

# 堤防地震液化数值模拟及动力反应分析

陈育民<sup>1,2</sup>, 仇文岗<sup>1,2,3</sup>, 刘汉龙<sup>1,2</sup>

1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098;  
3. 新加坡南洋理工大学 土木与环境工程学院, 新加坡 639798)

**摘 要:** 为了评估青草沙水库在地震作用下的性状, 利用 FLIP 程序分析堤基及上部堤防地震液化变形规律, 比较了堤防不同位置处的残余变形、超静孔隙水压力比分布、有效应力路径等。结果表明: 抗震设防烈度Ⅱ度条件下, 堤防结构的存在放大了地表的加速度; 堤防残余变形主要发生在堤身和堤脚周围一定深度范围, 地下 12 m 及以下土体残余变形很小; 堤顶中心在地震作用下, 有效高度下降较多, 若此时库内处于高水位或遭遇持续暴雨, 可能发生溃堤。工程建设中, 需对这些薄弱环节进行加固。

**关键词:** FLIP; 堤防; 残余变形; 超静孔隙水压力比; 有效应力路径

**中图分类号:** TN435<sup>+</sup>.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1009-3443(2011)03-0239-06

## Seismic liquefaction numerical simulation and dynamic response of levee embankment

CHEN Yu-min<sup>1,2</sup>, ZHANG Wen-gang<sup>1,2,3</sup>, LIU Han-long<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 21098, China; 3. School of Civil and Environment Engineering, Nanyang Technological University, Singapore 639798)

**Abstract:** To understand the performance of Qingcaosha reservoir under earthquake loading, the seismic liquefaction of levee embankment was studied by the finite element analysis program for liquefaction process (FLIP) code. Residual deformation of different nodes, excess pore water pressure ratio and path of effective stress of different elements were compared. The computational results prove that the acceleration in the ground can be amplified by the levee; that the residual deformation of the soils under 12 meters becomes so little that it can be neglected; that the effective height is largely decreased and that it is very dangerous especially when it is in high or full storage capacity. All these weak points should be reinforced in project construction.

**Key words:** FLIP; levee; residual deformation; excess pore water pressure; path of effective stress

我国社会经济发展的精华之地多集中在大江大河中下游的冲积平原地区。堤防一旦在汛期遭到地震的破坏, 会造成洪水泛滥, 危害是非常大的。唐山地震时包括堤防在内大量的水工结构物遭受了破坏。日本兵库县南部发生的地震使保护神户的淀川

堤防发生破坏, 险些因潮水漫溢而形成次生灾害<sup>[1]</sup>。2008年“5·12”汶川地震造成了四川地区大量堤坝、水库出现险情。这些实例提醒我们必须认真地考虑堤防的抗震设计问题。目前, 在堤防抗震设计中, 主要采用动力反应分析方法。动力分析方法一般分为总应力法和有效应力法两大类。

在总应力动力分析法中, 剪切模量  $G$  和阻尼比  $\lambda$  只取决于震前的静力有效应力, 不考虑动力荷载作用过程中的孔隙水压力变化对土的性质的影响;

收稿日期: 2008-07-23.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50909040); 国家杰出青年科学基金资助项目(50825901).

作者简介: 陈育民(1981-), 男, 讲师; 研究方向: 土动力学与岩土地震工程; E-mail: ymchenhhu@163.com.

有效应力动力分析法考虑了振动孔隙水压力变化对土体动力特性的影响<sup>[2]</sup>。目前,建立的动本构模型已多达数十个,根据吴世明、刘汉龙等人的归纳,大致可分为:粘弹性模型、弹塑性模型和内时模型。大量的试验资料表明,作为堤基的饱和和无黏性土在循环荷载作用下的性状极其复杂,因此,在岩土地震工程实际应用中,建立一个简单实用的能够描述和反映液化、剪胀和大变形的动本构模型是必要的<sup>[3]</sup>。

## 1 数值分析方法

本文采用在1995年日本阪神大地震岩土结构抗震设计与加固工程中发挥了巨大的作用的,且在日本公开发行的大型有限元 FLIP 程序。与以往程序相比,其功能上的优越性在于:(1) FLIP 是基于有效应力原理基础上位移和孔压联立解析的二维动力有限元程序;(2) 用较少的参数很好地建立有效应力路径;(3) 多重剪切机构弹塑性模型用于模拟周期或循环荷载作用下的材料非线性应力应变关系;(4) 能考虑复杂荷载下动主应力轴方向偏转的影响和液化引起剪切大位移;(5) 可以考虑上部结构、基础、地基与流体共同作用;(6) 可模拟地震作用下地基液化过程对结构的影响;(7) 可计算地震作用下土工构造物的残余应力和残余变形。试验结果表明,应用该模型的计算结果与试验结果有较好的一致性<sup>[4]</sup>。

### 1.1 运动方程

基于 FLIP 的动力有效应力分析是建立在 Zienkiewicz 两相耦合理论基础的。在平衡方程、物理方程、本构关系和连续方程以及边界和初始条件基础上,形成动力固结方程,超静孔隙水压力直接由动力固结平衡方程求解。为了考虑流体的共同作用,将水模拟为不可压缩流体,根据图1中固体与流体接触面上的平衡和连续条件,由固体加速度产生

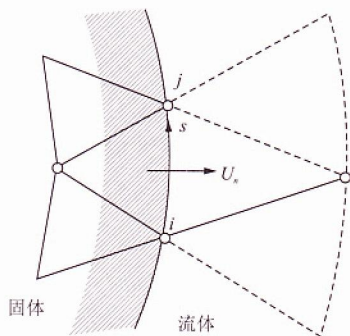


图1 固体和流体接触面平衡条件

Fig.1 Balance condition of interface between solid and fluid

的流体惯性力应与孔隙水压力的导数保持一致:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \frac{\partial^2 U_n}{\partial t^2}, \quad (1)$$

式中:  $U_n$  是位移的法向分量;  $\rho$  为流体密度;  $p$  为作用在接触面上的压力;  $n$  为法向单位向量;  $t$  为时间。根据式(1)水压力分布的控制微分方程, Zienkiewicz 推导了流体的质量矩阵。因此,有限元离散后的控制方程组可表示为:

$$(\mathbf{M} + \Delta\mathbf{M})\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \int_V \mathbf{B}^T \sigma dV = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}_g + \mathbf{T}_F, \quad (2)$$

式中:  $\mathbf{U}$  为构造节点位移向量;  $\mathbf{M}$  和  $\mathbf{C}$  分别为质量矩阵和阻尼矩阵;  $\ddot{\mathbf{U}}_g$  为基岩地震加速度向量;  $\int_V \mathbf{B}^T \sigma dV$  是非线性材料单元的节点力向量;  $\mathbf{B}$  为单元的应变矩阵;  $\sigma$  为单元的应力;  $V$  为单元的体积;  $\Delta\mathbf{M} = -\mathbf{S}_F^T \mathbf{H} \mathbf{S}_F$  为流体质量矩阵;  $\mathbf{H}$  为反映流体压力分布的函数矩阵;  $\mathbf{T}_F$  表面力荷载向量;  $\mathbf{S}_F$  为动水压力增量矩阵。

### 1.2 本构关系

土体的本构关系采用定义在应变空间中的多重剪切机构塑性模型,图2是多重剪切机构塑性模型示意图。实线表示一对圆反映压缩剪切机理,虚线表示的一对圆反映简单剪切机理。其平面应变条件下表示周期活动性的有效应力  $\sigma'$  和应变增量  $\epsilon$  为:

$$\sigma'^T = (\sigma'_x \sigma'_y \tau'_{xy}), \quad (3)$$

$$\epsilon^T = (\epsilon_x \epsilon_y \gamma_{xy}). \quad (4)$$

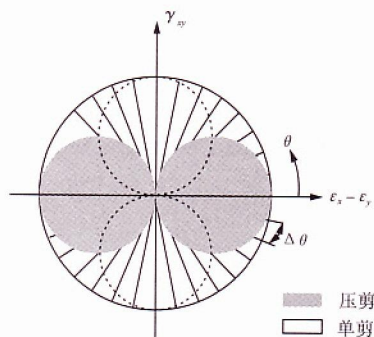


图2 多重剪切机构塑性模型图形示意

Fig.2 Map of multiple shear mechanism

本构关系的基本形式可表示如下:

$$d\sigma' = \mathbf{D}(d\epsilon - d\epsilon_p), \quad (5)$$

$$\mathbf{D} = \mathbf{K}n^{(0)}n^{(0)T} + \sum_{i=1}^N \mathbf{R}_{L/U}^{(i)}n^{(i)}n^{(i)T}, \quad (6)$$

式中:  $\mathbf{R}_{L/U}^{(i)}$  为单元的残余应力矩阵;  $d\epsilon_p$  为考虑剪胀特性的附加应变增量,可由剪胀引起的体积应变增量表示:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_p^T = (d\boldsymbol{\varepsilon}_p/2 \quad d\boldsymbol{\varepsilon}_p/2 \quad 0) \quad (7)$$

式(6)第 1 项反映体积变化的机理,由回弹模量  $K$  和方向向量  $\boldsymbol{n}$  表示,其中:

$$\boldsymbol{n}^{(0)T} = (1 \quad 1 \quad 0) \quad (8)$$

第 2 项反映多重剪切变化的机理,每一个机理  $I = 1, 2, \dots, N$  代表一个虚拟的与水平轴成  $(\theta_i/2 + \pi/4)$  角度的简单剪切机理。多重剪切机理方向向量可表示为:

$$\boldsymbol{n}^{(i)T} = (\cos\theta_i \quad -\cos\theta_i \quad \sin\theta_i) \quad (9)$$

式中:

$$\theta_i = (i - 1)\Delta\theta, \quad (i = 1, 2, \dots, N), \quad (10)$$

$$\Delta\theta = \pi/N \quad (11)$$

加载和卸载准则定义在常规塑性理论应变空间,根据  $\boldsymbol{n}^{(i)T}d\boldsymbol{\varepsilon}$  的符号分别由每个虚拟简单剪切机理确定。由于多重剪切机构的特性,该模型能够模拟考虑各向异性固结周期性状的主应力轴方向偏转的影响,将土的复杂变形机理分解为一系列简单的剪切机理。模型中共有 10 个参数,其中反映土的弹性特性有剪切体积模量  $G_0$  和  $K_0$ ,反应土的塑性剪切特性有效内摩擦角  $\phi'_f$ 、相变位角  $\phi'_p$  和衰减系数  $H_m$ ,其余  $s_1, \omega_1, p_1, p_2$  和  $c_1$  则反应土的剪胀特性<sup>[4]</sup>。

## 2 数值模拟分析

### 2.1 工程概况

拟建的上海青草沙水库为蓄淡避咸水库,是上海市重要的供水水源工程,水库设计库容  $5.24 \times 10^8 \text{ m}^3$ ,为大(二)型水库,工程等级为 I 等。水库场地处于长江口东缘水域,滩面以下 20 m 范围内的地层为长江河流和滨海沉积物,浅表层普遍分布着新淤积粉砂及灰色粉砂、砂质粉土,厚度一般 3.2~

17 m,饱和,松散至稍密状,局部呈中密状。场地地质剖面主要地层具体分述如下:

- (1) 砂质粉土:浅黄色,疏松到中密状态,分布在场地的表层,0~-5.5 m;
- (2) 粉砂:-5.5~-14.0 m;
- (3) 淤泥质黏土:-14.0~-23.0 m;
- (4) 黏土:-23.0~-30.0 m;
- (5) 粉质黏土:-30.0~-40.0 m,分布在整个场地的下部。

在场地的地下水位 -0.5 m 处,砂质粉土和粉砂标贯击数较低,经初步判别存在液化可能性。

### 2.2 有限单元模拟

堤防断面有限元计算网格如图 3 所示。堤顶高度取 10 m,底宽 96 m,顶宽 8 m,有限元计算单元尺寸  $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ ,断面总长 292 m,地面上堤防结构的高度为 10 m,地基厚 40 m。

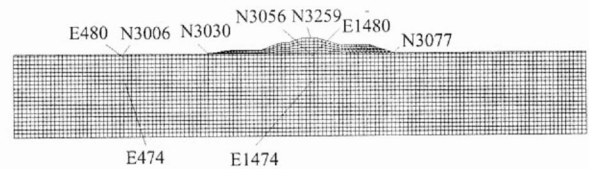


图 3 堤防断面的有限元模型

Fig. 3 FE Model of the levee cross-section

### 2.3 计算参数

根据现场钻探标准贯入试验,确定地基中各土层计算参数如表 1 所示。其中:  $H$  为标高,  $\gamma$  为重度,  $c$  为黏聚力,  $G_{\max}$  为最大剪切模量,  $K_{\max}$  为最大体积模量,  $\sigma'_m$  为平均有效应力。剪胀参数由抗液化曲线确定,孔隙水的材料特性为:孔隙率为 0.45,孔隙水体积弹性模量为 2.2 MPa。

表 1 土层材料特性

Tab. 1 Material characteristics of the soil layer

土层	$H/\text{m}$	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$C/\text{kPa}$	$G_{\max}/\text{MPa}$	$K_{\max}/\text{MPa}$	$\sigma'_m/\text{kPa}$	$\phi'_f/^\circ$	$\phi'_p/^\circ$	剪胀参数					
									$s_1$	$\omega_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	
砂质粉土	0~-0.5	18.42	6	25	65	3.45	31.0							
	-0.5~-5.5	8.62	0	50	130	26.31	31.0	28	0.005	3.5	0.5	1.06	1.6	
粉砂	-5.5~-14.0	8.82	0	33	156	72.18	33.5	28	0.005	3.5	0.5	1.06	1.6	
淤泥质黏土	-14.0~-23.0	6.66	14	75	195	123.63	11.5	-	-	-	-	-	-	
黏土	-23.0~-30.0	7.25	16	218.050	566.930	164.93	13.5	-	-	-	-	-	-	
粉质黏土	-30.0~-40.0	7.74	17	319.284	830.138	310.28	19.0	-	-	-	-	-	-	

图 4 是输入的地震烈度为 7 度的加速度时程曲线,最大峰值加速度  $a$  为  $0.98 \text{ m/s}^2$ ,地震历时  $20 \text{ s}$ <sup>[5]</sup>。

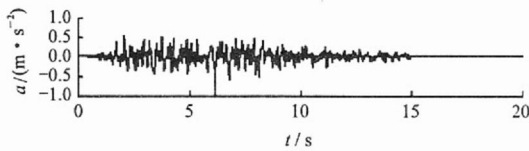


图4 输入加速度时程曲线  
Fig. 4 Time-history curve of input acceleration

2.4 动力响应计算与分析

(1) 加速度响应计算结果

地表典型结点加速度时程曲线如图5所示。地震持续作用下,在  $t = 5\text{ s}$  时刻,对应于地面中心点 N3056(最大加速度为  $1.0\text{ m/s}^2$ ),堤顶中心点 N3259 最大加速度为  $1.3\text{ m/s}^2$ ,可见堤防结构的存在放大了地表结点加速度。随着地基可液化土的超孔隙比达到  $0.6 \sim 0.7$ ,液化区域对地面运动产生影响,液化土层会过滤输入波的大部分高频成分,减小了地震动强度,故输入加速度没有明显减小情况下,表面结点加速度均显著减小<sup>[6]</sup>。堤脚处结点 N3030 最大加速度较大,为  $1.56\text{ m/s}^2$ ,和地面中心点 N3056 相比,N3056 位于堤防结构正下方,附加应力和固结比较大,不利于孔压的增长,较难液化;N3030 所在区域附加应力较小,在堤防结构作用下,堤防两侧土体受到一个向上的分力作用,使得该区的有效上覆压力最小,所以最易液化。因此,可初步判定堤脚位置为堤防抗震中的薄弱环节。

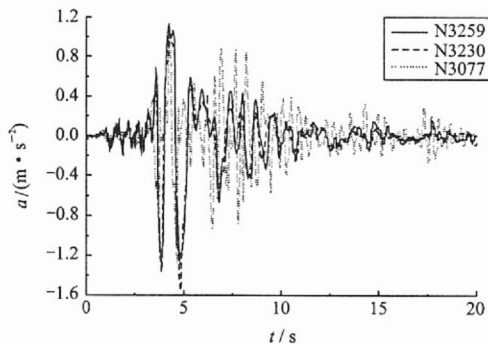


图5 各结点的加速度时程曲线  
Fig. 5 Time-history curve of different nodes

(2) 残余变形分析

图6是地震结束后堤防残余变形分布图。图7是各结点残余变形时程曲线。其中  $d_h$  为水平位移,  $s$  为沉降,  $d$  为位移。表2列举了各个典型结点残余变形。可见,较大残余变形主要发生在堤防结构周围结点。图7(c)表示地面中心点 N3056 及其下方6个结点残余变形,可见,地面下12 m处的残余变形已经很小,可以忽略。本文计算结果与文献[4、7、

8]类似工程实例所得结果具有一致性。

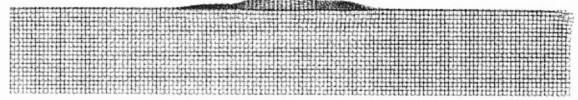
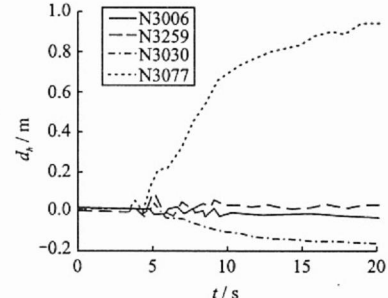
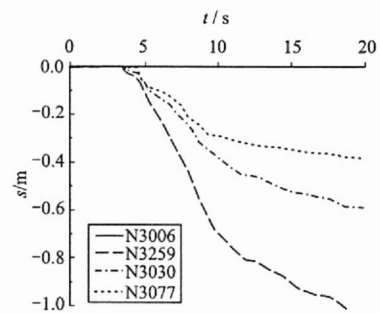


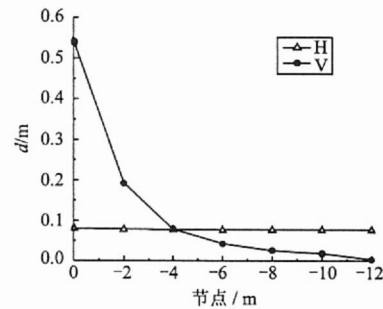
图6 堤防残余变形分布示意图  
Fig. 6 Sketch map of residual deformation in Beidi



(a) 典型节点的水平位移



(b) 典型节点的沉降变形



(c) N3056节点的水平及沉降变形

图7 各结点残余变形时程曲线

Fig. 7 Time-history curve of residual deformation at different nodes

表2 各典型结点残余变形

Tab. 2 Residual deformation of typical nodes

结点残余变形	N3259	N3230	N3077	N3006
水平向	0.16	0.18	0.93	0.040
竖向	1.00	0.60	0.38	0.003

堤顶中点 3259 沉降达到了  $1.0\text{ m}$ ,即地震后,堤顶有效高度下降了  $1\text{ m}$ ,如果此时库内水位低,经紧急修复后问题不大;但若库内处于高水位或洪水位,此时可能发生溃堤,将产生严重后果。2个堤脚位置结点发生

了较大的水平和竖向变形,对堤防稳定性有重要的影响,需对这些部位进行加固以减小其变形[7]。

(3) 超静孔隙水压力比分析

计算的超静孔隙水压力比用  $(1 - \sigma'_m) / \sigma'_{m0}$  表示,  $\sigma'_m$  和  $\sigma'_{m0}$  分别代表当前和初始平均有效应力。图8是典型单元超静孔隙水压力比时程曲线。从图中可知,靠近地下水位的单元1480和单元480超静孔隙水压力比最大,达到0.8以上,而接近淤泥黏土层的1474和474只达到0.55左右。可见,堤防结构的存在导致有效荷重增加,使堤基深层位置处以及堤顶正下方部位的孔压难以达到上覆压重,对抗液化有利;而在堤基浅层中,尤其堤身结构外侧一定范围内,附加应力小,接近自由场地,故同一深度土层单元,1480比单元480的最终超孔压比小,且单元480受到初始剪应力的向上分力作用,有效上覆压力减小,因而该区最易液化[8]。

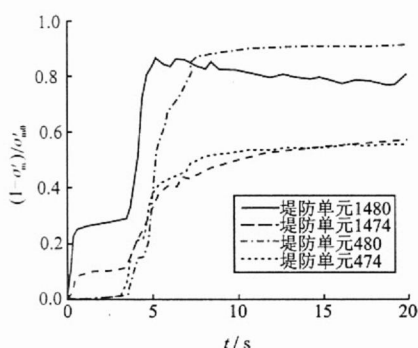


图8 各单元超静孔隙水压力比时程曲线

Fig. 8 Time-history curve of excess pore water pressure ratio for different elements

图9表示堤防典型断面的超静孔隙水压力比等值线分布。由图可见,地下20 m及更深处的超孔压比几乎为0,可忽略其残余变形,堤基处理深度选取20 m就可以满足其加固要求;另外,高孔压区集中分布在堤肩正下方2 m处,原因在于该处位于堤防结构正下方,在孔压上升阶段,考虑上部有效荷重较大,孔压难以上升;但在后期的超孔压消散阶段,堤基深处孔隙水很难向更下层的黏土层排出,流体只能向上层透水能力较强的砂质土体渗流,使得浅层砂土中的超孔压消散最为缓慢[9]。

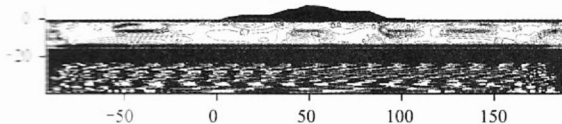


图9 超静孔隙水压力比等值线分布图

Fig. 9 Isopleth distribution of excess pore water pressure ratio

(4) 动剪应力剪应变和有效应力路径曲线

为揭示液化引起残余变形机理,图10、11分别给出了单元地震反应动剪应力剪应变关系和有效应力路径曲线。

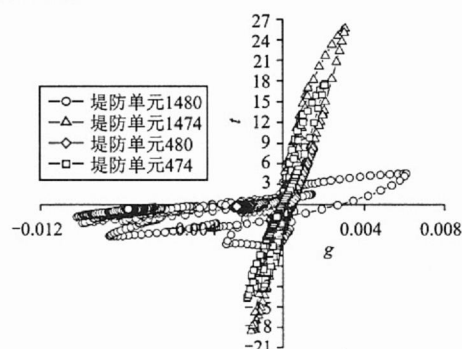
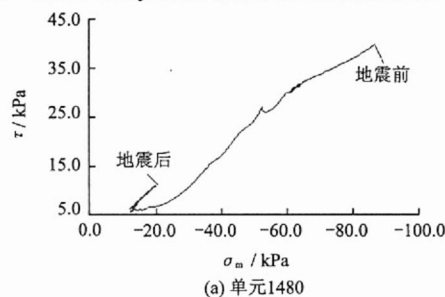
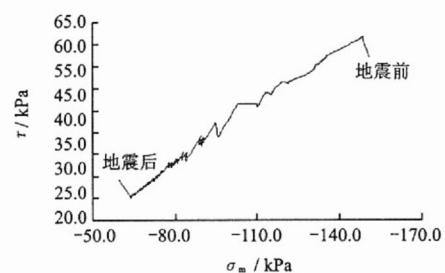


图10 动剪应力、剪应变曲线

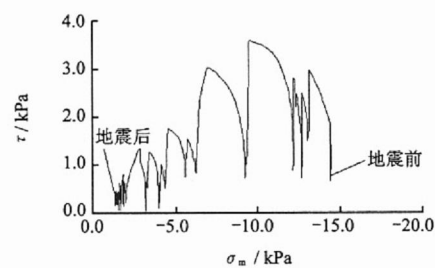
Fig. 10 Curve of dynamic shear stress and shear strain



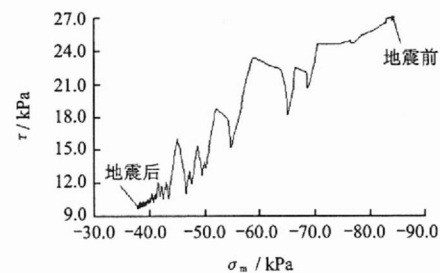
(a) 单元1480



(b) 单元1474



(c) 单元480



(d) 单元474

图11 单元的有效应力路径

Fig. 11 Effective stress path of the elements

从图10可知,靠近地下水位的单元1480处最大剪应变达到1%,单元1474和474最大剪应变不超过0.4%。单元1474和474的应变小的主要原因是埋藏较深,围压较大,地震输入单元能量小于单元颗粒破碎和重新排列所需能量,所以强度线不再变缓<sup>[10]</sup>。

由图11可知,随着超静孔隙水压力的增加,靠近地下水位的单元1480和480有效应力迅速下降,接近于0,土体失去了抗剪强度;而接近淤泥黏土层的1474和474单元的地震前后的有效应力和剪应力强度变化不大,最终保留较大的数值而不致液化<sup>[11]</sup>。

### 3 结 论

本文根据FLIP程序,对地震作用下堤防地基动力特性进行了数值分析,得到的主要结论有:

(1) 7度抗震设防烈度条件下,堤防结构的存在放大了地表结点的加速度,随地震作用的持续,土体出现液化,液化土层会滤掉输入地震波高频成分的大部分,减小地表的震动强度。临水侧堤脚位置加速度最大,是堤防抗震的薄弱环节。

(2) 抗震设防烈度7度条件下,堤防残余变形主要发生在堤身和堤脚周围,地面下12m处的残余变形已经很小;堤顶中心在地震作用后,有效高度下降较多,若库内处于高水位或洪水位,可能发生溃堤。

(3) 临水堤脚外侧一定范围内的土单元受初始剪应力影响,应力状态及刚度变化较快,因而该区最易液化。

(4) 土体埋深增加,地震输入土体单元能量小于单元颗粒破碎和重新排列所需能量,强度线不再呈滞回圈状变缓而近乎直线向上,几乎成为通过坐标原点的直线。靠近地下水位的单元有效应力下降较快,易失去抗剪强度而液化。

#### 参考文献:

[1] 朱伟,刘汉龙,高玉峰,等. 堤防抗震设计的原则与方法[J]. 水利学报,2002,33(10):113-118.  
ZHU Wei, LIU Han-long, GAO Yu-feng, et al. Principle of earthquake resistance design of levees [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2002, 33(10): 113-118. (in Chinese).

[2] 蔡袁强,钱磊,吴世明,等. 钱塘江防洪堤地震液化及稳定分析[J]. 水利学报,2001,32(1):57-61.  
CAI Yuan-qiang, QIAN Lei, WU Shi-ming. Seismic liquefaction and stability analysis of Qiantang River

Embankment [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, 32(1): 57-61. (in Chinese).

[3] 刘汉龙,丰土根,高玉峰,等. 砂土多机构边界面塑性模型及其试验验证[J]. 岩土力学,2003,24(5):696-700.  
LIU Han-long, FENG Tu-gen, GAO Yu-feng, et al. Multiple mechanism boundary surface plasticity model of saturated sand and its test validation [J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(5): 696-700. (in Chinese).

[4] 刘汉龙,井合进,一井康二,等. 大型沉箱式码头岸壁地震反应分析[J]. 岩土工程学报,1998, 20(2):26-30.  
LIU Han-long, IAI S, ICHII K, et al. Seismic response analysis of large-size caisson quay wall [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 26-30. (in Chinese).

[5] 孟上九,刘汉龙,高玉峰,等. 可液化地基上建筑物不均匀震陷机制的振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(11):1978-1985.  
MENG Shang-jiu, LIU Han-long, GAO Yu-feng. Experimental study on the mechanism of earthquake-induced differential settlement of building on liquefcent subsoil by shaking table. [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(11): 1978-1985. (in Chinese).

[6] 李培振,任红梅. 液化地基自由场振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2008,28(2):171-178.  
LI Pei-zhen, REN Hong-mei. Shaking table test on free field considering soil liquefaction [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(2): 171-178. (in Chinese).

[7] 明海燕,李相松. 用于流动液化变形分析的临界状态砂土模型[J]. 深圳大学学报:理工版,2004,21(2):126-133.  
MING Hai-yan, LI Xiang-song. Unified critical state sand model in flow liquefaction deformation analysis [J]. Journal of Shenzhen University (Science & Engineering), 2004, 21(2): 126-133. (in Chinese).

[8] 米占宽,李国英. 强震区土坝抗震措施研究[J]. 岩土力学,2007,28(1):193-196.  
MI Zhan-kuan, LI Guo-ying. Study on aseismic measures of earth dams in meizoseismic area [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(1): 193-196. (in Chinese).

[9] 陈育民. 砂土液化后流动大变形试验与计算方法研究[D]. 南京:河海大学,2007.

[10] TORU S, FUSAO O, YOSHIO O. Characteristics of ground deformation due to liquefaction [J]. Soils and foundation (Special Issue), 1996(1): 65-79.

[11] Iai S, Matsunaga Y, KAMEOKA T. Strain space plasticity model for cyclic mobility [J]. Soils and foundation, 1992, 32(2): 1-15.