

文章编号:1001-7372(2004)01-0057-05

钢管混凝土拱桥的三维弹塑性地震反应理论分析

胡世德, 苏虹, 王君杰

(同济大学桥梁工程系, 上海 200092)

摘要: 为了对钢管混凝土拱桥的抗震性能进行更加深入的了解, 提出基于“统一理论”的钢管混凝土拱桥弹塑性地震响应分析方法。首先利用钢管混凝土构件“统一理论”双线性力—变形关系, 运用集中塑性铰模型, 建立了钢管混凝土构件梁柱单元, 在此基础上开发一钢管混凝土拱桥弹塑性地震响应分析程序。使用 DRAIN-2D 和笔者开发的程序共同对一单拱模型进行计算, 验证了程序的正确性。

关键词: 桥梁工程; 钢管混凝土拱桥; 统一理论; 弹塑性地震响应分析; 集中塑性铰

中图分类号: U448.22

文献标识码: A

Three dimensional elasto-plastic seismic response analysis of CFST bridge

HU Shi-de, SU Hong, WANG Jun-jie

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to have a further study on the seismic behavior of concrete-filled-steel-tube (CFST) arch bridges, a elasto-plastic seismic response analytical method is presented herein based on the unified theory. A beam-column element for CFST component is firstly developed by using lumped plastic hinge model with bilinear force-displacement relationship based on unified theory, a elasto-plastic seismic response analytical program is then developed and is verified with a single arch model by DRAIN-2D program.

Key words: bridge engineering; CFST arch bridge; unified theory; elasto-plastic seismic response analysis; lumped plastic hinge

0 引言

钢管混凝土拱桥的弹塑性地震响应分析的关键是单元弹塑性性能的描述, 目前常用的描述方法有: ①有限单元法, 它在截面上将钢管和混凝土两种材料划分为有限个平面单元, 分别考虑钢管和混凝土的二维和三维本构关系, 通过连接单元考虑二者之间的相互作用, 此方法常用于分析构件的行为; ②纤维单元模型, 这种模型将整个构件划分成若干具有一定长度的纤维单元, 每个纤维单元假定为单向应力状态, 并分别遵循钢和混凝土

土的本构关系(应力—应变滞回特性); ③空间弹塑性梁柱单元模型或称集中塑性铰模型, 此模型中材料非线性性能是针对构件定义的, 利用试验研究得到的与构件相关的恢复力模型来模拟钢管混凝土构件力学性能。第②、③种方法常用于分析结构的行为。与纤维模型相比, 集中塑性铰模型更直接地利用试验研究结果, 且对于大型结构体系其计算效率相对较高, 因此笔者运用集中塑性铰方法, 在 NEABS-II 程序^[1]的基础上引入钢管混凝土弹塑性梁柱单元, 编制了钢管混凝土拱桥的弹塑性三维地震反应程序。

收稿日期: 2003-03-13

作者简介: 胡世德(1942-), 女, 浙江慈溪人, 同济大学教授。E-mail: hushidec@online.sh.cn

1 钢管混凝土弹塑性梁柱单元^[1,2]

钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要是用来模拟钢管混凝土梁柱的非线性性能,单元考虑了轴力—弯矩($P-M_y-M_z$)的相互作用。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元时,采用以下基本假定:

(1)假定单元的非线性性能局限在单元两端的零长度的塑性铰;

(2)假定塑性铰具有刚塑性应变硬化性能;

(3)轴力—弯矩的相互作用是通过 $P-M_y-M_z$ 空间的三维广义屈服面考虑。

1.1 单元的一般特性

三维钢管混凝土弹塑性梁柱单元主要用来模拟在反复荷载作用下钢管混凝土梁柱的滞回性能。单元的非线性性能是由轴力和双轴弯曲弯矩的相互作用控制的,而且屈服只能发生在单元两端的集中塑性铰处。单元是由一个线弹性梁单元和两端潜在的刚塑性铰单元构成,如图 1 所示。

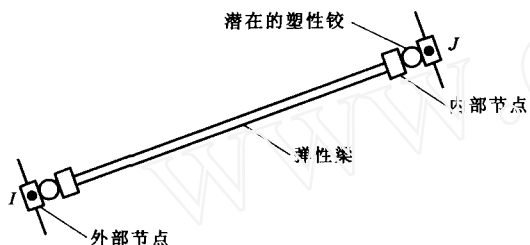


图 1 单元的构成

Fig. 1 Formation of element

在本文的钢管混凝土弹塑性梁柱模型中采用的是弹性梁单元两端分别串联一个塑性铰,且塑性铰的广义力与广义位移关系为双线性形式。

如图 1 所示,单元两端的零长度的塑性铰分别是由一个外部节点和一个内部节点连接,弹性梁是由两个内部节点连接。

从 XYZ 整体坐标系到 xyz 局部坐标系的转换可以表示为

$$\bar{v} = \bar{a}r \quad (1)$$

式中: $r^T = [r_1 \ r_2 \ r_3 \ r_4 \ r_5 \ r_6 \ r_7 \ r_8 \ r_9 \ r_{10} \ r_{11} \ r_{12}]$; $\bar{v}^T = [\bar{v}_1 \ \bar{v}_2 \ \bar{v}_3 \ \bar{v}_4 \ \bar{v}_5 \ \bar{v}_6 \ \bar{v}_7 \ \bar{v}_8 \ \bar{v}_9 \ \bar{v}_{10} \ \bar{v}_{11} \ \bar{v}_{12}]$; \bar{a} 为 12×12 的转换矩阵,在一般的力学教材均能查阅到,不再详述。

在 xyz 局部坐标系下消去单元的六个刚体运动,可以得到单元的六个变形自由度,定义为: $v^T = [v_1 \ v_2 \ v_3 \ v_4 \ v_5 \ v_6]$ 。从局部坐标系下的单元自由度到变形自由度的转换可以表示为

$$v = a\bar{v} \quad (2)$$

式中: a 为 6×12 的变形矩阵,如下所示,其中 L 是单元长度。

$$a = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

即

$$v_1 = \frac{1}{L}(\bar{v}_9 - \bar{v}_3) + \bar{v}_5$$

$$v_2 = \frac{1}{L}(\bar{v}_9 - \bar{v}_3) + \bar{v}_{11}$$

$$v_3 = \frac{1}{L}(\bar{v}_2 - \bar{v}_8) + \bar{v}_6$$

$$v_4 = \frac{1}{L}(\bar{v}_2 - \bar{v}_8) + \bar{v}_{12}$$

$$v_5 = \bar{v}_7 - \bar{v}_1$$

$$v_6 = \bar{v}_{10} - \bar{v}_4$$

连接内部节点的梁单元始终保持弹性状态,铰的切线刚度矩阵是随着单元的非线性状态的发展而变化的。因此对于非线性单元的任意状态,首先形成弹性梁部分的关于 w_1 到 w_6 自由度的 6×6 的刚度矩阵,再分别加上单元两端的塑性铰的切线刚度矩阵,则得到整个单元的关于自由度 v_1 到 v_6 的刚度矩阵。经矩阵求逆可得关于单元自由度 v_1 到 v_6 的 6×6 的单元刚度矩阵,最后利用式(1)、(2)可得整体坐标下的 12×12 的单元刚度矩阵。

1.2 梁的弹性刚度矩阵

连接内部节点的梁单元为弹性单元,其弹性刚度矩阵 f^e 可以用位移增量向量 dw 和力的增量向量 ds 表示如下

$$dw = f^e ds \quad (3)$$

即

$$\begin{bmatrix} dw_1 \\ dw_2 \\ dw_3 \\ dw_4 \\ dw_5 \\ dw_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_zL} & -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_zL} & 0 \\ -\frac{L}{6EI_y} + \frac{1}{GA_zL} & \frac{L}{3EI_y} + \frac{1}{GA_zL} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_yL} \\ 0 & 0 & -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_yL} \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ -\frac{L}{6EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ \frac{L}{3EI_z} + \frac{1}{GA_y L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L}{EA} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{GI_x} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} ds_1 \\ ds_2 \\ ds_3 \\ ds_4 \\ ds_5 \\ ds_6 \end{Bmatrix}$$

式中: EI_y 、 EI_z 分别为构件关于局部坐标系中 y 轴和 z 轴的弯曲刚度; A_y 、 A_z 分别为构件在局部坐标系中 y 方向和 z 方向的有效剪切面积; GI_x 为构件的有效抗扭刚度; EA 为构件的有效抗拉(压)刚度。

1.3 铰的塑性柔度矩阵

在多维力空间中,单元两端铰都有一个关于其轴向变形、扭转变形、 y 轴弯曲变形和 z 轴弯曲变形的 4×4 柔度矩阵。在建立钢管混凝土弹塑性梁柱单元的铰的塑性柔度矩阵时,采用以下基本假定:

(1) 钢管混凝土梁柱单元的力—变形具有下述关系^[3]:

P - Δ 关系:如图2所示, $P_0 = f_{sc}^y A_{sc}$, $K_{P_0} = \frac{E_{sc} A_{sc}}{L}$, $K_{Ph} = \frac{E_{sch} A_{sc}}{L}$; $f_{sc}^y = (1.212 + B\xi + C\xi^2) f_{ck}$ (MPa); 其中: $B = 0.1759 f_y / 235 + 0.974$, $C = -0.1038 f_{ck} / 20 + 0.0309$, $\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$, A_s 、 A_c 分别为钢材和混凝土的面积, $A_{sc} = A_s + A_c$, L 为单元长度, f_{ck} 、 f_y 均以 MPa 计,分别为混凝土的抗压强度标准值和钢材的屈服强度; $E_{sc} = f_{sc}^p / \epsilon_{sc}^p$, $f_{sc}^p = (0.192 \cdot f_y / 235 + 0.488) f_{sc}^y$, $\epsilon_{sc}^p = 0.67 f_y / E_s$, 其中: E_s 为钢材的弹性模量,以 MPa 计; $E_{sc}^h = 5000\alpha + 550$ (MPa), 其中: α 为含钢率, $\alpha = A_s / A_c$;

M - θ 关系: M - θ (弯矩—转角) 恢复力关系一般很难获得,因此试图从 M - ϕ (弯矩—曲率) 恢复力关系获得 M - θ 恢复力关系,可以证明等值弯矩的情况, M - θ 恢复力关系与 M - ϕ 恢复力关系存在简单的正比关系。 M - ϕ 关系见图3,由此可见 M - θ 的恢复力关系也为双线性,

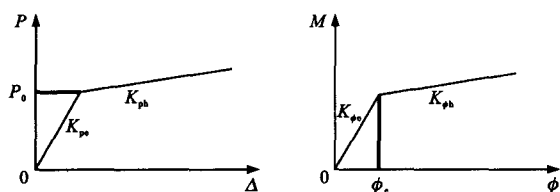


图2 P - Δ 关系

Fig. 2 Relationship of P - Δ

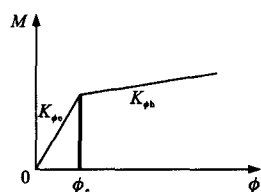


图3 M - ϕ 关系

Fig. 3 Relationship of M - ϕ

且其刚度分别为 $K_{Me} = \frac{2K_{P_0}}{L}$ 和 $K_{Mh} = \frac{2K_{Ph}}{L}$ 。其中: $K_{P_0} = 0.266 M_u / \phi_e$, $K_{Ph} = 0.0125 M_u / \phi_0$, $M_u = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$, $\gamma_m = -0.4832\xi + 1.9264\sqrt{\xi}$, W_{scm} 为全截面抵抗矩, $W_{scm} = \pi D^3 / 32$, $\phi_e = 0.674 f_y / (E_s D)$, $\phi_0 = 5.25 f_y / (E_s D)$, D 为圆形钢管混凝土截面直径。

(2) 构件的极限剪切强度、极限扭转强度和产生的剪力、扭矩相比是足够大的。

(3) P_u 、 M_{yu} 和 M_{zu} 的相互作用可以用 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面表示: $M_{yu}^2 + M_{zu}^2 = M_u^2$, 其中: $M_u = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y$, P_u 和 M_{yu} 、 P_u 和 M_{zu} 的相互作用均可用下式表示^[4]

$$\frac{M_{yu(zu)}}{\gamma_m W_{scm} f_{sc}^y} = a \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^3 + b \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right)^2 + c \left(\frac{P_u}{A_{sc} f_{sc}^y} \right) + d$$

$$\text{式中: } a = \frac{m - m\eta_0 - \eta_0^2 + \eta_0 - \xi_0 m}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$b = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0) + (1 - \xi_0 - \eta_0)(m^2 - m)}{m\eta_0^2(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$c = \frac{(\eta_0^3 - \eta_0^2)(m - 1) + m^2(\eta_0^2 + \xi_0 - 1)}{m\eta_0(1 - \eta_0)(m + \eta_0)};$$

$$d = 1.0 \text{ (关于 } a, b, c, d \text{ 具体表达式可参见文献 [4])}。$$

因此 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面可以表示为: $\phi(p, m_y, m_z) = 1$, 即

$$\left| \frac{m_{yu}}{1 + c p_u + b p_u^2 + a p_u^3} \right|^2 + \left| \frac{m_{zu}}{1 + c p_u + b p_u^2 + a p_u^3} \right|^2 = 1$$

$$\text{式中: } p_u = \frac{P_u}{P_0}; m_{yu} = \frac{M_{yu}}{M_{y0}}; m_{zu} = \frac{M_{zu}}{M_{z0}}; P_0 = A_{sc} f_{sc}^y; M_{y0} = M_{z0} = \gamma_m W_{scm} f_{sc}^y。$$

根据以上基本假定,可得到铰关于其轴向变形、 y 轴弯曲变形和 z 轴弯曲变形的 3×3 的柔度矩阵。

1.3.1 屈服函数

在一维应力空间,屈服应力决定了单元非线性性能的发生。但是当单元的应力不是一维应力状态而是多维应力状态时,决定单元非线性性能的发生是单元应力的某种特定组合。描述这种应力组合的较为方便的数学模型是相互作用函数(相互作用面),在本模型中表现为 P 、 M_y 和 M_z 空间的三维广义屈服面。

1.3.2 流动法则

由 DRUCKER 公式可以证明塑性应变增量的法向性,即塑性应变增量方向和屈服面外法线方向一致。再利用相关流动法则,知屈服函数即为势函数,屈服面即为等势面,则屈服面外法线方向和它的梯度方向一致,因此可得

$$dw_p = dw_p^* n \quad (4)$$

式中: dw_p 为塑性应变增量矢量; n 为屈服面单位外法线向量, $n = \frac{\phi_{,s}}{(\phi_{,s}^T \phi_{,s})^{1/2}}$, 其中: $\phi_{,s}^T = [\partial \phi / \partial P \quad \partial \phi / \partial M_y \quad \partial \phi / \partial M_z]$ 为屈服面的梯度方向; dw_p^* 为一个定义塑性变形大小的非负数。

1.3.3 铰的塑性柔度矩阵

假定 dS_n 和 dw_p 通过下式相关

$$dS_n = K^p dw_p \quad (5)$$

式中: dS_n 为 dS 在 n 方向上的分量, $dS_n = n(n^T dS)$; K^p 为由铰的 P - Δ 、 M_y - θ_y 、 M_z - θ_z 关系得到的塑性刚度形成的对角矩阵, 表示如下

$$K^p = \begin{bmatrix} K_p^p & & \\ & K_{M_y}^p & \\ & & K_{M_z}^p \end{bmatrix}$$

式中: K_p^p 、 $K_{M_y}^p$ 、 $K_{M_z}^p$ 可以利用串联构件刚度公式经简单推导得到。

$$\text{经过推导可得: } f^p = \frac{nn^T}{n^T K^p n}.$$

1.3.4 硬化法则

本模型中采用了 ZIEGLER 硬化法则

$$d\alpha = (S - \alpha) d\alpha^* \quad (6)$$

式中: $d\alpha^*$ 为定义屈服面平移大小的标量; α 为定义屈服面原点的向量; $d\alpha$ 为定义屈服面平移的向量; S 为荷载作用点向量, $S^T = [P \quad M_y \quad M_z]$ 。

当单元为非线性状态时, 荷载作用点必须始终保持在屈服面上, 即 $d\phi = 0$, 据此可得

$$d\alpha = \frac{(S - \alpha) \phi_{,s}^T dS}{\phi_{,s}^T (S - \alpha)} \quad (7)$$

式中: $\phi_{,s}$ 为对 $S^T = [P \quad M_y \quad M_z]$ 求导。

1.4 弹塑性切线刚度矩阵

定义 f_i^p 、 f_j^p 分别为单元两端铰的塑性柔度, 则 $dw_i^p = f_i^p dS_i$, $dw_j^p = f_j^p dS_j$ 。将 f_i^p 和 f_j^p 按如下方式叠加到单元变形坐标系下弹性梁的柔度矩阵可得单元的弹塑性切线柔度矩阵 F_i^{EP} , 其中: $I(i, j)$, $J(i, j)$ ($i, j = 1, 2, 3$) 分别表示 f_i^p 和 f_j^p 的矩阵元素, f^e 是梁的弹性柔度矩阵

$$F_i^{EP} = f^e + f^p = f^e +$$

$$\begin{bmatrix} I(2,2) & I(2,3) & I(2,1) \\ & J(2,2) & J(2,3) & J(2,1) \\ I(3,2) & I(3,3) & I(3,1) \\ & J(3,2) & J(3,3) & J(3,1) \\ I(1,2) & J(1,2) & I(1,3) & J(1,3) & I(1,1) + J(1,1) \end{bmatrix} \quad (8)$$

将 F_i^{EP} 求逆可得 6×6 的单元切线刚度矩阵 K_i^{EP} , 表示成: $ds = K_i^{EP} dv$, 利用式(1)、(2), 可得到整体坐标系下的 12×12 的单元切线刚度矩阵

$$K_i^E = \bar{a}^T a^T K_i^{EP} a \bar{a} \quad (9)$$

1.5 塑性变形

单元塑性变形的计算公式

$$dv^p = (I + f^p k^e)^{-1} f^p k^e dv \quad (10)$$

1.6 加/卸载准则

假定塑性铰卸载一个无穷小量, 则此时单元是弹性的, 荷载作用点状态是位于屈服面内; 计算弹性作用力 ds_e , 若此时荷载作用点状态在屈服面外, 则假定的卸载状态是不对的, 表明单元处于加载状态, 继续产生塑性流; 若荷载作用点在屈服面内, 则这个假设是正确的, 单元处于弹性卸载状态。

2 程序的验证

为了验证笔者所开发程序的可靠性, 利用 DRAIN-2D 和本程序分别对一单拱模型进行了计算, 并对计算结果进行了分析比较。

2.1 单拱模型的建立

考虑到 DRAIN-2D 是一个平面分析程序, 因此选取了一个简单的单拱模型进行分析来校核程序。

如图 4 所示, 并施加集中荷载模拟其恒载效应。共有 25 个节点, 24 个梁单元, 拱肋截面为圆形钢管



图 4 单拱模型

Fig. 4 Single arch model

混凝土截面, 钢管采用 3 号钢, 混凝土采用 30 号混凝土, 管径为 80 cm, 壁厚 14 mm。

2.2 计算结果比较

输入加速度峰值为 2.464 m/s^2 的水平向地震波时, 结构保持在弹性状态。为了考核程序的非线性计算功能, 将加速度时程值提高 7 倍, 地震波的加速度峰值为 17.248 m/s^2 时拱脚出现塑性。DRAIN-2D 和本程序(用 NERA 代指)的计算结果比较如图 5、6 所示, 其中节点 8、20 分别为拱左右四分点, 节点 14 为拱顶节点。

从图 5 可知, 结果基本上都与 DRAIN-2D 复核得较好, 拱顶节点竖向位移偏差稍大。对称拱肋在水平地震波作用下弹性状态时拱顶竖向位移理论上应该为零值, 但有限元离散误差一般会使该值不为零值, 而为一小值, 并且结构在进入非线性后结构产生不对称性, 因而拱顶产生少许竖向位移。至于两

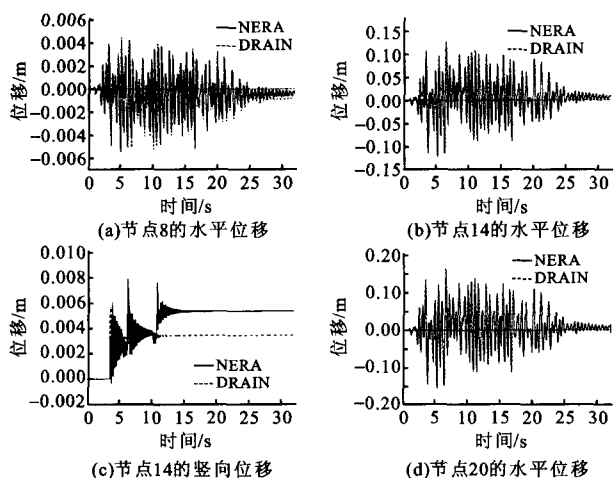


图5 地震荷载作用下的动节点位移

Fig. 5 Node displacement under seismic load

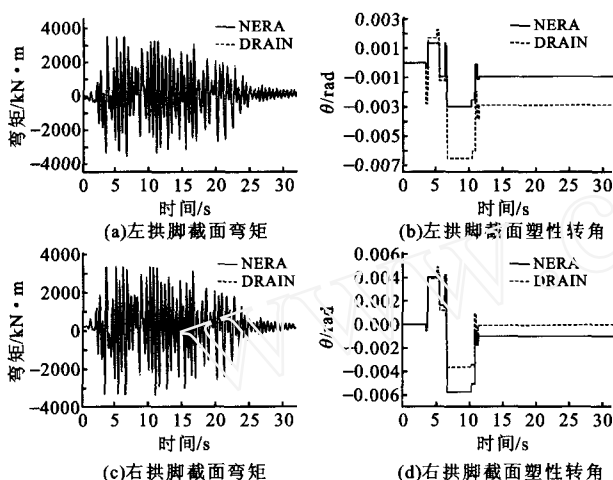


图6 恒载+地震荷载作用下的单元内力

Fig. 6 Element internal force under steady load and seismic load

个程序在拱顶竖向位移的计算值略有偏差应该主要

是由于数值计算累计误差导致的。

从图6可知,单元内力结果复核得都比较好,拱脚塑性转角在趋势上是一致的,在数值上存在一定偏差,最大达到51.3%,这主要是由于两个程序在处理塑性流的方向不同导致的,DRAIN-2D假定轴向不产生塑性变形,塑性流方向只能沿着M轴,笔者模型中采用的是正交流动法则,也就是允许轴向产生塑性变形。两个程序的处理方法不同使得塑性转角数值存在一定偏差。总体上,本程序与DRAIN-2D结果复核得比较好,计算结果是具有可信度的。

3 结 语

首先开发了一个弹塑性地震反应分析程序,并在其中引进了钢管混凝土弹塑性梁柱单元,从而能够对钢管混凝土拱桥进行比较详尽的分析。其次利用DRAIN-2D和笔者开发的程序计算了一单拱,对程序的正确性作了验证。

参考文献:

- [1] IMRSEN R A, PENZIEN J. Evaluation of energy absorption characteristics of highway bridges under seismic conditions[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1984.
- [2] CHEN P F, POWELL G H. Generalized plastic hinge concepts for 3D beam-column elements[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1982.
- [3] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994.
- [4] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000.

《中国公路学报》入选“中国期刊方阵”

“中国期刊方阵”的建设是现阶段中国期刊出版事业发展的需要,是推进新世纪中国期刊发展的战略性举措,它将促进中国期刊“精品战略”的实施,创出一批品牌期刊使之成为中国期刊的“中坚”。“中国期刊方阵”分为四个层面:第一个层面是“双效”期刊,就是以全国现有的8000多种期刊为基数,选取10%~15%社会效益、经济效益都好的重点期刊,大约1000种左右。这一部分是“中国期刊方阵”的基础,由新闻出版署制定统一标准,把指标分解到各个省和中央的有关部门抓落实。第二个层面是“双百”期刊,就是每两年一届滚动式评选的百种重点社科期刊和百种重点科技期刊。这一层面虽然只有200种,但在“中国期刊方阵”中是最充满活力的。这一部分由新闻出版署和科技部直接抓落实。第三个层面是“双奖”期刊,就是获得国家期刊奖和获得国家期刊奖提名奖的期刊,每3~4年评选一次,获奖期刊100种左右。这一部分基本上是大刊名刊,具有较强的自我扩张能力,它们实际上已经是国内的名牌期刊。第四个层面是“双高”期刊,就是高科技和高学术水平的期刊。本次评选出716种科技期刊进入“中国期刊方阵”,其中“双高”期刊40种,“双奖”期刊58种,“双百”期刊122种,“双效”期刊496种。《中国公路学报》属“双效”期刊。

《中国公路学报》编辑部