

冰碛土微观结构、应力应变特性及其模型研究

屈智炯 刘开明 肖晓军 刘昌贵

(成都科技大学水利系, 610065)

提 要

本文探讨了冰碛土的微观结构特征, 分析研究了在高低应力条件下的应力-应变-体变特性, 并阐明了影响这些特性最主要的因素。按照这些研究成果, 建议了新的考虑剪胀和软化特性的非线性 $K-G$ 模型。

一、引 言

国外高土石坝实践中已对防渗材料放宽了限制, 目前的趋向是尽量利用低廉的近处粗粒材料, 如砾石土、宽级配冰碛土及风化料修筑心墙^[1,2], 并且对这类材料的特性在试验研究中已取得了不少进展; 而我国虽已经开始对软岩风化料作防渗体进行研究, 但是对冰碛土的研究还不充分。本文结合瀑布沟工程的冰碛土, 从1985年至1990年系统地进行了微观结构的分析和力学性状的研究, 对高应力和平面应变以及不同应力路径条件下的应力-应变、强度特性进行了试验研究。同时探讨考虑球应力与偏应力对变形的耦合影响以及软化特性等较为完善的非线性弹性 $K-G$ 模型。

二、冰碛土的微观分析研究

目前, 研究在荷载下土的性状时, 往往多从宏观现象出发, 这就不可避免地忽视了土的微观结构特点。对瀑布沟冰碛土进行的试验表明, 冰碛土所具有的一些特殊的力学性质是难以从宏观的角度得出正确的解释, 我们从微观的角度出发, 研究其颗粒排列和定向性、孔隙大小及其分布, 以及颗粒本身的棱角、破碎等问题, 从本质上对各种力学性状进行探索。

(一) 冰碛土的一般物理性质

瀑布沟冰碛土为灯影组的白云质灰岩及白云岩风化山麓冰川沉积物。基本上由碎石、砾石、砂粘土混杂组成, 粒度不均一, 分选性差, 无层理或层理不明显。试验表明^[3]: 冰碛土天然含水量为5.09%~10.54%, 天然容重为21.4~22.9kN/m³。粒径分布在0.005~200mm较宽范围内, 大于5mm的碎石含量占60%~65%, 小于0.1mm的细粒占6.6%~10%, 其中粘粒(<0.005mm)含量仅占2.5%~3.6%。根据土工规程分类法全料定名为不良级配冰碛粗粒土, 具体命名及代号为微含粉质土砾($G-M$)。

取0.1mm以下及0.25~10mm的试件, 通过差热分析、X射线衍射分析、能谱仪分析和

化学全量测定, 其结果如表1所示。试验表明^[3,4], 冰碛土含有多种矿物组成, 其中粗粒以白云石为主, 且含有较多的结晶水和二氧化碳。而细粒部分主要含水云母(伊利石), 其次还含有部分蛭石和少量石英。冰碛土的pH值为7.3~8.1, 这表明它是在碱性环境下生成, 其可溶盐含量为0.045%~0.57%, 有机质含量为0.32%~0.66%, 能满足选料要求。

表1

冰碛土成份分析结果

试验方法	名称 粒径	CaO	MgO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₂	K ₂ O	Na ₂ O	FiO ₂
能谱分析	10~0.25mm	30.88	21.44	5.23	2.66	0.86	0.6	—	—
	<0.1mm	8.84	7.94	54.54	16.75	5.54	5.83	—	0.55
化学全量分析	10~0.25mm	29.12	19.38	3.28	0.84	—	0.23	0.12	—
	<0.1mm	11.04	6.52	51.08	13.95	5.42	4.96	0.41	0.79

(二) 冰碛土压实状态的微观分析

压实状态的渗透试验表明, 增多细粒含量, 提高冰碛土的密实度, 其渗透性可以达到 $A \times 10^{-5} \text{cm/s}$, 当采用反滤层保护, 其临界坡降可以大为提高 ($i_k > 10$), 渗透稳定性达到较高的安全系数, 满足高土石坝材料的防渗要求。为此, 微观试验所用土料按A-级配制备, 控制条件为 $w=8\%$ 时压实达到较高干容重 $\gamma_d=21.07 \text{kN/m}^3$ 。采用电子显微镜观察冰碛土压实状态中的颗粒形貌、空间排列和颗粒之间的结构联结特征^[4], 从放大350倍、2000倍的电镜照片看出, 冰碛土颗粒表面的棱角较尖锐。细颗粒间、粗颗粒间以及粗细颗粒间均以点接触为主, 还有极少量的边面和面面接触。这是一种以单粒为主的开放式结构。土体结构间存在较大的孔隙, 颗粒随机排列, 无明显的定向性。

用水银压孔仪对冰碛土的压实状态的孔隙分布进行了测定。从微分和积分曲线看出^[4], 土中直径在 $0.3 \sim 10 \mu\text{m}$ 之间的孔隙较多, 直径大于 $0.5 \mu\text{m}$ 的孔隙占总孔隙体积的80%以上。此时的渗透性达到 $2.46 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 。如干容重相同, 采用B-级配制样, 细颗粒减少, 孔隙体积增大, 其渗透性增至 $2.34 \times 10^{-3} \text{cm/s}$; 如干容重再减至 19.5kN/m^3 , 则渗透性可增至 $6.5 \times 10^{-2} \text{cm/s}$, 临界坡降由0.35降至0.2。这些都说明, 冰碛土中细颗粒含量少, 较大孔隙的存在是产生渗透不稳定的根本原因。故当无反滤保护时, 就会在较小坡降下 ($i=0.2 \sim 0.35$) 开始发生渗透变形, 以至在 $i=0.8 \sim 1.4$ 坡降下试样出现内部管涌型破坏^[3,4]。

(三) 冰碛土在低、高围压下的微观分析

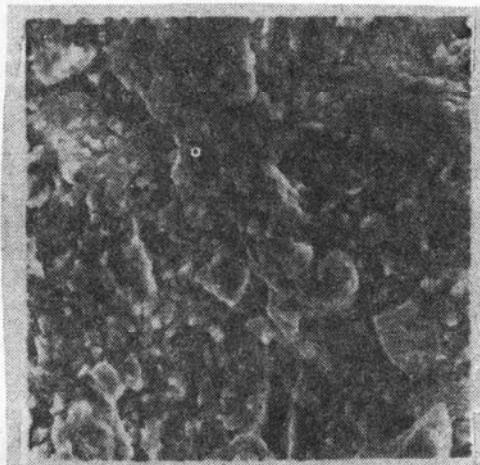
1. 试样的微观结构

在低围压下的饱和固结排水三轴剪切试验中, 土体的破坏呈腰鼓状破坏, 沿水平方向取样 ($\sigma_3=196.2 \text{kPa}$) 用电镜观察。从放大350倍的图1(a)看出, 土体已出现较为明显的破碎带, 这是由于低围压无法阻止颗粒旋转、翻滚、裂缝张开, 呈现剪胀; 破碎带中颗粒杂乱无章, 而破碎带两旁沿剪切方向颗粒有定向趋势。在放大1500倍的图1(b)中看局部范围内形成的锯齿形的破碎带(区破坏)。

在较高围压下,试样是沿与水平方向近似为 65° 角,并明显贯穿整个剪切面上发生破坏(线破坏)。沿该剪切面及垂直于剪切面取样($\sigma_3=2943.0\text{kPa}$)进行电镜分析,从图2(a)看出,剪切面较为平整光滑,颗粒沿剪切面产生较强的定向效应。与图1照片比较说明,沿剪切面有滚动,也有滑动的现象。从图2(b)中看出,土体的结构较密实,这是因为在固结和剪切过程中的颗粒破碎和重排列导致孔隙半径减少的原故。

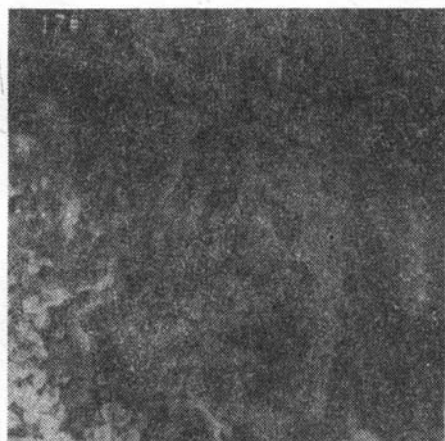


(a) 破碎带出现

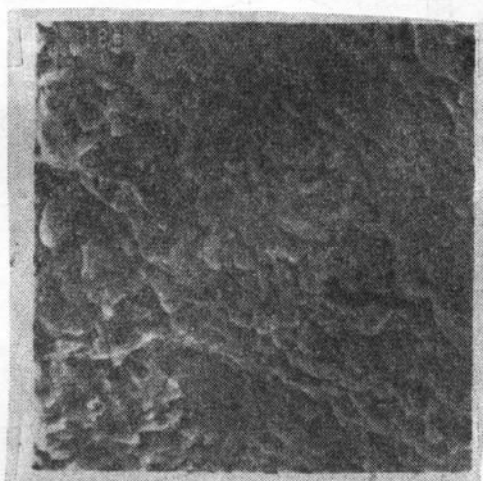


(b) 区破坏

图1 试样剪向水平方向照片



(a) 沿剪切面



(b) 垂直剪切面

图2 试样剪后电镜照片

2. 试样的破碎分析

试验表明,在不同加荷方式下, $\sigma_3=C$ 的试验的颗粒破碎量比 $p=C$ 高;在低、中围压范围($<1471.5\text{kPa}$)内,颗粒破碎量随应力增加而急剧增多,在更高围压时,总的破碎量却增加缓慢,此时主要受应变大小的控制^[3,4]。

3. 试样的孔隙分布

研究指明^[4],当围压增至 2943kPa 时,大于 $1\mu\text{m}$ 直径的孔隙由69%减少到42%;随围压的增大,平均孔隙直径成线性减少,总孔隙表面积成线性增加。这就说明,由于颗粒破碎和重排的存在,使试样细粒含量增加,颗粒间挤紧,从而减少孔隙直径、增大了孔隙表面积,这与电镜照片的分析结果是一致的。

三、复杂条件下冰碛土的力学性状

(一) 低压条件下的应力-应变强度特性

1. 应力-应变-体变特性

试验采用两种低压三轴仪。试样尺寸为 $\phi 10.1\text{cm}$ 和 $\phi 30\text{cm}$ 。控制干容重 $\gamma_d = 20.6 \sim 23.5\text{kN/m}^3$ ，含水量 $w = 10\% \sim 5.3\%$ ，并比较不同应力路径、级配的CD剪试验。

不同应力路径的影响。如图3(a)、(b)所示，应力-应变-体变曲线的形状、峰值、破坏应变、体胀和体缩等均明显受应力路径影响。两种应力路径的应力应变关系均为软化曲线，但其软化程度却是 $p=C$ 大于 $\sigma_3=C$ 。就体变曲线而言， $\sigma_3=C$ 在低应力($< 392.4\text{kPa}$)时先是剪缩，后才转为剪胀，而在稍高应力($> 588.6\text{kPa}$)下基本上都是剪缩； $p=C$ 在低应力时基本是剪胀，在稍高应力下先为剪缩后很快转为剪胀。

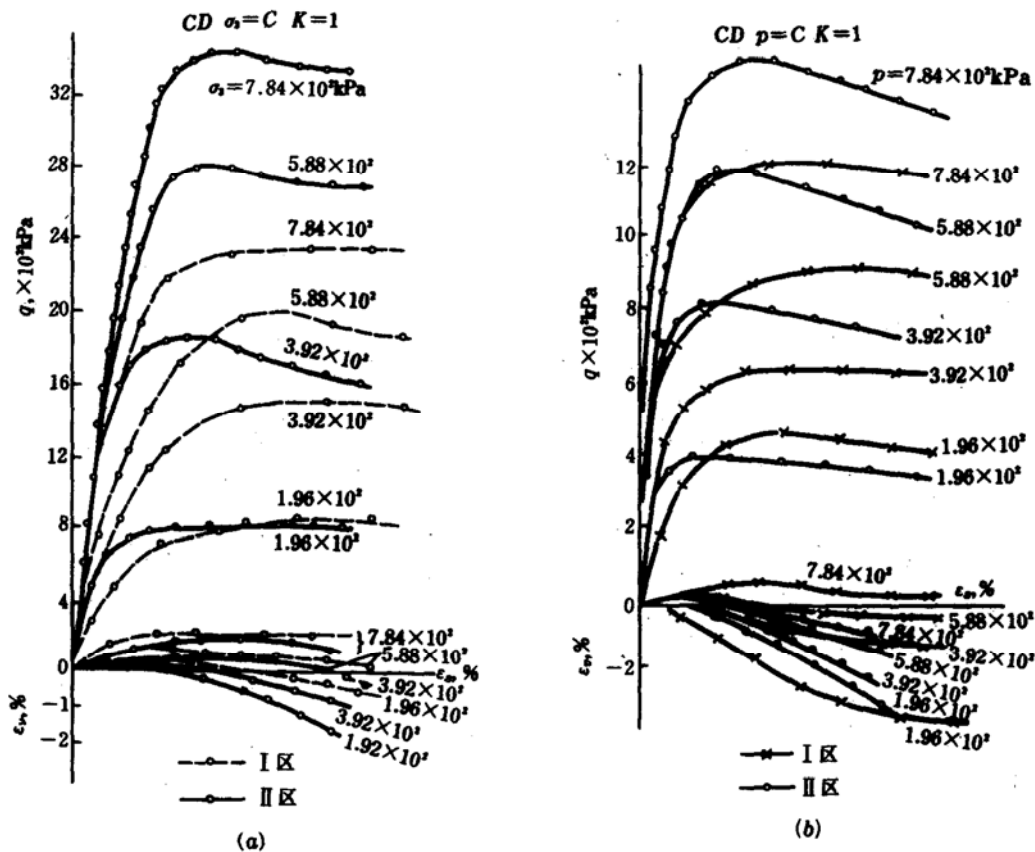


图3 不同应力路径 q - ϵ_s - ϵ_v 关系曲线

不同容重的影响。试验表明，随着试样的干容重的增大(由 20.6kN/m^3 增至 21.6 ， 23.5kN/m^3)，其应力应变曲线的初始坡度愈陡，峰值强度逐渐增高，相应的破坏应变趋于减小(从 $15\% \sim 20\%$ 减至 $7\% \sim 9\%$)，应力应变曲线的形状从硬化型，到弱软化型，变为软化型，即脆性性质逐渐增强。

不同级配的影响。A、B两种级配的比较可知，B-级配的初始坡降较陡，峰值强度也较

高,但破坏应变却小于A-级配,两者的应力-应变-体变曲线有明显的差异,这是因为A-级配的细颗粒含量较多(>65%)的原故。

2. 抗剪强度和抗拉强度特性

在相同容重下,两种应力路径的强度指标相差不大(ϕ 差 1° , C 差50kPa),说明应力路径对强度指标影响不大。试验还指出,冰碛土的强度受容重、含水量和级配的影响很显著^[3]。

研究发现,抗拉试验在开始受拉时变形甚微,接近拉断时,变形急剧加大,很快拉断为脆性断裂破坏。冰碛土的抗拉强度随大于5mm的颗粒含量增加而逐渐降低,瀑布沟冰碛土的最大抗拉强度6.87~7.85kPa。

(二) 高压条件下应力-应变、强度特性

试验采用大小高压三轴仪。试样尺寸为 $\phi 6.18\text{cm}$ 和 $\phi 30\text{cm}$ 。控制干容重 $\gamma_d=20.6\sim 21.56\text{kN/m}^3$,含水量 $w=9.5\%\sim 5\%$,并比较不同围压、应力路径和级配的CD剪试验。

1. 应力-应变-体变特性

不同应力路径的影响。比较 $p=C$ 和 $\sigma_3=C$ 两种应力路径的试验结果看出^[3], $p=C$ 的峰值强度比 $\sigma_3=C$ 低,应力应变曲线初始坡降比 $\sigma_3=C$ 陡,剪缩小,剪胀大。

不同围压的影响。 B -级配(图3(b), 图4(a))从低压到高压,应力应变曲线从软化变为硬化,体变以剪胀变为剪缩;而 A -级配(图4(b))从低压到高压,则从硬化变为软化,体变从较小轴应变下开始剪胀变为破坏应变后出现剪胀。

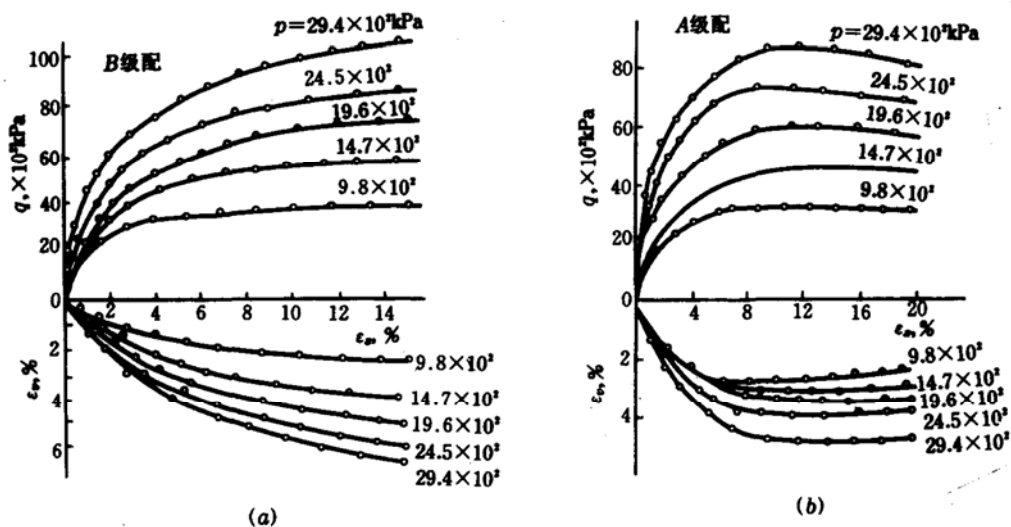


图4 高压下 $p=C$ 应力-应变-体变曲线

不同级配的影响。从比较中(图4)发现, B -级配的应力-应变曲线可分为三段,即线弹性段、应力随应变增加的非线性段和随应变增加强度变化不大和体变也趋于稳定阶段。但 A -级配除前面指出的三段外,还存在应力-应变曲线软化段。总之,以粗颗粒为主的 B -级配和以细颗粒为主的 A -级配,其应力-应变-体变关系曲线有明显的差异。

2. 抗剪强度特性

试验表明, B -级配的内摩擦角较大, A -级配较小; $p=C$ 的内摩擦角都比 $\sigma_3=C$ 高。将 B -级配和 A -级配所做低高压试验的摩尔应力圆画在同一张图上,如图5所示。从该组摩尔

应力圆看出, B-级配所得到的强度包线明显弯曲^[5], 而A-级配所得到的强度包线无明显变化^[5,7]。分析其原因, B-级配以粗粒为主, 低高压的剪切中表现出粗砂的性质, 而A-级配从低压的塑性破坏(区破坏)到高压的脆性破坏(线破坏)的强度升高正好弥补剪胀减弱导致的强度减少, 即宏观上表现出强度不变。

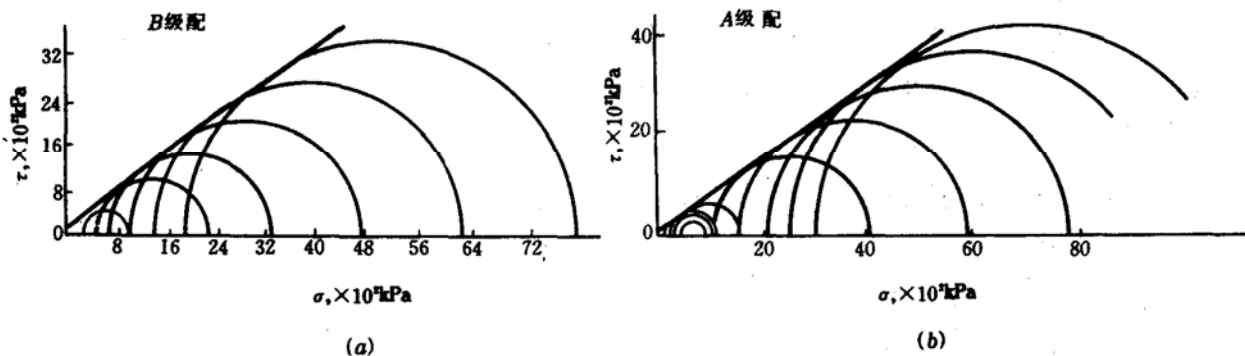


图5 两种级配的强度包线比较

四、冰碛土本构模型的研究

试验研究表明, 粗粒土具有非线性、弹塑性、剪胀性及应变软化等特点; 同时受到组成状态、结构以及应力路径、应力水平等各种因素的影响^[3,4,5]。一个本构数学模型要全面地描述所有这些特征是不实际的。所以根据工程实际情况, 抓住其土性的主要特征, 加以合理地假设, 提出简单适用的本构模型是完全必要和具有重要的实际意义。

与弹塑性模型相比, 以Duncan等人为代表的弹性非线性 $E-\mu$ 模型因其简单实用, 在国内外工程增量分析中广泛采用, 但该模型不能考虑中主应力、应力路径和剪胀性。同时国内外一些研究者指出^[6], 土的应力-应变特性利用如Naylor等人的非线性 $K-G$ 模型比 $E-\mu$ 模型更优越, 每个模量都能与土性的某个物理分量单独联系, 符合土的变形机理; 还能近似地考虑中主应力的影响, 适用于空间问题的非线性分析。

通常, 土在应力作用下其总应变($d\epsilon$)包含广义剪应变($d\epsilon_s$)与体应变($d\epsilon_v$)两部分。非线性 $K-G$ 模型的基础为弹性理论, 土的应力应变关系可用变形模量 K 和 G 相联系, 这种关系由广义虎克定律导出^[6], 即

$$d\epsilon_v = \frac{1}{K} dp \quad (1)$$

$$d\epsilon_s = \frac{1}{3G} dq \quad (2)$$

当考虑球张量与偏张量耦合, 纯剪切可以产生体积变形, 平均法向应力的改变也会引起剪切变形, 则式(1, 2)可改写为

$$d\epsilon_v = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial p} dp + \frac{\partial \epsilon_v}{\partial q} dq \quad (3)$$

$$d\epsilon_s = \frac{\partial \epsilon_s}{\partial p} dp + \frac{\partial \epsilon_s}{\partial q} dq \quad (4)$$

式(3)又可改写为

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial p} = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial p} + \frac{\partial \epsilon_v}{\partial q} \frac{dq}{dp}$$

令 $k_t = \frac{dp}{d\epsilon_v}$, $K_{tp} = \frac{\partial p}{\partial \epsilon_v}$ 及 $K_{tq} = \frac{\partial q}{\partial \epsilon_v}$, 则上式变为

$$\frac{1}{K_t} = \frac{1}{K_{tp}} + \frac{1}{K_{tq}} \frac{dq}{dp} \quad (5)$$

式中 K_{tp} 为各向等压固结体变模量; K_{tq} (或 H_{tq}) 为剪胀模量。

研究指出^[6], 当剪应力较小或其它情况可不计剪胀作用时, 则式(5)可简化为

$$K_t = K_{tp} = K_t + \alpha_k p \quad (6)$$

式(6)与Naylor模型中的 K_t 表达式相同。

众所周知, 剪应力和平均法向应力的改变将引起剪切变形, 这一概念可用式(4)来表达。如果将此式转换成式(2), 则

$$\frac{1}{G_t} = 3 \left(\frac{\partial \epsilon_s}{\partial p} \frac{dp}{dq} + \frac{\partial \epsilon_s}{\partial q} \right) \quad (7)$$

但Naylor模型的研究中没有采用式(7), 他认为剪切模量 (G_t) 随着平均法向应力的增加而加大, 随着剪应力的增加而减少, 并假设随应力不变量成线性变化, 即

$$G_t = G_t + \alpha_c p + \beta_c q \quad (8)$$

当应力组合满足Mohr-Coulomb破坏条件时, 使式(8)中 $G_t = 0$, 从而可选出参数 G_t , α_c 及 β_c 的恰当值。研究指出^[6], 我们采用了上述表达式, 但为了考虑中主应力, 用Mohr-Coulomb准则来确定 G_t , α_c 及 β_c 参数不合理, 故修改为用破坏线方程式 ($q_r = a + bp$) 作为土的破坏准则。式(6)和式(8)就是1986年提出的成都科大简化K-G模型^[16], 曾应用于鲁布革高土石坝^[7]和天生桥高面板堆石坝等坝体应力、应变的二、三维有限元非线性分析。

我们在上述模型研究基础上考虑土的剪胀性和软化性, 提出成都科大修正K-G模型

1. 考虑土的剪胀性

可以把式(5)表达为

$$d\epsilon_v = \frac{1}{K_t} dp \quad (9)$$

上式与式(1)形式相同, 只是 K_t 的概念不同于 K , 可被认为是耦合模量, 它表明土的体应变不仅由球应力 p 引起, 同时还有偏应力和球应力的耦合作用 (即比值 q/p) 引起。式中的参数可以分别根据各向等压固结、 $\sigma_3 = C$ 及 $p = C$ 排水剪切试验确定。

2. 考虑土的软化性

设软化曲线的表达式为

$$\eta = \frac{q}{p} = A \frac{B\epsilon_s^2 + \epsilon_s}{\epsilon_s^2 + 1}$$

式中 $q/p = \eta$ 称为应力比; A , B 为试验参数; ϵ_s 为广义应变, %。上式描述了广义应变和剪应力及球应力的全量关系。

$$\text{令 } F_1 = A \frac{B\epsilon_s^2 + \epsilon_s}{\epsilon_s^2 + 1} - \frac{q}{p} = 0$$

将上式微分得到

$$d\epsilon_s = \left(\frac{-\frac{\partial F_1}{\partial p}}{\frac{\partial F_1}{\partial \epsilon_s}} \right) dp + \left(\frac{-\frac{\partial F_1}{\partial q}}{\frac{\partial F_1}{\partial \epsilon_s}} \right) dq$$

定义 $\frac{1}{G_p} = -\frac{\partial F_1}{\partial p} / \frac{\partial F_1}{\partial \varepsilon_s}$, $\frac{1}{G_q} = -\frac{\partial F_1}{\partial q} / \frac{\partial F_1}{\partial \varepsilon_s}$; G_p , G_q 分别称为压硬模量, 偏剪模量。于是上式变为

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{G_p} dp + \frac{1}{G_q} dq$$

上式与式(4)一样为应力~应变关系的增量方程。如果将上式转换成式(2)的形式, 即

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{3G_t} dq \quad (10)$$

则可得到与式(7)相同的表达式

$$\frac{1}{G_t} = 3 \left(\frac{1}{G_p} \frac{dp}{dq} + \frac{1}{G_q} \right)$$

上式表明剪切模量与压硬模量和偏剪模量的关系。总之, 根据所导的式(9, 10)是以体变模量 K_t 和剪切模量 G_t 为参数的微分表达式。而由此式所得的非线性刚度矩阵是对称的, 这样就便于进行有限元计算。这是1989年提出考虑土的剪胀性和软化性的成都科大修正K-G模型^[5], 即

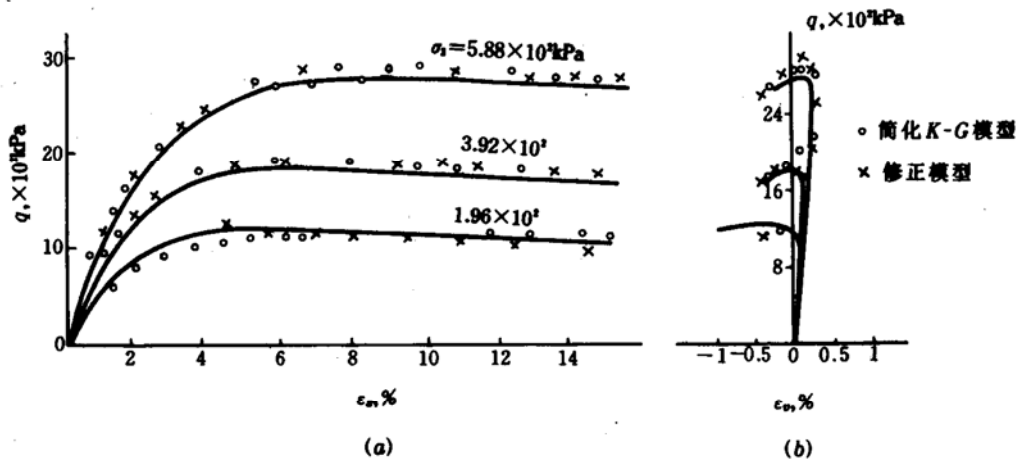


图6 修正K-G模型对 $\sigma_3 = C$ 试验的预测

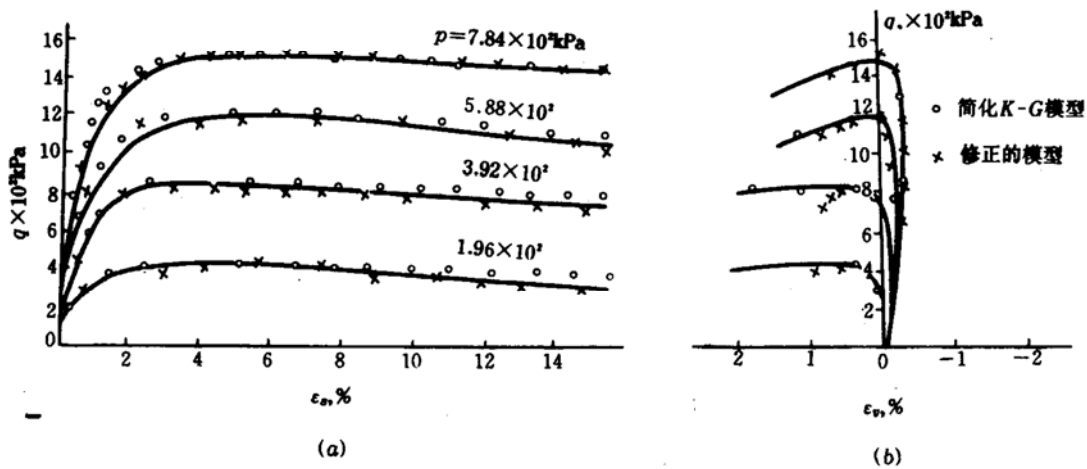


图7 修正K-G模型对 $p = C$ 试验的预测

$$d\varepsilon_v = \frac{1}{k_i + \alpha_k p} dp + (M - \eta) d\varepsilon_s \quad (11)$$

$$d\varepsilon_s = -\frac{q(1 + \varepsilon_s^2)^2}{p^2 A(1 + 2B\varepsilon_s - \varepsilon_s^2)} dp + \frac{(1 + \varepsilon_s^2)^2}{pA(1 + 2B\varepsilon_s - \varepsilon_s^2)} dq \quad (12)$$

式中 $A = \frac{2\eta_r \varepsilon_{sf}}{(\varepsilon_{sf}^2 - 1)}$, $B = \frac{\varepsilon_{sf}^2 - 1}{2\varepsilon_{sf}}$; ε_{sf} 为峰值广义应变; η_r , M 为残余状态应力比、临界线坡度, 其它符号同前。

根据冰碛土的试验成果, 用上述修正模型和简化模型对 $\sigma_3 = C$, $p = C$ 等试验结果进行预测。如图6, 7所表明, 修正K-G模型预测的理论曲线与实测值吻合较好。

五、结 语

1. 微观分析表明, 瀑布沟冰碛土中细颗粒含量少, 较大孔隙的存在是形成渗透不稳定结构的根本原因; 与干容重增大相比, 增加细粒含量对减少土中大孔隙是极其有效的。这就说明, 要达到防渗的要求, 筛除粗大碎石或提高填筑密度的措施都是合理的, 也是比较经济的。

2. 冰碛土的应力-应变、强度特性受应力路径、围压高低和土的级配、容重等因素影响十分显著, 故对一特定工程而言, 这些因素不同所形成的差异应予以高度重视。冰碛土虽压缩性不大 ($a_{1-2} = 1.7 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-2} \text{MPa}$), 强度较高 ($\phi' = 32^\circ \sim 43.7^\circ$), 但抗拉强度不高, 易发生开裂, 因此设计上应注意坝壳和心墙之间的变形协调。

3. 高压下A-级配的试样呈脆性破坏, 应力-应变曲线呈软化型。高压下B-级配的试样和低压下A-级配的试样都呈腰鼓型塑性破坏, 应力-应变曲线为硬化型。对 $\sigma_3 = C$ 及 $p = C$ 试验, 其体变都从低压时的剪胀到高压时的剪缩。微观分析表明, 随压力增大定向效应增高, 是产生两种不同破坏型式的根本原因。

4. 多种应力路径指出, A-级配的强度包线近于直线, 从低压到高压, 内摩擦角 ϕ' 基本不发生变化。而B-级配的强度包线在压力为2.94MPa范围内发生弯曲, 从低压到高压, 内摩擦角下降了 $6^\circ \sim 7^\circ$ 。微观分析说明, 这种现象产生的原因, 不仅与高压力下的细颗粒含量、颗粒破碎和重排吸收能量和剪胀效应有关, 而且还与高低压力试样产生的不同破坏型式有关。

5. 如果考虑土的剪胀和软化, 则成都科大的修正K-G模型能比较好模拟不同情况冰碛土的应力-应变-体变关系。总之, 所提出的新的K-G模型都能反映中主应力的影响, 所推导的非线性刚度矩阵是对称的, 故能在高土石坝的二、三维非线性有限元分析计算中应用。

参 考 文 献

- [1] Linell K A, Shea H F. Strength and Deformation Characteristics of Varioue Glacial Tills in New England. Shearstrength Conference, 1960.
- [2] Insley A E, Hills S F. Triaxial Shear Characteristics of a Compacted Glacial Till Under Unusually High Confining Pressures. the Proc. of 6th Interconference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1965, 2.
- [3] 屈智炯, 刘双光, 刘开明, 肖晓军. 冰碛土作高土石坝防渗体材料的试验研究, 成都科大学报, 1989, (1).

- [4] 何迎红, 屈智炯. 结构对冰碛土应力-应变强度特性的影响. 岩土力学新分析方法讨论会论文集, 1989-12.
- [5] 张斌. 在复杂应力条件下冰碛土的应力-应变特性研究[硕士学位论文]. 成都科技大学, 1989.
- [6] 屈智炯. 土的塑性力学. 成都科大出版社, 1987-12.
- [7] 屈智炯, 刘开明. 土的非线性 $K-G$ 模型及其应用. 第三届全国岩土力学数值分析和解析方法讨论会论文集, 1988-5.

Study of Microstructure, Stress-Strain Behavior and Constitutive Model of Till

Qu Zhi-jiong Liu Kai-ming Xiao Xiao-jun Liu Chang-gui

(Chengdu University of Science and Technology)

Abstract

Characteristics of microstructure of till are studied. Behavior of stress-strain-volumetric change of till under high and low stresses is analysed systematically, and major factors affecting the behavior are also indicated. A new non-linear $K-G$ model which involves volume dilatancy and stress working soften is proposed.