

广东公路勘察设计

(季刊)

2014年12月30日出版

2014年第4期

(总第156期)

内部资料 免费交流

登记证编号:粤内登字O第10427号

编辑委员会

主任:黄湛军

副主任:梁立农 王强

委员:谢伟强 彭向荣 陈潮锐

孙向东 王景奇 陈新富

主编:梁立农

副主编:王强

责任编辑:刘祥兴

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:841622401@qq.com

印刷单位:广州广卫印刷厂

封面:佛开高速扩建工程

目次

桥梁工程

混凝土桥梁温度作用模式及效应规律研究

..... 梁立农,肖龙峰,肖金梅(1)

梅州客都大桥总体设计..... 杨钻,王雷,王景奇(7)

浅谈预应力砼斜拉桥的抗风稳定性..... 胡正涛(11)

小半径曲线悬浇箱梁受力特性研究..... 万欢(14)

道路工程

道路横断面设计的探讨..... 熊祖志(17)

高速公路高填土路堤沉降与稳定性控制设计探讨
..... 尹科(20)

山区高速公路高填方路基方案设计及填筑工艺研究
..... 车竞(24)

测量工程

无人机公路测绘应用现状分析..... 杨雪(30)

交通工程

高速公路互通式立交出口识别视距对安全的影响分析
..... 吴艳(34)

交通经济

高速铁路、轻轨对广东高速公路的分流分析..... 吴如龙(38)

工程勘察

综合物探方法在某岩溶区桥梁工程地质勘察中的应用
..... 林少忠(41)

信息专栏

抗车辙剂在云南的应用..... (45)

“强大HVE特种复合改性沥青超粘、超薄磨耗层技术”
现场交流报道..... (47)

2014全国钢桥梁设计与施工关键技术高级讲座咨询会培
训报道..... (47)

测绘成果核心涉密人员岗位培训报道..... (48)

低空摄影测量与相关应用技术研讨会..... (49)

节能减排评估师岗位能力培训报道..... (49)

公司承办“2014年广东省城市道路与桥梁建设技术交流会”
获得圆满成功..... (50)

混凝土桥梁温度作用模式及效应规律研究

梁立农¹,肖龙峰²,肖金梅²

(1.广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,广州 510507; 2.华南理工大学土木与交通学院)

摘要:介绍中外几种典型的桥梁设计规范中有关混凝土桥梁温度作用的规定与国内实测温度梯度作用模式,并以广东省内数座连续梁实桥为工程背景,对其模式和效应规律进行研究。主要规律为:在同一温度梯度作用下,截面上缘温度自应力与梁高成正比,次应力与梁高成反比,而总温度应力与梁高及跨径关系不大,顶缘温度应力可近似表达为 $0.29T_1$ (T_1 :顶缘温度);截面下缘温度自应力、次应力和总应力与梁高均成反比等。

关键词:混凝土桥梁;中外规范;温度梯度;温度应力

0 引言

桥梁结构处于自然环境中,不可避免会受到外界环境温度变化的影响。主要包括:季节温差、日照温差和骤然降温,对结构的影响分别为均匀温度作用和正温度梯度及负温度梯度作用。在均匀温度作用下,桥梁结构内部将产生均匀变形,若变形被约束,则会在结构内部形成温度应力。在温度梯度作用下,结构截面各高度处的纵向变形是不一样的,但由于受到平截面变形假定的约束,将在每个截面内部产生自相平衡的与温度梯度大小相应的自应力,同时截面转角变形如受到边界条件的约束将产生超静定内力引起的次应力。理论分析及实验研究

表明:在预应力混凝土梁桥特别是超静定结构体系中,温差应力可以达到甚至超过活载产生的应力,已被认为是混凝土桥梁产生裂缝的主要原因之一^[1]。桥梁结构温度应力的分析主要取决于温度场即温度模式的选取,由于地理位置、气候等原因,不同国家规范中的温度模式不同。如何正确理解、评价、借鉴不同国家的温度模式,如何认识截面高度、跨径和结构体系等影响对温度应力的影响,对于桥梁工程师来说,具有重要的工程实用价值。

1 中外规范对温度作用的规定

中外各国混凝土桥梁典型的有效均匀温度标准值如表1。

表1 中外规范混凝土桥梁有效均匀温度标准值的规定(单位:°C)

中国 JTG D60-2004 ^[2]			美国 AASHTO ^[3]			日本规范 ^[5]		英国 BS5400 ^[4]		
地区	标准值	幅度	地区	标准值	幅度	地区	标准值	幅度	地区	标准值
严寒	-23 ~ 34	57	寒冷	-18 ~ 27	45	寒冷	-15 ~ 35	50	T_i 在 20°C ~ 45°C	$T_e = 24.14 + \frac{T_i - 20}{1.4}$
寒冷	-10 ~ 34	44				普通	-5 ~ 35	40	T_i 在 -2°C ~ -50°C	$T_e = 24.14 + \frac{T_i + 1.85}{1.58}$
温热	-3(0) ~ 34	37(34)	温和	-12 ~ 27	39					

注:表中括弧内数值适用于昆明、南宁、广州、福州地区, T_i 为遮荫大气气温, T_e 为有效温度。

有效均匀温度标准值的上下限与桥梁所在地区气候有关,而均匀温度温差值还与体系形成时的温度有关,中外各国对这一作用的规定原则上是一致的。其中中国、美国、日本三国仅分地

区规定了标准值,而英国温度标准值是与气候相关的一个表格(本文用函数代替),因此,英国规范适用性更好,有利于精细化分析。中外各国混凝土桥梁典型的竖向温度梯度如表2。

表 2 中外规范有关温度梯度的规定

国家	温度模式		参数取值			备注																																									
	图示	数学表达式																																													
中国 JTG D60 - 2004 ^[2]		梁高 $h < 400\text{mm}$ 时: $A = h - 100\text{mm}$; 梁高 $h \geq 400\text{mm}$ 时: $A = 300\text{mm}$ 。	<table border="1"> <tr> <th>铺装</th> <th>$T_1/^\circ\text{C}$</th> <th>$T_2/^\circ\text{C}$</th> </tr> <tr> <td>混凝土铺装</td> <td>25</td> <td>6.7</td> </tr> <tr> <td>50mm 沥青铺装</td> <td>20</td> <td>6.7</td> </tr> <tr> <td>100mm 沥青铺装</td> <td>14</td> <td>5.5</td> </tr> </table>	铺装	$T_1/^\circ\text{C}$	$T_2/^\circ\text{C}$	混凝土铺装	25	6.7	50mm 沥青铺装	20	6.7	100mm 沥青铺装	14	5.5			负温度值按照表中 的规定乘以 -0.5。																													
铺装	$T_1/^\circ\text{C}$	$T_2/^\circ\text{C}$																																													
混凝土铺装	25	6.7																																													
50mm 沥青铺装	20	6.7																																													
100mm 沥青铺装	14	5.5																																													
美国 AASHTO ^[3]		梁高 $h < 400\text{mm}$ 时: $A = h - 100\text{mm}$; 梁高 $h \geq 400\text{mm}$ 时: $A = 300\text{mm}$ 。 除非进行了具体的现场调查, 否则温度值 T_3 应取为 0, 但不得超过 3°C 。	<table border="1"> <tr> <th rowspan="2">分区</th> <th colspan="2">素混凝土 桥面铺装</th> <th colspan="2">50mm 沥青铺装</th> <th colspan="2">100mm 沥青铺装</th> </tr> <tr> <th>T_1</th> <th>T_2</th> <th>T_1</th> <th>T_2</th> <th>T_1</th> <th>T_2</th> </tr> <tr> <td>1</td> <td>30</td> <td>7.8</td> <td>24</td> <td>7.8</td> <td>17</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>25</td> <td>6.7</td> <td>20</td> <td>6.7</td> <td>14</td> <td>5.5</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>23</td> <td>6.0</td> <td>18</td> <td>6.0</td> <td>13</td> <td>6.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>21</td> <td>5.0</td> <td>16</td> <td>5.0</td> <td>12</td> <td>6.0</td> </tr> </table>	分区	素混凝土 桥面铺装		50mm 沥青铺装		100mm 沥青铺装		T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2	1	30	7.8	24	7.8	17	5.0	2	25	6.7	20	6.7	14	5.5	3	23	6.0	18	6.0	13	6.0	4	21	5.0	16	5.0	12	6.0			负温度值按照表中 的规定乘以 -0.5。
分区	素混凝土 桥面铺装		50mm 沥青铺装		100mm 沥青铺装																																										
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2																																									
1	30	7.8	24	7.8	17	5.0																																									
2	25	6.7	20	6.7	14	5.5																																									
3	23	6.0	18	6.0	13	6.0																																									
4	21	5.0	16	5.0	12	6.0																																									
新西兰混凝土设计规范 ^[1]		$T_1 = (32 - 0.2h_0)^\circ\text{C}$ 式中: h_0 为沥青厚度。 $T_y = T_0 (Y/1200)^5$ 1.5°C	从顶板沿梁高向下的 1200mm 的范围内按 5 次抛物线变化, 顶板的最大温差为 32°C ; 从底板沿梁高的 200mm 范围内按直线变化, 底板的最大温差为 1.5°C 。			此为箱梁温度模式, T 梁温度模式详见规范																																									
日本规范 ^[5]		顶板厚度范围内 5°C , 顶板以下为 0°C	$T_0 = 5^\circ\text{C}$, 温度分布在桥面和其它部分内部认为是均匀的。			已废止的中国 JTJ - 85 规范曾做出类似规定																																									
英国 BS5400 ^[4]		$h_1 = 0.3h \leq 0.15\text{m}$ $h_2 = 0.3h \geq 0.10\text{m}$ 且 $\leq 0.25\text{m}$ $h_3 = 0.3h \leq 0.1\text{m} + \text{铺装层厚度 (m)}$	<table border="1"> <tr> <th>$H(\text{m})$</th> <th>T_1</th> <th>T_2</th> <th>T_3</th> </tr> <tr> <td>≤ 0.2</td> <td>8.5</td> <td>3.6</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>12.0</td> <td>3.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>13.0</td> <td>3.0</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>≥ 0.8</td> <td>13.5</td> <td>3.0</td> <td>2.5</td> </tr> </table>	$H(\text{m})$	T_1	T_2	T_3	≤ 0.2	8.5	3.6	0.5	0.4	12.0	3.0	1.5	0.6	13.0	3.0	2.0	≥ 0.8	13.5	3.0	2.5	注: 此为 100mm 铺装的升温模式		其他铺装厚度下的升温模式 详见规范。																					
$H(\text{m})$	T_1	T_2	T_3																																												
≤ 0.2	8.5	3.6	0.5																																												
0.4	12.0	3.0	1.5																																												
0.6	13.0	3.0	2.0																																												
≥ 0.8	13.5	3.0	2.5																																												
英国 BS5400 ^[4]		$h_1 = h_4 = 0.2h \leq 0.25\text{m}$ $h_2 = h_3 = 0.25h \leq 0.20\text{m}$	<table border="1"> <tr> <th>$H(\text{m})$</th> <th>T_1</th> <th>T_2</th> <th>T_3</th> <th>T_4</th> </tr> <tr> <td>≤ 0.2</td> <td>2.0</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>4.5</td> <td>1.4</td> <td>1.0</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td>0.6</td> <td>6.5</td> <td>1.8</td> <td>1.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>0.8</td> <td>7.6</td> <td>1.7</td> <td>1.5</td> <td>6.0</td> </tr> <tr> <td>1.0</td> <td>8.0</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>6.3</td> </tr> <tr> <td>≥ 1.5</td> <td>8.4</td> <td>0.5</td> <td>1.0</td> <td>6.5</td> </tr> </table>	$H(\text{m})$	T_1	T_2	T_3	T_4	≤ 0.2	2.0	0.5	0.5	1.5	0.4	4.5	1.4	1.0	3.5	0.6	6.5	1.8	1.5	5.0	0.8	7.6	1.7	1.5	6.0	1.0	8.0	1.5	1.5	6.3	≥ 1.5	8.4	0.5	1.0	6.5	注: 此为 100mm 铺装的降温模式		其他铺装厚度下的降温模式 详见规范。						
$H(\text{m})$	T_1	T_2	T_3	T_4																																											
≤ 0.2	2.0	0.5	0.5	1.5																																											
0.4	4.5	1.4	1.0	3.5																																											
0.6	6.5	1.8	1.5	5.0																																											
0.8	7.6	1.7	1.5	6.0																																											
1.0	8.0	1.5	1.5	6.3																																											
≥ 1.5	8.4	0.5	1.0	6.5																																											
澳大利亚桥梁设计规范 ^[1]		顶板 300mm 范围内, 按照直线变化, $T_1 = 24^\circ\text{C}$, $T_2 = 6^\circ\text{C}$; 顶板 $(h - 300)/2$ 范围内, 按照直线变化	$T_1 = 24^\circ\text{C}$, $T_2 = 6^\circ\text{C}$			温度梯度沿着梁高呈折线变化, 顶板最大温差 24°C																																									

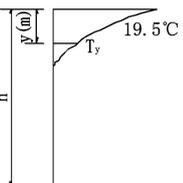
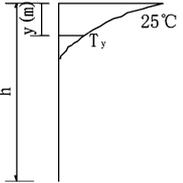
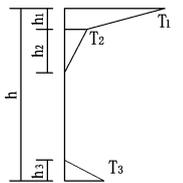
从表 2 可看出,除日本规范外,规范中新西兰采用了指数函数,其余规范用折线代替指数函数,以方便使用。顶板温度场分布高度一般为 40cm (日本为整个顶板厚度),但新西兰为 1.2m。影响温度应力最重要的顶缘温度 T_1 与铺装类型及地区类别相关性很大,升温 T_1 在 $12^{\circ}\text{C} \sim 30^{\circ}\text{C}$ 的大范围内取值,降温 T_1 在 $-6^{\circ}\text{C} \sim -15^{\circ}\text{C}$ 取值,相差达 2.5 倍,顶缘温差值 T_1 最高的是美国 1 区和新西兰规范,最低的是日本规范,中国公路规范与美国规范 2 区的温度模式一样,纬度较高的英国 BS5400 规范和美国 3 区接近。由于美国规范将全国划分为四个区,区域的温差最大达到 9°C ,因此

其适用性更好;中国南北气候差异大,与其它国家气候也不同,单纯套用某个国家规范的某个区是不合适的,而将温度梯度进行分区会更符合中国的实际情况。

2 国内实测温度梯度模式分析

近 40 年以来,国内工程界对混凝土箱梁桥在太阳辐射作用下的温度分布特性、影响因素和分析方法做了许多研究工作,并开展了一系列的现场观测试验,对试验数据进行回归分析,得到了许多实测温度梯度作用模式。表 3 分别列出了国内部分研究者实测得到的温度梯度模式。

表 3 国内部分桥梁根据实测温度提出的梯度模式

研究人员	温度模式		参数取值	工程背景
	图示	数学表达式		
汪剑、方志 ^[6]		$T_y = 19.5e^{-4y}^{\circ}\text{C}$	竖向温差曲线符合幂指数分布规律, $T_0 = 19.5^{\circ}\text{C}$ 底板下边缘没有温度梯度, 10cm 混凝土桥面铺装	湖南衡阳东洋渡湘江大桥, 跨径布置 45m + 98m + 150m + 150m + 98m + 45m 的预应力混凝土箱梁桥
朱俊 ^[7]		$T_y = 25e^{-6y}^{\circ}\text{C}$	竖向温差曲线符合幂指数分布规律, $T_0 = 25^{\circ}\text{C}$ 的底板下边缘没有温度梯度, 无桥面铺装	润扬大桥南接线丹徒互通主线桥, 跨径布置为 19m + 6 × 22m + 19m 的等高度预应力连续箱梁桥
胡丹 ^[8]		升温工况: $h_1 = 0.2\text{m}, h_2 = 0.8\text{m}$ $h_3 = 0.4\text{m}$ 降温工况: $h_1 = 0.3\text{m}, h_2 = 0.7\text{m}$ $h_3 = 0.4\text{m}$	竖向温差曲线符合折线分布规律, 升温工况: $T_1 = 15^{\circ}\text{C}, T_2 = 5^{\circ}\text{C}, T_2 = 3^{\circ}\text{C}$; 降温工况: $T_1 = -5^{\circ}\text{C}, T_2 = -2^{\circ}\text{C}, T_3 = -3^{\circ}\text{C}$	黑龙江富绥松花江大桥, 跨径布置为 85m + 6 × 150m + 85m 的预应力连续箱梁桥

由表 3 看出,混凝土桥面顶板温度场比较符合指数函数变化规律,指数系数为 4 ~ 6,顶缘温度为 $19.5^{\circ}\text{C} \sim 25.0^{\circ}\text{C}$,部分回归模式增设了底板温度场,对比表 2 和表 3,新西兰规范温度梯度模式和实测模式类似,中国公路规范温度梯度模式和实测模式接近。

3 中外温度梯度作用效应分析

各国的温度梯度模式有差异,其作用反应也会有差异。现通过对表 4 中不同体系、不同跨径、不同梁高、不同截面形式的 5 种梁式桥支点截面计算温度应力来分析其规律,并与英国

BS5400 规范和日本规范计算值进行对比。计算中假定截面变形符合平截面假定。温度自应力按下式计算：

$$\sigma_{自}(y) = E[\alpha T(y) - (\varepsilon_0 + \psi y)] \quad (1)$$

$$\psi = \frac{\alpha}{I} \int_h T(y) b(y) (y - y_c) dy \quad (2)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\alpha}{A} \int_h T(y) b(y) dy - \psi \cdot y_c \quad (3)$$

式中：

$\sigma_{自}(y)$ —距下缘高度 y 处的温度自应力,拉为正；

ε_0 — $y=0$ 处的应变值,拉为正；

ψ —单元梁段挠曲变形后的曲率,顺时针为正, $E_c = 3.45 \times 10^4 \text{MPa}$, 线膨胀系数为 $\alpha_1 = 1 \times 10^{-5}/\text{K}$ 。

表 4 5 种混凝土连续梁支点横截面尺寸

截面尺寸 /cm					
跨径组合	5 × 30m 等高度连续 T 梁	5 × 30m 等高度连续小箱梁	5 × 35m 等高度连续箱梁	55m + 90m + 55m 变高度连续刚构	138m + 250m + 138m 变高度连续刚构

按上式采用中国规范、日本规范、英国 BS5400 规范求出截面自应力,并通过 midas 分别建模分

析,得出其支点次应力和总应力,其结果如图 1 ~ 图 4。

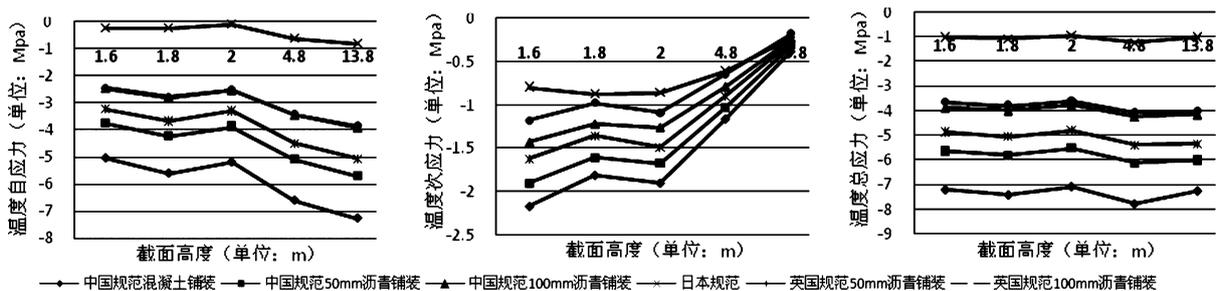


图 1 升温工况顶缘温度应力

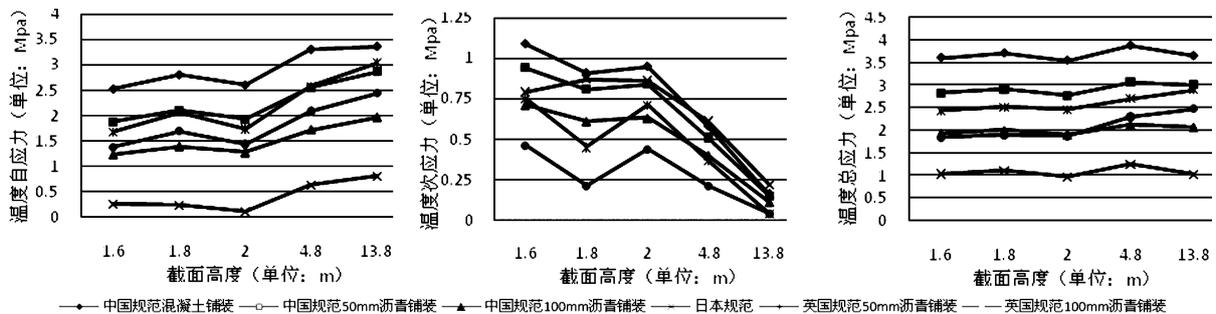


图 2 降温工况顶缘温度应力

由图 1、图 2 可知,升温与降温工况下的顶板上缘温度应力具有相同的规律:同一温度梯度作

用下,温度自应力与梁高成正比,温度次应力与梁高成反比,而温度总应力与梁高及跨径关系不

大;在不同的温度梯度作用下,温度应力与温度梯度模式有关,特别是与模式中的顶缘温度 T_1 值相关, T_1 越大,则温度应力越大,顶缘温度应力可近似表达为 $0.29T_1$;中国公路新旧规范的温度应力差异很大,顶缘升温压应力差异在混凝土铺装时达到 6MPa 左右,在沥青铺装时达到 3MPa 左右,顶缘降温拉应力差异在混凝土铺装时达到 2.5MPa 左右,在沥青铺装时达到 1MPa 左右;温度应力与铺装及厚度密切相关,就中国规范来

说,沥青铺装比混凝土铺装在上缘压应力可小 3MPa 左右。说明沥青具有隔热保温作用,能保护上部结构免受正(负)的温度梯度的影响。但如果想利用沥青铺装来降低设计温度梯度,则在设计中应考虑到上部结构施工之后,可能直到数月后才铺设沥青桥面,另外,在后期桥面运营养护中,沥青层厚度可能变化,在大修时,桥面层可能完全被更换等工况。

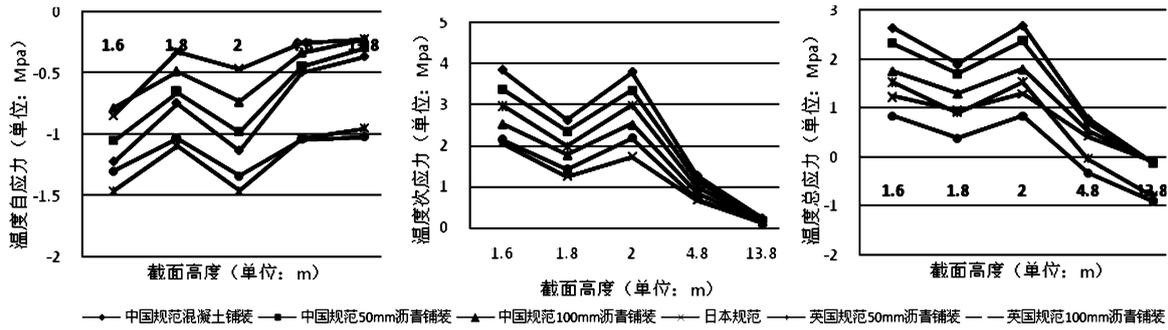


图 3 升温工况底缘温度应力

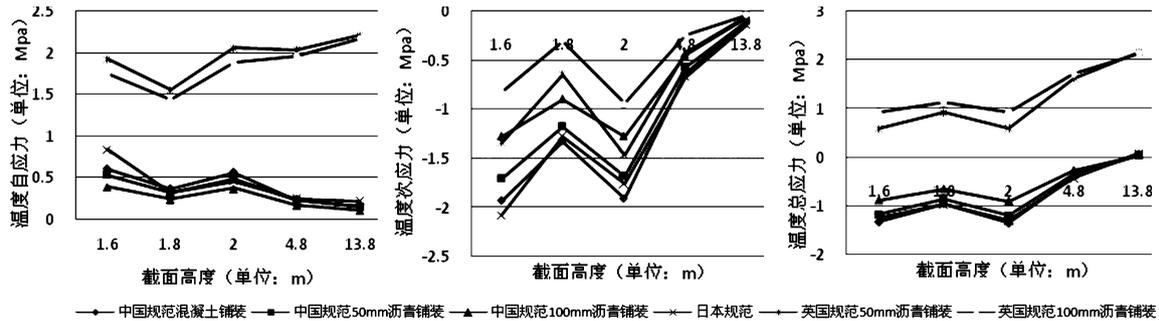


图 4 降温工况底缘温度应力

由图 3、图 4 可知,同一温度梯度作用下,除英国规范外温度自应力、次应力和总应力与梁高及跨径成反比;在不同温度梯度作用下,温度应力与温度梯度模式有关,当下缘有温度场时,顶缘与底缘的温度应力减小,当顶缘温度 T_1 减小时,底缘温度应力减小,而且下缘温度应力比上缘小很多,对于中小跨径连续梁底缘温度应力仅为顶缘的 20%~40%。除英国规范外,在升温工况下,底缘为 0~3MPa 拉应力,在降温工况下,底缘为 0~1MPa 压应力。

4 铺装层中的温度应力分析

对于沥青铺装来说,材料弹性模量为 $E = 2.0$

$\times 10^3$ MPa,根据沥青铺装与混凝土箱梁顶板交界处变形相同,所以有:

$$\frac{\sigma(y)}{\sigma_c(y)} = \frac{E\varepsilon}{E_c\varepsilon} = \frac{E}{E_c} = \frac{2 \times 10^3}{3.45 \times 10^4} = 0.06$$

由上式可知,沥青铺装与混凝土箱梁顶板交界处的温度应力仅为箱梁顶缘的 6%,推算最大拉应力小于 0.3MPa,即沥青铺装中的温度应力较低。

而对于混凝土铺装,由于其弹性模量与桥面顶板弹性模量基本一致,所以除了铺装切缝处温度应力释放了之外,其余铺装层中的温度应力与桥面顶板应力基本一致,最大拉应力可达 3~4MPa,这也是混凝土桥面铺装易开裂的

原因之一。

5 结论

通过上述对比分析与计算,可得出以下结论:

(1)中国、美国、日本三国规范的有效均匀温度仅分地区规定了标准值,而英国温度标准值是与气候相关的一个表格,因此,英国规范适用性更好,有利于精细化设计。

(2)中国公路规范与美国规范2区的温度模式一样,纬度较高的英国BS5400规范和美国3区接近。由于美国规范将全国划分为四个区,区域的温差最大达到 9°C ,因此其适用性更好;中国南北气候差异大,与其它国家气候也不同,单纯套用某个国家规范的某个区是不合适的,而将温度梯度进行分区会更符合中国实际情况。

(3)连续梁顶缘温度自应力与梁高成正比,温度次应力与梁高成反比,而温度总应力与梁高及跨径关系不大。

(4)温度应力与温度梯度模式有关,特别是与顶缘温度 T_1 值相关, T_1 越大,则温度应力越大,顶缘温度应力可近似表达为 $0.29T_1$ 。

(5)中国新旧规范的温度应力差异很大。顶缘升温压应力沥青铺装时差异达 3MPa ,混凝土铺装时差异达 6MPa 。

(6)除英国规范外,底缘温度自应力、次应力和总应力与梁高及跨径成反比。对于中小跨径

连续梁底缘温度应力仅为顶缘的 $20\% \sim 40\%$ 。

(7)沥青铺装中的温度应力较低,最大拉应力小于 0.3MPa 。而混凝土铺装中的最大拉应力可达 $3 \sim 4\text{MPa}$,是混凝土桥面铺装易开裂的原因之一。

参考文献:

- [1] 刘兴法. 混凝土结构的温度应力分析[M]. 北京: 人民交通出版社,1991.
- [2] 公路桥涵设计通用规范 JTG D60-2004. [S]. 北京: 人民交通出版社,2004.
- [3] American Association of State Highway and Transportation officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications[M]. 3rd ED. Washington, D. C.,2004.
- [4] 英国标准协会. BS5400 英国规范:1999K 钢桥、混凝土桥及结合桥[M]. 西安:西安交通大学出版社,1978.
- [5] Japan road association, Road and bridge type book o commentary [M]. MARUZEN Co. publishing division,2001.
- [6] 汪剑,方志. 混凝土箱梁日照温差的试验研究[A]. 第十六届全国桥梁学术论文集[C]. 北京:人民交通出版社,2003.
- [7] 朱俊. 钢筋混凝土连续箱梁日照温度场及沥青摊铺温度场研究[D]. 南京:东南大学,硕士学位论文,2005.
- [8] 胡丹. 季冻区大跨混凝土箱梁温度场分布及温度裂缝控制措施研究[D]. 北京:北京建筑工程学院,硕士学位论文,2012.

梅州客都大桥总体设计

杨 钻,王 雷,王景奇

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 广东梅州客都大桥主桥采用拱梁组合受力体系,跨径组合为 $2 \times 80\text{m}$,拱轴线为变异的二次抛物线。设计中拱轴线的计算与选择、吊杆、系杆的选型与布置方式作了分析和探讨,针对设计过程中碰到的问题,采用了对应的解决措施。介绍其设计方面的相关内容,以期对后续同类桥梁设计提供参考。

关键词: 拱桥;二次抛物线;合理拱轴线;吊杆

0 概述

客都大桥位于广东省梅州市东南城市规划区内,是连接梅县与梅江区的一座大桥,跨越梅江。主桥采用拱梁组合体系,效果图如图 1。



图 1 客都大桥效果图

桥位处江面宽约 190m ,水深 $0.2 \sim 2.5\text{m}$,覆盖层小于 1m ,基岩为砂岩、泥质粉砂岩。桥址区属南

亚热带季风气候区,年平均气温 21°C ,设计基本风速 24.0m/s 。

主要技术标准:一级公路兼城市快速路,桥面宽度 41m ,设计车速 60km/h ;公路 - I 级设计荷载^[1],人群荷载,城 - A 级荷载复算;设计洪水频率 $P = 1/100$; VII 级航道,通航尺度为 $1 \times (71 \times 4.5)\text{m}$;地震动峰值加速度 $0.05g$ 。

1 工程设计

桥位以北不远处为飞机场,机场的存在限制了桥梁的结构高度。结合城市景观、城市历史文化、通航尺度限制等因素考虑,主桥采用飞雁式拱桥,造型美观,亦能体现城市文化。桥跨布置为 $2 \times 80\text{m}$,拱轴线采用变异的二次抛物线,吊杆倾斜角度为 65° ,桥型布置图如图 2。

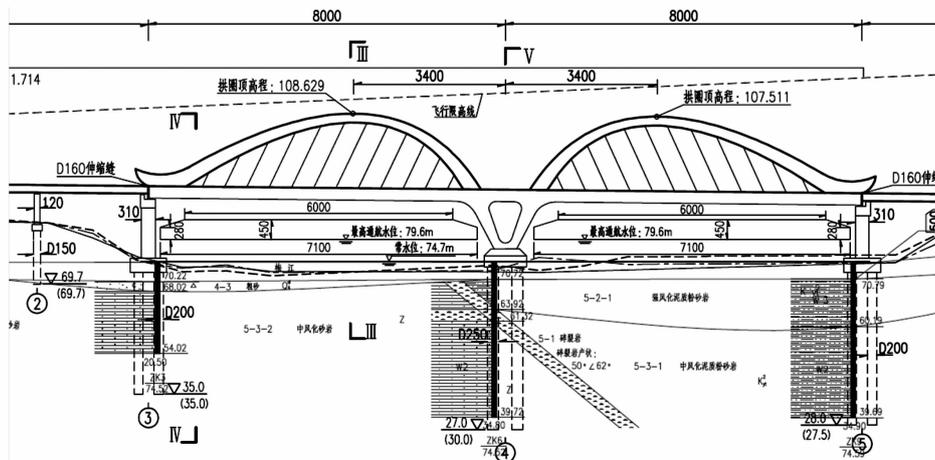


图 2 客都大桥桥型布置图

1.1 合理拱轴线的计算

图 3 为异型拱桥的静力图示,若拱肋为等截面,

拱肋受到沿轴线均匀分布的重力和节点上集中的斜向吊杆索力的作用。因为拱肋只承受轴力而不承受

弯矩和剪力,从理论力学知,该异型拱的合理拱轴线是多段在节点相接的倒悬链线。若假定吊杆密布,将得到光滑的拱轴线,计算简图如图 4 所示。

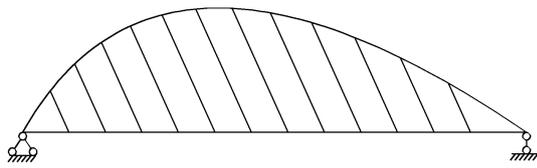


图 3 异型拱桥静力图示

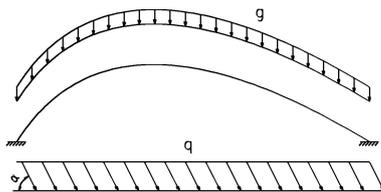


图 4 异型拱桥计算简图

根据力学平衡原理,采用微积分,可以得到异型拱轴线的二阶常微分方程^[2],但该方程不可积,得不出简单的数学关系式。一般梁拱荷载比大于 5 时,可以忽略拱圈的自重。对于客都大桥,拱圈采用的钢箱拱,主梁采用混凝土箱梁,桥面系荷载比拱圈自重大的多,可以忽略拱圈自重,这种简化,使合理拱轴线的微分方程成为可积类型,其解可用初等函数来表达。在图 5 所示的坐标系中,异型拱合理拱轴线的简化参数方程为:

$$\begin{cases} x' = t - y' \operatorname{ctg} \alpha \\ y' = \frac{4f}{L} t \left(\frac{1-t}{L} \right) \end{cases} \quad (1)$$

式中: f 为拱轴线矢高, L 为拱轴线理论跨径, α 为吊杆倾斜角度, t 为参数。

由式(1)可知,合理拱轴线的形状与吊杆索力无关,亦即与桥面恒载重量无关,仅与吊杆的倾斜角度相关。设计时对吊杆角度 $60^\circ \sim 80^\circ$ 下的拱轴线形状进行比较,最终选定当吊杆角度为 65° 时,拱圈造型最佳。

1.2 拱轴线的选定

吊杆角度为 65° ,拱轴线矢高为 16.5m,跨径考虑以下两种方案(见图 6):

方案一:跨径为 69m,此种方案的优点在于拱脚(按截面高度 3.5m 考虑)可以全部伸入混凝土主梁,拱梁结点的设计简单可靠,拱圈轴力传递平顺,不足之处在于拱轴线终点与支座中心线存在

约 2.7m 的水平距离,拱圈的轴力将以主梁剪力的方式传递给支座,该范围主梁剪力较大。

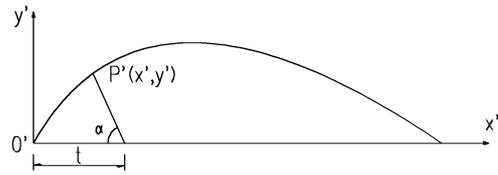


图 5 异型拱轴线简化参数方程坐标系

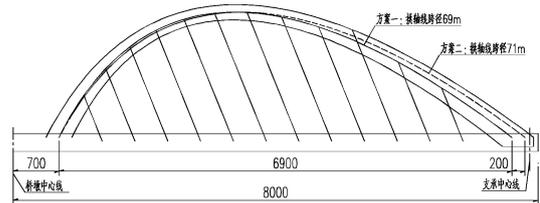


图 6 拱轴线方案比选

案二:跨径为 71m,此种方案优点在于拱轴线终点靠近支座中心线,拱圈轴力的竖向分力直接由支座承受,不会使主梁产生较大的剪力。缺点在于拱圈顶板(按截面高度 3.5m 考虑)不能伸入主梁内,导致拱圈与主梁结点的构造较为复杂,且拱圈轴力的传递路径线在拱脚处存在小角度转折。结合全桥静力计算结果、系杆位置等因素综合考虑,最终选定方案一。对于主梁局部剪力较大区域,采用加强抗剪钢筋的措施解决。

1.3 吊杆的选型与布置

设计对两种吊杆类型进行了比较,一种是平行钢丝吊杆,一种是钢绞线整束挤压吊杆。平行钢丝吊杆采用镀锌钢丝成品索或环氧喷涂钢丝成品索^[3],钢丝直径为 $\phi 7\text{mm}$ 或 $\phi 5\text{mm}$,配以冷铸锚或热铸锚,钢丝强度可选 1 670MPa 或 1 770MPa。该类型索在工厂预制,以锚具和索体结合成一体的成品索型式出厂,整体盘卷包装方式运输,整体张拉,张拉吨位明确,索力均匀,调索方便。长大索体对运输和现场吊装设备有较高的要求。

钢绞线整束挤压吊杆采用环氧喷涂钢绞线^[4-5],钢丝强度为 1 860MPa,两端整束挤压锚固,安全可靠,疲劳性能好,通过挤压锚固钢绞线的方式,在高、底应力甚至是负应力的情况下,钢绞线都不会滑脱。锚头结构紧凑,外径小,有利于整体结构的优化、美观。相同承载力,其锚头尺寸比冷铸锚、热铸锚小 30% 以上,可使预留孔尺寸减

小。另外该类型吊杆防腐性能优越,抗振性能好。但锚具价格高于冷铸锚。

客都大桥拱肋为矩形截面,截面最小处尺寸为宽 2m、高 2m。扣除横隔板宽度后,锚固空间仅宽 1.2m 左右。锚固空间小,要求采用尺寸小的锚头。结合施工便利性、索体耐久性等因素考虑,设计采用环氧喷涂钢绞线整束挤压吊杆。通过计算,吊杆型号为 15-19,安全系数为 2.5~3.0,活载应力幅为 60MPa,均满足相关规范的要求。

对于吊杆在拱肋端的锚固方式,设计考虑了两种方案,一种是在拱肋内部采用钢锚箱锚固,另一种是在拱肋外部采用耳板锚固。耳板式锚固构造简单,但本桥吊杆长度较短,范围在 4m~15m,采用耳板锚固,景观方面不如钢锚箱,且结构可靠性、疲劳性能均不如钢锚箱。因此设计采用钢锚箱锚固方式。

吊杆可采用单根吊杆,也可采用纵向双吊杆或横向双吊杆模式。单根吊杆景观性能稍好,但锚头较大,需要较大的张拉空间,锚下应力较大。对于本桥而言,拱肋空间较小,支承加劲板的尺寸受到限制,因此需要控制锚下应力,故选择横向双吊杆的锚固方式,如图 7 所示。

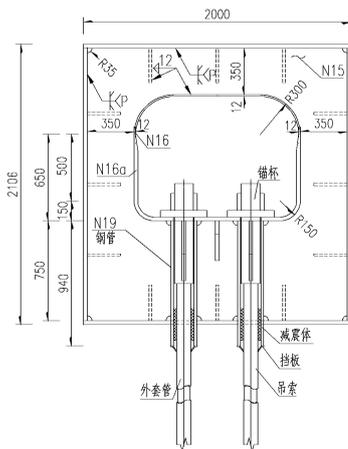


图 7 拱肋、吊杆布置断面

1.4 系杆的选型与布置

系杆亦可选平行钢丝索或钢绞线索,两种材料优缺点如上节所述。从耐久性方面考虑,本桥选择 1 860MPa 环氧喷涂钢绞线系杆索,系杆型号为 15-22。系杆可放在桥面以上(图 8),张拉方便,后期维修更换容易。但存在被桥面车辆碰撞

的风险,需要设置防撞设施。系杆也可放在箱体内部(图 9),不存在被车辆碰撞风险,但需要预留张拉空间,以便后期维修更换。另外,系杆在桥面,其作用效应相当于顶板预应力钢束,放在箱内底板处,作用效应相当于底板预应力钢束。结合整体计算结果考虑,本桥系杆布置位置采用方案二。

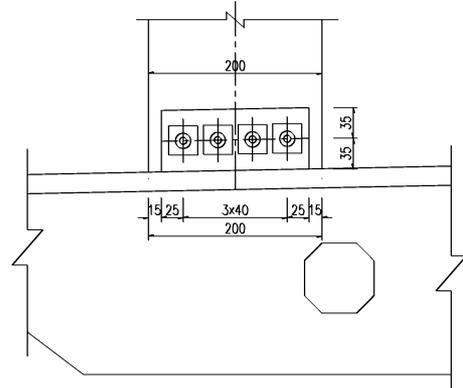


图 8 方案一:系杆位于桥面上

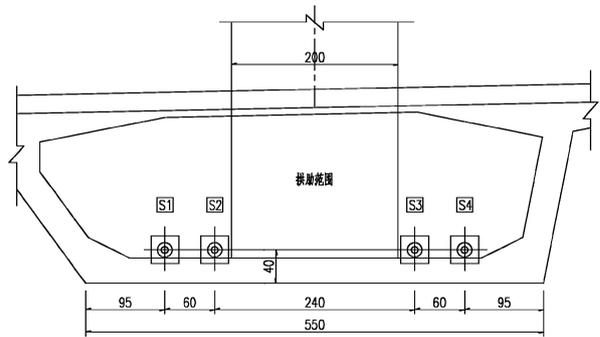


图 9 方案二:系杆位于箱体内部

1.5 主梁

主桥箱梁采用双边箱结构,顶板设 2% 双向横坡,箱梁中心线处梁高 2.61m,臂端部梁高 2.2m。边箱为单箱单室,顶端板厚 30cm,腹板厚度为 35cm,局部变厚。顺桥向每隔 5m 设置一道横隔板,横隔板厚度为 50cm。箱梁顶板与横隔板交接的角隅处设有吊杆锚固块。断面图见图 10。主梁采用 C50 预应力混凝土,分三个施工节段浇筑,并留有 2m 长的合拢段,这样施工方便,且能降低混凝土收缩徐变带来的不利影响。

两边箱之间设置横梁,横梁腹板厚由跨中部分 35cm 渐变至端部 50cm。左、右半幅各设置一道小纵梁,宽度为 30cm,距离箱梁中心线 3.5m,利于桥面板的受力。桥面板位于横梁及小纵梁顶部,桥面板厚 30cm。

浅谈预应力砼斜拉桥的抗风稳定性

胡正涛

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 针对预应力砼斜拉桥施工最大双悬臂、最大单悬臂以及成桥状态, 对桥梁结构动力特性以及抗风稳定性做出分析, 并对抗风稳定性进行评价。

关键词: 砼斜拉桥; 抗风稳定性; 颤振

1 引言

均安水道特大桥位于广东省佛山市顺德区境内, 主桥为预应力砼双塔双索面斜拉桥, 桥面宽度为 36.5m, 主梁采用双边箱断面, 梁高为 3.0m。主桥桥跨布置为 $119\text{m} + 250\text{m} + 119\text{m} = 488\text{m}$, 拉索数量为 $8 \times 20 = 160$ 根。施工最大双悬臂长为 88m, 施工最大单悬臂长为 124m。主塔为 H 型, 自承台顶以上塔高 96m, 基础采用 $\Phi 2.8\text{m}$ 钻孔桩, 每个塔柱基础设 9 根, 每个桥塔共 18 根, 按嵌岩桩设计。承台厚 6.0m, 两个承台之间采用宽 5m 的系

梁连接。过渡墩采用双柱墩, 每个墩柱下设 3.0m 厚承台, 下设 6 根 $\Phi 1.8\text{m}$ 钻孔灌注桩。桥型立面布置如图 1 所示。

大桥地处我国华南, 从当地气象台收集到的历年最大风速不高, 但考虑到跨径较大, 且主梁断面的形状对抗风不利, 因此, 为了保证桥梁在整个施工期间以及成桥运营状态的抗风安全性, 对预应力砼斜拉桥的施工最大单悬臂、施工最大双悬臂及成桥状态桥梁结构动力特性以及抗风稳定性做出分析, 并对抗风稳定性进行评价。

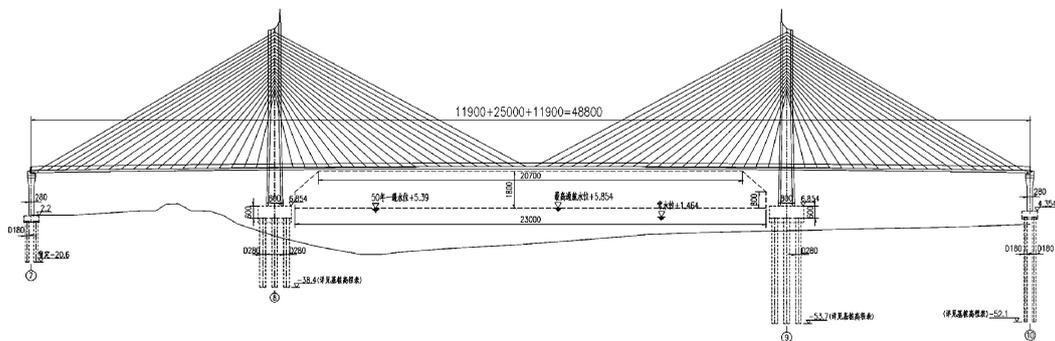


图 1 预应力砼双塔双索面斜拉桥立面布置

2 桥梁结构动力特性计算分析

利用 Midas/Civil 2012 建立全桥有限元模型, 对施工最大单悬臂、施工最大双悬臂及成桥状态桥梁结构动力特性进行了计算分析。其中主梁、主塔、过渡墩、承台、桩基均采用梁单元模拟, 斜拉索采用桁架单元模拟, 挂篮及横隔采用节点荷载进行模拟。

根据大桥所处场地及桥跨结构特点, 约束情

况如下: 在纵桥向采用半漂浮体系, 即在每个主塔横梁支座附近设置纵向限位挡块, 以抑制主梁的瞬间变形, 保证行车的舒适性; 在横桥向塔、梁之间设置两个限位支座; 在竖向采用连续支承体系, 塔、梁间及边墩设置纵向滑动支座提供竖向约束。

计算出的标准主梁断面及材料特性为 $E_c = 36\ 000\ \text{MPa}$; $G_c = 14\ 400\ \text{MPa}$; $A = 23.98\ \text{m}^2$; $I_y = 47.5\ \text{m}^4$; $I_z = 3\ 571\ \text{m}^4$ 。主梁断面布置图如图 2 所示。

斜拉索材料特性如表 1 所示。

半漂浮体系状态动力特性如表 2 所示。

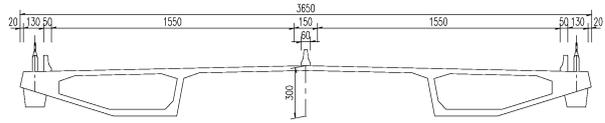


图 2 预应力砼主梁断面布置

表 1 斜拉索材料特性

斜拉索类型	PES(C)7-139	PES(C)7-187	PES(C)7-199	PES(C)7-223	PES(C)7-253	PES(C)7-283	
拉索编号	边跨	S1 ~ S3	S4 ~ S6	S7 ~ S9	S10 ~ S12	S13 ~ S16	S17 ~ S20
	中跨	M1 ~ M3	M4 ~ M6	M7 ~ M9	M10 ~ M12	M13 ~ M16	M17 ~ M20
拉索根数	139	187	199	223	253	283	
A (mm ²)	5 349	7 197	7 658	8 582	9 737	10 891	
E (MPa)	2.05 × 10 ⁵						
钢丝强度 (MPa)	1 770	1 770	1 770	1 770	1 770	1 770	

表 2 桥梁结构动力特性

振型特征	成桥状态频率	最大双悬臂频率	最大单悬臂频率
纵飘	0.083	/	0.094
一阶对称竖弯	0.145	0.456	0.132
一阶反对称竖弯	0.319	0.893	0.425
一阶对称扭转	1.004	1.335	1.276

3.1.2 设计基准风速

均安水道特大桥桥址位于佛山市,桥址位置地势平坦,水面开阔。桥址地表类别划分为 A 类。

桥梁构件基准高度处的设计基准风速为: $V_d = K_1 V_{10}$;

表 3 桥梁结构设计基准风速

构件名称	基准高度 Z(m)	K_{1A}	V_d (m/s)
主梁	26.165	1.318	44.4

3 颤振稳定性分析

根据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T D60-01-2004),主跨为 250m 的斜拉桥不用计算静力稳定性;主梁宽高比 $B/H = 36.5/3 = 12.17 > 4$,可不验算砼主塔自立状态下的驰振稳定性;砼主梁斜拉桥可不考虑涡激共振的影响;抖振需通过风洞试验测定或者数值模拟技术计算其气动力参数,根据本桥实际情况无必要做此项试验和数值模拟。因此,仅需作颤振稳定性的验算。

3.1 基本风速、设计基准风速、颤振检验风速的确定

3.1.1 基本风速

由于本桥所在地气象站不具有足够的风速观测数据,大桥所在地区的基本风速参照周边其他桥梁的基本风速与《公路桥梁抗风设计规范》附录 A 中的基本风速图表,可以确定基本风速 $V_{10} = 33.7\text{m/s}$ 。

对施工最大双悬臂和施工最大单悬臂阶段的抗风稳定性检验,可考虑风速重现期系数。考虑到本桥桥址属于华南沿海台风区(IV),风速应适当提高,偏安全考虑,施工阶段基准风速取与成桥状态一致。

3.1.3 颤振检验风速

根据结构动力特性的分析结果,选取主梁竖向和扭转方向的基频及对应振型,将成桥状态等效为弯扭两自由度系统,同时考虑攻角和形状系数的影响,计算颤振临界风速。

根据《公路桥梁抗风设计规范》第 6.3.8 条,桥梁构件的颤振检验风速为: $[V_{CR}] = 1.2\mu_f V_d$;

表 4 桥梁结构颤振检验风速

构件名称	V_d	μ_f	$[V_{CR}]$ (m/s)
主梁	44.4	1.004	67.2

根据《公路桥梁抗风设计规范》第 6.3.1 条,

桥梁构件的颤振稳定性指数为: $I_f = \frac{[V_{cr}]}{f_i B}$;

表5 桥梁结构颤振稳定性指数

构件名称	$[V_{cr}]$ (m/s)	f_i (Hz)	B (m)	I_f
主梁	67.2	0.627	36.5	1.84

由于 $I_f < 2.5$, 可按《公路桥梁抗风设计规范》第6.3.4条进行颤振临界风速的计算。颤振临界风速为 $V_{cr} = \eta_s \cdot \eta_\alpha \cdot V_{co}$; 其中 V_{co} 为平板颤振临界风速, $V_{co} = 2.5 \sqrt{\mu \cdot \frac{r}{b}} \cdot f_i \cdot B$; η_s 为形状系数, η_α 为攻角效应系数。计算得颤振临界风速为 $V_{co} = 96.4 \text{ m/s}$ 。

颤振检验风速为 67.2 m/s ; 颤振临界风速为 96.4 m/s ; 说明桥梁颤振稳定性良好。

4 结论

(1) 根据《公路桥梁抗风设计规范》、大桥地区的气象资料和参照周边桥梁的资料, 桥位处的基本风速取为 33.7 m/s ; 桥面处的设计基准风速为 44.4 m/s ; 成桥状态与施工阶段的颤振检验风速为 67.2 m/s 。

(2) 桥梁结构动力分析表明成桥状态时的一阶对称竖弯频率为 0.145 Hz , 一阶对称扭转频率为

1.004 Hz ; 最大双悬臂时的一阶对称竖弯频率为 0.456 Hz , 一阶对称扭转频率为 1.335 Hz ; 最大单悬臂时的一阶对称竖弯频率为 0.132 Hz , 一阶对称扭转频率为 1.276 Hz 。成桥阶段的扭转比最大。

(3) 颤振分析结果表明, 均安水道特大桥主桥无论在成桥状态或施工最不利状态均满足颤振稳定性要求, 且有较大的富余度, 具有足够的抗风稳定性。

参考文献:

- [1] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [2] 林元培. 桥梁设计工程师手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [3] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996.
- [4] JTG/T D60-01-2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [5] JTG/T D65-01-2007 公路斜拉桥设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [6] JTG/T D60-01-2004 公路桥梁抗风设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.

(上接第10页)

2 结语

(1) 城市桥梁在满足交通功能的同时, 注重景观效果。异型拱桥桥型新颖, 造型独特, 具有美感。

(2) 确定拱轴线是拱桥设计的重要内容。合适的拱轴线既要满足造型美观的需要, 又要受力合理, 使拱肋以受压为主, 弯矩、剪力尽量小。对于异型拱桥, 当梁拱荷载比大于5时, 拱的造型只与吊杆的倾斜角度相关。

(3) 吊杆的选型与锚固方式应结合结构耐久性、构造尺寸、造价等因素综合考虑。在构造尺寸、结构空间受到限制时, 可采用钢绞线整束挤压吊杆。

(4) 系杆可布置在桥面上, 亦可布置在梁体内, 根据全桥整体计算结果确定。若置于桥面上,

需考虑防撞设计。若置于梁体内, 则要预留后期换索和张拉的空间。

(5) 钢-砼结合段设置PBL剪力键, 力的传递安全可靠, 又能保证混凝土浇筑密实。

参考文献:

- [1] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTG D62-2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [2] 李生智, 王玮瑶, 邬妙年. 异型拱桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 1996.
- [3] 大跨度斜拉桥平行钢丝斜拉索 JT/T775-2010[S]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [4] 环氧涂层七丝预应力钢绞线 GB/T21073-2007[S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [5] 填充型环氧涂层钢绞线 JT/T737-2009[S]. 北京: 人民交通出版社, 2009.
- [6] 张勇. 南京长江第三大桥桥塔钢混结合段结构特性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2005.

小半径曲线悬浇箱梁受力特性研究

万 欢

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 小半径曲线箱梁在立交跨主线匝道桥中较为常用,其跨径往往都超过 50m,半径 100m 至 250m 之间。小半径曲线悬浇箱梁相对于常规的支架现浇曲线连续箱梁,其受力特性受其施工方法的影响有着较大不同。本文以国道主干线广州绕城公路南环段东涌互通立交 C 匝道 50m 主跨曲线半径 150m 的悬浇箱梁为例,通过计算分析,对其受力特性进行了研究,并有针对性对其受力特性提出了优化方案。

关键词: 小半径;曲线;悬浇箱梁;受力特性

0 前言

随着经济的持续高速发展,我国高速公路桥梁建设规模越来越大,设计遇到大型立交也日益增多,而立交中的曲线桥梁设计一直是桥梁设计的一个难点,而实际也出现过部分曲线桥梁由于设计、施工不合理而发生整体倾覆、支座滑移、墩柱开裂等病害,以至于现在很多设计单位为了避免风险遇到小半径曲线桥梁时都只采用小跨径的普通钢筋混凝土连续箱梁,而小跨径连续箱梁缺点也很明显,最主要的缺点就是跨越能力有限,而立交中跨主线的小半径匝道桥在中分带不允许立墩的情况下跨径一般都超过 50m。这种情况下,采用悬浇箱梁跨越即经济又简单,景观性也较好。

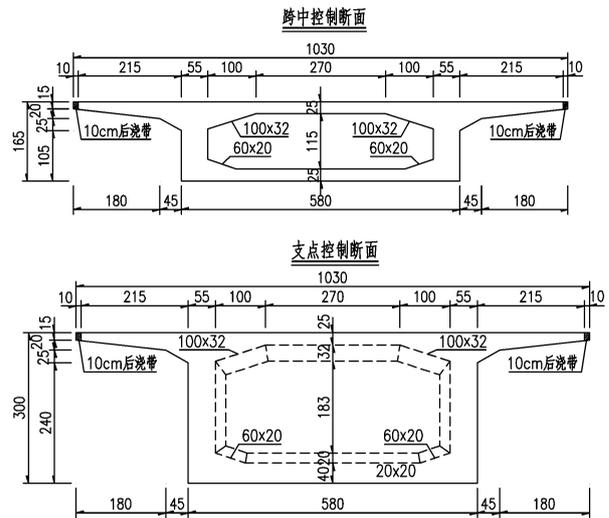
1 研究对象

小半径曲线悬浇箱梁,除了具备一般悬浇箱梁的主要受力特点之外,还受平曲线半径影响呈现出曲线桥梁的特性,并且由于悬浇过程中发生过体系转变,其曲线效应也有着截然不同的表现。

1.1 研究对象

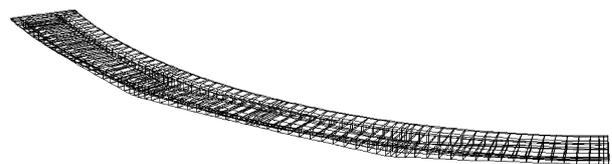
国道主干线广州绕城公路南环段(S01 合同段)东涌互通立交 C 匝道桥跨越广珠东线高速庆沙高架桥的 C30[#] ~ C33[#] 联,10.5m 桥宽,跨径组合为(35 + 50 + 35) m,悬浇连续刚构箱梁,其平曲线半径 $R = 150m$ 。

跨中及支点横断面如下:

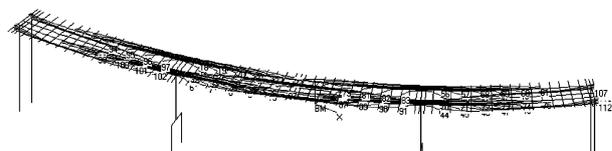


支点梁高 2.7m,跨中梁高 1.65,二次抛物线变化。

上部结构轴测图:



全桥空间计算模型及钢束布置:



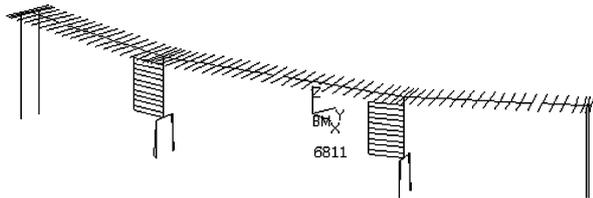
模型完全按桥梁实际曲线半径 ($R = 150m$) 建立,钢束均按实际位置定义。下文重点研究曲线

效应对结构受力的影响及其对策。

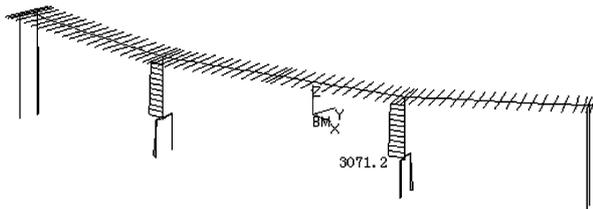
2 曲线主梁扭转引起的基础偏心弯曲

悬浇箱梁在最长悬臂状态和合龙后结构体系发生了变化,使合龙前后结构曲线受力发生了颠覆性变化。其中最直观的就是荷载作用下主墩侧向弯矩(即主梁扭矩)的变化。

最大悬臂状态下主墩侧向弯矩(曲线外侧受拉):



成桥状态下主墩侧向弯矩(曲线外侧受拉):



根据分析结果可知,在 T 构施工过程中,由曲线引起的结构扭转均是使得桥墩向曲线内侧弯曲,但合龙结构体系发生变化,结构就恢复了与一般的支架现浇曲线箱梁一致的特性,即二期恒载及后期活载作用下,主墩弯矩方向为向曲线外侧弯曲。这就解释了为何桥墩侧向弯矩从最大悬臂状态的 6811kN·m 下降到 3081kN·m,需要特别注意的是,成桥后桥墩弯矩方向仍然是向曲线内侧弯曲。

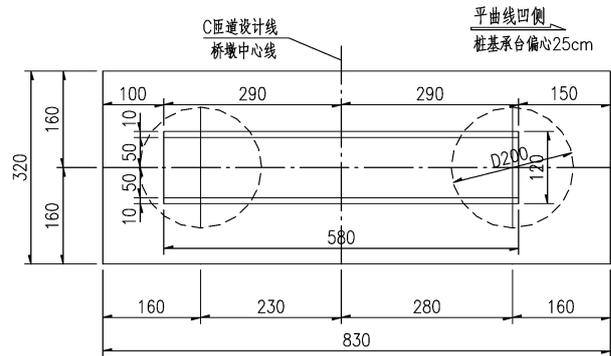
成桥状态的桥墩侧弯必然导致基础处于偏心受力状态:

A、桥墩侧向偏心弯矩,但由于桥墩一般采用板式墩,侧向宽度较大,抗偏压能力强,且设置侧向偏心对桥梁景观有一定影响,因此建议仅通过加强桥墩横向配筋解决即可;

B、桩基反力不均匀,在最大悬臂及成桥状态下,结构扭转引起的内外侧桩基反力差分别为 1 336kN·m 和 603kN·m,因此有必要通过构造

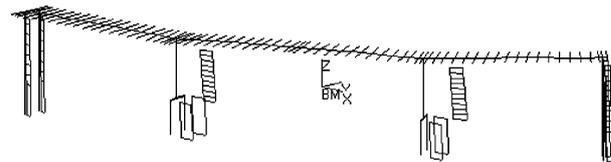
措施对其进行改善,理论上可行的方法有:第一,内外采用不同桩径的桩基,但该方法可操作性不强,不推荐采用;第二,设置基础横向偏心,偏心方向为曲线内侧:

基础偏心设置示意:



通过设置偏向曲线内侧的 25cm 偏心,使得内外侧桩顶反力基本一致。

基础偏心 25cm 后下部反力包络图:



基础偏心 25cm 后下部标准值组合反力:

类别	标准值组合反力/kN	
	最大	最小
墩 顶	13 270	10 040
桩 顶	内 侧	9 444
	外 侧	9 356

由上文所列计算结果可发现,通过设置基础横向偏心可有效解决桩基反力不均匀性问题。

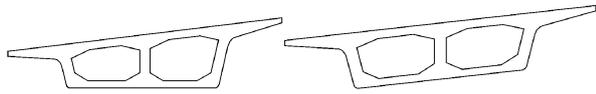
3 曲线主梁断面形式的选取

箱梁断面形式的选取,须综合考虑曲线梁受力的一些特点,主要有:

A、曲线箱梁承受的扭矩较大,外悬臂宽度的选取需要保证一定的箱室宽度,以保证主梁抗扭能力。

B、顶、底板及腹板,除了考虑活载及温度等框架受力之外,还应考虑其抗扭受力,特别是顶底板。

C、箱梁桥面横坡的形成方式有以下两种：



方式一:底面水平 方式二:顶底同坡

对于悬浇箱梁,由于扭转引起的腹板竖向剪应力与直剪引起的竖向剪应力在曲线内侧的腹板方向是相同,也就是说,内侧腹板在扭剪作用下其“名义剪力”大于外侧腹板,这与支架现浇的曲线箱梁正好相反,因此,对于小半径的曲线悬浇箱梁,建议采用顶底同坡的箱梁断面形式,避免内侧腹板受力大反而高度小的窘境。

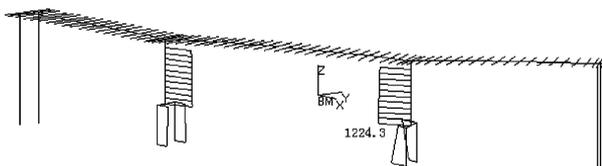
4 曲线主梁合龙前顶推里的施加

为解决连续刚构下部在收缩徐变及温度作用下纵向弯曲的不利影响,连续刚构在合龙前一般都需要进行顶推,但曲线刚构桥顶推也表现出与一般直线梁不同的特性。

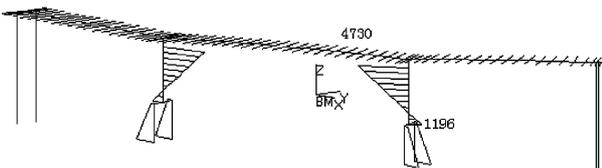
4.1 顶推对下部纵向受力的改善

与直线桥一致,合龙前施加的顶推可以有效改善曲线桥下部纵向受力。

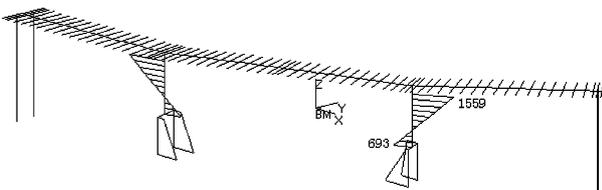
中跨合龙前,主墩纵桥向弯矩:



中跨合龙前顶推 60t,主墩纵桥向弯矩:



成桥状态(十年),主墩纵桥向弯矩:



由此可见,顶推 60t 后可有效改善下部结构受力。

4.2 顶推对下部扭转影响

合龙前顶推对结构受力并不是百利而无一害的,由于桥梁位于小半径曲线上,任何沿主梁中心作用的力都会在主梁产生侧向弯矩,并在主墩内产生扭矩,顶推力如作用于截面形心处,则可在主墩内产生 $1\ 149.5\text{ kN}\cdot\text{m}$ 的扭矩。因此对曲线刚构,施加顶推力时应注意作用点位置,本桥顶推力作用点取内弧侧腹板处,基本可消除对下部结构的扭转影响。

5 主要结论

小半径曲线悬浇箱梁的受力特点受其施工方法影响,不同于一般的支架现浇曲线箱梁,在最大悬臂状态下与成桥之后结构所表现出来的受力特性完全不同。除了重视对曲线悬浇箱梁主梁抗扭设计外,还可通过以下几项措施改善其曲线受力:

A、建议采用顶底同坡的断面形式,使得在扭剪共同作用下受力更不利的内侧腹板高度不受横坡影响而减小。

B、基础设置一定的横向偏心来改善内外侧桩基反力的不均匀性,偏心方向与一般支架的曲线箱梁设置基础偏心的方向相反。偏心距的大小则需根据桥宽、曲线半径、桩间距等因素结合空间计算确定。

C、曲线悬浇连续刚构施加顶推力可有效改善下部结构在收缩徐变、预应力次内力及温度等作用下的受力,但会引起主梁侧弯和下部扭转,建议顶推力施加的作用点选在内侧腹板处。

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] JTG D60 - 2004,公路桥涵设计通用规范[S].
- [3] 上海市市政工程设计研究总院,桥梁设计工程师手册[M].北京:人民交通出版社,2007.
- [4] 孙广华.曲线梁桥计算[M].北京:人民交通出版社,1997.
- [5] 范立础.桥梁工程(上、下册)[M].北京:人民交通出版社,1993.
- [6] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社,2001.

道路横断面设计的探讨

熊祖志

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 道路横断面设计是一项复杂的工程,其在工程设计中通常要涉及多个方面的内容:包括交通、道路、市政景观等,道路横断面规划设计水平直接决定了交通运行的安全,影响了道路使用性能的发挥。如何通过科学合理的交通规划、设计与管理,来实现安全、高效、经济、环保的高品质道路已迫在眉睫。

关键词: 城市道路;横断面设计;合理与科学

0 前言

横断面设计是道路设计的首要考虑因素,关系到道路工程项目的规模及造价。

对于高速公路、一级公路等城市间的道路,横断面的宽度则主要与道路连接两地间的远景预测交通量有关,断面比较单一。

城市道路则不同,城市是通过各种不同的城市道路网连接而成的一个有机整体。横断面设计不同决定了城市道路的多样化。

在城市道路中,除了与预测交通量,还需考虑到横断面设计的合理性与科学性,因为其直接关系到城市空间的可持续发展、交通参与者的出行品质以及资源的有效利用等。

下面主要对城市道路的横断面设计进行具体论述。

1 考虑与周边用地性质的协调

城市道路两侧因为都为建成区,或为规划用建筑用地,因此两侧的用地性质与横断面设计密切相关,直接影响到横断面设计的合理性。

下面举两个具体的工程实例来说明。

示例一:某城市主干路,设计车速 60km/h,红线宽 52m,1号路-11号路段两侧为工业用地,11号路-15号路段两侧为公建用地,这两段提出了不同的道路横断面方案。

如图1和图2所示11号路15号路段两侧为公建用地,且位于道路末端,道路交通功能减弱,服务功能加强,因此减少机动车道数,增加人行道

宽度,与道路性质适应。

示例二:某城市主干路,设计车速 60km/h,红线宽 40m,道路西侧为绿化用地,道路东侧为居住用地该道路横断面布置,考虑道路西侧为较宽绿化用地,日后会布置景观游步道,因此西侧人行道宽度可适当减小,道路横断面采用人行道的不对称布置形式,与道路两侧用地性质相协调。

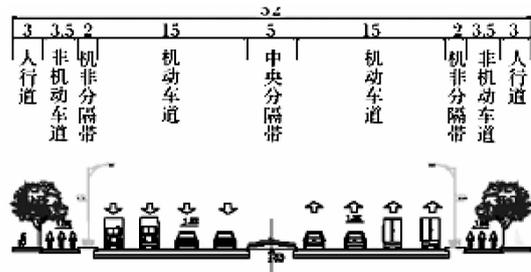


图1 1号路-11号路段道路标准横断面

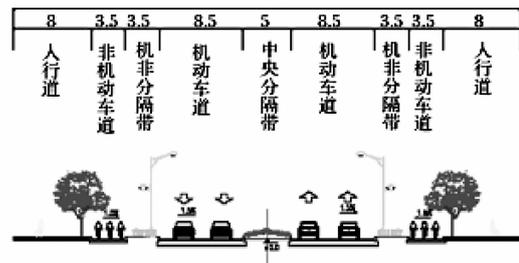


图2 11号路-15号路段道路标准横断面

故,城市道路除了需进行总体规划,确定规模及等级外,还需根据道路两侧的使用功能,确定不同的道路断面方案。

2 考虑中央分隔带宽度满足功能要求

现行的《城市道路设计规范》仅规定了不同设

计车速的最小中间带的宽度要求,并未按照中央分隔带所承担的功能详细划分宽度要求。根据文献,建议按照中央分隔带所承担的功能设计其宽度,详见表1。

表1 中央分隔带建议宽度

中央分隔带功能	最小宽度/m	理想宽度/m
分隔对向交通	1.5	3.0
行人过街安全	2.0	4.2
路口渠化左转车道	5	6
车辆调头	7.8	18

对于双向四车道以上的道路横断面,考虑行人过街的安全性,体现以人为本,中央分隔带宽度不得小于2.0m。但若是城市快速路或主干道,如在用地不受限制的情况下,根据国内众多城市道路的使用情况来看,采用3.0m宽中央分隔带,增加1m,可供种植较大的树木及更多的花圃,更有利于植被的生长,从景观上来看,也更具观赏性。

3 为地下预埋管线预留宽度

城市道路中,路灯、管道排水、地下光缆一般预埋在中央分隔带、侧分带或人行道上,在设计道路断面时,应合理设计分隔带或人行道的宽度,考虑相关管线的预埋位置,是否有预留足够的宽度。

4 考虑机非分隔带宽度满足路口渠化与公交港湾站台设置要求

现行的《城市道路设计规范》仅规定了两侧带的最小宽度1.5m,同样未考虑两侧带的功能要求道路横断面设计时,应预先将两侧带所要承担的功能考虑进去,考虑设置公交港湾站时,两侧带宽度不宜小于5.0m(3.0m公交车道+2.0m站台宽度);考虑路口渠化交通时,两侧带宽度不宜小于3.0m。

5 考虑路内停车可行性

对于非交通性道路,应对路内机动车停车的可行性进行分析,应当在横断面设计时,考虑路内

停车的可能。

对于非分隔的道路,应适当加大非机动车道宽度,满足非机动车道停车要求;对于一块板道路,建议适当加大人行道宽度,通过压缩人行道采用港湾式停车的方式,减少停车对主线行车的影响。此外,对于有非机动车停车需求的路段,也将非机动车停车考虑进去,通常设置在人行道内侧,行道树或绿化带之间,如图3所示。



图3 路内停车示意图

6 道路下穿时,要综合考虑慢行交通特性

道路下穿已建铁路或道路的情形经常发生,由于已建道路建成太早,那时的道路设计很难将下穿考虑进去从而为日后的下穿道路留有余地。因此,道路下穿段的横断面设计就需因地制宜,对各组成宽度进行合理配置。

一般来说,道路总是选择桥位处下穿。若下穿道路路幅宽度较大,超过桥梁一跨的长度时,则道路横断面布置时就需将桥墩放在绿化带里,这就有可能对整个断面的布置造成巨大影响。

此外,为满足净空要求,下穿段的纵坡往往较大,有可能超过非机动车的纵坡极限或者为满足非机动车的纵坡要求而使道路纵断设计难度加大。这时,最好让机动车道与非机动车道进行高差分离,按照两者不同的净空要求进行设计,体现对弱者的关怀。

7 横断面人性化的考虑

合理设置绿化景观小品,为行人提供娱乐休憩的设施与环境。在较宽的人行道绿化带上,可设置电话亭、垃圾箱、行人座椅等,既提高了城市景观,又体现人性化的关怀。

非机动车道在设计时,应将其归为慢行交通,

尽量避免与机动车混行。横断面的空间资源的设计中,需考虑盲道的布设位置及宽度。

路灯的设计与布设位置,需考虑行人与非机动车的有效照明及安全、舒适性。

8 考虑设置自行车道

在环境问题日益突出,机动车尾气污染日益严重的今天,绿色环保的出行工具,自行车,日宜为民众所提倡,那对于如何合理设置自行车道即成为需要重视的问题。

一般情况下,对有辅道路段,可在辅道用彩色沥青单独划分出2m~2.5m宽自行车道,

若无辅道路段,可采用1.5m~2m宽绿化进行隔开,单独设置自行车道。

除此之外,当断面宽度受限时,自行车道亦可利用现有的人行道,采用彩色沥青进行设置。这就为所谓的人非共板断面,曾经有一段时间,这种断面非常流行,认为可实现慢行交通一体化的设计。

然而,多年使用下来,效果并不是很理想,人非干扰很大,交通安全性差。因此,在道路横断面设计时,应慎重考虑,在非机动车交通量不大的路段或人行道宽度很大的路段,方可考虑。

9 考虑设置摩托车道

现阶段,国内汽车快速发展,人均汽车量不断增加,但不可否认,在中小城市,摩托车仍为人民日常出行的主要交通工具,在进行横断面设计时,需考虑在道路前进方向右侧,适当地设置小型车车道用做摩托车专用车道,宽度以3m~3.25m为宜。对规范交通,避免汽车与摩托车混行,降低交通事故,提高通行能力,有重要作用。

设置摩托车专用车道后,需对有关摩托车的

交通标志进行相应设计。

10 考虑公交车专用车道

随着城市规模的变大,城市人口及人均机动车保有量增加,特别在大城市,交通堵塞日益严重,只有大力发展公共交通系统,才是解决交通拥挤问题的出路。

公共交通有很多种,有地铁,轻轨、公交车、出租车等,其中利用公交车出行无疑是最普遍的一种方式。

对于如何提高公交车的通行能力,是公路横断面设计中需要重点考虑的问题。

最简单有效的办法,莫过于,在公路横断面设计中,预留公交车专用车道,若对现有道路进行改造,则需通过交通标志,同时采用必要的监控系统,设置专门的公交车专用车道,这对提高公共交通的通行能力,对人们快速有效的出行,有重大的作用。

11 结语

对于城市道路横断面的设计的合理设计还有许多需要探讨的问题,其影响因素很多,不但要重视各类宏观的因素,更要重视微观的细节因素,让细节体现出人文关怀,从而提高整个道路工程的设计水平。

参考文献:

- [1] 李朝阳,徐循初.城市道路横断面规划设计研究[J].城市规划汇,2008,(2):47-49.
- [2] 张勇强,王伟,祁祥,等.道路交通与绿化协调设计研究[J].市政工程,2008,(4):8-11.
- [3] 杨晓光.城市道路交通设计指南[M].北京:人民交通出版社.

高速公路高填土路堤沉降与稳定性控制设计探讨

尹科

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文介绍了高速公路高填土路堤设计的复杂性和重要性,从沉降和稳定性两个方面进行分析,依托包茂高速公路(桂粤界至茂名段)高填土路堤的设计,对高路堤沉降及稳定性控制的设计方法进行了阐述,从基底处理、堤身设计、堤身材料和压实度、排水和监测等角度综合设计。

关键词: 高速公路;高填土路堤;沉降与稳定控制;设计

0 引言

高速公路进入低缓丘陵、河流谷底,经常遇到高填深挖路堤,由于挖方量较大,为了合理消化弃方,设计往往会抬高纵断面的设计高程,相应的高填方路堤占比增加。近年来,山区高速公路高填土路堤越来越多,对高路堤的设计方法越发受到同行的重视。高路堤一般具有沉降大、沉降稳定时间长、对地基承载力要求高,路堤稳定性差等特点,因此对高路堤的综合设计尤为关键。

鉴于以往高速公路高填土路基的使用情况来看,通常在高填土路基施工后,随着时间的推移与车辆载荷的持续作用,会对路基产生持久作用力,并表现在路基表面发生变形,或是路面沉陷,同时还常常伴随着路基横纵向开裂等病害。一些高填方路段出现了不同程度的沉降,严重影响道路通行;如果进入雨季,路面不平、分隔带排水不畅,就会形成表面积水、路基进水,对路基面层、结构层造成早期损坏。

1 路堤稳定性分析和控制

对于路堤的整体稳定分析,公路路基设计规范^[1]采用简化 Bishop 条分法。该方法考虑了土条间的水平推力、土条垂直向的自身平衡以及破坏面上剪切强度的部分发挥。但由于未考虑土条间的竖向剪应力,得出的安全系数偏大,路堤稳定存在潜在危险。此外,该方法简单地假定破裂面为一圆弧,这与实际粘性土破坏面有出入,数值计算结果与实际不符。因此,工程设计中为了确保整

体路堤的稳定性,建议对临近村庄、建筑物等特殊路段的高填土路段需提高计算稳定系数。同时,应该采用其他数值分析软件进行验证计算。

另一方面,对于斜坡路堤的稳定性,还应采用有关规范提出的不平衡推力法,以便进行支挡设计。在路堤边坡底部设置挡土墙等支挡结构物,可以增加坡体稳定性,阻止滑体的下滑;也可以设置抗滑桩,将桩埋入稳定的地层中,依靠桩的锚固作用来支撑滑动体。

高填土边坡的稳定加固主要有两种方法:1)利用外来施加的力系抵消或平衡下滑力;2)增加土体的内在强度以致斜坡在没有外来力系的帮助下保持稳定^[2]。一般在高填土路堤稳定性设计中两种方法要综合考虑,以保证最好的技术经济效果。实际工程中,在用地条件允许的情况下可采用加宽平台,路堤填筑材料的选择,尽量选择内聚力 c 和内摩擦角 φ 较大的填料,并在路堤设置一定数量的土工格栅等措施。

2 路堤沉降分析和控制

路堤沉降包括,地基沉降和路堤自身压缩引起沉降。根据文献^[3]第 i 层路堤填土最终沉降量 S_{iT} 为其上部填土在该层产生的应力作用下,其下部路堤填土和地基的变形总和,可按下式计算:

$$S_{iT} = S_{iE} + S_{iS}$$

式中, S_{iE} 、 S_{iS} 分别为路堤填筑完成后的第 i 层竖向应力作用下,其下部路堤填土和地基的变形。

若地基的固结沉降不能满足要求,必须对地基进行处理,包括换填和复合地基处理。

当路堤填土压实度不足或路基填料为不良土质时,路堤本身会产生竖向压缩变形而引起沉降。对高路堤而言,即使压实度和路基填料均满足要求,但由于在土中仍存在空隙,在雨水渗流或毛细水压及上部荷载的作用下产生竖向压缩变形。若这一变形有很大部分在工后发生,则路面的损坏不可避免,因此需要采用相应的压实方法、压实度标准和合适的压实机械等,减少路堤堤身的沉降。

3 工程实例

包茂高速公路(桂粤界至茂名段)主线路线全长约50km,采用设计速度100km/h的双向四车道高速公路标准,路基宽度26m。路线所经区域地形地貌可分为低山丘陵区、丘陵及丘间谷地和平原微丘区等地貌单元,路段大部分穿行在山间谷地。根据以往工程经验,在广东地区由于雨水较多,对路堤沉降和稳定要求较高,一般填土高度大于16m即按高路堤处理,本项目高填路堤及陡坡路堤工点达百余个,解决高路堤的稳定和沉降是本项目重点难点。对于填土高度大于16m的高路堤、半填半挖及陡坡路堤,由于填土荷重较大,对地基要求较高,地基和填土本身均会出现沉降,导致路面在运营过程中出现沉降和跳车。为了控制路堤的沉降和稳定性,对高路堤进行包括基底处理、堤身设计、堤身材料和压实度、防排水及监测等方面的综合设计。

3.1 基底处理

对高路堤而言,软基的概念仅仅是相对的。同样的地基,在低填方为良好地基,但在高填方较大填土荷载作用下,却可能表现为类似于软基的固结沉降,甚至失稳破坏。

初始孔隙比超过1.0或软土为泥炭土为软土,主要分布在山间洼地、河流谷地路段,分布较零散且埋深较浅、厚度小,对于高填路堤基底可塑粉质粘土、细砂,通过计算不满足稳定要求的也视为软弱土层。

(1)填土路基要求的地基承载力:最大填高10m以内,不小于100kPa,最大填高10~15m,不小于125kPa,最大填高15~20m,不小于150kPa,最大填高20~25m,不小于175kPa,最大填高25m

以上,不小于200kPa,特殊地段或承载力不足的路基应按设计要求进行处理。覆盖层较浅的岩石地基,宜清除覆盖层。

(2)浅层换填处理

换填深度视情况确定,一般情况下不超过3m,山间凹地、填土高度超过14m的情况下换填深度不超过6m。当路堤高度大于24m路段,换填深度大于3.0m,采用底部2.0m片石+碎石换填方案,小于3.0m,采用碎石换填方案;当路堤高度小于24m,换填深度大于3.0m,采用底部2.0m片石+强风化土换填方案,小于3.0m,采用底部1.0m碎石+强风化土换填方案。当采用路堑边坡开挖土石方时,应保证石料风化不严重,无崩解性、可溶性等不良特性。山间凹地的软土深度不均,换填要彻底。对于换填深度超过3m的路段,施工时需设置钢板桩支护。

(3)深层复合地基处理

根据多个项目的经验,水泥搅拌桩成桩质量难以保证且检测困难;CFG桩容易断桩、检测困难;素混凝土桩成桩后检测时间较长,且难以满足高路堤抗剪力要求。考虑施工工期、成桩质量和经济等因素比选,选择施工速度快捷、单桩承载力高的管桩复合地基处治。填土高度小于16m时,管桩直径30cm,管桩间距1.8m~2.2m;填土高度 ≥ 16 m时,管桩直径40cm,管桩间距1.8m~2.2m,桩底穿透软土进入下卧层不小于2m,桩长由承载力计算控制,桩顶托板采用C25钢筋混凝土,并设置碎石褥垫层。

3.2 路堤堤身设计

(1)高填土陡坡路基上、下路床底面设土工格栅,有助减少路基的不均匀沉降。

(2)高填土及陡坡路堤通过计算确定是否设置土工格栅,出于耐久性考虑计算时应适当对土工格栅的指标进行折减。

(3)当地面横坡大于1:5时,填方路段必须进行挖台阶处理,台阶宽不小于3m;陡于25°的陡坡路堤,台阶宽度不小于4m,台阶朝内侧倾斜4%,挖台阶回填材料与换填材料及相应层位的路基填料一致。

(4)对于陡坡路段,根据验算结果及实际工程

需要,设置砌石护脚或挡土墙等支挡结构。

(5)对于填高大于 28m 的路基,采用宽 2m 的平台不满足路基稳定性的要求时,在用地允许的

情况下,可通过加大平台宽度的方法提高路堤的稳定性,同时可减少土工格栅的用量。

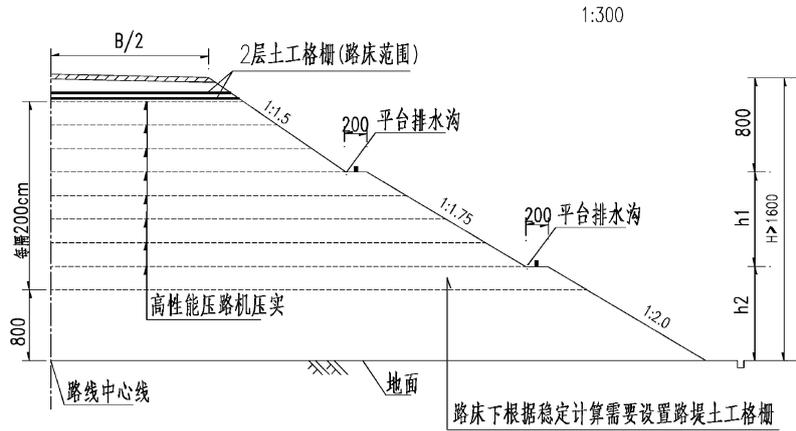


图 1 高填土路堤处治横断面设计图

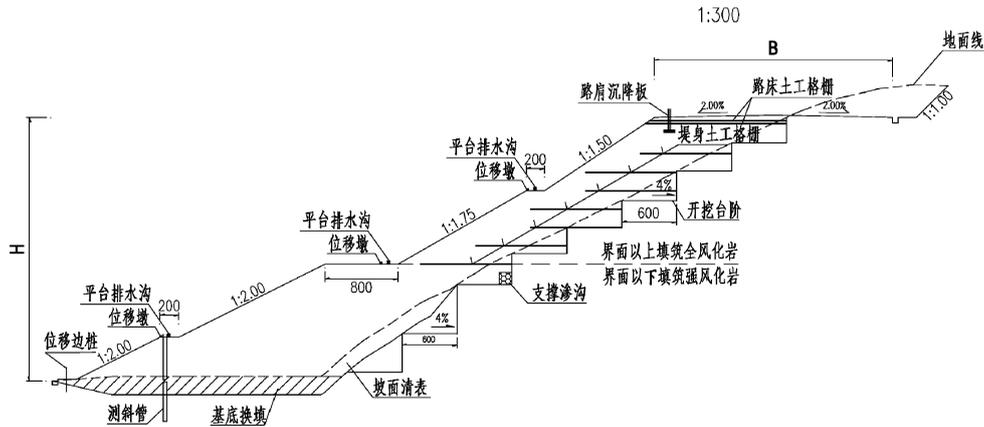


图 2 高填土陡坡路堤处治横断面设计图

3.3 路堤堤身填料及压实度

以往的研究往往只关注路基的沉降,而忽视了路堤本身压缩沉降,且在各种设计手册中还没有建立计算路堤本身压缩沉降量的统一公式。因此,在高等级公路的高填方路堤设计中,路堤沉降计算问题亟待解决。

对于高路堤来说,由于路堤填筑高度大,路堤完工后,随着时间的延长,路堤在自身重力和车辆重复荷载作用下会产生自身压缩沉降及地基沉降,从而引起路堤整体下沉和局部下沉。

为了减少堤身的沉降,增加路堤的稳定性,本项目从材料和压实机械等措施上进行设计:

(1)高于 24m 高填土路堤填料原则上应采用强度高、水稳定性好的材料,地表以上 1/3 路堤高

度范围内路基应采用填石、土石混填、碎石土、强风化土(修正后的锤击数 $N \geq 50$)等填筑。在受水淹、浸的部分应采用水稳性和透水性均良好的材料。

(2)为减少工后剩余沉降,适当提高高填路堤的压实度,上路堤的压实度提高至 95% 以上;下路堤从中心填高大于 8m 的范围的压实度提高至 94% 以上。

(3)填土高度 $H \geq 16.0m$ 的路基,填筑长度大于 100m 的路段,在达到要求规范的压实度基础上在基底至下路床底面之间采用高性能压路机压实。高填路基压实位置及遍数:8m 填土高度至 12m 填土高度处每隔 2m 填土高度采用冲击式压路机压实 10 遍,12m 以上填土高度至下路床底面

之间每隔2m填土高度采用冲击式压路机压实20遍。对于填筑长度小于100m的路段,采用重锤夯实,每填筑2m高满夯一遍。

(4)冲击式压路机最大夯击势能为25kJ,由两侧向路中心夯实,在大面积夯实前,应就本设计提出的压路机技术参数进行现场验证,并根据试验结果确定施工过程中的技术参数。

3.4 防、排水设计

随着路基含水量的增长,土的强度指标相应降低。这种含水量增加导致路基土软化的现象,使得路基稳定性的安全储备下降,有时甚至发生路基失稳的情况,因此需要做好高路堤防排水设计。

高路堤应按动态设计原则,做好防、排、截、疏水措施,实际施工阶段应充分调查边坡处原山体的地质水文情况,对地下水发育处、水流集中处及易受水流冲刷处应做好详细记录,并采用相应的处治措施,如设置支撑渗沟、盲沟,设置间距视现场情况而定,保证边坡内部土体处于干燥或中湿状态。边坡施工进行中或完成后,如遇雨水,应及时做好防雨措施,雨后及时清除湿软土体,并按设计要求重新压实合格。

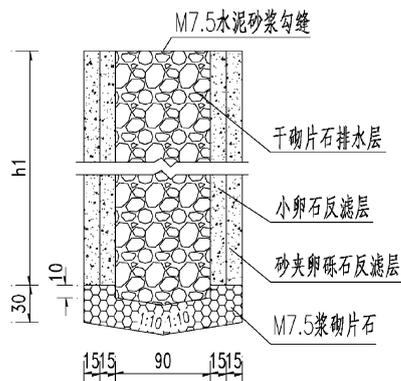


图3 支撑渗沟大样图

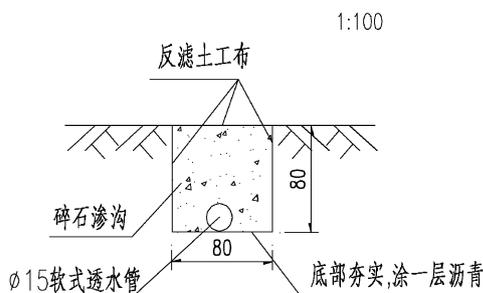


图4 盲沟大样图

3.5 监测

在高路堤施工过程中,为及时了解高路堤的稳定变化情况,对高路堤进行了沉降和稳定监测设计。同时建议工后进行长期监控。通过这些监测及时了解高路堤的沉降变化规律,明确高路堤稳定的因素,并采取相应的处理措施。在使用过程或施工过程中,路基出现失稳或显示失稳征兆时,应该详细调查地形、地质,了解设计和施工等方面的问题,对坡体变化和滑动面情况进行及时的观察,并进行必要的试验,以便分析路基失稳原因,从而制订出合理有效的防治措施。本项目高填土路堤均委托了具有较高专业水平的单位进行现场监测,监测项目有表面沉降、孔隙水压力、土压力、水平位移等。

4 结语

(1)根据计算,路堤填筑材料内聚力 c 和内摩擦角 φ 对稳定性的影响很大,填筑路堤材料应优先选择填石、强风化土及全风化土,慎用一般粘性土。

(2)对于高填方路堤来说,如果按路堤填筑土重荷载计算要求地基承载力,特别是对于复合地基,则会造成地基处理资金的浪费,因此需要对高填路堤的地基承载力进行更深入的研究,并应慎重提出高填路堤地基承载力的设计值要求。

(3)通过计算土工格栅对高路堤稳定性的作用有限,仅通过大量增加土工格栅的用量达到提高路堤稳定系数的方法,不经济。因此对于山区高速公路,如果在用地条件允许的情况下,可通过加宽路堤边坡平台的方法,相当于增加反压护道,可使稳定性安全系数增大,同时还可减少土工材料的使用量。

参考文献:

- [1] 公路路基设计规范 JTG D30-2004.
- [2] 许保英. 高路堤边坡防护的探讨[J]. 山西交通科技, 1996, 7: 19-21.
- [3] 张占荣, 刘庆辉, 等. 高填土路堤沉降计算方法分析[J]. 铁路标准设计, 2011(2).
- [4] 公路桥涵地基与基础设计规范, JTG D63-2007.
- [5] 张志峰. 关于山区高速公路高路堤设计的探讨. 交通标准化, 2009 第 23 期.

山区高速公路高填方路基方案设计及填筑工艺研究

车 竞

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 山区高填方路基应根据复杂多变的地形地貌及地质条件,形成针对性、综合性理念。通过分析当前高填方路基主要填筑技术及工艺,本文提出综合利用填石路基,加筋土路基及高性能压路机补压等填筑方案和工艺,并进一步从稳定性及沉降方面研究对比各相关填筑方案。

关键词: 高填方路基;填石路基;加筋土;高性能压路机;稳定;沉降

0 引言

近年来,随着我国交通事业的飞速发展,越来越多的公路向地势陡峭的山区延伸,高填方路基的应用也越来越广泛。路基填筑质量是保证公路运营期使用寿命的关键,国家及建设单位对高速公路路基填筑质量的要求也日益提高。根据现阶段不断推陈出新的新设备、新材料、新工艺等,结合山区公路建设发展中所遇到的更多、更复杂的地形地貌,高填方路基填筑技术将进入一系列新的命题。下面通过对高填方路基特点、设计方案及填筑工艺分析入手,结合广东省某在建高速公

路工程实际,对现阶段山区公路高填方路基填筑技术展开研究。

1 山区公路高填方路基特点分析

山区地形错综复杂,山区高填方路基也呈现出多种复杂特性。一方面山岭沟壑起伏变化,地形地貌表现为鸡爪沟形式,“鸡爪”与“鸡沟”相互间隔并且连续分布;另一方面按照线形适应要求,少占农田,并尽可能满足填挖平衡等原则,选线方案多紧靠山坡设置,因此对于高填方路基而言多呈现半填半挖以及斜陡坡路基的形式。(如下图1~图5所示)

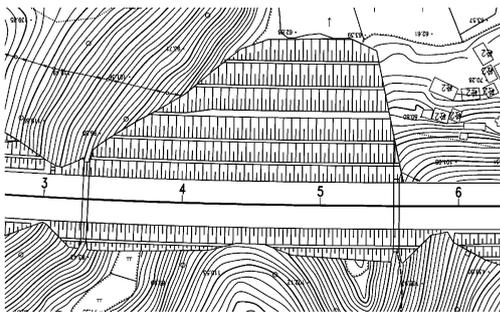


图1 典型鸡爪沟形式填方路基平面

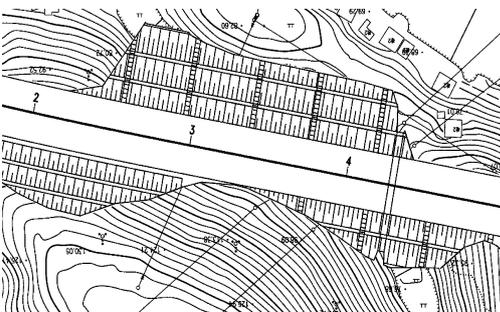


图2 全断面、斜陡坡及半填半挖形式路基平面

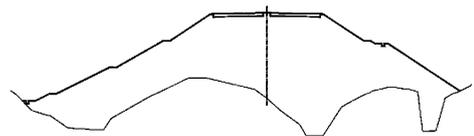


图3 一般高填方路基断面

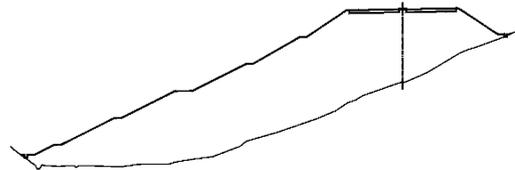


图4 斜陡坡高填方路基断面

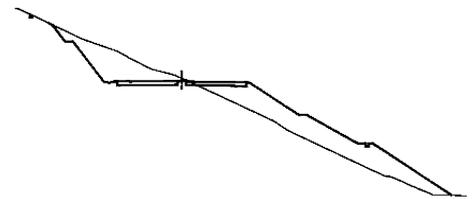


图5 半填半挖高填方路基断面

(1)高填方路基基底地质条件复杂,一方面路基坡脚范围多位于山间洼地,山间洼地积水严重,加上长年山坡自然冲刷,水土流失淤积于山谷,形成一定厚度软基;另一方面山坡坡面覆盖土层厚薄不一,植被疏密有别,不均匀程度较大。在路基填土荷载作用下,具有不一样变形程度。

(2)高填方路基基底地形地貌条件复杂,根据路线走向,高填方路基基底存在不同坡率的斜陡坡地势,或两侧高中间低的地势,或半填半挖的地势,使得路基各断面填筑高度各不相同,堤身性质不均匀。

(3)山区鸡爪地形的普遍性,造成施工的复杂性,主要由于部分位置机械难以到位,需要进行人工开挖或者碾压,处理效果不一致;而且在现有施工条件下,因地势局限,部分位置压实度也难以达到规范要求。

(4)山区河流及山涧溪水分布较多,地表及地下水丰富,山体渗水严重,给施工条件造成较大影响,同时也对施工质量造成较大危害。

因此,山区高速公路高填方路基由于地形地貌及地质条件不同,结合路基填土高度,填料来源的不一致,以及施工条件的局限性,导致了修建山区高速公路的复杂性。

2 高填方路基设计方案分析

根据上述分析,高填方路基所处的环境千变万化,所在地段的水文地质情况错综复杂,又暴露在野外环境中,加上路基填料的离散性,施工工艺的不连续性等因素,高填方路基在施工过程和工程完工后的车辆营运阶段发生的病害较多,如路基整体沉降,路基不均匀沉降引起的纵横向开裂、路基整体滑动或边坡坍塌等^[1]。为避免发生上述相关问题,当前高速公路建设针对高填方路基在设计方案及填筑工艺方面均采用了有效的措施。

(1)填石路基。视路基填筑高度,路基底部以上一定高度范围均采用水稳性好、无崩解性、无膨胀性的挖方石料填筑,如图6所示。在路基稳定方面,填石路基稳定性更好,符合固脚原则;在路

基沉降方面,因碎块石填料强度大于一般土填料的强度,填石路基的刚度较大,压缩模量大,抵抗变形的能力更强,变形程度低,且有利于上部高填方荷载向下均匀扩散;另外,大部分高填方路段所处山间洼地地下水丰富且存在泉眼,容易积水。路基底部填筑石料,可不受基底浸水的影响,避免相关病害,保证路基长期稳定。



图6 填石路基

(2)加筋土路基。在路基稳定方面,加筋土路基作为填料土与土工格栅层层交替铺设而成的复合体,格栅网状结构使其与颗粒填料间具有很强的嵌锁作用和很大的界面摩阻力,并具有很高的抗拉强度和抗剪强度,可以提高土体强度,从而保证路基边坡稳定;在路基沉降方面,土工格栅具有较高的抗拉强度和张拉模量,因此能将荷载或应力均匀地扩散在较大的面积范围内,可大大分散作用于路堤上的荷载压力,提高路基的整体性。如图7所示。



图7 铺设土工格栅

3 高填方路基填筑工艺分析

路基压实是最关键的路基填筑工艺,是提高

路基强度与稳定性的重要技术环节。随着公路建设的发展,路基压实标准逐步提高,这就对路基压实工艺提出了更高的要求^[2]。冲击压实及液压压实对比常规压实设备及工艺具有压实能力强,作业效率高以及施工质量好的优点,如图 8~9 所示。一方面,冲击压实及液压压实影响深度范围约 3~4m,在现行行业规范所要求的正常压实度的基础上进行补压,可以适当提高路基压实度,进一步减少填筑体自身累计自密沉降^[3];另一方面,采用冲击压实及液压压实进行补压,通过其高碾压能的扩散,可以进一步减少路基填筑的不均匀性,弥补一些因地形影响而常规碾压不到位或者因施工疏忽而碾压不到位的地方,提高路基整体性。对于作用面较大的位置可选用冲击压实,而在冲压段落的边角、狭小工作面、桥涵台背回填区等作业盲区,冲击式压路机及现有常规压实设备无法靠近作业,小型夯实设备由于能量小无法满足压实要求,这些位置可采用液压式压路机进行局部补强压实。

4 山区公路高填方路基填筑技术研究

目前地基处理方案研究较为完善,大多数工程应用较广泛也较成功,这里不再探讨研究,仅重

点对高填方路基堤身填筑方案及工艺进行研究分析。结合对山区公路高填方路基的特点及其病害分析的基础上,以广东省某山区高速公路工程一段 48m 高填方路基为例,对山区公路高填方路基填筑技术进行针对性研究分析。该工程高填方路基典型断面及填筑方案如图 10 所示。



图 8 液压式压路机



图 9 冲击式压路机

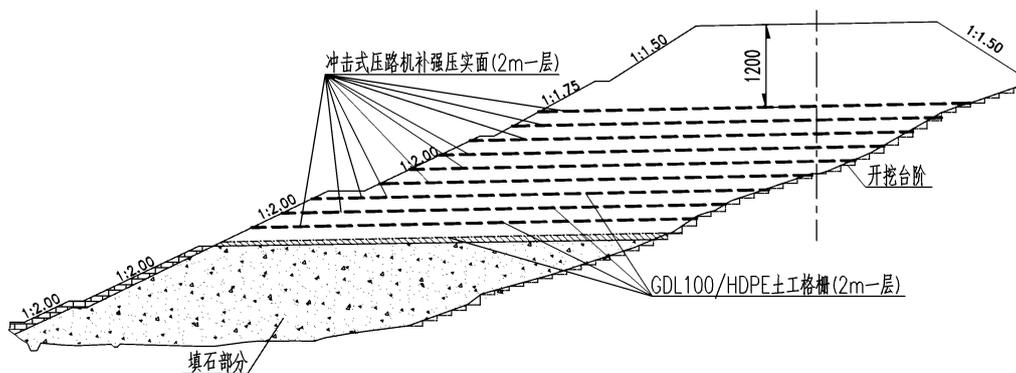


图 10 高填方路基典型断面及填筑方案图

4.1 高填方路基方案简述

本工程综合采用了前述填石路基、加筋土路基及高性能压路机补强压实的填筑技术。为进一步研究论证各类填筑技术的效果,本文针对以下四种方案分别从路基稳定性及沉降方面对各类填

筑技术进行分析和对比

(1)底部填石+中部加筋土路基+补强压实。路基底部两级边坡高度范围填筑石料,其上填筑粗粒土,填石路基以上至距离路面 12m 范围内每 2m 铺设一定层数土工格栅,铺设土工格栅范围在

正常碾压基础上每隔 2m 采用高性能压路机补强压实。

(2)一般填土路基 + 补强压实。路基全部填筑粗粒土,距离路面 12m 范围以下在正常碾压基础上每隔 2m 采用高性能压路机进行补强压实。

(3)加筋土路基 + 补强压实。路基全部填筑粗粒土,距离路面 12m 范围以下每 2m 铺设一层土工格栅,铺设土工格栅范围在正常碾压基础上每隔 2m 采用高性能压路机补强压实。

(4)底部加筋土路基 + 中部填石 + 补强压实。路基中部一 ~ 两级边坡高度范围填筑石料,填石路基上下均填筑粗粒土,距离路面 12m 范围以下填土路基部分每 2m 铺设一定层数土工格栅,铺设土工格栅范围在正常碾压基础上每隔 2m 采用高性能压路机补强压实。

4.2 高填方路基稳定性分析

根据上述方案,应用简化 Bishop 法对高填方路基进行稳定分析。简化 Bishop 法假定边坡稳定属平面应变问题,即可取其某一横剖面为代表进行分析^[4],计算公式详见式(1),式(2)。

$$K = \frac{\sum (cb + W\text{tg}\varphi) \frac{1}{m_{\theta_i}}}{\sum W\text{Sin}\theta_i} \quad (1)$$

$$m_{\theta_i} = \cos\theta_i + \frac{\sin\theta_i \cdot \text{tg}\varphi}{K} \quad (2)$$

K —整个滑体剩余下滑力计算的安全系数;

b —单个土条的宽度(m);

W —条块重力(kN),浸润线以上取重度,以下取饱和重度;

θ_i —条块的重力线与通过此条块底面中点半径之间的夹角(度);

c, φ —土的抗剪强度指标,采用总应力法时,取总应力指标,采用有效应力。

主要岩土层容重、直剪粘结力和直剪内摩擦角值如表 1 所示。土工格栅采用 GDL100/HDPE 规格,其极限抗拉强度不小于 100kN/m,极限伸长率不超过 10%,并要求 2% 应变时的纵向拉伸力不小于 30kN/m,5% 应变时的纵向拉伸力不小于 59kN/m。计算结果如下图 11 ~ 图 14 所示。

表 1 岩土层力学参数表

岩土类型	容重/(kN/m ³)	直剪粘聚力/kPa	直剪内摩擦角/°
一般压实填土	19	10	25
增强补压后的填土	20	10.5	26.4
粉质粘土(冲积)地层编号:2	18	10	15
粉质粘土(坡积)地层编号:10	18	18	20
全风化岩	20	20	25
强风化岩	21	30	30
换填、填筑石料	23	0	35

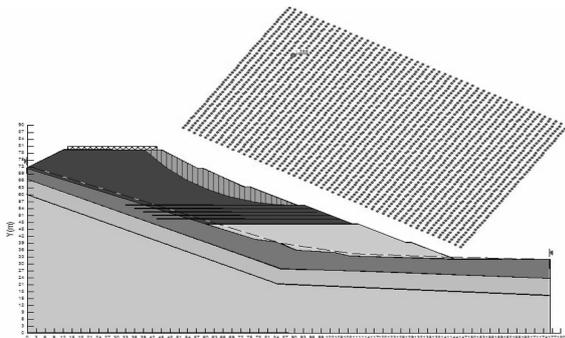


图 11 底部填石路基 + 中部加筋土路基 + 补压方案 (安全系数:1.38 ~ 1.40)

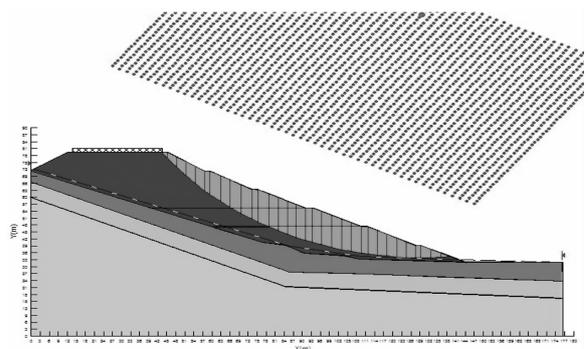


图 12 一般填土路基 + 补压方案 (安全系数:1.25 ~ 1.31)

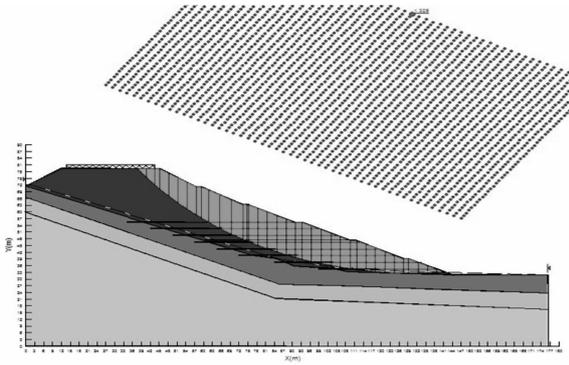


图 13 加筋土路基 + 补压方案
(安全系数:1.33 ~ 1.35)

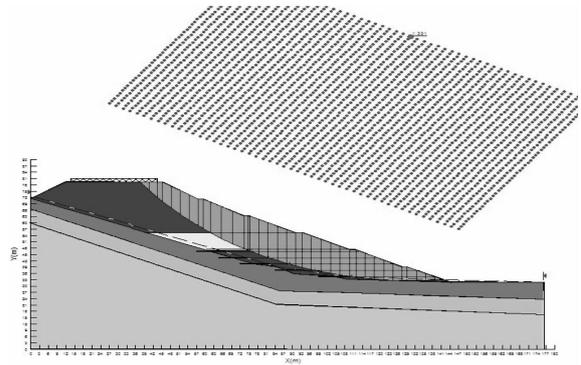


图 14 中部填石 + 底部加筋土路基 + 补压方案
(安全系数:1.34 ~ 1.36)

通过稳定性分析及对比可见,在底部设置填石路基,中部设置加筋土路基并采用高性能压路机补强压实多元化综合填筑方案对山区高填方路基更有针对性,更有利于路基的稳定。

填筑时间及间隔不定,难以按实际填筑工况进行模拟,这里仅按照土体连续性加载并计算路基堤身总沉降量来分析,在同等误差条件下对各方案进行对比。计算结果如下图 16 ~ 图 19 所示。

4.3 高填方路基总沉降分析

应用 FLAC 有限差分法,选取 mohr - Coulomb 屈服模型^[5]对该高填方路基进行沉降分析,相关力学参数同前,同时,由于填方较高,忽略车辆荷载的影响,并根据高性能压路机补压之后的压实度与正常碾压条件下得压实度增幅反应于模型的力学参数,而土工格栅则直接采用 FLAC 中的“Reinforcement”单元模拟^[6],计算模型如图 15 所示。因路基填筑过程中受施工条件、气候等因素较多,

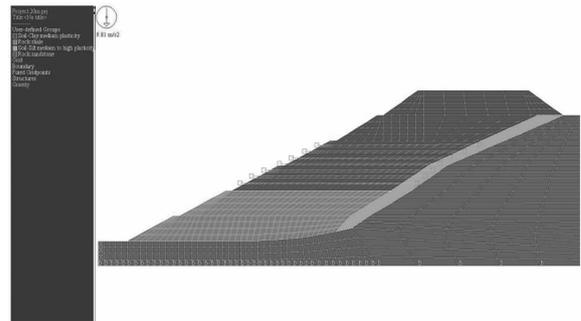


图 15 高填方路基 FLAC 沉降计算模型

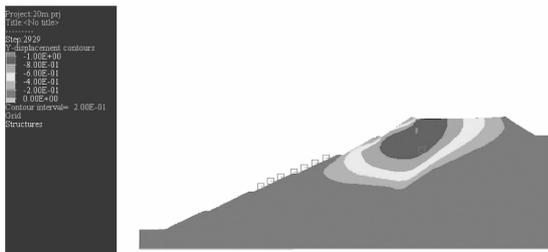


图 16 底部填石路基 + 加筋土路基 + 补压方案
(总沉降量:81cm)

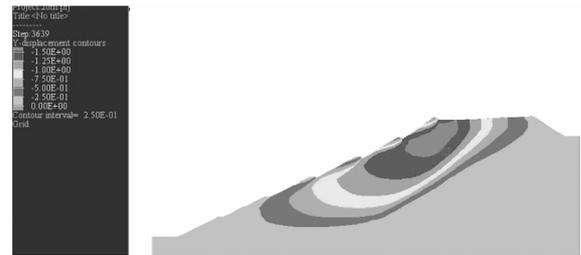


图 17 一般填土路基 + 补压方案
(总沉降量:150cm)

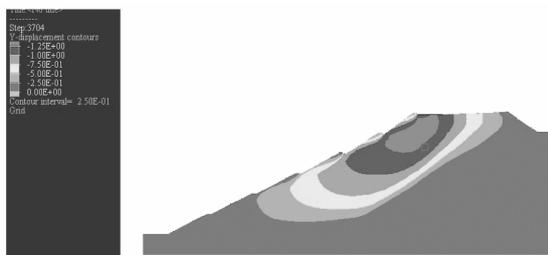


图 18 加筋土路基 + 补压方案
(总沉降量:125cm)

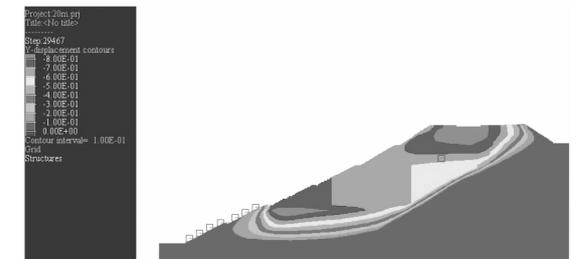


图 19 中部填石 + 加筋土路基 + 补压方案
(总沉降量:95cm)

通过相同加载条件下总沉降量分析及对比可见,在底部设置填石路基,中部设置加筋土路基并采用高性能压路机补强压实综合填筑方案能进一步减少山区高填方沉降。

4.4 分析结论

由于大部分高填方路段所处山间洼地地下水丰富甚至存在泉眼,路基底部填筑石料,可不受基底浸水的影响,避免因基底浸水所产生的病害,保证路基长期稳定。另外,底部填石结合中部加筋土更有利于边坡稳定,符合固脚强腰的原则;同时填筑石料及铺设土工格栅,再加上高性能压路机补强压实均能提高路基的整体性,最大程度避免路基不均匀沉降。因此,高填方路基采用底部填石+中部加筋土路基+补强压实的填筑技术及工艺更有利于路基稳定并保证填筑质量。

5 结论及建议

(1)山区地形地貌及地质条件复杂多变,高填方路基填筑应充分结合相应的地形地貌及地质条件进行综合性,有针对性的分析。山区高填方路基填筑应充分利用山区丰富的挖方石料,并结合沟谷分布,斜陡坡坡型坡率,坡脚软土或相对软弱层赋存情况,坡面覆盖层赋存情况,山坡坡脚、坡面山坡渗水情况以及地下水赋存情况等进行全面分析。

(2)综合填石路基、加筋土路基以及高性能压

路机补强压实等多元化填筑技术,综合新材料、新工艺在常规路基填筑中的应用,更有利于提高路基稳定性,减少路基总沉降量及不均匀沉降性,有效保证路基填筑质量,同时进一步减少坡脚渗水及地下水等外界相关影响。

(3)山区高填方路基影响因素较多,高填方路基自身压缩沉降不容忽视,同时也是一个非常缓慢的次固结变形的过程,路基最终沉降量的减少及不均匀沉降性的抑制一直是高填方路基中最难克服的问题,文中所阐述的填筑技术在这方面效果仍然有限,这些还有待于今后的不断的努力,并结合各种试验和工艺技术,更进一步提高填筑质量,促进山区公路的发展。

参考文献:

- [1] 卢莉. 公路路基常见病害及加固防护技术[J]. 科技创新导报, 2011(6):
- [2] 韩征平. 新压实度标准下路基压实机械的选择[J]. 路面机械与施工技术, 2005(8):
- [3] 赵军丽. 冲击压实技术在高填方路基中的应用[J]. 交通科技, 2006(2):
- [4] 赵明阶, 何光春, 王多垠. 边坡工程处治技术[M]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [5] 李秀珍, 许强, 孔纪名, 丁秀美. 九寨黄龙机场高填方地基沉降的数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(12):
- [6] 刘波, 韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京:人民交通出版社, 2005.

无人机公路测绘应用现状分析

杨 雪

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 无人机测绘技术以其高分辨率、高数据实效性、监控区域受限制小、工作组效率高等优势得到广泛应用。随着技术发展也引用到了公路测绘中;本文介绍了无人机发展简史以及无人机公路测绘的基本原理,提出其优点和在公路行业应用中仍存在的问题。

关键词: 无人机;无人机测绘;公路测绘

1 引言

20世纪初,英国于1917年研制成功了世界上第一架无人机。早期的无人机主要承担作战支援任务,近30年来随着微电子、通信、材料及推进系统等技术的迅猛发展,无人机也得到了长足的发展,目前,世界上30余个国家和地区已研制出了50多种无人机,无人机型号超过300余种,有55个国家装备了无人机,其中发展最快、水平最高的是美国和以色列。

我国研制无人机已有四十多年的历史,1966年12月6日首飞成功的中国第一款无人机名叫长空一号,是一架大型喷气式无线电遥控高亚音速飞机,可供导弹打靶或防空部队训练,之后先后研制出长虹高空高速无人侦察机、T-6通用型无人机、Z-5系列无人侦察机、ASN系列无人机等。开发出的数十种靶机和侦察型无人机,已能批量生产和装备部队,广泛应用于军事领域和航空摄影、地球物理勘探、灾情监测、海岸缉私等民用领域。国内无人机的研究发展在总体设计、飞行控制、组合导航、中继数据链路系统、传感器技术、图像传输、信息对抗与反对抗、发射回收、生产制造和部队使用等诸多技术领域积累了一定的经验,具备一定的技术基础。

2 无人机公路测绘基本原理

飞行器是无人机测绘的飞行平台,利用高分辨CCD相机系统获取遥感影像,利用空中和地面

控制系统实现影像的自动拍摄和获取,同时实现航迹的规划和监控、信息数据的压缩和自动传输、影像预处理等功能,是具有较高智能化程度、稳定可靠的,具有较强作业能力的低空无人机测绘遥感系统。无人机关键的性能指标包括飞行高度、续航时间、有效载荷、飞行平稳度、导航精度、巡航速度、起降方式等。

2.1 无人机遥感系统的构成

2.1.1 空中部分

(1) 无人机平台

按照系统组成和飞行特点,无人驾驶飞行器可分为固定翼型无人机、无人驾驶直升机和无人驾驶飞艇等种类。无人机的动力装置有航空活塞发动机和喷气发动机(涡喷、涡扇)两种;起飞或发射方式有车载弹射、地面起飞、母机投放等;回收方式可以伞降、自主降落、或是一次性使用并执行自毁程序等。

(2) 遥感传感器子系统

主要是加载数码相机,目前使用的数码相机大多是普通相机,传统航测相机较重,不适宜加设在无人机上。

(3) 遥感空中控制子系统

在无人机上安装全球定位系统(GPS)或预先储存的飞行路线和飞行高度,无人机即可按照预定方案飞行,并随时将图像轨迹发送到地面站。现阶段的各种无人机普遍采用GPS、GLONASS、惯导等方式组合导航。惯导也可称之为云台,即结合GPS技术获取位置信息以及IMU技术获取

姿态信息。

2.1.2 地面部分

地面部分由航迹规划子系统、无人机地面控制子系统以及数据接收显示子系统组成。

2.2 无人机数据后处理

无人机采集遥感影像的数据具有无框标、定向不准确、没有地理参考等特点。所以首先要给各张裁剪后的照片加上地理参考;为了使影像的变形小,将影像加上 UTM 投影信息;以高分辨率影像为底图将各张照片放到格网中进行裁剪、纠正,镶嵌处理以人工拼接为主,采用地面 GPS 点地形图进行几何定位和纠正最后把所有照片合成一张大图片。

对无人机采集的遥感影像进行的几何纠正,主要集中在数码相机镜头非线性畸变纠正和针对成像时由于飞行器姿态变化引起的图像旋转与投影变形的纠正两个方面。焦距确定的情况下,镜头畸变属于系统误差,它对每幅图像产生的影响是相同的,通常通过系统配套软件中拟定的数学公式或模型加以模拟预测,进行统一纠正。无人机携带的是非量测照相机(出厂时没有提供镜头的畸变值等参数),镜头畸变过程只能是预测并纠正这个变形值。

对于单张相片进行畸变校正后,其照片的边缘变形仍然较大,所以通常利用栅格影像裁剪工具,将边缘部分裁剪掉,对所有影像先做粗处理,每个影像采集中心投影部分畸变较小的影像。

单张相片做几何纠正数据量大,需要地面控制点多,而且不能均匀分布与所有单张相片内。通常只能对拼接后的影像采用橡皮条拉伸的方法,用地面控制点和标志性地物进行纠正,对纠正后的影像做精度分析,有地面控制点的地方误差能够控制在 2m 以内,地面点相对较少的区域,误差相对较大。

飞行器姿态变化引起的图像旋转与投影变形的纠正主要有以下几种处理方式:

(1)利用野外可测控制点求解摄像机的外方位参数,进行图像单幅纠正。

(2)利用目标区域的大比例尺地形图,选择合适的控制点,然后按照摄影测量的方法进行几何纠正。

(3)在目标区域已经有正射影像的基础上,将采集的图像与正射图像进行配准,从而实现纠正。

(4)基于机载惯性导航系统 INS 测得的相机姿态和 GPS 定位系统获得的相机位置,进行纠正。

好的设计和野外控制点采集对于整个大图的精度控制至关重要。在大比例尺制图中,高程点采集的精度将对结果造成非常大的影响,而且这个误差是难以纠正的。通常需要均匀分布整个拍摄区域,或者地形特征较明显的地物点,或者使在地带特征不明显区域人工制作控制点,将大大提高整个结果的精度。

数据的更深入处理工作还有生成数字正射影像,数字高程模型和数字矢量线划地形图等。

3 无人机航拍的优势

3.1 高分辨率

像元分辨率一般为 0.1 ~ 0.5m,可满足 1:5000 甚至更大比例尺测图精度要求。传统的大飞机航飞国家有规定和限制,如航高大于 1500m,这样就不可避免云层的影响,妨碍成图质量,而无人小飞机不受航高限制,成像质量、精度都远远高于大飞机航拍;

3.2 保证数据实效性

传统高分辨率卫星遥感数据一般会面临两个问题,第一是用存档数据时效性差;第二是用编程去拍可以得到最新的影像,但需要时间很长,同样时效性相对也不高。无人机航拍则可以很好地解决这一难题,工作组可随时出发,随时拍摄;

3.3 监控区域受限制小、工作组效率高

我们国家面积辽阔,地形和气候复杂,很多区域常年受云层等因素影响,导致卫星遥感数据的采集受一定限制。无人飞机就灵活性恰好解

决了这些限制,几乎不存在受限区(除国家禁飞区外);

4 无人机公路测绘应用现状

无人机应用领域主要集中在地震、泥石流等灾害评估、水域数据更新、矿产监测、或者制作各种比例尺挂图与城市地图,重在使用图像的属性信息,而公路测绘重在使用地形图的位置信息。无人机航拍的原始图像和进行了初级预处理的航拍图像还不是真正意义上的正射影像,要为公路测绘提供服务,还要进行进一步的校正和数据处理。以下是无人机公路测绘生产技术流程图。

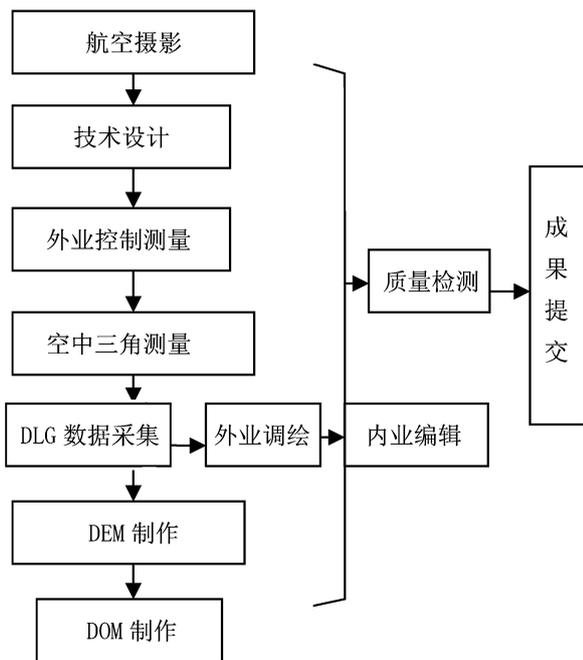


图1 无人机公路测绘生产技术流程图

4.1 航空摄影

航空摄影阶段的主要任务是根据摄区范围规划设计航线,确定飞行相对高度,航向与旁向重叠度,设置航线间隔和航片间隔;选择起降场地;整理准备器材;设置好相机参数。

4.2 像控测量

对整个区域进行像控测量,针对无人机飞行相片数量多、相幅小的特点,要加大外业像控点测量的工作量,并按照《公路勘测规范》要求进行航线网布设。

4.3 空三加密

包括内定向和相对定向两个环节,内定向采用数字摄影测量工作站自动空中三角测量进行加密,内定向限差一般不大于 $1/2$ 像素;相对定向如果采用解析测图仪联机空中三角测量加密,平地丘陵地残余上下视差不应大于 0.005mm ,山地、高山地残余上下视差不应大于 0.008mm ,如果采用数字摄影测量工作站自动空中三角测量进行加密,相对定向的上下视差不应大于 0.02mm 。并按照规范设定好模型连接较差和限差。

4.4 内业数字化测图

数据采集地物地貌要素要做到无错漏,不变形,不移位。采集依比例尺表示的符号时,应以测标中心切准其定位点或定位线。着重于道路两边设施无丢漏,测量精确。采集时按分层和分类代码进行采集。地形点分布密度,应能反映地形、地貌的实际情况,满足正确插入等高线的需要。地貌以等高线为主,对于悬崖、陡坎、冲沟、高路堤、深路堑等可以相应的符号表示。采集每幅图都要经过质检人员进行检查,无疏漏,精度达到要求,再交付外业调绘。

4.5 DEM、DOM制作

可采用JX4或Virtuozo全数字摄影测量系统进行制作,内容主要包括:空三加密成果导入与精度验证、特征线采集与DEM编辑、DOM生成、图幅DOM裁切等。

4.6 外业调绘

外业调绘利用内业精测的回放线划图,到实地进行定性调绘,外业调绘内容用兰色圆珠笔清绘在回放图上,供内业计算机编辑。

4.7 内业编辑

根据外业调绘图在计算机上进行编辑,编辑采用人工干预的方法逐一修改,编辑时对立体测图的所有线条要素都要进行修改。图廓整饰格式,按照国标规范。图边拼接和编辑结束后内业检查员进行检查,保证外业调绘内容全部修改正确。

5 无人机公路测绘待解决的几个问题

(1)目前的公路航测规范是针对传统航测,有些内容不适用于无人机公路测绘;

(2)无人机使用的数码相机像幅很小,以传统航测生产模式生产公路测绘目前需要的数字矢量线划地形图,要达到高精度代表大量像控点的引入,外业工作量加大,无人机航拍成本虽然下降,但外业像控点施测的成本会提高。

(3)目前还有一种生产数字线划图的方法是首先处理数字正射影像,进而在正射影像上描图,而无人机原始航片属于中心投影影像,正射影像的处理算法和精度影响着地形图的质量,另外高程信息的获取是否满足公路测绘的要求也值得商榷。

(4)无人机测绘已经在平坦地区能够达到良好的效果,但是在广东这种地形起伏变化大、植被茂密的丘陵地带的适用性还有待进一步验证。

(5)目前很多资料中提到无人机可以做到1:500比例尺的地形图,但是该标称的地形图往往不是公路工程建设可用的。公路工程建设要求对路、桥、水沟等地面断裂线有准确的把握,而无人机往往是以图像的分辨率来衡量比例尺的,公路测绘行业以长度和细部情况来衡量比例尺,不是一种概念。

(6)无人机外业飞行人员和内业数据处理人员存在一种行业跨度,搞飞行的人可能都是航模相关专业,他们的工作目的是保证飞机飞行安全

和运行正常;数据处理人员大多是测绘专业,如何跨学科的融合以提高无人机在测绘应用方面的技术水平,也是值得研究和深入探讨的内容。

6 结束语

目前已有一些省市地区的公路行业开始引入无人机技术,但是这些地区大都地势较为平坦,使用高重叠度的方法处理正射影像能够达到良好的效果,然而无人机在山区等地形起伏大的区域和植被覆盖密集区域的飞行试验并不是很多,精度情况也没有平坦地区好。无人机在公路测绘方面的应用,尤其是在山区公路建设方面的研究还有一段路要走。

参考文献:

- [1] 袁修孝,明洋. POS辅助航带间航摄影像的自动转点[J]. 测绘学报,2010(2):50-55.
- [2] 崔红霞等. 大重叠度无人机遥感影像的三维建模方法研究[J]. 测绘科学,2005(2):36-38.
- [3] 王聪华等. 无人机飞行器测控信息管理系统的设计与研究[J]. 测绘科学,2005(4):54-56.
- [4] CH/Z 3002-2010,无人机航摄系统技术要求[S].
- [5] 杨瑞奇等. 基于无人机数字航摄系统的快速测绘[J]. 遥感信息,2010(3):110-113.
- [6] 王之卓. 摄影测量原理[M]. 北京:测绘出版社,1979.
- [7] JTG C10-2007,公路勘测规范[S]. 北京:人民交通出版社,2007.

高速公路互通式立交出口识别视距 对安全的影响分析

吴 艳

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 参考国内外相关资料,结合高速公路出口的车辆行驶特性,对出口识别视距进行分析,得出了合理确定出口识别视距的方法,并对现行规范中互通式立交交叉范围内主线线形指标进行对比分析,用以指导实际工程设计。

关键词: 高速公路互通式立交出口;识别视距

0 前言

随着国民经济迅速增长,公路建设里程与日俱增,路网进一步完善,从而导致作为公路节点之一的互通立交建设数量和规模也随之增多。由于高速公路的运行特征之一运行速度快,使得高速公路成为重大交通事故频发的重症区,有资料显示,全国高速公路死亡率比一般公路高出3倍多,而进一步研究发现,高速公路交通事故总量和死亡人数的总量70%集中在出口500m范围内。虽然现行《公路路线设计规范》(JTGD20-2006)(以下简称《规范》)对高速公路立体交叉中各线形指标已做出详细规定,但在实际设计中各种指标的组合对安全仍有很大影响,本文通过对高速公路出口识别视距对安全的影响进行分析,为互通立交设计提供参考。

1 高速公路出口匝道事故原因分析

高速公路出口匝道是互通式立体交叉不可缺少的组成部分,其作用是专供高速公路车辆驶出正线的转弯运行。汽车驶出高速公路出口的过程中主要包含两种行驶特性,分别为分流行驶和减速行驶,在这个过程中驾驶员操作频繁,包括变道交织运行,减速运行,该路段的交通运行状态打破之前的稳定流状态,车辆行驶速度的离散程度加大,大大增加了行驶安全隐患。同时,

由于驾驶员驾驶水平差异很大,导致在高速公路出口车辆紧急刹车、紧急变道的概率远强于其他路段,驾驶员驾驶负荷程度加大而产生事故隐患。

2 《规范》中高速公路出口识别视距的要求

为使驾驶员及时发现互通立交的出口,按规定行驶轨迹驶离主线,从而防止误行,避免撞及分流鼻,保证行驶安全,互通立交线形设计应保证对出口位置的判断视距,这一视距称为识别视距。《规范》中规定互通式立体交叉区域应具有良好的通视条件,主线分流鼻之前应保证判断出口所需的识别视距。识别视距应大于表1中的规定,条件受限制时,识别视距应大于1.25倍的主线停车视距,如表2所示。

表1 识别视距

设计速度/(km/h)	120	100	80
识别视距/m	350~460	290~380	230~300

表2 识别视距极限值(1.25倍停车视距)

设计速度/(km/h)	120	100	80
停车视距/m	210	160	110
识别视距极限值/m	262.5	200	137.5

虽然《规范》中对识别视距做了明确规定,但在实际设计中设计人员往往仅根据《规范》中关于

互通式立体交叉范围内主线线形指标来指导设计,而忽略识别视距的要求。

3 高速公路识别视距分析

《规范》中规定的识别视距为一范围值,未从立交出口处汽车行驶特性角度来具体分析识别视距取值。车辆驶离高速公路过程包括驾驶员识别出口过程和车辆减速驶出的过程。因此识别视距

可分解为识别出口距离和减速驶出距离。因此识别视距 S 计算值如下:

$$S = L_0 + L \tag{1}$$

式中:

- S —所需识别视距;
- L_0 —驾驶员识别出口时行驶距离(m);
- L —匝道减速过程行驶距离。

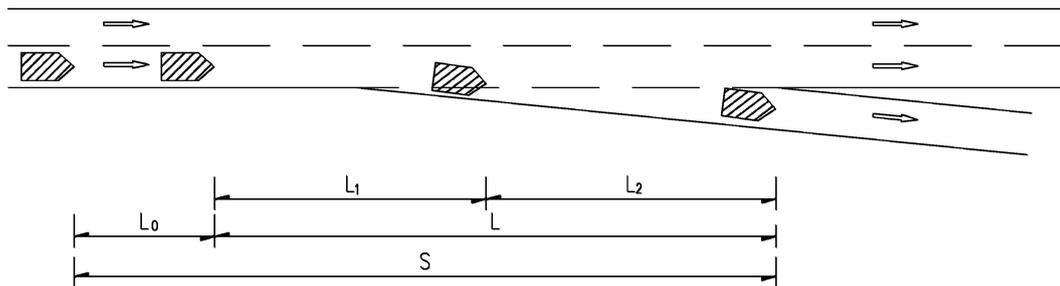


图 1 高速公路立交出口识别视距

识别出口距离是当驾驶员看到前方出口的那一瞬间到决定采取措施的那一瞬间汽车所行驶的距离。一般情况下,驾驶员识别反应时间取值 2.5s(计算停车视距),此前提条件是前方碰到不可预知的情况。考虑驾驶员在接近立交出口时已经得到明确信息并有充足时间确定下一步的操作,因此驾驶员识别出口时间可适当缩短,这里取值 1s。

$$L_0 = V_1 t_0 \tag{2}$$

式中:

- t_0 —驾驶员识别出口所需时间(t);
- V_1 —车辆初始运行速度(km/h)。

根据规范规定,匝道出口一般采用直接式,根据美国 AASHTO 理论,车辆从高速公路减速驶出距离一般包含两个阶段,第一个阶段是驾驶员松开油门踏板,不使用制动器的情况下减速并转移到减速车道,此阶段利用发动机减速流出,车速由 V_1 将至 V_0 ,第二个阶段是利用制动器减速,到达立交出口时,车速由 V_0 变至 V_2 。因此车辆减速驶出距离就是这两个阶段中汽车行驶的距离之和。

$$L = L_1 + L_2 \tag{3}$$

$$L_1 = V_1 t_1 - \frac{1}{2} a_1 t_1^2 \tag{4}$$

$$V_0 = V_1 - a_1 t_1 \tag{5}$$

$$L_2 = \frac{V_0^2 - V_2^2}{2a_2} \tag{6}$$

式中:

- L_1 —匝道减速过程中第一个阶段行驶距离;
- L_2 —匝道减速过程中第二个阶段行驶距离;
- V_1 —车辆初始行驶速度;
- V_0 —经过第一个减速阶段后车辆行驶速度;
- V_2 —车辆驶离正线出口速度;
- t_1 —匝道减速第一个阶段所需时间,取值 3s;
- a_1 —匝道减速第一个阶段减速度,取值见表 1;
- a_2 —匝道减速第二个阶段减速度,取值见表 1。

美国 AASHTO 给出了不同车速下 a_1 和 a_2 取值,如表 3 所示。

表 3 不同车速对应减速度值

行驶速度	减速度(m/s ²)	
	a_1	a_2
120	1	2
100	0.9	1.8
80	0.8	1.6

车辆的初始行驶速度取主线车辆行驶速度,车辆驶离主线出口速度取匝道行驶速度,由上述

公式可计算出出口识别视距如表 4 所示。

表 4 高速公路出口识别视距

主线行驶速度 /(km/h)	匝道行驶速度 /(km/h)	识别视距/m	
		计算值	采用值
120	60	289.4	290
	50	310.6	315
	40	328.0	330
100	60	204.6	205
	50	228.2	230
	40	247.5	250
80	60	121.3	125
	50	147.8	150
	40	169.5	170

规范中对于变速车道长度的取值如表 5 所示。

表 5 变速车道长度及有关参数(单车道)

主线设计速度/(km/h)	变速车道长度/m	渐变段/m
120	145	100
100	125	90
80	110	80

由上可知,识别视距计算值比《规范》中变速车道长度要大,因此驾驶员识别立交出口后会自行选择合适运行速度进入变速车道,而不是等到进入变速车道之后再减速,否则会因为减速距离不够而导致进入匝道车速过高,或者为了适应匝道线形而不得不选择不舒适的制动减速度,这两种情况都会使驾驶员操作负荷过大而产生安全隐患,因此,在高速公路出口保证识别视距是很有必要的。

4 高速公路出口识别视距保证研究

视距保证措施可以从主动预防和被动防护两方面考虑,首先是主动预防措施,可以在设计中就充分保证出口识别视距。

4.1 《规范》中高速公路立交范围内主线线形指标

为使车辆行驶顺畅平滑,变速从容,使整个立交具有良好的运行性能,《规范》对高速公路立交范围内主线线形指标有明确规定。

表 6 互通式立交交叉范围内主线线形指标

设计速度/(km/h)		120	100	80	
最小圆曲线半径/m	一般值	2 000	1 500	1 100	
	极限值	1 500	1 000	700	
最小竖曲线半径/m	凸型	一般值	45 000	25 000	12 000
		极限值	23 000	15 000	6 000
	凹形	一般值	16 000	12 000	8 000
		极限值	12 000	8 000	4 000

4.2 平面线形指标分析

从最不利情况分析,小客车视线高度较矮,因此计算车型取小客车,视线高度取值 1.2m,同时考虑汽车在曲线最内侧车道上行驶,出口位于曲线内侧,此情况下曲线所能提供的横净距如图所示,视线距离最外侧车道右边缘为 1.5m,根据《规范》规定,时硬路肩最小值分别为 3m、2.5m、1.5m,土路肩取值 0.75m,边沟+碎落台取值 2.6m,挖方边坡坡率取值 1:1,由此可以算出速度为 120km/h、100km/h、80km/h 所能提供的横净距分别为 9.05m、8.55m、7.55m。

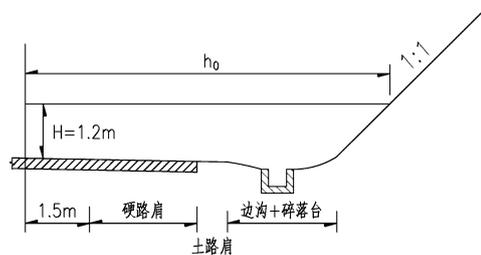


图 2 横净距计算图示

当主线平面线形指标采用极限圆曲线半径时对应不同识别视距取值曲线上所需的横净距计算如下:

$$h = R_s \left(1 - \cos \frac{\gamma}{2} \right) \quad (7)$$

$$\gamma = \frac{180S}{\pi R_s} \quad (8)$$

式中: h —横净距(m);

S —识别视距(m);

R_s —曲线内侧行驶轨迹的半径(m),其值为未加宽前路面内缘的半径加上 1.5m,为方便计算,这里取平曲线半径值;

γ —视距线所对应的圆心角(°)。

根据不同识别视距计算得出所需横净距如表 7 所示。

表7 不同识别视距对应横净距

主线行驶速度/(km/h)	极限最小平曲线半径/m	识别视距/m	曲线提供横净距/m	计算横净距/m
120	1 500	290	9.05	7.00
		315	9.05	8.26
		330	9.05	9.07
100	1 000	205	8.55	5.25
		230	8.55	6.61
		250	8.55	7.80
80	700	125	7.55	2.79
		150	7.55	4.01
		170	7.55	5.15

由上表可知,《规范》中关于主线平曲线半径极限值可以满足出口识别视距要求。

4.3 纵面线形指标分析

从最不利情况分析,计算车型选用小客车,视线高度1.2m,判断出口时,驾驶员应看到分流鼻端的标线,故物高为0,假设出口位于凸型竖曲线上,车辆全段在竖曲线上行驶,如图所示,可计算出对应不同识别视距情况下最小凸型竖曲线半径。

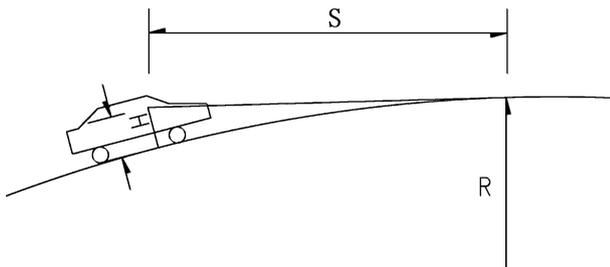


图3 最小凸型竖曲线计算图示

$$R^2 + S^2 = (R + H)^2 \quad (9)$$

$$R = \frac{S^2 - H^2}{2H} \quad (10)$$

式中: R —竖曲线半径(m);

S —识别视距(m);

H —驾驶员视线高度(m),这里取小客车驾驶员视线高度1.2m。

根据不同识别视距计算得出最小凸型竖曲线半径如表8所示。

由表8可知,《规范》中凸型竖曲线半径极限值不能满足实际中各种情况对出口识别视距的要求,匝道线形不同,匝道行驶速度不同,导致出口所需识别视距不同,因而所对应的最小凸型竖曲线半径不同,应该在设计中区别对待,灵活取值。

表8 最小凸型竖曲线半径

主线行驶速度 /(km/h)	识别视距/m	最小凸型竖曲线半径/m	
		计算值	采用值
120	290	35 041	35 000
	315	41 343	41 500
	330	45 374	45 500
100	205	17 510	17 500
	230	22 041	22 000
	250	26 041	26 000
80	125	6 510	6 500
	150	9 374	9 500
	170	12 041	12 000

5 结语

从车辆在高速公路出口路段行驶特性出发,基于行车安全角度研究高速公路出口所需识别视距,用所得结论对《规范》中互通式立体交叉范围内的主线线形指标进行分析对比,对比结果显示《规范》中平曲线半径极限值可以满足出口识别视距的要求,而最小凸型竖曲线半径极限值不能满足各种情况下的识别视距的要求,需在实际工程项目中根据不同工程特点选取合适标准。

参考文献:

- [1] JTG D20-2006, 中华人民共和国交通部行业标准. 公路路线设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [2] 杨少伟. 道路勘测设计(第二版)[M]. 北京:人民交通出版社,2007.
- [3] 杨少伟. 道路立体交叉规划与设计[M]. 北京:人民交通出版社,2000.
- [4] A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington[S]. American Association of State Highway and Transportation Officials,2001.
- [5] 沈强儒,赵一飞等. 高速公路互通式立交约束型出口识别视距分析[J]. 中外公路,2012(6):

高速铁路、轻轨对广东高速公路 交通量的分流影响分析

吴如龙

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:目前高速铁路和轻轨的建设如火如荼,未来高铁与城际轨道交通的建设与成网,必定会对公路客流运输产生一定的分流影响,研究现有高速铁路与轻轨对公路客流的影响,在高速公路交通量分配和分析中具有极大的实用参考价值。

关键词:高速公路;高速铁路;轻轨;分流;交通量

1 高速铁路与轻轨规划简介

按照《珠江三角洲地区城际轨道交通网规划(2009年修订)》,广东省将投入超过4000亿元,建设总里程超1400km的城际轨道交通线路。珠三角城际轨道交通网规划呈现“三环八射”架构,以广州、深圳、珠海为枢纽,通达珠三角地区9个城市,覆盖区域主要城镇,同时考虑了向清远、云浮等周边地区延伸,以及与香港、澳门的对接。珠三角城际轨道交通的规划建设注重与航空、铁路、公路、城市轨道交通等其它交通方式的有效衔接,将实现以广州为中心,主要城市间1小时互通;广佛肇、深莞惠、珠中江三大都市区内部1小时互通的快速通达目标。同时,《珠江三角洲地区城际轨道交通网规划(2009年修订)》确定了2015年、2020年和2030年实施的时间节点,按照“统一规划、分步实施、合理布局、有序推进、适度超前”的原则进行建设。远期珠三角地区轨道交通线网密度(含城市轨道交通、国铁等)将与巴黎都市圈基本相当,略低于京阪神都市圈水平。除此之外,广东还规划有广深港、南广、贵广、西部沿海等高速铁路。轨道交通具有速度快、舒适性强、准点率高等特点,未来高铁与城际轨道交通的建设与成网,必定会对公路客流运输产生一定的分流影响。

2 厦深高铁对深汕高速的影响

最近新开通的高铁莫过于2013年12月28日全线开通的厦深铁路。厦深铁路位于闽粤两省的东南滨海地区,是国家《中长期铁路网规划》“四纵四横”快速铁路通道中杭州至深圳沿海快速铁路通道的重要组成部分,厦深铁路将贯通整个沿海快速铁路通道,形成我国东南沿海地区的骨干铁路线,在铁路网中具有重要作用。我们收集了同一运输通道的深汕、汕汾高速2012-2014年1-3月的交通量变化情况,详见表1所示。从表1可见,自厦深高铁开通以后,深汕东至深汕西断面影响最大的是三、四类车,二类车也有一定影响。对比广东省高速公路收费车辆车型分类标准表2可见,三类车主要是中型客车、大型客车和中型货车,四类车是大型豪华客车、双层大客车、大型货车、大型拖(挂)车、20英尺集装箱车。显然对于厦深高铁而言,只承担客运,不承担货运,故对三、四类车中的货车是不会有影响的,主要影响是其中的客车。客车中一类车的小轿车影响较小,2014年1-3月份的对比2013年1-3月份一类车依然录得增长7.36~8.37%之间,相对比2012-2013年同期的增长率虽然有所降低,但是考虑2013年1-3月正是国家推出重大节假日小客车免费政策的时期,一类车当年出现大幅增长的情况有其内在原因。

总体来讲,高铁开通以后对小轿车的分流不大。但是对于三、四类车的大客车则影响较大。目前高铁从深圳至潮汕高铁票价约在81.5~245.5元之间,而深圳至潮汕的客车票价一般在100~140元之间,从价格上来说,高铁对于公路客运有较大的竞争优势。从快捷性来说,深圳至潮汕约400km,客车一般需要4个小时到达,而高铁只需

2个小时。所以对平时出行坐大巴车的人群,高铁有较大的吸引力。因应各高速公路交通量的不同,从折算交通量来看,厦深高铁对深汕东高速的影响比例约占当年车流量的2.33%,对汕汾高速的影响为3.71%,就算考虑三、四类车的自然增长率,厦深高铁对深汕高速交通量的总体影响不超过5%。

表1 厦深高铁开通以后深汕高速的交通量变化情况

断面名称	年份	一类	二类	三类	四类	五类	合计	折算数	绝对数 增长率	折算数 增长率
深汕东 - 深汕西断面	2012(1-3)	1789520	60694	554352	111565	263719	2779850	3696029		
	2013(1-3)	2042457	57536	566685	167081	347245	3181004	4325918	14.43%	17.04%
	2014(1-3)	2213346	53035	535213	141575	352228	3295397	4409035	3.60%	1.92%
变化率	2012-2013	14.13%	-5.20%	2.22%	49.76%	31.67%	14.43%			
	2013-2014	8.37%	-7.82%	-5.55%	-15.27%	1.44%	3.60%			
变化值	2012-2013	252937	-3158	12333	55516	83526	401154			
	2013-2014	170889	-4501	-31472	-25506	4983	114393			
汕汾粤闽省界	2012(1-3)	540195	17501	215532	95129	204533	1072890	1684851		
	2013(1-3)	636578	18854	209771	93960	212805	1171968	1796424	9.23%	6.62%
	2014(1-3)	683458	19346	176559	85729	216314	1181406	1788043	0.81%	-0.47%
变化率	2012-2013	17.84%	7.73%	-2.67%	-1.23%	4.04%	9.23%			
	2013-2014	7.36%	2.61%	-15.83%	-8.76%	1.65%	0.81%			
变化值	2012-2013	96383	1353	-5761	-1169	8272	99078			
	2013-2014	46880	492	-33212	-8231	3509	9438			

表2 广东省高速公路收费车辆车型分类标准及收费系数表

车辆 分类	车型分类标准				主要车型车种	收费系数
	轴 数	轮 数	车头高 度/m	轴距 /m		
一	2	2-4	<1.3	<3.2	小轿车、吉普车、的士头货车、摩托车	1
二	2	4	≥1.3	≥3.2	面包车、小型人货车、轻型货车、小型客车	1.5
三	2	6	≥1.3	≥3.2	中型客车、大型客车、中型货车	2
四	3	6-10	≥1.3	≥3.2	大型豪华客车、双层大客车、大型货车、大型拖(挂)车、20英尺集装箱车	3
五	>3	>10	≥1.3	≥3.2	重型货车、重型拖(挂)车、40英尺集装箱车	3.5

3 武广高铁及广珠轻轨对公路通道分流的影响

我们再结合2009年武广高铁开通对京珠高速公路通道的影响和2011年广珠轻轨开通对广珠东、西线公路通道的分流影响进行分析。

武广专线于2009年12月26日通车,其客运量主要来自于原来的京广铁路,同时也会分流部分京珠高速的客运车流量,根据京珠高速公路统计,与2009年相比,2010年京珠北高速交通量与收费收入的增长为9.9%左右,基本与历史平均增长水平相当,扣除增长波动因素,基本可以认为武广客运专线对京珠高速的分流影响很小。

从广珠城轨对广珠东线的影响来看,广珠城轨于2011年1月17日正式通车,1月份的日均客流量是34103人次,二月份日均客流是55149人次,根据广珠东线统计,2011年1-4月,广珠东线高速的交通量比2010年同期增长1.57%,与广珠东线2005-2010年间交通量年均增长11%相比,增长率降低约9.5个百分点,如果扣除广珠西线二期(2010年6月25日)通车对广珠东线的分流影响(估计其平均分流比例为7%左右),由广珠城际轨道对广珠东线的分流影响估计在2.5%左右,肯定不会超过5%,因此,从广珠城轨对广珠东线的分流来看,轨道交通对高速公路的分流影响也是比较小的。

4 小结

定性判断来看:高速铁路及轨道交通对高速公路是会有分流影响,但其影响较小,其对高速公路的分流影响主要体同在客运交通量上:目前,高速公路的客运交通量主要分为中小客车和大客车,其中小客车占绝大多数,约为客车总数的50%~70%以上,大客车在客车中的比重一般在10%~15%左右。对中小客车而言,主要由个体和企业使用,对于这部分用户,其对方便快捷的要求较高,对于费用的敏感性较低,与轨道交通相比,高速公路的点到点、门到门的方便快捷的优点显得尤为重要,因此对中小客车用户而言,轨道交通对其吸引力不大;对于大客车用户而言,轨道交通准点、舒适的优点显得较为突出,此时,轨道交通有一定的吸引力。因此,轨道交通对高速公路的分流其实主要是体现在大客车的客运交通上,但因大客车在客车中的总体比例较小,所以其分流影响对高速公路的客货车的总体交通量而言显得微不足道。

参考文献:

- [1] 吴如龙,杨鹏. 开阳高速交通量预测及适应性分析[R]. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2014(5):3-47~48.
- [2] 陈爱萍,吴如龙. 京珠高速公路广珠段交通量及收费收入预测报告[R]. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2011(5):3-14.

综合物探方法在某岩溶区桥梁工程地质勘察中的应用

林少忠

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文结合公路工程地质工作实例,介绍了综合物探方法在广清高速公路扩建工程流溪河大桥工程地质勘察中的应用及效果,并对其作出总结,以期今后岩溶区地区公路工程地质勘察提供有益的借鉴经验。

关键词: 综合物探方法; 岩溶; 应用; 管波探测法

1 前言

广清高速公路改扩建工程流溪河大桥起点位于广清高速朝阳立交 K5 + 870, 终点位于江高立交变宽段处 K10 + 000, 路线全长 4.13km。大桥位于流溪河冲积及冲洪积平原, 地形平坦。桥位区基底为下石炭统的石磴子组灰岩, 根据已有地质资料显示, 流溪河旧桥桥位区岩面起伏较大, 岩溶发育, 主要受层面和区域断褶构造控制, 规模及形态均无规律性, 钻孔遇洞率高, 钻探深度范围内局部遇十几个溶洞, 单层溶洞高最大可达十几米。由此可见, 新建流溪河大桥工程勘察的重点为岩溶问题, 而常规的钻探手段已不能详细查明桥位区的岩溶发育情况, 为此在钻探的基础上必须采取必要的综合物探手段予以查明。

2 综合物探方法的选择

针对桥位区工程地质条件及岩土层物性差

异, 结合岩溶地区公路工程勘察的物探方法及其组合方式(表 1), 同时引入一种新的物探方法 - 管波探测法, 遵循“先面后点、先疏后密、先地面后地下, 先控制后一般”的原则, 最终确定采用“面 + 线 + 点”模式开展综合物探工作, 即采用“瞬变电磁法 + 跨孔弹性波 CT 法 + 管波探测法”。

综合物探开展顺序如下:

(1) 前期阶段为查明流溪河大桥工程水上 20[#]、21[#] 主墩范围地基有无规模较大的岩溶存在, 为下一阶段工作提供依据, 采用了瞬变电磁法进行勘察。

(2) 根据初步钻探及物探成果, 对揭露岩溶发育的部分桥梁墩台(20[#]、21[#] 主墩、引桥 31[#]、35[#]、36[#] 墩等) 采用跨孔弹性波 CT 法进一步探测剖面范围内的岩面起伏、岩溶发育、岩溶连通情况。

(3) 根据进一步的钻探成果, 对大部分的钻孔采用了管波探测法, 探测孔旁一定范围内的岩溶、软弱夹层及裂隙带的发育分布情况。

表 1 岩溶地区公路工程勘察的物探方法及其组合方式^[6]

勘察阶段	工程类型	场地条件	物探方法及其组合方式	
			一般情况	复杂情况
初勘	路	有覆盖层	高密度电法	高密度电法 + 浅层地震折射波法、反射波法、面波
	桥	有覆盖层	直流电法	三维电法或直流电法 + 反射波法
	隧	浅埋		高密度电法
中 ~ 深埋			瞬变电磁法或可控源音频大地电磁测深法	瞬变电磁法 + 反射波法、或可控源音频大地电磁测深法 + 反射波法

(续表 1)

勘察阶段	工程类型	场地条件	物探方法及其组合方式		
			一般情况	复杂情况	
详勘	路	裸露地段		地质雷达	——
		有覆盖层或埋深较大		层析成像	——
	桥	钻孔有水或钻孔灌水的保水效果好	一般情况	声波层析成像 (CT)	电磁波层析成像 (CT) + 弹性波层析成像 (CT)
			钻孔距离较大	地震波层析成像 (CT)	弹性波层析成像 (CT)
		钻孔无水或钻孔灌水的保水效果差	一般情况	甚高频电磁波层析成像 (CT), 电磁波频率要在 60MHz 以上	——
			钻孔距离较大	电磁波层析成像 (CT), 其电磁波频率在 10 ~ 60MHz 之间	——
隧	钻孔有水或钻孔灌水的保水效果好		可采用地震波层析成像 (CT)	电磁波层析成像 (CT) + 弹性波层析成像 (CT)	
		钻孔无水或钻孔灌水的保水效果差		电磁波层析成像 (CT), 其电磁波频率在 10 ~ 60MHz 之间	——

3 完成的物探工作量

(1) 瞬变电磁法物探测线主要沿主桥墩长轴方向布置, 共布置完成 6 条测线, 测线编号 L1 ~ L6, 测线总长度为 360m。20# 主墩测线布置示意图如图 1。

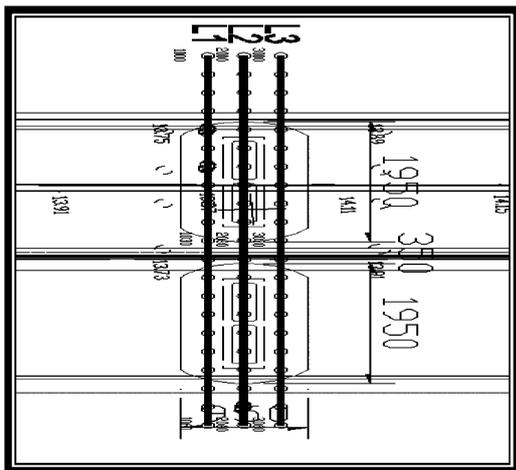


图 1 瞬变电磁法测线布置示意图

(2) 跨孔弹性波 CT 法物探测线主要沿桥墩长短轴方向交叉布置, 共布置完成 13 条 CT 剖面 (测试点合计 25690 检波点 o 炮)。20# 主墩测线布置示意图如图 2。

(3) 管波探测法主要在揭露岩溶的钻孔孔内实施, 共布置完成管波探测 72 个孔。

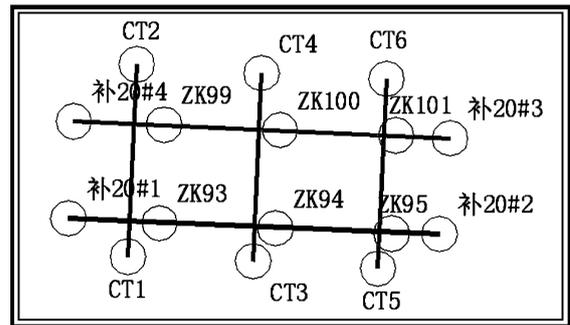


图 2 20# 主墩瞬变电磁法测线布置示意图

4 综合物探成果分析

下面以主墩 20# 墩为例分析综合物探方法的应用成果。

4.1 瞬变电磁法

根据综合解译, 主要存在的异常点有: 测线 L6 的 6015 ~ 6018 号点和 L6 的 6042 ~ 6045 号点附近测段。推断 L6 的 6015 ~ 6018 号点异常区发育的空间位置: 里程约 K7 + 490 ~ K7 + 492、中轴线偏左 16 ~ 11.4m, 高程 - 20 ~ - 25m, 深度 15 ~ 20m, 形状可能为溶沟; 推断 L6 的 6042 ~ 6045 号点异常区发育的空间位置: 里程约 K7 + 490 ~ K7 + 492、中轴线偏右 11.5 ~ 15.9m, 高程 - 16 ~ - 23m, 深度 13 ~ 20m, 形状可能为溶沟。

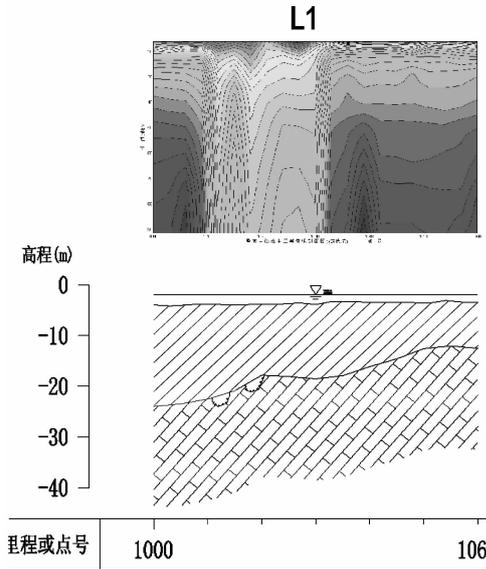


图3 L1测线电压等值线图及解释剖面图

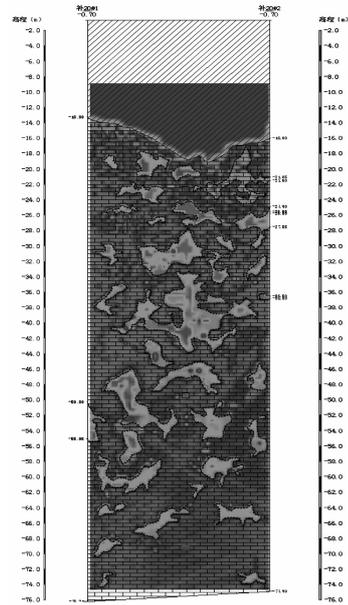
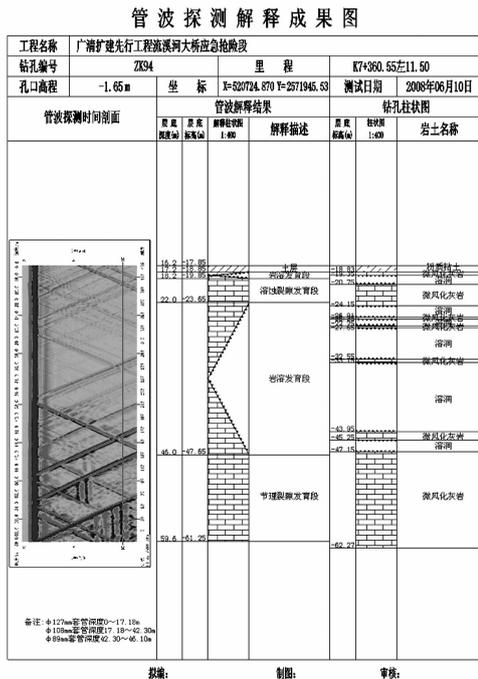


图4 20#跨孔弹性波反演波速影像及地质解释剖面图



勘探工作开展提供了有效的依据。

4.2 跨孔弹性波 CT 法:

根据综合解译,探明了跨孔 CT 探测剖面内的岩面起伏情况及岩溶分布情况,其中 20 号墩(解译结果见图 4)、21 号墩岩溶强烈发育,岩面附近强烈发育,其他深度岩溶发育无明显规律,部分洞体规模较大,并且是连通的。31 号墩岩溶较发育,个别洞体规模较大。35、36 号墩剖面岩溶较发育,部分洞体规模较大。

同时从宏观上总结了上述墩位的岩溶发育规律:从垂向上看,岩溶集中发育在岩面附近,并且部分是连通的。初步判定连续完整岩层的大致范围,如根据 20#墩范围连续完整基岩标高位于 -70m 之下,为下一步钻探深度的确定及管波探测的开展提供了依据。

4.3 管波探测法

根据综合解译,基本查明所测试钻孔周围的岩溶发育情况,管波探测法的探测半径总体上约 1.0m。根据统计,探测解译洞高在 0.20 ~ 12.70m 之间,管波探测解译结果基本上与相应钻孔钻探已揭露岩溶发育情况相一致,其中 65 个钻孔探测解译到钻孔部分未揭露到的节理裂隙发育(密集)段、溶蚀裂隙发育段、软弱夹层、岩溶发育段等,占测试孔数的 90.27%,对钻探终孔深度的确定起到了指导作用,累计加深钻孔 43 个。如 ZK136 号钻孔,钻孔钻至孔深 24.1m,标高 -20.7m 时,已钻进完整微风化岩 8.5m,然后进行管波探测,于标高 -16.2 ~ -17.2m、-17.2 ~ -20.6m 分别发现岩溶发育段和岩溶裂隙发育段,之后根据探测解释成果,对钻孔继续加深钻探,钻至 -26.4m 标高时再次进行管波探测,探测结果显示加深孔段为连续完整岩层可以终孔。

5 总结

(1)在流溪河大桥的勘察过程中,在一桩一孔钻探工作的基础上,开展综合物探工作,详细查明了桥位区的岩溶发育情况,为设计提供了较为准确

的地质资料,有效的指导了施工。桩基施工及检测过程中发现实际地质情况与物探成果基本相符,因岩溶问题引起的桩基变更较少,同时未出现因岩溶引起的地面塌陷等工程事故,取得了一定的经济效益。

(2)岩溶地区的公路工程勘察,仅靠钻探等传统勘探手段难以取得较好的效果,应开展综合物探工作,仔细研究其适应条件、适应范围、探测深度和精度,针对不同的地形地貌,地层岩性等地质条件,选择合理的物探方法组合方式,可以取得更好的物探效果。

(3)对具体公路工程综合物探的开展,其工作量的布置宜遵循“先点后点、先疏后密、先地面后地下,先控制后一般”的原则。基于这一原则,在流溪河大桥的勘察过程中采用的“面+线+点”模式取得了较好的勘察效果。

(4)对不同物探方法所获得的成果要注意对比分析,进行相互印证,同时应与钻探工作紧密结合,以获得最准确合理的勘察成果。

(5)管波探测法作为一种新的物探方法,探测范围大于一般钻探口径,弥补钻探“一孔之见”的不足,可探测孔旁一定范围的节理裂隙发育(密集)、溶蚀裂隙发育、软弱夹层、岩溶发育等不良地质体,同时具备快速、简便的优点,是对岩溶区一桩一孔钻探工作的有效补充,在今后的岩溶地区公路工程地质勘察中应加以推广应用。

参考文献:

- [1] 广清扩建先行工程施工图设计阶段(流溪河大桥应急抢险段)一次性勘察工程地质勘察报告.广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司,2008.
- [2] 公路工程地质勘察规范,JTG C20-2011.
- [3] 浅层地震勘查技术规范,DZ/T0170-1997.
- [4] 公路工程物探规程,JTG/T C22-2009.
- [5] 地面瞬变电磁法技术规程,DZ/T 0187-1997.
- [6] 岩溶地区公路工程地质勘察技术指南,贵州省交通规划勘察设计研究院,2007.

抗车辙剂在云南的应用

——2014年10月云南路面考察报告

2014年10月29日~10月31日期间,广东省公路学会组织相关会员单位前往云南考察抗车辙剂的应用情况,现将考察情况报告如下:

1 抗车辙剂在云南应用概述

从2007年“车辙王”开始在云南高等级公路应用以来,截至目前为止铺设各类高等级公路和市政道路累积里程达500公里左右,一些道路产生的经济和社会效益已经开始显现。其中包括昆明市昆大线改造(2007年)、昆明市拥广路(2008年)、元磨高速大修工程(2009年)、楚大高速专项整治工程(2009年)、安宁市市政道路新建工程(2010年)等项目。本次考察的项目主要有已建成的大丽高速公路、元双公路以及在建的楚广高速公路。

2 考察项目概况

2.1 大丽高速

大丽高速公路是国家高速公路规划重要干线“杭瑞高速(G56)”的联络线,编号为G5611。大(理)丽(江)高速路由一条全长204km的主线和总长68.1km的两条连接线构成,总长272.1km的大丽高速路是云南公路建设史上建设里程最长、投资规模最大的高速公路项目。全线中面层采用抗车辙剂,其中11个路面标中9个采用了“车辙王”抗车辙剂,掺量为0.4%,该项目于2013年底全线通车。2014年10月期间参观该项目使用情况良好,行车舒适,暂时没有发现车辙现象。

2.2 元双公路

元双公路起于元谋县城,途经牟定县、楚雄市,止于双柏县城,路线全长163.524km,过元谋、牟定、楚雄、双柏四县(市)路段按一级公路标准建设,路基宽20m,其余路段按二级公路标准建设,路基宽8.5m,设计速度60km/h。概算总投资40.4亿元,于2011年11月1日正式通车。该项目全线采用抗车辙剂,其中在一级公路的中面层和二级公路的下面层添加0.4%的车辙剂,上面层添加

0.25%的车辙剂。全线共有5个路面合同段,总铺设面积达到了200万平米。2014年10月期间参观该项目使用情况良好,但局部转弯路段存在小于5mm的轻微车辙。



图1 通车后的大丽高速



图2 元双公路路面景观



图3 元双公路考察现场

2.3 楚广高速

楚广高速公路起于楚雄市苍岭镇马房,接已建安楚高速公路,止于广通火车站附近段家村旁,全长16.93km,全线采用双向四车道标准建设,设计车速为80km/h,项目总投资16.57亿元。楚广高速公路路面结构如表1。

表1 楚广高速公路路面结构

序号	层次	厚度/cm	材料名称
1	上面层	4	SBS 改性 SMA-13
2	中面层	6	抗车辙剂中粒式沥青混凝土 AC-20C
3	下面层	8	粗粒式沥青混凝土 AC-25C
4	下封层	0.6	ES-2 改性乳化沥青稀浆封层
5	基层	35	水泥稳定碎石
6	底基层	20	级配碎石

楚广高速中抗车辙剂主要应用在中面层,经试验后掺量选用4%,2014年10月参观期间该项目正在进行路面施工。



图4 施工中的楚广高速公路



图5 抗车辙剂

3 抗车辙剂路用性能和经济性分析

3.1 作用机理

“抗车辙剂”是以一种或多种纤维聚合物材料,经过一定工艺合成的高分子聚合物,可通过拌合或熔融分散在沥青混合料中,以改善或提高沥青混合料抗车辙性能的沥青混合料外加剂。它的作用机理为:通过集料表面的增粘、加筋、填充以及沥青改性、弹性恢复等多重作用而大幅提高沥青混合料的高温稳定性,并对混合料的水稳定性和低温抗裂性也有改善。简单讲就是“胶结作用”、“加筋作用”、“嵌挤作用”、“变形恢复作用”。

3.2 主要优缺点

3.2.1 优点

①性能卓越。在普通沥青混合料中掺加3‰~5‰的车辙王,即可显著提高沥青混合料的高温性能,并改善抗水损坏性能、抗低温开裂性能等。楚广高速掺加抗车辙剂后中面层动稳定度达到了10000~15000次左右,比一般的改性沥青混合料增加近2倍。

②不影响配合比设计。在任何掺量下不改变沥青混合料的级配,仅需对油石比进行微调。

③加工工艺简单。与传统沥青改性工艺相比,车辙王直接投入拌和缸内与集料进行拌和,不需要增加特殊设备,可显著降低生产过程中的能耗,同时避免了改性沥青储存稳定性差的问题。

④施工工艺简单。不需增加施工设备,只需提高施工温度,拌和、摊铺、碾压不受影响。

3.2.2 缺点

①拌合楼效率下降。集料、沥青加热温度比普通的高,拌合时间需要适当延长(尤其是干拌时间),导致拌合楼的产量下降,降低了工作效率。

②压实工艺要求高。掺加了抗车辙剂后,沥青混合料的“温度敏感区”加宽,由原来的90~110℃左右加大到90~120℃左右,增加了高温碾压的难度,对设备和机手的要求高。

③检测工作量加大。目前,抗车辙剂的添加量

只能在拌合现场控制,不能通过试验来准确确定掺加量。近似的做法是在室内通过做相同沥青用量下掺加车辙剂或不掺加车辙剂混合料的含油量之差来近似得出车辙剂的掺加量,加大了试验工作量。

3.2.3 掺加量及经济分析

车辙王常规掺量为沥青混合料总重量的3‰~5‰,楚广高速公路经试验后选用的是4‰。抗车辙剂(海川车辙王)价格为16000元/吨,同类的法国PR为25000元/吨,其他的DOMIX、RA等价格基本为20000元/吨)。每吨SBS改性沥青较普通沥青增加成本为1500元。

假设上面层用油量4.8%,中面层用油量4.4%,上面层车辙剂掺量为0.35%,中面层车辙剂掺量为0.4%,则每吨沥青混合料增加成本计算如下:

A、车辙剂中面层增加成本:

$$4\text{kg} \times 16.0 \text{元/kg} = 64.0 \text{元}$$

上面层增加成本: $3.5\text{kg} \times 16.0 \text{元} = 56.0 \text{元}$

B、SBS增加成本:上面层为 $48 \times 1.5 = 72.0 \text{元}$

中面层为 $44 \times 1.5 = 66.0 \text{元}$

由上可以看出,通过添加抗车辙剂不仅能够大幅提高沥青路面的多种性能,而且较常用的SBS改性造价格略微减少。

4 问题与建议

4.1 有关抗车辙剂的推广应有

我省气候多为湿热多雨的亚热带气候,交通量大,超载现象在个别高速公路相当普遍,路面车辙是主要路面病害之一。抗车辙剂在云南的应有效果是良好的,我省气候条件与云南有一定相似性,但由于云南高速公路的交通量普遍较低,抗车辙剂在重交通条件下的使用效果依然需要进行充分的论证,建议可先选取项目铺设试验路,在验证效果并积累经验后再做进一步推广。

4.2 其它建设理念和施工工艺

楚广高速中基层施工采用了分两层连续摊铺,一次碾压的施工工艺,既利于施工作业又有效保证了基层的整体性和良好受力结构,避免了层间接触不良导致的路面病害,同时该施工方法连续作业,可加快施工进度。该施工方法曾在云南多个项目实践,应有情况良好,而广东半刚性基层路面较多,同时半刚性基层又是水损害问题比较突出的层面,该施工方法对我省具有一定参考意义。

(陈星光 报道)

“强大 HVE 特种复合改性沥青及 HVE 超粘磨耗层技术” 现场交流报道

为了开拓工程技术人员设计思路,了解“强大 HVE 特种复合改性沥青技术”(它是用 SBS 改性进口优质沥青并添加复合组分直接乳化成慢裂快凝乳化改性沥青,主要用于冷拌冷铺超粘磨耗层、热拌超薄磨耗层等),促进公路科技成果的转化与应用。2014 年 9 月 29 日上午,在技术质量部王强副总工的带领下,我院技术人员一行 9 人前往广明高速公路广州段进行为期半天的技术交流参观活动。

强大沥青公司现场负责人给我们介绍了强大 HVE 特种复合改性沥青生产工艺、技术特征、性能、性价比,超薄沥青砼的面层的发展史,并现场解答了技术人员中存在的疑问。随后我们参观了整个超薄沥青耐磨层的摊铺过程。

通过本次技术交流会,大家认识到沥青超薄耐磨层技术的革新,对已营运高速路面养护,可避免或降低公路附属设施的改造、能够有效减少路面噪音、快速摊铺和快速开放交通,减少封路对交通造成的影响。可广泛应用于高速公路、城市道路、桥面、高架道路、隧道道路等沥青路面的预防性养护、轻微病害的纠正性养护及新建道路的表面磨耗层等。



(刘祥兴 报道)

2014 全国钢桥梁设计与施工关键技术 高级讲座咨询会

11 月 1 日 - 3 日,由中国城建土木工程科学技术研究会主办的“2014 全国钢桥梁设计与施工关键技术高级讲座咨询会”在上海市举行。

随着我国公路、铁路桥梁建设快速发展,尤其近十年来我国进入钢结构桥梁的飞速发展阶段。随着大批超大跨径跨河、跨海大桥、钢 - 混凝土组

合结构桥梁相继建成,使我国在钢结构桥梁设计理论、加工、制造技术及工程管理等各方面在全面引进、消化、吸收国外先进经验的同时不断创新,实现了跨越式发展。会议围绕目前我国钢桥设计与施工的最新研究成果和存在的问题展开了研讨和交流。

会上主讲专家们对公路、铁路钢桥设计与施工技术新进展,钢桥设计施工成套技术研究、钢结构桥梁设计的关键问题、钢结构桥梁规范的编制与研究、高速铁路大跨度钢桥设计与施工新技术等方面开展专题报告。同济大学桥梁工程系吴冲教授对《钢桥设计制作安装常见问题》、《中小跨径钢桥的合理结构形式与应用前景》等课题作了专题报告,分析了钢桥设计、施工中常遇到的问题并提出合理化建议;介绍了中小跨钢桥的常用结构形式和设计关键技术,就其标准化的应用前景

做了探讨。中铁大桥院总工易伦雄就《大跨度铁路钢桥设计及关键建造技术》方面做了专题报告,介绍了大跨度铁路钢桥工程实例、技术特点、材料与结构的关键技术、钢桁梁斜拉桥的技术创新、钢拱桥建造关键技术等方面内容。

会议上专家们一致认为目前国内钢结构桥梁设计理论和制造工艺日趋成熟,随着高强新材料的出现及相关规范研究的完善,钢结构桥梁具有良好的应用前景。

(林敏报道)

测绘成果核心涉密人员岗位培训报道

2014年9月10日至12日,由中国测绘科学研究院主办、国家测绘地理信息局地名研究所承办的测绘成果核心涉密人员岗位培训大会在山东省济南市顺利召开,全国各地近700位测绘保密工作人员参加了此次培训。会议邀请了国家测绘地理信息局测绘成果管理司刘大可副司长、国家测绘地理信息局测绘成果管理司刘金玉处长、国家基础地理信息中心网络部主任翟永以等国家保密有关专家对学员进行测绘成果保密工作培训。

刘大可副司长以《涉密测绘成果的管理与使用》为主题对学员进行了培训,向与会学员指出涉密测绘成果管理在当今信息化条件下面临的形势不容乐观,并向学员详细讲解了涉密测绘成果管理的法规与制度,为涉密测绘成果管理提供政策上的支持。对现场学员提出了涉密测绘成果管理的具体措施和工作要求,各单位对其制作的国家秘密载体必须标注密级和保密期限;复制、扫描必须经过批准和登记备案;使用目的或项目完成后,要按照有关规定及时由专人核对、销毁涉密测绘成果;“上网不涉密,涉密不上网”等等一系列的保密措施和要求。这些具体措施要求的提出,对国家涉密测绘成果管理人员的保密工作提供了具体的思路和方法。

翟永教授以《测绘成果安全保密技术防范》为主题,重点从技术防范的角度对学员进行了培训。翟教授动形象地向与会学员阐述了保密管理的基本思路。他着重强调了技术在保密管理工作的重要性,提出要从科学隔离、验明正身、“封堵”端口、规范“数据流动”和定期检查五个大方面来确保测绘成果保密管理工作顺利进行,并提供强大的技术支持。

刘金玉处长首先在现场播放了《地理信息安全保密警示片》,用非常直观的方式向在会学员介绍了地理信息安全保密工作的重要性。刘金玉处长指出,在当今高度信息化条件下,涉密测绘成果保密管理正面临着严峻形势,国家安全面临的威胁以及地理信息应用广泛等内外因素都对涉密测绘成果保密管理工作提出了更加严格的要求。刘处长向大家列举了现今涉密测绘成果保密管理存在的包括违规复制扫描销毁涉密测绘成果、非法转让转借出卖涉密测绘成果在内的五大问题,并提出了具体措施:一是建立健全管理制度,二是落实保密管理责任,三是强化重点环节管理措施,四是开展保密检查和宣传教育。

本次培训内容丰富,从操作流程、调查技巧、重点注意事项以及出现群体事情的应对措施都有

重点介绍,对于今后从事保密管理工作具有重要的指导作用。本次培训进一步增强了自身对信息安全保密工作的重视,也增强了政治意识、危机意识和责任意识,增加了保密意识的有效手段,通过

此次培训,认真学习了测绘成果保密管理法规政策,从政策源头、思想意识和技术手段上,更好地做好保密工作。

(原春红 报道)

低空摄影测量与相关应用技术研讨会

近年来,随着低空飞行器制造技术、航空摄影技术和遥感数据处理技术的快速发展,低空摄影测量已成为快速获取地理信息的一项重要手段,在应急救援、突发事件处置、数字城市建设、国土资源调查、地质灾害监测等领域发挥了重要作用。为积极响应国家政策引导,进一步推动低空摄影技术在实际生产中的应用,由广东省测绘学会、香港工程测量师学会联合主办的“低空摄影测量与相关应用技术研讨会”在深圳市举行。

2014年8月14日中国工程院院士刘先林重点介绍了“为智慧城市服务的地理信息采集”;深圳大学校长李清泉教授的报告主题是“无人机在海岸带地理环境监测中的应用研究”;香港理工大学史文中教授就“地理国情监测中的变化监测技术”做了专题报告;广东省国土资源测绘院唐力明总工的报告主题是“无人机低空摄影遥感系统及应用”;香港政府地政总署区智浩土地测量师介绍了“无人机在香港地籍测量上的应用和操作上的限制”;香港政府土木工程扩展署蔡滨土

地测量师介绍了“无人机航测在工程测量上的应用和发展”;深圳市勘察研究院有限公司卢永华副总工介绍了“低空摄影测量在深圳市的实践应用情况”;北京数维翔图高新技术有限公司赵星涛副总经理介绍了“无人机低空航摄技术的最新发展及其在测绘和相关领域的应用和实例展示”;武汉胜图科技有限公司刘云飞经理介绍了“低空遥感数据处理技术在测绘4D产品生产中的应用”;北京航空航天大学特种飞行器研究所黄一鸣综合办主任介绍了“无人飞艇在低空测绘应用方面的情况和发展展望”。

2014年8月15日上午到深圳坪山航飞基地参观低空航摄设备,观看了无人飞艇航摄演练和无人飞机航摄演练。

本次研讨会是我省首次以低空摄影测量为主题,以产、学、研形式,全面交流相关研究成果和应用经验,有利于进一步推动该技术在实际生产中的应用。

(邱赞富 报道)

节能减排评估师岗位能力培训报道

2014年10月23日至28日,发改委中国经济体制改革研究会产业改革与企业发展改革委员会在河南省郑州市举办节能减排评估师岗位能力培训。

在新时期下,作为人类社会面临的共同挑战,气候变化已经成为当前国际社会高度关注的全球问题。我国的温室气体排放总量已成为世界第一

排放大国,近年来更是呈高速增长的趋势。节能减排作为实现经济发展和保护环境双赢的有效途径,不仅是我国自身可持续发展的内在要求,也是为全球减缓气候变化做出的重要贡献。促进节能减排是我国可持续发展面临的长期而艰巨的任务,面对国内和国际的双重压力,只有政府、企业、

公众等全社会的共同努力,才能积极地应对严峻的挑战,走出一条具有中国特色的可持续发展之路。

本次培训首先由中国海洋石油总公司能源经济研究院的首席能源研究院陈卫东分析了当今世界能源发展趋势及能源转型的几个明显特征,并研究了能源转型带来的新挑战和机遇。第二天高级能源审计师樊文舫老师从现行节能减排机制和能源管理体系入手,讲解了节能减排的计算方法及节能减排报告的编写技巧。第三天,由美国注册能效评估师周湘梅老师系统的介绍了能源管理体系,并通过相关能源评审和能源管理体系策划

案例诠释了能源管理体系的应用。最后由国家发改委/世界银行/中国节能促进项目办公室王树茂主任讲解了项目节能量的测量和验证,王老师为我们分析国内及国际的主流节能量的测量和验证方法后,提炼出一套更加贴合实际的节能量测量方法,并通过案例详细验证了方法的可行性。

本次培训内容丰富,涵盖了国内及国际节能减排测算及评估报告的全部方面。从评估流程、测算方法、重点注意事项等方面都有重点介绍,对于今后从事节能减排定量测算及评定报告的编制工作具有重要指导作用。

(罗 赞 报道)

公司承办“2014年广东省城市道路与桥梁建设技术交流”获得圆满成功

为展示我省近年来城市道路与桥梁建设成就,交流和推广成功经验,进一步推动我省城市道路与桥梁建设和技术创新,由广东省土木建筑学会及学会市政工程专业委员会主办,我司和广州市市政工程设计研究院承办的“2014年广东省城市道路与桥梁建设技术交流会”于2014年12月18日-19日在广州召开。

交流会上我司黄湛军总经理致欢迎辞。梁立农总工程师作了“凤凰三桥和江顺大桥总体设计

与技术创新”主题报告和“广东桥梁技术发展与创新”专题报告,受到热烈好评。我司技术人员兰南、陈万里、姜启珍、魏朝柱、郑楷柱先后作了相关专题报告。

交流会由来自省内外的同行及专家200多人参加。19日参观了由我司设计的江门江顺大桥和南沙凤凰三桥施工现场,并与项目承包方进行了现场交流。

(刘祥兴 报道)