

大吨位曲线连续刚构桥转体施工构造与稳定性研究^{*}李世亚^{1,2}, 姚国文^{1,2}, 唐晓², 张高峰², 赵玲²

(1.重庆交通大学 省部共建山区桥梁及隧道工程国家重点实验室, 重庆 400074; 2.重庆交通大学 土木工程学院, 重庆 400074)

摘要: 为探究曲线连续刚构桥在转体施工中的稳定性与可靠性, 以某曲线连续刚构桥为研究对象, 采用 Solid45 实体单元建立桥梁数值计算模型, 在施工阶段最不利荷载情况下分析平面曲率半径、转体加速度、摩擦系数对转体过程中结构内力、变形和稳定性的影响。结果表明, 平面曲率半径的改变对转体过程中主梁横向位移和纵向位移有一定影响, 对横向位移的影响大于竖向位移, 最大横向位移变化量约为最大竖向位移变化量的 2 倍; 转动加速度对桥墩桩受力的影响较大, 为保证结构体系安全及成功实现转体施工, 曲线连续刚构桥转动角加速度应小于 $0.001\ 2\ \text{rad/s}^2$; 为保证转体结构的安全稳定, 球铰静摩擦系数不宜小于 0.025, 动摩擦系数不宜小于 0.01。

关键词: 桥梁; 曲线连续刚构桥; 转体施工; 曲率半径; 转体系统; 摩擦系数; 稳定性

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2021)04-0112-05

在地形地域、施工设施、运营交通等受到严格限制时, 高墩大跨曲线连续刚构桥转体施工时的稳定性问题突出, 难以保证结构安全与稳定。转体施工中体系的多次转换和转体状态的复杂多变, 会引起结构内力重分布及最大悬臂状态敏感位移反应, 给施工中桥梁造成较大安全隐患。针对曲线连续刚构桥成桥后的稳定性, 李盼研究了曲率半径和收缩徐变对曲线连续刚构桥力学性能及稳定性的影响; 陈超研究了自重及偏载作用下不同桥墩形式连续刚构桥的自振响应, 得出双肢薄壁墩的稳定性更好。对于施工阶段的稳定性, 陈淮等分析了曲率半径对高墩大跨径连续刚构桥静力学性能的影响; 车晓军等对转体系统中球铰接触面上的压应力分布形态进行了抗倾覆性能分析, 并推导了失稳的临界力矩公式; 李明辉分析了施工过程中各种复杂工况对结构线性稳定和非线性稳定的影响。现有研究大都未考虑曲率半径对曲线连续刚构桥稳定性的影响, 而曲率半径大小会直接影响转体施工中刚构桥主梁的位

移。为保证施工过程中曲线连续刚构桥的可靠性, 该文以实际工程为依托, 通过建立施工阶段最大悬臂状态下有限元模型, 分析不同曲率半径下桥梁转体过程中的受力和变形特点, 确定合理的转体速度和转动加速度, 保证结构在转动过程中的稳定性。

1 工程概况

某预应力砼曲线连续刚构桥, 因跨越多条铁路、高架线路, 且施工区域有限, 为减少桥梁施工对交通线路的影响, 采用转体施工技术进行施工。桥梁全长 290 m, 箱梁总宽 32 m, 线路处于小半径圆曲线上。桥型布置见图 1。

上部结构梁高按二次抛物线变化, 墩顶截面梁高 5.5 m, 跨中、边跨直线段及端支座处梁高 2.5 m。主梁采用斜腹板单箱五室箱梁, 顶板设双向 1.5% 横坡, 全桥分别在中支点、端支点截面共设 8 道横隔板。下部结构采用双壁墩, 箱梁底板与桥墩横桥向薄壁等宽, 均为 20.4 m; 桥墩顺桥向薄壁和该处箱

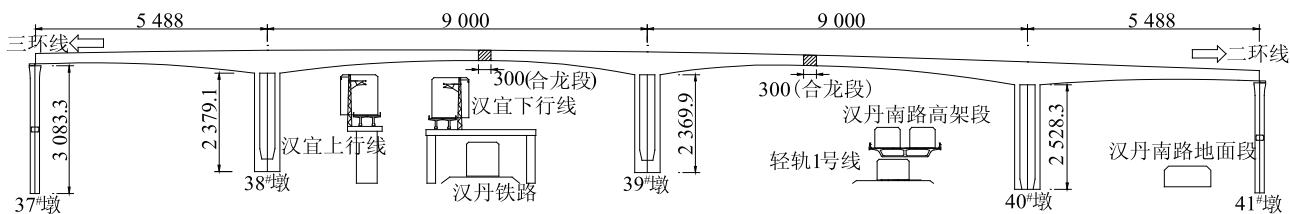


图 1 某预应力砼曲线连续刚构桥桥型布置(单位: cm)

^{*} 基金项目: 交科院开放基金资助, 实验室开放基金项目(ZD2016-01)

梁内横隔板等厚,均为 1.2 m。单肢薄壁对开两洞,分为三柱,宽度分别为 3.8、4.8、3.8 m。主梁采用 C50 砼,桥墩采用 C40 砼。

2 有限元模型建立

为研究不同曲率半径对该桥转体结构受力、变形的影响,采用 Solid45 实体单元建立最大悬臂状态下有限元模型(见图2)对结构进行瞬态动力学分

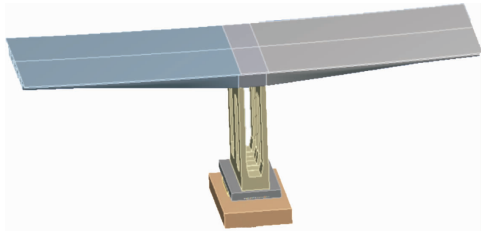


图2 最大悬臂状态下曲线连续刚构桥有限元模型

表 1 最大悬臂状态下不同曲率半径时主梁不同位置处竖向位移

位置	不同曲率半径(m)时主梁竖向位移/cm				不同曲率半径(m)时主梁竖向位移增幅/%		
	600	500	400	300	500	400	300
右端	-12.358	-12.705	-12.761	-12.958	2.81	3.26	4.86
墩顶	-0.333	-0.354	-0.365	-0.381	6.31	9.61	14.41
左端	-11.902	-12.475	-12.589	-13.004	4.81	5.77	9.26

注:竖向位移增量为 500、400、300 m 曲率半径时竖向位移相对于 600 m 曲率半径时竖向位移的增加百分比。

表 2 最大悬臂状态下不同曲率半径时主梁不同位置处横向位移

位置	不同曲率半径(m)时主梁横向位移/cm				不同曲率半径(m)时主梁横向位移增幅/%		
	600	500	400	300	500	400	300
右端	-0.37	-0.94	-1.06	-1.32	154	186	257
墩顶	-0.45	-1.01	-1.14	-1.42	124	153	216
左端	-0.57	-1.14	-1.27	-1.57	100	123	175

注:横向位移增量为 500、400、300 m 曲率半径时横向位移相对于 600 m 曲率半径时横向位移的增加百分比。

从表 1 可看出:在转动过程中,最大悬臂状态下主梁竖向位移在墩顶处最小,分别向左右两支点呈递增趋势;随着曲率半径减小,主梁竖向位移增大,但增加幅度不大,300 m 时竖向位移相对于 600 m 时竖向位移的最大增幅为 14.41%,可忽略主梁平面曲率半径变化对竖向位移的影响。

从表 2 可看出:转体过程中达到最大悬臂状态时,由于角速度引起的主梁离心力作用,横向位移从截面右端向墩顶、截面左端逐渐增加;随着曲率半径减小,主梁截面不同位置处的横向位移增大,300 m 半径时主梁横向位移增加最大,相对于 600 m 半径时增幅达 257%,曲率半径对主梁横向位移的影响不能忽视;300 m 半径时,远离墩顶侧的横向位移达到 1.57 cm,对桥梁转体施工带来的影响应受到重

析,采用映射网格的形式至上而下对结构进行网格划分。底座只对 Z 轴方向进行限制,在水平面可实现自由转动。根据设计规范,结构转动角速度取值为 0.6~1.2 rad/h,该桥跨越多条铁道线路,结构转体施工中角速度控制在 1.2 rad/h。

3 转体施工构造与稳定性分析

3.1 曲率半径的影响分析

曲线刚构桥转体过程中,由于主梁存在几何曲率,其受力和变形呈现“弯扭耦合”的特点,适宜的曲率半径可避免桥梁的弯曲变形引起的侧向翻转。为研究不同曲率半径对曲线连续刚构桥施工阶段内力及变形的影响,在跨径不变的情况下,分别取曲率为 600、500、400、300 m,分析转动过程中主梁横向、竖向变形,结果见表 1、表 2。

视;300 m 半径时,主梁悬臂横向位移增量曲线不顺,对结构转体施工带来不确定性。

3.2 转体系统

3.2.1 转体系统构造

转体系统主要由上转盘、下转盘、球铰、环形滑道、脚撑及牵引装置等构成(见图3),其中下转盘采

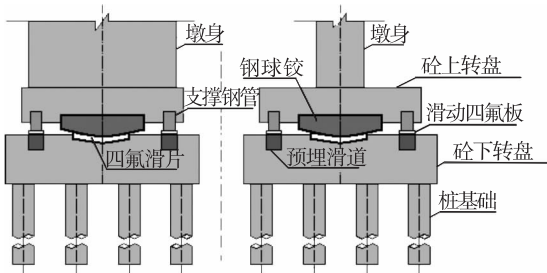


图3 转体结构立面图

用 C50 砼,通过直径 8.4 m 环形滑道和撑脚保证转体刚构桥的倾覆稳定性,撑脚与环形滑道的间隙为 4~6 mm,共设置 8 组撑脚。转体系统起止和转动过程中,用千斤顶对转体结构姿态进行调整。上转盘平面为 22 m×10.8 m×1.8 m 长方体,通过直径为 9.5 m 的转台与球铰、撑脚连接。

3.2.2 受力、变形分析

转体施工中球铰作为承受结构重量的关键构件,其静、动摩擦系数及偏心距离直接决定转体系统转动需克服的摩擦力和牵引装置需提供的转动力偶。上转盘在横桥向设置预应力钢束,致使整个砼结构在横桥向处于受压状态。经过模型分析,得上转盘应力处于可控范围内,其中球铰顶部砼上缘最大压应力为 2.1 MPa,下缘最大压应力为 12.0 MPa,钢束锚固区砼出现不大于 1.3 MPa 的拉应力。图 4 为上转盘在转体过程中的受力云图。上转盘砼在其余应力状况下的剪应力和主拉应力均小于 1 MPa,满足砼的强度要求。

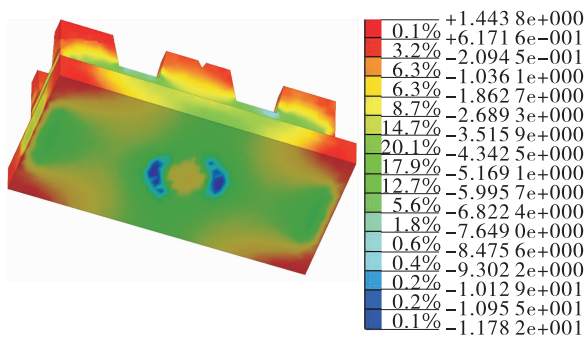


图 4 上转盘横桥向正应力云图(底侧图,单位:MPa)

大部分采用转体施工的桥梁,进行结构分析时主墩可视为刚性。但该桥设计中为减轻自重采用中间开设 2 个孔洞的双薄壁柔性墩,需对转体过程中桥墩位移进行分析。如图 5 所示,单肢薄壁在转体过程中受扭矩作用,左右侧最大相对位移为 3.8 cm,主梁两悬臂端横桥向最大相对位移差为 19 cm。总的来说,应力均衡,变形可控。

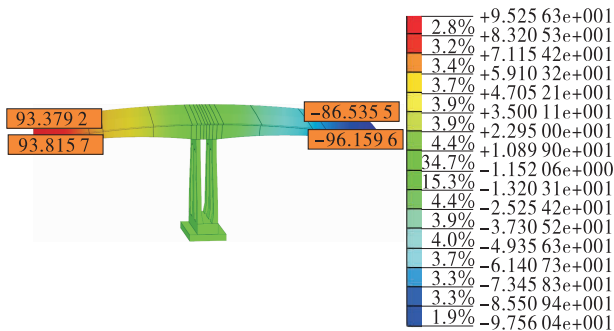


图 5 T 构恒载+扭转工况下梁体横桥向位移(单位:mm)

3.2.3 转动加速度

转体结构转动过程中有一段加速转动的过程,会改变刚构桥的墩柱受力状况,为保证转体施工安全,对不同角加速度下墩柱受力情况进行分析。根据设计规范,转体角速度不大于 0.6~1.2 rad/h,该桥取 1.2 rad/h,计算得扭转力矩 M 为 11 457.6 kN·m,主梁绕 z 轴的扭转惯性矩 J_z 为:

$$J_z = \frac{1}{12} M (a^2 + b^2) \quad (1)$$

式中: a 、 b 为箱形主梁截面换算为矩形截面的尺寸。

产生的角加速度 β 为:

$$\beta \leq \frac{M}{J_z} = \frac{11\,457.6 \times 1\,000}{9.560\,1 \times 10^9} \approx 0.001\,2 \text{ rad/s}^2 \quad (2)$$

理论上角加速度为 0.001 2 rad/s²,而实际中墩顶质量较集中,该理论值偏大。采用 ANSYS 建立动力分析模型,赋予转体结构不同转动角加速度,分析不同转动角加速度下桥墩的应力分布。0.12、0.012、0.001 2、0.000 12 rad/s² 角加速度下桥墩应力分布见图 6、图 7。

由图 6、图 7 可知:在加速转动过程中,桥墩转动角加速度越大,其应力水平越大。在 0.12 和 0.012 rad/s² 角加速度下,桥墩受到的最大拉应力超过规范限值,砼会开裂,表明转动加速度对转体桥墩结构安全影响较大。0.001 2 和 0.000 12 rad/s² 角加速度下桥墩应力处于安全水平。基于桥墩受力安全考虑,转体施工中结构转动角加速度不超过 0.001 2 rad/s²。

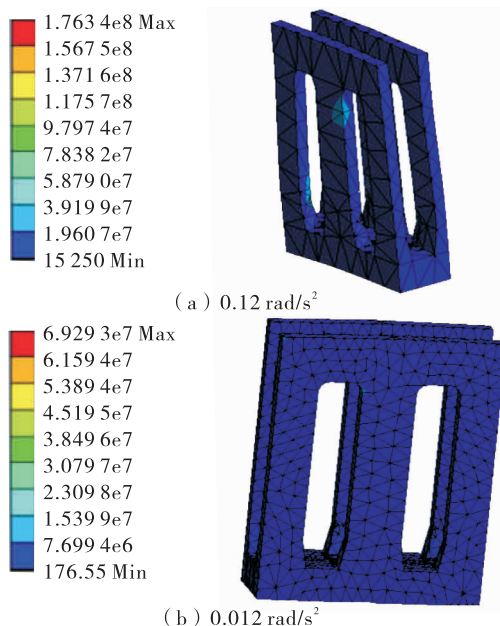


图 6 0.12、0.012 rad/s² 角加速度下桥墩应力分布云图(单位:Pa)

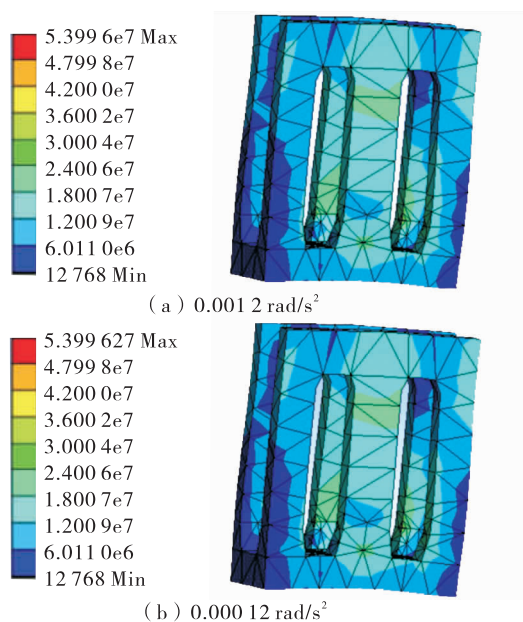


图7 0.001 2、0.000 12 rad/s²角加速度下桥墩应力分布云图(单位:Pa)

3.3 摩擦系数对结构稳定性的影响

施工中桥上运营交通的振动、风的动力效应等不确定因素都会影响转体结构稳定性,而上下球铰间的摩擦系数是影响桥梁稳定性的重要因素。经过称重试验得到由主梁重量不平衡引起的桥墩纵向不平衡力矩为 682 kN·m,远小于横向不平衡力矩 13 296 kN·m。同时,转体结构纵桥向迎风面积较小,风荷载对其稳定性影响不大,故考虑风荷载和不平衡力矩两者共同作用下悬臂梁横向稳定性更具有研究价值。转体施工前,根据称重试验结果进行配重,调整重心以消除不平衡力矩,但实际上不平衡力矩是无法完全消除的。选取产生不平衡力矩的不平衡重的 5%、10%、15%、20%、25% 研究不同摩擦系

数下转体结构的稳定性。

3.3.1 风荷载理论计算

转体结构转动前,将临时固结拆除,这时整体结构的平衡仅由上下球铰间的摩擦力来平衡,其抗风稳定性比成桥后差,必须保证风荷载作用下的抗倾覆能力。根据《公路桥梁抗风设计规范》对风荷载理论值进行计算。静阵风风速 v_g 为:

$$v_g = G_v v_z \quad (3)$$

式中: G_v 为静阵风系数,取为 1.31; v_z 为基准高度 z 处风速(m/s)。

从安全角度,结合桥梁实际情况,取 10 年重现静阵风系数为 0.84,得到静阵风速。主梁单位长度上风荷载作用下静阵风荷载 F_H 采用下式计算:

$$F_H = \frac{1}{2} \rho v_g^2 C_H H \quad (4)$$

式中: ρ 为空气密度(kg/m³); C_H 为构件阻尼系数; H 为构件投影高度(m)。

利用式(3)、式(4)计算纵横方向的静阵风荷载,进而得到两个方向的不平衡力矩。

3.3.2 转体前静摩擦系数对稳定性的影响

在转体前,解除临时固定约束后,桥梁抗风性能较差。转体结构称重试验得到的球铰静摩擦系数为 0.018~0.06,分别取摩擦系数为 0.015、0.02、0.025、0.03、0.035、0.04、0.05、0.06 进行分析。38# 主梁转体重量约 14 500 t,球铰转动半径为 8 m,由转体结构称重试验得球铰静摩擦系数为 0.026,桥墩摩擦力矩=145 000×8×0.026=30 160 kN·m。据此计算不同摩擦系数下稳定性系数,结果见表 3。

由表3可知:静摩擦系数为0.015时,转体结构

表3 球铰转动前不同静摩擦系数下横桥向稳定性系数

不平衡重/%	合力矩/ (kN·m)	不同静摩擦系数下横桥向稳定性系数							
		0.015	0.02	0.025	0.03	0.035	0.04	0.05	0.06
5	19 660	0.885	1.180	1.475	1.770	2.065	2.360	2.950	3.540
10	20 325	0.856	1.141	1.427	1.712	1.998	2.283	2.854	3.424
15	20 989	0.829	1.105	1.382	1.658	1.934	2.211	2.763	3.316
20	21 654	0.804	1.071	1.339	1.607	1.875	2.143	2.678	3.214
25	22 319	0.780	1.039	1.299	1.559	1.819	2.079	2.599	3.118

在解除临时固结时在 5 种不平衡重作用下均会发生倾覆;静摩擦系数为 0.02,不平衡重大于 15%,即转体结构在横桥向曲线内外侧差值大于 24 t(折算成砣约为 9.3 m³)时,转体结构横桥向稳定系数小于

1.105,已十分接近保持结构体系安全的临界值。考虑到该桥跨越数条铁路干线,列车高速通过引起的振动作用会导致转体结构发生倾覆,在更大静摩擦系数下结构才具有更大的横向稳定性系数。静摩擦

系数达到 0.025 时,横向稳定系数为 1.5 左右,具有较高的安全储备。因此,施工过程中,既要严格控制 T 构曲线内外侧的钢筋和砼用量,做好每个现浇段的材料记录;也要保证球铰的静摩擦系数不小于 0.025,确保在最大悬臂块浇筑完成后 T 构曲线内外侧的重量差值小于 40 t。

表 4 球铰转动时不同动摩擦系数下横桥向稳定性系数

不平衡重/%	合力矩/ (kN·m)	不同动摩擦系数下横桥向稳定性系数							
		0.007 5	0.01	0.012 5	0.015	0.017 5	0.02	0.025	0.03
5	2 938	2.961	3.948	4.935	5.922	6.909	7.897	9.871	11.845
10	3 603	2.415	3.220	4.025	4.830	5.635	6.439	8.049	9.659
15	4 268	2.039	2.718	3.398	4.077	4.757	5.436	6.795	8.154
20	4 932	1.764	2.352	2.940	3.528	4.116	4.704	5.879	7.055
25	5 597	1.554	2.072	2.591	3.109	3.627	4.145	5.181	6.217

由表 4 可知:不平衡重为 25%,即转体结构横桥向曲线内外侧重量差为 40 t(折算成砼为 15 m³),球铰动摩擦系数为 0.007 5 时,桥梁横向稳定性系数为 1.554,具有较好的安全储备,较动摩擦系数设计值 0.6 有较大差距。随着摩擦系数增加,安全储备更高,建议球铰动摩擦系数取 0.01~0.03,且配重施工误差控制在不平衡重的 25%以内。

4 工程实施效果

某预应力砼曲线连续刚构桥平面曲率半径为 600 m,转体施工时转动加速度为 0.001 2 rad/s²,转动角速度为 0.02 rad/min,由转体结构称重试验得出球铰静摩擦系数为 0.026、动摩擦系数为 0.015 6。采用 MIDAS/Civil 2015 建立转体施工及成桥后全桥空间有限元模型(见图 8),桩侧土体约束作用按 M 法考虑,桩底设置竖向支撑,桥台支座采用一般支撑,全桥共 1 523 个节点、1 455 单元。采用有限元模型对施工过程中转体系统墩的强度、稳定性进行验算,并对成桥阶段上部、下部结构进行验算,验算结果均满足要求。

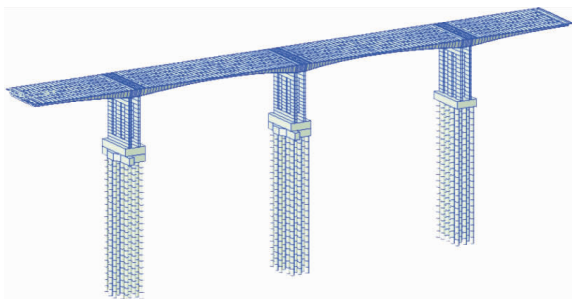


图 8 桥梁有限元模型

3.3.3 转体时动摩擦系数对稳定性的影响

称重试验得到的球铰静摩擦系数为 0.018~0.06,相比于其设计值 0.1 小很多。球铰动摩擦系数设计值为 0.06,在保证桥梁转动安全稳定的前提下,按动摩擦系数为静摩擦系数的 0.5 倍计算。不同动摩擦系数下横桥向稳定性系数见表 4。

该桥以预设的转动参数成功完成转体施工,期间主梁、桥墩的应力监测结果均满足规范要求,成桥后桥面线形平顺。

5 结论

(1) 曲率半径对曲线连续刚构桥转体施工中竖向位移的影响较小,对主梁横向位移的影响较大;曲率半径不宜小于 400 m。

(2) 转动加速度对桥墩砼受力的影响较大,为保证结构体系安全及成功实现转体施工,曲线连续刚构桥转动角加速度应小于 0.001 2 rad/s²。

(3) 为保证转体结构的安全稳定,球铰静摩擦系数不宜小于 0.025,动摩擦系数不宜小于 0.01。

参考文献:

- [1] 唐晓.曲线连续刚构桥转体施工方法与关键构造研究[D].重庆:重庆交通大学,2018.
- [2] 王帆,祝兵,窦胜谭,等.曲线连续刚构桥的变形和受力特性分析[J].重庆交通大学学报,2013,32(增刊1):864—868.
- [3] 郭凡,杨永清,贾舒阳.高墩大跨预应力混凝土曲线连续刚构桥位移分析[J].四川建筑科学研究,2010,36(1):15—17.
- [4] 李盼.弯连续刚构桥力学性能及稳定性分析[D].西安:长安大学,2013.
- [5] 陈超.桥墩形式对曲线形高墩大跨连续刚构桥的动力特性及稳定性影响分析[D].长沙:长沙理工大学,2015.
- [6] 陈淮,颜浩杰,李杰,等.曲率半径变化对高墩大跨连续刚构桥静力性的影响[J].铁道科学与工程学报,2013,

(下转第 169 页)

表1 隧道开挖进尺计算参数

项目	参数值
宽度/m	13.5
高度/m	7.25
重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	28
黏聚力 c/kPa	25
摩擦角 $\varphi/(\circ)$	42
侧压力系数 K_0	0.8
侧压力系数 K_a	0.41

固系数的近似方法 $f_{kp} = \tan\varphi$ 。为保证隧道施工安全,一般取稳定性系数为2,则由普氏平衡拱理论计算隧道开挖进尺为:

$$b = \frac{3cf_{kp}}{K\gamma} = \frac{3 \times 25 \times \tan 42^\circ}{2 \times 28} = 1.205 \text{ m}$$

与普氏平衡拱理论相比,Horn模型的计算方法较复杂。把隧道参数输入Excel,编辑理论计算公式,以开挖进尺为自变量(步长为0.2)、围岩稳定性系数为因变量,得到一组离散的点(见图5)。由图5可知:围岩稳定性系数取2时,基于Horn模型计算的开挖进尺为1.095 m,基于普氏平衡拱理论计算的开挖进尺为1.205 m,两者计算结果较接近。

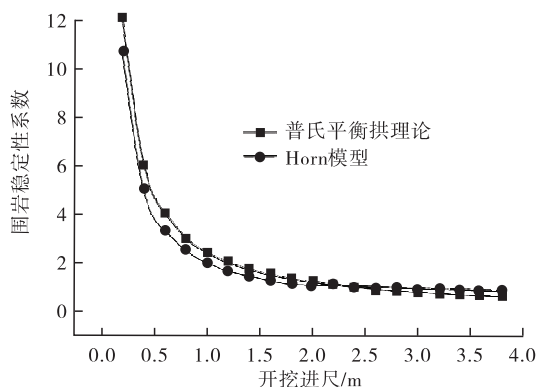


图5 围岩稳定性系数与开挖进尺的关系

屋场坪隧道施工过程中,为满足安全和规范要求,开挖进尺取一榀钢架的距离,即0.75 m。结合上述理论计算,一榀钢架的距离作为V级围岩的开挖进尺足够安全。

4 结论

(1) 围岩稳定性系数取2时,基于普氏平衡拱

理论计算的开挖进尺为1.205 m,基于Horn模型计算的开挖进尺为1.095 m。屋场坪隧道围岩情况较差,出于安全考虑,开挖进尺不得超过1 m。根据规范要求,对于V级围岩隧道,开挖进尺取一榀钢架的距离,即0.75 m。

(2) 基于普氏平衡拱理论的计算公式,围岩稳定性系数与开挖进尺成反比例关系;基于Horn模型计算公式,两者并非严格意义上的反比例关系。2种理论都服从“开挖进尺越大,围岩稳定性系数越小”的观点。对于两台阶施工的隧道,不同的隧道断面尺寸,不同的围岩参数,其反比例系数不同,需具体情况具体分析。

(3) 普氏平衡拱理论仅考虑围岩的物理特性,没考虑隧道埋深的影响,仅对围岩能否形成自然平衡拱有较高要求,计算方法简单;Horn模型计算公式较复杂,既适用于浅埋隧道,也适用于深埋隧道。

参考文献:

- [1] 陈树汪,蒋树萍.一个用于确定软岩隧道开挖进尺的解析模型[J].现代隧道技术,2010(增刊):259-264.
- [2] 王毅才.隧道工程[M].2版.北京:人民交通出版社,2006.
- [3] 王志达,龚晓南,蔡智军.浅埋暗挖隧道开挖进尺的计算方法探讨[J].岩土力学,2007,28(增刊):2637-2641.
- [4] 石先火,戴远全,郭建强.岩堆体隧道洞口浅埋段开挖进尺的计算与分析:以云南马昭高速公路赵家屋隧道为例[J].隧道建设,2015,35(8):787-791.
- [5] 李辉,田小旭,宋战平,等.基于谢家杰公式的浅埋隧道开挖进尺计算方法研究[J].西安建筑科技大学学报,2018,50(5):662-667.
- [6] 李现宾,王磊.多煤层夹断层影响下隧道开挖进尺分析[J].现代隧道技术,2019(增刊2):355-361.
- [7] 李泽源.水下隧道断层破碎带段掌子面稳定性分析方法研究[D].长沙:中南大学,2012.
- [8] 中交一公局集团有限公司.公路隧道施工技术规范:JTG/T 3660-2020[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2020.

收稿日期:2020-04-28

(上接第116页)

10(1):6-10.

- [7] 车晓军,张谢东.大吨位T形刚构桥转体过程抗倾覆性能[J].中国公路学报,2014,27(8):66-72.

- [8] 李明辉.高墩曲线连续刚构桥施工阶段稳定性分析[D].郑州:郑州大学,2017.

收稿日期:2020-11-03