

桩-土-隔震结构相互作用地震响应分析

Analysis of the response to earthquake of the pile-soil-isolated structure interaction

邹立华^{1,2}, 赵人达¹, 赵建昌³

(1. 西南交通大学, 四川 成都 610031; 2. 兰州交通大学, 甘肃 兰州 610031; 3. 上海大学, 上海 200092)

摘要: 本文在 Penzien 模型的基础上, 建立了隔震结构考虑桩土相互作用 (SSI) 的计算模型, 推导了其运动方程, 分析了桩土相互作用对隔震结构的影响, 同时, 对地震动自由场输入和桩端输入对隔震结构的影响进行了比较。分析结果表明: 桩土相互作用对隔震结构地震响应有一定影响, 但其影响比非隔震结构小得多, 因而, 在一般的隔震结构设计中, 可以不考虑 SSI 的影响。

关键词: 桩-土; 隔震结构; 地震响应; Penzien 模型; 相互作用

中图分类号: TU 311.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2004)06-0782-05

作者简介: 邹立华(1966-), 男, 湖南宁乡人, 兰州交通大学副教授, 西南交通大学博士研究生, 主要从事工程减震研究。

ZOU Li-hua^{1,2}; ZHAO Ren-da¹; ZHAO Jian-chang³

(1. Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China; 3. Shanghai University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the model of Penzien, the calculation model of isolated structure in consideration of pile-soil interaction (SSI) is established, the vibration equation is derived, and the effect of interaction of pile-soil on isolation structure is analyzed. At the same time, the effect of earthquake inputted from free ground or end of pile on isolated structure is compared. The conclusions suggest that the interaction of pile-soil has some effect on isolation structure, which is much more smaller than that on non-isolated structure. For this reason, the SSI can be ignored in the design of isolation structure.

Key words: pile-soil; isolated structure; response of earthquake; Penzien model; interaction

0 前言

桩基础是广泛采用的基础形式之一, 大量的震害资料表明, 土-结构相互作用是导致桩基震害的主要原因之一。因此, 在桩基础的地震反应分析中, 应考虑土与结构的相互作用, 有关的研究成果很多^[1~10]。而在隔震结构中, 桩-土-结构相互作用并未引起人们的重视^[3, 4]。但土对隔震结构的地震响应至少在以下两方面产生影响: ①考虑桩土相互作用时, 体系比通常固定基础结构体系更柔, 自振周期与原结构相比将产生变化; ②场地土的辐射阻尼将改变体系的阻尼特性。因此, 本文着手研究隔震结构中桩土相互作用。

1 动力分析模型

1.1 桩土模型

在分析桩土相互作用时, 采用 Penzien 模型^[2, 9], 该模型将地下部分桩边土换算成等价的弹簧-质量系统, 并刚接于桩的质点上。

1.2 隔震层模型

假设上部结构为基础隔震, 隔震层为铅芯叠层橡胶支座, 研究表明: 在强震作用下, 隔震支座将表现出明显的非线性性质 (如图 1)。本文主要讨论桩土相互作用对结构的影响, 因此, 隔震支座的非线性刚度

和阻尼用美国 AASHTO 规范中规定的等效线性化法:

$$k_e = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} k_u, \quad (1)$$

$$\xi_e = \frac{2(1 + \alpha)(1 - \frac{1}{\mu})}{\pi(1 + \alpha(\mu - 1))} + \xi_0, \quad (2)$$

式中 ξ_0 为隔震支座的材料阻尼比, 一般可取 0.05; α , μ 分别为第二刚度系数和延性率, 表达式如下:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y}, \quad \alpha = \frac{k_d}{k_u}, \quad (3)$$

其它参数意义如图 2 示。

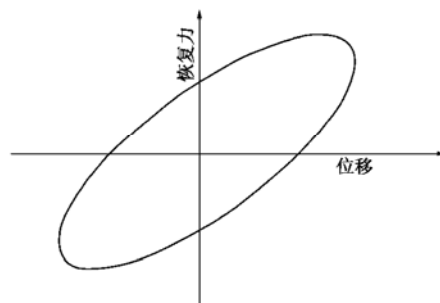


图 1 铅芯橡胶支座恢复力曲线

Fig. 1 The recover force curve of rubber bearing of lead core

基金项目: 甘肃省自然科学基金资助 (ZR-96-035)

收稿日期: 2003-12-10

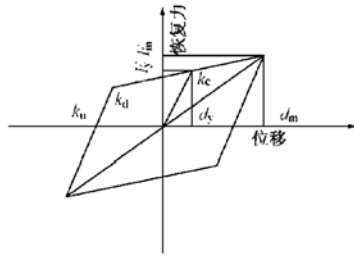


图2 铅芯橡胶支座简化恢复力曲线

Fig. 2 Simplified recover force curve of rubber bearing of lead core

2 运动方程的建立及求解

2.1 运动方程的建立

根据以上假定及图3示的计算模型, 可以建立桩-土-隔震结构相互作用的运动方程:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M_0\ddot{u}_g + M_h\ddot{u}_f + C_h\dot{u}_f + K_h u_f, \quad (4)$$

式中 M , C , K 分别为考虑相互作用时系统的质量、阻尼和刚度矩阵; M_h , C_h , K_h 分别为等价土体的质量、阻尼和刚度矩阵; M_0 为不考虑相互作用的系统的质量矩阵; u_f , $\dot{u}_f$, $\ddot{u}_f$ 分别为自由场地单位土柱的位移、速度和加速度响应列向量; u , $\dot{u}$, $\ddot{u}$ 为系统的位移、速度和加速度列向量; $\ddot{u}_g$ 为桩基底部的加速度输入。

$$M = \begin{bmatrix} M_s \\ M_p + M_e \end{bmatrix}, C = \begin{bmatrix} C_s \\ C_p + C_e \end{bmatrix}, K = \begin{bmatrix} K_s \\ K_p + K_e \end{bmatrix},$$

$$M_h = \begin{bmatrix} 0 \\ M_e \end{bmatrix}, C_h = \begin{bmatrix} 0 \\ C_e \end{bmatrix}, K_h = \begin{bmatrix} 0 \\ K_e \end{bmatrix}, M_0 = \begin{bmatrix} M_s \\ M_p \end{bmatrix}$$

式中 M_s , C_s , K_s 分别为上部隔震结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵, 参见文献[3]; M_e , C_e , K_e 分别为等价土体的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; M_p , C_p , K_p 分别为桩的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵。

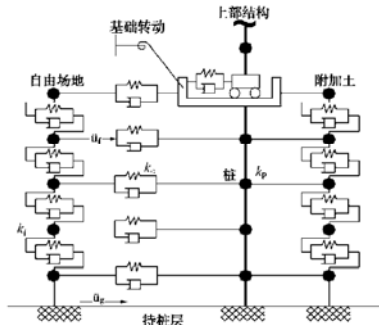


图3 桩-土-隔震结构计算模型(自由场输入)

Fig. 3 Calculating model of pile-soil-isolated structure (input in free field)

2.2 单位土柱的地震响应分析

自由场地可取单位土柱的计算模型, 假设场地土

自上而下分为 S 层, 第一个质点集中质量为

$$m_{f1} = \frac{1}{2} \rho_1 h_1, \quad (5)$$

第 i 个质点的质量为

$$m_{fi} = \frac{1}{2} (\rho_{i-1} h_{i-1} + \rho_i h_i), \quad (6)$$

式中 $i = 2, \dots, S$; h_i 为第 i 层土的高度; ρ_i 为 i 层土的密度。第 i 层土的水平刚度系数为

$$k_{fi} = \frac{G_i}{h_i}, \quad (7)$$

式中 $i = 1, \dots, S$, G_i 为第 i 层土的剪切模量。单位土柱的阻尼矩阵 C_f 为

$$C_f = M_f \alpha_f + K_f \beta_f, \quad (8)$$

式中 α_f , β_f 可按式计算:

$$\alpha_f = \begin{bmatrix} \alpha_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \alpha_S \end{bmatrix}, \quad \beta_f = \begin{bmatrix} \beta_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \beta_S \end{bmatrix},$$

$$\alpha_i = \xi_i \omega_i, \quad \beta_i = \frac{\xi_i}{\omega_i}, \quad \omega_i = \frac{\pi}{2h_i} \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}$$

$i = 1, \dots, S$; ξ_i 为 i 层土的阻尼比; 则自由场地单位土柱的动力方程为

$$M_f \ddot{u}_f + C_f \dot{u}_f + K_f u_f = -M_f \ddot{u}_g, \quad (9)$$

式中 u_f , $\dot{u}_f$, $\ddot{u}_f$ 分别为自由场地单位土柱的位移、速度和加速度列向量; $\ddot{u}_g$ 为基岩处输入地震加速度列向量。

在求解土的自由场地地震响应分析时, 为了考虑土的非线性性能, 采用 Seed 等提出的等价线性化方法, 通过一系列线性化迭代来近似计算。迭代步骤如下:

(1) 选取各层土的初始剪切模量 G_0 和初始阻尼比 ξ_0 , 初始剪切模量可选用土体的弹性剪切模量, 初始阻尼比可选为 0.05。

(2) 保持模量不变, 对地震时间步长进行循环, 计算土体的动力响应, 确定土体的有效应变 v_{ef} (取有效应变为最大剪应变的 0.65 倍)。

(3) 根据下式计算当前土体的剪切模量和阻尼比

$$G = \frac{G_0}{1 + v_{ef}/v_r}, \quad \xi = \frac{v_{ef}/v_r}{1 + v_{ef}/v_r} \xi_0.$$

(4) 如果前后两次迭代的模量值的误差满足精度要求, 则进入第 5 步, 否则转回第二步。

(5) 结束。

2.3 等效土体的弹簧系数、阻尼系数的确定

如图3所示, 把地基当作弹簧-质量-阻尼体系, 在求解连接桩土-结构体系和自由场地体系的弹簧系数时, 采用基于 Mindlin 的土中位移、内力解, 分层计算确定水平弹簧系数的办法。假设在半空间无限体内, 当沿 z 轴在区间 $[c-h, c+h]$ 内作用均布荷载 q 时,

桩土接触面上任意点的平均位移为

$$\bar{u} = \frac{3q}{8\pi E(z)} \left\{ \sinh^{-1} \frac{L-z}{r} + \sinh^{-1} \frac{L+z}{r} + \frac{2}{3r^2} \left[\frac{r^2 L - 2r^2 z + Lz^2 + z^3}{(r^2 + (L+z)^2)^{0.5}} - \frac{-2r^2 z + z^3}{(r^2 + z^2)^{0.5}} \right] - \frac{2}{3} \left[\frac{z-L}{(r^2 + (L-z)^2)^{0.5}} - \frac{z}{(r^2 + z^2)^{0.5}} \right] + \frac{4}{3} \left[\frac{r^2 z + Lz^2 + z^3}{(r^2 + (L+z)^2)^{1.5}} + \frac{r^2 z + z^3}{(r^2 + z^2)^{1.5}} \right] \right\}, \quad (10)$$

式中 E 为土的弹性模量; L 各段为桩长。

等价水平弹簧系数可用多种方法求解, 为简化起见: 一般可用如下近似方法求得

$$k_e(z) = \frac{q}{u}. \quad (11)$$

将式 (10) 代入式 (11) 得

$$k_e(z) = \frac{8\pi E(z)}{3} \left\{ \sinh^{-1} \frac{L-z}{r} + \sinh^{-1} \frac{L+z}{r} + \frac{2}{3r^2} \left[\frac{r^2 L - 2r^2 z + Lz^2 + z^3}{(r^2 + (L+z)^2)^{0.5}} - \frac{-2r^2 z + z^3}{(r^2 + z^2)^{0.5}} \right] - \frac{2}{3} \left[\frac{z-L}{(r^2 + (L-z)^2)^{0.5}} - \frac{z}{(r^2 + z^2)^{0.5}} \right] + \frac{4}{3} \left[\frac{r^2 z + Lz^2 + z^3}{(r^2 + (L+z)^2)^{1.5}} + \frac{r^2 z + z^3}{(r^2 + z^2)^{1.5}} \right] \right\}, \quad (12)$$

式中 $k_e(z)$ 为沿深度 z 的弹簧系数。

水平向等效阻尼系数:

$$c_{hi} = \left(0.96 + \frac{56.55}{4.68 + a_0} \right) V_{si} \rho_i r_0 L_i, \quad (13)$$

式中 V_{si} 为 i 层土的剪切波速; ρ_i 为 i 层土的密度; L_i 为 i 层土厚度; r_0 为桩径; a_0 为无量纲频率, $a_0 = \omega r_0 \sqrt{\rho_i / G_i}$ 。

2.4 刚度系数的确定

桩的轴向位移可用微分方程表示:

$$EA \frac{d^2 W_z}{dz^2} - UC_s W_z = 0, \quad (14)$$

式中 E 为桩的弹性模量; A 为桩的横截面积; U 为桩截面周长; C_s 与桩长有关的系数, 可采用藤田建议的值^[1]: $C_s = 1.2 \times 10^5 \times l^{-1.5} (\text{kg/cm}^3)$; l 为桩埋入长度。求解方程 (14) 得单桩的抗压刚度:

$$K_a = a_1 \frac{EA}{l}, \quad (15)$$

式中 $a_1 = \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma}{\gamma \tanh \lambda + \lambda}$, $\gamma = \frac{A_n k_n l}{EA}$,

$$\lambda = al, \quad a = \sqrt{\frac{C_s U}{EA}},$$

A_n 为桩尖处的净截面积; k_n 为桩尖处的水平刚度系数。当所有桩都是直桩时, 桩基的转动刚度系数为

$$k_\phi = \sum_{i=1}^n x_i^2 K_{ai}, \quad (16)$$

n 为桩的根数。

2.5 等效土体质量

桩振动时, 桩质点上的振动质量包含桩的质量和桩周参与振动的土的附加质量, 附加质量随地震动而变化。Penzien 提出用能量相等的原则等效质量^[1]:

$$m_s = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2} \rho_i(x, y, z) (D_u^2 + D_v^2 + D_w^2) dx dy dz = \frac{2}{3} (T_u + T_v + T_w). \quad (17)$$

在弹性半空间中, 由水平力引起的位移场可以用前述 Mindlin 公式计算得到, 且满足以下条件:

$$D_u = k(z) \times U_x. \quad (18)$$

在任意桩高为 $2h$ 的桩段内, 假设此段桩中心坐标为 c , 则在 $c-h \sim c+h$ 范围内承受均布荷载作用时, 有

$$T_u = \int_{-h}^{+h} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2} \rho_i (k(z) \bullet U_x)^2 dx dy dz, \quad (19)$$

式中 U_x 为桩中心 $c-h \sim c+h$ 段受单位均布荷载引起的沿 x 方向的位移场; $k(z)$ 为桩土相互作用的水平刚度系数。

2.6 运动方程的求解

由于隔震结构及土的阻尼为非经典阻尼, 一般不能用振型叠加法直接求解, 可以用逐步积分法, 本文用 Wilson- θ 求解。

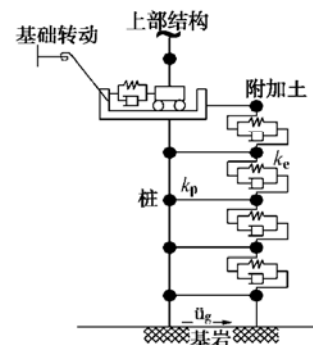


图4 桩-土-隔震结构计算模型(桩端输入)

Fig. 4 Calculating model of pile-soil-isolated structure (input in pile end)

3 算例分析

本文选用文献[2]中的算例, 以便于校核自编的分析程序。一单跨十层钢框架结构, 跨度 6 m, 每层层高 4 m, 1~9 层各层重为 20 t, 第 10 层层重 18 t, 各层参数见表 1, 各层土参数见表 2。钢筋混凝土基础底

板尺寸为 $8\text{ m}\times 8\text{ m}\times 0.2\text{ m}$ 。每个柱基下布置 4 根 $0.3\text{ m}\times 0.3\text{ m}$, 长 20 m 的钢筋混凝土预制桩。取地下一 50 m 为假想基底, 校核程序时采用 EL-Centro 波, 其加速度峰值调到 100 gal , 分别进行基础固定和考虑桩土相互作用的地震反应分析。

表 1 各楼层截面参数

Table 1 The parameters of floors		
楼层	截面面积/ m^2	截面惯性矩/ m^4
1~2 层	340.4×10^{-4}	15.57×10^{-4}
3~4 层	272.0×10^{-4}	12.66×10^{-4}
5~6 层	200.2×10^{-4}	9.75×10^{-4}
7~8 层	142.8×10^{-4}	6.84×10^{-4}
9~10 层	86.1×10^{-4}	3.94×10^{-4}

表 2 各土层参数

Table 2 The parameters of soil layers					
土层	厚度/ m	类别	泊松比	质量密度 $/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	剪切波速 $/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
1	1.0	黏土	0.45	1.99	190
2	3.5	砂土	0.40	1.82	245
3	2.0	黏土	0.45	2.04	206
4	3.8	砂土	0.40	1.82	280
5	6.5	黏土	0.45	2.06	351
6	10.0	砂土	0.40	1.90	350
7	23.2	黏土	0.45	2.00	400

表 3 上部结构各层的位移峰值(cm)

Table 3 The maximum displacement of superstructure floors (cm)						
层号	FIX			SSI		
	文献法	本文法	误差/%	文献法	本文法	误差/%
1	0.23	0.298	29.5	1.73	1.06	-38.7
2	0.63	0.778	23.5	1.82	1.11	-39.0
3	1.05	1.210	15.2	2.00	1.67	-16.5
4	1.44	1.596	10.8	2.16	2.14	-2.00
5	1.87	2.047	9.5	2.71	2.78	2.58
6	2.33	2.429	4.25	3.29	3.29	0.00
7	2.81	2.921	3.95	4.08	3.97	-2.70
8	3.28	3.340	1.83	4.77	4.67	-2.10
9	3.76	3.911	4.02	5.69	5.29	-7.03
10	4.13	4.212	1.98	6.48	6.39	-1.39

从以上计算结构可以看出, 本文计算结构与文献 [2] 的结果在底下若干层有较大的差别, 但在上部各层则十分接近, 这主要是因为文献 [2] 中的上部结构采用了杆模型。为了研究桩土相互作用对隔震结构地震响应的影响, 在结构中设置基础隔震层, 隔震层的刚度为 $4.27\times 10^7\text{ N/m}$, 阻尼比为 0.174 , 质量为 28.54 t 。分别计算出隔震与不隔震时顶层加速度如图 5~图 6 示。从图中可以看出, 隔震结构考虑桩土相互作用时, 其地震响应有一定的影响, 但这种影响比非隔震结构要小得多。

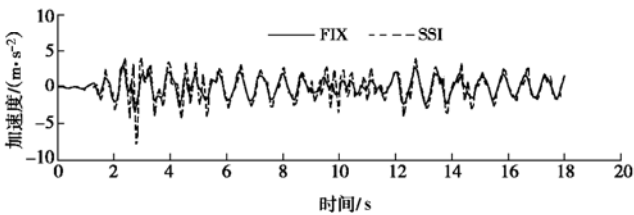


图 5 不隔震顶层加速度

Fig. 5 Top floor acceleration of no-isolation

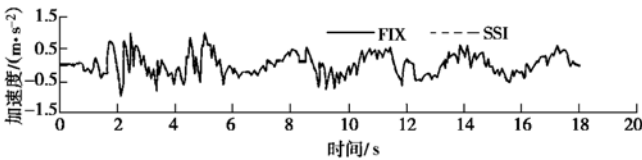


图 6 隔震顶层加速度

Fig. 6 Acceleration of top floor isolation

从图 7~8 也可以看出, 桩土相互作用对隔震结构的影响比非隔震结构小得多, 同时还可以看出, 无论是隔震结构还是非隔震结构, 当采用自由场输入时的 SSI 影响比桩端输入要大得多, 这说明自由场地对输入结构的地震动有明显的放大作用。表 4 分别列出了隔震结构和非隔震结构考虑 SSI 和不考虑 SSI 时的自振周期变化, 从中可以看出, 无论是隔震还是不隔震, 考虑 SSI 后结构自振周期变化都不大, 变化量不到 1%, 这说明 SSI 使体系的刚度产生变化并不是造成 SSI 影响的主要因素, 主要原因是自由场地对输入地震波的放大。

表 4 前 5 阶振型自振周期

Table 4 The vibration period of the model				
振型号	不隔震		隔震	
	FIX	SSI	FIX	SSI
1	0.7759	0.7762	3.1813	3.1831
2	0.3090	0.3093	0.4378	0.4378
3	0.1914	0.1915	0.2299	0.2299
4	0.1381	0.1381	0.1554	0.1554
5	0.1155	0.1155	0.1207	0.1207

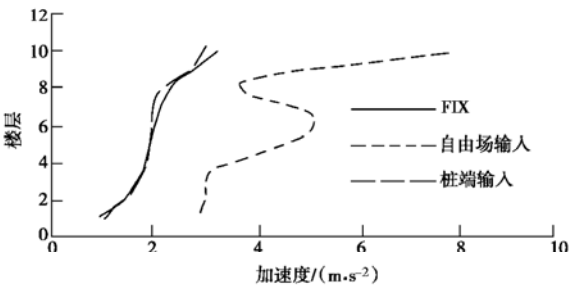


图 7 不隔震加速度峰值

Fig. 7 The maximum acceleration of non-isolation

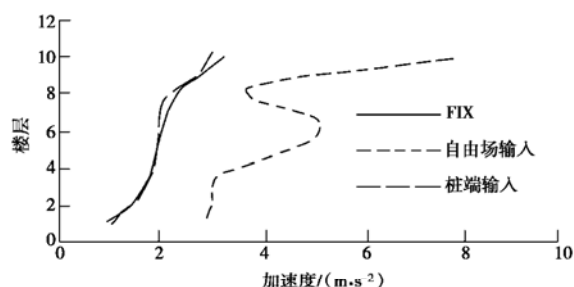


图 8 隔震加速度峰值

Fig. 8 The maximum acceleration of isolation

4 分析及结论

(1) SSI 对桩基隔震结构有一定影响,但这种影响比非隔震结构小得多。

(2) 结构自振周期产生变化并不是影响 SSI 大小的主要原因,主要原因是采用自由场输入时自由场对输入地震波的放大。

(3) 在进行隔震结构设计时,一般可以不考虑 SSI 的影响。

参考文献:

[1] 朱 晞,等.桥梁与结构物的动力性态[R].重点学科科学研究

报告.兰州铁道学院,1990.

- [2] 李咏梅,等.桩-土-杆系结构的动力相互作用[J].建筑结构学报,2002,23(1):75-81.
- [3] 邹立华,赵人达.考虑土与结构相互作用隔震体系地震时程分析[J].兰州交通大学学报,2003,23(3),72-75.
- [4] 刘再华,丁 强.地基-基础隔震结构的动力响应[J].武汉城市建设学院学报,1995,12(2):44-51.
- [5] 陈 莹,等.土-结构相互作用对结构风振响应的影响[J].岩石力学与工程学报,2003,22(2):309-315.
- [6] Jennings P C, Bielak J. Dynamics of building-soil interaction [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1973, 63(1): 9-48.
- [7] 张建民,张 嘎.土体与结构物动力相互作用研究进展[J].岩石力学与工程学报,2001,20(增1):154-159.
- [8] 孙树民.土-结构动力相互作用研究进展[J].中国海洋平台 2001,16(5~6):31-36.
- [9] 肖小春,等.地震荷载下桩土相互作用简化计算方法及参数分析[J].大连理工大学学报,2002,42(6):720-723.
- [10] 申爱国.土-结构相互作用体系自振特性的计算[J].西南交通大学学报,2000,35(1):7-11.

《岩土工程学报》稿件远程处理系统开通

经过多方的努力,《岩土工程学报》稿件远程处理系统已投入使用,该系统包括作者投稿、作者查稿、专家审稿和编辑远程四个功能块。作者、审稿人和编辑可以通过登陆网址:<http://www.cgejournal.com>,分别点击各功能块来完成相应的功能。作者可以通过该系统填写个人信息、设置用户名和密码以及上载投稿稿件的 WORD 文档,并且还可以随时查询稿件的审理进程。审稿人可以根据收到稿件审稿单上的用户名和密码登陆,然后评审相应的稿件并填写审阅意见。《岩土工程学报》

稿件远程处理系统的开通将给广大读者、作者和编辑部的工作带来方便,并提高稿件处理效率,欢迎广大读者使用本刊稿件远程处理系统进行投稿、查询稿件,也欢迎我刊审稿人使用本系统完成审稿。为了更好地改进我们的工作,欢迎您在使用本系统过程中提出宝贵的意见和建议。

(本刊编辑部)