

文章编号: 0451-0712(2006)02-0024-06

中图分类号: U448.22

文献标识码: B

飞燕式钢管混凝土拱桥徐变次内力的近似分析

程翔云

(湖南大学土木工程学院 长沙市 410082)

摘 要: 建立了应用双换算法和有限元法程序来分析飞燕式钢管混凝土拱桥徐变次内力的计算模型。按本法对一个算例所得到的计算结果与按力法的计算值吻合甚好。

关键词: 飞燕式; 钢管混凝土; 双换算系数; 拱桥; 徐变次内力; 关键截面

1 前言

我国新、老公路桥梁规范,都没有对钢管混凝土徐变系数 $\varphi(t, t_0)$ 的计算给出明确的规定,致使一些设计者对钢管混凝土拱桥的徐变分析,只能暂时地应用现行规范中的公式进行近似计算,即不考虑钢管对混凝土的套箍作用。本文也是在这样的前提下,提出对飞燕式钢管混凝土拱桥徐变次内力的计算模型,供参考。

此外,为了读者清楚起见,在介绍本文近似分析方法之前,先将其若干要点说明如下。

(1)关于飞燕式钢管混凝土拱桥的计算图式,作者已在文献[1]中进行了详细阐述,这里不再重复,因此,本文也是文献[1]的内容继续。

(2)本文所讨论的拱桥是采用缆索吊法进行主拱圈的施工的。如所周知,钢管拱对于管心混凝土而言,是一个永不拆除的拱架,而且本身没有类似于混凝土那样,随时间延续而产生徐变变形的特性。如果不计温度和混凝土收缩变形的影响,在没有其他外力的作用下,管心混凝土始终处于无应力状态。这就是说,钢管和管心混凝土的自重对整体结构的徐变分析不产生影响,故在以后的徐变分析中,可令其容重 γ 等于零(但要计入它们对拱脚截面引起的初内力),但当受到其他长期恒载的作用和变形受到约束时,钢管—混凝土组合截面同样地会产生徐变变形和徐变次内力。这是与一般混凝土或预应力混凝土结构的一个最大的不同点。

(3)为了便于徐变分析,这里必须以管心混凝土作标准,按照不同龄期的弹性模量和弹性模量比,将

钢管截面换算为同一性质的混凝土截面,具体的换算方法可参见文献[1]。

(4)飞燕式钢管混凝土拱桥是一个高次超静定结构,应用一般方法原理进行徐变分析将是十分困难的。为了便于应用平面杆系有限元法程序,本文仍推荐应用文献[2]中所介绍的“双换算法”,因此,本文也是将“双换算法”在拱桥徐变分析中的一个应用推广。为了后文叙述的方便,这里将其中几个有用的公式重复列出如下。

①计算恒定荷载作用下的徐变变形所用的换算弹性模量 E_{pi} :

$$E_{pi} = \frac{E}{\varphi(t, t_0)} \quad (1)$$

②计算在随时间变化的荷载作用下的徐变变形所用的换算弹性模量 E_{pvi} :

$$E_{pvi} = \frac{E}{1 + \rho_i(t, t_0) \cdot \varphi_i(t, t_0)} \quad (2)$$

③荷载换算系数 η_i :

$$\eta_i = E_{pvi} / E_{pi} \quad (3)$$

④徐变老化系数 $\rho_i(t, t_0)$:

$$\rho_i(t, t_0) = \frac{1}{1 - e^{-\eta_i(t, t_0)}} - \frac{1}{\varphi_i(t, t_0)} \quad (4)$$

以上各式中, $\varphi_i(t, t_0)$ 是按文献[3]计算出的混凝土徐变系数,其中 t_0 为加载时的混凝土龄期(d), t 为计算考虑时刻的混凝土龄期(d); E 为混凝土标准弹性模量。

(5)混凝土结构在早期的徐变变形特别显著,在成桥过程中,应分若干次逐一计算,以便进行施工监控。本文作为掌握分析方法的例子,仅列出其中的最

为关键的2个阶段,即:第Ⅰ阶段,指桥面结构在完成连续构造之前,后文符号上标含“Ⅰ”者,即指这个阶段;第Ⅱ阶段,指桥面结构完成了连续构造,且接缝混凝土已经达强,并形成超静定的连续桥面结构,凡符号上标含“Ⅱ”者,便是指这个阶段。掌握了它们的分析方法之后,便可推及其他。

2 双换算法的计算模型

2.1 第Ⅰ加载阶段(成桥以前)

本文重点放在阐明计算方法,故将成桥之前的逐次加载过程粗略地看作是一次性地施加到承重结构上面的,并定义为第Ⅰ加载阶段,如图1(1)所示。现简述它的建模和分析要点。

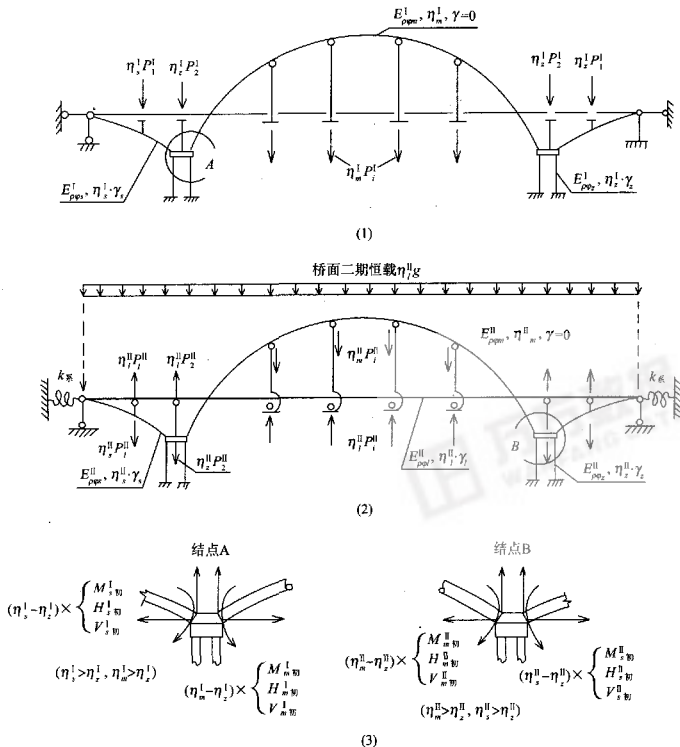


图1 飞燕式拱桥徐变计算模型

(1) 加载过程。

当主管拱心混凝土达强以后,便卸除两侧悬半拱下的支架(但也有放在更晚些时候才拆除的)→安装主吊杆和悬半拱上立柱→安装吊杆下端间横梁及悬半拱立柱上的盖梁(包括横撑)→在横梁或盖梁之间安装预制桥道板或梁(简支在横梁或盖梁上面)→焊接桥道板(梁)接头钢筋→浇注接缝混凝土及养护。

(2) 平均龄期。

施工加载过程划分得愈细,则愈接近实际。这里建议将加载龄期 t_0 定在悬半拱下面的支架拆除与接缝混凝土养护二者之间的某个恰当时间,计算考虑时刻的混凝土龄期 t 为二期恒载开始的时刻。由于桩基础、悬半拱、桥面结构以及管心混凝土不是在同一时刻内浇灌的,故它们的徐变系数 $\phi(t, t_0)$ 也是各不相同的。

(3) 关键截面的初始内力 S^I_0 。

所谓关键截面,是指在它的两侧杆件具有不相

同的徐变系数。对于本文结构应是:所有拱脚与桩顶承台的结合面,连接拱圈与桥面结构的吊杆或立柱。由于该阶段的桥面结构处于简支状态,故桥面结构、横梁以及吊杆(立柱)的自重对吊杆产生的初拉力(对立柱为初压力)比较容易计算。这些荷载和悬半拱自重对拱脚截面产生的初内力(M_{0j}^b 、 N_{0j}^b 、 Q_{0j}^b)可按图1(1)图式用有限元法程序进行计算,但应特别注意两点:第一,此时所有杆单元均用各自的标准弹性模量 E ,而不是徐变换算弹性模量 E_p 或 E_{pc} ;第二,主孔钢管应参照文献[1]中的弹性模量比等效为与管心混凝土性质相同的截面,但它们二者的自重(或容重 $\gamma=0$)不作为徐变荷载参加此后的徐变次内力分析,而只计入它们对拱脚截面产生的初内力。这是因为主孔拱脚截面上的初始内力(含钢管及管心混凝土自重影响)将对桩墩及悬半拱的徐变产生影响,而这些影响又将反过来反射到主孔拱圈上的缘故。

(4) 换算结构的计算图式。

为了分析初内力及外荷载对混凝土结构产生的徐变次内力 S_k^b (包含 M_k^b 、 N_k^b 、 Q_k^b),对于图1(1)中的所有杆单元均应按照各处的徐变系数 $\phi_i(t, t_0)$ 和应用式(1)~式(4),分别计算它们的换算弹性模量 E_{pc}^b 和荷载换算系数 η^i 。对于本文第I阶段,桩基为 E_{pc}^b 、 η_1^i ;悬半拱为 E_{pc}^b 、 η_1^i 、钢管混凝土拱(简称主孔拱)为 E_{pc}^b 、 η_m^i 。此阶段的桥面结构因不参与整体受力,可以不计算;其次,吊杆一般由钢绞线构成,亦不用计算;混凝土立柱可近似地取与悬半拱相同,但也可单独计算。

作用于此换算结构上的徐变荷载:(1)结构自重——除主孔拱自重不计入外,其余杆元均用各自的容重 γ 与 η^i 之乘积输入之;(2)立柱上集中力 P_1^i ——代表桥面结构自重对悬半拱的垂直压力,用 η_1^i 乘之;(3)作用于桩顶立柱上的集中力 P_2^i ——用 η_1^i 乘之;(4)作用于吊杆上的垂直力 P_3^i (其中的一个代表力)——用 η_m^i 乘之;(5)关键截面的初内力 S_{0j}^b (弯矩 M_{0j}^b 、轴力 N_{0j}^b 和剪力 Q_{0j}^b)——在本阶段图1(1)图式中,共有4个这样的截面,每座桩基上各有2个。为了便于程序运算,应先将该截面内的轴力 N_{0j}^b 和剪力 Q_{0j}^b 化为结点处的水平向力 H_{0j}^b 和竖向力 V_{0j}^b ,再用荷载换算系数差 $\Delta\eta^i$ ($=\eta_1^i-\eta_2^i$ 或 $=\eta_m^i-\eta_2^i$)分别乘之,便得到作用于关键截面上的不平衡结点力,即 $\Delta\eta^i M_{0j}^b$ 、 $\Delta\eta^i H_{0j}^b$ 和 $\Delta\eta^i V_{0j}^b$ 等,如图1(3)所示,这些结点力的作用方向与该截面切口处具有较大 η 值一侧的内力方向相同,具体方法可参见文献[2]。

(5) 徐变次内力 S_k^b 。

按照上述的换算结构图式和应用有限元法程序,便可以算出各截面的内力 S_{kj}^b ,于是,任意截面的次内力 $S_k^b(j)$ 可按下式计算:

$$S_k^b(j) = S_{kj}^b(j) - \eta_1^i \cdot S_{0j}^b(j) \quad (5)$$

式中 j 代表 j 号截面。注意,由于本阶段的桥面结构处于简支状态,故它们以及吊杆、立柱中均不产生徐变次内力。

(6) 截面总内力 S_k^b 。

本阶段拱圈和桩基的总内力为:

$$S_k^b(j) = S_{0j}^b(j) + S_k^b(j) \\ = S_{0j}^b(j) + (1 - \eta_1^i) \cdot S_{0j}^b(j) \quad (6)$$

而桥面结构、吊杆和立柱的总内力仍等于其初始内力。它们在第I阶段的徐变过程中,仅起到一个外荷载或传递荷载的作用。

2.2 第I加载阶段(上二期恒载以后)

第I加载阶段的徐变分析换算结构如图1(2)所示。下面仅介绍它与图1(1)中的差异。

(1)本阶段的混凝土加载龄期 t 。正是它们在第I阶级中的计算考虑时刻之混凝土龄期 t 。

(2)桥面结构已经形成连续梁结构,并且弹性地支承在众多的吊杆和立柱上,在徐变的过程中,它们将参与整体受力,换句话说,增加了结构的超静定次数。

(3) 关键截面的初始内力 S_{0j}^b 。

对于各个拱脚截面,此初始内力由3部分组成:①第I阶段的初内力 S_{0j}^b ;②第I阶段产生的徐变次内力 S_k^b ;③按图1(2)的计算图式,但各杆元均取各自的标准弹性模量 E ,且仅由二期恒载 g (kN/m)产生的截面内力 S_k^i 。

对于吊杆和立柱,则在第I阶段的 P_1^i 、 P_2^i 和 P_3^i 的基础上,各增加由二期恒载 g 所产生的压力或拉力 P_{1g}^i 、 P_{2g}^i 和 P_{3g}^i ,即 $P_1^i = P_1^i + P_{1g}^i$ 、 $P_2^i = P_2^i + P_{2g}^i$ 和 $P_3^i = P_3^i + P_{3g}^i$ 。

(4) 换算结构的计算图式。

先按各杆元在第I加载阶段的徐变系数分别计算相应的 E_{pc}^b 、 η_1^i 、 E_{pc}^b 、 η_1^i 、 E_{pc}^b 、 η_m^i 和 E_{pc}^b 、 η_1^i ,后二者为连续桥面结构的相应值,再用 η^i 值分别乘悬半拱、桩基、桥面结构的容重 γ 以及桥面二期恒载 g ,这一点与第I加载阶段完全相似。对于各拱脚截面也同前面一样,用荷载换算系数差 $\Delta\eta^i$ ($=\eta_1^i-\eta_2^i$ 或 $=\eta_m^i-\eta_2^i$)分别乘第I阶段的初始内力、即 $\Delta\eta^i M_{0j}^b$ 、 $\Delta\eta^i H_{0j}^b$ 和 $\Delta\eta^i V_{0j}^b$,如图1(3)所示。

在第I加载阶段中的一个最大特点是对吊杆和立柱中初内力的换算。吊杆一般采用平行钢绞线或

平行钢丝束做成。这种材料是不会产生徐变变形的,即 $\eta_{\text{fs}}^{\text{I}}=0$;而混凝土立柱一般是放在场外事先提前预制,且其构件长度相对甚短,处于中心受压状态,受力不太大,它的徐变变形量与受压弯作用的拱、梁以及受垂直力甚大的桩墩结构相比,可以忽略不计。为了简化分析,也可以近似地将它视作与吊杆一样,上下端亦视作铰接,令其 $\eta_{\text{fs}}^{\text{I}}\approx 0$ 。其次,由于吊杆和

立柱的上、下结点是与具有不同 η^{I} 值的杆元相连接,并且各根吊杆是将主孔拱肋朝下拉、将桥面结构朝上提起,而立柱恰相反,故对每根吊杆的初内力 P_i^{I} 分别乘以不同的 η^{I} 值,对上结点为 $\eta_{\text{a}}^{\text{I}} P_i^{\text{I}}$,方向向下,对下结点为 $\eta_{\text{t}}^{\text{I}} P_i^{\text{I}}$,方向向上,所有立柱的上端为 $\eta_{\text{t}}^{\text{I}} P_1^{\text{I}}$ 、 $\eta_2^{\text{I}} P_2^{\text{I}}$,方向向上,其下端为 $\eta_1^{\text{I}} P_1^{\text{I}}$ 、 $\eta_2^{\text{I}} P_2^{\text{I}}$,方向向下,恰与吊杆的相反,如图2(2)所示。

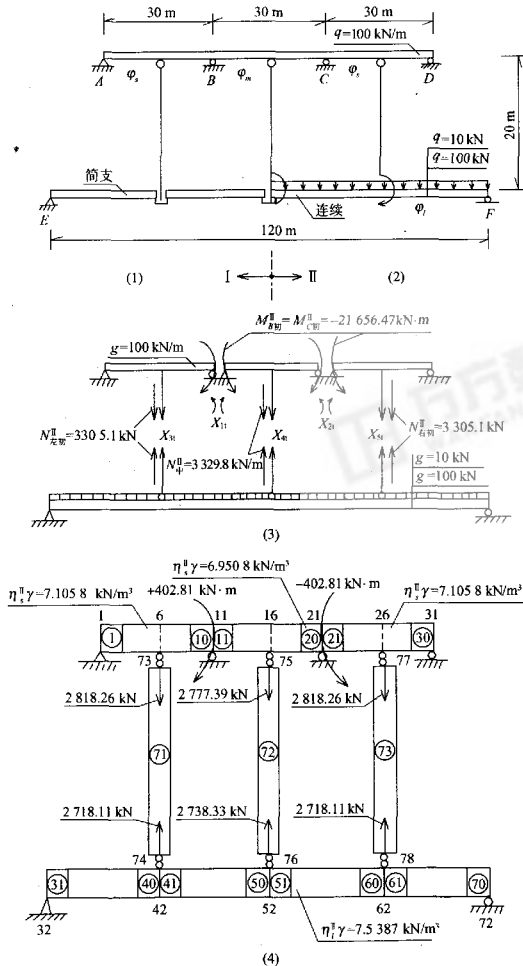


图2 示例结构的基本尺寸及计算图式

(5) 徐变次内力 S_{ik}^t 。

除吊杆和立柱以外的任意 j 截面的徐变次内力为:

$$S_{ik}^t(j) = S_{ik}^s(j) - \eta_j^t \cdot S_{ik}^s(j) \quad (7)$$

对于吊杆和立柱的徐变次轴力 N_{ik}^t 可以不用另行计算, 它可直接从程序输出中得到, 即:

$$N_{ik}^t = N_{ik}^s \quad (8)$$

式中的 N_{ik}^s 为换算结构中吊杆或立柱单元的轴力(拉为正, 压为负)。

(6) 截面总内力 S_{ik}^t 。

桩、拱和桥面结构为:

$$\begin{aligned} S_{ik}^t(j) &= S_{ik}^s(j) + S_{ik}^t(j) \\ &= S_{ik}^s(j) + (1 - \eta_j^t) S_{ik}^s(j) \end{aligned} \quad (9)$$

吊杆、立柱的总轴力为:

$$N_{ik}^t = N_{ik}^s + N_{ik}^t = N_{ik}^s + N_{ik}^s \quad (10)$$

附带说明: (1) 对于桥面结构的最终总内力, 还应叠加它处在简支状态下的恒载截面内力; (2) 主孔钢管混凝土拱圈中由本身自重所产生的那一部分初始内力, 实际上是纯由钢管截面来承担的, 故在式 (9) 中还不能将它与由组合截面所承担的内力直接叠加, 而应将后者先按钢管与管心混凝土的刚度比 (对于弯矩为 $E_g I_g / E_c I_c$, 对于轴力为 $E_g A_g / E_c A_c$) 分配后, 再分别进行内力叠加。

3 示例验证

为了表明了和便于读者掌握本文方法的要领, 本文将列举一个虚拟的但与图 1 相类似的算例, 如图 2 所示。其中将用 3 跨连续梁来代替图 1 中的 3 孔拱桥。下面分别介绍它的基本资料和分析过程, 供参考。

3.1 基本资料

(1) 结构尺寸。

上、下两层梁体的截面尺寸假设相同, 取宽 \times 高 $= 12 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, 钢绞线吊杆为 $12 \times 0.01 \text{ m}$, 均摊到梁体上每延米荷重 $q = 100 \text{ kN/m}$, 二期恒载作用于下层梁体上, 荷载集度 $g = 10 \text{ kN/m}$, 吊杆自重忽略不计, 其余跨长及层间间距均示于图 2 中。

(2) 施工过程。

设在支架上先浇注 BC 跨梁体, 达到设计强度后, 将支架移至两侧 AB 跨和 CD 跨, 并连续浇注上层梁体, 卸架后, 立即安装吊杆和下层的预制梁体, 先简支后连续, 仿效图 1 中的第 I 加载阶段, 如图 2(1) 所示。待桥面结构接缝混凝土达强后, 便施加二期恒

载, 仿效图 1 中的第 II 加载阶段, 如图 2(2) 所示。

(3) 徐变特性。

按规范中的规定和式 (1)~式 (4) 计算, 得到的各个徐变特性参数列出表 1。

表 1 图 2 中结构的徐变特性

| 加载阶段 | 梁段 | (t, t_0) | $\phi(t, t_0)$ | $\rho(t, t_0)$ | $E_g = \frac{E}{\varphi}$ | $E_{gsp} = \frac{E}{1 + \rho + \varphi}$ | $\eta = \frac{E_{sp}}{E_g}$ |
|------|--------|------------------|----------------|----------------|---------------------------|--|-----------------------------|
| I | BC | (49, 35) | 0.613 4 | 0.350 8 | 1.630 4E | 0.747 5E | 0.458 5 |
| | AB, CD | (35, 21) | 0.675 9 | 0.335 9 | 1.479 4E | 0.726 9E | 0.491 4 |
| II | BK' | (∞ , 49) | 1.796 0 | 0.642 2 | 0.556 8E | 0.464 4E | 0.834 1 |
| | AB, CD | (∞ , 35) | 1.915 6 | 0.650 6 | 0.522 1E | 0.445 2E | 0.852 7 |
| | EF | (∞ , 50) | 1.727 7 | 0.637 3 | 0.578 8E | 0.476 0E | 0.822 4 |

注: 表中 E 为混凝土的标准弹性模量, 假设 $E = 3.5 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$, 对于吊杆近似取 $E_g = 1 \times 10^{13} \text{ kN/m}^2$ 。

(4) 关键截面初内力。

本例关键截面为 B, C 支点截面和 3 根吊杆。对于第 I 加载阶段, B, C 支点截面的初弯矩 M_{B0}^I 和 M_{C0}^I 为:

$$\begin{aligned} M_{B0}^I &= M_{C0}^I = M_{B0}^I + M_{B0}^{IK} + M_{B0}^{IK_g} \\ &= -18\,000 + (-2\,227.47) + (-1\,429) \\ &= -21\,656.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

其中 $M_{B0}^I = M_{C0}^I$, 它们是按图 2(1) 图式, 取标准弹性模量 E 和不计 BC 跨结构自重 q 而算得的初弯矩, 这是因为 BC 跨在卸架时处于简支状态, 支点处只产生弹性转角, 而不产生负弯矩效应; $M_{B0}^{IK} = M_{C0}^{IK}$, 它们是第 I 阶段在中支点产生的徐变次弯矩 (计算过程略); $M_{B0}^{IK_g} = M_{C0}^{IK_g}$, 它们是按图 2(2) 图式, 取标准弹性模量 E 和由下层梁上的二期恒载 g 产生的初弯矩。

左、右吊杆的初始轴力 N_{L0}^I, N_{R0}^I 为:

$$\begin{aligned} N_{L0}^I &= N_{R0}^I = N_{L0}^I + N_{L0}^{IK_g} \\ &= 30 \text{ m} \times 100 \text{ kN/m} + 305.1 \\ &= 3\,305.1 \text{ kN (拉)} \end{aligned}$$

中吊杆的初始轴力 N_{M0}^I 为:

$$\begin{aligned} N_{M0}^I &= N_{M0}^I + N_{M0}^{IK_g} = 30 \times 100 \text{ kN/m} + 329.8 \\ &= 3\,329.8 \text{ kN (拉)} \end{aligned}$$

上二式中右边的第一项为下层梁处于简支状态对吊杆产生的初轴力; 第二项是按图 2(2) 算得的初轴力。

3.2 力法求解

(1) 基本结构图式。

如图 2(3) 所示, 它在第 II 加载阶段属于 5 次超静定结构。

(2) 力法方程及其解。

$$\begin{bmatrix} 43.995 & 10.767 & 126.348 & 121.124 & 0 \\ 10.767 & 43.995 & 0 & 121.124 & 126.348 \\ 126.348 & 0 & 43\ 805.494 & 51\ 995.798 & 33\ 088.235 \\ 121.124 & 121.124 & 51\ 995.798 & 76\ 841.492 & 51\ 995.798 \\ 0 & 126.348 & 33\ 088.235 & 51\ 995.798 & 43\ 805.494 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{1r} \\ X_{2r} \\ X_{3r} \\ X_{4r} \\ X_{5r} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -111\ 783.642 \\ -111\ 783.642 \\ 14\ 403\ 204.8 \\ 22\ 484\ 431.5 \\ 14\ 403\ 204.8 \end{bmatrix}$$

解之得

$$X_{1r} = M_{Bk}^I = X_{2r} = M_{Ck}^I = -2\ 804.39\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$X_{3r} = N_{Bk}^I = X_{5r} = N_{Ck}^I = -140.44\ \text{kN},$$

$$X_{4r} = N_{Dk}^I = 490.50\ \text{kN}$$

这里要说明几点:①上式中常数 δ_{ijk} 是按表1中Ⅱ阶段的 E_{sp} 值算得,载系数 Δ_{ijk} 是按 E_p 算得;②所有常系数和载系数均含公因子 $\frac{1}{EI}$,由于等号两边已经约除,故未示出;③吊杆刚度 $EI \approx \infty$,故其弹性变形接近于零。

3.3 双换算法求解

(1)离散图(图2(4))。

对本结构的第Ⅱ加载阶段,共划分了73个单元和78个结点。所有吊杆的上、下端均用主、从双结点编号来模拟铰接构造。结构自重是按换算容重输入,即:

$$\textcircled{1} \sim \textcircled{20} \text{ 单元 } \eta_m^I \gamma = 0.834 \times \frac{100}{12 \times 1} = 6.950\ 8\ \text{kN/m}^3$$

$$\textcircled{1} \sim \textcircled{10} \text{ 和 } \textcircled{21} \sim \textcircled{30} \text{ 单元 } \eta_l^I \gamma = 0.852\ 7 \times \frac{100}{12 \times 1} = 7.105\ 8\ \text{kN/m}^3$$

$$\textcircled{30} \sim \textcircled{70} \text{ 单元 } \eta_r^I \gamma = 0.822\ 4 \times \frac{(100+10)}{12 \times 1} = 7.538\ 7\ \text{kN/m}^3 \text{ (含二期恒载)}$$

关键截面(11、21结点)的换算结点力为:

$$\begin{aligned} \Delta \eta_m^I \cdot M_{Bk}^I &= \Delta \eta_m^I \cdot M_{Ck}^I \\ &= (0.852\ 7 - 0.834\ 1) \times (-21\ 656.47) \\ &= -402.81\ \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

由于 $\eta_l^I > \eta_m^I$,故此换算结点弯矩在11结点处为顺时针向⁽⁺⁾,在21结点处为反时针向⁽⁻⁾。

作用于吊杆上、下结点处的换算结点力在左、右吊杆的上端为:

$$\begin{aligned} \eta_l^I \cdot N_{Bk}^I &= \eta_l^I \cdot N_{Ck}^I = 0.852\ 7 \times 3\ 305.1 \\ &= 2\ 818.26\ \text{kN} \quad (\text{向下}) \end{aligned}$$

下端为:

$$\begin{aligned} \eta_l^I \cdot N_{Bk}^I &= \eta_l^I \cdot N_{Ck}^I \\ &= 0.822\ 4 \times 3\ 305.1 \\ &= 2\ 718.11\ \text{kN} \quad (\text{向上}) \end{aligned}$$

在中吊杆的上端为:

$$\begin{aligned} \eta_m^I \cdot N_{Bk}^I &= 0.834\ 1 \times 3\ 329.8 \\ &= 2\ 777.39\ \text{kN} \quad (\text{向下}) \end{aligned}$$

在其下端为:

$$\begin{aligned} \eta_r^I \cdot N_{Bk}^I &= 0.822\ 4 \times 3\ 329.8 \\ &= 2\ 738.43\ \text{kN} \quad (\text{向上}) \end{aligned}$$

(2)计算结果。

由程序输出的换算结构之单元结点截面内力列于表2。

表2 图2(4)换算结构的输出值

| 项目 | 弯矩 $M_{ik}^I / (\text{kN} \cdot \text{m})$ | | | | 轴力 N_{ik}^I / kN | | |
|-----|--|---------|---------|---------|---------------------------|-------|--------|
| | ①右 | ①左 | ②右 | ②左 | ⑦ | ⑦ | ③ |
| 输出值 | -21 250 | -20 850 | -20 870 | -21 270 | -145.5 | 490.9 | -140.5 |

(3)徐变次内力。

按式(7)得B点左、右侧的徐变次弯矩分别为:

$$\begin{aligned} \text{左侧 } M_{Bk}^I &= M_{Bk}^I - \eta_l^I \cdot M_{Bk}^I \\ &= -21\ 250 - 0.852\ 7 \times (-21\ 656.47) \\ &= -2\ 783.53\ \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{右侧 } M_{Bk}^I &= M_{Bk}^I - \eta_m^I \cdot M_{Bk}^I \\ &= -21\ 850 - 0.834\ 3 \times (-21\ 656.47) \\ &= -2\ 786.34\ \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\text{同理得 } M_{Ck}^I = -2\ 806.34\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Dk}^I = -2\ 804.53\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

按式(8)可直接得左、中、右3根吊杆的徐变次轴力 N_{Bk}^I 、 N_{Ck}^I 和 N_{Dk}^I ,即表2中的相应值。

(4)两种计算方法的对比,见表3。

表3 徐变次内力计算值的对比

| 计算方法 | B、C中支点徐变次弯矩/(kN·m) | | | | 吊杆徐变次轴力/kN | | |
|------|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | M_{Bk}^I | M_{Bk}^I | M_{Ck}^I | M_{Ck}^I | N_{Bk}^I | N_{Ck}^I | N_{Dk}^I |
| 双换算法 | -2 783.53 | -2 786.34 | -2 806.34 | -2 804.53 | -145.5 | 490.9 | -140.5 |
| 力法 | -2 804.39 | | -2 804.39 | | -140.44 | 491.50 | -140.44 |

文章编号: 0451-0712(2006)02-0030-02

中图分类号: U455.551

文献标识码: B

嵌岩桩钻进中入岩层位的判断

赵振鉴¹, 范天东²

(1. 平顶山水文勘测局 平顶山市 467001; 2. 台州市公路水运监理公司 台州市 317000)

摘要: 鉴别桩已经钻进到岩石的什么层位, 是一个非常麻烦的事情, 因为标准不好掌握, 也多有争议。本文提出可测可算的数字式鉴别方法, 消解了争议, 同时也保证了桩基质量。

关键词: 桩基; 嵌岩深度; 监理方法

桩基础设计中多有桩底嵌入微风化岩层多少米或桩径的多少倍的要求。这就要求施工和监理人员能够知道在什么样的情况下才是进入了微风化岩层。这个界面的判断是比较困难的, 施工中也多有争议。

地质剖面图所依据的芯样是比较准确的, 但抽取芯样的孔位太少, 且有时距桩位甚远, 较难准确代

表地下岩石层面的起伏变化。由强风化, 穿过中风化, 再过渡到微风化, 不风化, 本来就没有清晰界面的渐变过程, 哪个地方是微风化岩石的上表面, 仅凭捞取岩屑去观察判断, 各人的眼力是不一样的, 特别是监理和施工方经常是各执一词。

一般说来, 捞渣筛捞出的下层硬岩渣样, 应该是

收稿日期: 2005-08-18

表3中的结果比较表明, 二者十分吻合, 但双换算算法可以应用平面杆系有限元法程序来完成分析, 其过程相对简单, 故方便于工程设计。

4 结论

在结束本文之前, 再次强调以下几点。

(1) 钢管的套箍作用对混凝土的徐变影响是一个有待研究而又十分复杂的课题。而本文的重点在于阐明分析的方法, 没有能计入这个因素的影响, 因此仍属于近似计算。

(2) 据有的设计者反映, 按照现行规范所规定的徐变系数来分析钢管混凝土拱桥的徐变问题, 其计算结果似觉偏大。究其原因, 除了在计算中未能计入套箍作用的影响因素之外, 很有可能是将钢管及管心混凝土的自重影响也作为徐变荷载纳入到徐变分析里。关于在徐变分析中不应计入钢管混凝土自重问题(即令其容重 $\gamma=0$), 本文已在前面做了说明。这里再补充两个特例: ①采用有支架法施工钢管混凝土拱桥情况, 此时应将管心混凝土的自重纳入徐变分析, 这是因为在卸除支架时, 管心混凝土既以部分荷重作用于拱肋上, 同时它又是组合截面的一部分,

分担了关键截面初内力之故; ②假设主拱拱肋完全由纯钢材材料构成, 而其余条件不变的情况, 此时可将纯钢拱肋视作为徐变系数 $\varphi(t, t_0)=0$ 的混凝土, 将此系数代入到式(1)~式(4)中, 便得到 $E_{\varphi}=0$ 、 $E_{\varphi}=E$ 和 $\eta=0$ 、 $E_{\varphi}=0$, 表明纯钢拱肋自重不会使自己产生徐变, 这与 $\gamma=0$ 的情况相当, $\eta=0$ 表明纯钢拱肋不会分担关键截面中的初始内力, 但由于桩基、悬半拱和桥面结构的徐变影响, 仍然会使纯钢拱肋内产生“被动的”徐变次内力。

(3) 关于图1(2)中弹簧支承的模拟及其刚度的确定, 钢管混凝土组合截面的等效换算等问题, 详见文献[1], 这里不再重复。

参考文献:

- [1] 程翔云. 飞燕式钢管混凝土拱桥的计算图式[J]. 公路, 2005, (11).
- [2] 程翔云. 应用双换算法和有限元程序分析连续梁桥的徐变次内力[J]. 公路, 2003, (12).
- [3] JTG D62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].