

# 可液化土层中地下车站的地震反应分析

王 刚<sup>1</sup>, 张建民<sup>2</sup>, 魏 星<sup>3</sup>

(1. 二滩水电开发有限责任公司, 四川 成都 610051; 2. 清华大学土木水利学院, 北京 100084;  
3. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

**摘要:** 由于液化后应力应变行为模拟的困难及数值计算的不稳定性, 可液化土层中地下结构的动力反应分析是岩土工程的难点课题之一。基于作者提出的能够模拟饱和砂土液化后大应变响应的弹塑性循环本构模型, 采用完全耦合的饱和土动力反应分析程序, 对阪神地震中破坏的大开车站进行分析, 说明考虑液化变形的土与地下结构动力相互作用分析方法及其有效性。从饱和砂土单元在液化过程中的应力应变响应角度, 揭示了地层和车站的大剪切变形与饱和砂层液化程度的关系, 分析了大开车站地震破坏的原因。

**关键词:** 地下车站; 液化; 地震反应分析; 数值模拟

**中图分类号:** TU435      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2011)10-1623-05

**作者简介:** 王 刚(1978-), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事岩土本构理论、数值分析等方面的研究。E-mail: cewanggang@163.com。

## Seismic response analysis of a subway station in liquefiable soil

WANG Gang<sup>1</sup>, ZHANG Jian-min<sup>2</sup>, WEI Xing<sup>3</sup>

(1. Ertan Hydropower Development Company, LTD, Chengdu 610051, China; 2. School of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3 School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** Soil-structure dynamic response analysis in liquefiable soil is a difficult problem due to the difficulty of modeling the post-liquefaction behavior and the instability of numerical calculation. A cyclic elasto-plasticity model developed by the authors, which can describe the large strain behavior during an entire liquefaction process, has been implemented in a fully coupled finite element program. The seismic response of Daikai subway station subjected to the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake is investigated to illustrate the philosophy of soil-structure dynamic response analysis with emphasis on soil liquefaction and also to validate its effectiveness. The calculated stress-strain curves and effective stress paths of typical soil elements are given to reveal the relationship of the large lateral deformation of the station and surrounding soil with the liquefaction extent of sandy stratum. It is found that liquefaction-induced large deformation may be the main reason causing serious damage to the Daikai station during the earthquake.

**Key words:** subway station; liquefaction; seismic response analysis; numerical modeling

## 0 前 言

1995 年日本阪神地震对地铁车站及区间隧道造成了严重的破坏。神户市内的 18 座地铁车站, 有 5 座车站受到明显的破坏, 以大开车站的破坏最严重。Iida 等<sup>[1]</sup>通过分析大开车站结构的破坏型式, 认为是地震中一个沿横断面方向施加在结构上的大水平剪切力导致了车站的破坏。在该水平力作用下, 箱形结构的顶部相对于底部的过大位移使得中柱在剪切和弯曲的作用下破坏, 中柱的破坏使得整个箱型结构在上覆土重下压坏(见图 1)。Iida 等<sup>[1]</sup>认为这个很大的横向水平力来源于周围土层在车站顶部高程和底部高程的

相对位移。震害调查发现<sup>[1]</sup>, 大开车站的一个通气塔在地下约 4 m 处发生了沿横向的多达 3 cm 的错动位移, 更加证实了地层在横向有较大的错动位移。

为了解释大开车站的破坏原因, 一些学者对大开车站进行了地震反应分析<sup>[2-6]</sup>。他们研究的侧重点都是结构, 而对于引起结构产生过大位移的周围土层的考虑显得过于简单。对于土都采用等效线性模型或直接非线性模型(Ramberg-Osgood 模型), 没有考虑土的弹塑性和剪胀性, 同时也没有进行土水耦合分析。地

质调查表明该处的地下水位较高, 且车站周围存在可液化的饱和砂土层, 震后地铁车站在底板和侧墙的裂缝和接缝处均出现了渗水的现象。为了使结构产生足以导致破坏的振动变形, 上述研究中计算的土层和结构的振动响应都较大(最高达 1125 Gal), 影响了他们对大开车站破坏原因解释的可信度。

与地上结构不同, 地下结构被周围地层包围, 其变形受周围土体的约束, 在振动过程中, 由于动力相互作用地下结构被强制发生与周围土层相适应的变形。本文基于一个能够模拟饱和砂土液化前后的应力应变响应的弹塑性循环本构模型, 采用基于饱和土动力固结理论的分析方法, 定量地预测液化引起的地层相对变形, 来解释大开车站破坏的机理, 同时说明边值问题中液化变形的合理模拟方法及其有效性。

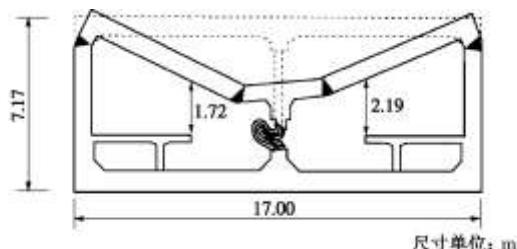


图 1 大开车站站台典型断面破坏型式

Fig. 1 Damage profile of Daikai station

## 1 液化变形的数值模拟方法

饱和土震动液化过程实质上是一个伴随着土骨架与孔隙水相互作用的动力固结过程。对震动液化过程进行合理的数值模拟应该采用基于饱和土动力固结理论的完全耦合的动力反应分析程序, 以及一个可以模拟饱和砂土整个液化过程中(包括液化前和液化后)应力应变响应的本构模型。

本文的程序为 DIANA-SWANDYNE II<sup>[7]</sup>。该程序是国际上著名的、应用广泛的饱和土动力固结分析程序, 可以求解二维的稳定渗流问题、静动力固结问题。

砂土的应力应变行为采用作者提出的本构模型来描述<sup>[8-9]</sup>。该模型通过对剪切引起的可逆性和不可逆性体变的描述, 根据体变分量的体积相容性条件, 可合理模拟饱和砂土液化后循环剪切下剪应变的发展过程和液化后排水再固结体变的累积过程。该模型对排水和不排水条件都适用, 尤其是在模拟液化后大变形方面有优势, 共有 11 个模型参数。笔者<sup>[8-10]</sup>已将该饱和砂土循环本构模型添加到 SWANDYNE II 程序中, 并进一步发展了该程序的局部应力积分算法和总体求解方案, 增强了该程序求解非线性问题的稳定性, 尤其是液化问题的能力, 并且通过对离心模型试验的模拟验证了程序的模拟能力。

## 2 有限元分析模型

表 1 给出了大开车站所处的地层分布及性质, 从上到下为回填土层、冲积黏土层、冲积砂层、洪积黏土层和洪积砾石层。地下水位约在地下 5.6 m 处。

图 2 给出了大开车站的有限元网格及与地层的关系。根据土层的材料性质, 第七层砾石层的剪切波速  $V_s=453$  m/s, 远大于上覆土层, 可将其取作底边界, 在此输入基岩地震波。水平的计算范围取车站向两侧延伸 50 m。令网格左右两侧同一高程的结点取相同的运动自由度, 使它们在地震过程中的水平运动和竖向运动保持一致, 以模拟远场的振动响应。

结构及地下水位以上的土层采用 8 结点位移单元离散, 地下水位以下的土层要考虑振动过程中土骨架和水的相互作用, 采用 8-4 结点的位移孔压耦合单元离散。地下水位处为孔隙水压力的零边界, 侧边界和底边界以及车站的外壁都设为不透水边界。

车站为钢筋混凝土结构, 将钢筋混凝土假设为均匀材料, 用线弹性模型模拟。根据经验取其弹性模量为 25 GPa, 泊松比为 0.167。由于采用平面应变模型, 而中柱沿纵向的厚度为 1 m, 间距为 3.5 m, 因此, 将中柱材料的模量降低至 1/3.5, 以近似等效模拟中柱的抗压、抗剪和抗弯刚度。

大开车站的地层一共有 3 类: 砂土、黏土和砾石。对于黏土和砾石只模拟它们循环应力应变曲线的非线性和滞回特性。可通过简化砂土模型来模拟, 设剪胀参数均为零, 不考虑剪切引起的体积变形。简化模型只有四个参数: 初始弹性模量  $G$  和  $K$ , 塑性模量系数  $h$  和强度参数  $M_{f,c}$ 。塑性模量系数  $h$  和强度参数  $M_{f,c}$ , 参考模量随剪应变的衰减规律确定。根据表 1 的土层性质数据, 确定出简化模型的参数见表 2。

表 1 大开车站地层及性质

Table 1 Characteristics of soil stratum at Daikai station

土层 编号	性质	厚度 /m	SPT- $N$	$V_s$ ( $m s^{-1}$ )	$G$ /100 kPa	$\rho$ ( $g cm^{-3}$ )
一	填土	2.2	8	188	633	1.8
二	黏土	1	8	199	633	1.6
三	砂土	5.8	8	183	633	1.8
四	黏土	1.1	9	197	696	1.8
五	砾石	2.4	18	240	1212	2.1
六	黏土	4.75	13	228	934	1.8
七	砾石	>10	90	453	4391	2.1

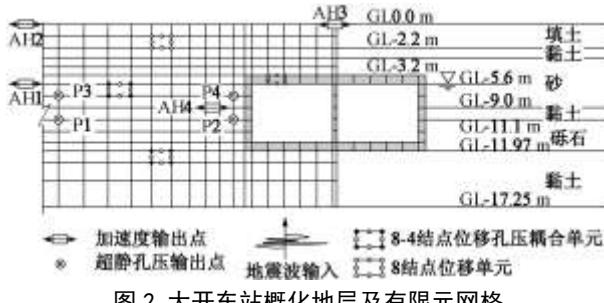


图 2 大开车站概化地层及有限元网格

Fig. 2 Simplified soil strata and FE mesh of Daikai station

本文着重研究饱和砂土层在不同液化程度时对地层的动力响应以及车站动力响应的影响。由于只有砂土层的标准贯入击数和波速试验值, 没有循环剪切条件下的体变特性以及不排水剪切条件下的孔压累积特性的试验资料。因此只能根据现场的勘探资料确定砂土的模量参数, 在此基础上假设不同的体变参数, 以研究地层出现不同程度的超静孔压时, 土层和地铁车站的动力响应。因模型的模量公式中含有孔隙比, 取砂土的孔隙比  $e$  为 0.6。如表 3 所示, 一共选取了 3 组参数。3 组参数的区别在于不可逆性剪胀参数  $d_{ir}$  的不同,  $d_{ir}$  越大, 越容易液化。

在阪神地震中, 大开车站附近没有实测地震动记录。取大开车站以东约 4 km 处的 Port 岛地下 83 m 处的实测加速度记录的南北向分量作为大开站动力反应分析的地震输入<sup>[11]</sup>。该地震波的加速度时程图 3, 其主要特点为: 在第 3.4 s 时峰值为  $6.78 \text{ m/s}^2$  的脉冲, 其它脉冲的峰值不超过  $3.5 \text{ m/s}^2$ 。

表 2 黏土和砾石的简化模型参数

Table 2 Parameters of simplified model for clay and gravel

土层	$G/100 \text{ kPa}$	$K/100 \text{ kPa}$	$h$	$M_{f,c}$
一 填土	633	1055	1.0	1.3
二 黏土	633	1055	1.0	1.3
四 黏土	696	1160	1.0	1.3
五 砾石	1212	2020	1.0	2.0
六 黏土	934	1555	1.0	1.4

表 3 砂土层的模型参数

Table 3 Model parameters of sand

类别	参数符号	参数 1	参数 2	参数 3
模量	$M_{f,c}$	1.72	1.72	1.72
	$G_o$	200	200	200
	$\kappa$	0.002	0.002	0.002
	$n$	0.5	0.5	0.5
可逆性	$h$	1.2	1.2	1.2
	$M_{d,c}$	0.5	0.5	0.5
	$d_{re,1}$	0.4	0.4	0.4
	$d_{re,2}$	1000	1000	1000
不可逆性	$d_{ir}$	<b>0</b>	<b>0.07</b>	<b>0.15</b>

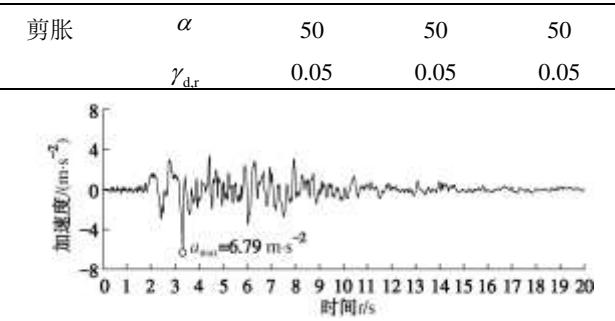


图 3 输入地震波

Fig. 3 Input earthquake waves

### 3 计算结果及分析

#### 3.1 加速度响应

图 4 给出了土层的加速度响应的计算结果。4 个加速度输出点的位置见图 2。砂层取 3 组不同的参数时土层的加速度响应的差别不大。计算的远处地表峰值加速度为  $4.56 \text{ m/s}^2$ , 车站正上方地表加速度峰值为  $4.77 \text{ m/s}^2$ , 加速度响应峰值产生的时刻都在输入地震波最大脉冲发生的时刻, 但是小于输入地震波的峰值  $6.79 \text{ m/s}^2$ 。这是因为该脉冲的频率较高, 所以在土层中衰减较快。总的来看, 在所取的输入地震动和材料参数下, 土层的加速度响应并不大。

#### 3.2 超静孔隙水压力响应

参数 1 的不可拟性剪胀参数  $d_{ir}$  为 0, 产生的超静孔压很小。图 5 给出了取参数 2 和参数 3 时饱和砂层中的超静孔压响应。4 个孔压输出点的位置见图 2。从超静孔压的时程可以看出: 取参数 2 时, 饱和砂层的最大超静孔压比约为 0.6; 而当取参数 3 时, 饱和砂层达到液化状态 (超静孔压比为 1.0)。由于车站振动的影响, 车站旁的 P2、P4 的超静孔压的波动性明显较远场的 P1、P3 大。图 6 给出了饱和砂层取参数 3, 第 8s 时车站周围的超静孔压分布。可见, 超静孔压主要集中在砂层中, 砂层底部的渗透性小的黏性土层阻断了超静孔压向下的扩散过程。此时刻, 超静孔压较大, 饱和砂层的竖向有效应力较小, 约为  $10 \text{ kPa}$ 。

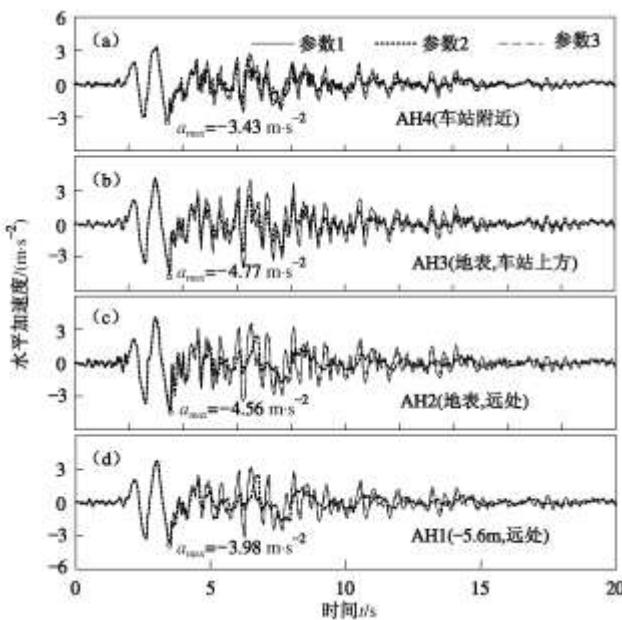


图 4 加速度响应

Fig. 4 Calculated acceleration series

### 3.3 饱和砂层的应力应变响应

图 7 分别给出了取 3 组参数时饱和砂土中典型点的应力应变响应。参数 1 中不可逆性剪胀速率为零, 因此饱和砂土的竖向有效应力基本在初始值附近, 剪应力剪应变曲线也和常有效球应力条件下的曲线相似; 在循环动应力作用下, 产生的动剪应变较小, 最大单幅动剪应变不超过 0.3%。取参数 2 时, 饱和砂土的竖向有效应力在振动过程中减小, 但是没有达到零有效应力状态。由于有效球应力减小, 土的剪切模量降低, 循环剪应变较参数 1 增大, 最大单幅剪应变约为 0.5%。参数 3 的不可逆性剪胀参数较大, 取此参数时, 饱和砂层达到初始液化。在初始液化后, 饱和砂层中的循环剪应变迅速增大, 最大单幅剪应变达到 2.5%。同时可以看出, 在初始液化后, 饱和砂层仍能抵抗剪切作用, 剪应力剪应变曲线随着剪应变的增加呈逐渐硬化型。这说明所采用的计算模型能模拟饱和砂土液化后的循环剪切变形特性。

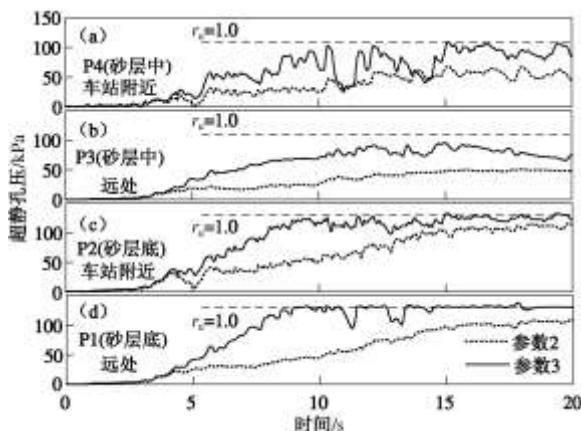


图 5 超静孔压响应

Fig. 5 Calculated excess pore pressure series

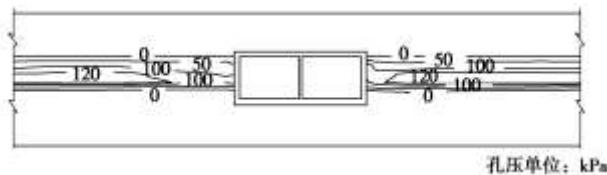


图 6 参数 3 超静孔压分布 (8 s)

Fig. 6 Distribution of excess pore pressure (parameter 3 at 8 s)

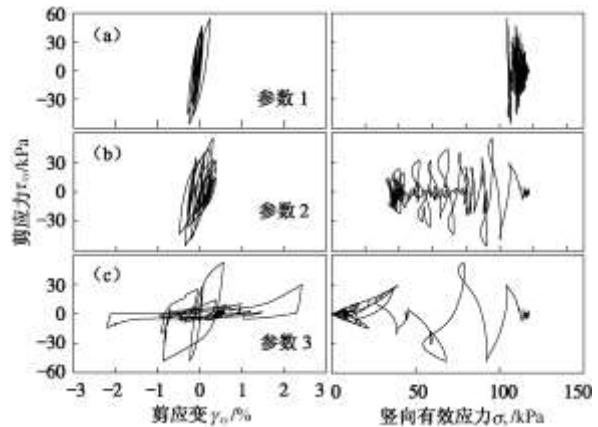


图 7 典型点的应力应变响应

Fig. 7 Stress-strain curves of typical sand element

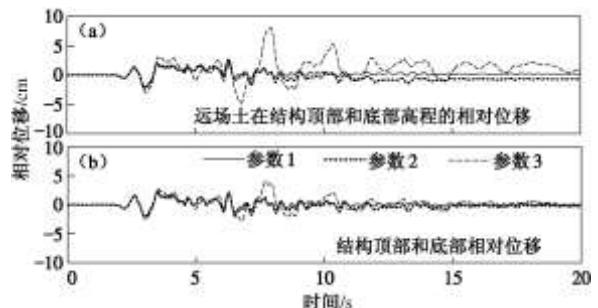


图 8 结构和土的相对位移相应

Fig. 8 Displacement series of structure and free field soil

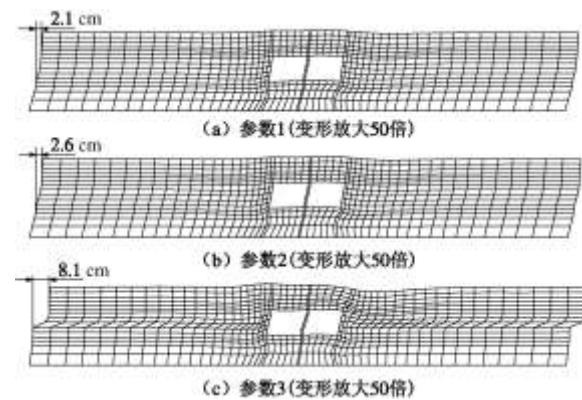


图 9 最大位移时网格变形示意图

Fig. 9 Mesh deformation at maximum displacement

### 3.4 地层和车站的变形响应

图 8 给出了振动过程中结构和地层在结构顶部和底部的相对位移时程。图 9 给出了砂层取各组参数时,

土层和结构的变形示意图。参数1与参数2的最大位移的发生时刻相同, 但参数2对应的土层和车站的变形较参数1的略大, 土层的变形由2.1 cm增加至2.6 cm, 结构的变形由1.9 cm增加至2.1 cm。当取参数3时, 由于饱和砂层达到液化状态, 土层和结构的变形都显著增加, 土层的变形增大至8.1 cm, 结构的变形增大至4.1 cm。

西村昭彦等<sup>[6]</sup>用响应位移法对大开车站的单层部分进行了分析。他们算出土层在车站顶部和底部的相对位移为3~4 cm; 然后将此相对位移作用在结构上, 并考虑结构的惯性力以及结构周围的剪力, 计算出了车站结构的破坏。如果假设他们对结构部分的分析是合理的, 那么就可以得出: 只要地层在车站顶部和底部高程的相对位移达到3 cm, 车站就可能破坏。从本文的计算结果来看, 在即使不很强的振动响应下, 如果大开车站周围地层中产生较高的超静孔压, 车站顶部和底部的相对位移就可能达到或超过3 cm, 如果饱和砂土层达到初始液化, 车站必然破坏。因此, 本文认为车站的破坏很有可能是由于饱和砂土层液化过程导致的集中相对位移造成的。

需要指出, 由于大开车站附近没有实测地震记录, 附近地层在地震中又没有表现出明显的宏观液化现象。地表下局部土层液化不一定能在宏观现象上表现出来, 其具体的表现形式和具体的地形地质条件有关。本文只是提供了大开车站阪神地震中破坏的一种可能原因。

## 4 结 论

(1) 以大开车站为例, 给出了考虑液化变形的地下结构地震反应分析方法, 揭示了地层和车站的大剪切变形与饱和砂层液化程度的关系, 以及大开车站的可能破坏原因。对可液化地层中横向尺度较大的地下结构, 应定量评价可液化地层在地震中不同液化程度产生的错动变形, 以评价结构的安全性。

(2) 实际边值问题中的液化变形是可以预测的。液化变形预测方法的有效性主要取决于所采用的本构模型对饱和砂土在整个液化过程中的应力应变行为、尤其是液化后的大变形行为的描述能力。作者提出的本构模型可以较好地模拟饱和砂土液化过程中的应力应变响应, 因此可以较好地再现具体边值问题的加速度响应、超静孔隙水压力响应以及变形响应。

## 参考文献:

[1] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, IWAFUJI M. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, 36(S):

283~300.

- [2] AN X H, SHAWKY A A, MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin Earthquake[J]. Cement and Concrete Composites, 1997, 19: 241~257.
- [3] 竹脇尚信, 大槻明, 大西有三. 兵庫県南部地震による地下鉄構造物の被害メカニズムの一考察[C]// 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, 1996: 221~226. (TAKEWAKI N, OHTSUKI A, OHNISHI Y. An examination on failure mechanism of a subway station due to the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake[C]// Proceedings of Technical Conference on the Great Hanshin-Awaji Earthquake, JSCE, 1996: 221~226. (in Japanese))
- [4] 廣戸敏夫, 梅原俊夫, 青木一二三, 等. 神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析[C]// 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, 1996: 247~254. (YAMATO T, UMEHARA T, AOKI H, et al. Damage to Daikai subway station, Kobe rapid transit system and estimation of its reason[C]// Proceedings of Technical Conference on the Great Hanshin-Awaji Earthquake, JSCE, Tokyo, 1996: 247~254. (in Japanese))
- [5] TOKIMATSU K, MIZUNO H, KAKURAI M. Building damage associated with geotechnical problems[J]. Soils and Foundations, 1996, 36(S): 219~234.
- [6] 西村昭彦, 澤田亮, 棚村史郎. 兵庫県南部地震における鉄道開削トンネルの被害解析[C]// 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, 地盤工学会, 1996: 2245~2246. (NISHIMURA, A, SAWADA, R, DANAMURA S. Damage analyses of railway opencut-method-tunnels in Hyogoken-nambu earthquake[C]// Proceedings of the 31st Conference of Japan Geotechnical Engineering Society, JSCE, 1996: 2245~2246. (in Japanese))
- [7] CHAN A H C. User's manual for DIANA-SWANDYNE II[R]. Scotland: Glasgow University, 1990.
- [8] 王 刚. 砂土液化后大变形的物理机制与本构模型研究[D]. 北京: 清华大学, 2005. (WANG Gang. Research on physical fundamentals and constitutive model of large post-liquefaction deformation of sand[D]. Beijing: Tsinghua University, 2005. (in Chinese))
- [9] 王 刚, 张建民. 砂土液化后大变形的弹塑性循环本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(1): 51~59. (WANG Gang, ZHANG Jian-min. A cyclic elasto-plastic constitutive model for evaluating of large post-liquefaction deformation of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007,

- 29(1): 51 - 59.(in Chinese))
- [10] 王 刚, 张建民. 砂土液化变形的数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(3): 403 - 409. (WANG Gang, ZHANG Jian-min. Numerical modeling of liquefaction-induced deformation in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(3): 403 - 409. (in Chinese))
- [11] IWASAKI Y, TAI M. Strong motion records at Kobe Port Island[J]. Soils and Foundations, 1996, 36(S): 29 - 40.