

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2020.02.013

整体与局部强度折减法在边坡稳定 分析中的对比研究

姚劲松, 蔡鹏

(长江勘测规划设计研究有限责任公司, 湖北 武汉 430010)

摘要: 基于FLAC^{3D}建立边坡数值模型, 分别开展整体强度折减法和局部强度折减法两种方法对边坡稳定性的对比分析, 研究两者在不同本构基础、边坡体是否含软弱结构层等因素对边坡的稳定安全系数和极限位移值的影响。研究表明: 局部强度折减法相对于整体强度折减法更适应于边坡稳定性研究, 本构模型的选择对研究边坡稳定性也有着一定影响; 软弱结构层是边坡失稳的重要因素, 两种强度折减法对含软弱结构层边坡的折减对象是软弱结构层, 且所得到的安全系数和位移值基本一致。

关键词: 边坡稳定性; 整体强度折减; 局部强度折减

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2020)02-0076-06

Comparative Study on the Application of the Whole Strength Reduction Method and the Local Strength Reduction Method in Slope Stability

YAO Jinsong, CAI Peng

(Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan, Hubei 430010, China)

Abstract: In this paper, a slope numerical model is established based on FLAC^{3D} to analyze the stability of the slope and compare the whole strength reduction method and the local strength reduction method. The effects of the factors such as the different constitutive foundations and the weak structural layers on the stability safety coefficient and the ultimate displacement of the slope are further discussed. The results show that the local strength reduction method is more suitable for the slope stability research than the whole strength reduction method. The choice of the constitutive model also has certain impacts on the stability of the slope. The weak structure layer is an important factor for the slope instability. The weak structural layer is the object of the two strength reduction methods for slopes with weak structural layer. And the obtained safety coefficient and the displacement are basically the same.

Keywords: slope stability; whole strength reduction method; local strength reduction method

边坡稳定性分析一直是岩土工程的一个研究热点^[1]。目前, 边坡稳定性分析的方法主要有极限平衡法^[2]、极限分析法^[3]和强度折减法^[4]3种。其中, 由于极限平衡法和极限分析法需要提前假定滑动面的位置和形状, 且无法适应复杂边坡稳定性分析等特性, 因此, 极限平衡法和极限分析法无法广泛应用于工程实际。相对而言, 强度折减法能有效地克服上述两点不足, 无需事先假定滑动面位置即可经计算迭代后同时获得边坡的安全系数和位移场。基于

此, 强度折减法得到了大量学者和工程设计人员的普遍认可^[5-8]。随后, 许多学者针对强度折减法开展了大量的探索性研究, 主要包括考虑双参数的强度折减^[9]、动态强度折减^[10]、变模量强度折减^[11]、强度折减安全系数取值^[12]等研究。

但是, 传统的强度折减法由于以弹塑性模型对边坡模型的所有单元进行强度折减为基础, 因此所求解得到的变形场不能有效的反映边坡失稳时的真实变形。而在实际工程上常常存在软弱结构层和非

均质土体的边坡,运用整体强度折减法显然无法满足工程的实际需求,需要针对影响边坡稳定性的关键区域进行强度折减。薛雷^[13]、杨光华等^[14]提出的局部强度折减法能有效的克服整体强度折减的不足,这对建立稳定性与边坡变形的关系和边坡稳定性监控具有重要意义。

本文基于 FLAC^{3D} 建立边坡模型,对比分析不同本构基础和软弱结构层边坡模型中,整体强度折减法和局部强度折减法在边坡稳定分析中的响应。

1 相关概念

1.1 局部强度折减法

现阶段运用较多的整体强度折减法,主要通过不断降低边坡岩体抗剪强度参数,将岩土体的真实抗剪强度(黏聚力和内摩擦角)除以一个折减系数,直到有限元计算不收敛为止,根据有限元计算结果即可得到边坡危险滑动面,此时的折减系数就是边坡的安全系数^[15-17]。

而局部强度折减法是通过不断降低局部土体的强度,直到边坡土体达到极限平衡状态的方法。一般来说,天然土体中存在潜在的滑裂带或软弱土层,通过整体强度折减法获得边坡滑裂带,提取滑裂带周围的土体单元作为局部岩土体。随后对计算模型重新初始化,针对滑裂带土体单元的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 按下式进行折减:

$$c' = \frac{c}{f}, \tan\varphi' = \frac{\tan\varphi}{f} \quad (1)$$

式中: f 为折减系数,当边坡模型刚好失稳时, f 为安全系数。

目前,安全系数确定主要有三种标准:迭代不收敛、计算区域塑性区贯通和关键点位移突变。本文以计算迭代不收敛时得到的折减系数作为安全系数。

1.2 边坡滑裂带出现的条件

局部折减法是针对边坡局部区域的土体进行强度折减,该局部区域的确定一般都是整体强度折减法所获取的边坡滑裂区域单元。

但整体强度折减往往是对边坡和地基的土体同时进行折减,在某种情况下地基土会先于边坡出现塑性变形贯通区,从而发生滑坡灾害。而影响塑性变形贯通区出现位置的因素主要有两点:强度参数和边界条件。若在保证塑性变形贯通区出现在边坡体,这两点影响因素必须满足一定条件。钟志辉

等^[18]认为只要保证地基塑性区开展深度小于数值模型下部边界的深度即可保证滑裂面出现在边坡体。即满足:

$$\tan\varphi > \frac{\gamma h - c\pi}{\gamma(H + 0.5h)\pi - \gamma h\varphi} \quad (2)$$

式中: H 为地基岩土体深度; h 为边坡高度; φ 为内摩擦角; γ 为边坡岩土体重度。

2 基于不同本构模型的整体和局部强度折减法对比研究

目前有限元强度折减法主要用于求解边坡的安全系数,一般采用 Mohr - Coulomb (M - C) 或 Drucker - Prager (D - P) 破坏准则的理想弹塑性模型。本构模型的选择对边坡稳定性分析的具有关键性影响。因此,基于 M - C 模型和 D - P 模型的整体和局部强度折减法进行对比性研究具有重要意义。

2.1 计算算例

本文基于有限差分数值软件 FLAC^{3D} 建立边坡数值模型,并分别采用 M - C 及 D - P 本构模型,网格单元采用八节点六面体单元。边坡模型坡高 $H = 1.4$ m,坡面长 2.0 m,坡度 55°,坡脚开挖 0.40 m,详细情况见剖面图 1 所示。模型左右两侧设置水平位移约束,底面固定,顶面为自由边界,坡脚距左端边界 2.0H,坡顶距右端边界 2.5H,初始条件为在自重应力下形成初始地应力场。模型力学参数取值如表 1 所示。

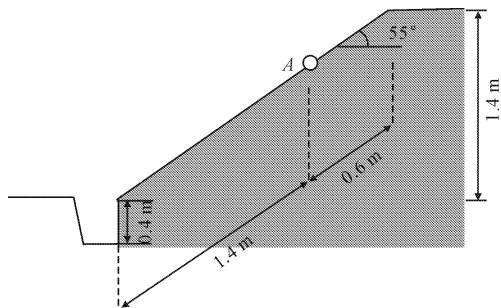


图 1 边坡计算剖面图

表 1 模型参数选取表

土体重度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	弹性模量 E/MPa	泊松比
20	35	32	20	0.30

2.2 边坡安全系数结果分析

通过数值计算,分别得到两种本构基础(M - C、D - P)下的边坡安全系数,计算结果如表 2 所示。

表 2 两种模型对于边坡安全系数值

模型	安全系数	
	局部强度折减法	整体强度折减法
M - C 模型	1.398	1.430
D - P 模型	1.194	1.195

当采用 M - C 模型时,局部强度折减法与整体强度折减法安全系数分别为 1.398、1.430,两者相差 2.2%;而采用 D - P 模型时,局部强度折减法与整体强度折减法安全系数基本一致,两者相差 0.08%。

当采用局部强度折减法分别选取 M - C 模型、D - P 模型时,得到的安全系数分别为 1.398、1.194,两者相差 14.6%;当采用整体强度折减法时,得到的安全系数分别为 1.430、1.195,两者相差 16.4%。

由此可得:在本构模型相同时,不同的强度折减法所得的安全系数几乎相同,局部折减法所得安全系数稍低于整体折减法。同时,在相同折减法计算下,D - P 模型的计算结果要明显优于 M - C 模型,所得安全系数更小,更适合实际工程中的边坡岩土问题。

2.3 监测点变形情况分析

在本算例中,为了更好的监测边坡位移变形情况,选取边坡接近坡顶位置设置一个监测点,记为 A 点,如图 1 所示。

通过 FLAC^{3D} 内置 FISH 函数监测点 A 在数值模型计算过程中的位移变化,以记录并收集坡顶的水平位移和竖向位移。

记录分别采用 M - C 模型、D - P 模型的数值模型中,不同折减法下监测点 A 处位移随着折减系数的变化曲线,分别如图 2 和图 3 所示。

所得两种本构模型和两种折减方法下,数值模型在极限平衡状态下监测点 A 的位移对比如表 3 所示。

表 3 极限平衡状态下监测点的位移

计算方法	模型类别	水平位移值 /mm	竖向位移值 /mm
局部强度折减法	D - P 模型	0.1500	0.1230
	M - C 模型	0.3767	0.2330
整体强度折减法	D - P 模型	0.3500	0.2400
	M - C 模型	0.6740	0.5730

监测结果表明:

(1) 在不同本构模型下,监测点 A 的水平 and 竖向位移随着折减系数增大而变化趋势基本一致。其位移发生突变的折减系数点也几乎相同。

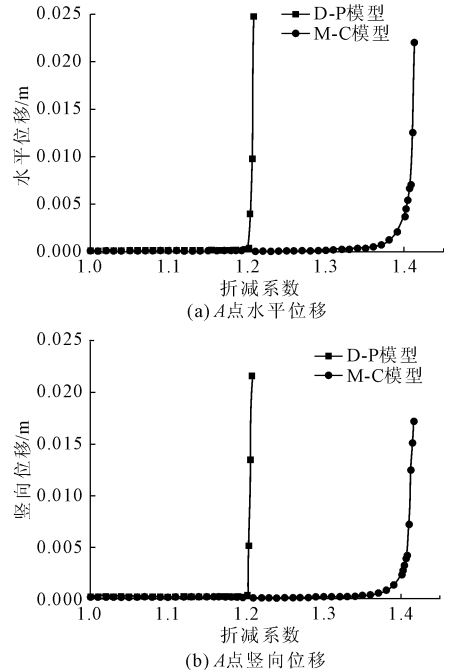


图 2 两种本构模型下的局部强度折减法

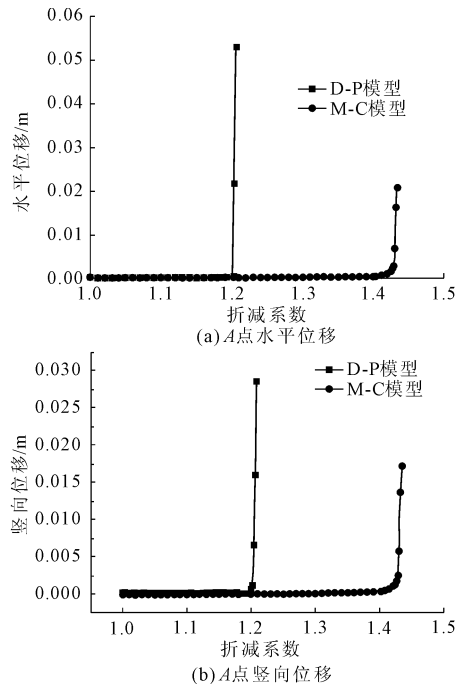


图 3 两种本构模型下的整体强度折减法

但不同本构模型下,监测点的水平或竖向位移的极限平衡状态位移相差较大,D - P 本构模型下的极限位移要明显小于 M - C 本构模型下的结果。

(2) 在极限平衡状态下,采用局部强度折减法以 M - C 模型计算出边坡水平和竖向位移值占整体

强度折减法的 56% 和 41%;采用局部强度折减法以 D-P 模型求得的边坡水平和竖向位移值占整体强度折减法的 42% 和 51%。

由此分析可得到:(1)无论何种本构模型,局部强度折减法求得的位移值都比整体强度折减法小;(2)在使用相同强度折减法情况下,D-P 模型计算的位移值都比 M-C 模型的小。

2.4 滑裂面位置结果分析

M-C 模型、D-P 模型在整体强度折减法下竖向位移云图分别如图 4 和图 5 所示。从中可以看出:在不同本构模型下整体强度折减法的滑裂面位置、剪出口位置、滑块大小相差较大。

由此进一步说明选择合理的本构模型对边坡稳定性分析的重要性。

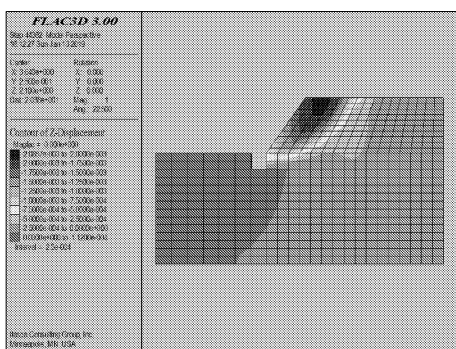


图 4 M-C 模型竖向位移云图(单位:mm)

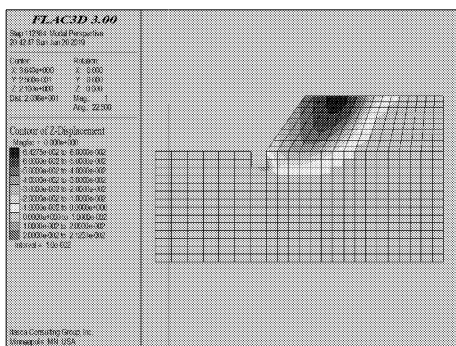


图 5 D-P 模型竖向位移云图(单位:mm)

本节通过建立含软弱结构层的边坡数值模型,对整体折减法与局部折减法展开对比性研究。

3.1 计算算例

选择 2.1 节的算例进行分析研究,以 M-C 模型为本构模型,边界条件、网格划分、初始条件与 2.1 相同。

通过整体强度折减得到的滑裂面位置和安全系数数值,与将软弱结构层作为“滑动带土体单元”的局部强度折减法得到的滑裂面位置和安全系数数值作对比分析,探索软弱结构层对边坡稳定性分析的影响。含软弱结构层的边坡计算模型和网格划分分别如图 6 和图 7 所示,边坡土体和软弱结构层的物理力学参数如表 4 所示。

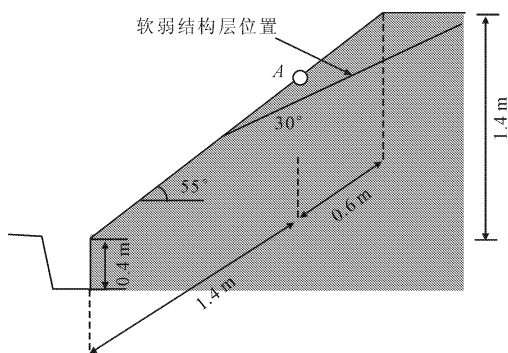


图 6 计算模型

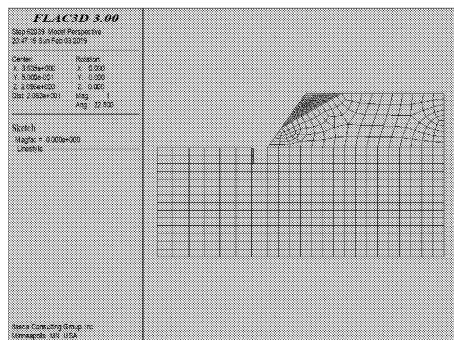


图 7 网格划分

3 含软弱结构层的边坡整体和局部强度折减法对比研究

研究表明在天然的岩土体边坡中普遍存在节理、层理和软弱结构层等特殊结构面,而边坡失稳或滑坡往往是沿着此类结构面发生,因此针对含软弱结构层的边坡进行强度折减显得特别重要。局部强度折减法的核心主要在于对关键区域(滑动带土体)的岩土体的力学参数进行折减,进而得到边坡的安全系数和位移值。

表 4 模型参数选取表

材料类型	土体重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^{\circ})$	泊松比
一般土层	20.0	35.0	32.0	0.3
软弱结构层	17.3	20.0	18.0	0.3

3.2 边坡安全系数结果分析

不同状态下边坡安全系数值计算结果如表 5 所示,结果表明:

(1)在含软弱结构层的边坡中,采用整体强度折减法和局部强度折减法所得到的安全系数值相

同,主要原因是对于此类边坡,其安全系数值主要由软弱结构层所确定,不同的强度折减法对其安全系数没有影响。因此在对含软弱结构层的边坡进行安全系数计算时,优先采用局部强度折减法即可满足要求。

(2) 当采用整体强度折减法或局部强度折减法时,含软弱结构层的边坡的安全系数值比不含软弱结构层皆小,即边坡内部的软弱结构层大大降低了其安全系数。

表 5 不同状态下边坡的安全系数值

结构层类型	安全系数	
	局部强度折减法	整体强度折减法
含软弱结构层	1.258	1.258
不含软弱结构层	1.430	1.398

3.3 监测点变形情况分析

同样选取接近坡顶位置 A 点作为监测点,以此位分析对象,通过 FLAC^{3D} 内置 FISH 函数在坡顶位置设置监测点收集坡顶的水平 and 竖向位移。分别对是否含软弱结构层的边坡进行对比分析,得到折减系数随位移值变化的关系曲线,分别如图 8 和图 9 所示。极限平衡状态下,对含软弱结构层边坡监测点的位移值如表 6 所示。

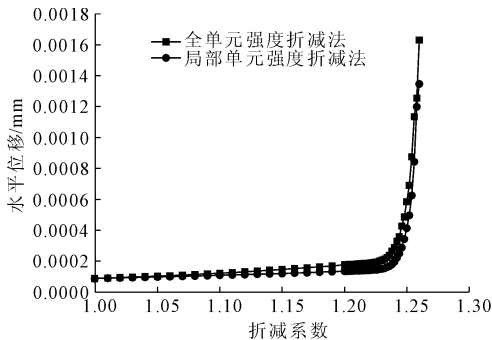


图 8 含软弱结构层的强度折减法

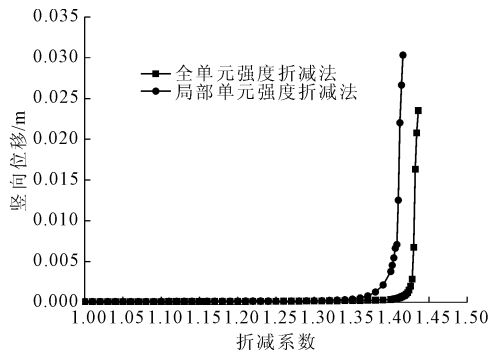


图 9 不含软弱结构层的强度折减法

本算例中如无特别说明,计算模型均采用 M-C 模型。

表 6 极限平衡状态下监测点的位移

计算方法	安全系数	水平位移值 /mm	竖向位移值 /mm
局部强度折减法	1.258	1.200	0.749
整体强度折减法	1.258	1.252	0.867

计算结果表明:在含软弱结构层的边坡中,无论采取何种强度折减法,所得到的监测点位移值基本一致,这与不含软弱结构层的边坡折减得到的结果不同,主要原因是对含软弱结构层的边坡进行折减的对象始终是标定的“滑动带土体”。值得注意的是,这里的局部强度折减只是针对标定的软弱结构层进行的,也说明了边坡所产生的位移绝大部分是软弱结构层的位移。

3.4 滑动面位置结果分析

如图 10 和图 11 所示为含软弱结构层边坡数值模型在整体强度折减和局部强度折减方法下的位移云图。

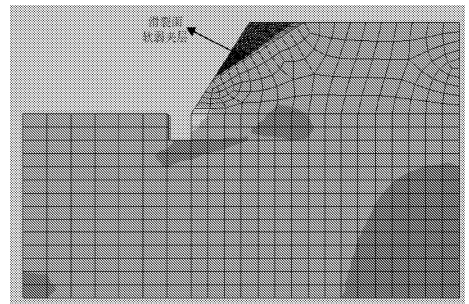


图 10 整体折减的滑裂面位置

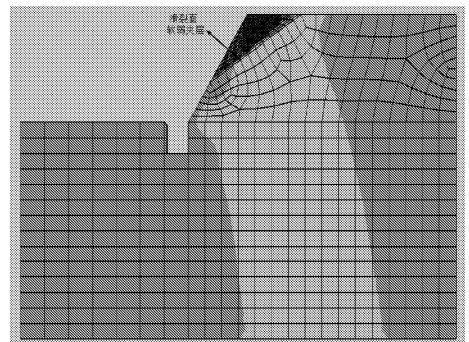


图 11 局部强度折减法滑裂面位置

从局部强度折减法和整体强度折减法的位移云图可以得到两种强度折减法的滑裂面位置均出现在软弱结构层。因此对于存在软弱结构层的边坡,在

降雨、震动等诱导因素下发生失稳,使边坡顺着软弱结构层位置发生滑坡等灾害。

4 结 论

本文开展不同本构基础及是否含软弱结构层等条件下的边坡数值模型试验,通过分析整体强度折减法和局部强度折减法在边坡稳定性的影响评价,主要得到以下结论:

(1) 局部强度折减法的安全系数和极限位移值普遍小于整体强度折减法的计算结果。同时,D-P本构条件下,数值模型所得到安全系数和位移值比M-C本构条件下的计算结果都小。

(2) 对于含软弱结构层的边坡,无论采取何种强度折减法所得到的安全系数和位移值都基本一致。两种强度折减法下模型的滑裂面位置均出现在软弱结构层,也进一步说明边坡发生滑坡主要是由软弱结构层失稳造成。

(3) 不同的本构模型所对应的最后计算结果具有一定的差异性,在具体实际工程分析时,不同的本构模型具备其相应的优势,需要综合结合现场工程地质条件。

参考文献:

- [1] 陈祖煜. 土质边坡稳定性分析—原理、方法、程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.
- [2] 陈祖煜,弥宏亮,汪小刚. 边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J]. 岩土工程学报,2001,23(5):525-529.
- [3] Chen W F. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam;Elsevier Science,1975.
- [4] Zienkiewicz O C, Humpheson C, Lewis R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Geotechnique,1975,25(4):671-689.
- [5] 关力军. 基于强度折减的土坡稳定性分析方法研究[D]. 大连:大连理工大学,2003.
- [6] 齐小静,石自堂,崔金鹏. 基于强度折减法的土石坝稳定性分析及失稳判据选择研究[J]. 水利与建筑工程学报,2016,14(2):104-108.
- [7] 李志军,朱承金,周海霞,等. 基于局部强度折减 NMM 的岩质边坡稳定性分析[J]. 水利与建筑工程学报,2019,17(2):29-33.
- [8] 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,2004,23(19):3381-3388.
- [9] 唐 芬,郑颖人. 边坡稳定安全储备的双折减系数推导[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版),2007,26(4):95-100.
- [10] 姜立春,魏叙深,吴爱祥. 基于动态强度折减法矿柱渐进失稳演变规律[J]. 中南大学学报(自然科学版),2016,47(2):621-627.
- [11] 杨光华,张玉成,张有祥. 变模量弹塑性强度折减法及其在边坡稳定分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(7):1506-1512.
- [12] 赵尚毅,郑颖人,张玉芳. 极限分析有限元法讲座—II 有限元强度折减法中边坡稳定的判据探讨[J]. 岩土力学,2005,26(2):332-336.
- [13] 薛 雷,孙 强,秦四清,等. 非均质边坡强度折减法折减范围研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(2):275-280.
- [14] 杨光华,钟志辉,张玉成,等. 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.
- [15] 顾 明,杨 伟,黄 鹏. TTU 标模风压数值模拟及试验对比[J]. 同济大学学报(自然科学版),2006,32(12):1563-1567.
- [16] 李正农,刘艳萍,王莺歌,等. 近地边界层脉动风数值模拟[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2010,37(4):6-10.
- [17] 李俊龙,周 岱,陈怡然,等. 低矮带檐口曲面四坡建筑屋面风压数值模拟和抗风优化[J]. 上海交通大学学报(自然版),2013,47(6):856-861.
- [18] 钟志辉,杨光华,张玉成,等. 基于局部强度折减法的土质边坡位移研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(S1):196-201.