

# 从古石塔的抗震能力研究1604年泉州 海外大震对塔址及市区的地震影响

林 建 生

(福建省地震局泉州基准地震台)

**提要** 本文通过对泉州古石塔的西塔场地进行地震动特征和塔体结构抗震性能分析,得到1604年泉州海外8级大震对塔体与塔址场地产生地震动影响的有关参数,有关结果对了解石结构的抗震能力及这次大震可能存在的影响程度具有一定的参考意义。

近年一些研究对1604年泉州海外8级大震(以下简称《大震》)的有关参数有不同的认识和看法。作为一种不确定性因素,笔者从另一途径,即从塔体结构的抗震能力来分析这次大震对塔址和塔体可能产生的地震影响,从而估计这次大震对市区场地影响烈度的上限值。

## 一、古石塔与历史大震概况



图1 泉州西塔

Fig. 1 The west tower in Quanzhou

泉州东、西塔位于市区的开元寺内,是国内外少有的多层古石塔,东塔称为“镇国塔”建于公元1250年(南宋淳佑十年),西塔称为“仁寿塔”建于公元1237年(南宗嘉熙元年)(图1)。两塔历史上经历了《大震》的考验,这次《大震》发生在距塔址东北方向约92公里的海域里,震源深度小于30公里,震中烈度大于X度,对市区场地的影响烈度为Ⅶ—IX度<sup>[1]</sup>。据乾隆《晋江县志》(民国铅印本,卷十五)记载:这次大震“一夜连震十余次,山石海水皆动,地裂数处,城内外庐舍倾圮,复舟甚多,城自东北抵西南,雉堞窝铺倾圮殆尽”,而东西塔仅“镇国塔第一层尖石坠,第二,第三层扶栏因之并碎”。历史记载表明这次大震两塔安然无损,为此本文选择西塔的场地和结构作为研究对象,分析《大震》可能产生的地震影响。

## 二、场 地 特 征

### 1. 塔址场地的动力特征

塔址场地的地貌单元属于红土台地,场地覆盖层厚度为18米,土层较单一,钻孔资料表明基岩以上主要由种土层组成

表1. 塔址场地土层的 $\bar{V}_s$ 值  
Table 1  $\bar{V}_s$  value at the ground  
nearby the ancient stone tower

层 深 (m)	层 厚 (m)	土 类	$\bar{V}_s$ (m/s)
2.5	2.5	素填土	200
8.5	6.0	粘土	526
18.0	9.5	亚粘土	200
>180	/	花岗岩	>600

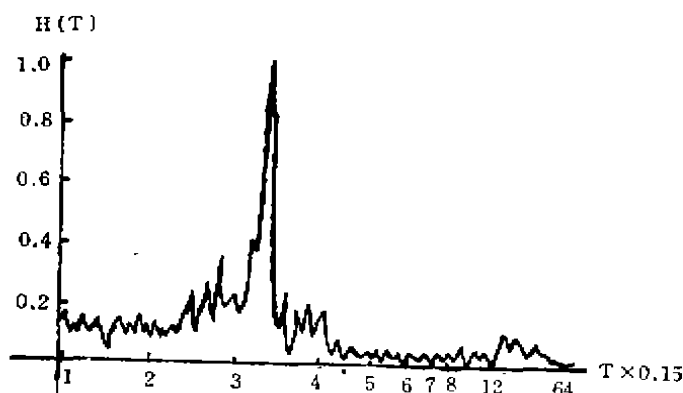


图2 塔址的地面脉动富氏谱(V-D)  
Fig. 2 Fourier spectrum of ground pulse  
(V-D) nearby the tower's field

同时由于土层单一,无软硬夹层,相对减少了地震波多次反射的相应界面。从塔址场地局部地质条件来看,场地平坦,地势开阔,远离河道、断层破碎带以及可能滑坡、崩塌等地质构造上的不利地段,因此是减轻场地震害影响和适合于结构抗震的有利场地。根据烈度调整公式<sup>[1]</sup>计算,在《大震》作用下塔址场地的烈度值可比市区的平均烈度值减小0.2—0.5度。

### 3. 《大震》在塔址场地上的卓越周期值

(1) 根据西特<sup>[3]</sup>综合古登堡和李希特的结果得到的基岩上 $T_g$ 值随震中距和震级的变化曲线(图略),可得《大震》在塔址基岩场地上的 $T_g=0.54$ 秒。

(2) 若速度、加速度峰值发生在地面运动的同一循环,则地面运动形式可近似表示为:

$$A_{\max} = \omega V_{\max} \rightarrow T_g = 2\pi V_{\max} / A_{\max} \quad (2)$$

①根据基岩场地上 $A_{\max}$ 、 $V_{\max}$ 与震级、震源距的关系<sup>[4]</sup>求得相应数值代入(2)式得 $T_g=0.58$ 秒。

②根据中国地震烈度表(1980年)中的参考物理指标求得场地烈度为Ⅴ度和Ⅸ度时的相应数值代入(2)式,得到Ⅱ类场地 $T_g=0.63$ 秒。

1) 中国建筑科学研究院抗震所,建筑抗震设计规范SBJ11—89,中国建筑工业出版社,待出版。

(表1),各层平均剪切波速值 $\bar{V}_s \geq 200 \text{ m/sec}$ 土质较好,按文献<sup>[1]</sup>的规定场地类别为Ⅱ类。根据SH波重复反射理论,场地卓越周期 $T_g$ 可表示为:

$$T_g = 4H / \bar{V}_s \quad (1)$$

式中 $H$ 为复盖层厚度, $\bar{V}_s$ 为基岩上各土层的加权平均剪切波速值,由(1)式可得 $T_g=0.34$ 秒。

笔者在塔址附近场地的脉动观测资料及其谱分析结果表明,塔址场地南北、东西、垂直三分向的 $T_g$ 值分别为0.34、0.28和0.34秒(图2),其谱值特点为单峰,幅值明显、频带窄,衰减快。笔者对市区地面脉动频谱特征进行归类分析,这类曲线通常表明塔址附近场地土层较为单一、不存在明显的软硬夹层。

### 2. 塔址场地地质与烈度

塔址附近场地的地质钻孔资料和土层动力测试结果表明塔址场地的地基土刚度大,地层密实,因此在地震波作用下不会产生振陷,液化等地基失效现象。

(3) 根据文献<sup>[1]</sup>震中烈度与场地烈度相差两度以上的地震属于远震, 而远震在Ⅱ类场地上的 $T_g=0.45$ 秒。

上述结果表明《大震》在塔址场地上的 $T_g$ 值约为0.45—0.63秒, 是地面脉动 $T_g$ 值的1.3—1.9倍, 其平均值约为1.6倍。

#### 4. 震相特征与《大震》对市区场地的破坏形式

由于老震区至泉州市区这段距离正位于全反射点附近这个特定位置(约90—110公里范围), 因此泉州地震台的短周期仪器(DD—1等)可记录到这一区域清晰的强反射波震相( $P_{11}$ 、 $S_{11}$ ), 而且在这个方位上直达波 $S$ 和反射波 $S_{11}$ 震相似乎被聚焦而振幅值明显增大<sup>[9]</sup>。另一方面由于震中与市区之间的地壳为大陆型构造, 因此中长周期仪器(SK等)还可记录到类似于勒夫型 $L_g$ 和雷利型 $R_g$ 的短周期面波, 但由于距离近, 这些波往往和 $S$ 波同时到达或被 $S$ 波所淹没。从有关历史记载亦可看出这次大震具有明显的方向性(自东北向西南), 对房屋造成的破坏形式和使人产生的感觉显然左右摇晃(横波)引起的比上下颠簸(纵波)以及扭动(面波)引起的记载要多, 因此估计这次大震对市区结构的破坏大多是由横波引起的。

### 三、结构特征

#### 1. 结构的平立面特征

东西两塔相距约300米左右, 高度分别为48.24米和44.06米, 两塔结构相似, 均为五层仿木楼阁式的石结构建筑, 塔体由塔心柱(内筒)、塔筒(外筒)连接梁、楼板等花岗岩料石构件叠砌而成, 其中塔心柱和塔筒分别为正八边形的实心 and 空心柱体, 塔体自下而上内外筒半径逐层减小, 形成内外各5个阶梯, 每阶截面不变的阶形建筑。西塔塔体的高宽比 $H/B$ 为2.78, 根据结构力学计算可知当 $1 \leq H/B \leq 4$ 时, 杆件存在弯曲变形和剪切变形。

#### 2. 主要假定和简图

塔体属超静定的空间结构, 但其体型规整, 梁、柱、墙体对称分布, 因此可简化为平面问题。为进行结构的动力分析, 首先确定能够反映结构受力特性的计算简图, 计算简图选取时考虑了下列因素及假定:

①塔体刚度逐层变化, 但在每层内为常数。②楼盖在其平面内视为刚性。③塔筒与塔心柱之间用水平连杆连接(水平连杆包括楼盖和连接梁)、连接方法为铰接, 水平连杆的作用主要是传递水平力。④由于塔心柱的刚度远小于塔筒, 而水平连杆的作用使塔筒和塔心柱相互约束对方的自由变形, 因此塔体的变形接近于塔筒的变形。

根据层间模型及上述假定可把整个塔体简化为一个下端固定, 在各楼层及屋面等处具有六个集中荷载和五个自由度体系的变截面弯剪悬臂杆(图3a)。

#### 3. 塔体材料的弹性常数及力学性质

根据回弹仪对塔体花岗岩料石的强度试验取塔体条石标号为500号, 而灰浆标号按25号考虑。石砌体的弹性模量<sup>[9]</sup>和剪切模量分别取 $E=6000\text{MPa}$ ,  $G=0.4E$ 。塔体各层的综合抗弯刚度 $EI_K$ 和综合抗剪刚度 $GA_K$ 分别取各层塔筒和塔心柱的刚度之和。

#### 4. 结构的自振周期及振型曲线

根据柔度系数法, 结构的频率方程式可写成,

$$[f] \{X\} = \lambda \{X\}$$

(3)

式中动力矩阵  $[f] = [\delta][m]$ 。  $[\delta]$ 、 $[m]$  分别为柔度矩阵(方阵)与质量矩阵(方阵)， $\{X\}$  为广义位移，是个特征向量， $\lambda$  是矩阵  $[f]$  的特征值，其最大特征值对应于基本频率  $\omega_1 = [1/\lambda_1]^{1/2}$ ，利用结构力学中的虚功原理可求出柔度矩阵中相应的位移影响系数  $\delta_{ij}$  〔7〕：

$$\delta_{ij} = \sum_{k=1}^i [d_{jk}d_{ik} + L_k(d_{ik} + d_{jk})/2 + L_k^3/3] L_k/EI_k + \sum_{k=1}^j L_k/GA_k \quad (i \leq j) \quad (4)$$

式中  $d_{ij}$ 、 $d_{ik}$  是  $i$  与  $j$  质点和  $j$  与  $k$  质点之间的高度差，式中第一、二项分别为弯曲变形和剪切变形的影响。由于塔体底盘宽、基础深、刚度大，为简化计算不考虑塔基转动和平移的影响。利用(4)式求出图3a中5质点体系的  $\delta_{ij}$  值并代入(3)式，通过矩阵迭代法逐次迭代直到求出所需要的振型和频率，塔体结构前三振型的周期分别为0.45秒、0.13秒和0.08秒，振型曲线如图3b所示。计算结果表明塔体以弯曲变形为主，剪切变形的影响约占8%。

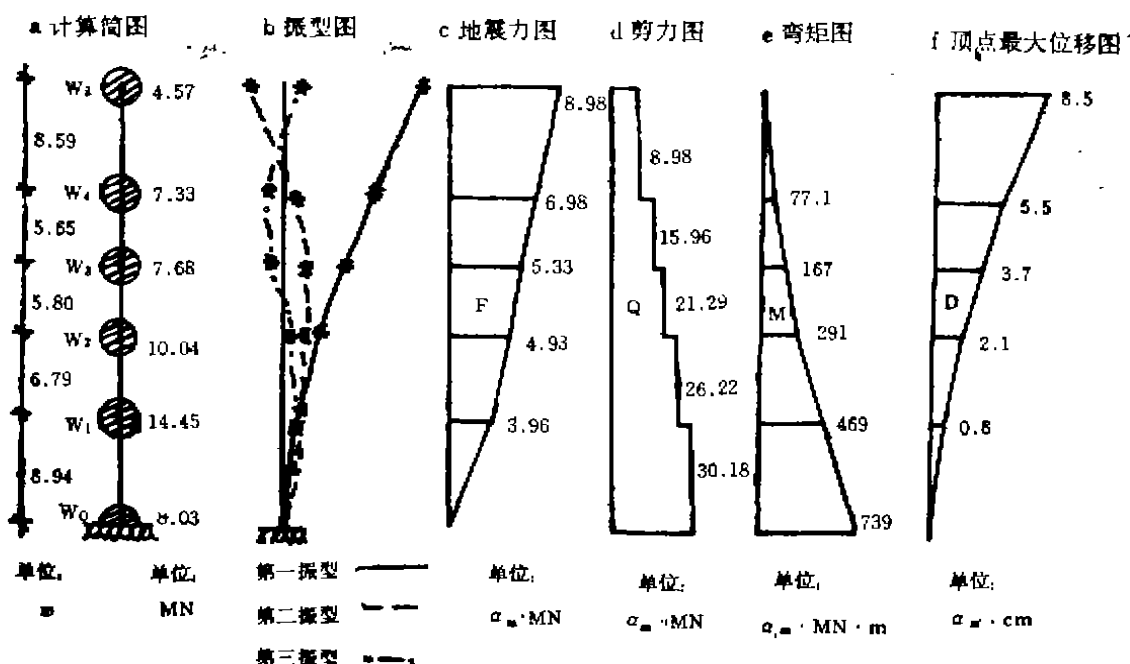


图3 塔体的振型及其地震效应

Fig. 3 The tower's modes and the seismic effect on the tower

#### 四、塔体结构的抗震能力分析

##### 1. 水平方向地震作用下的地震效应

利用反应谱振型分解法〔1〕可求得第  $j$  振型第  $i$  质点的弹性水平地震作用力

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j x_{ji} G_i \quad (i=1, 2 \cdots n, j=1, 2 \cdots m) \quad (5)$$

其中①  $\alpha_j$  为地震影响系数其值与最大地震影响系数  $\alpha_m$  (待求)、结构自振周期  $T_j$  及

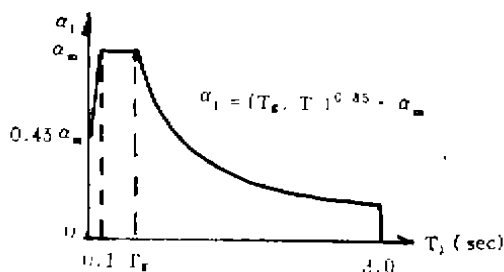


图4 地震影响系数曲线

Fig. 4 The cure of the seismic influence coefficient

《大震》时场地的卓越周期值有关(图4), 据三—3中的结果 $T_g$ 为0.45—0.63秒, 又由于 $T_g \geq T_i$ 可只取 $T_g$ 为0.45秒; ② $\gamma_i$ 为振型参与系数

$$\gamma_i = \frac{\sum_{i=1}^n G_i x_{ii}}{(\sum_{i=1}^n G_i x_{ii}^2)^{1/2}}; \text{③ } x_{ii} \text{ 为 } j \text{ 振型 } i \text{ 质点}$$

的水平相对位移; ④ $G_i$ 为集中于质点 $i$ 的有效重力荷载, 根据历史记载及塔体地震时的实际受荷情况只取结构自重 $W_i$ , 不考虑其安静载和风荷载的组合。对于水平方向地震作用下各振型产生的地震效应(剪力、弯矩等)采用平方和方

$$\text{根法计算即, } S_i = \left[ \sum_{j=1}^n S_{ji}^2 \right]^{1/2}. \text{ 各层水平方向}$$

地震作用力、层间剪力和弯矩如图3 c、d、e所示。

## 2. 塔体结构的抗震强度

(1) 抗剪强度: 塔体层间地震剪力按各层内外筒抗剪刚度大小进行分配, 墙体强度计算时同时考虑剪切变形和弯曲变形的影响, 墙体抗剪截面按下式计算<sup>[1]</sup>:

$$Q \leq \eta_m \cdot f_{lv} \cdot A \cdot [1 + \sigma_0 / f_{lv}]^{1/2} / (\xi \cdot \gamma_R) \quad (6)$$

式中 $Q$ 为墙体承受的地震设计剪力,  $\gamma_R$ 为抗力的抗震调整系数,  $A$ 为墙体水平截面面积,  $\xi$ 为截面剪应力不均匀系数,  $\sigma_0$ 为砌体计算截面的平均压应力,  $\eta_m$ 为石砌体的抗剪强度提高系数,  $f_{lv}$ 为砌体主拉应力强度。

(2) 抗弯能力: 塔体的抗弯能力必须满足下式<sup>[8]</sup>:

$$M \leq [M_0] = (\sigma_0 + R_w) \cdot W_x \quad (7)$$

式中 $M$ 为地震力产生的弯矩,  $[M_0]$ 为截面抵抗弯矩,  $\sigma_0$ 为自重压应力,  $R_w$ 为沿砌体灰缝截面破坏时的弯曲抗拉强度,  $W_x$ 为截面系数。在计算塔体抗弯能力时, 由于塔筒的抗弯刚度远大于塔心柱, 因此弯矩主要由塔筒承受。

(3) 抗震强度分析: 利用(6)、(7)式对塔体各层分单元进行计算, 结果表明各层最薄弱截面均在塔筒, 而抗剪和抗弯最薄弱截面位置分别在各层门顶和门底的变截面处(表2), 其中以第四层抗剪强度最弱, 结构不致产生破坏所允许的 $\alpha_m$ 值为0.27, 而第一层抗弯能力最弱, 其所允许的 $\alpha_m$ 值为0.18。表2为塔筒各层的抗震强度, 表中可见塔体的抗弯能力远低于抗剪能力。

## 3. 塔体结构的抗震变形能力

根据强震地面运动的特性, 地面反应的加速度谱曲线和相对位移谱曲线具有如下关系:

$$S_A(\omega, \xi) = \omega^2 S_D(\omega, \xi) \quad (8)$$

假设计算中输入的加速度反应谱具有图4的形式:

$$S_A(T_i, \xi) = \alpha_i g \quad (9)$$

则与(9)式相对应的位移谱曲线应为:

$$S_{Di}(T_i, \xi) = \alpha_i T_i^2 g / (4 \pi^2) \quad (10)$$

表2 塔体的抗剪和抗弯能力 (单位:  $\alpha_m$ )  
Table 2 Capability of shearing and bending resistance

层次	第五层				第四层				第三层				第二层				第一层			
截面位置	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
抗剪能力	0.28	0.39	0.32	0.36	0.30	0.34	0.27	0.29	0.32	0.35	0.29	0.31	0.34	0.28	0.32	0.33	0.38	0.42	0.37	0.38
抗弯能力	—	0.30	0.26	0.24	0.36	0.25	0.22	0.20	0.28	0.23	0.21	0.20	0.25	0.21	0.19	0.18	0.23	0.20	0.19	0.18

注: A. 层顶 (该层最高处); B. 门顶上; C. 门顶下; D. 门底 (该层最低处)

由此求得塔体各层顶点的最大位移为<sup>[9]</sup>:

$$D_{i\max} = \left[ \sum_{j=1}^N \chi_{ij}^2 \gamma_j^2 S_{Dj}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

式中  $\omega$ ,  $\xi$  为结构体系的自振频率和阻尼比 ( $\xi$  取 0.05),  $g$  为重力加速度。

当考虑各层层间相对位移时由 (11) 式可得:

$$\delta_i = D_i - D_{i-1} - \theta_{i-1} h_i \quad (12)$$

式中  $\theta_{i-1}$  为  $i-1$  层楼层转动角,  $h_i$  为  $i$  层层高。如按筒体结构的类型去限制地震作用下塔体所允许的水平位移值<sup>[10]</sup>, 则塔体必须满足顶点位移角和层间位移角这两个变形条件即:

$$(\delta_i / H)_{\text{临}} < 1 / 600 \quad (13)$$

$$(\delta_i / h)_{\text{临}} < 1 / 500 \quad (14)$$

表 3、图 3 f 为塔体抗变形能力的计算结果, 表中可见塔体第五层的顶点位移角及层间位移角相对较大, 但对塔体变形起主要控制作用的是第五层的顶点位移角, 由 (13) 式可得  $\alpha_m \leq 0.7$ 。根据结构在强震作用进入弹塑性阶段变形规律的研究<sup>[2]</sup>, 求出结构的弹性位移后可乘以  $1/C$  ( $C$  结构影响系数) 给予放大, 以近似求出相应的顶点弹塑性位移值。此时塔体不产生变形破坏所允许的  $\alpha_m$  值为  $0.7C$ , 但对于石结构通常取  $C$  值为 1。从以上的分析可见, ①塔体在位移变形方面所能承受的  $\alpha_m$  值比抗剪、抗弯能力要高得多, 因此在变形方面留有较大的余地, 这对由脆性材料组成的结构是有利的。②塔体第五层的层间位移角及顶点位移角相对其它层要大的多 (东塔也有类似情况, 这可能也是《大震》导致东塔顶层尖石坠落的原因之一)。这种情况和塔体第五层层间高度大, 墙体刚度相对较小等因素有关。处楼层。因此大震时结构弹 (塑) 性变形可能会相对集中在这种薄弱楼层处, 而不是均匀地分布在各③塔体抗震强度和抗变形能力方面的分析表明塔体产生裂缝的临界  $\alpha_m$  值分别为 0.18 和 0.70, 这两个值相当于文献<sup>[1]</sup>中的第一设计阶段 (强度阶段) 和第二设计阶段 (变形阶段) 的两个控制指标, 对照文献<sup>[1]</sup>可见, 塔体强度阶段可允许的烈度值为 8 度, 而变形阶段与强度阶段  $\alpha_m$  值可允许的倍数比约为 4 倍 (文献<sup>[1]</sup>对于混凝土结构烈度为 7、8、9 度时, 其倍数相应为 6、5、4 倍)。这个结果对石结构的抗震设计具有一定的参考意义。

2) 高层及多层钢筋混凝土建筑抗震设计手册编写组, 1985, 高层及多层钢筋混凝土建筑抗震设计手册, 中国建筑科学研究院抗震所, PP15。

表3 塔体位移变形能力

Table 3 Capability of the displacement distortion of the tower

层次	层顶高 $H$ (m)	层高 $h$ (m)	$D_{i\max} \times \alpha_m$ (Cm)	$D_{i\max}/H$ $\times \alpha_m \times 10^{-3}$	$\delta_i \times \alpha_m$ (Cm)	$\delta/h$ $\times \delta_m \times 10^{-3}$
五	35.77	8.59	8.514	2.380	1.648	1.919
四	27.18	5.65	5.473	2.014	0.916	1.621
三	21.53	5.8	3.656	1.698	0.925	1.595
二	15.73	6.79	2.105	1.338	0.733	1.079
一	8.94	8.94	0.780	0.872	0.780	0.872

## 五、《大震》可能产生的地震影响

通过以上讨论了解到“大震”可能产生的地震影响，从而得到以下有关认识：

(1) 《大震》在塔址场地上地面运动的 $T_g$ 值平均是地面脉动实测得到的频谱分析值的1.6倍，塔体的自振周期比《大震》时地面运动的 $T_g$ 值要小。这次地震未造成塔体损坏，而使塔址附近开元寺内的紫云大殿和泉州市内的许多木结构建筑遭受不同程度的破坏，这种现象除了说明塔体结构具有较好的抗震性能以外还表明这次地震的卓越周期值较大，以致许多柔性建筑出现共振破坏的现象。

(2) 塔址场地的地质条件好，是适合于建筑的有利场地，《大震》对其烈度影响比市区场地的平均烈度可相对降低0.2—0.5度。而塔体强度阶段的计算结果表明，这次大震对塔址场地烈度值不应超过8度。按此推算这次大震对市区Ⅱ类场地的影响烈度值亦不应超过8度强(8.5度)。

## 六、结 语

本文利用古建筑的抗震性能探讨了历史大震可能产生的地震影响，目的是提供一种研究历史大震的途径和评判影响烈度的定量依据。作为方法讨论本文重点对一个典型场点进行了分析与研究。如果进一步对各地的古建筑进行计算将可了解到历史大震在各地可能产生的破坏影响及其有关的烈度分布规律，从而确定出历史大震的有关参数(震级、震中位置等)。这方面的有关工作有待于今后结合更多的资料进行深入的研究。

本文初稿经曹伯强、吕浩江、陈光桐三位高级工程师审阅并提供宝贵意见，特此致谢。

## 参 考 文 献

- (1) 国家地震局全国地震烈度区划编图组编，中国地震等烈度线图集，地震出版社，1979。
- (2) 曹培杰、刘富武、朱镜清，地震波在工程中的应用，地震出版社，PP64，1982。
- (3) I. M. Idriss, H. B. Seed, Seismic Response of Horizontal Soil Layers, Proc,

- of ASCE, SM and Foundation Divison, V.94, No. SM4 PP1003—1031, 1968.
- 【4】胡聿贤, 地震工程学, 地震出版社, PP200—201, 1988.
- 【5】林建生, 闽台地区震相特征分析, 地震地磁观测与研究, Vol. 9, No. 2, 1988.
- 【6】刘木忠, 石结构抗震性能研究, 中国抗震防灾论文集下册, 城乡建设环境保护部 抗震办公室等, PP—170, 1987.
- 【7】王光远, 建筑结构的振动, 科学出版社, PP96, 1978.
- 【8】钱培风, 结构抗震分析, 地震出版社, PP243, 1983.
- 【9】王光远, 建筑结构的振动, 科学出版社, PP328, 1978.

## STUDYING THE INFLUENCE OF A GREAT EARTH- QUAKE AT THE COASTAL AREA OF QUANZHOU IN 1604 ON THE ANCIENT STONE TOWER AND THE CITY FROM THE ASEISMIC CAPABILITY

Lin Jiansheng

(Quanzhou Standard Station, Seismological Bureau of Fujian Province)

(Abstract) By analysing the Seismic character of the ground nearby the ancient stone tower in Quanzhou and the aseismic capability of the stone tower structure, some major dynamic parameters that exert effects on the tower and the local ground owing to a great earthquake of  $M=8$  at the coastal area of Quanzhou in 1604 are obtained in this paper. These results have a fairly reference value for realizing the aseismic capability of the stone structures and for estimating the degree of the influence on the ancient stone tower.