

文章编号 0559-9350(2014)12-1442-08

考虑裂隙分布及强度的膨胀土边坡稳定性分析

陈善雄, 戴张俊, 陆定杰, 罗红明, 李扬帆

(中国科学院 武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘要: 为完善现有膨胀土边坡稳定分析方法中概化处理土体结构, 特别是裂隙面、软弱夹层等因素的局限, 将边坡视为均质土层、裂隙充填薄层及张拉裂隙的组合, 将现场勘测得到的典型控制性裂隙的空间信息(高程、倾角、厚度、长度)纳入模型, 同时考虑裂隙面夹层的强度参数, 建立膨胀土裂隙边坡地质模型。基于Slide程序中能够满足条块间作用力与力矩平衡, 并且适合于折线滑动面的边坡稳定分析的Janbu、Spencer和 Morgenstern方法, 以南水北调中线工程典型滑坡为稳定性分析算例, 分析含裂隙膨胀土边坡的稳定性及其特征。结果表明, 边坡地质模型与真实边坡的吻合度越高, 其稳定性亦越接近。在考虑了地表垂直裂隙、地下水及坡脚缓倾裂隙后, 边坡的安全系数显著降低, 并产生了由坡顶的垂直裂隙与从此裂隙底部开始发展、剪出口在坡脚的滑面组合而成的折线型滑动面, 该滑动面型式与现场典型滑坡破坏特征基本一致。

关键词: 膨胀土; 边坡; 裂隙面; 稳定性分析; 滑动面

中图分类号: TU443

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slxb.2014.12.007

1 研究背景

膨胀土堑坡工程素有“逢堑必崩, 无堤不塌”之说^[1], 而南水北调中线工程输水总干渠通过的膨胀土地区约有270余公里, 约占全线总长的27%, 膨胀土渠坡失稳将严重影响工程建设和正常输水。

目前膨胀土地区的边坡稳定计算方法, 基本采用一般黏土边坡的计算方法^[2-4]。但是许多工程实践经验表明, 膨胀土边坡的稳定性存在区别于常规黏土边坡的特点, 许多常规边坡分析方法计算绝对稳定的极缓边坡仍然失稳。南阳地区的膨胀土边坡在1:5~1:6的坡度下仍然滑坡; 许多膨胀软岩的滑坡都是在8°~9°的极缓坡度下发生。这些工程实例都说明常规的黏土边坡稳定分析方法应用于膨胀土边坡稳定分析尚存在许多不足^[5]。

常规边坡稳定分析方法, 大多将具有裂隙结构的膨胀土边坡均质化。计算中采用室内或原位试验获取强度参数, 将其视为边坡土体的整体强度参数, 在此基础上, 通过降低强度参数的大小来反映裂隙的影响, 利用极限平衡方法进行边坡稳定性的分析。上述方法计算得出的边坡滑动面往往呈圆弧形(见图1(a)), 而在对南水北调中线工程南阳段19个挖方渠道滑坡进行调研后得出, 渠道滑坡主要受控于各种裂隙, 滑动面后缘主要受土体中垂直裂隙控制, 中下部受坡中、坡脚缓倾长大充填裂隙控制, 滑面形态基本呈折线型(见图1(b))。因此, 常规方法在进行膨胀土裂隙边坡稳定性分析时, 与实际工况往往存在较大出入。

造成上述分析方法失真的原因在于, 将含有裂隙的膨胀土体通过强度衰减来体现裂隙对边坡稳定性的作用, 采用单一均质的土层进行计算, 无法客观地将膨胀土裂隙特性, 特别是裂隙的空间展

收稿日期: 2013-12-09; 网络出版日期: 2014-09-10

网络出版日期: <http://www.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20140910.1442.002.html>

基金项目: 十二五 国家科技支撑计划项目课题(2011BAB10B02)

作者简介: 陈善雄(1965-), 男, 湖北汉川人, 博士, 研究员, 主要从事特殊土工程特性与处治技术研究。

E-mail: sxchen@whrsm.ac.cn

通讯作者: 戴张俊(1986-), 男, 安徽合肥人, 博士, 主要从事特殊土工程特性研究。E-mail: daizj0078@163.com

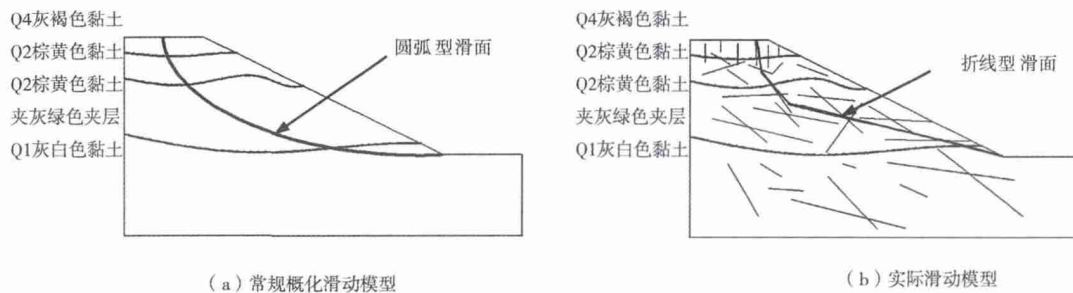


图1 膨胀土边坡常规概化滑动模型与实际滑动模型

布信息及裂隙面强度纳入计算考虑，对于存在顺坡裂隙的情况，无法反映这些裂隙将构成潜在滑动面的实际特征。即使计算时采用的强度参数是裂隙面上的最低强度，对于实际边坡，只有到滑动面位于裂隙面上时，采用裂隙面最低强度才符合实际。然而，现实多不满足这些条件，导致计算参数选取过于保守，安全系数偏小；若不考虑这些裂隙，则无法反映裂隙存在对边坡稳定性的影响，致使计算参数选取偏于激进，安全系数偏大。此外，对于裂隙发育的膨胀土，由于裂隙作用导致同一地点取样试验所得的强度往往都具有很大的离散性，并不存在单一的土体强度指标。因此，有必要提出一种能够客观反映裂隙存在的影响，计算条件接近裂隙性膨胀土边坡真实状态的边坡稳定性分析方法。

2 考虑裂隙空间信息及强度的概化模型与分析方法

2.1 膨胀土边坡的裂隙性 裂隙性是膨胀土最为典型的工程地质特性之一。膨胀土由于富含亲水性黏土矿物，其吸水膨胀，失水收缩效应明显，在反复干湿循环条件下，土体中形成大量纵横交错的胀缩裂隙，加之构造因素、应力卸荷等原因导致的构造裂隙与卸荷裂隙等，最终造成了膨胀土边坡裂隙密布的宏观形态。这些裂隙可根据其形态、分布特征、成因等分为两类，一是风化影响范围内的浅层胀缩裂隙，二是深层长大控制性裂隙。

裂隙是影响膨胀土边坡稳定性的关键因素。裂隙赋予了膨胀土特殊的结构性，裂隙的存在破坏了土体的整体性，使土体强度试验及评价产生困难；此外，由于裂隙的不均匀性及随机性，使得膨胀土强度表现出各向异性，而裂隙面及充填夹层是对膨胀土边坡稳定起重要影响的宏观结构^[6-9]。膨胀土边坡失稳中最为严重、产生负面效应最为显著的深层滑动破坏，主要由边坡内部长大裂隙的张开、发展、贯通，并与水分运移、入渗作用而产生的土体胀缩变形共同导致。由于该类滑坡受裂隙面控制，往往具有明显的滑动面。

2.2 表层土体中的垂直裂隙 实际工程中的膨胀土边坡，多在坡顶近地表位置分布有一垂直裂隙发育层(见图2)。这一近地表的垂直裂隙发育层由于经历长期的、周期性干湿循环，形成上宽下窄的垂直胀缩裂隙。通常该层土体裂隙处于闭合状态，在边坡开挖完成后，由于失去侧向支撑而张开。宏观上，该层土体是一层失去整体性的柱状垂直土柱的集合，当边坡的坡度很陡，或者边坡中下部泡水软化后，由于下伏支撑强度降低，该层垂直裂隙发育更为显著。当地下水位较高，或者出现久强降雨后，这些裂隙将充满水，并产生静水压力。显然，在边坡稳定分析中膨胀土坡顶存在一定厚度的散体土块，该层仅对边坡产生不利的滑动力作用，而无法提供抗滑力。在实际的



图2 表层土体垂直裂隙

边坡失稳实例中也发现，发育在本层的垂直裂隙多构成滑动面的后缘，边坡在本层产生较大的垂直下错变形。因此，为反映边坡的实际工况，应对该层土体采用适当的方法加以考虑。

在本文中，将该层土体视为自地表以下一定深度 h 为边界，堆砌的土柱与裂隙薄层呈垂直互层的状态，在无水条件下，考虑为对边坡施加的土层重量的荷载。当存在地下水或者降雨时，还需考虑静水压力荷载。

2.3 边坡中下部含黏土矿物的充填裂隙 构造裂隙或原生裂隙主要为土体内层面及成岩过程中形成的收缩裂隙，主要包括层理、层面、不整合面和原生裂隙面。膨胀土现场调查多见非常光滑的具有蜡状光泽的、充填灰绿色黏土矿物或黑色铁锰质薄膜的裂隙(见图3)。该类裂隙多为沉积过程中，土体在膨胀作用下向该单元收缩中心或反方向反复蠕滑的结果，由于蠕滑作用对土体颗粒具有分选磨圆作用，故裂隙面往往十分光滑且具有蜡状光泽，是土体中天然的弱面。此外，这种特殊的受力变形特征导致这类裂隙往往是水分运动活跃区，土体多经历淋滤作用显出灰白、灰绿色。这些弱面多有一定的延伸范围，当坡脚或坡中发育此类含充填物的裂隙且倾向与渠坡相同时，对边坡稳定性的影响十分显著。大量的现场滑坡调查资料显示，膨胀土滑坡在前缘基本都沿此类裂隙剪出，构成滑动面的下缘。将此类裂隙纳入边坡稳定的分析过程中，对于客观的反映边坡的实际受力状态，预测滑动面形状具有十分重要的意义。

本文提出的分析方法，对原生裂隙的处理基于前期详细的边坡裂隙地质调查，通过开挖地质剖面以及探槽等手段，对边坡中的原生裂隙，特别是延伸较长含有充填物的裂隙进行详细的编录，记录各个裂隙的倾向、倾角、高程以及充填物信息，采用玫瑰图，极射投影对获取的裂隙空间分布特征与渠道倾向、走向进行联合处理；挑选出与坡面倾向相同的所有裂隙作为危险裂隙，采用解析几何的方法，结合实际调查所取得的裂隙空间信息结果对裂隙的延伸长度及厚度进行适当处理，将这些可能构成潜在滑动面的顺倾裂隙的空间信息换算至模型坐标，将裂隙按现实空间分布置入边坡计算几何模型。



图3 充填黏土矿物的裂隙面

2.4 边坡几何模型 根据开挖形成的实际渠道断面，对待分析的边坡进行2D几何建模。模型

范围原则上按照开挖活动所引起的土体应力重分布的显著影响区域确定。根据工程经验并结合不同工况下的试算结果，竖直方向计算范围选自地表至渠底以下开挖深度的0.5~1.0倍，水平方向计算范围为自开挖边界起，向外推最大开挖深度的距离，计算边界范围均取至开挖影响范围之外。

在极限平衡稳定性计算方法中，无法考虑岩土体中裂隙、夹层等界面特性，因而需对土体中的裂隙进行一定处理。根据现场调研资料，膨胀土中裂隙的充填程度较高，充填物多为黏胶粒含量极高的灰白-灰绿色黏土，这是水分在裂隙中运移和渗透时与黏土矿物发生离子交换与沉淀作用的结果，一般膨胀土中充填裂隙约占65%~80%，强膨胀土则高达90%以上，充填裂隙厚度一般为2~5 cm。坡顶部分未被充填的裂隙经现场实测，尺寸也约为5 cm。因此，本文通过将坡顶垂直裂隙与坡体控制性裂隙转化为模型中一定厚度的薄层单元，并考虑薄层单元的力学强度参数，来反映裂隙对边坡稳定性的影响。薄层单元的厚度选取为实测裂隙的平均厚度，根据现场裂隙实测统计数据，控制性裂隙的宽度一般为3~8 cm。因此，对裂隙空间信息的概化具体采用以下方式：

首先在平面坐标系中建立边坡的坡面方程：

$$y = ax + b, x \in (m, n) \quad (1)$$

式中：水平方向为 x 方向，垂直方向为 y 方向。对于分布于高程 h ，倾角为 θ ，长度为 l ，厚度为 t

裂隙，在边坡表面端点的坐标为： $[(h-b)/a, h]$ 。

在模型中将裂隙简化为直线形式，其方程可表示为：

$$y = \tan\theta \left(x - \frac{h-b}{a} \right) + h, x \in \left(\frac{l}{\sqrt{1+\tan^2\theta}} + \frac{h-b}{a}, \frac{h-b}{a} \right) \quad (2)$$

在实际建模中，通过编制程序，将裂隙面方程向上平移裂隙厚度 t (t 一般为3~8 cm)，并求出与坡面方程的交点，得到平行四边形裂隙的4个顶点坐标，将这些坐标导入边坡模型，并在相关计算软件中处理地表以下一定范围内发育的垂直裂隙，从而建立与现场边坡裂隙面分布基本一致的几何模型。

2.5 边坡地质模型 基于含裂隙的边坡几何模型，分别对模型中各几何元素进行地质特征关联，并赋予强度值等特征参数，构建概化裂隙边坡地质模型。

在边坡稳定计算中，土体参数的选取直接影响计算分析及结果的合理性^[10]。根据本文对边坡裂隙面特征的考虑，将强度参数分为土体强度参数和裂隙面强度参数。强度参数主要通过室内直剪与三轴试验得到，同时，为了考虑膨胀土的尺寸效应与扰动效应，在现场选取了典型渠段，开展了原位剪切试验，通过对室内与现场试验结果的综合分析，确定土体与裂隙的参数值。土体强度参数为对现场选取的无裂隙原状土样进行强度试验而获取的强度参数。裂隙面强度参数通过三轴试验测定，试验采用一种专门的制样装置^[11]，实现向三轴试验试样中置入特定厚度与角度的夹层，夹层土样即为工程现场刮取自裂隙充填物中的灰白色强膨胀性黏土，土体基质采用现场渠坡典型黄褐色中膨胀土。三轴试验中，夹层厚度设置为5 cm，约为现场土体充填裂隙厚度，夹层角度分别设置为15°~45°。根据试验破坏时的峰值应力，采用荷载向裂隙面切线及法线方向分解的方法，拟合处理得到的不同试样的黏聚力与内摩擦角，发现二者数值上表现均较为稳定，并与现场直剪试验所得结果相近，因此，可将该强度参数值作为裂隙面的强度参数。

3 典型滑坡工程地质特征

3.1 滑坡工程地质概况 选取南水北调中线工程南阳段TS109处的滑坡作为算例进行边坡稳定分析。

该滑坡所处区域为南水北调中线工程南阳段，位于中膨胀土区，原渠坡坡比为1:2.0，左岸渠坡坡顶高程为142.695 m，坡底高程135.384 m。该渠段内地势较低，有利于降雨的汇集，因此两岸滑坡规模都较大，破坏比较严重，尤其是左岸，变形范围大，破坏严重。

南阳TS109+200段左岸滑坡区地层为中更新统冲洪积(Q_2^{al+pl})，滑坡上部土体为红褐色粉质黏土，厚约3 m左右；下部为黄褐色粉质黏土，中间过渡带为黄褐色粉质黏土。其中钙质结核和黑色的铁锰质结核含量较少。

滑坡滑动方向130°，滑坡体总长度约138.48 m。左岸滑坡后缘大体上呈垂面状，长度约为88.4 m，其靠近左边界，变形大，破碎剧烈，陡坎(错落)较高，最大达1.8 m，靠近右边界错落高度在0.2~0.8 m。滑坡前缘沿坡脚顺层缓倾裂隙面剪出。滑坡剖面如图4所示。

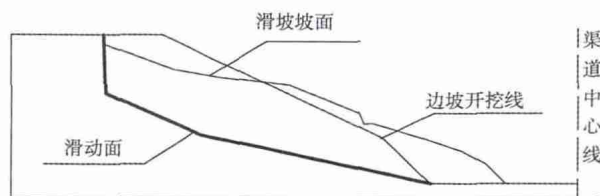


图4 滑坡剖面示意图

3.2 滑坡裂隙分布特征 南阳TS109渠段左岸、滑坡原地面高程140.5~144.0 m，根据设计方案，底板高程133.36 m，渠道挖深7~11 m，渠道坡比1:2.0，走向30°~49°，坡面倾向120°~139°(圆弧段)。渠道左岸主要由中更新统(Q_2^{al+pl})粉质黏土组成，渠道右岸由上部由上更新统(Q_3^{al+pl})粉质黏土、下部由中更新统粉质黏土组成，粉质黏土总体具弱膨胀性，局部具中膨胀性，中更新统粉质黏土顺坡向大裂隙较发育，土体基本不含钙结结核，含少量铁锰质结核及风化物，下部土体裂隙中充填灰白-灰绿色黏土薄膜。在该渠坡两侧布置地质窗口，对渠坡内裂隙进行了编录。统计坡体内长度

$L > 1.0$ m 的裂隙 105 条，坡内裂隙发育有以下规律：

裂隙主要发育 2 组：①组倾向 $120^\circ \sim 140^\circ$ ，倾角 $5^\circ \sim 50^\circ$ ，为顺坡向裂隙，多为缓倾角，中倾角次之；②组倾向 $310^\circ \sim 325^\circ$ ，倾角 $3^\circ \sim 60^\circ$ ，为逆坡向裂隙，以缓倾角为主，中倾角次之。

裂隙分布有以下规律：在高程 135 m 左右发育有顺坡向陡倾角裂隙，倾角 $75^\circ \sim 84^\circ$ ，裂隙面较平直光滑，多含灰白、灰绿色黏土充填。坡脚处发育顺坡向或逆坡向缓倾角裂隙，倾角 $11^\circ \sim 28^\circ$ ，裂隙面较平直光滑，充填灰绿色黏土。

量测长度大于 2.0 m 的裂隙共 26 条，其产状及填充特性如表 1 所示。

表 1 典型滑坡裂隙信息统计表

编号	倾向	倾角	长度	高程	充填物	备注	编号	倾向	倾角	长度	高程	充填物	备注
L1	84	17	2.0	134.4	灰绿色黏土		L26	164	81	2.2	136.9	灰绿色黏土	顺坡向
L3	332	11	2.2	134.3	局部灰绿色黏土		L27	250	80	2.0	136.9	无	
L6	238	23	2.1	134.6	灰绿色黏土	逆坡向	L28	210	36	2.0	138.3	灰绿色黏土	逆坡向
L10	297	20	2.2	134.8	灰绿色黏土		L29	245	23	2.0	138.3	灰绿色黏土	
L11	121	15	2.0	135.4	灰绿色黏土	顺坡向	L30	150	16	2.0	137.9	无	
L14	203	46	2.3	135.8	灰绿色黏土	逆坡向	L31	128	44	2.0	137.7	无	顺坡向
L15	67	27	2.1	135.5	灰绿色黏土		L32	52	28	2.0	138.3	无	
L16	35	34	2.2	134.4	灰绿色黏土		L33	42	16	2.1	138.8	无	
L17	185	25	2.1	135.7	灰绿色黏土		L34	196	75	2.3	138.8	无	
L19	168	42	2.3	136.3	灰绿色黏土	顺坡向	L35	142	50	2.0	138.3	无	
L20	225	44	2.5	136.3	灰绿色黏土	逆坡向	L36	75	10	2.0	138.8	无	
L22	220	36	2.3	136.5	灰绿色黏土	逆坡向	L37	195	42	2.0	138.9	无	
L23	163	81	2.1	136.9	灰绿色黏土	顺坡向	L38	125	17	2.0	140.8	灰绿色黏土	顺坡向

4 边坡概化及其稳定性分析

4.1 计算模型的建立 采用 Rocscience 公司的 Slide 为平台对边坡进行稳定性分析。Slide 是 Rocscience 公司开发的一款评价岩质或土质边坡安全系数或者失效概率的二维极限平衡程序，滑面可以是圆弧或者非圆弧形式。程序计算方法基于竖直条分法极限平衡分析(例如 Bishop, Janbu, Spencer)。在本次计算中选择 Janbu 修正法、Spencer 法和 Morgenstern 法三种满足条块间作用力和力矩平衡且适合于折线滑动面边坡的极限平衡方法进行边坡稳定性计算。

以南水北调中线工程南阳段 TS109 处的滑坡作为算例，边坡坡高 10 m，坡比为 1:2，水平与竖直方向边界均外延坡高的 1.0 倍，即 10 m。地表取应力边界，下边界取为全约束边界，左右边界因考虑土体自重作用，取为垂直于边界平面方向的约束边界，不考虑初始地应力的影响。选取表 1 中 L6、L11、L14、L19、L20、L22、L23、L26、L28、L31、L38 等 11 条长大裂隙纳入模型，并考虑地表以下 5 m 范围内的垂直分布裂隙，裂隙统一概化为厚度为 5 cm 的软弱薄层，自坡面向坡体内延伸。地下水在原地表即坡顶处埋深 1 m，在坡脚以上 2 m 位置出露。裂隙形态、分布、数量，以及地下水分布基本与实际工况保持一致，保证计算结果的可靠度，从而建立如图 5 所示的计算模型。

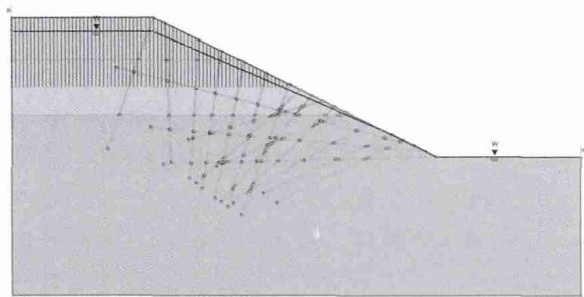


图 5 边坡计算模型

4.2 边坡土体计算参数 计算所需的边坡强度参数包括土体强度参数与裂隙面强度参数。其中土体

参数采用对现场分层取样进行的室内试验获取的膨胀土的土块强度参数，裂隙面强度参数是通过在膨胀土中置入特定角度、厚度的灰白-灰绿色黏土夹层，对裂隙膨胀土进行三轴试验而拟合得到。

综合考虑现场原状土体、室内含夹层充填物膨胀土的三轴试验资料进行土体参数取值(见表2)。

4.3 边坡稳定性计算分析

对此边坡的稳定分析分别考虑以下4种条件：H为均质土层，T为坡顶垂直裂隙，W为地下水，F为含充填物裂隙，从而将边坡分为H(均质土层)，H+T(均质土层+坡顶垂直裂隙)，H+T+W(均质土层+坡顶垂直裂隙+地下水)，H+T+W+F(均质土层+坡顶垂直裂隙+地下水+含充填物裂隙)4种工况，从理想化均质边坡逐渐向边坡的实际工况逼近，分别对不同层次的概化边坡模型进行稳定性分析，计算模型如图6所示，计算得到的边坡安全系数见表3。由边坡稳定性计算结果可见：

在仅将边坡土体的成层分布特性纳入考虑时，边坡的安全系数均大于1，其因分析方法的不同在1.59~1.75范围内浮动，边坡安全且稳定性存在较大安全储备。

同时考虑边坡土体的成层分布特性以及表层土体中所发育的垂直裂隙时，边坡的安全系数均大于1.0，并在1.46~1.67范围内浮动，但相较于仅考虑边坡土体的成层分布特性的情况，均出现了一定程度的下降，下降幅度约为4%，说明地表以下一定范围发育的垂直裂隙对整个边坡的稳定性存在一定的影响，边坡仍存在一定的安全储备。

表2 边坡土体计算参数

位置	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
0~3 m	16	14
3~7 m	23	16
7m以下	23	17
裂隙面	14	4

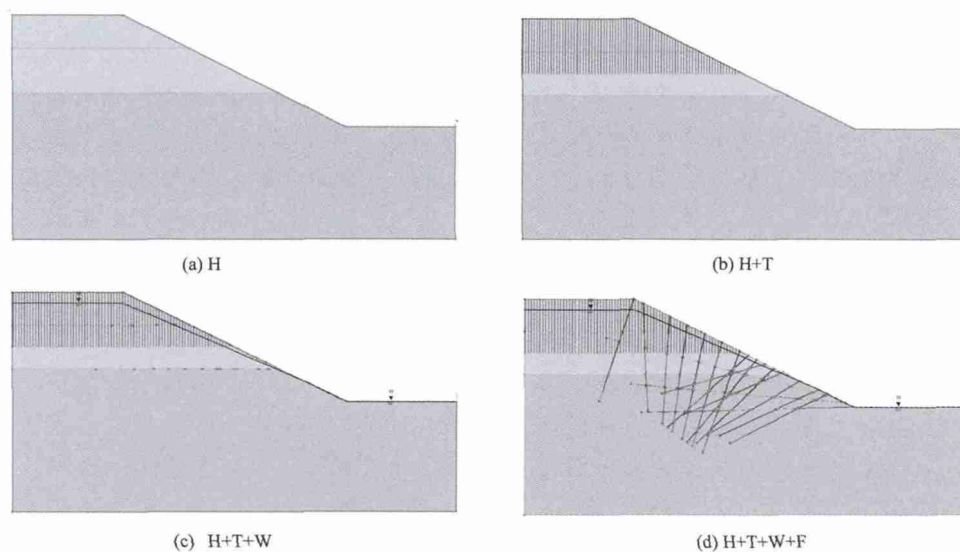


图6 不同工况下的边坡稳定性分析模型

表3 边坡安全系数

分析工况	安全系数			
	Janbu 简化	Janbu 修正	Spencer	Gle/Morgenstern-price
H	1.59	1.72	1.75	1.75
H+T	1.46	1.57	1.67	1.67
H+T+W	1.03	1.11	1.24	1.23
H+T+W+F	0.90	0.90	0.93	0.91

在上一步分析的基础上，进一步将该边坡的地下水分布情况纳入模型，同时考虑边坡土体的成层分布特性、表层土体中所发育的垂直裂隙及地下水分布。可以发现，边坡的安全系数也均大于1.0，为1.03~1.24，相对于前一工况出现了明显降低，下降幅度约为25%，说明地下水的存在对整

个边坡的稳定性存在较大的影响，这是因为，随着地下水位的上升与下降，水位线周围的土体处于往复的干湿循环中，受到水分的作用，一方面土体会产生较明显的湿胀干缩变形，并形成大量的胀缩裂隙，另一方面土体在吸湿条件下，抗剪强度衰减效应显著，二者都将对膨胀土边坡稳定造成不利的影响。根据计算结果，边坡此时的安全系数已经接近 1.0，即极限平衡状态。

以上 3 种工况下，边坡最危险滑动面整体或部分呈圆弧形(见图 7)。在考虑了近地表垂直裂隙后，最危险滑面的后缘由圆弧形发展为沿裂隙的垂直形，滑面由整体圆弧形，发展为由坡顶垂直裂隙和从其底部延伸至坡脚的圆弧组合而成的形态。

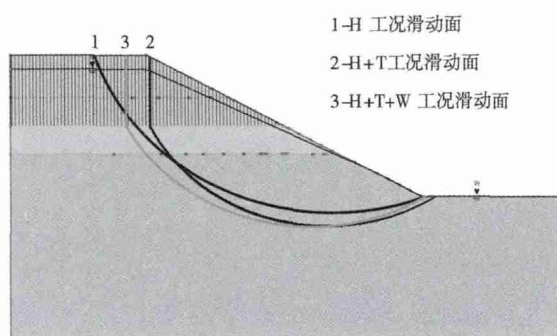


图 7 不同工况下的最危险滑动面

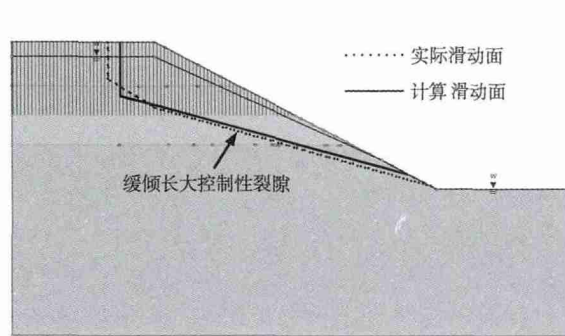


图 8 计算滑动面与实际滑动面

基于以上分析，最后将典型裂隙以软弱夹层的形式纳入模型考虑，在最接近真实工况的条件下进行计算。可以发现，按照选取的强度参数，同时考虑边坡土体的成层分布特性、表层土体中所发育的垂直裂隙、地下水及边坡中发育的裂隙时，边坡的安全系数均小于 1.0，较之于之前的计算，其下降幅度最大，约为 26%，说明软弱夹层的存在对整个边坡的稳定性存在最显著的影响。此时边坡处于失稳状态，计算得出的最危险滑面如图 8 所示，此情况下的滑动面由坡顶垂直裂隙，以及从垂直裂隙底部开始发展、剪出口在坡脚的近似直线型折线形滑面组合而成，滑动面整体呈折线型形态，滑动面形态的形成受坡顶垂直裂隙与坡内缓倾长大裂隙的共同影响，这与现场实测滑坡破坏特征基本一致。

5 结论

针对现有膨胀土边坡稳定性分析方法的不足，基于南水北调中线工程，在进行了大量现场滑坡调研的基础上，提出了一种含裂隙膨胀土边坡的稳定性分析方法，具体做法为：选取现场勘测裂隙面数据，通过将裂隙的空间信息(高程、倾角、厚度、长度)纳入模型，重点考虑坡顶近地表垂直裂隙，以及坡内长大裂隙，并考虑裂隙面夹层的强度参数，概化建立存在裂隙的边坡地质模型，将边坡视为均质土层、裂隙充填物土层及张拉裂隙的组合。

在此基础上选取了能够满足条块间作用力和力矩平衡，且适合于折线滑动面边坡的分析方法，对南水北调中线工程南阳段 TS109+200 处滑坡进行了稳定性计算。结果表明，随着模型越来越接近边坡的真实工况，其稳定性亦越来越接近工程实际。在考虑了地表垂直裂隙、地下水及坡脚缓倾裂隙后，边坡的安全系数降至 1.0 以下，边坡失稳。最危险滑动面由均质边坡的圆弧形，向由坡顶垂直裂隙和从其底部延伸至坡脚的圆弧组合而成的形态过渡，最终发展为由坡顶垂直裂隙，以及从垂直裂隙底部开始发展的，剪出口在坡脚的近似直线型折线形滑面组合而成的折线形滑动面，与 TS109+200 现场实测滑坡破坏特征保持一致。

参 考 文 献：

- [1] 刘特洪. 工程建设中膨胀土问题[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997 .

- [2] 包承纲. 非饱和土的性状及膨胀土边坡稳定问题[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1):1-15 .
- [3] 程展林, 李青云, 郭熙灵, 等. 膨胀土边坡稳定性研究[J]. 长江科学院院报, 2011, 28(10):102-111 .
- [4] 冯光愈, 王湘凡. 南水北调中线工程总干渠膨胀土边坡稳定问题[J]. 人民长江, 1993, 24(3):9-14 .
- [5] Chowdhury R N. Slope analysis[M]. New York :Elsevier Scientific Publishing Company, 1978 .
- [6] 姚海林, 郑少河, 葛修润, 等. 裂隙膨胀土边坡稳定性评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(S2):2331-2335 .
- [7] 殷宗泽, 徐彬. 反映裂隙影响的膨胀土边坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3):454-459 .
- [8] Allam M M, Sridharam S. Effect of wetting and drying on shear strength[J]. Journal of geotechnical Engineering, 1981, 120(4):421-438 .
- [9] Robert W D. Swell-shrink behavior of compacted clay[J]. Journal of geotechnical Engineering, 1994, 120(3):618-623 .
- [10] 徐彬, 殷宗泽, 刘述丽. 膨胀土强度影响因素与规律的试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(1):44-50 .
- [11] 陆定杰, 罗红明, 陈善雄, 等. 一种含夹层三轴试验试样制样装置:中国, ZL 2012 2 0510344.3[P]. 2013 .

Stability analysis considering fracture distribution and strength for expansive soil slope

CHEN Shan-xiong, DAI Zhang-jun, LU Ding-jie, LUO Hong-ming, LI Yang-fan

(State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract : To complement the limitations of existing stability analysis method for expansive soil slope with generalized soil structure, especially fracture surface and weak interlayer, a new geological model of expansive soil slope with fractures has been established, which takes the slope as a combination of homogeneous soil filling with cracks and tension cracks, fitting the spatial information such as height, angle, thickness and length of typical controlling fracture of site survey into the slope model, and meanwhile, considering the strength parameters of the fracture surface. Based on the equilibrium methods, such as Janbu, Spencer and Morgenstern in the Slide program, which meet the equilibrium among the forces and moment of slices and are suitable for the broken line sliding surface, a typical landslide on the South-to-North Water Transfer Project is taken as an example for analyzing the stability and features of the expansive soil slope with fractures. The results show that with the model closer to the real slope conditions, the stability of the slope is also getting closer to the engineering practice. After considering the vertical fracture from surface, groundwater and gentle-dipping fracture at toe of the slope, safety factor falls significantly, and sliding surface, which made of vertical crack at slope top and slip surface developed from the bottom of the vertical cracks to the slope foot, assumes broken line form and its failure characteristics is basically the same as that of actual landslide.

Key words : expansive soil ; slope ; fracture ; stability analysis ; sliding surface

(责任编辑: 李琳)