

DOI: 10.11779/CJGE201904001

统一考虑加载变形与流变的粗粒土弹塑性本构模型及应用

陈生水^{1, 2}, 傅中志^{1, 2}, 石北啸¹, 袁 静³

(1. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029;
3. 南京市江宁区水务局, 江苏 南京 211112)

摘要: 实测资料表明, 现行粗粒土本构模型明显低估高度 200 m 以上特高土石坝的沉降量, 主要原因之一是现行本构模型普遍割裂加载变形与流变, 计算时忽略施工过程中坝料产生的流变。在总结分析典型粗颗粒土石料流变特性的基础上, 以应力、应变和时间为基本变量, 提出了一个可以统一模拟粗粒土加载变形、流变、应力松弛等性质的弹塑性本构模型。模型假定加载塑性变形和流变可同时发生, 应力和时间变化均会引起屈服面扩张, 从而产生塑性变形, 但两者服从不同的塑性流动准则。运用某特高心墙堆石坝坝壳堆石料和砾石土心墙料的试验结果对模型的合理性进行了验证, 并对该大坝填筑施工过程进行了模拟。计算结果表明, 忽略坝料施工期流变可使大坝竣工期沉降量低估 10% 以上。因此, 采用统一模拟粗粒土加载变形与流变的本构模型可有效提高特高土石坝变形的预测精度。

关键词: 土石坝; 粗粒土; 流变; 本构模型

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)04-0601-09

作者简介: 陈生水(1962-), 男, 江苏南京人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事土力学与土石坝工程方面的科学研究与技术咨询工作。E-mail: sschen@nhri.cn。

Elastoplasticity constitutive model considering loading-induced deformation and creep behavior of coarse granular soils and its application

CHEN Sheng-shui^{1, 2}, FU Zhong-zhi^{1, 2}, SHI Bei-xiao¹, YUAN Jing³

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China; 3. Bureau of Water Affairs of Jiangning District, Nanjing 211112, China)

Abstract: The field observations show that the existing widely-used constitutive models tend to underestimate the settlement of dams higher than 200 m. One of the main reasons is the separation of load-induced deformation and creep in such models and the neglecting of creep during construction in numerical simulations. In this study, a constitutive model, taking the stress, strain and time as the basic variables, is proposed in the light of experimental observations to model the loading deformation, creep and stress relaxation in a unified manner. A basic assumption used is the simultaneous occurrence of the load-induced plastic strains and creep strains. Both the change of stresses and the accumulation of time can result in expansion of the yield surface and thus produce plastic strains to obey, however, different flow rules. The model is used to reproduce the experimental results of a rockfill material and a gravelly soil used in an extremely high rockfill dam, and it is further used to study the deformation behavior of the dam. The numerical results show that neglecting the creep during construction may underestimate the settlement by more than 10%. Therefore, for the extremely high rockfill dams, it is necessary to use the unified models to consider the creep and loading behavior for rockfill materials so as to increase the precision of predictions.

Key words: earth and rockfill dam; coarse granular soil; creep; constitutive model

0 引言

变形是影响土石坝工程安全的关键因素, 随着坝高增加, 土石坝变形控制难度以及防渗系统安全风险将显著加大。国内外部分已建成的高度 150 m 以上土

石坝防渗系统出现损伤, 导致漏水量增加, 主要因

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目(2017YFC0404806); 国家自然科学基金项目(51179152, 51539006, U1765203)
收稿日期: 2018-05-14

是大坝变形量过大或是变形不协调所致^[1-2]。目前, 中国在建和拟建的多座土石坝高度已达 300 m 级, 正确预测这些特高坝的变形量及其分布规律, 在此基础上提出合理的变形控制方法是保障其安全的关键。

由于特高土石坝体积庞大, 且筑坝粗粒土应力应变呈现显著的非线性特性, 现行物理模型试验方法难以准确预测其变形量及其发展与分布规律^[3], 以粗粒土本构模型为核心的有限元数值模拟方法成为应力变形预测的主要手段。然而, 基于现行粗粒土本构模型的变形预测结果与实测值往往还存在较大差距, 如特高土石坝沉降量计算结果大多明显小于实测值^[4]; 而水平位移计算结果则明显大于实测值^[5]。以水布垭面板堆石坝为例, 设计阶段相关单位所计算的蓄水期坝体最大沉降在 1.36~1.82 m 之间^[4], 但迄今天坝实测沉降已达到 2.6 m。

上述变形预测结果明显低于实测值的主要原因可归结为以下 3 个方面: 首先, 现行本构模型大多未合理考虑筑坝粗粒土颗粒破碎行为, 使其体积应变被低估; 其次, 室内试验缩尺改变了粗粒土孔隙结构与颗粒之间的接触关系^[6-7], 使颗粒破碎量降低, 从而高估了粗粒土的变形模量; 第三, 实际计算时大多将加载变形和流变割裂开来, 施工过程中日晒雨淋、季节性温度与干湿循环等复杂环境变化因素对大坝变形的影响未合理模拟^[8-9]。目前, 特大型三轴试验、大比尺原位试验、离散介质数值模拟方法等手段的综合运用为缩尺效应研究提供了新思路, 有望取得新突破^[3]。与此同时, 建立合理考虑粗粒土颗粒破碎特性, 统一预测高土石坝加载变形和流变的本构模型亦很有必要。

本文结合室内试验与变形观测资料, 分析了土石坝筑坝粗粒土的主要流变特性, 在此基础上, 提出了一个统一考虑粗粒土加载变形、蠕变以及应力松弛的弹塑性本构模型; 以中国某特高心墙堆石坝为例, 对比分析了考虑施工期流变对高土石坝变形预测结果的影响。

1 土石坝筑坝粗粒土的流变特性

1.1 加载与流变的耦合变形特性

张丙印等在三轴流变仪上针对糯扎渡心墙坝筑坝粗粒土开展了常规三轴压缩试验以及加载与流变耦合试验^[10], 图 1 是围压为 1.0 MPa 时的典型试验结果, 其中加载与流变耦合试验包括 5 级不同应力水平下的流变过程, 即 $S_L = 0.11, 0.22, 0.38, 0.53, 0.68$ 。各级应力水平下, 当 10 h 轴向应变增量小于 0.1% 时结束流变试验, 并继续加载至下一级应力水平。从该图中可以看出, 粗粒土经历流变后再加载时, 材料表

现出很高的变形模量, 当加载到一定应力水平时, 应力应变曲线的趋势方与常规三轴试验曲线一致。这一现象在砂土中也普遍存在^[11-12], Lade 和张丙印等认为这与流变产生的结构性有关, 即流变使屈服面在应力状态恒定时继续扩张(塑性硬化), 从而使应力状态点落入屈服面之内, 再加载的初始阶段仅产生弹性变形, 只有当应力状态重新达到扩张后的屈服面时, 方可产生新的塑性变形。

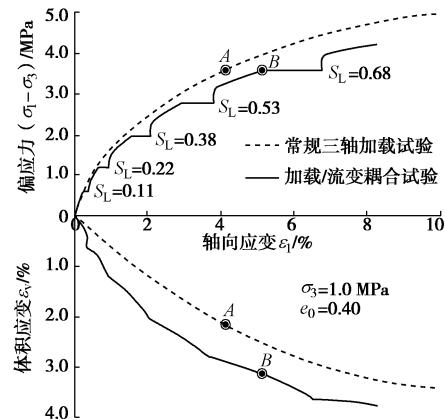


图 1 堆石料加载与流变耦合试验结果^[10]

Fig. 1 Load and creep coupling experiments on a rockfill^[10]

图 1 揭示的另一个重要特点是当粗粒土交替经历加载与流变时, 其累计体积应变要显著高于单一加载过程。现代土石坝工程, 大多根据材料分区, 以一定铺层厚度碾压筑成, 每一处坝料单元都反复经历加载与流变过程。因此, 忽略施工填筑过程中的流变将低估单元体变, 这是现行本构模型预测结果低估高土石坝施工期沉降量, 高估水平位移的重要原因之一。

1.2 加载与流变的应力剪胀方程

笔者分析了某抽水蓄能电站堆石料三轴压缩与三轴流变过程中剪胀比与应力比之间的关系^[9], 其中, 流变试验在 4 种不同应力水平下开展, 即 $S_L = 0.0, 0.2, 0.4, 0.8$ 。图 2 中给出了围压为 0.6 MPa 时的典型结果, 其中, 纵坐标加载剪胀比 d_L 和流变剪胀比 d_C 是塑性体积应变增量 $d\varepsilon_v^p$ 与塑性剪应变增量 $d\varepsilon_s^p$ 之比, 剪缩为正, 剪胀为负; 横坐标应力比 η 是广义剪应力 q 与平均有效应力 p 之比。从图 2 可知, 加载和流变过程中, 剪胀比均随着应力水平增加而降低, 且加载与流变过程中两者服从不同的应力剪胀方程。加载过程中, 剪胀比与应力比之间的关系可以较好地通过下述函数模拟^[9]:

$$d_L = d_0 \left[1 - \left(\frac{\eta}{M_d} \right)^4 \right] , \quad (1)$$

式中, d_0 为初始剪胀比, M_d 为加载临胀应力比。流变过程中, 堆石料的剪缩性明显强于加载过程, 其应力

剪胀行为可用下式描述:

$$d_c = \frac{M'_d - \eta^2}{2\eta} \quad , \quad (2)$$

其中, M'_d 为流变临胀应力比, 一般情况下 $M'_d \approx (1.1 \sim 1.3) M_d$ ^[8-9]。由于相同应力状态下加载与流变时塑性应变增量方向显著不同, 故建立本构模型时需采用不同的塑性势函数或应力剪胀方程。

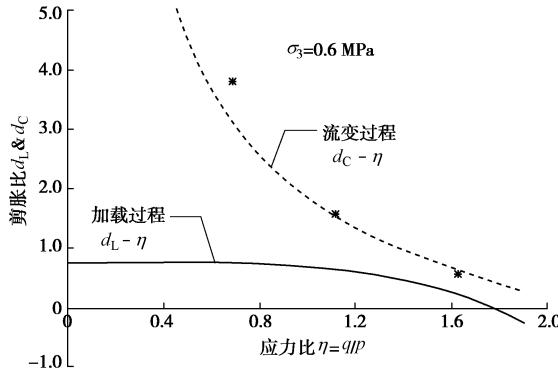


图 2 堆石料加载与流变过程中剪胀比与应力比的关系^[9]

Fig. 2 Relationships between dilatancy ratio and stress ratio during loading and creeping^[9]

1.3 流变与时间的关系

笔者分析了两座硬岩堆石坝和两座软岩堆石坝沉降观测资料, 发现恒定荷载作用下, 坝体沉降过程可以用指数函数模拟^[13]。由于应变是位移的梯度, 故可以推断流变产生的应变与时间的关系亦可以用指数函数模拟, 如体积应变 ε_v 可表示如下:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^f \left[1 - \exp \left(-\frac{t}{\omega} \right) \right] \quad , \quad (3)$$

式中, ε_v^f 为最终体积流变量, 与应力状态有关, ω 为控制流变速率的参数, 具有时间 t 的量纲。将式 (3) 两端对时间 t 求导可得体积应变速率, 即

$$\frac{d\varepsilon_v}{dt} = \frac{1}{\omega} (\varepsilon_v^f - \varepsilon_v) \quad , \quad (4)$$

式 (4) 对于建立考虑加载变形与流变的本构模型具有重要意义, 它解决了某一应力状态下已经发生的流变如何影响后续流变速率的问题。已经积累的流变对于后续流变量及其速率的影响可用图 1 中试验结果解释: 假定有一试样经单次加载至状态 A, 另一相同试样经多次加载与流变后达到状态 B, 尽管两者具有相同的应力状态, 但从体变曲线上可以看出, 两者的密实程度是不同的, 经历流变的试样体积应变更大, 颗粒之间的接触更加紧密, 因此在状态 B 产生新的流变量应低于未经流变的试样在状态 A 产生的流变量。

2 考虑加载变形与流变的本构模型

2.1 本构方程的一般形式

弹塑性理论的基本假定是总应变增量 $d\varepsilon$ 可以分解为弹性应变增量 $d\varepsilon^e$ 和塑性应变增量 $d\varepsilon^p$ 之和, 当同时考虑加载变形与流变时, 该假定需进一步拓展, 即塑性应变增量 $d\varepsilon^p$ 可进一步分解为加载塑性应变增量和流变塑性应变增量之和, 即

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = d\varepsilon^e + d\varepsilon_L^p + d\varepsilon_C^p \quad , \quad (5)$$

其中, 塑性应变增量的下标 L 和 C 分别表示加载部分和流变部分。

下面根据经典弹塑性理论的基本思路, 推导统一考虑粗粒料加载变形与流变的本构方程的一般形式。记应力张量为 σ , 并设描述加载变形与流变的塑性势函数分别为

$$\left. \begin{array}{l} G_L(\sigma) = 0 \\ G_C(\sigma) = 0 \end{array} \right\} \quad (6)$$

则加载与流变的塑性应变增量可分别表示为

$$\left. \begin{array}{l} d\varepsilon_L^p = d\lambda_L \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} \\ d\varepsilon_C^p = d\lambda_C \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} \end{array} \right\} \quad (7)$$

类似地, 忽略函数的具体表达式, 设屈服函数为 $F(\sigma, h, t) = 0$ 。

其中: h 为硬化参数, 是塑性应变 ε^p 的函数; t 是时间。加载与流变过程中屈服函数必须始终为零的所谓一致性条件要求下式必须成立:

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} : d\sigma + \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} : d\varepsilon^p + \frac{\partial F}{\partial t} dt = 0 \quad . \quad (9)$$

弹塑性理论中通常采用虎克定律描述弹性应力应变关系, 即

$$\left. \begin{array}{l} d\sigma = D_e : (d\varepsilon - d\varepsilon^p) \\ d\varepsilon^e = C_e : d\sigma \end{array} \right\} \quad (10)$$

其中: D_e 和 C_e 分别为弹性劲度张量和柔度张量。将式 (7) 和式 (10) 代入式 (9) 可得

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : d\varepsilon - d\lambda_L \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} - d\lambda_C \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} + \\ d\lambda_L \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} + d\lambda_C \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial t} dt = 0 \quad . \quad (11) \end{aligned}$$

显然, 式 (11) 一个方程无法确定其中的两个标量因子 $d\lambda_L$ 和 $d\lambda_C$, 因此, 本文采用式 (11) 的下述充分不必要的条件使问题得以简化, 即

$$\begin{aligned} d\lambda_L \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} - d\lambda_L \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} + \\ \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : d\varepsilon - d\lambda_C \frac{\partial F}{\partial \sigma} : D_e : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} = 0 \quad , \quad (12) \end{aligned}$$

和

$$d\lambda_C \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon^p} : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial t} dt = 0 \quad . \quad (13)$$

式 (13) 中控制流变塑性应变大小的标量因子主

要与时间增量有关, 而式(12)中则体现了加载与流变两种塑性变形的耦合作用。从上述两式可得

$$\left. \begin{aligned} d\lambda_L &= \frac{\partial F}{\partial \sigma} : \mathbf{D}_e : d\boldsymbol{\varepsilon} - d\lambda_C \frac{\partial F}{\partial \sigma} : \mathbf{D}_e : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma}, \\ &\quad \frac{\partial F}{\partial \sigma} : \mathbf{D}_e : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} - \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} \\ d\lambda_C &= -\frac{\frac{\partial F}{\partial t} dt}{\frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \frac{\partial G_C}{\partial \sigma}}. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

将式(7)和式(14)代入式(10)可得

$$d\sigma = \left[\mathbf{D}_e - \frac{\left(\mathbf{D}_e : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} \right) \otimes \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} : \mathbf{D}_e \right)}{\frac{\partial F}{\partial \sigma} : \mathbf{D}_e : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} - \frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \frac{\partial G_L}{\partial \sigma}} \right] : \left(d\boldsymbol{\varepsilon} - d\lambda_C \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} \right), \quad (15)$$

若记

$$\mathbf{n}_L = \frac{\frac{\partial G_L}{\partial \sigma}}{\left\| \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} \right\|}; \mathbf{n}_F = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma}}{\left\| \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\|}; \mathbf{n}_C = \frac{\frac{\partial G_C}{\partial \sigma}}{\left\| \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} \right\|}, \quad (16)$$

以及

$$H_L = -\frac{\frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \mathbf{n}_L}{\left\| \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\|}; H_C = -\frac{\frac{\partial F}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^p} : \mathbf{n}_C}{\frac{\partial F}{\partial t}}, \quad (17)$$

则本构方程式(15)可以简化如下

$$d\sigma = \left[\mathbf{D}_e - \frac{(\mathbf{D}_e : \mathbf{n}_L) \otimes (\mathbf{n}_F : \mathbf{D}_e)}{\mathbf{n}_F : \mathbf{D}_e : \mathbf{n}_L + H_L} \right] : \left(d\boldsymbol{\varepsilon} - \frac{1}{H_C} \mathbf{n}_C dt \right), \quad (18)$$

式中, \mathbf{n}_F , \mathbf{n}_L , \mathbf{n}_C 分别称为加载方向张量、加载塑性流动方向张量和流变塑性流动方向张量, H_L 和 H_C 分别称为加载塑性模量和流变塑性模量。

运用上述记号, 式(12)和式(13)中的两个标量因子 $d\lambda_L$ 和 $d\lambda_C$ 可表示为

$$\left. \begin{aligned} d\lambda_L &= \frac{\mathbf{n}_F : d\sigma}{H_L \left\| \frac{\partial G_L}{\partial \sigma} \right\|}, \\ d\lambda_C &= \frac{dt}{H_C \left\| \frac{\partial G_C}{\partial \sigma} \right\|}, \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

故式(5)可以展开成本构方程的柔度形式, 即

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = \left(\mathbf{C}_e + \frac{\mathbf{n}_L \otimes \mathbf{n}_F}{H_L} \right) : d\sigma + \frac{\mathbf{n}_C}{H_C} dt. \quad (20)$$

从式(20)和式(18)中可以看出: 当材料加载到一定的应力状态后, 若保持应力不变, 应变会随着时间推移而积累, 这就是材料的蠕变; 若保持应变不变, 应力会随着时间的推移而改变, 即材料出现应力松弛。特别地, 当流变塑性模量趋于无穷时, 本构方程式(15)和(17)退化成经典弹塑性模型的形式。可见, 上述

本构方程式可以统一模拟加载变形、流变和应力松弛现象, 只需分别确定式(13)和式(14)中的张量和标量即可构建本构模型, 辅以相应的加卸载准则, 即可用于初边值问题的求解。

2.2 加载变形模型

(1) 加载塑性应变增量方向

加载塑性应变增量方向可基于加载过程的应力剪胀方程构建。假定塑性剪应变增量为 $d\boldsymbol{\varepsilon}_{sL}^p$, 塑性应变增量张量与应力张量共轴, 则加载塑性应变增量可以表示为

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \frac{1}{3} d\boldsymbol{\varepsilon}_{sL}^p \mathbf{I} + \frac{3}{2q} d\boldsymbol{\varepsilon}_{sL}^p \mathbf{s}, \quad (21)$$

式中, \mathbf{I} 是二阶单位张量, \mathbf{s} 为偏应力张量。故加载塑性应变增量的单位化方向可表示为

$$\mathbf{n}_L = \frac{\frac{1}{3} d_L \mathbf{I} + \frac{3}{2q} \mathbf{s}}{\sqrt{\frac{1}{3} d_L^2 + \frac{3}{2}}}, \quad (22)$$

其中, 加载剪胀比 d_L 可由式(1)确定, 且其中临胀应力比 M_d 可由临胀摩擦角 ψ 确定, 即

$$M_d = \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi}, \quad (23)$$

笔者通过分析三轴试验资料发现^[14], 临胀摩擦角与围压的对数呈良好的线性关系, 即

$$\psi = \psi_0 - \Delta \psi \lg \frac{\sigma_3}{p_a}, \quad (24)$$

式中, p_a 为大气压力, ψ_0 , $\Delta \psi$ 为拟合参数。

(2) 加载方向

如果塑性应变增量方向 \mathbf{n}_L 与加载方向 \mathbf{n}_F 一致, 则流动准则是相关联的; 反之, 称为非关联流动准则。大量试验研究表明, 粗粒土服从非关联流动准则^[15-16], 即 $\mathbf{n}_L \neq \mathbf{n}_F$ 。此时, 式(18)和式(20)中弹塑性劲度张量或柔度张量是不对称的, 实际运用时会大大增加存储量和计算时间, 为此本文中假定加载方向张量 \mathbf{n}_F 与塑性应变增量方向 \mathbf{n}_L 一致。

(3) 加载塑性模量

加载塑性模量确定思路与“南水”双屈服面模型以及文献[17]中类似, 即基于本构方程在三轴压缩试验中的特殊形式, 以弹性模量 E_e 和切线模量 E_t 间接表示。为此, 忽略式(20)中流变项, 将其展开如下:

$$\begin{aligned} \begin{pmatrix} d\boldsymbol{\varepsilon}_1 \\ d\boldsymbol{\varepsilon}_2 \\ d\boldsymbol{\varepsilon}_3 \end{pmatrix} &= \frac{1}{E_e} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{pmatrix} + \\ &\quad \frac{1}{H_L} \frac{1}{\frac{1}{3} d_L^2 + \frac{3}{2}} \begin{pmatrix} d_L/3+1 \\ d_L/3-1/2 \\ d_L/3-1/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d_L/3+1 \\ d_L/3-1/2 \\ d_L/3-1/2 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{pmatrix}, \end{aligned} \quad (25)$$

由其中第一式可得

$$H_L = \frac{\left(\frac{1}{3}d_L + 1\right)^2}{\left(\frac{1}{3}d_L^2 + \frac{3}{2}\right)} \left(\frac{1}{E_t} - \frac{1}{E_e} \right)^{-1}, \quad (26)$$

其中, E_t 为切线模量, 可采用双曲线模型的形式, 即

$$E_t = (1 - R_f \cdot S_L)^2 \cdot k \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n, \quad (27)$$

类似地, 弹性模量表达式为

$$E_e = k_{ur} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n. \quad (28)$$

上述两式中: R_f , k , k_{ur} , n 为模型参数, 一般情况下可取 $k_{ur}=2\sim 3k$; S_L 为应力水平, 可由材料的主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 以及材料黏聚力 c 和内摩擦角 φ 确定, 即

$$S_L = \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}, \quad (29)$$

对于筑坝粗粒料, 黏聚力 $c=0$, 且峰值摩擦角是围压的函数^[14], 即

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg \frac{\sigma_3}{p_a}, \quad (30)$$

式中, φ_0 , $\Delta\varphi$ 为两个摩擦角参数。

2.3 流变模型

(1) 流变塑性应变增量方向

流变塑性应变增量的单位化方向张量与式(22)相似, 即

$$\mathbf{n}_c = \frac{\frac{1}{3}d_c \mathbf{I} + \frac{3}{2q} \mathbf{s}}{\sqrt{\frac{1}{3}d_c^2 + \frac{3}{2}}}, \quad (31)$$

式中, 流变过程的剪胀比 d_c 可由式(2)确定, 且其中的临胀应力比 M_d' 可根据前文所述经验关系, 由加载过程临胀应力比 M_d 确定。

(2) 流变塑性模量

忽略式(20)中加载项, 并在两边求迹可得

$$\frac{d\epsilon_v}{dt} = \frac{1}{H_c} \text{tr}(\mathbf{n}_c) = \frac{1}{H_c} \frac{d_c}{\sqrt{d_c^2/3 + 3/2}}, \quad (32)$$

联立式(4)和式(32), 可得流变塑性模量 H_c 的表达式, 即

$$H_c = \frac{d_c}{\sqrt{d_c^2/3 + 3/2}} \cdot \frac{\omega}{\epsilon_v^f - \epsilon_v}, \quad (33)$$

注意, 式(32)和式(33)中应变量均是指流变产生的应变, 不含加载产生的部分。从式中可以看出, 随着流变应变的积累, 流变塑性模量增加, 故流变速率逐渐降低。

对于式(33)中的最终体积流变量, 本文采用李

国英等提出的经验公式^[18], 即

$$\epsilon_v^f = b \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_b} + c \left(\frac{q}{p_a} \right)^{n_c}, \quad (34)$$

式中, b , c , n_b , n_c 为 4 个流变模型参数。

本文提出的弹塑性本构模型共有 4 组 11 个参数: 切线模量参数 R_f , k , n ; 强度非线性参数 $\varphi_0(\Delta\varphi)$; 剪胀非线性参数 d_0 , $\psi_0(\Delta\psi)$; 流变参数 b , c , n_b , n_c , ω 。除 ω 外, 其余参数均可直接通过常规三轴试验和三轴流变试验确定。对于流变速率参数 ω , 因室内试验无法重现现场环境, 故一般无法通过试验结果确定, 宜通过长系列大坝变形观测资料反演分析或者同地区相似工程类比确定。

3 模型的适应性

3.1 加载模型

分别运用某心墙堆石坝中筑坝堆石料和砾质土心墙料的三轴试验结果确定了加载模型参数, 图 3 和图 4 中绘制了运用本构模型模拟三轴试验得到的曲线, 表 1 中给出了相应参数。可以看出对于两种材料, 模型均能够较好地拟合各级围压下的三轴压缩试验结果(图中三角形、四边形等数据点), 如应力应变的非线性、剪胀和剪缩等特性。

表 1 两种坝料的本构模型参数

Table 1 Constitutive parameters of two coarse granular soils

坝料	R_f	k	n	k_{ur}	ν	φ_0 (°)	$\Delta\varphi$ (°)	ψ_0 (°)	$\Delta\psi$ (°)	d_0
堆石料	0.61	1425	0.26	2850	0.33	55.7	10.1	50.5	6.7	1.10
砾质土	0.87	400	0.50	800	0.05	43.5	6.0	43.5	6.0	0.23

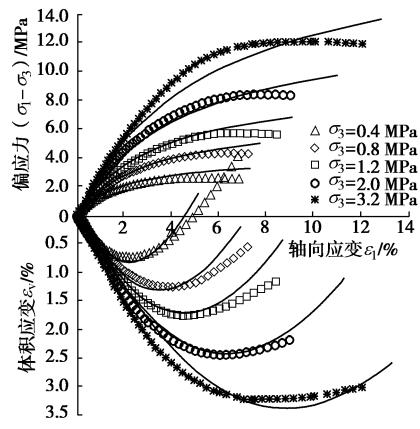


图 3 某粗粒土三轴试验与数值模拟结果

Fig. 3 Triaxial tests and numerical results of a rockfill material

3.2 流变模型

对上述堆石料和砾质土开展了 5 种围压、4 种应力水平的流变试验, 并根据试验结果确定了两种材料的流变参数, 如表 2 所列。图 5 和图 6 中给出了围压为 1.2 MPa 时的典型试验结果, 以及运用本构模型模

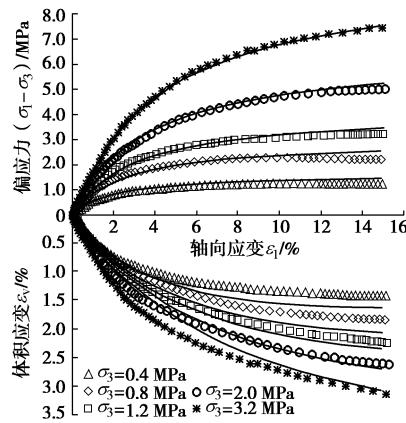


图4 某砾质土三轴试验与数值模拟结果

Fig. 4 Triaxial tests and numerical results of a gravelly soil

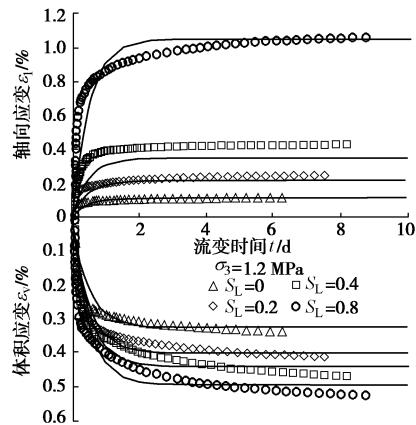


图5 某粗粒土流变试验与数值模拟结果

Fig. 5 Creep tests and numerical results of a coarse granular soil

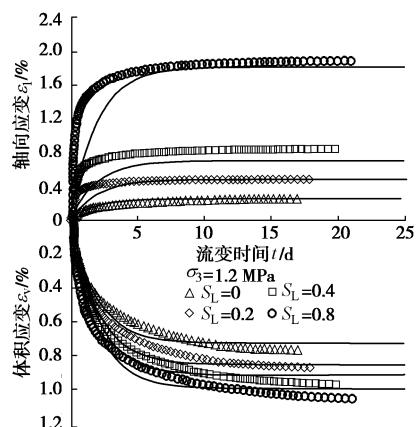


图6 某砾质土流变试验与数值模拟结果

Fig. 6 Creep tests and numerical results of a gravelly soil

拟流变过程得到的曲线。数值模拟时,对两种坝料均取 $M'_d=1.15M_d$ 。从图5和图6可以看出,无论是轴向流变还是体积流变,模型均可以良好地模拟其总应变量和应变速率的变化过程。此外,两图中试验结果表明,轴向流变和体积流变随时间的发展过程是不同的,轴向流变稳定更快,体积流变持续时间更长,但为简单起见,本文建模时采用了各应变分量同步流变

的假设。

表2 两种粗粒土的流变本构模型参数

Table 2 Creep parameters of two coarse granular soils

坝料	b/%	c/%	n_b	n_c	ω/d
堆石料	0.120	0.022	0.396	0.542	0.5
砾质土	0.309	0.055	0.339	0.479	2.0

4 工程应用

4.1 工程概况

某水库枢纽采用砾石土心墙堆石坝作为挡水建筑物,大坝坝顶高程为2902.00 m,河床段心墙建基面高程为2587.00 m,最大坝高315.00 m;坝顶宽度为18.00 m,上游坝坡坡比为1:2.1,在高程2860.00 m和2810.00 m分别设置5 m宽马道,下游坝坡坡比为1:2.0。大坝防渗体采用砾石土直心墙型式,如图7所示,心墙顶宽5.0 m,顶高程2900.00 m,心墙上、下游坡比均为0.23,心墙底部高程为2591.00 m,顺河向宽度为162 m。心墙底部坐落在混凝土垫层上,垫层混凝土河床段厚2 m,岸坡段厚1 m。垫层混凝土与砾石土心墙之间设有一层接触黏土,接触黏土在河床段厚2 m,在岸坡段水平厚4 m。心墙上游侧设两层水平厚度为4 m的反滤层,下游侧设两层水平厚度为6 m的反滤层。上、下游反滤层与坝体堆石之间设置过渡层,过渡层顶高程2892.00 m,顶宽7 m,上、下游坡比均为1:0.4。上游坝坡高程2810 m以上设置垂直厚1 m的干砌块石护坡,下游坝坡全坡设置垂直厚1 m的大块石护坡。

4.2 有限元计算模型

对心墙堆石坝及其两岸坝肩与坝基岩体进行了有限元离散,共形成单元53662个,结点50181个,如图8所示。其中,基岩单元27316个;坝体单元26346个。计算的边界条件为:左、右两岸的岩体垂直截断边界设坝轴向(x)约束;上、下游河谷及岩体垂直截断边界设水流向(y)约束;基岩底部水平截断边界设竖直向(z)约束。为简单起见,本次模拟仅考虑填筑过程,研究施工过程中坝料流变对计算结果的影响,大坝填筑分期以及对应工期如图9所示。有限元计算时首先对坝基和坝肩岩体进行地应力平衡,然后填筑围堰和下游挡墙,并按照图9中所示填筑分期分34级模拟大坝施工过程。

由于心墙料渗透系数较小,施工过程中可能积累显著的孔隙水压力,故本文采用有效应力法进行计算。对于坝基和两岸坝肩岩体,认为其不可透水;坝壳料则视为强透水性材料,故不考虑岩体与坝壳料内的排水固结过程。

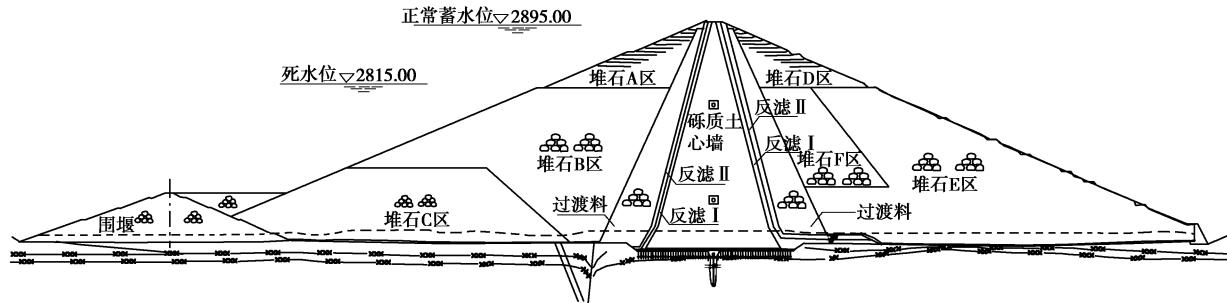


图 7 某心墙堆石坝材料分区

Fig. 7 Zones of materials in an earth core rockfill dam

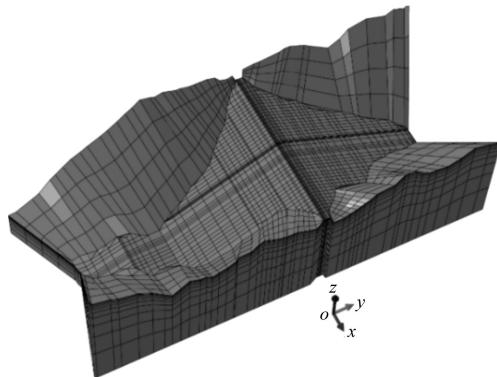


图 8 大坝与坝基的三维有限元网格

Fig. 8 3D finite element mesh for dam and foundation

4.3 计算参数

基岩和混凝土材料采用线弹性模型, 其中: 基岩的弹性模量取 10 GPa, 泊松比为 0.2; 廊道以及心墙底部垫层混凝土的弹性模量取 28 GPa, 泊松比为 0.17。堆石料和砾质土心墙料的本构模型参数分别如表 1 和表 2 所列, 为体现反滤料和过渡料的模量过渡特点, 两层反滤料的模量系数 k 取 800, 过渡料的模量系数 k 取 1100, 其余参数均与堆石料相同。围堰的模量系数 k 取 500, 其余参数亦均与堆石料相同。计算时, 仅考虑砾质土心墙料的排水固结效应, 其渗透系数为 $1.12 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 。对于控制流变速率的参数 ω , 水布垭面板坝实测资料反演结果为 $\omega = 5.5 \text{ 月}$, 天生桥面板坝实测资料反演结果为 $\omega = 3.5 \text{ 月}$ ^[8], 本文堆石料取 $\omega = 6 \text{ 月}$ 。对于砾质土心墙料, 室内试验得到的 ω 值约

为堆石料的 4 倍 (表 2), 故本文取 $\omega = 24 \text{ 月}$ 。岩石和混凝土的重度为 24.0 kN/m^3 ; 堆石料和心墙料的重度分别为 21.7 kN/m^3 和 22.5 kN/m^3 。

4.4 计算结果

图 10 中分别绘制了考虑与不考虑施工期流变时大坝填筑竣工时最大剖面的沉降分布云图, 两者均呈环状分布, 最大沉降位于心墙内部坝轴线处 $1/3$ 坝高附近, 其中不考虑流变时, 最大沉降约 2.88 m , 约占坝高的 0.91% , 考虑流变后心墙内最大沉降增加至 3.24 m , 达到坝高的 1.03% , 增加幅度约 13% 。可见, 忽略施工期坝料流变可能显著低估大坝实际沉降量。

图 11 是两种条件下最大剖面的水平位移分布云图, 由于心墙变形模量较低, 其两侧的堆石体均向心墙挤压。与沉降相比, 流变对水平位移的影响并不显著, 指向下游和指向上游的最大水平位移分别为 0.55 m 和 0.5 m 。

图 12 中绘制了考虑与不考虑坝料流变时心墙内的孔隙水压力 (水头) 分布云图: 心墙顶面、上游面和下游面均为透水边界, 故压力水头为零; 心墙内部则因排水不畅, 积聚有孔隙水压力, 故同一高程处, 心墙内孔隙水压力从坝轴线处向上、下游面递减。不考虑坝料流变时, 坝轴线处心墙底部最大孔隙水压力约 63.2 m 水头; 考虑坝料流变后, 最大孔隙水压力增加至 64.1 m 水头。可见忽略坝料施工期流变可能低估心墙内的孔隙水压力, 但在本案例中区别并不明显。

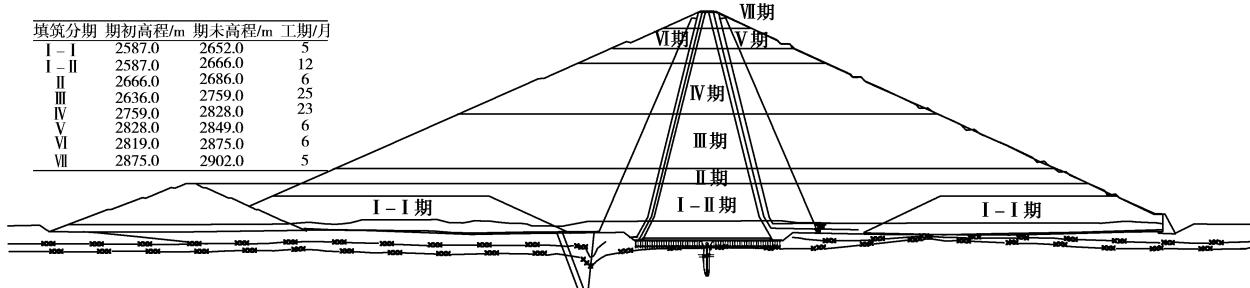


图 9 大坝的分期填筑过程与工期

Fig. 9 Staged construction processes of dam

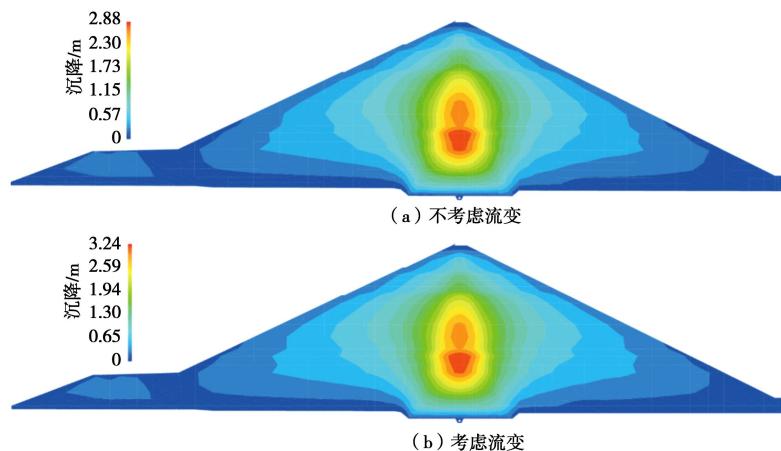


图 10 最大剖面沉降分布云图

Fig. 10 Contours of settlement at maximum cross section

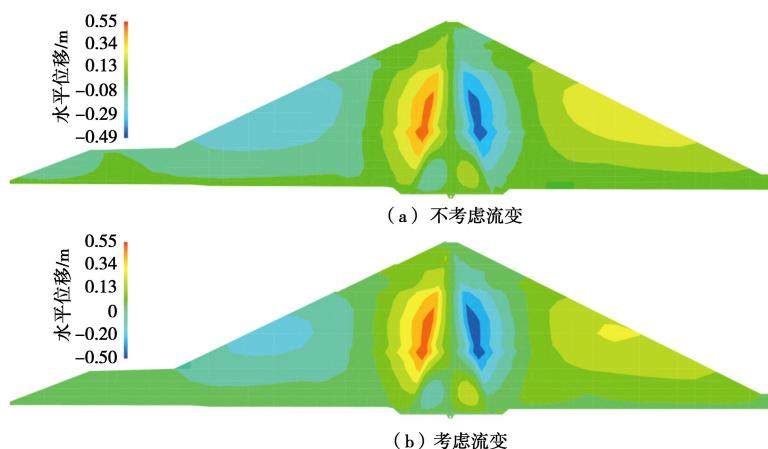


图 11 最大剖面水平位移分布云图

Fig. 11 Contours of horizontal displacement at maximum cross section

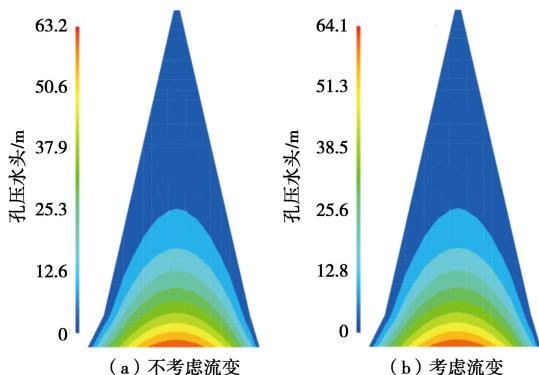


图 12 心墙内孔隙水压力(压力水头)分布云图

Fig. 12 Contours of pressure head within earth core

需要说明的是,高坝大库往往填筑过程中逐步蓄水,还存在上游侧堆石料湿化变形的问题,本案例中仅考虑了填筑过程,若全面考虑蓄水过程,上游侧堆石料湿化产生的附加沉降将使心墙料与坝壳料之间的应力拱效应得以部分释放,心墙内的最大沉降量还将增大。

5 结语

高土石坝尤其是 200 m 以上的特高土石坝大多施工期较长,坝料反复历经上覆土体碾压施工、雨水入渗、温度循环等荷载和环境变化等因素作用,加载变形与流变相互交织,仅仅通过室内加载试验结果采用瞬时变形模型计算将低估大坝变形。本文在分析粗粒土加载变形与流变特性的基础上,采用“一个屈服面、两个流动准则”的假定,基于弹塑性理论推导了统一模拟粗粒土加载变形与流变的弹塑性模型的一般表达式,并通过确定流动方向、加载方向、加载塑性模量、流变塑性模量等变量建立了一个可统一模拟粗粒土加载变形与流变的弹塑性本构模型,运用两种粗粒土的大型三轴压缩试验和三轴流变试验结果对模型的合理性进行了验证。采用该模型对某特高心墙堆石坝填筑过程进行了模拟,计算结果表明,坝料施工期流变对大坝沉降量具有显著影响,考虑施工期流变后心墙内最大沉降量增加 10% 以上。因此,采用统一模拟加载变形与流变的本构模型,可有效提高特高土石坝变形

的预测精度。

参考文献:

- [1] 顾淦臣, 束一鸣, 沈长松. 土石坝工程经验与创新[M]. 北京: 中国电力出版社, 2004. (GU Gan-cheng, SHU Yi-min, SHEN Chang-song. Experiences and innovations in earth and rockfill dams[M]. Beijing: China Electric Power Press, 2004. (in Chinese))
- [2] 马洪琪. 300 m 级面板堆石坝适应性及对策研究[J]. 中国工程科学, 2011, 13(12): 4 - 8. (MA Hong-qi. 300 m grade concrete faced rockfill dam adaptability and countermeasures [J]. China Engineering Sciences, 2011, 13(12): 4 - 8. (in Chinese))
- [3] 陈生水. 土石坝试验新技术研究与应用[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 1 - 28. (CHEN Sheng-shui. Experimental techniques for earth and rockfill dams and their applications [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 1 - 28. (in Chinese))
- [4] 杨启贵, 刘 宁, 孙 役, 等. 水布垭面板堆石坝筑坝技术 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010. (YANG Qi-gui, LIU Ning, SUN Yi, et al. Construction technologies in the Shuibuya concrete face rockfill dam[M]. Beijing: China Water Power Press, 2010. (in Chinese))
- [5] 陈生水, 阎志坤, 傅中志, 等. 特高面板砂砾石坝结构安全性论证[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(11): 1949 - 1958. (CHEN Sheng-shui, YAN Zhi-kun, FU Zhong-zhi, et al. Evaluation of the safety performance of extremely high slab faced gravel dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(11): 1949 - 1958. (in Chinese))
- [6] 马 刚, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石体三轴剪切试验的三维细观数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(5): 746 - 753. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. 3D mesoscopic numerical simulation of triaxial shear tests for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(5): 746 - 753. (in Chinese))
- [7] 花俊杰, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石体应力变形的尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(2): 328 - 335. (HUA Jun-jie, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Study of scale effect on stress and deformation of rockfill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(2): 328 - 335. (in Chinese))
- [8] FU Z Z, CHEN S S, SHI B X. Large-scale triaxial experiments on the creep behavior of a saturated rockfill material[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, 144(7): 04018039.
- [9] 傅中志, 陈生水, 张意江, 等. 堆石料加载与流变过程中的塑性应变方向研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(8): 1405 - 1414. (FU Zhong-zhi, CHEN Sheng-shui, ZHANG Yi-jiang, et al. Plastic strain directions of rockfill materials during loading and creeping[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(8): 1405 - 1414. (in Chinese))
- [10] ZHANG B Y, CHEN T, PENG C, et al. Experimental study on loading-creep coupling effect in rockfill material[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, 17(9): 0000938.
- [11] LADE P V, LIU C T. Experimental study of drained creep behavior of sand[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 912 - 920.
- [12] KARIMPOUR H, LADE P V. Creep behavior in Virginia Beach sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(11): 1159 - 1178.
- [13] FU Z Z, WANG T B, CHEN S S. Field settlement observations made on four concrete face rockfill dams[C]// Proc 4th Int Conf on Civil Engineering and Urban Programming. LIU Y M, FU D, TONG Z X, et al, eds. London, 2016.
- [14] 陈生水, 傅中志, 韩华强. 一个考虑颗粒破碎的堆石料弹塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(10): 1489 - 1495. (CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, HAN Hua-qiang. An elastoplastic model for rockfill materials considering particle breakage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(10): 1489 - 1495. (in Chinese))
- [15] KIM M K, LADE P V. Single hardening constitutive model for frictional materials: I plastic potential function[J]. Computers and Geotechnics, 1988, 5(4): 307 - 324.
- [16] COLLINS I F, KELLY P A. A thermomechanical analysis of a family of soil models[J]. Géotechnique, 2002, 52(7): 507 - 518.
- [17] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China Waterpower Press, 2005. (in Chinese))
- [18] 李国英, 米占宽, 傅 华, 等. 混凝土面板堆石坝堆石料流变特性试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(11): 1712 - 1716. (LI Guo-ying, MI Zhan-kuan, FU Hua, et al. Experimental studies on rheological behaviors for rockfills in concrete faced rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(11): 1712 - 1716. (in Chinese))