

大跨径上承式砼拱桥扣索索力计算与优化

田奇龙

(龙山县交通建设质量安全监督管理局, 湖南 龙山 416800)

摘要:以牛路河特大桥缆索吊装施工为依托,采用力矩平衡法、零位移法及弹性—刚性支承法计算扣索索力,并对计算结果进行施工仿真分析,结果表明弹性—刚性支承法计算的索力更合理、更贴近实际施工过程,但局部阶段主拱圈截面拉应力超限;采用基于 MIDAS/Civil 中未知荷载系数的影响矩阵法进行索力优化计算,结果表明以优化分析法计算索力进行吊装,松索成拱后的线形与目标线形最接近且拉、压应力相对均匀,均在施工控制范围内。

关键词:桥梁;上承式砼拱桥;扣索索力;优化分析

中图分类号:U441

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2018)03-0122-05

随着拱桥跨径的增大,传统的无支架缆索吊装系统逐渐被淘汰,现在普遍采用千斤顶斜拉扣挂施工。斜拉扣挂施工法通常分为多个阶段,各阶段完成至成桥状态是一个漫长而复杂的过程,需通过施工仿真分析对桥梁结构各阶段的受力及变形进行预测和控制,其中扣索索力计算最关键。用来计算扣索索力的方法很多,传统的索力计算方法主要有力矩平衡法、零弯矩法、零位移法及弹性—刚性支承法。该文以实际工程为依托,总结这些方法的适用条件,并针对这些方法对拱肋线形的偏差和截面应力超限问题引入优化理论进行优化,得到适合结构的最优索力。

1 工程概况

牛路河特大桥为张花(张家界—花垣)高速公路

永顺连接线上的一座净跨 195 m 钢筋砼箱形拱特大桥,跨越牛路河,位于猛洞河漂流终点下游 600 m 处,桥面距离牛路河面 220 m。全长 430.08 m,桥跨设置为 $5 \times 20 \text{ m} + 195 \text{ m} + 5 \times 20 \text{ m}$ 。主桥桥面标准宽度 10 m,引桥曲线段加宽 1.5 m。主桥采用主孔净跨径 195 m 的 RC 无铰钢筋砼箱形拱,矢跨比 $1/5$,按拱顶截面、两 $1/4$ 截面及两拱脚截面 5 点重合为条件,拱轴系数为 1.543,拱圈高度为 360 cm (等高),拱圈宽度 780 cm。引桥采用 $5 \times 20 \text{ m}$ 现浇箱梁。桥型布置见图 1。

2 有限元模型建立

该桥主拱圈采用整体截面预制吊装拼接,拱圈预制采用 C50 砼。扣索采用 $\phi 15.24$ 高强度低松弛 strand1860 钢绞线,截面利用面积等效的原则换算

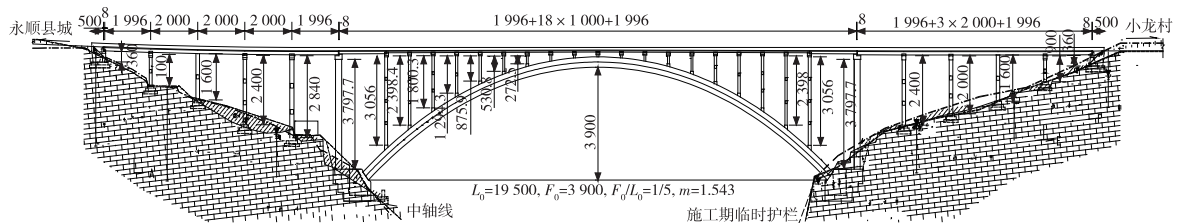


图 1 牛路河特大桥桥型布置立面图(单位:cm)

成实心圆形截面。主要材料的力学性能见表 1。

表 1 主要材料的力学性能

材料类型	弹性模量/MPa	线膨胀系数	泊松比	容重/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)
扣索(S1860)	1.95×10^5	1.2×10^{-5}	0.3	78.5
C55 砼	3.55×10^4	1.0×10^{-5}	0.2	25.0

3 扣索初拉力的计算

3.1 计算方法简介

3.1.1 力矩平衡法

力矩平衡法是指在斜拉扣挂过程中的钢筋砼箱形拱桥,通过控制与调整扣索索力,使拱肋各节段在

接头处的弯矩 M 为零,即将节段与节段间的连接看作铰接,通过节点力系的平衡原理,逐段递推求解索力(见图 2)。

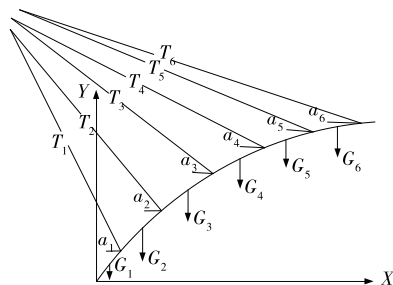


图 2 力矩平衡法计算简图

3.1.2 零位移法

零位移法在索力计算过程中将扣索扣点简化成支座,约束扣点位移。零位移法采用 MIDAS/Civil 有限元软件求解较方便,扣索单元直接用固定支座代替,在扣点处设立支座。求解思路为:1) 吊装第一段时,激活扣点 1 的支座,拱脚为铰接,求解支座 1 处的支座反力 F_x 和 F_z ,然后求 F_x 和 F_z 的合力即为第一段索力 T_1 。2) 吊装第二段时,激活扣点 2 的支座,钝化扣点 1 的支座,求解支座 2 处的支座反力 F_x 和 F_z ,然后求 F_x 和 F_z 的合力即为第二段索力 T_2 。3) 吊装第三段时,激活扣点 3 的支座,钝化扣点 2 的支座,求解支座 3 处的支座反力 F_x 和 F_z ,然后求 F_x 和 F_z 的合力即为第三段索力 T_3 。以此类推,可求解出每个扣点处的支座反力,然后求合力得到每根扣索的索力(见图 3)。

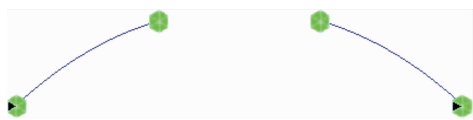


图 3 零位移法第 13 段索力 MIDAS 计算图

3.1.3 弹性-刚性支承法

弹性-刚性支承法是针对实际缆索吊装过程中拱肋在合龙前拱脚采用铰接,合龙后拱脚采用固结,每段拱肋与前一段拱肋的接头处采用焊接,即每段拱肋的连接为固结的特点,对当前吊装节段的扣索用刚性支承进行模拟,将已施工节段的扣索改为用弹性支承进行模拟,这种方法能同时计算出预抬量和索力。采用有限元软件的求解过程如下:1) 吊装第一段拱肋时,激活第一段拱肋单元及扣索单元,将 N1 扣索的轴向刚度调到无穷大(通常提高 100~1 000 倍),在节段自重作用下,通过计算得到 N1 扣索的索力 T_1 。图 4 为 MIDAS 第一段计算简图。

2) 吊装第二段拱肋时,把 N2 扣索的轴向刚度调到无穷大,N1 扣索的轴向刚度取实际刚度,通过计算得到 N2 扣索的索力 T_2 及第一段扣索索力的变化值 ΔT_1 。3) 吊装第三段拱肋时,把 N3 扣索的轴向刚度调到无穷大,N1、N2 扣索的轴向刚度取实际刚度,通过计算得到 N3 扣索的索力 T_3 及第一、二段扣索索力的变化值 $\Delta T_1, \Delta T_2$ 。图 5 为 MIDAS 第三段计算简图。吊装合龙段时,所有扣索的刚度取为实际刚度。以此类推,可逐段计算出每段扣索的初拉力及在后续阶段的变化值。

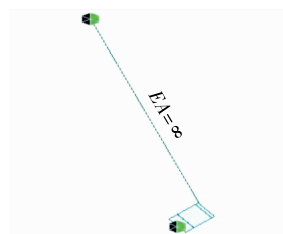


图 4 弹性-刚性支承法第一段计算图

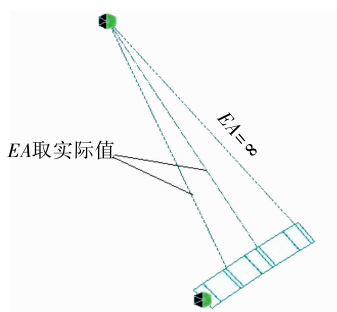


图 5 弹性-刚性支承法第三段计算图

3.2 各方法计算结果分析

采用力矩平衡法、零位移法及弹性-刚性支承法计算牛路河特大桥的扣索索力,结果见表 2。由表 2 可知:1) 采用力矩平衡法、零位移法及弹性-刚性支承法计算的扣索初拉力有一定差别,说明合理的仿真计算方法对施工分析具有重要意义。2) 采用零位移法原理,通过 MIDAS 求解出的各支座反力的合力较均匀,X 方向的分力太小,Z 方向的分力太大,导致合力的倾角很大,与实际不符。因此,未将求解结果代入分析模型中进行施工阶段分析。

将力矩平衡法和弹性-刚性支承法计算的索力代入仿真模型中,通过计算分析,得到以这两种索力进行吊装时主拱圈的拉、压应力(见图 6、图 7)。由表 2、图 6、图 7 可知:1) 力矩平衡法在前 10 段与弹性-刚性施工法的索力计算结果很接近,随着阶段的延续其结果差别越来越大,拱圈截面最大拉、压应

表2 各方法扣索初拉力计算结果

扣索号	永顺侧扣索初拉力/kN			小龙村侧扣索初拉力/kN		
	弹性-刚性支承法	零位移法	力矩平衡法	弹性-刚性支承法	零位移法	力矩平衡法
N1	423.10	534.28	422.42	405.95	541.08	412.45
N2	583.30	769.57	586.25	573.70	770.58	572.34
N3	727.02	941.06	729.51	729.15	942.52	738.30
N4	779.81	954.90	785.86	790.11	954.90	795.14
N5	800.88	914.04	810.99	801.64	913.70	810.68
N6	836.73	906.95	843.98	861.17	905.15	868.45
N7	860.11	862.13	873.22	867.12	861.65	878.76
N8	925.62	857.88	942.36	924.97	857.54	939.68
N9	937.43	828.39	951.70	934.74	828.61	948.14
N10	1 014.52	833.75	1 024.05	1 002.08	833.88	1 012.34
N11	1 072.02	819.04	1 070.06	1 020.39	819.08	1 020.98
N12	1 123.64	829.77	1 103.98	1 098.34	830.08	1 085.80
N13	1 195.84	822.50	1 153.32	1 126.19	822.43	1 094.66
N14	1 302.33	833.77	1 229.47	1 215.10	834.10	1 159.48
N15	1 310.00	833.99	1 192.61	1 268.70	830.30	1 169.88
N16	10 420.50	839.98	1 262.40	1 369.30	840.05	1 234.05
N17	1 524.80	839.06	1 319.32	1 419.05	839.14	1 247.30
N18	1 654.64	846.44	1 391.41	1 531.35	846.43	1 310.76
N19	1 649.60	784.89	1 345.61	1 474.10	784.86	1 226.46
N20	1 776.20	790.65	1 409.88	1 579.70	790.66	1 280.19

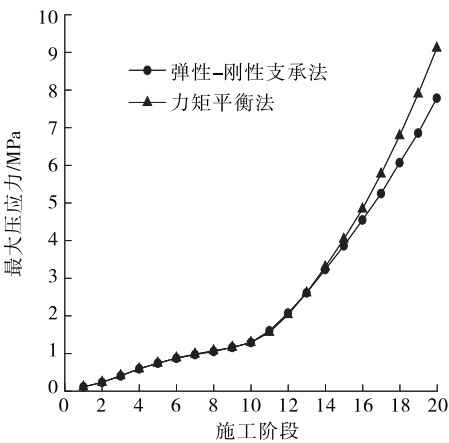


图6 力矩平衡法和弹性-刚性支承法下各施工阶段的
最大压应力

力也逐渐增大,明显大于弹性-刚性支承法。说明在拱箱节段较少时力矩平衡法有一定的适用性,力矩平衡法通常用于索力估算和扣索型号选取。2) 采用弹性-刚性支承法计算的索力在各阶段变化较

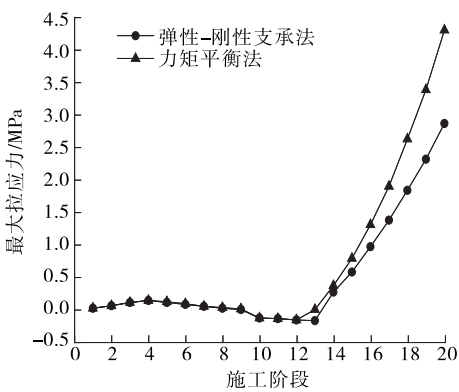


图7 力矩平衡法和弹性-刚性支承法下各施工阶段的
最大拉应力

均匀,不存在突变情况,各阶段的最大拉、压应力也比力矩平衡法小。因此,采用该方法的计算结果进行施工仿真分析往往较准确,也更贴近实际施工过程。3) 采用力矩平衡法和弹性-刚性支承法计算的最后几个施工阶段,拱圈截面的最大拉应力超过

C50 砼的容许拉应力,应对扣索索力进行优化。

4 索力优化

4.1 优化理论

索力的优化思路如下:

$$\{F\} = [K] \{\delta\}$$
(1)

式中: $\{F\}$ 为各种荷载引起的等效节点力; $[K]$ 为整体刚度矩阵; $\{\delta\}$ 为节点位移。

对于某个特定的施工阶段, $\{\delta\}$ 可表示为已参与工作的扣索索力的函数, 即 $\{\delta\} = \delta(\{S\})$ 。因此, 索力的求解可归结为下面的优化问题:

$$\begin{aligned} \min: f(s) &= \sum_j (u_j(s) - \bar{u}_j)^2 \\ (S &= [s_1, s_2, \dots, s_N]) \\ \text{s.t.} \begin{cases} s_i \geq 0 & (i=1, 2, \dots, N) \\ \underline{v} \leq u_j(s) - \bar{u}_j \leq \bar{v} & (j=1, 2, \dots, H) \\ -[\sigma] \leq \sigma_m \leq [\sigma] & (m=1, 2, \dots, M) \end{cases} \end{aligned}$$
(2)

也可将扣索索力表示为 $\{\delta\}$ 的函数, 即 $\{S\} = S(\{\delta\})$ 。因此, 上述优化问题实际上是以位移为设计变量的优化问题, 通过几何控制法, 可将位移控制转化为一个有约束的优化问题:

$$\begin{aligned} Z(\sigma) &= \sum_i ((\delta_i - \bar{\delta}_i) u_j) \longrightarrow \min \\ \text{s.t.} \begin{cases} S_i(\{\delta\}) \geq 0 \\ S_i(\{\delta\}) \leq S_{i\max} \\ \underline{v} \leq \delta_j - \bar{\delta} \leq \bar{v} \end{cases} \end{aligned}$$
(3)

式中: Z 为优化目标函数; δ 为优化变量; σ 和 s 为状态变量; $S_i(\{\delta\})$ 为第 i 根扣索的应力; $S_{i\max}$ 为第 i 根扣索在吊装过程中允许的最大应力; $\delta_i - \bar{\delta}_i$ 为第 i 根扣索施工控制的竖向位移和期望位移的差值; \underline{v} 和 \bar{v} 为拱肋施工偏差的上下限。

在吊装过程控制中, 控制点数量与控制精度成正比, 但控制点过多会导致计算难度增大, 相应的目标函数也不易满足。在满足扣索应力和拱圈应力的条件下, 目标函数为最小值时的索力即为最优索力。

4.2 优化模型建立

利用 MIDAS/Civil 对牛路河特大桥进行仿真分析, 运用未知荷载系数功能, 采用基于影响矩阵的优化方法对斜拉扣挂过程中的索力进行优化求解。考虑到施工阶段的未知荷载系数法的结果是按施工阶段或各子步骤输出的, 在划分施工阶段及子步骤

时要注意单元、荷载及边界条件的激活和钝化顺序, 否则无法求出满足条件的可行解。建模时需将单位初张力同自重荷载分阶段激活。图 8 为第 20 施工阶段模型图, 施工阶段划分见表 3。

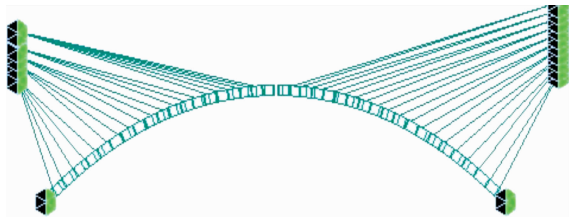


图 8 第 20 施工阶段模型

表 3 索力优化模型施工阶段划分

施工阶段	施工内容
CS1	安装 1# 节段和扣索 1, 拱脚临时铰接, 激活自重
CS2	张拉 1# 扣索(初拉力为 1)
CS3	安装 2# 节段和扣索 2
CS4	张拉 2# 扣索(初拉力为 1)
CS5	安装 3# 节段和扣索 3
CS6	张拉 3# 扣索(初拉力为 1)
CS7	安装 4# 节段和扣索 4
CS8	张拉 4# 扣索(初拉力为 1)
CS9	安装 5# 节段和扣索 5
CS10	张拉 5# 扣索(初拉力为 1)
CS11	安装 6# 节段和扣索 6
CS12	张拉 6# 扣索(初拉力为 1)
CS13	安装 7# 节段和扣索 7
CS14	张拉 7# 扣索(初拉力为 1)
CS15	安装 8# 节段和扣索 8
CS16	张拉 8# 扣索(初拉力为 1)
CS17	安装 9# 节段和扣索 9
CS18	张拉 9# 扣索(初拉力为 1)
CS19	安装 10# 节段和扣索 10
CS20	张拉 10# 扣索(初拉力为 1)
CS21	安装 11# 节段和扣索 11
CS22	张拉 11# 扣索(初拉力为 1)
CS23	安装 12# 节段和扣索 12
CS24	张拉 12# 扣索(初拉力为 1)
CS25	安装 13# 节段和扣索 13
CS26	张拉 13# 扣索(初拉力为 1)
CS27	安装 14# 节段和扣索 14
CS28	张拉 14# 扣索(初拉力为 1)
CS29	安装 15# 节段和扣索 15
CS30	张拉 15# 扣索(初拉力为 1)
CS31	安装 16# 节段和扣索 16

续表 3

施工阶段	施工内容
CS32	张拉 16 [#] 扣索(初拉力为 1)
CS33	安装 17 [#] 节段和扣索 17
CS34	张拉 17 [#] 扣索(初拉力为 1)
CS35	安装 18 [#] 节段和扣索 18
CS36	张拉 18 [#] 扣索(初拉力为 1)
CS37	安装 19 [#] 节段和扣索 19
CS38	张拉 19 [#] 扣索(初拉力为 1)
CS39	安装 20 [#] 节段和扣索 20
CS40	张拉 20 [#] 扣索(初拉力为 1)
CS41	安装合龙段

4.3 优化结果分析

优化计算后的扣索初拉力见表 4。将优化分析法计算的扣索初拉力代入模型中进行计算,对比优化分析法和弹性-刚性支承法的有限元计算分析结果,两种方法下主拱圈在各阶段的应力分布及松索成拱后拱肋线形见图 9~12。

表 4 扣索初拉力优化计算结果 kN

扣索号	扣索初拉力		扣索号	扣索初拉力	
	永顺侧	小龙村侧		永顺侧	小龙村侧
N1	422.21	405.20	N11	1 112.29	1 051.46
N2	580.53	571.21	N12	1 177.46	1 151.27
N3	723.46	727.33	N13	1 274.82	1 190.54
N4	777.72	789.49	N14	1 416.36	1 307.32
N5	799.78	802.65	N15	1 412.28	1 367.27
N6	832.25	859.24	N16	1 566.21	1 509.46
N7	858.62	868.35	N17	1 688.10	1 574.38
N8	930.34	932.98	N18	1 853.30	1 709.12
N9	948.37	947.76	N19	1 848.20	1 638.45
N10	1 039.01	1 026.38	N20	1 931.00	1 745.20

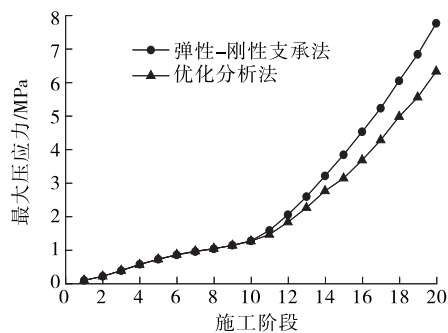


图 9 优化分析法和弹性-刚性支承法下各施工阶段的最大压应力

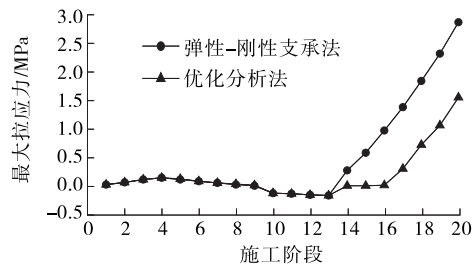


图 10 优化分析法和弹性-刚性支承法下各施工阶段的最大拉应力

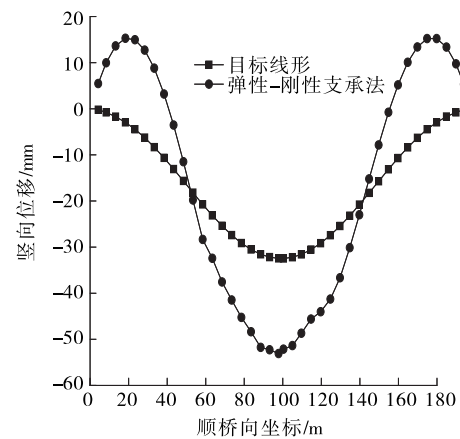


图 11 弹性-刚性支承法松索成拱后拱肋线形

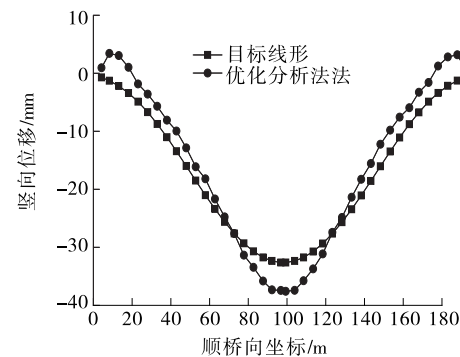


图 12 优化分析法松索成拱后拱肋线形

由图 9~12 可知:将优化分析法计算的索力代入模型进行计算,拱圈在最后几个阶段的最大拉应力明显减小,在容许拉应力范围内;最大压应力比弹性-刚性支承法的减小,使拱圈受力更合理,施工安全度也明显提高;优化分析法松索成拱后线形与目标线形较接近,而弹性-刚性支承法线形呈马鞍形,与目标线形偏差较大,在线形控制上优化分析法具有显著优势。

5 结论

- (1)对比各种索力计算方法,零位移法的计算

(下转第 132 页)

表 8 应力监控结果

测点编号	应力/MPa		测点编号	应力/MPa	
	实测值	计算值		实测值	计算值
1	-31.2	-29.5	6	-76.2	-77.0
2	22.3	18.7	7	10.0	5.7
3	-84.8	-98.0	8	-76.2	-69.9
4	-8.6	-12.3	9	10.1	7.8
5	-29.7	-35.6	10	-99.8	-89.5

4 结论

(1) 钢箱梁局部应力实测值、计算结果均在容许范围内,多种工况下最大应力不超过 157 MPa,钢箱梁结构设计经济、合理。

(2) 钢箱梁底板横桥向正应力和纵桥向正应力均比顶板大,腹板竖桥向正应力较大,横隔板各项应力均比顶板、底板和腹板大,横隔板应适当加厚。

(3) 应力测试是检验钢箱梁工作性能的重要手段,与有限元模拟计算结合考虑,能反映钢箱梁真实受力状态。

参考文献:

[1] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版

社,2007.

- [2] 陈光华.斜拉桥的发展现状与发展趋势[J].山西建筑,2008,34(19).
- [3] 巩春领.大跨度斜拉桥施工风险分析与对策研究[D].上海:同济大学,2006.
- [4] 陈德伟,郑信光,项海帆.混凝土斜拉桥的施工控制[J].土木工程学报,1993,26(1).
- [5] 何畏,唐亮,强士中,等.大跨度焊接钢箱梁斜拉桥施工控制技术研究及应用[J].桥梁建设,2002(5).
- [6] 孔祥福,周绪红,狄谨,等.钢箱梁斜拉桥正交异性桥面板的受力性能[J].长安大学学报:自然科学版,2007,27(3).
- [7] 杨帅.三塔钢箱梁斜拉桥施工控制关键技术及其参数敏感性研究[D].广州:华南理工大学,2015.
- [8] 李亚陵,刘灿,李瑞祥.钢箱梁斜拉桥悬臂拼装流程优化分析[J].公路与汽运,2018(1).
- [9] 张勇.斜拉桥钢箱梁横隔板 U 肋槽口整改方案研究[J].公路与汽运,2017(4).
- [10] 李忠三.基于静动力特性的多塔长跨斜拉桥结构体系刚度研究[D].北京:北京交通大学,2014.
- [11] 刘清平,王静峰.斜拉桥钢箱梁在车辆荷载作用下的局部应力分析[J].长江大学学报:自然科学版,2004,1(增刊 1).

收稿日期:2017-12-13

(上接第 126 页)

结果与实际偏差较大,力矩平衡法只能用于索力估算和扣索型号选取,弹性-刚性支承法的计算结果更合理、更贴近实际施工情况。

(2) 针对传统索力计算方法局部阶段拉应力超限的问题,采用基于 MIDAS/Civil 平台中未知荷载系数的影响矩阵法进行索力优化计算,对比优化分析法与传统方法计算的索力对拱肋应力和线形的影响,结果表明优化分析法能更好地控制线形及各施工阶段的拉、压应力。

(3) 采用不同方法计算的扣索索力各不相同,合理的仿真计算方法对施工分析具有重要意义。

参考文献:

- [1] 周水兴,江礼忠,曾忠,等.拱桥节段施工斜拉扣挂索力仿真计算研究[J].重庆交通学院学报,2000,19(3).
- [2] 梅盖伟.基于裸拱变形为控制目标的索力计算方法研究[D].重庆:重庆交通大学,2009.

- [3] 田仲初.大跨度钢箱拱桥的施工控制关键技术与动力特性研究[D].长沙:中南大学,2007.
- [4] 田仲初,陈得良,颜东煌,等.大跨度拱桥拱圈拼装过程中扣索索力和标高预抬量的确定[J].铁道学报,2004,26(3).
- [5] 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).
- [6] 陈妍如.大宁河特大桥拱肋安装斜拉扣索索力与预抬量计算分析[D].重庆:重庆交通大学,2008.
- [7] 秦斌.拱桥斜拉扣挂施工中的扣索索力优化研究[D].重庆:重庆交通大学,2011.
- [8] 肖伟.超大跨度钢管混凝土拱桥施工过程中扣索索力计算方法研究[D].重庆:重庆交通大学,2011.
- [9] 张明中.大跨度钢管混凝土拱桥施工过程仿真计算分析[D].武汉:武汉理工大学,2008.
- [10] 刘邵平.大跨度多肋拱桥施工控制索力优化分析研究[D].重庆:重庆交通大学,2009.

收稿日期:2017-11-06