

ISSN1000-4750

《工程力学》增刊 CODEN GOLIEB

CN11-2595/O₃

第五屆 全國結構工程學術會議 論文集

第三卷

PROCEEDINGS OF THE FIFTH NATIONAL CONFERENCE ON
STRUCTURAL ENGINEERING
Vol.3

ISSN 1000-4750



中國 海南
HAINAN, CHINA

11.25 ~ 12.02, 1996

ISSN1000-4750
《工程力学》增刊 CODEN GOLIEB
CN11-2595/O₃

工程力学

ENGINEERING MECHANICS

增刊
1996

中国力学学会主办
中国力学学会《工程力学》期刊社
清华大学出版社

CODEN GOLIEB 为美国国际刊名代码中心授予的国际刊名代码

第三卷目录

五、钢结构、桥梁、水工与地下结构

刘招伟 马英明 王梦恕	广州地铁公园前车站换乘节点受力分析与试验研究 ..001
刘绍璋 刘 刚 王国周	弹性力学方法在地下钢管和外围混凝土结构 应力分析中的应用007
李朝弟 刘信声 刘 越	岩土类材料软化与结构的承载分析013
李国强 沈祖炎	双向水平地震下钢结构柱的强度和整体稳定验算016
张富德 张明丽 刘光廷	用位移间断边界元法分析碾压混凝土坝压剪裂缝 的稳定性021
郭宏磊 蒋永生 黄 丽 丁大钧	桩—厚筏基础共同作用的分析及其应用026
蔡中民 武 军	边坡稳定性分析032
赵金城	钢结构抗火性能研究中的若干问题041
杨骊先 孙炳楠 叶 尹	高压输电线路柔性腹杆铁塔的计算分析046
陈以一 沈祖炎 虞晓华	大直径钢管节点极限承载力的试验及分析051
杨绿峰 秦 荣 李桂青	箱型梁桥分析的样条子域法056
郭宏磊 蒋永生 黄 丽 丁大钧	一种锚具在构件体内的锚固区受力性能的研究061
刘渐吉 何保康 永毓栋 郝际平	冷弯薄壁C形货架柱承载力分析及其孔的处理065
李效泉 阎红梅	黄河小浪底3号明流洞结构设计070
陈世鸣	钢—砼连续组合梁桥的局部失稳研究074
刘利民 蔡宏英 张建新 杨春林	水平—轴向荷载联合作用下灌注桩设计方法的研究 ..079
汪在芹 王 燕 林 洁	丹江口大坝混凝土水泥石—集料界面结构研究084
吕培印 张业民	钢轨桩的工程问题及计算方法090
侍克斌 肖焕雄 胡 颖 李本强	考虑垫层减压效果后过水土石围堰下游坡 砼楔形护板的稳定分析095
周顺华 方卫民 唐秋生	上海软土地层的一些力学特性101
杨秀娟 岳伯谦 刘仁君 曾流芳	砂岩油层孔隙压力对套管损坏的影响规律105
吉小明 赵中旺	隧道施工监测和信息反馈中的模型识别方法110
胡卫兵 胡 列	桥梁颤振数字仿真分析115
梁兴复 崔进光 张志刚 曲庆璋	桥梁新型墩帽的强度刚度研究120
李运光 周建宾 李长秀	钢管混凝土在桥梁墩台基础中的应用123
罗否春 吴培关 邵剑飞	加筋土垂直边坡的临界高度127
周剑波 刘礼华 段克让 王忠建	重力坝坝内厂房周边混凝土的应力分析131
付树红	超级桩基承载力检测PDB在工程中的应用135
陈道政 吴 伟 倪兴强	

丁训荣 李忠叶 张昌春 李祥葆	变截面直杆轴向拉压时的剪应力	138
陈有亮	虎门大桥东锚碇重力锚及基岩的稳定性	142
雷庆关 王杏英	塔桅结构圆柱壳基础的工程实践	149
保长汉	节理岩体的自适应不连续位移法	154
时蓓玲 杨林德 曹正康 方世敏	基坑开挖过程中的土体流变性与变形预测	159
柯昌松	淤泥质冻粘土挡墙的设计方法	164
王 杰 陈兰云	钻孔灌注桩承载力分析	168
王 杰 陈兰云	振动沉管灌注桩若干问题探讨	175
乔建东 盛兴旺	桥墩、桩基的整体优化	180
张尚根 刘新宇	桩基大吨位静载荷试验中堆载对桩顶位移的影响分析	185
王松涛 李永梅 张述良 赵 均		
陈向东	刚度变异对桩土一杆系结构动力相互作用的影响	188
李永梅 陈向东 王松涛 魏 钢	考虑节点剪切变形及二阶效应的桩土	
赵 均	一结构的地震反应	193
赵抚民	单桩承载力取值支持系统的原型开发研究	198
赵抚民	钻孔灌注桩弹性刚度的相似性	203
张尚根 郑必勇	利用试桩资料优化反分析桩的荷载传递函数	208
曹正康	饱和软土中的抗浮锚杆	212
吴定俊 顾 萍 马坤全	提速对44m半穿式钢桁梁桥动力影响分析	217
范 重 谭京京 陈富生	结构改造工程中的基础加固技术	222
管德清	一种预估焊接节点疲劳裂纹形成寿命的方法	228
耿鸿川 姚根洪 胡小明	拱型结构在深基坑围护工程中的应用	233
高秀理 马稚青	基坑围护结构计算方法探讨	238
汪贵平 陶兆生 高秀理	地下连续墙复合圆形结构的计算分析	244
刘瑞钾 崔双立 张大鹏	修补高楼挖孔桩缺陷的新技术	250
项贻强 朱聘儒	觅渡桥承载能力的分析与荷载试验研究	255
项贻强 李小强	简支超静定梯形斜梁桥变形的分析计算及其参数研究	260
王 旭 于志强 刘成宇	桩底压密灌浆提高钻孔灌注桩轴向承载力的机理研究	266
张祥东 刘德华 程光均 胡明刚	武汉《中百商贸城》工程深基础围护结构	
	支撑设计研究	271
陈偕民 刘 青	考虑非线性效应的斜拉桥静力分析和自振特性分析 ..	276
朱轶韵 杨菊生 郝 鹏 张 宏	坝内非对称布置大孔口应力分布特性研究	281
石 晶 黄安录	坝后式水电站厂坝受力特性研究	286
黄安录 石 晶	预应力闸墩结构的有限元分析研究	291
冯忠居	沟埋式大型钢筋混凝土蛋型管道土压力的研究	296
熊德炎 龚国芝	重力坝浅埋式压力管道结构型式研究	301
秦 鸣 徐海燕	边坡稳定计算中最危险滑动圆弧圆心的优化方法	306

王广国 杜明芳 侯学渊	深基坑开挖的大变形有限元分析	311
宋一乐 李正农 孟吉复 龚义斌	百色水利枢纽第二级升船机前筒柱部分 三维有限元静、动力分析	316
李正农 宋一乐 孟吉复 余 震 龚义斌 赖耀祺 张勋铭	百色水利枢纽通航建筑物升船机上闸首部分静、 动力有限元分析	320
石春霞 刘茂社 章继光	高压闸门止水橡皮蠕变特性试验研究	325
管顺清 石春霞 刘茂社	拉压不同模量弹性大变形有限元在 水工闸门橡皮止水中的应用	329
葛玉梅 袁向荣	轨道不平顺对桁架桥动态响应的影响	333
陈 淮 王荣辉 曾庆元	大跨度装配式 I 型梁桥横向车振研究	338
张宗尧 孙文俊 唐燮黎	高桩板梁码头改进单元的空间计算研究	343
周志祥 封智勇 王世良	PFRC梁及其在民生桥的应用	346
杜明芳 王广国 苗兴城	压密注浆机理研究及效果检验分析	352
陈德威 施养杭	面板堆石坝混凝土面板的温度及徐变应力分析	357
张 鑫 盛光复 孙剑平 赵黎明 周永迪	一起深基坑支护事故分析	363
邱小佩 梁灿华 李奇逊	复合注浆法处理缺陷性砂桩基础	367
张俊平 刘炎海	铁路桥梁横向振动控制—隔振的研究	371
顾冲时 吴中如 蔡 新	拱坝动态空间位移场的混合模型研究	376
蔡 新 何暑庭 王纪海 程 欢	重力坝抗震软设计	381
李长实	人工挖孔桩的护壁设计和工程实践	386
杨林德 徐日庆	基坑开挖力学响应和预报参数的边界效应	390
朱合华 杨林德 陈清军 桥本正	盾构隧道管片接头衬砌系统的两种受力设计模型	395
余 岭 吴杰芳	高拱坝泄洪诱发坝体振动试验研究	400
段兵廷	深基坑主动支护的原理	405
吉桂梅 张 宏	无梁斜板桥的理论分析与实验研究	410
蒋斌松 毕卫国	开挖倾斜煤层引起的地表移动解析	415
俞建荣 陈荣生 肖益民 徐道远	碾压砼路面热胀稳定性分析	421
李本强 史震古 潘 华 王思仁	施工导流系统动态模糊风险分析	426
范 重	多层空腹梁钢框架结构设计	430
杨庆山 沈世钊	悬索结构抗风设计的基础研究	436
叶清华	进口重型精密机械加工设备地基基础的分析研究	441
赵黎明 王 斌 王希建 曲 玲	某商业中心深基坑支护方案选择及技术措施	445
吴世红 崔 岩 郭肃清	地下结构是结构工程的重要领域	450
冯遗兴 郭始光 冯康曾	动力排水固结法加固某工程软土地基	456
陈奕柏	锤击波动法测定人工挖孔灌注桩质量的技术探讨	460

六、高层与壳体

刘锡良	大跨度开合空间钢结构	464
王启文 吴健生	膜结构研究综述	468
丁皓江 郭乙木 杨庆大 陈伟球	中空压电圆柱体的自由振动	475
包世华 王建东	大底盘大孔口高层建筑结构的振动计算和动力特性 ..	481
包世华 龚耀清	筒体结构考虑地基变形时的计算	488
肖志斌	板锥网架结构的理论分析与试验研究	492
刘锡良 朱海涛	一种新型空间结构—折叠结构体系	497
高瑞霞 刘 铮 吴敏哲	钢管砼组合网架非线性分析	501
王启文 吴健生	膜结构模型的制作与静力试验研究	506
颜明忠 王肇民	桅杆结构弹性支座梁单元动力计算	513
韩庆华 刘兴业	四分之三球体穹顶单层网壳的性能分析	518
尹 越 刘兴业 刘锡良	大跨空间网壳结构稳定分析	523
王建东 包世华	大底盘大孔口高层建筑结构的受力分析	527
王全凤	钢筋混凝土剪力墙非线性性能的数值分析	532
丁圣果 李绮文	高层建筑水平加强层作用的初探	537
刘郁馨 吕志涛 袁发顺	多高层砼悬挂建筑结构体系及受力性质	542
董保利	地质力学在煤田地质的应用	547
陈家瑾	用双剪应力屈服准则计算壳体的极限载荷	550
刘圣龙	蛋形消化池旋转薄壳结构研究与应用	555
原丰亭 赵黎明 李树昌	某大学报告厅网壳设计	560
吴晓涵 吕西林	剪力墙结构非线性有限元时程分析	565
李海旺 肖毓恺 李铁英	焊接空心球节点钢管杆系结构杆件计算长度系数 的研究	570
高博青	柱面网壳结构动力性能分析	575
干 钢 王平山	高层建筑设置刚性转换层后的结构分析	581
胡启平 史三元	变刚度框—剪结构的自振特性分析	585
罗尧治	海口制药厂屋盖网架设计	589
袁润卫	海南金马广场深基坑支护工程	594
王选民 徐之恂	考虑法、切向反力的弹性地基薄壳单元	599
杨志勇 王廷该 李孝珏	高层筒体结构的自由振动浅论	604
孙增寿 李 杰 陈 隽	高层建筑安全性检测方法及其实验研究	608
聂国华	受横向冲击波作用的圆柱壳动态响应的分析与计算 ..	613
韦鹏生	含断层剪力墙的框—剪结构分析——(I) 工程实例分析	619
夏友明 许 萍	天山双基墓室双曲扁壳屋盖结构设计	625
朱 砂 江见鲸	计算形函数有限条在剪力墙分析中的应用	630

李创第 李桂青 黄任常	高层建筑玻璃幕墙在随机地震荷载作用下的 动力反应和可靠性分析	635
袁发顺 刘郁馨	隔层悬挂楼盖结构新体系及其数值分析	639
范穗阳 龚海杰	框一剪结构在水平荷载作用下计算方法的研究	645
蔡 晶 王文涛	高层建筑结构的抗震优化设计	652
刘文锋 胡海涛	高层建筑剪力墙结构阻尼优化控制的解析法	657
陈 璞 梁 俊	高层建筑结构分析程序的新策略	663
张 鑫 张 凯 牟宏博 周永迪	土钉技术在高层建筑深基坑支护中的应用	669
赵宪忠 顾祥林 沈祖炎	高层建筑混凝土结构施工误差分析	674

广州地铁公园前车站换乘节点 受力分析与试验研究

刘招伟

(隧道工程局, 洛阳471009)

马英明

(广州地铁总公司, 广州510010)

王梦恕

(隧道工程局, 洛阳471009)

摘要: 本文简述了目前中国最大的地铁立交车站换乘节点盖挖半逆作法施工的技术难点及对策; 运用有限元法对施工过程中最不利工况条件进行了力学分析; 对梁(板)、柱结点的抗剪性能作了静力、动力和疲劳模型试验。结果表明: 换乘节点采用盖挖半逆作法施工是可行的、设计的结点构造形式满足抗剪要求、试验结果对后续工程具有指导意义。

关键词: 换乘节点、力学分析、模型试验

一、概述

公园前车站是广州地铁一号线和二号线的立交换乘站, 换乘节点为三层钢筋混凝土框架结构。一号线长84m、宽33.8m, 与一号线同步施工的二号线长57.8m, 结构顶板埋深2.0m, 二号线底板埋深22m。地层自上而下依次为杂填土、冲积层、残积层、下伏基岩为白垩系上统红色碎屑岩。采用盖挖半逆作法施工, 以厚度为800mm的钢筋混凝土连续墙(二号线端头为人工挖孔桩)作围护结构, 主体结构参数为: 结构边墙钢筋混凝土厚400mm、顶板钢筋混凝土厚800mm、中层钢筋混凝土板厚400mm、钢管混凝土柱直径800mm、一号线与二号线钢筋混凝土底板厚分别为800mm、1000mm。运营期间, 一号线的列车将在二号线的中层板上通过, 因此, 确保施工过程中各工况条件下结构, 尤其是围护结构的安全稳定性; 选择合理的结点构造形式, 保证梁(板)、柱结点的静、动承载能力是设计施工中首先要考虑的问题, 为此, 施工单位在投标过程中经过认真分析、比选, 采取了相应的技术对策, 中标后又加以完善, 并和业主联合北方交通大学进行了力学分析和结点抗剪性能模型试验。

二、换乘节点的技术难题与对策

换乘节点位于中山五路与起义路的十字交叉路口, 为了尽量减少对地面交通的干扰, 选择了盖挖半逆作法施工, 施工程序为: (1) 施作围护结构——地下连续墙(二号线端头为人工挖孔桩)及钢管

混凝土柱; (2) 施作钢筋混凝土顶板、回填土后恢复地面临时交通; (3) 向下开挖至中层板位置并施作中层板; (4) 向下开挖至底板位置并施作底板; (5) 向上顺作钢筋混凝土侧墙及一线站台层板。施工难度很大, 综合分析后认为主要有三大技术难点。

(一) 中层板施作后, 一直向下开挖至底板位置时, 围护结构——地下连续墙(人工挖孔桩)从中层板到底板之间13.7m高度上没有横向支撑, 其施工引起的侧向位移能否满足设计提出的小于20mm的要求, 安全稳定性如何? 有待检算与实测。

(二) 施作顶板后, 在上方回填土, 恢复路面临时交通时, 钢管混凝土柱没有梁(板)联结, 又不设临时支点, 柱的自由长度可达20m左右, 钢管混凝土柱是否会压屈失稳? 有待检算与实测。

(三) 运营期间, 由于一号线的列车将在二号线上的中层板(一号线站台层)上通过, 此时, 梁(板)、柱的结点不仅要承受人群、设备、结构自重等产生的静载作用, 还要承受列车动载的作用。而逆作法施工时, 梁(板)、柱结点无法整体浇注, 而是先作好钢筋混凝土柱, 然后再浇注梁(板), 因此, 选择合理的梁(板)、结点构造形式, 明确内力传递途径非常重要。目前, 设计中通常采用宽体连续梁或两肢连续梁(包在柱外侧或两侧)来承受弯矩, 关键是如何有效地将梁(板)的剪力传给钢管和钢管内的核心混凝土。就剪力传递途径而言, 结点有四种形式: 一种是在结点的钢管中设有穿心钢板, 将梁(板)的竖向剪力直接传递给钢管内的核心混凝土; 另一种则不设穿心钢板, 梁(板)的竖向剪力仅通过钢管壁与钢管内的核心混凝土界面的粘结摩擦力来传递; 第三种是在结点的钢管上设有环形隔板, 由环形隔板的局部承压向钢管内的核心混凝土传递剪力, 以弥补界面粘结摩擦力的不足, 还有一种是在结点处改变钢管柱的直径, 这样梁(板)的剪力就可以直接传递到变直径部位的顶部核心混凝土上。结合公园前站的特点, 设计了两种结点形式: 一般结点为第三种形式的结点, 即采用16Mn钢, 板厚16mm卷制焊接的钢套箍与钢管柱用高强度螺栓M20(10.9级)栓结后, 在钢套箍上再焊接钢板、钢牛腿、缀板等构件与梁(板)连接; 一线站台层梁(板)与钢管柱结点, 考虑到一线列车动载的作用, 采用了第四种形式的结点, 即钢管柱在结点处由 $\phi 700\text{mm}$ 增大到 $\phi 800\text{mm}$, $\phi 700\text{mm}$ 钢管混凝土柱与 $\phi 800\text{mm}$ 钢管混凝土柱采用16Mn钢法兰盘栓接, 法兰盘与钢管仍用高强度螺栓栓接。见图1。结点形式是否合理, 除进行理论检算外, 还有待抗剪性能模型试验验证。

三、换乘节点结构力学分析

经过综合分析判断后认为, 换乘节点盖挖半逆作法施工, 最不利工况及需检算的内容为:

(1) 顶板做好后, 覆土1.0m, 恢复路面临时通行 —10时, 钢管混凝土柱的压屈稳定性;

(2) 中层板做好后, 向下一直开挖至二线底板位置时, 围护结构变位、顶板、中层板挠度及弯矩是否满足要求, 结构的安全稳定性。

(一) 计算模式及方法

由于节点部分为三层钢筋混凝土框架, 结构复杂, 无法分解为平面问题, 因而决定利用Supersap91结构分析程序进行三维空间分析, 计算简图见图2及图3, 分析时考虑了以下主要荷载:

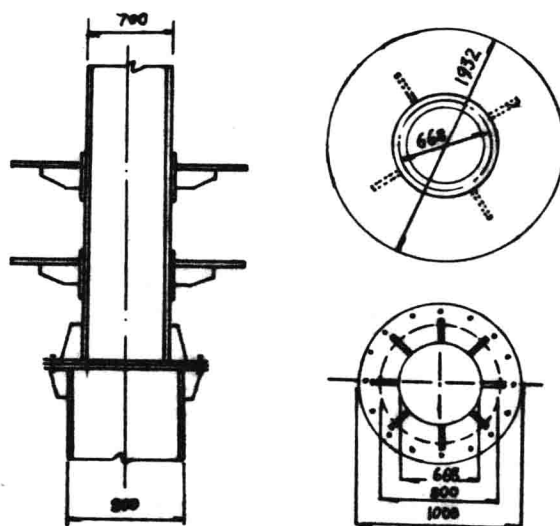


图1. 结点构造图

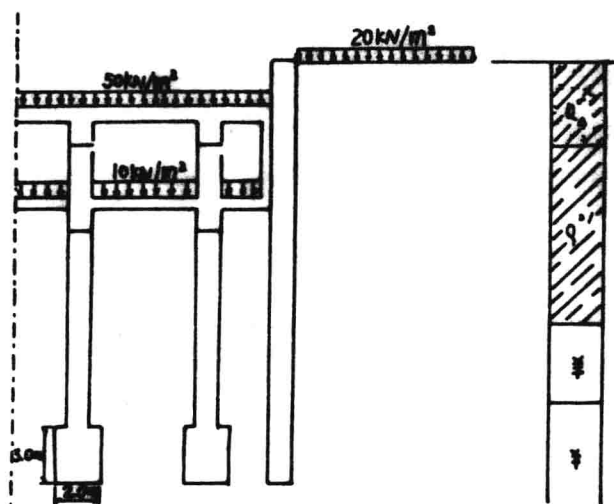


图2. 节点计算简图

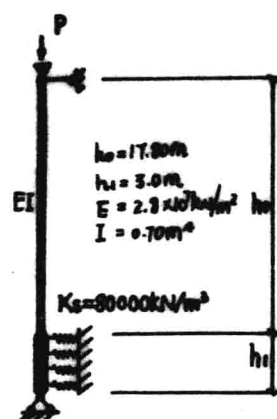


图3. 钢管柱压屈稳定计算简图

- 1、侧向土压力: 根据水土合算原则按静止土压力计算;
- 2、顶板上荷载: 按顶板做好后覆土1.0m, 通行汽-10, 施工时堆土(料)等, 共计 50KN/m^2 ;
- 3、中层板上荷载: 考虑施工设备荷载 10KN/m^2 ;
- 4、出于安全, 考虑侧边地表超载 20KN/m^2 ;

(二) 计算结果与评价:

1、顶板做好后, 通过汽-10时, 钢管混凝土柱的轴力最大, 最大值为 10830KN , 而根据稳定性分析推算, 钢管混凝土柱的最大允许抗压荷载<临界荷载>为 23300KN , 因此, 钢管混凝土柱在施工过程中是稳定的;

2、中层板做好后, 向下一直到挖到二线底板位置时, 围护结构——地下连续墙的最大侧向位移为 14.947mm (沿一线方向) 小于设计规定的 20mm , 顶板最大挠度 7.856mm , 中层板最大挠度 8.028mm , 均小于规范允许值, 结构内力(主要为弯矩)最大值为 $3174\text{KN}\cdot\text{m}$, 为有柱截面顶板及纵梁共同承担, 顶板跨中最大弯矩为 $263\text{KN}\cdot\text{m}$, 中层板跨中最大弯矩为 $94\text{KN}\cdot\text{m}$, 钢筋最大应力 180.9MPa , 混凝土压应力 4.586MPa , 均小于设计值, 说明施工过程中结构是安全的。

三、梁(板)、柱结点抗剪性能模型试验:

为证实梁(板)、柱结点设计的可靠性, 除进行理论检算外, 还进行了1:5 静力模型试验和1:2的动力和疲劳模型试验。

(一) 原理及方法:

根据几何相似原理, 选择与原形基本相同的材料, 按1:5的几何比例制作静力模型试件, 按1:2的几何比例制作动力和疲劳模型试件。静力试验方法见图4, 柱压 P 和剪力 Q 均采用 600KN 液压千斤顶施压; 动力和疲劳试验方法见图5, 采用100吨万能疲劳试验机加载。两种试验均采用位移传感器测量结构的变位, 压力传感器测量荷载压力。

(二) 加载方案:

1、静载试验钢管混凝土柱柱顶轴压的确定:

为了满足现场施工简单的要求, 采用一次覆土 2m , 按汽-20荷载进行试验。荷载确定如下:

- (1) 覆土重: $q_1 = 2.0\text{m} \times 20\text{KN/m} = 40\text{KN/m}^2$
- (2) 顶板自重: $q_2 = 0.8\text{m} \times 25\text{KN/m} = 20\text{KN/m}^2$
- (3) 汽车活载: 按超汽-20计, 并行考虑, 汽车活载为: $q_3 = 10.6\text{KN/m}^2$
- (4) 地下一层柱自重: $Q_4 = 48.1\text{KN}$
- (5) 二层楼板自重: $q_5 = 0.4\text{m} \times 25\text{KN/m} = 10\text{KN/m}^2$

(6) 二层楼板人群荷载按 $q_0=4.0\text{KN/m}^2$

每根柱所承担的面积, 柱距 8.35m $A=8\text{m}\times 8.35\text{m}=66.8\text{m}^2$ 合计, 每根柱轴压 $P=A\cdot(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)+Q_4=5699.4\text{KN}$, 荷载相似比为 $1:25$, 所以静力试验轴压为 $P=5699.4/25=227.9\text{KN}$, 采用分级加载, 每级荷载 100KN , 分不加轴压和加轴压两种情况, 每种情况作两个加载循环, 最后在加轴压的情况下分级加载直至破坏, 试验加载顺序与时间关系见图6;

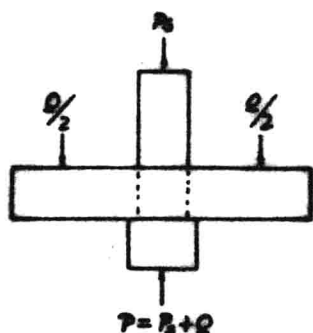


图4 静力试验示意图

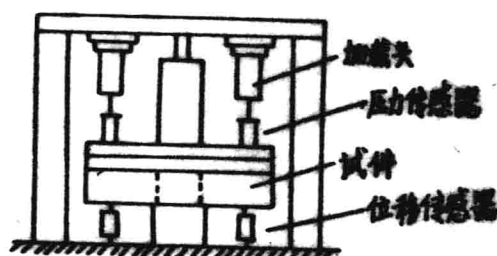


图5 动力和疲劳试验示意图

2、动力、疲劳、试验荷载的确定:

根据列车—轨道—结构系统相互作用模型, 按照实际结构参数和地铁列车参数, 计算出列车通过时作用在每一个钢管混凝土柱上的动力循环荷载峰—峰值为 500KN 考虑 1.5 倍安全系数, 则循环设计荷载为 750KN 。荷载相似比为 $1:4$, 所以动力、疲劳试验计算荷载峰—峰值为 $750/4=187.5\text{KN}$, 取 190KN 。为了保持构件的稳定并尽可能模拟结构的实际受力状态, 对试件加 267KN 的静载, 则试验循环荷载的最大值为 $Q_{\max}=267+190/2=362\text{KN}$, 最小值为 $267-190/2=172\text{KN}$, 疲劳试验荷载循环次数为 2000.000 次, 循环速度为 5HZ , 加载步骤见图7。



图6 静力试验加载图



图7 动力和疲劳试验加载图

(三) 试验结果与评价:

1、法兰盘上部的钢管混凝土柱的钢管和核心混凝土之间没有摩擦力, 结构不可能由法兰盘上部的钢管混凝土柱的钢管和核心混凝土之间的摩擦力传递剪力, 结构抗剪由法兰盘和法兰盘下部钢管混凝土柱的局部承压承担;

2、当施加剪力780KN作静载试验, 纵梁受弯破坏时, 结点仍处于弹性工作阶段, 而设计荷载为186.46KN, 因此, 这种构造形式的结点, 其抗剪能力至少为设计抗剪能力的4倍, 说明柱与梁(板)的联结方式是可行的;

3、列车动力循环荷载对结构抗剪影响不大;

4、一次覆土2m按汽-20荷载通行是可行和安全的;

五、结 束 语

从力学分析和模型试验的结果来看, 公园前车站换乘节点采用盖挖半逆作法施工是可行的, 选择的梁(板)、柱结点满足抗剪要求。由于地质条件复杂多变, 给力学分析参数的选择增加了困难, 加之模型试验加载和制作工艺与原形的差异, 也影响了试验结果的准确性, 因此, 车站施工过程中还应进行现场监测, 以验证分析和试验结果的精度, 确保施工安全。

参 考 文 献

- (1) 隧道工程局、北方交通大学、广州地铁一号线公园前车站施工方案力学分析报告<内部资料>
- (2) 北方交通大学 广州地铁公园前车站结点抗剪性能试验研究总结报告<内部资料>
- (3) 铁二院 广州地铁公园前车站施工设计图

弹性力学方法在地下钢管和外围混凝土结构应力分析中的应用

刘绍璋

刘 刚

王国周

(攀枝花大学, 四川 617000)

深圳市规划国土局

(清华大学, 北京 100084)

广东 518031

提 要 用弹性力学方法分析地下钢管和外围混凝土结构的应力和绘制应力图均得到较好的结果。算例表明, 弹性力学方法具有合理性、计算方便, 是地下钢管和外围混凝土结构应力分析的一种有效方法。

关键词 地下钢管, 混凝土结构, 弹性力学方法, 应力分析

一、引言

在水力开发工程中, 地下钢管系指水力发电引水隧洞、地下电厂压力水路等的钢板衬砌。地下钢管多埋设于岩洞内, 其管壳与周围岩石间用混凝土填充。因而不需设置镇墩、支台、伸缩接头; 亦不需考虑极端温度变化、风压和地震力等荷载的影响。一般来说, 地下钢管方式是较为经济的。

地下钢管的钢板衬砌, 设于隧洞和压力水路混凝土衬砌的内侧; 其设置范围, 视水头大小和岩体状况而定; 其内压由管壳、外围混凝土和岩体共同承担。地下钢管可能承受强大的外压, 需要防止管壳发生屈曲。

通常, 在地下钢管、外围混凝土和基岩组成复合体的设计中, 是考虑它们三者共同承受内压和外压荷载的作用。为了实现钢管、混凝土和岩石的整体性, 需要进行接触灌浆。钢管、混凝土和岩体的应力状态, 对接触灌浆布置方案、灌浆压力有较大影响。因此, 分析复合体的应力, 为接触灌浆提供可靠依据是很有必要的。在过去的文献和手册中^[1]中, 地下钢管钢板衬砌和混凝土衬砌的分析, 是假定钢板与混凝土间有一原始空隙宽度, 分别计算钢、混凝土和岩石的变形, 以确定其分担的内压。显然, 这种材料力学方法具有很大的粗略性。本文采用弹性力学方法探讨在内水压力作用下地下钢管及其外围混凝土结构的应力和绘制应力图的有关问题。

二、应力计算

1. 基本公式推导

取地下钢管横断面(图1)考虑,可视为平面应变问题。

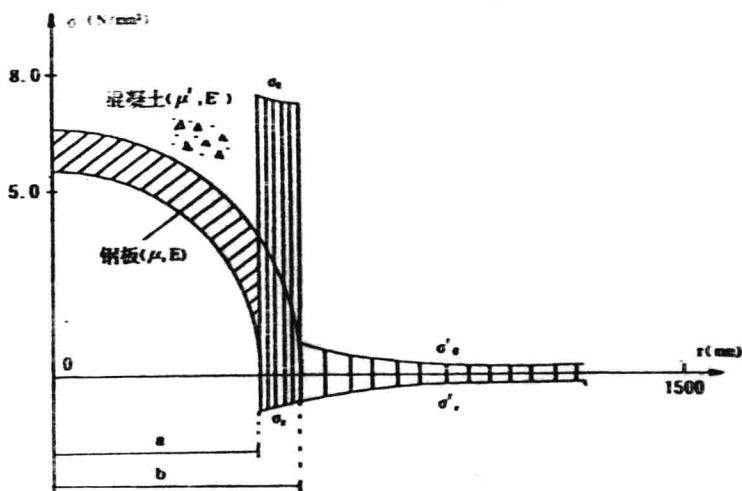
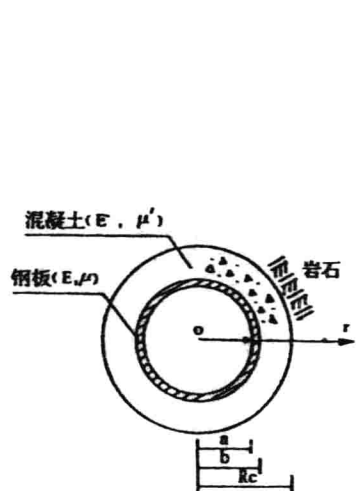


图1 地下钢管横断面

图2 σ_r 、 σ_θ 、 σ'_r 和 σ'_θ

极坐标中平面应变问题的基本方程^[2]为:

平衡方程(不计体力):

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (1)$$

几何方程:

$$\epsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \epsilon_\theta = \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta}, \gamma_{r\theta} = \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \quad (2)$$

物理方程:

$$\epsilon_r = \frac{1-\mu^2}{E} \left[\sigma_r - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_\theta \right], \epsilon_\theta = \frac{1-\mu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_r \right), \quad (3)$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{1}{G} \tau_{r\theta} = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_{r\theta}$$

用应力函数 ϕ 表示极坐标中的应力分量,可得:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2}, \sigma_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2}, \tau_{r\theta} = -\frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial \theta} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) \quad (4)$$

相容方程:

$$\left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} - \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right]^2 \phi = 0 \quad (5)$$

管壳钢板厚度 6mm, 外围混凝土衬砌厚度 600mm。因此,可近似认为地下钢管埋设于无限长柱形体中,受有均布内水压力。假定混凝土和岩石弹性模量相同。这时,应力分布是

轴对称的。现在用逆解法。假定应力函数 ϕ 只是径向坐标 r 的函数,即

$$\phi = \phi(r)$$

在这一特殊情况下,公式(4)简化为

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{d\phi}{dr}, \sigma_\theta = \frac{d^2\phi}{dr^2}, \tau_{r\theta} = \tau_{\theta r} = 0 \quad (6)$$

相容方程(5)简化为:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right)^2 \phi = 0$$

这是一个四阶常微分方程,其通解是

$$\phi = A \ln r + B r^2 \ln r + C r^2 + D \quad (7)$$

其中 A、B、C、D 是任意常数。

将(7)式代入(6)式,得应力分量

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{A}{r^2} + B(1 + 2 \ln r) + 2C \\ \sigma_\theta &= -\frac{A}{r^2} + B(3 + 2 \ln r) + 2C \\ \tau_{r\theta} &= \tau_{\theta r} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

将式(8)代入物理方程(3),可得平面应变情况与轴对称应力相对应的形变和位移。

形变分量

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= \frac{1-\mu^2}{E} \left[\left(1 + \frac{\mu}{1-\mu} \right) \frac{A}{r^2} + \left(1 + \frac{3\mu}{1-\mu} \right) B + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) B \ln r + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) C \right] \\ \epsilon_\theta &= \frac{1-\mu^2}{E} \left[- \left(1 + \frac{\mu}{1-\mu} \right) \frac{A}{r^2} + \left(3 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) B + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) B \ln r + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) C \right] \\ \gamma_{r\theta} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

位移分量

$$\left. \begin{aligned} u_r &= \frac{1-\mu^2}{E} \left[- \left(1 + \frac{\mu}{1-\mu} \right) \frac{A}{r} + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) B r (\ln r - 1) + \left(1 - \frac{3\mu}{1-\mu} \right) B r \right. \\ &\quad \left. + 2 \left(1 - \frac{\mu}{1-\mu} \right) C r \right] + I \cos \theta + K \sin \theta, \\ u_\theta &= \frac{1-\mu^2}{E} 4 B r \theta + H_r - I \sin \theta + K \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中 A、B、C、H、I、K 都是任意常数,常数 H、I、K 代表刚体位移。

位移单值条件在任何一个问题中都必须满足。在式(10)的环向位移 u_θ 表达式中, $\frac{1-\mu^2}{E} 4 B r \theta$ 一项是多值的。在钢管圆筒中,因为 (r, θ) 与 $(r, \theta + 2\pi)$ 是同一点,不可能有不同的位移。因而必须

$$B = 0 \quad (a)$$

钢板衬砌(钢管圆筒)和混凝土衬砌(无限长柱形体)具有不同的弹性常数。所以,两者应力表达式中的系数 A 和 C 不同。现在取钢板衬砌的应力表达式为

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + 2C, \sigma_\theta = -\frac{A}{r^2} + 2C \quad (b)$$

取混凝土衬砌的应力表达式为

$$\sigma'_r = \frac{A'}{r^2} + 2C', \sigma'_\theta = -\frac{A'}{r^2} + 2C' \quad (c)$$

钢管内半径为 a , 外半径为 b , 均匀内水压力为 q 。在钢板衬砌内表面, 有边界条件 $(\sigma_r)_{r=a} = -q$, 可得

$$\frac{A}{a^2} + 2C = -q \quad (d)$$

按照圣维南原理, 在远离钢板衬砌处, 应当几乎没有应力, 即 $(\sigma'_r)_{r \rightarrow \infty} = 0, (\sigma'_\theta)_{r \rightarrow \infty} = 0$, 可得

$$2C' = 0 \quad (e)$$

在钢板衬砌与混凝土衬砌接触面上, 应有 $(\sigma_r)_{r=b} = (\sigma'_r)_{r=b}$, 由式(b)和式(c)得

$$\frac{A}{b^2} + 2C = \frac{A'}{b^2} + 2C' \quad (f)$$

在钢板衬砌与混凝土衬砌接触面上应有相同的径向位移, 即 $(u_r)_{r=b} = (u'_r)_{r=b}$, 由公式(10)第一式得

$$\begin{aligned} & \frac{1-\mu^2}{E} \left[-\left(1 + \frac{\mu}{1-\mu}\right) \frac{A}{r} + 2\left(1 - \frac{\mu}{1-\mu}\right) Cr \right] + I \cos \theta + K \sin \theta = \\ & \frac{1-\mu'^2}{E'} \left[-\left(1 + \frac{\mu'}{1-\mu'}\right) \frac{A'}{r} + 2\left(1 - \frac{\mu'}{1-\mu'}\right) C'r \right] + I' \cos \theta + K' \sin \theta \end{aligned}$$

这个方程在接触面上任一点都是成立的。在 θ 取任何数值时, 方程两边的自由项必须相等, 即 $I=I', K=K'$, 经过简化并利用式(e), 于是得

$$n \left[2(1-2\mu)C - \frac{A}{b^2} \right] + \frac{A'}{b^2} = 0 \quad (g)$$

其中

$$n = \frac{E'(1+\mu)}{E(1+\mu')} \quad (11)$$

E 和 μ 是钢板衬砌的弹性常数, E' 和 μ' 是混凝土衬砌的弹性常数。

由方程(d)、(e)、(f)、(g)求出 A, C, A', C' , 然后代入式(b)及式(c), 可得钢管衬砌和混凝土衬砌应力分量表达式:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= -q \frac{[1 + (1-2\mu)n] \frac{b^2}{r^2} - (1-n)}{[1 + (1-2\mu)n] \frac{b^2}{a^2} - (1-n)} \\ \sigma_\theta &= q \frac{[1 + (1-2\mu)n] \frac{b^2}{r^2} + (1-n)}{[1 + (1-2\mu)n] \frac{b^2}{a^2} - (1-n)} \\ \sigma'_r &= -\sigma'_\theta = -q \frac{2(1-\mu)n \frac{b^2}{r^2}}{[1 + (1-2\mu)n] \frac{b^2}{a^2} - (1-n)} \end{aligned} \quad (12)$$