加筋土护岸挡墙的黏弹塑性有限元分析

何光春[1,2]，汪承志[1,2,3]，刘 波[1,4]

（1. 重庆交通大学，重庆 400074；2. 重庆市航运工程技术中心，重庆 400074；3. 大连理工大学岩土工程研究所，辽宁 大连 116024；4. 中交三航院厦门分公司，福建 厦门 361001）

摘 要：结合重庆渝中区长江滨江路加筋土护岸工程的安全性评估和加固方案研究，发展了二维有限元数值分析方法。分析中考虑加筋材料的非线性蠕变效应，土体采用黏弹塑性流变模型和加筋材料采用黏弹性模型，并考虑加筋材料与填土、填土与面板及面板之间的相互作用；计算模拟了加筋土工程逐层填筑的施工过程，采用增量－初应变迭代法对各种工况进行了分析计算。计算结果与传统方法计算结果、现场实测数据进行了对比，初步证明本文方法的有效性，并得到了高大加筋土挡墙的破坏发展模式、加筋材料拉力分布规律以及加筋土护岸挡墙的安全性指标。

关键词：加筋土护岸挡墙；加筋材料；黏弹塑性有限元；破坏模式

中图分类号：TU476 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2008)06－0911－07

作者简介：何光春(1956－)，男，教授，主要从事水利工程、土工合成材料的应用与科研工作。E-mail: hegc@cquc.edu.cn。

Reinforced earth retaining walls by FEM based on visco-elasto-plasticity

HE Guang-chun[1,3]，WANG Cheng-zhi[1,2,3]，LIU Bo[1,4]

(1. Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. Waterway Shipping Research Center of Chongqing, Chongqing 400074, China; 3. Institute of Geotechnical Eng., Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 4. Xiamen Branch of CCCC Third Harbor Consultants Co. Ltd., Xiamen 361001, China)

Abstract: In order to study the security evaluation and reinforcement option of reinforced bank-protection works on Binjiang road in Yuzhong district of Chongqing, a numerical procedure based on the finite element methods for analysis of behavior of deformations and stresses of reinforced earth structures was presented. In the proposed method, the nonlinear creep behavior of both backfill and geosynthetics used for reinforcements was taken into account by using the rheological models of visco-elasto-plasticity and nonlinear visco-elasticity respectively. Additionally, the interaction effects between the reinforcement and the backfill, the panel and the backfill as well as the panel and the panel were rationally considered. The layer-by-layer filling process of backfill of retaining wall was also simulated. Comparing with the conventional calculation methods and the field measured data, the effectiveness of the method was provend tentatively. Meanwhile, the failure mode, the distribution of tensile stress in reinforcing materials and the safety index in high reinforced retaining walls were obtained.

Key words: reinforced earth retaining wall; reinforcement bar; visco-elasto-plasticity FEM; failure mode

0 前 言

虽然目前对加筋土挡墙有各种分析计算方法[1-3]，但对高大加筋土挡墙（墙高大于12 m）的设计计算却存在较大差异，可见的研究文献不多。重庆在20世纪90年代两江滨江路建设中大量采用加筋土技术，大部分加筋土挡墙高在12～20 m。渝中区长江滨江路加筋土护岸多级挡墙总高达到35 m，总长度达到6 km，加筋土挡墙面积约11万 m^2。经过十多年的使用，发现部分加筋挡墙发生较大变形，且情况比较复杂，当前又值三峡工程175 m蓄水在即，对加筋土护岸工程的安全性和耐久性，需要研究合理的评价方法，获得一个较为符合实际的评价。

目前，在土工加筋结构的有限元数值分析中，通常对土体采用Duncan-Chang双曲线模型和基于Drucker-Prager准则的理想弹塑性模型等非线性或弹塑性本构模型[1-5]。而实际上加筋土填料具有一定的流变性，加筋材料也具有明显的蠕变特性，目前的计算与分析一般很少考虑筋材和填土的流变性及其相互作用对加筋土挡墙长期工作性能的影响。虽然栾茂田[6]、Helwany[7]等曾对于填土和土工带采用流变模型分析了加筋土结构的长期性能，但均未对高大加筋土挡墙进行分析。

收稿日期：2007－05－18

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

本文结合重庆渝中区长江滨江路加筋土护岸工程的安全性评估和加固方案研究，在计算分析中考虑加筋材料的非线性蠕变效应，土体采用黏弹塑性流变模型，加筋材料采用黏弹性模型，并考虑加筋材料与填土、填土与面板及面板之间的相互作用。将计算结果与传统计算方法、现场实测数据进行对比，以证明上述处理方法的有效性和可行性。通过系列分析计算，试图获得高大加筋土挡墙的破坏发展模式、加筋材料拉力分布规律以及加筋土护岸挡墙的安全性指标。

1 土工加筋结构的有限元分析方法

1.1 土的黏弹塑性本构关系及其有限元列式[4-6]

对加筋土挡墙结构，地基土与墙后填土采用如图 1 所示的 5 元件西原流变模型，该模型是由一个 Hooke 弹性体、一个 Kelvin 黏弹性体及一个 Bingham 黏塑性体串联而成，能够较全面地描述土体的非线性黏性变形机理。图中 ε_{e}，$\varepsilon_{\mathrm{ve}}$ 和 $\varepsilon_{\mathrm{vp}}$ 分别代表模型的瞬时弹性应变、黏弹性应变和黏塑性应变；E_{h}，E_1 分别为两个弹簧的弹性模量（kPa）；η_1，η_2 分别为两个黏壶的黏滞系数（MPa·d）；σ_{s} 为 St.Vaint 体的起始摩擦阻力（kPa）；ε，σ 分别为某一时刻 t 的土体应变与应力。

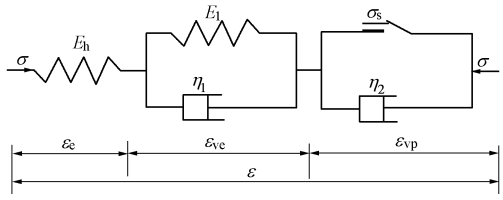


图 1 土的西原流变模型

Fig. 1 Nishihara's rheological model of soil

在弹性阶段，即 $\sigma<\sigma_{\mathrm{s}}$，西原模型退化为广义 Kelvin 模型。西原黏弹性流变模型的本构方程为

$$\frac{\eta_1}{E_1}\dot{\varepsilon}+\varepsilon=\frac{\eta_1}{E_{\mathrm{h}}E_1}\dot{\sigma}+\frac{E_{\mathrm{h}}+E_1}{E_{\mathrm{h}}E_1}\sigma \quad 。 \tag{1}$$

当土体进入塑性阶段，即 $\sigma>\sigma_{\mathrm{s}}$ 时，

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_{\mathrm{e}}&=\frac{\sigma}{E_{\mathrm{h}}} \quad ,\\ \varepsilon_{\mathrm{ve}}&=\frac{\sigma}{E_1}-\frac{\eta_1}{E_1}\dot{\varepsilon}_{\mathrm{ve}} \quad ,\\ \dot{\varepsilon}_{\mathrm{vp}}&=\frac{(\sigma-\sigma_{\mathrm{s}})}{\eta_2} \quad 。\end{aligned}\right\} \tag{2}$$

在塑性阶段，西原黏弹塑性流变模型的本构方程为

$$\begin{aligned}\frac{\mathrm{d}^2\varepsilon}{\mathrm{d}t^2}+\frac{\eta_1}{E_1}\frac{\mathrm{d}\varepsilon}{\mathrm{d}t}&=\frac{1}{E_{\mathrm{h}}}\frac{\mathrm{d}^2\sigma}{\mathrm{d}t^2}+\frac{E_{\mathrm{h}}+E_1}{\eta_1E_{\mathrm{h}}}\frac{\mathrm{d}\sigma}{\mathrm{d}t}+\\ &\frac{1}{\eta_2}\frac{\mathrm{d}(\sigma-\sigma_{\mathrm{s}})}{\mathrm{d}t}+\frac{E_1}{\eta_1\eta_2}(\sigma-\sigma_{\mathrm{s}}) \quad 。\end{aligned} \tag{3}$$

当土体处于弹性阶段时，其应变一般由线性和非线性流变两部分组成，假定加筋挡土墙在弹性阶段非线性流变表现不明显，因此忽略弹性阶段的非线性流变变形。由图 1 可知，弹性黏性应变由 Kelvin 模型应变组成，当 t 时刻的应变为 $(\varepsilon_{\mathrm{ve}})_t$ 时，则 $t+\Delta t$ 时刻的应变

$$\begin{aligned}(\varepsilon_{\mathrm{ve}})_{t+\Delta t}&=\frac{\sigma_t}{E_1}\left[1-\exp\left(-\frac{E_1}{\eta_1}\right)\ (t+\Delta t)\right]\\ &=(\varepsilon_{\mathrm{ve}})_t\ \exp\left(-\frac{E_1\Delta t}{\eta_1}\right)+\frac{\sigma_t}{E_1}\left[1-\exp\left(-\frac{E_1\Delta t}{\eta_1}\right)\right] 。\end{aligned} \tag{4}$$

当不考虑泊松比的流变性时，可将一维本构方程直接推广到多维问题，

$$\begin{aligned}\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}_{t+\Delta t}&=\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}_t\ \exp\left(-\frac{E_1}{\eta_1}\Delta t\right)+\\ &\frac{[\boldsymbol{A}]\{\sigma\}_t}{E_1}\left(1-\exp\left(-\frac{E_1}{\eta_1}\Delta t\right)\right) \quad ,\end{aligned} \tag{5}$$

式中，$[\boldsymbol{A}]$ 为与泊松比有关的系数矩阵，在平面应变条件下为

$$[\boldsymbol{A}]=\begin{bmatrix}1 & \dfrac{-\nu}{1-\nu} & 0\\ \dfrac{-\nu}{1-\nu} & 1 & 0\\ 0 & 0 & \dfrac{2}{1-\nu}\end{bmatrix} 。$$

当土体在某一时刻进入塑性状态时，在时间增量 Δt 内所发生的黏塑性应变增量

$$\Delta\varepsilon_{\mathrm{vp}}=\dot{\varepsilon}_{\mathrm{vp}}\cdot\Delta t \quad , \tag{6}$$

其中，

$$\dot{\varepsilon}_{\mathrm{vp}}=\frac{1}{\eta_{\mathrm{m}}}\langle\Phi(F)\rangle\frac{\partial g}{\partial\sigma} \quad 。 \tag{7}$$

式中 F 与 $g=g(\sigma,\varepsilon_{l,\mathrm{vp}},k)$ 分别为材料的屈服函数和塑性势函数；$\langle\Phi(F)\rangle$ 为判别材料是否进入屈服和表征塑性发展程度的开关函数；η_{m} 为黏性系数，$\eta_{\mathrm{m}}=\eta_2$。对于土体，这里采用 Drucker-Prager 屈服准则

$$F=\frac{6\sin\varphi}{3-\sin\varphi}\sigma_{\mathrm{m}}+q-\frac{6c\cos\varphi}{3-\sin\varphi} \quad , \tag{8}$$

其中，σ_{m} 与 $q=\sqrt{3J_2}$ 为平均应力与广义剪应力，J_2 为应力偏量的第二不变量，c 与 φ 分别为土的黏聚力和内摩擦角。当采用相关联的流动准则即 $g=F$ 时，土体进入塑性状态后的黏塑性应变率

$$\begin{aligned}\{\dot{\varepsilon}_{\mathrm{vp}}\}&=\frac{1}{\eta_2}\left\langle\left(\frac{F}{F_0}\right)\right\rangle\frac{\partial F}{\partial\{\sigma\}}\\ &=\frac{1}{\eta_2F_0}\left(\frac{6\sin\varphi}{3-\sin\varphi}\sigma_{\mathrm{m}}+q-\frac{6c\cos\varphi}{3-\sin\varphi}\right)\cdot\end{aligned}$$

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

$$\left(\frac{6\sin\varphi}{3-\sin\varphi}\frac{[\boldsymbol{P}]}{9\sigma_{\mathrm{m}}}+\frac{[\boldsymbol{Q}]}{2q}\right)\{\sigma\}\quad 。\qquad (9)$$

式中　F_0 为系数无量纲化过程中对屈服函数 F 所取用的任意参考值，一般取为 1；$[\boldsymbol{P}]$ 与 $[\boldsymbol{Q}]$ 为系数矩阵，对于平面问题，

$$[\boldsymbol{P}]=\begin{bmatrix}1&1&0\\1&1&0\\0&0&0\end{bmatrix},\ [\boldsymbol{Q}]=\begin{bmatrix}2&-1&0\\-1&2&0\\0&0&6\end{bmatrix}。$$

因此，当进入黏塑性阶段后，土体的总应变

$$\{\varepsilon\}=\{\varepsilon_{\mathrm{e}}\}+\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}+\{\varepsilon_{\mathrm{vp}}\}\quad ,\qquad (10)$$

式中，$\{\varepsilon_{\mathrm{e}}\}$，$\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}$ 和 $\{\varepsilon_{\mathrm{vp}}\}$ 分别表示瞬时弹性应变、黏弹性应变和黏塑性应变。在非线性有限元数值计算中，为模拟逐层填筑与分级加载过程及其非线性效应，将增量法与黏性初应变相结合，在每一增量中将黏弹性及黏塑性应变作为初应变进行多次迭代。

根据广义 Hooke 定律，弹性应变 $\{\varepsilon_{\mathrm{e}}\}$ 与应力 $\{\sigma\}$ 之间的物理关系为

$$\{\sigma\}=[\boldsymbol{D}]\ \{\varepsilon_{\mathrm{e}}\}=[\boldsymbol{D}]\ \left(\{\varepsilon\}-\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}-\{\varepsilon_{\mathrm{vp}}\}\right)\ ,\qquad (11)$$

式中，$[\boldsymbol{D}]$ 为弹性系数矩阵。根据几何条件

$$\{\varepsilon\}=[\boldsymbol{B}]\ \{\delta\}^{\mathrm{e}}\quad ,\qquad (12)$$

式中，$[\boldsymbol{B}]$ 为应变－位移之间的几何矩阵。则单元节点上的平衡方程为

$$\{F\}^{\mathrm{e}}=\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}\{\sigma\}\mathrm{d}v=\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\ \{\varepsilon_{\mathrm{e}}\}\mathrm{d}v$$

$$=\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\ [\boldsymbol{B}]\mathrm{d}v\ \{\delta\}^{\mathrm{e}}-\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\ \left(\{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}+\{\varepsilon_{\mathrm{vp}}\}\right)\mathrm{d}v$$

$$=[\boldsymbol{K}]^{\mathrm{e}}\ \{\delta\}^{\mathrm{e}}-\{F_{\mathrm{ve}}\}^{\mathrm{e}}-\{F_{\mathrm{vp}}\}^{\mathrm{e}}\quad ,\qquad (13a)$$

或者

$$[\boldsymbol{K}]^{\mathrm{e}}\ \{\delta\}^{\mathrm{e}}=\{F\}^{\mathrm{e}}+\left(\{F_{\mathrm{ve}}\}^{\mathrm{e}}+\{F_{\mathrm{vp}}\}^{\mathrm{e}}\right)\quad ,\qquad (13b)$$

式中，$[\boldsymbol{K}]^{\mathrm{e}}$ 为单元的刚度阵，$\{F_{\mathrm{ve}}\}^{\mathrm{e}}$ 和 $\{F_{\mathrm{vp}}\}^{\mathrm{e}}$ 分别表示黏弹性和黏塑性应变所对应的单元等效结点力，

$$\{F_{\mathrm{ve}}\}^{\mathrm{e}}=\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\ \{\varepsilon_{\mathrm{ve}}\}\mathrm{d}v\quad ,\qquad (14a)$$

$$\{F_{\mathrm{vp}}\}^{\mathrm{e}}=\int_{\mathrm{v}}[\boldsymbol{B}]^{\mathrm{T}}[\boldsymbol{D}]\ \{\varepsilon_{\mathrm{vp}}\}\mathrm{d}v\quad 。\qquad (14b)$$

组装后所得到的增量形式总体平衡方程为

$$[\boldsymbol{K}]\ \{\Delta\delta\}=\{\Delta\boldsymbol{F}\}+\{\Delta\boldsymbol{F}_{\mathrm{ve}}\}+\{\Delta\boldsymbol{F}_{\mathrm{vp}}\}\quad ,\qquad (15)$$

式中，$[\boldsymbol{K}]$ 为总体刚度阵，$\{\Delta\boldsymbol{F}\}$，$\{\Delta\boldsymbol{F}_{\mathrm{ve}}\}$ 和 $\{\Delta\boldsymbol{F}_{\mathrm{vp}}\}$ 分别为每级加载中的实际增量荷载、黏弹性应变与黏塑性应变所对应的等效荷载向量。在非线性计算中总体刚度阵始终保持不变，对此可进行一次性三角化分解处理，每级增量和每次迭代中仅需修改右端荷载向量进行回代求解，从而有效地提高计算效率。

1.2　加筋材料的非线性黏弹性模型

作为柔韧性材料，在加筋土结构中加筋材料的作用是抵抗拉力及其变形。在一定温度下长期受拉作用时，土工合成材料往往表现出较强的流变性，从而可能影响加筋结构的长期性能。对于条带式加筋材料，曾经基于室内蠕变试验建立了如下的经验型非线性黏弹性模型[6]：

$$T=E_0\varepsilon^b\frac{1}{1+\left(\dfrac{t}{t_0}\right)^{0.1}}\quad ,\qquad (16)$$

式中，T 与 ε 分别为加筋材料的单位宽度上拉力及应变，E_0 与 b 及 t_0 为与加筋材料有关的模型参数，由试验确定。由此可得到 t 时刻加筋材料的弹性模量

$$E(t)=\frac{\partial\left(\dfrac{T}{A}\right)}{\partial\varepsilon}=\frac{1}{A}E_0b\varepsilon_t^{b-1}\frac{1}{1+\left(\dfrac{t}{t_0}\right)^{0.1}}\quad ,\qquad (17)$$

式中，A 为加筋材料单位宽度上截面积（m^2/m）。为了加快收敛速度，在非线性数值计算中，采用增量中点处土工带的变形模量作为 t 时刻模量值，即

$$E(t)=\frac{1}{A}E_0b\left(\varepsilon_t+0.5\Delta\varepsilon_t\right)^{b-1}\frac{1}{1+\left(\dfrac{t}{t_0}\right)^{0.1}}\quad 。\qquad (18)$$

以此可以进一步地建立土工带的有限元列式。

1.3　面板的处理方式

加筋土挡墙的面板一般采用混凝土预制面板，在非线性有限元分析中采用线弹性固体杆件单元[3]。

1.4　界面单元模型

为了考虑填土与面板之间、填土与筋带及各块面板之间相互作用效应，通过在相互接触界面上设置 Goodman 无厚度接触单元[4]，采用 Mohr-Coulomb 准则模拟摩擦滑移特性，反映接触界面上的摩擦滑移、脱开和闭合等变形机理。在模拟筋材与填土之间的界面特性时，为了限制受压时接触界面两侧的相互嵌入，接触面上的法向刚度 K_{n} 一般应取某一大数，然而同时为了保持数值计算的稳定性，这个大数又不宜过大，一般取 $K_{\mathrm{n}}=10^5\ \mathrm{MPa\cdot m^{-1}}$。对于切向刚度 K_{s}，试验表明剪应力和切向相对位移一般呈现为非线性关系，通常可用类似于 Duncan-Chang 模型的双曲线关系表达，由此所得到的切向弹性刚度

$$K_{\mathrm{s}}=k_{\mathrm{s}}\gamma_{\mathrm{w}}\left(\frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{p_{\mathrm{a}}}\right)^n\left(1-\frac{R_{\mathrm{f}}\tau}{\tau_{\mathrm{f}}}\right)^2\quad ,\qquad (19)$$

式中，k_{s} 为切向弹性刚度系数，n 为切向弹性刚度对于约束压力依赖性的经验指数，γ_{w} 为水的重度，p_{a} 为标准大气压，R_{f} 为接触面上的破坏应力比。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

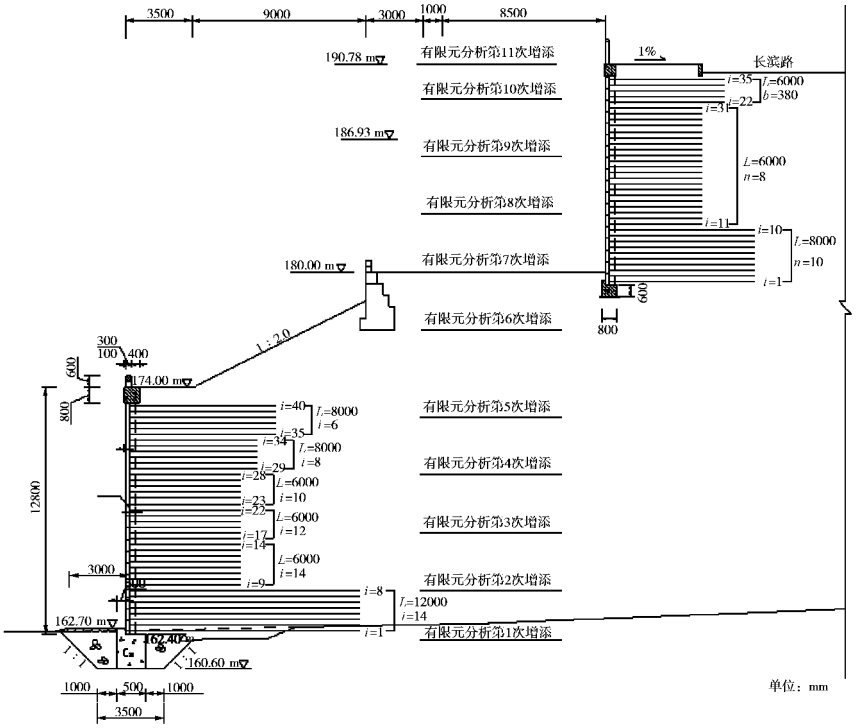


图 2 加筋土挡墙代表断面图

Fig. 2 Cross-section of reinforced earth walls

2 工程概况、筋带应力与墙面变形测试

长江滨江路原护岸工程全长约 6 km，护岸堤高 24～35 m，采用路堤+路肩复合断面型式。本次测试分析段的下阶墙高 12～18 m，基础位于原长江河岸滩上，地基土为冲洪积层，主要为细沙层、中沙层和砂卵石层，个别处有泥岩出露，部分为人工填土。下阶加筋土挡墙基础部分位于碛坝（陆上），部分位于河岸较陡岸坡（水下），基础采用混凝土条形基础，加筋材料采用聚丙烯条带（PP 带），填料采用砂卵石，加筋体后方材料水下部分采用砂卵石，其余采用建筑弃土。中间路堤斜坡坡比 1∶2，高度 6 m，路堤上马道宽 8～12 m。上阶直立墙高 8～12 m，见图 2。

2.1 筋带测试

对该段护岸工程，选择了两处进行加筋材料现场挖坑抽样检查，根据试验检查报告，加筋材料的强度与原施工时未发生明显变化[8]。对该加筋带进行了长期蠕变试验，得到了筋带的变化规律（如图 3）。

2.2 墙面变形测试

根据现场调查，该段护岸工程下阶加筋土挡墙个别段墙面变形比较严重，典型段水平变位累计有 10～30 cm，最大者约 60 cm，垂直变位 5～10 cm，最大者达到 20 cm。墙横断面变位大致呈外凸弧形，下部较大，上部较小。该工程竣工后在使用中未进行连续、系统的变位观测，仅有中间部分时段的观测资料[8]。

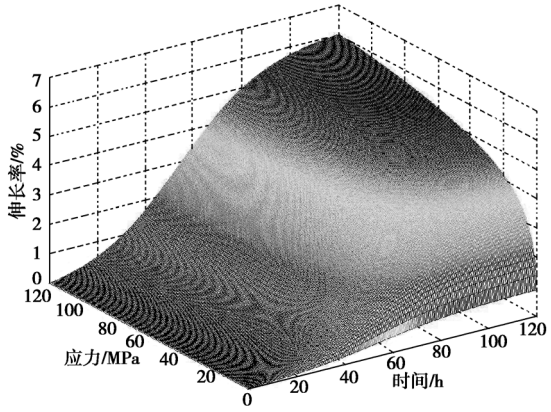


图 3 筋带时间－应力－伸长量关系曲线

Fig. 3 Time-stress-strain curve of geogrid

3 有限元模型参数选择

通过现场取样试验和与类似工程对比，确定本次计算加筋体后方建筑弃土的填料取值为：比重 G_s=2.66，液限 w_L=37%，塑限 w_P=19%，塑性指数 I_P=18，含水率为 19.3%。本文计算取后方建筑弃土的变形参数为：E_h=1.508 MPa，E_2=4.102 MPa，η_1=68.88 MPa·d，η_2=15.8 MPa·d；加筋体的变形参数为：E_h=1.834 MPa，E_2=5.435 MPa，η_1=72.48 MPa·d，η_2=17.6 MPa·d；强度参数见表 1。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

表 1 加筋土挡墙有关计算参数

Table 1 Computational parameters for reinforced earth walls

项目	重度/(kN·m^{-3})	弹性模量 E_e/kPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)
加筋体填料	21.0	2.20×10^4	0.23	0	28.0
钢筋混凝土面板	24.0	8.15×10^6	0.22	—	—
加筋体后填料	19.0	2.20×10^4	0.25	10.0	28.0
地基土	21.0	2.20×10^4	0.25	14.5	28.0

表 2 挡土墙的界面参数

Table 2 The parameters of interfaces in the reinforced walls

界　面	c/kPa	φ/(°)	k_s	n	R_f	K_n/(MPa·m^{-1})
填土－筋材	17.2	27	8130	0.88	0.75	10^5
填土－面板	0.5	30	2000			10^3

通过数值模拟与试验结果的拟合（图 2），确定的加筋带模型参数为：E_0=17.8 kN/m，b=0.5121，t_0=2.62 h。另外加筋带的横截面积 A=0.002 m^2/m。

参考相关文献[4-6]，确定接触面有关参数值列于表 2。混凝土面板采用传统的分析方法，将面板看成中间实心的固体单元，上下层面板可看作两者之间是黏结。用两节点的梁单元模拟，弹性模量 E=140 MPa，单位长度上截面的面积与惯性矩 A=25 cm^2/cm。

4　计算结果分析

通过对比分析和现场观测发现，该高大复合式加筋土挡墙主要的变形发生在下阶墙，为此以下分析主要针对下阶墙展开。

4.1　下阶墙墙面变形分析

将不同时刻计算得到的墙面变形沿墙高绘制成墙面变形曲线（图 4），从图中可以看出，墙面变形与加筋墙通常出现的变形基本类似[9-10]。

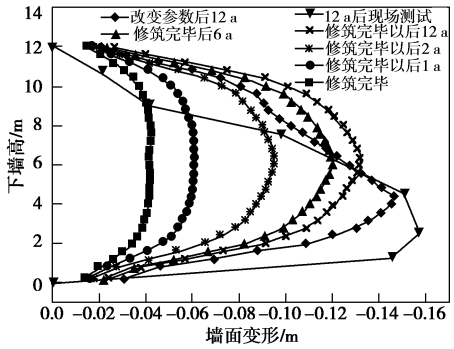


图 4 不同时刻墙面变形曲线图

Fig. 4 Strain curves of the wall surface at various time

通过进一步逐段查验原工程设计、施工资料和部分挡墙段的地勘报告，发现在墙面变形较大处，标高于 164.8～167.8 m 间的回填料指标偏小，进一步分析获得相关参数为 c=12 kPa，φ=13°[8]。随后以此参数进行计算，得到的墙面变形（如图 4）与现场测试数据基本吻合，且发现虽然随着时间的变化墙面变形逐步变大，但施工完毕 2 a 后墙面变形基本趋于稳定，与近年的观测基本相同[8]。这说明加筋墙的变形与加筋填料的特性密切相关。

以上分析还表明，加筋墙施工对加筋墙的力学特性起着非常重要的作用，即使是某一局部填料指标的下降都将直接影响加筋墙的特性。

4.2　下阶墙筋带拉力分析

将数值分析得到的下阶挡墙 L=12 m 的第 5 根筋带取出，绘制不同时刻筋带拉力沿筋带方向的分布曲线（图 5）。从图中可以看出：筋带拉力沿筋带方向呈现两头小中间大的趋势分布，且大约在筋带 1/3 和 2/3 出现跳跃式增大，比较墙体的塑性带，发现这些位置恰好为塑性带与筋带的贯穿点，分析其它塑性带穿过的筋带亦有同样的规律。这说明筋带拉力和塑性带的分布是基本吻合的，也说明了本文方法的可靠性。

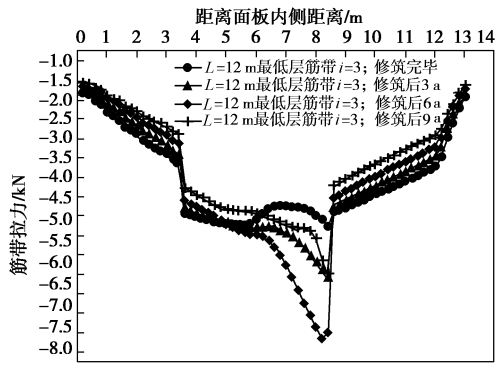


图 5 不同时刻筋带拉力分布图

Fig. 5 Tension distribution of geogrid at various time

从图 5 还可以发现，随着时间的变化，筋带拉力首先增大然后减小，最后基本趋于稳定。从筋带的拉力来看，筋带拉力在长时间的变化后与刚埋设时相差不大，这与试验报告[8]得到的筋带状况基本相同。虽然加筋土挡墙的筋带拉力得到了充分的发挥，且都在筋带的容许拉力以内，但塑性带处的较大筋带拉力意味着将产生较大变形，从而导致该区域的土体产生较

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

大的塑性变形，甚至引起破坏。塑性带的发展不利于加筋土墙体的稳定，容易使墙体处于欠稳定状态。

4.3 下阶墙土压力分析

有限元分析表明，下阶墙 12 a 后大约在墙高的 1/4 处出现较大的应力（如图 6），该应力远大于按规范[2-3]计算得到的结果。该处较大的侧向应力与较大侧向位移说明结构处于欠稳定状态。

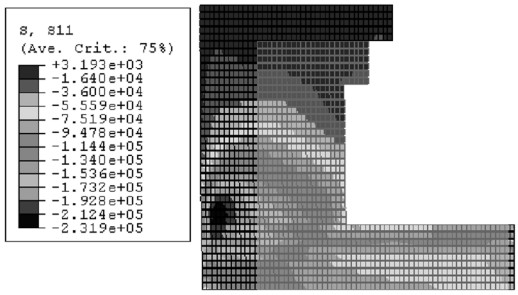


图 6 下墙侧向土压力分布云图

Fig. 6 Distribution of lateral earth pressure in the lower wall

绘制不同时刻加筋墙面板后土压力沿墙高变化曲线（图 7），从这些曲线中可以发现，面板后的侧向土压力呈现两端压力小中间两处压力大的双驼峰式分布。 这与常规计算得到的土压力相差也较大[9-10]，试验和本文计算均表明墙后土压力随筋带蠕变都在增加，并未趋于稳定，这再次表明该墙处于欠稳定状态。

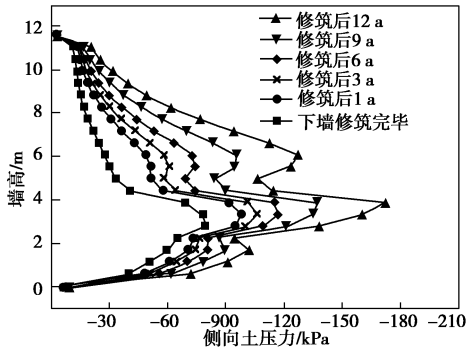


图 7 下墙侧向土压力随墙高变化曲线

Fig. 7 Variation of lateral earth pressure the lower wall with height

从以上分析来看，墙体处于欠稳定状态下，墙体侧向土压力不会趋于稳定，而是随时间缓慢的增加，且侧向土压力的数值一般较大。同时较大的应力位置在多处出现。

4.4 护岸墙整体稳定性分析

采用常规 Bishop 圆弧滑动法可以求得最小安全系数分别是 1.290（图 8）。采用强度折减理论[11-12]，不考虑时间变化时，求得的最小安全系数为 1.14（图 9），两者差别较大。这主要是由于常规 Bishop 圆弧滑动法要求圆弧连续，从而提高了此断面的安全系数。但是后种分析方法表明，该结构处于欠稳定状态。

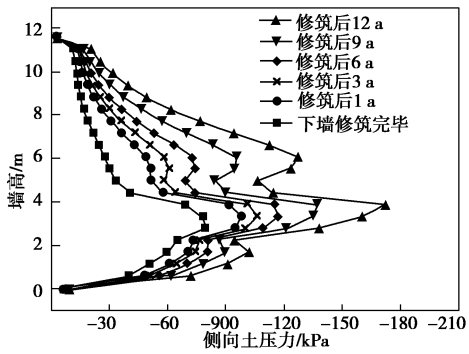


图 8 经典 Bishop 圆弧滑动法计算得到的滑动面

Fig. 8 Sliding surface from classical Bishop method



图 9 强度折减理论计算的塑性带

Fig. 9 Plastic zone from strength reduction theory

采用本文分析方法，在时间到达 12 a 后，在加筋挡墙两级平台顶部加载 400 kPa 时，发现加筋土挡墙的塑性带已经贯通（图 10）。这个荷载虽然高于原设计荷载，但从护岸挡墙应力及变形的发展趋势来看，该结构处于欠稳定状态。

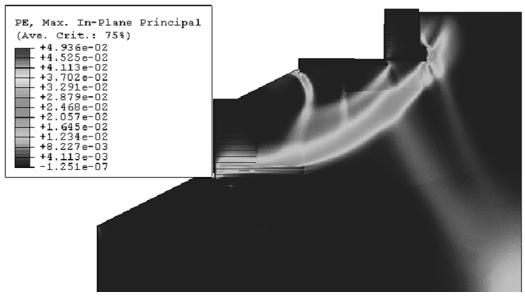


图 10 修筑完成 12 a 后加载 400 kPa 时的塑性带

Fig. 10 Plastic zone under load 400 kPa on a wall finished 12 years ago

比较图 7～10 发现，尽管采用的分析方法不同，护岸结构的塑性带或滑动面均在下阶墙面板相同的地方出现；比较墙面变形还发现，这些地方恰好为墙面变形最大位置。它说明本文分析方法与实际情况比较吻合，也与传统方法基本一致。同时也证明加筋土护岸结构处于欠稳定状态，需要进行加固处理。

加筋土墙后土压力的最大点往往是滑动带或活动面的滑出位置，如果合理的观测墙后土压力，可以基本确定墙体的滑动位置，通过与理论计算滑动带的比较，可以实现工程的动态观测和健康诊断。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

5 结　　论

结合重庆渝中区长江滨江路加筋土护岸工程的安全性评估和加固方案研究，针对加筋土护岸挡墙结构，对地基、墙后填土和加筋填料采用黏弹塑性流变模型，对于加筋材料采用经验型非线性黏弹性模型，将增量法与初应变迭代法相结合，模拟逐层填筑过程和分级加载非线性过程，进行了二维黏弹塑性有限元数值分析。通过计算得到了不同时刻墙面变形，并与监测结果进行比较，得到以下主要结论：

（1）随着时间的增加，筋带拉力先增大后减小，最后基本趋于稳定形态；同时筋带拉力的最大点往往是墙体塑性区与筋带的交汇点。

（2）墙体处于欠稳定状态下，墙体侧向土压力不会趋于稳定，而是随时间缓慢的增加，侧向土压力的数值一般较大，且在多处出现。

（3）分析表明，加筋土挡墙后土压力的最大点往往是墙体滑动带或滑动面的滑出位置，这对工程监测有重要的提示作用。

（4）分析表明加筋护岸挡墙结构处于欠稳定状态，需要采取措施加固；同时，本文提出和建立的计算模型与实际情况较为吻合，对高大加筋土挡墙的长期工作性能评价有很好的参考作用。

参考文献：

[1] 何光春. 加筋土结构设计与施工[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000. (HE Guang-chun. The design and construction of the reinforced soil[M]. Beijing: China Communication Press, 2000. (in Chinese))

[2] 土工合成材料工程应用手册编写委员会. 土工合成材料工程应用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. (The Compiling Committee of The Engineering Application Manual of The Geotechnical Composite Material. The engineering application manual of the geotechnical composite material[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2000. (in Chinese))

[3] JTJ015—91 公路加筋土工程设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1993. (JTJ015—91 The design directive rules of reinforced soil in road[S]. Beijing: China Communications Press, 1993. (in Chinese))

[4] KARPURPU R, BATHURST R J. Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method[J]. Computers and Geotechnics, 1995, **17**: 279 - 299.

[5] 刘华北, LING H I. 土工带加筋挡土墙设计参数的弹塑性有限元研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(5): 668 - 673. (LIU Hua-bei, LING H I. Elasto-plastic finite element study for parameters of geogrid- reinforced soil retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(5): 668 - 673. (in Chinese))

[6] 肖成志, 栾茂田, 等. 加筋挡土墙长期工作性能的黏弹塑性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, **25**(10): 1990 - 1996. (XIAO Cheng-zhi, LUAN Mao-tian, et al. Numerical analysis of long-term performance of reinforced earth retaining walls by FEM based on viscoelasto-plasticity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, **25**(10): 1990 - 1996. (in Chinese))

[7] HELWANY M B, WU J T H. A numerical model for analyzing long-term performance of geosynthetic-reinforced soil structures[J]. Geosynthetic International Journal of the International Geosynthetics Society, 1995, **2**(2): 429 - 453.

[8] 何光春, 汪承志, 等. 重庆长江滨江路护岸综合整治工程安全性评估[R]. 重庆交通学院, 2004. (HE Guang-chun, WANG Cheng-zhi, et al. The security appraisal of synthesis regulatory engineering of breast wall on Yangtze Bingjiang Road[R]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2004. (in Chinese))

[9] ROWE R Kerry, SKINNER Graeme D. Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2001, **19**: 387 - 412.

[10] HE Guang-chun, WANG Cheng-zhi, HUANG Yi-qiong. Elastic-plasticity FEM analysis of soil-reinforcement composite material through model test on stepped reinforced soil retaining wall[C]// 4th Asian Joint Symposium on Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, Dalian, China, 2006.

[11] 栾茂田, 武亚军, 年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, **23**(3): 1 - 8. (LUAN Mao-tian, WU Ya-jun, NIAN Ting-kai. A criterion for evaluating slope stability based on development of plastic zone by shear strength reduction FEM[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Eng, 2003, **23**(3): 1 - 8. (in Chinese))

[12] 郑颖人, 赵尚毅, 等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J]. 中国工程科学, 2006, **8**(12): 39 - 61. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering[J]. Engineering Science, 2006, **8**(12): 39 - 61. (in Chinese))

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net