

后张法预应力筋锚固损失计算的虚拟张拉法

伍彦斌¹, 黄方林^{2*}

(1. 湖南方圆建筑工程设计有限公司, 湖南 长沙 410007; 2. 中南大学 土木工程学院)

摘要: 针对后张法预应力筋锚固损失计算的已有数值方法中, 正、反向摩阻对称的基本假设与实际不符的问题, 提出一种基于有效内力作用的“虚拟张拉法”, 采用 APDL 编制了适用于任意线形预应力筋锚固损失计算的非对称数值程序, 并形成自定义的宏命令。将预应力筋内部某点作为虚拟张拉端, 将该点锚固损失前的有效内力作为虚拟张拉力, 对预应力筋进行反向虚拟张拉计算, 根据反向张拉区段内的伸长量变化建立变形协调方程, 采用逐次搜索的方法确定回缩终点位置, 从而得到最终锚固损失。通过 3 个典型曲线预应力筋算例分析表明: 该文虚拟张拉法计算得到的反向摩阻区段长度和预应力筋沿程锚固损失值与解析解高度吻合, 最大相对误差仅 0.19%, 计算精度远高于已有数值方法。

关键词: 预应力混凝土; 锚固损失; 虚拟张拉法; 数值计算

1 前言

后张法预应力混凝土结构中, 锚固损失是预应力筋锚固瞬间由于锚具变形、钢束回缩和接缝压密等引起的一种瞬时预应力损失。锚固损失的计算, 应考虑锚固瞬间钢束回缩过程中反向摩阻作用的影响。研究表明: 当预应力筋与孔道之间的摩擦作用较大时, 锚固损失主要集中在张拉端附近的局部范围内, 张拉端锚固损失值可高达锚下张拉控制应力的 20%~30%。因此, 锚固损失将对结构的力学性能特别是锚固区附近的局部抗裂性能产生显著影响, 锚固损失的准确计算非常重要。

近年来, 不少学者对后张法预应力筋锚固损失的计算方法进行了研究。对于平面多段曲线且曲线段为圆弧的预应力筋锚固损失的计算, 可采用分段解析法, 通过分析钢束微段的平衡, 利用变形协调条件及应力连续条件, 导出预应力筋锚固损失的理论计算公式。对于线形复杂的空间曲线预应力筋, 则一般采用基于正、反向摩阻对称性假设的数值方法进行计算, 假设预应力筋锚固时的反向摩阻损失与张拉时的摩阻损失对称, 对力筋各个定位点对应的有效应力图面积进行逐次试算, 搜索满足变形协调条件的回缩终点位置, 确定反向摩阻区段长度和锚固损失。

分段解析法计算结果精确, 但计算分析难度大、过程复杂, 主要适用于能够建立函数式的平面曲线且曲线段为圆弧的情况。实际中预应力筋的几何线形多种多样, 对于既有竖弯又有平弯的空间曲线, 很难采用解析法进行计算。而已有数值方法中正、反向摩阻损失的对称性假设, 会过高地估计锚固损失值, 与实际情况不符。

该文通过分析预应力筋锚固时发生回缩变形的原因, 揭示回缩变形过程中“反向摩阻损失”的本质是由内部力筋内力对反向摩阻区段进行“反向张拉”而产生的摩阻损失, 从而提出“虚拟张拉法”, 编制适用于任意线形预应力筋锚固损失计算的非对称数值程序, 并形成自定义宏命令, 实现有限元模型中预应力筋有效预应力的批量计算。

2 虚拟张拉法的提出

2.1 基本原理

后张法预应力混凝土结构中预应力筋锚固前、后的伸长量变化如图 1 所示。设无应力长度为 l 的预应力筋 AB 在 A 端初始张拉时, 总伸长变形量为 Δl_0 ; 锚固瞬间的回缩变形量为 Δl_f ; 回缩终点为 E , 张拉端至回缩终点的范围为反向摩阻区段 l_f 。

锚固瞬间预应力筋发生回缩变形的原因, 是力筋

存在有效内力。如图2所示,将预应力筋AB以回缩终点E为界分为AE、EB两个段落,张拉端A锚固瞬间,EB段力筋的内力分布及伸长量不变,力筋在E点处的有效内力 P_E 也不变,而反向摩擦区段AE的摩擦阻力方向发生改变。受到力筋有效内力的“张拉”作用,AE段力筋的受力状态与在E点以初始有效内力 P_E 进行反向张拉的情形相同。

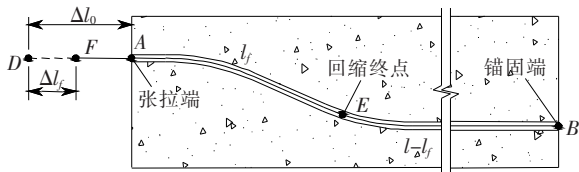


图1 预应力筋伸长量示意图

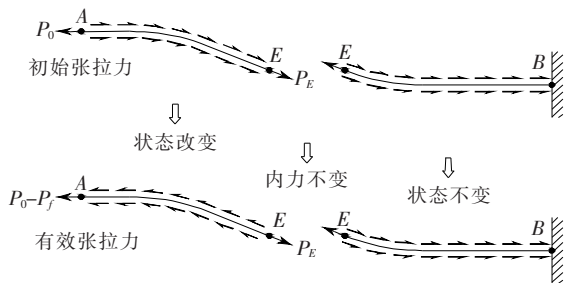


图2 锚固瞬间状态变化示意图

将回缩终点E作为“虚拟张拉端”,将回缩终点E处的初始有效内力 P_E 作为“虚拟张拉力”,对力筋反向摩擦区段AE进行虚拟张拉,则虚拟张拉完成后AE段力筋的受力状态,即为锚固损失完成后的受力状态;反向摩擦损失的本质,是内力“张拉”产生的正摩擦损失。

2.2 变形协调方程

由以上分析可知:回缩变形仅发生在AE段力筋范围内。根据锚固前后预应力筋伸长量的变化,虚拟张拉过程的变形协调方程为:

$$\Delta l_f = \Delta l_{AE} - \Delta l_{AE}' \quad (1)$$

式中: Δl_{AE} 为AE段真实张拉时的初始伸长量; $\Delta l_{AE}'$ 为AE段锚固后的实际伸长量,也即AE段力筋虚拟张拉的伸长量。

预应力筋的虚拟张拉(内力张拉)和真实张拉(外力张拉)满足相同的摩擦损失规律。在真实张拉端建立正坐标系,在虚拟张拉端建立反向坐标系,则预应力筋锚固前后的有效应力分布如图3所示。图中粗虚线为传统数值方法的有效应力曲线(对称), σ_E 为有效应力; s 为从真实张拉端A起至计算位置处的空间曲线累计长度; s' 为从虚拟张拉端E起至计算位置处的空

间曲线累计长度; σ_{con} 为锚下张拉控制应力; σ_{L2} 为锚固损失; σ_{L1} 为真实张拉时的摩擦损失; $\sigma_{L1}(E)$ 为回缩终点E处真实张拉时的摩擦损失; σ_{L1}' 为虚拟张拉时的摩擦损失; $\sigma_{E1}(s)$ 为真实张拉时扣除摩擦损失后的初始有效应力。

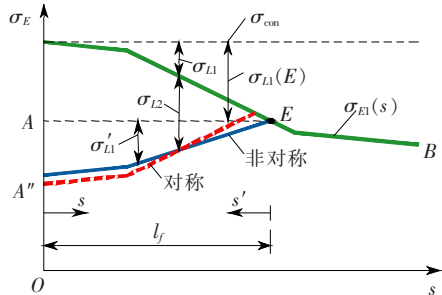


图3 有效应力分布

根据任意线形预应力筋摩擦损失理论,真实张拉时,AE段力筋的摩擦损失和伸长量分别为:

$$\sigma_{L1} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + ks)}] \quad (2)$$

$$\Delta l_{AE} = \int_0^{l_f} \frac{P_0 e^{-(\mu\theta + ks)}}{E_p A_p} ds \quad (3)$$

式中: θ 为从真实张拉端A起至计算位置处的空间曲线包角; μ 为力筋与孔道之间的摩擦系数; k 为孔道偏差系数; E_p 为预应力筋弹性模量; A_p 为预应力筋截面面积;其余符号意义同前。

虚拟张拉时,“锚下控制应力”即虚拟张拉端的初始有效应力。AE段预应力筋的虚拟摩擦损失和虚拟伸长量分别为:

$$\sigma_{L1}' = \sigma_{E1}(E) [1 - e^{-(\mu\theta' + ks')}] \quad (4)$$

$$\Delta l_{AE}' = \int_{l_f}^0 \frac{P_E e^{-(\mu\theta' + ks')}}{E_p A_p} ds' \quad (5)$$

式中: $\sigma_{E1}(E)$ 为真实张拉锚固前E点的初始有效应力; θ' 为从虚拟张拉端E起至计算位置处的空间曲线包角;其余符号意义同前。

将式(3)、(5)代入式(1),变形协调方程为:

$$\Delta l_f = \int_0^{l_f} \frac{P_0 e^{-(\mu\theta + ks)}}{E_p A_p} ds - \int_{l_f}^0 \frac{P_E e^{-(\mu\theta' + ks')}}{E_p A_p} ds' \quad (6)$$

对于给定的预应力筋,可编制数值计算程序,采用逐次搜索的方法,求解式(6)中的 l_f 。

当力筋长度较短,或锚固瞬间的回缩变形量较大时,回缩终点可能到达非张拉端。此时,反向摩擦区段 l_f 为预应力筋全长,非张拉端也相应产生锚固损失,预应力筋的有效应力分布如图4所示。图中 $\sigma_{L1}(B)$ 为锚固前非张拉端B的摩擦损失; $\sigma_{L2}(B)$ 为非张拉端B的锚固损失,即图中B、E两点的竖坐标之差;其余

符号意义同前。

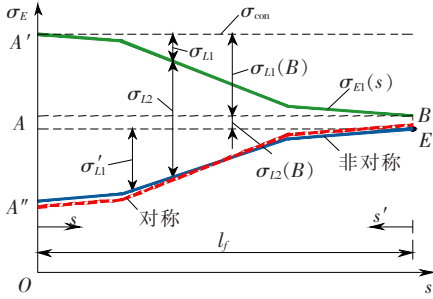


图 4 l_f 为全长时的有效应力分布

对比左、右两端张拉的伸长量变化,变形协调方程为:

$$\Delta l_L - \Delta l_f = \lambda \Delta l_R \quad (7)$$

$$\lambda = \frac{\Delta l_L - \Delta l_f}{\Delta l_R} \quad (8)$$

式中: Δl_L 为以初始张拉力 P_0 左端张拉时的总伸长量; Δl_R 为以初始张拉力 P_0 右端张拉时的总伸长量; λ 为张拉力折减系数;其余符号意义同前。

以非张拉端 B 点为虚拟张拉端,以折减后的张拉力 λP_0 为虚拟张拉力,对力筋全长进行反向虚拟张拉计算,即得到锚固损失后的有效预应力分布。

3 虚拟张拉法的数值程序

实际预应力混凝土结构中,预应力筋数量繁多,且空间线形多样,为便于批量处理,该文基于常用有限元软件平台 Ansys 的参数化设计语言 (APDL),编制了预应力筋锚固损失计算的虚拟张拉法非对称数值程序,并形成“宏”命令。在宏命令中,共设置 9 个自定义参数 (arg1~arg9),实现参数输入、轴线方向识别、张拉方式控制、长度单位换算等功能,程序中所有的积分运算均采用梯形积分公式。单端张拉计算程序主要流程如图 5 所示,图中 nn 为预应力筋的总束数。

数值计算程序说明如下:

(1) 输入张拉控制应力 σ_{con} 、弹性模量 E_p 、摩擦系数 μ 、孔道偏差系数 k 、回缩量 Δl_f 等已知参数。

(2) 计算单端(左端)张拉时各个定位节点处扣除摩擦损失后的初始有效应力和初始伸长量,形成初始有效应力向量 σ_{E0} 和初始伸长量向量 Δl_0 。

(3) 循环计算力筋在第 j 点 ($j=3 \sim n$, n 为力筋 ii 的定位点总数) 处以初始有效内力虚拟张拉时,第 $1 \sim j$ 点的虚拟有效应力、虚拟伸长量等数据,形成虚拟有效应力矩阵 S 和虚拟伸长量矩阵 D :

$$S = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \cdots & \sigma_{1(n-1)} & \sigma_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \sigma_{(n-1)(n-1)} & \cdots & \sigma_{(n-1)n} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$D = \begin{bmatrix} \Delta l_{11} & \cdots & \Delta l_{1(n-1)} & \Delta l_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \Delta l_{(n-1)(n-1)} & \cdots & \Delta l_{(n-1)n} \end{bmatrix} \quad (10)$$

式中: σ_{jj} 为虚拟张拉端 j 点的初始有效应力; σ_{ij} 为反向摩擦阻区段内 i 点的虚拟有效应力; Δl_{ij} 为反向摩擦阻区段内从 j 点起算至 i 点的累计虚拟伸长量; Δl_{1j} 为在 j 端虚拟张拉时的总虚拟伸长量; $i=1 \sim j$ 。

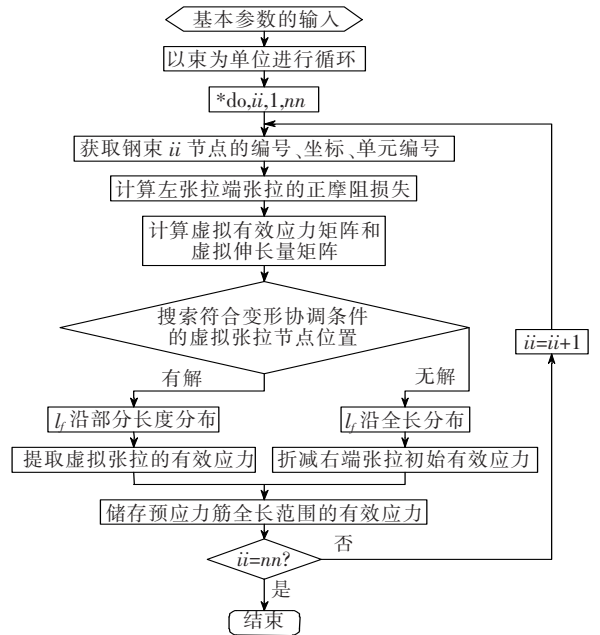


图 5 非对称数值计算程序框图

(4) 循环比较各个定位点处初始伸长量与虚拟伸长量的差值,当满足变形协调条件时,退出循环,得到回缩终点的精确位置,从而确定反向摩擦阻区段内的有效应力分布,最终得到预应力筋全长的有效预应力分布。

(5) 对于反向摩擦阻区段为全长的情况,则将右端张拉形成的有效应力乘以折减系数 λ ,即为左端张拉锚固损失后的有效预应力。

4 算例分析

为验证该文虚拟张拉法的正确性,选取经典算例——文献[6—8]中的小凌河特大桥 32 m 预应力混

凝土简支箱梁 N4、N6 钢束和文献[6]中的老万福河大桥腹板下弯束 N4(为便于区分,该文重新编号为 N4a)进行锚固损失计算,3 束预应力筋的竖弯曲线如图 6 所示。

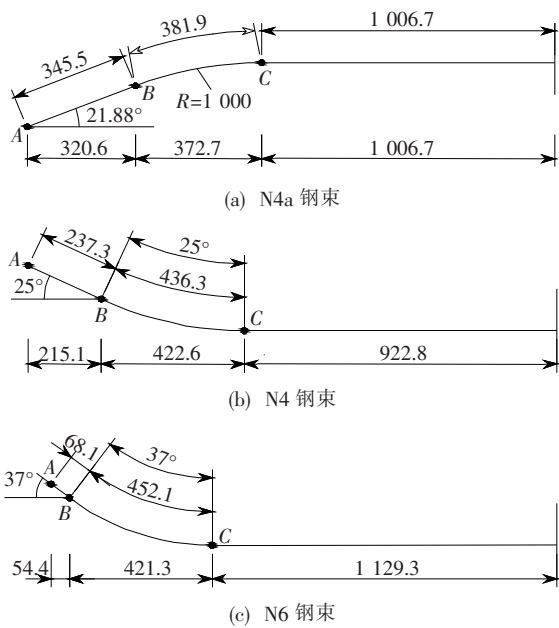


图 6 算例竖弯曲线(单位:cm)

N4a 钢束在 A 端张拉,弹性模量 $E_p=195\text{ GPa}$,张拉端锚下控制应力为 $\sigma_{\text{con}}=1\,395\text{ MPa}$,力筋回缩变形值 $\Delta l_f=6\text{ mm}$,摩擦系数 $\mu=0.23$,孔道偏差系数 $k=0.001\,5$;N4、N6 钢束在 A 端张拉,弹性模量 $E_p=195\text{ GPa}$,张拉端锚下控制应力为 $\sigma_{\text{con}}=1\,250\text{ MPa}$,力筋回缩变形值 $\Delta l_f=6.8\text{ mm}$,摩擦系数 $\mu=0.265$,孔道偏差系数 $k=0.003$ 。

以上 3 束预应力筋的弯起角各不相同,均为典型的 5 段式(对称)桥梁结构预应力筋,且曲线段为圆弧,可采用分段解析法计算。分别采用分段解析法、基于正、反向摩阻对称性假设的数值方法(以下简称“对称方法”)和该文提出的虚拟张拉法进行预应力筋锚固损失计算。数值计算中,力筋定位点划分间距为 10 mm ,计算公式中的力筋累计长度均采用空间曲线长度。

算例中 3 束预应力筋的主要计算结果见表 1。表中 l_f 为反向摩阻区段长度,为空间曲线长度(文献值已换算); $\sigma_{L_2}(A)$ 为张拉端的锚固损失; $\sigma_{L_2}(B)$ 、 $\sigma_{L_2}(C)$ 分别为预应力筋圆弧段起、止点处的锚固损失;相对差 1、2 分别为对称方法、该文虚拟张拉法计算值与解析解的相对误差。

表 1 预应力筋的计算结果

项目	N4a 钢束				N4 钢束				N6 钢束			
	$l_f /$ m	应力损失/MPa			$l_f /$ m	应力损失/MPa			$l_f /$ m	应力损失/MPa		
		$\sigma_{L_2}(A)$	$\sigma_{L_2}(B)$	$\sigma_{L_2}(C)$		$\sigma_{L_2}(A)$	$\sigma_{L_2}(B)$	$\sigma_{L_2}(C)$		$\sigma_{L_2}(A)$	$\sigma_{L_2}(B)$	$\sigma_{L_2}(C)$
分段解析法	6.977	233.22	219.97	0.00	7.340	301.25	285.00	4.00	9.734	412.50	408.75	28.00
对称方法	6.864	236.52	222.14	0.00	6.626	310.17	292.43	0.00	7.990	443.12	438.01	17.67
虚拟张拉法	6.974	233.04	219.83	0.00	7.326	300.74	284.96	4.00	9.729	412.63	408.21	27.99
相对差 1/%	-1.62	1.41	0.99	—	-9.73	2.96	2.61	-100	-17.92	7.42	7.16	-35.75
相对差 2/%	-0.04	-0.08	-0.06	—	-0.19	-0.17	-0.01	0	-0.05	0.03	-0.13	-0.04

从表 1 可以看出:

(1) 采用该文虚拟张拉法计算得到的预应力筋反向摩阻区段长度和预应力筋沿程锚固损失与解析解高度吻合,反向摩阻区段长度计算值的最大相对误差仅为 0.19% ,张拉端锚固损失计算值的最大相对误差仅为 0.17% ,该文虚拟张拉法可实现预应力筋锚固损失的准确计算。

(2) 采用对称方法则存在较大的误差,其计算所得的反向摩阻区段长度小于解析解,张拉端锚固损失大于解析解,且计算误差受预应力筋线形的影响较大。预应力筋的弯起角越大,则锚固损失越大,采用对称方法的计算误差也越大。当回缩终点位于圆弧段与平直

段的临界位置时,锚固损失值相对误差为 100% ;其他情况下最大相对误差约为 35.8% 。

采用对称方法和虚拟张拉法计算得到 3 束预应力筋锚固损失前、后的有效应力分布如图 7 所示。

从图 7 可以看出:有效应力的分布曲线与线形相对应,不同线形导致 3 束预应力筋的回缩终点位于不同位置。对于弯起角最小、曲线段长度最短的 N4a 钢束,当回缩变形量为 6 mm 时,回缩终点位于圆弧段,采用对称方法的计算误差最小;对于弯起角较大、曲线段长度较长的 N4 钢束,当回缩变形量为 6.8 mm 时,回缩终点位于圆弧段与平直段的临界位置,采用对称方法的计算误差较大;对于弯起角最大、曲线段长度最

长且曲线半径最小的 N6 钢束,当回缩变形量为 6.8 mm 时,回缩终点位于力筋中部平直段,采用对称方法的计算误差最大。

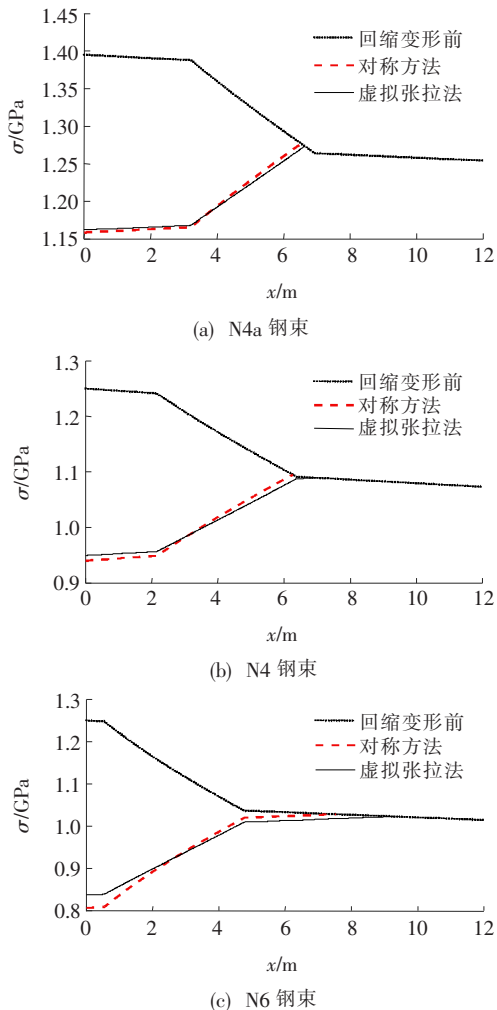


图 7 钢束有效应力分布曲线

由此可见,采用对称方法,其计算误差的大小受预应力筋线形和回缩终点位置的影响,当力筋弯起角较大,或当回缩终点位于力筋中部平直段内时,计算误差也相对较大。

为了进一步考察对称方法计算误差的分布规律,仍以 N4a 钢束为例(假设其在长度对称中心位置锚固),计算回缩变形量为 1~12 mm 的锚固损失。采用对称方法和虚拟张拉法计算得到的锚固损失比例 $\sigma_{L2}(A)/\sigma_{\text{con}}$ 、反向摩阻长度比例 l_f/l 随回缩变形量的变化如图 8、9 所示。

从图 8、9 可以看出:① 当回缩变形量为 1~12 mm 时,预应力筋锚固损失占锚下张拉控制应力的比例可达 5%~25%,与回缩变形量呈非线性关系;② 当回缩变形量为 1~6 mm 时,反向摩阻区段为部分力筋

长度,两种方法的锚固损失计算结果非常接近;③ 当回缩变形量为 7~9 mm 时,反向摩阻区段长度突然增大,分析可知:此时回缩终点恰好位于曲线段与平直段的临界位置附近,两种方法的锚固损失计算结果偏差也较大;④ 当回缩变形量为 9~12 mm 时, l_f 为力筋全长,经计算,张拉端锚固损失的相对误差约为 5%。

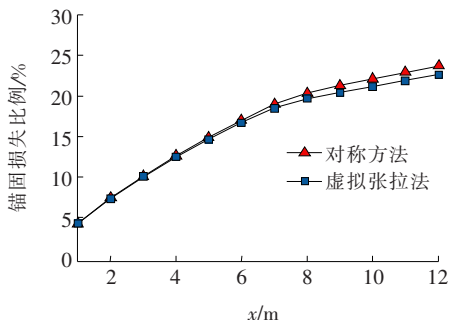


图 8 回缩变形量对锚固损失的影响

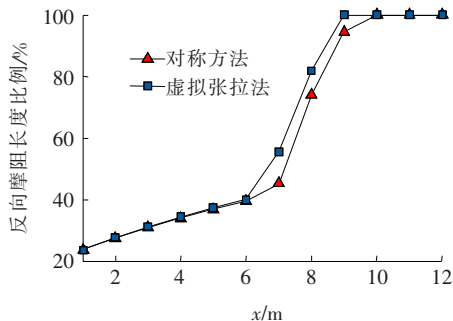


图 9 回缩变形量对反向摩阻区段长度的影响

由此可见,当回缩变形量较小时,采用对称方法计算锚固损失的误差很小;随着回缩变形量的增加,计算误差也越大。

5 结论

(1) 通过典型的曲线预应力筋算例分析表明:采用该文虚拟张拉法计算得到的锚固损失值与解析解高度吻合,最大相对误差仅为 0.19%;而基于正、反向摩阻对称性假设的数值方法,最大相对误差可达 100%。由此可得,该文虚拟张拉法的计算精度远高于已有数值方法。

(2) 通过进一步分析预应力筋回缩变形量对锚固损失计算误差的影响可知:当回缩变形量较小时(1~6 mm),采用基于正、反向摩阻对称性假设的数值方法计算锚固损失的误差很小;随着回缩变形量的增加,计算误差也越大。

大跨 UHPC 箱形拱桥试设计研究

王宗山¹, 周建庭¹, 马虎², 丁鹏³, 周璐¹

(1. 重庆交通大学, 重庆市 400074; 2. 重庆市轨道交通(集团)有限公司; 3. 林同棧国际工程咨询(中国)有限公司)

摘要: 该文测定了配制的 UHPC(超高性能混凝土)的基本材料参数,以建成的 210 m 跨径的普通钢筋混凝土箱形拱桥为例,通过原主拱圈箱形截面顶底板、腹板厚度的折减,对 UHPC 箱形截面进行了试设计,并开展有限元分析验证设计的合理性。结果表明:综合考虑截面应力储备、自振特性、刚度、稳定性的情况下,UHPC 箱形拱桥设计时顶底板、腹板厚度可取同类型 C55 箱形拱桥的 1/3。

关键词: 桥梁工程; 箱形拱桥; 超高性能混凝土; 试验设计

超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete,简称 UHPC)作为一种新型的水泥基材料,以其优异的力学性能和耐久性能,赢得了桥梁建设者的青睐。目前,UHPC 已经成功用于桥梁的新建、维修加固领域中,但是中国同国外相比,拱桥同梁桥相比,呈现出应用数量少、应用跨径不大的特点。而实际上,UHPC 抗压强度高达 100 MPa 以上、是其抗折强度的 10 倍左右,更适合应用于以受压为主的大跨度拱桥建设中。

该文制备超高性能混凝土,测其立方体抗压强度、弹性模量、抗折强度等基本参数,然后以已建成的 210 m 跨径的箱形拱桥为例,从强度、刚度、自振特性、稳定性等方面开展对比分析,为大跨 UHPC 拱桥的设计

提供参考。

1 UHPC 试件力学性能

1.1 UHPC 试件制备及参数测定

试验用 UHPC 钢纤维体积掺量为 1.5%,长度 8 mm,直径 0.12 mm,平直形。UHPC 的配合比为:水泥:粉煤灰:硅灰:石英砂:石英粉:减水剂=1:0.1:0.2:1.1:0.1:0.015(质量比),水胶比为 0.2。制作了立方体试件 3 个(100 mm×100 mm×100 mm 测试抗压)、棱柱体试件 9 个(3 个 100 mm×100 mm×400 mm 测试抗折,6 个 100 mm×100 mm×300 mm 测试弹性模量),测试其 28 d 力学性能,同时在

参考文献:

- [1] 杨霞林,林丽霞. 混凝土结构设计原理[M]. 2 版. 北京:人民交通出版社,2016.
- [2] JGJ 369-2016 预应力混凝土结构设计规范[S].
- [3] 张元海,刘世忠. 后张法预应力混凝土梁钢束预应力损失研究[J]. 中国公路学报,2002(2).
- [4] 胡狄,陈政清. 考虑反向摩阻的后张法 PC 构件锚固损失的计算[J]. 中国公路学报,2004(1).
- [5] 邵旭东,夏红波,程翔云. 后张连续预应力筋锚固损失精确计算[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2008(9).
- [6] 张元海,郭臣东,张玉元. 后张法预应力混凝土梁曲线钢

束锚固损失的精确分析[J]. 中国公路学报,2018(1).

- [7] 张元海,张睿,王晨光,等. 后张预应力混凝土梁钢束锚固损失研究[J]. 中南大学学报(自然科学版),2018(2).
- [8] 张元海,张鹏飞,杨霞林,等. 现行铁路桥规中预应力钢筋锚固损失计算方法的改进[J]. 铁道学报,2018(4).
- [9] 肖汝诚. 桥梁结构分析及程序系统[M]. 北京:人民交通出版社,2002.
- [10] 吕志涛. 现代预应力结构体系与设计方法[M]. 江苏:江苏科学技术出版社,2010.
- [11] P. ROCA, A. R. MARF. Numerical Treatment of Prestressing Tendons in the Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures[J]. Computers & Structures,1993,46(5):905-916.

收稿日期:2019-10-21

基金项目:国家重点研发计划项目(编号:2017YFC0806007);国家自然科学基金杰出青年科学基金资助项目(编号:51425801);重庆市社会民生类重点研发项目(编号:cstc2018jscx-mszdX0084);重庆交通大学研究生教育创新基金项目(编号:CYS18214)

作者简介:王宗山,男,博士研究生. E-mail:2425924757@qq.com