

ISSN1000-4750

CN11 - 2595/ O3

《工程力学》第20卷 增刊

第十二届
全国结构工程学术会议
论文集

第Ⅱ册

PROCEEDINGS OF THE TWELFTH NATIONAL
CONFERENCE ON STRUCTURAL ENGINEERING

Vol. II

主编：崔京浩

ISSN 1000-4750



清华大学出版社

中国力学学会《工程力学》期刊社

第十二届全国结构工程学术会议论文目录

本次会议论文集收录论文 456 篇，共计 2065 页，分装成三册，每册独立编页。第 I 册载入全套论文集的总目录，第 II、III 册则只载本册目录。

第 I 册载论文 153 篇（共 748 页），包括：

特邀报告；一、力学分析与计算；二、钢与钢筋混凝土、材料、构件与结构

第 II 册载论文 153 篇（共 663 页），包括：

三、岩土、地基基础与地下工程；四、特种结构、车辆、飞行器与船舶结构；五、抗震、爆炸、冲击、动力与稳定

第 III 册载论文 150 篇（共 654 页），包括：

六、路桥、水工、港工；七、设计、施工、优化与可靠度；八、试验、监控、鉴定、事故分析与加固；九、大型结构工程介绍、综述及其他研究成果

第 II 册目录

TU3-53
C969

三、岩土、地基基础与地下工程

含水裂隙边坡失稳破坏机理分析	包太税 月 (001)
抗滑桩临界间距的基兹布尔格算法的改进	陈富坚 廖黎明 (006)
桩的竖向承载性状试验研究	陈国良 程洪阵 周政 蒋斌 (011)
土的抗剪强度各项异性及其在土坡稳定计算中应用性的探讨	陈海明 (017)
某地下铁道车站基坑围护方案的优化设计	成育军 (020)
软土地基土工织物加筋层数与加筋效果的关系分析研究	程火焰 周亦唐 (024)
冲击荷载作用下土介质的本构模型	党秀英 刘军 江小平 陈太林 谭一鸣 (029)

某大型水压机基础模型试验有限元分析	邓安福 曾祥勇 (033)
基于 Boussinesq 位移解的地基沉降的概率分析和可靠度计算	丁继辉 麻玉鹏 王维玉 (036)
软土地基中超长嵌岩桩的稳定性分析	董倩 王成 (040)
特殊条件下自平衡测桩法的试验研究	董天文 王明恕 (044)
浅埋洞室结构抗爆临界药量估算	董永香 叶琳 (047)
盛家峡水库塌坑成因及加固	段祥宝 薛红琴 骆少泽 (051)
复打法在沉管灌注桩中的应用	冯玉芹 万馨 杨永新 安淑华 (056)
考虑上部结构共同作用的 Winkler 地基上筏板基础分析	干腾君 康石磊 邓安福 (059)
广州地铁客新区间隧道施工过程计算模拟	高成雷 于炳炎 李文江 (063)
系梁在旋喷桩复合地基中的作用分析	高兑现 崔晓玲 苏静丽 (067)
基坑外侧地面沉降的三维耦合有限元数值模拟分析	韩福才 曲广峰 陆培毅 (071)
桩在竖向荷载作用下的桩土刚度及轴力研究	何学德 王成 (076)
扩底后注浆灌注桩在高层建筑中的应用	黄鹤 李珠 梁仁旺 黄亚飞 (080)
复合地基桩土应力比实例分析研究	黄国峰 李国荣 周华平 李志成 (086)
铁路隧道装配式衬砌变接头刚度力学特性研究	贾永刚 王明年 (090)
钻孔灌注压力注浆桩在住宅小区建设中的应用	姜钟阳 李海林 金毅 (094)
地下工程大体积混凝土裂缝成因分析	蒋美蓉 金丰年 (100)
软土中小直径桩的稳定性问题	雷文军 李少云 魏德敏 (106)
关于地基基础工程中的环境效应问题研究	李飞 张亚仿 郝子进 卢廷浩 (111)
湿陷性黄土地基上砖砌体住宅楼的沉降观测及地基加固处理	高兑现 孙静 崔晓玲 苏静丽 (116)
学习新《建筑地基基础设计规范》的体会	李伟 赵振佳 王明恕 (120)
大寨岭隧道衬砌和围岩体系的有限元分析	李德武 牛泽林 徐维垣 (123)
兰州小西湖矮塔斜拉桥冬季施工技术	李恒太 王引仓 (127)
岩石地基中的高层建筑地下室设计	李华亭 孟珣 李鑫 (131)
三维地应力多元统计回归分析方法及其工程应用	李树忱 程玉民 李术才 邱祥波 (135)
结构与复杂地基相互作用分析的非一致网格解法	李同春 杨涛 张柏成 (139)
三峡工程永久船闸陡高边坡岩体力学性状研究	练继建 李张明 (145)
应力波波速与超声波波速关系的探讨	刘杰 徐晨 褚世洪 (149)
斜交地道桥与土体相互作用的受力分析	刘哲 彭俊生 (153)
软基加固边坡稳定分析	刘润芬 牛学勤 李伟芹 (158)
阳光棕榈园 10#楼地下室底板施工技术	刘万忠 张伟 (161)
多孔隧道施工对地表沉降的影响研究	刘智成 王明年 (164)
钻孔液压变径灌注桩的设计与施工	卢成原 施颖 寿铁军 (168)
深基坑开挖变形性状的时空效应分析综述	鲁宏 陆培毅 (172)
不同桩型在工程中联合应用	马跃 吴开成 (177)
筏型基础薄板和厚板的有限元分析	宋彧 李文娟 杜永峰 (180)
铁路平交道口改为立交桥的软基处理	孙国钧 夏禾 (184)
坡地构筑物工程研究的现状与设想	孙宇坤 吴为义 孙旭峰 蒋菡 徐伟良 张士乔 (188)
地下平面框架结构动力响应及加固措施	谭一鸣 于静 方维凤 江志华 (192)
巷道锚杆加固岩体的复合增强力学分析	谭云亮 王春林 顾士坦 (195)
强夯法加固地基在机场工程中的应用	田大战 许金余 赵德辉 孙红岩 (199)
软岩条件中深埋地下工程抗震设计探讨	田艳凤 张超 王峰 李赞成 (203)

关于软弱土地基人工处理方法	万 馨 杨永新 王小清 明文卉 (207)
软土地基沉降量组成及其计算方法分析	王 猛 (210)
强夯法处理水官高速公路软土地基	王合春 张新彬 韩秋红 (214)
桩基动力测试波形变换法	王杰光 刘宝臣 肖明贵 (217)
降雨作用下高路堤边坡的渗流稳定分析	王瑞钢 闫澍旺 刘卫东 (221)
多圆型盾构隧道的技术发展及其装配式衬砌的内力分析	张庆贺 楼葭菲 (226)
基坑工程安全性及信息化施工	王祥琴 杨耀福 (231)
土工合成材料在机场地基处理中的应用	王肖戎 许金余 毕 征 (235)
运用神经网络估算黄土边坡的安全系数	王秀丽 王艳红 朱彦鹏 王光照 (239)
水泥土搅拌桩在山区填土中的应用探讨	吴敏捷 徐利华 朱永奋 (244)
钻孔灌注桩的施工技术和质量控制措施	吴占兵 (248)
用数值模拟研究砂和砾的剪切微观特性	武建勋 高树栋 朱向东 王泽强 (251)
Q_1 黄土的非线性弹性模型	夏旺民 郭增玉 (255)
运用 1:2 砂石垫层处理威海市区浅层软基础	辛洪云 杜新胜 (260)
刚性接口管道转角的影响因素分析	孙宇坤 吴为义 孙旭峰 (264)
软土地基上路堤的稳定与变形分析	邢鸿燕 (268)
重力式挡土墙在高边坡治理中的应用	徐建新 刘英利 刘颜江 (271)
筏板基础地基反力测试研究	闫瑞明 顾 亮 李镇波 李 纯 (274)
深圳地铁单洞双层隧道施工力学分析	姚永勤 王明年 (279)
钢-砼组合梁式设备基础应用的可行性分析	叶清华 (283)
粘土地基上基础最终沉降量的数值计算与分析	袁 满 王维玉 杨昌民 (287)
BP 网预测锚桩支护的深基坑围护桩位移	张 飞 王笑二 刘忠臣 (293)
碱渣土的室内试验	张明义 时 伟 韩凤芹 (297)
沉管隧道施工阶段不同工况的受力性态研究	张庆贺 高卫平 (301)
复杂地质环境中复合土钉支护技术的应用	张新乐 袁培中 杨仁华 (306)
空间效应在深基坑支护结构中的应用	赵德辉 于 萍 许金余 白二雷 (310)
基于应变局部化原理的边坡稳定分析方法	赵纪生 陶夏新 师黎静 (314)
单桩竖向承载力预测的 BP 网络研究	赵志民 (321)
相邻隧道施工对衬砌结构安全性的影响分析	姚永勤 王明年 (325)
水平荷载下单桩的数值计算法	周尔鹏 简 政 (329)
某高速公路复合地基处理实例分析	周华平 杨 阳 李忠中 (333)
兰州中广大厦超长深基坑支护的设计、施工与实验监测	朱彦鹏 王秀丽 张贵文 王 龙 吕立新 赵志幡 (336)
高承台桩基的非线性屈曲稳定分析	邹新军 赵明华 刘光栋 (342)

四、特种结构、车辆、飞行器与船舶结构

大跨空间结构开合方式研究	曹 申 董 聪 (346)
膜结构的截面优化在 MSC/ NASTRAN 上的二次开发	陈继华 隋允康 杜家政 (353)

贮水构筑物底板内力的合理计算	郭天木 刘忠宏 (357)
索膜结构非线性整体分析	郝敬刚 汤红军 那向谦 (365)
渤海轻型平台结构研究与试验设计	康海贵 王 宁 翟钢军 (369)
三峡升船机风环境与表面风压	任宝良 (373)
复合遮弹层结构设计与分析	施 鹏 刘瑞朝 邓国强 杨秀敏 (376)
索穹顶结构分析研究	李 绂 董 聪 (381)
密封垫环动力学特性的理论分析	史平安 (388)
膜结构常用的裁剪下料方法	王健宏 那向谦 (392)
爆炸地冲击作用下某核电站安全壳的破坏形式	王天运 任辉启 张力军 刘国强 (397)
压力容器和管道随机局部减薄的有限元分析	邢静忠 柳春图 (403)
无限长加筋圆柱壳的水下的振动和声辐射特性	徐治平 李军向 谢官模 (407)
飞行器复合材料雷达罩鸟撞试验技术	许陆文 徐鹿麟 罗文琳 张 瑜 (411)
飞机结构耐久性/损伤容限设计的工程控制	薛景川 焦坤芳 (416)
加筋层合圆柱壳的振动和横向应力	杨少红 王安稳 (421)
固体火箭发动机药柱的模糊可靠度分析	张海联 周建平 (427)
地下连续墙成槽施工工法及设备适用性分析	张瑞云 孟丽军 孙铁城 (431)
榫卯连接的古木结构静力分析	竺润祥 董益平 任茶仙 俞茂宏 (435)

五、抗震、爆炸、冲击、动力与稳定

某教学实验楼抗震鉴定分析及加固	常好诵 巩得恩 涂庆胜 (439)
超高层结构设计及模拟地震振动台试验研究	陈作勤 黄襄云 周福霖 (443)
滑移隔震结构中对隔震装置的摩擦系数的限定	董 鑫 白 良 张晓东 郭 明 (448)
橡胶隔震支座的低温性能及对动力可靠性的影响	杜永峰 李 慧 党 育 李庆福 项长生 党星海 (452)
结构冲击试验的校准计算	高 震 顾永宁 胡志强 (456)
多排钢管径向动力压扁塑性行为	顾红军 吴云泉 张恒喜 (461)
桅杆结构静力整体稳定的非线性有限元分析	郭建斌 陈 燊 卓 文 (464)
基于人工神经网络的结构振动预测控制研究	韩亚伟 何玉敖 (468)
复合智能矩形板的振动特性分析	胡宁宁 张永发 (472)
蓑衣滩水电站房振动模态测试与分析	黄惠仪 詹 胜 刘守圭 刘耀鹏 陈树辉 (476)
结构动力分析的一种改进的辛算法	黄伟江 罗 恩 (480)
基于组合神经网络预测模型的 AVSD 位移界限开关控制	黄晓强 何玉敖 (484)
三峡库区秭归县卡子湾大桥抗震分析	金文成 黄古剑 朱 玉 张光国 (488)
巨型钢框架结构非线性动力反应分析方法	李 君 张耀春 (495)
泵站地震载荷的计算	李晓丽 申向东 解卫东 (500)
轨道结构空间振动分析	梁智垚 段树金 王军文 (505)
地基-结构共同作用排架抗震设计的简化公式	刘 香 吴永博 (509)
框剪结构与其顶部通讯塔相互作用的动力特性分析	刘 哲 彭俊生 (513)
基于人工神经 (ANN _s) 的结构振动鲁棒控制	刘建军 何玉敖 (517)

用数字特征微分方程计算多层织造厂房侧移量	潘建伍 (525)
小波分析在土木工程中的应用	施养杭 (529)
两自由度复合材料层合板的非线性参激振动	孙艳红 丁千叶 敏 (533)
有限元分析软件在结构减振设计中的应用	汤凯 刘守圭 陈树辉 刘济科 詹胜 (537)
架空加层结构耗能减振初探	滕祥泉 王依群 丁永君 安国亭 (541)
耗能支撑钢筋混凝土框架弹塑性时程分析	汪锋 叶献国 周锡元 秦雷 (545)
平头弹对刚塑性圆板的冲击贯穿分析	王安宝 董军 杨秀敏 (549)
碰撞对隔震连续梁桥地震反应影响研究	王东升 翟桐 冯启民 (554)
剪力滞后效应影响下简支薄壁箱梁的自振特性研究	王根会 甘亚南 赵大亮 (559)
梯队变刚度滞变-摩擦隔震体系抗震设计实用方法	王焕定 赵桂峰 张永山 (563)
圆形三向网架非线性动力分岔分析	王新志 赵艳影 王钢 赵宏 (567)
考虑扭转影响的多层砌体试验模型楼抗震性能分析	王宗纲 田春艳 陈志鹏 (571)
MATLAB 在结构谐波分析中的应用	吴春秋 (578)
大跨度空间网架结构受多点地震激励的响应分析	夏逸平 夏友柏 李少红 王海龙 (582)
轻钢框架梁柱节点抗震性能的试验研究	阎兴华 郝国龙 (586)
攀钢马家田尾矿堆积坝体地震反应分析	燕柳斌 曹净 黄绍铿 (591)
复模态建筑抗震计算模型修正	杨杰 张琦 耿遵敏 (595)
抗内爆炸结构的等效荷载设计法	杨科之 杨秀敏 董军 邓国强 (599)
底部框剪砖房抗震性能的主要影响因素	杨佑发 邱小宏 (607)
基于 Fractional-derivative 模型的粘弹性阻尼器对结构动力响应控制的研究	叶昆 李黎 唐家祥 (611)
隔震设计应用分析	远方 王成刁 可 (615)
大跨度斜拉桥动力特性和抗震性能的研究	张栋 季文刚 (618)
半主动控制与被动耗能减振控制比较研究	张巍 李江 何玉敖 (622)
建筑物脉动风压测量技术	张亮亮 李正良 彭新宇 王奇志 (626)
不同材料双层板结构的超高速碰撞效应	张庆明 (630)
充水压力管道撞击穿透破坏实验研究	张善元 李芙蓉 (634)
基于 BP 神经网络的一种跟踪辨识方法	赵林 何玉敖 (638)
移动均布荷载作用下简支梁的竖向振动	周峰 黄鼎业 华毅杰 (642)
高层钢-混凝土混合结构抗震性能试验研究	阎兴华 黄海 (647)
高层建筑悬挂结构体系减震机理初探	周坚 刘娜 伍孝波 (652)
基于可靠度的 RC 框架房屋震害预测	周素琴 郭子雄 (656)
形状函数在动力体系分析中的应用	邹春霞 申向东 李瑞平 (660)

含水裂隙边坡失稳破坏机理分析

包太¹ 税月²

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆, 400045; 2. 贵州工业大学土建学院, 贵阳 550003)

摘要: 以某工程现场岩质边坡为例, 采用与传统裂隙水压力分布不同的水压力分布方式和边坡裂隙中可能发生的水锤效应相耦合, 分析研究了岩质边坡的稳定性。研究表明, 本文所采用的水压力分布方式较为符合边坡中的水压力分布实际情况, 可以给出一个较为合理的安全系数; 当考虑水锤效应时, 质边坡的安全系数大大降低, 说明水锤效应加剧了边坡破坏失稳的过程; 本文所采用的水压力分布方式与边坡裂隙中的水锤效应相耦合的计算方法, 在边坡稳定性分析中具有参考意义。

关键词: 裂隙, 边坡, 水压力, 分布, 水锤效应

1 前言

随着经济的发展, 人类对自然的改造越来越快。人类的工程活动以各种各样的方式影响着地质环境, 特别是修建高坝形成的大型水库, 将会对大区域的水文动态及地下水产生很大影响。当水库在蓄水和放水时, 将会产生地下水水位的波动, 从而引起水库库岸滑坡的发生。在这种情况下, 库岸边坡稳定与否, 将成为影响水库安全运行及其下游城镇安全的重要因素。目前对于这种因地下水水位波动而形成的边坡的破坏机理研究, 国内外学者做了大量的研究工作。其中主要是对土质边坡的研究工作, 而对于岩质边坡的研究, 尤其是当水位发生变化时, 地下水位的变化和渗流作用, 对水库库岸岩质边坡的失稳破坏机理的研究尚较少^[1]。众所周知, 边坡塌落、滑坡滑动等地质灾害的发生, 往往与大气降雨、水库水位变化等引起的坡体地下水渗流场的动态特征和变化规律有着密切的联系。例如 1959 年, 法国马尔帕塞 (Malpasset) 拱坝的溃决失事、1963 年发生的意大利瓦依昂 (Vajont) 水库左岸大滑坡等, 均是因水库蓄水或水位下降, 导致了地下水水位及渗流场变化, 改变了孔隙水压力, 使得岩体中裂纹发生扩展, 从而导致的滑坡^[2-3]。本文采用了与传统裂隙水压力分布不同的水压力分布方式和边坡裂隙中可能发生的水锤效应相耦合, 分析研究了岩质边坡的稳定性。所得结果是令人满意的。

2 水沿边坡裂隙的分布方式

E. Hoek 等国外学者把沿边坡滑面的水压力分布, 假定为从张裂隙底到破坏面与坡面相交处呈线性递减分布^[4] (如图 1 所示)。但是由于不同地方不同工程地质条件的千差万别, 这种假设的水压分布与实际边坡中存在的水压力分布情况有较大的差异。因此在利用这种假设的水压力分布计算边坡稳定性系数时, 往往会使得计算值比实际值偏大。为此, 本文根据实际岩体中裂隙的分布情况, 采用如图 2 所示的水压力沿裂隙的分布方式, 计算边坡的稳定性系数。图 2 的下部为完整岩体, 基本不存在贯通裂隙, 因此, 其渗透系数为完整岩石的渗透系数。

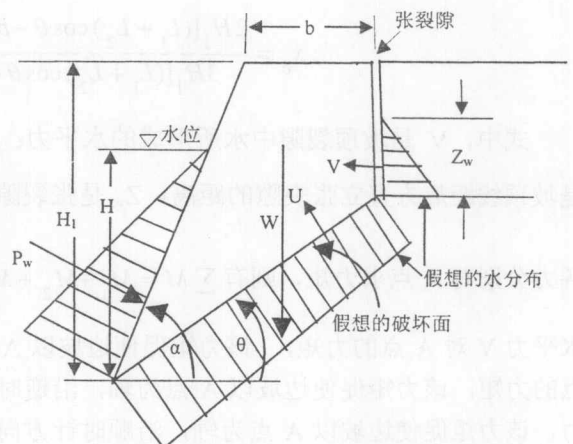


图 1 传统的裂隙水压力分布图

¹ 作者简介: 包太 (1972. 2), 男, 吉林通化人, 博士研究生, 从事岩土工程方面研究

3 数学模型的建立

在建立数学模型过程中，采用以下几个假设：

- a) 空隙水压力视为静水压力。
- b) 空隙中气体压力为一个大气压，并保持不变。
- c) 边坡表面的入渗量和蒸发量忽略不计。
- d) 被水淹没的边坡表面为不透水面，且滑体为均质体。
- e) 在水位降落过程中，空隙水压力保持不变。

图 2 中，取垂直纸面为单位宽度。OA 段为无裂隙段，长为 L_2 ；AB 段为裂隙存在段，长为 L_1 ，并与坡顶的裂隙相连通；水位高为 H ；边坡角为 α 。假设滑动面的角度为 θ 。按上述假设，库水对坡面的荷载为静水压力分布，为

$$P_w = \frac{r_w H^2}{2 \sin \alpha}, \text{ 其作用点水面下 } y_d = \frac{r_w \sin \alpha (J_c + y_c^2 A)}{r_w y_c \sin \alpha A},$$

简化后得 $y_d = \frac{2H}{3 \sin \alpha}$ 。同理对于 AB 段，可以求出其水压力为 $U = (Z_w r_w + \frac{L_1 \sin \alpha r_w}{2}) L_1$ ，其作用点距 A 点为

$$y_u = \frac{L_1}{2} - \frac{L_1}{(1 + \frac{2Z_w}{L_1 \sin \alpha})}$$

$$y_{u1} = \frac{L_2}{2} + \frac{L_2}{6(\frac{Z_w}{L_2 \sin \alpha} + \frac{L_1}{L_2} + \frac{1}{2})}$$

坡顶裂隙中水压力为 $V = \frac{r_w Z_w^2}{2}$ ，其作用点距 B 点为 $y_v = \frac{Z_w}{3}$ 。由工程力学

可知^[5]，预计滑体的重心对于 A 点的水平和垂直距离分别为

$$y_c = \frac{H_1 [(L_1 + L_2) \cos \theta + 2b] - (L_1 + L_2)^3 \cos \theta \sin^2 \theta}{3[H_1 ((L_1 + L_2) \cos \theta + b) - (L_1 + L_2)^2 \cos \theta \sin \theta]} - L_2 \sin \theta \tag{1}$$

$$x_c = \frac{2H_1 [(L_1 + L_2) \cos \theta - b]^2 + bH_1 [6(L_1 + L_2) \cos \theta - 3b]}{3H_1 [(L_1 + L_2) \cos \theta + b] - 3(L_1 + L_2)^2 \cos \theta \sin \theta} - L_2 \cos \theta \tag{2}$$

式中， V 是坡顶裂隙中水所形成的水平力； U 和 U_1 是底面水压力形成的上举力。 H_1 是边坡高度； b 是坡顶线距后方直立张裂隙的距离； Z_w 是张裂隙中水的深度； W 是滑体的重量； γ_w 为水的容重。把以上各力分别对 A 点求力矩，则有 $\sum M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$ ，这里 M_1 为库水荷载对 A 点的力矩； M_2 是水平力 V 对 A 点的力矩，该力矩促使边坡以 A 点为轴，沿逆时针方向旋转； M_3 为 AB 段上举力 U 对 A 点的力矩，该力矩促使边坡以 A 点为轴，沿逆时针方向旋转； M_4 为 OA 段水的上举力对 A 点形成的上举力，该力矩促使边坡以 A 点为轴，沿顺时针方向旋转； M_5 为滑体重力对 A 点的力矩，该力矩促使边坡以 A 点为轴，沿逆时针方向旋转。由上述假设，在这些力矩中，只有 M_1 和 M_4 是变化的。随着水库水位的降

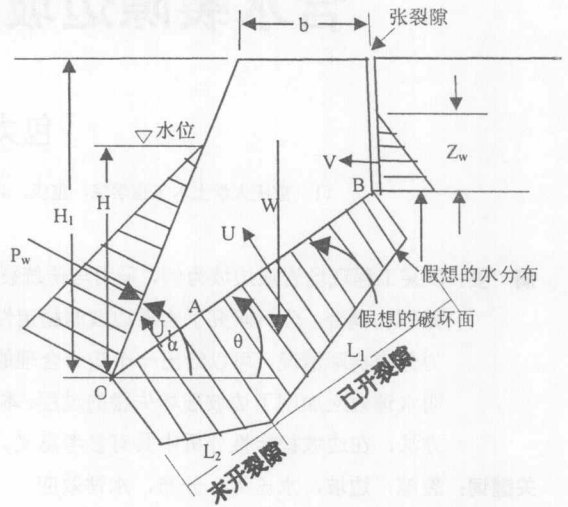


图 2 下部无裂隙的水压力分布

$$M_1 = P_w L_d = \frac{r_w H^2}{2 \sin \alpha} \left[\left(\frac{H}{3 \sin \alpha} - L_2 \cos(a - \theta) \right) \right] \quad (3)$$

$$M_4 = U_1 y_{ul} = \left[(H + Z_w + \frac{L_1}{\sin a}) \frac{L_2}{2} \right] \left[\frac{L_2}{2} + \frac{L_2}{6 \left(\frac{Z_w}{L_2 \sin a} + \frac{L_1}{L_2} + \frac{1}{2} \right)} \right] \quad (4)$$

落，库水通过坡体传给假想作用点的作用力矩 M_1 逐渐减小，从而对边坡的稳定作用也随之减小，使得边坡的稳定性逐渐降低。同理，随着水库水位的降落， M_4 亦逐渐减小。当水位下降到使 $M_1=0$ 时，可求出水库水位变化的一个临界点，即水位低于这个临界值时，库水荷载将会成为边坡失稳的滑动力。该临界水位值为 $H_c = 3L_2 \cos(a - \theta) \sin a$ 。一旦水库水位下降到低于 H_c 的值时，边坡裂隙会迅速发生和发展，导致边坡迅速失稳滑动。

3 水锤机理

由水力学可知^[6]，当液体的流速突然从 v_0 变为零时，将会形成水锤作用。当裂隙小于某一张开度时，需要一个流体流动的启动压力。随着裂隙张开度的增大，其所需的启动压力亦减小^[7]。从以上数学模型可知，随着水位的降低，促使 A 点处发生张裂的力矩不断加大。一旦大于该点的抗拉强度，该点便会发生裂隙扩展。当裂隙达到一定的张开度后，水将会在较高的裂隙水压力作用下，高速流入裂隙，而由于裂隙没有完全贯通，使得流速在裂隙尖端突然降低为零，水锤作用随之产生。为了分析这种作用的大小，取裂隙中的一小段流体，如图 3 所示，由流体的连续方程：

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho u_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho u_z)}{\partial z} = 0 \quad (5)$$

相应的应力方程为：

$$\left. \begin{aligned} X - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) &= \frac{du_x}{dt} \\ Y - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \right) &= \frac{du_y}{dt} \\ Z - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial P}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} \right) &= \frac{du_z}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

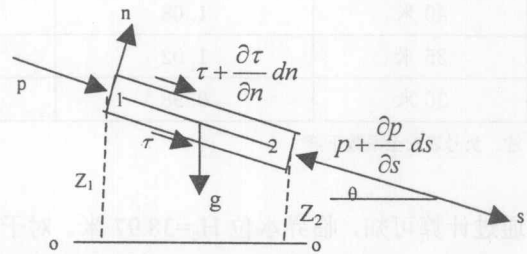


图 3 裂隙微元流体

对于在图 3 所示的坐标系下的一元非恒定流问题，流向为 s ，法线方向为 n ，则连续性方程变为：

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + u \frac{\partial \rho}{\partial s} + \rho \frac{\partial u}{\partial s} = 0 \quad (7)$$

其运动方程在 s 方向的分量可写为：

$$X_s - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial n} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} \quad (8)$$

质量力只有重力，重力在 s 方向的分量为 $X_s = g \sin \theta = gi$ ，对于阻力项，采用恒定流阻力公式，则上

式化为：

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} = g(i - J) \quad (9)$$

考虑到水的可压缩性，则有：

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{dp}{K} \quad (10)$$

式中, ρ 为水的密度; u_x, u_y, u_z 分别为 x, y, z 方向的速度向量; P 为作用在微元流体两端的压力; K 为体积弹性系数; J 为水力坡度, 取常数。以上 (7)、(9)、(10) 三式联立求解, 即可得到发生水锤作用时的压强增加值, 亦即 $\Delta h = \frac{c_0 v_0}{g}$, 式中, c_0 为水中声波速度, 其值为 $c_0 = 1435 \text{ m/s}$; Δh 是由水锤作用产生的压强, 以水柱高表示。如果流速 $v_0 = 1 \text{ m/s}$, 从上式可知, 水锤作用压强可达 140m 以上。可见, 水锤作用产生的压强很大, 其影响作用已不可忽视。这种在边坡的裂隙端点发生的水锤作用, 加速了边坡失稳滑动的过程。

4 算例及分析

以某工程现场岩质边坡为例, 其水位 $H=60$ 米, 边坡坡高 $H_1=100$ 米, 张裂隙中水的深度 $Z_w=35$ 米, $\alpha=60^\circ$, $\theta=30^\circ$, $L_1=120$ 米, $L_2=30$ 米, $b=25$ 米, 岩石容重 $\gamma=25.08$ 牛顿/立方厘米, 水的容重 $\gamma_w=9.8$ 牛顿/立方厘米。对于这个边坡, 在水位从 60 米降到 30 米的过程中, 采用三种不同的工况进行了安全系数的对比分析 (见表 1)。从表 1 可以看出, 随着水位的不断下降, 其安全系数亦不断下降。

表 1 不同水压力分布形式下边坡的安全系数比较

安全系数 水位	工况		I 和 II 安全 系数对比	III 考虑水锤效应	I 和 III 安全 系数对比
	I 水压力线性递减分布	II 本文采用分布			
60 米	1.17	1.12	-4.27%	1.08	-7.69%
55 米	1.14	1.10	-3.50%	1.07	-6.14%
50 米	1.13	1.09	-3.53%	1.05	-7.08%
45 米	1.10	1.07	-2.73%	1.03	-6.36%
40 米	1.08	1.05	-2.78%	1.01	-6.48%
35 米	1.02	0.99	-2.94%	0.97	-4.90%
30 米	0.98	0.95	-3.06%	0.92	-6.12%

注: 负号表安全系数下降

通过计算可知, 临界水位 $H_c=38.97$ 米。对于传统线性递减水压力分布方式 I, 当水位低于临界水位以后, 边坡仍处于安全状态, 其安全系数明显偏大。对于本文采用的分布方式 II, 边坡的安全系数比 I 要小一些。对于工况 III, 当考虑水锤效应时, 其安全系数要更小一些。当水位达到临界水位时, 边坡已处于极限平衡状态; 当水位低于临界水位时, 其安全系数迅速下降, 边坡失稳滑动过程加剧。在 I 和 II 两种工况分析中, 随着水位的不断下降, 其安全系数从 4.27% 下降到 2.78% 左右, 其最高差值为 1.54%。但当水位达到临界水位以下时, 其安全系数下降幅度有逐渐上升的趋势。对于 I 和 III 两种工况, 亦存在大致相同的趋势。但其最大和最小的差值为 2.79%, 约为上述差值的 1.8 倍, 说明水锤效应加剧了边坡破坏失稳的过程。

5 结论

本文以某工程现场岩质边坡为例, 采用了与传统裂隙水压力分布不同的水压力分布方式和边坡裂隙中可能发生的水锤效应相耦合, 分析研究了岩质边坡的稳定性。

(1) 水库水位下降会对边坡产生卸荷作用, 从而在边坡裂隙中产生水锤效应。

(2) 当考虑水锤效应时, 边坡安全系数大大降低, 平均下降 6.39%, 说明水锤效应加剧了边坡破坏失稳的过程。

(3) 研究表明, 本文所采用的水压分布方式较为符合边坡中的水压分布实际情况, 可以给出一个较为合理的安全系数。

(4) 本文所采用的水压分布方式与边坡裂隙中的水锤效应相耦合的方法, 在边坡稳定性分析中具有参考意义。

参考文献:

[1] 山田刚二,渡正亮等著,《滑坡和斜坡崩塌及其防治》翻译组译. 滑坡和斜坡崩塌及其防治. 北京: 科学出版社, 1980

[2] 晏同珍. 水文工程地质与环境保护[M]. 北京: 中国地质大学出版社, 1994.

[3] 张倬元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理(第二版)[M]. 北京: 地质出版社, 1997.11.

[4] E.Hoek, J.Wbray. 卢世宗, 李成村等译. 岩石边坡工程[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1983.

[5] 张子义. 工程力学[M]. 成都: 电子科技大学出版社, 1999.

[6] 徐正凡. 水力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 1986.

[7] 阎庆来, 何秋轩等. 低渗透储层中油水渗流规律的研究, 低渗透油气勘探开发技术[M]. 北京: 石油工业出版社, 1993.

抗滑桩临界间距的基兹布尔格算法的改进

陈富坚¹ 廖黎明²

(1. 桂林工学院土木工程系, 广西 桂林 541004, 2 桂林市投资咨询公司, 广西 桂林 541001)

摘要: 抗滑桩临界桩距的基兹布尔格算法考虑了土拱作用, 是当前国内外几种临界桩距算法中理论上最为合理的算法之一。本文通过分析认为, 基兹布尔格临界桩距计算公式存在三点不合理之处。本文通过对其进行修正, 重新推导出抗滑桩临界间距的计算公式, 改进后的算法克服了原有不足, 较全面反映了临界桩距与桩宽、滑体性质以及滑坡推力之间的关系。算例对比表明, 改进后的算法更切合实际, 因而对抗滑桩设计具有一定的指导意义。

关键词: 抗滑桩; 临界间距; 基兹布尔格算法; 土拱

1 概述

人们在长期的滑坡治理实践和大量离心模型试验中发现^{[1][2]}, 分散布置的抗滑桩是通过桩间土拱作用将滑坡推力传递到桩上, 再通过桩传递到下部稳定地层中。因此, 抗滑桩成功与否的关键, 应当首推桩间土拱能否形成, 也就是说两桩之间最大间距是多少时, 可以形成土拱并保持其稳定? 这个“最大间距”也叫做“临界间距”。尽管临界间距一般不是设计桩距, 而且实践中还发现, 对于大型滑坡, 控制设计桩距的往往不是临界桩距问题, 而是桩前土抗力问题。但是临界桩间距问题仍是设计时要考虑的首要问题, 对抗滑桩的安全和经济有重大影响。

虽然临界间距问题对抗滑桩设计非常重要, 但由于其涉及因素很复杂, 研究较为困难, 因此, 目前国内外对其研究不多, 计算方法很不成熟^[3], 故而目前抗滑桩间距的设计主要依赖经验。国内较有代表性的算法有兰铁院滑坡所算法^[4]、潘家铮算法^[5]、陈立新算法^[6], 这三种算法都没有考虑土拱作用。国外较有代表性的是前苏联的基兹布尔格算法^[2], 该算法建立在土拱作用理论上, 与国内算法相比, 理论上较为全面、合理。但由于其算法提出时间较早, 因而在推导临界桩距计算公式时所作的某些假定今天看来有一定的不合理之处。本文以该算法为基础, 结合抗滑桩研究的新进展, 对其不合理假定进行修正, 重新推导出临界桩距计算公式, 并以算例说明改进后公式的合理性。

2 临界间距的基兹布尔格算法^[2]

2.1 基本假定

①作用于土拱上的下滑力按均布荷载考虑。因此, 拱轴线为抛物线, 拱轴为合理拱轴, 承载拱为双铰拱。

②桩和土拱变形协调, 相互影响不计。

2.2 基本公式的推导

基金项目: 桂林工学院青年教师科研扶持基金项目

作者简介: 陈富坚 (1974.10), 男, 广西梧州人, 讲师, 硕士, 从事路桥与岩土工程研究

廖黎明 (1970.9), 男, 广西桂林人, 工程师, 学士, 从事路桥设计、工程咨询

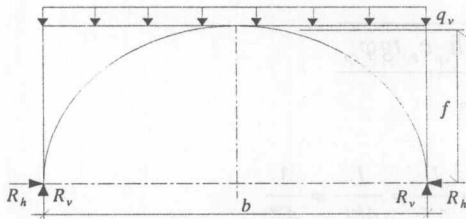


图1 承载拱图

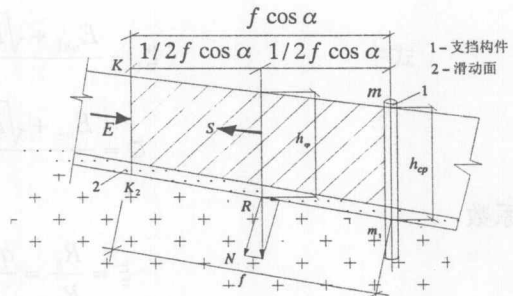


图2 斜坡剖面图

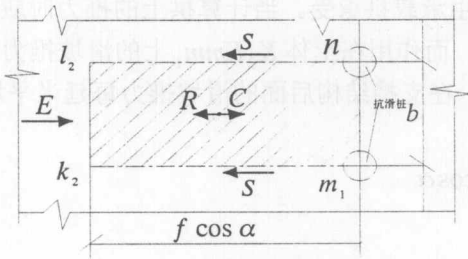


图3 抗滑桩平面布置示意图

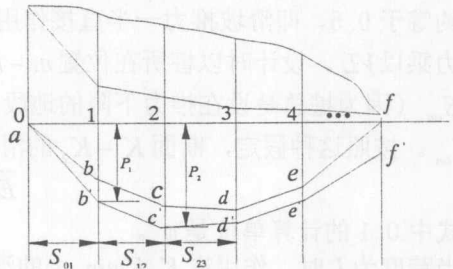


图4 滑坡剖面示意图

由图1、图2、图3，根据结构力学，可得支点反力

$$R_v = q_v \cdot \frac{L}{2}, \quad R_h = q_v \cdot \frac{L^2}{8f} \quad (1)$$

R_v ——拱脚竖向反力

R_h ——拱脚水平向反力

q_v ——作用在土拱上的均布荷载

L ——拱的跨度

f ——拱矢高度

反力 R_v 会被拱脚的摩擦力和 f 距离内相邻不动土体的粘聚力所抵消。

取土拱厚度为单位厚度，按照莫尔—库伦强度理论

$$R_v = R_h \tan \varphi + cf \quad (2)$$

式中， φ 和 C ——土厚为 1m 时的内摩擦角和粘聚力，将式 (1) 代入 (2)，得

$$f = \frac{q_v \pm \sqrt{q_v^2 - 2q_v \cdot c \cdot \tan \varphi}}{4c} \cdot L \quad (3)$$

当取“-”号时，计算出来的 f 很小，不符合实践经验及模型试验的结果，因此，计算 f 时取“+”号。作用在拱上的均布荷载正是需分配到桩上去的滑坡推力。因此如用 E_{0n1} 表示单位厚度土层的滑坡推力，则 $q_v = E_{0n1}$ 。若对全部土层厚度 h_{cp} 一起计算拱矢的平均值，那么分布荷载将等于 1 米斜坡的滑坡推力： $q_v = E_{0n}$ 。此时计算拱矢用的强度指标必须用各分层土的加权平均值 φ_{cp} 和 c_{cp} ，并在计算反力 R_v 时考虑土体厚度：

$$R_v = R_h \tan \varphi_{cp} + c_{cp} \cdot h_{cp} \cdot f \quad (4)$$

最后求得拱矢的公式：

对单一土层：

$$f_1 = \zeta_1 L \quad (5)$$

对全部土层：

$$f = \zeta L \quad (6)$$

式中
$$\zeta_1 = \frac{E_{on1} + \sqrt{E_{on1}^2 - 2E_{on1}ctg\varphi}}{4c} \quad (7)$$

$$\zeta = \frac{E_{on} + \sqrt{E_{on}^2 - 2E_{on}h_{cp}c_{cp}tg\varphi_{cp}}}{4h_{cp} \cdot c_{cp}} \quad (8)$$

侧压力系数

$$\xi = \frac{R_h}{R_v} = \frac{q_v L^2 / 8f}{q_v L / 2} = \frac{L}{4f} = \frac{L}{4\zeta L} = \frac{1}{4\zeta} \quad (9)$$

计算跨度 L 时, 要考虑构件的占空系数 V , 亦即滑坡推力为由桩所直接分担的比例, 实践证明其平均值约等于 0.5, 即滑坡推力一半直接作用在构件上, 一半由承载拱承受。当计算拱上的推力时应将滑坡推力乘以 VL 。设计时以桩所在位置 $m - m_1$ 处的原始数据, 而作用在土体 $K_2 Kmm_1$ 上的滑坡推力 $\bar{E} > E_{on}$ (因为桩总是设在推力下降的地段)。由实践得知, 在支挡结构后面的滑坡推力每延米平均变化 $0.1 E_{on}$ 。按照这种假定, 断面 $K - K_2$ 的滑坡推力将等于:

$$\bar{E} = E_{on} + 0.1 E_{on} f \cos \alpha \quad (10)$$

式中 0.1 的计算单位是 m^{-1} 。

当跨度为 L 时, 作用在 $K_2 Kmm_1$ 上的滑坡总推力为

$$E = (E_{on} + 0.1 E_{on} f \cos \alpha) VL = 0.5 (E_{on} + 0.1 E_{on} \zeta L \cos \alpha) \cdot L \quad (11)$$

沿 $K_2 Kmm_1$ 剪切面的抗剪强度可由下式提供:

$$S = E_{onH} \cdot tg\varphi_{cp} + 0.75 c_{cp} h_{cp} f \cos \alpha \quad (12)$$

式中 E_{onH} 为滑坡推力在剪切面上产生的法向分力:

$$E_{onH} = \xi \cdot \frac{E_{on} L}{2} = \frac{1}{4\zeta} \frac{E_{on} L}{2} = \frac{E_{on} L}{8\zeta} \quad (13)$$

0.75 为折减系数, 是考虑到粘聚力不能在 f 的全部高度上发挥作用, 在其下部动体与不动体可能脱离开。因此

$$S = \frac{E_{on} L}{8\zeta} tg\varphi_{cp} + 0.75 c_{cp} h_{cp} \zeta L \cos \alpha \quad (14)$$

根据拱作用和静力平衡理论, 支挡构件间总推力应等于沿两个垂直面的抗剪强度, 即 $\bar{E} = 2S$, 由此得临界间距计算公式

$$L = \frac{6\zeta^2 c_{cp} h_{cp} \cos \alpha - E_{on} (2\zeta - tg\varphi_{cp})}{0.2 E_{on} \zeta^2 \cos \alpha} \quad (15)$$

此式即为基兹布尔格临界桩距计算公式。

3 基兹布尔格算法的改进

本人认为, 基兹布尔格算法存在三点不足。一是该计算公式未反映出桩截面宽度与临界桩距的关系。经验表明, 在一定范围内, 桩宽越大, 临界桩距越大。因此, 基兹布尔格算法不考虑桩宽的影响, 将一个典型的桩土共同作用问题割裂开来, 这是明显的不足。另两点不足如下:

基兹布尔格在推导式 (10) 时, 做出如下假定: 滑坡推力一半直接作用构件上, 一般由承载拱承受。原因是要考虑抗滑桩的占空系数, 基兹布尔格认为其等于 0.5, 因此对滑坡推力进行平均分配。本人认为, 这是不合理的。虽然由于荷载扩散作用而使桩的作用宽度 (也称计算宽度) 大于实际宽度, 但其影响是有限的, 文献[3]、[6]认为, 桩作用宽度约增大至 $(B+1)$ 米 (方形桩) 或 $0.9 (B+1)$ 米 (圆形桩), 因此, 不能过分夸大其作用。再者, 增大的部分桩宽还必须提供部分拱脚空间, 故人为假定抗滑桩的占空系数为 0.5 是缺乏足够说服力的。本人认为, 抗滑桩的占空系数应按其实际占空率确定, 因而抗滑桩和承载拱所分担的滑坡推力可根据其承载面积按正比例分配, 即桩分担 (B/b) , 承载土拱分担 $(b-B)/b$ 。这样, 桩宽的影响在临界桩距计算公式中得以体现。

在推导式(10)时,基兹布尔格还作了如下假定:支挡结构后面的滑坡推力每延米平均变化 $0.1E_{on}$,并由此得到作用于 K_2Kmm_1 上的滑坡推力,即式(11)。这项假定现已无必要。当前规范^[7]已采用力的传递系数来进行滑坡推力计算,作用在土体 K_2Kmm_1 滑体上的不平衡力即等于 mm_1 面上的剩余下滑力,即 E_{on} ,因此,无需再假定计算,直接以 mm_1 面上的剩余下滑力 E_{on} 计算即可。

根据上述修正对(11)~(15)进行重新推导。

作用在 K_2Kmm_1 上的滑坡总推力为

$$E = E_{on} \cdot VL = E_{on} \cdot \frac{L-B}{L} \cdot L = (L-B)E_{on} \quad (16)$$

沿 K_2Kmm_1 剪切面的抗剪强度为

$$S = E_{onH} \operatorname{tg} \varphi_{cp} + 0.75c_{cp} h_{cp} f \cos \alpha \quad (17)$$

式中 E_{onH} 为滑坡推力在剪切面上的法向分力:

$$E_{onH} = \xi \cdot \frac{E_{on}(L-B)}{2} = \frac{1}{4\xi} \frac{E_{on}(L-B)}{2} = \frac{E_{on}(L-B)}{8\xi} \quad (18)$$

$$\text{则} \quad S = \frac{1}{4\xi} (L-B)E_{on} \operatorname{tg} \varphi_{cp} + 0.75c_{cp} h_{cp} \xi L \cos \alpha \quad (19)$$

$$\text{临界间距} \quad L = \frac{2\xi BE_{on} - BE_{on} \operatorname{tg} \varphi_{cp}}{2\xi E_{on} - E_{on} \operatorname{tg} \varphi_{cp} - 3\xi^2 c_{cp} h_{cp} \cos \alpha} \quad (20)$$

式(20)即为改进后的临界间距计算公式,公式中包含了滑坡推力、滑体性质、桩截面形状和尺寸等参数,综合反映了它们对抗滑桩临界间距的影响,与(15)式相比,更为全面。下面举例说明其合理性。

4 算例(取文献[8]中的算例)

已知某一滑坡在进行下滑力计算时,共分为5段,桩位在第四断处,参见图4。桩断面为 $2.5 \times 2.5\text{m}^2$, $\lambda=0.5$, $P_2=74\text{T/m}$, $C_0=1.5\text{T/m}^2$, $\delta=20^\circ$, $h_1=7.5\text{m}$, $r_1=1.9\text{T/m}^3$, $\phi=1$, (即不考虑土拱影响), $\xi=0.8$, 各段计算量见表1。

表1 滑坡剖面各段计算参数

分段	P (T/m)	S (m)	A (T/m ²)	f	λ
1	47.5	11.5	4.122	0.425	0.5
2	353.1	59	5.181	0.360	0.5
3	480.1	41	3.093	0.360	0.5
4	423.1	19.5	-2.923	0.315	0.5

4.1 按本文算法解

解:由式(8),得:

$$\xi = \frac{E_{on} + \sqrt{E_{on}^2 - 2E_{on} h_{cp} \cdot c \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cp}}}{4h_{cp} \cdot c_{cp}}$$

$$= \frac{423.1 + \sqrt{423.1^2 - 2 \times 423.1 \times 7.5 \times 17.3 \times \operatorname{tg} 17.58^\circ}}{4 \times 7.5 \times 17.3}$$

$$= 1.547$$

由式(20),得

$$L = \frac{2\zeta BE_{on} - BE_{on}tg\varphi_{cp}}{2\zeta E_{on} - E_{on}tg\varphi_{cp} - 3\zeta^2 c_{cp} h_{cp} \cos\alpha}$$

$$= \frac{2 \times 1.547 \times 2.5 \times 423.1 - 2.5 \times 423.1 \times tg17.58^\circ}{2 \times 1.547 \times 423.1 - 423.1 \times tg17.58^\circ - 3 \times 1.547^2 \times 17.3 \times 7.5 \times 1}$$

$$= 11.54(m)$$

4.2 与其他算法比较

采用同样的算例分别用当前几种常用算法进行计算，结果列于见表 2:

表 2 各算法计算结果对照表

计算方法		基兹布尔格算法	兰铁院算法	陈立新算法	本文改进算法	潘家铮算法	桩身强度算法 C ₂₅
计算结果	编号	①	②	③	④	⑤	⑥
计算结果	桩中心距(m)	3.33	4.43	7.11	11.54	17.20	24.37
	桩间净距(m)	0.83	1.93	4.66	9.04	14.70	21.87

从表 2 可以看出，对于截面为 2.5m×2.5m 的抗滑桩，在 423.1KN/m 推力作用下，其临界间距采用 ⑤⑥两种方法所得结果比较大，算法①②③所得结果则比较小，显得保守，特别是算法①，结果显得不合理（已排除计算原因），作者认为是其对桩后滑坡推力分布的不合理假定所造成；算法④，即本文的改进算法，所得结果比较适中，与工程实践取值较为接近，因而可以说具有一定的客观合理性，对工程实践有一定的指导意义。

5 结语

本文通过对临界桩距基兹布尔格算法的假定的修正，重新推导了临界桩距的计算公式，新公式综合反映了临界桩距与桩宽、滑体性质以及滑坡推力的关系，使临界桩距的确定的更为全面，并得以量化。算例对比表明，改进后的基兹布尔格算法更为切近工程实际，对抗滑桩设计具有一定的指导意义。

参考文献:

[1] 常保平. 抗滑桩的桩间土拱和临界桩距问题探讨: 滑坡文集(第三集) [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1998

[2] 王恭先. 《抗滑支挡结构》一书的评价: 滑坡文集(第四集) [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1984

[3] 交通部第二公路勘测设计院. 公路设计手册——路基[M]. 北京: 人民交通出版社, 1997, 231-291

[4] 铁道部第二勘测设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983

[5] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定与滑坡分析[M]. 北京: 水利出版社, 1980, 184-187

[6] 林宗元. 岩土工程勘察设计手册[M]. 辽宁: 辽宁科学技术出版社, 1996, 1730

[7] 建设部综合勘察研究设计院主编. 岩土工程勘察设计规范(GB50021-94) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993

[8] 陈立新, 王士川. 抗滑桩间距的下限解[J]. 工业建筑, 1997 (IV), 29-34

桩的竖向承载性状试验研究

陈国良¹, 程洪阵, 周 政, 蒋 斌

(解放军理工大学力学教研室, 南京 210007)

摘 要: 本文通过单桩竖向承载力静载试验和桩身轴力测试, 分析了大直径嵌岩灌注桩在竖向荷载作用下, 桩身轴力传递规律及桩侧摩阻力发挥性状。最后对单桩极限承载力的进行了分析。

关键词: 灌注桩; 静载试验; 桩身轴力; 侧摩阻力; 极限承载力。

1 引言

尽管大直径嵌岩灌注桩桩端置于中风化或微风化基岩上, 但在竖向荷载作用下, 由于桩身的压缩变形和基岩的向下位移, 使桩侧与土发生相对位移, 从而产生侧摩阻力, 并且其承担的竖向荷载占总荷载的很大比例。本文通过现场单桩承载力静载试验, 同时进行桩身轴力测试, 测出桩不同截面上的轴力, 分析桩身轴力传递规律及桩侧摩阻力的发挥性状。

2 工程概况

南京某小高层住宅采用桩基基础, 桩型为人工挖孔灌注桩, 钢筋混凝土护壁, 桩径为1.0m, 扩大头为倒梯形, 底直径为1.4m, 护壁外径为1.35m, 持力层为中风化基岩④-2层, 基岩承载力为4000KPa, 入中风化岩深度约0.6m, 设计单桩极限承载力为8000KN。场地各层土层的物理力学指标见表1

表 1 试验场地土层物理力学指标

层次	土层描述	W %	γ KN/m ³	e	I_p	I_L	E_{s1-2} MPa	f_K KPa	q_{sk} KPa	q_{pK} KPa
①-1	杂填土:	29.5	19.4	0.819	13.1	0.63	4.07			
①-2	素填土: 很湿, 软可塑	27.3	19.7	0.765	12.9	0.46	5.08		22	
②-1	粉质粘土: 很湿, 可塑	26.9	20.0	0.730	12.9	0.39	5.92	220	62	
②-2	粉质粘土: 湿, 硬塑为主	24.9	20.1	0.684	12.0	0.25	6.84	250	76	
③	风化残积土: 湿, 硬塑	24.3	20.3	0.665	11.6	0.29	6.45	160	66	
④-1	强风化泥质粉砂岩-粉细砂岩							750	70	2500
④-2	中风化泥质粉砂岩-粉细砂岩							4000	700	8000

3 试验方案

单桩竖向承载力静载试验按《建筑桩基技术规范》(JG94-94)中有关规定执行, 采用堆载反压法。桩身轴力测试与单桩竖向承载力静载试验同时进行, 选定静载试验桩号, 在下钢筋笼前, 在钢筋笼不同部位的主筋上搭焊安装钢弦式钢筋应力计, 测出不同荷载作用下的频率值, 从而得出桩身各截面的轴力和桩侧摩阻力, 并且计算出桩不同截面处的侧摩阻力与桩土相对位移的关系。应力计的埋设截面位置在不同土层的交接处, 每截面轴对称地安装二只应力计, 并在桩顶截面附近埋设一组应力计用作标定截面。应力计分布示意图和地层柱状图见图1和图2。

4 试验数据计算

4.1 竖向承载力静载试验

作者简介: 陈国良(1964.1), 男, 江苏武进人, 硕士, 讲师, 从事力学教学和桩基工程检测及研究工作。