

第29章 基坑监测与信息化施工

29.1 概述

众所周知，基坑工程是一门实践性很强的学科。由于岩土体性质的复杂多变性及各种计算模型的局限性，很多基坑工程的理论计算结果与实测数据往往有较大差异。鉴于上述情况，在工程设计阶段就准确无误地预测基坑支护结构和周围土体在施工过程中的变化是不现实的，施工过程中如果出现异常，且这种变化又没有及时发现并任其发展，后果将不堪设想。据统计多起国内外重大基坑工程事故在发生前监测数据都有不同程度的异常反映，但均未得到充分重视而导致了严重的后果。

近年来，基坑工程信息化施工受到了越来越广泛的重视。为保证工程安全顺利地进行，在基坑开挖及结构构筑期间开展严密的施工监测是很有必要的，因为监测数据可以称为工程的“体温表”，不论是安全还是隐患状态都会在数据上有所反映。从某种意义上施工监测也可以说是一次1:1的岩土工程原型试验，所取得的数据是基坑支护结构和周围地层在施工过程中的真实反映，是各种复杂因素影响下的综合体现。与其它客观实物一样，基坑工程在空间上是三维的，在时间上是发展的，缺少现场实测和数据分析，对于认识和把握其客观规律几乎是不可能的。

值得一提的是，近年来我国各城市地区相继编写并颁布实施了各种基坑设计、施工规范和标准，其中都特别强调了基坑监测与信息化施工的重要性，甚至有些城市专门颁布了基坑工程监测规范，如《上海市基坑工程施工监测规程》等。国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》也于近期颁布，其中明确规定“开挖深度超过5m、或开挖深度未超过5m但现场地质情况和周围环境较复杂的基坑工程均应实施基坑工程监测”。经过多年的努力，我国大部分地区开展的城市基坑工程监测工作，已经不仅仅成为各建设主管部门的强制性指令，同时也成为工程参建各方诸如建设、施工、监理和设计等单位自觉执行的一项重要工作。

如前所述，近年来我国基坑工程监测技术取得了迅速的发展，受重视程度也得到了充分的提高，但与工程实际要求相比还存在较大的差距，问题主要表现在以下几个方面：

1、现场数据分析水平有待提高

现场监测目的是及时掌握基坑支护结构和相邻环境的变形和受力特征，并预测下一步发展趋势。但由于现场监测人员水平的参差不齐以及对实测数据的敏感性差异，往往使基坑监测工作事倍功半。目前大部分现场监测的模式停留在“测点埋设—数据测试—数据简单处理—提交数据报表”阶段，监测人员很少对所测得的数据及其变化规律进行分析，更谈不上预测下一步发展趋势及指导施工。

与大型水电工程相比，一般城市基坑工程由于施工持续时间相对较短、投资规模相对较小，设计人员很少常驻现场。由于现场监测人员更熟悉整个工程施工和监测情况，现实要求监测人员也要具有一定的计算分析水平，充分了解设计意图，并能够根据实测结果及时提出设计修改和施工方案调整意见，这就对监测人员提出了更高的素质要求，而目前国内大多数监测人员还达不到这样的水平。

现场监测是岩土工程学科一个非常重要的组成部分，是联系设计和施工的纽带，是信息化施工得以实施的关键环节，也是多学科、多专业的交叉点。从事基坑监测工作需要掌握工程测量、土力学、基坑施工、工程地质与水文地质、概率统计、数据库、软件编程等相关的知识；所以需要广大监测人员付出更多的辛勤劳动，努力提高自身水平，才能把基坑监测工作做得更深入、更有效、更务实。

2、现场监测数据的可靠性和真实性的问题

在实际基坑监测过程中,数据的可靠性和真实性是我国基坑工程界目前面临的一个非常严肃的问题。某种意义上来说“失真”的监测数据非但不会起到指导施工的作用,甚至会“误导”施工起到相反的效果。例如某基坑周边道路已经明显开裂,现场监测数据反映路面沉降尚不到1cm,由于数据误导,各方麻痹大意,最终导致该工程发生严重事故,事后调查该现场监测工作极不正规,甚至存在篡改、乱编数据现象。据笔者的实际监测经验,基坑监测的误差主要来源于以下两个方面:

一是现场监测设备和测试元件是否满足实际工程监测的精度、稳定性和耐久性要求。目前有些国内的传感器和测量仪器难以满足实际工程的精度和稳定性要求,有些测试数据的精度距实际工程需求竟然相差1~2个数量级,误差本身已经超过了实测数据变化量;国外虽有较高精度的元件,但是价格昂贵,不适应我国国情。同时基坑施工现场条件一般都比较恶劣,大部分监测设备和传感器都要经受施工周期内的风吹日晒和尘土影响,仪器设备的磨损和破坏也是必不可少的现象。另外工程现场条件,尤其是城市基坑现场施工场地往往十分狭小,可供监测使用的场地就更有限,测点和基准点遭受破坏的现象也屡见不鲜。所以在基坑监测过程中应该尽量采用经过鉴定的、满足精度的、性能稳定后的仪器,监测过程中应定期校正和标定,注意对测点的保护,以满足保证施工安全的基本要求。

二是现场数据采集和处理过程是否满足监测技术要求。在实际监测过程中,由于监测项目多、监测工作量大、监测人员的个体差异,在监测点埋设、数据采集和数据处理过程中会出现各种误差;在监测成果的整理上,目前多数监测单位忽视了数据的可靠性检验和分析,导致实测数据“真假并存”。所以应由具有丰富现场监测工作经验的技术人员主持监测设计和施工工作,增加监测数据的检验程序;对于各项监测成果,必须首先进行统计检验或者稳定性分析,评价其精度和可靠程度。只有可靠的数据才能进入报表,指导设计和施工。

3、监测数据警戒值标准的问题

设定基坑监测警戒值的目的是及时掌握基坑支护结构和周围环境的安全状态,对可能出现的险情和事故提出警报。但目前对于基坑警戒值暨控制值的确定还缺乏系统的研究,大多数还是依赖经验,而且各地区差异较大,很难形成量化指标;即使形成量化指标也很难实际操作。例如,在现场监测过程中,有时候会发现即使在基坑规程允许范围内的支护结构变形也会引起相邻建筑物、道路和地下管网等设施的破坏;而有时候,基坑支护结构变形相当大,远远超过报警值,周围相邻建筑物、道路和地下管网却安然无恙;这些都是值得探讨的问题。

由于目前基坑工程监测的警戒值设置存在不合理现象,很多现场监测人员发现实测数据超过警戒值后,很少分析是否真的存在隐患或者数据下一步发展趋势,而是盖上红章以示报警了事。这样的后果导致报警次数增多而未发生险情,产生麻痹思想,反而忽视真正险情而错过了最佳抢险时机导致事故发生,即“狼来了”现象。所以基坑工程警戒值的合理性值得探讨,如何提出一套合理有效的报警体系成为基坑工程师关注的热点问题。

4、监测数据的利用率和经验积累的问题

现场监测除了作为确保实际施工安全可靠的有效手段外,对于验证原设计方案或局部调整施工参数、积累数据、总结经验、改进和提高原设计水平具有相当的实际指导意义。但目前我国有关各基坑工程监测项目资料的汇总和总结尚无统一规划和系统收集,建立地区性的数据网络和成果汇集,对于资源共享、提高水平将有着不可估量的积极作用。

综上所述,针对目前基坑监测工作中存在的种种问题,本章将在简单介绍监测基本情况的基础上,重点对监测方法、各监测项目的数据特征、数据与工况的结合、警戒值的确定方法等各方比较关注的内容进行探讨,最后结合工程案例介绍一下基坑工程信息化施工的具体过程。

29.2 基坑工程监测概况

基坑工程施工前，应由建设方委托具备相应资质的第三方监测单位对基坑工程实施现场监测。监测单位应编制监测方案，监测方案须经建设方、设计方、监理方等认可，必要时还需与基坑周边环境涉及的有关管理单位协商一致后方可实施。下面介绍基坑工程监测的一些基本概况：

29.2.1 监测目的

基坑工程监测的主要目的是：

- (1) 使参建各方能够完全客观真实地把握工程质量，掌握工程各部分的关键性指标，确保工程安全；
- (2) 在施工过程中通过实测数据检验工程设计所采取的各种假设和参数的正确性，及时改进施工技术或调整设计参数以取得良好的工程效果；
- (3) 对可能发生危及基坑工程本体和周围环境安全的隐患进行及时、准确的预报，确保基坑结构和相邻环境的安全；
- (4) 积累工程经验，为提高基坑工程的设计和施工整体水平提供基础数据支持。

29.2.2 监测原则

基坑工程监测是一项涉及多门学科的工作，其技术要求较高，基本原则如下：

- (1) 监测数据必须是可靠真实的，数据的可靠性由测试元件安装或埋设的可靠性、监测仪器的精度以及监测人员的素质来保证。监测数据真实性要求所有数据必须以原始记录为依据，任何人不得篡改、删除原始记录；
- (2) 监测数据必须是及时的，监测数据需在现场及时计算处理，发现问题可及时复测，做到当天测、当天反馈；
- (3) 埋设于土层或结构中的监测元件应尽量减少对结构正常受力的影响，埋设监测元件时应注意与岩土介质的匹配；
- (4) 对所有监测项目，应按照工程具体情况预先设定预警值和报警制度，预警体系包括变形或内力累积值及其变化速率；
- (5) 监测应整理完整监测记录表、数据报表、形象的图表和曲线，监测结束后整理出监测报告。

29.2.3 监测方案

监测方案根据不同需要会有不同内容，一般包括工程概况、工程设计要点、地质条件、周边环境概况、监测目的、编制依据、监测项目、测点布置、监测人员配置、监测方法及精度、数据整理方法、监测频率、报警值、主要仪器设备、拟提供的监测成果以及监测结果反馈制度、费用预算等。

29.2.4 监测项目

基坑监测的内容分为两大部分，即基坑本体监测和相邻环境监测。基坑本体中包括围护桩墙、支撑、锚杆、土钉、坑内立柱、坑内土层、地下水等；相邻环境中包括周围地层、地下管线、相邻建筑物、相邻道路等。基坑工程的监测项目应与基坑工程设计、施工方案相匹配。应针对监测对象的关键部位，做到重点观测、项目配套并形成有效的、完整的监测系统。

根据国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》，基坑工程监测项目应根据表 29.1 进行选择。

表 29.1 建筑基坑工程仪器监测项目表(《建筑基坑工程监测技术规范》)

基坑类别		一级	二级	三级
		应测	应测	应测
监测项目				
围护墙（边坡）顶部水平位移		应测	应测	应测
围护墙（边坡）顶部竖向位移		应测	应测	应测
深层水平位移		应测	应测	宜测
立柱竖向位移		应测	宜测	宜测
围护墙内力		宜测	可测	可测
支撑内力		应测	宜测	可测
立柱内力		可测	可测	可测
锚杆内力		应测	宜测	可测
土钉内力		宜测	可测	可测
坑底隆起（回弹）		宜测	可测	可测
围护墙侧向土压力		宜测	可测	可测
孔隙水压力		宜测	可测	可测
地下水位		应测	应测	应测
土体分层竖向位移		宜测	可测	可测
周边地表竖向位移		应测	应测	宜测
周边建筑	竖向位移	应测	应测	应测
	倾斜	应测	宜测	可测
	水平位移	应测	宜测	可测
周边建筑、地表裂缝		应测	应测	应测
周边管线变形		应测	应测	应测
注：基坑类别的划分按照现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202-2002 执行。				

29.2.4 监测频率

基坑工程监测频率的确定应满足能系统反映监测对象所测项目的重要变化过程而又不遗漏其变化时刻的要求。监测工作应从基坑工程施工前开始，直至地下工程完成为止，贯穿于基坑工程和地下工程施工全过程。对有特殊要求的基坑周边环境的监测应根据需要延续至变形趋于稳定后结束。

基坑工程的监测频率不是一成不变的，应根据基坑开挖及地下工程的施工进度、施工工况以及其他外部环境影响因素的变化及时地做出调整。一般在基坑开挖期间，地基土处于卸荷阶段，支护体系处于逐渐加荷状态，应适当加密监测；当基坑开挖完后一段时间，监测值相对稳定时，可适当降低监测频率。当出现异常现象和数据，或临近报警状态时，应提高监测频率甚至连续监测。监测项目的监测频率应综合基坑类别、基坑及地下工程的不同施工阶段以及周边环境、自然条件的变化和当地经验而确定。对于应测项目，在无数据异常和事故征兆的情况下，开挖后现场仪器监测频率可按表 29.2 确定。

表 29.2 现场仪器监测的监测频率(《建筑基坑工程监测技术规范》)

基坑类别	施工进度		基坑设计深度 (m)			
			≤5	5~10	10~15	>15
一级	开挖深度 (m)	≤5	1次/1d	1次/2d	1次/2d	1次/2d
		5~10		1次/1d	1次/1d	1次/1d
		>10			2次/1d	2次/1d
	底板浇筑后时间 (d)	≤7	1次/1d	1次/1d	2次/1d	2次/1d
		7~14	1次/3d	1次/2d	1次/1d	1次/1d
		14~28	1次/5d	1次/3d	1次/2d	1次/1d
		>28	1次/7d	1次/5d	1次/3d	1次/3d
二级	开挖深度 (m)	≤5	1次/2d	1次/2d		
		5~10		1次/1d		
	底板浇筑后时间 (d)	≤7	1次/2d	1次/2d		
		7~14	1次/3d	1次/3d		
		14~28	1次/7d	1次/5d		
		>28	1次/10d	1次/10d		

- 注：1 有支撑的支护结构各道支撑开始拆除到拆除完成后 3d 内监测频率应为 1 次/1d；
 2 基坑工程施工至开挖前的监测频率视具体情况确定；
 3 当基坑类别为三级时，监测频率可视具体情况适当降低；
 4 宜测、可测项目的仪器监测频率可视具体情况适当降低。

29.2.5 监测步骤

监测单位工作的程序，应按下列步骤进行：

- 1.接受委托；
- 2.现场踏勘，收集资料；
- 3.制定监测方案，并报委托方及相关单位认可；
- 4.展开前期准备工作，设置监测点、校验设备、仪器；
- 5.设备、仪器、元件和监测点验收；
- 6.现场监测；
- 7.监测数据的计算、整理、分析及信息反馈；
- 8.提交阶段性监测结果和报告；
- 9.现场监测工作结束后，提交完整的监测资料。

29.3 监测方法及数据分析

29.3.1 墙顶位移（桩顶位移、坡顶位移）

墙顶水平位移和竖向位移是基坑工程中最直接的监测内容,通过监测墙顶位移,对反馈施工工序,并决定是否采用辅助措施以确保支护结构和周围环境安全具有重要意义。同时墙顶位移也是墙体测斜数据计算的起始依据。

对于围护墙顶水平位移,测特定方向上时可采用视准线法、小角度法、投点法等;测定监测点任意方向的水平位移时,可视监测点的分布情况,采用前方交会法、后方交会法、极坐标法等;当测点与基准点无法通视或距离较远时,可采用 GPS 测量法或三角、三边、边角测量与基准线法相结合的综合测量方法。墙顶竖向位移监测可采用几何水准或液体静力水准等方法,各监测点与水准基准点或工作基点应组成闭合环路或附合水准路线。

墙顶位移监测基准点的埋设应符合国家现行标准《建筑变形测量规范》JGJ8 的有关规定，设置有强制对中的观测墩，并采用精密的光学对中装置，对中误差不大于 0.5mm。观测点应设置在基坑边坡混凝土护顶或围护墙顶（冠梁）上，安装时采用铆钉枪打入铝钉，或钻孔埋深膨胀螺丝，涂上红漆作为标记，有利于观测点的保护和提高观测精度。

墙顶位移监测点应沿基坑周边布置，监测点水平间距不宜大于 20m。一般基坑每边的中部、阳角处变形较大，所以中部、阳角处宜设测点。为便于监测，水平位移观测点宜同时作为垂直位移的观测点。

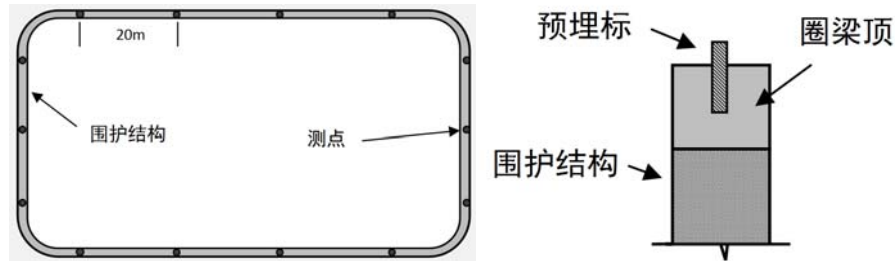


图 29.1 墙顶位移点的布置

一般的墙顶位移曲线如图 29.2 所示，在架设支撑或锚杆之前，位移变化较快，在结构底板浇筑之后，位移趋于稳定。支护结构顶部发生水平位移过大时(如图 29.3)，主要是由于超挖和支撑不及时导致的，严重者将导致支护结构顶部位移过大，坑外地表数十米范围将会开裂，影响周围环境的安全。

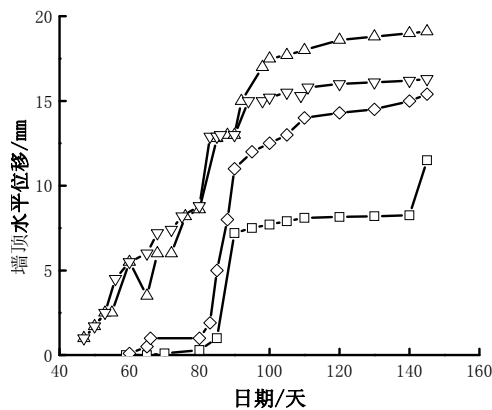


图 29.2 正常墙顶位移曲线

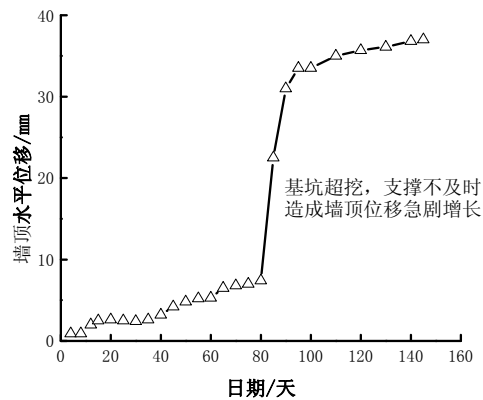


图 29.3 超挖情况下墙顶位移曲线

29.3.2 围护（土体）水平位移

围护桩墙或周围土体深层水平位移的监测是确定基坑围护体系变形和受力的最重要的观测手段，通常采用测斜手段进行观测。

测斜的工作原理是利用重力摆锤始终保持铅直方向的性质，测得仪器中轴线与摆锤垂直线的倾角，倾角的变化导致电信号变化，经转化输出并在仪器上显示，从而可以知道被测构筑物位移变化值（如图 29.4）。实际量测时，将测斜仪插入测斜管内，并沿管内导槽缓慢下滑，按取定的间距 L 逐段测定各位置处管道与铅直线的相对倾角，假设桩墙（土体）与测斜管挠曲协调，就能得到被测体的深层水平位移，只要配备足够多的量测点（通常间隔 0.5m），所绘制的曲线几乎是连续光滑的。

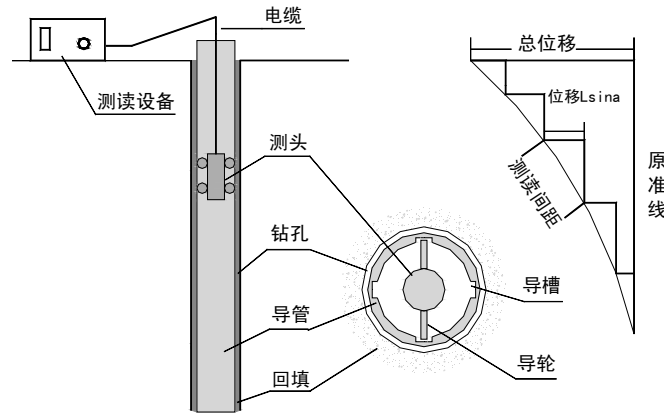


图 29.4 测斜原理图

测斜管埋设方式主要有钻孔埋设、绑扎埋设两种,如图所示(29.5)。一般测围护桩墙挠曲时采用绑扎埋设和预制埋设,测土体深层位移时采用钻孔埋设。

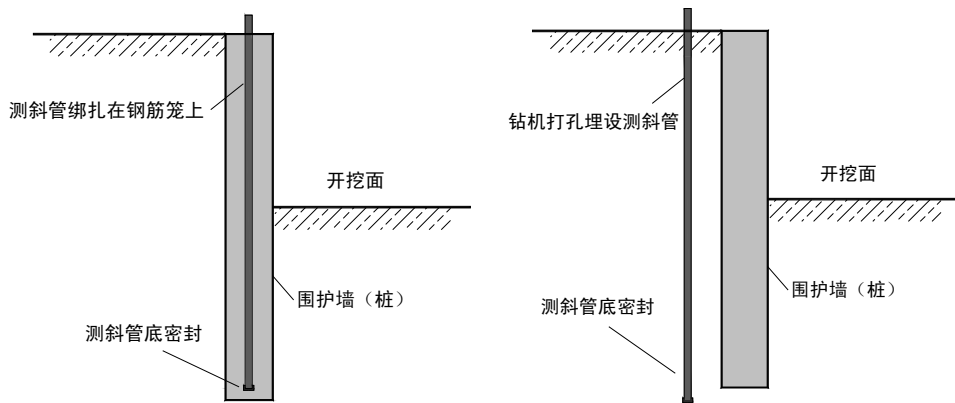


图 29.5 测斜管埋设示意图

测斜监测点一般布置在基坑平面上挠曲计算值最大的位置,监测点水平间距为 20m~50m,每边监测点数目不应少于 1 个。为了真实地反映围护墙的挠曲状况和地层位移情况,应保证测斜管的埋设深度:设置在围护墙内的测斜管深度不宜小于围护墙的入土深度;设置在土体内的测斜管深度不宜小于基坑开挖深度的 1.5 倍,并大于围护墙入土深度。

图 29.5 是典型的内支撑测斜监测曲线,对于多道内支撑体系的基坑支护结构而言,正常的测斜曲线有如下特点:发生测斜最大的深度随着开挖加深逐步下移(一般呈大肚状);已加支撑处的变形小;开挖时变形速率增大,有支撑时,侧向变形速率小或测斜保持稳定不变;支护结构的顶部可能会向坑外侧移动。

图 29.6 和图 29.7 为某复合土钉墙和桩锚的测斜曲线,与内支撑支护的曲线不同,在基坑土方开挖及结构施工中,最大位移点一般在桩顶,最小点在桩底,呈悬臂式曲线特征;桩身位移沿深度方向呈现近似线性变化。还可以看出,在基坑浅部土方开挖过程中,桩的测斜位移较小,及时锁定锚杆可较好控制位移;在深部土方开挖过程中,桩的测斜位移逐渐增大,及时对锚杆施加预应力并有效锁定,可以控制位移的发展速率。

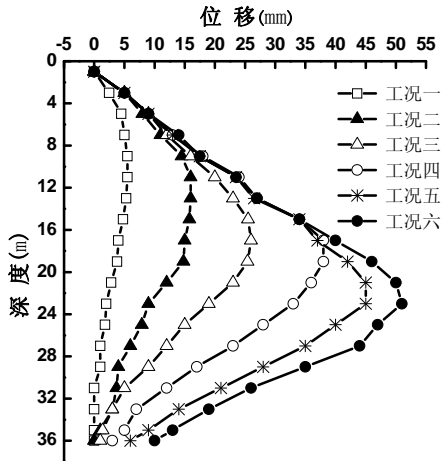


图 29.5 典型内支撑测斜曲线

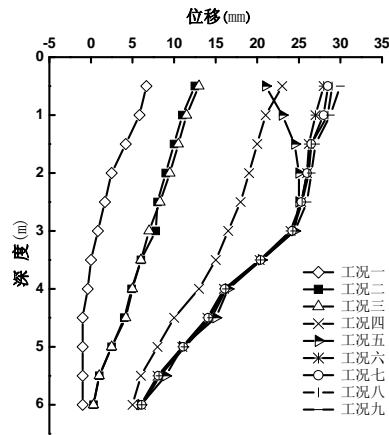


图 29.6 典型土钉墙测斜曲线

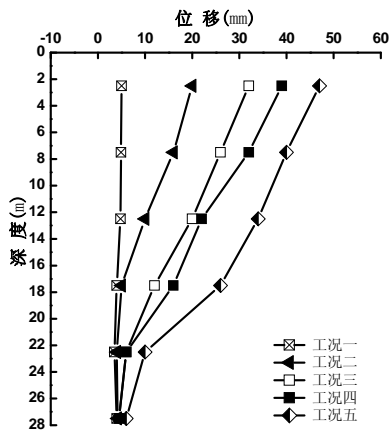


图 29.7 典型桩锚支护测斜曲线

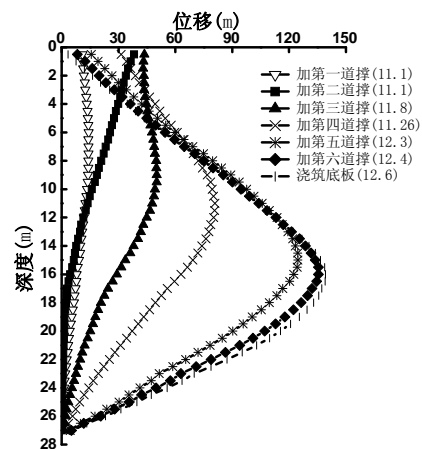


图 29.8 测斜管顶向坑外移动曲线

值得一提的是，测斜变形计算时需确定固定起算点，起算点位置的设定分管底和管顶两种情况。对于无支撑的自立式围护结构，一般入土深度较大，若侧斜管埋设到底，则可将管底作为基准点，由下而上累计计算某一深度的变形值，直至管顶。对于单支撑或多支撑的围护结构，在进行支撑施做（或未达到设计强度）前的挖土时，围护结构的变形类似于自立式围护，仍可将管底作为基准点。当顶层支撑施做后，情况就发生了变化，此时管顶变形受到了限制，而原先作为基准点的管底随开挖深度的加大，将发生变形，因而应将基准点转至管顶，由上而下累计某一深度的变形值，直至开挖结束。按此方法测得的围护结构的挠曲曲线在开挖标高附近出现峰值，图 29.8 既是该类典型曲线。不论基准点设在管顶或管底，计算累计变形值，总可以向基坑侧变形为正，反之为负。

29.3.3 立柱竖向位移

在软土地区或对周围环境要求比较高的基坑大部分采用内支撑，支撑跨度较大时，一般都架设立柱桩。立柱的竖向位移（沉降或隆起）对支撑轴力的影响很大，有工程实践表明，立柱竖向位移 2cm~3cm，支撑轴力会变化约 1 倍。因为立柱竖向位移的不均匀会引起支撑体系各点在垂直面上与平面上的差异位移，最终引起支撑产生较大的次应力（这部分力在支撑结构设计时一般没有考虑）。若立柱间或立柱与围护墙间有较大的沉降差，就会导致支撑体系偏心受压甚至失稳，从而引发工程事故。所以立柱竖向位移的监测特别重要。因此对于支撑体系应加强立柱的位移监测。

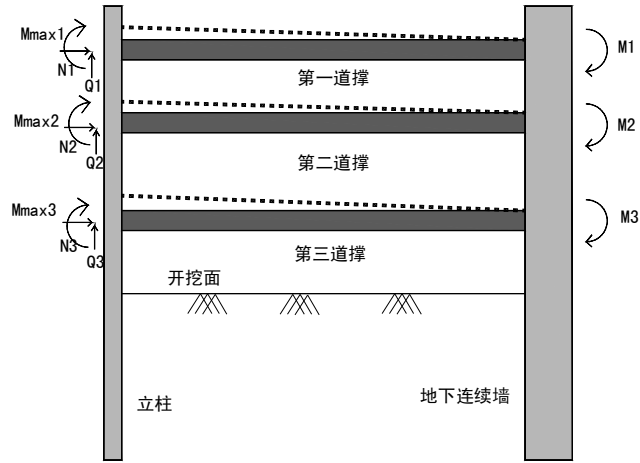


图 29.7 立柱竖向位移危害示意图

立柱监测点应布置在立柱受力、变形较大和容易发生差异沉降的部位，例如基坑中部、多根支撑交汇处、地质条件复杂处。逆作法施工时，承担上部结构的立柱应加强监测。立柱监测点不应少于立柱总根数的 5%，逆作法施工的基坑不应少于 10%，且均不应少于 3 根。

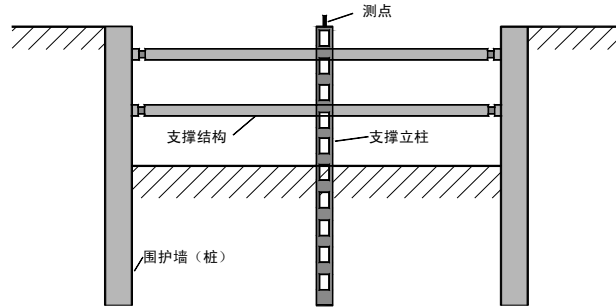


图 29.8 立柱监测示意图

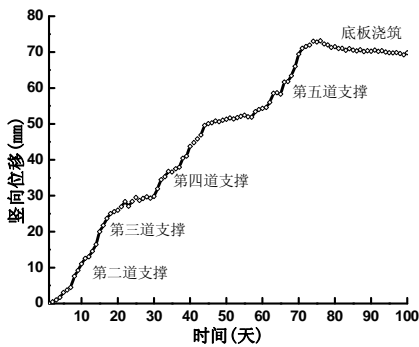


图 29.9 某钢支撑基坑立柱隆起曲线

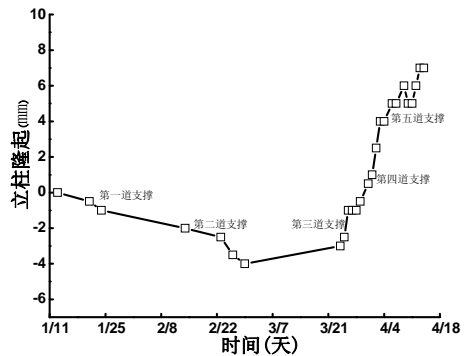


图 29.10 某混凝土支撑基坑立柱隆起曲线

对近年来基坑内立柱竖向位移曲线进行了分析，选取了有代表性的两组曲线。图 29.9 为钢支撑支护的基坑内立柱竖向位移曲线，从图中可以看出开挖过程中，立柱一直呈上升趋势，并在浇筑垫层底板时达到最大值，最大隆起量近 8cm，在地下结构施工的初期隆起值略有回落，最终稳定于某固定值。图 29.10 为某混凝土支撑基坑立柱隆起曲线，在开挖浅层土时，立柱呈沉降趋势，且变化比较平缓，在基坑开始进行第四层土开挖以后，立柱呈隆起趋势，随着第五层土方开挖到支撑标高，立柱隆起增大趋势加剧，在垫层浇筑完成后略有回落，

但钢筋绑扎期间再次快速隆起，并在浇筑底板时达到最大值。

在影响立柱竖向位移的所有因素中，基坑坑底隆起与竖向荷载是最主要的两个方面。基坑内土方开挖的直接作用引起土层的隆起变形，坑底隆起引起立柱桩的上浮；而竖向荷载主要引起立柱桩的下沉。有时设计虽已考虑竖向荷载的作用，但立柱桩仍有向上位移，原因是施工过程中基坑的情况比较复杂，所采用的竖向荷载值及地质土层情况的实际变异性较大。当基坑开挖后，坑底应力释放，坑内土体回弹，桩身上部承受向上的摩擦力作用，立柱桩被抬升；而基坑深层土体阻止桩的上抬，对桩产生向下的摩阻力阻止桩上抬。桩的上抬也促使桩端土体应力释放，桩端土体也产生隆起，桩也随之上抬，但上部结构的不断加荷以及变异性较大的施工荷载会引起立柱的沉降，可见立柱竖向位移的机理比较复杂。因此要通过数值计算预测立柱桩最终是抬升还是沉降都比较困难，至于定量计算最终位移就更加困难了，只能通过监测实时控制与调整。

为了减少立柱竖向位移带来的危害，建议使立柱与支撑之间以及支撑与基坑围护结构之间形成刚性较大的整体，共同协调不均匀变形；同时桩土界面的摩阻力会直接影响立柱桩的抬升，因此可通过降低立柱桩上部的摩阻力来减小基坑开挖对立柱桩抬升的影响。

29.3.4 围护结构内力

围护内力监测是防止基坑支护结构发生强度破坏的一种较为可靠的监控措施，可采用安装在结构内部或表面的应变计或应力计进行量测。采用钢筋混凝土材料制作的围护桩，其内力通常是通过测定构件受力钢筋的应力或混凝土的应变、然后根据钢筋与混凝土共同作用、变形协调条件反算得到，钢构件可采用轴力计或应变计等量测。内力监测值宜考虑温度变化等因素的影响。

图 29.11 为钢筋计量测围护结构的轴力、弯矩的安装示意图。量测弯矩时，结构一侧受拉，一侧受压，相应的钢筋计一只受拉，另一只受压；测轴力时，两只钢筋计均轴向受拉或受压。由标定的钢筋应变值得出应力值，再核算成整个混凝土结构所受的弯矩或轴力：

$$\text{弯矩: } M = \phi(\sigma_1 - \sigma_2) \times 10^{-5} = \frac{Ec}{Es} \times \frac{Ic}{d} \times (\sigma_1 - \sigma_2) \times 10^{-5} \quad (29-1)$$

$$\text{轴力: } N = K \times \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \times 10^{-3} = \frac{Ac}{As} \times \frac{Ec}{Es} \times K_1 \times \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \times 10^{-3} \quad (29-2)$$

式中： M 为弯矩 (t·m/m)；

N 为轴力 (t)；

σ_1 、 σ_2 为开挖面、背面钢筋计应力 (kg/cm²)；

Ic 为结构断面惯性矩 (cm⁴)；

d 为开挖面、背面钢筋计之间的中心距离 (cm)；

ε_1 、 ε_2 为上、下端钢筋计应变 ($\mu\varepsilon$)；

K_1 为钢筋计标定系数 (kg/ $\mu\varepsilon$)；

Ec 、 Ac 为混凝土结构的弹性模量 (kg/cm²)、断面面积 (cm²)；

Es 、 As 为钢筋计的弹性模量 (kg/cm²)、断面面积 (cm²)。

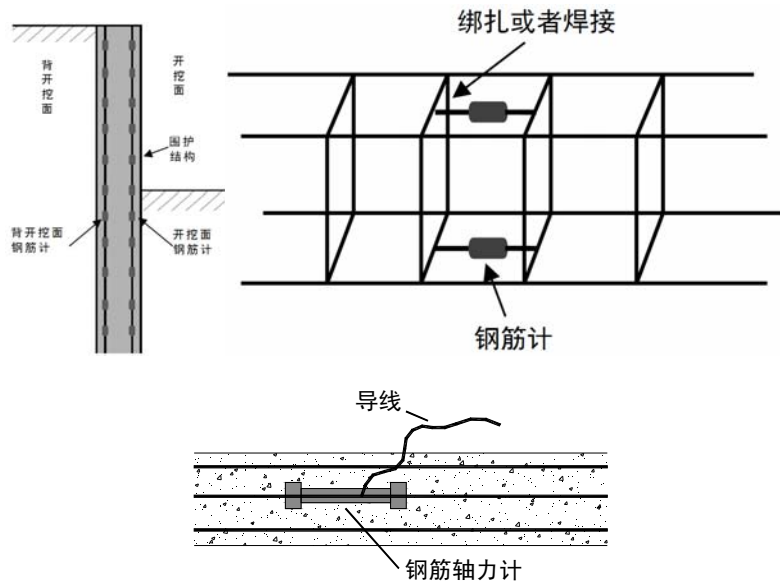


图 29.11 钢筋计量测围护结构弯矩安装示意图

围护墙内力监测点应考虑围护墙内力计算图形，布置在围护墙出现弯矩极值的部位，监测点数量和横向间距视具体情况而定。平面上宜选择在围护墙相邻两支撑的跨中部位、开挖深度较大以及地面堆载较大的部位；竖直方向（监测断面）上监测点宜布置支撑处和相邻两层支撑的中间部位，间距宜为 2m~4m。立柱的内力监测点宜布置在受力较大的立柱上，位置宜设在坑底以上各层立柱下部的 1/3 部位。

图 29.12 为是上海某深基坑开挖进行到 14.4m(完成第四道支撑后)、18.3m(完成第五道支撑后)、20.9m(完成第六道支撑后)、23m(垫层浇注后)四个工况下的地下连续墙侧向变形情况。图 29.13 为由布置在地下连续墙内钢筋上的应力计监测结果计算的各工况下的实际弯矩，从实测结果来看,围护结构内力无论从大小还是从分布形式与设计计算结果有较大的差距。因此在基坑施工过程中可以通过弯矩实测方法判断墙体的承载力发挥情况，防止基坑围护结构由于设计上的不合理而导致的地下连续墙体受弯破坏情况发生，及时做出补救措施，避免基坑失稳，减小损失。

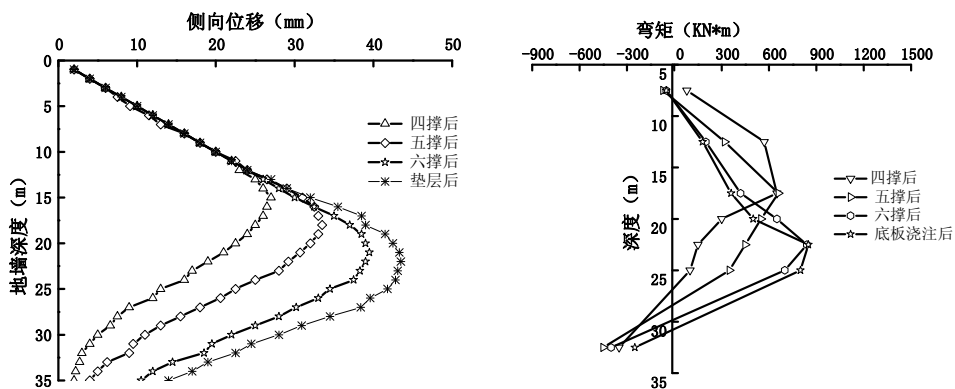


图 29.12 基坑地下连续墙测斜曲线 图 29.13 某基坑地下连续墙实测弯矩曲线

29.3.5 支撑轴力

基坑外侧的侧向水土压力由围护墙及支撑体系所承担，当实际支撑轴力与支撑在平衡状态下应能承担的轴力(设计计算轴力)不一致时，将可能引起围护体系失稳。支撑内力的监测

多根据支撑杆件采用的不同材料,选择不同的监测方法和监测传感器。对于混凝土支撑杆件,目前主要采用钢筋应力计或混凝土应变计(参见围护内力监测);对于钢支撑杆件,多采用轴力计(也称反力计)或表面应变计。

图是支撑轴力安装示意图,轴力布置应遵循以下原则:

- 1 监测点宜设置在支撑内力较大或在整个支撑系统中起控制作用的杆件上;
- 2 每层支撑的内力监测点不应少于3个,各层支撑的监测点位置宜在竖向保持一致;
- 3 钢支撑的监测截面宜选择在两支点间1/3部位或支撑的端头;混凝土支撑的监测截面宜选择在两支点间1/3部位,并避开节点位置;
- 4 每个监测点截面内传感器的设置数量及布置应满足不同传感器测试要求。

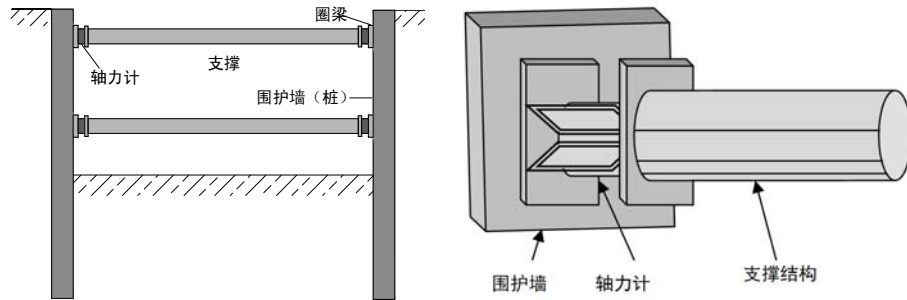


图 29.14 钢支撑轴力计安装方法

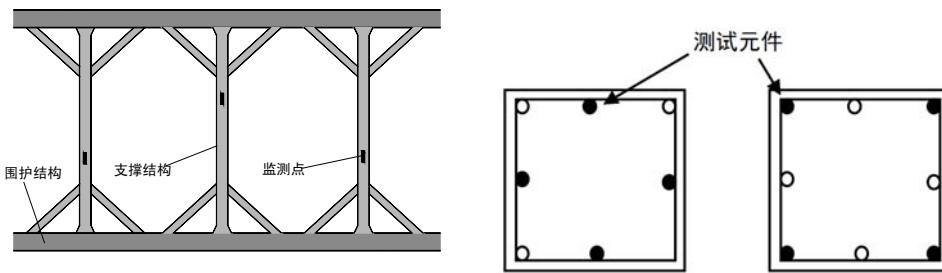


图 29.15 混凝土支撑轴力安装方法

值得一提的是,支撑的内力不仅与监测计放置的截面位置有关,而且与所监测截面内的监测计的布置有关。其监测结果通常以“轴力”(KN)的形式表达,即把支撑杆监测截面内的测点应力平均后与支撑杆截面的乘积。显然,这与结构力学的轴力概念有所不同,它反映的仅是所监测截面的平均应力。

实测的支撑轴力时程曲线在有些工程比较有规律,呈现在当前工况支撑下挖方,支撑轴力增大;后续工况架设的支撑下挖土,先行工况的支撑轴力发生适当调整,后续工况支撑的轴力增长这种恰当的规律(图 29.16)。

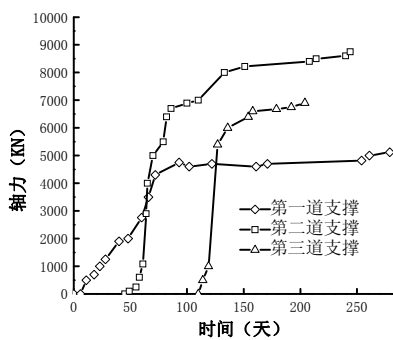


图 29.16 正常支撑轴力变化曲线

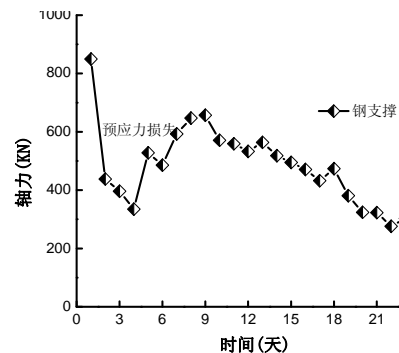


图 29.17 预应力损失的轴力变化曲线

但这仅是基坑开挖时支撑杆的一种受力形式。而在有些工程则出现挖方加深,支撑的实

测轴力不仅未增加,反而降低的异常现象;或者实测支撑轴力时程曲线跳跃波动很大的现象(图 29.17)。实测的“轴力”值有的超过理论计算值 2 倍以上、或远超过支撑杆的容许承载力,但基坑却安全可靠。而有的工程实测的“轴力”不到理论计算值的几分之一却出现围护墙位移过大引起周边环境破坏。显然,这与支撑连结节点和支撑杆所受的弯、剪应力等因素有关,亦与监测结果计算方法方面存在的问题有关。

支撑系统的受力极其复杂,支撑杆的截面弯矩方向可随开挖工况进行而改变,而一般现场布置的监测截面和监测点数量较少。因此,只依据实测的“支撑轴力”有时不易判别清楚支撑系统的真实受力情况,甚至会导致相反的判断结果。建议的方法是选择代表性的支撑杆,既监测其截面应力,又监测支撑杆在立柱处和内力监测截面处等若干点的竖向位移,使可以根据监测到的截面应力和竖向位移值由结构力学的方法对支撑系统的受力情况作出更加合理的综合判断。同时有必要对施工过程中围护墙、支撑杆及立柱之间耦合作用进行深入研究。

29.3.6 锚杆轴力(土钉内力)

锚杆及土钉内力监测的目的是掌握锚杆或土钉内力的变化,确认其工作性能。由于钢筋束内每根钢筋的初始拉紧程度不一样,所受的拉力与初始拉紧程度关系很大。应采取专用测力计、应力计或应变计应在锚杆或土钉预应力施加前安装并取得初始值。根据质量要求,锚杆或土钉锚固体未达到足够强度不得进行下一层土方的开挖,为此一般应保证锚固体有 3d 的养护时间后才允许下一层土方开挖,取下一层土方开挖前连续 2d 获得的稳定测试数据的平均值作为其初始值。

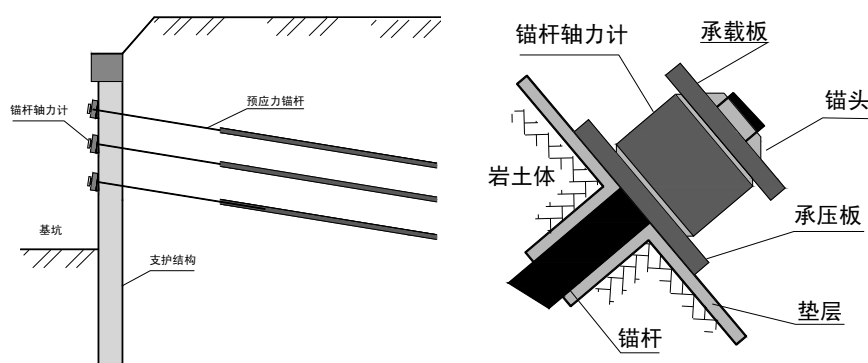


图 29.18 锚杆轴力安装示意图

锚杆或土钉的内力监测点应选择在受力较大且有代表性的位置,基坑每边中部、阳角处和地质条件复杂的区段宜布置监测点。每层锚杆的内力监测点数量应为该层锚杆总数的 1%~3%,并不应少于 3 根。各层监测点位置在竖向上宜保持一致。每根杆体上的测试点宜设置在锚头附近和受力有代表性的位置。

29.3.7 坑底隆起(回弹)

基坑隆起(回弹)监测点的埋设和施工过程中的保护比较困难,监测点不宜设置过多,以能够测出必要的基坑隆起(回弹)数据为原则,本条规定监测剖面数量不应少于 2 条,同一剖面上监测点数量不应少于 3 个,基坑中部宜设监测点,依据这些监测点绘出的隆起(回弹)断面图可以基本反映出坑底的变形变化规律。

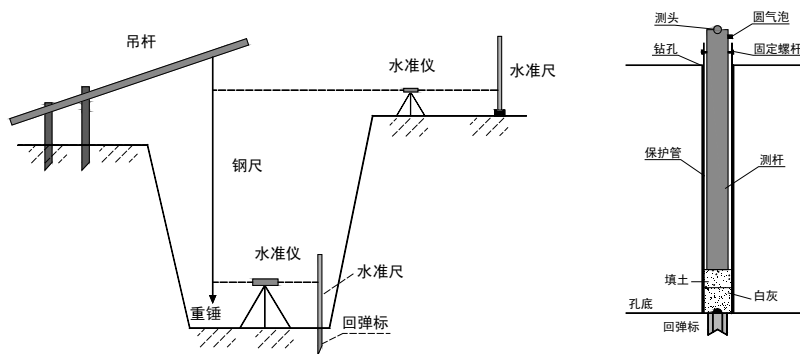


图 29.19 坑底隆起测量示意图

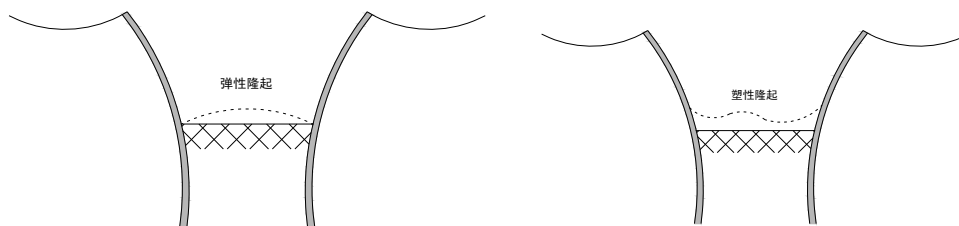


图 29.20 坑底隆起曲线

29.3.8 围护墙侧向土压力

侧向水土压力是直接作用在基坑支护体系上的荷载，是支护结构的设计依据，现场量测能够真实地反映各种因素对水土压力的综合影响，因此在工程界都很重视现场实测水土压力数据的收集和分析。

由于土压力计的结构形式和埋设部位不同，埋设方法很多，例如挂布法、顶入法、弹入法、插入法、钻孔法等。土压力计埋设在围护墙构筑期间或完成后均可进行。若在围护墙完成后进行，由于土压力计无法紧贴围护墙埋设，因而所测数据与围护墙上实际作用的土压力有一定差别。若土压力计埋设与围护墙构筑同期进行，则须解决好土压力计在围护墙迎土面上的安装问题。在水下浇筑混凝土过程中，要防止混凝土将面向土层的土压力计表面钢膜包裹，使其无法感应土压力作用，造成埋设失败。另外，还要保持土压力计的承压面与土的应力方向垂直。

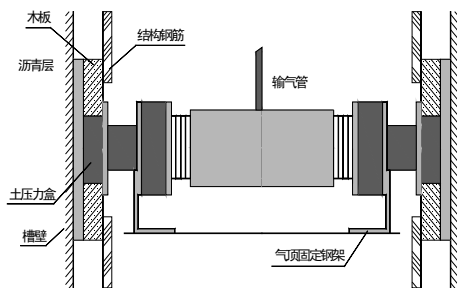


图 29.21 顶入法进行土压力传感器设置

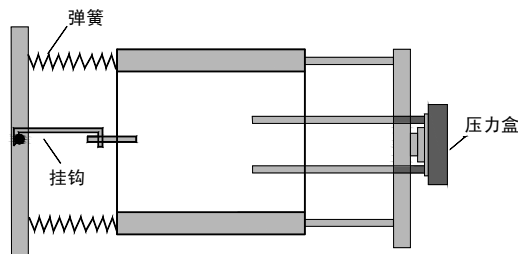


图 29.22 弹入法进行土压力传感器埋设装置

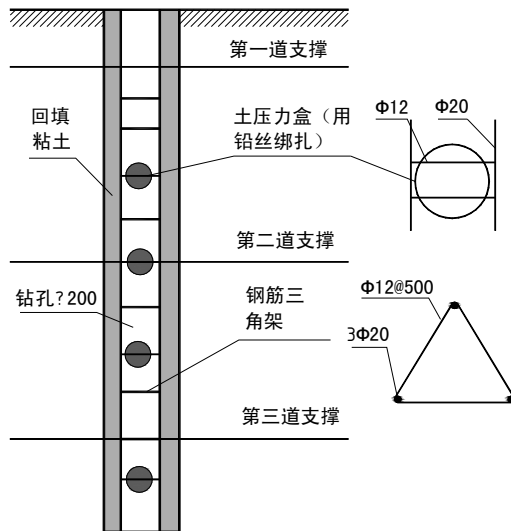


图 29.23 钻孔法进行土压力测量

围护墙侧向土压力监测点的布置应选择 in 受力、土质条件变化较大的部位，在平面上宜与深层水平位移监测点、围护墙内力监测点位置等匹配，这样监测数据之间可以相互验证，便于对监测项目的综合分析。在垂直方向（监测断面）上监测点应考虑土压力的计算图形、土层的分布以及与围护墙内力监测点位置的匹配。

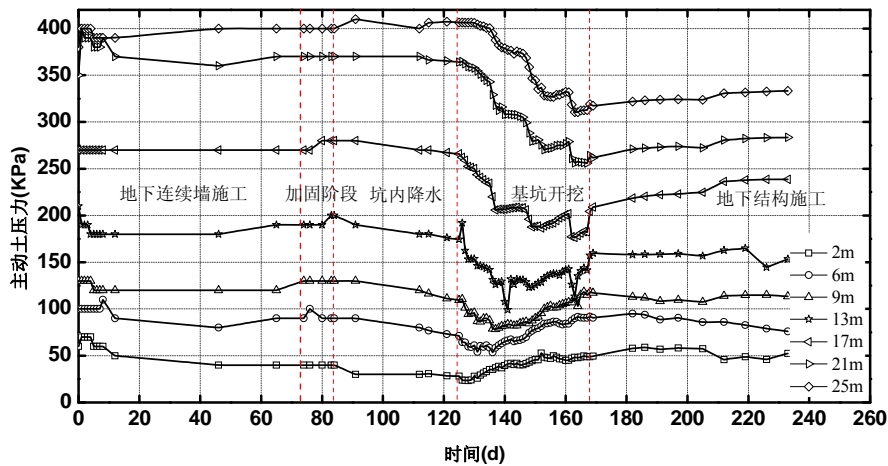


图 29.24 某基坑墙外侧(主动区)土压力随时间的变化曲线

图 2.18 为某基坑实测主动区土压力随工况的变化规律。由图可以看出，在土方开挖以前，主动区土压力在地下连续墙浇筑过程及邻近地下墙沉槽施工过程中发生一定幅度的下降，坑内加固阶段土压力有一定程度的增大，降水阶段土压力又有一定程度的回落；开挖前总体来说基本上未发生大的变化。基坑开挖以后，随着土方开挖的进行，墙体坑内侧移增大，地表约 9m 以下的土压力值呈明显减小的趋势。但是，6m、9m 处的土压力值却呈先减小后增大的趋势；而浅部 2m 处的土压力则呈增大的趋势。底板浇筑完成后，主动区土压力略有增大最后趋于稳定。

29.3.9 孔隙水压力

孔隙水压力探头通常采用钻孔埋设。在埋设点采用钻机钻孔，达到要求的深度或标高后，先在孔底填入部分干净的砂，然后将探头放入，再在探头周围填砂，最后采用膨胀性粘土或干燥粘土球将钻孔上部封好，使得探头测得的是该标高土层的孔隙水压力。图 29.25 为孔隙

水压力探头在土中的埋设情况，其技术关键在于保证探头周围垫砂渗水流畅，其次是断绝钻孔上部的向下渗漏。原则上一个钻孔只能埋设一个探头，但为了节省钻孔费用，也有在同一钻孔中埋设多个位于不同标高处的孔隙水压力探头，在这种情况下，需要采用干土球或膨胀性粘土将各个探头进行严格相互隔离，否则达不到测定各土层孔隙水压力变化的作用。

孔隙水压力监测点宜布置在基坑受力、变形较大或有代表性的部位。竖向布置上监测点宜在水压力变化影响深度范围内按土层分布情况布设，竖向间距宜为 2m~5m，数量不宜少于 3 个。

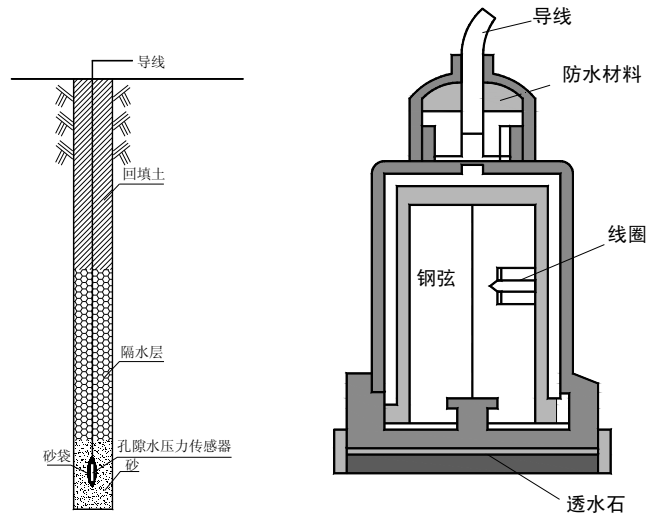


图 29.25 孔隙水压力探头及埋设示意图

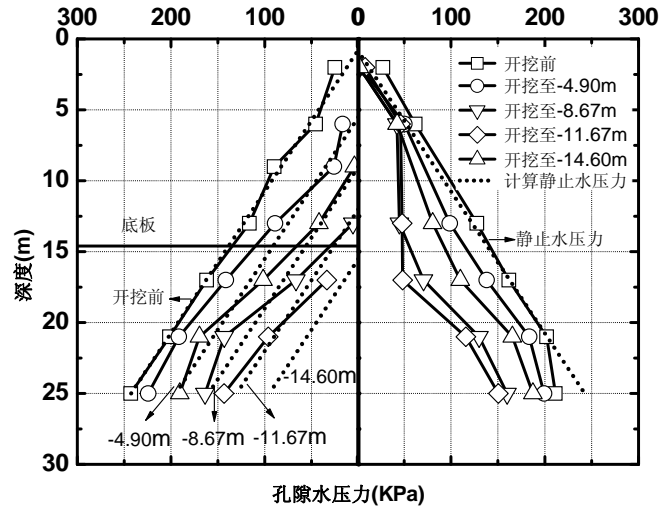


图 29.26 某基坑孔压变化曲线

图 29.26 为某基坑实测为迎土面（主动区）与开挖面（被动区）孔隙水压力随工况的变化曲线。图中显示基坑开挖前坑内外孔隙水压力与静止水压力大致相等，局部略大于静止水压力。随着开挖工况进行，被动区、主动区的孔隙水压力均呈逐渐减小趋势且各自的曲线形状基本一致。但是迎土面与开挖面孔隙水压力减小的原理却不尽相同，坑外水位在基坑开挖过程中变化不大，水位下降对孔隙水压力下降的影响不大，孔隙水压力的减小主要是由于侧向应力的减小引起的；而坑内（开挖面）的水位随着开挖深度的不断增加逐渐降低，同时坑内大量的土体卸载逐渐减小，二者共同作用下使得开挖面孔隙水压力不断减小。

29.3.10 地下水位

基坑工程地下水位监测包含坑内、坑外水位监测。通过水位观测可以控制基坑工程施工过程中周围地下水位下降的影响范围和程度，防止基坑周边水土流失。另外可以检验降水井的降水效果，观测降水对周边环境的影响。地下水位监测点的布置应符合下列要求：

1、基坑内地下水位当采用深井降水时，水位监测点宜布置在基坑中央和两相邻降水井的中间部位；当采用轻型井点、喷射井点降水时，水位监测点宜布置在基坑中央和周边拐角处，监测点数量应视具体情况确定；

2、基坑外地下水位监测点应沿基坑、被保护对象的周边或在基坑与被保护对象之间布置，监测点间距宜为 20m~50m。相邻建筑、重要的管线或管线密集处应布置水位监测点；当有止水帷幕时，宜布置在止水帷幕的外侧约 2m 处；

3、水位观测管的管底埋置深度应在最低设计水位或最低允许地下水位之下 3m~5m。承压水水位监测管的滤管应埋置在所测的承压含水层中；

4、回灌井点观测井应设置在回灌井点与被保护对象之间；

5、承压水的观测孔埋设深度应保证能反映承压水水位的变化，一般承压降水井可以兼作水位观测井。

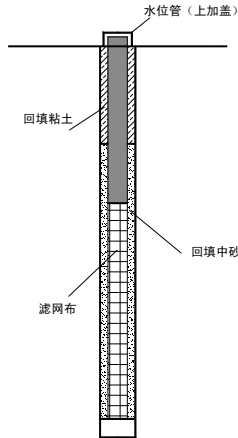


图 29.27 潜水水位监测示意图

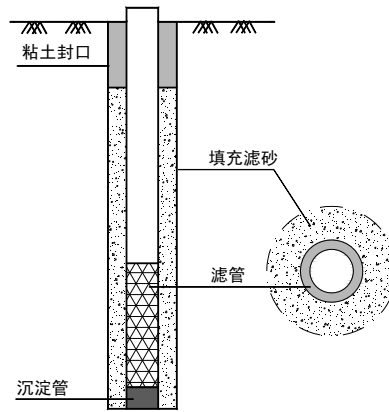


图 29.28 承压水水位监测示意图

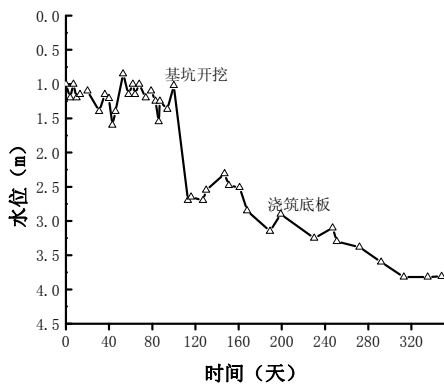


图 29.29 某潜水水位变化曲线

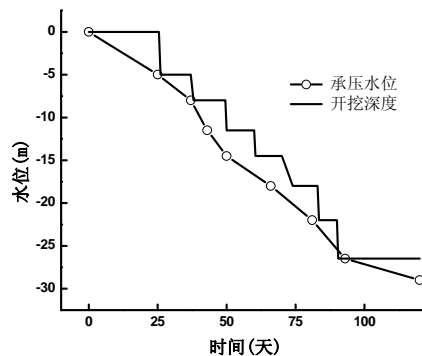


图 29.30 某承压水降水过程曲线变化

图 29.29 是某基坑典型潜水水位随时间变化曲线，随着基坑开挖的加深，地下水位逐渐变深，这与基坑侧壁在开挖过程中有少量渗漏有一定的关系，地下水位最终稳定在 4m 左右。图 29.30 是某基坑承压水降水过程曲线，该工程采用“按需降水”的原则，在不同开挖深度的工况阶段，合理控制承压水头。在土方开挖之前，基坑内外侧开始降水，基坑开挖期间，随

着开挖深度的增加，地下水位也逐渐下降，但一直维持在基坑开挖面以下 1~2m，防止水头过大降低，这将使降水对周边环境的影响减少到最低限度。

29.3.11 周边建筑物沉降

基坑工程的施工会引起周围地表的下沉，从而导致地面建筑物的沉降，这种沉降一般都是不均匀的，因此将造成地面建筑物的倾斜，甚至开裂破坏，应给以严格控制。根据规范，建筑物变形监测需进行沉降、倾斜、裂缝三种监测。

建筑物沉降监测采用精密水准仪监测。测出观测点高程，从而计算沉降量。建筑物倾斜监测采用经纬仪测定监测对象顶部相对于底部的水平位移，结合建筑物沉降相对高差，计算监测对象的倾斜度、倾斜方向和倾斜速率。建筑物裂缝监测采用直接量测方法进行。将裂缝进行编号并划出测读位置，通过游标卡尺进行裂缝宽度测读。对裂缝深度量测，当裂缝深度较小时采用凿出法和单面接触超声波法监测；深度较大裂缝采用超声波法监测。

在建筑物变形观测前，必须收集和掌握以下资料：（1）建筑物结构和基础设计资料，如受力体系、基础类型、基础尺寸和埋深、结构物平面布置及其与基坑围护的相对位置等；（2）地质勘测资料，包括土层分布及各土层的物理力学性质、地下水分布等；（3）基坑工程的围护体系、施工计划、地基处理情况和坑内外降水方案等。对以上资料的准确而详尽的掌握，才能合理的对监测点进行布置，观测到准确的变形信息。

建筑物监测点直接用电锤在建筑物外侧桩体上打洞，并将膨胀螺栓或道钉打入，或利用其原有沉降监测点。

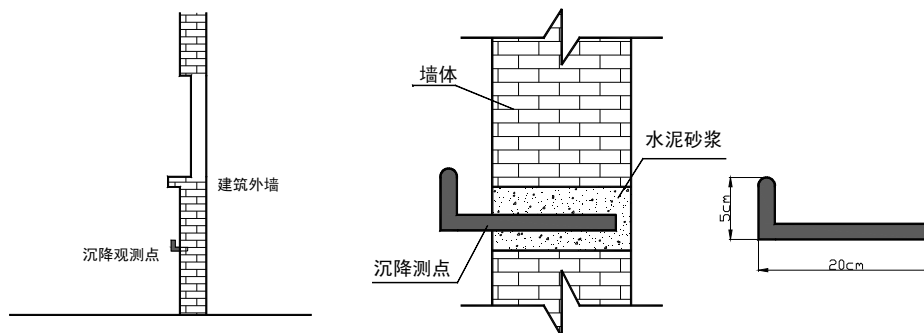


图 29.31 建筑物沉降监测点示意图

建筑物的竖向位移监测点布置要符合下列要求：（1）建筑物四角、沿外墙每 10~15m 处或每隔 2~3 根柱基上，且每边不少于 3 个监测点；（2）不同地基或基础的分界处；（3）建筑物不同结构的分界处；（4）变形缝、抗震缝或严重开裂处的两侧；（5）新、旧建筑物或高、低建筑物交接处的两侧；（6）烟囱、水塔和大型储仓罐等高耸构筑物基础轴线的对称部位，每一构筑物不少于 4 点。

建筑物倾斜监测点应符合下列要求：（1）监测点宜布置在建筑物角点、变形缝或抗震缝两侧的承重柱或墙上；（2）监测点应沿主体顶部、底部对应布设，上、下监测点布置在同一竖直线上。

裂缝监测点应选择有代表性的裂缝进行布置，在基坑施工期间当发现新裂缝或原有裂缝有增大趋势时，要及时增设监测点。每一条裂缝的测点至少设 2 组，裂缝的最宽处及裂缝末端宜设置测点。

建筑物沉降监测，监测点本次高程减前次高程的差值为本次沉降量，本次高程减初始高程的差值为累计沉降量。

建筑物倾斜按下式计算：

$$\tan \theta = \Delta s / b \quad (29-3)$$

式中： θ 为建筑物倾角，单位（ $^{\circ}$ ）；
 b 为建筑物宽度，单位（m）；
 Δs 为建筑物的差异沉降，单位（m）。

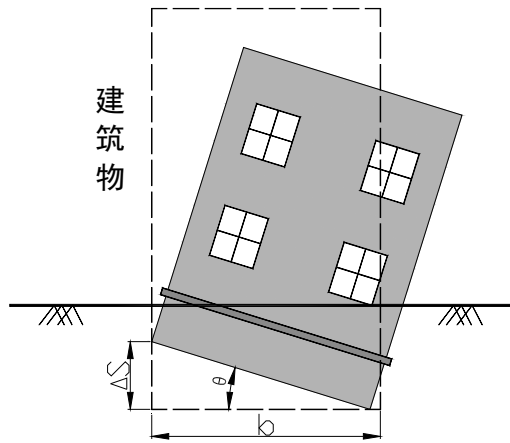


图 29.32 建筑物倾斜计算示意图

图 29.33 为基坑开挖引起建筑物沉降的典型曲线,可以明显看出:受基坑施工影响,周围建筑物沉降历时曲线可以分为四个阶段:围护施工阶段,开挖阶段、回筑阶段和后期沉降。围护施工阶段一般占总变形的 10~20%,沉降量在 5~10mm 左右,如果不加以控制,也会造成较大的沉降,这种案例已经屡见不鲜。开挖阶段引起的沉降占总沉降量的 80%左右,而且和围护侧向变形有较好的对应关系,所以注重开挖阶段的变形控制是减少周围建筑物沉降的一个重要因素。结构回筑阶段和后期沉降占总沉降的 5~10%左右,在结构封顶后,沉降基本稳定。

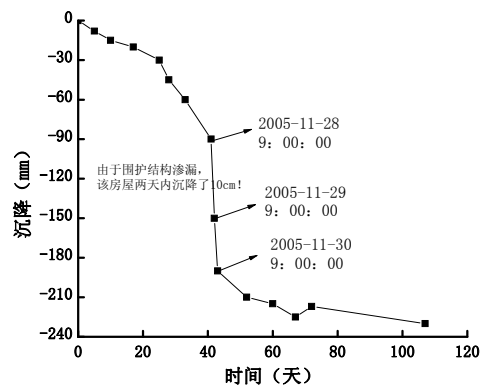
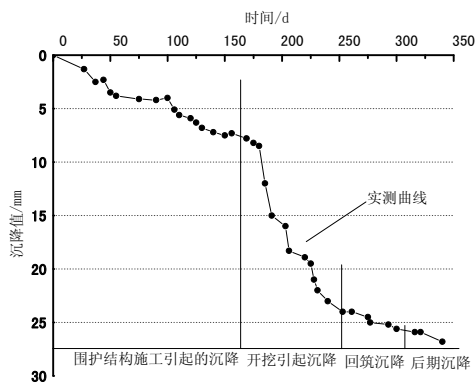


图 29.33 基坑开挖引起建筑物沉降典型曲线 图 29.34 某围护结构漏水引起建筑物沉降曲线

在饱和含水地层中,尤其在砂层、粉砂层、砂质粉土或其他透水性较好的夹层中,止水帷幕或围护墙有可能产生开裂、空洞等不良现象,造成围护结构的止水效果不佳或止水结构失效,致使大量的地下水夹带砂粒涌入基坑,坑外产生水土流失。严重的水土流失可能导致支护结构失稳以及在基坑外侧发生严重的地面沉陷,周边环境监测点(地表沉降、房屋沉降、管线沉降)也随即产生较大变形,如图 29.34,由于基坑地下墙漏水,周围房屋一天内沉降了 10cm,造成了严重的开裂。

29.3.12 周边管线监测

深基坑开挖引起周围地层移动,埋设于地下的管线亦随之移动。如果管线的变位过大或

不均，将使管线挠曲变形而产生附加的变形及应力，若在允许范围内，则保持正常使用，否则将导致泄漏、通讯中断、管道断裂等恶性事故。为安全起见，在施工过程中，应根据地层条件和既有管线种类、形式及其使用年限，制定合理的控制标准，以保证施工影响范围内既有管线的安全和正常使用。

管线的观测分为直接法和间接法。当采用直接法时，常用的测点设置方法有抱箍法和套管法（如图所示）。

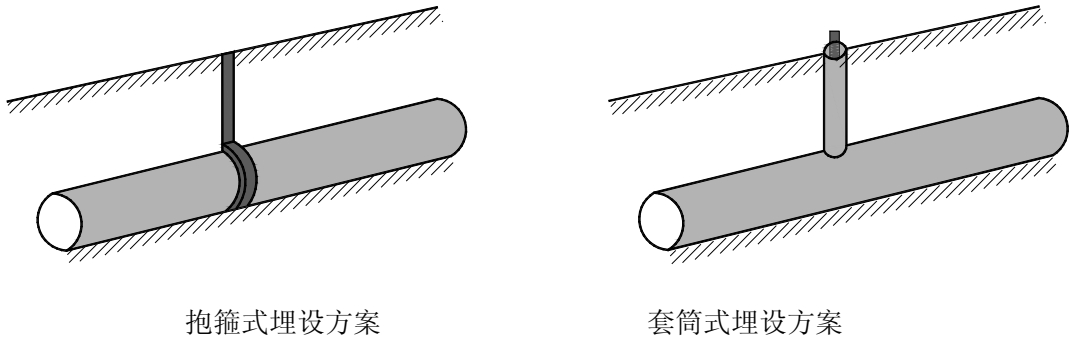


图 29.35 直接法测管线变形

间接法就是不直接观测管线本身，而是通过观测管线周边的土体，分析管线的变形。此法观测精度较低。当采用间接法时，常用的测点设置方法有：

1. 底面观测

将测点设在靠近管线底面的土体中，观测底面的土体位移。此法常用于分析管道纵向弯曲受力状态或跟踪注浆、调整管道差异沉降。

2. 顶面观测

将测点设在管线轴线相对应地表或管线的窨井盖上观测。由于测点与管线本身存在介质，因而观测精度较差，但可避免破土开挖，只有在设防标准较低场合采用，一般情况下不宜采用。

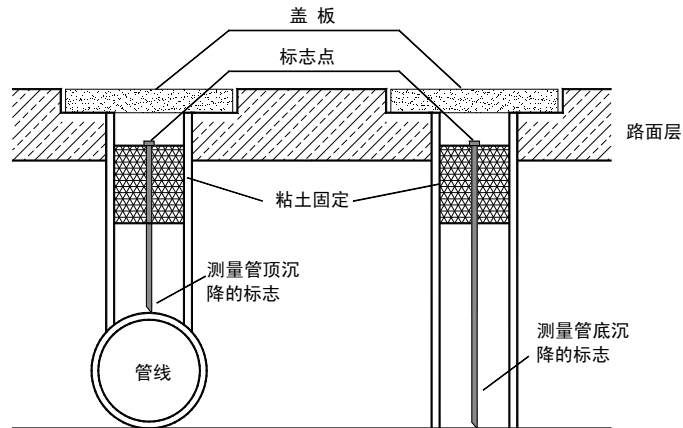


图 29.36 间接法监测管线变形

管线监测点的布置应符合下列要求：

- 1 应根据管线修建年份、类型、材料、尺寸及现状等情况，确定监测点设置；
- 2 监测点宜布置在管线的节点、转角点和变形曲率较大的部位，监测点平面间距宜为15m~25m，并宜延伸至基坑边缘以外1~3倍基坑开挖深度范围内的管线；
- 3 供水、煤气、暖气等压力管线宜设置直接监测点，在无法埋设直接监测点的部位，可设置间接监测点。

管线的破坏模式一般有两种情况：一是管段在附加拉应力作用下出现裂缝，甚至发生破

裂而丧失工作能力；二是管段完好，但管段接头转角过大，接头不能保持封闭状态而发生渗漏。地下管线应按柔性管和刚性管分别进行考虑。

1. 刚性管道

对于采用焊接或机械连接的煤气管、上水管以及钢筋混凝土管保护的重要通讯电缆，有一定的刚度，一般均属刚性管道。当土体移动不大时，它们可以正常使用，但土体移动幅度超过一定极限时就发生断裂破坏。

按弹性地基梁的方法计算分析，因施工中引起管道地基沉陷而发生纵向弯曲应力 σ ，如沉降超过预计幅度，管道中弯曲拉应力 $\sigma > \text{允许值}[\sigma]$ 时，管道材料发生抗拉破坏。

计算时将管道视为弹性地基上的梁，如图 29.37 所示。

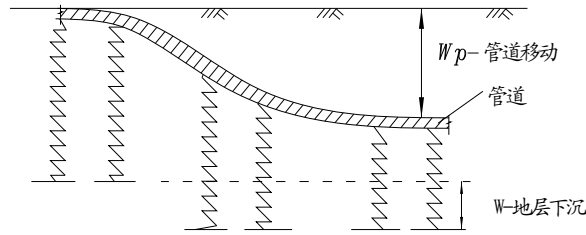


图29.37 管道弹性地基梁计算模型

假定管道的允许应力为 $[\sigma_p]$ ，则管道的允许曲率半径为：

$$[R_p] = \frac{E_p \cdot d}{2[\sigma_p]} \quad (29-4)$$

2. 柔性管道

一般设有接头的管道的接头构造，均设有可适应一定接缝张开度的接缝填料。对于这类管道在地层下沉时的受力变形研究，可从管节接缝张开值、管节纵向受弯曲及横向受力等方面分析每节管道可能承受的管道地基差异沉降值，或沉降曲线的曲率。

(1) 按管节接缝张开值 Δ 确定管线允许曲率半径

如图 29-38 所示，管线地基沉降曲率半径 R ，管道管节长度 l_p ，管道外径 D_p ，根据几何关系，按接缝张开值确定允许曲率半径为：

$$[R_p^\Delta] = \frac{l_p \cdot D_p}{[\Delta]} \quad (29-5)$$

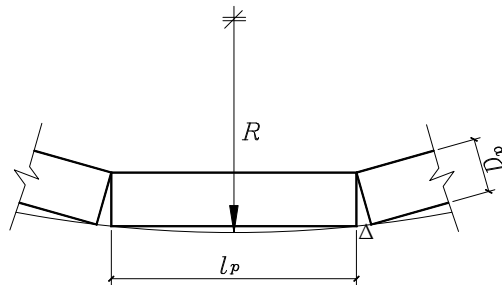


图 29-38 管节接缝张开值 Δ 与管线曲率半径几何关系

(2) 按管道纵向受弯应力 $[\sigma_p]$ 确定允许曲线半径

按管材允许应力确定的允许曲率半径:

$$[R_p^Z] = \frac{KD_p I_p^4}{384[\sigma_p]W_p} \quad (29-6)$$

式中: K ——地基弹簧刚度; W_p ——管道抗弯截面模量; $[\sigma_p]$ 为管道的允许应力, 定义同上。

(3) 按管道横向受压时管壁允许应力 $[\sigma]$ 确定管线允许曲率半径
允许的曲率半径为:

$$[R_p^H] > \frac{1.5KD_p^2 \cdot I_p^2}{64t^2[\sigma]m} \quad (29-7)$$

式中: K ——地基弹簧刚度; m ——管龄系数, 一般小于 0.3; t ——管道厚度。

综上, 无论是刚性管道, 还是柔性管道, 我们都可以利用其允许曲率半径来判断管线的安全性。对刚性管道, 按公式(29-4)确定其允许曲率半径 $[R_p]$; 对于柔性管道, 分别按管节接缝张开值及管道纵横向允许应力确定管线允许曲率半径, 取其大者作为管线的允许曲率半径, 即 $[R_p] = \text{Max}\{R_p^A, R_p^Z, R_p^H\}$ 。

29.3.13 现象观测

经验表明, 基坑工程每天进行肉眼巡视观察是不可或缺的, 与其他监测技术同等重要。巡视内容包括支护桩墙、支撑梁、冠梁、腰梁结构及邻近地面、道路、建筑物的裂缝、沉陷发生和发展情况。主要观测项目有:

- 1、支护结构成型质量;
- 2、冠梁、围檩、支撑有无裂缝出现;
- 3、支撑、立柱有无较大变形;
- 4、止水帷幕有无开裂、渗漏;
- 5、墙后土体有无裂缝、沉陷及滑移;
- 6、基坑有无涌土、流砂、管涌;
- 7、周边管道有无破损、泄漏情况;
- 8、周边建筑有无新增裂缝出现;
- 9、周边道路(地面)有无裂缝、沉陷;
- 10、邻近基坑及建筑的施工变化情况;
- 11、开挖后暴露的土质情况与岩土勘察报告有无差异;
- 12、基坑开挖分段长度、分层厚度及支锚设置是否与设计要求一致;
- 13、场地地表水、地下水排放状况是否正常, 基坑降水、回灌设施是否运转正常;
- 14、基坑周边地面有无超载。

基坑工程监测是一个系统, 系统内的各项目监测有着必然的、内在的联系。如图 29.39 和图 29.40 所示。基坑在开挖过程中, 其力学效应是从各个侧面同时展现出来的, 例如支护

结构的变形、支撑轴力、地表位移之间存在着相互间的必然联系，它们共存于同一个集合体，即基坑工程内。某一单项的监测结果往往不能揭示和反映基坑工程的整体情况，必须形成一个有效的、完整的、与设计、施工工况相适应的监测系统并跟踪监测，才能提供完整、系统的测试数据和资料，才能通过监测项目之间的内在联系做出准确地分析、判断，为优化设计和信息化施工提供可靠的依据。

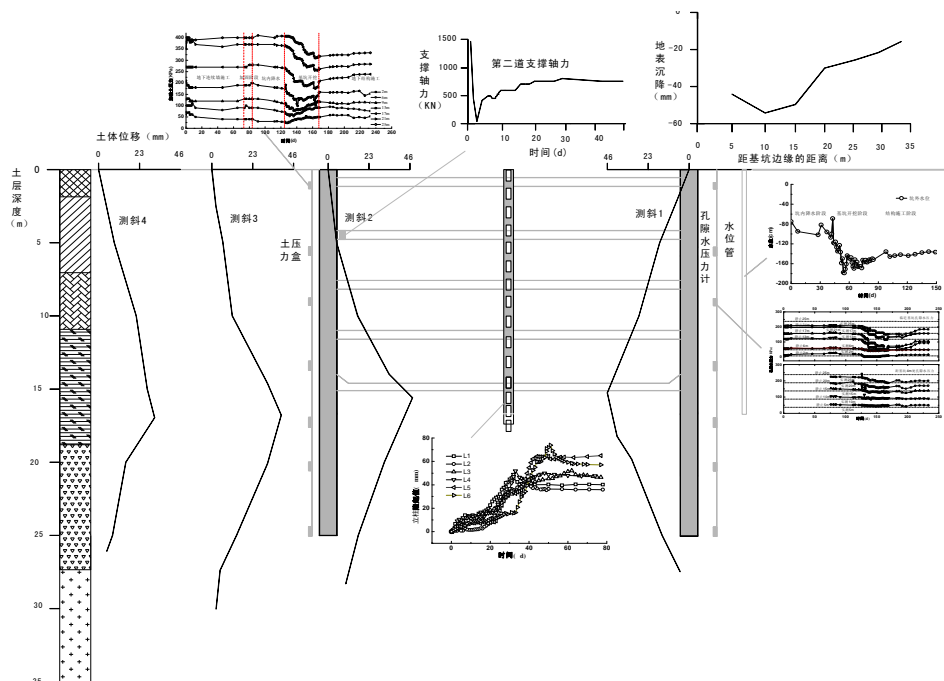


图 29-39 某基坑各类监测数据的空间分布

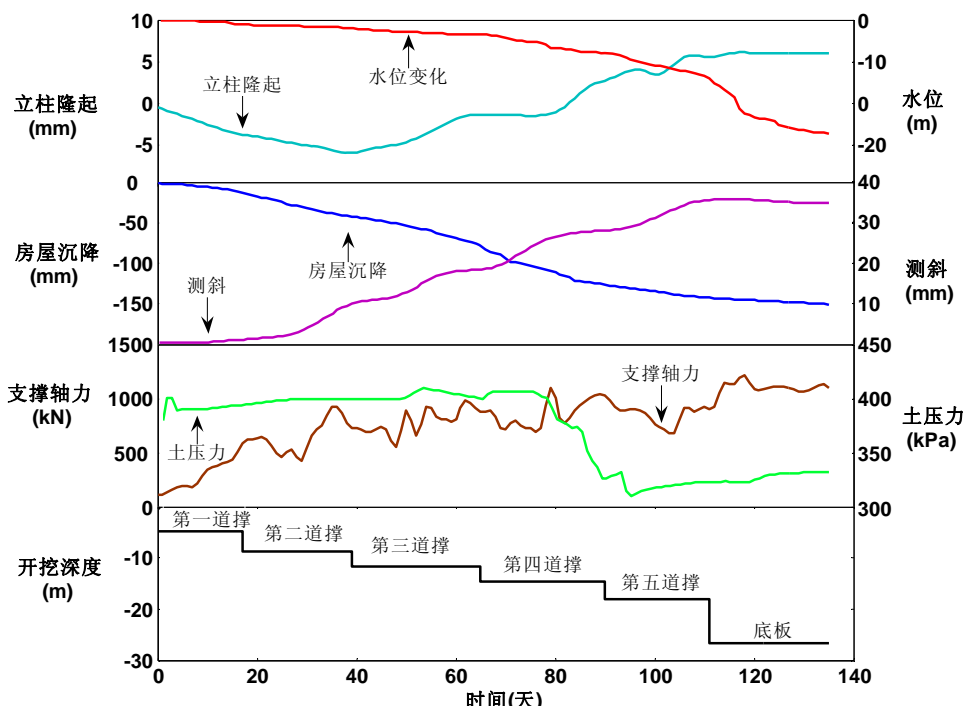


图 29-40 某基坑各类监测数据的时间分布

29.4 基坑监测新方法新技术

29.4.1 基坑工程自动化监测技术

近年来，随着计算机技术和工业化水平的提高，基坑工程自动化监测技术也发展迅速，目前国内很多深大险难的基坑工程施工时开始选择自动化连续监测，如上海地铁宜山路车站、董家渡深基坑等，相对于传统的人工监测，自动化监测具有以下特点：

首先，自动观测可以连续地记录下观测对象完整的变化过程，并且实时得到观测数据。借助于计算机网络系统，还可以将数据传送到网络覆盖范围内的任何需要这些数据的部门和地点。特别在大雨、大风等恶劣气象条件下自动监测系统取得的数据尤其宝贵。

其次，采用自动监测系统不但可以保证监测数据正确、及时，而且一旦发现超出预警值范围的量测数据，系统马上报警，辅助工程技术人员做出正确的决策，及时采取相应的工程措施，整个反应过程不过几分钟，真正做到“未雨绸缪，防患于未然”。

最后，就经济效益来看，采用自动监测后，整个工程的成本并不会会有太大的提高。首先，大部分自动监测仪器除了传感器需埋入工程中不可回收之外，其余的数据采集装置等均可回收再利用，其成本会随着工程数量的增多而平摊，到每个工程的成本并不会很高。第二，与人工监测相比，自动监测由于不需要人员进行测量，因此对人力资源的节省是显而易见，当工地采用自动监测后，只需要一两个人对其进行维护即可达到完全实现监测目的。第三，采用自动监测后，即可以对全过程进行实时监控，出现工程事故的可能性就会非常小，其隐形的经济效益和社会效益非常巨大。



图29-41现场自动监测实景

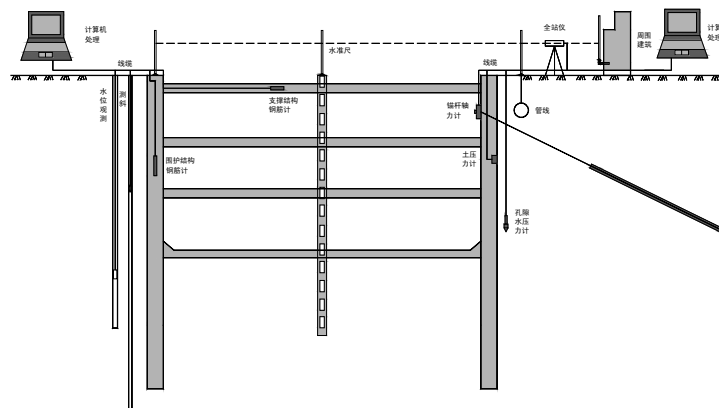


图 29.42 自动监测现场示意图

29.4.2 基坑工程远程监控技术

基坑工程在施工中具有较大的风险性，在施工过程中如果能有一套后台数据分析系统，结合地质条件、设计参数以及现场实际施工工况，对现场监测数据进行分析并预测下一步发展的趋势，并根据提前设定的警戒值评判出当前基坑的安全等级；然后根据这些评判，建议相应的工程措施，指导施工，减少工程失事概率，确保工程安全、顺利的进行，则有较大实际应用价值。

本章中介绍的远程监控系统是由同济大学刘国彬教授团队研制的，该系统分两部分，一是后台数据分析计算软件，可以对当天工地现场实测数据进行处理、分析，并结合基坑围护结构设计参数、地质条件、周围环境以及当天施工工况等因素进行预警、报警、提出风险预案等。第二部分是基于网络的预警发布平台，它基于 WEBGIS 开发，可以将后台的分析结果以多种形式发布，并通过网络电脑或手机短信的方式将预警信息发送给相关责任人，达到施工全过程信息化监控，将工程隐患消灭在萌芽状态。该系统主要有以下特点：

①远程监控系统通过构架在 INTERNET 上的分布式监控管理终端，把建筑工地和工程管理单位联系在一起，形成了高效方便的数字化信息网络。在这个网络里，借助于 INTERNET 快速、及时的信息传输通道，能够及时把建筑工地上各种数据、工程文档、图像等传送到需要了解建筑工地情况的工程管理单位那里，从而为工程管理单位及时了解工地的工程进展和所发生的问题提供了高效方便的途径，同时也为工程管理单位及时处理工地出现问题提供了依据。使得工程管理更为现代化，工程事故反应更迅速，对工程问题的分析更全面。

②远程监控系统通过对计算机技术的运用，能够同时把正在施工的所有工地信息联系在一起，从而方便了工程管理单位的管理，实现了分散工程集中管理和单位部门之间的信息、人力、物力资源的共享。真正改变了传统工程管理中出现的人力物力的重复投入以及人力物力的浪费现象，在节约成本的同时，提高了工程管理的水平。

③远程监控系统通过运用数据库技术，使得各种工程资料、工程文档的保存、查询变得极为便利。这对于工程进展情况的查询、工程问题的解决以及工程经验的总结等等都无疑是极为有利的。

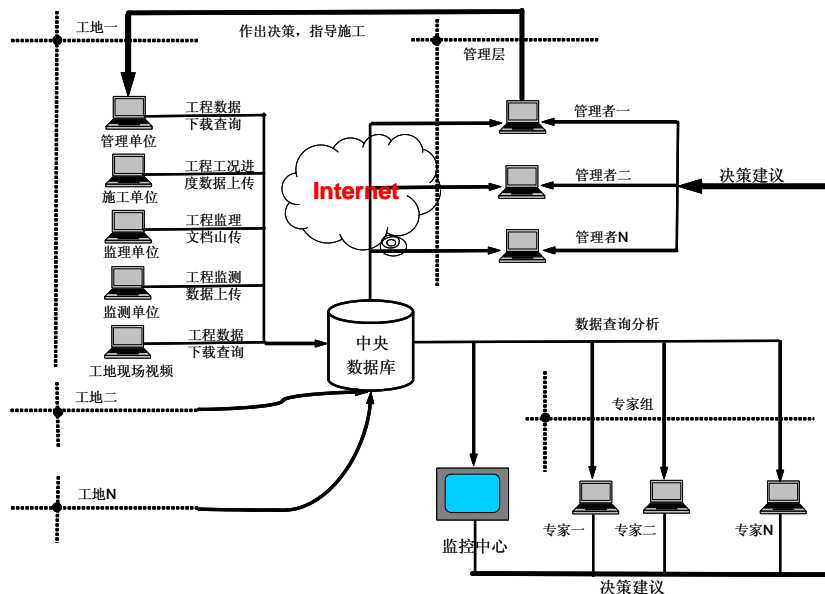


图29.43 远程监控管理系统组成

29.5 监测报警值讨论

确定基坑工程监测项目的监测报警值是一个十分严肃、复杂的课题，建立一个操作性强的报警指标体系对于基坑工程和周边环境的安全监控意义重大。

根据大量工程事故案例分析发现，基坑工程发生重大事故前都有预兆，这些预兆首先反映在监测数据中：如围护结构变形过大、变形速率超常、地面沉降加速、周围构筑物墙体产生裂缝、支撑轴力过大等等；每一测试项目都应根据实际情况，事先确定相应的控制值，根据位移或受力状况是否超过允许的范围，来判断当前工程是否安全可靠，是否需要调整施工步骤或优化原设计方案，所以警戒值的确定是个非常关键的问题。

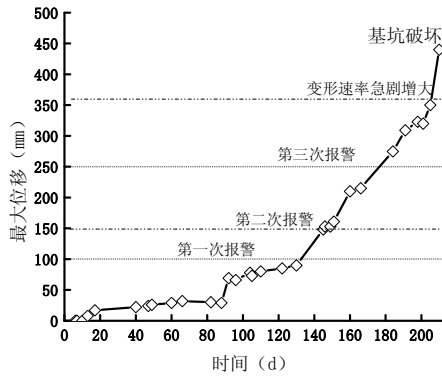
但是目前基坑工程监测的警戒值设置存在的问题，大多数警戒值还是照搬规范或设计计算结果。很多现场监测人员发现实测数据超过警戒值后，很少分析是否真的存在隐患或者数据下一步发展趋势，而是盖上红章以示报警了事。这样的后果导致报警次数增多而未发生险情，产生麻痹思想，反而忽视真正险情而错过了最佳抢险时机导致事故发生，即“狼来了”现象。如图 29.44、图 29.45 为新加坡某基坑（开挖 34 米，采用地下连续墙加十道钢支撑）发生事故的现场照片，该基坑发生事故的直接原因是第九道钢支撑围檩发生破坏进而导致基坑坍塌，周围道路塌陷；图 29.46 为该基坑发生事故前的数据曲线，该基坑从开挖到最终破坏，监测数据上有明显反映，也进行了三次报警，累积位移已经接近 40cm，但正是由于对警戒值的判断标准和多次报警后的麻痹，造成了该事故的发生。因此，监测项目的警戒值的确定至关重要。



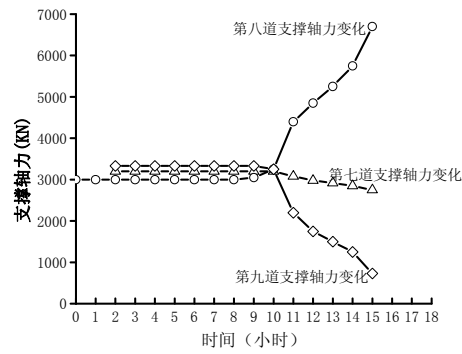
图 29.44 新加坡基坑坍塌照片



图 29.45 发生破坏前的第九道钢支撑



围护墙位移



钢支撑轴力

图 29.46 基坑破坏前数据变化曲线

监测警戒值的确定应遵循以下两条原则：首先要保证基坑本体和保证周围环境安全；在保证安全的前提下，综合考虑工程质量和经济等因素，减少不必要的资金投入。但是由于设计理论的不尽完善以及基坑工程的地质、环境差异性及其复杂性，人们的认知能力和经验还十分不足，在确定监测报警值时还需要综合考虑各种影响因素。实际工作中主要依据以下三方面的数据和资料：

1、设计计算结果

基坑工程设计人员对于围护墙、支撑或锚杆的受力和变形、坑内外土层位移、建筑物变形等均进行过详尽的设计计算或分析，其计算结果可以作为确定监测报警值的依据。

2、相关规范标准的规定值以及有关部门的规定

随着地下工程经验的积累和增多，各地区的工程管理部门陆续以地区规范、规程等形式对地下工程的稳定判别标准作出了相应的规定。如 1996 年侯学渊提出了软土地区变形控制标准，见表 29-10。

表 29.3 软土地区变形控制标准（侯学渊等，1996）

量测项目	安全或危险的判别内容	安全性判别			
		判别标准	危险	注意	安全
侧压力 (水、土压力)	设计时应用的侧压力	$F1 = \frac{\text{设计用侧压力}}{\text{实测侧压力 (或预压力)}}$	$F1 \leq 0.8$	$0.8 \leq F1 \leq 1.2$	$F1 > 1.2$
墙体变位	墙体变位与开挖深度之比	$F2 = \frac{\text{实测 (或预测) 变位}}{\text{开挖深度}}$	$F2 > 1.2\%$ $F2 > 0.7\%$	$0.4\% \leq F2 \leq 1.2\%$ $0.2\% \leq F2 \leq 0.7\%$	$F2 < 0.4\%$ $F2 < 0.2\%$
墙体应力	钢筋拉应力	$F3 = \frac{\text{钢筋抗拉强度}}{\text{实测 (或预测) 拉应力}}$	$F3 < 0.8$	$0.8 \leq F3 \leq 1.0$	$F3 > 1.0$
	墙体弯矩	$F4 = \frac{\text{墙体允许弯矩}}{\text{实测 (或预测) 弯矩}}$	$F4 < 0.8$	$0.8 \leq F4 \leq 1.0$	$F4 > 1.0$
支撑轴力	容许轴力	$F5 = \frac{\text{容许轴力}}{\text{实测 (或预测) 轴力}}$	$F5 < 0.8$	$0.8 \leq F5 \leq 1.0$	$F5 > 1.0$
基底隆起	隆起量与开挖深度之比	$F6 = \frac{\text{实测 (或预测) 隆起值}}{\text{开挖深度}}$	$F6 > 1.0\%$ $F6 > 0.5\%$ $F6 > 0.2\%$	$0.4\% \leq F6 \leq 1.0\%$ $0.2\% \leq F6 \leq 0.5\%$ $0.04\% \leq F6 \leq 0.2\%$	$F6 < 0.4\%$ $F6 < 0.2\%$ $F6 < 0.04\%$
地表沉降	沉降量与开挖深度之比	$F7 = \frac{\text{实测 (或预测) 沉降值}}{\text{开挖深度}}$	$F7 > 1.2\%$ $F7 > 0.7\%$ $F7 > 0.2\%$	$0.4\% \leq F7 \leq 1.2\%$ $0.2\% \leq F7 \leq 0.7\%$ $0.04\% \leq F7 \leq 0.2\%$	$F7 < 0.4\%$ $F7 < 0.2\%$ $F7 < 0.04\%$

关于周边环境的保护，如《上海市地铁沿线建筑施工保护地铁技术管理暂行规定》，根据第二条“地铁保护技术标准”的规定：由于深基坑、高楼、桩基、降水、堆载等各种卸载和加载的建筑活动对地铁工程设施的综合影响限度，必须符合以下标准：

- (1) 在地铁工程（外边线）两侧的临近 3m 范围内不能进行任何工程。
- (2) 地铁结构设施绝对沉降量及水平位移 $\leq 20\text{mm}$ （包括各种加载和卸载的最终位移量）。
- (3) 隧道变形曲线的曲率半径 $R \geq 15000\text{m}$ 、相对弯曲 $\leq 1/2500$ 。
- (4) 由于建筑物垂直荷载（包括基础地下室）及降水、注浆等施工因素而引起的地铁隧道外壁附加荷载 $\leq 20\text{Kpa}$ 。
- (5) 由于打桩振动、爆炸产生的震动对隧道引起的峰值速度 $\leq 2.5\text{cm/S}$ 。

3、工程经验类比

基坑工程的设计与施工中，工程经验起到十分重要的作用。参考已建类似工程项目的受力和变形规律，提出并确定本工程的基坑报警值，往往能取得较好的效果。如刘建航、刘国彬等人根据对上海地铁几百个车站基坑数据的统计和挖掘，提出了软土地铁车站基坑危险判别标准：

(1) 基坑围护墙测斜：对于只存在基坑本身安全的测试，最大位移一般取 80mm，每天发展不超过 10mm。对于周围有需严格保护构筑物的基坑，应根据保护对象的需要来确定。比如上海市地铁一号线隧道，周围施工对其影响所造成的位移不得越过 20mm。

(2) 煤气管线：沉降或水平位移均不得超过 10mm，每天发展不得超过 2mm。

(3) 水管管线：沉降或水平位移均不得超过 30mm，每天发展不得超过 5mm。

(4) 基坑外水位：坑内降水或基坑开挖引起坑外水位下降不得超过 1000mm，每天发展不得超过 500mm。

(5) 立柱桩差异隆沉：基坑开挖中引起的立柱桩隆起或沉降不得超过 10mm，每天发展不超过 2mm

(6) 支护结构弯矩及轴力：根据设计计算书确定，一般将警戒值定在80%的设计允许最大值内。

(7) 对于测斜、围护结构纵深弯矩等光滑的变化曲线，若曲线上出现明显的折点变化，也应做出报警处理。

值得一提的是，基坑工程监测报警不但要控制监测项目的累计变化量，还要注意控制其变化速率。基坑工程工作状态一般分为正常、异常和危险三种情况。异常是指监测对象受力或变形呈现出不符合一般规律的状态。危险是指监测对象的受力或变形呈现出低于结构安全储备、可能发生破坏的状态。累计变化量反映的是监测对象即时状态与危险状态的关系，而变化速率反映的是监测对象发展变化的快慢。过大的变化速率，往往是突发事故的先兆。例如，对围护墙变形的监测数据进行分析时，应把位移的大小和位移速率结合起来分析，考察其发展趋势，如果累计变化量不大，但发展很快，说明情况异常，基坑的安全正受到严重威胁。因此在确定监测报警值时应同时给出变化速率和累计变化量，当监测数据超过其中之一时即进入异常或危险状态，监测人员必须及时报警。

根据研究，对墙体水平位移速率提出如下建议：当围护墙测斜最大变形速率达到4~5mm/d，并持续有发展迹象的，工程应进入警戒状态，加密监测频率，查找工程的隐患；最大变形速率超过10mm/d，并有持续发展迹象的，工程应进入报警状态，立即停工，并采取合理有效的工程措施，限制变形继续发展。

29.6 基坑工程信息化施工

近年来，信息化施工监测方法受到了越来越广泛的重视，人们通过分析施工监测所得到的信息，可以间接地描述地层的稳定性、支护结构以及周围环境的安全性，并反馈于施工决策和支持系统中（如图 29.47 所示），下面结合一具体案例介绍一下基坑工程信息化施工。

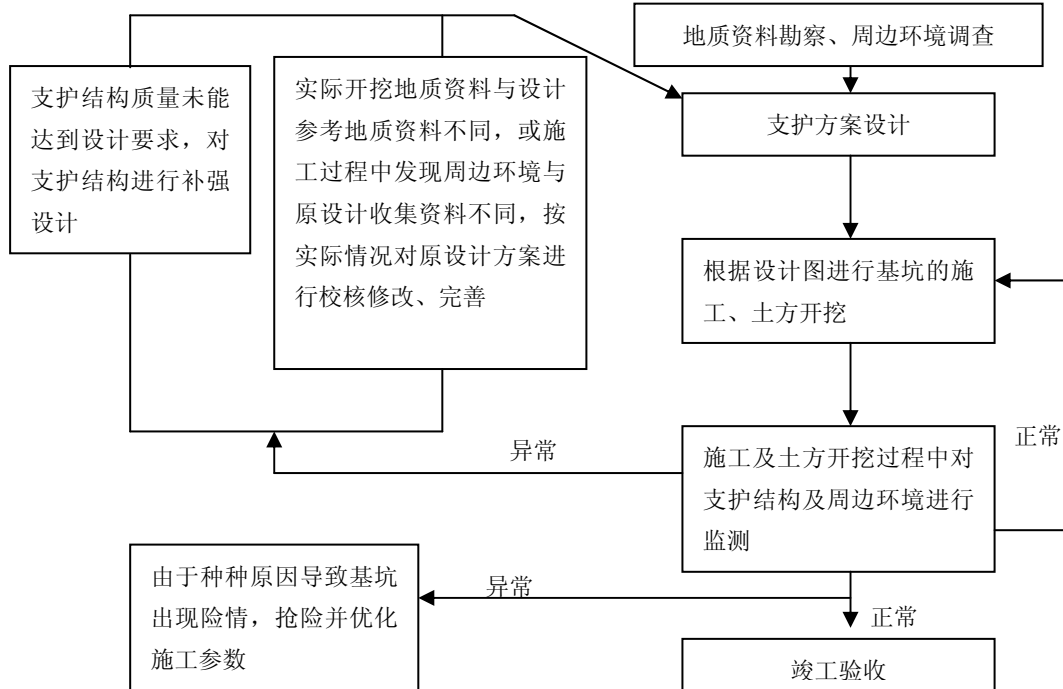


图 29.47 信息化施工监测流程图

29.6.1 工程概况

上海地铁二号线河南中路车站基坑位于上海市黄浦区山西南路以东、河南中路以西的南京东路段，北靠中联商厦和电子商厦，南临东海商都和南京路新华书店，本站走向与南京路基本一致，基坑及其周围环境见图 29.48。

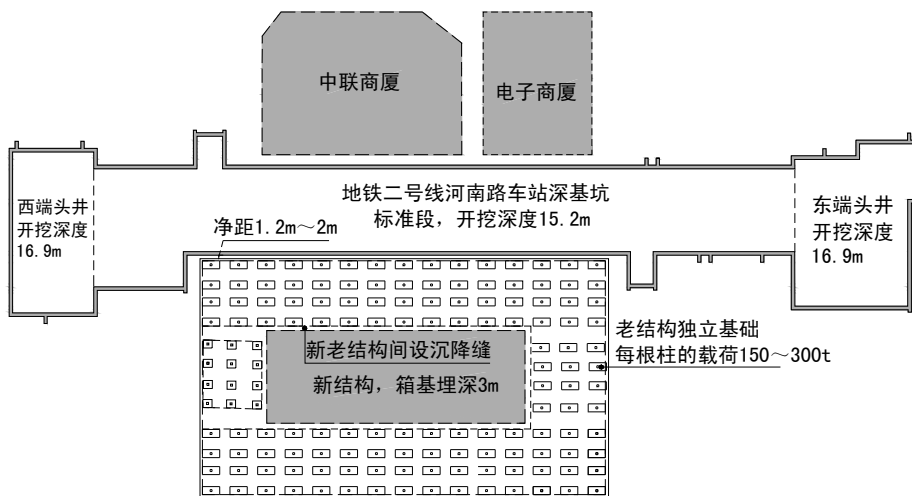


图 29.48 地铁二号线河南路车站及其周围环境示意图

该基坑工程地质情况如表 29.4，整个车站所在范围内的地层呈现典型的上海地区软土

地层特征。

表 29.4 土层参数表

层序	土层名称	厚度 (m)	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	压缩模量 (MPa)	C (MPa)	φ
2	褐黄色粘土	2.0	41.0	17.9	1.162	2.75	15	8.5
3	灰色淤泥质粉质粘土	3.0	47.4	17.4	1.296	2.79	3	21.3
4	灰色淤泥质粘土	8.3	51.1	17.0	1.437	1.98	8	6.8
5	灰色粘土	5	41.7	17.7	1.189	3.71	12	8.1

按照原来设计该基坑共分十段,各段的基坑支护结构设计情况如图 29.49 表 29.5 所示。

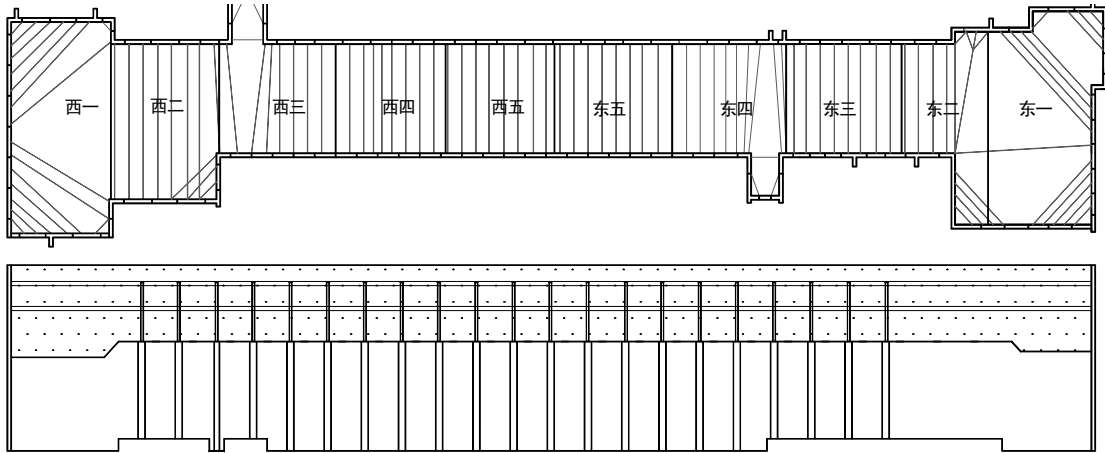


图 29.49 基坑支护结构设计示意图

表 29.5 各区段支护设计

区段	西端头井	西二段	西三段~西五段	东五段~东四段	东三段~东二段	东端头井
开挖深度	-16.9	-15.2	-15.2	-15.2	-15.2	-16.9
开挖层数	7	6	6	6	6	7
挡墙	地下连续墙, 厚 800, 深 33.4m	地下连续墙, 厚 800, 深 30.4m	地下连续墙, 厚 800, 深 30.4m	地下连续墙, 厚 800, 深 30.4m	地下连续墙, 厚 800, 深 30.4m	地下连续墙, 厚 800, 深 30.4m
支撑	Φ609*16 钢支撑 6 道	Φ609*16 钢支撑 5 道	Φ609*16 钢支撑 6 道	Φ609*16 钢支撑 6 道	Φ609*16 钢支撑 5 道	Φ609*16 钢支撑 6 道
各层开挖深度	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m, -16.9m	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m	-3m, -5.5m, -7.5m, -10m, -12.5m, -15.2m, -16.9m
开挖方式	明挖法	两明一暗	一明两暗	一明两暗	两明一暗	明挖法

注: 1. 两明一暗指先开挖至中楼板位置, 浇筑顶板和中楼板后在暗挖至浇筑底板;

2. 一明两暗指先挖至顶板位置, 浇筑顶板后在分别暗挖浇筑中楼板和浇筑底板

本基坑工程的首要环境保护对象是基坑南面的东海商都, 该大楼结构较复杂, 主要有两部分组成: 一是大楼外圈是有 70 年历史的 7 层的框架结构, 基础为柱下短木桩独立基础, 边柱的荷载为 150t, 中间柱为 300t, 其中在基坑开挖影响区范围内, 有四排 (每排 15 根) 柱子, 最近一排基础和基坑边线的净距仅为 1.2~2m; 二是大楼中间为 90 年代建造的新结构, 采用箱形基础, 埋深约 3m, 底板下设有打入砂性持力层的钻孔灌注桩。基坑北面的电

子商厦和中联商厦都采用箱桩基础，在施工中也要时刻注意保护。根据分析，在本工程的施工过程中，有以下技术难点：

(1) 地面超载。东海商都的基础形式为柱下短木桩独立基础，基础埋深为-2m，短木桩桩底深度为-10m。四排独立基础的荷载在土体中以一定的扩散角传递到基坑挡墙并互相叠加。根据东海商都一侧的主动土压力实测结果，主动土压力系数在-22m 以下有明显增大，这主要是第二排柱子的荷载在该深度传递至基坑挡墙所致。这种荷载分布会导致该基坑在开挖中挡墙踢脚变形和坑底隆起量以及相应的墙后地面沉降都相当大。由于基础形式不同，南面东海商都短桩独立基础的地面超载（平均约 7t/m²）远大于北侧（平均约 3t/m²），在这种偏载作用下，整个基坑在开挖过程中会有向北位移的趋势，南面的挡墙水平位移和地表沉降会远大于北面，东海商都一侧的挡墙水平位移是电子商厦一侧的 2 倍以上。

(2) 短桩独立基础较差抗扰动力差。短桩独立基础的短桩周土体在侧向卸荷扰动后，会导致短桩、承台和土体之间的荷载重分布，这一过程中基础会发生明显的固结沉降。和普通基础相比，其固结所持续的时间更长，固结沉降量更大。如图 29.50

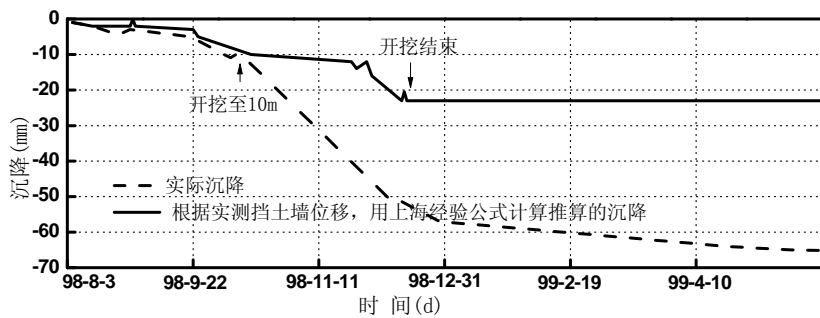


图 29.50 短桩独立基础的沉降

(3) 东海商都自身结构较差。东海商都的历史长达 70 年，其结构必然会老化而导致承载能力降低。根据一般规范要求，对于采用独立基础框架结构的最大允许差异沉降为 2%，但是考虑到东海结构条件很差，因此在变形监控中要首先要将该指标要求提高至 1.5%，以控制大楼的总沉降量，确保大楼的安全和正常使用。

(4) 在基坑北面的电子商厦的基础形式为箱基下的静压桩，每节桩之间采用承插式接头，可能会因基坑挡墙位移而使桩身挠曲，导致接头在偏心受压的集中应力作用下压损破坏，因此挡墙位移也要有一定的限值。

(5) 在邻近东海商都的地下墙施工期间，除了要控制这一阶段的基础沉降，还要严防因地下连续墙施工沟槽壁坍塌及近邻的短桩桩周土体而发生基础失稳。

综上所述，本工程周围环境条件十分艰险，而且工期非常紧张，很难提前对东海商都实施大规模加固，这就要求在施工阶段严密监控东海商都的基坑及其周围环境的变形，以保证在整个基坑施工期间（包括地墙施工）东海商都、电子商厦等商场的安全和正常使用。

本工程动态监控的思路如图 29.51 所示，当基坑及其周围环境变形速率的监测数据达到或超过警戒值时，即以事先备用的控制措施将施工中的风险性趋势制止在萌芽状态。从而使基坑及其周围环境的安全始终处于可控状态。

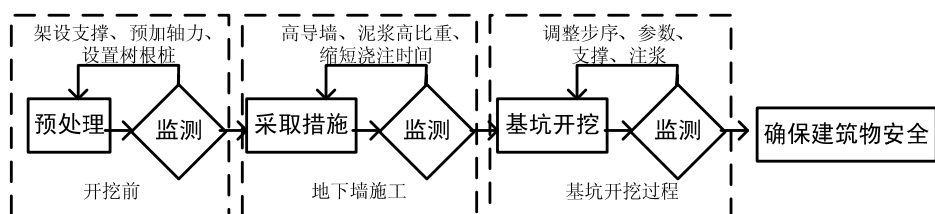


图 29.51 动态施工监控流程图

29.6.2 地下墙施工阶段动态施工

在地下连续墙施工过程中，分两步措施来保护东海商都的安全：首先在施工前的预先加固；然后在成槽施工过程中进行动态监控。目的是确保邻近东海商都的槽壁的稳定和最大限度控制地下连续墙的变形以有利于后期开挖。通过在施工过程中实测结果表明以上措施取得了良好的效果。

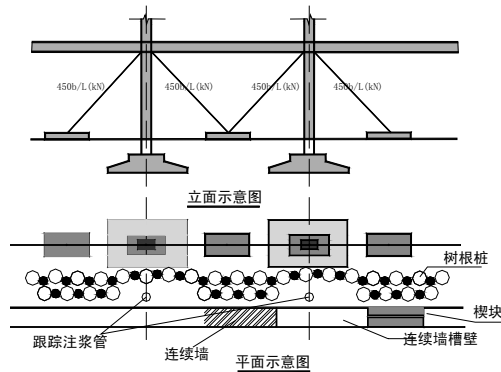


图 29.52 拱形槽壁法示意图

1、在邻近东海商都的地下墙施工前采用拱形槽壁法

首先，在东海商都的柱子上架设托换支撑并预加轴力，将柱子的竖向集中荷载（每根柱子的竖向荷载约为 150t）沿柱子轴线方向予以分散，见图 29.52。在对托换支撑施加预加轴力的过程中，要求对称、等量分级地监控施加。这种作法降低了原来柱基础以下土体的应力水平，可起到提高槽壁稳定性、减少变形的效果。

其次，在东海商都基础和车站的地下连续墙之间设置树根桩，桩顶设顶圈梁并且和地下墙导墙、砼地坪连接，桩间辅以压浆，以形成较好的整体刚度。树根桩采用拱形布置，并确保拱脚位于槽段接头处。在连续墙成槽期间，树根桩可以利用自身的刚度抵抗槽壁侧向位移，不但可以控制了东海商都柱子的沉降，而且可以避免由于槽壁坍塌引发基础下土体流失，起到了很好的隔离保护作用。

2、地下连续墙施工过程中的保护措施

首先，设置高导墙、提高泥浆液面，并适量提高泥浆比重，这样可从一定程度上补偿成槽所造成的槽壁侧向应力损失，减小负超孔隙水压力，从而提高槽壁的稳定性的同时还可以减小槽壁的流变位移。

其次，考虑到软土的流变性，尽量缩短成槽到砼浇筑的时间，以防止槽壁坍塌、减少槽壁侧向位移。

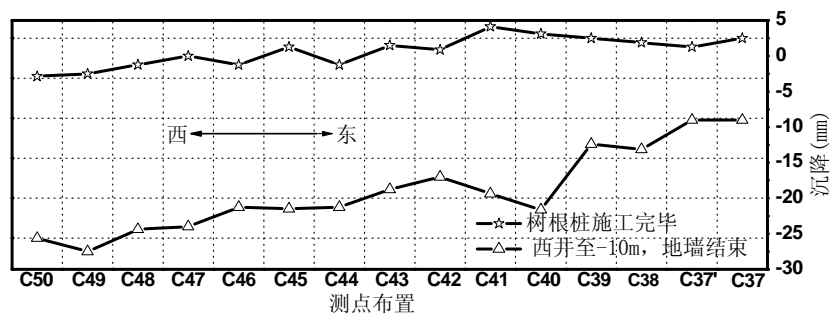


图 29.53 树根桩和地下连续墙施工期间的东西向沉降图

最后，在靠近东海商都地下墙施工期间，跟踪监测东海商都立柱沉降、托换支撑轴力以及托换支撑下受力平台的沉降，一旦发现异常立刻采取措施予以补救。

以上一系列的保护措施，通过精心施工和跟踪监测，起到了良好的效果。如图 29.53 所示，在东海商都一侧所有的地下连续墙施工结束后，柱子最大沉降为 23.4mm，最大差异沉降为 1.1‰，达到了预期的目的。

29.6.3 在基坑开挖阶段对周围环境变形的监控

在车站基坑施工前期，由于开挖步序不当而导致东海商都西北角沉降过大，出现风险趋势；后继开挖中，在对跟踪监测数据的反馈分析基础上，以调整后继开挖步序和参数为主，并辅以注浆等措施，成功地保证了正常营业的东海商都、电子商厦等周围建筑的安全。

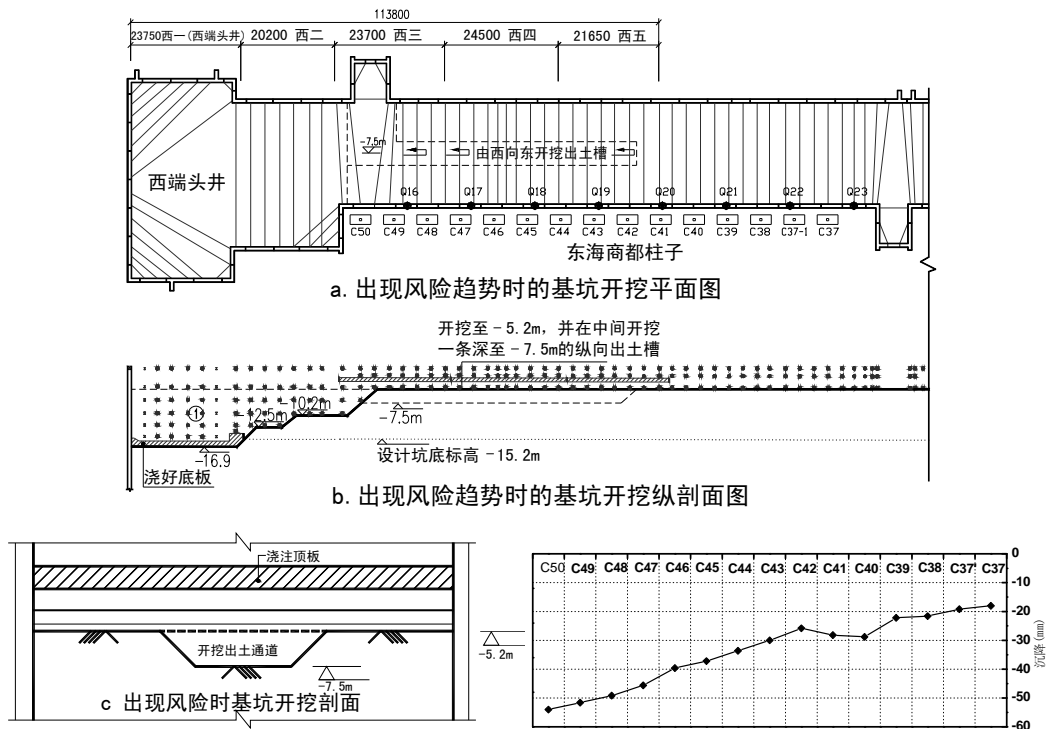


图 29.54 前期开挖概况

图 29.55 出现风险时东海商都沉降

1、施工险情介绍

从挖土动工到 1998 年 7 月 24 日西端头井浇完底板这段时间内，施工单位在开挖步序上出现了偏差。如图 29.54 所示，由于西端头井开挖过快，又在西标准段开挖一条纵向施工槽并暴露达 70 天，造成东海商都西北侧被动区土体卸荷过大，被动抗力随之有相当程度的降低，因此东海商都西北角（C50、C49、C48、C47）的沉降量明显大于其余部位（图 29.55），柱间的最大差异沉降（0.12‰）也相当接近报警值（0.15‰）。由于该段基坑仅开挖到 -5.2m，还有 10m 未挖，所以这一变形趋势严重威胁到东海商都结构的安全，必须立刻采取措施予以补救。鉴于上述风险趋势，制定了后继开挖中一系列变形控制措施，主要思路为：

（1）在后继开挖中，在西段先通过调整控制施工步序和参数，结合被动区注浆；东段仍按原来的施工参数来施工，允许东段有一定的变形以减小东西方向过大的差异沉降。

（2）当差异沉降被调整至满足建筑物变形要求后，即在整座大楼范围内采用严格的变形控制措施，以求达到同时控制沉降和差异沉降的目的。

2、调整开挖步序

在基坑变形已经超过警戒值时，调整后继开挖的步序和参数是控制大楼沉降的主要的方法，减少每步开挖宽度和缩短开挖无支撑暴露时间，可以有效减少每层开挖的挡墙最大水平位移，从而达到控制每层开挖墙后最大基础沉降的目的。在河南路车站所实施的具体步序和参数如下：

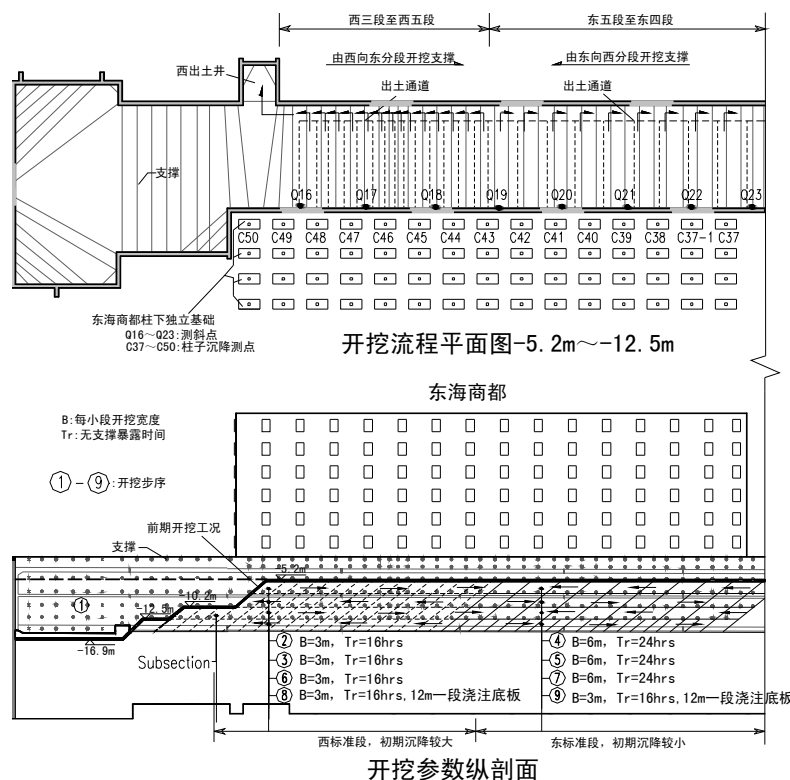


图 29.56 调整后开挖参数和流程图

每小段的开挖宽度 B 和无支撑暴露时间 T_r 。根据前述的变形控制思路，在东西标准段采用不同的施工参数，以求在控制东海商都的差异沉降的基础上再控制大楼总沉降。调整后的施工参数如图 29.56 和表 29.6。

基坑横断面中间，采用先向里挖出通道后再分段向外开挖的开挖流程；后将运土通道置于超载相对较小的南侧（电子商厦、中联商厦一侧），并且边挖出土通道边分段开挖支撑，如图 29.57 所示。这中做法对控制东海商都一侧的地层位移作用有：

(1) 合理有效地减小了南北向偏载的不利影响：一方面可使得东海商都一侧的土堤宽度可增大近一倍，这样该侧被动土体抗力得到充分利用以抵抗挡墙位移；另一方面增大了北侧的主动土压力以平衡东海商都一侧的偏荷载。这种以不对称的卸载方式来解决偏载问题的方法在以后的工程中也是值得借鉴的。

(2) 提高挖土效率，减少流变位移：边挖出土槽边分段开挖支撑的做法，节省了开挖出土通道的所耗费的时间，不但减少了流变位移，而且节省了工期。

在最后一层开挖并浇注底板中，原设计按 24m 一段浇注底板，后改为 12m 一段，以减少开挖宽度和暴露时间。

在确定后继开挖施工参数前，先按照原来的施工参数对后继开挖的基坑变形进行分析，如图 29.58 所示：若按原来的施工参数施工，则基坑挡墙变形在开挖结束时将达到 15cm，墙底位移则达到 11.54cm；若采用调整后的施工参数，则可将变形减少至 10cm 以内，墙底位移减少为 2.6cm。最终墙后土体损失则可减少一半，因此由基坑挡墙位移所导致的东海商都西北角沉降增量和沉降速率可得到有效地控制。根据计算，在从 -7.5m ~ -15.5m 的开挖中，由于挖土参数的不同，西标准段的挡墙最大位移增量为 3.6cm，而东标准段的挡墙最大位移增量为 5.1cm，两者的差异可调整东海商都业已发生的差异沉降。

表 29.6 后继开挖参数

每步开挖深度	西三段~西五段		东五段~东四段	
	每小段开挖宽度 B	无支撑暴露时间	每小段开挖宽度 B	无支撑暴露时间
第三层 -5.2m→-7.5m	3m	16hrs	6m	24hrs
第四层 -7.5m→-10m	3m	16hrs	6m	24hrs
第五层 -10m→-12.5m	3m	16hrs	6m	24hrs
第六层 -12.5m→-15.2m	分 4m 一段开挖并浇筑垫层, 12m 一段浇筑底板 (原设计为 24m)	每段开挖后 16hrs 内浇筑垫层, 底板范围内所有垫层浇筑后 3 天内浇筑底板	分 4m 一段开挖浇筑垫层, 12m 一段浇筑底板 (原设计为 24m)	每段开挖后 16hrs 内浇筑垫层, 底板范围内所有垫层浇筑后 3 天内浇筑底板

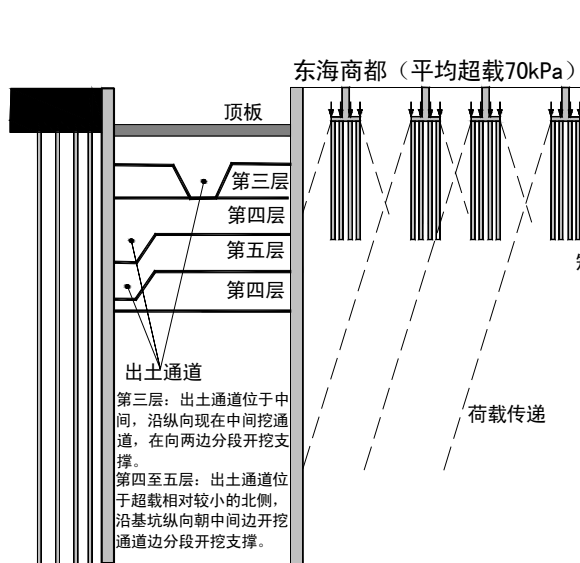


图 29.57 出土通道调整

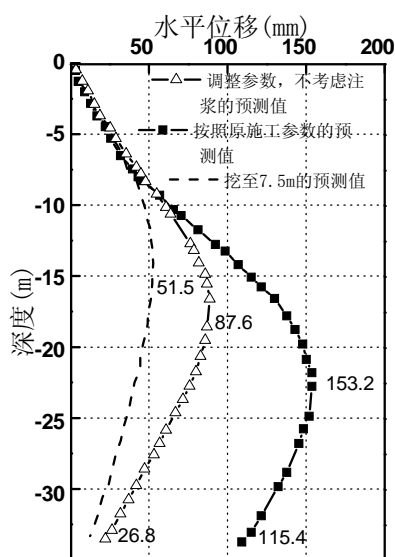


图 29.58 调整挖土参数的效果

3、被动区注浆

在调整参数的同时, 在坑内靠近地下连续墙处辅以双液分层注浆 (如图 29.59) 一方面利用注浆时的挤压效应, 控制本层开挖支撑结束到下层开挖这段时间内基坑深层挡墙的流变位移; 另一方面, 利用注浆对被动区土体加固作用, 提高被动区土体的抗力, 从而减小下一步开挖的基坑变形增量 (甚至小于设计预测的变形增量), 最终达到控制基坑挡墙水平位移变形的目的。为控制东海商都东西的差异沉降, 现在最大沉降的 C50 处集中注浆, 当开挖至第五层时, 再全面注浆。被动区注浆的主要目的是控制增加土体抗力, 控制地下连续墙的深层位移。(图 29.60)

由于实施了被动区注浆, 基坑挡墙深层位移得到明显控制。从计算结果分析, 被动区注浆使得基坑挡墙墙底位移减少了 3cm。这就使得:

- (1) 地层损失在调整基坑开挖参数基础上进一步减少, 从而达到减小墙后沉降的目的;
- (2) 墙底位移减少后, 坑周地层位移场范围得以减小, 即沉降影响范围会缩小;
- (3) 基坑抗隆起安全系数有效提高。

3、主动区注浆

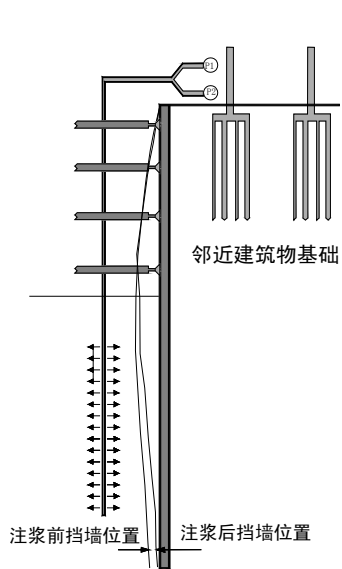


图 29.59 被动区注浆示意图

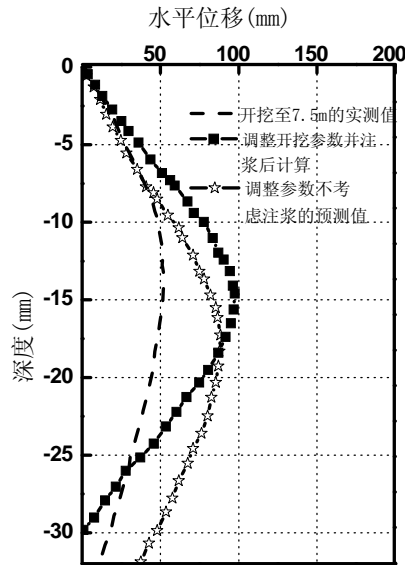


图 29.60 注浆效果图

在地下连续墙和基础间设好拱形排列的隔离桩之间实施均匀的双液注浆，可以利用注浆后产生的侧向应力，有效地减少桩周土体卸荷扰动，控制短桩独立基础固结沉降。图 29.61

在诸如河南路车站基坑的这种特殊环境条件下，主动区注浆必须十分小心谨慎。其注浆参数和上述的被动区注浆大都相同。最大的差别在于单位深度的注入量要严格控制在 10~15l/m，施工拔管时要特别注意缓慢均匀，并要严密进行周围建筑和土体位移跟踪监测。注浆效果如图 29.62。

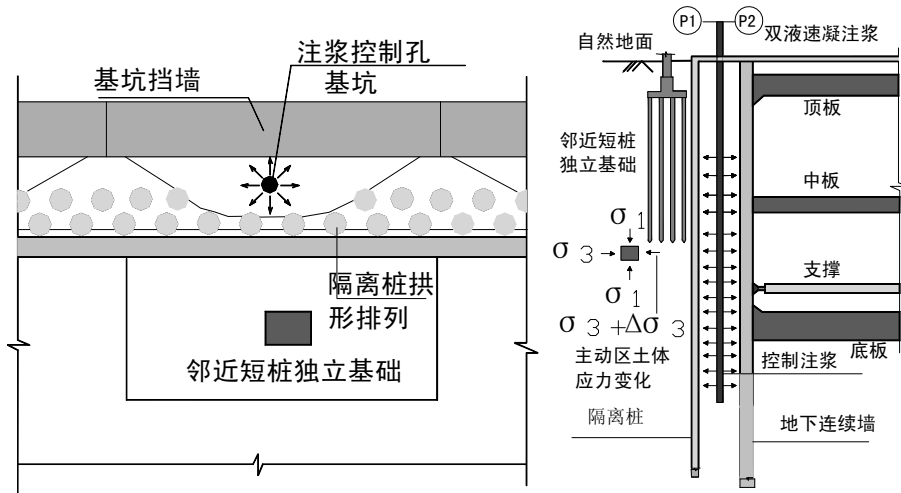


图 29.61 主动区控制注浆

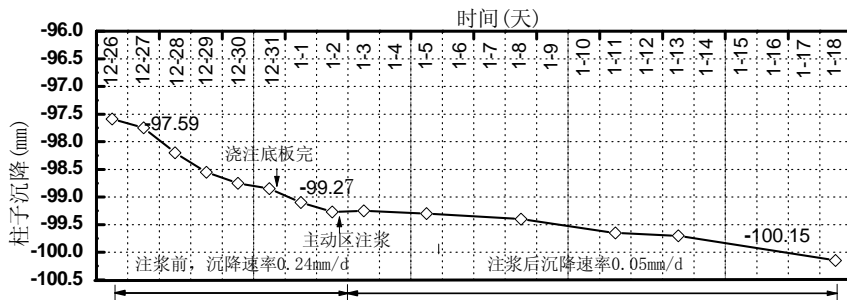


图 29.62 主动区注浆效果图

有图中可以看出：即使在调整后继续开挖步序和参数以及被动区注浆等措施之后，东海商

都的短桩沉降还是达到了 9cm 左右，沉降速率为 0.24mm/d；但是从 1 月 1 日起开始主动区注浆，注浆后沉降速率降为 0.05mm/d，可见在采取了上述措施之后进行主动区注浆对控制东海商都的沉降效果还是很好的。

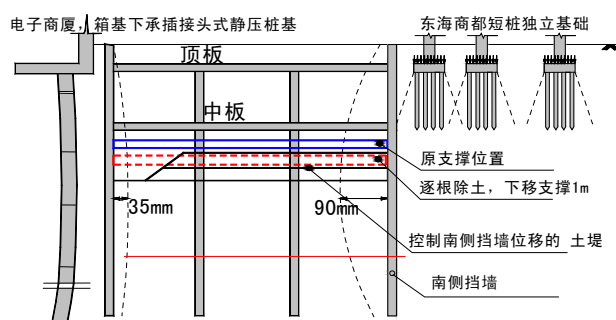


图 29.63 调整支撑位置控制桩基位移

4、调整支撑位置控制北侧地层位移

在河南路车站施工中挖至最下一层时，从监测资料中发现靠近电子商厦的一侧地下墙一天中发生了 2mm 的位移，最大位移达 35mm，经分析可知此处挡墙外的建筑物箱形基础下的承插式接头锚杆静压桩，可能因基坑挡墙位移而使桩身挠曲，而导致接头在偏心受压的集中应力作用下压损破坏。随即将坑内支撑按图 29.63 所示将支撑下移 1m，结果有效地控制了墙体位移，保证了建筑物桩基的安全。

5、变形控制效果

地下连续墙水平位移的控制效果

(1) 在实施控制措施后，通过实测数据可以看出，东海商都西侧的挡墙 (Q16) 的水平增量明显小于监控前的数值，后继每层开挖的挡墙最大水平位移增量和位移速率明显减小。

(2) 在采用以调整开挖参数为主的变形控制措施后，西段的在每层挖土中的变形速率和变形增量得到了有效的控制，由于措施得当并得以切实执行，每一层开挖中的变形速率和变形增量都要小于上一层的相应量，如图 29.64 所示。

(3) 为调整东海商都的差异沉降，东西两端在第三～五层开挖采用了不同的施工参数：西侧的每小段开挖宽度和无支撑暴露时间均要小于东段。这就使得东段在相应各层的开挖变形和变形速率要明显大于西侧。

(4) 由于第三～四层在西段实施被动区压力注浆，西段的墙底位移得到了有效的控制，甚至小于注浆前的位移量。虽然注浆后墙体弯矩会有所增大，但根据现场及时反馈分析，墙体弯矩均在设计允许范围内。

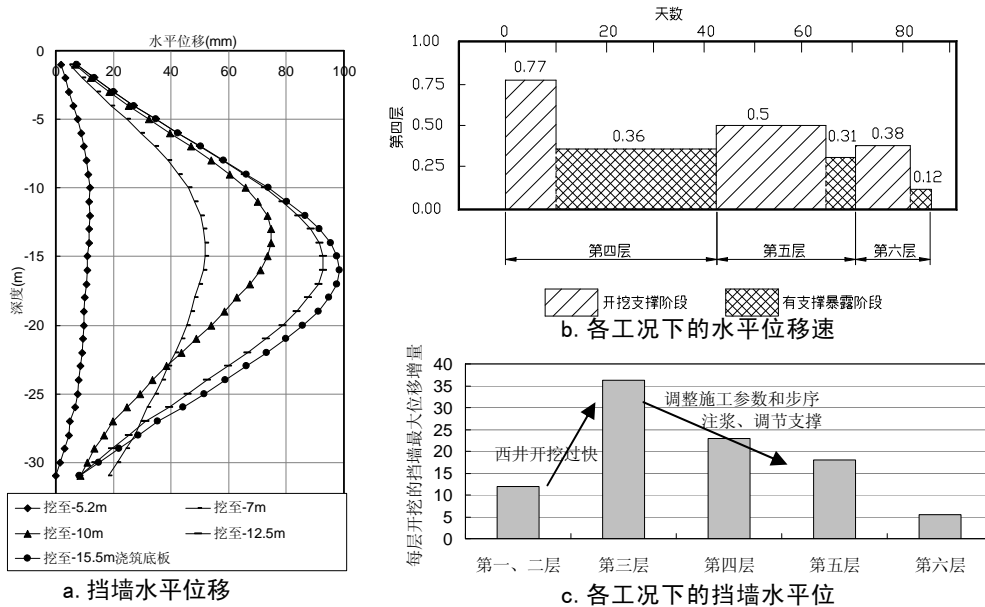


图 29.64 各施工阶段基坑挡墙水平位移情况

在整个工程施工的过程中，由于采用了合理的监控策略和有效的控制措施，结合精心的时空测量，到基坑施工完成以后，东海商都西面的沉降及相应的差异沉降得到了有效的控制。如图 29.65 所示

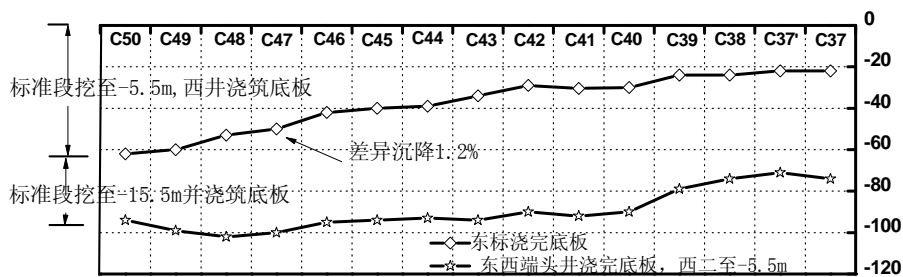


图 29.65 采取控制措施后东海大楼东西向沉降变化

以 C50 为例，图 29.66 中显示的是西段 C50 处沉降历时曲线，从图中可以看出：AB 段是第一、二两层土层开挖时产生的沉降，在这段时期内由于挖土较快且暴露时间较长，故出现沉降速率较大、累计沉降较大的现象；之后在 BC、CD、DE 段采取多种措施来控制沉降（调整施工步序和参数、调整支撑、在主动区和被动区注浆）沉降速率明显变小。

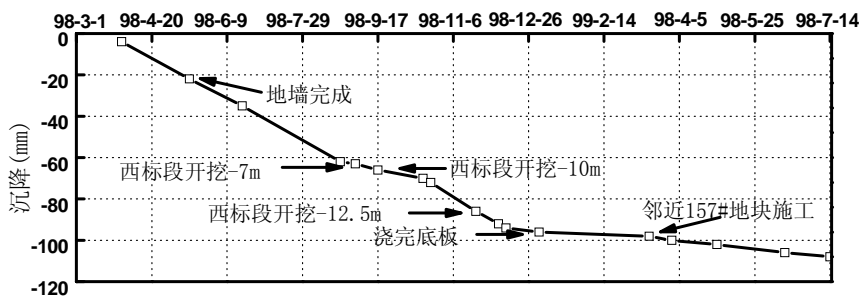


图 29.66 西段 C50 处沉降历时曲线

29.6.4 结论

实践证明：按照软土基坑工程时空效应的理论和方法所设计的基坑在施工过程中，在各层开挖阶段的挡墙水平位移及相应的墙后地层位移基本符合设计预测值，但由于地层的各向异性和不均匀性以及地层在施工扰动时发生的难以预测到的不明确因素，在施工过程的各个

阶段还可能发生某些偏离预测值的现象，这就必须在施工过程中进行跟踪监测和有效控制。该项工作是保证地下工程的实际地层位移符合预测的一个关键环节。经过总结，本次施工监控工作要点有以下四点：

1、按照基坑周围环境保护要求，设计基坑工程并预测坑周地层位移分布，通过设计分析，确定出关键监测点。对各关键观测点均要经预测计算，提出各重要部位在各层开挖过程中各阶段的变形速率的警戒值。

2、按照测点的监测内容选择具有相应功能与精度的测试仪器，最常用和有效的有：①挡墙内设置的测斜仪，误差 $\leq 0.5\text{mm}$ ；②测量地表及建筑物垂直位移及水平位移的精密水准仪（误差 $\leq 0.2\text{mm}$ ）及经纬仪（误差 $\leq 0.5\text{mm}$ ）；③支撑轴力测压传感器（误差 $\leq 10\text{kN}$ ）；④孔隙水压计（误差 $\leq 0.01\text{MPa}$ ）。

3、在关键部位施工过程中，对该部位关键监测点的监测数据，要紧跟工况发展进行数据处理与反馈分析。

4、当变形速率的监测数据达到警戒值时，立即采取有效控制，以事先备用的措施将施工中的风险性趋势制止在萌芽状态，使基坑工程坑周环境的安全和质量始终处于可控状态。

开挖过程中变形控制的主要措施有：

1、调整后继开挖步序和参数，这是运用软土基坑工程时空效应规律，控制基坑变形的一个十分重要的方法。当基坑变形或变形速率超过警戒值，应用考虑时空效应的计算方法，可以找出后继开挖中满足环境保护要求的施工参数。

2、利用双液分层注浆控制基坑挡墙位移或保护对象的位移，注浆时要结合跟踪监测数据，谨慎合理地选用注浆参数。

3、局部增设支撑或调整支撑位置。

地铁二号线河南路车站，虽然施工风险很大，但是由于施工期间严密监测，出现风险趋势后变形控制措施得当，成功地保护了具有 70 年历史的东海商都安全和正常使用。该工程作为施工监控的一个成功典范，对于类似工程无疑是十分值得借鉴的。