

文章编号: 1007-2993(2005)06-0287-05

横观各向同性软土地基上大圆筒防波堤稳定性研究

范庆来¹ 魏峰先² 陈彦明³

(1. 大连理工大学土木水利学院岩土工程研究所, 辽宁大连 116024; 2. 建设综合勘察研究设计院, 北京 100007;
3. 山西晋达交通建设工程监理有限公司, 山西太原 030012)

【摘要】 对于横观各向同性软土地基上沉入式大圆筒防波堤结构提出了一种准三维上限极限分析方法, 所假设的破坏机制为大圆筒结构绕筒体内中轴线上某点发生转动失稳, 泥面处形成楔体破坏, 而筒底部形成圆弧滑裂面。本方法可以考虑土的三轴压缩、拉伸强度与直剪强度的差异。利用 ABAQUS 分别进行平面应变以及三维有限元分析, 软土采用 Hill 本构模型, 所得到的破坏模式以及大圆筒结构水平承载力与上限极限分析方法吻合较好, 同时可以得出考虑地基土各向异性的大圆筒结构承载力比不考虑时有较大降低。

【关键词】 横观各向同性; 大圆筒防波堤结构; 上限极限分析; 软土地基; 有限元分析

【中图分类号】 TU 311.4

Study on the Stability of Large Diameter Cylindrical Breakwater in Cross-anisotropic Soft Soil

Fan Qinglai¹ Wei Fengxian² Chen Yanming³

(1. Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian Liaoning 116024 China; 2. China Institute of Geotechnical Investigation and Surveying, Beijing 100007 China;
3. Company of JINDA Traffic Construction Engineering Supervising, Taiyuan Shanxi 030012 China)

【Abstract】 A semi-three-dimensional plastic limit analysis method of the buried large diameter cylindrical breakwater in cross-anisotropic soft soil is presented assuming conditions of rotational symmetry about the vertical axis. The failure mechanism assumed is that wedge(s) near the mudline and an arc slip surface at the base of the cylinder are formed when the cylinder structure overturns, rotating around a point which is on the symmetry axis of the cylinder. The method can allow for the different soil strengths in triaxial compression, extension and simple shear. This problem is also analyzed by plane strain FE and three dimensional FE, in which the soil employs a Hill yield criterion. All FE analyses are done through ABAQUS. The failure mechanism assumed and the plastic limit analysis predictions are validated by finite element analysis. The results indicate that the capacity of the structure, allowing for the soil's anisotropy, reduces considerably.

【Key Words】 cross-anisotropy; large diameter cylinder structure; plastic limit analysis; soft foundation; FE analysis

0 引言

大直径圆筒薄壳结构可以用作码头、防波堤或导流堤等。这种新型的水工结构形式比较适宜于软土地基, 与传统结构相比, 具有造价低、工期短等优势。对于大圆筒结构的工作机理、受力状态以及计算方法等, 国内外均开展了一些研究工作。通过模型试验和数值计算, 得到了许多有价值的结论。在实验研究方面, 竺存宏^[1]、陈福全等^[2]对大圆筒结构筒内外土压力分布、基床压力以及失稳机制进行了研究。在计算方法方面, 刘建起^[3]、王元战等^[4]对于沉入式大圆筒结构提出了计算结构变位的方

法, 通过控制位移来保证大圆筒结构的稳定性。在数值模拟方面, 陈福全等^[5]采用三维有限元方法对大圆筒结构工作性状进行了分析, 探讨了地基土体工程性质、筒体径高比等对筒土相互作用的影响。上述研究工作使人们对大圆筒结构作为码头建筑物的工作机理以及稳定性等有了更为深入的了解。本文针对软土地基上大圆筒防波堤或者导流堤结构提出了一种准三维上限极限分析方法, 把波浪荷载简化为静力集中荷载, 考虑了 K_0 固结软粘土地基的横观各向同性以及三轴压缩、拉伸强度与直剪强度的差异。

1 极限分析模式

1.1 破坏机制

假设在水平荷载作用下,破坏机制见图1。大圆筒结构绕筒体中轴线上某点O转动,角速度为 ω ,筒前土体被挤压隆起形成被动楔体,筒后土体向下坍落形成主动楔体,圆筒底部的土体发生以点O为圆心的圆弧滑动破坏。假设大圆筒埋深L,水平荷载作用点距离泥面的高度为 L_p ,转动中心O距离泥面高度为 L_0 ,被动楔体与竖直方向夹角为 ξ ,主动楔体与竖直方向夹角为 ψ ,它们的高度都是 L_w 。圆筒底部土体破坏机制为圆弧形式,起始点为点A,即被动楔体的底部,另一端与筒后壁交于点C,同时C点也是主动楔体的底端。

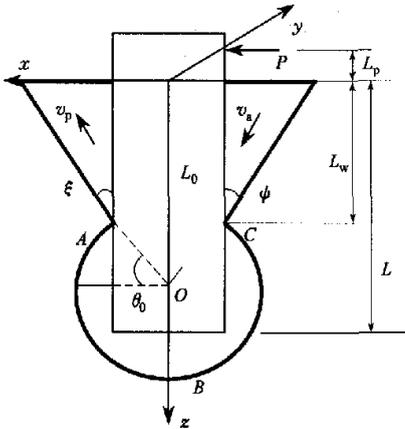


图1 极限分析方法破坏机制

本文采用 $\varphi=0$ 的不排水分析,所提出的破坏机制中,主、被动楔体的速度方向都平行于破坏面,底部土体的滑动面也由对数螺线退化为圆弧,这是符合极限分析上限定理要求的,同时与有限元所得到的破坏矢量图比较吻合。

楔体顶部俯视图见图2,主、被动楔体顶面曲线段方程分别为:

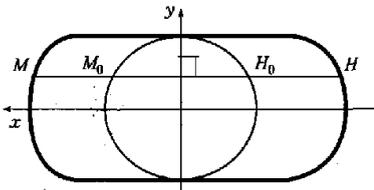


图2 楔体俯视图

$$(x - L_w \tan \psi)^2 + y^2 = D^2/4 \quad (1)$$

$$(x - L_w \tan \xi)^2 + y^2 = D^2/4 \quad (2)$$

式(1)在 L_w 、 ψ 取定后保证主动楔体顶面曲线段上任意一点H到筒壁上相应点 H_0 的距离为定值

$L_w \tan \psi$ 。同理,式(2)在 L_w 、 ξ 取定后保证被动楔体曲线段上任一点M到筒壁上相应点 M_0 的距离为 $L_w \tan \xi$ 。

1.2 考虑各向异性的能量耗散率

Hill屈服准则是传统Mises屈服准则的推广,在关于z轴横观各向同性的情况下,它可以写为:

$$f = J^{1/2} - k = 0 \quad (3)$$

$$J = a_1 \{ (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 \} + a_3 (\sigma_x - \sigma_y)^2 + a_4 (\tau_{zx}^2 + \tau_{yz}^2) + 2(a_1 + 2a_3) \tau_{xy}^2 \quad (4)$$

一般情况下,将直剪强度 S_{USSV} 作为参考强度k是比较方便的。这样屈服准则中的系数 a_1 、 a_3 以及 a_4 可以通过三轴强度 S_{UTX} 、旁压仪剪切强度 S_{UPM} 以及直剪强度 S_{USSV} 表达如下^[6]:

$$a_1 = \frac{1}{8} \left(\frac{S_{USSV}}{S_{UTX}} \right)^2 \quad (5)$$

$$a_3 = \left[\frac{1}{4} \left(\frac{S_{USSV}}{S_{UPM}} \right)^2 - 2a_1 \right] \quad (6)$$

$$a_4 = 1 \quad (7)$$

Murff^[7]针对这种屈服准则提出了连续变形体内单位体积能量耗散率计算公式如下:

$$\begin{aligned} \dot{D} &= k \dot{I}^{1/2} \\ \dot{I} &= \frac{a_1}{(a_1 + 2a_3)^2} \left[\left(\frac{a_3}{a_1} \dot{\epsilon}_z - \dot{\epsilon}_x \right)^2 + \left(\frac{a_3}{a_1} \dot{\epsilon}_z - \dot{\epsilon}_y \right)^2 \right] + \\ &\quad \frac{a_3}{(a_1 + 2a_3)^2} (\dot{\epsilon}_x - \dot{\epsilon}_y)^2 + \frac{4}{a_4} (\dot{\epsilon}_{xz}^2 + \\ &\quad \dot{\epsilon}_{yz}^2) + \frac{2}{(a_1 + 2a_3)} \dot{\epsilon}_{xy}^2 \end{aligned} \quad (8)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为相应的塑性应变率。对于滑裂面上的能量耗散率,Murff假定相对滑动的刚体之间有一均匀变形、厚度为t的过渡区域,其塑性应变率可表达为:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2t} (\nu_i n_j + \nu_j n_i) \quad (9)$$

式中: ν_i ($i=x, y, z$)是滑裂面相对速度的各分量; n_i ($i=x, y, z$)是滑裂面的单位法向矢量的各分量。从而单位面积上能量耗散率为:

$$\dot{D}_A = \lim_{t \rightarrow 0} (t \dot{D}) \quad (10)$$

为了与有限元分析结果进行对比,本文采用了Hill屈服准则。为了尽可能反映三轴压缩与拉伸强度的差异对大圆筒结构承载力的影响,本文做了如下近似假定,认为破坏机制中的筒前被动楔体处于三轴拉伸状态,筒后主动楔体处于三轴压缩状态,筒底部的圆弧滑动区域则相反,筒前的半个区域处于三轴压缩状态,而筒后的半个区域处于三轴拉伸状

态,筒内外土体与筒壁之间处于直剪状态。这样对于不同的区域,可以式(5)得到不同数值,从而反映三轴压缩与拉伸强度的影响。

1.3 筒底部滑动面能量耗散率

假设筒前底部滑动面上任意一点 A 在 xy 面上的投影与 y 轴夹角为 α , 在 xz 面上的投影与 z 轴夹角为 θ , 其转动中心为 y 轴上的相应点 O。(见图 3) 转动半径 OA 可用式(11)计算。

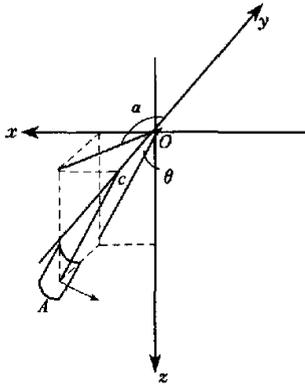


图 3 筒底部滑动面速率场示意图

$$r = \left[(L_0 - L_w)^2 + \left(\frac{1}{2} D \sin \alpha \right)^2 \right]^{1/2} \quad (11)$$

则点 A 的相对转动速度分量为:

$$v_x = -r\omega \cos \theta \quad (12)$$

$$v_z = r\omega \sin \theta \quad (13)$$

该点的单位法向矢量的分量可以表达如下:

$$n_x = \sin \theta \quad (14)$$

$$n_z = \cos \theta \quad (15)$$

把式(11)~式(15)代入式(9)、式(10)并在整个曲面上积分可得筒前底部滑动面上的能量耗散率为:

$$\dot{D}_1 = \int_0^\pi \int_0^{\frac{\pi}{2} + \theta_0} \frac{Dkr^2\omega}{2\sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\theta)^{1/2} \sin \alpha d\alpha d\theta \quad (16)$$

$$C = 1 - \frac{a_4(a_{1TC} + a_3)}{4a_{1TC}(a_{1TC} + 2a_3)} \quad (17)$$

$$\theta_0 = \arctan \frac{2(L_0 - L_w)}{D \sin \alpha} \quad (18)$$

$$a_{1TC} = \frac{1}{8} \left(\frac{S_{ussv}}{S_{urc}} \right)^2 \quad (19)$$

同理可以得到筒后底部滑动面上的能量耗散率 \dot{D}_2 , 其形式与式(16)完全一致。

$$\dot{D}_1 = \int_0^\pi \int_0^{\frac{\pi}{2} + \theta_0} \frac{Dkr^2\omega}{2\sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\theta)^{1/2} \sin \alpha d\alpha d\theta \quad (20)$$

唯一不同之处在于:

$$C = 1 - \frac{a_4(a_{1TE} + a_3)}{4a_{1TE}(a_{1TE} + 2a_3)} \quad (21)$$

$$a_{1TE} = \frac{1}{8} \left(\frac{S_{ussv}}{S_{urc}} \right)^2 \quad (22)$$

1.4 楔体滑动面能量耗散率

假定筒前被动楔体的相对速度 v_p 的竖向分量为:

$$v_z = -\frac{\omega D}{2} \quad (23)$$

则由图 1 可得其合速度以及水平分量分别为:

$$v_p = \frac{\omega D}{2 \cos \xi} \quad (24)$$

$$v_x = \frac{\omega D}{2} \tan \xi \quad (25)$$

楔体的曲面滑动面(即不包括两侧面的平面滑动面)上任意一点 B 的单位法向矢量的分量如下:

$$n_x = \cos \xi \quad (26)$$

$$n_z = \sin \xi \quad (27)$$

把式(21)~(25)代入式(9)、式(10)并在整个曲面滑动面上积分得:

$$\dot{D}_3 = \int_0^{L_w} \int_0^\pi \frac{k\omega D^2 \sin \alpha}{4 \cos^2 \xi \sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\xi)^{1/2} d\alpha dz \quad (28)$$

两侧面的平面滑动面上能量耗散率为:

$$\dot{D}_4 = \frac{k\omega D}{2 \cos \xi \sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\xi)^{1/2} L_w^2 \tan \xi \quad (29)$$

式(28)、(29)中的 C 可由式(21)得到。

同理假定筒后主动楔体的相对速度 v_a 的竖向分量为 $\frac{\omega D}{2}$, 可以分别得到曲面滑动面以及两侧平面滑动面上能量耗散率如下:

$$\dot{D}_5 = \int_0^{L_w} \int_0^\pi \frac{k\omega D^2 \sin \alpha}{4 \cos^2 \psi \sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\psi)^{1/2} d\alpha dz \quad (30)$$

$$\dot{D}_6 = \frac{k\omega D}{2 \cos \psi \sqrt{a_4}} (1 - C \sin^2 2\psi)^{1/2} L_w^2 \tan \psi \quad (31)$$

式(30)、式(31)中的 C 可由式(17)得到。

1.5 筒土界面上的能量耗散率

对于沉入式大直径圆筒结构,其筒内外壁上的摩擦力对于结构稳定性有着很大影响。根据本文的破坏机制,可以假定筒外壁与邻近土体界面上的相对速度为 $\omega \frac{D}{2}$ 。而筒内壁与筒内土体界面上的相

对速度取为 $\omega \frac{D}{2} \sin \alpha$, α 为筒壁各点在以转动中心为原点的柱坐标系下的极角,可参考图 3(在实际工程中,大圆筒的壁厚相对其直径是可以忽略的,所以

在分析中不再区分内外径)。筒内外壁摩擦力 $f = \eta S_{ussv}$, η 为折减系数。故筒内外壁摩擦力产生的内能耗散率为:

$$\dot{D}_7 = \int_0^\pi \eta k \omega \frac{D^2}{2} L \sin \alpha d\alpha + \frac{\eta k \pi \omega D^2}{4} \quad (32)$$

水平荷载做功功率为:

$$\dot{W}_p = P \omega (L_0 + L_p) \quad (33)$$

由极限分析上限定理可得:

$$\dot{W}_p = \sum_{i=1}^7 \dot{D}_i$$

$$P = \sum_{i=1}^7 \dot{D}_i / [\omega (L_0 + L_p)] \quad (34)$$

式(34)消去 ω 后,得到关于 L_0, L_w, ξ, ψ 四个未知参量的方程,由于参数过多,优化比较困难。对于水平承载桩所提出的 SW(strain wedge model)模型中,桩前被动楔体与竖直方向的夹角为:

$$\xi = 45^\circ + \frac{\varphi_m}{2} \quad (35)$$

式中: φ_m 为楔体形成时滑动面上发挥的摩擦角。本文进行的是 $\varphi = 0$ 的不排水分析,故可以假定 $\xi = 45^\circ$ 。同时,根据本文有限元分析得到的破坏矢量图,可以认为主动楔体与被动楔体形状大小都相同,所以 $\psi = \xi = 45^\circ$ 。这实际上也可以根据文献[8]类比推得主动楔体与竖直方向夹角 $\psi = 45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}$, 而 $\varphi_m = 0$, 从而 $\psi = 45^\circ$ 。这样方程(34)就仅含有 L_0, L_w 两个未知参量,优化工作大大简化。

2 有限元模拟

本文采用 ABAQUS 分别进行了平面应变与三维有限元分析。软土本构采用 Hill 理想弹塑性本构模型,弹性模量 $E = 320 S_{ussv}$,泊松比 $\nu = 0.49$ 。大圆筒结构采用线弹性本构模型, $E = 2.1 \text{ GPa}$, $\nu = 0.3$ 。筒土之间的接触采用 ABAQUS 的“摩擦接触对”,其切向力的计算采用库仑摩擦公式, $\tau = \mu p$, 其中 μ 为摩擦系数,在本文中取 $\mu = 0.1$, p 为界面间的法向压力。根据 API 规范^[9],软粘土与筒壁之间的摩擦力不大于粘土不排水剪切强度,所以在 ABAQUS 中设置最大切向剪应力 $\tau_{\max} = S_{ussv}$ 。在模型中假定筒后壁外表面与邻近土体始终保持接触,不发生分离。筒与土都采用了 8 节点实体单元。通过逐步加荷,描绘出水平荷载 P -泥面位移 d 曲线来得到承载力从而与极限分析结果进行对比。有限元还可以验证极限分析所采用的破坏机制的合理性,见图 4、图 5。

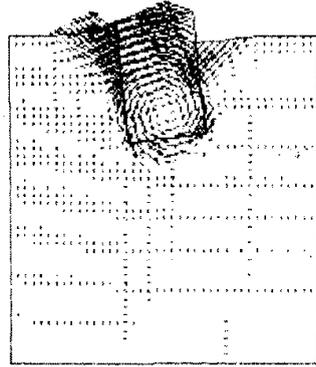


图 4 平面有限元所得破坏时的位移矢量图

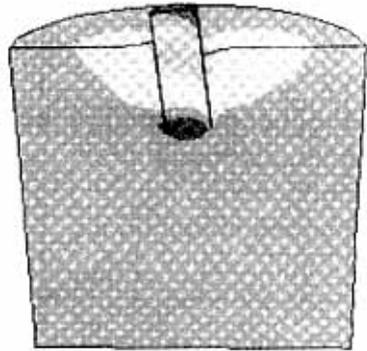


图 5 三维有限元所得破坏时的位移等值线图

3 算例分析

参考长江口深水航道治理二期项目北导堤段大圆筒结构试验段工程,大圆筒结构基本参量如下:大圆筒埋深 $L = 25 \text{ m}$,水平荷载作用点与泥面距离 $L_p = 5.73 \text{ m}$,筒径 $D = 13.5 \text{ m}$,壁厚 14 mm , $\eta = 1$ 。由于现场场地条件比较复杂,为非均质成层土,本文所提出的极限分析方法还不能很好地考虑成层土,所以假定现场海床为均质土层,其直剪不排水强度 S_{ussv} 分别取 5、10、15、20 kPa。三轴不排水强度以及旁压仪强度与直剪强度的关系取为 $\frac{S_{urc}}{S_{ussv}} = 1.57$, $\frac{S_{urc}}{S_{ussv}} = 0.73$ 以及 $\frac{S_{urp}}{S_{ussv}} = 1$, 这些比例关系取自文献[6],由此可以确定模型所需参数。

对于上述算例,由 ABAQUS 得到的归一化水平荷载-泥面水平位移曲线见图 6,其中纵坐标为归一化水平荷载 $\bar{P} = \frac{P}{DL S_{ussv}}$,横坐标为归一化水平位移 $\bar{d} = \frac{d}{D}$ 。为了进行对比,本文还进行了各向同性软基上大圆筒结构的承载力分析。在式(4)中令

$a_1 = a_3 = \frac{1}{6}$, $a_4 = 1$, 则式(3)退化为 Mises 屈服准则。各向同性地基上归一化承载力-水平位移关系曲线见图 7。由图 6、图 7 可见, 经归一化后的水平荷载-水平位移曲线趋于重合, 图 6、图 7 中曲线属于陡变型, 可取第二拐点对应的荷载作为极限承载力^[10]。此时对应的归一化水平位移 $\bar{d} = 0.02 \sim 0.04$ 。由图 6 可得归一化承载力极限值是 $\bar{P} = 2.4$, 而由图 7 可得 $\bar{P} = 2.2$ 。

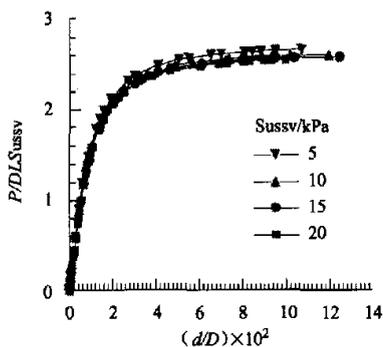


图 6 归一化的荷载-水平位移曲线

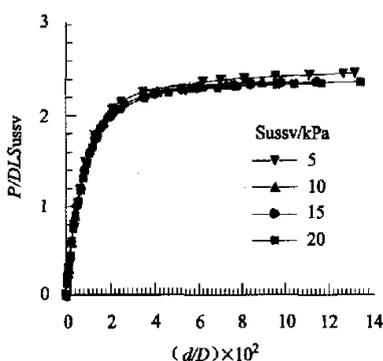


图 7 归一化的荷载-水平位移曲线

针对上述两种情况, 极限分析方法所得结果分别为 2.61 与 2.32, 其相应的转动中心为 17.5 m 和 18.1 m, 可以看出极限分析方法所得结果与有限元吻合较好, 从而说明本文所提出的拟三维上限极限分析方法基本上反映了沉入式大圆筒防波堤结构的倾覆破坏机理, 可以为工程初步设计提供一定的参考。由于大圆筒结构具有较大的直径, 而且软粘土也很难模拟, 所以目前模型试验研究大多集中在小比例尺试验, 而且采用砂土模拟现场海床, 所取得的结果大多为筒内外土压力以及摩擦力分布, 还没有有关水平承载力的研究结果, 这方面的研究有待加

强。本文所提出的极限分析方法也有待试验验证。

4 结论

本文对于软土地基上沉入式大圆筒防波堤结构提出了一种准三维上限极限分析方法, 并与 ABAQUS 有限元分析结果进行对比, 二者具有较好的可比性, 从而初步说明上限分析方法能够反映大圆筒结构的倾覆破坏机制, 所得结果比较合理; 而其计算效率要比有限元方法高得多, 从而可以为工程初步设计提供参考。通过算例分析, 各向同性软基上得到的承载力比考虑横观各向同性时大约降低 10%, 从而说明软土地基的不排水强度对大圆筒结构承载力有着很大影响, 在测定时宜采用直剪、旁压仪与三轴试验等多种试验方法, 综合评价软粘土基的不排水强度。

参 考 文 献

- 1 竺存宏. 使用极限状态大圆筒土压力计算方法. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 314~318
- 2 陈福全, 龚晓南, 竺存宏. 大直径圆筒码头结构土压力性状模型试验. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 72~75
- 3 刘建起. 沉入式大直径圆筒结构变形计算的试验研究. 岩土工程学报, 1994, 16(2): 64~72
- 4 王元战, 迟丽华. 沉入式大直径圆筒挡墙变形计算方法研究. 岩土工程学报, 1997, 19(3): 41~46
- 5 陈福全, 杨敏. 大直径圆筒结构码头性状分析. 同济大学学报, 2002, 30(7): 151~155
- 6 Aubeny C, Han S and Murff J D. Suction caisson capacity in anisotropic, purely cohesive soil. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2003, 3(2): 225~235
- 7 Murff J D. Vane shear testing of anisotropic, cohesive soils. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1980(4): 285~289
- 8 Ashour M, Norris G and Pilling P. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model. The Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, 124(4): 303~315
- 9 American Petroleum Institute (API). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. American Petroleum Institute Production Department, Washington D C, 1991
- 10 周景星, 王洪瑾, 虞石民, 等. 基础工程. 北京: 清华大学出版社, 1996

收稿日期: 2005-10-09