

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.07.018

异形岔道梁桥有限元分析与抗倾覆研究

郭太军¹, 薛瑞杰², 何 鹏¹

(1.中恩工程有限技术有限公司, 广东 广州 510000; 2.中交第一公路勘察设计院有限公司, 陕西 西安 710000)

摘 要: 为保证带外伸横梁的异形岔道梁桥抗倾覆稳定性, 结合某工程实例综合采用了设置外伸横梁等 4 项构造措施。采用 Midas Civil 2021 建立了全桥梁格模型与全桥板单元模型并进行分析对比, 分析了桥跨结构的倾覆破坏机理, 提出了实用抗倾覆计算方法。研究表明: 梁格法对此类桥梁的计算精度可以满足工程应用的要求; 外伸横梁与 B 岔道根部弯曲破坏失效是桥梁倾覆的最终阶段和前提条件; 外伸横梁越短, 提供的抗倾覆力矩越大。本次设计采用的 4 项构造措施均可有效提高结构抗倾覆稳定性, 安全系数为 10.1, 大于 2.5, 满足规范要求, 可为同类桥梁抗倾覆优化设计(如减小外伸横梁根数、调整外伸横梁结构尺寸等)提供依据和参考。

关键词: 异形岔道桥; 旧桥利用; 外伸横梁; 抗倾覆稳定; 破坏机理; 计算方法; 梁格法

中图分类号: U442

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)07-0077-05

1 工程背景与有限元模型

1.1 总体设计

本工程项目位于广东省广州市黄埔区, 共设置桥梁 7 座, 其中黄埔大道支线是跨越鱼珠隧道主线的关键节点工程, 为现状跨线桥改建抬升。黄埔大道支线第三联为非对称大悬臂连续钢箱梁, 双向八车道设计, 跨径布置为 $(26.5+6 \times 23)$ m。主线部分 (6×23) m 采用单箱 11 室等高连续钢箱梁, 梁高 1.4 m, 南半幅宽 13.6 m, 北半幅宽 18.1~27.0 m。B 岔道 0#~1# 跨 26.5 m 采用单箱两室等高钢箱梁, 梁高 1.4 m, 桥面宽 10.8 m, 与主线钢箱梁刚接成为一个整体。8#、9#、12#、13# 轴号线位置设置外伸横梁, 外伸横梁支点距道路设计中心线 34.4 m。黄埔大道支线第三联钢箱梁平面与横断面布置图分别见图 1~图 3。

本桥为旧桥拆除改建, 原上部结构预应力混凝土连续箱梁桥全部拆除, 原下部结构保留利用。北半幅下方为下穿通道与地铁, 北侧一排现有旧桥桩基距地铁 5 号线最小净距仅 3.58 m, 地铁范围无法立墩。综合考虑道路总体规划、结构受力和现场条件等诸多因素, 本次黄埔大道支线第三联采用带外伸横梁并连接匝道的超宽大悬臂连续钢箱梁, 北半幅横桥向挑空 11.3~20.2 m。原方案仅在 8# 轴线位置设置了外伸横梁, 但考虑到本桥结构形式特殊且无相

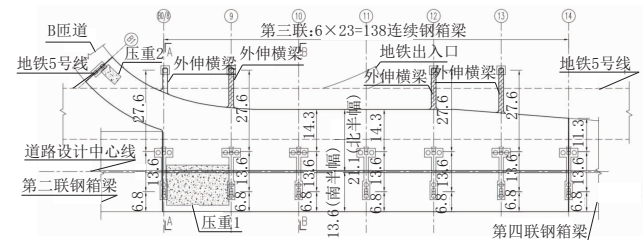


图 1 黄埔大道支线第三联钢箱梁平面布置图(单位:m)

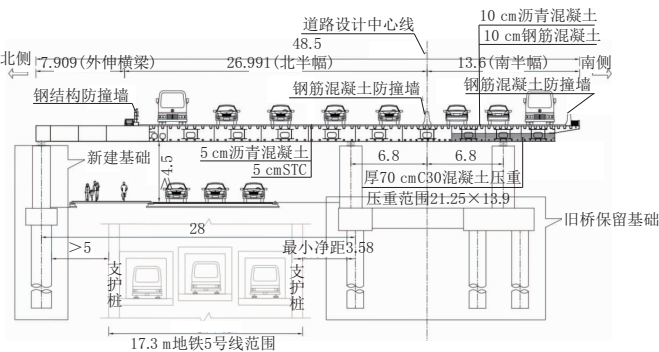


图 2 黄埔大道支线第三联钢箱梁横断面布置图 A-A(单位:m)

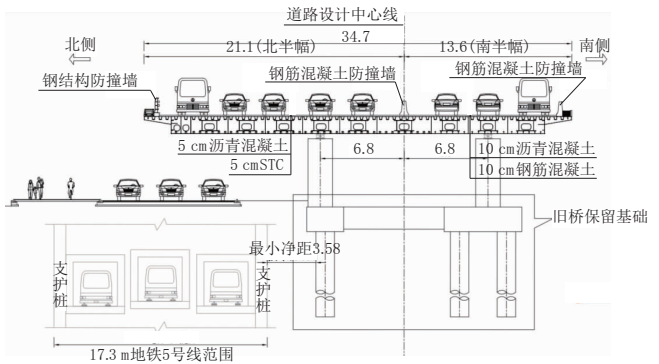


图 3 黄埔大道支线第三联钢箱梁横断面布置图 B-B(单位:m)

收稿日期: 2022-08-05

作者简介: 郭太军(1978—), 男, 本科, 高级工程师, 从事桥梁设计工作。

关文献可供参考, 后期在 9#、12#、13# 轴线位置均增设了外伸横梁, 以较低的建设成本有效提高了结构抗

倾覆稳定性。

1.2 抗倾覆设计

本次设计综合采用了4项措施保证桥梁横向抗倾覆稳定性:(1)北半幅桥面采用5 cmSTC+5 cm 沥青混凝土铺装,南半幅桥面采用10 cm 钢筋混凝土+10 cm 沥青混凝土铺装。为保证左右半幅桥面高程一致,钢箱梁顶底板均设置2个变坡(见图4)。(2)南半幅一侧防撞墙、中央防撞墙均采用钢筋混凝土,北半幅一侧防撞墙采用钢结构(见图2、图3)。(3)根据有限元计算结果,基本组合作用下易脱空支座位置底板设置压重(见图1)。压重1设置在主线南半幅8#与9#轴线之间钢箱梁底板:70 cm厚C30素混凝土、压重范围 21.45×13.9 m。压重2设置在B岔道北侧支座附近钢箱梁底板:60 cm厚C30素混凝土、压重范围 6.4×3.4 m。(4)8#、9#、12#、13#轴线位置设置外伸横梁。前3项措施通过设置南北半幅的重力差来提供抗倾覆力矩,最后1项依靠外伸横梁的抗弯承载力提供抗倾覆力矩(详见本文第4节)。

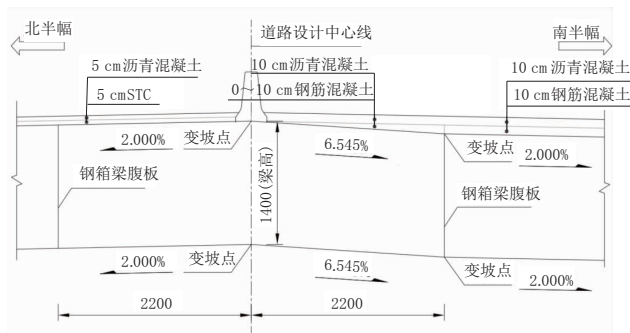


图4 南北半幅铺装设计图(单位:mm)

2 有限元分析

2.1 全桥梁格模型

采用Midas Civil 2021建立全桥梁格三维有限元模型(见图5,下文简称“模型1”),全桥共计1573个节点,2185个梁单元。

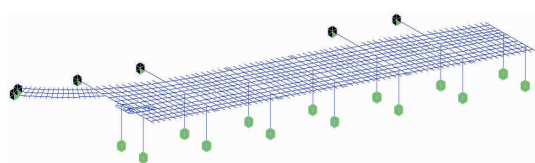


图5 全桥梁格三维有限元模型

箱梁梁格划分的原则为:沿相邻腹板之间中线位置分割为纵梁,沿相邻横隔板之间中线位置分割为横梁。其中腹板1~3间距仅为0.8 m,合并为1道单向两室纵梁(纵梁1)(见图6)。同理,支点位置3道横隔板间距仅为0.75 m,合并为1道单箱两室横梁(见图7)。外伸横梁与下部结构(桥墩)均采用梁单

元模拟。



图6 纵梁划分示意图

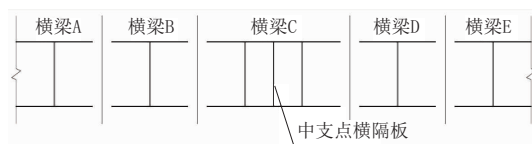


图7 横梁划分示意图

根据梁格理论^[1],对模型1做2点修正:(1)调整各纵横梁截面特性参数,使各纵横梁形心高度位置及竖弯刚度与原整体截面一致。(2)按整体箱型断面自由扭转刚度计算将整体箱梁抗扭刚度平摊至分割后各纵梁。此外,B岔道等效跨宽比4.9,大于2,窄桥的横梁宜按刚性横梁考虑^[2],故还需对模型1的B岔道所有横梁竖弯刚度进行提高100倍修正,即取近似于无穷大。

2.2 全桥板单元模型

目前国内外学者关于梁格法的应用研究主要集中在比较规则的连续箱梁桥,计算精度也满足工程应用的要求,但是针对本桥的建模方法研究鲜有报道。为验证梁格法对这种复杂结构的适用性,采用Midas Civil 2021建立全桥板单元精细化三维有限元模型(见图8,下文简称“模型2”),与模型1进行对比分析验证。

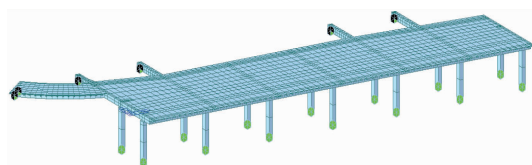


图8 全桥板单元精细化三维有限元模型

模型2上部结构全部采用板单元模拟,采用Midas Civil 2021内置功能——加劲肋板来模拟顶底板的正交异性特性。值得一提的是,Midas Civil 2021的加劲肋布置方向为板单元初始 β 角为零的方向,且不随单元坐标系方向的改变而改变,建模时应特别注意。主桥下部结构(桥墩)采用梁单元模拟,全桥共计6467个节点,42个梁单元,9045个板单元。

2.3 模型验证

理论上,模型2对结构刚度的模拟计算更为精确,实际上工程应用却很少采用。主要是因为相比模型1,模型2建模过程更为复杂,计算效率也低很多。

限于篇幅,选取模型1与模型2的支座竖向支反力、恒载作用下I-I横断面(10#与11#墩之间跨

中位置)的桥面挠度与底板横向正应力进行对比验证,结果分别见表 1、图 10、图 11。表 1 中恒载工况下的竖向反力已扣除桥墩自重,车道荷载作用下的计算结果为已考虑城 -A 八车道偏载并按影响线加载的最大竖向支反力(向上为正,向下为负)。支座编号与 I-I 截面位置见图 9。

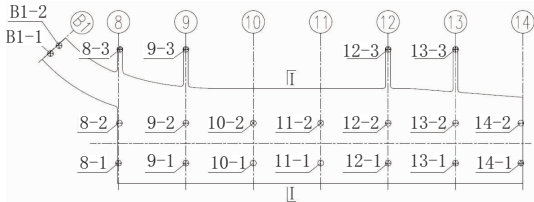


图 9 支座编号示意图

表 1 模型 1 与模型 2 竖向支反力对比一览表

支座 编号	恒载			车道荷载		
	模型 1/kN	模型 2/kN	误差 / %	模型 1/kN	模型 2/kN	误差 / %
B1-1	1 596	1 607	-0.7	1 227	1 242	-1.2
B1-2	659	690	-4.5	1 099	1 079	1.9
8-1	2 744	2 746	-0.1	1 313	1 360	-3.5
8-2	4 619	4 693	-1.6	1 670	1 633	2.3
8-3	1 232	1 262	-2.4	479	461	3.9
9-1	5 870	5 786	1.5	1 773	1 760	0.7
9-2	6 364	6 383	-0.3	2 346	2 236	4.9
9-3	548	588	-6.8	206	198	4.0
10-1	2 460	2 427	1.4	1 728	1 725	0.2
10-2	4 990	4 991	0.0	2 480	2 441	1.6
11-1	2 826	2 831	-0.2	1 740	1 731	0.5
11-2	5 435	5 375	1.1	2 495	2 443	2.1
12-1	3 023	2 993	1.0	1 727	1 727	0.0
12-2	4 964	4 951	0.3	2 267	2 243	1.1
12-3	510	537	-5.0	185	193	-4.1
13-1	3 538	3 572	-0.9	1 774	1 763	0.6
13-2	5 189	5 094	1.9	2 322	2 280	1.8
13-3	420	434	-3.2	143	143	0.0
14-1	1 292	1 317	-1.9	1 303	1 357	-4.0
14-2	1 942	1 916	1.4	1 693	1 753	-3.4

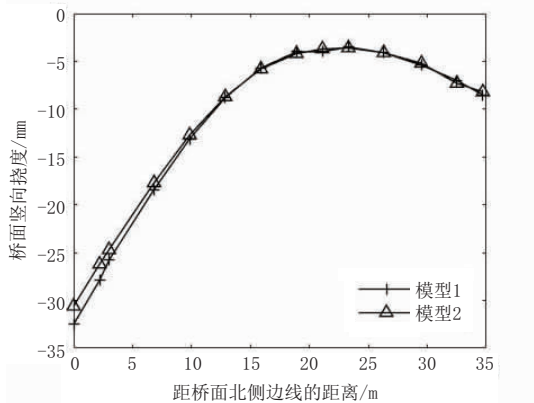


图 10 I-I 恒载作用下 I-I 横断面顶板竖向挠度对比

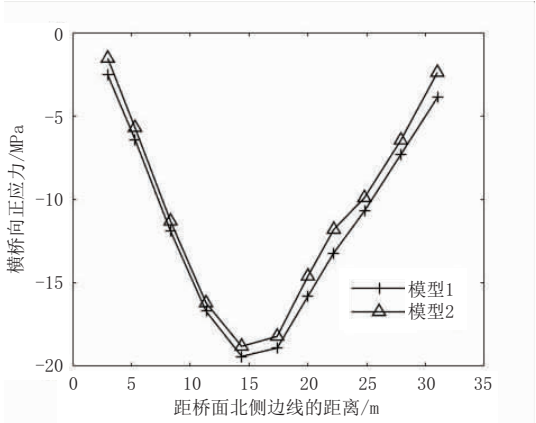


图 11 恒载作用下 I-I 横断面底板横向正应力对比

由表 1 可知,恒载作用下,模型 1 相比于模型 2 的竖向支反力计算误差最大为 6.8%;车道荷载作用下,模型 1 相比于模型 2 的竖向支反力计算误差最大为 4.9%。总体而言,绝大部分支反力计算误差均在 5%以内,计算精度基本满足工程应用的要求。

由图 10 可知,恒载作用下,模型 1 与模型 2 的 I-I 横断面位置桥面板的竖向挠度计算值吻合较好,最大竖向挠度差仅为 1.9 mm(桥面北侧边线位置)。

由图 11 可知,恒载作用下,模型 1 与模型 2 的 I-I 横断面位置底板横向正应力亦吻合较好,最大正应力差为 1.45 MPa(桥面南侧边线位置)。

综上所述,模型 1 与模型 2 的支反力、挠度、正应力均吻合较好。可见,梁格法对本桥具备良好的适用性。

3 倾覆破坏机理

目前关于桥跨结构抗倾覆稳定性的研究对象多为独柱墩支承梁桥或曲线梁桥,针对本桥的抗倾覆稳定性研究未见相关报道。依据刚体转动理论或者考虑结构变形的微变形体转动理论,无论外荷载多大,此类桥跨结构只可能出现局部支座脱空从而影响正常使用,但不可能出现结构整体翻转倾覆破坏。实际上,结构整体可视为刚体或微变形体是不成立的,外伸横梁与 B 岔道的刚度远小于主线箱梁的横弯刚度,只能视为柔性构件。当外荷载不断增大,外伸横梁、B 岔道的根部(与主线箱梁的连接部位)受力急剧增大直至失效破坏。

基于有限元计算与结构极限状态分析,本桥的倾覆破坏过程可分为 4 个阶段。(1)当外荷载较小时,未出现支座脱空,结构变形也很小。(2)随着外荷载不断增大,小悬臂一侧支座(本桥为南侧一排支座 8-1~14-1,见图 8)相继脱空,结构体系发生转变,支反力重新分布,结构变形明显变大。(3)外荷载进一

步增大,外伸横梁根部弯矩与B岔道根部的弯扭内力达到设计值并形成塑性铰。(4)外荷载略微增大,结构变形便急剧增大,塑性铰相继破坏失效,结构体系再次发生转变,结构抗倾覆力矩突然变小,引起桥跨结构横向失稳垮塌。

由此可见,外伸横梁与B岔道根部破坏失效是本桥倾覆的前提条件和最终阶段。塑性铰具备较大的变形能力,使得结构破坏过程具备一定的延性。

4 实用计算方法

4.1 抗倾覆计算思路——结构体系等效

根据上文分析,倾覆破坏阶段3~4,结构进入塑性,外伸横梁与B岔道提供的抗倾覆力矩可以认为不再增加。此时,外伸横梁与B岔道的作用可视为外荷载施加于原结构。同理,模型1也可以得到等效后的梁格模型(见图12,下文简称“模型3”)。需要说明的是,模型3的作用是计算全桥极限状态下的倾覆力矩,以及除B岔道与外伸横梁以外其他因素的抗倾覆力矩,是否将等效外力施加于模型3并不影响计算结果。所以,模型1转化为模型3并不需要施加等效外力,计算过程可以进一步简化。同时,基于极限状态分析,B岔道与外伸横梁提供的抗倾覆力矩计算将在本文4.2、4.3节专门介绍。

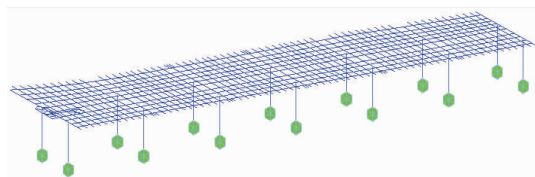


图12 外力等效后梁格模型

最后说明一点,本文只分析计算桥跨结构绕北侧一排支座(倾覆轴为支座编号8-2与14-2的连线)的抗倾覆稳定性。桥跨结构绕南侧一排支座(倾覆轴为支座编号8-1与14-1的连线)的抗倾覆稳定性也可按同样的方法计算,不再赘述。

4.2 外伸横梁抗倾覆力矩 T_b

荷载作用下,外伸横梁可视为悬臂梁,其抗倾覆力矩 T_b 的计算图示见图13,计算过程见式(1)~式(3)。

$$F = (M_d + qL_1^2/2)/L_1 \quad (1)$$

$$M_d = Wf_d \quad (2)$$

$$T_b = Wf_d(L_1 + L_2)/L_1 - qL_1L_2/2 \quad (3)$$

式中: T_b 为外伸横梁抗倾覆力矩; W 为外伸横梁根部横截面的弹性抵抗矩(不建议采用塑性抵抗矩); f_d 为外伸横梁的材料抗弯强度设计值; L_1 为外伸横梁

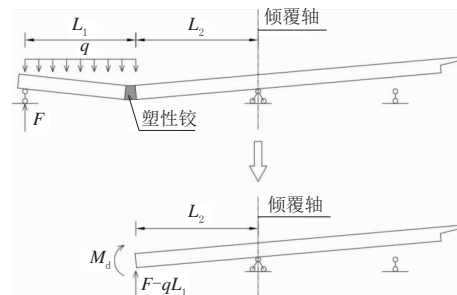


图13 外伸横梁抗倾覆力矩 T_b 计算横断面图示

的计算长度,即外伸横梁支点至外伸横梁根部的距离; L_2 为外伸横梁根部至倾覆轴距离; q 为外伸横梁自重均布荷载。对于钢横梁, q 一般而言可忽略不计,式(3)可简化为式(4)。

$$T_b \approx Wf_d(L_1 + L_2)/L_1 \quad (4)$$

由式(4)可知,其他条件不变,外伸横梁计算长度 L_1 越小,其抗倾覆力矩 T_b 越大。依据以上分析,8#、9#、12#、13# 外伸横梁抗倾覆力矩计算结果见表2。

表2 外伸横梁抗倾覆力矩计算一览表

计算参数 符号	外伸横梁轴号线位置			
	8#	9#	12#	13#
W/mm^3	1.58×10^8	1.09×10^8	1.09×10^8	1.09×10^8
f_d/MPa	270	270	270	270
L_1/m	9.85	14.95	15.5	16.72
L_2/m	17.75	12.65	12.1	10.88
$T_b/(\text{kN} \cdot \text{m})$	119 245	54 108	52 188	48 380

4.3 B岔道抗倾覆力矩 T_r

B岔道的抗倾覆力矩 T_r 的计算图示见图14,计算过程见式(5)~式(7)。

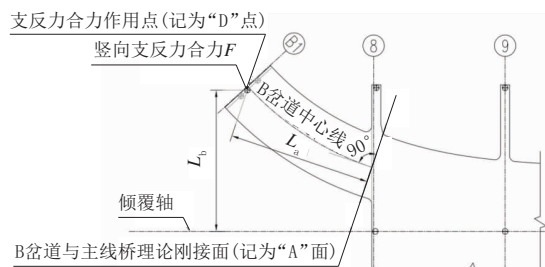


图14 B岔道抗倾覆力矩 T_r 计算平面图示

$$F = (M_s + M_d)/L_a \quad (5)$$

$$M_d = Wf_d \quad (6)$$

$$T_r = (M_s + Wf_d)/L_b/L_a - T_s \quad (7)$$

式中: T_r 为B岔道抗倾覆力矩; F 为B岔道根部截面(面“A”位置)达到抗弯设计强度时支座B1-1与B1-2的支反力合力; W 为B岔道根部横截面“A”(截面外形尺寸按匝道标准截面选取)的弹性抵抗矩(不建议采用塑性抵抗矩); f_d 为B岔道的材料抗弯

强度设计值; L_a 为点“D”至面“A”的垂直距离; L_b 为点“D”至倾覆轴的垂直距离; M_s 为释放 B1-1、B1-2 (支座编号见图 9) 支座约束的前提下,B 岔道恒载(自重+二期恒载)对面“A”产生的竖向弯矩,可通过有限元或手算得到; T_s 为释放 B1-1、B1-2 支座约束的前提下,B 岔道荷载(自重+二期恒载+车道荷

载)产生的最大倾覆力矩,也可通过有限元或手算得到。

值得一提的是,荷载作用下支反力合力作用点(点“D”)位置是不断变化的,根据其变化范围可偏安全取当 L_b 最小时的位置进行计算。依据以上分析,B 岔道抗倾覆力矩计算结果见表 3。

表 3 B 岔道抗倾覆力矩计算一览表

计算参数	W/mm^3	f_d/MPa	L_a/m	L_b/m	$M_s/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$T_s/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$T_b/(\text{kN}\cdot\text{m})$
计算值	3.49×10^8	270	25.44	26.07	67 474	117 282	48 299

4.4 本桥抗倾覆稳定性计算

依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)^[3]第 4.2.2 条第 1 点验算:基本组合作用下,模型 1 与模型 2 的各支座最小竖向反力见表 4(限于篇幅,仅列出竖向最小支反力小于 1 000 kN 的计算结果),各支座均未出现负反力,满足规范要求。

表 4 基本组合作用下支座竖向最小支反力一览表 单位:kN

支座编号	B1-2	9-3	10-1	12-3	13-3	14-1
模型 1	51	543	1 082	503	420	756
模型 2	14	591	911	536	438	711

依据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)第 4.2.2 条第 2 点验算:采用模型 3 计算桥跨结构的倾覆力矩,以及除 B 岔道与外伸横梁以外其他因素的抗倾覆力矩,计算结果汇总见表 5。

表 5 各因素倾覆/抗倾覆力矩与安全系数一览表

抗倾覆力矩/(kN·m)	结构自重	139 590
	铺装	88 658
	防撞墙	45 737
	压重	58 208
	外伸横梁	273 921
	B 岔道	48 299
	合计	654 413
倾覆力矩/(kN·m)	车道荷载	64 743
	车辆荷载	163 744
安全系数	车道荷载	10.11
	车辆荷载	4.00

注:表中车道荷载为城-A 级车道荷载,车辆荷载为城-A 级车辆荷载(70 t 连续布置)。

由表 5 可知,城-A 级车道荷载作用下,结构抗倾覆安全系数为 10.1,大于 2.5;城-A 级车辆荷载(70t 连续密排布置)作用下,结构抗倾覆安全系数为 4.0,大于 1.3^[4],均满足规范要求且具备较大安全富余。同时,设置外伸横梁可以显著提高桥跨结构的抗倾覆安全系数,在综合考虑边界条件、地下管线、外形美观及工程造价等诸多因素的前提下,可以作为结构抗倾覆措施的优先选择。

5 结 语

(1)本次设计综合采用了 4 项构造措施,其中南北半幅设置不同铺装层厚度并且顶底板设置多个变坡点保证南北半幅桥面高程一致的做法为工程上首次采用。4 项措施均可有效提高结构抗倾覆稳定性,可为工程设计人员提供借鉴。

(2)全桥梁格模型与全桥板单元模型的竖向支反力、挠度、正应力计算结果吻合较好,计算精度可以满足工程应用的要求,证明了梁格法对本桥具有良好的适用性,但是前提条件是必须对梁格模型进行修正。

(3)一般认为带外伸横梁的桥梁不存在倾覆稳定性问题,实际上缺乏可靠的理论依据,已有的刚体转动理论与微变形体转动理论无法直接使用。本文基于结构极限状态分析将外伸横梁与 B 岔道的作用采用外力等效,提出了定量计算本桥抗倾覆稳定性的理论计算公式,可为日后同类桥梁抗倾覆优化设计提供理论依据和参考。例如,依据本文的计算方法,本桥 9#、12#、13# 轴线位置处的外伸横梁均可取消,按本文 4.4 节的计算方法,安全系数分别为 7.7(车道荷载)与 3.1(车辆荷载),在满足全桥抗倾覆稳定性要求的同时设计更为经济合理。

(4)本桥的结构形式特殊、受力复杂,可供参考文献较少,为保证结构安全,本次抗倾覆设计较为保守。与既有地铁拉开安全距离和充分利用旧桥下部为项目审批节约很大时间成本和工程资金成本,本工程设计与计算可为同类工程提供一定借鉴作用。

参考文献:

[1] 汉勃利.桥梁上部构造性能[M].郭文辉,译.北京:人民交通出版社,1982: 89-110.
[2] 范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2017: 231-248.
[3] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
[4] TB 10002.3—2005,铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S].