

高层建筑工程技术

高层建筑工程 技术

主编 刘金砺
副主编 李大展 张雁

74-53 OCENGJIANZHUSHUANGJIGONGCHENGJISHU

中国建筑工业出版社

中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会
中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础学组
第四届联合年会论文集

高层建筑桩基工程技术

主 编 刘金砺
副主编 李大展 张 雁

中国建筑工业出版社

前 言

中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础学组第四届联合年会定于 1998 年 9 月召开，主题是高重建(构)筑物桩基工程技术。为筹备本次学术会议成立了论文编选组，负责论文集的出版工作。

本届学术会议发出征文通知以来，共收到论文 90 篇，本论文集仅选入论文 51 篇。内容包括：高层建筑桩基工程技术试验研究与设计方法，施工技术与事故处理，检测技术等几个方面。这些论文大致反映了我国土力学及基础工程科技工作者近几年来在桩基础工程上的研究成果与工程实践。

从 1993 年在济南召开第一届联合年会至今，已经过了五年。五年来桩基工程技术已经有了很多的发展和变化，无论是对高层建筑桩基工程技术计算理论，施工方法，检测技术等都有了新的发展和创新。相信通过本届年会的学术交流，将进一步活跃学术气氛，促进桩基工程技术的提高和发展。

本届论文集能在会前正式出版，感谢广大作者踊跃投稿，大力支持外，中国建筑工业出版社给予了积极支持，在此深表谢意。限于我们的经验和水平，缺点在所难免，请作者和读者批评指正。

目 录

1. 试验研究与设计方法	1
1.1 香港的高重建(构)筑物桩基技术特点	1
1.2 土体应变软化特性的桩孔扩张弹塑性解析	6
1.3 单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架	12
1.4 边界层特性对单桩动刚度的影响	19
1.5 后压浆群桩基础的承载变形特性	23
1.6 采用地基基础与上部结构共同作用计算方法的基础设计实例—— 农行山东省分行营业大楼基础设计	30
1.7 天津软土地区大直径超长灌注桩垂直承载性状的试验研究	39
1.8 夯扩桩的扩大头形成机理和承载力研究	44
1.9 软土地区超长灌注桩承载性状的讨论	49
1.10 人工挖孔扩底桩承载力试验研究	55
1.11 大直径锤击沉管混凝土灌注桩的试验分析	62
1.12 兰州地区静力压桩单桩竖向承载力的试验研究	67
1.13 强夯加固黄土地基旋挖钻孔灌注桩荷载传递特性	74
1.14 天津某高层建筑桩基础竖向静载试验结果分析	79
1.15 初探沉淤对灌注桩承载力的影响	84
1.16 碎石桩加固桩间软土的试验研究与计算分析	90
1.17 考虑基础埋深补偿作用的桩土共同工作计算方法探讨	94
1.18 汕头大直径超长桩基设计实践	101
1.19 自重湿陷性黄土地区大直径灌注桩考虑上覆土重设计方法的探讨	106
1.20 人工挖孔扩底灌注桩设计体会	111
1.21 实散组合桩承载原理及应用	116
1.22 汕头市预应力管桩基础设计若干问题探讨	121
2. 施工技术与事故处理	130
2.1 大直径超长灌注桩施工技术经验	130
2.2 桩底灌浆对大直径超长嵌岩桩承载力的影响	135
2.3 大直径深嵌岩钻孔灌注桩施工	141
2.4 沉管灌注桩施工新工艺——非挤土沉管灌注桩	149
2.5 成桩新工艺在中国农业银行河北省分行营业办公大楼地基处理中的应用	152
2.6 全长长钢模管护壁干取土灌注桩研究	156
2.7 高频液压振动沉拔桩锤	166
2.8 静压沉桩法在西安地区的应用	173
2.9 全液压静力压桩机及其在桩基础施工中的应用	182
2.10 预应力管桩在高层建筑中的应用	187
2.11 椭圆形扩底桩在工程中的应用	192

2.12	扩底桩基础在建筑增层中的应用	196
2.13	夯扩混凝土灌注短桩技术的研究与实践	200
2.14	强夯处理后采用灌注桩的工程实录	205
2.15	人工挖孔桩施工监理总结	211
2.16	孔内深层强夯在高耸构筑物冷却塔地基处理的应用	214
2.17	锤击沉管灌注桩工程事故的分析处理	221
2.18	东港市沉管灌注桩事故原因分析	224
2.19	某工程夯扩桩质量事故分析	229
2.20	某高层建筑倾斜事故桩基失稳分析	234
2.21	南京某工程斜桩处理设计	240
3.	检测技术	246
3.1	双曲线法预测钻孔灌注桩单桩承载力	246
3.2	上海地区钻孔灌注桩应用统计分析及其极限承载力确定	250
3.3	PHC 桩结构强度的计算与试验	256
3.4	H 型钢桩承载力的动力试验分析	263
3.5	深圳妈湾电厂 H 型钢桩打桩收锤标准控制	267
3.6	动测桩身缺陷模型桩模拟试验	272
3.7	反射波法基桩质量检测实践	278
3.8	夯扩桩施工的振动与挤土效应测试实例	284

1. 试验研究与设计方法

1.1 香港的高重建（构）筑物桩基技术特点

史佩栋 吴剑青

（浙江省建筑科学研究院，310012）

黄 勤

（香港黄泽恩顾问工程师事务所）

【提要】 本文首先简要介绍香港特别行政区的地理、地形与地质条件，然后着重介绍香港在高重建（构）筑物，包括高架路、立交桥以及跨海、近海和港湾设施等工程中的桩基础的设计施工技术特点与经验，包括香港常用桩型的特点与桩型选择；香港政府关于桩的设计与施工的指导书；桩基承包商的设计责任；设计施工经验的总结交流，以及常用的试验检测技术。

【关键词】 地质条件 桩的类型 设计与施工 技术指导书 承包商的设计责任试验与检测

一、地理、地形与地质概况

我国香港特别行政区由香港岛、大屿岛、南丫岛等 200 多个大小岛屿及九龙半岛组成，陆地总面积约 1100 平方公里。全区的岛屿与半岛，其地形以丘陵山岭为主，海拔低于 50m 的低平地仅占总面积的 20%。全区地势呈北高南低，最高处在九龙半岛新界的大帽山，山顶海拔 957m，往南至香港本岛西南的南丫岛，最高点海拔 350m。

香港本岛在大约一万年 before 本与九龙半岛相连，后因地质构造运动，乃出现了现今著名的维多利亚海峡。

香港在地质构造上属华夏隆起的西南部分，在中生界发生显著的变动而有大量火山喷发岩和岩浆岩。因此，全区埋藏有大面积的侏罗—白垩纪侵入岩（花岗岩）和火山岩（喷发酸性熔岩、凝灰岩）；并有少量沉积岩分布于新界北部等地。在低海拔地带则有近代河口三角洲沉积和海洋沉积，以及近代人工堆积。

香港的土层大多由花岗岩和火山岩经物理或化学风化而成。经物理风化形成的为砾石土，其厚度一般不超过 30m，化学形成的土层不超过 60m。花岗岩的性质并非一定随深度而改善。花岗岩风化一般形成砂土，火山岩风化后形成淤泥质土。

由于平地面积少，香港人民不得不移山填海造地，其面积累计已达 40 多平方公里。

二、桩 的 类 型

香港地形、地质条件如此复杂，而如今不论繁华闹市或丘陵山坡，或围海填土地区，无不高楼林立，车水马龙；30层以上的大厦比比皆是，369m高的中银大厦和374m高的中环广场巍然耸立；岛屿之间有海底地铁和汽车隧道相连；高架路起伏盘旋，逶迤千余公里；各式桥梁跃地腾空，已逾千座。这些建（构）筑物以及外海、近海和港湾等各类海洋结构物，其基础常非桩莫属。是以香港用桩数量大、类型多，举世闻名。

近年，香港政府主管工程建设的部门——土木工程署倾向于把常用的众多的桩型分为四大类进行管理，这就是：大量挤土桩、少量挤土桩、置换桩及特殊桩型。现分述如下：

1. 大量挤土桩

它包括各种实心的打入式钢筋混凝土预制桩、预应力混凝土管桩、闭口钢管桩及沉管灌注桩。此类桩除沉管灌注桩外，由于其桩身可高出地面或水面，特别适合于海洋结构物，可免除在桩顶进行现浇接桩之烦。

钢筋混凝土预制桩一般仍为正方形截面，个别工程有圆形、六角形、三角形等。方桩边长自250mm至450mm不等，单节最大长度约20m，采用钢板焊接或环氧树脂胶泥插筋连接。用于有侵蚀性地基或受污染的地基时，常采用高强混凝土制作。用于新填土地基时，为减少负摩阻力及防止桩荷载向邻近的隧道等地下结构物传递，桩身表面常涂刷环氧树脂或沥青。

预应力管桩一般为 $\phi 400 \sim 600$ mm，单节长度一般为12m，通常用钢板焊接。对75MPa以上的高强管桩，采用离心法制作，高压蒸养。预应力管桩的渗透性比普通混凝土预制桩小，对于海洋及港工建筑更为适宜。

闭口钢管桩在海洋结构物中的用量愈来愈大。它在必要时尚需在钢管内灌入混凝土，一般自桩顶标高灌至海底标高。设计中将处于海水中的桩段的钢外壳视为海水长期侵蚀的牺牲品，因香港的海水比较温暖，并含有各种污染物或厌气性细菌，使钢管发生腐蚀或点蚀的危险性大为增加。

沉管灌注桩的突出优点是材料省、造价低。它有两种施工方法：一种是从管顶施加锤击或震动；另一种是在管内用落锤打击管底的干硬性混凝土桩塞，并形成扩大头。后一种方法有专用机具，且桩管壁的厚度较小，因为它不直接承受打击。这种内击式机具比内地的“夯扩桩”的设备更为合理。

沉管灌注桩的最大直径为600mm，最大长度为30m。其桩靴采用圆锥形或平板式，后者形成平底桩。在砂土中，平底桩对桩端土具有良好的压密效应。

2. 少量挤土桩，它包括H型钢桩及开口钢管桩

H型钢桩与混凝土桩相比，其可沉性较好，因而可沉至更大深度。但当地层中存在孤石等障碍物或在坡地岩层施工时，其截面需加厚，端部需加强；有时采用283kg/m的重级型钢。

开口钢管桩的直径自 $\phi 275$ mm至 $\phi 2$ m不等，最大长度在50m以上，常用于海洋结构物及围垦地上的建筑物。香港对此类桩所用能量最大的打桩锤是Delonag 100型柴油锤。

3. 置换桩

香港常把钻、冲孔灌注桩叫做机械成孔桩，又把机械成孔桩与人工挖孔桩统称为置换

桩。因为这些桩在施工时先将土从地基中取出而形成桩孔，然后在桩孔中灌入混凝土作为置换。这显然比称它们为“非挤土桩”更为直观和明确。

对直径为 $\phi 300$ 至 $\phi 600\text{mm}$ 的机械成孔桩，香港称为小直径桩。小直径桩有专用的小型机具取土，并采用压缩空气使桩身混凝土密实。它们常用于施工净空受限制的场地。尚有一种 PIP 长螺旋小直径钻孔桩，采用水泥浆或混凝土通过钻杆空心泵入桩孔。其长度达 30m。它在地下水位高的场地施工时不需要套管，也不发生水下灌注混凝土的问题，施工噪音小，震动小，常在市区应用。

直径大于 600mm 的机械成孔桩称为大直径桩，在香港常用来支承高层建筑物及高架路和立交桥的重柱荷载。常用的最大直径为 2.5m，最大深度约为 80m。

人工挖孔桩也常用于各类高重建（构）筑物基础，其直径通常为 1.5~2.5m，最大直径达 7m。

为了确保施工质量与人身安全，香港工程师协会早于 1981 年就制订了“关于人工挖孔桩的指导性意见”；香港职业安全与卫生委员会又于 1993 年颁布了“人工挖孔桩安全操作规程”。

人工挖孔桩根据香港政府规定主要用于下列两种情况：

(1) 场地有陡坡，不便使用机械，且桩在土中的深度不超过 25m；坡地是香港常见的建筑场地，人工挖孔桩乃为这种场地提供了适用桩型；

(2) 场地出入不便，或施工空间小，以致采用机械设备不可行或不安全。

当挖孔桩设于坡地时，桩身上段有时还采用套管，以与山坡互相隔离，而防止桩的侧向荷载传给山坡，或由于山坡位移而对桩产生侧向荷载。

4. 特殊桩型。此类桩常由现有的某些桩型演变而成，不时有新的开发，其目的是为了解决某些特殊的地基条件所产生的问题，或为了改善桩的承载性能。例如：

(1) 矩形桩，英文叫 Barrette，内地尚未有应用。因其截面特别大，也可称为巨型桩。其施工方法与泥浆护壁的钻孔灌注桩相似，唯其截面呈矩形。目前常用尺寸是 $0.8\text{m} \times 2.2\text{m}$ ， $1.2\text{m} \times 2.8\text{m}$ 等等，最大的长边尺寸达 5~6m，最大深度达 80m。

由几何形状计算可知，当桩身体积相等时，矩形桩与大直径桩或方桩相比，具有更多的桩表面积，因而可发挥更高的桩侧摩阻力。矩形桩作合理布置可以比圆桩或方桩承受更大的弯矩和水平力。矩形桩在硬土层或岩层中用碾磨机造孔，在软土中用连续墙设备施工。

(2) 小桩或微型桩，其直径一般为 100~250mm，桩身有配筋，深度已达 60 余 m。施工设备是小型钻机，并有锤可沉入桩孔工作。它常在场地的出入口较狭窄或施工空间受限的情况下应用，可穿透地层中有较大或较多障碍物之处。由于小桩的直径小而长径比大，荷载主要由桩侧阻力承担。支承于土中的小桩的工作荷载一般小于 700kN；嵌岩小桩的工作荷载可达 1350kN。

(3) 组合桩，常用的有下列三种：

1) 由 H 型钢桩与沉管灌注桩组成，其中前者为统长，后者仅桩身（桩管）下段灌注混凝土，使 H 型钢得以固定，并将荷载传至桩端扩大头；桩管上段用砂灌入，然后拔出桩管。

2) 由钢管、离心式空心混凝土内芯与实心桩靴三者组成，由于它兼具优质混凝土和高强钢管的优点，其可沉性和侧向承载力俱佳。但应采取防腐蚀措施。施工时先从桩管空心中进行钻进，然后藉配重和液压千斤顶将桩芯压入，再用锤击桩，使其达到终沉要求。

3) 钢管桩钻打联合施工法, 即当开口钢管桩打入深度达不到要求时, 采用钻孔法继续深入, 直至预定标高。此类桩在香港主要用来穿透多孔性大理岩。多孔性大理岩在香港分布较广, 是令人困扰的地质问题。

三、桩基规范

香港迄今无桩基规范。香港政府土木工程署土力工程处于 1996 年 6 月出版了一部名为“桩的设计与施工”的指导书(英文本), 作为政府文件颁发应用。该书分 8 章: 1. 绪论; 2. 场地勘察、地质模型与设计参数选择; 3. 桩的类型; 4. 桩型选择与设计责任; 5. 单桩设计与桩的变形; 6. 群桩效应; 7. 沉桩与施工控制; 8. 桩的荷载试验。全书约 40 万字, 并有大量的实用图表和参考文献目录。

研读该书, 发现它具有以下明显特点:

1. 该书吸收、消化并综合运用了香港乃至世界各地大量的有关科研成果和丰富的工程经验。书末所列参考文献达 500 余种, 是书中各部分内容(包括设计、施工、试验方法, 乃至技术观点与具体数据)的出处; 并有图表 80 余幅, 可供查用;

2. 该书系统地总结了香港地区长期的建设经验, 首次整理、分析、汇集发表了自 80 年代以来当地的埋设量测元件的一批试桩观测成果共 60 余份, 弥足珍贵;

3. 该书编写历时达 6 年(自 1991 至 1996 年), 在定稿以前曾广泛征求了本港以及海外专家学者的意见, 从而进一步保证了该书内容在理论上的权威性和应用上的可行性;

4. 全书文字精练, 观点明确, 没有冗言陈词, 指导性强;

5. 实用性强, 使读者读了就知道具体怎么做以及什么该做, 什么不该做。

基于上述各点, 可以认为该书不是规范而远胜规范。这种指导书的编写方式亦足以供我内地参考。

四、桩基承包商的设计责任

香港有一传统, 倾向于把桩基设计交由施工承包商(或桩基分包商)去做。按此方式, 工程投标人应在标书选定桩型, 提交桩位平面和桩基设计图纸。中标后, 工程合同通常实行按承包总价大包干, 承包商应承担该桩基工程的一切责任, 包括设计、施工、造价、工期和安全的一切风险, 直至桩基工程验收合格。

除上述方式外, 在香港政府的工程项目和私人的一些大型房产开发项目中, 桩基也采用由业主工程师设计的方式, 后者并负责施工监理, 监督施工质量, 必要时作出变更设计。此时, 工程量按实际结算, 造价可相应调整。

实践证明, 以上两种方式各有其优点。前一种方式的优点在于: (1) 可以充分发挥承包商的经验与作用; (2) 在业主工程师和承包商之间关于工程质量的分歧或纠纷可随之减少。

后一种方式的优点在于: (1) 业主工程师对于桩型和施工设备一般地说不存在偏见; (2) 可以不单纯地考虑造价问题, 而更注重技术效果; 尤其是当场地和地质条件特别复杂而需要较多的技术投入时, 采用工程师的设计自属更为可靠。

五、丰富的实践经验

香港从事桩基设计施工和科研的专业人士较为重视总结和交流经验。据估计,仅在最近十余年间,在《香港工程师》杂志、英国、美国土木工程师协会会刊以及东南亚、亚洲和国际专业学术会议上所发表的以香港的桩基设计施工经验或科研成果为题或为主要内容的高水平论文数量达到数百篇之多。一地而积累和发表如此丰富的经验和成果,值得我内地同行学习借鉴。

香港还在1990年举办了“宁静的打桩技术”研讨会,在国际上开创了此类会议的先河。

香港经验,桩的载荷试验与检测大多由承包商进行。香港最常用的桩身完整性检测方法是声测法、阻抗法、回波(地震)法及动荷载试验(DLT)法。幅射法与电测法尚未开始应用。DLT法即高应变法,也测桩的承载力,但同时认为,除非有足够的动静对比试验资料,它不能作为验收承载力的依据,只能作为静载试验的补充。DLT法系采用美国ASTM“高应变动力测桩标准试验方法D4945—89”。

香港对静载试验除采用传统的堆载反力架法和锚桩法外,已采用美国西北大学教授J. Osterberg提出的桩底加载法,并认为该法对于划分桩侧阻力与桩端阻力以及确定抗拔承载力特别具有意义。

静载试验常在预试桩上进行,也在工程桩上进行。对于大直径灌注桩和矩形巨型桩,香港土木工程署认为要求按足尺厚型的预试桩进行静载试验是不切合实际的,因此一般允许采用直径或截面尺寸较小的预试桩进行;但要求(1)它的成桩施工方法应与实际工程桩完全相同;(2)桩身应埋设量测元件,以便于划分摩阻力和端阻力,并通过分析而获得合理的结论。此经验可供内地参考。

在桩的设计方法上,香港也有很多独特之处,例如:在布置群桩时,对于桩的最小间距在一般工程中常遵循下列准则:

1. 对于各类打入桩,以及承载力主要依靠桩侧阻力提供的钻孔桩,桩的最小中至中间距(S)应不小于桩身周边长度;若遇所采用桩的截面尺寸不同时,应取其中截面大的桩的周边长度;

2. 对于承载力主要依靠桩端阻力提供的钻孔桩,相邻两桩桩身外表之间的净间距应根据施工定位的实际可能及桩身垂直度的允许偏差考虑确定;通常谨慎的做法是取桩身或扩大头之间的净间距为0.5m。

若桩的间距小于上述规定时,必须验证其对沉降和承载力的影响是否能为设计所允许。

在设计计算等方面尚有其他种种经验,限于篇幅,待另文详述。

1.2 土体应变软化特性的桩孔扩张弹塑性解析

罗晓辉

(武汉城市建设学院, 430074)

【提要】 本文从土的基本工程性质出发, 提出了考虑土的应变软化特性的线性弹塑性模型, 并用以解析桩孔扩张条件下桩孔周边土体的应力应变及位移分析了应变软化状态到塑性流动的残余状态的强度准则的变化特征以及两个塑性区的存在方式。此外还分析了桩孔扩张的反例—桩孔开挖应力释放条件下的桩孔壁土体状态与存在条件。

饱和土体中沉桩排土效应的理论解析是半无限土体中小孔扩张课题。许多学者依据土体的理想线性弹塑性假定给出了桩孔周边土体的应力应变解析解^[1,5]。然而以土体工程性质而言^[4], 理想线性弹塑性假定并没有考虑土体应变软化特性。对于具有应变软化性质的土体以及理想线性弹塑性土体在高围压下的应变软化, 上述假定条件下的解析解则存在明显的缺陷。本文依据应变软化的应力应变曲线和变形特性曲线建立适应于应变软化条件的弹塑性模型, 并定义了在三轴压缩条件下应变软化土体的强度准则, 给出桩孔扩张时周边土体应力重分布、应变及位移解析。

一、弹塑性模型与基本假定

本文建立桩孔扩张弹塑性模型的基本前提是将分析的桩孔视为土体水平自重应力 p_0 在静水压力状态下的均质各向同性土体中半径为 R_0 的轴对称平面应变问题, 如图 1 所示。因沉桩或钻(挖)桩孔, 在桩孔周边依次形成塑性流动区 ($R_0 \leq r \leq R_p$)、塑性应变软化区 ($R_p \leq r \leq R_t$) 与弹性区 ($r \geq R_t$)。桩孔周边土体的弹性区应变软化区与塑性流动区构成了本文解析的物理模型。从土的工程性质出发, 以反映土体受力的力学过程的本质进行如下方面的假定:

1. 桩周土体的环向应力—应变关系曲线与三轴试验应变软化应力—应变关系曲线相似。土体的应力—应变全过程曲线以及应变流动规律采用图 2 所示的线性简化模型;

2. 桩周土体除服从图 2 所示简化的应变软化模型外, 其强度准则由 Mohr-Coulomb 强度理论确定 $\sigma_\theta = \sigma_r N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi}$, 其中 N_φ 为塑性系数, $N_\varphi = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$; c 、 φ 为抗剪强度参数。考虑到采用简化的应变软化弹塑性模型, 将 Mohr-Coulomb 强度准则改写为

$$\sigma_\theta = \sigma_r N_\varphi + \sigma_q \quad (1)$$

则 $\sigma_q = 2c \sqrt{N_\varphi}$ 可定义为三轴压缩抗压强度。同理假定土体屈服后的强度准则在残余状态下服从 (1) 式, 只是其中塑性系数 N_φ 改为 $N_{\varphi r} = 1$, 相应 σ_q 为屈服后应变软化阶段的三轴压缩抗压强度 σ_{cq} , 表达式后面给出; 而塑性流动状态时 $\sigma_q = \sigma_{qr}$, 在不排水条件下, σ_{qr} 取值为^[4]粘性土 $\sigma_{qr} = 2C_u$; 砂土低围压时 $\sigma_{qr} = 2\tau_u / \cos \varphi$ 、高围压时 $\sigma_{qr} = 2\tau_r$ 。其中 τ_u 、 φ 为低围

压条件下不排水强度与内摩擦角, τ_r 为高围压条件下不排水强度。

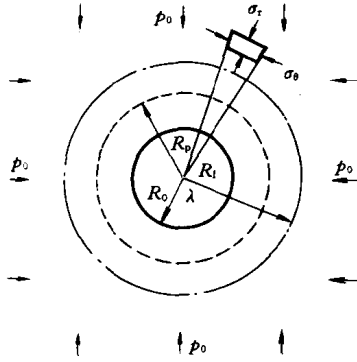


图 1 桩孔截面轴对称分析模型

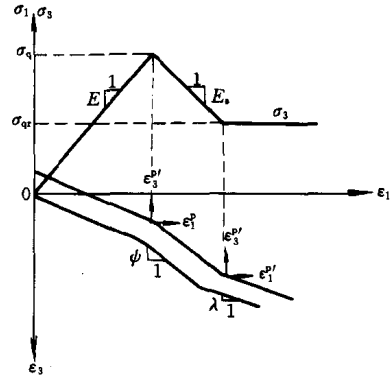


图 2 考虑应变软化弹塑性简化模型

3. 土体屈服后, 塑性区的弹性变形已完成, 屈服后的应力重分布所导致的少量弹性变形可忽略不计, 因此假定两塑性区的弹性应变等于 $r=R_i$ 界面上弹性区一侧的弹性应变。

4. 考虑到桩孔扩张或应力释放处于不同深度条件下的自重应力场, 因此为了使解析结果的简单表达, 假定由图 2 所示的应变软化弹塑性模型参数与 σ_3 无关。

二、桩周边土体应力应变解析

考虑到桩孔开挖, 桩周土体在应力应变关系曲线的峰值后其性态与应力或应变有关, 桩周土体按三个性态区域给予讨论。

1. 弹性区应力应变解析

对于尚未达到极限应力状态的弹性区 ($r \geq R_i$), 定义在塑性应变软化区与弹性区界面处 ($r=R_i$), 弹性区一侧的径向应力为 σ_r^i , 将其视为厚壁圆筒平面应变问题^[2], 由应力边界条件: $\sigma_r|_{r=R_i} = \sigma_r^i$; $\sigma_r|_{r \rightarrow \infty} = p_0$, 得弹性区应力场解答:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta^e &= p_0[1 + (R_i/r)^2] - \sigma_r^i(R_i/r)^2 \\ \sigma_r^e &= p_0[1 - (R_i/r)^2] + \sigma_r^i(R_i/r)^2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中 p_0 为桩周土体原始水平自重应力。

考虑到 $r=R_i$ 处的应力状态满足强度准则 (1) 式, 则求得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta^i &= 2p_0 - (2p_0 - \sigma_q)/(N_\varphi + 1) \\ \sigma_r^i &= (2p_0 - \sigma_q)/(N_\varphi + 1) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

根据弹性力学理论, 由应变边界条件 $u^e|_{r \rightarrow \infty} = 0$ 求得弹性区位移场方程为

$$u_e = \frac{1+\mu}{E}(p_0 - \sigma_r^i) \frac{R_i^2}{r} \quad (4)$$

由几何方程 $\epsilon_\theta = u/r$, $\epsilon_r = du/dr$ 并将 (4) 式代入, 得弹塑性区边界处应变为

$$\epsilon_\theta^e = -\epsilon_r^e = \frac{1+\mu}{E}(p_0 - \sigma_r^i) = A \quad (5)$$

2. 应变软化区应力应变解析

当土体屈服后, 强度降低产生应变软化, 则所形成的应变软化区总应变为弹性极限应变 ϵ_θ^e 、 ϵ_r^e 和屈服后在软化过程中产生的塑性应变 ϵ_θ^p 、 ϵ_r^p 之和

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_\theta^f &= \epsilon_\theta^e + \epsilon_\theta^p \\ \epsilon_r^f &= \epsilon_r^e + \epsilon_r^p \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

由简化的应变软化模型 (图 2) 所示的局部坐标 $\epsilon_\theta^p \sim \epsilon_r^p$ 中, 根据非关联流动法则^[3]定义的塑性应变增量的关系为

$$\epsilon_r^p + \psi \epsilon_\theta^p = 0 \quad (7)$$

将弹塑性区边界的弹性极限应变 (5) 式及非关联流动法则 (7) 式代入 (6) 式, 并由几何方程解得应变软化区位移协调方程

$$\frac{du_f}{dr} + \psi \frac{u}{r} = (\psi - 1) \cdot A \quad (8)$$

解上式非齐次微分线性方程可利用 (4) 式作为弹塑性界面处 ($r=R_f$) 的位移连续条件, 得到应变软化区的位移方程

$$u_f = A \cdot \frac{2R_f}{\psi + 1} \cdot \left[(\psi - 1) \frac{r}{2R_f} + \left(\frac{R_f}{r} \right)^\psi \right] \quad (9)$$

由应变软化区的应力应变关系 (图 2), 随着土体强度达到峰值状态, 假定三轴压缩抗压强度 σ_q 以斜率 E_s 仅随塑性应变增量 ϵ_θ^p (弹性应变已经结束) 递减到残余状态下的三轴压缩残余抗压强度 σ_{qr} , 则应变软化阶段中三轴压缩抗压强度 σ_{cq} 可表示为

$$\sigma_{cq} = \sigma_q - E_s \cdot \epsilon_\theta^p \quad (10)$$

土体达到极限强度进入应变软化阶段, 由三轴压缩的应力应变关系其正切模量的定义^[5]为 $E_s = (\sigma_q - \sigma_{qr}) / (\epsilon_\theta^f - \epsilon_\theta^e)$, 并将 (5) 式代入

$$E_s = \frac{\sigma_q - \sigma_{qr}}{(\beta - 1)A} = \frac{\sigma_q - \sigma_{qr}}{(\beta - 1)(1 + \mu)(p_0 - \sigma_r^{R_f})} E \quad (11)$$

其中 β 为应变软化阶段环向总应变的变化率。由上式可见 E_s 具有与弹性模量 E 相似的物理意义。将 (9) 式代入几何方程, 由代入结果并考虑到 (5)、(6) 式, 再代入 (10) 式得

$$\sigma_{cq} = \sigma_q - \frac{2(\sigma_q - \sigma_{qr})}{(\psi + 1)(\beta - 1)} \left[\left(\frac{R_f}{r} \right)^{\psi+1} - 1 \right] \quad (12)$$

将 (12) 式代替 (1) 式中的 σ_q 得到屈服后应变软化区的强度准则, 考虑边界条件 (3) 式, 解平衡方程 $d\sigma_r/dr = (\sigma_\theta - \sigma_r)/r$ 得到应变软化区的应力分布

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^f &= \sigma_r^{R_f} + \sigma_q \ln \left(\frac{R_f}{r} \right) - \frac{2AE_s}{(\psi + 1)} \left\{ \ln \left(\frac{R_f}{r} \right) - \frac{1}{\psi + 1} \left[\left(\frac{R_f}{r} \right)^{\psi+1} - 1 \right] \right\} \\ \sigma_\theta^f &= \sigma_r^f - \sigma_{cq} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

3. 塑性流动区应力应变解析

根据计算模型 (图 2), 当土体处于塑性流动状态时有 $E_s = 0$, 则由 (11) 式的定义表明塑性流动区的三轴压缩抗压强度 σ_q 为残余强度 σ_{qr} 。将 σ_{qr} 代替 (1) 式中的 σ_q 得到塑性流动

区的强度准则, 并利用边界条件 $\sigma_r^p|_{r=R_0}=p_r$ 解平衡方程得到塑性流动区的应力分布

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r^p &= p_r - \sigma_{qr} \ln(r/R_0) \\ \sigma_\theta^p &= p_r - \sigma_{qr} [\ln(r/R_0) + 1] \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

其中 p_r 为桩身法向应力。

塑性流动区的总应变为应变软化区边界 ($r=R_p$) 处总应变与塑性流动区的塑性应变增量之和

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_\theta^l &= \epsilon_\theta^f|_{r=R_p} + \epsilon_\theta^{p'} \\ \epsilon_r^l &= \epsilon_r^f|_{r=R_p} + \epsilon_r^{p'} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

由于塑性流动区只产生塑性应变增量, 如图 2 所示在塑性流动区的局部坐标系 $\epsilon_\theta^{p'} \sim \epsilon_r^{p'}$ 中考虑非关联流动法则, 塑性应变增量的关系为

$$\epsilon_r^{p'} + \lambda \epsilon_\theta^{p'} = 0 \quad (16)$$

将 (15)、(16) 式代入几何方程, 求得塑性流动区位移协调方程

$$\frac{du_r}{dr} + \lambda \frac{u_r}{r} = B - \lambda B' \quad (17)$$

其中 $B = \frac{2A}{\psi+1} [(\psi-1)/2 + (R_t/R_p)^{\psi+1}]$, $B' = \frac{2A}{\psi+1} [(\psi-1)/2 - \psi (R_t/R_p)^{\psi+1}]$ 。

解 (17) 式这个非齐次微分线性方程的边界条件的确定依据是应变软化区环向应变 (图 2) 在两塑性区界面 $r=R_p$ 处有 $\epsilon_\theta^l|_{r=R_p} = \epsilon_\theta^f|_{r=R_p} = \beta \epsilon_\theta^s$, 由此解 (17) 式得到塑性流动区的位移方程

$$u_1 = r \{ (B - \lambda B')/(\lambda + 1) + [(B - \lambda B')/(\lambda + 1) - \beta A](R_p/r)^{\lambda+1} \} \quad (18)$$

其中 B 、 B' 同前。

三、塑性区半径

因为应变软化区与塑性流动区界面 $r=R_p$ 处由 (11) 式有 $\sigma_{cq} = \sigma_{qr}$, 则由 (12) 式解得两塑性区的半径之比为

$$\zeta = R_t/R_p = \{ [(\psi+1)\beta - \psi + 1]/2 \}^{1/(\psi-1)} \quad (19)$$

然后利用两塑性区界面 $r=R_p$ 处的径向应力连续条件

$$\sigma_r^f|_{r=R_p} = \sigma_r^p|_{r=R_p} \quad (20)$$

由 (13)、(14) 式代入上式得到塑性流动区半径

$$R_p = R_0 \exp(-G) \quad (21)$$

式中 $G = p_r - \sigma_r^s - \sigma_q \ln \zeta + 2AE_s \{ \ln \zeta - (\zeta^{\psi+1} - 1)/(\psi + 1) \} (\psi + 1)$, 其余符号同前。用迭代法求解塑性流动区半径 R_p 与桩身法向应力 p_r , 而后将 R_p 代入 (19) 式得到应变软化区半径 R_t 。

由 (21) 式可见桩周土体中塑性区半径不仅与土体性质有关, 而且随桩身法向应力而

改变, 桩周塑性区半径与桩身法向应力均与桩孔扩张深度有关, 并且由 (21) 式又结合由 (19) 式, 表明桩孔周边的两个塑性区半径随桩孔深度增加而改变, 但它们的比值由土体的应力应变关系决定且为一定值。

四、解析结果的讨论

1. 理想弹塑性体条件的简化

当 $\beta \rightarrow \infty$ 时, 有 $E_s \rightarrow 0$ 、 $R_p/R_t \rightarrow 0$, 即 $R_p \rightarrow 0$, 表明当达到弹性极限后应力应变关系具有完全塑性过程, 即呈现为土体为理想弹塑性体的简化, 也近似反映了土体应力应变关系的双曲线性质 (非线性弹塑性的应变硬化特性)。由 (13) 式或 (14) 式, 考虑到塑性区界面处 $\sigma_q = \sigma_{qr}$ 得到应力解析结果与有关文献^[1,5]相同。用本文弹塑性模型由 (6)、(7) 式及 (15)、(16) 式有两塑性区体积应变分别为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_v^f &= \epsilon_\theta^f + \epsilon_r^f = (1 - \psi)\epsilon_\theta^f \\ \epsilon_v^l &= \epsilon_\theta^l + \epsilon_r^l = (1 - \lambda)\epsilon_\theta^l \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

如以饱和土体不可压缩的假定^[1]应有 $\Psi = \lambda = 1$, 即在关联流动法则^[4]的塑性应变条件下, 其塑性区径向位移的结果与文献 [1] 相同。

2. 钻 (挖) 孔桩周土体稳定条件分析

对于钻 (挖) 孔桩形成桩孔时有 $p_r = 0$, 由 (21) 式计算塑性区半径如有 $R_p \leq R_0$, 表明桩孔周边土体只会产生应变软化, 无塑性流动。将 $p_r = 0$ 及产生塑性流动区的临界条件 $R_p = R_0$ 代入 (21) 式并定义 $[K] = \sigma_q/p_0$, 则有

$$[K] = \sigma_q/p_0 = \{[H - (N_p + 1)/2]\ln\zeta + [(\beta - 1)H - 1]/2\}^{-1} \quad (23)$$

其中 $H = (N_p + 1)AE_s/(\psi + 1)\sigma_q$ 。

如桩孔周边土体仅有弹性区存在, 以产生应变软化区的临界条件 $R_t = R_0$ 、 $\sigma_r^R = 0$, 由 (3) 式决定了 $\sigma_q/p_0 = 2$ 。综合上述关系表明桩孔周边土体分区状态为

$$\begin{aligned} K &\geq 2 && \text{无塑性区} \\ [K] &\leq K \leq 2 && \text{产生应变软化区, 无塑性流动区} \\ K &< [K] && \text{产生塑性流动区} \end{aligned}$$

因此可以将 K 定义为桩孔周边土体稳定系数, 由三轴压缩抗压强度 σ_q 与桩孔水平自重应力 p_0 之比决定。 $[K]$ 为临界桩孔壁稳定系数, 由 (23) 式决定。

五、结 束 语

限于篇幅, 本文仅进行了理论推导, 根据上述解析结果可进一步得到如下有关桩孔扩张理论分析的几点新认识:

(1) 本文建立的桩孔扩张弹塑性模型及其解析是以土体应变软化特性线性化假定为基础的, 而理想弹塑性体的桩孔扩张理论是本文模型解析的一个特例。

(2) 对于应变软化区三轴压缩抗压强度, 考虑到应变软化进程导出了该强度与塑性区的关系表达式 (见 (12) 式), 反映了土体屈服后的残余强度的变化特性。

(3) 桩孔扩张使其周边土体的应力重分布与自重应力场有关, 且两个塑性区的半径与

深度有关,但其比值为定值且仅与土的性质有关(见(19)式)。

(4) 对于钻(挖)式的桩孔由于应力释放,孔周边土体塑性区的发展特性与土三轴压缩抗压强度和土中水平自重应力的比值有关。其临界桩孔壁稳定系数仅与土体的应力应变关系有关。

(5) 本文解析结果是以水平自重应力呈静水压力状态为前提的,因而可以利用有效应力方法表示文中所用应变软化弹塑性模型分析桩孔扩张时周边土体孔隙水压力、桩周摩阻力等的分布特征。

参 考 文 献

1. 郑大同编著. 地基极限承载力的计算. 北京: 中国建筑工业出版社, 1979
2. 徐芝纶著. 弹性力学. 北京: 高等教育出版社, 1985
3. 蒋彭年编著. 土的本构关系. 北京: 科学出版社, 1982
4. 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京: 水利电力出版社, 1983
5. Vesic A. S. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. ASCE, 1972, 3 (SM3): 265-290

1.3 单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架

刘兴远 郑颖人

(后勤工程学院建筑工程系, 400041)

【提要】 本文给出了单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架, 为桩基工作特性分析方法开辟了一条新途径。

一、引言

人类在认识世界的历程中总是经历了一定的历史过程, 单桩工作状态的预测也是经历了这样一个过程, 从而产生了各种各样的力学模型。首先在分析单桩工作性能时, 我们进行了各种假设, 从而抽象出桩的力学性能评价模型, 由于试验条件及其历史发展的限制, 建立的力学模型明显地具有历史性, 即建模过程是从经验性的总结到科学化的过程, 为此促使人们重新对建模思想进行更深入的思考和反思。

尽管从建模的历史过程来看, 最初总是建立一些经验公式, 而后提出一些假设, 最后根据某种理论建立研究对象的数学模型, 然而事实上存在着众多的不可知的外界影响因素影响着我们所建立的理论模型, 在很多情况下所研究的系统是非常复杂的非线性系统, 且系统的内在运行机制也是未知的; 从工程实践上看人们仅仅知道的是系统的一些宏观的外在表现, 故此对问题的建模存在着巨大的困难, 且各种“模型”必须经受历史的考验和修正, 一些不恰当的假设及经验逐渐被历史所淘汰, 而留下的“模型”也是特定条件下的相对真理, 这就促使我们对建模思想进行更深入的思考, 从大量的建模方法中抽象出一般性的规律, 从而指导我们的理论研究, 为此本文提出了等效模型的建模思想。

另外人们已经知道任何理论模型都是特定条件下的相对真理, 各自都有其内在的局限性, 同时由于试验条件及其理论研究历史发展的限制, 不同的理论模型又各自都有其优点, 为了充分地利用各种方法的长处克服其短处, 为此本文又提出了广义互补原理。

我们已经知道影响桩土系统共同工作的因素众多, 且桩基工作特性的最终表现总是桩的荷载—沉降(位移)曲线; 目前已有的几种计算桩荷载—位移曲线的方法终归是一种力学模型, 其中一些假设和参数的确定是人为的; 然而岩土材料是一种多相体材料(它由土颗粒、空气、水组成), 它们的物理特性也会影响桩土的力学性能, 为此力学模型难以描述材料的物理特性。因为用传统的力学模型分析桩土共同工作时, 我们至少遇到了如下几个方面的问题: 1. 影响土特性的参数很多, 常规的力学模型难以考虑和描述各种外在因素的影响; 2. 岩土中粗粒土、细粒土的物理力学性能的表述方法并不一致, 用统一的特征量描述土的特性难以实现; 3. 桩土系统是一个非线性弹塑性系统, 解析法难以寻找, 数值法不直观, 难以满足复杂多变的外界条件, 且土参数的确定是困难的; 4. 桩土系统共同工作的一些内在机制人们并没有完全认识清楚, 对描述内部机制不明确的力学系统, 目前还没有较好的解决方法, 故此寻求新的方法和思路来解决以上问题是势在必行的, 实际上桩—土系统的共同工作总是在特定条件下完成的, 在特定条件下存在着某些共同的特征量, 它们支配着桩土系统的特性。尽管人工神经网络模型还存在一些问题, 但用来克服以上问题, 至