

土工织物加固路基和天然路基 对称破坏及其分析

赵九斋 龙国英 徐啸海 杨灿文

(铁道部第四勘测设计院, 武汉) (铁道部科学研究院, 北京)

一、前 言

用土工织物加固软土路基, 国内外已有不少的工程实践, 但现场破坏的工程实例还不多见。1987年在连云港进行的一次软土地基填筑路堤的试验中, 用土工织物加固路基和天然路基同时发生了破坏, 路基出现了对称滑弧破坏。本文将介绍连云港试验概况、工程地质条件、路基和土工织物的破坏形态, 并结合室内模型试验研究成果, 对路基和土工织物的破坏机理, 稳定检算方法等进行分析。

二、试 验 概 况

连云港软土路堤试验, 是一次大型综合性的试验。分六个试验单元。每段长45m, 全长270m。分别对塑料排水板、袋装砂井、土工织物, 以及砂井、排水板和土工织物配合等不同方法加固软基和天然地基进行了路基稳定性和固结效果的对比。设计路堤高4.5m, 堤顶宽6.7m, 边坡坡率1:1.75。堤顶再填土1.9m, 模拟列车荷载, 路堤总高度6.4m。其中土工

表1 土工织物物理力学性能

产品编号	原材料及工艺	容重 (g/m ³)	厚度 (mm)	平面拉伸试验		抓裂试验		梯形撕裂强度 (kN)
				最大拉伸强度 (kN/20cm)	延伸率 %	最大拉伸强度 (kN/10cm)	延伸率 %	
英国产ICI 3000*	聚丙烯热粘型	250.8	1.2	4.00	25	1.44	63.5	6.3×10^{-1}
青岛产2000旦 叠丝化纤	聚丙烯编织型	303	0.65	8.00	32	1.83	26.3	9.5×10^{-1}

到稿日期: 1989年8月21日。

织物地基和天然地基,在43天内填至4.04—4.35 m时,同时发生了破坏。其他四段继续施工,施工期198天,填土高度分别达到6.29—6.75 m。路基均显示稳定。限于篇幅本文着重论述破坏段的问题。每段长45 m,严格地讲尚不能完全满足平面变形条件。但以观测结果看,破坏的两段堤高、变形基本一致,大体上能满足平面变形条件。其他四段亦如此。

这次试验除天然地基外,均设砂垫层0.4—0.6 m厚。土工织物均采用单层。土工织物选用两种:一种是青岛产编织型;另一种是英国产热粘型,两种织物的物理力学性能见表1^[1]。

整个试验布置了包括变形、土压力、孔隙水压力等共12种190件土工测试仪器(元件)。土工织物和天然地基段,除边桩、沉降板外,还设置了孔隙水压力、土工织物柔性传感器、深层侧向位移计、可移式沉降杯等共33件。取得了丰富的测试成果。

三、工程地质条件

试验场地位于海积平原区,该区软土广布。试验前进行了详细的勘探和原位测试,查明地层情况见表2。

表2 地层特征

层次	深度(m)	土壤名称	特征
1	0—2	淤泥质粘土	黄褐色,软-流塑,海积Q ₄
2	2—10.5	淤泥	灰黑色,流塑,海积Q ₄
3	10.5以下	砂粘土、粘土	棕黄色,软-硬塑,夹砂,冲海积Q ₃

经压缩试验确定,连云港淤泥属正常固结或轻超固结土。除具有一般软土的高含水量、大孔隙比、高压缩性、低强度等特点外,其天然含水量 w ,孔隙比 e ,塑性指数 I_p 等随深度的分布呈现一定的规律性,见图1。

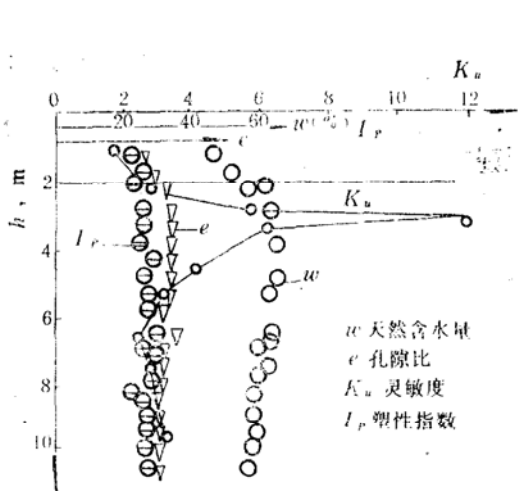


图1 w , e , I_p , K_u 分布图

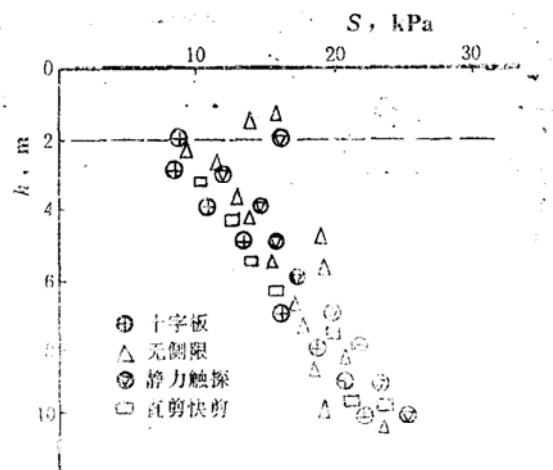


图2 综合强度分布图

原位测试十字板、静力触探和室内试验直剪快剪、无侧限抗压、三轴不排水剪等,我们均采用了原位应力下的总强度

$$s = s_0 + p_0 \tan \beta$$

(1)

式中 s_0 为强度分布线与地面截距; p_0 为原位应力; β 为强度分布线与竖向夹角。

淤泥的总强度随深度呈线性增长, 硬壳强度随深度而减小, 见图2。

连云港软土土质均匀, 夹层少, 说明软土沉积过程的连续性。在此作填筑路堤试验, 可以反映出软土本身的特性, 是理想的试验场地。软土强度随深度呈线性增长, 对稳定检算临界滑弧的位置会产生影响。(见六、稳定分析)

四、路基和土工织物的破坏

试验自1987年5月13日开始填土施工。6月25日当土工织物地基填土厚4.35m, 天然地基填土厚4.04m时, 同时发生了破坏。

(一) 基底变形及孔隙水压力特征

破坏前几天, 基底竖向变形速率加快, 破坏前一天(6月25日)达19—21.7mm/d。当天夜里两段路基同时发生了破坏。6月26日观测两段路堤基底变形速率高达103—205mm/d。累计中心沉降由破坏前171—199mm增至302—356mm。见图3^[2]。

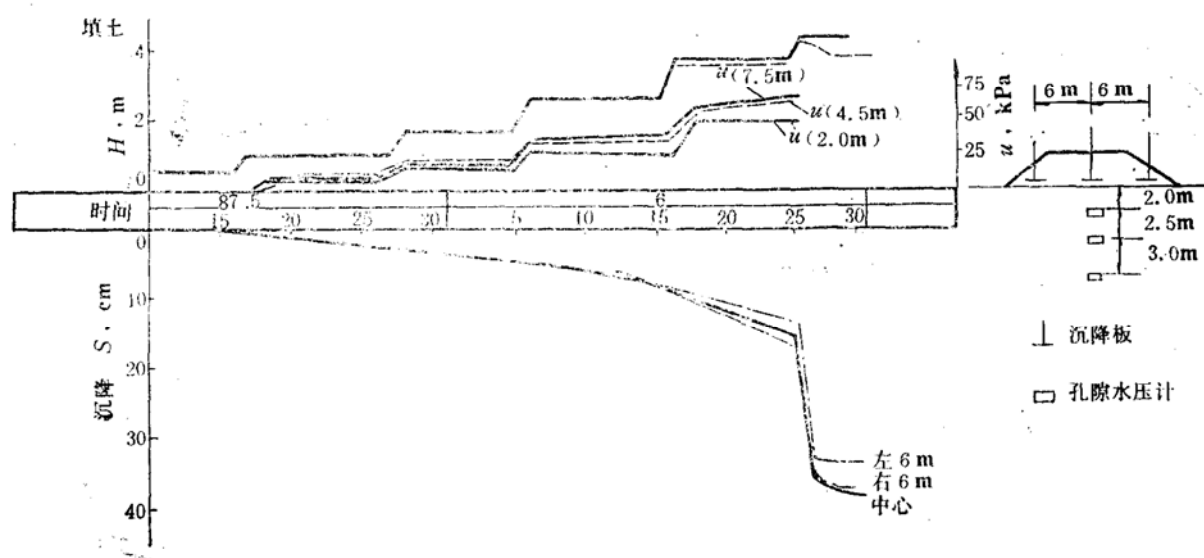


图3 填土-沉降-孔隙水压力关系图

路基破坏前, 基底中心的孔隙水压力 u 的变化有两个特点: 一是停止加载 u 值仍持续增长, 二是软土层中下部实测 u 值大于计算的初始值 u_0 。其主要原因是: 路堤破坏前靠近坡脚处地基首先产生局部剪切破坏, 并逐渐扩展形成地基整体破坏。而 u 值随土体应力水平而增大, 直至破坏时达最大值 u_f 。随破坏区扩大, 高孔隙水压力区向基底中心扩展, 引起了中心 u 值的持续增长。另一个原因是: 初始 u_0 值的水力坡降在软土层中下部变得平缓。如图4所示 AB 段, 其上部坡降大, 下部坡降小。使上部流入大于下部流出, 形成孔隙水“拥挤”。软土层底部无透水层, 使孔隙水“拥挤”现象更加严重。同时地层双层系的影响, 使软土中下部产生应力集中。有限元分析也得到了这样的结论, 见图5。这些因素导致软土层中下部实测 u 值超过弹性理论计算的初始 u_0 值。

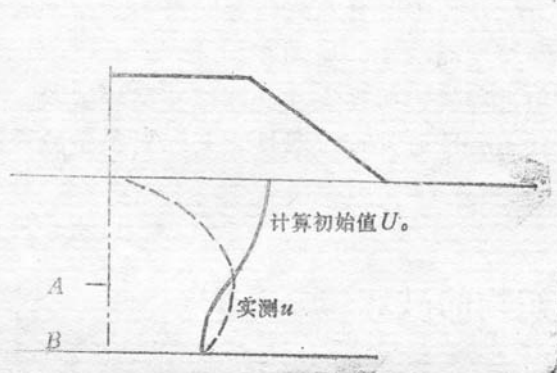


图4 孔隙水压力分

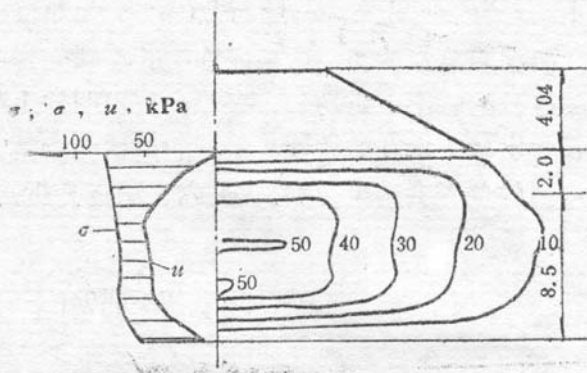


图5 孔隙水压力分布

(二)路基和土工织物的破坏形态

土工织物路基和天然路基两段总长90m, 其中有70多米发生了破坏。路基出现了对称滑弧破坏形态, 见图6, 7。

路堤两侧地面发生隆起, 最宽8m, 高0.8m。隆起前沿有翻浆冒泥现象。路基破坏时,

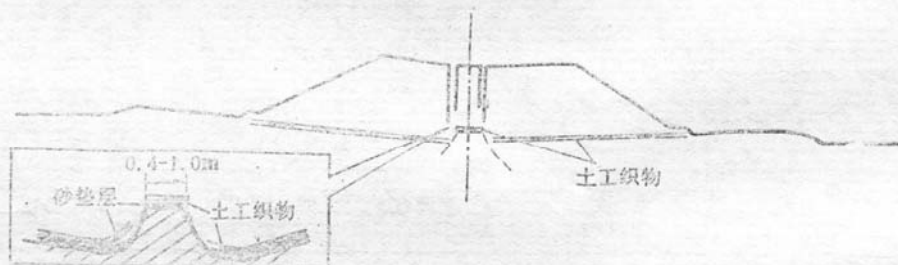


图6 土工织物加固路基破坏

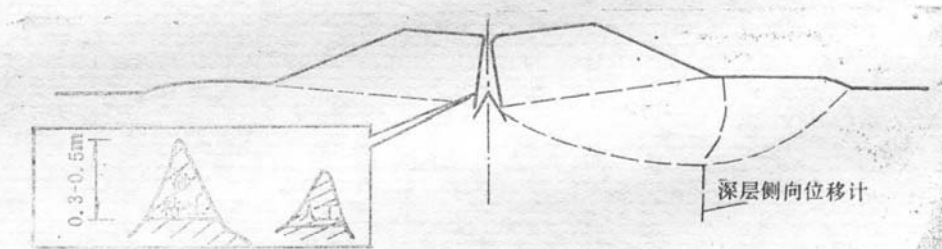


图7 天然路基破坏图

地下水位升高, 路堤坡脚处有地下水涌出。路堤中心附近出现纵向断裂, 裂缝上窄下宽呈倒“V”形。裂缝最大处上宽0.3m, 下宽0.8m, 深3.3m。设在路堤坡脚外的深层侧向位移计观测到了地基中滑动弧的位置, 见图7。滑弧尾部轮廓却不是很清楚, 在地表隆起前缘挖了三个试坑, 均未发现破裂面。

经过堤身裂缝内观测及土工织物段开挖探槽发现: 两段路堤基底中心部位都有一个滑动“核”——滑床。它贯穿整个试验段。“核”由填土和地基土组成, 其表面都有明显擦痕。天然地基段“核”部填土厚0.3—0.5m, 如图8。这说明堤身裂缝由两部分组成, 其上部断壁粗糙是张性的, 而下部有明显擦痕的是剪性的。

通过开挖探槽还发现,土工织物沿“核”的两侧形成“S”形弯曲后被拉断。大部分土工织物有两条断口,在“核”的顶部留下一条土工织物,见图6。仅仅在与天然地基毗邻的2—3 m范围内的土工织物是一条断口,“核”顶部没有残留土工织物。

综上所述,两段路基破坏的共同特点是:均为对称的滑弧破坏,路堤中心产生纵向裂缝;基底中心都存在一个明显的滑动“核”——滑床。不同之处是:天然地基的“核”是楔形,“核”部只伸入堤身0.3—0.5 m,堤身裂缝是一条;土工织物的“核”似梯形,且贯穿整个堤身,堤身裂缝是两条,见图7、8。“核”形态的变化与土工织物的作用均匀了地基应力有关。土工织物断口的差异则与“核”形态不同使土工织物受力的改变有关。“核”形态是梯形的织物断口有两条,两段毗邻的2—3 m范围内,土工织物加固受天然地基破坏的影响,“核”呈楔形,织物破坏为撕裂,其断口只有一条。

五、破坏机理分析

上述路基的对称破坏,除在连云港铁路DK××+780—+870(试验路堤)出现外,还分别在DK××+555附近,DK××+725—+880等处发现过。说明出现软土路基对称破坏并非偶然。

荷载对称、地基土质均匀,软土下卧硬层无明显横向坡度,而且填料是粘性土。这是出现上述路基对称破坏的基本条件。

随着填土的增高,位于路堤坡脚附近的土体将首先出现局部剪切破坏,如图8所示。在加载的过程中,基底A、B两点的应力路径逐渐偏离 K_0 线,施工间歇期有所回归。位于基底中心的A点偏离 K_0 线较小,而且主应力轴也大致不变。位于坡脚的B点偏离 K_0 线较远,较早地接触了 K_1 线,反映出两侧坡脚附近首先出现了局部剪切破坏^[6]。

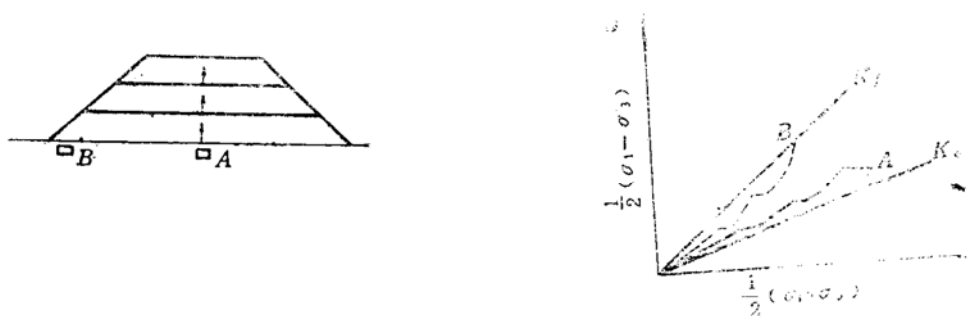


图8 路堤基底应力路径

计算路堤基底应力,过去习惯用法向荷载近似法。即用填土容重 γ 乘以土堤高 h 。这种方法忽视了填土与地基之间的剪应力。一种较新的方法——“弹性土堤法”,考虑填土与地基剪切畸变的影响,随填土与地基土刚度比 E_1/E_2 的增大,基底应力在中心处减小,坡脚处增大。其分布并非梯形而近似矩形,见图9^[4]。基底应力近似矩形的分布更促使坡脚处出现剪切破坏。室内离心模拟试验也得类似的结论^[6],见图10^[6]。

随着地基剪应变增大、基底变形的发展。填土中将出现拉力区。有限元分析证明:堤身

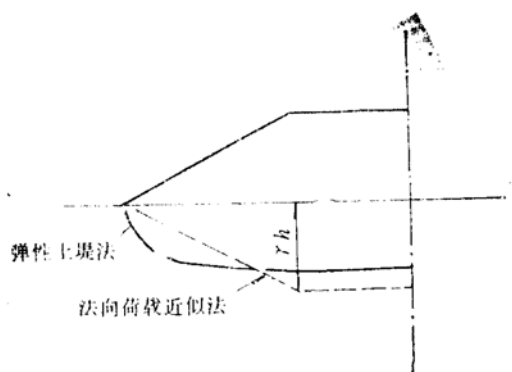


图9 基底应力分布

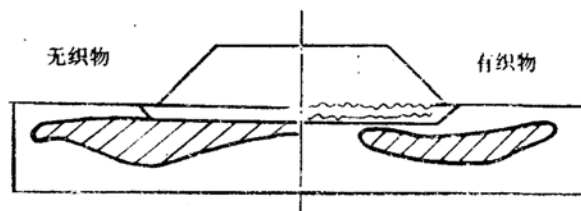


图10 剪应变大于15%的区域

中部出现张裂缝,而且裂缝的发展趋势与地基变形的形态有关^[7]。现场可移式沉降杯观测发现,基底沉降曲线是一条中心略为拱起的曲线,并非锅底形,见图11。地基的这种变形形态加剧了堤身中心上部张裂缝的开展。

由于填土的逐步加高,堤身裂缝逐渐扩展。促使地基应力出现调整,地基中高剪应变区由两侧向中心发展。在极限状态下,路基终于出现了对称的滑弧破坏。在张裂缝以下的填土和地基土中留下了擦痕,在基底中心残留下一个滑动“核”——滑床。由于填土沿“核”两侧产生近于转动的滑移,竖直张裂缝继续扩大的结果形成了倒“V”形。

室内全断面路堤模型的离心机试验也发现,路基变形、破坏呈现了对称性。两对称滑面之间形成一个相对不动的三角形棱体。当棱体伸入堤身时,堤身裂缝由下部剪性,上部张性两种裂缝连贯组成^[8]。这与现场观测到的天然路基的破坏十分相似。

随路堤基底变形的发展,土工织物因与周围土体变形协调也随之变形,其拉应力不断增加。它所提供的抵抗路基滑动的抗滑力矩逐渐增大。当变形增加到一定限度,因织物和土体峰值强度对应的应变不同,土体小,织物大,所以地基首先产生破坏。由于土体的破坏,滑动面上的强度降低,应力向织物上迁移。当织物拉力超过了峰值强度时,继而发生断裂。这种土体在先、织物在后的破坏过程我们估且称为连续破坏。应当指出,连续破坏不是所有情况下都会产生的,如果加荷过程中地基沉降较大,土工织物在地基破坏前已承受较大的拉力,或是采用峰值强度对应的延伸率与土质匹配的织物,此时就可能不会产生连续破坏,而会同时破坏。

室内模型试验得到了与现场破坏形态相近的滑弧破坏,见图12^[8]。

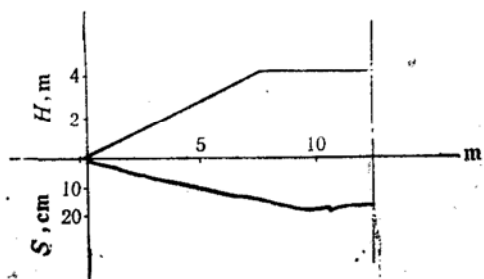


图11 基底变形曲线

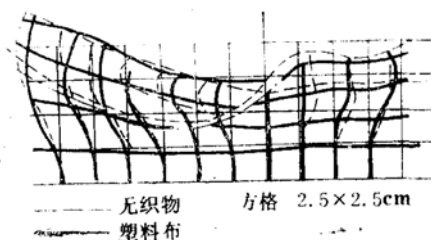


图12 有无塑料布的对比试验

六、稳 定 分 析

路基破坏时,填土中出现了张性和剪性两种裂缝,出现张裂缝部分的填土强度已不复存在,但张裂缝以下呈剪性破坏的填土强度是应该考虑的。我们采用计算部分填土抗滑力的简单条分法对路基的稳定性进行了分析。其安全系数 F_s 按下式计算

$$F_s = \frac{\sum_A^B (c_{1i} l_i + W_{Ii} \cos \alpha_i \tan \phi_{1i}) + \sum_B^C (s_{0i} l_i + W_{Ii} \cos \alpha_i U \tan \phi_{2i} + W_{IIi} \cos \alpha_i \tan \beta_i) + s_0}{\sum_A^C (W_{Ii} + W_{IIi}) \sin \alpha_i} \quad (2)$$

式中 ϕ_{1i} , c_{1i} 为填土强度参数; ϕ_{2i} 为地基强度参数,从应力路径分析宜用排水剪的内摩擦角,为安全起见,可用固结不排水剪指标; U 为地基固结度,实测结果很小,故忽略; s_0 , β 为地基不排水总强度的两个参数,详见式(1); W_I , W_{II} , α , l 见图13; s_0 为土工织物的设计强度。

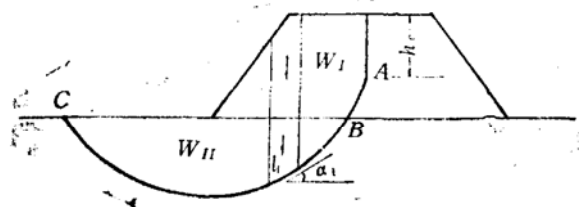


图13 考虑填土张裂缝的条分法计算图

原位和室内试验的总强度参数及稳定检算结果见表3。

表3

原位应力总强度参数, 计算安全系数

地 层	试 验 方 法	s_0 (kPa)	$\tan \beta$	安全系数 F_s	
				天然路基 $H=4.04\text{m}$	土工织物路基 $H=4.35\text{m}$
淤 泥	十 字 板	5.3	0.251	1.0013	0.99
	直剪(快剪)	5.7	0.247	1.0159	1.01
	静力触探 $p_s/25$	3.9	0.231	0.908	
	静力触探 $p_s/20$	5.1	0.279	1.0277	
	无 侧 限 $q_u/2$	5.6	0.230	0.9915	
	三轴不排水剪	7.87	0.263	1.1334	

注: 土工织物 $S_g=25\text{kN/m}$ 、填土 $\gamma=19.9\text{kN/m}^3$ 。(实测)

硬壳强度随深度呈椭圆形曲线递减,考虑到地基填土后,孔隙水升高,硬壳被水浸泡强度降低,因此取值比实测值略小。 $s_0=22.5\text{kPa}$, $\tan \beta=-0.4$ 。

目前对粘性填土张裂缝高度的计算方法尚有争议。通常用的计算公式 $h_c = \frac{2c}{\gamma} \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

(式中 γ , c , ϕ 分别为土容重、粘聚力、内摩擦角)。因实际填土夹杂物较多, 参数很难确定。另外我们曾用上述公式进行计算, 其结果偏大。说明上式不宜用于填土张裂缝深度的计算。曾经有人建议填高5—6 m以下的路堤, 可不考虑填土的抗滑力。通过连云港软土路堤试验, 我们实测到破坏路堤张裂缝深度为3.5 m左右。经稳定验算分析, 笔者认为: 对一般粘性土填筑堤、坝, 高度在3—4 m以下可不考虑其填土抗滑力, 超过此高度的部分填土应计算其抗滑力。否则, 将偏于保守。表3计算时张裂缝采用现场实测值 $h_c = 3.5$ m。

土工织物加固路基的计算模式通常有两种: 一种是荷兰法, 另一种是瑞典法。差别是前者将织物当作柔性柴排, 即将织物视为一层无厚度而粘聚力极大的土层, 后者是将织物视为刚性柴排。由现场及室内试验观测到织物的破坏形态表明: 对延伸率大、强度低的土工织物, 采用荷兰法计算模式的较符合实际情况。以往工程设计时, 式(2)中织物的强度 s_w 是采用其极限抗拉强度值。如前述, 该工点土工织物加固路基为连续破坏。路基破坏的瞬间, 织物发挥的强度不是峰值强度, 而是与土体破坏时应变相对应的强度。大量试验证明, 软粘土破坏时的应变 $\epsilon = 10\sim 20\%$, 平均为15%左右, 对本工点软土此值略高, 因此取应变15—20%对应的织物强度值(青岛编织型为20—25 kN/m, 英国热粘型为18—20 kN/m)进行计算将结果列于表3。由计算结果看出, 采用延伸率15—20%对应的强度作为土工织物的设计强度是合理的。由表1看出: 两种不同类型的织物峰值强度相差一倍, 由于连续破坏, 路基破坏的瞬间两者所发挥的强度却几乎相同。这就说明两种不同类型的织物加固路基为什么同时破坏。诚然连续破坏热粘型织物强度比编织物的强度还是低些, 之所以同时破坏, 可能是与热粘型织物毗邻的是砂井地基, 稳定的砂井地基增加了热粘型织物段的抗滑力, 减少和消除了两种织物强度差别的影响。

由表3可见: 三轴试验资料计算结果偏大, 这可能是因三轴试验土样由连云港远运武汉, 历时较长, 土样失水造成的。静力触探采用 $p_s/25$ 作为计算指标则 F_s 偏小。其他几种试验值计算的结果与实际相当接近。值得注意的是: 采用原位应力下直剪试验资料与实际情况也很接近。这也许带有一定的偶然性。但是把直剪试验资料用于生产是毋庸置疑的。

采用考虑张性裂缝深度计算部分填土的抗滑力、地基强度随深度变化的总强度进行稳定检算。不但安全系数 F_s 与实际接近, 而且临界滑弧位置与实际破坏也很接近。而采用计算全部填土的抗滑力、地基强度随深度均匀分布的检算结果, 不但安全系数 F_s 偏大, 而且临界滑



图14 路堤稳定检算

弧与实际破坏偏差较大。见图14。这种误差将影响地基加固深度(需砂井等加固时)、护道宽度(需反压护道时)。因此当地基强度随深度明显变化时,不宜忽视这种变化而做过多地简化。当采用粘性土作填料时应考虑张裂缝的影响。

七、结 语

通过连云港土工织物加固路基和天然路基破坏的工程实例研究,得到以下几点结论:

1.观测到在对称荷载、均质地基条件下,路基和土工织物对称滑弧破坏形态:路堤中心出现张性裂缝,基底中心存在一个滑动“核”——滑床,土工织物沿“核”两侧被同时拉断。

2.软土路基的破坏,首先在坡脚出现局部剪切破坏,继而填土中因变形的发展出现拉力区而产生张裂缝,最终出现路基对称滑弧破坏。土工织物与周围土体变形协调,因两者峰值强度对应的应变不同:土体小,织物大,所以出现了地基首先发生破坏、土工织物后被拉断的连续破坏。

3.考虑填土张裂缝影响、地基强度采用随深度变化的总强度,较好地反映了客观实际。计算的安全系数和临界滑弧位置均与实际破坏十分接近。一般粘性填土张裂缝深度建议考虑3—4 m。低于此高度的路堤可不计填土抗滑力,超过此高度的填土应计算其抗滑力。否则将偏于保守。对低强度、高延伸率的织物,采用15—20%的延伸率所对应的强度作为设计强度较为合理。

参 考 文 献

- [1] 杨灿文等,土工织物加固软土地基现场试验研究——连云港软土试验,铁道部科学研究院,1988年4月,p.6.
- [2] 赵九斋等,连云港软土地基筑堤试验,铁道部第四勘测设计院 1988年6月,p.20.
- [3] 刘祖德,土力学,武汉水利水电学院,1982年,p.32.
- [4] H.F.温都科恩等,基础工程手册,中国建筑工业出版社,1983年4月,p.236.
- [5] 张定,用离心模型研究铁路软土路堤的稳定性,科技动态报告文集,铁道部建设司,1990年6月1日,p.120.
- [6] 俞仲泉等,土工织物加固路基的离心模拟试验,岩土工程学报,第11卷第1期,1989年,pp.67—72.
- [7] FooKI-Hou Lee等,土中裂缝的发展,徐风鹤译,铁路地质与路基,1989年,第2期,p.36.
- [8] 张道宽,室内模型试验与数值分析,铁道部科学研究院,1988年4月,p.5.