

广东公路勘察设计

(季刊)

2012年3月30日出版

2012年第1期
(总第145期)

内部资料 免费交流

登记证编号: 粤内登字〇第10427号

编辑委员会

主任: 李江山
副主任: 梁立农 王强
委员: 谢伟强 彭向荣 张敬沛
陈潮锐 孙向东 张修杰
王景奇 陈新富

主编: 梁立农
副主编: 王强
责任编辑: 胡浩
编 辑: 《广东公路勘察设计》编辑部

主办主管: 广东省公路勘察规划设计院
股份有限公司
出版: 广东省公路勘察规划设计院
股份有限公司
地址: 广州市沙河兴华路22号
邮政编码: 510507
电话: 020-37393172
传真: 020-37393172
E-mail: huhao2001@yahoo.com.cn

印刷单位: 广州广卫印刷厂
封面: 广贺高速公路

目 次

桥梁工程

- 变截面P.C.连续箱梁底板裂缝问题分析 王雷(1)
墩间系梁对双肢薄壁高墩连续刚构稳定性的影响 马玉全(4)
矮塔斜拉桥施工过程温度效应分析 杨建亚(7)
桥梁工程风险事态损失集成及风险排序策略研究 徐德志(11)

道路工程

- 过渡性路面结构在软土区公路工程中的实践应用 郭月芹 罗旭东 刘事莲(14)
评价路面使用性能的灰色白化权函数聚类法 陈贵(19)

隧道工程

- 公路隧道排送风系统升压模式分析研究 温玉辉(24)
杨岗一号隧道洞口浅埋偏压地段施工技术探讨 金文良 温玉辉 李国安(30)

工程勘察

- 罗阳高速公路岩溶土洞发育特征及稳定性评价 苏绍峰(35)
瑞雷面波勘探理论方法的研究及其应用 何伟兵(38)

工程经济

- 广东省高速公路连续长上、下坡段路面设计方案造价分析 陈潮锐(42)
城间交通协调发展影响因素分析 肖明(45)

计算机应用

- 关于核心交换机的适应性网络边缘研究 吕广平(49)

信息传播

- 2011年度广东省公路学会隧道工程技术交流会报道 ... (52)
《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011)宣贯培训报道 (52)
《公路工程基本建设项目投资估算编制办法》和《公路工程
估算指标》宣贯培训报道 (53)
第14届中国高速公路信息化研讨会在厦门举行 (54)
节能减排评估师岗位能力培训班报道 (54)

变截面P.C.连续箱梁底板裂缝问题分析

王雷

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:本文对变截面预应力混凝土箱梁桥中跨底板在预应力径向分力作用下可能崩裂的现象进行分析,并结合工程实例说明这种现象的力学机理,最后提出几种防治措施,为工程人员提供一些有益参考。

关键词:变截面;箱梁;径向力;底板裂缝

1 问题的提出

在桥梁维修、养护甚至施工过程中,常常会发现预应力混凝土箱梁桥的腹板及底板在不同程度上出现各种各样的裂缝,就其成因可分为:因箱梁纵向抗弯不足引起的梁桥跨中底板横向裂缝;因抗剪不足引起的梁桥支点腹板斜裂缝;因温度收缩引起的梁桥腹板竖向裂缝;跨中底板纵向裂缝等等。本文着重对变截面预应力混凝土箱梁桥在施工阶段及运营阶段,底板在预应力径向分力作用下向下崩裂的原因进行分析、论证,为工程人员提供一些有益参考。

2 底板崩裂成因分析

2.1 设计方面的原因

变截面预应力混凝土箱梁桥跨径较大时,中跨底板正弯矩钢束往往较多且吨位较大,布置密集,并靠近底板跨中位置。其底板线形在竖直平面内是具有一定幂次的抛物线,一般底板预应力钢束平行于底板布置,竖直平面线形和梁底一致,这样钢束势必有向下的径向分力,这种荷载使腹板之间的底板发生横向弯曲变形,可见其是造成底板砼向下崩裂、预应力钢束下移的内在原因。

设图1中底板钢束竖向线形的方程为:

$$y = ax^b \quad (1)$$

于是: $y' = abx^{b-1} \quad (2)$

$$y'' = ab(b-1)x^{b-2} \quad (3)$$

图中原点O为中跨底板钢束中心点,x为水平方向,y为竖直方向,a、b为钢束形状系数,q₁…q_n为钢束产生的径向力,T为钢束张力。取某一

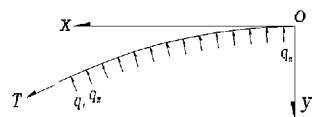


图1 钢束径向力分析示意

短梁段dL为分析对象,则可近似认为预应力钢束曲线为如图2所示的圆弧线,则:

$$\sum F_y = 0, \text{ 则:}$$

$$T \sin \theta = R q \sin \theta$$

$$\text{于是 } q = \frac{T}{R} \quad (4)$$

$$\text{其中: } R \text{ 为曲率半径, } \frac{1}{R} = \frac{|y''|}{(1+y'^2)^{3/2}} \quad (5)$$

将式(2)、式(3)代入式(5)有

$$\frac{1}{R} = \frac{ab(b-1)x^{b-2}}{[1+a^2b^2x^{2(b-1)}]^{3/2}} \quad (6)$$

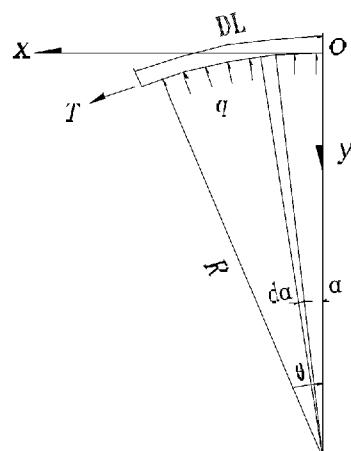


图2 微段钢束径向力分析示意

从式(4)及(6)可以看出:钢束产生径向力q与参数a、b(幂次)及距离x有直接关系,参数a与参数b、梁高、跨径有关,可见梁高、

跨径一定时,幂次 b 直接影响跨中各截面底板钢束径向力的大小。某桥主孔 100m, 根部梁高

5.6m, 跨中梁高 2.2m, 中跨跨中部分截面梁底曲线半径 R 随幂次 b 的变化关系见下表。

表 1 中跨跨中部分截面梁底曲线半径 R 随幂次 b 的变化关系(单位:m)

坐标(x)\幂次(b)	32.0	28.5	25.0	21.5	18.0	13.5	9.0	4.5	2.0	1.0	0.01
2	339.9	338.9	338.1	337.4	336.8	336.1	335.7	335.4	335.3	335.3	335.3
1.8	435.5	424.6	412.8	399.7	385.1	362.9	334.1	290.5	246.9	214.9	85.6
1.6	602.4	574.2	544.1	511.5	475.7	423.2	359.3	271.9	196.4	148.8	23.6

从表中可以直接看出:箱梁底板钢束径向力随底板曲线幂次 b 及随距中心点距离 x 的变化关系,在合拢口附近若箱梁底板曲线幂次高时,底板钢束径向力小,远离合拢口若箱梁底板曲线幂次低时,底板钢束径向力小,设计时应综合考虑。

对于箱梁底板,布置其内的预应力钢束张拉后,若底板横向配筋不足,或尺寸不够时,底板不能提供足够的抗力来抵抗径向力作用,底板必然会产生纵向裂缝甚至破坏;另外,若底板上下两层钢筋网间的系筋不足及预应力钢束防崩钢筋不足,预应力钢束径向力引起的混凝土局部主拉应力大于某一限值,亦可能导致底板开裂,甚至有浇注完好的混凝土局部向下崩脱的可能。全桥合拢运营后,在汽车、温度及混凝土的收缩徐变作用下,中跨跨中将产生较大的正弯矩、跨中下挠,进一步加大了底板预应力钢束下崩作用。因此,设计时对底板箍筋和跨中底板的局部刚度应留有足够的安全储备。

2.2 施工方面的因素

施工方面的原因可归结为:混凝土强度未达到设计值,进行张拉预应力钢束致使底板出现裂缝;施工时钢束定位不准,使钢束成折线,与钢束的理论位置存在一定偏差;施工时桥梁线形控制较差,结构本身线形与设计线形不吻合,间接使钢束位置与理论位置出现差异;悬臂施工的桥梁,合拢时刚性连接刚度不足,在温度等因素影响下,使得合拢过程中存在合拢高差。施工质量使得钢束位置与理论位置出现偏差,可能导致局部应力集中,产生远大于设计要求的应力,使底板局部开裂,甚至剥落。

3 工程实例

3.1 工程实例(一)

某变截面预应力混凝土连续刚构,施工过程中张拉中跨底板钢束时,出现多处底板裂缝及底板砼脱落现象,通过现场及拍摄的照片(图 3~6)来看:①施工时钢束定位成折线,与钢束的理论位置存在一定偏差,致使局部应力过高,导致梁底混凝土开裂、脱落;②底板防崩钢筋较少,预应力钢束径向力引起的混凝土局部主拉应力较大导致底板开裂、混凝土局部向下崩脱;③施工时梁段结合处存在高差,间接使钢束理论位置出现差异,导致局部应力集中,使底板局部开裂、甚至剥落。

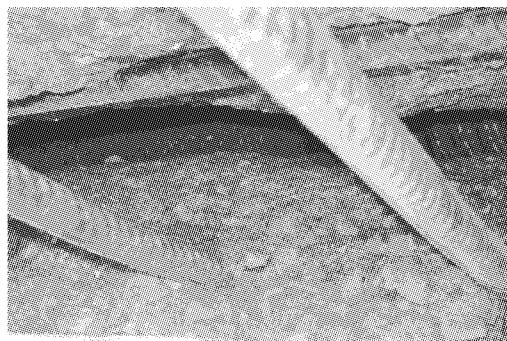


图 3 波纹管定位成折线处混凝土脱落



图 4 防崩箍筋较少处混凝土脱落

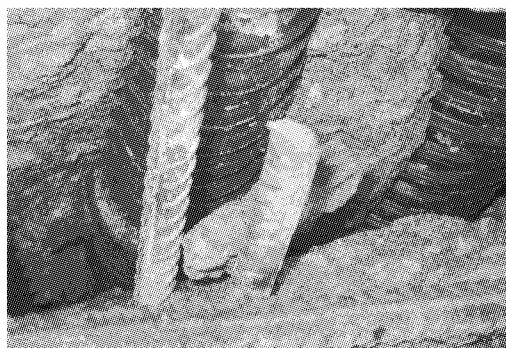


图5 防崩U型箍筋较少处混凝土脱落

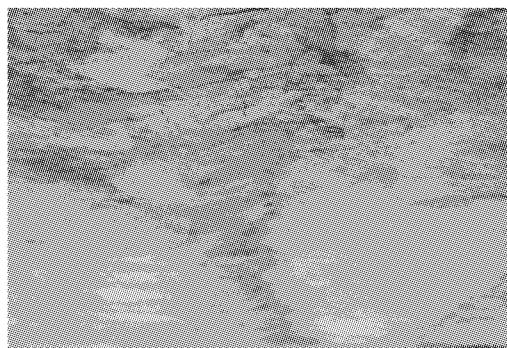


图6 梁段结合存在高差处混凝土开裂

3.2 工程实例(二)

某变截面预应力混凝土连续箱梁,箱梁主跨跨中设计曲率半径 $R = 185m$;箱梁主跨跨中断面及钢束布置参见图7。预应力钢束采用 $17\phi 15.24$ 高强度低松弛预应力钢绞线,张拉控制应力为 $1395MPa$ 。箱梁跨中底板横向配普通钢筋 $\Phi 20@12.5cm$,混凝土采用 C50 标号。受篇幅限制,本文取最不利截面(跨中合拢段截面)作为对象,计算成桥后在汽车荷载作用下底板横向裂缝。计算模型为从跨中合拢段取 $1m$ 长的短梁段作为框架,二期恒载、钢束径向力及汽车荷载均作为外力加载在框架模型上进行计算。

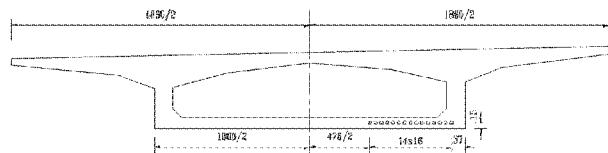


图7 箱梁主跨中断面及钢束布置

计算结果:底板倒角处截面上缘产生 $0.286mm$ 裂缝,底板跨中截面下缘产生 $0.115mm$,可见底板倒角处截面上缘裂缝宽度不能满足规范要求,需进行加强。具体做法:在该处布置短筋 $\Phi 20@12.5cm$,和底板横向配普通钢筋并排布设。加强后该处产生 $0.116mm$ 裂缝,裂缝宽度能够满足规范要求。

4 结论与建议

通过对变截面预应力混凝土箱梁底板可能产生崩裂的设计方面及施工方面的原因进行分析,并结合以上工程实例进行论证,提出以下预防措施和建议供工程技术人员参考。

(1) 变截面预应力砼箱梁设计时,梁底线形尽可能采用较为平缓的梁底曲线,避免采用大吨位钢束,以减小径向分力,同时适当增加底板与腹板交界处倒角的水平长度。

(2) 合理布置底板横向普通钢筋及预应力钢束防崩钢筋的间距和直径,使防崩钢筋产生的拉应力平衡大部分径向压应力,同时还需增设短的弯钩钢筋,增强箱梁底板上下层钢筋的整体性,从而起到防崩的作用。

(3) 施工时做好监控工作,控制好主梁线形,避免出现大的转角而形成折线,尤其合拢扣处断面;同时钢束管道按设计图精确放样定位,避免出现偏差形成折线。

(4) 合拢段临时刚性骨架确保足够刚度,防止温度等外界因素影响出现合拢高差。

(5) 建议箱梁施工时要振捣密实,确保混凝土质量,张拉预应力时箱梁混凝土应有足够的强度,主跨跨中底板钢束应分批张拉、灌浆。

(6) 建议在跨中截面增设横隔板或横向小梁,以增强整体刚度。

参考文献:

- [1] JTG D62 - 2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] 牛和恩. 虎门大桥工程[M]. 北京:人民交通出版社,1998.
- [3] 包立新,杨广来,杨文军. 对连续刚构桥底板开裂问题的探讨[J]. 公路,2004,(8):
- [4] 何海. 变高度预应力混凝土箱梁桥底板纵向裂缝成因分析及防治[J]. 中南公路工程,2001.

墩间系梁对双肢薄壁高墩连续刚构稳定性的影响

马玉全

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:利用有限元软件 Midas/Civil 对双肢薄壁高墩连续刚构桥的最大悬臂状态和成桥运营状态进行稳定性分析,并考虑日照温差和施工过程中的不平衡荷载以及静风荷载的影响,讨论墩间系梁道数及系梁位置对双肢薄壁高墩稳定性的影响。对结果进行分析总结,从而为此类桥梁的设计积累一些经验。

关键词:连续刚构桥;双肢薄壁高墩;墩间系梁;稳定性

连续刚构桥因其能省去大吨位支座购置和维护费用,抗震性能好,桥面连续行车舒适度好以及无需体系转换便于悬臂施工等优点,是一种比较适合大跨度设计的桥型^[1]。目前,大跨高墩连续刚构桥在我国主要分布在沿江、沿海地区和山区峡谷地段。山区高速公路地形起伏较大,高速公路的修建将会产生很多的高墩结构,随着墩身的加高,墩的柔性加大,墩身在竖向和水平力的共同作用下,墩顶可能产生较大的水平位移,对于高柔性墩施工以及成桥阶段稳定验算是确保高墩大跨连续刚构在施工阶段安全性和成桥运营安全性的重要因素。然而双薄壁墩连续刚构桥单纯以加大双壁的截面尺寸来满足其施工和运营时的纵向墩顶位移是很不经济的。设置墩间系梁可增强双薄壁墩连续刚构桥的稳定性和减小墩顶纵向位移。本文依托实际工程,研究墩间系梁的设置对双肢薄壁高墩连续刚构稳定性的影响。

1 工程概况

某预应力混凝土连续刚构体系,跨径组合为(65+120+65)m。桥面宽度16.75m,底面全宽8.0m,顶面全宽16.75m,主梁用2次抛物线变截面箱梁,梁高从跨中2.9m渐变至墩梁固结处的7.5m;墩身采用双肢薄壁空心墩,两主墩高分别为93m、78m,墩身采用C40混凝土。墩身截面如

图1所示。

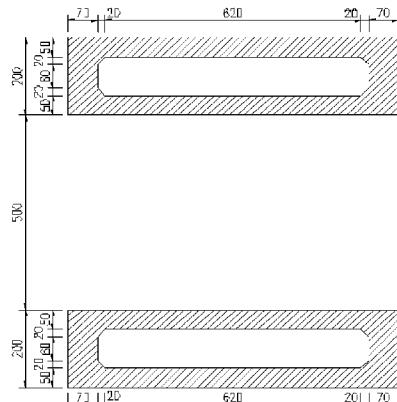


图1 双肢薄壁空心墩墩身截面

2 分析模型

采用桥梁专用有限元计算软件 Midas/Civil 2010 进行计算,计算荷载主要考虑:结构重力、预应力、温度效应、收缩徐变效应、汽车活载及其制动力、风荷载。计算中未考虑地震力的影响。所有荷载(作用)均按照《公路桥涵设计通用规范》中相应规定选取^[2]。结合施工方案及其构造特征进行结构离散,结构计算模型分别如图2、图3 所示。

2.1 最大悬臂施工阶段最不利荷载工况

最不利荷载工况:自重+不平衡荷载作用,如图4所示。不平衡荷载主要考虑一边挂篮跌落,挂篮荷载取 $P = 1250\text{kN}$ (考虑动力放大系数1.2),悬臂单边堆载为 $q_1 = 10.0\text{kN/m}$,考虑梁体

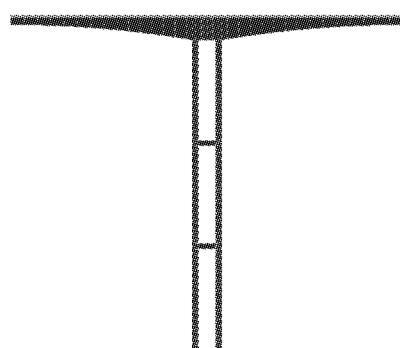


图2 最大悬臂施工阶段计算模型

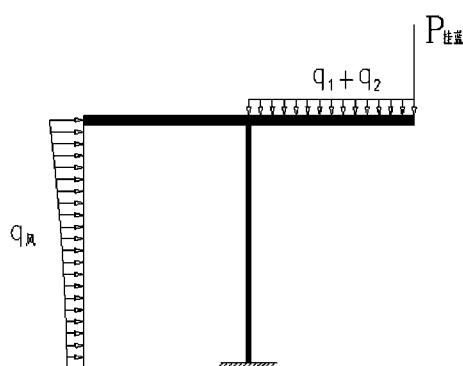


图4 最大悬臂施工阶段荷载示意图

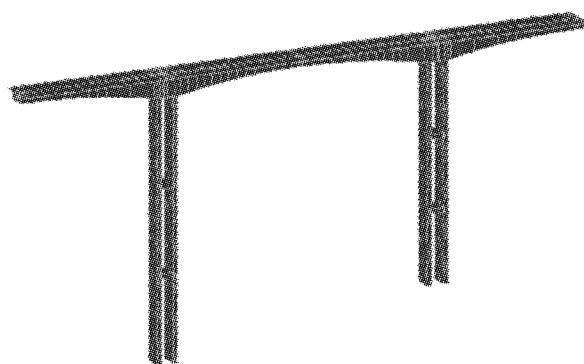


图3 成桥运行阶段计算模型

浇筑不均匀,一个悬臂自重力增大5%,按单侧悬臂作用有 $q_2 = 14.5 \text{ kN/m}$ 均布荷载计算。

2.2 运营阶段最不利荷载工况

最不利荷载工况:自重+二期恒载+活载+制动力+纵桥向组合风荷载+桥墩日照温差(纵桥向温差5℃)。组合风荷载桥面高度处设计风荷载为25m/s计算。

运营阶段荷载工况中均考虑整体升降温(升温15℃、降温20℃)、桥面梯度温度(按规范规定考虑)、收缩徐变、预应力钢束效应。

3 计算结果分析

表1 系梁道数与双肢薄壁空心墩稳定性关系

工况	系梁道数							
	0		1		2		3	
	失稳模态	稳定系数	失稳模态	稳定系数	失稳模态	稳定系数	失稳模态	稳定系数
最大悬臂施工阶段	纵倾	4.26	纵倾	10.71	纵倾	15.03	纵倾	15.13
运营阶段	纵倾	4.79	纵倾	12.71	纵倾	19.55	纵倾	24.42

由计算结果可知,在悬臂施工阶段及桥梁运营阶段设置1道系梁较不设系梁时稳定荷载分别

提高151.4%及165.3%,设置2道系梁时稳定系数较设置1道系梁时稳定系数分别提高

40.3%及53.8%，设置3道系梁时稳定系数较设置2道系梁时稳定系数分别提高0.67%及24.9%。增设系梁使得墩身刚度变大，抵抗变形能力增强，失稳荷载随之增大，但当横系梁增加到3道时最大悬臂施工阶段稳定系数已基本没有提高，运营阶段稳定系数提高也不明显，而且高墩的系梁处局部受力复杂，其主拉应力较高墩自身的应力可能大很多，可见，多设系梁对墩身稳定并不利。

3.2 系梁位置对双肢薄壁墩稳定性的影响

对墩高93m双薄壁墩分别设1道及2道系梁进行稳定性分析，研究系梁位置对双肢薄壁空心墩稳定性的影响，系梁位置示意图如图5所示。

3.2.1 1道系梁位置对双肢薄壁墩稳定性的影响

计算93m空心薄壁墩在墩身不同位置设置1道系梁时，桥梁最大悬臂施工状态及成桥运营状态结构的稳定系数，研究墩身稳定性与1道系梁位置的关系，计算结果如图6~7所示。

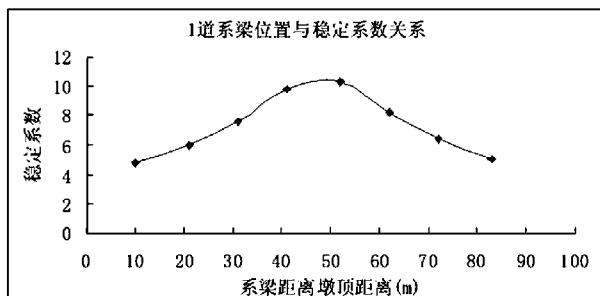


图6 施工阶段1道系梁位置与稳定系数关系图

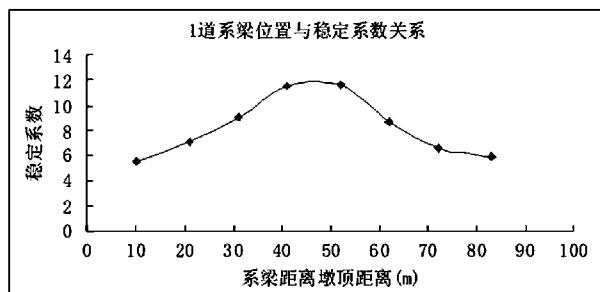


图7 运营阶段1道系梁位置与稳定系数关系图

3.2.2 2道系梁位置对双肢薄壁墩稳定性的影响

计算93m空心薄壁墩在墩身不同位置设置2道系梁时，桥梁最大悬臂施工状态及成桥运营状态结构的稳定系数，研究墩身稳定性与2道系梁位置的关系，计算结果如图8~9所示。

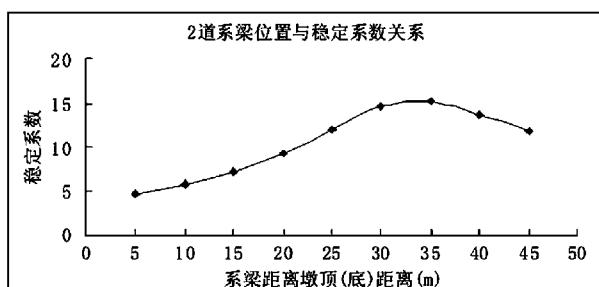


图8 施工阶段2道系梁位置与稳定系数关系图

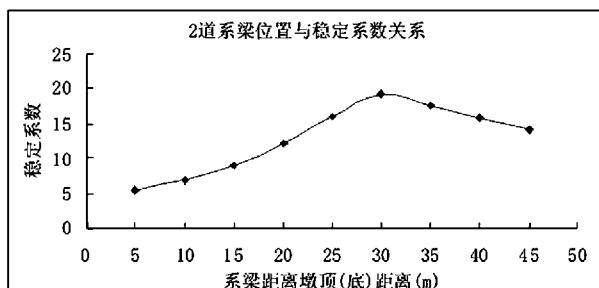


图9 运营阶段2道系梁位置与稳定系数关系图

由上述计算结果可知，双薄壁墩若设一道系梁，设在墩中部稳定系数最大，偏下或偏上设系梁稳定系数都将减小。双薄壁墩若设两道系梁，悬臂施工阶段均匀布设于墩身时稳定系数最大，两头分散布设系梁或偏墩中部布设稳定系数都将减小。

4 结论

在满足桥梁运营稳定性要求的前提下，双肢薄壁墩没必要多设系梁。为保证施工过程中结构的稳定性，可在悬臂施工阶段设置临时的肢墩间横撑，以满足此阶段墩身稳定要求。双肢薄壁高墩，无论设置1道或2道系梁，将系梁均匀布置于墩高范围内更有利于桥梁的整体稳定性。

参考文献：

- [1] 马保林,李子青.高墩大跨连续刚构桥[M].北京:人民交通出版社,2001
- [2] JTG D60-2004, 公路桥涵设计通用规范[S].
- [3] 范立础.预应力混凝土桥梁[M].北京:人民交通出版社,1988
- [4] 李国豪.桥梁结构稳定与振动(修订版)[M].北京:中国铁道出版社,2002

矮塔斜拉桥施工过程温度效应分析

杨建亚

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:本文结合广州沙湾特大桥,通过对施工过程温度效应进行理论分析,揭示矮塔斜拉桥温度效应对主梁标高和索力的影响规律。分析结果表明索梁温差和温度梯度对标高和索力的影响较大,且影响规律不同。并结合现场标高实测结果,为消除温度效应,准确给出立模标高提供了科学的依据。

关键词:温度效应;矮塔斜拉桥;标高;索力

大跨度矮塔斜拉桥是近年来出现的一种介于传统斜拉桥和连续刚构桥之间刚柔相济的新型桥梁,在施工控制的过程中影响因素很多,其中最为复杂的是温度效应的影响。大跨度斜拉桥上部结构施工周期较长,一般都经历寒暑交替过程,不可避免的受到季节性温度变化的影响。在同一天中,也常常由于日常强度和角度的变化而引起结构内力、线形和索力的复杂变化。目前在斜拉桥悬臂浇注施工的过程中,常采用在日出前气温较低且稳定的时段进行立模。但是考虑到工期的连续,此方法往往难以实施^[1-2]。这就有必要进行温度影响规律研究,以便于尽可能减少施工过程中温度效应的

影响。本文结合沙湾特大矮塔斜拉桥,对最大单悬臂状态进行24h连续观测并将实测数据与理论值进行对比分析,揭示了主梁标高随温度的变化规律,为在施工中消除温度效应影响提供科学的依据。

1 工程概况

广州沙湾特大桥为双塔单索面矮塔斜拉桥,主梁采用预应力混凝土箱梁。该桥跨越沙湾水道,桥跨组合:137.5m+248m+137.5m,桥面宽度34m,是国内目前跨径最大的混凝土梁矮塔斜拉桥。主桥采用挂篮悬臂浇筑的施工方法。

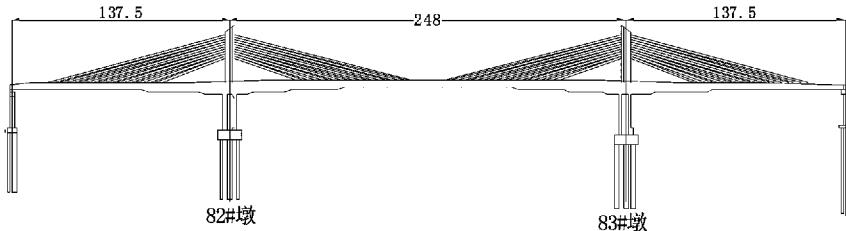


图1 沙湾特大桥总体布置示意图

2 理论分析

混凝土斜拉桥温度效应分析可通过在有限元软件中确定温度场来模拟。斜拉桥的温度场分布比较复杂。本文结合斜拉桥的结构特点,为了便于分析并找出规律,将温度场分为整体

温差,索梁温差和主梁截面温度梯度三种^[3-5]。整体温差是以同一基准温度出发,全桥所有单元的温度改变量相同,引起整体温差的原因是大气温度的变化,包括一年中季节的变化和一天中大气温度的变化两个方面。索梁温差是以同一基准温度出发,斜拉索和主梁温度变化的

不一致引起的拉索与主梁之间的温度差值,引起索梁温差的外因是日照的影响,内因是由索梁几何形状和组成材料的不同所引起。主梁截面温度梯度是指主梁从同一基准温度出发,从主梁梁面到梁底温度变化的不一致形成的沿主梁高度的温度梯度,一般假定温度沿竖向呈线性变化规律。引起主梁温度梯度的内因是主梁梁面与梁底位置的不同,外因则是日照。

本文就最大双悬臂和最大单悬臂两个施工

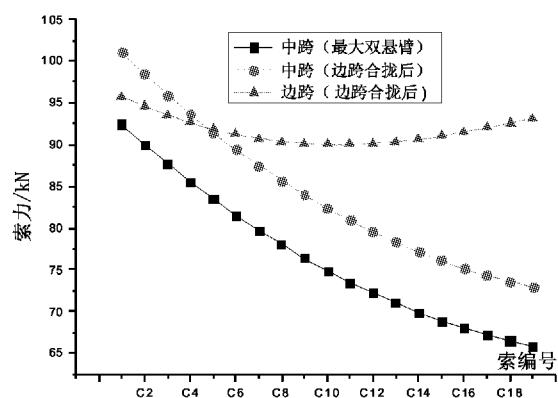


图2 索梁温差引起的索力变化

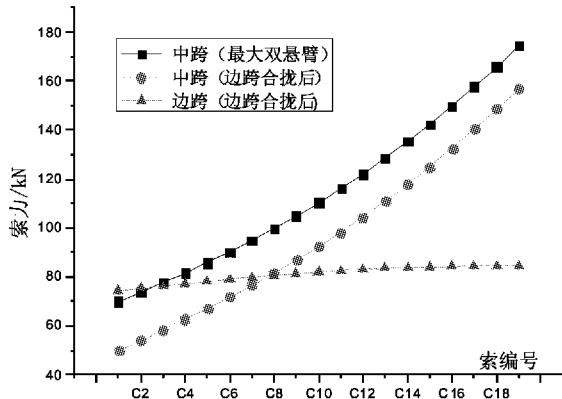


图3 截面温度梯度引起的索力变化图

从上图中可以看出：

(1) 索梁温差和截面温度梯度对索力的影响规律不同,索梁温差对短索的影响程度较大,对长索的影响程度较小。而截面温度梯度对索力的影响规律正好相反。在最大双悬臂状态,当梁顶和梁底温差为5℃时,由主梁温度梯度引起的悬臂前端最大索力变化可达170kN,而在

· 8 ·

阶段进行温度效应理论分析,计算表明整体温差对结构索力和标高的影响比较小,而索梁温差和截面温度梯度对索力和标高的影响较大。在最大双悬臂和最大单悬臂两个施工阶段,考虑索梁温差为索温比梁温低5℃,截面温度梯度为梁顶温度比梁底温度高5℃分别进行理论计算,其对索力和主梁标高的影响结果如图2—图5所示。

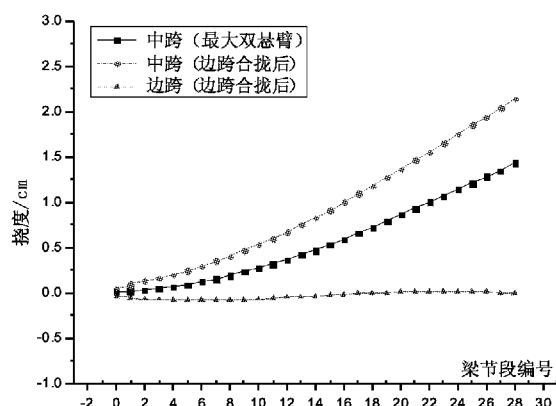


图4 索梁温差引起的主梁标高变化

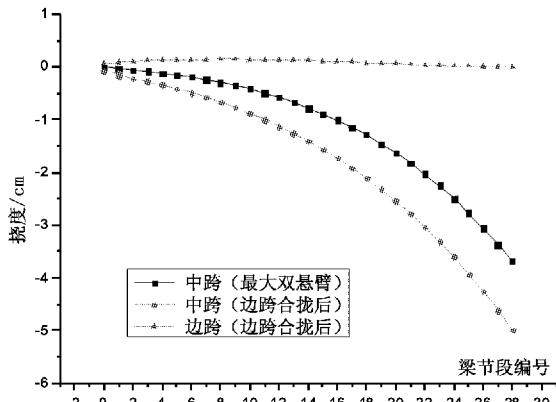


图5 截面温度梯度引起的主梁标高变化

施工监控的过程中,要对刚施工完的拉索进行索力测量,此时由于温度梯度引起的索力误差不可忽略,因此须选择在一天中主梁温度梯度较小的时段进行斜拉索的施工和索力的测量。

(2) 索梁温差和主梁温度梯度对主梁标高的影响程度较大,最大双悬臂状态,当索梁温差为5℃时引起悬臂端标高的变化达到1.4cm,当

梁顶和梁底温差为5℃时引起悬臂端标高的变化达到2cm。在斜拉桥悬臂施工现场,主梁标高是受到索梁温差和主梁温度梯度同时影响的,所以在进行立模的时候要注意温度造成的偏差不容忽视,立模时间尽量选择在主梁温度梯度和索梁温差比较小的时段进行,将温度造成偏差降到最低。

(3)对比边跨合拢前最大双悬臂和边跨合拢后最大单悬臂两种状态,索梁温差、截面温度梯度对中跨不同索的影响程度不同,且差异较大,而对边跨不同索的影响程度较接近。边跨合拢后,索梁温差和主梁温度梯度对变化不同节段标高的影响量很小,且不同节段标高的变化值几乎相等。

(4)边跨合拢后,由索梁温差和截面温度梯度引起的悬臂端标高变化比边跨合拢前引起的变化大,因此在主桥中跨合拢阶段是矮塔斜拉桥整个施工过程中受温度效应影响最大的,应

严格控制合拢时间,选择一天中索梁温差和主梁温度梯度最小的时候进行。

3 现场实测

在理论分析的基础上,选择在边跨合拢后最大单悬臂状态进行全天24h连续测量,以揭示温度效应对标高的影响规律。试验时,桥上正在进行边跨合拢段混凝土养护,避免了桥上施工移动荷载的干扰。根据前面理论分析的结果,试验时进行大气温度、主梁顶面、底面以及斜拉索温度测量。试验当天从早上7:00开始,每隔2h进行主梁标高的测量,到第二天7:00试验结束。考虑到现场试验实际情况,主梁标高只对悬臂端前三个块段28#、27#、26#块标高进行测量。现场温度测量结果如图6所示。标高的实测结果以第一天试验开始7:00的实测结果为基准,其他时刻相对于基准结果的变化曲线如图7所示。

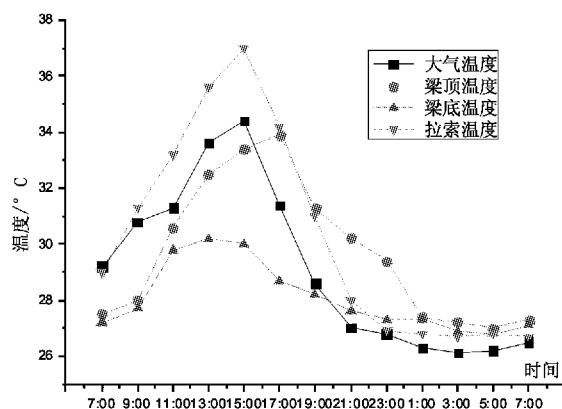


图6 现场温度实测曲线图

从图6可以看:(1)从11:00~23:00这段时间,主梁温度梯度较大,最大时梁顶与梁底温差可以达到5.2℃,其他时间段温度梯度较小。(2)索梁温差在9:00~17:00这段时间较大,且表现为索温度比梁温大,这主要是因为索内部温度在太阳的照射下升温较快的原因,到夜里降温比梁降温快。(3)早上5:00~7:00这段时间是索梁温差和主梁温度梯度都最小的,

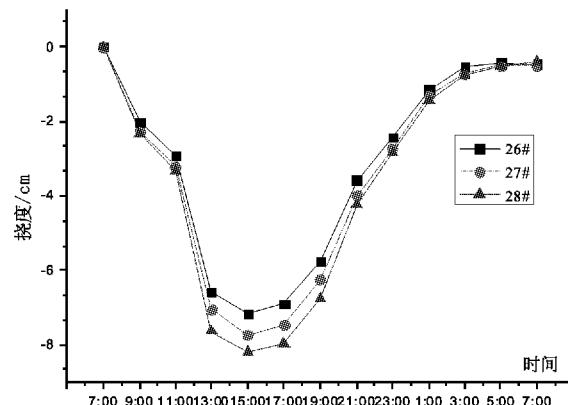


图7 标高实测曲线图

此时索力和主梁标高受温度效应的影响最小,故在悬臂施工进行立模的时候,尽量选择在这个时段进行。

从图7实测的主梁标高变化曲线可以看出,一天中温度效应对悬臂端主梁标高的影响是很大的。中跨最大悬臂端主梁下挠最大可达到8.5cm左右,出现在下午15:00时。而从5:00~7:00这段时间主梁受温度效应影响变

化值较小,所以在施工中尽可能得选择在该时段进行主梁标高的测量和立模。但在施工的现场立模时,往往难以做到每个节段的立模都在要求的时间进行,此时可以采用相对法立模的方法。由于每个节段只有4m长,可以认为在不同的温度场下,相邻节段的标高差保持不变,在立模时先测出前一节段的绝对标高在加上上下两个节段的标高差,得到不同于设计温度场下的立模标高。

4 结语

本文结合广州沙湾特大桥实例,理论分析了不同温度场下温度效应对标高和索力的影响规律,并结合现场标高的实测结果对立模标高提出修正,得到结论如下:

- (1) 索梁温差和截面温度梯度对索力和主梁标高的影响较大,而整体温差的影响较小;
- (2) 索梁温差和截面温度梯度对索力的影

响规律不同,索梁温差对短索的影响程度较大,对长索的影响程度较小。而截面温度梯度对索力的影响规律正好相反;

(3) 现场实测结果表明,在日出前后温度效应对主梁标高的影响最小。立模时若不能在此时段进行可以考虑采用相对法立模。

参考文献:

- [1] 郭棋武,方志,裴炳志,邓海,刘光栋. 混凝土斜拉桥的温度效应分析[J]. 中国公路学报,2002(2):49-51.
- [2] 李克银,吉小军. 斜拉桥施工控制中的温度影响分析[J]. 铁道工程学报,2006(5):61-63.
- [3] 陈明宪. 斜拉桥建造技术[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [4] 蒋益. 混凝土斜拉桥施工控制与温度效应分析[D]. 成都:西南交通大学土木学院,2007
- [5] 李建华. 斜拉桥结构健康监测中的温度效应影响分析[D]. 上海:同济大学土木工程院,2006.

桥梁工程风险事态损失集成及 风险排序策略研究

徐德志

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 风险指潜在危害的现实可能性及其造成不利影响的程度。本文通过风险量化、损失集成、风险排序方法研究,对桥梁工程不同的风险事态进行风险量化排序,突出了风险管理的重点,提高了风险管理的效率。

关键词: 桥梁工程;风险评估;风险量;风险排序

1 风险和风险评估简介

风险评估在经济、社会、工程等很多领域都有应用。但由于研究和关心的角度不同,人们对风险的看法和定义不尽相同,因此,直至现在,国内外学术界对风险尚没有统一的定义。从应用的角度,可将风险理解为潜在危害的现实可能性,及其造成不利影响的程度。目前定量的风险评估作为预测不确定因素对最终目标的影响和寻求最优方案的有效工具,已经得到了广泛的应用和迅速的发展。在环境工程、海洋工程、核工程、火灾工程等领域中都已有成功的应用。国外,新西兰、加拿大等国也已经订立了风险评估的国家标准,以推动风险评估的规范发展。

相比之下,桥梁工程中的风险评估研究才刚刚起步,目前国内外都还没有形成系统的研究成

果。但从方法论的角度看,风险评估作为把握不确定性的通用方法,在桥梁工程中不确定性分析的迅速发展、多年来桥梁设计、施工、管理经验的积累和大量数据的支持下,在深化对桥梁设计、施工、管理等方面不利因素影响的理解,优化管理方面必定是很有帮助的。

2 风险的量化分析方法及基本风险对策

把风险视为给定条件下某种潜在危害的现实可能性,及其造成不利影响的程度。这符合目前大多数风险评估应用中对风险的定义。这种理解可表达为:

$$R = f(p, l)$$

其中 R 表示风险量, l 表示可能出现的结果, p 表示其发生的概率。 R 需要通过 p 和 l 的某种函数关系得到。风险量越大,风险越大。

表1 基本风险对策

等级描述	颜色表示	风险对策描述
不可接受	红色	无论降低风险成本有多大,都应至少把该风险降低到严格控制区间
严格控制	橙色	应确定降低风险措施,只要降低风险的成本与所取得的风险较低条件下所获效益相比是合理的,就应执行风险降低措施
合理控制	黄色	除常规施工管理外,应对此风险事态引起高度重视,必要时可采取措施降低风险等级
可接受	蓝色	整个桥梁工程建设期间都应对这一风险进行管理,但无须立刻采取专门的措施降低风险
可忽略	绿色	无需进一步考虑这一风险

引进风险量的概念,主要是为了定量地描述项目风险的大小,以便为以后的风险对策做准备。定量评估法是常用的风险事态评价方法,其基本思路是同时考虑风险事态发生的概率和相应的后果,将各个风险事态的风险概率和后果的意义进行细化和明确,形成风险事态严重度和概率水平分级,然后就可以根据经验或是决策人的要求制定基本风险对策,从而得到该项风险事态在此风险量下的判断及其总体对策。本研究中使用的风险对策等级描述如表1。

3 风险事态排序研究

3.1 损失的基本形式

桥梁施工过程中的风险损失是指桥梁在风险事态中遭受的结构损伤、人员伤亡和施工工期的延误等影响,从而形成的各种价值的缺损和灭失。

损失的形式丰富多样,不同的利益代表团体对其的理解可能不同。本研究中,将风险损失归结为人员伤亡(h)、货币损失(m)和时间损失(t)。

人员伤亡是指施工过程中的意外事故、自然灾害等风险事态发生时,引起桥梁建造者或其他人员的人身伤害或造成其死亡。

物质损失是指某种具有具体物理形式的损失,如结构的损伤、施工设备的损失。物质的损失的基本特点是其价值往往可以利用货币进行衡量。由于物质的损失难以量化表达,因此本研究中,将物质损失统一转化为货币损失,而由时间损失、人员伤亡造成的损失不再转化成货币损失的形式。

时间损失是指由于桥梁风险事态的实现,造成的桥梁建造时间的增加。在施工阶段,时间损失意味着可工作时间的减少,这往往是决策者最为关注的问题。

3.2 基础权重的确定

确定各风险事态的风险量后,有必要对风险事态按照风险量进行排序,以便确定风险管理的优先等级,在风险管理中确定管理对策。

排序可以根据决策人的需要对人员损失、时间损失和货币损失分别进行。但是为了实用和研究的方便,最好能确定一个统一的量化指标同时反应三种损失,这就需要对损失进行集成,形成对风险事态损失的总体判断,即总体损失。

总体损失必须同时考虑人员损失、时间损失和货币损失的相互关系,在三者风险态度相同的情况下,考虑以下式计算总体损失:

$$l = l_h \times w_{h0} + l_m \times w_{m0} + l_t \times w_{t0}$$

w_{h0} —人员损失基础权重;

w_{m0} —经济损失基础权重;

w_{t0} —时间损失基础权重。

三项损失的基础权重通过对决策人的风险态度调查进行评估。

3.3 权重的修正及总体损失的集成

对于某决策人,在三种损失等级相同的情况下,在一定的时间内,其权重一般是一定的,称为基础权重。但是一旦三种损失等级出现差别,决策人往往将多数注意力集中到等级较高的损失上面,即损失的权重将发生变化。因此在总体损失的计算中必须反映决策人的损失态度权重的变化。由于风险态度等级而造成的重要性参数如下:

k_{hi} —人员损失权重参数

k_{mi} —货币损失权重参数

k_{ti} —时间损失权重参数

其中 $i = 1 \sim 5$, 分别代表“可忽略”、“可接受”、“合理控制”、“严格控制”、“不可接受”五种风险态度。则三种损失的最终权重由下式确定:

人员损失最终权重:

$$w_h = \frac{k_{hi} \times w_{h0}}{k_{hi} \times w_{h0} + k_{mi} \times w_{m0} + k_{ti} \times w_{t0}}$$

经济损失最终权重:

$$w_m = \frac{k_{mi} \times w_{m0}}{k_{hi} \times w_{h0} + k_{mi} \times w_{m0} + k_{ti} \times w_{t0}}$$

时间损失最终权重:

$$w_h = \frac{k_{ti} \times w_{t0}}{k_{hi} \times w_{h0} + k_{mi} \times w_{m0} + k_{ti} \times w_{t0}}$$

综上所述，总体损失可以用下式表示：

$$l = l_h \times w_h + l_m \times w_m + l_t \times w_t$$

3.4 风险排序

总体损失集成后，即可依据总体风险损失对风险事态进行排序，在排序中决策人一般认为较高等级的风险态度即使出现一次也比出现

多次的较低等级的风险态度优先,这方面最为经典的例子是人们总是认为1次死亡百人的事故要比100次死亡1人的事故严重的多,虽然从简单价值计算的角度,这两者是相同的。因此在排序时不能完全依照总体损失量来进行,必须首先按照风险对策等级进行分类,在同一类别中再依照总体损失量来排序。排序程序框图如下:

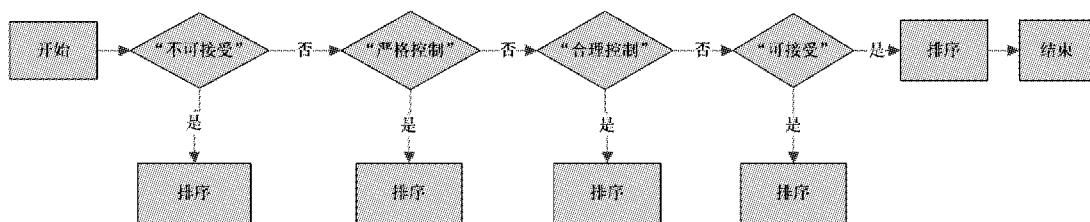


图 1 风险排序程序框图

4 总结

运用本文提供的方法,对一座悬臂施工连续梁桥的施工过程进行风险管理,对施工费用、施工时间、人员安全等施工单位关心问题的影响程度和相对对策进行了风险评估和排序,提供了相应的管理策略,突出了风险管理的重点,把严格的日常工程管理和有重点的风险管理结合起来,提高管理的效率,取得了良好的效果。

参考文献：

- [1] 阮欣. 桥梁工程风险评估体系及关键问题研究 [R]. 上海:同济大学,2006
 - [2] 林楨中. 工程規劃設計降低施工安全風險指引 [M]. 臺北:行政院勞工委員會勞工安全衛生研究所, 中華民國 95 年
 - [3] CIB. Risk assessment and risk communication in civil engineering. CIB report WG32

过渡性路面结构在软土区 公路工程中的实践应用

郭月芹 罗旭东 刘事莲

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:中江高速公路江睦路立交匝道广泛分布软土,软土深厚且性质差,大部分路段采用了袋装砂井超载预压处治。鉴于工期紧张,软基预压期沉降未完成即需实施路面工程。为了更好的适应通车后路基的不均匀沉降,该道路采用过渡性路面结构。通车多年来,除了车辙病害,仅在主线与匝道相接处有几条纵向裂缝,其它路段未发生结构性破坏,路面状况良好,验证了过渡性路面结构在深厚软基区的适用性,可为类似工程路面结构类型选择提供依据。

关键词:软基;过渡性路面结构

1 项目概况

江睦路立交为中江高速公路的一座互通立交。在中江高速公路施工图设计阶段,仅在江睦路设置临时出入口,2003年底,有关部门要求把江中高速公路江睦路临时出入口调整为永久性出入口,增设了江睦路立交。当时,主线路基已经填筑完成,沉降也已基本完成。而该立交匝道全部为软基,软土埋深为9.40~29.10m,天然孔隙比为1.249~2.277,含水量为47.6%~88.0%。江睦路立交匝道主要采用以下软基处理方式:

①主线跨线桥下方的匝道:采用水泥搅拌桩等载预压。

②其余路段采用袋装砂井超载预压法。

中江高速公路于2005年11月通车,2005年底,地方政府要求江睦路立交2006年1月20日前通车。当时,填土仅等载预压了4个月,由于大部分匝道路基填土高度较小(3.5m左右),且当时的填土高度距离超载标高还有1m左右,从当时的沉降分析看,后期沉降还很大。

软基预压期沉降检测数据和代表型断面预压期沉降曲线分别如表1和图1所示。

表1 2005年10月30日江睦路立交匝道实测沉降和沉降速率表

监测位置	AK0+020	AK0+100	BK0+030	BK0+120	BK0+220	BK0+320	CK0+200	CK0+300
现路中心沉降(m)	0.272	0.284	0.256	0.262	0.322	0.429	0.434	0.368
沉降速率(mm/d)	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.6	0.5	0.5
现中桩标高(m)	3.487	3.287	3.249	3.706	4.597	7.333	8.022	4.350
设计中桩标高(m)	2.69	2.568	2.635	2.923	4.767	7.591	7.63	5.258
预测工后沉降(m)	0.228	0.216	0.444	0.038	0.478	0.371	0.066	0.432
监测位置	CK0+400	DK0+020	DK0+100	EK0+050	EK0+150	EK0+250	EK0+350	EK0+400
现路中心沉降(m)	0.258	0.310	0.312	0.133	0.279	0.362	0.406	0.377
沉降速率(mm/d)	0.3	0.5	0.4	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6
现中桩标高(m)	3.558	3.491	3.409	2.785	2.836	3.596	5.535	
设计中桩标高(m)	2.849	3.143	2.87	2.481	2.115	3.663	5.763	6.101
预测工后沉降(m)	0.292	0.190	0.188	0.467	0.421	0.438	0.444	0.099

监测位置	FK0 + 240	FK0 + 340	FK0 + 440					
现路中心沉降(m)	0.400	0.325	0.290					
沉降速率(mm/d)	0.6	0.4	0.4					
现中桩标高(m)	5.062	3.601	2.874					
设计中桩标高(m)	5.105	3.57	2.651					
预测工后沉降(m)	0.100	0.475	0.310					

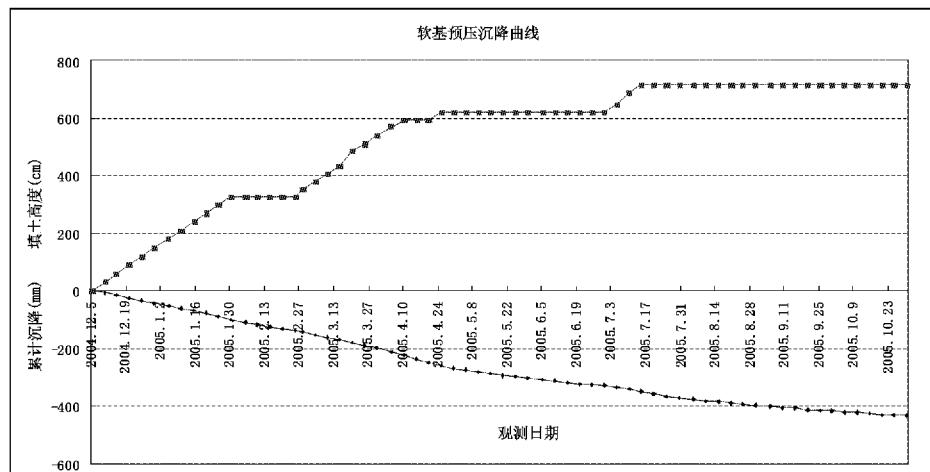


图1 软基预压期沉降曲线

从沉降检测数据(表1)和沉降曲线(图1)中可以看出：

①匝道沉降最大为0.434m、最小为0.262m，根据预测计算沉降结果，其工后沉降为0.09~0.475m；该段沉降速率为0.3~0.6mm/d，未达到卸载的标准。

②由沉降曲线可以看出，沉降未出现收敛稳定趋势，还在加速沉降。

由上面可知，由于路基沉降不均匀且后期沉降很大，要求路面结构具有较好的抵抗不均匀变形的能力。

2 路面设计的原则

①路面结构可以适应交通量和交通荷载的强度和疲劳的要求。

②路面结构可以适应当地夏季温度高且持续时间长、多雨、潮湿的气候特点，要求路面结构具有良好的高温稳定性和抗车辙能力、抗水损害能力；

③本项目所处位置降雨量大，地下水和地表

水发育丰富，要求路面结构具有较好的抗滑能力、抗水损害能力，并应做好排水设计；

④截止路面结构施工前，软土路基沉降尚未完成，工后沉降不可避免，要求路面结构抵抗变形能力强。另外，从全寿命成本来看，即使路面结构由于软基的工后沉降发生了结构破坏，也希望这种破坏仅局限在面层范围内，基层、底基层结构完好，这样，就可以在软基沉降完成后仅对面层进行翻修，而不对其进行结构性维修，从而降低路面成本。

⑤由于该匝道路面工程滞后于主线路面施工，规模小，要求具有较好的施工方便性。

3 各种类型基层沥青砼路面结构的优点

本项目由于工后沉降变形大，采用水泥砼路面容易发生断板、裂缝等病害，维修困难，不列为可选方案。因此，仅比较各类型基层的沥青砼路面结构特点。

目前大量应用的沥青砼路面结构基层是半刚性基层、柔性基层、混合式基层和刚性基层，各

类型基层沥青砼路面结构特点如下：

3.1 半刚性基层沥青砼路面

半刚性基层采用水泥稳定类材料，具有板体性强、承载能力高、材料来源广泛、造价较低等优点，但其容易产生温缩、干缩裂缝，路面结构排水差，易产生水损害，抗冲刷能力差，易出现早期病害，对于本项目来讲，由于位于深厚软土路段，且工后沉降大，路面不可避免会产生裂缝，裂缝产生后路表水会渗入到基层引起路面水损害，导致路面耐久性差。

而低剂量水稳基层具有一定的强度，且具有一定的适应路基不均匀沉降的能力。

3.2 刚性基层沥青砼路面

刚性基层多采用碾压砼或贫砼，其板体性强、承载能力高，抗冲刷能力强，针对本项目，由于软基工后不均匀沉降大，势必导致刚性基层产生断板式破坏，导致路面产生结构性破坏，后期维修麻烦。

3.3 组合式基层沥青砼路面

组合式基层为半刚性基层和柔性基层的组合体，多采用沥青稳定碎石和水泥稳定碎石，该类型路面结构即有半刚性基层的高强度又有柔性基层较好的抗反射裂缝能力，刚柔并济，适应性强；同时沥青层较厚，抗反射裂缝的能力强，抗疲劳性能好，耐久性较好，抗冲刷能力弱，后期维护费用相对较低，造价相对较高。

本项目由于推测工后沉降变形大，下基层采

用半刚性基层，其刚度较大，抵抗不均匀变形能力差、裂缝不可避免，只能通过加厚沥青面层延缓裂缝的发生。在使用过程中，沥青路面纵横向裂缝不可避免，路表水必将顺路面裂缝下渗到半刚性下基层中，导致路面结构破坏。

3.4 柔性基层沥青砼路面

柔性基层路面结构在欧美及日本等众多国家高速公路上大量采用，使用年限大部分超过20~30年，路面仍未发生结构性疲劳破坏，只需进行表面层处理，恢复表面使用功能，仍可继续使用，体现出显著的经济效益，多年的成功应用证明柔性基层沥青砼路面是一种性能可靠的路面结构型式，被认为是发展“永久性路面”的主要路面结构类型。

柔性基层可采用沥青稳定类材料、级配碎石，基层本身具有较强的抵抗路基不均匀变形的能力。

本项目交通量属于中交通，但货车多，要求路面基层既要具有一定的强度又要具有以较好的适应本项目工后不均匀沉降大的能力，并希望通过加厚面层、将裂缝仅维持在面层范围，从而在后期仅翻新面层即可完全恢复其使用功能。

综合比较而言，江睦路立交匝道更适宜低剂量的水泥稳定基层沥青砼路面结构。

4 路面结构设计

4.1 江睦路立交交通量

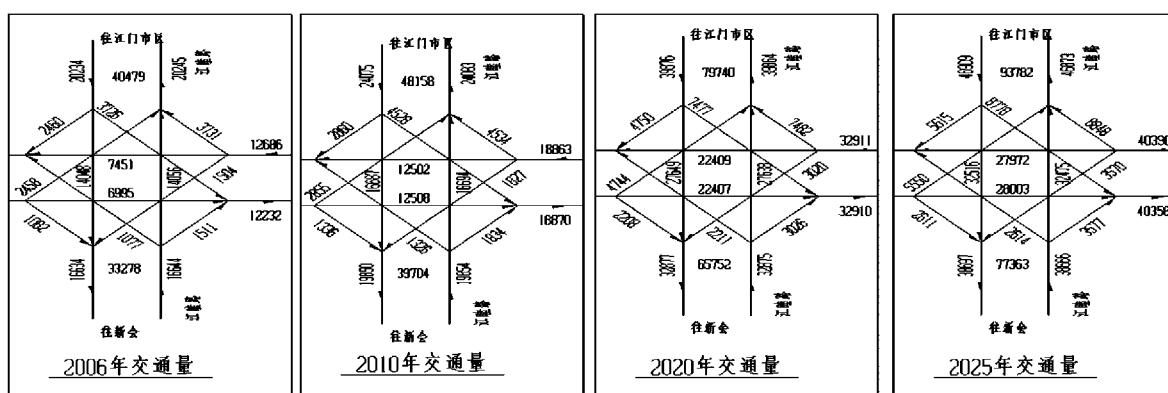


图2 江睦路立交交通量

图2为江睦路立交设计年限的交通量预测,根据交通量分析和计算,江睦路立交设计年限内一个车道上的累计当量轴次为700万次。设计弯沉为:25.65(0.01mm)。

4.2 推荐路面结构

①全周期推荐的路面结构:

根据设计弯沉,采用HPDS程序计算,需要采用图3所示的路面结构:

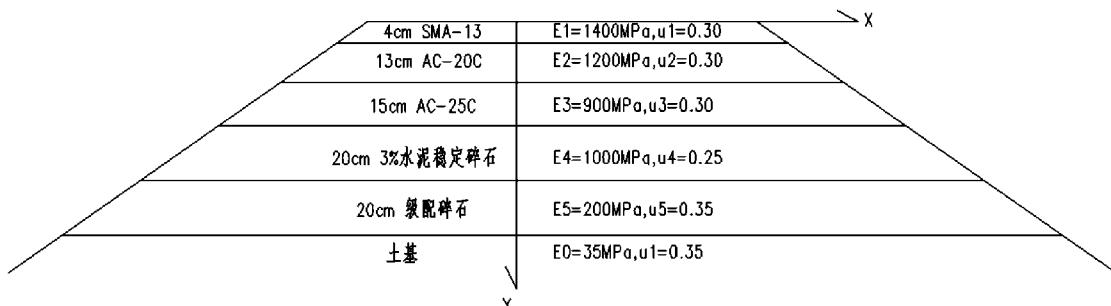


图3 永久性路面结构图

②实施的路面结构

为了更好的适应路基沉降,本着经济、实用的原则,路面结构采用过渡路面,过渡路面结构设计年限为两年,根据交通量分析和计算,两年

内一个车道上的累计当量轴次为220万次,根据HPDS路面专用设计程序分析,设计过渡性路面结构如图4所示:



图4 过渡性路面结构图

若两年后,路面结构保持完好,则在上面加铺8cmAC-16C和4cmSMA-13;否则,挖除5cmAC-16C,加铺13cmAC-20C和4cmSMA-13。

4.3 过渡性沥青砼路面在江睦路立交匝道的应用效果

江睦路立交匝道于2006年1月通车,截止目前已运营6年。2010年1月,笔者再次对江睦路立交路面进行了现场调查,如图5~图8。调查表明尽管该路段路面已经经过了路面结构过渡期,但运营状况良好、路面平整度、抗滑指标较好、车辙程度较轻,故未加铺成永久性路面,用实践验证了过渡性路面结构在软基路段的优异性能。



图5 江睦路立交匝道重车较多



图6 半刚性基层沥青砼路面的中江高速主线病害严重



图7 江睦路立交匝道与主线相接处为下坡段、重车多,有坑槽、推移、车辙病害



图8 江睦路立交匝道整体路面状况良好

5 结论

珠三角地区广泛分布深厚软基,不少项目由于施工任务重、时间紧,软基的预压期沉降尚未完成即需要上路面,这就要求路面抵抗不均匀变形的能力高。半刚性基层由于刚度大,抵抗不均匀变形的能力差,容易开裂引起路面结构的水损害,在预压期沉降尚未完成的软土路基适用性不强。本文通过论述过渡性沥青砼路面在深厚软基上的设计和应用效果,可为类似工程路面结构类型选择提供依据。

参考文献:

- [1] JTG D50 - 2006, 公路沥青路面设计规范 [S]
- [2] JTG F40 - 2004, 公路沥青路面施工技术规范 [S]
- [3] JTG F10 - 2006, 公路路基施工技术规范 [S]
- [4] JTG D30 - 2004, 公路路基设计规范 [S]
- [5] 广东省公路勘察规划设计院有限公司. 中江高速公路江睦路立交施工图设计有关文件 [R], 2005.

评价路面使用性能的灰色白化权函数聚类法

陈 贵

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 对灰色白化权函数聚类法进行了分析, 以路面状况指数、平整度、抗滑构造深度为评价指标, 建立白化权函数模型进行聚类研究, 达到了应用灰色聚类值评价路面使用性能的效果。

关键词: 路面; 使用性能; 灰色白化权函数; 聚类

1 前言

在路面系统中, 有些信息是已知的, 如路面的厚度、结构类型、路基土质、自然区划及交通状况等, 此外的大部分信息是不完全清楚的^[1-3]。信息不完全性是“灰”的基本含义, 信息不完全性即部分性与非唯一性则是“灰”的主要含义。路面中有不少信息是不完全清楚的, 符合“灰”的不完全性, 因此, 不可能在知道了路面的全部信息后再对路面进行评价。运用灰色理论的“灰唯一性”原理, 对已经掌握的部分路面信息采用定性和定量相结合的方法, 可以将路面的使用性能确定在某一灰域内, 用以合理评价路面的使用性能。

2 指标和灰类

灰色聚类可分为灰色关联聚类和灰色白化权函数聚类。灰色关联聚类主要用于同类因素的归并, 以使复杂系统简化; 灰色白化权函数聚类主要用于检查观测对象是否属于事先设定的不同类别, 以便区别对待^[4]。本文采用灰色白化权函数聚类法进行评价路面使用性能。

结合我国道路使用的基本情况, 以水泥混凝土路面为例, 选用路面状况指数 PCI 、平整度 s 、抗滑构造深度 TD 作为水泥混凝土路面使用性能的评价指标^[5,6]。以 $HSJL$ 作为灰色聚类的路面使用性能评价指标。根据公路工程质量检测和养护的一般要求, 选用“优、良、中、次、差”作为灰类。

3 评价标准

3.1 数据的无量纲化处理

三项指标的优劣评价范围不同, 应当予以处理使得各项指标的性质都成为由劣向优变化, 数值在 0 ~ 10 之间变化。

①路面状况指数 PCI 的取值范围是 0 ~ 100, 将 PCI 除以 10 就可以使其处于 0 ~ 10 之间, 而且, 当 $PCI=10$ 时最优, 当 $PCI=0$ 时最差。

②平整度的标准差 s 的单位是 mm, 文献^[7]指出当 $s \leq 1.6$ mm 时, 平整度最优, 当 $s > 6.8$ mm 时, 平整度最差。因此, 具体计算公式如式(1) :

$$\sigma = \begin{cases} 10 & \sigma \leq 1.6 \\ 25 \times (6.8 - \sigma) / 13 & 1.6 < \sigma \leq 6.8 \\ 0 & \sigma > 6.8 \end{cases} \quad (1)$$

③构造深度 TD 的单位也是 mm, 规范^[5]指出, $TD \geq 0.8$ 时, 构造深度为优, 当 $TD < 0.2$ 时, 构造深度为最差, 因此, 其计算公式如式(2)。

$$TD = \begin{cases} 10 & TD \geq 0.8 \\ 50 \times (TD - 0.2) / 3 & 0.2 < TD \leq 0.8 \\ 0 & TD < 0.2 \end{cases} \quad (2)$$

3.2 白化权函数及评价模型

以分段函数来表示路面评价指标的白化权函数, 用以描述某项评价指标的灰数对其阀值的接近程度^[1]。图 1 是某项评价指标属于某一灰类下的白化权函数曲线, 横坐标表示路面评价指标灰数, 纵坐标表示某一横坐标取值为确切值时给予的权重。无量纲处理后评价指标的灰数 \in

$[0,10]$,其白化权函数 $f(x) \in [0,1]$, $f(x)$ 曲线的转折点为峰值所对应的 A_{ji} 值即是评价指标的阀值。阀值代表了某一灰类的本质,是该灰类的核心值,所以,当某项评价指标属于某一灰类时,其指标灰数的白化值就越接近阀值,则所取的灰类权重就越接近1。

图2为评价指标灰数属优类的白化权函数,图中各转折点的坐标分别为 $O(0,0)$, $A_2(A_{j2},0)$, $B_1(A_{ji},1)$, $C_1(10,1)$ 。 A_{ji} 为指标属优类的阀值。当指标灰数的白化值 $>A_{ji}$ 时,

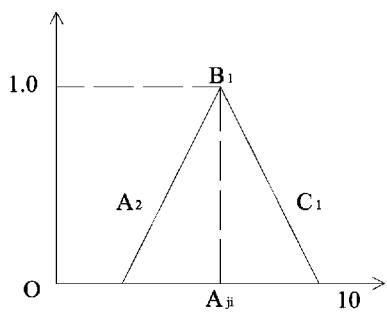


图1 某灰类下指标的白化权函数曲线图

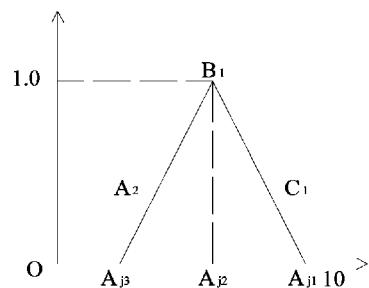


图3 良类的白化权函数曲线图

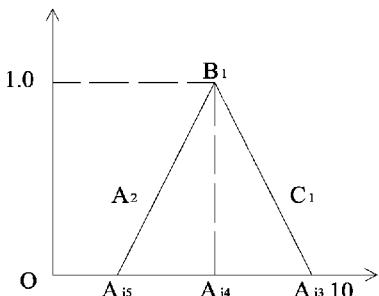


图5 次类的白化权函数曲线图

取值的权重最高为1且均为1,因此在此灰域内白化权函数为图中水平直线 B_1C_1 。当指标灰数的白化值在区间 (A_{j2}, A_{ji}) 时,离 A_{ji} 越远,其白化值取优的权重越小;若接近良类的阀值 A_{j2} 时,取优的权重为0,因此,此灰域内白化权函数为图中斜线 A_2B_1 。同样,当指标灰数的白化值 $\leq A_{j2}$ 时,取优的权重为0,此灰域内白化权函数为图中直线 A_2O 。评价指标的灰类分别属于良、中、次、差时,其白化权函数分别如图3~图6。

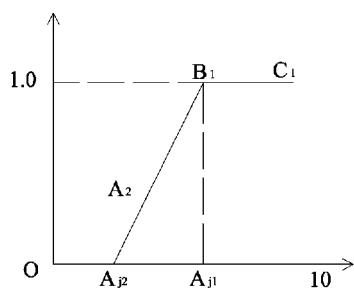


图2 优类的白化权函数曲线图

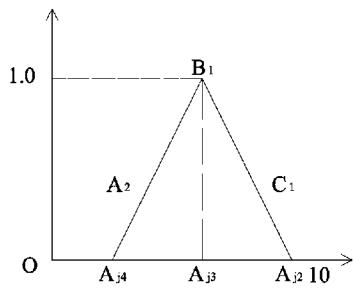


图4 中类的白化权函数曲线图

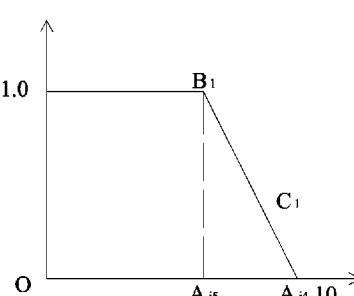


图6 差类的白化权函数曲线图

3.3 白化权函数的起讫点及阀值的确定

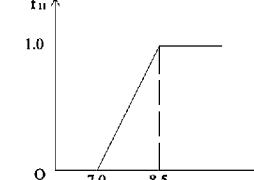
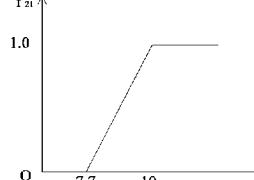
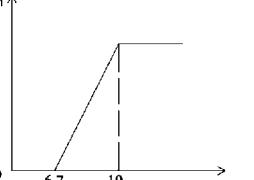
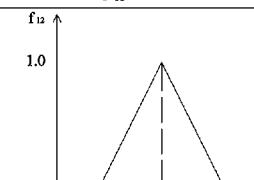
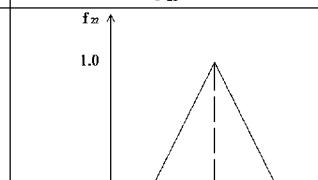
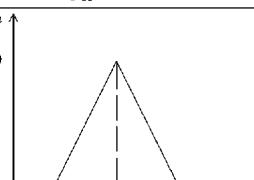
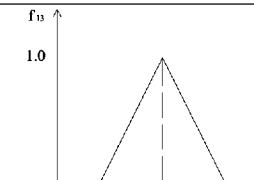
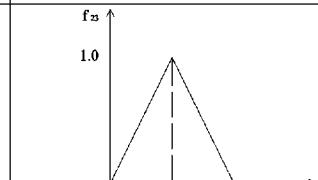
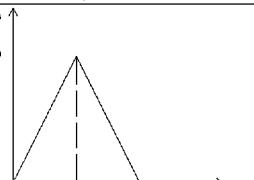
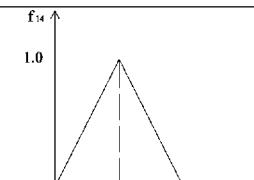
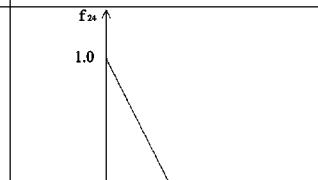
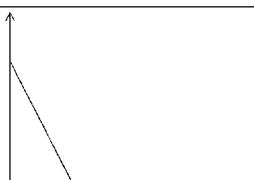
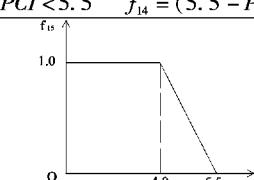
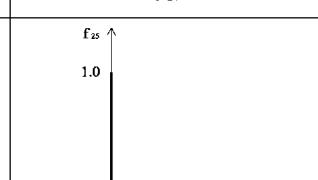
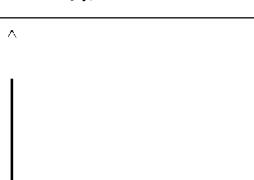
各指标的评定标准由规范^[5]和文献^[7]确定,如表1。通过无量纲化处理,利用评定标准分级,

表2给出了各特征值在0~10的可比范围之间的变化结果及各指标灰数的白化权函数计算公式。

表 1 路面使用性能评定标准分级

指标	等级				
	优	良	中	次	差
PCI	≥85	85~70	70~55	55~40	<40
σ	≤1.6	1.6~2.8	2.8~4.8	4.8~6.8	>6.8
TD	≥0.8	0.8~0.6	0.6~0.4	0.4~0.2	<0.2

表 2 各种灰类的白化权函数

灰类	PCI	σ	TD
优	 $PCI < 7 \quad f_{11} = 0$ $7 \leq PCI < 8.5 \quad f_{11} = (PCI - 7) / 1.5$ $PCI \geq 8.5 \quad f_{11} = 1$	 $\sigma < 7.7 \quad f_{21} = 0$ $7.7 \leq \sigma < 10 \quad f_{21} = (\sigma - 7.7) / 2.3$ $\sigma \geq 10 \quad f_{21} = 1$	 $TD < 6.7 \quad f_{31} = 0$ $6.7 \leq TD < 10 \quad f_{31} = (TD - 6.7) / 3.3$ $TD \geq 10 \quad f_{31} = 1$
良	 $PCI < 5.5 \quad f_{12} = 0$ $PCI \geq 8.5 \quad f_{12} = 0$ $5.5 \leq PCI < 7 \quad f_{12} = (PCI - 5.5) / 1.5$ $7 \leq PCI < 8.5 \quad f_{12} = (8.5 - PCI) / 1.5$	 $\sigma < 3.8 \quad f_{22} = 0$ $3.8 \leq \sigma < 7.7 \quad f_{22} = (\sigma - 3.8) / 3.9$ $7.7 \leq \sigma < 10 \quad f_{22} = (10 - \sigma) / 2.3$	 $TD < 3.3 \quad f_{32} = 0$ $3.3 \leq TD < 6.7 \quad f_{32} = (TD - 3.3) / 3.4$ $6.7 \leq TD < 10 \quad f_{32} = (10 - TD) / 3.3$
中	 $PCI < 4.0 \quad f_{13} = 0$ $PCI \geq 7.0 \quad f_{13} = 0$ $4.0 \leq PCI < 5.5 \quad f_{13} = (PCI - 4.0) / 1.5$ $5.5 \leq PCI < 7.0 \quad f_{13} = (7.0 - PCI) / 1.5$	 $\sigma \geq 7.7 \quad f_{23} = 0$ $0 \leq \sigma < 3.8 \quad f_{23} = \sigma / 3.8$ $3.8 \leq \sigma < 7.7 \quad f_{23} = (7.7 - \sigma) / 3.9$	 $TD \geq 7.6 \quad f_{33} = 0$ $0 \leq TD < 3.3 \quad f_{33} = TD / 3.3$ $3.3 \leq TD < 6.7 \quad f_{33} = (6.7 - TD) / 3.4$
次	 $PCI \geq 5.5 \quad f_{14} = 0$ $0 \leq PCI < 4.0 \quad f_{14} = PCI / 4$ $4.0 \leq PCI < 5.5 \quad f_{14} = (5.5 - PCI) / 1.5$	 $\sigma \geq 3.8 \quad f_{24} = 0$ $0 \leq \sigma < 3.8 \quad f_{24} = 1 - \sigma / 3.8$	 $TD \geq 3.3 \quad f_{34} = 0$ $0 \leq TD < 3.3 \quad f_{34} = 1 - TD / 3.3$
差	 $PCI \geq 5.5 \quad f_{15} = 0$ $4.0 \leq PCI < 5.5 \quad f_{15} = (5.5 - PCI) / 1.5$ $PCI < 4.0 \quad f_{15} = 1$	 $\sigma \geq 0 \quad f_{25} = 0$ $\sigma = 0 \quad f_{25} = 1$	 $TD > 0 \quad f_{35} = 0$ $TD = . \quad f_{35} = 1$

3.4 白化权函数聚类法综合评价路面使用性能的计算步骤

计算步骤如下：

(1) 确定路面评价对象及个数 n^0 、评价指标及项数 n' ，评价灰类及总数 n 。

(2) 确定路面评价对象 i 关于指标 j 的原始样本矩阵 D_0 ，如式(3)。

$$D_0 = \begin{bmatrix} d_{11}^{0'} & d_{12}^{0'} & \cdots & d_{1n'}^{0'} \\ d_{21}^{0'} & d_{22}^{0'} & \cdots & d_{2n'}^{0'} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ d_{n_1^0} & d_{n_2^0} & \cdots & d_{n_0n'} \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中，为对象 i 关于指标 j 的原始样本值。

(3) 对原始样本矩阵进行无量纲化处理，并得到无量纲矩阵，如式(4)。

$$D_0 = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & \cdots & d_{1n'} \\ d_{21} & d_{22} & \cdots & d_{2n'} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ d_{n_1^0} & d_{n_2^0} & \cdots & d_{n_0n'} \end{bmatrix} \quad (4)$$

(4) 确定各个评价指标灰类的白化权函数，如表 2 所示。

(5) 求各个评价指标关于每种灰类的聚类系数 η_{jk} ，如式(5)。

$$\eta_{jk} = A_{jk} / \sum_{j=1}^{n'} A_{jk} = A_{jk} / (A_{1k} + A_{2k} + \cdots + A_{n'k}) \quad (5)$$

式中， $j \in (1, 2, \dots, n')$ ， $k \in (1, 2, \dots, n)$ ， η_{jk} 为第 j 项评价指标将评价对象归入 k 种聚类中的聚类系数， A_{jk} 为第 j 项评价指标属于第 k 种灰类的特征值。

(6) 求各个评价指标关于每种灰类的聚类值 ω_{ik} ，如式(6)。

$$\omega_{ik} = \sum_{j=1}^{n'} f_{jk}(d_{ij}) \times \eta_{jk} \quad (6)$$

式中， $i \in (1, 2, \dots, n^0)$ ， $j \in (1, 2, \dots, n')$ ， $k \in (1, 2, \dots, n)$ ， ω_{ik} 为第 i 个评价对象属于第 k 种灰类的聚类值。 $f_{jk}(d_{ij})$ 为第 j 项评价指标属于第 k 种灰类的白化权函数在白化值的权重取值。

(7) 对路面评价对象进行聚类，如式(7)。

$$HSJL_{ik} = \max_{1 \leq k \leq n} (\omega_{ik}) \quad (7)$$

式中， $i \in (1, 2, \dots, n^0)$ ， $k \in (1, 2, \dots, n)$ ， $HSJL_{ik}$ 表示第 i 个评价对象属于第 k 种灰类，是 $(\omega_{i1}, \omega_{i2}, \dots, \omega_{in})$ 中的最大者。

3.5 综合评价路面使用性能示例

假设有 3 段公路，其中路段 1 为新修路段，路段 2、3 为完工 2 ~ 3 年的路段，其三个评价指标的原始数据如表 3。

表 3 白化权函数聚类指标原始数据

路段	PCI	σ	TD
1	99.9	1.12	1.05
2	65.0	1.35	0.92
3	80.0	1.10	0.96

以上原始数据无量纲化处理后如表 4。

表 4 白化权函数聚类指标白化值

路段	PCI	σ	TD
1	9.99	10	10
2	6.5	10	10
3	8.0	10	10

白化权函数计算得各路段指标灰类权重如表 5。

表 5 白化权函数聚类指标白化权重

灰类	路段 1			路段 2			路段 3		
	PCI	σ	TD	PCI	σ	TD	PCI	σ	TD
优	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	0.67	1.0	1.0
良	0	0	0	0.67	0	0	0.33	0	0
中	0	0	0	0.33	0	0	0	0	0
次	0	0	0	0	0	0	0	0	0
差	0	0	0	0	0	0	0	0	0

每种灰类的聚类系数 计算如表 6。

表 6 白化权函数聚类每种灰类的聚类系数

灰类	<i>PCI</i>	σ	<i>TD</i>
优	0.2982	0.3509	0.3509
良	0.2764	0.3869	0.3367
中	0.4965	0.2695	0.2340
次	0.3604	0.3423	0.2973
差	1.0	0	0

各个路段每种灰类的聚类值 计算如表 7。

表 7 白化权函数聚类每种灰类的聚类值

路段	优	良	中	次	差
1	1.0	0	0	0	0
2	0.7018	0.1852	0.1638	0	0
3	0.9016	0.0912	0	0	0

最终计算结果的 *HSJL* 如表 8。

表 8 白化权函数聚类的 *HSJL* 值

路段	1		2		3	
<i>HSJL</i>	优	1.0	优	0.7018	优	0.9016

4 结论

通过灰色白化权函数聚类法,可以对路面的使用性能进行合理的量化评价,有助于对路面质量的综合评定。

灰色白化权函数聚类法简单明了、计算步骤清晰,原始数据容易获取,能较完善地评价路面的使用性能。

参考文献:

[1] 资建民. 水泥混凝土路面状况综合评价的灰色方法[J]. 武汉城市建设学院学报, 1999, 16(2): 24-28.

[2] 邬晓光, 吕文全, 曾明春等. 灰色理论在沥青路面质量控制中的应用研究[J]. 重庆交通学院学报, 2004, 23(2): 55-56.

[3] 张慧颖. 基于灰色变权聚类的公路建设项目成功度评价[J]. 公路, 2006, (8): 141-145.

[4] 廖公云, 黄晓明. 灰色关联聚类在半刚性基层材料性能优化指标确定中的应用[J]. 公路交通科技, 2006, 23(3): 23-26.

[5] JTJ 073.1-2001, 公路水泥混凝土路面养护技术规范北京[S].

[6] 肖金平. 水泥混凝土路面工作性能评价指标体系研究[J]. 中外公路, 2006, 26(2): 83-86.

[7] 黄立葵, 盛灿花. 车辆动荷系数与路面平整度的关系[J]. 公路交通科技, 2006, 23(3): 27-29.

公路隧道排送通风系统升压模式分析研究

温玉辉

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 基于动量定理及能量守恒定律,本文推导了公路隧道排、送风升压计算理论公式。并应用数值计算方法求得不同工况下公路隧道排、送风升压值,同时将数值计算结果与理论计算值和规范计算值进行了比较分析。对现行规范排、送风升压计算公式中相关系数进行了修正,并给出了理论合理、形式简单的新的排、送风升压计算公式。相关研究结论可供公路隧道通风设计计算参考。

关键词: 隧道工程;送排式通风;理论分析;数值计算

公路隧道竖井纵向排送通风系统的一个主要优点在于隧道正洞能够充分利用排风和送风所提供的升压力,特别是送风升力效果比较显著,若能充分利用该部分升压力则可达到“节能”之目的。因此竖井纵向排送通风方式成为目前特长公路隧道通风系统的主流选择。

《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)在主要参考日本通风规范和经验的基础上,给出了竖井纵向排风升压压力计算公式和送风升压压力计算公式。两个公式的推导基于固体力学中的动量定理,对于送风升压计算公式的推导目前隧道通风工程界一般基本没异议,只是对于送风升压调整系数 K_b 的取值认为应有所细化;而对于排风升压计算公式则目前存在较大争议^{[4][5]}:争议点主要在于是否应考虑排风角度 θ 的影响。若严格按固体力学公式推导过程,则现行《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)排风升压计算公式未涉及排风角度 θ 之影响,显然在理论上欠缺严谨。但应值得注意的是,流体不同于固体,严格意义上的固体力学公式推导是否适用于流体工程则有待进一步探讨研究。

根据相关文献查阅,目前国内隧道通风研究界尚未见对以上问题的详细研究资料,相关文献^{[4][5]}仅从理论上对相关公式进行推导,对现行规范提出了异议,但未进一步深入分析。为深化

· 24 ·

对送、排风升压计算公式的认识,优化具体通风计算方案,本文拟采用流体数值计算方法对该问题进行深入分析。重点进行如下分析:

(1) 分别按动量定理及能量守恒定律推导排风升压计算公式并采用数值计算方法予以验证,推导新的简单计算公式并确定排风升压调整系数 K_e ;

(2) 按动量定理推导送风升压计算公式推导以及验证,确定送风升压调整系数 K_b 。

1 排风升压模式分析研究

公路隧道排风分析模型见图1。

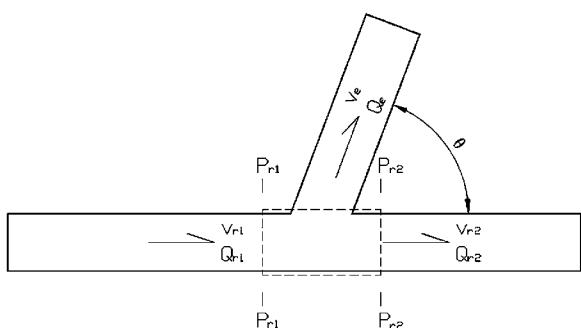


图1 排风示意图

本节将分别应用动量定理和能量守恒定律分别对排风升压值进行推导。

1.1 应用动量定理推导(同现行通风规范但考虑排风口角度 θ)

由于排风引起的隧道主洞压强增加值可按

固体力学中的动量定理推导,选定图1中虚线区域为分析块体,则推导如下:

$$A_{r1} \cdot p_{r1} - A_{r2} \cdot p_{r2} = \rho \cdot Q_{r1} \cdot v_{r1} - (\rho \cdot Q_{r2} \cdot v_{r2} + \rho \cdot Q_e \cdot V_e \cdot \cos\theta)$$

取 $A_{r1} = A_{r2} = A_r$; $p_{r1} - p_{r2} = \Delta p_e$; $Q_{r1} = Q_e + Q_{r2}$

得到如下公式:

$$A_r \cdot \Delta p_e = \rho \cdot Q_{r1} \cdot v_{r1} - [\rho \cdot (Q_{r1} - Q_e) \cdot v_{r2} + \rho \cdot Q_e \cdot V_e \cdot \cos\theta]$$

经整理最终得出:

$$\Delta p_e = 2 \times \frac{Q_e}{Q_{r1}} \left[\left(2 - \frac{v_e \cdot \cos\theta}{v_{r1}} \right) - \frac{Q_e}{Q_{r1}} \right] \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_{r1}^2 \quad (1)$$

式(1)为严格按固体力学动量定理推导出的排风升压理论计算公式。对该公式分析可发现,在其他条件相同的情况下,若排风角度 θ 取值为 90° 时,则理论上此时的排风升压值 Δp_e 最大;当排风角度 θ 取值为 0° 时,则理论上此时的排风升压值 Δp_e 最小。

假设 $v_e = \frac{v_{r1}}{n}$ 且 $A_e = A_r$, 则式(1)进一步简化如下:

$$\Delta p_e = \left[\frac{2}{n} - \frac{(\cos\theta + 1)}{n^2} \right] \cdot \rho \cdot v_{r1}^2 \quad (2)$$

由以上公式可进一步得知,排风升压值 Δp_e 与隧道正洞风速 v_{r1} 的平方成正比;理论上与排风角度 θ 存在关系,受排送流量比 Q_e/Q_{r1} 影响较大。根据以上计算公式并令 $\left[\frac{2}{n} - \frac{(\cos\theta + 1)}{n^2} \right] = K$, 可得出如下关系图(图2)。

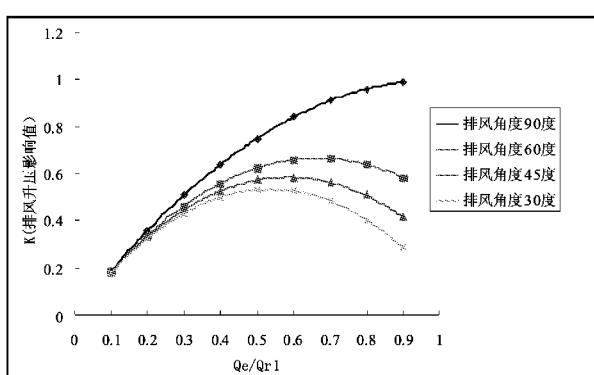


图2 排风升压理论值与排风角度关系 θ 图

根据图2计算结果可知,如果式(2)成立的话,则说明现行《公路隧道通风照明设计规范》

(JTJ026.1-1999)的推荐公式存在误差。因此有必要对此进行深入计算研究分析。

1.2 应用能量守恒定律推导

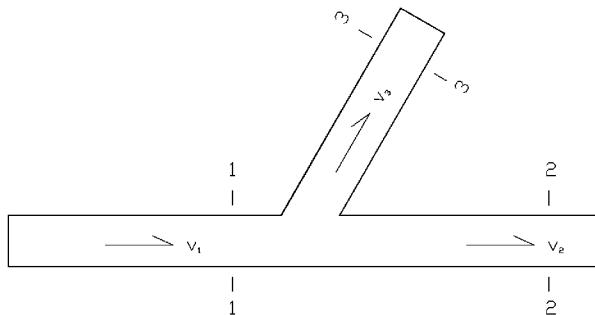


图3 排风示意图(基于能量守恒定律)

截取断面1和断面2,根据能量守恒定律有如下关系:

$$\rho \cdot g \cdot h_1 + p_1 + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_1^2 = p_2 + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_2^2 + \Delta p \cdot \rho \cdot g \cdot h_2$$

式中 Δp 为断面1至断面2之间的沿程压力损失和局部压力损失(为分流损失),假定 $h_1 = h_2$, 则有 $\Delta p = \xi_{1-2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_1^2 + \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D} \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_2^2$; 而排风升压值 $\Delta p_e = p_2 - p_1$, 则可推导出如下公式:

$$\Delta p_e = (1 - \xi_{1-2}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_1^2 - \left(1 + \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D} \right) \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_2^2 \quad (3)$$

对式(3),确定分流压力损失及沿程压力损失之后方可求解排风升压值 Δp_e 。

结合公路隧道排风道的几何尺寸并按现行《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)的构造要求,排风口的断面大小与主洞接近相似,由此建立三维模型时令排风道与主洞几何结构相同。为充分考虑排风道与隧道正洞轴线交角 θ 对排风升压值 Δp_e 的影响, θ 分别取值 90° 、 60° 、 45° 以及 30° 。

1.2.1 几何参数

隧道正洞面积 $A_1: 78.54 \text{ m}^2$;

隧道正洞长度 $L_1: 200\text{m}$;

隧道正洞断面当量直径 $D_1: 10\text{m}$;

排风道面积 $A_2: 78.54 \text{ m}^2$;

排风道长度 $L_2: 80\text{m}$;

排风道断面当量直径 $D_2: 10\text{m}$ 。

1.2.2 计算参数

空气密度 $\rho: 1.2047 \text{ kg/m}^3$;

空气动力粘滞系数 $\mu: 1.817 \times 10^{-5} \text{ Pa} \cdot \text{s}$;

隧道正洞上游入口风速:10m/s、9m/s、8m/s、7m/s 及 6m/s;

隧道正洞下游出口相对压强取为 0;

排风道出口风速对应取:6m/s、5m/s、4m/s、3m/s、2m/s 及 1m/s;

风道壁面绝对粗糙度 $\Delta: 0.001 \text{ m}$ 。

计算平面示意图如图 4。

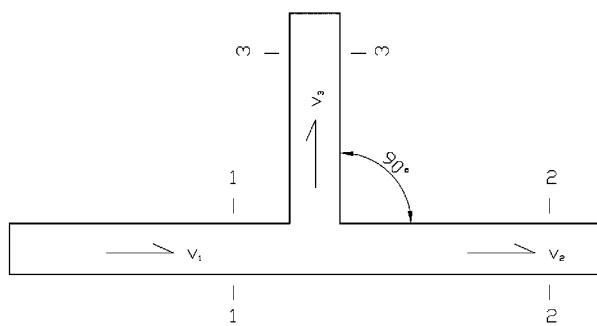


图 4 排风角度为 90°计算示意图

根据能量守恒定律,可分别推导出各分段局部压力损失系数计算公式如下:

$$\xi_{1-2} = \frac{p_1 + \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 - \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D_1} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - p_2}{\frac{\rho}{2} \cdot v_1^2} \quad (4)$$

$$\xi_{1-3} = \frac{p_1 + \frac{\rho}{2} \cdot v_1^2 - \lambda \cdot \frac{L_{1-3}}{D_1} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_3^2 - \frac{\rho}{2} \cdot v_3^2 - p_3}{\frac{\rho}{2} \cdot v_1^2} \quad (5)$$

排风升压计算公式如下:

$$\Delta p_e = p_2 - p_1 - \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 \quad (6)$$

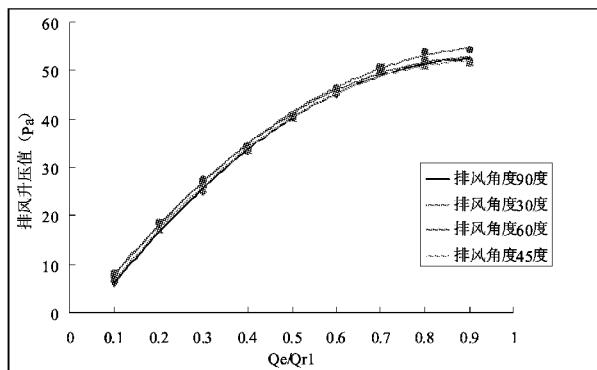


图 5 数值计算排风升压数值(入口风速 10m/s)

按式(4)至式(6)及现行《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)附录 103 页日本相关通风研究结果得出的排风口升压动量系数 K_e , 分别根据纯理论推导、规范计算法以及数值计算法计算出排风升压值 Δp_e 如表 1(限于篇幅, 仅列出入口风速为 10m/s 之工况)。

表 1 排风升压计算结果

排风角度 $\theta/^\circ$	工况(入口风速 10 m/s)		理论计算值	规范计算值	
	断面 3 风速/(m/s)	排风升压/Pa		K_e	排风升压/Pa
90°	6	44.958	101.195	1.75	25.423
	5	40.480	90.353	2.04	28.870
	4	33.250	77.101	2.36	31.621
	3	25.016	61.440	2.70	32.150
	2	17.290	43.369	3.07	28.589
	1	5.991	22.889	3.46	18.725
60°	6	46.088	79.510	1.75	25.423
	5	40.756	75.294	2.04	28.870
	4	33.671	67.463	2.36	31.621
	3	26.626	56.019	2.70	32.150
	2	18.574	40.960	3.07	28.589
	1	8.120	22.287	3.46	18.725
45°	6	45.520	70.528	1.75	25.423
	5	40.213	69.056	2.04	28.870
	4	33.732	63.471	2.36	31.621
	3	25.324	53.773	2.70	32.150
	2	16.951	39.962	3.07	28.589
	1	7.024	22.037	3.46	18.725
30°	6	46.498	63.636	1.75	25.423
	5	40.765	64.27	2.04	28.870
	4	34.473	60.408	2.36	31.621
	3	27.497	52.050	2.70	32.150
	2	18.240	39.196	3.07	28.589
	1	7.315	21.846	3.46	18.725

对计算结果初步分析:

(1) 根据计算结果, 排风口角度 θ 对排风升压值 Δp_e 影响非常小。从计算值上分析, 整体上排风升压值 Δp_e 随着排风口角度的增大而增大, 排风口角度 θ 取 30° 时, 排风升压值 Δp_e 最小; 排风口角度 θ 为 90° 时, 排风升压值 Δp_e 最大, 但两者差距非常小, 几近可以忽略不计。

(2) 与数值计算值相比, 规范计算值(基于动量定理推导)偏小而理论计算值(基于动量定理推导)偏大。相比较而言, 数值计算值与理论计算值更接近, 规律也比较一致。

(3) 根据计算结果云图及矢量图分析, 隧道正洞内流体在排风口区域发生严重偏流现象。在排风口分离之后, 排风道和隧道正洞内的风流均贴壁流动。在排风道另一侧出现强度大、范围广的涡流区域, 因此排风口附近的流态比较复杂, 局部风阻损失也较大。隧道正洞另一侧同样也出现涡流区域, 应引起重视。初步分析该两处涡流的存在以及风流出现的贴壁现象极大地减小了排风升压效果, 特别是风流的贴壁效应极大消除了排风角度的影响, 使数值计算的排风升压值远小于理论计算值。

(4) 《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1 - 1999)附录图 15 有关排风口升压动量系数 K_e 与 Q_e/Q_{rl} 关系图值得商榷, 该图中限定了 " $\frac{p_1 - p_3}{\rho \cdot v_3^2} = 0.4$ " 的条件未予以具体说明和解释。期待日后修编《公路隧道通风照明设计规范》时应予以重视并建议采取模型试验予以进一步深入研究。

(5) 根据流体数值计算结果并忽略排风角度 θ 对排风升压影响, 同时考虑一定的安全度对流体数值排风升压计算结果乘以 0.85 的系数之后, 基于规范推荐的排风升压计算公式形式(基于动量定理推导), 对排风口升压动量系数 K_e 进行反推计算, 可得出排风口升压动量系数 K_e 值(图 6)。

(6) 根据能量守恒定理推导的排风升压计算公式如下:

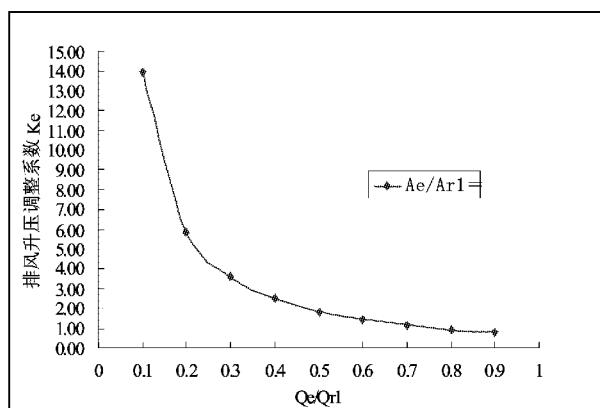


图 6 排风量比与排风升压调整系数 K_e 关系图

$$\Delta p_e = (1 - \xi_{1-2}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_1^2 - \left(1 + \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D} \right) \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_2^2$$

根据该公式, 按本文给定的计算工况可知,

ξ_{1-2} 偏保守计可取 0.1, 沿程压力损失 $\lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D}$ 偏保守计取 0.1。则公式简化如下: $\Delta p_e = 0.45 \cdot \rho \cdot v_1^2 - 0.55 \cdot \rho \cdot v_2^2$ 。

2 送风升压模式分析研究

公路隧道送风分析模型见图 7。

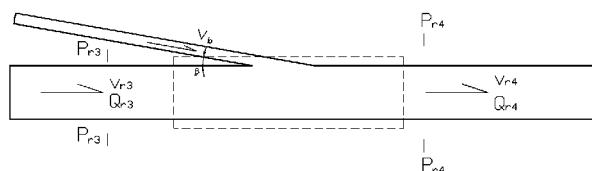


图 7 送风示意图

由于送风引起的隧道主洞压强增加值可按固体力学中的动量定理推导, 选定图 7 中虚线区域为分析块体, 则推导如下:

$$A_{r4} \cdot p_{r4} - A_{r3} \cdot p_{r3} = (\rho \cdot Q_{r3} \cdot v_{r3} + \rho \cdot Q_b \cdot v_b \cdot \cos \beta) - \rho \cdot Q_{r4} \cdot v_{r4}$$

取 $A_{r4} = A_r$, $Q_{r4} = Q_b + Q_{r3}$, 经整理最终得出:

$$\Delta p_b = \rho \cdot \left[\frac{(Q_{r4} - Q_b)^2}{A_r \cdot A_{r3}} + \frac{Q_b \cdot v_b \cdot \cos \beta}{A_r} - \left(\frac{Q_{r4}}{A_r} \right)^2 \right] \quad (7)$$

式(7)为严格按固体力学动量定理推导出的送风升压理论计算公式。对该公式分析可发现, 在其他条件相同的情况下, 若送风角度 β 取值为 90° 时, 则理论上此时的送风升压值最小; 当送风角

度 β 取值为0°时,则理论上此时的送风升压值最大。结合公路隧道实际情况,为了最大限度充分利用送风提供的升压,一般送风角度 β 取值在0°~5°之间。

结合公路隧道送风口的几何尺寸并按现行《公路隧道通风照明设计规范》(JTJ026.1-1999)的构造要求,送风口设置在隧道顶部。为充分考虑送风角度 β 对送风升压值 Δp_b 的影响, θ 分别取值0°及5°。

2.1 几何参数

隧道正洞面积 A_1 :78.54m²;

隧道正洞长度 L_1 :150m;

隧道正洞断面当量直径 D_1 :10m;

送风道面积 A_2 :11.18m²;

送风道长度 L_2 :5m;

送风道断面当量直径 D_2 :2.59m;

隧道短道面积 A_3 :63.19m²;

隧道短道长度 L_3 :50m;

隧道短道断面当量直径 D_3 :8.54m;

送风口角度分别取0°及5°。

2.2 计算参数

空气密度 ρ :1.2047 kg/m³;

空气动力粘滞系数 μ : 1.817×10^{-5} Pa·s;

送风道入口风速:30m/s;

短道入口风速:1m/s、2m/s及3m/s共三种工况;

隧道正洞下游出口相对压强取为0;

风道壁面绝对粗糙度 Δ :0.001m。

计算平面示意图如图8。

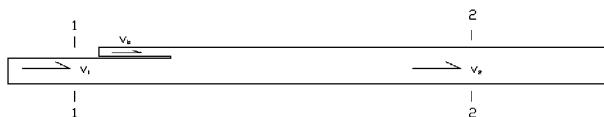


图8 送风计算示意图

根据能量守恒定律,可推导出送风汇流局部压力损失系数计算公式如下:

$$\xi_{b-2} = \frac{p_b + \frac{\rho}{2} \cdot v_b^2 - \lambda \cdot \frac{L_{b-2}}{D_1} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 - p_2}{\frac{\rho}{2} \cdot v_b^2} \quad (8)$$

• 28 •

而对于短道部分,由于送风产生升压作用,对短道风流形成“抽力”,其汇流损失系数为负值,即有利于风流向隧道下游出口流动。故不予计算。

考虑沿程压力损失影响项,送风升压计算公式如下:

$$\Delta p_b = p_2 - p_1 - \lambda \cdot \frac{L_{1-2}}{D} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_2^2 \quad (9)$$

截取断面1、断面2以及送风口处的压强值如表2。

表2 断面计算截取值

送风口 角度 β	工况 v_1 /(m/s)	断面截取值		
		压强 p_1 /Pa	压强 p_2 /Pa	压强 p_b /Pa
送风口 角度0°	1	-150.804	0	-124.847
	2	-135.642	0.251	-116.826
	3	-124.684	1.196	-113.346
送风口 角度5°	1	-134.477	0	-168.462
	2	-115.893	0	-151.737
	3	-106.220	0	-126.735

表3 送风升压 Δp_b 及送风汇流损失系数 ξ_{b-2}

送风口 角度 β	工况 v_1 /(m/s)	送风升压 Δp_b /Pa		
		数值 计算值	理论 计算值	规范计算值(K_b 取0.90~0.95)
送风口 角度0°	1	144.98	124.30	108.68~116.39
	2	128.08	116.59	100.40~108.11
	3	115.78	109.26	92.12~99.84
送风口 角度5°	1	128.66	123.71	108.15~115.84
	2	115.89	116.00	99.87~107.56
	3	106.22	108.67	91.59~99.28

对计算结果分析,可得出如下结论:

(1)根据表2计算结果可知,CFD计算值与理论计算较接近,而规范计算值最小。究其主要原因在于断面截取压强值包含沿程压力损失值和局部压力损失值。在计算送风升压值 Δp_b 时仅对沿程压力损失值进行了修正,而对局部压力损失由于没有相关计算结果未进行修正。

(2)根据计算结果速度云图可知,在送风口下端形成狭长的涡流区域,该涡流区域的存在将

造成较大的压力损失。因此可认为流体数值计算值较理论值大是合理的,若扣除局部压力损失值,则两者值应较接近。另根据计算结果云图发现,涡流区域范围随着送风口角度 β 的增大以及短道流速的增大而减小,其主要原因在于送风口角度增大,在竖向上压缩了涡流形成的空间;而随着短道流速的增大,短道风流动压也跟着增大,进而压缩了涡流在水平方向上行成空间。由此可推出由于涡流造成的局部压力损失也减少。所以数值计算值与理论计算数值越来越接近。故建议在条件允许的情况下,送风口应保证一定的角度。

(3) 规范计算值偏小主要有如下两点原因:
①规范计算公式属简化公式,将短道面积 A_3 (63.19m^2) 等同于隧道正洞面积 A_1 (78.54m^2);
②规范计算公式引入了送风口升压动量系数 K_b (取值范围在 $0.90 \sim 0.95$ 之间),对送风升压值进行了折减。

(4) 根据计算结果分析可知,现行规范计算法偏于保守。建议在引入送风口升压动量系数 K_b 的基础上,将送风升压计算公式改写如下:

$$\Delta p_b = \rho \cdot \left[\frac{(Q_r - Q_b)^2}{A_r \cdot A_{r3}} + \frac{Q_b \cdot v_b \cdot \cos \beta \cdot K_b}{A_r} - \left(\frac{Q_r}{A_r} \right)^2 \right]$$

(5) 根据计算结果可知,送风汇流局部压力损失值较大,且随送风口角度 β 的增大而减小。究其原因主要是随着送风口角度 β 的增大,高速风流(速度达 30m/s)与隧道正洞拱顶的摩擦减小,进而风阻损失也随之减小。建议当送风口角度 β 为 0° 时,送风汇流局部压力损失系数取 0.66;当送风口角度 β 为 5° 时,送风汇流局部压力损失系数取 0.58。当送风角度 β 为 $0^\circ \sim 5^\circ$ 之间时,送风汇流局部压力损失系数可按上述计算值内插求得。

3 结语

(1) 本文对公路隧道排送通风系统升压模式进行了分析研究。分别根据动量定理及能量守恒定律从理论上推导了排、送风升压计算公式,将流体数值计算排、送风升压值与理论计算值和规范计算值进行了比较分析。

(2) 深化了对公路隧道排送通风系统升压模式的理解,清晰了相关假定及参数的由来。在规范推荐排风升压计算公式的基础上,重新确定了排风升压动量系数,并基于能量守恒定律,重新给出了新的排风升压计算公式,可供公路隧道通风工程参考。

(3) 建议条件许可时,采用模型试验或实体工程现场测试对本文相关研究结论进一步进行验证。

参考文献:

- [1] 温玉辉. 特长公路隧道纵向通风系统 CFD 三维仿真分析[D]. 西安: 长安大学, 2004.
- [2] JTJ026. 1 – 1999, 公路隧道通风照明设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [3] 吕康成. 公路隧道运营设施[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [4] 仇玉良. 公路隧道复杂通风网络分析技术研究[D]. 西安: 长安大学, 2005.
- [5] 吕康成, 吴毅敏. 特长公路隧道排送组合通风设计计算[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2009, (29)5: 81 – 85.
- [6] Blue Ridge Numeric Company. CFdesign tutorial manual[R]. 1998.
- [7] D. Pelletier, E. Turgeon, D. Lacasse. Adaptively, sensitivity, and Uncertainty: Towards Standards Good Practice of CFD [J]. AIAA, 2003(10): 1925 – 1933.

杨岗一号隧道洞口浅埋偏压地段施工技术探讨

金文良，温玉辉，李国安

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507)

摘要：本文针对杨岗一号双向六车道连拱隧道大跨径、超浅埋、洞口偏压等特点，通过地表注浆加固、反压回填、浅埋段护拱等工程技术实践，介绍了浅埋段隧道施工的一些经验和技术体会。

关键词：连拱隧道；浅埋；偏压；地表注浆

1 工程概况

杨岗一号隧道为粤湘高速公路博罗至深圳段中一座双向六车道大跨径双连拱隧道，隧道全长263m，起讫桩号为K56+340~K56+603，隧道最大埋深约53m，最小埋深约0.5m，开挖断面最大开挖宽度达到36.08m，开挖高度11.93m，属于大跨径浅埋隧道。

杨岗一号隧道所穿越山体为低缓丘陵，地面标高75~140.0m，相对高差约65m，山体植被茂密，博罗端洞口地形图详见图1。根据工程地质调绘，隧址区未发现断层出露，两端洞口工程地质条件较差，两端洞口不同程度存在偏压问题，两端洞口围岩顶板厚度较薄，围岩级别低，博罗端浅埋段共有132m，其中K56+380~K56+410段覆盖层厚度为0.5m~5.4m，隧道表层覆盖松散软弱堆积物，风化极严重，下伏强风化粉砂岩，岩质较软，节理裂隙发育，为V级围岩，开挖后很难形成承载拱，处理不好将会地表下沉甚至引起冒顶塌方危害。隧道工程地质纵断面图详见图2。

2 K56+380~K56+410段浅埋段施工技术

2.1 洞口浅埋段长管棚超前支护

洞口浅埋段采用40m长管棚超前支护，管棚采用Φ108(壁厚6mm)热轧无缝钢管，为使钻孔定位准确，设置三榀钢架，并模筑60cm厚的

· 30 ·

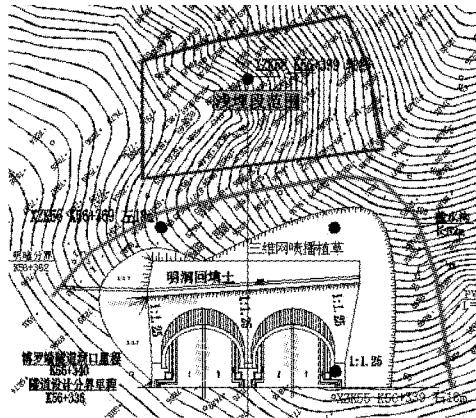


图1 隧道博罗端洞口浅埋段平面图

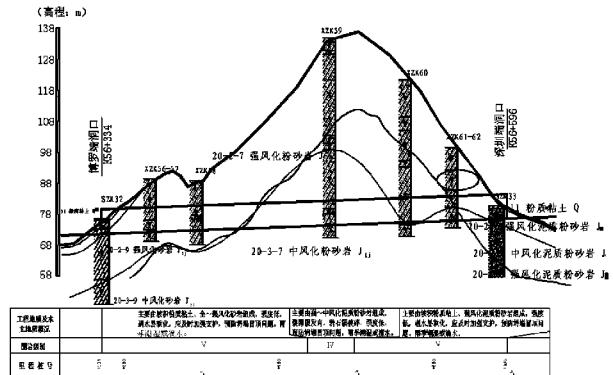


图2 隧道工程地质纵断面图

混凝土，以固定127(壁厚5mm、长2m)管棚导向管。钢花管上钻注浆孔，孔径Φ15mm，孔间距15cm，呈梅花型布置，钢管尾部(孔口段)2.0m不钻花孔作为止浆段。超前注浆采用42.5级普通硅酸水泥单液浆，水灰比1:1，注浆初始压力0.5~1.0MPa，终止压力1.5~2.0MPa。

2.2 地表注浆及护拱加固

杨岗一号隧道在K56+380~K56+410段

穿越一天然冲沟,该段围岩顶板厚度较薄,最薄处隧道埋深只有0.5m厚,为超浅埋段,并存在严重偏压。表层覆盖松散软弱堆积物,风化较严重,下伏强风化粉砂岩,岩质较软,节理裂隙发育,开挖后很难形成承载拱,处理不好将引起冒顶他方并使地表下沉。为了稳定拱顶并改良围岩地质,并贯彻“早进洞、晚出洞”隧道施工理念,减少边仰坡的开挖,有效地保护自然环境,设计辅以钢筋混凝土护拱和Φ50mmPVC注浆管加固地层。施工中采取以下步骤施工:

(1)清除地表植被,精确测量隧道横断面地面线是否与设计一致。

(2)竖直地面打入锚杆,锚杆采用水泥砂浆锚杆,长度与打入深度均为8m,和长管棚位置有冲突处,可适当错开,进洞后与衬砌干扰的部分锚杆,可将其剪断。

(3)地表注浆:在两根锚杆之间竖直地面打入Φ50mmPVC注浆小导管,其打入的位置及根数,按各断面图上之粗黑线计量,小导管长度均为6m,进洞后与衬砌干扰的部分,可将其剪断。

(4)小导管注浆设计参数如下:采用Φ50mm塑料花管,梅花型布置,间距为150cm,每15cm打四个Φ8mm的小孔,平均分布于小导管的环向;其上部要高出地面0.2~0.3m;注浆水泥采用42.5号早强水泥,1:1水泥浆液注

浆,注浆压力为2.5~3.0MPa(初始注浆压力0.5~1.0MPa),孔口管段使用活动橡胶纸浆塞止浆,采用跳跃式、隔孔、自下而上分段注浆,分段长度为1.0~2.0m;注浆压力达终压,并持续10min,即可结束注浆;注浆前,应进行现场注浆实验,确定注浆参数;注浆过程中,应做好注浆记录,位置、编号、水泥品种及标号、水灰比、注浆压力及注浆量等。

(5)距地面20cm绑扎钢筋网并与锚杆焊接;浇筑护拱混凝土0.8m厚处帮扎第二层钢筋网;将护拱混凝土浇筑至设计厚度。

2.3 修筑护拱的注意事项

(1)护拱施工前,应先修筑护拱周围的排水沟,将水引开,保证施工安全。

(2)施工中应根据施工规范进行锚杆拉拔力试验,单根锚杆抗拉力要求不低于200kN/根,不合格的锚杆应重新施作。

(3)加强浅埋区隧道监控量测工作。密切把握隧道围岩变形及衬砌受力情况,根据监控量测结果及时调整加强隧道支护。

(4)由于拱顶覆土很薄,首先施工完洞口40m长管棚后(在浅埋段有外露的长管棚先不注浆),进洞施工前在K56+380~K56+410地表处要先施做钢筋混凝土护拱加固地表(护拱范围的暗洞开挖施工超前支护措施见图3),待护拱达到设计强度时方可进行后续开挖工作。

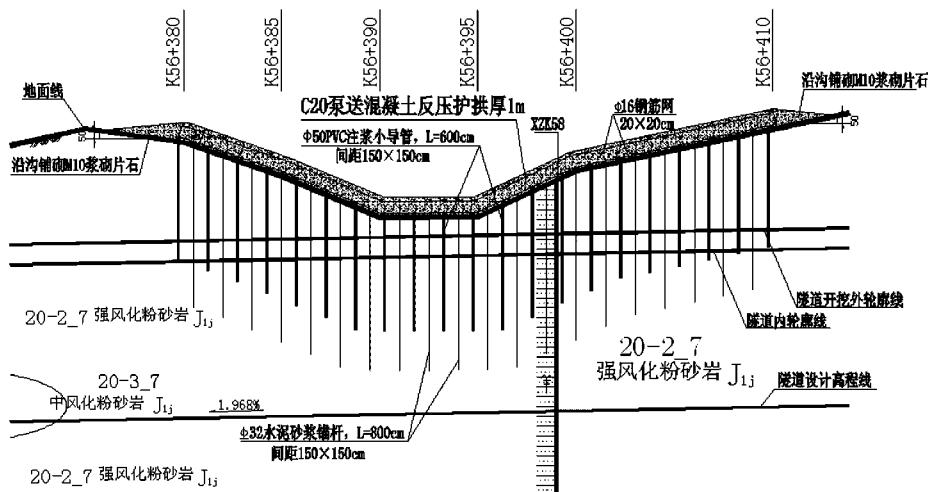


图3 浅埋偏压段地表加固措施纵断面图

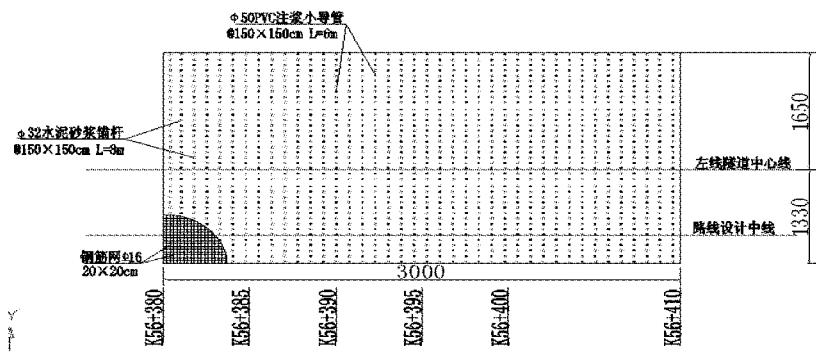


图4 浅埋偏压段地表加固措施平面图

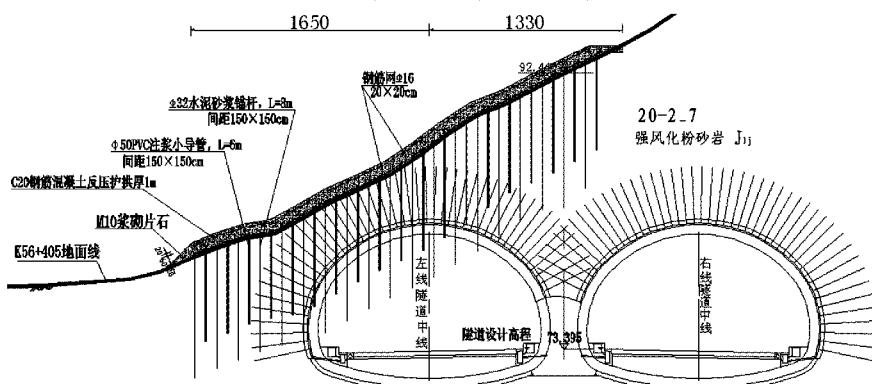


图5 K56+405浅埋段地表加固设计横断面图

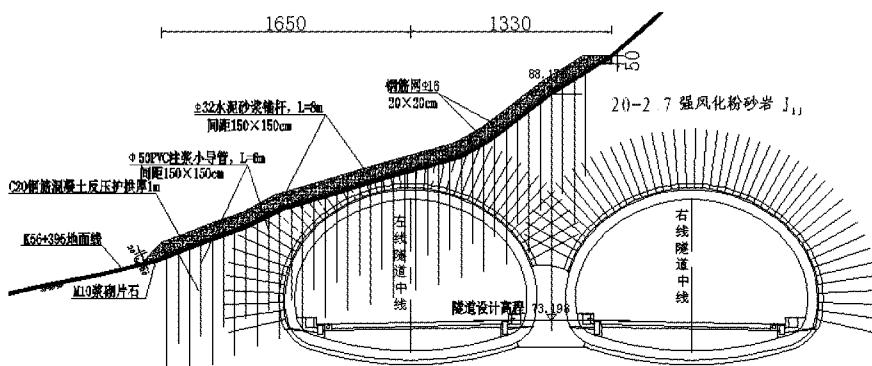


图6 K56+395浅埋段地表加固设计横断面图

(5) 砼护拱随地面自然坡度起伏平均厚度保持1.0m。施做护拱时横向宽度应按图3和图4所示范围施工,为防止流水直接冲刷护拱,护拱边缘应使用M10浆砌片石回填延伸至与地面相接处,并下挖50cm。

(6) 考虑浅埋段埋深较浅,为防止爆破震裂地表围岩导致地表水流入隧道洞内,隧道通过浅埋段时应采用人工开挖,禁止放炮。

2.4 偏压地段反压回填处理

为了减少洞口偏压影响,决定在K56+370 ~

· 32 ·

K56+410范围进行反压回填。反压回填土采用内摩擦角较大、粘聚力较大的水泥混合土:碎石土掺4%的32.5级水泥。以提高反压重力效果,减少产生侧向压力。

对于浅埋段已设置护拱地段要求对护拱顶部适当凿毛,以增加回填土与护拱砼之间的摩擦力。在反压回填水泥混合土外侧采用重力式挡土墙支撑,重力式挡土墙顶部宽3m;挡土墙内侧距左洞隧道开挖起拱线最外侧距离为16m;挡土墙外侧底部入土深度应不小于1m;挡土墙底部

地基承载力特征值要求不小于400kPa,否则应进行地基加强处理;挡墙高度根据地形设置介于4m~7.3m,挡土墙高度按墙趾底部最小埋入深度1m控制,距离地表水平距离按1~2m控制。挡土墙每隔5m应设置沉降缝。挡土墙建筑材料

采用C20片石混凝土,重力式挡土墙身应设置泄水孔,以避免墙后填土积水。墙背应进行凿毛处理以提高其粗糙度;要求在回填土顶部进行绿化植草以避免雨水对回填土的冲刷。浅埋段反压回填方案如图7和图8所示。

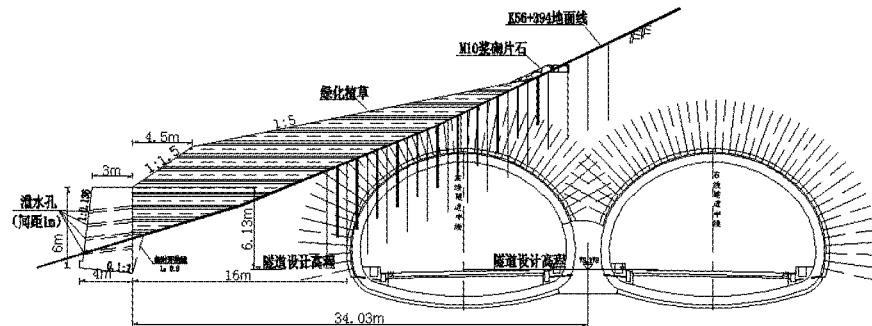


图7 浅埋段反压回填设计图



图8 浅埋段重力式挡土墙纵向布置图

2.5 三导坑法进行浅埋段施工

待护拱和超前支护注浆强度达到85%后,方可进行浅埋段开挖。针对隧道跨度大、地质条件差、偏压及浅埋等特点,该浅埋段采用三导洞法施工,先施工中导洞及中墙、再施工临近山体外侧的左侧壁导洞、最后施工山体内侧右侧壁导洞,左右洞均采用留核心土的开挖方法。开挖顺序如图9所示。在浅埋段导坑开挖以风镐配合人工开挖,严禁爆破施工,同时施工中加强监控量测和超前地质预报工作。

2.6 监控量测

隧道监控量测是新奥法施工十分重要和必不可少的重要环节,是解决隧道设计、施工系统的一种重要的手段和主要途径。洞口浅埋段监控量测主要目的是:

(1)通过对围岩变形和支护手里的动态量测,及时对围岩稳定性和支护系统的合理性、安全性做出合理的评价。

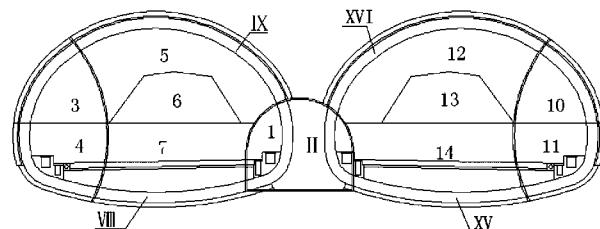


图9 浅埋段施工工序图

- 步骤1:中导洞开挖及中隔墙衬砌施工;
- 步骤2:先行侧壁导坑开挖及初期支护;
- 步骤3:先行主洞的开挖及初期支护;
- 步骤4:先行主洞二次衬砌施工;
- 步骤5:后行侧壁导坑开挖及初期支护;
- 步骤6:后行主洞的开挖及初期支护;
- 步骤7:后行主洞二次衬砌施工;

(2)通过施工中围岩检测,进行必要的超前地质预报工作,正确指导施工,以便采取相应措施,确保隧道施工安全。

(3)确定合理的支护形式、支护参数和支护时间。隧道施工量测项目主要有:①洞内外观

察;②水平收敛量测;③拱顶下沉量测;④锚杆抗拔力量测;⑤地表下沉量测。同时本隧道还要进行爆破震动速度的量测,要求爆破对相邻隧道的最大临界震动速度不大于 10cm/s 。

(4)对于浅埋地段和二次衬砌受力地段,应在初级支护完成之后及时施作二衬,尽快封闭成环,以策安全。

3 结语

杨岗一号隧道是一座超浅埋、偏压、大跨径连拱隧道,目前隧道已安全贯通,通过杨岗一号隧道超浅埋、偏压、大跨径连拱隧道施工实践,隧道施工中,特别注意以下几点:

(1)施工前应制定详细可行的施工方案,做好工程应急预案,以应对各种可能出现的地质和突发时间;

(2)在浅埋段施工过程中,应严格遵循“早预报、管超前、预加固、后掘进、短进尺、强支护、勤

量测、早封闭”的施工原则,严禁采用爆破施工、贪功冒进;

(3)监控量测是新奥法隧道施工的核心内容,在浅埋段开挖时,务必要做好周边位移、拱顶下沉、地表下沉、爆破震动速度等内容的量测工作,用以指导施工,一旦发现异常,应及时采取处理措施;

(4)对于偏压型洞口浅埋段,应视具体情况对偏压山体采取卸载、地表注浆加固及加钢筋混凝土护拱等处理措施,确保隧道通过浅埋段的施工安全。

参考文献:

[1] JTG D70 - 2004, 公路隧道设计规范[S].

[2] JTG F60 - 2009, 公路隧道施工技术规范[S].

[3] 粤湘高速公路博罗至深圳段施工图设计文件[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司, 2010.

罗阳高速公路岩溶土洞发育特征及稳定性评价

苏绍锋

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:土洞、溶洞发育为罗阳高速公路的主要不良地质问题,结合岩溶土洞的发育特征及高速公路路基地基的特点,采用路基土及设计荷载共同作用下的附加应力的有效影响深度计算土洞稳定的顶板厚度。

关键词:土洞;附加应力;有效影响深度;稳定性分析

1 工程概况

广东省云浮至阳江高速公路罗定至阳春段是广东省高速公路网规划中“第八纵线”的组成部分。路线起点 K0 + 784 位于罗定市华石镇漠村附近,途经罗定市的华石、双东、围底镇,阳春市的松柏、陂面和春城镇,终于阳春市,与阳(春)阳(江)高速公路对接,终点桩号 K82 + 814,路线呈南北走向,总长约 82.03Km。分两个合同段,第一合同段里程为 K0 + 784 ~ K26 + 360,该段桥梁占路线总长的比例为 28.2%,隧道比例为 4.0%,桥隧比例为 32.3%。

2 岩溶土洞分布及发育特征

2.1 地层岩性及地质构造

本项目区内岩溶发育的地层为石炭系石磴子组地层,岩性为深灰、灰黑色中、厚层夹薄层生物粒屑灰岩、藻砂屑灰岩、重结晶灰岩夹硅质条带、团块及少量珊瑚灰岩、生物屑灰岩,层间偶夹薄层含炭泥灰岩、生物泥灰岩。

由于受推覆构造的影响,在项目区内,见多条断层发育,岩石破碎,有利于岩溶的发育。

2.2 岩溶土洞分布及发育特征

灰岩主要分布在 K8 + 100 ~ K11 + 200 路段和 K17 + 280 ~ K26 + 360 路段,特别是 K17 + 280 ~ K26 + 360 路段,覆盖层较薄,厚度一般为 8 ~ 17m,岩溶发育。灰岩分布区存在裸露岩溶

和隐伏岩溶,裸露岩溶主要位于山脚。隐伏岩溶则强发育,多呈串珠状。灰岩区勘察 455 个钻孔,揭露岩溶钻孔 237 个,见洞率 52.09%。其中岩溶强发育区的钻孔为 112 个,岩溶极强发育区的钻孔 69 个,占岩溶钻孔总数的 76.37%。伴随着溶洞发育,出现了较多的岩溶土洞。岩溶的埋藏深度变化较大,规模大小不一,洞高 0.1 ~ 25.6m,一般都有充填物。

溶洞、溶槽的发育容易导致上覆第四系地层内土洞发育。本项目土洞一般为发育在岩面上方的土洞,主要分布层位为可塑~硬塑状风化残积土,底板为灰岩,是由于灰岩溶蚀而引起上覆第四系的土洞发育。土洞高度一般为 0.5 ~ 3m,埋深一般为 8 ~ 20m,多数为无充填,个别土洞充填少量软塑至流塑状的粉质粘土。土洞往往造成路基下陷、路面坍塌,是岩溶路基的主要地质病害。

3 土洞稳定性分析的一般方法

影响洞体顶板稳定的因素很多,主要有洞体上覆层的岩土特性、顶板厚度及其完整程度、洞体空间形态、洞内充填情况以及外部荷载大小、作用时间等。对溶洞、土洞的安全性评价,目前尚无规范可遵循,目前国内土木工程中土洞稳定性评价方法主要为:洞体顶板土层的密实性、洞体顶板厚度与洞体直径的比值关系经验法;坍塌填塞法;坍塌平衡法;附加应力法。

(1) 洞体顶板土层的密实性、洞体顶板厚度与洞体直径的比值关系经验法:若土洞若洞体顶板土层密实,洞体的顶板厚度与洞体直径之比大于1时,认为洞体是稳定的。若洞体顶板土层松散,则考虑应有较大的安全系数,当洞体的顶板厚度与洞体直径之比大于2时。认为洞体是稳定的。

(2) 坍塌填塞法:适用于顶板严重风化,裂隙发育,有可能坍塌的溶洞、土洞。该方法认为在洞内无地下水搬运的条件下,洞顶发生坍塌后,塌落体体积增大,当塌落到一定高度时,洞体自行填满,无需考虑其对地基的影响,塌落高度再加适当的安全系数,便为顶板安全厚度。一般认为石灰岩的涨余系数为1.20,土的涨余系数为1.05~1.10。

(3) 坍塌平衡法:据坍塌体平衡条件,考虑松散体内摩擦角、滑移面摩擦角、空洞宽度、土侧压力系数,求得洞顶以上维持坍塌体平衡条件的最小稳定厚度,所求厚度 h 加上荷载作用高度,即为顶板安全厚度。

(4) 附加应力法:一般针对自然状态下稳定的土洞,考虑在筑填路基土及公路设计荷载的共同作用的附加应力对土洞的影响。通过计算附加应力影响的有效深度,确定土洞顶板的安全厚度。

前三种方法一般使用于自然状态下的土洞稳定性评价,不适合高速公路的路基的土洞稳定性评价。根据本项目的特征,选用附加应力法对土洞路基稳定性进行分析。

4 土洞路基的稳定性分析

4.1 分析模型

根据路基钻孔ZK37资料显示,土洞上覆土层厚度约为14m,土洞高为 $h=2.4m$,无充填,底板为灰岩岩面,如图1,是由于灰岩溶蚀而引起上覆第四系的土洞发育。

对于高速公路路基土洞的稳定性分析,一般针对自然状态下稳定的土洞,考虑在筑填路基土及公路设计荷载的共同作用的附加应力对土洞的影响。因此本模型主要考虑共同作用的附加应力影响的有效深度。则对于极限状态下的上覆土层厚度 H_K 为:

$$H_K = Z \quad (1)$$

式中: Z —路基土及公路设计荷载的共同作用的附加应力有效影响深度。

附加应力的有效影响深度的确定:参照地基沉降计算影响深度确定方法,到一定深度之后,附加应力与自重应力相比很小,对下方土体的应力影响不大。本模型计算取地基附加应力等于自重应力的10%处为计算临界点。

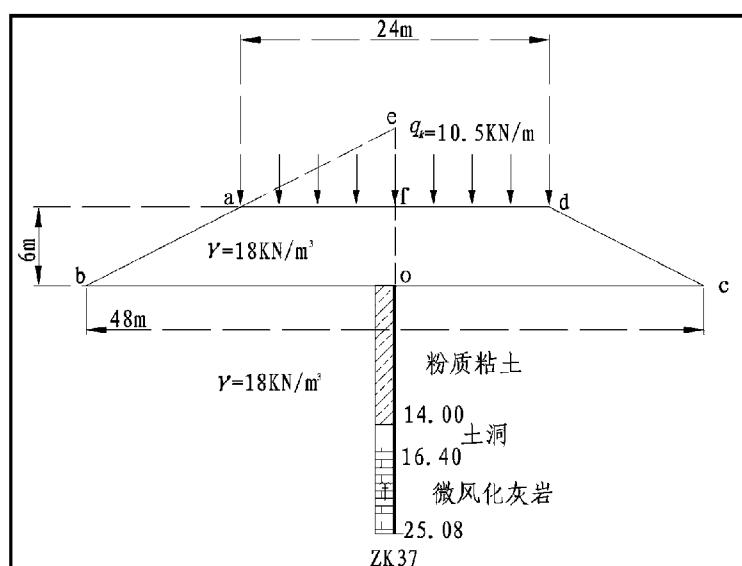


图1 路基稳定性计算示意图

根据式1, Z 为附加应力为自重应力的10%时的深度,仍有附加应力作用 Z 点以下的土层,以安全起见,把土洞高度 h 作为土洞稳定顶板的安全储备厚度。因此式(1)写成:

$$H_k = Z + h \quad (2)$$

当实际土层厚度 $H > H_k$ 时,即使土洞发育,地基仍然稳定;当实际土层厚度 $H < H_k$ 时,地基不稳定。

根据模型取地基附加应力等于自重应力的10% ($\delta_z = 0.1\delta_c$) 处作为有效影响深度。

可列关系式:

$$\delta_z \leq 0.1\delta_c \quad (3)$$

式中: δ_z 为 Z 点地基的附加应力;

δ_c 为 Z 点自重应力;按下式计算:

$$2 \times [\delta_z(ebo) - \delta_z(eaf)] + \delta_z(\text{公路设计荷载}) \leq 0.1 \times \gamma \cdot Z \quad (4)$$

式中: $\delta_z(ebo)$ 为三角形 ebo 在 Z 点的附加应力;

$\delta_z(eaf)$ 为三角形 eaf 在 Z 点的附加应力;

$\delta_z(\text{公路设计荷载})$ 为公路设计一级荷载在 Z 点的附加应力;

γ 为路基土的重度;

根据查应力系数 α 值表即可反算出 Z 点的深度。

4.2 计算应用及处理措施

根据规范要求,公路设计一级荷载 q_k 取 10.5kN/m, 路基土及地基土的重度 γ 取 18kN/m³。路基填土厚度取 6m, 如图 1 所示, 经查表及计算可知, Z 取 25 时, 可满足式 4 关系, 即在地表以下 25m 处附加应力约为自重应力的 10%。根据式 2, $H_k = Z + h = 25 + 2.4 = 27.4$ m 而土洞以上土层实际厚度为 14m, 小于 H_k , 因此, 该段地基为不稳定, 需要对土洞进行处理。

针对土洞无充填或充填物为软塑~流塑状粉质粘土、第四系覆盖层较薄等特点, 可采用压力灌浆方法, 将水泥浆液充填到土洞和土洞周围土层的孔隙中, 确保高速公路路基的稳定及运营的安全。

5 结语

采用路基土及公路设计荷载的附加应力的有效影响深度计算土洞稳定性, 附加应力随深度的加大而逐渐减少, 本次计算参考地基沉降计算的方法, 取附加应力为自重应力的 10% 处 Z 点为计算临界点, 土洞高度 h 为安全储备厚度, 可计算出土洞的顶板的安全厚度。

根据地质调绘及钻孔资料, 项目区属岩溶强发育区, 以至岩溶区第四系覆盖层中土洞较为发育, 覆盖层一般较薄、土洞无充填或充填少量软塑~流塑状粉质粘土。根据钻孔 ZK37 的土洞对路基的稳定性分析可知, 项目区内的土洞对路基均为不稳定, 需要对土洞进行处理。

参考文献:

- [1] 李智毅, 唐辉明. 岩土工程勘察 [M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2000,
- [2] 高大钊. 土力学与基础工程 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 79~122,
- [3] 王权武. 溶洞、土洞稳定性评价与工程处理 [J], 甘肃科技, 2007, 第 23 卷: 175~178,
- [4] JTG D30—2004, 公路路基设计规范 [S].
- [5] JTG D63—2007, 公路桥涵地基与基础设计规范 [S].
- [6] 《工程地质手册》编委会. 工程地质手册 [Z]. 第四版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007, 357~377.

瑞雷面波勘探理论方法的研究及其应用

何伟兵

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 瑞雷面波法是近几年应用于工程地质勘察中的一种有效勘察方法。本文中首先采用频率空间域 $\tau - p$ 变换来提取瑞雷面波,它能有效压制假频和端点效应;其次采用相邻道计算频散曲线,能准确检测局部和小区域异常,使得在目前公路工程地质勘察中地质条件差的情况下也能大大提高瞬态瑞雷面波勘探的可行性,并提高了纵、横向分辨率和精度。通过梅龙高速公路某段试验解译与钻探资料的对比分析,说明了本方法的有效性和实用性。

关键词: 瑞雷面波;频率空间域 $\tau - p$ 变换;相邻道

2008年以来,我国受到世界金融危机的严重影响,扩大内需已经成为我国推进国民经济又好又快发展的重要手段,各类基础建设工程都得到政府的大力支持。高速公路建设作为我国基础设施建设中重要的组成部分,先后在各地掀起了建设的高潮。高速公路设计与施工离不开其前期的工程地质勘察工作,因此各种工程地质勘察技术方法的研究和推广越来越受到高速公路建设相关行业专家们的极大关注。瞬态瑞雷面波法^[1]是近几年应用于工程地质勘察中的一种有效手段,它具有装备轻便,施工效率高,成本低,勘探深度大等优点,因而越来越受到同行们的青睐。

瑞雷面波法分为稳态和瞬态瑞雷面波法两种。稳态法装备较为笨重,施工效率低,成本高,勘探深度一般只有10.0m左右,因此,目前常用的是瞬态瑞雷面波法。瞬态瑞雷面波法是在地面上产生一瞬时冲击力,产生一定频率范围的瑞雷面波,不同频率的瑞雷面波叠加在一起,以脉冲的形式向前传播,利用地面上的检波器记录一个排列的瑞雷面波,经过频谱分析,相位谱分析,把各个频率的瑞雷面波分离开来,从而可得多条频散曲线,根据此曲线,即可进行工程地质岩土层的划分等工作。

在公路工程地质勘察中,瑞雷面波勘探可
· 38 ·

以得到各地质层的厚度及弹性波的传播速度,能方便地划分出软弱层的埋深及范围;通过对实测资料的反演拟合分析,可以得出岩、土层的横波速度、纵波速度、密度等参数,进而计算出其它的参数;可以测出路面、路基的波速,进而计算出路面的抗折、抗压强度,以及路基的压实度、抗压强度、载荷能力、介质的均匀性和各结构层的厚度。并且可实现高速公路各质量指标随年代变化的连续监控。

传统的瞬态瑞雷面波法,首先是普遍采用 $f - k$ 变换来提取瑞雷面波,所提取的面波记录中假频和端点效应较为严重;其次采用多道记录(一般不少于6道)来计算频散曲线,将此频散曲线作为该排列中心点处的频散曲线,这样所获频散曲线是多道的综合效应,即水平方向整个排列长度内介质的加权平均,未考虑土体侧向作用(即深度)的影响,从而降低了瑞雷面波法探测的纵横向分辨率,不易探测小规模和局部异常区域,难以满足高精度探测的要求。本文针对这两点问题,给出了频率空间域 $\tau - p$ 变换提取瑞雷面波的方法以及采用相邻两道来计算频散曲线的公式。

1 频率空间域 $\tau - p$ 变换

由于在传统的时间域 $\tau - p$ 变换^[2]过程中,

计算出的 t 值点和原始采样点的时间常常不一致,必须得进行插值和重采样操作,这样使得计算量显著增加,而且降低了变换精度。与此同时,传统的频率-波数域 $\tau-p$ 正、反变换是以对 x 和 t 的快速富氏正反变换代替了积分运算,可以使变换的运算速度有所提高,但是由于计算的 $kx = pw$ 与原始记录的采样点不重合,也必须进行重采样操作。鉴于此,本人选择了频率空间域 $\tau-p$ 变换法。

1.1 频率空间域 $\tau-p$ 变换法^[3]

其正、反变换的公式为:

$$\begin{cases} \psi(\omega, p) = \frac{|\omega|}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \varphi(\omega, x) e^{i\omega px} dx \\ \varphi(\omega, x) = \int_{-\infty}^{\infty} \psi(\omega, p) e^{-i\omega px} dp \end{cases} \quad (1)$$

从公式(1)中可以看出,从数据计算 $\tau-p$ 域信号时,需要进行空间反褶积,这就是 Radon 变换的分辨率问题,如果采用最小二乘反演方法时,则分辨率问题转化为反演算法的分辨率问题。将上面公式中的积分换成求和,并取有限的求和范围,便得到离散 Radon 变换。表示成相应的矩阵形式为:

$$\begin{aligned} d &= Lm \\ \tilde{m} &= L^H d \\ m &= (L^H L)^{-1} \tilde{m} = K^{-1} \tilde{m} \end{aligned} \quad (2)$$

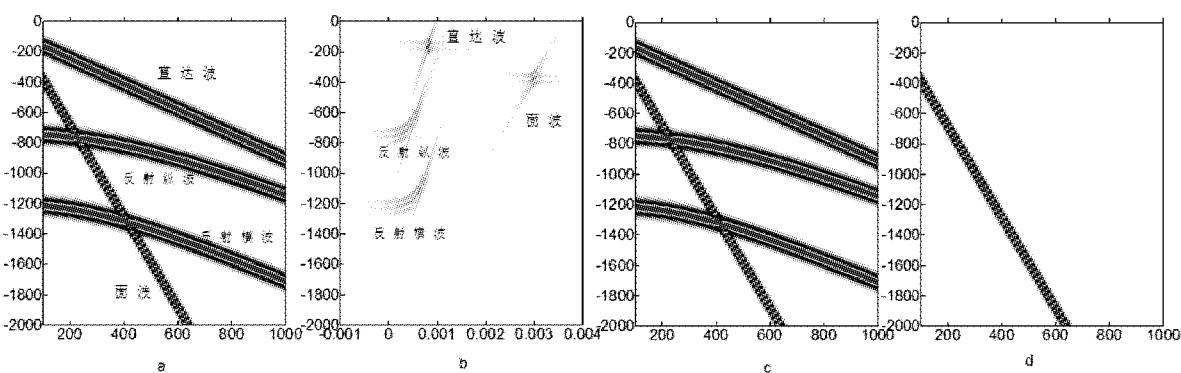


图 1

为了简易处理,不考虑振幅因素随炮检距和深度的变化。

图 1(a) 为模拟的原始记录,有 4 条同相轴,

向量 d, m 分别表示某个单频的地震数据 Fourier 变换值和相应的 Radon 变换值,矩阵 L 是相应的 Radon 变换矩阵, K 是空间褶积算子的离散形式。

采用最小平方反演法,可以得到离散 Radon 变换对:

$$\begin{cases} m = (L^H L)^{-1} L^H d \\ d = Lm \end{cases} \quad (3)$$

为了使反演过程求解稳定,要引入正则化参数,此处引入阻尼参数 μ ,故(3)式第一个等式变为:

$$m = (L^H L + \mu I)^{-1} L^H d \quad (4)$$

因此频率-空间域的正反 $\tau-p$ 变换公式为:

$$\begin{cases} m = (L^H L + \mu I)^{-1} L^H d \\ d = Lm \end{cases} \quad (5)$$

1.2 瑞雷面波提取理论模拟

采用射线追踪法合成理论地震记录,选择一单层介质模型,上层纵、横、面波速度分别为 1200m/s、500m/s、333m/s,下层纵横波速度为 1800/s、800m/s,层厚度为 400m,偏移距为 100m,道间距为 10m,记录道数有 91 道,子波选用雷克子波,主频为 10Hz,采样间隔 1ms,采样的点数 2001,生成的记录如图。

从上至下分别为直达波、面波、反射波、转换横波。图 b 为记录在 $\tau-p$ 域中显示图,可见面波和其他波分离开来;图 c 为直接进行 $\tau-p$ 反变换

后的复原的地震记录图,说明本方法的正确性;图d为将图b中右边的面波部分提取出来直接进行反变换后的面波资料,准确且不含其它干扰波。

2 相邻道计算频散曲线^{[4][5]}

瑞雷面波反演的目的在于从实测资料中正确提取工程岩土体中实测瑞雷面波的频散特征,以便对工程岩土体的物理力学性质作出合理的解释,因此反演实际上是瑞雷面波勘探的核心。而瑞雷面波反演的关键在于频散曲线的求取,它是瑞雷面波勘探的基础性工作。本文采用的是相邻道相位差法求取瑞雷面波相速度,进而求得频散曲线。

设地震信号为 $X_1(t), X_2(t), X_3(t) \dots X_n(t)$,

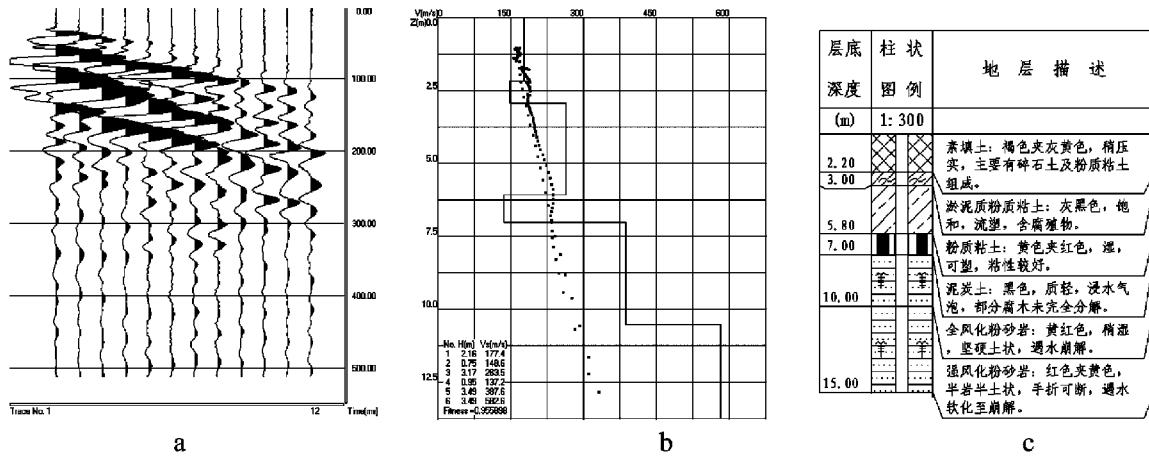


图2 实际地震记录中面波频散曲线的计算及反演

测线排列沿着某村道布置,记录道数为12道,采样点数1024,采样间隔0.5ms,道间距2m,偏移距8m。实测的地震记录见图2(a),由本文所介绍的方法进行计算提取的频散曲线及其深度速度反演见图2(b),可见,频散曲线圆滑,拐点清晰易辨,局部异常特征明显,满足反演要求。其中,蓝色点为频散曲线,红色线为反演的速度分成结果;图2(c)为地震排列附近的实际钻孔资料。可见,反演结果和实际钻孔资料能基本对应上,而且

其中 n 为道号,利用 Fourier 变换将信号从时间域转换到频率域,即计算出信号的频谱:

$$X_n(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} X_n(t) e^{i2\pi ft} dt \quad (6)$$

对于某一给定的频率 f ,由(6)式可求得 $X_{n-1}(t), X_n(t)$ 两道信号的相位差 $\Delta\phi$,利用公式:

$$V_R = \frac{2\pi \cdot f \cdot \Delta x}{\Delta\phi} \quad (7)$$

即可求得对应频率 f 的相速度 V_R ,其中 Δx 为道间距。

3 实例试验

这里以梅龙高速公路丙村镇附近某处实测的面波地震记录的处理情况为例。

应用本方法能成功探测地层中的软弱夹层(泥炭土层)。

4 结语

瑞雷面波勘探是浅层地震勘探方法的一种,其主要思想是利用瑞雷面波的频散特性来进行地层的速度分层,反映浅层地质问题。它具有高效、准确、经济、适用性强等特点,已在工程应用中显示出巨大的潜力。

频率空间域 $\tau - p$ 变换法能有效和正确提取

瞬态瑞雷面波。频率空间域 $\tau - p$ 变换不需要插值和重采样操作，降低了计算量，减少了误差；相对传统的 $f - k$ 域和时间空间域 $\tau - p$ ，它能更有效的压制假频和端点效应，能精确地将原始地震记录中的被其它波交叉的面波提取出来，满足面波处理中频散曲线计算的需要。采用相邻道计算面波频散曲线，可以准确检测小规模区域的局部和复杂异常，在目前高速公路工程地质勘察中地质条件差的情况下也能大大提高瞬态瑞雷面波勘探的可行性和准确性，扩大了它的应用范围。实例结果表明，本方法具有较好的纵、横向分辨率和精度，能探测路基中不良地质体的埋深及分布范围，是一种行之有效、经济快捷的地球物理检测方法。

参考文献：

- [1] 杨成林等. 瑞雷面波勘探 [M]. 地质出版社, 1993.
- [2] Deans SR . The Radon transform and some of its application [M]. New york :John wiley and Sons Inc , 1983.
- [3] 张关泉,周洪波. 地面记录的纵横波分离 [J]. 石油地球物理勘探,1995,30(2):181~191.
- [4] 刘江平,罗银河,何伟兵. 相邻道瞬态瑞雷面波法与压实度检测 [J]. 岩土工程学报,2009,11期,5~9.
- [5] 顾汉明,宋先海,刘江平等,瞬态瑞雷面波反演横波速度评价高速公路压碾效果 [J],地质科技情报,2001, 20(2),100~102.

广东省高速公路连续长上、下坡段路面设计方案造价分析

陈潮锐

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:通过对广梧高速公路双凤至平台段路面的造价分析,得出广东省高速公路连续长上、下坡段路面的合理造价,为广东省甚至国内高速公路连续长上、下坡段路面造价提供一些参考。

关键词:高速公路;长上下坡;路面;造价

1 工程概况

广梧高速公路是国家重点公路规划“7918网”中第十八横向路线广州至云南昆明的一段,是国家重点公路网的组成部分,它串连了广肇高速公路、国道G324线、省道S368线、省道S352线、省道S279线;并且通过封开连接线,与国道G321线连接。

广梧高速公路分为河口至双凤段和双凤至平台段独立设计,其中双凤至平台段被列为部省联合公路勘察设计典型示范工程。双凤至平台段位于云浮市境内,主线全长64.748km,其中桥梁18.9km/83座,隧道12.2km/13座;采用高速公路标准,设计速度80km/h,双向四车道,整体式路基标准宽度24.5m,分离式路基标准宽度12.25m。该工程存在两处连续长上下坡路段,一段长约9.96km,一段长约9.17km,共19.13km,平均纵坡2.18%,最大纵坡3.50%。由于上坡路段为了克服坡阻力,汽车需要不断减速,行驶速度慢,重车、超载车速度更低,若重车、超载车需要超车,势必占用小车道,导致整个道路的通行能力降低,汽车作用在路面上的时间长,对沥青路面的要求高。本项目货车比例约占60%,所以这两段路的路面结构方案至为重要。

设计力求精细,对连续长上、下坡路段路面设计进行了多方案比较,选取舒适、耐用、经济、

环保的方案。

本文对连续长上、下坡路段路面造价进行计算分析。

2 路面结构设计参数

2.1 设计标准

沥青混凝土路面的设计使用年限为15年,水泥混凝土路面的设计使用年限为30年。

2.2 累计轴次

广梧高速公路为由广东通往广西的过境公路,货物超载较严重,本项目超载比例采用20%,设计内限内一个车道上的累计当量轴次为 1.572×10^7 次,属于重交通。

3 路面设计方案造价

3.1 计算依据、材料单价、费率取用

(1)计算依据采用中华人民共和国交通部发布的《公路工程基本建设项目概算、预算编制办法》(JTG B06-2007)、《公路工程预算定额》(JTG/T B06-02-2007)、《公路工程机械台班费用定额》(JTG/T B06-03-2007);

(2)人工费统一按广东省交通厅粤交基[2008]548号文件“关于印发广东省执行交通部《公路基本建设工程概算预算编制办法》补充规定的通知”中的四类地区人工工资48.80元/工日;

(3)材料单价按双凤至平台段路面方案设计时广东省交通工程造价站公布的广东省2008年第三季度交通建设工程主要材料信息价中云浮市的材料价格,主要材料价格:钢筋5500元/t、水泥400元/t、沥青4900元/t、改性沥青6100元/t、砂55元/m³、一般碎石50元/m³、沥青砼磨耗层碎石210元/m³、沥青砼中下层碎石120元/m³、柴油6.94元/kg,全部单价均按工地价考虑;

(4)其他工程费及间接费费率统一按广东

省交通厅粤交基[2008]548号文件“关于印发广东省执行交通部《公路基本建设工程概算预算编制办法》补充规定的通知”规定的费率,其中主副食运费补贴的综合里程为5km,施工工地转移距离为200km;

(5)计算软件采用广东同望科技股份有限公司开发的广东造价4.1.2版本。

3.2 连续长上、下坡路段路面结构

(1)连续长上、下坡路段路面结构方案

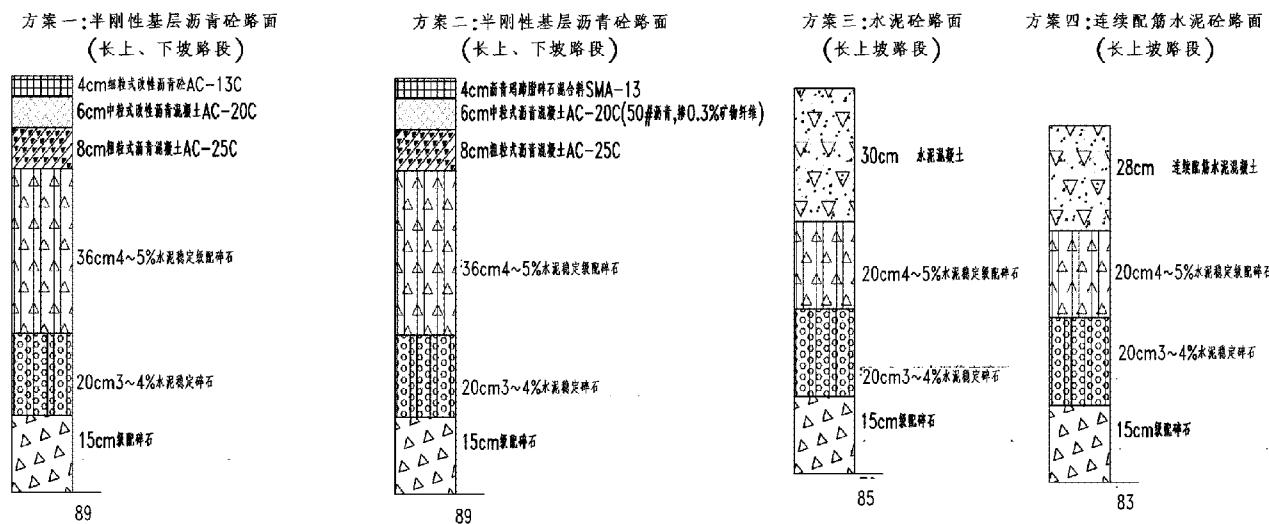


图1 连续长上、下坡路段路面结构方案

(2)连续长上、下坡路段路面结构方案造价

表1 连续长上、下坡路段路面结构方案造价(建安费)

方案	路面结构层材料	造价(元/m ²)	合计(元/m ²)
方案一:半刚性基层沥青砼路面(一)(长上、下坡)	4cm 细粒式改性沥青混凝土 AC - 13C	52.19	329.83
	6cm 中粒式改性沥青混凝土 AC - 20C	68.82	
	8cm 粗粒式沥青混凝土 AC - 25C	76.20	
	36cm 4 ~ 5% 水泥稳定级配碎石	62.21	
	20cm 3 ~ 4% 水泥稳定碎石	31.53	
	15cm 级配碎石	12.53	
	透层、粘层、封层	26.35	
方案二:半刚性基层沥青砼路面(二)(长上、下坡)	4cm 沥青玛蹄脂碎石混合料 SMA - 13	69.09	347.72
	6cm 中粒式改性沥青混凝土 AC - 20C(50#沥青、掺0.3%矿物纤维)	69.81	
	8cm 粗粒式沥青混凝土 AC - 25C	76.20	
	36cm 4 ~ 5% 水泥稳定级配碎石	62.21	
	20cm 3 ~ 4% 水泥稳定碎石	31.53	
	15cm 级配碎石	12.53	
	透层、粘层、封层	26.35	

方案	路面结构层材料	造价(元/m ²)	合计(元/m ²)
方案三:水泥砼路面(长上坡)	30cm 水泥砼(普通配筋)	176.02	271.85
	20cm 4~5% 水泥稳定级配碎石	35.24	
	20cm 3~4% 水泥稳定碎石	31.53	
	15cm 级配碎石	12.53	
	透层、封层	16.53	
方案四:连续配筋水泥砼路面(长上坡)	28cm 连续配筋水泥砼	234.85	330.68
	20cm 4~5% 水泥稳定级配碎石	35.24	
	20cm 3~4% 水泥稳定碎石	31.53	
	15cm 级配碎石	12.53	
	透层	16.53	

注:表中造价未考虑基层、底基层、垫层面积扩大和拌和站的费用。

从上表可以看出方案一沥青砼比方案三水泥砼高 57.98 元/m²(21.3%) ,方案一沥青砼与方案四连续配筋水泥砼基本一样(只低 0.85 元/m²) ;方案二玛蹄脂沥青砼比方案三水泥砼高 75.87 元/m²(27.9%) ,方案二玛蹄脂沥青砼比方案四连续配筋水泥砼高 17.04 元/m²(5.1%) ;方案一沥青砼比方案二玛蹄脂沥青砼低 17.89 元/m²(5.1%) ;方案三水泥砼比方案四连续配筋水泥砼低 58.83 元/m²(17.8%) 。

4 方案分析

从造价的角度来看,应推荐方案三水泥砼路面,因方案三造价最低,比方案一还要低 57.98 元/m²,每公里低 121.8 万元,全线 19.13km 连续长上下坡路段可减少投资 2330 万元,经济效益比较明显;方案三比方案二、方案四低得更多,经济效益更明显。

但从技术角度看,水泥砼路面抗滑性能差,连续长下坡路段可能会危及行车安全。

沥青砼路面的优点:①与一般路段的沥青砼路面结构一致,施工方便、路容美观、便于养护;②路面平坦,行车舒适,有利于行车安全。缺点是使用年限只有 15 年,比水泥砼路面使用年限短(30 年)。

水泥砼路面的优点是耐久性好(使用年限 30 年)。缺点:①路面平整度较差,行车舒适度不如沥青路面;②使用一定时间后抗滑能力大大降低,不利行车安全;③在纵、横向接缝处容易受雨水渗入,引发各种病害,降低使用年限,加大养护

费用;④维修时一般要整块凿除,工程量大,养护时间长,连续配筋路面还要切断钢筋,维修时间更长,对正常交通有一定影响;⑤与一般路段的沥青砼路面结构反差较大,路容不美观。

5 结论

通过对各方案的安全性、适用性、耐久性等技术性能和造价的综合分析比较,沥青砼路面虽然造价比水泥砼路面稍高,但沥青砼路面行车安全性和舒适性均比水泥混凝土路面优越,且路容美观,便于养护。水泥混凝土路面造价虽然较低,但使用一定时间后抗滑能力大大降低,连续长下坡路段不利于行车安全,且舒适度相对差、路容不美观、容易出现病害、维修困难等缺点。根据连续长上下坡路段的技术特点,考虑连续长下坡路段路面对抗滑性要求,综合考虑造价因素,半幅连续长下坡路段路面推荐采用方案一沥青砼路面(全线只增加造价 2330/2 = 1165 万元),半幅连续长上坡路段路面推荐采用造价最低的方案三水泥砼路面。

推荐方案得到专家的认可,同意在工程项目中实施,且广梧高速公路双凤至平台段已于 2010 年 6 月 30 日建成通车,从通车至今的情况来看,连续长下坡路段路面的使用效果较好。

参考文献:

[1] 广东省公路勘察设计院有限公司. 广梧高速公路河口~平台段(含封开连接线)路面施工图设计方案 [R]. 2008.

[2] 广东交通工程造价信息 2008 年第 3 期. 广东省交通工程造价管理站,2008.

城间交通协调发展影响因素分析

肖明

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507)

摘要:针对当前中国普遍存在的城市快速扩展以及越来越严重的城市交通问题,剖析城间交通协调发展存在的各种矛盾,并分析了主要因素,提出了相应的解决方法。

关键词:城间交通;协调发展;影响因素;分析

改革开放以来,中国的国民经济持续快速增长,与此同时,城市化进程也明显加快。城市化过程使城市面临着日益严重的交通问题。

目前关于城间交通的研究,主要集中于城间交通出行方式和出行特性、各种交通模式适应性、交通模式与城市空间结构和土地利用面;关于系统协调发展的研究则主要集中于综合交通运输系统和城市内部交通方面,对城间交通的协调发展研究很少。基于此,文中拟从城间交通协调发展存在的矛盾对城间交通系统协调发展进行探讨。

1 城市间交通协调发展的矛盾

从城市间交通协调发展的基本要求可以看出,为实现中心城市与城市新区的功能协调,需要重点做好三个方面的工作:技术协调、效益协调和体制协调。从城市间交通协调发展政策设计的角度来考虑,需要重点解决的是效益协调和体制协调的问题。与此相对应,城市间交通系统需要重点解决两方面的问题:

1.1 出行者、运营企业及政府之间的矛盾

中心城市与城市新区交通系统的利益相关者主要表现为出行者、运营企业和政府(交通管理者)。出行者追求自身效用的最大化,如时间和费用最小、舒适性和安全性高等,运营企业追求企业经济效益的最大化,政府(交通管理者)追求社会效用的最大化,三者之间存在着信

息的不对称。政府(交通管理者)在城间交通需求和供给给定的情况下制定出使社会效用最大化的政策和策略,并进行资金投入,通过相应的措施来规范、督促、激励或约束相关企业的运营,在这种政策和策略的实施下,企业选择愿意提供服务的数量和质量,出行者根据自身的原则和利益来选择相应的出行方式。

1.2 体制方面的问题

通过对大城市和特大城市综合交通运输发展问题的分析,中心城市与城市新区交通系统存在问题的环节主要包括:

(1) 交通管理体制不顺。运输业是一个有机的整体,不同方式间既相互竞争又相互合作。然而由于历史的原因,交通运输多头管理,在交通规划、建设、运营等方面未从交通整体优势和有利于国民经济的大局出发,而是从部门角度千方百计加快自身发展。城间交通系统的管理同样存在这种问题,各运输方式间不能形成合力,对交通的协调与可持续发展造成了不利影响。

(2) 各种交通方式各自发展,交通协调发展的理念较薄弱。首先,各运输方式发展很不平衡:公路高速发展,铁路发展缓慢;私人小汽车高速发展,城市公共交通特别是城市轨道交通发展相对缓慢,普通公交服务水平低下。

(3) 缺乏有效的交通可持续发展的激励和约束机制。交通的可持续发展要求提高运输效率,降低单位运量的消耗和排放,尽可能地减少

资源占用。这就要求运输企业采用先进技术,加大投资,从而有可能降低经济效益。目前,我国对交通运输的资源占用、排放等缺乏有效的激励和约束机制。

(4)新区建设、管理的内外体制不顺,管理水平不高,对城间交通的协调发展产生不利影响。

2 解决途径

2.1 利益相关者的多情景博弈分析——解决出行者、运营企业和政府之间的矛盾

2.1.1 城间交通系统的利益相关者

中心城市与城市新区间交通系统的利益相关者主要表现为出行者、运营企业和政府(交通管理者)。

不同收入水平的出行者在可用性(即可以选择某种交通方式)满足的条件下,对出行方式的选择主要从出行时间、成本和舒适性的角度进行考虑,这里的舒适性包括了乘载情况、可靠性、形象与舒适以及安全等因素。其追求的是支付最少的费用得到最好的服务,实现个人效用的最大化。

作为城间交通系统被动方的运营企业,其追求的是企业自身的成本与收益、发展和提高。其成本分为营运间接费和车辆费用两类。另外,随着人民生活水平的提高,科学技术的进步,企业要可持续发展,就必须引进新技术、新方式的使用;培养具有专业能力、管理经验的企业人才,也需要一定的投入。企业总收入扣除运营成本、税金及管理费用等后即可得到企业利润。

政府作用于城间交通系统的社会效益包括公平、效率、效益、节约、环保等。公平指对弱势群体的影响;效率指企业的运营效率,整个社会在城间交通作为社会正常运转关键环节时社会的效率;效益指投资所带来的就业机会、对经济的拉动、对城市开发起到的引导作用(TOD)、对政府形象的提升及社会满意程度的

· 46 ·

增加等;节约指交通能源、土地资源及其他资源利用的节约;环保指建设、运营过程中对环境的影响。

2.1.2 利益相关者的选择策略分析

出行者如果不能支付较低的费用而获得较好的服务,则城间公共交通对他们的吸引力将降低,他们可能会选择其他交通方式出行,尤其是对于收入较高的出行者而言,可能会考虑购买小汽车。

企业如果不能投入较低的成本而获得较高的收益,会考虑改变现状的经营模式,较少的考虑社会利益,选择扩大或保持市场,通过改变票价、改变成本以及改变服务三种手段进行操作。例如通过提升票价、降低成本、提高服务或降低票价、降低成本、降低服务对企业服务,对乘客目标群体进行调整,重新寻找成本与收益新的平衡点。

政府如果不对城间公共交通系统进行资金投入,那么必须将资金用于改建、新建道路,社会将承担由于交通拥堵而造成社会出行时间成本和能源消耗增加所带来的损失,忍受环境污染或支付治理环境污染的费用等。

从上面的分析可以看出,只有实现三方共赢,在社会利益最大化的同时兼顾企业和个人利益,才能保证城间交通系统的协调,真正实现社会效益的最大化和系统的可持续发展。

2.1.3 城间交通系统的博弈平衡

从博弈论的角度考虑,城间交通系统必须达到博弈平衡,才能实现协调和可持续发展。具体说来,必须遵循以下方面的平衡。

公共交通和私人交通的平衡:对于中心城市与城市新区间交通出行来说,出行者可以根据自己的出行需要和城间提供的交通模式来选择自己认为效用最大的出行方式。相应于一定的需求,不同方式之间必然存在相互竞争。另外,对于使用同一道路资源的出行方式(如普通公交和小汽车)来说,彼此之间也存在相互影响。因

此,个体最终的选择结果应使不同出行方式在某种程度上达到均衡。

经济利益与社会利益的平衡:一个协调的城间交通系统,需要既能保证企业的经济利益,让企业正常运转,又能实现相应的社会利益,经济利益与社会利益必须达到平衡。事实上,社会效益的很大一部分体现在出行者效用的满足上。在交通系统中,必须有相应的措施和制度来保证企业和乘客在追求自身利益目标的同时主动考虑社会的利益。

企业内部和政府扶持的协调平衡。从经济学的角度考虑,公共交通是准公共产品,在消费上具有非竞争性,但却可以轻易的做到排他。因此,在研究城间交通系统,尤其是公共交通时,应考虑将外部治理机制如政府的扶持政策、管理制度、法律监管、舆论监督等纳入研究范畴。许多利益相关者都认为外部治理方式十分重要,只是我国各种市场的发育情况、法律健全情况、舆论监督效果、道德文化建设水平还没有达到应有的高度,不能完全依赖于此。任何一个利益相关者的众多利益要求都不会只通过组织内部制度来实现,也不会只通过外部治理机构就可以完全解决,内外部治理结构的协调平衡是必不可少的。

三方博弈合作的动态调整平衡:随着合作过程中乘客需求的变化和企业扮演角色的不同,利益相关者管理问题是动态变化的。不同的发展理念和发展阶段,系统中利益相关者的主体,利益相关者的利益要求和满足这些利益要求的方式是不完全一样的。因此,“动态调整”十分重要的。利益相关者利益格局始终处于不断的调整之中,合作的安排是内生的,它由利益相关者各方的谈判力和特征效用函数决定。每个合作的安排可能是特殊的案例,不能强调一种模式具有普适性。

2.2 体制和机制优化——解决体制问题

2.2.1 加强政府的协调作用

政府的协调作用主要表现在两个方面:直接

的和间接的,即显性协调和隐性协调。在市场经济条件下,显性协调的作用趋于缩小,政府的协调作用应更多表现为隐性协调,集中于基础设施方面(包括有形的交通、通信设施和无形的知识性基础设施)。

具体来说,在城间交通系统协调增进的过程中,政府应具有的最主要功能有导向、控制、管理、规范、监督等功能,要很好的完成这些功能,政府需要在政策制定、制度建设和机制优化等方面进行加强,以更好的增进整个系统的协调。

对城间交通系统来说,要充分实现利益相关者的利益要求,一个有效合作必须达到以上四个方面的平衡要求。要达到平衡,政府在以上方面都起着重要的作用,需要加强协调工作。如果没有政府的主导,企业为了获得最大的收益,降低成本、降低服务,提升票价,导致公共交通乘客乘车舒适性降低,出行费用提高;乘客为了费用更低、舒适性更高的出行,选择符合自己利益的道路占有率高、能源消耗高、污染高、事故率高等的交通方式;从而陷入交通的恶性循环,进而影响到社会、经济的可持续发展。要实现社会利益最大化,必须加强政府的协调、管理和控制作用。

2.2.2 建立更高层次的协调机构,协调中心城市与城市新区及其交通发展

成立由大城市主管领导挂帅,计委、规划委、建委、交通局等多部门参加的协调机构,对新区的建设及中心城市与城市新区间交通发展实施统一组织、协调和指导。同时,要组织有关部门研究加快发展城间交通的对策、建议,尽快制定符合市场经济规律的运营、管理等政策。

2.2.3 建立有效的激励和约束机制

从前面的分析可以看出,公共交通方式能够降低单位运量的消耗和排放,尽可能地减少资源占用,而小汽车交通则相反。但公共交通运输企业要提高运输效率和服务质量,必须采用先进技术,加大投资,但不利于增加经济效益。因此,需要出台政策,加大对公共交通的扶植与激励,同

时对小汽车交通进行适当约束。

2.3 整合和共享——解决资源和信息问题

建立广泛的区域运输大市场使市场内的各要素和资源自由、规范地流动是区域公路交通一体化的出发点,也是区域路交通一体化的基本落脚点。理想的运输市场融合应该没有地区限制,没有政策的歧视,有关领域的全面放开。区域运输市场要消除壁垒、增加市场的透明度、促进运输市场的公平性竞争,为建设一个开放、具有吸引力的投资环境和规范、统一的市场秩序服务。要实现运输市场整合,必须建立公平、公正、公开、合理的市场环境,打破区域内部各地区之间的贸易壁垒,全面拓展运输市场,强化区域整体发展观念,使区域内不同地区的生产要素能自由流动,充分发挥市场在交通运输资源配置中的基础性作用,从而降低运输市场的交易成本,提高运输效率和运输服务水平,使区域内的运输整体效益尽量达到最佳。实现运输市场的融合需要实现的领域应该定位于交通运输市场业务领域开放的一体化,即公路运输市场涉及的相关领域如货物运输、部分旅客运输业务等相互、同步开放,使各经济主体在统一市场中自由选择、交易,使区域内运输形成产业规经济和范围经济。同时,各地区的比较成本优势也可以得以充分体现。

运输运营管理的一个关键技术就是管理信息系统使用效率低、信息沟通不兼容,因此有必要充分发挥信息系统的优势,实现信息一体化。随着现代信息技术的发展,路运输业的信息建设具有了一定的规模和水平,但各个地区之间的发展不平衡,而且在已使用信息系统进行行业管理和企业运营的单位和部门中,信息管理技术使用

的广度和深度还比较欠缺。

另外的一个问题就是信息管理系统的技术结构问题,而信息管理平台和信息内容兼容是主要的影响因素。区域内的各地区在使用的信息管理系统仅考虑本地区的兼容性问题,与其它地区的兼容问题则基本没有考虑。在区域公路交通一体化的大趋势下,考虑相互兼容的信息系统,构建公用信息平台、实现信息领域的一体化是非常必要的,可实现的领域包括客运系统联网、物流和货运管理、稽查、公路监察等方面。

3 结束语

协调中心城市与城市新区间交通的发展利于充分发挥新区功能、促进中心城市和新区的协调发展。文中从中心城市间与城市新区间交通协调发展的内涵和要求出发,基于效益协调和体制协调对城间交通子系统内部及其与其它子系统之间协调发展方法进行了探讨,具有重要的理论意义和实际应用价值,对进一步发挥新区功能、实现中心城市与城市新区间交通协调发展具有一定的参考价值。

参考文献:

- [1] 周千峙等.发展我国大城市交通的研究[M].北京:中国建筑工业出版社,1997.
- [2] 郑祖武.现代城市交通[M].北京:人民交通出版社,1998.
- [3] 朱蓓丽.环境工程概论[M].北京:科学出版社,2001.
- [4] 刘小明、段里仁.可持续中国城市交通发展战略研究[M].北京:师范大学出版社,1997.
- [5] 张生瑞,严宝杰.交通运输协调发展的理论分析[J].长安大学学报:自然科学版,2002.

关于核心交换机的适应性网络边缘研究

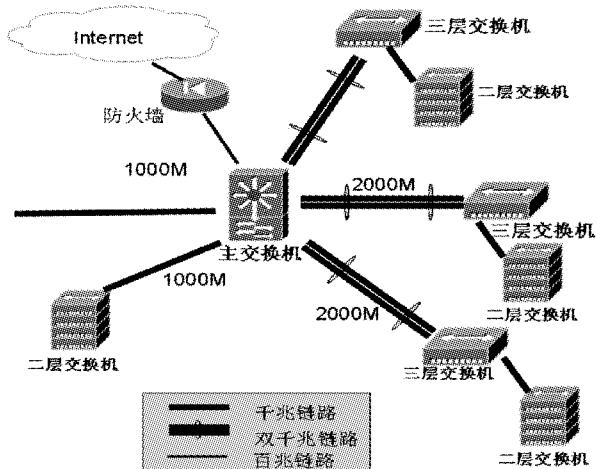
吕广平

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:随着三层交换技术的发展,大中型企业对于交换机产品,特别是三层交换机的需求越来越大。随着企业规模的扩大,系统应用的升级,原有的核心层交换机不能满足生产的需要,面临被替换或者升级。能不能将原有的核心交换机,以及和它相连的三层交换机继续使用,减少升级成本,延长已有核心设备投资的使用寿命,是摆在我们面前的问题。本文结合700个网络节点的中型企业,谈如何建立适应性的网络边缘,以适应当前和今后网络变化的过程。

关键词:计算机;三层交换;网络边缘;适应性边缘

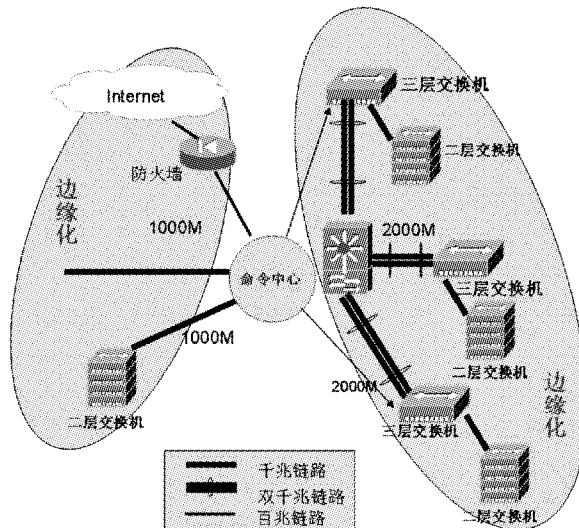
企业网络出于安全和管理方便的考虑,主要是为了减小广播风暴的危害,把大型局域网按功能或地域等因素划成一个个小的局域网,这就使VLAN技术在网络中得以大量应用。二层交换技术加上三层转发技术,解决了局域网中网段划分之后网段中的子网必须依赖路由器进行管理的局面,解决了传统路由器低速、复杂所造成的网络瓶颈问题。



从上图我们可以看到,当前,核心交换机的负荷是很大的,有关安全性和流量的决策都由网络核心(图中的“主交换机”)完成。一旦企业的规模扩大,或者业务量增加,核心交换机不能满足负荷,则需要购买新的核心交换机、新的

1 当前网络中心以及现状分析

当前,三层交换中的路由功能和对于数据包转发等规律性的过程,绝大多数由核心交换机的硬件来完成,而路由信息更新、路由表维护、路由计算、路由确定等功能,绝大多数由核心交换机的软件来实现。下图是笔者所在单位的网络拓扑简单示意图。



三层交换机和二层交换机。企业继续扩张,新购的交换机,继续面临被淘汰的机会,以此类推。有没有办法,解决这些投资的浪费呢?

笔者认为,将这些原本的核心边缘化,建立真正的适应性的网络边缘,将是很好的一个解

决这类问题的办法。

一个通俗易懂的思路就是,不再赋予核心巨大的作业量,弱化其交通枢纽的作用,将其作为一个命令中心、指令中心,而将原有的智能迁移到网络边缘,将大量工作交给边缘设备去做。适应性边缘架构认识到了功能迁移到网络边缘的必要性,为客户提供了经济有效、易于管理的中心命令、边缘控制解决方案。

这样做好处显而易见:

- (1) 延长其已有核心设备投资的使用寿命;
- (2) 灵活网络设备的配置和迁移;
- (3) 提高系统的易用性和安全性。

2 建立适应性的网络边缘

我们可以使用新的技术,譬如光纤设备等,它简化了智能边缘交换机的互连,为设计、迁移和部署高性能网络提供了附加的选项。并保留了传统的核心,增加了将网络带到边缘的智能交换机的可靠性和高效性。

随着 Internet 的发展,局域网和广域网技术得到了广泛的应用。企业数据交换技术从简单的电路交换,发展到二层交换,逐渐从二层交换又发展到今天较成熟的三层交换。将来,可以预见的,是发展到更高效和完善的新一代交换。最终,基于 PC 的分布式计算将几乎所有的计算能力、智能和功能移到靠近个人桌面的地方,类似于在网络设计中将智能迁移到网络边缘一样。

我们把用户和应用在网络边缘连接,网络流量从网络边缘进出网络,网络也必须在边缘确定应当如何处理该流量。安全策略必须在边缘实施,以便用户在通过中心控制资源的验证后能够在边缘连接。

明确了“中心命令,边缘控制”的思想,我们只需要一次性的投入,即引进命令中心(可以购买业界比较成熟的产品),在企业利用适应性边缘架构的边缘控制方法,接入决策便可自动执

· 50 ·

行。试图访问网络的已知用户不管从什么地方连接,都能够被识别,并允许他们访问一直在访问的相同 VLAN 和网络服务。除了最基本的访问(来宾服务或“虚拟大厅”),未知用户的所有访问都将被拒绝,或者他们根本就不能进行任何访问。

我们所引进的命令中心的基本原则之一,就是提供可控的关键网络组件访问,从而保护重要的数据和应用程序的安全。现在的网络核心,就是一个命令中心,通过相当于轻型操作系统的功能,使企业可以保护其数字资产。此功能根据用户、用户使用的设备、应用、时间、系统、网络外设等因素提供可靠、动态的访问控制。如下图:

这样,我们的网络组织就能够提高生产率和效率的同时,保持网络的完整性。由于潜在的安全威胁来自任何方向,因此轻松地从网络中心控制网络访问是最基本的方案,同时将访问限定在网络边缘也十分必要的,这样就可以最有效地保护您的资产。随着网络边缘接管访问请求的处理工作,以及网络开始接受的流量不断增加,从网络中心进行有效的网络管理变得越来越重要。中心命令使网络可以适应每一个用户的独特需要,轻松实现这一要求。在网络中心,安全性及其它用户参数可以设置、保存在一个数据库中,然后传送到连接用户的网络边缘。这些参数由网络边缘的用户验证触发,为您提供更强大的控制能力而不增加复杂性。

在网络术语中,边缘控制将指定的第 2、3、4 层和更高的功能放在边缘交换机上。这些交换机控制访问和流量,确保不断增加的应用能够正确、同时地工作,而且无任何干扰。业界这些成熟的产品,能够很好地支持适应性边缘网络,以较低的成本,同时支持集中式核心和分布式核心,因为任何一种内部核心配置都能够在边缘做出重要决策。由于边缘控制的分布式决策,边缘架构最终可使高可用性的网状网络——一系列

功能统一的交换设备可在规模和性能上几乎不受限制地向外扩展。迁移的方式组织可以选择将适应性边缘架构的原则融入其网络中的方式。

3 设计企业网络边缘的分析

在设计企业中,人员众多,大量的设计文件通过网络转发。没有边缘控制,有关安全性和流量的决策就必须交给网络核心,而这将影响到核心的性能和可扩展性,同时,网络的所有部分都需要更多的带宽,这样便会增加成本和复杂性。此外,它还打开了网络物理接入点与授权点之间的安全攻击大门。

当前,设计规则和产品特性能够保证满足协同设计,但是常常太过僵化并在很大程度上不能同时解决移动性和安全性问题。这种一维架构的方案范围有限、增加了附加的网络的复杂性、限制了企业选择一流产品的能力,并在最后成为由某一供货商的独家结构一统天下的局面。

解决这种高级应用问题的一种战略是采取所谓的“高端”或“核心”产品,并将它们重新安排到用户网络边缘相对比较集中的位置。这种高端产品的采购和支持成本都很高,由于它们设计所承担的职责有着很大的差别,它们过于复杂,因此基本上不适用于解决网络边缘的入门级问题。当前的企业网需要基于统一、整体式架构的解决方案,从而降低复杂性、提高安全性、可靠性和灵活性。我们选择一种从底层做起,解决这些问题的产品。即找到一款性能、灵活性、功能和性价比的网络边缘产品。不需要进行专门的用户网络设计,也不需要签订昂贵的咨询合同。我们在网络的边缘具有更高的透明度,因此

能投入更多的精力更迅速地部署下一代应用。一旦配备了这种可靠性高的基础设施架构,企业就能够避免高成本且可能极为有害的停机,改善内部业绩,提高外部服务水平。

建议使用这种经济有效、易于管理的中心命令、边缘控制解决方案。安全性、移动性和整合之间相互依存、相互作用,适应性边缘架能够满足下一代网络的当前和未来的需求。

4 小结

企业总是不断地在向前发展,我们经常看到网络规模从200个上升至500个,或者从500个上升到1000个,我们发现,核心交换机需要被取代,因为它不具备现在所需要的功能,或者带宽不够了,不能适应企业网络服务的发展要求。这时候,如果要进行网络升级,就必须更换大部分的网络设备。

解决这个问题的办法,就是我们在建立下一代网络架构的时候,需要设计适应性的边缘架构。必须用单一的网络实现,在一个架构中就可以做到,把所有安全性的战略,还有移动性战略,都集成在一起,使用一个网络就能够实现安全需要、移动需要,还有个人应用、数据类型的融合。这就是“中心命令,边缘控制”的思想。

参考文献:

- [1] 陈鸣. 网络工程设计教程:系统集成方法[J]. 机械工业出版社,2008.
- [2] 冯昊,黄治虎. 交换机/路由器的配置与管理[J]. 清华大学出版社,2009.
- [3] 张兴华,张晓. 计算机网络工程实践教程[M]. 北京大学出版社,2010.

2011年度广东省公路学会 隧道工程技术交流会报道

2011年12月26日至27日,广东省公路学会隧道工程专业委员会在韶关市主办了“2011年度广东省公路学会隧道工程技术交流会”。本次技术交流会举办的目的为:对广东省公路隧道建设者及相关人员,在科研、设计、施工、监理、监测、防排水、交通工程及建养管理等方面取得的成绩进行总结和交流。100余名参与近期广东省公路隧道建设的工程技术管理人员和科研人员出席了会议。

本次技术交流会,主办方组织安排参会人员进行了以下事宜:

1、收集参与者撰写的有关隧道建设方面的论文,并评选出其中的优秀论文。本次技术交流会共收集了近百篇有关隧道建设、科研、设计、施工管理等方面的论文;

2、安排优秀论文撰写者进行论文讲解,分

享先进经验;

3、安排了多位隧道专家作了专题讲座,内容涉及:广东省近期公路隧道建设概况;广乐项目有关隧道建设的双标管理情况介绍,等等;

4、参观广乐高速公路T10标长基岭隧道现场建设情况;

5、邀请省交通厅领导出席,并针对广东省公路隧道建设成绩给予评述;

6、进行互动交流和学术探讨。

广东省公路学会隧道工程专业委员会以此次技术交流会为契机,为省内隧道建设者及相关人员提供了一个良好的交流、沟通平台,为促进广东省隧道建设水平的提高奠定一定基础。参会人员通过学习报告和互动交流,学习、了解了隧道建设的先进技术和管理经验。

(庄富盛 报道)

《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011) 宣贯培训报道

交通运输部近期发布了新的《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011),并定于2011年12月1日起施行,原《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064-98)同时废止。为了帮助相关专业技术人员了解和掌握新规范主要内容和实施要点,中国公路学会交通工程分会,于2012年2月17日至19日,在深圳市举办了“《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011)宣贯培训班”。

· 52 ·

本次规范宣贯培训主要内容包括:

- 1、《公路工程地质勘察规范》(JTG C20-2011)修订的背景及重点难点解析;
- 2、公路路基工程地质勘察难点讲解;
- 3、桥梁工程地质勘察难点讲解;
- 4、隧道工程地质勘察难点讲解;
- 5、复杂地质条件下的公路与桥隧勘察技术;
- 6、公路工程物探技术难点解析;

7、公路工程地质勘察报告的编制办法及注意事项；

8、实际案例分析，以及课堂解释答疑等。

本次宣贯培训的主讲嘉宾为规范主编专家之一——余波。他通篇介绍了新规范各个章节的主要内容，并系统讲解、重点分析了新

规范中的修订的重点、难点。通过本次培训班学习，有助于加深参训技术人员对新规范内容的理解和认识，实现对新规范的正确把握，并对其在今后实际工作中运用新规范，有着很好的指导作用。

(张修杰 报道)

《公路工程基本建设项目建设投资估算编制办法》 和《公路工程估算指标》宣贯培训报道

交通运输部于2011年11月9日发布了《公路工程基本建设项目建设投资估算编制办法》(JTG M20—2011)和《公路工程估算指标》(JTG/T M21—2011)，并定于2012年1月1日正式实施。为了帮助相关专业技术人员了解和掌握新颁布的编制办法和估算指标的主要内容和实施要点，交通运输部公路工程定额站，于2012年2月15日至17日在武汉市主办了《公路工程基本建设项目建设投资估算编制办法》和《公路工程估算指标》第一期宣贯培训班。

本次宣贯培训讲解的内容较多，但主要是针对新编制办法和估算指标的详细介绍，内容涉及：新旧估算指标的变化分析介绍、新估算指标内容的详细讲解、新估算指标中的差错漏更正介绍、新估算编制办法的项目组成和费用构成以及项目表划分介绍，编制过程中要注意的地方等，主要内容有：

1、介绍新编制办法和估算指标修订的必要

性和紧迫性；

2、介绍新编制办法和估算指标修订工作的原则和要求，以及修订主要依据；

3、介绍新编制办法和估算指标的修订过程，以及修定的主要内容；

4、对编制过程中征求各地意见的采录情况进行介绍，并重点讲解新估算指标水平测算情况；

5、介绍新编制办法和估算指标存在的问题及今后的改进措施；

6、进行现场答疑，并对新编制办法和估算指标的重点、难点内容进行讲解。

通过参加本次宣贯培训班，参训技术人员能加深对新估算编制办法和估算指标的理解，为在今后的工作中能准确选用指标，提高估算编制质量奠定良好的基础。

(陈潮锐 报道)

第14届中国高速公路信息化研讨会在厦门举行

2月22日至25日,中国公路学会在厦门市举办了第14届中国高速公路信息化研讨会。中国公路学会理事长胡希捷、中国公路学会副秘书长巨荣云、交通运输部科技司副司长洪晓枫、交通运输部路网中心副研究员董雷宏、福建省交通运输厅副厅长吴庭锵、福建省公路学会理事长祝君强、福建省高速公路有限责任公司副总经理邱榕木等有关领导出席了大会开幕式。

研讨会上,交通运输部科技司副司长洪晓枫作了题为《“十二五”交通运输信息化发展思路兼谈高速公路信息化发展建议》的报告,报告详细阐明了在即将到来的五年,我国交通信息化的发展思路,并对本次会议的主题——“高速公路信息化的发展建设”,提出了若干建议。

本次研讨会共开设了九个分论坛,分别为交

通信息化形势分析论坛;高速公路联网收费新技术(ETC)论坛;信息化管理与综合技术论坛;新技术新产品论坛;高速公路视频监控发展论坛;高速公路计重收费论坛;高速公路运营节能论坛;高速公路绿色通道检测论坛;高速公路机电工程规划设计创新论坛。来自全国各地的50余位专家、学者在论坛上与各省、市相关企、事业参会代表进行了研讨与交流。

本次研讨同期举办了第14届中国高速公路信息化技术产品展示会,来自全国各地的135余家企业参与了本次展会,参展产品涵盖了整个高速公路信息化应用领域,架构起了高速公路业主与企业间双向选择的桥梁。

(汪超 报道)

节能减排评估师岗位能力培训班报道

2012年2月28日至3月5日,国家发展和改革委员会国际合作中心与人力资源和社会保障部教育培训中心,在北京组织举办了“节能减排评估师岗位能力培训”。

本次培训班上,举办方邀请了多位知名专家、学者作学术专题报告,主要有:

1. 清华大学孟昭利教授作“企业能源管理和审计方法”、“能源统计方法”的专题报告,报告中介绍了能源的基本知识、企业能源统计指标体系、企业节约能源量统计等内容,让学员对能源的概念以及如何计算节能量等有了比较清晰的认识;

2. 国家发改节能促进项目办公室主任王树茂作“合同能源管理项目政策与实际运作模式及案例”的报告,主要介绍了合同能源管理和节能公司的运作模式及注意事项等内容;

3. 中国石油天然气集团公司质量安全环保部俞伯炎教授作“石油石化节能技术及评估报告编写”的报告;

4. 国家发改委能源研究所所长康艳兵作“节能减排政策与申报国家节能技改奖励项目的编制”的报告;

5. 中国国际工程咨询公司政策研究部徐成彬处长作“投资项目研究及节能评估报告编写和案例分析”的报告。

为了加深参加培训人员对培训内容的认识和理解,3月5日,主办方还举办了有关节能减排知识的考试,并对合格人员颁发证书。本次培训班授课内容丰富,且实用性、针对性强,让参加培训人员均感受益匪浅。

(游锦龙 报道)