

文章编号:1009-6825(2007)28-0327-02

地下拱形结构内力分析

张 林

摘 要:根据局部变形地基梁法,利用改进了的压力拱理论计算地层压力,对212国道某一隧道衬砌(变截面直墙拱)进行了内力计算,同时利用大型有限元进行模拟,分析了拱形结构的受力特点,对隧道工程的设计与施工都具有一定的指导作用。

关键词:地下拱形结构,变截面直墙拱,局部变形地基梁法,压力拱理论

中图分类号:U451

文献标识码:A

当前,地下空间已开始作为一种重要的自然资源加以开发,在国民经济各部门都有大量的使用,如城市地铁、穿越山岭的隧道、地下输油管道以及人防工程等。作为地下空间应用的一种主要结构形式——直墙拱,应用极为广泛。分析地下拱形结构的受力特点,对地下工程的设计、施工等研究都有理论和工程应用意义。

1 局部变形地基梁法

1.1 计算简图

由于隧道的长度远远大于隧道的断面尺寸,因此可以将其简化成平面问题,即沿纵向截取单位宽度拱带计算。拱圈和侧墙之间为刚性连接,侧墙按双向弹性地基梁进行计算,侧向地层抗力系数为 K_1 ,底部地层抗力系数为 K_2 。作用在直墙拱上的荷载主要有地层压力、结构自重及弹性抗力,前面两者以梯形分布,后者以抛物线分布,具体计算简图见图1。

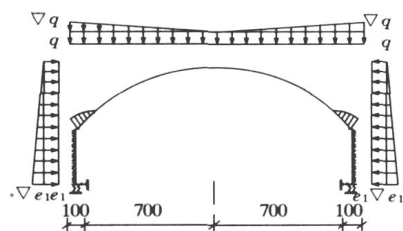


图1 隧道衬砌计算简图

1.2 计算原理及其计算方法

在进行直墙拱结构内力计算时,把拱圈和侧墙分开来计算,拱圈按固定在墙顶上的无铰拱计算,而侧墙按照竖放的弹性地基梁计算,同时考虑拱圈和侧墙的相互制约,即侧墙墙顶的初始条件应与拱脚的内力和变位一致。

1.2.1 拱圈的计算

由拱顶缺口相对变位为0,有下列力法方程:

$$x_{11} + x_{21} + \delta_{2p} + \delta_{10} + \delta_{00} = 0 \quad (1)$$

$$x_{12} + x_{22} + \delta_{2p} + \delta_{20} + \delta_{00} + u_0 = 0 \quad (2)$$

其中, δ_{ik} 为由 $x_k=1$ 作用使基本结构在拱顶处沿 x_i 作用方向产生的变位; δ_{ip} 为由主动外荷载作用使基本结构在拱顶处沿 x_i 作用方向产生的变位; δ_{i0} 为由被动弹性抗力作用使基本结构在拱顶处沿 x_i 作用方向产生的变位; δ_{00} 、 u_0 分别为拱脚的转角和水平位移。

由变位叠加原理,有:

$$\delta_{00} = x_{11} + x_{21}(\delta_{20} + f_{10}) + \delta_{p0} \quad (3)$$

$$u_0 = x_{12} + x_{22}(\delta_{20} + f_{10}) + u_{p0} \quad (4)$$

其中, δ_{10} 、 u_{10} 分别为墙顶作用单位力矩时引起的墙顶脚变位和水平位移; δ_{20} 、 u_{20} 分别为墙顶作用单位水平力时引起的墙顶脚变位和水平位移; δ_{p0} 、 u_{p0} 分别为外荷载(包括弹性抗力)引起的墙顶脚变位和水平位移。

2) 协作体系斜拉桥主梁高度 h 取为主跨跨径 L_2 的 $1/100 \sim 1/150$ 较为合适。梁高的降低,大大减小了主梁的弯矩,主梁变为以承受轴力为主。

3) 边跨长度 L_1 与主跨长度 L_2 的比值在 $1/1.3 \sim 1/1.5$ 之间较为合理。研究表明,合理取用协作体系的边跨长度,其结构受力性能要优于边跨设置辅助墩的普通斜拉桥。当边跨取值接近上述合理范围的下限时,将端锚索适当外移,可明显改善结构的受力性能。

4) 合理的塔高,既影响结构的内力及变形,也关系到拉索的用钢量。分析表明,主塔高度 H 的合理取值在 $(1/2.4 \sim 1/2.8)$

L_2 左右。

参考文献:

- [1]林元培.斜拉桥[M].北京:人民交通出版社,1995.
- [2]陈德伟,范立础,张权.独塔斜拉桥的总体布置和参数研究[J].土木工程学报,1999,32(3):34-40.
- [3]戴利民,石志源.独塔协作体系斜拉桥设计参数分析[J].西安公路交通大学学报,2000,20(1):34-38.
- [4]戴利民.独塔协作体系斜拉桥设计参数研究[J].结构工程师,1999(3):7-13.

Studies of design parameter on cable-stayed bridge of single-tower cooperative system

FENG Qi WANG Zhuan-feng

Abstract:For cable-stayed bridge of single-tower cooperative system often used in practice, this paper analyzes the reasonable form of this system in detail from the length without cable, the ratios of depth of beam to main span, the ratios of side span to main span and tower's height to main span, and recommends reasonable scope of parameters, and provides reference for the design of such bridge.

Key words: cooperative system, cable-stayed bridge, the length without cable, the ratios of depth of beam to main span

收稿日期:2007-04-17

作者简介:张林(1981-),男,硕士,助理工程师,广东省建科建筑设计院,广东广州500100

根据变形协调条件,即拱脚的变位取决于侧墙墙顶的变位,因此 u_1, u_2, u_p 可以由局部变形地基梁法计算侧墙得到。

由于 h 为未知数,由(4)式所求得的 x_1, x_2 必须为 h 的函数,由局部变形理论及叠加原理可得:

$$u_0 = x_1 u_1 + x_2 (u_2 + f u_1) + u_p = \frac{h}{k}$$

(5)

将(4)式求得的 x_1, x_2 的表达式代入,即可求得 h 。

1.2.2 侧墙的计算

侧墙按照双向弹性地基梁法进行计算:

墙顶力: $M_h = X_1 + X_2 f + M_{hp} + \bar{M}_h \cdot j$

(6)

$$H_h = X_1 + H_{hp} + \bar{H}_h \cdot j$$

(7)

参照文献[1]第8章弹性地基梁的有关公式求得侧墙任意界面内力。

表1 各截面的 M、N 值

| 截面 | M | N | 截面 | M | N |
|----|-------------|------------|----|--------------|-------------|
| 0 | 24.514 961 | 69.596 540 | 9 | - 44.529 12 | 110.790 39 |
| 1 | 23.105 870 | 70.324 410 | 10 | - 53.822 47 | 117.611 79 |
| 2 | 18.861 130 | 72.224 703 | 11 | - 63.614 430 | 104.969 375 |
| 3 | 11.956 734 | 75.372 259 | 12 | - 37.132 598 | 106.369 723 |
| 4 | 2.839 899 | 79.672 259 | 13 | - 19.002 794 | 107.770 070 |
| 5 | - 7.785 751 | 84.962 645 | 14 | - 7.808 139 | 109.170 415 |
| 6 | - 18.977 11 | 91.016 490 | 15 | - 1.902 824 | 110.570 763 |
| 7 | - 29.592 97 | 97.550 816 | 16 | 0.457 613 | 111.971 110 |
| 8 | - 38.339 58 | 104.236 73 | 17 | 1.046 056 | 113.371 458 |

表2 ANSYS 分析值与理论计算值的比较

| 项次 | 截面 | M(理论) | M(ANSYS) | % | N(理论) | N(ANSYS) | % |
|----|----|--------------|------------|-------|-------------|-----------|-------|
| 拱圈 | 0 | 24.514 961 | 30.979 56 | 26.37 | 69.596 540 | 86.014 36 | 23.59 |
| | 1 | 23.105 870 | 27.812 54 | 20.37 | 70.324 410 | 85.739 52 | 21.92 |
| | 2 | 18.861 130 | 22.942 68 | 21.64 | 72.224 703 | 88.208 03 | 22.13 |
| | 3 | 11.956 734 | 13.853 07 | 15.86 | 75.372 259 | 88.208 15 | 17.03 |
| | 4 | 2.839 899 | 3.494 78 | 23.06 | 79.672 259 | 97.965 01 | 22.96 |
| | 5 | - 7.785 751 | - 9.314 09 | 19.63 | 84.962 645 | 102.082 6 | 20.15 |
| | 6 | - 18.977 11 | - 23.093 2 | 21.69 | 91.016 490 | 111.731 8 | 22.76 |
| | 7 | - 29.592 97 | - 37.225 | 25.79 | 97.550 816 | 122.709 2 | 25.79 |
| | 8 | - 38.339 58 | - 48.369 2 | 26.16 | 104.236 73 | 128.294 6 | 23.08 |
| | 9 | - 44.529 12 | - 57.135 3 | 28.31 | 110.790 39 | 137.568 4 | 24.17 |
| 侧墙 | 10 | - 53.822 47 | - 64.226 4 | 19.33 | 117.611 79 | 141.851 6 | 20.61 |
| | 11 | - 63.614 430 | - 76.776 3 | 20.69 | 104.969 375 | 128.125 6 | 22.06 |
| | 12 | - 37.132 598 | - 50.778 8 | 37.65 | 106.369 723 | 129.611 5 | 21.85 |
| | 13 | - 19.002 794 | - 22.662 7 | 19.26 | 107.770 070 | 130.218 6 | 20.83 |
| | 14 | - 7.808 139 | - 8.617 06 | 10.36 | 109.170 415 | 130.415 | 19.46 |
| | 15 | - 1.902 824 | - 2.163 32 | 13.69 | 110.570 763 | 132.983 5 | 20.27 |
| | 16 | 0.457 613 | 0.542 454 | 18.54 | 111.971 110 | 133.189 6 | 18.95 |
| | 17 | 1.046 056 | 1.172 524 | 12.09 | 113.371 458 | 133.347 5 | 17.62 |

2 实例计算

该工程为 212 国道重庆—合川端中某一隧道工程,围岩为软质石灰岩,埋深 $H = 50\text{ m}$,岩石坚硬系数 $f_i = 2$,内摩擦角 $\alpha = 65^\circ$,容重 $\gamma = 2\,400\text{ kg/m}^3$,侧向岩层地基系数 $K_1 = 2.5 \times 10^5\text{ kPa/m}$,基底岩层地基系数 $K_2 = 1.25\text{ K}_1 = 3.125 \times 10^5\text{ kPa/m}$ 。

根据该衬砌的受力特点,参照有关设计规范,综合考虑后,选用直墙拱结构作为其支护结构。其净跨 $l_0 = 14\text{ m}$,拱顶厚度 $d_0 = 0.7\text{ m}$,拱脚厚度 $d_j = 1.0\text{ m}$,内拱矢高 $f_0 = 3.75\text{ m}$,侧墙厚度 $d_g = 1.0\text{ m}$,内墙高 $h_0 = 2.75\text{ m}$,底板厚度 $d_B = 0.12\text{ m}$,墙基埋深 $d_m = 0.2\text{ m}$ 。

利用改进的压力拱理论^[1],求得拱顶荷载为:

$$q = q_{\text{地}} + q_{\text{自}} = 113.5\text{ kPa}; \quad q = q_{\text{自}} = 25.5\text{ kPa}。$$

根据局部变形地基梁法,可以求得拱身各截面的弯矩、内力见表1。

3 数值模拟

文中运用 ANSYS 大型有限元程序对该隧道变截面直墙拱衬砌内力进行了数值模拟,先模拟隧道开挖的地层应力释放,再分析隧道衬砌内力。

运用 ANSYS 进行分析,可得到各截面的弯矩、剪力,与理论计算值比较如表2所示。

从表2可以看出,根据局部变形地基梁法计算出的弯矩和轴力,与大型 ANSYS 有限元分析得出的数据最大偏差为 37.65%,偏差还是比较显著的,但是弯矩和轴力分布的变化趋势都相似,在拱脚处弯矩较大,侧墙底部的轴力较大。

4 结语

1)局部变形地基梁法计算出的数据与大型 ANSYS 有限元分析得出的数据有一定的偏差,ANSYS 模拟得出的计算数据,不能很好地反映隧道的真实受力情况,但是弯矩和轴力分布的变化趋势与局部变形地基梁法计算结果比较相似,在拱脚处弯矩较大,侧墙底部的轴力较大。

2)从局部变形地基梁法和大型 ANSYS 有限元模拟都可以看出,拱脚处的内力值最大,即隧道衬砌的最危险点,因此在设计施工过程中,拱脚处的开挖、设计施工都要特别注意。

3)使用局部地基梁法计算隧道衬砌内力时,没有考虑侧墙脚的水平位移,实际上侧墙将产生一定的水平位移,这在计算过程中将导致一定误差,影响计算结果的准确性。

4)由于 ANSYS 在岩土领域中运用的缺陷,特别是本构关系中的不足,导致模拟隧道开挖、隧道衬砌受力时存在偏差,不很适用于岩土领域。文中采用的模拟方法,没有考虑隧道开挖过程的影响,仅适用于全断面开挖时,隧道衬砌断面整体现浇的应力分布情况。

参考文献:

[1]孙 钧,侯学渊.地下结构(上册)[M].北京:科学出版社,1987.

[2]李皓月,周田朋,刘相新.ANSYS 工程计算应用教程[M].北京:中国铁道出版社,2003.

[3]周勇超,郝宪武.双曲拱桥拓宽加固改造实例及力学性能分析[J].山西建筑,2006,32(1):17-18.

Analysis of underground arch structural inside force

ZHANG Lin

Abstract: According to partial deformed basement beam method, improved pressure arch theory are used in calculating the pressure of basement, inside force of a tunnel along national road 212 is also calculated, meantime, simulates by large limited unit, analyzes the forcing features of arch structure, has guiding effect for designing and construction of tunnel project.

Key words: underground arch structure, changed section direct arch, partial deformed basement beam method, pressure arch theory