

文章编号:1671-8879(2006)03-0030-05

## 山区公路排水急流槽冲刷试验

沈 波<sup>1</sup>, 艾翠玲<sup>2</sup>, 徐 岳<sup>1</sup>, 田伟平<sup>1</sup>

(1. 长安大学 特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西 西安 710064;

2. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350002)

**摘 要:**对急流槽出口衔接后冲刷坑最大冲深影响因素进行了分析。运用水力学基本原理建立急流槽出口衔接后最大冲深计算公式, 试验得出按泥沙临界起动条件计算时的不同急流槽消能设计冲坑底紊动影响系数。结果表明:相同水力条件下, 跌坎急流槽直接铺砌最大冲深大于斜插急流槽直接铺砌最大冲深; 跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深大于跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深; 跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深最小。

**关键词:**道路工程; 急流槽; 消力池; 护坦; 最大冲深

中图分类号:U417.3 文献标识码:A

## Scouring Test on Drainage Rapid Gutter of Mountain Road

SHEN Bo<sup>1</sup>, AI Cui-ling<sup>2</sup>, XU Yue<sup>1</sup>, TIAN Wei-ping<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory for Special Area Highway Engineering of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. School of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, Fujian, China)

**Abstract:** This paper analyzed the scouring pit maximum deepness affect elements of the highway drainage gutter exit joint, and established the outlet joint maximum rush deepness theory formula with the hydraulics basic principle and the sand critical moving velocity. The series of scour pit influence coefficients were received under the rapid chamfer different annihilating designs through scouring tests. Under the identical flow condition, the maximal wash deepness of fall rapid chamfer with the direct lay is larger than that of the inclined interposition rapid gutter; the maximal scour deepness of the inclined rapid chamfer with the apron joint after the single eradivative energy pool exit is smaller than the fall rapid chamfer with that after double eliminate energy pool exit; the maximal scour deepness of the inclined rapid chamfer with the apron joint after the single eradivative energy pool exit is the minimum of all tests. 4 tabs, 6 figs, 7 refs.

**Key words:** road engineering; rapid stream chamfer; eliminate energy pool; apron; maximal rush deepness

## 0 引 言

在多雨土石山区公路水灾害调查发现, 山区高

等级公路路基排水由于地形限制, 常需要设置急流槽段与山坡自然汇水集流沟平顺连接, 然而急流槽重力稳定性弱, 坡陡流急, 水毁频繁。其中, 消能措

施不当或出口铺砌基础埋置深度不够,造成出口铺砌下沉支撑断裂或坍塌,引起急流槽整体滑动,或上溯逐级坍塌,汇水急流快速拉沟冲切,冲蚀内外路基坡体,严重时造成大规模坍塌。这种水毁形式最初主要表现为出口处泥沙或土体冲刷坑深度超过铺砌基础埋置深度而引起的<sup>[1-7]</sup>。然而,目前对急流槽排水出口如何防护消能设计最有效减小冲刷病害尚缺乏系统的认知,对急流槽防护设计后冲坑最大深度计算也尚无明确办法。本文进行急流槽不同消能结构衔接铺砌冲刷试验,对解决急流槽冲刷水毁问题有一定的工程参考价值。

## 1 急流槽出口稳定性影响因素分析

分析急流槽出口后冲坑最大深度主要有下面4个方面影响因素:①出口单宽流量:在流量一定条件下,过水断面的宽度决定了急流槽单宽流量,同时与槽体坡度一道决定了槽内水深及水流流速大小,因而也影响着急流槽出口后冲刷深度大小;②槽体坡度:槽体坡度对急流槽整体及出口防护设施稳定性和减小工程量具有重要的作用,一般依据地形控制槽体坡度,坡度越大,流速就越快,下游冲击力愈大,急流槽出口后冲刷深度相应发生变化;③槽体出口与下游衔接形式:急流槽下端底部衔接常见出口形式有跌坎式和斜插式两种,消能结构形式主要有混凝土板或石块铺砌、跌井、多级消力坎等,急流槽出口与下游衔接形式不同,需设置的铺砌长度、消力池的长度也不同,导致结构稳定性、工程量及出口铺砌后产生最大冲刷深度也不一样;④泥沙粒径:天然河床泥沙起动流速 $V_c$ 为

$$V_c = (h/d)^{0.14} (29d + 0.605 \times 10^{-6}) \cdot (10 + h)/d^{0.72})^{0.5} \quad (1)$$

式中: $h$ 为水深; $d$ 为泥沙粒径(m); $V_c$ 为泥沙起动流速(m/s)。

由式(1)知,泥沙粒径 $d \geq 0.075$  mm时,相同水流流速及水深条件下,河道中较大粒径泥沙或卵石不易被冲走,产生冲深度比较小。因此,急流槽出口铺砌垂裙后冲坑最大深度必须考虑出口处河床泥沙粒径大小的影响。

## 2 试验条件

急流槽模型为矩形断面钢槽,净宽10 cm,高8 cm,长6.0 m。进水口前设静水池和喇叭形进口收缩段,水流经静水池溢流后,通过进口收缩段水流稳定、均匀地进入槽内。急流槽坡度通过槽体进口高

度变化来调节,坡脚采用活动铰与下游出口段长3.7 m、宽10 cm、高25 cm有机玻璃水槽衔接,衔接段除槽内全铺模型沙。参照排水规范及工程实际情况,设计模型比尺为1:4,试验急流槽为斜插式和跌坎式直接铺砌的两种衔接形式,坎式衔接跌坎高度为6 cm,试验参数选取为:①急流槽坡度: $i = 0.16, 0.35, 0.40, 0.60$ ;②流量:采用循环式供水系统,电磁阀调节,电磁流量计检测流量。试验流量分别为4、6、8 m<sup>3</sup>/h;③泥沙粒径:模型均匀沙的粒径分别为1.5、4.0 mm;④急流槽下游渠道水深:下游渠道水深是影响急流槽出口冲刷深度重要影响因素,为了减少试验误差,由于下游渠道较短,水深采用自由跌水形式自行调节控制,即:控制为临界水深 $h_k = \sqrt[3]{q^2/g}$ ,其中 $q$ 为渠道单宽流量, $h_k$ 为临界水深, $g$ 为重力加速度;⑤出口衔接铺砌长度:试验前充分参考常规消力池深度、长度设计、消力池后铺砌长度及急流槽跌水射流长度的大小计算,综合确定试验铺砌长度分别为25、50、70 cm。

试验步骤包括:①模型安装和调节流量;②预定坡度调节;③急流槽出口衔接段加设铺砌长度,下游段槽内铺沙;④放水冲刷,试验开始时用界面仪跟踪测量最大冲深变化过程;⑤冲刷历时2 h停水,试验结束,用测针和钢尺测定冲坑地形及最大冲深,整理数据;⑥准备下场试验,重复①~⑤步骤。

## 3 试验结果

### 3.1 冲刷坑水流及形成过程

急流槽出口处水流冲刷基本成二元结构,如图1所示。冲坑最大深度可分为初始强烈冲刷阶段,持续发展直至稳定两个冲刷发展阶段。初始瞬间水流从铺砌末端紧贴床面进入天然河床,水流阻力增大,泥沙开始向下游运动,水流结构发生急剧变化,在出口末端处发生强烈冲刷,形成初始冲刷坑。

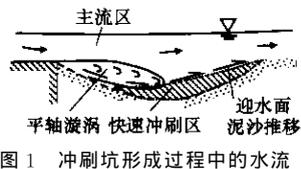


图1 冲刷坑形成过程中的水流

随着冲刷坑初始形成,主流在铺砌末端冲刷坑背水坡面形成平轴漩涡区,冲刷坑进入持续发展阶段,平轴漩涡开始控制冲刷坑泥沙总体搬运;在旋滚水流末端或分界面顶冲点大致与冲刷坑最深点相对应,该点上游背水坡面泥沙间歇性的在极短时间内改变运动方向,迅速由向下游运动转变为向上游运动,直至接近背水坡面的坡顶处。坑内回旋水流作用背水坡面(包括坑底在内)向上游推移泥沙的同

时,伴随剧烈旋滚回旋随机破裂,向上游推移输送的泥沙或冲刷坑底表面的泥沙,被旋滚负压吸卷或扬起到主流区内抛向下游或散落附近,随坑底泥沙继续向背水坡面补充,冲刷坑发展过程中背水坡面坡比基本上没有改变,冲刷坑最深点下游为迎水坡面,迎水坡面泥沙持续向下游推移,冲刷深度不断加大,冲刷坑范围逐渐扩大,最大冲刷深度点逐渐向下游移动,迎水坡面逐渐变缓,直至冲刷平衡为止,如图 1 虚影线部分所示。

不管是急流槽斜插式直接铺砌或跌坎式直接铺砌,冲坑开始 10 min 最大冲刷深度是达到冲刷平衡时最大冲刷深度的 70%~80%,前 30 min 冲坑最大深度随时间近似直线增加,而后随时间变化趋于平缓,冲刷 2 h 后基本稳定。

### 3.2 经验公式的建立

在冲坑冲刷平衡时,水面基本不变,根据流量连续方程,冲坑最大冲刷深度  $T$  如图 2 所示,可近似表示为

$$T \approx \psi h_m = \psi q / V_c \quad (2)$$

式中: $h_m$  为冲刷坑最深点泥沙临界起动均匀流时水深,即由(1)式得

$$\begin{cases} q = h_m V_c \approx 5.385 h_m^{1.14} d^{0.36} \\ h_m = \frac{1.14}{\sqrt{q/(5.385 d^{0.36})}} \end{cases} \quad (3)$$

急流槽下游水深为  $h_t$ ,则冲深  $h_b$  为

$$h_b = T - h_t = \psi h_m - h_t = \psi \frac{1.14}{\sqrt{q/(5.385 d^{0.36})}} - h_t \quad (4)$$

式中: $\psi = (h_b + h_t) / h_m$  为冲刷坑底可能存在的紊动流速影响系数。

由于临界水跃的跃后水深近似与跃前单宽动量 0.5 次方成正比关系,急流槽出口垂裙后局部冲刷坑旋滚消能水流结构与水跃旋滚消能水流结构相似。考虑急流槽铺砌出口冲刷坑前横断面单宽动量难以确定,冲刷坑前急流槽铺砌出口横断面单宽动量与急流槽均匀流单宽动量有稳定的相关关系。因此,设  $\psi = K_0 (qV)^n$ ,其中  $(qV)$  为急流槽均匀流单宽动量; $n$  为幂指数; $K_0$  为经验常数,所以急流槽出口后最大冲深  $h_b$  为

$$h_b = K_0 (qV)^n \frac{1.14}{\sqrt{q/(5.385 d^{0.36})}} - h_t \quad (5)$$

根据本次试验条件,  $h_t = h_k = \sqrt[3]{q^2/g}$

### 3.3 斜插急流槽直接铺砌最大冲深

急流槽斜插式出口衔接直接铺砌后最大冲刷深度试验如图 3 所示。

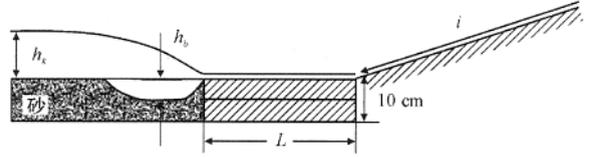


图 3 斜插式急流槽直接铺砌衔接后冲坑  $h_b$  示意图

渠道下游水深  $h_t = h_k$ ,急流槽内边坡水流出急流槽虽然经铺砌段转向,但未经水跃消能,佛汝德数仍然很大。试验表明,在一般铺砌距离长度范围内,铺砌长度变化对冲刷坑最大深度影响不大;水流经过冲刷坑消能后,平顺的进入下游渠道。式(5)中,急流槽斜插式直接铺砌后最大冲深  $h_b$  的计算系数试验得: $\psi = 0.799 (qV)^{-0.242}$ ,  $K_0 = 0.799$ ,误差分析见表 1。

表 1 斜插式急流槽直接铺砌衔接后冲刷试验误差分析

坡度 $i$	流量 $Q/$ ( $m^3 \cdot h^{-1}$ )	直接铺砌长 度 $L/cm$	最大冲刷 深度 $h_b/cm$	$\psi_s$	$\psi_f$	$\frac{\psi_f - \psi_s}{\psi_s} / \%$
0.42	6.0	25.0	5.90	1.825	1.769	-3.120
0.59	6.0	25.0	5.45	1.733	1.726	-0.382
0.42	4.0	50.0	4.00	1.841	2.030	9.315
0.42	6.0	50.0	5.80	1.804	1.769	-1.968
0.59	6.0	50.0	4.90	1.621	1.726	6.114
0.59	4.0	50.0	5.24	2.202	1.981	-11.169
备 注	泥沙粒径: $d=1.5$ mm; $\psi_s = T/h_m = (h_b + h_t)/h_m$ ; $\psi_f = 0.799 \cdot (qV)^{-0.242}$ ;单宽流量: $q=Q/(b \times 0.01 \times 3600)$ ,单位为 $m^2/s$					

### 3.3 跌坎急流槽直接铺砌最大冲深

跌坎式急流槽出口衔接直接铺砌后最大冲刷深度试验见如图 4。

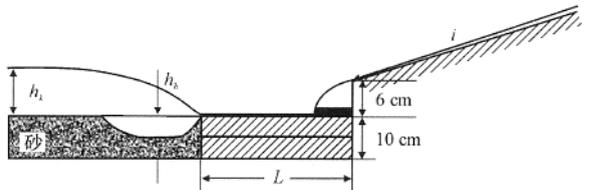


图 4 跌坎式急流槽直接铺砌衔接后冲坑  $h_b$  示意图

急流槽水流经跌落坎,在跌落点与坎壁间的铺砌底板上形成很弱的反向旋滚,水位高于跌落点前的水位;在同样流量与坡度条件下,跌落的水流得到一定的加速,冲坑深度增大。冲刷坑内水流特征与斜插式直接铺砌后的冲刷坑内水流特征基本相同。同样,在直接铺砌长度范围内,水流出急流槽虽经转向,但未经水跃消能前,佛汝德数仍然很大,在较短铺砌距离长度范围内,铺砌长度对冲刷坑最大深度影响不大。跌坎式跌落高度  $\Delta y = 6$  cm 时,直接铺砌衔接出口冲刷深度  $h_b$  的计算系数为

$\phi = 0.905(qV)^{0.242}, K_0 = 0.905$ , 误差分析见表 2。

表 2 跌坎急流槽衔接直接铺砌冲刷试验误差分析

流量 $Q/$ ( $m^3 \cdot h^{-1}$ )	直接铺砌长 度 $L/cm$	最大冲刷 深度 $h_b/cm$	$\phi_s$	$\phi_j$	$\frac{\phi_j - \phi_s}{\phi_s} / \%$
4.0	25.0	5.75	2.350	2.369	-0.878
6.0	25.0	7.65	2.181	2.065	6.130
8.0	25.0	8.84	1.986	1.873	6.523
4.0	50.0	5.30	2.219	2.369	-6.892
6.0	50.0	6.75	1.998	2.065	-3.539
8.0	50.0	7.55	1.781	1.873	-5.347
4.0	75.0	6.77	2.647	2.369	12.752
6.0	75.0	6.04	1.853	2.065	-11.167
8.0	75.0	8.40	1.916	1.873	2.474
备注	坡度 $i = 0.16$ ; 粒径 $d = 1.5$ mm; 跌落高度 $\Delta y = 6.0$ cm; $\phi_j = 0.905(qV)^{-0.242}$ ; $\phi_s, q$ 如表 1 中意义。				

### 3.4 跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深

设计与施工中通常考虑施工简便、减少开挖及减少衔接工程的复杂程度,参考消力池消能原理,直接在铺砌底板上修建消力坎,构成消力池。

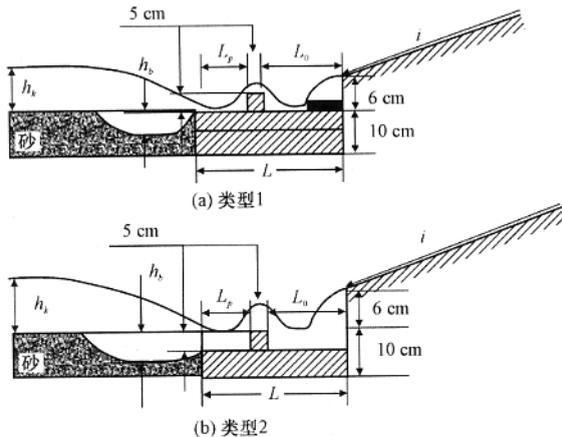


图 5 跌坎急流槽类型 1、类型 2 单消力池后护坦衔接冲坑  $h_b$  示意图

消力池及护坦出流试验采用两种型式(图 5),冲刷深度  $h_b$  的计算系数为  $\phi = 0.748(qV)^{-0.242}$ 、 $K_0 = 0.748$ , 误差分析见表 3。试验结果表明:类型 1 在消力坎高度相同、消力池足够长时,消力池后存在足够长的护坦条件下,消力池长度与消力池后护坦长度增加对冲坑最大深度作用不大;类型 2 下挖消力池,虽然相对增加了跌坎高度,但使护坦埋置高程降低低于衔接自然床体面以下,相同水流条件下产生的  $h_b$  冲深不变,消力池后护坦表面泥沙被冲净,成为了水流出消力池后的冲刷坑一部分,明显使护坦垂裙处的出露高度减小,增加了护坦的安全程度。

表 3 跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深误差分析

分类	坡度 $i$	粒径 $d/$ mm	消力池 长度 $L_o/cm$	消力坎后 铺砌长度 $L_p/cm$	最大冲 刷深度 $h_b/cm$	$\phi_s$	$\phi_j$	$\frac{\phi_j - \phi_s}{\phi_s} / \%$
类 型 1	0.35	1.5	25.0	20.0	4.81	1.603	1.679	4.541
	0.60	1.5	25.0	20.0	4.60	1.561	1.614	3.382
	0.16	4.0	25.0	20.0	3.32	1.770	1.777	0.380
	0.35	4.0	25.0	20.0	3.52	1.826	1.679	-8.760
	0.60	4.0	25.0	20.0	3.00	1.682	1.614	-4.148
	0.16	1.5	45.0	25.0	4.15	1.468	1.777	17.390
	0.16	4.0	45.0	25.0	4.04	1.670	1.612	-3.612
	0.16	4.0	45.0	25.0	2.74	1.609	1.777	9.452
	0.35	4.0	45.0	25.0	3.05	1.695	1.679	-0.978
	0.60	4.0	45.0	25.0	2.85	1.639	1.614	-1.566
	0.60	1.5	45.0	25.0	3.45	1.325	1.614	17.909
	0.60	1.5	45.0	25.0	5.81	1.806	1.777	-1.659
类 型 2	0.16	1.5	45.0	25.0	5.64	1.772	1.777	0.292
	0.35	1.5	45.0	25.0	5.75	1.794	1.679	-6.877
	0.60	1.5	45.0	25.0	4.95	1.631	1.614	-1.039
	0.16	4.0	45.0	25.0	4.85	2.195	1.777	-23.552
	0.35	4.0	45.0	25.0	2.81	1.628	1.679	2.996
	0.60	4.0	45.0	25.0	3.00	1.681	1.614	-4.148
备注	消力坎截面 5 cm×5 cm; 急流槽跌坎高 $\Delta y = 6$ cm; 试验流量 $Q = 6.0$ $m^3/h$ ; $\phi_j = 0.748(qV)^{-0.242}$ ; $L = L_p + L_o + 5$ (cm); $\phi_s, q$ 如表 1 中意义。							

### 3.5 跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深

在铺砌渠底多修两道消力坎,形成两个短的、同深消力池,消力池后铺护坦(图 6)。跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深  $h_b$ , 试验得式(5)的计算系数为  $\phi = 0.831(qV)^{0.242}$ 、 $K_0 = 0.831$ , 误差分析见表 4。试验表明:虽然消力池具有一定的消能的作用,但如果消力池长度过短,特别是第一个消力池过短,使高速水流被强迫过早的从底流变为面流;在第二消力池内同样为面流,大大减弱了水流的阻力,减弱了水流旋滚消能强度,并不能够很好的消能。与跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接相比,相反在衔接出口后产生较大且深的冲刷坑。

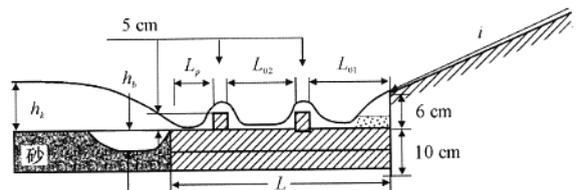


图 6 跌坎急流槽双消力池后护坦衔接冲坑  $h_b$  示意图

表4 跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深误差分析

坡度 $i$	粒径 $d/\text{mm}$	最大冲深 $h_b/\text{cm}$	$\psi_s$	$\psi_j$	$\frac{\psi_j - \psi_s}{\psi_s} / \%$
0.16	4.0	4.50	2.098	1.975	-6.206
0.35	4.0	4.64	2.137	1.866	-14.504
0.60	4.0	4.25	2.029	1.795	-13.035
0.16	1.5	4.93	1.627	1.975	17.645
0.35	1.5	5.07	1.655	1.866	11.298
0.60	1.5	5.33	1.708	1.795	4.802
备注	跌坎高度 $\Delta y = 6.0 \text{ cm}$ ; 流量 $Q = 6.0 \text{ m}^3/\text{h}$ ; 护坦铺砌长度 $L_p = 15 \text{ cm}$ ; 双消力池长 $L_{01} = 30 \text{ cm}, L_{02} = 20 \text{ cm}$ ; 消力坎截面 $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ ; $L = L_{01} + L_{02} + 5 \times 2 + L_p (\text{cm})$ ; $\psi_j = 0.831(qV)^{-0.242}$ ; $\psi_s, q$ 如表1中意义。				

## 4 结 语

(1)在实际工程中,急流槽衔接后最大冲深可采用式(5)计算,并考虑一定的安全系数进行设计,冲刷坑底脉动流速影响经验系数  $\psi = K_0(qV)^{-0.242}$ ;  $d\psi/d(qV) < 0$ ,表明急流槽单宽动量愈大,按泥沙临界起动流速计算的最大冲坑深度坑底紊动流速影响经验系数减小。

(2)由试验得出:斜插急流槽直接铺砌最大冲深的  $K_0 = 0.799$ ,跌坎急流槽直接铺砌最大冲深的  $K_0 = 0.905$ ,跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深的  $K_0 = 0.748$ ,跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深的  $K_0 = 0.831$ 。这表明相同条件下,跌坎急流槽直接铺砌最大冲深大于斜插急流槽直接铺砌最大冲深,跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深最小;较短的消力池结构消能效果减弱,其跌坎急流槽双消力池出口护坦衔接最大冲深大于跌坎急流槽单消力池出口护坦衔接最大冲深。

(3)虽然对消力池后无铺砌护坦冲刷没有进行过多试验,但预备试验表明,高速水历经消力池未贴壁转向下直接俯冲床面,流速方向与分布没有经调整恢复,其消力池后垂裙处冲刷深度过大,对消力池稳定不利,建议实际工程中此种设计方法最好不要采用。

## 参考文献:

### References:

- [1] 高冬光. 公路与桥梁水毁防治[M]. 北京:人民交通出版社,2002.  
GAO Dong-guang. Washout of Flood Protection Harness of Highway and Bridge[M]. Beijing: People's Communications Press, 2002.
- [2] 姚祖康. 公路排水设计手册[M]. 北京:人民交通出版社,2002.  
YAO Zu-kang. Highway Drainage Designing Volume [M]. Beijing: People's Communications Press, 2002.
- [3] 沈波. 山区公路排水系统灾害评价方法及指标体系研究[D]. 西安:长安大学,2005.  
SHEN Bo. Study on the Risk Evaluation of Rainfall Drainage System on Mountainous Highway [D]. Xi'an: Chang'an University, 2004.
- [4] 淡至明. 公路排水系统设计参数研究[J]. 中国公路学报,2006,19(2):7-11.  
TAN Zhi-ming. Research on Design Parameters of Highway Drainage System[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006,19(2):7-11.
- [5] 沈波,田伟平,郭平,等. 多雨土石山区高速公路排水系统水毁及防治[J]. 长安大学学报:自然科学版,2005,25(6):29-33.  
SHEN Bo, TIAN Wei-ping, GUO Ping, et al. Prevention of Highway Drainage System Destructs in Much Pluvial Earth Stone Mountain Area[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2005,25(6):29-33.
- [6] 王磊,马彪. 黄土地区公路排水系统病害防治[J]. 长安大学学报:自然科学版,2003,23(1):15-18.  
WANG Lei, MA Biao. Prevention and Treatment for Disasters of Highway Drainage System in Loess Area [J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2003,23(1):15-18.
- [7] 汪双杰,黄晓明,倪一鸿. 改性膨胀土路基受水特性[J]. 交通运输工程学报,2004,4(1):15-20.  
WANG Shuang-jie, HUANG Xiao-ming, NI Yi-hong. Infiltrating Properties of Modified Swelling Soil Subgrade[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2004,4(1):15-20.