

# 海底粉质土波致液化的判别程序与计算方法

刘志钦<sup>1,2</sup>, 许国辉<sup>1,2\*</sup>, 文世鹏<sup>3</sup>, 房虹汝<sup>1,2</sup>, 胡光海<sup>4</sup>, 周勇华<sup>5</sup>

(1 海洋环境与生态教育部重点实验室, 青岛 266100; 2 中国海洋大学环境科学与工程学院, 青岛 266100;  
3 胜利油田有限责任公司海洋石油开发公司, 山东东营 257273; 4 国家海洋局第一海洋研究所, 青岛 266061;  
5 青岛环海海洋工程勘察研究院, 青岛 266071)

**摘要:**海底土体在波浪作用下能否产生液化是海岸工程所关心的问题。借鉴地震液化判别使用的砂土液化判别方法, 将海底粉质土波致液化的判别分为初判和复判 2 个阶段。初判以所致海床土体发生破坏的临界循环应力比界限指标来判别, 以土质基本特征和波浪条件为参数, 对某海域海底液化形成判断; 复判以波致海床土体中剪应力与实际土体的动剪切强度比较来判别。结合已有研究成果给出了波致土体液化判别的具体方法。

**关键词:**粉质土; 海底; 液化; 临界循环应力比

**中图分类号:**P736      **文献标识码:**A      **DOI:**10.16028/j.1009-2722.2015.03007

液化是常见的地质灾害。对于土体液化的研究大部分集中在地震引发的砂土液化, 而实际上波浪力引起的海床土体液化也是一个重要的研究问题。1969 年的卡米尔飓风导致墨西哥湾 3 座钢制石油平台的毁坏, 造成 1 亿多美元的损失, 有研究认为是波浪引起的滑坡造成的<sup>[1]</sup>, 而滑坡是否是波浪作用下海床土体发生液化导致的是值得思考的。之后几十年里, 由于波浪导致的海床土体失稳而引发的一系列海底灾害和浅海工程设施的损毁, 引起许多国内外学者对波致海床土体液化广泛关注与研究。Henkel<sup>[2]</sup>在 1970 年提出, 海床土体受到波浪作用时, 作用在海床上的周期

性荷载会产生周期性的剪切力, 如果剪切力超过海床土体能够承受的强度, 则会产生变形破坏; Bjerrum<sup>[3]</sup>认识到饱和海底由于波浪导致液化的可能性, 并将液化影响用于北海建筑物的深水基础设计中; Ishihara 和 Yamazaki<sup>[4]</sup>用无限厚海床理论解, 提出了波浪作用下计算循环剪应力幅值和判别波致液化的方法; Zen 等对于波致海床液化问题进行了大量工作, 多以对超孔隙水压力的分析入手, 注重液化机理的研究<sup>[5-7]</sup>。

Okusa<sup>[8]</sup>提出了通过有效应力判断砂土液化的方法, 即海床某一深度超孔隙水压力大于上层土体重量时发生液化, 这也是目前判别液化常用的一种方法; Zen 和 Yamazaki<sup>[9]</sup>通过实验验证了波浪作用下海床的土体液化, 研究了海床液化机理, 并提出了海床液化的二维判别准则; Jeng<sup>[10]</sup>将这种准则推广到三维情况; 栾茂田等<sup>[11]</sup>考虑了振荡孔隙水压力和残余孔隙水压力后, 对海床液化三维判断准则进行了修正; 孙永福等<sup>[12]</sup>基于波致剪应力与土体抗剪切强度, 给出波致液化判别方法, 并用于粉质土的判别。前人的研究成果给

**收稿日期:**2014-11-26

**基金项目:**国家自然科学基金(41076021); 国家海洋局海洋公益性行业科研专项项目(201005005-6)

**作者简介:**刘志钦(1990—), 男, 在读硕士, 主要从事海洋地质研究工作. E-mail: liuzhiqin9090@163.com

**\* 通讯作者:**许国辉(1972—), 男, 教授, 主要从事海洋工程地质、海岸工程环境方面的研究工作. E-mail: xuguohui@ouc.edu.cn

出了结合波浪条件与土体埋深的波致砂土液化判别方法。

粉质土不同于砂土,粉质土中粉粒和黏粒的含量高于砂土中两者的含量。粉粒透水性小,与水结合表现出黏性;黏粒含水有黏性塑性。由于渗透性与颗粒粘聚性的不同,使得粉质土和砂土在循环荷载作用下表现出不同的动力特性,在液化判别上也应有区别。在实验室波浪水槽试验中与黄河水下三角洲现场调查中,发现了粉质土在波浪作用下的液化现象<sup>[13]</sup>。我国黄河、长江、珠江等大河三角洲组成物质主要为粉质土,这些三角洲区海域是油气资源赋存区,在油气开采过程中工程地基在波浪作用下是否会有液化灾害应为重点考虑的问题。

在已经开展的对粉质土液化的动三轴试验研究中,采用了临界循环应力比的初步评判方法<sup>[14,15]</sup>,本文基于粉质土与砂土的差异性,在波致海底粉质土液化的初判过程中,引入反映粉质土粘结性的参数。对于初判可能发生液化的区域,通过对该海域土体取样并进行循环动力三轴试验得出该海域土体的抗液化强度 $\tau_c$ ,与波浪作用在该海域土体上的剪应力 $\tau_{vh}$ 进行对比,从而得出复判结果。文中最后给出了应用该方法进行海底粉质土波致液化判别的计算分析示例。

## 1 判别步骤划分与方法

海底粉质土在波浪作用下的液化机理在于,具有较弱内聚(结构性)强度的土体在外部波浪的循环作用下,发生结构破坏强度降低,进而土体运动,土粒振荡离散发生液化<sup>[15]</sup>。对于明确判识某海底粉质土在某波浪强度作用下是否发生液化,需要对海底土体取样进行循环动力三轴试验判别,费用相对较大。由于海底土体液化是波浪与土体特性的比较结果,在初步评判某一海域的海底可能液化状况时,可以依据土体特性与波浪强度特点进行判识。

因此,设计采用与地震液化相同的波致海底粉质土判别程序,即划分为初判与复判 2 个阶段。首先进行液化的初判,利用波浪作用强度和土体在循环动力下液化的基本指标,来划定可能发生液化的海域;对于可能发生液化的海域,再进行复

判,根据海底土体样品的循环动力液化试验获得的抗液化强度和理论计算的波致剪切强度结果比较,给出实际海底土体发生液化的可能。

### 1.1 波致海底液化的初判方法

对于海底土体液化的初判,可以根据波浪强度和作用振次与海域土体性质指标来进行。

海底土体在循环作用下发生液化,多采用循环动力三轴试验进行研究。在动三轴试验中,一般来说,土体受到的约束作用越强,其本身强度越高,则需要更大的循环动力来使土体发生累积性的破坏;在所施加的循环动力较小的情况下,土体仅发生弹性应变,即使在很多循环振次条件下也不会发生破坏。1962 年,Larew 等<sup>[16]</sup>提出了临界循环应力比(critical ratio of cyclic stress)的概念,并以循环动应力与土体的无侧限单轴抗压强度之比来作为指标,给出可以导致土体在循环动力作用下发生累积破坏的最小界限值。针对黄河三角洲海底粉质土在波浪作用下的液化破坏问题,刘会欣<sup>[14]</sup>、许国辉<sup>[15]</sup>在开展粉质土动三轴试验中,以不同形式给出了试验样品发生破坏的临界循环应力比。

考虑到粉质土所具有的内聚(结构性)强度(由于颗粒主体为粉粒、黏粒作用而形成),本文中引入反映粉质土所在环境下受到的围压 $\sigma_3$ ,以循环动力除以海底土体所受的围压与内聚强度之和的比值作为循环应力比的表达,即:

$$Kc = \sigma_d / (\sigma_3 + q_u) \quad (1)$$

式中: $Kc$  为循环应力比;

$\sigma_d$  为波浪施加于土体的动应力, kPa;

$\sigma_3$  为土体所在环境的围压, kPa;

$q_u$  为粉质土由于黏粒产生的内聚作用(或者是粉粒、黏粒的内部形成的假粘聚作用)而形成的土体强度,本文采取无侧限单轴抗压强度值来表示。对于某一海域的粉质土,其无侧限单轴抗压强度可以通过取样进行试验获得,或者按照经验值范围来取。

在初步判别时,对于波浪作用导致海底土体发生液化的临界状态,可以采用临界循环应力比 $Kcr$ 来进行判断。此表达式作用是如果某一海域的海底土体能够在波浪作用下发生累积性的变形发展,而不是仅发生弹性应变响应,则初步判识为

可能液化区。 $K_{cr}$  值由前期对该海域代表性土体的动三轴试验给出,或者利用实际发生液化的土体条件和波浪参数反推出。若  $K_c \geq K_{cr}$  时则初步判定为液化。

土体中某一深度  $z$  点所受到的波浪作用动应力  $\sigma_d$ ,可以考虑为波浪在土体中引起的动水压力响应。参考 Yamamoto 等<sup>[17]</sup> 所给出的无限厚度海床在波浪作用下某一深度的超孔隙水压力解,采用如下公式计算:

$$\sigma_d = P_0 \cdot e^{-kz} \quad (2)$$

式中: $k$  为波数;

$z$  为海底面下的深度, m;

$P_0$  为海底面波浪动压力幅值, kPa。

波浪动压力幅值公式如下:

$$P_0 = \frac{\gamma_w \cdot H}{2 \cosh(2\pi h/L)} \quad (3)$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (4)$$

式中: $H$  为波高, m;

$h$  为水深, m;

$L$  为波长, m;

$\gamma_w$  为水的容重(本文取  $10 \text{ kN/m}^3$ )。

对于海床土体中深度  $z$  点的约束压力,考虑海床为饱和土,本文给出其围压公式:

$$\sigma_3 = \gamma_w \cdot h + \gamma \cdot z \quad (5)$$

式中: $h$  为水深, m;

$z$  为海底面下的深度, m;

$\gamma_w$  为水的容重(本文取  $10 \text{ kN/m}^3$ );

$\gamma$  为土的容重(本文取  $20 \text{ kN/m}^3$ )。

## 1.2 波致海底液化的复判方法

参考地震液化判别方法,进行波浪导致的海底土体发生液化的准确判断时,通过计算给出波浪施加于地层土体上的剪应力  $\tau_{vh}$ ,与抗液化强度  $\tau_c$  的比较,当  $\tau_{vh} \geq \tau_c$  时,则海底土体发生波致液化<sup>[18]</sup>。

对于波浪循环荷载作用在海底地层土体中的剪应力,可以采用 Ishihara 和 Yamazaki<sup>[19]</sup> 于 1984 年提出的剪应力( $\tau_{vh}$ )计算公式:

$$\tau_{vh} = P_0 \cdot \frac{2\pi z}{L} \cdot e^{-\frac{2\pi z}{L}} \quad (6)$$

式中: $L$  为波长, m;

$z$  为海底面下的深度, m;

$P_0$  为海底面波浪动压力幅值, kPa。

对于抗液化强度  $\tau_c$ ,通常通过对获取的原状样品进行循环动力三轴试验得到。研究波浪导致的海底土体液化时,动力三轴试验采用的循环动力为模拟波浪加载,加载周期取波浪的周期值。通过动力三轴试验,可以获得如图 1、2 所示的抗液化强度曲线。

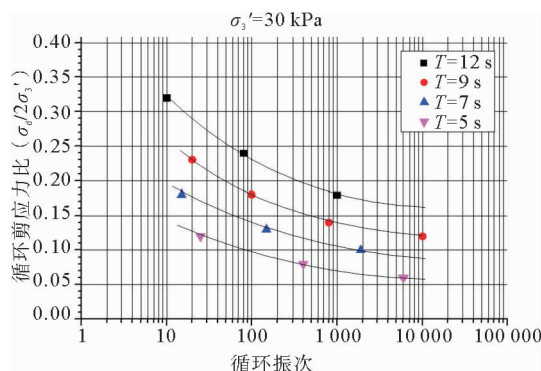


图 1 某有效围压下不同振动周期的动剪切强度

Fig. 1 Dynamic shear strength in different cycle under definite effective confining pressure

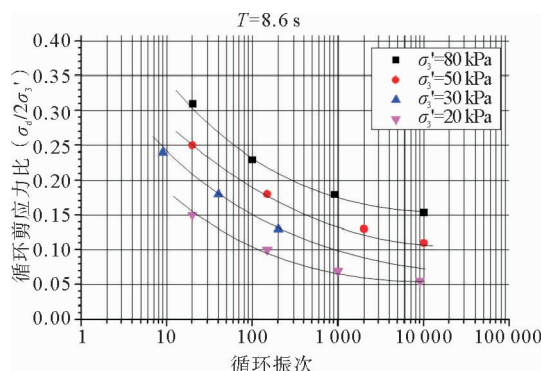


图 2 某振动周期下不同有效围压的动剪切强度

Fig. 2 Dynamic shear strength under different effective confining pressure in a cycle

通过查图 1 或者图 2 所给出的抗液化强度曲线,可以获得抗液化强度  $\tau_c$ 。横轴对应的是循环次数,纵轴对应的是循环剪应力比,每个循环振次对应一个循环剪应力比( $\sigma_d/2\sigma'_3$ ),因为  $\sigma'_3$  已经给出,所以可以求出相对应的  $\sigma_d$ 。而  $\tau_c = \sigma_d/2$ ,因此可以求出相对应的  $\tau_c$ 。把  $\tau_c$  与之前得出的  $\tau_{vh}$  相比较,若  $\tau_{vh} \geq \tau_c$  则液化。

由于对应于不同的循环振次所得到的  $\tau_c$  是

不同的,在选取数值时,应考虑某一强度波浪可能的作用时间,将此时时间根据其作用周期转换为作用振次,进而来确定抗液化强度  $\tau_c$ 。例如,  $\sigma_3' = 20$  kPa 时,  $T = 8.6$  s 的波浪作用了 8 600 s,可知循环振次为 1 000 次,查图 2 可得抗液化强度  $\tau_c$ 。

## 2 波致液化判别使用示例

某海域水深地形如图 3 所示。图中标示的 1、2、3、4 这 4 个位置,均为取得浅表原状样品,进行过土体无侧限单轴抗压强度测试,测得无侧限单轴抗压强度数据:1 处为 82.5 kPa;2 处为 78.8 kPa;3 处为 74.0 kPa;4 处为 71.3 kPa。用在 8 m 等深线附近取得样品进行了循环动力三轴试验,其抗液化强度曲线如图 2 所示。该海域 50 年一遇波浪参数如表 1 所示<sup>[20]</sup>。历史上,利用浅地层剖面仪测量该海域海底土体的扰动层,发现在 8~9 m 水深处,其最大扰动深度可达 5.0 m<sup>[21]</sup>。研究认为该扰动地层很可能为波致土体液化所导致<sup>[13]</sup>。推算给出该海域 50 年一遇的有效波高为 4.6 m,周期为 8.6 s,水深为 8 m 的条件下,最大液化深度可达 5 m。

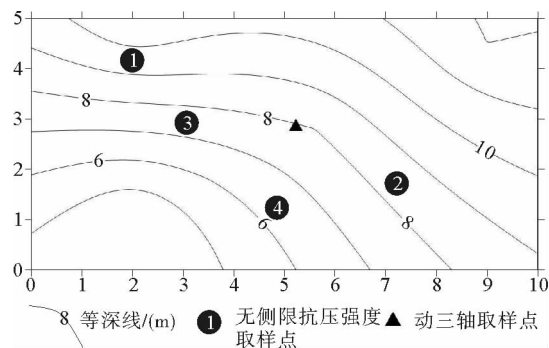


图 3 某海域取样点示意图

Fig. 3 Sampling location in the study area

表 1 某海域有效波浪参数(据文献[19])

Table 1 Effective wave parameters of the study area (from reference [19])

| 波浪参数     | 水深/m |     |     |     |     |
|----------|------|-----|-----|-----|-----|
|          | 6    | 7   | 8   | 9   | 10  |
| 波高 $H/m$ | 3.6  | 4.1 | 4.6 | 4.5 | 4.6 |
| 周期 $T/s$ | 8.6  | 8.6 | 8.6 | 8.6 | 8.6 |

### 2.1 初判计算

将该海域实际发生土体液化的条件(波高 4.6 m,周期 8.6 s,水深 8 m),代入公式(3),将最大液化深度  $z = 5$  m,代入公式(5)、(2),求出  $\sigma_3$  和  $\sigma_d$ 。土体无侧限单轴抗压强度  $q_u$ ,因该海域数值接近,取平均。最后代入公式(1),求得  $K_c$  值,得到临界循环应力比  $K_{cr} = 0.045$ 。

如果在波流作用下海底表层土体出现液化,可以归属于工程泥沙的层移现象。对于工程地质范畴的海底土体液化,初始判断可以从一定埋深起计算。本文中从 0.2 m 的土体埋深计算。

按照表 1 所给出的波浪参数<sup>[19]</sup>,以及给出的土体无侧限单轴抗压强度值,自海底下以 0.2 m 的深度增加步长,使用公式(1)逐层计算各深度层的循环应力比  $K_c$  值。根据公式(1)可知,波浪导致海底土体液化达到最深液化深度时,其  $K_c$  值为最小。初判的目的是划出某一波浪条件下可能发生液化的区域,因此取安全系数 1.1,将计算得出的  $K_c$  值乘以 1.1,再与求出的  $K_{cr}$  值进行比较,若  $K_c \geq K_{cr}$ ,则该深度土体发生液化,逐层判别,直到土体不发生液化,最终可得某深度层能否发生液化的判别结果和最大液化深度。

初判给出该海域海底波致液化的判断结果见图 4。给出的 6、7、8、9、10 m 水深的海底土体液化深度分别为:4.8、5.2、5.6、5.1 m 和 4.8 m。

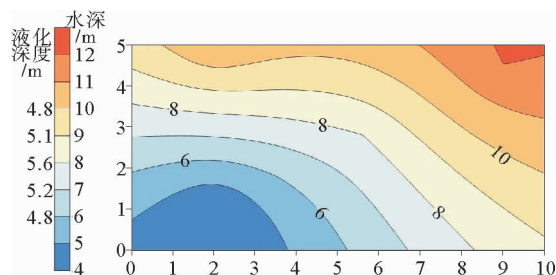


图 4 某海域取样点液化深度示意图

Fig. 4 Liquefaction depth of sampling station in the study area

### 2.2 复判计算

同样从海底下 0.2 m 开始,以 0.10 m 的深度增长步长,根据公式(5)计算土体中各深度层的波致剪应力。所得各个埋深(1~8 m,相邻间隔 1

m) 土体波致剪应力如表 2 所示。

表 2 不同埋深土体的波致剪应力

Table 2 Wave induced shear stress of soil in different depth

| 土体埋深/m                 | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\tau_{vh}/\text{kPa}$ | 1.48 | 2.71 | 3.72 | 4.53 | 5.19 | 5.69 | 6.08 | 6.36 |

通过对埋深 8 m 的海底土体进行动三轴试验,以 10 000 振次的土体抗液化强度  $\tau_{c10\ 000}$  为判别值,给出的各个埋深(1~8 m,相邻间隔 1 m)土体抗液化强度值如表 3 所示。

表 3 不同埋深土体的抗液化强度

Table 3 Shear strength of soil in different depth

| 土体埋深/m                       | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\tau_{c10\ 000}/\text{kPa}$ | 1.09 | 2.17 | 3.26 | 4.35 | 5.43 | 6.52 | 7.61 | 8.69 |

通过表 2、3 可看出,埋深 1 m 处波致剪应力大于土体抗液化强度,土体发生液化。埋深 8 m 处土体抗液化强度大于波致剪应力,土体不发生液化。因此,中间必有最大液化深度值。将土体抗液化强度值以 0.1 m 的间隔进行等分,与波致剪应力值相比较,得出最大液化深度值。波致剪应力计算结果和动三轴试验结果的对比见表 4。

表 4 不同埋深土体波致剪应力和抗剪切强度对比

Table 4 The contrast of wave induced shear stress and shear strength in different soil depth

| 土体埋深/m | 计算波致剪应力/kPa | $\tau_{c10\ 000}/\text{kPa}$ |
|--------|-------------|------------------------------|
| 1      | 1.48        | 0.56                         |
| 2      | 2.71        | 1.98                         |
| ⋮      | ⋮           | ⋮                            |
| 4.3    | 4.74        | 4.67                         |
| 4.4    | 4.81        | 4.78                         |
| 4.5    | 4.87        | 4.89                         |
| 4.6    | 4.94        | 4.99                         |
| 4.7    | 5           | 5.11                         |
| ⋮      | ⋮           | ⋮                            |
| 8      | 6.36        | 8.69                         |

通过计算波致剪应力值与动三轴试验给出的土体抗液化强度比较,在埋深 4.5 m 处的波致剪

应力  $\tau_{vh}=4.87\text{ kPa}$ ,小于此深度土体的抗剪强度值  $\tau_c=4.89\text{ kPa}$ ,因此埋深 4.5 m 的土体不发生液化,得出在 50 年一遇有效波高条件下 8 m 水深处的液化深度为 4.4 m。历史上调查此海域 8 m 水深液化深度为 5.0 m<sup>[20]</sup>,与本文计算的 4.4 m 较为相近。

比较初判与复判的结果,在 8 m 水深处,初判为液化,其液化深度达 5.6 m。复判也发生液化,其液化深度为 4.4 m。从初判复判结果可以看出初判有利于将波浪导致土体的可能液化包含进来,而复判则更趋于准确。

### 3 结语

借鉴地震液化判别使用的砂土液化方法,将波致粉质土液化判别分为初判、复判 2 个阶段。初判以波浪条件和土质基本指标为参数,判定可能发生液化的区域。相比以往在进行粉质土液化判别时要对可能液化区域的土样进行多组动三轴试验,初判在费用方面更加节约,并为开展进一步的波致土体液化判断提供指导。复判采用了波致土体中剪切力与土体动三轴试验比较的方法,其结果更趋于准确可靠。本文的波致海底土体液化判别程序和计算方法,对我国在粉砂淤泥质海岸进行工程建设时提供了判别液化灾害的途径和方法。

#### 参考文献:

- [1] MacPherson H. Wave forces on pipeline buried in permeable seabed [J]. Journal of the Waterway Port Coastal and Ocean Division, 1978, 104(4):407-419.
- [2] Henkel D J. The role of waves in causing submarine landslides [J]. Geotechnique, 1970, 20(1):75-80.
- [3] Bjerrum L. Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea [J]. Geotechnique, 1973, 23(3): 319-358.
- [4] Ishihara K, Yamazaki A. Wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand [M] // Sea Bed Mechanics. Berlin: Springer, 1984: 139-148.
- [5] Zen K, Yamazaki H. Oscillatory pore pressures and liquefaction in seabed induced by ocean waves [J]. Soil and Foundations, 1990, 30(4):147-161.
- [6] Zen K, Yamazaki H. Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed [J]. Soil and Founda-

- tion, 1990, 30(4):161-179.
- [7] Zen K, Yamazaki H. Wave-induced liquefaction in a permeable seabed[C]//Report of Port and Harbour Research Institute, 1993, 31(5):155-192.
- [8] Okusa S. Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments[J]. *Geotechnique*, 1985, 35(4):517-532.
- [9] Zen K, Yamazaki H. Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed [J]. *Soil and Foundation*, 1990, 30 (4):90-104.
- [10] Jeng D S. Wave-induced seabed instability in front of a breakwater [J]. *Ocean Engineering*, 1997, 24(10):887-917.
- [11] 栾茂田,张晨明,王 栋,等. 波浪作用下海床孔隙水压力发展过程与液化的数值分析[J]. *水利学报*, 2004, 2: 94-100.
- [12] 孙永福,董立峰,宋玉鹏. 黄河水下三角洲粉质土扰动土层特征及成因探析[J]. *岩土力学*, 2008, 29(6): 1 494-1 499.
- [13] 许国辉,孙永福,于月倩,等. 黄河水下三角洲浅表土体的风暴液化问题[J]. *海洋地质与第四纪地质*, 2011, 31(2): 37-42.
- [14] 刘会欣. 黄河三角洲不同黏粒含量粉土的动力特性试验研究 [D]. 青岛:中国海洋大学,2010.
- [15] 许国辉. 波浪导致粉质土缓坡海底滑动的研究[D]. 青岛:中国海洋大学,2006.
- [16] Larew H G, Leonards G A. A repeated load strength criterion[C]//Proceedings Highway Research Board. 1962, 41: 529-556.
- [17] Yamamoto T, Koning H L, Sellmeijer H, et al. On the response of a poro-elastic bed to water waves [J]. *Journal of Fluid Mechanics*, 1978, 87(1): 193-206.
- [18] Chang C H, Chien L K, Chang Y H. 3-D liquefaction potential analysis of seabed at nearshore area[J]. *Journal of Marine Science and Technology*, 2004, 12(3): 141-151.
- [19] Ishihara K, Yamazaki A. Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand [J]. *Soil and Foundation*, 1984, 24(3): 85-100.
- [20] 杨作升,王 涛. 埕岛油田勘探开发海岸环境[M]. 青岛:青岛海洋大学出版社,1993:85.
- [21] 许国辉,卫聪聪,孙永福,等. 黄河水下三角洲浅表局部扰动地层工程特性与成因[J]. *海洋地质与第四纪地质*, 2008, 28(6):19-25.

## DISCRIMINATION PROGRAM AND CALCULATION METHOD FOR WAVE-INDUCED LIQUEFACTION OF SUBMARINE SILTY SOIL

LIU Zhiqin<sup>1,2</sup>, XU Guohui<sup>1,2\*</sup>, WEN Shipeng<sup>3</sup>, FANG Hongru<sup>1,2</sup>, HU Guanghai<sup>4</sup>, ZHOU Yonghua<sup>5</sup>

(1 Key Laboratory of Marine Environment and Ecology, Ministry of Education, Qingdao 266100, China;

2 Ocean University of China, Qingdao 266100, China; 3 Ocean Petroleum Co, Shengli Oilfield, Dongying 257237, Shandong, China;

4 The First Institute of Oceanography, SOA, Qingdao 266061, China;

5 Qingdao Huanhai Marine Engineer Prospecting Institute, Qingdao 266071, China)

**Abstract:** The wave-induced liquefaction of submarine sediment is a key issue to coastal engineering. Referring to the discrimination of sandy soil liquefaction caused by earthquake, the discrimination of submarine silty soil liquefaction is divided into two steps, i. e. primary discrimination and secondary discrimination in this paper. The critical ratio of cyclic stress, which leads to the liquefaction, is the criteria for primary discrimination, using soil basic features and wave conditions as parameters. Wave-induced shear stress of sediment is compared with the shear strength of sediment in the secondary discrimination. Combined with available research result, specific discrimination method for wave-induced liquefaction is presented in this paper.

**Key words:** silty soil; seafloor; liquefaction; critical ratio of cyclic stress