

# 有限元强度折减法在边坡稳定性中的应用

郑蕴哲 2016011539 力6

2019 年 5 月 20 日

## 1 引言

自古以来边坡就是工程师们关注的研究对象。由于边坡在水利、交通、采矿等领域中存在极大的应用价值，因此关于边坡的研究一直没有停息过。边坡在日常生活中常常可见。高速公路通常会挖开丘陵穿其而过，此时道路两旁会有边坡以防止滑坡。铁路时常会绕山而行，此时边坡也会用于滑坡的防止。水坝自然不必说：水坝本身就是一个边坡、而水库的岸也是边坡。采矿业中时常会在山上开挖矿洞、此时也需要边坡进行防滑坡的固定。随着改革开放的进展，国内基础设施发展迅速。尤其是西部大开发的基建为边坡应用提供了环境。然而边坡的稳定分析与参数使用至今依旧是一个难题。本文将有限元边坡分析中最常用的强度折减法为例，介绍目前边坡稳定研究的发展现状。



图 1: 水坝边坡



图 2: 高速公路边坡



图 3: 矿山边坡

## 2 强度折减法

强度折减法最早由英国学者辛克维奇提出。辛克维奇首先提出了抗剪强度折减系数的概念：在外荷载保持不变的情况下，边坡内土体所能发挥

的最大抗剪强度与外荷载在边坡内所产生的实际剪应力之比。换言之，在极限的情况下，外荷载作用而产生的实际剪应力和抵抗外荷载而发挥的最低抗剪强度、即按照实际强度指标折减之后确定的实际得以发挥的抗剪强度相等。这里有一个默认的假设：即我们的边坡土体各处性质一样，因而抗剪强度一样。强度折减法的本质是将土的两个抗剪强度参数粘聚力 $c$ 与摩擦角 $\psi$ 进行强度折减，再用折减后的实际参数进行计算模拟。具体公式如下

$$c_f = \frac{c}{f_s}$$

$$\psi_f = \arctan \frac{(\tan \psi)}{F_s}$$

$$\tau_f = c_f + \sigma \tan \psi_f$$

由此可见折减系数实际上可以被认为是一种“安全系数”。通常意义下如果我们计算出来的折减系数越高，说明我们的边坡越稳定。

利用有限元的强度折减法计算时，我们最重要的是要知道什么才是我们的破坏标准。通常情况下公认的破坏标准有两种：(1)在有限元计算过程中采用力和位移的不收敛作为边坡失稳的标志。这是因为当边坡失稳时，我们的问题已经由静态问题转换为动态问题。因此部分区域的位移会出现指数型上升趋势。我们可以通过取部分特征点的位移变化情况作为判据：当其出现指数上升趋势时认定此时的折减系数为临界系数。(2)以广义塑性应变或者等效塑性应变从坡脚到坡顶贯通作为边坡破坏的标志。这是因为随着载荷的增加，边坡内部会出现材料性质分化：一部分区域会变为塑性区，并且性质逐渐趋向于流体而非固体（即抗剪能力越来越弱）。当边坡失稳时，通常边坡内部塑性区已经贯通。如果我们通过有限元计算得到应变参数，做出应变云图，因而我们便能够去判断失稳与否。塑性区的贯通并不是失稳的充分条件，却是必要条件。如果失稳，则一定存在一个贯通的塑性区。但是也有塑性区已经贯通但是边坡依旧保持稳定的状态。一个更加严谨的判断方法是看是否产生很大的且无限发展的塑性变形和位移，有限元计算中表现为塑性应变和位移产生突变。

通常情况下，边坡失稳的过程是一个局部发展到整体的过程，即一开始是边坡坡脚出现屈服现象，然后逐渐向上延伸，直到出现塑性贯通的现场，边坡完全失稳。

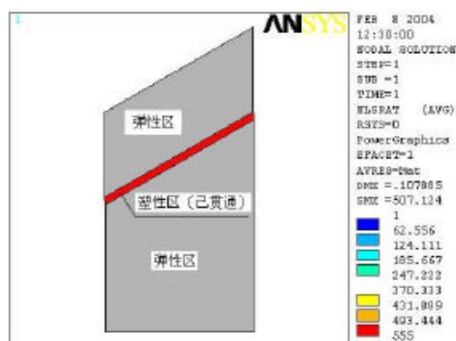


图 4: 塑性区

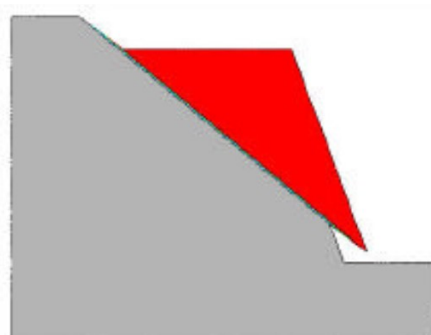


图 5: 失稳滑动面

下面让我们来看一个应用实例。如图6,7,8,我们选取了某个边坡进行建模。有限元划分网格后,首先在无铆钉固定底部的情况下进行计算。我们可以看到我们的塑性区很快就贯通了,并且贯通区很低、并未延伸到高处。一般而言贯通区越低说明越不稳定:因为贯通到高处通常需要更高的载荷。但是当我们使用铆钉加固底部后,我们可以看到我们的贯通区得到了极大的延长、此时的贯通临界折减系数显然是大于无铆钉固定时的折减系数的。贯通区越高、越多部分的边坡分担了塑性区的部分。这说明底部铆钉加固对于边坡稳定是十分重要的

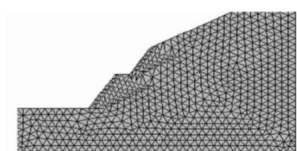


图 6: 网格图

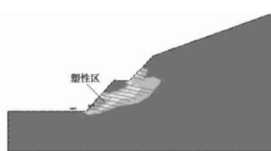


图 7: 无铆钉固定

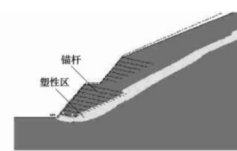


图 8: 铆钉固定

### 3 局部强度折减法

和强度折减法的思想类似,局部强度折减法也是指通过不断降低局部土体的强度,直到边坡达到极限平衡状态的方法,多数情况下局部土体是

指边坡潜在滑裂带的土体。但是由于只进行局部重要部分的折减、因此可以节约计算量，加快计算进程。公式表现为

$$c' = \frac{c}{f} \quad \tan\psi' = \frac{\tan\psi}{f}$$

式中：  $f$  为折减系数。求出使得边坡模型计算刚好不收敛的  $f$ ，该  $f$  被定义为安全系数，此状态下边坡的位移就是临界位移。

接下来让我们来看局部强度折减法和普通强度折减法的对比。我们选取了图9的边坡进行试算，得到了如图10所示的滑裂带分布。因此我们取点A作为特征点观察其位移随着折减系数的分布关系，如图11、12。我们可以发现随着折减系数的增大、虽然全单元强度折减与局部强度折减计算出来的位移在接近失稳时出现了差异、但是位移变化趋势却几乎相同。而在我们的稳定性分析中我们并不关心位移的具体值、反而我们关心的是位移的急剧变化趋势点。我们可以看到A点横向突变点局部强度法仅比全单元折减大0.03左右、竖直位移仅大0.02左右。这种误差完全在我们的工程误差考量之内。我们完全可以通过设置一个工程安全余量以吞掉由于局部强度折减带来的误差。而其减小的计算量却可以极大地帮助我们的研究效率提高。

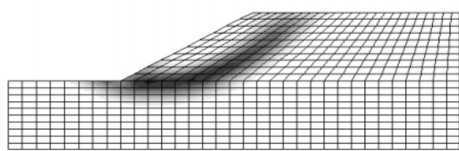


图 9: 有限元网格

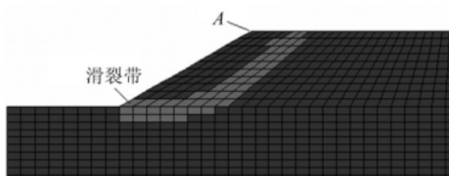


图 10: 滑裂带与特征点

另一个算例如图13、14.我们可以看到尽管折减的部分少了很多、但是滑裂带位置几乎没有变化。这说明局部强度折减法的确大部分情况可以维持全单元强度折减的精度。

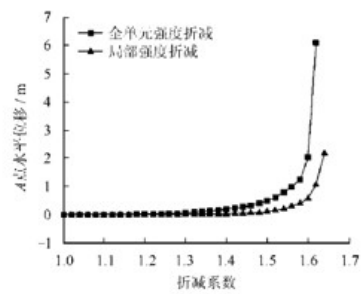


图 11: A点的水平位移

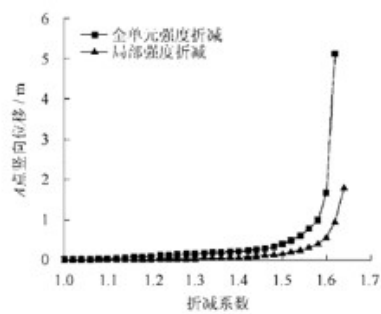


图 12: A点的竖直位移

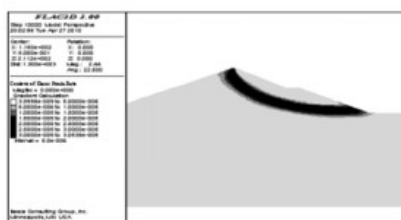


图 13: 折减所有大坝填土得到的滑裂带

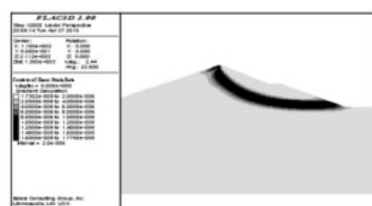


图 14: 折减半高以下的大坝填土得到的滑裂带

## 4 参考文献

- [1]郑颖人,叶海林,黄润秋.地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J].岩石力学与工程学报,2009,28(08):1714-1723.
- [2]郑颖人,赵尚毅,邓楚键,刘明维,唐晓松,张黎明.有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用[J].中国工程科学,2006(12):39-61+112.
- [3]郑颖人,赵尚毅.岩土工程极限分析有限元法及其应用[J].土木工程学报,2005(01):91-98+104.
- [4]郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004(19):3381-3388.
- [5]郑颖人,赵尚毅,邓卫东.岩质边坡破坏机制有限元数值模拟分析[J].岩石力学与工程学报,2003(12):1943-1952.
- [6]栾茂田,武亚军,年廷凯.强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J].防灾减灾工程学报,2003(03):1-8.
- [7]赵尚毅,郑颖人,邓卫东.用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2003(02):254-260.
- [8]王曼,王卫红,华锡江.基于ABAQUS强度折减法的边坡稳定性分析[J].武汉大学学报(工学版),2018,51(S1):169-173.
- [9]杨光华,钟志辉,张玉成,李德吉.用局部强度折减法进行边坡稳定性分析[J].岩土力学,2010,31(S2):53-58.