

# 海底边坡稳定分析方法综述

顾小芸

中国科学院力学研究所, 北京(邮政编码 100080)

**摘要** 本文指出海底边坡与陆上边坡的不同点, 对一个完整的海底边坡稳定问题从几何形状和载荷情况两个方面进行了描述。由于波浪影响是海底边坡问题的最大特点, 因此回顾了计算海底压力的各种方法以及在海底压力作用下海底土层产生的瞬态和残余孔隙压力。然后对极限平衡、静态变形分析和动力分析三大类边坡稳定分析方法进行了评述, 并指出各自的适用范围。海底边坡破坏后的行为尤其复杂, 指出用流变模型预测泥流性质的可能性。最后提出了海底边坡稳定性课题的当前致力方向。

**关键词** 土力学; 岩土工程; 海洋地质; 边坡稳定性; 波浪载荷; 泥流; 流变模型

## 1 引言

在近海三角洲区域或大陆坡范围, 即使海底坡度很缓, 也可能发生软土层的大规模滑动。这种土层滑动现象的最早见证是1961年美国卡拉风暴中一根斜桩发生移动的事实<sup>[1]</sup>。1969年, 美国卡米尔风暴中由于土体滑移, 造成南70通道三个钢平台破坏, 其中B平台翻倒并沿斜坡向下滑出30米, 损失1亿多美元, 引起了人们极大的关注<sup>[2]</sup>。海底滑动也曾造成许多海底电缆和管道的断裂。因此海底边坡稳定性研究具有极其重要的意义。

与陆地上的边坡相比, 海底边坡有如下不同特点: ①由于沉积速率快和有时含气, 沉积层中存在超孔隙水压力, 因此土质特别软; ②海底取土样困难且昂贵, 获得高质量的原状土样很不容易; ③波浪载荷的存在, 一方面增加了一个外载因素, 另一方面, 波浪对土性的影响, 表现在超孔隙水压力的增加和周期载荷作用下的软化; ④水流会使局部滑动并导致泥流。这些特点大大增加了海底边坡稳定分析的难度。

70年代以来, 国际上许多学者对此作了不少努力, 尽管至今还有许多问题有待研究, 但对已有的分析方法进行综合评述, 对于我国年轻的海洋研究无疑是有益的。

为了把问题阐述清楚, 本文先对一个完整的海底边坡稳定问题进行描述; 由于波浪影响是海底边坡问题的最大特点, 因此第二步是回顾一下海底压力的计算方法以及海底土层对波浪的反应; 然后再对已有的各种分析方法进行评述, 并指出当前的致力方向。

## 2 完整的海底边坡稳定问题

图 1 为理想化海底边坡几何形态和受载情况。正象所有土工问题一样,海底边坡稳定分析

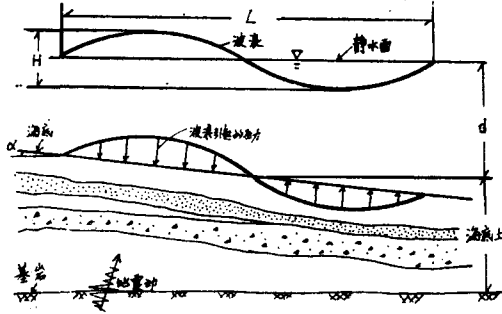


图 1 理想化海底边坡的几何形状和载荷

方法使用得当与否,很大程度上依赖于原位土的工程性质是否被正确地反映。例如用有限元法计算海底稳定性时<sup>[3]</sup>,将模量和强度值取为常数或随深度线性增加,会得到非常不同的应力和位移值。因此正确认识土层剖面极端重要。本文不叙述土性方面的问题,但在应用任何分析方法之前,必须牢牢记住土性的重要性。

在计算边坡中的静应力时,应该考虑到由于欠压密或土层含气而存在的孔隙水压力

力。例如,[4]曾报道,在密西西比三角洲的淤泥质软粘土中测到很高的超孔隙压力,使原位有效应力比静水压力小74%。

海底边坡除自重产生的静载荷外,还受到波浪和地震的动载荷作用。波浪和地震的周期载荷会造成土的强度和模量下降,孔隙压力增高。地震工程问题发展得较早,因此波浪载荷中的一些问题也可以借鉴地震工程研究方面的经验。但是波浪的频率比地震的低,持续时间比地震长得多,因此在应变率和孔隙压力消散方面,两者有很大差别。

海底边坡很平缓,在计及地震应力效应时,已有的计算方法是,假定地面受到由深处铅直向上传播的水平剪应力而产生地面运动。地震工程中已有许多成熟的计算程序。

波浪感应会产生海底压力。海底压力又会在海底土层中引起反应,产生土中应力。这是近年来比较活跃的研究方面,将在第3,4节中评述。在稳定性分析方面争论较大的有两个重要问题:极限平衡分析和变形分析方法何者更好?是否可用准静态方法,还是必须应用动力分析方法?第5节中通过各种方法的介绍分析它们的优缺点。滑动发生以后,在水流作用下,滑动土体会变成泥流。这种边坡破坏后行为的机制比较复杂,在第6节中对其进行简单介绍。

## 3 海底压力计算

多数研究者用线性波动理论,并假定刚性海底,给出海底波浪压力  $P_b$  如下:

$$P_b = P_0 \sin(\lambda x - \omega t), \quad P_0 = \gamma_w H / 2 \cosh \lambda d \quad (1)$$

其中  $P_0$  为  $P_b$  的幅值;  $\gamma_w$  为水的容重;  $\lambda = 2\pi/L$  为波数;  $L$  为波长;  $d$  为水深;  $\omega$  为圆频率;  $H$  为波高。

根据美国军队海岸工程研究中心的规定<sup>[6]</sup>,究竟选择线性波动理论,还是 Stokes 二阶波动理论,抑或高阶理论来计算海底压力,取决于波浪的特征:波高  $H$ , 周期  $T$  和水深  $d$ 。这些特征值给出两组参数  $d/T^2$  和  $H/T^2$ 。图 2 为不同理论的适用范围。根据给定的波浪特征,得到  $d/T^2$ - $H/T^2$  的相应点子,点子所落范围决定相应的理论。在 Tsui<sup>[6]</sup> 进行的模型试验中所用的波浪特征多落在 Stokes 二阶理论区内。Stokes 理论用于刚性海底时的波浪压力表达式如下:

$$P_0 = \frac{\gamma_w}{2} \frac{H}{\cosh(\lambda d)} + \frac{3}{16} \gamma_w \lambda H^2 \frac{\tanh(\lambda d)}{\sinh^2(\lambda d)} \left[ \frac{1}{\sinh^2(\lambda d)} - \frac{1}{3} \right] \quad (3)$$

Doyle<sup>[7]</sup> 在他的模型槽中发现, 在水深56厘米的底面, 压力为线性波动理论计算结果的27%; 当水深达到107厘米时, 差别减小。他把这种差别归结为沉积物的粘性和流动状。

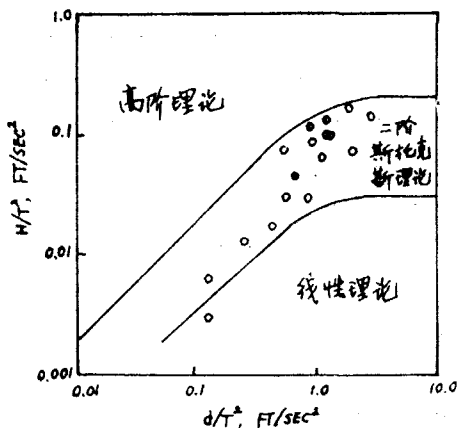


图 2

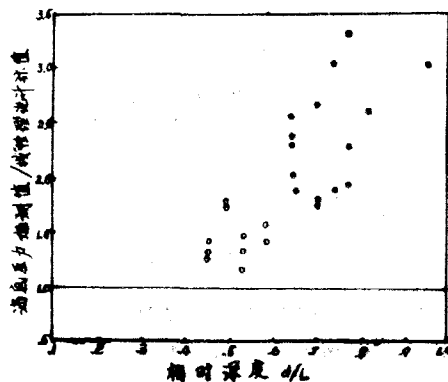


图 3

Suhayda 等<sup>[8]</sup> 在墨西哥湾20米水深的泥质海底也观测到压力值与线性理论偏离的现象。如图3所示, 在相对水深(水深/波长)小时, 观测值小于线性理论计算值; 而相对水深大时, 观测值较大。这显示了海底土的非线性粘弹性。此外, 线性波动理论假定海底压力和海面波同相位; 实际上, 两者间有个相位差  $\theta$ 。

Suhayda<sup>[9]</sup> 考虑到海底的运动, 运动波幅为  $H'$ , 得到海底压力的表达式为

$$P_0 = \frac{\gamma_w}{2} \left[ \frac{H}{\cosh(\lambda d)} - H' e^{i\theta} \tanh^2(\lambda d) \right] \quad (4)$$

当  $H' = 0$  时, 式(4)回到线性波动理论; 当  $\theta$  接近零时, 所得压力值小于线性理论计算结果, 海底土层似粘性流体;  $\theta = \pi$  时, 得到似弹性反应, 海底压力比计算值大。运动海底的压力与静止海底的压力之比示于图4。图中  $B$  为  $H'$  与  $H$  之比。

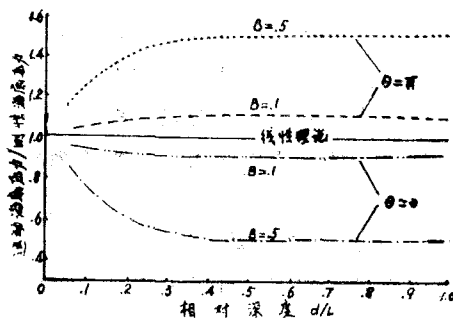


图 4

海底上产生波动的原因是由于波浪能量的损失。在泥质海底, 尤其需要考虑这种能量损失。

#### 4 海底土层对波浪的反应

在波浪引起的海底压力作用下, 海底土层会产生瞬态或残余孔隙水压力。

4.1 瞬态孔隙水压力 Putnam<sup>[10]</sup> 1949年进行了这方面研究。他假定土层为刚性多孔介质, 水为不可压缩流体, 水的流动符合 Darcy 定律, 得到解。Liu 等<sup>[11]</sup> 在 [10] 的基础上, 给出有限土层在深度  $z$  的孔隙压力幅值:

$$U_{max} = P_0 \cosh \lambda (d_s - z) / \cosh(\lambda d_s) \quad (5)$$

式中  $d_s$  为土层厚度。Sleath<sup>[12]</sup> 扩展了 Putnam 的分析, 考虑了水平和铅直向渗透性的不同, 得到不同深度瞬态孔隙压力的幅值为

$$U_{max} = P_0 \frac{\cosh[\lambda(k_z/k_x)^{1/2}(d_s - z)]}{\cosh[\lambda(k_z/k_x)^{1/2}d_s]} \quad (6)$$

该式在他本人的模型试验中基本上得到了验证。但是, 上述分析都忽略了土骨架的性质。

Yamamoto<sup>[13]</sup> 和 Madsen<sup>[14]</sup> 用 Biot 理论<sup>[15]</sup> 分析土层受谐振波浪载荷的瞬态反应。他们假定土骨架为弹性, 孔隙水可压缩, Darcy 定律成立。Yamamoto<sup>[13]</sup> 假定土层的渗透性为各向同性, 分析了无限和有限土层的不同情况。Madsen<sup>[14]</sup> 只分析了无限土层, 但考虑了渗透性的各向异性。在他们的分析中, 由于假定孔隙水可压缩, 因此也能考虑土中气体的存在。对于无限土层, Yamamoto<sup>[13]</sup> 得到孔隙压力随深度衰减的简单表达式和由波浪引起的有效应力幅值分别为

$$U_{max} = P_0 \exp(-\lambda z) \quad (7)$$

$$|\bar{\sigma}_z| = |\bar{\sigma}_x| = |\tau_{xz}| = P_0 \lambda z \exp(-\lambda z) \quad (8)$$

应注意, 两式不包括水或土性参数; 分析中假定土层刚度不随深度变化, 与实际有出入。

值得指出, 根据弹性理论算得海底受谐振波载荷作用的土层总应力幅值:

$$\sigma_z = P_0(1 + \lambda z) \exp(-\lambda z) \quad (9)$$

$$\sigma_x = P_0(1 - \lambda z) \exp(-\lambda z) \quad (10)$$

$$\tau_{xz} = P_0 \lambda z \exp(-\lambda z) \quad (11)$$

若减去式 (7) 中的孔隙水压力, 则得到和式 (8) 一样的有效应力值。

Finn 等<sup>[16]</sup> 将 Yamamoto-Madsen 方法扩展到具有渗透各向异性和不同厚度的成层土中。

4.2 残余孔隙压力 残余孔隙压力是由波浪压力产生的周期剪应力引起的, 它依赖于载荷的大小、持续时间以及海底的排水特性。由于风暴可以持续数小时, 消散的效应就非常重要, 在估算残余孔压时必须予以考虑, 在砂土层中残余孔压可能导致液化。

Seed 和 Rahman<sup>[17]</sup> 在进行波浪载荷下的残余孔压和液化势分析时, 用弹性理论算出土中的剪应力。土层中的周期剪应力使孔压按一定速率增长, 然后根据土的渗透性和压缩性考虑孔压的消散, 得到孔压反应的基本方程如下:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left( \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (12)$$

式中  $m_v$  为压缩系数;  $\partial u_g / \partial t$  为孔压增长速率, 其值可由室内液化试验结果计算得到。

Finn 等<sup>[16]</sup> 在 Seed 和 Rahman<sup>[17]</sup> 的基础上进一步考虑了模量随风暴期间孔隙压力增长而变化的因素, 得出模量变化是必须考虑的结论。

有必要指出, 在海底获取原状砂土试样几乎是不可能的, 这使基于室内液化试验结果的分析方法具有一定局限性。Nataraja 等<sup>[18]</sup> 把从地震工程中由现场准标贯入试验得到的土的周期抗剪强度与波浪引起的周期剪应力相比拟, 得到海底土液化分析的简化方法。该法可用来对研究区域作一初步评价, 以了解是否必要进行更详细的分析。但在应用现场资料时, 应注意标准贯入试验和海洋中使用的圆锥贯入试验间的差别。

## 5 边坡稳定分析方法

海底边坡稳定分析方法可以分三大类：极限平衡法，静态变形法，动力分析法。

5.1 极限平衡方法 文献中报道的大多数海底边坡稳定分析方法为准静态的极限平衡方法。其中除 Henkel<sup>[19]</sup> 和 Finn 及 Lee<sup>[20]</sup> 用弯曲的滑动面外，多数为无限坡分析。这是和海底滑动的形态相适应的。图 5 为无限坡分析中自由体的示意图。地震载荷用当量静力  $F_v$  和  $F_h$  表示，其值为土体总重与地震加速度  $a_v$  和  $a_h$  的乘积。由于无限坡分析的自由体要求沿坡长的应力条件保持恒定，因此波浪引起的海底压力没有包含在该分析中。对于水深超过 150 米的海底边坡，波浪载荷的影响可以忽略不计。

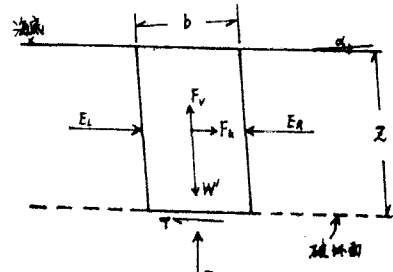


图 5

当水深小于 150 米时，波浪的影响只能用超静水压力值来反映。由图 5 各力的平衡分析，分别得到斜面上法向应力  $\bar{\sigma}$  和平均剪应力  $\tau_{av}$  以及土的抗剪强度如下：

$$\bar{\sigma} = \gamma' z \cos^2 \alpha - \gamma z a_v \cos^2 \alpha - \gamma z a_h \sin \alpha \cos \alpha \quad (13)$$

$$\tau_{av} = \gamma' z \sin \alpha \cos \alpha - \gamma z a_v \sin \alpha \cos \alpha + \gamma z a_h \cos^2 \alpha \quad (14)$$

$$\tau = \bar{c} + \bar{\sigma} \tan \bar{\phi} \quad (15)$$

比较剪应力和有效抗剪强度，得到安全系数如下：

$$F.S. = \frac{\bar{c} + [1 - (\gamma/\gamma') a_v - (\gamma/\gamma') \gamma_h \tan \alpha] \gamma' z \cos^2 \alpha \tan \bar{\phi}}{[1 - (\gamma/\gamma') a_v + (\gamma/\gamma') (a_h/\tan \alpha)] \gamma' z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (16)$$

当  $F.S. = 1$  时，即为极限平衡条件

$$\frac{c'}{\gamma' z} = \cos^2 \alpha \left[ \left( \tan \alpha - \frac{\gamma}{\gamma'} a_v \tan \alpha + \frac{\gamma}{\gamma'} a_h \right) - \left( 1 - \frac{\gamma}{\gamma'} a_v - \frac{\gamma}{\gamma'} a_h \tan \alpha \right) \tan \bar{\phi} \right] \quad (17)$$

Morgenstern<sup>[21]</sup> 考虑水平地震加速度的效应，进行不排水总应力分析，即令式 (17) 中的  $a_v$  和  $\bar{\phi}$  都为零， $\bar{c} = S_u$ ，得到

$$\frac{S_u}{\gamma z} = \frac{1}{2} \sin 2\alpha + a_h \frac{\gamma}{\gamma'} \cos^2 \alpha \quad (18)$$

Almagor 和 Wiseman<sup>[22]</sup> 用式 (18) 分析以色列海岸外海底  $6^\circ$  的边坡，认为地震加速度达到  $0.05-0.06g$  已足以引起滑动。Edwards 等<sup>[23]</sup> 也用该法分析了南加利福尼亚海岸以外的滑坡，认为  $a_h = 0.13g$  就能使  $3^\circ-4^\circ$  的缓坡产生破坏。顾小芸<sup>[24]</sup> 对英国设得兰岛西北大陆架的边坡进行分析，得到  $0.04g$  的地震加速度就有可能使  $0.8^\circ$  的海底边坡破坏的结论。

高沉积速率、地震和波浪引起的周期载荷、气体的存在等都会产生超孔隙压力。在有效应力分析中，破坏面上的法向应力应扣除超孔隙压力  $\Delta u$ 。Hampton 等<sup>[25]</sup> 在分析阿拉斯加湾的海底边坡时，用了如下方程：

$$F.S. = \frac{1 - (\gamma/\gamma') a_v - (\gamma/\gamma') a_h \tan \alpha - \Delta u / (\gamma z \cos^2 \alpha)}{1 - (\gamma/\gamma') a_v + (\gamma/\gamma') (a_h/\tan \alpha)} \frac{\tan \bar{\phi}}{\tan \alpha} \quad (19)$$

他们用 Gibson<sup>[26]</sup> 的固结理论估算了由高沉积速率引起的超孔隙压力, 其值为滑移面有效上覆压力的 88%。在这种情况下, 即使没有任何地震力, 也会使边坡稳定角  $\alpha$  由  $24^\circ$  降至  $2.6^\circ$ 。当  $a_h = 0.02g$  时,  $\alpha$  会降至  $0.5^\circ$ 。这坡角与实测值相符。

Prior 和 Suhayda 等<sup>[27,28]</sup> 对密西西比河三角洲进行了类似的分析。对于  $\alpha = 0.5^\circ$  的边坡,  $\bar{c} = 0$ ,  $\bar{\phi} = 20^\circ$  时, 产生破坏的  $\Delta u$  应为有效上覆应力的 98%, 即有效应力几乎为零。计算的孔隙压力与现场测量值比较接近。产生这样大的孔隙压力, 其可能原因是高沉积速率、波浪载荷、承压水或气体的存在, 但具体原因并不清楚。

在极限平衡分析方法中最早考虑波浪载荷引起海底压力的是 Henkel<sup>[19]</sup>, 见图 6。他用圆弧滑动面进行力矩平衡。波浪压力由线性波动理论 (式(2)) 计算。

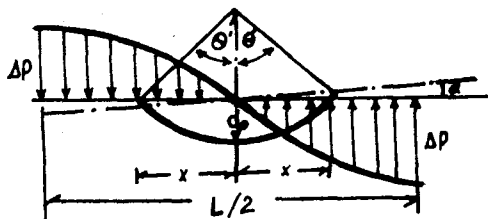


图 6

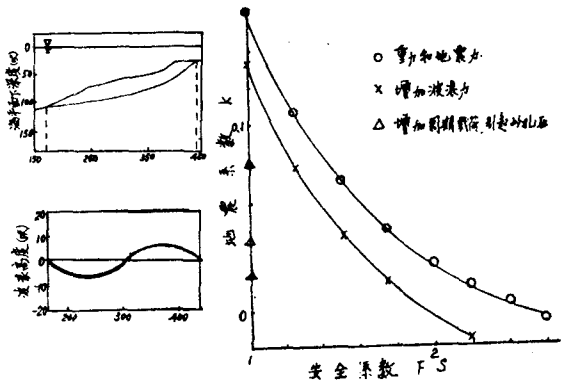


图 7

对密西西比三角洲的海底边坡进行计算后, 他得到波浪会造成水下达 120 米处的软土层破坏和下滑的结果。

Finn 和 Lee<sup>[20]</sup> 发展了较为普遍的准静态平衡分析方法。他们用有效应力条分法进行计算, 破坏面可以是任意的。地震载荷以准静态水平力作用于每一条的重心处。波浪引起的海底压力也用式 (2) 计算。周期载荷产生的孔隙压力由室内动力试验结果计算。图 7 为一算例, 比较了它们和只考虑地震载荷分析所得的结果。

极限平衡方法的最大优点是方便和经济, 特别在初步勘察阶段, 是用得最普遍的。但是, 它有下列缺点。首先, 不能提供边坡内的应力和变形。此外, 只有当假定的破坏机制完全符合实际情况时, 才能得到满意的结果, 否则通常高估了稳定性。

5.2 静态变形分析 Wright<sup>[29]</sup> 用非线性变形模型进行有限元计算, 得到由波浪载荷和重力引起的海底土层中的应力和变形。[29]是1972年模型<sup>[3]</sup>的改进。([3]曾被 Arnold 和 Bea<sup>[30,31]</sup> 用来分析美国南 70 通道的海底缓坡。) 海底压力也由线性理论计算, 重力用无限坡的关系式 (即式 (13) 和 (14) 中令  $a_v = a_h = 0$ ), 土层的欠压密状态由超静水压力  $\Delta u$  反映。应力-应变关系在加载时用双曲线关系, 卸载时用线性关系。周期载荷对土性的影响由软化的应力-应变参数来表达。图 8 为 Wright 有限元模型的示意图和对南 70 通道的计算结果。由图中看到, 下坡方向的位移比上坡方向的位移大 1 倍多, 这是重力作用的结果。该法的主要缺点是它只给出对应于单个波浪的位移, 没有考虑累计变形。第 10 周载荷比第 1 周载荷的变形大, 只是因为第 10 周时输入的土性减弱了。

Bea 等<sup>[32]</sup> 用有限元进行了分层介质的计算。他们把 [29] 又扩展了一步, 用了复数剪切

模量。对于介质是否考虑为分层的, 在一些实际问题中是有显著影响的, [32]比较了南70通道的情况, 如图9所示。分层介质方法算得的水平和铅直位移都大很多, 但两种计算结果的趋势是一致的。

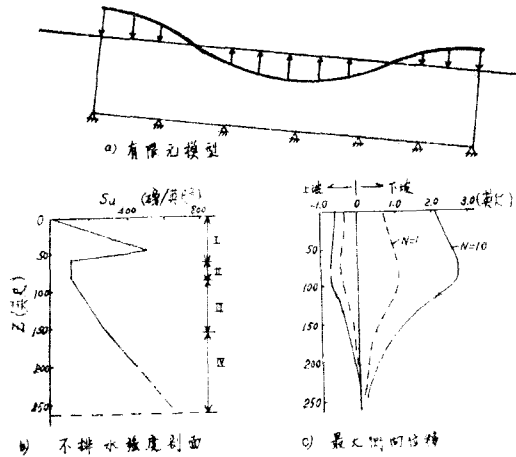


图 8

变形分析方法的主要优点是不要求预先假定破坏机制或破坏面。但是, 这些模型的数学表达式较复杂, 计算结果正确与否在很

大程度上依赖于土性资料的可靠性, 因此在海洋土工条件下常常受到一定限制。

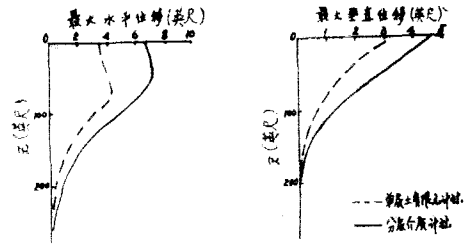


图 9

大程度上依赖于土性资料的可靠性, 因此在海洋土工条件下常常受到一定限制。

5.3 动力分析方法 近20年来在地震载荷方面发展了一系列动力分析方法。这些动力模型也可以用于海底边坡稳定性分析。其实质性优点是考虑惯性效应, 给出随时间变化的应力和变形。动力模型中可考虑土的非线性, 周期载荷引起的孔压和变形, 以及孔压的消散。

Schaperly 和 Dunlap<sup>[33]</sup> 用线性粘弹性模型进行变形分析。他们还计算了海底对波浪的能量吸收, 也就是考虑了波浪和土的耦合, 研究了土体运动对波浪的影响。他们用复数的剪切模量和 Ramberg-Osgood 应力-应变关系, 并用 Masing 规则描述滞回反应。他们指出, 在有些情况下, 土体运动的动力放大作用可能很大。

Bea 等<sup>[32]</sup> 对南70通道进行了静力和动力计算的比较。动力方法算得的铅直位移和最大水平位移都比静力分析结果大60%。但是在波浪载荷较小时, 动力放大作用没有这样显著。

Seed<sup>[34]</sup> 在研究地震问题时曾强烈表示, 应该用动力分析方法取代准静态方法。但 Leps<sup>[35]</sup> 认为, 在边坡的动力分析中, 计算的精确度与诸如载荷、地基条件、边坡几何尺寸、取土和试验方面的困难等一系列不确定因素有关。这些不确定因素在海底边坡稳定问题中都是存在的, 而得到海底边坡破坏实例记录的极端困难, 更使上述不确定性难以解决。

上述所有分析方法都面临一个和实例联系的问题。因此, 重要的是搜集实际参数(边坡角、土层、环境载荷等)和破坏实例, 结合具体的土工条件选择合适的分析方法。

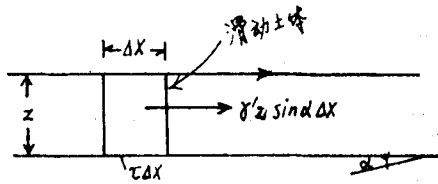
## 6 边坡破坏后的行为

海底滑坡发生以后, 由于海水的作用, 滑动土体会转变为泥流, 这种泥流以一定速度延伸一定距离(即位移)。由此产生的力会给结构物造成威胁。由于水和土体相互作用的机制非常复杂, 实测记录又难以获得, 所以这方面的分析工作至今还进行得较少。

许多研究者曾用塑性模型和粘性模型描绘陆上缓慢运动的泥流。Suhayda 和 Prior<sup>[36,37]</sup> 曾用这类模型计算了海底滑动槽, [36]中他们将 Brückl 和 Scheidegger<sup>[38]</sup> 的塑性解计算了

墨西哥湾滑坡底部的泥流形状,得到了满意的结果。Johnson<sup>[39]</sup>曾用 Bingham模型(粘塑模型,有一屈服阻力 $K$ 和线性粘度 $\eta$ )描述泥石流特征。[37]用 Johnson 的解计算了海底泥流的深度,与实测情况符合。他们也计算了泥流的速度,认为结果是合理的,但无现场资料检验。

Edgers 和 Karlsrud<sup>[40]</sup>用无限坡位移法计算了海底土体流动速度和滑出距离。粘性流动分析见示意图10。土体模型也用 Bingham 流体。计算表明,土体的厚度和土的粘度都影响流动的速度。经过一段时间后,滑动会达到一稳定的速度。对于有一定屈服阻力 $K$ 的土,当流动速度和倾角降到某一阈值以下时流动会停止。计算所用土性参数 $\eta$ 和 $K$ 主要由实测资料反算。



$$V = F_0 + (V_i - F_0) e^{-\frac{t-t_i}{a}}$$

$$X = X_i + F_0(t - t_i) + a(V_i - F_0)(1 - e^{-\frac{t-t_i}{a}})$$

$$a = \frac{(2\gamma'z \sin \alpha + K)(\gamma'z \sin \alpha - K)}{6g\eta \gamma' \sin^2 \alpha}$$

$$F_0 = \frac{(2\gamma'z \sin \alpha + K)(\gamma'z \sin \alpha - K)^2}{(6\eta z \gamma' \sin \alpha)^2}$$

图 10

上述计算表明,用流变模型预测海底泥流的性质是有前途的,但以往研究中所用土性参数的假定很粗,稍稍改变这些参数就可能得出不合理的结果,因此有待进一步探讨,尤其需要实测资料的验证。

## 7 当前致力的方向

综上所述,在海底边坡稳定分析方法方面已经进行了许多工作。当前不必在发展新的分析模型方面花很大力气。重要的是结合实测资料修改或综合已有的方法。为了更好地评价分析方法的适用性,特别需要搜集海底边坡滑动的实例<sup>[41]</sup>。在无足够实例情况下,通过模型试验<sup>[6,7,12,42-45]</sup>检验海底压力、土中应力、位移和破坏等的分析方法,也是一个重要方面。

## 参 考 文 献

- 1 McClelland B, Cox W R. Performance of pile foundations for fixed structures. Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures, Vol. 1 (1976)
- 2 Bea R G. *Oil and Gas J.*, 29 (1971)
- 3 Wright S G, Dunham R S. Bottom stability under wave induced loading. 4th OTC Vol. 1 (1972)
- 4 Bennet R M, Faris J R. *Appl Ocean Res.*, 1, 3 (1979)
- 5 Shore Protection Manual, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, U. S. Government Printing Office, Vol. 1 (1975)
- 6 Tsui Y, Helfrich S C. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 109, 4 (1983)
- 7 Doyle E H. Scil wave tank studies of marine soil instability. 5th OTC, Vol. 3 (1973)
- 8 Suhayda J N, Whelan T, Coleman J M, Booth J, Garrison L E. Marine sediment instability: interaction of hydrodynamic forces and bottom sediments. 8th OTC, Vol. 1 (1976)
- 9 Suhayda J N. *Marine Geotechnolgy*, 2 (1977)
- 10 Putnam J A. *Amer. Geophys. Union*, 30, 3 (1949)
- 11 Liu P L F, Timothy P, O'Donnell. Wave induced forces on buried pipelines in permeable seabeds. 4th Conf. on Civil Eng. in the Oceans (1979)
- 12 Sleath J F A. *J. Hydraulics Div., ASCE*, 96, HY2 (1970)



- 13 Yamamoto T. Sea bed instability from waves, 10th OTC, Vol. 1 (1978)
- 14 Madsen O S. *Geotechnique*, **28**, 4 (1978)
- 15 Biot M A. *J. Appl. Phys.* **12** (Feb. 1941)
- 16 Finn W D L, Siddharthan R, Martin G R. *J. Geotechn. Eng. Div., ASCE*, **109**, 4 (1983)
- 17 Seed H B, Rahman M S. *Marine Geotechnology*, **3**, 2 (1978)
- 18 Nataraja M S, Gill H S. *J. Geotechn. Eng. Div., ASCE*, **109**, 4 (1983)
- 19 Henkel D J. *Geotechnique*, **20**, 1 (1970)
- 20 Finn W D L, Lee K W. Seafloor stability under seismic and wave loading. Soil Dynamics in the Marine Environment (1979)
- 21 Morgenstern N R. Submarine slumping and the initiation of turbidity currents. *Marine Geotechnique*, ed. by Richards A F (1967)
- 22 Almagr G, Wiseman G. *Marine Geotechnology*, **2** (1977)
- 23 Edwards B F, Field M E, Clukey E C. Geological and geotechnical analysis of a submarine slump, California borderland, 12th OTC, Vol. 1 (1980)
- 24 Gu X Y. Geotechnical properties of continental shelf deposits and preliminary evaluation of submarine slope stability in the Flett area, BGS Internal Report 85/11 (1985)
- 25 Hampton M A, Bouma A H, Carlson P R, Molnia B F, Clukey E C, Sangrey D A. Quantitative study of slope instability in the gulf of Alaska, 10th OTC, Vol. 4 (1978)
- 26 Gibson R E. *Geotechnique*, **8** (1958)
- 27 Prior D B, Coleman J M, Suhayda J N, Garrison L E. Subaqueous landslides as they affect bottom structures. Int. Conf. on Port and Ocean Eng. under Arctic Conditions, Vol. 2 (1979)
- 28 Prior D B, Suhayda J N. *Eng. Geology*, **14**, 1 (1979)
- 29 Wright S G. Analysis for wave induced sea-floor movements, 8th OTC, Vol. 1 (1976)
- 30 Arnold P. Finite element analysis—a basis for sea-floor soil movement design criteria, 5th OTC, Vol. 2 (1973)
- 31 Bea R G, Arnold P. Movements and forces developed by wave-induced slides in soft clays, 5th OTC, Vol. 2 (1973)
- 32 Bea R G, Wright S G, Sircar P, Niedoroda A W. *J. Geotechn. Eng. Div., ASCE*, **109**, 4 (1983)
- 33 Schapery R A, Dunlap W A. Prediction of storm-induced sea bottom movement and platform forces, 10th OTC, Vol. 3 (1978)
- 34 Seed H B, Idriss I M, Lee K L, Makdisi F I. *J. Geotechn. Eng. Div., ASCE*, **101**, GT9 (1975)
- 35 Leps T M. Discussion on slopes and embankments. ASCE, Spec. Conf. on Earthq. Eng. and Soil Dyn., Vol. 3 (1978)
- 36 Suhayda J N, Prior D B. Explanation of submarine landslide morphology by stability analysis and rheologic models, 10th OTC, Vol. 2 (1978)
- 37 Prior D B, Suhayda J N. Submarine mudslide morphology and development mechanisms, Mississippi delta, 11th OTC, Vol. 2 (1979)
- 38 Bruckl E, Scheidegger A E. *Geotechnique*, **23**, 1 (1973)
- 39 Johnson A M. Physical processes in geology. San Francisco, Freeman (1970)
- 40 Edgers L, Karlsrud K. Soil flow generated by submarine slides—case studies and consequences, NGI Publ., 143 (1982)
- 41 Lee H J, Edwards B D. *J. Geotechn. Eng. Div., ASCE*, **112**, 5 (1986)
- 42 Yamamoto T, Takahashi S, Schuckman B. *J. Eng. Mech., ASCE*, **109**, 1 (1983)
- 43 Clukey E C, Kulhawy F H, Liu P L F. Response of silts to wave loads: experimental study, Strength Testing of Marine Sediments, Laboratory and In-situ Measurements, ASTM STP 883 (1985)
- 44 Demars K R, Vanover E A. *Marine Geotechnology*, **6**, 1 (1985)
- 45 Mitchell R J, Tsui K K, Sangrey D A. Failure of submarine slopes under wave action, 13th Int. Coastal Eng. Conf., ASCE, Vol. 2 (1973)

# STATE OF THE ART: ANALYTICAL METHODS OF SUBMARINE SLOPE STABILITY

Gu Xiao-yun

Institute of Mechanics, Academia Sinica

**Abstract** The differences between the submarine slope stability problems and those on land are pointed out first, and the marine slope stability analysis is then described in detail with respect to geometry and loading. Since the wave effect is the most important feature of the submarine slope, different methods for calculating the wave induced bottom pressures as well as the cyclic response of the seabed, including both transient and residual pore pressures, are reviewed. Three different methods for stability analysis, i.e. limit equilibrium analysis, static deformation analysis and dynamic analysis, and their respective applications are discussed. The post failure behaviour of the submarine slope is especially complicated, so the possibility of using the rheological model to predict the flow properties is indicated. Finally, some research projects on this subject are proposed.

**Keywords** soil mechanics; geotechnology; marine geology; slope stability; wave loading; mud flow; rheological model

---

(上接第 113 页)

口的裂缝或空隙组成,但要考虑此裂缝或空隙的间距  $\varepsilon_0$  等于初始弹性变形。因此,整个模型的应力-应变轨迹从点  $B'$  起遵循元件 2 中弹簧的弹性线。

让我们从分支  $B' A'$  的任意点  $A'$  开始卸载。于是在元件 1 中的滑动摩擦转换成裂缝界面处的粘附摩擦。显而易见,整个看来,模型的卸载线即  $A' A$  产生了弹性变形。根据下式,  $\varepsilon_A^E$  比初始变形  $\varepsilon_0$  小:

$$\varepsilon_A^E = (\sigma^- / \sigma^+) \varepsilon_0$$

这个关系表达了无异常弹-塑性耦合的效应,因此它主要基于断裂项门槛值  $\sigma^+$  和  $\sigma^-$  之差。

**参考文献** (73篇,略)

程屏芬译自: *Appl. Mech. Rev.*, 40, 8 (1987); 1033—1043. (董务民校)