

备案号 : J 1xxxx - 20xx

浙江省工程建设标准

DBJ

DBJ 33/T 1xxx - 20xx

基坑工程变形主动控制技术规程

Technical Specification for Proactive Deformation control of
foundation Excavation Engineering

(报批稿)

20××-00-00 发布

20××-00-01 施行

浙江省住房和城乡建设厅 发布

前　　言

根据浙江省住房和城乡建设厅《关于印发〈2023 年度浙江省建筑节能与绿色建筑及相关工程建设标准制修订计划〉的通知》(浙建设发〔2023〕151 号)的要求,规程编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,结合浙江省的实际情况,参考有关国家标准、国内外先进经验,并在广泛征求意见的基础上,制定本规程。

本规程共分为 7 章和 4 个附录。主要内容包括:总则、术语和符号、基本规定、支护结构变形主动控制设计、支护结构变形主动控制实施、周边建(构)筑物沉降主动控制、监测等。

本标准由浙江省住房和城乡建设厅负责管理,浙江省建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。在执行过程中如有意见或建议,请寄送浙江省杭州市拱墅区安吉路 18 号,邮编:310006,邮箱:ziad-scg@ziad.cn),以供修订时参考。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人及主要审查人:

主 编 单 位:浙江省建筑设计研究院有限公司

浙江省地矿建设有限公司

参 编 单 位:杭州圣基建筑特种工程有限公司

浙江大学

上海善于建筑科技有限公司

浙江理工大学

浙江大学建筑设计研究院有限公司

杭州市勘测设计研究院有限公司

浙江省建工集团有限责任公司

中国建筑第四工程局有限公司

浙江和建建材有限公司
杭州市建设工程质量安全监督总站
杭州杭港地铁有限公司

主要起草人: 杨学林 祝文畏 林 刚 王擎忠 曹国强
俞建霖 单永华 俞 峰 刘恒新 陈 赞
陈 东 周 琦 苗恩新 童 磊 高 超
瞿浩川 姚士元 杨凯文 陈 萍 齐金良
顾晓强 谢忠良 程立远 张林波 柏志诚
顾晓卫 姚鑫林 陈 雷 陈 向 何侃侃
车国喜 张润财 吴志斌 冯 阳 史梦珊
刘海涛 余 健 周豪毅 黄炳德
主要审查人: 樊良本 游劲秋 汪明元 陈春雷 杨 桦
李宏伟 王建民

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本规定	6
4	支护结构变形主动控制设计	9
4.1	一般规定	9
4.2	轴力伺服支撑布置	10
4.3	计算	17
4.4	构造	19
5	支护结构变形主动控制实施	22
5.1	一般规定	22
5.2	轴力伺服支撑施工	23
5.3	轴力伺服系统	25
5.4	变形主动控制现场实施	27
6	周边建（构）筑物沉降主动控制	31
6.1	一般规定	31
6.2	沉降主动控制设计	32
6.3	沉降主动控制现场实施	45
7	监测	50
7.1	一般规定	50
7.2	监测内容	50
7.3	测点布置	52
7.4	监测频次	55

7.5	监测报警	56
附录 A	轴力伺服系统关键部件检查记录表	59
附录 B	轴力伺服系统安装调试质量验收表	60
附录 C	轴力伺服系统施工记录表	62
附录 D	传力墩位移记录表	63
附录 E	轴力伺服施工过程巡检记录表	64
附录 F	伺服系统轴力调整申请表	65
本规程用词说明		66
引用标准名录		67
附：条文说明		69

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic requirements	6
4	Proactive deformation control design for retaining structures	9
4.1	General	9
4.2	Axial force servo support structure arrangement	10
4.3	Calculation	17
4.4	Detailed	19
5	Implementation of proactive deformation control of retaining structures	22
5.1	General	22
5.2	Construction of axial force servo support	23
5.3	Axial force servo system	25
5.4	Field implementation of axial force servo	27
6	Proactive settlement control of surrounding buildings (structures)	31
6.1	General	31
6.2	Design	32
6.3	Implementation	45
7	Monitoring	50
7.1	General	50

7.2	Content of monitoring	50
7.3	Arrangement of monitoring Points	52
7.4	Frequency of monitoring	55
7.5	Monitoring alarm	56
AppendixA	Check record table of key parts of axial force servo system	59
AppendixB	Installation and commissioning acceptance table of axial force servo system	60
AppendixC	Construction record sheet of axial force servo system	62
AppendixD	Displacement record sheet of force transfer pier	63
AppendixE	Inspection record sheet of axial force servo system during construction	64
AppendixF	Application sheet for axial force adjustment of servo system	65
	Explanation of wording in this specification	66
	List of quoted standards	67
	Addition : Explanation of provisions	69

1 总 则

- 1.0.1** 为规范基坑工程变形主动控制的实施，做到安全可靠、技术先进、经济合理及保护环境，制定本规程。
- 1.0.2** 本规程适用于浙江省基坑工程支护结构变形主动控制和周边建（构）筑物沉降主动控制的设计、实施和监测。
- 1.0.3** 基坑工程变形主动控制应综合考虑工程地质与水文地质条件、基坑开挖深度及形状尺寸、周边保护对象特征及保护要求、施工技术条件和地方经验等因素，加强监测，做到动态设计和信息化施工。
- 1.0.4** 采用变形主动控制的基坑工程，除应执行本规程外，尚应符合国家及浙江省现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 基坑工程变形 deformation of foundation excavation engineering

基坑开挖时，由于坑内开挖卸荷，使支护结构和土体在坑内外压力差作用下产生变形，并引起周边建（构）筑物等产生沉降。本规程特指基坑支护结构的变形和周边建（构）筑物的沉降。

2.1.2 变形主动控制 proactive deformation control

通过施加可调轴力等技术措施，主动调节变形，使支护结构变形或周边建（构）筑物沉降在基坑工程施工全过程中控制在预设目标值以内的方法。

2.1.3 轴力伺服系统 axial force servo system

由主控系统、数控液压泵站、伺服加载装置以及配套的油路、线缆组成的，具有实时施加和自动调控轴力功能的系统。

2.1.4 轴力伺服支撑 support with axial force servo

利用轴力伺服系统对支撑轴力实施自动调控，达到控制支护结构变形目的的支撑体系，包括轴力伺服水平混凝土支撑、轴力伺服水平钢管支撑、轴力伺服水平型钢组合支撑、轴力伺服斜向支撑、水平换撑结构等。

2.1.5 轴力伺服水平混凝土支撑 concrete support with axial force servo

在支护结构的水平混凝土支撑体系中，通过设置双围檩，利用轴力伺服系统对支撑轴力实施自动调控，以达到控制支护结构

变形目的的混凝土支撑。

2.1.6 围护墙 retaining wall

设置在基坑周边，承受作用于基坑侧壁上的各种荷载的墙体，包括地下连续墙、排桩墙等形式。

2.1.7 混凝土双围檩 concrete double purlin

设置在围护墙内侧，由外围檩和内围檩组成，用以连接围护墙和内支撑杆件的钢筋混凝土双梁结构。

2.1.8 围檩传力墩 force transmission pier

设置于轴力伺服水平混凝土支撑内围檩和外围檩之间，一端固定一端悬挑的钢筋混凝土墩式水平传力构件。

2.1.9 初始轴力值 initial axial force value

为控制围护墙初始变形，轴力伺服支撑施工完成后首次施加的支撑轴力值。

2.1.10 轴力警戒值 alarm axial force value

在施工过程中，为确保基坑支护结构和周边环境安全而设置的轴力监控值。

2.1.11 主控系统 main control system

用于控制数控液压泵站和伺服加载装置，具有数据存储、分析和轴力调控功能的设备主机及控制系统。

2.1.12 数控液压泵站 CNC hydraulic pump station

实现轴力等数据的采集并实时传输至主控系统，并接受主控系统指令实时调整伺服轴力的装置。

2.1.13 伺服加载装置 servo loading system

经数控液压泵站控制，具有轴力施加、监测、维持、调节的自动加载装置，包含设备框架、液压千斤顶、机械锁等装置。

2.1.14 建（构）筑物沉降主动控制 proactive control of building settlement

在伺服持荷桩的桩顶安装伺服加载装置，对建（构）筑物基础沉降实施全过程主动调控，使其沉降或差异沉降始终控制在

预设目标值以内的方法。

2.1.15 伺服持荷桩 underpinning piles for servo loading

在对基坑周边建（构）筑物实施沉降主动控制过程中，用于支承建（构）筑物荷重、并在桩顶安装伺服加载装置，对桩顶承台的沉降进行实时控制的托换桩，简称持荷桩。

2.1.16 持荷架 load holder

固定于基础底板或承台顶面，为持荷桩的桩顶伺服加载装置提供竖向反力的支承结构。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应

P_{max} ——最大持荷力设计值；

K_0 ——安全系数；

N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向力设计值；

N_{sd} ——主筋的拉力设计值；

V_{sd} ——主筋的剪力设计值。

2.2.2 抗力和材料性能

q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值；

q_{pk} ——极限端阻力标准值；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

f_a ——钢管抗压强度设计值；

$N_{Rd,s}$ ——主筋的受拉承载力设计值；

$V_{Rd,s}$ ——主筋的受剪承载力设计值。

2.2.3 几何参数

H ——基坑开挖深度；

u ——桩身周长；

l_i ——桩周第 i 层土的厚度；

A_p ——桩端截面面积。

2.2.4 计算参数

φ_e ——工作条件系数；
 φ ——稳定系数；
 λ_p ——桩端土塞效应系数；
 n_0 ——每个桩孔预埋锚杆数；
 β_{si} ——第 i 土层桩侧阻力增强系数；
 β_p ——桩端阻力增强系数。

3 基本规定

3.0.1 当基坑周边环境复杂需严格控制变形，或采用增大支护结构刚度、加固土体、分坑施工等被动式支护措施难以有效控制变形时，可设置轴力伺服系统对基坑工程变形实施主动控制。

3.0.2 对于实施变形主动控制的基坑工程，内支撑体系应采用轴力伺服支撑。轴力伺服支撑可采用水平混凝土支撑、水平钢管支撑、水平型钢组合支撑或斜向支撑等形式。

3.0.3 对于基坑开挖主要影响区内的风险等级为特级的历史保护建筑、天然地基上的重要建筑物等对变形敏感的建（构）筑物，当需严格控制沉降变形时，可采用沉降主动控制技术对建（构）筑物沉降进行主动调控。

3.0.4 实施变形主动控制的基坑工程，支护结构的安全等级应采用一级，支护结构的重要性系数不应小于 1.1。

3.0.5 实施变形主动控制的基坑工程，支护结构的设计使用期限应满足下列要求：

- 1** 临时支护结构构件的设计使用期限不应小于 2 年；
- 2** 与主体结构相结合的支护结构构件，应满足主体结构的使用期限要求；
- 3** 当支护结构构件达到其设计使用期限而需继续使用时，应进行安全性检测和评估。

3.0.6 实施变形主动控制的基坑工程设计应包括下列内容：

- 1** 确定支护结构变形和周边环境沉降的控制目标值；
- 2** 基坑支护结构设计方案和变形主动控制实施方案；
- 3** 基坑稳定性分析和支护结构内力变形计算；

- 4 地下水控制及降排水设计；**
- 5 周边环境保护措施；**
- 6 基坑支护施工技术及质量检验要求、土方开挖要求；**
- 7 监测内容及技术要求；**
- 8 基坑工程实施的风险源分析及应急预案制定。**

3.0.7 基坑支护结构变形和周边环境沉降的控制目标值应符合下列规定：

1 基坑开挖影响范围内的既有建（构）筑物的变形控制值应根据其结构类型、基础形式、使用状况等因素按不影响其正常使用的要求确定，并应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对地基变形允许值的规定；基坑周边的市政基础设施、地下隧道、道路及地下管线等的变形控制值应满足相关部门和有关标准的规定。

2 基坑支护结构的变形控制值应根据周边保护对象的变形控制要求，通过环境影响分析计算确定，且实施变形主动控制部位的基坑围护墙的侧向变形不宜大于基坑开挖深度的 0.003 倍。

3 当支护结构构件兼作永久地下结构构件时，其变形控制值尚不应大于主体结构设计对其变形的限值。

3.0.8 基坑工程施工对周边环境的影响程度应综合考虑支护结构施工、土方开挖、降排水、换撑和拆撑等全过程要素，通过理论计算、数值模拟、工程类比等方法进行分析评估和确定，并应计入开挖前围护墙、止水帷幕及土体加固施工的影响。

3.0.9 基坑工程勘察和环境调查应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 和浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096、《工程建设岩土工程勘察规范》DB33/T 1065 的有关规定。

3.0.10 实施变形主动控制的基坑工程，施工前应编制变形主动控制专项实施方案，并通过论证。

3.0.11 应加强对基坑变形主动控制部位及相关范围的内力和变形监测，根据监测结果和变形控制目标值动态优化调整伺服加载方案，实施信息化施工。

4 支护结构变形主动控制设计

4.1 一般规定

4.1.1 当以控制基坑围护墙的侧向变形为主要目标时，可采用轴力伺服水平混凝土支撑、轴力伺服水平钢管支撑或型钢组合支撑、轴力伺服斜桩支撑等支撑结构形式；当需控制拆撑工况下围护墙的侧向变形时，可采用轴力伺服水平换撑结构或轴力伺服斜抛撑等支撑形式。

4.1.2 轴力伺服支撑的平面及竖向布置应结合基坑周边环境保护对象的位置、保护要求及基坑整体支撑布置综合确定，并应符合受力明确、均衡对称、整体可靠、便于施工的原则。

4.1.3 轴力伺服支撑结构设计应包括下列内容：

- 1** 支撑结构的平面和竖向布置；
- 2** 伺服加载装置的选用和布置，包括液压千斤顶的规格、数量、间距等；
- 3** 支护结构的作用及作用效应分析；
- 4** 支护结构的承载力极限状态和正常使用极限状态验算；
- 5** 轴力伺服系统的加载和卸荷方案以及技术要求；
- 6** 支撑结构构件及节点的构造。

4.1.4 实施变形主动控制的基坑支护结构可按下列步骤（图

4.1.4）进行设计：

- 1** 确定基坑支护结构设计方案；
- 2** 确定围护墙变形主动控制的目标值；
- 3** 制定支撑轴力伺服加载方案；
- 4** 基坑支护结构承载力和变形计算；

5 判断支撑结构构件承载力是否满足，如不满足，则调整支撑构件截面，并重复第4步；

6 判断围护墙变形是否满足设定的主动控制目标值，如不满足，则调整轴力伺服加载值，并重复上述第3~6步。

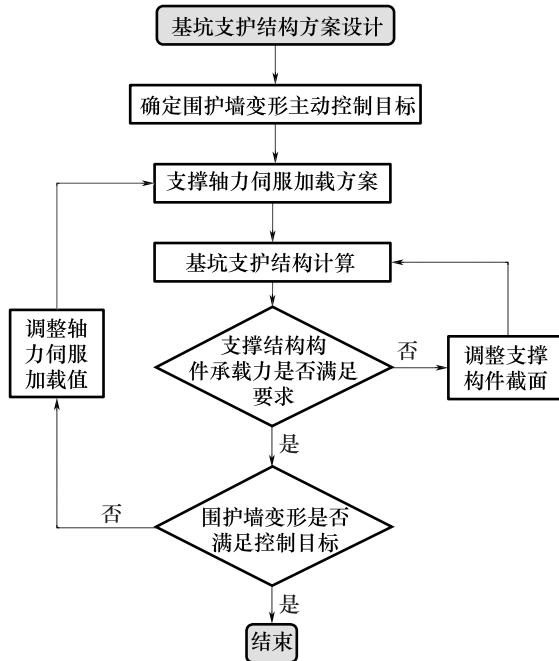


图4.1.4 支护结构变形主动控制设计流程

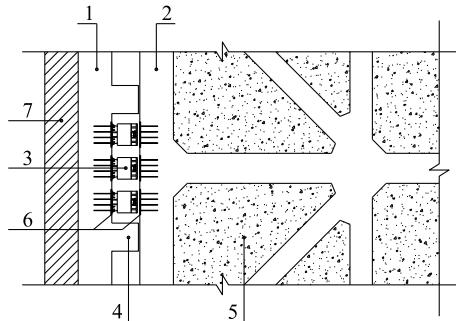
4.1.5 基坑工程设计文件中应明确各施工工况下，各伺服支撑点位置支护结构的水平变形控制值、各道支撑的初始轴力值和最大轴力控制值。

4.2 轴力伺服支撑布置

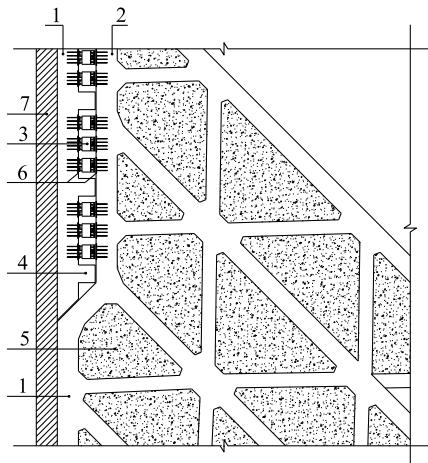
I 水平混凝土支撑

4.2.1 轴力伺服水平混凝土支撑体系应包括外围檩、传力墩、

内围檩、水平支撑梁板结构及伺服加载装置。伺服加载装置应根据支护结构的变形控制要求进行布设，相应范围应采取设置加强板带等提高支撑结构刚度和承载力的措施（图 4.2.1）。



(a) 对撑范围伺服加载装置布置示意



(b) 角撑范围伺服加载装置布置示意

图 4.2.1 轴力伺服混凝土支撑体系平面布置示意图

1—外围檩；2—内围檩；3—伺服加载装置；4—传力墩；
5—支撑加强板带；6—预埋承压板；7—围护墙。

4.2.2 逆作法基坑中的边梁应采用水平双梁结构，伺服加载装置应布设于内外边梁之间（图 4.2.2）。

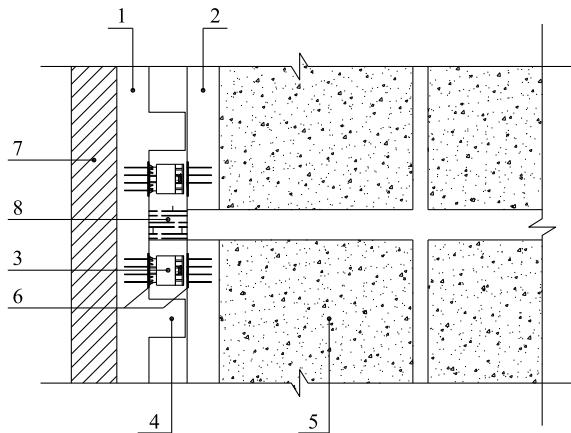


图 4.2.2 逆作法基坑轴力伺服混凝土支撑体系平面布置示意图

1—外边梁；2—内边梁；3—伺服加载装置；4—传力墩；
5—主体结构梁板；6—预埋承压板；7—围护墙；8—预留钢筋。

4.2.3 外围檩可通过预埋插筋或吊筋与围护墙连接。伺服加载装置下方宜设置钢牛腿或混凝土挑板，支承伺服加载装置的钢牛腿或混凝土挑板应满足承载力和变形的要求。

4.2.4 伺服加载装置与内、外围檩的接触面应预埋承压钢板，内外围檩、承压钢板和伺服加载装置三者的中心标高应对齐。

4.2.5 伺服加载装置数量应满足设计加载要求，宜按组均匀布设，每组液压千斤顶数量不宜少于 3 个。

4.2.6 每组伺服加载装置之间应设置传力墩，传力墩数量和截面尺寸应满足卸载情况下内、外围檩的水平传力要求。

4.2.7 轴力伺服混凝土水平支撑下方土层较硬时，应采取措施减小周边土体对邻近内围檩钢立柱的约束刚度。

II 水平钢管支撑和型钢组合支撑

4.2.8 轴力伺服水平钢管支撑和型钢组合支撑可采用 Q235 或 Q355 钢等焊接性能良好的低合金钢，钢围檩的材料可选用型钢，钢立柱可选用钢管或型钢。

4.2.9 轴力伺服水平钢管支撑应包括钢管支撑、围檩、活络端头、伺服加载装置及托架等。

4.2.10 水平钢管支撑的伺服加载装置数量应满足设计加载要求，每根钢管应均匀布设 1 组，每组伺服加载装置的合力中心应与钢管支撑的轴线对齐。

4.2.11 水平钢管支撑与伺服加载装置连接的一端，宜设置一节带有加强肋板的钢管支撑节段。

4.2.12 伺服加载装置的额定承载力和油缸最大行程等参数应与钢管支撑相匹配，伺服加载装置的性能参数宜符合表 4.2.12 的规定。

表 4.2.12 伺服加载装置性能参数

参数	与 D609mm 钢管支撑匹配	与 D800mm 钢管支撑匹配
额定承载力 (kN)	≥3000	≥5000
油缸有效行程 (mm)	≥150	≥200

- 注：1 当自动补偿端的参数不满足表中要求时，应根据设计要求选用参数。
2 机械锁的锁止间距应具备调节功能，锁止调节范围最大值不应低于油缸最大行程。
3 当油缸伸长量达到油缸行程极限值时，宜能够感知行程极限值并提示报警。

4.2.13 轴力伺服水平型钢组合支撑应包括型钢组合支撑、伺服加强件、保力盒、可活动连系梁及伺服加载装置（图 4.2.13），支承伺服加载装置的托梁、托座及立柱应满足承载力和变形的要求。

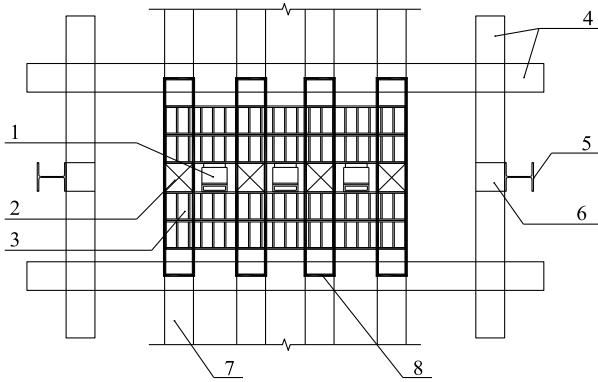


图 4.2.13 轴力伺服水平型钢组合支撑平面布置示意图

1—伺服加载装置；2—保力盒；3—伺服加强件；4—托梁；
5—立柱；6—托座件；7—型钢组合支撑；8—可活动连系梁。

4.2.14 水平型钢组合支撑的伺服加载装置数量应满足设计加载要求，宜按组均匀布设，每组液压千斤顶数量不宜少于 2 个，每组液压千斤顶的合力中心应与主撑轴线对齐。

4.2.15 水平型钢组合支撑的每组伺服加载装置之间应设置保力盒，保力盒数量和截面尺寸应满足卸载工况下支撑的水平传力要求。

III 斜桩支撑和斜抛撑

4.2.16 轴力伺服斜桩支撑应包括水泥土桩、芯材、压顶梁或围檩、伺服加载装置及托架等。斜桩支撑的芯材可采用钢管、H 型钢、钢格构柱和混凝土预制桩等。

4.2.17 轴力伺服斜桩支撑的桩端宜穿越淤泥、淤泥质土等软弱土层，进入性质相对较好的持力层。

4.2.18 轴力伺服斜桩支撑的平面布置不应与地下结构冲突，并应避开工程桩。

4.2.19 轴力伺服斜抛撑应包括支撑、压顶梁或围檩、斜撑基

础、伺服加载装置及托架等。支撑可采用钢管、H型钢、钢格构柱和混凝土支撑等；斜撑基础宜采用混凝土牛腿与地下结构连接，并应满足竖向和水平承载力的要求，斜撑基础的位置不应妨碍主体结构的施工。

4.2.20 轴力伺服斜桩支撑和斜抛撑与竖直方向的夹角，宜为 $40^\circ \sim 60^\circ$ ，平面中心距不宜大于8m。

4.2.21 斜抛撑长度和斜桩支撑在开挖面以上的外露长度大于15m时，宜在支撑中部设置立柱，并在立柱和斜撑节点处设置纵向连系杆。

4.2.22 伺服加载装置宜设在斜桩支撑芯材和斜抛撑的顶部或预留空隙处，并应采取可靠连接措施。

IV 水平换撑结构

4.2.23 基础底板的轴力伺服水平换撑结构应包括围檩、混凝土牛腿和伺服加载装置，伺服加载装置的轴力应通过混凝土牛腿传至基础底板，通过围檩传至围护墙（图4.2.23）。

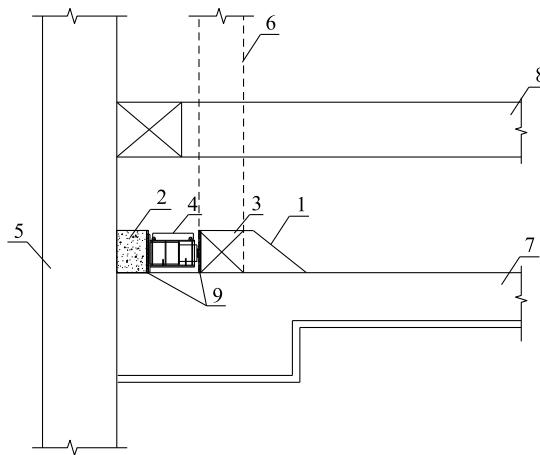


图4.2.23 底板预应力换撑大样图

1—混凝土牛腿；2—外围檩；3—内围檩（暗梁）；4—伺服加载装置；
5—围护墙；6—地下室外墙；7—底板；8—水平支撑；9—预埋钢板。

4.2.24 地下室结构楼板的轴力伺服水平换撑结构应包括围檩、伺服加载装置及混凝土托板，伺服加载装置应放置于混凝土托板上（图 4.2.24），伺服轴力应通过围檩传至围护墙。

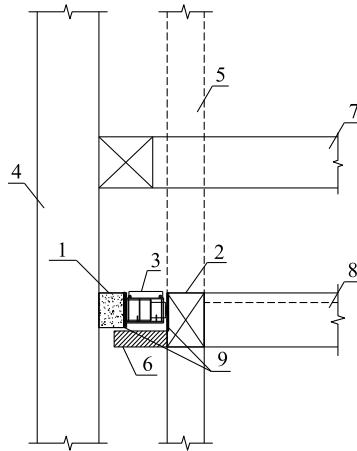


图 4.2.24 楼板预应力换撑大样图

1—外围檩；2—内围檩（暗梁）；3—伺服加载装置；4—围护墙；5—地下室外墙；
6—混凝土托板；7—水平支撑；8—地下室楼层梁板；9—预埋钢板。

4.2.25 液压千斤顶宜通过预埋钢板和钢筋与两端的传力构件连接，液压千斤顶数量和量程应满足设计要求，并应均匀布置，结构楼板处的液压千斤顶宜与梁轴线平行。

4.2.26 应根据计算分析确定各道换撑的轴力设计值，逐级缓慢加载。

4.2.27 最下一道水平内支撑的拆除，应在基础底板换撑结构完成并施加伺服轴力后进行；楼层上方的水平内支撑的拆除，应在该层结构楼板换撑结构施工完成并施加伺服轴力后进行。

4.3 计 算

4.3.1 基坑工程采取变形主动控制措施时，支护结构的内力、变形计算和基坑的稳定性分析除应符合满足本节要求外，尚应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 及浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096 的有关规定。

4.3.2 计算作用于基坑围护墙上的主动土压力时，应考虑围护墙位移大小的影响。支护结构内力变形初步分析时也可按下列经验方法计算确定：

1 围护墙变形控制标准小于 $0.1\% H$ (H 为基坑开挖深度) 时，外侧主动土压力应按静止土压力计算；

2 围护墙变形控制标准介于 $(0.1\% \sim 0.4\%) H$ 时，外侧主动土压力宜采用静止土压力和主动土压力之间的中间土压力，可根据变形控制标准近似按线性插值计算；

3 围护墙变形控制标准大于 $0.4\% H$ 时，外侧主动土压力可按主动土压力计算。

4.3.3 计算作用于围护墙上的土压力时，对于地下水位以下的粉土、砂土、碎石土等渗透性能较强的土层，应采用土的有效重度按水土分算原则计算；对于地下水位以下的淤泥、淤泥质土和粘性土，宜采用土的饱和重度按水土合算原则计算。

4.3.4 对于淤泥、淤泥质土和粘性土，土的抗剪强度指标可结合工程经验采用三轴试验固结不排水抗剪强度指标或直剪试验固结快剪指标；对于粉土、砂土、碎石土，应采用有效应力抗剪强度指标，如无条件取得有效应力强度指标时，也可选用三轴试验固结不排水抗剪强度指标或直剪试验固结快剪强度指标；对于欠固结土，宜采用有效自重压力下预固结的三轴不固结不排水抗剪强度指标。

4.3.5 围护墙的内力和变形可采用平面弹性地基梁法或空间弹性地基梁法进行计算，支撑的伺服轴力可按集中力施加于围护

墙。当基坑平面形状不规则或需要考虑支护结构空间效应时，宜采用空间弹性地基梁法进行计算。

4.3.6 开挖面以下地基土的弹性抗力刚度的计算方法应符合现行行业标准《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 或浙江省标准《建筑基坑工程技术规程》DB33/T 1096 的有关规定。

4.3.7 轴力伺服支撑结构的预加轴力应根据基坑变形控制要求确定。按照正常使用极限状态计算支护结构水平变形时，预加轴力应视为荷载作用计入计算，荷载应按预加轴力值的 100% 计取。

4.3.8 按照承载力极限状态验算支护结构承载力时，预加轴力应视为荷载作用计入计算，荷载应按预加轴力值的 120% 计取。

4.3.9 轴力伺服支撑结构上施加的最大预加轴力不应超过伺服加载装置极限承载力值的 80%；当温度影响不可忽略时，尚应计入温度作用的影响。

4.3.10 围檩的截面承载力应按水平方向的受弯构件计算，并应针对伺服加载装置加载和卸载的两种工况进行包络设计。

4.3.11 基坑支护结构的承载力验算尚应符合国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120 的有关规定。

4.3.12 斜桩支撑的主动加载设计应综合考虑工程地质条件、开挖深度和环境保护要求等因素，并应包括下列内容：

1 按压弯构件验算芯材承载力；

2 验算水泥土桩的轴向承载力；

3 分别验算在水平荷载、竖向荷载作用下围护墙的承载力与变形。

4.3.13 斜抛撑的主动加载设计，应包括下列内容：

1 按压弯构件验算斜抛撑承载力；

2 验算牛腿的抗剪承载力；

3 分别验算在水平荷载、竖向荷载作用下围护墙的承载力

与变形；

4 验算水平荷载作用下地下结构的承载力与变形。

4.4 构造

4.4.1 轴力伺服水平混凝土支撑施工时，应在传力墩悬臂端与围檩之间设置钢板、木板等隔离板。伺服加载装置完成加载后，传力墩悬臂端与围檩之间的空隙应采用高强无收缩灌浆料填充密实，灌浆料强度等级不宜小于 C50。

4.4.2 伺服加载装置与内、外围檩接触面之间的预埋承压钢板宜采用 Q355B 钢材，厚度不宜小于 20mm。钢板上应穿孔塞焊钢筋，并与围檩同步浇筑，穿孔塞焊钢筋直径不宜小于 25mm。

4.4.3 内、外围檩在预埋承压钢板位置宜加密箍筋间距或增设钢筋网片，箍筋间距不应大于 100mm。

4.4.4 轴力伺服钢管支撑的构造应符合下列规定：

1 钢管支撑构件的长细比不宜大于 100，连系构件的长细比不应大于 120；

2 钢管支撑连接宜采用螺栓连接，必要时可采用焊接连接；

3 钢管支撑构件的常用钢管直径为 300mm ~ 800mm；

4 钢管支撑各节点及与基坑支护结构预埋件采用焊接连接时，应明确焊接参数和焊缝质量等要求；

5 钢管支撑构件的构造尚应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

4.4.5 钢围檩的构造应符合下列规定：

1 钢围檩的现场拼装节点位置应设置在支撑点附近弯矩较小的部位，且不超过支撑点间距的三等分点。

2 宜加大钢围檩分段长度，减少安装节点数量。

3 组合钢围檩在钢管支撑支顶部位腹板处应设加劲板。

4 钢围檩安装前，应采用砂浆或细石混凝土抹平基坑支护结构的基面，缝宽较大时，缝内宜放置钢筋网。

5 支撑与钢围檩斜交时，在腰梁与支护结构之间应设置牛腿等剪力传递装置。

4.4.6 压顶梁与围护墙之间的连接必须可靠，围护墙主筋锚入压顶梁内的长度不应小于 $35d$ ，压顶梁在钢支撑连接位置应预埋钢板并设置混凝土支座。

4.4.7 轴力伺服水平型钢组合支撑宜采用可周转的标准件作为主要构件，局部可采用少量非标准件。支撑体系所使用主材可回收率不宜低于 90%，且标准件及非标准件的钢材牌号不应低于 Q355B，其余构件的钢材牌号不应低于 Q235B。

4.4.8 轴力伺服水平型钢组合支撑结构的盖板、系杆的构造应符合下列规定：

1 型钢支撑梁的上翼缘应设置盖板，下翼缘宜设置系杆，且盖板或系杆的位置宜上下对应，盖板应与各肢型钢梁垂直设置，系杆与各肢型钢梁斜交设置；

2 盖板或系杆沿支撑长度方向的间距不宜大于 5 m；在对撑、角撑拼接节点处及靠近预应力装置位置宜设置盖板；

3 系杆与型钢支撑梁斜交的角度宜为 $30^\circ \sim 60^\circ$ ，每肢型钢与系杆之间的连接螺栓数不应少于 2 个。

4.4.9 轴力伺服水平型钢组合支撑结构的围檩应通过牛腿固定于基坑支护结构，二者的连接应符合下列规定：

1 围檩与支护结构之间应通过抗剪连接件连接，二者之间的空隙应采用强度等级不小于 C25 的细石混凝土填实；

2 围檩底部的牛腿平面间距不宜大于 3m；

3 对于型钢-混凝土组合围檩，应在混凝土梁内预埋与型钢连接的锚栓，锚栓数量每米不应少于 8M24。

4.4.10 轴力伺服水平型钢组合支撑梁与钢围檩的连接应符合下列规定：

1 型钢支撑梁与围檩斜交时应在交接处设置三角传力件；

2 连接处的围檩应设置加劲板，加劲板间距不应大于

500mm，加劲板的厚度应由计算确定且不应小于10mm。

4.4.11 轴力伺服水平型钢支撑与立柱的连接应符合下列规定：

- 1** 托梁和托座应对型钢支撑梁在侧向和竖向形成有效约束；
- 2** 托梁与型钢支撑梁每肢型钢、托梁与托座之间均应采用螺栓连接，螺栓数量应通过计算确定，托梁与型钢支撑梁每肢型钢之间的连接螺栓不应少于2M24，托梁与托座之间的连接螺栓不应少于4M24。

4.4.12 轴力伺服斜桩支撑的芯材应锚入压顶梁或围檩内，压顶梁或围檩的截面高度不应小于600mm，芯材锚入长度不应小于150mm。

4.4.13 轴力伺服斜抛撑与压顶梁或围檩、混凝土牛腿之间宜采用预埋钢板焊接连接，连接面与支撑轴线应垂直，连接节点应满足承载力和变形的要求。

4.4.14 轴力伺服斜桩支撑和斜抛撑在穿越基础底板、结构外墙时，应采取设置止水片等防水措施。

5 支护结构变形主动控制实施

5.1 一般规定

5.1.1 支护结构变形主动控制施工前应编制专项实施方案。专项实施方案应包括下列内容：

1 基坑工程施工概况、支护结构变形主动控制设计概况、基坑变形控制要求和支护结构施工计划；

2 轴力伺服系统总体配置、管理班组等施工部署，轴力伺服系统总体配置应包括设备型号、规格、数量等；

3 支护结构变形主动控制系统的安装、布置、调试与维护方案，包括各层内支撑的伺服系统平面布置图、各层支撑梁（伺服）轴力与位移监控平面图、混凝土支撑施工与伺服加载系统跟进进度计划表；

4 支护结构变形主动控制系统的应急预案；

5 主动控制系统设备的型检报告、出厂合格证、计量标定证书等。

5.1.2 主控系统中设置的各工况下轴力加载值、警戒值、安全限值等应满足设计要求，并应做到超过安全值后系统自动卸载。

5.1.3 钢支撑、轴力伺服系统等成品材料和元器件应具有有效期内的合格证、产品说明和维保记录。

5.1.5 数控液压泵站应与伺服加载装置（液压千斤顶）保持合理距离，在施工期间，应对现场伺服加载装置和液压油管采取必要的保护措施。

5.1.6 配合支护结构吊运、拼装的机械设备需满足相应的规范和环保要求，特种作业人员需取得对应的有效的特种作业资格证。

5.1.7 轴力伺服系统运行后应做好日常巡检，现场应配备必要数量的备用设备。备用设备应包括液压泵站、备用液压千斤顶、油管及接头、位移传感器、易损配件等。

5.1.8 施工现场应配备应急电源，并应定期检查备用电源现场运行状况。

5.2 轴力伺服支撑施工

I 水平混凝土支撑

5.2.1 钢筋混凝土水平支撑施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 及《混凝土工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

5.2.2 内、外围檩，预埋承压板，伺服加载装置三者的中心标高应一致，预埋承压板的垂直偏差不应超过 1%。

5.2.3 混凝土水平支撑的模板宜采用组合木模板。模板的支设应保证各部位的尺寸、形状、位置和标高符合设计要求。立模前，应将钢筋笼内的杂物、泥浆清理干净，侧模的拼缝应严密，不允许漏浆。

5.2.4 支撑梁和围檩的混凝土抗压强度达设计强度的 80% 前，不得进行下层土方的开挖。

5.2.5 轴力伺服系统安装前，所在混凝土水平支撑应通过施工质量验收。

II 水平钢管支撑和型钢组合支撑

5.2.6 水平钢支撑和型钢组合支撑的施工应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 及《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

5.2.7 水平钢支撑和型钢组合支撑安装前，应做好测量定位工作，保证支撑位置准确。

5.2.8 水平钢支撑和型钢组合支撑应在立柱、托座、托梁和托架等竖向支承构件设置完成后进行水平支撑系统的拼装，拼装偏

差应符合设计要求。

5.2.9 预压力施加前，水平钢支撑和型钢组合支撑应安放到位，各节点的连接应满足要求。

III 斜桩支撑和斜抛撑

5.2.10 斜桩支撑和斜抛撑施工产生的振动不应影响基坑周边建(构)筑物的正常使用和安全，必要时应采取有效的隔振、防侧向挤土等措施。

5.2.11 斜桩支撑和斜抛撑施工除采用预制桩静压法施工、同步同心预加载式复合型斜撑桩施工外，也可根据现场情况采用搅拌桩等工艺施工，并应满足现行有关标准的相应要求。采用新型施工工艺时，应进行工艺试验，并满足设计要求。

5.2.12 斜桩支撑和斜抛撑施工应采用专用施工机具或设备，其工作半径与周围建筑物必须保持安全距离，并应充分考虑施工过程中设备或桩节倾斜角度所引起的空间位置变化。施工前应校正设备施工角度。

5.2.13 斜桩支撑和斜抛撑施工前，应根据设计倾斜角结合下返深度及设备高度分别计算桩位线、入土线及对位线，在桩位复核无误后按顺序施工。

IV 水平换撑结构

5.2.14 水平换撑结构施工前应提前测量放线，根据现场施工条件，确定出换撑结构定位点、定位线，并应充分考虑液压千斤顶预留的安装空间及换撑块的截面尺寸、间距。换撑结构沿围护结构长度方向宜线性排列，间距相同。

5.2.15 水平换撑结构的围檩、混凝土牛腿、混凝土托板宜与地下室底板、楼板一同浇筑。

5.2.16 液压千斤顶的安装应在水平换撑结构的围檩、混凝土牛腿以及混凝土托板混凝土强度达到 100% 后进行。单一换撑结构中可设置上下两台液压千斤顶，在机器失稳时互为替代。

5.2.17 水平换撑结构的伺服加载装置的卸载应在基坑内支撑结

构拆除之前、底板及相应楼板混凝土浇筑完成并达到设计规定强度后进行。

5.2.18 水平换撑结构施工时宜采用设置防坠横梁、预埋吊环等保证液压千斤顶安全的措施。

5.2.19 在基坑内支撑结构拆除后，宜先拆除液压千斤顶，再拆除围檩和混凝土托板，最后对底板、楼板连接处采取修补措施。

5.3 轴力伺服系统

I 系统性能要求

5.3.1 轴力伺服系统的正常工作环境应符合下列规定：

- 1 环境温度宜为 $-20^{\circ}\text{C} \sim 60^{\circ}\text{C}$ ；
- 2 环境相对湿度不宜大于 90%；
- 3 电源电压波动幅度不宜超过 10%。

5.3.2 轴力伺服系统的性能应符合下列规定：

1 应能实时采集支撑轴力数据，数据采集误差不宜大于 1%。

2 应配置液压和机械双重安全锁。液压锁的性能应符合现行行业标准《液压单向阀》JB/T 10364 的相关规定，机械锁的承载能力不应低于系统额定承载力的 1.2 倍。机械锁的锁止间距应具备调节功能，锁止调节范围最大值不应小于油缸最大行程。

3 应设置操作方便、性能可靠的急停开关；同时配备应急供电系统，确保断电时系统能正常工作。

4 轴力控制应具有自动和手动两种模式，并应具有自动报警功能，具备报警触发条件及报警阈值的编辑功能。

5 宜具备远程控制和现场控制两种功能，且主控系统、数控液压泵站与伺服加载装置之间应采用可靠稳定的数据传输方式。

II 主控系统

5.3.3 主控系统应能设定支撑的轴力设计值、轴力警戒值和极限承载值等关键技术参数。

5.3.4 主控系统应具备实时采集、查看、存储及上传施工数据的功能，且存储的数据应无法修改。系统软件应具备实时显示轴力值、温度、时间 - 轴力曲线的功能。

5.3.5 主控系统应具备实时读取监控数据及设备状态的功能，并能实现监控数据、设备故障的自动报警。

5.3.6 主控系统应能对数控液压泵站及伺服加载装置所监控到的数据进行自动比对，当超出设置的轴力上限值和下限值时，对数控液压泵站进行实时自动调节。

5.3.7 主控系统的支撑轴力和油缸行程等数据采集的响应时间不应大于 1min/次，控制的响应时间不应大于 1min/次。

III 数控液压泵站

5.3.8 数控液压泵站应能执行主控系统的指令，控制电动油泵并按照指令调控油压。同时能采集轴力等数据并实时传输至主控系统。

5.3.9 数控液压泵站应能实时监测并自动调控伺服加载装置的油压，且控制精度及油压测量精度不应低于 0.1 MPa。

5.3.10 数控液压泵站应配备溢流阀，并应设定溢流阀的安全值，溢流阀的设定安全值不应超出额定压力的 10%。

5.3.11 数控液压泵站应具有维持液压稳定、保证系统安全的功能。

5.3.12 数控液压泵站的布置应确保能独立和同步控制每个伺服加载装置；当数据采用无线传输方式时，有效传输距离不应小于 500m。

5.3.13 数控液压泵站各密封件、电动油泵的性能应符合现行行业标准《预应力用电动油泵》 JG/T 319 的规定。

5.3.14 电动油泵液压粘度宜根据使用环境温度选取，宜使用 ISO 黏度级为 VG32 及以上的液压油，并应符合现行国家标准《润滑剂、工业用油和相关产品（L 类）的分类》 GB/T 7631.2 的相关规定。

5.3.15 液压油管与设备连接可采用承插接口或螺纹接口，接口处应采取液压油防漏措施。

5.3.16 数控液压泵站的油压测量性能参数应符合表 5.3.17 的规定。

表 5.3.17 油压测量性能参数

性能参数	指标
油压测量装置量程	不低于 1.2 倍额定压力
油压测量装置精度等级	不低于 0.5 级
油压表精度等级	不低于 1.0 级

IV 伺服加载装置

5.3.17 伺服加载装置应具备调节安装角度偏差的功能，并应在主控系统、数控液压泵站或液压千斤顶故障时，具有保持既定支撑轴力的功能。

5.3.18 伺服加载装置额定承载力和油缸最大行程等性能参数应与支撑和设计要求匹配，并应配置液压和机械双重安全锁。液压锁和机械锁应符合本规程第 5.3.3 条的规定。

5.3.19 伺服加载装置应具备液压千斤顶行程的位移测量装置，当油缸伸长量达到行程极限值 80% 时，系统应提前预警。

5.3.20 伺服加载装置卸载应确保油路闭环稳定，同步工作中的单个伺服加载装置卸载应检查其他尚在工作中伺服加载装置的安全性和稳定性。

5.4 变形主动控制现场实施

I 安装与调试

5.4.1 轴力伺服系统进场时应进行验收，验收项目应包括设备型号、规格、数量、产品合格证、液压千斤顶校准证书等。

5.4.2 轴力伺服系统应按表 5.4.2 和本规程附录 A 的要求进行

检验。

表 5.4.2 轴力伺服系统检验要求

检验对象	检验内容	检验批数量	检验数量	检验方法
主控系统	可靠性	1 套	每套	质量检验，设备正常运行 24 小时
数控液压泵站	可靠性	6 台	每台	质量检验，设备正常运行 24 小时
伺服加载装置 (液压千斤顶)	测量精度	48 台	每台	标定
	保压性能		3%	轴力施加至额定压力后，24 小时油压降幅小于 5 MPa

注：检验要求除符合本章节中的相关规定外，尚应满足相关规范的要求。

5.4.3 主控系统的安装应符合下列规定：

- 1 应采用独立电源线路，防止其它线路断电引发故障。
- 2 轴力伺服系统接电元器件、电缆、油管等系统安装，应满足安全使用要求。轴力伺服系统应正确接入动力电源线。

5.4.4 数控液压泵站的安装应符合下列规定：

- 1 确认各数据线接头正常，正确连接数控液压泵站。
- 2 检查确认油管完好无破损、快速接头干净。
- 3 检查确认液压泵站各个零部件及接头完好。

5.4.5 伺服加载装置的安装应符合下列规定：

- 1 严格按照专项施工方案和操作手册，用高压软管将液压千斤顶与数控液压泵站正确连接，并正确连接位移监测装置。
- 2 伺服加载装置就位安装前应检查伺服加载装置工作端面与承压面的间距，当间距接近或大于液压千斤顶行程时，应加设钢垫块。
- 3 混凝土支撑系统伺服加载装置应位于围檩的截面高度中间，确保支撑梁平面内受力，施加初始轴力后液压千斤顶宜处于 1/2 行程之内。

4 连接油管接头时，须保持接头和油口内部干净，且油嘴与接头对接螺纹口完整贴合，确保不漏油。

5 检查确认自锁装置已启用。

5.4.6 在轴力伺服系统正式安装后，应按照本规程附录 B 要求进行质量验收。

II 伺服控制

5.4.7 轴力伺服系统的轴力施加应按照设计文件要求和专项施工方案进行，并应采用分区、分级、同步的加载原则。

5.4.8 伺服支撑的轴力施加应符合下列规定：

1 对于钢支撑体系，可一次性施加至设计初始轴力值。

2 对于混凝土支撑体系，宜采用分级加载，每级轴力加载量应根据设计要求确定，加载间隔不宜少于 2 小时。

3 加载过程中应加强对内支撑及上面支撑的巡视检查。每次加载后可按本规程附录 C 填写支撑轴力伺服系统施工记录表。

4 对于混凝土支撑体系，在每级荷载加载稳定后应记录传力墩位移情况，并按本规程附录 D 要求填写。在加载完成且伺服系统运行稳定后，应按设计要求对传力墩与围檩的间隙进行灌浆填实。

5 加载至设计初始轴力值且稳定后，应立即将机械锁进行锁止。机械锁与液压千斤顶间预留不宜大于 2mm。

5.4.9 轴力伺服系统运行控制应符合下列规定：

1 轴力伺服系统的加载或卸载应根据围护结构的变形趋势和设计要求进行动态调整，应以满足基坑变形控制目标值为目的。

2 日常工况下，应根据监测数据分别采取保压、加载或卸载的控制措施。

3 当围护结构变形稳定且未达到警戒值，保压维持轴力不变；当围护变形有明显的增大趋势，应及时增加轴力加载值；当伺服侧围护结构发生较大负位移、支撑杆件受拉严重或立柱位移较大时，应及时减少轴力加载值。

4 轴力动态调整应分级进行，每级增减荷载宜为 200kN ~ 300kN。

5 对于布置多道内支撑的基坑工程，应密切监控各道内支撑轴力变化情况。如有异常，应及时反馈设计单位进行处理。

5.4.10 当轴力伺服支撑结构的预加轴力达到最大轴力控制值，仍不能满足基坑变形控制要求，或出现支护结构负位移的情况时，应对设计文件进行复核分析。

III 运行维护

5.4.11 轴力伺服系统正式运行后，伺服专业施工单位应每日对系统进行巡查，并按照本规程附录 E 填报施工过程巡检记录表，发现问题应及时处理。

5.4.12 伺服专业施工单位应将所测轴力等监测数据形成报表，每日上报总包单位，再由总包单位抄送相关单位。当需要调整支撑轴力设计值时，可按本规程附录 F 要求进行申报。

IV 卸载与撤除

5.4.13 轴力伺服系统轴力卸载和设备撤除应在满足设计拆撑或换撑条件后进行，并应符合下列规定：

1 当基坑面积较大或边长较长时，宜采用分区、分级、同步的卸载原则。

2 卸载前先解除机械锁锁定状态，再开启液压泵站进行卸压。

3 卸载应分级进行，每级卸载量宜按设计轴力的 30% ~ 50% 分级下降至零。每级轴力卸载间隔不宜少于 20min，卸载完成后拆除油管和伺服加载装置。

5.4.14 卸载完成后，设备撤除顺序为油管、伺服加载装置、线缆、液压泵站、主控系统。

6 周边建（构）筑物沉降主动控制

6.1 一般规定

6.1.1 基坑工程周边建（构）筑物实施沉降主动控制前，应对地基基础和上部结构进行鉴定。鉴定应符合现行国家标准《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144 等的相关规定。当鉴定结果不满足要求时，应在实施沉降主动控制前采取相应的加固处理措施。

6.1.2 建（构）筑物沉降主动控制的设计与施工，应具备下列资料：

1 基坑工程的设计图纸、专项施工方案以及开挖、降水等施工行为对建（构）筑物的影响评估等资料。

2 建（构）筑物的岩土工程勘察资料。当无法搜集或资料不完整时，应进行补充勘察。

3 建（构）筑物的地基基础和上部结构的设计图纸、隐蔽工程施工记录、竣工图等资料。

4 建（构）筑物的地基基础和上部结构使用现状的鉴定资料，包括沉降、裂缝、倾斜等观测资料。

5 建（构）筑物受基坑施工影响的风险等级和保护要求。

6.1.3 基坑工程周边建（构）筑物实施沉降主动控制前，应确定沉降主动控制的目标值。对于在沉降主动控制前已出现倾斜且倾斜率超过允许值的建（构）筑物，在实施沉降主动控制阶段宜同步进行纠倾。

6.1.4 建（构）筑物地基基础应遵循新旧基础之间、新增桩和原有桩之间保持变形协调的原则进行设计，新、旧基础之间的连

接构造应满足承载力和变形的要求。

6.1.5 建（构）筑物新增持荷桩和基础加固的设计工作年限应满足剩余工作年限的要求，地基基础加固所使用的材料应符合国家现行有关标准对耐久性设计的要求。

6.1.6 周边建（构）筑物的沉降主动控制，宜与基坑围护墙施工、土体加固、土方开挖、支撑拆除、基础底板和地下室结构施工等同步实施，在基坑施工完成、建（构）筑物沉降变形趋于稳定前不应结束。

6.1.7 建（构）筑物的沉降主动控制设计时，应对实施沉降主动控制各阶段的地基或桩基的承载力、变形和基础的抗弯、抗剪、抗冲切承载力进行验算。

6.1.8 对于实施沉降主动控制的建（构）筑物，应对建（构）筑物地基基础和上部结构进行全过程监测，实行动态设计和信息化施工。

6.1.9 建（构）筑物沉降主动控制实施完成后，应按设计要求及现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202的有关规定进行质量检验和验收。

6.2 沉降主动控制设计

6.2.1 基坑工程周边建（构）筑物的沉降主动控制目标值，应根据场地地质条件、基坑开挖深度以及建（构）筑物的重要性程度、建造年代、基础形式、上部结构类型、沉降主动控制的造价等因素综合分析确定，宜以基坑施工引起的新增沉降的差异值等于零为设计控制目标。

6.2.2 对于在实施沉降主动控制阶段需同步进行纠倾的建（构）筑物，纠倾量应根据房屋倾斜率、楼面高差、电梯安装及运行等因素综合确定。

6.2.3 用于基坑周边建（构）筑物沉降主动控制的持荷桩，宜采用新增托换桩，也可采用既有工程桩。

6.2.4 对于实施沉降主动控制的建（构）筑物，应验算其在水平风荷载作用下地基基础的水平承载力和侧向稳定性，必要时应设置可靠的水平限位和防倾覆装置。

6.2.5 持荷桩的桩端应处于性质较好的稳定土层，单桩竖向抗压极限承载力应通过慢速维持荷载法静载荷试验确定。桩持荷阶段的竖向承载力计算宜计人基坑开挖诱发的周边土体变形对持荷桩承载力的影响。

6.2.6 持荷桩的桩身和接头应具有适应桩侧土体侧向变形的能力，桩身及其接头承载力应按压弯构件计算。桩身侧向变形大小应根据基坑开挖施工引起的周边土体变形计算分析确定。

6.2.7 持荷桩的数量和平面布置应根据基坑开挖引起的沉降变形大小、沉降主动控制目标值等，按下列步骤（图 6.2.7）经分析计算确定：

- 1** 确定建（构）筑物沉降主动控制的目标值；
- 2** 确定持荷桩的初步布桩方案；
- 3** 建立“土-基础-结构分析模型”，对于持荷桩，可将当前分析工况的桩顶持荷轴力直接输入分析模型；对于基底土，可采用竖向弹簧模拟其作用；
- 4** 输入非持荷桩和基底土的竖向弹簧刚度初始值，计算基底土的竖向反力、基础的竖向变形；
- 5** 将桩顶持荷轴力和第 4 步计算得到的土弹簧计算反力，反向施加于地基土表面，求解基坑施工引起的地基土沉降；
- 6** 判断基础竖向变形与地基土沉降是否协调，如两者计算结果差异超过设定的允许值，则重新计算土的竖向刚度，并重复上述第 4 和第 5 步；
- 7** 判断基础竖向变形是否满足设定的沉降主动控制目标值，如不满足，则调整持荷桩的布桩数量和平面布置，并重复上述第 3~6 步。

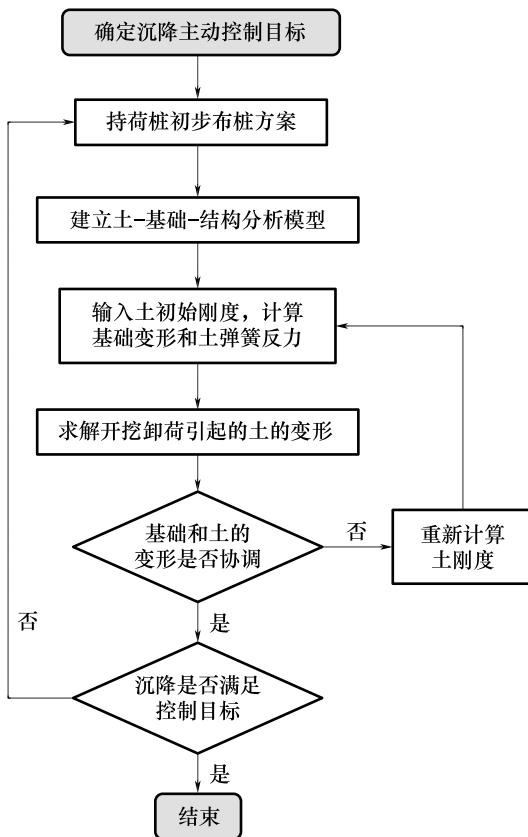


图 6.2.7 持荷桩设计流程

6.2.8 当周边建（构）筑物在基坑开挖施工过程中不允许产生附加沉降时，持荷桩的数量和平面布置应按不计人基底土作用进行设计。

6.2.9 当采用新增托换桩作为持荷桩时，新增托换桩宜分批补入，并应根据建（构）筑物沉降主动控制各阶段的沉降监测结

果等实际情况进行动态调整。

6.2.10 持荷桩的最大持荷轴力不宜大于其竖向抗压承载力特征值的 1.2 倍，不应大于其竖向抗压承载力特征值的 1.5 倍，且不应大于其桩身正截面受压承载力设计值。

6.2.11 当持荷桩采用新增托换桩时，持荷架和伺服加载装置宜安装在基础承台顶面的上方（图 6.2.11）。持荷桩的桩顶应平整，并应满足最大持荷力作用下的局部抗压承载力要求。持荷架的设计应符合下列规定：

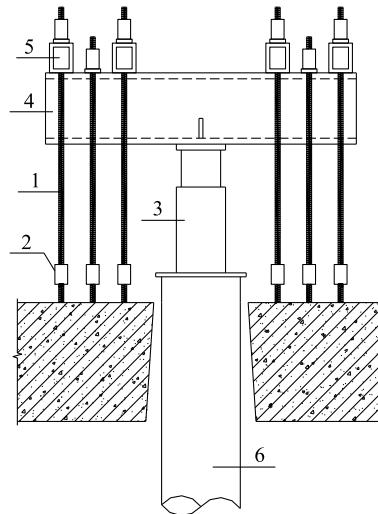


图 6.2.11 新增托换桩的桩顶持荷系统示意图

1—锚杆；2—连接件；3—液压千斤顶；4—钢梁 1；5—钢梁 2；6—托换桩。

- 1** 持荷架高度应满足液压千斤顶换程作业要求。
- 2** 持荷架的锚杆宜采用高强预应力螺纹钢筋等材质，强度等级宜为 PSB785、PSB830、PSB930、PSB1080、PSB1200。
- 3** 锚杆应对称设置，数量不宜少于 6 根，锚杆与压桩孔边缘的最小距离不应小于 150mm。

4 锚杆承载力计算时应考虑群锚效应，锚固长度不宜小于锚杆直径的 20 倍，无机锚固料抗压强度等级不应低于 C50；在锚固料抗压强度达到 100% 前，锚杆不应受力。

5 持荷架的反力钢梁可采用材质为 Q355B 及以上的型钢，并应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定进行抗剪、抗弯和局部承压的承载力验算，反力钢梁计算挠度不应大于 $L/300$ 。

6.2.12 当利用既有工程桩作为持荷桩时，伺服加载装置宜设置在基础承台底面以下靠近桩顶的位置。当既有工程桩为灌注桩时（图 6.2.12-1），托换牛腿宜采用混凝土抱桩梁或钢牛腿；当既有工程桩为预制桩时，托换牛腿宜采用钢牛腿（图 6.2.12-2）。

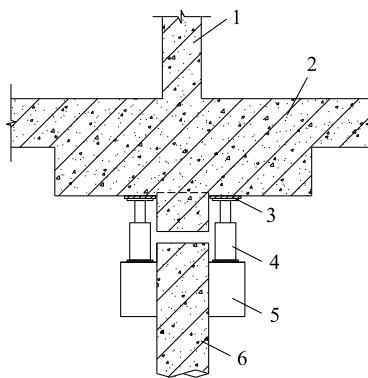


图 6.2.12-1 钻孔灌注桩伺服持荷系统示意图

1—既有建筑结构柱（墙）；2—原承台（底板）；3—钢垫板；
4—液压千斤顶；5—托换牛腿（或抱桩梁）；6—既有工程桩。

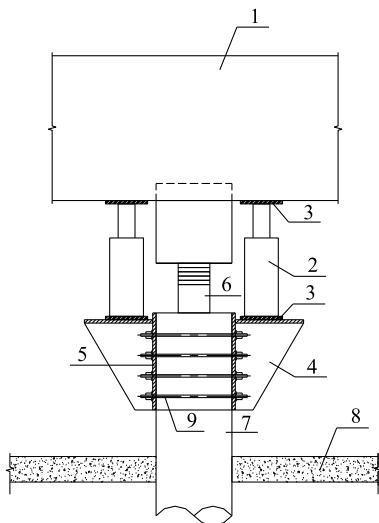


图 6.2.12-2 预制桩伺服持荷系统示意图

1—既有底板或基础梁；2—液压千斤顶；3—钢垫板；4—钢牛腿；

5—夹板或抱箍；6—钢垫块；7—既有预制桩；

8—素混凝土垫层；9—桩侧面预应力螺杆。

6.2.13 托换牛腿的受弯、受剪承载力、受冲切与局部受压验算
按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《混凝土结构设计标准》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 等有关规定计算。

6.2.14 混凝土抱桩梁与灌注桩的结合面构造应符合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关规定，并应采取表面混凝土凿毛和植筋等措施。钢筋混凝土抱桩托换节点新旧混凝土结合面受剪承载力应符合下列规定：

1 当不植筋时，抱桩梁新旧混凝土结合面竖向承载力可按下式验算：

$$V \leq (0.16 f_c A_c) / \gamma \quad (6.2.14-1)$$

式中: V ——新旧混凝土结合面剪力设计值 (kN);

γ ——计入施工因素的综合系数, 取 1.3;

f_c ——梁、柱混凝土抗压强度设计值 (kPa), 当梁、柱混凝土强度不一致时可取较低值;

A_c ——新旧混凝土交接面的有效面积 (mm^2)。

2 当采用植筋时, 抱桩梁新旧混凝土结合面竖向承载力可按下列公式验算:

$$V \leq (0.16 f_c A_c + 0.56 f_s A_s) / \gamma \quad (6.2.14-2)$$

$$f_s A_s \leq 0.07 f_c A_c \quad (6.2.14-3)$$

式中: f_s ——结合面配置的植筋抗拉强度设计值 (kPa);

A_s ——结合面上同一截面植筋总截面面积 (mm^2)。

6.2.15 预制桩采用钢牛腿进行托换时, 应符合下列规定:

1 预制桩身不得进行植筋, 钢牛腿与预制桩的连接应采用夹板或者抱箍的形式。

2 应采取在结合面灌注结构胶等提高抗剪承载力的措施。

3 当采用预应力提高托换构件与原竖向构件之间的整体性时, 预应力产生的节点抗剪承载力可按下式计算:

$$V_u = \mu n_f \sum_{i=1}^n P_i \quad (6.2.15)$$

式中: V_u ——抗剪承载力设计值 (kN);

μ ——摩擦面的抗滑移系数, 可取 0.40 ~ 0.50;

n_f ——传力摩擦面数目;

n ——螺杆根数;

P_i ——单个螺栓的预紧力 (kN)。

6.2.16 伺服加载装置的液压千斤顶应具有自锁功能, 承受的最大荷载不应超过其额定工作荷载的 50%。

6.2.17 当采用新增托换桩作为持荷桩时, 托换桩可采用锚杆静压钢管桩、锚杆静压混凝土方桩、注浆钢管桩、小口径钻孔灌注

桩等桩型，具体应根据建（构）筑物的层数、基础与结构型式、地质条件和基坑深度等因素确定。

6.2.18 锚杆静压桩的最终压桩力不宜小于单桩竖向承载力特征值的2倍，补桩完成后应立即进行持荷锁定，桩顶持荷轴力宜为0.8倍~1.2倍单桩竖向抗压承载力特征值。

6.2.19 锚杆静压混凝土方桩设计应符合下列规定：

1 锚杆静压混凝土预制桩的单桩竖向抗压极限承载力可按下式进行估算：

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (6.2.19-1)$$

式中： u ——桩身周长（m）；

q_{sik} ——桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值（kPa）；

q_{pk} ——极限端阻力标准值（kPa）；

l_i ——桩的有效长度（m）；

A_p ——桩端面积（ m^2 ）。

2 锚杆静压混凝土预制桩的正截面受压承载力应按下式计算：

$$N \leq \varphi_c A_{ps} f_c \quad (6.2.19-2)$$

式中： N ——荷载效应基本组合下的桩顶轴向力设计值（kN）；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值（kPa），按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB 50010 取值；

A_{ps} ——桩身横截面积（ m^2 ）；

φ_c ——工作条件系数，可取0.65。

3 桩身构造设计应满足下列要求：

- 1) 预制钢筋混凝土方桩时边长宜为200mm~400mm，混凝土强度等级不宜低于C40，截面最小配筋率不宜小于1.2%。
- 2) 桩的长径比不宜大于150；每节桩长应根据施工净空高度和压桩机具条件确定，宜为1.5m~3m。

3) 预制混凝土桩的桩节两端应设置预埋钢板套桩帽，主筋与桩帽通过垫筋焊接，接桩宜采用桩帽水平焊加角钢竖焊的加强型连接，焊缝质量等级不应低于二级。

6.2.20 锚杆静压钢管桩设计应符合下列规定：

1 锚杆静压钢管桩的单桩竖向抗压极限承载力应计人土塞效应的影响，并按下式进行估算：

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p \quad (6.2.20-1)$$

式中： q_{sik} ——第*i*层土的极限侧阻力标准值，取值同混凝土预制桩 (kPa)；

q_{pk} ——极限端阻力标准值，取值同混凝土预制桩 (kPa)；

λ_p ——桩端土塞效应系数，对于闭口钢管桩， $\lambda_p = 1.0$ ；

对于敞口钢管桩，当 $h_b/d \leq 5$ 时， $\lambda_p = 0.16 h_b/d$ ；

当 $h_b/d > 5$ 时， $\lambda_p = 0.8$ 。 h_b 为桩端进入持力层深度， d 为钢管桩外径。

2 锚杆静压钢管桩的正截面受压承载力应按下列公式计算：

$$N \leq \varphi_a f_a A'_a \quad (6.2.20-2)$$

式中： N ——作用效应基本组合下桩顶竖向力设计值 (kN)；

A'_a ——扣除设计工作年限内腐蚀影响后的钢管桩有效截面面积 (m^2)；

φ_a ——稳定承载力系数，取 0.60 ~ 0.75；有可靠经验时，可适当提高，但不应超过 0.8。

3 桩身构造设计应满足下列要求：

- 1) 钢管直径宜为 200mm ~ 500mm，壁厚不宜小于 7mm，材质宜为 Q355B，并应确保有效的防腐。
- 2) 当锚杆桩布桩较密、且需穿越较深厚的软土层或周边环境保护要求较高时，宜采用开口钢管。
- 3) 桩的长径比不宜大于 150；每节桩长应根据施工净空高度和压桩机具条件确定，宜为 1.5m ~ 3m；接桩宜

采用焊接方式，焊缝质量等级不应低于二级。

- 4) 钢管桩压桩至设计标高后应充灌强度等级不低于 C30 的微膨胀混凝土。

6.2.21 注浆钢管桩设计应符合下列规定：

1 初步设计时，注浆钢管桩的单桩竖向抗压极限承载力标准值可按下式估算：

$$Q_{uk} = \pi \sum \beta_{si} D_i l_i q_{sik} + q_{pk} A_p \quad (6.2.21-1)$$

式中： Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值（kN）；

D_i ——桩身直径（m），取注浆体的直径；

q_{sik} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值（kPa），可按岩土工程勘察报告提供的灌注桩的极限侧阻力标准值取值；

q_{pk} ——极限端阻力标准值（kPa），可按岩土工程勘察报告提供的预制桩的极限端阻力标准值取值；

β_{si} ——第 i 土层桩侧阻力系数，可按表 6.2.21 的规定取值；

A_p ——注浆钢管桩的钢管横截面面积（ m^2 ）。

表 6.2.21 注浆钢管桩桩侧阻力系数和桩端阻力系数

系数	黏性土、粉土	粉砂细砂	中砂	粗砂砾砂	砾石卵石	全分化、强分化岩
β_{si}	1.2 ~ 1.5	1.3 ~ 1.6	1.4 ~ 1.7	1.6 ~ 2.0	2.0 ~ 2.5	1.2 ~ 1.5

2 注浆钢管桩的单桩竖向抗压承载力应按下式计算：

$$Q \leq 0.9\varphi (f_c A_p + f_a' A_a') \quad (6.2.21-2)$$

式中： Q ——相当于作用的基本组合时的单桩竖向力设计值（kN）；

f_a' ——钢管桩抗压强度设计值（kPa）；

A_a' ——钢管横截面面积（ m^2 ）；

A_p ——桩身横截面面积（ m^2 ），当含钢率超过 3% 时，应

扣除钢管面积；

f_c ——孔内灌浆固结体轴心抗压强度设计值 (kPa)；

φ ——稳定性系数，除高桩承台外，可取 1.0。

3 桩身构造设计应满足下列要求：

- 1) 采用钻孔注浆型钢管桩时，钻孔孔径为 250mm ~ 450mm，钢管直径宜为 159mm ~ 300mm，壁厚不宜小于 7mm，材质宜为 Q355B，钢管桩应设置外包箍筋、角钢等连接件。
- 2) 桩的长径比不宜大于 120；每节桩长应根据施工净空高度和压桩机具条件确定，宜为 1.5m ~ 3m；接桩宜采用焊接方式，焊缝质量等级不应低于二级。
- 3) 水泥浆液宜采用 PO 42.5 级水泥，水灰比宜为 0.55 ~ 0.70，钢管桩压桩至设计标高后应充填碎石，并二次注浆成桩，管内混凝土强度不应低于 C25。
- 4) 注浆完成时应立即静压持荷，持荷力宜为 0.60 ~ 1.0 倍单桩竖向承载力特征值。

6.2.22 钻孔灌注桩的设计应符合下列规定：

1 钻孔灌注桩宜采取桩端后注浆措施，单桩竖向抗压极限承载力可按下式进行估算：

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + \beta_p q_{pk} A_p \quad (6.2.22)$$

式中： β_p ——桩端注浆端阻力增强系数，根据地区经验确定，当无地区经验时，可按下列要求确定：桩端无注浆时，取 1.0；桩端注浆时，桩端持力层为黏性土或粉土时，取 1.3 ~ 1.5；桩端为砂土或碎石土时，取 2.0 ~ 3.2；桩端为全风化岩或强风化岩时，取 2.0 ~ 2.4。

2 桩的正截面受压承载力应符合《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定。

3 桩身构造设计应符合下列规定：

- 1) 桩径宜采用 500mm ~ 600mm, 混凝土强度等级不宜低于 C30, 配筋不宜小于 $8\phi 12$ 且截面最小配筋率不宜小于 0.65%, 螺旋箍筋直径不宜小于 $\phi 6$, 间距宜为 100mm ~ 200mm (桩端以下 5 倍桩径段间距为 100mm), 钢筋笼制作应满足吊装运输要求。
- 2) 钢筋笼的分节应满足施工空间的要求, 钢筋笼主筋宜采用机械连接, 也可采用焊接连接。
- 3) 灌注桩上端插入格构柱设计应满足持荷伺服要求, 截面外包尺寸不宜小于 300×300 mm, 格构柱应与钢筋笼上段整体焊接。
- 4) 成桩养护 7 天时应立即静压持荷, 持荷力宜为 0.3 倍 ~ 0.5 倍单桩竖向承载力特征值。成桩养护 14 天时持荷力宜为 0.5 倍 ~ 0.7 倍单桩竖向承载力特征值。成桩养护 21 天时持荷力宜为 0.6 倍 ~ 1.0 倍单桩竖向承载力特征值。

6.2.23 当建(构)筑物为砖石基础时, 新增持荷桩与砖石基础之间的托换加固设计应符合下列规定:

1 托换桩承台的型式应适应托换桩支承和伺服装置, 并且方便快速托换施工。

2 托换桩承台、基础梁的混凝土强度等级不宜低于 C30, 承台截面设计与验算应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中的有关规定。

3 基础托换所需的钢夹梁、临时钢支墩、钢支撑设计应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定, 构件安全等级宜为二级。

6.2.24 当建(构)筑物为钢筋混凝土基础时, 新增持荷桩与钢筋混凝土基础之间的托换加固设计应符合下列规定:

1 既有基础与承台加固设计时应计入补桩后结构协同受力的影响, 按最不利工况进行变形与承载力验算。混凝土强度等级不宜低于 C30, 设计验算应包括承台截面抗剪、抗弯、抗冲切、局部受压承载力等, 并应符合现行行业标准《建筑桩基技术规

范》JGJ 94 的有关规定；

2 开桩孔部位的筏板或承台承载力验算时不应计入被切断钢筋的作用。

3 新增承台可采用配置抗剪销键（钢筋）等方式加强新老结合面的抗剪能力（图 6.2.24）。当采用抗剪销键（钢筋）时，承台受拉区底筋的锚固深度应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB 50010 的有关要求，并按下式进行承载力验算：

$$\sqrt{\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd,s}}\right)^2} \leq 1.0 \quad (6.2.24)$$

式中： N_{sd} ——主筋的拉力设计值（N）；

$N_{Rd,s}$ ——主筋的受拉承载力设计值（N）；

V_{sd} ——主筋的剪力设计值（N）；

$V_{Rd,s}$ ——主筋的受剪承载力设计值（N）， $V_{Rd,s} = 0.56 f_y A_{s0}$ ；

A_{s0} ——单根受力主筋的面积（mm²）。

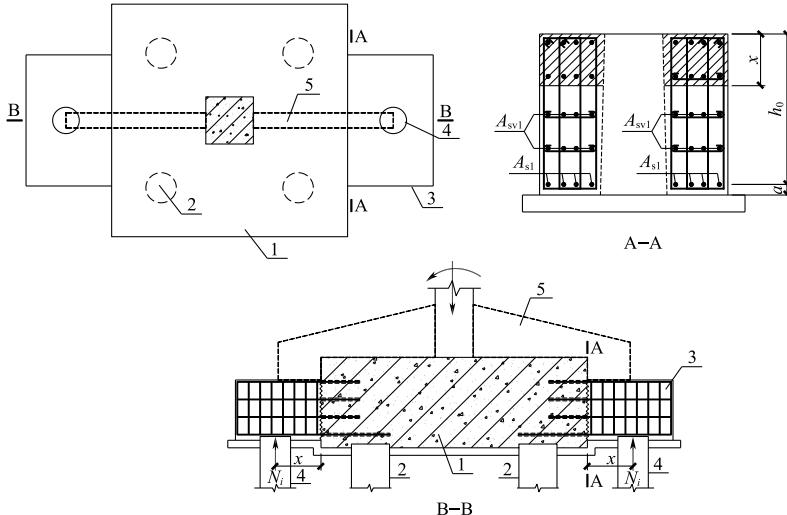


图 6.2.24 新增承台界面计算示意图

1—既有承台；2—既有桩；3—新增承台；4—持荷桩；5—新增加强肋。

6.2.25 用于周边建（构）筑物沉降主动控制的轴力伺服系统的卸载和拆除应在基坑施工结束，且建（构）筑物沉降趋于稳定后，与持荷桩封桩同步进行，封桩设计应符合下列规定：

1 沉降主动控制结束时，安装钢加载墩转换施工过程中单桩最大受力不得超过 2.0 倍单桩竖向抗压承载力特征值，钢加载墩的抗压承载力设计值不应小于 2.0 倍单桩竖向抗压承载力特征值；

2 封桩预加载值不宜大于 1.2 倍单桩竖向抗压承载力特征值；

3 桩顶预加载封桩应采用早强混凝土两次浇筑成型。加载后第一次浇筑应采用 C60 及以上高强无收缩灌浆料，第二次浇筑宜采用 C40 及以上高强无收缩灌浆料，浇筑前应完成桩孔防水处理和孔内面筋焊接。

6.3 沉降主动控制现场实施

6.3.1 基坑周边建（构）筑物沉降主动控制的现场实施应包括持荷桩施工和基础托换加固、伺服加载装置的安装和调试、沉降动态调控、伺服加载装置拆除等四个阶段。

6.3.2 基础托换加固施工应符合下列规定：

1 当基础加固处于地下水位以下施工时，应事先采取降排水措施。

2 当基础扩大施工时，地基开挖应减少土体扰动，做好必要的夯实。

3 对于复杂的基础托换加固工程，施工前应绘制施工深化图并经设计确认。

4 新旧混凝土结合面和施工缝，应预先凿毛、清洗，并做好接浆或界面剂涂刷。

5 混凝土植筋、粘钢包钢、裂缝补强、地下室渗漏处理等施工应符合《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550、

《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《地下工程防水技术规范》GB 50108 的有关规定。

6.3.3 当持荷桩采用新增锚杆静压桩时，锚杆静压桩施工应符合《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 的相关规定，并应满足下列要求：

1 既有基础承台压桩开孔宜采用静力水钻取芯成孔，桩孔应呈上小下大喇叭形。新增承台桩孔留设宜采用木模或钢套筒。后植锚杆宜采用强度等级大于C45的高强无收缩灌浆料锚固，锚杆使用前宜进行抗拔承载力检验。

2 对于压桩力较大、压桩孔距墙柱边较远的基础承台，应复核压桩力作用下基础承台的承载力，必要时应采取增设临时支撑等加固措施。

3 施工前应评估锚杆静压桩穿越各土层的可行性，对于穿透难度较大的土层可采取引孔等辅助措施。

4 压桩施工应满足设计文件规定的终压桩力和进入持力层深度的要求。终压桩力应通过试桩确定。

5 压桩施工应保证桩身垂直，并应确保压桩连续进行，穿过硬夹层时不宜停顿。

6 进入持力层规定深度后应采取复压终沉措施。钢筋混凝土桩的截桩应确保桩头完整。

7 压桩完成时应立即在桩顶进行持荷，持荷轴力应满足设计要求。

6.3.4 当持荷桩采用注浆钢管桩时，注浆钢管桩施工应符合国家现行标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 和《微型钢管桩加固技术规程》DBJ33/T 1307 的有关规定，并应满足下列要求：

1 钻孔型注浆微型钢管桩在泥浆护壁成孔后，应立即进行注浆置换，并应采用浓浆注入，现场应做好泥浆循环处理；

2 钢管桩应设置定位钢筋确保钢管居中，插管过程中应采

取防止钢管滑落的措施，钢管焊缝质量应不低于Ⅱ级；投灌石子时应采取措施防止卡堵，并进行二次注浆确保桩体密实。

3 二次注浆完成时，应立即在桩顶进行持荷。

6.3.5 当持荷桩采用钻孔灌注桩时，钻孔灌注桩的施工应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定，并应满足下列要求：

1 室内桩应采用小型钻孔桩机和配套导管进行施工，室外桩作业空间条件许可时可采用旋挖桩机、钻孔桩机等成桩设备进行施工，但不宜采用冲击成孔桩机。

2 钢筋笼的分节长度应适应施工空间的要求，应采取保证钢筋笼焊接、机械连接质量的施工措施。

3 钻孔时应控制泥浆比重

，并应进行两次清孔，沉渣厚度不应大于 50mm，桩上段 6m 范围内应采取振捣致密措施。

4 宜采取减小泥浆排放和固化现场泥浆的措施。

5 对于需提前进行持荷控沉的灌注桩，应根据桩身混凝土强度增长情况采取设置钢格构芯柱等便于加载持荷的措施。

6.3.6 当持荷桩利用既有工程桩时，应按下列步骤进行施工：

1 施工准备；

2 作业坑支护施工、土方开挖和浇筑混凝土垫层；

3 既有桩与承台外露部分质量检查；

4 截桩托换系统安装；

5 沉降伺服调控；

6 沉降主动控制结束后撤除伺服加载装置，恢复桩身；

7 作业坑回填密实。

6.3.7 既有工程桩截桩托换施工应符合下列规定：

1 当采用混凝土抱桩梁与既有桩连接时，应做好新旧混凝土界面处理工作，浇筑的混凝土强度应比桩身混凝土强度对等级提高一级；

2 当采用摩擦型钢牛腿与既有桩连接时，应采用扭矩扳手施加预紧力和灌注环氧树脂结构胶，确保钢牛腿与混凝土接触面紧密贴合；

3 截桩应在按设计要求完成托换体系的施工，并经检查确认托换体系稳定、可靠后进行。

4 截桩前应使液压千斤顶处于预紧状态，预紧力应满足设计要求。桩身截断分离应采用静力切割。

6.3.8 用于基坑周边建（构）筑物沉降主动控制的轴力伺服系统，应符合本规程第5.3节的规定。

6.3.9 当一台数控液压泵站控制多台液压千斤顶时，液压千斤顶的分组应按竖向调控位移和持荷轴力相等或接近的原则进行划分，每组液压千斤顶应安装一台位移传感器，并应以位移闭环控制同步伺服调控。

6.3.10 液压千斤顶安装时，应保证本体垂直，液压千斤顶上下应设置钢垫板，防止混凝土局部受压破坏。

6.3.11 用于沉降主动控制的轴力伺服系统正式安装后，应对主控系统、数控液压泵站和液压千斤顶进行调试。

6.3.12 建（构）筑物沉降动态调控应符合下列规程：

1 新增持荷桩施工过程中，应及时加载持荷，并采取减少基础托换引起附加沉降的技术措施；

2 应加强跟踪监控，并应根据基坑变形和建（构）筑物沉降态势及时调整桩持荷力和沉降速率；

3 当桩身的沉降影响持荷时应提前增设垫块，并定期检查持荷装置，定期拧紧锚杆螺栓，及时加固或更换挠度明显的反力梁；

4 应保证轴力伺服系统24小时连续运行；

5 应根据建（构）筑物沉降、桩沉降与侧向变形、以及基坑变形状况，做到分批及时补桩。

6.3.13 轴力伺服系统卸载后，设备撤除顺序应为油管、伺服加

载装置、线缆、液压泵站与主控系统。

6.3.14 持荷桩的封桩施工应满足下列要求：

1 基础沉降主动控制实施完成后，应及时进行加载封桩，加载封桩应分区块、分批次、间隔进行。

2 持荷桩在由持荷状态转换成预加载封桩状态时，应按持荷转换方案进行施工，桩顶加载值应符合设计要求，转换过程中桩顶最大轴力不应超过单桩极限承载力。

3 严格控制加载墩安装、第一次浇筑高强灌浆料质量与养护时间，确保桩与承台可靠连接。

6.3.15 沉降主动控制实施完成后，对既有工程桩桩身截断口处应采用钢垫板塞紧敲实；托换系统的拆除应待桩身截断口接桩施工完成、接桩处接头承载力满足设计要求后进行。

6.3.16 沉降主动控制实施阶段和实施结束后，应对基底脱空区域及时采用压力注浆进行填充密实。

7 监 测

7.1 一般规定

7.1.1 对于实施变形主动控制的支护结构和实施沉降主动控制的周边建（构）筑物的监测，除应符合本章规定外，尚应符合现行国家标准《建筑基坑工程监测技术标准》GB 50497 和浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T1266 等标准的相关规定。

7.1.2 实施变形主动控制的基坑工程的监测等级可按浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T1266 的有关规定确定，且不应低于二级；当对基坑周边建（构）筑物沉降实施主动控制时，基坑工程的监测等级不应低于一级。

7.1.3 实施变形主动控制的基坑工程的监测宜采用自动化监测技术，自动化监测数据应采用传统监测方法进行定期复核比对。

7.2 监测内容

7.2.1 实施变形主动控制的基坑支护结构的监测项目应符合表 7.2.1 的规定。

表 7.2.1 实施变形主动控制的支护结构的监测项目

监测项目	基坑工程监测等级	
	特级、一级	二级
围护墙沿深度的侧向位移	应测	应测
围护墙内力	应测	宜测
围护墙裂缝	应测	宜测
内支撑结构内力	应测	应测

续表 7.2.1

监测项目	基坑工程监测等级	
	特级、一级	二级
竖向立柱的内力	应测	宜测
竖向立柱的水平位移及竖向位移	应测	应测
压顶梁、围檩的内力	应测	应测
压顶梁、围檩的水平位移	应测	宜测
混凝土传力墩与内围檩之间的缝隙宽度	应测	应测

注：周边地表沉降、深层土体位移、坑底隆起、地下水位、土压力、孔隙水压力、周边环境等本表未列入的监测内容及要求，应符合现行浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T 1266 的相关规定。

7.2.2 实施沉降主动控制的基坑周边建（构）筑物的监测项目应符合表 7.2.2 的规定。

表 7.2.2 实施沉降主动控制的基坑周边建（构）筑物的监测项目

监测项目	风险等级	
	特级	一级
建（构）筑物倾斜	应测	应测
建（构）筑物沉降、水平位移	应测	应测
基础内力、变形	应测	宜测
基础裂缝	应测	应测
上部结构构件的内力、变形	应测	宜测
上部结构构件裂缝	应测	应测
持荷桩桩顶轴力和沉降	应测	应测
非持荷桩的桩顶轴力变化	宜测	宜测
基底土沉降、脱空区范围和脱空高度	应测	宜测

7.2.3 基坑工程施工期间，应由专人对基坑围护体系和周边环境进行巡查，发生异常或危险情况时，应及时通知建设方及相关单位。对于支护结构和实施沉降主动控制的周边建（构）筑物，

现场巡查应包括下列内容：

1 对于实施变形主动控制的支护结构应现场巡查下列内容：

- 1) 支护结构成型质量；
- 2) 压顶梁、围檩、支撑梁有无裂缝产生，有无过大变形产生；
- 3) 竖向立柱有无倾斜、沉陷或隆起；
- 4) 基准点、监测点完好情况，监测原件完好情况及保护情况；
- 5) 钢支撑连接节点、螺栓、焊缝等变形情况；
- 6) 根据设计要求或地区经验确定的其它需要巡查的内容。

2 对于实施沉降主动控制的周边建（构）筑物应现场巡查下列内容：

- 1) 上部结构有无新增裂缝以及裂缝的位置、数量和宽度等，混凝土有无剥落以及剥落的位置、大小和数量等；
- 2) 基础、地下室有无积水或渗水情况；
- 3) 建（构）筑物周边地表是否出现裂缝、沉陷、隆起等情况，进出建（构）筑物的管线是否出现破损、泄漏等情况；
- 4) 监测设施、基准点和监测点的完好状况及保护情况。

7.3 测点布置

7.3.1 混凝土支撑内力监测点布置应符合下列规定：

1 监测点宜布置在受力较大或起控制作用的支撑上，受力复杂或基坑开挖深度变化处宜增设监测点。

2 每层支撑内力监测点不宜少于该层主支撑梁数目的 50%，且不应少于 3 个；每层支撑监测点位置沿竖向宜保持一致。

3 监测截面宜布置在梁支撑点间 1/3 部位并避开节点位置；每个截面宜上下左右设置 4 个测点，且不得少于 2 个测点并应上下对称布置。

7.3.2 组合型钢支撑内力监测点布置应符合下列规定：

- 1 监测点宜布置在受力较大或起控制作用的支撑上。**
- 2 每层支撑内力监测点不宜少于该层主支撑梁数目的 50%；每层支撑监测点位置沿竖向宜保持一致。**
- 3 监测截面宜布置在加压端 5m 范围外部位，并应避开接头位置。**
- 4 每个监测点内的监测元件数应不少于组成该榀支撑梁的单肢型钢数量的 50% 且不少于 2 个。**

7.3.3 钢管支撑内力监测点布置应符合下列规定：

- 1 监测点宜布置在受力较大或起控制作用的支撑上。**
- 2 每层支撑内力监测点不宜少于该层主支撑梁数目的 10%；每层支撑监测点位置沿竖向宜保持一致。**

7.3.4 立柱监测点布置应符合下列规定：

- 1 内力监测点宜布置在受力较大或受力复杂位置的立柱上；每个截面应设置不少于 4 个监测点；监测点宜布置在坑底以上立柱长度的 1/3 处，多道支撑时宜布置在相邻两道支撑中部。**

- 2 水平位移及沉降监测点宜布置在基坑中部、轴力施加部位附近、支撑梁交汇点、受力复杂或地质条件复杂等位置的立柱上；监测的立柱不应少于总数量的 5%，且不应少于 3 根立柱。**

7.3.5 围檩的监测点布置应符合下列规定：

- 1 内力监测点宜布置在围檩的中间部位及弯矩较大、支撑间距较大、受力较复杂处，关键部位处监测点宜适当加密；监测点沿竖向的位置宜保持一致；每个监测点处传感器埋设不应少于 2 个，且应在围檩两侧对称布置。**

- 2 水平位移监测点宜布置在围檩与轴力伺服系统交界处及受力较复杂处，关键部位监测点宜适当加密；监测点平面间距宜为 20m ~ 30m，沿竖向监测点的位置宜保持一致。**

7.3.6 钢管支撑轴力监测宜采用表面应力计，不应采用端部轴力计。

7.3.7 实施沉降主动控制的建（构）筑物的竖向位移（沉降）和水平位移监测点布置应符合下列要求：

1 建（构）筑物的角点和沿外墙周边应布设测点，每侧测点数不宜少于3个。建（构）筑物风险等级为特级时，沿外墙周边的测点间距不应大于10m；风险等级为一级时，测点间距不应大于15m；

2 不同地基、基础或不同结构单元的分界处，应布设监测点；

3 高度差异较大部位或新旧建（构）筑物连接部位的两侧，应布设监测点；

4 变形缝、防震缝或严重开裂处的两侧，应布设监测点。

7.3.8 实施沉降主动控制的建（构）筑物倾斜监测点布设应符合下列规定：

1 监测点应布设在建（构）筑物的角点、变形缝两侧的承重柱或外墙上；

2 监测点应沿主体结构顶部、底部上下对应按组布设，上下监测点应布设在同一竖直线上。当建（构）筑物较高时，宜在中部增设监测点；

3 每栋建（构）筑物的倾斜监测数量不宜少于4组，每个主轴方向不宜少于2组。

7.3.9 实施沉降主动控制的建（构）筑物基础和上部结构构件的裂缝宽度监测点布设应符合下列规定：

1 应根据裂缝的位置、走向、长度、宽度等参数，分析裂缝的性质、产生原因及发展趋势，选取有代表性的裂缝布设监测点；

2 宜在裂缝的最宽处及裂缝首、末端按组布设监测点，每组应布设2个，并应分别布设在裂缝两侧，且其连线应垂直于裂缝走向；

3 当原有裂缝增大或出现新裂缝时，应及时增设监测点。

7.3.10 持荷桩的桩顶轴力和桩顶沉降应进行全数监测；当建（构）筑物的风险等级为特级时，非持荷桩的桩顶轴力的监测数量不宜少于3根，基底土沉降和脱空高度的监测数量不宜少于5处。

7.4 监测频次

7.4.1 基坑工程监测应贯穿于土方开挖和地下结构施工的全过程，监测期应从基坑工程施工前开始，直至地下结构施工完成、周围岩土体变形和建（构）筑物沉降等趋于稳定为止。

7.4.2 实施变形主动控制的支护结构的监测频次应根据监测等级、施工工况、周边环境等因素综合确定，且不应低于表7.4.2的监测频次要求。

表7.4.2 实施变形主动控制的支护结构的监测频次

监测等级	监测项目分类	施工工况		
		关键工况	重要工况	普通工况
		支撑伺服轴力加载和卸载阶段	①内支撑施工阶段；②土方开挖阶段；③基础垫层施工至底板混凝土浇筑完成一周内；④各道支撑拆除过程及拆除完成后3天内（不含伺服轴力卸载）	结构底板混凝土浇筑完成一周后至地下结构施工至0.000标高（各道内支撑拆除阶段除外）
特级	位移、裂缝	2次/h	2次/d	1次/d
	内力、裂缝	1次/h	1次/d	1次/（1d~2d）
一级	位移、裂缝	2次/h	1次/d	1次/（1d~2d）
	内力	1次/h	1次/d	1次/（1d~2d）
二级	位移、裂缝	1次/h	1次/d	1次/（2d~3d）
	内力	1次/h	1次/d	1次/（3d~5d）

- 注：1 宜测项目的监测频次可视具体情况较应测项目监测频次适当降低；
2 当监测数值相对稳定时，可根据实际情况适当降低监测频次；
3 采用自动化监测时，应提高监测频次。

7.4.3 实施沉降主动控制的建（构）筑物的监测频次应根据其风险等级、施工工况等因素综合确定，且不应低于表 7.4.3 的监测频次要求。

表 7.4.3 实施沉降主动控制的建（构）筑物的监测频次

建（构）筑物风险等级	施工工况			
	关键工况	重要工况	普通工况	其它工况
桩顶伺服轴力动态调控阶段	持荷桩持荷阶段 (基坑开挖至结构底板施工完成；持荷桩封桩阶段)	持荷桩持荷阶段 (结构底板施工完成后至封桩前)	持荷桩封桩完成后至建（构）筑物沉降稳定	
特级	2 次/h	2 次/d	1 次/ (1d ~ 2d)	1 次/ (3d ~ 7d)
一级	1 次/h	1 次/d	1 次/ (2d ~ 3d)	1 次/ (7d ~ 14d)

注：1 宜测项目的监测频次可视具体情况较应测项目监测频次适当降低；

2 当监测数值相对稳定时，可根据实际情况适当降低监测频次。

7.4.4 对于实施沉降主动控制的建（构）筑物，在基坑土方开挖之前的围护墙施工和土体加固阶段的监测频次，应根据基坑周边环境受影响程度等具体情况确定。

7.4.5 对于分区或分期开挖的基坑工程，不同部位的监测频次可根据施工工况不同进行相应调整。

7.4.6 当出现下列情况时应提高监测频次：

- 1 监测数据达到警戒值；
- 2 支护结构出现开裂，裂缝持续开展；
- 3 周边建（构）筑突发较大沉降或出现倾斜、开裂等现象；
- 4 监测数据异常或变化速率较大；
- 5 出现其他影响基坑及周边环境安全的异常情况。

7.5 监测报警

7.5.1 基坑工程监测应事先确定监测警戒值，警戒值应包括监测项目的变化速率和累计值。

7.5.2 支护结构的监测警戒值应根据基坑工程监测等级、施工工况、周边环境等因素综合确定，也可按表 7.5.2 确定。

表 7.5.2 实施变形主动控制的支护结构的监测警戒值

监测项目	基坑工程监测等级			
	特级、一级		二级	
	变化速率 (mm/d)	累计值 (mm)	变化速率 (mm/d)	累计值 (mm)
围护墙的墙顶水平位移	2	10~20	2~3	20~30
围护墙的墙身最大水平位移	2	20~40 或 80% δ_m	3~4	30~50 或 90% δ_m
支撑内力	累计值达到构件承载力设计值的 70%~80%			
立柱内力				
围檩内力				
立柱水平位移	2~3	20~30	3~5	30~50
立柱沉降	2~3	25~35	3~5	30~40
围檩水平位移	2~3	25~35	3~4	30~50

注：表中 δ_m 为基坑变形主动控制部位的围护墙侧向变形设计控制值。

7.5.3 实施沉降主动控制的建（构）筑物的监测警戒值，应根据设定的沉降或差异沉降主动控制目标值，结合建（构）筑物的使用功能、建造年份、结构形式、基础类型、地质条件以及已有沉降变形和地区经验等因素确定。

7.5.4 当出现下列情况之一时，应立即报警，并应对基坑支护结构和周边环境中的保护对象采取应急措施。

- 1** 某项或多项监测项目的累计变化量或变化速率达到监测警戒值；
- 2** 支护结构或周围土体的位移值突然明显增大或出现流沙、管涌、隆起、陷落或较严重的渗漏等；
- 3** 支护结构支撑体系出现过大变形、压曲、断裂、松弛或

拔出的迹象；

- 4 周边建（构）筑物等周边环境出现危害安全的过大沉降、倾斜、裂缝；
- 5 根据工程经验判断，出现其他必须进行危险报警的情况。

附录 A 轴力伺服系统关键部件检查记录表

A. 0. 1 轴力伺服系统关键部件可按表 A. 0. 1 进行检查记录。

表 A. 0. 1 轴力伺服系统关键部件检查记录表

工程名称:						
检查人:			检查时间:			
序号	检查项目	检查标准	检查方法	检查结果		
				符合	不符合及主要问题	
1	主控系统	主机及显示器	主机及显示器工作正常	功能测试		
2		控制程序	轴力能正常设置、采集、显示、查询及分析	功能测试		
3	数控液压泵站	油泵	油泵加压、泄压正常	功能测试		
4		控制电路	控制电路用电正常	功能测试		
5		油压装置	油泵加压、泄压正常	功能测试		
6	伺服加载装置	液压千斤顶	千斤顶液压装置正常	功能测试		
7		机械锁	机械锁工作正常	功能测试		
8	连接线	油路、线缆	使用正常	功能测试		
伺服专业 施工单位 自检结论:		技术负责人:		年 月 日		

附录 B 轴力伺服系统安装调试质量验收表

B. 0. 1 轴力伺服系统安装调试质量可按表 B. 0. 1 记录。

表 B. 0. 1 轴力伺服系统安装调试质量验收表

工程名称				调试验收结论
序号	系统	主要检查项目	检查方法	是/否
1	主控系统	支撑轴力等技术参数设定	功能测试	
2		具有实时采集支撑轴力等施工过程数据功能	功能测试	
3		具有对监控数据进行自动分析处理并操控液压动力控制系统进行实时自动调节功能	功能测试	
4		具有实现监控数据、系统设备故障自动报警功能	功能测试	
5		具有监控数据及设备状态的实时监控显示，历史数据存储、查询及打印，报警项目查看功能	功能测试	
6		配备系统应急供电	目视检查	
7	数控液压泵站	具有自动调节支撑轴力功能	功能测试	
8		具有实现数据采集、分析并向主控系统实时反馈功能	功能测试	
9		具备设定溢流阀安全值、保证液压锁功能稳定等保障系统自身安全的风险防控功能	功能测试	
10		采用分布式布置，独立控制每个液压千斤顶	功能测试	
11		油压控制及测量精度不低于 0.5 级	功能测试	

续表 B. 0. 1

工程名称					调试验收结论	
序号	系统	主要检查项目		检查方法	是/否	
12	伺服 加载装 置	油缸有效行程不得小于 200mm		现场测量		
13		机械锁最大锁止距离不得大于 2mm		现场测量		
14		配置外套钢箱体		目视检查		
15		外套钢箱体下方配置的钢支架平台与围护结构或预留钢垫箱的连接应可靠牢固；或外套钢箱体与混凝土圈梁连接可靠			目视检查	
16		外套钢箱体的水平安装偏差不超过 30mm 外套钢箱体的竖向安装偏差不超过 20mm		现场测量		
伺服专业施工单位 自检结论：			技术负责人： 年 月 日			
总包单位 检查评定结论：			项目负责人： 年 月 日			
监理单位 验收结论：			监理工程师： 年 月 日			

附录 C 轴力伺服系统施工记录表

C. 0. 1 轴力伺服系统施工可按表 C. 0. 1 记录。

表 C. 0. 1 轴力伺服系统施工记录表

工程名称:			安装部位:				备注	
序号	千斤顶 编号	安装 时间	加压记录 (加力时间/加力值 kN)					
			第一次	第二次	第三次	第四次		
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								

质检员:

记录人:

附录 D 传力墩位移记录表

D. 0. 1 传力墩位移可按表 D. 0. 1 记录。

表 D. 0. 1 传力墩位移记录表

工程名称:			日期:			
序号	传力墩编号	测次	上次测量值 (mm)	本次累计值 (mm)	变化量 (mm)	备注
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						
22						
23						

质检员: 记录人:

附录 E 轴力伺服施工过程巡检记录表

E. 0. 1 轴力伺服施工过程巡检可按表 E. 0. 1 记录。

表 E. 0. 1 轴力伺服施工过程巡检记录表

工程名称:		日期:
	检查内容	检查结果
异常情况	支撑轴力异常（对工况、范围、异常情况、报警项目等进行描述）	
	基坑及周边环境变形异常（对工况、范围、异常情况、报警项目等进行描述）	
	油缸行程异常（对工况、范围、异常情况、报警项目等进行描述）	
	系统及设备故障（对故障情况、报警信息、处理情况等进行描述）	
	线路故障	
	外因事故	
	其他异常	
伺服专业施工单位		现场负责人： 年 月 日
总包单位		项目负责人： 年 月 日
监理单位		监理工程师： 年 月 日

附录 F 伺服系统轴力调整申请表

F. 0. 1 当伺服系统轴力需要调整时，可按表 F. 0. 1 提交申请。

表 F. 0. 1 伺服系统轴力调整申请表

申请日期：			
工程名称			
申请单位		申请人	
申请调整内容及原因			
伺服专业施工单位	技术负责人： 年 月 日		
总包单位	项目负责人： 年 月 日		
设计单位	专业负责人： 年 月 日		
监理单位	监理工程师： 年 月 日		
业主单位	现场代表： 年 月 日		

- 注：1. 本表由总包施工单位牵头填写申请；
2. 本申请表签字完毕后，签字单位各留存1份；
3. 附变更原因对应依据。

本规程用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
《混凝土结构设计标准》 GB 50010
《钢结构设计标准》 GB 50017
《地下工程防水技术规范》 GB 50108
《混凝土工程施工质量验收规范》 GB 50204
《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
《建筑基坑工程监测技术标准》 GB 50497
《建筑结构加固工程施工质量验收规范》 GB 50550
《混凝土工程施工规范》 GB 50666
《钢结构工程施工规范》 GB 50755
《城市轨道交通工程监测技术规范》 GB 50911
《润滑剂、工业用油和相关产品（L类）的分类》
GB/T 7631. 2
《建筑地基处理技术规范》 JGJ 79
《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
《建筑基坑支护技术规程》 JGJ 120
《预应力用电动油泵》 JG/T 319
《液压千斤顶》 JJG 621
《液压单向阀》 JB/T 10364
《工程建设岩土工程勘察规范》 DB33/T 1065
《建筑基坑工程技术规程》 DB33/T 1096
《建筑地基基础工程施工质量验收检查用表标准》 DB33/T 1197
《城市地下工程施工与运行监测技术规程》 DB33/T 1266
《微型钢管桩加固技术规程》 DBJ33/T 1307

浙江省工程建设标准
基坑工程变形主动控制技术规程

Technical Specification for Proactive Deformation
control of foundation Excavation Engineering

DBJ 33/T 1xxx—20xx

条文说明

目 次

1	总则	73
2	术语和符号	76
2.1	术语	76
3	基本规定	78
4	支护结构变形主动控制设计	84
4.1	一般规定	84
4.2	轴力伺服支撑布置	84
4.3	计算	88
4.4	构造	93
5	支护结构变形主动控制实施	95
5.3	轴力伺服系统	95
5.4	变形主动控制现场实施	96
6	周边建(构)筑物沉降主动控制	98
6.1	一般规定	98
6.2	沉降主动控制设计	99
6.3	沉降主动控制实施	112
7	监测	114
7.1	一般规定	114
7.2	监测内容	114
7.3	测点布置	115
7.4	监测频次	116
7.5	监测报警	116

1 总 则

1.0.1 城市空间包括地上空间、地面空间、地下空间，地下空间是城市发展的第二空间，是三维立体城市的基础，是包含地下建筑、轨道交通、地下管廊、地下能源系统等的地下网络空间。21世纪是开发利用地下空间的世纪，城市发展由地面和上部空间向地下延伸已成为全球城市发展的必然趋势，城市地下空间的开发和利用水平已成为衡量城市现代化程度的重要标志。近20多年来，国内城市地下空间开发和利用得到快速发展，地下空间建造规模越来越大，基坑工程呈现“越挖越深、越挖越大、周边环境越挖越复杂”的发展趋势。与此同时，基坑周边环境越来越复杂，建筑物、道路、市政管线、地下隧道等设施分布密集，周边环境保护问题逐渐成为地下空间开挖建造必须考虑和解决的重要因素。

另一方面，我国东南沿海如浙江的杭州、宁波、温州等主要城市软弱土分布广泛。软土含水量大，强度低，灵敏度高，结构性强，蠕变效应显著。在软土流变效应（即常应力下，停止开挖，土体变形仍随时间继续发展的现象）的作用下，导致软土基坑变形偏大（表1-1），周边环境影响问题突出（图1-1～图1-2）。

表1-1 浙江典型软土基坑围护墙的实测侧向变形（mm）

项目名称	地下 室数	开挖 深度	施工 方式	支护形式	最大侧向 变形
杭州西湖凯悦大酒店	3	14.6m	逆作	地连墙+结构梁板	145mm
武林广场地下商城	3	23.0m	逆作	地连墙+结构梁板	120mm
杭州中心	6	30.6m	顺作	地连墙+6道混凝土支撑	160mm
杭州恒隆广场	5	29.8m	顺作	地连墙+5道混凝土支撑	106mm



图 1-1 基坑周边建筑物沉降开裂



图 1-2 基坑周边道路沉降和地下管线受损

针对当前软土深基坑中应用最为广泛的混凝土支撑体系的变形控制问题，规程编制组主要成员研发了混凝土支撑结构变形主动控制技术，包括带变形补偿装置的双围檩混凝土内支撑系统、逆作基坑水平梁板结构变形控制装置、能主动控制基坑围护侧向变形的混凝土支撑系统等，以及轴力伺服斜桩支撑结构、轴力伺服水平换撑结构，形成了从基坑开挖到支撑拆除全过程的支护结构变形主动控制技术，较好解决了软土深基坑工程的变形控制

问题。

另外，规程编制组主要成员还成功研发了建筑物基础全过程持荷与变形（沉降）主动调控技术，用于对软土深基坑工程周边特别重要的建（构）筑物沉降变形实施主动调控，实现对周边环境的主动保护。从而形成了软土地层城市地下空间建造中支护结构变形主动控制和周边重要建（构）筑物沉降主动调控的成套技术，建立了软土深基坑工程全过程变形的主动控制体系。

1.0.4 本规程涵盖了设计、施工、设备、检测、监测等专业，也涉及到建筑、市政等行业，因此涉及的基坑工程除应满足本规程要求外，还应符合国家及浙江省现行标准的有关规定，相关标准主要有：

- 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 《建筑基坑工程监测技术标准》 GB 50497
- 《建筑结构加固工程施工质量验收规范》 GB 50550
- 《城市轨道交通工程监测技术规范》 GB 50911
- 《建筑地基处理技术规范》 JGJ 79
- 《建筑基坑支护技术规程》 JGJ 120
- 《建筑基坑工程技术规程》 DB33/T 1096
- 《城市地下工程施工与运行监测技术规程》 DB33/T 1266
- 《微型钢管桩加固技术规程》 DBJ33/T 1307

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.2 随着城市地下空间的不断开发，城市地下空间呈现更大规模的发展趋势。基坑深度越来越大，城市核心区管线密集，深基坑周边往往紧邻地铁、房屋以及道路，周边环境对基坑的变形控制要求很高。单纯采用增加围护结构刚度或者分坑的方式，变形控制效率偏低、工程成本高。通过对围护结构主动施加可调轴力以减小甚至消除围护结构侧向变形的主动控制方式，是一种更为有效方式，也包括对基坑周边既有建（构）筑物主动施加可调轴力使其整体竖向变形（沉降）均匀可控。

2.1.4 基坑工程中内支撑常用的型式为混凝土支撑和钢支撑两类。常规混凝土支撑整体刚度好，但混凝土浇筑完成后轴力变化无法调节，因此无法有效掌控基坑变形。随着基坑规模的不断增大，基坑水平内支撑梁的长度可达数百米，同时由于城市管理原因导致基坑支撑服役时间偏长，因此混凝土弹性压缩和徐变使得大尺度内支撑产生较大的轴向变形。基坑围护墙在基坑外部土压力和内支撑轴向收缩效应的共同作用下，将对基坑自身安全以及坑外保护对象变形造成重大不利影响。而常规钢支撑端头采用活络端，用液压千斤顶一次性预加轴力并插入钢楔块，施工方法虽较为简单，但亦存在钢支撑自身应力松弛导致支撑轴力损失、钢楔块塑性变形后发生支撑轴力衰减等问题，需要人工根据监测数据间断重复的调整轴力，不仅工作量大、数据采集不连续，且由于支撑轴力调整滞后而无法及时控制基坑变形。

为解决上述内支撑施工中所产生的问题，轴力伺服系统逐步

发展成熟起来。轴力伺服系统是一种融合了机、电、液一体化自动控制技术、计算机信息处理技术以及可视化监控系统等高新技术手段，对支撑轴力进行全天候不间断监测，并通过高精度传感器所测参数值对支撑轴力进行适时、自动补偿的系统，安装在支撑体系中，通过轴力的控制和调整，从而可有效、主动的控制基坑变形，更好的保护基坑安全和周边环境，减少社会矛盾，已成为深大基坑中较为成熟和常用的设计及施工方法。

轴力伺服支撑通常包括轴力伺服水平混凝土支撑、轴力伺服水平钢管支撑、轴力伺服水平型钢组合支撑、轴力伺服斜向支撑等，其中，轴力伺服斜向支撑又包括轴力伺服斜桩支撑、轴力伺服斜抛撑等。

2.1.5 周边环境对基坑的变形控制要求很高，相对于地铁站等狭长基坑多采用钢支撑，大面积深基坑通常采用围护墙结合钢筋混凝土支撑的围护形式。混凝土支撑整体刚度好，但是随着基坑规模的不断增大，基坑水平内支撑梁的长度可达数百米，同时由于基坑规模以及城市管制方面的原因导致土方开挖存在问题，以至于基坑支撑服役时间偏长，甚至跨越数个寒暑。在此期间，由于温度降低以及水土压力的作用下，混凝土弹性压缩和徐变使得大尺度内支撑产生很大的轴向变形，基坑围护墙在基坑外部土压力和内支撑轴向收缩效应的共同作用下，将对基坑安全以及坑外管线安全造成重大隐患。因此通过在混凝土支撑中施加预应力，消除混凝土支撑结构的松弛，解决深基坑围护变形过大的问题，在大面积深基坑中优势较明显，提供了深大基坑控制变形的新方法。

2.1.12 一台数控液压泵站可控制一台或多台伺服加载装置。

3 基本规定

3.0.1 软土基坑工程实践表明，仅一味依靠增加支护结构刚度、加固土体等被动式支护手段，仍难以有效控制变形，有时不得不减小挖深、增大退让距离或放弃开挖，软土地层地下空间建造过程中的变形和环境问题越来越突出。因此，变形控制和周边环境保护问题，已成为软土地区城市地下空间开发建造的“最大痛点”和亟需攻克的“卡脖子”工程难题。

轴力伺服水平支撑结构和轴力伺服斜桩支撑结构、轴力伺服水平换撑结构，可实现对软土深基坑工程变形的主动控制。如杭州恒隆广场 5 层地下室深基坑工程，地处杭州武林商业中心核心区，开挖深度约 30m，场地土质条件较差，淤泥质软土层厚度达 25m，基坑开挖面积约为 44320 m²，周长约 1072m。基坑周边环境极其复杂，其中东侧为天水苑住宅小区，大多为建于 80~90 年代的天然浅基建筑，以及两幢超过 300 年历史的天主教堂，属于文保建筑。为有效控制东侧基坑变形，B 区和 C 区深基坑工程采用了轴力伺服双围檩混凝土支撑体系（图 3-1），实现对基坑东侧地下连续墙侧向变形的主动控制。从变形监测结果可以看出，基坑东侧地连墙侧向变形仅为 20mm~30mm，而无伺服加载措施的北侧地连墙变形达到 109mm，主动控制措施可使基坑侧向变形减小幅度达到 60%~80%（图 3-2）。

混凝土支撑结构变形主动控制技术已成功应用于杭州始版桥未来社区 SC0402-R21/R22-06 地块 3 层地下室深基坑工程、浙江交投总部大楼 4 层地下室深基坑工程、杭州钱江新城红狮大厦 4 层地下室、钱江世纪城 SKP 项目 4 层地下室、杭州文三路 140 号（省府 3 号院）等数十项深基坑工程，取得了良好的效果，经济

效益、社会效益和环境效益十分显著。

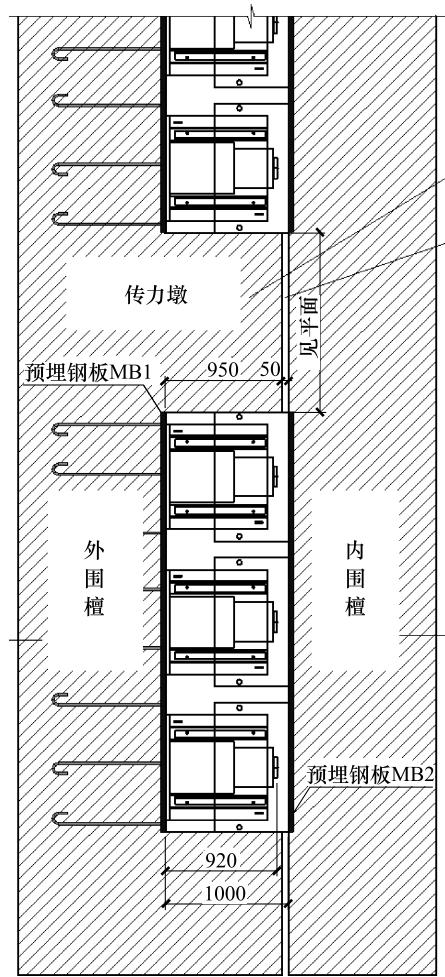


图 3-1 双围檩混凝土支撑结构

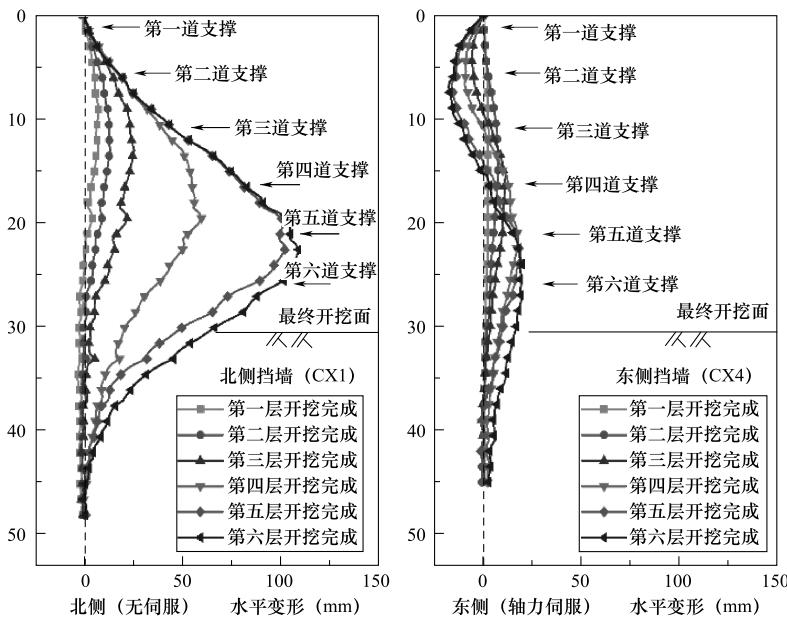


图 3-2 杭州恒隆广场地连墙侧向变形监测结果

3.0.2 已有工程实践表明，轴力伺服支撑对基坑变形控制效果良好，杭州某工程基坑开挖深度 15m，支护结构深层水平位移累计值最大约为 32mm，南侧局部范围坑内第二~五道支撑采用伺服混凝土支撑，该范围支护结构深层水平位移累计值最大约为 15mm；杭州另一工程的基坑开挖深度 28m，开挖至坑底，支护结构深层水平位移累计值最大约为 65mm，东侧邻近浅基础民居范围坑内第二~五道支撑采用伺服混凝土支撑，该范围支护结构深层水平位移累计值最大约为 30mm。

3.0.3 根据浙江省标准《城市地下工程施工及运行监测技术规程》DB33/T 1266—2021，基坑工程开挖施工对周围岩土体扰动和周边环境影响的程度及范围可划分为主要影响区、次要影响区和轻微影响区，周边环境中各类保护对象的风险等级根据其所处

的施工影响分区、重要性类别、服役年限和安全状况等因素综合划分为特级、一级、二级和三级。

基坑设计应采用理论分析、数值计算、工程类比等方法，分析评估基坑支护围护墙施工、土体加固、土方开挖、坑内外降水等作业对周边环境的影响程度。对于基坑开挖主要影响区内的历史保护建筑、天然地基上的重要建筑物等对变形敏感的建（构）筑物，当受基坑施工影响的程度超出其自身的承受能力时，可采用全过程伺服持荷技术实施沉降主动调控，使其在基坑开挖和地下结构施工全过程中差异变形（沉降）始终接近于“零”。该技术已成功应用于杭州恒隆广场 A 区深基坑周边天水卫生院（5 层浅基础）和杭州秋涛路中华大厦（10 层短桩基础）等深基坑周边重要建筑物的主动保护，沉降变形控制效果良好。

3.0.4 工程实践中，变形主动控制技术往往应用于安全性要求高或变形控制严格的基坑工程，当基坑开挖深度较深或开挖影响范围内分布有重要保护对象时，相应的基坑支护结构安全等级应采用一级，支护结构的重要性系数不应小于 1.1。

3.0.7 轴力伺服支撑主要通过控制基坑围护墙侧向变形从而保护周边环境，但环境保护涉及的影响因素较多，尚受围护体综合刚度、土质、基坑开挖速度、周边环境基础情况等因素影响，应统筹考虑。

3.0.8 基坑工程实践经验表明，基坑周边围护桩（墙）或止水帷幕的施工往往对土体产生扰动，导致土方开挖前基坑周围岩土体就产生一定变形，并对周边环境产生不利影响。图 3-3（a）和 3-3（b）分别为杭州钱江新城金融地块和国大雷迪森城市广场地下连续墙试验幅沉槽阶段坑外土体深层水平位移监测结果，地连墙成槽施工使周边土体产生了超过 30mm 的水平位移。杭州武林广场某基坑工程在三轴水泥搅拌桩槽壁加固和地连墙成槽施工阶段，使邻近的浙江展览馆产生了约 40mm 的沉降变形。因此，基坑土方开挖前，周边围护体施工引起的土体变形和环境效

应不能忽视，基坑工程施工对周边环境影响程度分析应充分考虑开挖前围护墙施工的影响，基坑开挖前（围护体施工阶段）应进行基坑周边深层水平位移的监测。

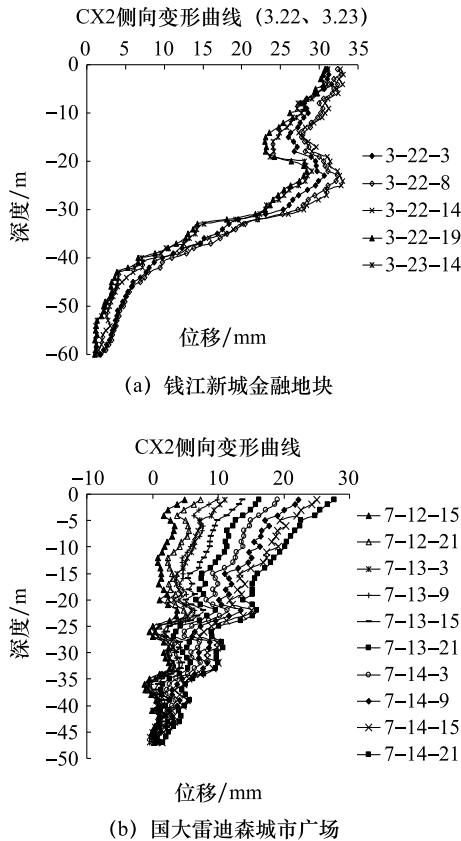


图 3-3 地下连续墙成槽阶段坑外土体深层水平位移监测

3.0.11 由于岩土参数取值的不确定性和基坑工程施工工况的复杂性，对基坑支护结构变形和周边环境沉降的预测结果往往与实际情况存在较大误差，为实现对支护结构变形的主动控制和周边

环境的主动保护，需要根据每一步施工工况的监测结果，基于变形监测数据对关键参数进行快速反演，以提高后续开挖工况的变形预测精度，并基于自动化监测平台和主动控制技术，实现对基坑支护结构变形的“监测→反演→伺服控制”的精准调控。

4 支护结构变形主动控制设计

4.1 一般规定

4.1.1 在基坑工程水平支撑拆撑前，在底板和各楼层的水平换撑结构中增设轴力伺服系统，或增设轴力伺服斜抛撑进行临时支撑，可显著减小水平支撑拆除后支护围护墙侧向变形增量，实现基坑工程从开挖到拆撑的全过程变形控制。

4.1.2 基坑周边环境有特殊要求的轴力伺服支撑体系布置宜采用相互正交、均匀布置的对撑体系或对撑桁架体系，受力明确，同时便于分段开挖、快速分段形成支撑、提前施加预应力控制变形。

4.2 轴力伺服支撑布置

4.2.1 混凝土支撑结构冗余度高，整体性强，基坑稳定性好，是当前在软土深基坑工程应用最为广泛的支撑形式。但混凝土支撑施工时间相对较长，形成受力体系较慢，使基坑支护围护墙的无支撑暴露时间延长，软土流变效应影响加剧，导致基坑变形加大；同时，混凝土支撑结构收缩徐变效应显著，进一步加大了支护结构变形，即混凝土构件在压应力作用下，即使应力不再增加，其变形也会随时间继续加大，如杭州国际金融会展中心3层地下室，地下室建筑面积达到45万m²，基坑平面尺寸约650m×250m，水平支撑结构的计算总变形（弹性压缩+收缩徐变变形）达到80mm。

为解决混凝土支撑结构变形问题，规程编制组主要成员于2018年开始研发混凝土结构的变形控制技术，发明了带伺服加

载装置的双围檩混凝土支撑结构。双围檩混凝土支撑结构由内外围檩、传力墩、液压千斤顶和水平内支撑结构等组成，其中，外围檩与基坑周边围护墙（地下连续墙或排桩墙）连接，内围檩与水平内支撑体系连接，内、外围檩之间设置伺服加载装置，伺服加载时产生的预压力可通过外围檩均匀传递给周边围护墙，通过内围檩均匀传递给内支撑结构。

混凝土支撑作用点处的围护墙侧向变形，包括支撑结构的轴向弹性压缩变形、混凝土的收缩徐变变形、支撑设置前围护墙已经存在的侧向变形 Δ_i 。对混凝土水平支撑结构进行伺服加载，可实现对支护结构变形的主动控制，其基本原理为：

- 1) 当某一层支撑结构施工完成、混凝土达到设计强度后，即可进行第一次伺服加载，使该层支撑结构提前建立预压应力，以提前消除支撑结构在后续开挖工况的侧向水土压力作用下的弹性压缩变形。
- 2) 后续开挖工况下，支撑结构在水土压力作用下产生收缩徐变变形，可通过二次或多次加载消除。
- 3) 伺服加载产生的预压力，通过外围檩均匀传递给围护墙，能全部或部分抵消支撑结构设置时围护墙已产生的侧向变形 Δ_i 。

内、外围檩之间同时设置混凝土传力墩，传力墩类似于悬臂的混凝土牛腿，支座一端既可与内围檩连为整体，也可与外围檩连为整体；传力墩的悬挑端与围檩之间留有 $30 \sim 50\text{mm}$ 的空隙，混凝土浇筑时设置木板或泡沫板填充。当液压千斤顶加载时，传力墩与围檩之间的缝隙会加大，加载完成后，可将隔离木板或泡沫板拆除，并灌注高强灌浆料充填。当液压千斤顶卸载时，伺服轴力转移至传力墩；液压千斤顶再次加载时，传力墩悬臂端又会产生新的缝隙，可再次用高强灌浆料充填。若本层支撑结构后续不再需要进行伺服加载，可将液压千斤顶移至下层支撑使用。

根据液压千斤顶的加载特征和不同支撑形式的传力性能，伺

服加载装置布设于基坑对撑范围，整体支撑体系受力直接、传力路径可靠。当基坑角撑或边桁架范围的变形控制要求严格（如分布有重要建（构）筑物、轨道交通设施、需严加保护的管线等），采用轴力伺服混凝土支撑体系时，可采取增设板带等措施提高支撑刚度。

4.2.2 对于逆作基坑工程，可利用地下室水平结构内预留的后浇带，布置伺服加载装置。后浇带两侧应布置刚度较大的宽梁，宽梁的作用类似于双围檩。宽梁之间同样应设置混凝土传力墩。水平梁板结构在后浇带处的钢筋应断开，后期再采用搭接方式进行连接。逆作法基坑中当伺服加载装置布设范围楼板上有开洞时，与顺作法基坑类似，应对洞口结构进行加强设计以满足传力要求，必要时液压千斤顶的施加荷载根据楼板实际刚度适当折减。

4.2.3 内、外围檩的预埋插筋或吊筋的布置应满足竖向承载力要求，竖向荷载除了结构自重和施工活荷载外，尚需考虑轴力伺服系统服役期间人员、设备等附加荷载。

4.2.7 当轴力伺服混凝土水平支撑下方土层物理力学性质较好，开挖到该道支撑底标高时，紧贴内围檩钢立柱的土体可超挖1m~1.5m，避免轴力伺服系统预加轴力时，钢立柱在该水平面因刚度突变发生变形。

4.2.9 实际工程中常用的钢管支撑可参考表4-1选用，表中的单位重量为钢管的净重量，不包含法兰盘重量。

表4-1 常规钢管支撑参数

尺寸 $D \times t$ (mm × mm)	单位重量 G (kg/m)	截面面积 A (cm ²)
609 × 14	205	262
609 × 16	234	298
800 × 16	309	394
800 × 20	384	490

4.2.11 在水平钢管支撑与伺服加载装置连接的一端，设置一节带有加强肋板的钢管支撑节段，是为了提高该部位钢管支撑的刚度，减小变形。

4.2.12 $\phi 609\text{mm}$ 钢支撑承受的最大轴力不应超过额定荷载 3000kN ， $\phi 800\text{mm}$ 钢支撑承受的最大轴力不应超过额定荷载 5000kN 。

钢支撑轴力自动补偿系统加载初始应力后，进入正常工作状态时，应重点关注油缸油压（轴力）和油缸行程之间的相关关系，以及油缸行程减小或突变，油压减小或突变等情况。

4.2.13 轴力伺服型钢水平支撑为了安放伺服加载装置，由 H 型钢标准件设置加劲板后制成的加载横梁，与型钢或钢板制成的保力盒和垫板组成，加载横梁与对撑或角撑杆件垂直连接。

4.2.15 型钢支撑应配备保力盒作为安全措施。当液压千斤顶有故障时，保力盒应承担原有系统受力安全，在确保该根支撑有效的情况下，保力盒应具备锁定能力，确保系统正常运行。

4.2.16 芯材插入目前常用植入法、同步法等工艺，采用同步法工艺时，芯材应采用空心对称截面构件。

4.2.17 当存在软弱下卧层时，斜向水泥土桩底端以下的持力层厚度不宜小于 3 倍底端部位水泥土桩直径。

4.2.18 斜桩支撑和斜抛撑平面布置应与围护墙垂直，并应避开电梯井、集水井及人防剪力墙等地下结构。

4.2.20 当土质条件较好、围护墙内力较小时，结合选用的斜桩支撑和斜抛撑的承载力，平面中心距可根据受力计算适当放大。

4.2.22 目前斜桩支撑主要在地下一层基坑中应用，设计安全等级一般为二级、三级，环境变形控制要求往往较为宽松，因此斜桩支撑承载力一般不高，尤其坑底以下的斜向水泥土桩的桩身承载力较低。当坑底以下分布深厚软弱土层，采用伺服加载设计时应进一步复核桩身承载力，避免水泥土桩与芯材或土体之间相对位移过大而产生破坏。

4.2.26 预应力换撑轴力设计值和工程地质条件、与上方支撑竖向间距、换撑深度等因素有关，加载设计应根据计算分析确定，必要时应结合有限元模拟分析，根据各道支撑拆除的变形控制目标确定换撑加载值。通过预应力换撑的主动加载，降低上方待拆支撑的轴力，避免拆除支撑环节引起围护墙变形陡增。

4.3 计 算

4.3.2 作用于基坑围护墙上的土压力计算是个十分复杂的问题，根据不同的计算理论和假定，可得出多种土压力计算方法，其中有代表性的经典理论如朗肯土压力、库仑土压力。由于每种土压力计算方法都有各自的适用条件与局限性，也就没有一种统一的且普遍适用的土压力计算方法。从工程应用角度看，由于朗肯土压力理论概念明确，具有能直接得出土压力分布的优点，更适合于结构计算，从而受到工程设计人员的普遍接受。现行行业标准《建筑基坑工程技术规程》JGJ 120—2012 和上海市、浙江省的基坑工程地方标准均推荐采用朗肯土压力计算理论。

但基于极限平衡理论的朗肯和库伦两大经典土压力理论，是针对极限状态下平动模式刚性围护墙提出的，不能考虑更多围护墙位移模式和位移量大小对主动土压力的影响，得到的土压力随深度线性分布的规律也与许多室内模型试验和现场实测资料不符。对于变形控制要求严格而实施变形主动控制的深基坑来说，经典理论计算的土压力与实测土压力偏差则更大。另一方面，对于软弱土地层的深基坑工程，围护墙大多采用地下连续墙或排桩墙，围护墙厚度与墙体高度相比较小，在水土压力作用下易产生挠曲变形，一般称为柔性围护墙，其土压力分布和大小与重力式挡土墙等刚性挡土墙相比，具有较显著的不同。因此，基坑工程采取变形主动控制时，计算作用于围护墙上的主动土压力时，宜考虑围护墙位移大小的影响。

关于非极限状态下土压力计算取值问题，各规范规程在推荐

采用朗肯土压力理论的同时，也对围护墙位移相关土压力的计算提出了原则性的规定。如行业标准《建筑基坑工程技术规程》JGJ 120—2012 规定：当需要严格限制支护结构的水平位移时，支护结构外侧的土压力宜取静止土压力；有可靠经验时，可采用支护结构与土相互作用的方法计算土压力。行业标准《建筑工程逆作法技术规程》JGJ 432—2018 规定，作用在基坑围护结构上土压力的计算模式，应根据围护结构与土体的位移情况以及采取的施工措施确定，并应符合下列规定：1) 基坑开挖阶段，作用在围护结构外侧的土压力宜取主动土压力；需要严格限制支护结构的水平位移时，围护结构外侧的土压力可取静止土压力；2) 采用围护结构与主体结构相结合的设计时，地下结构正常使用期间作用在围护结构外侧的土压力应取静止土压力。

浙江省标准《建筑基坑工程逆作法技术规程》DB33/T 1112—2015 规定：当支护结构预估位移达到相应土体的极限状态位移时，可采用主动、被动土压力；当支护结构未达到相应土体的极限状态位移时，宜采用静止土压力与主动、被动土压力之间的土压力值；当支护结构的水平变形有严格限制时，宜采用静止土压力。上海市标准《基坑工程技术标准》DG/TJ 08-61—2018 规定：计算作用在基坑围护结构上的土压力时，应根据围护结构与土体的位移情况和采取的施工措施等因素，确定土压力计算模式，分别按静止土压力、主动土压力、被动土压力及与基坑侧向变形条件相应的土压力计算。

国内外学者对刚性围护墙土压力进行了大量试验和理论研究，证明了主动土压力大小、分布与围护墙位移量和位移模式密切相关。作用在围护墙上的土压力可能是主动土压力与静止土压力或静止土压力与被动土压力之间的任一数值，应根据围护墙与土体的位移情况和采取的施工措施等因素确定土压力的计算状态。

当土体处于静止状态时，土体的侧压力系数为静止土压力系数 K_0 ，对应的土压力为静止土压力 P_0 。当由于某种原因使土体产

生了相应的位移（偏离土体或偏向土体），水平向应力将产生衰减或增长，直至达到主动或被动状态（图 4-1）。由于这种平衡是塑性极限平衡，当达到主动或被动状态时，水平向应力则不会继续衰减或增加。因而，考虑围护墙位移相关的土压力可按下列公式表示：

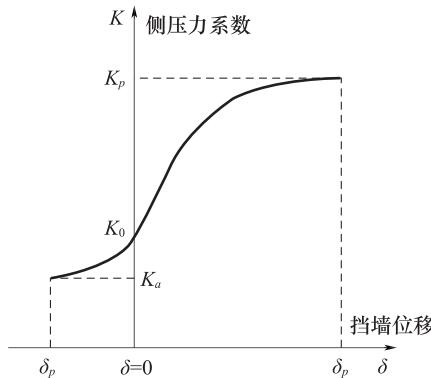


图 4-1 土的侧压力系数与位移的关系

$$P_a^* = P_0 - \sigma_r \quad (4-1)$$

$$P_p^* = P_0 + \sigma_s \quad (4-2)$$

式中： P_a^* ——非极限主动土压力；

P_p^* ——非极限被动土压力；

P_0 ——静止土压力；

σ_r ——松弛应力；

σ_s ——挤压应力。

松弛应力 σ_r 和 挤压应力 σ_s 可按下式近似计算：

$$\sigma_r = \frac{\exp [\tan (45^\circ - \varphi/2)] (P_0 - P_a) \delta}{\{\exp [\tan (45^\circ - \varphi/2)] - 1\} \delta_a + \delta} \quad (4-3)$$

$$\sigma_s = \frac{\exp [\tan (45^\circ - \varphi/2)] (P_p - P_0) \delta}{\{\exp [\tan (45^\circ - \varphi/2)] - 1\} \delta_p + \delta} \quad (4-4)$$

式中： φ ——土体内摩擦角；

δ_a ——达到主动土压力时的位移；

δ ——土体位移；

δ_p ——达到被动土压力时的位移。

表 4-2 汇总了国内外关于主动土压力极限位移的研究成果，可以看出各类土达到主动土压力的极限位移 δ_a 大致在 $(0.1\% \sim 0.4\%) H$ ，其中粘性土的极限位移量显著大于砂性土。根据已有的研究成果，达到被动土压力所需的极限位移 δ_p 远大于达到主动土压力所需的极限位移 δ_a ，约为 10 倍 ~ 50 倍。

因此，在进行支护结构内力变形初步分析时也可按以下经验方法计算确定：当基坑变形控制标准小于 $0.1\% H$ 时，主动土压力应按静止土压力计算；围护墙变形控制标准大于 $0.4\% H$ 时，外侧主动土压力可按主动土压力计算；围护墙变形控制标准介于 $(0.1\% \sim 0.4\%) H$ 时，外侧主动土压力宜采用静止土压力和主动土压力之间的中间土压力，可根据变形控制标准近似按线性插值计算。

表 4-2 不同类型土体达到主动极限状态时对应的围护墙侧向位移

土层类型	位移模式	所需位移量	备注
密实砂	平移	$0.1\% H$	Terzaghi (1934)
密实砂	绕底端偏移	$0.1\% H$	Terzaghi (1934)
粉砂	平移	$(0.6\% \sim 0.8\%) H$	Matsuо 等 (1978)
矿渣	平移	$(0.1\% \sim 0.3\%) H$	Matsuо 等 (1978)
生石灰	绕底端偏移	$(0.09\% \sim 0.1\%) H$	Kano 等 (1992)
矿渣	绕底端偏移	$(0.09\% \sim 0.1\%) H$	Kano 等 (1992)
密实砂	平移	$0.4\% H$	Ishihara (1995)
黏土	平移	$0.4\% H$	Tien Hsing Wu
黏土	绕底端偏移	$0.4\% H$	Tien Hsing Wu
压实黏土	平移	$(0.9\% \sim 1.0\%) H$	丘祖润 (1992)
砂土	平移	$0.3\% H$	杨斌等 (1999)
粉质黏土	平移	$0.4\% H$	杨斌等 (1999)
中密砂	平移	$(0.14\% \sim 0.16\%) H$	陈页开等 (2001)
中密砂	绕底端偏移	$(0.1\% \sim 0.27\%) H$	陈页开等 (2001)

4.3.5 无论是平面或空间弹性地基梁法，由于考虑了围护墙、内支

撑和坑内土体三者之间的变形协调条件，使得受力平衡方程中未知数的数量降为一个。但当考虑伺服的伺服轴力作用时，多出了液压千斤顶变形这一未知量，使得受力平衡方程无法求解。将内支撑结构的伺服轴力作为集中力直接作用于围护墙上，可避免对液压千斤顶变形这一未知量的求解，围护墙结构的力学平衡方程可表示为：

$$([K] + [K_m] + [K_s]) \times [\Delta] - [K_s] [\Delta_s] = [P_e] - [F_s] \quad (4-5)$$

式中： $[P_e]$ ——荷载矩阵；

$[K]$ ——围护墙的刚度矩阵；

$[K_m]$ ——坑内开挖面以下土弹簧的刚度矩阵；

$[K_s]$ ——内支撑结构的刚度矩阵；

$[K_s] [\Delta_s]$ ——考虑内支撑安装滞后于围护墙变形的补偿矩阵；

$[F_s]$ ——支撑伺服轴力作为集中力输入的荷载矩阵。

将伺服支撑简化为“集中力+弹簧”的模型，可在伺服支撑施加初始轴力时，仅考虑其集中力作用求解支护结构内力和变形，不考虑该道支撑的刚度；在后续施工阶段，再重新计入该道支撑刚度求解支护结构内力和变形。

4.3.7 考虑到轴力伺服支撑结构主要以控制基坑变形为目的，应先进行正常使用极限状态验算，通过多次试算获得基坑支护结构的目标变形值，从而获得各道水平支撑的初始预加轴力值和设计轴力值。目标变形值一般根据保护对象正常使用的变形限值或管理部门的相关变形控制要求综合确定。

4.3.8 工程施工期间，根据变形控制需要，尤其是在实现变形逆转时，往往需要适当加大轴力伺服支撑结构的预加轴力，超过既定的设计值，因此按照极限承载力状态验算基坑支护结构和支撑结构的承载力时，荷载按照预加轴力的1.2倍验算，预留一定的安全冗余。

4.3.9 伺服加载装置预留一定的加载能力，在基坑施工过程中，当变形较大或变形控制不理想时，为进一步控制变形发展，可适

当加大预加轴力，避免最终预加轴力超过伺服加载装置受压的极限承载力，因此建议初始预加轴力不超过伺服加载装置受压极限承载力的 80%。

4.3.10 在伺服加载装置加载和卸载的两种工况下，围护墙作用在内、外围檩的水平荷载大小不同，加载工况下内、外围檩通过伺服加载装置传力，卸载工况下内、外围檩通过传力墩传力，集中力作用位置也不同，因此需针对上述两种工况进行包络设计。

4.3.12 当斜桩支撑径向荷载较大时，应验算水泥土桩的径向承载力，可参照《建筑桩基技术规范》JGJ 94 相关计算进行复核。

4.4 构造

4.4.3 考虑到预埋承压钢板附近应力集中，通过加密箍筋或增设钢筋网片，避免内、外围檩混凝土局部受压破坏。

4.4.8 设置于对撑端部的八字撑增大了支撑之间的间距，方便了基坑内挖土施工。但是八字撑之间间距过大，会造成八字撑之间的围檩弯矩增大。为减少八字撑之间围檩弯矩，通常可在八字撑中部增设对撑。由于构造原因，增设的对撑为单肢型钢，强度及刚度均较为有限。因此，八字撑之间的间距宜控制在 10m 以内。

4.4.9 型钢组合围檩与基坑支护结构之间可通过设置 T 型传力件连接。T 型传力件如图 4-2 所示。

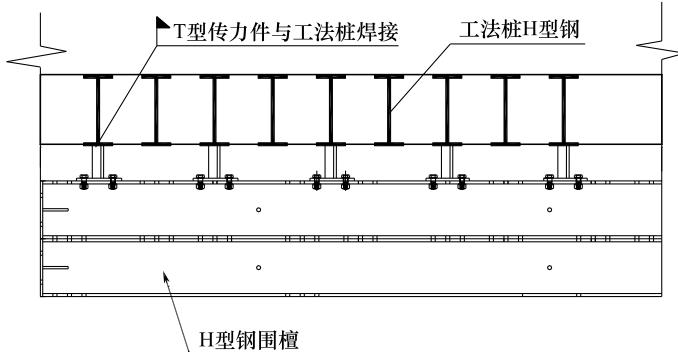


图 4-2 T 型传力件平面图

当基坑支护结构为型钢水泥土连续墙，T型传力件直接与型钢焊接；当基坑支护结构为灌注桩、地下连续墙时，可在支护结构内预埋钢板，T型传力件焊接于预埋钢板上。

当基坑支护结构为型钢水泥土搅拌墙或灌注桩时，可隔一根桩设置一个T型传力件；当基坑支护结构为地下连续墙时，T型传力件间距不大于1米。在三角传力件附件区域或其他剪力较大区域，T型传力件应加密，或采取其他有效的抗剪措施，如增加抗剪件。

5 支护结构变形主动控制实施

5.3 轴力伺服系统

5.3.1 当轴力伺服系统的工作温度长期为低温环境（小于-20℃）时，应采用低温液压油。

5.3.2 本条规定了轴力伺服系统功能的相关要求。轴力伺服系统可通过数控液压泵站的控制面板进行现场控制，能通过主控系统实现数控液压泵站的远程控制效果。当主控系统发生故障时，应采用现场控制模式，手动控制数控液压泵站的加载、卸载等操作。

5.3.3 根据相关规范、设计文件等要求，在主控系统设置轴力设计值、警戒值和极限值。当轴力达到警戒值时，应及时对轴力暂停调整，并及时上报数据至各参建单位，确定后续轴力及变形调控措施。

5.3.4 主控系统存储的数据在系统功能上无法修改，保证管理过程中监测数据的真实性。

5.3.6 在设计提出的施加轴力的范围内，主控系统对监测到的数据自动分析处理后，对数控液压泵站进行调节。

5.3.18 伺服加载装置应配备机械锁作为安全措施。设备宜采用分离式结构，即设备框架与液压千斤顶可分离，当液压千斤顶有故障时，在确保对应支撑有效的情况下，液压千斤顶宜具有可更换功能，确保系统正常运行。

5.4 变形主动控制现场实施

5.4.1 目前轴力伺服系统的设备型号种类较多、智能化程度不

一，包括同等额定作用力的液压千斤顶，其外观尺寸、行程与自锁性能差异较大。所以，应重视对分包专业单位的技术评估，进场后对其提供的伺服设备系统进行检验，经总包和监理（建设）单位验收合格后方可使用。液压千斤顶每半年标定一次，每次进场前确保标定在有效期内。

5.4.2 数控液压泵站、液压千斤顶均应逐台检查，使用中要做好设备保护措施；为实时了解伺服轴力变化情况，日报表自动记录的液压千斤顶轴力频次建议不少于1次/小时。

5.4.5 伺服加载装置的最大行程一般是固定值，工作端面与承压面间距太大时会消耗液压千斤顶行程，可能会导致行程不够影响加载操作和效果。

5.4.6 轴力伺服系统在正式运行前要做好各项调试工作，检查系统的运行状态。

5.4.7 伺服系统应根据施工工况，分区、分级、同步加载，加载应缓慢进行，缓慢加载可使伺服和支撑系统状态变化幅度小且连续，容易发现加载过程中出现的问题。

5.4.8 本条说明轴力施加的相关内容：

1 因为采用钢支撑的项目施工速度较快，且设计初始轴力值一般较小，为更好控制基坑变形，宜一次性加足。

2 混凝土支撑施工和养护时间较长，且初始轴力值相对较大，伺服分级施加轴力有利于结合现场施工工况发现加载过程中安全隐患，控制加载过程中的风险。

3 传力墩与围檩间隙灌浆填实后可直接传力，在伺服加载装置失效时，能保持内支撑系统传力体系有效。

5.4.9 本条说明伺服系统运行控制的相关内容：

1 围护墙的变形反映了基坑安全情况，对周边保护对象影响较大，因此对围护墙的变形要有所限制。

2 伺服装置轴力的调整应根据围护结构的实际变形情况动态变化。当围护墙变形稳定且较小时，轴力暂时保持不变。当围

护墙向坑内变形较大时，应适当增大伺服装置轴力，限制围护墙向坑内变形。当围护墙向坑外负位移较大，或支撑杆件受拉严重、立柱变形较大时，应适当减少伺服装置轴力。

3 当调整伺服装置轴力，围护墙的变形仍不稳定时，应组织各方讨论，分析原因。

5.4.10 支护结构负位移，是指基坑支护结构的累计位移变形呈现比开挖前初始位置更靠近土体一侧的变形形态。如出现这种情况，则可能会对基坑外侧土体产生挤压，造成基坑侧向土压力增大，影响支护结构受力安全，或对相邻建（构）筑物、设施等产生扰动影响。

5.4.11 定期巡检制度是排查轴力伺服系统故障的有效手段。每日应对主控系统、液压泵站、液压管路、伺服加载装置、监测系统、配电系统、备用设备和零件进行检查并做详细记录。

5.4.12 日报制度可将伺服数据信息及时传达给各方，发现隐患，及时消除。

5.4.13 轴力伺服系统的卸载应在满足设计工况后缓慢进行。通过分级卸载方式避免支撑系统状态突变而带来的安全隐患。

5.4.14 轴力伺服系统拆除应遵循先卸载后拆除的原则，确保拆除安全。

6 周边建（构）筑物沉降主动控制

6.1 一般规定

6.1.1 在对基坑工程周边建（构）筑物实施沉降主动控制前，首先应进行安全性鉴定，确保建（构）筑物自身是安全可靠的。当建（构）筑物地基基础鉴定不满足要求时，应结合实施沉降主动控制所需的托换要求，先进行地基基础加固，确保地基基础处于安全状态。当鉴定发现上部结构存在较严重的开裂受损、结构安全性鉴定等级为 C_{su} 级或 D_{su} 级时，应先进行上部结构的补强加固。

6.1.2 建（构）筑物受基坑施工影响的风险等级，可按照浙江省标准《城市地下工程施工及运行监测技术规程》DB33/T 1266—2021，根据其所处的施工影响分区、重要性类别、服役年限和安全状况等因素综合划分为特级、一级、二级和三级。风险等级越高，受保护的要求相应也越高，沉降变形控制的要求也越严格。

6.1.3 确定沉降控制目标值是制定基坑周边建（构）筑物沉降主动控制设计方案和编制专项实施方案的前提条件，应依据建（构）筑物自身受力状态和适应沉降变形的能力确定。对于在沉降主动控制前已出现倾斜，且倾斜变形超出技术规范许可的周边建（构）筑物，在实施沉降主动控制阶段，可利用沉降伺服调控技术对前期差异沉降进行逆向调整，使其在施工结束后各部位的沉降趋于均匀。

6.1.6 根据实际工程经验，对于沉降变形敏感的建（构）筑物，在基坑土方开挖前的围护墙施工、土体加固阶段易产生沉降

变形，严重时会造成房屋倾斜、墙体开裂受损等情况。因此，沉降主动控制宜贯穿基坑施工全过程，即从围护墙施工开始至土方开挖结束、支撑全部拆除、基坑施工影响消除为止，伺服调控装置在建（构）筑物沉降变形趋于稳定后方可拆除。

6.1.8 由于岩土参数准确取值困难，加之基坑工程问题的复杂性，基坑开挖施工引起的周边土体变形及对周边建（构）筑物的影响程度计算分析，与实际监测结果之间往往存在一定差异。受上述因素影响，有关基坑周边建（构）筑物沉降主动控制的设计计算和实施效果，与实际情况也会存在一定的差异和不确定性。对实施沉降主动控制的建（构）筑物采取全过程监测，并根据各阶段工况的监测结果实时调整沉降主动控制的相关措施，实行动态设计和信息化施工，能有效提升沉降主动控制实施效果，更好地实现沉降控制目标。

6.2 沉降主动控制设计

6.2.1 基坑工程周边建（构）筑物的沉降主动控制目标值的确定，主要取决于建（构）筑物重要性程度、自身承受附加地基沉降变形的能力以及实施主动控制的难易程度和经济代价等因素。评估建（构）筑物自身承受附加地基沉降变形的能力时，应主要考虑其建造年代、基础形式、上部结构类型、地基基础和上部结构的当前工作现状等因素，不能简单套用现行国家标准对地基（桩基）规定的沉降允许值，还应考虑投入使用以来已发生的地基（桩基）累计变形等，以不影响地基基础和上部结构安全和正常使用为前提。

一般来说，利用现有沉降主动控制技术完全可实现基坑周边建（构）筑物“零沉降”，即在基坑施工全过程中，通过伺服持荷和动态调控措施，使基坑周边建（构）筑物各部位不产生新的附加沉降，但实施的经济代价比较大。为节约工程造价，还有一种思路是在控制绝对沉降不超过一定值的同时控制建（构）

筑物各部位沉降的差异值，即以基坑施工引起的新增沉降的差异值等于零为设计控制目标。另外，沉降主动控制实施结束后，建（构）筑物仍然会产生一定量的工后沉降，因此应对工后沉降进行必要的计算和评估，在确定沉降主动控制目标值时作适当的预留。

6.2.2 对于在沉降主动控制前已出现倾斜，且倾斜变形超出技术规范许可的周边建（构）筑物，在确定沉降主动控制目标值时应考虑这一因素，并宜同步实施纠倾，使其在主动控制实施结束后各部位的累计沉降趋于均匀。纠倾量应综合考虑房屋倾斜率、楼面高差、电梯安装及运行等因素合理确定。

6.2.3 实施沉降主动控制的建（构）筑物主要为基坑开挖主要影响区内风险等级为特级的历史保护建筑、天然地基上的重要建筑物等对变形敏感的建（构）筑物且大多属于软弱土地基上的浅基础建筑或复合地基（含短桩基础）建筑。为实施这类建（构）筑物的沉降主动控制，宜在基坑施工阶段增设托换桩，并在托换桩的桩顶设置轴力伺服调控装置。当建（构）筑物采用桩基础时，也可利用既有工程桩作为持荷桩，或利用既有工程桩和新增托换桩联合作为持荷桩。

6.2.4 在实施沉降主动控制阶段，建（构）筑物基础地面和地基土表面之间可能存在部分脱空的区域，可能会影响建（构）筑物在水平风荷载等侧向荷载作用下基底水平剪力的传递路径。浙江地区风荷载对建（构）筑物的影响较大，尤其是夏季台风频发，在对基础实施沉降主动控制阶段可能存在倾覆隐患。为避免极端恶劣天气以及伺服调控过程中的一些突发状况导致重大事故，本条规定应验算在水平风荷载作用下地基基础的水平承载力和侧向稳定性，必要时应设置可靠的水平限位和防倾覆装置。

6.2.5 根据浙江地区经验，软弱土基坑开挖施工对周边环境的影响范围可达 $1.0H \sim 3.0H$ (H 为基坑开挖深度)，基坑对周边建（构）筑物沉降变形的影响分区见图 6-1 所示。

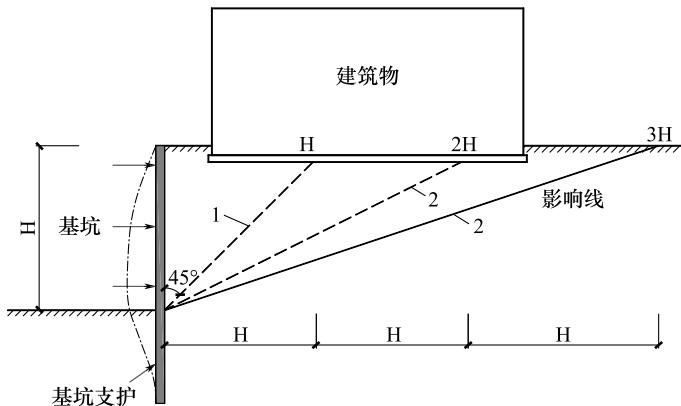


图 6-1 基坑开挖影响范围示意图

1—基坑开挖 1.0H 影响线；2—基坑开挖 2.0H 影响线；3—基坑开挖 3.0H 影响线。

无论是新增的托换桩还是既有工程桩，其竖向承载力会受到基坑周边土体变形的影响。随着基坑开挖深度的增加，基坑周边土体的变形范围和变形大小随之增大。对于基坑开挖影响范围内的桩，基坑周边土体的沉降变形对桩侧产生下拉作用，导致桩的有效竖向承载力产生一定程度的下降，并至基坑开挖结束基础底板浇筑完毕时降至最低，后期待基坑肥槽回填结束后随地基土层固结而慢慢恢复至原有承载力。

对用于沉降主动控制的持荷桩来说，在桩顶伺服轴力的作用下，桩端会产生一定量的刺入变形，桩的沉降通常会大于桩周土体沉降，因此一般情况下可不考虑桩周土的下拉荷载，但为工程安全起见，持荷桩的单桩承载力计算时宜不计人基坑开挖影响范围线以内土的侧阻贡献，按侧阻力计算分界线以下的有效桩长计算（图 6-2）。考虑到静载荷试验时，基坑尚未开挖，开挖卸荷效应对持荷桩承载性能的影响尚未产生。因此，在根据慢速维持荷载法静载荷试验结果确定单桩竖向抗压极限承载力时，也应扣除基坑开挖影响范围线以内土的侧阻贡献。

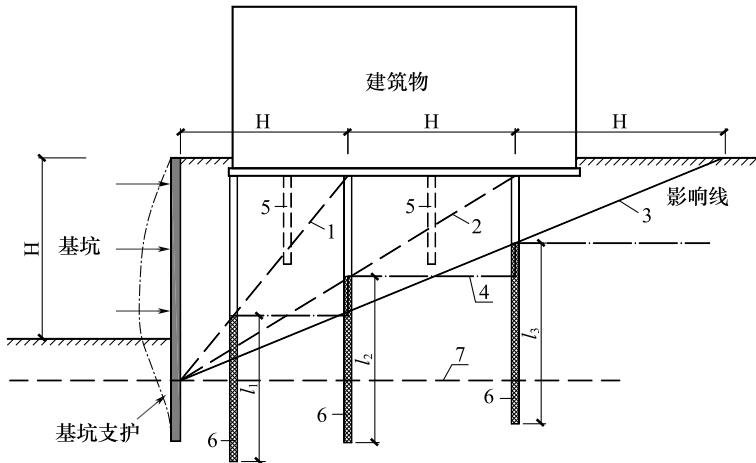


图 6-2 持荷桩的侧阻力取值示意图

1—基坑开挖 1.0H 影响线；2—基坑开挖 2.0H 影响线；3—基坑开挖 3.0H 影响线；
 4—桩侧阻力计算分界线；5—既有工程桩；6—新增托换桩；
 7—坑底以下相对较好的桩持力层；
 l_1 、 l_2 、 l_3 —计算桩承载力时的有效桩长。

6.2.6 基坑开挖诱发周边土体产生侧向变形，使基坑周边土层中的桩也随之产生侧向变形。对于深厚的软土基坑，侧向变形最大点的深度一般接近于基坑底部附近，桩的侧向变形数值（深部位移值）约为基坑支护桩侧向变形的 0.50 倍~1.0 倍，具体大小可采用理论分析、数值计算或基于类似工程实测数据及地区经验确定。因此，本条规定对于持荷桩，桩身和接头应具有适应桩侧土体侧向变形的能力，桩身及其接头承载力应按压弯构件计算。

6.2.7 持荷桩数量计算和平面位置确定，即布桩设计方案，是实施基坑周边建（构）筑物沉降主动控制的关键环节之一。本条给出了确定持荷桩布桩设计方案的基本流程。首先基于沉降主动控制目标值，根据基坑开挖引起周边建（构）筑物沉降变形的分析结果和工程经验，确定持荷桩的初步布桩方案，然后基于

“土 - 基础 - 结构分析模型” 和对基坑开挖施工引起周边地基土沉降的求解，通过迭代计算和对持荷桩数量及位置的调整，获得最终持荷桩的布桩设计方案。

对于软土深基坑工程，当周边建（构）筑物沉降主动控制以基坑施工引起的新增沉降的差异值等于零为设计控制目标时，持荷桩的数量和位置可根据基坑施工影响分区按公式 $n = \alpha (F_k + G_k) / R_a$ 初步计算确定，其中 α 为托换率， R_a 为持荷桩的单桩竖向抗压承载力特征值， $(F_k + G_k)$ 为上部结构和基础的荷重标准值， n 为持荷桩的数量。不同分区的托换率 α 可按下列经验值确定：

一区（距离基坑边水平距离 $\leq 1.0H$ ）， $\alpha \approx 0.70 \sim 1.00$ ；
二区（距离基坑边水平距离 $1.0H \sim 2.0H$ ）， $\alpha \approx 0.40 \sim 0.60$ ；
三区（距离基坑边水平距离 $2.0H \sim 3.0H$ ）， $\alpha \approx 0.20 \sim 0.30$ 。该区域当预估沉降量 $\leq 30mm$ 时可不设置持荷桩；当建（构）筑物纵向平行于基坑时，预估沉降量 $\leq 20mm$ 且不会引起结构倾斜时也可以不考虑设置持荷桩。

基坑周边建（构）筑物基础沉降可通过“土-基础-结构分析模型”来计算。“土-基础-结构分析模型”应符合建（构）筑物地基基础和上部结构的真实受力状态，对于持荷桩，可直接将当前分析工况的桩顶持荷轴力输入分析模型；对于地基土的作用，可采用竖向弹簧来模拟。通过对“土-基础-结构分析模型”的求解，可获得基础竖向变形和地基土竖向弹簧反力，其中计算得到的基础竖向变形即为建（构）筑物实施主动控制后的沉降，如与设定的沉降主动控制目标值相差较大（大于某一设定值），则应调整持荷桩的布桩数量和位置，重复第 3 ~ 6 步的计算，直至两者计算结果接近为止，此时持荷桩数量和位置即为用于现场实施的布桩设计方案。

关于地基土竖向弹簧初始刚度的取值，可通过计算在建（构）筑物荷载作用下地基土的竖向反力除以地基土的竖向变形得到。需要注意的是，这里的地基土竖向变形系指基坑施工引起

的地基土变形，不是指建（构）筑物竖向荷载作用下地基土的固结变形。基坑施工引起的周边建（构）筑物地基的竖向变形，与基坑围护墙的侧向变形、坑底土体隆起变形、作用于地基土上的竖向荷载大小等有关，可采用有限元等方法计算得到。采用有限元方法计算时，一般情况下应采用三维分析模型，如建（构）筑物位于基坑边长的中部，且与边长平行方向上地基竖向变形较一致时，也可采用平面有限元模型。有限元分析计算时，应将第4步计算得到的地基土竖向弹簧反力反向施加于地基土表面，并将伺服轴力反向施加于持荷桩的桩顶。

每一步迭代计算时，应将基坑施工引起地基土竖向变形的计算结果，与“土-基础-结构分析模型”计算得到的基础变形（沉降）进行对比，判断两者是否协调。判断是否协调时，应区分地基土表面与基础（承台）底面的“脱空区”和“非脱空区”。“脱空区”即为地基土表面“零应力”区，也就是计算得到的地基土竖向反力等于零的区域，其余区域为“非脱空区”。判断两者计算结果是否协调时，是针对“非脱空区”来说的。当两者变形不协调时，即两者计算结果差异超过设定的允许值，则应重新计算地基土的竖向刚度，并重复上述第4和第5步。重新计算地基土竖向弹簧刚度时，应采用当前迭代步的地基土竖向反力和对应的竖向变形计算结果。

当建（构）筑物原基础为桩基时，通常持荷桩会利用既有工程桩，或一部分持荷桩利用既有工程桩，另一部分持荷桩采用新增锚杆静压桩。作为持荷桩的既有工程桩，桩端必须处于坑底标高以下的稳定土层，单桩承载力必须满足相应的要求，如既有工程桩桩长较短，承载力较低，一般需要新增托换桩作为持荷桩。当存在既有工程桩且不用作持荷桩时，在建立“土-基础-结构分析模型”时应考虑非持荷桩的作用，与地基土作用类似，可采用竖向弹簧来模拟非持荷桩的作用。这里，有一种情况需要考虑，即非持荷桩始终与基础（承台）连接在一起，两者变形始

终应该是协调的，这样在地基土“脱空区”，地基土沉降可能会大于非持荷桩的沉降，从而在非持荷桩的桩侧产生负摩阻力，形成下拉荷载，使该桩产生轴向拉力，如图 6-3 所示。因此，在建立“土-基础-结构分析模型”并考虑非持荷桩的作用时，非持荷桩的竖向弹簧应是拉压双向弹簧，而地基土竖向弹簧是只能受压的弹性弹簧。关于非持荷桩竖向弹簧的刚度取值，则与地基土竖向弹簧刚度的计算一样，可通过求解基坑施工引起的桩顶沉降，将对应的桩顶轴力与计算得到的桩顶沉降两者相除得到。

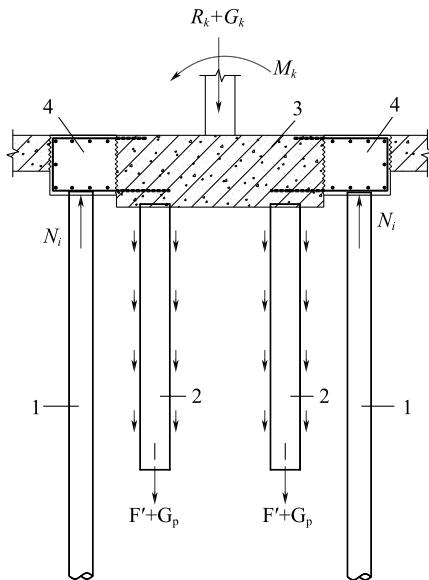


图 6-3 桩顶作用效应计算示意图

1—后补桩；2—既有桩；3—既有承台；4—新增承台。

对于基坑开挖问题，围护墙和内支撑等支护结构、周边既有建（构）筑的基础和上部结构，受力后主要表现为弹性变形，因此可选用弹性模型进行模拟，如地下连续墙或排桩墙可采用板单元模拟，梁、柱、桩可采用空间梁单元模拟，剪力墙可采用壳

单元模拟，基础可根据构件形状采用厚板或空间梁单元模拟；土体应采用实体单元，如八节点实体单元（六面体单元）、六节点实体单元（三角棱柱单元）等，土体材料应选择能反映开挖特点的本构模型。

土的应力应变关系十分复杂，具有非线性、弹塑性、粘塑性、剪胀性、各向异性等特性，同时应力路径、土的组成、状态等都对其有着明显的影响。经验表明，有的模型虽然理论严密，但往往由于参数取值不当，而使计算结果不合理；相反，有些模型尽管形式简单，但常由于参数物理意义明确，容易确定，计算结果反而更接近实际。小应变土体硬化模型 HSS 模型（HS-Small 模型）是在 HS 模型的基础上进一步修正得到，修正后的 HSS 模型不仅继承了 HS 模型可以同时考虑剪切硬化和压缩硬化，还可以考虑剪切模量在微小应变范围内随应变衰减的行为，就是当土体在小应变范围，土体刚度实际上比我们在常规试验中测到的刚度要大。因此，从理论上讲，采用 HSS 本构能够更加准确的预测基坑开挖对周围环境的影响。HSS 本构模型的参数较多，不仅包含了 HS 模型的参数，还包含了小应变参数，各地区如要获取较完整的 HSS 模型参数，需要有大量的工程实例以及室内试验的数据积累。表 6-1 是杭州典型软土层土体 HS&HSS 模型参数的取值建议值。

表 6-1 杭州典型软弱土层 HS&HSS 模型参数取值建议值

土层名称	Ψ / (°)	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ / MPa	E_{50}^{ref} / MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ / MPa	G_0^{ref} / MPa	$\gamma_{0.7}$ 10^{-4}	ν_{ur}	K_0	m	R_f
砂性土	$\varphi' - 30$	1. 0 $E_{\text{sl}-2}$	0. 85 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$5E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$1.5E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	0. 6 ~ 3. 0	0. 2	1. $\sin\varphi'$	0. 5	0. 6
黏性土	0	1. 0 $E_{\text{sl}-2}$	1. 3 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	8 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	2. 3 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	1. 5 ~ 2. 8	0. 2	1. $\sin\varphi'$	0. 8	0. 9 (④)、 0. 6 (⑥)

模型的计算范围不宜太小，避免影响计算结果的精度，但也不宜过大，以免影响计算效率。模型边界应包括下边界和侧边界，下边界可根据底部土层性质确定，如可将岩层或坚硬土层作为计算模型的下边界，并在下边界施加竖向约束；侧边界宜设置在2~3倍计算开挖深度以外，侧边界上需施加水平向约束。有限元模型的初始应力场构建时，可按照自重应力计算公式计算得到各点的初始地应力，并应计入周边既有建（构）筑物的存在对初始地应力场的影响。

6.2.8 对于某些特殊的建筑物，要求在基坑开挖施工过程中不允许产生新的附加沉降，即要求“零沉降”，此时，建筑物的全部荷重应由持荷桩来承担，持荷桩的数量和平面布置方案应按不计人基底土作用进行设计。

6.2.9 由于岩土工程问题的复杂性和基坑工程的特殊性，对于基坑开挖施工引起的周边土体变形及对周边建（构）筑物的影响程度的分析结果，与实际监测结果之间往往存在一定差异，前期持荷桩的设计计算可能存在一定的不确定性，设计图纸上的新增托换桩数量与实际需要之间可能存在一定的偏差，为此对于新增托换桩可采取分批补入的方法。根据经验，一区可先补70%~80%，二区可先补50%~60%，三区可先补30%~50%，后期再根据实测变形数据分析判断剩余托换桩的补入数量、位置和补入时间，避免不必要的浪费。当建（构）筑物沉降控制效果不理想时，尚需要适当增加托换桩的数量，对前期持荷桩布桩设计方案进行动态调整。

6.2.10 对于持荷桩，允许在桩顶伺服轴力作用下桩端产生刺入变形，因此，只要桩身强度满足要求，桩顶的最大伺服轴力可适当超过其竖向抗压承载力特征值，但不应超过竖向抗压承载力特征值的1.5倍。

6.2.11 锚杆锚固力计算应考虑群锚效应影响。考虑群锚效应的锚杆承载力可按下式计算：

$$K_0 P_{\max} \leq \eta_y n_0 \pi \frac{d_0^2}{4} f_y \quad (6-1)$$

式中： K_0 ——安全系数，取 1.2；

P_{\max} ——最大持荷力设计值（N），取最大压桩力标准值的 1.2 倍；

n_0 ——每个桩孔预埋锚杆数；

f_y ——锚杆抗拉强度设计值（N/mm²）；当采用预应力螺纹钢筋时，其抗拉强度设计值为 f_{py} ；

d_0 ——锚杆有效直径（mm）；

η_y ——群锚折减系数，可按表 6-2 取值。

表 6-2 群锚折减系数 η_y

基材 混凝土 强度等级	锚杆材料	普通钢筋抗拉强度 设计值 f_y (N/mm ²)	预应力螺纹钢抗拉强度设计值 f_{py} (N/mm ²)		
		360	650	770	900
C30		0.76	0.42	0.35	0.30
C35		0.83	0.46	0.39	0.33
C40		0.90	0.50	0.42	0.36
C45		0.95	0.53	0.44	0.36
C50		1.00	0.55	0.47	0.38

注：1 锚杆锚固深度按照 $20d$ 计算， d 为锚杆直径；

2 锚杆间距按 $s = 160\text{mm}$ 计算，并已考虑底板开压桩孔影响。

6.2.12 对于预应力混凝土管桩、预应力混凝土空心方桩等预应力预制桩，为防止影响桩的受力，桩身一般不得进行植筋或设置对穿螺栓，此时托换钢牛腿与预制桩之间应采用钢夹板或钢抱箍进行连接。为提高钢牛腿与桩身结合面的抗剪承载力，钢夹板或钢抱箍与预制桩表面之间灌注结构胶进行充填，并应在桩身两侧设置对拉螺杆，图 6-4 ~ 图 6-5 为预应力混凝土空心方桩的托换钢牛腿和液压同步顶升系统的安装照片。



图 6-4 托换钢牛腿和
顶升系统安装



图 6-5 预应力混凝土
空心方桩伺服持荷

6.2.19 在确定桩的有效长度时，宜考虑基坑开挖诱发的周边土体变形对桩承载力的影响，即不考虑基坑开挖影响范围线以内的土的侧阻贡献，按侧阻力计算分界线以下的有效桩长可参考图 6-2 确定。

6.2.21 注浆钢管桩在桩顶持荷轴力的作用下，由于桩顶伺服加载装置的竖向调节作用，因桩端沉渣引起的桩端刺入变形并不会影响基础承台的沉降，因此在估算注浆钢管桩的单桩竖向抗压极限承载力时，极限端阻力标准值可按预制桩取值。

6.2.23 既有砖混（木）结构下的砖石基础托换加固时，常采用分段托换的条形承台、穿墙式独立承台、双夹梁式条形承台，或前几种承台的不同组合型式，并通过托换手段施工成型形成桩承台。托换桩与基础托换的施工顺序视工程条件决定，在平面流程上应先易后难、综合兼顾。

砖混结构的基础托换应先非承重墙、后承重墙分批托换。截面较大的条形承台托换施工可分成两部分成型，先分段托换墙下暗梁并预留两侧承台的外伸主筋，然后浇筑外挑承台。砖石基础常用托换改造的承台型式如下图：

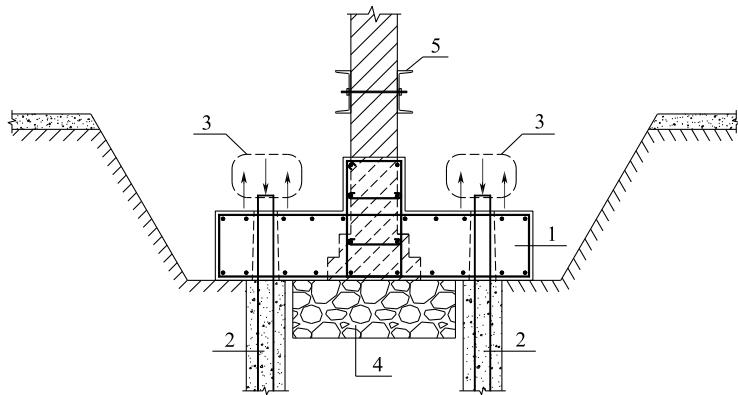


图 6-6 全托换条形承台示意图

1—一条形承台（双夹梁条形承台）；2—持荷桩；3—伺服持荷；
4—砖石基础；5—钢夹梁临时托换。

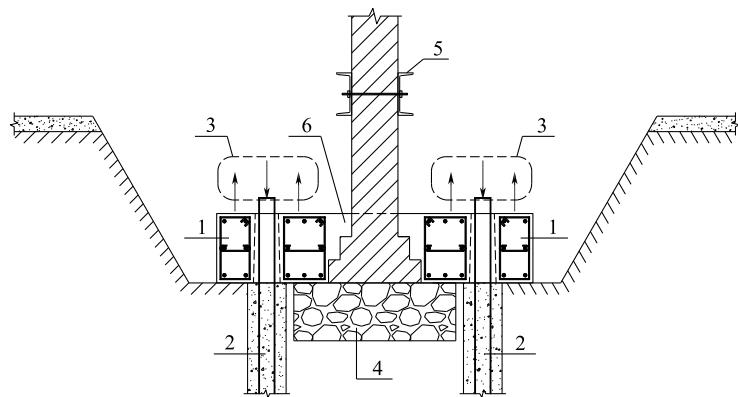


图 6-7 半托换双夹梁条形承台示意图

1—一条形承台（双夹梁条形承台）；2—持荷桩；3—伺服持荷；
4—砖石基础；5—钢夹梁临时托换；6—间隔穿墙梁。

6.2.24 本条作如下说明：

1 新增悬挑承台因受力较大且集中，新老基础结合面抗剪验算时不能考虑粘结力，该截面抗剪计算仅考虑水平向主筋的抗剪作用，故对于受拉区的底筋要进行抗拉、抗剪双向受力强度验算。

2 承台开补桩孔较多时，补桩孔内承台底钢筋被切断往往难以恢复，对承台整体受力产生不利影响，故承台截面需要适当加厚。

3 对于既有条形承台、独立承台、筏板承台改造加固，一般设计通过截面扩大、增设部分新承台进行加固（图 6-8、图 6-9）。

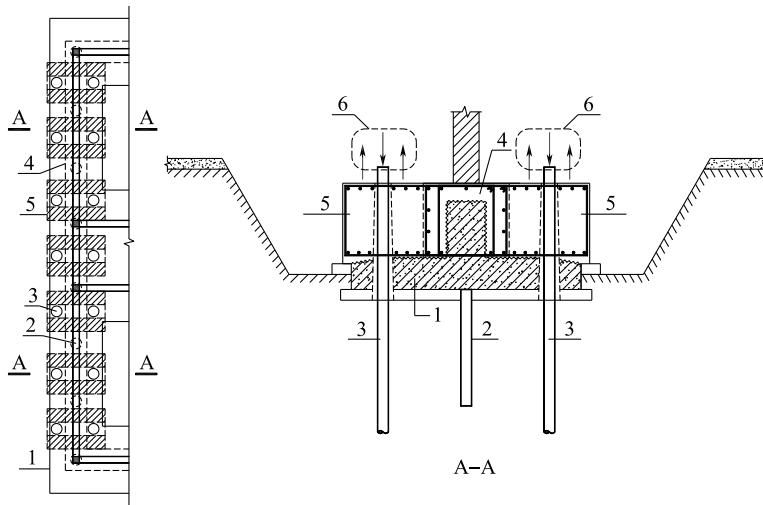


图 6-8 墙下条形基础加固示意图

1—既有条基；2—既有工程桩；3—新增持荷桩；

4—新增基础梁；5—新承台暗梁；6—伺服持荷。

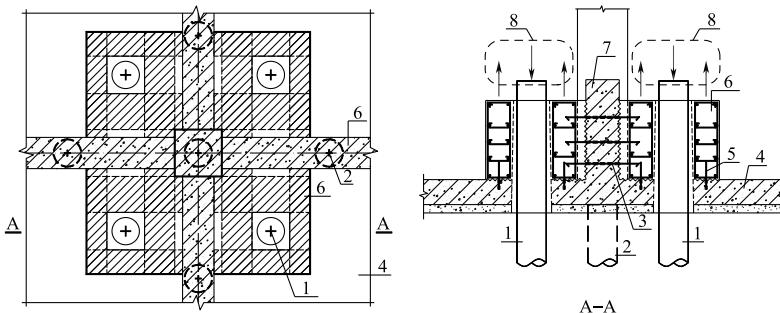


图 6-9 柱下条基（独基）加固示意图

1—新增持荷桩；2—既有工程桩；3—界面抗剪钢筋；4—既有基础；
5—底部连接钢筋；6—新增承台暗梁；7—既有基础梁；8—伺服持荷。

6.3 沉降主动控制现场实施

6.3.9 为实现同步伺服控沉控制，需要对液压千斤顶进行分组。一般来说，液压千斤顶的分组越多，各伺服控沉点的伺服控沉协同性越好，伺服控沉作业对上部结构的影响也越小，但受顶设设备和调压控制泵站数量的限制，液压千斤顶的分组数量往往受到一定的限制。

液压千斤顶的分组应按竖向调控位移和持荷轴力相等或接近的原则进行划分，被分在同一组的液压千斤顶的油压是始终相同的。当液压千斤顶型号相同时，同一组每台液压千斤顶的顶力是相同的，而每台液压千斤顶的伺服控沉量可按系统预先设定的线型比例进行分配。按照平面轴线每个竖向构件伺服控沉位移和伺服控沉力基本相等的原则划分控制点。

6.3.12 全过程持荷伺服系统进行群桩加载持荷，重要工程应 24 小时不间断监控，加载持荷力为 $1.0Ra \sim 1.4Ra$ 。按照持荷力的不同分布，STC 同步位移液压控制系统按照持荷力分区、分控制点进行安装监控。全过程操作控制均是在中央控制室内完成，

监控系统的界面主要完成人机交互的功能。因此，操作人员应能在中央控制室监控到结构物持荷过程的各种参数，并对控制过程实时调整，达到动态优化的目的。

6.3.13 轴力伺服系统拆除应遵循先卸载后拆除的原则，确保拆除安全。

6.3.14 加载封桩是“全过程持荷”阶段的后续工序，在确保每一支桩的加载值符合设计要求下进行封桩，维持地基基础在“全过程伺服控沉”下的受力工况。桩持荷转换施工包括桩头切割（截凿）、找平、安装加载墩并统一调节加载值、桩孔二次浇筑封固等。

鉴于转换施工势必涉及到放松部分持荷桩，从而发生新的荷载重分布和附加沉降，若控制不当易产生较大的不均匀的附加沉降，因而必须高度重视。为保证每一根桩的加载值符合设计要求，加载墩安装全部完成时应重新调整各桩的加载力值和建（构）筑物的沉降和倾斜值，达到设计预定目标时方可浇筑封桩。

7 监 测

7.1 一般规定

7.1.1 对于实施变形主动控制的基坑工程，本条仅列出了支护结构和实施沉降主动控制的周边建（构）筑物的监测要求。对于基坑周边地表沉降、深层土体位移、坑底隆起、地下水位、土压力、孔隙水压力等以及基坑周边环境的监测要求，则应按现行国家标准《建筑基坑工程监测技术标准》GB 50497 和浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T 1266 的相关规定执行，本规程未作另行规定。

7.1.2 对于实施变形主动控制的基坑工程，基坑周边环境往往较为复杂，需要严格控制支护结构变形，因此规定基坑工程的监测等级不应低于二级。关于监测等级的划分，可按浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T 1266 确定。

7.1.3 由于轴力伺服系统对于监测数据实时性要求较高，监测宜采用自动化监测技术实时获取数据。自动化监测数据应采用传统监测方法定期复核。同一监测项目采用两种方法，监测结果可相互佐证，保证自动化监测数据的准确有效。

7.2 监测内容

7.2.1 本条针对实施变形主动控制的基坑工程，仅列出了支护结构的监测内容要求，包括围护墙的内力和侧向位移、内支撑结构的内力和变形、立柱内力及位移等。除支护结构监测以外，如基坑周边地表沉降、深层土体位移、坑底隆起、地下水位、土压力、孔隙水压力以及基坑周边环境等的监测项目，应符合浙江省

标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T 1266 的相关规定。

7.2.2 本条列举了实施沉降主动控制的基坑周边建（构）筑物的监测项目，包括房屋倾斜、基础沉降和水平位移的监测，基础和上部结构构件的裂缝巡查和裂缝形态、长度和裂缝宽度的监测，基础和上部结构典型构件的内力和变形监测，持荷桩的桩顶轴力和桩顶沉降、基础以下的地基土的沉降和是否脱空以及脱空高度的监测等。关于基坑周边建（构）筑物的风险等级的划分，可参见浙江省标准《城市地下工程施工和运行监测技术规程》DB33/T 1266。

7.2.3 基坑工程施工期间的各种变化具有时效性和突发性，加强现场巡视检查是预防工程事故非常简便、经济而又有效的方法。基坑工程施工期间，应由有经验的监测人员每天对支护结构和周边环境进行巡视检查。本条针对实施变形主动控制的支护结构和实施沉降主动控制的周边建（构）筑物，列出了现场巡视检查的主要内容，监测单位在具体工程中可根据监测对象进行相关项目的巡视，也可以补充新的巡视内容。

7.3 测点布置

7.3.7 为反映被监测对象竖向位移和水平位移的特征和便于分析，监测点应布置在建（构）筑物竖向位移和水平位移差异较大的地方。当不便使用几何水准测量方法时，可以采用静力水准测量、高精度全站仪（测量机器人）自动监测系统进行测量，监测点的布置应满足所采用测量方法的相关规范要求。

7.3.8 建（构）筑物顶部的监测点标志宜采用固定的觇牌和棱镜，墙体或柱上监测点标志可采用埋入式照准标志或粘贴反射片标志。当建（构）筑物上监测点数量较多时，可采用激光扫描测量或近景摄影测量方法进行监测。

7.3.9 对需要监测的裂缝应统一编号，每次监测时，应绘出裂

缝的位置、形态和尺寸，注明监测日期，并拍摄裂缝照片。裂缝监测标志应便于测量，长期监测时，可采用镶嵌或埋入墙面的金属标志、金属杆标志或楔形板标志。短期监测时，可采用油漆平行线标志或用建筑胶粘贴的金属片标志。当需要测出裂缝纵、横向变化值时，可采用坐标方格网板标志。

7.4 监测频次

7.4.2 基坑工程处在不同的施工阶段，监测频次应有所区别，如土方开挖至基底标高，而基础底板尚未浇筑完成的这一阶段，基坑处于风险相对最高的工况，此阶段监测频次应相应增加；基础底板浇筑完成后，基坑相对处于有利的工况，此阶段监测频次可适当降低；而对于支撑伺服轴力加载和卸载阶段，监测频次应大大提高，以获得更连续的实时监测数据。对于本条给出了基坑工程仪器监测频次的参考值，适用于一般情况，表中的监测频次是在总结大量已建基坑工程施工监测经验基础上提出来的，同时又考虑了基坑工程施工监测等级和不同施工阶段的不同要求。

7.4.3 监测值相对稳定时可采取定时监测，当出现异常现象和数据，或临近报警状态应提高监测频次甚至进行实时监测。表 7.4.3 给出的监测频次参考值，适用于监测数据稳定的一般情况，当监测数据变化较大、数据异常或出现事故征兆的情况下，应根据具体情况及时增加监测频次。对于实施自动化监测的监测内容，一般情况下自动化采集的频次可以设置很高，这些监测内容的监测频次可以较表 7.4.3 给出的监测频次参考值大大提高，以获得更连续的实时监测数据。

7.5 监测报警

7.5.1 监测数据的累计变化量是判断监测对象是否处于危险状态的重要依据，变化速率是判断监测对象是否处于异常状态的重要依据，变化速率过大往往是城市地下工程周边环境发生事故的

先兆。因此，监测警戒值应由监测项目的累计变化量和变化速率共同控制，当监测数据超过其中之一时，应进行报警。

7.5.2 合理确定基坑工程施工监测警戒值是十分困难的。表 7.5.2 给出的监测警戒值，是在分析和总结浙江地区已有基坑工程施工监测数据基础上提出来的一个参考范围。基坑工程设计方在确定监测警戒值时，尚应根据支护结构类型、实施主动控制的变形控制值、地质条件、周边环境条件和工程所在地的地区经验等进行综合分析和调整。

7.5.3 建（构）筑物的监测警戒值的确定需综合考虑多种因素，包括建（构）筑物建造年代、基础形式和结构形式和现状、用途、重要性等级、离基坑的距离等。对于实施沉降主动控制的建（构）筑物，监测警戒值主要应根据设定的基础沉降或差异沉降控制目标值确定。当由基坑工程施工引起的绝对沉降量或差异沉降量接近设定的沉降主动控制目标值（达到设定值的 90%），或持荷桩的桩顶轴力和沉降、地基土沉降及脱空区范围、基础和上部结构内力等超过设计计算值时，应进行报警。另外，当因基坑施工引起的建（构）筑物整体倾斜率超过 2‰且连续 3 天大于 0.0001/d、基础和上部结构构件的裂缝宽度达到 0.3mm~0.5mm 且持续发展时，也应及时报警，分析原因并采取必要的措施。