

文章编号: 1000-7598-(2006) 07-1119-06

软岩填筑高速铁路路堤的室内试验研究

卿启湘^{1,2}, 王永和¹, 李光耀², 郭建湖³

(1.中南大学 土木学院, 长沙 410083; 2.湖南大学 机械与汽车工程学院, 长沙 410082; 3.铁道部第四勘察设计院, 武汉 430037)

摘 要: 介绍了全风化及强风化软岩岩块作为高速铁路路堤的室内模型试验研究, 得出了模型路堤基床系数 K_{30} 、变形模量 E_{v1} 和变形系数 E_{v2} 等物理力学材料参数。采用Drucker-Prager材料有限元理论, 分析了路堤在竖向准静循环荷载作用下的应力和变形特性, 并与试验结果进行了比较, 计算值和实测值较吻合, 其对软岩岩土填筑路堤设计、施工与质量控制起到一定的借鉴作用。

关 键 词: 软岩; 模型试验; 静循环荷载; 变形模量; Drucker-Prager材料

中图分类号: TU 416

文献标识码: A

Indoor experimental study on express railway embankment with weathered soft rock

QING Qi-xiang^{1,2}, WANG Yong-he¹, LI Guang-yao², GUO Jian-hu³

(1.School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410083, China; 2.Department of Mechanical Engineering and Automobile, Hunan University, Changsha 410082, China; 3.Fourth Survey and Design Institute, Ministry of Railways, Wuhan 430071, China)

Abstract: The indoor model experimental study on the physico-mechanical properties of pavement with weathered gravelly sands and argillite slate rock as the express railway embankment under quasi-static cyclic loads is introduced. Based on observations of some experiments, using biggest dry density and the optimum moisture content in its filling, the physico-mechanical properties including the moisture content of water, dry density, porosity ratio, angle of internal friction, cohesion value, displacements, stresses, permanent deformations, pressure distribution, bedding coefficient K_{30} , deformation modulus E_{v1} and deformation coefficient E_{v2} of the embankment etc., are obtained. With constitutive model for Drucker-Prager material, the stress and deformation characteristics of the pavement under quasi-static cyclic loads are analyzed by using finite element method. The numerical solutions are close with experimental ones. It is expected to put into use for design of pavement, control of compaction quality and construction in subgrade filling engineering.

Key words: soft rock; model test; static cyclic load; deformation modulus; Drucker-Prager material

1 前 言

随着我国国民经济的快速发展, 高速铁路和高速公路等一大批交通项目已建成或正在计划建设之中。由于受地理条件的限制, 许多高速铁路和高速公路建在深厚的软岩地基上, 如武广客运专线全线长约 800.0 km, 其中全风化及强风化软岩路基长度占全线的 53 %, 采用无碴轨道, 对路基工后沉降和不均匀沉降的要求十分严格(工后沉降控制在 2 cm 以内), 因此在无碴轨道路基设计中控制路基的沉降是路基的设计的关键技术。路基的沉降受很多因

素的影响, 既有下伏软质岩土的压缩变形, 又有路堤本身的压缩变形, 并且受到周围环境的影响, 例如地下水位的变化和人工地下活动等, 而且路基的沉降变形性质非常复杂。软岩稳定性差, 在地表水和地下水的作用下其强度迅速减弱, 若作为高速铁路路堤的填料, 则有必要研究其在高速列车等循环荷载作用下的应力、变形、强度指标和水稳定性问题, 但诸如此类问题的研究工作, 目前国内开展得较少^[1~5]。日本曾研究了软岩填料的力学性质和级配等, 所采用的填料为粒径不大于 60 mm 的隧道软岩弃碴, 日本道路公团并提出了用破碎率和崩解率

收稿日期: 2004-09-30

修改稿收到日期: 2005-01-21

基金项目: 高等学校博士点基金 (No.20030533043); 铁道部科技研究开发计划资助 (No.2003G019)。

作者简介: 卿启湘, 男, 1964 年生, 博士研究生, 副教授, 主要研究方向为铁道工程与 CAD 设计。E-mail: qingqixiang@hotmail.com

来评价软岩填料的压缩性。在我国,昆明水电勘测设计院科研所、长江水利委员会设计院、中国水利水电科学研究院等单位曾就软岩强风化土石料作为高土石坝防渗料作过相关研究,铁道第三勘察设计院在北京西客站西长线作过“风化砾岩作路基填料的试验研究”,并做了大量室内试验,利用弃碴修筑了长 160 m 的试验路堤,检测后确定了风化砾岩作为填料的可行性。湖南交通规划勘察设计院等曾作了“京珠高速公路湘潭至耒阳段红砂岩地带路基修筑技术研究”,修筑了实体工程试验路以及模拟路堤,做了大量室内及现场试验,历时 4 年,最后确定易崩解破碎红砂岩路基修筑要求的设计方案、施工工艺及质量检测方法等。山西在太原—旧关高等级公路上做成了一条长 180 m,高 1.2 m 的泥(页)岩试验路堤,着重探讨了施工工艺。

与其他材料作填料不同,软岩作为路堤填料具有自身的特殊性,其粒度组成会随着碾压过程及暴露时间而变化,它不像硬岩类填料那样可以采取控制颗粒级配来达到最大干密度,也不能像击实试验那样将弃碴全部破碎成土样,采用控制含水量来达到最大干密度^[6]。

实验发现,如果高速铁路路基强度和刚度不满足一定要求,则不可能实现高速。本次采用缩小一定比例的室内试验模型,软岩击实填料强度和刚度进行了分析研究,通过施加竖向荷载作用于模型路堤,得到路堤面板的沉降以及应力、土压力值、基床系数 k_{30} 、变形模量 E_{v1} 和变形系数 E_{v2} 等材料参数,并采用 Drucker-Prager 材料有限元方法分析了竖向荷载作用下路堤的变形性状。

2 试验装置与原理

2.1 试验模型

试验模型采用与实际相类似的软质岩材料和结构。含砾砂岩或泥质板岩填料放置在 5 400 mm×3 000 mm×1 800 mm 的模型箱内,根据几何相似原理和模型试验实际情况确定模型路堤结构尺寸。含砾砂岩强度较高,不易于破碎,难以碾压密实,而泥质板岩强度较差,易于破碎。只含砾砂岩的土样采用最佳级配曲线配料,最大填料粒径为 60 mm,装入模型箱前加水调匀至最佳含水量,闷料 1 d 后,使用 5 kg 的铁锤压实,分层厚度不宜大于 100 mm。

2.2 施加循环准静荷载

以级配碎石或级配砂砾石的基床表层为前提的路堤结构或无碴轨道路基,列车荷载产生的道床压力通过基床表层或无碴轨道结构大致均匀地分布

在路堤上部,其作用范围比以往采用土质基床表层要大,从压力的传递程度及路堤堤身承受压力的情况看,采用直径为 30 cm 的承压板试验确定路基填土的承载力与列车荷载实际传递状况相接近。对于基床系数、变形模量和变形系数的测量,进行荷载板试验,常用的加载方式有单循环准静载和二次循环准静载。单循环准静载是按每级 35 kPa 加载,当每级加载完成后,每间隔 1 min 读位移百分表一次,两次之间读数符合沉降稳定要求,才能施加下一级荷载,直至试验的最大荷载为止;二次循环准静载也是按每级 35 kPa 加载,分级加载到最后一级荷载的沉降稳定后开始卸载,卸载梯度按最大荷载的 0.5 或 0.25 倍逐级进行,全部荷载卸除后记录其残余变形,再开始另一加载循环。采用直径为 30 cm 的荷载板试验,计算变形模量和变形系数,荷载一直加到沉降值达 5 mm 或承压板下应力达到 0.5 MPa^[7]。

2.3 测量系统

测量系统包括荷载大小、荷载板的沉降以及模型路堤中土压力与应变四部分。应用千斤顶和反力系统施加压力,其力的大小采用长沙中南仪器厂生产 WL-A 型轮幅式荷重传感器和 CX-II 型数字测重仪测定,路堤的应力和应变采用长沙金码高科技实业有限公司制造的 ZH-500 弦式数码压力盒测定。位移百分表和土压力盒的布置见图 1。

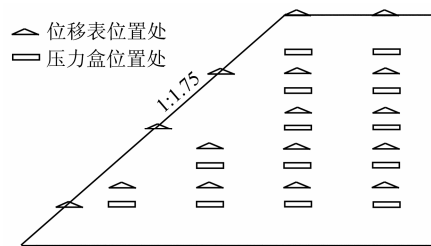


图 1 模型路堤位移百分表和土压力盒的布置

Fig.1 Collocation of displacement centesimal meter and pressure gauge in the model embankment

3 有限变形的 Drucker-Prager 材料有限元理论

3.1 有限变形理论^[8]

考虑一个连续体,它初始构形为区域 Ω_0 ,当前构形为区域 Ω ,它们之间的关系为

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}(\mathbf{X}, t) = \mathbf{X} + \mathbf{u} \quad (1)$$

式中 $\mathbf{x}$ 为即时构形 Ω 的场点位置矢量; $\mathbf{X}$ 为初始构形 Ω_0 的场点位置矢量; $\mathbf{u}$ 为场点位移。

变形梯度为

$$F = \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial \mathbf{X}} = \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial \mathbf{X}} + \mathbf{I} \quad (2)$$

式中 $\mathbf{I}$ 为三阶单位矩阵, F 包含体积变形、位置转动和形状变化, 其体积变形为

$$\frac{dv}{dv_0} = \det F \quad (3)$$

式中 v_0 为初始体积; v 为当前体积。 F 的行列式值记为 $\det F = |\mathbf{F}|$ 。 F 采用右极分解,

$$\mathbf{F} = \mathbf{R}\mathbf{U} \quad (4)$$

式中 $\mathbf{R}$ 为旋转张量, 且 $\mathbf{R}^T \mathbf{R} = \mathbf{I}$; $\mathbf{U}$ 为右伸长张量。

如果 $\mathbf{U}$ 已知, 对数应变或 Hencky 应变 $\boldsymbol{\varepsilon}$ 为

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \ln \mathbf{U} \quad (5)$$

对 $\mathbf{U}$ 进行极分解, Hencky 应变为

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \sum_{i=1}^3 \ln \lambda_i \mathbf{e}_i \mathbf{e}_i^T \quad (6)$$

式中 λ_i 为 $\mathbf{U}$ 的本征值; $\mathbf{e}_i$ 为 $\mathbf{U}$ 的本征矢量。

在有限变形的理论中, Hencky 应变为

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \int d\boldsymbol{\varepsilon} \approx \sum \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n \quad (7)$$

且

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n = \ln \Delta \mathbf{U}_n \quad (8)$$

其中 $\Delta \mathbf{U}_n$ 由式 (9) 决定,

$$\Delta \mathbf{F}_n = \Delta \mathbf{R}_n \Delta \mathbf{U}_n = \mathbf{F}_n \mathbf{F}_{n-1}^{-1} \quad (9)$$

式中 $\mathbf{F}_n$ 为当前时间步 n 的变形梯度; $\mathbf{F}_{n-1}$ 为前一时间步 $n-1$ 的变形梯度。于是, Hencky 应变为

$$\boldsymbol{\varepsilon}_n = \boldsymbol{\varepsilon}_{n-1} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_n \quad (10)$$

3.2 Drucker-Prager材料

在考虑材料的弹塑性问题时, 软质岩填筑的模型路堤土体采用Drucker-Prager材料模型^[9], 其屈服准则为

$$f = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} (\boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}})^T \mathbf{M} \boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}} \right]^{\frac{1}{2}} - \sigma_y = 0 \quad (11)$$

屈服应力 σ_y 由式 (12) 确定:

$$\sigma_y = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (12)$$

式中 σ_m 为平均应力或静水压力; $\boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}}$ 为偏应力; c 为凝聚力; ϕ 为内摩擦角; β 为材料常数;

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z); \quad s = \boldsymbol{\sigma} - \sigma_m [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T;$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}; \quad \beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}.$$

次弹性关系给出了 Cauchy 应力 Jaumann 率的弹性反应, 可以发展关联的和非关联的模型, 关联的塑性流动法则为

$$\mathbf{D}_p = \dot{\lambda} r(\boldsymbol{\sigma}, q) \quad (13)$$

式中 $\mathbf{D}_p$ 为塑性变形率张量; $\dot{\lambda}$ 为塑性率参数; q 为内变量; r 为塑性流动方向, $r = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{3}{2\bar{\sigma}} \boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}} - \alpha \mathbf{I}$,

其中 $\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ 由式 (14) 确定。

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \beta [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T + s / \left(\frac{1}{2} s^T \mathbf{M} s \right)^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

当然, 亦可以发展非关联律, 如

$$r = \frac{\partial \psi}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \frac{3}{2\bar{\sigma}} \boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}}, \quad \psi = \bar{\sigma} \quad (15)$$

其中 $\bar{\sigma}$ 为等效应力,

$$\bar{\sigma} = 3\beta\sigma_m + \frac{1}{2} \left[(\boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}})^T \mathbf{M} \boldsymbol{\sigma}^{\text{dev}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

非关联律中的 $\frac{\partial \psi}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ 的表达式与 $\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}$ 类似, 但 β

由膨胀角 ϕ_f 确定, 当 $\phi = \phi_f$ 时塑性流动法则是相关联的, 塑性变形沿着屈服面的外法线方向; 否则, 是非关联的; 当 $\phi > \phi_f$ 时, 体积膨胀相对较小; 当 $\phi_f = 0$ 时, 体积膨胀为零。等效塑性应变 $\boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}}$ 由下式确定:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_n^{\text{pl}} = \boldsymbol{\varepsilon}_{n-1}^{\text{pl}} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (17)$$

等效塑性应力的定义为

$$\bar{\sigma}^{\text{pl}} = \sqrt{3}(\sigma_y - 3\beta\sigma_m) \quad (18)$$

4 计算与试验结果的比较

4.1 计算模型

假设模型路堤近似简化为一个周边简支的圆盘即轴对称问题, k_{30} 荷载板置于模型路堤面上, 其上端受到垂直向下的荷载。假定 k_{30} 荷载板为刚性, 建模时不考虑它, 而是将路堤面和荷载板接触的节点的 y 方向上的位移耦合起来进行分析。

4.2 试验结果与分析

(1) 强度和刚度值

试验材料参数见表1。根据京—沪高速铁路设

计暂行规定^[10], 由表1可知含砾砂岩填筑路堤的 k_{30} 值为169.85 MPa/m, 大于130 MPa/m, 孔隙率为25%, 小于规定值31%。又可知含砾砂岩填筑路堤的 $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$, 且 E_{v2} 为52.9 MPa, 大于36 MPa 规定值。同样, 泥质板岩填筑路堤的 k_{30} 值为135.55 MPa/m, 大于130 MPa/m, 孔隙率为34%, 大于规定值31%, 但当压实度大于95%时, 其孔隙率小于31%, 泥质板岩填筑路堤的 $E_{v2}/E_{v1} = 2.07$, 满足 $E_{v2}/E_{v1} \leq 2.2$, 且 E_{v2} 为45 MPa, 也大于规定值36 MPa, 说明泥质板岩当压实度大于95%时, 无论是 k_{30} 值, 还是孔隙率都满足京沪高速铁路规定和依德国高速铁路标准, 而含砾砂岩强度和刚度性能更好, 说明这两种软岩只要满足一定的压实度, 是可以用来填筑高速铁路路堤的。

表1 试验材料参数

Table 1 Physico-mechanical properties of compacted soft rocks

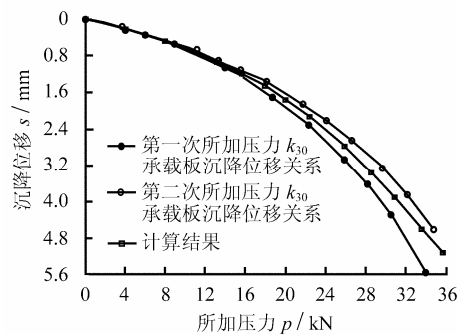
指标及公式	含砾砂岩	泥质板岩
含水量 $w_a / \%$	6.0	12
干密度 $/ g \cdot cm^{-3}$	2.10	1.80
孔隙率 $/ \%$	25	34
压实度 $/ \%$	90.6	91.2
泊松比 μ	0.32	0.38
凝聚力 c / kPa	58	78
内摩擦角 $\phi / (^\circ)$	39	28
膨胀角 $\phi_h / (^\circ)$	0	0
基床系数 $k_{30} / MPa \cdot m^{-1}$	169.85	135.55
变形模量 E_{v1} / MPa	28.45	23.84
变形系数 E_{v2} / MPa	52.9	45.2
变形比 E_{v2} / E_{v1}	1.86	2.07

注: $k_{30} = \frac{P_{1.25}}{1.25}$, $E_{v1} = \frac{p(1-\mu^2)}{sd}$, $E_{v2} = \frac{3}{4} d \frac{\Delta\sigma_0}{\Delta s_2}$ 。

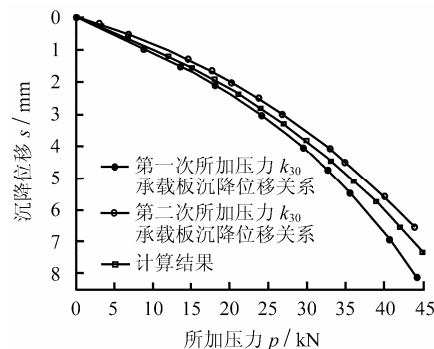
(2) 荷载板沉降位移变化

在荷载作用下地基发生弹性变形和塑性变形, 在荷载施加的瞬间产生弹性变形, 荷载卸除后弹性变形恢复, 而塑性变形则累积下来。软岩岩土具有典型的弹塑性特征, 在荷载作用下塑性变形累积并逐渐趋于稳定。试验表明, 在 36.3 kg 循环准静荷载作用下模型路堤变形趋于稳定, 在含砾砂岩荷载板上百分表处的最大挠度为 5.18 mm, 累积永久变形为 4.22 mm; 泥质板岩其荷载板上百分表处最大挠度为 5.64 mm, 累积永久变形为 4.75 mm。由弹塑性有限元分析可得, 含砾砂岩荷载板处的挠度为 5.12 mm, 泥质板岩挠度为 5.54 mm, 二者的计算值和实测值吻合得较好。同时发现, 路基随着荷载增加, 沉降开始是线性变化, 当荷载板上压力大于 0.15 MPa 时出现非线性变化; 但当荷载板上压力大于 0.5 MPa 时沉降变化率变大, 路基表面出现裂缝。

挠度计算值与实测值的比较如图 2 所示。由图可见计算值与实测值非常接近, 可知随着循环准静载次数的增加, 变形模量 E_{v1} 亦随着增加, 但随着循环准静载次数的增大, E_{v1} 变化缓慢, 这说明对软岩岩土填料适当增加碾压功, 就能使路堤达到较高的密实度和强度, 并且存在最大压实功。



(a) 含砾砂岩



(b) 泥质板岩

图2 计算值与实测值的比较

Fig. 2 Comparison between simulation and test results

(3) 压力分布特性

3 个压力盒(埋在堤顶面中心线下)至模型路堤顶面距离分别为 0.45, 0.67 m 和 0.92 m, 含砾砂岩的实测应力(扣除初始应力)分别为 0.082, 0.041 MPa 和 0.022 MPa, 相应的计算值分别为 0.080, 0.038 MPa 和 0.021 MPa。泥质板岩中 3 个压力盒至路堤顶面距离分别为 0.35, 0.65 m 和 0.95 m, 实测应力(扣除初始应力)分别为 0.079, 0.038 MPa 和 0.020 MPa, 相应的计算值分别为 0.079, 0.037 MPa 和 0.019 MPa。二者计算值和实测值较接近。数值计算表明, 路堤顶面作用的荷载值, 在路基中产生的压力随着深度的增加而存在非线性减小现象, 其分布近似半哑铃形(图 3)。图 3 和图 4 给出了含砾砂岩模型路堤顶面 k_{30} 荷载板上端在 36.3 kg 准静荷载作用下, 荷载板正下方等效应力 $\bar{\sigma}$ 分布和荷载板正下方不同深度处和水平面上 σ_y 的分布, 从图中可得出, 路堤顶面作用 0.5 MPa 荷载值时其影响范围在水平方向

大约为模型宽度的 1/5 即 0.3 m 左右, 这为现场进行 k_{30} 测试, 其反力加载装置系统应离 k_{30} 荷载板处距离达 0.3 m 以上提供了依据。

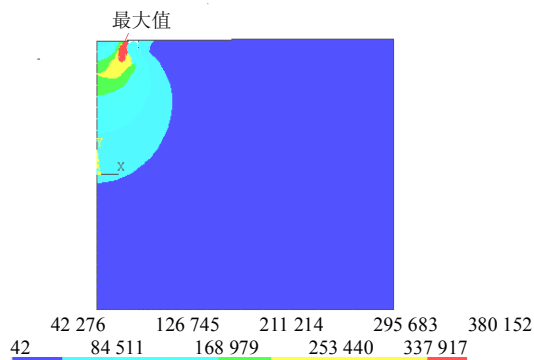
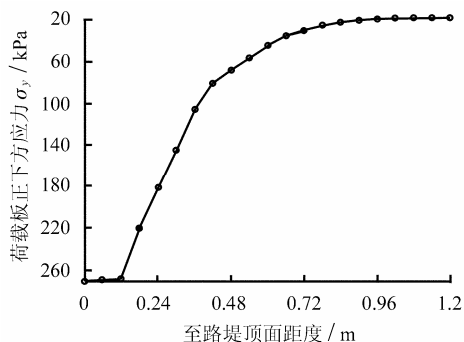
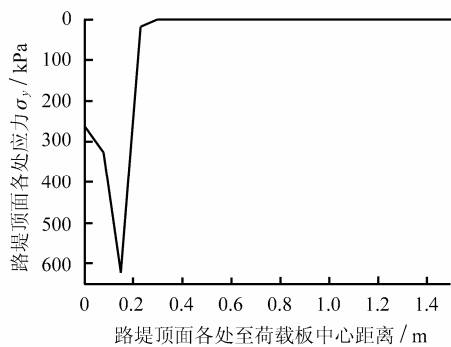


图3 垂直方向上等效应力 σ 分布云图(单位: Pa)

Fig.3 Distributional nephogram of the equivalent stress σ in vertical direction(unit: Pa)



(a) 荷载板正下方不同深度处应力 σ_y



(b) 路堤顶面各处应力 σ_x

图4 荷载板正下方不同深度处和水平面上 σ_y 应力变化

Fig.4 Change of the stress σ_y under loading board and horizontal level

4.2.2 沉降变形特性

图 5 给出了含砾砂岩模型路堤在上述荷载为 36.3 kg 作用下荷载板正下方不同深度处沉降位移的实测值和有限元计算值, 且表明荷载板正下方各处的沉降位移随着深度的增加而存在非线性减小现象。图 6 为同样工况下有限元计算所得的模型路堤顶面各处沉降位移分布, 可得出随着路堤顶面各处

至荷载板中心的距离的增加, 路堤顶面沉降位移迅速减小, 这与实际观察一致。泥质板岩也有含砾砂岩类似规律, 这里不再重述。

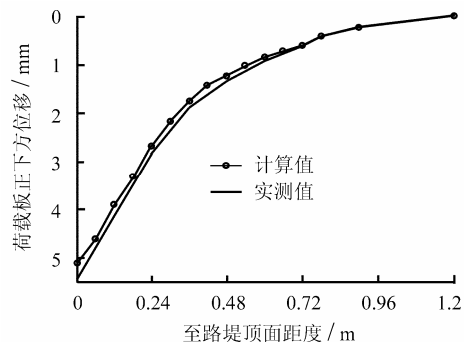


图5 荷载板正下方不同深度处沉降位移分布

Fig.5 Distribution of the vertical displacements under loading board

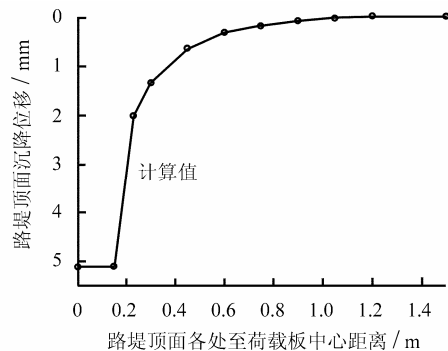


图6 路堤顶面各处沉降位移分布

Fig.6 Change of the displacement on horizontal level

5 结 论

本文采用模型试验和数值分析相结合的方法对软岩填筑的模型路堤在循环准静荷载作用下的变形机理进行了探讨, 得出以下结论:

(1) 用含砾砂岩和泥质板岩填筑的模型路堤, 基床系数 k_{30} 、变形模量 E_{v1} 和变形系数 E_{v2} 值满足京—沪高速铁路设计暂行规定和德国高速铁路设计标准, 只要通过对其软岩岩土填料粒径与级配、压实机具选择合理, 孔隙率满足其规定值, 压实度大于 0.90, 它是可以用来填筑高速铁路路堤的。

(2) 在一定循环准静荷载作用下用含砾砂岩和泥质板岩填筑的模型路堤呈典型的Drucker-Prager材料特性, 试验和计算表明路堤的弹塑性变形随准静荷载循环次数的增加而逐渐趋于稳定, 计算值和实测值吻合得较好, 在 0.5 MPa 静荷载作用下水平方向影响范围大约为 0.3 m 左右。

参 考 文 献

- [1] 邓学钧. 路基路面工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [2] 陈希哲. 土力学地基基础[M]. 北京: 清华大学出版社, 1998.
- [3] 钟辉虹, 黄茂松, 吴世明, 等. 循环荷载作用下软黏土变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 629—632.
ZHONG Hui-hong, HUANG Mao-song, WU Shi-ming, et al. On the deformation of soft clay subjected to cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(5): 629—632.
- [4] 杨广庆, 刘树山, 刘田明. 高速铁路路基设计与施工[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [5] 叶国静. 路面永久变形的实验研究[J]. 岩土工程学报, 1987, 9(1): 113—116.
YE Guo-jing. Test study on permanent deformation of the road noodles[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1987, 9(1): 113—116.
- [6] 刘铁洪, 林天健. 软岩工程设计理论与施工实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [7] 杨广庆, 张保俭. 高速铁路路基施工质量检测方法[J]. 铁道标准设计, 2001, 3(21): 33—36.
YANG Guang-qing, ZHANG Bao-jian. The examination method of construction quantity for express railway embankment[J]. **China Railway Standard Design**, 2001, 3(21): 33—36.
- [8] Ted Belytschko, Wing Kam Liu, Brian Moran. 连续体和结构的非线性有限元[M]. 庄茁译. 北京: 清华大学出版社, 2002.
- [9] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- [10] 铁道部第三勘察设计院. 京一沪高速铁路设计暂行规定(铁建设[2003]13)[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2003.