

DOI: 10.11779/CJGE201505007

循环荷载下软黏土强度弱化研究及其动力计算应用

王元战¹, 杨攀博^{1, 2}, 孙熙平³, 刘翰琪¹, 胡坤榕¹

(1. 天津大学水利工程仿真与安全重点实验室, 高新船舶与深海开发装备协同创新中心, 天津 300072; 2. 中交第一航务工程勘察设计院有限公司, 天津 300222; 3. 交通运输部天津水运工程科学研究所, 天津 300456)

摘 要: 滨海软黏土在波浪循环荷载作用下会发生强度弱化, 从而降低软黏土地基承载力, 影响结构稳定性。以烟台港原状淤泥质粉质黏土为研究对象, 通过室内动三轴试验, 以围压、初始静偏应力、循环动应力和循环次数为试验变量, 分析不同应力组合作用下的淤泥质粉质黏土的孔压发展规律和不排水抗剪强度弱化规律。根据孔压发展规律拟合出软黏土双曲孔压计算模型, 同时利用等效超固结比理论, 将得到的孔压模型和强度规律结合起来, 提出了综合考虑围压、静偏应力、动应力和循环次数适用于整个动态循环过程的不排水抗剪强度弱化公式, 并通过试验对公式进行了验证。最后将公式应用于烟台港防波堤数值模型的动力计算中。从试验到数模, 比较完整地提出了一套便于应用于工程实践的考虑地基土体循环弱化效应的动力计算方法。

关键词: 软黏土; 循环荷载; 孔隙水压力; 强度弱化; 数值模型; 动力计算

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)05-0821-08

作者简介: 王元战(1958-), 男, 天津人, 教授, 博士生导师, 从事港口海岸与近海结构设计理论和方法、土与结构相互作用、结构振动分析理论和方法等方面的研究工作。E-mail: yzwang@tju.edu.cn。

Strength weakening of soft clay under cyclic loading and its dynamic calculation

WANG Yuan-zhan¹, YANG Pan-bo^{1, 2}, SUN Xi-pin³, LIU Han-qi¹, HU Shen-rong¹

(1. National Key Laboratory of Water Conservancy Engineering Simulation and Security, Collaborative Innovation Center for Advanced Ship and Deep-Sea Exploration, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. CCCC First Harbor Engineering Design Institute Co., Ltd., Tianjin 300222, China; 3. Tianjin Research Institute for Transport Engineering, Tianjin 300456, China)

Abstract: Strength reduction may take place for the littoral soft clay under the action of wave loading. As a result, the bearing capability of soft clay foundation will become significantly lower, and the stabilization of the structures will be affected. By performing cyclic triaxial tests on muddy-silty clay taken from Yantai littoral zone, variation of pore water pressure and weakening of undrained shear strength of clay subjected to different confining pressures, deviator stresses, dynamic stresses and cycle numbers are studied. According to the laws of the development of pore pressure, a model for calculating pore pressure is proposed. In addition, by using the theory of quasi-overconsolidation and combining the pore pressure model and the laws of undrained shear strength, a formula for strength weakening which contains confining pressures, deviator stresses, dynamic stresses and cycle numbers is put forward. The relevant experiment is done to verify the formula. Then it is applied to the dynamic numerical model of a breakwater in Yantai Port. From the experiment to the numerical model, a dynamic calculation method considering the effect of strength weakening which is convenient to be used in engineering is proposed completely.

Key words: soft clay; cyclic loading; pore water pressure; strength weakening; numerical model; dynamic calculation

0 引 言

中国沿海和近海地区地表普遍覆盖着新近沉积的第四纪软黏土, 这种软黏土的孔隙比大, 含水率高, 强度低, 在波浪等循环荷载作用下, 强度弱化效应显著, 对近海工程的稳定性造成很大的影响。如长江口深水航道治理工程中, 其二期整治建筑物工程在寒潮大浪袭击下, NIIB 标段已安装的部分半圆型沉箱发生了 1~5 m 的沉降和将近 20 m 的滑移^[1], 其原因是

在波浪荷载作用下, 软黏土中孔压上升, 导致有效应力降低, 软黏土地基发生强度弱化。因此, 研究循环荷载作用下软黏土孔压发展规律和强度弱化规律, 具有十分重要的现实意义。

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51279128); 国家自然科学基金创新研究群体科学基金项目 (51321065); 交通运输部建设科技项目 (2013328224070)

收稿日期: 2014-07-08

累积孔压发展的相关研究中, Hyde 等^[2]提出孔压发展是循环次数、应力水平和应力历史的函数; Koutsoftas^[3]给出了以超固结比和最大单幅循环剪应变为参数的对数型孔压模型; 在此基础上, Matasovic 等^[4]通过引入退化系数建立了统一的孔压计算模式。吴明战等^[5]、周建^[6]和章克凌等^[7]分别根据各自试验结果建立了孔压与循环次数的函数模型。循环后不排水强度弱化的相关研究中, Anderson 等^[8]对 Drammen 黏土进行了大量的动三轴试验, 提出饱和软黏土循环荷载作用后不排水抗剪强度退化值一般小于 25%; Yasuhara 等^[9]通过试验进一步提出了循环荷载作用下不排水强度退化的等效超固结比公式。王淑云等^[10]根据海洋粉质黏土的动三轴试验结果, 得到了波浪荷载作用后不排水抗剪强度弱化同动应变幅值及累积孔压之间的相互关系; 高广运等^[11]、胡伟等^[12]在借鉴前人研究成果的基础上, 提出了相应的强度弱化计算方法。

以往的研究成果为分析软黏土孔压发展规律和强度弱化特性提供了可靠依据, 但也存在着一些不足。即以以往的强度弱化模型计算复杂, 大部分无法应用于工程实践, 少有的部分工程应用也停留在拟静力阶段。而实际中, 土样的强度是随着循环次数的增加、孔压的增长逐渐弱化的动态过程, 拟静力算法显然是不够准确的。所以提出能够方便应用于动力计算的强度弱化模型在工程上具有十分重要的意义。

本文以烟台港淤泥质粉质黏土为研究对象, 采用室内动三轴试验, 以围压、初始静偏应力、循环动应力和循环次数为试验变量, 分析不同应力组合作用下的淤泥质粉质黏土的孔压发展规律和不排水抗剪强度弱化规律, 进而运用等效超固结比公式将孔压规律和强度规律结合起来, 得到适用于整个动态循环过程的强度弱化计算公式, 并通过循环次数的试验进行公示验证。最后将公式应用于烟台港防波堤工程数值模型的动力计算当中。即从试验到数模, 比较完整地提出了一套便于应用于工程实践的考虑地基土体循环弱化效应的动力计算方法。

1 试验方案

试样土样是取自烟台港的原状土, 土层深度为泥面下 2.0~5.5 m, 土质为淤泥质粉质黏土, 土样物理性质指标: 天然含水率为 37.68%, 重度为 17.95 kN/m³, 比重为 2.73, 液限为 32.98%, 塑限为 17.41%。室内动三轴试验采用英国 GDS 动态循环三轴试验仪, 该仪器操作简便, 精度高, 能够实时监控整个动态试验过程, 相关参数全部由系统自动化控制, 性能可靠。

原状土试样直径为 39.1 mm, 高度为 80 mm。采用抽气饱和法对试样进行真空抽气饱和, 饱和度可达 98% 以上。试样饱和后, 首先在围压 σ_c 下进行 24 h 等向固结, 然后关闭排水阀, 施加静偏应力 σ_j , 待孔压和静应变趋于稳定后, 施加循环动应力 σ_d , 最后进行不排水剪切。在试验中以不排水方式施加静偏应力是考虑到实际工程中水下地基土体在受到沉箱上部结构引起的静偏应力作用时排水不畅, 土体无法完全固结, 即土体的排水情况介于不排水和完全排水之间。所以在试验中, 假定静偏应力作用时土体并未排水固结, 是考虑较危险情况, 给工程留出足够的安全储备。

剪切过程以总应变达到 15% 时的强度作为土体循环后不排水剪切强度 τ_{d-cu} , τ_{cu} 为未加静偏应力和动应力之前不排水抗剪强度, 强度折减系数 $\beta = \tau_{d-cu} / \tau_{cu}$, 试验过程如图 1 所示。围压为土体的初始固结应力, 静偏应力模拟地基土体中由上部结构产生的附加静应力, 动应力模拟波浪荷载产生的循环应力。试验循环荷载采用正弦波, 荷载周期根据实际波浪情况取为 8 s。其中定义 $r = \sigma_d / \sigma_c$ 为动应力比, $h = \sigma_j / \sigma_c$ 为静偏应力比, $u' = u / \sigma_c$ 为归一化孔压, N 为循环次数, 试验方案见表 1, 其中 1~4 组为试验组, 5 组为验证组。

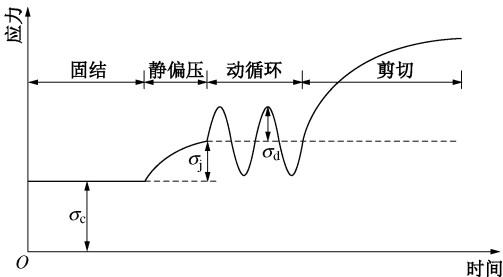


图 1 试验加载过程图

Fig. 1 Loading process of tests

表 1 动三轴试验方案

Table 1 Schemes of dynamic triaxial tests

组类	围压 /kPa	循环次数 N/次	静偏应 力比 h	动应力比 r
1	20, 35, 50	1500	0	0.4
2	35	1500	0	0.1, 0.2, 0.3, 0.4
3	35	1500	0.4	0.1, 0.2, 0.3, 0.4
4	35	1500	0.8	0.1, 0.2, 0.3, 0.4
		50, 100, 150, 200,		
5	35	300, 500, 800,	0	0.4
		1000, 1500, 2000		

2 围压的影响

图2, 3分别为相同动应力比、不同围压下归一化孔压发展曲线和归一化应力与应变的关系曲线。从图

中可以看出动应力比相同, 不同围压下的归一化孔压发展趋势基本相同, 归一化应力与应变的关系曲线变化基本一致, 最后得到的强度折减系数也比较接近, 这与霍海峰^[13]的研究成果一致。即在土层所处2.0~5.5 m的深度范围内, 当应力比一定时, 围压对于土体归一化孔压和循环后不排水强度折减的影响并不是十分明显。由此在研究中以35 kPa围压为主要研究对象, 并可将35 kPa围压下得到的强度折减规律应用于整个土层之中。

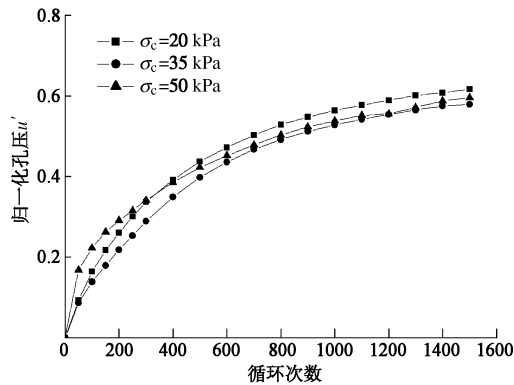


图2 $r=0.4$, 不同围压下归一化孔压与循环次数关系曲线
Fig. 2 Curves of normalized pore pressure and cyclic numbers under different confining stresses ($r=0.4$)

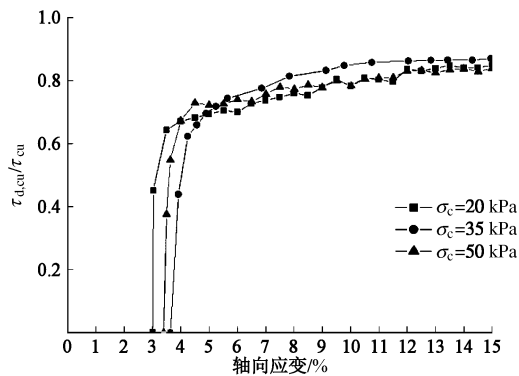


图3 $r=0.4$, 不同围压下归一化应力与应变关系曲线
Fig. 3 Curves of normalized stress and strain under different confining stresses ($r=0.4$)

3 孔压模型

3.1 孔压规律

图4为无静偏应力时, 不同动应力比下归一化孔压与循环次数关系曲线。可见, 累积孔隙水压力随着循环次数的增加而增长。动应力比越大, 孔隙水压力增长越快, 循环结束后达到的孔压值越高, 且当动应力比达到0.4时, 孔压值有明显的增大。而当动应力比相同时, 如图5, 静偏应力比越大, 同样孔压增长越快, 最后达到的孔压值也越大。以上规律表明, 在

实际工程中, 较大的动应力和静偏应力都将会使土体产生较大的累积孔压, 降低土体有效应力, 从而威胁结构安全。

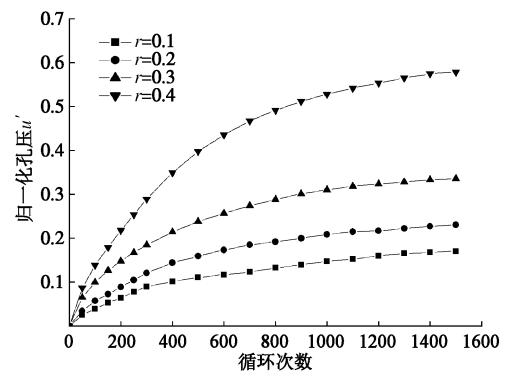


图4 $h=0$, 不同动应力比下归一化孔压与循环次数曲线
Fig. 4 Curves of normalized pore pressure and cyclic numbers under different dynamic stress ratios ($h=0$)

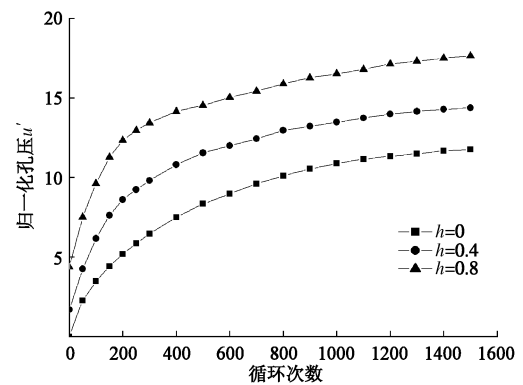


图5 $r=0.3$, 不同静偏应力比下归一化孔压与循环次数曲线
Fig. 5 Curves of normalized pore pressure and cyclic numbers under different deviator stress ratios ($r=0.3$)

3.2 孔压模型的提出

要想准确描述孔压规律, 需要建立合适的孔压模型。从前面叙述的国内外研究现状可知, 国外学者给出的孔压模型大多建立的是累积孔压和剪应变之间的相互关系, 这些模型在工程上应用并不方便。而国内学者的孔压模型则更多地将累积孔压与循环次数联系起来, 实用性更强, 如吴明战等^[5]的指数型孔压模型:

$$\frac{u}{\sigma_c} = aN^b \quad ; \quad (1)$$

周建^[6]的对数型孔压模型:

$$\frac{u}{\sigma_c} = (J + K) \ln N \quad ; \quad (2)$$

章克凌等^[7]的双曲型孔压模型:

$$\frac{u}{\sigma_c} = \frac{N}{aN + b} \quad ; \quad (3)$$

式中, a , b , J , K 均为试验拟合参数。

从上述3种孔压模型的函数形式方面分析, 对于

指数模型和对数模型,当 N 趋近于无穷时,累积孔压也趋近于无穷。而实际中,累积孔压将趋近于一个定值。所以当循环次数较大时,指数模型和对数模型的拟合并不准确,而双曲模型则很好地解决了这一点问题。但是章克凌等^[7]的双曲模型只考虑了动应力这一影响因素,并未考虑建筑物本身所传递的初始附加静应力的影响。为此,本文对章克凌等的双曲模型进行改进,即

$$u' = \frac{u}{\sigma_c} = \frac{N}{aN + b} + c \quad , \quad (4)$$

式中, u' 为归一化孔压, a, b, c 为试验拟合参数, c 表示施加静偏应力所产生的初始归一化孔压。

3.3 孔压公式拟合

采用式(4)对试验的累积孔压曲线进行拟合,拟合参数如表2所示。

表2 拟合参数表

Table 2 Fitting parameters

静偏应力比 h	动应力比 r	a	b	c	R^2
0	0.1	4.4840	2443.63	0.0042	0.995365
	0.2	3.3326	1516.02	0.0009	0.988493
	0.3	2.3983	954.561	0.0091	0.997941
	0.4	1.2794	640.438	0.0033	0.998662
0.4	0.1	4.7068	1720.42	0.0750	0.996463
	0.2	3.6543	951.579	0.0668	0.984024
	0.3	2.4128	565.740	0.0500	0.999121
	0.4	1.6014	268.918	0.0575	0.998101
0.8	0.1	4.1425	1090.73	0.1423	0.996603
	0.2	3.3294	765.598	0.1474	0.992833
	0.3	2.4407	444.084	0.1277	0.994268
	0.4	1.6574	126.090	0.1143	0.999500

从表2中数据可知, a 值随着动应力比的增加线性减小, 和静偏应力水平关系不大。这表明循环中增长孔压的极限值主要由动应力决定。 a 值拟合结果如下:

$$a = -8.546 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} + 5.006 \quad . \quad (5)$$

b 值随着动应力比和静偏应力比的增加而减小, b 值决定曲线形状, b 值越小, 曲线上升得越快, 这与动应力和静偏应力越大, 孔压增长越快的规律相符。以静偏应力比为 x , 动应力比为 y , b 值为 z , 绘制三维图发现 b 值是关于动应力比和静偏应力比的平面:

$$b = 3.667.7 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \frac{\sigma_j}{\sigma_c} - 5017.6 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} - 1796.7 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} + 2435.058 \quad . \quad (6)$$

c 值为循环前的初始归一化孔压, 由初始静偏应力决定, 与动应力无关。 c 值与静偏应力呈线性关系:

$$c = 0.156 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} \quad , \quad (7)$$

最后得到孔压计算公式为

$$u' = N / [(-8.546 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} + 5.006)N + 3667.741 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \frac{\sigma_j}{\sigma_c} - 5017.595 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} - 1796.675 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} + 2435.058] + 0.156 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} \quad (R^2=0.96) \quad . \quad (8)$$

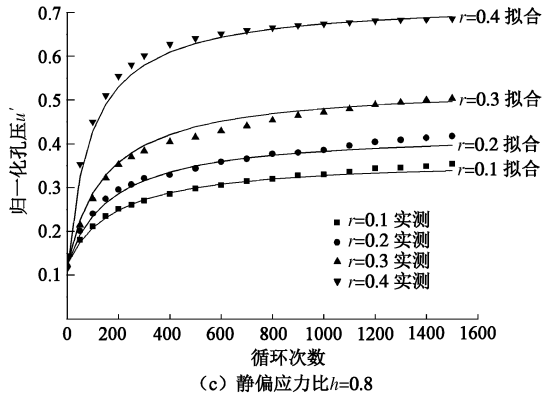
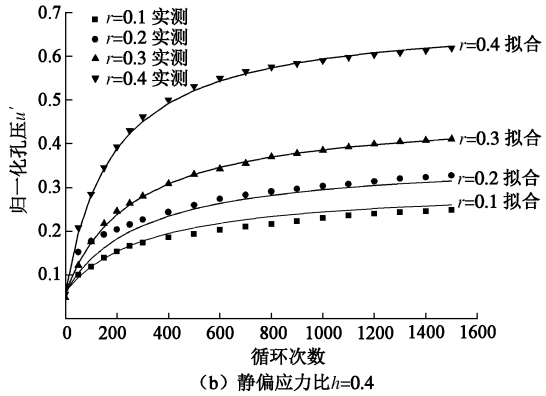
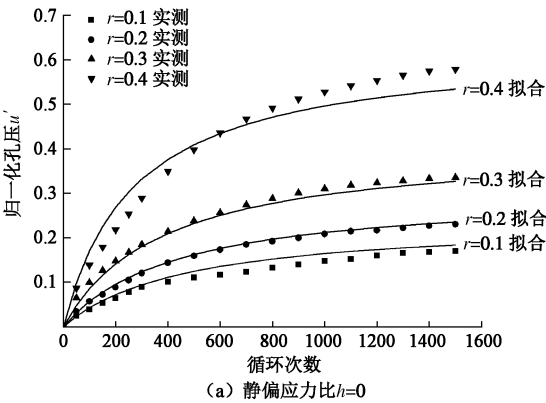


图6 孔压拟合曲线与实测数据对比

Fig. 6 Fitting curves of pore pressure versus practical test curves

4 循环后不排水抗剪强度

4.1 强度规律

从图7可以看出, 当静偏应力比一定时, 土样的强度随着动应力比的增大而衰减, 当动应力比增大到

0.4 时, 土样不排水强度有明显的衰减。而当动应力比一定时, 如图 8, 土体的强度同样随着静偏应力比的增大而降低。以上规律表明, 动应力和静偏应力的增大都会导致土样循环后不排水强度的弱化, 这与由孔压所得的规律是一致的, 即体现了超孔压的增长对于强度衰减的影响。土样不经循环作用的静不排水强度为 61.8 kPa。

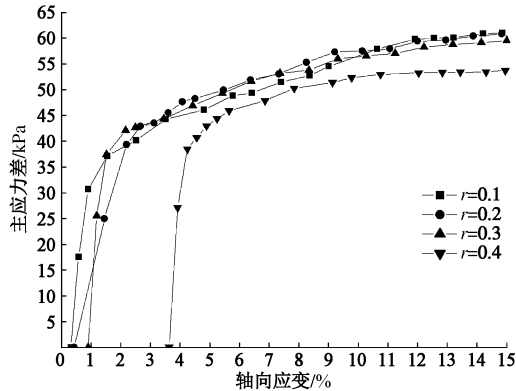


图 7 $h=0$, 不同动应力比下应力-应变关系曲线

Fig. 7 Curves of stress-strain under different dynamic stress ratios

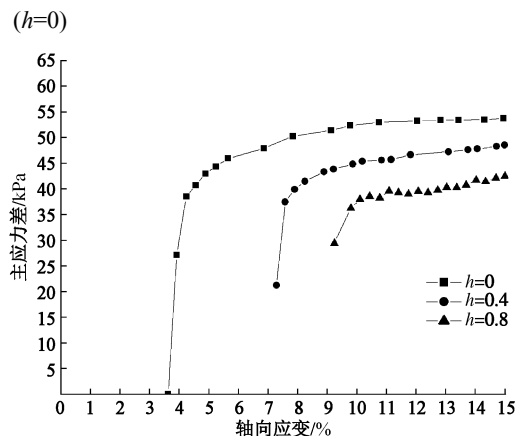


图 8 $r=0.4$, 不同静偏应力比下应力-应变关系曲线

Fig. 8 Curves of stress-strain under different deviator stress ratios

($r=0.4$)

4.2 强度弱化计算模型的提出

国内外关于循环后不排水强度弱化模型的研究成果较少, 其中比较有借鉴意义的是 Yasuhara 等^[9]提出的等效超固结比模型。Yasuhara 等指出正常固结饱和黏土在循环应力作用下产生超孔压, 有效固结应力降低, 类似于土体卸荷回弹产生的超固结现象, 于是将循环荷载作用后土体的不排水抗剪强度同土体经超固结的不排水抗剪强度联系起来, 得到了循环后土体强度弱化公式:

$$\frac{\tau_{d, cu}}{\tau_u} = \left(1 - \frac{u}{\sigma'_c}\right)^{1 - \frac{A_0}{1 - C_s/C_c}}, \quad (9)$$

式中, A_0 为试验参数, 与试验循环动应力有关, C_s , C_c 分别为土的回弹指数和压缩指数。

根据试验结果, 循环后不排水剪切过程的应力路径如图 9 所示, 其中 $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$, $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ 。可以看出, 土体经循环荷载作用后, 应力路径逐渐向左偏移, 路径 S 型特点减弱, 表现出与超固结土相似的应力路径特点。同时动应力比和静偏应力比越大, 路径偏移越严重, 等效超固结现象越明显。这与 Yasuhara 等的研究结果是一致的, 即本文可以应用式 (9)。

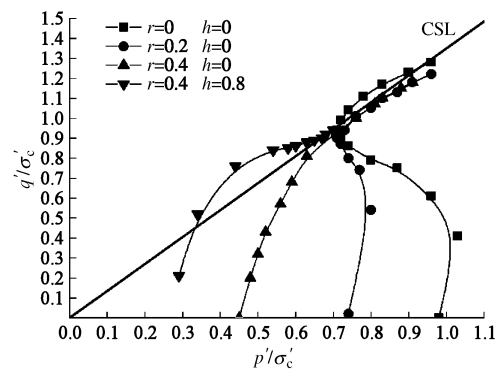


图 9 循环后不排水剪切应力路径

Fig. 9 Stress paths of undrained triaxial tests after process of dynamic loading

对 Yasuhara 等的等效超固结比强度弱化公式做如下改进: Yasuhara 等的研究中以动应力为试验变量, 并没有考虑静偏应力的影响, 所以本试验中的试验参数 A_0 不仅与动应力有关, 而且与静偏应力有关; 再者, 式中 u 为定值孔压, 无法体现整个动态循环过程的土体强度弱化情况, 不能应用于动力计算。所以将 u 用式 (8) 代入, 建立土体强度随超孔压增长而不断衰减的动态强度弱化计算模型:

$$\beta = \frac{\tau_{d, cu}}{\tau_u} = (1 - u')^{1 - \frac{A'_0}{1 - C_s/C_c}}. \quad (10)$$

式中 β 为强度折减系数; u' 为动态归一化孔压变量, 用式 (8) 代入; A'_0 为试验参数, 与动应力和静偏应力有关; $C_s=0.035$, $C_c=0.205$ 。

4.3 强度弱化公式拟合

式 (10) 中 u' 已经用式 (8) 代入, 所以式 (10) 中只有 A'_0 为未知试验参数, 需要对 A'_0 进行拟合。根据强度试验结果, 整理出不同静偏应力比和动应力比下土体的强度折减系数和 A'_0 值分布表, 见表 3。

由表 4 可见, A'_0 的值随着动应力比和静偏应力比的增大而减小, A'_0 为动、静应力比的函数。同时当动应力为 0 时, 即不存在循环和强度弱化, 公式指数部分应为 0, $A'_0=0.829$, 强度折减系数为 1。根据以上特点, 对 A'_0 进行拟合:

$$A'_0 = 0.829 - 0.829 \ln \left(0.671 \frac{\sigma_d}{\sigma'_c} \frac{\sigma_j}{\sigma'_c} + 0.424 \frac{\sigma_d}{\sigma'_c} + 1 \right) \quad (R^2=0.94), \quad (11)$$

若进行粗略计算, 可见表 3 中 A'_0 的值在 0.6 到 0.8

之间, 变化范围不大, 建议取 $A'_0=0.7$ 。

表 3 强度折减统计表

Table 3 List of strength reduction				
动应力比 r	静偏应力比 h	强度/kPa	折减系数 β	A'_0
0.1	0	61.023	0.987366	0.7774
0.2	0	60.824	0.984146	0.7799
0.3	0	59.522	0.963079	0.7504
0.4	0	53.721	0.869218	0.6770
0.1	0.4	59.753	0.966817	0.7364
0.2	0.4	58.842	0.952077	0.7214
0.3	0.4	56.732	0.917936	0.6947
0.4	0.4	48.533	0.785275	0.6236
0.1	0.8	58.243	0.942385	0.7102
0.2	0.8	56.048	0.906869	0.6686
0.3	0.8	52.021	0.841711	0.6210
0.4	0.8	42.448	0.684645	0.5783

本文采用精确算法, 最终得到综合考虑围压、静偏应力、动应力和循环次数的循环后不排水强度弱化公式:

$$\beta = \left\{ 1 - N / \left[\left(-8.546 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} + 5.006 \right) N + 3667.741 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \frac{\sigma_j}{\sigma_c} - \right. \right.$$

$$5017.595 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} - 1796.675 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} + 2435.058 \Big] -$$

$$0.156 \frac{\sigma_j}{\sigma_c} \Big\}^{\ln(0.671 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \frac{\sigma_j}{\sigma_c} + 0.424 \frac{\sigma_d}{\sigma_c} + 1)}.$$

(12)

当 $N=1500$ 次时, 将计算结果和实测结果进行对比, 如图 10, 可见拟合效果较好。

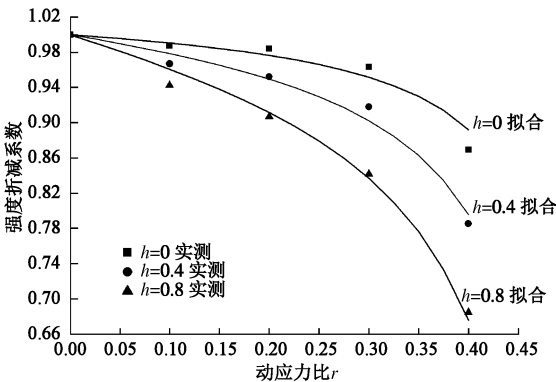


图 10 强度拟合曲线与实测数据对比

Fig. 10 Fitting curves of strength versus practical test curves

4.4 公式验证

以上是用循环次数 $N=1500$ 下不同动、静应力强度试验结果进行的拟合, 所以需对拟合式进行不同循环次数下强度折减系数的验证。表 4 为 $h=0, r=0.4$ 时不同循环次数下的试验结果, 将其与弱化公式计算曲线进行对比, 如图 11 所示。可见试验点基本分布在曲线附近, 即公式可以应用于循环次数变化的动力计算。这里值得注意的是, 试验软黏土存在临界动应力比 0.5, 当动应力比达到或超过 0.5 时, 循环中软黏土累积塑性应变迅速增大, 土样强度急剧下降, 体现出

与小应力比时完全不同的特点。所以本文提出的弱化模型仅适用于动应力比小于临界动应力比的情况。

表 4 不同循环次数强度折减统计表

Table 4 Strength reduction under different cycle numbers				
动应力比 r	静偏应力比 h	循环次数 N	强度/kPa	强度折减系数 β
0.4	0	50	60.273	0.97523
0.4	0	100	58.896	0.95295
0.4	0	150	58.235	0.94226
0.4	0	200	59.244	0.95858
0.4	0	300	56.693	0.91731
0.4	0	300	57.325	0.92753
0.4	0	500	55.542	0.89868
0.4	0	500	57.235	0.92607
0.4	0	800	54.083	0.87507
0.4	0	800	56.145	0.90844
0.4	0	1000	55.121	0.89187
0.4	0	1000	56.245	0.91006
0.4	0	1500	53.721	0.86922
0.4	0	2000	54.214	0.87719

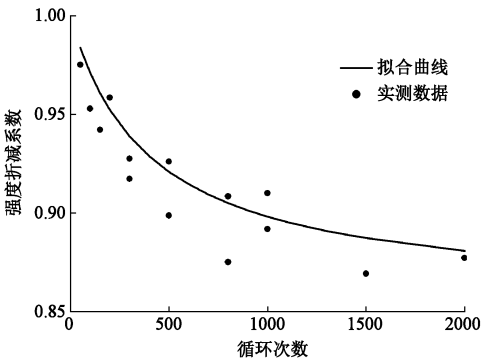


图 11 不同循环次数下, 强度弱化公式曲线与实测数据对比

Fig. 11 Fitting curve of strength versus practical test under different cycle numbers

5 动力计算应用

5.1 工程概况

烟台港西港区防波堤二期工程于 2013 年 6 月开始建设, 目前刚刚建设完毕, 即将投入使用。工程采用重力式沉箱结构, 防波堤典型断面及土层分布情况见图 12, 各层土体详细物理性质指标见表 5。

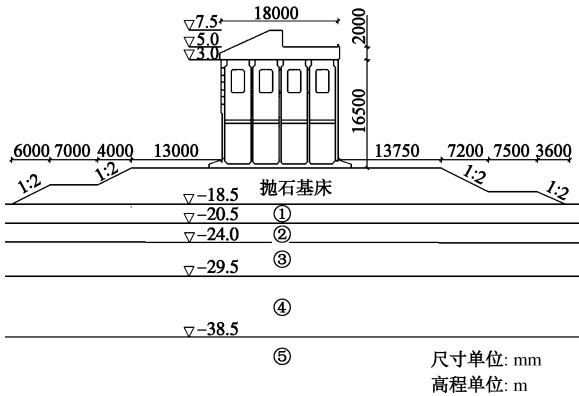


图 12 防波堤断面及土层分布

Fig. 12 Section of breakwater and distribution of soils

表 5 土层土体参数表

Table 5 Parameters of soils in different layers

土层	密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模量 /MPa	泊松比	内摩擦角 /(°)	黏聚力 /kPa
①细砂	1920	9.00	0.25	34.0	2.5
②淤粉黏土	1790	2.92	0.35	16.2	10.2
③粉质黏土 ₁	1850	3.94	0.35	22.9	13.0
④粉质黏土 ₂	2000	6.76	0.35	24.2	24.0
⑤粉土	1990	9.42	0.25	28.3	24.0

5.2 有限元模型

利用 ABAQUS 软件建立烟台港防波堤有限元模型。土体采用 Mohr–Coulomb 本构模型。防波堤所受的荷载为结构自身重力和波浪力，波浪荷载采用设计高水位下 50 a 一遇 $H_{1\%}$ 波浪所产生的波浪力。地基土体左右侧均采用侧限边界条件，底部采用固定边界条件。沉箱与基床、基床与地基土体之间均设有接触面。接触面上切向采用库仑摩擦本构模型，摩擦系数取为 0.6，法向采用硬接触。单元类型采用 CPE4R 四节点平面应变单元。

5.3 强度弱化的动力计算实现

模型计算分为静力模型和动力模型，静力模型中将波浪力平均值作为静力作用在结构上，不考虑地基土体的循环弱化效应，即为传统设计中考虑的情况。动力模型则采用动力分析步，将波浪作为循环荷载作用在结构上，同时在 ABAQUS 基础上通过编写 Fortran 子程序来实现土体的循环弱化效应。近海工程中，波浪力相比于土体固结应力和上部结构重力来说较小，其范围在临界循环动应力比之内，所以可以应用前面得到的弱化规律。

子程序功能：通过提取波浪循环 N 次时各个单元自重应力 σ_c 、上部结构重力作用引起的应力增量 σ_j 和波浪循环荷载作用引起的应力增量 σ_d ，进而运用强度折减式 (12)，计算各个单元在该循环次数下的强度折减系数，再把强度折减系数反映到土体强度指标 c 、 φ 上来，即

$$\varphi' = \arctan(\beta(\sigma_d / \sigma_c, \sigma_j / \sigma_c, N) \cdot \tan \varphi) \quad , \quad (13)$$

$$c' = \beta(\sigma_d / \sigma_c, \sigma_j / \sigma_c, N) \cdot c \quad . \quad (14)$$

最后把折减后的强度指标 c' 、 φ' 代回原单元进行第 $N+1$ 次动力计算。即每计算一次循环，调用一次子程序，不断往复。注意到实际中土体自重固结的三向应力状态不等，存在侧应力系数，与前述试验中各向均等围压固结的情况不同。所在数模应用中作出假定波浪作用在各向不等围压的土单元上引起的强度弱化与前述动三轴试验按各向均等围压建立的弱化规律相同。

考虑到淤泥质粉质黏土层为软弱土层，其他土层

土质条件较好，循环弱化效应不明显，所以计算中仅考虑淤泥质粉质黏土层的弱化效应。动力计算循环 1500 次。

5.4 计算结果

经有限元计算，静力模型和动力模型的沉降云图如图 13 所示，静力模型中沉箱产生了 0.80 m 的平均沉降，而考虑强度弱化的动力模型沉箱的平均沉降为 0.92 m，为静力计算的 1.15 倍。根据烟台港实测数据，沉箱的沉降为 1 m 左右，可见动力模型的计算结果更为接近。这表明若按传统的静力方法进行设计，不考虑地基土体的强度弱化效应，将使设计趋于危险，导致实际工程中出现过量的位移和沉降，甚至导致结构物失稳破坏。

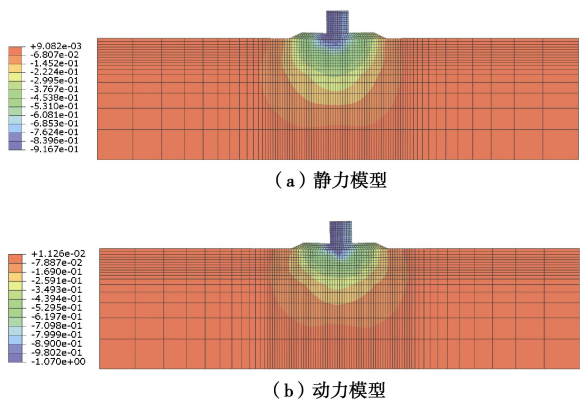


图 13 静力与动力模型沉降云图

Fig. 13 Settlements of static model and dynamic model

循环 $N=1500$ 次结束时，淤泥质粉质黏土层的强度折减系数分布如图 14 所示。可见，基床底部附近的土体受循环荷载作用产生了比较大的强度弱化，是应该重点考虑的区域。

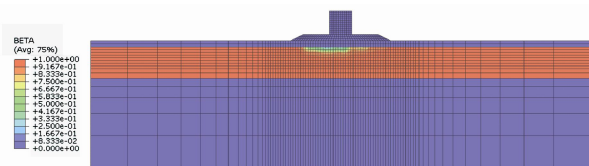


图 14 折减系数云图

Fig. 14 Distribution of reduction coefficient

基于以上研究结果，建议当工程面临地基土体土质较差，波高浪急的情况时，应在设计和施工中考虑地基土体的循环弱化效应，并重点考虑基床底部附近土体的强度弱化程度，以保证建筑物的安全稳定性。

6 结 论

本文通过开展淤泥质粉质黏土动三轴试验以及数值模型的动力计算，得到以下 6 点结论。

(1) 动应力比一定时，围压对于土体归一化孔压和循环后不排水强度折减的影响并不明显，因此在研

究中以 35 kPa 为主要研究对象。

(2) 在不同静偏应力比和动应力比组合作用下, 随着循环次数的增加, 饱和软黏土孔隙水压力呈上升趋势, 且动应力比和静偏应力比越大, 孔压增长的越快, 最终达到的累积孔压值越高。

(3) 随着静偏应力比和动应力比的增加, 淤泥质粉质黏土循环后不排水抗剪强度呈下降趋势, 且动应力比较大时强度有较大幅度的衰减。

(4) 运用改进的等效超固结比公式将孔压规律和强度规律结合起来, 得到适用于工程实践的, 综合考虑围压、静偏应力、动应力和循环次数的循环后不排水抗剪强度弱化公式, 并通过试验验证了公式可行性。

(5) 建立烟台港防波堤数值模型, 将得到的强度弱化公式应用于数值模型动力计算当中。考虑循环弱化效应时沉箱的沉降为不考虑弱化的 1.15 倍, 与实际观测结果更为接近。弱化区域主要集中在基床附近。

(6) 工程面临地基条件差, 波高浪急的情况时, 应在设计和施工中考虑地基土体的循环弱化效应, 并重点考虑基床附近土体的强度弱化。

参考文献:

- [1] 闫 玥. 长江口导堤软黏土地基在波浪荷载作用下强度软化的特性研究[D]. 天津: 天津大学, 2007. (YAN Yue. Research on strength weakening character of soft clay foundation in Yangtze Estuary leading jetty under cyclic loading[D]. Tianjin: Tianjin University, 2007. (in Chinese))
- [2] HYDE A F L, WARD S J. A pore pressure and stability model for a silty clay under repeated loading[J]. *Géotechnique*, 1985, **35**(2): 113 - 125.
- [3] KOUTSOFTAS D C. Effects of cyclic loads on undrained strength of two marine clays[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1978, **104**(5): 609 - 620.
- [4] MATASOVIC N, VUCETIC M. Generalized cyclic degradation-pore pressure model for clays[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1995, **121**(1): 33 - 41.
- [5] 吴明战, 周 洪, 陈竹昌. 循环加载后饱和软黏土退化性状的试验研究[J]. 同济大学学报, 1998, **26**(3): 274 - 278. (WU Ming-zhan, ZHOU Hong, CHEN Zhu-chang. Experimental research on softening character of saturated soft clay under cyclic loading [J]. *Journal of Tongji University*, 1998, **26**(3): 274 - 278. (in Chinese))
- [6] 周 建. 循环荷载作用下饱和软黏土特性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 1998. (ZHOU Jian. Research on character of saturated soft clay under cyclic loading[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 1998. (in Chinese))
- [7] 章克凌, 陶振宇. 饱和黏土在循环荷载作用下的孔压预测[J]. 岩土力学, 1994, **15**(3): 9 - 17. (ZHANG Ke-ling, TAO Zhen-yu. Pore pressure prediction of saturated soft clay under cyclic loading[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1994, **15**(3): 9 - 17. (in Chinese))
- [8] ANDERSEN K H, ROSENBRAND W F, BEOWN S F, et al. Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1980, **106**(5): 499 - 529.
- [9] YASUHARA K, HIRAO K, HYDE A F L. Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay[J]. *Soils and Foundations*, 1992, **32**(1): 100 - 116.
- [10] 王淑云, 楼志刚. 原状和重塑海洋黏土经历动载后的静强度衰减[J]. 岩土力学, 2000, **21**(1): 20 - 24. (WANG Shu-yun, LOU Zhi-gang. The degradation of undrained shear strength of undisturbed and remolded marine clay after cyclic loading[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2000, **21**(1): 20 - 24. (in Chinese))
- [11] 高广运, 顾中华, 杨宏明. 循环荷载下饱和黏土不排水强度计算方法[J]. 岩土力学, 2004, **25**(增刊): 379 - 382. (GAO Guang-yun, GU Zhong-hua, YANG Hong-ming. A calculation method for undrained strength of saturated clay under cyclic loads[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, **25**(S0): 379 - 382. (in Chinese))
- [12] 胡 伟, 黄 义, 刘增荣. 循环荷载下饱和黄土不排水强度退化规律试验与理论研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(10): 2996 - 3000. (HU Wei, HUANG Yi, LIU Zeng-rong. Testing and theoretical study of undrained shearing strength of saturated loess under cyclic loading[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(10): 2996 - 3000. (in Chinese))
- [13] 霍海峰. 循环荷载作用下饱和黏土的力学性质研究[D]. 天津: 天津大学, 2012. (HUO Hai-feng. Research on mechanical character of saturated soft clay[D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese))