

第 28 章 环境影响的分析与保护措施

28.1 概述

上世纪九十年代以前，基坑开挖深度一般不深，因此基坑开挖对周边环境的影响较小，基坑的环境保护问题并不突出。近二十年来，随着我国建设事业的飞速发展，基坑的规模越来越大，开挖深度越来越深，且城市区域往往建筑物密集、管线繁多、地铁车站密布、地铁区间隧道纵横交错，在这种复杂城市环境条件下的深基坑工程，除了需关注基坑本身的安全以外，尚需重点关注其实施对周边已有建（构）筑物及管线的影响。图 28-1 为城市基坑工程典型的周边环境条件。

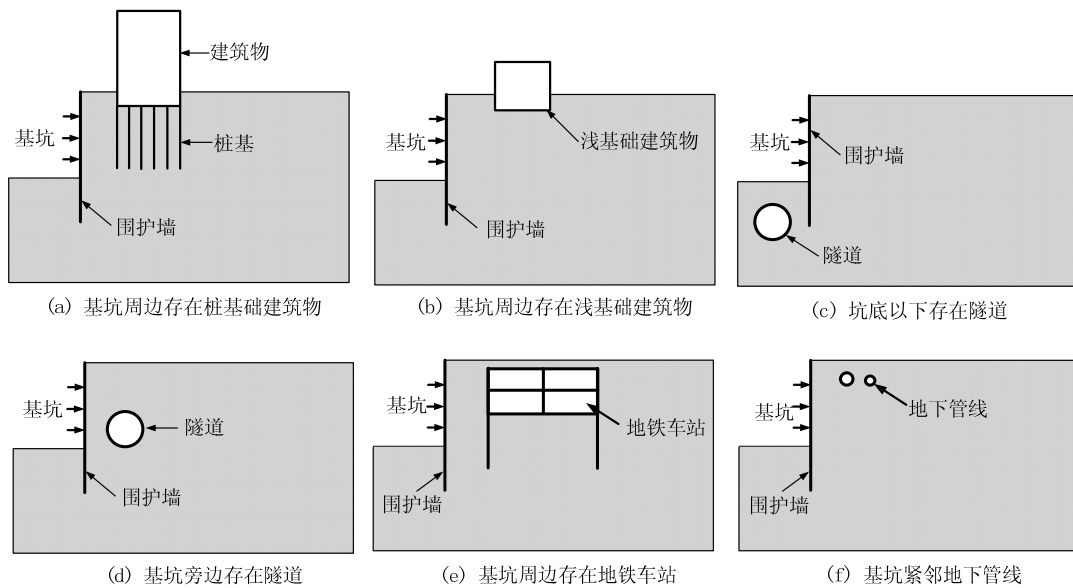


图 28-1 基坑周边典型的环境条件

基坑工程的施工一般可分为三个阶段，即围护体的施工阶段、基坑开挖前的预降水阶段及基坑开挖阶段。围护体如地下连续墙及钻孔灌注桩等的施工会引起土体侧向应力的释放，进而引起周围的地层移动；基坑开挖前及基坑开挖期间的降水活动可能会引起地下水的渗流及土体的固结，从而也会引起基坑周围地层的沉降；基坑开挖时产生的不平衡力会引起围护结构的变形及墙后土层的变形。基坑施工引起的这些地层移动均会使得周边的建（构）筑物发生不同程度的附加变形，当附加变形过大时就会引起结构的开裂和破坏，从而影响周边建（构）筑物的正常使用。随着我国城市区域大量地下空间工程建设的发展，由基坑工程引起的环境保护问题变得日益突出。复杂城市环境条件下的基坑工程环境保护要求高，设计和施工难度大，稍一不慎就可能酿成巨大的工程事故，导致巨大的经济损失并会产生恶劣的社会影响。由基坑工程引起周边环境破坏的典型事故如下：

(1) 南京地铁二号线某车站的基坑开挖深度 17.5m，基坑开挖导致距离基坑 16m 的一栋建筑最先向西沉陷，后变成整体倾斜率超过千分之八的危房，住户紧急撤离；距离基坑 20m 左右的两座 15 层住宅楼的住户家里出现大量从顶部开始蔓延的裂纹；基坑旁边的自来水管两次断裂；事故不但产生了巨大的经济损失，还严重地干扰了周围居民的正常工作和生活，在南京市造成了极其恶劣的社会影响。

(2) 位于上海市中心城区的某大楼是上海市第一批优秀历史保护建筑, 距离其 18m 的深基坑开挖直接导致其沉降超过 6cm, 导致这栋建筑物 160 多处出现碎裂、开裂、渗水、起皮剥落、瓷砖空鼓等, 使得这座历史的活见证已岌岌可危。

(3) 上海交通大学徐汇校区内的某建筑是建于上世纪 30 年代的砖木结构建筑, 为上海市第二批历史保护建筑, 受临近 9m 远处深度为 11.35m 基坑开挖的影响, 出现了明显裂缝, 最后楼内人员全部撤离, 结构也需要进行加固处理, 造成了严重的损失。

(4) 武汉市某商住大楼基坑, 开挖至 8m 时导致距其 6.5m 处的煤气中压管道断裂, 煤气大量外漏, 受停气影响的用户高达 11 万户, 造成了巨大的经济损失和恶劣的社会影响。

基坑工程施工对周边建筑物、地铁隧道、大型地下管线等造成的损伤或破坏性影响, 不仅会引起重大的经济损失, 更将造成严重的社会及政治影响, 且其损失是不可挽回的。另一方面, 缺乏研究和正确的认识又往往存在夸大基坑工程对周边环境影响程度的倾向, 使得这种环境条件下的基坑工程设计和施工异常保守, 导致工程造价畸高, 浪费了大量的人力和物力资源, 不利于基坑工程的可持续发展和节约型社会的建设。因此, 城市环境条件下的基坑工程既是一个技术问题, 同时又是一个社会问题, 必须引起足够的重视。

在过去, 由于基坑的环境保护问题并不突出, 基坑工程的设计是以保证基坑的稳定性为主要目的, 只要强度能满足要求即可, 即基坑的设计由强度控制。近年来基坑工程的环境条件日趋复杂, 常常有由于基坑施工而引起建筑物或地下管线损坏的现象发生, 而基坑支护结构并无破坏现象, 因此基坑支护结构除满足强度要求外, 还要满足基坑周边环境的变形控制要求, 在软土地区后者往往占主导地位^[1], 即设计已由传统的强度控制转变为变形控制。对于复杂环境条件下的基坑工程, 需全面掌握基坑周边环境的状况, 确定周边环境的容许变形量, 采用合理的分析方法分析基坑开挖可能对周边环境的影响, 施工中对周边环境设置安全监测系统并进行全过程的监控, 必要时采取相关的措施实施对周边环境的保护。

28.2 基坑周边环境调查

28.2.1 环境调查的范围和内容

基坑工程在围护设计前应结合其环境的重要性程度进行必要的环境调查工作, 从而为设计和施工采用针对性的保护措施提供相关的资料。环境调查工作可能涉及到许多部门和单位的配合, 需要投入一定的人力和物力。对于重要的建(构)筑物的环境调查, 有必要由专业的环境调查或工程勘察单位提供相应的专项调查报告, 调查报告应能满足环境影响分析与评价的需要。

基坑周边环境的调查范围是环境调查必须考虑的问题。基坑环境调查的范围主要由基坑的墙后地表沉降影响范围决定。对于砂土等硬土层, Peck^[2]、Clough and O'Rourke^[3]及 Goldberg^[4]等研究表明, 墙后地表沉降的影响范围一般为 2 倍的基坑开挖深度, 因此对于这类地层条件下的基坑工程, 一般只需调查基坑 2 倍开挖深度范围内的环境状况即可。对于软土地层, Peck^[2]的研究表明墙后地表沉降的影响范围一般为 4 倍的基坑开挖深度; Hsieh 和 Ou^[5]的研究表明, 墙后地表沉降可分为主影响区域和次影响区域, 主影响区域为 2 倍的基坑开挖深度, 而在 2~4 倍开挖深度范围内为次影响区域, 即地表沉降在次影响区由较小值衰减到可以忽略不计的程度。因此对于软土地层条件下的基坑工程, 一般也只需调查主影响区域即 2 倍开挖深度范围内的环境情况, 但当在基坑的次影响区域内有重要的建(构)筑物如轨道交通设施、隧道、防汛墙、煤气总管、自来水总管、历代保护建筑时, 为了能全面掌握基坑可能对周围环境产生的影响, 也应对这些环境情况做调查。

一般情况下, 环境调查应包括如下内容:

(1) 对于建筑物, 可通过调研、现场查看、资料收集、检测等多种手段全面掌握建筑

物的现状。应查明建筑物的平面位置及与基坑的距离关系、用途、层数、结构形式、构件尺寸与配筋、材料强度、基础形式与埋深、历史沿革及现状、荷载与裂缝情况、沉降与倾斜情况、有关竣工资料（如平面图、立面图和剖面图等）及保护要求等。对历代保护建筑，一般建造年代较远，保护要求较高，原设计图纸等资料也可能不齐全，有时需要通过专门的房屋结构检测与鉴定，对结构的安全性做出综合评价，以进一步确定其抵抗变形的能力，从而为其保护提供依据。

(2) 对于隧道、共同沟、防汛墙等构筑物，应查明其平面位置、建造年代、埋深、材料类型、断面尺寸、沉降情况等，并应与相关的主管部门沟通，掌握其保护要求。

(3) 对于管线应查明其平面位置、直径、材料类型、埋深、接头形式、压力、输送物体（油、气、水等）、建造年代及保护要求等，当无相关资料时可按《城市地下管线探测技术规程》（CJJ61）进行必要的地下管线探测工作。

28.2.2 环境调查实例

1. 工程概况

某工程位于上海市黄浦区，东临圆明园路，北抵苏州河路，西倚虎丘路，南至北京东路为界，如图 28-2 所示。本工程是以办公、商业为主，精品酒店、高档公寓为辅的城市多功能街区，主体建筑为 1 号~6 号建筑，主体结构地上结构 5~14 层不等，基坑面积约为 8400m²。1 号~5 号建筑设置三层地下室，地下室底板面设计相对标高为-13.400；6 号建筑设置一层地下室，地下室底板面设计相对标高为-4.500。主体结构底板厚度 1500mm。基坑分为 A、B、C 三区，开挖深度分别为 6.5m、15.4m、15.4m。本工程位于上海市外滩历史文化风貌保护区的核心地块，周边紧邻 12 栋上海市历史保护建筑（包括光陆大楼、广学大楼、真光大楼、亚洲文会大楼、安培洋行、女青年大楼、兰心大楼、中实大楼、美丰洋行、圆明园公寓、哈密大楼、协进大楼），且基坑周边分布有密集的市政管线，基坑的环境保护要求极高。

2. 基坑周边的市政管线调查

以基坑西侧的圆明园路为例，调查了该侧的有关市政管线情况。圆明园路下有一根上水管线、一根雨水管线、一根污水管线、一根电力管线、一根信息管线、一根燃气管线和两根上话管线。管线的情况及与基坑的关系如表 28-1 所示。

圆明园路侧管线的情况及与基坑的关系 表 28-1

序号	管线名称	管径(mm)或组、孔数	材料	埋深(m)	距基坑最近距离(m)
1	信息	3 孔	电缆	0.30	11.2
2	电力	1 组	电缆	0.70	11.7
3	上话	2 孔	电缆	0.45	12.6
4	上水	φ300	铁	0.80	13.6
5	污水	φ230	混凝土	2.10	14.3
6	雨水	φ600	混凝土	1.05	15.9
7	燃气	φ200	铁	0.50	17.0
8	上话	15 孔	电缆	0.95	18.8

3. 基坑周边建筑物状况调查（以兰心大楼^[6]为例）

兰心大楼为上海市近代优秀保护建筑，是外侨在上海最早的剧场兰心戏剧院的旧址。该建筑紧贴本工程的 B 区基坑，距基坑围护体外侧最近仅为 1.5m。房屋建于 1927 年，当时外交部驻沪办事处设于此，1956 年 3 月起由房管部门管理。

(1) 原建筑、结构设计概况

房屋原设计为地上七层（屋面南侧另设有两层塔楼），北侧局部设有地下室。房屋平面为狭长矩形，一至五层平面布置基本无变化，六、七层向西收进一跨。外立面用深棕色面砖饰面，东、西两个立面风格相差很大。房屋南北向轴线总长 29.01m、东西向轴线总宽 10.33m。地下室层高不详，一楼层高 4.42m，二至七层层高均 3.61m，屋面塔楼高 8.77m。房屋南侧为楼梯间，其中部设有一部电梯，通往上部楼层，房屋北侧为办公楼，塔楼部分为电梯机房。

房屋主要采用筏板基础，基础由南北两部分组成，如图 28-2 所示。北侧基础为地下室部分，其围护墙采用混凝土墙，墙厚 610mm，因图纸部分遗失，原配筋情况不详。南侧基础柱下位置沿东西和南北向分别设有大梁；南北向大梁宽 356~635mm，高 1525mm；东西向每跨内另设有两道梁，梁均为 356mm×1525mm。梁顶设顶板，板厚 152mm；基础底板厚 254mm；南侧基础基底埋深为室内地坪以下约 1.64m。房屋上部主体采用钢筋混凝土框架结构（局部为混凝土墙），除七层和屋面向西收进一跨外，其它各层结构布置基本无变化。主框架沿双向布置，东西向 2 跨，跨度（柱距）5.03m；南北向 6 跨，主要跨度为 4.84m。混凝土墙分布在西侧一至五层间的 D/1~5 轴处，墙厚 203mm，单层配筋。柱均为方柱，由下至上逐层缩小。楼、屋盖采用主次梁结构，框架梁间沿东西向设置 2 道次梁。梁截面均为矩形，框架梁端加腋。楼板多数按单向板设计，厚度 102mm。

（2）现场建筑、结构布置及使用状况调查

房屋目前主要作为办公使用。现场对房屋的建筑和结构布置状况进行了复核调查。结果表明，原屋面 2 轴以北部分加建了一层，加层采用钢框架，上设木搁栅、彩钢板。整体上房屋除了加层以外基本上保留了原设计的平面布局及建筑风格，尤其是外立面保留较好。

现场检测发现原围护墙和内部填充墙主要采用实心黏土砖、混合砂浆砌筑，部分楼层加建了轻质隔墙分隔成若干房间使用。内墙面一般用纸筋灰和涂料装饰，外墙面仍然保留了原有的深棕色面砖，面砖多数为半砖(120mm)厚，部分楼层有后做的吊顶。大厅及楼梯间地坪为水磨石面层，面层及找平层厚约 50mm，水磨石地坪保存尚好，个别地方存在损坏现象，房间内多数有后装修的木地板。现场对 D/5 处基础进行了开挖检测，检测结果表明基础结构形式及构件尺寸与原设计基本一致，基础内目前积水，积水深度约 300mm。

（3）层高、轴网尺寸、构件及配筋检测

用测距仪抽样测试了柱间净距，再加上柱截面尺寸实测值，得到了轴网尺寸表（略）。现场实测结果表明房屋个别轴网尺寸与设计轴网尺寸相比有所偏差，按照实测结果绘制了轴线图。用测距仪抽样测试了各层净高，再加上楼板结构层与装饰层厚度实测值，得到了各层实际层高值（略）。现场抽查得到了柱、梁、墙等构件的尺寸（略），其中柱截面在凿除粉刷层后用钢卷尺检测；梁宽度在凿除粉刷层后用钢卷尺检测，梁高度为板底以下实测高度与楼板厚度设计值之和；墙厚为实测总厚度扣除粉刷及装修层厚度后推算所得。抽查的柱、梁、墙截面基本符合原设计要求，同类构件截面尺寸基本一致。采用 BOSCH 钢筋探测仪探测钢筋数量、间距，并凿开保护层用游标卡尺测量钢筋规格、保护层及粉刷层厚度，得到了柱、梁、板、墙等构件的配筋检测结果（略）。

（4）混凝土、砖及砂浆强度检测

现场用回弹法抽样检测了部分柱、梁、墙和板的混凝土强度，并用钻芯法进行了取芯修正。现场检测结果表明：一至五层混凝土强度平均值为 20.0 MPa，最小值为 17.4 MPa，实测混凝土强度可按 C18 取用；六、七层混凝土强度平均值为 15.8 MPa，最小值为 14.1 MPa，实测混凝土强度可按 C15 取用。房屋原填充墙材为 244×120×58mm 实心黏土砖，一层用泥浆砌筑，其它楼层采用水泥混合砂浆砌筑，灰缝尚饱满，砌筑较平整。用回弹法检测砖墙的砖强度并修正，换算强度在 9.7~14.5MPa 之间，砖强度可按 MU10 取用。房屋的实测砂浆强度在 2.0~5.8MPa 之间，平均强度为 3.8MPa，总体上砂浆强度可按 M2.5 取用。

（5）房屋沉降、倾斜测量情况

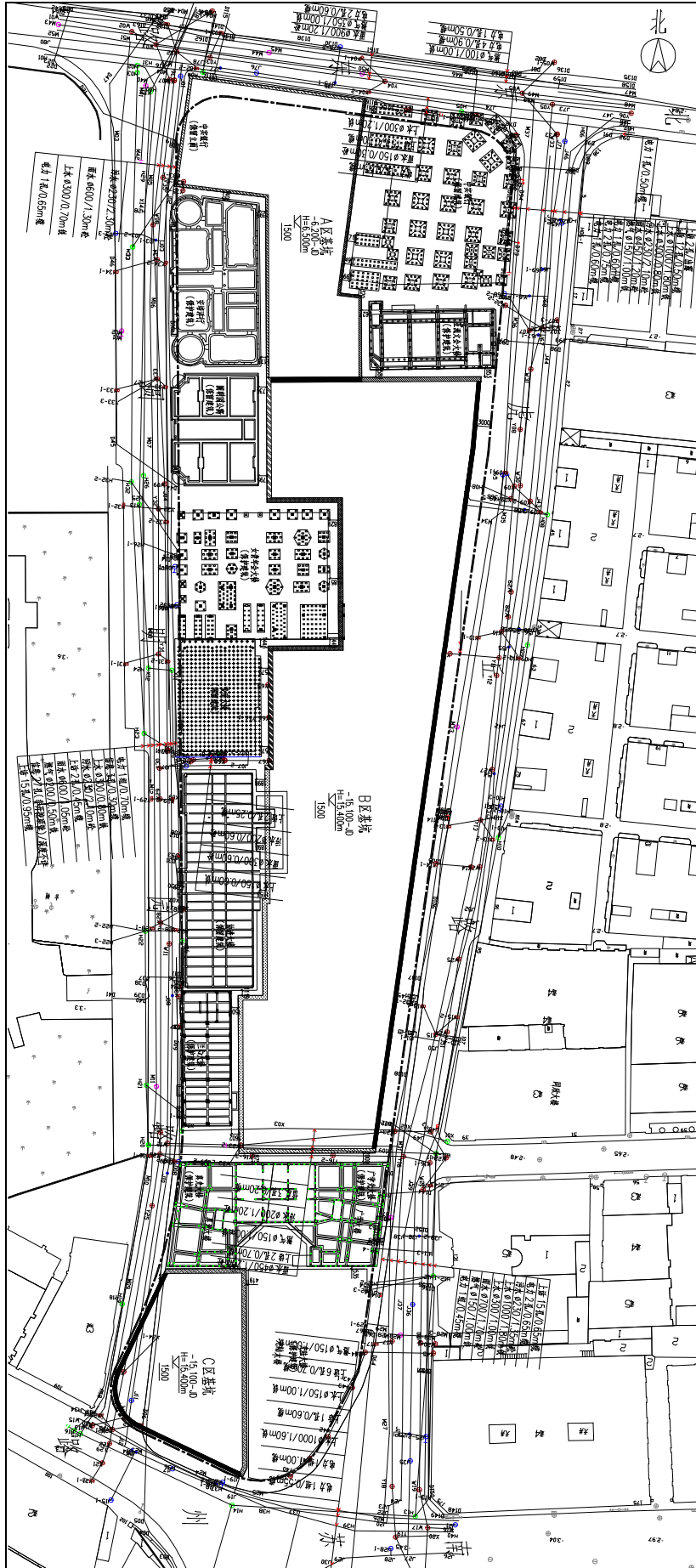


图28-2 某基坑工程的周边环境情况

为了解房屋目前的总体变形情况，用经纬仪测量房屋角点的垂直度偏差，采用水准仪测量各层楼板板底的相对高差。从测量结果看房屋在东西方向为向西倾斜、南北方向为向中间倾斜，角点倾斜率不大，在 1.40‰~3.03‰之间。二、四、六层板底高差测量结果表明各层楼面的高差有相同规律：东西方向均为东高西低，平均高差约 75mm 之间，换算成向西倾斜率约为 8‰；南北向为中间低两端高，最低处在 3 轴附近，3 轴以北平均高差约为 120mm，换算成向南倾斜率约为 6.3‰。

28.3 基坑周边环境的容许变形量

28.3.1 建筑物的容许变形量

一、建筑物损坏的定义

根据 Skempton 和 MacDonald^[7]及后来有关学者的研究，一般可将建筑物的损坏大致地分为如下三类：

1. 建筑性损坏。建筑性损坏主要是构件外观上的损坏，例如墙板、楼地面及建筑饰面上的裂缝等。粉刷墙上宽度大于 0.5mm 的裂缝和砌体墙及毛面混凝土墙上宽度大于 1.0mm 的裂缝一般被认为是建筑物住户所能观察到的裂缝的极限大小。

2. 功能性损坏。功能性损坏主要是结构或构件引起使用功能上的障碍，例如门窗不能开启、墙体或楼面的倾斜、煤气管线或水管的弯曲与破裂、饰面的开裂与剥落等。功能性损坏一般不需进行结构性修复。

3. 结构性损坏。结构性损坏往往会影响到结构的稳定性，这类损坏包括建筑物主要受力构件如梁、柱、楼板、承重墙等的开裂和严重变形。

Burland^[8]在前人有关研究的基础上，根据砌体墙体最大裂缝可修复的难易程度，给出了一个建筑物损坏级别的分类标准，如表 28-2 所示。

建筑物损坏程度分级说明 (Burland^[8])

表 28-2

类别	损坏程度	损坏情形描述 (下划线部分表示可修复的难易程度)
0	可忽略 (Negligible)	毛细裂缝，裂缝宽度小于 0.1mm
1	极轻微 (Very slight)	<u>微细的裂缝通过一般的装修就可轻易地处理。</u> 损坏一般仅限于内墙的饰面。砌砖或砂浆上可近距离检视出裂缝。典型的裂缝宽度可达 1mm。
2	轻微 (Slight)	<u>裂缝可轻易地填补，可能需要重新装修。</u> 经常发生之裂缝可用合适的衬料掩饰。建筑物外表面有明显的裂缝并需勾缝以防透风漏水。门窗开启稍受影响。典型裂缝宽度可达 5mm。
3	中度 (Moderate)	<u>裂缝须修补。外砖墙需重勾缝，可能有小部分砖墙需拆换。</u> 门窗卡住。管线有可能断裂。防透风漏水性能减弱。典型裂缝宽度可达 5~15mm，或有数条宽度大于 3mm 的裂缝。
4	严重 (Severe)	<u>须大规模修补建筑物，包括拆除或替换部分墙壁 (尤其是门窗上方的墙)。</u> 门窗框扭曲，楼板明显倾斜 ^[*] 。墙体倾斜 ^[*] 或明显鼓出，梁的承载力受损。管线断裂。典型裂缝宽度可达 15~25mm (亦与裂缝数量有关)。
5	极严重 (Very severe)	<u>建筑物须部分或全部重建。</u> 梁丧失承载力，墙体严重倾斜并需支撑。窗户因扭曲而破坏。结构体有不稳定的危险。典型裂缝宽度大于 25mm (亦与裂缝数量有关)。

注：1. 本表主要依据裂缝修补的难易程度来评估建筑物损坏的等级。

2. 裂缝宽度并非评估的唯一标准，应一并考虑裂缝的位置及数量等。

3. *—局部水平或竖直方向偏离的斜率超过 1/100 将可以很清楚地观察到，整体偏离斜率超过 1/150 将引起视觉上的不安。

二、建筑物有关变形变量的定义

Burland 和 Wroth^[9]给出了建筑物各种变形变量的定义，并得到了相关研究的广泛认可。

图 28-3 给出了这些变形参数的示意图，其定义如下：

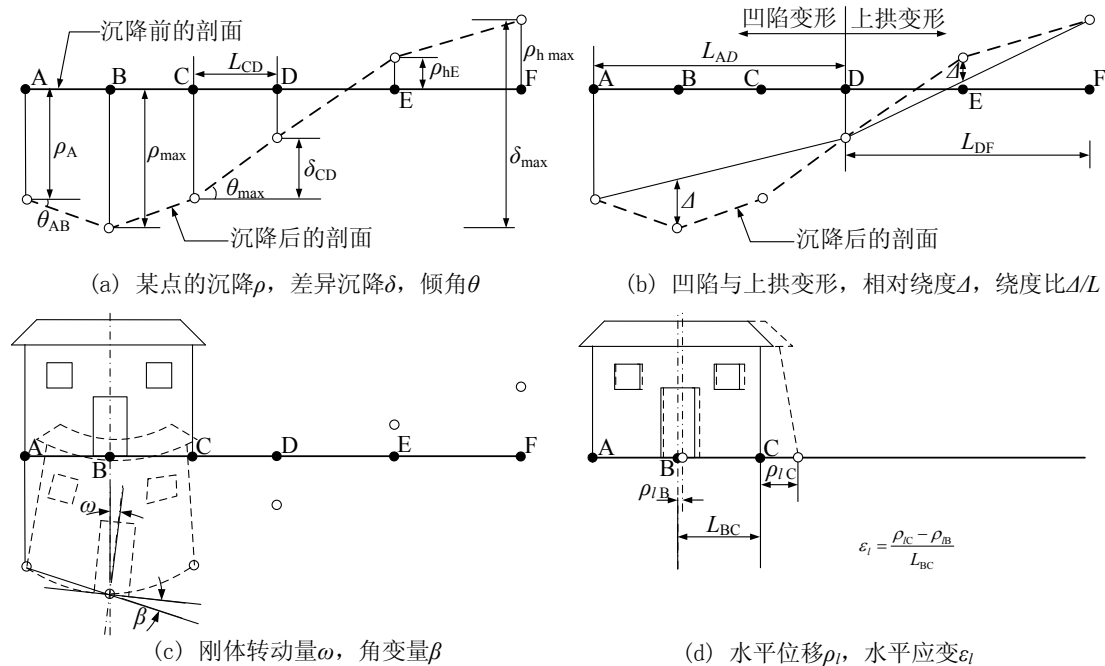


图 28-3 建筑物变形参数定义示意图（根据 Burland 和 Wroth^[9]）

1. 沉降 (settlement)、差异沉降 (differential settlement) 与转角 (rotation)。图 28-3 (a) 中的 ρ_i 为第 i 点向下的位移，即沉降值；而 ρ_{hi} 为第 i 点向上的位移，即上抬值。 δ_{ij} 为第 i 点和第 j 点之间的差异沉降。 θ 为第 i 点和第 j 点之间的差异沉降 δ_{ij} 与这两点之间的距离 L_{ij} 的比值，用来描述沉降曲线的坡度。

2. 凹陷变形 (sagging deformation)、上拱变形 (hogging deformation)、相对挠度 (relative deflection)、挠度比 (deflection ratio)。如图 28-3 (b) 所示，建筑物的变形有凹陷和上拱两种模式，其中凹陷意味着建筑物沉降剖面曲线上凹，而上拱意味着建筑物沉降剖面曲线下凹，图中的 D 点为凹陷和上拱变形的分界点。相对挠度 Δ 为建筑物沉降剖面曲线与两参考点连线之间的最大距离。挠度比为相对挠度 Δ 与两参考点之间距离的比值，即为 Δ/L 。挠度比可用来近似地衡量沉降曲线的曲率，它一般与弯曲引起的变形相关。

3. 刚体转动量 (rigid body rotation) 和角变量 (angular distortion)。如图 28-3 (c) 所示，整个结构的刚体转动量用 ω 表示。建筑物发生刚体转动时并不会引起建筑物构件的扭曲变形，因此建筑物的梁、柱、墙及基础等不会发生开裂破坏。角变量 β 为图 28-3 (a) 所示的转角 θ 与刚体转动量 ω 的差值，它用来衡量由剪切引起的变形。

4. 水平位移 (horizontal displacement) 与水平应变 (horizontal strain)。如图 28-3 (d) 所示， ρ_{li} 为第 i 点的水平位移。水平应变 ϵ_i 为第 i 点和第 j 点之间的水平位移之差与这两点之间距离的比值，它是第 i 点和第 j 点之间的一个平均应变。

需指出的是，上述有关变量的定义适用于平面内的情况，描述建筑物的三维变形行为时尚应考虑扭转。上述有关变量中与建筑物的扭曲变形或开裂直接相关的是差异沉降量、角变量、相对挠度（或挠度比）及水平应变。

三、建筑物在自重作用下的容许变形量

建筑物由于沉降而引起的开裂与许多因素有关，包括地基土的力学性质、基础的型式、

结构的材料、结构的类型与体量、结构所受荷载的分布与大小、沉降的均匀性与速率等。由于影响因素繁多，使得建筑物因沉降而受损的机理非常复杂，也就难以采用理论分析的方法来求得建筑物的容许沉降量。因此，目前关于建筑物容许沉降量的有关标准都是建立在已有建筑物现场沉降及损坏现象观测的基础上。

建筑物在自重作用下主要产生沉降，其水平向位移很小而可以忽略，因此这种情况下建筑物的破坏主要与角变量及挠度比相关联。早期的一些学者如 Terzaghi 和 Peck^[10]、Polshin 和 Tokar^[11]、Skempton 和 MacDonald^[7] 根据观测资料给出了建筑物损坏与角变量之间的一些关系。Bjerrum^[12]在前人研究的基础上，结合自己的有关观测资料，总结了建筑物损坏与角变量之间的关系如表 28-3 所示。后来的一些学者如 Burland 和 Wroth^[9]、Grant 等^[13]、Wahls^[14]、Boscardin 和 Cording^[15]也陆续进行了建筑物容许沉降量的研究，但所得到的结果基本与表 28-3 所建议的值相差不大。表 28-3 适用于坐落于任何土层的钢筋混凝土框架结构和砖混结构，也适合于独立基础或筏板基础的建筑物^[16]。

角变量与建筑损坏程度的关系^[12] 表 28-3

角变量 β	建筑物损坏程度
1/750	对沉降敏感的机器的操作发生困难
1/600	对具有斜撑的框架结构发生危险
1/500	对不容许裂缝发生的建筑的安全限度
1/300	间隔墙开始发生裂缝
1/300	吊车的操作发生困难
1/250	刚性的高层建筑物开始有明显的倾斜
1/150	间隔墙及砖墙有相当多的裂缝
1/150	可挠性砖墙的安全限度（墙体高宽比 $L/H > 4$ ）
1/150	建筑物产生结构性破坏

承重砖墙结构的破坏模式一般可分为凹陷和上拱两种，如图 28-3 (b) 所示，其破坏模式与钢筋混凝土结构有所不同，因此通常采用最大挠度比来表示其容许沉降量。表 28-4 根据 Bjerrum^[12]、Burland 和 Wroth^[9]及 Polshin 和 Tokar^[11]的研究给出了承重砖墙结构的容许挠度比，可作为参考。

承重砖墙结构的容许挠度比 表 28-4

研究者	变形型式	容许挠度比 Δ/L
Bjerrum ^[12]	凹陷变形	1/2500（对黏土地层， $L/H < 3$ ）
		1/1400（对黏土地层， $L/H > 5$ ）
		1/3300（对砂土地层， $L/H < 3$ ）
		1/2000（对砂土地层， $L/H > 5$ ）
Burland 和 Wroth ^[9]	凹陷变形	1/2500（对 $L/H = 1$ ）
		1/1250（对 $L/H = 5$ ）
	上拱变形	1/5000（对 $L/H = 1$ ）
		1/2500（对 $L/H = 5$ ）
Polshin 和 Tokar ^[11]	凹陷变形	1/2500（对黏土地层， $L/H < 3$ ）
		1/1500（对黏土地层， $L/H > 5$ ）
		1/3500（对砂土地层， $L/H < 3$ ）
		1/2000（对砂土地层， $L/H > 5$ ）

注： L 为变形墙体的长度， H 为变形墙体在基础以上的高度

除了用角变量来表示建筑物的容许沉降量外，还可以用差异沉降量和总沉降量来表示建筑物的容许沉降量，且差异沉降量和总沉降量更加直观，更易为工程师接受，因此能确定各类建筑物的容许总沉降量和差异沉降量更具实际意义。表 28-5 为欧章煜等^[17]根据前人的有关研究及台湾地区和日本地区的有关规范给出的建筑物的容许总沉降量和差异沉降量的建议值。需指出的是，表中的数值主要是根据钢筋混凝土建筑不发生非结构性破坏（根据表 28-3，角变量小于 1/300）且跨距为 6m 左右时的容许沉降量，当跨距与 6m 相差较大时不适合采用表中的数值来评估建筑物的容许沉降量。

钢筋混凝土建筑物之容许沉降量^[17] 表 28-5

基础型式	土层	总沉降量(cm)	差异沉降量(cm)	备注
独立基础	砂土	2.5	2.0	T
		5.0	3.0	S
		3.0	-	J
独立基础	黏土	7.5	-	S
		10.0	-	J、C
筏板基础	砂土	5.0	2.0	T
		5.0~7.5	3.0	S
		6.0~8.0	-	J
		-	3.0	G
筏板基础	黏土	7.5~12.5	4.5	S
		20.0~30.0	-	J、C
		-	5.6	G

注：T: Terzaghi 和 Peck^[18]；S: Skempton 和 MacDonald^[7]，对应 1/300 之角变量；

G: Grant 等^[13]，对应 1/300 之角变量；J: 日本建筑学会^[19]；C: 台湾建筑学会^[20]

砌体及混凝土墙的裂缝一般与拉应变有关，Burland 和 Wroth^[9]指出拉应变可能是决定开裂和裂缝大小的一个关键参数。他们基于深梁理论提出了极限拉应变（Limiting tensile strain）的概念，后来进一步改进为临界拉应变（Critical tensile strain）的概念，并用来研究建筑物的变形和开裂的关系，其分析模型如图 28-4 所示。虽然将一栋建筑物简化为一弹性深梁过于简单，但其分析结果与观测到的建筑物损坏情况吻合得较好，且这种分析模型能揭

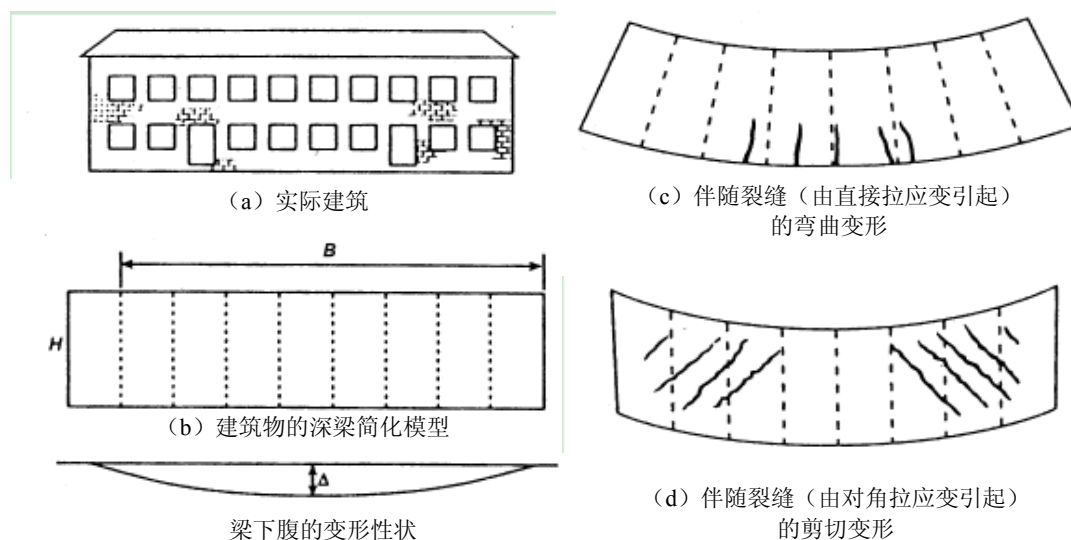


图 28-4 不同变形模式下深梁的裂缝（Burland 和 Worth^[9]）

示结构开裂的机理，较采用基于观测值的沉降、角变量等评价指标是一个较大的进步。Burland 和 Wroth^[9]的研究表明：对于某一特定材料而言，开裂与平均拉应变相关，且与变形形态关系不大；对于砖砌体而言，裂缝发生时的临界拉应变在 0.05%~0.1%的范围；对于钢筋混凝土结构而言，裂缝发生时的临界拉应变在 0.03%~0.05%的范围；且上述临界拉应变在数值上要较受拉构件发生拉伸的材料破坏时对应的拉应变要大得多。裂缝开始出现并不一定代表正常使用极限状态的出现，只要裂缝控制得当，允许变形大于裂缝开始出现时的条件是可以接受的。这说明拉应变的大小可代表不同的正常使用极限状态，也正是基于此，Burland 等^[21]将极限拉应变（Limiting tensile strain）的概念改进为临界拉应变（Critical tensile strain）的概念。

四、基坑开挖引致的建筑物容许变形量

基坑开挖引起的地层移动已是导致城市区域建筑物损坏的主要原因之一。与建筑物自重作用下主要发生沉降不同的是，基坑开挖引起的水平和竖向地层移动会同时对建筑物产生影响。上世纪七十年代以来，已有较多的文献根据现场实测报道了基坑开挖引起周边建筑的反应，这为研究建筑物的变形模式及容许变形量等提供的基础。

Cording 等^[22]基于纽约和华盛顿地区的有关工程案例对基坑周边承重砖墙结构裂缝模式的研究表明，垂直于基坑围护墙延伸方向的承重砖墙结构的裂缝形态基本相似，如图 28-5 所示，可观察到三种裂缝形态：（1）主要集中于靠近窗户区域灰缝内的斜裂缝。这种损坏是所有案例中发生得最多且最广泛的模式。很显然，这种裂缝与剪切和侧向变形引起的拉应变密切相关。当承重砖墙结构发生差异沉降时，墙体内部的方形单元会发生如图所示的变形，其引起的对角拉应变使得裂缝形态呈现出锯齿状。当这种对角延伸的裂缝与结构的外墙相交时，可能会引起外墙饰面的散裂及檐口的溃落。（2）发生于靠近屋顶处的竖向及近似竖向的裂缝，穿过砖和灰缝而延伸。这可能主要是由于建筑物的上拱（或向外弯曲）而使得在建筑物的顶部出现裂缝。这种影响会随着楼板及其它构件所提供的侧向约束作用而改变。裂缝主要集中于角变量最大的位置，且没有锯齿状的斜裂缝（第一种裂缝）那样显著。（3）发生于靠近基础处的竖向及近似竖向的裂缝。这种裂缝一般自地面延伸至 1.5~3.0m 的高度。从其走向和发生的位置来看，这种裂缝主要由侧向的地层变形引起。图 28-6 为 Boone^[23]给出的某基坑开挖引起的周边建筑物裂缝的情况，从裂缝发生的位置和走向来看，基本与 Cording 等^[22]的研究相一致。

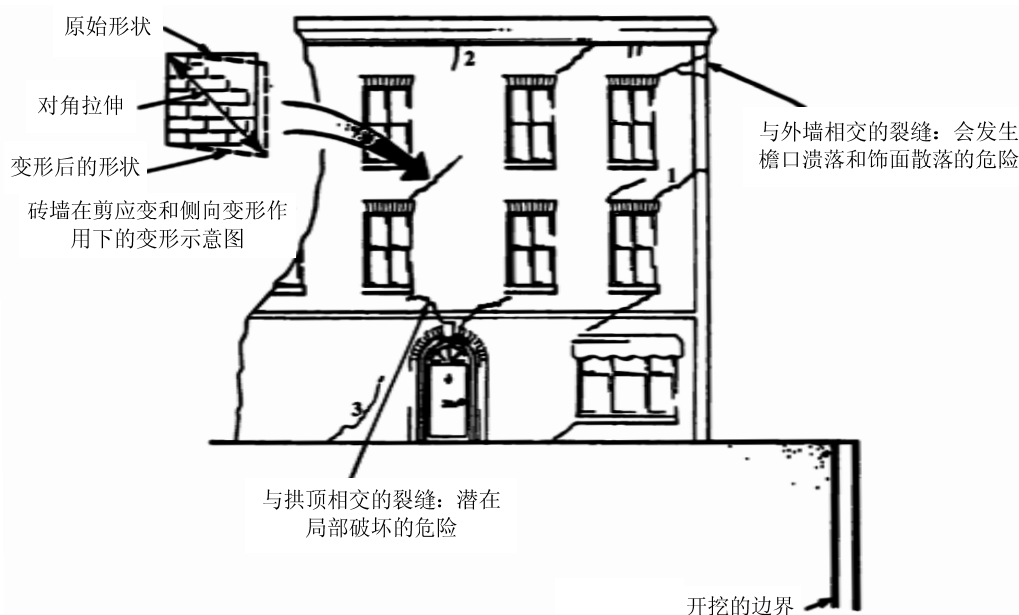


图 28-5 由开挖引起的承重砖墙结构（垂直于基坑围护墙延伸方向）的裂缝形态（Cording 等^[22]）

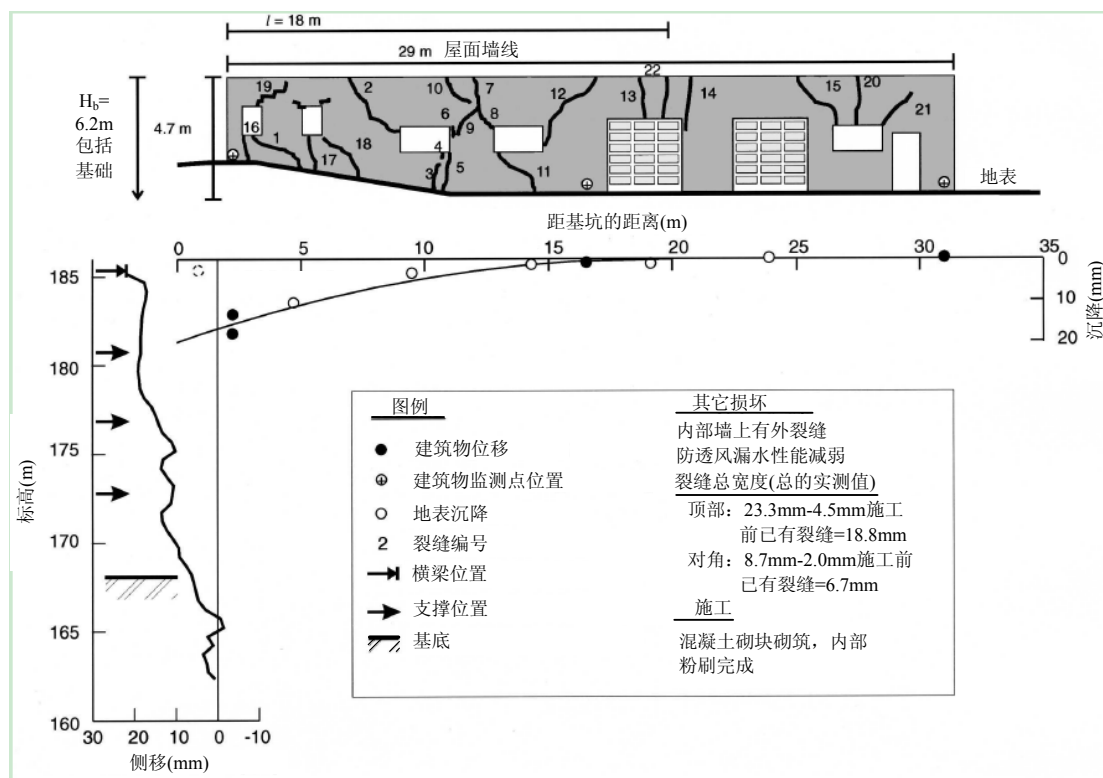


图 28-6 建筑物与基坑支撑系统剖面、建筑物与地表沉降实测值、建筑物裂缝及侧向变形 (Boone 等^[23])

由于基坑开挖前建筑物在自重的作用下已经发生了变形,因此基坑开挖后建筑物的容许变形究竟为多少是一个非常复杂的问题。理论上,建筑物的容许沉降量为一定量,开挖前建筑物在自重的作用下既然已经发生沉降,则在基坑开挖阶段建筑物所能容许的沉降量应该更小。部分专家和学者认为,建筑物在建造后虽然会在自重作用下发生沉降,但沉降之后建筑物的构件在长期的应力作用下,会逐渐调整其受力能力,以致其容许沉降量不会太小,其容许沉降量可能仍然接近于在自重作用下的容许沉降量^[16]。欧章煜^[16]指出,虽然开挖引起的建筑物沉降所造成的损害与建筑物本身自重对建筑物所造成的损害机理不同,但仍可以采用表 28-3 和表 28-4 的规定的数值作为基坑开挖引起的容许沉降量;并认为对于座落于任何土层中的独立基础或筏板基础的钢筋混凝土建筑物,由基坑开挖引致的容许总沉降量和差异沉降量可直接参考表 28-5 中日本建筑学会关于砂土层的规定。

台北捷运局根据有关学者的研究成果并结合台北捷运工程施工的大量经验建议开挖引起的容许沉降量如表 28-6 所示,可作为由开挖引起的建筑物变形控制标准的一个参考。

台北捷运工程之建筑物容许沉降量^[17]

表 28-6

基础型式	最大总沉降量 (mm)	倾角	角变量	挠度比 (上拱)	挠度比 (凹陷)
RC 筏板基础	45	1/500	1/500	0.0008	0.0012
RC 独立基础	40	1/500	1/500	0.0006	0.0008
砖造独立基础	25	1/500	1/2500	0.0002	0.0004
临时建筑物	40	1/500	1/500	0.0008	0.0012

曾收集了上海地区 13 栋钢筋混凝土框架结构受基坑开挖影响的资料,结果发现当建筑物总沉降量为 60mm 以上时,建筑物出现了不同程度的损坏;收集了上海地区 27 栋砖混结构受基坑开挖影响的资料,结果发现当建筑物总沉降量为 40mm 以上时,绝大部分建筑物出现了不同程度的损坏,这也可以作为软土地区由开挖引起的建筑物沉降控制的一个参考。

Boscardin 和 Cording^[15]的研究表明,开挖引起的侧向变形会减小建筑物竖向的容许沉降量。他们根据 Burland 和 Wroth^[9]的深梁模型进一步研究了水平应变对承重砖墙结构损坏的影响,并给出了如图 28-7 所示的建筑物安全评估图。图中水平坐标为角变量,纵坐标为水平应变,并给出了根据这两个变量确定的建筑物损坏程度的分区。从图中可以看出,可忽略的损坏区的拉应变上限为 0.05%;极轻微损坏区的拉应变上限为 0.075%;轻微损坏区的拉应变上限为 0.15%,所对应水平应变为零时角变量上限为 1/300,这与 Bjerrum^[12]建议的框架结构及砖混结构开始发生裂缝的角变量相等;中度至严重损坏区的拉应变上限为 0.3%,所对应水平应变为零时角变量上限为 1/150,这与 Bjerrum^[12]建议的框架结构及砖混结构发生结构性破坏的角变量相等。这里所说的损坏程度的定义参见表 28-2。从图中还可以看出,但建筑物的角变量较大,但水平应变不大,建筑物损坏情况并不如想像的那样严重;相对而言,当角变量较小而水平应变较大时,仍可对建筑物造成较大的损坏。

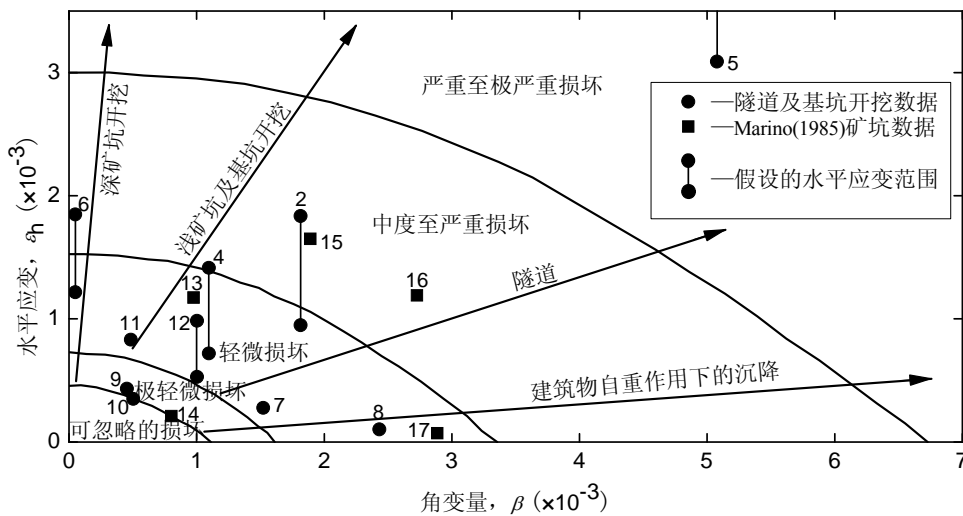


图 28-7 角变量及水平应变与建筑物损坏程度的关系 (Boscardin 和 Cording^[15])

Burland^[8]也给出了一个与图 28-7 相类似的变形与建筑物损坏程度的关系图,如图 28-8 所示,图中所采用的建筑物损坏程度的标准仍与表 28-2 一致。所不同的是,图 28-8 采用了挠度比而不是角变量。从图中可以看出,与各类损坏程度相对应的水平应变的范围与图 28-7 相同。

由于图 28-7 和图 28-8 在应用时需要得到额外的参数如侧向应变等,而这些参数并不容易获得,因此在一定程度上限制了其在工程中的应用。

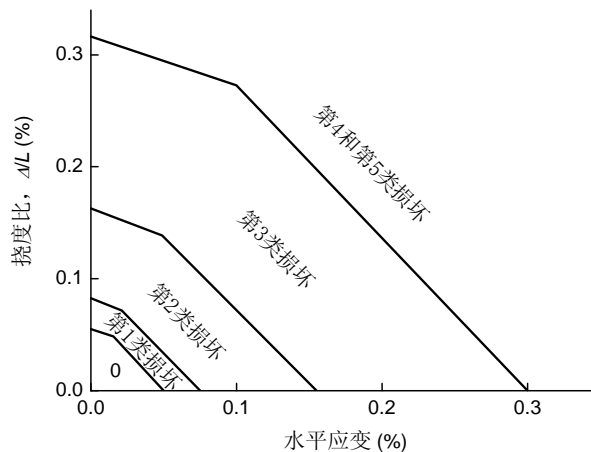


图 28-8 挠度比及水平应变与建筑物损坏程度的关系 (对上拱变形且 $L/H=1.0$, Burland^[8])

28.3.2 地铁隧道的容许变形量

在运营中的地铁隧道对变形的控制往往要求严格，其容许的变形量与隧道的直径、管片的结构及连接方式等密切相关。目前关于地铁隧道的容许变形量的研究尚较少。《上海市地铁沿线建筑施工保护地铁技术管理暂行规定》给出了如下的地铁保护技术标准，可作为确定地铁隧道的容许变形量的参考。

- (1) 地铁结构设施绝对沉降量及水平位移量 $\leq 20\text{mm}$ 。(包括各种加载和卸载的最终位移量)；
- (2) 隧道变形曲线的曲率半径 $R \geq 15000\text{m}$ ；
- (3) 隧道的相对弯曲 $\leq 1/2500$ 。
- (4) 由于打桩振动、爆炸产生的震动对隧道引起的峰值速度 $\leq 2.5\text{cm/s}$ 。

28.3.3 管线的容许变形量

管线一般由管节和接头组成。管节的力学特性主要由管节材料的应力-应变特性、管节的截面特性和管节的长度决定，而接头的力学特性则主要由接头的拔出及转动特性决定。因此管线的容许变形由管节的应力-应变关系和接头的拔出及转动特性决定。

Ahmed^[24]给出了美国常用的三种管线材料即铸铁管、球墨铸铁管和钢管由于地层移动引起的增量容许应力和增量容许应变值如表 28-7 所示，其中球墨铸铁管的容许应力和容许应变适用于内压力小于 0.7MPa 的情况。需指出的是，表中的数据适合于直径为 305mm~405mm 的管道。Ahmed^[24]还给出了铸铁管和球墨铸铁管接头的容许变形量如表 28-8 所示。

管材的容许应力和应变^[24] 表 28-7

管线材料	容许应力 σ_t	容许应变 ε_t
铸铁管	$\sigma_t \leq 0.4\text{UTS}$ (极限抗拉强度)	0.05%
球墨铸铁管	$\sigma_t \leq 0.85\sigma_y$ (屈服强度)	0.15%
钢管	$\sigma_t \leq \sigma_h - \sigma_{li} \pm (\sigma_y^2 - \frac{3}{4}\sigma_h^2)^{1/2}$	$\varepsilon_t \leq 1/E(\sigma_t - \nu\sigma_h)$

说明： σ_h =管线环向应力； σ_{li} =管节长度方向应力； ν =泊松比； E =弹性模量

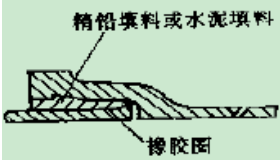
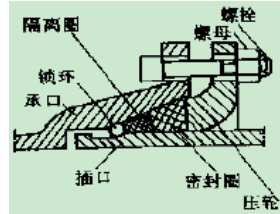
管道的接头容许变形量^[24] 表 28-8

管线材料	接头的限值开口 (mm)	接头的最大容许转角 (°)
铅填缝接头的铸铁管	29	0.5
机械接口或承插接口的球墨铸铁管	25	2.5

上海地区的煤气管道主要类型如表 28-9 所示。上海地区采用开槽埋管施工的预制混凝土排水管道，其接头构造及基础形式基本如表 28-10 所示，图 28-9 为各种接头形式的示意图。由于水泥砂浆接缝对地基变形很敏感，因此很容易开裂。上海地区采用的上水管道主要类型如表 28-11 所示。需指出的是表 28-9~表 28-11 中各类管子的技术标准不能直接作为估算管线能承受的容许差异沉降的依据，表中所列的接头的调剂借转角不能全用于调节差异沉降，需要打折，这要与管线管理单位联系根据管线现状商定控制要求。上海市市政、地铁方面保护管线的经验是：对于接头能转动的柔性管线（承插式接头），如上水管、输气管，可按每节管道差异沉降不大于 $L/1000$ (L 为每根管节的长度) 作为设计和监控标准；对于焊接钢管等刚性管，则按管子的直径、弯曲抗拉强度来估算管子允许的最小弯曲半径 R ，再从 R 估算每 5-10m 分段的相邻段的沉降坡度差 Δ_s ， $\Delta_s = L/R$ 。对于直径为 500~1500mm 的大中型上水、输气钢管，允许的 Δ_s 也在 1/1000 或更小。

上海煤气管类型及尺寸

表 28-9

管径 管径	铸铁管			钢管		
	管壁厚 (mm)	管节 长(m)	接头形式	管壁厚 (mm)	成型方式	接头 形式
73	9	4~5	1. 承插接口：  2. 机械接口：  3. 法兰式接头：低压管道法兰接头中垫料用纯石棉板（厚 1~2mm）；中压管道中垫料用橡胶石棉板（厚 3~5mm）；高压管道中垫料用红纸拍片及橡胶石棉板。	4	螺旋缝电焊或直缝电焊；电焊又分单面焊；双面对焊；双面对焊钢管壁容许应力取该钢种所规定的抗拉强度的 80%，单面焊者取 40%。	一般为焊接，异性管一般用法兰
100	9	4~5		4~5		
150	9	4~6		4.5~6		
200	9~10	4~6		6~8		
250	10~12	4~6		6~8		
300	10.8~11.9	4~6		6~8		
400	12.5~15	4~6		6~8		
500	14.2~17	4~6		8~10		
600	15.8~19	4~6		8~10		
700	17.5~21	4~6		8~10		
800				8~12		
900				10~12		
1000				10~12		
1200			10~12			

预制混凝土管道接头构造

表 28-10

管径 (mm)	接头型式	基础
300	①承插式、砂浆接缝	沟埋管用混凝土或钢筋混凝土基础
450	②承插式、柔性接缝	
600	③企口式、砂浆接缝（有筋或无筋）	沟埋管用混凝土或钢筋混凝土基础；顶管无基础
800	④企口式、柔性接缝	
1000	⑤平口式、砂浆接缝	沟埋管用混凝土或钢筋混凝土基础；顶管无基础
12000		
1350	⑥平口式、有筋砂浆接缝	
1500		
1650	⑦平口式、柔性接缝	
1800		
2000	⑧平口钢套环柔性连接	
2200	⑨钢板插口柔性接缝	
2400	⑩新型承插式胶带柔性接缝	

28.4 围护结构施工引起的地表与建筑物沉降

28.4.1 由灌注桩或连续墙成槽施工引起的地表沉降

地下连续墙施工时一般要按照适合施工条件的长度划分槽段，每个槽段的施工流程包括导墙施工、槽段开挖及混凝土浇筑等阶段。一般导墙的深度为 2~3m，导墙的开挖一般为无支撑开挖，其开挖引起的地表沉降量一般不大。

连续墙成槽施工时的应力状态变化较为复杂。正常施工状况下，在稳定的泥浆中成槽，会使得连续墙单元周围土体的应力状态由原来的 K_0 状态改变至稳定的液压平衡状态。由于

稳定的泥浆液压与原先沟槽内的水、土压力并不一致，并且液压通常较小，因此引起连续墙沟槽周围一定范围内的土体的侧向总压力减小，土体应力重新分配，从而导致沟槽单元附近的土体发生侧向变形，进而导致地表沉降，当连续墙周围存在建（构）筑物时，将会导致建（构）筑物的沉降。当混凝土浇筑完成后，由于混凝土的重度大于泥浆的重度，单元内所形成的侧压力大于沟槽开挖时的稳定泥浆液压，使得原先沟槽开挖引起的侧向位移有回复的趋势，但此时地表沉降并不会有多大的变化。

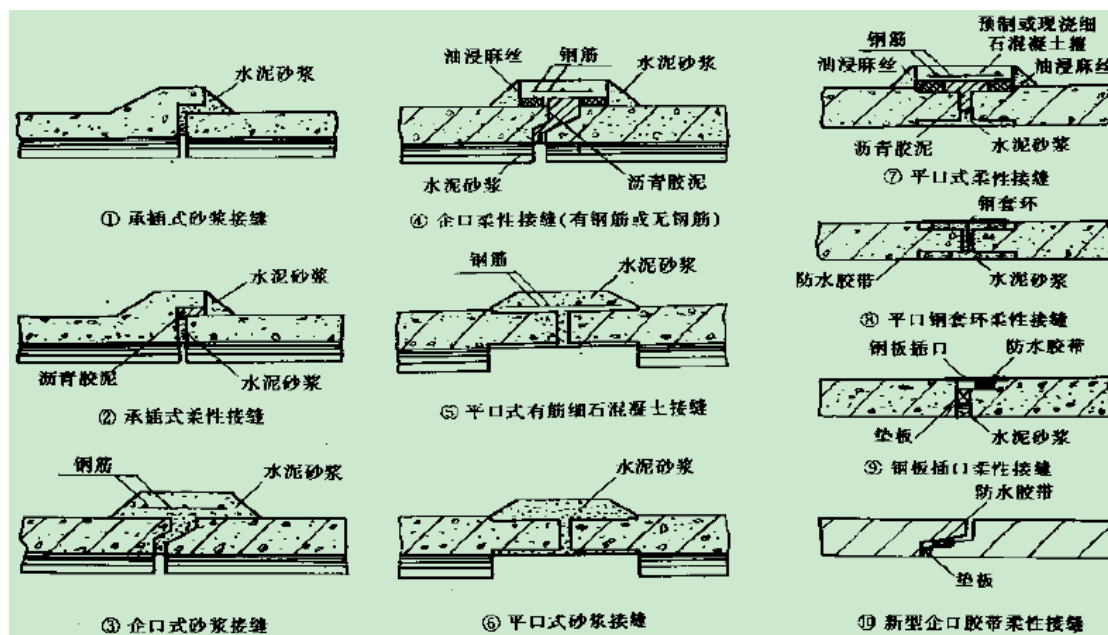


图 28-9 混凝土及钢筋混凝土排水管道各种接头

连续墙成槽施工引起的地表沉降已经引起工程界的关注，但由于开挖过程复杂，且实测资料较少，相关研究成果也较少。Cowland^[25]的研究表明，连续墙沟槽开挖至主体开挖之前阶段的总变形量可高达主体开挖总变形量的 40%~50%。Clough 和 O'Rourke^[26]根据位于砂土、软到中等硬度黏土及硬到很硬黏土地层中的多个基坑工程案例的沉降观测资料研究发现，连续墙槽壁开挖引起的最大地表沉降量与沟槽深度的比值可达 0.15%，其地表沉降分布如图 28-10 所示，地表沉降的影响范围达到两倍左右的沟槽深度。虽然地表沉降与槽段开挖深度的比值并不算大，但当槽壁深度较大时，产生的地表沉降也会很显著。例如，图中的香港工程实例的连续墙槽壁深度为 37m，其产生的地表沉降高达 50mm，其它工程案例的地表沉降一般介于 5mm~15mm 之间。

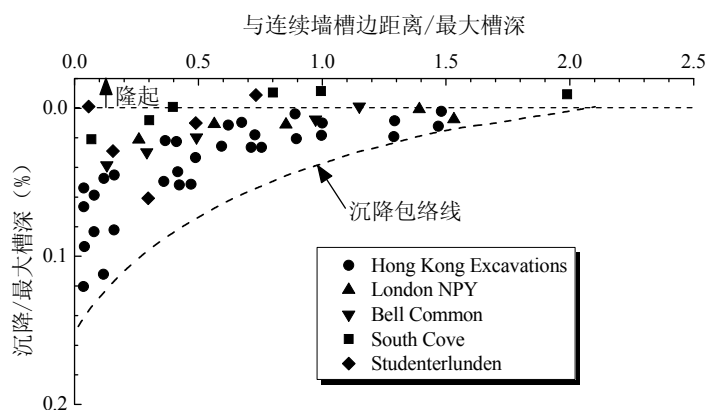


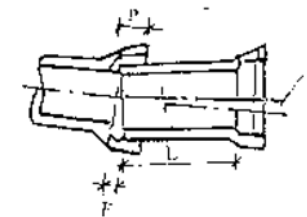
图 28-10 Clough 和 O'Rourke^[26]统计的多个工程中的连续墙成槽实测地表沉降

上海市上水管类型、接头类型及技术标准

表 28-11

管径 (mm)	铸铁管						钢筋混凝土管				钢管		说明	
	接头类型					管节长度 (m)	管壁厚度 (mm)	每 100 只接头允许漏水量(公升/15 分)	管节长度 (m)	承插接头接口间隙 (mm)	每 100 只接头允许漏水量(公升/15 分)	管壁厚 度 (mm)		焊接接头每 100 只接头允许渗水量(公升/15 分, 水压 <7kg/cm ²)
	承插式接头			法兰接头										
承口长度 P (mm)	调剂借转角 θ	限制开口 F (mm)	接口间隙 Δ (mm)	橡皮垫厚度 (mm)										
75	90	5°00'	8.1	3~5	3~5	3	9	-	-	-	-	4.5	-	
100	95	4°00'	8.2	3~5	3~5	3	9	3.15	3	10	5.94	5	1.76	
150	100	3°30'	10.3	3~5	3~5	4	9	5.27	3	15	8.91	4.5~6	2.63	
200	100	3°05'	12.5	3~5	3~5	4	10	7.02	3	15	11.87	6~8	3.51	
300	105	3°00'	16.9	3~5	3~5	4	11.4	10.54	4	17	17.81	6~8	5.27	
400	110	2°28'	18.3	3~5	3~5	4	12.8	14.05	4.98	20	23.75	6~8	7.02	
500	115	2°05'	19.2	3~5	3~5	5	14	17.56	4.98	20	29.63	6~8	8.78	
600	120	1°49'	20.0	3~5	3~5	5	15.4	21.07	4.98	20	35.62	8~10	10.54	
700	125	1°37'	20.8	3~5	3~5	5	16.5	24.58	4.98	20	41.56	8~10	12.20	
800	130	1°29'	21.7	3~5	3~5	5	18.0	28.10	4.98	20	47.49	8~12	14.05	
900	135	1°22'	22.5	3~5	3~5	5	19.5	31.61	4.98	20	53.43	10~12	15.80	
1000	140	1°17'	23.3	3~5	3~5	5	22	35.12	4.98	20	59.37	10~12	17.55	
1200	150	1°09'	25.0	3~5	3~5	5	25	42.15	4.98	20	71.24	10~12	21.07	
1500	160	1°01'	27.5	3~5	3~5	5	30	52.63	-	-	89.05	10~12	23.34	
1800	-	-	-	-	3~5	5	-	-	-	-	106.86	10~14	31.61	
2000	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	118.73	10~14	35.12	

1. 钢筋混凝土管直径 75~300 为有应力钢筋混凝土管；直径 400~1200 为预应力钢筋混凝土管。管节接头用橡胶圈止水。
2. 铸铁管承插式接头中调剂借转角等参数如下图所示。



- 承插接头中嵌缝材料用浇铅或石棉水泥。
3. 钢管材料一般为 16Mn 或 A₃ 钢。

Ou^[16]发现台北捷运工程中单一槽段施工引起的最大地表沉降约为 0.05%倍的槽壁开挖深度（如图 28-11 所示），沉降影响范围约为 1.0 倍的槽段开挖深度，最大沉降量约为 10mm~15mm。多幅连续墙槽段连续施工引起的最大地表沉降为 0.07%倍的槽段开挖深度（如图 28-11 所示），沉降的影响范围约为 1.0 倍的槽段开挖深度。多幅连续墙槽段施工引起的最大地表沉降发生的位置及其影响范围与单一槽段单元施工基本相同。整个连续墙施工完成后引起的地表沉降较单一槽段单元及多幅槽段单元施工引起的地表沉降量要大，最大沉降量达到 0.13%倍的槽段开挖深度。

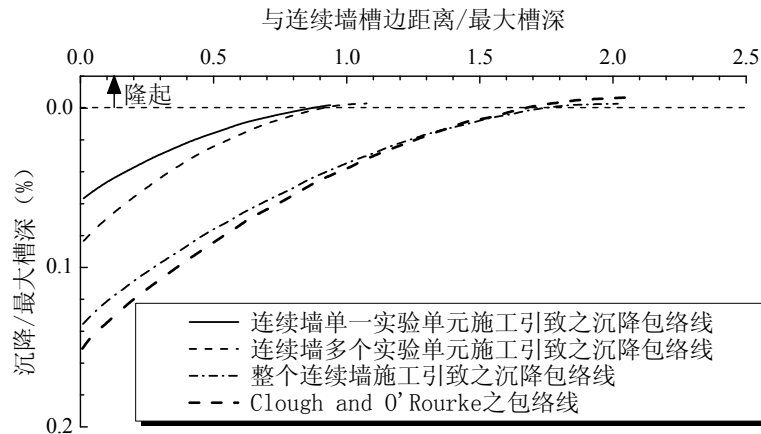


图 28-11 Ou^[16]统计的台北地区连续墙施工实测地表沉降

文献[27]根据 Clough and O'Rourke^[26]、Thompson^[28]、Carder^[29]、Carder *et al*^[30]等的实测结果，给出了在硬黏土中灌注桩施工引起的土体侧移和地表沉降的情况，分别如图 28-12 和图 28-13 所示。从图 28-12 可以看出，咬合桩施工引起的周围土体侧移较灌注排桩引起的侧移要大，前者可达 0.08%倍的围护墙深度，而后者则一般不大于 0.04%倍的围护墙深度。咬合桩和灌注排桩施工引起土体侧移的影响范围基本相近，均可达 1.5 倍的围护桩深度。从图 28-13 可以看出，大部分咬合桩和灌注排桩施工引起的地表沉降小于 0.05%倍的围护桩深度，但也有少部分达到 0.15%倍的围护桩深度。咬合桩和灌注排桩施工引起的地表沉降相差不多，沉降的影响范围一般可到 2 倍围护桩深度。图 28-12 和图 28-13 可作为预估灌注桩施工引起的土体侧移和地表沉降的参考。

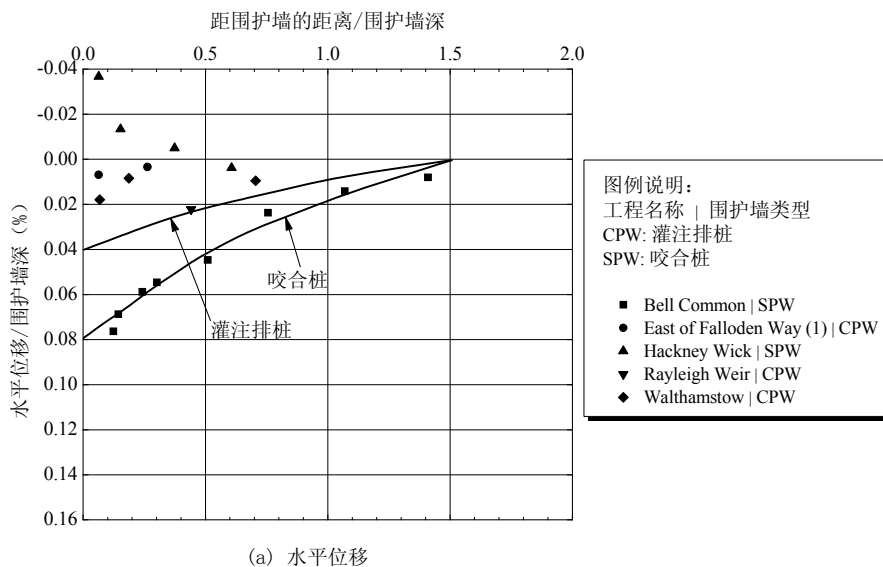


图 28-12 硬黏土地层中灌注桩施工引起的土体侧向位移^[27]

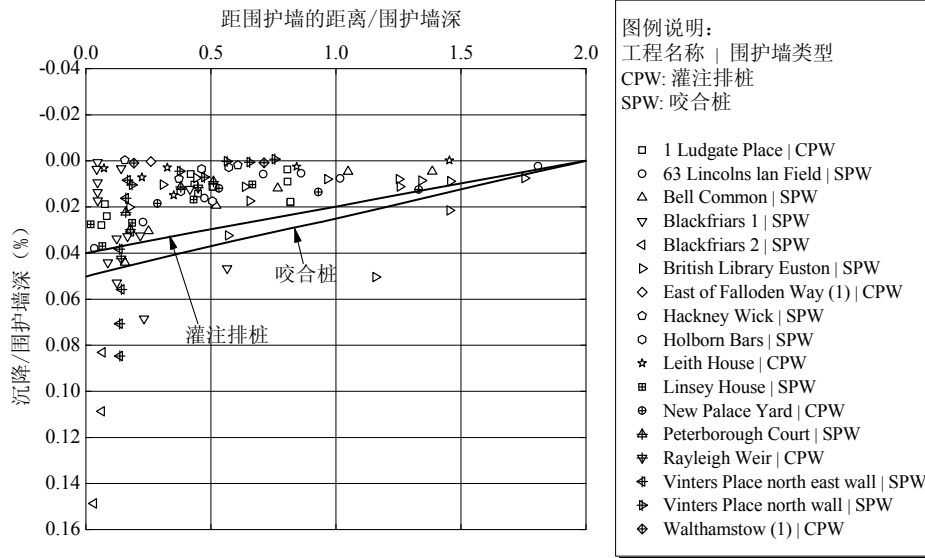


图 28-13 硬黏土地层中灌注桩施工引起的地表沉降^[27]

文献[27]还给出了在硬黏土中地下连续墙成槽施工引起的土体侧移和地表沉降的情况，如图 28-14 所示。从图 28-14 (a) 可看出，带扶壁连续墙的施工引起的土体侧移略大于平板连续墙，实测的土体侧移一般小于 0.07% 倍的连续墙深度，侧移的影响范围约为 1.5 倍的连续墙深度。从图 28-14 (b) 可看出，带扶壁连续墙的施工引起的地表沉降与平板连续墙基本相当，实测的地表沉降一般小于 0.04% 倍的连续墙深度，地表沉降的影响范围也约为 1.5 倍的连续墙深度。图 28-14 可作为预估连续墙成槽施工引起的土体侧移和地表沉降的参考。

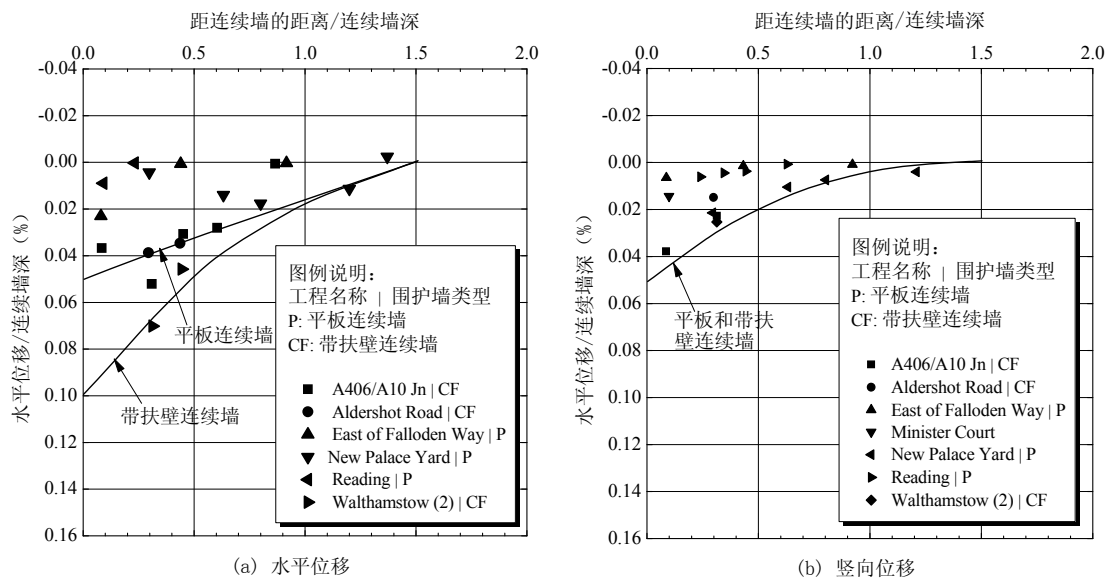


图 28-14 硬黏土地层中地下连续墙成槽施工引起的土体侧向位移和地表沉降^[27]

28.4.2 由连续墙成槽施工引起的周围建筑物沉降

Cowland 和 Thorley^[25]的研究表明，连续墙成槽施工会导致不可忽视的建筑物沉降，在距离沟槽约 1 倍连续墙成槽深度的范围内，均可观察到可观的建筑物沉降，即使有些建筑物的整个基础位于连续墙沟槽理论主动楔体的宽度范围之外时，仍能观察到可观的建筑物沉降。Cowland 和 Thorley^[25]并给出了一个建筑物最大沉降与距离连续墙沟槽距离的经验图表关系如图 28-15 所示，可以作为预估连续墙成槽施工引起的建筑物沉降的一个参考。

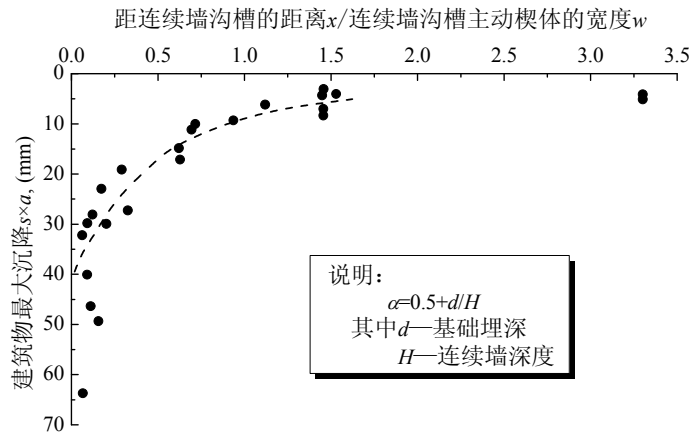


图 28-15 连续墙成槽施工引起的建筑物沉降^[25]

Budge-Reid 等^[31]统计了香港地铁港岛线由连续墙成槽施工引起的建筑物沉降如图 28-16 所示，表明连续墙成槽施工引起的建筑物沉降与建筑的基础埋深存在一定的关系。从图中可以看出，建筑物的基础埋深越浅，受连续墙成槽施工引起的建筑物沉降越大，反之则越小。当连续墙成槽时间拖延或邻近有打桩影响时，建筑物的沉降会大幅增加。

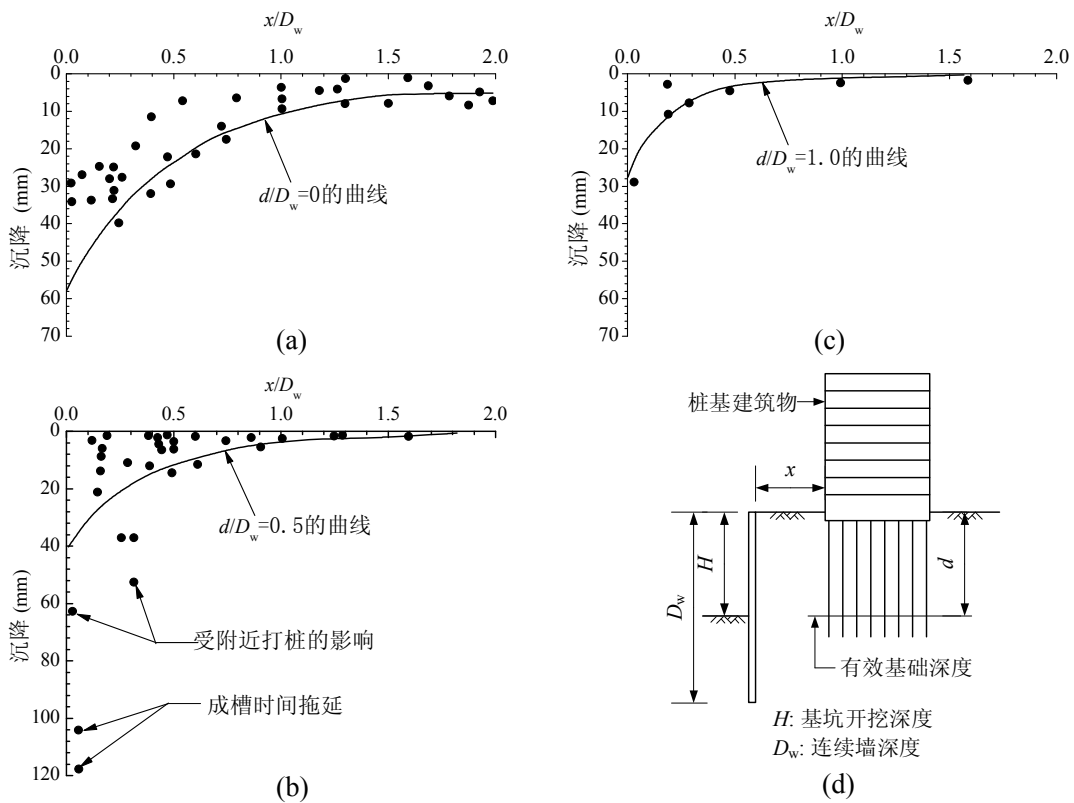


图 28-16 连续墙成槽施工引起的建筑物沉降^[31]

28.5 基坑开挖对周边环境的影响分析与预估

28.5.1 经验方法

经验方法是建立在大量基坑统计资料基础上的预估方法，该方法预测的是地表的沉降，并不考虑周围建（构）筑物存在的影响，可以用来间接评估基坑开挖可能对周围环境的影响。

其预测过程分为三个步骤：(1) 预估基坑开挖引起的地表沉降曲线、(2) 预估建筑物因基坑开挖引起的角变量、(3) 判断建筑物的损坏程度。

1. 预估基坑开挖引起的地表沉降曲线

从前面的分析可知，基坑开挖引起的地表差异沉降是造成基坑周边建筑物损坏的主要原因，因此要判断基坑开挖引起的建筑物损坏程度需先预估基坑开挖引起的地表沉降曲线。经验方法根据地表沉降与围护结构侧移的关系，预估地表沉降曲线，其预估步骤如下：

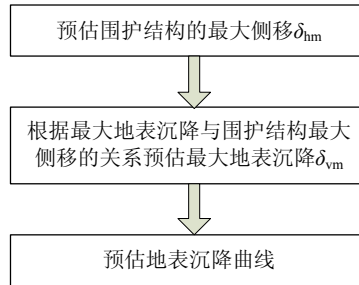


图 28-17 预估基坑开挖引起的地表沉降曲线步骤

1) 预估围护结构的最大侧移 δ_{hm}

围护结构的最大侧移 δ_{hm} 可根据平面竖向弹性地基梁方法计算确定，也可根据大量各类围护结构的变形实测统计规律来估算。以下为国内外根据围护结构的实测变形得到的一些统计规律，可作为预估各类围护结构最大侧移的参考。

(1) 国外相关研究结果

1981 年 Mana^[32] 根据软弱至中等坚硬的黏土层中 11 个基坑开挖的监测资料，结合 Terzaghi^[33] 建议的坑底抗隆起稳定系数，给出了围护结构最大侧移量与坑底抗隆起稳定系数之间的关系如图 28-18 所示，该图可以用来预测围护结构的最大侧移。当坑底抗隆起稳定系数小于 1.4~1.5 左右时，最大侧移与开挖深度的比值将迅速增加。

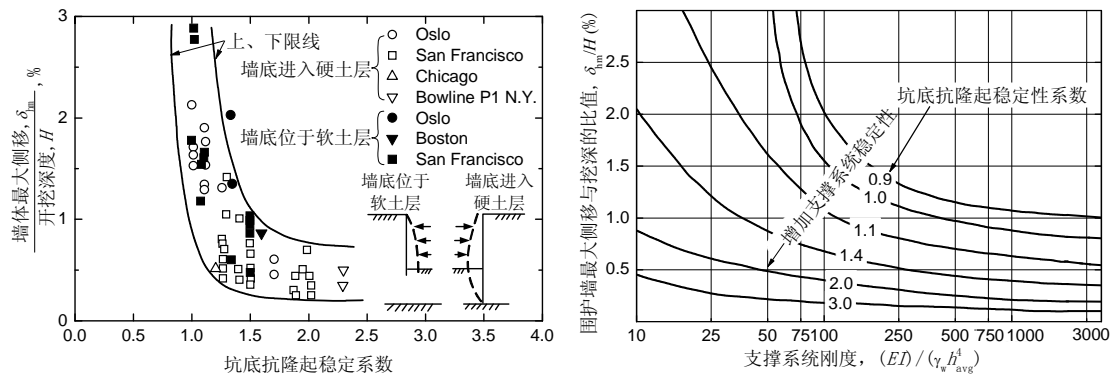


图 28-18 坑底抗隆起稳定系数与最大侧移的关系(Mana^[32]) 图 28-19 Clough^[26] 建议的预测最大侧移图表

1990 年 Clough^[26] 针对软至中等坚硬黏土的基坑，给出了最大侧移与坑底抗隆起稳定系数和支撑系统刚度的关系如图 28-19 所示。Clough 的图表分为钢板桩和连续墙两个区域，在相同的坑底抗隆起稳定系数下，钢板桩的侧移较连续墙的侧移大得多。当坑底抗隆起稳定系数小于 1.4 左右时围护结构的侧移将迅速增加，这与 Mana^[32] 的结论相一致。Clough 还整理了在硬黏土、残积土和砂土地层中的基坑最大侧移与开挖深度之间的关系数据，如图 28-20 所示。可以看出，最大侧移平均值约为 0.2% H (H 为开挖深度)，仅有少数部分超出 0.5% H ，超出部分为施工不良或围护体插入深度不够等问题引起。

1993 年 Ou^[34] 收集了台北软土地区 10 个基坑的实测资料，得到围护结构的最大侧移与

开挖深度之间的关系如图 28-21 所示。从图中可以看出，围护结构最大侧移约为 $0.2\%H \sim 0.5\%H$ ，其中 H 为基坑最终开挖深度。

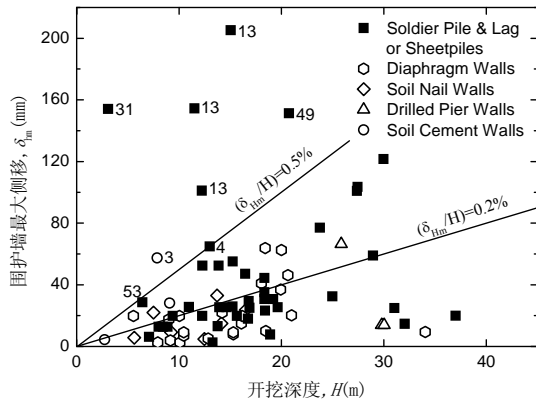


图 28-20 硬黏土、残积土和砂土中 δ_{hm} 与 H (Clough^[26])

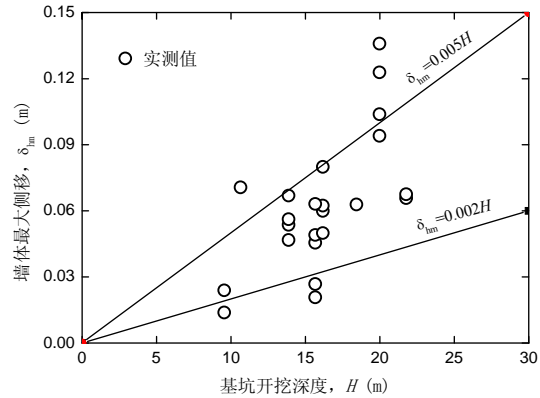


图 28-21 台北地区 δ_{hm} 与 H (Ou^[34])

1997 年 Wong^[35] 分析了新加坡中央快速公路二期工程中若干基坑的数据，如图 28-22 所示。基坑围护结构包括兵桩、钢板桩、灌注排桩、连续墙等，支撑系统采用内支撑或锚杆。结果表明，当坑底以上软土（标贯击数 $N < 5$ ）厚度小于 $0.9H$ (H 为基坑开挖深度) 时围护结构最大侧移一般小于 $0.5\%H$ ，而当坑底以上软土厚度小于 $0.6H$ 时围护结构最大侧移一般小于 $0.35\%H$ 。

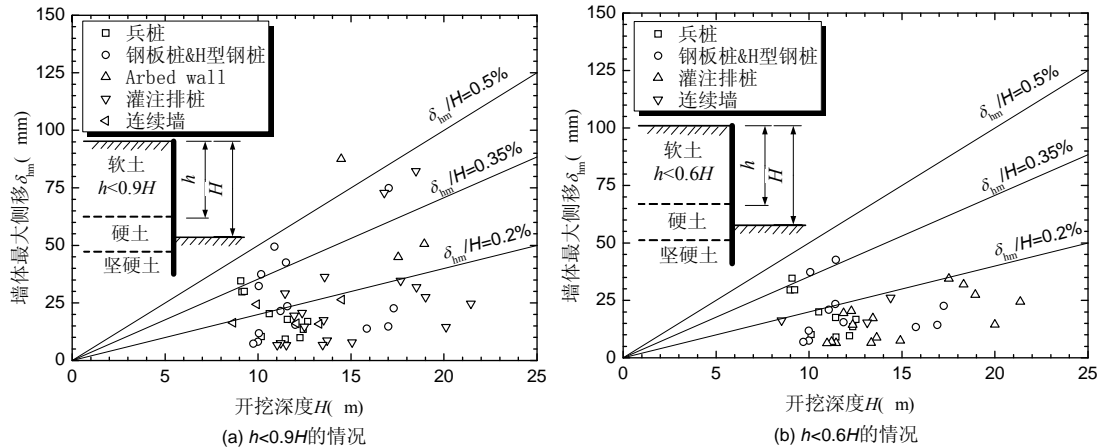


图 28-22 新加坡中央快速公路二期工程墙体最大侧移与开挖深度的关系 (Wong^[35])

2001 年 Long^[36] 统计了来自全世界的大量基坑的实测数据，根据这些数据画出了各种情况下围护结构最大侧移与基坑开挖深度的关系，如图 28-23 所示。从图 28-23 (a) 可以看出，当基坑开挖面以上的软土层厚度 h 小于 $0.6H$ 时，各类围护墙的最大侧移一般小于 $0.6\%H$ ，其中逆作法基坑的最大侧移不大于 $0.3\%H$ ；内支撑、锚拉支撑和逆作法基坑的平均最大侧移分别为 $0.17\%H$ 、 $0.19\%H$ 和 $0.16\%H$ ，即这些支撑形式的基坑的平均最大侧移差别不大。从图 28-23 (b) 可以看出，对于软土厚度大于 $0.6H$ 且坑底开挖面处为硬土层的情况，围护结构的最大侧移一般小于 $0.45\%H$ ，其平均最大侧移约为 $0.3\%H$ 。从图 28-23 (c) 可以看出，对于软土厚度大于 $0.6H$ 、坑底开挖面处为软土层且坑底抗隆起稳定系数较高的情况，围护结构的最大侧移一般小于 $2.0\%H$ ，其平均最大侧移约为 $0.58\%H$ 。从图 28-23 (d) 可以看出，对于软土厚度大于 $0.6H$ 、坑底开挖面处为软土层且坑底抗隆起稳定系数较低的情况，围护结构的最大侧移大幅增加，最大侧移一般小于 $3.2\%H$ ，其平均最大侧移约为 $1.2\%H$ 。

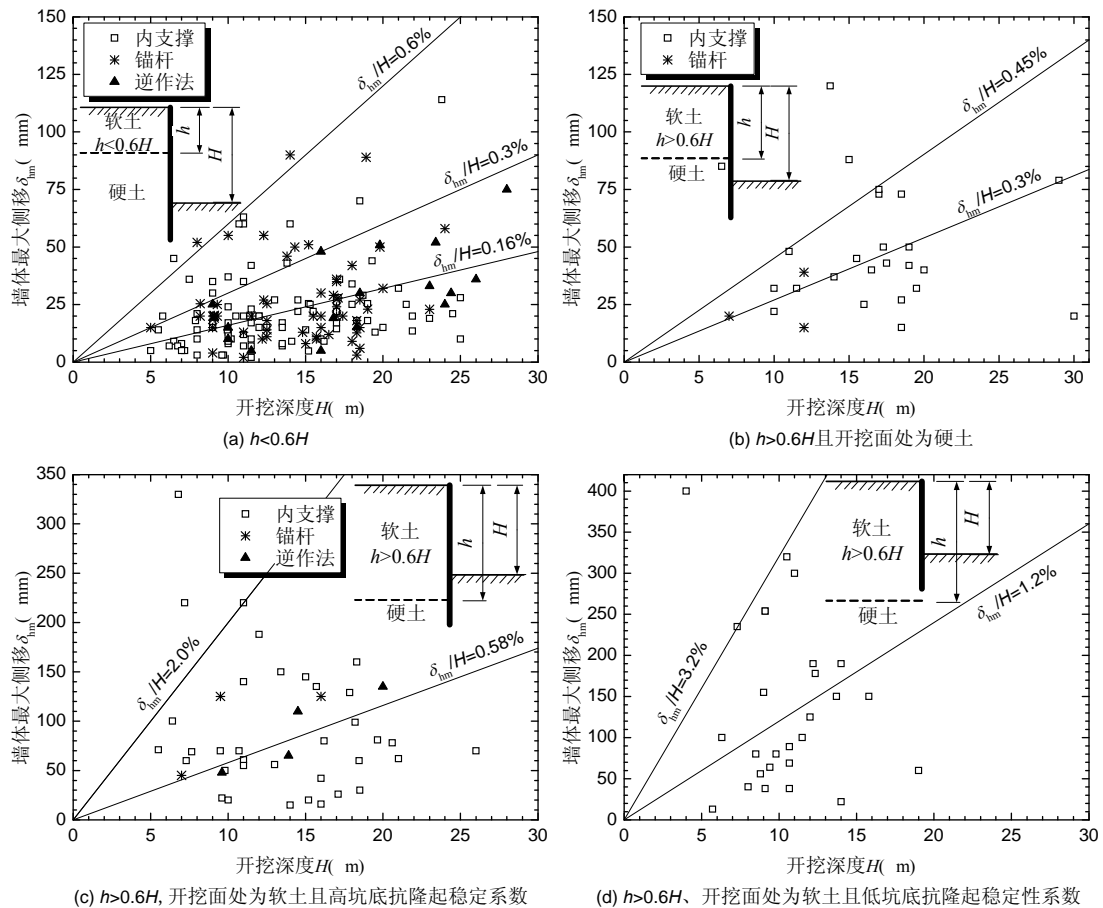


图 28-23 围护结构最大侧移与挖深的关系 (根据 Long^[36])

2004 年 Moormann^[37]采用与 Long^[36]相似的方法收集了全世界大量基坑的变形数据,按土层条件分为软土、硬黏土、砂土、成层土和岩石,给出每种土层条件下围护结构最大变形与基坑开挖深度的关系,如图 28-24 所示。从图中可以看出,对于软黏土,所有基坑的平均最大侧移为 $0.87\%H$,大约 40%的基坑的最大侧移介于 $0.5\%H \sim 1.0\%H$,33%基坑的最大侧移小于 $0.5\%H$ 。对于硬黏土,基坑的变形要小得多,仅 8%的基坑的最大侧移大于 $1\%H$,而基坑的平均最大侧移为 $0.25\%H$ 。对无黏性的砂/砾土而言,65%的基坑的最大侧移小于 $0.25\%H$,而基坑的平均最大侧移为 $0.27\%H$ 。对于成层土而言,基坑围护结构最大侧移的规律与无黏性的砂/砾土中的基坑相似。对于岩石地层中的基坑,围护结构的最大侧移一般小于 $0.25\%H$ 。

(2) 上海软土地区的统计规律

王建华等^[38]收集了上海软土地区 31 个逆作法基坑的实测资料,给出了围护结构的最大侧移与开挖深度之间的关系,如图 28-25 所示,图中的数据包括了基坑尚未开挖到底的中间工况。图 28-25 表明,最大侧移随着开挖深度的增大而大致呈现出线性增长趋势,除了一个基坑最大侧移大于 $0.6\%H$ 和一个基坑最大侧移小于 $0.1\%H$ 之外,其余基坑的最大侧移基本介于 $0.1\%H$ 和 $0.6\%H$ 之间,所有基坑的最大侧移平均值为 $0.25\%H$ 。

徐中华等^[39]收集了上海软土地区 93 个围护结构采用地下连续墙且采用顺作法施工的基坑的实测资料,给出了连续墙最大侧移与开挖深度之间的关系,如图 28-26 所示。根据水平支撑的材料类型将基坑分成两类,即采用钢支撑的基坑和采用钢筋混凝土支撑的基坑,图中的数据还包括了基坑尚未开挖至坑底的中间工况。最大侧移随着开挖深度的增加而增大,所有基坑的最大侧移基本介于 $0.1\%H$ 和 $1.0\%H$ 之间,平均值约为 $0.42\%H$ 。其中采用钢支撑的

基坑平均最大侧移为 $0.419\%H$ ，而采用钢筋混凝土支撑的基坑平均最大侧移为 $0.415\%H$ 。从这里看出，钢筋混凝土支撑和钢支撑在控制墙体的变形上没有明显差别。

徐中华等^[40]收集了上海软土地区 80 个围护结构采用钻孔灌注桩且采用顺作法施工的基坑的实测数据，给出了灌注桩最大侧移与开挖深度之间的关系，如图 28-27 所示，图中数据包括尚未开挖到坑底的中间工况。可以看出，最大侧移随开挖深度的增加而增大，所有基坑的最大侧移基本介于 $0.1\%H$ 和 $1.0\%H$ 之间，平均最大侧移约为 $0.44\%H$ 。采用钢筋混凝土支撑和钢支撑基坑的最大侧移平均值分别为 $0.46\%H$ 和 $0.42\%H$ ，两者很接近。

图 28-28 为收集的上海地区 30 个围护结构为 SMW 工法桩的基坑工程（采用顺作法施工）的围护结构最大侧移与基坑开挖深度之间的关系。可以看出围护结构的最大侧移一般介于 $0.15\%H$ 和 $0.75\%H$ 之间，其平均值为 $0.405\%H$ 。

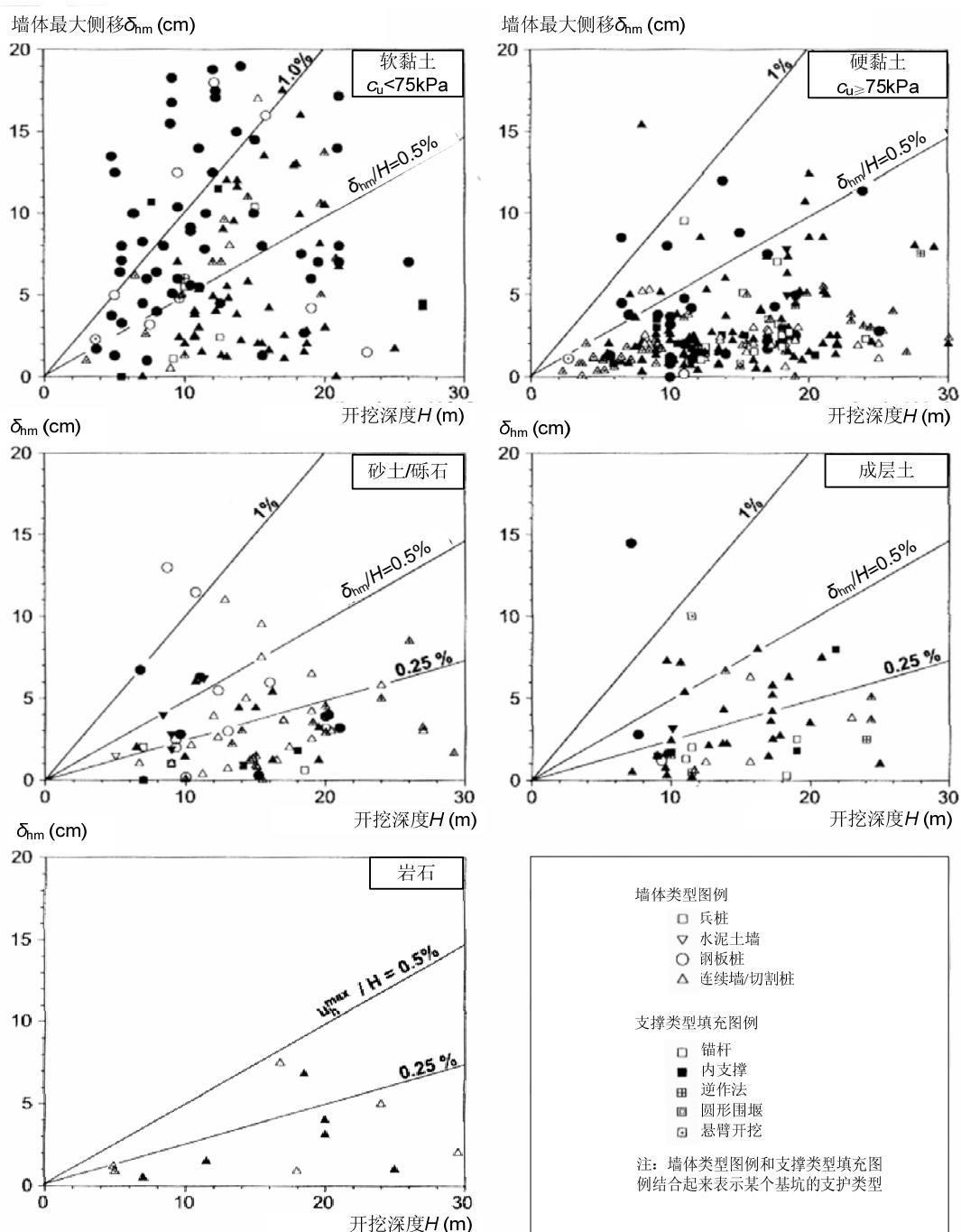


图28-24 不同支护类型的围护结构最大侧移与开挖深度的关系 (Moormann^[37])

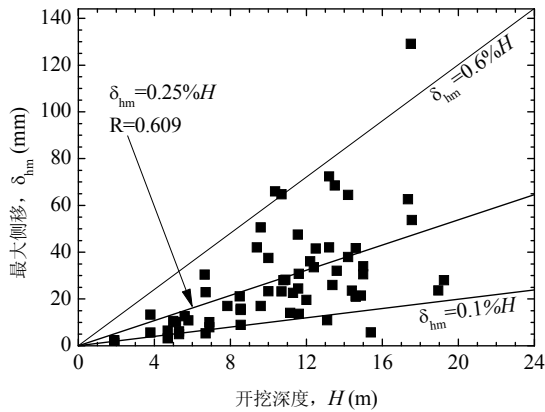


图 28-25 逆作法基坑 δ_{hm} 与 H 的关系(王建华等^[38])

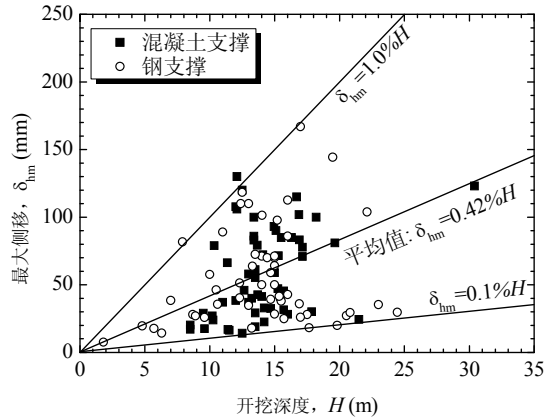


图 28-26 顺作法连续墙 δ_{hm} 与 H 的关系(徐中华等^[39])

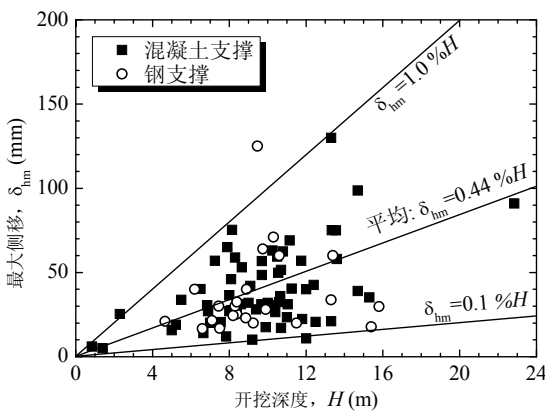


图 28-27 顺作法灌注桩 δ_{hm} 与 H 的关系(徐中华等^[40])

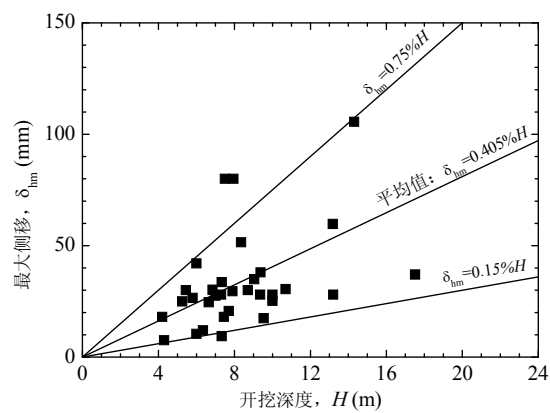


图 28-28 SMW 工法 δ_{hm} 与 H 的关系

2) 根据最大地表沉降为围护结构最大侧移的关系预估最大地表沉降 δ_{vm}

在确定了围护结构最大侧移后,就可根据最大地表沉降与围护结构最大侧移的关系预估最大地表沉降 δ_{vm} 。在地表最大沉降与围护结构最大侧移的关系研究方面, Goldberg^[4]的统计结果表明,不管是砂土、硬黏土还是软黏土,最大沉降 δ_{vm} 大部分等于 0.5~1.5 倍的最大墙体侧移 δ_{hm} ,但也有超过 $2\delta_{hm}$ 的情况。Mana^[32]的统计表明最大沉降 δ_{vm} 等于 0.5~1.0 倍的最大墙体侧移 δ_{hm} 。O'Rourke^[41]通过对有关实测数据和模型试验结果的分析发现,对于有支撑的基坑墙体侧移与地表沉降的比值的极限值为 0.6,而对于悬臂开挖基坑则为 1.6。Woo^[42]分析了台北盆地的有关基坑无量纲化最大侧移 (δ_{hm}/H) 与无量纲化最大沉降 (δ_{vm}/H) 之间的关系,发现大部分的数据落在 δ_{vm} 等于 $0.25\delta_{hm}$ 至 $1.0\delta_{hm}$ 之间,超过 $1.0\delta_{hm}$ 的数据为发生局部破坏、墙体渗漏和地表超载等因素引起。而 Ou^[34]统计的台北盆地 10 个基坑的数据表明最大地表沉降大多落在 $0.5\delta_{hm}$ 和 $0.7\delta_{hm}$ 之间,其上限为 1 倍的 δ_{hm} ,如图 28-29 所示。Moormann^[37]统计的结果表明软黏土中 δ_{vm} 一般为 δ_{hm} 的 0.5~1.0 倍,最多不超过 2.0 倍。

图 28-30 给出了上海地区最大地表沉降与围护结构最大侧移之间的统计关系,地表沉降基本介于 0.4 倍和 2.0 倍的围护结构最大侧移之间,平均最大地表沉降为 0.81 倍的围护结构最大侧移。一般情况下可考虑最大地表沉降为 0.8 倍的围护结构最大侧移。

3) 预估地表沉降曲线

(1) Peck 法

1969 年 Peck^[2]统计了挪威和奥斯陆等地采用钢板桩和企桩作为围护结构的基坑墙后地表沉降数据,首次提出了预测墙后地表沉降的经验方法如图 28-31 所示。其中横坐标为墙后

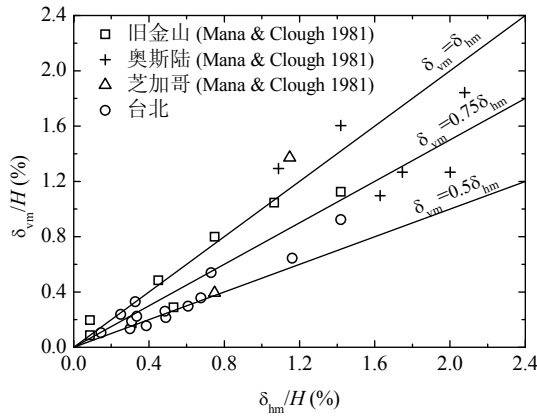


图 28-29 Ou^[34] 统计的 δ_{vm} 与 δ_{hm} 之间的关系

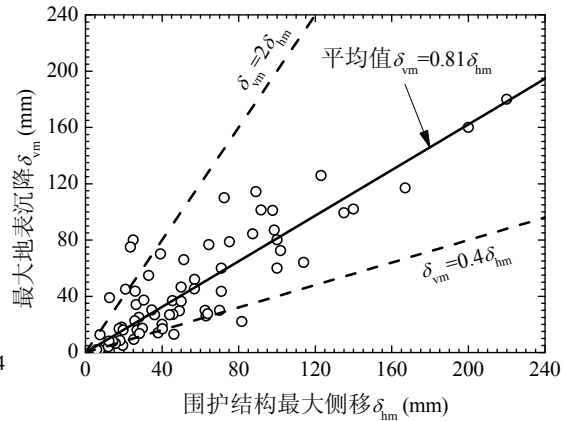


图 28-30 上海地区 δ_{vm} 与 δ_{hm} 之间的关系

距围护结构的距离与开挖深度的比值，纵坐标为沉降量与开挖深度的比值。根据土层条件和施工状况，Peck 将图形分为三个区域。其中 I 区地表沉降最小（最大沉降小于 $1\%H$ ），对应于砂土和硬黏土。II 区和 III 区根据坑底以下软土的厚度及坑底抗隆起稳定系数而定，最大沉降可达 $1\sim 3\%H$ 。Peck 的统计数据主要来源于早期采用柔性支护结构的基坑，不一定适合于连续墙、钻孔灌注桩等刚度较大的支护体系。

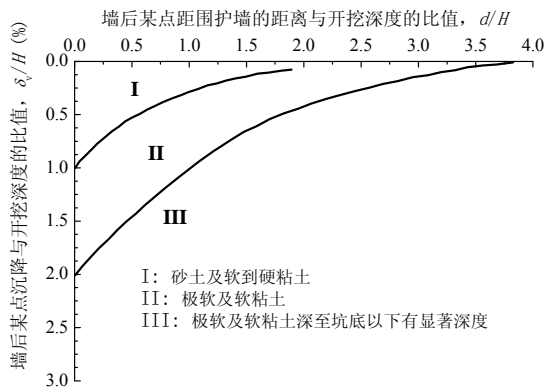


图 28-31 墙后地表沉降分布(Peck^[2])

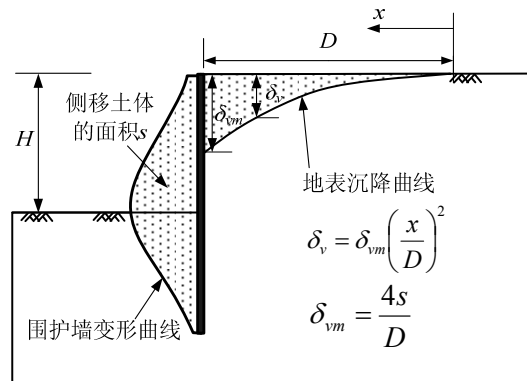


图 28-32 Bowles 法^[43] 预估墙后地表沉降曲线

(2) Bowles 法

Bowles^[43] 提出了一种预估墙后地表沉降曲线的方法，如图 28-32 所示。该法先采用弹性地基梁法或有限元方法得到围护墙的侧移曲线，并计算围护墙后土体侧移的面积 s ，然后根据下式预估地表沉降的影响范围 D ：

$$D = (H + H_d) \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (28-1)$$

式中 φ 为土的内摩擦角，对黏性土 $H_d = B$ ，对于非黏性土 $H_d = 0.5B \tan(45^\circ + \varphi/2)$ ，其中 B 为基坑的开挖宽度。

假设最大沉降发生于围护墙处，根据下式估计最大地表沉降：

$$\delta_{vm} = 4s/D \quad (28-2)$$

假设地表沉降呈抛物线分布，则 x 处的地表沉降 δ_v 可表示为：

$$\delta_v = \delta_{vm} \left(\frac{x}{D} \right)^2 \quad (28-3)$$

(3) Clough 和 O'Rourke 法

Clough 和 O'Rourke^[3]根据若干工程案例数据的分析给出了墙后地表沉降的分布,如图 28-33 所示。对于砂土和硬黏土,建议沉降剖面为三角形分布,最大沉降发生在紧靠墙后的土体处(图 28-33 (a)、(b)),沉降的影响范围分别为 $2H$ 和 $3H$ 。对于软至中点坚硬的黏土,典型的无量纲化沉降剖面如图 28-33 (c) 所示,最大沉降发生于 $0\sim 0.75H$ 的范围内,在 $0.75H\sim 2.0H$ 的范围内,沉降由最大值衰减至可忽略的程度。需指出的是 Clough 和 O'Rourke 法预测的是地表沉降的包络线。

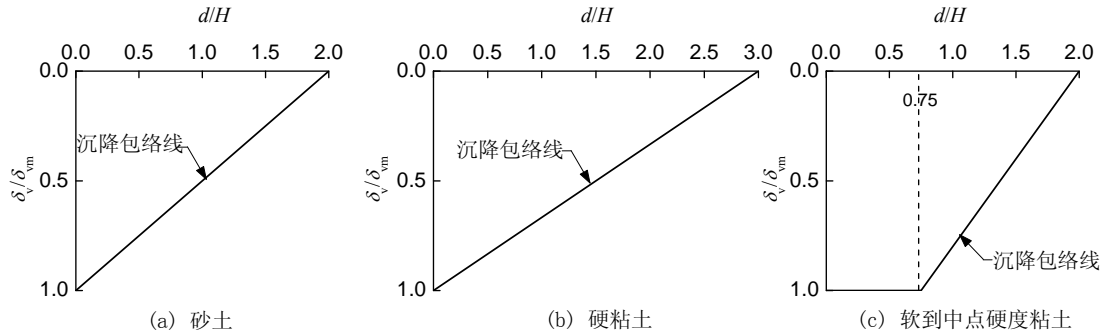


图 28-33 不同土体类型中的基坑开挖墙后地表沉降的分布(Clough 和 O'Rourke^[3])

(4) Hsieh 和 Ou 法

Hsieh 和 Ou^[5]给出了三角形和凹槽型两种沉降型态的预测方法分别如图 28-34 (a)、(b) 所示,并提出了主影响区域和次影响区域的概念。三角型和凹槽型沉降的影响范围均包括主影响区域和次影响区域,且主影响区域的范围为 2 倍的开挖深度,而次影响区域为主影响区域之后的 2 倍开挖深度。在主影响区域的范围内,沉降曲线较陡,会使建筑物产生较大的角变量,而次影响区域的沉降曲线较缓,对建筑物的影响较小。对于三角型沉降,给出了如图 28-34 (a) 所示的预测曲线(直线 a-b-c)。对于凹槽型沉降,给出了如图 28-34 (b) 所示的预测曲线,认为最大沉降发生在距离墙后 $0.5H$ 的位置处,而紧靠墙体处的沉降为最大沉降 0.5 倍。Kung^[44]后来对图 28-34 (b) 所示的凹槽型沉降曲线作了局部修正,即认为紧靠墙体处的沉降为最大沉降 0.2 倍。

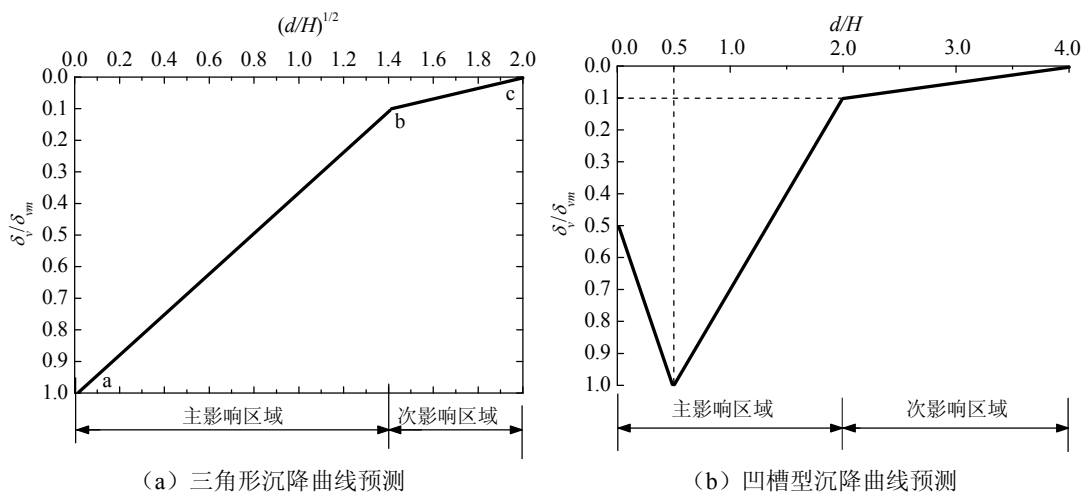


图 28-34 三角形和凹槽型沉降预测方法(Hsieh 和 Ou^[5])

2. 预估建筑物因基坑开挖引起的角变量

经验方法评估基坑开挖对周边建筑物的影响的第二步,是基于前面预测的地表沉降曲

线，预估建筑物因基坑开挖而承受的角变量。实际上，预估建筑物因基坑开挖而承受的角变量是一个非常困难的事情，原因有二^[45]：

1) 工程界常用的分析方法，或者是所采用的简化评估法，通常假设没有建筑物存在情况下，来预测深基坑引致的地表沉降剖面，然而实际上建筑物是在深基坑施工前就存在的，因此预测的地表沉降剖面很可能和实际建物承受的沉降有所差异。

图 28-35 进一步说明建筑物存在情况下，土与结构相互作用的情况。图中虚线表示没有建筑物情况下的沉降剖面，若建筑物存在，由于建筑物本身具有劲度，在沉降过程中，结构基础和土壤之间会互相作用而调整，通常调整后建筑物承受的差异沉降量，会比没有建筑物情况之预测值略小。换言之，以没有建筑物情况预测的地表沉降剖面，来评估建筑物承受的差异沉降量会轻微偏保守安全，假使略微保守的分析是可以接受的。

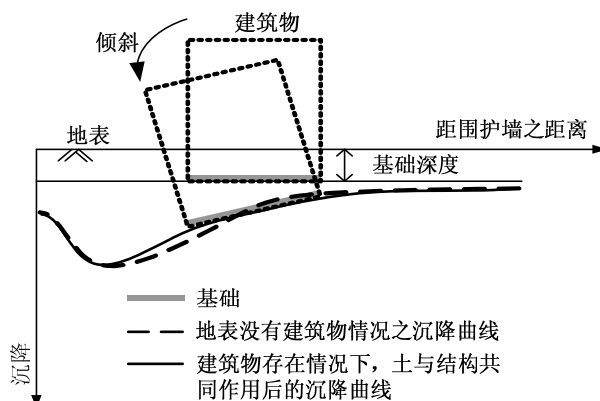


图 28-35 土与结构相互作用下建筑物实际承受的沉降和没有建筑物情况的沉降比较^[45]

2) 若建筑物沉降量已经可以准确地预估，接下来的问题是如何评估建筑物承受之角变量。如图 28-36 所示，当建筑物承受开挖引致之差异沉降量，结构体会产生旋转（倾斜）和扭曲变形（角变量）两种行为，其中角变量代表结构体扭曲变形，以适应所承受的差异沉降量。一般而言，刚体旋转并不会造成结构体本身受损，当然若旋转量过大，建筑物可能会倒塌。角变量过大，结构体便可能产生开裂，甚至影响结构安全。

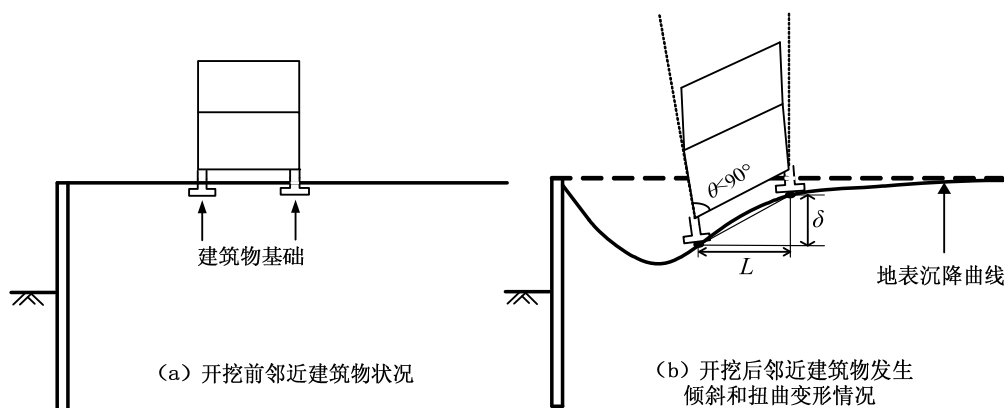


图 28-36 土与结构相互作用下建筑物的变形行为^[45]

深基坑引致的地表沉降，可能造成建筑物刚体转动和角变量，可以用下式表示：

$$\Delta GS = \beta + \omega \quad (28-4)$$

式中 β 为建筑物承受的角变量， ω 为建筑物刚体转动量， ΔGS 为地表沉降的转角，其计算方式如下：

$$\Delta GS = \delta / L \quad (28-5)$$

式中 δ 和 L 分别代表相邻基础的差异沉降量和距离。假设建筑物是刚体，不会产生扭曲变形($\beta=0$)，则差异沉降只会导致建筑物的刚体转动($\Delta GS \approx \omega$)；反之，若建筑物的刚性很小，则差异沉降将以角变量形式呈现($\Delta GS \approx \beta$)，此情况可视为最大角变量(β_m)。通常一般的建筑物不会产生上述两个极端的情况，都会同时产生刚体转动量和角变量。

工程应用上常常以计算 ΔGS 作为结构体承受的角变量，这样的评估方式不尽合理，然而要准确估算建筑物实际承受的角变量非常困难，因为角变量和刚体转动量的多少，会受到很多因素影响，包括地表差异沉降量大小、地表沉降的转角 ΔGS 、土的刚度(砂土或黏土)、建筑物的刚度(RC结构还是砌体结构、窗户数量等)、建筑物尺寸(宽度、高度)、基础型式(筏板基础还是独立基础等)等等，要能够将上述因素都考虑到建筑物反应的分析，其实是相当复杂且困难的。

3. 判断建筑物的损坏程度

根据第二步的预估，得到了建筑物所承受的角变量 β ，就可根据表28-3评估建筑物的损坏程度。

28.5.2 经验方法应用实例

这里以一个具体的工程实例说明采用经验方法预估基坑开挖对周边建筑物可能产生的影响。图28-37为该基坑的平面图及周边环境状况。东侧基坑开挖深度12.2m，西侧基坑开挖深度14.2m。基坑周边紧邻众多建筑物及地下管线，基坑环境保护要求极高。建筑A为上海市优秀近代保护建筑，建于1949年，大楼高8层，为钢筋混凝土框架结构，采用钢筋混凝土箱基加木桩，承载能力满足要求。大楼在基坑施工前运行良好，为完好房。建筑B为上海市优秀近代保护建筑，1934年竣工，七层钢筋混凝土框架结构，原设计为4层，抗战时期增建二层，解放后又加建一层，建筑高25.9m。大楼的基础为梁板式片筏基础，并有3.66~7.32m长的木桩。大楼有一定的不均匀沉降，但沉降稳定。建筑C亦为上海市优秀近代保护建筑，建于1903年，为4层条基砖混结构，有明显的向东和向北倾斜，但沉降稳定。

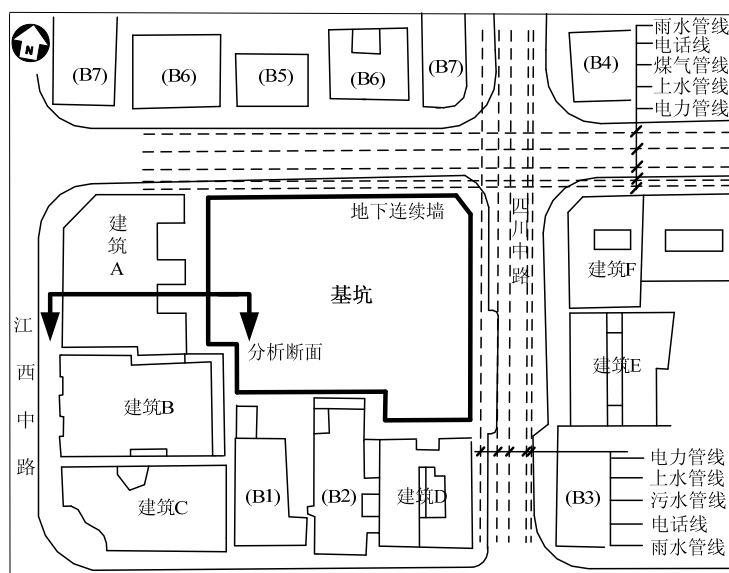


图 28-37 某基坑平面图及周边环境状况

本工程采用全逆作法的设计方案。围护结构采用两墙合一的地下连续墙，靠近建筑 A、建筑 B 一侧墙厚 1m、深 31.2m；靠近建筑 C 一侧墙厚 1m、深 29.2m；汉口路、四川中路侧墙厚 0.8m、深 25.2m。采用结构梁板作为围护结构水平支撑体系，在局部楼板空缺处另设置临时支撑进行水平力的传递，基坑西侧在-10.700m 标高处增加一道临时混凝土支撑。采用

一柱一桩承担施工期间的荷载及同时施工的上部结构荷载。框架柱部位的支承柱结合主体结构的Φ609 钢管混凝土柱，其下为Φ900 钻孔灌注桩。在地下室逆作施工完成时，上部结构可以同时施工至第三层。

经验方法的分析为平面分析方法，因此对建筑物A选取了如同所示的分析断面进行分析。分析步骤如下：

(1) 采用弹性地基梁方法分析了围护结构的变形，得到邻近建筑物A侧的地下连续墙的最大侧移为26mm；

(2) 根据上海地区的统计关系，取最大地表沉降与围护结构最大侧移的比值为0.8，得到最大地表沉降为20.8mm。

(3) 采用图28-34 (b) 的凹槽型沉降曲线，并考虑Kung^[44]后来对图28-34 (b) 所示的凹槽型沉降曲线作的局部修正（即认为紧靠墙体处的沉降为最大沉降0.2倍），得到地表沉降曲线如图28-38所示。

(4) 假设建筑物承受的角变量 β 与地表沉降的转角 ΔGS 相等，根据图28-38的地表沉降曲线，得到间隔1、间隔2、间隔3和间隔4承受的最大角变量 β 分别为1/2100、1/1100、1/1100、1/10600；

(5) 考虑建筑A为上海市优秀近代保护建筑，其可容许的角变量估计为 $\beta_{\max}=1/500$ ，可以看出各个间隔承受的最大角变量均小于建筑物容许的角变量 β_{\max} ，即可保证在基坑开挖阶段建筑物的安全。

施工过程中对该建筑物进行了监测，结果表明，该建筑物承受的最大角变量为1/1200，且该最大角变量还包含了基坑开挖前期由于地下连续墙施工和预降水引起的角变量（该两阶段建筑物承受的角变量为1/2900）。监测还表明，该建筑物原有的裂缝并没有进一步发展，建筑物的正常使用未受影响，即基坑施工并未对建筑A产生损坏。这也表明，采用经验方法预测的结果与实测结果基本吻合。

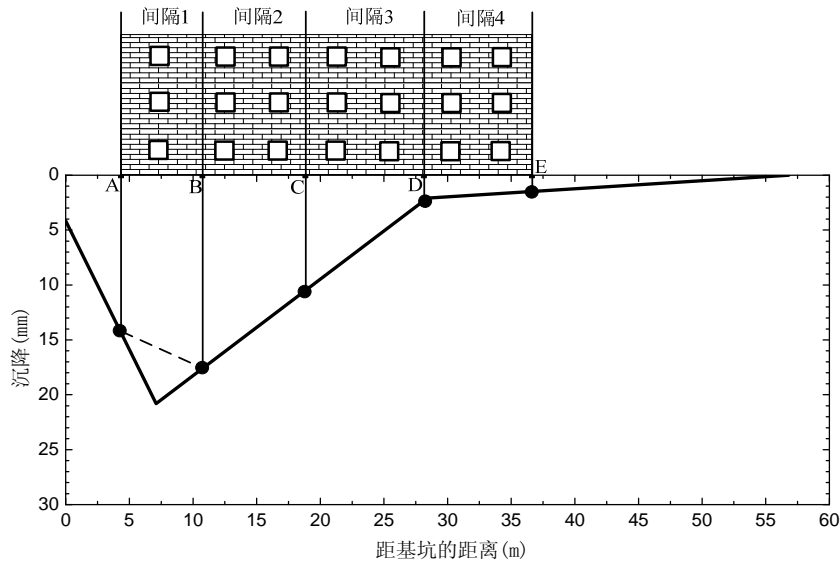


图28-38 预测建筑物承受的地表沉降曲线

28.5.3 数值分析方法

基坑工程与周围环境是一个相互作用的系统，连续介质有限元方法是模拟基坑开挖问题的有效方法，它能考虑复杂的因素如土层的分层情况和土的性质、支撑系统分布及其性质、土层开挖和支护结构支设的施工过程以及周边建（构筑）物存在的影响等。随着有限元技术、计算机软硬件和土体本构关系的发展，有限元法在基坑工程中的应用取得了长足的进步，从

而为邻近建（构）筑物的基坑工程设计提供了重要的分析手段，由于有限元法分析的复杂性使得其易导致不合理甚至错误的分析结果，因此有限元法分析得到的结果宜与其他方法（如经验方法）进行相互校核，以确认分析结果的合理性。采用数值分析方法基坑开挖对周边环境的影响时应考虑如下因素：

1. 平面分析与三维分析。对于长条形基坑的长边采用平面有限元分析一般是合适的，但对于基坑短边的断面，或靠近基坑角部的断面，围护结构的变形和地表的沉降具有明显的空间效应，若采用平面有限元法分析这些断面，将会高估围护结构的变形和地表的沉降。当基坑形状复杂或基坑周边的建（构）筑物本身也不满足平面应变的条件时，采用平面分析的模型将会使计算结果的可靠度降低。在这种情况下，要想更全面地掌握基坑本身的变形及基坑开挖对周边环境的影响，宜采用考虑土与结构共同作用的三维有限元分析方法。

2. 边界条件及全过程模拟。基坑开挖涉及围护结构施工、土体开挖、支撑施工等复杂过程，要准确地分析基坑的变形和受力情况以及基坑开挖对周边环境的影响，必须合理地模拟基坑的实际施工工况。因此，在建模时需综合考虑土层的分层情况、周边建（构）筑物的存在、开挖及支护结构的施工顺序等。一般采用单元的“生”、“死”功能来模拟具体施工过程中有关结构构件的施工以及土体的挖除，并采用分步计算功能来模拟具体的施工工况。

当基坑的围护结构、支撑结构、土层条件、施工工况等对称时，可考虑利用对称性取模型的一半进行分析，此时对称面上应采用约束水平位移的边界条件。另一个需考虑的是模型的下边界和侧向边界需延伸多远的问题。模型的下边界延伸的深度主要根据地层条件决定，当下部有坚硬的土层时，则可将该土层作为模型的下边界。由于土的刚度随着深度的增加而增大，因此一般而言，只要下边界不是不合理地靠近基坑的底部，其对计算结果的影响就相对较小。下边界采用约束竖向位移或同时约束水平和竖向位移的边界条件均可。图28-34的地表沉降曲线表明，软土地层条件下基坑的墙后影响范围可达4倍开挖深度，因此侧向边界应至少放置在墙后4倍的开挖深度之外，侧向边界一般采用约束水平位移的边界条件。

3. 本构模型的选择。数值分析中的一个关键问题是要采用合适的土体本构模型。虽然土的本构模型有很多种，但广泛应用于商业岩土软件的仍只有少数几种如线弹性模型、Duncan-Chang（DC）模型、Mohr-Coulomb（MC）模型、Drucker-Prager（DP）模型、修正剑桥（MCC）模型、Plaxis Hardening Soil（HS）模型等。线弹性模型由于对拉应力没有限制而无法较好地模拟主动土压力和被动土压力，一般不适合于基坑开挖的数值分析。弹-理想塑性的MC或DP模型不能区分加荷和卸荷，且其刚度不依赖于应力历史和应力路径，应用于基坑开挖数值分析时往往会得到不合理的很大的坑底回弹，虽然这两个模型在有些情况下能获得一定满意度的墙体变形结果，但难以同时给出合理的墙后土体变形性状及变形影响范围。能考虑软粘土硬化特征、能区分加荷和卸荷的区别且其刚度依赖于应力历史和应力路径的硬化类弹塑性模型如MCC模型和HS模型，相对而言能给出较为合理的墙体变形及墙后土体变形情况，适合于基坑开挖的数值分析。目前人们已意识到小应变范围内的应力-应变关系对预测土体的变形起着十分重要的作用，能反映土体在小应变时的变形特征的弹塑性模型应用于基坑开挖分析时具有更好的适用性。但小应变模型的参数一般较多，且往往需要高质量的实验来确定参数，从目前来看直接应用于工程实践尚存在一定的距离。

4. 计算参数的确定。数值分析结果的合理性在很大程度上取决于所采用的计算参数。基坑现场的土体应采用合适的本构模型进行模拟，并且能根据室内实验和原位测试等手段给出合理的参数。必要时也可采用反分析方法确定有关计算参数，当所采用的土体本构模型的参数较多时，一般可反算那些无法直接从实验中得到或者是无法合理地估计的参数，相对可靠的土体参数可直接从实验中得到或从已有的经验推断中得到。当基坑的附近具有相同地质条件、类似的支护方式和施工工况的已经完成的基坑工程时，可采用其实测资料来进行反分析，然后将得到的参数用于本工程的模拟。也可根据基坑的初期工况的实测资料来进行反分

析，得到参数后用来预估后续工况的变形。

5. 分析方法。基坑开挖数值分析方法包括排水分析法、不排水分析法和部分排水分析法。其中排水分析法是指在分析过程中，假设超静孔压完全消散，适用于模拟砂土的行为及黏性土的长期行为；需采用有效应力法进行分析，所采用的输入参数因为有效应力参数。不排水分析法是指在分析过程中，超静孔压完全无法消散，其体积变化为零，适合于模拟黏性土的短期行为；不排水分析法既可采用总应力也可采用有效应力分析，其对应的输入参数分别为总应力参数和有效应力参数。有些情况下，黏性土的行为既不属于完全排水，也不是完全不排水，而是介于两者之间，即为部分排水行为，此时可以采用耦合分析方法进行分析，其对应的输入参数为有效应力参数。分析时应根据实际的工程地质条件、水文地质条件及施工的时间因素等选择合适的分析方法。

6. 接触面的设置。基坑工程中，围护体或其它结构与土体存在相互作用。围护体与土体的接触面性质对围护结构的变形和内力、坑外土体的沉降和沉降影响范围、坑底土体的回弹以及基坑开挖对周围建（构）筑物的影响程度会产生一定程度上的影响。有限元法是在连续介质力学理论的基础上推导出来的分析方法，这种方法无法有效地评估材料间发生相对位移的受力和变形性状。因此基坑的有限元分析中，为使分析结果更加符合实际，有必要考虑围护墙与土体的界面接触问题，一般可采用接触面单元来处理。

7. 初始地应力场的模拟。当基坑周边存在已有的结构如隧道、地下室、桩基或浅基础时，这些结构的存在会引起初始地应力场的改变。在基坑施工之前，这些已经存在的结构就已经引起了土体中加载或卸载过程，因而在对基坑的开挖过程进行分析时，必须考虑这些既有结构对初始地应力场的影响。正确模拟既有周边环境对初始地应力场影响对于分析基坑本身的变形以及分析对最周边环境的影响具有重要的意义。

28.5.4 平面有限元分析实例

1. 工程实例一

这里以28.5.2节的工程为例，说明采用平面有限元方法分析基坑开挖对周边环境的影响。该工程场地地基土的组成及物理力学指标如表28-12所示。

地基土的物理力学指标

表 28-12

层序	土层名称	层厚 (m)	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比	压缩模量 (MPa)	直剪固结快剪		渗透系数 (10 ⁻⁷ cm/s)	
							c(kPa)	φ(°)	K _v	K _h
①	填土	1.9								
②	粘土	0.9	36.9	18.5	1.02	3.64	21	15	3.01	3.67
③	淤泥质粉质粘土 夹砂质粉土	4.7	39.1	18.1	1.09	5.67	8.5	18	31.7	1.36
④	淤泥质粘土	9.1	50.3	17.1	1.41	2.25	13.5	11.7	1.72	2.55
⑤ ₁₋₁	粉质粘土夹粘土	4.4	37.7	18.2	1.07	4.64	11.4	16	10.0	12.0
⑤ ₁₋₂	粉质粘土夹粘质粉土	27	32.5	18.4	0.98	5.65	8.5	23.5	10.2	55.3

采用平面有限元模拟基坑东侧裙楼区域（开挖深度12.2m）的开挖过程。土体采用15节点三角形单元模拟，其本构采用Plaxis Hardening Soil (HS) 模型，本构模型的参数根据岩土勘察报告和部分工程的反分析经验确定。连续墙采用梁单元模拟，其计算参数抗弯刚度和抗拉刚度根据连续墙的实际厚度确定。水平支撑的作用用弹簧单元模拟，其计算参数抗压刚度根据楼板的实际刚度确定。连续墙与土体的相互作用采用接触面（Goodman单元）来模拟，该接触面单元切线方向服从Mohr-Coulomb破坏准则，并用一个折减系数 R_{inter} （这里取0.7）来描述接触面强度参数与所在土层的摩擦角和粘聚力之间的关系。有限元模型尺寸100m×

50m，左右两侧边界约束水平位移，底边界约束水平和竖向位移。在基坑内部及连续墙附近适当加密网格，总单元数量为1243个。采用单元的“生”、“死”功能来模拟具体施工过程中有关结构构件的施工以及土体的挖除，模拟的工况如表28-13所示。采用基于有效应力法的排水分析方法进行分析，取初始地下水位位于地面以下1m，每次开挖前地下水位先降至开挖面以下。图28-39为有限元网格图。

模拟的施工工况 表28-13

工况	模拟内容
Stage1	地下连续墙施工，并开挖至-1.5m
Stage2	首层结构梁板施工，并挖土至-5.3m
Stage3	地下一层梁板结构施工，并开挖至-8.6m
Stage4	地下二层梁板结构施工，并开挖至坑底

图28-40为基坑开挖到底（Stage4）时的总位移矢量图。连续墙的最大侧移为35.65mm，最大坑底回弹为71.66mm，最大地表沉降为22.78mm。图28-41为有限元分析与有关实测结果的对比情况。从图28-41（a）可以看出，连续墙的侧移随着开挖深度的增大逐渐增大，且发生最大侧移的位置也逐渐下移，计算得到的各个工况下的连续墙侧移与实测值吻合得较好。从图28-41（b）可以看出基坑开挖到底（Stage4）时建筑物、管线的及地表的实测沉降基本被计算得到的地表沉降曲线所包含，且计算得到的沉降影响范围和沉降的大小与实测值吻合得较好。

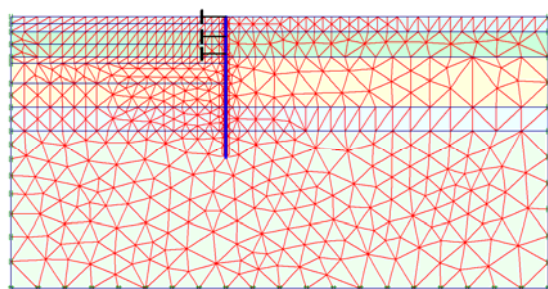


图 28-39 Stage4 时的总位移矢量图

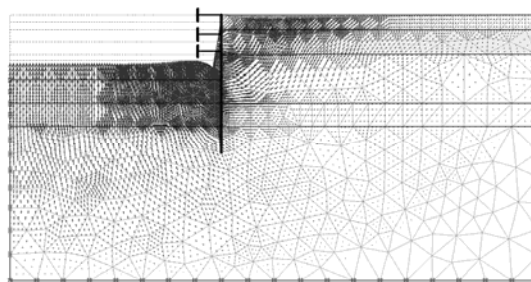


图 28-40 Stage4 时的总位移矢量图

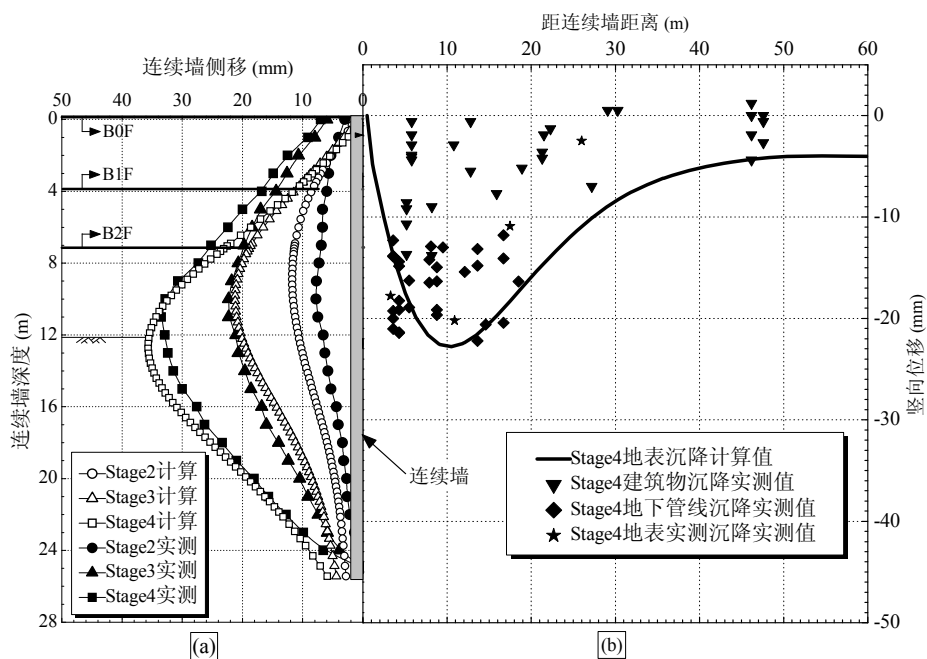


图 28-41 计算值与实测值的对比

2. 工程实例二

芝加哥大道与芝加哥州街地铁改建工程^[46, 47]基坑开挖深度 12.2m, 需暴露原有的地铁车站与隧道以便改建。基坑的平面如图 28-42 所示。基坑东侧紧邻建于上世纪五十年代末的 Frances Xavier Warde 学校, 与基坑的最近距离约 2m。该学校为 3 层钢筋混凝土框架结构, 外围为砖墙承重, 内部为钢筋混凝土柱承重。承重砖墙置于高 2.8m、厚 400mm 的地下室外墙上, 地下室外墙则座落于 1.2m 宽的条形基础上。内部柱子的基础为钢筋混凝土扩展基础, 基础大小 4m×4m 到 5m×5m, 基础厚度一般为 760mm, 基础的平均埋深为 3.7m。芝加哥大道与芝加哥州街原地铁隧道及车站为位于基坑内的地下结构, 建于 1939~1941 年, 隧道为南北方向走向, 包括上、下行线及站台。每条隧道约 5m 宽、6m 高, 站台 2m 宽、5m 高。隧道底部的标高为 9m。

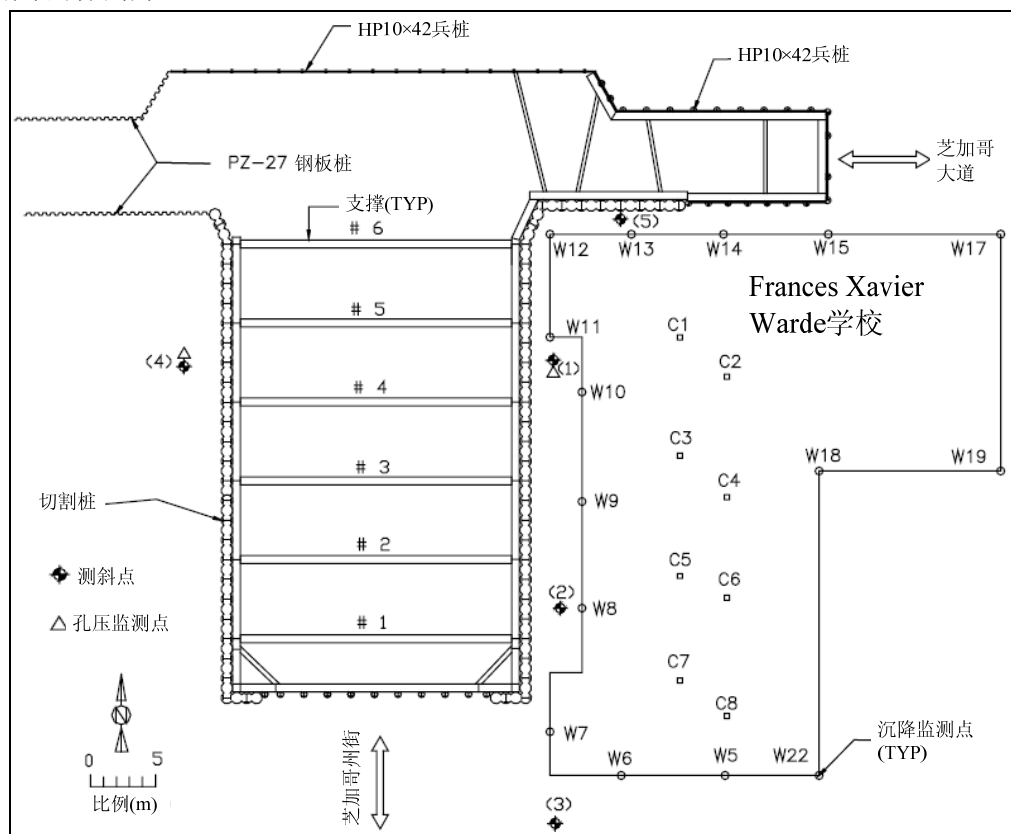


图 28-42 芝加哥大道与芝加哥州街地铁改建工程平面图

基坑主要部分的围护结构采用咬合桩, 小部分采用兵桩。咬合桩直径 915mm, 咬合 150mm。首道支撑采用直径 610mm、壁厚 17mm 的钢管, 钢管支撑间距约 6.1m; 其下设置两道锚杆, 锚杆角度为 45 度, 水平间距 1.5m, 上、下道锚杆长度分别为 9.1m 和 10.7m。

采用 Plaxis 软件对基坑施工进行了全过程的模拟, 并分析基坑开挖对旁边的 Frances Xavier Warde 学校的影响。土体采用三角形单元模拟, 隧道结构、Frances Xavier Warde 学校的地下结构部分采用梁单元模拟, 围护结构采用三角形单元模拟, 钢支撑采用弹簧单元模拟, 锚杆采用 Plaxis 软件中的锚杆单元模拟。Frances Xavier Warde 学校地上部分的结构自重采用荷载来模拟。有限元分析的模型如图 28-43 所示。有关的结构参数根据实际的结构尺寸确定。最顶层的砂土/填土层本构模型采用 Mohr-Coulomb 模型, 其下各土层的本构模型采用 Plaxis Hardening Soil Model, 其有关计算参数根据室内实验并结合反分析确定, 如表 28-14 所示。表中各参数的意义可参考 Plaxis 软件的参考手册^[48]。需指出的是, 这里的 Hardening Soil Model 中所采用参考压力 p^{ref} 为 4.8kPa, 而不是软件中默认的 100 kPa。

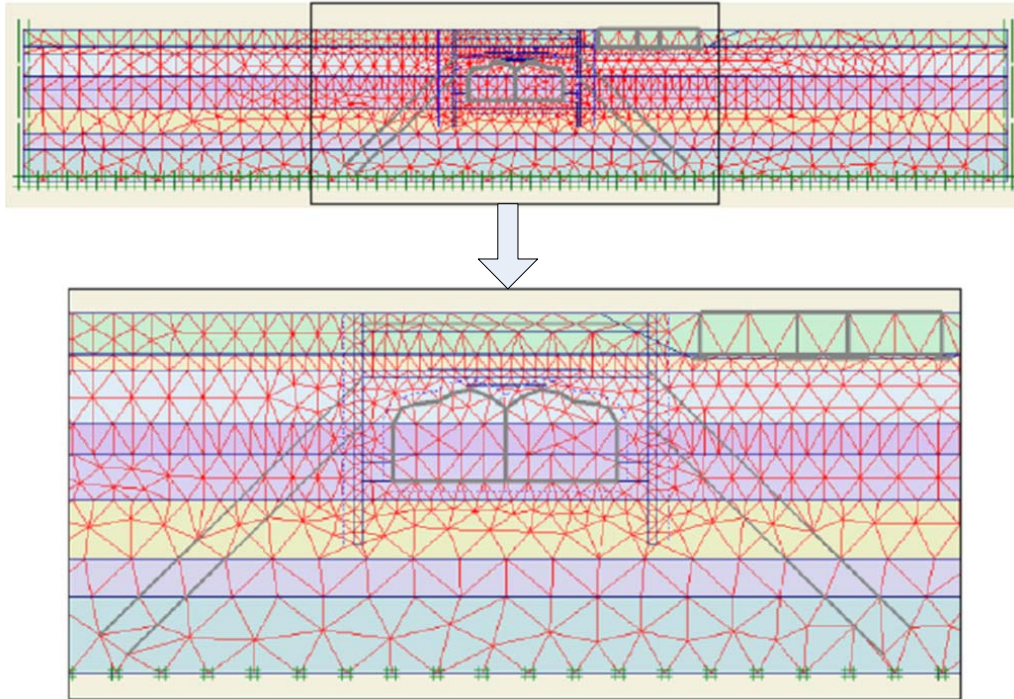


图 28-43 平面有限元分析模型

为了更准确地模拟基坑的受力和变形,模拟过程包括基坑开挖前的有关工程活动及基坑施工过程中的有关过程,其中基坑开挖前的工程活动包括原有隧道的施工和 Frances Xavier Warde 学校的建造过程,基坑施工阶段的模拟包括围护结构施工及土方开挖与支撑设置的过程。表 28-15 给出了详细的模拟步骤。

各土层的计算参数

表 28-14

参数	单位	1 砂土/ 填土层	2 粘土硬 壳层	3 软粘土 层	4 软-中等 硬度粘土	5 中等硬 度粘土层	6 硬粘土 层	7 极硬粘 土层	8 硬底层
类型	-	排水	不排水	不排水	不排水	不排水	不排水	不排水	不排水
层厚	m	3.7	0.9	4.3	2.5	3.7	4.6	3.1	6.1
γ	kN/m ³	18.9	19.6	18.1	18.1	18.9	19.6	20.4	20.8
k_h	m/d	15.2	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}	1.5×10^{-4}
k_v	m/d	15.2	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}	0.9×10^{-4}
E_{50}^{ref}	kPa	-	1980	251	251	1164	2714	1848	25184
E_{oed}^{ref}	kPa	-	1386	176	176	815	1900	1294	17628
E_{ur}^{ref}	kPa	53986	5941	753	753	3491	8143	5545	75551
c	kPa	20	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	5
φ	度	35	32	23.4	23.4	25.6	32.8	32.5	35
ψ	度	5	0	0	0	0	0	0	3
ν	-	0.33	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
p^{ref}	kPa	-	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
m	-	-	0.8	0.8	0.8	0.85	0.85	0.85	0.6
K_0	-	-	0.47	0.6	0.6	0.57	0.46	0.46	0.43
R_f	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
R_{int}	-	0.67	0.5	1	1	1	0.5	0.5	0.5

模拟的施工工况

表 28-15

施工阶段	计算步	模拟的工况
基坑工程前期	0	模拟 K_0 状态下初始地应力场
	1-4	隧道建造 (1940 年)
	5	固结阶段 (固结时间 19 年)
	6-10	Frances Xavier Warde 学校的建造 (1960 年)
	11	固结阶段 (固结时间 40 年)
围护结构施工阶段	12	位移场置零 (1999 年)
	13	开挖咬合桩墙
	14	浇筑咬合桩墙 (Stage1)
	15	固结阶段 (固结时间 20 天)
基坑开挖阶段	16	开挖至地表以下 1.55m 并支设首道支撑 (Stage2)
	17	开挖至地表以下 5.2m
	18	安装第一道锚杆并施加预应力 (Stage3)
	19	开挖至地表以下 8.9m
	20	安装第二道锚杆并施加预应力 (Stage4)
	21	开挖至坑底—地表以下 12.2m (Stage5)

图 28-44 为 Stage5 时计算得到的围护结构侧移和 Frances Xavier Warde 学校沉降与实测值的对比情况。从图 28-44 (a) 可以看出, 虽然计算得到的围护结构侧移略大于实测值, 但计算得到的侧移形态与实测值吻合得较好。从图 28-44 (b) 可以看出, 在靠围护墙较近的位置, 计算得到的 Frances Xavier Warde 学校沉降较实测值要小, 但在距离围护墙较远的位置, 计算得到的沉降与实测值吻合得较好。计算得到的 Frances Xavier Warde 学校间隔 1、间隔 2、间隔 3 和间隔 4 所承受的角变量分别为 1/267、1/1407、1/850、1/1896, 而根据实测监测点沉降得到的各间隔的角变量分别为 1/845、1/408、1/821、1/4006, 虽然计算值与实测值存在一定的差距, 但计算和实测得到的最大角变量均大于 1/500。基坑开挖期间对 Frances Xavier Warde 学校进行了裂缝监测, 结果表明各楼层出现了不同程度上的裂缝。

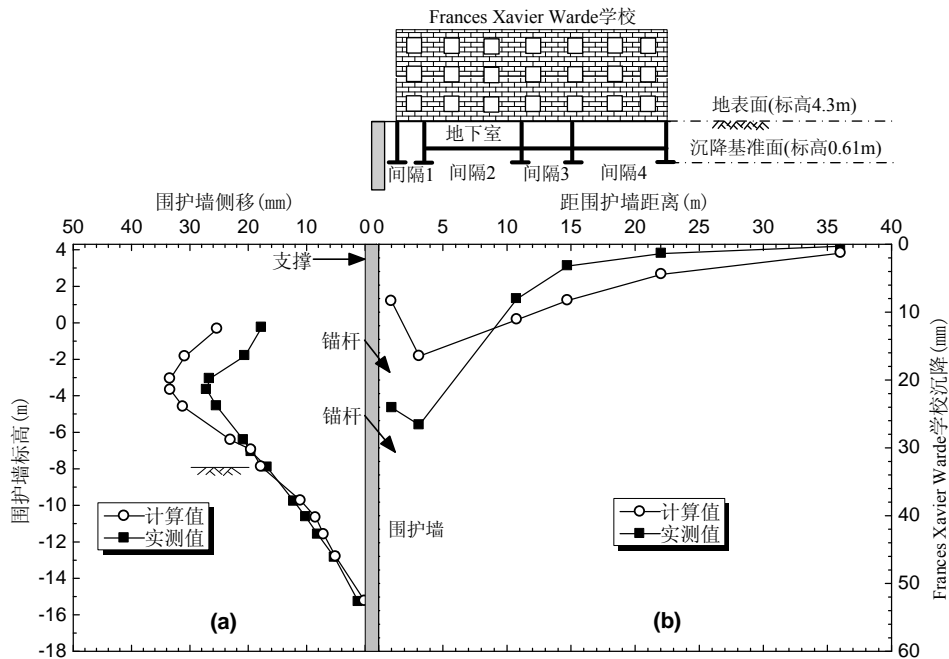


图 28-44 Stage5 时计算得到的围护结构侧移和 Frances Xavier Warde 学校沉降与实测值的对比

28.5.5 三维有限元分析实例

这里以美国西北大学校园内的福特汽车公司工程设计中心基坑工程^[49]为例，说明采用三维有限元分析方法分析基坑开挖对周边建筑物的影响。该基坑的平面尺寸为36.8m×44.5m，开挖深度约为9.0m，基坑的平面如图28-45所示。基坑北侧5.2m处存在一既有建筑（McCormick 工程学院的技术研究院大楼），该建筑物包括4层的主体部分和一层的裙楼部分，4层主体部分的中间柱采用扩展基础，周围外墙采用条形基础。基坑围护结构采用XZ85型号的钢板桩，钢板桩长14.7m~16.2m。竖向设置两道钢管支撑，第一道和第二道支撑分别位于地表以下3.7m和6.1m，支撑的平面布置如图28-45所示。

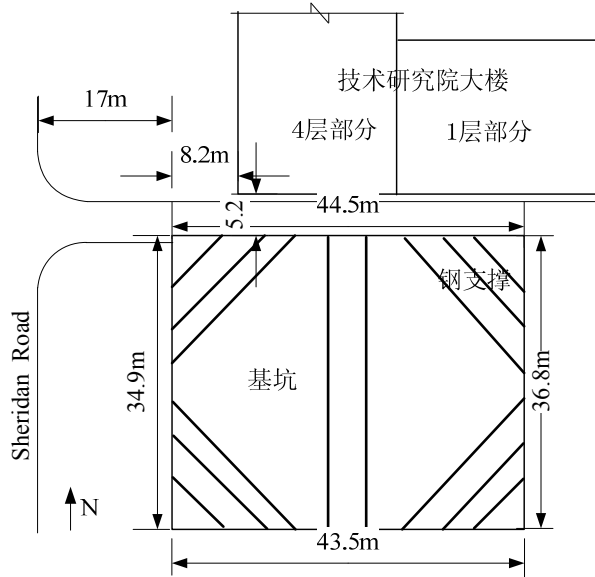


图 28-45 福特汽车公司工程设计中心基坑工程平面图

采用 Plaxis 3D Foundation 对基坑的开挖过程进行了模拟，模型平面尺寸为350m×350m。其中土体采用实体单元模拟，钢板桩采用板单元模拟，钢支撑采用梁单元模拟。模型中考虑了技术研究院大楼4层主体部分的地下结构，上部结构的自重施加于基础上的荷载来模拟。有限元计算模型如图28-46所示，图中所示的标高采用 Evanston 城市高程系统。土体的

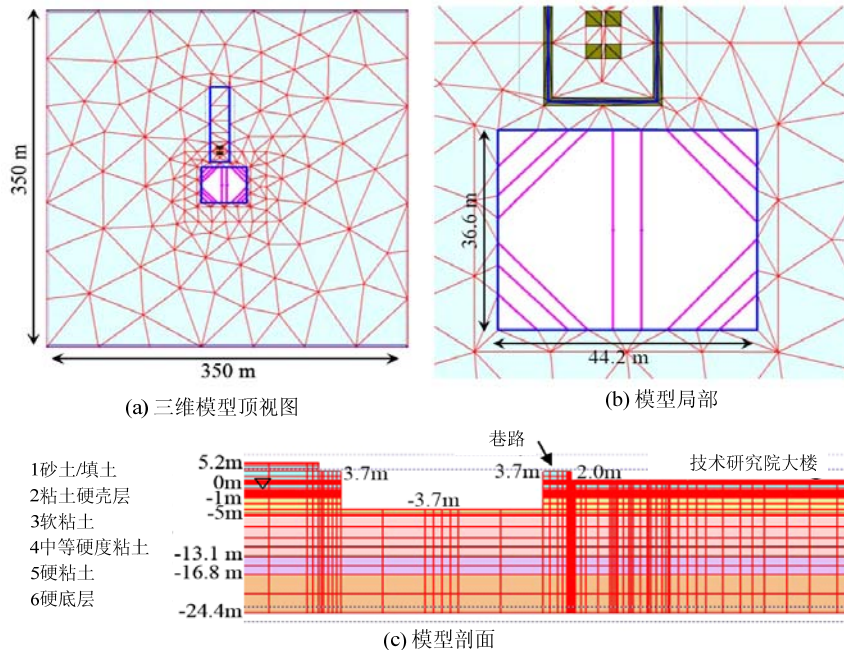


图 28-46 有限元模型图

本构模型采用 Plaxis Hardening Soil Model，各土层的有关计算参数如表 28-16 所示。有关结构的计算参数根据结构的材料和实际尺寸确定。

各土层的计算参数

表 28-16

参数	单位	1 砂土/填土	2 粘土硬壳层	3 软粘土	4 中等硬度粘土	5 硬粘土	6 硬底层
类型	-	排水	不排水	不排水	不排水	不排水	不排水
层厚	m	5.2	1	4	8.4	3.7	7.6
γ	kN/m ³	18.8	18.8	18.8	19.6	20.4	20.4
k_h	m/d	9.1	0	0	0	0	0
k_v	m/d	9.1	0	0	0	0	0
E_{50}^{ref}	kPa	7185	14370	421	1284	17723	23950
E_{oed}^{ref}	kPa	7185	14370	295	884	12406	16765
E_{ur}^{ref}	kPa	21555	43110	1263	3789	53169	71850
c	kPa	1	1	1	1	1	1
ϕ	度	37	40	24	26	32	35
ψ	度	5	15	0	0	0	0
v	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
p^{ref}	kPa	5	5	5	5	5	5
m	-	0.5	0.5	0.8	0.85	0.85	0.6
K_0	-	0.398	0.357	0.593	0.562	0.470	0.426
R_f	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
R_{int}	-	1	1	1	1	1	1

为了更合理地模拟基坑基坑的开挖,数值分析中考虑了周边既有的技术研究院大楼的存在对初始地应力的影响,整个模拟过程如表 28-17 所示。

模拟的施工工况

表 28-17

计算步	模拟的工况
0	模拟 K_0 状态下初始地应力场 (场地顶面的 Evanston 城市高程为+5.2m)
1	技术研究院大楼的开挖-巷路开挖至+3.7m/技术研究院大楼开挖至+2.0m 标高
2	技术研究院大楼的建造-基础/底板的施工及来自上部结构的荷载的施加
3	围护结构—钢板桩施工
4	降水至-3.8m 标高
5	第一次开挖—开挖至+1.0m 标高
6	首道支撑支设—首道支撑支设于+1.5m 标高处
7	第二次开挖—开挖至-0.5m 标高
8	第二道支撑支设—第二道支撑支设于-1.0m 标高处
9	第三次开挖—开挖至-3.7m 标高 (坑底)

图 28-47 给出了基坑开挖到坑底时土体的侧移和技术研究大楼的沉降。图 28-47 (a) 为三维有限元计算得到的土体侧移与实测值的对比情况,其中实测土体的侧移是距离基坑北侧钢板桩约 3.0m 处的测斜管得到的,从图中可以看出,计算得到的土体侧移与实测值吻合得较好。图 28-47 (b) 为三维有限元计算得到的地表沉降和技术研究大楼的沉降曲线,图中还给出了采用 Hsieh 和 Ou^[5]建议的曲线预测的地表沉降。可以看出,采用三维有限元计算得到的沉降曲线与采用 Hsieh 和 Ou 建议的曲线预测的地表沉降差异不大。采用三维有限元

计算得到的最大地表沉降为 11.5mm，技术研究大楼南侧墙下基础、扩展基础 1 和扩展基础 2 处的沉降分别为 10.3mm、2.9mm 和 0.6mm，间隔 1、间隔 2 承受的角变量分别为 1/1154 和 1/2667。基坑开挖过程中对技术研究大楼基础的倾角进行了监测，结果表明南侧墙体和扩展基础 2 处的倾角分别为 1/1146 和 1/2291。可以看出，表明计算与实测吻合得较好。监测表明，由于建筑物的角变量较小，基坑开挖期间技术研究大楼未出现裂缝。

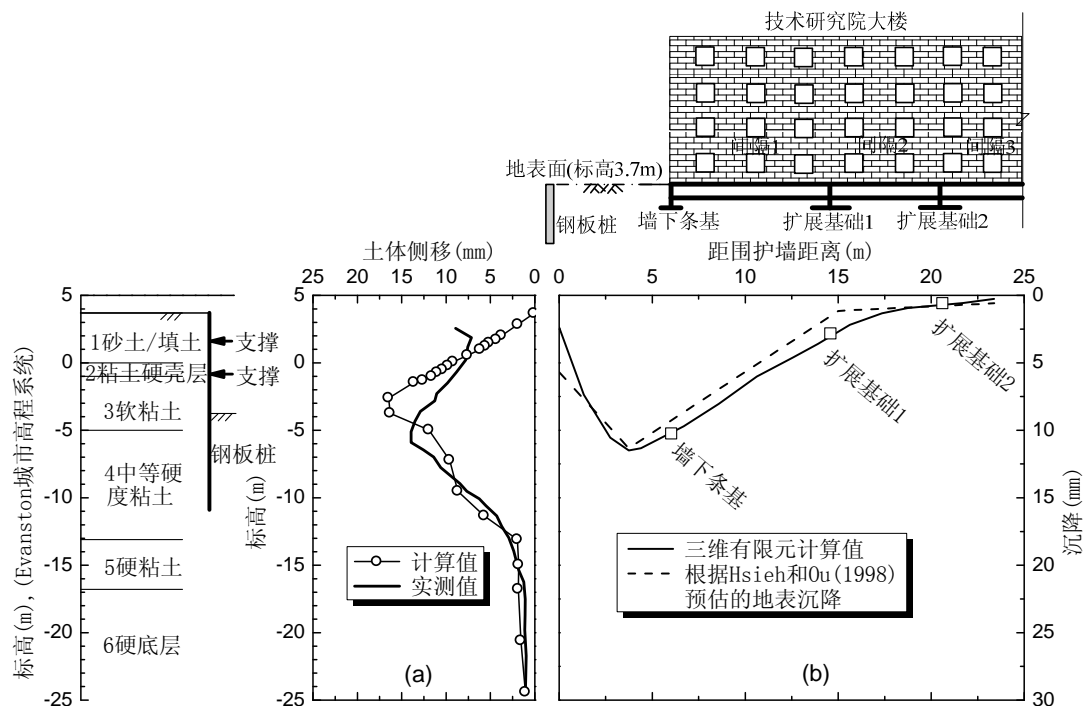


图 28-47 开挖到坑底时的土体的侧移和技术研究大楼的沉降

28.6 基坑变形控制设计流程

基坑的变形控制设计以基坑的环境保护为核心，通过设计、变形分析，再设计、再变形分析的反复过程，使设计的支护结构在基坑施工过程中所引起的基坑周围的建（构）筑物、地下管线和设施的变形在允许的范围之内，从而保证其正常使用要求。

图 28-48 为基坑变形控制设计的一般流程。一般先根据基坑本身的规模与挖深、基坑的地质条件、基坑周边的环境等因素选择合适的基坑支护结构类型，并确定初步的支护设计方案。然后预估基坑施工对周边环境可能产生的影响，可以采用前面提到的经验方法和数值分析方法。采用经验方法时，先预估基坑施工引起的地表沉降，包括由围护结构施工引起的地表沉降和由基坑开挖施工引起的地表沉降，将这两个阶段得到的地表沉降叠加即得到总的地表沉降，需指出的是，这里预测的地表沉降是在不考虑基坑周围环境存在的条件下得到的。在此基础上即可预估基坑周围建（构）筑物、地下管线及设施等的沉降、差异沉降、角变量等变形量，并根据有关准则评价周边环境的损坏程度。若周边环境的损坏程度可以接受，则设计能满足基坑周边环境的保护要求，从而可以确定最终的基坑支护方案。若周边环境的损坏程度不可接受，则应修改设计方案，例如调整围护墙的刚度、支撑刚度等设计参数或采取地基加固、托换等措施，并重新评估基坑施工对周边环境的影响，直至能满足基坑周边环境的变形控制要求。当采用数值分析方法时，可直接得到基坑周围建（构）筑物、地下管线及设施等的沉降、差异沉降、角变量等变形量。但需指出的是，采用数值分析方法最好是有类似工程可靠的监测数据的校验，以提高其预测结果的可靠性。

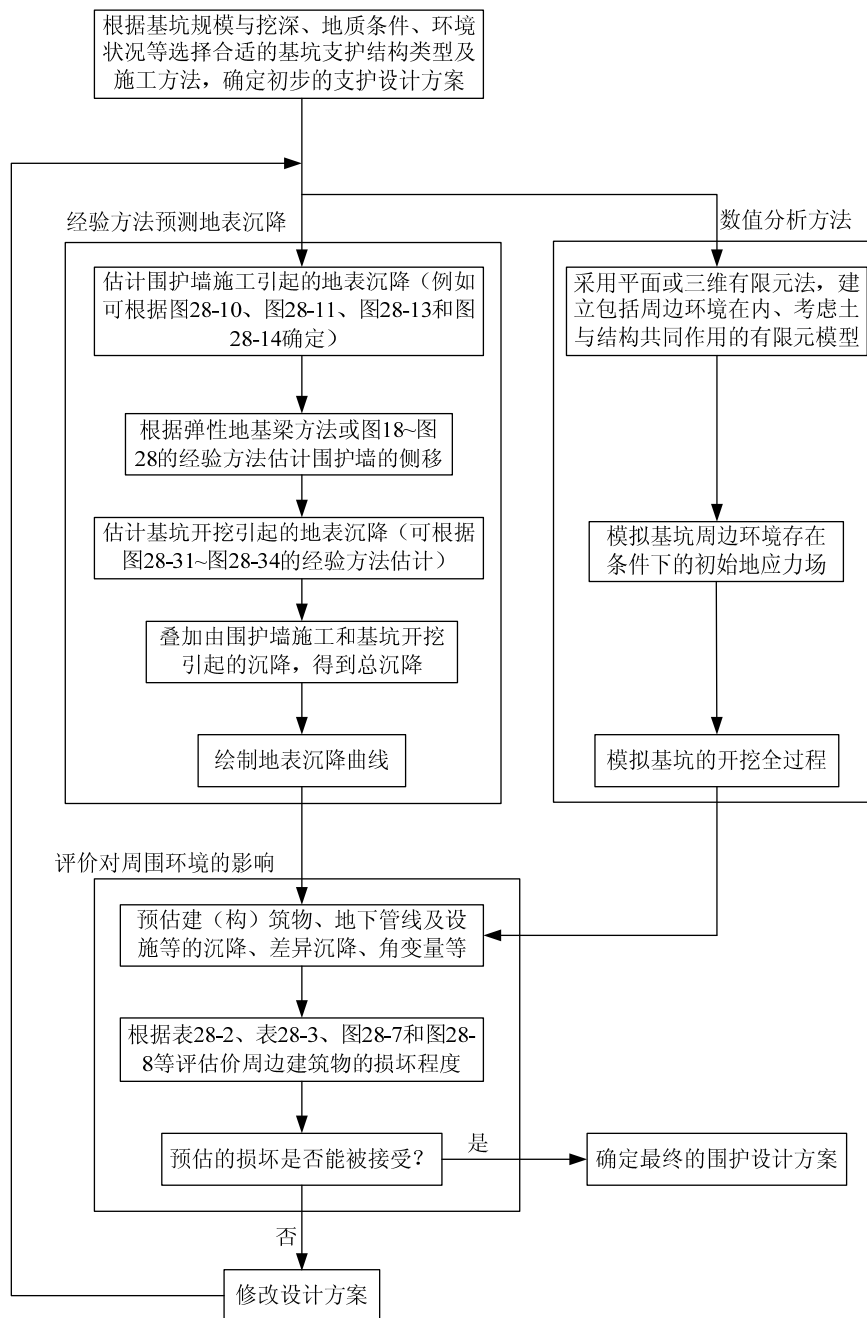


图 28-48 基坑变形控制设计流程

28.7 基坑工程的环境保护措施

基坑工程是支护结构、降水以及基坑开挖的系统工程，其对环境的影响主要分如下三类：围护结构施工过程中产生的挤土效应或土体损失引起的相邻地面隆起或沉降；长时间、大幅度降低地下水可能引起地面沉降，从而引起邻近建（构）筑物及地下管线的变形及开裂；基坑开挖时产生的不平衡力、软粘土发生蠕变和坑外水土流失而导致周围土体及围护墙向开挖区发生侧移动、地面沉降及坑底隆起，从而引起紧邻建（构）筑物及地下管线的侧移、沉降或倾斜。基坑工程的支护结构施工、降水以及基坑开挖是影响周边环境“源头”，因此保护基坑周边的环境应首先从“源头”上采取措施减小基坑的变形，从而减小基坑工程施工对周边环境的影响。其次，可从基坑变形的传播途径上采取措施，切断或减小土体变形对周边

环境的影响。第三，还可从提高基坑周边环境的抵抗变形能力方面采取措施，减小建（构）筑物、地下管线或设施的变形。

28.7.1 从引起变形的“源头”上采取措施减小基坑的变形

1. 围护墙施工方面的措施

围护墙的施工可能会涉及到打桩、钻孔、槽段开挖及水泥土搅拌，打桩会引起振动及挤土效应，钻孔或槽段开挖导致土体中的应力释放而引起周围土体变形，水泥土搅拌则可能产生挤土效应。因此围护墙施工时，必须考虑其施工阶段可能对周围环境产生的不利影响，并根据监测情况及时调整施工方法和施工工艺，以保护邻近建（构）筑物、地下管线及设施不受损害。针对不同的围护墙的施工，可分别采取如下措施：

（1）板桩（钢筋混凝土板桩或钢板桩）施工时，应采用适当的工艺和方法减少沉桩时的挤土、振动影响；板桩拔出时可采用边拔边注浆的措施控制由于土体损失而引起邻近建（构）筑物、地下管线及设施下沉的不利影响。

（2）钻孔灌注桩施工中可采用套打、提高泥浆比重、采用优质泥浆护壁、适当提高泥浆液面高度等措施提高灌注桩成孔质量、控制孔壁坍塌、减小孔周土体变形。

（3）粉土或砂土地基中地下连续墙施工前可采用槽壁预加固、降水、调整泥浆配比、适当提高泥浆液面高度等措施；同时可适当缩短地下连续墙单幅槽段宽度，以减少槽壁坍塌的可能性，并加快单幅槽段施工速度。

（4）搅拌桩施工过程中应通过控制施工速度、优化施工流程，减少由于搅拌桩挤土效应对周围环境的影响。

2. 基坑降水方面的措施

（1）在降水系统的布置和施工方面，应考虑尽量减少保护对象下地下水位变化的幅度。井点降水系统宜远离保护对象，相距较远时，应采取适当布置方式减少降水深度。

（2）降水井施工时，应避免采用可能危害邻近设施的施工方法，如在相邻基础旁用水冲法沉设井点等。

（3）设置隔水帷幕以隔断降水系统降水对邻近设施的影响。坑内预降水实施过程中可结合坑外设置水位观测井，以检验隔水帷幕的封闭可靠性。

（4）当基坑底层有承压水并经验算抗承压水稳定性不满足要求时，可视具体情况采用隔水帷幕隔断承压水、水平封底加固隔渗以及降压等措施。基坑工程开挖之前宜针对承压水进行群井抽水试验，以确定降压施工参数以及评价降压对周围环境的影响程度。

（5）降水运行过程中随开挖深度逐步降低承压水头，以控制承压水头与上覆土压力满足开挖基坑稳定性要求为原则确定抽水量，不宜过量抽取承压水以减少降承压水对邻近环境的影响。必要时可设置回灌水系统以保持邻近设施下的地下水位。

3. 基坑开挖方面的措施

（1）基坑工程开挖方法、支撑和拆撑顺序应与设计工况相一致，并遵循“先撑后挖、及时支撑、分层开挖、严禁超挖”的原则。

（2）应根据基坑周边的环境条件、支撑形式和场内条件等因素，合理确定基坑开挖的分区及其顺序。一般宜先设置对撑，且宜先开挖周边环境要求较低的一侧的土方，然后采用抽条对称开挖、限时完成支撑或垫层的方式开挖环境保护要求高的一侧的土方。

（3）对面积较大的基坑，土方宜采用分区、对称开挖和分区安装支撑的施工方法，尽量缩短基坑无支撑暴露时间。

（4）对于面积较大的基坑，可根据支撑的布置形式等因素，采用盆式开挖或岛式开挖的方式施工，并结合开挖方式及时形成支撑和基础底板。

（5）对于饱和软粘土地层中的基坑工程，每个阶段挖土结束后应立即架设支撑等挡土

设施，以避免流变的发生。一般而言，开挖完成时及时浇筑垫层能较有效地防止流变。

(6) 同一基坑内不同区域的开挖深度有较大差异时，可先挖至浅基坑标高，施工浅基坑的垫层、有条件时宜先浇筑形成浅基坑基础底板，然后再开挖较深基坑的土方。

(7) 基坑开挖过程中如出现围护墙渗漏，应采取相关措施及时进行封堵处理。工程实践表明，因围护墙渗漏造成的墙后水、土流失，引起邻近建筑物或地下管线的沉降量一般难以估计，且往往比墙体的变形大得多。因此当出现渗漏时必须引起重视。

(8) 支撑与围护墙之间应有可靠的连接。采用钢支撑时应及时施加预应力，必要时可采用复加预应力的方式进一步控制围护结构的变形。

(9) 机械挖土极易超挖，且挖土机械在坑内行走会导致坑底土体的扰动，从而降低了被动区土体的强度，进而引起基坑变形的增大。因此，采用机械挖土时，为防止坑底土体的扰动，应保留 200mm~300mm 厚的土采用人工挖平。

(10) 严格控制坑外地表超载。

(11) 当采用爆破方法拆除钢筋混凝土支撑时，宜先将支撑端部与围檩交接处的混凝土凿除，使支撑端部与围檩、围护桩割离，以避免支撑爆破时的冲击波通过围檩和围护桩直接传至坑外，从而对周围环境产生不利影响。

28.7.2 从基坑变形的传播途径上采取措施减小对周边环境的影响

从基坑变形的传播路径上，可采取隔断方法来减小基坑施工对周边环境的影响。隔断法可以采用钢板桩、地下连续墙、树根桩、深层搅拌桩、注浆加固等构成墙体，墙体主要承受施工引起的侧向土压力和差异沉降产生的摩阻力，如图 28-49 (a) 所示，亦可用以隔断地下水降落曲线，图 28-49 (b) 所示。国外和台湾地区还有采用微型桩的方式^[16]，如图 28-49 (c) 所示，其施工一般是先以套管或其它方式钻孔至预定深度，然后放入加劲型材（如钢筋、钢轨、型钢或钢筋笼等），再以压力灌浆的方式注入水泥砂浆，然后逐渐拔出套管，最后进行补浆。这种方式是使微型桩通过可能的滑动面，当此滑动面产生时，微型桩的抗剪和抗拔力可以抑制地层滑动，从而减小地表沉降的可能。

在上海地区的基坑工程中，利用上述原理也进行一些过尝试^[51]。例如上海市区某工程基坑开挖深度 7.4m，一道支撑。基坑旁边的一栋医院建筑年代久远且加过一层，为保护该建筑物，紧贴其基础边打了三排 $\phi 200\text{mm}$ ，长 11m 的树根桩，并采取一些措施与老基础及墙面作适当连接，结果围护体的侧移仅 20mm~3mm，而该医院建筑几乎没有沉降。

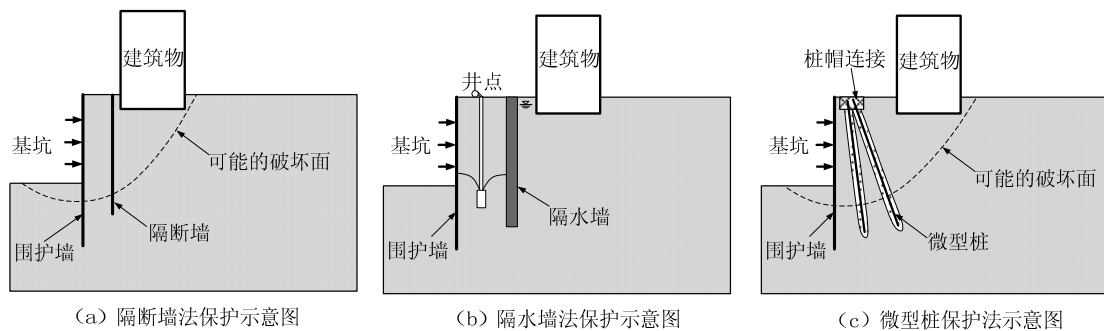


图 28-49 隔断法示意图

又如上海市南京路某商厦原来沉降已较大，室内地坪已与马路已齐平。现离其 2m 多处施工地下连续墙并开挖约 11m 深的基坑，为保护该商厦，在地下连续墙施工前采用两排劈裂注浆并插入大直径钢筋，最后基坑开挖完成时该商厦仅下沉 10mm。

需指出的是，隔断法保护基坑邻近建（构）筑物的机制并不直接，目前对其作用机制的研究尚较少，虽然已有一些工程应用实例，当大部分是依靠经验设计，尚缺乏理论基础。

28.7.3 从提高基坑周边环境的抵抗变形能力方面采取措施

基坑开挖后，要求支护结构绝对不变形是不可能的。从图 28-19 可知，即使大幅度提高围护体系的结构刚度（这往往代价很高）也不一定能相应地大幅减小基坑的变形。在某些情况下，对被保护对象进行事先采取加固措施，可以提高其抵抗变形的能力，往往可取得更直接的效果。常用的措施包括：

1. 基础托换

基础托换是在基坑开挖前，采用钻孔灌注桩或锚杆静压桩等方式，在建筑物下方进行基础补强或替代基础，将建筑物荷载传至深处刚度较大的土层，减小建筑物基础沉降的方法。

图 28-50 为采用锚杆静压桩托换建筑物基础的示意图。

图 28-51 为新加坡捷运隧道过河段的基坑开挖工程^[50]中对旁边政府大厦基础补强的剖面图。该工程开挖深度约 27m，采用钢板桩及兵桩作为围护结构，竖向设置 7 道支撑。距基坑 3m 处即为政府大厦的外侧支柱，该大厦为建于二战前的 3 层砌体结构，其下采用长 4.5m、直径 50mm~100mm 不等的木桩。基坑开挖前，在外侧支柱的四角各设置一微型桩，穿过桩帽伸至地面以下 26m~28m，并采用水泥石砂浆充填密实。

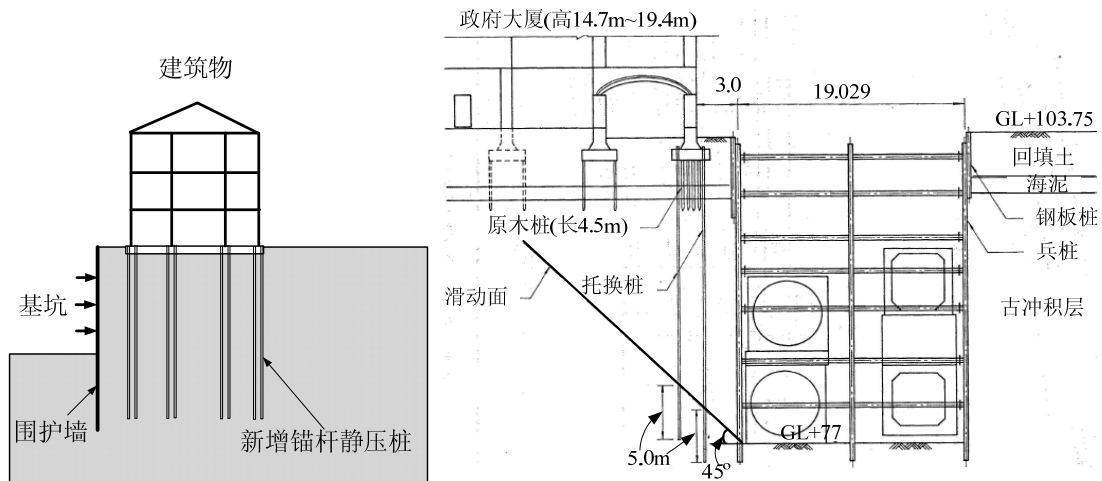


图 28-50 锚杆静压桩托换建筑物基础示意图

图 28-51 新加坡捷运隧道开挖与建筑物基础补强

上海太平洋广场的基坑工程，其旁边的大阪俱乐部建筑；汇金广场开挖时，距基坑 0.5m 的市百六店；黄浦区体育馆旁边金融大厦开挖造成邻近倾斜的过街楼等，均采用锚杆静压桩进行了托换，取得了较好的效果。

2. 注浆加固

基坑开挖前在邻近房屋基础下预先作注浆加固也是常用方法之一。一般在保护对象的侧面和底部设置注浆管，对其土体进行注浆加固。注浆加固实际上是一种地基处理措施。当基坑开挖时，基坑外侧的土体逐渐进入主动状态，围护墙的最大侧移一般发生于基坑开挖面附近，因此开挖区外可能的滑动面会沿着开挖面下方附近开始发展，因此要使既有建筑物注浆加固能取得较好的效果，注浆加固的深度一般应从建筑物的基础下方延伸到滑动面以下。

例如^[51]某地铁车站施工时，邻近的商业大楼（解放前建造的老建筑物）发生了沉降。不久，紧邻该大楼又要开挖深度约 7m 的基坑，于是在围护桩完成后，基坑开挖前，采用与垂线成 14° 倾角的注浆管深入到老大楼基底下，进行注浆加固。基坑施工结束后，该商业大楼沉降控制在 10mm 左右。

需注意的是，采用注浆加固时，过大的注浆压力会使得地面或建筑物隆起，而注浆开始时也会破坏土的微观结构，使得土体的抗剪强度降低。因此，注浆施工的质量尤其重要，稍一不慎，不但起不到加固的目的，反而会使建筑物的沉降或倾斜更严重。

3. 跟踪注浆

基坑开挖过程中,当邻近建筑物变形超过容许值时可,对其进行注浆加固,并根据变形的发展情况,实时调整注浆位置和注浆量,使保护对象的变形处于控制范围内,确保其正常运行。跟踪注浆可采用双液注浆。需注意的是,注浆期间必须加强监测,严格控制注浆压力和注浆量,以免引起结构损坏。

参考文献

- [1] 侯学渊,刘国彬,软土基坑支护结构的变形控制设计,见:侯学渊、杨敏主编,软土地基变形控制设计理论和工程实践,上海:同济大学出版社,1996
- [2] Peck R.B.. Deep excavation and tunneling in soft ground. In Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art-Volume, Mexico City, 1969, pp: 225–290
- [3] Clough G.W., and O'Rourke T.D.. Construction induced movements of in situ walls. Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York, 1990, pp: 439–470
- [4] Goldberg D.T., Jaworski W.E., and Gordon M.D.. Lateral Support Systems and Underpinning. Report No. FHWA-RD-75-129, Volume 2, Federal Highway Administration, Washington, 1976
- [5] Hsieh P.G., Ou C.Y.. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004-1017
- [6] 上海市建筑科学研究院房屋质量检测站,圆明园路185号兰心大楼房屋质量检测与评估报告(送审稿)[R]. 上海,2007.
- [7] Skempton A.W. and MacDonald D.H.. The allowable settlement of buildings [J]. Proceedings, Institute of Civil Engineers, Part III, Vol.5, 1956, pp.727-768.
- [8] Burland J.B.. Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavations. Invited Special Lecture, the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo'95, 1995.
- [9] Burland J.B. and Wroth C.P.. Settlement of buildings and associated damage[C]. Proceedings of the Conference on Settlement of Structures, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp.611–654.
- [10] Terzaghi K. and Peck R.B.. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York, John Wiley and Sons, 1948.
- [11] Polshin D.E. and Tokar R.A.. Maximum allowable non-uniform settlement of structures[C]. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. I, 1957, pp.402-406.
- [12] Bjerrum L.. Allowable settlements of structures[C]. Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Weisbaden, Germany, 1963, pp.135–137.
- [13] Grant R., Christian J.T., and Vanmarcke E.H. Differential settlement of buildings[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1974, 100(9): 973-991.
- [14] Wahls H.E.. Tolerable settlement of buildings[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, 107(11): 1489-504.
- [15] Boscardin M.D., and Cording E.J.. Building response to excavation-induced settlement[J].

- Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1989, 115(1): 1–21.
- [16] 欧章煜, 深开挖工程分析设计理论与实务[M], 台北: 科技图书股份有限公司, 2004.
- [17] 欧章煜, 谢百钧, 深开挖邻产保护之探讨[J]. 岩土工程学报, 2008, 30 (supp.): 509-517.
- [18] Terzaghi K. and Peck R.B.. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York, John Wiley and Sons, 1967.
- [19] 日本建筑学会, 开挖挡土之设计与施工指南[M], 1988.
- [20] 台湾建筑学会, 建筑技术规则建筑构造编基础构造设计规范[M], 1989.
- [21] Burland J.B., Broms B., and De Mello V.F.B.. Behavior of foundations and structures[C]. State of the Art Report, Session 2, Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977, pp.495-546.
- [22] Cording E.J., O'Rourke T.D., and Boscardin M.. Ground movements and damage to structures[C]. Proceedings of the International Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence. Saxena S.K. Ed., ASCE, New York, 1978, pp. 516-537.
- [23] Boone S.J., Westland J., and Nusink R.. Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36(2): 210-223.
- [24] Ahmed I.. Pipeline response to excavation-induced ground movements[D]. PhD thesis, Cornell University, USA, 1990.
- [25] Cowland J.W., and Thorley C.B.B.. Ground and building settlement associated with adjacent slurry trench excavation[C]. Proceedings of the Third International Conference on Ground Movements and Structures, University of Wales Institute of Science and Technology, Geddes J.D., ed., Pentech Press, London, England, 1985, pp. 723-738.
- [26] Clough G.W., and O'Rourke T.D.. Construction induced movements of in situ walls. Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York, 1990, pp: 439–470.
- [27] Gaba A.R., Simpson B., Beadman D.R., and Powrie W.. Embedded retaining walls: guidance for economic design[R]. CIRIA Report (C580), London, 2003.
- [28] Thompson P.. A review of retaining wall behavior in overconsolidated clay during the early stages of construction [D]. MSc thesis, Imperial College, London, 1991.
- [29] Carder D.R.. Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques[R]. Report 172, TRL, Crowthorne, 1995.
- [30] Carder D.R., Morley C.H., and Alderman G.H.. Behavior during construction of a propped diaphragm wall founded in London Clay at Aldershot road underpass[R]. Report 239, TRL, Crowthorne, 1997.
- [31] Budge-Reid A.J., Cater R.W., and Storey F.G.. Geotechnical and construction aspects of the Hong Kong Mass Transit Railway system[C]. Proceedings of the Second Conference on Mass Transportation in Asia, Singapore, 1984, 30p.
- [32] Mana A.I., and Clough G.W.. Prediction of movements for braced cuts in clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, 107(6): 759-777.
- [33] Terzaghi K.. Theoretical Soil Mechanics, New York, John Wiley & Sons., 1943
- [34] Ou C.Y., Hsieh P.G., and Chiou D.C.. Characteristics of ground surface settlement during excavation. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5): 758–767
- [35] Wong I.H., Poh T.Y., and Chuah H.L.. Performance of excavations for depressed expressway in Singapore. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, 123 (7): 617-625

- [36] Long M.. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2001, 127(33): 203-224
- [37] Moormann C.. Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. *Soils and Foundations*, 2004, 44(1): 87-98
- [38] 王建华, 徐中华, 王卫东, 支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形特性分析, *岩土工程学报*, 2007, 29 (12): 1899-1903
- [39] 徐中华, 王建华, 王卫东, 上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状, *土木工程学报*, 2008, 41 (8): 81-86
- [40] 徐中华, 王建华, 王卫东, 软土地区采用灌注桩围护的深基坑变形性状研究, *岩土力学*, 2009, 30 (5): 1362-1366
- [41] O'Rourke T.D.. Ground movements caused by braced excavations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 1981, 107(9): 1159-1178
- [42] Woo S.M., and Moh Z.C.. Geotechnical characteristics of soils in Tapei Basin. *Proceedings, 10th South Asian Geotechnical Conference, Special Taiwan Session, Taipei, Volume 2, 1990*, pp: 51-65
- [43] Bowles J.E.. *Foundation analysis and design*, 4th edition, McGraw-Hill Book Company, New York, U.S.A, 1986
- [44] Kung T.C., Juang H., Hsiao C.L., and Hashash Y.M.A.. Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2007, 133(6): 731-747
- [45] 龚东庆, 深基坑引致邻近建筑物损害评估方法, *岩土工程学报*, 2008, 30 (S0): 138-143
- [46] Calvello M. Inverse analysis of a supported excavation through Chicago glacial clays, PhD thesis, Northwestern University, Evanston, Illinois, 2002
- [47] Finno R.J., Calvello M. and Bryson S. L.. Analysis and performance of the excavation for the Chicago-State Subway Renovation Project and its effects on adjacent structures. Final Report to the Infrastructure Technology Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 2002
- [48] Brinkgreve R.B.J.. *PLAXIS user's manual - version 8.0*. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 2002
- [49] Blackburn J.T.. Automated sensing and three-dimensional analysis of internally braced excavations. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois, 2005
- [50] 黄南辉, 藤堂博明, 新加坡捷运施工托底案例, *地工技术杂志*, 台北, 1992, 第 40 期, pp.77-90
- [51] 上海市建设和管理委员会, *上海市地基基础设计规范 (DGJ08-11-1999)*, 上海, 1999

专有名词及符号说明

A
凹陷变形
C
差异沉降
沉降
G

刚体转动量

H

环境保护

环境调查

J

基础托换

角变量

N

挠度比

R

容许沉降量

X

相对挠度

Z

转角

符号	说明
ρ	沉降
θ	转角
Δ	相对挠度
ω	刚体转动量
β	角变量

第 28 章 环境影响的分析与保护措施

28.1 概述

28.2 基坑周边环境调查

28.2.1 环境调查的范围和内容

28.2.2 环境调查实例

28.3 基坑周边环境的容许变形量

28.3.1 建筑物的容许变形量

28.3.2 地铁隧道的容许变形量

28.3.3 管线的容许变形量

28.4 围护结构施工引起的地表与建筑物沉降

28.4.1 由灌注桩或连续墙成槽施工引起的地表沉降

28.4.2 由连续墙成槽施工引起的周围建筑物沉降

28.5 基坑开挖对周边环境影响的分析与预估

28.5.1 经验方法

28.5.2 经验方法应用实例

28.5.3 数值分析方法

28.5.4 平面有限元分析实例

28.5.5 三维有限元分析实例

28.6 基坑变形控制设计流程

28.7 基坑工程的环境保护措施

28.7.1 从引起变形的“源头”上采取措施减小基坑的变形

28.7.2 从基坑变形的传播途径上采取措施减小对周边环境的影响

28.7.3 从提高基坑周边环境的抵抗变形能力方面采取措施