

某特深基坑支护的非线性三维有限元分析

宋二祥, 娄 鹏, 陆新征, 沈 伟

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘 要: 讨论了润扬长江大桥北锚碇基础施工开挖中 50 m 特深基坑的三维非线性有限元分析, 介绍了工程的有关情况, 讨论了其计算模型和参数取值, 给出主要计算结果并对有关影响因素进行了分析, 在此基础上对该基坑支护的设计作出评价, 最后结合施工结果讨论了计算分析的可靠性。

关 键 词: 特深基坑支护; 三维有限元分析; 润扬长江大桥

中图分类号: TB 115, TU 472 **文献标识码:** A

Nonlinear 3D finite element analysis of an extremely deep excavation support system

SONG Er-xiang, LOU Peng, LU Xin-zheng, SHEN Wei

(Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The nonlinear three-dimensional finite element analysis of the 50m deep excavation support during the foundation construction of the north anchor in the Runyang Yangtze River Bridge project has been carried out and discussed. After a brief description of the relevant facts, the numerical model and the input parameters are proposed. Calculations are performed considering various influence factors. Based on the analyses the feasibility of the support system design is evaluated. The outcome of the execution proved the proceeding evaluations.

Key words: deep excavation support; three dimensional finite element analysis; Runyang Yangtze River Bridge

1 引 言

随着我国土建工程规模的扩大, 基坑工程已成为土木工程中具有显著地位的组成部分。目前已出现不少深度达 20~30 m 的深基坑, 新近完成施工开挖的润扬长江大桥北锚碇基坑的深度更是达到 50 m, 这在国内是第一深基坑, 在国际上也是罕见的。

对于处于软土层中如此深度的基坑应如何进行分析计算, 显然是基坑工程领域的有关人员十分关心的问题。不难理解, 因基坑的深度太大, 基于一般基坑所总结出的设计分析方法会有较大误差。所以, 规范给出的简化计算方法对于该特深基坑在很大程度上来说是不适用的, 我们需要更精细的计算方法。

根据以往的研究, 对于复杂基坑体系的计算有必要考虑土与支护体系的共同作用, 考虑体系开挖

与建造的过程以及体系的非线性^[1]。此外, 对于北锚特深基坑来说, 由于其深度与其平面尺度之比较一般基坑要大得多, 其空间作用即使对于基坑边长的中段同样是很明显的, 再注意到坑内支撑的具体结构特点, 很有必要按空间体系进行分析。显然, 传统的基坑支护设计方法^[2]是难以满足要求的, 因此非线性三维有限元方法是必须的选择。

目前用有限元法分析工程问题的难度并不在于方法本身, 而在于如何根据所分析问题的特点, 合理选择计算模型和参数, 并对计算结果进行判断分析。

对于基坑问题的有限元分析, 以往多采用二维模型。考虑空间作用的分析, 往往采用荷载 - 结构模型^[3,4], 对基坑问题按地层 - 结构模型进行三维有限元分析的研究, 国内也做过一些工作^[5,6], 但总的来说, 用三维有限元地层 - 结构模型对深大基坑进行分析的报道还较少, 特别是对北锚工程这样

的特深基坑进行全面分析的研究更是鲜有报道。

本课题组自北锚工程的开始阶段便承担了有关的研究分析工作，特别是该特深基坑支护体系的计算分析。本文根据我们在设计、施工过程中对该基坑支护的计算分析所进行的研究^[7]，讨论该特深基坑的非线性三维有限元分析，较全面介绍了问题的各方面，相信这对深基坑支护的设计、施工有一定参考价值。

2 工程概况

润扬长江大桥跨江连通镇江与扬州，它包括南汊桥和北汊桥。南汊桥为悬索桥，跨度达 1 490 m，为中国第 1、世界第 3；北汊桥为斜拉桥，跨度为 406 m。南汊桥的北锚碇位于江中小岛世业洲上，为保证锚碇基础的稳定，按设计要求将其置于下伏基岩上，为此基础埋深达 50 m。经方案比选，采用明挖施工方案，由此提出本文拟分析的 50 m 特深基坑支护的问题。

场地土层自地表以下 14~18.8 m 主要为流塑状态的粉质粘土及淤泥质粉质粘土，再到底层水平主要为稍密至中密状态的粉细砂，基底深度以下则为不同风化及破碎程度的花岗岩。地下水埋深接近地表，主要赋存于砂层，且水量丰富。

锚碇基础平面设计为矩形，以便调整锚体位置，降低使用阶段基底压力的不均匀系数。按有关方面给出的支护设计方案，该基坑采用地下连续墙加钢筋混凝土内支撑支护。地下连续墙外包尺寸为 69 m×50 m，厚度 1.2 m，并嵌入岩层一定深度。具体部位的嵌深 据相应部位岩层的风化程度而定。强风化岩中嵌深 6 m，弱风化岩嵌深 3.0 m，微风化岩嵌深 1 m。在地下连续墙外侧的段间接缝部位，进行摆喷，以使整个围护墙体有较好的止水作用。按原设计，内支撑 12 层（实际施工时，因坑底岩层顶部起伏较大，取消第 12 层支撑，而将第 11 层支撑加强），其大体形状见图 1，其中围檩宽度为 2~3 m，支撑杆件宽度为 2 m 和 1 m 两种，围檩及支撑杆件截面厚度为 1~1.5 m。首层支撑顶面距原始地面的距离为 1.5 m，底层支撑底面距坑底 1.9 m，相邻支撑中面间距在 4 m 左右。在各支撑杆件的交叉点处，设置预先施做的灌注桩，以承受支撑杆件的重量，并保证其稳定性。

此外，为确保安全，在基坑周边距地连墙 23 m 处又用旋喷方法施做一道止水帷幕，并在止水帷幕和地连墙之间建造一些降水井，以在开挖到较大深

度时适当降低坑外水位，使坑内外水位差不大于 30 m。坑内水位则随开挖的进行，逐步降低。

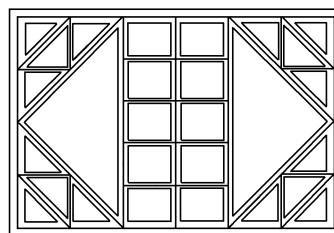


图 1 内支撑示意图

Fig. 1 Schematic plan of the inner struts

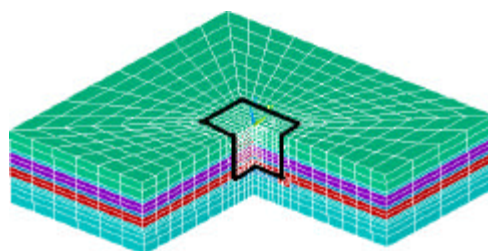


图 2 开挖前的有限元网格

Fig. 2 The finite element mesh before excavation

3 有限元计算模型

根据以上分析，采用大型有限元软件 ANSYS^[8]对该基坑体系建立三维有限元地层-结构模型进行分析。图 2 为三维有限元计算网格（显示 3/4，粗线内为拟开挖基坑），这里，计算区域侧边界距坑壁大于 2 倍坑深，底边界则自坑底往下取 30 m。由于坑底以下为岩层，所取计算深度 30 m 应是足够的。在有限元模型中，岩土采用 20 节点的实体单元模拟，地连墙采用 8 节点的壳单元模拟，围檩和支撑采用 3 节点的三维梁单元模拟。此外，还将施工地连墙时所作导墙按抗弯刚度相等的原则等效为位于坑口附近的梁。综合考虑计算机容量和计算精度，坑外部分的网格划分得相对较稀。

据地质勘察报告适当简化后，将地层大体分为粘性土、粉细砂及岩体等 3 层，但对粘性土层和砂层均进一步分为两层，对浅层土取较小的模量，以反映正应力水平对其模量的影响。粘性土层厚度取为 16 m，砂性土的厚度取 32 m，对于地表 2 m 厚的填土，也近似取浅层粘性土的力学性质参数。土的应力-应变关系近似采用 Drucker-Prager 模型，其正常加载情况下的参数取值见表 1。表中的变形模

量考虑试样应力水平与实际应力水平的差异等因素进行了调整。此外,考虑到这里分析的是开挖卸载条件下的变形,应取卸载模量。卸载模量对粘性土和砂土均取表列数值的1.5倍。砂土的 C 值在理论上应很小,但考虑到有一定含水量时的假内聚力,计算时取10 kPa。这样便于计算也更符合实际。

混凝土强度等级按C30考虑,其“弹性”模量取值为标准模量值乘以折减系数0.8,以考虑工作状态下产生微裂缝的影响,屈服后的模量取很小的值,等效屈服限按其极限应变估计(偏大一些)。表1还列出岩体模量及泊松比参数取值,这些值是据地勘报告给出的岩体抗压强度估计的。

实际场地中岩层顶面起伏不平,不同部位岩层的风化程度不同,地下连续墙各槽段的嵌深也不同。对这些要精确模拟是不可能的,但有必要适当给予考虑。在地连墙模型的建立过程中,我们用ANSYS中改变材料属性功能对底部的地连墙单元及岩土单元进行手工调整,以使其既能较接近工程实际情况,又适于进行有限元计算。

表1 地层力学性质参数取值
Table 1 Values of mechanical parameters of strata

地层	弹性模量 E / MPa	重度 $\gamma / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	泊松比 μ	内聚力系数 C / kPa	内摩擦角 $\hat{\sigma} / (^{\circ})$
粉质粘土(浅)	3	18.10	0.25	13	10
粉质粘土(深)	8	17.90	0.3	10	15
粉细砂(浅)	15	19.00	0.25	10	27
粉细砂(深)	30	19.00	0.25	10	30
弱风化岩	2 000	22.00	0.25		
微风化岩	50 000	22.00	0.25		
混凝土	24 000	25.00	0.2		

计算模型中采取水土分算的方法。由于ANSYS程序不能据地下水位自动考虑水压力,这里通过在地连墙施加三角形分布荷载的方法来模拟水压力,坑内外水位变化时,所施加的分布荷载也相应变化。

计算大体模拟拟定的施工过程,即先开挖每层(与一层支撑对应的地层)土体的中间部分,同时施工支撑的对撑,然后再开挖两侧土体并施工相应部位的支撑。在这一过程中,同时进行坑内及可能的坑外降水。

4 按正常情况进行的计算

首先按正常情况计算,即输入上节所述取值数据,计算步骤大体模拟拟定的施工过程。坑内水位近似保持在当前的坑底水平。而坑外水位则按拟定方案,在开挖到约30 m时适当降水,使坑内外水

位差不大于30 m。

计算表明,随开挖的进行,坑壁水平位移逐步增大,但在坑外开始降水一段时间后,最大位移曾略有减小。最大水平位移位置逐步下移,在开始阶段总发生在当前开挖面以下,但当开挖到较大深度时,则位于开挖面以上且下移量减小,最后稳定在坑深中下部位。由于短边的支撑较长边略弱一些,最大位移发生在短边中部,长边中部位移略小。图3给出短边中部开挖到坑底时的水平位移沿深度的分布,最大值为129 mm。最大水平位移与坑深之比为0.26%,属于较低的水平。

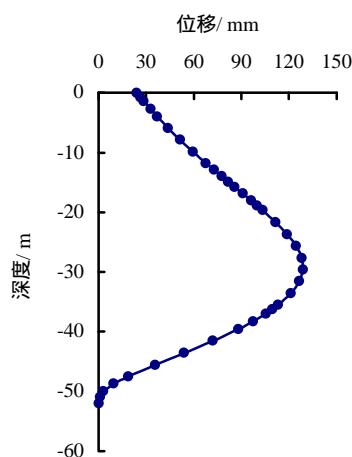


图3 短边中点水平位移(最大129mm)

Fig.3 Horizontal displacements at the shorter edge center (max.129mm)

图4给出基坑一半深度处坑壁的最终水平位移分布情况,由此可看出很强的空间作用,再次表明采用三维模型进行分析的必要。

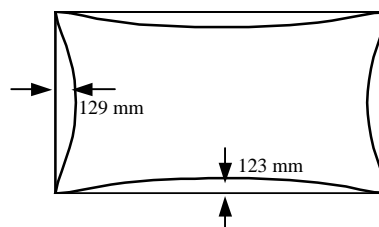


图4 基坑一半深度处的水平位移分布

Fig. 4 Horizontal displacements at the medium depth

计算给出各层支撑施工各阶段的内力,作为例子,图5~7分别给出第9层支撑的轴力、弯矩和剪力。图中括号内数字为最大内力及其发生时的开挖层号,其余数字为开挖到坑底时的内力。轴力和剪力为单元积分点上的值,实际剪力分布应近似线性

变化。弯矩是由相邻节点值连线给出，实际分布应为曲线。

计算表明，围檩承受轴力、剪力及弯矩等内力，而内部支撑杆件则主要受轴力作用。比较各层支撑在整个开挖过程中的最大内力，可见第 6、9、10 层支撑的内力最大，这是由于开挖到第 7 层后开始坑外降水的缘故。

围檩的轴力在各边中段较两端大，反映了斜撑的显著影响。其弯矩在角部和边长中部最大，使围檩内侧受拉的最大弯矩约为 7 207 kN·m，发生在第 9 层的短边中部；围檩外侧受拉的最大弯矩约为 7 091 kN·m，发生在第 6 层的长边中部。剪力最大值不到 3 000 kN，发生在长边中部。

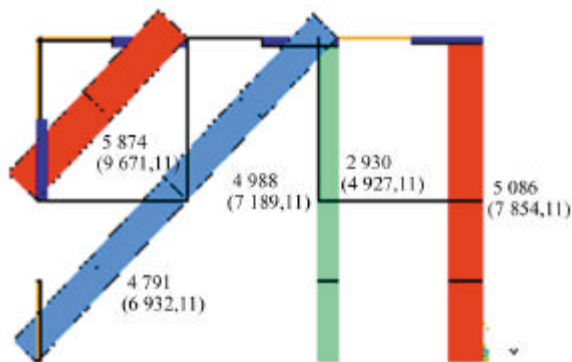


图 5 第九道支撑轴力/kN
Fig. 5 The axial forces in the 9th level of struts

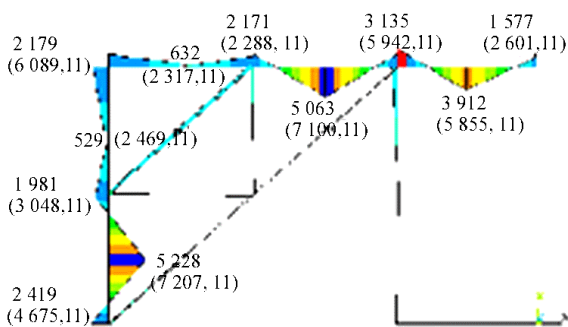


图 6 第九道支撑弯矩/kN·m
Fig. 6 Bending moments in the 9th level of struts

内部支撑杆件的轴力，一般是角部短斜撑的轴力最大，其次为长斜撑和中心对撑，再次为其余两个对撑，而几个小杆件的轴力很小，特别是长边三根对撑间的几根联系杆件的轴力基本为 0，其作用主要是防止对撑失稳。在内力较大的第 6、9 层支撑中，短斜撑的轴力约为 12 MN，中心对撑的轴力约为 11 MN，长斜撑的轴力约为 9 MN，其他两个对撑的轴力约为 7 MN。角部两根小杆件的轴力则很小，仅数 100 kN。

上述支撑内力同设计断面的承载力比较表明，支撑的设计均有足够的安全储备且偏于保守。

与地连墙的横向变形对应，其剪力和弯矩也是坑边中部较大。图 8 和 9 分别给出地下连续墙短边中部竖向弯矩和剪力沿深度的分布，由图可见剪力数

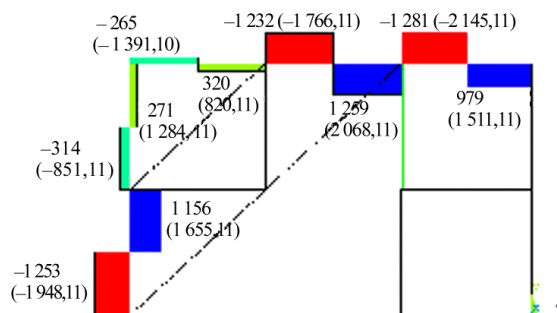


图 7 第九道支撑剪力/kN
Fig. 7 Shear forces in the 9th level of struts

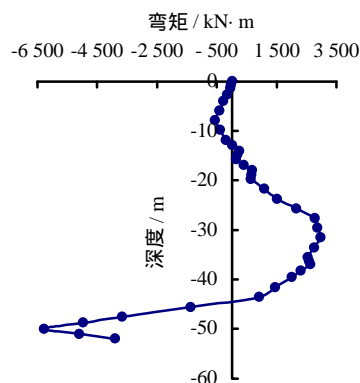


图 8 地下连续墙短边中部弯矩沿深度的分布
(最大值：内侧 2 972 kN·m/m；外侧 6 276 kN·m/m)
Fig. 8 Bending moments in the middle of the shorter edge of the diaphragm wall

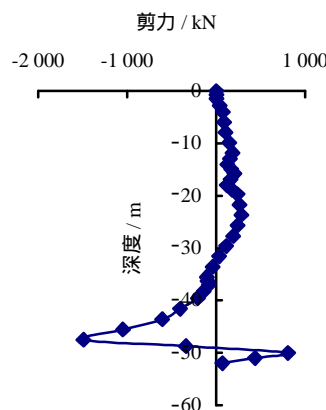


图 9 地下连续墙短边中部剪力沿深度的分布
(最大值：内侧 809 kN/m；外侧 1 491 kN/m)
Fig. 9 Shear forces in the middle of the shorter edge of the diaphragm wall

值不大,但使外侧受拉的最大弯矩为 $6\,276\text{ kN}\cdot\text{m/m}$,这相对于 1.2 m 厚的地连墙来说是偏大一些,经计算适量配筋的断面允许弯矩约为 $5\,600\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。由弯矩分布图可见,偏大的弯矩值仅发生在坑底处很局部的区域,明显反映出计算模型在地连墙嵌岩部位的应力集中,故计算结果是偏大的。此外,地下连续墙的嵌固情况对其嵌固端弯矩的大小有较大影响。以上计算中岩体模量取正常值并按弹性考虑,属嵌固较强的情况,这也使计算弯矩偏大,对此下面还要进行讨论。

5 考虑一些因素变化时的计算

任一工程总有一些因素是不确定的,比如岩土体的力学参数、施工过程等。为较好估计实际发生的变形和内力,这里有意变化某些参数进行计算对比。

(1) 岩体模量变化的影响

岩体模量不仅与岩石种类及风化程度有关,还与其破碎程度有关,故其取值离散程度较大。因此,这里取偏大和偏小的岩体模量进行计算。

计算表明岩体模量变化对地连墙的嵌固弯矩大小有一定影响。当模量取上述值的 $1/5$ 时,地连墙嵌固端弯矩减小约 10% ;当岩体模量取较大值时,因考虑塑性地连墙的最大弯矩值增大很少。墙体变形及支撑内力在各种情况下均仅在靠近坑底处略有变化。

(2) 土体模量变化的影响

为研究土体模量对支撑体系内力、变形的影响,这里将土体模量由按正常情况计算时的取值分别乘以 2 及除以 1.5 进行计算。计算表明土体模量大小对地连墙的水平位移和弯矩值均有较明显的影响,这主要是因为开挖过程中当前坑底以下土体起支撑作用,其模量的大小直接影响这一支撑作用的强弱。当模量取上述的较小值时,坑壁最大位移增大到约 165 mm 。

(3) 施工过程的影响

实际施工过程不可能完全按计划进行,即使准确按计划进行,考虑到土体性质的复杂,实际力学过程将较复杂。为估计施工过程的影响,这里取两种极限情况(先挖后撑和先撑后挖)进行计算比较。

计算显示,如先挖后撑则地连墙水平位移和弯矩均比较大,而支撑内力则相对较小;如果先撑后挖,则结果相反(见图 10)。所以及时支护对控制地连墙的变形和内力非常必要。

6 对支护体系的总体评价及施工结果

综合以上分析我们可以对该基坑支护体系的变形和内力有一较好的估计。

计算给出坑壁最大水平位移正常情况应在 120 mm 左右,最大估计不超过 17 cm ,与坑深之比为 0.34% ,按以往经验看属于较低的水平。当然,由于该基坑支护的地连墙下端嵌入岩层,所以其变形限制不能完全按一般基坑确定,而应从严控制,而且必须结合支护体系的内力水平来评价其安全性。

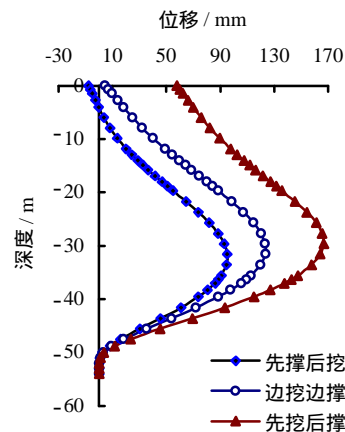


图 10 基坑长边中点地连墙水平位移对比图
(最大值分别为 167 mm 、 123 mm 、 95 mm)

Fig. 10 Comparison of displacements in the middle of the longer edge for different construction schemes

由上述计算可以看出,围檩及内支撑杆件有相当大的安全储备,只要施工质量保证,不会有强度不足的问题。地连墙的最大剪力不到 $2\,000\text{ kN/m}$,相应的配箍率完全在合理范围之内。

需要慎重对待的是地连墙的嵌固端弯矩。据按正常情况的计算,嵌固端弯矩在考虑墙体弹塑性时约为 $6\,300\text{ kN}\cdot\text{m}$,但由弯矩分布可以看出这一计算存在明显的由计算模型引起的应力集中现象,故计算结果偏大。此外,这一计算是按嵌固较强的情况计算的。如考虑实际岩体较为破碎,取较小的岩体模量,则嵌固端弯矩将明显减小。当然,影响相反的因素也存在。为作出一保守的估计,我们将地连墙按弹性考虑并假定较强的嵌固进行计算,由此估计嵌固端负弯矩最大不超过 $8\,000\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。再考虑该最大负弯矩仅发生在很局部的区段,而相邻区段的正弯矩不到 $3\,000\text{ kN}\cdot\text{m}$,所以对按弹性计算的结果完全可以考虑一定的塑性内力重分布(最大 30%)。因此,认为可取弯矩为 $5\,600\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 进行截面配筋,这样配筋率在合理范围之内,同时

也可以保证安全。

但应注意,要使地连墙在实际受力过程中能产生塑性内力重分布,必须保证它有足够的延性,也就是其纵向钢筋的配筋率不能过高。当采用 III 级热轧钢筋及 C30 混凝土时,保证塑性转动的上限配筋率经计算^[9]约为 1.7%。现设计符合上述条件。所以综合考虑各种可能,地连墙的抗弯强度是满足的。

上述主要计算及结论,是在基坑开挖前及基坑开挖初期给出的。北锚特深基坑的开挖于 2002 年 5 月成功完成,实测地连墙水平位移最大值在 135 mm 左右,发生在坑深中部,整个体系情况良好,地连墙也未出现任何较明显的开裂。这表明本课题组的上述分析是较为符合实际的。

上述每一问题的网格结点数约为 32 000 个,单元数 9 760 个,使用速龙 1.2 GHz、512M 内存的 PC 机计算时间约 2.5 h。

7 结 语

本文针对北锚特深基坑工程,对其开挖过程中支护体系的稳定性进行了三维非线性有限元分析,据此给出体系内力、变形的估计,对基坑稳定性给出评价。施工结果表明本文的分析较为符合实际。

总结上述工作,主要有如下体会:(1)对复杂工程问题,有必要也有可能用有限元法进行较合理的计算分析;(2)为取得可靠的计算结果,要求计算人员对有限元方法及所分析的工程问题均有较清楚的了解,以采取符合实际的计算模型;(3)对实际工程问题进行计算分析时,所采用的计算模型不

必很复杂,而应在抓住主要因素的前提下,尽可能简化;(4)对许多工程问题,分析人员不能企求对所分析问题的所有方面均取得准确的计算结果,而应考虑实际地层及施工过程中可能的变化,考虑计算模型本身的局限,采用不同的计算模型及参数取值进行计算,以求对实际内力、变形有较好的估计,据此对体系的安全性作出评价。

参 考 文 献

- [1] 宋二祥. 地下结构的有限元分析[J]. 铁道工程学报 1996, (增刊): 389 - 395.
- [2] JGJ 120-99. 建筑基坑支护技术规程[S].
- [3] 高文华, 杨林德. 软土深基坑围护结构变形的三维有限元分析[J]. 工程力学, 2000, (2): 134 - 141.
- [4] 杨雪强, 刘祖德, 何世秀. 深基坑支护的杆系有限元分析[J]. 湖北工学院学报, 2000, (2): 17 - 20.
- [5] 赵海燕, 黄金枝. 深基坑支护结构变形的三维有限元分析与模拟[J]. 上海交通大学学报, 2001, (4): 610 - 613.
- [6] 李大勇, 龚晓南, 张土乔. 软土地基深基坑周围地下管线保护措施数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(6): 736 - 740.
- [7] 宋二祥, 池跃君, 沈伟等. 润扬长江公路大桥北锚碇深基坑支护方案的校核分析[R]. 北京: 清华大学土木工程系. 2001. 6.
- [8] 美国 ANSYS 公司北京办事处. ANSYS 用户手册[M]. 1998.
- [9] 庄崖屏, 江见鲸, 荆树英等. 钢筋混凝土基本构件设计[M]. 北京: 地震出版社, 1993.

中-荷环境岩土工程合作研究中心在河海大学成立 暨第二届河海环境岩土工程学术论坛顺利召开

2004 年月 18 日,中荷环境岩土工程合作研究中心成立仪式暨第二届河海环境岩土工程学术论坛在河海大学举行。出席仪式的有荷兰代尔夫特岩土工程研究所所长 J.Wentink 先生率领的荷方代表团和河海大学校领导、学者及有关院校的代表。河海大学校长张长宽教授和 J.Wentink 先生先后致辞并共同为合作研究中心揭牌。中国岩石力学与工程学会环境岩土工程专业委员会主任委员、河海大学岩土工程研究所所长刘汉龙教授主持仪式并与 J.Wentink 先生分别出任合作研究中心中方主任和荷方主任。

随着国民经济的快速发展,大规模的工程建设提出了许多涉及岩土力学、环境科学、地质工程等学科的新问题,如地下水开采引起地面沉降、地铁或基坑施工引起震动变形、垃圾填埋导致地下污染,以及因工程引起的地震、山体滑坡、泥石流等灾害的防治等等。因此环境岩土工程是一门新兴的交叉学科,对这一问题的研究已成为国内外岩土工程界的热点。中荷环境岩土工程合作研究中心的成立,必将加强该领域的国际交流,促进这一新兴学科的建设与发展。

在成立仪式后举行的第二届河海环境岩土工程学术论坛上,荷方 J.Wentink 先生、M.Staveren 先生和中方殷宗泽教授、刘汉龙教授、施建勇教授以及来自香港的“河海学者”特聘教授赵仲辉博士等分别作了学术报告,与会人员还进行了热烈的讨论与交流。

(河海大学 张霆)