

文章编号: 1000-7598-(2006)07-1049-07

# 截断墙法降低地下结构地震液化上浮

刘华北, 宋二祥

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

**摘要:** 位于饱和可液化土中的地下结构在地震激励下会由于土层液化而上浮, 从而对结构造成严重破坏, 设置截断墙是减少这种破坏的有效措施, 在国外已经得到成功应用。但是, 截断墙减小地下结构地震液化上浮的工作机理尚不明了, 其设计参数的影响亦亟待进一步研究。采用以动力两相体有限元法, 分析了钢板桩截断墙在不同地震强度激励下降低地下结构地震液化上浮的效果, 探讨了其工作机理。分析结果表明截断墙对降低地下结构地震液化上浮有明显效果。同时, 通过对地层中超静孔隙水压、土体变形、应力路径、应力-应变关系的分析发现, 截断墙的主要作用在于抑制可液化土的变形和流动。虽然, 在较弱地震激励下截断墙可以抑制超静孔隙水压的上升, 但在较强地震作用下超静孔隙水压不减反增, 通过分析解释了这种矛盾。同时还分析了钢板桩的水平位置、嵌入下卧非液化土层深度与地下结构搭接长度等设计参数对降低地下结构上浮影响, 为钢板桩截断墙的设计提供科学依据。

**关键词:** 地下结构; 地震液化; 上浮; 截断墙

**中图分类号:** TU 311.3

**文献标识码:** A

## Reducing uplift of underground structures using cutoff walls

LIU Hua-bei, SONG Er-xiang

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** The uplift of underground structures in liquefiable soil due to earthquake induced liquefaction may lead to severe damage. The use of cutoff walls is believed to be an effective approach in diminishing the uplift, but its mechanism is still not clear, and the design parameters of the cutoff walls also deserve investigation. Effective stress based dynamic finite element method was used in the efforts to clarify the mechanism as well as the influences of different design parameters of the cutoff walls. It was found that cutoff walls could reduce the liquefaction-induced uplift of underground structures to considerable amount. After looking into the excess pore pressure, soil deformation, stress path as well as stress-strain relationship, the effects of the cutoff walls were identified as reducing the deformation and flow of the liquefiable soil. Although the cutoff walls could decrease the excess pore pressure at small earthquake excitation; but during large earthquake, the excess pore pressure was larger for the cases with cutoff walls. The reasons were identified and explained. The important design parameters including the location, embedment length into the non-liquefied soil, and the lapping length with the underground structure, were investigated. In order to be effective, the cutoff walls must be located as closely as possible to the underground structure; they also need to be embedded in the non-liquefied soil with sufficient length; and their stiffness must be higher enough.

**Key words:** underground structure; earthquake-induced liquefaction; uplift; cutoff walls

## 1 引言

饱和可液化土层中地下结构在地震作用下会因土层液化而上浮, 从而对地下结构造成严重破坏<sup>[1,2]</sup>。为了减小或避免地下结构上浮响应造成的破坏, 各国的工程研究人员提出了各种工程措施, 包括换土、在地下结构周围设置排水砾石层<sup>[3]</sup>、灌浆<sup>[4]</sup>以及设

置截断墙等<sup>[1]</sup>。对于位于较厚可液化土层的大型地下结构来说换土是不切合实际的, 而在地下结构周围设置排水砾石层虽然效果明显, 但是对大型地下结构, 特别是暗挖施工地下结构来说, 难度也较大。通过灌浆改变地下可液化土的性质也是一有效方法, 但对较厚可液化土层, 该种措施不经济。图 1 为截断墙法降低地下结构地震液化上浮的示意图。

收稿日期: 2004-12-27

修改稿收到日期: 2005-05-20

基金项目: 国家自然科学基金项目资助 (No. 50378050); 教育部留学回国人员科研启动基金。

作者简介: 刘华北, 男, 1973 年生, 博士, 副教授, 主要从事地震岩土工程研究。E-mail: lhb@tsinghua.edu.cn

图中  $w$  为截断墙与地下结构外壁之间的距离;  $d$  为截断墙嵌入不可液化土的深度;  $L$  为截断墙与地下结构的搭接长度。在位于饱和可液化土地下结构的两侧设置钢板桩或其他形式截断墙, 截断墙的底部嵌入非液化土层中, 以达到降低或避免地下结构上浮危险的目的。相比较而言, 设置截断墙方法以施工方便, 效果明显而有较广的应用前景<sup>[1]</sup>。然而目前对这种工程措施工作机理的理解并不透彻, 而其设计所需参数也不清楚。

本文应用动力两相体非线性有限元法, 研究了钢板桩截断墙降低地下结构地震液化上浮的工作机理, 并探讨各种设计参数对其工作效果的影响。

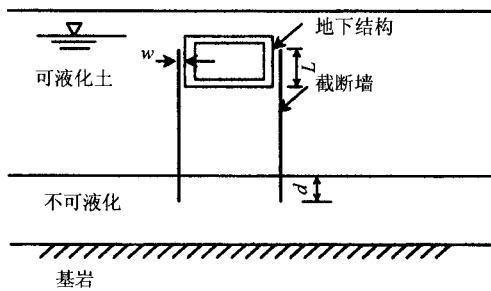


图1 截断墙示意图  
Fig.1 Illustration of cutoff walls

## 2 有限元模型

计算分析中采用经过笔者修改的 DIANA-SWANDYNE-II 动力两相体非线性有限元软件, 该软件已成功应用于研究地下结构的地震液化响应问题<sup>[2,5]</sup>。为简单起见, 假定所分析的问题为平面应变问题。

### 2.1 假定物理模型

由于所研究问题的复杂性, 本文假定一比较简单的物理模型, 它与文[5]采用的物理模型一致。假定土层的厚度为 41 m, 地震波由土层底部以剪切波的形式输入。土体分为两层, 上层为饱和可液化砂土, 厚 20 m; 下层为饱和的不可液化土, 厚 21 m。地下结构假定为双洞口的地铁隧道, 宽 10 m, 高 5 m, 隧道的壁、板及柱宽度均为 0.6 m。地下结构埋深 3 m, 位于饱和的可液化土层中。所采用的截断墙为钢板桩墙, 其位置、长度、刚度等参数因分析工况的差异而不同。

### 2.2 土层材料模拟

有限元模型中的土层包括上层的可液化砂土及下层的不可液化土。上层可液化砂土的本构模型采用 Modified Pastor-Zienkiewicz III 模型<sup>[6]</sup>, 该模型是基于广义塑性理论的弹塑性砂土静动力本构模

型, 可以模拟往复加载下饱和松砂的液化和饱和密砂的循环活动性 (cyclic mobility), 同时可以描述考虑砂土在不同压力水平下不同的变形及强度特性, 对于模拟大厚度可液化土层的地震液化有着明显的优越性, 该模型已经被成功的应用于模拟砂土在地震作用下的液化<sup>[7]</sup>和地下结构的地震液化响应分析<sup>[5]</sup>。下面对该模型做简单介绍, 详细内容参见文[6]。该模型的弹性特性由非线性弹性方程表述:

$$G_{\max} = G_0(p'/p_a)^{0.5}; K_{\max} = K_0(p'/p_a)^{0.5} \quad (1)$$

式中  $p_a$  为大气压;  $p'$  为当前平均压应力。

模型的流动准则为非相适应流动法则。砂土在体积塑性应变与剪切塑性应变面上的加载与卸载的塑性流动方向分别为

$$\left. \begin{aligned} n_{gL} &= \left( \frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \right)^T; \\ n_{gu} &= \left( -\text{abs}\left(\frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}\right), \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \right)^T \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中  $d_g$  为剪胀比, 假定为

$$d_g = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = (1+\alpha)(M_g - \eta) \quad (3)$$

式中  $M_g$  为砂土残余内摩擦角  $\phi_{cv}$  与罗德角  $\theta$  的函数。加载时,

$$M_g = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv} \sin 3\theta} \quad (4)$$

卸载时,

$$M_g = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 + \sin \phi_{cv} \sin 3\theta} \quad (5)$$

$\eta$  为剪切应力比,  $\eta = q/p'$ 。在卸载的情况下砂土产生缩小的塑性体积应变。

砂土的加载准则用加载方向向量判定:

$$n = \left( \frac{d_f}{\sqrt{1+d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \right)^T \quad (6)$$

式中  $d_f = (1+\alpha)(M_f - \eta)$ 。加载塑性模量用下面的方程定义:

$$H_L = H_0 \left( \frac{p'}{p_a} \right)^{0.5} \left( 1 - \frac{\eta}{\eta_f} \right)^4 \{H_v + H_s\} H_{DM} H_{den} \quad (7)$$

其中,  $H_v = 1 - \eta/M_g$ ,  $\eta_f = \left( 1 + \frac{1}{\alpha} \right) M_f$ 。而

$$H_s = \beta_1(p', \eta) \exp(-\beta_0 \xi) \exp\{k_s(p'/p_a - 1)\} \quad (8)$$

式中的  $\beta_0$  考虑了压力水平及偏应力对塑性模量的

影响，它应用了砂土内摩擦角与压力水平的关系：

$$\phi_p = \phi_{p0} - \Delta\phi \lg(p'/p_a) \quad (9)$$

其中， $\phi_{p0}$  为砂土参考内摩擦角，具体定义参见文[9]， $\xi = \int d\epsilon_s^p$ ； $H_{DM}$  为应力历史的函数，其物理意义为应力点与参考界面之间的距离，其具体定义也参见文[9]。卸载塑性模量定义为

$$H_u = \begin{cases} H_{u0} \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0.5} \left(\frac{M_g}{\eta}\right)^{r_u}, & \left|\frac{M_g}{\eta}\right| > 1 \\ H_{u0} \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0.5}, & \left|\frac{M_g}{\eta}\right| \leq 1 \end{cases} \quad (10)$$

而  $H_{den}$  是为了考虑砂土在往复加载下的硬化特性，它可表示为

$$H_{den} = \exp(-r_d \epsilon_{vo}^p) \quad (11)$$

式中的  $\epsilon_{vo}^p$  为每次应力路径起始点的体积应变。

该模型共需 15 个参数，可以由常规三轴单轴和反复加载试验得到。本文应用文[7]中的 40% 内华达砂的模型参数模拟可液化土，模型参数见表 1。液化土的渗透系数为  $6.6 \times 10^{-3}$  cm/s。

表 1 模型材料参数  
Table 1 Model parameters

| 土体模型参数                  | 量值   | 土体模型参数       | 量值   | 滑移单元模型参数                   | 量值    |
|-------------------------|------|--------------|------|----------------------------|-------|
| $G_0/p_a$               | 210  | $\beta_0$    | 2.8  | 杨氏模量 $E$ / kPa             | 5 000 |
| $K_0/p_a$               | 247  | $H_0/p_a$    | 200  | 滑移剪切模量 $G$ / kPa           | 1 000 |
| $\phi_0 / (^\circ)$     | 38   | $H_{u0}/p_a$ | 400  | 接触面摩擦角 $\delta / (^\circ)$ | 23    |
| $\Delta\phi / (^\circ)$ | 0.25 | $\gamma$     | 1.0  | 黏聚力 / kPa                  | 0     |
| $M_g$                   | 1.25 | $\gamma_0$   | 3.5  | 抗拉强度 / kPa                 | 0     |
| $M_f$                   | 1.18 | $r_d$        | 80   |                            |       |
| $\alpha$                | 0.45 | $k_s$        | 0.01 |                            |       |
| $\beta_{10}$            | 9    |              |      |                            |       |

注：表中  $G_0$  为剪切模量； $p_a$  为大气压力； $K_0$  为体积模量。

对于下卧层的非液化土体，本文应用线弹性模型进行模拟。假定土体为硬土，其弹性模量  $E$  取为 400 MPa，泊松比为 0.3。非液化土的渗透系数为可液化土的 100 倍。文[5]的计算结果表明，下卧非液化土的渗透系数对上层土液化影响极小，而其刚度对上层土液化的影响很大。不过，下卧土层的刚度对本文所研究的问题影响不大，因此仍假定下卧非液化土层为线弹性材料。土层应用 8 节点两相体单元模拟，单元的有限元积分为高斯全积分。

### 2.3 土层与地下结构接触面的模拟

本文采用一种有厚度的滑移 8 节点薄层等参单元模拟土体与地下结构的接触面。该单元可以较好地模拟接触面的滑移、脱开与闭合。接触面的的剪切破坏遵循莫尔准则，可以定义接触面的摩擦角及

黏聚力，其在剪切方向的剪切模量可以单独定义。接触面的摩擦角采用  $\delta = 23^\circ$ ，由  $\tan \delta = 2/3 \tan \phi$  得到，其中  $\phi$  为砂土的内摩擦角。本文所采用的松内华达砂的三轴剪切内摩擦角大约为  $32^\circ$ 。

### 2.4 钢板桩及地下结构的模拟

钢板桩截断墙用 3 节点的 Mindlin 梁单元模拟。材料假定为线弹性，抗弯刚度  $EI = 2.3 \times 10^4$  kN·m<sup>2</sup>。由于土层与钢板桩之间的滑移对所研究的问题影响不大，分析中假定钢板桩与土层之间结合完好，即在钢板桩与土层之间没有加接触面滑移单元。地下结构的钢筋混凝土亦采用 Mindlin 梁单元进行模拟，应用线弹性模型模拟结构的材料，混凝土的杨氏模量取 30 GPa，泊松比取 0.2，自重 24 kN/m<sup>3</sup>。

### 2.5 有限元网格

除了钢板桩截断墙的位置或长度等不同外，分析中各个工况模型的有限元网格基本一致。地下结构远区自由场响应的模拟应用文[2, 5]所采用的模拟剪切箱的方法。假定模型左右两侧的边界为捆绑边界，即网格的左侧边界与右侧边界同一标高节点的水平位移与竖直位移在地震过程中保持一致。模型的底部假定为刚性边界。模型的尺寸为 198 m×41 m，整个模型约有 1 750 个单元，约有 8 000 个节点，具体数目因工况而异，模型的典型网格参见图 2。文[5]的结果表明本文所采用的模型尺寸已经足够大，边界效应可以忽略不计。

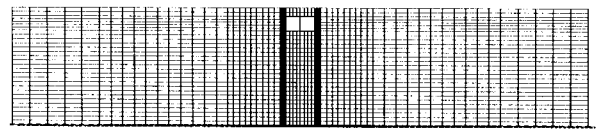


图 2 有限元网格

Fig.2 Finite element mesh

### 2.6 地震波及阻尼

所采用的地震波为 1995 年神户地震波的东西方向分量，地震波的幅值有所折减，本研究的幅值为 0.08, 0.15, 0.3 g 和 0.5 g，但保持其周期特性不变，持续时间取 30 s（图 3）。地震波作为剪切波由土层底部的刚性边界输入。

对于可液化土，除了所采用的土体动力本构模型可以模拟土在往复荷载作用下的滞回阻尼，考虑到土阻尼的复杂性，在土体中考虑 5% 的瑞利阻尼；对于下卧土，假定其阻尼为 5% 的瑞利阻尼。文[5]的结果表明，下卧土阻尼对可液化土层的液化的影响不是很大。而对于地下结构及钢板桩，本文也采用了 5% 的瑞利阻尼。

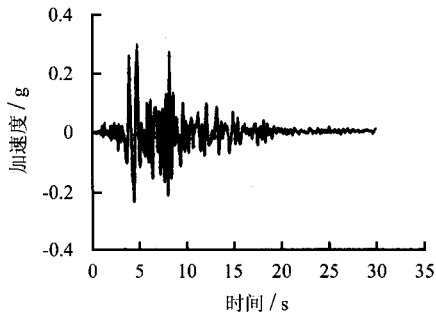


图3 地震输入  
Fig.3 Earthquake excitation

为了研究截断墙降低地下结构液化上浮的工作机理及各种截断墙设计参数的影响,共分析了下面几种工况:使用截断墙与否的比较;不同强度地震激励的比较;截断墙位置的影响;截断墙嵌入下卧土层深度及与地下结构搭接长度的影响;截断墙刚度的影响等。首先,通过分析使用截断墙与否及不同强度地震激励下地下结构的上浮,研究截断墙法降低地下结构地震液化上浮的工作机理,在此基础上探讨截断墙各设计参数对其效果的影响,从而为截断墙的设计提供科学依据。

### 3 截断墙的工作机理

应用截断墙降低地震液化的破坏是一种有效的工程措施,其应用领域包括地基<sup>[8,9]</sup>和地下结构<sup>[1]</sup>等,但其工作机理尚不清楚。文[1]指出,截断墙能够降低地下结构在地震液化情况下的上浮,主要是发挥其阻止液化土体流动的作用。但文[8]的实测结果表明在较小地震下截断墙能够抑制可液化土体超静孔隙水压的上升,而文[9]的离心机震动台试验又表明截断墙包围范围内可液化土在强震作用下的超静水压大于不使用截断墙的情况。本文试图通过分析,阐明截断墙的工作机理,解释文[8]与文[9]差异的根本原因。

在这组分析中,截断墙位于距地铁隧道外壁0.5 m处,其长20 m。嵌入下卧非液化土层3 m处,其顶部与地下结构顶板平齐,抗弯刚度 $EI = 2.3 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$ 。输入地震强度为0.08, 0.15, 0.3 g和0.5 g。

#### 3.1 地下结构上浮

截断墙对于降低地下结构上浮是非常有效的。图4(a)为地震强度为0.5 g时地铁隧道的上浮比较,可以看出,由于使用了截断墙,地铁隧道在30 s时的上浮量由41 cm降低为14.8 cm。不同地震强度下截断墙的效果不同,在强震作用下其效果更加明显。图4(b)给出不同地震强度下地铁隧道上浮量的比较。正如预料,在小强度地震激励下地下结构的

上浮量较小,随着强度的增强,未采取截断墙措施的地铁隧道的上浮量快速上升,而采取截断墙措施的地铁隧道的上浮量增加幅度较小。

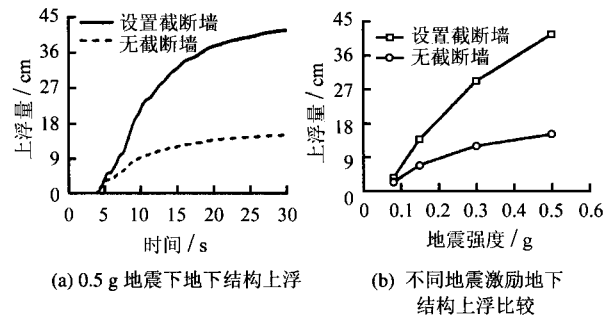


图4 地下结构上浮  
Fig.4 Uplift of Underground Structures

#### 3.2 超静孔隙水压

针对采取截断墙措施与否两种工况,图5比较了它们在地下结构正下方3.0 m处超静水压的上升情况。分别比较了0.08, 0.15, 0.3 g和0.5 g共4种不同强度的地震激励。可以看出,在小强度地震激励情况下采取截断墙措施可以降低超静孔隙水压的上升,但随着地震激励的增强,采取截断墙措施使得超静孔隙水压不减反增,但在0.5 g地震的激励下,二者的超静水压很接近。由于篇幅关系,本文未给出截断墙包围范围内其它位置超静水压的比较,但它们也有类似的趋势。

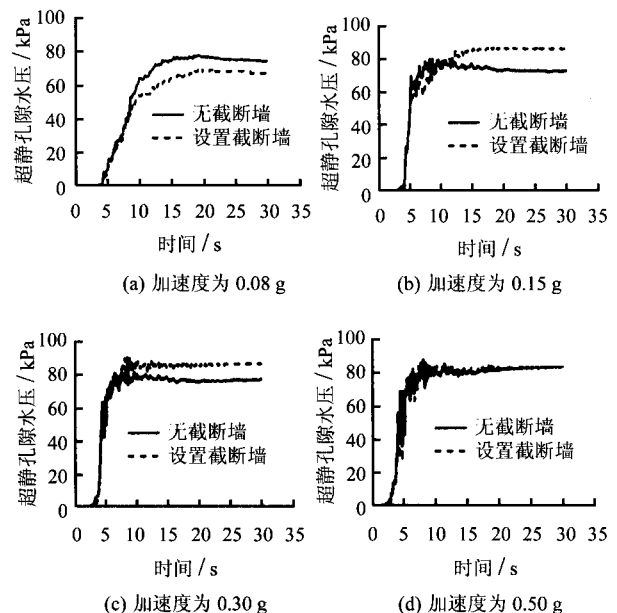


图5 不同地震强度下地下结构正下方3.0 m处超静水压的上升

Fig.5 The excess pore pressure at the location 3.0 m right below the underground structure subjected to different earthquake excitations

本文的分析结果涵盖了文[8]和文[9]在实测或试验中出现的结果。在小强度地震激励下，截断墙能够减低超静孔隙水压的上升，但在较强地震作用下超静水压不减反增，而在高强度地震作用下，使用截断墙与否，可液化土层都已经基本完全液化，因此孔隙水压上升的幅值基本相似。图 5 比较了 0.3 g 和 0.5 g 地震激励的超静水压上升情况，未采取截断墙措施时，二者的超静水压有一定的差别；采取截断墙措施时，二者的差别很小。

### 3.3 土层应力路径及应力-应变关系

为了解释超静孔隙水压变化的特点，从而进一步理解截断墙的工作机理，比较了采取截断墙措施与否两种工况可液化土层内的应力路径与应力-应变关系，研究的对象为上述超静孔隙水压位置左下角单元的一个高斯积分点。该单元的其他高斯点也做了比较，其趋势类似。

图 6 为应力路径的比较曲线。可以看出在小地震激励下采取截断墙措施使得该处的有效平均应力较大，但随着激励的增强，采取截断墙使得该处的有效平均应力反而较小。在 0.5 g 地震激励时，未采取措施工况与采取措施工况该处的有效平均应力均接近零，解释了 3.2 节出现的现象。

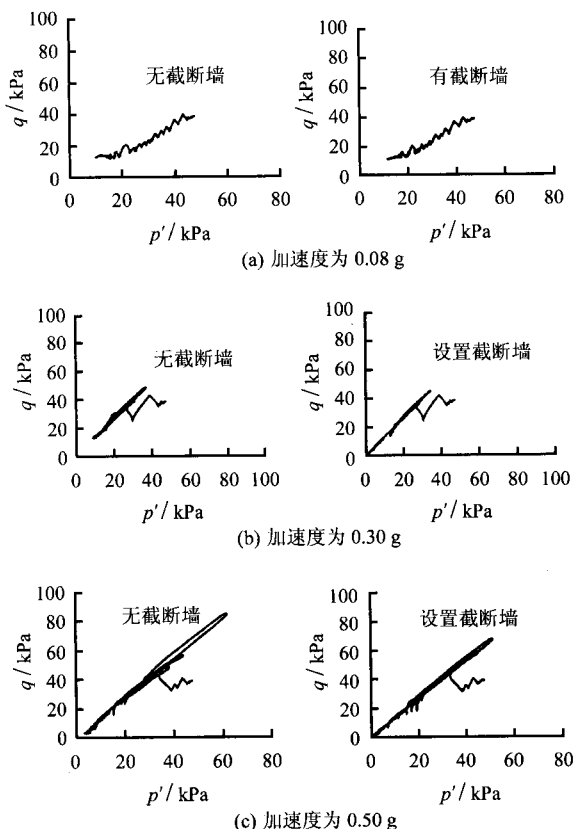


图 6 应力路径  
Fig.6 Stress path

图 7 给出了地震强度为 0.5 g 时该处应力-应变关系的比较曲线。图中的应力-应变为八面体剪切应力  $\tau_{oct}$  及剪切应变  $\gamma_{oct}$ 。截断墙对抑止土层变形效果非常明显，采取截断墙措施工况该处的剪切应变小于未采取截断墙措施的工况。

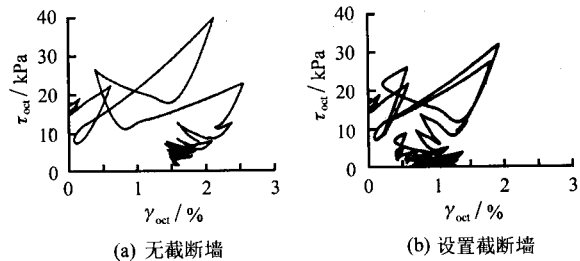


图 7 八面体剪切应力-应变关系  
Fig.7 Octahedral shear stress-strain relationship

### 3.4 变形网格

图 8 给出了 0.5 g 地震激励下地下结构及其周围土体在分析结束时 (30 s) 的变形网格比较，变形放大系数为 3。可以清楚地看出截断墙对降低地下结构地震上浮的作用在于它抑制了可液化土的变形。在没有截断墙的情况下，首先超静孔隙水压上升使地下结构有一定的上浮，而由于超静水压上升导致有效应力减小，而接近半流体的土层在重力作用下流向地下结构下面，更进一步加剧了地下结构的上浮；而截断墙的存在抑制了这种流动，从而大幅度的降低了地下结构的地震液化上浮。

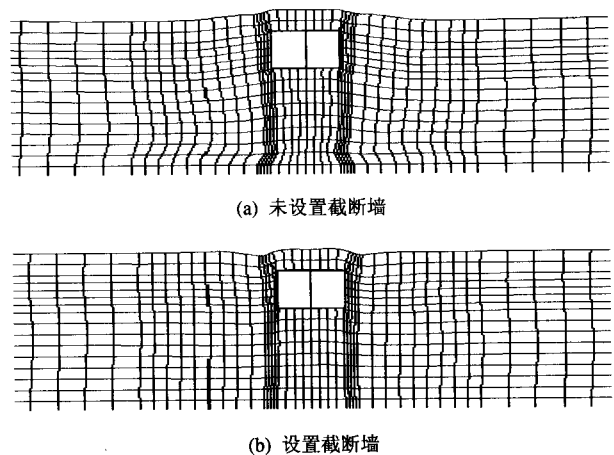


图 8 变形网格比较  
Fig.8 Comparison of deformed mesh

### 3.5 分析和讨论

由图 6 的应力路径图可以看出，可液化砂性土在较小剪切变形时表现为体缩，而在较大剪切变形下往往有体胀的现象，体缩使得饱和和可液化土体在

孔隙水压未来得及消散时有效应力降低，孔隙水压上升，而体胀导致了其有效应力上升，孔隙水压下降，砂性土的这种特性可以解释上述的孔隙水压变化现象。在地震较弱时，由于截断墙的抑制变形作用使得剪切变形较小，从而孔隙水压较低；而地震较强时，截断墙的抑制变形作用反而使得孔隙水压变得更大。砂性土的这种体胀、体缩现象与土的性质直接相关，因此不同砂性土的情况会有所区别。对于大多数的中等密实度的砂土土层来说，上述的分析是成立的。

#### 4 截断墙的设计参数分析

应用钢板桩截断墙降低地下结构地震液化上浮需要设计钢板桩的各种参数，包括位置（离地下结构的水平距离  $w$ ）、嵌入非液化土层深度  $d$  以及与地下结构的搭接长度  $L$  等，这些参数的定义参见图 1。本文以 0.5 g 神户地震为输入激励，研究这些参数对钢板桩截断墙工作效果的影响。在分析某种参数时保持其它参数不变，从而保证结果的可比性。

##### 4.1 距地下结构水平距离 $w$ 的影响

基于截断墙的工作机理，可以预料截断墙必须离地下结构足够近才能发挥作用。图 9 给出了距地下结构水平距离  $w$  与地下结构上浮量  $\Delta$  的关系。可以看出随着  $w$  的增大， $\Delta$  基本呈线性增加，当  $w = 2.0$  m 时，上浮量已达 30 cm，预计当截断墙离地下结构足够远时，其效果将会完全消失。因此，在设置截断墙时应根据施工方便程度尽可能的令其靠近地下结构。

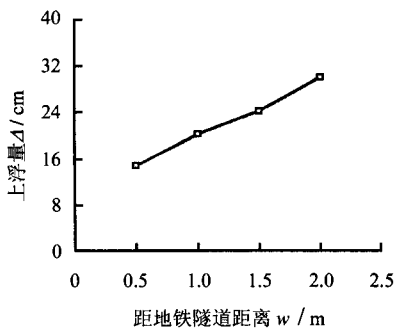


图 9 截断墙离地下结构水平距离的影响

Fig.9 The effect of the horizontal distance between the cutoff walls and the underground structure

##### 4.2 嵌入非液化土层深度 $d$ 的影响

截断墙嵌入非液化土层深度与上浮量之间的关系参见图 10。图中， $d < 0$  表示截断墙完全位于可液化土层中，可以看出截断墙嵌入非液化土层与否则有本质的区别。如果截断墙未嵌入非液化土层

中，其工作效果很小，地下结构的上浮量  $\Delta$  接近未设置截断墙的情况。而当截断墙嵌入未液化土层足够深以后，增加嵌入深度基本没有影响。对于本文研究的问题，嵌入深度  $d = 1.5$  m 已经足够。

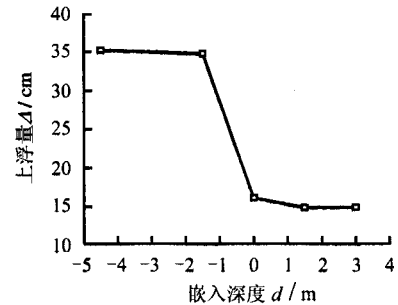


图 10 嵌入非液化土层深度的影响

Fig.10 The effect of the embedment depth of the cutoff walls into the non-liquefiable soil layer

##### 4.3 搭接长度 $L$ 的影响

如图 11 所示，当搭接长度  $L$  足够长以后，增大  $L$  没有效果。对于本文所研究的问题， $L = 3.0$  m 已经足够，当  $L < 3.0$  m 时，地下结构的上浮量有所上升。

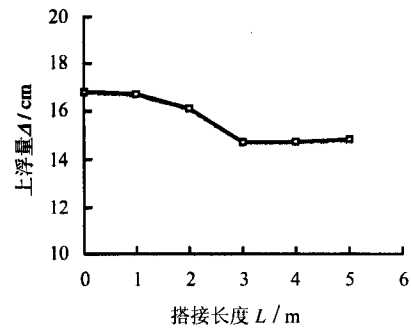


图 11 截断墙与地下结构搭接长度的影响

Fig.11 The effect of the lapping length between the cutoff walls and the underground structure

### 5 结论

本文应用动力两相体非线性有限元法，研究了截断墙降低地下结构地震液化上浮的机理，并探讨了截断墙各个设计参数的影响。根据分析结果可以得到下述结论：

- (1) 截断墙可以有效降低地下结构由于地震液化所导致的上浮。
- (2) 截断墙降低地下结构地震液化上浮的根本原因在于它们抑制了可液化土地变形和流动。
- (3) 截断墙的存在，在小强度地震的激励下可以抑制超静孔隙水压的上升；但在较强地震的作用下超静孔隙水压不减反增。其根本原因是可液化砂

土在较大剪切变形时往往表现为剪胀, 它使得超静孔隙水压有所降低。

(4) 为了真正发挥作用, 应尽可能靠近地下结构设置, 也须嵌入下卧非液化土层一定深度。

### 参考文献

- [1] Hashash YMA, Hook JJ, Schmidt B, Yao J. Seismic design and analysis of underground structures[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2001, 16(4): 247—293.
- [2] 刘华北, 宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震液化响应[J]. **岩土力学**, 2005, 26(3): 381—386, 391.  
LIU Hua-bei, SONG Er-xiang. Earthquake induced liquefaction response of subway structure in liquefiable soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(3): 381—386, 391.
- [3] Orense RP, Morimoto I, Yamamoto Y, Yumiyama T, Yamamoto H, Sugawara K. Study on wall-type gravel drains as liquefaction countermeasure for underground structures[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2003, 23(1): 19—39.
- [4] Chou HS, Yang CY, Hsieh BJ, Chang SS. A study of liquefaction related damages on shield tunnels[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2001, 16(3): 185—193.
- [5] 刘华北, 宋二祥. 考虑土体分层性的大型地下结构地震液化上浮响应研究[A]. 中国土木工程学会第11届、隧道及地下工程分会第13届年会论文集[C]. [s.l.]: Southwest Research Institute of CREC, 2005. 244—250.
- [6] Ling HI, Liu H. Pressure dependency and densification behavior of sand through a generalized plasticity model[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2003; 129(8): 851—860.
- [7] Yang S, Ling H, Liu H. Finite Element response analysis of liquefiable soil deposit using a generalized plasticity model[A]. **Proceedings of 17th ASCE Engineering Mechanics Conference**[C]. Newark: University of Delaware, 2004.
- [8] Adalier K, Elgamal A, Martin G. Foundation liquefaction counter measures for earth embankments[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 1998, 124(6): 500—517.
- [9] Zheng J, Suzuki K, Ohbo N, Prevost J. Evaluation of sheet pile ring countermeasure against liquefaction for oil tank site[J]. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 1996, 15: 369—379.