

文章编号: 1005-0523(2008)02-0034-05

H型钢支模体系在青山湖隧道结构中的应用

宋功河¹, 刘四德²

(1. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013; 2. 中铁二十二局第三工程公司, 江西 南昌 330013)

摘要: 对隧道钢筋混凝土箱涵结构、外侧墙体采用 H 型钢桁架支模体系结构的可靠性进行了充分的技术论证, 应用结构有限元法^[1]对支模体系进行了静力分析计算。计算结果表明, 该支模体系的结构承载力和刚度均满足现行国家规范要求。在将该模板体系应用于青山湖下穿隧道箱涵结构的施工过程中, 通过对模板体系的侧向变形的实际监测, 实测值均小于理论计算值, 说明该支模体系应用在该隧道工程的施工中是完全可行的。

关键词: H 型钢桁架; 支模体系; 结构有限元; 矩阵; 承载能力; 刚度; 变形; 监测

中图分类号: TU

文献标识码: A

南昌市阳明东路青山湖下穿隧道工程全长 1 965 m, 主体结构为钢筋混凝土双箱涵共 30 节, 其中湖中段 12 节, 每节箱涵施工长度在 40 ~ 45 m 之间。隧道在竣工使用后, 箱涵四周长期处于被水包围的环境中, 防水措施成为制约本工程质量的一个重要因素。该项目设计单位通过对南京玄武湖隧道钢筋混凝土箱涵结构支模方案的调研, 设计中决定在本工程箱涵外侧墙体支模时取消对拉螺栓, 采用 H 型钢桁架全钢结构的支模体系。传统的混凝土侧墙支模方法, 一般采用对拉螺栓承受新浇筑的混凝土对模板产生的侧压力, 才能确保模板体系的承载力、刚度和稳定性。但考虑到在模板拆除的过程中, 操作工人施工时稍有不当, 使螺杆产生过大的扭力, 就会使埋在侧墙混凝土中的螺栓位置处成为渗水的通道。而该项目是南昌市的一个标志性交通设施工程, 影响面大, 防水级别高, 为消除渗漏水的隐患, 所以设计中取消了对拉螺杆, 采用 H 型钢支架支模体系, 但工程成本略有增加。

该工程沿箱涵长度方向共有三道墙体, 两道外墙, 一道中内墙, 中内墙仍按传统的对拉螺栓支模方法, 由于侧墙与顶板混凝土一起整体浇筑, 外墙内侧与顶板一起采用满堂钢管支架支模, 仅外墙外侧采用 H 型钢支架支模方法。外墙外侧模板的面板采用 15 mm 厚木胶合板, 水平内楞为 100 × 100 mm@300 的木楞, 竖向外楞为 9 m 长、H244 × 175@800 的热轧 H 型钢, 型钢落地, 直接支承于箱涵底板下的混凝土垫层上, 型钢中部水平支点采用拉筋锚固在混凝土侧墙内, 型钢上水平支点拉筋不预埋在混凝土侧墙中, 而是超出箱涵顶板 200 mm, 与另一边外墙对拉。混凝土浇筑期间, 整个型钢桁架均以上部拉筋 (N3) 为上水平支点, 中部拉筋 (N2) 为下水平支点, 下部拉筋 (N1) 为混凝土浇注前对型钢桁架进行预紧时临时使用。为提高竖向外楞 H 型钢的侧向刚度, 采用角钢做水平支撑和斜撑, 支撑外部用钢筋与水平支撑、钢斜撑及外楞两端点进行焊接, 形成一个刚度较大的支架体系, 支模方案见图 1 所示。

1 外墙外侧墙体支模体系

收稿日期: 2008-02-23

作者简介: 宋功河 (1951-), 男, 江西奉新人, 华东交通大学土木建筑学院副教授。

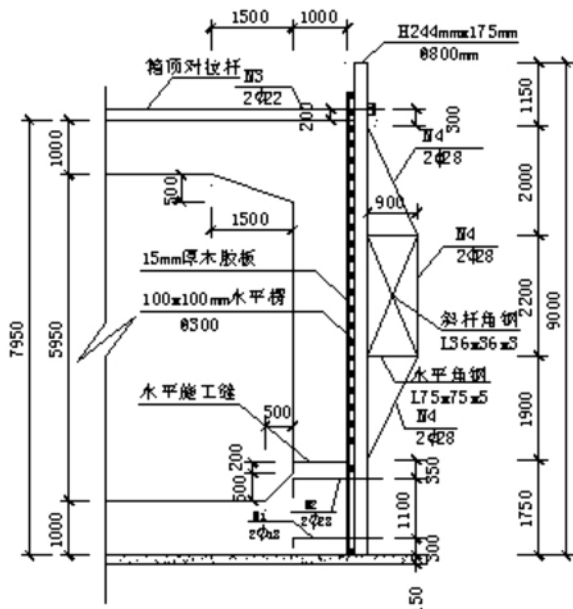


图1 H型钢桁架支模体系

2 支模体系的可靠性

为保证支模体系的安全可靠,需要满足整个体系的承载力和刚度,首先要进行结构的静力分析,计算外楞支架体系各杆件的内力和变形,然后进行承载力和刚度的验算。结构静力分析可采用力法和有限元法,但用有限元法^[1]可直接求出各杆件的内力和变形,笔者还用力法进行了复核,两种计算方法所得结果完全一致,面板和小楞的计算在本文中省去,仅对外楞桁架体系在各种工况下的受力特点和变形状态进行论述。

2.1 外楞各杆件几何尺寸和材料特性

1) 外楞梁为 H244 × 175 型钢,间距 800 mm,截面积 5 624 mm²,线重 441 N/m,截面惯性矩 $I = 61.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$,截面面积矩 $S_{\max} = 63 551 \text{ mm}^3$,翼缘厚 11 mm,腹板厚 7 mm。

2) 水平支撑为热轧等边角钢 L75 × 75 × 5,截面积 737 mm²,线重 58.2 N/m,截面惯性矩 $I = 0.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$ 。

3) 支架内斜撑杆为热轧等边角钢 L36 × 36 × 3,截面积 211 mm²,线重 16.6 N/m,截面惯性矩 $I = 0.0258 \times 10^6 \text{ mm}^4$ 。

4) 外拉筋为 2φ28,HRB335 级,截面积 1 231.5 mm²。

5) 上部拉筋(N3) 2φ22,有效截面积 591.2 mm²,中部拉筋(N2) 2φ28,有效截面积 935.19 mm²,下部拉

筋(N1) 2φ18,有效截面积 382.27 mm²。

所有型钢均为 Q235 级, $f = 215 \text{ MPa}$, $f_v = 125 \text{ MPa}$, $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ^[2]

所有拉筋均为 HRB335 级, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ^[2]

2.2 作用于 H 型钢支架上的侧向荷载设计值

混凝土重度: $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$;浇筑温度 $T = 10^\circ$;

混凝土浇筑速度: $v = 1.5 \text{ m/h}$;^[2]

掺缓凝外加剂: $\beta_1 = 1.2$;混凝土坍落度:150 mm, $\beta_2 = 1.15$;^[2]

新浇混凝土初凝时间: $t_0 = \frac{200}{T+15} = \frac{200}{10+15} = 8 \text{ h}$ ^[2]

新浇混凝土作用于模板上的最大侧压力标准值为

$$F_k = 0.22 \gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 \sqrt{v} = 0.22 \times 24 \times 8 \times 1.2 \times 1.15 \times \sqrt{1.5} = 71.4 \text{ kN/m}^2$$

混凝土侧向压力设计值为:

$$F_d = 1.2 \times 71.4 \text{ kN/m}^2 = 85.65 \text{ kN/m}^2,$$

有效压头高度: $h = \frac{85.65}{24} = 3.57 \text{ m}$;

倾倒混凝土时产生的活荷载标准值为 2 kN/m^2

$q = 0.8(85.65 + 1.4 \times 2) \times 0.85 = 60 \text{ kN/m}$;计算简图简化为如图 2。

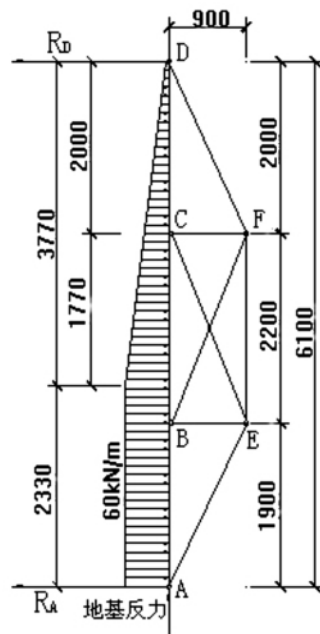


图2 计算简图

2.3 有限元法计算 H 型钢支架内力和变形

1) 划分单元见表 1,并对结点编号,如图 3

表 1 型钢桁架各杆件单元及结点编号、几何尺寸和力学特征

单元号	结点 i	结点 j	杆件 (m)	φ 角 (度)	$\cos\varphi$	$\sin\varphi$	H 型钢 EA (10^4 kN)	H 型钢 EI (10^4 kN/m ²)	内撑杆件 EA (10^4 kN)
①	1	2	1.90	0	1	0	118.1	1.285 2	
②	3	1	2.065		-0.92	0.435 8			25.86
③	3	2	0.90	90	0	1			15.477
④	2	4	2.20	0	1	0	118.1	1.285 2	
⑤	5	2	2.377		-0.925 5	0.378 6			4.431
⑥	3	4	2.377		0.925 5	0.378 6			4.431
⑦	3	5	2.20	0	1	0			25.86
⑧	5	4	0.90	90	0	1			15.477
⑨	4	6	2.00	0	1	0	118.1	1.285 2	
⑩	5	6	2.193		-0.912	0.41			25.86

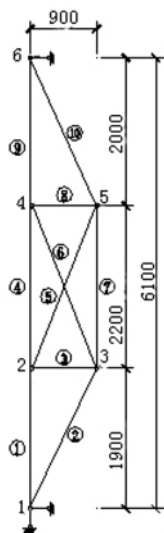


图 3 单元和结点编号

2) 单元刚度矩阵^[4]

假定所有单元杆端均有水平方向位移 v_i ，垂直方向位移 u_i 和单元杆端转角 θ_i ，则①、④、⑨梁单元刚度矩阵 $[k]^e$ 是由一 6×6 阶方阵组成。

②、③、⑤、⑥、⑦、⑧、⑩内撑杆各杆件单元刚度矩阵 $[k]^e$ ，是在桁架杆件单元刚度矩阵的基础上再在第 3、6 行和第 3、6 列中均加上“0”元素组成的 6×6 阶方阵。

将各单元杆件的几何尺寸和抗弯、抗压刚度代入上述 6×6 阶矩阵计算式，可得各单元刚度矩阵中所有元素。

3) 总刚度矩阵

将各单元刚度矩阵逐一对各结点按对号入座的顺序进行组集，就可获得 18×18 阶的总刚度矩阵 $[K]$ ，再由支座约束条件可知：假设不计支点水平拉筋的拉伸变形，结点 1 的水平位移以及结点 6 的水平位移均为“0”故有： $u_1 = v_1 = v_6 = 0$ ，又因结点 3 和结点 5 由角钢、外拉筋焊接在一起，3、5 结点可视为铰结点，不计弯曲变形和弯矩，所以， $\theta_3 = \theta_5$

$= 0$ ，这样就可将总刚度矩阵中 $u_1; v_1; \theta_3; \theta_5; v_6$ 所对应的 5 行和 5 列的元素划去，便得一 13×13 阶的方阵。

4) 平衡方程

$$[K]\{\delta\} = \{p\}$$

$[K]$ — 13×13 阶总刚度矩阵； $\{\delta\}$ —位移列阵（共 13 个位移）； $\{p\}$ —荷载列阵；

5) 荷载矩阵

仅型钢梁上作用有均布荷载和三角形荷载，将荷载分别向杆端点移置，可建立荷载列阵。

$$\{p\} = \{18.05, 0, -117.52, 3.09, 0, 0, 0, -68.82, -12.104, 0, 0, 0, -2.244\}^T$$

6) 各单元端点位移

在计算总刚度矩阵 $[K]$ 的逆矩阵时 $[K]^{-1}$ ，注意到：荷载列阵中只有 6 个荷载向量，其余向量皆为零，计算时仅取与荷载列阵中的 6 个荷载向量相关的 6 列逆阵的计算结果，把荷载列阵中为零的元素划去后，荷载矩阵变为： $\{p\} = \{18.05, -117.53, 3.09, -68.82, -12.104, -2.244\}^T$ ，逆矩 $[K]^{-1}$ 变为 13×6 阶矩阵，逆矩阵计算是由矩阵计算器完成的。

由总刚度矩阵的逆阵与荷载列阵相乘，可得到位移分量 $\{\delta\} = [K]^{-1}\{p\}$ 。（线位移单位为 m ，转角的单位为弧度）

$$\begin{aligned} \{\delta\} &= \{\theta_1, u_2, v_2, \theta_2, u_3, v_3, u_4, \theta_4, u_5, v_5, u_6, \theta_6\}^T \\ &= 10^{-4} \{58.33, -3.25, -79.01, 21.4, -15.534, -73.04, -6.923, -68.15, 27.66, 0.202, -63.58, -9.98, -38.93\}^T \end{aligned}$$

7) 各杆端点力

$$\{F\}_i^e = [k]_j^e \{\delta\}_j^e;$$

$[k]^e$ —单元刚度矩阵；

$\{\delta\}^e$ —单元端点位移。

对型钢梁(1)、④、⑨各单元有

$$\{F\}^i = \{F\}_i^e + \{F\}_i^*$$

$\{F\}_i^e$ —固端剪力、轴力或弯矩;

8) 画轴力图、计算型钢的最大剪刀、弯矩和支反力

轴力图如图4,最大弯矩发生在型钢梁跨中, $M_{\max} = 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$,最大剪力在型钢梁的支点处, $Q_{\max} = 39.2 \text{ kN}$,支反力可由端结点的平衡条件得到: $R_A = 95.7 + 64.34 = 160 \text{ kN}$; $R_D = 80.36 + 12.56 = 92.9 \text{ kN}$;

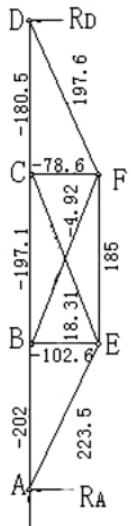


图4 轴力图(kN)

2.4 型钢梁及各内撑杆承载力验算

1) 混凝土浇筑前上部对拉钢筋预紧工况

混凝土浇筑前,上部对拉钢筋通过安装于对拉钢筋中部的花篮螺栓,使上部拉筋支点向内偏移 10 mm,计算简图如图5。

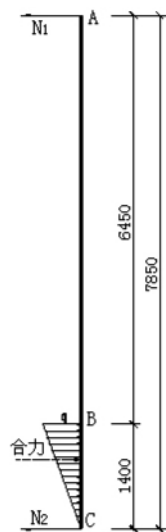


图5 上部对拉钢筋预紧工况计算简图

$$\text{预紧力 } N_1 = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 128.52 \times 10^{11} \times 10}{6 \times 450^3} = 1 \ 437 \text{ N}$$

假定先浇筑的混凝土对型钢梁的侧压应力按三角形分布,且在水平施工缝附近荷载集度为 q (N/m),由三角形荷载作用的合力重心处取力矩:可得下部拉筋的拉力为

$$N_2 = \frac{N_1 (6.45 + 1/3 \times 1.4)}{2/3 \times 1.4} = \frac{1 \ 437 \times (6.45 + 1/3 \times 1.4)}{2/3 \times 1.4} = 10 \ 650 \text{ N}$$

$$\text{上部拉筋: } \sigma = \frac{1 \ 437}{591.2} = 2.43 \text{ MPa} < f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$\text{下部拉筋: } \sigma = \frac{10 \ 650}{382.27} = 27.86 \text{ MPa} < f_y = 300 \text{ MPa}$$

中部拉筋处于受压状态,不予考虑。

2) 混凝土浇筑后承载力验算

H244 × 175 型钢梁, $M_{\max} = 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $N = 197.1 \text{ kN}$; $Q_{\max} = 160 \text{ kN}$;

$$\sigma_{\max} = \frac{39.2 \times 10^6 \times 122}{61.2 \times 10^6} + \frac{197.1 \times 10^3}{5 \ 624} = 113.2$$

MPa < $f = 215 \text{ MPa}$ (kN)

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} S_{\max}}{Ib} = \frac{160 \ 000 \times 63 \ 511}{61.2 \times 10^6 \times 7} = 113.2 \text{ MPa}$$

< $f_v = 125 \text{ MPa}$

L75 × 75 × 5 水平撑杆, $N_{\max} = 102.6 \text{ kN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{102.6 \times 10^3}{737} = 139.21 \text{ MPa} < f = 215 \text{ MPa}$$

L36 × 36 × 3 内斜撑杆, $N_{\max} = 18.31 \text{ kN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{18 \ 310}{211} = 86.8 \text{ MPa} < f = 215 \text{ MPa}$$

外拉筋, 2φ28; $N_{\max} = 223.5 \text{ kN}$;

$$\sigma_{\max} = \frac{223 \ 500}{1 \ 231.5} = 181.5 \text{ MPa} < f_y = 300 \text{ MPa}$$

上部拉筋, 2φ22; 支反力 $R_D = 92.9 \text{ kN}$;

$$\sigma_{\max} = \frac{92 \ 900}{591.2} = 157.14 \text{ MPa} < f_y = 300 \text{ MPa}$$

中部拉筋, 2φ28; 支反力 $R_A = 160 \text{ kN}$;

$$\sigma_{\max} = \frac{160 \ 000}{935.19} = 171.09 \text{ MPa} < f_y = 300 \text{ MPa}$$

下部拉筋在此工况下受压,不予考虑。

3) 刚度验算

挠度计算,仅考虑混凝土浇筑后的工况,荷载取标准值;

$$q_k = 0.8 (71.4 + 2) \times 0.85 = 49.9 \text{ kN/m, 有效}$$

压头高度仍取 $h = 3.57 \text{ m}$

荷载列向量矩阵: $\{p\} = \{15.02, -97.75, 2.57, -57.24, -10.067, -3.52\}^T$

只需计算最大挠度即可,跨中 v_2 最大;

$v_2 = 10^{-4} \{ -0.318, 0.459, -0.079, 0.254, 0.153, 0.114 \} \{ 15.02, -97.75, 2.57, -57.24, -10.067, -3.52 \}^T = 65.71 \times 10^{-4} = 6.57 \text{ mm}$

允许挠度 $[v] = L/400 = \frac{6100}{400} = 15.25 \text{ mm} >$

6.57 mm ; 满足刚度要求.

通过上述分析计算,承载力和刚度均能满足要求,说明该支模体系是安全可靠的.但在施工中要尽量保证两边外侧墙体混凝土同步浇筑,否则有可能造成对中隔墙承载能力的威胁,施工中还应加强监控,特别是模板体系的侧向水平位移要随时观测,发现异常,尽快采取加固措施,以防质量事故的发生.

3 实际使用效果

为保证使用过程中模板支架体系的安全,施工

时采取了严格的监控措施,一是对内部钢管支架的监测,重点检查扣件紧固和变形情况.二是箱体结构变形监测,采用全站仪观测,每两小时测量一次,监测的数据结果是,平面位移均控制在 20 mm 以内.三是对 H 型钢支架的变形监测,采用了简便易行,且又准确的拉线法,线头绑扎在 H 型钢的上下端,沿着 H 型钢方向由下而上每间隔 1 m 做一标记,先记录下原始值,混凝土浇筑完后再记录终值,测量结果由下往上依次为: $0, 2, 4, 1, 0 \text{ mm}$,最大值为 4 mm 、且发生在跨中,比理论计算值还要小,能满足工程的需要,实践证明,这种支模方法是切实可行的.

参考文献:

- [1] 杨耀乾,唐昌荣.结构力学[M].北京:高等教育出版社,1989.
- [2] GB50017-2003,钢结构设计规范[S].
- [3] GB50010-2002,混凝土结构设计规范[S].
- [4] 蒋根谋.建筑施工[M].北京:中国铁道出版社,2005.
- [5] JGJ74-2003,建筑工程大模板技术规程[S].

Application of the Formwork with H-shaped Steel in the Structure of the Lake Qinshan Tunnel

SONG Gong-he¹, LIU Si-de²

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013;

2. Engineering Sub-corporation 3 for Bureau 22 in China Railway Construction Corporation, Nanchang 330013, China)

Abstract: The paper proves sufficiently and technically structural reliability of the formwork with H-shaped Steel truss applied to the outside walls in the reinforced concrete box culvert. It also makes some static analyses through structural finite element method. Calculation indicates that structural bearing capacity and stiffness of the formwork can meet national standard requirement. In the construction process of the formwork applied to the tunnel with cross-section of box-culvert under Lake Qinshan, The monitoring results of lateral deformation of the formwork are smaller than theoretical calculations, which shows the designing scheme of the formwork applied to construction of the tunnel is feasible completely.

Key words: H-shaped steel truss; formwork; structural finite element method; matrix; load-bearing capacity; stiffness; deformation; monitoring

(责任编辑: 王建华)