

1 滑坡、边坡治理工程设计

经震后初步排查，“5·12”汶川大地震在四川全省诱发山体滑坡 9 326 处，造成了巨大的人员伤亡和财产损失。例如，北川县城王家岩滑坡，掩埋机关、学校、民居，死亡 1 600 人。

汶川地震诱发的滑坡包括新生滑坡和复活的古滑坡；这些滑坡中含有已突滑的滑坡和已变形但尚未突滑的不稳定斜坡。此外，震后若干年内，大量新的滑坡还会不断孕育。

鉴于地震诱发滑坡的数量巨大、类型复杂、性质特殊，因此在灾后重建中，滑坡灾害的防治工作任重道远，治理工程设计有若干新问题值得探讨。

除地震诱发外，降雨尤其是暴雨、河水涨落与侧蚀所致自然滑坡仍多见；下部切坡与减载、上部堆载、水库浸泡运行、沟渠渗水漏水、爆破震动、洞室开挖等人为活动诱发的工程滑坡也较普遍^[1]；边坡失稳则多为开挖高陡临空面及填土不当所致。

自然滑坡的发育除受地形地质条件控制外，水热条件的坡向分异也是一个宏观因素。以云南省为例，易发育滑坡的朝向按顺序为南坡>西南坡>东北坡>西北坡和东南坡（图 1.1）^[2]。

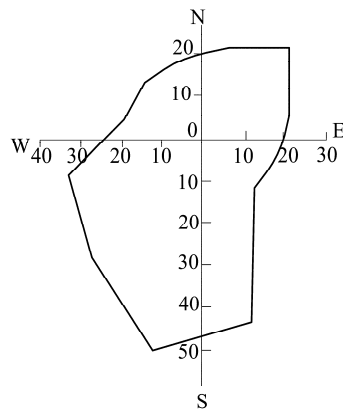


图 1.1 云南滑坡之坡向分布玫瑰图^[2]

1.1 滑坡的基本问题

1.1.1 滑坡与边坡问题的区分

滑坡受滑动面控制，后缘弧形拉张裂缝连续并下错，有两侧羽状雁行剪切裂缝、中部横向鼓胀裂缝、前缘剪出口及坍塌、隆起等变形迹象相配套；其治理的主体工程为抗滑，承受下滑力。

边坡失稳总体上受破裂面控制，后缘横向裂缝张开但少下错，位置靠坡肩内不远，在坡脚形成塑性压缩区；其治理的主体工程为支护，抵抗土压力。潜在破裂面后缘距坡脚的水平距离可按经典破裂角公式 ($\alpha = \beta/2 + \varphi/2$) 进行估算。

四川某机场为加固高逾百米的填土边坡，在坡脚抗滑桩以上的边坡内耗巨资铺设土工格栅数十层，格栅长 20 m，铺于坡面以内 20 m 至 40 m 的范围；填土完工后边坡仍发生大规模坍塌，滑体从桩顶越出，还推倒桩前 20 m 外的挡土墙。滑体后缘仅距坡

肩十余米，土工格栅未能起作用。

1.1.2 地质模型的选择

据变形机理与阶段，选择供稳定性计算的地质模型^[3]。

填筑边坡坍塌和土质滑坡多由破裂面控制，滑面实际上多呈浅圆弧形，后缘裂缝不明显时可搜索最危险滑弧，其后缘一般距坡肩不远；倾斜基底的填筑体坍塌滑面多为复合型，由填筑体中的陡直浅弧形和顺基底直线形合成；浅表土层滑坡多顺基覆界面呈折线形滑动，基覆界面阶状起伏时可从中部剪出，形成多级滑动；基岩滑动面多呈二折线形，顺层滑坡为直线形；古滑坡复活的滑面可与古滑面上下叠置或部分重合。

汶川地震诱发滑坡多为浅表层覆土顺基岩面的滑动，滑体长而薄，滑动面较陡直，要考虑多级滑动之可能。

空间上，一般滑坡的滑动面为倾斜平面或椅形曲面，可分别用一次或二次趋势面定量描述^[4]。

此外，库区边坡应据岸坡结构预测坍塌的范围与模式^[5]。

随滑坡的发展，地质模型可进一步演化。四川前述机场 2009 年 10 月发生的 12 号滑坡原为倾斜基底上高填坡体的近圆弧形的边坡坍塌，边坡高逾 120 m，坍塌体积约 500 万 m³，后缘距坡口 30 m；因未及时根治，受滑坡高陡后壁的牵引，2011 年 1 月后缘裂缝已发展至距坡口 100 m 的道面区，两侧剪切裂缝羽状密布，场区土面明显外斜，已形成顺倾斜基底的整体滑坡，需耗巨资整治后方能复航。

1.1.3 滑动面抗剪强度指标的确定

据滑带土剪切试验和地质类比法获取 c 、 φ 值，条件适合时则可采用反算法来确定。其中，对已形成的滑动面尽可能开展现场大剪试验，对尚未发育出滑动面的潜在滑带土则进行粗粒土剪切试验。

剪切试验，即使是现场大剪试验，也要有代表性，否则偏差太大，甚至误导。例如四川前述的倾斜软弱富水基底高填方机场，填筑于坡度十多度的单面山面坡上，基岩顶层为不透水的炭质泥岩，上覆数米厚具胀缩性的粉质黏土且富水，施工前就已发现了 6 处天然老滑坡。勘查中进行了十多处现场大剪试验，但因代表性差，所提抗剪强度指标过高，算得天然稳定系数在 4.0 左右，高填方竣工后的稳定系数都在 2.0 以上。在其误导下，未对基底和填筑体进行加固，导致填土期间多次滑坡^[6]。

同时，要根据滑坡的变形阶段，选择采用剪切试验所得 c 、 φ 值的峰值、残值或半残值。对常规试验，有的省市考虑试样中已剔除了大颗粒而采用同时降低 c 值、增大 φ 值的取值方法，尚属经验之举， c 、 φ 值调整比例还缺乏定量依据。

反算法系根据当前的滑坡状态，据经验确定其稳定系数，再反算 c 、 φ 值。当滑坡处于蠕动阶段（前后缘有明显变形但滑面尚未贯通）、滑动阶段（滑面已贯通而处于临界稳定状态）时，现状稳定系数可分别在 1.10~1.00、1.00~0.95 内取值^[7]；当滑坡无明显变形时，现状稳定系数无法确定，不适于反算。

滑坡剧滑后，也可恢复至原地面，稳定系数取 0.95 以下进行反算。但反演所得为原生强度，即使考虑强度再生^[8]，短期内一般也难恢复到原始强度， c 、 φ 取值还可酌情降低。

1.1.4 设计工况及安全系数的选取

设计工况一般取天然、暴雨、地震三种。由于暴雨时发生地震的概率极低，一般无须考虑暴雨 + 地震的工况。对于VI度地震区，不必考虑地震工况。

对暴雨工况，要根据水文地质条件确定饱水深度、动水压力，以及滑面 c 、 φ 值和饱水滑体重度的变化。

当滑坡前部受库水或河水影响时，要补充水位涨落的工况，根据消落带的高度和消落速率，确定滑体浸润曲线^[9]及相应的物理力学参数。

设计安全系数应根据不同工况、工程的重要等级原则上按现行规范确定。为贯彻“以人为本”的思想，按危及人数划分工程等级，不同等级取相应安全系数，可比现行规范值酌情提高。比如，对于常采用为设计工况的暴雨工况，其安全系数对于I级工程不小于1.15，II级工程可取1.10~1.15，III级工程可取1.05~1.10。

同时，勘查工作的深细度影响着工程条件的确定性，地质情况清晰者的安全系数应取其中较低值，不清晰者应取较高值（如应急勘查）。

此外，地表截排水工程对提高滑坡稳定性的作用现尚难定量计算，此时可适当降低安全系数的取值。

1.1.5 稳定性与推力的计算

1.1.5.1 稳定性检算

稳定性分圆弧形滑面和折线形滑面两种模式检算。

(1) 圆弧形滑面。

稳定系数 K :

$$K = \frac{W_2 d_2 + cLR}{W_1 d_1} \quad (1.1)$$

式中 W_1 、 W_2 ——下滑段、阻滑段的滑体重 (kN/m) ;

d_1 、 d_2 —— W_1 、 W_2 重心至滑面圆心铅垂线的力臂 (m) ;

L 、 R 、 c ——滑动圆弧的全长 (m)、半径 (m)、黏聚力 (kPa)。

(2) 折线形滑面。

实践中多将滑面近似为多折线形，现行规范多按极限平衡法计算稳定性。

稳定系数 K :

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left(R_i \prod_{j=1}^{n-1} \psi_j \right) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} \left(T_i \prod_{j=1}^{n-1} \psi_j \right) + T_n} \quad (1.2)$$

地震工况下滑坡的稳定性检算，除一般考虑的水平向惯性力之外，有学者认为在VII度以上强震下，还应叠加考虑会减轻滑体有效重而促滑的超静孔隙水压力，以策安全^[10]。

根据稳定系数计算结果作出的稳定性评价应与滑坡的实际情况相一致，不一致时应从计算参数取值和地质模型上找原因，修正后重新计算。

① 对土质滑坡：

$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - D_i \sin(\beta_i - \alpha_i)] \tan \varphi_i + c_i l_i \quad (i = 1, \dots, n) \quad (1.3)$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i + D_i \cos(\beta_i - \alpha_i) \quad (i = 1, \dots, n) \quad (1.4)$$

$$\text{传递系数 } \psi_j = \cos(\alpha_i - \alpha_{i+1}) - \sin(\alpha_i - \alpha_{i+1}) \tan \varphi_{i+1} \quad (i=j) \quad (1.5)$$

式中 R_i 、 T_i ——第 i 条块下滑力、抗滑力 (kN/m)。

c_i 、 φ_i ——第 i 条块滑面的黏聚力 (kPa)、内摩擦角 ($^\circ$)。

α ——条块滑面倾角 ($^\circ$)。

n ——条块数。

Q_i 为第 i 条块地震力 (kN/m)：

$$Q = \xi W \quad (\xi \text{ 为地震水平系数}) \quad (1.6)$$

D_i 为第 i 条块动水压力 (kN/m)，当存在压力水头时：

$$D = 10h \cdot l \cdot \cos \alpha \sin \beta \quad (1.7)$$

其中： h 为地下水位至河水位的高度 (m)； l 为滑块长度 (m)； β 为滑块地下水流动的平均倾角 ($^\circ$)。当滑体饱水时，除考虑动水压力 D 外，要同时考虑浮托力 U_t ：

$$D = 10h_t \cdot l \cdot n \cdot \sin \beta \quad (1.8)$$

$$U_t = 10l \cdot h_t (1-n) \cos \beta \quad (1.9)$$

其中： n 为滑体孔隙度； l 为滑面长 (m)； h_t 为饱水高度 (m)。

② 对岩质滑坡：

$$R_i = [W_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \alpha_i - V \sin \alpha_i - U] \tan \varphi_i + c_i l_i \quad (i = 1, \dots, n) \quad (1.10)$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \alpha_i + V \cos \alpha_i \quad (i = 1, \dots, n) \quad (1.11)$$

式中 V ——后缘裂隙水压力：

$$V = 5h_w^2 \quad (h_w \text{ 为裂隙充水高度, m}) \quad (1.12)$$

U 为扬压力：

$$U = 5l \cdot h_w \quad (l \text{ 为滑面总长, m}) \quad (1.13)$$

1.1.5.2 推力计算

滑坡剩余下滑力按传递系数法计算, 又分荷载增大法 ($KW\sin\alpha$) 和强度折减法 (c/K 、 $\tan\phi/K$), 为不同规范分别选用。

对于荷载增大法:

$$F_1 = F_{i-1} \cdot \psi_{i-1} + K_1 \cdot T_i - R_i \quad (1.14)$$

对于强度折减法, 不再对下滑分力 $W\sin\alpha$ 乘以设计安全系数 K_1 , 而是对抗滑强度参数 c 、 ϕ 值按 c/K_1 、 $\tan\phi/K_1$ 折减。

二者的关系为: 荷载增大法所得滑坡推力 $F_1 = K_1 \times$ 强度折减法所得滑坡推力 F_2 ^[11]。

当滑动面形态典型时, 笔者^[12]利用极限平衡法原理, 直接根据现状稳定系数 K_0 、设计安全系数 K_1 、单宽滑体重量 W 以及滑面形态特征按以下公式简易地估算下滑力 F (图 1.2)。

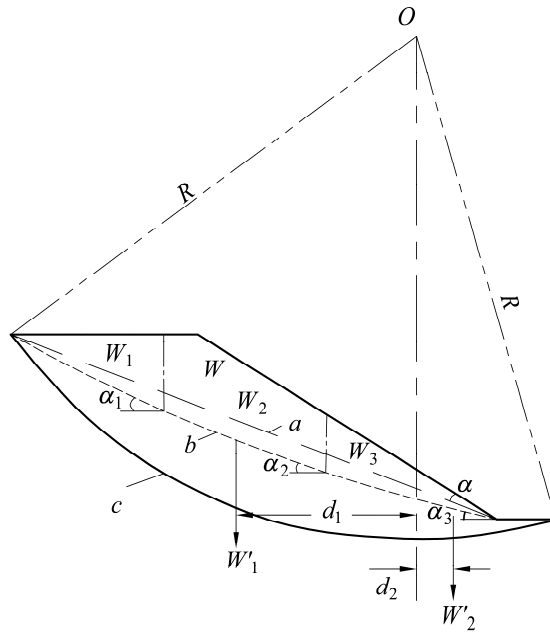


图 1.2 不同形态滑动面的推力估算剖面^[11]

a—平直形滑面及其参数 (W 、 α)；

b—近于平直的折线形滑面及其参数 (W_1 、 W_2 、 W_3 、 α_1 、 α_2 、 α_3)；

c—圆弧形 (近似圆弧形) 滑面及其参数 (W'_1 、 W'_2 、 d_1 、 d_2 、 R)

对直线形滑面：

$$F_1 = W \sin \alpha \cdot (K_1 - K_0) \text{——荷载增大法} \quad (1.15)$$

$$F_2 = \frac{W \sin \alpha \cdot (K_1 - K_0)}{K_1} \text{——强度折减法} \quad (1.16)$$

式中 α ——滑面同水平面夹角 ($^\circ$)。

将折线形滑面近似为直线形，则上式所得推力稍偏大。

对圆弧形滑面：

$$F_1 = \left(\frac{W_1 d_1}{R} - \frac{W_2 d_2}{R} \right) \cdot (K_1 - 1) \text{——荷载增大法} \quad (1.17)$$

$$F_2 = \frac{\left(\frac{W_1 d_1}{R} - \frac{W_2 d_2}{R} \right) \cdot (K_1 - 1)}{K_1} \text{——强度折减法} \quad (1.18)$$

式中 d_i ——下滑段、阻滑段重心至滑面圆心的水平距离 (m);
 R ——圆弧滑面半径 (m)。