2	砂质粉土	3.3	19.3	0.787	6.0	26.0

3 横向连杆受力分析

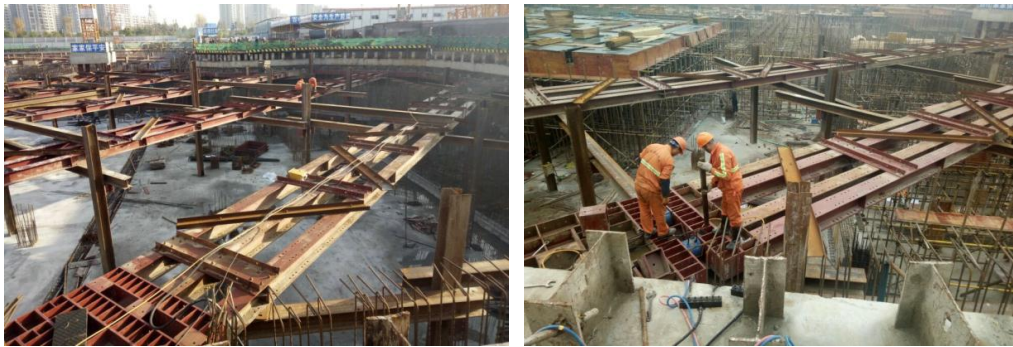
通过对图 4 所示深层土体位移曲线的对比与分析，发现各监测点监测结果与理论计算

值基本吻合，cx3点因位于出土口范围，土体经搅拌桩加固且基坑暴露时间相对较短，因而位移相对较小。



(a) 支撑安装

(b) 土方开挖



(c) 底板浇筑

(d) 泄压拆除

图3 支撑体系施工流程图

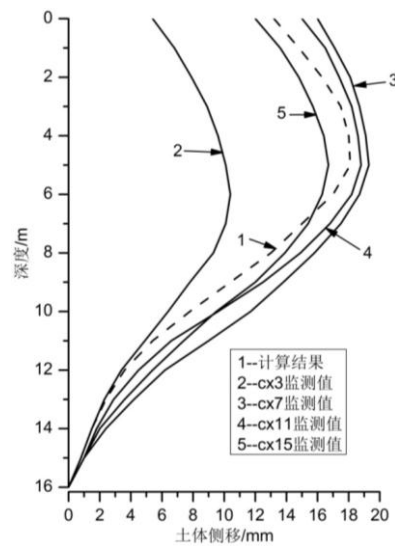


图4 深层土体位移

基于基本准确的剖面计算结果，本文继续对支护结构进行整体计算，对比在支撑体系内是否设置横向连杆两种情况下支撑体系平面受力及位移（见图 5~6），分析横向连杆在支撑体系内所起的作用。

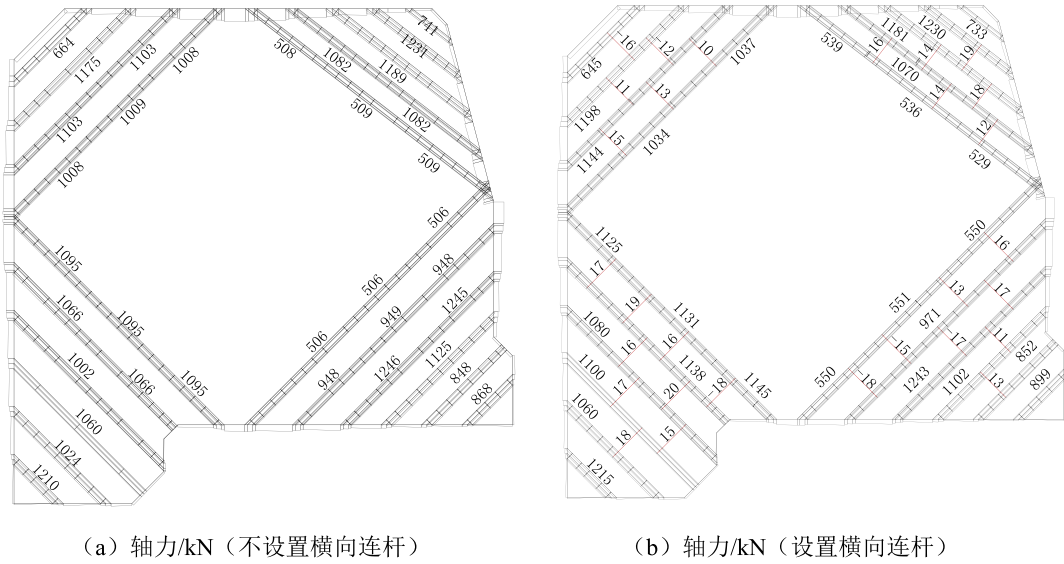


图 5 平面内支撑体系轴力计算结果

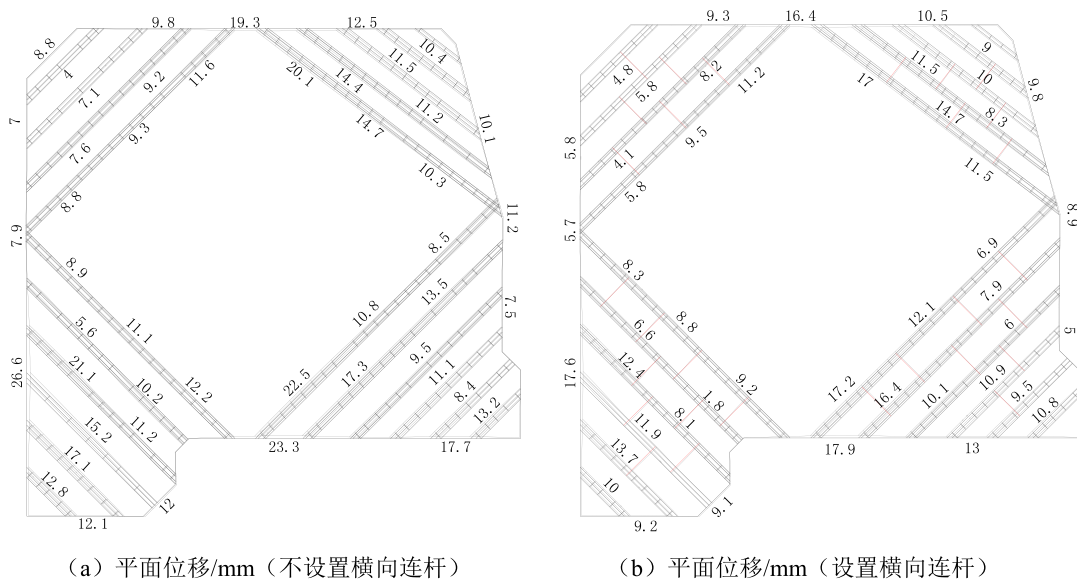


图 6 平面内支撑体系位移计算结果

通过平面计算结果对比，发现预应力型钢组合支撑体系内设置横向连杆后，支撑杆件

平面内位移减小 3~6mm, 支撑轴力值对比不设置横向连杆的情况略有增加, 基坑平面内位移减小 4~10mm。

4 结论与建议

(1) 横向连杆在支撑体系内自身受力较小, 能起到减小支撑杆件稳定性计算长度的作用。

(2) 横向连杆可约束支撑杆件平面内变形, 从而减小因支撑杆件偏心受压所产生的弯矩, 提高支撑杆件的平面内稳定性。

(3) 支撑体系内设置横向连杆后抗压能力增强, 对减小基坑周边土体变形有明显作用。

参考文献:

- [1] 卫超, 孙昌玲. 高支撑体系抗侧刚度对结构稳定性的影响分析[J]. 施工技术, 2010, 12:71-74.
- [2] 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [3] 浙江中材工程勘测设计有限公司. 章家坝村经济联合社商业用房岩土工程详细勘察报告[R]. 杭州, 2013.

井筒式超深基坑型钢-砼竖向混合支撑 体系刚度分析

李瑛^{1,2}, 陈东³

(1. 东通岩土科技(杭州)有限公司, 浙江 杭州 310022; 2. 浙江浙峰工程咨询有限公司, 浙江 杭州 310022; 3. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310006)

摘要: 杭州某井筒式地下立体停车库超深基坑开挖深度为 34.3 米, 采用三道钢筋混凝土支撑和五道预应力型钢组合支撑的混合支撑体系。在介绍基坑施工和监测情况后, 根据深层水平位移和支撑轴力监测数据, 反分析各道支撑的刚度, 并通过比较不同组合形式的受力来探寻第五道和第七道钢筋混凝土支撑轴力偏大的原因, 提出混合支撑设计要刚度协调的建议。

关键词: 井筒式基坑; 型钢; 混合支撑; 支撑刚度

1 引言

缓解停车难的最直接措施是增加停车位, 但是老城区稀少的建设用地往往会使它难以实施。而利用狭小的城市绿地建造井筒式地下立体停车库提供了一种新的有效办法。井筒式地下立体停车库具有占地面积小和开挖深度大两个特点, 空间规模与盾构工作井类似, 但不与地铁站房相连。

盾构工作井的支护结构已有成熟做法, 一般采用地下连续墙结合多道水平内支撑, 且第一道为钢筋混凝土支撑, 其余各道为钢管支撑。在建造井筒式地下立体停车库时, 一方面应借鉴盾构工作井的经验, 另一方面应注意地下连续墙和钢管支撑的适用范围。施工场地狭小且邻近既有建筑物时, 地下连续墙成槽的时间不宜太长, 护壁泥浆较难处理, 钢筋笼的加工和吊放不一定具备条件, 槽幅间的接缝要妥善处理。而钢管支撑虽然安装快捷, 但是钢管和支护墙之间的连接质量较难控制, 也因此出现过重大安全事故^[1]。

近年国内引进或自主研发了很多先进工艺。渠式切割水泥土连续墙工法 (TRD) 可提供超深等厚度的连续止水帷幕, 且无需泥浆护壁, 离周边建筑物很近时也能作业。预应力型钢组合支撑^[2]有别于既有的钢支撑, 构件提前在工厂加工, 施工现场全部采用高强螺栓连接, 支撑可承受拉力, 已有近百个项目的应用经验, 但多用于深度小于 10 米的基坑中^{[3][4]}, 对超深基坑经验较少。

杭州密渡桥路地下立体停车库项目开挖深度为 34.3 m, 平面面积只有 220 m², 且处

于闹市区，周边环境紧张，保护要求高，经反复比较，建设单位采用了 TRD 水泥土地下连续墙和预应力型钢组合支撑的新工艺。本文在介绍停车库的开挖过程后，分析深层土体水平位移和支撑轴力的监测数据，研究预应力型钢组合支撑在超深基坑中的受力特性，探讨混合支撑体系设计中应注意的刚度协调问题。

2 工程简介

项目场地原为绿地，地势平坦。如图 1 所示，场地北侧为杭州市信访办，其为 4~8 层的钢筋混凝土框架结构的建筑，采用桩基础，围护结构内边线离市信访办外立面约 9.0 m；东侧和南侧分别为湖墅南路和密渡桥路，道路下埋设有多条市政管线；西侧为古新河。基坑平面为长方形，长 22.44 m，宽 10.10 m，采用天然地基筏板基础，长边方向的两面内墙将地下室分割成三个面积相等的室。地下室没有顶板，地上为二层框架结构的车库顶棚。

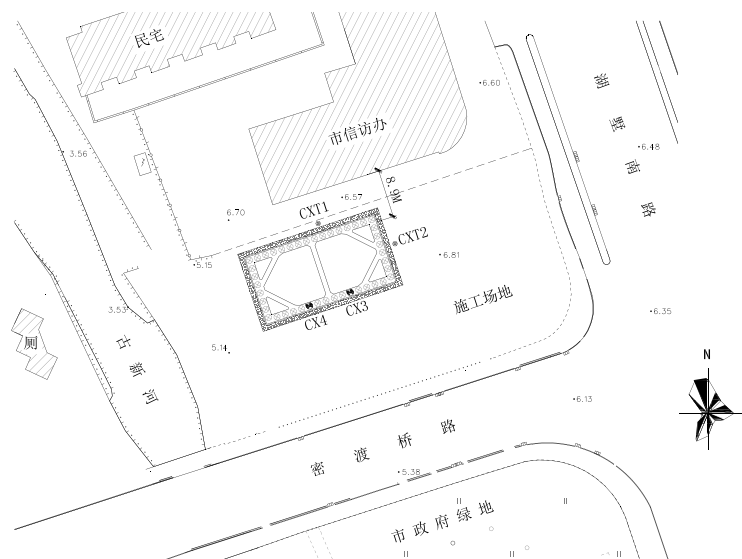


图 1 项目周边环境

基坑开挖范围内主要为淤泥质粉质粘土和粉质粘土，坑底以下为圆砾和不同风化程度的泥质粉砂岩，各土层的物理力学指标和厚度如表 1 和图 2 所示^[5]。与基坑开挖有关的场地地下水为赋存于浅部土层中的孔隙潜水和赋存于圆砾中的孔隙承压水。潜水主要接受大气降水的入渗补给，而场地西侧古新河侧向补给微弱；受季节及大气降水影响明显，勘察期间实测水位埋深一般在 1.67~3.82 m 之间，年水位变化约 1.0~2.0 m。孔隙承压水顶板埋深 33.9~37.8 m，一般单井出水量在 100~500 m³/d 之间，主要由周围侧向地下水的补给，地下水径流比较缓慢，2004 年测得该类孔隙承压水水头为 -3.0 m 左右（黄海高程）。鉴于城区无开采此类地下水，故目前场地孔隙承压水的地下水位仍取 -3.0 m（黄海高程）。

表 1 主要土层物理力学指标

层号	层名	含水量/%	重度/kN/m ³	粘聚力/kPa	内摩擦角/°	性质描述
1-1	杂填土					松散, 稍湿~湿
2	粉质粘土	36.4	17.8	29.2	9.4	软塑, 饱和
3-1	淤泥质粉质粘土	43.6	17.2	8.4	8.2	流塑, 饱和
3-2	淤泥质粉质粘土	43.3	17.3	10.9	9.7	流塑, 饱和
4-1	粉质粘土	26.4	19.3	42.8	15.4	可塑~硬塑, 稍湿
4-2	粉质粘土	33.1	18.4	34.5	12.8	软塑, 饱和
5-2	圆砾		20.5	5	32	中密, 饱和
6-1	全风化泥质粉砂岩	27.0	19.4	41.3	17.5	可塑

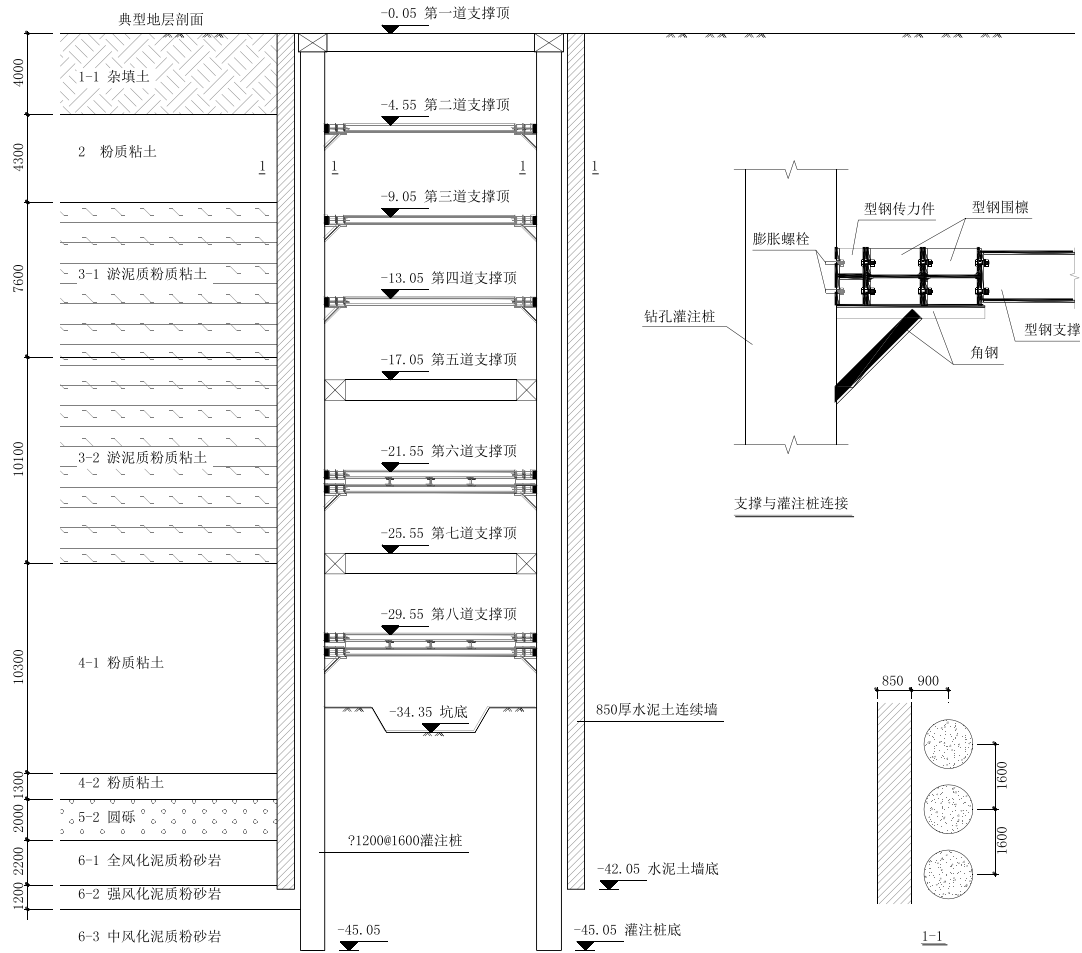


图 2 支护剖面 and 型钢组合支撑平面

3 支撑系统

本项目的开挖深度为 34.3m，挡土结构采用直径 1.2m 间距 1.6m 的旋挖灌注桩，止水帷幕为渠式切割水泥土地下连续墙（TRD），设置八道水平内支撑，第一道、第五道和第七道为钢筋混凝土支撑，其余五道为预应力型钢组合支撑，如图 2 所示。

各道支撑的平面布置和截面尺寸如图 3 所示。型钢支撑均由 H350×350×12×19 型钢用高强螺栓拼接成，对撑截面宽度均为 3.35m，角撑的截面宽度均为 1.35m，施加的预应力值为每根型钢 300kN。第二道对撑由 4 根型钢组合而成，角撑由 2 根型钢组合而成，高度都为 0.35m。第三道支撑和第四道支撑截面相同，对撑由 7 根型钢组合而成，角撑由 2 根型钢组合而成，高度都为 0.35m。第六道支撑和第八道支撑截面相同，对撑由 12 根型钢分上下两层组合而成，角撑由 4 根型钢分上下两层组合而成，高度都为 1.05m。

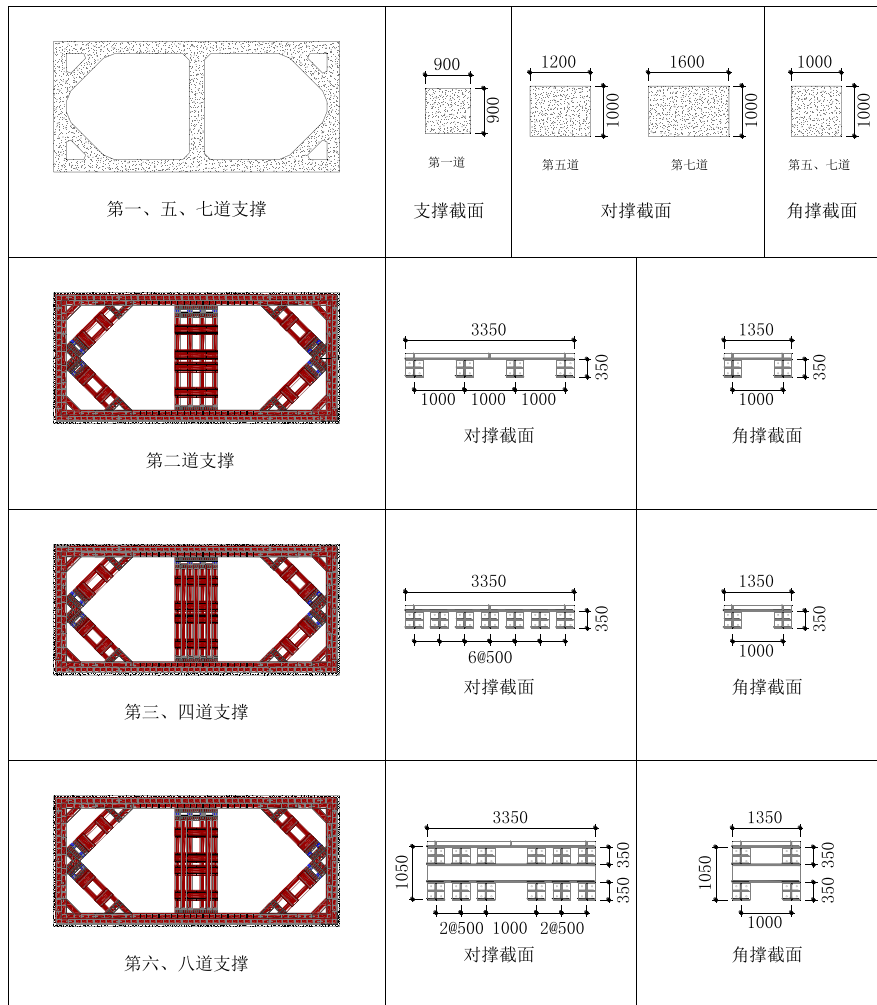


图 3 支撑系统平面和剖面

由于支撑的跨度只有 10m，故未设置立柱。止水帷幕底部进入相对不透水的泥质粉砂岩层，坑内仅设置 2 口疏干井以方便挖土。型钢支撑与灌注桩之间通过型钢传力带连接，如图 2 和图 4 (a) 所示，型钢传力带截面为“十”字形，一端焊有端板，具体施工顺序为：先将灌注桩表面凿平，用膨胀螺栓将一块钢板贴在桩面，然后用高强螺栓将型钢传力带的端板与型钢围檩的翼缘连接紧固，最后将型钢传力带的另一端与桩外贴钢板焊接。型钢传力件每根桩设置一个。

土方开挖分为两个阶段，第五道支撑施工前以长臂挖机掏出，之后用龙门吊和抓斗配合出土。挖土过程中一台小挖机始终处于开挖面施工。图 4 (b) 为开挖到底时抓斗和小挖机配合作业。图 4 (c) 为开挖到底后现场照片。

结构外墙以支护桩为单侧模板，剪力墙通高设置，支撑拆除的条件是结构施工到支撑底 1 m，故拆撑工况坑周变形基本无增加。在开挖阶段，根据支撑的安装，施工过程分为 16 个施工步骤，依次为：①浇筑第一道支撑并养护；②开挖至-5.550m 标高；③安装第二道支撑，并施加预应力；④开挖至-10.000m 标高；⑤安装第三道支撑，并施加预应力；⑥开挖至-14.000m 标高；⑦安装第四道支撑，并施加预应力；⑧开挖至-18.000m 标高；⑨浇筑第五道支撑，在养护期间安装龙门吊；⑩开挖至-23.000m 标高；⑪安装第六道支撑，并施加预应力；⑫开挖至-26.550m 标高；⑬浇筑第七道支撑并养护；⑭开挖至-31.000m 标高；⑮安装第八道支撑，并施加预应力；⑯开挖至坑底，结束土方开挖。



(a) 型钢传力件

(b) 抓斗取土

(c) 现场照片

图 4 施工现场照片

4 监测数据分析

以挖土作为项目的开始，并按天计算工期，则图 5 不仅表示了各道对撑轴力在施工期间的变化情况，而且说明了各个工况花费的时间。土方开挖总共用了 128 天。总的说来，安装一道型钢组合支撑的时间要比浇筑一道钢筋混凝土支撑的短，工时短的优势在支撑拆除阶段更加明显。钢筋混凝土支撑采用钢筋计进行轴力监测。而预应力型钢组合支撑使用振弦式传感器进行轴力监测，每道型钢对撑设置两个，焊接在支撑外边型钢长

度的三分点上。传感器读数可换算出每根型钢承受的轴力，再乘以型钢根数即为该道支撑的轴力。

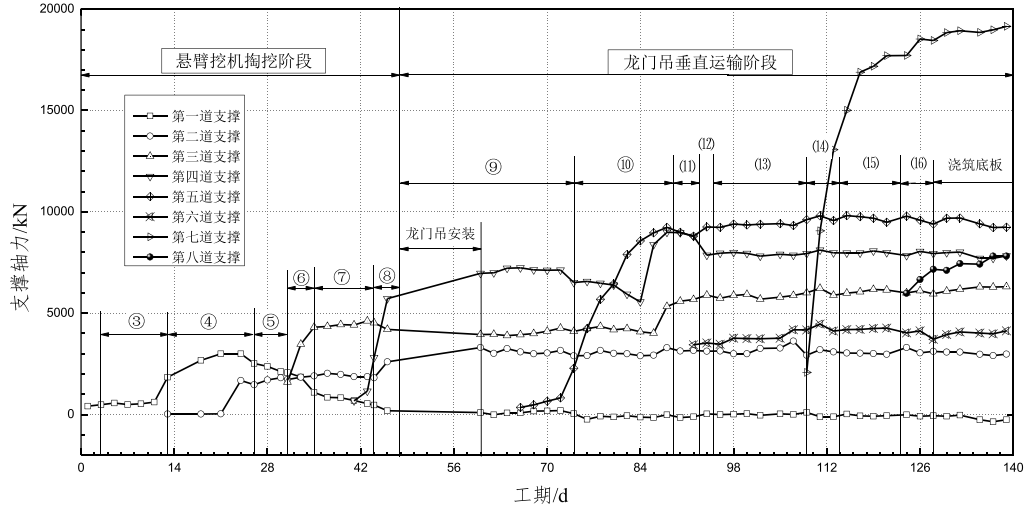


图5 支撑轴力随时间变化

开挖支撑下方的土体后，支撑轴力迅速增大，到其下方一道支撑发挥作用后，支撑轴力趋于稳定。第一道支撑承受的轴力较小，并且在开挖到-18.000m 标高以前轴力基本为负值，即支撑承受拉力，其余支撑在整个施工过程中未受到张拉。底下两道钢筋混凝土支撑的轴力较大，第五道支撑轴力稳定在 9500kN 附近，第七道支撑轴力稳定在 19000kN 左右，均接近报警值，都发生了在两侧增加钢管支撑加固的事情。夹于两道钢筋混凝土支撑间的第六道支撑轴力与施工前预期不一，数值较小，稳定值约 4000kN。相比之下，第八道支撑的轴力虽然不大，稳定值约 7500kN，但情有可原，因为坑底的土质条件较好。其他三道型钢组合支撑轴力的稳定值分别约为 3000kN、6000kN、8000kN。

第七道支撑原为预应力型钢组合支撑，截面同第六道。当挖到-24.000m 标高时，第五道支撑轴力报警，现场被迫在其两侧各增加一根 609 钢管支撑，并且将第七道支撑改为钢筋混凝土。而挖到坑底后，第七道支撑轴力接近 20MN，现场又在其两侧各增加一根 609 钢管支撑。

测斜管被埋入支护桩内和桩后土体中，如图 1 所示，CX3 和 CX4 是埋入支护桩内的，CXT1 和 CXT2 是埋入土体的。此四根测斜管的下段因不能正常测量而数据缺失，其他测斜管受到的影响更大，或被长期占压，或是监测数据明显异常。图 6 为主要工况下的支护桩深层水平位移监测曲线；在第六道支撑安装完成后，深层水平位移增长速率明显降低，此时开挖面已不在淤泥质粘土中；土方开挖完成后，最大位移量为 9~10cm，约为开挖深度的 0.27%；每个工况的最大位移深度均在 20m 左右，即淤泥质粉质粘土层的中部；在浅部，支护桩有向坑外的位移，与第一道支撑承受拉力吻合。图 7 为主要工况下的桩后土体深层水平位移监测曲线，因只能测量到 33m 以上的数据，并且不能判断测斜管底

部是否进入固定土层，故认为只有开挖到第七道支撑底以前的数据是可信的，即开挖到-26.550 标高以前。图 7 揭示的其他规律与图 5 相同，但是位移量较小。CXT1 的最大侧移量约 5cm，CXT2 的最大侧移量约 3.6cm，只有支护桩监测结果的一半。从监测点的平面布置上来看，CX3 和 CX4 的数值接近，CXT1 的数值较 CXT2 的大，与基坑平面形状的受力特性相符。

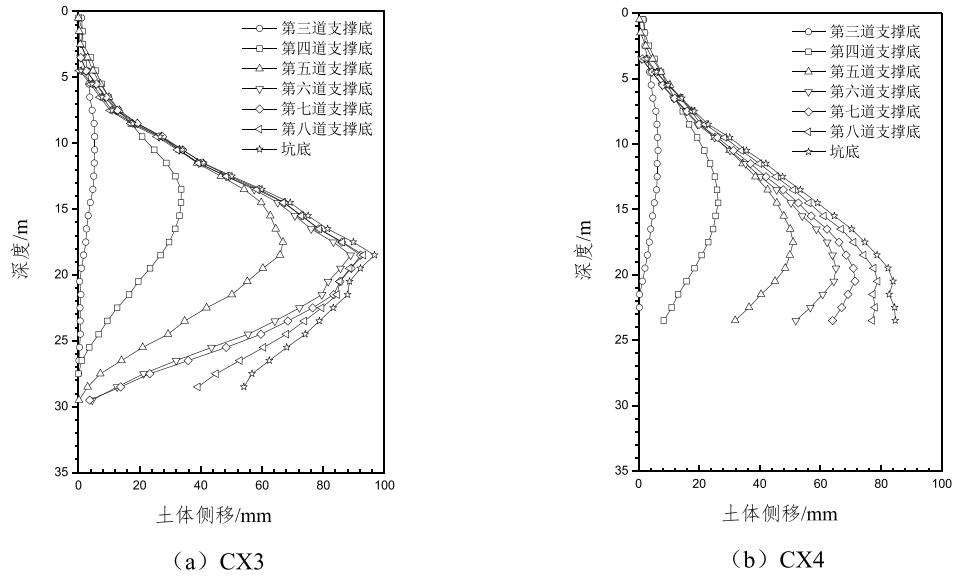


图 6 支护桩深层水平位移

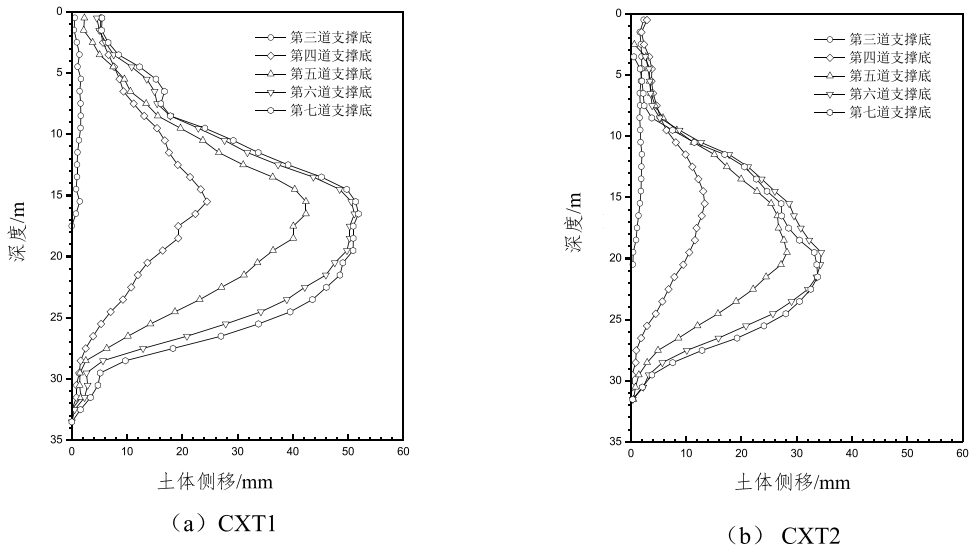


图 7 坑周土体深层水平位移

坑外水位变化在整个监测周期都是正常的。基坑南侧的地表沉降较大，局部接近10cm。密渡桥路北侧的通讯管线沉降约7cm，南侧雨水管的沉降约5cm。影响范围内的建筑物和其他管线的沉降量都较小，一般在1cm以内。沉降的分布特点与基坑南侧作为重车装土处和密渡桥路作为出土道路有关。

5 支撑刚度分析

支撑系统的变形不仅与支撑本身的刚度有关，还受到围檩刚度的影响。本项目采取的支撑长度约10m，稳定性和支点刚度都能满足要求。型钢围檩是用高强螺栓拼接的，刚度逊于钢筋混凝土围檩。围檩与支护桩的连接方式也对变形有影响。受这些因素影响，型钢支撑的刚度小于混凝土支撑，但是型钢支撑可通过施加预应力提高支撑刚度。预应力对型钢支撑刚度的影响目前无法量化，故采用反分析的方法来确定。

反分析采用的是设计常用的同济启明星软件FRWS软件。分析主要基于支护桩的深层水平位移和支撑轴力的监测结果。图8为基坑开挖到底后深层水平位移的监测数据和计算结果的对比，计算数据点和监测曲线吻合。图9为基坑开挖到底后各道支撑轴力的监测数据和计算结果的对比，计算出的第五道和第六道支撑的轴力比监测的大，其余各道支撑轴力与监测结果接近。图8和图9说明反分析采用的支撑刚度能够反映支护系统的实际受力情况。分析中各道支撑的刚度依次为： 80MN/m^2 ， 40MN/m^2 ， 70MN/m^2 ， 70MN/m^2 ， 120MN/m^2 ， 60MN/m^2 ， 160MN/m^2 ， 60MN/m^2 。此处的支撑刚度并不是支撑本身的刚度，而是支撑和围檩的平均刚度，也纳入了基坑空间效应的影响。支撑刚度和支撑截面积成正比。第六道和第八道支撑虽然采用了上下双拼结构，但在施工过程中是分层安装和分层施加预应力的，计算结果表明按一层六根来考虑似乎更合理。

第五道和第七道支撑实际承担的压力要比监测数据或计算结果更大，因为抢险使用的钢管支撑直到支撑拆除时才拿掉，而这部分压力因为无监测数据而没有计算。为了探索混凝土支撑受力过大的原因，用反分析得出的支撑刚度计算三种不同支撑组合模式的变形和轴力。三种组合分别为混合支撑、砼支撑和型钢支撑。混合支撑即项目实际使用的支撑组合。砼支撑是八道支撑全部采用钢筋混凝土，第一道支撑刚度为 80MN/m^2 ，其余七道支撑刚度均为 120MN/m^2 。型钢支撑为第一道钢筋混凝土，其余七道为预应力型钢组合支撑，第一道支撑刚度为 80MN/m^2 ，第二道支撑刚度为 40MN/m^2 ，其余六道支撑的刚度均为 70MN/m^2 。计算出的各道支撑的轴力如图9所示。砼支撑组合和型钢支撑组合的各道支撑受力比较协调，没有出现某道支撑轴力特别大或特别小的情况。同混合支撑相比，第六道支撑更大，第七道支撑轴力更小。三种组合对应的最大深层水平位移量分别为79.2mm，72.5mm，86.4mm。

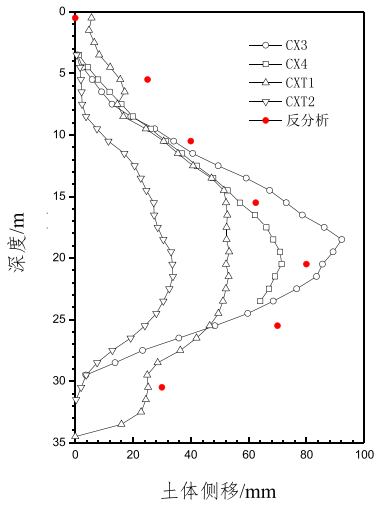


图 8 深层水平位移反分析和监测结果对比

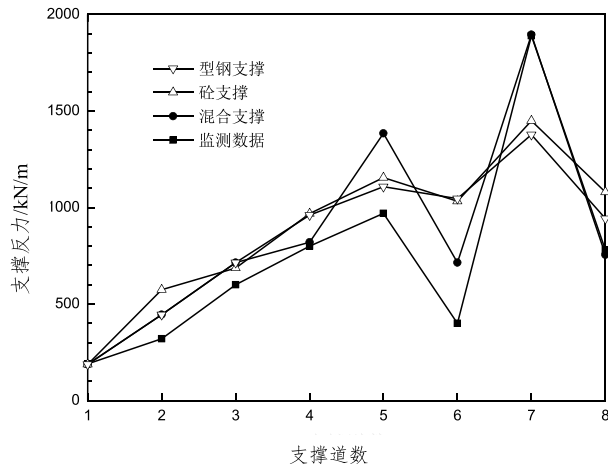


图 9 不同支撑组合形式轴力对比

6 结论

通过对井筒式地下立体车库超深基坑的监测资料的整理和分析, 得出以下结论:

(1) 三道钢筋混凝土支撑和五道预应力型钢组合支撑的混合支撑体系在 34.3 米超深基坑中得到成功应用。

(2) 预应力型钢组合支撑的安装和拆除速度比钢筋混凝土支撑快捷, 尤其在施工场地狭小时。

(3) 预应力型钢组合支撑具有很好的刚度, 支撑体系刚度还受到围檩以及其与支护桩连接的影响。

(4) 混合支撑体系的支撑刚度应协调, 避免出现轴力接近或超过报警值的情况。

参考文献:

- [1] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(S1): 338-342.
- [2] 浙江省建筑设计研究院. 湖墅南路密渡桥地下停车库基坑围护方案说明[R]. 杭州, 2013.
- [3] 李瑛, 陈东, 刘兴旺等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S1): 51-55.
- [4] 张衡. 装配式预应力鱼腹梁钢结构支撑对深基坑变形的控制技术与方法研究 [D]. 合肥: 安徽理工大学, 2014.
- [5] 中国建筑西南勘察设计研究院有限公司. 湖墅南路密渡桥地下停车库岩土工程勘察报告[R]. 杭州, 2013.

预应力型钢组合支撑应用于桩锚支护 基坑加固

唐登^{1,2}, 周磊¹

(1. 东通岩土科技(杭州)有限公司, 浙江 杭州 310022; 2. 浙江浙峰工程咨询有限公司, 浙江 杭州 310022)

摘要: 云南省某基坑工程原设计采用桩锚支护体系, 因锚索施工质量未能达到设计要求, 开挖过程中基坑周边环境变化较大, 后采用预应力型钢组合支撑对基坑进行加固。根据加固前后水平位移和周边道路沉降监测数据, 预应力型钢组合支撑起到了控制基坑变形的作用。

关键词: 基坑加固; 型钢支撑; 锚索

1 引言

桩锚支护体系因其经济性好、挖土方便等特点在基坑工程中被广泛应用。由于锚索施工质量未达到设计要求, 地质勘察报告精度不高等原因, 项目在施工中因锚索锚固力达不到设计要求而引起基坑出现险情的情况屡见不鲜。在此类工程项目中, 后期的基坑加固方案及补救措施成为决定工程成败的关键, 增加预应力锚索数量和设置斜抛撑较为常用, 这两种方案经济性较好。但是锚索钻孔和高压注浆施工过程中对周围已有锚索的扰动影响不容忽视^[1], 容易引起周边环境的进一步恶化, 而斜抛撑施工容易受地质条件及主体结构的制约, 因此这两种方案存在一定风险性和局限性。

设置水平内支撑是另一种较可靠的抢险方案。钢筋砼支撑由于支模存在困难, 且混凝土保养时间较长对控制变形不利, 因此可操作性不强。钢支撑采用现场拼装, 施工方便工期短, 并且施加预应力后可以立即发挥作用。钢管支撑由于其节点质量较难控制在工程应用中备受诟病。预应力型钢组合支撑是由工厂化生产的标准钢构件模块组合的基坑支撑体系, 所有构件之间均以高强螺栓连接, 经实践检验, 其整体性、安全性、可靠性在实际工程应用中能够满足要求。

预应力型钢组合支撑的每榀支撑由 2~4 根型钢组合而成, 顶面设置槽钢盖板增强整体性, 型钢截面主要为 H350×350×12×19 或 H400×400×13×21^[2]。支撑预应力施加一般位于支撑两端, 所施加预应力值根据支撑实际所受土压力的大小确定。支撑体系设置型钢立柱作为竖向约束, 立柱桩可根据坑底土质条件的不同选择 H 型钢、预制桩、灌注桩等。支撑与压顶梁或支撑与支护桩之间通过双拼 H 型钢围檩连接, 并且在围檩与支撑斜交处布置三角牛腿, 型钢围檩内焊有加劲板^[2]。

收稿日期: 2016 年 1 月

本文旨在通过介绍预应力型钢组合支撑作为加固措施应用于桩锚支护基坑的工程实例, 经过对监测数据的整理和分析后, 探讨预应力型钢组合支撑在类似工程中对控制基坑周边环境变形所起的作用。

2 工程概况

该工程位于云南省某市, 项目建筑总面积约为 77000m², 其中地上部分为 58500m², 地下部分为 18500m²。项目整体设 3 层地下室, 基础形式为桩基础。项目北侧为城市道路, 基坑开挖边线距用地红线最近处约 6.0 m, 距北侧道路边线最近处 13.0 m; 东侧为某集团大楼, 距离地下室开挖边线最近处约 25.0m, 大楼为五层砖混结构, 基础形式为天然基础, 埋深 2.0m; 南侧为居民小区, 小区住宅楼为七层砖混结构, 基础形式为预制桩基础, 桩长 12.0m, 距地下室开挖边线最近处约 16.0m; 西侧为城市道路, 基坑开挖边线距用地红线最近处约 4.0m, 距西侧道路边线最近处 6.0m, 详见图 1。

表 1 基坑影响范围内土体物理力学指标^[3]

土层	厚度/m	$\gamma/\text{kN/m}^3$	e	c/kPa	$\varphi/^\circ$
杂填土	2.1	18.0	1.13	21.5	8.5
粉质粘土	3.4	19.2	0.84	37.2	11.3
粉土	2.5	19.9	0.62	25.0	13.0
粉质粘土	4.0	19.3	0.81	28.0	8.3
粉土	1.0	19.9	0.65	21.0	10.5
泥炭质土	6.5	15.0	1.74	23.0	9.5
粉土	2.5	19.3	0.72	26.6	16.1
粉质粘土	1.0	19.0	0.82	30.5	10.4
粉砂	4.6	19.1	0.75	25.0	13.5

该项目基坑支护设计采用桩锚支护体系, 基坑开挖深度 13.80m, 采用 $\phi 800$ 长螺旋钻孔灌注桩作支护桩, $\phi 500$ 深搅止水桩作止水帷幕, 上部浅层放坡, 设置五道预应力锚索, 详见表 2, 支护剖面见图 2。

然而实际施工过程中, 当基坑开挖至黄海高程 1879.5m (即开挖深度约 9.8m, 上部三道预应力锚索完成施工) 时, 基坑东、南两侧水平位移监测和周边道路竖向位移监测多处报警 (相关数据见表 3、4), 同时东侧五层办公大楼、南侧七层居民房均发生不同程度开裂 (见图 3)。

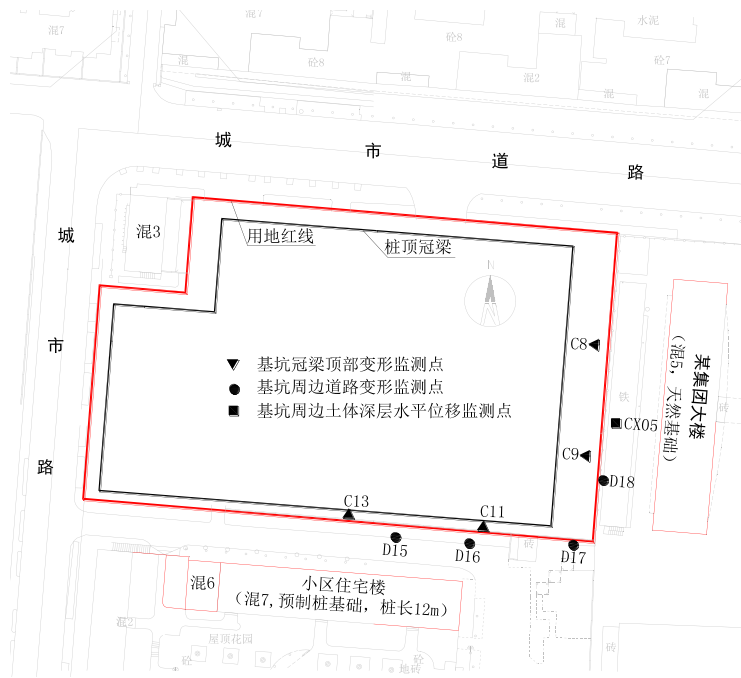


图1 总平面图

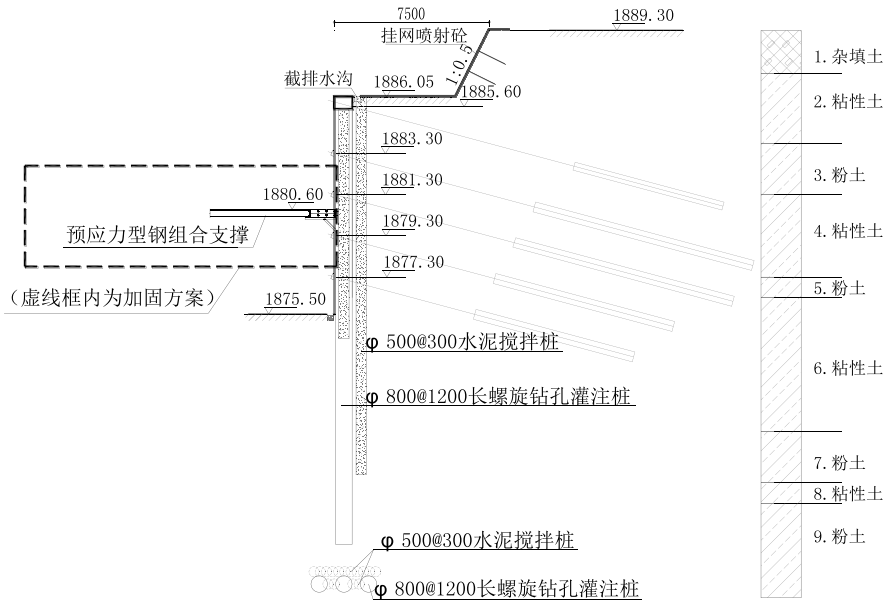


图2 支护剖面图

表 2 锚索规格参数

锚索道数	成孔直径/mm	锚固段长度/m	自由段长度/m	设计荷载/kN	预应力设计值/kN	标高m(黄海高程)
第一道	400	7.5	12.0	356	250	1885.60
第二道	500	11.0	10.0	572	350	1883.30
第三道	500	11.0	9.0	675	400	1881.30
第四道	500	9.0	8.0	960	500	1879.30
第五道	500	8.0	7.0	910	500	1877.30

表 3 基坑加固前水平位移监测数据

监测日期	C8 点位移量/mm	C9 点位移量/mm	C11 点位移量/mm	C13 点位移量/mm
2013.11.12	19.23	26.47	16.96	16.21
2013.12.27	22.91	30.61	19.91	18.95
2014.02.08	27.47	31.53	21.17	20.85
2014.03.16	34.93	32.25	27.61	28.87
2014.03.27	39.07	35.88	40.39*	47.83*
2014.04.14	40.78*	40.94*	57.61*	65.10*
2014.05.04	56.40*	51.87*	62.19*	70.38*

注：带“*”表示数据报警。

表 4 基坑加固前周边道路竖向位移监测数据

监测日期	D15 点位移量/mm	D16 点位移量/mm	D17 点位移量/mm	D18 点位移量/mm
2013.11.12	18.20	25.23	29.20	23.14
2013.12.27	19.26	25.94	30.27	23.95
2014.02.08	21.22	27.42	31.79	25.45
2014.03.16	21.62	28.28	33.07	26.30
2014.03.27	33.97	34.42	40.56*	31.45
2014.04.14	44.90*	44.08*	49.88*	37.93*
2014.05.04	55.78*	54.27*	58.64*	39.48*

注：带“*”表示数据报警。

险情发生后，施工单位在黄海高程 1882.30m 处增加了一道预应力锚索（锚索规格同原设计第三道锚索）但是效果不佳，为避免险情进一步扩大，只得在该范围坑内进行土方回填（见图 4），同时业主委托专业单位对该范围内实际施工质量进行检测。



图3 南侧住宅楼开裂图



图4 坑内土方回填

检测结果显示已施工完成的上部三道锚索锚固段长度均未达到设计要求, 平均比设计长度缩短 2~3m。锚固力不足直接导致土体在锚索作用范围外产生滑裂面, 同时引起周边道路开裂以及建筑物不均匀沉降。

如果以锚索的实际施工长度对基坑进行验算, 开挖到9.8m时基坑整体稳定性 $K_s=1.033$, 抗倾覆稳定性 $K_s1.077$, 均无法满足规范要求。深层水平位移计算结果与实测数据也较接近, 详见图5。

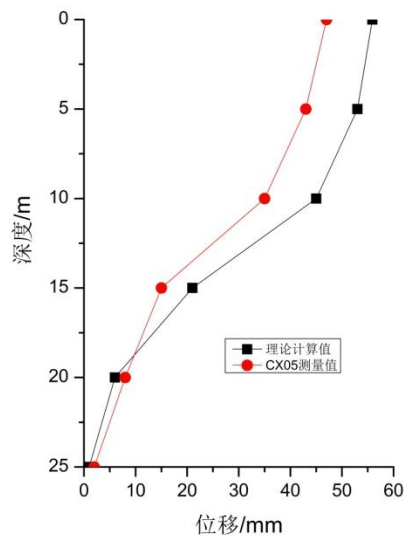


图5 土体深层水平位移理论计算与实际监测对比

3 加固措施

在比较锚索、斜撑、水平内支撑等几种方案优劣后, 业主选择设置一道水平内支撑的加固方式, 未施工的锚索按原设计要求保留。并且由于基坑大面积已挖开, 混凝土支撑支模存在困难, 且养护时间较长, 无法在短期内控制基坑变形。而预应力型钢组合支撑构件为工厂加工, 现场拼装后即可施加预应力发挥作用。因此加固方案最终确定为设置一道预应力型钢组合水平内支撑。

根据第三方监测结果及现场实际踏勘,变形较大区域主要出现在东侧五层办公大楼及南侧七层居民房范围,因此支撑平面采用两组角撑结合一道对撑的布置形式(见图6),型钢支撑中心标高设置在黄海高程1880.40m(见图2)。项目西侧地下结构已完成底板浇筑且周边环境监测数据未超过报警值,因此加固方案不涉及该范围。经计算,设置水平内支撑并按原设计施工下部两道锚索后,基坑整体稳定性 $K_S=1.582$,抗倾覆稳定性 $K_S=1.291$,满足规范要求。

预应力型钢组合支撑安装完成并施加预应力后(见图7~8),项目周边环境竖向及水平变形明显得到控制。按原设计施工下部两道锚索后,基坑开挖到底(即黄海高程1875.50m),东侧和南侧桩顶水平位移新增量均未超过7mm(见图9),南侧道路竖向位移新增量均在10mm以内(见图10)。

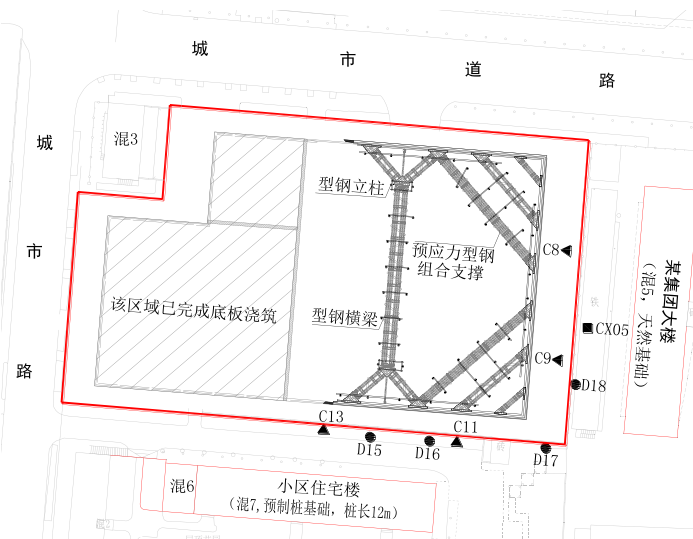


图6 预应力型钢组合支撑平面布置图



图7 型钢立柱施工



图8 预应力型钢组合支撑现场施工

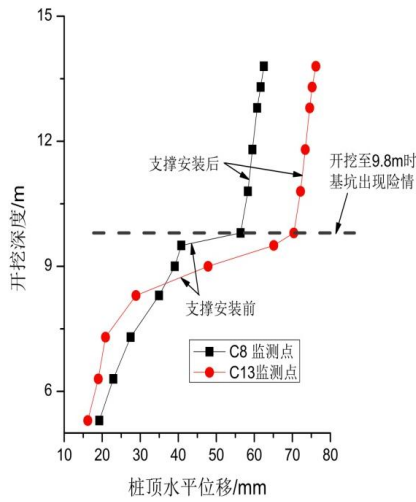


图9 桩顶水平位移随开挖深度变化曲线图

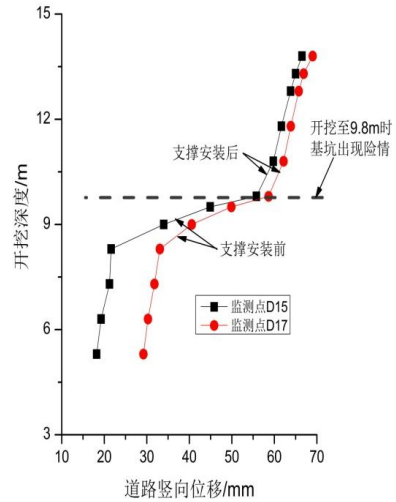


图10 道路竖向位移随开挖深度变化曲线

4 结论与建议

(1) 桩锚支护基坑开挖过程中出现险情时, 采用预应力型钢组合支撑加固是合理可行的一种措施。

(2) 预应力型钢组合支撑安装完成并施加预应力后即可发挥作用, 对基坑工程变形控制作用明显。

(3) 相较于锚索, 预应力型钢组合支撑施工质量可靠。

参考文献:

- [1] 徐飞, 王渭明, 张乾青等. 黄河冲积平原地区超大型深基坑开挖现场监测分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S2): 471-478.
- [2] 李瑛, 陈东, 刘兴旺等. 预应力型钢组合支撑应用于软土基坑支护[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S1): 51-55.
- [3] 云南省设计院勘察分院. 某项目岩土工程勘察报告[R]. 昆明, 2012.

深埋卵砾夹层中水泥土连续墙施工方法

邓以亮, 宋康, 郑奎浩

(东通岩土科技(杭州)有限公司, 浙江 杭州 310022)

摘要: 河流相沉积的软土地层常存在局部卵砾石夹层, TRD 在此类地层施工时工效极低且机械磨损严重, 采用旋挖机联合 TRD 施工可以有效解决这些问题。文章还介绍了旧桩基拔除方法。

关键词: 基坑; 卵砾夹层; TRD 工法; 旋挖机; 水泥土连续墙

1 引言

随着城市建设的推进, 地下室已经成为民用建筑的标准配置, 常见为 1-3 层地下室, 在地下室及基础施工过程中, 为保证施工安全及保护周边环境, 基坑必须得到有效的支护。在软土基坑中, 常见的一种支护方式为三轴搅拌桩。搅拌桩直径为 850mm 的型钢水泥土搅拌墙, 一般开挖深度不大于 11m^[1]。

由 TRD 工法构建的等厚度水泥土搅拌墙最大成墙深度可达 60m, 垂直度偏差不大于 1/250, 墙体均质性好、隔水性能可靠。不仅适用于黏性土、砂土、直径小于 100mm 的砂砾及砾石层, 也适用于标贯击数达 50~60 击的密实砂层和无侧限抗压强度不大于 5MPa 的软岩地层。其可作为基坑型钢水泥土搅拌墙围护结构以及深度超过 50m 的隔水帷幕^[2]。

杭州地区分布广泛的软土, 经过多次海相和河流相沉积, 由于古地理环境的演变, 导致第四纪沉积物结构复杂化, 在垂直剖面上, 底部为洪冲积相的粘土混砾石层, 中下部为河流相砂砾石和河湖相粉质粘土沉积, 上部为海相及海陆过渡相淤泥质粉质粘土、粉砂土层。土层自下而上由硬塑、可塑向软塑状态变化。河流相沉积物的粒度受古河道演变和展布方向的控制, 明显具有纵横向分布^[3], 且数次海退过程中在古钱塘江两岸沉积了卵石层。

在砂砾石地层, TRD 施工工效相比软土和粘土地层, 只相当于软土和粘土地层的 1/10^[4], 且机械磨损严重。此有必要探索出新措施, 解决 TRD 在卵石层中施工存在的低工效问题。

2 工程简介

杭政储出(2012)63 号地块商业金融业用房停车场项目位于杭州市上城区。拟建地下空间为 3 层地下室, 地下建筑总面积 29615m², 地下室埋深为 13.5m, 基坑开挖深度 14.3m。采用内插型钢(H700×300×13×24@600)的 850mm 厚水泥土地下连续墙兼作围护结构及止水帷幕, 水泥土地下连续墙采用 P.O.42.5 级普通硅酸盐水泥, 水泥掺量不小于 20%, 水灰比 1.0~2.0。设置两道钢筋混凝土水平内支撑或三道预应力型钢组合支撑。结合基坑的

收稿日期: 2016 年 1 月

平面形状, 采用了角撑结合对撑的平面形式。内支撑标准件采用 $H400 \times 4000 \times 13 \times 21$ 型钢 (Q345), 钢围檩采用双拼 $H400 \times 400 \times 13 \times 21$ 型钢 (Q345), 立柱桩采用 $H300 \times 300 \times 10 \times 15$ (Q235), 支撑连接梁和立柱剪刀撑采用槽钢 28c (Q235)。支撑结构受力合理, 基坑中留出了较大的挖土空间。出土口采用双排桩支护; 坑内疏干降水, 坑外控制性降水。

本项目基坑开挖深度范围内为粉砂土地层, 且临近基坑均曾出现渗水事故。因此采用 SMW 工法做止水帷幕具有很高的风险性。经综合考虑, 决定采用 TRD 止水帷幕。

基坑影响范围内各土层自上而下为: 杂填土、砂质粉土、粉砂、淤泥质粉质粘土、粉砂、全风化凝灰岩、强风化凝灰岩、中风化凝灰岩。

表 1 土层参数表

层号	土层	厚度 /m	重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	孔隙比 e_0	含水量 $\omega/\%$	内聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
①	杂填土	1.4~5.2	-	-	-	-	-
②	砂质粉土	7.2~12.1	18.6	0.833	28.9	11	28
④	粉砂	3.7~5.9	19.4	0.654	21.6	6	28.7
⑤	淤泥质粉质粘土	0~8.4	17.9	1.054	37.2	12	6.1
⑥	粉砂	4.9~10	19.5	0.659	23	7	28.9
⑥-1	卵砾石	0~1.9	-	-	-	-	-
⑦-1	全风化凝灰岩	2.1~12.2	16.2	1.459	47.8	24	12.4

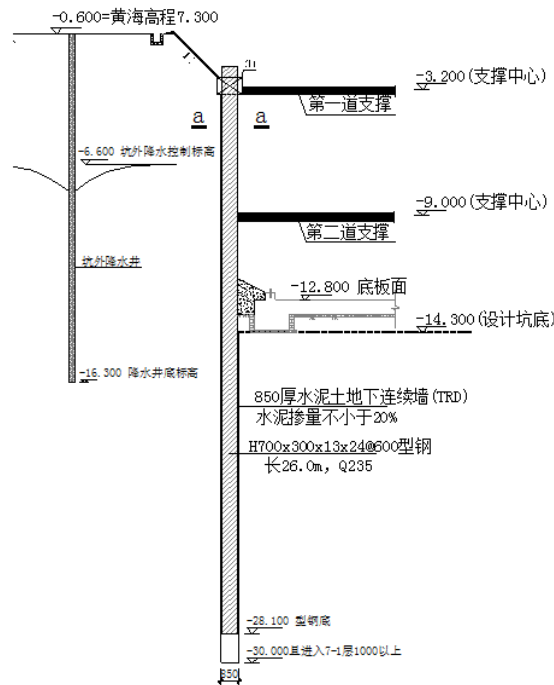


图 1 支护结构剖面图



图 2 钻探取出的 C_{11} 卵砾石

3 TRD 施工工艺

TRD 水平推进切割确保了无缝隙，无 SMW 工法中桩体开叉的情况。无地下连续墙常出现的接缝处漏水现象。上下回转切削搅拌成水泥土浆液，确保了深度范围内的均匀性，绝无 SMW 工法的墙体分层现象。

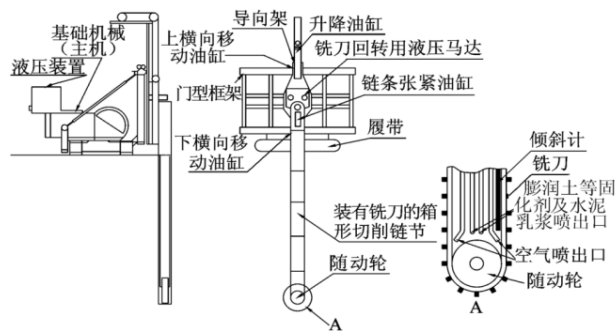


图 3 TRD 机械示意图

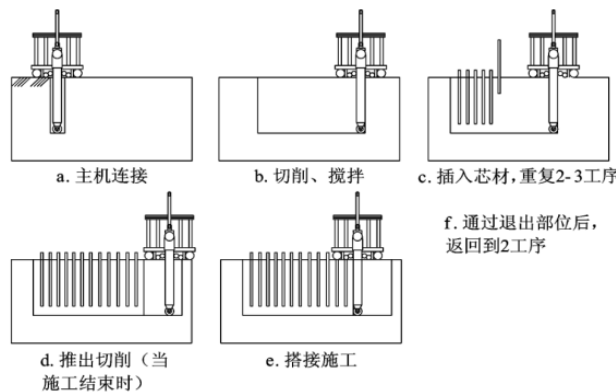


图 4 TRD 施工流程示意图

切削刀头挤压在原位置的地基上向上切削,被切削下来的土体借助于切削刀具的回转以及泥水的流动作用被带向上方,经过切削沟槽的墙壁与装有刀具的箱式刀具链节的间隙向后方流动。刀具在作向上切削的同时,主机作横向水平移动被切削下来的细松散的土体与固化液在原位置进行混合。由于链条的转动,混合的泥水形成漩涡产生对流,土体与固化液进行搅拌、混合。充分搅拌可以使固化液与原位土均匀混合,在砂砾地层中可大幅度提高抗渗性能,粘性土层成墙体中不会出现泥土团块,其优越的止水性能可以用于垃圾填埋场防止渗滤液污染地下水,建造大坝防渗墙防止坝体渗透破坏。

3.1 旋挖机与 TRD 联合施工

基坑采用 TRD 施工止水帷幕,施工深度采用双重控制:TRD 墙底达到-30m 且至少进入 ⑦₁ 全风化凝灰岩 1m。

详细勘察报告^[5]未反映真实工程地质,地勘报告未揭示 ⑥₁ 卵石层,在场地东南角 TRD 遇到坚硬地层,TRD 施工困难,机器弹跳明显,且无法切割到设计深度。经过施工补充勘察^[6],⑥₁ 卵砾石层夹层在场地东南角分布,厚度约 1.20~1.90m。进入砾石层,用于上层取土的硬质合金钻头已经无法钻进,更换为人造金刚石钻头后才能钻进,且钻机进尺速度明显变缓。重型动力触探试验实测 50 击时,探头才进入 5cm,综合判定该卵砾石层为密实状态。砾石呈灰-灰黄色,粒径在 20~50mm 颗粒含量大约 55~60%,粒径 2~20mm 颗粒含量约占 15%,磨圆度一般,呈亚圆状,成分为石英砂岩和凝灰岩,胶结程度一般,其余为砂和粘性土填充。

采用 GPS-10 型回转钻机引孔清除障碍物,可能因为钻进泥浆未能悬浮携渣正循环带出卵石,卵石在孔底沉积而造成重复破碎,极大的降低了钻进效率,回转钻机同样出现施工困难的问题。后决定采用旋挖机全断面引孔,旋挖机取出的渣土去除卵砾石层,回填前一个引孔。此种引孔方法施工缓慢,每天引孔 4 到 5 个,且旋挖机施工成本过高。因此决定逐步试验新的施工方法:

(1) 旋挖机局部断面引孔。地面至 ⑥₁ 粉砂地层底部,此 27m 深度范围内由 TRD 先行清水切割,旋挖机跟随在 TRD 后面,采用捞渣钻头穿透 27m 深的泥水混合物,到卵砾石层顶部,取出密实的卵砾石夹层。此工艺的潜在难点在于旋挖机的钻头能否穿越深度为 27m,比重大于 1.5 的泥水混合物,到达卵砾石夹层。

(2) 如以上第 1 步试验成功,进行第 2 步试验。由旋挖机在 TRD 先行清水切割完成的位置,在卵砾石夹层引 3 个孔,形成一个长度约 2m 的突破口,此突破口的长度大于 TRD1.2m 链锯箱的宽度。然后将链锯刀下放到设计深度,开始横向切割。因为突破口位置处的卵砾石夹层有 2 个自由面,理论上比未经引孔的竖直下切施工容易。此步骤试验将验证此设想是否可行。

2015 年 7 月 17 日,1、2 两步试验施工成功。旋挖机全断面引孔,TRD 和旋挖机联合施工清障的进度取决于旋挖机施工能力,大大提高了基坑止水帷幕施工速度。旋挖机局部引孔每孔耗时 40 分钟左右,联合施工清障的进度由 TRD 施工能力控制。

进一步设想:旋挖机改用螺旋钻头进入卵砾石层,搅动降低其密实度,观察 TRD 能否切割到设计深度;对于深层障碍物如漂石等,采用旋挖机筒钻+螺旋钻+捞渣钻清障。

试验施工中出现的问题:

(1) 旋挖机捞渣钻下放到位取土完成后, 出现提钻困难的现象, 可能原因是钻头与泥水混合物之间的真空抽吸, 以及钻斗、钻杆与泥水混合物之间的摩擦。在试验段的第一个旋挖机钻孔过程中, 发生一次卡钻, 旋挖机操作近十分钟才摆脱, 对旋挖机的安全施工造成重大威胁。

(2) TRD 机械没有按照操作规范安装测斜仪, 且下垫路基箱不平整, 机架有横向倾斜, 以及可能的其它原因, 导致 TRD 试验施工完成后, 在提升刀排过程中, 链锯箱连接螺栓断裂, 三节链锯箱和一个导向轮被深埋, 造成工程事故。

3.2 旧桩拔除

TRD 施工过程中, 在 TRD 路径上遇到旧桩基础, 为 $350\text{mm}\times 350\text{mm}$ 的预制混凝土方桩。把桩头开挖出来后, 破碎上部桩头, 将桩内出露钢筋焊接成集束状, 为起重机提供一个可靠的起吊点。利用旋挖机在预制桩的一侧土体中钻一个 600mm 直径的孔, 钻孔紧邻旧预制桩, 使得钻孔完成后旧桩有一个临空面。然后用两台 50T 起重机联合起吊, 如起吊不顺利, 则将旧桩朝预先钻孔位置的方向倾斜上拉, 能更多的减少旧桩受到的摩擦力。

4 实施效果

首段 TRD 墙体施工完成 28 天后, 进行钻机取芯检查成墙质量 (图 6)。基坑开挖降水过程中, 监测点地下水均能降到各工况设计水位 (图 7), 仅一处基坑阳角发生轻微渗水。施工过程中, 基坑最大深层水平位移为 42mm (图 8)。未出现周边邻近基坑因地下水引发的事故。



图5 TRD 与旋挖机联合施工



图6 TRD 墙体钻孔取芯效果图

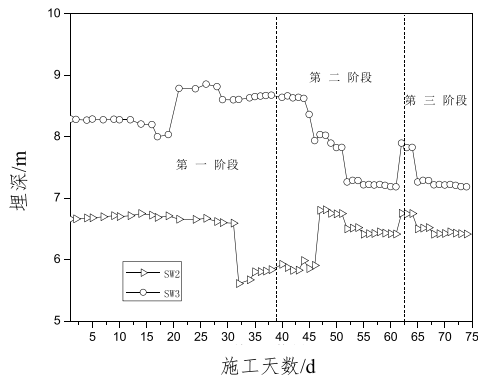


图7 基坑各阶段地下水位图

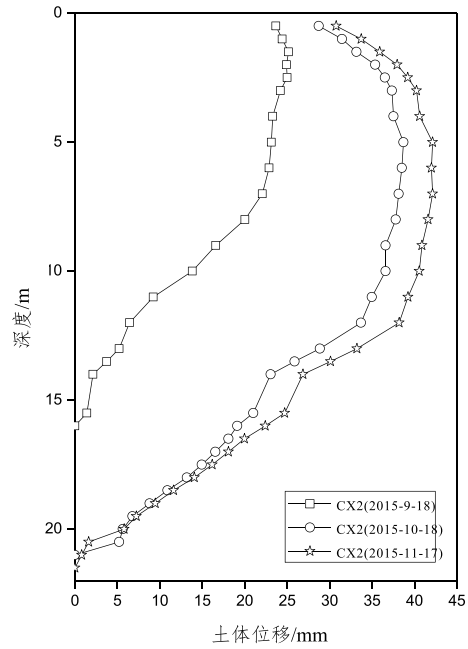


图8 基坑土体水平位移图

5 结论

在河流相沉积软土地区深基坑工程中,有时会遇到卵砾石夹层,会极大的降低 TRD 的施工效率,且增大机械磨损。采用旋挖机配合 TRD 清除密实卵砾石层,可有效提高施工效率,保证成墙质量。

参考文献:

- [1] 刘国彬. 基坑工程手册(第二版)[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2009: 472-473.
- [2] 王卫东. TRD 工法等厚度水泥土搅拌墙技术与工程实践[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 628-633.
- [3] 邵水松. 杭州第四纪沉积物的工程地质基础性质的研究[J]. 勘察科学技术, 1986, 6: 6-10.
- [4] 牛午生. 地下连续墙施工-TRD 工法[J]. 水利水电工程设计, 1999, 3:18-19.
- [5] 浙江省工程物探勘察院. 复兴 17-10 号地块复兴国际商务广场地下空间岩土工程勘察报告[R]. 杭州, 2011.
- [6] 浙江省工程物探勘察院. 杭政储出[2012]63 号地块商业金融业用房兼停车场项目围护桩工程地质钻探报告[R]. 杭州, 2015.