

④ 117-125

第5卷第2期
1998年6月非线性动力学学报
Journal of Nonlinear Dynamics in Science and TechnologyVol. 5 No.2
Jun. 1998

描述非线性动力响应的砂质土本构模型

章根德

(中国科学院力学研究所 北京, 100080)

TU 441

摘要 本文提出了一个描述非线性响应的砂质土本构模型. 由本构模型计算所得到的理论曲线与实验曲线十分接近. 此模型能广泛地用于土工问题的弹-塑性有限元分析中.

关键词 非凝聚土, 循环载荷, 土本构模型
中图分类号 0322

非线性响应

砂质土

1 引言

解决大型的、复杂的土-结构相互作用问题, 如水坝、核电站、海洋工程结构受到地震、爆炸冲击、应力波作用的问题, 都需要先进的计算模型和先进的数值计算方法来代替常规的承载力公式进行设计. 在这些数值方法中, 关键就是对地质材料本构响应的近似模拟. 这就导致了人们对地质材料本构模型研究的极大关注, 使最近 20 年来地质材料本构模型的研究取得了较大的进展.

1970 年 Dimaggio 和 Sandler 在 Drucker 等人的研究及剑桥模型的基础上, 提出了帽盖模型.^[1] 由于帽盖模型能恰当地拟合多种加载途径下的试验资料, 如实地描述土岩介质的主要性状, 可以广泛地应用于不同的目的, 充分显示了适应性与灵活性, 所以近十多年来获得了广泛的发展和运用. Huang 和 Chen(1990)提出了一种简单而又实用的方法, 可以从常规的土力学试验资料简易地求得帽盖模型的参量. Zhang (1985, 1995)进一步地给出了描述静力和动力条件下地质材料广义非线性帽盖模型的数学表达式.^{[2][4]}

帽盖模型的主要缺点是: 1. 屈服面与帽盖面相交处是间断点, 这往往给数值计算带来较大的困难. 2. 一般帽盖模型很难用来模拟具有加载-卸载-重新加载的循环荷载下土岩介质的本构响应. 所以, 提出一种适于描述土岩介质循环荷载条件下本构响应的模型, 对工程实践与土岩力学的发展都将具有重大的意义.

2 模拟循环荷载新的土本构模型

在塑性力学中材料状态的宏观描述是通过屈服函数 F 和塑性势函数 Q 来实现的. 用不变量来表示, F 和 Q 是 σ_{ij} 和 b_{ij} 直接不变量和结合 (混合) 不变量的函数, 即

$$F = F(J_r, J_s^b, K_t, \xi) \quad (1)$$

* 本文得到国家自然科学基金委员会资助

本文于 1997 年 11 月 8 日收到

$$Q = Q(J_r, J_s^b, K_t, \xi) \quad (2)$$

这里, $r, s, t=1,2,3$, J_r 是 σ_y 的直接不变量, J_s^b 是 b_y 的直接不变量, K_t 是 σ_y 和 b_y 的结合不变量.

我们将基本的屈服面写成

$$F_b = -\bar{\alpha}_1 J_1^n + \alpha_2 J_1^2 \quad (3)$$

为了适合不同的地质材料引入形状修正函数 F_s ,

$$F_s = (1 - \alpha_3 S_r)^{-1/2} \quad (4)$$

这里 $S_r = J_{3D} / (J_{2D})^{3/2}$ 表示了 J_{3D} 对地质材料屈服的影响, 具有洛德角的意义. 所以, 我们可以将屈服函数写成

$$F = J_{2D} - \alpha_2 J_1^2 (1 - \alpha_1 J_1^{n-2}) (1 - \alpha_3 S_r)^{-1/2} \quad (5)$$

这里, $\alpha_1 = \bar{\alpha}_1 / \alpha_2$, 参量 α_2, α_3 描述了地质材料的最终破坏包络的特征.

参数 n 描述了屈服面在 $J_1 \sim J_{2D}$ 空间中的形状特征, α_1 描述了屈服面的硬化特征, 这里假设 α_1 是材料的塑性应变轨迹 ξ (数量内变量) 的函数.

$$\alpha_1 = \alpha_1(\xi, \xi_v, \xi_D) \quad (6)$$

这里 ξ_v 与 ξ_D 分别是 ξ 的体积分量和偏量. 为简单起见, 我们这里取

$$\alpha_1 = \alpha_1 / \eta_1 \quad (7)$$

这里 α_1 和 η_1 为材料常数, ξ 定义为

$$\xi = \int (d\varepsilon_{ij}^p \cdot d\varepsilon_{ij}^p)^{1/2} \quad (8)$$

$d\varepsilon_{ij}^p$ 是增量塑性应变张量.

这样的屈服函数包括了以往所提出的各种屈服函数的特殊情况. 例如 Von Mises、Drucker、Prager 临界状态屈服面, Cap 屈服面, Mroz^[5] 的屈服面, Vermeer^[6] 和 Matsuoka 与 Nakai 等人的屈服面^[7].

这里提出的屈服面克服了帽盖模型中屈服面和帽盖相交是间断点的缺点, 克服了两个不变量 (J_1, J_{2D}) 屈服面不能模拟土岩对应力轨迹依赖性的缺点, 也克服了体应变硬化屈服面在某种情况下会出现不稳定的缺点. 而且形式上比较对称, 内容上能包括以前所提出各种屈服面的特殊情况, 充分显示了它的完美性.

图(1)表示了某种沙土的屈服面在 $J_{2D} \sim J_1$ 平面和八面体平面上的投影.

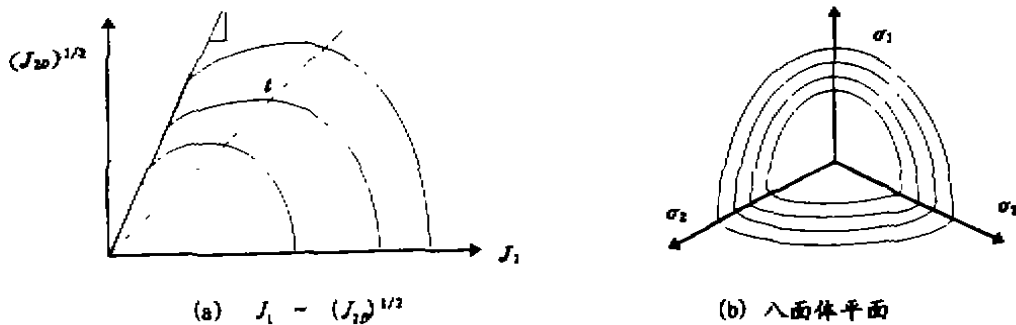


图1 应力空间中某种沙土的屈服面

屈服面 F 能运动变化的, 初始屈服时, 用 F_0 来描述, F_0 之内是弹性区, 所以 F_0 是弹性区的界限. F 在连续运动变化过程中不断膨胀, 设它的最大的包络面为 F_{max} . 所以 F 的变化范围是初始的 F_0 到 F_{max} .

这里, 我们引入这样的概念: 将从 F_0 到 F_{max} 的单调加载过程称为初次加载, 将卸载看成反向的再次加载. 于是, 卸载和重新加载都可看成再次加载. 这样, F_{max} 就能用来描述最大前应力的记忆. 当以后的应力循环超过了最大前应力记忆, 从前的最大应力到现在的最大应力仍是初次加载. 引入初次加载和再次加载的概念, 就能将习惯上所说的加载、卸载和重新加载三种情况归结为初次加载和再次加载 (不考虑加载方向) 两种情况. 在这种观念下, 我们再来分析常规土力学试验所得到的应力—应变曲线, 如图(2)所示.

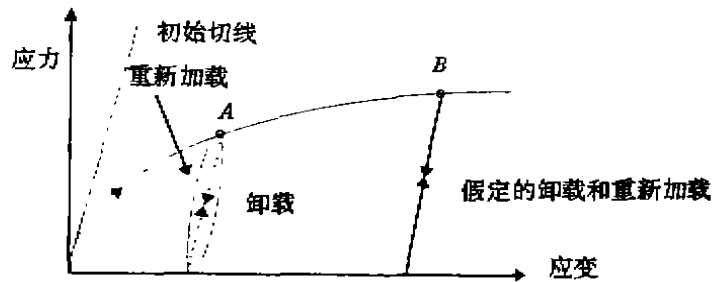


图2 加载-卸载过程的近视表示

可以发现, 在初次加载过程中, 当土介质达到某种应力状态后, 应力—应变曲线呈现出非线性, 即人们所常说的达到了屈服. 随后便是继续屈服的应变硬化过程. 所以, 在初次加载过程中, 土介质的屈服现象都可以与屈服面发生联系. 而对于再次加载过程 (包括卸载与重新加载), 实验表明许多种土的应力—应变性状几乎是线弹性的, 并且与再次加载过程所处的应力水平无关^[9]. 我们实验所采用的福建标准砂、常规三轴压缩实验所得的结果也是这样, 如图(5)所示.

所以, 从工程实用的观点出发, 我们可以将复杂的循环加载过程分解为初次加载与再次加载两种过程. 初次加载包括从开始加载到某个最大应力状态, 从前一个循环过程中的最大应力到后一个循环过程中更大的应力状态. 初次加载过程中, 材料的屈服与 (运动的) 屈服面相关, 塑性流动与塑性势面相关. 而再次加载过程中 (包括卸载与重新加载直到前最大应力状态) 土介质的本构特性可以简单地采用线弹性模型来近似地描述.

关于初次加载和再次加载的概念可以这样理解: 对应力空间中每个应力点, 加载时都存在对应屈服面 F_c , (塑性屈服后, 有加工硬化现象, 加载过程每个应力点都对应屈服面 F_c). 如果对应以前应力历史的屈服面都完全包容于当时屈服面 F_c 内, 应力增量是 F_c 的外法线方向, 这时称材料是处于初次加载. 如果应力增量不是指向 F_c 的外法线方向, 即向内的, (加载的下一时刻屈服面在减小), 这时 F_c 就保留了材料的最大前应力的记忆, 材料就称再次加载 (卸载可以看成反向的再次加载). 在再次加载过程中, 土介质的本构性状近似地看成线弹性的.

这样, 曲面 F 用来: 1. 定义初始加载、卸载和重新加载; 2. 给出塑性应变增量数值; 3. 保持最大前应力的记忆.

塑性势面 Q 在 F_m 的固定区域 (场) 内运动变化, 随应力点运动, 在运动过程中可以和 F 相交. 曲面 Q 作为塑性势面给出了塑性应变增量的方向 ($d\varepsilon_{ij}^p$ 和 Q 正交). 塑性势面 Q 是应力状态、数量内变量 ξ 和张量内变量 b_{ij} (表示 Q 在应力空间中的位置) 的函数.

$$Q = Q(\sigma_{ij}, b_{ij}, \xi) = Q(J_1, J_{2D}, J_{3D}, I_{1b}, I_{2Db}, I_{3Db}, K_{1D}, K_{2D}, K_{3D}, \xi) \quad (9)$$

这里 I_{1b} 是 b_{ij} 的第一不变量, I_{2Db} 和 I_{3Db} 是 b_{ij} 的偏量部分 (b_{ij}^D) 的不变量, 而 K_{1D} 是偏应力张量 s_{ij} 和偏张量 b_{ij}^D 的混合不变量, 定义如下:

$$\begin{aligned} I_{1b} &= b_{ij} J_{2Db} = \frac{1}{2} b_{ij} b_{ij} J_{3Db} = \frac{1}{3} b_{ik} b_{kj} b_{ji} K_{1D} \\ &= S_{ij} b_{ij} K_{2D} = S_{ik} b_{kj} b_{ji} K_{3D} = S_{ik} S_{kj} b_{ji} \end{aligned} \quad (10)$$

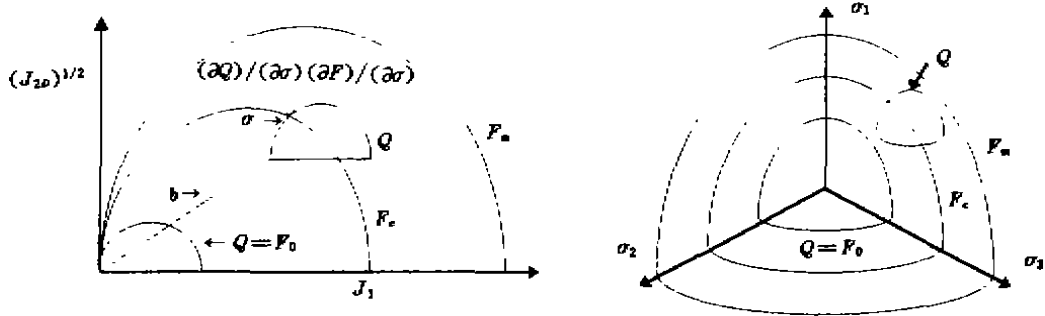


图3 应力空间中的屈服面和塑性势面

一般情况, 我们可以认为 Q 能取任何形状和大小, 并且能在应力空间中膨胀、移动和旋转. 为了方便起见, 开始时, 我们可以选择 Q 和 F_0 一样形状和大小, 即 $Q=F_0$. 而以后加载过程, Q 主要用来表示塑性应变增量的方向, 只要求 Q 的法线方向是塑性应变增量方向, 而 Q 是什么形状, 大小是无关重要的, 所以我们可以假设 Q 的大小、形状保持不变, 这样, 在数学表达式上, 我们可以认为 Q 和 F 有相同的数学形式. 这时, Q 的原点坐标用 b_{ij} 描述, (b_{ij} 相当于一个应力张量, 表示了 Q 的原点在应力空间中的位置.) Q 边界上的应力状态 σ_{ij} , 就可以用 $\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - b_{ij}$ 与 b_{ij} 之和来描述. 这样, 塑性势函数 Q 的变量中, 要用 $\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - b_{ij}$ 作为变量, 即:

$$Q = Q(\bar{J}_i) \quad (11)$$

这里 $\bar{J}_i (i=1, 2, 3)$ 是 $\bar{\sigma}_{ij}$ 的不变量, 比较特殊的, Q 可以写成

$$Q = \bar{J}_{2D} - \alpha_2 \bar{J}_1^2 (1 - \alpha_0 \bar{J}_1^{n-2}) (1 - \alpha_3 \bar{S}_r)^{-1/2} \quad (12)$$

这里 $\bar{S}_r = \bar{J}_{3D} / (\bar{J}_{2D})^{3/2}$, \bar{J}_1 是 $\bar{\sigma}_{ij}$ 的第一不变量, \bar{J}_{2D} 、 \bar{J}_{3D} 是偏量部分的不变量, n 、 α_2 、 α_3 和前面 F 的函数表达式中常数相同. $\alpha_0 = \bar{\sigma} \sigma_0 / \alpha_2$, α_0 对应了初始屈服面 F_0 的硬化参量. 由于 Q 和 F_0 有相同的函数形式, 如式(12), 并且

$$\begin{aligned} \bar{J}_1 &= \bar{\sigma}_{ij} \delta_{ij} = J_1 - I_{1b} \\ \bar{J}_{2D} &= \frac{1}{2} \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij} = J_{2D} - S_{ij} b_{ij} + \frac{1}{2} b_{ij} b_{ij} \\ &= J_{2D} - K_{1D} + I_{2Db} \\ \bar{J}_{3D} &= \frac{1}{3} \bar{S}_{ik} \bar{S}_{kj} \bar{S}_{ji} = J_{3D} + K_{2D} - K_{3D} + I_{3Db} \end{aligned}$$

将上述 \bar{J}_1 、 \bar{J}_{2D} 、 \bar{J}_{3D} 代入公式(12), 就得到

$$Q = (J_{2D} - K_{1D} + I_{2Db}) - \alpha_2 (J_1 - I_{1b})^2 [1 - \bar{\alpha}_0 (J_1 - I_{1b})^{n-2}] \times [1 - \frac{\alpha_3 (J_{2D} + K_{2D} - K_{3D} - I_{3Db})}{(J_{2D} - K_{1D} + I_{2Db})^{3/2}}]^{-1/2} \quad (13)$$

塑性应变增量的方向由 Q 与 b_{ij} 所控制, 所以模型的主要面貌由 b_{ij} 的移动规律所控制。

对于相关流动情况, 在初始加载, 即单调加载时, F 和 Q 的形状是一样的, F 和 Q 的法向共轴, 故 $(\partial Q)/(\partial \sigma_{ij})$ 与 $(\partial F)/(\partial \sigma_{ij})$ 也共轴, 如图(4)。

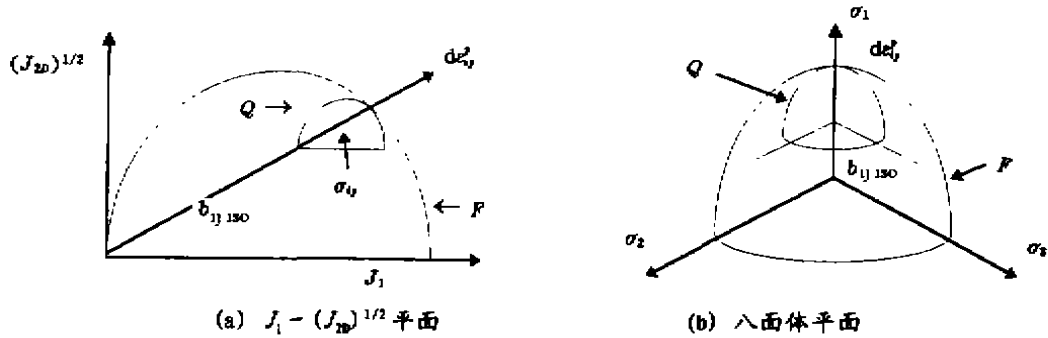


图4 对各向同性相关流动情况塑性势在应力空间中的位置

因此, σ_{ij} 与 b_{ij} 共轴, 并且

$$|\sigma_{ij}| / |\bar{\sigma}_{ij}| = (\frac{\alpha_0}{\alpha_{1c}})^{1/(n-2)} \quad (14)$$

可以证明^[9]

$$(b_{ij})_{is0} = \sigma_{ij} [1 - (\frac{\alpha_{1c}}{\alpha_0})^{1/(n-2)}] \quad (15)$$

式(15)的增量形式可表示为:

$$d(b_{ij})_{is0} = [1 - (\frac{\alpha_{1c}}{\alpha_0})^{1/(n-2)}] d\sigma_{ij} + \frac{1}{2-n} (\frac{\alpha_{1c}}{\alpha_0})^{1/(n-2)} \sigma_{ij} d\alpha_1 \quad (16)$$

对各向同性硬化, 初次加载过程, b_{ij} 只是 σ_{ij} 和 α_1 的函数, b_{ij} 的变化 db_{ij} 只是 $d\sigma_{ij}$ 、 σ_{ij} 及 $d\alpha_1$ 的函数。已知了 db_{ij} 的增量, 从某一时刻的 b_{ij} 及 σ_{ij} 就能计算出下一时刻的 b_{ij} 。由于 Q 是塑性势, 所以塑性应变增量可

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial Q / \partial \sigma_{ij}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \quad (17)$$

这里 $d\varepsilon_{ij}^p$ 是塑性应变增量, $d\lambda$ 是比例因子(常数), 项 $(\partial Q / \partial \sigma_{ij}) / (|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|)$ 表示了应力空间点 σ_{ij} 正交于 Q 的单位张量。如果应力空间的原点移到了 b_{ij} , 那么应力点 σ_{ij} 现在就用 $\bar{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - b_{ij}$ 表示, 而 σ_{ij} 点处同一单位法向张量就可写成 $(\partial Q / \partial \bar{\sigma}_{ij}) /$

$(|\partial Q / \partial \bar{\sigma}_{rs} = \sigma|)$, 所以有: ^[10]

$$\frac{\partial Q / \partial \sigma_{ij}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} = \frac{\partial Q / \partial \bar{\sigma}_{ij}}{|\partial Q / \partial \bar{\sigma}_{rs}|} \quad (18)$$

塑性应变增量大小主要由比例因子 $d\lambda$ 所控制. 在我们的模型中, 在初次加载过程中, 出现塑性屈服后应力状态总是保持于屈服面 F_c 上. 根据相容性条件在数学上可表示为: $dF_c=0$. 由于屈服面一般地可写成 $F_c=F_c(\sigma_{ij}, \xi)$, 于是有

$$\frac{\partial F_c}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial F_c}{\partial \xi} d\xi = 0 \quad (19)$$

上式中, $d\xi = (\varepsilon_{ij}^p, \varepsilon_{ij}^p)^{1/2}$, 而由上面式(17), 塑性应变增量 $d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda(\partial Q / \partial \sigma_{ij}) / (|\partial Q / \partial \sigma_{ij}|)$, 代入式(19)

$$d\lambda_i = \frac{-\frac{\partial F_c}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\frac{\partial F_c}{\partial \xi}} \quad (20)$$

上式就给出了初次加载过程中塑性应变增量的大小.

对于再次加载, 如前所述采用弹性模型来近似地描述土介质的本构特性, 故不出现屈服与塑性流动的问题. 直到重新加载的应力状态超过了最大前应力, 材料又重新出现塑性屈服, 再次加载又转变成新一轮初次加载过程, 又可采用上述弹—塑性硬化过程的公式来描述.

对某些地质材料来说, 塑性流动往往是非相关的, 即 $F \neq Q$. 为了描述屈服面 F 与塑性势面 Q 之间这种偏离现象, 我们可以采用下列表示

$$Q = F + H(J_i, \xi) \quad (21)$$

这里 $H(J_i, \xi)$ 是应力不变量 J_i 与塑性应变轨迹的函数.

为了简化起见, 我们可以采用修正屈服函数中的扩张系数 α_1 来实现, 即将塑性势面写成下列形式

$$Q = J_{2D} - \alpha_2 J_1^2 \left(1 - \frac{\alpha_Q}{\alpha_2} J_1^{n-2}\right) (1 - \alpha_3 S_r)^{-1/2} \quad (22)$$

α_Q 的最简单的表示形式可以写成:

$$\alpha_Q = \alpha_1 + K(\alpha_1 - \alpha)(1 - r_v) \quad (23)$$

这里 K 是材料参数, α_1 是非相关流动开始时 α 的值.

这里非相关流动仅通过引入一个材料常数 K 来描述的, 当 $K=0$ 时, $\alpha_Q = \alpha_1$, 于是 $F=Q$, 非相关联流动情况也就变成相关联的流动情况.

3 弹塑性应力应变关系的推导

与一般的帽盖模型一样, 模拟循环荷载的本构模型同样具有传统的增量塑性理论的结构. 在三维笛卡尔坐标系中, 模型的数学表达可以写成:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (24)$$

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1}{9k} \delta_{ij} d\sigma_{kk} + \frac{1}{2G} (d\sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} d\sigma_{kk}) \quad (25)$$

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial F}{\partial \xi} d\xi = 0 \quad (26)$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial Q / \partial \sigma_{ij}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \quad (27)$$

式(27)代入式(24), 经运算后可得: ^[10]

$$d\sigma_{kk} = 3K (d\varepsilon_{kk} - d\lambda \frac{\partial Q / \partial \sigma_{rs}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \delta_{ij}) \quad (28)$$

$$d\sigma_{ij} = 2G d\varepsilon_{ij} + (K - \frac{2G}{3}) \delta_{ij} (d\varepsilon_{kk} - d\lambda \frac{\partial Q / \partial \sigma_{rs}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \delta_{ij}) - 2G d\lambda \frac{\partial Q / \partial \sigma_{rs}}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \delta_{ij} \quad (29)$$

式(29)两边乘 $(\partial F) / (\partial \sigma_{ij})$, 经运算最后可得: ^[10]

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} [2G d\varepsilon_{ij} + (K - \frac{2G}{3}) \delta_{ij} d\varepsilon_{kk}]}{(K - \frac{2G}{3}) \frac{\partial F}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \delta_{ij} \times \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} + \frac{2G}{|\partial Q / \partial \sigma_{rs}|} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial F}{\partial \xi}} \quad (30)$$

$$d\sigma_{ij} = d\varepsilon_{ij} \{ C_{ijkl}^e - \frac{C_{ijkl}^e \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} [2G \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} + (K - \frac{2G}{3}) \delta_{mn} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn}]}{(K - \frac{2G}{3}) \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} \times \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{\partial F}{\partial \xi} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}}} \} = C_{ijkl}^{e-p} d\varepsilon_{ij} \quad (31)$$

于是, 可得到初次加载时弹塑性刚度:

$$C_{ijkl}^{e-p} = \{ C_{ijkl}^e - \frac{C_{ijkl}^e \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} [2G \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} + (K - \frac{2G}{3}) \delta_{mn} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn}]}{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{pq}} [(K - \frac{2G}{3}) \delta_{pq} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{rs}} \delta_{rs}] + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{rs}} - \frac{\partial F}{\partial \xi} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{rs}}} \} \quad (32)$$

4 土本构模型的验证

关于土本构模型的验证是采用如下的方法来实现的: 由不同应力加载途径的土力学实验定出了本构模型中待定材料常数后, 将待定材料常数代入本构模型来预言某种加载过程土的应力~应变曲线与体积响应曲线, 并将计算所预言的理论曲线与实验曲线进行比较. 进行比较的应力应变曲线包括弹塑性加载—卸载—重新加载的全过程和体积响应曲线, 理论计算曲线与实验曲线都画在同一坐标的图中. 土本构模型所预言的理论曲线是通过数值积分来求得的. 如上所述的模拟循环荷载作用的新的土本构模型, 其应力增量与应变增量之间的关系式如式(31)所示, 就有可能从变形过程中任何一个给定的阶段, 由给定的应变增量计算相应的应力增量, 总的应力与应变之间的关系式可由下式得到:

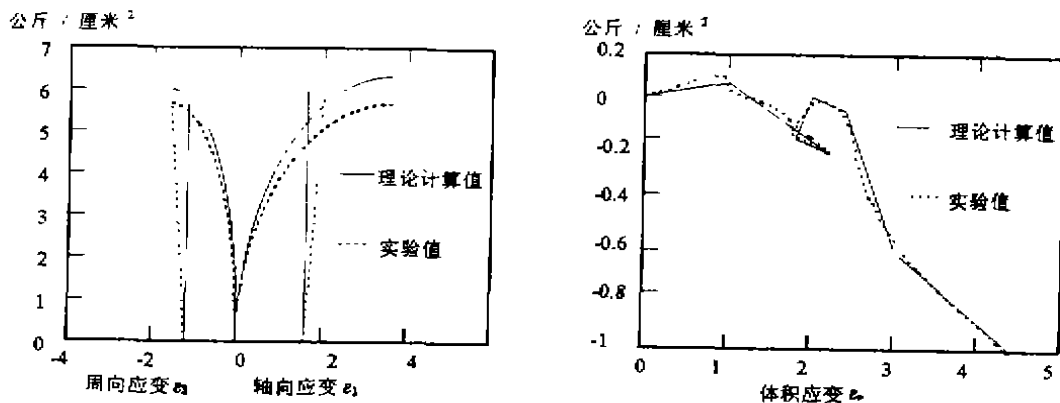
$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{d\varepsilon\} = [c]^{e-p} \{d\sigma\} + \{\sigma_0\} \quad (33)$$

在数值运算中, 上式可以用下列数值积分的表达式来求得:

$$\{\sigma\} = \sum_1^N [c]_{i-1}^{ep} \{\Delta\sigma\}_i + \{\sigma_0\} \quad (34)$$

上式中的 N 值是用来近似表示实际非线性应力~应变过程所用的线性片段的总数. 计算的精度依赖于增量的大小. 较小的增量能得到较高的精度的近似值, 但所耗的计算时间较多. 所以在试算过程中要不断比较、调整方案, 以选择一最佳步长使得能在权衡计算耗费与较高精度的比较中取得一最佳的方案.

理论计算曲线与实验曲线的比较如图 5 所示. 图 5(a) 是主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 随最大主应变 ϵ_1 与最小主应变 ϵ_3 变化的全过程, 图 5(b) 是 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 随体积应变 ϵ_v 的变化曲线. 两者比较, 应力~应变曲线最大偏离小于 8%, 体积应变曲线吻合得相当好. 这表明本文所提出的土本构模型用来模拟饱和砂土循环荷载条件下的本构特性是可行的. 并且本构模型中的待定常数只有 7 个, 能方便地用于工程设计的有限元分析计算中.



(a) 应力差轴向、周向应变曲线

(b) 主应力差体积应变曲线

图 5 福建标准砂常规三轴应力-应变曲线的理论计算与实验资料的比较

参考文献

- 1 Dimaggio F L, Sandler I. Paul weidlinger consulting engineer. 1970, DASA-2521
- 2 Huang T K, Chen W F. Simple procedure for determining cap-plasticity model parameters. *J Geotechnical Engineering*, 1990, 116(3):492-572
- 3 Zhang G D. The Nonlinear Constitutive Model for Geological Material. *Proc Int. Conf on Nonlinear Mechanics*, Shanghai, China, 1985:201-206,
- 4 Zhang G D. The generalized nonlinear constitutive cap model system for geological material, In Zhu We-yuan et al (eds) *Rock Mechanics In China*, 1995:1-13.
- 5 Mroz Z., Norris V A., Zienkiewicz. O C. Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils. *Geotechnique*, 1979, 29:1-34.
- 6 Vermeer P A. A Double Hardening Model for Sand. *Geotechnique*, 1978, 28:413-433.
- 7 Matsuoka H, Nakai T. Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil Under Three Different Principal Stresses, *Proc., Japan Soc. Civil Engrs.*, 1974(232):59-70.
- 8 Duncan J M, Chang C Y. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *J of the Soil Mechanics and*

Foundations Division, ASCE, 1970, 76(SM5, September):1629~1653.

- 9 Frydman S, Zeitlin J G ,Alpan I. The Yielding Behavior of Particulate Media, *Canadian Geotech. J.* 1973,10:341~362.
- 10 章根德等. 循环荷载作用下土的本构模型. 中国科学院力学研究所科研报告,1995

The Constitutive Model for Describing Nonlinear Dynamic Response of Sandly Soil

Zhang Gende

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Science, Beijing ,100080)

Abstract In this paper, a constitutive model for describing nonlinear response of sandly soil is presented. The theoretial cureve obtaining from the calculating incremental formula of the constitutive model are closed to the experimental data under different stress paths. This verifacated constitutive model can be applied widely in elasto-plastic finite element analysis of geotechnique problems.

Key words cohesionless soil, cyclic loading, soil constitutive model