

文章编号: 1000-7598 (2010) 01-0237-09

UH 模型在有限元分析中的应用

姚仰平, 冯 兴, 黄 祥, 李春亮

(北京航空航天大学 交通科学与工程学院, 北京 100191)

摘 要: 由姚仰平等提出的超固结土统一硬化模型(UH 模型)能够描述超固结土的硬化、软化、剪缩和剪胀等应力应变特性以及应力路径对它的影响。通过改进, 直线型的 Hvorslev 线由抛物线型的 Hvorslev 线代替, UH 模型的参数与剑桥模型(Cam-clay 模型)的参数相同。应用该模型, 对三轴试验进行有限元模拟, 分析了与应用 Cam-clay 模型所得应力应变关系曲线的异同点; 针对刚性承压板试验, 进行了地基承载力的三维有限元分析, 比较了与应用 Cam-clay 模型和摩尔库仑模型(Mohr-Coulomb 模型)等所得 $p-s$ 曲线的不同, 分析了地基中不同点处的应力-应变关系曲线, 并与 Boussinesq 弹性理论计算的应力做了比较; 进行了地基固结沉降数值分析, 比较了孔压、沉降的变化规律, 体现了 UH 模型的优越性。

关 键 词: 超固结土; UH 模型; 三轴试验; 地基承载力; 沉降; 有限元

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

Application of UH model to finite element analysis

YAO Yang-ping, FENG Xing, HUANG Xiang, LI Chun-liang

(School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

Abstract: The over-consolidated unified hardening model (UH model) proposed by Yao et al can describe many characteristics of clays well, including stress-strain relationships, stress dilatancy, strain hardening and softening, and path dependency behavior. Linear Hvorslev envelope has been substituted by a parabola Hvorslev. The parameters in the model are the same as those in the Cam-clay model. By using the UH model, numerical simulation of triaxial tests is performed. The difference of stress-strain curves predicted by using the Cam-clay model and the UH model is analyzed. To the test on rigid bearing plate, three-dimensional finite element analysis of foundation bearing capacity is carried out. The curves $p-s$ are compared using the UH, the Cam-clay and the Mohr-Coulomb models. Stress-strain curves calculated by using the UH model in soil are analyzed. The stresses calculated by using the UH model and Boussinesq elastic theory solution are compared. In addition, numerical analysis of consolidation settlement is performed. The changes of pore pressure and settlement are analyzed and compared. It is shown that the UH model is better than the Cam-clay and Mohr-Coulomb models; and it is easy to be applied to the FEM from the comparisons of various calculation results in this paper.

Key words: over-consolidated soil; UH model; triaxial test; foundation bearing capacity; settlement; finite elements

1 引 言

在描述土的特性方面, 各国学者开展了许多卓有成效的研究工作, 提出了众多的本构模型, 例如 Mohr-Coulomb 模型、DP 弹塑性模型、Cam-clay 模型、Dafalias 的界面模型、Asaoka 和 Nakai 建立的弹塑性本构模型、姚仰平提出的超固结土 UH 模型等^[1-4], 其中 UH 模型基于 Cam-clay 模型, 并在下加载面理论的框架下, 能反映超固结土剪缩、剪胀、硬化、软化以及应力路径依赖性等特性, 而且

它与 Cam-clay 模型的参数相同, 可由常规三轴试验确定, 简单、实用, 利于模型在工程中的广泛应用。

岩土工程数值分析中的基本方法是有限元方法。有限元法的优点是能对涉及的各类复杂地基本构模型、边界条件和复杂形体等问题进行数值分析。采用有限元法分析岩土工程问题时, 关键技术就是模拟岩土介质的本构响应, 即本构模型。在岩土工程数值分析中广泛应用的 Cam-clay 模型等弹塑性模型大多只能描述正常固结土或弱超固结土的变形特性, 如果在有限元中应用超固结土 UH 模

收稿日期: 2009-09-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 50879001, No. 10672010; No. 10872016)。

第一作者简介: 姚仰平, 1960 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土的基本特性和本构模型研究。E-mail: ypyao@buaa.edu.cn

型, 就可以合理地利用有限元强大的非线性求解平台, 解决复杂的土工问题, 更加合理地预测超固结土的应力-应变特性等。因此, 本文通过应用 UH 模型的有限元程序对三轴试验进行数值模拟, 分析了土的应力-应变关系, 与 Cam-clay 模型的分析结果进行了对比; 应用 UH 模型对承载板试验进行了数值模拟, 并与 Cam-clay 模型和 Mohr-Coulomb 模型计算所得的荷载与沉降的关系曲线进行了对比, 分析了地基土特殊点的应力-应变关系, 并与 Boussinesq 弹性理论所计算的应力进行了对比; 应用 UH 模型对地基的固结沉降进行数值模拟, 比较了孔压和沉降的变化规律。通过上述的比较分析, 验证了 UH 模型的优越性。

2 超固结土 UH 模型简介

2.1 UH 模型的屈服函数

UH 模型采用参考屈服面和当前屈服面来描述超固结土在整个应力变化过程中超固结程度会逐渐减弱的趋势。屈服面如图 1 所示, 2 个屈服面的公式表示相似, 其中当前屈服面以统一硬化参数 H 为硬化参数, 参考屈服面以塑性体应变 ε_v^p 为硬化参数。

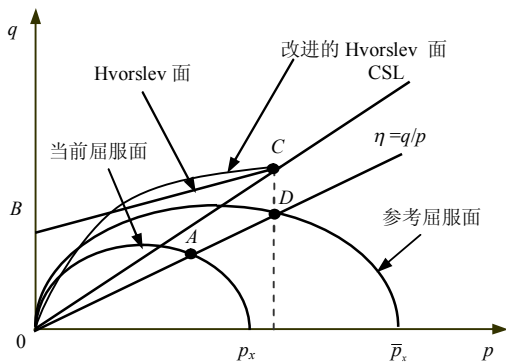


图 1 当前屈服面、参考屈服面与改进的 Hvorslev 面
Fig.1 Current yield surface, reference yield surface and revised Hvorslev envelope

当前屈服面以及相应的塑性势面可统一表示为

$$f = \ln \frac{p}{p_0} + \ln \left[1 + \frac{q^2}{M^2 p^2} \right] - \frac{1}{c_p} H = 0 \quad (1)$$

式中: p 为当前应力点上的平均主应力; q 为该点上的广义剪应力; $c_p = (\lambda - \kappa) / (1 + e_0)$, λ 为等向压缩线的斜率, κ 为等向回弹线的斜率, e_0 为初始孔隙比; M 为特征状态和临界状态下的应力比; p_0 为相应的初始平均主应力, 硬化参数 H 可表示为

$$H = \int dH = \int \frac{M_f^4 - \eta^4}{M^4 - \eta^4} d\varepsilon_v^p \quad (2)$$

式中: 潜在强度 M_f 可以采用抛物线函数形式的改进 Hvorslev 面^[5]和超固结参数 R 来表示:

$$\left. \begin{aligned} M_f &= \frac{q_f}{p} = 6 \left[\sqrt{\frac{k}{R} \left(1 + \frac{k}{R} \right)} - \frac{k}{R} \right] \\ R &= \frac{p}{\bar{p}_0} \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) \exp \left(-\frac{\varepsilon_v^p}{c_p} \right) \\ k &= \frac{M^2}{12(3-M)} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: M_f 为潜在强度; R 为超固结参数。

2.2 三维超固结土 UH 模型弹塑性矩阵

采用 SMP 强度准则, 将二维 p - q 空间变换成变换应力空间的应力张量^[6-10]。在三维化的变换应力空间中, UH 超固结土模型所表示的弹塑性矩阵表达式为

$$D_{ijkl} = D_{ijkl}^e - D_{ijmn}^e \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{mn}} \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{st}} D_{ijkl}^e / X \quad (4)$$

式中: D_{ijkl}^e 为弹性刚度矩阵的张量。

$$\left. \begin{aligned} D_{ijkl}^e &= L \delta_{ij} \delta_{kl} + G (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2(1+\nu)\kappa} p \\ L &= \frac{E}{3(1-2\nu)} + \frac{2}{3} G = \frac{(1+e_0)}{\kappa} p - \frac{2}{3} G \\ X &= \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{kl}} + \frac{1}{\tilde{\Omega}} \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{mn}}; \tilde{\Omega} = \frac{(M^4 - \tilde{\eta}^4)}{(\tilde{M}_f^4 - \tilde{\eta}^4)} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

3 UH 模型的有限元实现过程

3.1 有限元平衡迭代过程

应用 UH 模型的有限元方法是应用 Newton-Raphson 算法获得非线性问题的解答。在非线形分析中, 它是增量地施加给定的载荷, 逐步获得最终解答, 并对于每一个荷载增量步, 进行若干次迭代以确定一个收敛于真实解的解, 整个流程融合了增量和迭代的过程^[11]。

对于一个小的荷载增量 R , 载荷和位移的非线性关系曲线如图 2 所示。图 3 的流程详细说明了图 2 的对每个增量步的第 n 次平衡迭代的过程。

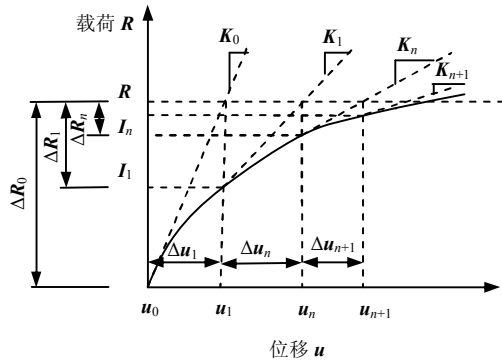


图2 每个增量步中的迭代过程

Fig.2 Iteration process for each incremental step

3.2 应力更新算法

图3的虚线框中是对于UH本构方程的应力更新算法,采用的半隐式向后欧拉方法^[12-13],该方法是关于塑性参数增量 $\Delta\lambda$ 采用隐式而关于塑性流动方向 $\mathbf{r}$ 和塑性模量 $\mathbf{D}$ 采用显示的算法,即在步骤结束时计算塑性参数增量,而在步骤开始时计算塑性流动方向和塑性模量。

屈服面与 $\tilde{p}$ 轴的交点 $\tilde{p}_{x,n}^{\text{trial}}$ 的公式为

$$\tilde{p}_{x,n}^{\text{trial}} = \tilde{p}_n^{\text{trial}} + (\tilde{q}_n^{\text{trial}})^2 / M^2 \tilde{p}_n^{\text{trial}} \quad (6)$$

根据加卸载准则,进行弹塑性状态的判别:

- ①如果 $\tilde{p}_{x,n}^{\text{trial}} < \tilde{p}_{x,n-1}$,则为卸载,弹性状态,
 $\sigma_n = \sigma_n^{\text{trial}}$;
- ②如果 $\tilde{p}_{x,n}^{\text{trial}} \geq \tilde{p}_{x,n-1}$,则为加载,塑性状态,需要塑性修正。

σ_n 、 ε_n^p 、 ε_n^e 、 $\tilde{p}_{x,n}$ 值的更新表达式为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_n^{\text{trial}} - \Delta\lambda_n \mathbf{D}_{n-1}^e : \mathbf{r}_{n-1} \\ \varepsilon_n^p &= \varepsilon_{n-1}^p + \Delta\lambda_n \mathbf{r}_{n-1}; \varepsilon_n^e = \varepsilon_{n-1}^e - \Delta\lambda_n \mathbf{r}_{n-1} \\ \tilde{p}_{x,n} &= \tilde{p}_{x,n-1} + \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \tilde{p}_{x,n-1} \Delta\lambda_n \frac{1}{\tilde{\Omega}} \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{mm}} \\ \mathbf{r}_{n-1} &= \partial f / \partial \tilde{\sigma}_{n-1} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中: σ_n^{trial} 为弹性预测的试应力。

4 三轴试验有限元分析

4.1 超固结土下的模型比较

图4为应用UH模型对超固结比 $OCR=8$ 的土体常规三轴压缩试验进行有限元计算和单元预测的比较。初始围压为200 kPa,根据有关超固结土的文献假定UH模型采用的参数,见表1。

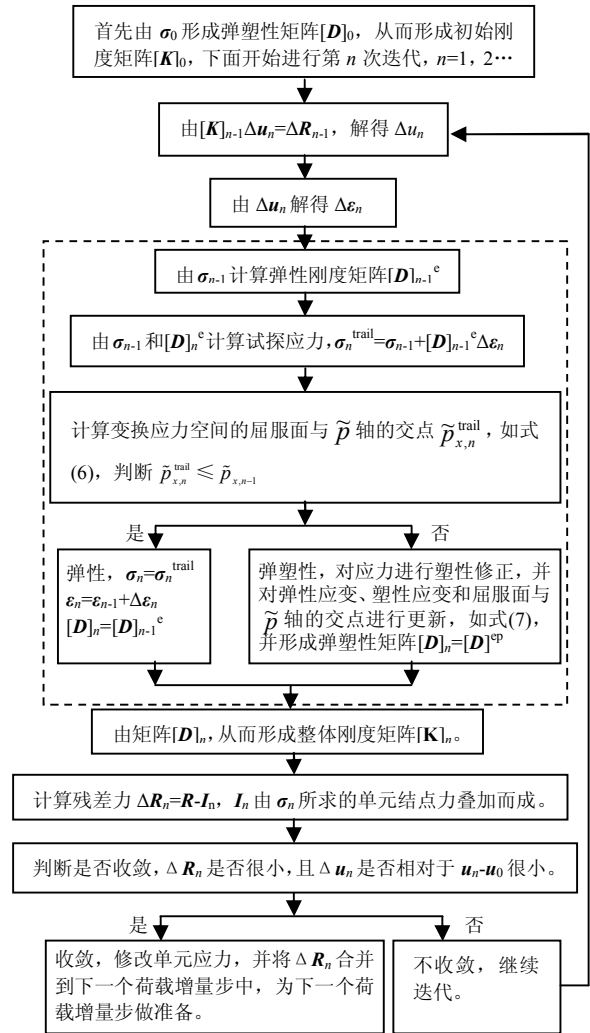


图3 每个增量步中的迭代流程

Fig.3 Iterative flow of each incremental step

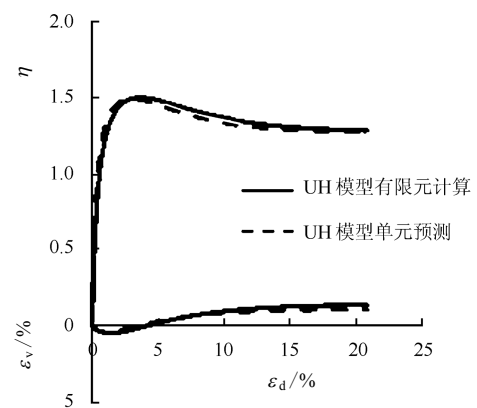


图4 UH模型有限元计算结果与单元预测结果的比较
 Fig.4 Comparison of FEM results and unit predicted results using UH model

表1 UH模型参数
 Table 1 Soil parameters in UH model

M	λ	κ	ν
1.28	0.032 9	0.004 1	0.30

由图 4 可知,应用 UH 模型的有限元计算所得的结果与用 UH 模型编制的单个单元预测程序计算的结果相吻合,计算结果已经出现了明显的峰值、软化和体胀,反映了超固结土的应力应变特性,说明应用 UH 模型的有限元程序是合理的。

4.2 正常固结土下($OCR = 1$)的模型比较

UH 模型是以 Cam-clay 模型为理论基础的,在反映正常固结土($OCR = 1$)状态下,应用 Cam-clay 模型和 UH 模型对土的三轴试验进行数值模拟,对计算结果进行比较分析来说明 UH 模型的合理性。以下模拟的三轴试验初始围压 p_0 均为 100 kPa,根据有关正常固结土的文献假定 2 种模型所需土参数,见表 2。

表 2 UH 模型和 Cam-clay 模型参数

Table 2 Soil parameters in UH model and Cam-clay model

M	λ	κ	ν
1.36	0.09	0.02	0.30

4.2.1 常规三轴压缩试验

图 5 为应用 2 种模型对正常固结土的常规三轴压缩试验进行有限元分析所得应力-应变曲线,由图可知,应用两种模型所得的应力应变曲线一致,是因为在正常固结土(超固结比 $OCR = 1$)状态下, UH 模型从理论上退化成 Cam-clay 模型形式,所以二者的计算结果一致,这也说明了应用 UH 模型的有限元程序的正确性。

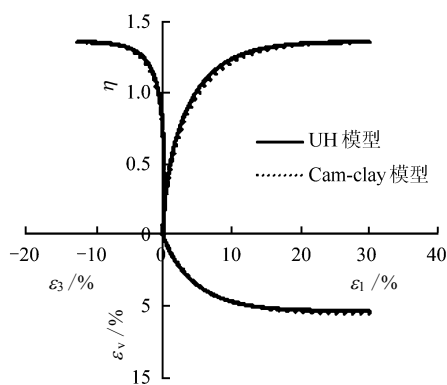


图 5 常规三轴压缩试验的应力应变曲线

Fig.5 Stress-strain curves of conventional triaxial compression test

4.2.2 常规三轴加卸载试验

图 6 为应用 2 种模型对正常固结土的加一卸载一再加载试验进行有限元分析所得应力-应变曲线,由图很直观看出第 2 个加载阶段时 UH 模型与

Cam-clay 模型的差异性。由于 Cam-clay 模型在卸载完再加载情况下仍为弹性情况,所以应力比曲线仍沿着加载时的路径延伸,而 UH 模型在再加载情况下为弹塑性,土有了一定的超固结比,应力比曲线不再沿着加载时的路径延伸,应力比峰值要比 Cam-clay 模型应力比峰值大,随着应变的增大,2 种模型的应力比曲线趋于一致。

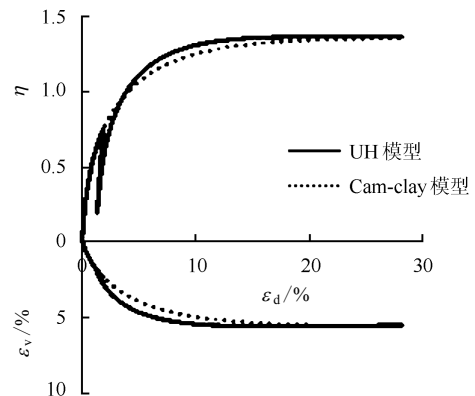


图 6 常规三轴加-卸-再加载试验的应力-应变曲线

Fig.6 Stress-strain curves of conventional triaxial load-unload-reload test

5 地基承载力有限元分析

5.1 有限元计算模型及参数

有限元计算模型采用三维实体模型,考虑到地基的对称性,取 1/4 土体建立计算模型,承载板直径为 400 mm,土体的长宽均取 1 m,高 2 m。边界条件为除上表面自由外,其他面约束法向位移。计算时,假定荷载板是完全刚性的,简便的处理方法就是约束平板作用区域的节点具有相同的位移,以地表的中心点代表荷载板,可以对该节点施加一竖向位移而其水平位移为 0,承载板上的荷载可以通过计算该节点的竖向反作用力得到,承载板上的压力为竖向荷载除以承载板面积。单元类型采用 1 阶 8 节点的三维实体单元(C3D8),网格划分和选取的计算结点 1~7 点如图 7 所示。

采用 UH 模型、Cam-clay 模型和 Mohr-Coulomb 模型分别进行计算,参数^[14]见表 3。

表 3 3 种模型参数

Table 3 Soil parameters in three models

UH 模型和 Cam-clay 模型				Mohr-Coulomb 模型		
M	λ	κ	ν	c / kPa	φ / (°)	E / MPa
1.19	0.015	0.003	0.3	20.7	29.7	2.1

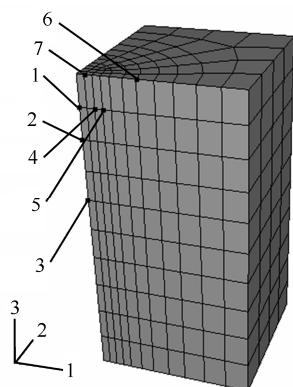


图7 有限元网格

Fig.7 Meshes for finite element analysis

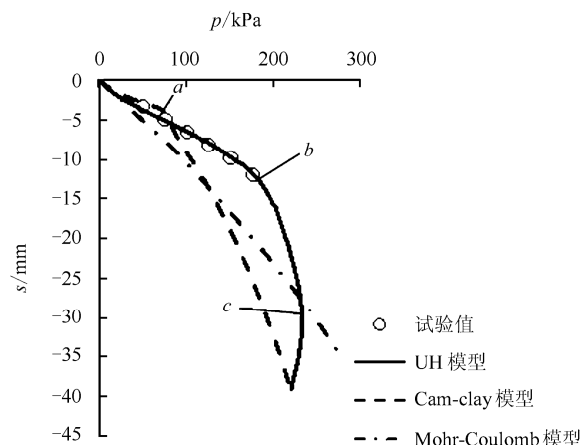
5.2 结果分析

5.2.1 应用3种模型计算的 $p-s$ 曲线比较

图8为地基沉降量达到0.04 m时应用Mohr-Coulomb模型、Cam-clay模型和UH模型计算的 $p-s$ 曲线。由图可以看出, (1) Mohr-Coulomb模型计算的土体一直处于弹塑性状态, 所产生的变形较其他2种模型大, $p-s$ 曲线呈直线, 没有拐点;

(2) Cam-clay模型计算的土体开始处于弹性状态, UH模型计算的土体处于弹塑性状态, 所以Cam-clay模型计算的变形小, 过拐点 a 后Cam-clay模型处于弹塑性状态, 这时由于UH模型考虑了土的超固结性, Cam-clay模型比UH模型计算的土体变形大, a 前Cam-clay模型计算的 $p-s$ 线呈线性, a 后 $p-s$ 线为非线性; (3) UH模型计算的 $p-s$ 曲线有2个拐点 b 和 c , 将 $p-s$ 线分为3部分: ① b 前载荷与沉降接近直线关系, 说明这时承载板上的载荷还较小, 地基土以压缩变形为主; ② bc 段载荷与沉降呈非线性关系, 说明土体开始了塑性变形阶段, 曲线的斜率增大, 载荷的增加引起的位移增加量开始加大; ③拐点 c 后, 地基进入塑性流动阶段, 承载板两侧土体隆起, 这时所产生的变形不是由土的压缩引起, 而是地基土的塑性流动引起, 载荷不再增加, 位移继续增大, 这说明了地基已经达到破坏失去了稳定性, UH模型能够说明这种现象是因为它能够反映土达到临界状态后, 应力随应变增加而下降, 最后趋于稳定的峰值软化。

通过比较可知, UH模型计算的 $p-s$ 曲线相比其他2种模型和现场试验数据比较吻合, 说明UH模型较好地描述地基整体剪切变形的情况, 可根据 $p-s$ 曲线的拐点 c 所对应的 p 值确定地基的极限承载力, 与图8中Cam-clay模型的计算结果相比较, UH模型所得到极限承载力比Cam-clay模型的大。

图8 3种模型计算的 $p-s$ 曲线与试验数据的比较Fig.8 Comparison of curves $p-s$ by three models with test data

5.2.2 应用UH模型分析超载对地基承载力的影响

图9、10为地基沉降量达到0.012 m时应用UH模型计算的地基表面加不同超载所得 $p-s$ 曲线和结点应力-应变曲线。

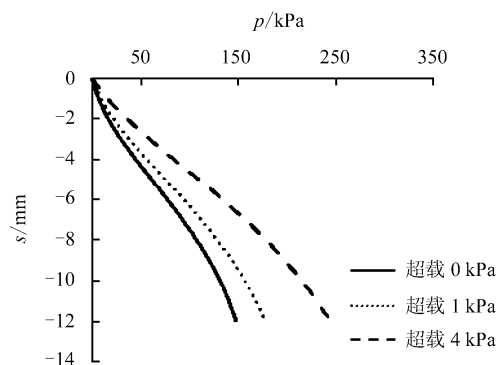
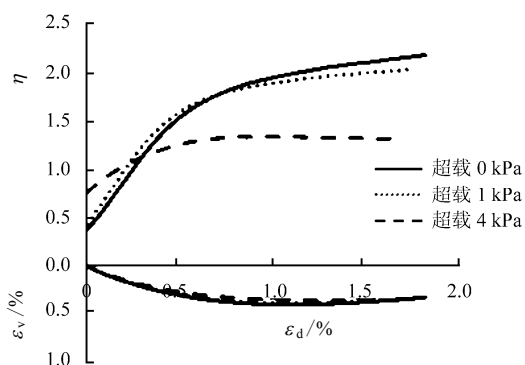
图9 不同超载的 $p-s$ 曲线比较Fig.9 Comparison of curves $p-s$ to different over loadings

图10 不同超载的点1应力-应变曲线比较

Fig.10 Comparison of stress-strain curves at point 1 to different over loadings

如图 9 所示,不同超载下地基的 $p-s$ 曲线中超载越大所计算的极限载荷也越大,这是因为在进行地基的有限元分析时,首先需要进行初始应力场的平衡,即初始应力和外荷载相平衡。土体表面加上超载,外荷载增大,为了地应力初始平衡,初始应力也随之增大,则所形成的单元刚度矩阵和整体刚度矩阵的值增大,由 $[K]\{u\}=\{R\}$,可知当位移相同时,整体刚度矩阵增大,载荷随之增大,所得的极限载荷增大,地基承载力增大。点 1 是板底中心下 0.2 m 处的结点,其应力-应变曲线如图 10 所示,可知随着超载的增大,初始应力增大,而前期固结压力一定,则超固结比减小,土的峰值强度减小。

5.2.3 应用 UH 模型计算的各结点的应力应变曲线

图 11~14 为沉降量达到 0.03 m 时应用 UH 模型所得的不同结点的应力-应变曲线。结点选取如图 7 所示,由图可知,(1) 竖向结点和横向结点:点 1~3 是板底中心下 0.2、0.4 m 和 0.8 m 处的结点。图 11 为应用 UH 模型计算所得的这 3 个点的应力-应变图,可见随着深度的增加,荷载作用减小,土的超固结比减小,应变软化和剪胀作用减弱,UH 模型很好地反映了超固结土的应变软化及剪胀特性。点 1、4、5 表示的是距离板底中心点 0.2 m 处的 3 个点,它们位于同一深度并逐渐趋近于板的边缘。图 12 为应用 UH 模型计算所得的这 3 个点的应力应变,可知在同一深度,单元节点距离板底中心越远,越趋近于板边缘,应变呈现剪胀,土体呈现隆起的趋势。(2) 地基表面点:由图 13 地基表面的沉降曲线可知,承载板下土体为压缩状态,板边缘土体呈现隆起状态。点 6 取自板边缘土体,点 7 取自板下土体。图 14 为 2 点的应力-应变曲线,点 6 的土体比点 7 的土体产生了较强的应变软化和剪胀现象。

5.2.4 计算地基的附加应力

图 15、16 为承载板上加均布载荷为 100 kPa 时应用 UH 模型和 Boussinesq 的弹性理论计算所得竖向各结点和横向各结点的附加应力图。由图 15 可知,从板底中心点沿垂线的土体附加应力值,随深度愈向下愈小。由图 16 可知,在距离地基表面 0.2 m 深度处的水平面上,板底中心点下的轴线处的附加应力最大,随着距离中轴线愈远愈小。二者计算的应力曲线趋势相同,符合土体实际应力的分布情况。从图 16 的曲线的比较可见,对于荷载分布范围内的土体,UH 模型计算的附加应力要大于弹性理论计算的附加应力,对于荷载边缘以外的土体,

UH 解要略小于弹性理论解,这是因为 UH 模型能够考虑地基土的非均质影响,所以应用该模型对地基进行有限元分析能够反映这种土的应力集中现象。

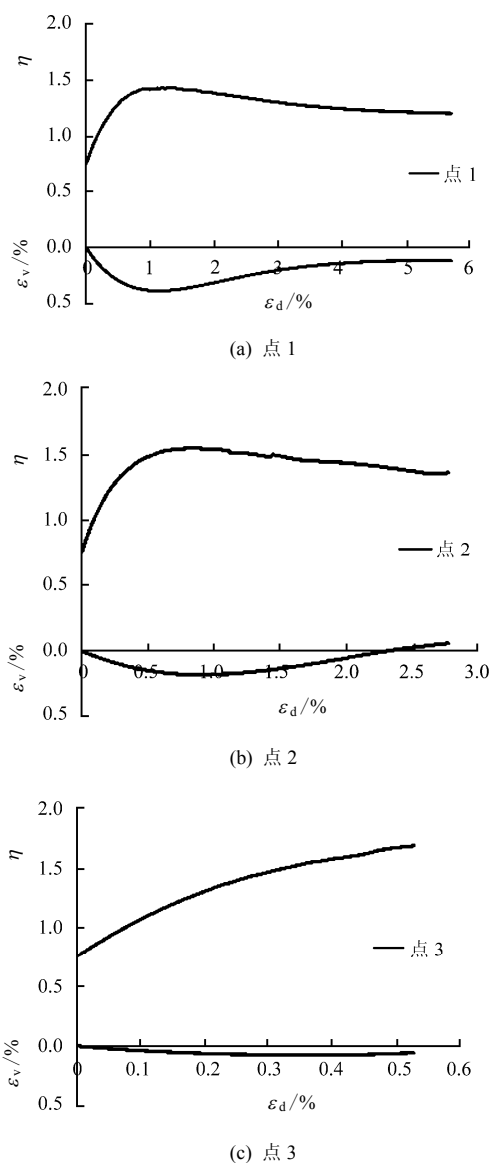


图 11 竖向结点的应力-应变曲线
Fig.11 Stress-strain curves at vertical points

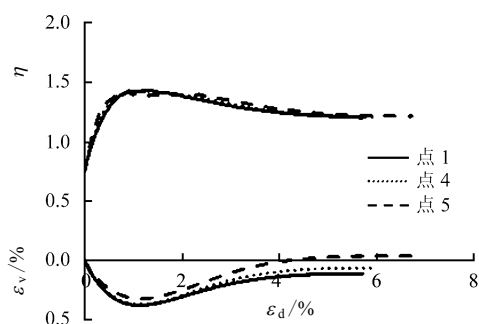


图 12 横向结点的应力-应变曲线
Fig.12 Stress-strain curves at lateral points

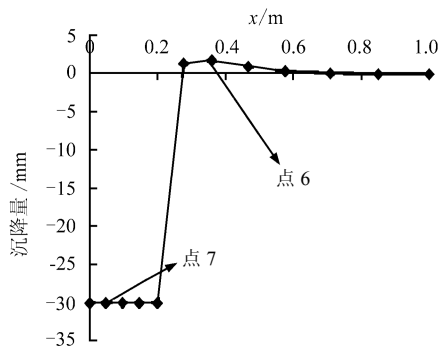


图 13 地基表面的沉降曲线

Fig.13 Settlement curve on the surface of foundation

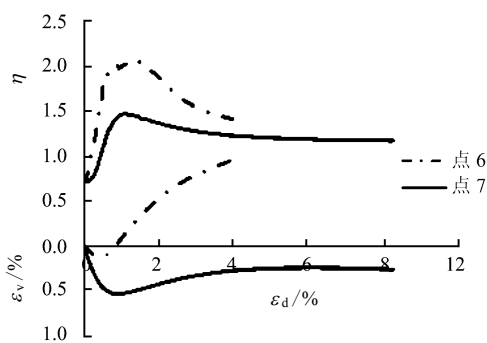


图 14 表面点的应力应变曲线

Fig.14 Stress-strain curves at points on the surface of foundation

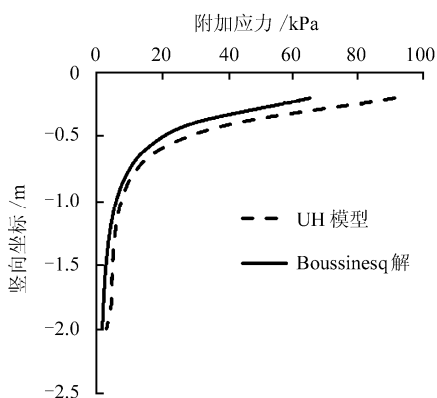
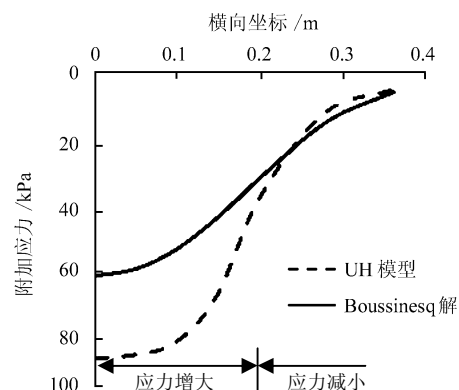


图 15 板中心点下竖向各结点的附加应力图

Fig.15 Additional stress curves at vertical points under the center of board

图 16 距板底深度为 0.2 m 处横向各结点的附加应力图
Fig.16 Additional stress curves at lateral points under the board at the depth of 0.2 m

6 地基固结沉降分析

6.1 计算模型与参数

对承载板试验应用 UH 模型并考虑固结作用进行有限元分析, 承载板直径取为 750 mm, 土体的长宽均取 3 m, 高 6 m, 单元类型为 C3D8P, 边界条件为加载面四周和土体底部限制法向位移, 设为不排水面; 土体加载面为自由面, 设为排水面。网格划分和图 7 相似, 计算参数见表 4, 并添加渗透系数 k 为 1×10^{-8} m/s。

表 4 UH 模型参数
Table 4 Soil parameters in UH model

M	λ	κ	ν
1.3	0.015	0.003	0.30

计算分析过程分为 3 步, 第 1 步为 *Geostatic, 对土体初始应力进行平衡; 第 2 分析步为 *Soil, 是 consolidation 分析步, 时间为 1×10^4 s, 等速加载到 500 kPa, 土体表面为透水面, 即建立土体固结的初始条件; 第 3 步也为 *Soil, 是 consolidation 分析步, 保持荷载不变, 土体发生固结, 该步的时间设为 1×10^9 s, 让土体充分固结。

6.2 结果分析

6.2.1 地基表面沉降曲线

图 17 为地基表面中心点的沉降量随时间的变化曲线, 地基表面的土体在加载初期的位移并没有太大的变化, 这是因为土体在刚刚受到荷载的作用的时候, 虽然荷载是线性增加的, 但由于超固结土的孔隙比较小, 孔隙水的流动空间受到限制, 孔隙水的渗透系数就比较小, 不能很快的形成稳定渗流, 孔压消散的就比较慢, 随着时间的慢慢推移, 荷载的逐渐增大, 孔隙水压力的慢慢消散, 土体有效应力的逐渐增加, 土体开始慢慢固结, 低级表面的土体开始产生沉降; 继续随着时间的推移, 至荷载加载完毕保持不变之后, 土骨架中的水形成稳定渗流, 土体整体上只有孔隙水压力的消散和有效应力的增加, 土体的固结速度加快, 地基表面的土体产生大幅度的沉降; 随后随着孔隙水压力的继续消散, 这里指的是超静水压力的消散, 超静水压力逐渐减小, 土中孔隙水的渗流速度逐渐减小, 有效应力的变化率逐渐减小, 土体固结速度减慢, 土体逐渐趋于稳定, 地基表面的土体沉降趋于稳定, 直至孔隙水压力完全消散, 超静水压力为 0。

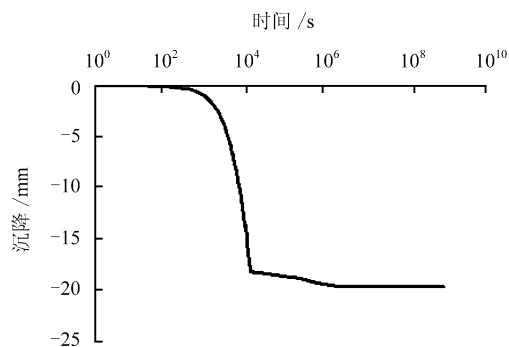


图 17 地基表面中心点沉降随时间变化曲线

Fig.17 Settling curve on the center of foundation surface with the time

6.2.2 不同时刻孔隙水压力随深度的分布情况

图 18 为板底中心点下各结点的不同时刻土体孔隙水压力的随深度的变化曲线, 从各个节点的孔压消散情况可以看出, 孔压最终为静水压力, 从整体上孔压的消散规律是理想的, 符合逐渐减小的趋势, 有限元模型中设定上表面为排水面, 靠近排水面的节点的孔隙水压力消散速度就要比距离排水面较远的点的孔压消散速率快, 而底部节点在刚开始加载的过程中还来不及形成渗流, 所以距离排水面较远的点的孔压在开始的时候消散状况并不明显, 随着继续加载, 靠近排水面节点的孔压消散, 土体中逐渐形成稳定的渗流, 各个节点的孔压才开始逐渐消散, 直至孔隙水压力消散完全, 通过查看数据可以知道孔隙水压力在 2.1×10^7 s 时才消散完全, 土体变形也随即中止。

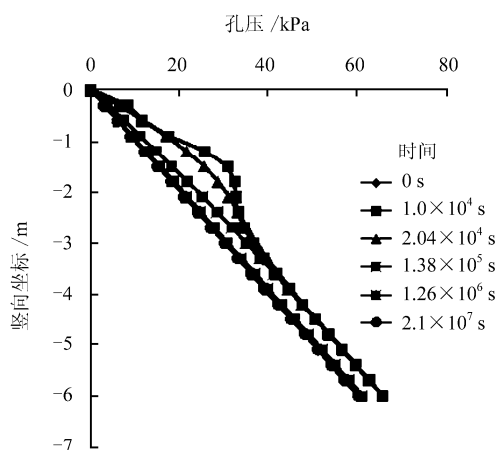


图 18 不同时刻土体中孔隙水压力随深度分布曲线

Fig.18 Pore water pressure curves of soil with different height at given time

6.2.3 各结点孔压的变化

点 1~3 分别为位于板底中心点下深度为 0.3、0.9、1.5 m 处的结点。图 19 为点 1~3 随时间孔压

消散的情况。由图可知, 随着深度的增加, 荷载影响减小, 结点达到最大孔压的时间推迟, 并且看出点 1、2 在固结初期孔压有所上升, 这是因为产生曼代尔-克雷尔效应, 随着深度的增加, 曼代尔-克雷尔效应是减弱的直至没有。

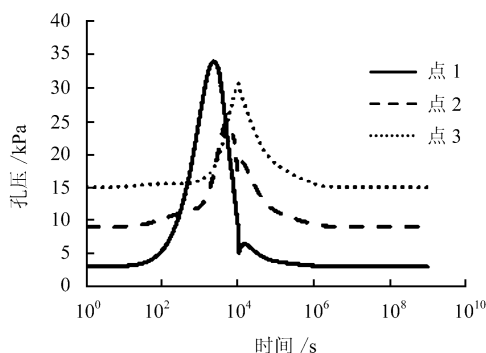


图 19 板底中心点下竖向结点孔压消散曲线

Fig.19 Pore water pressure dissipation curves at the points under the board center

产生曼代尔-克雷尔效应的原因是因为在表面透水的地基面上施加荷重, 经过短暂的时间, 靠近排水面的土体由于排水发生体积收缩, 总应力与有效应力均有增加。但是内部土体还来不及排水, 为了保持变形协调, 表层土的压缩必然挤压土体内部, 使得下层土体的应力有所增大, 从而使下层土体的孔压升高。而且, 离土体表面和对称轴的距离越小的地方, 荷载作用越大, 加载期产生的孔压越大, 固结初期表层土孔压下降的值也大, 收缩力也大, 所以曼代尔-克雷尔效应就明显。

7 结 论

通过应用 UH 模型对三轴试验、地基承载力和固结的有限元分析, 得出以下结论:

(1) UH 模型参数较少和加卸载准则判断的简单性, 便于其在有限元中的应用。

(2) 通过三轴试验的数值模拟, UH 模型和 Cam-clay 模型比较分析清晰的反映出 UH 模型在反映土体剪胀, 软化等方面的优点。

(3) 通过对承载板试验进行数值模拟, 比较了应用 UH 模型、Cam-clay 模型和 Mohr-Coulomb 模型所计算的 $p-s$ 曲线, 得出 UH 模型较精确的反映了地基的变形; 分析了不同超载作用下的 $p-s$ 曲线, 得出超载可以引起地基承载力的增大; 分析了不同位置土体单元结点的应力应变曲线, 说明了 UH 模型能够反映超固结土的应变软化和剪胀特性; 比较

分析了 UH 模型和 Boussinesq 弹性理论所得的附加应力, UH 模型计算的结果产生应力集中现象, 说明 UH 模型能够反映非均质地基的应力分布情况。

(4) 通过对地基进行固结分析, 由地面沉降曲线, 得出加载初期沉降较慢, 随着孔压的消散, 沉降增大; 分析了不同时刻孔压随深度的分布曲线, 反映了较理想的整体孔压消散情况; 分析处于不同深度处的土体单元结点孔压消散曲线, 反映出随着深度增加, 达到最大孔压的时间推迟, 曼代尔-克雷尔效应减弱。

致谢: 本文的计算得到了上海大学孙德安教授和甄文战博士生的大力帮助和支持, 特表示衷心感谢!

参考文献

- [1] 姚仰平, 侯伟, 周安楠. 基于伏斯列夫面的超固结土模型[J]. 中国科学(E 辑), 2007, 37(11): 1417—1419.
YAO Yang-ping, HOU Wei, ZHOU An-nan. Constitutive model of over-consolidated clay based on improved Hvorslev envelope[J]. **Science in China, Ser. E**, 2007, 37(11): 1417—1429.
- [2] ROSCOE K H, SCHOFIELD A N, THURAIRAJAH A. Yielding of clays in state wetter than critical[J]. **Geotechnique**, 1963, 8: 22—53.
- [3] ASAOKA A, NAKANO M, NODA T. Elastoplastic behavior of structured overconsolidated soils[J]. **Journal of Applied Mechanics, Japanese Society of Civil Engineering**, 2000, (3): 335—342.
- [4] NAKAI T, HINOKIO M. A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters[J]. **Soils and Foundations**, 2004, 44(2): 53—70.
- [5] 姚仰平, 李自强, 侯伟, 等. 基于改进伏斯列夫线的超固结土本构模型[J]. 水利学报, 2008, 39(11): 1244—1250.
YAO Yang-ping, LI Zi-qiang, HOU Wei, et al. Constitutive model of over-consolidated clay based on improved Hvorslev envelope[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2008, 39(11): 1244—1250.
- [6] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: Three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. **Geotechnique**, 2009, 59(5): 451—469.
- [7] YAO Y P, LUO T, SUN D A, et al. A simple 3-D constitutive model for both clay and sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(2): 240—246.
- [8] YAO Y P, ZHOU A N, LU D C. Extended transformed stress space for geomaterials and its application[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2007, 133(10): 1115—1123.
- [9] 姚仰平, 路德春, 周安楠, 等. 广义非线性强度理论及其变换应力空间[J]. 中国科学(E 辑), 2004, 34(11): 1283—1299.
YAO Yang-ping, LU De-chun, ZHOU An-nan, et al. Generalized nonlinear failure theory transformed stress space for geomaterials[J]. **Science in China, Ser. E**, 2004, 34(11): 1283—1299.
- [10] 姚仰平, 路德春, 周安楠. 岩土类材料的变换应力空间及其应用[J]. 岩土工程学报, 2005, 29(1): 24—29.
YAO Yang-ping, LU De-chun, ZHOU An-nan. Transformed stress space for geomaterials and its application[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(1): 24—29.
- [11] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998.
- [12] 庄茁. 连续体和结构的非线性有限元[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002.
- [13] 孙德安, 甄文战, 黄文雄. 三维弹塑性模型在路堤软基固结分析中应用[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 669—674.
SUN De-an, ZHEN Wen-zhan, HUANG Wen-xiong. Application of 3D elastoplastic model to analysis of consolidation behavior of embankment on soft soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(3): 669—674.
- [14] 杨旭毅, 支喜兰. 平板载荷试验用于公路地基承载力评价的合理性研究[J]. 公路交通科技, 2007, (4): 73—76.
YANG Xu-yi, ZHI Xi-lan. The rationality analysis of foundation bearing capacity in highway using load plate test[J]. **Journal of Highway and Transportation Research and Development**, 2007, (4): 73—76.