煤矸石乳化沥青混合料参数优化及强度机理研究

陈　东，汤彬彬，卢　达，蒋　博
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章在正交试验的设计理念下，研究影响煤矸石乳化沥青混合料性能的因素。通过对材料组成进行优化分析，采用浸水马歇尔试验评价其水稳定性，并从微观角度分析煤矸石乳化沥青混合料的强度形成机理。结果表明：煤矸石乳化沥青混合料中最佳组合掺量为乳化沥青7.5%、煤矸石5%、水5.5%；乳化沥青混合料的抗水损害能力与煤矸石掺量的增加成正比；从微观角度看，煤矸石乳化沥青混合料的强度是由煤矸石水化产物和沥青共同胶结形成的，水化产物 $CaCO_3$ 填充内部空隙是提高混合料水稳定性的关键。

关键词：煤矸石；乳化沥青混合料；参数优化；强度；机理研究
中图分类号：U416.02　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.001
文章编号：1673-4874(2022)03-0001-05

0　引言

乳化沥青混合料搅拌是在常温下进行，摊铺过程中无须加热，在降低成本的基础上减少了环境污染和能源消耗，但其存在着早期强度差、破乳速度慢、水稳定性差等缺点，严重制约了其推广应用。我国每年排放丢弃约2亿～3亿t工业废渣煤矸石[1]，本研究在采用煤矸石粉末解决乳化沥青混合料缺点的同时，寻找一种高效利用工业废渣煤矸石的有效途径[2]。

Mohsen等分析了煤矸石集料的物理力学性能，表明煤矸石集料除含有扁平和细长颗粒外，均能满足规范要求[3]。2015年杨晓凯等根据室内试验的研究结果确定经活化煤矸石改性后沥青胶浆的抗剪强度和高温性能大幅提升，但低温性能变化不大，研究成果为活化煤矸石替代矿粉作为沥青混合料填料提供了参考依据[4]。2016年张映雪等在乳化沥青冷再生混合料中添加煤矸石和煤矸石灰预提高其综合性能，研究成果表明掺入煤矸石及煤矸石灰后冷再生沥青混合料的马歇尔稳定度、抗拉强度等力学性能均有显著提高，进一步研究发现煤矸石灰在提高抗水损害方面优于煤矸石[5]。2017年熊锐等在研究煤矸石粉、水镁石纤维改性沥青混合料路用性能时发现煤矸石粉可有效改善沥青胶浆的温度敏感性，而水镁石纤维在沥青胶浆中可形成三维网络增强结构，这是提高沥青混合料路用性能的关键[6]；同年冯新军等进一步研究发现煤矸石灰沥青混合料在降低煤矸石环境污染的同时可获得与普通硅酸盐水泥混凝土相同的力学性能[7]。2019年洪荣宝选

作者简介：陈　东（1992—），硕士，工程师，主要从事高速公路路基路面设计工作；
汤彬彬（1993—），硕士，工程师，主要从事道路工程研究工作；
卢　达（1972—），高级工程师，主要从事高速公路路面设计工作；
蒋　博（1990—），硕士，工程师，主要从事高速公路路面设计工作。

用煤矸石粉等量代替矿粉作为填料以及同时增加聚酯纤维作为增韧材料形成沥青混合料，由 SCB 试验和扫描电镜试验结果可知，煤矸石代替 50%矿粉时沥青混合料内部空隙较少、结构致密，抗裂性能最优，而聚酯纤维在沥青混合料中的掺量为 0.4%时分散性最好，整体强度和抗裂性最优[8]。

本文在正交试验设计的基础上，研究了影响煤矸石乳化沥青混合料性能的因素，并对其材料组成参数进行了优化，考虑到两个因素的耦合效应，采用浸水马歇尔试验对其水稳定性进行评价。最后，从微观角度分析了煤矸石乳化沥青混合料的强度形成机理。

1 原材料技术性能

1.1 原材料

本文采用自制的慢裂快凝阳离子乳化沥青，蒸发残留物含量为 62.0%，其各项指标满足规范要求，如表 1 所示。乳化沥青混合料中粗、细集料均为本地生产的石灰岩石料，试验前应对其力学性能指标进行检查，合格后方可使用。本研究使用的煤矸石粉来自电厂产生的废煤矸石，经磨细过0.3 mm方孔筛形成。通过 X 射线荧光分析可知煤矸石是一种低钙矿物，SiO_2、Al_2O_3 含量合计高达 85%，具有类似于水泥的高活性，其化学成分如表 2 所示。

表 1 乳化沥青性能指标检测结果表

项目		技术标准	测定值
储存稳定性(%)	1 d	≤1	0.7
	5 d	≤5	3.5
蒸发残留物性质	蒸发残留物含量(%)	≥60	62.0
	针入度(25 ℃)(0.1 mm)	40～100	53.3
	软化点(℃)	≥57	65
	延度(5 ℃)(cm)	≥20	29.3

表 2 煤矸石粉化学组成成分表

化学成分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	K_2O	其他
含量(%)	49.72	35.28	10.07	2.04	1.26	1.29	0.34

1.2 混合料级配

乳化沥青混合料主要用于沥青路面中下面层，目前行业内对于级配类型的选择没有一定的标准。根据已有文献成果可知乳化沥青混合料采用密级配性能较好，所以本研究采用 AC－25C 级配类型，级配曲线如图 1 所示。

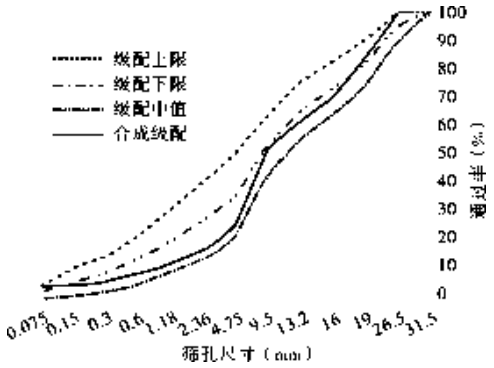


图 1 乳化沥青混合料 AC－25C 级配曲线图

2 试验方法

本研究在正交试验设计的理念下采用马歇尔试验研究煤矸石乳化沥青混合料性能的影响因素。正交试验设计参数包括煤矸石掺量、乳化沥青用量、外掺水量，如表 3 所示。根据规范要求采用圆柱形马歇尔击实试件，高度为 63.5 mm，直径为 101.6 mm。为了使煤矸石粉在混合料中分散均匀，先将煤矸石与矿粉、集料混合均匀，然后加入乳化沥青形成煤矸石乳化沥青混合料。试件击实成型分两个阶段进行：第一个阶段对正反面分别击实 50 次；第二阶段在 60 ℃烘箱中养护 24 h 后再进行正反面击实 25 次。同时本研究通过浸水马歇尔试验评价其水稳定性。

表 3 正交试验设计参数表

序号	煤矸石掺量(%)	乳化沥青用量(%)	外掺水量(%)
1	2	6.5	4.5
2	3	7	5
3	4	7.5	5.5
4	5	8	6

3 试验结果分析

3.1 影响因素分析

依据上述试验参数和方法严格按照规范进行马歇尔试验，试验结果如表 4 所示。对试验结果进行极差分析，研究各参数对试验结果的影响权重，如表 5 所示。表 5 中极差 R 越大表示该因素对试验结果的影响越大，K 值越大表示该因素对应试验结果存在极值。

表 4　煤矸石乳化沥青混合料马歇尔试验结果表

序号	参数类型			马歇尔试验结果		
	煤矸石掺量（%）	乳化沥青用量（%）	外掺水量（%）	稳定度（kN）	流值（0.1 mm）	空隙率（%）
1	2	6.5	4.5	9.90	37.83	8.20
2	2	7	5	12.77	37.13	6.98
3	2	7.5	5.5	13.07	41.03	8.66
4	2	8	6	13.25	37.23	6.85
5	3	6.5	5	12.38	38.03	6.92
6	3	7	4.5	9.08	39.23	8.22
7	3	7.5	6	12.01	39.93	8.08
8	3	8	5.5	12.37	38.43	7.43
9	4	6.5	5.5	10.51	42.03	5.94
10	4	7	6	10.21	41.13	7.45
11	4	7.5	4.5	9.65	40.23	8.04
12	4	8	5	10.34	40.73	7.59
13	5	6.5	6	11.40	40.03	8.44
14	5	7	5.5	12.70	38.43	7.79
15	5	7.5	5	12.27	40.83	7.55
16	5	8	4.5	10.66	41.33	7.94

表 5　马歇尔试验结果极差分析表

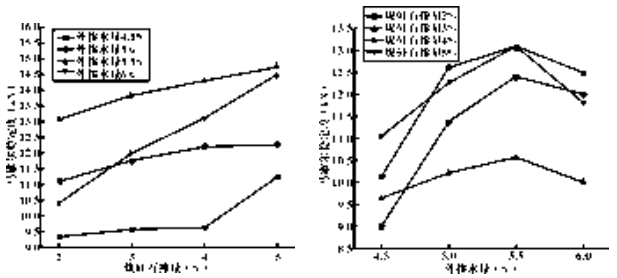
马歇尔试验结果	极差分析	参数类型		
		煤矸石掺量（%）	乳化沥青用量（%）	外掺水量（%）
稳定度(kN)	K_1	12.25	11.05	9.82
	K_2	11.51	11.07	11.94
	K_3	10.18	11.75	12.16
	K_4	11.76	11.66	11.72
	R	2.07	0.7	2.34
流值(0.1 mm)	K_1	38.31	39.48	39.66
	K_2	38.91	38.98	39.18
	K_3	41.03	40.51	39.98
	K_4	40.16	39.43	39.58
	R	2.72	1.53	0.80
空隙率(%)	K_1	7.67	7.38	8.10
	K_2	7.66	7.61	7.26
	K_3	7.26	8.08	7.46
	K_4	7.93	7.45	7.71
	R	0.67	0.70	0.84

由表 5 的极差分析结果可知，外掺水量对煤矸石乳化沥青混合料的稳定度影响最大，煤矸石掺量次之，乳化沥青用量的影响最小。这是由于水是影响乳化沥青混合料工作性能的最主要因素，用水量不足将导致混合料较早破乳，较难压实成型，造成压实度低、稳定性差。同时由 K 值的大小可知，稳定度极值下对应的最佳掺量组合为煤矸石掺量 2%、乳化沥青用量 7.5%、外掺水量 5.5%，即为从稳定度角度出发的最佳组合掺量；对于流值，各因素的影响程度排序为：煤矸石掺量＞乳化沥青用量＞外掺水量，流值极值下对应的最佳组合掺量为煤矸石掺量 4%、乳化沥青用量 7.5%、外掺水量 5.5%；对于空隙率，各因素的影响程度排序为：外掺水量＞乳化沥青用量＞煤矸石掺量，空隙率极值下对应的最佳组合掺量为煤矸石掺量 5%、乳化沥青用量 7.5%、外掺水量 4.5%。

综上所述，根据正交试验的影响因素分析得出，煤矸石乳化沥青混合料中最佳沥青用量为 7.5%，而从稳定度、流值、空隙率等指标结果来看，最佳煤矸石掺量和外掺水量表现不一致，其最佳掺量有待进一步优化分析得出。

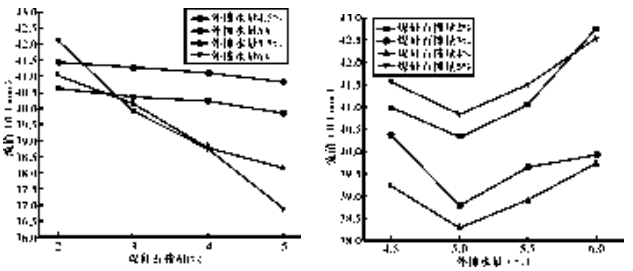
3.2　材料组成优化

在前文研究结论的基础上，分析在最佳乳化沥青用量下煤矸石掺量和外掺水量对稳定度、流值、空隙率的影响，进一步优化材料的组成，试验结果如图 2～4 所示。



(a)煤矸石　　(b)外掺水量

图 2　煤矸石掺量和外掺水量对乳化沥青混合料马歇尔稳定度的影响曲线图



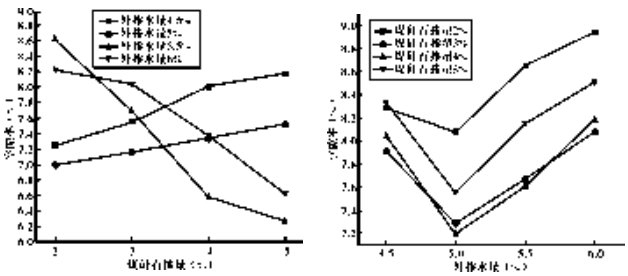
(a)煤矸石　　(b)外掺水量

图 3　煤矸石掺量和外掺水量对乳化沥青混合料流值的影响曲线图

由图 2 可知，随着煤矸石掺量的增加，乳化沥青混合料的马歇尔稳定度不断增大，这表明煤矸石的添

加可提高乳化沥青混合料的稳定度。初步判断煤矸石具有类似于水泥的活性，其水化产物可与沥青胶浆强力粘结，煤矸石掺量越多，粘结作用越明显，而多余的未被水化的煤矸石可代替部分细集料，达到节约石料资源的目的。另一方面随着外掺水量的增加，稳定度表现出先增大后减小的趋势，即用水量过多过少均会影响稳定度的形成，这是因为外掺水量较少时混合料易较早快速破乳，发生结块现象，对混合料强度影响较大；当外掺水量较多时混合料易产生离析现象，在压实过程中沥青胶浆易被压出试件外，造成沥青胶浆流失，影响混合料强度的形成。由图 2 的变化趋势可看出在 5%煤矸石掺量和 5.5%外掺水量材料组合时稳定度均存在一个极值，分别为 14.74 kN 和 13.10 kN，所以初步确定最佳煤矸石掺量和外掺水量分别为 5%和 5.5%。

由图 3 可知，在保证外掺水量一定的情况下，混合料流值随煤矸石掺量成反比例关系，即煤矸石可降低乳化沥青混合料的流值，这是因为煤矸石水化后形成刚性材料，降低了乳化沥青混合料的柔性。同时，由拟合曲线的斜率可知，当外掺水量为 5.5%和 6%时，其对流值的影响显著。当保证煤矸石掺量一定时，流值随用水量的增加先减小后增大，适当的用水量可使煤矸石水化更加充分，产生刚性水化产物的同时降低流值，而当用水量继续增大，直接导致乳化沥青混合料流值增大，反而影响混合料的整体稳定性。



(a)煤矸石　　(b)外掺水量

图 4　煤矸石掺量和外掺水量对乳化沥青混合料空隙率的影响曲线图

由图 4 空隙率指标相关试验结果可知，外掺水量较少时混合料空隙率随煤矸石掺量的增加而不断增大，外掺水量较多时变化趋势反而相反。这是由于煤矸石材料比表面积小，易吸水，外掺水量较小时剩余水分不足以使混合料拌和均匀，压实后形成较多空隙。虽然煤矸石水化产物可在一定程度上填充部分空隙，但是煤矸石掺量较小，产生的水化产物对于填充整个试件的空隙来说作用并不特别明显。总的来说，水化产物填充空隙带来的益处不足以改善混合料拌和不均匀的劣势。在理想情况下，当外掺水量合适时，煤矸石水化产物随着煤矸石掺量的增加而增加，对于填充试件空隙作用明显，达到降低混合料空隙率的目的，同时剩余水分可使混合料拌和均匀。当控制煤矸石掺量一定时，随着外掺水量的增加，混合料空隙率先减小后增大，且增加阶段变化显著，即外掺水量对混合料空隙率影响较大，当外掺水量合适时，混合料能达到更好的压实效果，此时煤矸石的添加可增加混合料密度，试件整体性达到最佳。当煤矸石掺量为 5%和外掺水量为 5.5%时，混合料达到最小空隙率。

综上所述，为了使沥青混合料达到刚柔并济的效果，在混合料拌和均匀的前提下，保证稳定度最大化的同时，流值不应太大或太小，经优化后煤矸石乳化沥青混合料的最佳组合掺量为：乳化沥青用量为 7.5%，煤矸石含量为 5%，用水量为 5.5%。

3.3　水稳定性试验结果分析

在最佳材料组合掺量基础上，采用 AC－25C 级配进行煤矸石乳化沥青混合料浸水马歇尔试验，探索煤矸石对乳化沥青混合料水稳定性的影响，试验结果见表 6。

从表 6 的浸水马歇尔试验结果可以看出，不同煤矸石掺量下残留稳定度均＞80%，满足相关规范要求。煤矸石乳化沥青混合料的水稳定性随煤矸石掺量的增加而增强，进一步说明煤矸石的添加对乳化沥青混合料的抗水损害能力是有益的，这同样是由于煤矸石水化产物在填充混合料空隙的同时增加了混合料的整体稳定性，从而提高了煤矸石乳化沥青混合料的水稳定性。

表 6　煤矸石乳化沥青混合料浸水马歇尔试验结果表

混合料类型	煤矸石掺量（%）	马歇尔稳定度 MS(kN)	浸水马歇尔稳定度 MS_1(kN)	浸水残留稳定度 MS_0(%)
煤矸石乳化沥青混合料	0	11.80	10.24	86.8
	2	12.52	10.98	87.7
	3	12.69	11.32	89.2
	4	12.94	11.68	90.3
	5	13.12	12.08	92.1

3.4　强度形成机理分析

普通的乳化沥青混合料在乳化沥青破乳后，多余的水分会通过蒸发和行车碾压的方式排出，这就会造成沥青与石料的粘附性降低，出现较多水分排出的通道，空隙率增大、强度低、水稳定性差。

对于煤矸石乳化沥青混合料，在最佳材料掺量组合情况下，其强度是由乳化沥青和煤矸石共同作用形成的，沥青和煤矸石水化产物分别起着胶结和提高强度的作用，混合料中大量的水化产物呈絮状或块状，填充混合料内部空隙，使混合料内部结构更加密实，强度大大提升。同时，煤矸石的水化需要消耗乳化沥青中多余的水分，进一步加速了混合料强度的形成。

4　结语

(1)通过正交试验，分析了煤矸石掺量、乳化沥青用量和外掺水量对煤矸石乳化沥青混合料马歇尔稳定度、流值和空隙率的影响，通过马歇尔试验结果以及进一步优化确定了煤矸石乳化沥青混合料中最佳材料组合为 7.5%乳化沥青、5%煤矸石和 5.5%外掺水量。

(2)随着煤矸石掺量的增加，乳化沥青混合料的水稳定性逐渐提升，即煤矸石可显著提升乳化沥青混合料的水稳定性，这是因为煤矸石呈碱性，在潮湿环境下碱性进一步提升，从而加强了集料与沥青的粘结作用。此外，煤矸石的水化产物填充混合料空隙的同时将混合料各组分胶结在一起，从而进一步提高了煤矸石乳化沥青混合料的水稳定性。

(3) 从微观角度可以看出，煤矸石乳化沥青混合料的强度是由乳化沥青和煤矸石共同作用形成的，其中沥青和煤矸石水化产物共同起着胶结作用和强度作用。在混合料强度形成过程中，煤矸石水化可消耗混合料中多余的水分，从而进一步加快混合料强度的形成。混合料的微小孔隙可通过煤矸石水化产物填充，使混合料内部结构致密，强度进一步提高，达到煤矸石废渣再利用的目的，为公路养护的创新发展提供材料基础。

参考文献

[1]X. Fenga, W. Chen, W. Li. Effects of silane coupling agent modified coal waste powder on performance of asphalt mortar and asphalt mixture [J]. International Journal of Pavement Research and Technology, 2020,13(1):383－391.

[2]贺建清，靳　明，阳军生.掺土煤矸石的路用工程力学特性及其填筑技术研究[J].土木工程学报，2008，41(5)：87－90.

[3]A. O. Mohsen. Emulsified cold recycled mixtures using cement kiln dust and coal waste ash－me－chanical－environmental impacts[J]. Journal of Cleaner Production,2018,199(10): 101－111.

[4]杨晓凯，熊　锐，范天奇，等.活化煤矸石改性沥青胶浆流变性能实验研究[J].材料导报，2015，29(6)：135－139.

[5]张映雪，雷　强，罗润洲，等.掺入煤矸石及煤矸石灰的再生沥青混合料性能分析研究[J].中外公路，2016，36(3)：278－280.

[6]熊　锐，刘子铭，杨晓凯，等.煤矸石粉/水镁石纤维改性沥青混合料路用性能[J].筑路机械与施工机械化，2017，34(2)：71－75.

[7]冯新军，赵梦龙，李　猛.煤矸石粉与传统填料沥青混凝土力学性能和环境影响的对比研究[J].中外公路，2017，37(5)：251－256.

[8]洪荣宝.煤矸石粉/聚酯纤维沥青混合料低温抗裂性能试验研究[D].淮南：安徽理工大学，2019.

收稿日期：2021－10－23

基于可靠度指标优化模型的挡土墙稳定性分析

汤彬彬，陈　东，赵紫红，方雪朋
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章根据可靠度指标理论，提出挡土墙稳定性分析的最优化可靠度计算方法，即通过建立求解可靠度指标的优化模型，运用 Matlab 软件优化工具箱计算重力式挡土墙抗倾覆、抗滑移可靠指标和失效概率。与中心点法、JC 法和蒙特卡罗法等计算方法进行比较分析后得出：最优化可靠度计算方法计算精度高，计算效率优于其他算法，并且具有较好的通用性，适用于挡土墙稳定性问题的分析。

关键词：可靠度；优化模型；Matlab；挡土墙；稳定性分析
中图分类号：U417.1+1　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.002
文章编号：1673－4874(2022)03－0006－05

0　引言

在公路工程、桥台、隧道洞口及河流堤岸等工程建设中，挡土墙通常用来承受侧向土压力以防止土体坍塌，在安全防护方面发挥着重大的作用[1-3]。传统判定挡土墙是否失稳的方法是定值分析法，采用安全系数作为判别指标。这种方法经过长期的实践证明，是一种比较简单易行的工程应用方法，但存在很大的隐患。因为安全系数法在计算过程中是把相关的土工参数看作是一个确定性的常量，并没有考虑到各个参数在实际工程应用中的不确定性，即各设计变量的随机性，故而在实际工程中会存在安全隐患，即使设计的安全系数足够，但投入使用后也可能很快发生破坏现象。

从定量的、经验的到概率的，是工程结构设计方法在可靠度分析方面所经历的三个发展阶段。目前在国际上普遍使用的是概率定值设计法，该方法将土工参数看作是随机变量，把可靠度理论引入到挡土墙的设计计算当中，并采用以概率理论为基础所确定的失效概率来衡量挡土墙的可靠性，更加合理有效地反映出挡土墙的安全程度，方便工程师直接运用，促进了工程理论和技术水平的提高，为我国各种设计规范所使用[4-15]。中心点法[16]、JC 法[17]和蒙特卡罗法[18]，是目前常用的可靠度计算方法。其中 JC 法和蒙特卡罗法精度较好，但是迭代次数多、计算速度比较慢；中心点法精度最低。

基于可靠度指标的理论分析，本文提出并重点研究了可应用于于挡土墙稳定性分析的最优化可靠度计算方法，建立了求解可靠度指标的优化模型，在此基础上使用 Matlab 软件编写了计算程序，计算了相应的算例，并将其与常用的中心点法、JC 法和蒙特卡罗法

作者简介：汤彬彬（1993—），硕士，工程师，主要从事道路工程研究工作；
陈　东（1992—），硕士，工程师，主要从事道路工程研究工作；
赵紫红（1992—），硕士，工程师，主要从事道路工程研究工作；
方雪朋（1990—），硕士，工程师，主要从事道路工程研究工作。

等计算方法进行了比较分析。算例比较分析后的结果表明，最优化可靠度计算方法计算精度高，计算效率优于这些算法，并且具有很好的通用性，在挡土墙稳定性的分析方面可以发挥其优势，具有一定的工程实际意义。

1　可靠度指标理论

对挡土墙通常进行抗倾覆和抗滑移的稳定性验算，判别指标分别是抗倾覆稳定性安全系数 K_l 和抗滑移稳定性安全系数 K_S，即：

$$K_S=\frac{\mu(G_n+E_{an})}{E_{at}-G_t} \tag{1}$$

$$K_l=\frac{Gx_0+E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \tag{2}$$

在挡土墙设计过程中通常会遇到功能函数是线性函数的两个基本变量的情况，用 R 来表示挡土墙的承载力——抗力；用 S 来表示挡土墙所承受的各种内力——作用效应，此时，功能函数可表示为：

$$Z=g(R,S)=R-S$$

极限状态方程为：

$$Z=R-S=0 \tag{3}$$

在以 R 和 S 为坐标的平面上，式(3)表示一条直线，称之为极限状态直线，这条直线把所在平面划分为两个区域：可靠区($R>S$)和失效区($R<S$)。当基本变量 R 和 S 恰好满足极限状态方程式(3)时，表示达到极限状态，即点(S、R)位于极限状态的直线上(见图1)。由于挡土墙结构处于临界状态，所以设计中取极限状态作为挡土墙的失效标准。

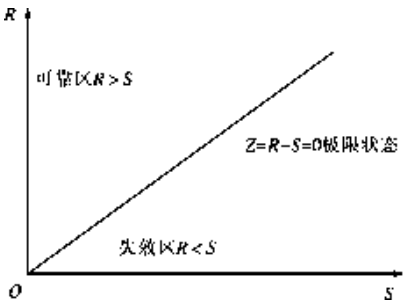
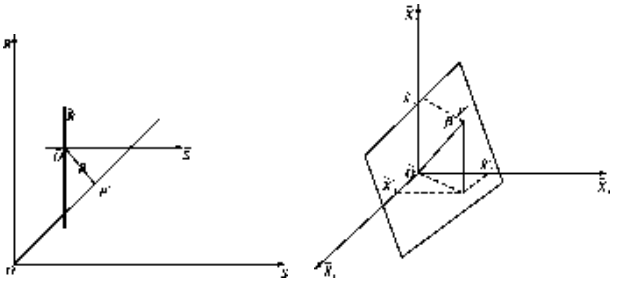


图1　挡土墙的工作状态示意图

2　优化思路及方法

如图2所示为在二维坐标系下可靠度指标的几何图解，假设 R 和 S 两个变量相互独立且服从正态分布，其极限状态方程为 $Z=R-S=0$。



(a)在二维坐标系中　　(b)在三维坐标系中

图2　可靠度指标 β 的几何求解示意图

图2(a)表示原坐标系，图2(b)表示新坐标系(即对原坐标系标准化)，两者的转换关系如下：

$$\tilde{R}=(R-\mu_R)/\sigma_R \tag{4}$$

$$\tilde{S}=(S-\mu_S)/\sigma_S \tag{5}$$

式中：μ_R、σ_R、μ_S、σ_S——R 和 S 的均值和标准差。

设计验算点为点 P^* 并满足极限状态方程：

$$\beta=\tilde{O}P^*=\sqrt{\tilde{R}^{*2}+\tilde{S}^{*2}}$$

$$=\sqrt{[(R^*-\mu_R)/\sigma_R]^2+[(S^*-\mu_S)/\sigma_S]^2} \tag{6}$$

式中：$\tilde{O}$ 点——标准正态坐标系的原点；

μ_R、μ_S——在原坐标系中的变量均值点。

在标准正态坐标系下，可靠度指标表示原点到极限状态面的最小距离为：

$$=\sqrt{\tilde{X}_1^{*2}+\tilde{X}_2^{*2}+\cdots+\tilde{X}_n^{*2}} \tag{7}$$

$$=\sqrt{\sum\tilde{X}_i^{*2}} \tag{8}$$

可以看出，无论在变量处于何种分布或者功能函数处于何种情况下，用最优化方法求解可靠度指标的问题都可以转换成求解从原点出发到极限状态曲面的最短距离，而且这一过程可以方便快捷地在Matlab中实现。

所谓的最优化主要是通过寻求多变量函数的最大值和最小值来实现的，该方法是一种数值方法，通过数值计算来得到最优化问题的结果，可以解决两大问题：

(1)将一般的可靠度分析问题转换成最优化的数学模型。

(2)通过对数学模型的求解得出最小值。

本文主要介绍了约束优化法、无约束优化法及基于最优化原理的蒙特卡罗法三种优化方法。当极限状态方程中某个变量可以用其他变量来表示时，则可用无约束优化法；若不能则采用约束优化法。基于最优化原理的蒙特卡罗法则主要是对随机变量在极限

状态曲面上进行抽样，各验算点到原点的最小距离即为所求。

3 建立优化模型

先作基本假设：

假设挡土墙中有 n 个服从任意分布的独立随机变量 $X_1, X_2 \cdots, X_n$，由其组成了以下表示挡土墙稳定性的结构极限状态方程：

$$Z = g(X_1, X_2, \cdots, X_n) = 0 \tag{9}$$

经过正态化处理后的当量正态分布应该满足如下条件：在设计验算点 x_i^* 的概率分布函数值、概率密度函数值，必须与原随机变量 x_i^* 处所对应的概率分布函数值、概率密度函数值分别相等，如图 3 所示。

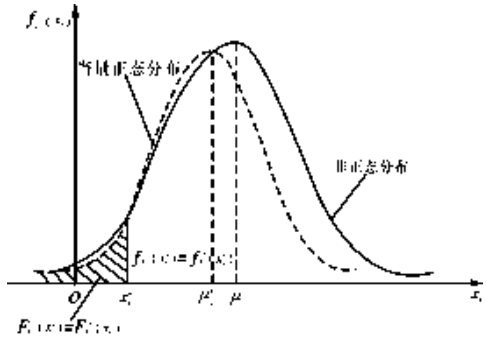


图 3 当量正态分布示意图

运用拉克维茨－菲斯莱法（简称 R－F 法）将非正态变量进行当量正态化，可得到相应的等效正态分布的均值 μ'_{x_i} 和标准差 σ'_x，计算得到可靠度指标如下（也可根据变量特性确定的其他方法来进行当量正态化）：

$$\mu'_{x_i} = X_i^* - \varphi^{-1}[F_{x_i}(x_i^*)]/\sigma'_{x_i} \tag{10}$$

$$\sigma'_{x_i} = \varphi\{\phi^{-1}F_{x_i}(x_i^*)\}/f_{x_i}(X_i^*) \tag{11}$$

$$\beta = (\sum \overline{X}^{*2}) = (\sum[(X_i^* - \mu'_x)/\sigma'_{x_i}]^2)^{1/2} \tag{12}$$

验算点在一开始时是未知的，通过对可靠度指标的优化处理后可以确定。先把 β 看作是极限状态曲面上点 $P(X_1, X_2, \cdots, X_n)$ 的函数，通过优化求解，在该区域中找到 β 的最小值，即是可靠度指标 β，也得到了相应的验算点 $P^*(X_1^*, X_2^*, \cdots, X_n^*)$。由此，可归纳出以下求解可靠度指标的约束优化模型：

min

$$\beta^2 = \sum_{i=1}^{n} \overline{X}_i^{*2} = \sum_{i=1}^{n}[(X_i^* - \mu'_{x_i})/\sigma'_{x_i}]^2 \tag{13}$$

s.t.

$$Z = g(X_1^*, X_2^*, \cdots, X_n^*) = 0 \tag{14}$$

通过拉克维茨－菲斯莱法当量正态化后得到的均值和标准差 μ'_{x_i}、σ'_{x_i}，在正态分布和对数正态分布下的简化形式如下：

(1)正态分布

$$\mu'_{x_i} = \mu_{x_i} \tag{15}$$

$$\sigma'_{x_i} = \sigma_{x_i} \tag{16}$$

(2)对数正态分布

$$\mu'_{x_i} = X_i^*[1 - 1nX_i^* + 1n(\mu'_{x_i}/\sqrt{1 + V_{x_i}^2})] \tag{17}$$

$$\sigma'_{x_i} = X_i^* \sqrt{1n(1 + V_{x_i}^2)} \tag{18}$$

式中：V_{x_i}——X_i 的变异系数。

由于在极限状态函数中，可以用其他的变量组合来表示其中的某一个变量，故：

$$X_i = g'(X_1, X_2, \cdots, X_{j-1}, X_{j+1}, \cdots, X_n) \tag{19}$$

即可转化为无约束模型：

min

$$\beta^2 = \sum_{i=1, i\neq j}^{n}[(X_i^* - \mu'_{x_i})/\sigma'_{x_i}]^2 + \{[g'(X_1^*, X_2^*, \cdots, X_{j-1}^*, X_{j+1}^*, \cdots, X_n^*) - \mu'_{x_j}]/\sigma'_{x_j}\} \tag{20}$$

建立了以上优化模型之后，可通过 Matlab 软件语言来编制出求解可靠度指标的程序，程序实现过程如图 4 所示。

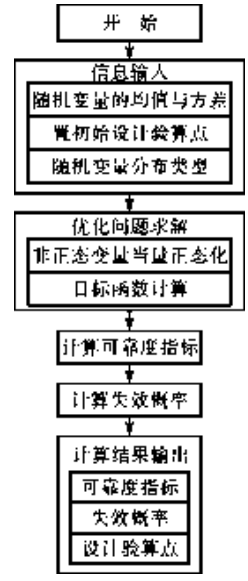


图 4 优化程序框图

4 基于 Matlab 软件的可靠度指标优化模型的实现

以 $Z = 18.46 - 7.48X_1/X_2^3$ 为算例，在 Matlab 软件下分别实现约束优化法、无约束优化法以及基于最优化原理的蒙特卡洛法的程序。

4.1 约束优化法

约束优化法的 Matlab 程序过程如下：

(1)定义全局变量并对其赋值，Mu 为[10　2.5]，$Sigama$ 为[2　0.375]，表示均值和标准差；X_0 取均值 Mu，为初始迭代点。

(2)Matlab 调优工具箱里的 *fmincon* 函数可用来求解约束优化问题：$[X, fval, exitflag, output] = fmincon(@bata2, X_0, A, b, Aeq, beq, lb, ub, @st)$。$fval$ 的返回值为 X 处的目标函数值，$exitflag$ 参数的返回值用来描述函数计算的有效性，输出参数 $output$ 返回值包含优化信息。其中 b、beq、lb 和 ub 为线性不等式约束的上、下界向量，A 和 Aeq 此处都取空，表示线性不等式约束和等式约束的系数矩阵。$bata2$ 表示目标函数子函数，st 表示可靠度约束条件子函数。

(3)定义目标函数子函数 $bata2(X)$ 为 $((X(1)-Mu(1))/Sigama(1))^2+((X(2)-Mu(2))/Sigama(2))^2$；定义可靠度约束条件子函数 $[c, ceq] = st(X)$，c 为不等式约束条件，取空，等式约束条件 ceq = 为 $18.46-7.48\times X(1)/X(2)^3$。

(4)用函数 $sqrt(fval)$ 对 $fval$ 开平方，计算得到可靠指标；失效概率由累积分布函数 $cdf('norm', -bata, 0, 1)$ 计算得到。

4.2　无约束优化法

$$Min \quad \beta^2 = [(X_1^* - \mu'_{x_1})/\sigma'_{x_1}]^2 + [(X_2^* - \mu'_{x_2})/\sigma'_{x_2}]^2 \tag{21}$$

$$X_1^* = 18.46 * X_2^{*3}/7.48 \tag{22}$$

极限状态函数中的一个变量可以由其他变量来组合表示，基于此，可得到相应的无约束模型，此处用 $X_1 = 18.46/(7.48X^3)$ 代替等式约束条件。其 Matlab 程序过程与约束优化的类似，只是去除了约束条件，其过程如下：

(1)全局变量的定义和赋值和约束优化方法相同。

(2)用调优工具箱里的 *fminsearch* 函数，求解非约束优化问题：$[X, fval, exitflag, output] = fminsearch(@bata2w, X_0)$。返回值和 *fmincon* 函数相同。其中 $bata2w$ 为目标函数子函数。

(3)定义目标函数子函数 $bata2w(X)$ 为 $((X_1-Mu(1))/Sigama(1))^2+((X-Mu(2))/Sigama(2))^2$，其中 $X_1 = 18.46\times X^3/7.48$。

(4)采用与约束优化法相同的方法，计算得到可靠度指标和失效概率。

4.3　基于最优化原理的蒙特卡罗法

(1)设定抽样次数 N 为 10 000，定义全局变量并对其赋值，MuX 为[10　2.5]，$Sigama\ X$ 为[2　0.375]。

(2)函数 *normrnd* 可用来产生正态分布随机数，由此可产生随机变量 X_2 的 1 行 N 个正态分布样本：$X_2 = normrnd(MuX(2), SigamaX(2), 1, N)$。根据极限状态方程得到 $X_1 = 18.46\times X_2^3/7.48$。

(3)正态分布在 X_1 处的累积概率值由累积正态分布函数 *normcdf* 得到：$fX_1 = normcdf(X_1, MuX(1), SigamaX(1))$。用逆累计分布函数 *norminv* 得到的累计概率值的临界值：$Y_1 = norminv(fX_1, 0, 1)$。同样的方法，得到 fX_2 和 Y_2。

(4)取 $B_1 = [Y_1^2, Y_2^2]$，取 B_1 里最小的值给 B，取 B_1 的升序给 BB。用函数 $sqrt(B_1)$ 对 B_1 开平方，计算得到可靠指标。用 $sqrt(BB(2)) - sqrt(BB(1))$ 计算得到精度。用 $C = find(B_1 == B)$ 找出 $B_1 = B$ 时的 C，则 $X_1(C)$ 和 $X_2(C)$ 即是验算点。

5　算例计算及比较

如图 5 所示的重力式挡土墙，墙高 4.604 m，基础埋深 1.2 m，填土面水平，墙背倾角 $\alpha = -14.03°$，基底倾斜 $\alpha_0 = 10°$，混凝土挡土墙材料容重 $\gamma = 25\ kN/m^3$。填土的物理力学指标 $\gamma = 19\ kN/m^3$，墙后填土内摩擦角 $\varphi = 30°$、墙背摩擦角 $\delta = 10°$、基底摩擦系数 $\mu = 0.5$，持力层土抗剪强度指标 $c = 11\ kPa$、$\varphi' = 24°$，地基承载力设计值 $f = 175\ kPa$。各随机变量的统计参数如表 1 所示。

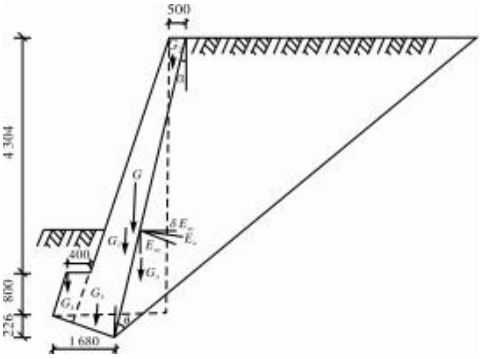


图 5　重力式挡土墙断面图(mm)

表 1　随机变量统计参数表

变量名称	平均值 m	标准差 σ	变异系数 V
φ	30°	4.5°	0.15
δ	10°	2°	0.2
γ	19 kN/m³	0.95 kN/m³	0.05
μ	0.5	0.05	0.1
φ'	24°	1.92°	0.08
c	11 kPa	2.31 kPa	0.21

由式(1)～(3)可计算出重力式挡土墙的抗滑移、抗倾覆极限状态方程：

(1)抗倾覆的极限状态方程：

$$g_1(M_R:M_S)=M_R-M_S=GZ_G-E_yZ_y-E_xZ_x$$
$$=GZ_G-\frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos(\theta+\varphi)(\tan\theta+\tan\alpha)}{\sin(\theta+\varphi+\alpha+\delta)}$$
$$[Z_y\sin(-\alpha-\delta)+Z_x\cos(-\alpha-\delta)]=0 \quad (23)$$

(2)抗滑移的极限状态方程：

$$g_2(F_R,F_S)=F_R-F_S$$
$$=\mu[(G-E_y)\cos\alpha_0+E_x\sin\alpha_0]$$
$$-E_x\cos\alpha_0+(G-E_y)\sin\alpha_0$$
$$=\mu[G\cos\alpha_0-\frac{1}{2}H^2\frac{\cos(\theta+\varphi)\sin(-\alpha-\delta-\alpha_0)}{\sin(\theta+\varphi+\alpha+\delta)}$$
$$(\tan\theta+\tan\alpha)]+G\sin\alpha_0$$
$$-\frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos(\theta+\varphi)\sin(-\alpha-\delta-\alpha_0)}{\sin(\theta+\varphi+\alpha+\delta)} \quad (24)$$
$$(\tan\theta+\tan\alpha)=0$$

根据以上建立的极限状态方程，运用 Matlab 优化工具箱计算重力式挡土墙抗倾覆、抗滑移可靠度指标和失效概率，并与中心点法、JC 法、蒙特卡罗法的计算结果进行对比分析，如表 2 和表 3 所示。

表 2　抗倾覆可靠度指标计算结果表

计算方法		抗倾覆可靠指标 β_1	失效概率 P_f	验算点坐标		
				φ	δ	γ
中心点法		4.028 5	2.807 0e－005			
JC 法		3.201 6	6.832 2e－004	0.295 0	0.136 5	19.733 6
最优化方法(基于 MATLAB 优化工具箱)		3.201 6	6.832 2e－004	0.295 0	0.136 5	19.733 6
蒙特卡罗法	$N=10^4$	3.212 5	6.578 6e－004	0.288 8	0.144 9	19.774 6
	$N=10^5$	3.206 4	6.720 5e－004	0.291 8	0.136 2	19.576 1
	$N=10^6$	3.201 7	6.830 9e－004	0.294 8	0.137 1	19.741 6

表 3　抗滑移可靠度指标计算结果表

计算方法		抗滑移可靠指标 β_1	失效概率 P_f	验算点坐标			
				φ	δ	γ	μ
中心点法		1.650 8	0.049 4				
JC 法		1.539 0	0.061 9	0.416 7	0.164 3	19.319 6	0.471 9
最优化方法(基于 MATLAB 优化工具箱)		1.539 0	0.061 9	0.416 7	0.164 3	19.319 6	0.471 9
蒙特卡罗法	$N=10^4$	1.552 5	0.060 3	0.413 7	0.165 6	19.138 6	0.469 8
	$N=10^5$	1.541 1	0.061 6	0.414 0	0.166 3	19.304 1	0.474 1
	$N=10^6$	1.539 3	0.061 9	0.417 0	0.163 5	19.336 5	0.472 5

从表 2 和表 3 的计算结果可以看出：

(1)中心点法对于可靠度指标值的计算结果较之其他方法来说，偏差较大，尤其是对于抗倾覆可靠度指标。这是因为中心点法在平均值处对功能函数进行线性化，对于非线性功能函数只取其一阶矩，故将随着验算点到失效边界之间的距离增大而增大，而中心点法所选取的验算点并不一定是在失效边界上，结果往往带来相当大的误差。

(2)如果以 JC 法的计算结果作为精确值，由表 2、表 3 可知最优化方法的计算结果较好，能满足工程要求的精度。其计算结果与蒙特卡罗法十分接近，但蒙特卡罗法所采取的抽样计算需要很大的样本数量来支撑其准确性，计算时间长，当样本数增加、函数结构繁杂时，计算时间更长，甚至整个计算无法完成，并且蒙特卡罗法得不到验算点的值。

6　结语

本文对基于可靠度指标优化模型的挡土墙稳定性进行分析得出以下结论：

(1)在挡土墙稳定性分析过程中引入可靠度理论，充分考虑了相关土工计算参数的不确定性，相比传统意义上的安全系数法更合理，相比其他的计算方法更快捷准确，在工程实际应用中可发挥更有效的作用。

(2)最优化可靠度计算方法并不需要对功能函数进行求导就可以直接求出可靠度指标，该方法对抗滑移计算的结果精度比中心点法高 7%，抗倾覆计算的结果精度比中心点法高 26%，并且相对 JC 法和蒙特卡罗法更易于编程，具有很强的通用性，适用于挡土墙稳定性问题的分析。

（下转第 22 页）

针对滑坡位移监测的数据预处理方法研究

王　勇[1]，董欣悦[2]，刘先林[3]，刘定祥[2]

（1. 广西新发展交通集团有限公司，广西　南宁　530029；2. 成都理工大学计算机与网络安全牛津布鲁克斯学院，四川　成都　610059；3. 广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章以滑坡变形监测中最常见的位移实时监测数据为例，采用卡尔曼滤波、拉依达准则、最小二乘法等方式对监测数据进行预处理，实现异常值的识别与数据的波动平滑，以减少数据的异常波动干扰，更准确反映滑坡变形过程，为预警系统提供更科学有效的数据。

关键词：滑坡；拉依达准则；卡尔曼滤波；数据预处理

中图分类号：U416.1+63　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.003

文章编号：1673-4874(2022)03-0011-03

0　引言

滑坡是常见的地质灾害，在我国山区，每年都有滑坡灾害发生，造成巨大的生命财产损失。为减少滑坡灾害影响，实现提前感知与防范，可对滑坡进行实时自动化变形监测。但在实际监测过程中，有许多客观环境和人为因素导致测量数据有各类误差因而使得预测结果出现偏差。因此，为了保证滑坡灾害预测的准确性，应该先对监测数据进行预处理，从而达到更为理想的数据曲线，提高预警的准确率。本文针对滑坡自动化监测中的位移数据，采用拉依达准则来判断数据采集过程中所出现的粗大误差，进行异常数据剔除，再利用卡尔曼滤波对数据进行去噪，使得数据的噪声减小，从而降低拟合时的误差，最终将数据用最小二乘法进行拟合，得到更为准确、平滑的数据曲线，能够直观地为预警系统提供更科学的数据，提高预警的准确率。

1　异常数据识别

1.1　基于拉依达准则的识别方法

在对滑坡进行实时监测时获取的数据往往会因为各种客观和人为因素导致异常值，例如设备本身会产生一定的误差，也可能因环境、气温的变化产生误差。而在数据采集时，若监测体系被破坏、人为操作误差或者碰动仪器也会引起监测序列中产生较大异常值。对于数据样本中的异常偏离点，在预处理中往往会采取剔除处理。常用的异常数据判别法则有拉依达准则、肖维勒准则、格拉布斯准则、狄克逊准则、t 检验和极差法等。拉伊达准则，又称 3σ 准则，其适用于样本数量 $n\geqslant 10$ 并且可以计算样本数据 $\{X\}(i=1,2,\cdots,n)$ 的算术平均值 $\bar{X}$ 和标准差 σ 的情况。针对服从正态分布的测量时间序列，对 $\{X\}$ 以 30 为控制限构建控制限区间 $(\mu-3\sigma,\mu+3\sigma)$ 进行异常值识别。本次试验所采用的数据体量足够大且数据总体服从正态分布，故采用无须查表的简便的拉依达准则。拉依达准则将在区间内的数据定义为正常数据，将不属于区间内的数据定义为变形数据。

作者简介：王　勇（1973—），高级工程师，主要从事工程项目管理工作；
董欣悦（2000—），主要从事数字信号处理相关工作；
刘先林（1982—），硕士，高级工程师，主要从事岩土工程勘察设计与科研工作；
刘定祥（1999—），主要从事数值分析与算法类研究工作。

由于此时的置信概率为 99.73%，基本满足统计特性，因此可以有效地判别大偏移数据在监测序列中的异常值存在情况。

对于裂缝计所给定的测量次数充分大的样本数据，可以采取拉依达准则来判断残余误差，从而进行异常值剔除。

(1)计算样本平均值

$$\bar{X} = \Sigma_{i=1}^{n} X_i \tag{1}$$

式中：X_i ——统计值；

$\bar{X}$——均值。

(2)计算残差

$$V_i = X_i - \bar{X} \tag{2}$$

式中：X_i ——统计值；

V_i ——残余误差；

$\bar{X}$——均值。

(3)计算样本标准差

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma_{i=1}^{n} V_i^2}{n-1}} \tag{3}$$

式中：V_i ——残余误差；

n ——样本数；

σ ——标准误差。

通过计算出样本标准差 σ 后，根据拉伊达准则确定一个控制限区间($\mu - 3\sigma, \mu + 3\sigma$)，对超出该区间的数据认为是粗大误差予以剔除。

1.2 异常位移数据识别

以滑坡监测中常见的裂缝计实时数据为例。该原始数据中存在某些数据因客观环境、人为因素等原因所造成的裂缝计位移，从而导致某些采集值异常偏大。这种在观测过程中所产生的不符合正态分布的粗大误差，会导致在对数据进行拟合时的均值产生整体偏移。而使用拉依达准则进行判别，可对数据中的异常值进行剔除。某滑坡隐患点的裂缝原始监测数据如图 1 所示。

如图 2 所示，为经过拉依达算法剔除异常数据后的效果图，可以看到在 82 500 次、87 500 次、92 500 次和 97 500 次附近的特小和特大异常数据均被识别且剔除，并保持了正常数据的完整性。

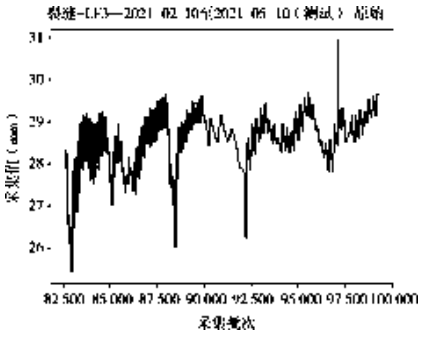


图 1 多个存在粗大误差的位移监测数据曲线图

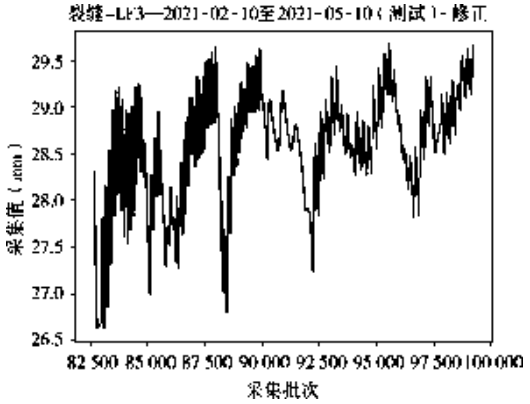


图 2 识别处理后的数据曲线图

2 数据平滑与拟合

2.1 卡尔曼滤波去噪方法

卡尔曼滤波是一种软件滤波方法，其基本思想是以信号和噪声状态空间模型作为最佳估计标准，利用前一时刻的估计值和当前时刻的观测值来更新状态向量的估计值，找出当前时刻的估计值，并根据既定的系统方程和观测方程对最小平均方差进行估计。传统滤波算法有中位值滤波、算数平均滤波等。本次采用卡尔曼滤波是由于滑坡位移数据的实时变化性，卡尔曼滤波的核心是预测和更新，与传统的频域滤波不同，其为一种状态预测的时域滤波，对于滑坡的监测有一定的时效性，监测数据呈现出一种动态的过程。采用卡尔曼滤波去噪可以使数据更加精准，从而更客观地反映滑坡变形过程，为预警系统提供更科学有效的数据。卡尔曼滤波的两个基本方程为：

$$\left.\begin{aligned} x_k &= \varphi_k x_{k-1} + \Gamma_k \omega_k \\ y_k &= H_k x_k + \Delta_k \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

式中：x_k ——状态向量；

φ_k ——状态转移矩阵；

x_{k-1}——第 $k-1$ 时刻的状态向量；

y_k ——第 k 时刻的观测向量；

H_k——观测矩阵；

Γ_k ——噪声驱动矩阵；

ω_k ——过程噪声，$\omega_k \sim N(0, R_k)$，即 ω_k 属于正态区间分布，其中 R_k 为观测噪声协方差矩阵；

Δ_k ——观测噪声。

通过计算 k 时刻噪声协方差矩阵 Q_k，观测矩阵 H_k 及观测噪声协方差矩阵 R_k 来达到预测 k 时刻状态向量估计值及其协方差矩阵、更新 k 时刻滤波增益矩阵 K_{k+}，从而以“预测－更新”的周期来实现。接着构建出观测向量 y_k，可以达到更新 k 时刻状态向

量估计值及其协方差矩阵的目的。

$$\left.\begin{aligned}\hat{x}_k^- &= \varphi\hat{x}_{k-1}^+\\ P_k &= \varphi P_{k-1}^+\varphi^T + \Gamma_k Q_k \Gamma_k^T\end{aligned}\right\} \tag{5}$$

$$K_{k+} = P_k^- H_k^T (HP_k^- H_k^T + R_k)^{-1} \tag{6}$$

式中：Q_k ——第 k 时刻过程噪声协方差矩阵。

$$\left.\begin{aligned}\hat{x}_k^+ &= \hat{x}_k^- + K_k + (y_k - H_k\hat{x}_k^-)\\ P_k^+ &= (I - K_{k+}H_k)P_k^-\end{aligned}\right\} \tag{7}$$

式中：R_k ——第 k 时刻观测噪声协方差矩阵。

卡尔曼滤波的估计值要通过反向滤波进行最优的固定区间平滑处理，需要计算出 k 时刻反向滤波增益矩阵 K_{k-} 和反向滤波状态向量估计值及其协方差矩阵。

$$K_{k-} = P_k^+\varphi_k^T(P_{k+1}^-)^{-1} \tag{8}$$

$$\left.\begin{aligned}\hat{x}_k &= \hat{x}_k^+ + K_{k-}(\hat{x}_{k+1} - \hat{x}_{k+1}^-)\\ P_k &= P_k^+ + K_{k-}(P_{k+1} - P_{k+1}^-)K_{k-}^T\end{aligned}\right\} \tag{9}$$

式中：

$\hat{x}_k^+$ 和 P_k^+ ——第 k 时刻后验估计状态向量及其协方差矩阵；

K_{k+}，K_{k-} ——第 k 时刻时正向滤波和反向滤波增益矩阵。

为了使滤波误差最小化，需要对正向滤波的解与反向滤波的解进行加权平均来实现卡尔曼平滑。

$$K = P_+(P_- + P_+)^{-1} \tag{10}$$

$$\left.\begin{aligned}x_s &= x_+ + K(x_- - x_+)\\ P_s &= P_+ - KP_+\end{aligned}\right\} \tag{11}$$

式中：K ——用于加权平均的平滑增益矩阵；

x_+ 和 P_+ ——正向滤波估计中的 x_k 和 P_k；

x_- 和 P_- ——反向滤波估计中的 x_{k+1} 和 P_{k+1}；

x_s 和 P_s ——平滑后的待估参数估计值及其协方差矩阵。

2.2　去噪方法应用

算法中通过在实例变量中存储各种矩阵来实现过滤器，所有卡尔曼滤波器都以“预测－更新”周期运行。使用方法或函数“predict()”实现的 predict 步骤使用状态转换矩阵 F 来预测下一个时间段(epoch)的状态。状态存储为高斯（x，P），其中 x 是状态(列)向量，P 是其协方差。协方差矩阵 Q 指定过程协方差。使用方法或函数“update()”实现的更新步骤将具有协方差 R 的测量值 z 合并到状态估计值（x，P）中。

图 3 所示为裂缝数据通过卡尔曼滤波去噪算法后的效果，能明显看出数据噪声减小，滤波后曲线更加平滑。

2.3　最小二乘拟合方法

最小二乘法通过最小化真实值和预测值的误差(残差)的平方和来寻找数据的最佳函数匹配，利用最小二乘法可以较好地进行数据拟合。

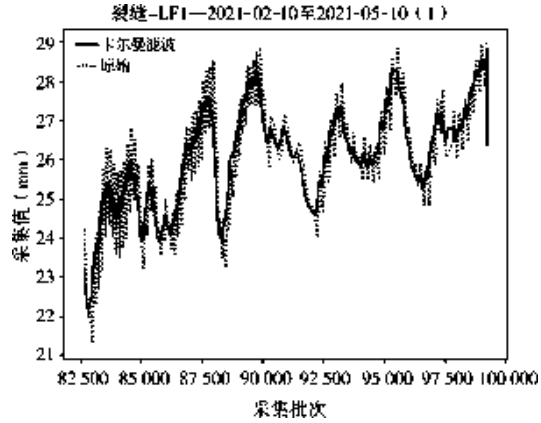


图 3　卡尔曼滤波去噪后数据曲线对比曲线图

$$E = \sum_{i=0}^{n} e_i^2 = \sum_{i=0}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2 \tag{12}$$

式中：y_i——真实值；

$\hat{y}_i$——预测值。

对于在时间 x 得到的观测值 y，假设存在以下的函数关系：

$$y = f(x; c_1, c_2, \cdots, c_m) \tag{13}$$

式中：$c_1, c_2, \cdots, c_m$——m 个需要通过实验来确定的参数。

对于 $n > m$，设测量过程中的系统误差可忽略或已修正，则在 x_i 时的观测值 y_i 围绕着期望值 $f(x_i; c_1, c_2, \cdots, c_m)$ 波动，其分布可认为符合正态分布，则 y_i 的概率密度为：

$$p(y_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_i}\exp\left\{-\frac{[y_i - f(x_i; c_1, c_2, \cdots, c_m)]^2}{2\sigma_i^2}\right\} \tag{14}$$

式中：σ——正态分布标准误差。

对于 n 组观测数据(x_i，y_i)，$i = 1, 2, 3, \cdots, n$，若 $n \leqslant m$，则将数据代入式(14)，无法确定所有参数。

考虑到各次测量相互独立，则 y_i 的似然函数为：

$$L = \frac{1}{\sqrt{2\pi}^n \Pi_{i=1}^n \sigma_i}\exp\left\{-\frac{1}{2}\Sigma_{i=1}^n \frac{[y_i - f(x_i; c_1, c_2, \cdots, c_m)]^2}{\sigma_i^2}\right\} \tag{15}$$

此时，应当 $\min\Sigma_{i=1}^n \frac{[y_i - f(x_i; c_1, c_2, \cdots, c_m)]^2}{\sigma_i^2}$，

又因为 $w_i = \frac{1}{\sigma_i^2}$，得到：

$$\Sigma_{i=1}^n \frac{1}{\sigma_i^2}[y_i - f(x_i; c_1, c_2, \cdots, c_m)]\frac{\partial f(x_i c)}{\partial C_k} \mid c = \hat{c} = 0 (k = 1, 2, \cdots, m) \tag{16}$$

解式(16)即可得到 m 个参数值 $c_1, c_2, \cdots, c_m$，从而得到拟合方程 $y = f(x; \hat{c}_1, \hat{c}_2, \cdots, \hat{c}_m)$。

（下转第 185 页）

高速公路服务区设计方案研究

张　邹，邹雨亭，陈广深
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章在综合考虑服务区布设条件和因素基础上，基于国内传统服务区的研究，提出了半定向匝道单侧服务区设计方案，并结合工程案例进行多方案对比论证，为高速公路推进交旅融合发展建设提供技术参考。

关键词：高速公路；服务区；传统；单侧；半定向匝道；开放式
中图分类号：U491.8　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.004
文章编号：1673－4874(2022)03－0014－04

0　引言

服务区作为高速公路上主要的社会公众服务性区域，是衡量高速公路设计配套设施完善与否的重要指标。传统的高速公路服务区主要提供停车、加油、卫生、餐饮等基本服务功能。随着人们生活水平的大幅提升，现有的高速公路服务区功能已滞后于人们出行和经济发展需求。因此，2018年交通运输部要求重点开展“服务区＋旅游”建设，因地制宜对服务区进行设置和管理[1]。可见，对高速公路服务区优化提升进行研究具有一定的价值和意义。

“选点式开放”服务区能够充分发挥地理特征优势，首次提出后便被逐步利用并实现[2]。近年来，开放式服务区在运营过程中，克服了高速公路屏蔽效应，能够较好地将服务功能和区域功能相融合[3]。研究表明，开放式服务区在设计过程中，服务区的总体布局规划对其功能定位、运营管理、商业发展等具有重要影响。其中，位置和形式选择是否恰当对开放式服务区的规划和周围的发展影响巨大，是推行开放式服务区的前提和关键[4－6]。

本文分析了服务区布设中的限制条件和主要因素，详细论述了国内传统服务区布置的主要形式，提出了半定向匝道单侧服务区形式，并依托广西南宁市周边某高速公路服务区工程实例，对多种传统及新型的服务区设计方案进行对比分析，为开放式服务区总体设计提供了参考。同时，期望为受地形限制的山区高速公路交旅融合服务区设计提供一种新思路。

1　限制条件和主要因素分析

(1)Ⅰ、Ⅱ类服务区的平均间距宜为50 km，应按照相关规范[7－8]，保证服务区与互通式立交、隧道有一定间距。

作者简介：张　邹(1987—)，硕士，高级工程师，主要从事公路工程路线设计方面的工作；
邹雨亭(1990—)，硕士，工程师，主要从事桥梁结构设计工作；
陈广深(1992—)，工程师，主要从事隧道工程设计工作。

(2)服务区建设应结合预测交通量、地形、地质、服务需求、周边旅游、商业规划等综合因素来进行。

(3)服务区选址不应占用基本农田、水源保护区、森林保护区等生态保护红线和其他特定保护区域。

2　传统服务区布局形式

根据场地整体位置、形状和与高速公路主线的关系，国内高速公路常用的服务区形式主要划分为双侧分离式、单侧集中式(见图1～3)。

2.1　双侧分离式服务区

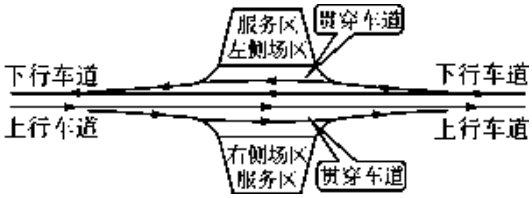


图1　双侧对称分离式服务区示意图

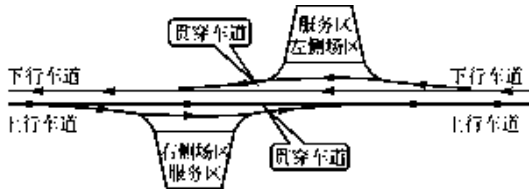


图2　双侧非对称分离式服务区示意图

传统的双侧分离式服务区按照场地相对位置，又分为对称式和非对称式两种。此类服务区虽然能够满足上、下行交通流服务功能，但在高速公路项目设计和长期运营过程中发现：(1)两侧各自场地规模较小，土地利用率较低；(2)服务设施分散在两侧，增加了配套设施、人员，管理运营成本较高；(3)交通流分散，不利于商业集中发展；(4)选址及形状对于高速公路主线两侧地形地物存在较大依赖性。

2.2　单侧集中式服务区

传统单侧集中式服务区主要是通过设置单喇叭互通式立交与场区进行复合式设计和规划，将上、下行车流引至场区一处，通过场区内部道路规划对交通流进行疏导。和双侧服务区相比，单侧服务区更有利于分区规划、服务设施管理、精简人员配置、节约运营成本[9]。尤其在复杂地形和特殊环境下，优势更明显。以上跨主线单喇叭A型互通式立交为例，如图3所示。

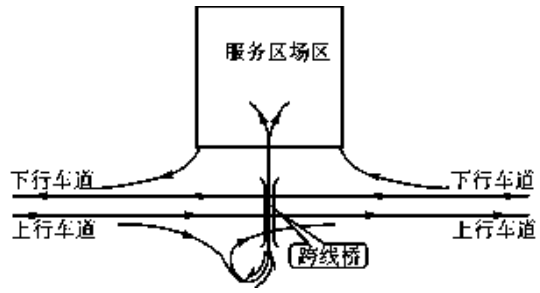


图3　单侧集中服务区＋单喇叭互通式立交服务区示意图

该服务区形式在项目具体实施过程中仍遇到一些问题：(1)单喇叭占地多，工程投资大；(2)互通线性指标小，运行速度低；(3)通过单喇叭进入服务区，交通诱导性不良；(4)场区内部交通组织复杂，交通流占用较多场区内部用地。

3　半定向匝道单侧服务区分析

根据目前对喇叭型和半定向型互通服务区在线形指标、通行能力、匝道规模等方面进行分析，综合考虑高速公路立交和服务区合建的优势，对传统形式服务区进行优化改良，提出了半定向匝道单侧服务区形式，如图4所示[10-13]。

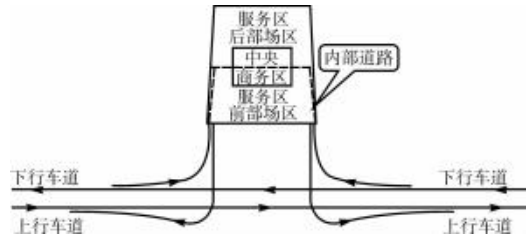


图4　单侧集中服务区＋半定向互通式立交服务区示意图

和传统服务区相比，该形式将场地分为了前部和后部两块场区，整体结构结合了单侧集中式服务区和半定向互通的优势，对环境条件、交通流、空间规划适应性更好，服务区设计灵活，整体结构紧凑，用地和拆迁较小，并能结合场区内部道路，高效地引导出入车流。

4　南宁市某高速公路服务区设计实例

本项目是2018年修编的《广西高速公路网规划》(2018—2030)中的“纵6”线的一部分，位于南宁市西南侧，主要服务于南宁市空港新区与南宁南站货运站区域通往边境口岸方向的交通流，是南宁市城市进出

通道及广西南部地区与南宁吴圩机场连接的高速公路通道之一。

该项目主线设计速度为120 km/h，双向六车道，路基宽度为34 m。全线设置1处服务区。服务区位于南宁市江南区金鸡山附近，服务区与监控通信分中心、汽车旅馆合建，总用地规模10.8 hm^2，属于Ⅰ类服务区。

4.1 环境条件分析

该服务区选址区段地处南宁盆地西南侧边缘的丘陵地区，地形相对较复杂。沿线地貌类型主要以剥蚀丘陵地貌为主。该段土质良好，均可用于路基填筑，且基本农田分布少，适合设置沿线设施。

服务区南宁方向约2 km处设置了新建的枢纽互通；吴圩方向路线穿越二级水源保护区约3.7 km，服务区路线左侧为七坡林场，可做旅游开发地；路线右侧靠近金鸡山森林公园保护区（旅游规划建设中）。路线在K2＋900～K3＋100穿越1处三星级生态农庄，农庄规模大，经营良好，属南宁周边旅游点。可见，服务区选址周边旅游资源较为丰富。

该项目服务区百色方向与南宁至百色高速公路坛洛服务区间距约为34.5 km；南宁东方向与南宁绕城高速公路高岭服务区间距约为10.5 km；扶绥方向与南宁至友谊关高速公路扶绥服务区间距约为41.1 km。服务区间距满足规范要求。

综上所述，服务区在项目中选址区段合理可行。

4.2 方案设计分析

结合服务区选址区段地形、互通位置、旅游规划、工程量及安全性等因素，研究了4个不同形式的服务区设计方案进行同深度比选。

4.2.1 方案一

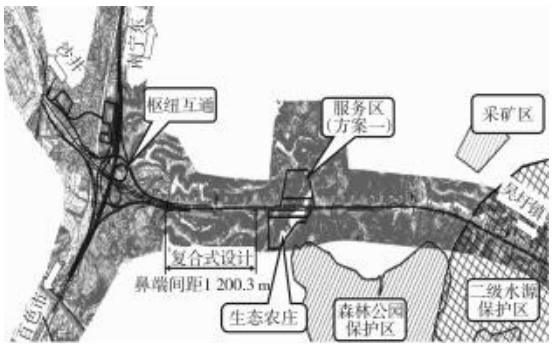


图5 方案一平面图

该方案服务区两侧场地对称分布，中心桩号为K2＋800。由于服务区与枢纽互通净距＜900 m，互通与服务区采用复合式设计，主线两侧各增加一个辅助车道，同时取消主线在K2＋900附近高架大桥，利用生态农庄水塘，依山设置场区，尽量减少挖方量。见图5。

4.2.2 方案二

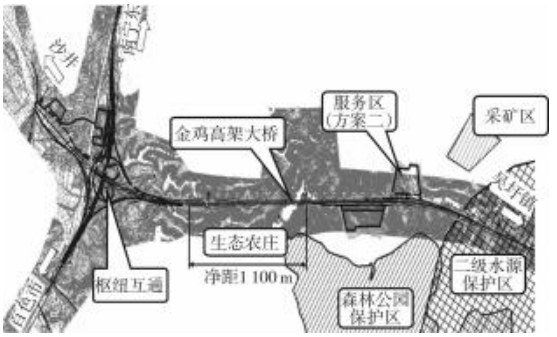


图6 方案二平面图

方案二场区整体位置向吴圩方向移动，与枢纽互通间距满足独立设置服务区要求。为减少右侧场区挖方量，左右侧场地采用错幅分布，中心桩号分别为K4＋000和K3＋600。服务区不进入水源保护区，同时尽量缩短进入金鸡高架大桥的匝道长度。见图6。

4.2.3 方案三

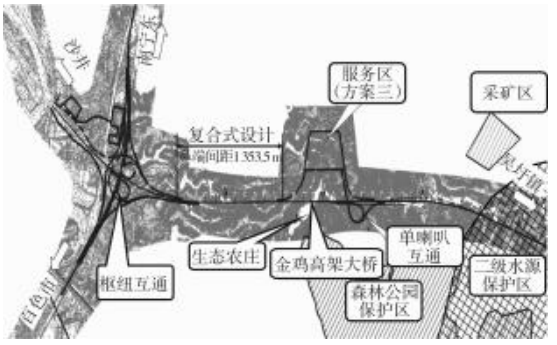


图7 方案三平面图

方案三采用B型单喇叭＋单侧服务区形式。该方案服务区选择在主线K2＋950左侧215 m处地形相对平缓的位置设置。场地不刻意追求规整，基本沿着等高线布设，同时满足房屋建筑的要求。根据地形在K3＋250处设置B型单喇叭互通，上跨主线接入场区右侧。考虑方案不侵占生态农庄水塘，将南宁方向匝道从单喇叭互通中分离至场区左侧。主线右侧满足间距要求，左侧设置一个辅助车道，使得服务区与枢纽互通做复合式设计。见图7。

4.2.4 方案四

该方案服务区场地位置与方案三基本一致。该方案将互通左转匝道分离，通过设置两条半定向匝道下穿主线金鸡高架大桥后接入场区。服务区场地及进出匝道均不占用生态农庄水塘。见图8。

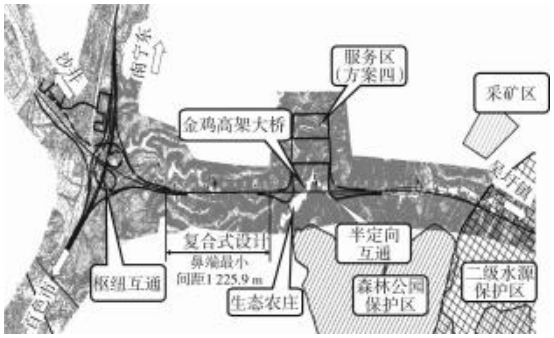


图 8　方案四平面图

4.3　方案比选

方案一采用双侧对称分离式服务区。该方案的优点是挖方较少，可利用主线弃方回填；取消了在主线上的金鸡高架大桥，减少了桥梁工程量，降低了造价。缺点是服务区需与枢纽互通进行复合式设计，主线增加了两条辅助车道；服务区大量占用生态农场用地，拆迁工程量及难度大幅增加；场区占用水塘，加大了软基处理工程量。

方案二采用双侧非对称分离式服务区。该方案的优点是与枢纽互通较远，可独立设置服务区，行车安全性高；场区形式规整，不占生态农场。缺点是场区挖方量大，弃方多，挖方深，边坡防护工程量大；需贯穿车道进入金鸡高架大桥，增加桥梁设计难度及工程量。

方案三采用的是单喇互通式＋单侧服务区。优点是单侧服务区集中规划设置，场区利用率高，可做中央集中商务规划，将服务区打造成为开放式服务区，带动主线两侧七坡林场、金鸡山森林保护区绿化及周边民营农庄等经济开发，对发展交旅融合产业提供了地利优势。缺点是该方案占地大，环圈线形指标小，挖方边坡高，边坡防护工程量大；单喇叭匝道接入场地，场地内部交通组织复杂，交通流诱导困难。

方案四采用半定向匝道＋单侧服务区。该方案不仅具备方案三的所有优点，还灵活地对左转匝道进行分离，使得匝道线形指标得到改善，提高了交通流进出服务区效率；匝道出入口紧靠场地两侧，充分利用了场边用地；可通过设置服务区内部U形交通组织，明确车流导向，简化车流轨迹，提高服务效率。缺点是服务区匝道最长，需与枢纽互通进行复合式设计，并增设了匝道桥。

表 1　服务区设计方案对比表

比选项目	方案一	方案二	方案三	方案四
匝道长(km)	1.239	1.267	1.621	1.652
挖方(万 m^3)	141.5	369.7	254.8	142.5
填方(万 m^3)	200.4	42.7	117.2	129.4
最大挖方高度(m)	29.9	75.2	46.9	40.6
匝道桥长(m/座)	—	—	65/1	252/2
区段占地(hm^2)	25.35	30.85	34.61	19.64
拆迁难度	较大	较小	适中	适中
比选意见	比较	比较	比较	推荐

注：以上方案均不侵占基本农田、森林公园保护区、水源保护区

综合比较，如表 1 所示，与方案一、方案二双侧分离式服务区相比，方案三、方案四的单侧集中式服务区选址灵活度更高，通过少量增加匝道长度的方式，降低了主线对服务区位置的限制。同时，方案三、方案四不仅减少了占用农庄用地，也有效地控制了土石方、边坡防护及软基处理的工程量。和方案三比较，方案四虽然增加了187 m匝道桥，但大幅地减少了填挖和用地规模，对节约用地、保护环境有重大意义。同时，方案四采用了半定向匝道，有效缓解了方案三在车流高峰时段单喇叭互通进出口匝道处拥堵问题，匝道及服务区内部交通组织简单明确，诱导性好。考虑该位置周边旅游资源丰富，有利于进行商业开发、运营服务一体化管理，为打造交旅融合的开放式服务区提供平台和条件。因此综合比较后推荐采用方案四。

5　结语

随着社会发展，服务区不能仅作为高速公路的附属设施，而应成为集交通、服务、商业、旅游等多功能于一体的工程经济综合体。本文在综合分析服务区布设控制因素的基础上，基于传统服务区形式的研究，提出了半定向匝道单侧服务区设计方法，实现了高速公路服务区的优化改良，为进一步推进“服务区＋旅游”建设提供技术参考。

参考文献

[1]交通运输部. 交通运输部办公厅关于印发 2018 年全国公路服务区工作要点的通知(交办公路涵[2018]593 号)[Z]. 2018.

[2]张亚东. 我国高速公路服务区功能完善与拓展的思考与建议[J]. 公路交通科技(应用技术版)，2009(4)：188－190.

（下转第 79 页）

高密度电法及其三维可视化在滑坡勘察中的应用

黄　霖，李祖能
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章以龙滩天湖特大桥古滑坡堆积体勘察项目为例，针对滑坡项目物探勘察阶段成果数据，使用三维可视化建模分析软件（EVS）对其进行建模技术处理，经二维反演数据与三维模型结合应用表明，基于 EVS 软件的高密度电法三维建模研究及应用展示，能够为古滑坡地质勘察三维可视化研究提供帮助，较为直观地呈现巨厚层松散体分布，进而在实际工作中解决相关问题。

关键词：古滑坡；高密度电法；EVS 三维建模；三维可视化
中图分类号：U412.22　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.005
文章编号：1673－4874(2022)03－0018－05

0　引言

滑坡是公路、铁路建设工程中常见的自然灾害，高密度电法则是滑坡工程勘察常用的物探方法，其以地下岩土介质的导电性差异为前提，通过采集和计算人工建立的地下稳定电流场的分布数据[2]，反演二维地电断面。二维断面在重要勘察项目上表现形式不是很直观，大多只能反映局部线段的异常，不能直观呈现整体异常发育的趋势。而目前高密度电法数据三维模型的呈现方式多为三维网格化的形式，该方法的效率及效果不佳。本文介绍的 EVS 建模软件则能很好地解决以上问题。近年来 EVS 大多应用于地层建模[3]，也可以应用于建立物探数据模型，能较为直观地展示岩土物理性质在空间的分布关系。本文以南丹至下老高速公路 K69＋533～K70＋020 龙滩天湖特大桥古滑坡堆积体勘察项目为例，通过 EVS 软件对高密度电法数据进行三维可视化处理，得到三维切片图和三维地层模型图，相比于二维反演图更直观，能更加立体地展示物探成果，让工程人员更加直观地了解工程状况。

1　项目概况

测区位于龙滩水库（红水河）东北岸，属剥蚀低山丘陵地貌，测区地层主要由第四系覆盖层（Q）及三叠系中统（T_2）基岩组成。第四系覆盖层（Q）：粉质黏土、褐黄色、混碎石和局部夹有角砾，碎石成分主要为风化的粉砂岩、泥岩。三叠系中统（T_2）地层：砂岩、局部夹页岩、浅灰色、砂状结构、中厚层状构造。据地质调查及区域地质资料显示，桥址处无区域性断层或断裂构造破碎带存在。滑坡区域褶皱很发育，岩层产状较为散乱，岩层总体

作者简介：黄　霖（1994—），助理工程师，主要从事物探检测工作；
李祖能（1964—），高级工程师，主要从事物探检测工作。

倾向 EES，沿河边出露的岩层产状为 20°/SE∠17°。通过地质调查结合访问调查，得知测区以前有滑动的现象，调查滑坡裂缝已被充填，在地表上基本没有明显裂缝反映。如图 1 所示，地形特征上，滑坡体堆积体在桩号约 K69＋500～K69＋650 段有一个平台，分布于滑坡体堆积体中后部，高程为 500～545 m，平台地势稍平缓，与周边场地形成明显反差。滑坡体堆积体主要位于山体中部，相对高于红水河水位，地表也无积水，因此滑坡区地下水、地表水主要以大气降雨补给为主。根据出露的岩层产状，推测为沿特征节理面在基岩强风化层逆层古滑坡，在当前自然条件下，滑坡体堆积体处于稳定状态。

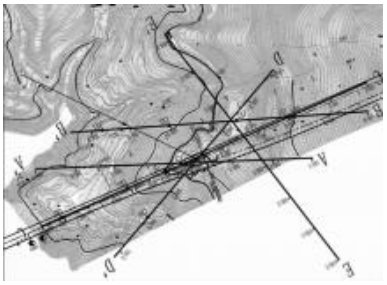


图 1　平面布置图

2　地球物理前提

测区内第四系覆盖层与基岩、基岩不同风化层间、古滑坡的坍塌及滑移造成岩土的松散以及滑动面附近的地层含水率不同，致使地下介质在密度、电性参数（如介电常数，电导率等）存在明显的差异，形成明显的电性界面，为该区开展高密度电法勘探提供了良好的地球物理前提。本次高密度电法勘察工作布置 5 条测线，使用电极距为10.0 m，采用温纳装置进行观测。

3　EVS 在高密度电法数据三维可视化中的实现

3.1　EVS 地质建模简述

EVS 是美国 C Tech 公司的经典软件[4]，此软件基于数据驱动，采用成型的功能模块，灵活定制工作流程布局，具有数据可视化及模型动态更新的优点，能较好地满足地质建模的需求。

3.2　数据预处理

在对高密度电法数据进行三维可视化处理之前，需要对数据进行二维带地形反演，通过 RES2DINV（二维反演软件）反演导出具有二维横、纵方向坐标及相应坐标视电阻值的 Surfer 文本文件，通过 Excle（电子表格）结合实地测量数据进行换算，将 x 坐标转换为大地坐标并使用 XLSX 存盘，用 EVS 中 Tools 标签页上的相应工具生成 ADPV 文件[3]，如图 2 所示。

```
# C Tech Data Exporter generated APDV File from A-E.XLSX
X Y Z @@ps
Elevation m
4299,1 ps
# Columns [abcde]: "X" "Y" "Z" "ps"
503045.1803125, 2775230.0549375, 647.485, 1624.7
503037.7601875, 2775229.8025625, 643.705, 1896.3
503030.3400625, 2775229.5501875, 639.925, 1619.1
503022.52016, 2775229.17349, 636.239, 3338.5
```

图 2　物探原数据 APDV 格式文件示例图

3.3　地层、物探建模

通过建立地表地层模型，进一步对高密度反演数据进行插值处理，形成三维模型。一些步骤如图 3 所示，先用 make_geo_hierarchy 模块建立好地层，随即形成了 .geo 和 .gmf 格式的数据，再用 krig_3d_geology 模块进行地质建模，使用 krig_3d 模块对高密度电法数据进行插值计算。

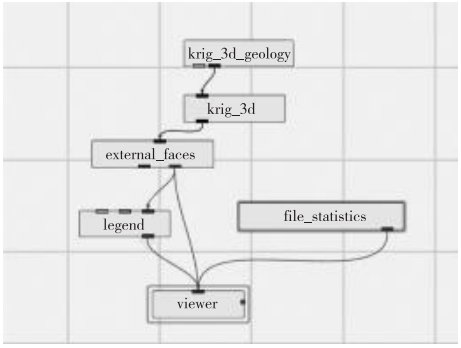


图 3　模块及工作流程图

3.4　三维地质模型的生成

通过以上流程，大致绘制出高密度电法反演数据在空间模型中的展示，如下页图 4 所示是数据点离散图，下页图 5 则为结合地层形成的三维模型图。对于已生成的三维模型，可以对图层进行任意方向的切片，也可以结合钻孔数据，形成更加直观可靠的三维模型[5]。如下页图 6 所示，只要根据一定的逻辑对其模块进行二次流程化处理即可得到不同的结果[6]。三维可视化建模中的一些细节也需要注意，比如高密度电法数据在竖向的曲线类型为“H”型，在建立堆积体模型前需要对电法数据进行梯度处理。另外插值算法中存在数据受到地层各向异性影响问题[7]，应结合地质调查判断异常的分布趋向，在插值计算中增加方位幅度参数修正模型。以上细节方法在本文不展开分析。经细化处理后，最终形成了推测滑坡体堆积体空间模型（见下页图 7）。

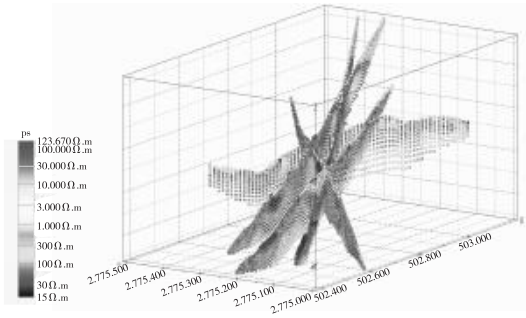


图 4　数据点离散图

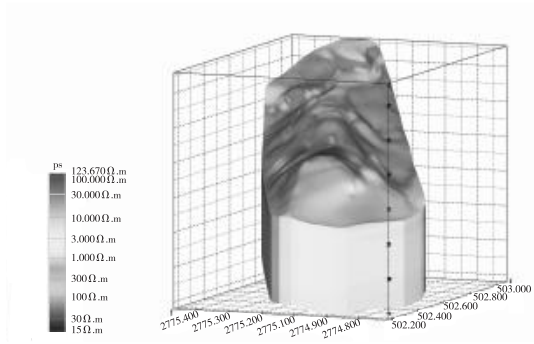


图 5　三维可视化图

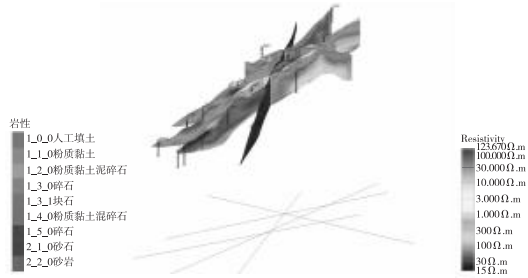


图 6　切片效果图

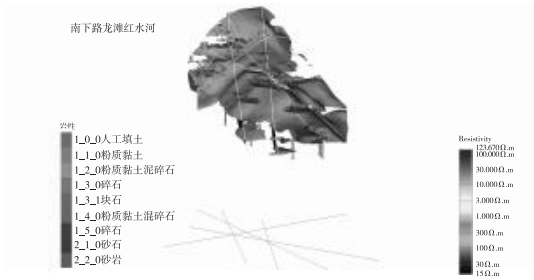


图 7　巨厚层松散体三维模型图

4　二维反演数据与三维模型结合应用与评价

测区第四系覆盖层为黏土夹碎石，结构相对下伏基岩松散，由于处于斜坡，地表水下渗速度较快，其相对含水率低，在高密度电法视电阻率反演等值线剖面图(见图 8)上相对下伏砂岩表现为相对高阻，强风化基岩相对低阻，滑动层及滑动层面附近的破碎带相对于覆盖层及基岩表现为低阻，覆盖层下相对低阻的岩层或区域与强风化层相对应，而低阻条带与滑动层及滑动层面附近的破碎带相对应。通过对剖切的电法数据 EVS 三维模型(见图 5、图 7)进行观察，结合地质钻孔资料(如图 9 所示)，可以较为直观地看到在地形特征上，滑坡体堆积体主要位于山体中部。

古滑坡的确定：根据高密度电法的视电阻率等值线在垂向及水平上变化规律，结合地面地质调查来综合确定。

滑坡深度的确定：高密度电法视电阻率等值线剖面图上表现为等值线变稀疏，等值线呈半闭合圈或条带状低阻区域(带)。依据地质调查及物探勘察结果(见表 1)，物探推断主要的古滑坡影响区域主要在 K69＋410～K69＋840 段，推测面积约101 344 m^2，滑坡面深度为 8～70 m。

表 1　高密度电法剖面物探异常及推断结果一览表

异常范围	异常特征	推断解释
A－A’线 K69＋260～K69＋780 段	视电阻率等值线呈闭合、半闭合条带状低阻圈，而覆盖层为相对高阻，以及下伏深部基岩层为高阻	推断覆盖层(或松散堆积体)厚度为 2～38 m，滑坡深度在 9.0～58.0 m
B－B’线 K69＋400～K69＋838 段	视电阻率等值线呈闭合、半闭合条带状低阻圈，而覆盖层为相对高阻，以及下伏深部基岩层为高阻	推断覆盖层(或松散堆积体)厚度为 2～19 m，滑坡深度在 9.0～53.0 m
C－C’线 K69＋420～K69＋982 段	视电阻率等值线呈闭合、半闭合条带状低阻圈，而覆盖层为相对高阻，以及下伏深部基岩层为高阻	推断覆盖层(或松散堆积体)厚度为 2～36 m，滑坡深度在 9.0～57.0 m
D－D’线 K69＋222～K69＋720 段	视电阻率等值线呈闭合、半闭合条带状低阻圈，而覆盖层为相对高阻，以及下伏深部基岩层为高阻	推断覆盖层(或松散堆积体)厚度为 2～32 m，滑坡深度在 15.0～50.0 m
E－E’线 K69＋470～K69＋600 段	视电阻率等值线呈闭合、半闭合条带状低阻圈，而覆盖层为相对高阻，以及下伏深部基岩层为高阻	推断覆盖层(或松散堆积体)厚度为 1.5～5.0 m，滑坡深度在 8.0～26.0 m

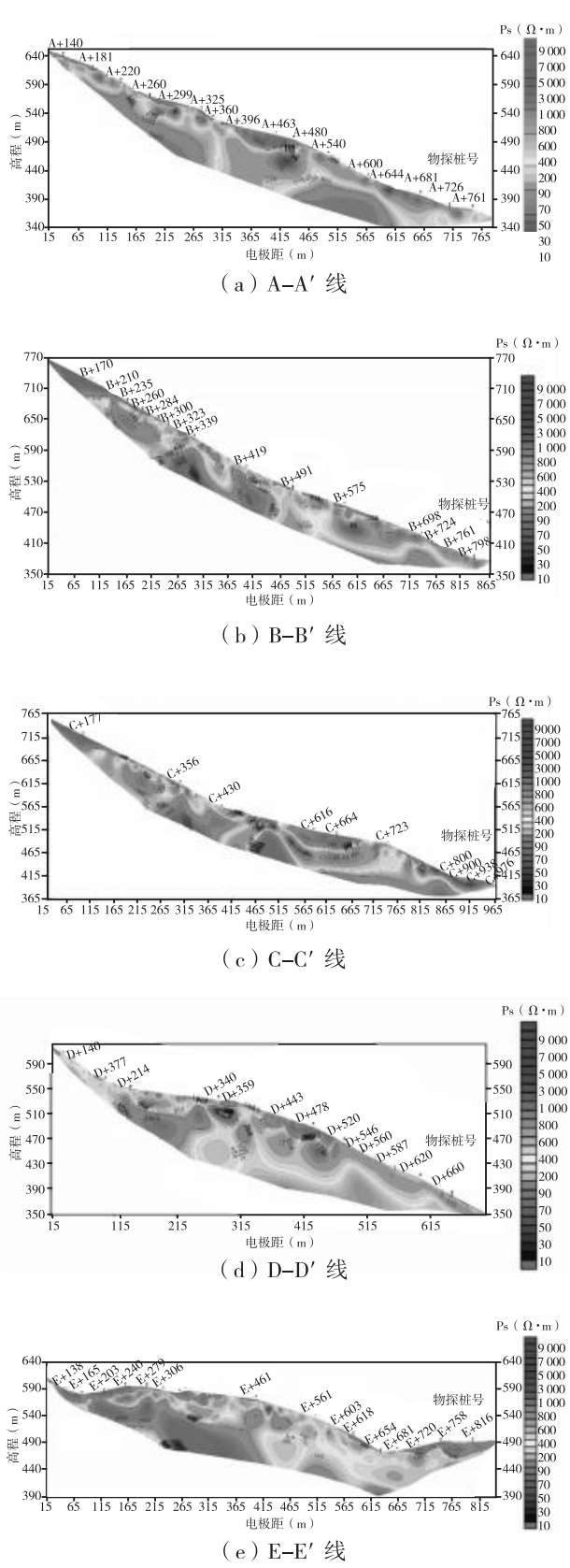


图 8　高密度电法视电阻率等值线剖面图

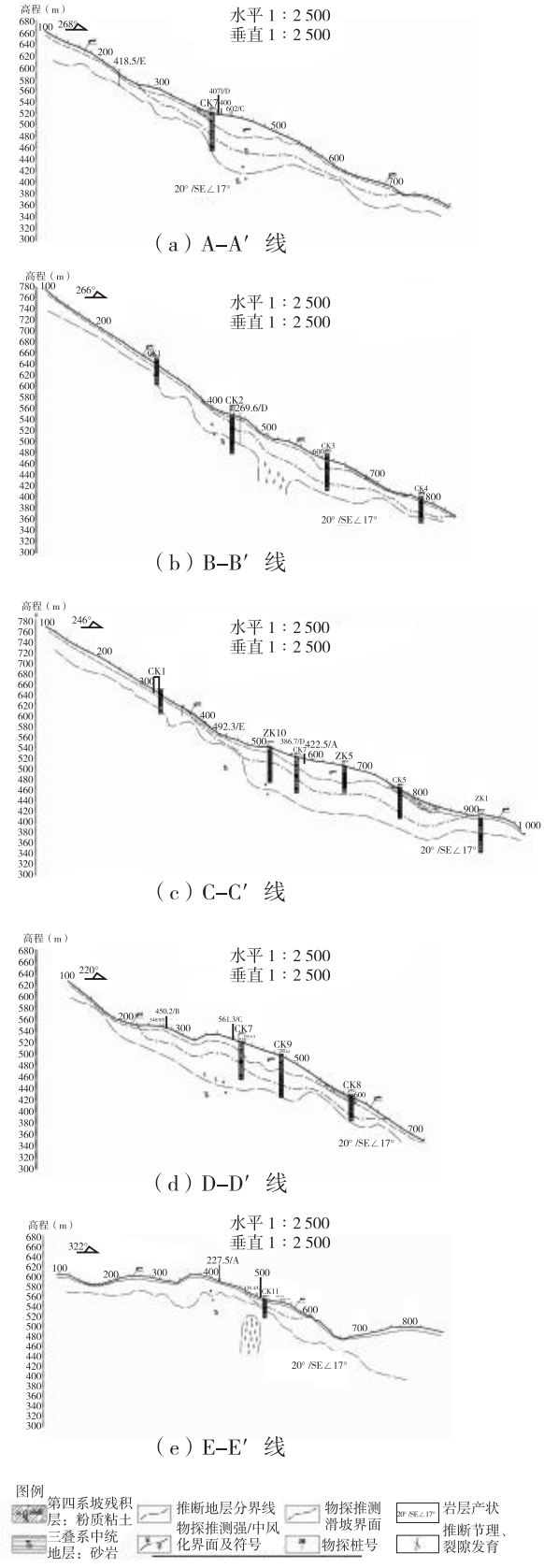


图 9　物探推断地质断面图

综上所述，高密度电法在滑坡巨厚层松散体勘察中提供了依据，是较为有效的物理勘察手段。基于EVS软件建立的高密度电法三维模型能较为直观地在滑坡勘察中呈现巨厚层松散体，模型可进行任意剖面的剖切，并展示低阻异常区域。同时，也可以导入钻孔与地层岩性，并进行相关描述及解决相关地质问题，如确定滑坡的潜在滑面位置、几何形态及构造情况等参数，能为其稳定性分析、范围确定、灾害程度判断以及治理方案设计等提供依据。

5 结语

基于EVS软件的高密度电法三维建模研究及应用展示，能够为古滑坡地质勘察三维可视化研究提供帮助，可较为直观地呈现巨厚层松散体分布，也能为更多的物探数据呈现方式提供途径。EVS软件在越来越多的工程、研究项目中得到运用，能实现与ArcGIS、Revit、Civil 3D等三维建模软件进行数据交互，这为地质勘探信息处理提供了更多帮助。但由于该软件在我国的发展还处于起步阶段，其操作界面仍未汉化，另外虽然看似有成型的模块应用，但使用时也应注意数据参数对建模形成的影响。总之，随着勘察项目工程的发展，勘察技术和成果的丰富性也应随之提高，展示更智能化、立体化的研究成果。

参考文献

[1]廖全涛，王建军，李成香，等.高密度电法在滑坡调查中的应用[J].资源环境与工程，2006(4)：430－431，445.

[2]孔繁良，陈　超，孙冠军.高密度电法在清江水布垭库区滑坡调查中的应用[J].工程地球物理学报，2008，5(2)：201－204.

[3]陈　兵，朱泳标，张　燕.基于EVS的三维地质建模研究[J].高速铁路技术，2020，11(6)：6－10，18.

[4]钱　睿.基于BIM的三维地质建模[D]. 武汉：中国地质大学(北京)，2015.

[5]周念清，杨浩博，杨　磊，等.EVS耦合地层－岩性三维地质建模方法在南宁地铁工程中的应用[J].隧道建设，2020(2)：238－245.

[6]杨云峰.EVS三维地质建模在整图幅地质调查的应用[J].科学技术创新，2020(30)：50－51.

[7]李　鹏.随钻电磁波电阻率测井在水平井各向异性地层响应特征研究[J].工程地球物理学报，2020，17(4)：484－491.

收稿日期：2021－10－18

（上接第10页）

(3)采用Matlab软件语言能够充分运用矩阵运算和优化工具箱的强大功能来进行数值计算，因此在很大程度上提高了计算和编程的效率。

参考文献

[1]黄文熙.土的工程性质[M].北京：水利电力出版社，1981.

[2]钱家欢，殷宗泽.土工原理与计算[M].北京：中国水利水电出版社，1996.

[3]陈希哲.土力学地基基础(第四版)[M].北京：清华大学出版社，2004.

[4]李国强，黄宏伟，吴　迅，等.工程结构荷载与可靠度设计原理(第三版)[M].北京：中国建筑工业出版社，2005.

[5]GB50068－2001，建筑结构可靠度设计统一标准[S].

[6]GB50010－2002，混凝土结构设计规范[S].

[7]GB/T50283－1999，公路工程结构可靠度设计统一标准[S].

[8]赵国藩.工程结构可靠性理论与应用[M].大连：大连理工大学出版社，1996.

[9]赵国藩，金伟良，贡金鑫.结构可靠度理论[M].北京：中国建筑工业出版社，2000.

[10]贡金鑫.工程结构可靠度计算方法[M].大连：大连理工大学出版社，2003.

[11]Hasofer A M，Lind N C.Exact and invariant second－moment code format[J].Journal of the Engineering Mechanics，1974，100(1)：111－121.

[12]Maes M A，Bretitung H，Dupuis D J. Asymptotic importance sampling[J]. Structural Safety，1993，12(3)：167－186.

[13]Melchers R E.Structural reliability analysis and prediction (Second Edition)[M].New York：John Wiley&Sons，1999.

[14]Kiureghian A D.Measures of structural safety under imperfect states of Knowledge[J]. Journal of Structural Engineering，1989，115(5)：1 119－1 203.

[15]黄兴棣.工程结构可靠性设计[M].北京：人民交通出版社，1992.

[16]王　舰，桌　军.基于可靠度的静止土压力计算方法[J].勘察科学技术，2005(4)：15－18.

[17]张　林，林从谋，徐　超，等.土质边坡动力稳定可靠度计算方法研究[J].防灾减灾工程学报，2005，25(2)：178－181.

[18]Halatchevrossena. Probabilistic stability analysis of embankments slopes[C]. Proceedings of the International Conference on Ground Control in Mining，1992.

收稿日期：2021－10－23

都巴高速公路六分部施工便道设计分析

汤兴文
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章基于施工便道的设计要点，以广西壮族自治区都巴高速公路六分部标段施工项目为依托，对山区高速公路施工便道的设计、选线进行分析，为同类型的山区施工便道设计提供借鉴。

关键词：高速公路；山区公路；施工便道；设计分析
中图分类号：U412.37+8　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.006
文章编号：1673-4874(2022)03-0023-03

0　引言

施工便道在高速公路建设过程中发挥着重要作用。在实际施工中，由于山区交通的闭塞会影响到机械设备、材料物资的入场，需要修建临时施工便道来解决这个问题以满足施工要求。施工便道的建设要求较低，通常达到预期使用目的后即予以拆除或废弃。现有研究对此进行了一些分析：周春鸿[1]对公路施工便道进行了分析，探讨了施工便道的设计要点；张温庭等[2]从理论上对施工便道的科学性进行了科学客观的评价；蔡汉强[3]在保证安全的前提下，对山区公路的施工便道适宜性进行了分析。但这些研究对于实际施工过程中的便道没有形成一整套详细的规划与设计，本文以广西壮族自治区都巴（贺州至巴马，都安至巴马段）高速公路六分部标段施工项目为依托，对山区施工便道的规划与设计进行分析，为同类型的山区施工便道设计提供借鉴。

1　工程概况

贺州至巴马（都安至巴马段）高速公路（简称都巴高速公路）六分部路线总体走向自东向西，里程桩号为K452+219～K478+106.287，全长25.887 km，主线跨越G323国道、S208省道、巴马至所略乡003乡道。本分部共设有桥梁32座（10 336.9 m）、涵洞85座（5 020.7 m）、隧道2座（3 517 m），互通区3处，服务区1处，挖方工程量为643.3万 m^3，填方工程量为760.2万 m^3。因涉及2座隧道，所处的地形陡峭，交通不便，且路基部分大多为高填深挖，施工难度也较大，进而提高了施工便道的规划与设计难度。施工便道的设计合理与否，直接影响到工程建设的安全、进度、成本。

作者简介：汤兴文（1987—），工程师，主要从事高速公路工程建设工作。

2 施工便道规划设计要点

(1)在总体规划便道时,优先考虑选在路基主线上,将临时工程变为路基永久工程,即为“永临结合”,这也将有利于后续主线施工,以及节约经济成本。

(2)规划时,在确保安全与满足规范要求的前提下,尽可能利用原有道路,同时尽量减少高填深挖。道路线形纵断面起伏不宜过大,当跨越河流时,便道不宜与河流两岸斜角相交,应垂直经过,且便道的线位要高于最高洪水位。

(3)结合山区特点及便道后续运载规划,便道以浅挖为主,纵坡控制在 10%以内[4]。

(4)便道后续的养护与维护要及时,同时结合具体情况,定期对便道进行安全隐患排查,实现精细化管理。

3 施工便道规划与选线

都巴高速公路六分部施工便道以 X929 县道为切入点,利用新建便道实现贯通,以达到施工机械设备进入并运送物资到施工现场的目的。

图 1 都巴高速公路六分部施工便道平面布置局部图(便道 1)

如图 1 所示,便道 1 连接着 X929 县道与 1# 拌和站机制砂加工厂,此位置也恰好是设吉隧道出口,而且在此处还设有碎石加工厂,沿 1# 拌和站往主线前进方向还有 3 座高架桥,但均为新建桥梁,不便作为便道通行的线道。便道起点以 X929 县道为切入点的选择是基于周边环境,X929 县道高程与高速路基设计面高程落差较大,高差约100 m,在隧道口又必须依靠便道进行机械设备与材料的运输,而本条便道规划虽然不是最近的路线,但选择该路线可以克服高差,依据山势,顺山谷平坦面盘山,缓解路线纵坡,保证行车安全性。对于坡度较陡处的便道路面采取混凝土硬化,不可为节省成本采用碎石路面。如采用碎石路面一遇下雨天运输车碾压路面便会凹陷,需反复对路面进行铺砌,最终的成本反而会大于一次性混凝土硬化路面的成本。此外,周边土地性质大多属于公益林地与商品林地,选择 X929 县道切入点引入便道可不占用公益林地,还可减少办理临时用地的麻烦,避免违法用地用林风险。基于以上情况,在此处规划便道 1 便能够让物资设备到达设计隧道出口以及附近的施工现场。

如图 2 所示,施工便道 2 以原有公路 G323 国道为切入点连接 2# 拌和站,2# 拌和站到主线平乐高架桥等桥梁可利用原有村道,兼顾“永临结合”的原则。便道 2 全长2.3 km,其中原有的村道1.6 km,为充分利用原有道路,将原有道路进行扩宽并延伸接至 G323 国道,充分利用原有道路,减少耕地占用。

便道 3 以 G323 国道与路基主线交点为起点连接 2# 钢筋加工厂,经过坡规 2# 高架桥,终点到桥劳隧道进口。此便道经过村庄,周边有较多基本农田,规划此便道路线从坡规 2# 桥下穿过,可以减少占用基本农田,且因地势较为平坦,道路线形纵断面起伏小,有利于通行安全。此外,地势平坦处的便道路面结构层可采用泥结碎石路面,进一步节省成本。

图 2 都巴高速公路六分部施工便道平面布置局部图(便道 2、便道 3)

如图 3 所示,施工便道 4 起点为桥劳隧道出口,终点为都巴六分部施工项目的终点巴马西互通,地形起伏较大,交通较为不利,且此地段属于盘阳河景区,涉及桥梁较多且周边无可利用的旧路,路线标尾仅有一条 S208 省道。为了尽可能减少征地,便道 4 沿路基主线规划将隧道口与巴马西互通利用纵向便道连

通。为了规避基本农田与林地同时考虑修建便道的土石方平衡，便道多处下穿主线桥梁，当遇到地形、用地等因素限制时，便道规划走向可选择性下穿主线桥梁甚至路基，为此达到少征地、少填挖修建便道的目的。

图 3　都巴高速公路六分部施工便道平面布置局部图（便道 4、便道 5）

巴马西互通因盘阳河阻断而无法贯通，为方便材料运输与工人通行，新建了施工便道 5。便道 5 与 S208 省道相连，在便道 5 上新建一座钢栈桥从而实现巴马西互通各施工点的连通，钢栈桥设置与河流两岸垂直相交。

都巴高速公路六分部最终规划施工便道40.2 km和一座钢栈桥，充分利用路基主线，纵向便道连通，横向引入新建施工便道打通前往各个施工点的通道。

4　施工便道设计分析

根据施工便道评价体系对六分部施工便道进行适宜性评价。由文献[5]中 AHP 方法可得到系统安全影响水平 $SD=(0.703\ 2, 0.758\ 6, 0.659\ 7)$及山区施工便道适宜性水平表，如表 1 所示。

由表 1 计算结果可知，便道设计、便道质量、标志牌水平均为适宜，此便道能满足机械设备与人员通行。

表 1　山区施工便道适宜性水平表

指标	样本	优良	适宜	判别
C_1	0.796 0	0.850 0	0.750 0	适宜
C_2	0.638 6	0.700 0	0.500 0	适宜
C_3	0.768 8	0.800 0	0.600 0	适宜

5　结语

施工便道对于高速公路建设不可或缺，在提前规划和设计时要与实际地形相结合，仔细研究地形图，对便道的选择要进行多轮比选，从而选择最安全、经济的便道路线。与此同时，在便道建成后，要注重后期的养护与维修工作，避免因便道的损坏而返工。根据都巴高速公路六分部施工便道设计可知，对于新建便道首先要保证其安全性，不能单一追求经济性而忽略安全问题，同时对于便道规划要从全局出发，从征地、地形走势、安全、进度、经济等方面进行综合考虑。

参考文献

[1]周春鸿.探讨公路施工便道设计要点[J].黑龙江交通科技，2016(7)：54－56.

[2]张温庭.基于 AHP－熵权法的山区高速公路施工便道多目标安全性评价[J].黑龙江交通科技，2019(8)：180－183.

[3]蔡汉强.探究基于安全的山区公路施工便道适宜性[J].四川水泥，2019(2)：52.

[4]聂文英，欧阳哲，汪亚运.道安高速公路 TJ02 标施工便道规划与设计[J].公路与汽运，2017(3)：118－121.

[5]彭爱红，黄自力，于文金，等.基于安全的山区公路施工便道适宜性评价[J].公路与汽运，2018(5)：153－155.

收稿日期：2021－10－18

山岭重丘区公路选线要点与案例最优解分析

陈仕奇
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：为深入研究山岭重丘区公路选线的设计要点，文章从山岭重丘区公路特点出发，分析了其选线原则、总体思路、方案比选及最优解分析等核心设计要点，并以实际工程为案例，对其选线过程进行了详细分析，运用所分析的设计要点选出该工程最优路线，为山岭重丘区公路选线提供借鉴。

关键词：公路选线；山岭重丘区；总体思路；方案比选；最优解
中图分类号：U412.32　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.007
文章编号：1673－4874(2022)03－0026－04

0　引言

随着国家对基础设施建设的大力投入，作为带动山岭重丘地区经济发展，实现全面脱贫与乡村振兴的重要基础设施，山岭重丘区公路也得到了蓬勃发展[1-2]。而选线作为山岭重丘区公路建设最核心也是最关键的环节，需从地形、地质条件差、区域控制点多等实际出发，考虑路线基本走向和技术指标，结合环评水保、土地指标、施工因素及经济因素，由浅至深，逐步深入，分步骤进行方案的全方位、多层次比选，选出的路线方案才能达到最优[3-7]。相对平原地区，诸多复杂因素使得山岭重丘区公路选线难度变得很大。然而，一旦路线设计出现问题，不仅会造成工程投资的增加，而且可能埋下严重的安全隐患，从而影响山岭重丘区公路的建设水平。

因此，对山岭重丘区公路的选线要点进行研究，可以提高山岭重丘区公路设计的总体水平，保证整个项目的安全与质量，降低工程造价。

本文在以往研究的基础上，结合路线设计规范与实践设计经验，从山岭重丘区公路特点入手，分析其选线原则、总体思路、方案比选、最优解分析等核心设计要点，再以某山岭重丘区公路工程选线案例为例进行详细的分析，运用所分析的设计要点选出其最优路线，为山岭重丘区公路选线提供借鉴。

1　山岭重丘区公路特点分析

相比平原地区，山岭重丘区地形多变、地质复杂，公路路线设计需全方位、多层次考虑，才能确保方案经济可行、对自然环境影响最小。其特点主要有：

(1)技术难度大：需克服大高差及平纵指标均衡的难题，重点解决垭口位置、过岭高程和垭口两侧展线三个核心问题。

作者简介：陈仕奇(1985—)，工程师，主要从事道路设计工作。

(2)用地空间少:地形陡峭,可直接利用的土地及道路较少,直接决定了路线走向。

(3)不良地质多:滑坡、泥石流、崩塌等不良地质频繁多发,地质选线难度大。

(4)环境要求高:路基高边坡多,大填大挖多,对环境影响大,需严格控制相关指标。

(5)工程造价高:相比于平原公路,山岭重丘公路总体造价高,包括构造物建设费用、不良地质处理费用、环境保护费用等。

2 山岭重丘区公路选线要点分析

2.1 总体原则

在对山岭重丘区公路进行设计时,应深入调查沿线各类敏感点及矿产资源;综合考虑与相关公路、铁路、输电线路、油气管道等平面或交叉关系;充分利用地形条件,合理确定垭口位置,尽可能避免高填深挖等现象;尽可能少占基本农田,重视环境保护。

此外,还应结合其他运输系统的布局,考虑公路网规划、公路功能与等级等情况;考虑社会、经济因素和复杂的自然条件等影响。

2.2 总体思路

根据《公路路线设计规范》,并结合道路设计经验,山岭重丘区公路选线总体思路如图1所示。现对选线过程中资料收集、方案初定、实地踏勘、控制点选择4大关键要点进行详细分析。

2.2.1 资料收集

(1)地形图(一般收集1∶50 000、1∶10 000、1∶2 000)、无人机航拍照片、已有的调查资料。

(2)交通量及交通组成等交通调查资料。

(3)与本工程相交的道路资料。

(4)路线所经范围的自然条件(包括沿线地质、水文、气候等)。

(5)路线所经范围的城镇、基本农田图斑、相关规划等资料。

(6)与路线方案有关的其他资料。

2.2.2 方案初定

实地勘察之前在地形图上(1∶50 000或1∶10 000)初步选出可行的各种方案。重点应在地形复杂、外界干扰多和牵扯面大的受控路段进行方案比选,如较大沟渠、垭口、矿区、水源保护区、生态保护区、风俗敏感区、重要城镇等。

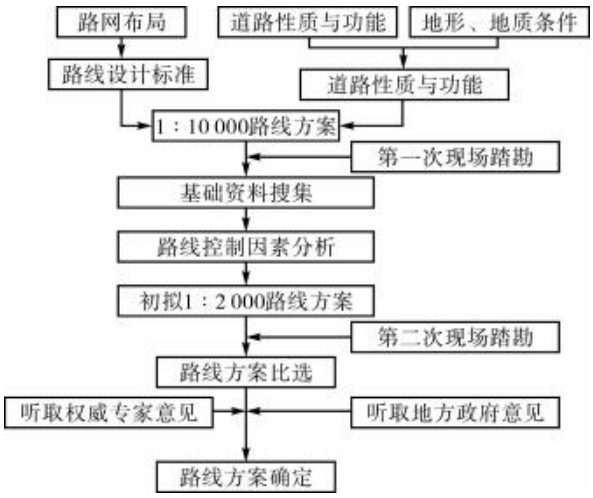


图1 山岭重丘区公路选线总体思路图

2.2.3 实地勘察

(1)初步落实各控制点的具体位置。

(2)对路线、大桥、隧道等提出推荐方案。

(3)分段提出采用的技术标准和主要指标。

(4)在对调查资料进行深入研究后,分析对比,锁定影响路线方案的各大控制点,如垭口位置、过岭高程、垭口两侧展线条件、特大桥桥位、与其他公路或铁路相交位置及高程,不良地质地段等。

(5)调查筑路材料地材如砂、石等价格,外购材料如钢铁、水泥、木材等价格,运距、供应量情况等。

(6)其他如沿线民族习俗、居住生活供应、气候特征、地形险阻等情况也应进行调查。

2.2.4 控制点选择

(1)确定路线起、终点,连接的主要城镇。

(2)走廊控制因素分析:地形、不良地质、水文、环境、文物、军事设施、风俗敏感点、基本农田等。

(3)路线方案拟定:在项目可行前提下,权衡节点需求与线形,保留方案应具有代表性,该避让的避让,该穿过的穿过,不过分强调工点组合。

(4)针对不同的控制节点,采用如下措施:

①经过沿线城镇的路线布置

公路应结合城镇规划,采用“近镇不进镇”的原则。

②经过重大工程地质灾害的路线布置

调查沿线重大工程地质灾害的范围、分布和严重程度,论证并确定绕避或整治方案。

③经过桥梁节点的路线布置

特大桥、技术复杂性大桥的桥位作为路线方案的控制点进行分析,中、小桥涵服从路线总体方案进行

设置。

④经过水库、军事设施等节点的路线布置

水库、军事设施的位置，应为路线走向控制节点，路线应尽量避绕。

⑤经过平交(等级路)节点的路线布置

平面交叉交角宜为直角；斜交角度＜70°时，平面交叉应通过调整匝道线形或通过分隔岛和倒流岛的布置使交角接近于直角。

2.3 山岭重丘区公路路线方案的拟订与比选要点

路线方案比选是路线设计的重要环节，是通过对可行方案的技术指标、经济指标、社会环境影响等进行全方位、深层次、同深度的分析论证，选出最合理的路线方案。具体比选指标如下：

(1)技术指标：包括路线长度、圆曲线最小半径及个数、路线增长系数、最大纵坡及其最大最小坡长、最小竖曲线半径等。

(2)经济指标：主要包括土石方、排水及防护的各大路基工程数量、路面工程数量、桥隧比、征拆地数量等影响造价的主要指标。

(3)经济效益及社会效益分析综合对比。

2.4 平、纵线形及其组合要点

(1)平面：平面上不强拉直线，尽量采用与地形协调的长缓曲线，同向曲线宜用≥6 v的直线段，反向曲线间应有≥2 v的直线段，直线过短则采用S型曲线。

(2)纵面：纵面起伏不应过于频繁，坡长宜长，纵坡宜缓，避免锯齿型坡和短距离的“驼峰”和“凹陷”。相距不远的同向竖曲线尽量连接，反向竖曲线最好有一段直线。

(3)平纵组合：长陡下坡尽头避免设小半径曲线。最不利的情况是凸曲线与小半径曲线相隔太近，因凸曲线阻碍视线，失去引导视线的作用，应使平、竖曲线重合，注重行车安全性及舒适性。

3 山岭重丘区公路选线案例分析

3.1 案例工程背景简介

本案例工程位于广西东部，路线大致走向为自东向西，起终点明确，地处山岭重丘区。下文对其选线过程进行详细分析，重点分析其方案比选过程。

3.2 案例工程选线详细分析

根据不同的垭口位置，如图2所示，拟定了两个方案，分别是图中的方案一、方案二及其局部比较线方案。

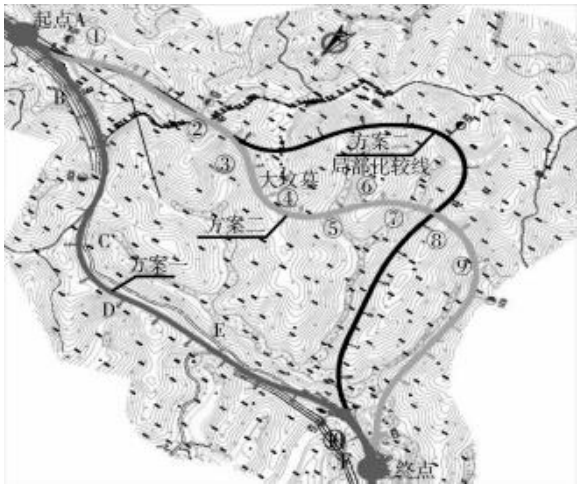


图2 案例工程路线总体平面图

(1)控制点选定，垭口位置选定

固定控制点为总体布局中确定的点。

方案一A、F为固定控制点，选定B控制点为垭口位置。

方案二①、⑩为固定控制点，选定②控制点为垭口位置。

(2)加密控制点

在体现路线轮廓的基础上，根据期间细部地形加设中间控制点，路线方案才能具体确定。

方案一路线于B控制点处挖开垭口，根据试坡布线的方法大致可以确定E点控制点位置在图2所示位置，路线继续沿山脊线布线，经过控制点C、D、E，终于F点。

方案二①与⑩之间跨越四个山梁，三个山谷，包括三组半起伏。根据试坡布线的方法大致可判断控制点⑥的大致位置在图2所示位置。经过控制点③、⑤、⑦、⑨，填方大，经过控制点②、④、⑥、⑧，挖方较大，做到填挖平衡，终于⑩。

②与⑩之间包括两组起伏，路线如直连线布线，填方过大，走匀坡线，工程虽小，但路线曲折，走中间合理。

试线完成以后，再从技术指标、工程规模、地质条件、安全性、生态环保及基本农田占用情况等角度定性分析方案一及方案二，寻求方案最优解，如表1所示。

表 1　案例工程方案一与方案二对比分析表

比选项目	指标	方案一	方案二
技术指标	公路等级	二级	二级
	设计速度(km/h)	60	60
	路基宽度(m)	10	10
	远景交通量(pcu/h)	7 357	7 357
	平曲线最小半径(m)	170	125
	最大纵坡	6	5.7
	路线增长系数	1.10	1.26
	竖曲线最小半径(凸型/凹型)	3 900/6 500	2 800/3 700
工程规模	计价土石方(万 m^3)	22.3	45.1
	高边坡(m/处)	690/6	1 290/14
	桥涵(m/座)	2(涵洞)	7(涵洞)
	隧道(m/座)	—	—
	工程造价(万元)	2 493	3 351
地质条件评价	地形、地貌	工程地质条件较好,充分利用旧路资源	构造－侵蚀类型丘陵地貌,路线沿山坡或丘陵布设
	工程、水文地质	主要受大气降雨及地表水的补给,地下水径流途径短,排泄迅速,一般对工程建设影响不大	主要受大气降雨及地表水的补给,地下水径流途径短,排泄迅速,一般对工程建设影响不大
	地质稳定性	区内构造趋于稳定,场地区域地质较稳定,对公路工程建设影响不大	区内构造趋于稳定,场地区域地质较稳定,对公路工程建设影响不大
	不良地质	小型滑坡	软土、小型滑坡
安全性分析	运行速度协调性	小客车在正向、反向结点运行时,｜ΔV85｜均＜20 km/h,｜ΔIV｜均＜10 km/h/100 m。小客车的运行速度协调性较好	小客车在正向、反向结点运行时,｜ΔV85｜均＜20 km/h,但部分单元｜ΔIV｜＞10 km/h/100 m。小客车的运行速度协调性略差
	路侧安全净距	本方案填方路段均设置了防撞护栏,满足其路侧安全净区的要求	本方案填方路段均设置了防撞护栏,满足其路侧安全净区的要求
	路线评价	路线要素指标满足规范要求	路线要素指标满足规范要求
	交通工程及沿线设施评价	准确、安全、快速、舒适	准确、安全、快速、舒适
生态环保	环境影响及大填大挖情况	本方案大填大挖较少,无人文景观和优秀生态系统的破坏	本方案对于一般周边环境,工程开挖较大,对于已经形成破坏的公路建设,应进行后期的恢复设计
基本农田	占用情况	不占用	部分占用

经综合比较可知,方案一基本沿旧路布线,纵面指标稍差,但旧路利用率高,基本不占农田,施工方便且行车、运营安全性更优;方案二虽然纵面指标稍高,充分利用地形展线,但因路线稍长、工程量大、新征土地较多、造价较高、其他优势不明显而被放弃。

4　结语

综上分析,山岭重丘区公路选线是一个通过寻找控制点并处理好中间相互关系的过程。其基本流程为总体布局定好大方向,再到主要控制点的选定,结合地形、地质及地物条件决定细部。在这一过程中对可能的轮廓方案进行比选,保留 2～3 个方案,进行下一步细部地形加密控制点的工作,再结合技术指标、工程规模、地质条件、行车安全性、生态环保及基本农田占用情况等角度来分析,才能最后确定路线方案。

参考文献

[1]杨　淮.山区高速公路选线和路线设计[J].公路交通科技(应用技术版),2018(9):121－124.
[2]张雄兵,孙海平.复杂地形条件下山区高速公路总体设计的分析[J].公路交通科技(应用技术版),2019(1):139－142.
[3]张金亮.山区高速公路路线优化设计及选线分析[J].城市建筑,2021(12):172－174.
[4]吴翼虎.基于层次分析法对山区高速公路路线设计方案评价模型的构建与研究[J].公路,2021(4):56－61.
[5]黎礼宗.山区公路路线设计原则及要点探究[J].企业技术实践,2021(2):108－110.
[6]唐世海.山区公路路线设计的特点与策略研究[J].科技创新与应用,2019(12):73－74.
[7]钟立力.山区公路路线平纵线形组合设计分析[J].黑龙江交通科技,2019(4):26－27.
[8]JTG D20－2017,公路路线设计规范[S].

收稿日期:2021－11－25

机制砂石粉含量对混凝土性能的影响研究

胡廷志
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：为找出机制砂中合理的石粉含量范围，配制出高流动性、高体积稳定性、高耐久性的混凝土，文章依托南宁某桥梁工程，研究机制砂石粉等微细集料（粒径＜0.075 mm）对混凝土工作性能和力学性能的影响，并通过配置不同石粉含量的机制砂混凝土，测试其坍落度、扩展度、抗压强度等性能指标，结果表明：综合考虑拌和性能和力学性能的前提下，C50 机制砂混凝土的最佳石粉含量是 7%～10%。

关键词：机制砂混凝土；石粉含量；流动性；力学性能
中图分类号：U416.03　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.008
文章编号：1673－4874(2022)03－0030－04

0　引言

机制砂在欧美等国建筑工程领域上的应用已有 30 年的历史，并形成了较为完善的材料、试验及使用标准体系。我国对机制砂混凝土的研究起步较晚，工程建设过程中仍以天然河砂作为主体细集料。伴随着我国基建规模的不断扩大与更新换代，天然河砂的需求量不断扩大。然而无节制的开采天然河砂对水利环境以及生态多样性造成了恶劣的影响，因此使用机制砂制备混凝土已成为国内基建持续发展的必要方向之一[1－2]。而如何使用机制砂制备高标号混凝土并使其性能满足施工要求，是国内机制砂发展的首要问题之一。

机制砂区别于天然河砂的原因之一是生产机制砂过程中会产生大量的石粉[3]。现行标准将石粉定义为在机制砂制作过程中产生的矿物组成，成分与母岩一致，且公称粒径＜80 μm的细小颗粒[4]。由于石粉的比表面积极小，一定量的石粉在混凝土水化过程中能有效地填充混凝土浆体的孔隙，减小粗细骨料之间的碰撞，从而使机制砂混凝土的和易性优于天然骨料混凝土[5]。因此，石粉含量是影响高标号机制砂混凝土性能的关键因素之一。有关学者对高标号混凝土中的石粉掺量做了相应的研究：赵春磊等[6]根据机制砂混凝土配制原则，配置了 C55 机制砂混凝土并对工作性能进行了测试，结果表明，将石粉控制在 6%～8%时，混凝土性能表现良好且较为经济；王恒[7]研究了石粉含量分别为 0%、3%、6%、8%和 10%的 C80 混凝土坍落度、扩展度及抗压强度等指标，结果表明，石粉含量为 0%～6%时能够有效提高砂浆的流变性，而当石粉含量超过 8%时，其抗压强度有所降低甚至不满足相应型号混凝土的强度要求；余泽文等[8]研究了不同石粉含量对 C40 混凝土的工作性能与抗压性能的影响，结果表明，石粉含量为 0%～10%的混凝土相较于对照组（0%）而言，其流动性与黏稠度更好，而当石粉含量达到 15%～ 20%时，伴随黏

作者简介：胡廷志（1988—），硕士，工程师，主要从事高速公路建设与管理工作。

稠度的进一步提升，混凝土的流动性与拓展度降低，且在混凝土施工时容易造成麻面、蜂窝的不良现象。

综上所述，机制砂混凝土中石粉含量对混凝土性能起着至关重要的影响。本研究依托桥梁实体工程，通过控制石粉含量，设计配合比，制备 C50 混凝土并对其不同时间段的坍落度以及抗压强度进行测试，以确定最佳石粉含量，并在施工中跟踪验证其工作性能。

1 原材料及试验方案

1.1 原材料

1.1.1 水泥

水泥使用 P·O 42.5 普通硅酸盐水泥，其物理力学性能见表 1。

表 1 P·O 42.5 水泥物理性能检测结果表

项目	比表面积（m^2/kg）	标准稠度（%）	凝结时间（min）		安定性（标准法）	抗折强度（MPa）		抗压强度（MPa）	
			初凝	终凝		3 d	28 d	3 d	28 d
规范要求	300	—	≥45	≥600	≤5	≥3.5	≥6.5	≥17.0	≥42.5
检测结果	345	25.3	195	262	1.0	≥5.8	≥8.4	≥29.4	≥58.2

1.1.2 集料

粗集料规格为 5～26.5 mm，其技术指标如表 2 所示。机制砂母岩取于公路开挖段，属于石灰岩，母岩单轴饱和状态抗压强度为 78.9 MPa。机制砂性能指标如表 3 所示。

表 2 粗集料性能指标表

项目	泥块含量（%）	表观密度（kg/m^3）	堆积密度（kg/m^3）	针片状含量（%）	压碎值（%）	碱活性
规范要求	＜0.5	＞2 500	＞1 350	＜15	＜20	＜0.10
检测结果	0.2	2 719	1 460	6.0	14.3	0.06

表 3 机制砂性能指标表

项目	细度模数	石粉含量（%）	表观密度（kg/m^3）	堆积密度（kg/m^3）	MB 值（g/kg）	压碎值（%）	轻物质含量（%）	云母含量（%）	碱活性（%）
规范要求	中砂 2.3～3.0	MB 值＜1.40 时石粉含量≤10%，MB 值＞1.40 时石粉含量≤3.0%	＞2 500	＞1 400	＜1.4	≤25	≤1.0	≤1.0	＜0.10
检测结果	2.8	6.8	2 718	1 600	0.8	20	≤0.2	≤0.5	＜0.05

1.1.3 粉煤灰

粉煤灰选用 F 类Ⅱ级粉煤灰，其各项性能指标均符合规范要求，检测结果见表 4。

表 4 粉煤灰性能指标表

项目	细度（%）	需水比（%）	烧失量（%）	含水率（%）	三氧化硫含量（%）
规范要求	≤30	≤105	≤8.0	≤1.0	≤3.0
检测结果	12.7	101	3.95	0.6	1.56

1.1.4 外加剂

外加剂采用高性能聚羧酸减水剂，其性能指标见表 5。

表 5 外加剂性能指标表

项目	减水率（%）	泌水率（%）	凝结时间之差（min）		抗压强度比（%）		28 d 收缩率（%）	氯离子含量（%）
			初凝	终凝	7 d	28 d		
规范要求	＞14	≤100	＋90	—	≥125	≥120	≤135	＜0.6
检测结果	27	74	＋115	＋50	187	173	102	0.056

1.2 混凝土配合比设计及试验方法

1.2.1 混凝土配合比设计

对不同标号的 C50 混凝土进行配合比设计，其指标如表 6 所示。

表 6 不同标号的 C50 混凝土配合比设计表

编号	砂中石粉含量（%）	水胶比 W/B	砂率 βs（%）	水泥	煤灰	水	机制砂	碎石	外加剂
LB5	5								
LB7	7								
LB10	10	0.30	38	408	72	144	686	1 120	6.72
LB12	12								
LB15	15								

注：(1)M 组和 H 组碎石规格为 5～26.5 mm；大∶中∶小＝50%∶30%∶20%；

(2)对机制砂进行水洗，对经洗脱后的悬浮液进行静置处理，后取其沉淀物进行烘干，获得石粉含量，再按石粉质量加入干砂调整石粉含量

1.2.2 混凝土抗压试验

将不同石粉含量的机制砂混凝土分别制作成三组 150 mm×150 mm×150 mm 的立方体试块并对其进行编号，分别对试块使用微机控制电液伺服压力试验机进行抗压强度测试。其中抗压强度公式为：

$$f_{cu} = \frac{F}{A} \tag{1}$$

式中：f_{cu}（MPa）——混凝土立方体试件的抗压强度，精确到 0.1 m；

F——试件破坏荷载（N）；

A——试件承压面积（mm^2）。

1.2.3　混凝土流动性能试验

通过配制不同石粉含量（5%、7%、10%、12%、15%）的机制砂混凝土，将机制砂水洗烘干以去除其石粉，按石粉质量加入到烘干后的机制砂中，从而控制机制砂石粉含量。依据现行规范，测试不同石粉含量的机制砂混凝土拌和物性能，在混凝土拌和后分别测试其初始坍落度、扩展度以及 1 h 后坍落度、扩展度。

1.2.4　亚甲蓝试验

通过配制 2%、4%、6%、8%、10%、12%等 6 个不同石粉含量的机制砂样品，检测样品细度模数、亚甲蓝（MB）值，并外掺 3%的黏土后再次进行检测，对比这两次 MB 值的检测结果并进行分析总结。

2　试验结果及讨论

2.1　试件外形样貌

C50 混凝土配合比各项性能指标均符合规范及设计要求，用水桶模具制作的水泥墩外观色泽一致，无蜂窝麻面，气泡少，有镜面效果，且适配强度为 59.9 MPa，满足强度要求。

2.2　混凝土抗压试验测试结果

如表 7 和图 1 所示为各个试件抗压性能的测试结果，每组试验进行 3 次平行试验。

表 7　不同石粉含量机制砂混凝土抗压性能试验结果表

石粉含量（%）	试件编号	7 d抗压强度（MPa）		28 d抗压强度（MPa）	
		单值	测定值	单值	测定值
5	1	52.2	52.2	61.7	61.5
	2	54.7		63.3	
	3	49.8		57.6	
7	1	56.3	54.6	63.1	63.7
	2	54.3		64.2	
	3	53.3		63.9	
10	1	56.3	56.3	66.2	65.6
	2	55.8		66.7	
	3	56.8		63.9	
12	1	55.6	55.4	65.2	63.9
	2	56.0		62.3	
	3	54.5		64.2	
15	1	53.4	53.7	62.5	62.6
	2	53.5		64.5	
	3	54.2		60.8	

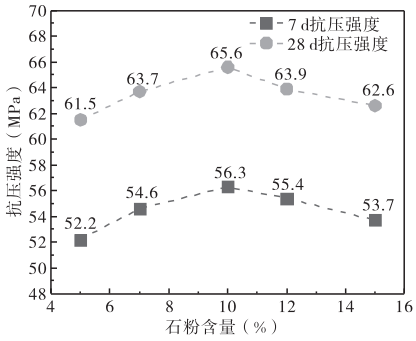


图 1　不同石粉含量机制砂混凝土的强度变化曲线图

从表 7 和图 1 可知，C50 机制砂混凝土的抗压强度随石粉含量增多而呈现先增后降的趋势，其中以石粉含量为 10%的机制砂混凝土抗压性能较好。由于石粉极小的粒径能够填充混凝土内部的空隙，从而提高混凝土的密实性[9]；与此同时，在水化过程中反应生成的单碳铝酸钙和三碳铝酸钙能够提高混凝土中水泥与骨料之间界面过渡区的强度，从而增强混凝土的抗压强度[10]。而石粉含量过高则会阻碍浆体与骨料之间的粘结，在试件受到荷载时更容易被剥离，使试件强度降低。

2.3　混凝土流动性能测试结果

C50 混凝土流动性能测试结果如表 8 所示。不同石粉含量机制砂混凝土坍落度如图 2 所示。不同石粉含量机制砂混凝土扩展度如图 3 所示。

表 8　C50 混凝土流动性能测试结果表

编号	流动性能							
	棍度	含砂情况	粘聚性	保水性	坍落度（mm）	扩展度（mm）	1 h 坍落度（mm）	1 h 扩展度（mm）
LB5	上	中	一般	无	185	520、530	180	510、500
LB7	上	多	良好	无	195	530、530	190	520、530
LB10	上	多	良好	无	200	550、540	195	540、530
LB12	上	多	良好	无	190	540、530	180	500、490
LB15	上	多	好	无	180	520、510	170	470、460

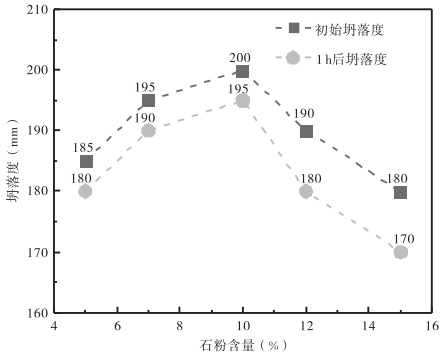


图 2　不同石粉含量机制砂混凝土坍落度变化曲线图

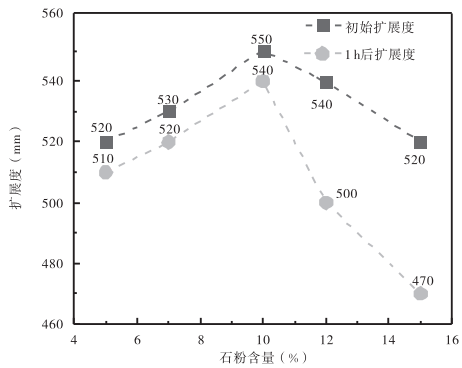


图 3　不同石粉含量机制砂混凝土扩展度变化曲线图

由图 2 和图 3 可知，随着石粉含量从 5 增大到 15%，C50 机制砂混凝土的坍落度及扩展度变化趋势为先增大再降低。这表明一定的石粉含量能够有效提高混凝土的拌和性，从而提高其流动性，其中以 7%和 10%石粉含量的混凝土拌和性较好。由于适量石粉能够在拌和混凝土的过程中形成有润滑作用的浆体，从而减少集料之间的摩擦[11]，而过量的石粉会使混凝土中的水分被过多地吸收，在水灰比不变的条件下，没有充足的水分会导致水泥砂浆过于黏稠[12]，使其拌和性降低。

2.4　石粉含量对亚甲蓝值（MB 值）的影响

不同石粉含量机制砂的亚甲蓝实验测试（MB 值）结果如表 9 所示。

表 9　不同石粉掺量的机制砂性能测试结果表

编号	石粉含量（%）	粒径<0.15 mm 的细集料含量（%）	细度模数	MB 值	外掺 3% 黏土后的 MB 值
JPS1	2	20.2	3.1	0.2	1.1
JPS2	4	18.6	2.9	0.5	1.1
JPS3	6	16.3	2.7	0.5	1.1
JPS4	8	12.8	2.6	0.6	1.1
JPS5	10	10.1	2.5	0.6	1.1
JPS6	12	6.9	2.5	0.6	1.2

由表 9 可知，整体上石粉含量与微细集料含量呈现一定的负相关性，微细集料含量与细度模数呈正相关性。由此可知，石粉含量所占比例越多，微细集料和细度模数越小。总体上看，MB 值随石粉含量增多而变大，但是在石粉含量超过 4%后 MB 值变化微小；当外掺 3%黏土后，不同石粉含量的样品的 MB 值几乎完全相同。

由此可知，极少量的石粉会引起 MB 值的增加，这种变化可能是由于少量泥粉附着在石粉中引起的。当机制砂中含有一定量的黏土时，这种变化极其微小。可知，当机制砂中含有一定量泥粉时，石粉含量变化引起的 MB 值变化可以忽略。

3　实体工程应用

将石粉含量为 7%的 C50 机制砂混凝土应用于现场施工中，制作了 C50 混凝土梁板。在后期对该梁板的外观表现与力学性能进行检测，其钢筋间距与保护层厚度、回弹强度均符合规范，且梁板外观色泽与试件一致，没有产生蜂窝麻面的现象，具有镜面效果。

4　结语

本文重点研究了机制砂石粉含量对混凝土工作性能和力学性能的影响，确定了机制砂中合理的石粉含量范围，并配制出高流动性、高体积稳定性、高耐久性的混凝土，主要结论如下：

（1）一定量的石粉能够有效地提高 C50 机制砂混凝土的拌和性，而过量的石粉会增大混凝土的黏性，拌和性较差。其中以 7%～10%石粉含量的机制砂混凝土拌和性较好。

（2）一定量的石粉能够提高机制砂混凝土的密实性，且增强了界面过渡区的强度，起到了提高其抗压强度的作用；而过量的石粉会阻碍浆体与集料之间的粘结，降低混凝土抗压强度。其中以 10%石粉含量机制砂混凝土抗压性能较好。

（3）综合拌和性能与抗压性能考虑，石粉含量为 7%～10%是 C50 机制砂混凝土的最佳含量，C50 混凝土梁板外观色泽良好且无麻面蜂窝的现象，力学性能满足规范要求。

参考文献

[1]冯　丽.机制砂在农村公路混凝土路面中的应用[J].山西交通科技，2011(2)：6－7.

[2]仝彦涛.采砂对河势影响的数值分析[D]沈阳：沈阳农业大学，2020.

[3]傅　蕾，张学民，王立川，等.基于机制砂混凝土收缩试验的隧道衬砌环向开裂原因探讨[J].铁道科学与工程学报，2021(10)：2 671－2 678.

[4]JGJ52－2006，普通混凝土用砂石质量及检验方法标准[S].

[5]庞建荣，李文杰，张　鑫，等.石粉对机制砂再生混凝土性能的影响研究[J].黑龙江科学，2021，12(18)：98－99.

（下转第 91 页）

二灰稳定钢渣碎石基层材料性能试验分析

廖　波
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：为改善钢渣碎石基层材料收缩性能，文章采用石灰、粉煤灰（简称“二灰”）对钢渣碎石基层材料进行性能提升试验分析。结果表明：二灰稳定钢渣碎石能够有效提升基层材料的抗压回弹模量、间接抗拉强度、干燥收缩性能和抗冻性能，石灰粉煤灰与钢渣会产生活性化合反应，会增强碎石材料内部的粘结强度和稳定性，推荐二灰总掺量为 20%，钢渣掺量为 50%。

关键词：石灰；粉煤灰；钢渣；基层材料；试验分析
中图分类号：U416.03　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.009
文章编号：1673－4874(2022)03－0034－04

0　引言

长期以来，高等级路面结构采用“强基薄面稳土基”的施工方案。其中，半刚性基层材料成为道路基层结构的典型选择，而集料的材料性能成为影响道路基层刚度的关键因素。随着矿料资源的日益短缺，探寻可持续发展的筑路矿石材料成为循环经济的新方向[1－3]。钢渣是钢材煅炼过程中产生的固体废弃物，其具有强度高、耐磨性好的特点，将其作为道路基层材料可实现道路基层强度的提升。但钢渣具备一定水化硬化活性，遇水会产生一定的膨胀，亦会影响道路基层结构的稳定[4－5]。相关研究采用水泥、矿粉、碱激发等材料掺入钢渣碎石基层材料中，可实现道路基层材料性能的提升[6－7]。但随着道路的长期服役和雨水倒灌侵蚀等影响，钢渣碎石基层材料仍旧会在道路服役一定年限后产生各类收缩裂缝并最终形成反射裂缝，影响路面的行车安全和状况[8]。王江洋等[9]将石灰和粉煤灰掺入钢渣碎石中进行力学性能测试，并推荐了钢渣的适宜掺量范围。黄凯健等[10]对硅灰与矿渣微粉进行复掺，改善钢渣碎石混凝土并对其作用机理进行分析。粉煤灰和石灰作为常见混凝土填料，具有稳定性好、生产成本低等特点。本研究将二灰（粉煤灰、石灰）作为改良材料对钢渣碎石基层材料进行力学性能提升研究，旨在对该种道路基层筑路材料技术性能和适用性进行评估。

1　原材料

1.1　钢渣

本研究采用的钢渣取自南阳汉冶特钢有限公司，为电炉钢渣，其在干燥条件下呈黑灰色。将钢渣进行浸水陈化处理，自然条件下放置半年后进行试验。钢渣的棱角性较好，磨耗值低，相关化学组成如表 1 所示。钢渣颗粒级配如表 2 所示。

作者简介：廖　波（1985—），工程师，主要从事公路桥梁施工管理工作。

表 1　钢渣化学组成表

化学组成	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	Fe_2O_3	P_2O_5	其他
占比(%)	46.4	15.3	13.7	6.5	11.8	5.1	1.2

表 2　钢渣颗粒级配表

筛孔尺寸(mm)	31.5	26.5	19	9.5	4.75	2.36	0.6	0.075
通过率(%)	99.0	92.4	82.3	60.7	42.6	29.7	16.5	2.7

1.2　集料

研究选用的集料为石灰岩矿料，集料表观洁净无杂陈，压碎值为 21.6%，其抗压强度要低于钢渣集料。石灰岩集料级配如表 3 所示。

表 3　石灰岩集料级配表

筛孔尺寸(mm)	31.5	26.5	19	9.5	4.75	2.36	0.6	0.075
通过率(%)	97.6	87.3	72.6	58.5	45.3	25.6	12.3	3.2

1.3　粉煤灰

粉煤灰是发电厂燃煤产生的灰渣，颗粒直径范围为 1～50 μm，呈球状颗粒态。材料内部含有大量矿物质，烧失量为 12.5%。粉煤灰相关的技术指标如表 4 所示。

表 4　粉煤灰技术指标表

技术指标	检测结果
主要氧化物含量(%) ($SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3$)	75.3
烧失量(%)	8.7
过 0.3 mm 孔筛细度(%)	92.6
过 0.075 mm 孔筛细度(%)	78.6

1.4　石灰

碳酸钙在煅烧后形成氧化钙，在遇水后产生硝化反应形成石灰，其含有大量的氧化钙和氧化镁成分。石灰的技术指标如表 5 所示。

表 5　石灰技术指标表

技术指标	检测结果
0.71 mm 方孔筛余细度(%)	0.79
有效 CaO+MgO 含量(%)	57
MgO 含量(%)	0.62

2　二灰结合料性能研究

石灰和粉煤灰作为稳定碎石材料中的填料，具有增强碎石粘结和稳定的作用。但石灰和粉煤灰二者具备的特性不同，在拌和过程中也存在性能差异，需对石灰、粉煤灰的调配比例进行适用性研究。本文将石灰和粉煤灰分别按 1∶1、1∶1.1、1∶1.2、1∶1.3、1∶1.4、1∶1.5 比例进行调配，制备二灰结合料，对其最大干密度、最佳含水量、无侧限抗压强度、间接抗拉强度指标进行测试。测试结果如表 6 所示。

表 6　二灰结合料性能测试结果表

测试指标	石灰粉煤灰比例					
	1∶1	1∶1.1	1∶1.2	1∶1.3	1∶1.4	1∶1.5
最大干密度(g/cm^3)	1.932	1.857	1.785	1.782	1.746	1.685
最佳含水率(%)	14.9	15.2	15.0	15.7	18.6	19.8
无侧限抗压强度(MPa)	1.253	1.362	1.415	1.397	1.265	1.125
间接抗拉强度(MPa)	0.123	0.135	0.145	0.167	0.153	0.132

将不同石灰、粉煤灰比例下结合料的无侧限抗压强度和间接抗拉强度绘制成曲线进行分析，如图 1 所示。

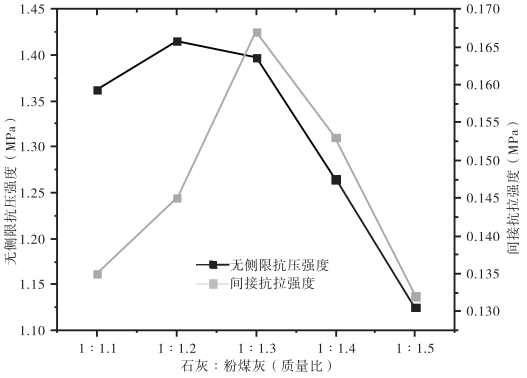


图 1　二灰结合料抗压强度和抗拉强度测试结果曲线图

试验表明，当二灰比例在 1∶1.3 时，结合料的抗压强度和抗拉强度均达到峰值。粉煤灰和石灰两种材料在基层材料中主要起到增强粘结和填充作用，石灰中的氧化钙和粉煤灰均具备一定的活性成分，在稳定碎石拌和过程中会进行化合反应，进一步提升基层材料的内部稳定性。研究采用石灰与粉煤灰 1∶1.3 的调配比例进行后续二灰稳定钢渣碎石基层材料试验。

3　二灰稳定钢渣碎石基层材料性能研究

3.1　配合比设计

研究采用骨架型稳定类碎石级配设计，其目标级配如表 7 所示。

表 7　悬浮型稳定类碎石目标级配表

筛孔尺寸(mm)	31.5	26.5	19	9.5	4.75	2.36	0.6	0.075
通过率(%)	100	96	85	63	40	27	12	3

为进一步探究钢渣和二灰在基层稳定碎石中的掺配比例，对钢渣的掺配分别设计了 0、25%、50%、75%和 100%五种水平，对二灰(石灰、粉煤灰)的掺配比例(占总质量)分别设计了 15%、20%、25%三种水平。试验组合方案如表 8 所示。

表 8　二灰稳定钢渣碎石试验组合方案表

二灰(石灰、粉煤灰)占比(%)	钢渣(%)				
	0	25	50	75	100
15	15%＋0	15%＋25%	15%＋50%	15%＋75%	15%＋100%
20	20%＋0	20%＋25%	20%＋50%	20%＋75%	20%＋100%
25	25%＋0	25%＋25%	25%＋50%	25%＋75%	25%＋100%

3.2　抗压回弹模量

抗压回弹模量是材料在受力状态下的应力－应变关系，是材料宏观力学性能的反映。本研究对二灰稳定钢渣碎石基层材料的抗压回弹模量进行测试，结果如表 9 所示。

表 9　抗压回弹模量测试结果表

二灰(石灰、粉煤灰)占比(%)	不同钢渣掺量(%)下抗压回弹模量(MPa)				
	0	25	50	75	100
15	1 512	1 581	1 622	1 646	1 692
20	1 556	1 658	1 685	1 712	1 725
25	1 523	1 602	1 635	1 685	1 702

将不同钢渣和二灰掺量下碎石材料的抗压回弹模量进行绘图分析，如图 2 所示。

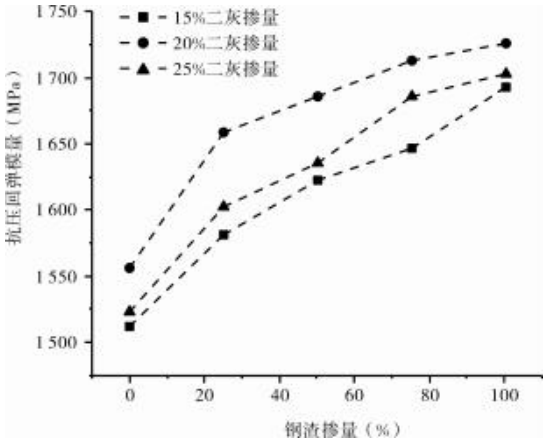


图 2　二灰稳定钢渣碎石基层材料抗压回弹模量变化曲线图

由表 9 和图 2 可知，随着钢渣掺量的增加，稳定碎石的抗压回弹模量逐渐增大，钢渣相较于普通天然集料水化硬化活性高，且钢渣的硬度较高，与石灰、粉煤灰共同拌和下会进一步提升材料的整体强度。从三种不同二灰掺量的碎石材料的抗压回弹模量来看，20%二灰掺量对碎石材料的抗压回弹模量提升效果最为显著。说明适宜掺量的二灰可增强碎石材料内部的粘结性，但二灰掺量过多会导致碎石材料内部分散不均匀，在一定程度上削弱碎石材料的抗压回弹模量。

3.3　间接抗拉强度试验

沥青路面在长期的服役过程中会发生性能劣化，车辆荷载作用到基层后会形成裂缝破坏，使基层材料的底部产生较大的拉应力。研究采用间接抗拉强度作为测试指标，试验结果如表 10 所示。

表 10　间接抗拉强度测试结果表

二灰(石灰、粉煤灰)占比(%)	不同钢渣掺量(%)下间接抗拉强度(MPa)				
	0	25	50	75	100
15	0.68	0.71	0.76	0.81	0.83
20	0.70	0.75	0.82	0.85	0.87
25	0.71	0.78	0.86	0.91	0.93

将不同钢渣和二灰掺量下稳定碎石材料的间接抗拉强度进行绘图分析，如图 3 所示。

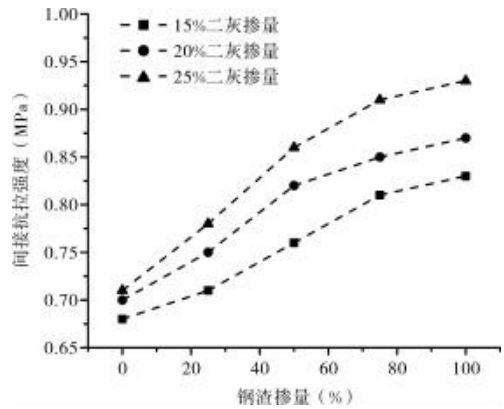


图 3　二灰稳定钢渣碎石基层材料间接抗拉强度变化曲线图

由表 10 和图 3 可知，钢渣稳定碎石基层材料的抗拉强度随钢渣掺量和二灰掺量的增加而不断提升，表明二灰和钢渣对稳定碎石的抗拉强度具有增益效果。钢渣是炼钢矿料产生的渣料，具有较高比例的化学成分，其化学组分与石灰、粉煤灰拌和能进一步提升碎石材料整体的稳定性，材料内部的嵌挤和粘结作用会使得稳定碎石具备抵抗受拉破坏的能力。以 25%

二灰掺量为例，纯钢渣稳定碎石较天然集料稳定碎石抗拉强度提升约31%。但是随着钢渣材料掺量的不断增加，稳定碎石抗拉强度的增长速率逐渐放缓。

3.4　干燥收缩试验

基层稳定碎石受路面雨水倒灌和内部水分子蒸发等因素影响，材料会产生一定的收缩变形，而钢渣材料由于硬度较高，更易产生收缩变形和裂缝开展。本研究对不同钢渣掺量和二灰掺量90 d养护龄期下水稳碎石材料的干缩性能进行测试。试验结果如图4～6所示。

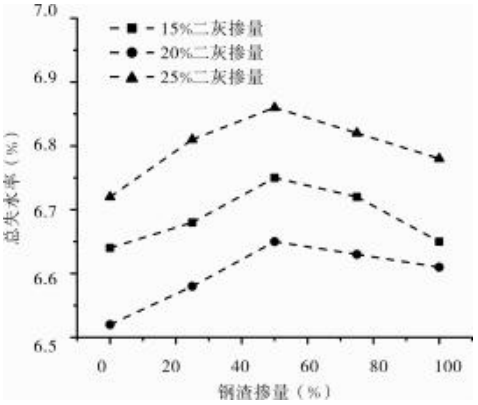


图4　总失水率变化曲线图

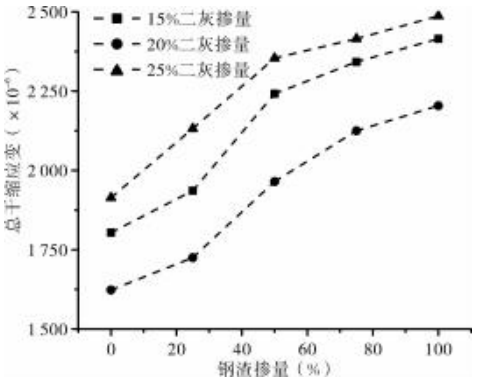


图5　总干缩应变变化曲线图

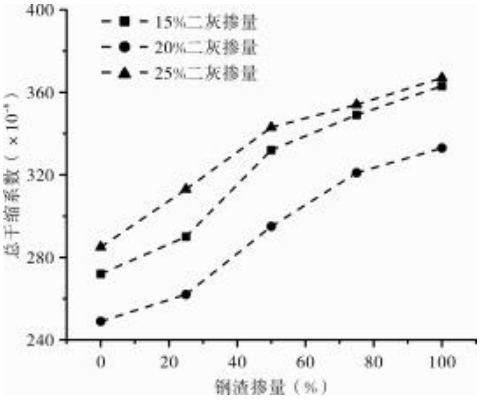


图6　总干缩系数变化曲线图

由图4～6可知，总干缩系数是总干缩应变与总失水率的比值，总干缩系数越小表明钢渣碎石的干缩性能越好。从钢渣碎石的总失水率来看，随着钢渣掺量的增加，钢渣碎石材料的总失水率呈先上升后下降的趋势。其中，钢渣掺量达到50%时，碎石材料的总失水率达到峰值，其主要原因是钢渣和天然集料的特性存在较大差异，钢渣表面疏松多孔，吸水率大于天然集料，二者在拌和过程中导致材料内部水分子分布不均匀。随着养护龄期的增加，原先的水分子会逐渐蒸发，导致总失水率偏大。从总干缩应变来看，钢渣碎石的总干缩应变随钢渣掺量的增加而变大，这与钢渣材料特性有关，钢渣过多会导致材料的嵌挤性削弱，进而导致收缩变形加剧。由此可知，20%二灰掺量下钢渣碎石干缩系数较低，一方面表明二灰有利于改善钢渣碎石的干缩性能，另一方面表明二灰掺量不宜过多，二灰的过量掺入会导致总失水率加大，加剧材料的开裂损伤破坏。

3.5　冻融试验

在冬季寒冷地区，伴随着雨雪融化灌入地下，在昼夜温差变化下会导致路基产生冻融损伤破坏。本研究对钢渣碎石进行冻融循环试验，将养生龄期28 d的试件进行16 h、-20 ℃冷冻和8 h、20 ℃浸水解冻，按此步骤循环5次后进行无侧限抗压强度测试，以冻融残余强度比作为抗冻性能评价指标。试验结果如表11所示。

表11　试件冻融残余强度比试验结果表

二灰（石灰、粉煤灰）占比（%）	不同钢渣掺量（%）下冻融残余强度比（%）				
	0	25	50	75	100
15	68.3	70.2	72.5	73.6	74.5
20	72.2	73.5	78.8	80.2	82.7
25	75.6	76.8	82.4	83.7	84.2

将不同钢渣和二灰掺量下冻融残余强度比绘制曲线图进行分析，如图7所示。

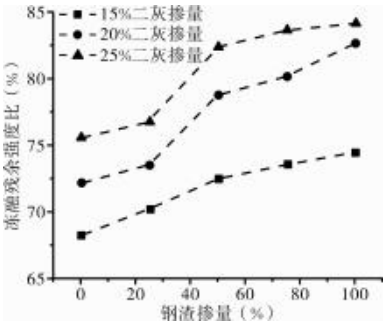


图7　冻融残余强度比变化曲线图

（下转第44页）

公路工程混凝土拌和站废料再生系统的应用

廖　锴
（广西长兴工程建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章依托贺州至巴马高速公路蒙象二期一分部 2# 混凝土拌和站工程实例，介绍了广西第一套公路工程混凝土拌和站废料再生系统及其工作原理，并从资源再生、环境保护、节能减排等方面，分析了该系统的应用效果。

关键词：混凝土拌和站；节能环保；废料再生
中图分类号：U416.26　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.010
文章编号：1673－4874(2022)03－0038－02

0　引言

混凝土拌和站的固体废料和水体污染来源主要是混凝土搅拌设备和运输车粘壁所产生的废料，以及车辆设备清洗而产生的废水。因公路工程中对混凝土需求量较大，在清洗过程中会使用大量的水资源，而通过清洗后，这些废水具有强碱性，且固体废料中含有一定比例的砂、石，存在污水量大、易泄漏、混凝土废料无处排放等难点，如果不做废料回收处理，将会污染周边河流，严重影响自然环境和社会环境。

若混凝土废料以常规形式沉淀处理，也会面临污水排入农田、废料堆积导致清淤频繁、水泵堵塞等问题。因此，为解决混凝土拌和站污染问题，本文依托工程实际，提出采用砂石分离机、泥浆压滤机等并发挥其优势，解决了拌和站固体废料和水体污染的问题。

1　工程概况

本系统为广西第一套公路工程混凝土废料处理再生系统，依托于贺州至巴马高速公路蒙象二期一分部 2# 混凝土拌和站。整个施工周期内，2# 混凝土拌和站共需生产 23.5 万 m^3 混凝土，仅考虑设备粘壁现象，按照混凝土粘壁废料率为 2% 来估算粘壁废料约为4 700 m^3；通常机洗用水为废料含量的 2 倍，因此机洗废水约为 9 400 m^3。结合整个拌和站生产骨料、水泥等资源消耗的特点，分析污染物来源，优化生产工艺，调整设备布局，采取“零排放”的方式处理废料。

2　系统介绍及工作原理

2.1　系统组成

拌和站废料再生系统由 6 个部分组成：(1)1 个洗车区；(2)1 台砂石分离机；(3)1 套互通式搅拌池；(4)1 台泥浆压滤机；(5)1 个滤水接收池；(6)1 个一级沉淀池。

作者简介：廖　锴(1991—)，工程师，主要从事公路工程施工管理工作。

2.2　系统介绍

2.2.1　洗车区

根据混凝土运输车车型，设计布置宽度、长度合理的洗车区域。设置一个废料收集槽，负责收集清洗后的废料；在收集槽上空安装一定高度的水管喷头，用于混凝土运输车返回拌和站后的清洗工作。

2.2.2　GLSTC－140 型砂石分离机

GLSTC－140 型砂石分离机主要用于混凝土搅拌运输车及混凝土泵车等车辆的日常清洗，以及剩余湿混凝土中的砂石分离和回收以便于再利用。

工作原理：混凝土搅拌运输车完成运输任务返回拌和站后，驶入洗车区进行加水清洗→清洗后的废料由运输车卸入废料收集槽内→槽内的废料自动流入砂石分离机中→启动砂石分离机，碎石、砂分别经特定出口排至指定区域→泥浆流入互通式搅拌池，装载机铲运砂石回收利用。其中泥浆流入搅拌池后，均匀搅拌，用泥浆泵将泥浆抽入泥浆压滤机中进行压滤。

2.2.3　DXL60Y/630 型泥浆压滤机

泥浆压滤机是集机、电、液于一体，技术水平先进的固液分离机械产品，由五大部分组成：机架部分、过滤部分（滤板、滤布）、拉板部分、液压部分和电气控制部分[1]。其主要用于混凝土搅拌运输车、混凝土泵车以及混凝土拌和站等日常清洗后污水的处理，将污水中悬浮的微小颗粒状物质过滤并压缩成板状固态杂质后进行收集。

工作原理：工作时，压滤机内的活塞通过推动压紧板，将压紧板与止推板之间的滤板（滤布）压紧，确保泥浆料顺利加压过滤。[1]过滤开始后，通过不断反复挤压，泥浆料被挤压成块并落入预定回收区域，过滤后的水也进行集中回收。经过滤后的清水排入固定的接收池中，但废水中如有减水剂等外加剂不得排入自然水系统。

2.2.4　搅拌池、接收池及沉淀池

结合废料再生系统各工作区域的功能要求，共设 4 个搅拌池组成互通式搅拌池。搅拌池尺寸应满足单日最大混凝土生产量产生的泥浆的需求，防止污水溢出，造成污染。本项目每个搅拌池容量为 24 m^3，每个搅拌池配备 1 个搅拌机，保证泥浆得以充分、均匀搅拌。设置 1 个滤水接收池用于收集经泥浆压滤机过滤后的清水。

此外，考虑可能受到断电或机械损坏等影响，为确保混凝土废料能够合理排放，设置 1 个备用沉淀池。

2.3　系统工作原理

罐车从施工现场驶回混凝土拌和站→从接收池中抽水清洗罐车→废料经砂石分离机分离砂、石以及机洗废水→机洗废水排入互通式搅拌池并均匀搅拌→泵入泥浆压滤机→滤饼掉入规定区域、滤水排入接收池→回收滤饼、滤水循环利用。

通过本系统循环工作后，由于方量超报、粘壁现象等所残余的混凝土可有效地分离砂、石、水，并经过特定的排放系统回收至相应的位置。

3　应用效果

3.1　资源再生

通过试验表明，罐车湿壁状态下可以避免搅拌运输过程中混凝土水分流失引起的粘壁现象。因此，定于每日班前进行加水清洗罐车内壁，保证壁面湿润，且要加强对超方现象进行管控，最大限度地减少混凝土废方。通过砂石分离机、泥浆压滤机这两套设备，可以有效地处理混凝土废料，分离出砂、石，并过滤机洗废水。

经试验证明，分离的砂石材料满足临时便道基层压实度的要求且耐久性好，可用于便道基层填筑。此外，经泥浆压滤机过滤后的水可循环利用，用于清洗混凝土搅拌运输车。

3.2　环境保护

该混凝土拌和站地处荔浦市丰鱼岩旅游景区附近，且场站周边河流围绕，因此从预防结合、循环再生的角度出发，达到了污水零排放，解决了环境污染的问题。

3.3　节能减排

从材料消耗、废料利用及电费消耗等方面对废料再生系统节能减排进行分析。[2－5]

3.3.1　混凝土回收量

施工现场混凝土存在超报或补方，因此混凝土有残余，即每天供应混凝土约有 1 m^3 不得再次使用。

表 1　混凝土材料每方的平均配合比计算表（kg）

水泥	水	砂	粗骨料	外加剂	总计
355	156	869	1 020	4.25	2 404.25

（1）混凝土残余回收量

$$X = a \times 1\ m^3 = 36 \times 30 \times 1 = 1\ 080\ m^3 \qquad (1)$$

式中：X——混凝土残余回收量（按整个生产工期）；

a——生产工期（工期为 36 个月，每月按 30 d 计）。

（2）混凝土粘壁回收量

粘壁混凝土数量约为每方混凝土的 1.5%。

（下转第 87 页）

沥青混合料数字试件随机生成算法及验证

韦顺敏
（广西壮族自治区公路发展中心，广西　南宁　530029）

摘　要：为准确表征沥青混合料的特性，文章提出混合料数字试件生成算法。首先通过随机切割算法，生成反映粗集料形状、级配、棱角性的数字集料；其次利用数字图像处理技术获取旋转压实试件内部空隙分布规律，并按照真实试件的分布规律，通过删除小粒径单元球使得数字试件中内部空隙与真实试件的一致；最后通过动态模量虚拟试验与室内试验对该数字试件生成算法进行对比验证。结果表明，虚拟试验仿真结果与室内试验结果较为相符，该数字试件生成算法切实可行，为揭示沥青混合料细观行为提供了新的手段。

关键词：道路工程；沥青混合料，数字试件；随机切割算法；离散元
中图分类号：U416.02　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.011
文章编号：1673－4874(2022)03－0040－05

0　引言

通过离散元建立沥青混合料细观力学模型，模拟沥青混合料的力学性能，是探究混合料细观特征的重要手段。数字试件，是指将粗集料、沥青砂浆和空隙封装在特定的空间内所形成的颗粒集合体，并对其赋予接触类型、微观参数等，即构成离散元数值模型。数字试件是分析沥青混合料力学性能的基础，而数字试件的生成又是数字试件的关键。理论上，理想的数字试件应能表征沥青混合料各组分的特征（比如粗集料的形状、纹理、数量，空隙的形态、数量、分布规律等）。由于计算机运行的效率和分析对象的特殊性，当前数字试件生成的重心在于粗集料。粗集料的重构主要有两种方法：

(1)X－ray CT 扫描和重构。基于真实试件的 CT 扫描生成三维数字试件的精度高，能较好地反映各组分的特征，但成型试件样本不足时，其数字虚拟试件的代表性差，加上 X－ray CT 设备昂贵，该方法有一定的局限性。

(2)计算机随机生成方法。该技术虽然编程复杂，但是能快捷、经济地实现混合料性能模型所要求的数字虚拟试件。因此采用计算机随机技术生成数字试件成为当前的研究热点。

本文尝试利用随机技术重构模拟集料的级配、形状、棱角、表面纹理及针片状等信息的数字颗粒，且保证集料的体积和级配特征与沥青混合料一致。通过 X－ray CT 扫描和图像处理技术获取真实试件内部空隙的分布规律，采用 fish 语言编程实现空隙在数字试件中的分布，建立数字试件并用动态模量试验验证该算法的正确性。

作者简介：韦顺敏(1976—)，工程师，主要从事公路建设管理工作。

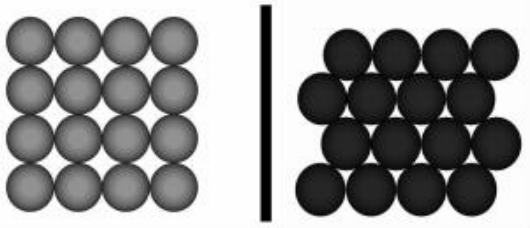
1 数字试件生成

1.1 级配球的生成

(1)根据沥青混合料的级配、试件尺寸、集料与沥青密度、空隙率、油石比等参数计算出各档集料的体积，考虑到计算机运行的效率和数字试件的精度，并借鉴相关的研究成果，只研究集料粒径>2.36 mm的颗粒。(2)计算各档集料的平均粒径(各档集料的尺寸上限和下限的平均值)，并将其作为对应球单元的直径，接着计算出各档集料1个球单元的体积。(3)将集料的体积除以对应1个球单元的体积，对其结果取整数，计算出级配圆球数量。(4)将不同粗集料按照一定的规则投掷于预设空间。

1.2 单元球的填充

离散元中小粒径单元球的排列方式有规则和不规则两种，不规则排列的无序性不能很好反映集料的形状，且不规则排列会导致离散元数值模拟过程中微细观参数的确定十分繁琐。有规则排列主要有矩阵式和梅花式，如图1所示。



(a)矩阵式　　(b) 梅花式

图1　规则排列的单元球阵式图

1.3 粗集料的生成算法

粗集料的生成是数字试件生成的核心内容。级配球的生成为多面体的形成提供了几何信息和物理信息，且每组几何信息表示一个球形区域，因此，所有级配球的球形区域就是一个粗集料的级配。粗集料的生成就是在随机切割的基础上，将规则排列的小球填充在被切割区域，从而形成能真实有效反映集料特征的离散元颗粒体。由于球体是刚性不可分的，文中的切割是虚拟切割，通过fish语言，切割仅仅保存了几何信息组，目的是保证填充的规则排列的小球在限定的区域内。现以单个集料的生成作为研究对象，具体如图2所示。

大粒径圆球半径 R，坐标 $O(x_0, y_0, z_0)$，如图2所示，则球面方程为：

$$(x-x_0)^2+(y-y_0)^2+(z-z_0)^2=R^2 \tag{1}$$

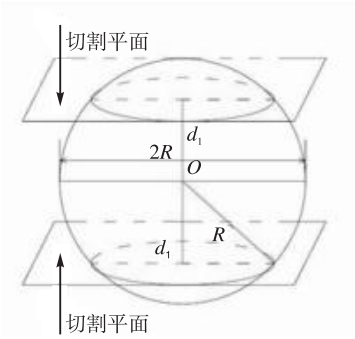


图2　粗集料颗粒长短轴示意图

(1)切割平面。以1对平面为例。若定义更多的平面，生成的集料棱角性更丰富。经过球心生成 P_1，其法向量为：

$$\begin{cases} n_{x1}=\cos(2\pi\times urand) \\ n_{y1}=\cos(2\pi\times urand) \\ n_{z1}=\cos(2\pi\times urand) \end{cases} \tag{2}$$

其中，$urand$ 的取值范围为(0,1)。过 $O(x_0, y_0, z_0)$ 的平面参数方程为：

$$P_1: n_{x1}\times(x-x_0)+n_{y1}+(y-y_0)+n_{z1}\times(z-z_0)=0 \tag{3}$$

其次，将此平面沿法向的两个方向平行移动一定距离可到两个新的平行平面，如图2所示。短轴长度 $2\times d_1$，令长短轴比为 k，则 $k=R/d_1$，从而可得：$d_1=R/k$。则偏移距离 d_1 利用式(4)计算。

$$\begin{cases} d_{max}=R/k_{min} \\ d_{min}=R/k_{max} \\ d_1=d_{min}+(d_{max}-d_{min})\times urand \end{cases} \tag{4}$$

(2)获取不规则多面体。规则排列的小粒径单元球填充在试件整个区域，因此任何一个级配圆球的外接正方体空间内也填充了规则排列的小粒径单元，则小球位于式(5)构成的空间区域内，根据上述算法，八平面切割后形成的粗集料颗粒如下页图3所示。

$$\begin{cases} x-(x_0+R)\leqslant 0 \quad x-(x_0-R)\geqslant 0 \\ y-(y_0+R)\leqslant 0 \quad y-(y_0-R)\geqslant 0 \\ z-(z_0+R)\leqslant 0 \quad z-(z_0-R)\geqslant 0 \end{cases} \tag{5}$$

1.4 胶浆的生成

数字试件的胶浆是由粒径<2.36 mm的细集料、填料及沥青组成。由于砂浆各组分的数量较大，无法采用类似于粗集料的算法。本文砂浆生成的方法主要是根据小粒径单元球与切割区域的位置关系。若小粒径单元球的球心在切割后形成的区域内，则将该球视为粗集料的构成单元，否则视为砂浆单元。根据沥青混合料的体积关系，按照此算法得出砂浆体积比实际要大，因为该算法没有考虑空隙，生成的数字试件是粗集料与沥青砂浆的二相体系。为了更好地模

拟沥青混合料的力学性能，需要研究数字试件中空隙的生成算法。

(a) 13.2～16 mm

(b) 9.5～13.2 mm

(c) 4.75～9.5 mm

(d) 2.36～4.75 mm

图 3　八平面切割后形成的粗集料颗粒示意图

1.5　空隙的生成

1.5.1　空隙的获取与统计

(1)根据《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20－2011)采用旋转压实(SGC) 成型试件，级配如表 1 所示，试件的直径为 100 mm，高度为60 mm。(2)通过 X－ray CT 扫描成型的试件，扫描的厚度为 1 mm，对扫描的数字图像进行图像灰度化、增强、分割及颗粒特征的提取等技术处理。

图像中试件的空隙都是空气，灰度值为 0，运用二维最大熵阈值算法进行处理，将空隙与沥青砂浆较好地区分。通过 Matlab 编程实现，部分处理效果如图 4 所示，其中白色试件中黑色部分为空隙。

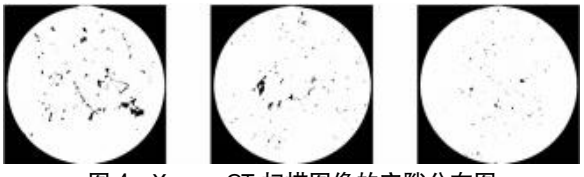


图 4　X－ray CT 扫描图像的空隙分布图

对 X－ray CT 扫描试件的空隙率进行统计分析后如图 5 所示，与文献[7]基本一致。

表 1　AC－13 级配、粗集料物理与几何信息表

项目	筛孔(mm)									
	16	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
通过率(%)	100	92.7	77.4	46.6	32.1	21	14.6	8.2	6.4	5.4
分计筛余质量(g)		136	286	576	271					
分计筛余体积(cm^3)		48	102	206	97					
混合料粗集料个数		30	134	1 087	4 119					
数字试件粗集料个数		30	140	1 101	4 202					
小粒径单元数(切割后)		6 567	13 421	27 116	12 721					

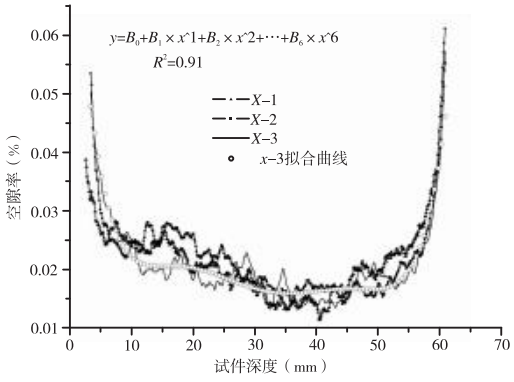


图 5　旋转压实试件空隙分布特征统计曲线图

1.5.2　空隙分布的拟合与生成

空隙分布的拟合是根据室内试验(X－ray CT)的空隙分布为基础，通过对空隙分布进行曲线拟合，尝试使数字试件中的空隙率数量和分布与实际试件相吻合。尽管通过室内试验得到的空隙率分布规律具有特殊性，只能代表该类型的试件在特定条件下的空隙率分布，当试验条件发生改变时，试验结果可能发生变化。考虑到本次试验三个试件的空隙分布规律比较类似，本文仅对试件 X－3 的空隙分布规律进行多项式拟合，如图 6 所示。

该拟合曲线的相关系数为 0.91，拟合效果较为满意，可是拟合的多项式系数次数较高，系数微小的变动直接影响到函数结果。另外，在计算过程中会严重影响程序的稳定性。为了解决以上问题，将试件的空隙分布沿试件的高度方向假设为对称的，且对称轴在试件高度的中间位置。这种假想有一定的根据，从图 5 可知，试件空隙分布的对称位置近似位于其高度的中间位置即 32 mm 处。根据以上假设，采用对称

的分段多项式表征空隙分布。通过删除颗粒实现生成空隙，在确定需删除的单元球的数量后，通过 fish 语言编程实现。因此，该算法保证了数字试件中的空隙率数量和高度方向的分布与实际试件是基本一致的。

2 数字试件生成示例

以 AC－13 为例，空隙率为 5%，油石比为 5%，集料的密度统一为 2.8 g/cm^3，沥青密度为1.08 g/cm^3。表 1 是 AC－13 的级配、各档粗集料的物理与几何参数。考虑到切割后，粗集料的体积可能会发生减小，通过试算，适当增加了各档集料的个数，由于增加的量小，不会导致混合料级配的改变。如图 6(a) 所示，级配圆球在圆柱体中随机分布，在空间区域和级配圆球确定后：(1)将半径为 1 mm 的小粒径单元球填充在100 mm(高)×100 mm(直径)的圆柱体空间区域内；(2)利用本文的粗集料算法得到了各档集料的填充小粒径单元球的个数。为了保证生产的多面体集料与沥青混合料的级配一致，需要检验粗集料的总体积和各档集料的体积。

(a)级配圆球　(b) 粗集料与沥青砂浆　(c)空隙分布

图 6　AC－13 数字试件示例图

根据表 1 计算可知，沥青混合料粗集料总体积为 453 cm^3，2.36～4.75 mm、4.75～9.5 mm、9.5～13.2 mm、13.2～16 mm 四档集料的体积比为 1.86∶3.95∶1.97∶1；生成的数字试件中粗集料的总体积为 478 cm^3，2.36～4.75 mm、4.75～9.5 mm、9.5～13.2 mm、13.2～16 mm 四档集料的体积比为 1.94∶4.13∶2.04∶1。由以上计算的数据可知，数字试件与真实沥青混合料的粗集料差异在 5%，若再通过颗粒的调试，可以使得两者的误差更小。最后，在粗集料之间及沥青砂浆与粗集料之间根据本文提出的空隙算法删除小粒径单元球即可生成具有三相组成的沥青混合料数字试件，如图 6 所示。

3 数字试件验证

沥青混合料数字试件的验证一般是以生成的数字试件为基础，对其赋予物理参数和力学接触类型，然后确定离散元模型的细观参数，细观参数的确定可通过宏观参数与细观参数的联系来进行。因篇幅的限制，本文对数字试件的接触类型、细观参数的标定等不再进行详细论述。本文以生成的 AC－13 数字试件模型，预测沥青混合料的动态模量，根据室内试验测试的动态模量与预测值相比较(见图 7)，验证数字试件的精度和可信度。

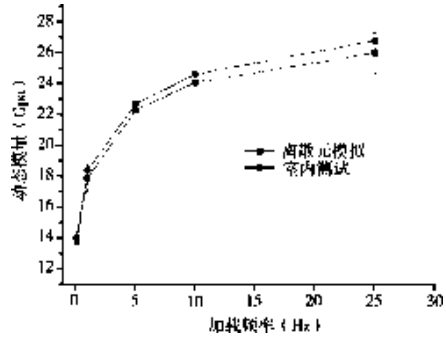


图 7　室内测试与数值模拟的动态模量曲线图

用表 1 所示的 AC－13 级配，及上文所述的沥青混合料参数，根据《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20－2011)，成型直径 100 mm、高150 mm 的圆柱体试件，其动态模量和沥青砂浆的测试温度为 0 ℃，加载频率分别为 0.1 Hz、1 Hz、5 Hz、10 Hz、25 Hz。离散元动态模量数值模拟的接触类型和细观参数根据文献[5]的资料确定。如图 7 所示为动态模量室内测试与离散元模拟的结果。由图 7 可知，两者的动态模量数值误差较小。因此，本文提出的沥青混合料数字试件随机生成算法是可信的，能满足混合料力学特征数值模拟的精度要求。

4 结语

(1)随机切割算法生成的粗集料真实反映集料的级配、形状、棱角性等特征，通过控制切割距离可以生成针片状颗粒。该算法生成的集料总体积与各档集料的体积等参数与真实集料一致，集料的校核方便、简单。

(2)空隙生成算法能保证空隙的数量、分布与实际相一致。

(3)沥青混合料数字试件生成算法真实反映了粗集料、沥青砂浆及空隙的真实信息。通过动态模量的数值模拟和室内测试，表明该算法的正确性，为从细观层次深入了解沥青混合料的力学性能奠定了基础。

参考文献

[1]You Z, Liu Y, Dai Q. Three－dimensional microstructual－based discrete element viscoelastic modeling of creep compliance tests for asphalt mixtures [J]. Journal of materials in civil engineering, 2011, 23(1): 79－87.

[2]陈　俊,黄晓明. 基于离散元法的沥青混合料虚拟疲劳试验方法[J]. 吉林大学学报(工学版), 2010, 40(2): 435－440.

[3] Zhang D, Huang X, Gao Y. Virtual rutting test of asphalt mixture using discrete element method [J]. Journal of Southeast University(English edition), 2012, 28(2): 215－220.

[4]Liu W, Li L, Tian B, et al. Evaluation indices of an asphalt mixture digital specimen based on the discrete element method [J]. Journal of Testing and Evaluation, 2016, 44(2): 812－819.

[5]张　东. 沥青混合料粗集料的形态特征研究和力学性能的离散元模拟[D]. 南京:东南大学, 2013.

[6]王克利. 沥青混合料虚拟三轴剪切试验研究[D]. 南京:东南大学, 2013.

[7]Masad E, Jandhyala V K, Dasgupta N, et al. Characterization of air void distribution in asphalt mixes using X－ray computed tomography [J]. Journal of materials in civil engineering, 2002, 14(2): 122－129.

[8] Liu Y, and You Z. Visualization and simulation of asphalt concrete with randomly generated three－dimensional models [J]. Journal of Computing in Civil Engineering, 2009, 23 (6): 340－347.

[9]田　莉,刘　玉,胡霞光,等.模拟沥青混合料集料的多面体颗粒随机生成算法及程序[J].中国公路学报, 2007, 20(3): 5－10.

[10]刘卫东, 高　英, 黄晓明,等.沥青路面现场压实细观特性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2019, 51(3): 99－106.

收稿日期:2021－10－18

(**上接第 37 页**)

由表 11 和图 7 可知,随着钢渣掺量的增加,钢渣碎石的冻融残余强度比逐渐增大,且二灰掺量越大,冻融残余强度比越大。钢渣材料在经高温煅烧后,材质较为坚硬,钢渣掺量越多,稳定碎石整体的强度显著提升。石灰、粉煤灰作为填料,与钢渣产生活性反应,会进一步增强材料的黏性和强度。

4　结语

本文研究采用石灰、粉煤灰对钢渣碎石进行性能改善试验,得到以下结论:

(1)对石灰、粉煤灰进行结合料性能研究,通过无侧限抗压强度、间接抗拉强度测试,推荐石灰和粉煤灰的调配比例为 1∶1.3。

(2)钢渣掺量和二灰掺量的增加可以有效提升钢渣碎石的抗压回弹模量和间接抗拉强度。

(3)钢渣碎石的总失水率随钢渣掺量的增加呈先上升后下降趋势,总干缩系数呈缓慢增长趋势。其中,20%二灰掺量下,钢渣碎石的总干缩系数最小。

(4)钢渣掺量和二灰掺量的增加可以有效提升钢渣碎石的冻融残余强度比,表明钢渣和二灰可以增强钢渣碎石的抗冻性能。

参考文献

[1]王立军,张　一,郝　勇,等.矿粉稳定钢渣基层材料干缩温缩性能试验研究[J].建材世界,2021,42(5):19－22.

[2]彭　伟.水泥稳定钢渣碎石基层材料路用性能研究[J].路基工程,2021(3):100－104.

[3]梁　铎,温永钢,杨　超,等.钢渣在水泥稳定碎石基层中的工程应用研究[J].武汉理工大学学报(交通科学与工程版),2020,44(2):250－254.

[4]沈　卓.二灰稳定钢渣路面基层的试验及应用研究[J].交通科技,2017(5):93－96.

[5]黄永强,李　飞,欧碧峰,等.二灰稳定钢渣碎石基层材料沥青路面设计参数研究[J].公路工程,2013,38(1):208－212.

[6]张海宾,于明明,李小建.二灰钢渣混合料路用性能试验[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2011,30(6):1 344－1 346.

[7]李　芸,许长青.钢渣增强二灰碎石强度的研究[J].路基工程,2009(2):161－162.

[8]喻　平. 水泥稳定钢渣碎石基层抗疲劳性能研究[D].重庆:重庆交通大学,2017.

[9]王江洋,钱振东,罗　桑.石灰粉煤灰稳定钢渣土抗压回弹模量试验研究[J].交通运输工程与信息学报,2009,7(3):73－77.

[10]黄凯健,何若楠,卢　政,等.复合掺合料和聚合物对钢渣－碎石透水混凝土性能的影响[J].混凝土与水泥制品,2018(12):1－5.

收稿日期:2021－11－23

多次再生沥青的性能衰变规律分析

马　峥
（新疆交建公路规划勘察设计有限公司，新疆　乌鲁木齐　830000）

摘　要：文章选取 70# 基质沥青，通过室内试验模拟沥青老化及再生，分析多次再生沥青性能衰变规律。研究结果显示：首次及第二次老化的再生剂掺配比例以 6%为宜；70# 基质沥青在多次老化及再生循环模拟后的高温性能略有提升，流变性能及低温性能衰减；为保证延度满足要求，第三次老化的再生剂掺配比例以 9%为宜。该研究成果可为沥青路面多次再生养护的推广应用提供理论依据。

关键词：沥青；热再生；流变性能；再生剂；软化点
中图分类号：U416.03　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.012
文章编号：1673－4874(2022)03－0045－03

0　引言

沥青公路面层材料路用性能在长期使用过程中逐渐衰减，我国总体公路养护里程数逐年增长，而公路大中修施工项目实施也产生了诸多公路路面废弃物。

热再生技术因其能耗低、施工快、养护效果好，可在推进交通基础建设的同时减轻公路养护污染、节约养护成本，实现能源节约，在公路养护工程中已得到广泛应用[1]。国内外专家学者针对再生沥青混合料性能已展开一定研究：李雪连等[2]研究了再生剂对再生沥青混合料的性能影响规律，选用十余种再生剂用于高 RAP 掺量再生沥青混合料，对比胶囊封装、RSM 及直接拌和三种掺加方式的区别；姚晓光等[3]对再生 SBS 沥青混合料再生方式进行对比分析，通过冻融劈裂、高温车辙等试验手段，推荐了 4 种再生方式对应的最大 RAP 掺配比例，得出 39%～44%的 RAP 掺配比例的结论；马辉等[4]依托高速公路养护工程，论证了不同影响因素对厂拌热再生养护方法 RAP 掺配比例的影响规律，认为热再生温度、级配和油石比、RAP 级配可调性能以及旧沥青可恢复性是较为明显的影响因素；曹卫东等[5]则是着眼于厂拌热再生受拌和工艺的影响程度角度展开论证，主要将控制拌和时间及温度指标进行对比，推荐了150 s＋165 ℃的拌和工艺参数；伊庆刚等[6]为提升 SBR 热再生沥青混合料路用性能，提出掺配青川岩沥青的优化方案，研究结果表明该方案可明显增强再生混合料的高温、低温及水稳定性能。

综上所述可发现，有关再生沥青混合料性能方面的研究成果主要着眼于沥青单次老化再生，然而随着养护技术提升及工程实际需求，多次再生沥青性能衰变规律方面的研究仍存在较大空白，不利于社会和经济效益的进一步优化。因此，本文进行室内试验模拟沥青老化及再生，控制并优选再生剂掺量，通过 3 次循环模拟过程，结合软化点、布氏黏度、针入度及延度等指标，揭示多次再生沥青性能衰变规律。

作者简介：马　峥（1985—），工程师，主要从事路桥设计工作。

1 原材料及试验方案设计

1.1 基质沥青

本研究试验中涉及的沥青种类为 Tipco 品牌 70# 优质基质沥青。在开展老化再生试验前依据《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20－2011)对未进行老化再生的新沥青性能指标进行检测。检测结果如表 1 所示。

表 1 基质沥青性能指标表

检测项目		检测值	规范要求
针入度(25 ℃)(0.1 mm)		63.5	60～80
软化点(℃)		51.8	≥46
延度(15 ℃)(cm)		108	≥100
延度(10 ℃)(cm)		54.5	≥20
布氏黏度(135 ℃)(Pa·s)		0.670	—
TFOT 后	质量变化(%)	0.42	≤±0.8
	残留针入度比(%)	71.3	≥61
	残留延度(15 ℃)(cm)	8.8	≥6
	残留延度(10 ℃)(cm)	26.9	≥

1.2 再生剂

本研究试验中选用 S 型再生剂，依据《公路沥青路面再生技术规范》(JTG/5521－2019)，对其指标进行检测，检测结果如表 2 所示。

表 2 再生剂性能指标表

黏度(60 ℃)(Pa·s)	闪点(℃)	饱和分含量(%)	薄膜烘箱黏度比	质量变化(%)	芳香分含量(%)
1.202	276	26.04	1.8	－2.62	42.27

1.3 试验方案设计

(1)现有热再生养护工程通常只考虑 RAP 料的单次热再生利用，研究过程中通常难以获取服役多年路面多次回收 RAP 料，且无法控制其稳定的质量，不满足研究需求。在调研已有工程沥青回收技术指标的基础上，结合《公路沥青路面再生技术规范》要求，采取就地热再生技术进行养护的公路路面沥青25 ℃时针入度应＞20(0.1 mm)。本研究选择600 min、163 ℃TFOT 模拟老化方法在试验室制备模拟老化沥青，可控制其25 ℃针入度接近 30(0.1 mm)范围，可最大限度模拟服役 10 年左右的公路路面回收 RAP 料沥青性能。

(2)检测模拟老化沥青的相关路用性能指标参数，包括软化点、135 ℃布氏黏度、25 ℃针入度及 15 ℃延度等指标。

(3)在模拟老化沥青中掺加不同掺配比例的 S 型再生剂进行再生改性，掺配比例按照 0～ 9%进行控制，测试掺配 S 型再生剂的模拟老化沥青的相关路用性能指标参数，其同样包括软化点、135 ℃布氏黏度、25 ℃针入度及15 ℃延度等指标。

(4)对比不同再生剂掺配比例对模拟老化沥青路用性能指标参数的影响规律，从而确定最佳再生剂掺配比例。

步骤(1)～(4)即为单次模拟老化及再生沥青的完整步骤，重复一次该步骤循环即为完成一次模拟老化再生过程。考虑到道路养护实际情况，本试验设计了 3 次循环模拟沥青老化再生过程，并针对每次循环模拟老化再生沥青的相关路用性能指标参数进行检测和对比分析。

2 模拟沥青老化及再生试验

2.1 首次老化及再生

按照上文步骤(1)将 70# 基质沥青采用600 min、163 ℃TFOT 模拟老化方法进行模拟老化。在模拟老化后的 70# 基质沥青中，以质量分数进行控制，分别掺加0、3%、6%、9%掺配比例的 S 型再生剂。掺加过程中确保匀速缓慢搅拌，按照步骤(3)对首次模拟老化及再生后的基质沥青进行软化点、135 ℃布氏黏度、25 ℃针入度及15 ℃延度等指标的检测。检测结果如表 3 所示。

表 3 首次模拟老化及再生基质沥青性能指标表

检测项目	再生剂掺配比例(%)			
	0	3	6	9
软化点(℃)	59.9	57.8	56.8	53.7
布氏黏度(135 ℃)(Pa·s)	1.109	1.001	0.833	0.679
针入度(25 ℃)(0.1 mm)	28.2	38.2	48.4	57.5
延度(15 ℃)(cm)	11.2	21.6	37.2	84.0

由表 3 可以发现，伴随着再生剂的掺加及掺配比例的提升，模拟再生后的 70# 基质沥青软化点及 135 ℃布氏黏度有所降低，25 ℃针入度及15 ℃延度则随之提升，这表明再生剂的掺加能明显提升首次模拟老化基质沥青的路用性能。

按照《公路沥青路面再生技术规范》要求和工程应用经验可知，再生沥青的各项指标为新沥青降低一等级标号对应的性能指标参数，即首次模拟老化基质沥青的路用性能目标为：25 ℃针入度为 50.0(0.1 mm)、15 ℃延度为 30.0 cm。结合上文首次模拟老化及再生基质沥青性能指标检测结果，同时考虑

经济性原则，首次模拟老化基质沥青的再生剂掺量以6%为宜。

2.2　多次老化及再生

取上文6%掺配比例的再生剂模拟老化再生沥青进行多次老化及再生试验。同样地，按照上文步骤(1)将其采用600 min、163 ℃TFOT模拟老化方法进行模拟老化，分别掺加0、3%、6%、9%掺配比例的S型再生剂，检测其软化点、135 ℃布氏黏度、25 ℃针入度及15 ℃延度等指标。检测结果如表4所示。

表4　第二次模拟老化及再生基质沥青性能指标表

检测项目	再生剂掺配比例(%)			
	0	3	6	9
软化点(℃)	61.2	58.1	55.9	53.9
布氏黏度(135 ℃)(Pa·s)	1.091	0.991	0.771	0.675
针入度(25 ℃)(0.1 mm)	30.2	37.8	47.4	60.9
延度(15 ℃)(cm)	13.2	25.2	31.1	79.9

由表4可以发现，与首次模拟老化再生相似，伴随着再生剂的掺加及掺配比例的提升，模拟第二次老化再生后的70#基质沥青软化点及135 ℃布氏黏度有所降低，25 ℃针入度及15 ℃延度随之提升，这表明再生剂的掺加对第二次老化沥青仍有明显的提升路用性能的作用。仍按照25 ℃针入度为50.0(0.1 mm)、15 ℃延度为30.0 cm的目标路用性能进行选择，确定第二次模拟老化基质沥青的再生剂掺量以6%为宜。

同理，第三次模拟老化基质沥青再生后的性能指标检测结果如表5所示。

表5　第三次模拟老化及再生基质沥青性能指标表

检测项目	再生剂掺配比例(%)			
	0	3	6	9
软化点(℃)	63.2	61.2	58.9	56.5
布氏黏度(135 ℃)(Pa·s)	1.223	1.067	0.905	0.813
针入度(25 ℃)(0.1 mm)	32.0	33.2	50.2	63.2
延度(15 ℃)(cm)	9.2	16.2	24.1	65.3

从上文可知，首次及第二次老化的再生剂掺量均以6%为宜，为了能横向对比模拟老化及再生次数对沥青性能衰变的影响规律，同样选取6%再生剂掺配比例的第三次模拟老化及再生沥青，与前两次6%再生剂掺配比例的模拟老化及再生沥青路用性能进行对比，如图1～4所示。

分析图1可以发现：随着模拟老化次数的提升，老化基质沥青软化点线性提升，高温性能有所改善；在加入再生剂后则有所降低，再生后沥青的软化点总体上随多次再生次数呈现上升趋势。

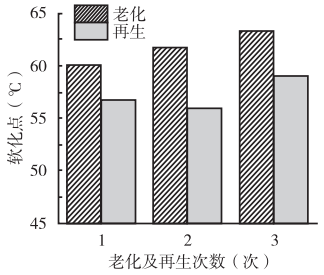


图1　老化及再生次数对软化点的影响柱状对比图

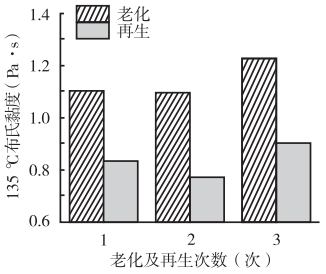


图2　老化及再生次数对布氏黏度的影响柱状对比图

分析图2可以发现：随着模拟老化次数达到第三次，老化基质沥青布氏黏度突然上升，在加入再生剂后则有所改善，整体上仍随模拟老化及再生次数的增长而上升。这说明模拟老化及再生循环次数导致再生后的沥青流变性能衰减。

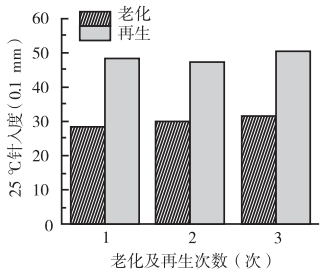


图3　老化及再生次数对针入度的影响柱状对比图

分析图3可以发现：随着模拟老化次数的增加，老化基质沥青针入度线性上升；在加入再生剂后针入度进一步增长，低温性能提升，且模拟老化及再生循环次数不会引起其针入度水平的显著变化。

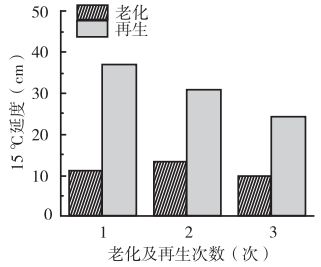


图4　老化及再生次数对延度的影响柱状对比图

（下转第55页）

高黏沥青储存稳定特性分析

郭玉龙
（广西交通投资集团柳州高速公路运营有限公司，广西　柳州　545036）

摘　要：文章为了研究高黏沥青储存稳定特性，制备三种高黏沥青（TPS、S、A/S），并采用离析软化点法和基于DSR试验的离析指数法分析各高黏沥青随储存时间变化的储存稳定特性。结果显示：制备的两种高黏沥青黏度均已达到TPS高黏剂改性水平，且具有更高的软化点，但二者延度较TPS高黏沥青有所减小；离析软化点差法储存稳定性优劣排序为TPS＞S＞A/S，基于DSR的离析指数分析储存稳定性优劣排序为S＞TPS＞A/S。由此得出：S改性沥青剂具有作为高黏沥青使用的潜在特性；采用DSR的离析指数法评价结果与传统软化点差法存在一定差异，但应优先采用离析指数法，且推荐将离析指数≤0.8作为离析的判断标准。

关键词：道路工程；高黏沥青；储存稳定性；软化点差、离析指数；DSR
中图分类号：U416.01　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.013
文章编号：1673－4874(2022)03－0048－04

0　引言

高黏沥青作为新型的沥青混合胶结料，在排水路面OGFC混合料[1-2]、摊铺式应力吸收层[3]混合料等设计中应用广泛，其典型特点是在服役温度下具有超高黏度与粘结力。高黏沥青一般是以高黏剂、基质沥青为核心原料，辅以相容剂、稳定剂等制备而成。由于高黏沥青性能要求高，而目前高黏剂与沥青之间仍存在配伍性不良导致的储存稳定性不佳等问题。因此，目前生产的高黏沥青一般采用现配现用的供给方式，仍未实现工厂化生产。目前被广泛认可的高黏剂为日本TPS高黏剂，其制备高黏沥青性能较佳，并通过了相关实体工程验证，但该改性剂费用较高，且国内对其改性机理研究仍有待进一步深入[3-4]。

SBS、橡胶粉作为目前改性沥青的两类主要改性剂，由于其优良的改性及环境友好特性，在我国得到了广泛推广。有相关研究者利用SBS、橡胶粉进行了相关高黏剂制备尝试[5-7]，但作为需工厂化生产的产品，高黏沥青的储存稳定特性须得到有效保障。而目前对于高黏沥青储存稳定特性的研究较少，且一般均采用传统的离析软化点差方法，而该法一直存在误差较大的弊端，因此有必要对高黏沥青储存稳定特性作深入、全面的分析[8]。

基于此，本文通过制备三种高黏沥青（TPS、S、A/S），并拟采用离析软化点法、基于DSR试验的离析指数法综合分析各高黏沥青随储存时间变化的储存稳定特性，为高黏沥青的运用提供理论指导。

作者简介：郭玉龙（1988—），硕士，工程师，主要从事高速公路项目建设、养护管理工作。

1 原材料与试验方法

1.1 原材料

制备高黏沥青采用沥青为东海牌 70# A 级基质沥青，主要技术指标如表 1 所示。

表 1 70# A 级基质沥青主要技术指标表

指标	测试值	规范要求
25 ℃针入度(0.01 mm)	67	60～80
软化点(℃)	49	≥46
溶解度(%)	99.78	≥99.5
15 ℃延度(cm)	112	≥100
闪点(℃)	323	≥230

采用如下三种高黏剂：

(1)TPS：日本大有株式会社生产，是目前国内外主流高黏剂产品。

(2)自制高黏剂 S：主要成分为 SBS。

(3)自制高黏剂 A/S：主要成分为橡胶粉复配 SBS。

1.2 高黏沥青

各高黏沥青配方如表 2 所示。

表 2 各高黏沥青配方(占沥青质量百分比)表

高黏沥青类别	高黏剂及掺量	相容剂掺量(%)	稳定剂掺量(%)
TPS 高黏沥青	15%TPS	—	—
S 高黏沥青	7%SBS	2	0.3
A/S 高黏沥青	5%SBS+5%橡胶粉	2	0.3

各高黏沥青制备工艺为：

(1)将基质沥青加热熔融至163 ℃备用，加入 2%相容剂(TPS 不加)。

(2)加入各高黏剂后，采用高速剪切机以 5 000 r/min速率在175 ℃条件下剪切1 h(此时 TPS 高黏沥青制备完成)。

(3)S 高黏沥青、A/S 高黏沥青继续加入 0.3%稳定剂，采用高速剪切机以5 000 r/min速率在175 ℃条件下剪切0.5 h。

制备得到高黏沥青主要技术指标如表 3 所示。

对比 TPS 高黏沥青，制备的两种自主研制高黏沥青黏度均已达到 TPS 高黏剂改性水平，且采用橡胶粉复配 SBS 的方案黏度更大。同时，自主研制的两种高黏沥青软化点更高，表明二者将具有潜在更好的高温稳定性。但二者延度较 TPS 高黏沥青有所减小，表明沥青延展性有所下降，其中 A/S 高黏沥青降幅略大。

表 3 高黏沥青技术指标表

技术指标	TPS	自主研制 S	自主研制 A/S
针入度(0.1 mm)	50.8	47.2	46.1
软化点(℃)	86.1	92.1	95.2
5 ℃延度(cm)	59.6	53.8	41.9
60 ℃运动黏度(Pa·s)	52 364	68 954	73 659
135 ℃运动黏度(Pa·s)	2.35	2.79	2.97

1.3 试验方法

1.3.1 软化点差法

按照《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTG E20－2011)中聚合物改性沥青离析试验方法进行离析试验。试验及计算基本步骤如下：

(1)将高黏沥青加热熔融，搅拌均匀后浇灌至竖立的盛样铝管中。

(2)将盛样铝管连同固定支架一同放入163 ℃±5 ℃烘箱中，静置存放并设定时间。

(3)加热结束取出，保持竖立状态放置于冰箱中，存放≥4 h。

(4)取出后用切刀切成三等份，取顶部、底部试样分别进行软化点试验。

(5)计算顶部与底部沥青试样软化点差，当差值在2.5 ℃以内时表明储存稳定性良好。

1.3.2 DSR 离析指数法

在美国 SHRP 规范体系中，流变指标作为沥青性能分级(Performance Grade——PG)的重要依据，在沥青高温性能、抗车辙性能的评价中具有重要作用。本文旨在将传统离析试验与沥青流变特性指标相结合，以另一评价指标更为精准地对高黏沥青储存稳定特性进行分析。具体试验思路如下：

(1)采用前述离析试验方法，将盛样铝管切成三等份后，对顶部与底部试样进行 DSR 流变试验，测试得到复数剪切模量 G^*、相位角 δ。

(2)计算得到综合评价的车辙因子指标 G^*/δ，定义离析指数为：底部与顶部试样车辙因子之比。

其中，DSR 试验参数为：试样直径为25 mm，试样板间距为1 mm，采用应变控制模式(12%)，加载频率为10 rad/s，试验温度为64 ℃。

2 软化点差法

采用前述试验方法进行软化点离析试验，每个储存时间采用一个试样，每个试样顶部与底部均制备成 3 个软化点测试试样，取 3 个试样软化点均值作为最终测试值。测定不同储存时间高黏沥青离析软化点试验结果如下页表 4、图 1、图 2 所示。

表 4　各高黏沥青软化点离析试验结果表

存储时间(h)	软化点(℃)								
	TPS			自主研制 S			自主研制 A/S		
	顶部	底部	差值	顶部	底部	差值	顶部	底部	差值
0	86.1			92.1			95.2		
8	86.3	86	0.3	92.4	91.9	0.5	95.5	94.9	0.6
16	86.7	85.8	0.9	93.1	91.7	1.4	96.1	94.5	1.6
24	86.9	85.7	1.2	93.7	91.9	1.8	96.3	94.2	2.1
48	87.3	85.1	2.2	94	91.8	2.2	96.7	93.9	2.8
72	87.4	84.7	2.7	94.1	91.6	2.5	97.1	94.2	2.9

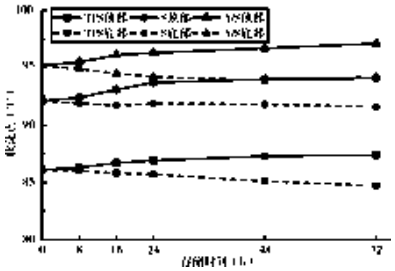


图 1　各高黏沥青离析试验顶部、底部试样软化点随储存时间变化曲线图

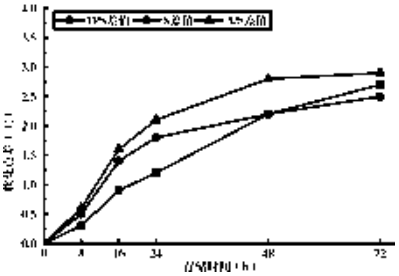


图 2　离析试验软化点差随储存时间变化曲线图

分析可知：

(1)进行离析试验前，三个高黏沥青试样软化点差异较大，软化点大小顺序为：A/S＞A＞TPS。表明与 TPS 相比，较高掺量 SBS 的加入在有效提高沥青黏度的同时，也大幅提升了沥青软化点。且复配橡胶粉后，软化点进一步提升。

(2)随着储存时间的增加，各高黏沥青试样顶部软化点逐渐增大、底部软化点逐渐减小。这是因为高黏剂虽然与沥青互溶，但大部分仍以物理混溶为主。而 TPS、SBS 及胶粉一般密度小于沥青，随着储存时间延长，高黏剂与沥青逐渐发生分离，高黏剂向上、沥青向下移动。因此顶部沥青试样高黏剂含量逐渐增大，底部逐渐减小，表现为顶部软化点逐渐增大、底部软化点逐渐减小。

(3)整体而言，随着储存时间的增加，离析软化点差大小顺序为：A/S＞S＞TPS。我国规范规定，聚合物改性沥青储存48 h后离析软化点差应＜2.5 ℃。观察可看到 TPS 高黏沥青、S 高黏沥青均符合要求，而 A/S 高黏沥青48 h软化点差略高于限定要求。表明胶粉掺入后，其与沥青的共混效果较 SBS 略差，大颗粒的胶粉更易发生离析。

(4)制备的 S 高黏沥青在48 h后软化点差与 TPS 高黏沥青相同，且在48 h离析软化点差小于 TPS 高黏沥青，表明 S 高黏沥青具有较好的长期储存潜力。

3　DSR 离析指数法

我国规范采用软化点差法作为改性沥青离析试验标准方法，在一定程度上具有良好的适用性。但由于软化点差法自身的限制(如甘油升温速率控制等)，这在一定程度上会影响试验的精确性，在需对试样进行较为精确的分析时受试验误差影响较大。为此，本文采用动态剪切流变仪(DSR)，基于沥青流变参数进行高黏沥青储存稳定特性分析。

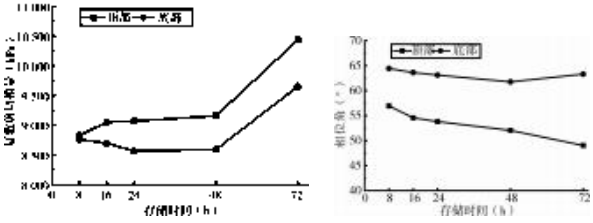
3.1　流变特性分析

按照前述试验方法，采用 DSR 进行各高黏沥青离析指数测试。首先测试得到不同储存时间下各离析试样顶部与底部的复数剪切模量 G^*、相位角 δ。随储存时间的增大，三种高黏沥青流变参数呈现较为相似的变化规律。以下以自主研制的 S 高黏沥青变化规律为例进行分析，如图 3 所示。

分析可知：

(1)随着储存时间延长，高黏沥青顶部试样复数剪切模量 G^* 逐渐增大、底部试样 G^* 逐渐减小，并在 48 h突然增大。如前述分析，SBS 会在高温条件下“漂浮”至试样顶部，较高的掺量增大了顶部试样的 G^*，而相应减小了底部试样 G^*。但可发现在48 h后顶部与底部试样 G^* 值均显著提高，表明此时 SBS 性能发生变化，可能是由于进一步溶胀作用导致。

(2)随着储存时间延长，高黏沥青顶部与底部试样相位角 δ 均呈现整体减小趋势，但整体变化趋势较为平缓。相位角 δ 可表示在加载条件下对加载反应的及时性，相位角 δ 越小表明弹性效应越明显。顶部试样相位角小，是由于顶部沥青 SBS 掺量高，在荷载作用下延迟反应更小。



(a)复数剪切模量 G^*　　(b)相位角 δ

图 3　A/S 高黏沥青流变参数随储存时间变化曲线图

3.2 离析指数分析

分别利用离析试样顶部、底部 DSR 流变参数计算得到车辙因子，取二者比值得到离析指数，各高黏沥青离析指数随储存时间变化如图 4 所示。

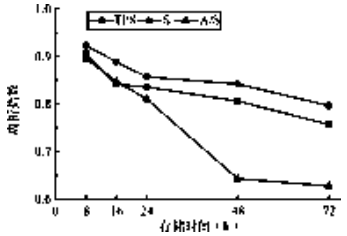


图 4 各高黏沥青离析指数随储存时间变化曲线图

分析图 4 可知：

(1)根据离析指数分析，三种高黏沥青储存稳定性优劣排序为：S＞TPS＞A/S。根据计算结果，各高黏沥青离析指数大小关系为：A/S＞TPS＞S。而离析指数越大，表明底部与顶部车辙因子差异越大，运用于混合料设计后高温稳定性差异将越大。表明经稳定剂等处理后的 SBS 可有效保证高黏沥青的储存稳定性，其稳定性已较 TPS 更具优势。但采用 SBS 复配橡胶粉的高黏沥青离析指数变化较为复杂，表明相应改性剂稳定技术仍需要进一步优化改进。

(2)推荐将离析指数≤0.8 作为判断是否离析的标准。结合离析软化点试验结果，TPS 高黏沥青与 S 高黏沥青应在储存时间略＞48 h时，软化点差达到 2.5 ℃。结合上图分析，可将离析指数≤0.8 作为判断是否离析的标准。

(3)相较传统离析软化点评价结果，采用 DSR 的离析指数法评价结果与其存在一定差异。一方面是由于软化点试验自身误差相对较大，另一方面是由于两种方法采用不同的评价参数。综合分析，采用离析指数法能更直接地与沥青使用性能指标建立联系，推荐作为沥青储存稳定性深入分析的重要参考。

4 结语

通过制备三种高黏沥青，并采用离析软化点差法、基于 DSR 试验的离析指数法分析了各高黏沥青随储存时间变化的储存稳定特性，得到如下结论：

(1)制备的两种自主研制的高黏沥青黏度均已达到 TPS 高黏剂改性水平，且具有更高的软化点，但二者延度较 TPS 高黏沥青有所减小。

(2)离析软化点差大小顺序为：A/S＞S＞TPS，其中 TPS 与 S 高黏沥青符合我国规范关于储存稳定性控制要求。基于 DSR 的离析指数进行分析，三种高黏沥青储存稳定性优劣排序为：S＞TPS＞A/S。综合分析，S 改性剂具有作为高黏沥青使用的潜在特性。

(3)较传统离析软化点评价结果，采用 DSR 的离析指数法评价结果与其存在一定差异。但当二者存在分歧时，优先采用离析指数法，且推荐将离析指数≤0.8 作为判断是否离析的标准。

参考文献

[1]于保阳，刘美鸥，张荣华，等.复合改性透水沥青混合料配合比设计优化研究[J].公路，2021，66(5)：30－36.

[2]马嘉琛，何　锐，况栋梁.排水沥青路面高黏改性剂的研究及应用[J].应用化工，2021，50(1)：159－165.

[3]李　霞.橡胶粉与 TPS 复合改性沥青及排水性沥青混合料性能研究[J].新型建筑材料，2020，47(7)：95－98.

[4]吕大春，曾梦澜，刘斌清，等.TPS 高黏改性沥青 Superpave 使用性能研究[J].公路工程，2019，44(6)：191－195.

[5]常迅夫，王笑风，毋存粮.废胎胶粉复合改性高黏沥青复配体系[J].科学技术与工程，2021，21(11)：4 592－4 599.

[6]周志刚，陈功鸿，张红波，等.橡胶粉/SBS 与高黏剂复合改性沥青的制备及性能研究[J].材料导报，2021，35(6)：6 093－6 099.

[7]马　峰，李思琪，傅　珍，等.苯乙烯－丁二烯嵌段共聚物与废橡胶粉复合改性高黏沥青及混合料性能研究[J].化工新型材料，2021，49(2)：254－258.

[8]宋成志，马庆伟，杨晨光，等.高黏复合改性橡胶沥青技术性能研究[J].筑路机械与施工机械化，2020，37(Z1)：17－22.

收稿日期：2021－10－25

功能性罩面在北京城市道路沥青路面预防养护工程中的应用

李　尚[1]，贺孟霜[1]，王文红[1]，颜鹏程[2]
（1. 北京城建设计发展集团股份有限公司，北京　100045；2. 北京市城市道路养护管理中心，北京　100069）

摘　要：目前，北京市城市道路建设发展已经由大规模建设转向大规模养护。文章根据北京市城市交通特点和养护要求，从预防养护实施条件、预防养护材料混合料的矿料级配和技术要求及其综合对比等方面，介绍了近三年在北京城市道路沥青路面预防养护工程中功能性罩面材料的应用情况，可为今后的预防养护工程提供参考。

关键词：预防养护；功能性罩面；Novachip；易密实沥青混凝土
中图分类号：U418.6　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.014
文章编号：1673－4874(2022)03－0052－04

0　引言

经过近几十年的快速发展，北京市城市道路建设取得了前所未有的巨大成就，城市道路建设的里程以及质量都有了明显的改善和提高。根据《北京统计年鉴 2020》公开资料显示，截至 2019 年年底，北京市六城区城市道路总里程达到6 156 km，其中快速路为 390 km，主干路为 1 006 km，城市道路总面积达 10 459 万 m^2[1]，路网密度约为 5.7 km/km^2。城市道路的发展重点，已经由大规模建设向大规模养护转移。

北京市作为全国的政治、文化、国际交往和科技创新中心，一直以来贯彻落实新发展理念，推动首都高质量发展再上新台阶。针对北京市城市道路交通量大、日间不能中断交通、环境敏感区域多、环保标准严等特点，对城市道路的管养水平有更高的要求。

预防养护技术[2]不是新技术，但不断有新进步[3]，其核心理念是通过“早养护”实现“少养护”，通过“早投入”实现“少投入”，代表了养护理念的科学发展方向。预防养护是指沥青路面整体性能良好但存在病害隐患或轻微病害，为延缓路面性能过快衰减、延长使用寿命而预先采取的主动性养护工程[4]。

近年来，我国沥青路面预防养护新技术、新材料、新工艺、新设备不断涌现，成为路面技术最活跃的板块。预防养护技术可分为封层、罩面、就地热再生等不同类型。功能性罩面适用于各级道路预防或修复病害、需要改善抗滑等使用性能且结构强度满足使用要求的沥青路面，铺筑厚度＜4 cm的功能性罩面可作为预防养护措施。预防养护适用于路面技术状况评定为 A 级或 B 级的道路，实施时机 PCI 一般为 80～90，距离新建或上一次大中修 3～5 年。

作者简介：李　尚(1988—)，硕士，高级工程师，主要从事道路工程设计工作；
贺孟霜(1989—)，硕士，高级工程师，主要从事道路工程的设计工作；
王文红(1966—)，教授级高级工程师，主要从事道路工程的设计工作；
颜鹏程(1985—)，硕士，高级工程师，主要从事城市道路桥梁的养护管理工作。

封层类的预防养护不适宜在重交通量及以上等级的道路使用。结合北京市的实际情况，经过多年来的管养实践，预防养护方案目前推广罩面类，常用的罩面类预防养护材料主要为三种，Novachip 超薄磨耗层[5]、易密实薄层罩面沥青混凝土（ECA）[6]和抗滑密实薄层沥青混凝土（SDT）。Novachip 多用在南方城市的高速公路预防养护，易密实薄层罩面技术主要用于上海及周边城市的高等级道路，均有较好的应用效果。

北京市首次大规模进行路面预防养护是 2013 年在二环路主路实施的薄层罩面技术，使用了 Novachip 和 ECA 材料，厚度为2.5 cm，随后一直在其他道路的预防养护工程进行推广。2019 年在学院路的预防养护工程首次使用 SDT 材料，厚度也是2.5 cm。

1　Novachip 超薄磨耗层

壳牌超薄磨耗层 NovaChip 使用专用设备 NovaPaver 进行施工，施工过程包括 NovaBond 改性乳化沥青喷洒、NovaBinder 改性沥青混合料摊铺以及压路机碾压成型，为壳牌的专利技术。

NovaChip 作为磨耗层，具有较大构造深度、抗滑性能好的特点，适用于路面较平整、车辙深度＜10 mm、无结构性破坏的路面，为提高表面层服务功能的预防性养护措施。其混合料的矿料级配设计范围及混合料技术要求如表 1 和表 2 所示。

表 1　混合料的矿料级配设计范围表

项目		两种矿料类型的通过率（%）	
		9.5 mm－B 型（%）	12.5 mm－C 型（%）
筛孔尺寸（mm）	19.0	100	100
	13.2	100	80～100
	9.5	80～100	60～80
	4.75	20～35	20～35
	2.36	18～30	18～30
	1.18	10～22	10～22
	0.6	6～16	6～16
	0.3	5～12	5～12
	0.15	4～10	4～10
	0.075	4～7	4～7
混合料中沥青含量（%）		4.4～5.4	4.4～5.4
典型路面设计厚度（mm）		20	25

表 2　混合料技术要求表

试验指标	单位	技术标准	试验方法	备注
击实次数（双面）	次	50	T0702	
试件尺寸	mm	ϕ101.6×63.5	T0702	
空隙率 *VV*	%	≥10	T0705	体积法
稳定度 *MS*	kN	≥6.0	T0709	
矿料间隙率 *VMA*	%	≥18.0	T0709	体积法
动稳定度	次/mm	≥2 500	T0719	
冻融劈裂强度比	%	≥80	T0729	
浸水马歇尔残留稳定度	%	≥85	T0709	

壳牌公司推荐 NovaChip TYPE B 混合料的 NovaBond 聚合物改性乳化沥青喷洒量为0.85 kg/m^2 左右，推荐 NovaChip TYPE C 混合料的 NovaBond 聚合物改性乳化沥青喷洒量为1.1 kg/m^2 左右，而准确的洒布量必须根据现场原路面的情况进行调整。NovaBond、NovaBinder 须配套使用，专用摊铺设备 Novapaver 的最小摊铺宽度为3.2 m。

北京地区目前使用 Novachip 技术的道路包括二环路、大屯路、北辰东路等，目前使用状况良好。

2　易密实超薄沥青混凝土 ECA

ECA 易密实超薄罩面技术是由上海龙孚材料技术有限公司所开发的一种新型的路面养护解决方案，采用上海龙孚材料技术有限公司开发的直投式 HPM－1 沥青改性剂、普通基质沥青以及坚固耐磨且棱角性好的玄武岩、辉绿岩等材料，通过一体式摊铺机一次完成高黏乳化沥青粘层油喷洒和混合料摊铺形成的连续密级配超薄罩面。

其级配组成对沥青混合料的路用性能存在显著的影响。为了提高 ECA 的抗变形能力和抗滑性能，ECA－10 的目标级配与常用级配有所区别，增设了6.7 mm筛孔。其混合料的矿料级配设计范围及混合料技术要求如表 3 和表 4 所示。

表 3　混合料的矿料级配设计范围表

筛孔尺寸（mm）	13.2	9.5	6.7	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
ECA－10 的通过率（%）	100	80～100	30～50	20～40	18～36	14～30	10～25	7～20	6～12	4～8

表 4　混合料技术要求表

试验指标	单位	技术标准	试验方法	备注
击实次数(双面)	次	75	T0702	
试件尺寸	mm	ϕ101.6×63.5	T0702	
空隙率 *VV*	%	3.5～5	T0705	体积法
稳定度 *MS*	kN	≥8.0	T0709	
矿料间隙率 *VMA*	%	≥15.0	T0709	体积法
动稳定度	次/mm	≥3 000	T0719	
冻融劈裂强度比	%	≥80	T0729	
浸水马歇尔残留稳定度	%	≥85	T0709	

北京地区目前使用 ECA 技术的有天安门广场西侧路、机场北线、望京北路、二环路等道路，目前使用状况良好。

3　抗滑密实薄层沥青混凝土 SDT

SDT(anti－sliding density thin asphalt concrete)抗滑密实薄层罩面具有抗滑、抗车辙、抗磨耗的优良性能。SDT 是一类较特殊的沥青混合料，其级配曲线形式介于 SMA 和 AC 类之间，偏于 SMA 的断级配。该技术通过沥青混合料配合比优化和调整沥青路面结构层形式，提高粗集料用量，使沥青混凝土形成嵌挤型结构，增大抗滑构造深度，以提高沥青混凝土抗车辙能力和抗滑性能。同时，具有较好的密实防水性能和抗开裂性能。SDT－10 的矿料级配设计范围及混合料技术要求如表 5 和表 6 所示。

SDT 沥青采用高性能 SBS 改性沥青(I－C 的基础上有所提高)，软化点≥75 ℃。因颗粒公称粒径较小，施工质量容易控制，无须专门的施工机械，常规沥青混合料施工机械即可满足要求，近两年广泛用于北京地区的道路预防性养护。

表 5　混合料的矿料级配设计范围表

筛孔尺寸(mm)	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
SDT－10 的通过率(%)	100	90～100	26～45	20～33	16～25	12～20	10～17	8～13	6～10

表 6　混合料技术要求表

试验指标	单位	技术标准	试验方法	备注
击实次数(双面)	次	75	T0702	
试件尺寸	mm	ϕ101.6×63.5	T0702	
空隙率 *VV*	%	3～6	T0705	体积法
稳定度 *MS*	kN	≥8.0	T0709	
矿料间隙率 *VMA*	%	≥15.0	T0709	体积法
动稳定度	次/mm	≥3 000	T0719	
冻融劈裂强度比	%	≥80	T0729	
浸水马歇尔残留稳定度	%	≥85	T0709	

北京地区目前使用 SDT 技术的包括学院路等道路，目前使用状况良好。

4　综合对比

Novachip 属于半开级配，而 ECA 和 SDT 属于密级配。半开级配的优势主要在于雨季路面不容易形成水膜，对行车安全有好处，在噪音控制方面有优势，与密级配相比大约能降低噪音 3～5 dB。密级配的优势在于强度和耐久性方面，全寿命周期的管养成本也比开级配要低。ECA 与 SDT 之间的区别，主要在于沥青的不同，前者通过 HPM 和聚酯纤维与 70# 基质沥青做改性，而后者直接使用 SBS 改性沥青，在工艺设备方面更简单，而 ECA 在集料级配方面增加 6.7 mm的筛孔控制。Novachip 涉及壳牌的专利技术，需采用壳牌专用沥青和乳化沥青。三种材料的主要技术指标对比如表 7 所示。

表 7　主要技术指标对比表

项目	Novachip	ECA－10	SDT－10
建议厚度(cm)	2.0～2.5	2.5～3.0	2.5
摊铺温度(℃)	150～170	≥155	≥160
沥青要求	壳牌专用沥青	70# 基质沥青	高性能 SBS 改性沥青(≥75)
玄武岩要求	5～10 mm	5～10 mm、8～11 mm	5～10 mm、8～11 mm
油石比(%)	5.0	5.2	5.3
聚酯纤维(‰)	—	2	—
HPM(‰)	—	4	—
助碾剂沥青含量(%)	—	0.7	—
击实次数	50×2	75×2	75×2
孔隙率(%)	≥10	3～5	3～6
矿料间隙率(%)	≥18	≥15	≥15
沥青饱和度(%)	—	70～85	70～85
稳定度(kN)	≥6.0	≥8.0	≥8.0
流值(0.1 mm)	—	20～50	15～40
动稳定度(次/mm)	≥1 500	≥3 000	≥3 000
浸水马歇尔(%)	≥85	≥85	≥85
冻融劈裂(%)	≥80	≥80	≥80
构造深度(mm)	—	—	≥0.6
渗水系数(mL/min)	—	≤120	≤120
析漏损失(%)	≤0.1	≤0.2	—
飞散损失(%)	—	≤15	—
其他	壳牌捆绑销售	增设了 6.7 mm 筛孔控制	—
应用案例	二环路、大屯路、北辰东路	天安门广场西侧路、机场北线、望京北路、二环路	学院路

5　结语

预防养护的技术状况和实施时机，应按科学决策的工作制度与方法，采取全寿命周期养护成本理念，选用技术、经济合理的沥青路面养护方案，并对养护工程进行合理设计，在适宜时机采取针对性的养护措施，一般选择 PCI 为 80～90，距离新建或上一次大中修 3～5 年，且未来 5 年内区域交通量不出现巨大增长的道路。

Novachip 对材料、设备、工艺控制均比较严格，以保证良好的孔隙、排水降噪等使用效果，但是使用的乳化沥青和改性沥青均为壳牌专利产品，同步一体式摊铺机为福格勒专用摊铺机，整体造价较其他罩面材料高。而密级配预养材料采用 SDT，在生产设备和工艺上比 ECA 更简单，不用对沥青混合料加工设备进行改造，具有一定的成本优势。摊铺设备建议采用同步一体式摊铺机全断面摊铺，否则施工过程中因为沥青太薄容易冷却而产生纵缝。

预防养护技术应该针对路面结构、材料特点和病害特征，不断研究开发适合我国路面预防性养护需要的原创性技术，以免受国外技术的垄断，如 Novachip 使用维特根专用摊铺设备和壳牌专用沥青。此外，还应在现有预防性养护技术基础上进行材料提升、设备改进、工艺改良、技术组合，进行预防养护技术的二次开发，不断提升其技术经济性。

参考文献

[1]北京市统计局，国家统计局北京调查总队.北京统计年鉴[M].北京：中国统计出版社，2020.
[2]CJJ 363－2016，城镇道路养护技术规范[S].
[3]郭建伟.沥青路面预防性养护技术应用与研究[J].工程建设与设计，2020(24)：92－94.
[4]JTJ073.2－2001，公路沥青路面养护技术规范[S].
[5]菅瑞海.解析 Novachip 超薄磨耗层的高速公路沥青路面养护技术[J].黑龙江交通科技，2021(323)：55－57.
[6]熊　亮.易密实沥青混凝土薄层罩面技术在养护维修工程中的应用[J].城市道桥与防洪，2013(6)：96－97.

收稿日期：2021－10－25

（上接第 47 页）

分析图 4 可以发现：随着模拟老化及再生次数的增加，再生剂的再生效果迅速降低。其中第三次模拟老化及再生的沥青延度水平已无法达到再生沥青性能指标水平，其低温性能衰减明显。为保证延度满足要求，第三次老化的再生剂掺配比例应提升到 9%为宜。

3　结语

本文选取 70# 基质沥青展开研究室内模拟沥青老化及再生试验，控制并优选再生剂掺量，通过 3 次循环模拟过程，结合软化点、布氏黏度、针入度及延度等指标，分析多次再生沥青性能衰变规律，得出以下主要结论：

(1)首次及第二次老化的再生剂掺配比例以 6%为宜。

(2)70# 基质沥青在多次老化及再生循环模拟后的高温性能略有提升，流变性能及低温性能衰减。

(3)为保证延度满足要求，第三次老化的再生剂掺配比例量以 9%为宜。

参考文献

[1]周志刚，孙　宁，杨文灿，等.厂拌热再生 SBS 改性沥青优化设计方法研究[J].公路交通科技，2017，34(11)：15－22.
[2]李雪连，叶峻宏，唐　成，等.再生剂在回收热拌沥青混合料生产中的应用研究综述[J].中外公路，2020，40(5)：240－244.
[3]姚晓光，许　涛，张争奇.再生 SBS 改性沥青混合料路用性能研究[J]. 武汉大学学报(工学版)，2021，54(5)：407－414.
[4]马　辉，茅　荃，李　宁.沥青路面厂拌热再生 RAP 料掺量影响因素分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版)，2020，39(9)：97－104.
[5]曹卫东，于得水，杨　波，等.拌和工艺参数对厂拌热再生混合料性能的影响[J]. 科学技术与工程，2020，20(24)：10 032－10 038.
[6]伊庆刚，琚花花，张启志.青川岩沥青与 SBR 复合改性热再生沥青混合料性能研究[J]. 新型建筑材料，2020，47(8)：32－36.

收稿日期：2021－11－25

软弱砂泥岩互层公路路基边坡整治案例分析

李天宝
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章通过探讨广西北部泉南高速公路边坡工程的三个整治案例，分析软弱砂泥岩互层边坡因砂岩与泥岩不同的工程特性、互层状况与受褶皱等地质构造影响而经常发生的边坡稳定性问题，并介绍使用于软弱砂泥岩互层的边坡稳定工法，包括预应力地锚、挡土排桩、挡土墙、平衡荷载式填土与土钉等，对软弱砂泥岩互层边坡工程的调查设计与施工重点提出归纳建议，为类似地形及地质条件的边坡工程提供设计参考。

关键词：软弱砂泥岩互层；边坡坍滑；边坡整治
中图分类号：U418.5+2　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.015
文章编号：1673－4874(2022)03－0056－03

0　引言

近年来，由于社会经济的快速发展，广西有限的平原地区已趋于开发饱和，因此北部山地地区的开发与利用成为必然的趋势。广西北部的地层多为砂岩、页岩、泥岩及其互层所组成的软弱基岩，在此种地层兴建公路或进行坡地开发工程，会经常发生开挖或填土时边坡坍滑的问题，因此了解边坡崩塌的原因并选择适当的整治措施是交通领域的重要课题。本文以泉南高速公路中边坡坍滑整治的实际案例，说明软弱砂泥岩互层基岩的边坡问题与整治对策，并给出调查、设计与施工重点的建议。

1　建设条件

本文所探讨的公路位于广西北部，沿线所出露的地层主要为更新世晚期的红土砾石层及全新世的河阶堆积、河床冲积、崩塌堆积与扇状堆积。本文所探讨边坡整治案例的地层主要由砂岩与泥岩互层及其上覆的崩积层所组成。其中，泥岩厚度大多≤1 m；崩积层的组成物则包括表土、受扰动的风化砂岩、红土及砾石。与案例相关的主要地质构造线包括A背斜与B向斜构造。A背斜位置在路线南侧且穿越部分路段（见图1），大约呈东北—西南走向，向西南倾没，其西北翼岩层倾角较陡（约＞60°），而东南翼倾角较缓（约＜30°），为不对称的背斜构造。B向斜构造的走向亦大致呈东北—西南方向（见图2），其西北翼岩层倾角较陡，东南翼较缓，导致本公路位于B向斜轴西北侧的边坡大部分属于顺向坡，且路线经过多处旧崩塌区，产生许多边坡失稳问题[1]。

作者简介：李天宝（1984—），工程师，研究方向：交通土建。

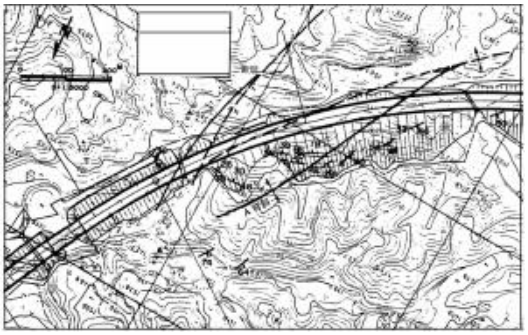


图1　A背斜位置图

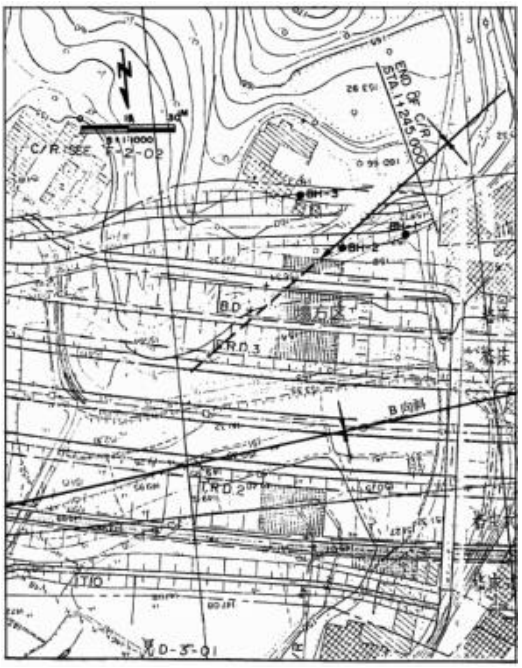


图2　B向斜位置图

一般而言，泥岩的强度远低于砂岩，尤其当地下水渗至泥岩后，将破坏其颗粒间的胶结与键结，发展成富水层而增加颗粒间的斥力，致使泥岩产生膨胀与强度明显降低的软化情形。此外，泥岩的透水性亦远低于砂岩，由于泥岩的阻水作用使地下水长存在砂岩中，不易向下入渗至泥岩层，以致泥岩的表面易软化而成为不稳定的弱面，使边坡沿此弱面发生坍滑[2]。

根据调查结果，本公路沿线泥岩的粉土含量＞50%，在土体分类上属低塑性黏土。根据岩石单轴压缩试验结果的统计，砂岩与泥岩的单轴抗压强度平均分别约为23.4 kg/cm^{2}与10.1 kg/cm^2。另外，根据试验室以岩心预切成两片岩样在不浸水情况下进行的岩石反复直接剪切试验结果显示：砂岩的有效粘聚力为0，峰值摩擦角大多介于33°～44°，残余摩擦角则介于25°～36°；泥岩的有效粘聚力为0，峰值摩擦角介于29°～35°，而残余摩擦角则介于22°～27°。

2　案例1——背斜构造对高路堑边坡的影响

本案例路段的路堑为6阶，边坡总高度约为60 m，坡比采用1∶1.5。根据规划设计时的地质调查，推测A背斜轴以极小的角度与路线相交，故原先分析此路段的西北侧开挖边坡均为逆向坡，设计时全部采用格构式护坡与植生作为边坡保护措施。但在边坡开挖至第二、三阶时，因连日降雨导致大规模的坍滑。根据施工阶段的地质复核结果，背斜轴的实际位置应向西偏约20°，即由右侧开挖边坡的第三、四阶坡附近穿过，因此位于背斜轴东南翼的边坡应为顺向坡（倾角约为20°～30°），而位于西北翼的边坡属逆向坡。

经分析，本路段的基岩因受褶皱所产生的张力裂隙及节理的影响而特别破碎，且褶皱所引起砂岩及泥岩的层间滑动使泥岩的剪力强度降低，因此在连续降雨后发生边坡坍滑。经详细研究本路段的地质状况及坍滑原因后，采用预应力地锚、挡土排桩、横向地下排水管、喷凝土及土钉作为稳定设施，其中地锚的预应力为80 t，排桩的直径为1.5 m，长度为12 m，排水管的长度为20 m。

3　案例2——挡土墙在顺向坡的应用

本路段边坡高约15 m，根据设计时的地质调查结果，此路段属旧崩坍区，开挖施工前亦有边坡坍塌的记录。此边坡位于B向斜构造的西北翼，属顺向坡，但考虑岩层平缓（倾角约为5°），且基于经济性的考虑，原设计仅采用格构式卵石护坡。施工期间，当完成第二阶约5 m高的坡面开挖，并已设置格构护坡，正向下进行第一阶开挖时，在暴雨过后产生坡面坍滑，坡顶下陷约1 m。根据施工阶段的地质复核结果，本路段为老旧崩坍区，崩积层土质松软易透水，暴雨期间因雨水入渗，使泥岩软化，且实际的岩层倾角约为6°～10°，因此在泥岩开挖出露后发生顺向坡的坍滑。考虑本路段当时正进行全面的土方工程，施工空间足够且施工机具可灵活调度，其边坡处治方案为将软弱的泥岩置换成强度较高的夯实土体，形成一类似重力式挡土墙的土体，以抵抗边坡的滑动力。其施工的重点依序为：(1)以跳槽方式分段进行开挖；(2)完全清除坡面出露的泥岩层；(3)在背面及底部设置完善的排水层；(4)严格要求填土的滚压夯实；(5)坡面进行植生护坡并设置排水系统。挡土墙的主要特色系利用现有崩塌材料进行回填，避免弃土问题，其表面在

植生绿化后的外观与自然边坡无异，较一般预制混凝土结构更能符合景观的要求，且费用较为经济，工期一般亦较短。配合现场状况、红线限制及工期要求，挡土墙的材料亦可采用石笼或加劲边坡方式构筑[3]。

4 案例3——高填方顺向边坡的整治

本路段属填方路段，填土高度最大约为35 m，修成四阶，每阶最大高度为10 m，坡度采用1∶2。原地表多洼地、灌溉用蓄水池及旧河道，地层主要由厚层砂岩与泥岩所构成，并夹有砂页岩与薄泥岩互层的构造。根据航拍判断及地表地质调查等结果，本区系属古老崩塌区，主要的地质构造为在路线东南侧通过的B向斜(见图3)。因此，本路段的高路堤系填筑在向斜构造的西北翼顺向坡上。本路段的路堤填筑至约15 m高(高程约98 m)时，在施工路面及其附近发现多处裂隙，根据倾斜管与水压计的监测与调查结果显示，滑动面主要为泥岩弱面。由采用自滑动面上的岩样(包含泥岩滑动面)所进行的岩石反复直接剪力试验结果显示，当位移量约为50 mm时，其相对应的有效摩擦角约为10°。此外，由本路段边坡滑动面的剪力强度反推算分析结果显示，泥岩的有效残余摩擦角仅为9.6°左右。因此，本路段边坡滑动的主要原因包括：泥岩的强度低、顺向岩层、向斜轴的高地下水压等[4]。

由于滑动面相当深，且滑动力极大，本路段采用在坡脚及溪谷设置平衡荷载式填土作为整治措施，填土最大高度约达18 m，填方总计约为28万m^3。在设计及施工时考虑的重点依序为：确认向斜构造的正确位置、清除填土前的原有地表植生与软弱土体、设置完善的地下与地表排水系统、适当地滚压夯实回填土等。根据倾斜管与水压计的监测结果显示，本路段在填土整治后边坡即趋稳定[5]。

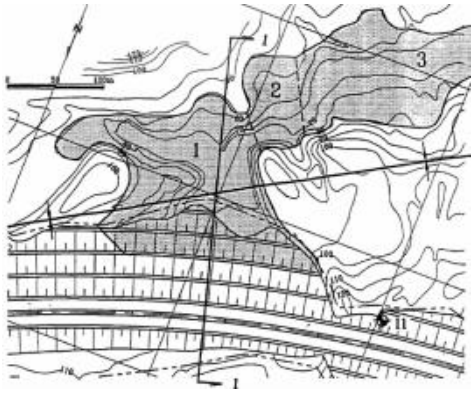


图3 倾斜管及填土区域位置图

5 结语

根据泉南高速公路三个边坡坍滑整治案例的调查、设计与施工经验，本文可归纳结论与建议如下：

(1)泥岩因水分入渗软化与开挖后出露坡面而发生的顺向坡滑动，为砂泥岩互层边坡中最常发生的破坏形式。

(2)泥岩易因浸水而膨胀，并明显降低强度，形成破坏弱面。因此设计与施工时首先应为尽量避免水分入渗至泥岩层表面，设计时亦应考虑采用泥岩浸水软化状况下的强度而进行边坡稳定分析。若泥岩位于向斜或背斜构造附近，或为崩坍的滑动弱面，则设计时应考虑采用其残余强度。

(3)地质构造的位置对砂泥岩互层边坡的稳定影响极大，路堤及路堑应尽量远离向斜或背斜等构造，或使其尽可能与这些构造垂直相交。设计前的地质调查须有足够的精确度，尤其是当边坡与褶皱等构造距离近、交角小或甚至位置重合时。在调查阶段若因地表植生或崩积层覆盖以致岩层露头不足，建议可采用挖掘槽沟、探查坑或在钻孔中进行岩心定位等方法以提高调查精度。施工期间应根据边坡开挖所显露的岩性、位态、地质构造与渗水等资料，验证设计时的调查结果，并研究原设计的边坡稳定措施是否安全经济。

(4)除了排水工法之外，在砂泥岩互层基岩中可采用预应力岩锚、挡土排桩、挡土墙、平衡荷载式填土或土钉等工法作为边坡稳定措施，此五种工法均各有其特性及优缺点。设计时应依实际工程性质，并考虑费用与工期等条件，选择最适宜的工法。

参考文献

[1]黄勇博，王博生.某泥岩砂岩互层高边坡监测与稳定性分析[J].冶金丛刊，2019，4(6)：213－214.

[2]单体龙.砂泥岩互层缓倾顺层高边坡稳定性评价[D].北京：北京交通大学，2012.

[3]赵　琳，秦柳江.红层路堑边坡滑坡成因分析及治理措施[J].现代交通技术，2012，9(5)：15.

[4]田文丰，林　锐，杨堉果，等.新东门码头砂泥岩互层边坡分类及坡率取值[J].水运工程，2021(6)：238－244.

[5]马河图.三峡库区砂泥岩互层岸坡崩塌机制及稳定性分析[D].重庆：重庆交通大学，2019.

收稿日期：2021－10－28

双侧壁导坑法临时支撑少扰动拆除技术

李万威，况　超，廖巧玲
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：大跨度隧道洞口浅埋偏压段双侧壁导坑临时支撑在拆除时对永久支撑存在较大的扰动，容易导致围岩稳定性下降，永久支撑无法起到很好的保护作用。文章结合天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）达洪江 2 号隧道围岩双侧壁导坑法施工实例，分析了临时支撑拆除施工的难点，介绍了采用人工配合机械（挖机）方式的临时支撑少扰动拆除技术及其注意事项，并通过监控量测，验证了采用该技术可减少拆除过程中对围岩的扰动，保障了隧道洞内施工安全。

关键词：大跨度隧道；双侧壁导坑法；临时支撑；拆除
中图分类号：U455.7　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.016
文章编号：1673－4874(2022)03－0059－03

0　引言

双侧壁导坑法是大跨度浅埋隧道施工的一种常用方法。在双侧壁导坑法中，临时支撑的拆除关系到隧道施工进度与安全，如操作不当会引起隧道初期支护的变形，甚至引发坍塌事故。因此如何快速安全地拆除临时支撑成为大跨度隧道双侧壁导坑施工的重点。吴钦鑫等[1]通过研究双侧壁导坑法临时支撑爆破拆除技术，总结出爆破拆除临时支撑施工经验，但在大跨度浅埋偏压隧道中，爆破拆除极易引起洞口浅覆盖土层的松动，从而引起滑塌。汪卫华[2]研究了大断面隧道双侧壁导坑施工工法及临时支撑拆除工法，但未进一步具体对拆除难点及机械暴力拆除与人工配合机械拆除方式对比分析。本文以天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）达洪江 2 号隧道为依托，对大跨度隧道双侧壁导坑临时支撑少扰动拆除技术进行深入分析与总结，为安全、快速、高质量拆除双侧壁导坑临时支撑提供经验指导。

1　工程概况

天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）达洪江 2 号隧道洞口段为Ⅴ级浅埋偏压围岩，隧道岩体为薄－中厚层状强－中风化泥岩，局部夹砂岩和页岩。受构造影响，岩石裂隙发育，岩体多破碎呈碎石土状，岩体易坍塌崩落，围岩稳定性极差，易出现冒顶、大塌方等地质灾害，坡顶土层薄，稳定性较差，洞身开挖存在较大的坍塌风险。为确保隧道安全进洞，洞口浅埋偏压及水平岩层段Ⅴ级围岩设计采用双侧壁导坑法开挖掘进，安全距离满足要求后拆除侧壁临时支撑施作仰拱及二衬。

作者简介：李万威（1991—），工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
况　超（1993—），工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
廖巧玲（1988—），工程师，主要从事公路工程桥梁与隧道施工技术管理工作。

2 临时支撑拆除难点

大跨度隧道洞口浅埋偏压段在采用双侧壁导坑开挖工艺进洞施工时，需设置两道临时支撑，而临时支撑采用人工配合机械(挖机)的方式进行拆除，拆除前需对导坑初期支护拱顶连接部位采用高强螺栓连接、土工布包裹连接板及螺栓等措施进行处理，以减少拆除过程中对围岩的扰动。双侧壁导坑施工中，临时支撑的拆除是整个施工中的难度比较大的工序，概括起来有以下几个难点。

(1)隧道跨度大，拆除时需考虑隧道周边岩层的应力平衡。

(2)洞口浅埋偏压段土层覆盖层较为薄弱松散，且存在水平岩层，拆除时需考虑围岩稳定情况。

(3)临时支撑与永久支撑连接处螺栓被覆盖，人工拆除时不易扭动。临时支撑与永久支撑拱顶连接处采用高强螺栓连接，导洞初期支护时已对拱顶部位进行满喷，需采用机械(挖机)拆除。

(4)高度大，导坑开挖断面高度约为10 m，拆除临时支撑时，主要依靠挖机拆除，掉落方向不好控制。

(5)上导坑与中导坑连接处承受力薄弱，拆除时需考虑上导坑与中导坑连接是否稳固。

(6)永久支撑与临时支撑连接处拆除后容易存在鼓包现象，对隧道二次衬砌混凝土厚度及防水层施工影响极大。

(7)安全可靠性差。因为没有位置做施工平台，高空作业只能依靠简单的支架，人工操作时，没有安全防范措施。

(8)成品破坏比较大，掉下的岩块或拱架很容易损坏临近仰拱填充面及初支面。

(9)施工进度慢，断面大，支护体系复杂。

3 临时支撑少扰动拆除工法

3.1 施工准备工作

(1)采用 ϕ 42 mm×4 mm钢管焊接成简易拆除支架，并制作两层操作平台，钢筋网片满铺平台，在最上层操作平台制作好安全防护，焊接简易手扶步梯。

(2)配备两名气焊工，两名杂工，氧气乙炔瓶及风镐准备就位。

(3)一台挖机及一名司机就位。

(4)仰拱及仰拱填充面施工紧跟双侧壁，长度≤10 m。

(5)初期支护型钢拱架加工时，拱顶连接部位焊接钢板打孔，施工导坑时永久支撑与临时支撑采用高强螺栓扭紧连接，并采用土工布等将螺栓连接处包裹严实(图1)。

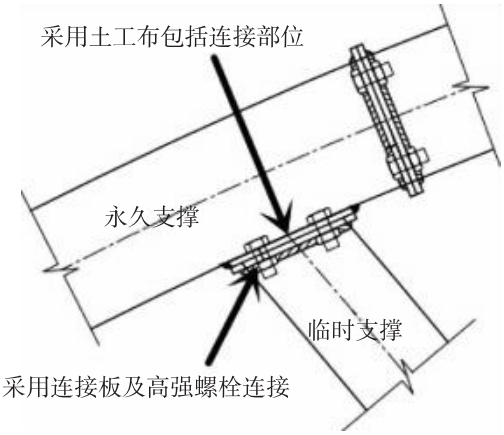


图1 临时支撑与永久支撑连接大样图

3.2 拆除施工工序

(1)拆除前应确定仰拱及仰拱填充施工紧跟双侧壁，长度≤10 m，若不满足要求应暂停临时支撑拆除。

(2)结合监控量测报告对永久支撑及临时支撑进行分析，确定拆除段围岩拱顶及两侧拱腰等处于稳定状态，方可进行拆除作业。

(3)确定围岩处于稳定状态后，人工使用风镐清除临时支撑拱顶端头处的喷射混凝土，直至露出土工布包裹的连接钢板及螺母。

(4)永久支撑及临时支撑连接处全部清理完毕后，将拆除段临时支撑采用挖机及钢丝绳进行固定，以防止永久支撑与临时支撑连接处拆开后松动，临时支撑发生倒塌。

(5)使用扳手将临时支撑处螺母全部扭开，若遇到螺母已遭到破坏无法扭开的情况，切不可直接采用挖机暴力拆除，应采用气焊切割连接处型钢拆除。

(6)连接处拆除完毕后，拆除作业范围内所有人员、支架、氧气乙炔等设备全部撤离。

(7)采用挖机拆除临时支撑。

(8)清理临时支撑型钢拱架、掉渣等杂物，自卸车运输拆除废料至洞外废弃区。

(9)对永久支撑与临时支撑连接处采用风镐凿除凸起部位，对拆除部位进行复喷混凝土，以防侵入二衬厚度或损伤防水层材料。

(10)完成临时支撑拆除。

(11)临时支撑拆除后，再次进行监控量测及隧道初期支护净空断面检测，加强检测频率，注意观察拆除后围岩稳定情况，形成检测报告并签认，备份于项目经理部及隧道洞口资料存放室，以备观察及查阅。

(12)若临时支撑拆除后，发现围岩拱顶沉降及两

侧拱腰收敛急剧变化，应立即停止掌子面所有一切施工作业，对围岩变化段增加临时支撑加固，同时施作注浆锚杆压注水泥浆液稳固围岩，待稳定后重复拆除施工工艺。

3.3　拆除技术要求及注意事项

(1)双侧壁导坑法适用于大断面隧道施工，且多为洞口浅埋段、围岩较差段或洞口偏压段。

(2)拆除前应确保掌子面已进行超前地质预报并处于稳定状态，拆除段监控量测数据稳定无浮动。

(3)每次拆除长度≤3 m。

(4)由于初期支护的挂网喷射混凝土造成拱顶连接处被覆盖，因此施工初期支护时必须将连接处钢板及螺母包裹好，拆除前必须清理掉连接处喷射混凝土，而清理喷射混凝土必须制作简易支架。

(5)拆除完成后，需对连接处凸起部位进行重新凿除，避免侵入二衬厚度及损伤防水层，然后再对连接处复喷混凝土。

(6)拆除工必须熟练掌握拆除工艺，并服从安排。

(7)挖机司机必须为熟手，尽量做到拆除稳固，控制好型钢等移落方向，不能损伤到永久初期支护、仰拱及仰拱填充、作业人员等。

(8)临时支撑拆除时，禁止各导洞开挖掘进交叉施工，要求全部撤离至已施工仰拱外。

4　临时支撑拆除监控量测

拆除完成后应立即检查原布设点是否已被毁坏，并根据设计要求检查补设监控量测点，监控量测布点如图 2 所示。

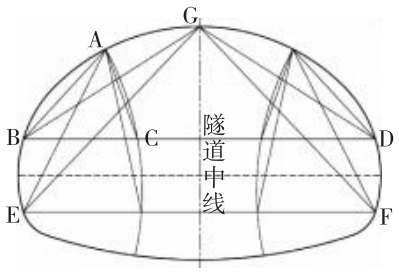


图 2　双侧壁导坑开挖地段监控量测布点示意图

图 2 中 G 点为拱顶下沉测点，其余为周边位移测点，各项位移的测点一般布设在同一断面内，测设结果应能相互印证、协同分析。测点设置应固定可靠，并妥善保护。测量仪器使用前应严格标定。

天峨(黔桂界)至北海高速公路(巴马至平果段)达洪江 2 号隧道单洞长1 432 m，进出口洞口段均为浅埋偏压。为保证隧道进洞施工安全，洞口浅埋偏压段采用双侧壁施工进洞，并对各隧道口已完成的双侧壁导坑临时支撑拆除段进行监控量测。检测项目偏差对比如表 1 所示。

表 1　拱顶沉降及周边位移偏差表

监控量测布设点	直接机械(挖机)拆除工法稳定沉降收敛累计值(mm)	人工配合机械(挖机)拆除工法稳定沉降收敛累计值(本拆除工法)(mm)
A	36	19
B	19	13
E	12	8
D	17	11
F	16	5
G	25	15

对已拆除完毕的双侧壁导坑临时支撑段采用隧道三维扫描仪进行初期支护净空断面检测，均满足设计要求，无侵占隧道二次衬砌混凝土厚度情况。由此可知，双侧壁临时支护拆除过程中采用人工配合机械(挖机)拆除工法，施工简易，拆除过程中对永久支护扰动小，拱顶沉降及周边位移量较小，有利于提升大跨度隧道永久支护的稳固性，保障隧道洞内施工安全，同时也能确保隧道二次衬砌混凝土厚度满足设计要求。

5　结语

双侧壁导坑临时支撑少扰动拆除技术在天峨(黔桂界)至北海高速公路(巴马至平果段)浅埋偏压地段大跨度隧道中得到了很好的应用，显著减少了对临时支撑拆除的扰动，拆除后初期支护水平收敛位移及拱顶沉降值较小。但在隧道洞身开挖及支护的过程中，必须严格控制各导坑开挖进尺及临时支撑的拆除顺序，确保在初期支护稳定的情况下进行临时支撑拆除作业，保障施工安全。

参考文献

[1]吴钦鑫，王海亮.双侧壁导坑法中支撑的爆破拆除技术[J].国防交通工程与技术，2017(3)：47－49.

[2]汪卫华.大断面隧道双侧壁导坑施工工法及临时支撑拆除工法分析[J].绿色交通，2016(4)：190－191.

收稿日期：2021－10－25

顺层地质隧道斜交进洞施工技术

李玉章，廖巧玲，黄伟伦
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章通过对板角隧道顺层地质斜交洞口衬砌围岩压力的分析，针对该隧道斜交进洞的施工难题，提出了斜交洞口边坡防护及进洞施工处治措施，为类似工程提供参考。

关键词：顺层地质；斜交进洞；应力分析；滑动层；处治措施
中图分类号：U455.7　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.017
文章编号：1673－4874(2022)03－0062－04

0　引言

随着高速公路、铁路等基础设施建设速度的加快，为保证其高速运行的特点，线路要求顺直平坦，但在丘陵、山区及城市周边极易产生斜交进洞隧道。斜交进洞隧道具有洞口边坡顺层、夹泥等特点，因此在隧道掘进施工时易发生围岩失稳、塌方等风险。针对这些情况，本文进行了夹泥顺层地质隧道斜交进洞施工技术研究分析，有效保障施工期人员财产安全及施工进度，同时也为后期隧道运营安全提供保障。

1　工程概况及进洞分析

1.1　工程概况

巴马至凭祥高速公路总承包 No.6 合同段板角隧道位于广西壮族自治区崇左市龙州县上降乡境内，左洞长1 291 m(ZK277＋604～ZK278＋895)、右洞长1 295 m(K277＋574～ZK278＋869)。其进口端属于自然偏压以及地质偏压，进口端左、右洞口设计高程分别为299.686 m、299.586 m，地面高程分别为303.29 m、304.422 m。隧道进口端洞口位于山坡上，坡向约为 322°，坡度约为 22°，斜坡表面覆盖层为第四系残坡积黏土，下伏基岩为三叠系下统灰岩与三叠系下统凝灰熔岩及断层破碎带，未见基岩出露。设计坡向与岩层倾向相反，为逆向坡，属于稳定结构，隧道出口受到断裂影响，覆盖层较厚。

经现场清表及孤石清理后，岩体揭露为坡向与岩层倾向相同，为顺向坡。该顺向坡分成层状，表层岩体厚约1 m，岩体破碎、风化严重，同时岩体中夹杂泥土，属于不稳定结构。

1.2　进洞分析

板角隧道所属区域相对来说降雨量较少，雨季明显。根据现场实地勘察及洞口复测资料，结合板角隧道进口端洞口段岩体凸出，无大的汇水量，便于排水的实际情况，按照

作者简介：李玉章(1984—)，工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
廖巧玲(1988—)，工程师，主要从事公路工程桥梁与隧道施工技术管理工作；
黄伟伦(1995—)，助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

常规方法做好洞口截排水工作后，地表水及地下水对隧道施工及隧道质量影响较小，不需增加特别的防排水施工措施。洞口段顺向坡，岩层会产生巨大的下滑力，会对隧道初支和二衬产生巨大的压力及破坏作用。为应对偏压及顺向岩层的不利地质条件，根据现场勘察，初步估计该表层岩体覆盖进口端山体整个坡面，若对其全部进行清理，则对原山体扰动过大，不利于坡面稳定，且工程量较大，危险系数高。同时，斜交进洞方式就是顺应地形进洞，不对边仰坡进行开挖，其优点是边仰坡开挖量小，设计施工相对简单，对环境的破坏也很小，仍然保持斜交进洞。根据现场实地勘察及洞口复测资料，结合板角隧道洞口段坡体岩层走向，斜交进洞靠里侧仰坡在隧道开挖后产生大面积的塑性区，如不进行防护，则极有可能产生坍塌，开挖后容易出现岩体失稳现象，从而影响到洞口仰坡的稳定，因此，应对隧道边坡及隧道进口端支护进行优化。

2 斜交洞口边坡防护及进洞施工处治措施

2.1 边坡防护施工处治措施(图 1)

隧道洞口边仰坡开挖前，根据现场实际地形，采用白灰放出截水沟的边线，施工时水沟的底坡度随地形变化，保证水沟流水通畅。采用“零开挖”进洞理念进行洞口土石方的开挖工作，减少施工对岩、土体的扰动，减少对山体自稳体系的破坏，严禁使用大规模爆破开挖。对边、仰坡上可能滑塌的松散表土、灌木与边、仰坡上的浮石、危石要彻底清除，或采用主动网、喷锚等措施进行加固，并将凹凸不平处的坡面修整平顺。边仰坡必须逐级开挖，逐级防护。边坡防护在开挖完成后即刻施工。对危及洞口安全的大块危石采用弱钻爆法进行破除清理，边开挖边进行喷锚支护，最后喷射10 cm厚混凝土封闭岩面。根据边坡开挖后的实际地质情况，判断边坡的稳定性，再根据边坡的稳定情况，对锚杆数量进行适当调整。边仰坡开挖前应按设计坡比要求推算出起坡点和坡脚位置，刷坡前用白灰标记出刷坡范围，保护未施工部位的植被完整。

2.1.1 隧道明暗交界位置优化

为减少顺向坡开挖量及开挖后的下滑力，减少偏压力，左右洞明暗交界于原设计处外移4 m。左洞设计有偏压明洞13 m(ZK277 + 604～ZK277 + 617)，半明半暗段10 m(ZK277 + 617～ZK277 + 627)，设计偏压挡墙23 m；右洞设计有偏压明洞8 m(K277 + 574～K277 + 582)，半明半暗段8 m(K277 + 582～K277 + 590)，设计偏压挡墙16 m。

板角隧道进口

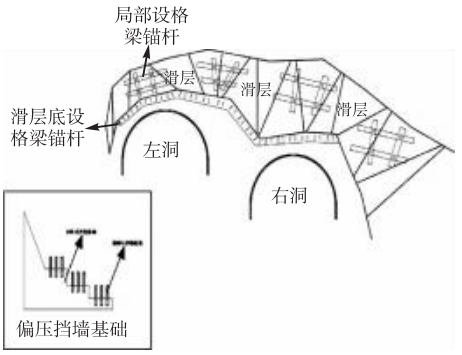


图 1 洞口工程施工处治措施示意图

处治措施：左洞施做偏压明洞9 m(ZK277 + 604～ZK277 + 613)，右洞施做偏压明洞4 m(K277 + 574～K277 + 578)。详见图 1。

复测完成并形成洞口纵断图和横断图后，经参建各方进行现场踏勘，结合复测后形成的洞口纵横断面图与原设计图纸进行对比分析，确定优化后的明暗洞交接桩号。

2.1.2 进口端边仰坡喷锚防护施工优化

设计边坡防护形式为喷锚防护，组合使用长度为2 m或4 m的 ϕ 22 mm砂浆锚杆，间距为1.5 m × 1.5 m，呈梅花形布置；注浆采用M30水泥砂浆；挂 ϕ 8 mm钢筋网(钢筋网尺寸为20 cm × 20 cm)；喷射10 cm厚混凝土。

处治措施：为保持仰坡面稳定，关键为减小塑性区，对仰坡面进行加固、加强支护就显得尤为重要：(1)增加主动网及被动网，防止表面孤石掉落；(2)局部坡面设计“井”字型锚杆格梁，加固滑层，同时锚杆外露30 cm左右，便于挂设被动网；(3)沿洞身切角方向布设渐变锚杆，锚杆长度＞3 m且嵌入稳固岩层≥2 m，锚杆长度大致为3.3～6.3 m，具体长度可根据现场情况进行调整。

2.1.3 进口端偏压墙抗偏压施工优化

偏压墙拱脚宽度为3.3 m，应置于稳固基岩上，且嵌入岩石≥50 cm；偏压墙墙身坡率为 1 : 0.3。

处治措施：(1)岩层下滑力增加，造成隧道洞口段二衬偏压力增加，因此应增加偏压墙自重以抵抗偏压力，护拱脚宽度由3.3 m增加到4.3 m，偏压墙墙身坡率保持 1 : 0.3 不变，偏压墙墙身根据护拱脚宽度的变化进行相应变化；(2)为不破坏偏压挡墙基脚，基础开挖采用台阶式，同时开挖后偏压挡墙采用钢筋笼或钢管形式与原岩体台阶连接。

护拱养护完成后，进洞前将偏压墙外侧回填土石，以进行反压，确保挡土墙、护拱、半明半暗初期支

护结构的稳定。

2.2 洞口段超前支护及初期支护施工处治措施

2.2.1 进口端超前管棚施工优化

原设计进洞超前支护采用超前钢管大管棚进行注浆支护。超前大管棚一般设置于隧道Ⅴ级围岩洞口，并注浆固结围岩，提升围岩对结构的弹性抗力和承载能力，优化结构受力，保证施工进洞安全[1]。采用C30钢筋混凝土套拱作为管棚导向墙，在管棚施工前必须先施作套拱(在明洞衬砌外设60 cm厚C30钢架混凝土套拱，套拱纵向长度为2.0 m)，并将ϕ127 mm×4 mm导向管固定在套拱内，导向管安装时应采取措施保证孔口孔向精准，一般采用预留管棚上抬量及控制套拱的定位钢管仰角(0.5°～1°)的形式。套拱施作按设计基底标高一次落底，基础尺寸为2 m×0.6 m×1 m，在基础开挖验收完成后，尽快浇筑C15混凝土。套拱模型采用钢拱架支撑、组合模板。导向管与套拱拱架固定，通过全站仪测定导向管位置，导向管与钢拱架焊接成整体。套拱采用3根间距为75 cm的[20b工字钢进行加固支撑。拱墙采用C30混凝土一次整体浇筑成型。导向管(ϕ127 mm×4 mm)长2 m，环向间距为50 cm，采用ϕ22 mm固定钢筋与孔口管、[20 b工字钢进行焊接，不设导向管部分的拱架采用环向间距为100 cm的ϕ22 mm钢筋进行连接。管棚采用电动管棚钻机钻孔法施工，套管按设计图纸自行加工，采用丝扣连接。钻孔前应搭设可靠的脚手架，钻孔过程中需要严控钻杆的轴向，保证钻机固定牢靠，采用测斜仪器在钻进过程中量测钻进偏斜度，并根据结果修正钻进角度，避免开挖和支护受到影响[2]。按管棚编号，先进行奇数孔位管棚钻孔注浆，再进行偶数孔位管棚施工，通过偶数孔位钻孔情况验证奇数孔位注浆效果。使用注浆机向管棚内注入42.5级水泥净浆与35波美度水玻璃，固结洞口段的松散、软弱岩体，改善土体或岩体的力学性质，形成整体的棚架，与开挖面形成梁式结构，进行有效的超前支护。

处治措施：为增加管棚抵抗岩层下滑力，在管棚内增加三根ϕ22 mm钢筋，三根钢筋断面呈三角形，纵向间距1.5 m进行点焊。在管棚安装后、注浆前进行安装。

2.2.2 地质超前预报及超前钻探

进洞前和隧道掘进过程中，需采用超前预报、地质超前钻探探明前方围岩、涌水、溶洞等地质情况。必要时，施工方法、洞身衬砌应根据前方地质情况的变化进行调整。进行超前钻探需停止施工，采用喷射混凝土来临时封闭掌子面，测量人员使用开挖台车标记钻孔位置，钻工调整钻角度后开始钻进。需注意钻进过程中的钻碴情况、钻孔出水量与钻杆进尺，对钻孔过程中的各项指标进行详细记录。通过分析超前钻孔记录资料，判断前方围岩的特性、节理发育与地下水发育情况，根据实际情况针对性地采取相应施工控制措施。要求如下：

(1)孔数：每个断面进行3个超前水平钻孔，两侧边墙与掌子面正中间各一个孔(图2)。

(2)孔深：采用循环连续钻探，孔深为30 m，连续的两循环钻孔需重叠5 m，实际一个循环为25 m。

(3)孔径：为ϕ75 mm，满足取芯、取样与孔内测试要求。

在临近富水段、地质较差段5～8 m前，于钻孔前，预先安排2～4组超前水平钻，钻进5～8 m，通过钻孔情况判断前方水文地质情况，并采取措施针对性地进行超前支护、引流导排等，同时作为泄水孔，排出前方围岩段裂隙水，避免涌水、突泥现象的发生。

通过地质超前预报与超前钻探进行分析，现场地质情况为：破碎状灰岩，裂隙发育，无涌水。

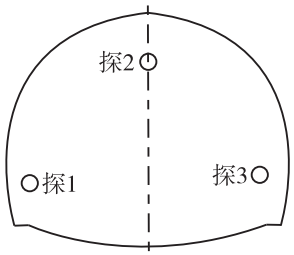


图2 超前探孔示意图

2.2.3 初期支护施工优化

初期支护设计情况：ZK277+627～ZK277+705段(55 m)、K277+590～K277+645段(55 m)设计支护类型为XS5d。支护参数为：间距为70 cm的[18工字钢，采用环向间距为100 cm的ϕ22 mm纵向连接钢筋进行连接；每处拱脚采用2根3.5 m长的ϕ42 mm×4 mm的注浆钢花管作为锁脚锚杆；系统锚杆采用3.5 m长(内侧4.5 m)的D25中空注浆锚杆，呈梅花形布置，纵向间距为70 cm，环向间距为100 cm；C25喷射混凝土厚26 cm。锁脚锚管、中空锚杆注浆，注浆材料为水泥净浆，水灰比0.6∶1～3∶1(重量比)，初始注浆压力为0.5～1.0 MPa。注浆浆液的浓度、压力由小到大，逐步变换。前期通过单孔注浆量控制注浆，当单孔注浆量达到设计注浆量时，即可结束注浆；后期通过终压控制注浆，即达到注浆孔设计终压时，且注浆孔注入量<0.2 L/min时，保持20～

30 min即可结束注浆。完成注浆后，采用机械压浆的方式封孔，并抹平孔口。

处治措施：为抵抗顺向坡岩层巨大的下滑力，保证开挖后围岩的稳定，防止因偏压产生初支、二衬的开裂，在洞内采取加强衬砌等抗偏压措施。需对进洞段 ZK277＋627～ZK277＋705（55 m）、K277＋590～K277＋645（55 m）初期支护进行加强，将其更换为 I22 工字钢，并缩短工字钢间距为50 cm；上导拱脚处增加锁脚钢管，每处增设 1 根长450 cm、间距为50 cm的 ϕ 108 mm×6 mm注浆管棚钢花管；加密 D25 中空注浆锚杆，间距为纵向50 cm，环向100 cm；C25 喷射混凝土增厚至28 cm。

3 施工效果

经处治后，施工过程中未发生安全事故，质量优良，未留下质量与安全隐患。洞口边仰坡稳定，地表无开裂、无异常情况；进洞段围岩稳定、无掉石及塌方现象，围岩及初支稳定、无开裂现象。初支后点状渗水，二衬后无渗水，防排水效果良好。洞口地表沉降、洞内初支支护沉降符合设计及规范要求。具体数据如表 1、表 2 所示。

表 1 板角隧道进口地表沉降结果表

断面桩号	测点编号	日沉降量(mm)	累计沉降量(mm)
ZK277＋632	1D1	－2.0	0.3
	1D2	0.0	1.3
	1D3	－1.6	0.5
	1D4	2.0	3
	1D5	－1.0	0.7
YK277＋593	2D1	0.6	1.5
	2D2	0.3	2.8
	2D3	0.6	3.0
	2D4	－0.6	0.4
	2D5	－0.4	0.3
	2D6	－0.9	0.0
	2D7	－1.1	1.1

表 2 板角隧道进口拱顶沉降及水平收敛结果表

断面桩号	测点编号	日沉降量(mm)	累计沉降量(mm)
YK277＋590	A	－1.3	－0.2
	AB	1.2	3.0
	BC	3.3	3.3
	CA	0.1	0.1

由表 1、表 2 可知，隧道进口段右线处于缓慢变形阶段，拱顶沉降量最大为 －1.3 mm/d（断面里程 YK277＋590），地表沉降量最大为2.0 mm/d；隧道左线刚开始进洞，目前处于稳定阶段。

4 结语

针对顺层地质斜交进洞施工的隧道，首先做好前期实地调研、测量、勘察工作，然后根据地质水文情况进行岩体的受力及稳定性分析，结合超前预报进行动态施工，最后根据设计图纸优化进洞位置，增强边坡稳定措施，增设超前钻探及超前预报措施，尽早平衡斜交进洞引起的偏压，加强洞身初期支护。并结合工程地质的实际情况，通过合理的进洞位置角度以及适当的加强支护，尽量维护围岩稳定，减少围岩松动，控制围岩变形在合理范围，防止围岩出现塌方。本文通过优化各项施工措施，保证隧道施工顺利进行，未发生施工安全事故，达到了维护边坡及洞内围岩稳定，保证施工安全的效果。洞口围岩夹泥顺向岩体的有效处治和进洞段隧道整体稳定性的有效提高，降低了运营期维修频率，为类似条件下的隧道进洞施工提供了经验借鉴。

参考文献

[1]李鹏华.那现隧道超前支护结构稳定性的分析[J].科技创新导报期刊，2019(15)：33－44.

[2]王剑锋.山体偏压隧道洞口施工技术[J].黑龙江交通科技，2015(8)：110－111.

收稿日期：2021－10－28

新型隧道二衬台车在大跨度隧道中的应用

农先锋，李万威，况　超
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章结合天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）大跨度隧道二衬施工工程实例，阐述了新型隧道二衬台车的工作原理和应用效果。工程应用结果表明：新型隧道二衬台车有效解决了隧道二衬混凝土施工过程中常出现的大量气泡、蜂窝麻面、拼缝较多、面板错台及止水带安装变形等问题，提升了二衬混凝土施工质量，加快了施工进度，节约了施工成本，为今后类似隧道工程施工提供经验借鉴。

关键词：大跨度隧道；低合金面板；自行式行走系统；钢端模；二衬施工质量
中图分类号：U455.3　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.018
文章编号：1673－4874(2022)03－0066－03

0　引言

在当今隧道建设中，随着隧道洞内防火涂料、瓷砖等装饰工程的取消，“品质工程”“固化工艺”理念要求不断提升，隧道二次衬砌混凝土外观质量突显得尤为重要。传统两车道隧道衬砌台车普遍存在如下三个缺陷：(1)面板小、拼缝多，刚度低，易变形，平整度差；(2)轨道式行走，在纵坡较大处，容易侧滑；(3)端头模板采用木模，平整度差、易漏浆，影响中埋式止水带的施工质量等。

因此，对于三车道隧道二衬施工，在一次浇筑混凝土施工方量多达约320 m³情况下，如何保证隧道二衬混凝土施工质量是重点。本文通过在大跨度隧道二衬施工中，引进新型二衬台车，有效改善了混凝土施工质量，解决了传统台车应用普遍存在的质量问题。

1　工程概况

天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）达洪江2号隧道暗洞最小设计厚度为50 cm，每延米12 m³；暗洞最大设计厚度为65 cm（SS5－P），每延米17.58 m³；明洞设计厚度为75 cm，每延米26.59 m³。一板二衬（按有效长度12 m计）最小混凝土方量约为144 m³，偏压段暗洞二衬最大混凝土方量约为210.96 m³，明洞最大混凝土方量约为320 m³。隧道二衬采用新型全液压台车施工，台车纵向长度为12 m，外轮廓半径R_1＝9 227 mm，R_2＝5 550 mm（已加大50 mm），单块面板长2 m，厚度为12 mm，行走速度为8 m/min，轨距为1 000 mm，过道净空宽度为4 500 mm，衬砌状态下净空高4 700 mm。

作者简介：农先锋（1972—），高级工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
李万威（1991—），工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
况　超（1993—），工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

2　传统面板与低合金面板对比

2.1　传统面板

传统二衬台车面板材料为 Q235B 钢材，每块有效宽度为1.5 m，厚度为10 mm。对于12 m的台车，需要 8 块面板，面板拼缝较多。此外，在混凝土浇筑时，形成的侧向压力和顶部压力作用于模板表面，在较大荷载作用下极易造成二衬台车模板表面产生变形、丝杆伸缩变形及整体门架变形等现象。

2.2　低合金面板

新型二次衬砌台车采用低合金面板，每块有效宽度为2 m，厚度为12 mm。低合金面板为钢模板冶炼过程中增添一些合金元素，其总量≤5%。加入合金元素后钢材强度可明显提高约 23%，模板结构构件的强度、刚度、稳定性这三个主要控制指标都能充分发挥，尤其在大跨度或重负荷结构中优点更为突出。低合金面板可比碳素结构钢节约 20%左右的用钢量。同时，新型二衬台车采用大面模板，对于12 m的台车，只需要 6 块面板，面板拼缝数量较少。

3　轨道式行走系统和自行式行走系统对比

3.1　轨道式行走系统

轨道式行走系统台车在较大混凝土施工压力下，长时间使用容易造成轨道变形曲折，影响二衬施工质量。在较大纵坡的隧道施工中，制动较为困难，存在安全隐患。且轨道对仰拱回填顶面施工平整度要求较高，因此需特别注意控制仰拱回填混凝土顶面的施工质量。

3.2　自行式行走系统

自行式行走系统台车由行走机构、台车架、钢模板、模板垂直升降和侧向伸缩机构、液压系统、电气控制系统等六部分组成，台车操作行走更方便快捷，采用液压制动，质量安全得到进一步保障。该台车采用下顶升式＋单横梁结构形式＋三角形立柱结构，具备以下特点：(1)采用了单横梁和三角形立柱结构使台车结构分布更合理，缩短了立柱力臂长，受力点更分散；(2)采用了三角形立柱结构，立柱由 δ12 钢板组焊而成，从而保证了强度与刚度，并为电器设备等提供更多的穿行空间；(3)可解决由于混凝土填充面局部不平整导致台车竖向及横向调整困难的问题；(4)在较大混凝土施工侧向压力及顶面压力下，制动更加方便有效，台车定位更加稳固。

4　端头模板对比

4.1　传统端头模

传统端头模采用小块木模拼装，材料用量大、周转率低，拼装耗时长、耗人工。木模拼缝不严密、平整度差，易产生漏浆并导致混凝土振捣不密实。中埋式止水带不易设置，只能折叠紧贴端头木模，且混凝土浇筑过程中对中埋式止水带产生的作用力而使其偏移，易使端头爆模。拆模后中埋式止水带极易产生变形，端头混凝土经常出现凹凸不平的现象。

4.2　钢端模

新型隧道二衬台车模板端头采用折叠钢模板，主要由内侧钢板、外侧钢板及支撑丝杆组成。中埋式止水带夹于折叠模板中央，保护止水带不受损坏，施工线型顺直。钢端模稳定性好，在一次性浇筑大方量混凝土时不易产生爆模，改善了混凝土外观质量，提高了端头混凝土施工平整度和施工缝的防水效果。相比传统端头木模，钢端模不易折损，材料周转率高，易拼装，降低耗时与人工。

5　混凝土布料系统对比

5.1　传统布料振捣方式

传统二衬台车设置三个布料口，分别位于台车二窗左右侧及拱顶，布料采用从二窗卸料后直接进行拱顶冲顶方式，该方式易导致二窗至拱顶位置因混凝土冲刷面板而产生较大面积冲印。拱墙部位采用手提式振捣器从二窗部位深入进行人工振捣，而二衬钢筋层间设置有较密集的勾筋，台车每层仅设置 3 个窗口，在勾筋较密集及较少布料窗口下致使振捣范围受限，拱脚处极易漏振，产生蜂窝麻面，严重影响二衬外观质量。

5.2　新型布料振捣方式

新型二衬台车设置五个布料口，分别位于台车二窗、三窗左右侧及拱顶，布料采用从二窗、三窗及拱顶冲顶方式，相对传统布料方式增加为三窗卸料槽口，混凝土施工至二窗位置时关闭二窗，从三窗位置卸料直至拱顶，有效减少了由于混凝土卸料冲刷二衬台车面板脱模剂而导致的拱顶冲印面积。同时，在拱墙底加装附着式振捣器，加强拱墙底部振捣，有效改善了二衬混凝土施工质量。

6 新型台车应用效果

6.1 二衬施工质量对比分析

新型隧道二衬台车应用于天峨(黔桂界)至北海高速公路(巴马至平果段)多座隧道工程施工,在台车使用过程中,各隧道二衬大面光泽度较好,色泽均匀,气泡较少,拱脚蜂窝麻面现象得到进一步改善,二衬端头平整度及中埋式止水带施工顺直,外观质量整体大幅度提升,得到了业主的一致好评。为检验已完工隧道二衬施工质量,根据《公路工程质量检验评定标准》(JTG F80/1－2017)[1],进行二衬混凝土质量检测,实测项目偏差对比如表1、表2所示。

表1 二衬验收允许偏差表

序号	检查项目	规定值或允许偏差	传统台车(平均值)	新型台车(平均值)
1	施工缝、变形缝墙面平整度(mm)	≤20	17	6
2	其他部位墙面平整度(mm)	≤5	3	1
3	蜂窝麻面面积(m^2)	不得超过一台有效台车长度总面积的0.5%,(按台车有效长度12 m计)	1.42	0.56
4	二衬端头平整度(mm)	—	24	8
5	面板拼缝数量(条)	按台车有效长度12 m计	8	6

表2 中埋式止水带允许偏差表

序号	检查项目	规定值或允许偏差	传统台车(平均值)	新型台车(平均值)
1	纵向偏离	±50	±36	±18
2	偏离衬砌中线	≤30	22	9
3	松脱扭曲(处)	—	4	1
4	裂口、脱胶(处)	—	2	0

6.2 二衬施工进度、成本对比分析

新型隧道二衬台车的使用,减少了人工及劳务率强度,提高了施工效率。同时,新型台车所用材料使用寿命较长,可多次周转使用,节约施工成本。见表3～4。

表3 一模二衬施工进度对比分析表

序号	检查项目	传统台车(平均值)	新型台车(平均值)	节省时长(平均值)
1	模板行走定位时长(h)	2.5	2	0.5
2	中埋止水带施工、端头封模时长(h)	3	2.3	0.8
3	混凝土浇筑时长(h)	10.5	9	1.5

表4 二衬施工成本对比分析表

序号	检查项目	传统台车(平均值)	新型台车(平均值)	节省人工或工期(平均值)
1	混凝土二衬班组(模板定位、封模、混凝土施工)(人)	10	7	3
2	每公里二衬施工耗时(以12 m一板计)(d)	369	357	12

如表3、表4所示,一模二衬施工新型二衬台车的使用较传统台车可节省工作时长2.8 h,减少3个二衬班组工人成本支出,每公里隧道二衬施工可节约工期近12 d。

7 结语

目前,工程施工标准化要求逐步提升,对隧道的施工品质要求也越来越高,隧道二衬作为隧道的重要结构物之一,其施工质量直接体现隧道工程的施工品质。本文针对传统台车在施工存在的质量问题,将新型二衬台车应用于大跨度隧道工程施工,通过引进低合金面板、液压式自行轨道、钢端模等新材料、新设备,改进布料工工艺,有效地提升了隧道二衬的施工质量,加快了施工进度,节约了施工成本,取得了良好的经济效益。

参考文献

[1]JTG F80/1－2017,公路工程质量检验评定标准[S].

收稿日期:2021－10－28

隧道花岗岩蚀变段施工技术

青叶婷，肖永鹏
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章结合新柳南高速公路中望隧道施工实例，针对花岗岩蚀变段围岩特征及地质灾害，介绍了花岗岩蚀变段的塌方处治措施和围岩支护变更方式，为类似高速公路花岗岩蚀变体隧道工程施工提供经验参考。

关键词：隧道工程；花岗岩蚀变体；塌方处治；超强支护；监控量测
中图分类号：U455.4　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.019
文章编号：1673－4874(2022)03－0069－03

0　引言

花岗岩蚀变岩体是指在晚期侵入的花岗岩热液及表生作用蚀变下，经多次地层构造作用及岩浆侵入影响，生成含大量亲水性软岩矿物的低强度岩体[1]，且岩性混杂，结构松散。根据被侵入岩体的不同，蚀变体岩性也有所不同，可能会产生高岭土化、蒙脱石化、云母化、大理岩化、角岩化等蚀变，结构复杂，且易发生不良地质灾害，对隧道施工安全及隧道质量安全产生严重的损害。如高岭土化、蒙脱石化蚀变，均为亲水性软岩矿物，在水的作用下易膨胀、崩解及泥化，开挖过程中易产生突泥、滑坍，且作用在支护结构上的土压力超出承载范围，易导致初支大变形。云母化蚀变，结构面很发育，完整性差、破碎、松散、强度低，孔隙裂隙更加发育，岩体易产生塌方冒顶、大变形等病害。大理岩化侵蚀岩中多见溶蚀现象，差异风化严重，岩块颗粒之间胶结不牢固，成岩性差，整体强度较低，敲击易碎，开挖过程中易产生坍塌等病害。角岩化蚀变岩为中厚层状构造，泥质、钙质胶结，细砂结构，层理不清，岩石产生热化学蚀变，岩体内节理裂隙发育密集，岩体极破碎，岩石强度低，受蚀变作用的页岩夹层极为软弱，遇水易软化，形成软土状，岩体渗水性差，整体强度低，易产生洞顶坍塌，挤出变形等病害。在隧道花岗岩蚀变段掘进施工时，清晰地判定围岩地质特征、稳定性及周边环境影响因素，严谨的施工管理方法及准确有效的处置措施，对安全通过蚀变段起到关键作用。中望隧道花岗岩侵入砂岩发生蚀变，蚀变长度达50 m，在施工中发生坍塌。为进行病害的整治，结合工程地质特征分析形成病害的地质原因，提出经济可行的整治措施，顺利通过花岗岩蚀变段，确保了施工安全及工程质量安全，为今后类似花岗岩侵入砂岩的蚀变段施工提供技术参考。

1　工程概述

中望隧道位于南宁市宾阳县昆仑镇联光村，起始桩号为：ZK178＋870～ZK1780＋560(1 690 m)/YK178＋875～YK180＋560(1 685 m)。隧道穿越低山丘陵山脊山谷，地面高程为188.30～513.70 m，相对高差约为325.40 m。隧道围岩主要为寒武系第二段(∈b)砂岩和燕山晚期白垩纪($\gamma\eta$53)中风化花岗岩。

作者简介：青叶婷(1994—)，助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
肖永鹏(1995—)，助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

1.1 花岗岩蚀变段围岩特征及地质灾害描述

中望隧道进口左洞掘进至 ZK179＋350 段，发现花岗岩蚀变体，具体情况如下：

(1)ZK179＋350～ZK179＋362 段开挖揭示地质主要为：中风化花岗岩，岩体节理裂隙发育，蚀变现象明显，节理间白色结晶，触感腻滑，爆破后岩体松散易塌落，地下水较发育，裂隙水呈线状。

(2)ZK179＋362～ZK179＋386 段隧道围岩为强风化花岗岩，岩体节理裂隙发育，蚀变现象明显，节理间白色结晶，触感腻滑，岩体自稳性差，易塌落。开挖后拱顶掉块现象明显，围岩欠稳定，未见裂隙水发育。2020－06－13 掘进至 ZK179＋363 段，拱顶下沉严重，2020－06－14 发生掌子面塌方，塌方宽 9 m，长 5 m，高 3 m。

(3)ZK179＋386～ZK179＋398 段隧道围岩为中风化花岗岩，岩体节理裂隙发育，节理间白色结晶，触感腻滑，爆破后拱顶两侧岩体较松散破碎，未见地下水发育，无渗水现象。

(4)ZK179＋398～ZK179＋408.6 段隧道围岩为中风化花岗岩，岩体节理裂隙发育，爆破后拱顶两侧岩体较松散破碎，地下水发育，渗水呈滴水状。

(5)ZK179＋408.6～ZK179＋420.6 段隧道围岩为中风化砂岩，岩体节理裂隙发育，爆破后岩体较为破碎，地下水发育，掌子面呈滴水状。

由此可见，花岗岩蚀变发生在与砂岩的接触面上，可以通过加强超前钻探及地质预报，分析预判是否存在花岗岩蚀变体。

1.2 监控量测特征

根据地质条件和工程特点，本隧道按每10 m设置一个观测断面，每个断面在拱顶设置 1 个拱顶下沉观测点，在拱腰及拱脚设置 2 对位移观测点，同时按 1 次/d 的频率进行检测。围岩地质条件较差、较复杂时，可适当加密监测断面。拱顶下沉及周边收敛测点布置如图 1 所示。

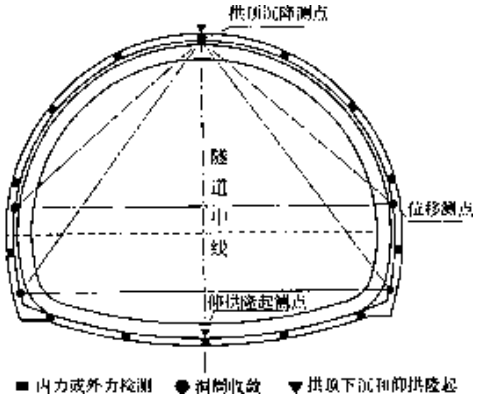


图 1 拱顶下沉及周边收敛测点布置示意图

根据塌方段监控量测结果(表 1)显示，2020－06－13，ZK179＋342 处拱顶初支开始发生激烈下沉，下沉速率达 1.24 mm/d。当超过 1.00 mm/d 时项目启动应急响应，启动预警，撤离人员，并加强对围岩稳定性进行监控检测。6 月 14 日下沉速率 8.00 mm/d，出现塌方，且初支发生变形，水平收敛达 13.4 mm/d。至 6 月 16 日拱顶下沉速率恢复正常，但水平收敛最大达到 1.04 mm。6 月 17 日拱顶下沉及水平上收敛恢复正常，撤销预警。

表 1 塌方段监控量测数据表

检测项目		左洞 ZK179＋342			左洞 ZK179＋350		
		拱顶下沉	水平收敛 1#	水平收敛 2#	拱顶下沉	水平收敛 1#	水平收敛 2#
变形量(mm)	2020－06－13	1.24	0.55	0.50	0.57	0.54	0.51
	2020－06－14	6.00	0.63	13.4	3.53	2.87	0.66
	2020－06－15	1.03	0.60	0.87	1.10	2.50	0.72
	2020－06－16	0.89	0.62	0.84	0.93	1.04	0.75
	2020－06－17	0.64	0.55	0.58	0.74	0.70	0.65
	2020－06－18	0.59	0.53	0.50	0.81	0.75	2.15
	2020－06－19	0.56	0.51	0.68	0.72	0.69	0.92

2 花岗岩蚀变段施工技术

2.1 塌方处理

(1)ZK179＋363 掌子面塌方采用回填处理，在洞内围岩基本稳定后，加强监控量测，在塌方区基本稳定后，对塌方体进行回填反压，防止塌方进一步扩大，当发现较大变形时增加临时支撑。

(2)对掌子面前方围岩进行超前钻探，做好钻探纪要，探明掌子面前方围岩情况，钻孔终孔要求辐射至掌子面开挖轮廓面外≥5 m。

(3)在塌方临空面进行喷射混凝土处理，以封闭和稳定岩面。在塌方体位置打设泵送管回填 C25 混凝土，并从上至下分层清理回填土体。

(4)初支外轮廓与回填混凝土间若存在塌方体墟渣，应注浆加固。

(5)塌方体造成二衬侵蚀的，应对侵陷区域进行径向注浆。

(6)塌方体造成初支砸塌或拉裂的，在处理塌方体后对初支进行逐榀换拱，并采用6 m长双层小导管进行超前支护，打设双层锁脚小导管，实现初支封闭。

表 2　支护变更表

段落	长度(m)	衬砌围岩等级		超前支护	系统支护	加强支护
		施工图	变更后			
ZK179＋350～ZK179＋362	12	Ⅲ	Ⅳ	ϕ 42 mm超前小导管，环距为40 cm，纵距为270 cm	ϕ 22 mm系统药卷锚杆，环距 120 cm，纵距 90 cm；ϕ 8 mm钢筋网 20 cm × 20 cm；C25 喷射混凝土 22 cm	I16 型钢拱架，纵距为 90 cm
ZK179＋362～ZK179＋374	12	Ⅲ	Ⅴ	ϕ 42 mm超前小导管，环距为 40 cm，纵距为300 cm	ϕ 25 mm中空注浆锚杆，环距 120 cm，纵距为 75 cm，ϕ 8 mm钢筋网 20 cm × 20 cm；C25 喷射混凝土 24 cm	I18 型钢拱架，纵距为75 cm
ZK179＋374～ZK179＋408	34	Ⅲ	Ⅳ	ϕ 22 mm超前锚杆，环距为 50 cm，纵距为300 cm	ϕ 22 mm系统药卷锚杆，环距 120 cm，纵距 100 cm，ϕ 8 mm钢筋网 20 cm × 20 cm；C25 喷射混凝土 23 cm	H14W14 格栅拱架，纵距为100 cm
ZK179＋408～ZK179＋420	12	Ⅲ	Ⅳ	ϕ 42 mm超前小导管，环距为 40 cm，纵距为300 cm	ϕ 22 mm系统药卷锚杆，环距 120 cm，纵距 75 cm；ϕ 8 mm钢筋网 20 cm × 20 cm；C25 喷射混凝土 24 cm	I18 钢拱架，纵距为 75 cm

2.2　围岩与支护方式变更

在隧道掘进过程中每日观测掌子面围岩情况，当现场围岩情况与设计不符时应对围岩等级及支护类型进行调整变更(表 2)。

2.3　监控量测

采取相应的措施处理塌方体，加强支护，之后一个月内趋于稳定，没有发生剧烈变形，变形速率小于规定值1 mm/d(见表 3)，证明处治结果有效。

表 3　处治后的监控量测数据表

检测项目		左洞 ZK179＋342			左洞 ZK179＋350		
		拱顶下沉	水平收敛 1 #	水平收敛 2 #	拱顶下沉	水平收敛 1 #	水平收敛 2 #
第一周	累计变形量(mm)	2.1	1.89	2.31	2.94	1.47	4.76
	变形速率(mm/d)	0.30	0.27	0.33	0.42	0.21	0.68
第二周	累计变形量(mm)	0.84	0.56	0.98	2.24	1.26	2.66
	变形速率(mm/d)	0.12	0.08	0.14	0.37	0.18	0.38
第三周	累计变形量(mm)	0.35	0	0.35	0.84	0.77	0.63
	变形速率(mm/d)	0.05	0	0.05	0.12	0.11	0.09
第四周	累计变形量(mm)	0.28	0	0	0.35	0.14	0.21
	变形速率(mm/d)	0.04	0	0	0.05	0.02	0.03

施工中按时准确地进行现场监控量测，对量测数据进行分析处理与必要的计算后，判定围岩的稳定性，及时预报险情，并采取相应的措施，是隧道特殊地质风险防范最根本有效的方式。同时也为修正和确定隧道初期支护参数、二次衬砌施作时间提供参考依据。当位移－时间曲线出现反常的急骤变化现象时，表明围岩的支护已呈不稳定状态，应加强监视并适当加强支护，必要时立即停止开挖，并进行施工处理。

3　结语

在高速公路隧道工程施工过程当中，可能会遇到花岗岩蚀变体，对存在花岗岩与其他岩层有接触面的，应加强超前地质预报及超前地质钻探，加强掌子面围岩观测，及时调整开挖方式及支护形式，加大超前支护力度，避免塌方或初支大变形等灾害。本文介绍了花岗岩蚀变段围岩特征，通过对花岗岩蚀变段塌方处治及围岩与支护形式变更等方式，并结合监控量测数据，确保了施工安全，为今后类似隧道工程施工提供参考。

参考文献

[1]景　睿.花岗岩蚀变岩体隧道施工控制技术[J].低碳世界，2020，10(6)：163－164，166.

收稿日期：2021－10－18

原位扩挖隧道塌方处治技术

覃　靖，蓝健宁
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章依托廷心隧道改扩建项目，分析了原位扩挖隧道施工过程中的二次塌方原因，并提出了相应的处治方法：先喷射混凝土并在塌方段架设工字钢防止坍塌体扩散，再使用自进式管棚进行灌注，最后整段架设工字钢，按Ⅴ级围岩支护。根据该隧道塌方段下沉监测结果数据显示，经过处治后，下沉量在一个月内逐步回归稳定并处于规范允许范围内，处治结果有效。

关键词：隧道；原位扩挖；塌方处治
中图分类号：U458.3　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.020
文章编号：1673－4874(2022)03－0072－03

0　引言

隧道塌方是隧道中常见的灾害类型，在隧道掘进过程中常常会因为地质、设计、施工等原因导致围岩失稳而产生塌方，对施工人员造成的威胁极大，因此一直都是隧道研究中的重点[1-2]。而原位扩建常带来隧道二次塌方的风险，因其施工流程需要将既有隧道的二衬、初支等结构进行拆除，同时加大隧道断面面积，重新对其进行支护和衬砌，不仅破坏了既有隧道的应力平衡，而且还需要继续向外扩挖，多次的应力扰动使得应力环境十分复杂。如果施工处于原隧道塌方处，塌方灾害再次发生的可能性会进一步提高。

然而，我国在隧道原位扩建施工方面工程实例较少，研究也不多[3-4]，且前人研究的多为新建隧道的塌方问题。广西由于经济和地理因素，在此之前并隧道原位无改扩建的先例，廷心隧道属广西首个原位扩建的高速公路隧道工程，这对相关方面的研究具有较大的意义。廷心隧道在施工过程中于既有隧道塌方处再次发生塌方，本文针对塌方的原因进行了分析，提出塌方的处治措施，以期为隧道原位扩建方面的研究提供实例支撑。

1　工程概况

既有廷心隧道位于河池市大化瑶族自治县羌圩乡洪筹村，为分离式隧道。隧道总体走向正北，左线长 507.5 m，右线长 516 m，进出口路面设计高程分别为 211.781 m、208.961 m，属中隧道。廷心隧道原设计为双向四车道高速公路，现扩建至双向六车道。原隧道建筑限界：净宽(0.75＋0.75＋2×3.75＋1.0＋1.0＝11.00) m，行车道净高 5.0 m。扩建后隧道建筑限界：净宽(0.75＋0.75＋3×3.75＋1.0＋0.75＝14.5) m，行车道净高 5.0 m。

作者简介：覃　靖(1973—)，高级工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
蓝健宁(1996—)，硕士，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

1.1　地质条件

隧道区属剥蚀低山地貌，地形起伏较大。廷心隧道穿越相同山体，地面高程在 210～339 m，相对高差约129 m。隧道洞身埋深不深，最大为109.6 m。进口出口段山体斜坡自然坡角约为 40°～60°。隧道所穿越山体的地层岩性主要为三叠系百逢组砂岩。隧道进出口段岩石较破碎，强风化，围岩等级为Ⅴ级。洞身段岩石较完整，中等风化，围岩等级为Ⅳ级，力学强度较高，抗风化能力强，工程地质稳定性较好。

1.2　水文条件

隧道区内无大的地表水体，主要为地表溪流，具有季节性，水流量受大气降雨影响较大。地表水沿覆盖层中的空隙或沿纵向裂缝垂直下渗，隧道开挖时洞室一般以淋雨或涌流状出水为主，局部裂隙发育。

2　塌方概况及原因分析

2.1　塌方概况

在廷心隧道左线 ZK435＋376.2～ZK435＋379.5 路段二衬破除时左侧拱腰至拱顶塌方，塌方造成进口端(都安端)7 榀、出口端(巴马端)4 榀初支钢架垮塌，塌方稳定后确认长度约为17 m(桩号：ZK435＋365～ZK435＋382)，塌方量约 600 cm^3。该塌方路段设计采用Ⅴ级围岩衬砌类型进行支护，初支采用I20b 型钢，纵向间距为75 cm，超前支护采用 ϕ 50 mm×5 mm 超前小导管，长450 cm，环向间距为40 cm，纵向间距为 300 cm；二衬为55 cm厚的 C35 防水铪。塌方处于夹泥破碎带，宽约30 m，左右洞斜交贯通，塌方体为强风化砂岩，无粘结性，松散、破碎。

2.2　塌方原因分析

事故发生后，相关工程人员赶赴现场，对现场塌方情况进行了观察和分析，得到以下结论。

(1)塌方发生的主要原因是位于原隧道塌方部位。该部位早期本就比较脆弱，受开挖扰动等因素影响发生过坍塌，在经过喷射混凝土等措施防护后强度依然不高，因此在扩建过程中拆除二衬后就很容易产生塌方。

(2)地质条件较差。根据超前地质预报，两处塌方均处于Ⅴ级围岩段。据现场地质观察，岩石岩性为强、中风化砂岩，结构面光滑，结合较差，围岩自稳能力差，呈裂隙块状结构，表面发育较多节理裂隙。

3　雷达探测

为获取准确的地质资料，保障施工的安全与进度，项目使用了超前探地雷达进行地质预报。超前地质雷达通过接收反射信号，观测反射信号的波长走时，达到探测的目的，从而减少不良地质条件带来的危害，也能帮助制定处治地质灾害的措施。

据雷达探测成果图(图 1)，ZK435＋320～ZK435＋345 段围岩为中风化砂岩，掌子面前方 0～10 m 范围内雷达反射电磁波信号整体较强，同相轴较连续，反射波振幅较大，推测此段围岩岩体破碎，节理裂隙发育。掌子面前方10 m后，雷达反射波信号相对较弱，推断这些区域岩体的完整性等情况相对于掌子面区域较好。而 ZK435＋345～ZK435＋375 掌子面前方 0～15 m岩体较完整，15 m后完整性等情况相对较差。

整体上看，该段围岩节理裂隙较发育，结构面光滑，结合较差，裂隙水较发育，掌子面干燥，围岩自稳能力较差，无支护时易塌方。建议围岩级别为Ⅳ级。

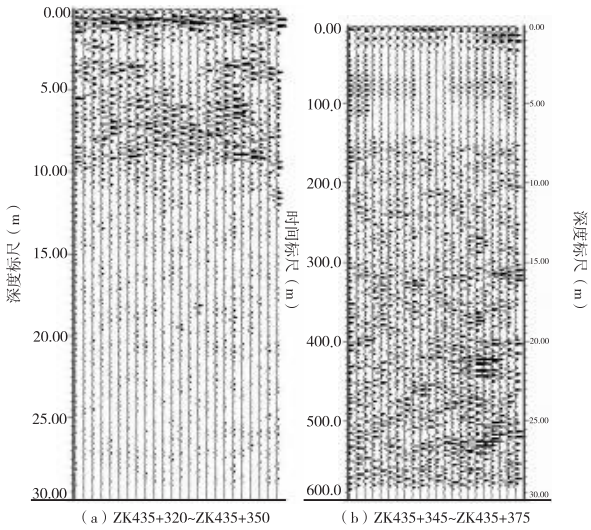


图 1　超前地质雷达探测成果图

4　塌方处治

地质灾害在处理上要反应及时。首先需要快速封锁现场，防止非工作人员进入，同时应转移台车及施工设备，稳固既有的坍塌体，避免二次事故的发生。

经项目综合讨论，最终决定的处治方案如下。

(1)对塌方口进出口两端采用反压，并采用喷射混凝土进行封闭。在塌方临近路段 ZK435＋360～ZK435＋363、ZK435＋382～ZK435＋385 增设复拱进行加固，采用I18 工字钢作为临时复拱防护，间距为 50 cm。在塌方段前后5 m路段采取打设径向 ϕ 50 mm小导管(长4 m，环向间距为50 cm)注浆处理。

(2)打设大角度孔，钻孔长度≥10 m，从进出口两端对存在的空腔采用 C25 混凝土进行泵送填充。泵

送过程中应分层施工，泵送混凝土应适当添加早强剂。泵送完成后从进出口两端打设大角度灌浆孔，钻孔高度≥10 m，钻孔完成后采用M30水泥砂浆进行压浆灌注，压浆压力≥0.5 MPa。施工过程中应对施工情况进行记录，有异常时应及时调整相关参数。

(3)压浆完成后应采用长管棚进行超前加固。管棚支护有效长度约为20 m(32根，环向间距为50 cm)，管棚要超过塌方段≥3 m，端部应设临时套拱，套拱长度≥2 m。套拱内钢架、管棚相关参数参照洞口浅埋段超前大管棚设计图执行。

(4)塌方段反压开挖施工过程中采用ZS5－P进行支护，施工过程中应加强控制，确保锁脚锚杆、钢架连接质量。

(5)塌方段临近原隧道人行横通道，在正式反挖施工前采用C15混凝土进行回填，回填后应在顶部进行补压浆，并设排水设施。

(6)加强塌方段排水处理，设置一道环向盲管，间距为2～3 m，并设置孔深≥5 m的主洞泄水孔。

(7)在塌方路段两端按相关要求布设沉降变形观测点，施工过程中项目部加强隧道监控量测，收集好相关数据，为围岩支护提供参考，确保扩洞施工安全。

5 监控量测

根据地质条件和工程特点，本隧道周边收敛测点在每个台阶每10 m布置一条水平测线；拱顶下沉测点每10 m布置一个量测断面，每个断面布置两个测点，两个测点对称布置在中轴线附近，间距2 m。依据规范要求周边收敛与拱顶下沉应布置在同一个断面。

根据塌方段下沉监测结果数据(表1)显示，塌方段在塌方发生的首周内最大下沉量达到5.3 mm，变形速率达0.6 mm/d。经过塌方处治后，下沉量在一个月内逐步回归稳定并处于规范允许范围内，处治结果有效。

表1 塌方段下沉监测结果数据表

项目		左洞ZK435＋360		左洞ZK435＋370		左洞ZK435＋380	
		拱顶下沉1#点	拱顶下沉2#点	拱顶下沉1#点	拱顶下沉2#点	拱顶下沉1#点	拱顶下沉2#点
第一周	累计变形量(mm)	－0.4	－0.5	－2.1	－1.6	－4.5	－5.3
	变形速率(mm/d)	－0.05	0.1	－0.2	－0.3	－0.5	－0.6
第二周	累计变形量(mm)	－0.2	－0.4	－0.3	0.2	－0.6	－1.3
	变形速率(mm/d)	－0.1	0.05	－0.05	0.05	－0.2	－0.3
第三周	累计变形量(mm)	0	－0.4	－0.1	－0.2	－0.2	0.2
	变形速率(mm/d)	－0.05	－0.05	0.1	－0.1	－0.05	0.5
第四周	累计变形量(mm)	0.5	－0.1	－0.1	－0.4	－0.4	0.2
	变形速率(mm/d)	－0.05	－0.05	0.1	－0.15	－0.05	－0.05
第五周	累计变形量(mm)	－0.3	0	－0.4	－0.1	－0.1	－0.3
	变形速率(mm/d)	－0.05	0.05	－0.05	－0.05	－0.05	0.1

6 结语

在改扩建隧道项目的塌方处理上，首要的原则就是迅速反应，及时封闭现场同时稳固坍塌体，避免造成二次事故。既有项目的塌方实际上多数是地质条件的问题，施工扰动使其受力结构变得更加脆弱，在实际施工过程中很难避免。因此，在改扩建隧道项目中，对于灾害的预防，更应该引起管理人员的重视，通过规范施工和提高人员安全意识，减少塌方事故发生的可能性。在施工方式上，应严格控制开挖进尺，及时进行支护，同时做好超前支护措施，加强监测。做到超前支护一段，开挖一段；开挖一榀，支护一榀。在施工管理上，要注意提醒施工团队安全作业，定期开展安全培训，强调安全纪律，培养安全意识。

参考文献

[1]陈　禹.公路隧道塌方处治技术研究[J].交通世界，2020(15)：96－97.

[2]张玉轩.公路隧道塌方诱因及处治技术研究[J].湖南工业职业技术学院学报，2021，21(1)：101－104.

[3]黄林祥.双向四车道隧道原位扩建施工技术研究[J].现代隧道技术，2019，56(S2)：591－597.

[4]梁文辉.土质浅埋隧道扩建技术研究[J].山西交通科技，2021(1)：71－73.

收稿日期：2021－10－28

山岭隧道爆破条件下初支混凝土振动影响研究

万春浪，黄文宁
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章以我国西部某省的某小径距山岭隧道为工程背景，采用有限元软件 Midas GTS NX 研究了不同隧道开挖方法下相同爆破动载的初支混凝土振速和爆破中心点距离之间的关系，分析了爆破载荷对初支混凝土的影响，并提出了适宜山岭小径距隧道的爆破开挖方法。

关键词：山岭隧道；初支混凝土；爆破；小径距隧道
中图分类号：U455.6　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.021
文章编号：1673－4874(2022)03－0075－05

0　引言

我国西部地区为多山地貌，在该类地区修建高等级公路，遇到复杂地质围岩时，受特殊地形限制，不可避免地需要修建小径距隧道。对于硬质岩地区，传统的机械开挖方法并不适用，爆破施工方法在现有技术条件下具有较高的经济效益和施工效率，在公路隧道挖掘中得到了广泛的应用[1－2]。但爆破振动容易导致隧道初期支护混凝土的开裂，使隧道结构的安全受到干扰，产生巨大的噪声及振动等一系列严重问题，尤其是对于小径距的山岭隧道而言。因此，对于小径距山岭隧道的爆破施工，必须研究初支混凝土的动态响应和微扰动设计[3]，才能够有效地控制爆破振动，确保隧道工程安全高效地完成。

目前，国内外的研究学者在不同的工程背景下，对隧道爆破施工的初支混凝土动态响应和扰动设计问题进行了大量有益的研究。胡锦华[4]通过现场试验并结合测振仪模拟研究了山岭隧道爆破过程中振动对二次衬砌混凝土的内部损伤，并得出新浇筑12 h以内的混凝土在爆破作用下受影响最大的结论。刘闽龙等[5]通过结合 LSDYNA 软件及数值模拟研究了浅埋小径距隧道断面爆破周围的损伤范围，并得出小径距隧道爆破最大损伤范围为0.58 m的结论。褚玉成、王众等[6－7]通过数值模拟手段以及现场试验分析了爆破作用下的初支混凝土的力学演变机制，得出了爆破振动在初支混凝土中的能量衰减规律及龄期混凝土的爆破损伤规律。

如今，我国隧道的修建数量已成为世界第一，隧道修建的方式方法也发生了较大改变，尤其在复杂地质条件下修建的山岭小径距隧道，对其稳定性机制的研究仍存在较大空间，为此，本文采用有限元软件 Midas GTSNX 进行了山岭小径距隧道在爆破振动条件下的稳定性机制分析，主要研究了爆破载荷作用下初支混凝土的振速与爆破中心点距离之间的关系，分析了爆破载荷对初支混凝土的影响，并以此提出了适宜山岭小径距隧道的爆破开挖方法和爆破参数。研究结果为揭示小径距山岭隧道爆破施工中的初支混凝土稳定性力学机制提供了参考依据。

作者简介：万春浪(1987—)，工程师，主要从事公路道路桥梁技术研究和施工管理工作；
黄文宁(1987—)，工程师，主要从事公路道路桥梁技术研究和施工管理工作。

1 工程概况

本研究以我国西部地区某省的山岭小径距隧道为工程依托。该山岭隧道位于该省A、B两市之间，是两市高速公路交通枢纽的控制性工程。如图1所示，该隧道是一座双向分离式隧道，左幅全长5 762 m，右幅全长5 589 m。该隧道是一个小径距隧道，其出入口之间，高差69 m，纵坡－1.89%（单向坡），最大埋深864 m。根据对地质资料的初步勘探表明，隧道区域以花岗岩为主，主要的岩体结构由一系列的褶皱和断层组成，Ⅲ级、Ⅳ级、Ⅴ级围岩交替存在，其中隧道左幅Ⅲ级围岩共647 m，Ⅳ级围岩4 126 m，Ⅴ级围岩989 m；隧道右幅Ⅲ级围岩共698 m，Ⅳ级围岩4 208 m，Ⅴ级围岩683 m，由此可见本隧道工程总体围岩情况较差。因此，隧道开挖采用了不同施工方法，整体以钻爆法为主。

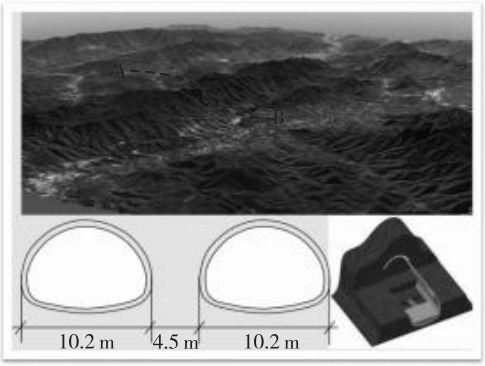


图1 隧道工程地理位置及概况图

2 隧道爆破施工计算参数的选择

2.1 岩体及初支计算参数

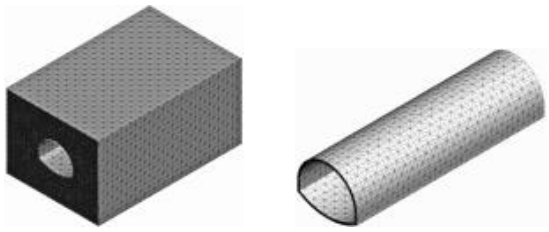
由于该隧道通过的地质环境以Ⅳ级围岩居多，围岩自稳能力较弱，在爆破施工过程中容易破坏或崩塌，因此选择Ⅳ级围岩断面进行爆破影响分析。对于不同的爆破因素及不同开挖工法下，采用摩尔－库仑模型修正的岩土体本构计算模型及其物理力学性能的计算值，如表1所示给出了施工中围岩破坏的有限元计算模型具体参数。

表1 隧道Ⅳ级围岩的物理和力学性能参数表

围岩岩性	围岩等级	围岩重度（kN/m³）	弹性模量（MPa）	变形模量（GPa）	泊松比	地基承载力（kPa）
花岗岩	Ⅳ级	21.6	4.0	4.9	0.31	900

2.2 隧道数值计算模型的建立

由于隧道爆破采用光面爆破形式，实际爆破动力无法按真实模拟，因此，在进行数值模型建立时：(1)假设隧道爆破过程的复杂性可以简化，对于复杂的爆破面，用静力等效的分布面进行替代；(2)对于次要边界面，如远离爆破孔的围岩接触面，假设其符合圣维南原理。在此基础之上，选择隧道模型的横截面尺寸为隧道直径的8倍。如图2所示即隧道和岩体的三维固体有限元模型。在进行长度选取时，由于隧道Ⅳ级围岩最长连续长度为1 000 m，因此为节省数值模拟计算时间，选择最具代表性的隧道长度进行计算，故本模型计算宽度为81.6 m，长度为8 000 m，高度为76 m[6]。模型中的围岩定义为三维实体元素，初支定义为板元素，材料性质均假定为线弹性材料。隧道初支混凝土材料计算参数如表2所示。



(a)隧道模型　　(b)周边围岩系统

图2 计算模型及网格划分图

表2 隧道初支混凝土材料计算参数表

混凝土型号	密度（kg/m³）	弹性模量（MPa）	泊松比
C30	2 200	30×10^3	100×10^3

2.3 爆破荷载计算

结合三维数值模拟软件的特点，一次性收集爆破孔后，考虑到在爆破现场难以建立单一的爆破孔单元，假设爆破压力同时作用在隧道爆破轮廓线及隧道壁，在垂直方向上，爆裂压力的计算公式如下：

$$P_{det}=\frac{4.18\times10^{-7}\times sge\times V_e^2}{1+0.8_{sge}}Ve \tag{1}$$

$$P_B=P_{det}\left(\frac{d_e}{d_h}\right)^3 \tag{2}$$

式中：P_{det}——爆破压力（kPa）；

P_B——孔壁压力（kPa）；

V_e——爆破速度（cm/s）；

d_e——乳化炸药直径（mm）；

d_h——钻孔直径（mm）；

sge——火药比例。

利用上述方程，计算爆破产生的空气动力压。但在实际工程中，作用于孔壁的动压会随时间而变化。因此，在计算爆破载荷时，可以使用Statfield给出的时空相关的动力压方程，该计算方程如式(3)所示。

$$P_D(t)=4P_B\left[exp(\frac{-Bt}{\sqrt{2}})-exp(-\sqrt{2}Bt)\right] \quad (3)$$

式中：B——常数，取 163.38。

由式(3)可以计算出每1 kg所产生的动力压，由此，再根据式(1)、式(2)可以计算出隧道爆破时的爆破荷载。式(3)中参数如下：乳化炸药直径为32 mm，爆孔直径为42 mm，爆破速度为4 500 mm/s。

本研究在计算过程中，以测量到的爆破振动波作为动态载荷。振动波的高频部分会影响其在模型中的传播。高频振动波的波长需要比模型中的网格尺寸的滤波小 8～10 倍，因此采用希尔伯特－黄变换(HHT)小波处理方法对高频振动波进行处理。如图 3 和图 4 所示为计算出的爆破时间－荷载曲线图和傅里叶光谱曲线图。爆破动力载荷在约6 ms时达到最大值。

综上，在进行数值模拟计算时，为最大程度反映隧道初支混凝土在爆破荷载下的影响，本文研究爆破荷载参数均按上述最高值进行选取。由于数值模拟计算采用全断面法、上下台阶法及三台阶法三种开挖方式开挖，为避免因能量不同导致的结果偏差，在进行数值计算分析时，本文均假设隧道爆破面为全断面。

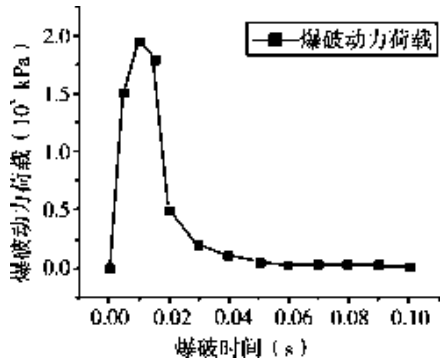


图 3　爆破时间－荷载变化曲线图

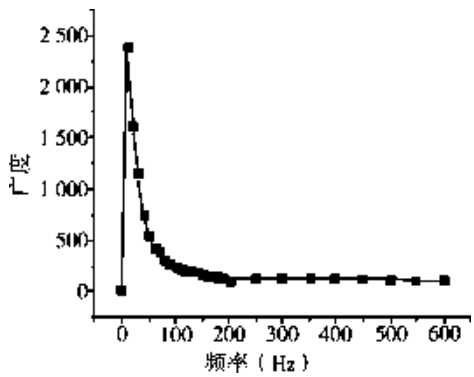


图 4　爆破荷载傅里叶光谱曲线图

3　数值模型结果分析

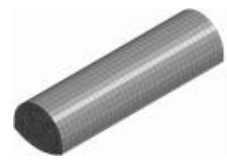
该隧道由于两幅间距较小，仅有 4.5 m，且隧道埋深大，开挖距离大，且整体工程地质条件差，施工难度极具挑战性。因此本文对隧道的不同施工方法进行了三维数值模拟。主要模拟了三种不同开挖方法条件下的隧道在最大爆破荷载下的初支混凝土振速随爆心距变化的规律。

3.1　全断面法施工爆破荷载下的初支混凝土振动影响

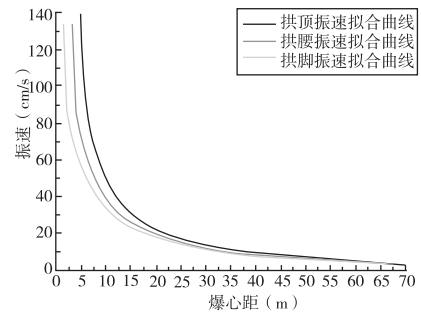
如图 5(a)所示为全断面施工条件下的隧道断面数值模拟图，图 5(b)为全断面施工条件下的隧道断面初支混凝土在最大爆破荷载下振速衰减随爆破中心带距离的变化曲线图。从图 5(b)可以看出，全断面法爆破荷载下隧道拱顶、拱腰及拱脚处的振速均随爆破中心带距离的加大而减小，且三者的减小趋势趋于一致，峰值振速大小相同，在距爆破中心点越近位置，初支混凝土振速越大，并在0～5 m位置达到峰值，超过140 cm/s。振速变化总体趋势明显呈现两个阶段变化：

(1)第一阶段，距离爆破中心点＜10 m位置，隧道拱顶、拱腰、拱脚的振速随距离增大快速衰减，几乎呈现直线下降。此阶段初支混凝土一般表现为遭受强烈振动，最容易开裂，也是最危险的位置。

(2)第二阶段，远离隧道爆破中心带＞30 m。此阶段隧道初支混凝土受爆破振动影响已经很小，隧道拱脚、拱腰、拱顶位置的振速已基本降为10 cm/s，但在全断面法开挖隧道中，爆心距直至70 m的振速仍然未减小至 0。



(a)全断面法施工隧道数值模型变化曲线



(b)全断面法施工隧道振速－爆心距变化曲线

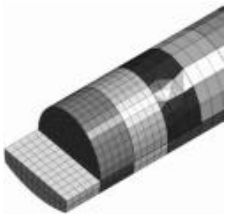
图 5　全断面法施工计算结果图

3.2 上下台阶法施工爆破荷载下的初支混凝土振动影响

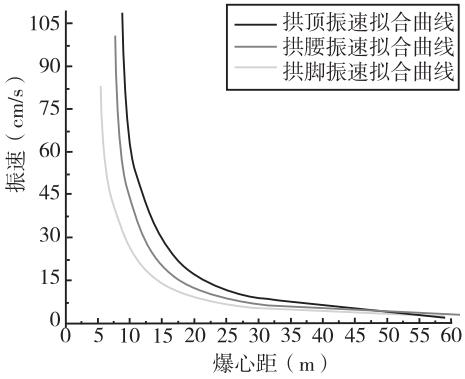
图6(a)为上下台阶法施工条件下的隧道断面数值模拟图，图6(b)为上下台阶法施工条件下的隧道断面初支混凝土在最大爆破荷载下振速衰减随爆破中心带距离的变化曲线图。从图6(b)可以看出，上下台阶法爆破荷载下隧道拱顶、拱腰及拱脚处的振速均仍随爆破中心带距离的加大而减小，但三者的峰值振速明显存在不同，尽管减小趋势趋于一致，但在拱脚处由于下台阶未进行开挖，峰值明显小于拱腰及拱顶，仅有90 cm/s，拱腰及拱顶的峰值振速也明显小于全断面法开挖。振速变化总体趋势仍明显呈现两个阶段变化：

(1)在距离爆破中心点<15 m的位置，隧道拱顶、拱腰、拱脚处的振速随距离增大快速衰减，峰值振速出现位置为10 m左右。由于拱脚很大区域未进行开挖，因此拱脚振速很快在爆破中心点附近衰减，对15 m以外初支混凝土结构安全影响较小。此阶段仅有少部分初支混凝土遭受强烈振动，由于振速较小，混凝土开裂的可能性也大大降低，危险明显减弱。

(2)在远离隧道爆破中心带15 m之外。此阶段隧道初支混凝土受爆破振动影响已很小，隧道拱脚、拱腰、拱顶位置的振速已基本降为5 cm/s，并在55 m位置处，混凝土振速逐渐向0靠近。



(a)上下台阶法数值模型图

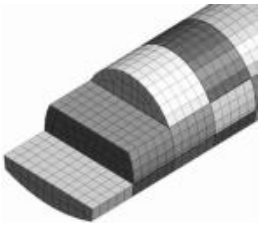


(b)上下台阶法隧道振速—爆心距变化曲线

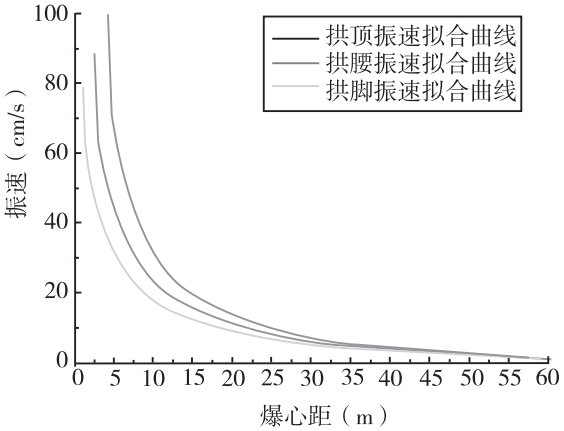
图6 上下台阶法施工计算结果图

3.3 三台阶法施工爆破荷载下的初支混凝土振动影响

图7(a)为三台阶法施工条件下的隧道断面数值模拟图，图7(b)为三台阶法施工条件下的隧道断面初支混凝土在最大爆破荷载下振速衰减随爆破中心带距离的变化曲线图。从图7(b)可以看出，三台阶法爆破荷载下隧道拱顶、拱腰及拱脚处的振速随爆破中心带距离变化趋势整体与上下台阶法相同，但三台阶法由于开挖时采用的施工工艺从两个台阶改为三个台阶，其能量吸收范围更多，在进行爆破时，尽管表现趋势仍为两阶段形式，但此时的振速相比于上下台阶法又有所减小，尤其是对于拱脚位置的振速已经降为80 cm/s，振动影响范围控制在5 m左右；拱腰位置的振速已经降为90 cm/s以下，振动范围控制在8 m左右；拱顶振速大小降为100 cm/s，振动影响范围控在10 m位置左右。



(a)三台阶法施工隧道数值模型图



(b)三台阶法施工隧道振速—爆心距变化曲线

图7 三台阶法施工计算结果图

综上对比，在爆破动能相同的条件下，采用数值模拟方法，对初支混凝土的爆心距－振速曲线进行研究，发现无论是全断面法、上下台阶法还是三台阶法施工，隧道初支混凝土振速峰值均出现在拱顶位置，其次是拱腰位置，拱脚振速峰值最小。由此说明，采用爆破法施工的隧道无论采用以上哪种方式进行开挖，隧道的最大振速均出现在拱顶位置，也是隧道初支混凝土受力最不利点。因此，在进行初支混凝土喷

射时，拱顶宜加强支护。由隧道初支混凝土的爆心距－振速曲线规律可以发现，无论采用何种方法进行隧道爆破开挖，最不利位置均为靠近隧道爆破中心点位置，其中全断面法开挖的隧道影响距离最广，上下台阶法次之，三台阶法影响最小，且三台阶法施工与上下台阶法施工各方面指标接近，但三台阶法开挖施工工艺较其他两种更为复杂，造价更高。因此，综合经济及开挖效率等综合因素，在进行Ⅳ级围岩开挖时，建议采用上下台阶法开挖。

4 结语

本文在数值模拟软件 Midas GTS NX 的辅助下，研究了不同隧道开挖方法下相同爆破动载的初支混凝土振速和爆破中心点距离之间的关系，分析了爆破载荷对初支混凝土的影响并以此提出了适宜山岭小径距隧道的爆破开挖方法。得出以下结论：

(1)隧道开挖过程中，无论采用何种方法开挖，隧道受爆破振动影响的趋势范围基本相同，其中拱顶受爆破振动影响最大，其次是拱腰，拱脚影响最低。

(2)对于Ⅳ级围岩条件下的小径距隧道开挖，不同开挖方式条件下隧道受爆破影响差异较大，其中全断面法开挖影响最大，其次是上下台阶法，三台阶法影响最小。

(3)综合经济效率等多角度，在山岭小径距隧道开挖方法选择中，宜优先考虑采用上下台阶法进行施工。

参考文献

[1]彭宇峰，单仁亮，宋永威，等.隧道爆破引起喷射混凝土累积损伤研究[J].混凝土，2020(8)：61－66.

[2]斯郎拥宗，吕光东，范凯亮.隧道爆破施工对混凝土初支喷层的影响研究[J].地下空间与工程学报，2019，15(S1)：327－332.

[3]叶红宇，卓　越，杨小林.隧道衬砌混凝土爆破振动能量传播规律试验[J].科学技术与工程，2019，19(18)：296－301.

[4]胡锦华.山岭隧道爆破振动对新浇超短龄期混凝土二衬的影响[J].混凝土，2021(9)：149－152，160.

[5]刘闽龙，陈士海，孙　杰，等.浅埋小净距隧道爆破损伤探测及数值模拟分析[J].爆炸与冲击，2021(11)：146－154.

[6]褚玉成，陈剑杰.地下核爆炸作用下岩石物理力学性质的变化特征[J].工程地质学报，1994(4)：53－58.

[7]王　众，李德武，米子朋.新建隧道爆破施工振动影响研究[J].西部交通科技，2009，22(4)：45－48，90.

收稿日期：2021－10－23

（上接第 17 页）

[3]高建平，肖英洁，兰北章，等.高速公路开放式服务区功能定位方法[J].长安大学学报(自然科学版)，2015(5)：43－49.

[4]黄　兴.湖南省高速公路服务区布局规划探讨[J].湖南交通科技，2013(3)：170－174.

[5]胡钊芳，邱　路，刘维文.对高速公路服务区总体设计的实践思考[J].交通工程，2016(11)：10－13.

[6]王　红.高速公路服务区选址及形状[J].江西建材，2016(4)：161.

[7]JTG D20－2017，公路路线设计规范[S].

[8]DB 45/T 2052－2019，高速公路服务区设计规范[S].

[9]孙佳伟，孙家驷.台湾高速公路服务区规划规划设计介绍[J].重庆交通大学学报(自然科学版)，2011(6)：1 366－1 369.

[10]孙家驷. 道路立交规划与设计[M]. 北京：人民交通出版社，2009.

[11]姜立初.山区高速公路立交和服务区合建设计方案研究[J]. 公路交通科技(应用技术版)，2017(10)：85－87.

[12]黎水昌，石忠利.高速公路立交和开放式单侧服务区合建方案研究[J].西部交通科技，2020(4)：25－28.

[13]李迎春，陈广深，张　邹，等.一种高速公路单侧服务区：中国，ZL202021514668.5[P].2021－05－04.

收稿日期：2021－10－18

隧道红黏土浅埋段加强支护技术

吴永想，黄云宇，周丹枫
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章结合上降隧道工程实例，通过对该隧道红黏土浅埋段沉降现状的分析，提出了隧道红黏土浅埋段加强支护技术措施，解决了该隧道进口端进洞的施工难题，确保了隧道施工安全。

关键词：浅埋段；红黏土；加强支护；沉降控制
中图分类号：U455.7　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.022
文章编号：1673－4874(2022)03－0080－03

0　引言

红黏土是一种含水率高、孔隙比大、渗透性较差，具有较高强度和低压缩性特殊工程性质的黏土。红黏土隧道在雨季施工过程中，土体含水量大，不易蒸发，导致围岩强度急剧下降[1]。由于红黏土特殊的物理化学特性，隧道开挖后，拱底地基的施工沉降问题是较为常见的工程难题，长期的施工沉降变形会引起隧道洞口滑坡、围岩变形开裂、初支剥落、基底溶蚀风化、路面开裂破坏等问题，而这些问题会影响隧道的耐久性，降低其使用寿命，还会影响隧道的行车安全。红黏土地层主要矿物组成通常为石英和高岭石，含少量蒙脱石(5%～15%)，硅氧化物含量较少，起集聚胶结作用的主要是化学风化后铁、铝、钛等氧化物。红黏土透水性差，遇水后土体强度快速衰减，抗剪能力明显减弱，存在自身特性上的缺陷。因此，隧道在通过红黏土地层时，特别是浅埋段，需要对地表进行防水处治，对衬砌支护进行加强，同时改善隧道拱底地基土体的工程性质[2]。本文以某高速公路的上降隧道为背景，研究隧道浅埋段红黏土地质加强支护技术，为类似隧道工程施工提供经验借鉴。

1　工程概况

上降隧道位于广西壮族自治区崇左市龙州县上降乡境内，左右洞起始桩号为：ZK273＋718～ZK275＋576(1 858 m)/YK273＋728～YK275＋582(1 854 m)，属长隧道。隧道进出口均为斜坡地形，山体相对平缓，局部较陡，自然坡度为10°～30°，采用小净距＋分离式隧道。隧道进口端下穿G243国道，覆盖层约2 m。隧址区特殊性岩土主要为红黏土，位于隧道进出洞口浅埋段，该处地层主要为第四系残坡积黏土与三叠系下统(πT1b)凝灰熔岩，凝灰熔岩为厚层状结构，岩体破碎，红黏土呈可塑及硬塑状，层厚不均，具有高

作者简介：吴永想(1986—)，工程师，主要从事公路交通工程技术研究和施工管理工作；
黄云宇(1996—)，助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
周丹枫(1989—)，工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

液限、膨胀性、透水性差、遇水变软、抗剪强度低等不良地质特性。上降隧道洞口段为浅埋段，围岩等级为Ⅴ级，设计衬砌类型为 XS5a。

2 红黏土浅埋段沉降现状描述

上降隧道进口以原设计进行开挖支护，左洞开挖至 ZK273＋766.5(累计 32.5 m)，出现洞顶地表开裂及掌子面滑移等现象。

2.1 沉降监测

根据左洞沉降情况，项目设立位移观测点，对沉降段进行监测。于上降隧道进口地表沉降共布设三排观测点；左洞共布设监控量测观测断面 4 个，里程桩号分别为 ZK273＋740、ZK273＋745、ZK273＋755、ZK273＋763。

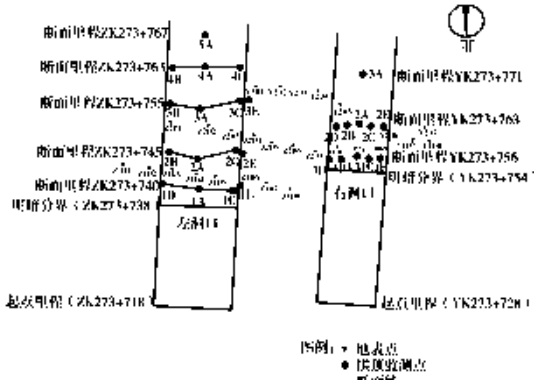


图 3 上降隧道进口监测点布置图

表 1 拱顶沉降异常数据表

断面桩号	日沉降量(mm)	累计沉降量(mm)
ZK273＋740	1.3	70.2
ZK273＋745	1.1	82.5
ZK273＋755	28.6	167.4
ZK273＋763	58.9	93.1

表 2 ZK273＋734 地表沉降数据表

断面桩号	测点编号	日沉降量(mm)	累计沉降量(mm)
ZK273＋734	2D1	12.7	83.6
	2D2	21.7	132.6
	2D3	12.9	92.5
	2D4	2.6	25.9
	2D5	0.3	1.8
	2D6	0.1	－0.7
	2D7	0.1	0.2

如表 1 所示，左洞 ZK273＋740 断面拱顶当日下沉1.3 mm，累计下沉70.2 mm，已趋于稳定；ZK273＋745 断面当日下沉1.1 mm，累计下沉 82.5 mm，已趋于稳定；ZK273＋755 断面拱顶当日下沉28.6 mm，累计下沉167.4 mm，沉降不稳定；ZK273＋763 断面拱顶当日下沉58.9 mm，累计下沉93.1 mm，沉降不稳定。如表 2 所示，ZK273＋734 断面地表日下沉最大下沉达21.7 mm。说明掌子面发生滑移，导致沉降量变化剧烈，但初支面未见有开裂等现象。

2.2 原因分析

(1)该洞身段处于浅埋段，围岩自稳能力极差，洞身围岩应力基本由初支承担。同时，该段处于超前钢棚末尾段，超前支护强度下降，导致洞身沉降剧烈。

(2)该段围岩处于红黏土段，当时恰逢雨季，围岩遇水变软，抗剪强度降低，拱顶应力变大，拱脚处承载力下降，导致整个洞身沉降剧烈，但初支面无开裂现象。

2.3 处理思路

(3)采用临时支撑，阻止洞身继续下沉，保证其暂时稳定[3]。

(2)对围岩进行注浆，增强围岩自稳能力。

(3)采用补充加强初期支护，通过强支护与围岩自稳能力相结合，保证洞身永久稳定。

3 加强支护措施

3.1 临时支护措施

3.1.1 增设临时支撑

(1)左洞上台阶和中台阶均每隔2 m增设 1 道工字钢横撑、斜撑和竖撑，横撑两端紧顶两侧拱架拱脚，斜撑和竖撑顶部紧顶拱部初支，控制沉降；(2)将初支拱架表面混凝土凿除，采用焊接将支撑与初支拱架相连；(3)锁脚锚杆与钢拱架采用钢筋焊接连成整体，保证洞身整体受力，防止局部下沉造成初支开裂。

3.1.2 防水处治

(1)采用 M30 水泥砂浆对洞顶裂缝进行封堵，适当掺加速凝剂，保证水泥砂浆与土体及早固结，防止围岩浸泡过久再次造成滑塌；(2)采用“土工布＋防水板＋土工布”形式对洞顶进行覆盖，防止雨水再次渗入，同时在洞顶上回填种植土、复绿。

3.2 支护永久加强措施

在原设计的基础上加强支护，以保证洞身的稳定性，避免再次出现塌方及初支面严重下沉等现象，控制下沉及收敛速率。

3.2.1 超前支护加强

为保证浅埋红黏土段围岩施工开挖造成的扰动

不产生严重的围岩沉降、形变，避免引起掌子面失稳、隧道塌方等，对超前支护进行加强。

(1)拱部超前小导管、增设的临时支护超前小导管分别采用450 cm长的 ϕ 76 mm×6 mm、ϕ 42 mm×4 mm热轧无缝钢管作为原材制作，使用小导管缩尖机、小导管打孔机等专用设备保证其质量与工作性能。

(2)在超前小导管打入围岩的施工过程中，将其外插角控制在 5°～12°。小导管环向间距、纵向间距分别为40 cm、200 cm。

(3)超前小导管注浆按设计要求采用水泥净浆，额外加入适量速凝剂，加快浆液与围岩的固结，改善围岩整体性能。

(4)将超前小导管尾端焊接固定于型钢拱架上，水平纵向搭接的长度需≥100 cm。

3.2.2　初期支护加强

(1)洞身中台阶锁脚锚杆采用两根 ϕ 108 mm×6 mm注浆钢花管，钢花管长度为9 m，锁住拱脚，控制沉降与收敛速率。

(2)系统锚杆由 D25 中空注浆锚杆调整为 ϕ 42 mm×4 mm钢花管，增强围岩的自稳能力。

(3)采用 1∶1 水泥净浆注浆，额外加入适量速凝剂，加快浆液与围岩的固结，改善围岩整体性能。

(4)拱架纵向连接筋调整为槽钢，环向间距为100 cm，采用焊接与拱架连接，使初支立架整体连接受力，减少沉降。

3.3　处治效果

按上述加强支护措施处治后，根据监控量测数据显示，左洞洞口段 ZK273＋755 断面拱顶累计下沉227.7 mm，日沉降量0.5 mm；ZK273＋763 断面拱顶累计下沉195.2 mm，日沉降量0.4 mm；ZK273＋767 断面拱顶累计下沉108.2 mm，日沉降量0.7 mm。结合监控数据，发现沉降、收敛基本趋于稳定，如图 4～6 所示。

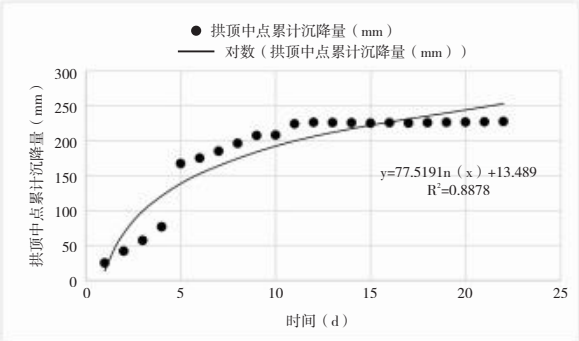


图 4　ZK273＋755 拱顶中点累计沉降量曲线图

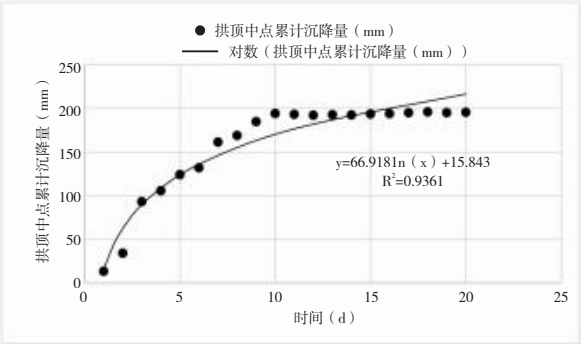


图 5　ZK273＋763 拱顶中点累计沉降量曲线图

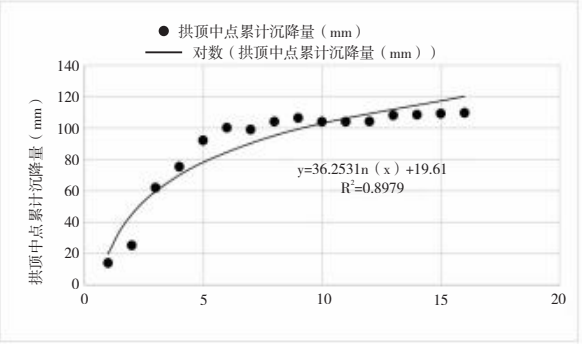


图 6　ZK273＋767 拱顶中点累计沉降量曲线图

4　结语

隧道红黏土浅埋段覆盖层较薄，无法利用其自稳能力来达到洞身稳定，应根据围岩揭露情况、超地质预报、监控量测情况采取相应的强支护措施，辅以注浆等固结措施；同时，根据红黏土抗剪能力差、遇水易变软的特点，做好防水处治，防止因水渗入土体过多或浸入时间过长，导致围岩失稳、滑塌，保证其自稳能力，保障施工安全。

参考文献

[1]铁路工程设计技术手册——隧道[M].北京：中国铁道出版社，1999.

[2]刘　灿，杜永强，鲍广政，等.红黏土隧道初期支护结构沉陷开裂机理分析与处治对策[J].现代隧道技术，2016，53(3)：207－211.

[3]何晓东.软岩隧道围岩稳定性与塌方处置措施分析[D].西安：长安大学，2009.

收稿日期：2021－11－15

隧道病害数值模拟分析

薛　魁，黄伟伦
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章依托那良隧道工程实例，运用 Midas GTS 软件建立有限元模型，模拟分析钻爆法公路隧道施工过程对山体产生的影响及隧道遇到不良地质产生的病害成因，并提出相应的防治措施，以指导后续施工。

关键词：隧道病害；MIDAS/GTS；数值模拟分析
中图分类号：U457⁺.2　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.023
文章编号：1673－4874(2022)03－0083－05

0　引言

随着我国基础设施建设的迅猛发展，山区路网建设也在如火如荼地进行。在山区公路规划建设中，隧道所占的比重越来越大，而山区公路隧道常会遇到如浅埋、软弱围岩等恶劣地质情况。这些不良地质围岩隧道开挖后易沉降、变形，受复杂多变的地质条件影响，若处治不当，隧道施工可能导致山体的整体滑坡、破坏，隧道的坍塌、整体失稳等灾害出现。而岩土内力复杂多变，单一理论分析不能深入透彻地研究隧道的受力情况，无法针对性地解决隧道病害。国内众多学者运用有限元数值模拟对盾构隧道的受力变形特性与病害发展分布规律关系进行了相应的研究[1－2]，运用 ABAQUS 软件对隧道病害治理开展数值分析、方案比对[3]，并总结了相关经验。本研究通过 Midas GTS 软件进行有限元建模，模拟在风化砂岩围岩条件下，钻爆法公路隧道施工过程对山体产生的影响及隧道遇到不良地质产生的病害成因，更好地得出处置结论，指导后续施工。

1　工程概况

某高速公路那良隧道位于广西壮族自治区河池市大化县羌圩乡境内，长约190 m，为短隧道。最大埋深约57.9 m。开挖段以粉质黏土、碎石及强－中风化砂质与页岩为主，结构松散、岩体破碎。那良隧道进口端洞身施工后，因 2018－10－09 至 2018－10－25 连续降雨，于 2018－11－02 对隧道洞顶山体进行排查，发现一条裂缝，目测裂缝最宽6 cm，沿着山体横向发育。

2018－09－03 右洞已经贯通，初支仰拱全部完成，二衬混凝土浇筑完成180 m（YK438＋388～YK438＋568 包含7 m明洞），剩余出口端5 m明洞尚未完成施工。11 月 2 日早上发现那良隧道二衬出现裂纹，项目部立即组织设计代表及监理共同到现场查勘，发现以下情况：

作者简介：薛　魁（1989—），工程师，主要从事公路工程桥梁与隧道施工技术管理工作；
黄伟伦（1995—），助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

(1)隧道右洞二衬出现大量裂缝，由 YK438＋410～YK438＋464 纵向延伸，粗估为54 m，基本为纵向裂缝，主要分布在左侧拱肩部位；仰拱中心偏左开裂，裂缝宽度为3 mm左右；右侧侧墙部位也出现纵向裂缝。

(2)左洞洞口 ZK438＋382～ZK438＋390 段初支出现开裂，局部有掉块，此处初支埋深约为16 m。

(3)两洞之间的中岩墙位置也出现竖向裂缝。

2 隧道病害数值模拟分析

2.1 运用有限元软件进行数值分析

2.1.1 计算软件与模型参数

使用有限元软件 Midas GTS 作为计算平台进行本次数值模拟分析。Midas GTS 是一款通用的有限元分析软件，专门为岩土领域而研发，可用于地铁、隧道、矿山等各类实际工程的精准建模与计算分析。在隧道岩土结构计算中，不仅需要考虑岩土的自身作用，还需要考虑结构部分对岩土部分的作用。通过 Midas GTS 软件设置隧道衬砌的各类结构单元，可以模拟各种岩土分析中的结构部分，并计算其协同作用，分析隧道支护结构的受力情况。

2.1.2 本构模型

从土体和岩石的材料方面来说，本构关系对岩土计算有较大的影响，所以在岩土计算中选取合适的本构模型尤为重要。本次计算中，岩土体材料采用 M－C 模型。M－C 本构模型是模拟岩土材料最常用的一种模型，该模型包含剪切和拉伸两个模型破坏准则，分别对应不同的流动法则，非常适合模拟岩土材料的应力－应变特征。隧道衬砌、锚杆等采用弹性本构方程。

2.1.3 模型参数

根据那良隧道两阶段设计图纸与地勘报告，结合《公路隧道设计细则》(JTG/TD70－2010)[4]，本次数值计算主要参数取值如表 1 所示。

表 1 分析参数取值表

项目	材料	计算模型	弹性模量(kPa)	容重(kN/m³)	泊松比	粘聚力(kPa)	摩擦角(°)
岩土	黏土	摩尔－库仑	4×10^4	18.6	0.35	37	16.8
	中风化砂质页岩		1.3×10^6	24.2	0.35	200	27
喷混	C25		2.00×10^7	25	0.3	—	—
锚杆	ϕ25 mm 中空注浆锚杆	弹性	3.25×10^7	78.5	0.20	—	—
喷混＋二衬	C30		2.5×10^7	23.5	0.20	—	—

2.1.4 二维计算

本节选取地表裂缝区域内两个典型断面进行模拟，并计算边坡安全系数。计算模型如图 1、图 2 所示。

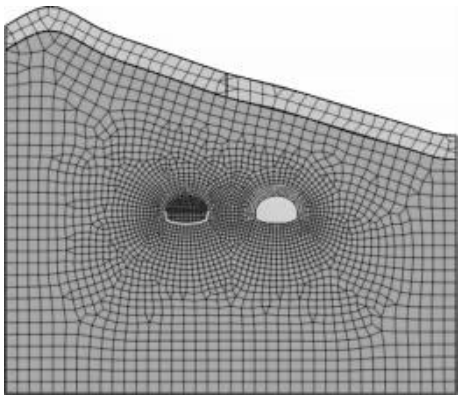


图 1 剖面 A－A 模型网格图

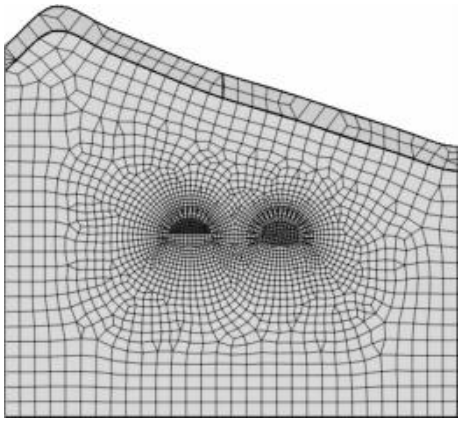


图 2 剖面 B－B 模型网格图

2.1.4.1 计算步骤

(1)初始力计算。

(2)位移清零。

(3)边坡安全系数计算。

(4)右洞开挖支护。

(5)边坡安全系数计算。

(6)左洞上台阶开挖支护。

(7)边坡安全系数计算。

(8)左洞下台阶开挖计算。

(9)边坡安全系数计算。

(10)位移清零。

(11)施加边坡位移，模拟覆盖层滑移对隧道衬砌结构的影响。

2.1.4.2 结果分析

通过对 A－A、B－B 剖面的二维分析，利用 Midas GTS 软件边坡稳定 SRM 模块对隧道各施工阶段进行分析，施工过程中边坡安全系数变化如表

2 所示。

由表 2 可知，隧道施工过程将对边坡造成扰动，开挖过程中边坡安全系数降低，支护完成后边坡安全系数恢复，隧道施工不当会增加边坡滑动风险。

通过 Midas GTS 软件边坡稳定 SRM 模块的强度折减的方法计算边坡安全系数，同时计算边坡失稳时衬砌、中岩墙的受力情况。取拉应力云图进行分析，如图 3 所示。

表 2　边坡安全系数变化表

项目	A－A 剖面	B－B 剖面
隧道施工前	2.618 75	4.081 25
右洞开挖	1.743 75	1.782 81
右洞支护	2.712 5	4.106 25
左洞上台阶开挖	1.775 78	1.828 13
左洞上台阶支护下台阶开挖	2.187 89	2.267 19
左洞下台阶支护	2.646 88	4.104 69

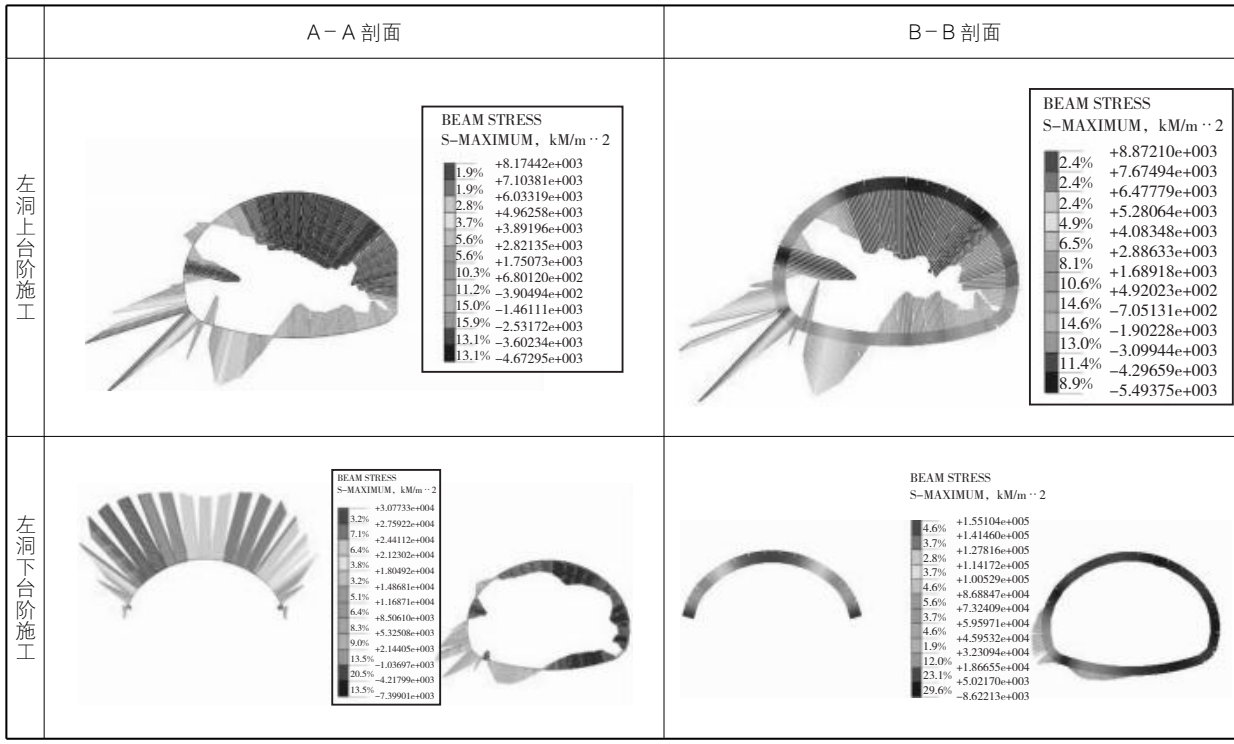


图 3　衬砌主拉应力云图

通过数值模拟分析可知，右洞完成开挖支护后，左洞上台阶开挖时边坡安全系数降低，此时若发生边坡失稳，A－A 剖面右洞衬砌主拉应力最大值达 4.67 MPa，B－B 剖面右洞衬砌主拉应力最大值达 5.49 MPa，均超过衬砌混凝土抗拉强度。

2.1.5　三维计算

本节通过建立三维模型，在地表裂缝区施加强制位移，模拟边坡覆盖层滑移对隧道衬砌的影响，计算模型如图 4 所示。

2.1.5.1　计算步序

三维分析模拟右洞完成开挖初支二衬后进行左洞开挖（图 4），根据实际施工步序，并按不利情况考虑，本次开挖模拟采用上下台阶法施工，三维模拟中每次循环进尺4 m，开挖完成后激活喷混及锚杆，上台阶开挖支护28 m后开始下台阶施工需要位置，计算主要施工步序如下：

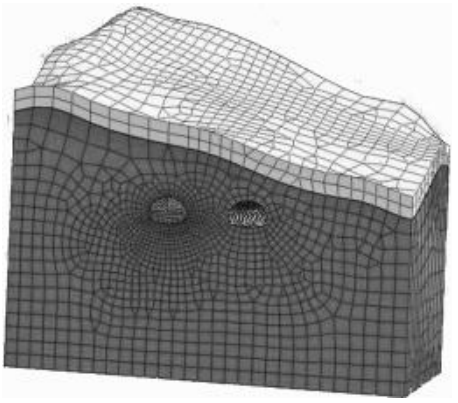


图 4　三维模型计算网格图

(1)初始应力计算。

(2)位移清零。

(3)左洞上台阶开挖支护。

(4)左洞下台阶开挖计算。

(5)施加边坡位移,模拟覆盖层滑移对隧道衬砌结构的影响。

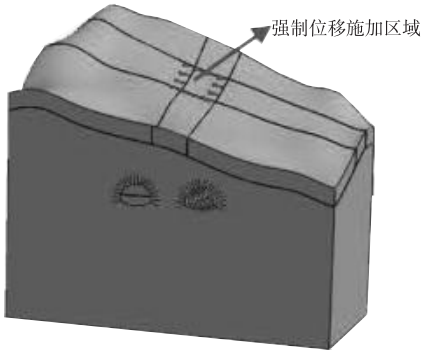


图 5　边坡位移施加区域模型图

2.1.5.2　结果分析

通过图 6、图 7 的三维计算分析,在施加边坡强制位移后,右洞衬砌主拉应力最大达4.29 MPa,主要沿拱顶及拱肩分布;左洞初支主拉应力最大值达4.52 MPa,超过衬砌混凝土抗拉强度。

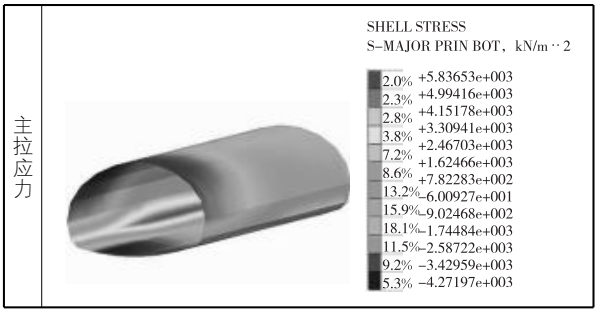


图 6　右洞衬砌应力云图

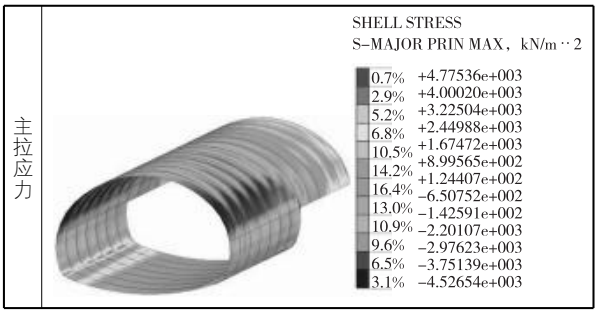


图 7　左洞衬砌应力云图

2.2　防治方法

根据模型中的数值分析可得,左洞洞口病害产生的原因为大跨度拱脚变形牵引山体变形滑动。右洞病害的原因如下:(1)地表裂缝存在多组不同时间形成的裂缝,存在多次山体较大变形;(2)左右洞围岩较为破碎,存在泥质风化夹层,易造成钢架刺入,拉裂山体,降低围岩自稳能力。

针对那良隧道左右洞出现的病害情况,采取以下防治措施:(1)立即封闭洞顶山体表面产生的裂缝,防止雨水下渗,采用黏土对裂缝进行回填夯实,并用砂浆进行封闭,砂浆厚度≥10 cm;(2)采用 ϕ 108 mm×6 mm锁脚钢管对左洞初支病害段拱脚进行加固处理,原则上所有钢架落脚的地方均应设置锁脚钢管,灌注浆液为 1∶1 的水泥浆;二村采用 C40 防水混凝土,厚度≥60 cm;(3)结合监控量测数据,按照“短进尺、小断面、早支护”的原则,加快左洞病害段初支仰拱闭合施工,初支闭合基本稳定后,开始二衬仰拱及拱圈进行施工,施工过程中应逐榀闭合钢架,缩小开挖步距,减小对山体扰动;(4)尽快施作左、右洞明洞,然后对洞顶进行回填,避免洞口边仰坡出现滑动,引起洞顶山体裂缝的加剧变形;(5)加快对隧道进口前方段路基左侧边坡抗滑桩的施工,抗滑桩范围需延伸至左洞明洞及两洞口间鼻梁处,应优先施工靠近隧道洞口处抗滑桩;(6)对山体下沉较大段落的地表采取化学注浆加固处理,注浆孔按梅花型布置,间距为2.5 m,注浆深度要求距隧道二衬1.5～2 m;(7)监控量测单位加密监测频率,加强对洞内初支、二衬及裂缝发展情况的监测,并根据监测结果进行动态施工调整。

3　结语

通过对隧道有限元模型进行数值模拟分析,并结合现场实际情况,综合分析得出以下结论:

(1)隧道开挖过程中会对边坡造成扰动,施工前及施工过程中需注意观察,并根据实际情况采取相应处治措施。

(2)根据 Midas GTS 软件边坡稳定 SRM 模块分析结果,单洞开挖过程中若发生边坡失稳,围岩应力再分布过程中,另一洞衬砌结构易出现受拉破坏。因此,在类似隧道施工中应注意以下几点:①左右洞在满足错开步距的前提下分先行后行洞进行施工,预留足够初支变形和稳定的时间,减少先行洞贯通后,后行洞施工对先行洞二衬造成的扰动,避免作为刚性结构的二衬因受力不均而产生裂缝;②隧道施

工若常出现掉块、滑塌现象，此时应注意山体的变化，当山体出现裂缝时应及时分析原因并及时妥当处置。

参考文献

[1]张洪彬，张国祥，安关峰，等.盾构隧道已开裂管片的受力变形特性[J].土木建筑与环境工程，2014，36(3)：52－58.

[2]刘　涛，唐　睿，寇海磊.盾构管片受力变形特性与病害发展分布规律关系研究[J].混凝土，2020(6)：143－147.

[3]关　达，刘　秀.重载铁路响沙湾隧道病害治理抗滑桩设计及预加固研究[J].现代隧道技术，2020，57(S1)：535－543.

[4]JTG/TD70－2010，公路隧道设计细则[S].

收稿日期：2021－11－18

（上接第39页）

$$Y = Qb = 235\ 000 \times 1.5\% = 3\ 525\ m^3 \quad (2)$$

式中：Y——粘壁混凝土回收量(罐车、搅拌设备)；

Q——拌和站共生产23.5万m^3混凝土；

b——混凝土罐车、搅拌设备残余量，取1.5%。

即本项目混凝土总回收量Z为：

$$Z = X + Y = 1\ 080 + 3\ 525 = 4\ 605\ m^3 \quad (3)$$

3.3.2　砂石回收量

(1)砂回收量

$$A_{砂} = Z \times B = 4\ 605 \times 0.869 = 4001.7\ m^3 \quad (4)$$

式中：——回收砂的量(t)；

Z——混凝土总回收量Z，取4 605 m^3；

B——每立方混凝土砂的含量，取0.869 t。

(2)碎石回收量

$$A_{石} = Z \times C = 4\ 605 \times 1.02 = 4\ 697.1\ t \quad (5)$$

式中：$A_{石}$——回收碎石的量(t)；

Z——混凝土总回收量Z，取4 605 m^3；

C——每立方混凝土粗骨料的含量，取1.02 t。

3.3.3　机洗用水回收量

机洗用水经过废料再生处理系统后，回收循环利用。

$$D = Z \times E = 4\ 605 \times 1.5 = 6\ 907.5\ m^3 \quad (6)$$

式中：D——机洗用水回收量(m^3)；

Z——混凝土总回收量Z，取4 605 m^3；

E——每立方混凝土机洗用水量，取1.5 m^3。

4　结语

本研究在贺州至巴马高速公路(蒙山至象州段)二期工程混凝土拌和站中，通过混凝土废料处理再生系统，整合泥浆压滤机、砂石分离机及沉淀池的技术优势，有效地分离和回收废弃混凝土中的砂和石，防止环境污染，节约能源，实现了资源的循环使用，践行绿色高速理念，助力生态文明建设。

参考文献

[1]王　海，郑红全.浅谈厢式压滤机在水利工程中的应用[B].中国水能及电气化，2017(11)：1－4.

[2]熊才勇，孟令超，佟治刚.浅析砂石分离机在混凝土拌和站的运用[J].科学技术创新，2018(12)：157－158.

[3]黎　阳.浅谈预拌混凝土搅拌站回收水系统应用技术[J].广东建材，2016(9)：66－68.

[4]陆贵超.当前我国混凝土拌和站主要技术研究与未来展望[J].西部交通科技，2018(1)：8－11.

[5]刘增辉，王海峰，成义勇，等.混凝土拌和站关键技术展望[J].工程建设与设计，2016(7)：136－139.

收稿日期：2021－10－20

机械化施工在公路隧道安全管理中的应用

蓝树雄，余永盛，黄伟伦
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章结合堆角隧道工程实例，介绍了三臂凿岩台车、湿喷机械手、多功能拱架台车及其他隧道机械化设备在公路隧道安全管理施工中应用的优点，并与传统施工工法进行对比，从人员投入、工时、质量、安全性等方面分析了机械化施工在公路隧道安全管理中所起到的作用，为同类工程的施工安全管理提供经验借鉴。

关键词：公路隧道施工；机械化；安全管理
中图分类号：U455.1　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.024
文章编号：1673－4874(2022)03－0088－04

0　引言

公路隧道施工正朝着机械化施工方向发展，各类机械化施工设备不断推陈出新。实现施工机械化不仅能从降低施工人员人数、减少施工作业时间、改善施工作业方式这几方面对施工人员提供安全保障，还能保障施工作业质量，提升结构安全性及耐久安全性[1]。在大跨径公路隧道施工过程中，新奥法施工理念中充分利用围岩自稳能力与及时支护封闭成环的观点，也是保障不良地质段大跨径公路隧道施工安全的重要手段，而机械化施工的高效则能够强化开挖支护循环作业的连续性，符合隧道施工早封闭的理念。国内外对隧道机械设备的性能、施工工艺、施工质量等都有深入的研究，本文通过对三臂凿岩台车、湿喷机械手、多功能拱架台车及其他隧道机械化设备在公路隧道施工中对安全管理起到的作用进行研究，为隧道安全管理提供借鉴和参考。

1　工程概况

堆角隧道为双洞分离式长隧道，位于广西壮族自治区百色市榜圩镇，隧道区地处低纬度地区，属亚热带季风性气候。隧道为双洞单向三车道，设计长度为1 282 m，设计时速为120 km/h。非加宽段最大开挖宽度为18.48 m，最大开挖高度为12.38 m，断面尺寸较大，施工难度较高。隧道区属构造剥蚀丘陵地貌，山体连绵，地形起伏较大。隧道岩性以粉砂质泥岩、砂岩和泥岩为主，围岩均为Ⅳ级、Ⅴ级，且存在冲沟、水平岩层等不良地质段，冒顶片帮、涌水突泥风险较高。

根据实际情况，现场投入三臂凿岩台车进行不良地质段钻孔作业；投入湿喷机械手

作者简介：蓝树雄(1973—)，高级工程师，主要从事公路工程安全管理工作；
余永盛(1997—)，助理工程师，主要从事公路工程安全管理工作；
黄伟伦(1995—)，助理工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

进行喷射混凝土作业；投入拱架台车进行钢拱架安装作业，力求解决大跨径隧道施工中风险过高，安全隐患较大的问题。

2 施工机械在隧道安全管理中的应用

2.1 三臂凿岩台车

项目采用湖南五新隧道 WD310D 电脑导向三臂凿岩台车。该电脑导向凿岩台车可以按照程序预设自动完成如钻孔定位、钻进、反馈与调整等一系列工作，也可完成系统锚杆钻孔安装作业，显著提升施工效率与精度，同时作业环境得以改善、劳动强度低。

三臂凿岩台车在爆破开挖与锚杆作业的安全管理方面有如下优点。

(1)通过电脑控制系统，辅以现场实际围岩条件人工调整参数，能根据钻爆设计精确控制钻眼角度及深度，避免补炮，节约工时，提升工序的衔接性，让断面更快支护成环，提升稳定性。同时，对比人工操作失误引起的断面超欠挖情况，开挖断面更为均匀，使衬砌支护结构受力更为均匀，提升衬砌结构总体安全性。

(2)钻孔时通过传感器反馈自适应控制压力值，减少钻具消耗，降低配件成本，减少设备维护耗时而提升工序的衔接性，让断面更快支护成环，提升稳定性。

(3)钻孔过程中设备仅需 2 人操作，采用全封闭式驾驶室，减少噪音与粉尘的伤害，减少职业病风险；无须开挖施工人员贴近掌子面施工，避免因排险不当或地质情况较差造成的落石、掉块风险，同时也避免了使用开挖台车作业时的高空作业风险。

(4)施工速度快，凿岩效率高，减少施工时间，提升工序的衔接性。

(5)避免人工清孔时孔渣造成的物体打击风险。

(6)避免传统风镐开挖中风水管破损产生的意外，如高压风管破损造成的物体打击事故，水管破损漏水导致隧道拱脚下沉等。

(7)避免空压机设备维护不当等产生的火灾、爆炸事故。

2.2 湿喷机械手

湿喷机采用耿力机械 GHP3015D 工程混凝土湿喷台车。该湿喷机械手能够高效进行湿喷作业，显著减少混凝土回弹量，并降低粉尘，营造较好的施工环境。

湿喷机械手在喷射混凝土作业的安全性方面有如下优点：

(1)无须施工人员贴近掌子面施工，同时也避免了使用开挖台车作业时的高空作业风险。

(2)及时高效封闭围岩，提升工序的衔接性。有效控制围岩松动变形，保证施工安全，提升断面稳定性、安全性。

(3)湿喷料可精确控制配合比，避免干喷过程中人工拌和操作不当而引起的强度不均、强度不足现象[2]。

(4)采用信号脉冲反馈，对速凝剂流量实时精确控制，使混凝土强度提升更快，更利于提前形成环向稳定结构。

(5)粉尘明显降低，降低职业病风险，同时避免因视线不佳产生的意外[3]。

(6)混凝土回弹量较少，减少因处理回弹料而耗费的风险区域作业时间。

2.3 多功能拱架台车

项目计划引进五新隧装 WXHLC1215 多功能拱架台车，可用于钢拱架安装与钢筋网铺设、锚杆安装作业；同时可兼顾质量检测、风水管安装、缺陷修复、注浆等多种高空平台作业。

多功能拱架台车在支护作业安全管理方面有如下优点。

(1)配备两支机械臂和两个工作平台，工人离掌子面较远，避免排险不当或地质情况较差产生的落石、掉块风险，作业环境更加安全，同时也降低了劳动强度。

(2)通过遥控操作，仅需 4 人即可完成钢架安装与钢筋网铺设，减少危险作业面所需的施工人员。

(3)机械化施工提高工作效率，安装一榀拱架仅需 20～30 min，加快工序循环，提升工序的衔接性，及时封闭成环，提升安全性。

(4)使用拱架台车安装钢拱架，间距、倾斜度、安装偏差等指标控制较好，能够提升钢架受力性能，提升结构安全性[4]。

2.4 其他机械化设备

此外，项目还投入自行式钢栈桥、自动防水板铺挂台车、液压衬砌台车进行衬砌作业，后期也将会投入电缆沟台车进行电缆沟槽作业。以下为这些设备在提升作业安全性方面的优点。

2.4.1 自行式钢栈桥

(1)保证仰拱施工周期的行人、车辆通行安全，同时保障平行作业的需求。

(2)保证仰拱填充强度达到规范要求的100%强度前的车辆通行,保障结构强度。

2.4.2 自动防水板铺挂台车

(1)减少人员频繁上下台车而导致高空坠落的风险。

(2)铺挂松弛有度,对比人工操作可更为方便地控制搭接宽度,保证防水板搭接质量,保障结构耐久性。

2.4.3 智能液压衬砌台车

(1)液压支撑约211 m^3混凝土,保障浇筑过程的安全,方便调整,保证衬砌厚度。

(2)采用平板振捣器与施工窗口插入式振捣棒结合振捣,避免出现衬砌不密实的现象。

3 传统施工工法与成套机械化施工对比分析

3.1 施工人员投入对比

以堆角隧道Ⅳ级围岩台阶法为例。隧道采用传统风钻爆破法施工时,按要求掌子面不得超过9人同时作业,但一循环上台阶钻眼需9人同时作业5 h,为了缩短工期,劳务队伍会增加作业人员数量进而缩短作业时间,加大了安全生产风险。表1为采用传统风钻爆破法进行施工,一循环所需人员数据统计表。

表1 传统施工工法作业人数统计表

序号	班组	一循环内传统施工工法作业人数(人)														
		第1天	第2天	第3天	第4天	第5天	第6天	第7天	第8天	第9天	第10天	第11天	第12天	第13天	第14天	第15天
1	开挖班	15	14	13	14	15	15	14	13	13	12	14	13	11	12	15
2	初支班	10	10	10	10	10	10	10	10	9	10	10	10	10	10	10
3	仰拱班	6	6	7	7	5	6	6	6	6	8	6	7	6	6	7
4	二衬	25	27	25	24	25	25	26	26	28	24	25	25	24	24	26
5	合计	56	57	55	54	55	56	56	55	56	54	55	55	51	52	53

替换成套机械化进行施工,对一循环所需人员进行统计,收集数据如表2所示。

表2 成套机械化工法作业人数统计表

序号	班组	一循环内成套机械化工法作业人数(人)														
		第1天	第2天	第3天	第4天	第5天	第6天	第7天	第8天	第9天	第10天	第11天	第12天	第13天	第14天	第15天
1	开挖班	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
2	初支班	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
3	仰拱班	6	7	7	7	6	6	6	6	6	5	6	5	6	6	6
4	二衬	17	18	19	17	18	18	17	18	19	18	18	18	17	18	17
5	合计	34	36	37	35	35	35	34	35	36	34	35	35	34	35	34

分析表1、表2,可以得出,采用成套机械化施工可降低隧道施工班组的人数,能够减少风险区域的施工人员人数,减少劳务成本,同时降低风险发生的概率。

3.2 所需工时对比

以开挖至下一次开挖作为一次循环作业,对一循环所需工时进行统计,收集数据如表3所示。

表3 每循环工时统计表

序号	班组	每循环所需工时(h)														
		第1天	第2天	第3天	第4天	第5天	第6天	第7天	第8天	第9天	第10天	第11天	第12天	第13天	第14天	第15天
1	风钻爆破法	17	17	16	17	18	17	17	17	16	16	21	20	17	18	17
2	成套机械化施工	13	13	14	15	13	12	12	14	12	13	14	12	13	14	13

分析表3可知,采用成套机械化施工可降低隧道循环施工次数,能够减少每循环作业所需时间,提高效率,保证支护作业的及时性,及时封闭成环,减少因支护不及时导致的围岩变形沉降,提升安全性。

3.3 整体质量对比

隧道施工质量是影响隧道施工过程与隧道完工后整体稳定性的重要因素。采用成套机械化工艺施工，对比传统施工方法，能够更有效地对施工技术规范与质量标准进行控制。

三臂凿岩台车能有效控制隧道超欠挖，保证后续施工初期支护、二次衬砌厚度，避免拱架因欠挖导致安装偏位等情况，使衬砌支护按照设计均匀受力，更为稳定。

湿喷机械手能够较好地解决初支空洞这一质量缺陷，确保安全性。

多功能拱架台车能对拱架的安装进行精准调整，从而控制拱架间距、倾斜度、安装偏差，保证保护层厚度，同时也方便进行连接钢筋的安装，保障拱架受力合理。

自行式钢栈桥能保证仰拱回填达到强度后再开发交通，避免出现开裂等现象，影响结构强度。

防水板台车能够较好控制防水板搭接宽度，避免搭接不足导致脱焊现象。

液压二衬台车能够通过充分振捣，确保衬砌背部密实，保证混凝土衬砌整体强度，提升安全性，同时其自身刚性可以保证墙面平整度。

3.4 整体安全性对比

成套机械化隧道施工设备能够多方位、多角度对隧道施工安全进行保障。

(1)减少危险区域施工人数，降低管理难度，使作业人员较为远离掌子面施工，减少落石、掉块风险，保障施工环境的安全性。

(2)提升工作效率，能够及时、迅速地封闭岩面，支护成环，有效控制围岩松动变形，保证施工安全。

(3)降低劳动强度、改善施工环境，减少施工人员因恶劣环境高强度施工而引发的危险。

(4)提升施工质量，提升隧道结构安全性。

4 结语

公路隧道施工通过采用成套机械化设备作业，不仅能够有效提升生产效率，节约人工成本，加快施工流程进度，缩短建设工期，还能有效保障施工过程中的安全，同时保证和提高工程质量，确保工程的结构安全性、耐久性[5]。公路隧道建设应朝着机械化施工方向发展，在发展过程中应考虑如双侧壁开挖法中的侧导坑这类狭窄作业场所限制，可往小型化、轻量化、智能化、信息化发展，同时降低设备成本，提升设备在各种环境中的适用性、可操作性，以覆盖更多的公路隧道工程作业，进而提升公路隧道施工的安全性。

参考文献

[1]贾志龙.公路隧道施工机械的科学配置探究[J].机电产品开发与创新，2021，34(2)：118－120.

[2]郭海斌.长大隧道混凝土湿喷机配套施工技术[J].山西建筑，2021，47(2)：141－142.

[3]刘吉昌，刘朝阳，王清标，等.长大隧道混凝土湿喷机配套施工技术[J].工程技术，2021，47(20)：112－113.

[4]姜 超，石修灯，路修强，等.拱架台车的研究现状与发展趋势[J].建筑机械，2020(9)：12－15.

[5]马殷军.山岭公路隧道机械化施工现状与展望[J].中国铁路，2020(12)：150－155.

收稿日期：2021－11－25

（上接第33页）

[6]赵春磊，许建力，李灏鹏.C55机制砂混凝土配合比与施工质量控制要点研究[J].西部交通科技，2021(6)：9－11，19.

[7]王 恒.机制砂级配对C80混凝土性能影响研究[J].煤炭工程，2021，53(8)：161－165.

[8]余泽文，袁飞飞，周孝军，等.机制砂石粉含量对混凝土性能影响研究[J].四川建筑，2021，41(4)：214－216.

[9]万 里.石灰岩机制砂石粉含量对C50混凝土性能的影响[J].福建建材，2021(5)：10－12.

[10]李北星，周明凯.石灰岩机制砂中石粉作掺合料对混凝土工作性和强度的影响[J].公路，2007(12)：141－145.

[11]李 林，张学峰，徐 斌，等.花岗岩机制砂石粉含量对混凝土性能的影响[J].交通科技，2021(3)：128－132.

[12]袁晓庭.机制砂石粉含量对混凝土性能的影响分析[J].工程机械与维修，2021(3)：182－184.

收稿日期：2021－11－23

公路隧道原位扩建开挖面精度控制分析

宁立宙，蓝健宁
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：为提高隧道原位扩建工程开挖面精度的控制程度，文章结合廷心隧道原位扩建工程项目实例，基于该项目所处的地质情况和改扩建工程的特殊性，采用弱爆破配合机械开挖的扩建方式，并根据不同围岩情况提出针对性的爆破方案。

关键词：公路隧道；原位扩建；超欠挖；精度控制
中图分类号：U455.4　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.025
文章编号：1673－4874(2022)03－0092－04

0　引言

公路交通建设一直是国家基础建设的重中之重，而随着公路建设的不断推进，隧道工程的建设也越来越多。据统计，21 世纪以来，我国公路隧道的年增长率高达 20%[1]，并且呈现出逐年加快的趋势。我国国土面积辽阔，地形地貌多样，隧道工程的建设面临着艰巨的挑战，但也因此推动了隧道工程技术的发展。目前，我国隧道工程建设在难度、数量以及规模上已居世界前列，继续推动工程建设的空间缩小。同时，早期建设的部分工程已不能满足日益增长的交通需求，在这一背景下，公路隧道工程的改扩建逐渐变成一种趋势[2-4]。

原位扩建属于常规采用的隧道扩建形式，需要将原有的隧道结构拆除，同时加大隧道断面面积，重新对其进行支护和衬砌。既有隧道在早期开挖过程中早已遭受多次扰动，原有的岩石结构已然遭到了破坏，只能通过人工支护进行平衡。而原位扩建不仅破坏了这个平衡，同时还需要加大隧道断面，多次的应力扰动使得开挖过程难度增大，这对开挖面的精度控制提出了更高的要求。

目前，我国在隧道原位扩建施工方面的工程实例较少，技术应用不够成熟。广西区内更是由于复杂的地形条件、成本技术限制等，在在建高速公路隧道原位扩建工程方面并无先例。本文基于廷心隧道单侧原位扩建工程，对隧道原位扩建开挖面精度控制进行分析，以期为隧道原位扩建方面的研究提供实例支撑。

作者简介：宁立宙(1987—)，工程师，主要从事公路工程路面与隧道施工技术管理工作；
蓝健宁(1996—)，硕士，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

1 工程概况

既有廷心隧道位于河池市大化瑶族自治县羌圩乡洪筹村，为分离式隧道。隧道总体走向正北，左线长 507.5 m，右线长 516 m，进出口路面设计高程分别为 211.781 m、208.961 m，属中隧道，是广西首个原位扩建的高速公路隧道工程。

廷心隧道原设计为双向四车道高速公路，现进行扩建至双向六车道。原隧道建筑限界：净宽为（0.75＋0.75＋2×3.75＋1.0＋1.0＝11.00）m，行车道净高为 5.0 m。扩建后隧道建筑限界：净宽为（0.75＋0.75＋3×3.75＋1.0＋0.75＝14.5）m，行车道净高为 5.0 m。

1.1 地质条件

隧道区属剥蚀低山地貌，地形起伏较大。廷心隧道穿越相同山体，地面高程在 210～339 m，相对高差约为 129 m。隧道洞身埋深不深，最大为109.6 m。进出口段山体斜坡自然坡角约为 40°～60°。隧道所穿越山体地层岩性主要为三叠系百逢组砂岩，隧道进出口段岩石较破碎，强风化，围岩等级Ⅴ级。洞身段岩石较完整，中等风化，围岩等级Ⅳ级，力学强度较高，抗风化能力强，工程地质稳定性较好。

1.2 水文条件

隧道区内无大的地表水体，主要为地表溪流，具有季节性，水流量受大气降雨影响较大。地表水沿覆盖层中的空隙或纵向裂缝垂直下渗，隧道开挖时洞室一般以淋雨或涌流状出水为主，局部裂隙发育。

2 开挖方案选择

在一般的隧道开挖设计中，围岩的破碎程度、节理裂隙发育程度以及岩石强度都是开挖技术方案选择中需要考虑的重要条件。而在改扩建工程中，还需考虑原工程拆除难度和拆除后围岩的扰动情况。

本改扩建工程涉及的隧道是已建成通车的隧道，仰拱、二衬、初支等结构物内有大量型钢拱架、钢筋网、超前导管和混凝土，强度高、体积大。同时，二衬表面光滑，表面混凝土在内部钢筋等的结合下较坚硬，仅仅使用破锤机破除速度十分缓慢，且破除过程中易发生碎石飞溅，容易造成人员受伤，破锤的钻头也会加速损伤，造成额外的更换成本。

依托工程隧道围岩以Ⅳ级、Ⅴ级为主，岩性多为中风化砂质页岩，岩质偏软，结构面松散或发育，胶结面一般，自稳能力差，使用少量的炸药即可对原隧道坚硬的二衬混凝土起到很好的碎裂效果，减少机械作业时间。

因此，项目采用弱爆破配合机械开挖的方法进行原结构物破除和开挖掘进工作。进洞方式为单洞双向掘进，以减少对另一侧洞口围岩的扰动。弱爆破碎明洞混凝土后，破锤机可轻松地将爆破后开裂松散的衬砌混凝土进行破除，配合挖机和土方运输车将废弃物运出。

3 爆破技术控制

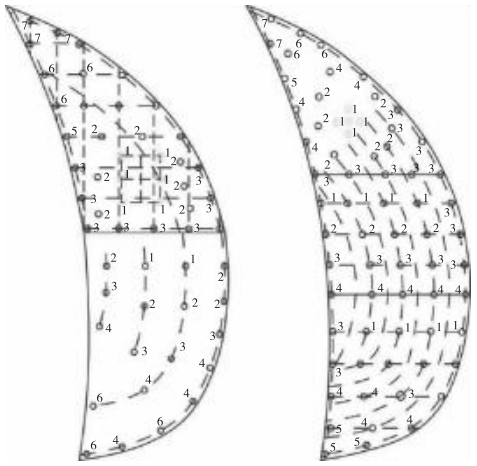
原位扩建隧道围岩经多次扰动已产生应力松弛，围岩整体变形比新建隧道大，同时扩挖侧围岩压力较大[5]，不适宜的爆破手段更容易造成超欠挖。因此，爆破方法和技术参数的选择尤为重要。

依托工程廷心隧道分为Ⅴ级、Ⅳ级围岩，结合爆破安全规程[6]，针对不同围岩等级采取不同的开挖方法：Ⅴ级采取单侧壁导坑上下台阶开挖法；Ⅳ级围岩采取上下台阶法掘进，其中上台阶分为两个区域爆破。

3.1 爆破参数

3.1.1 炮孔设置

项目针对不同的开挖方式制定了不同的炮孔设置方案，各开挖方式炮眼布置如图 1 所示。



(a)Ⅴ级围岩设置方案　　(b)Ⅳ级围岩设置方案

图 1 炮眼布置示意图

3.1.2 炮孔参数

(1)炮眼直径

采用气腿式凿岩机 YT28 钻孔，使用 40 mm 钻头，d＝40 mm。

(2)循环进尺

Ⅴ级围岩上台阶设计循环进尺 L＝1.3 m，下台

阶 $L=1.5$ m。Ⅳ级围岩段设计进尺为 1.5 m。

(3)炮孔深度

根据炮孔利用率计算孔深。炮孔利用率为85%，则Ⅴ级围岩孔深 $L=1.3/0.85=1.5$ m，Ⅳ级围岩段设计深度为 $L=1.5/0.85=1.8$ m。

(4)掏槽形式

Ⅴ级围岩与Ⅳ级围岩上台阶部分采用掏槽爆破方式开挖(见图 2)，掘进中掏槽效果的好坏直接影响隧道单侧壁导洞开挖的正常进行，因周边岩石的夹制作用大，所以炮孔不宜过深。

Ⅴ级围岩采用楔形掏槽，掏槽孔间距设计为0.6 m，排距为 1.0 m，开口宽度初步定为 1.0 m，掏槽孔深度为 1.6 m，装药系数为 0.60。现场可按照作业面实际情况调整掏槽角度和长度，掏槽孔比正常装药量多10%～20%，周边孔则减少 10%。

Ⅳ级围岩采用直眼掏槽，掏槽眼共 5 个，其中空眼 1 个，超深 20 cm，掏槽眼比正常眼装药量多10%～20%，周边孔则减少 10%。

结合工程经验，辅助眼和周边孔深度基本一致，掏槽眼深度一般超深 30～50 cm。施工时根据围岩实际情况，针对性处理并调整相关设计参数，不断完善爆破设计，力求达到最佳的爆破效果。

(5)辅助眼参数

辅助孔设计孔距为 0.7～0.9 m，排距为 0.6～0.8 m。由于本区段开挖形状不规则，采取多钻孔少装药的方法，确保爆破一次成型，按大致均匀、局部适当调整的原则布置。

(6)最大单响药量

最大单响药量根据实际情况确定，Ⅴ级围岩上台阶控制≤5 kg，下台阶≤3.75 kg，Ⅳ级围岩控制≤7.5 kg。

(7)每循环装药量

Ⅴ级围岩采取单侧壁导坑法开挖，以机械掘进方式为主，减弱松动爆破为辅，药量初步计算过程如下：

$$Q=\eta qLS \tag{1}$$

式中：q——单位炸药消耗量(kg)；

L——炮眼深度(m)；

S——开挖隧道面积(m²)；

η——炮孔利用率(%)。

经计算，Ⅴ级围岩上台阶整个断面爆破每循环理论用药量为：$Q=0.90\times0.80\times1.5\times14.53=15.7$ kg，下台阶为：$Q=0.95\times0.7\times1.5\times15.86=15.83$ kg；Ⅳ级围岩整个断面爆破每循环理论用药量为：$Q=1.0\times0.90\times1.5\times8.98=12.12$ kg。

(8)炮眼数确定

炮眼数量计算：

$$N=3.3^3\sqrt{fS^2} \tag{2}$$

式中：N——炮孔数量(个)；

f——岩石坚固性系数；

S——开挖隧道面积(m²)。

经计算，Ⅴ级围岩上台阶 $N=37$ 个，Ⅳ级围岩上台阶 $N=29$ 个。由于本开挖断面形状不规则，为便于控制截面形状，采取多钻孔、少装药的方式，实际取炮孔数会略少于理论值。

(9)装药结构和起爆顺序

需要爆破的周边眼、掏槽孔、辅助孔均采用不耦合连续装药结构，所有炮孔均堵塞≥30 cm 的炮泥。其装药结构如图 2 所示。

爆破的起爆顺序为：掏槽眼→辅助眼→底板眼→周边眼。采用多段微差起爆(由内向外)，微差时间为30～50 ms。同一次爆破使用同类型、同厂家的雷管。

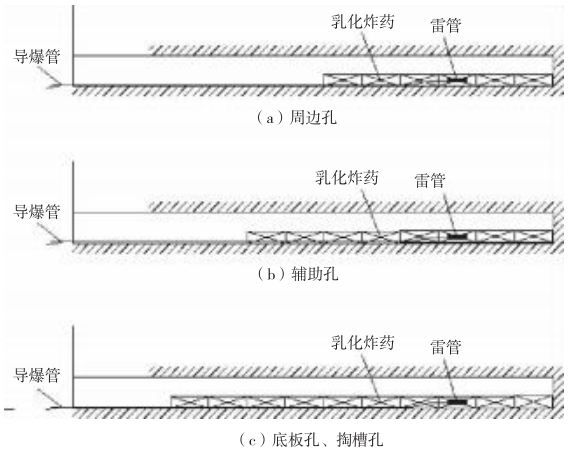


图 2　周边眼、辅助孔、底板孔、掏槽孔装药结构示意图

3.2　爆破安全验算

3.2.1　爆破振动对围岩及支护结构的安全距离验算

爆破地震波安全距离采用萨道夫斯基判据公式(针对隧道围岩)：

$$R=\left(\frac{K}{v}\right)^{\frac{1}{\alpha}}Q^{\frac{1}{\alpha}} \tag{3}$$

式中：R——爆破地震波允许的安全距离(m)；

Q——单段最大装药量，取 8 kg；

V——爆破地震安全速度(cm/s)，隧道爆破洞口或明洞段时，对高压线塔等建筑物爆破安全振动速度 V 按≤2.5 cm/s 控制，保护对象主要是一般的砖混结构的建筑物，取 $V=2.0$ cm/s；

K——介质性质系数，取 200；

a——地震波衰减系数，取 1.6。

表 1　安全距离计算结果表

距离(m)	实际振动速度(cm/s)	标准允许最大值(cm/s)	实际值与标准值的比较
1	606.3	15	实际值≥标准值
2	200.00	15	实际值≥标准值
3	104.5	15	实际值≥标准值
4	66.0	15	实际值>标准值
5	46.2	15	实际值>标准值
10	15.2	15	实际值>标准值
12	11.4	15	实际值<标准值
15	7.96	15	实际值<标准值
16	7.17	15	实际值<标准值

由表 1 可知，临近爆破点位置爆破振动速度的实际值远远大于标准允许值。因此，一般隧道爆破对围岩及临近爆破点的初支结构会造成一定的影响，在施工过程必须要加强对隧道围岩及支护结构(特别是初支结构)的检查并及时排除险情，方可进入下一步施工。

4　围岩地质与测量放线

4.1　围岩地质条件

围岩地质条件是隧道开挖造成超欠挖的主要影响条件。这里所指的地质条件主要为围岩中存在的裂隙、节理、断层、软弱夹层等使围岩结构变得脆弱的现象。一旦开挖过程中触及到这些地质现象，就难以让岩石照着预定的轮廓线崩落，从而造成超欠挖的情况。

围岩地质条件属于非主观条件，但也能采取一定的措施减小其对开挖精度的影响。首先就是做好围岩的地质勘察工作，为爆破参数的修改提供依据。详实的地质勘察资料，可以提供准确的受地质构造影响的脆弱面和脆弱部位的位置，从而让钻孔角度、钻孔位置等参数得到及时的更改，减小超欠挖的程度。

4.2　测量放线方面

精准的测量放线是控制超欠挖的有效手段。但由于隧道内能见度差，导致测量控制精度的困难性增大，放线误差大时，便会造成超欠挖的现象。因此，隧道的测量放线工作应该引起现场施工人员的更多注意。对于放线的标高和中线，一定要力保准确。这两个参数的偏差，会造成较大程度的超欠挖。同时，要做到勤测量，通过多次反复的确认，保证工作的精准程度。

5　现场施工效果

本文施工经验得以运用在廷心隧道原位扩建工程中。首先使用弱爆破进行既有隧道的衬砌拆除，在这一过程中注意爆破参数的选择，根据现场情况精细调整，尽可能避免产生过大震动，随后机械开挖至隧道轮廓线。根据现场情况，该工程在施工中超欠挖程度小，初支均匀，喷混凝土用量小，取得了良好的施工效果。

6　结语

本文依托廷心隧道的工程建设，对公路隧道原位扩建开挖面的精度控制开展了研究，将开挖面精度控制技术分为多个方面进行分析：首先是开挖技术方案的选择，项目充分考虑了工程自身的地质情况，采取了有效的开挖方式；其次是爆破技术的控制，根据不同的围岩情况设置不同的爆破方案和技术参数，同时根据现场情况灵活调整；最后在减少围岩超欠挖和测量放线误差上提供了意见，最大限度地保证了开挖面的精度，使工程得以顺利进行。本文研究成果可为今后类似工程的建设施工提供参考。

参考文献

[1]《中国公路学报》编辑部.中国隧道工程学术研究综述·2015[J].中国公路学报，2015，28(5)：1－65.

[2]张俊儒，吴　洁，严丛文，等.中国四车道及以上超大断面公路隧道修建技术的发展[J].中国公路学报，2020，33(1)：14－31.

[3]林立宏，朱爱山，康三月，等.楼山隧道原位扩挖方案比选研究[J].西部探矿工程，2020，32(10)：177－180.

[4]李永山，陈良兵，黄锦春，等.特大断面隧道原位扩建的施工力学特性分析[J].路基工程，2018(2)：201－206.

[5]胡居义，黄伦海.原位扩建隧道围岩变形及力学特性研究[J].公路交通技术，2011(6)：83－87.

[6]GB 6722－2014，爆破安全规程[S].

收稿日期：2021－11－20

综合勘探在大跨径隧道穿越冲沟浅埋段的应用

陈博文，赵启雄，戴　军
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：为解决大跨径隧道冲沟浅埋段施工安全问题，文章以实际工程项目为背景，应用综合勘探技术对隧道地质水文情况、掌子面围岩情况及围岩变形情况进行科学性分析，为隧道工程设计提供准确数据，并依此制定相应的专项施工方案，从而提高隧道施工的安全性。

关键词：大跨隧道；冲沟浅埋段；地质勘查；超前地质预报；监控量测
中图分类号：U452.1+1　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.026
文章编号：1673-4874(2022)03-0096-05

0　引言

百色市属典型的三叠系地层，在修建隧道时，极易遇到冲沟浅埋段等不良地质体，其整体施工难度大，尤其对于大跨径隧道在复杂浅埋地质情况下的施工技术要求较高[1]。采用隧道综合勘探技术可以更好地了解工程地质特征、水文条件、围岩等级及沉降数据等，并能够获取相关的图像资料。目前，地质勘测技术主要应用工程物探方法，使用该方法可以准确绘制出地质断面图和工程物探曲线图，从而对隧道结构周边地质的土石分界和风化层厚度有更准确的把控。超前地质预报技术主要采用地质调查法和地质雷达法，可以对隧道围岩情况进行具体描述、分级，从而确定隧道施工的具体支护参数。监控量测技术主要是应用数码相机、收敛计、全站仪等测量工具对隧道施工过程中的围岩和支护系统的稳定状态进行监测，从而实现动态管理，确保隧道工程施工质量和进度。因此，采用综合勘探技术可以从宏观、较微观及细观角度加强隧道工程施工的安全稳定性。综合勘探技术应用流程如图1所示。

本文依托黎明二号隧道进口浅埋段实际工程，利用地质勘查技术对隧址区地形地貌、地层岩性及水文地质条件等进行勘察，通过超前地质预报对掌子面围岩级别进行判定和不良地质体的探测，并结合动态监控量测技术对拱顶下沉、周边收敛、地表下沉检测数据进行回归分析，综合分析冲沟浅埋段围岩变形位移规律，以便对冲沟浅埋段施工制定合理的支护参数和预防加固措施，对以后的隧道冲沟浅埋段施工具有一定的参考价值[2]。

1　工程概况

本隧道为双向六车道大跨径分离式隧道，设计时速为120 km/h，净宽为18.25 m，净

作者简介：陈博文(1985—)，高级工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
赵启雄(1995—)，硕士，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
戴　军(1992—)，工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

高为 10.27 m，隧道简要信息如表 1 所示。沿线隧道浅埋段共有 5 处，冲沟信息如表 2 所示。由表 2 可知，冲沟 3 桩号与隧道左洞桩号相交，并且与隧道相交处沟底高程最小，具有一定的代表性。因此，本文选择冲沟 3 对隧道左洞冲沟浅埋段施工进行分析。

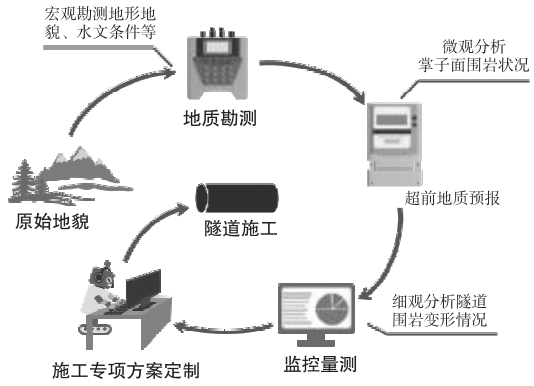


图 1　综合勘探技术应用流程图

表 1　隧道简要信息表

位置	起讫桩号	路基设计高程(m)	设计长度(m)	最大埋深(m)
左幅	ZK5＋098～ZK7＋167	340.655～364.342	2 069	189.875
右幅	YK5＋065～YK7＋130	340.159～364.623	2 065	201.046

2　冲沟浅埋段地质状况

2.1　地质勘查

隧道工程地质勘查可以准确确定出围岩级别、水文条件等，为后续的设计与施工提供有效资料[3－4]。本次勘探主要采用工程地质调绘与物探相结合的方式进行，对隧址区内地层岩性、地质构造、不良地质现象的分布、隧道地区覆盖层及基岩风化层厚度、岩体破碎程度等进行分析。

表 2　冲沟信息一览表

冲沟序号	冲沟走向(°)	截面形状	宽度(m)	切割深度(m)	与隧道相交桩号	与隧道相交沟底高程(m)	冲沟处隧道设计高程(m)	沟底与隧道高差(m)
冲沟 1	305～60	U	10～20	1～2	不相交	—	—	—
冲沟 2	260～305	U	2～3	2～3	不相交	—	—	—
冲沟 3	227～336	U	5～15	2～4	ZK5＋335	365～362	约 344	12～18
冲沟 4	255～310	U	8～10	2～3	YK5＋835	397～409	约 352	45～57
冲沟 5	80～175	U	6～10	2～5	不相交	—	—	—

2.1.1　地形地貌、地质水文概况

隧道区属构造剥蚀丘陵地貌，地形较陡。地层主要由第四系残坡积层(Q^{el+dl})和三迭系中统百逢组(T_2b)组成，岩层产状、节理和裂隙变化较大。隧道区下伏基岩主要为泥质粉砂岩、砂岩，局部夹泥质粉砂岩和页岩，多以薄～中厚层状构造为主，裂隙多以风化裂隙为主，发育密度大。地表水体主要为场地中冲沟内的小水沟，长年流水，但水量小。地下水主要为赋存于第四系覆盖层中的孔隙水及基岩中的破碎带及构造裂隙水。

2.1.2　工程物探方法

由于测区内浅部和较深部基岩的破碎程度、富水状态与其周边岩土体间等均存在明显的电性(如介电常数、电阻率、电导率等电性参数)差异和弹性纵波波速差异，因此采用浅层地震折射波法和高密度电法进行勘查[5－6]。

浅层地震折射波法勘查采用岳阳奥成 HX－DZ－02A 型多道数字高分辨率地震仪，利用相遇追逐观测系统，布置 24 道检波器，检波距为 5 m、追踪炮偏移 10 m。高密度电法勘查采用重庆奔腾数控技术研究所生产的 WDA－1 多功能数字直流激电仪，电极极距为 10.0 m，电极数为 60/80 个，观测 29/31 层。然后结合地质测绘资料等进行综合分析，绘制冲沟 3 剖面推断地质断面图(如图 2 所示)及工程物探曲线图(如图 3 所示)。

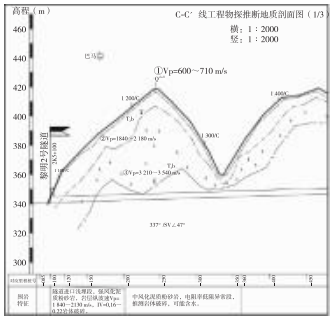


图 2　冲沟 3 剖面推断地质断面图

由图 2 可知，冲沟 3(ZK5＋120～ZK5＋360 段)岩土为中风化泥质砂岩，岩土特征为灰黑色，泥状结构，中厚层状构造，岩质较硬，节理裂隙发育，岩体破碎，可能含水。由图 3 分析可知，测区浅部地层视电阻率

值多在 800～20 070 Ω·m 以内，呈明显的较低阻状，深部电阻率多在 500～1 500 Ω·m 以内，局部呈现低阻状，主要为局部岩体裂隙发育，岩体破碎引起的低阻异常。在物探测线范围内，隧道冲沟 3 位置对应里程在设计隧道埋深部位出现圈闭状低阻异常，推测该处岩体破碎，对拟建隧道影响较大，建议设计隧道围岩级别时适当降低该段的围岩等级，在施工时做好防水、防崩塌措施。

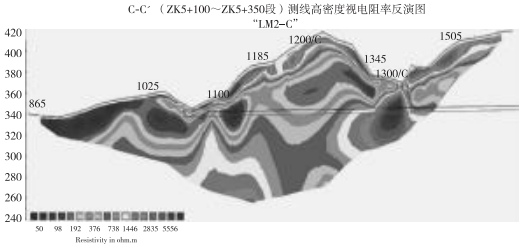


图 3　冲沟 3 工程物探曲线图

2.2　超前地质预报

超前地质预报的应用可以进一步查明隧道掘进工作面前方的地质情况，为制定隧道施工方案提供一定的依据[7-8]。本次地质预报采用地质调查法和地质雷达法对隧道冲沟 3 段进行探测分析，其中地质雷达法采用 impulse Radar CO1760 全数字双频探地雷达。雷达测线布置如图 4 所示。

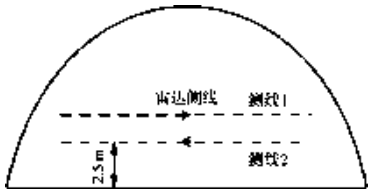


图 4　隧道掌子面地质雷达测线布置图

2.2.1　地质调查法

地质调查法是以岩石、地层、构造及地貌等为对象，以地质学为指导，以观察研究为基础的调查工作。因此，通过对隧道当前冲沟浅埋段掌子面（ZK5＋335）现场情况分析可知：掌子面围岩自稳能力差，无支护易掉块、塌方，岩体以中风化粉砂岩夹泥岩为主，总体破碎，结合差，节理裂隙发育，局部泥质等软弱夹层发育，岩质较软～较坚硬，结构类型为碎裂状结构，掌子面整体湿润，局部有滴水现象。

2.2.2　地质雷达法

采用地质雷达法可以直接观测出岩体结构内部的稳定状态、岩性及风化程度、完整程度、坚硬程度、地下水情况等。通过对原始采集的地质雷达数据进行静态校正、增益调整、去直流漂移、滤波、压制和剔除干扰波及突出有效波等处理后，处理结果如图 5 所示。

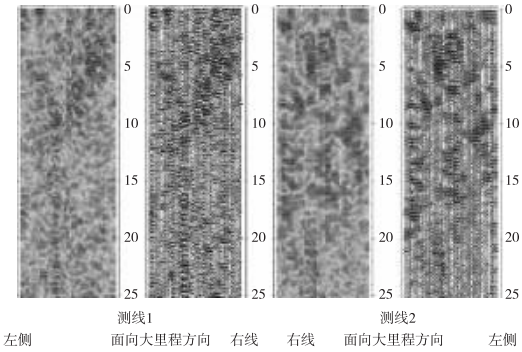


图 5　里程 ZK5＋335 处地质雷达探测成果图（m）

通过当前掌子面的地质情况，结合对地质雷达波图像的辨识及地质条件的综合分析可知，隧道掌子面前方 0～25 m（即 ZK5＋310～ZK5＋335）范围内雷达反射波以不均匀的中频为主，局部同相轴相连续，无明显规律，局部幅值较强。结合掌子面围岩情况，推测该区域围岩岩体节理裂隙发育，软弱夹层发育，岩体总体破碎，结合差，围岩自稳能力差，开挖后极易掉块、坍塌。

因此，根据本次预报预测的围岩情况，结合现场实际情况，建议探测里程段内施工围岩等级如表 3 所示。

表 3　设计围岩等级与预报建议围岩等级

序号	里程区段	设计围岩等级	建议施工围岩等级
1	ZK5＋310～ZK5＋335	Ⅳ	Ⅴ

2.3　监控量测

监控量测能够对隧道围岩的变形情况、隧道支护的下沉情况以及支护结构的动态变化等进行测量，帮助工程技术人员及时发现和解决隧道变形问题，保障隧道工程的施工质量和使用安全[9-10]。根据该隧道工程的具体情况，对洞内冲沟浅埋段（ZK5＋335）监控测定布设如图 6 所示，隧道断面拱顶下沉、周边位移情况如表 4 所示。

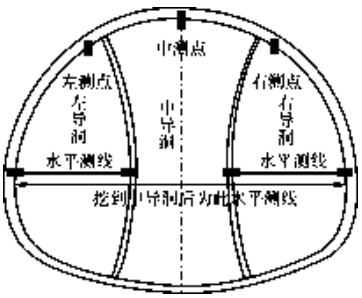


图 6　洞内测点布置图

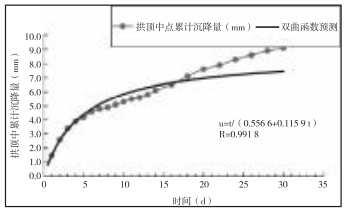
由表 4 可知：通过黎明二号隧道进行为期30 d的监测，拱顶累计位移为 9.1 mm，最大速率为

0.2 mm/d；周边累计位移为7.0 mm，最大速率为0.2 mm/d。位移－时间曲线如图7所示。

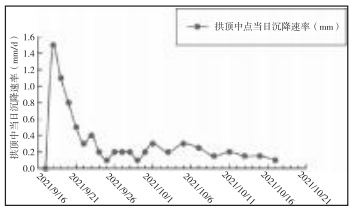
根据图7中拱顶累计沉降量曲线和上、下台阶累计周边位移曲线可以看出，该冲沟段围岩变形、拱顶沉降量、周边收敛较大，随着支护参数的加强，各参数均得到有效控制，但拱顶及周边依旧存在继续变形的趋势，进而需要采取针对性措施对该冲沟段进行加固，从而提前预防因沉降量过大而发生安全事故。

表4　周边位移、拱顶下沉监控量测统计表

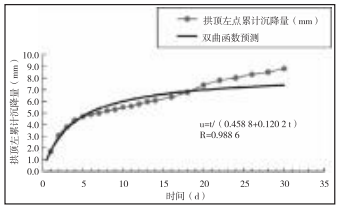
监测时间(d)	参数	侧线点	累计位移(mm)	期末速率(mm/d)	预留变形量(mm)
30	拱顶下沉	拱顶中测点	9.1	0.1	180
30		拱顶左测点	8.8	0.2	
30		拱顶右测点	8.8	0.1	
30	周边位移	上台阶水平测线	7.0	0.1	
11		下台阶水平测线	4.9	0.2	



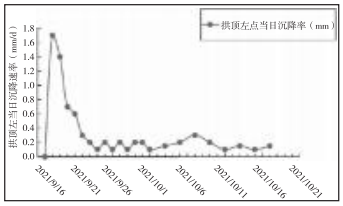
(a)ZK5＋335段拱顶中累计沉降量



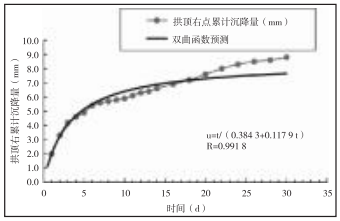
(b)ZK5＋335段拱顶中当日沉降速率



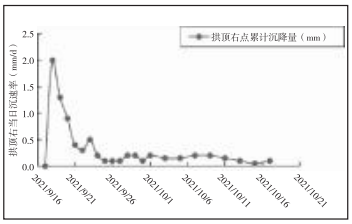
(c)ZK5＋335段拱顶左累计沉降量



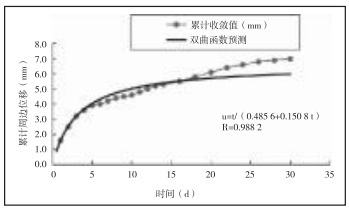
(d)ZK5＋335段拱顶左当日沉降速率



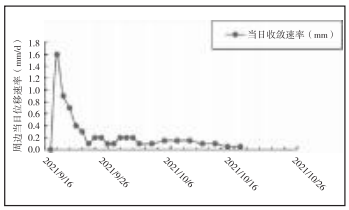
(e)ZK5＋335段拱顶右累计沉降量



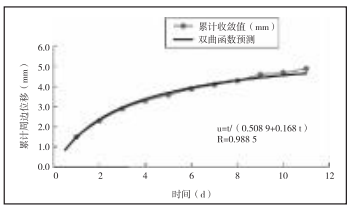
(f)ZK5＋335段拱顶右当日沉降速率



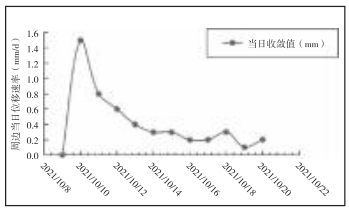
(g)ZK5＋335段上台阶累计周边位移



(h)ZK5＋335段上台阶当日周边位移速率



(i)ZK5＋335段下台阶累计周边位移



(j)ZK5＋335段下台阶当日周边位移速率

图7　ZK5＋335段断面监控量测位移－时间曲线图

3 施工方法

根据综合勘探技术监测结果，针对该冲沟浅埋段应进行加固处治。加固处置方案图及现场施工图如图 8 所示。处置方案为注浆加固、地表硬化、回填黏土与种植土三种方式，具体方案如下：

(1)加固注浆管布孔采用矩形布孔，注浆管采用 ϕ 42 mm×4 mm 开孔钢管，钻孔角度与水平面垂直。

(2)注浆管深度要求在隧道范围内，深度达到外侧，在隧道两侧应深入破裂面≥2 m。在施工过程中如遇注浆量突增情况，应加密加深注浆孔。

(3)注浆采用水泥液浆，水泥浆水灰比为 1∶1，水泥标号为 42.5。

(4)施工顺序为清表并平整场地、成孔、分段注浆。

(5)注浆应自上而下分段进行，分段长度应控制在 5 m 以内。

(6)注浆完毕后在隧道埋深处 5 m 的地方回填水泥土。

(7)铺设@20 cm×20 cmϕ 8 mm钢筋网并浇筑 30 cm 厚 C25 混凝土进行地表硬化，回填 30 cm 厚黏土和 30 cm 厚种植土，并植草绿化。

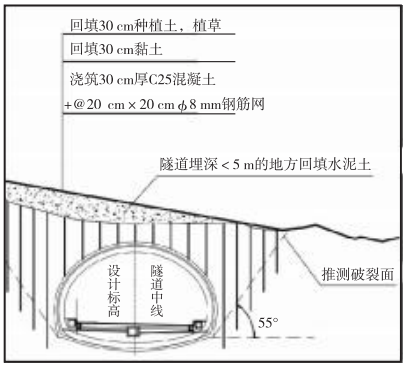


图 8 冲沟浅埋段加固区示意图

根据上述处置方案进行施工后，顺利通过该冲沟浅埋段。

4 结语

本文通过综合勘探技术对黎明二号隧道冲沟浅埋段地质情况、围岩特性及围岩变形位移监测数据进行分析可知：

(1)在隧道通过冲沟浅埋段时，由于自然环境的影响，埋深较浅，围岩等级较低，风化程度较为严重。在施工过程中，围岩自身易破碎，位移变化较大，掌子面出现坍塌风险较高。

(2)采用综合勘探技术对施工前围岩情况进行探查、监测，能够对后续施工提供一定的依据，从而可以对原设计进行优化，达到指导施工的目的。

(3)在通过冲沟浅埋段时，需要根据具体的地质、围岩、沉降情况，采取相应的加固措施，防止安全事故的发生。

参考文献

[1]Jiao Pengfei，Xiao Zhang，Xinzhi Li，et al.Optimization Analysis of Construction Scheme for Large－Span Highway Tunnel Under Complex Conditions[J]. Archives of Civil Engineering Volume，2018，64(4)：55－68.

[2]师永翔.综合勘探在隧道工程地质勘察中的应用研究[J].黑龙江交通科技，2021，44(6)：137－140.

[3]赵文财，范飞飞，李子琦，等.基于大管棚支护的大断面黄土隧道穿越冲沟地貌控制效果分析[J]. 公路，2020(8)：380－385.

[4]杜 巍.隧道工程地质勘察相关阶段的技术要点[J].建材与装饰，2019(17)：232－233.

[5]宋 澍.高密度电法在公路工程地质勘察中的应用[J].绿色环保建材，2021(8)：98－99.

[6]范 磊.浅层地震反射波法在地质工程勘探中的应用研究[J]. 华北自然资源，2021(4)：42－43.

[7]王自龙.基于超前预报与监控量测的隧道浅埋段稳定性分析[J]. 中国水运，2018，18(4)：212－213.

[8]陈小冬.隧道超前地质预报的技术研究[J].中华建设，2021(7)：130－131.

[9]刘小俊. 基于施工监控量测技术的公路隧道围岩稳定性研究[D].成都：西南交通大学，2017.

[10]廖浩然，张青鹏. 高速公路隧道施工监控量测技术应用[J].交通世界 2021(20)：149－151.

收稿日期：2021－11－20

双侧壁导坑法在大跨度软弱围岩隧道的应用

廖巧玲，赵启雄，戴　军
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章依托天峨（黔桂界）至北海高速公路（巴马至平果段）2号隧道工程项目，介绍了大跨度软弱围岩隧道初喷工艺和双侧壁导坑法施工过程及工艺，并对施工过程中的控制要点进行总结，对临时支护拆除技术进行优化，最后探讨了工法体系转化的可能性。结果表明：初喷工艺可以提高围岩的自承能力；施工过程中一定要按照设计施工，保证隧道施工质量；对临时支护拆除技术进行优化后可提高隧道结构的稳定性；采用上台阶双侧壁、下台阶全断面开挖对施工进度有所提升，但施工安全稳定性具有一定的风险。

关键词：双侧壁导坑法；大跨度软弱围岩；初喷工艺；临时支护拆除技术；工法体系转换
中图分类号：U455.7　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.027
文章编号：1673-4874(2022)03-0101-04

0　引言

随着隧道跨度的增大，高度基本保持不变，导致隧道的高跨比减小，使隧道开挖后应力重分布差，表现为拱顶不稳定且存在较大的松弛地压，对围岩稳定和结构受力产生不利影响。而双侧壁导坑法作为大跨度软弱围岩段的主要施工工艺，是一项边开挖边支护的施工技术，其主要原理是将整个隧道分为左、中、右3个小断面施工，先进行左右洞的施工，再进行中导洞的施工，最后拆除临时支护形成一个完整的全断面。其主要针对高跨比小、围岩地质条件较差等情况，可有效降低隧道围岩的沉降，因此，其对施工工艺要求极为严格。

近年来，关于双侧壁导坑法在大跨度隧道的应用广受学者们关注。陈磊[1]介绍了双侧壁导坑法的施工特点及工艺原理，重点对其工艺流程、施工步骤及操作要点进行详细论述，提出了施工注意事项；王训[2]结合某工程案例，对大断面单洞四车道隧道施工中采用的三台阶七步开挖工艺以及双侧壁导坑工艺进行了分析，总结了施工要点；Huang M等[3]采用有限元分析方法，对超大断面隧道开挖过程进行有限元模拟，揭示了大断面隧道开挖变形机理，并优化了相关施工技术；潘朝雄[4]以高速公路隧道Ⅴ级围岩浅埋软弱围岩段为计算对象，针对双侧壁导坑施工工艺对施工方案进行优化，并对施工关键技术进行了设计和研究；史智超[5]以实际工程为例，分析了大跨径隧道双侧壁导坑法施工过程及工艺，得出现场实际施工过程中应针对其优缺点进行合理规划与设置，扬长避短，保证隧道施工安全。

目前，关于隧道双侧壁导坑法在施工前、中、后的整体性研究较少，所以本文以实际工程项目为背景，对其整体施工工艺进行分析、优化，为以后类似隧道施工提供一定的借鉴。

作者简介：廖巧玲（1988—），工程师，主要从事公路工程桥梁与隧道施工技术管理工作；
赵启雄（1995—），硕士，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作；
戴　军（1992—），工程师，主要从事公路工程隧道施工技术管理工作。

1 工程概况

天峨(黔桂界)至北海高速公路(巴马至平果段)位于河池市及百色市,其中,百色市属典型的三叠系地层,场地内岩性以泥岩为主,夹砂岩。本文以 2 号隧道为研究对象,其设计时速为 120 km/h,双向六车道,设计内轮廓净宽为 19.18 m、净高为 11.19 m。具体隧道信息如表 1 所示。

表 1 隧道信息表

隧道名称		起讫桩号	长度(m)
2 号隧道	左洞	ZK5+098～ZK7+167	2 069
	右洞	YK5+070～YK7+155	2 085

2 初喷工艺分析

初喷工艺能够有效控制围岩掉块现象的发生,尤其针对砂岩及泥质砂岩等围岩自稳能力差、较破碎的工况。在采用双侧壁导坑法施工前进行初喷工艺的施工具有一定的必要性。

为验证初喷工艺要求的科学性,本研究在 2 号隧道出口左洞监测段落 ZK7+045～ZK7+009 针对性地布设两个监测断面,如图 1 所示。该段围岩等级均为Ⅴ级围岩,监测时间均为 40 d。于 ZK7+035 断面出渣完成后即进行初喷,ZK7+030 断面出渣完成后不施作初喷。收集这两个断面沉降数据进行对比分析,监测结果如图 2 和图 3 所示。

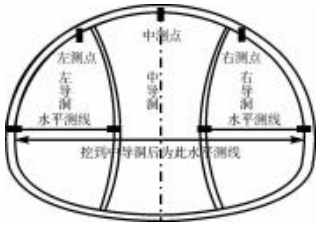


图 1 双侧壁导坑法施工测点布置图

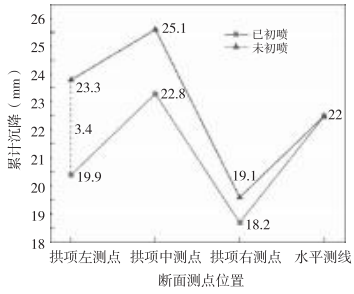


图 2 断面累计沉降对比曲线图

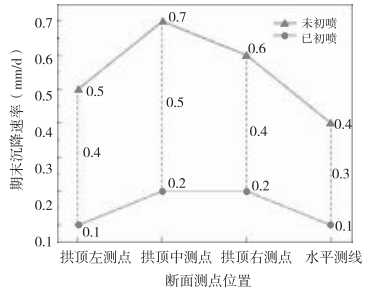


图 3 断面测点期末沉降速率对比曲线图

由图 2 和图 3 分析可知:进行初喷工艺施工断面各测点的沉降累计位移和期末沉降速率相对未进行初喷工艺施工断面的要小。其中,拱顶左测点累计位移差值达 3.4 mm,拱顶中测点期末沉降速率差值达 0.5 mm/d。这主要是因为初喷工艺可以帮助围岩发挥和提高自承能力,防止岩体发生风化和松弛,从而可以减小掉块现象和坍塌事故发生的可能性。因此,隧道开挖排险后应立即对岩面进行初喷混凝土施工,再进行初期支护。

3 双侧壁导坑法施工工艺及控制要点

3.1 双侧壁导坑法施工工艺

由于 2 号隧道出口左洞段属浅埋施工区域,该处的地质以破碎状为主,缺乏完整性与稳定性,因此采用双侧壁导坑法进行施工,并将其划分为 7 个部分,按顺序开挖。具体分布情况如图 4 所示,施工流程如图 5 所示。

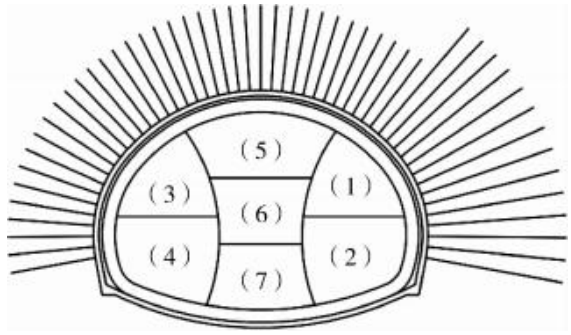


图 4 双侧壁导坑施工区域划分简图

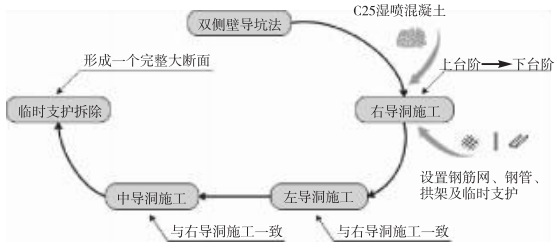


图 5 双侧壁导坑施工流程图

3.1.1　右导洞施工

首先根据图纸进行测量放样，再进行区域(1)开挖，开挖后采用C25混凝土进行初喷作业，喷射厚度≥4 cm，然后进行钢筋网、拱架及临时支护的安装，其中，钢筋网型号为 ϕ 8 mm，布置间距为20 cm×20 cm；拱架采用I18型钢，纵向间距为50 cm；临时支护采用I18工字钢作为支撑钢拱架结构。考虑到钢拱架的稳定性要求，需在钢架底部布设2根长为4 m、壁厚为3.5 mm的 ϕ 42 mm无缝钢管，作为锁脚钢管。最后再进行复喷混凝土施工，喷射厚度需达到28 cm，每循环施工进尺为1.5 m。

在区域(1)施工完成后，即开展区域(2)开挖。在区域(1)初喷混凝土施工后，边墙施工阶段需要进行注浆加固，其中，钢管型号为 ϕ 42 mm，长度为4 m，环、纵间距为1 m，在0.5 MPa条件下注入水泥浆，通过水泥浆的凝结作用，对围岩进行有效加固。

3.1.2　左导洞施工

左导洞施工与右导洞施工工序一致，先进行区域(3)施工，再进行区域(4)施工。

3.1.3　中导洞施工

在区域(4)施工达9 m后，方可开展中导洞上台阶区域(5)的施工，其工序与区域(1)施工一致；待区域(5)施工进尺达两个循环后方可进行区域(6)施工，工序与区域(1)施工一致；在区域(6)施工结束后且无质量问题，再按照区域(1)施工工序进行区域(7)的施工。

3.1.4　临时支护拆除及工艺优化

在主洞型钢与侧导洞临时拱架连接位置，设计采用M20高强螺栓进行连接，如图6所示。遵循施工规范的要求，喷射混凝土需与掌子面密贴，有效控制围岩松动变形，保证施工安全。但此做法由于高强螺栓全部被喷满，不利于拆除，对临时支护的整体拆除有较大的影响。且现场对连接位置直接使用炮机进行暴力拆除，导致拆除面平整度降低，部分位置喷射混凝土剥落开裂，有一定的安全隐患。

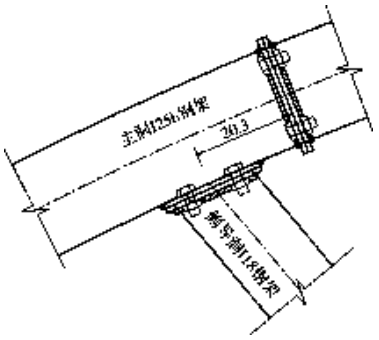


图6　主洞型钢与侧导洞型钢连接示意图(cm)

3.1.4.1　规范工艺

临时拱架拆除要求布置变形观测点对拆除前后进行监控，初期支护稳定后进行拆除，确保安全。凿除喷射混凝土过程中，应逐榀钢架自上而下进行。凿除过程中，下方严禁行人机械通过。

3.1.4.2　工艺改进

预先在连接板位置对高强螺栓使用土工布进行包裹保护。在监控量测数据符合规范要求的基础上，对连接位置预留不喷。后续拆除即可先拆除高强螺栓，再整体拆除临时拱架。

对连接位置预留不喷，后续拆除即可先拆除高强螺栓，再整体拆除临时拱架，拆除后连接位置的平整度较好。因此，对临时支护拆除技术的优化具有一定的积极作用。

3.1.4.3　性能分析

针对上述工艺的改进，利用监控量测技术分别对两种拆除方式进行监测数据对比，如表2所示。

表2　不同拆除方式的监控数据对比表

监测段落	断面桩号	监测时间(d)	至开挖面距离(m)	累计位移(mm)	期末沉降速率(mm/d)	备注
YK7+055～YK7+020	YK7+045	54	22	19.0	0.3	预留不喷
		39		18.4	0.2	
YK7+055～YK7+020	YK7+035	45	12	22.0	0.3	直接喷满
		19		21.0	21.0	

由表2分析可知，连接位置预留不喷相比较于连接位置喷满，累计位移及期末沉降速率数据都要偏小。这主要是因为如果直接满喷再暴力拆除，会直接影响结构的整体性，使连接处受力不均匀。因此，采用连接位置预留不喷的方法无论从施工进度和施工质量来对比均要优于满喷。

3.2　双侧壁导坑法施工控制要点

侧壁导坑形状近似于椭圆形断面，结合现场施工图纸得出以下施工控制要点：

(1)在采用双侧壁导坑开挖之前，导坑跨度宜为整个隧道跨度的1/3。

(2)施工中应注意左右导坑施工时应前后拉开距离≥15 m；导坑与中间土体同时施工时，导坑应超前30～40 m；各导坑上下台阶距离为5～10 m。

(3)支护的型钢支架，需严格按设计位置预留孔，保证超前钢管的打设支护。另外，辅助初支施工的混凝土预制垫块等，需提前制作好，以保证隧道施工质量。

4 工法体系转换

对采用双侧壁导坑法施工的隧道，根据现场开挖下台阶实际的基岩情况，取消下台阶临时支撑，采用全断面进行分幅开挖，尽早闭合仰拱钢架，实现整个隧道断面拱架成环，即先行导洞上台阶开挖→后行导洞上台阶开挖→中导洞上台阶开挖→下台阶分幅施工。

为验证该工艺的可行性，本研究在 2 号隧道进口左洞监测段落 ZK5＋158～ZK5＋207 进行双侧壁导坑法施工，针对性地布设两个监测断面，测点布置与图 1 一致。在 2 号隧道出口左洞监测段落 ZK7＋045～ZK7＋009 进行上台阶双侧壁、下台阶全断面开挖施工，同样根据图 1 布设两个监测断面。其中，此两段围岩等级均为Ⅴ级围岩，监测时间均为 40 d。收集相关断面沉降数据进行对比分析，同时对两种开挖方式的施工进度进行统计，结果分别如图 7～8 和表 3 所示。

表 3 不同的双侧壁导坑法施工进度对比表

序号	隧道洞口	日开挖进尺(m)	备注
1	黎明 2 号隧道进口	0.5	双侧壁导坑法开挖
2	黎明 2 号隧道出口	0.8～1.0	上台阶双侧壁、下台阶全断面开挖

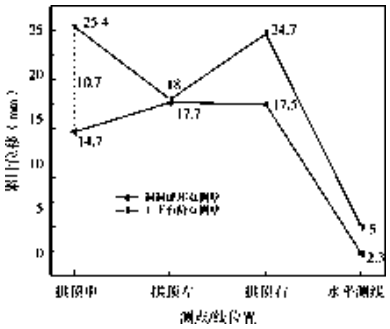


图 7 断面累计沉降位移对比曲线图

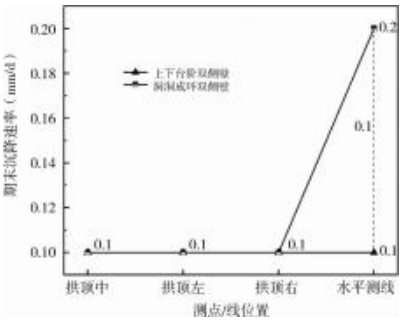


图 8 断面期末沉降速率图

由表 3 和图 7、图 8 分析可知：

(1)在围岩级别相同的条件下，双侧壁导坑法施工相比上台阶双侧壁、下台阶全断面施工的日开挖进尺较小，最大差值为 0.5 m/d。主要原因是由于双侧壁导坑法工序复杂，且技术要求较高。

(2)双侧壁导坑法施工相比上台阶双侧壁、下台阶全断面施工的累计位移较小，期末沉降速率基本一致，最大位移差值为 10.7 mm。由此可以认为，优化后的双侧壁导坑法相对来说施工进度有了一定的提升，但施工安全稳定性有一定的风险。

5 结语

(1)隧道开挖后应立即对岩面初喷混凝土，可以帮助围岩发挥和提高自承能力，防止岩体发生风化和松弛，从而可以减小掉块现象和坍塌事故发生的可能性。

(2)双侧壁导坑法施工过程中，一定要结合掌子面的结构特点，按顺序开挖，支护材料严格按照设计要求检验，保证隧道施工质量。

(3)采用连接位置预留不喷的方法，对隧道结构的稳定性及施工进度有所提高。

(4)采用上台阶双侧壁、下台阶全断面开挖方式对隧道施工进度有了一定的提升，但对施工安全稳定性有一定的风险。

参考文献

[1]陈 磊.双侧壁导坑法在高速公路隧道进口段进洞施工中的应用[J].工程建设与设计，2021(13)：184－186.

[2]王 训.大断面单洞四车道隧道施工工艺探讨[J].交通世界，2019(14)：107－108.

[3]Huang M，Xiao Z，Guo C，et al. IMPact Analysis of Double Side－Wall Pilot Tunnel Method and CD Method of Large Cross Section Tunnel Excavation[J]. Technology & Economy in Areas of Communications，2016(4)：67－70,74.

[4]潘朝雄.双侧壁导坑工法在隧道软弱围岩段施工中的应用[J].科技创业家，2012(2)：21.

[5]史智超.大跨径隧道双侧壁导坑法施工技术[J].西部交通科技，2019，143(6)：125－128.

收稿日期：2021－11－10

复杂条件下大型拱座深基坑咬合桩支护技术研究

邢俊平，黄业圣
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：文章依托工程实例，介绍了复杂地质条件下临江侧深基坑咬合支护桩施工工艺。该工艺采用咬合止水帷幕桩支护配合钢结构内支撑作为基坑施工的支撑结构，兼具支护与止水双重功能，能提供良好的坑内施工作业环境，提高临江侧大规模深基坑施工的安全性及可操作性，可为类似工程提供参考。

关键词：深基坑施工；临江拱座基础；咬合桩支护
中图分类号：U443.13　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.028
文章编号：1673－4874(2022)03－0105－04

0　引言

在城市地铁或邻近建筑物进行深基坑施工时，往往由于受到场地限制[1]，以及考虑临建已存建筑物对地基沉降的敏感性，通常采用咬合桩结合内支撑的支护形式，作用在咬合桩上的水土压力可由内支撑有效传递和平衡，其构造简单，受力明确。支撑材料选用型钢或者钢筋混凝土，其刚度大、整体性好、布置灵活，应用较为广泛[2]。咬合桩支护结构工程兼具支护与止水双重功能，能提供良好的坑内施工作业环境[3]。钢管混凝土拱桥拱座基础临近河道，临近河道地下水系复杂，同时受河道水位影响，基坑采用传统放坡开挖工艺不能满足施工要求。鉴于咬合桩支护结构的优点，可将咬合桩支护结构体系推广应用于临近河道拱桥基础施工中，本文依托实际工程对该技术在施工中遇到的具体技术难题和处理措施进行相关总结。

1　工程概况

沙尾左江特大桥为跨径360 m的中承式钢管混凝土提篮拱桥，全桥长968.5 m，跨径组合为(9×40＋360＋6×40) m，建成时为世界最大跨径的公路钢管混凝土提篮拱桥。主桥两岸拱座基础均为分离式扩大基础，左右幅拱座长宽高尺寸均为(33.0×15.7×8.5) m，中间不设连系梁。北拱座距离左江岸约15 m，基坑自原地面总开挖平均深度为18.5 m。本文以北岸拱座基础施工为背景，研究总结咬合桩支护结构体系在临河拱座基础结构施工中的应用。

北岸拱座处地表多为耕植土，接着为黏土，含约20%的粉细砂，厚度为12.00～17.50 m。下伏层为中风化灰岩，中厚层状构造，岩质硬，节理裂隙较发育，方解石脉穿插，隙面具铁质渲染，岩体较完整。同时，桥位区附近未见崩塌、滑坡等不良地质，也未见岩溶塌陷坑、溶蚀漏斗、落水洞等。

作者简介：邢俊平(1973—)，高级工程师，主要从事桥梁与道路技术研究和施工管理；
黄业圣(1985—)，高级工程师，主要从事桥梁与道路技术研究和施工管理。

2 基坑施工

2.1 施工方案

扩大基础总体施工方案采用“支护桩＋止水桩＋内支撑”支护的结构形式[4]。支护桩、止水桩和冠梁、腰梁为混凝土结构，咬合桩内支撑为钢结构。相关结构参数如表1所示，结构剖面示意图如图1所示。

表1 深基坑咬合桩支护结构参数表

结构名称	尺寸	备注
支护桩	17.2 m(高)×ϕ 1.5 m(桩径)	咬合长度25 cm，单个基坑支护桩42根，止水桩41根
止水桩	14.2 m(高)×ϕ 1.5 m(桩径)	
桩顶冠梁	1.7 m(宽)×1.1 m(高)	设置1道，冠梁顶标高为80.2 cm
桩身腰梁	1.0 m(宽)×1.1 m(高)	设置1道，腰梁顶标高为75.2 cm
钢结构内支撑(直撑)	ϕ 900 mm(管径)×ρ 16 mm(壁厚)	共设置2层，每层3道
钢结构内支撑(斜撑)		共设置2层，每层4道

2.2 施工工艺

清表完成后，施工平台用C20混凝土进行硬化。四周设置截水沟，水沟过水断面尺寸为30 cm×50 cm，沟身采用砖砌，墙身内外侧和底部用砂浆抹面。同时根据实际需要，施工平台设置1%的排水纵坡及横坡。

采用GPS将桩位进行放样，桩中心采用十字护桩进行定位，护桩采用木制桩，桩顶钉钢钉，高度为80 cm，埋入地下45 cm，用砂浆或素混凝土保护。严格按照要求采用跳孔施作工艺，且开孔施工结束后24 h内必须完成灌注，未能及时灌注的孔口必须做好安全防护。成孔后按照程序进行验收，做好隐蔽工程原始资料的收集、整理，并留底。

为保证咬合桩施工质量，钢筋笼下放前必须完成清孔作业，清孔完成后采用吊锤进行沉渣测厚。要求浇筑前孔底沉渣厚度≤5 cm，否则应吊起钢筋笼，采用旋挖钻机进行再次清孔。

钢筋笼必须采用二氧化碳保护焊接进行接长，严禁采用电焊，焊接接长完成后必须进行焊缝质量验收。

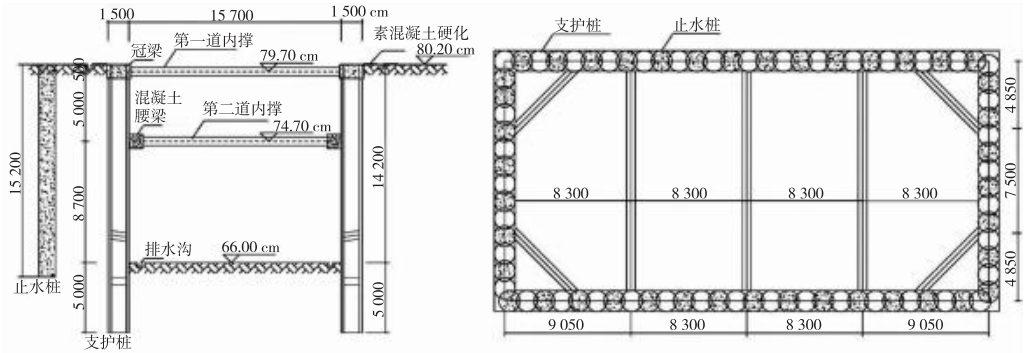


图1 咬合桩支护结构示意图(mm)

采用拔球法进行桩身混凝土浇筑施工，如果孔内有无法排干的积水，需采用水下桩基础施工相同的混凝土灌注施工工艺。

破桩头施工完毕并完成桩顶标高复核后，进入冠梁施工。立模浇筑冠梁垫层，保证冠梁模板底部平齐。垫层施工完毕后，进入冠梁钢筋安装施工。钢筋安装施工过程中注意安装预埋件。

冠梁模板拆除后，修整施工平台，开挖基坑第一层土方至第一层腰梁底标高以下10 cm。为提高施工效率，采用300型以上挖掘机进行出土施工。

第一层土石方开挖完成后，进入腰梁与支护桩连结筋安装施工。依据设计图纸进行打孔植筋，植筋施工应满足下列要求：(1)植筋前采用风压机清孔；(2)孔内注满植筋胶；(3)钢筋植入深度≥25 cm；(4)植筋抗拔力＞30 kN。植筋施工完毕后，进入腰梁钢筋、预埋件及模板安装施工。

腰梁完成模板拆除后，凿开支护桩外侧混凝土，露出支护桩钢筋骨架，并将吊筋与骨架焊接在一起。吊筋焊接完成并通过验收后，采用水泥砂浆修补。同步安装钢结构内支撑。

冠梁及腰梁内支撑安装到位后，采用长臂挖掘机挖除上层土体，单次挖除高度控制在3.0～3.5 m。若开挖至岩石部位采取浅孔爆破的方法，炮孔孔径为ϕ 50 mm。为确保爆破不损坏周边的咬合桩，在周边

预留1.5 m的保护层待爆破完毕后用机械凿除。采用吊车配合吊斗将石方运出基坑，运出基坑后的石方及时转运至弃土场。

整体施工工艺步骤如图2所示。

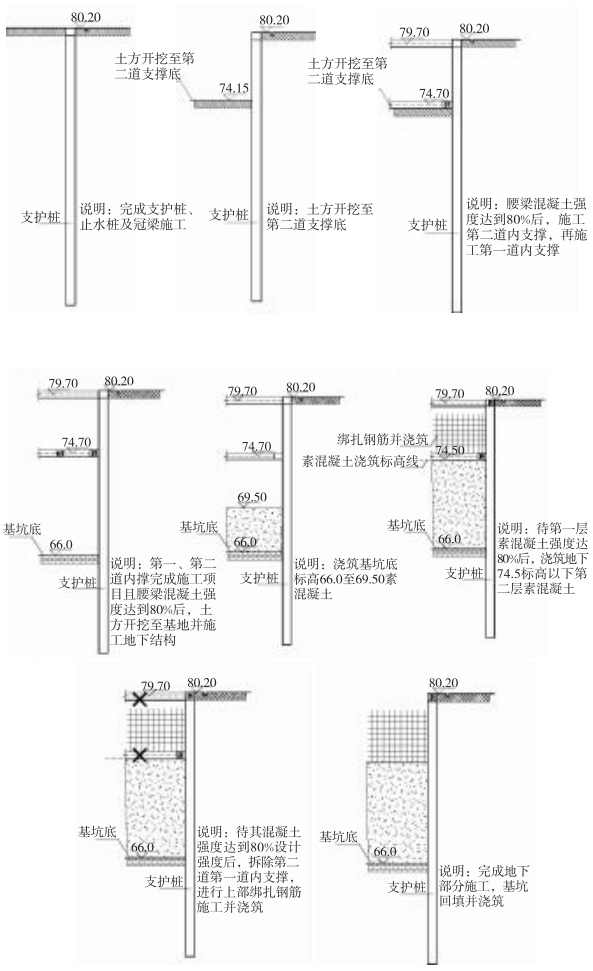


图2　咬合桩施工顺序示意图(cm)

3　施工模拟及监测

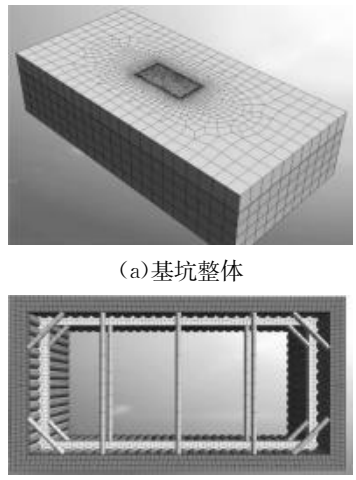
3.1　施工模拟

结合实际地质勘探情况，采用Midas GTS NX2018有限元计算软件，模拟地层为黏土层、中风化岩层，咬合桩止水帷幕支护为混凝土结构，咬合桩内支撑为钢结构。

模型采用六面体单元划分网格，并采用布撒种子线的方式进行网格的尺寸及质量控制。模型中黏土层和中风化岩层采用“摩尔－库仑”模型进行模拟[5-6]，咬合桩混凝土结构与钢结构内支撑采用“弹性”模型进行模拟。参照地勘报告中给出的各层物理力学指标，模型中结构的具体参数如表2所示，模型示意图如图3所示。

表2　结构本构模型及参数表

名称	中风化岩层	黏土层	支护桩	钢结构内支撑
材料	C_3	Q_{al+pl}	C30钢筋混凝土	Q235钢材
特性	各向同性	各向同性	各向同性	各向同性
本构模型	摩尔－库仑	弹性	弹性	弹性
弹性模量(kPa)	22 000 000	390 000	30 000 000	200 000 000
泊松比	0.2	0.38	0.2	0.3
容重(kN/m²)	23	19	25	76.5
排水条件	排水	排水	—	—
粘聚力(kN/m²)	100	35	—	—
内摩擦角(°)	33	10	—	—



(a)基坑整体

(b)基坑支护结构

图3　基坑及支护结构有限元模型图

在基坑内设置集水坑和大型抽水机，达到可随时抽水施工条件，故将土体均视为排水条件进行分析。模型中黏性土和中风化岩所采用的“摩尔－库仑”模型，其模型参数中泊松比、容重、孔隙率、内摩擦角、粘聚力可直接从地勘报告中获取参考值。

根据深基坑土石方开挖以及内支撑安装施工过程最不利工况，确定模型的三个计算工况。

工况一：初始应力场分析(分析咬合桩周边土体的应力状态，仅施加重力荷载)。

工况二：位移清零(模拟土体开挖后，模型在初始应力条件下的位移归零，只保留初始应力状态，类似打开地应力平衡功能)。

工况三：在取消原设计底层腰梁及内支撑后，土石方开挖至基坑设计底标高。

经过软件计算分析后，结果显示取消底层腰梁及内支撑后结构整体依然满足施工需求。

3.2 监控结果与分析

在施工过程中，对右幅基坑的支护结构内支撑进行了内力监测，在左幅基坑的短边中心和长边中心的桩顶布置了两个位移监控点[7]。结合软件计算结果得到了整个施工周期过程中支护结构内支撑轴力变化值及桩顶的实测位移变化值曲线图，如图 4～5 所示。

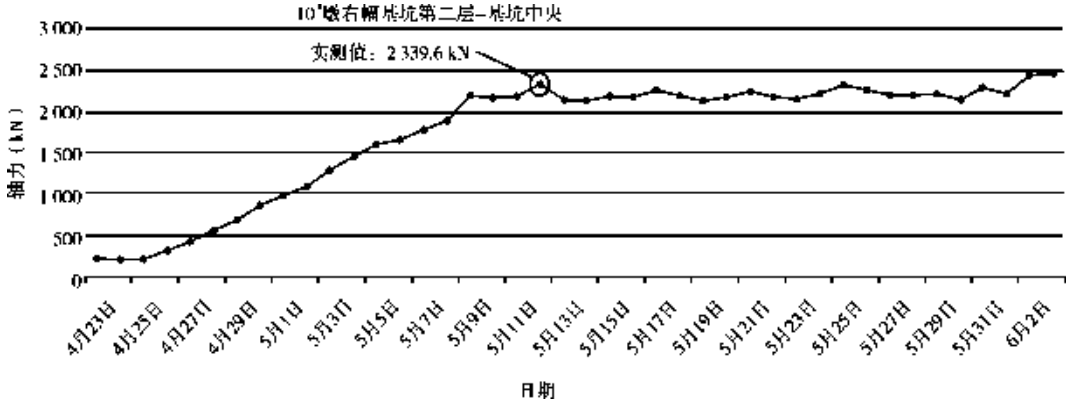


图 4　支护结构内支撑轴力变化曲线图

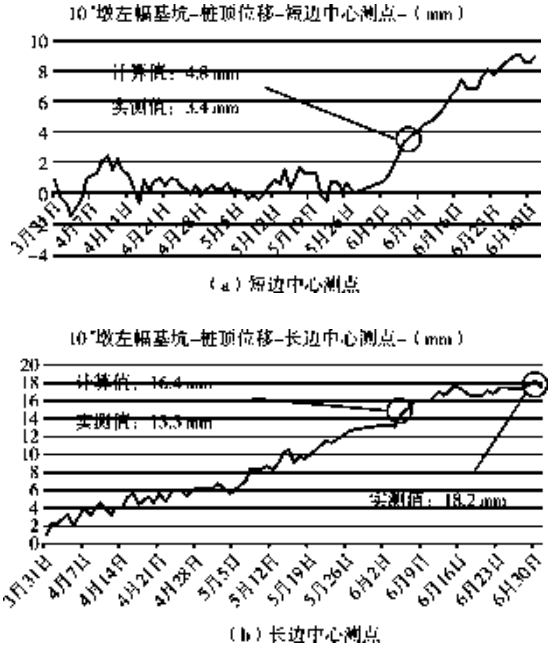


图 5　桩顶位移观测曲线图

由图 4 可知，5 月 13 日在右幅基坑开挖至腰梁下方2 m后，第二层基坑中央内支撑现场实测最大轴力为2 339.6 kN。实测值与计算值基本吻合。

由图 5 可知，6 月 3 日，左幅基坑进行第一次控制爆破施工后，支护桩失去岩层支护，长边及短边位移增量变大，曲线变陡。长边实测值与计算值基本吻合，但因基坑挖深超深，导致位移进一步增加。此外，基坑短边受车辆移动荷载及水流影响，监测位移波动较大，在今后设计计算时应注意考虑其影响。

4　施工关键点

为防止钻孔桩施工时由于相邻两桩施工距离太近或间隔时间太短，造成塌孔，采取旋挖钻机分批跳孔施作，具体如图 6 所示。相邻桩施工必须在混凝土终凝后方可进行，防止因施工时间过早而邻桩混凝土尚未终凝，使钻孔可能发生的“管涌”现象。

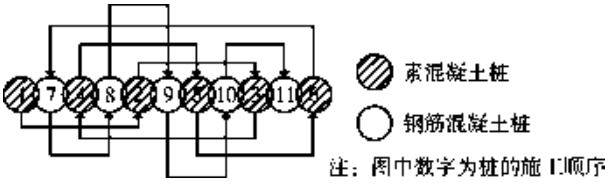


图 6　咬合桩施工顺序示意图

内支撑各构件加工完成后，安装施工前进行现场预拼装试验。将内支撑摆放到位后，应进行水平度检测，保证内支撑安装准确性及提高咬合桩内支撑的有效性。

在基坑底部适宜位置设置集水井，同时安装大功率抽水泵进行集中抽水。

开挖至基础底面标高时，采用钢钎撬动松散岩块，后采用高压水枪冲洗基坑底部，将基坑底部表层杂质集中清理。

（下转第 154 页）

UHPC 拱肋翻转吊装合龙施工技术在八丘田车行天桥的应用

张光迎
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：文章结合八丘田车行天桥工程概况，从 UHPC 拱肋预制、支架搭设、运输、转体、起吊与安装等方面，介绍了 UHPC 拱肋翻转吊装合龙施工技术的应用工艺。工程应用实践表明，翻转吊装合龙施工工艺可以优化吊装施工顺序，减低安装风险，在工程的工期、质量、成本等各方面均取得了较好效果。

关键词：超高性能混凝土；拱肋翻转吊装合拢；八丘田车行天桥
中图分类号：U445.46　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.029
文章编号：1673－4874(2022)03－0109－03

0　引言

超高性能混凝土(UHPC)是一种新型的水泥基复合材料，具有高强度、高延性、高耐久性和高环保性等特点，还有超强的力学性能和耐久性能。八丘田车行天桥采用 UHPC 拱肋翻转吊装合龙施工技术，拱肋整体平卧浇筑，在吊装前，需进行“卧转竖”，然后进行支架吊装合龙，而在具体的施工过程中，通过研究 UHPC 拱肋翻转吊装合龙技术，能解决大跨径混凝土拱桥在翻转、吊装、调节中的施工问题。

1　工程概况

八丘田车行天桥是 M01 县道上跨云南省昌宁至保山高速公路(简称昌保高速公路)主线的一座车行天桥，与昌保高速公路主线交叉桩号为 K69＋605.00。M01 县道是丙麻乡至省道 S312(二级路)最便捷的通道，路基宽约7 m，路面宽约6 m。

本桥沿 M01 县道至丙麻乡约4 km，为采用上承式超高性能混凝土(简称 UHPC)的无铰拱桥，主桥拱肋拱轴线为悬链线，计算跨径 L＝34 m，计算矢高 f＝7 m，计算矢跨比 f/L＝1/4.86，拱轴系数 m＝1.543。主拱截面双箱单室拱肋，每个箱截面高度为1.3 m，截面宽度为1.5 m。拱肋采用 UHPC 混凝土，其材料等级为 UC150－4 级，即混凝土立方体为100 mm×100 mm×100 mm，抗压强度≥150 MPa。拱上建筑采用普通钢筋混凝土结构。

八丘田车行天桥主拱跨径为34 m，拱顶高7 m，桥拱为 UHPC 高强混凝土预制拱，单个桥拱分成 3 个节段在预制厂加工预制，待混凝土强度达到 100%后，运至现场进行吊装。

作者简介：张光迎(1988—)，工程师，主要从事公路施工管理工作。

2 技术应用

2.1 UHPC拱肋预制

UHPC原材料包括水泥、硅灰、石灰石粉、砂、钢纤维、减水剂和水。其中水泥、石灰石粉采用粉罐投料，砂采用配料机称量输送带投料，硅灰和钢纤维为袋装，采用人工投料。具体操作方法为：在输送带上搭建一投料平台，平台上设置一投料漏斗，漏斗下方正对输送带，硅灰投料前破袋，将硅灰全部集中在一大桶中，投料时倒入漏斗，通过输送带投入搅拌机。钢纤维通过分散器投料，将纤维分散器安装在输送带上，下料口正对输送带，生产时提前将袋装钢纤维破袋倒入一大桶中，投料时将桶内的钢纤维倒入纤维分散机内，钢纤维经过分散器分散后通过输送带投到搅拌机内。

搅拌时先将水泥、石粉、砂、硅灰投入搅拌机，干拌均匀后加入水与减水剂，待物料搅拌成砂浆状态后加入钢纤维，持续搅拌至钢纤维分布均匀后完成UHPC搅拌工作[1]。其生产工艺流程图如图1所示。

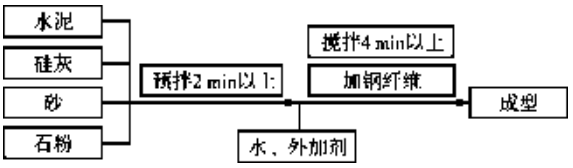


图1 UHPC生产工艺流程图

八丘田车行天桥拱肋及梁板预制均在预制厂统一进行加工，预制厂与搅拌站为一体站，场站内设置龙门吊，可供混凝土运输。根据超高性能混凝土性能指标要求，结合场地实际情况，拟采用塔机料斗接UHPC，用龙门吊运输卸料至混凝土泵车中，待一节拱肋所需混凝土全部拌制完成后，统一由混凝土泵车送至浇筑地点进行拱肋浇筑。

2.2 支架搭设

拱肋支架为钢管立柱支架，钢管采用ϕ 350 mm×10 mm，材质为Q235钢。为了确保钢管支架的稳定，钢管之间采用14#的槽钢或工字钢连接，沿纵桥方向设置6排，每排4根钢管立柱，立柱顶部、底部焊接500 mm×500 mm且厚度≤1 cm的钢板，顶部钢板根据拱肋弧度，焊接千斤顶调节顶座，垂直拱轴线预留5 cm调节距离。千斤顶采用QL50螺旋千斤顶(起重高度为15 cm，自重高度为33 cm，顶部直径为9.7 cm，底部直径为18.5 cm)。

2.3 拱肋运输

2.3.1 拱肋吊点确定

拱肋吊点的确定方法是：将拱肋节段分成三部分，以左边与右边节段质量相加等于中间节段质量为原则确定分界线，该分界线即为吊点位置，并且采用模拟软件建立模型进行模拟，现场试吊试验，验证吊点的最终位置(见图2)。

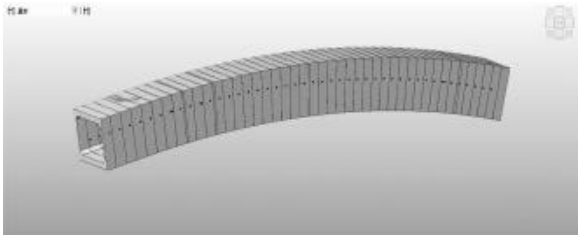


图2 节段1吊点位置模拟模型云图

2.3.2 拱肋运输

拱肋预制厂距八丘田车行天桥桥址位置约600 m，拱肋分节段浇筑，完成三个节段，即全肋浇筑，并蒸养完毕后即转运至桥址处。因拱肋节段较短且重量相对较轻，可在预制场内采用汽车吊将拱肋吊移至13 m平板拖车上，每次装运1节。

2.4 拱肋转体

由于拱肋采用卧式浇筑工艺，吊装前拱肋为卧式体位，吊装时应将拱肋进行翻转。拱肋转体关键是避免翻转过程对拱肋的损伤，拱肋翻转过程难度来源于两方面：(1)翻转器具对拱肋的损伤；(2)拱肋转体过程中重心瞬变易造成拱肋的碰撞损伤[2]。

针对翻转器具损伤的问题，应对的方案是采用两台汽车吊作为翻转动力，以拱肋上的吊孔为着力点，采用螺纹钢棒等固定好钢丝绳，防止滑移。在钢丝绳与拱肋接触处设置缓冲件防止损伤拱肋。

针对重心瞬变的问题，拟将拱肋在沙堆上进行翻转，以减小对拱肋的冲击。沙堆采用湿润的级配碎石堆积而成，严禁用干料堆积。按规定尺寸堆积成型后拍实，并在用土工布覆盖表面，防止污染拱肋表面。

转体前将拱肋突出部分，尤其是各个角用旧轮胎绑好，然后将拱肋平移至沙堆上并放平，确保拱肋受力平衡，状态稳定。将吊车设置于拱肋两侧，吊车用钢丝绳分别固定于两侧吊点上，A吊车收紧吊绳，B吊车吊绳缓慢释放，拱肋在两台吊车协调配合下缓慢翻转。

2.5 拱肋起吊与安装

拱肋翻转成吊装体位后，采用两台汽车吊进行吊装。拱肋吊装采用型钢扁担梁兜底，使用精轧螺纹钢将扁担梁固定于吊孔上，防止吊点滑移。每节段吊点

为两个，且吊运用钢丝绳截面尺寸及型号必须满足计算要求，拱肋与型钢连接处应设置缓冲件，防止拱肋和型钢接触而发生磨损。拱肋在吊运安装前，应进行试拼装并对每节段拱肋进行编号，编号标识显著且易于辨识[3]。

吊装采用的钢丝绳选用6×19型，其公称抗拉强度为1 960 MPa，绳径56 mm，经验算均满足施工要求。吊车布置水平距离拱桥位置5～6 m。拱肋节段1最高点距地面9.9 m，故起重总高度为11.7 m。而节段为两最高点距地10.63 m，起吊高度为0.5 m，绳长按60°方向考虑，则绳子高度为1.3 m，回转半径控制在5.5 m内。

为确保拱肋受力均衡，拱肋安装应先从拱脚开始，左右两侧拱肋必须对称安装，拱顶位置进行合龙。

拱肋跨边节段起吊后缓慢移动，不断调整拱肋节段姿态，使拱肋钢板与拱座钢板对齐，让拱肋钢板上的螺栓孔插入拱座地脚螺栓，最后上地脚螺栓螺帽，但暂时不拧紧螺帽。

重复以上工序完成另一跨边节段吊装。

(1)在吊装过程中，对接头位置采用经纬仪、水准仪定位和测量检验，控制其坐标高程。同时，进行测量监控，观测拱肋中线位置以及接头高程。

(2)在吊装边段拱肋时，拱身调整根据拱段接头两点设计高程，并核对与该点对应的理论数值及预留高度。

(3)预拱度使用千斤顶调整，拱肋段安装采用两台吊车慢慢吊起，对接边段拱肋下端与拱脚预埋端接头，并用梢栓临时连接。另外一侧落在支架上，钢管拱肋中线用全站仪、经纬仪调整，轴线偏差＜5 mm，用水准仪检测。接头用500 kN的千斤顶进行调整，要比设计高程抬高10～20 cm。接头最后松摘吊点，确保边段拱肋完全落于千斤顶的支架上，两个边段拱肋顺利完成安装[4]。

在安装合龙段前，要多次核对接头高程。然后再进行合龙段的安装。在合龙前应复核左右侧拱肋线型和标高，保证合龙段连接板连接紧密，其间隙满足设计及规范要求。

拱肋合龙是拱肋吊装拱座的关键点也是难点，需将跨中节段吊装到位，并保证预应力孔道精准对接。为解决跨中节段顺利入位的为题，拟采用向跨边节段借位的方法：两片跨边节段到位后，调整拱肋下的螺杆千斤顶，使拱肋沿拱轴线垂直方向向上平移，由于拱座对接面为上宽下窄的楔形结构，将跨边拱肋节段沿对接面向上平移，则可为跨中节段腾出合龙操作空间。经过计算，若跨边拱肋单边向上平移10 cm(5 cm)则可为对接面提供4 cm(2 cm)空间，两边则可提供8 cm(4 cm)空间。由于跨中节段也是上宽下窄的楔形结构，这些空间足够跨中节段顺利入位。跨中节段吊装到位后，放下跨边节段，使节段间对接面贴紧[5]。

为了确保拱肋的安装位置符合设计要求，要采用两台经纬仪架立在两拱座上拱肋轴线位置，观测合龙处4个接头轴线点及拱顶轴线点，用水准仪控制拱肋标高并微调，使预应力管道对齐，并插入实心钢棒定位。

3 结语

本文以八丘田车行天桥这一工程实例为背景，进行了UHPC拱肋翻转吊装合龙研究分析，结果表明：(1)UHPC具有高强度、高韧性、高耐久性等特点，采用UHPC建造拱桥，截面厚度得到优化，并且在减少混凝土用量的同时，减轻桥梁结构自重，适应桥梁工程轻量化、重载化以及耐久化需求，促进路桥行业产业升级；(2)UHPC拱肋翻转吊装合龙施工技术，对于工程的工期、质量、成本等各方面均取得了较好效果；(3)UHPC拱肋翻转吊装合龙施工技术可以有效解决节段架设和索力计算问题，保障拱桥的施工质量；(4)钢管拱肋加工精度、安装误差、拱肋弦管焊接引起变形及环境温度影响等方面得到有效控制，达到拱肋线形控制目标及要求，可以指导同类项目施工。

参考文献

[1]张怡孝，刘爱荣，曾鑫彬，等.高强钢管－超高性能混凝土拱承载能力研究[J]. 建筑结构学报，2021，42(S2)：365－372.

[2]周志敏，房金钱.预制拼装UHPC刚架拱桥设计施工概述[J].工程与建设，2021，35(5)：957－959，962.

[3]淳　波.1～80 m下承式简支拱拱肋制作及吊装施工技术探讨[J].工程机械与维修，2021(1)：104－105.

[4]龚子松.钢管混凝土拱桥拱肋吊装分析与扣索索力优化[J].公路工程，2015，40(5)：208－213.

[5]蔡景毅. 钢箱—混凝土组合拱桥吊装合拢技术研究[D]. 重庆：重庆交通大学，2011.

收稿日期：2021－11－10

拱肋长线卧拼技术在 CFST 拱桥中的应用

黎继国，隗磊军
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：文章结合金钗红水河特大桥工程实例，介绍了拱肋加工制造所采用的长线卧拼技术，并分析了其施工关键技术。工程应用结果表明：设计多组独立钢管框架式总拼胎架，保证了拱肋的外轮廓尺寸及杆件位置的准确性，消除了拱肋吊装中的尺寸偏差，缩短了加工周期，提高了施工效率，为拱肋吊装施工线形的控制打下良好的基础。

关键词：CFST 拱桥；长线卧拼；加工制造；线形
中图分类号：U448.22　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.030
文章编号：1673－4874(2022)03－0112－03

0　引言

CFST 拱桥拱肋的加工制造作为整个施工过程中的一道关键控制性工序，制造的质量会直接影响拱肋吊装的质量[1-3]。随着 CFST 拱桥的建造跨径越来越大，拱肋节段的数量也越来越多，采用传统的短线法进行拱肋加工制造，面临的主要问题是加工周期较长，加工胎架需要反复调整，而且加工精度不高，尤其是加工完成后在拱肋安装过程中接头依靠法兰盘匹配连接，如果法兰盘匹配连接不好，就会造成拱肋安装线形出现问题，影响工程质量[4-5]。金钗红水河特大桥在拱肋加工制造方面从工艺上进行调整，将传统的短线法调整为长线法，将半拱的节段一起在胎架上进行整体匹配拼装，焊接完成后再分段脱离胎架，其优点是加工周期较短，加工精度高，在吊装过程中接头一次定位，法兰盘密贴准确，成桥后轴向偏差最大仅8 mm，在金钗红水河特大桥的应用中取得良好效果。

1　工程概况

金钗红水河特大桥拱肋采用四肢桁架结构，主孔跨径为310 m(计算跨径为280 m)，计算矢跨比为 1/4.48，拱轴线采用倒悬链线，悬链线系数 $m=1.50$。桥面以上横向联系采用“△”型、“I”型横撑，单幅桥共设 12 组。拱肋下弦设置 4 道“K”型横撑和 2 道“—”字型横撑。“△”型横撑直杆采用 ϕ610×14 mm 钢管，斜杆采用 ϕ508×14 mm 钢管；“I”型横撑上弦杆采用 ϕ610×14 mm 钢管；“K”型横撑直杆采用 ϕ610×14 mm 钢管，斜杆采用 ϕ508×14 mm 钢管。

作者简介：黎继国(1977—)，高级工程师，研究方向：道路与桥梁工程；
隗磊军(1989—)，工程师，研究方向：道路与桥梁工程。

2 拱肋长线卧拼技术

2.1 工艺原理

(1)在车间内进行卷管、弦管接长、哑铃形弦管片装制造，然后弦管片装运至总拼场。在总拼场内分两块场地安装两个半拱的拼装胎架。(2)在胎架上将半个拱肋的弦管片装、腹杆逐段拼装(图 1)。待半拱的杆件全部拼装完，调整好拱圈整体线形后，再逐段进行腹杆与主弦管间相贯线焊缝的焊接。(3)等焊缝收缩完成，拱肋线形固定后，进行节段间连接的法兰盘装配，用螺栓锁定法兰盘后，逐段进行法兰盘肋板与主弦管间焊缝的焊接。全部焊接完成后，解除法兰盘间的螺栓，完成拱肋总拼，然后将拱肋用平车运进车间进行涂装。

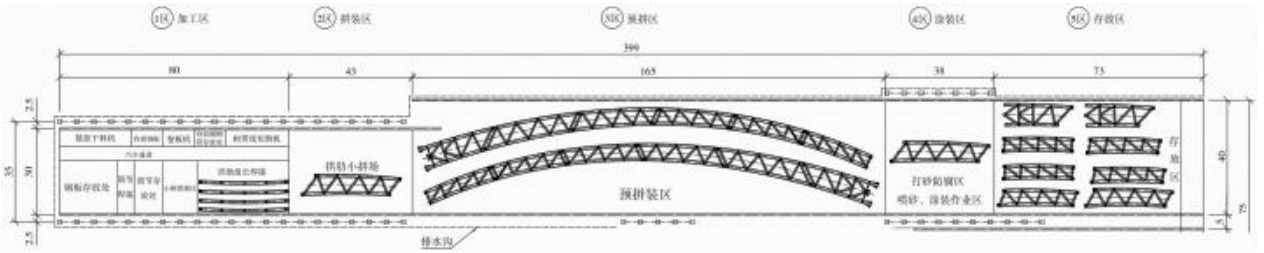


图 1 拱肋长线卧拼平面图

2.2 工艺流程

拱肋卧拼工艺流程为：在钢结构单元件制造厂内首先将钢板按规定尺寸下料，然后将钢板卷制成钢管筒节，之后将钢管筒节接长，制造成弦管片装，然后用拖车运至总拼场。在总拼场将弦管片装及腹杆按半拱总拼、焊接成节段，最后进行涂装，再吊运至存放场内存放。具体流程如图 2 所示。

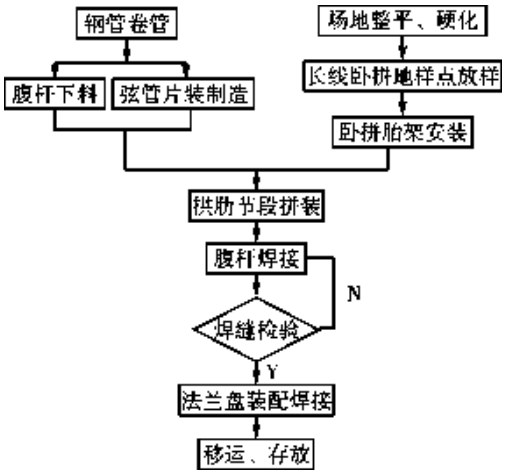


图 2 拱肋长线卧拼施工工艺流程图

2.2.1 钢管卷管

采用以折代曲的方法进行拱肋弦管制造。考虑材料供应、施工工艺、设备起重能力、筒节长度等因素后，将拱肋进行结构分解，细化至板单元。然后，依据分解的尺寸到钢板厂家按定尺订货。其中，筒节直线长度按≤7 m，曲线最高点到代替直线的垂直高度按≤3 cm的原则来控制。将下料好的钢板放入三芯卷管机，卷成钢管，并在纵缝内外侧进行焊接。

2.2.2 哑铃弦管片装制造

弦管接长在胎架上进行，地样位置误差<2 mm，高程 Δ 值误差<1 mm。胎架表面应设拱肋轮廓线、轴线、吊杆、横撑定位线等标记。弦管接长完成后，进行哑铃状片装的组拼，先设置两根平行的胎架，胎架高300 mm，在地样上画出拱肋边线和端头控制点，先固定一根弦管，再继续缀管和另一弦管的组对工作，检查合格后进行缀管的焊接工作。

2.2.3 法兰盘加工

将法兰盘面板用数控等离子切割机下料好，然后放到车床上进行配钻螺栓孔，并放到铣床上将法兰盘的面板铣平。将法兰盘加劲板用数控等离子切割机切割好，然后进行法兰盘装配。用螺栓将法兰盘面板锁紧，再安装加劲板，焊接法兰盘与加劲板间焊缝。焊接完成，待焊缝冷却后，拆去螺栓。

2.2.4 卧拼地样点放样

首先用15 cm的 C25 混凝土进行场地硬化，并设置 0.5%的排水坡度，防止场地内积水。将拱肋成桥线形叠加上设计预拱度，形成制造线形，再将半拱的制造线形在场地上进行 1∶1 放样。胎架支撑点位置选择在腹杆与主弦管交点处。放样时，先采用全站仪将地样点打出，再用长钢尺复核点位间的相互距离，直到各点位间的相互距离误差<2 mm为止。

2.2.5 胎架安装

在设计指定位置安装钢板支墩，焊接斜撑，并用膨胀螺栓与地面固定，在支墩焊接牙板，用水准仪调整水平。

2.2.6　拱肋节段总拼

将主弦管接长单元吊装至胎架上，对合控制点地样和标高，调整好线形，点焊固定。根据地样控制点返到钢管上做出标记，先组对上弦哑铃再组对下弦哑铃的弧形杆件并固定，再进行腹杆的组对工作。在组装腹杆同时组装吊杆位置的平联缀管并点焊，平联组装完后组装吊杆部位的加劲板和吊杆导管。

上下哑铃型拱肋全部拼接好之后，开始拼接腹杆及小横管。下腹杆依照地样线拼装，预拼时，首先使用线锤与腹杆地样线吻合，找到筒节轴线上所对应的点。拼接时，利用千斤顶支撑腹杆，用线锤及直尺测量腹杆切线到地样线的距离。腹杆两端对齐后，利用直角尺及水平仪测量腹杆轴线水平度。上腹杆依据上述方法，对准下腹杆两侧切线定位。

上下桁片组装完毕后，复测桁片的平整度，合格后方可焊接。桁片焊接完后复测桁片平整度，如有局部下沉用千斤顶顶升并在下面垫实。

2.2.7　腹杆焊接及检验

待半拱的腹杆全部拼装完毕后，开始焊接腹杆与主弦管间相贯线焊缝，从拱脚依次往拱顶焊接。为减小焊接而产生的变形，腹杆两端相贯焊缝应对称焊接，先焊竖腹杆，再焊斜腹杆。焊接时先焊接腹杆及小横管，最后焊接法兰接头及加劲板，将焊接腹杆所引起的焊接收缩量转移到法兰盘，在接头消化掉，以保证拱肋对接精确度。

2.2.8　法兰盘装配焊接

在节段内所有焊缝焊接完毕，收缩变形完成后，安装节段间的接头法兰盘。首先将一侧的法兰盘定好位置并点焊，然后将另一侧的法兰盘与其对接并调整好位置，用螺栓锁定，使法兰盘面板密贴。焊接一头法兰盘的加劲板，待焊缝冷却，收缩变形完成后，再焊接另一端法兰盘的加劲板。待另一端法兰盘的加劲板也焊接完成，焊缝冷却后，解除法兰盘螺栓。

半拱的拱肋卧拼焊接完毕后，使用 2 台龙门吊一前一后将拱肋四点抬起，移出拼装区域，运输到存放场地存放。存放场地应平整，并设置自然排水坡度，用20 cm混凝土硬化。每段拱肋腹杆和弦管交点处用 2 条30 cm×30 cm枕木支垫。

3　应用实例

金钗红水河特大桥跨越红水河，桥头位于忻城县红渡镇六碟村清好屯西南方向约200 m，桥尾位于马山县金钗镇东屏村拉坝屯西北方向约500 m处。左幅桥于桩号 ZK316＋065.000 处跨越红水河，右幅桥于桩号 YK316＋082.650 处跨越红水河。主桥采用跨径为310 m的中承式钢管混凝土拱桥，分为左右双线桥，共 4 片拱肋。拱脚桁高8 m，拱顶桁高5 m，宽2.8 m，单片拱肋采用 4 根 ϕ 1 000 mm×24(20)mm 钢管组成上下弦管，弦管之间水平采用 ϕ 700 mm×14 mm 钢管横向连接，拱脚侧通过缀板连接，竖腹杆、斜腹杆均采用 ϕ 508 mm×14 mm的 Q345C 空钢管。上弦杆两根主弦管及下弦杆两根主弦管为哑铃状结构形式。单条拱肋分为 12 段，全桥共 48 段。

金钗红水河特大桥拱肋制造采用长线卧拼施工工艺，在桥位旁建设了总拼场地，使用两组胎架进行两个半拱的长线卧拼。大桥的拱肋于 2021 年 3 月开始总拼，2021 年 9 月结束，共历时 6 个月完成所有拱肋节段的总拼。拱肋结构尺寸制造误差在3 mm以内，相邻节段的匹配精度高。由于制造质量好，拱肋安装过程十分顺利，仅用60 d就完成了全桥拱肋合龙，轴向偏差最大为8 mm，成桥拱肋线形良好。

4　结语

钢管混凝土拱桥拱肋制造质量会影响空中安装质量，制造线形须符合拱肋的成桥线形，空中安装时无法强制将制造的尺寸偏差消除，因此，拱肋总拼线形质量非常重要。此外，拱肋安装过程中接头依靠法兰盘匹配连接，如果法兰盘匹配连接不好，也会造成拱肋安装线形出现问题。因此，拱肋总拼工艺十分重要。

金钗红水河特大桥拱肋加工制造采用长线卧拼施工工艺，取得良好效果。历时 6 个月成功完成全桥 48 个拱肋节段的总拼，且拱肋结构尺寸制造误差在 3 mm以内，大大提高了施工效率。由于制造质量好，拱肋安装过程十分顺利，仅用60 d就完成了全桥拱肋合龙，成桥拱肋线形良好。

参考文献

[1]周彦文，李书兵，唐　剑.大跨度钢管混凝土拱桥成拱线形控制技术研究[J].施工技术，2020(2)：55－60.

[2]李国华.大跨度拱桥钢拱肋卧－立组合式制造与施工技术[J].施工技术，2021，50(11)：75－77，81.

[3]王建军，韩　玉，冯　智，等.合江长江一桥 200t 级钢管拱肋节段拼装工艺[J].西部交通科技，2015(7)：39－42.

[4]杨茨祥，付卫政.丫髻沙大桥主桥钢管拱肋钢结构制造[J].广船科技，2001(1)：34－38，33.

[5]唐瞻鹏.马滩红水河大桥钢管焊接质量无损检测与监控分析[J].西部交通科技，2018(3)：129－132.

收稿日期：2021－10－23

大型钢吊箱围堰设计及施工关键技术

江羽习[1]，韦　权[2]，陈家海[1]
（1. 广西路建工程集团有限公司，广西　南宁　530001；2. 广西航务建设工程有限公司，广西　南宁　530028）

摘　要：深水高桩承台施工通常采用的方法包括无底钢围堰和有底钢吊箱等。文章结合都安至巴马高速公路主线红水河特大桥主墩承台施工实例，研究钢吊箱围堰设计及施工关键技术。通过科学严谨的设计及施工，该工程主墩承台顺利完成施工，且特大桥已建成通车，可为同类桥梁主墩承台施工提供参考。

关键词：高桩承台；钢吊箱；封底混凝土；围堰设计
中图分类号：U443.16+2　　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.031
文章编号：1673-4874(2022)03-0115-04

0　引言

对于深水高桩承台施工，目前通常采用的方法包括无底钢围堰和有底钢吊箱等，其中钢套箱若增设底板后，即成为钢吊箱。贺州至巴马高速公路（都安至巴马段）三分部主线红水河特大桥 3# 墩和 4# 墩承台位于红水河中，施工工期紧，是该项目的控制性工程[1]。

项目结合现场施工的实际情况，经与双壁钢吊箱进行技术、经济比较，采用了单壁钢吊箱施工工艺。为了最大化节省施工成本，在设计钢吊箱结构时，引入灰色关联分析原理[2]，对钢吊箱系统进行结构设计优化，钢吊箱底板、壁板均可采用装配式安装，壁板作为挡水的同时，兼做承台的侧模板，施工速度快，结构安全可靠，具有较大的推广前景，取得了良好的经济效益和社会效益。

1　工程概况

贺州至巴马高速公路（都安至巴马段）主线红水河特大桥主桥跨径分布为（100＋185＋100）m预应力混凝土连续刚构箱梁，主桥全长385 m。其中，该特大桥的 3# 墩、4# 墩位于水中，设计为高桩承台下接群桩基础，采用搭设栈桥及钢平台方式施工桩基，再利用钢平台进行钢吊箱围堰施工。主线红水河特大桥布置图如下页图 1 所示。

2　钢吊箱结构设计

钢吊箱设计为单壁、单室、有底结构，其原理是通过钢吊箱的壁板和封底混凝土，为承台施工提供无水的施工环境，满足承台在水中进行施工，钢吊箱壁板兼做承台的侧模板[3]。钢吊箱整体结构采用型钢和钢板的组合结构，钢吊箱结构形式由底板系统、侧板系统、内支撑系统、抗拉压杆系统和悬吊系统等五部分组成[4]。

作者简介：江羽习（1969—），高级工程师，主要从事路桥施工技术研究工作；
韦　权（1994—），工程师，主要主要从事道路桥梁施工技术管理工作；
陈家海（1991—），硕士，工程师，主要从事道路桥梁施工技术管理工作。

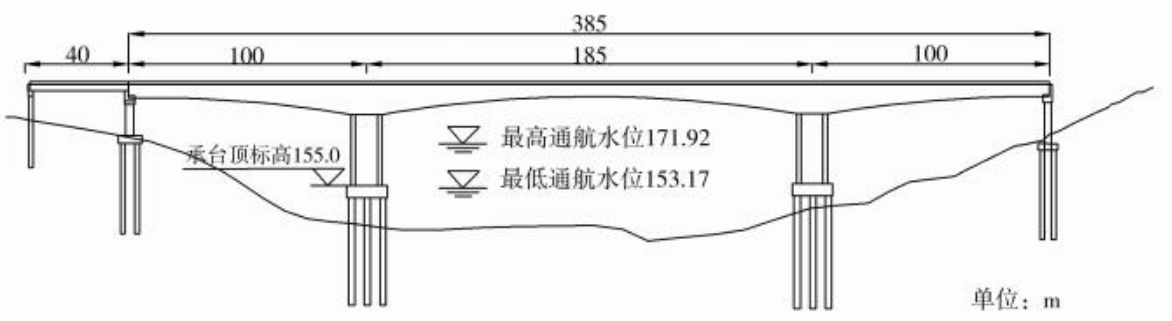


图 1　主线红水河特大桥布置图

2.1　钢吊箱结构组成

底板系统：底板设计横桥向主梁为双[40a 工字钢，顺桥向次梁为[32a 工字钢，底板钢板厚度为 8 mm，作为封底混凝土浇筑的承重结构。

侧板系统：钢吊箱沿周长方向单节共分为 22 块单元，其中单节长边分 7 块，宽边分 4 块，在发挥止水作用的同时，兼做承台的侧模。侧板钢板、背肋（角钢、槽钢）和钢板焊接，大背楞与背肋连接。

内支撑系统：由双拼[32#b 工字钢围檩和 529×10 mm钢管支撑构成，抵抗侧板水压力，确保结构的安全可靠。

抗拉压杆系统：由双拼[20a 槽钢抗拉压杆将钢护筒和底板系统连接成整体，在不同的施工阶段起到抗拉、抗压的安全储备及钢吊箱的定位作用。

悬吊系统：将 32 精轧螺纹钢、双拼[40#a 工字钢横梁、扁担梁、千斤顶设在桩基钢护筒上，通过悬吊系统将整个钢吊箱下放到设计的标高。

连接件：侧板间、底板和侧板间采用螺栓连接，侧板底部法兰于底板钢板，并在侧板法兰间夹橡胶止水条[5]。

2.2　钢吊箱结构计算

以相关规范作为设计依据资料，并根据钢吊箱下放就位采用现场拼装，悬吊下放的特点，分别对钢吊箱的安装、下放、浇筑封底混凝土、围堰内抽水完成和浇筑承台混凝土五个工况的结构安全性进行验算[6]。采用 Midas Civil 有限元软件进行结构计算，有限元计算模型如图 2 所示。

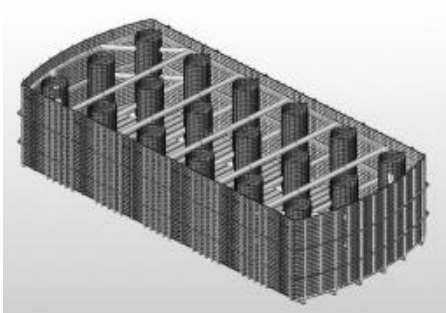


图 2　钢吊箱有限元模型图

2.2.1　拼装钢吊箱工况

荷载组合 1：1.1 钢吊箱自重＋1.4 施工荷载。

本工况施工内容为焊接拼装平台的牛腿、安装吊箱底板、吊装系统和钢吊箱壁板，支撑系统为每个钢护筒上的牛腿结构，底板分块安装，吊装到位后安装悬吊系统。荷载为底板自重（包括围边杆件）和底板安装的施工荷载。结构自重由软件按照材料密度和杆件截面大小以及长度自动计算，牛腿与钢护筒的连接采用固结边界条件，底板搭接在牛腿上，模型的边界条件采用弹性连接，模拟工字钢牛腿与底板骨架梁的接触。本工况主要对拼装平台牛腿结构、焊缝、底板纵横梁、底板钢板构件的强度和刚度进行验算。

2.2.2　下放钢吊箱工况

荷载组合 2：1.1 钢吊箱自重。

此工况主要考虑钢吊箱结构各杆件及其整体的安全性，分别对钢吊箱的底板纵横梁、底板钢板、侧壁板、侧壁板的加劲肋和背楞、支撑系统的钢管支撑和围檩、下放悬吊系统的上扁担梁和吊杆的强度和刚度进行验算。

2.2.3　浇筑封底混凝土工况

荷载组合 3：1.1 钢吊箱自重＋1.1 封底混凝土重。

此工况主要考虑钢吊箱结构各杆件及其整体的安全性，分别对钢吊箱的底板纵横梁、底板钢板、钢护筒、侧壁板、侧壁板的加劲肋和背楞、支撑系统的钢管支撑和围檩、抗拉压杆的强度和刚度进行验算。

2.2.4　高水位围堰内抽水工况

荷载组合 4：1.0 钢吊箱自重＋1.0 壁板水压力＋1.0 动水压力。

此工况主要考虑钢吊箱结构各杆件及其整体的安全性，分别对钢吊箱侧壁板、侧壁板的加劲肋、背楞、支撑系统的钢管支撑和围檩的强度和刚度进行验算。

2.2.5　低水位浇筑承台混凝土工况

荷载组合 5：1.1 钢吊箱自重＋1.1 封底混凝土重＋1.1 承台混凝土湿重＋1.0 低水位浮力。

此工况主要验证在钢吊箱自重、封底混凝土重和承台混凝土湿重作用下钢吊箱抗下滑力是否满足要求。

2.2.6　封底混凝土强度计算

混凝土强度计算考虑的工况有：(1)高水位围堰内抽水完成：高水位浮力＋封底混凝土自重；(2)低水位浇筑承台混凝土：低水位浮力＋封底混凝土自重＋承台混凝土重荷载。这两种工况主要验证在外荷载作用下，封底混凝土的面板是否会出现开裂的情况。

封底混凝土标号为 C30，钢护筒的中心间距为 6.25 m，钢护筒直径为2.4 m。按照单向板模型计算，计算跨度为 6.25－2.4＝3.85 m，宽度为1 m，截面高度为1.3 m。两端边界条件均为约束三个方向的平动，偏安全计算，不考虑底板型钢骨架的作用[7]。

混凝土强度计算考虑的工况有：

(1)高水位围堰内抽水完成：高水位浮力＋封底混凝土自重。

(2)低水位浇筑承台混凝土：低水位浮力＋封底混凝土自重＋承台混凝土重。

高水位浮力为70 kN/m，低水位浮力为60 kN/m，承台混凝土重为 52 kN/m，封底混凝土重为33.8 kN/m。

高水位围堰内抽水完成工况下的封底混凝土内力如图 3 所示。

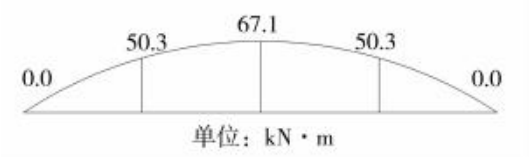


图 3　高水位结构内力云图

由计算结果可得，跨中的弯矩最大，最大值为67.1 kN/m。

抗弯惯性矩：

$$I=\frac{bh^3}{12}=\frac{1\times1.3^3}{12}=0.183\ \mathrm{m}^3$$

板顶拉应力为：

$$\sigma=\frac{M_{\max}y}{I}=0.183\ \mathrm{MPa}<1.43\ \mathrm{MPa}$$

板顶不会开裂，满足要求。

低水位浇筑承台混凝土工况下的封底混凝土内力如图 4 所示：

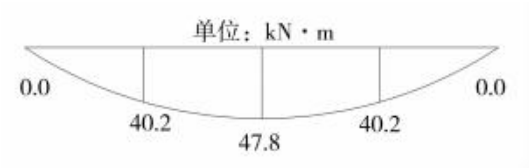


图 4　低水位结构内力云图

由计算结果可得，跨中的弯矩最大，最大值为47.8 kN/m。

抗弯惯性矩：

$$I=\frac{bh^3}{12}=\frac{1\times1.3^3}{12}=0.183\ \mathrm{m}^3$$

板底拉应力为：

$$\sigma=\frac{M_{\max}y}{I}=0.131\ \mathrm{MPa}<1.43\ \mathrm{MPa}$$

板底不会开裂，满足要求。

针对不同工况，采用 Midas Civil 软件进行施工阶段分析，各工况下各构件的应力应变均满足规范要求，钢吊箱结构和悬吊系统以及封底混凝土的强度刚度均在安全状态以内。自重工况下有限元模型位移等值线如图 5 所示[8]。

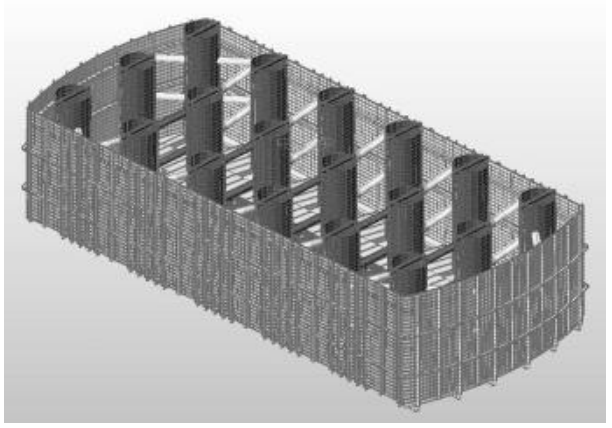


图 5　计算模型结构位移等值线云图

3　钢吊箱施工关键技术

3.1　钢吊箱工作平台的搭设

拆除水上桩基施工平台，利用钢护筒搭设钢吊箱施工作业平台。先在主墩每个钢护筒设计标高处顺桥向两侧焊接型钢牛腿，作为底板定位拼装的临时支撑平台，下放后的底板可直接作为工人后续施工作业的操作平台。

3.2　钢吊箱加工

钢吊箱构件在现场附近硬化的水平地面上制作，必须确保地基承载力及平整度满足要求。制作钢吊箱构件加工专用胎架，保证结构尺寸的精准，提高钢吊箱加工质量。

在加工现场对钢吊箱侧板、抗拉压柱、内支撑构件进行精准加工。在调运至现场进行拼装前，为防止单壁钢吊箱漏水，应对其进行水密性检验；下沉前，检查焊缝质量，将焊渣除去后，检验焊接处是否有孔洞，

并在焊缝处涂煤油，检验其背面是否有渗出。若出现漏水现象，应重新补焊。

侧板加工尤其要控制焊接热应变导致的结构变形，变形过大则容易导致后期安装时法兰螺栓孔无法对上，影响侧板的安装。控制焊接热应变的方法是：(1)先将大背楞焊接在组合钢模板上，通过大背楞本身的刚度来限制模板的变形；(2)要采取跳焊、对称焊的方式，防止局部焊接热应变过大导致侧板扭曲。

3.3 底板安装

底板施工采用汽车吊将纵横主、次梁下放安装，再在底板次梁上安装钢板，安装完第一块底板后，接着采用同样方法安装相邻的底板，将相邻的底板精确调平后，形成钢吊箱的底板。

为保证封底混凝土在钢护筒连接处的厚度，发明了一种钢吊箱底板与钢护筒间空隙堵漏结构，专利号为：201921859649。

该装置采用常用的型钢板材加工安装，结构简洁，安装方便。砂袋堆放标高比钢吊箱底板标高低，保证了封底混凝土与钢护筒之间的接触面积满足设计要求，砂袋位置不会造成封底混凝土握裹力的损失，保证了围堰结构的安全。将砂袋在下放钢吊箱前装填到凹槽中，使砂袋可在下放钢吊箱前装填固定在钢吊箱底板上，减少了大量的水下封堵工作，保证了作业人员的安全，提升了作业效率。

3.4 钢吊箱抗拉压柱装置的安装

抗拉压柱采用双拼槽钢制作，与钢护筒通过槽钢进行连接，拉压柱底端与吊箱底板焊接，上部在每个钢护筒标高为157.5 m处设置滑槽，待吊箱下放到位并纠偏、定位准确后，上部连接槽钢与拉压柱及钢护筒再进行焊接固定，连接时均要采用双面满焊焊接。抗拉压柱设在钢护筒上、下游侧，在不同的施工阶段起到抗拉、抗压的安全储备及钢吊箱的定位作用。

3.5 悬吊系统的安装

在桩基钢护筒顶部设置悬吊系统。悬吊系统由千斤顶及精轧螺纹钢组成，进行钢吊箱下放。悬吊系统底吊点与底板主梁连接，根据结构受力分布共设置8个单个顶升力为80 t的液压千斤顶。

3.6 钢吊箱侧板的拼装

钢吊箱在加工厂分块加工好，经检验合格后，用平车转运到拼装现场，在作业平台上用吊车起吊拼装。

先调平底板，复核底板的平面尺寸和平整度，在已经安装好的吊箱底板上精确放样出钢吊箱壁的位置，用吊车将钢吊箱侧壁逐块吊装就位。在吊装过程中要对每块壁板进行精确定位，控制垂直度。每块壁板调整到位后要先采用槽钢把壁板与钢护筒进行点焊临时固定，槽钢上下各两根与壁板组成稳定结构，对壁板进行初步固定。通过预先开好的螺栓孔把侧板和底板通过螺栓连接稳固，侧板与侧板、侧板与底板间设置PEF泡沫板止水条。侧板的拼装顺序是采取对称拼装，严格控制侧壁板的垂直度和平面位置，按照序号先后进行对称安装，编号相邻的板块可同时安装。

3.7 钢吊箱下放

钢吊箱安装完侧板围檩后，在桩基钢护筒上用千斤顶和精轧螺纹设置悬吊系统。用沙袋封堵底板与钢护筒间的缝隙，割除牛腿和临时固定构件，将钢吊箱试提5 cm，确保悬吊系统的工作性能后进行钢吊箱的下放。在下放过程中，为确保悬吊系统下放的同步性，在钢吊箱四周的侧板处用全站仪精准放样，用油漆画出不同标高的水平横线，以观察横线的标高来确定钢吊箱下放是否同步。同时，在悬吊系统的每个千斤顶处，采用钢卷尺来测量每次下放的高程，确保每次下放高程的一致性。每次下放偏差控制在1 cm以内，并在下一个下放行程进行及时纠偏。

3.8 钢吊箱内施工

钢吊箱下放到位并调整位置符合要求后，将抗拉压杆的上端与钢护筒焊接，将侧板与钢护筒焊接(不能将侧板与施工平台焊接，防止平台振动，扰动钢吊箱侧板或未凝固的混凝土)。下放前在钢护筒侧板水位标高下游处开两个孔，在浇筑封底混凝土期间维持钢吊箱内外水头的平衡。封底采用C30水下混凝土，采用两台天泵浇筑。封底混凝土浇筑期间对已浇筑混凝土的标高进行勤量测，确保封底的施工质量。封底混凝土静养7 d后进行钢吊箱内抽水、设置内支撑、桩头破除、承台钢筋绑扎及混凝土浇筑施工等工序[9]。

4 结语

本项目采用的单壁、单室、有底钢吊箱结构，其壁板直接作为承台模板使用，并发挥阻水创造内部无水

(下转第130页)

一种新型桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置的应用

熊建荣
（广西路桥工程集团有限公司，广西　南宁　530200）

摘　要：针对传统桥梁圆柱墩养护基本上采用滴漏薄膜覆盖养护的方法，依靠主观判断，经常出现养护不连续、保湿情况不达标的问题，文章依托柳州市三江县良梅公路（三期）四标工程项目为背景，介绍了桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置设计过程，并通过实践分析，得出了桥梁圆柱墩养护用自动喷淋养护替代传统滴漏薄膜覆盖养护安全可靠的方法。

关键词：桥梁圆柱墩；自动喷淋；经济适用
中图分类号：U445.55^{+}9　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.032
文章编号：1673－4874(2022)03－0119－04

0　引言

混凝土养护规范明确要求：混凝土的洒水保湿养护时间应≥7 d，对重要工程或有特殊要求的混凝土，应根据环境湿度、温度、水泥品种，以及掺用的外加剂和掺合料等情况，酌情延长养护时间，并应使混凝土表面始终保持湿润状态。

当前桥梁圆柱墩养护基本上采用滴漏薄膜覆盖养护的方法，即先将柱墩表面用薄膜覆盖，养护作业过程中将滴漏水桶吊运至圆柱墩顶部让水从桶底预留孔向下滴出，从而达到湿润养护圆柱墩的作用。该传统方法存在着诸多不足之处，不但费时、费工、费力，养护还不及时，养护效果及安全保障性较差。

为此，良梅公路（三期）四标在桥梁圆柱墩养护上进行大胆创新，采用自动喷淋养护，解决了传统养护的诸多不足，节约了人力、物力和财力，确保了桥梁圆柱墩的施工质量和安全。

1　工程概况

良梅公路（三期）四标路线全长 14.176 km，主线内有桥梁两座，分别是寨湾大桥（桥梁全长 278 m）、漾口大桥（桥梁全长 188 m）。两座桥的圆柱墩共有 10 根，总长 240 m，所有圆柱墩混凝土强度均为 C30。两座桥梁所在位置均有常流水溪流。

作者简介：熊建荣（1987—），工程师，主要从事桥梁、路基路面施工管理工作。

2 工作原理

桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置是将圆柱墩养护用的水管提前预埋于圆柱墩内部，预埋管在钢筋加工时一同在地面上制作，并与钢筋笼一同安装，作业人员只需在底部将接头对接，待混凝土终凝后，采用薄膜覆盖，确保全面覆盖墩柱外表面，即可立即通水进行养护作业。这一方法可避免吊运水桶前的养护间歇，且不用起重设备吊人进行养护作业，养护结束后对预留管道进行灌浆封闭即可。桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置将自动喷淋系统与圆柱墩养护相结合，可实现自动化养护作业来满足圆柱墩表面 24 h 湿润的需求。

3 工程流程

桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置工作流程如图 1 所示。

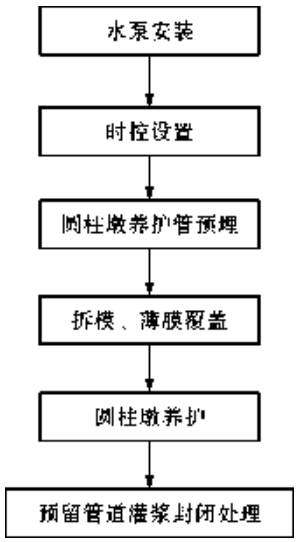
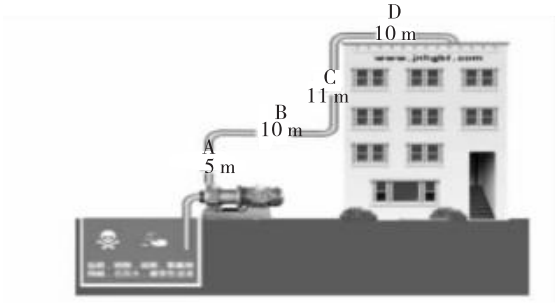


图 1 桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置工作流程图

(1)水泵安装："抽水系统"的选择。

项目的两座桥梁所在位置均有自然水源且水流较大，完全能满足养护用水需求。选择合适的抽水系统就应对水泵扬程进行分析。项目圆柱墩与水面最大高差约为 48 m(漾口大桥 5# 墩)，总管网长约 180 m，90°弯头约 10 个。经查阅资料可知，管网的能量损失约为每 10 m 损耗 1 m 水扬程，每 1 个弯头损失 0.5 m 扬程(见图 2 水泵扬程计算实例)，故本次课题需最大扬程为：48＋180÷10×1＋10×0.5＝71 m。



水泵在实际运转中并不是直上直下的，它会走弯头，走三通，走水平距离，这些都是损耗，那么就需要进一步相对精准地来估计水泵扬程。

- 1个弯头≈0.5 m水泵扬程的损耗
- 10 m水平距离≈1 m水泵扬程的损耗

以上图为例

- 已知：A高度为5 m；B长度为10 m；C高度为11 m；D长度为10 m；还有3个弯头；
- 那么实际工况扬程就为：
- A+弯头+B+弯头+C+弯头+D
- 5 m+0.5 m+1 m+0.5 m+11 m+0.5 m+1 m=19.5 m

图 2 水泵扬程计算实例图

本项目抽水装置选用 100QJD2－36/6 潜水泵＋15DW－550 W 增压泵。

其主要技术参数：功率为 0.37＋0.55 kW；最大扬程为80 m；流量为2 m^3/h。该装置使用寿命较长，流量适宜，能满足圆柱墩养护最大扬程需要，耗电量较小。

抽水系统安装：将潜水泵与增压泵供电线路并联，根据现场实际地形将潜水泵与增压泵的水管进行连接，潜水泵放入流淌的溪水中。抽水系统安装过程中注意供电线路采用2.5 mm^2 的电缆线进行并联，电缆线不能出现多余接头。潜水泵与增压泵间的管节接头均用配套的弯头连接，连接前将进行 PVC 管的连接，接触面清理干净并保持干燥，用专用的 PVC 胶粘剂进行粘结。一套抽水装置由 100QJD2－36/6 潜水泵、15DW－550 W 增压泵、25 mm PVC 管、90°PVC 弯头、电缆线等组成。

在施工现场测试水泵装置最大扬程能达到85 m。并统计了 71 m 扬程下每小时的水流量，结果满足要求。

(2)时控设置：开关控制装置采用 KG316T 微电脑时控开关电箱。

其特点为：接触器配合时控开关，通过该装置的定时功能，24 h 设置水泵通电时长及断电时间间隔。该装置安装简单，操作方便，稳定性好，使用寿命长。

制作一个时控开关控制电箱作为开关控制装置，

该电箱能在电流过载、短路、漏电等情况下自动断电保护整个养护装置，并由专业电工组装通电检查其是否能正常工作。

开关控制电箱安装：将开关控制电箱接入漾口大桥的施工临时用电线路中，并放置在抽水系统附近，将抽水系统的电缆线接入到开关控制电箱中。

时控开关控制电箱由 KG316T 微电脑时控开关、漏电保护器、时间继电器、交流接触器、常开开关、常闭开关、紧急停止开关、配电箱等组成。

时控开关运转稳定，启闭的成功率为 100%，在完成的时控开关控制电箱中设置有紧急停止开关、漏电保护器等电路保护措施，当出现线路问题时能及时断电。

(3)圆柱墩养护管预埋：管道管材采用 PVC 管材。

其特点是：需用专用的热熔工具进行热熔连接。

将养护管的安装纳入墩柱验收项目，在验收程序中，对预埋的养护管，采用钢尺每米各检查 1 处其前后和左右的偏位，检查养护管绑扎固定点的间距、牢固情况，强化管节安装的重要性，提高管节安装的质量。

管节拼接完成后进行水密性试验，使预埋管管内连接畅通率到达 100%，养护管轴线与立柱轴线平行，轴线偏位≤5 mm。整个圆柱墩的钢筋笼立笼及预埋管与主管的连接作业均在墩柱根部的施工平台上进行。

(4)圆柱墩浇筑：按规范对圆柱墩进行浇筑。

(5)拆模、薄膜覆盖：一般混凝土浇筑 24 h 后就可以拆模，拆模之后采用薄膜覆盖。采用塑料薄膜将墩柱整节缠绕，纵向搭接宽度＞10 cm，并用透明胶带将接缝处贴住防止滑落，确保塑料薄膜全面覆盖墩柱外表面。

(6)圆柱墩养护：养护水喷洒方式采用喷淋头喷洒养护。

喷淋头喷洒养护特点：安装方便，喷洒均匀。

喷淋头喷洒养护施工措施：

①采用可调整的铜芯喷雾喷淋头作为养护装置的喷淋头，并且根据墩柱的直径调整喷淋头的喷洒范围。

②薄膜覆盖＋喷洒。

③喷淋头喷洒均匀。整个墩柱被薄膜严密覆盖，养护水均匀地从墩柱顶部沿着包裹的薄膜内向下流淌。通过统计表可知，在喷淋作业时，圆柱墩表面湿润面积率均达到 100%，整个喷淋作业和薄膜覆盖作业施工人员都是通过施工爬梯上下，未用机械吊吊运工人作业。

整个桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置如图 3 所示。

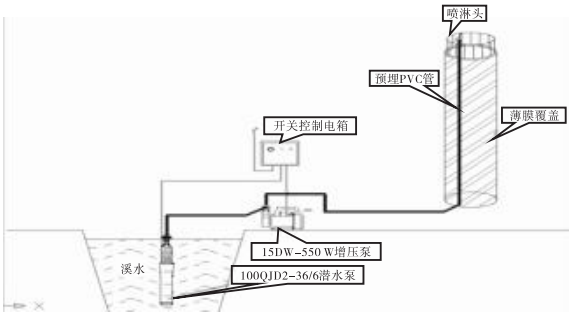


图 3　桥梁圆柱墩预埋式自动喷淋养护装置示意图

(7)预留管道灌浆封闭处理：对预留管道灌浆料进行性能指标试验。预留管道灌浆料具有强度高且早期强度提升快、无收缩、自流动性强、无须振捣自密实等特性。对预留管道灌浆料在现场制作同养试块，并进行各种性能检测。灌浆料抗压强度＞34.5 MPa。

预留管道灌浆料的流动度、抗压强度等各种性能均满足要求，灌浆材料 7 d 抗压强度为 46.5 MPa，28 d的抗压强度为 58.9 MPa，均＞34.5 MPa，符合规范要求。

整个养护装置安装完成后，对漾口大桥 5－1# 墩第 2 节圆柱墩进行从启动养护系统到圆柱墩全部润湿所需时间及从圆柱墩全部润湿到圆柱墩表面无表层水为止所需时间的计算，最后整理得出结论：启动养护至圆柱墩全部润湿平均大约 15 min，而下次养护的间隔，根据一天的时间段气温不同，经过整理编制出系统工作时间汇总表如表 1 所示。

表 1　圆柱墩喷淋养护系统工作时间汇总表

序号	养护时段	养护时长(min)	间段时段	间段时长(min)
1	00：00－00：15	15	00：15－04：00	225
2	04：00－04：15	15	04：15－08：00	225
3	08：00－08：15	15	08：15－10：00	105
4	10：00－10：15	15	10：15－12：00	105
5	12：00－12：15	15	12：15－13：30	75
6	13：30－13：45	15	13：45－15：00	75
7	15：00－15：15	15	15：15－16：30	75
8	16：30－16：45	15	16：45－18：00	75
9	18：00－18：15	15	18：15－20：00	105
10	20：00－20：15	15	20：15－24：00	225
养护时间汇总		150	间断时间汇总	1 290

4 效果检查

从2020－10－01开始进行圆柱墩养护，至2020－11－10完成了漾口大桥及寨湾大桥圆柱墩共计10根、16节的7 d养护施工应用，并进行了效果检查。

养护装置应用后，首先对16节圆柱墩共进行了224班次的检查，均未有因圆柱墩养护而进行机械吊吊运工人作业的情况，养护期间机械吊吊运工人0次。

其次，对圆柱墩湿润情况进行检查。养护装置应用后，圆柱墩养护7 d期内均能做到时刻保持湿润，即圆柱墩养护期内保持湿润时间＝24 h，有效保证了圆柱墩的养生质量。

5 经济效益对比分析

2020－10－01至2020－11－10，该养护装置应用在漾口大桥、寨湾大桥施工中，采用两套养护装置同时作业，圆柱墩共计10根、16节，养护管累计长240 m，累计养护天数112 d。由于该方法相较滴漏养护施工减少了大量人工及机械台班，节约成本共44 040.6元，经济效益显著。具体如表2所示。

表2 经济效益对比分析表

费用组成	采用工艺		内容
	传统滴漏养护	本次预埋式自动喷淋养护	
人工费	20 min÷60 min/h×5次×112 d÷8 h/台班×200元/工日＝4 666.7元	400元/套×2套＝800元	养护人工、安装人工
材料费	100元/个×10个＝1 000元	(882元/套＋500元/套)×2套＋500元/套×2套＋240 m×2.2元/m＋287 kg×1.6元/kg＋12元/套×10套＝4 871.2元	滴漏桶、水泵、电箱、管、灌浆料
机械费	20 min÷60 min/h×5次×112 d÷8 h/台班×2 000元/台班＝46 666.7元	0	汽车吊台班
电费	0	0.92 kW×112 d×150 min/d÷60 min/h×1元/kW·h＝257.6元	电费
合计	52 333.4元	5 928.8元	—
节省费用	传统滴漏养护－本次预埋式自动喷淋养护－活动经费：52 333.4－5 928.8－2 000＝44 040.6元		

注：1. 传统滴漏养护费用基本组成：单个滴漏桶成本100元，吊桶过程时长约20 min，汽车吊2 000元/台班，每天吊桶作业5次，每次吊桶需2人配合，人工200元/工日；

2. 本次预埋式自动喷淋养护：25 mmPVC管材长度240 m，单价2.2元/m；密封养护管采用的支座灌浆料约287 kg，单价1.6元/kg；抽水系统882元/套；安装人工费400元/套；单天养护时长150 min，电费1元/kW·h；

3. 计算时间：2020－10－01至2020－11－10；

4. 课题活动使用经费：2 000元

6 专业技术经验总结

在研制该养护装置的过程中，实现了养护期内时刻保持湿润和机械吊吊运工人0次的目标，同时还掌握了系统的分析方法，比选材料、设备，水电线路的安装方法和要求。经验总结如下：

(1)要根据气温的变化，调整养护装置运转的时间间隔。

(2)养护管要预埋在两根主筋中间，这样安装更顺直、更牢固，不会干扰圆柱墩混凝土的浇筑。

(3)灌浆料的配合比要严格控制流动度和强度之间的关系。

(4)潜水泵应先通电工作待水流进入增压泵后再启动增压泵，这样抽水系统的寿命会更长，更安全。

(5)根据每个项目自身对抽水系统扬程的需求，选择适合工序的水泵更为经济。

(6)在开关控制电箱面板上设置紧急停止按钮，紧急情况时可快速安全停止养护装置运行。

7 结语

采用新型养护装置进行圆柱墩养护施工后，在很大程度解决了长期以来圆柱墩养护不连续、保湿情况不达标的问题，混凝土强度提升较快，同时省去了人工吊运作业，不再出现机械吊吊运工人高空作业的情况，较传统做法更为安全。整个新型养护装置施工成本低，不占用施工场地，不占用起吊设备，安全可靠，全天候自动养护，减少人工投入，操作简单，容易复制，易进行标准化的推广，受到业主，监理等单位的好评。

参考文献

[1]赵全江，温 斌.温湿度控制智能喷淋养生系统在预制T梁中的应用[J].西部交通科技，2020，157(8)：130－132.

[2]广西翔路建设有限责任公司.路网工程施工现场标准化图集[Z].2019.

[3]广西路桥工程集团有限公司.施工工艺流程标准[Z].2018.

收稿日期：2021－11－10

破碎围岩条件下大断面隧道转换施工优化方法研究

黄武恒
（广西新恒通高速公路有限公司，广西　南宁　530000）

摘　要：由于大断面隧道结构稳定性差，因此对转换施工方法的要求极高。文章为有效提高大断面隧道施工质量，确保施工安全性，研究破碎围岩条件下大断面隧道转换施工优化方法。通过双侧壁导坑法开挖Ⅴ级破碎围岩，采用交叉中隔壁法开挖Ⅳ级破碎围岩，在两个围岩等级交界处转换工法，分析开挖进尺与钢拱架间距对破碎围岩变形的影响，并优化施工参数。结果表明：开挖进尺越大，隧道衬砌变形幅度越大；为确保围岩变形最小，埋深＜250 m时开挖进尺宜选取1 m，埋深＞350 m时开挖进尺宜选取2 m；钢拱架间距与其最大拉应力值成正比，钢拱架间距为 0.5～0.9 m时，施工安全性最好，能够有效提高大断面隧道施工质量。

关键词：破碎围岩；大断面隧道；转换施工；优化方法；双侧壁导坑法；交叉中隔壁法
中图分类号：U455.4　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.033
文章编号：1673－4874(2022)03－0123－04

0　引言

破碎围岩条件下，围岩变形情况较为复杂，加剧了大断面隧道施工的难度，同时这种条件下对于大断面隧道施工要求也较高。若施工参数不规范，会导致隧道施工存在风险[1]，甚至出现坍塌现象。为确保施工工期不延后，且保证施工质量[2]，需针对围岩等级的不同，设计不同的施工工法。在转换施工工法时，若转换时间不合理，也会提升施工难度，导致危险事件发生[3]。

梁广山等[4]为加快施工速度，研究隧道施工工法转换方法，缩短工期，但该方法并未考虑围岩条件，且施工参数不规范，降低了施工安全性。唐喜奎[5]为提升隧道施工安全，研究转换施工方法，充分考虑地质因素，降低隧道施工风险，但该方法没有考虑施工参数对围岩变形的影响，施工参数规范性差，会延误施工工期。

为确保施工安全且加快施工进度，综合考虑地质因素与施工参数对围岩变形的影响，本文研究破碎条件下大断面隧道转换施工优化方法，分析合理的工法转换时间，获取最优施工参数，确保施工安全。

1　工程概况

本文以某省铁路客运专线为研究对象，该线路的长度为360 km，线路等级是客运专线，行驶速度为251 km/h。该条线路施工完成后，能够带动该地区的旅游发展[6]。该条客运专线中某隧道长度是4 933.46 m，隧道沿线地形比较陡峭，最大高度差为410 m。该隧道围岩的力学性质稳定性较差，施工难度较大。

作者简介：黄武恒(1982—)，工程师，主要从事高速公路隧道施工安全管理工作。

该隧道经过的破碎围岩为炭质千枚岩，中间包含少量板岩。破碎围岩颜色主要是深灰与灰黑色。洞口段破碎围岩等级为Ⅴ级，厚度为 0.5～11.8 m，起止桩号是 SG2＋090～SG2＋193；邻近的破碎围岩等级为Ⅳ级，稳定性高于Ⅴ级围岩，起止桩号为 SG2＋193～SG2＋363。岩体整体呈褶皱发育，节理将薄岩层分割为破碎状，破碎程度较高。因为隧道沿线属于破碎围岩，施工时易出现变形，所以需要分析地质因素与力学规律，研究大断面隧道转换施工优化方法，降低施工风险。

2 方法和材料

2.1 大断面隧道转换施工方法

要充分分析开挖进尺与侧压力系数等对破碎围岩变形的影响，并参考地质因素与隧道设计规范，研究破碎围岩时大断面隧道转换施工优化方法，提升施工安全性[7]。Ⅴ级破碎围岩通过双侧壁导坑法进行施工，记作工法 1；Ⅳ级破碎围岩通过 CRD（交叉中隔壁）法进行施工，记作工法 2。Ⅴ级破碎围岩至Ⅳ级破碎围岩连接处（SG2＋189 至 SG＋203），需要转换施工工法，由工法 1 转换至工法 2。具体转换施工步骤如下：

步骤 1：围岩等级Ⅴ级时，采用工法 1 展开施工，不断扩展隧道两侧导洞的掌子面开挖面积，令左右两侧的初期支护同时移向隧道中线，导致左右两侧导坑初期仰拱不断变大，中间导坑初期仰拱不断变小。

步骤 2：在左右初期支护彼此搭接情况下，结束移动。

步骤 3：拿走右侧支护，保留左侧支护，将工法 1 中保留的左侧支护转换为工法 2 中的中间初期支护，实现施工工法转换。

转换施工工法的条件是确保两个工法的起拱线高度相同，通过调整垂直方向的初期支护高度控制起拱线高度[8]。工法 1 与工法 2 垂直方向支护线形相反，在转换过程中，需改变工法 2 的支护线形，令其与工法 1 的支护线形不断接近，保证转换过程中每部分垂直方向尺寸过渡的不间断性。

2.2 计算方法

通过有限差分软件 FLAC 3D 分析大断面隧道转换施工优化方法的影响因素，对转换施工过程中的参数进行优化，影响因素包含开挖进尺与侧压力系数等。隧道开挖影响区域属于洞径的 4～6 倍，按照地质因素与转换施工工法，简化计算模型，获取该模型的横向长度为90 m，隧道轴线方向长度为40 m，纵向长度为埋深。模型各方向边界约束为法向约束。

在求解钢拱架与喷洒混凝土承受的轴力与弯矩过程中，令喷洒混凝土是 h，钢拱架是 g，截面面积是 Z，支护承担的总轴力与总弯矩为：

$$P_h = P\frac{Z_h W_h}{Z_h W_h + Z_g W_g} \tag{1}$$

$$Q_h = 0 \tag{2}$$

$$P_g = P\frac{Z_g W_g}{Z_h W_h + Z_g W_g} \tag{3}$$

$$Q_g = Q \tag{4}$$

式中：P——截面总轴力（kN）；

Q——总弯矩（kN·m）；

W——弹性模量（MPa）。

2.3 计算参数

破碎围岩力学参数如表 1 所示。

表 1 破碎围岩力学参数表

破碎围岩	重度（kN·m^{-3}）	体积模量（GPa）	泊松比	内摩擦角（°）	粘聚力（MPa）	抗拉强度（MPa）
Ⅴ	19	1.6	0.46	21	0.2	0.16
Ⅳ	21	3.1	0.36	29	0.7	0.47

2.4 支护模拟

在转换施工工法中，先开挖再支护施工。以梅花桩方式安装锚杆，钢拱架间距是1 m，前期喷洒混凝土厚度是0.27 m，断面间距是0.9 m。按照 FLAC 3D 软件模拟锚杆 M、钢拱架 G、喷洒混凝土 T，各材料物理力学参数如表 2 所示。

表 2 各材料力学参数表

参数	M	G		T
		I20a	I25a	
弹性模量（MPa）	0.26	200	220	260
横截面积（cm^2）	0.006 5	40.6	40.6	—
泥浆周长（m）	0.29	—	—	—
泥浆刚度（MPa）	0.91	—	—	—
泥浆内摩擦角（°）	49	—	—	—
泥浆粘聚力（MPa）	1.1	—	—	—
密度（kg/m^3）	—	—	7 900	2 600
泊松比	—	0.30	0.33	0.26
x 轴方向惯性矩（cm^4）	—	2 779	2 779	—
y 轴方向惯性矩（cm^4）	—	2 690	2 690	—
z 轴方向惯性矩（cm^4）	—	179	179	—
厚度（m）	—	—	—	0.27

2.5 开挖模拟

利用 FLAC 3D 软件计算分析开挖进尺分别为 1 m、2 m、3 m与4 m时的隧道衬砌变形情况，确定较优开挖进尺，再获取不同埋深时的最优开挖进尺，最后

获取最优侧压力系数与最佳钢拱架间距，完成施工参数优化。

3 优化结果分析

3.1 开挖进尺优化分析

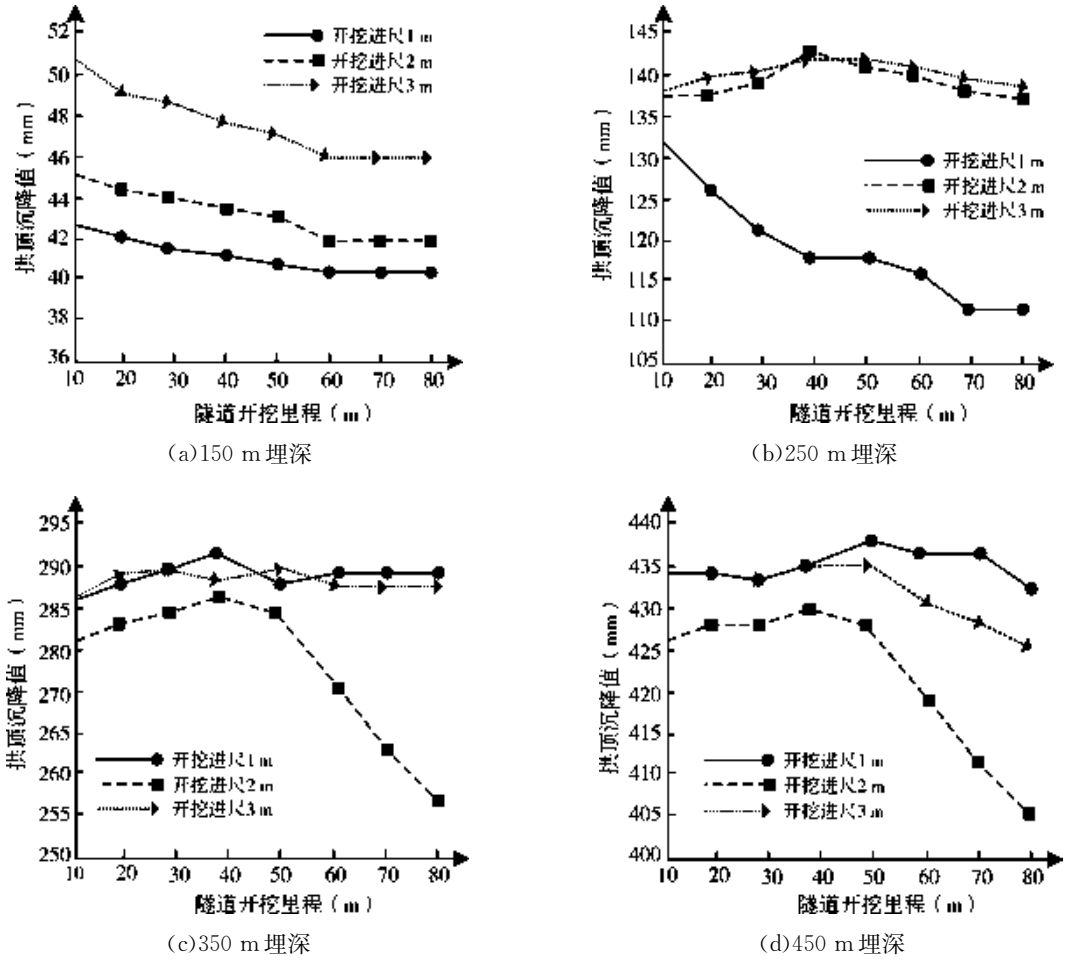
利用 FLAC 3D 软件计算分析不同开挖进尺时隧道衬砌的变形情况，以埋深为150 m、隧道开挖里程为10 m为例，不同开挖进尺时隧道衬砌变形情况如表 3 所示。

表 3 不同开挖进尺时隧道衬砌变形情况表

开挖进尺(m)	拱顶沉降(mm)	拱顶		拱肩	
		轴力(kN)	弯矩(kN·m)	轴力(kN)	弯矩(kN·m)
1	42.89	223.5	19.76	267.52	17.35
2	45.34	209.6	21.63	239.73	19.52
3	50.64	193.5	22.96	218.35	20.27
4	62.51	159.7	26.98	162.61	24.65

分析表 3 可知，开挖进尺越大，拱顶沉降量越多，开挖进尺为 1～3 m时，沉降量相差较小，开挖进尺为 4 m时，沉降量明显增多。开挖进尺不同，隧道的结构内力也出现改变，开挖进尺越大，拱顶与拱肩的轴力均不断降低，弯矩不断提升，导致结构的安全性越来越差，开挖进尺为 1～3 m时，两个监测点的轴力、弯矩差距不大，在开挖进尺为4 m时，轴力下降幅度与弯矩提升幅度均较大。综合分析可知，开挖进尺为 1～3 m时，隧道衬砌变形幅度较小，因此，在破碎围岩条件下，大断面隧道转换施工工法优化后的开挖进尺宜选择 1～3 m。

利用 FLAC 3D 软件计算分析开挖进尺为 1～3 m时，埋深分别为150 m、250 m、350 m、450 m时的围岩变形情况，为不同埋深情况选取最优的开挖进尺。大断面隧道转换施工开挖进尺为 1～3 m时，不同埋深情况下围岩变形情况(拱顶沉降)如图 1 所示。



(a)150 m 埋深　(b)250 m 埋深

(c)350 m 埋深　(d)450 m 埋深

图 1 不同埋深拱顶沉降值分布曲线图

分析图 1 可知，在埋深≤250 m时，开挖进尺为 1 m时拱顶沉降量显著低于其余两个开挖进尺，即此时围岩变形最小；在埋深≥350 m时，开挖进尺为2 m时围岩变形最小，埋深为350 m与450 m时开挖进尺为 2 m的拱顶沉降值变化趋势大致相同。分析原因可知，在埋深不深时，隧道开挖里程越长，开挖扰动次数越多，围岩变形受其影响较大，此时，开挖进尺小，扰动次数就少，围岩变形越小；埋深较深时，扰动次数与地层条件共同影响围岩变形情况，因此，在埋深≥350 m情况下，大断面隧道转换施工优化时，需充分分析地层条件与开挖扰动次数。在这种情况下，最佳的开挖进尺为2 m。综合分析可知，埋深≤250 m时，最优开挖进尺为1 m；埋深≥350 m时，最优开挖进尺为2 m。

3.2 侧压力系数优化分析

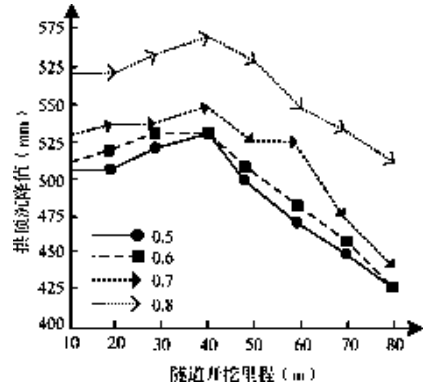
利用 FLAC 3D 软件计算分析不同侧压力系数在隧道转换施工时围岩的变化情况，侧压力系数属于除埋深以外的主要地质因素。以埋深450 m、开挖进尺2 m为固定条件，分析不同侧压力系数时大断面隧道转换施工时围岩变化情况。侧压力系数通常为 0.5、0.6、0.7、0.8，不同侧压力系数情况下隧道围岩沿轴向发展情况如图 2 所示。

分析图 2 可知，侧压力系数越大，隧道拱顶沉降值越大，即围岩变形越大，在侧压力系数为 0.8 时，隧道拱顶沉降值明显高于其余三个侧压力系数时的拱顶沉降值，此时，隧道位移也最大。试验证明：侧压力系数过大时，在围岩应力调整时隧道洞壁变形较大，因此，在大断面隧道转换施工时不宜选取过大的侧压力系数。

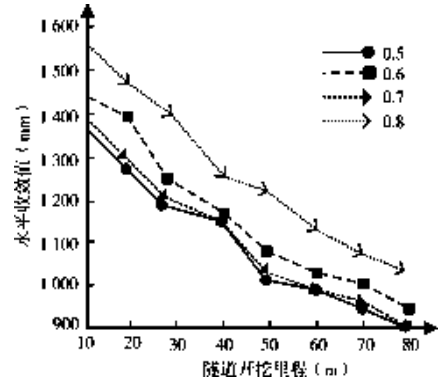
3.3 钢拱架间距优化分析

利用 FLAC 3D 软件计算分析钢拱架间距不同时隧道转换施工时拱架的最大拉应力值，分析结果如图 3 所示。

分析图 3 可知，I20a 与I25a 的 K 值变化趋势一致，I25a 在间距为 0.5～1.1 m时的 K 值未超过 R 值，I20a 在间距为 0.5～0.9 m时的 K 值未超过 R 值。综合分析可知，钢拱架间距宜选择 0.5～0.9 m，最大应≤1.1 m；I20a 钢拱架的最大拉应力值显著高于I25a 钢拱架，而I25a 钢拱架间距范围大于I20a 钢拱架。试验证明：在破碎围岩条件下，大断面隧道转换施工时钢拱架间距宜选 0.5～0.9 m，钢拱架型号宜选择I25a，隧道施工安全性较高。



(a)拱顶沉降值



(b)水平收敛值

图 2　不同侧压力系数情况下隧道围岩沿轴向发展情况曲线图

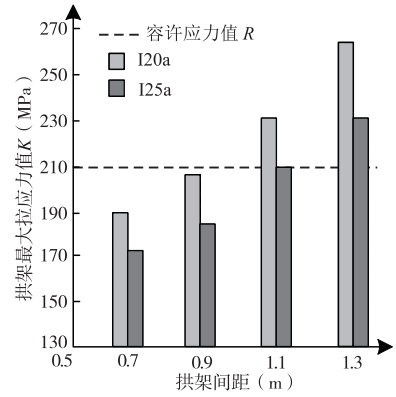


图 3　不同钢拱架间距时 K 值分析结果柱状图

4　结语

目前大断面隧道转换施工时工法较为保守，转换时经常出现停工问题，严重耽误工期。为此，研究破碎围岩条件下大断面隧道转换施工优化方法，利用双侧壁导坑法与 CRD 法实现不同破碎围岩等级时的施工转换，分析转换施工时侧压力系数与钢拱架型号等

（下转第 142 页）

特大钢管拱桥设计施工一体化 BIM 技术应用分析

朱觉文[1]，申　威[2]
（1. 广西新发展交通集团有限公司，广西　南宁　530029；2. 广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章介绍了沙尾左江特大桥运用 BIM 技术在工程设计阶段、施工阶段以及工程信息化等三方面的协同应用，有效解决了 BIM 技术在钢管混凝土拱桥中应用的发展瓶颈问题。

关键词：BIM；钢管混凝土拱桥；设计施工一体化；信息化；协同应用
中图分类号：U448.22　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.034
文章编号：1673－4874(2022)03－0127－04

0　引言

近些年来，我国钢管混凝土拱桥建设得到大力发展，已建及在建的钢管混凝土拱桥数量已达 400 余座。由于钢管混凝土拱桥优越的受力性能和施工的便利性，使这类桥型不断向超大跨度发展，而利用以往传统的设计、施工以及建设管理方法，已无法满足日益趋新的设计理念和建设期望。本文以沙尾左江特大桥为依托项目，系统地研究了 BIM 技术在拱桥设计和施工中的应用，总结了一套可有效解决大跨度复杂钢管混凝土拱桥工程技术及管理瓶颈的技术方法，为同类工程 BIM 应用提供参考。

1　项目概况

沙尾左江特大桥系南宁南过境线（吴圩机场至隆安段）高速公路上跨越左江的一座特大型桥梁。主桥为主跨 360 m 中承式钢管混凝土提篮拱桥，建成时是世界上最大跨径的公路钢管混凝土提篮拱桥，其中桥梁计算矢高为 75 m，矢跨比为 1/4.533；拱轴线为悬链线，拱轴系数 m＝1.55。拱肋为钢管混凝土桁架式结构，提篮倾角为 10°。

2　项目重难点与解决措施

对于大跨度钢管混凝土提篮拱桥，设计精细度直接影响着工程建设难易度。沙尾左江特大桥作为项目控制性工程，质量要求高，项目难度大，在以往钢管混凝土拱桥设计、施工以及管理模式下仍然存在着几个技术瓶颈，如下页表 1 所示。

3　BIM 应用技术路线

针对上述现阶段钢管混凝土拱桥 BIM 应用存在的技术瓶颈，为保证项目 BIM 技术应用研究顺利开展，由业主方牵头建立项目 BIM 应用协作机制。主要从设计阶段入手，将设

基金项目：2019 年度交通运输行业重点科技项目“公路工程三维数字化协同设计技术与施工管理平台推广”（编号：2019－TG－006）；2019 年度广西科技计划项目“公路特大桥三维数字协同设计与施工管理融合的关键技术研究与应用”（编号：桂科 AB19245048）

作者简介：朱觉文（1982—），高级工程师，主要从事公路工程施工管理工作；
申　威（1995—），助理工程师，主要从事工程数字化工作。

计 BIM 成果无缝传递至施工阶段，开展施工 BIM 应用及项目信息化管理，如图 1 所示。

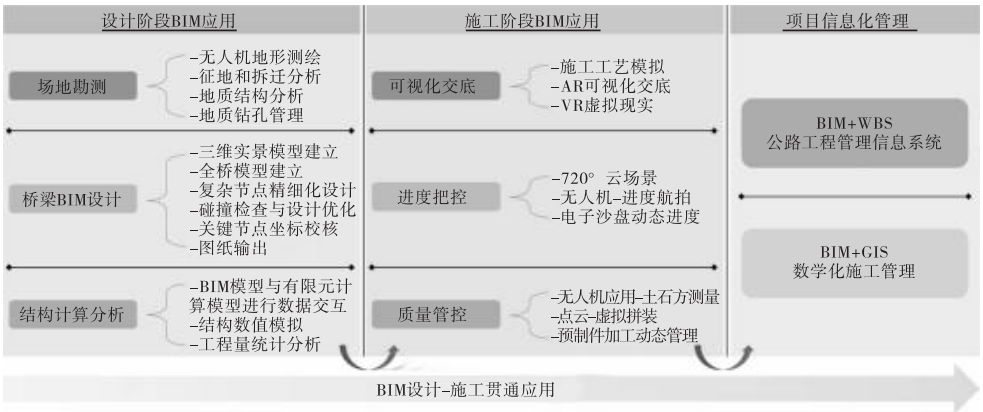


图 1　项目 BIM 应用技术路线图

表 1　技术难点表

序号	技术瓶颈
1	结构空间关系复杂，主桥拱肋为变高度四管桁式结构，传统二维图纸难以表达设计理念，同时也加大了结构工程量统计的难度
2	施工工艺复杂，传统施工技术交底无法对项目存在问题实现可预测与可控制，不利于对桥梁质量、安全进行准确把控
3	拱肋线型控制难，采用传统钢结构加工工艺，极易出现尺寸错误以及相贯线吻合精度不高等问题，造成构件预拼装存在隐患，使构件对接安装变得更加困难
4	项目设计、施工资料繁多，造成设计信息无法有效传递至施工阶段，不利于项目全过程精细化管理

4　工程 BIM 设计应用实践

4.1　基于无人机航测的三维实景建模

在工程设计初期，利用无人机倾斜摄影技术对项目周边开展三维实景建模工作，创建了现场详尽的三维实景模型，真实还原项目周边环境。此举旨在通过“实景模型”与桥梁 BIM 模型的结合，使项目设计和管理人员及时了解现场情况、解决现场问题。

4.2　三维地质建模与分析

通过物探数据、钻探资料、地形资料，建立桥位三维岩土数字模型，包括地层结构、溶洞等，并进行地质平剖面切割、土石方计算，为拱座基础设计提供直观的依据，同时也为主桥设计提供重要的基础资料。

4.3　主桥三维设计、碰撞检查

通过建立精细化的桥梁 BIM 模型，如图 2 所示，在三维空间中将全桥的外形、尺寸和空间坐标精准确定，并在建模过程中开展各专业、各分项协同设计，及时消除坐标、标高错误，确保构件尺寸准确无误，减少后期返工和变更，提高设计质量，助力复杂空间结构提篮拱实现高精度合龙。

图 2　桥梁精细化 BIM 模型图

对于相同类型的节点构造，比如拱肋扣锁扣点，其随着所在位置弦管倾斜角度变化而变化，因此，利用参数化设计手段，建立构件模板，通过修改角度参数，实现扣点的快速实例化。

4.4　计算分析应用

基于 BIM 模型，可以实现与计算软件之间的数据共享，在有限元分析软件中导入模型数据并进行选取和处理，随后开展数值模拟，为结构计算提供有力的数据支持。

本项目还分别针对吊索上锚头锚固区应力、格子梁局部、临时铰局部、拱肋扣点局部开展了有限元分析，将 BIM 模型导入有限元软件，加载受力，运行得到相应的计算结果，以确保设计成果的安全可靠。

4.5　图纸输出及工程量统计

针对大桥局部构造二维图纸无法表达设计意图以及相应工程量难以统计的难点，可借助 BIM 软件出图功能自动绘制三维实体大样图纸及相应尺寸标注，并可同步出具构造工程量统计明细表。较传统设计方法，利用 BIM 技术进行模型图纸输出及工程量统计，具有三维模型发生变化时，相应图纸及工程量亦可随之同步更新的显著优势。

5　工程 BIM 施工应用实践

5.1　BIM 可视化交底

5.1.1　BIM 施工工艺模拟

利用 BIM 可视化的特点，结合实体地形，通过仿真软件进行仿真模拟，如图 3 所示，便于施工方案讨论和组织，辅助施工方进行决策。尤其针对提篮拱桥工程施工工艺先进、施工技术含量高的特点，开展基于 BIM 技术的可视化交底工作，将直接有效地提高施工人员施工技术。

图 3　施工仿真动画图

5.1.2　BIM＋AR 可视化交底

为解决工人看图难的问题，利用复杂异型构件如主桥主墩、拱肋节段、法兰盘等相对应的三维设计 BIM 模型，运用 AR 技术在对施工人员开展交底工作时，让施工人员通过手机扫描施工图纸即可查看施工部位的三维模型，降低沟通成本，起到清晰高效交底的作用。

5.1.3　BIM＋VR 虚拟现实

对项目重大危险源及重点难点的分部分项工程，采用 VR 技术对施工人员进行安全技术交底和规范操作教育，也可利用 VR 虚拟体验竣工场景，引入 VR 技术，营造施工环境沉浸式体验效果，提升安全意识，加强了施工现场的可交互性，有助于设计优化、施工图深化及方案比选，提高决策效率。

5.2　BIM 进度管理方案

5.2.1　BIM＋720°云场景

利用 720°全景技术来展示项目实地情况及预期要达到的建造效果，搭建好的 720°场景可通过手机扫描二维码随时观看。720°场景主要分为实景和渲染场景，既能让项目对未达到预期效果的地方进行及时调整，又可实时比对项目每期建设情况，方便考察进度。

5.2.2　BIM＋无人机应用进度航拍视频

利用无人机技术按时按月对项目全线开展航拍工作，结合三维模型制作航拍进度视频，项目管理人员可统计拆迁进度、路基清表、桥梁墩柱施工、预制梁安装进度、边坡开挖防护等情况，节省长距离高速公路施工管理的时间成本。

5.2.3　电子沙盘动态进度管理

通过系统平台将 BIM 模型与施工进度相关联，并与 GIS 信息集成，形成对工程进度、人、机、料等的集成管理。在电子沙盘上可实现不同项目的进度追踪，将施工过程中现场填报的实际工程进度按照不同颜色显示对应的分项 BIM 模型，并与施工计划关联来判定进度是否正常、提前或者滞后，存在滞后情况即由系统发出预警，从而实现三维可视化把控施工进度。

5.3　BIM 质量管控方案

5.3.1　BIM＋无人机应用（土石方测量）

利用无人机对施工场地原始地貌拍摄带有空间位置信息的照片，将照片导入 Photoscan 软件中处理为三维点云数据，并将点云数据导入 Midas Civil 3D 软件中生成曲面，将施工作业前后的地形曲面进行体积计算，得出相应的土石方量，如图 4 所示。

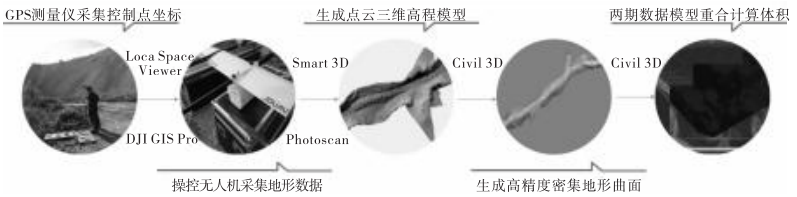


图 4　无人机土石方测量技术路线图

5.3.2　BIM＋点云

大桥拱肋构造设计为竖向内倾 10°的提篮拱，精度要求极高。为满足施工精度要求，结合 BIM＋点云技术开展虚拟拼装的应用，辅助预拼装。利用三维激光扫描仪扫描拱肋节段得到点云模型，将点云模型与 BIM 模型通过基准点在计算机中进行虚拟比较，比对分析得到构件加工模型与设计模型的偏差，以辅助精准校核，确保拼装满足精度要求。

5.3.3　预制件加工动态管理系统

本项目通过预制件加工动态管理系统，结合 BIM 和物联网信息采集传递技术，实现对大桥钢结构构件加工、运输、安装等全过程跟踪，实现大桥钢结构构件可视化管理。确保钢结构施工的进度和质量。

5.4　BIM 助力项目信息化管理

5.4.1　BIM＋WBS 的公路工程管理信息系统

针对项目特点建立了公路工程管理信息系统进

行项目管理，该平台高度集成工程信息，并与质量、安全、进度、成本、环境等项目管理要素有机结合，基于BIM模型结合工程结构部位实现与施工业务数据的挂接，实现数据共享及可视化应用，将试验、质检、进度、计量等各项业务系统进行了串联互通，打破现有独立业务“数据孤岛”现象。

由于系统实现了精细化和“一数一源”的管理目标，项目管理层在过程管控中的进度数据直接来源于日常实时更新的数据，降低了数据经过人工统计产生误差的可能性，数据更为精准。

5.4.2 BIM+GIS的数字化施工管理

在项目建设初期，搭建了基于BIM+GIS建立的桥梁建设工程管理平台，通过“BIM+GIS”相结合，在电子沙盘上可直观真实地了解和掌握工程项目设计意图以及与周边环境的匹配关系。同时，在平台上结合网络通信技术、视频压缩技术，将BIM与鹰眼监控系统相集成，在项目智慧展厅显示屏上投放展示，便于建设方以及各参建单位对项目整个建设过程进行全方位实时管控，突破距离限制，大大提高效率。

6 结语

南宁南过境线（吴圩机场至隆安段）高速公路为广西壮族自治区发布的重点推进项目，作为该项目控制性工程，沙尾左江特大桥积极运用BIM技术，基本实现了从勘测设计到施工的全过程应用，基于BIM技术对桥梁结构进行精细化的三维设计和准确的工程量计算，并在施工过程中结合无人机、点云等新技术精准把控项目质量、安全，积累了丰富的应用成果和数据。同时，深度开发了本土化的公路工程管理系统和预制件加工动态管理系统，为运营阶段运维管理及更多项目的信息化应用提供丰富的经验。

参考文献

[1]郑皆连，王建军，牟廷敏，等.700 m级钢管混凝土拱桥设计与建造可行性研究[J].中国工程科学，2014，16(8)：33－37.

[2]林广泰，陈孝强，欧晨丰.超500 m级钢管拱桥施工管理BIM关键技术[J].西部交通科技，2020(11)：50－54.

[3]闫振海，张胜林，赵　伟.大小井特大桥BIM技术应用研究[J].公路，2019，64(9)：152－158.

[4]曾有凤，罗富元.沙尾左江特大桥主桥结构设计及受力分析[J].西部交通科技，2020(4)：93－96.

收稿日期：2021－11－10

（**上接第118页**）

施工环境的作用。承台施工完成后，壁板可以回收再利用，节省了钢材的用量。下放过程中采用千斤顶，结构轻便，人工操作即可，可以节省机械台班费用。

钢吊箱各结构部件通过在标准胎架上生产加工，加工尺寸精准度高，侧板之间通过高强螺栓连接，拼装简单。经过合理设计与理论计算，结构简单，各构件的受力明确，结构安全可靠。

在钢吊箱围堰加工过程中需格外关注焊接应变问题，在浇筑封底混凝土过程中需要防止结构受到扰动。本项目在封底混凝土实施过程中出现局部裂纹，有渗水情况，通过研究大量实例发现封底混凝土渗水情况普遍存在，因此未来可以创新设计，考虑少浇筑封底混凝土甚至不浇筑封底混凝土，使围堰的施工更加安全可靠。

参考文献

[1]陈家海，张　勇，张坤球，等.基于灰色关联分析的钢吊箱结构设计优化方法[J].公路，2020，65(4)：187－191.

[2]张　勇.大桥深水承台钢吊箱设计及施工研究[J].西部交通科技，2018(5)：116－118.

[3]钟　祺，郑春雨，卫　康，等.复杂地质深水环境中钢围堰类型比选及设计研究[J].公路，2021，66(10)：210－215.

[4]周宏伟.深水双壁钢吊箱围堰施工关键技术研究[J].山西建筑，2021，47(21)：98－99，102.

[5]刘晓敏，石怡安，强伟亮，等.高潮差深水基础大型双壁钢吊箱设计与施工技术研究[J].施工技术，2021，50(5)：59－61，76.

[6]郁光耀.深水施工双壁钢吊箱围堰关键技术研究[J].公路，2020，65(4)：221－224.

[7]黄　宇.复杂海况下哑铃型承台钢吊箱围堰设计与施工[J].公路，2020，65(1)：128－134.

[8]张战凯，边鹏飞.深水桥梁基础单壁钢吊箱设计及施工[J].公路，2018，63(7)：221－225.

[9]赵　明，胡乙民，邱　明，等.双壁钢吊箱在深水基础中的应用[J].公路，2016，61(6)：199－202.

收稿日期：2022－02－20

大粒径砂卵石地层盾构隧道施工关键技术研究

李雪芹
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章以下穿黄河某盾构隧道区间为研究背景，结合隧道施工中面临的工程难点和水文地质条件，从盾构地层适应性控制措施、穿越黄河段施工控制措施以及盾构带压进仓施工关键技术三个方面，总结了盾构隧道穿越高含量、大粒径、高水压砂卵石地层的施工关键技术。

关键词：砂卵石地层；盾构隧道；地层适应性；施工关键技术
中图分类号：U455.43　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.035
文章编号：1673－4874(2022)03－0131－05

0　引言

伴随着城市建设的快速推进，盾构法以其施工效率高、安全可靠、干扰少等特点得到广泛应用，在城市地下轨道交通建设中扮演着越来越重要的角色。城市轨道交通建设经常会面临着穿越江河湖海的条件，目前世界各国已建成数百座盾构水下隧道，国外的如英法海峡隧道、东京湾海底隧道、荷兰西斯凯尔特河隧道、德国易北河第四通道；国内的如上海长江隧道、南京地铁10号线长江隧道、武汉长江隧道、香港屯门－赤蜡角海底隧道等。

水下盾构隧道沿线经常穿越地下水丰富的砂卵石、砂砾石等粗颗粒地层，该类地层结构松散、卵砾石含量高、渗透系数大、离散性较强，为典型的力学不稳定地层。隧道施工时该地层很难保持其初始稳定状态，导致隧道掘进面临的施工风险很大，易出现塌方冒顶、盾构刀具磨损严重等问题。

近年来，针对盾构隧道施工方面的研究主要集中在施工技术创新、施工掘进参数控制、刀盘刀具磨损规律及配置等方面。施瑾伟等[1]以南京长江隧道工程为研究背景，分析了盾构隧道始发与到站、开挖面失稳和穿越长江段等施工风险，并对相关施工技术进行了全面总结；陈健等[2]对超大直径泥水盾构隧道地层适应性改造技术、刀盘刀具严重磨损后常压下刀具更换技术以及开挖面稳定性控制技术进行全面总结；张亚洲等[3]基于国内上软下硬地层盾构隧道典型工程案例，分别针对刀盘刀具磨损、盾构掘进姿态控制不良、地表沉降过大等方面提出了相应的对策措施，以解决现场施工难点问题；王焰[4]以佛莞城际铁路狮子洋隧道工程为研究背景，对大直径盾构在高水压、强透水性、复合性地层中的施工关键技术进行总结，针对上软下硬和断层破碎带地层施工风险，提出了相应的控制对策，确保大直径水下盾构隧道的施工安全。

目前，针对黄河阶地砂卵石地层盾构隧道施工方面的研究还较少，本文以穿越黄河某隧道区间为研究背景，结合隧道施工中面临的工程难点和水文地质条件，对盾构隧道穿越高含量、大粒径、高水压砂卵石地层的施工关键技术进行总结。相关施工经验可为今后类似工程提供参考与借鉴。

作者简介：李雪芹（1991—），硕士，高级工程师，主要从事工程造价管理工作。

1 工程概况简介

某盾构隧道区间设计为双线隧道，采用泥水平衡盾构工法施工，盾构隧道左右线之间的距离为6.8 m。左线盾构隧道起止桩号为 ZCK13＋149.9～ZCK15＋056.5，全长1 906.6 m；右线盾构隧道起止桩号为 YCK13＋149.9～YCK15＋056.5，全长1 906.6 m。隧道区间线位出站后沿银安路，为躲避银滩大桥桥桩，线路采取相应的绕避措施，从黄河底部卵石层中穿越，下穿黄河段长度约为404.0 m。

1.1 水文地质条件

隧道区间地层由上而下主要为第四系全新统杂填土层（Q_4^{ml}）、第四系全新统的冲积中砂与卵石、第四系下更新统卵石。盾构隧道主要从下更新统卵石层中穿行，该层粒径＞2 cm的漂石、卵石含量占50%～55%，一般粒径为2～6 cm，漂石含量较少，最大粒径为32 cm；粒径0.2～2 cm的圆砾含量占20%～30%，该层分布稳定，层顶埋深为9.2～15.0 m，据区域资料该层厚度可达200～300 m。如图1所示。

隧址区勘察期间黄河水位高程为1 521.4 m，地下水位高程为1 519.10～1 524.00 m，地下水位具有由北西向南东缓慢降低的趋势。穿黄段下更新统卵石层的渗透系数高达60 m/d，隧道施工时可能存在涌水风险，经估算涌水量最高达1 600 m^3/d。

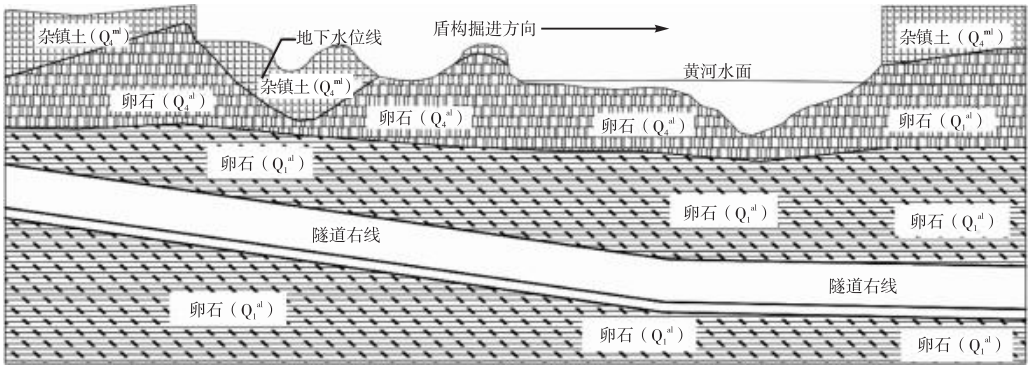


图1 盾构隧道区间地质纵断面图

1.2 施工技术难点

1.2.1 地层卵石含量高、粒径大

隧道区间穿越砂卵石地层（Q_1^{al}），砂卵石粒径40～60 mm的颗粒约占15%～20%；粒径＞60 mm的颗粒约占15%～25%。该地层稳定性差，隧道开挖面的稳定性较难控制，易发生坍塌，盾构在掘进过程中也易造成环流堵塞，刀具磨损非常严重。

1.2.2 地层水压高、透水性强

隧道区间卵石地层渗透系数达55～60 m/d，透水性极强。根据以往的施工经验，在高渗透系数与大孔隙条件下，会造成泥浆大量流失，泥浆压力难以稳定平衡地层水土压力，极大地影响开挖面的稳定。盾构隧道区间地下水压大多在0.3 MPa以上，盾尾密封装置易被击穿，防水要求较高。

1.2.3 隧道穿越黄河段的水文地质条件复杂

施工中可能遇到的风险主要有：涌水涌砂、隧道内渗漏水事故、高水压下盾尾密封失效、管片上浮事故。此外，还有盾构长距离掘进遭遇大漂石的施工风险以及盾构掘进姿态控制不良等风险。

1.2.4 水文地质条件风险不可预测

根据地质勘测情况，以及对历史地质资料的推断和分析，隧道场址地下水位高于隧道顶板高程，采用盾构法施工时，隧道存在涌水的风险。还有，在河底不排除遭遇漂石孤石等地下障碍物的可能，其空间分布具有较大的随机性，地质勘察时不易被发现，给盾构施工造成极大困难。

2 盾构地层适应性控制措施

考虑到隧道区间主要穿越黄河阶地大粒径砂卵石地层，工程建设环境十分复杂，其中更是要面临盾构穿越黄河段的巨大挑战。如果选用的盾构机适应性较差，可能会导致刀盘刀具磨损速度太快，影响施工进度；泥浆成膜效果差，不能产生有效的护壁效果，开挖面频繁塌方无法保压；不能严格地控制盾构机掘进姿态，导致出现地表沉降量过大等风险。因此，盾构选型的合理与否直接关系到工程的成败。

结合类似工程盾构机选型经验和相关影响因素，决定采用DZ052式泥水平衡盾构进行施工（如图2所

示)。施工过程中,各个系统间相互联系,相互配合,确保盾构安全快速地向前掘进。泥水盾构机在结构上主要包括刀盘、盾体、主驱动、碎石机(左右搅拌器)、人员舱、管片拼装机、管片吊机、管路延伸装置和后配套台车等结构[5],详见图 2。

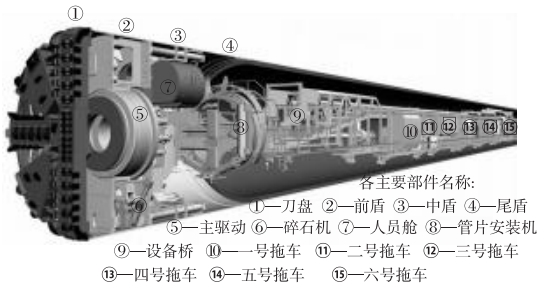


图 2 DZ052 式泥水平衡盾构机结构图

2.1 对长距离掘进的适应

盾构隧道区间选用泥水平衡盾构进行掘进,利用盾构切削面上泥浆的润滑作用,可减少刀具的磨损,延长刀具的使用寿命。刀盘面板上焊有复合耐磨板,外轮廓焊有镶嵌合金耐磨板,其性能接近于耐磨刀具,能起到提高刀盘耐久性的作用。同时,刀盘开口部位表面均进行硬化处理,并加焊致密耐磨网格或耐磨条。

从刀具长距离适应性角度出发,主要考虑到两个因素:

(1)尽量设计宽大刀具,刀具间相互重叠,这样刀具在切削土体的时候可以相互保护,尽量减小磨损。

(2)利用立体切削原理进行三层刀具切削地层设计,采用先行刀、切刀、边缘刮刀组合(先行刀高出切刀)。在刀具切削土体的时候,先行刀先行对开挖面上的土体进行扰动,然后由切刀再行切削土体,这样有利于延长切刀的使用寿命。

将刀具配置形式由传统的重型撕裂刀+切刀+刮刀组合改为耐磨双刃滚刀+耐磨切刀+耐磨刮刀组合,提高刀具的整体耐久性,以适应大粒径卵漂石的磨损,并对其进行有效破碎,防止其堵塞盾构环流系统。改进后的盾构刀盘刀具适应性配置情况如表 1 所示。

表 1 盾构刀盘刀具适应性配置情况表

刀盘构造(复合式刀盘)	开口率	刀具						
		中心刀	正面滚刀	边缘滚刀	周边刮刀	切刀	贝壳刀	导流刀
直径 6 480 mm	35%	8 把 56.67 cm 滚刀	23 把,56.67 cm 刀体,60 cm加厚刀圈	10 把(4 把偏心滚刀),56.67 cm 刀体,60 cm加厚刀圈	8 对,左右各 4 对	36 把	中心及面板 4 把	28 把

2.2 对大粒径卵石的适应

盾构隧道区间穿行地层卵石粒径大小不一,既有20 mm的小粒径存在,也有500 mm的大粒径存在,开挖过程中易产生大粒径石渣,致使泥水系统的管路磨损加剧,且易堵塞输送管路。现场采用外置式碎石系统,并采取相应的耐磨损措施,以确保碎石机系统的功能不受影响,从而及时对大粒径卵漂石进行破碎。碎石机上的转动轴、关节球轴承等部件采用集中自动润滑的措施,用油管输送定量的压力油到各润滑点。在出浆管前安装重载型格栅,格栅开口为150 mm×150 mm,其前部焊有耐磨材料,防止碎石冲击损坏并限制大粒径卵漂石进入。

2.3 对防水高要求的适应

盾构隧道区间地下水压大多在0.3 MPa以上,盾尾密封装置易被击穿,其防水要求较高。因此盾构主驱动设计两套密封系统:(外密封系统和内密封系统),使主驱动密封设计承压能力达到6 bar,以满足盾构掘进要求。主轴承密封可以通过控制系统对油脂注入量进行设定,并可以从外部检查密封系统是否正常。盾尾密封可以通过 PLC 系统按照压力模式或行程模式进行自动控制或手动控制,盾尾密封的相关参数可以在控制面板上进行监控。

2.4 施工效果分析

由于现场前期施工经验不足,盾构始发不久后开始出现刀具磨损严重、环流系统堵塞严重等问题,正常情况每掘进200 m左右即需要对刀具进行检查更换,有时遇到大粒径漂石堵塞环流系统,不得不立即停下来进行清理。在下穿黄河段前,通过采取合理的改进措施,有效提高了刀具的耐磨损性能以及环流系统的工作效率,避免了穿越黄河段期间进行带压进仓更换刀具的风险。

3 穿越黄河段施工控制措施

3.1 主要施工风险源

隧道穿越黄河段地下水丰富,地下水压高,砂卵石层中细颗粒会随着水的渗透力而流失,使卵石骨架从紧密结构变成松散结构,且松散单粒结构不稳

定，此时卵石颗粒间的咬合作用将变弱，土体力学性质降低，更容易引起开挖面失稳现象。隧道区间下穿黄河段卵石颗粒含量很高，透水系数高达60 cm/d，泥浆易发生窜流，使得泥浆大量滤失而无法建立开挖面压力平衡，导致盾构开挖面很难保压，从而引起开挖面的失稳。

隧道下穿黄河段漂石、卵石含量占55%～70%，最大粒径可达500 mm；砾石含量占10%～25%。卵石地层受到盾构掘进扰动后，局部易出现塌方，塌方的卵石积聚在开挖舱与工作舱底部，从而造成盾构机环流系统堵塞严重，进而导致刀盘扭矩增大甚至卡死，以致盾构机不能正常掘进。

此外，隧道穿越黄河段还可能会面临渗漏水事故、高水压下盾尾密封失效以及管片上浮事故等施工风险；盾构长距离掘进中遇到大漂石的施工风险等。

3.2 施工控制措施

3.2.1 隧道围岩预加固

利用注浆体加固周边岩体裂隙，改善岩体的渗透性和力学指标，提高前方土体的整体稳定性。浆液采用水泥水玻璃混合液，凝固时间控制在105 s左右。加固深度为隧道上部5.0 m地层范围，加固宽度为隧道左右两侧3 m地层范围。双液浆指标为：水灰比 $W:C=0.8:1$～$1:1$，水泥－水玻璃体积比 $C:S=1:0.8$。

3.2.2 提高泥浆性能指标

通过添加专用泥浆制剂，调整泥浆配合比，提高泥浆比重、黏度等泥浆指标，使开挖面形成性能良好的泥膜，确保开挖面的稳定。泥浆指标保持在：黏度＞40 s，最高达到60 s，密度为1.13～1.4 g/cm^3，失水率14 ml左右，含砂率＜2%。

3.2.3 优化盾构掘进参数

施工期间严格控制盾构掘进姿态，使盾构尽量沿着设计轴线推进，每环均匀纠偏，减少对土体的扰动；适当提高盾构掘进推力设定值，严格控制泥水压力的波动值，适当减缓盾构掘进速度与刀盘转速，以确保盾构穿越黄河段的施工安全性。

3.2.4 同步注浆参数控制

适当提高同步注浆注入量，控制在1.5～2.0倍理论值，并减短浆液初凝时间。合理控制同步注浆压力设定值。根据现场掘进情况，注浆压力控制在0.5～1.0 MPa。注浆压力过大，可能会造成浆液跑浆现象；而注浆压力过小，浆液填充会不饱满，从而引起地表沉降变形过大。依托工程同步注浆工艺流程如图3所示。

3.2.5 加强盾尾密封措施

通过盾尾提前预留注浆孔，向盾尾后方每隔1.2 m对上半圆注入聚氨酯形成阻断环箍，每方质量配合比为聚氨酯：催化剂＝10：1，注入量为750 kg/环。盾构机设置3排密封刷，并加设紧急止水装置，若盾尾漏浆比较严重，则往靠近盾尾的管片注浆孔注入聚氨酯，形成较好的堵水效果。

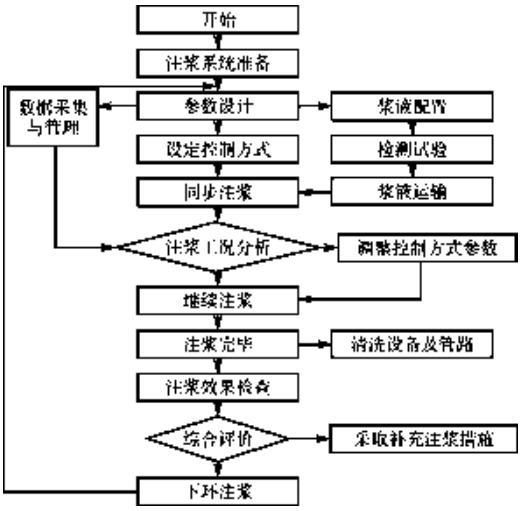


图3 同步注浆工艺流程示意图

3.3 施工效果分析

通过对盾构掘进参数进行合理优化，提前对前方土体进行预加固，适当提高泥浆性能参数和同步注浆量等措施，施工过程中未发生较大的开挖面失稳、地下水渗漏问题，盾构隧道得以安全顺利地穿越黄河段。

4 盾构带压进仓施工关键技术

4.1 施工控制措施

隧道区间主要穿越大粒径砂卵石地层，该地层对刀盘刀具的磨耗非常大，盾构掘进时不可避免地需要进行换刀作业。但在实际的盾构掘进过程中，由于地质条件和水文条件的限制，很难具备在常压条件下更换刀具的条件，所以不得不采用盾构带压进仓技术检查和更换刀具。

带压进仓作业是危险性较高的施工作业工法[6]，特别是穿越黄河段时，需要在黄河底带压进仓进行换刀作业，安全风险极大。其主要风险点在于地层及周边环境等因素不利于开挖面稳定，作业危险性高，对技术人员要求高等方面。依托工程盾构带压进仓具体施工流程如图4所示。

在必须进行开仓作业的情况下，应根据当前工程的水文地质条件、设备的运行状态，目前所面临的

问题以及当前的掘进参数、出渣情况和地表监测数据来选择确定开仓作业的确切位置和确切的作业方案。

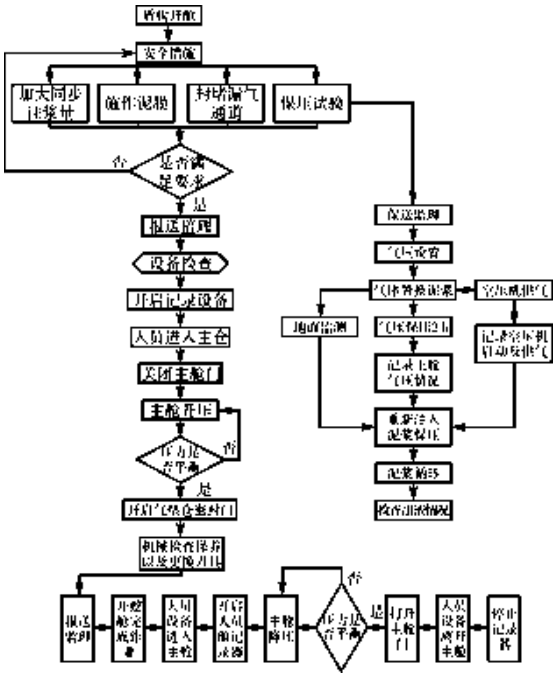


图 4　盾构带压进仓具体施工流程图

实际工程盾构带压进仓安全控制措施如下：

(1)加大同步注浆量。在停机前的 5～10 环加大同步注浆量，降低气体散失量或地下水的渗透量。注浆量可加大至理论注浆量的 2.0 倍，以充分有效地填满盾尾建筑空隙，缩短凝结时间，以达到快速形成封闭空间的效果。

(2)有效封堵漏气通道。在盾构停机前，应适当提高泥浆的性能指标，并加大油脂注入量，将盾尾刷密封腔封堵密实，防止气体从盾尾刷处泄漏。最后，利用膨胀性材料通过相应的注浆通道进行封堵。膨胀性材料遇水膨胀后可有效封堵空隙，降低漏气率。

(3)实施保压试验。为确保盾构带压进仓工作顺利安全地进行，进仓前必须进行保压试验，以确保带压进仓工作的安全性。

4.2　施工效果分析

通过对前方土体进行有效加固、加强盾尾密封的有效性以及同步注浆参数的合理控制，有效确保了盾构带压进仓作业的安全，全线带压进仓作业未出现大的安全事故。

5　结语

本文以下穿黄河某盾构隧道区间为研究背景，结合隧道施工中面临的工程难点和水文地质条件，对盾构隧道穿越高含量、大粒径、高水压砂卵石地层的施工关键技术进行总结。研究结果表明：

(1)隧道区间主要穿越黄河阶地大粒径砂卵石地层，工程建设环境较为复杂，其中更是要面临盾构穿越黄河段的巨大挑战。盾构机的选型合理性直接关系到工程建设的成败，盾构形式确定后，应采取相应措施以适应地层的要求。

(2)盾构隧道在大粒径砂卵石地层中施工时，刀盘结构和刀具的磨损很严重，而通过采取有效的耐磨损措施，并合理配置刀具的布置形式，利用立体切削原理进行刀具设计，延长了盾构刀盘与刀具的使用寿命，有效减少了穿越黄河段刀具更换次数。

(3)隧道穿越黄河段时，面临着开挖面失稳塌方、盾尾密封系统被击穿、环流系统堵塞严重等施工风险，而通过有效提高泥浆性能参数，适当加强同步注浆参数，合理优化盾构掘进参数等措施，能有效确保盾构隧道顺利穿越黄河段。

(4)盾构带压进仓更换刀具作业的关键在于对前方土体加固的有效性、盾尾密封的有效性以及同步注浆参数控制的合理性。通过制定合理的加固密闭措施，有效确保了带压进仓作业的安全。

参考文献

[1]施瑾伟，王学军.盾构法施工在过江隧道中的风险及应对措施[J].重庆交通大学学报(自然科学版)，2013，32(1)：23－26.

[2]陈　健，黄永亮.超大直径泥水盾构施工难点与关键技术总结[J].地下空间与工程学报，2015，11(S2)：637－644，660.

[3]张亚洲，温竹茵，由广明，等.上软下硬复合地层盾构隧道设计施工难点及对策研究[J].隧道建设(中英文)，2019，39(4)：669－676.

[4]王　焰.城际铁路大直径泥水盾构施工风险及对策——以佛莞城际铁路狮子洋隧道工程为例[J].隧道建设(中英文)，2019，39(6)：983－988.

[5]王振飞.北京砂卵石地层大直径泥水加压平衡盾构适应性研究[D].北京：北京交通大学，2014.

[6]王连山，奚正平.苏埃湾海域孤石段盾构施工技术探讨[J].现代交通技术，2018，15(1)：58－60，90.

收稿日期：2021－11－20

横隔板间距对正交异性钢桥面板疲劳应力的影响研究

伍晓伟，孔凯歌
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章以节段足尺模型为分析对象，基于 ANSYS 有限元软件，对实桥中应用较广的 2 m、2.5 m和3 m三种横隔板间距对正交异性钢桥面板疲劳应力的影响进行研究，得到了相应的钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节的纵向疲劳应力历程曲线。研究结果表明，纵肋与顶板疲劳易损细节疲劳应力受主压应力控制，横隔板间距为3 m时疲劳应力幅相对较小，其疲劳性能较好。

关键词：正交异性钢桥面板；有限元软件；纵肋与顶板疲劳易损细节；疲劳性能
中图分类号：U443.33　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.036
文章编号：1673－4874(2022)03－0136－03

0　引言

正交异性钢桥面板具有自重轻、承载力高的力学特点，适合于自动化和智能化制造。在目前桥梁建设中，尤其是大跨径桥梁中，钢桥面板得到了广泛的应用。然而，钢桥面板在具有突出力学优势的同时，也表现出严重的疲劳特点，其主要原因在于：横隔板、顶板与纵肋三者相互焊接，几何构型不连续造成轮载作用下应力集中严重，形成了一些疲劳易损细节。相关文献资料表明[1]，钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节所产生的疲劳开裂占钢桥面板所有开裂情况的 30.2%，且此疲劳易损细节开裂模式为裂纹萌生于焊根，沿顶板厚度方向扩展，在疲劳裂纹未完全贯穿顶板之前，检测难度大，且难以采取有针对性的加固措施，因此纵肋与顶板疲劳易损细节是钢桥面板危害最为严重的疲劳易损细节[2－3]。

纵肋与顶板疲劳易损细节的疲劳应力主要由钢桥面板结构尺寸所决定，其中横隔板间距是重要的影响因素之一。本文基于 ANSYS 有限元软件，分析了实桥中常见的横隔板间距分别为2 m、2.5 m和3 m的纵肋与顶板疲劳易损细节的疲劳应力。通过本次对比研究，有利于设计者提高对钢箱梁疲劳应力的认识及正确把握横隔板间距的选取。

1　疲劳节段模型

本文以国内某斜拉桥钢箱梁为工程案例，其钢箱梁纵肋与顶板疲劳易损细节采用单面焊焊接工艺。为方便理解，图 1 所示为单个纵肋的钢桥面板示意图，以说明钢桥面板纵肋与顶板单面焊疲劳易损细节所在位置。

作者简介：伍晓伟(1992—)，硕士，工程师，主要从事道桥设计工作；
孔凯歌(1989—)，硕士，工程师，主要从事桥梁结构设计工作。

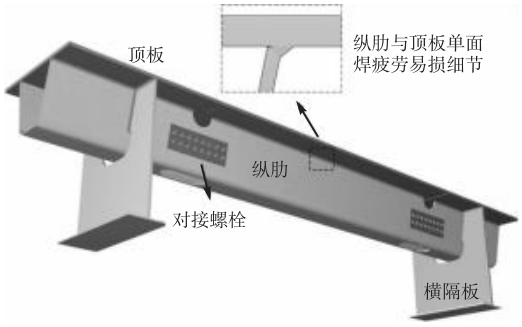
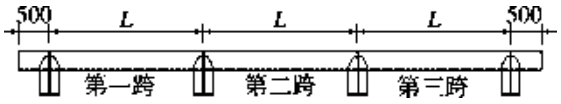
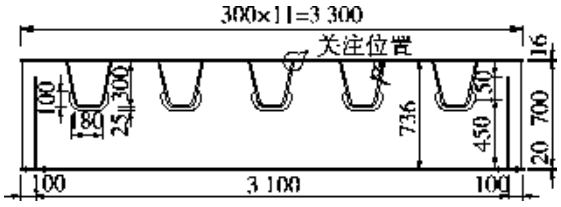


图 1　钢桥面板纵肋与顶板单面焊疲劳易损细节示意图



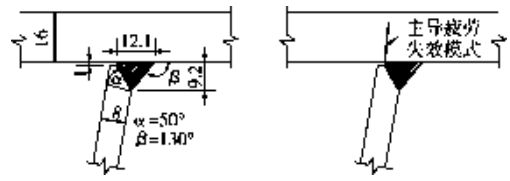
(a)立面图



(b)横断面图

图 2　疲劳节段模型参数和关注位置示意图(mm)

结合相关研究资料[1]，钢桥面板疲劳易损细节所产生的疲劳问题属于局部问题，横向可取 5 个纵肋，纵向取 4 个横隔板的节段足尺模型就能够反映纵肋与顶板疲劳易损细节的疲劳特性。此处按照上述原则选取疲劳节段足尺模型，主要尺寸参数如下：横隔板间距为 L，L 取2 000 mm、2 500 mm和3 000 mm，纵肋悬臂端长度为500 mm，纵肋尺寸为300 mm×300 mm×8 mm(高×上部开口宽×厚)，顶板厚度为16 mm，横隔板厚度为14 mm，取关注位置位于第二跨跨中中间纵肋处。疲劳节段模型几何尺寸和关注位置如图 2 所示。钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节主要尺寸为：顶板焊脚尺寸为12.1 mm，焊根未熔透高度为1 mm，焊缝纵肋处焊趾至顶板底面高度为9.2 mm，焊缝角度 α 和 β 分别为 50°和 130°。根据实桥统计结果，钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节主导疲劳失效模式为焊缝萌生于焊根沿顶板厚度方向扩展，焊缝参数和主导疲劳失效模式如图 3 所示。



(a)焊缝参数　　(b)主导疲劳时效模式

图 3　焊缝参数及主导疲劳失效模式图(mm)

2　有限元模型

2.1　边界条件及荷载

为了反映图 2 所选取的疲劳节段足尺模型在钢箱梁中的约束情况，根据实际变形特点，模型横向对两侧顶板进行约束，纵向对一侧悬臂端部顶板与纵肋进行约束，模型竖向对 4 个隔板底部进行约束，以确保疲劳节段足尺模型能够纵向变形。此处所施加的荷载选取为欧洲规范的标准疲劳车荷载模型[4]，横向轮距为2.0 m，纵向最小轮距为1.2 m。根据相关文献资料[3]，疲劳应力受单侧相邻的最小轮距的影响，疲劳应力不受横向2.0 m轮距的影响，因此，实际加载时，选取单侧相邻的两个轮进行加载，所选取的轮载如图 4 所示，其中 w 为欧洲规范中疲劳车轮廓宽度。

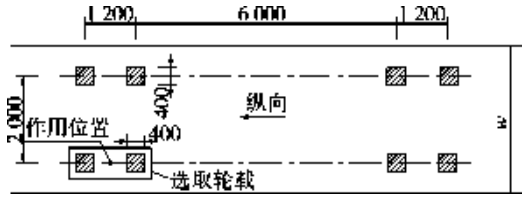


图 4　所选取的轮载情况示意图(mm)

根据参考文献[3]，确定模型横向加载位置，即骑纵肋加载形式。就该形式下钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节疲劳应力较为不利，同时该横向加载位置也为钢桥面板典型疲劳加载工况。纵向加载考虑到第一跨和第三跨对中跨的卸载作用，加载时纵向采用三跨范围内进行移动加载，以获得纵向疲劳应力历程曲线。

2.2　有限元模型

基于 ANSYS 有限元软件，对所选取的疲劳节段足尺模型进行离散化，跨中关注位置采用 solid95 二次实体单元，其余位置采用 solid45 实体单元。对跨中关注位置有限元网格进行细化，网格尺寸控制在 4 mm以内，以提高计算精度。模型网格整体采用结构化网格形式，其中顶板横向关注位置至非关注位置区域采用过渡网格形式，以提高计算精度和效率。有限元模型如下页图 5 所示。

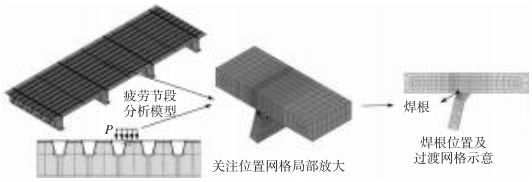
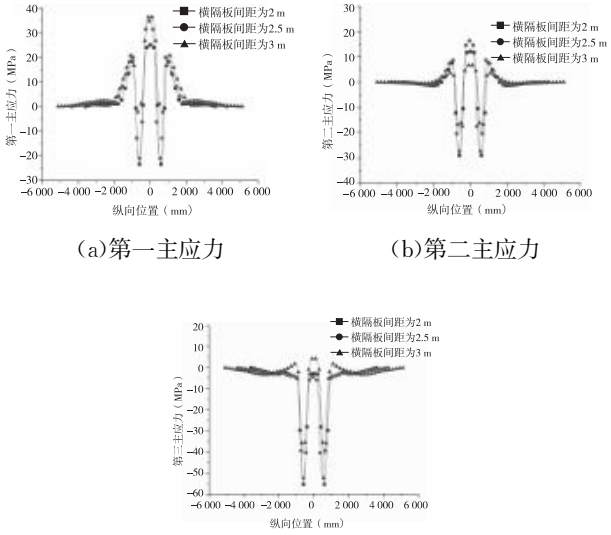


图 5　有限元模型图

3　结果分析

通过 ANSYS 有限元软件进行参数化建模，可以很方便地得到横隔板间距分别为2 m、2.5 m和3 m的三种有限元模型。主应力是衡量钢桥面板疲劳应力的重要指标，此处通过提取第一至第三主应力，有利于设计人员加深对钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节疲劳特性的认识。模型纵向加载时，取纵向移动步长为100 mm，由于结构对称，且双轮作用下的疲劳应力可通过单轮应力进行影响线叠加得到，因此，为便于分析，加载时采用单轮进行加载。三种横隔板下加载步数分别为：横隔板间距为2 m时，加载步长为 31 荷载步；横隔板间距为2.5 m时，加载步长为 39 荷载步；横隔板间距为3 m时，加载步长为 46 荷载步。通过提取计算结果，得到三种横隔板间距下的疲劳主应力曲线如图 6 所示。



(a)第一主应力　　(b)第二主应力

(c)第三主应力

图 6　不同横隔板间距下疲劳主应力对比图

计算结果表明：(1)横隔板间距对钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节疲劳应力影响较大。就第一主应力至第三主应力变化曲线而言，主压应力水平较大，因此该疲劳易损细节在欧规疲劳车作用下，受力以主压应力为主。

(2)从钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节纵向疲劳应力历程曲线可知，横隔板间距为2 m、2.5 m和3.0 m的疲劳主压应力幅分别为55.3 MPa、52.4 MPa和45.9 MPa。由于该细节具有峰值较大的焊接残拉应力[1]，因此，相比较而言，考虑残余应力后，横隔板间距为3 m时，疲劳性能较好。

(3)三种横隔板间距下，疲劳应力幅均较低，均满足欧洲规范<71 MPa的要求[4]。

4　结语

(1)基于 ANSYS 有限元软件，分别得到了横隔板间距分别为2 m、2.5 m和3 m的三种钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节纵向疲劳应力历程曲线。

(2)钢桥面板纵肋与顶板疲劳易损细节疲劳应力受主压应力幅控制，三种横隔板间距下疲劳应力幅均满足欧规要求，且当横隔板间距为3 m时，疲劳应力幅相对较小。

参考文献

[1]张清华，卜一之，李　乔.正交异性钢桥面板疲劳问题的研究进展[J]. 中国公路学报，2017，30(3)：14－30.

[2]卜一之，金正凯，黄　云，等. 钢桥面板纵肋顶板焊缝疲劳裂纹扩展的关键影响因素[J]. 中国公路学报，2019，32(9)：61－70.

[3]罗鹏军，张清华，龚代勋，等.钢桥面板 U 肋与顶板双面焊连接疲劳性能研究[J].桥梁建设，2018，48(2)：19－24.

[4]EN1993－2.Eurocode 3，Design of Steel Structures [S].

收稿日期：2021－11－15

天峨龙滩特大桥下老岸主桥拱座稳定性研究

韦世贵
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章结合南丹至天峨下老高速公路天峨龙滩特大桥下老岸主桥拱座的地质情况，通过地质三维模型构建和拱座岩体原位大型试验，对下老岸主桥拱座岸坡稳定性、主桥拱座地基稳定性、拱座岩体稳定性进行研究，并提出了相应的处理方案。

关键词：库岸再造；地质三维模型；拱座；稳定性
中图分类号：U443.23　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.037
文章编号：1673-4874(2022)03-0139-04

0　引言

我国正在进行大规模基建工程建设，其中跨越深切峡谷的特大型桥梁工程数量愈来愈多。该类型桥址区地质条件具有其特殊性、复杂性，加之桥梁建筑物布置要求，解决桥址地质构造稳定性、边坡稳定性、桥基适宜性等问题是建设跨越深切型峡谷特大型桥梁工程的重大研究课题，亟须一套关键技术手段[1]。

本文依托天峨龙滩特大桥桥址工程地质技术难题，对其进行了深入细致的研究。

1　项目概况

天峨龙滩特大桥是南丹至天峨下老高速公路的一座特大桥，为控制性工程。该桥跨越龙滩水库库区，下游距龙滩水电站大坝约 6 km。天峨龙滩特大桥左幅全长2 548.23 m，起止桩号为：ZK69+721.281～ZK72+269.510；右幅全长 2 486.06 m，起止桩号为：K69+775.49～K72+261.55。拟建桥型为主桥采用上承式劲性骨架混凝土拱桥，计算跨径为 600 m，矢高为 120 m，拱箱单肋采用单箱单室截面，截面高 10 m，宽 7.5 m。主墩、交界墩为矩形空心墩，拱座采用明挖扩大基础。

2　地形地貌

桥位区位于龙滩水库（红水河）库区，属剥蚀低山丘陵地貌。桥址库区河槽呈“U”形，库区水流自北西向南东，两岸山体走向总体与河槽一致。两岸山岭高耸峻峭、峰尖坡陡，峰脊狭窄，分水岭明显，山岭连绵，沟谷纵横，山间沟谷深切，海拔 200～1 045 m，丘陵山顶高程在 900～1 045 m。桥位区内地形起伏较大，相对高差为 200～500 m，局部相对高差达 400～800 m。该特大桥两岸拱座均坐落于“U”形河谷岸坡半坡。下老岸岸坡（含库水面以下）坡度总体稍缓，坡度变化较稳定，总体坡度为 18°～35°。岸坡及沟谷多基岩裸露，岩性主要为三叠系碎屑岩类。山坡表层以粉质黏土混碎石、粉质黏土、碎石土为主。地表植被较发育，主要种植李子、橘子、板栗等果树和杉木、松树等经济林。桥位区山体坡脚有基岩出露，不良地质主要为拟建南丹岸引桥及纳老峰隧道出口段区域发育一处大型

作者简介：韦世贵（1979—），高级工程师，主要从事工程地质勘察工作。

古滑坡堆积体。

3 地层岩性

根据野外地质调绘及钻探揭示，场地内地层主要由第四系残坡积层（Q^{el+dl}）及三叠系下统（T_1）粉砂质泥岩为主，含钙质，局部夹泥质粉砂岩、泥质灰岩。

4 水文地质

本桥位地表水体主要为龙滩水库以及两岸溪沟。龙滩水库低水位时段一般多为 3～6 月，高水位时段一般多为 7 月至次年 2 月。龙滩水库正常蓄水位为 375 m，最低蓄水位为 335 m，远期规划水位为 400 m。两岸溪沟主要接受大气降水补给，流量受季节影响较大，雨季时流量大，旱季时稍小，勘察期间水流量偏大。

5 下老岸拱座地质三维模型构建

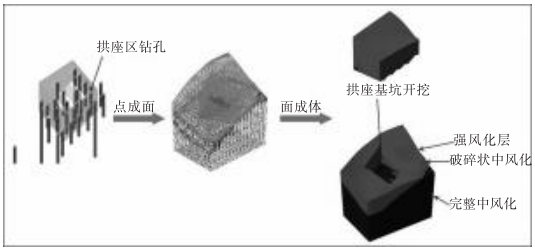


图 1 下老岸拱座地质情况示意图

下老岸拱座地质条件复杂（图 1），岩体顺层倾斜，拱座底面为台阶状，建基面岩体形态不规则，传统的二维地质剖面难以全面、直观地反映基低岩体分布的情况。为了获取基低岩层分布形态，借助三维建模可视化技术的优势，利用 25 个地质钻孔，建立了下老岸拱座三维地质模型。下老岸拱座岩体主要可以划分为三层：表层的强风化层、中间的破碎状中风化层、底部相对完整中风化层。三维地质模型直观地显示出：基坑底部左侧主要为完整中风化，右侧部分区域呈破碎状中风化，其中右下角（靠近围堰区）破碎岩体范围较大，厚度较厚。

通过岩体波速测试，得出标高 360～350 m/m² 切剖面破碎岩体分布图（图 2）。由平切图可以看出，随着高程的降低，拱座区破碎岩体的分布面积逐渐减小；根据各平切剖面，破碎岩体分布面积占比随高程变化幅度，可以得出标高为 356 m 时，破碎岩体面积占比变化不大。由此分析可知：标高 356 m 为最优建基面高程，破碎区主要分布于右下角（靠近围堰区），占比为 0.12。

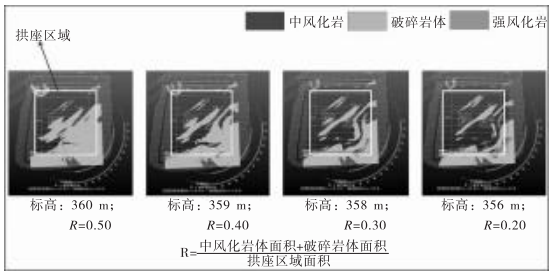


图 2 逐层风化岩分布图

6 下老岸拱座岩体原位大型试验

表 1 下老岸拱座岩体原位大型试验成果表

试验点编号	变形模量 E_0（GPa）	弹性模量 E（GPa）	承载力特征值（kPa）
2－1	0.832 9	1.120 8	1 142.9
2－2	0.454 2	0.740 2	1 333.3
2－3	0.627 2	1.681 2	1 523.8
平均值	0.638 1	1.180 8	——

下老岸拱座岩体原位主要开展了岩土变形试验、岩体承载力试验[2]、岩体回弹测试[3]等现场试验，试验结果如表 1 所示。强风化岩体变形模量范围为 0.45～0.83 GPa，弹性模量范围为 0.74～1.68 GPa，承载力特征值为 1.1 MPa。根据现场试验区域岩体的破碎程度、风化状态、波速，并结合基坑 356 m 标高揭露岩体的岩性指标，可判断试验区岩体岩性与基坑 356 m 标高右下角区域岩体岩性相近，即 356 m 标高右下角破碎状强风化岩体的地基承载力约为 1.1 MPa，低于设计要求。

7 下老岸拱座稳定性研究

7.1 下老岸拱座岸坡稳定性分析

下老岸拱座边坡坡向为 70°，自然斜坡坡度约为 35°～40°，岩层产状：C_3：84°～93°∠31°～38°，节理产状 J_5：180°～200°∠45°～63°（3～5 条/m）；节理 J_6：270°～300°∠60°～80°（3～5 条/m）。根据边坡坡向、岩层及节理裂隙产状绘制赤平投影进行分析（见图 3）。

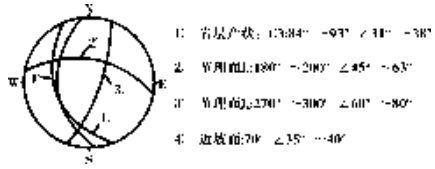


图 3 下老岸拱座边坡结构面赤平投影图

由图 3 可知：下老岸拱座岸坡岩层产状倾向与山体斜坡坡向相同，为顺层边坡，属于不稳定结构，边坡处于欠稳定状态[4]。边坡表层岩体风化强烈，节理裂隙较发育，岩体稍破碎，结构松散，但是覆盖层、强风化带较薄，内部中风化岩体较完整，岩质较硬，总体属岩质斜坡，现状总体稳定。但在人工开挖及暴雨季节地表水下渗等不利因素的影响下，表层结构松散的覆盖层及强风化岩体可能发生浅层滑塌。开挖便道及作业平台应注意防护，拱座基坑后壁应采用预加固后开挖，开挖后的基坑后壁应加强支护，防止顺层滑塌灾害。

下老岸拱座岸坡水库消落带段，库岸再造作用主要以侵蚀－剥蚀型为主。左侧坡体基岩出露，在剥蚀、浪蚀作用下，薄层－中层岩体成碎裂状、菱形块体状，岩层逐层剥落破坏，坡脚形成冲、剥蚀堆积物。右侧坡体覆盖层稍厚，为顺层岩质边坡的侧坡向，表层以土质坡体为主，土质坡体在库水周期性涨落和浪蚀作下，易发生局部坍塌－滑移破坏。由此，须采用相关护坡工程，防止库岸再造的不利影响。

7.2　下老岸主桥拱座地基稳定性研究

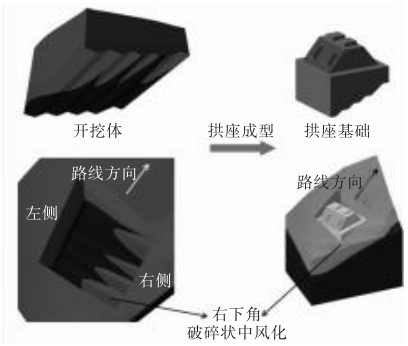


图 4　拱座地质三维模型图

下老岸拱座岩体主要可以划分为三层：表层的强风化层、中间的破碎状中风化层、底部的相对完整中风化层。三维地质模型（图 4）直观地显示出：基坑底部左侧主要为完整中风化，右侧部分区域呈破碎状中风化，其中以右下角（靠近围堰区）破碎岩体范围较大，厚度较大。通过岩体波速测试成果，得出标高 350～360 m/m^2 切剖面破碎岩体分布。由平切剖面图可以看出，随着高程的降低，拱座区破碎岩体的分布面积逐渐减小。根据各平切剖面，破碎岩体分布面积占比随高程变化幅度：标高＜356 m，破碎岩体面积占比变化不大；标高 356 m 为最优建基面高程，破碎区主要分布于右下角（靠近围堰区），占比为 0.12。根据现场试验区域岩体的破碎程度、风化状态、波速，并结合基坑 356 m 标高揭露岩体的岩性指标，可判断试验区岩体岩性与基坑 356 m 标高右下角区域岩体岩性相近，即 356 m 标高右下角破碎状强风化岩体的地基承载力约为 1.1 MPa，低于设计要求。

7.3　下老岸主桥拱座岩体稳定性研究

下老岸主墩拱座位于朝向库水的临空顺层陡坡上，该处拱座基坑后壁及基底下方边坡，在水库水位升降波动软化、施工开挖扰动及拱座荷载作用下，易发生顺层滑塌，建议先进行对坡体的加固，后进行基坑开挖。下老岸主桥拱座建基面发育粉砂质泥岩，局部夹泥化夹层，易受水库水位升降波动软化，同时岩体闭合裂隙很发育，建议选择扰动性较小的基坑开挖方式和封水堵水措施，对薄弱岩体定点清除，防止库水对建基面岩体的浸泡，避免水库水位升降波动对岩体的不利影响。

（1）拱座基坑岩质边坡。基坑岩层产状倾向与后侧人工边坡顺层，属于顺层坡，前侧边坡属于反倾边坡，左右侧边坡为切向边坡，后侧顺层边坡稳定性问题较为突出，易发生顺层滑塌。加之后侧坡体可能发育隐蔽性较强的卸荷裂隙，对后侧边坡稳定性不利。考虑顺层边坡后侧卸荷裂隙的不利影响，应加强边坡防护。

（2）拱座后背抗力岩体。受埋深及变脊线风化不均匀影响，拱座后背抗力岩体左侧整体为中风化岩体，往右侧（上游侧）逐渐过渡为强风化破碎岩体，顺层发育软弱夹层或泥化夹层，不利于后背的抗力性及变形控制。建议采用清除薄弱岩体、注浆等工程措施对拱背，尤其是拱背右侧抗力岩体进行补强加固，改善其完整性及力学参数指标，以满足拱背受力、变形等参数要求。

（3）拱座底部地基岩体。拱座岩体主要可以划分为三层：表层的强风化层、中间的破碎状中风化层、底部的相对完整中风化层。基坑底部左侧主要为完整中风化，右侧部分区域呈破碎状中风化，其中以右下角（靠近围堰区）破碎岩体范围较大，厚度较大。根据现场试验区域岩体的破碎程度、风化状态、波速，并结合基坑 356 m 标高揭露岩体的岩性指标，可判断试验区岩体岩性与基坑 356 m 标高右下角区域岩体岩性相近，即 356 m 标高右下角破碎状强风化岩体的地基承载力约为 1.1 MPa。

（4）拱座左右两侧抗力岩体。由于桥位靠近右侧（上游侧），导致左右两侧山体厚薄不一。右侧（上游侧）山体规模偏薄；左侧（下游侧）山体厚度尚可。右侧抗力岩体主要为破碎状强风化和中风化粉砂质泥岩，完整性偏差，局部软化夹层或泥化夹层。建议对右侧（上游侧）侧进行补强加固。

8 处理方案

针对基坑局部区域存在破碎岩体，力学参数不足，以及基坑渗水后岩体软化的问题，基坑施工时在拱座基坑现有开挖标高 356 m 建基面上，根据现场开挖岩体的具体情况，采用桩基进行加固。

通过拱座地质三维模型可以看出，左幅拱座基础基本嵌入完整岩体中。越往右侧（上游侧），基础埋深越浅，基低嵌入中风化岩体越薄，基坑右侧（上游侧）破碎岩体逐渐增多，尤其是右下角侧（靠近围堰区），破碎状岩体分布较集中，厚度较大，这也是容易引起库水渗漏基坑的主要径流途径。鉴于此，提出两个方案：

方案 1：采用桩基加固持力层，将拱座基底原设计标高 350 m 抬升至标高 356 m，这样可以缩短施工工期，减少后期库水快速上升带来的渗水涌水风险，避免岩体泡水进一步软化。

方案 2：保持原设计方案，开挖基低至标高 350 m，但是需要克服以下困难：若发生基坑渗水，随着库水位继续上升，基坑内外水头差及过水面积会继续扩大，势必加剧渗水量，增加止水帷幕及基坑开挖的施工难度，增大基底长时间泡水的风险，岩体强度衰减及基坑后侧边坡稳定性问题将随之出现（因泡水软化了基坑边坡的坡脚）。

9 结语

本文工程区河谷深切，为典型的“V”型谷，河谷两岸自然边坡陡峻。桥位区岩体经历了原生建造、构造改造和表生改造三阶段作用，结构面发育，岩体结构特征复杂，结构面的相互交接可能引起斜坡的变形失稳，影响工程计划的顺利进行和安全运营。而工程开挖施工以后，将在区内形成两岸拱座基坑、拱座下趾高边坡，开挖规模大，形成的工程边坡高陡，一旦失稳，即使是小规模的块体，都会造成严重的后果。显然，解决桥址地质构造稳定性、边坡稳定性、桥基适宜性等问题是建设跨越深切型峡谷特大型桥梁工程的重大研究课题，对工程的安全和造价有着极大的影响，对其进行深入细致的研究具有十分重要的工程指导意义。

参考文献

[1]JTG C20－2011，公路工程地质勘察规范[S].
[2]JTG E41－2005，公路工程岩石试验规程[S].
[3]DB45T 2148－2020，公路工程物探规范[S].
[4]JTG/T 3334－2018，公路滑坡防治设计规范[S].

收稿日期：2021－11－04

（上接第 126 页）

对隧道围岩变形的影响，选取最优施工参数，完成转换施工优化。试验结果表明：侧压力系数越大，隧道围岩变形情况越严重，最优侧压力系数取值区间为 0.5～0.7；为提升隧道施工安全，钢拱架型号宜选择 I25a型。

参考文献

[1]周利梅，田卫明.软弱破碎地层盾构隧道施工开挖面力学行为分析[J].工业安全与环保，2020，46(6)：15－18，36.
[2]杨志强，方　晶，刘湘林，等.基于工期目标的单跨四车道市政隧道施工优化研究[J].现代隧道技术，2020，57(2)：184－191，203.
[3]蒋　庆，孙克国，周慧超，等.超大断面小净距隧道方案优化研究[J].水利水电技术，2020，51(1)：32－38.
[4]梁广山，穆永军.超大跨度公路隧道施工工法转换方案及工期分析[J].筑路机械与施工机械化，2020，37(8)：52－55.
[5]唐喜奎.富水黄土地层横通道断面转换施工技术[J].现代隧道技术，2020，57(S1)：1 135－1 139.
[6]刘　聪，李术才，周宗青，等.复杂地层超大断面隧道施工围岩力学特征模型试验[J].岩土力学，2018，39(9)：3 495－3 504.
[7]施昌龄，李九超，朱绪峰，等.超大跨度公路隧道穿越破碎带施工技术研究[J].筑路机械与施工机械化，2020，37(10)：45－50.
[8]陈　涛，杨峻熙，杨永靖，等.软弱破碎围岩隧道钢拱架与围岩受力特征分析[J].施工技术，2020，49(7)：80－83.

收稿日期：2021－11－20

草籽岗隧道爆破施工影响分析

马运新[1]，傅鹤林[2]，李　朋[1]，黄齐兵[2]
（1. 中国建筑第八工程局有限公司，上海　200000；2. 中南大学土木工程学院，湖南　长沙　410075）

摘　要：草籽岗隧道临近既有杭深铁路大山脑隧道，此为该隧道工程爆破施工的难点。文章分析了隧道爆破对近接既有运营隧道的影响，提出弹性区的振动波是对既有隧道造成损伤的主要原因，并提出了针对性的施工方案。

关键词：地质条件；隧道近接；爆破；监测
中图分类号：U455.6　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.038
文章编号：1673－4874(2022)03－0143－03

0　引言

钻爆法由于具有工序简单、经济合理等优点，在地下工程施工中被广泛应用。但是，该法也给距爆炸源一定范围内已开挖地下工程的安全和稳定带来了重大影响[1]。

李兴华等[2]采用波函数展开法，推导了无限岩石介质中爆破地震波作用下隧道围岩动应力集中系数的表达式；叶培旭等[3]结合南山下隧洞下穿温福客运专线钱仓山隧道工程，实时监测了近距离交叉隧洞爆破施工对既有隧道的振动影响，发现采用导洞先行预留光面爆破，导洞爆破掏槽眼、周边眼及底板眼分开起爆，控制最大段装药量等措施，可有效地降低爆破振动影响，控制其对近接隧道的影响；王新宇等[4]为保证既有线的安全运营，采用 ANSYS LS－DYNA 软件建立了隧道的有限元模型，结合既有线振动速度的实测数据，采用质点振速判据评估了下穿隧道爆破施工时既有线结构的安全性，保障了下穿隧道施工时既有隧道的运营安全；文献[5－7]通过模型实验对围岩在爆破振动作用下的动态响应进行了研究；文献[8－12]通过现场的监测工作和数据反馈，动态调整和优化了具体洞段的钻爆参数及工艺，确保了隧洞安全顺利穿越敏感区域。

本文依托 G228 陆埠互通及 S319 丈亭互通草籽岗隧道工程，在重难点施工分析基础上研究隧道爆破对近接既有运营隧道的影响，并给出相应的施工方案，为近接既有隧道爆破施工提供指导与借鉴。

1　项目概况

G228 陆埠互通及 S319 丈亭互通工程位于浙江省慈溪市、余姚市境内，线路在余姚市丈亭镇梅溪村南部需对草籽岗隧道进行穿越。该隧道最大埋深为130 m，为双向六车道，公路等级为一级，设计时速为80 km/h。该隧道左右洞分离，左洞和右洞均＞1 000 m，为

作者简介：马运新(1985—)，工程师，研究方向：隧道技术管理；
傅鹤林(1965—)，博士，教授，研究方向：隧道技术；
李　朋(1989—)，工程师，研究方向：施工技术管理；
黄齐兵(1997—)，硕士，研究方向：隧道技术。

分离式长隧道。隧道设置表如表 1 所示。

表 1　隧道设置一览表

起讫桩号	隧道长度	隧道长度分类	断面规模
ZK25＋840～ZK26＋970	1 130 m	长隧道	单洞三车道
YK25＋800～YK26＋980	1 180 m	长隧道	单洞三车道

草籽岗隧道左线全长为 1 130 m(起止里程为 ZK25＋840～ZK26＋970)，其中Ⅴ级围岩长 135 m，Ⅳ级围岩长 405 m，Ⅲ级围岩长 590 m；右线全长为 1 180 m(起止里程为 YK25＋800～YK26＋980)，其中Ⅴ级围岩长130 m，Ⅳ级围岩长 485 m，Ⅲ级围岩长 565 m。进口端明洞长约 10 m，左右双洞洞门均采用端墙式洞门；出口端明洞长约 20 m，左右双洞洞门均采用削竹式洞门。隧道单洞行车道为 3×3.75 m，单洞建筑限界总宽度为 14 m，净高为 5 m。隧道围岩分级如表 2 所示。

表 2　隧道围岩分级一览表

位置	长度(m)	Ⅴ级围岩		Ⅳ级围岩		Ⅲ级围岩	
		长度(m)	比例(%)	长度(m)	比例(%)	长度(m)	比例(%)
左洞	1 130	135	11.9	405	25.9	590	52.2
右洞	1 180	130	11.0	485	41.1	565	48.9

由表 2 可知：草籽岗隧道左洞围岩以Ⅲ级、Ⅳ级为主，其中Ⅲ级围岩约占 50%，Ⅴ级围岩最少，围岩工程性质较好；右洞以Ⅲ级、Ⅳ级围岩为主，Ⅲ级、Ⅳ级围岩长度相当，Ⅴ级围岩最少，围岩工程性质较好。在Ⅳ～Ⅴ级围岩处，应加强支护，并及时衬砌；在沟谷、构造作用处及两侧附近，地下水富集，隧道开挖易产生渗水、淋水等问题，建议加强超前预报。

2　难点分析

虽然隧道路线走廊带内未见对路线方案选择有重大影响的不良地质作用，总体适宜项目建设，但草籽岗隧道临近既有杭深铁路大山脑隧道，此为该工程的难点。草籽岗隧道出口端与大脑山隧道水平相距大约 965 m，而进口端距大山脑隧道较近，水平相距大约 50 m。

新建胜陆公路东西分幅，均以路堑跨越杭深铁路大山脑隧道，再接新建草籽岗隧道。东幅中心线对应铁路里程大致为杭深下行线 K275＋027 处，交角约 55.2°；西幅中心线对应铁路里程大致为杭深下行线 K274＋985 处，交角约54.8°。公路设计路面与铁路隧道洞顶垂直距离＞31 m。新建草籽岗隧道小里程方向洞口距离既有杭深铁路大山脑隧道水平距离最近处约 50 m(实际＞50 m)。隧道Ⅴ级围岩段爆破区域距离既有铁路最近处约 50 m(实际＞50 m)；隧道Ⅳ级围岩段爆破区域距离既有铁路最近处约 150 m(实际＞150 m)；隧道Ⅲ级围岩段爆破区域距离既有铁路最近处约 200 m(实际＞200 m)。详细平面关系如图 1 所示。

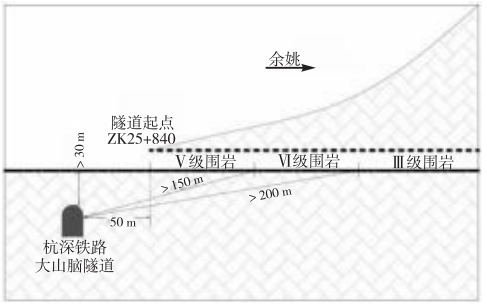
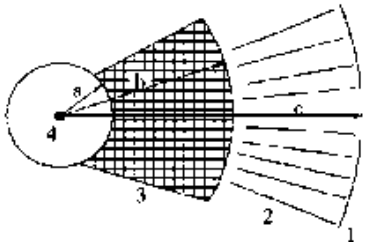


图 1　新建草籽岗隧道与既有铁路大山脑隧道平面关系示意图(小里程端)

3　爆破分析

炸药爆炸过程相当之复杂，根据文献[13]可知，由于用来装药的炮孔空间狭小，待雷管引爆炸药后，冲击荷载由之产生并相当巨大，瞬间作用于炮孔的孔壁之上，随之周围土体将产生强烈振动，进一步加快爆破振动波在土体中的传播速度。与此同时，岩土体由于弹性不强，在冲击荷载下，孔洞周围的岩土体将产生严重的塑性变形，变为碎石颗粒，进而形成破碎区。另一方面，周围土体对破碎区具有一定的约束作用，因此破碎区的范围一般较小，然而大部分的振动能量都消耗于该处，振动波的应力大小急剧减小，且能量减小后的振动波继续向周围岩土体传播。尽管振动波能量大幅降低不足以对岩土体产生破坏，但仍然会使得岩土体产生非弹性变形，进而形成裂缝区。此时振动能量波虽然继续减小，但是减少量变小且减少速率变低，一般裂缝区范围会大于破碎区范围。随着传播距离的不断增大，振动波的能量也不断减小，此时岩土体只会产生小范围的弹性运动，并不会对土体产生任何破坏，此区域称之为弹性区。弹性区的范围远大于破碎区及裂缝区，且一般来讲弹性区的振动波是对既有隧道造成损伤的主要原因[14]。爆破振动波影响区域如图 2 所示。



注：1－弹性区；2－裂缝区；3－破碎区；4－炮孔

图 2　爆破振动波影响区域示意图

4　施工方案

鉴于上述情况，建立隧道施工方案如下。

草籽岗隧道进口在与杭深铁路隧道结构外缘水平距离 50 m 范围内根据相关要求不得采取爆破施工；水平距离 50 ～1 000 m 洞身开挖采用机械开挖＋微弱爆破时，应采用风钻打设炮眼，单次爆破炸药用量不得＞30 kg，悬臂挖机配合进行开挖；隧道距离出洞还有 45 m 时采用机械开挖方式掘进，保障临近铁路隧道的运行安全。隧道开挖方法分段说明如图 3 所示。

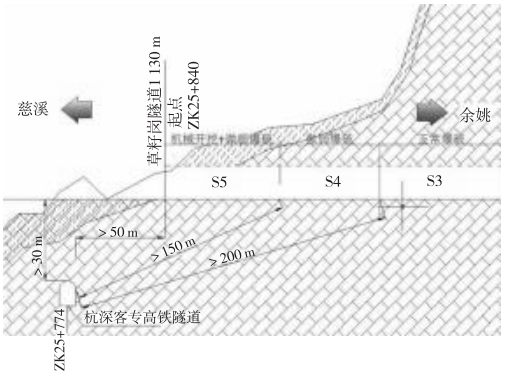


图 3　隧道开挖方法分段说明示意图

根据爆破区域周边环境、地质条件等相关要求，并结合本工程所处的爆破地理位置和环境的总体考量，针对工程开挖特点和环境条件，对于不同类型和不同岩体采用如下方法开挖：

(1)隧道掘进采用单向掘进开挖，自大里程向小里程方向推进(距离杭深铁路附近的进口段后挖)。在距出洞口约 15 m 时，先掘进1.8 m×1.8 m小断面，然后再从进洞口开挖。

(2)隧道进口明洞采取露天浅孔松动爆破，台阶高度为 1～5 m。

(3)隧道洞身Ⅲ级围岩断面宽度为 16.25 m，高度为 9.58 m，面积为 123.24 m^2，采用全断面法开挖，每循环进尺为 2.7 m，隧道洞身Ⅲ级围岩段紧急停车带采用台阶法进行开挖，每循环进尺为 2.7 m。

(4)隧道洞身Ⅳ级围岩断面宽度为 16.61 m，高度为 9.67 m，面积为 147.64 m^2，采用上下台阶法开挖，每循环进尺为 1.6 m。

(5)隧道洞身Ⅴ级围岩断面宽度为 16.95 m，高度为 10.33 m，面积为 158.89 m^2。一般深埋段采用环形开挖留核心土法开挖，每循环进尺为 0.9 m；洞口段、全风化富水破碎带Ⅴ级围岩采用中隔壁(CD)法开挖，循环进尺为 0.9 m。

(6)隧道人行横洞面积为 8.31 m^2，采用全断面开挖，每循环进尺为 1.6 m；车行横洞面积为 47.51 m^2，采用台阶法开挖，每循环进尺为 2.7 m。

根据工程施工特点，按照外部施工各个阶段的工期安排，对杭深铁路的监测频率为：在施工开始之后的每次爆破时进行监测[15]。当监测值超过预警值时，应及时通知施工单位调整爆破参数，以最大可能地避免爆破振动超过相应的安全允许值，保证运营隧道的安全。

5　结语

本文以 G228 陆埠互通及 S319 丈亭互通草籽岗隧道为依托工程，从地形地貌、地质条件、水文条件等方面分析了隧道爆破对近接既有运营隧道的影响。结果表明，爆破振动波影响区域分为弹性区、裂缝区及破碎区，其中弹性区的振动波是对既有隧道造成损伤的最主要原因。同时，给出了相应的施工方法及监测方法，为该工程的安全提供了保障，可为其他类似工程提供参考。

参考文献

[1]陈　祥，刘明学，祁小博.爆破振动作用下大型地下洞室群围岩动力响应及合理间距分析[J].振动与冲击，2021，40(1)：277－285.

[2]李兴华，龙　源，纪　冲，等.爆破地震波作用下隧道围岩动应力集中系数分析[J].岩土工程学报，2013，35(3)：578－582.

[3]叶培旭，杨新安，凌保林，等.近距离交叉隧洞爆破对既有隧道的振动影响[J].岩土力学，2011，32(2)：537－541.

[4]王新宇，邵珠山，乔汝佳.小净距下穿铁路隧道爆破震动的响应研究[J].应用力学学报，2013，30(4)：527－532，645.

[5] SONG Shuguang，LI Shucai，LI Liping，et al. Model test study on vibration blasting of large cross－section tunnel with small clearance in horizontal stratified surrounding rock [J]. Tunnelling and Underground Space Technology，2019(92)：1－7.

（下转第 149 页）

隧道路面纤维改性胶粉微表处混合料性能分析

贾春阳
（钦州市交通运输综合行政执法支队，广西　钦州　535000）

摘　要：为了研究纤维改性胶粉微表处在隧道路面中的应用，文章以两种纤维（聚酯纤维、玄武岩纤维）对胶粉微表处混合料进行改性，分析胶粉微表处混合料的抗滑性、耐久性变化规律。结果显示：两种纤维对微表处混合料改性规律一致，纤维对混合料构造深度、摩擦系数提高幅度不明显，且当纤维掺量＞0.2%时，构造深度呈减小趋势，摩擦系数则基本不增加；油石比为7.0%时，纤维含量增大，磨耗性、水稳定性均增大；油石比＞7.5%时，纤维含量增大，磨耗性、水稳定性先减小后增大。建议纤维掺量宜控制在0.15%～0.25%，混合料油石比应≥7.5%。

关键词：道路工程；沥青罩面；纤维；胶粉；性能
中图分类号：U457^{+}.2　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.039
文章编号：1673－4874(2022)03－0146－04

0　引言

随着我国山区高速公路建设的快速发展，隧道占高速公路里程的比例越来越大，尤其是在我国西南地区的新建高速公路中，隧道占总里程数的比例已经超过了20%，并且多为长隧道、特长隧道[1]。隧道路面处于半封闭的空间内，温差较小，非寒冷地区路表温度常年在15 ℃～30 ℃之间变化，由于雨水天气，环境温差小使得隧道路面由轮胎带入的雨水不容易干燥，路面长期处于潮湿状态，这就要求隧道路面应具有更高标准的抗滑稳定性。调查表明，交通事故在隧道路段发生概率2倍于普通行车路段，并且在阴雨天气中隧道事故发生率上升12%。由此可见，隧道路面的安全性亟待提高[2]。

预防性养护作为超前的养护性方案，对道路全寿命周期成本控制具有良好的适用性。针对隧道路面上述问题，可考虑从预防性养护的角度出发，在隧道路面出现抗滑性能衰减后、发生结构性损伤前进行表面层改性处理[3]。微表处技术作为经济可行的预防性养护方案，最为常用，且具有造价低、防水抗滑、耐磨、抗车辙、能耗少、环保等优点，但易出现强度不足、行车噪声大等问题[4-8]。研究显示，橡胶及纤维改性（乳化）沥青混合料可对上述性能问题进行相应改善，但具体掺量等技术参数以及改性剂种类的优化选取等相关研究并不明确。为对纤维改性胶粉微表处混合料性能变化规律进行研究，本文拟采用不同种类、掺量的纤维及油石比等关键参数对胶粉乳化沥青混合料抗滑性能、耐久性等路用性能的改性效果进行研究，以期为纤维改性胶粉微表处混合料在隧道路面中的应用提供借鉴与参考。

作者简介：贾春阳（1977—），工程师，主要从事交通工程质量安全监督工作。

1 试验方案

1.1 试验材料

微表处混合料选用 SBR 改性乳化沥青(相关技术指标如表 1 所示),胶粉采用贵州某单位自主研发的 40 目橡胶粉;两种纤维分别为聚酯纤维和玄武岩纤维。混合料级配采用规范推荐的 MS-3 型级配。

表 1 微表处改性乳化沥青技术要求表

试验项目		单位	测定值	规范要求
筛上剩余量(1.18 mm筛)		%	0.06	≤0.1
电荷		—	+	+
恩格拉黏度 $E_2 5$		s	4.4	3～30
沥青标准黏度 $C_2 5$		s	14.1	12～60
蒸发残留物含量		%	61.3	≥60
蒸发残留性质	针入度	0.1 mm	64	40～100
	软化点	℃	57	≥53
	延度(5 ℃)	cm	>100	≥20
	溶解度(三氯乙烯)	%	99.41	≥97.5
储存稳定性	1 d	%	0.4	≤1
	5 d	%	3.6	≤5

1.2 试验方案

通过以往工程经验及查阅相关文献,选取胶粉最佳掺量为 2%,纤维按产品推荐掺量 0.1%～0.3%进行变掺量试验。抗滑性能评价采用试验方式为:构造深度、摩擦系数。混合料耐久性评价采用 1 h 及 6 d 湿轮磨耗试验,其中后者还可对混合料水稳定性进行评估。

1.3 试件制备

抗滑试验试件制备过程如下:(1)为与实际工况相一致,首先成型厚度为 4 cm 的车辙板试件作为磨耗层下承层,下承层可选用工程中常用的 SBS 改性 AC-13 沥青混合料;(2)在下承层上摊铺 1 cm 待试验微表处层;(3)置于常温环境下自然养生≥12 h,养生完后可进行相关性能试验。

2 抗滑性能

2.1 构造深度试验

构造深度作为评价水泥路面、沥青路面宏观抗滑性能最简单的评价方式,广泛应用于路面抗滑性能过程控制及交工验收中,其测试结果与车辆在实际路面所受抗滑状态具有显著对应关系。本文采用铺砂法对不同种类、掺量纤维胶粉改性微表处混合料进行构造深度测试。试验结果如图 1 所示。

整体而言,纤维加入后,微表处混合料构造深度最大变化幅度在0.05 mm左右,变化值较小,当掺量<0.2%时构造深度变化规律不明显,而当掺量>0.2%时构造深度逐渐减小,且在纤维掺量为 0.3%时,构造深度减小0.04 mm,降幅约为 5%。这是由于构造深度主要反映混合料的宏观情况,即混合料表层孔隙越多、深度越大,构造深度测试值越大,主要受到混合料级配类型的影响。纤维加入后,仅使混合料中的沥青胶浆发生了改变,对级配并无影响,因此整体而言混合料构造深度变化幅度并不明显。当纤维掺量逐渐增大时,纤维作为混合料的组成物质,使得混合料空隙率逐渐减小,因此构造深度出现一定下降,但下降幅度有限。

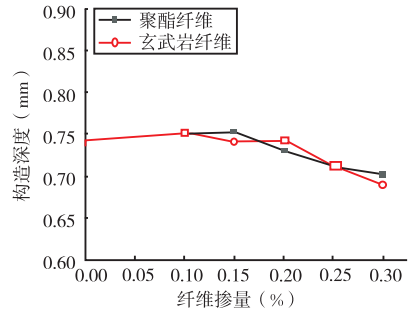


图 1 不同种类、掺量纤维改性胶粉微表处混合料构造深度试验结果曲线图

2.2 摩擦系数试验

摆式摩擦系数仪采用橡胶垫片模拟车辆轮胎的方式,可用于模拟车辆行驶作用下与路面的摩擦作用。由于雨天条件下路面对车辆摩擦作用降低,因此摆式摩擦系数测试需提前洒水以模拟雨水作用下车辆的行驶状态。测试时橡胶片与路表进行接触,可以有效反映表层沥青、集料表面对运动橡胶片的摩擦作用,也可较好地反映沥青路面微观结构对车辆的摩擦作用。本文采用《公路路基路面现场测试规程》(JTG3450-2019)T0964 方法,使用摆式摩擦系数测定仪,测定沥青路面的抗滑值。试验结果如图 2 所示。

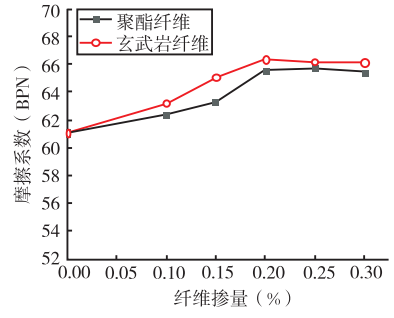


图 2 各类型不同掺量纤维改性胶粉微表处混合料摩擦系数试验结果曲线图

由图 2 可知：

(1)两种纤维的加入，使混合料摩擦系数测定值变化规律相同，即均呈现一定的增大趋势，但纤维掺量增大至 0.2%时摩擦系数趋于平缓。这是由于纤维加入后，纤维的“加筋”作用提高了沥青胶浆黏度，乳化沥青养护完成后增加了微表处混合料中的结构沥青含量，使得表层沥青对橡胶片的摩阻作用增强，进而提高了摩擦系数测定值。当纤维掺量继续增大，纤维对沥青的结合作用达到饱和，混合料中结构沥青含量不再增加，宏观表现为摩擦系数测定值基本保持不变。

(2)两种纤维对微表处摩擦系数改善效果存在一定差异，即玄武岩纤维较聚酯纤维对摩擦系数提高幅度相对较大，相同掺量下摩擦系数差值最大相差 1.8 BPN。表明纤维可在一定程度上改善微表处混合料的摩擦系数，且不同种纤维间改善效果差异不大。

3 耐久性分析

微表处主要用于对路面行车功能进行改善，如抗滑性能、耐久性等。而耐久性影响因素复杂，且受施工因素影响相对较大，因此本节主要对可反映微表处耐久性的抗磨耗性能进行分析，同时由于隧道环境相对潮湿，因此拟对有水条件下微表处的性能进行分析。

3.1 抗磨耗性能

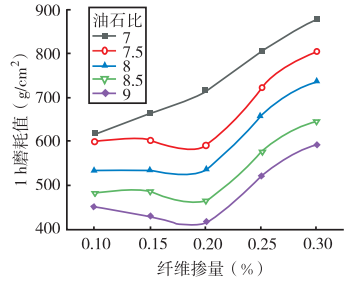
结合以往工程经验，采用 1 h 湿轮磨耗试验对微表处抗磨耗性能进行分析。1 h 湿轮磨耗试验可有效表征微表处混合料抗磨耗性能，同时也可对沥青与集料的粘附特性进行反映。为对比分析不同纤维种类微表处混合料耐磨耗性能的差异，在选定的试验条件下，改变不同的纤维掺量及油石比，具体试验结果如图 3 所示。

由图 3 分析可知：

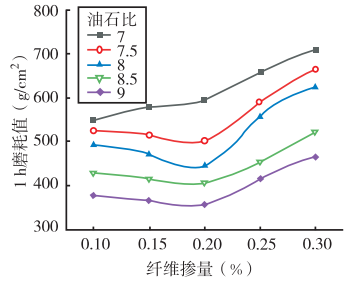
(1)相同纤维掺量条件下，两种纤维微表处混合料 1 h 湿轮磨耗值均随着油石比的升高而降低，表明微表处抗磨耗性能随着油石比增加而逐渐提高。

(2)当微表处混合料油石比较低(7.0%)时，混合料的湿轮磨耗值随着纤维掺量呈现单调增加关系，即混合料耐磨耗性能逐渐降低。当油石比升高至 7.5%以上时，增大纤维的掺量，磨耗值呈现先减小后增大的趋势，即当纤维掺量为 0.2%左右时混合料抗磨耗性能最好。这表明油石比较大时，混合料存在最佳纤维掺量，且较高掺量纤维反而会降低微表处的抗磨耗性能。

(3)掺加不同纤维的胶粉微表处混合料的湿轮磨耗值均满足相应规范要求，根据纤维的改善效果，建议纤维的掺入量为 0.15%～0.25%，且油石比应>7.0%。



(a)聚酯纤维混合料



(b)玄武岩纤维混合料

图 3 不同混合料磨耗值变化趋势曲线图

3.2 水稳定性

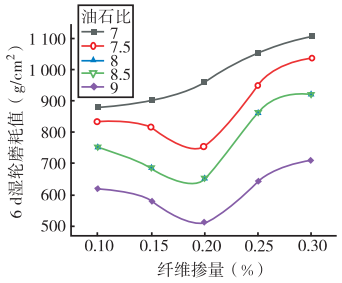
微表处混合料水稳定性可以采用 6 d 湿轮磨耗值进行表征，其值的大小直接影响着微表处混合料的使用性能及路面使用寿命。本文通过改变混合料的油石比及纤维掺量，研究两种纤维胶粉微表处混合料的抗水损害性能。具体试验结果如图 4 所示。

由图 4 可知：

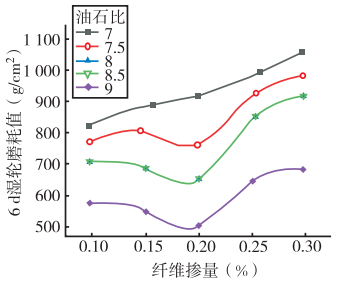
(1)逐渐增大纤维用量，两种纤维橡胶粉混合料的磨耗值变化规律基本相同。当油石比较低为 7.0%时，混合料中的胶结料不足使得矿料粘附性差，此时再增大纤维用量，纤维吸收一部分沥青质使得沥青质含量更少，矿料粘附力进一步降低；当逐渐增大油石比后，混合料中有足够的胶结料，因此抗水损害能力显著提高，并且与 1 h 湿轮磨耗结果相似，6 d 湿轮磨耗值随纤维掺量的增大呈现先减小后增大的趋势。

(2)在相同的油石比及纤维掺量下，玄武岩纤维混合料的抗水损害性能优于聚酯纤维混合料。

(3)橡胶粉微表处混合料在掺加一定量纤维后，当油石比处于合适范围时，其湿轮磨耗值较小，说明混合料的粘附性、抗磨耗及水损害性能在掺入纤维后得到了较大的提高。综上可知，掺加纤维的橡胶粉微表处混合料的建议油石比为≥7.5%，同时纤维掺量应控制在 0.15%～0.25%，可获得较好的路用性能及经济性。



（a） 聚酯纤维混合料



（b） 玄武岩纤维混合料

图 4 不同混合料 6 d 湿轮磨耗值变化曲线图

4 结语

（1）聚酯纤维、玄武岩纤维对胶粉微表处混合料构造深度影响规律相同，且影响较小；当纤维掺量达到 0.2%后，构造深度变化趋于平缓。

（2）当胶粉微表处混合料中的纤维掺量≤0.2%时，纤维的加入增大了沥青黏度，增加了微表处混合料中结构沥青含量比例，使得摩擦系数增大。继续增加纤维含量，摩擦系数测试值趋于平缓，表明纤维对路面抗滑性能改善效果有限。

（3）橡胶粉微表处混合料加入一定量纤维后可以明显提高其抗磨耗等耐久性能，为获得较好的增强性能，建议掺量为 0.15%～0.25%、混合料油石比应≥7.5%。

参考文献

[1]沈仪平. 微表处在隧道水泥混凝土路面糙化治理中的应用[J].交通标准化，2014，42(16)：26－28.

[2]邵鹏康. 功能型超微表处路面养护材料设计研究[D]：西安：长安大学，2014.

[3] 郑坤平. 微表处技术在隧道水泥混凝土路面抗滑恢复中的应用[J].交通世界(建养·机械)，2012(8)：67－69.

[4] 李艳青. 聚酯纤维－橡胶颗粒微表处混合料路用性能与降噪特性[J].公路工程，2020，45(3)：180－188.

[5] 庄传仪，叶亚丽，王 莉，等. 废旧橡胶粉干法微表处混合料微观形貌结构表征[J]. 公路，2020，65(4)：320－324.

[6] 李太阳. 玄武岩纤维微表处路用性能研究[D].吉林：北华大学，2020.

[7] 邓育训，曹俊昌，王 宏. 聚酯纤维－橡胶颗粒微表处混合料路用性能与降噪特性[J].公路，2019，64(10)：284－292.

[8] 王吉运，骆中斌. 多功能沥青路面微表处材料的制备与性能[J].筑路机械与施工机械化，2019，36(1)：48－54.

收稿日期：2021－11－15

（上接第 145 页）

[6]王光勇，顾金才，陈安敏，等.锚固洞室在顶爆作用下破坏形式及破坏过程研究[J].岩土工程学报，2015，37(8)：1 381－1 389.

[7]周纪军，单仁亮，贾志欣，等.近区锚喷结构的爆破振动特性研究[J].岩土力学，2013，34(8)：2 225－2 230.

[8]石洪超，张继春.并行小净距隧道楔形掏槽爆破振动效应研究[J].地下空间与工程学报，2019，15 (2)：607－614.

[9]谭国湖，刘立健，黄生文.岩石高边坡爆破震动监测及动力响应分析[J].中外公路，2011，31(3)：42－45.

[10]田运生，费鸿禄，左金库，等. 下穿引水隧洞爆破振动影响新建铁路隧道响应测试[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版)，2013，32(9)：1 166－1 171.

[11]陈明星. 下穿地下储油库隧洞爆破振动影响及控制措施研究[J]. 爆破，2018，35(4)：136－140.

[12]言志信，王后裕. 爆破地震效应及安全[M]. 北京：科学出版社，2011.

[13]李小宇. 城市隧道爆破开挖对临近砖混建筑物的振动影响研究[D]. 呼和浩特：内蒙古科技大学，2020.

[14]Zhanping Song，Jianchao Mao，Xiaoxu Tian，et al. Optimization Analysis of Controlled Blasting for Passing through Houses at Close Range in Super－Large Section Tunnels [J].Shock and Vibration，2019(8)：178－194.

[15]李顺波，杨 军，夏晨曦. 近距离爆破对隧道结构影响的监测和 HHT 分析[J]. 工程爆破，2013(3)：6－9.

收稿日期：2021－10－18

钢管混凝土拱桥主弦管“以折代曲”工艺及质量控制

陈冠名
（广西桂通工程管理集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章以某在建超大跨度钢管混凝土拱桥的主拱圈主弦管制造为例，探讨“以折代曲”的主弦管加工工艺原理及其关键技术，并从钢板下料、焊接坡口切割、钢管筒节制作、地标放样、胎架制作、主弦管上胎装焊等方面，阐述主弦管“以折代曲”的工艺流程和各阶段质量控制要点及检测重点。

关键词：钢管混凝土拱桥；主弦管加工工艺；以折代曲；质量控制
中图分类号：U448.34　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.040
文章编号：1673－4874(2022)03－0150－05

0　引言

我国作为钢管混凝土拱桥的建设大国，在世界拱桥发展史上起着重要的作用，从巫山长江大桥到合江长江一桥，再从平南三桥到天峨龙滩特大桥，中国钢管混凝土拱桥一次次地刷新了世界拱桥最大跨径的记录。随着我国建设的钢管混凝土拱桥跨度越来越大，很多工艺工法得到了不断的优化和升级，其中在大型钢管拱肋节段加工制造中，弦管的弯制也经历了热煨弯管工艺、中频弯管工艺和“以折代曲”的弦管制作工艺[1]。本文通过研究钢管混凝土拱桥主弦管加工制造的全过程，探讨“以折代曲”的工艺原理、关键技术、施工工艺流程及质量控制重点。

1　工艺原理

钢管混凝土拱桥钢管拱肋钢结构加工制造的关键在于将主弦管加工成满足设计及规范要求的悬链线形，并保证成桥后拱肋轴线上的各点坐标满足设计及规范要求[2]。主弦管的制造采用了“以折代曲”的加工工艺，其完工的焊缝质量和线形精度直接影响了钢管拱肋吊装的对接精度和成桥的质量。

“以折代曲”工艺是采用短直钢管分段直线逼近的方法形成钢管弦管的弧线[3]，其关键在于制作有长边和短边的单个钢管筒节（见图1），并将若干个钢管筒节按弦管设计弧线装焊，弦管装配阶段要求钢管筒节短边与短边对接形成弦管内弧，长边与长边对接形成弦管外弧（见图2）。

作者简介：陈冠名（1995—），助理工程师，主要从事钢结构监造工作。

图1　单个钢管筒节示意图

图2　钢管拱肋主弦管装配示意图

2　关键技术

2.1　全桥拱肋线形放样

施工图绘制阶段需根据理论拱轴坐标和预拱度值，经计算分析后进行1∶1的全桥拱肋线形放样。

2.2　钢管筒节划分

“以折代曲”工艺的核心是在图纸上将钢管拱肋的主弦管进行拆分，并在实际施工中将拆分的单个钢管筒节按照理论弧线线形装焊成主弦管实物。单个钢管筒节的长度越短、数量越多，则成桥弧线越圆顺，曲线越接近理论值，但是焊缝数量也越多；反之虽然可以减少焊缝数量，但成桥弧线不圆顺，实际曲线也会偏离理论弧线[4]。钢管筒节的划分还须按《公路工程质量评定检验标准》(JTG F80/1－2017)[5]中内弧偏离设计弧线允许偏差要求考虑，主弦管划分为单个钢管筒节时，单个钢管筒节长度方向存在一个离理论线形轴线最远的点，如果单个钢管筒节划分长度越长，则该点偏离理论线形轴线越远，主弦管自然也不符合规范中内弧偏离设计弧线允许偏差的要求。

2.3　钢板下料工艺

除每段钢管拱肋主弦管拱顶侧第一个钢管筒节所用钢板须在节段接头处预留切割余量外，其余主拱肋钢管筒节用钢板均根据1∶1放样和号料结果采用无余量一次下料工艺。

2.4　焊接工艺

钢管拱肋主弦管的焊接工艺由焊接工艺评定确定。焊接工艺评定应包含焊接评定项目的接头形式、试板材质、焊接材料、焊接方法、适用部位等内容。某在建超大跨度钢管混凝土拱桥主弦管钢管筒节间环缝对接和单个钢管筒节的纵缝对接处采用的焊接工艺是：CO_2气保焊打底，埋弧焊先焊管内侧坡口，背面清根后埋弧焊再焊管外侧，环缝和纵缝均要求全熔透。

2.5　错缝及节点接头避让

通过“以折代曲”工艺加工形成的主弦管环缝和纵缝较多，所以主弦管要考虑本身焊缝的错缝，并且要提前考虑在之后的工序中节点避让的问题：主弦管的纵缝和环缝与节点板、短接头、平联、腹杆及横撑等节点接头的避让，错缝及节点接头避让应满足《铁路钢桥制造规范》(QC/R 9211－2015)4.8节[6]的要求，同时还要考虑实际生产中施焊的可操作性。

2.6　编号、标识及施工辅助线

编号及标识是整个钢管拱肋钢结构加工制造全过程中配套生产、溯源和追踪的基础；中心线及腰线等辅助线是下一道工序施工高精度定位的有效保障。所以主弦管制造阶段的编号及标识是必要的，并且要为下一道工序划好辅助线，以便在下一道工序中做到配套生产和在构件不同工位的情况下实现高精度定位。

3　“以折代曲”施工工艺

本文以某在建超大跨度钢管混凝土拱桥的主拱圈主弦管制造为例，通过主弦管加工制造的全过程探讨“以折代曲”施工工艺及其技术规程。该在建超大跨度钢管混凝土拱桥主拱圈钢管拱肋主弦管直径为900 mm，壁厚有30 mm和35 mm两种规格。全桥钢管拱肋划分为208根主弦管，每根主弦管由若干个钢管筒节装焊而成，单个钢管筒节长度范围为1 400～2 800 mm。

3.1　钢板下料

(1)钢板进场后采用全自动数控火焰切割机进行无余量一次下料切割(除主弦管拱顶侧第一个钢管筒节需预留余量外)，并且遵循《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T 3650－2020)的要求：钢板的轧制方向与其主要应力方向一致[7]。在单个钢管筒节制作阶段，其主要应力方向即是钢管筒节的卷板方向，所以在下料切割阶段，应将钢管筒节的卷板方向设置在钢板的轧制方向上。

(2)全自动数控火焰切割机割嘴的运行路径通过数控编程设计，为了能最终制作出有长边和短边的单个钢管筒节，要求用于钢管筒节制作的钢板拱顶端和拱底端方向的边缘按折线路径切割，最终切割形成一块六边形的下料钢板。因为该在建超大跨度钢管混凝土拱桥所用钢管筒节长边与短边的差值为3～8 mm，所以形成的六边形下料钢板不明显。

3.2　焊接坡口切割

下料切割完成后进行开坡口施工，即将下料切割好的钢板边缘采用半自动火焰切割机切割成焊接的

对接形式。该在建超大跨度钢管混凝土拱桥钢结构加工场内半自动火焰切割机主要有轨道和滚轮两种形式。轨道式开坡口需铺设轨道，并保证行径顺直，主要用于切割直线坡口（钢管筒节纵对接缝方向的边缘）；滚轮式开坡口不采用轨道，滚轮沿着坡口边带动切割机行走，主要用于切割折线坡口（钢管筒节拱顶端和拱底端方向的边缘）。

3.3 钢管筒节制作

3.3.1 采头施工

坡口切割完成后将钢板转运到采头区，用石笔标记出采头的定位线和钢板的参照线，按参照线的标识将钢板端部放入油压机中，油压机按采头的定位线对钢板端头进行采头施工。采头施工的目的是在卷板之前将三辊卷板机难以卷弯的端头预先压制成形。

3.3.2 卷板施工

卷板施工是采用三辊卷板机将采头完成的钢板在其轧制方向上反复挤压使其弯曲，最终卷至钢管筒节的形状。卷板施工完成后需在初步成形的钢管筒节纵对接处进行定位焊固定，根据《铁路钢桥制造规范》（QC/R 9211－2015）的要求，定位焊缝距设计焊缝端部应＞30 mm，其长度为 50～100 mm，相邻定位焊缝间距为 400～600 mm。

3.3.3 纵缝焊接

（1）焊接前应在钢管筒节纵缝端部连接引弧板。根据《铁路钢桥制造规范》（QC/R 9211－2015）的要求，引弧板的材质、坡口及板厚应与所焊件相同，且长度应≥100 mm。引弧板的作用是将埋弧焊起弧和熄弧形成的缺陷都留在引弧板上，以此来保证母材上的焊缝质量，待钢管筒节内外侧纵缝焊接完成后再切割引弧板，并打磨母材上连接引弧板的端部。

（2）某在建超大跨度钢管混凝土拱桥主弦管母材材质为 Q420qD－Z25 的钢板，焊前须在焊缝两侧 80～100 mm 区域内预热，预热温度为 100 ℃～120 ℃，同时焊接环境的相对空气湿度须在 80% 以下，焊前还须将焊缝两侧30 mm范围打磨除锈干净。

（3）钢管筒节的焊接首先采用二保焊对内侧纵缝进行打底，打底完成后再采用埋弧焊进行填充和盖面焊接，埋弧焊的起弧和熄弧必须在钢管筒节纵缝端部 80 mm以外的引弧板上。焊接过程中要控制每道焊缝的层间温度，控制在120 ℃～150 ℃。采用点温计在焊接过程中进行监控。

（4）内侧纵缝焊接完成后在管外侧对焊缝进行气刨清根处理，其主要目的是将点焊和内侧纵缝焊接产生的熔渣刨掉，更好地实现全熔透。

（5）管外侧纵缝的埋弧焊焊接在气刨清根完成后。在施焊过程中，焊剂不断自动流入包裹和保护熔池，杜绝空气中的有害元素渗入熔池，影响纵缝质量。

3.3.4 校圆施工

完成纵缝焊接的钢管筒节需重新回到卷板机进行校圆施工，校圆完成后钢管筒节的几何尺寸才能达到最终的设计值。

3.4 地标放样及胎架制作

主弦管加工制造前，需选择有足够承载力且不易发生沉降的平台。根据理论拱轴坐标和预拱度值，经计算分析后在施工平台上按 1∶1 进行地标放样，并按地样坐标的线形，制作主弦管拼装专用胎架。

3.5 主弦管上胎装配

主弦管胎架制作完成并检测合格后，钢管筒节按施工图及地样线形逐个上胎定位，并将若干个有长边和短边的单个钢管筒节按弦管设计弧线进行装配。弦管装配阶段要求钢管筒节短边与短边对接形成弦管内弧，长边与长边对接形成弦管外弧，最终实现短直钢管分段直线逼近形成主弦管的弧线。

3.6 主弦管环缝焊接

主弦管装配完成并检查后进行环缝焊接。首先，采用二保焊对内侧环缝进行打底，打底完成后再采用悬臂埋弧焊机进行填充和盖面焊接。内侧环缝焊接完成后在管外侧对焊缝进行气刨清根处理，气刨清根完成后采用埋弧焊对管外侧环缝进行焊接。主弦管装配如图 3 所示。

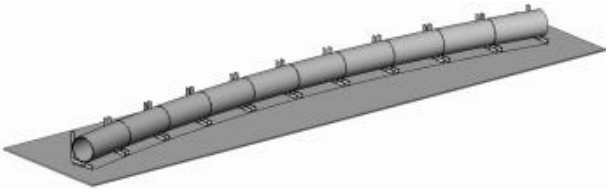


图 3 多个钢管筒节上胎装配主弦管示意图

3.7 主弦管回胎矫正

主弦管环缝焊接完成后还需进行回胎检测。回胎的主要目的是通过地样线和水平胎架检查主弦管的完工线形。如果该阶段线形超过预期，则需采取火工矫正的方法对超出部位进行矫形，该过程与热煨弯管工艺相同，采用火焰加热的方式使主弦管局部发生形变，必要时还需采用千斤顶进行顶压辅助矫正。

4 质量控制重点

4.1 钢板下料切割

全自动数控火焰切割机和半自动火焰切割机属于精密切割下料设备，所以钢板下料和开坡口应符合《公路桥涵施工技术规范》（JTG/T 3650－2020）的要求，在数控切割下料编程时除应考虑焊接收缩外，还

应考虑切割热变形的影响。另外,《公路桥涵施工技术规范》(JTG/T 3650－2020)给出了钢板号料外形尺寸的允许偏差,应为±1 mm。钢板切割面质量应符合《铁路钢桥制造规范》(QC/R 9211－2015)中表4.3.3焰切面质量的相关要求。

4.2 钢管筒节制作

4.2.1 钢管筒节完工外形尺寸

钢管筒节完工外形尺寸偏差应符合《钢管混凝土拱桥技术规范》(GB 50923－2013)表8.3.1中钢管构件外形尺寸允许偏差[8]的要求。本节将结合整个主弦管制造的全过程对《钢管混凝土拱桥技术规范》(GB 50923－2013)表8.3.1中列出的检查项目及允许偏差进行解读:

(1)长度允许偏差≤±3 mm。主弦管用钢管筒节长边长度和短边长度允许偏差均要求≤±3 mm。多个钢管筒节长度累计偏差会影响主弦管的总长度,单个钢管筒节长度偏差较大或多个钢管筒节累计误差较大也会对主弦管的曲率、内弧偏离设计值及线形的走向产生影响。

(2)纵向弯曲允许偏差≤L/1 000且≤5 mm(L为钢管筒节理论长度)。主弦管划分为单个钢管筒节时,单个钢管筒节长度方向的中点是离理论线形轴线偏差最远的点,如果单个钢管筒节划分长度越长,则线形偏离理论线形轴线越远,所以钢管筒节都采用短直钢管。有一定板厚和直径的短直钢管不容易发生纵向弯曲,所以该项可不作为重点检查项目。

(3)椭圆度允许偏差≤D/500且≤5 mm(D为钢管筒节理论直径),直径允许偏差≤±D/500且≤±5 mm。钢管筒节的椭圆度偏差和直径偏差是造成主弦管装配时对接缝处产生错边的主要原因,对接缝处错边会造成环缝有效截面积减少,影响构件受力和传力。

(4)管端不平度允许偏差≤D/500且≤3 mm。这里的管端不平度是实测的钢管筒节端部平面与理论设计值的差,因为单个钢管筒节有长边和短边,所以其理论端部平面是不垂直于单个钢管筒节长度方向的。端部平面度偏差会造成主弦管对接缝处产生间隙,如果间隙过大还会影响环缝的焊接施工。

4.2.2 纵缝外观质量及内部质量要求

(1)钢管筒节纵缝必须在全长范围内进行外观质量检查,不得有裂纹、未融合、夹渣、未填满和焊瘤等缺陷,并应符合《铁路钢桥制造规范》(QC/R 9211－2015)表4.9.12焊缝外观质量标准的规定。

(2)钢管筒节纵缝全长进行100%的超声波探伤,超声波探伤质量等级为Ⅰ级,检验等级为B级[6]。该在建超大跨度钢管混凝土拱桥钢管筒节所用钢板厚度分为30 mm和35 mm两种,这两种板厚的钢管筒节纵缝还需分别增加10%的射线探伤和10%的超声波探伤,且应符合《铁路钢桥制造规范》(QC/R 9211－2015)的要求。

4.3 地标放样及胎架制作

(1)主弦管地样为其理论外轮廓水平投影上的坐标点,直接反映主弦管的线形、曲率、长度等重要信息,是制作和检查主弦管线形的重要手段。主弦管地样坐标允许偏差控制在±1 mm内。

(2)胎架是主弦管的加工制造平台,直接影响主弦管贴胎面的线形,所以要保证胎架建在有足够承载能力的平台上,胎架本身要有足够的承载力和强度,确保能承受主弦管的重量。胎架完工验收要重点检查承接主弦管的支承平面标高,整个支承平面的相对标高允许偏差控制在±1 mm以内。

4.4 主弦管制造

4.4.1 主弦管装配质量控制重点

装配检查是焊接前控制主弦管线形、长度、对接缝处错边量和间隙的重要手段,既要按设计尺寸对主弦管进行装配检查,又要考虑焊接收缩的影响并预留余量。

(1)主弦管装配施工过程中,要保证钢管筒节对接缝处的间隙和错边符合设计、工艺及规范的要求。环缝间隙按工艺要求控制,该在建超大跨度钢管混凝土拱桥主弦管钢管筒节间环缝对接处采用的焊接工艺对环缝间隙要求为0;对接缝处的错边按《公路工程质量评定检验标准》(JTG F80/1－2017)的要求:≤0.1倍板厚,且≤2 mm。

(2)下弯管长度方向应留有足够的余量:①为了抵消环缝焊接产生的收缩变形;②为了预留端头余量给片装单元件制造和总成匹配制造,更好地实现钢管拱肋节段间的高精度对接。

(3)主弦管装配内外弧线形通过地样坐标和吊线锤的方式来控制,其允许偏差应参考公路工程质量评定检验标准》(JTG F80/1－2017)中内弧偏离设计弧线允许偏差的要求,但同时也要考虑到之后工序加工产生误差的累积。“以折代曲”加工工艺中,主弦管内外弧线形控制以焊前控制为主,即装配前有误差就要及时调整,如果焊后发现误差超出预期才采取返工或者火工矫正的方法调整,则偏差往往达不到允许值。

4.4.2 主弦管焊接完工质量控制重点

(1)主弦管的完工内外弧线形是质量检查的控制重点,需回胎检查,其应符合《公路工程质量评定检验标准》(JTG F80/1－2017)表8.8.6－1中内弧偏离设计弧线允许偏差<8 mm的要求。但是在主弦管加工阶段,不能把8 mm的允许偏差值全部用完,因为在后

续片装单元件制造和总成匹配制造的过程中还会产生偏差，而且每个工序产生的偏差都会累加，所以在主弦管制造阶段，该在建超大跨度钢管混凝土拱桥将线形误差控制在2 mm内，必要时还需对弦管线形偏离设计值较多的部分进行火工矫正。

(2)核查主弦管的编号、标识及施工辅助线是否清晰准确。

(3)环缝外观质量及内部质量的要求参照前文。

5 结语

“以折代曲”的工艺因其比早期的热煨弯管和中频弯管等工艺更能高精度地控制弦管的线形，所以一直被应用于大跨度钢管混凝土拱桥的钢管拱肋加工中，并且相对于其他需加热和外力顶压辅助弯管的钢管弯制工艺，“以折代曲”还有着更经济、更好控制、返工量少等优势。近年来，随着国内大跨度钢管混凝土拱桥的兴起，“以折代曲”工艺被更加广泛地应用于弦管的加工中，因此如何应用“以折代曲”工艺更加高精度地控制钢管拱肋的线形成为钢结构施工过程中探讨的重点。本文通过全面阐述主弦管加工全过程的施工流程及技术规程，为超大跨度钢管混凝土拱桥钢管拱肋主弦管的加工制造提供参考。

参考文献

[1]王宏军.浅谈钢管混凝土拱桥的发展现状与施工工艺[J].科技创新导报，2008(13)：64.
[2]刘灿磊，阮先波，李秀军，等.大跨度钢结构拱桥的加工制作[C].2010 全国钢结构学术年会论文集，2010.
[3]王小敏.青干河大桥钢管拱肋的制作工艺与质量控制[J].中外公路，2003(3)：30－32.
[4]张西谋，徐学年.136 钢管拱桥管节整体切割技术[J].钢结构，2012(9)：54－58.
[5]JTG F80/1－2017，公路工程质量评定检验标准[S].
[6]QC/R 9211－2015，铁路钢桥制造规范[S].
[7]JTG/T 3650－2020，公路桥涵施工技术规范[S].
[8]GB 50923－2013，钢管混凝土拱桥技术规范[S].

收稿日期：2021－10－23

（上接第 108 页）

5 结语

(1)咬合桩施工过程中单批开孔数量不宜过多，避免长时间无法浇筑导致孔壁坍塌。钻进速度不得过快，尤其是施工支护桩过程中要注意控制钻速。施钻过程中注意提钻检查，提前发现偏孔，及时纠偏。

(2)注意钢筋笼接桩施工过程监督，做好钢筋笼节段编号及标记，避免选择错误的钢筋笼节段。

(3)注意焊接定位筋的数量及质量，确保支护桩混凝土保护层厚度。

(4)注意支护桩钢筋笼运输及存放，保证钢筋笼质量。

(5)咬合桩腰梁植筋施工要严格按照方案实施，避免植入钢筋失效。

(6)策划咬合桩深基坑石方施工方案时，根据地质情况可以考虑采用控制爆破开挖施工。

(7)内支撑设计时需注意内支撑的层高及间距，方便机械进入坑内进行清理和出渣作业。

参考文献

[1]李　鹏.深基坑围护中钻孔咬合桩方案的选用与施工技术[J].浙江建筑，2005，22(2)：25－28.
[2]石伟国，邵正俊.邻近地铁的深基坑咬合桩结合内支撑支护体系施工及监测[J].建筑技术，2013，44(5)：430－434.
[3]韩永刚.复杂地下环境深基坑围护结构咬合桩施工技术[J].安徽建筑，2016，23(2)：134－136.
[4]罗积胜.地铁车站咬合桩围护结构设计计算方法及其应用研究[D].成都：西南交通大学，2009.
[5]葛俊颖.桥梁工程软件 midas Civil 使用指南[M].北京：人民交通出版社，2013.
[6]马思齐，赵　引，杨　倩，等.基于摩尔——库仑模型软土地基力学参数的敏感性分析[J].能源与环保，2017(4)：117－121.
[7]李永胜.深基坑监测[J].科技与创新，2014(4)：64－65.

收稿日期：2021－10－23

顶管上穿施工对既有地铁隧道的影响分析

谢顺意
（南宁轨道交通集团有限责任公司，广西　南宁　530029）

摘　要：南宁市鲤湾路人行地道上穿南宁轨道交通 1 号线区间隧道采用顶管法施工，为保证轨道交通结构的安全和正常运营，文章采用数值模拟方法对地表沉降和隧道结构变形进行分析。结果表明，顶管施工对地表沉降和隧道结构的影响满足规范要求，可为类似工程提供参考。

关键词：顶管施工；上穿地铁；受力变形；数值模拟
中图分类号：U459.3　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.041
文章编号：1673－4874(2022)03－0155－04

0　引言

随着我国城镇化进程加快，土地资源逐渐短缺，城市空间格局不断向地下和空中拓展，呈现立体化、集约化发展趋势。主城区地面交通拥挤，建筑物与各类管线密集，地铁、地下通道、地下商业街等地下构筑物不断涌现。顶管施工具有不阻断地面交通，减少周边建筑与管线迁改等优点，在地下施工中得到广泛应用[1]，但其不可避免地对周边的构筑物产生一定的影响。冯海宁等[2]通过二维和三维计算模型分析了顶管施工过程中对周围土体产生的变形和应力情况。黎永索等[3]运用解析公式对顶管施工造成的地表沉降进行分析和监测，得出地表沉降的变化规律。

本文以南宁市鲤湾路人行地道上穿既有轨道交通 1 号线盾构区间隧道顶管法施工工程为依托，通过三维数值模拟，分析顶管施工对地铁区间隧道的影响。

1　工程概况

1.1　鲤湾路人行地道概况

民族大道维修整治工程设计长度为9 218.5 m，西起于江滨立交桥，向东止于高速公路收费站。鲤湾路人行地道是民族大道维修整治工程的一部分，该地下通道拟采用顶管法进行施工。

顶管法是指隧道穿越建筑物等障碍物时采用的一种暗挖式施工方法[4]，通过传力顶铁和导向轨道，用支承于始发井后座上的液压千斤顶将管节压入土层中，同时挖除并运走管节正面的泥土。当第一节顶管全部顶入土层后，接着将第二节管接在后面继续顶进，这样将管节依次顶入，作好接口，建成通道。

拟采用的顶管单节长度为1.5 m，预制后用于施工。鲤湾路人行地道为单顶管通道，通道长度为52.5 m，共采用 35 个管节。顶管两端连接竖井，北端为接收竖井，南端为始发竖井，上跨既有轨道交通隧道段为顶管施工段，南端明挖竖井基坑与既有轨道交通 1 号线隧道平面距离为5.7 m，南端明挖竖井深度为11.23 m。鲤湾路人行地道顶管平面如下页图 1 所示。

作者简介：谢顺意(1985—)，工程师，主要从事城市轨道工程项目建设管理工作。

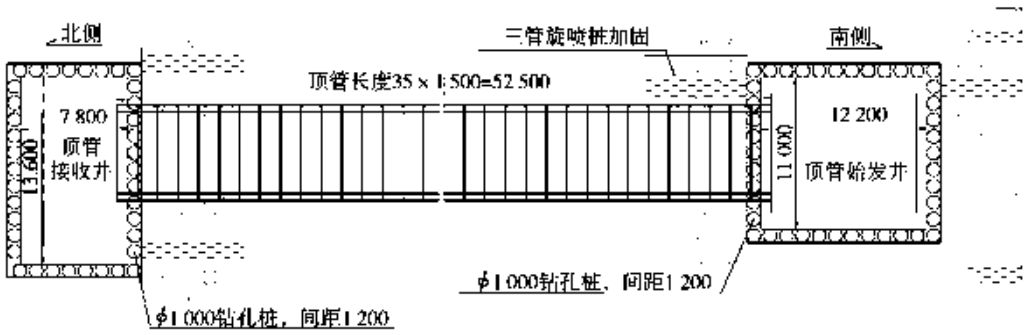


图 1　鲤湾路人行地道顶管平面图(mm)

1.2　轨道交通 1 号线民—麻区间工程概况

轨道交通 1 号线民族广场站—麻村站区间线路沿民族大道布设，从民族广场站引出后以地下形式向东行进，位于民族大道下方，未下穿重要建筑物，到达麻村站小里程端。区间隧道采用盾构法施工，盾构主体结构已施工完成，左线长度为954.725 m，右线长度为954.725 m。

受顶管施工影响的 1 号线民族广场站—麻村站区间，顶管通道段范围盾构隧道顶距离地面深度约为15.2 m，主要穿越地层为圆砾。隧道断面为圆形，盾构管片环宽1.5 m，每环由 6 块管片通过 12 根 M24 螺栓，环间纵向设置 10 根 M24 螺栓，错缝拼装。盾构管片采用 X－2 的配筋形式，每环管片内外主筋均为8B18＋4B16。

2　模型建立

2.1　基本假定

(1)地表和各土体成层均质水平分布，采用Mohr－Coulomb 模型计算。

(2)强度准则采用 Mohr－Coulomb 准则。

(3)不考虑地下水渗流在隧道开挖过程中的影响。

(4)土体的应力与应变均在弹塑性范围内变化。

(5)结构材料采用线弹性本构关系。

2.2　计算模型

采用 Midas GTS 有限元分析软件，建立三维有限元模型对顶管上穿 1 号线区间隧道施工影响进行分析。考虑到施工过程的空间效应，本工程地质主要为圆砾，计算模型的有效影响范围一般为顶管管径、盾构管径的 3～5 倍。根据顶管施工范围，计算模型取长80.0 m、宽70.4 m、自地表35.0 m厚的土体作为计算范围。土体采用摩尔－库仑本构模型。周围土体采用实体单元，模拟边界条件的选取时除了顶面取为自由边界外，侧面水平方向固定、底面水平和垂直方向都固定[5]。计算模型如图 2 所示。

顶管采用平面/板单元进行模拟，顶管截面外包尺寸长为6.9 m、高度为4.9 m，壁厚为0.5 m，顶管管节宽度为1.5 m，采用 C50 混凝土。采用平面/板单元模拟既有区间隧道，断面为圆形，在岩土体划分网格后区间隧道均可直接通过析取单元功能来实现。区间隧道断面外径为6.0 m、内径为5.4 m，管片厚度为300 mm，采用 C50 混凝土。顶管与 1 号线盾构隧道位置关系如图 3 所示。

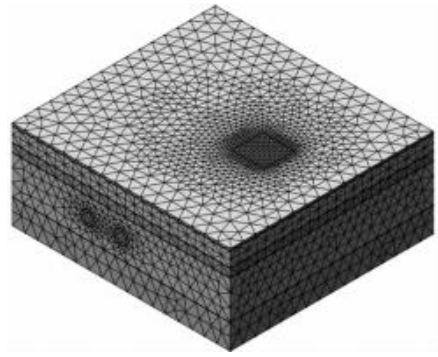


图 2　数值计算模型网格图

图 3　顶管与 1 号线盾构隧道关系图

2.3 材料参数

土层依次为上层素填土①2、第二层粉质黏土②2－2、第三层粉土③1、第四层为圆砾⑤1－1、第五层为泥岩及粉砂质泥岩⑦1－3。在岩土体划分网格后区间隧道均可直接通过析取单元功能来实现。道路车辆产生的荷载取20 kPa垂直面荷载施加于模型上。

考虑到施工的时效性，开挖、支护过程中荷载的释放率为：砂性土开挖80%，支护20%。计算中对注浆加固地层的力学参数做了适当的提高。模型的物理力学参数如表1所示。

表1 数值计算力学参数表

材料名称	厚度(m)	弹模E(kPa)	泊松比	重度(kN/m³)	粘聚力((kPa)	内摩擦角(°)
素填土①2	1.0	8×10^3	0.35	18.7	12.0	7.2
粉质黏土②2－2	5.7	2.72×10^4	0.30	19.8	47.5	16
粉土③1	3.4	9.6×10^3	0.35	20.1	15.5	14
圆砾⑤1－1	15.1	4.2×10^4	0.27	20.8	0	35
泥岩⑦1－3	9.8	4.6×10^4	0.20	21.8	88	28
混凝土C30	—	3.0×10^7	0.20	25.0	—	—
混凝土C50	—	3.5×10^7	0.20	25.0	—	—

2.4 模拟工况

工况1：土体自重固结、盾构隧道通过。

主要进行土体自重固结、盾构隧道通过的模拟，模拟完成后将土体已经过盾构隧道的位移清零，盾构的内力状态保留。

工况2：施工顶管始发井基坑。

具体过程为：施工围护结构、开挖基坑至指定标高。该工况主要模拟基坑开挖对盾构隧道的影响。

工况3：逐节施工顶管。

主要模拟顶管逐渐接近、上跨、远离1号线区间隧道的过程。该工况主要模拟顶管隧道的顶进力、顶管开挖对盾构隧道的影响。

3 结果分析

3.1 盾构隧道变形结果及速率分析

顶管施工结束后轨道1号线区间隧道结构的竖向、横向位移计算结果分别如图4、图5所示。1号线区间隧道左、右线竖向位移随顶管施工进尺的变化曲线如下页图6所示。

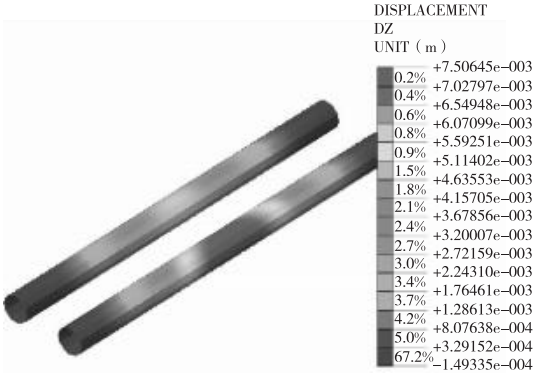


图4 盾构隧道竖向位移(dz)云图

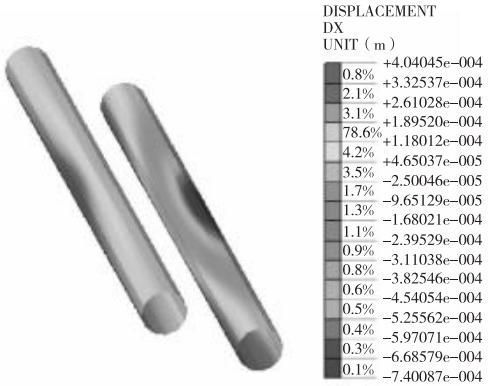


图5 盾构隧道横向位移(dx)云图

计算结果表明：

(1)鲤湾路人行地道施工引起的地铁盾构管片最大变形为7.52 mm，为距离顶管较近的隧道右线，其中基坑施工阶段引起的盾构最大变形为4.34 mm，顶管施工引起的盾构最大变形为3.18 mm。顶管施工通过隧道结构上方时变形速率急剧增大，其余阶段曲线比较缓和。

(2)轨道的轨向高差(矢度值)最大为2.38 mm。若进行轨道竖向变形监测，建议以每相隔10 m的轨道高差作为轨向高差值，控制值建议取2.5 mm，变形速率控制值建议取0.25 mm/d。

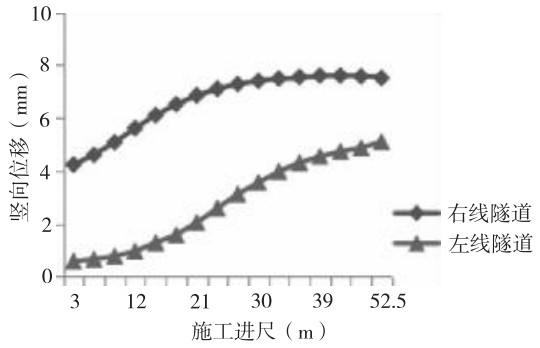


图6 盾构隧道竖向位移变化曲线图

3.2 盾构隧道结构安全评价

顶管施工结束后轨道 1 号线区间隧道结构弯矩变化如图 7 所示。

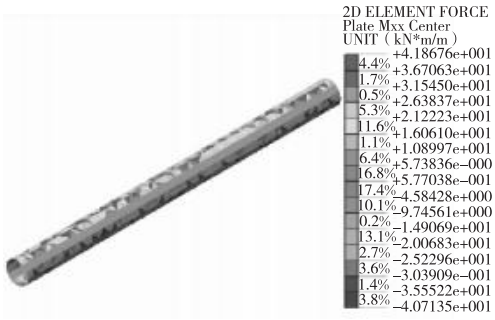


图 7 顶管施工后隧道结构弯矩变化云图

计算结果表明，由于顶管开挖，受影响的盾构结构内力产生变化，相应部位弯矩的最大值为 41.9 kN·m。该段管片为 X-2(能承载最大弯矩设计值为240 kN·m)的配筋形式，每环管片内外主筋均为 8B18+4B16，内力变化在配筋允许范围内。

3.3 盾构隧道受影响范围分析

根据分析结果，当距离顶管中心线约40 m时，盾构隧道的变形曲率已降至约 1/10 000 左右，曲率较小；盾构隧道的变形约在0.8 mm左右，与自动化监测设备的监测精度(0.1 mm)在同一量级，同时该变形量已小于其他设备的监测精度。因此认为盾构隧道受影响的范围为顶管中心正下方的轨道里程±40 m范围。

顶管中心线下方±25 m范围为盾构变形较大部位。沿小里程往大里程方向，同一环管片影响较大的位置为顶部十点钟至两点钟方向，且迎顶管工作面一侧的管片受影响程度要大于另一侧。

4 结语

(1)鲤湾路人行地道施工引起的地铁盾构管片最大变形为7.52 mm，在预警值(10 mm)范围内，盾构隧道的弯矩在规范允许范围内。

(2)盾构隧道变形朝同一方向，隧道水平、竖向变形差均不超过预警值(10 mm)，隧道径向收敛满足要求。

(3)盾构隧道结构内力在设计值允许范围内，裂缝控制满足要求。轨道的轨向高差(矢度值)、横向变形高差最大分别为2.38 mm、0.90 mm，均在控制值(2.5 mm)范围内。

(4)轨道交通 1 号线民族广场站—麻村站区间已经铺轨，南宁鲤湾路人行地道施工引起的轨道相对变形曲率为 1/4 863，满足规范 1/2 500 的控制值；其隧道变形曲率半径为77 132 m，满足规范要求的大于控制值15 000 m。

(5)顶管始发井处的土层加固不宜采用旋喷、搅拌等对土层扰动较大的施工工艺，建议采用注浆加固，并在基坑开挖前完成。

参考文献

[1]何庆萍. 顶管上穿施工对已有区间隧道影响性分析[J]. 工业建筑，2011(5)：337-345.

[2]冯海宁，龚晓南，徐日庆. 顶管施工环境影响的有限元计算分析[J]. 岩石力学与工程学报，2004(7)：1 158-1 162.

[3]黎永索，阳军生，张可能. 弧形密排大直径管群顶管地表沉降分析[J]. 中南大学学报(自然科学版)，2013，44(11)：4 687-4 693.

[4]王 赛.矩形顶管近接施工对地铁运营的影响[D].石家庄：石家庄铁道大学，2015.

[5]张玉成，杨光华，姚 捷，等. 基坑开挖卸荷对下方既有地铁隧道影响的数值仿真分析[J]. 岩土工程学报，2010，32(增 1)：109-115.

收稿日期：2021-11-20

去应力退火对 S355J2W 耐候钢焊接接头组织及性能的影响

岑升波，王洪广，赵博宁
（柳州铁道职业技术学院，广西　柳州　545616）

摘　要：文章通过金相分析、拉伸试验、弯曲试验、硬度试验和冲击试验，研究了去应力退火对 S355J2W 耐候钢焊接接头显微组织和力学性能的影响，得出结论：S355J2W 耐候钢焊接接头具有良好的力学性能，接头的强度高于母材；经退火处理后，接头各微区组织趋于均匀化，珠光体数量增多，母材条带状组织得到显著改善；接头的强度降低了 2.04%，断后伸长率提高了 11.71%，焊缝、热影响区和母材的冲击韧性分别提高 18.2%、15.5%、5.2%；接头的硬度分布沿着焊缝中心两侧呈现双峰状，退火处理未能完全改变硬度分布不均匀的状况，但各微区硬度值都有所下降，焊缝区域硬度平均下降了 5.95%，峰值下降了 10.1%，母材平均下降了 2.98%。

关键词：S355J2W 耐候钢；焊接接头；显微组织；力学性能
中图分类号：U213.4+6　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.042
文章编号：1673-4874(2022)03-0159-04

0　引言

S355J2W 钢是采用欧洲标准 EN10025-5-2004 生产的一种低合金高强度耐候钢，具有高强度、良好的低温韧性和优良的耐腐蚀性等特点，被广泛地应用于高速列车转向架侧梁及侧梁与横梁的连接处，其焊接接头性能的可靠性直接影响到高速列车的安全运行[1-2]。随着列车运行速度的不断提高，对转向架使用要求也显著提高，需要焊接构架具有更高的使用强度、冲击韧性和疲劳强度[3-4]。但目前该材料仍依赖于进口，国内对该耐候钢的制造工艺、力学性能的研究并未充分掌握，特别是焊接工艺和热处理方式对该耐候钢组织和力学性能影响方面的数据仍需进一步完善[5-6]，这将会严重制约该材料的国产化进程和在高速铁路中的应用和发展。因此，本文对 S355J2W 耐候钢焊接接头的去应力退火状态和空冷状态进行了金相分析、拉伸试验、硬度试验、弯曲试验和冲击试验，重点研究了 S355J2W 耐候钢在两种状态下显微组织和力学性能变化规律，以此更好、更准确地指导构架焊接工艺，提高车辆构架力学性能和使用寿命，为 S355J2W 耐候钢的研究使用提供扎实的试验数据依据。

基金项目：2020 年广西高校中青年教师科研基础能力提升项目“850H 装载机侧围焊接夹具的设计”（编号：2020KY44002）
作者简介：岑升波（1990—），硕士，讲师，研究方向：机械制造；
王洪广（1980—），硕士，教授，研究方向：机械制造；
赵博宁（1981—），硕士，副教授，研究方向：机械制造。

1 试验材料和试验方法

1.1 试验材料

试验材料为 12 mm 厚的 S355J2W 耐候钢板材，焊接材料为 JM55Ⅱ焊丝，母材及焊丝主要化学成分如表 1 所示。

表 1 S355J2W 钢与焊丝化学成分表(%)

试验材料	C	Si	Mn	S	P	Cu	Cr
S355J2W	≤0.19	≤0.55	0.45～1.60	≤0.035	≤0.035	0.20～0.60	0.35～0.85
JM－55Ⅱ	0.08	0.545	1.40	0.008	0.012	0.25	0.65

1.2 焊接工艺

采用 MAG 焊(熔化极活性气体保护电弧焊)多层多道焊接工艺，保护气体为 80% Ar＋20% CO_2 混合气，接头形式为对接，V 形坡口，坡口角度为 60°，焊接间隙为 2 mm，钝边为 1 mm，如图 1 所示。焊接工艺参数如表 2 所示。

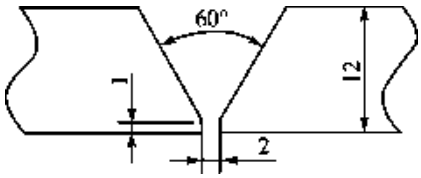


图 1 S355J2W 钢焊接坡口示意图(mm)

表 2 焊接工艺参数表

焊道	焊丝直径(mm)	焊接电流 I/A	焊接电压 U/V
1	1.2	120～140	17～19
2	1.2	250～280	28～30
3	1.2	250～280	28～30

1.3 热处理工艺

S355J2W 耐候钢焊后采用去应力退火处理和空冷处理两种方式。其中，退火温度为 550 ℃±15 ℃，保温时间为 2.5 h，随炉冷却到 300 ℃后取出空冷到室温。

1.4 试验方法

在 S355J2W 耐候钢焊接接头焊缝区域进行取样，试样包括焊缝区、热影响区和母材区，采用 Zeiiss－A1M 数码金相显微镜进行金相分析，腐蚀液为 4%硝酸酒精溶液。采用 HVS－30 型维氏硬度计进行硬度测试，载荷为 200 g，载荷保持时间为 15 s，测试点沿焊缝中心向两侧母材方向分布，点间距在焊缝区为 1 mm，母材区为 2 mm。

拉伸试验按照《焊接接头拉伸试验方法》(GB/T 2651－2008)标准规定制成矩形横截面拉伸试样，试样去焊缝余高，焊缝位于试样中心，试验设备为 DNS300 万能试验拉伸机。

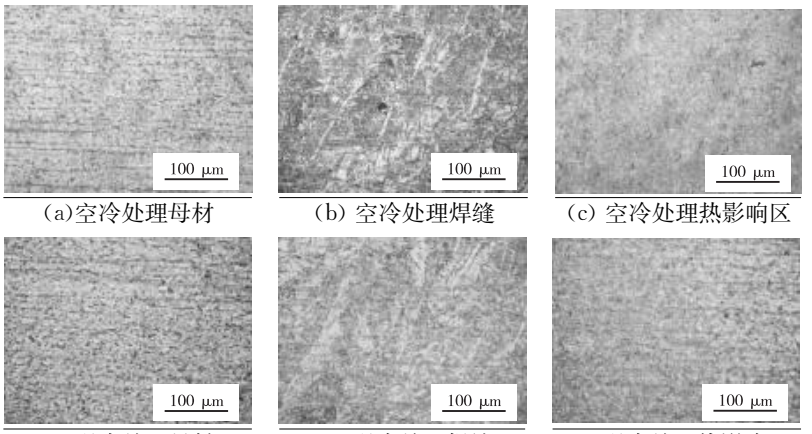
对接接头弯曲试验采用 DNS300 万能试验拉伸机，试验按照《焊接接头弯曲试验》(ISO5173－2009)标准规定进行。

冲击试验按照《焊接接头冲击试验方法》(GB/T2650－2008)标准规定制成 V 型缺口试样，缺口分别开在焊缝区、热影响区和母材区，采用 JBN－300 摆锤式冲击试验机进行冲击测试。

2 试验结果及分析

2.1 组织分析

如图 2 所示为空冷处理和退火处理后 S355J2W 耐候钢焊接接头显微组织对比图。图 2(a)为空冷处理母材区的显微组织，母材区不受热输入的影响，组织由条带状的铁素体和珠光体组成，呈现出典型的热轧组织形态。图 2(d)为退火处理后母材的显微组织，由块状的铁素体和珠光体组成，但与空冷状态的组织相比，组织更为均匀和细小，且条带状组织得到显著改善。图 2(b)为空冷处理焊缝区的显微组织，组织主要由粗大的柱状铁素体和少量的珠光体组成，由于 S355J2W 钢碳含量低，熔池冷却时部分先共析铁素体沿着原奥氏体晶界析出，形成白色网状组织：一部分先共析铁素体于原奥氏体晶粒内部析出，呈现出具有一定位向关系的层片状、针状铁素体组织，珠光体分布在层片状铁素体周围；还有一部分先共析铁素体表现为粗大的侧板条状组织。图 2(e)为退火处理后焊缝区的显微组织，显微组织仍为柱状铁素体和珠光体，但和空冷处理相比，组织明显均匀化，珠光体的数量明显增多。图 2(c)为空冷处理热影响区的显微组织，该区域组织在焊接过程中相当于经历了一次正火处理过程，高温下原条带状分布的铁素体和珠光体组织全部奥氏体化，冷却时又由奥氏体重新析出铁素体和珠光体，组织细小均匀，具有超过母材的性能。图 2(f)为退火处理后的热影响区显微组织，组织为细小均匀的铁素体和珠光体，更多细小的渗碳体在侧板条状铁素体中析出，珠光体数量明显增多。



(a)空冷处理母材　(b) 空冷处理焊缝　(c) 空冷处理热影响区

(d)退火处理母材　(e) 退火处理焊缝　(f) 退火处理热影响区

图 2　空冷和退火处理焊接接头微观组织对比示例图

2.2　拉伸试验

如表 3 所示，为 S355J2W 耐候钢对接接头退火前后的拉伸试验结果。由表 3 可知，焊接接头的拉伸试样均断裂于靠近热影响区的母材位置，断裂位置有明显的颈缩现象，这说明焊缝的抗拉强度高于母材。空冷处理的焊接接头试样的抗拉强度为 549 MPa，而退火状态的接头抗拉强度为 538 MPa，降低了 2.04%。空冷处理后接头的断后伸长率为 31.33%，退火处理后接头的断后伸长率为 35.00%，这说明退火处理可以有效提高接头的韧性，提高比例达到了 11.71%。这是由于焊接过程是不均匀的热输入过程，焊缝和母材之间的温度梯度巨大，同时焊材和母材成分不同，造成了焊缝到母材之间组织的极度不均匀，材料在组织不均匀和巨大的温度差下形成较大的残余应力，并形成了较多的空位、晶格畸变、弹性应变场等微观缺陷。这些微观缺陷具有钉扎作用，能有效地阻碍位错的移动，提高材料的强度。焊接接头在退火处理过程中，原子在高温下得以扩散，运动能力增强，减少了不平衡组织的形成，减少了空位和晶格畸变等微观缺陷的数量，降低了应力集中，使得接头的强度下降、塑性提高。

表 3　焊接接头拉伸试验结果表

试样编号	R_m (MPa)	R_m平均 (MPa)	A(%)	A 平均 (%)	断裂位置
空冷 1—1	548		31.67		母材
空冷 1—2	550	549	30.05	31.33	母材
空冷 1—3	546		32.26		母材
退火 2—1	539		34.42		母材
退火 2—2	541	538	35.71	35.00	母材
退火 2—3	535		34.87		母材

2.3　弯曲试验

对空冷处理和退火处理后的焊接接头进行了弯曲试验，试验结果如表 4 所示。可以看出，无论是空冷处理还是退火处理的接头都通过了弯曲角度为 180°的面弯和背弯测试，S355J2W 钢的焊接接头表现出了优良的韧性。

表 4　焊接接头弯曲试验结果表

热处理状态	试样编号	弯曲方向	弯曲直径 D (mm)	弯曲角度 α(°)	结果
空冷	1—1	面弯	40	180	合格
	1—2	面弯	40	180	合格
	1—3	背弯	40	180	合格
	1—4	背弯	40	180	合格
退火	2—1	面弯	40	180	合格
	2—2	面弯	40	180	合格
	2—3	背弯	40	180	合格
	2—4	背弯	40	180	合格

2.4　硬度测试

如下页图 3 所示为空冷处理和退火处理后焊接接头的硬度分布图，图中描绘了接头从焊缝中心到母材两侧的硬度变化曲线。由图 3 可知，接头的硬度分布沿着焊缝中心两侧呈现双峰状，从焊缝到热影响区的过热区硬度减小，热影响区中的正火区硬度最高，之后往母材区迅速降低。接头硬度的变化规律与接头各区域微观组织的特征是相对应的，焊缝区域所用的 JM－55Ⅱ焊条和母材性能相近，焊缝在较大的温度梯度下形成侧板条铁素体、针状铁素体和贝氏体组织，导致焊缝区域硬度增大。熔合区是柱状晶组织和晶粒粗大的过热组织的混合区，所以硬度随之减低；过热区的组织晶粒粗大，相对于细小晶粒，其性能降

低，所以硬度继续降低；而正火区的组织晶粒细小，晶界数量多，有效地阻碍了位错在相邻晶粒间的运动，减小了晶粒内部位错塞积群的尺寸。产生宏观可见的塑性变形必须在晶粒内部塞积足够的位错，使之提供必要的应力，使位错源相邻晶粒间移动，减小晶粒尺寸，达到强化的效果，进而导致此处硬度快速提高形成峰顶，母材区的组织受到焊接热输入的影响较小，硬度值再次降低。

焊接接头经过退火后发现，去应力退火并没有改变从焊缝中心到母材的硬度变化规律，硬度仍呈现双峰状分布，退火处理未能完全改变硬度分布不均匀的状况，但是硬度的变化曲线整体下移，说明同一区域经过退火后硬度值下降，焊缝区域硬度大约下降了5.95%，峰值大约下降了10.1%，母材大约下降了2.98%。接头在退火过程中，材料的屈服强度随着温度的升高而降低，部分残余应力超过高温下材料的屈服强度时，将会在材料内部发生局部塑性变形，使残余应力松弛，弹性应变场也随之消失或者减弱，从而达到降低硬度的目的。但由于退火温度并未达到接头相变温度，各微区组织发生相变再结晶，所以热处理未能完全改善接头硬度分布的不均匀性。

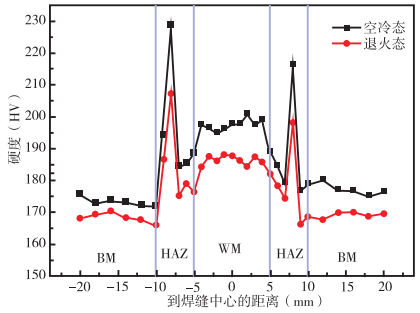


图3　空冷态和退火态焊接接头硬度分布曲线图

2.5　冲击实验

如表5所示，为焊接接头在空冷处理和退火处理后接头各微区的冲击试验结果。空冷处理后焊缝、热影响区和母材的冲击吸收功平均值分别为132 J、213 J和193 J。焊缝区的冲击韧性最低，这是由于焊缝柱状晶组织由硬度较高的侧板条状、针状铁素体和贝氏体组成，强度较高则韧性低；热影响区冲击韧性最高，这是细晶强化的结果。冲击试样的缺口开在晶粒细小的正火区，细小的晶粒使得晶界总面积增加，降低了晶界上杂质的浓度，减小了沿晶脆性断裂的可能性，同时晶界阻碍了裂纹尖端的扩展，减少了晶界前位错的塞积，有利于降低应力集中，提高材料的韧性。

退火状态下焊缝、热影响区和母材的冲击吸收功平均值分别为156 J、246 J和203 J，接头焊缝、热影响区和母材经过退火后的冲击韧性分别提高18.2%、15.5%、5.2%。高温下，材料屈服强度降低，局部塑性变形使得内部残余应力得以释放，减少了弹性应变场的存在，同时高温下原子扩散速度加快，使空位浓度降低，减少了位错钉扎和位错塞积，提高了接头的韧性。由于母材的供火状态是正火，且受到的热影响较小，焊接残余应力和晶粒内部缺陷较少，所以退火对母材韧性的提高不如焊缝和热影响区的大。

表5　焊接接头冲击试验结果表

热处理状态	位置	室温冲击吸收功 AKV(J)			
		试样1	试样2	试样3	平均值
空冷态	焊缝	136	132	128	132
	热影响区	198	223	217	213
	母材	192	190	197	193
退火态	焊缝	154	146	168	156
	热影响区	232	251	255	246
	母材	204	196	208	203

3　结语

（1）S355J2W钢焊接接头空冷处理的焊缝区微观组织为粗大的柱状铁素体、网状铁素体、针状铁素体和少量的珠光体组成，热影响区微观组织由细小均匀的铁素体和珠光体组成，母材区微观组织由条带状的铁素体和珠光体组成。经退火处理后，各区域组织趋于均匀化，珠光体数量增多，母材条带状组织得到显著改善。

（2）S355J2W钢焊接接头具有良好的力学性能，接头的强度高于母材，退火处理和空冷处理相比，经过退火处理后接头的强度降低了2.04%，断后伸长率提高了11.71%，焊缝、热影响区和母材的冲击韧性分别提高了18.2%、15.5%、5.2%。

（3）S355J2W钢焊接接头的硬度分布沿着焊缝中心两侧呈现双峰状，峰值出现在热影响区，退火处理未能完全改变硬度分布不均匀的状况，但各区域硬度值下降，焊缝区域硬度平均下降了5.95%，峰值下降了10.1%，母材平均下降了2.98%。

（下转第188页）

基于客流特征分析的城市轨道交通行车组织优化研究

庞彦知[1]，陈建球[2]
（1. 南宁学院交通学院，广西　南宁　530200；2. 南宁学院交通运输教研室，广西　南宁　530200）

摘　要：文章基于南宁地铁1号线的运营现状，通过断面客流特征分析，对行车组织方案进行优化，提出采取调整南宁地铁1号线列车行车方式、增加行车密度即增开区段开行列车的方案措施。通过将优化后方案与原行车组织方案的运营效率进行比较，发现优化方案提高了南宁地铁1号线的运行效率，使得运营周期缩短，早高峰上行单向运能提高了8.7%，晚高峰下行单向运能提高了10.7%。

关键词：轨道交通；行车组织；客流特征；运行效率
中图分类号：U491.2+27　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.043
文章编号：1673-4874(2022)03-0163-04

0　引言

城市轨道交通已经成为城市交通体系的骨干网络，承载着城市大部分的交通出行量，但是随着客流规模的不断增大，城市轨道当前的交通运营方案已经不能满足城市的交通需求供给，客流与运能之间不匹配问题日益凸显。如现在的南宁地铁1号线（以下简称1号线）的客流特征，若继续采取原有的行车组织方案，则会出现客流滞留于候车站台的情况，高峰期客流量大的区段出现断面满载率增高，其他客流量小的区段出现满载率下降，不能充分运用列车的载客能力。因此本文基于客流特征进行数据分析，得出优化的行车组织方案，以提升运能。

1　城市轨道交通行车组织及客流特征

城市轨道交通行车组织是城市轨道交通的核心，是指挥列车运行、保证行车安全以及提高运输效率的基础，提高行车组织效率是提高整个城市轨道交通发展水平的关键[1-2]。根据1号线的客流特征分析，改变行车方式，辅以优化客运组织手段等，对1号线行车组织方案进行相应改进或优化，能够有效地提高运能。制定合理、科学、可行的列车行车组织方案可解决1号线运能与客流不匹配的问题，能够为旅客提供更加方便快捷的出行服务。

基金项目：2018年南宁市青年科技创新创业人才培育项目“南宁地铁4号线列车自动驾驶停车精度及节能优化研究”（编号：RC20180109）；2017年度南宁市人才小高地专项资金资助项目“列车控制系统仿真平台普适性研究”（编号：20170403）；2017年度南宁市人才小高地专项资金资助项目“高铁列控中心系统失效机理研究”（编号：2017042）；南宁学院校级教学团队培育项目“轨道与交通教学团队”（编号：2021JXTDPY04）

作者简介：庞彦知（1982—），副教授，研究方向：轨道交通；
陈建球（1984—），副教授，研究方向：轨道交通。

城市轨道交通行车组织方案制定的基础是客流[5]。客流是指单位时间内城市轨道交通乘客流动方向的总和[2]。客流的概念既表明乘客在空间上的位移及数量，又强调其位移的方向性和起终点[4]，以断面客流表示。

2 1号线行车现状分析

1号线是南宁市首条建成通车的轨道交通线路，也是南宁市东西方向的骨干交通线路，线路西起石埠站，东至南宁东站，衔接南宁东站、埌东客运站、火车站、西乡塘客运站及广西大学等主要客流集散点。1号线全线呈东西向横穿南宁市区，全长约32.1 km，共设置25座地下车站，车站平面设置主要采用岛式站台和侧式站台两种形式。1号线配置列车共有30列，其列车采用6节编组B型列车，列车标准载客量为1 460人次，最大载客量为每列2 088人次，列车运营时速可达80 km/h，实际运行速度约为40 km/h。

2.1 1号线运营方案

1号线采用双线单向的运行方式，驾驶模式为ATO(列车自动驾驶)模式。自2019－07－29起，为更方便市民出行，提高运行效率，1号线在工作日早晚高峰上下行线分别加密开行2列车。目前，工作日出库列车为23列，其中上行线(石埠站至南宁东站方向)车辆段出库列车11列，下行线(南宁东站至石埠站方向)出库列车10列，其备用列车为2列，位于折返线上。1号线起讫站：石埠站⟹火车东站；南宁地铁1号线运营时间为：6:30－23:00。

2.2 1号线行车组织

城市轨道交通行车组织反映其轨道交通的发展水平，只有不断优化行车组织才能更加契合城市的发展，满足城市交通的供给需求。目前1号线列车配属30列，正常运营时，上线列车达23列，高峰期与平峰期上线列车相差2列，根据实际客流情况，列车高峰时段行车间隔缩短至4 min 20 s，单程运行时间约为40 min。考虑车库需留存备用车，不足以进一步压缩发车间隔，如果需要进一步优化1号线行车组织方案，提高1号线运能和运行效率，应考虑调整列车行车方式。

3 行车组织优化措施方案设计

为了提高1号线在早晚高峰期的运能，缓解早晚高峰客流压力，主要采用优化行车组织的方法，将有限的运能投入到客流较大的重点时段和区段，同时辅以优化客运组织手段，减缓高峰时期的大客流压力。

3.1 行车组织优化模型分析

自1号线运营以来，根据客流变化特征，已多次进行发车间隔的调整。在2019－07－29的调整中，将高峰期主要客流方向的发车间隔由5 min缩短至4 min 20 s，现上行方向在早高峰时段小时断面客流约为18 000人次/h，列车平均满载率约为94.2%；晚高峰小时断面客流约为15 500人次/h，列车平均满载率为81.1%，同比去年客流量有所增长，客流与运能之间不匹配日渐突出[1]，如表1所示。

表1 南宁地铁1号线早晚高峰小时断面客流表

年份	早高峰(人次)	列车平均满载率(早高峰)	晚高峰(人次)	列车平均满载率(晚高峰)
2018—2019年	14 000	88.00%	12 600	73.26%
2019—2020年	18 000	94.20%	15 500	81.10%
增长率(%)	28.50%	7.04%	23.01%	10.70%

由相关调研数据可知：1号线早晚高峰时段大客流持续时间≤40 min，且大客流时段分别为：(1)早高峰时段7:30－8:30上行方向(上行：石埠站至火车东站方向)；(2)晚高峰时段17:30－19:30下行方向(下行：火车东站至石埠站方向)。

在一般情况下，不同区间和不同站点上客流分布形态不均衡，即城市轨道交通客流在空间上的动态特性不同。1号线客流的分布特征体现为工作日上下行单向客流的不均衡性，对于客流高峰时期，可以根据实际客流计算出其时间不均衡系数，根据不均衡系数标准来判断是否需要增加开行列车，减少列车发车间隔。

单向客流不均衡系数公式为：

$$K=\frac{S_{\max}}{\sum_{i=1}^{n}\frac{S_i}{n}} \tag{1}$$

式中：K——单向客流时间不均衡系数；

S_{mzx}——单向最大断面客流量(人次)；

S_i——单向小时最大断面客流量(人次)；

n——全日运营小时数(个)。

当单向客流时间不均衡系数趋向于1时，表明客流分布较均衡；单向客流时间不均衡系数>1时，表明客流分布不均衡，且其K值越大则表明客流越不均衡。为提高1号线在工作日高峰时段运营效率，实现运输合理性，可以实行高密度的行车方式，即在工作日的客流高峰时增加列车开行数，并辅以优化客运组织手段，有利于减缓工作日高峰时的大客流压力。

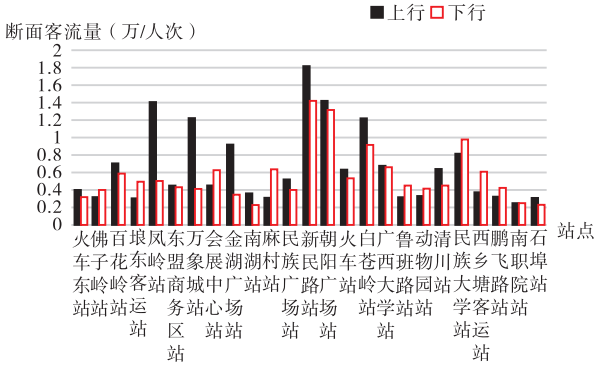


图 1　工作日早高峰时段断面客流量分布柱状图

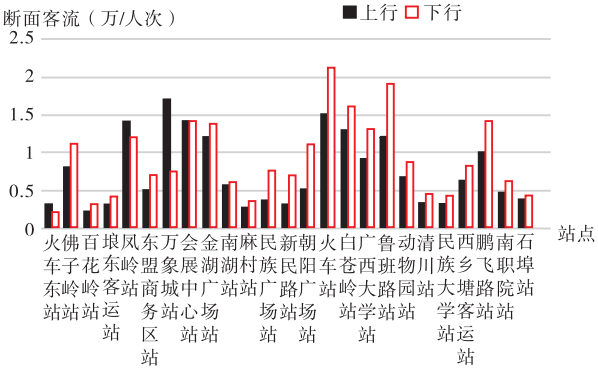


图 2　工作日晚高峰时段断面客流量分布柱状图

如图 1 和图 2 所示为早晚高峰时段的断面客流，由式(1)可计算得单向客流不均衡系数分别为：早高峰 $K=1.92$；晚高峰 $K=1.64$

一般市区地铁线路不均衡系数正常值为 1.1～1.5 之间[3]，而 1 号线在早晚高峰时段，线路的断面不均衡指数达到 1.5 以上。为保持各个断面运力与运量的平衡，可以实行高密度的行车方式，即加开运营列车，以达到提高运营效率和提高服务水平，减缓早晚高峰期时段上下行大客流压力的目的。

由于 1 号线上下行早晚高峰小时断面客流量不同，客流流向方向相反，建议采取加开不同高峰(1)时区段列车的方式，即在工作日早高峰时加开上行方向列车数量，在晚高峰时段加开下行列车运营列车数量。

3.2　建立增开列车模型

城市轨道交通的列车车数为正线运行列车数和库内列车检修备用车数之和。合理地配置投入运营列车数量能科学地提升轨道交通运能，并且满足客流供给需求。

建立列车配置数计算模型：

$$Y_1=Y_2+Y_3 \tag{2}$$

$$Y_2=\frac{\frac{2L}{V_{速}}\times 60+T_1+T_2}{T_{间隔}} \tag{3}$$

$$Y_3=Y_2\times 25\% \tag{4}$$

式中：Y_1——线路列车配置数(列)；

Y_2——运营列车数(列)；

Y_3——车库中检修和备用列车数(一般取值为运营列车数的 25%)；

L——南宁地铁 1 号线全程长度(km)；

$V_{速}$——列车运行平均时速(km/h)；

T_1 和 T_2——始发站和终点站折返时间(min)；

$T_{间隔}$——行车间隔时间[6](min)。

截至 2019－07－29，1 号线每小时断面客流已经增长至 1.8 万人次/h，列车满载率已经超过 100%，满载率达到 123%。当需要满足 1 号线高峰小时单向断面最大客流时，就需要建立行车间隔计算模型，见式(5)所示：

$$a=\frac{T_{间隔}\times\frac{V_{客}}{60}}{V} \tag{5}$$

式中：a——列车满载率(%)；

$V_{客}$——高峰小时单向断面最大客流(人次)；

$T_{间隔}$——行车间隔(min)；

V——列车载客容量。

当时 $a>1$，则列车满载，乘客会滞留于车站台上，根据式(5)，当增加开行列车后应当满足 $a\leqslant 1$，即 $T_{间隔}\leqslant\frac{V\times 60}{V_{客}}$。

表 2　当前南宁地铁 1 号线相关参数表

项目	L(km)	V 速 (km/h)	T_1 (min)	T_2 (min)	$T_{间隔}$ (min)
参数	32.1	40	4	5	6

根据以上模型可以计算出当前 1 号线列车运营配置数为 18 列，而目前实际运营配置为 21 列。从行车间隔计算模型计算得出，1 号线的列车实际满载率为 123.3%，列车拥挤度高。而根据计算结果表明，当前 1 号线的行车组织方案不能满足客流出行需求。见表 2。

3.3　根据列车配置模型与行车间隔模型反推

通过对 1 号线的客流情况以及断面客流的不均衡性分析，对行车组织方案进行优化。针对当前的运营现状，在断面客流不均衡的情况下，可以采用加开区段列车的措施[7]。

城市轨道交通线路及列车一旦确定，其线路全

长、平均运行速度、折返时间就是确定的，唯一可调整的就是列车行车间隔。列车行车间隔由列车载客容量及高峰小时单向断面最大客流量决定。

根据断面客流预测及载客容量建立的列车配置模型与行车间隔模型，可知当满足列车满载率时，1号线列车满足客流供给需求。一般情况下，当最大断面满载率达到75%～90%时，运营组织运输效率能够达到最高，服务水平也相对比较高。

当前1号线早高峰时段上行最大断面客流量为1.8万人次/h，列车满载率取75%和90%时，根据式(5)计算可得：(1)当列车满载率为75%时，$T_{间隔}=3.65$，即行车间隔为3 min 39 s；(2)当列车满载率为90%时，$T_{间隔}=4.38$，即行车间隔为4 min 22 s。

①$T_{间隔}=3.65$　②$T_{间隔}=4.38$

即：①行车间隔为3 min 39 s；

②行车间隔为4 min 22 s。

满足$a\leqslant 1$，即$T_{间隔}\leqslant\frac{V\times 60}{V_{客}}$。

根据列车配置模型计算可得，在当前客流状况下的列车运营配置列车数为：(1)$Y_2=29$；(2)$Y_2=25$。

通过模型计算得出，运营列车在小时断面客流为1.8万人次/h的大客流，满足列车载客率90%情况下，其列车运行间隔为4 min 22 s，列车运营配置列车数为25，相对于高峰客流运营列车数的23列，增加了2列车；在列车满足满载率为75%，行车间隔为3 min 39 s时，列车运营配置数为29列最佳。综合考虑当前的运营现状及成本，采取增加2列开行列车的行车方式为佳。

同理，1号线在工作日晚高峰时段下行的小时断面客流量为1.55万人次/h，通过建立的模型可得：

(1)列车满载率为90%时，$T_{间隔}=5$ min，列车配置数为$Y_2=21$列；

(2)列车满载率为75%时，$T_{间隔}=3$ min 57 s，列车配置数为$Y_2=27$列。

通过模型计算可得，在工作日晚高峰时段采取行车组织优化方案措施即加密开行列车的行车方式，增开开行列车2列为佳。

通过以上模型建立分析与计算结果，结合实际客流调研数据，针对1号线上下行早晚客流差异特征和上下行客流断面不均衡问题，采取加密开行列车措施，即加开运营列车。在工作日早高峰时段，上行线增开开行列车数2列；在工作日晚高峰时段，下行线增开开行列车数2列。高峰时段单向加开开行列车，提升该方向上的运能，能有效减缓高峰时刻客流压力。增开的区段列车可暂停于折返线上，高峰客流时段增开列车的成本及安全作业任务条件充足，可从车库调度列车。

3.4　1号线运输能力提升分析

城市轨道交通系统的运输能力一般定义为：线路某一方向单位时间T(通常为1 h)所能输送的总旅客人数。列车运输能力主要由线路通过能力和列车载客能力两个因素决定。

运输能力表示为式(6)：

$$Z=XY \tag{6}$$

$$X=\frac{T}{L} \tag{7}$$

式中：Z——运输能力(人次)；

X——线路通过能力，即单位时间T内可通过的最大列车数(列)；

Y——列车容纳定员载客人数(人次)；

L——列车最小追踪间隔时间(min)。

通过式(6)计算南宁轨道交通1号线原行车组织方案的运输能力与优化的行车组织方案的运输能力，作比较后，结果得：

早高峰上行：

$$\frac{优化后的行车组织方案}{原行车组织方案}=\left(\frac{25}{23}-1\right)\times 100\%\approx 8.7\%$$

晚高峰下行：

$$\frac{优化后的行车组织方案}{原行车组织方案}=\left(\frac{21}{19}-1\right)\times 100\%\approx 10.5\%$$

由计算结果得出，1号线行车组织优化方案运输能力相对于原行车组织方案提升了8.7%。

表3　南宁地铁1号线行车组织方案优化前后比较(上行)表

项目	高峰行车间隔	运能	断面客流量(万人/h)	列车满载率(%)
原行车组织方案	5 min		1.8	123.3
优化行车组织方案	4 min 20 s		1.4	90
对比	缩短40 s	提升8.7%	减少22%	减小27%

表4　南宁地铁1号线行车组织方案优化前后比较(下行)表

项目	高峰行车间隔	运能	断面客流量(万人/h)	列车满载率(%)
原行车组织方案	6 min		1.55	95.8%
优化行车组织方案	5 min		1.22	90.0%
对比	缩短1 min	提升10.5%	减少21.3%	减小5.8%

(下转第171页)

城市岩土大数据平台研发及道路工程勘察应用

占建琴[1]，李世明[1]，鱼安卿[2]
（1. 广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029；2. 广西铁路投资集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：为解决海量岩土勘察数据标准不一、相互独立、难以共享的问题，文章提出了城市岩土大数据平台的研发思路，把基础地质资料置于系统底层，用于约束、核查、校准各项目基础地质信息，并根据规范、室内试验等对原始数据进行统一校准和标记。该平台可按照预设规则，利用校准后的数据自动生成标准地层层序，并实现数据的自动标准化。利用该岩土大数据平台可使得道路工程勘察工作更具针对性。

关键词：岩土大数据；数据校准；标准地层层序；匹配度
中图分类号：U412.22　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.044
文章编号：1673－4874(2022)03－0167－05

0　引言

近年来，大数据相关技术研究开展得如火如荼，如何将海量的原始数据进行收集、存储、管理、分析、共享、提供决策支持，使之转变成可以被综合利用的知识并提升其价值，是诸多学科和领域正在大力研究的课题。

五十多年以来，作为基建强国，我国各大城市及地区开展了大量各类型各种规模的工程建设，随之产生了海量的岩土工程勘察数据，这些数据目前基本都独立于项目单元，没有实现数据的互通，这将不可避免地造成大量的重复性勘察。同时，基于海量岩土勘察数据的深度挖掘、知识发现、信息提取及研究工作也无法进行，这对于隶属经验科学的岩土工程学科发展极为不利。为了扭转这种局面，各地学者对广州、上海、重庆、合肥、济南、长株潭城市群核心区等热门城市开展了与城市地质数据库相关的研究工作[1－6]；陈龙泉等[7]采用知识规则集对城市工程地质数据库质量进行控制；伊颖锋等[8]对历史勘察数据在城市地理信息系统中的有效利用进行了讨论；周永章等[9]提出了发展智能数据处理方法用于地质领域大数据的分析研究。

除了相关的学术研究，业界很多软件公司都开发了工程地质数据库管理系统，笔者通过试用发现这些软件平台存在一些共性的问题。比如，未将基础地质资料内置到系统中；对于入库的数据未从专业角度设置预定规则进行数据清洗和校准；需要提前在外部纯人工创建标准地层；历史勘察数据入库需要人工逐个地层进行标准化。本文旨在为解决诸如此类的问题，对城市岩土大数据智能平台的研发思路进行探讨。

作者简介：占建琴(1986—)，硕士，工程师，主要从事岩土勘察及信息化、岩土大数据等研究工作；
李世明(1976—)，高级工程师，主要从事岩土勘察设计及管理工作；
鱼安卿(1984—)，工程师，主要从事公路、铁路建设质量管理工作。

1 基础地质数据入库

基础地质数据主要包括各种比例尺的地质图、水文地质图、构造纲要图以及配套的区域地质调查报告、水文地质普查报告等，现阶段这些基础地质图件多为非矢量化的图片或纸质版，如图 1 所示，使用极为不便。基础地质数据入库就是要把地质界线、地层年代及每一分区可能包含的岩性、各种地质构造信息等矢量化入库，用于后期各项目勘察数据的校准对比工作，以确保入库数据的可靠性和系统性。同时，在平台的底图上可便捷查询各地质要素的详情信息，如图 2 所示。

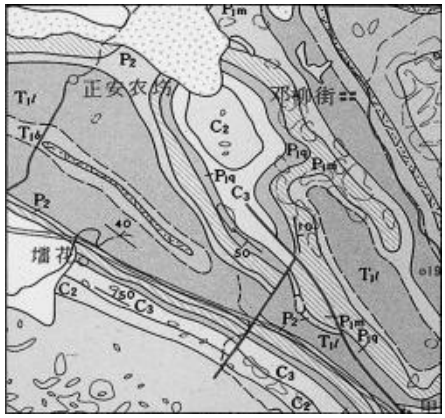


图 1 地质图扫描版示意图

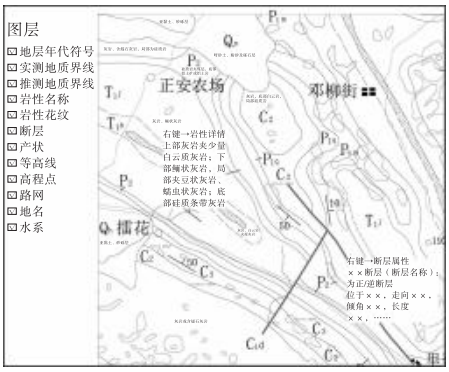


图 2 入库后右键可查看对象属性的底图示意图

岩土大数据平台底图包括百度地图、卫星影像、历史影像及地形图等。可根据需要勾选需显示的图层信息，项目地图界面可根据缩放比例自适应显示内容，确保地质界线所圈闭出来的任何一个区域都能查看到该区域分布的岩性情况等。平台地图界面需尽可能提高交互性从而保证使用者可以获取更多、更全面的基础地质信息。

平台地图界面应能够导入 KML、KMZ、SHP、DXF 等格式的文件，方便查看拟建项目在基础地质图件上的具体位置或者与邻近项目的关系。

2 勘察数据入库校准工作

由于勘察行业准入门槛较低，勘察从业人员素质良莠不齐，导致各项目勘察数据的质量、可靠度参差不齐。此外，为了简化勘察成果或者避免采取太多样本，勘察报告中经常会将邻近项目性状有一定差异的地层进行合并。为了确保岩土大数据平台的统一分析能力和数据的可靠性，所有入库项目的勘察数据必须进行校准，以尽量避免入库数据的杂乱或者相互冲突。在数据校准之前首先对钻孔数据可靠度进行等级划分，从而对可信度存在差异的钻孔勘察数据实现区别标识。

2.1 钻孔等级划分

第一档：勘察过程实现信息化采集且保留钻探、取样、原位测试、岩芯、室内试验等主要过程影像资料的钻孔；重要工程的钻孔；深度较大的钻孔。

第二档：未进行信息化采集但保留有岩芯等影像资料的钻孔。

第三档：仅有备份库数据无任何影像资料的钻孔。

2.2 空间坐标系统的统一和入库资料清单

(1)由于历史勘察数据所采用的坐标系统和高程基准各异，岩土大数据平台需建立统一的坐标系统，用于各个项目勘察数据的空间转换。

(2)需入库内容：理正勘察或华宁勘察等各种勘察软件的数据备份库、水文地质试验资料、各类试验报告、影像资料(岩芯拼接照、分箱岩芯照和整孔岩芯照等)、各类勘察图件、文字报告、各类附表、施工期间的载荷试验检测数据等。

2.3 数据校准工序

2.3.1 钻孔原始数据入库

按照岩土大数据平台统一的坐标系统和高程系统，将勘察数据进行空间转换，以保证所有勘察数据在同一个空间坐标系下进行分析和统计。

2.3.2 地质时代和地质成因校准

地质时代和地质成因校准，主要依据为基础地质图件。部分项目勘察资料地质时代或者成因确定得比较随意，与区域地质资料的契合度较差，对地质时代和地质成因进行校准，主要是为标准地层层序的确定做准备，不同地质时代和地质成因的地层不能划分为同一层。详细步骤如图 3 所示。

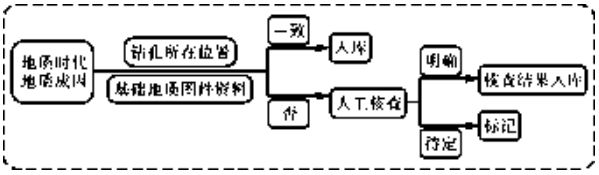


图 3　地质时代和地质成因校准步骤图

2.3.3　岩土名称校准

岩土名称校准，主要依据为试验数据、基础地质图件和岩芯照片等。工程勘察行业为了简化勘察成果，会将邻近项目性状有一定差异的地层并作一层考虑，而且这种合并和定名有一定的主观性。假如两个项目实际位置离得很近，某一地层某项目可能定名为黏土，而另外一个项目可能将其定名为粉质黏土，那么构建岩土大数据平台时会出现两个地块地层毫无契合度，邻近项目地层可能会出现根本连不到一起的情况。为了统一各个项目岩土名称的确定标准，主要采用试验数据对岩土名称进行校准并细化。

覆盖层校准步骤及各个指标的含义如图 4 所示，室内试验样本数尽量≥6 个。

(1)当同一土层室内分类名称有 2 种，且 $1/3 \leqslant A \leqslant 2/3$ 或者 $1/3 \leqslant B \leqslant 2/3$ 时，如某个钻孔该层土采取了两个或两个以上样品，且这些样品的室内分类名称存在不一样的情况，那么该钻孔该层土宜分为两层，两层的分界点采用室内分类名称不一样且相邻的两个样品深度的中点。

(2)当同一土层室内分类名称有三种，A、B、C 分别为三种室内定名的占比，其中有两个占比数值≥1/6，剩下一个<1/6，假如将占比≥1/6 的室内分类名称分别为粉质黏土和黏土，而将第三种定名为粉土，那么粉土应采用粉质黏土的定名。对于分两层或者三层入库的情况，假如某个钻孔该层土采取了两个或两个以上样品，且这些样品的室内分类名称存在不一样的情况，那么该钻孔该层土宜分为两层或者三层，各层之间的分界点采用室内分类名称不一样且相邻的两个样品深度的中点。

对于岩层来说，当某一层基岩(同一种风化程度)饱和单轴抗压强度试验结果跨越坚硬程度等级时，宜考虑对该岩层重新进行定名。比如部分试验结果为极软岩(<5 MPa)，另一部分为较软岩(>15 MPa)，中间跨越了软岩的级别，则应重新对岩层定名。岩层定名需尽可能接近前期入库基础地质资料的属性数据。

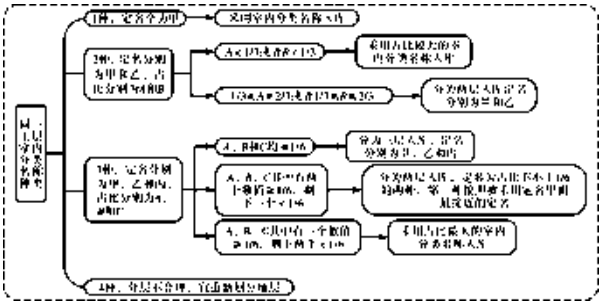


图 4　岩土名称校准步骤图

2.3.4　岩土状态校准

岩土状态校准主要包括细粒土可塑性、粗粒土密实度和风化岩风化程度校准，其校准依据主要为室内试验、原位测试、岩芯照片等。细粒土的塑性状态、粗粒土的密实程度等是划分标准地层层序的重要指标，在数据入库之前必须先核查各地层要素的完整性。

工程勘察行业为了简化勘察成果会尽量减少地层的划分。比如细粒土有可塑状态也有硬塑状态时，可能会合并成一层，状态定为可塑－硬塑，那么该层的标准贯入击数 N 从 6～30 击都有可能，更有甚者还会>30 击。这还只是单个项目的情况，当大量存在粗放数据的勘察资料汇聚到大数据平台时，将会导致平台上各个地层各类指标偏离本该具备的规律或本应隶属的范围，变得更加杂乱无序。

原始勘察数据除了单一指标本身存在的混乱，还会出现关联指标的冲突。当某一钻孔某一层细粒土(深度范围 0～20 m)有两个或两个以上标准贯入击数(未取样)，如 $N_1=7$ 击(深度为 3 m)，按照预先设置的细粒土塑性状态校准细则表(表 1)，应属于可塑状态，$N_2=13$ 击(深度为 13 m)应属于硬塑状态，则按照标准贯入击数该层塑性状态应细分为两档，分界点采用两个标准贯入试验的中点。如果该层有两个或两个以上液性指数(未进行原位测试)，也按照同样的方案进行校准处理，但是必须确保参与校准分析的指标不是明显的异常值。如某个钻孔某一土层既有液性指数又有标准贯入击数，且根据这些指标判别的塑性状态等级均不一样，则按照下页图 5 所示规则进行校准。

表 1　细粒土塑性状态校准细则表

指标	塑性状态				
	流塑	软塑	可塑	硬塑	坚硬
液性指数 I_l	$I_l>1$	$0.75<I_l\leqslant1$	$0.25<I_l\leqslant0.75$	$0<I_l\leqslant0.25$	$I_l\leqslant0$
标准贯入试验击数 N	$N<3$	$3\leqslant N<6$	$6\leqslant N\leqslant10$	$10<N\leqslant30$	$N>30$

注：校准界限值可以分地貌单元设置，亦可整个大数据平台统一设置

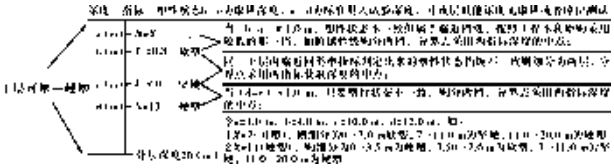


图 5　地层可塑性校准规则示意图

粗粒土的密实程度校准主要参考依据为原位测试，风化岩的风化程度除了依据原位测试之外还可参考岩芯照片等。

3　标准地层层序的创建及数据的标准化

大数据平台各项目的钻孔地层如果相互孤立不能互通，那么对整个平台上的数据进行系统研究就无从谈起，因此必须对钻孔数据进行标准化。在标准化之前首先需创建标准地层层序。入库原始勘察数据经过前述的清洗校准和标记工作之后，系统便可进入标准地层层序的自动创建环节。

创建标准地层层序考虑的字段分别为：地质时代、地质成因、岩土名称、可塑性、密实度、风化程度、特殊土类型等。

(1)根据这些字段对大数据平台全部钻孔进行所有组合关系的提取，确保提取出来的组合关系唯一。

(2)进入标准地层层序的排列工作，排序关键字依次为：地质时代、地质成因、岩土名称、可塑性、密实度、风化程度、特殊土类型，也就是说标准地层层序的排列必须首先按照地质时代从新到老排列，如 Q4、Q3、Q2、Q1、N、E、K……，然后再考虑地质成因。其余字段的排列可按照各地的一般习惯进行。

表 2　标准地层层序创建示例表

地质时代	地质成因	岩土名称	状态	特殊土类型	地层系统编号
Q4	ml	素填土	松散	填土	1
Q4	ml	素填土	稍密	填土	2
Q3	al	粉质	软塑	—	20
E	—	泥岩	强风化	膨胀岩	25
S_1l	—	粉砂岩	中风化	—	26

根据前述规则和步骤，对某区域不到一千个钻孔的标准地层层序进行提取、排序和重新编号，如表 2 所示，最右侧为系统自动生成的标准地层层序的编号。采用此标准地层层序将大数据平台所有钻孔进行标准化后就可实现整个平台上勘察资料的兼容和互通。该方法对标准地层层序的提取是基于入库所有数据动态实施的。当前有少量城市已经制定了本市区的岩土工程勘察地层层序，比如石家庄、济南[10]等，但这些层序更多是基于地区专家经验和纯人工提出的，无充分而全面的数据支撑，且属于一种固化的层序，可扩展性较差。

4　岩土大数据平台在道路勘察中的应用研究

对于城市级别的岩土大数据平台应采用标准化之后的勘察数据绘制贯穿城市东西南北的 4～6 条地质骨干大剖线，再邀请地方岩土专家进行开会讨论，并提出修改意见。如果城市进行过轨道交通勘察，亦可直接采用轨道交通沿线路的标准化纵剖面进行讨论。

道路工程勘察一般具有跨越地域广，地质条件复杂、变化大的特点。城市岩土大数据平台在道路工程勘察方面的应用主要表现在以下方面：

(1)勘察技术人员可利用大数据平台迅速获取拟建道路或桥梁工程所在区域工程地质的概况，获得对拟建场地工程地质条件的宏观认识。

(2)勘察工作的布置主要依据场地复杂程度等级、岩土条件复杂程度等级和拟建工程的重要性来进行，在没有岩土大数据平台的情况下，场地复杂程度等级、岩土条件复杂程度等级的确定主观性极强，勘探点的布置多半是按照一定的间距沿道路两侧布置，勘察工作布置缺乏针对性，既增加了工作量，又影响了勘察工期。

(3)岩土大数据平台可根据入库数据快速划分特殊岩土或不良地质发育地段，可使一线技术人员迅速把握勘察重点，并针对性地开展原位测试或室内试验工作。

(4)城市地区人类工程活动频繁，且南方很多城市水系发育，容易出现厚层的填土和暗埋的沟浜、河道等，利用岩土大数据平台的历史影像有利于尽早发现对工程不利的埋藏物或填土。

5　结语

通过对现有勘察软件数据备份库的系统分析和研究，发现很多项目原始勘察数据存在相互冲突、杂乱、与基础地质资料不契合的共性问题。这样的原始数据直接汇聚到岩土大数据平台将导致基于海量勘

察数据的深度挖掘和研究工作无法进行。为此，本文提出岩土大数据平台的研发需将基础地质资料置于平台底层用于约束入库勘察资料的合理性，根据相关规范、试验数据等提出了一套系统且合理的规则，对原始数据进行批量校准，并实现了标准地层层序按照预设规则的动态生成，从而实现了大数据平台上各个项目勘察数据的兼容和互通。通过岩土大数据平台可使得道路工程勘察工作的开展更具针对性。

参考文献

[1]刘　伟，张秀英. 面向城市规划的广州市工程地质数据库建设及应用[J]. 广州建筑，2012，40(1)：10－13.

[2]史玉金，陈洪胜，杨天亮，等. 上海市工程地质层层序厘定及工程地质条件分析[J]. 上海地质，2009(1)：28－33.

[3]周成涛，冯永能，张 秋. 重庆市工程地质数据库建设中的几个关键问题[J]. 城市勘测，2007(2)：117－120.

[4]于　鹏. 合肥市城市工程地质信息系统的建设与应用[J]. 安徽建筑，2011(1)：132－133，148.

[5]仝霄金，程爱华，樊祜传. 济南市市区标准地层划分研究[J]. 城市勘测，2016(2)：165－171.

[6]张　杨，贺晨骋，周广湘，等. 长株潭城市群核心区三维空间地质数据库建设方法研究[J]. 国土资源信息化，2017(4)：26－31.

[7]陈龙泉，邹凤琼. 基于知识规则集的城市工程地质数据库质量控制[J]. 大地测量与地球动力学，2011，31(1)：156－159.

[8]伊颖锋，周清华. 历史勘察数据在城市地理信息系统中的有效利用[J]. 城市勘测，2015(3)：165－168.

[9]周永章，王　俊，左仁广，等. 地质领域机器学习、深度学习及实现语言[J]. 岩石学报，2018，34(11)：3 173－3 178.

[10] DB37/T 5131－2019，济南市区岩土工程勘察地层层序划分标准[S].

收稿日期：2021－10－27

（上接第 166 页）

如前页表 3、表 4 所示，在对 1 号线进行客流分析及行车组织现状分析的基础上，根据客流特征的分析和轨道交通行车组织优化模型的建立，相比于原 1 号线行车组织方案，高峰客流时段的断面客流有所减小，列车满载率达到 90%。运能相较于原 1 号线行车组织方案：上行单向运能提升 8.7%；下行单向运能提升 10.5%。通过优化方案模型建立的行车组织方案，其运营效率得到了提升，提高了南宁地铁 1 号线的服务水平。

4　结语

本文以南宁地铁 1 号线为研究对象，通过调查其运营状况，分析 1 号线当前的行车组织方案不足以满足客流需求的原因，并由此通过收集数据，掌握客流不同时段的分布特征，分析其断面客流量，有针对性地设计出行车组织优化方案，解决不同高峰时段客流与运能不匹配的问题。通过设计模型，调整 1 号线的行车方式，即增开区段列车，通过调整行车方式后与原行车组织方案运营效率相比较，获得行车组织优化方案，提升运能。但本文的优化方案，只是单一线网方向研究，内容有局限性。随着南宁轨道交通的不断建设与发展，南宁市将开通更多的地铁线路，线网的交路越来越复杂，因此对于行车组织可以进行多方面的研究。

参考文献

[1]江志彬，刘　伟，韩彦钊，等.城市轨道交通网络客流大数据可视化[J].城市交通，2018(2)：70－75.

[2]马潇然. 客流波动下城市轨道交通列车交路方案研究[D].重庆：重庆交通大学，2018.

[3]黄纯强.城市轨道交通网络化行车组织优化相关问题研究[J].工程建设与设计，2017(16)：52－53.

[4]武汉慧. 城市轨道交通短时客流预测与运营组织研究[D].西安：长安大学，2017.

[5]张铁岩. 客流波动条件下城市轨道交通运力资源配置研究[D].北京：北京交通大学，2013.

[6]罗　信，王志铭，雷志刚.地铁列车配置数计算方法研究及其应用[J].铁道技术监督，2012，40(9)：51－53.

[7]王修志，宋建业.断面客流不均衡条件下的地铁行车组织方法[J].铁道运营技术，2009，15(1)：16－19.

收稿日期：2021－10－25

基于数据融合的威海城市交通运行评价案例研究

戈春珍[1]，徐东辉[2]，丛虎健[1]，赵学祺[1]

（1. 威海市城乡规划编研中心有限公司，山东　威海　264200；2. 威海市通明照明工程有限公司，山东　威海　264200）

摘　要：文章介绍了威海市城市交通运行评价的方法，主要包括数据获取与融合、评价指标及计算优化以及评价标准三个方面。该评价方法依托地理信息技术，融合多元空间数据，有助于突破传统数据限制，可为提升交通运行评价质量提供更科学的支撑。同时，结合威海城市交通运行评价案例，分析了道路运行指标，指出存在的问题并提出改善建议。

关键词：数据融合；交通运行评价；指标计算；评价标准

中图分类号：U491.1+22　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.045

文章编号：1673-4874(2022)03-0172-03

0　引言

威海市一直致力于推动人居环境向更高质量发展，2019年获批住房和城乡建设部首个“美丽城市”建设试点[1]，亟待针对城市运行各领域开展评价研究，作为识别城市问题，指导城市精细化发展的基础。自2020年起，威海市启动了年度城市评估工作，城市交通运行评价是其中重要的组成部分。在工作开展过程中，依托威海市城市地理信息平台，融合了公交、出租车、手机信令、部门统计数据等多元数据，在指标计算优化、数据获取、评价标准等方面进行了探索研究。

1　数据获取与融合

数据是关系到评价质量的关键环节，而传统数据存在统计滞后或历史资料不全等问题，对指标评价形成了制约[2]。为弥补传统交通运行评价数据的短板，必须在数据搜集环节设计一套多元化、可融合、可感知、可校核的数据链，通过数据间相互校核纠偏，形成对交通运行评价的“证据链”。项目通过现场调研、市民问卷、部门访谈、大数据4个环节采集数据，并将数据转化为空间数据，将数据在统一的时间、空间维度进行融合，从而做到可对比、可校核。

1.1　现场调研

主要针对重要的交通性、生活性干道沿线进行现场摸查，对易发拥堵的路口、路段分时段开展交通流量观测，对道路宽度、坡度存在较大变化的区段进行重点调查，识别全天交通出行特征、常发拥堵路段、常发拥堵路口等，与计算得出的行车速度进行校核。

作者简介：戈春珍（1982—），高级工程师，研究方向：城市交通规划；
徐东辉（1975—），工程师，研究方向：道路照明与交通保障；
丛虎健（1986—），工程师，研究方向：城市规划；
赵学祺（1982—），高级工程师，研究方向：城市规划。

1.2 问卷调查

市民对交通发展的实际诉求，是城市交通运行评价专题的关注点，也是交通改善的落脚点。项目开展了线上、线下市民问卷调查。调查主要聚焦以下三方面内容：(1)被访者年龄、性别、职业等个人特征；(2)个人一天出行次数、出行方式、通勤时间等出行特征；(3)对城市过街设施、公共交通、步行环境、道路通畅性、骑行环境、停车等方面的评价。调查旨在利用市民对交通运行的感知，与客观数据计算结果进行校核。

1.3 部门数据

项目开展过程中走访了规划、市政、交通、交警等部门，搜集到了路网规划矢量数据、近三年道路建设情况、城市公共交通客运量、历年机动车保有量、公交与出租车运营数据等，作为下一步指标计算的基础。同时，与主管部门座谈，从不同角度听取各部门对交通运行的意见和建议。

1.4 大数据分析运用

项目主要利用出租车和公交车数据，计算路段机动车运行速度，联通手机信令数据，用于进一步挖掘各区城市常住人口数量，以此计算居民全方式出行次数、平均单程通勤时间、平均单程通勤距离等特征指标。同时，利用该数据进一步统计各行政单元平均通勤时间和距离，以及不同出行时间、出行距离统计分布等特征。

2 评价指标及计算优化

指标选择关系到能否从时间、空间角度客观反映城市交通运行情况[3]。威海市交通运行评价主要衡量交通便捷性，考核城市交通系统整体水平，因此，选取了建成区高峰时间平均机动车速度、城市道路网密度、城市常住人口平均单程通勤时间、居住区停车泊位与小汽车拥有量的比例、公共交通出行分担率 5 个指标。其中城市道路网密度、居住区停车泊位都属于城市交通设施，可在城市地理信息平台中直接获取，其余 3 项指标属于交通运行特征，计算过程中受影响因素较多，本文结合威海自身数据基础条件，对这 3 项指标进行优化。

2.1 建成区高峰时间平均机动车速度

该项指标用来衡量城市机动车交通运行情况，主要计算建成区高峰时段各类道路、各类机动车的平均行驶速度。具体计算过程中，对该指标从两方面进行优化：

(1)指标统计范围，既要考虑建成区整体，又要细化到各行政管理单元。建成区指标统计结果可以与规范、威海历史数据以及对标城市进行对比，而通过统计各行政单元，有利于在区域间进行对比，有利于精细化查找问题，可以具体指导各片区下一步交通改善。

(2)在数据收集过程中，获取各类机动车运行速度难度较大，而目前威海市出租车、公交车运行大数据基础较好，这两类车辆运行速度，在一定程度可反映城市道路整体运行水平，因此利用这两类车辆运行速度表征路段运行速度。

2.2 城市常住人口平均单程通勤时间

该项指标指城市常住人口单程通勤所花费的平均时间，反映城市整体交通服务水平。该指标传统获取方法通常采用抽样调查，统计结果受样本影响较大，存在一定偏差。近几年，随着手机信令等大数据的使用，该项指标计算准确度有较大提升，但同样难以验证样本分布的合理性。因此，本项目在平均单程通勤时间的基础上，增加平均单程通勤距离以及各通勤时间、距离所占的比例，通过几方面校核，进一步验证结果的合理性。

2.3 公共交通出行分担率

公共交通出行分担率为建成区居民选择公共交通的出行量占全方式出行总量的比例。公共交通出行量通常由公交运营公司统计得出，城市居民全方式出行数量主要影响因素是出行人口总量，以及人均日出行次数。人口总量可结合公安局常住人口统计获得，利用手机信令大数据进行校核。人均日出行次数可结合历次居民出行调查获得，该指标变化幅度较小，可保证计算结果相对稳定。

3 评价标准

该指标评价的核心问题是指标值达到多少算达标，这既需要结合城市自身特点，也需要结合指标本身特点进行具体研究。

虽然规范中对指标有具体规定，但考虑城市自身的特殊性，统一的规范标准有时难以适应城市自身特性。因此，项目采用多维分析的方式，综合确定指标区间。分析维度包括国家或地方标准规范、历年数据发展趋势、同类城市对比情况等。以常住人口平均单程通行时间为例，《城市综合交通规划设计规范》中提出，100 万人口城市常住人口平均单程通行时间≤60 min，该标准与威海市实际值偏离较大，不符合城市特点，需要进一步优化。参考威海历史调查数据，其中 1996 年为21.1 min，2006 年为22.1 min，2013 年为25.4 min；参考对标城市同期值，青岛为37.8 min，厦门为36.4 min，珠海为36.2 min，无锡为33.2 min。综合考虑后，将威海市评价标准定为35 min。

4 威海市交通运行评价案例

4.1 道路运行指标分析

4.1.1 建成区高峰时间平均机动车速度

经统计，2019 年威海市高峰时段道路平均运行速度为32.19 km/h，处于轻度拥堵状态。与规范对标，《城市综合交通规划设计规范》中要求快速路运行速度≥30 km/h，主干路运行速度≥20 km/h，目前威海市道路运行速度均不低于规范要求下限值。与城市对标，参考百度地图《2019 年度中国城市交通报告》[4]中统计的全国 100 个典型城市的通勤高峰速度指标，其中最大值为45.08 km/h，最小值为23.08 km/h，中位数值为31.49 km/h，平均值为31.69 km/h，速度高于威海市的城市有 43 个，威海市道路运行基本处于中等水平。

4.1.2 城市常住人口平均单程通勤时间

通勤时间是衡量城市运行效率的一项重要指标，也可反映居民生活质量，较短的通勤时间，可以使上班族获得更多的自由时间和幸福感。通过手机信令大数据及抽样调查统计，威海市常住人口平均单程通勤时间约为27.6 min，通勤时间＜30 min的人口约占80%，而全国主要城市单程平均通勤时耗约36 min[5]，因此，威海市具有较强的宜居优势。

4.1.3 城市常住人口平均单程通勤距离

威海市平均通勤距离约为4.8 km，5 km以内幸福通勤比例约占 79.7%，目前通勤出行主要集中在高区、环翠核心区、经区三个区域之间。外围组团目前处于发展阶段，吸引了部分就业人口，但总体比例小。与对标城市相比，威海城市尺度较合适，核心区组团配套成熟，职住分布较均衡，组团内部出行以及邻近组团间出行占比较大，出行距离相对合理。通过通勤距离与通勤时间数据对比，两者吻合度较高。

4.1.4 公共交通出行分担率

威海市公共交通出行分担率为 37.59%。2015—2019 年，威海市公交出行总量从 18 357 万人次/年上升至 22 243 万人次/年，公交出行量年均增长率约为4.92%。公共交通占全方式出行的分担率基本维持稳定，但与小汽车出行方式相比，吸引力逐渐下降。

4.2 交通设施指标分析

4.2.1 城市道路网密度

威海市建成区平均路网密度为5.32 km/km^2。从环翠区各街镇比较来看，环翠楼街道最高，约为9.7 km/km^2，高于国家标准；鲸园街道、竹岛街道、怡园街道、田和街道介于5～7 km/km^2；其余街道(镇)辖区内包含山体等非建设用地，且比例较大，造成路网密度偏低。指标总体上达标，但局部存在总量不足、密度不足、集配不合理等矛盾。从横向比较来看，威海市属于滨海丘陵地形，受山体等地形制约，道路建设条件受限，路网密度总体低于平原城市，但局部区域路网密度满足国家规范要求，与对标城市相当。

4.2.2 居住区停车泊位与小汽车拥有量的比例

威海市辖区总停车位约 31.96 万个，其中配建泊位 28.9 万个，公共停车泊位 3.06 万个。地下车库、地上车库占总量的 1/2，地面停车泊位中利用通道划设的泊位达 4.33 万个，占总量的 15.1%。在所有的建筑类型中，住宅类的配建泊位占比超过了 80%，占据绝对优势，公建类的配建泊位比例较低。停车泊位供需基本平衡，但空间不匹配，停车位不足与停车位闲置并存。

4.3 存在的问题

4.3.1 交通设施总量不足，结构性矛盾依然存在

威海市道路设施与城市功能、空间布局基本匹配，交通运行整体良好，截至 2019 年年底，威海市建成区总体路网密度达5.32 km/km^2，对标国内城市，路网密度整体良好，局部区域如环翠楼街道甚至达到9.7 km/km^2，优于国家标准8 km/km^2。城市交通运行良好，常住人口平均单程通勤时间约为27.6 min，高峰时间平均机动车运行速度约为32.19 km/h。但是部分组团间的通道数量、宽度受限，主骨架路网之间衔接不完善，部分区域支路微循环不畅，局部路段与节点通行能力不匹配。

4.3.2 中心组团停车难问题依然突出

威海市机动车持续快速增长，截至 2019 年年底，市区小汽车保有量达 29.6 万辆，较上年度增长约 2.4 万辆，千人小汽车保有量约为 297.7 辆(与杭州等国内较发达城市相近)。据社会满意度抽样调查显示，58.5%的家庭拥有 1 辆小汽车，20.6%拥有 2 辆及以上小汽车，无车家庭仅占 20.9%。居住区停车泊位与小汽车拥有量的比值约为 1.08，略低于国家标准1.1 的要求，但停车供给分布与停车需求分布倒挂，停车供需空间不匹配。在社会满意度调查中，老旧小区停车难问题关注度较高，亟须在老旧小区更新中重点考虑停车配套问题。

4.4 改善建议

为提升城市道路综合承载力，提高道路运行效率，应综合施策，标本兼治。

4.4.1 道路系统改善

利用“靶向”与“微创”手段，畅通市区主动脉，疏通片区毛细血管。“靶向”针对内环快速路沿线立交、匝道及衔接道路通行能力进行提升，形成以内环快速

（下转第 180 页）

基于 Hough 变换与 SVM 的高速公路车牌识别系统

曾夏明
（广西交科集团有限公司，广西　南宁　530007）

摘　要：针对 ETC 车道车牌识别难的问题，文章介绍了一套适用于人工车道与 ETC 车道的车牌自动识别系统。该系统采用 HSV 色彩分割与连通域分析相结合的方式来检测车牌区域，通过一种基于 Hough 变换与像素点投影的方法来实现车牌字符的倾斜校正与分割，并采用 SVM 分类器对车牌字符进行识别。测试结果表明，该车牌识别系统正确识别率高、识别速度快，且能够有效地校正车牌的倾斜，具有在实际场景中应用的可行性。

关键词：HSV；Hough 变换；SVM；车牌识别
中图分类号：U491.5+12　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.046
文章编号：1673-4874(2022)03-0175-06

0　引言

电子收费系统(Electronic Toll Collection，ETC)是一种快速且高度自动化的道路收费系统，其能够自动化地识别车辆信息，并计算往来车辆所需支付的道路使用费用。而随着 ETC 在全国的推广，如何提高通行车辆的识别效率成了有待进一步研究的问题。车牌识别技术是 ETC 的核心技术，也是智能交通系统中的关键技术[1]。车牌识别技术主要使用机器视觉技术来识别车牌和提取车牌上的信息，因其具有提高交通管理效率和行车速度以及降低成本等优势，被广泛运用于交通道路疏通、停车场收费管理、机场出入口车辆管理及高速公路违章车辆信息采集等领域。

车牌识别技术主要由三个内容组成：画面中车牌的定位、车牌字符的倾斜校正及字符识别[2]。其中车牌定位有基于边缘检测[3]、基于颜色分割[4]等方法。基于边缘检测的定位方法具有较好的降噪效果与实时性，但该方法易受光照的影响，误检率较高；基于颜色分割的车牌定位方法主要是利用车牌的底色与背景颜色进行区分进而在画面中定位车牌区域。因为车牌的颜色具有标准规定，在通常情况下该方法具有快速且准确的定位效果，但当车辆与车牌底色颜色相似时则识别率较低。在车牌字符的倾斜校正方面，常用的方法有基于 Radon 变换与 Hough 变换的方法[5]，两者原理基本相同，车牌的校正效果都较佳。而对于车牌识别方面，常用的有模板匹配、神经网络[6]及基于机器学习[7]等方法。基于模板匹配的识别方法具有快速且方便的优势，但对于噪声敏感及相似字符识别效果则不太令人满意，需要与其他方法搭配使用以达到一个较好的识别效果；基于神经网络的识别方法具有较好的鲁棒性与识别准确度，但前提是需要建立大量的训练样本；而基于 SVM 分类机的识别方法则不需要制作大量的训练样本集同样也可以实现快速、准确的字符识别。

车牌识别技术使用图像作为获取信息的手段，而因为相机的安装位置、工作环境等

作者简介：曾夏明(1990—)，工程师，主要从事高速公路智能交通机电工作。

因素会对图像造成影响，车牌识别技术依旧面临着各种挑战。本文结合已有的研究成果及车牌自身特点，针对车牌识别系统中的重点问题提出解决方案。首先通过 HSV 色彩空间与连通区域分析的方法来定位车牌区域，然后利用 Hough 变换与像素点投影的方法来完成车牌的倾斜校正与分割，最后采用 SVM 分类机来分类汉字字符与数字字母字符。

1 车牌识别系统流程

车牌识别系统为从图像中检测车牌目标，并提取字符信息的一系列图像算法，其主要流程如图 1 所示：(1)车牌的定位，这是指从摄像机拍摄的画面中寻找车牌区域；(2)车牌校正与分割，由于车牌与摄像机常呈一定角度，图像中的车牌画面在绝大多数情况下都存在一定的透视变形，因此在识别字符之前需要先对车牌部分进行倾斜校正，并裁剪出标准化的单个字符图像，以方便最后的识别；(3)车牌字符的识别，其作用为根据形态学特征，准确识别图像中存在的特定字符。

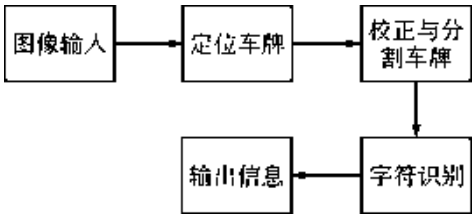


图 1 车牌识别流程图

2 定位车牌

2.1 基于 MSR 与 HSV 的图像预处理

因车牌采集环境较为复杂，得到的图像质量不佳，应通过增强图像的色彩信息来改善图像质量。为此，先通过 MSR(Multi Scale Retinex)[8] 图像增强算法来增强图像中的暗部信息。MSR 常用于提升拍摄于低光照水平画面的亮度，可以很好地解决光线昏暗导致的图像细节信息缺失的问题。

然后将 RGB 色域图像转换为 HSV 色域。HSV 色域将 RGB 空间的三原色信息转化为色调(H)、饱和度(S)、亮度(V)三种信息，由于这一颜色空间将颜色信息与亮度信息独立，有利于排除光照影响，在图像中保留目标本身的颜色信息。

根据《中华人民共和国机动车号牌》(GA36－2007)的规定，我国机动车辆的牌照共有蓝底白字、黄底黑字、黑底白字和白底黑字 4 种样式。为确定各个颜色在 H、S、V 通道的值域，拍摄同一背景色的车牌处在不同光照环境及背景下的照片，统计图片中车牌部分在 HSV 空间中的三个分量值信息，再对算法中三个分量的取值进行区间估算。当车牌为黄底或蓝底时，由于两者间明度差别不大，不用考虑 V 分量；若为车牌白色或黑色，由于两者间明度差别较大，则只考虑 V 分量。具体公式如下：

$$\begin{cases} \bar{H} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} H_i \bar{S} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} S_i \\ H_\delta = \frac{1}{n-1}\sum (H_i - \bar{H})^2 S_\delta = \frac{1}{n-1}\sum (S_i - \bar{S})^2 \end{cases} \tag{1}$$

其区间估计结果为：

$$\left[\bar{H} - t_{\alpha/2}(n-1)\frac{H_\delta}{\sqrt{n}}, \bar{H} + t_{\alpha/2}(n-1)\frac{H_\delta}{\sqrt{n}}\right]$$

$$\left[\bar{S} - t_{\alpha/2}(n-1)\frac{S_\delta}{\sqrt{n}}, \bar{S} + t_{\alpha/2}(n-1)\frac{S_\delta}{\sqrt{n}}\right]$$

通过如上方法统计的车牌图像信息，确定了车牌颜色在 HSV 颜色空间的阈值范围(如表 1 所示)。在此基础上可利用 H、S 通道分量阈值范围与二值化方法相结合，在图片中提取出车牌区域。

表 1 车牌背景色的 HSV 阈值范围表

色彩分量	颜色			
	蓝	黄	白	黑
H	[220,260]	[20,50]	－	－
S	[0.35,1]	[0.35,1]	[0,0.1]	－
V	[0.3,1]	[0.3,1]	[0.92,1]	[0,0.35]

2.2 形态学处理

在前文中得到的车牌区域图像为二值化图像，其中包含了大量的干扰信息，形态学处理的目的就是去除这些干扰信息。车牌的尺寸一般规定为(440×140)mm，根据这一信息，采用长宽比为 3:1 的矩形结构元素对 HSV 二值化后的图像进行闭运算来获得连通区域，再使用开运算去除图像噪声，并对连通区域进行彩色标记，以便更准确地检测车牌区域的位置。

2.3 投影定位

经由上述形态学处理后的图像并不完全为车牌区域，其为包含车牌区域及车牌周围一定范围的伪车牌区域。为此，本文根据连通区域的宽度、高度、宽高比、面积及像素密度等参数去除伪车牌区域，保留感兴趣的车牌区域，从而实现车牌的定位。具体车牌定位过程如图 2 所示。

图 2　车牌定位流程图

3　车牌校正与分割

3.1　基于 Hough 变换车牌校正

由于二维成像原理的限制，当相机的拍摄角度不正对着车牌时，拍摄出的车牌图像相对于车牌原本的外观会有一定的透视变形。为校正这一倾斜，采用基于 Hough 变换方法对车牌进行倾斜校正。对于图像上的点(a,b)，通过 $\rho = a\ \cos\beta + b\ \sin\beta$ 转换到参数空间的点(ρ,β)，在 $\rho-\beta$ 上的一条正弦曲线对应着原始图像中的任意一点。然后，对车牌图像中的每个像素点进行 Hough 变换，计算出 β 值，也就是车牌倾斜角度，进而实现校正。具体效果如图 3 所示。

（a）原图　　（b）Hough变换结果

图 3　倾斜校正效果图

3.2　车牌字符分割

在分割单个字符之前，需采用水平投影法对校正后的车牌图像进行边框裁剪，得到最终的车牌字符数据。在分割字符时，本文根据以下三种情况，采用不同的分割策略。

3.2.1 字符粘连

当 $W<char\ width<1.5\times W$（字符宽度设为 W，$char\ width$ 为粘连字符宽度）时为两个字符粘连情况，可取 $1/2\ char\ width$ 作为单字符宽度分割两个粘连字符；而当 $1.5\times W<char\ width<2\times W$ 时为三个字符粘连情况，通过字符高度来反映宽度，实现字符分割。

3.2.2　字符断裂

若 $char\ width_j<0.5\times width$，且 $0.5\times width>char\ width_{j+1}$（$char\ width_j$ 为当前字符宽度，$char\ width_{j+1}$ 为下一个字符宽度），则判断为字符断裂，可将当前字符与下一个字符合并。

3.2.3　字符为数字“1”

当 $char\ width<0.5\times wid$ 且 $th<char\ width_{j+1}$ 时，统计区间 $char\ width_j$ 的投影值$>0.8\times Height$ 的个数 N，在 $N>nThresh$ 时（$nThresh$ 为阈值），则是“1”。其分割示意图如图 4 所示。

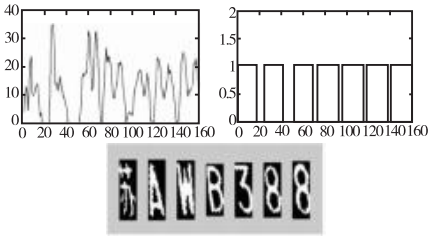


图 4　投影分割示意图

4　基于 SVM 的车牌字符识别

4.1　支持向量机 SVM

支持向量机（Support Vector Machine，SVM）用于两类目标和多类目标之间的区分计算。SVM 基于统计学习理论，主要针对小样本问题，能够在较少的样本信息中求出最优解，可以有效地解决非线性问题和高维数据分类等问题。基于以上原因，本文使用 SVM 来进行单个字符的识别工作。

SVM 识别车牌的流程如下页图 5 所示，首先，对素材进行归一化处理，以制作适合分类的样本素材。由于原始特征的数据量庞大，为了提高识别效率，通过选择提取字符的特征来压缩特征信息量，构建出多维特征信息。最后，使用训练好的多类别 SVM 分类机来识别对应的字符。

4.2　字符图像归一化

根据《中华人民共和国机动车号牌》（GA36－2007）的规定，我国机动车牌照由一位代表牌照所在地区的汉字和多位数字、英文字母组成的编码构成。考虑到三者之间的区别，本文将识别对象分为汉字字符对象与数字字母字符对象两类。

由于原始图像之间的拍摄距离和拍摄角度不尽相同，提取后的字符图像之间也不一致。在这样的情况下，直接进行字符特征提取并分类的效果往往不佳。为了消除因字符素材的形状、尺寸等参数不同而造成的特征提取效果不佳的问题，应对分割后的字符使用双线性插值法归一化为 42×84 像素的图像。

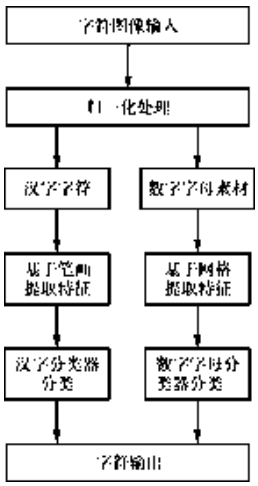


图 5　SVM 分类流程示意图

4.3　基于网格的数字字母字符特征提取

为了更好地提炼数字与字母字符特征，应将数字字母字符图像分割为 2×4 个像素块，并计算特征点、闭合环数、环面积及 Hu 几何不变矩四种特征量，如图 6 所示。

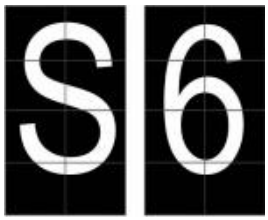


图 6　数字字母笔画分割示意图

4.3.1　特征点计算

特征点包括端点、二叉点和三叉点。假设某像素点的像素值为 P_1，该像素点的 8 邻域像素值为 P_2～P_9（如图 7 所示，按螺旋法则划分），则可通过式(2)计算出判断值 T，当 $T=1$ 时 P_1 为端点，$T=2$ 时为二叉点，$T=3$ 时为三叉点。

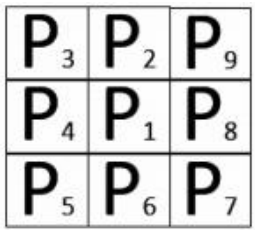


图 7　像素点 P_1 的 8 邻域划分方式示意图

$$T=\frac{I}{2}\sum_{K=2}^{9}|P_{K+1}-P_K| \tag{2}$$

4.3.2　闭合环数计算

为计算像素块的闭合环数特征，需要先根据像素块 i 中的端点 n_1^i、二叉点 n_2^i 和三叉点 n_3^i 计算像素块的边数 E：

$$E_i=\frac{n_1^i+2n_2^i+3n_3^i}{2} \tag{3}$$

设闭合曲线数量为 N，根据以上关系有三种可能：

$$N=\begin{cases}2, & if \quad Ei>n_1^i+n_2^i+n_3^i\\ 1, & if \quad Ei=n_1^i+n_2^i+n_3^i\\ 0, & if \quad Ei<n_1^i+n_2^i+n_3^i\end{cases}$$

4.3.3　闭合环面积计算

已知像素块 i 中的顶点数量 N，假设(x_j,y_j)是顶点 j 的坐标，则闭合环的面积 S_i 可通过以下公式计算：

$$S_i=\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{N}(x_jy_{j+1}-x_{j+1}y_j) \tag{4}$$

4.3.4　Hu 几何不变矩计算

Hu 几何不变矩不会受到图像经平移、选择和放大等操作的干扰，拥有很好的描述图片曲线特征的能力。离散像素点 $f(x,y)$的$(p+q)$阶中心矩的计算方法为：

$$\mu_{pq}\sum_{x=1}^{wid}\sum_{y=1}^{hei}(x-x_0)^p(y-y_0)^qf(x,y) \tag{5}$$

式中：wid 与 hei——像素块的宽度与高度；

(x_0,y_0)——矩心坐标。

在此基础上需要将中心距归一化，以获得旋转不变性，计算如下：

$$y_{pq}=\frac{\mu_{pq}}{\mu_{00}^{(p+q+2)}} \tag{6}$$

Hu 几何不变矩为利用图像的二阶和三阶中心距组合而成的 7 个不变矩，其计算方式如下：

$$\begin{cases}I_1=y_{20}+y_{02}\\ I_2=(y_{20}+y_{02})^2+4y_{11}^2\\ I_3=(y_{20}+3y)^2+(3y_{20}+y_{03})^2\\ I_4=(y_{30}+y_{12})^2+(y_{21}+y_{03})^2\\ I_5=(y_{30}+y_{12})(y_{30}+y_{12})[(y_{30}+y_{12})^2-\\ \quad 3(y_{21}+y_{03})^2]+(y_{30}+y_{12})(3y_{21}+y_{03})\\ \quad [3(y_{30}+y_{12})^2-(y_{21}+y_{03})^2]\\ I_6=(y_{20}+y_{02})(y_{30}+y_{03})[(y_{30}+y_{12})^2-\\ \quad 3(y_{21}+y_{03})^2]+4y_{11}(y_{30}+y_{12})(y_{21}+y_{03})\\ I_7=3(y_{21}+y_{03})(y_{30}+y_{12})[(y_{30}+y_{12})^2-\\ \quad 3(y_{21}+y_{03})^2]+(y_{30}-3y_{12})(y_{30}+y_{12})\\ \quad [3(y_{30}+y_{12})^2-(y_{21}+y_{03})^2]\end{cases} \tag{7}$$

4.4　基于笔画的汉字字符特征提取

汉字字符同样使用 2×4 网格划分为 8 格像素块，但由于汉字的复杂性，将使用与字母数字不同的特征提取方法。本文共设计了质心、散度、笔画复杂度、13 点特征及图像对称系数来描述汉字字符对象。

4.4.1　质心的计算

二值图像的质心可体现图案轮廓的集中位置。设像素块 i 在 x 轴方向上的质心与在 y 轴方向上的质心分别为 $Center_x$ 与 $Center_y$，其计算方法如式(8)～(9)所示，其中(x_1, y_1)为图像的左上角坐标，(x_2, y_2)为图像的右下角坐标。

$$Center_x = \frac{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2}[(x-x_1)\times f(x,y)]}{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2} f(x,y)} \tag{8}$$

$$Center_y = \frac{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2}[(y-y_1)\times f(x,y)]}{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2} f(x,y)} \tag{9}$$

4.4.2　散度的计算

与质心相反，散度体现的是区域内笔画相对于图案轮廓中心的发散程度。散度同样分水平方向的散度 Div_x 和垂直方向上的散度 Div_y，其计算公式如式(10)～(11)所示，其中(c_x, c_y)为像素块的中心坐标。

$$Div_x = \sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2}|c_x-(x-x_1)+1| \tag{10}$$

$$Div_y = \sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2}|c_y-(y-y_1)+1| \tag{11}$$

4.4.3　笔画复杂度的计算

笔画的复杂程度设计为代表着字符的笔画在 x 方向和 y 方向上的复杂度 p_x、p_y，计算方式如式(12)～(13)所示，其中 σ_x 和 σ_y 是像素块内的像素值在水平方向和垂直方向的标准差。

$$p_x = \frac{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2} f(x,y)}{\sigma_x} \tag{12}$$

$$p_y = \frac{\sum_{y=y_1}^{y_2}\sum_{x=x_1}^{x_2} f(x,y)}{\sigma_y} \tag{13}$$

4.4.4　13 点特征的计算

13 点特征法体现的是二值图像的像素值在各个区域、方向上的分布情况。其中前 8 点特征为各像素块内的白色像素(像素值为 1)的数量 N_m，其计算方式如下：

$$N_m = \sum_{i}^{\frac{wid}{2}+i}\sum_{j}^{\frac{hei}{4}+j} a_{ij}, i=1,2,3,4; j=1,2 \tag{14}$$

式中：m——像素块编号；

wid 和 hei——像素块的宽和高；

a_{ij}——像素块内坐标第 i 行 j 列的像素点的像素值(在二值图像中为 0 或 255，所以在计算前需要先将像素值除以 255)。

第 9 点特征为图像中所有白色像素点的总数，计算方式如下：

$$N_9 = \sum N_m, m=1,2,\cdots 8 \tag{15}$$

第 10 点、11 点特征为对角线上白色像素点的总个数。设像素块左上角点编号为 1，对剩下三个角点以逆时针顺序进行编号。考虑到像素块长宽比为 4:1，第 10 点、11 点特征的计算方式如下：

$$N_{10} = \sum_{i=1}^{wid} a_{(i,4i)} \tag{16}$$

$$N_{11} = \sum_{i=1}^{wid} a_{(hei,4i)} \tag{17}$$

第 12 点、13 点特征为字符图像的纵轴中线与横轴中线上白色像素点的总数，计算方式如下：

$$N_{12} = \sum_{i=1}^{wid} a_{(i,0.5\times hei)} \tag{18}$$

$$N_{13} = \sum_{j=1}^{hei} a_{(0.5\times wid,j)} \tag{19}$$

4.4.5　图像对称系数的计算

图像对称系数包含了字符的结构信息，应选用基于水平中心轴和垂直中心轴的对称系数来提取字符图像的对称结构信息，计算方式如下：

$$r_x = \sqrt{\sum_{x=0}^{wid}\sum_{y=0}^{0.5\times hei}[f(x,y)-f(x,hei-1-y)]^2} \tag{20}$$

$$r_y = \sqrt{\sum_{y=0}^{hei}\sum_{x=0}^{0.5\times wid}[f(x,y)-f(wid-1-x,y)]^2} \tag{21}$$

4.5　基于 SVM 的车牌字符识别

由于所需识别的对象较多，可根据纠错编码输出法来构造多分类 SVM 分类器，如图 8 所示。根据规定，国内机动车牌共使用 31 个汉字字符、34 个数字与英文字符。本文构造五位编码的分类器来识别汉字，使用六位编码的分类器来识别数字与字母。

多编码 SVM 分类器结构的分类流程如图 8 所示，其中每一个分类器会输出为 0 或 1 两种结果，将这些结果组合成多位编码即可用于识别对应的字符。

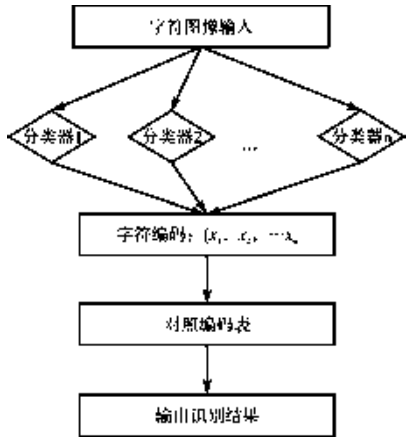


图 8　SVM 字符识别流程图

4.6　测试试验

本文基于 C++ MFC 平台实现了算法构成，并搭建了试验系统。接下来使用了大量的字符样本训练了分类器，并使用 500 张包含不同车牌的图片进行测试。

试验的测试结果为：数字字母字符的识别率为97.2%，平均识别时间为31 ms；汉字字符的识别率为96.6%，平均识别时间59 ms；合计识别率为96.6%，合计平均识别时间为45 ms。

5 结语

本文基于SVM分类器技术开发了一套可适用于人工车道与ETC车道的自动化车牌识别系统。试验表明，该系统车牌字符的识别率达到96.6%，平均识别时间为45 ms。由此可见，该系统的识别率足以应用于较为复杂的检测场景，且识别速度符合ETC系统对检测即时性的要求。

参考文献

[1]张明军，俞文静，李伟滨，等.一种基于机器学习的车牌识别系统的设计[J].计算机技术与发展，2020，30(5)：216－220.

[2]马志远，余　粟.基于改进K近邻算法的小型汽车号牌识别系统[J].软件导刊，2020，19(6)：231－234.

[3]李学顺，魏宗寿. 基于彩色边缘检测和Edge Boxes的车牌定位方法[J]. 电脑知识与技术，2019，15(7)：187－188.

[4]YANG Y，GAO X，YANG G.Study the method of vehicle license locating based on color segmentation [J]. Procedia Engi neering，2011(15)：1 324－1 329.

[5]芮　挺，沈春林，张金林.车牌识别中倾斜牌照的快速矫正算法[J].计算机工程，2004，30(13)：122－124.

[6]盛兆亮，高军伟. 基于区域统计和BP神经网络的车牌识别[J]. 信息技术及图像处理，2019，42(8)：78－82.

[7]陈　政，李良荣，李　震，等.基于机器学习的车牌识别技术研究[J].计算机技术与发展，2020，30(6)：13－18.

[8]Zhuang Peixian，Li Chongyi，Wu Jiamin. Bayesian retinex underwater image enhancement[J]. Engineering Applications of Artificial Intelligence，2021，101(1)：104 171.

收稿日期：2021－10－18

（**上接第174页**）

为核心、向各城市组团发散的城市主骨架路网系统，优化衔接节点及路段通行条件，发挥主动脉作用。针对重点片区进行“微创”交通改善，打通断头路、整治背街小巷，将对片区微循环起重要作用的小区路纳入微循环管理。

4.4.2　停车系统改善

从供给与需求两端发力，做好增量与存量文章，扩容、挖潜和提效多措并举，逐步缓解停车难问题。持续分类推进公共停车场建设，逐步缓解看病、接送学生等停车难问题。指定相应鼓励政策，支持有条件的企业、小区利用自有停车场等空地，在符合规划要求的前提下进行改造扩容。在机关企事业单位错时停车共享的基础上，鼓励探索居住区等停车场错时有偿对外共享。根据威海市机动车增长情况，严格要求新建住宅、商业、办公等项目执行停车位配建标准，增加停车供给。加强停车管理执法监督工作，规范城市停车，合理发挥停车价格杠杆作用，调控停车需求。

4.4.3　慢行系统改善

从关注车到关注人，优化临街U形空间，营造高品质慢行环境。系统对临街景观、道路断面、停车、附属设施、地块出入口设置等进行优化，对商业街道、生活服务街道、景观休闲街道、交通性街道、综合性街道分别采取有针对性的改善对策，打造与城市风貌相协调、与道路功能相匹配的临街空间。

5 结语

从威海市的实践来看，交通运行评价工作应紧密抓住地方重点和特色，将评价结果与各级规划相衔接，作为实施民生项目、制定城建工作计划、开展城市有机更新等工作的重要依据，不断提升决策科学性和资源投放精准度。

参考文献

[1]威海市住房和城乡建设局.《关于开展“美丽城市”建设试点推进精致城市建设的实施方案》政策解读[EB/OL]. http://zjj. weihai. gov. cn/art/2020/4/15/art _ 29181 _ 2303690.html，2020－04－15.

[2]章　程，杨晓光. 城市交通运行评价方法与应用综述[C].第十二届中国智能交通年会大会论文集，2017.

[3]龙　瀛，张昭希，李　派，等.北京西城区城市区域体检关键技术研究与实践[J]. 北京规划建设，2019(S2)：180－188.

[4]百度地图智能交通联合实验室.2019年度中国城市交通报告[DB/OL]. http://huiyan. baidu. com/reports/landing? id＝50，2020－08－09.

[5]住房和城乡建设部城市交通基础设施检测与治理实验室，中国城市规划设计研究院，百度地图慧眼.2020年度全国主要城市通勤监测报告(发布版)[DB/OL].http://huiyan.baidu.com/reports/landing? id＝58，2020.

收稿日期：2021－10－20

那吉航运枢纽大坝消力池损毁成因和抢修方案分析

黄　宁，吴　信，陆远文
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：文章分析了那吉航运枢纽消力池淘蚀、海漫损毁的原因，并提出了针对性的抢修加固方案。方案应用结果表明，抢修工程效果良好，具有一定代表性，经过一个汛期的运行，没有发现异常。该抢修方案可为类似工程提供借鉴。

关键词：消力池；海漫；水跃；闸门开启
中图分类号：U617.9^{+}1　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.047
文章编号：1673－4874(2022)03－0181－05

0　引言

那吉水电站为低水头径流式电站，溢流坝坝基为 E^{2}_{n2-3} 泥质粉砂岩、粉砂岩、细砂岩夹粉砂质泥岩、泥岩的弱风化岩层，抗冲刷性较差。本文从河床下切水位下降、地形地质条件、超标洪水等方面分析了那吉航运枢纽拦河坝消力池被淘空、海漫损毁的原因，提出了修复设计方案，以期为其他类似工程提供有益的借鉴。

1　概述

那吉航运枢纽位于广西右江百色市境内，是百色水库的反调节水库，是以航运为主、结合发电、兼顾其他效益的水资源综合利用工程。水库正常蓄水位为115.0 m，总库容为1.83 亿m^3，电站装机容量为66 MW，船闸通航标准为 2×1 000 吨级顶推船队。工程等别为三等工程，主要建筑物级别为 3 级，次要建筑物等级为 4 级。拦河坝设计洪水标准为50 年一遇，校核洪水标准为 500 年一遇。枢纽由拦河闸坝、电站、船闸、枢纽对外交通桥等建筑物组成。工程于 2008 年建成投入使用。

溢流坝段最大坝高为27.5 m，采用 WES 低堰，堰顶高程为104.0 m，共布置 10 孔溢流坝，孔口尺寸为 16 m×11.6 m。溢流坝工作门为弧形门，由液压启闭机启闭。在坝下游右岸 3 个溢流孔和左岸 7 个溢流孔之间布置有一道纵向导墙（施工期纵向围堰）。溢流坝采用底流消能，在坝下布置消力池，消能设计洪水标准为 30 年一遇（Q＝3 680 m^3/s）。根据模型试验优化成果，消力池采用无尾坎式，底板顶高程为99.00 m，池长29 m，宽184 m。消力池设有两排消力墩，按品字型布置，排距为2.0 m，墩高为1.5 m。消力池后布置护坦，右岸 3 个溢流孔作为二期施工导流使用，采用混凝土护坦，长度为114 m，在其下游再设长度为140 m的 C25 混凝土护底；左岸 7 个溢流孔采用混凝土护坦，长度为56 m，在其末端设置防冲槽，槽内抛填块石[1]。

作者简介：黄　宁（1988—），工程师，主要从事港口工程设计工作；
吴　信（1967—），教授级高级工程师，主要从事港口工程设计工作；
陆远文（1978—），高级工程师，主要从事水利水电和港口工程设计工作。

溢流坝段建基面高程为94.00 m。坝基主要为E^2_{n2-3}泥质粉砂岩、粉砂岩、细砂岩夹粉砂质泥岩、泥岩的弱风化岩层，下部除存在煤薄层、煤线或炭质条纹层外，无其他软弱层分布。地基岩土体强度高，能满足基础对地基承载力的要求，但抗冲刷性较差[2]。

2 大坝消力池损毁情况

那吉水电站为径流式电站，只有日调节性能。自工程投入使用以来，几乎每年均开闸泄洪，2015年曾经出现超过50年一遇的超标洪水（最大出库流量达$Q=4\ 177\ m^3/s$）。由于受下游鱼梁水库回水影响，消力池、海漫常年被淹，致使未能及时掌握消力池和海漫的变化情况。直到2019年对大坝下游进行了水下检查和水下测量，才发现溢流坝左岸7孔泄洪闸消力池被淘空、海漫严重损毁：消力池尾部被淘空，最大淘空深度为2～4 m；海漫混凝土块大部分脱落、移位，出现多处面积为100～200 m^2、深为4～5 m的冲刷坑；靠近下游纵向导墙侧的3孔泄洪闸混凝土海漫大部分被洪水冲走，沿纵向导墙形成宽20～30 m、深3～5.8 m的冲刷槽；下游纵向导墙基础大部分被淘空，混凝土浇筑分层处错位开裂，有一道明显裂缝。根据水下检查和水下测量成果判断，那吉航运枢纽下游左7孔溢流闸的消力池被淘空，海漫大部分已经损毁，严重威胁到大坝的安全，迫切需要抢修。

3 原因分析

根据对工程现状运行条件和设计资料进行分析，那吉航运枢纽下游消力池被淘空、海漫严重损毁的主要原因有以下几点：

(1)河床下切水位下降，形成远驱式水跃。那吉枢纽大坝区下游河道近年受过度采砂等影响，河床下切较多，在小流量工况时，下游水位下降明显。坝下水位流量关系设计值与电站实测记录值对比如表1所示。

表1 坝下水位流量设计值与实测值对比表

下泄流量(m^3/s)	下游水位(m)		水位下降(m)
	原设计	现状	
40	101	99.33	1.67
270	102	100.53	1.47
610	103	102.11	0.89
1 000	104	103.67	0.33

从表1可以看到，在溢流坝下泄≤1 000 m^3/s流量时，坝下水位比原设计下降了0.33～1.67 m，致使消力池水头差增加，下游水深变浅，消力池的运行条件发生不利变化。

另外，根据设计的运行方案，大坝下泄流量≤1 300 m^3/s时，要求大坝左7孔溢流闸门均匀开启，逐步提升。但在大坝实际运行时，通常先开启中间6#、7#闸孔，起始提升高度为0.5 m，来水量约＞200 m^3/s，再对称开启5#、8#溢流闸，并按0.5～1.0 m一档，逐级提升闸门，由此造成溢流坝下泄的单宽流量明显大于设计值，能量集中，加剧河床冲刷。

经验算，在上述两种因素作用下，下泄流量$Q<1\ 000\ m^3/s$时，消力池下游形成远驱式水跃，坝下存在急流段，河床受到高速水流冲刷，是致使消力池被淘空、海漫损毁的主要原因之一。

(2)软岩地基，抗冲刷能力差。消力池、海漫下伏基岩为第三系始新统那读组的泥岩、粉砂质泥岩，强度低，抗冲刷能力弱，且由于覆盖层较厚，部分海漫体放置在砂卵石层上，土石层容易发生变形，使得海漫分块间形成错位，溢流坝下泄的高速水流从缝隙穿过，将砂卵石带走，使海漫变形加大。在翻滚水流作用下，海漫变位、脱落、失效，失去保护的地基直接受到高速水流冲刷，很快形成冲刷坑（槽），海漫损毁范围逐步扩大，从而淘空消力池。

(3)受下游河道地形影响。在距离消力池下游约200 m的那吉大桥的左岸桥墩上下游约20 m范围地形较高（高程约为101.5 m），为交通桥施工时硬化的场地，占据了左岸小半个河床，对水流形成明显阻碍，导致水流往河道中间汇集，全部从下游纵向导墙与硬化场地之间的狭窄通道下泄，致使流速增大，加剧河床冲刷。在水流长期作用下，下游纵向导墙附近海漫体全部被冲走，最终沿纵向导墙形成了一道深达5～10 m、宽约20 m的冲刷槽。

(4)超标洪水影响。那吉航道枢纽大坝消力池的设计洪水标准为30年一遇（$Q=3\ 680\ m^3/s$）。2015-09-12那吉航运枢纽出现超标洪水（入库$Q_{max}=3\ 957\ m^3/s$，出库$Q_{max}=4\ 177\ m^3/s$。上下游水位差达1.83 m），出库流量大于50年一遇洪水（$Q=3\ 750\ m^3/s$）。在超标洪水作用下，河道受到严重冲刷，导致消力池淘空，海漫损毁。

4 抢修方案

本工程在大流量工况时大坝上、下游水位基本持平，不是消力池的控制工况，故在修复设计时主要根据实测的水位流量关系，对50年一遇以下的各级洪水进行消能防冲复核。同时结合电站实际运行情况优化闸门开启方案，按“先中间后两侧，对称开启，逐

渐提升”的原则，先开启中间两孔闸门，闸门起始开启高度取0.25 m，在下游水位逐渐抬高后再增加每级开启高度。电站发电按较不利组合考虑，发电流量分别取Q=600 m³/s、400 m³/s、200 m³/s。闸门开度及相应消能计算成果如表2～4所示[3]。

从表2看，在电站基本满发（发电流量Q=600 m³/s）工况下，按优化后的闸门开启方式，消力池均为淹没式水跃，计算要求的消力池长为25 m，原消力池长度能满足要求。但当遇到电站检修等工况（电站发电流量Q=400 m³/s、Q=200 m³/s，如表3、表4所示），下泄较小流量时，大坝下游出现远驱式水跃，坝下存在急流段，需增加消力池及海漫的长度。

由于消力池被淘空，海漫几乎全损毁，已不能保证安全度汛，急需在汛期前完成加固。在缺乏模型试验资料，难以估算远驱式水跃出现位置的情况下，为确保大坝枢纽安全，经研究后将消力池再延长15 m，并在消力池后修建55 m长的混凝土海漫。结合现有消力池下游河床的冲刷情况，同时为使消力池出口段获得较大的水深，减少急流段长度，新建消力池和海漫纵向均设置缓坡。具体加固设计方案如图1所示[3]。

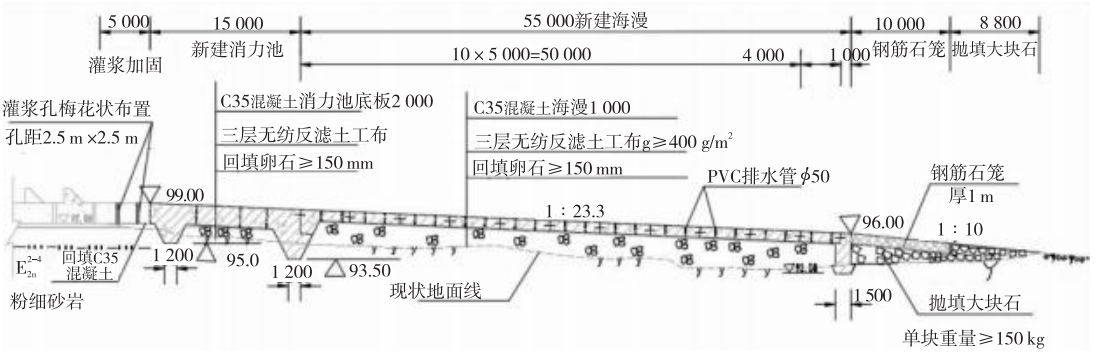


图1　消力池、海漫加固典型纵剖面图（mm）

表2　闸门控泄消能计算成果表（电站发电600 m³/s）

$Q_{溢}$（m³/s）	$H_{上}$（m）	$H_{下}$（m）	闸门开度（总开孔数：孔数×开度 m）	开度最大闸孔					备注
				收缩水深（m）	跃后水深（m）	出水池水深（m）	水跃长（m）	计算消力池长（m）	
85	115.00	102.43	2孔：2×0.25	0.16	2.84	3.43	19	14	
170	115.00	102.78	4孔：4×0.25	0.16	2.84	3.78	19	14	
255	115.00	103.12	6孔：6×0.25	0.16	2.84	4.12	19	14	
553	115.00	104.22	7孔：1×0.25＋6×0.5	0.33	3.97	5.22	25	19	
801	115.00	105.02	7孔：1×0.5＋6×0.75	0.48	4.58	6.02	28	21	
913	115.00	105.35	7孔：1×0.5＋3×0.75＋3×1	0.63	5.19	6.35	31	24	
988	115.00	105.56	7孔：1×0.5＋1×0.75＋5×1	0.63	5.19	6.56	31	24	
1 110	115.00	105.89	10孔：3×0.25＋1×0.5＋1×0.75＋5×1	0.63	5.19	6.89	31	24	
1 270	114.00	106.29	10孔：4×0.5＋6×1	0.63	5.19	7.29	31	24	
1 455	112.00	106.71	10孔：4×0.75＋6×1.25	0.75	5.16	7.71	30	23	
1 776	112.00	107.34	10孔：4×1＋6×1.5	0.89	5.56	8.34	32	24	
2 088	112.00	107.84	10孔：4×1.25＋6×1.75	1.03	5.91	8.84	34	25	
2 206	111.00	108.00	10孔：4×1.5＋6×2	1.12	5.84	9.00	33	24	
2 475	111.00	107.51	10孔：4×1.75＋6×2.25	1.25	6.10	8.51	33	25	
2 608	110.50	108.45	10孔：4×2＋6×2.5	1.34	6.10	9.45	33	25	
2 843	110.80	108.64	10孔：4×2.25＋6×2.75	1.45	6.29	9.64	33	25	
3 070	110.30	108.31	10孔：4×2.5＋6×3	1.57	6.47	9.31	34	25	

表 3　闸门控泄消能计算成果表(电站发电400 m³/s)

$Q_{溢}$(m³/s)	$H_{上}$(m)	$H_{下}$(m)	闸门开度(总开孔数:孔数×开度 m)	开度最大闸孔					备注
				收缩水深(m)	跃后水深(m)	出水池水深(m)	水跃长(m)	计算消力池长(m)	
85	115.00	101.55	2 孔:2×0.25	0.16	2.84	2.55			远驱式水跃
170	115.00	101.93	4 孔:4×0.25	0.16	2.84	2.93	19	14	
255	115.00	102.30	6 孔:6×0.25	0.16	2.84	3.30	19	14	
553	115.00	103.50	7 孔:1×0.25+6×0.5	0.33	3.97	4.50	25	19	
801	115.00	104.38	7 孔:1×0.5+6×0.75	0.48	4.58	5.38	28	21	
913	115.00	104.75	7 孔:1×0.5+3×0.75+3×1	0.63	5.19	5.75	31	24	
988	115.00	104.98	7 孔:1×0.5+1×0.75+5×1	0.63	5.19	5.98	31	24	
1 110	115.00	105.34	10 孔:3×0.25+1×0.5+1×0.75+5×1	0.63	5.19	6.34	31	24	
1 270	114.00	105.79	10 孔:4×0.5+6×1	0.63	5.19	6.79	31	24	
1 455	112.00	106.26	10 孔:4×0.75+6×1.25	0.75	5.16	7.26	30	23	
1 776	112.00	106.96	10 孔:4×1+6×1.5	0.89	5.56	7.96	32	24	
2 088	112.00	107.53	10 孔:4×1.25+6×1.75	1.03	5.91	8.53	34	25	
2 206	111.00	107.72	10 孔:4×1.5+6×2	1.12	5.84	8.72	33	24	
2 475	111.00	107.51	10 孔:4×1.75+6×2.25	1.25	6.10	8.51	33	25	
2 608	110.50	108.24	10 孔:4×2+6×2.5	1.34	6.10	9.24	33	25	
2 843	110.80	108.48	10 孔:4×2.25+6×2.75	1.45	6.29	9.48	33	25	
3 070	110.30	108.31	10 孔:4×2.5+6×3	1.57	6.47	9.31	34	25	

表 4　闸门控泄消能计算成果表(电站发电 200 m³/s)

$Q_{溢}$(m³/s)	$H_{上}$(m)	$H_{下}$(m)	闸门开度(总开孔数:孔数×开度 m)	开度最大闸孔					备注
				收缩水深(m)	跃后水深(m)	出水池水深(m)	水跃长(m)	计算消力池长(m)	
85	115.00	100.60	2 孔:2×0.25	0.16	2.84	1.60			远驱式水跃
170	115.00	101.01	4 孔:4×0.25	0.16	2.84	2.01			远驱式水跃
255	115.00	101.41	6 孔:6×0.25	0.16	2.84	2.41			远驱式水跃
553	115.00	102.71	7 孔:1×0.25+6×0.5	0.33	3.97	3.71			远驱式水跃
801	115.00	103.68	7 孔:1×0.5+6×0.75	0.48	4.58	4.68	28	21	
913	115.00	104.08	7 孔:1×0.5+3×0.75+3×1	0.63	5.19	5.08			远驱式水跃
988	115.0	104.34	7 孔:1×0.5+1×0.75+5×1	0.63	5.19	5.34	31	24	
1 110	115.00	104.73	10 孔:3×0.25+1×0.5+1×0.75+5×1	0.63	5.19	5.73	31	24	
1 270	114.00	105.23	10 孔:4×0.5+6×1	0.63	5.19	6.23	31	24	
1 455	112.00	105.75	10 孔:4×0.75+6×1.25	0.75	5.16	6.75	30	23	
1 776	112.00	106.54	10 孔:4×1+6×1.5	0.89	5.56	7.54	32	24	
2 088	112.00	107.18	10 孔:4×1.25+6×1.75	1.03	5.91	8.18	34	25	
2 206	111.00	107.39	10 孔:4×1.5+6×2	1.12	5.84	8.39	33	24	
2 475	111.00	107.51	10 孔:4×1.75+6×2.25	1.25	6.10	8.51	33	25	
2 608	110.50	108.00	10 孔:4×2+6×2.5	1.34	6.10	9.00	33	25	
2 843	110.80	108.28	10 孔:4×2.25+6×2.75	1.45	6.29	9.28	33	25	
3 070	110.30	108.31	10 孔:4×2.5+6×3	1.57	6.47	9.31	34	25	

根据工程区的施工条件，拟定了两个技改方案进行比选，即：围堰施工方案和水下施工方案。考虑到围堰施工方案可有效消除工程安全隐患，施工质量有保障，施工进度可控，且工程投资相差不大，推荐采用。加固工程于2019年12月开始进场施工，2020年4月初基本施工完成，目前经过一个汛期的运行，没有发现异常。

5　结语

近年由于受河道采砂等因素影响，较多河流的梯级水库下游出现河道下切、水位下降现象，大坝消力池的运行条件发生了改变。当消力池、海漫出现不良流态，特别是出现远驱式水跃时，应及时采取处理措施，以免危害到建筑物安全。低水头闸坝水头较小，下泄能量不大，消能设施一般比较简单，对河道的防护范围较小，但由于河道水流边界条件多，流态复杂，难以准确计算分析洪水对河床的影响。因此，在软基岩上设计低水头闸坝消能设施时，应留有适当的富余，以确保工程能安全运行。另外，大坝消能功能的设计应结合闸门的操作规程，选取合理、可行的开启方案，计算时按最不利组合考虑。

参考文献

[1]广西交通设计集团有限公司，广西水利电力勘测设计研究院.广西右江航运建设那吉航运枢纽工程初步设计[R].南宁：2003.

[2]广西交通设计集团有限公司，广西水利电力勘测设计研究院.广西右江航运建设那吉航运枢纽工程施工图设计[R].南宁：2005.

[3]广西交通设计集团有限公司.那吉枢纽下游水下结构技改(抢修)[R].南宁：2020.

收稿日期：2021－10－19

（上接第13页）

2.4　数据拟合实现

由于在滤波去噪后的数据仍然较为跳动，故而在卡尔曼滤波去噪的基础下对算法进行了改进，添加了最小二乘法的曲线拟合，选取拟合曲线时按照偏差平方和最小的原则，并且采用二项式方程为拟合曲线。

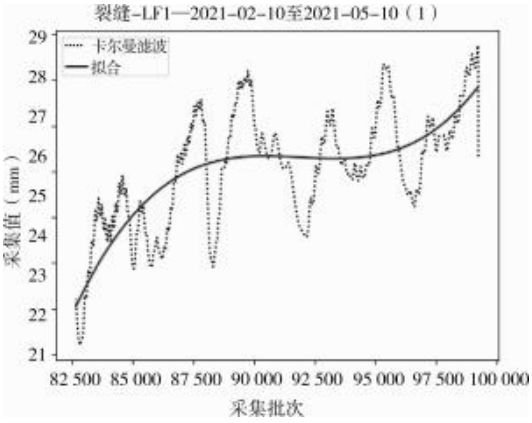


图4　最小二乘法拟合后数据曲线图

图4所示为使用了最小二乘法拟合后的数据曲线图。由图4可见拟合后的曲线相比于使用单一卡尔曼滤波去噪后的曲线更加平滑。

3　结语

为给滑坡预警系统提供更准确、平滑的数据，本文探究了利用拉依达准则剔除异常数据、卡尔曼滤波去除数据中噪声与最小二乘法对数据曲线进行拟合的数据预处理方法。在实际监测现场裂缝数据上进行试验并取得了不错的效果，能够使数据曲线更加平滑，从而达到提升滑坡预警模型准确率的目的。

参考文献

[1]张振慧，张正江，胡桂廷，等. 基于拉依达准则与线性拟合的改进型无迹卡尔曼滤波粗大误差补偿算法[J]. 计算机测量与控制，2019，27(11)：153－156，162.

[2]盛敏汉，储日升，危自根. 四川理县西山村滑坡微震探测[C]. 2016中国地球科学联合学术年会论文集，2016.

[3]王　振，白星振，马梦白，等. 一种基于数据预处理和卡尔曼滤波的温室监测数据融合算法[J]. 传感技术学报，2017，30(10)：1 525－1 530.

[4]张　敏，袁　辉. 拉依达(PauTa)准则与异常值剔除[J]. 郑州工业大学学报，1997，18(1)：84－88.

[5]龙　悦，徐光黎，高幼龙，等. 数据预处理在滑坡位移相关分析中的应用[J]. 地质科技情报，2012(2)：125－130.

[6]李华清，张志雄. 地形变测量误差分析与处理[J]. 内蒙古科技与经济，2021(4)：102－103.

收稿日期：2021－10－25

北海某煤炭矿石码头洒水喷淋控制系统设计

罗佳佳[1]，王　利[1]，蒋雯洁[2]
（1. 广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029；2. 柳州市港航发展中心，广西　柳州　545000）

摘　要：文章介绍了北海某煤炭矿石码头洒水喷淋控制系统的组成设计，主要包括系统组成、功能、控制方式、上位机监控系统等。该系统采用工业现场总线方式控制，具有节省电缆、扩展性好、传输距离远等优点，堆场洒水降尘效果较好，能有效控制煤炭矿石码头粉尘污染。

关键词：关键词：煤炭矿石码头；洒水喷淋；PLC 控制
中图分类号：U656.1+34　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.048
文章编号：1673－4874(2022)03－0186－03

0　引言

煤炭矿石在码头露天堆场和装卸运输过程中容易扬尘，不但污染环境，也对作业人员身体健康造成影响，必须采取抑尘措施，对堆场进行洒水喷淋。洒水喷淋控制系统控制方式有总线形式和硬接线形式。在专业煤炭矿石码头，总线形式比硬接线形式节省电缆、扩展性好、传输距离远。本文介绍了总线方式的洒水喷淋控制系统。

1　洒水喷淋系统简介

北海某煤炭矿石码头在煤炭、矿石堆场四周设置洒水喷枪，利用经散货污水处理站处理达标出水对散货堆场进行洒水抑尘，减少散货因风力产生的起尘量。一般每天洒水2～3 次，保持堆垛表面含水率在 6%以上；同时，装卸过程中尽量降低落料高度。喷枪采用内螺纹连接，每个喷枪用一个电磁阀控制，为方便检修电磁阀，在电磁阀前安装一个手动闸阀。每个喷枪配现地操作箱，防护等级为 IP65。喷枪的启停通过转换开关切换，共设有两种操作方式：喷枪侧控制、远程控制。转换开关位于喷枪现地操作箱中。

本项目堆场洒水喷淋系统的用水由回用水泵供给，回用水泵由变频器控制，可以调整管道压力。喷淋系统有分组喷淋、同时喷淋、单点喷淋等几种模式，因同时工作的喷枪数量不同，管道中压力也不同，变频器通过控制回用水泵的输出频率调整管道压力，使每种模式下的喷枪都处于最佳状态。

2　洒水喷淋控制系统设计

2.1　堆场洒水喷淋控制系统组成

堆场洒水喷淋控制系统由上位计算机监控系统和下位 PLC 控制系统组成（见图 1），完成对堆场洒水喷淋系统的控制、操作、显示及管理。

作者简介：罗佳佳（1989—），硕士，工程师，研究方向：水运工程电气、控制、通信；
王　利（1987—），硕士，工程师，研究方向：港口规划设计；
蒋雯洁（1987—），在读硕士研究生，工程师，主要从事港口航道工程建设及运营管理工作。

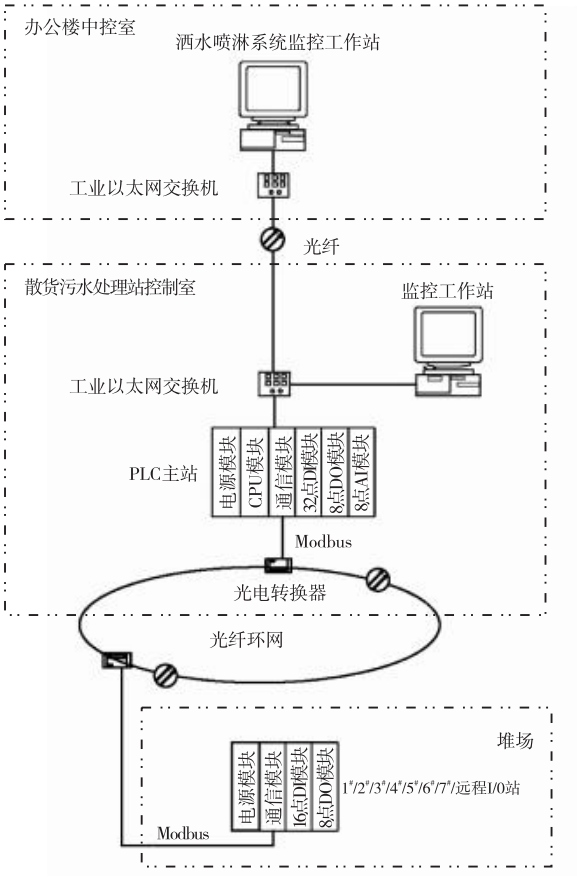


图 1　堆场洒水喷淋控制系统示意图

上位计算机监控系统主要包括 1 台监控工作站，布置在中控室，采用专业级工业控制计算机(IPC)。

下位控制系统主要包括：1 台现场监控工作站、1 套 PLC 主站和 7 套远程 I/O 站。根据平面布置情况，PLC 主站布置在散货污水处理站控制室，远程 I/O 站就近布置在散货堆场，I/O 点数预留量为 20%左右。堆场四周设置洒水喷枪 34 个，每个远程 I/O 站控制 4～6 个喷枪。PLC 主站包括 1 个电源模块、1 个 CPU 模块、1 个通信模块、1 个 32 点 DI 模块、1 个 8 点 DO 模块和 1 个 8 点 AI 模块，主要有散货污水处理站回用水泵远控、工频运行、变频运行、故障、变频器运行、变频器故障、电机电流等反馈信号和散货污水处理站回用水泵启动、变频启动等控制信号。远程 I/O 站包括 1 个电源模块、1 个通信模块、1 个 16 点 DI 模块和 1 个 8 点 DO 模块，主要有电磁阀运行、电磁阀远控、电源监控等反馈信号和电磁阀启停的控制信号。在远程 I/O 站电控箱内设置配电箱，每个喷枪现地操作箱的电源均设置断路器开关，当检修喷枪现地操作箱时，只需断开该喷枪现地操作箱电源处的断路器，不会影响其他喷枪的使用。同时，可监控喷枪现地操作箱的电源，及时对电源故障进行处理。

控制系统采用工业控制局域网。控制网主要完成数据采集、数据传送、监视、操作、数据处理、信息查询等功能。

2.2　堆场洒水喷淋系统功能及控制方式

堆场洒水喷淋系统采用 Modbus 工业现场总线方式控制，监视主要的设备运行状况及工艺参数，并通过现场总线实现堆场洒水喷淋系统设备的自动控制[1]。堆场洒水喷淋系统的用水由回用水泵供给，堆场洒水喷淋系统的电磁阀与回用水泵联动。喷淋启动时，先启动电磁阀后再启动回用水泵；喷淋关闭时，先停止回用水泵后再停止电磁阀。

喷枪的控制方式分为以下三种控制方式：

(1)中控室控制方式。这是控制系统的主要控制方式。中控室操作员通过上位计算机监控工作站完成喷枪的启动、停止、分组控制等操作。中控室控制方式分为程序控制和手动控制。程序控制是根据煤炭矿石堆场的实际堆存量及堆存位置、喷淋时间等设定程序，喷淋系统可以在分组喷淋、同时喷淋、循环喷淋、定时喷淋等多种模式下自动运行。根据实际情况，喷淋系统自动运行时，还可以随时调整喷淋时间。手动控制是根据实际情况，由中控室操作员手动操作监控工作站上各个喷枪电磁阀的启、停，手动控制各个喷枪的运行。手动控制单点喷淋及程序控制的分组喷淋、循环喷淋的流程图分别如下页图 2、图 3 所示。

(2)现地控制器控制方式。这是控制系统的辅助控制方式。现场人员可通过现地控制器的监控工作站单独完成喷枪的启、停，为设备的调试及维修提供方便。

(3)喷枪侧控制方式。这是控制系统的辅助控制方式。现场人员通过喷枪现场操作箱实现现场手动控制功能，通常情况下，喷枪侧操作仅作为设备的调试、维修使用。

2.3　上位机监控系统

监控工作站软件界面由工作状态显示区、设备控制区、定时工作区、喷淋工作时间输入区、故障报警区等部分组成。软件界面以动态图形显示所有设备的工作状态及运行参数，可根据煤炭矿石堆场的实际堆存量及堆存位置的变化情况，通过设备控制区修改不同的分组进行喷淋，通过喷淋工作时间输入区修改喷淋运行时间，做到实时精确的喷淋控制，避免浪费水资源，提高喷淋效果。该软件具有故障处理能力，当喷淋系统出现故障时，会自动关闭故障设备及水泵以避免故障扩大，并自动报警及提示故障范围。

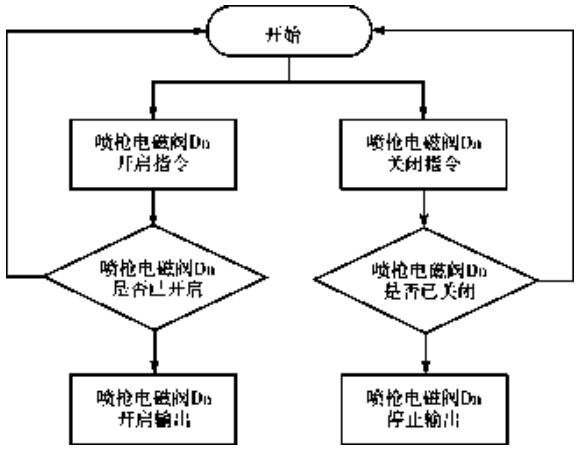


图 2　单点喷淋程序流程图

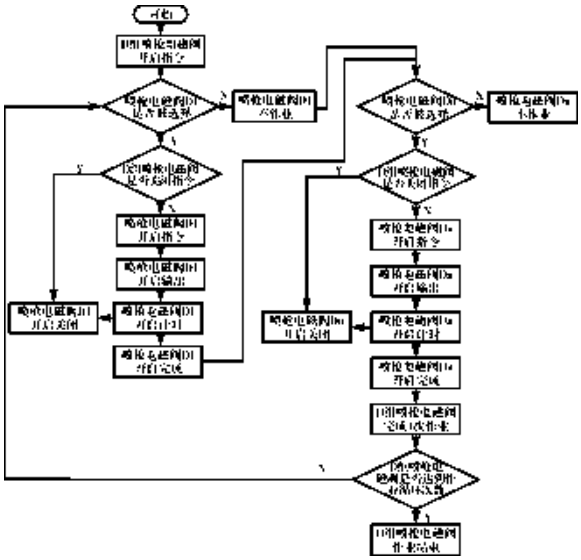


图 3　分组喷淋及循环喷淋程序流程图

监控工作站软件界面以动态图形显示的工作状态及运行参数主要包括：PLC 控制器的运行状态、喷枪现地操作箱电源的工作状态、电磁阀开关状态[2]、散货污水处理站内回用水泵及变频器的工作状态。对上述设备工作状态实时监控，设备故障时能及时处理，减小经济损失。同时，操作状态、故障情况等各种数据均能长期储存，便于追溯。

3　结语

本文介绍了北海某煤炭矿石码头洒水喷淋控制系统。本系统采用 Modbus 工业现场总线方式控制，具有节省电缆、扩展性好、传输距离远等优点。本系统能根据实际情况对喷枪进行分组喷淋、同时喷淋、循环喷淋、定时喷淋等，适应各种工况，操作方便，能精确控制各个喷枪的运行时间，避免水资源浪费。同时，本系统堆场洒水降尘效果较好，能有效控制煤炭矿石码头粉尘污染，保护环境，保障作业人员的身体健康，可为煤炭矿石码头洒水喷淋控制系统的设计提供借鉴。

参考文献

[1]JTS 156－2015，煤炭矿石码头粉尘控制设计规范[S].
[2]景　屹.秦皇岛港煤四期堆场洒水环保控制系统设计[J].企业导报，2011(11)：141－142.

收稿日期：2021－10－08

（上接第 162 页）

参考文献

[1]郭兆彬. 构架转向架用 S355J2W＋N 低合金钢及其接头热矫正性能研究[D]. 大连：大连交通大学，2015 .
[2]崔　岩，鲁二敬. S355J2G3 低合金钢焊接接头的组织和力学性能[J]. 机械工程材料，2012，36(10)：38－41.
[3]郭超超，丁成钢，杨大龙. S355J2W＋N 耐候钢板根部大熔深 MAG 对接焊工艺及接头的组织和性能[J]. 电焊机，2020，50(11)：50－54.
[4]张政军，丁阳喜，刘德佳，等. 焊后退火对转向架 SMA490BW/Q345E 异种钢 T 型接头组织和性能的影响[J]. 机械工程材料，2021，45(1)：59－65.
[5]李季涛，兆文忠，丁成钢，等. 焊后热处理工艺对 S355J2W 钢焊接接头组织和力学性能的影响[J]. 大连交通大学学报，2016，37(1)：64－69.
[6]张励忠，刘博维，张　淘，等. S355J2W 耐候钢焊接接头显微组织与力学性能[J]. 北京交通大学学报，2012，36(4)：127－134.

收稿日期：2021－10－18

贵港航运枢纽工程二线船闸 10 kV 系统运行方案和整定原则

盘庆波[1]，张　鹏[2]
（1. 广西西江开发投资集团有限公司贵港航运枢纽分公司贵港二线船闸工程建设指挥部，广西　贵港　537100；2. 广西西江开发投资集团有限公司，广西　南宁　530022）

摘　要：为了使贵港航运枢纽工程二线船闸 10 kV 供配电系统能够安全稳定运行，文章从运行和整定工作出发，分析了设计方案、运行方式和继电保护整定原则三者之间的协同关系，并根据工程建设的特点制定出一套较为可行的运行方案和整定方案。

关键词：贵港航运枢纽；运行；整定
中图分类号：U641.7　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.049
文章编号：1673－4874(2022)03－0189－03

0　引言

电力设备的安全稳定运行关系到人身和设备安全，也关系到企业的经济效益，在工程建设的过程中需统筹考虑、全面分析、统一策划，最终选用最优方案。其中，设计方案、运行方式和继电保护整定这三个方面紧密关联，相互协同[1－4]。

在制定设计方案时，需要充分考虑设备的运行安全和操作便利，能够通过设计方案制定出明确的运行原则和整定原则。运行单位能根据设计单位推荐的运行原则制定更符合企业实际要求和电力设备实际状况的最优运行方案，然后再根据设计方案和运行方式进行继电保护整定，最终得到最优的设备运行和整定方案，最大可能地保障电力设备的安全稳定运行。

本文以贵港航运枢纽工程二线船闸 10 kV 供配电系统的运行和整定工作为例，通过介绍设计方案、运行方式和继电保护整定原则，分析了三者之间的协同关系，根据工程建设的特点制定出一套较为可行的运行方案和整定方案。

1　概述

西江航运干线贵港航运枢纽是西江航运干线南宁至梧州段四个渠化梯级的第二个梯级，位于郁江中段贵港市区上游约6.5 km处的郁江蓑衣滩河段。西江航运干线贵港航运枢纽二线船闸工程布置在一线船闸右侧，建设规模为 3 000 吨级，按Ⅰ级船闸设计。贵港航运枢纽电厂采用4 台灯泡贯流式发电机，总装机容量为120 MW，多年平均发电量为 6.11 亿 kW·h。

贵港二线船闸新建配电房供电电源引自贵港航运枢纽电厂10 kV厂用Ⅰ段、Ⅱ段母线，共两回路，新增 1 座箱式变电站，包括 2 台 1 000 kVA 的 10 kV 隔离变压器，互为备用关系；两台隔离变压器分别供 1 路 10 kV 电源给一线船闸和二线船闸，其中二线船闸的 10 kV 采用

作者简介：盘庆波（1979—），工程师，主要从事水电等清洁能源运营管理工作；
张　鹏（1983—），高级工程师，主要从事工程建设管理工作。

单母线分段接线，通过 10 kV/400 V 降压变压器后给各负荷供电。贵港二线船闸的供电系统主接线图如图 1 所示。

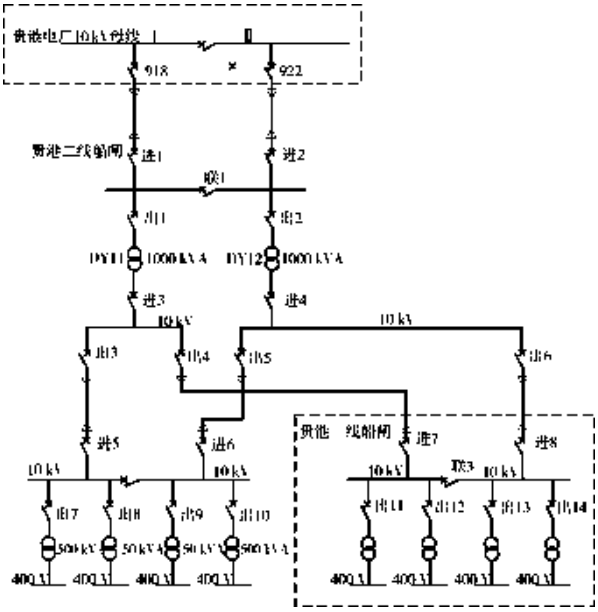


图 1　贵港航运枢纽工程二线船闸电气主接线图

2　特点分析

2.1　供配电接线复杂

贵港航运枢纽在新建二线船闸后，将从电厂侧重新敷设供电电缆，具备单回路供双线船闸运行的能力。为了有效隔离故障，增加了两台隔离变压器，每台隔离变压器的两回出线分别送到一线、二线船闸 10 kV的分段母线。开关数量从原来只有一线船闸时的 5 个 10 kV 开关增加到一线、二线船闸共有 23 个 10 kV开关，其中二线船闸的开关数量为 16 个。

2.2　运行方式复杂性增加

贵港航运枢纽电厂对 10 kV Ⅰ段和Ⅱ段母线的运行方式和工况转换有着严格的规定，要避免出现环网运行，保证电厂 10 kV 系统的运行安全。贵港航运枢纽二线船闸供配电系统改造后，船闸侧增加了箱式变电站母线、二线船闸母线，以及相应的开关设备，这增大了防误操作的难度和运行方式转换时的操作复杂性。

2.3　供电和用电安全性要求高

在电厂侧，要求能够有效隔离故障，同时避免运行方式转换造成的 10 kV 环网运行，确保电厂用电安全，机组不能因此出现非计划停机。

贵港航运枢纽要求能给一线、二线船闸可靠的供电，运行方式要简单，在简化操作的同时要尽量保持双电源供电的优点。10 kV 供电线路保护要能有效地切除故障部分，且不影响其他正常线路的运行。船闸电气设备的继电保护既能正确动作，又能有效配合，保证船闸供电系统的正常运行，保证西江黄金水道畅通。

2.4　其他需要考虑的因素

贵港航运枢纽电厂和船闸均采用“无人值班”(少人值守)的运行管理模式，船闸还实现了西江流域的联合调度，经过贵港船闸的船只报到、调度、排档、控制都由广西西江船闸联合调度中心负责，贵港船闸当地保留少量的巡检和维护人员。10 kV 供配电系统运行要充分考虑和适应贵港航运枢纽电厂和船闸的运行管理模式。

3　运行要求和运行方案

3.1　运行要求

当船闸设备发生故障时，要能够有效隔离故障，防止越级跳闸，确保电厂侧安全运行。电厂 10 kVⅠ段 918 开关、10 kVⅡ段 922 开关向贵港船闸供电时采用不同时供电方式，只允许单路供电。这样，要保持船闸隔离箱式变电站及其他设备良好的状态，随时可以转换运行，同时要简化船闸侧供电方式转换的运行操作，降低误操作风险，提高工作效率。

3.2　运行方案

针对船闸运行间歇性用电的特点，贵港船闸 1#、2# 隔离箱式变电站采取单母线分段并列运行方式，联络开关“联 1”处于合闸位置，两个隔离变都带电运行，既增加了船闸供电的可靠性，又避免了出现长时间停运致设备受潮影响绝缘的问题。

贵港一线、二线船闸 10 kV 采用分段运行方式，即一线船闸 10 kVⅠ段、Ⅱ段联络开关“联 3”正常时处于跳闸位；二线船闸 10 kVⅠ段、Ⅱ段联络开关“联 2”正常时处于跳闸位。DY11 和 DY12 隔离变压器低压侧不形成环网，避免产生由于制造工艺形成的环流、电压差，也不用考虑负载分配。当 10 kV 某段电源故障时，才考虑投入联络开关。

贵港一线船闸 400 V 系统采用分段运行方式，二线船闸 400 VⅠ段主用、Ⅱ段备用。

4　继电保护整定原则

4.1　充分考虑设计方案

贵港航运枢纽工程二线船闸 DY11 和 DY12 隔离变压器采用互为备用的设计方案，其中任何一台隔离变压器均能带一线、二线船闸的全部负荷，当两台变压器同时运行时，最大负荷也不会超过单台变压器的容量。这一设计原则为隔离变供电端的“进 1”“进 2”、918、922 等开关的整定提供了额定电流的上限。

二线船闸两台 500 kVA 低压降压变压器在设计上也是互为备用关系，任何一台厂变均能带二线船闸内全部负荷，当两台降压变压器同时运行时最大负荷也不会超过单台变压器的容量。这一设计原则为厂变高压侧的“进 5”“进 6”“出 3”“出 5”开关的整定提供额定电流的上限。

上述对设计方案的考虑，确保了相关设备的过电流保护和过负荷保护的灵敏度。

4.2　短路点的设置

从图 1 所示的主接线可以看出，二线船闸的主接线设计复杂，各级切换和工况转换较多，总体来看阻抗较大的元件设备主要为变压器，所以短路点设置在降压变压器400 V侧和隔离变压器副边侧。

电厂到船闸的供电电缆长度为 1 500 m，距离不长，相对于变压器而言，其阻抗可以忽略不计，故不在线路末端设置短路点，根据尽量简化运行的原则，10 kV电厂馈线线路保护可以根据隔离变压器保护整定结果进行整定。

其余设备也都主要通过各类导体连接，阻抗均可以忽略不计。短路点设置如图 2 所示。

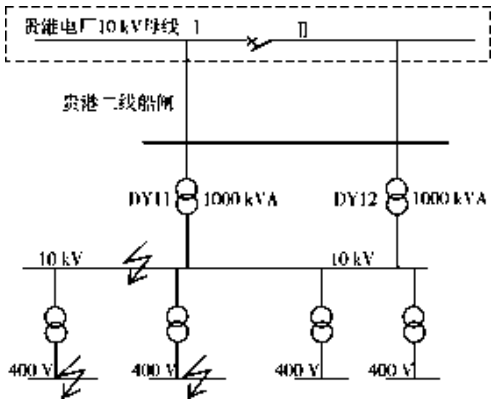


图 2　贵港航运枢纽二线船闸短路点设置示意图

4.3　级差配合的优化

贵港航运枢纽工程二线船闸主接线设计复杂，分级供电较多，如降压变压器与400 V电动机保护存在级差配合；“联 2”开关与低压厂变压器存在级差配合；“进 5”开关与低压厂变压器＋“联 2”开关存在级差配合；“进 3”开关与“出 3”＋“出 4”开关存在级差配合；“进 1”开关与“联 1”＋“出 1”开关存在级差配合等。

为了保证供电系统运行的可靠性，保证继电保护的选择性，上述级差配合都要考虑。但是，每一级级差配合都将带来保护动作时限延长，最终延伸到 918 和 922 的保护时限将较长。根据贵港航运枢纽电厂和船闸运行部门制定的运行原则和运行方案，为了避免 918 和 922 不及时跳开而影响电厂厂内系统保护的选择性，918 和 922 还要与发电机和主变压器保护的动作时限进行配合。因此，在二线船闸各部位的保护配合级差尽可能地缩小，在没有选择性要求的位置不考虑级差配合，如“出 3”开关和“进 5”开关，“出 5”与“进 6”开关，“联 1”开关与“出 1”“出 2”开关等。这些开关之间可以等同于同一个开关，可以同时跳闸，且同时跳闸也不存在切除范围的扩大。另外，“出 1”开关和“进 3”开关位于隔离变压器两侧，只要其中一个跳闸，隔离变压器都将无法供电，所以隔离变压器两侧开关之间也不考虑时限的级差配合。

918 和 922 开关供电电缆长度为 1 500 m，阻抗不大，不再单独按线路保护计算，而是分别与“进 1”开关、“进 2”开关进行配合计算，跳闸时限与“进 1”开关、“进 2”开关一致，缩小跳闸时限的时差。

通过级差配合的优化，918 和 922 两个开关的过电流保护动作时间整定为 1.2 s，这个时限还能够与厂内其他系统的保护时限相配合，最终兼顾了电厂和船闸的设备运行和保护配合。

5　运行

贵港航运枢纽工程二线船闸电气设备在进行运行方式梳理和继电保护整定计算后，于 2020－11－15 投运。投运后保护装置一直正常运行，线路和设备运行正常，运行方式转换正常，保护装置均无异常告警，也未发生误动和拒动情况，整套配电系统的正常运行有力地保障了贵港二线船闸过闸的安全、可靠。

6　结语

经过对设计方案的分析研究，贵港航运枢纽工程二线船闸的运行原则和运行方式综合考虑了电厂和船闸运行部门的实际要求，继电保护整定计算结合设计方案和运行方式进行了综合考虑，在设计、运行和整定各环节中找到了平衡点，最终形成了一套适用于本项目的设备运行和保护整定方案，保证了供电的稳定性和可靠性，也为类似项目提供了一定的参考借鉴作用。

参考文献

[1]GB/T 14285－2006，继电保护和安全自动装置技术规程[S].
[2]NB/T 35010－2013，水力发电厂继电保护设计规范[S].
[3]DL/T 584－2007，3 kV～110 kV 电网继电保护装置运行整定规程[S].
[4]SL455－2010，水利水电工程继电保护设计规范[S].

收稿日期：2021－10－18

天巴高速公路穿越龙滩大峡谷国家森林公园的影响研究

唐国才
（广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029）

摘　要：为降低拟建项目天巴高速公路穿越龙滩大峡谷国家森林公园环境造成的影响，文章对比了K线和B线两种路线方案，从拟建项目与森林公园的相关性分析、拟建项目与地质公园的位置关系、对森林公园景观的影响评价等方面论证拟建项目对森林公园的森林风景资源、生态系统和经营管理等造成的影响，并提出了预防或减轻不良影响的对策与措施。

关键词：天巴高速公路；龙滩大峡谷国家森林公园；影响；措施
中图分类号：U412.21　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.050
文章编号：1673－4874(2022)03－0192－05

0　引言

广西龙滩国家森林公园位于天峨县城。目前天峨县城与外围较便捷的道路仅为天峨县至河池市的二级公路，天峨县前往周边乐业县、凤山县、东兰县的道路等级都较低，游客从外地进入森林公园游玩后，不能与周边知名的凤山（乐业）世界地质公园等形成环状游览线路，无形中降低了森林公园的联动力和吸引力。因此，天巴高速公路的建设是促进龙滩大峡谷国家森林公园发展的需要。

根据《国家林业局关于进一步加强国家级森林公园管理的通知》（林场发〔2018〕4号文）要求，天巴高速公路建设单位应当进行拟建项目对森林公园的影响评估，以确保工程建设活动不会对龙滩大峡谷国家森林公园的景观完整性、美学价值、生态价值、科学价值、景观质量及相关利益群体等造成过大影响。

为科学合理地论证拟建项目对龙滩大峡谷国家森林公园环境的影响，本文拟从拟建项目与森林公园的相关性分析、拟建项目与地质公园的位置关系及对森林公园景观的影响评价、预防或减轻不良影响的对策与措施等角度进行分析研究。

1　建设方案概况

1.1　项目概况

拟建天峨（黔桂界）至北海公路（天峨经凤山至巴马段），路线全长107.51 km。公路等级为高速公路，设计速度为100 km/h，路基宽度为33.5 m，行车道宽为2/3×3.75 m[1]。

1.2　拟建项目过森林公园段方案比较

拟建项目在天峨县跨越红水河段穿越了广西龙滩国家森林公园，本文从工程方案、建设规模、相关意见及对森林公园的影响，提出了K线与B线的方案进行比较。见图1。

作者简介：唐国才（1987—），硕士，工程师，主要从事公路工程设计、工程咨询及前期专题研究工作。

1.2.1　K线方案(K6＋000～K15＋150)

该方案起于天峨县规划区东北侧纳腮附近，路线由北向南，在上纳么附近设天峨互通，便于天峨县城以及周边乡镇车辆进出高速公路，后设特大桥从天峨二桥和天峨一桥之间跨越红水河，终于红水河南岸的纳王附近。K线全长为 9.150 km。

1.2.2　B线方案(BK6＋000～BK15＋518)

该方案起于天峨县规划区东北侧纳腮附近，路线由北向南，在巴棉沟附近设天峨互通，便于天峨县城以及周边乡镇车辆进出高速公路，后设特大桥从天峨二桥附近跨越红水河，终于红水河南岸的纳王附近。B线全长为 9.518 km。

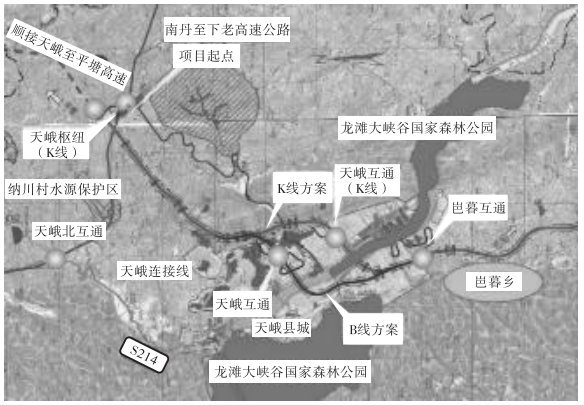


图 1　K线与B线方案示意图

1.3　方案比较

1.3.1　K线方案(K6＋000～K15＋150)

优点：(1)该方案技术指标较好，特大桥较少，总投资较B线方案少 5.37 亿元；(2)该方案设特大桥从天峨二桥和天峨一桥之间跨越红水河，距县中心约 4 950 m，与县中心距离适中，便于沿线土地开发利用，并为天峨县城发展预留足够空间；(3)该方案占用永久基本农田较少；(4)天峨县城人民政府建议采用K线方案为推荐方案。

缺点：(1)该方案经过龙滩大峡谷森林公园，对龙滩大峡谷森林公园有一定影响，建设过程中需要进行专题论证及采取相应防护措施；(2)该方案隧道较长，后期运营维护费用高。

1.3.2　B线方案(BK6＋000～BK15＋518)

优点：(1)该方案不经过相关环境敏感点，利于方案的顺利实施；(2)该方案隧道较短，便于后期运营维护。

缺点：(1)该方案中天峨互通距离天峨县高级中学仅为 112 m左右，建设过程中产生的废气、噪音等，对学校影响较大；(2)该方案设特大桥从天峨二桥下游 845 m处跨越红水河，与县中心距离仅约 2 500 m，对天峨县城影响较大，不利于天峨县城后期土地开发利用；(3)该方案墩高超过 130 m的复杂特大桥长由K线的 2 430 m增加至 5 170 m，总投资较K线方案多 5.37 亿元；(4)因该方案跨过红水河后，路基部分采用平面半径为 800 m，纵坡为 4%的平纵组合形式，技术指标较差，不利于行车安全。

综上所述，K线方案在技术指标、工程投资、社会影响、地方意见等方面优势明显，推荐K线方案。

2　推荐方案与森林公园的相关性分析

2.1　推荐方案与森林公园功能区划关系

拟建项目推荐方案 K10＋900～K11＋300 路段经过广西龙滩大峡谷国家森林公园，在森林公园内线路总长 400 m，以桥梁形式穿越。大桥总长为 1 076 m，最大桥高为 125 m，上部构造采用连续刚构＋预应力混凝土 T 梁，下部构造桥墩及基础采用空心墩、桩基础。

根据图形叠加，根据《广西龙滩大峡谷国家森林公园总体规划》(2019—2030)，拟建项目经过的是森林公园的一般游憩区，并未穿越核心景观区、管理服务区和生态保育区。

2.2　景观影响范围概况

龙滩大峡谷国家森林公园空间景观形成的基础是以红水河为脉络，发育典型的岩溶地貌，主要是由峰林、峡谷等地貌形态组成，构成奇秀的山水风光。在观赏中，以远眺峡谷、平视峡谷、仰视峰丛景观、俯视红水河风光为主。

景观影响范围，即东片的红水河滨水休闲景观带的部分，观景线路为红水河两侧的道路，即省道 S317 和县道 898，均为水泥路面。这两条公路是游人观赏红水河风光的主要游览线路，根据《广西龙滩大峡谷国家森林公园总体规划》(2019—2030)，景观影响范围基本保持现有道路和景观现状，无旅游项目建设。

根据《公路建设项目用地指标》等国家有关标准，测算出拟建项目将永久占用龙滩大峡谷国家森林公园面积 1.35 hm^2，占森林公园总面积(4 172.6 hm^2)的 0.000 3%。占用森林公园用地的土地类型为：水域 0.84 hm^2，城镇住宅用地 0.18 hm^2，竹林 0.24 hm^2，乔木林 0.06 hm^2，其他无立木林地 0.03 hm^2。

3 拟建项目对森林公园景观影响评价

3.1 对森林公园景观完整性的影响程度

对原有景观完整性的影响主要为对景观类型面积、景观类型斑块的影响等[2]。

3.1.1 对原有景观类型面积的影响

拟建项目在森林公园内的建设工程主要为天峨红水河大桥，途经区域主要为红水河河段，涉及的景观类型主要为水域，河道两侧有小面积的城镇建设用地和竹林，跨域红水河采用桥梁的形式。项目建设占用森林公园面积非常小，仅 1.35 hm^2。

3.1.2 对原有景观类型斑块数量的影响

拟建项目占用森林公园用地的斑块类型有水域、城镇住宅用地、竹林、乔木林和其他无立木林地，各类用地面积均<1.0 hm^2，其建成前后森林公园景观面积减少且斑块增加的变化幅度非常小，对森林公园各景观类型的斑块数量的影响程度非常小。

3.2 对森林公园景观美学价值的影响程度

项目建设对森林公园景观影响评价的重点是对景观美学价值的影响。本文通过定量分析评价景观敏感度与定性分析评价景观视觉影响相结合的方式，确定项目建设对森林公园景观美学价值的影响程度。

3.2.1 景观敏感度评价

景观敏感度是拟建项目醒目程度的综合反映，是度量拟建项目被注意到的难易程度。景观敏感度与拟建项目所处地域的空间位置、几何构成、物理属性等密切相关；而相对坡度、相对距离、景观在视野内出现的概率等是影响森林公园景观敏感度的主要因素。

3.2.1.1 相对坡度

相对于观景者的视线，拟建项目所处区域的坡度越大，景观被注意到的可能性和被看到的部位也越大，要想通过绿化或其他途径遮去景观的难度越大，景观敏感度也就大[3]。拟建项目途经的红水河段为河谷平缓地带，坡度<15°，地形起伏不大，相对坡度敏感度较小，对景观敏感度影响也较小。

3.2.1.2 相对距离

观景者与景观的距离越近，景观就越容易被看清，人为活动带来的视觉冲击就越大，对景观敏感度影响也越大。

根据龙滩大峡谷国家森林公园开发现状及规划，森林公园的开发重点为西片区，拟建项目所在的东片区主要旅游吸引物为红水河。红水河在东部片区流域较长，核心的吸引点位于东片区南端龙滩旅游集散中心附近，而拟建项目位于东片区的北部边缘，距离核心吸引点较远。东片区的主要观景路线为红水河东面的 317 省道和西面的 898 县道，确定能较清楚地观察到拟建项目的最远眺望点的最大距离 $D=1\ 000$ m，拟建项目对森林公园的景观影响范围为 81.09 hm^2。

3.2.1.3 景观在视域内出现的概率

建设项目(景观)在观景者视域内出现的概率与敏感度成正比，同时与建设项目及其附近的人为活动带来的影响也成正比。用式(1)表示：

$$St=l/L \tag{1}$$

式中：L ——区域内主观景线的总长度(km)；

l ——某景观能被看到的路段长度(km)。

根据龙滩大峡谷国家森林公园的开发现状和总体规划，东片区的红水河观景路线总长为 20.26 km(红水河两侧现有公路)，经现场勘察和图纸分析，拟建项目能被看到的路段长度为 3.86 km，则：

$$St=l/L=3.86/20.26=19.0$$

由于拟建项目位于河谷地带，位于东片区的北缘，拟建项目在视域内出现的长度不长，景观在视域内出现概率较小。

3.2.2 对森林公园景观视觉的影响程度

森林公园景观核心区域位于森林公园的西片区，而拟建项目的景观影响范围均为东片区，远离核心景域，项目的建设仅对森林公园红水河休闲观光带的部分有景观视觉影响，影响面积为 81.09 hm^2，占森林公园总面积的 1.94%，因此影响较小。

拟建项目将在森林公园东片区一般游憩区的红水河休闲观光带形成新的分割线，与森林公园现有的景观资源差异较大，但由于项目位于森林公园边缘处，周边为天峨县的规划城镇建设用地，且拟建项目在公园范围内线路不长，与森林公园周边的景观较好地协调，通过视觉质量影响评价，无重大视觉影响。

3.3 对森林公园景观科学价值的影响程度

对森林公园珍稀物种、典型地貌、生态系统代表性等的影响是拟建项目对景观科学价值的主要影响表现。

该森林公园内有蒽兰、任豆、喜树等近 30 种国家一、二类重点保护植物，600 多种高等植物，主要集中分布在森林公园的西片区，而拟建项目途经森林公园的范围无重点保护的植被类型，对森林公园野生植物珍稀度、丰富度的影响非常小。

森林公园有红白鼯鼠、猕猴等多种珍稀动物，常见的为猕猴，且猕猴的主要聚集区位于森林公园的西片区，项目建设区域基本没有动物出没，项目建设对野生动物的珍稀度、丰富度影响非常小。

3.4 对森林公园景观质量的影响程度

根据《中国森林公园风景资源质量等级评定》标准，对拟建项目经过森林公园景观质量等级的影响分析主要从森林公园风景质量、区域环境质量、旅游开发利用条件等三方面进行，分别打分并求和。具体公式为：

$$N=M+H+L \tag{2}$$

式中：N ——资源质量等级评定的分值；

M ——资源质量评价的分值；

H ——区域环境质量评价的分值；

L ——旅游开发利用条件评价的分值。

N 值满分为 50 分，并按一级为 40～50 分，二级为 30～39 分，三级为 20～29 分划分为三级标准。等级越高，森林公园景观质量越高。

3.4.1 对森林风景资源基本质量的影响

森林公园风景资源分为地文、水文、生物、人文、天象资源等五类，每类资源各包含 5 个评价因子。根据标准，五大资源类型的评价因子满分为 100 分，加权值为 26.5 分，资源组合满分为 1.5 分，特色附加分满分为 2 分，合计 30 分。根据《广西龙滩大峡谷国家森林公园总体规划》，该森林公园森林风景资源质量得分为 28.06 分，项目建设后森林风景资源质量得分为 27.86 分。

3.4.2 对区域环境质量的影响

森林公园的区域环境质量评价指标包括大气、地面水、土壤、负离子质量和空气细菌含量等五个方面，其分值通过各项指标评分值累加得到。根据《广西龙滩大峡谷国家森林公园总体规划》，该森林公园区域环境质量得分为 8.5 分，项目建设后区域环境质量得分为 8.0 分。

3.4.3 对旅游开发利用条件的影响

森林公园旅游开发利用条件评价指标包括外部交通、内部交通、旅游适游期、基础设施条件、公园面积、区位条件、森林公园知名度等多方面因素。其分值由各项指标分累加得到。根据《广西龙滩大峡谷国家森林公园总体规划》，该森林公园旅游开发利用条件得分为 7.0 分，项目建设后得分为 7.5 分。

综上，项目建设后龙滩大峡谷国家森林公园资源质量评价分值 M 下降了 0.2 分，变为 27.86 分；区域环境质量评价分值 H 下降了 0.5 分，变为 8.0 分；旅游开发利用条件评价分值 L 增加了 0.5 分，变为 7.5 分。根据森林公园风景资源质量等级评定分值计算，本森林公园风景资源质量等级评定分值 N 为 43.36 分，符合一级森林公园风景资源标准。项目建设后，森林公园的景观质量等级仍然为一级，影响甚微，处于可接受范围。

3.5 对相关利益群体的影响

在实地调查中，通过与政府有关部门、社区群众、森林公园管理人员、游客等的交谈，了解不同利益群体对项目的支持程度。

当地政府认为天峨至凤山公路的建设将大大改善天峨县的交通条件，对加快天峨县经济发展具有重大意义，非常支持项目的建设。

社区群众认为目前天峨县尚无高速公路，已成为阻碍天峨与凤山、巴马之间物流、人员流通的主要因素，非常支持项目的建设。

森林公园管理人员认为天峨县是“广西红水河上第一城”，现正全面打造“红水河国际旅游目的地”，而制约天峨县旅游业乃至森林公园开发建设的最大瓶颈为外部交通不畅，天峨县尚无高速公路，拟建项目将加强黔桂的联动，大大改善天峨县与凤山县、东兰县、巴马县之间的路网联系，真正实现河池市旅游业的环形游览线路，对龙滩大峡谷国家森林公园的开发建设将起到非常大的促进作用，非常支持项目的建设。

游客认为项目的建设对森林公园而言仅仅是在红水河上形成一座高架桥，且路线不长，未对森林公园风光形成分割线，对景观的影响非常小，且项目能大大改善森林公园的外部交通条件，均非常支持项目的建设。

4 预防或减轻不良影响的对策与措施

4.1 施工期的对策和措施

(1)重视选线：重视公路自身线形协调和线形与结构物、环境的协调，路线平面设计顺应地形布设，不片面追求高指标。

(2)优化设计：优化桥梁设计，尤其是桥墩不设置在河道管理范围。

(3)兼顾美观：在桥梁外形设计中注重景观化建设，结合美观性，可成为森林公园另一道美丽的风景线。

(4)施工便道:便道的建设会产生较多的废渣、废料,为减少对森林公园的影响,建议施工便道尽量选择在森林公园外围。

(5)桥梁施工:桥梁基础施工时钻孔泥浆循环使用,钻渣经沉淀处理后集中在指定地点堆放,避免随意排入水体造成二次污染。对施工机械应定期清理并做好设备的维护,桥梁施工应杜绝施工油类污染。合理安排跨河大桥桩基作业时序,避开各河流洪水期,钢围堰设置应在河流枯水季节进行。

(6)加强园外工程的环保与生态恢复:经过森林公园的线路需加强森林公园外围公路排水设施的完善,使水流顺畅,防止污染红水河。严禁在森林公园内设置取、弃土场,以减少环境破坏。

(7)加大保护力度:由于拟建项目在森林公园内施工,需加强对施工人员的环保教育工作,对施工管理人员采取环保责任制等相关措施,预防可能发生的破坏。

4.2 营运期的对策和措施

(1)加强管理,限制性能差的车辆进入项目公路,在敏感路段两端设置禁鸣标志牌,降低交通瞬时噪声。

(2)加强路面径流收集系统、事故应急池等设施的日常检查与维护,避免发生排水沟道、事故应急和沉淀池堵塞等情况,尤其是在红水河段,应确保其功能完好。

(3)加强桥面生活垃圾集中收集,运营期间要加强公路管养工作,对路面和边沟垃圾定期及时清理。

4.3 加强建设期与营运期区域生态环境监测

龙滩大峡谷国家森林公园属自然保护地,根据中办国办《关于建立以国家公园为主体的自然保护地体系的指导意见》,需对基础设施建设活动实施全面监控。结合森林公园的监测体系的建设,需在拟建项目影响区域内设置大气、水、土壤相应的监测点,通过监测了解掌握基础设施建设期和运营期森林公园生态系统构成、分布与动态变化,及时评估和预警生态风险,及时采取措施降低风险。

5 总体评价与结论

拟建天峨(黔桂界)至北海公路(天峨经凤山至巴马段)经过龙滩大峡谷国家森林公园的东片区北部边缘,其途经森林公园的总长度仅为 400 m,均为桥梁。项目拟永久占用森林公园土地面积仅为 1.35 hm^2,仅占森林公园总面积的 0.000 3%。

通过分析和评价表明:天峨(黔桂界)至北海公路(天峨经凤山至巴马段)的建设对龙滩大峡谷国家森林公园的景观完整性、景观美学价值、景观生态价值、景观科学价值、景观文化价值的影响都较小;对相关利益群体有一定的影响。因此,在项目实施过程中,为确保相关利益群体的权益,应采取有效的保护和恢复措施。

6 结语

本文通过拟建项目与森林公园的相关性分析,就建设项目对广西龙滩大峡谷国家森林公园的影响进行评价。评价结果表明,该项目工程对广西龙滩大峡谷国家森林公园的景观完整性、景观美学价值、景观生态价值、景观科学价值、景观文化价值及景观质量等方面影响较小,在切实落实文中提出的保护和恢复措施的前提下,项目建设总体上对森林公园的影响在可接受范围。本文对同类穿越专题提供参考,也为相关主管部门审批工作提供参考。

参考文献

[1] 唐国才,秦　跃.天峨(黔桂界)至北海高速公路(天峨经凤山至巴马段)工程可行性研究报告[R].2019.

[2] 蔡　晓,宋现震.公路建设项目对风景名胜区景观影响评价研究[J].公路与汽运,2015(2):221-225.

[3] 张理英.广西阳朔国家森林公园生态旅游开发研究[D].桂林:广西师范大学,2007.

收稿日期:2021-10-27

省道 S208 融安至永福百寿公路建设对寿城自然保护区的影响研究

郭　鑫[1]，张　邹[1]，杨　岗[2]，李龙梅[2]
（1. 广西交通设计集团有限公司，广西　南宁　530029；2. 广西壮族自治区林业勘测设计院，广西　南宁　530011）

摘　要：文章根据省道 S208 融安至永福百寿公路（永福段）工程项目特点，对穿越寿城自然保护区路段布设比选方案进行综合比较，并从自然保护区生态系统和景观、生物群落和栖息地、自然保护区物种和种群、保护区主要保护对象、生物安全、相关利益群体六个方面，分析建设项目对自然保护区的影响，提出保护和恢复措施，为类似工程建设项目影响评价提供参考。

关键词：建设项目；自然保护区；影响研究
中图分类号：U412.21　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.051
文章编号：1673－4874(2022)03－0197－04

0　引言

“十三五”期间，永福县的公路基础设施建设主要围绕推进县际及乡镇联网公路建设，改善与相邻县区的交通状况。省道 S208 融安至永福百寿公路（永福段）处于广西壮族自治区桂林市永福县境内，是省道 S208 的组成路段，为旧路改造项目。项目起点位于永福县与融安县交界处的高崖头，与（在建）融安段终点相接，途经福田村东面山麓苦马岭，路线终于百寿镇，与国道 G357 东山－泸水相交。公路设计单位对公路路线走向、主要控制点，沿线地质、地貌、气象、水文以及现有公路状况等情况进行分析论证，确定路线方案。线路推荐方案全长 9.969 km，拟穿越广西寿城自治区级自然保护区实验区。

本文重点研究建设项目对自然保护区的影响程度，并提出避免或减缓不利影响的措施，为主管部门的决策提供参考依据，确保本项目顺利建设。

1　调查评价区域划分

本次评价依据广西壮族自治区的地方标准，即《建设项目对自然保护区影响评价技术导则》（DB 45/T 1113－2014）[1]（以下简称《技术导则》）确定评价区、工程区和重点调查区。

评价区：寿城自然保护区全部范围，面积为 62 240.1 hm^2。

工程区：拟建公路的施工区域（均为永久占地区域，隧道不计入占地），面积为 9.82 hm^2，占寿城自然保护区总面积的 0.016%。

重点调查区：该项目属于线性建设项目，寿城自然保护区属于森林生态系统类型的自然保护区。由于项目已出施工占地红线，占地为面状，参考《技术导则》，确定以拟建公

作者简介：郭　鑫（1989—），硕士，工程师，主要从事公路工程路线设计工作；
张　邹（1987—），硕士，高级工程师，主要从事公路工程路线设计工作；
杨　岗（1981—），硕士，工程师，主要从事野生动物资源调查与保护工作；
李龙梅（1989—），硕士，工程师，主要从事林业工程咨询工作。

路占地红线和隧道中心线两侧各 300 m 区域(即宽度为 600 m 的带状区域)作为项目建设对植物和植被影响的重点调查区;拟建公路占地红线和隧道中心线两侧各 500 m 的区域(即宽度为 1 000 m 的带状区域)作为项目建设对野生动物、生态系统和景观影响的重点调查区。

2 穿越保护区路段路线方案比选

本项目总体为旧路改扩建方案,在穿越寿城保护区路段布设了 A 线与 D 线方案,与完全利用旧路改造方案进行比选(见图 1)。

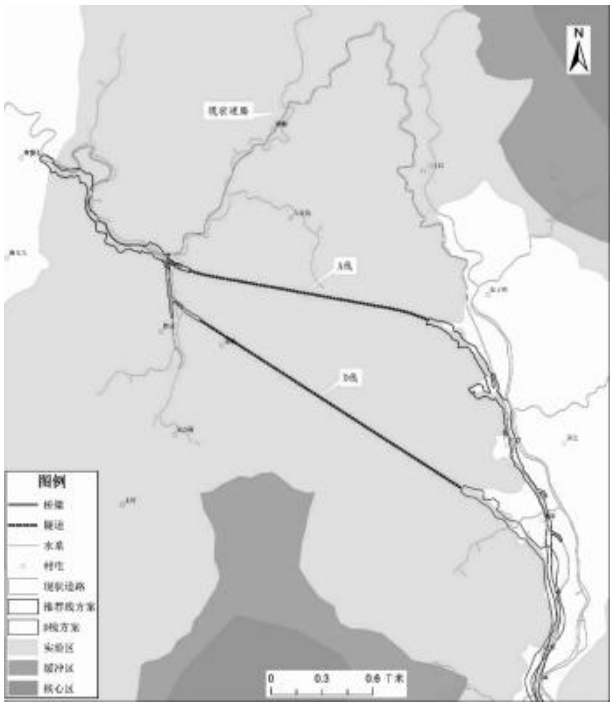


图 1 比选路线方案示意图

2.1 建设条件比选分析

三条线路方案的地形地貌、地层岩性、地质构造等工程地质条件相当。水文方面,旧路扩建方案沿河布设段最长,D 线方案次之,A 线方案最短。各线路方案工程建设条件情况如表 1 所示[2-3]。

2.2 对自然保护区的影响比选分析

在穿越自然保护区长度方面,A 线方案穿越自然保护区长度最短,为 4.26 km,D 线方案较 A 线方案长 0.51 km,旧路扩建方案较 A 线方案长 2.38 km。占地方面,A 线方案和 D 线方案由于通过隧道方式截弯取直,占地均小于旧路扩建方案:A 线方案占地为 9.82 hm^2,其中利用旧路面积为 0.96 hm^2,占用天然林面积为 3.39 hm^2,占用人工林面积为 4.63 hm^2;D 线方案占地为 10.12 hm^2,其中利用旧路面积为1.00 hm^2,占用天然林面积为 3.54 hm^2,占用人工林面积为 4.25 hm^2;旧路扩建方案受地形地貌影响,达到设计时速需进行较大面积的开挖,占地约为 29.62 hm^2,其中利用旧路面积为 1.31 hm^2,占用天然林面积为 5.08 hm^2,占用人工林面积为 19.79 hm^2。

表 1 各比选线路方案工程建设条件对比表

项目	A 线	D 线	旧路扩建方案	结论
地形地貌	山岭重丘地貌,路线大部分沿旧路布线,地势较复杂	山岭重丘地貌,路线大部分沿旧路布线,地势较复杂	山岭重丘地貌,地势较复杂	A 线、D 线、旧路扩建方案相当
地层岩性	主要为寒武系及泥盆系	主要为寒武系及泥盆系	主要为寒武系及泥盆系	A 线、D 线、旧路扩建方案相当
地质构造	断层区域内岩层风化破碎、絮乱,产状不一,覆盖层较厚,河谷发育	断层区域内岩层风化破碎、絮乱,产状不一,覆盖层较厚,河谷发育	断层区域内岩层风化破碎、絮乱,产状不一,覆盖层较厚,河谷发育	A 线、D 线、旧路扩建方案相当
水文地质	沿河布设路段较长,受河流冲刷路基较为严重	沿河布设路段较长,受河流冲刷路基较为严重	沿河布设路段最长,受河流冲刷路基较为严重	A 线、D 线方案略优
特殊性岩土及其他不良地质	岩体成分较均匀,完整性稍好	岩体成分较均匀,完整性稍好	岩体成分较均匀,完整性稍好	A 线、D 线、旧路扩建方案相当
工程地质条件评价	山岭重丘,地势复杂,路线高填、深挖路段较多,总体工程地质条件比较复杂	山岭重丘,地势复杂,路线高填、深挖路段较多,总体工程地质条件比较复杂	山岭重丘,地势复杂,路线高填、深挖路段较多,总体工程地质条件比较复杂	A 线、D 线、旧路扩建方案相当

天然林是野生动植物的重要生境,A 线方案占用的天然林是三个方案中最少的;冲沟、河流是鱼类和部分两栖、爬行类野生动物的栖息、繁殖生境,A 线方案沿河段建设长度相对较短,对河流生态的影响相对较小。A 线方案和 D 线方案通过隧道方式截弯取直,在一定程度减少了对野生动物栖息地的阻隔影响。

2.3 比选结论

综合上述所列比选方案的分析,项目推荐采用穿越自然保护区段 A 线方案,其沿河流布设段相对较短,工程规模相对较小,占用的天然林较少,其沿河段

建设长度较短，对野生动物的栖息、栖息地连通性、物种迁移、河流生态的影响相对较小。

3　建设项目对自然保护区的影响分析 [4]

3.1　对自然保护区生态系统和景观的影响

受建设项目直接影响的生态系统均为非特有类型。建设项目使保护区森林覆盖率、景观类型的面积和斑块数量发生变化的幅度小，现有景观类型为非特有景观，未形成观赏点，且项目建设不会造成任何一种景观类型的消失。总体上认为，建设项目对自然保护区生态系统和景观略有影响。

3.2　对生物群落和栖息地的影响

受项目直接影响的植物群落均非特有，且分布较广，损失比例不大；项目的建设将导致部分植物群落面积减少，但没有导致某一植物群落的消失，不会导致重点调查区内这些群落关键种群的变化，也不会直接导致群落结构简化，从长期考虑也不会给群落演替和整个自然保护区的植被自然恢复过程带来明显不利影响。对动物而言，分布于重点调查区的多为适应能力和抗干扰能力较强的物种，由于栖息地改变幅度不大，自然保护区内仍有较多适宜这些动物的生境，不会导致某一物种种群数量产生大的波动。受影响的主要是中国特有鱼类，它们分布较广，受项目的影响主要在施工期，项目经过自然保护区路段主要为原道路改扩建，部分路段新建，项目建设对生物栖息地的连通性影响较小，项目桥隧比为 34.5%，设计涵洞约 3.8 道/km，在一定程度上缓解了栖息地连通性的阻隔影响。

3.3　对自然保护区物种和种群的影响

受工程建设影响的特有动植物有 30 种，其中中国特有种 27 种，广西特有种 3 种。特有植物的数量虽多，但项目建设直接造成种群损失的程度不高，因为其在工程区分布极少，大多分布在自然保护区其他区域，且适宜生境较多。

重点调查区受项目影响的珍稀濒危植物共有 6 种，受项目影响的珍稀濒危野生动物共有 22 种，这些物种在重点调查区内分布零散，且数量较少，且在重点调查区外有较稳定的种群分布。项目建设导致的栖息地质量下降虽然会导致小范围内食物网、链结构发生改变，但影响程度有限，食物网、链结构可在较短时间内恢复。由于道路经过自然保护区段基本为原道路改扩建，对动物的迁移和散布阻隔效应仅小幅增强，且设置了桥梁、隧道和涵洞，野生动物可通过这些区域穿行，在一定程度上缓解了物种迁移的阻隔影响。运营期部分旧路利用率下降，该区域栖息地连通性将得到改善，有利于物种迁移、散布和繁衍。

3.4　对保护区主要保护对象的影响

项目占地 9.82 hm^2，项目工程区大部分为人工林和灌草丛。重点调查区内没有南方红豆杉、掌叶木、伯乐树、林麝、白颈长尾雉和大鲵等珍稀濒危野生动植物。重点调查区内的其他珍稀濒危野生动植物多为较常见、分布广的物种，自然保护区其他区域还有较大面积的适宜栖息地。这些主要保护对象的生境质量并未因项目建设受到大的影响，因此，从整体考虑，项目对主要保护对象影响很小。

3.5　对自然保护区生物安全的影响

重点调查区的外来植物有 16 种，目前形成入侵趋势较明显的物种有 6 种，除凤眼莲在水域区域入侵较为严重外，其他物种入侵规模较小，但项目建设过程中，车辆人员往来，地表植被破坏，土壤裸露，为外来植物的入侵创造了有利条件，外来植物进一步入侵扩散的可能性较大。永福县已被列入松材线虫疫区，拟建项目区距离疫区 20 km 左右，由于公路项目建设过程中，所用木质材料相对较少，在加强检疫的条件下，可降低风险度。建设项目导致保护区病虫害影响较小；对火灾、地质灾害、环境污染爆发等影响程度为中度，特别是多雨中心的区域地理位置可能带来滑坡、塌方等隐患，且项目路段多沿河流修建，如施工不当或施工器械发生漏油事件，易污染水体。总体上认为，建设项目对自然保护区生物安全的影响为中度。

3.6　对自然保护区相关利益群体的影响

寿城自然保护区目前无独立管理机构，项目建设将使得自然保护区的可进入性提高，使自然保护区管理难度和管理成本增加。项目建成后，道路等级提升，自然保护区工作人员可更快速便捷通达巡护区域，有利于自然保护区的巡护管理和应急处置工作。项目建成后将大幅改善交通条件，有利于推动周边社区经济的发展，沿线地方政府和群众对该项目的实施持积极的态度。

综合上述分析，建设项目对自然保护区的生态系统和景观、主要保护对象略有影响；对生物群落和栖息地、物种和种群、相关利益群体的影响较小；对生物安全影响为中度；建设项目没有发生单一严重影响指标情形。总体上认为，建设项目对寿城自然保护区的综合影响属于“较小影响”等级，建设项目对自然保护区的影响在可接受的范围内。

4 保护和恢复措施

4.1 加强环保宣传教育

施工单位应根据自然保护区管理的有关要求，制作保护环境和保护野生动植物的宣传牌、警示牌，并安置在施工区域的醒目位置。运营期在自然保护区路段设置“进入保护区范围”“禁止车辆鸣笛”“限制车辆速度”等宣传、警示牌。

4.2 成立生态环境保护管理部门，制定管理制度

施工单位需成立生态环境保护管理部门，落实生态环境保护管理分级责任制，建立生态环境保护管理制度体系，包括建设项目环境保护管理制度、设备运行管理制度、环保事故管理制度、野生动植物保护管理制度、环境治理管理制度、奖惩管理制度、责任考核制度等，确保项目建设与生态保护工作相结合。

4.3 加强工程施工管理

施工单位应采取必要措施防止和减缓环境污染。施工中要加强对水体环境质量的保护，防止油污、渣料、建材等产生污染；施工过程中严禁随意开挖、放坡或倾倒施工废渣、土石方等。产生的弃渣弃土等必须严格按照项目设计方案的要求，收集运出至自然保护区外弃渣场和堆土场进行处理，严禁往河流、边坡、低洼地倾倒。

4.4 优化涵洞设计

项目拟设置涵洞共 38 道，主要根据沿线溪沟和原有排水沟分布，两栖爬行类、中小型哺乳类野生动物可借助这些涵洞迁移，道路沿线平均约 260 m 有涵洞 1 道，涵洞数量基本满足自然保护区两侧两栖爬行类、中小型哺乳类野生动物通过的需要。由于常规涵洞的设计尺寸较小，不利于中大体型的野生动物通过，建议项目修建经过自然保护区路段的涵洞时，应结合实地的地形地貌、周边生境类型、人为干扰源、主要迁移动物的种类等实际情况，将涵洞的指标设计改为直径 1.5～2 m，以保证自然保护区两侧中等及以上体型的野生动物安全通过公路。在保证满足公路排水、水流连通需要的同时，能兼顾野生动物迁移的需求，确保各类群野生动物的正常通过，降低其被碾压的风险。

4.5 强化对野生动植物的保护

严格要求施工人员遵守自然保护区管理的相关规定，严禁盗挖盗采珍稀濒危野生植物和其他资源植物，禁止狩猎野生动物。施工前要加强对可能受到施工影响的珍稀濒危植物的抢救性保护工作；施工过程中，自然保护区管理部门应联合当地护林员加大巡护力度，及时发现施工过程中受到威胁的濒危植物，并做好相关保护处理；施工过程中如有误伤野生动物，应对其进行及时抢救并将其迁移到安全地带；开展野生动植物资源监测，由于自然保护区管理部门技术人员较为缺乏，建议委托具有相应技术力量的科研院所从项目实施期开始，对重点调查区的动植物资源进行监测，且监测期应＜5 年。

4.6 加强对河流生态系统的保护

项目路段多沿河流修建，局部需对河道进行改移、修建挡墙，应采取必要措施防止和减缓环境污染。施工中要加强对水体环境的保护，避免施工时混凝土流入或渗入溪流中，使强碱性的水泥成分流入河流对栖息于河流中的动物造成伤害。

5 结语

本文以省道 S208 融安至永福百寿公路（永福段）为依托，就穿越寿城自然保护区路段布设比选方案进行比较，针对推荐方案客观地评价建设项目对自然保护区的影响程度，并提出避免或减缓不利影响的措施，为主管部门的决策提供参考依据，也为建设单位开展下一阶段工作提出生态保护要求和建议。

参考文献

[1]DB 45/T 1113－2014，建设项目对自然保护区影响评价技术导则[S].

[2]JTG D20－2017，公路路线设计规范[S].

[3]郭　鑫.省道 S208 融安至永福百寿公路（永福段）工程可行性研究报告[R].2021.

[4]杨　岗.省道 S208 融安至永福百寿公路（永福段）工程对广西寿城自治区级自然保护区影响评价报告[R].2021.

收稿日期：2021－10－27

混合料日核算管理体系在公路施工中的应用要点分析

韦　倩
（广西长长路桥建设有限公司，广西　南宁　530003）

摘　要：文章结合某项目路段沥青路面施工用料核算工作实践，构建了路面施工混合料日核算体系，介绍了该体系实施流程要点与风险管控措施，并通过构建混合料生产消耗核算模型，对沥青混合料原材料用量和产量之间的关系进行换算分析，验证了该日核算管理体系的严格落实能够保障路面施工的经济效益。

关键词：沥青路面；混合料；日核算体系
中图分类号：U415.13　**文献标识码**：A　**DOI**：10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.052
文章编号：1673－4874(2022)03－0201－03

0　引言

沥青路面材料作为最基本的施工成本重点控制对象，在高速公路沥青路面施工过程中所耗用的材料量较多，施工效率快且出库频繁，采取传统的月核算体系对施工现场的材料耗用状况难以进行实时动态的把控，对成本及进度的规划造成了极大的数据滞后性困难。为此，施工项目需要构建沥青混合料日核算体系，对日核算数据的合理分析及反馈有助于施工过程成本、资源的优化分配。混合料生产消耗核算模型的构建也能够对混合料日核算管理起到一定的辅助支撑作用。

1　混合料日核算体系建设

1.1　工程概况

本文结合某项目路段沥青路面施工用料核算开展必要的分析管理。该公路项目全线长为10 km，起点桩号为K0＋000，终点桩号为K10＋000，其中沥青混合料核算路段范围为K1＋300～K9＋000，试验段长为8.7 km，试验段内部的连接线长为2.3 km。试验段内部主线、连接线、交通服务区、匝道等结构的路面表层使用材料为4 cm SMA－13；下面层为6 cm AC－20；面层和基层之间有8 cm ATB－25；基层则采取36 cm两层铺筑的6∶94配合比的水泥碎石稳定基层；底基层则为18 cm配合比为4∶96的水泥稳定砂砾。混合料的日核算主要从现场单位2020年10月至2021年2月生产的沥青混合料进行成品用量、库存量及材料进场量的管理分析，并且针对原材料具体消耗指标进行测定，为现场材料成本的控制进行必要的优化。

1.2　体系构建

1.2.1　建立管理小组

沥青混合料日核算管理体系构建需要结合项目自身的路面施工特点开展。首先，需要建立混合料日核算管理体系小组，考虑到材料成本管控的复杂性，小组成员应包括项目

作者简介：韦　倩(1986—)，工程师，主要从事道路与桥梁技术研究和施工管理工作。

管理机构经理(组长)、副经理(副组长)、技术总工、项目现场试验员、材料员及合同管理部门成员、实验室技术人员等,并且明确沥青混合料的体系建设理念,充分联动多部门进行动态数据互享。日核算管理中涉及沥青混合料盈亏的重要指标需要及时进行路面施工现场的反馈,对既有施工工艺进行优化。

1.2.2 明确化分工

制度建设的关键内容是合理化分工,将不同工作职责明确传递到部门人员中。其中,日核算管理小组组长对全面工作做主持管理;副组长开展督导,协调不同部门及人员,并且对采集材料的实际成本数据进行终审;技术总工则对施工日核算工程量、分部工程数据进行审核上报;试验员严格按照施工技术规范开展点位的路面混合料压实数据采集,当日施工结束后将数据及第一手资料上报至实验室进行分析;材料员则需要对当日的拌和站停盘时间、开盘时间进行统计,统计归纳出库混合料的材料量,将其提交给材料管理人员之后,由其进行复核上报;合同管理人员对不同部门所上交的材料数据综合核算,并且将计算统计结果向项目组长进行反馈[1]。

1.2.3 考核管理

日核算工作开展质量需要纳入考核管理体系,不同部门执行人员都需要具备细化责任的考核内容。如在日核算管理过程中,第一手数据资料的上报和采集出现纰漏,则依据考核机制进行及时处罚。整个小组的领导成员则可以依据不同施工阶段造成的材料成本盈亏程度进行奖罚,直到整个路段路面施工完成后且材料成本扭亏为盈,才将所受的处罚全部返回,以此提升沥青混合料日核算管理效率。

2 日核算过程要点及管控

2.1 实施流程

日核算过程之前需要小组组长组织召开制度宣传启动会,对制度思想进行交底宣传,建立信息沟通渠道(微信群或者QQ群),实现材料用量情况的及时沟通。施工日完成之后,不同部门技术人员应将现场数据采集情况上报给技术总负责人进行审核,负责人应将沥青路面施工数据(施工起止段落桩号位置、施工日期、结构层厚度、施工设计量、沥青混合料摊铺大车数量等)上传至沟通群。现场试验员则需要将路面现场压实度、含水量、灰剂滴定结果、标准击实密度、毛体积密度等数据提交给实验室负责人。对于稳定性变化幅度较大的水稳集料,由于其极易造成实际最大干密度和设计值出现较大差异,此时应对最大干密度值进行修正并向合同部门报备,而后将修正数据、原始计算数据等上传至沟通群中。施工日结束后,材料员需要针对沥青混合料的出库情况、停盘开盘时间进行统计并上报至设备部门,由设备部门负责人进行数据核定且上报至管理沟通群。之后,由合同部门对所有材料用量数据进行核算,反馈至领导部门。

2.2 要点控制

对于日核算中常出现的沥青混合料亏损或者厚度超过允许标准等状况,技术部门要分析其中原因,及时止损。项目部制定的预期规划中可以设定10 d的材料成本盈亏计算周期,并且在10 d、20 d、30 d结合设备部门及现场管理人员对沥青混合料用量进行及时检查,将混合料进场及消耗量数据检查结果反馈至合同部门,由合同部门确定阶段性的材料成本盈亏状况,继而制定针对性措施进行有效规避。其中,合同部门需要将盈亏状况核算结果反馈至领导部门[2]。

2.3 风险管控

2.3.1 风险识别

水稳混合料日核算中,主要通过灰剂量日测来对实际水泥耗量进行计算,并且和水泥耗量设计值进行对比来求出水泥材料的盈亏额。采用上述反算处理极容易造成数据的较大偏差,此时需要采取阶段性核算,通过阶段水泥实际进场及库存量来计算实际消耗量,并且和设计消耗量进行对照,这样求出的水泥盈亏状态才会较为准确。

日核算数据的分析能够反映潜在的材料亏损情况和显示亏损时需要采取的详细措施。对于水稳混合料日核算而言,如果水泥出现亏损而水稳混合料盈利,则设计灰剂量一般要比实测灰剂量小,亏损可以通过灰剂量来反映;如果设计灰剂量要比实测灰剂量大时,则往往出现了压实度过大的情况,这可能是现场水稳路面在摊铺阶段出现压实度控制不良的情况,需要将该结论及时反馈至压实摊铺施工过程。当然,也需要分析是否存在原始数据采集的问题,可以通过现场灌砂法测定压实度来开展实验误差的校核分析,避免数据偏差的持续产生。

2.3.2 风险处理

当实际水泥消耗量出现亏损,则要组织研讨会分析亏损原因,制定针对性措施,对施工现场进行及时反馈调整。现场耗量的管控则可以从两个方面进行,即加强路面厚度的控制和废料的规避。考虑到混合料日核算的盈亏主要以厚度的反算为基础,现场对于路面结构厚度的控制至关重要。摊铺阶段厚度的控制以钢丝绳调整为主,摊铺的均匀性需要确保送料车设备数量的充足,且现场专业技术人员对于厚度、平整度检测应规范化;碾压密实则要按照初压、复压、终压三个阶段开展,控制路面结构的横坡、纵坡,保证沥青混合料用量的精确计量化。混合料的亏损在很大程度上是由于多工序材料浪费而导致,日核算分析的

开展能够使现场不规范施工行为得以改善。摊铺过程中对于下基层的清理、推移等情况则要处理到位，压实度和含水率的现场测定要减少出现材料潜在亏损的状况，横纵缝处理中也要减少废料的产生。另外，摊铺盈亏的日核算精确化也需要结合现场材料应用登记制度，实现施工细节的优化控制[3-5]。

3　混合料生产消耗核算模型构建

现场沥青混合料在一些复杂生产环境下往往会造成消耗量的各项损失，日核算数据的准确性也具有较大的模糊性，这就需要开展原材料消耗和混合料产量之间的核算模型分析。模型分析工作能够大大优化沥青混合料日核算的人力成本，为日核算提供必要的数据分析依据，以此优化阶段性材料成本的把控。

3.1　损失率测定

沥青混合料生产过程中的损失分为进场原材料损失和生产损失，后者主要包括水分损失、场内运输损失、粉尘超粒径损失、废料溢料损失。集料场内损失率 P_s 根据相关规定，一般定义为碎石 2%、砂粒 4%，沥青和矿粉的场内损失率分别为 2%和 1%。集料水分损失 W_i 的计算见式(1)：

$$W_i = \frac{\sum_{j=1}^{m} w_{ij} m_{ij}}{\sum_{j=1}^{m} m_{ij}} \tag{1}$$

式中：w_{ij}——第 i 种类别集料 j 批次进场含水率(%)；

m_{ij}——第 i 种类别集料 j 批次进场质量(t)。

粉尘损失率 F_i 和溢料损失率 Y_i、超粒径损失率 C_i 的确定则需要进行颗粒含量及碎石含量的现场测定。

混合料损失率 P_f 的测定则为 $P_f = M_f / M_c$，其中 M_f 为废料数量(t)，M_c 为成品料数量(t)[6]。

3.2　原材料消耗量、库存量模型构建

沥青混合料考虑废料时，当废料率为 P_f，生产成品量为 M_c(t)，混合料总量计算见式(2)：

$$M = M_c(1 + P_f) \tag{2}$$

沥青消耗量 M_L 的计算考虑沥青含量 P_L、沥青损失率 P_{LS}，则其计算见式(3)：

$$M_L = M_{PL}(1 + P_{LS}) \tag{3}$$

对于矿粉消耗量 M_K 的计算，则考虑矿粉含量 P_K、沥青损失率 P_{KS}，其计算见式(4)：

$$M_k = M_{PK}(1 + P_{KS}) \tag{4}$$

对于集料消耗量 M_{ji} 的计算，则当有 N 种集料存在时，第 i 种集料计算见式(5)：

$$M_{ij} = MP_{ij}(1 + Y_{ij})(1 + W_i)(1 + P_{si})(1 + C_i)(1 + F_i) \tag{5}$$

对于多种沥青混合料的计算，考虑 m 种沥青混合料和 n 种原材料，且配比百分率 P_{ij}，$i = 1,2,\cdots,n$；$j = 1,2,\cdots,m$，则计算 i 种原材料消耗量计算见式(6)、式(7)：

$$M_i = \sum_{j=1}^{m} M_{ij} \tag{6}$$

$$M_{ij} = MP_{ij}(1 + Y_{ij})(1 + W_i)(1 + P_{si})(1 + C_i)(1 + F_i) \tag{7}$$

原材料库存量的计算则需要采取体积法来获取，计算公式见式(8)：

$$M_{ki} = P_{si} V_i (1 + w_i) \tag{8}$$

式中：M_{ki}——第 i 种原材料的库存量(t)；

P_{si}——第 i 种原材料的堆积密度(t/m³)；

V_i——第 i 种原材料的库存体积(m³)；

w_i——第 i 种原材料的含水率(%)。

3.3　工程应用

项目对 2020 年 10 月至 2021 年 2 月生产的沥青混合料成品、原材料的库存和进场量分别进行了统计，并且开展各消耗指标的测量，以印证该核算模型。其中，沥青混合料原材料用量和产量之间的关系换算数据如表 1 所示。

表 1　换算模型表

类型	场内运输损耗率(%)	混合料配比(%)	集料粉尘损失率(%)	集料水分损失率(%)	溢料及超粒径损失率(%)
矿粉	1	5	0	1.4	0
沥青	2	4.3	0	0	0
砂	4	12	7.5	7.5	0.1
石屑	4	18	20.1	6.1	0.1

通过对松方密度 $\rho_{松}$、料堆体积 V、矿料含水率 w 的测算，其中拌和站原材料库存量如表 2 所示。

表 2　原材料库存表

类型	松方密度(t/m³)	库存量体积(m³)	含水率(%)	库存量(t)
矿粉	58	1.8	1.4	10.4
沥青	188	1.07	0	20.1
砂	400	1.74	7.4	75.0
石屑	812	1.72	6.1	148.1

3.4　实施效果

针对沥青混合料的原材料消耗测算结果如后页表 3 所示，实际消耗量、进场量、库存量数据的测定则依据上述日核算管理体系阶段性开展，通过对误差的分析

（下转第 208 页）

广西交通行业人才队伍建设现状及问题研究

覃　刚[1]，郑　楠[2]
（1. 广西壮族自治区交通运输厅，广西　南宁　530022；2. 广西大学公共管理学院，广西　南宁　530004）

摘　要：交通强国战略的部署和实施决定了交通行业人才队伍建设的重要性。文章针对广西交通行业人才队伍建设现状，研究了人才队伍学历水平偏低、学历结构仍需进一步优化、高层次人才区域分布与专业分布失衡、人才培育管理机制有待完善等问题，并从创新教育机制、建设交通人才资源库、搭建交通人才队伍交流服务平台等方面，提出了广西交通行业人才队伍建设对策和建议。

关键词：交通行业；人才队伍建设；人才发展；广西
中图分类号：U491.1+1　**文献标识码：**A　**DOI：**10.13282/j.cnki.wccst.2022.03.053
文章编号：1673-4874(2022)03-0204-05

0　引言

党的十八大以来，我国交通运输业整体进入高质高速发展时期。2019年，广西成为国家首批13个交通强国建设试点之一。此后，广西愈加注重区内交通行业发展，不断推出建设交通强区新举措，加快构建现代化综合交通运输体系。据《广西交通年鉴2020》统计，截至2019年年底，广西区内公路总里程完成12.8万km，交通行业固定投资达1 222.4亿元，同比增长了29.7%，高于全国平均增速27.5个百分点。其中，公路建设完成973.1亿元，同比增长26.9%；支持系统建设完成29.2亿元，同比增长2 584.4%；水路建设完成45.6亿元，同比增长39.0%；铁路建设完成143.7亿元，同比增长40.8%；民航建设完成16.2亿元，虽同比下降32.5%，但仍完成年度计划目标的115.7%；邮政建设完成5亿元，同比增长13.6%，完成年度计划目标的100.0%[1]。随着广西海、陆、空交通行业三方面建设的投入，不仅改善了区内整体交通运输环境，提升了区内交通服务水平，还促使广西不断扩大“朋友圈”，进一步打通了广西经济发展的“大动脉”。

广西作为我国西部沿海区域，积极拓宽区内交通建设具有重大战略意义，对于加快广西从交通网络的“边缘”走向“南向、北联、东融、西合”的征程也具有重要意义。交通行业从传统产业向现代服务业转变，必须依靠交通人才[2]。实施交通强国战略、建设交通强区离不开高素质、专业化的人才队伍建设。因此，建设广西区内的交通人才队伍，形成人才竞争优势是加快广西区内交通运输行业建设、增强内外联通能力的首要工作，同时也是推动广西社会发展、经济进步的重要力量，是广西交通运输行业高速高质、可持续发展的基础保障，是实现广西交通运输业转型升级、建成现代化综合交通体系、推进广西融入粤港澳大湾区建设、促进中国(广西)自由贸易试验区高质量发展的重要举措。

作者简介：覃　刚(1983—)，硕士，高级经济师，主要从事交通行业人才管理发展、职称评审、职业资格、工资福利等人事工作；
郑　楠(1994—)，硕士研究生，研究方向：人力资源开发与管理。

1　广西交通行业人才队伍建设现状

1.1　广西全区交通行业的人才观念发展现状

近五年，广西壮族自治区交通行业持续发展“交通强区”和“人才强桂”战略，结合本地交通行业实际发展，加大人才队伍建设和管理力度，取得了交通运输建设和交通行业人才队伍建设“双赢”的成绩。2019年，完成了全区交通运输行业科技创新人才、“最美科技工作者”“第十五届广西青年科技奖”评审及推荐工作以及广西交通设计集团“广西数字交通人才小高地”申报推荐工作，还进一步加大了广西交通行业科研平台建设投入。2019年底，广西壮族自治区交通基础设施服役能力智能维护工程研究中心的成立获得广西发展和改革委员会批准。同期广西壮族自治区新型研发机构获得广西科学技术厅认定，在广西交科院、上汽通用五菱汽车股份有限公司、中国移动通信集团广西有限公司和中移（上海）产业研究院四方努力下联合成立了广西5G智慧交通联合创新实验室。

此外，为全面践行“交通强区，人才优先”理念，适应全区交通事业高质量发展新要求，广西持续推进全区高素质专业化交通行业人才队伍建设。广西壮族自治区港航中心、自治区道路运输发展中心、自治区公路发展中心、自治区高速公路发展中心等部门，以交通运输部、自治区交通运输厅和单位内部“上中下结合”的方式，按照分级分类管理原则开展各项业务培训班[3]，多举措全方位积极推进全员培训，着力提高全体职工的综合素质和基本业务技能，为培养广西交通行业人才，促进广西交通行业发展起到积极有效的作用。

1.2　广西全区交通行业人才结构现状

近年来，交通行业在城市经济繁荣中的地位逐渐上升，交通强国逐渐成为世界强国的显著表征[4]。近五年，广西结合本地交通行业发展实际，进一步加大交通行业人才队伍建设管理力度和行业科研平台建设投入。2019年，广西完成了区内人才推优和平台建设，交通运输行业科技创新人才评审推荐、“广西数字交通人才小高地”申报推荐等工作，还成立了广西5G智慧交通联合创新实验室。尽管前期广西交通行业人才队伍建设取得不小成效，但仍存在改进空间。下面以2020年广西交通行业人才数量进行分析，具体分布情况如表1所示。

截至2020年年底，广西全区交通运输系统从业人员约有16.5万人，较“十二五”末增幅12.8%。全区交通运输系统人才总量约13.4万人，人才总量较“十二五”末增长30.4%。其中，专业技术人才3.3万人，技能型人才5.2万人，管理人才4.8万人，其他从业人员3.2万人。三类人才总量与“十二五”末相较均有较大增幅，其中管理人才增幅最大，增幅为38.6%；专业技术人才次之，增幅为30.1%；技能人才增幅最小，增幅为20.5%。在学历结构上，研究生学历人才4 015人，占比为2.4%；本科学历人才30 615人，占比为18.5%；专科学历人才54 275人，占比为32.9%；其他学历人才共76 310人，占比为46.2%。在行业结构上，公路运输行业从业人员最多，为74 298人，占比49.8%；铁路运输从业人员次之，为61 134人，占比41.0%；航空运输行业从业人员为9 092人，占比6.1%；水路运输行业从业人员最少，为4 694人，占比3.1%。

表1　广西交通行业人才结构占比表

项目	类型结构			学历结构				行业结构			
	专业技术人才	技能型人才	管理人才	研究生	本科	专科	其他	铁路	公路	水运	航空
人数（人）	33 390	52 320	48 000	4 015	30 615	54 275	76 310	61 134	74 298	4 694	9 092
占比（%）	25	39.1	35.9	2.4	18.5	32.9	46.2	41	49.8	3.1	6.1

从表1中可以看出，人才类型结构相对分布平衡，三类人才占比均在30%左右。在学历结构上，研究生学历人才占比仅为2.4%，高学历人才占比严重偏低，本科及以上学历人才比例也仅为20.9%，行业整体学历普遍偏低。从行业结构来看，90%的从业人员集中于铁路和公路行业，水运与航空从业人员不到10%。

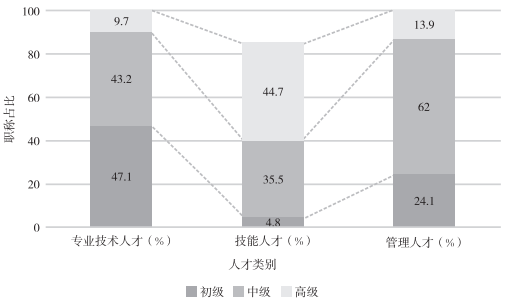


图1　广西区内交通行业专业技术人才、技能人才及管理人才职称结构情况柱状图

在职称结构上，广西区内交通行业专业技术人才共有33 390人，具有初级、中级、高级专业技术职称人才分别为15 723人、14 407人、3 260人，其中初级专业技术职称人才占比为47.1%，中级专业技术职称人才占比为43.2%，高级专业技术职称人才占比为9.7%。广西区内交通行业技能型人才共52 320人，其中初级以上的技能人才约有44 555人，初级、中级、高级技能人才分别为2 527人、18 598人、23 430人，初级技能人才占比为4.8%，中级技能人才占比为35.5%，高级技能人才占比为44.7%。广西区内交通

行业管理人才共有48 000人，初级、中级、高级管理人才分别为11 568人、29 760人、6 672人，初级管理人才占比为24.1%，中级管理人才占比为62%，高级管理人才占比为13.9%。具体情况详见图1。

从职称占比结构图中可看出，专业技术、技能和管理三类人才的初级、中级、高级职称占比不同程度地存在分布不均问题。其中，高级专业技术人才占比不到10%，高级管理类人才占比也仅为13.9%。专业技术与管理两类高层次人才占比偏低，表明广西区内交通行业中专业技术与管理两类高层次人才仍处于相对匮乏局面，这将直接影响到全区现代化综合交通运输体系建设和交通行业的创新能力和持续发展，进而影响广西交通行业交通强区目标的实现。此外，在技能人才群体中，高级技能人才占比超过40%，而初级技能人才占比低于5%，这一数据进一步表明，广西区内交通行业技能型人才结构存在“头重脚轻”的局面。在全区交通行业发展进程中，专业技术人才和管理人才与技能人才地位相同，都是交通行业人才队伍的重要组成部分。整体来看，广西区内交通行业三类人才职称占比情况呈现不同程度的失衡，仍需进一步改善。因此，在广西交通行业的未来发展中，行业人才队伍建设仍然是广西交通行业发展的重点工作。

1.3 广西全区交通行业专业人才培养现状

广西全区共建有三所交通专业院校：广西交通职业技术学院、广西交通运输学校以及广西交通技师学院。广西交通职业技术学院共有3个校区，现有全日制在校生16 236名，教职工595人。教职工中高级职称147人、中级职称267人，研究生及以上学历299人。广西交通运输学校现有教职工228人，其中专任教师182人，生师比为13:1。广西交通职业技术学院和广西交通运输学校推行了两校融合发展工作，在扩大招生规模同时，承办了广西区内技能大赛、新能源、汽修等三个赛项比赛并组织学生参赛，获一等奖3项、二三等奖16项，1项代表广西参加国赛。广西交通技师学院现有学历教育在校生1万多人，教职工418名。教职工中，正高级讲师6名，高级讲师72人，高级技师98人，全国技术能手4人，广西技术能手6人，双师型教师比例达81%。该学院分批建成国家级高技能人才培训基地2个、自治区级高技能人才培训基地2个、南宁市高级能人才培训基地1个，重点建设专业达11个；建成国家级技能大师工作室2个、自治区级技能大师工作室1个；建有自治区级中等职业教育示范特色专业及实训基地4个。这几所交通专业院校构建了完备、高效、系统的行业内高技能人才培训体系，是广西交通运输高技能人才培养的重要基地。

2 广西交通行业人才队伍建设问题

尽管广西交通运输人才队伍建设取得不小成效，但仍存在不足，在人才队伍质量规模、人才区域分布、人才专业结构、人才发展机制等方面还需进一步完善。

2.1 全区交通行业从业人员整体素质有待提高，高层次人才数量匮乏

据前述分析可知，广西区内交通行业从业人员存在以下两个问题：

(1)全区交通行业人才队伍学历层次整体偏低，在一定程度上已呈现出“帕累托定律”现象。据统计，广西全区交通运输系统从业人员队伍中，研究生文化程度人员仅占2.4%，本科文化程度人员占比为18.5%，专科文化程度人员占比为32.9%，其他学历人员占比为46.2%，从业人员学历水平整体偏低。由此可见，目前的从业人员素质结构已不能适应广西当前交通行业新形势、新任务的发展要求。

(2)高层次人才数量匮乏。据统计，尽管与“十二五”末相较，广西全区管理人才与专业技术人才增幅均超过30%，但是在现有的全区交通行业管理人才与专业技术人才中，高级管理人才占比为13.9%，具有高级职称的专业技术人才占比为9.7%。高层次人才是引领交通行业发展的主力军，是行业创新发展的动力，随着交通强国、交通强区发展战略的持续推进，交通行业发展需要大量专业化的高素质人才。然而，全区人才队伍学历层次整体偏低，高层次人才数量匮乏[5]，与打造高素质高能力交通人才队伍，建设交通强区仍有较大差距。

2.2 全区交通行业高层次人才分布不合理，地域、行业分布双重失衡

(1)区内各地、市(县)高层次人才地域分布不均衡。由于各地市经济发展水平不一，广西全区交通运输系统各类高层次人才大多集中在南宁、柳州、桂林等几个经济发展水平较高城市的交通运输行政事业单位、科研机构、高校及大型交通企业，而其他地、市(县)相关单位高层次人才较为缺乏。地域人才资源分布不均、短缺严重，基层地区的交通运输人才总量偏低，远不能满足交通行业基层管理事务需求，交通运输行业的基层力量缺口较大的问题日益凸显[6]。

(2)高层次人才行业分布不均衡。据上述分析，超过90%的交通行业人才集中于公路和铁路运输行业，水运和航空运输行业从业人员占比低于10%。此外，区内交通行业人才多集中于交通基础设施建设管理、行政执法等传统领域，而交通大数据分析、智慧

物流、智慧工地、港航管理、新型交通运输材料、现代物流、智慧交通、绿色交通等现代交通新兴领域中的高层次高能力人才占比较少，新兴领域高层次人才不足与广西交通事业快速发展存在不协调、不匹配的矛盾，难以满足交通行业当前和未来的发展需求。区内各地级市和各行业高层次人才分布的双重失衡，不仅制约了广西交通运输业专业化人才队伍建设发展，还阻滞了交通强区建设高质量推进的步伐。

2.3　全区交通行业高层次人才开发经济投入不足，“引用育留”机制有待完善

(1)广西区内交通行业高层次人才开发经济投入不足。广西经济增速缓慢，经济基础薄弱，交通人才的开发投入相比较低，从业人员工资水平低于经济发达地区，故而广西全区交通人才存在开发环境有待改善、人员开发投入不足、职业教育与任职需求不匹配及人才激励机制缺乏科学有效性等问题[7]。与经济发达地区相比，广西人才开发整体上缺乏经济投入，这也是广西交通行业人才队伍发展困境的源头。

(2)各单位高层次人才“引用育留”机制有待进一步完善。由于全区交通运输系统部门性质、管理模式不同，以及体制内部相关规定和政策的壁垒约束，区内交通运输行业的人才流动大多受限于单位性质、编制、人才身份、制度等因素，各单位人才交流受限，导致相关部门在推动交通运输发展过程中缺乏充分决策依据和施政参考。此外，基于目前广西交通行业人才现状而言，对引进的高层次人才未做到分类施策，交通行业高层次人才效能尚未完全释放，仍存在引进人才上升通道单一、行业高层次人才积极性和创造性激发失灵的局面。人才资源结构未能有效调整和整合，留不住已引进人才，吸引不住外来人才，造成部分人才资源流失和浪费，制约着全区交通行业人才队伍建设进程。

3　广西交通行业人才队伍建设对策建议

3.1　创新发展在职人员继续教育机制，加大高技术人才教育建设投入

(1)创新发展在职人员继续教育机制。激励在职人员主动参加学历层次的提升教育培训，建立人员教育培训、培养常态化机制。组织在职人员通过线上线下相结合的方式，加强基本理论学习，精细研修新时代交通运输行业相关专业课程，将交通专业和岗位专项知识有机结合，切实提升在职人员的理论素养与专业技能。强化年轻干部队伍建设，注重交通行业基层工作人员培养，完善区内定期交流、轮岗和挂职制度，全面提升全区交通行业人才队伍综合能力。

(2)加大高水平技术人才教育建设投入。迎合广西区内交通运输科技创新发展需求，引进国内外拔尖科技人才，建立交通技术研发团队，实施专业技术人才知识更新培训计划。尤其需注重高水平人才培育，坚持定向培养有发展潜力的复合型优秀青年人才[8]。对于中高级急需紧缺专业技术人才，大规模开展以先进理论、知识、技术为主要内容的人才培养培训和继续教育工作，全面提升专业技术人才的能力素质。此外，开展MBA、MPA、博士研究生等高端人才培养交流合作，强化广西区内科技人才队伍的自主创新能力和科研水平。

3.2　建设本土高技能人才资源库，协同校企发展交通行业新型领域

(1)建设广西区内高技能人才资源库。加快本土交通技能中心、高技能工作站和技能大师工作室建设进程，引进国内外高水平名匠，完善搭建高层次技能人才培训基地。充分利用“互联网＋”手段，在整个广西区内大规模开展高技能人才提升研修培训，鼓励经济欠发达地区参与全区高技能人才交流探讨。在全区尝试推广高技能人才“老带新”机制，深入推广以赛促学、以赛育人的常态机制，实现全区各地市技能人才队伍建设良性循环。

(2)协同校企发展交通行业新型领域。在各专业院校内部，积极引导各企业、高校借助校企融合的途径，大力推动集团化办学进程，创新建立广西专属交通行业指导、高校与社会共同参与的多元培养方式，在内部搭建交通行业人才交流、共享、研发、鉴定平台，深化产教融合发展，促进校企共建知识能力互补、创新多专业相互融合的教学团队，注重校企协同育人新模式持续发展[9]。此外，均衡发展交通行业各专业领域，还需优化专业结构布局，加大智慧交通、绿色交通、综合交通等领域新兴专业投入[10]，补齐广西区内交通行业短板，开展前瞻性技术研究，全面提升交通高校办学水平，进一步为广西交通行业人才输送源源不断的“新鲜血液”。

3.3　搭建交通行业人才交流服务平台，创新行业高层次人才管理机制

(1)搭建全区交通行业人才交流线上线下双服务平台。深化“校企院”互通机制，鼓励并推动广西区内交通行业人才交流。此外，还可借助“互联网＋”的方式，深化与粤港澳台和泛珠三角地区的人才合作交流，拓宽与发达地区交通行业人才往来交流渠道。同时，还可尝试通过将研究院与高校联合建立兼职教师库的途径，鼓励并推动交通专业院校教师队伍的“校企互通”，打破体制内部相关规定和政策的壁垒约束，全面提升优化广西区内交通行业人才发展机制。

(2)创新行业高层次人才管理机制。在公平、高效

的交通人才市场基础上，加大区内外海外高端人才引进力度，建设分类科学、规范有序、便捷高效人才使用管理机制[11]，提高高层次人才使用效能，加快建立科学化、社会化、市场化的人才评价制度，推广符合各类事业单位特点的人才激励办法，适当拓宽体制内部高层次人才的晋升通道，向科研贡献大、业绩能力突出的骨干适度倾斜，加大自主创新成果显著、取得重大经济效益和社会效益的人才奖励力度，激发人才潜力活力，促进交通行业人才信息、资源更好地流动和配置。

4 结语

交通强国与交通强区的愿景正在稳步朝目标迈进，更深一步的发展阶段势必会对交通行业人才队伍建设提出更高的要求。随着交通行业的发展与国家治理能力和治理水平现代化进程的不断深化，发展交通运输业的重要程度会愈发显现。因此，必须要坚持提升行业人才的学历水平与专业素养、探索人才的培养模式并完善人才管理机制，为安全、快捷、生态、先进的现代化综合交通运输体系提供强有力的人才发展支持。

参考文献

[1]广西壮族自治区交通运输厅.广西交通年鉴 2020[M].香港：中国科学文化发展出版社，2021.
[2]广西壮族自治区人民政府.关于加快建设交通强区构建现代综合交通运输体系的若干政策措施[Z].2021.
[3]程　轮，黄琼念，彭朝晖，等.广西交通运输行业教育培训现状调查与研究[J].西部交通科技，2017(3)：112－115.
[4]徐　飞.中国建设交通强国的综合基础与战略意义[J].人民论坛·学术前沿，2018(11)：70－79.
[5]赵光辉.交通运输行业人才开发面临三大挑战[J].中国人才，2010(7)：23.
[6]叶　映，李　燕.基于广西综合交通运输体系的交通人才开发对策[J].企业改革与管理，2019(5)：69－70.
[7]叶　映，刘佳乐.广西交通人才开发的瓶颈及未来发展方向探究[J].人才资源开发，2018(22)：71－72.
[8]彭秀芳，林　森，曾令斌，等."一带一路"战略与交通行业人才培养[J].高教发展与评估，2017，33(2)：99－104，112.
[9]李怡民，李　军，周　丽.城市轨道交通行业人才需求与职业院校专业设置匹配分析[J].中国职业技术教育.2020(11)：16－25.
[10]贺倩倩.河南省交通运输现代化人才队伍建设现状及发展需求预测[J].科技与创新，2018(7)：29－32.
[11]张继会.浅析新形势下交通产业结构调整对交通人才的影响[J].人才资源开发，2010(12)：81－82.

收稿日期：2021－10－18

（**上接第 203 页**）

可知，阶段性原材料消耗及计算指标之间的误差普遍分布在 1%～2%，具有良好的匹配度。对于混合料阶段性成本的控制而言，误差是可以接受的，日核算及模型应用推广前景良好。

表 3　材料消耗、计算数据表

类型	实际消耗量(t)	计算消耗量(t)	进场量(t)	库存量(t)	误差(%)
矿粉	178.6	179.1	179.5	0.91	－0.3
沥青	129	130.07	148.3	19.3	－0.8
砂	407.4	403.8	477.5	701.4	0.9
石屑	743.01	731.61	754.9	11.9	1.53

4 结语

本文对路面施工沥青混合料日核算管理及生产消耗模型的分析具备较强的可执行性，且成本控制准确，为路面工程的施工提供了极大的参考。现场日核算管理小组需要加强体系制度的落实，对采集到的各项用量数据及时进行施工反馈，日核算管理的严格落实能够保障路面施工的经济效益。

参考文献

[1]邵重阳. 公路施工中混凝土施工管理要点[J]. 四川建材，2020，46(5)：207－208.
[2]白利国. 高速公路沥青混凝土路面施工质量管理分析[J]. 居舍，2019(13)：119.
[3]苗志刚. 公路工程中的热拌沥青混合料试验检测及质量管理[J]. 四川水泥，2019(10)：39.
[4]贾　进，黄启舒，吴大鸿. 沥青混合料细集料填充效应试验研究[J]. 西部交通科技，2012(5)：5－8.
[5]付立勇，张洪刚，熊保林. 不同胶粉对橡胶沥青混合料高温性能的影响研究[J]. 西部交通科技，2019(11)：5－7.
[6]林有贵，杜荣耀，石菊创. 大纵坡沥青路面车辙估算及混合料设计研究[J]. 西部交通科技，2020(2)：80－85.

收稿日期：2021－10－20