

山区公路高填方涵洞的成拱效应及土压力计算理论研究

杨锡武¹, 张永兴²

(1. 重庆交通学院, 重庆 400074; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要: 通过模型试验研究了不同边界条件下高填方涵洞涵顶土压力随填土高度变化的规律, 以及高填方涵洞的成拱效应, 测试结果表明, 当涵顶填土达到一定高度以后, 在涵洞上方将产生拱效应, 但由于高填方涵洞上方路基填料是不同于岩石的散粒体, 高填方涵洞上方的拱效应具有不稳定的特点, 使上部填土压力在填土高度增加过程中仍能部分地传递到涵顶上, 使涵顶上的土压力小于理论土压力并随填土高度成非线性规律变化。根据高填方涵洞的土压力变化规律及拱效应特点, 提出了高填方涵洞的非线性土压力计算理论和方法, 通过算例证明了非线性土压力理论是高填方涵洞较合理的土压力计算方法。

关键词: 公路工程; 高填方; 涵洞; 拱效应; 土压力

中图分类号: U 449

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2005)21 - 3887 - 07

STUDY ON ARCH ACTION AND EARTH PRESSURE THEORY FOR CULVERTS UNDER HIGH EMBANKMENT

YANG Xi-wu¹, ZHANG Yong-xing²

(1. Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: The principle of earth pressure and arch action variation with the height of fills and the boundary conditions are studied by model test. The results show that the earth pressures on the top of culvert increase nonlinearly and the arch action occurs as the fills on the culvert is up to a certain height. Because the fills on the culvert are different from the rock, the arch action above the high fill culvert has the characteristics of instability and the earth pressure can partly transfer to the top of culvert. Based on the principle of earth pressure increase and the characteristics of arch action, a new theory, nonlinear earth pressure theory for the culverts under high fills, is presented. It is demonstrated by an example that compared with the other earth pressure theories, the nonlinear earth pressure theory is a more reasonable earth pressure calculation method for the culverts under high fills.

Key words: highway engineering; high fills; culvert; arch action; earth pressure

1 引言

在山区高等级公路建设中, 为了利用路堑开挖的废方和避免水土流失产生的山地环境破坏, 常把

本应修桥的路段设为高路堤或把已设计成桥梁的路段改成高路堤, 因此, 在山区高等级公路中, 填方高度大于 20 m 以上的高填方路基已较为常见。在这些路段采用涵洞排水以后, 由于涵洞上方填土较高, 而目前国内外尚没有适合于高填方涵洞的土压力计

收稿日期: 2005 - 06 - 26; **修回日期:** 2005 - 07 - 18

作者简介: 杨锡武(1963 -), 男, 博士, 1986年毕业于重庆交通学院公路工程专业, 现任教授, 主要从事路基路面工程的教学与研究工作。E-mail: yangxw01@126.com。

算理论, 因此, 这些高填方路段的涵洞结构设计要么过分保守不经济, 要么不安全, 使部分高填方涵洞在施工期间或竣工后即出现了不同程度的开裂破坏病害^[1, 2], 成了公路结构物安全与质量的隐患, 增加了养护维修费用, 影响了工程质量。

本次研究通过室内模型试验研究了不同填土高度条件下涵顶土压力及涵台外土压力的变化规律, 考虑到山区地形地质条件复杂多变, 涵位随地形、地质条件而改变的情况, 试验对比研究了狭窄沟谷沟心设涵、宽坦河谷沟心设涵和狭窄沟谷岸坡脚设涵 3 种边界条件下涵顶、涵台外土压力随填土高度变化的规律及拱效应特点, 并根据不同边界条件下高填方涵洞涵顶土压力随填土高度变化的规律及拱效应特点, 提出了高填方涵洞的非线性土压力计算方法, 为高填方涵洞的土压力计算、结构设计提供试验和理论依据。

2 模型的相似分析与结构

(1) 土压力的模拟相似分析

设模型与原型填土容重分别为 γ_m, γ_p , 填土高度分别为 h_m, h_p , 根据模拟相似理论^[3, 4], 要使模型与原型在对应点处的垂直土压力相似, 则必须满足:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{\gamma_m h_m}{\gamma_p h_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} C_L = C_\sigma \quad (1)$$

要使材料相似则必须满足:

$$\frac{\gamma_m}{\gamma_p} = C_\gamma \quad (2)$$

式中: C_L, C_γ, C_σ 分别为模型的几何相似比、材料相似比和应力相似比。

根据弹性模型相似时制约各相似比的物理方程:

$$\frac{C_\sigma}{C_L C_\gamma} = 1 \quad (3)$$

则

$$C_\sigma = C_L C_\gamma$$

在本次试验中, 取 $\gamma_m = \gamma_p$, 即模型材料与原型材料相同, $C_\gamma = 1$, 由此可得

$$C_\sigma = C_L C_\gamma = C_L \quad (4)$$

可得模型与原型在对应点处的应力相似关系:

$$\sigma_m = C_\sigma \sigma_p = C_L C_\gamma \sigma_p = C_L \sigma_p \quad (5)$$

式(5)即为确定模型加载填土与模拟原型垂直土压力的计算公式。

(2) 边界条件的模拟

为了模拟岸坡地形条件对高填方涵洞土压力和成拱效应的影响, 试验模拟了狭窄沟谷沟心设涵、宽坦河谷沟心设涵和狭窄沟谷岸坡脚设涵 3 种地形边界条件, 用岸坡比 1:0.35 模拟狭窄沟谷地形, 用岸坡比 1:0 模拟宽坦河谷地形(土压力不受岸坡影响), 岸坡采用稳定而表面粗糙的木板形成, 模拟路堤填土与岸坡界面间的相互作用对土压力的影响, 3 种边界条件的模型构造如图 1 所示。

(3) 模型几何相似比

根据模拟相似分析与加载条件, 确定模型的几何相似比尺为 $C_L = 1:20$, 模型高度为 100 cm, 厚为 40 cm, 最大模拟原型填土高度 50 m, 当模拟高度大于 20 m 以上时, 增加的模型填土高度重量用反力架加载代替, 由于涵洞模型尺寸相对于整个填土高度 100 cm 较小, 同时控制加载速度, 加载代替上部(100 cm 以上)模型填土不会对土压力传递和涵洞周边应力与位移分布产生明显影响。

(4) 模型填料

模型的填料采用粒径 < 3 mm 的风化页岩土, 湿

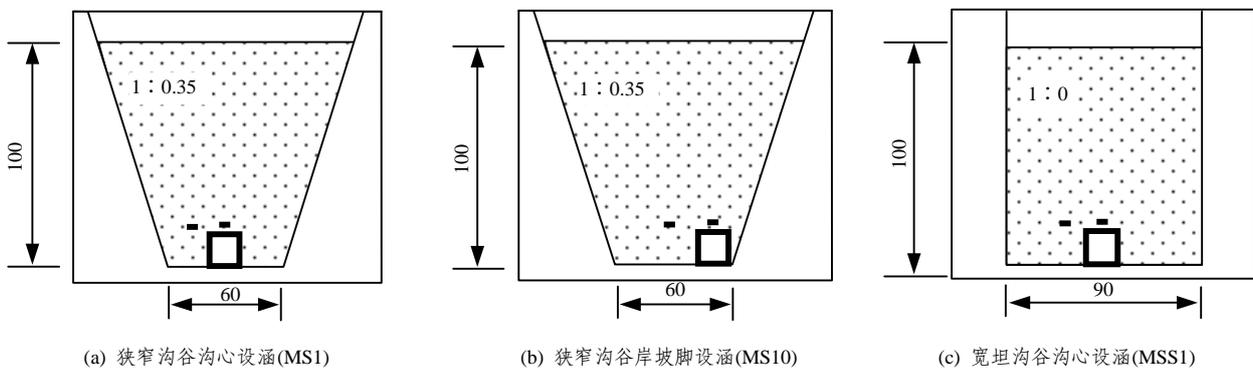


图 1 不同边界条件的模型结构及土压力测点布置(单位: cm)

Fig.1 Simulation topography with different boundary conditions and arrangement of earth pressure measuring place(unit: cm)

容重 14 kN/m^3 , 含量 11% 左右。

(5) 涵洞结构模拟

涵洞模型用有机玻璃制成, 采用盖板涵结构形式, 长度为 40 cm, 总高度 16 cm(扩大基础高 1 cm, 涵台高 15 cm), 盖板厚 0.7 cm, 净空高度 15.3 cm, 涵台厚度 2.5 cm, 净跨径 12 cm(见图 2)。研究主要模拟填埋式洞室土压力随填土高度变化, 因此, 对涵洞材料不作模拟相似分析。

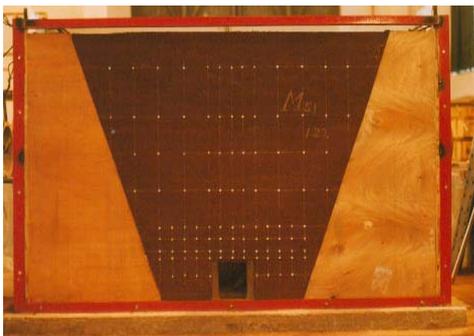


图 2 模型位移测点布置

Fig.2 Distribution of displacement measuring marks

(6) 填筑过程的模拟

根据高填方涵洞的施工填土过程, 通过分层填土与连续测试同步进行, 观测填土加载过程中涵洞压力随填土高度的变化。

3 试验装置、模型施工与测试

(1) 试验装置: 模型在一个 $1.8 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$ (长 \times 高 \times 厚)的自制模型箱里制作成型, 模型箱有一面为厚 2 cm 可以拆卸的有机玻璃板, 有机玻璃板外面加可以拆卸的槽钢钢架, 以免有机玻璃板变形, 通过有机玻璃板的拆卸可以在模型中设位移观测标

点, 测量和观测不同填土高度时整个模型(特别是涵洞周围)的位移变化情况。

(2) 模型施工成型: 模型施工成型采用体积法, 根据每层填筑高度计算分层用土重量, 均匀摊铺、夯实达到设计的分层高度。

(3) 土压力测试: 土压力采用直径为 3.0 cm, 量程为 0.1 MPa 的微型土压力盒测试, 埋设在涵顶和涵台外的土压力盒的高程相同(图 1), 当土压力盒埋好后, 即进行连续监控测试, 填土到达一定高度, 进行一次读数记录。

(4) 竖向位移测试: 填土较低时, 涵洞上方填土位移较小, 难以测量, 当模型加载填土施工达到 1.0 m 高度时, 取下模型箱的有机玻璃板, 把设计的位移观测标点安装定在模型上(图 2), 量取初值坐标, 然后把有机玻璃板安装回原位, 进行下一级填土加载, 加载结束后, 拆开有机玻璃板, 读取各位移标点的坐标, 与初坐标之差即为各标点在填土加载过程中发生的位移。

4 试验成果及分析

表 1 为不同填土高度时涵顶与涵台外土压力测试成果, 图 3 为涵顶、涵台外土压力随填土高度变化曲线, 图 4 为 MS1 的竖向位移测试结果。

由表 1、图 3, 4 可知:

(1) 无论是在宽坦地形(MSS1)或狭窄沟谷地形条件下, 在填土高度较低(50 cm, 模拟高度 10 m)时, 实测土压力与理论土压力 γH 较为接近, 随着填土高度增加, 实测土压力与理论土压力的差值越来越大, 填土高度达 130 和 230 cm(模拟高度 46 m)时, 实测土压力约为理论土压力的 60%和 40%, 说明当涵顶填土达到一定高度后, 在涵洞上方产生了

表 1 不同填土高度时涵顶、涵台外土压力测试成果
Table 1 Test results of earth pressure on the top of culverts

涵顶填土 高度/cm	MS1		MS10		MSS1		理论土压力 ($\gamma_m H_m$)/kPa
	涵顶土压力/kPa	涵台外土压力/kPa	涵顶土压力/kPa	涵台外土压力/kPa	涵顶土压力/kPa	涵台外土压力/kPa	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0
30	3.833	4.045	4.251	9.292	4.218	6.292	4.2
50	5.987	5.618	6.211	9.438	5.999	8.371	7.0
80	7.357	7.306	7.693	11.392	8.157	10.304	11.2
130	10.965	9.325	10.717	11.674	9.642	11.519	18.2
180	11.898	11.393	11.754	15.702	11.128	14.841	25.2
230	12.494	12.394	13.174	19.375	12.773	17.358	32.2

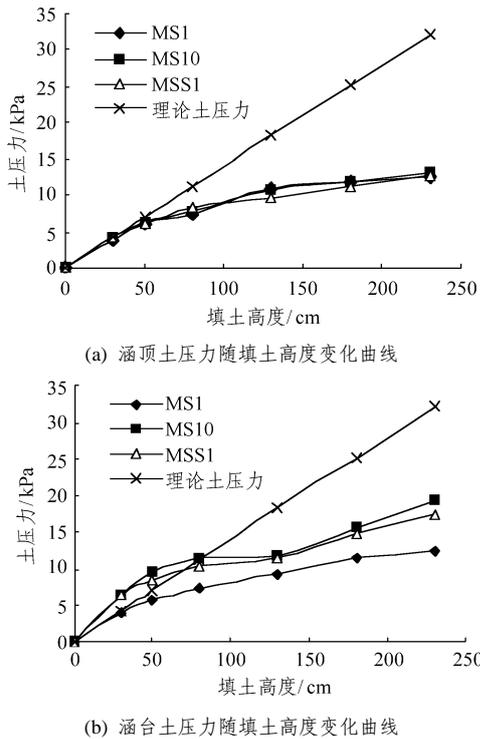


图3 高填方涵洞涵顶和涵台外土压力随填土高度变化曲线
Fig.3 Relationship between earth pressure and the height of fills

拱效应，使得涵顶土压力小于理论土压力。

(2) MSS1 的涵顶和涵台外土压力对比表明，在较低填土条件下，涵顶土压力接近理论土压力，但随着填土高度增加，涵顶土压力小于理论土压力，而涵台外土压力则明显高于理论土压力，这说明，当填土较高时，在高填方涵洞上方存在明显的拱效应，其涵台外侧的土压力显著大于涵顶土压力，这大于的部分是涵洞上方存在的“土拱”把上部填土重量传递到涵台外侧“拱脚”的结果；MS1 与 MSS1 相比，两者涵顶土压力相近，而 MS1 的涵台外土压力却明显低于 MSS1 的涵台外土压力，这是由于 MSS1 上方的填土沉落不受岸坡边界条件约束，上部填土压力通过土拱全部传递到涵台外侧填土上，而 MS1 则由于岸坡边界条件的限制，土拱“支撑”于岸坡上，“土拱”上的土压力部分由岸坡承担，部分传递到涵台外填土上，使 MS1 的涵台外土压力小于 MSS1 的涵台外土压力；另一方面，MS10 的涵台外土压力盒埋设于沟心位置(埋设高度与 MS1 和 MSS1 的相同)，其涵顶土压力与 MS1 和 MSS1 相近，涵台外土压力却大于 MSS1，这是由于在 MS10 不对称的边界条件下，“土拱”也不对称，产生偏载，使靠沟心一侧的涵台外土压力大于对称边界条件的涵台外土压力，进一步说明了高填方涵洞上方的“土拱”效应及土拱传力过程。

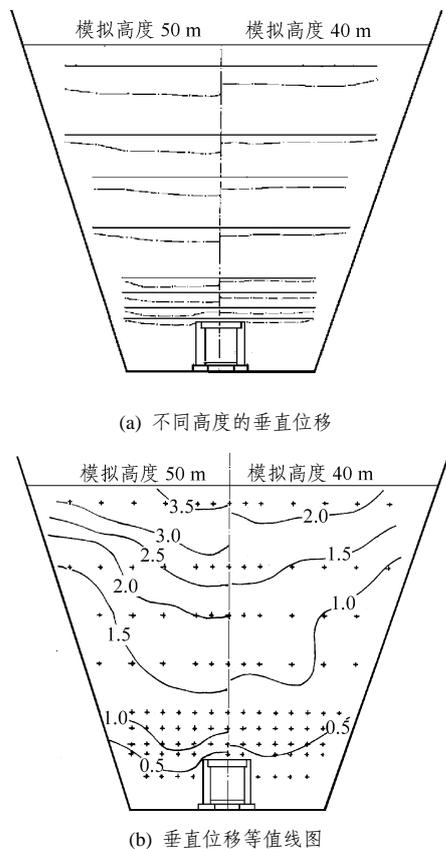


图4 MS1 在不同高度的垂直位移(单位: cm)
Fig.4 Test results of vertical displacement in model MS1 (unit: cm)

(3) 在 3 种边界条件下，高填方涵洞涵顶土压力的变化规律相似，即涵顶土压力随填土高度的增加呈非线性增加，这种非线性增加的规律一方面说明高填方涵洞上方存在明显的拱效应，同时又说明，由于路基填土是不同于岩石的散粒体，高填方涵洞上方填料中产生的土拱具有不稳定性，在涵顶填土高度增加过程中仍有部分土压力传递到涵顶上，使涵顶土压力随填土高度增加而增大，但增加幅度随填土高度的增大而逐渐减少，涵顶土压力随填土高度呈非线性变化，“不稳定性”是高填方涵洞上方土拱效应的特点。这种拱效应的不稳定性特点说明高填方涵洞的土压力计算既不宜采用具有稳定土拱效应的隧道土压力计算理论计算，也不宜采用不考虑拱效应的土柱法计算。

(4) MS1 的竖向位移分布以及涵顶和涵台外土压力的对比表明，在涵洞周围地基稳定、填料达到规定压实度要求的条件下，涵顶上方与涵洞外侧填土并没有明显的沉降差，靠近涵顶的填土垂直位移曲线并没有明显的曲折，涵顶土压力也并不大于涵台外的土压力，因此，在涵台外侧填土密实或地基

稳定条件下,高填方涵洞涵顶土压力计算可不考虑由涵顶上方与外侧填土沉降差引起的附加剪应力。

5 基于高填方涵洞成拱效应的非线性土压力计算理论

5.1 高填方涵洞非线性土压力计算理论

目前高填方涵洞结构设计的难点在于,高填方涵洞土压力计算尚没有合适的理论和方法,而土压力计算的难点在于高填土条件下如何评估拱效应及其对涵顶土压力的影响。文[1]根据试验提出用 $\sigma_v = \gamma H + \Delta\sigma_v$ 计算土压力的方法,其中, $\Delta\sigma_v$ 取决于涵顶平面内外土柱间的沉降差 δ 的变化,涵顶平面外土柱的沉降量大于内土柱的沉降量,沉降差为 $+\delta$,反之为 $-\delta$,凡是引起 $+\delta$ 的因素都将使涵顶土压力 σ_v 增大。这种土压力计算方法仍视涵顶土压力随填土高度线性变化,未考虑拱效应对土压力的影响,同时,视涵顶平面内外土柱的沉降差考虑附加剪应力。根据本次测试的涵顶和涵台外土压力成果和涵洞周围土体垂直位移曲线,当涵顶填土达到一定高度后,在涵洞上方将产生拱效应,但由于路基填土不同于岩石,在高填方涵洞上方产生的土拱具有不稳定性,当填土高度增加时仍有部分土压力通过土拱传递到涵顶上,使涵顶上的土压力随填土高度呈非线性增大变化。因此,在高填土和涵洞周围地基稳定条件下,用假设涵顶土压力随填土高度成线性变化的“土柱法”或文[1]提出的考虑附加剪应力的方法计算高填方涵洞垂直土压力是不合理的,2种方法都未考虑高填土条件下拱效应对涵顶土压力的影响,这将导致涵顶的计算土压力远大于实际土压力而使涵洞结构不经济。为此,本文根据高填方涵洞上方土压力随填土高度变化的非线性规律,提出了反映高填方涵洞非线性土压力变化规律和拱效应特点的非线性土压力计算方法,所谓非线性土压力计算方法,是以试验测试的土压力为依据,根据涵顶土压力随填土高度变化的趋势与关系曲线,通过统计分析,找出土压力与填土高度间的统计关系,以此作为高填方涵洞土压力计算公式的土压力计算方法,即用非线性数学模型 $\sigma = \xi\gamma H^n$ (其中 ξ , n 为回归系数, $0 < n < 1$) 表征涵顶土压力随填土高度变化规律的半理论半经验方法。

根据非线性土压力计算理论及本次试验测得的不同填土高度时的土压力,用相似关系换算为原型

土压力后回归得到的非线性土压力计算公式为:狭窄沟谷沟心设涵:

$$\sigma = 2.764 3\gamma H^{0.502 2} (H \geq 18 \text{ m}, R^2 = 0.903 7) \quad (6)$$

宽坦沟谷沟心设涵:

$$\sigma = 3.619 3\gamma H^{0.416 6} (H \geq 18 \text{ m}, R^2 = 0.994 5) \quad (7)$$

狭窄沟谷坡脚设涵:

$$\sigma = 2.835 6\gamma H^{0.499 3} (H \geq 18 \text{ m}, R^2 = 0.969 8) \quad (8)$$

在一般条件下,达到压实度要求的路基填料容重变化范围不大,因此,为简化计算可以假设容重为常数,涵顶土压力主要受填土高度的影响。

5.2 非线性土压力计算理论与其他土压力计算理论的对比

高填方涵洞作为一种地下洞室,其土压力计算可以采用土柱法、普氏地下洞室地压理论和太沙基(K. Terzaghi)地下洞室地压计算理论等,这些理论计算土压力的原理如下:

(1) 普氏地压理论认为岩体中存在许多纵横交错的节理裂隙和各种软弱面,将岩体切割成尺寸不等、形状各异、整体性完全破坏的小块岩体。由于岩块间相互楔入与镶嵌,可将其视为具有一定粘聚力的松散体。开挖后由于应力重分布,使洞室围岩发生破坏,首先引起顶部岩体塌落,这种塌落是有限的,当洞室顶部岩体塌落到一定程度后,岩体进入新的平衡状态,形成一个自然平衡拱,作用于洞室支架上的压力仅为自然平衡拱与洞室间破碎岩块的重量,而与拱外岩体及洞室的深度无关。根据普氏理论,可得作用于地下洞室上的土压力^[5, 6]为

$$\sigma_p = \frac{B^2}{3f} \gamma \quad (9)$$

式中: γ 为填土容重, B 为涵洞跨径, f 为岩体坚固系数。

(2) 太沙基(K. Terzaghi)地压计算理论仍视地层岩体为具有一定粘聚力的松散体。但是,对引起地下洞室支架受力的原因与普氏理论的看法不同。普氏认为地下洞室的压力由自然平衡拱内松动岩块的重量引起,而太沙基则认为地下洞室的压力由地层的应力传递所引起。根据太沙基理论,洞室开挖后洞室顶部的岩体将逐渐下沉,并将引起应力传递作用在洞室支架上,形成洞室的压力。由此可得作用于洞室上土压力^[5, 6]:

$$\sigma_{ts} = \frac{a\gamma - c}{\lambda \tan \varphi} (1 - e^{-\lambda_n \tan \varphi}) + p e^{-\lambda_n \tan \varphi} \quad (10)$$

式中: a 为涵洞跨径的一半; γ 为填土容重; c , φ 分别为岩体的粘聚力和内摩擦角; λ 为滑动面上的

侧压力系数, $\lambda = \sigma_h / \sigma_v$; λ_n 为相对埋深系数; p 为地表荷载。

(3) 土柱法

$$\sigma_{tz} = \gamma H$$

(4) 非线性土压力计算方法

$$\sigma = \xi \gamma H^n$$

这些方法假设条件不同, 用其计算的涵洞结构经济性和安全性也不同, 以下算例说明这几种方法计算高填方涵洞土压力时的经济性和结构安全性。

算例: 某高填方涵洞涵顶填土高度为 35 m, 涵洞结构形式为盖板涵, 跨径 $2a = 3$ m, 涵台高度为 3.0 m, 填料为碎石土, 内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$, 粘聚力 $c = 15$ kPa, 填土容重 $\gamma = 19.5$ kN/m³, 涵洞设于沟心, 高填方路段较长, 可不考虑岸坡对土压力影响。试分别用太沙基地下洞室地压理论、普氏地下洞室地压理论、土柱法和非线性土压力理论计算该涵洞的涵顶土压力。

(1) 太沙基地下洞室地压理论计算

由于高填方涵洞的高度并不大, 因此, 假设涵台两侧土体稳定, 不会产生涵台侧向变形的情况, 同时不计路基顶面的汽车荷载对涵洞的作用, 因此, 可采用洞室两侧土体稳定的太沙基地压计算公式, 即

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{a\gamma - c}{\lambda \tan \varphi} (1 - e^{-\lambda_n \tan \varphi}) + p e^{-\lambda_n \tan \varphi} = \\ &= \frac{1.5 \times 19.5 - 15}{\tan^2(45 - 30/2) \tan 30^\circ} (1 - e^{-23.333 \tan 30^\circ}) = \\ &= 74.045 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

若假设埋深 35m 时相当于涵洞跨径和高度尺寸为 $z \rightarrow \infty$ 的情况, 并不计 c , 则

$$\sigma_{ts} = \frac{a\gamma}{\lambda \tan \varphi} = \frac{1.5 \times 19.5}{0.333 \cdot 3 \tan 30^\circ} = 151.99 \text{ (kPa)}$$

(2) 普氏地下洞室地压理论计算

$$\sigma_p = \frac{B^2}{3f} \gamma = \frac{3^2}{3 \tan 30^\circ} \times 19.5 = 101.32 \text{ (kPa)}$$

(3) 土柱法计算

$$\sigma_{tz} = \gamma H = 19.5 \times 35 = 682.5 \text{ (kPa)}$$

(4) 非线性土压力理论计算

根据涵洞位置及路堤长度, 采用宽坦沟谷沟心设涵的非线性土压力计算公式(式(7)):

$$\begin{aligned} \sigma_f &= 3.619 \cdot 3 \gamma H^{0.4166} = 3.619 \cdot 3 \times 19.5 \times 35^{0.4166} = \\ &= 310.4 \text{ (kPa)} \end{aligned}$$

从上述计算结果可以看出: 土柱法未考虑拱效应, 其计算的土压力最大; 太沙基理论以岩体传力为基础, 填土达到一定高度时, 压力将不再往下传递, 计算的土压力最小; 普氏理论假设洞室上方有一个稳定的土拱, 考虑了拱效应, 结构承担的荷载为土拱下不稳定的土体重量, 计算的土压力较大, 但小于土柱法的计算值; 而非线性土压力方法考虑了高填方涵洞上方存在拱效应以及此土拱效应不稳定的特点, 在填土增加过程中, 仍有部分土压力传递到涵顶, 其计算的土压力高于具有稳定土拱的普氏理论和太沙基理论计算值, 但显著低于不考虑拱效应的土柱法计算的土压力, 因此说明, 由于高填方涵洞上方土拱效应特点, 用普氏理论和太沙基理论计算的土压力进行其结构设计是不安全的, 而用不考虑拱效应的土柱法计算土压力进行其结构设计又过分保守而不经济, 考虑拱效应的非线性土压力理论是高填方涵洞较合理的土压力计算方法。

6 结 论

(1) 在填土达到一定高度后, 高填方涵洞上方将产生拱效应, 但由于涵洞上方路基填料是不同于岩石的散粒体, 产生的拱效应具有不稳定特点, 随着填土高度增加仍有部分土压力传递到涵洞上, 使高填方涵洞涵顶土压力随填土高度增加而增加, 呈现非线性变化增大的规律。

(2) 在涵洞周围地基稳定、填料达到规定压实度要求的条件下, 涵顶上方与涵洞外侧填土并没有明显的沉降差, 靠近涵顶的填土垂直位移曲线并没有明显的曲折, 涵顶土压力也没有大于涵台外的土压力, 因此, 高填方涵洞涵顶土压力计算可不考虑涵顶上方与外侧填土沉降差引起的附加剪应力。

(3) 根据高填方涵洞土压力变化规律和拱效应特点, 提出了用数学模型 $\sigma = \xi \gamma H^n$ 计算高填方涵洞土压力的非线性土压力方法, 以试验为依据, 得出了 3 种边界条件下的非线性土压力计算公式。

(4) 非线性土压力理论与其他几种地下洞室土压力理论的对比表明, 由于高填方涵洞上方填料特点和土拱效应不稳定性, 用普氏理论和太沙基理论计算的土压力进行其结构设计是不安全的; 而用不

考虑拱效应的土柱法计算的土压力进行其结构设计又过分保守而不经济; 考虑拱效应及拱效应不稳定性非线性土压力理论是高填方涵洞较合理的土压力计算方法。

参考文献(References):

- [1] 顾安全. 上埋式管道及洞室垂直土压力的研究[J]. 岩土工程学报, 1981, 3(1): 3 - 15.(Gu Anquan. Investigation of vertical earth pressure on projecting conduit and underground chamber under a high embankment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1981, 3(1): 3 - 15.(in Chinese))
- [2] 王秉勇. 涵洞顶填土压力的讨论及计算[J]. 铁道工程学报, 2002, 6(2): 50 - 54.(Wang Bingyong. Discussion and calculation on loading pressure of soil filled on top of culvert[J]. Chinese Journal of Railway Engineering, 2002, 6(2): 50 - 54.(in Chinese))
- [3] 孙均, 侯学渊. 地下结构[M]. 北京: 科学出版社, 1988. 890 - 900.(Sun Jun, Hou Xueyuan. Underground Structure[M]. Beijing: Science Press, 1988. 890 - 900.(in Chinese))
- [4] 林韵梅. 地压讲座[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1981.(Lin Yunmei. Geostatic Pressure Lecture[M]. Beijing: China Coal Industry Press, 1981.(in Chinese))
- [5] 谭学术, 鲜学福. 复合岩体力学理论及其应用[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1994. 234 - 245.(Tan Xueshu, Xian Xuefu. The Theory of Recombination Rock Mechanics and Application[M]. Beijing: China Coal Industry Press, 1994. 234 - 245.(in Chinese))
- [6] 高磊. 矿山岩石力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 1987. 129 - 134.(Gao Lei. Rock Mechanics[M]. Beijing: China Machine Industry Press, 1987. 129 - 134.(in Chinese))

《岩石力学与工程学报》2005 年第 14 期被 EI 收录论文(32 篇)题录

No.	论文题目	作者名	页码
1	基于统计损伤理论的莫尔-库仑岩石强度判据修正方法之研究	曹文贵 赵明华 刘成学	2403 - 2408
2	单段与多段微差爆破地震的反应谱特征分析	李夕兵 凌同华	2409 - 2413
3	二次劈裂注浆锚索承载力的计算	蒋楚生 周德培	2414 - 2419
4	温度和有效应力对砂岩渗透率的影响机理研究	贺玉龙 杨立中	2420 - 2427
5	土工格栅加筋挡土墙工作性能的非线性有限元数值分析	栾茂田 李敬峰 肖成志等	2428 - 2433
6	三维有限元并行计算及其工程应用	刘耀儒 周维垣 杨强等	2434 - 2438
7	岩石在酸化环境下的强度损伤及其静态加速模拟	谭卓英 柴红保 刘文静等	2439 - 2448
8	压力隧洞衬砌-围岩(土)相互作用研究	刘干斌 谢康和 施祖元等	2449 - 2455
9	软弱夹层的透射模型及其隔震特性研究	范留明 李宁	2456 - 2462
10	双剪统一强度研究的扭剪试验应力路径设计与控制	刘奉银 俞茂宏 殷建华等	2463 - 2467
11	基于 ν -SVR 算法的边坡稳定性预测	余志雄 周创兵 李俊平等	2468 - 2475
12	雨水及库水作用下滑坡模型试验研究	罗先启 刘德富 吴剑等	2476 - 2483
13	小浪底水利枢纽地下厂房岩体流变与稳定性 FLAC ^{3D} 数值分析	刘建华 朱维申 李术才等	2484 - 2489
14	粘弹性准饱水岩层中地震波的传播	徐长节 马晓华 蔡袁强	2490 - 2496
15	盐岩中能源(石油和天然气)地下储存库稳定性评价标准研究	吴文 侯正猛 杨春和	2497 - 2505
16	软弱地基浅埋地铁区间隧洞的地震反应分析	庄海洋 陈国兴	2506 - 2512
17	西龙池抽水蓄能电站地下厂房随机块体稳定性分析	朱晟 张发明 庞正江等	2513 - 2517
18	岩石渗流应力耦合特性研究现状	叶源新 刘光廷	2518 - 2525
19	大型矿山岩土工程可视化模型与应用	柴贺军 黄地龙	2526 - 2530
20	土对桩中波传播特性影响及小波分析研究	邢心魁 吴敏哲 谢异同	2531 - 2536
21	铺设保温材料的通风路基三维温度场数值分析	刘志强 赖远明 张学富等	2537 - 2543
22	路基改良土厚度研究	黄明奎 汪稔 胡明鉴等	2544 - 2547
23	西安黄土地区静压桩荷载沉降特性与分析	张展弢 冯志焱	2548 - 2553
24	新型高分子固化材料 SH 加固黄土强度及机理探讨	王银梅 杨重存 谌文武等	2554 - 2559
25	二点接触单元法及其数值验证	张振南 葛修润	2560 - 2564
26	软弱地层浅埋暗挖施工中管棚法的棚架原理	周顺华	2565 - 2570
27	PHP 泥浆在桥梁超长超大直径钻孔灌注桩施工中的应用	张雄文 管义军 周建华	2571 - 2575
28	武汉阳逻长江公路大桥南锚碇圆形深基坑变形影响因素的灰色关联分析	董秀竹 张晨明 董迎春	2576 - 2580
29	基于小波理论对混凝土损伤特性的试验研究	刘飞 王海飏 翁丽娅等	2581 - 2587
30	覆盖层上面板堆石坝趾板与基础连接方式的研究	沈婷 李国英 李云等	2588 - 2592
31	管幕内顶进箱涵前端网格横截面尺寸确定	肖世国 夏才初 李向阳等	2593 - 2596
32	基于最小共享度替换准则的复合形法及其在边坡稳定性分析中的应用	李亮 迟世春 林皋	2597 - 2602