

液化土中管线抗上浮排水措施数值分析

邹德高^{1,2}, 孔宪京^{*1,2}

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 大连理工大学 水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 采用以广义 Biot 固结原理和 Pastor-Zienkiewicz Mark-III 广义塑性本构模型为基础的动力有限元分析方法, 研究了 U 形碎石排水对液化土中地下管线上浮的减灾效果及机理. U 形排水带由 2 个竖向 1 个横向排水层构成. 通过参数分析, 讨论了竖向排水带宽度、竖向排水带与管线的距离、水平排水带厚度、排水碎石渗透系数等因素对地震时管线上浮位移的影响. 研究表明: 采用基于广义塑性本构模型的动力有限元分析方法可以很好地模拟地震时地下管线发生的上浮现象; 在管线周围设置 U 形排水带明显降低了管线的上浮位移; 排水带渗透系数对管线上浮位移的影响较大; 合理地设计排水带的几何尺寸和渗透系数可有效地控制管线的上浮位移.

关键词: 管线; 广义塑性本构模型; 上浮; 碎石排水

中图分类号: TU4 **文献标志码:** A

0 引言

近年来的几次大地震中, 大量的地下管线因为地基的变形或沉降、侧移而破坏. 特别是饱和砂土地基的液化, 使浅埋在地基中并位于地下水位以下的管线“浮”出地表, 管线的破坏现象引起人们越来越多的注意^[1~4]. Shinozuka 等根据大量的地震灾害资料, 分析了地震中管线破坏的原因, 指出管线接合部位的破坏主要是由管线上浮引起的大变形所导致的^[5]. 1995 年日本阪神大地震的教训再次受到各国政府的重视, 这不仅是地震中地下管线本身的破坏, 而且管线破坏还可能引起次生灾害, 在阪神地震中, 供水管线的破坏引起缺水, 进而导致大范围蔓延的火灾, 对日常生活构成了严重的威胁.

为了研究管线上浮的破坏机理, 研究者们进行了一系列振动台模型试验^[5~9], 并采用有限元方法对振动台模型试验进行了验证^[10,11], 得到一些有意义的结论. 在此基础上, 建议了一些地下管线抗上浮措施, 包括碎石排水、土工布加固等, 其中 U 形

碎石排水措施的抗上浮效果比较好^[8,11]. 由于目前的研究成果多以模型试验为基础, 模型试验与数值分析相比, 花费很大, 很难对各种因素进行详尽的研究. 因此, 有必要运用数值分析的方法进一步对 U 形排水措施的抗上浮效果进行研究, 为地下管线的抗震设计提供依据. 本文采用以广义 Biot 固结原理和 Pastor-Zienkiewicz Mark-III 广义塑性本构模型为基础的动力有限元分析方法, 研究 U 形碎石排水对液化土中地下管线上浮的减灾效果及机理; 并通过参数分析, 讨论竖向排水带宽度、竖向排水带与管线的距离、水平排水带厚度、排水碎石渗透系数等因素对管线上浮位移的影响.

1 弹塑性有限元模型

1.1 广义 Biot 动力固结有限元方程

根据有效应力原理、平衡方程、连续方程、广义达西定律可以建立饱和土体广义 Biot 动力固结方程, 将其在空间域上进行离散, 引入系统阻尼并写成矩阵形式^[12]:

收稿日期: 2007-12-20; 修回日期: 2009-11-25.

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划资助项目(90815024); 国家自然科学基金雅砻江水电开发联合研究基金资助项目(50679093); 国家自然科学基金青年基金资助项目(50808032).

作者简介: 邹德高(1973-), 男, 博士, 副教授; 孔宪京*(1952-), 男, 教授, 博士生导师.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}' d\Omega - \mathbf{Q}\bar{\mathbf{p}} - \mathbf{f}^{(1)} = \mathbf{0} \quad (1)$$

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{Q}^T \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{S} \dot{\mathbf{p}} + \mathbf{H} \bar{\mathbf{p}} - \mathbf{f}^{(2)} = \mathbf{0} \quad (2)$$

式中： $\mathbf{M}$ 为土体的质量矩阵； $\mathbf{C}$ 为阻尼矩阵； $\mathbf{Q}$ 为耦合矩阵； $\mathbf{f}^{(1)}$ 为土体的荷载向量； $\mathbf{M}_f$ 为流体的质量矩阵； $\mathbf{S}$ 为流体的压缩矩阵； $\mathbf{H}$ 为流体的渗透矩阵； $\mathbf{f}^{(2)}$ 为流体的荷载向量。

1.2 砂土广义塑性模型

Pastor-Zienkiewicz Mark-Ⅲ 模型^[13] 是很少几个能模拟循环荷载下或液化时砂土反应特性的模型之一。这个模型建立在广义塑性理论基础上，模型需要 12 个参数： M_g 、 M_f 、 α_g 、 α_f 、 K_0 、 G_0 、 β_0 、 β_1 、 H_0 、 H_{u0} 、 γ_u 、 γ_{dm} 。

在广义塑性模型中，应力增量可以写成

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}^{ep} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (3)$$

$$\mathbf{D}^{ep} = \mathbf{D}^e - \frac{\mathbf{D}^e \mathbf{n}_{gl/u} \mathbf{n}^T \mathbf{D}^e}{H_{l/u} + \mathbf{n}^T \mathbf{D}^e \mathbf{n}_{gl/u}} \quad (4)$$

式中： $\mathbf{n}_{gl/u}$ 为加载或卸载塑性流动方向， $\mathbf{n}$ 为相当于屈服面法线方向， $H_{l/u}$ 为加载或卸载模量。

塑性流动方向 $\mathbf{n}_{gl}$ 可以表达为

$$\mathbf{n}_g^T = (n_{gv} \quad n_{gs}) \quad (5)$$

其中 $n_{gv} = \frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}$ ； $n_{gs} = \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}}$ 。

剪胀比

$$d_g = \frac{de_v^p}{de_s^p} = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta) \quad (6)$$

其中 M_g 为临界状态线在 $p'-q$ 平面的斜率， η 为应力比， α_g 为材料常数。

M_g 可以表达成砂土残余内摩擦角和罗德角的函数：

$$M_g = \frac{6 \sin \phi'_g}{3 + \sin \phi'_g \sin 3\theta} \quad (7)$$

卸载时的塑性流动方向 $\mathbf{n}_{gu}$ 为

$$\mathbf{n}_u^T = (n_{guv} \quad n_{gus})$$

此时， $n_{guv} = -|n_{gv}|$ ， $n_{gus} = n_{gs}$ ，因此，卸载时将产生塑性体缩应变，可以很容易地模拟砂土的液化。

采用非相关联的流动法则， $\mathbf{n}$ 表示为

$$\mathbf{n}^T = (n_v \quad n_s)$$

式中： $n_v = \frac{d_f}{\sqrt{1+d_f^2}}$ ； $n_s = \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}}$ ； $d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta)$ 。

加载和再加载塑性模量可以被定义为

$$H_l = H_0 p' H_f (H_v + H_s) H_{dm} \quad (8)$$

$$H_f = (1 - \eta/\eta_f)^4 \quad (9)$$

$$\eta_f = (1 + 1/\alpha) M_f \quad (10)$$

$$H_v = 1 - \eta/M_g \quad (11)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (12)$$

式中： β_0 和 β_1 为模型参数； $\xi = \int |d\epsilon_q|$ ； H_{dm} 为应力历史的函数，在初始加载时为 1，再加载时为 $(\eta/\eta_{max})^{-\gamma_{dm}}$ ， η_{max} 为土体到达的最大应力比，因此，再加载时土体将会产生较小的塑性变形。

卸载时塑性模量可以定义为

$$H_u = H_{u0} (\eta_u/M_g)^{-\gamma_u} \quad | \eta_u/M_g | < 1 \quad (13)$$

$$H_u = H_{u0} \quad | \eta_u/M_g | \geq 1 \quad (14)$$

考虑土体压力相关的弹性体积模量和剪切模量可以表示为

$$K = K_0 p' \quad (15)$$

$$G = G_0 p' \quad (16)$$

Chan 等在广义 Biot 固结原理的基础上开发了弹塑性有限元分析程序 SWANDYNE II^[14]，在其中实现了 Pastor-Zienkiewicz Mark-Ⅲ 广义塑性模型，并采用 SWANDYNE II 程序对美国国家自然科学基金会 VELACS 项目的离心机试验模型进行了分析^[15]，与试验结果进行了比较。刘华北等采用 SWANDYNE II 程序研究了可液化土中地铁结构的地震响应及抗震措施^[16]。这些研究结果表明，基于动力固结方程和 Pastor-Zienkiewicz Mark-Ⅲ 模型的排水有效应力分析方法能够很好地模拟饱和砂土在地震荷载作用下孔隙水压力产生、扩散和消散过程。

由于 SWANDYNE II 的程序设计和前后处理较为复杂，不便于修改和使用，单元类型也相对较少，作者将其中 Pastor-Zienkiewicz Mark-Ⅲ 模型采用面向对象的方法进行封装，引入作者开发的 GEODYNA 中，并在稳定性方面进行了改进。GEODYNA 是采用面向对象的设计方法，以 Visual C++ 开发的弹塑性有效应力有限元分析程序，由于其设计方法比较先进，前后处理非常容易，大大增强了计算效率。本文的计算均采用了 GEODYNA。

2 地下管线抗震措施算例

2.1 有限元模型

厚度为 10 m 的砂土覆盖层中埋设一混凝土管线(图 1)，管线外径为 0.6 m，管壁厚 2 cm，埋

设深度为 1.2 m,地下水位假定位于地表面.取地基水平向 30 m 作为计算域进行网格剖分(图 2).土体采用四边形四节点多孔介质单元,有 8 个平移自由度和 4 个压力自由度.管线与砂土、管线与碎石的交界面设置无厚度的 Goodman 单元,模拟土体和管线的滑移和张开. Goodman 单元没有流体渗透矩阵,不能传递节点的孔压,计算中直接将接触节点对的孔隙水压力自由度绑定,使其可以自由透水.本次计算没有考虑砂土与碎石的接触问题.

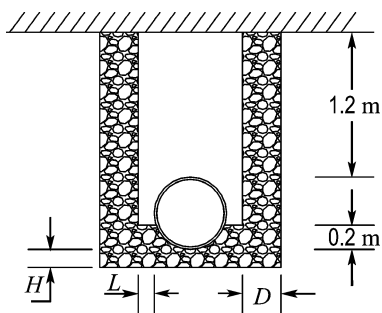


图 1 地下管线及 U 形排水措施示意图

Fig. 1 Schematic diagram of buried pipeline and U-shape drainage

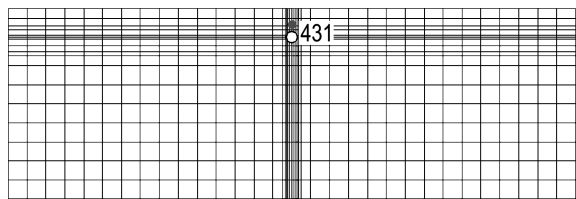


图 2 有限元网格图

Fig. 2 FE mesh

在管线周围设置 U 形碎石排水带(图 1),管线左右的竖向排水带宽度 $D=30$ cm,其与管线的距离 $L=0$,管线底部水平排水带厚度 $H=15$ cm.

地基底部为刚性边界,对于两侧自由边界,将左右边界相同标高的节点平移自由度进行绑定,使其水平位移和垂直位移同步,可以模拟地基的水平剪切变形和沉降,其工作原理与剪切箱类似^[16].地基表面水压力自由度约束,即孔隙水压力为 0.

2.2 计算参数

砂土地基采用了相对密度为 40% 的 Nevada 砂的广义塑性模型^[12],其参数为 $M_g=1.15$, $M_f=1.03$, $\alpha_g=\alpha_f=0.45$, $K_0=192.5$, $G_0=95.8$, $\beta_0=$

4.2, $\beta_1=0.2$, $H_0=600$, $H_{u0}=4 \times 10^6$, $\gamma_u=2$, $\gamma_{dm}=0$,比重 $G_s=2.67$,孔隙率 $n=0.42$,渗透系数 $k=2 \times 10^{-4}$ m/s.

排水碎石采用 60% 的 Nevada 砂代替,其广义塑性模型的参数为^[12] $M_g=1.32$, $M_f=1.30$, $\alpha_g=\alpha_f=0.45$, $K_0=500$, $G_0=217$, $\beta_0=4.2$, $\beta_1=0.2$, $H_0=750$, $H_{u0}=4 \times 10^7$, $\gamma_u=2$, $\gamma_{dm}=4$,渗透系数 $k=5 \times 10^{-2}$ m/s.

接触面采用理想弹塑性界面模型,接触面单元的法向刚度 $K_n=1000$ MPa,切向刚度 $K_s=10$ MPa,摩擦角 $\varphi=23^\circ$ ^[16],凝聚力 $c=0$,抗拉强度 $t=0$.

管线弹性模量 $E=20000$ MPa,泊松比 $\mu=0.167$,密度 $\rho=2400$ kg/m³.

2.3 地震输入和阻尼

地震波采用 El Centro 波 NS 分量,地震波的卓越周期约为 0.5 s,保持其周期特性不变,峰值加速度调整到 0.2g(图 3),地震波作为剪切波由土层底部的刚性边界输入.

土体和管线的阻尼比均取为 5%,接触面未考虑阻尼.

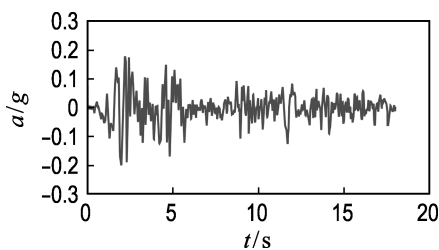


图 3 输入地震加速度

Fig. 3 Inputted earthquake acceleration

2.4 时间积分参数

与 SWANDYNE II 一样,GEODYNA 在时间域内的离散也采用广义 Newmark 法(GNpj)^[17].使用 GN22 法求位移,使用 GN11 法求压力,固相积分参数 β_1 、 β_2 和液相积分参数 $\bar{\beta}_1$ 取值范围为 0~1.0.为了求解的无条件稳定,要求 $\beta_2 \geq \beta_1 \geq 1/2$, $\bar{\beta}_1 \geq 1/2$,在本文的研究中, $\beta_1=0.6$, $\beta_2=0.605$, $\bar{\beta}_1=0.6$.

2.5 计算结果分析

通过对无排水措施和有排水措施两种工况的对比分析,研究了排水措施对管线的水平向加速度、地基超孔隙水压力、管线上浮位移以及地基变

形的影响.

(1) 管线加速度

图 4 为管线的水平向加速度随时间变化曲线,从图中可以看出,采用排水措施后管线的水平向加速度与无措施时相差不大.把地震输入加速度与管线的加速度反应进行比较可以看出,在 0~9 s,管线的加速度有所放大,9 s 以后,加速度幅值小于地震动输入幅值,这是由于地基中超孔隙水压力逐渐增加,土的剪切刚度减小,地基的滤波作用使地震波中的高频分量难以传递,这与振动台试验结果和实际地震观测到的现象是吻合的.

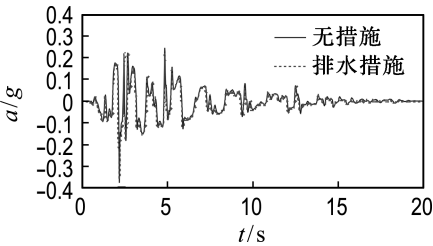


图 4 管线水平向加速度时程
Fig. 4 The horizontal acceleration history of pipeline

(2) 超孔隙水压力

图 5 为管线底部超孔隙水压力时程曲线,没有采用排水措施时,管线底部超孔隙水压力不断增长,振动结束时达到 13.6 kPa.采用排水措施后管线底部超孔隙水压力增长很小,始终维持较小的幅值,振动结束时孔压仅为 1.3 kPa,表明其排水效果是非常好的.图 6 为地震结束时地基的超孔隙水压力等值线分布,同样也可以看出,采用 U 形排水措施后,管线周围局部范围内超孔隙水压力接近 0.

(3) 管线上浮位移与地基变形

图 7 为管线上浮位移时程图,地震结束时,无

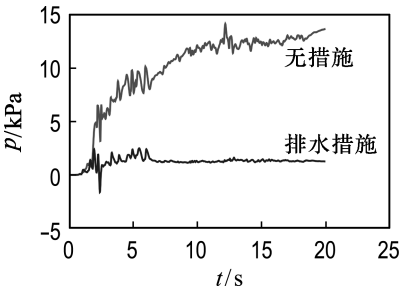
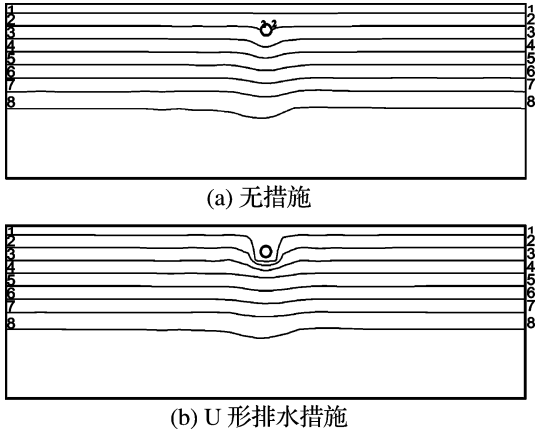


图 5 管线底部超孔隙水压力(节点号:431)
Fig. 5 The excessive pore water pressure under pipeline (node number: 431)



1—5.0; 2—12.0; 3—19.0; 4—26.0; 5—33.0;
6—40.0; 7—47.0; 8—54.0

图 6 地基超孔隙水压力等值线(kPa)
Fig. 6 The excessive pore water pressure contour of foundation (kPa)

措施的管线上浮量达到 12.1 cm,采用排水措施后,管线上浮量仅为 3.4 cm,减小了 72%,表明排水措施的抗上浮效果比较明显.从图 8 可以看出,地震结束时,由于无排水措施的管线上浮较大,地面隆起比较明显,约为 10 cm;而采用排水措施后,地面隆起较小,仅为 2.6 cm.

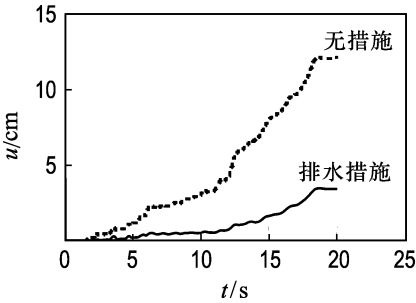


图 7 管线上浮位移时程
Fig. 7 The floatation displacement history of pipeline

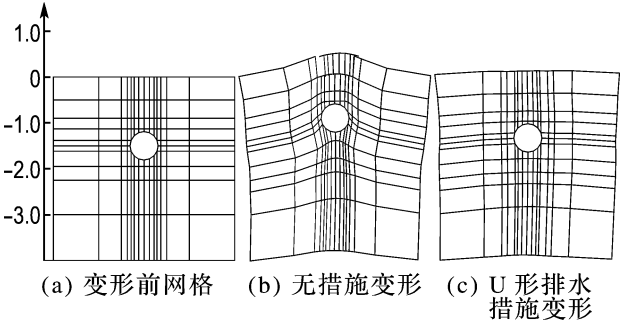


图 8 管线周围局部地基变形图(变形量放大 5 倍)
Fig. 8 The deformation of foundation surrounding pipeline (magnified 5 times)

3 U形排水措施参数分析

U形排水措施抵抗上浮效果与其竖向排水带宽度、竖向排水带与管线的距离、水平排水带厚度、排水碎石渗透系数的关系是管线抗震设计中应该考虑的问题,它直接影响到管线的抗上浮效果和经济效益.因此,本文通过参数分析分别研究这些因素的影响,以期为实际地下管线的设计提供参考.计算工况见表1,管线的埋深均为1.2 m.

表1 U形排水措施参数分析工况
Tab.1 Parametric study cases of U-shape drainage

工况	D/cm	L/cm	H/cm	$k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
1	20、30、40、50	0	15	0.05
2	30	0、10、20、30、40	15	0.05
3	30	10	15、20、25、30	0.05
4	30	10	15	0.001、0.002、0.005、0.01、0.02、0.05、0.1、0.2

3.1 竖向排水带宽度

管线上浮量 u 与竖向排水带宽度 D 关系如图9所示,可以看出,管线上浮量与 D 之间基本成线性关系,随 D 的增加,管线上浮量逐渐减小,当 D 从20 cm增至50 cm时,管线上浮量从4.6 cm降至1.3 cm,降低的幅度比较明显.

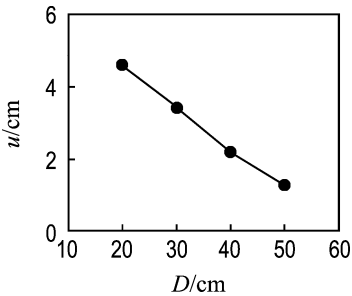


图9 竖向排水带宽度 D 对上浮位移的影响
Fig.9 The relationship between D and pipeline floatation displacement

3.2 竖向排水带与管线的距离

竖向排水带与管线的距离对上浮位移的影响如图10所示,当 L 为0时,管线的上浮位移最大;当 L 在10~40 cm时,管线的上浮量变化不大.这表明,竖向排水带与管线之间应设置一定的距离,增大排水作用范围,可降低管线上浮量,但距离过大其效果不再明显,而且铺设管线时的开挖

量也增大,因此, L 取10 cm是比较合适的.

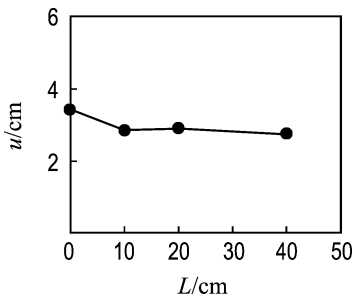


图10 竖向排水带与管线的距离 L 对上浮位移的影响
Fig.10 The relationship between L and pipeline floatation displacement

3.3 水平排水带厚度

水平排水带厚度对上浮位移的影响如图11所示,管线上浮量与 H 之间基本成线性关系,随 H 的增加,管线上浮量逐渐减小,但变化量不大.考虑到管线底部一般设有15 cm的碎石垫层,因此, H 可以取为15 cm.

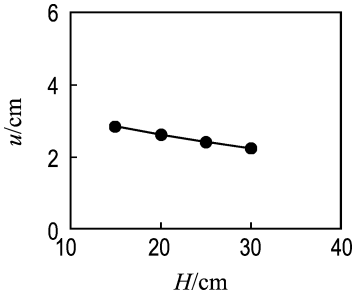


图11 水平排水带厚度 H 对上浮位移的影响
Fig.11 The relationship between H and pipeline floatation displacement

3.4 排水带渗透系数

排水带渗透系数对上浮位移的影响如图12所示,当渗透系数小于 2×10^{-2} m/s时,管线上浮

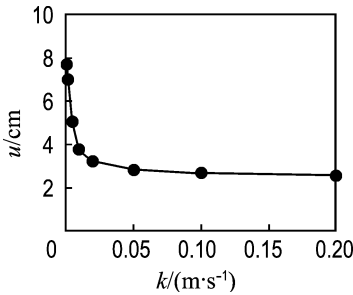


图12 碎石排水带渗透系数对上浮位移的影响
Fig.12 The relationship between the permeability of gravel drainage band and pipeline floatation displacement

位移随渗透系数的增加减小非常明显;当大于 2×10^{-2} m/s 时,管线上浮位移随渗透系数的增加变化很小.因此,设计时,排水带渗透系数应大于 2×10^{-2} m/s.

从上述计算成果可以看出,当 U 形排水措施竖向排水带宽度 $D=30$ cm,竖向排水带与管线的距离 $L=10$ cm,水平排水带厚度 $H=15$ cm,排水带渗透系数为 5×10^{-2} m/s,管线上浮位移约为 2.8 cm.由于本文采用相对密度为 60% 的 Nevada 砂代替排水碎石,低估了排水带的刚度和强度,高估了排水带的孔压积累和塑性剪应变,因此计算的管线上浮量偏大,实际的管线上浮位移应小于 2.8 cm.

4 结 论

(1) 采用广义 Biot 固结原理和 Pastor-Zienkiewicz Mark-III 广义塑性本构模型为基础的动力有限元分析方法可以模拟得出:地震时饱和砂土地基中的超孔隙水压力逐渐增加,管线周围土的刚度和强度降低,地下管线发生上浮的现象.

(2) 在管线周围设置 U 形排水带对管线的加速度反应影响不大,但可有效地降低管线周围的超孔隙水压力,明显降低了管线的上浮位移和地面隆起.

(3) U 形排水措施的抗上浮效果与其竖向排水带宽度、竖向排水带与管线的距离、水平排水带厚度、排水带渗透系数存在一定的关系,其中,排水带渗透系数对管线上浮位移的影响较大,设计时,排水带渗透系数应大于 2×10^{-2} m/s,一般采用碎石即可满足这个要求.

(4) 合理地选择排水带的几何尺寸和渗透系数可有效地控制管线的上浮位移.

致谢:英国伯明翰大学 Chan A H C 教授提供了 SWANDYNE II 程序,并在使用过程中给予了指导;美国纽约哥伦比亚大学 Ling H I 教授也提供了大量的资料.

参考文献:

[1] O'ROUKE T D, GOWDY T E, STEWART H E, *et al.* Lifeline and geotechnical aspects of 1989 Loma Prieta Earthquake [C] // **Proceedings of 2nd International Conference on Recent Advances in**

Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. MO:University of Missouri-Rolla, 1989: 1601-1612

- [2] MOHRI Y, YASUNAKA M, TANI S. Damage to buried pipeline due to liquefaction induced performance at the ground by the Hokkaido-Nansei-Oki Earthquake in 1993 [C] // **Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering**. Rotterdam: Balkema, 1995:31-36
- [3] SHINOZUKA M, BALLANTYNE D, BORCHERDT R, *et al.* The Hanshin-Awaji Earthquake of January 17, 1995:Performance of lifelines [R] // Technical Report NCEER-95-0015. Buffalo:NCEER, 1995
- [4] SITAR N. Geotechnical reconnaissance of the effects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nambu Earthquake, Japan [R] // Report No. UCB/EERC-95/01. Berkeley:Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1995
- [5] SHINOZUKA M, EGUCHI R. Seismic risk analysis of liquid fuel system:A conceptual and procedural framework for guideline development [R] // NIST GCR 97-719. Gaithersburg:Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1997
- [6] MOHRI Y, KAWABATA T, LING H I. Experiments on shallowly buried pipelines using shaking table [C] // **Proceedings of the 10th Earthquake Engineering Symposium**. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1998:1913-1916
- [7] MOHRI Y, KAWABATA T, LING H I. Experimental study on the effects of vertical shaking on the behavior of underground pipelines [C] // **Proceedings of Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering**. Netherlands: A. A. Balkema, 1999:489-494
- [8] 邹德高,孔宪京,LING H I,等.地震时饱和砂土地基中管线上浮机理及抗震措施试验研究[J].岩土工程学报,2002,24(3):323-326
- [9] KOSEKI J, MATSUO O, TANAKA S. Uplift of sewer pipes caused by earthquake-induced liquefaction of surrounding soil [J]. **Soils and Foundations**, 1998, 38(3):75-87

[10] SUN L X. Centrifugal testing and finite element analysis of pipeline buried in liquefiable soil [D]. New York:Columbia University, 2001

[11] 邹德高,孔宪京,娄树莲,等. 饱和砂土地基中地下管线的振动台试验数值模拟分析[J]. 水利学报, 2004(12):112-119

[12] ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C, PASTOR M, *et al.* **Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering** [M]. London: Wiley, 1999

[13] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C. Generalized plasticity and the modeling of soil behavior [J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 1990, **14**: 151-190

[14] CHAN A H C. User manual for Diana Swandyné-Ⅱ [R]. Glasgow:University of Glasgow, 1989

[15] CHAN A H C, FAMIYESIN O O, MUIR W D. Numerical prediction for model No. 1 [C] // **Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems**. Rotterdam:A. A. Balkema, 1994:87-108

[16] 刘华北,宋二祥. 可液化土中地铁结构的地震响应 [J]. 岩土力学, 2005, **26**(3):381-386

[17] KATONA M G, ZIENKIEWICZ O C. A unified set of single step algorithms part 3: the Beta-m method, a generalization of the Newmark scheme [J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 1985, **21**:1345-1359

Numerical analysis of mitigation methods against pipeline up-lifting in liquefiable soil

ZOU De-gao^{1,2}, KONG Xian-jing^{* 1,2}

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
2. School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Based on the generalized Biot theory of consolidation and generalized Pastor-Zienkiewicz Mark-Ⅲ plasticity constitutive model, finite element procedure was used to study the effectiveness of a U-shape gravel drainage band as a mitigation method against the up-lifting of pipelines buried in liquefiable soil. Since the U-shape drainage band was made of two vertical and one horizontal drainage layers, parametric studies were conducted to investigate the influence factors in preventing pipeline up-lifting during earthquake. The influence factors include the width of the vertical drainage band, the distance between the vertical drainage band and pipeline, the thickness of the horizontal drainage band and the permeability of the gravel drainage band. Numerical results indicate that the finite element procedure based on the generalized plasticity constitutive model can very well simulate the floatation of a buried pipeline during an earthquake. To prevent the up-lifting of pipelines during earthquake, the U-shape drainage band surrounding a pipeline performs satisfactorily. The permeability of the gravel drainage plays an important role in pipeline up-lifting mitigation. Thus, the up-lifting of a pipeline during an earthquake can be prevented when appropriate dimensions and permeability of the U-shape drainage band are designed.

Key words: pipeline; generalized plasticity constitutive model; up-lifting; gravel drainage