

四川农业大学

本科毕业论文（设计）

（2022 届）

题    目：    二滩水库港口边坡支护设计

学    院：    水利水电学院

专    业：    水利水电工程

学生姓名：    卢祥义    学号：    201802967

导    师：    杨敏    职称：    讲师

完成日期：        年        月        日

# 目录

摘要 .....	IV
关键词 .....	IV
Abstract .....	IV
Keywords .....	V
前言 .....	1
1 二滩水库港口边坡概况以及工程地质 .....	2
1.1 二滩港边坡概况 .....	2
1.2 地形地貌 .....	2
1.3 地层岩性 .....	3
1.4 地质构造 .....	4
1.5 气象 .....	5
1.6 主要研究内容 .....	5
2 边坡稳定性计算方法 .....	6
2.1 概况 .....	6
2.2 摩根斯顿-普莱斯法 .....	6
2.3 强度折减法 .....	6
3 边坡稳定性数值模拟分析 .....	8
3.1 基于 Rocscience Slide 软件的边坡稳定性模拟分析 .....	8
3.1.1 Rocscience Slide 软件介绍 .....	8
3.1.2 模型的建立 .....	8
3.2.3 数值模拟分析 .....	9
3.3 基于 ABAQUS 的数值模拟分析 .....	13
3.3.1 ABAQUS 简介 .....	13
3.3.2 模型的建立 .....	13
3.3.3 数值模拟分析 .....	14
3.3.4 自然工况 .....	15
3.3.5 降雨工况 .....	18

3.3.6 模拟结果的对比 .....	20
3.4 边坡稳定性的可靠度分析 .....	21
3.4.1 可靠度分析简介 .....	21
3.4.2 参数选择 .....	22
3.4.3 自然工况 .....	22
3.4.4 降雨工况 .....	24
3.4.5 地震工况 .....	26
3.4.6 各工况下计算结果的统计分析 .....	27
3.5 本章小节 .....	28
4 基于 ABAQUS 的边坡抗滑桩加固处理 .....	30
4.1 边坡加固处理的分析以及预案 .....	30
4.2 抗滑桩参数设计 .....	30
4.2.1 边坡模型设计 .....	30
4.2.2 抗滑桩位置的选择 .....	31
4.2.3 桩长度的优化设计 .....	43
4.2.4 桩尺寸的优化设计 .....	50
4.3 抗滑桩设计方案 .....	62
4.4 本章节总结 .....	62
5 抗滑桩配筋设计 .....	63
5.1 滑坡推力计算 .....	63
5.2 抗滑桩悬臂段内力计算 .....	64
5.3 抗滑桩锚固段内力计算 .....	64
5.3.1 抗滑桩的区分 .....	64
5.3.2 “K”法计算锚固段内力 .....	64
5.4 抗滑桩结构配筋 .....	66
5.4.1 纵向钢筋设计 .....	66
5.4.2 箍筋设计 .....	67
5.5 本章节总结 .....	68
6 结论与展望 .....	69
6.1 结论 .....	69

6.2 展望 .....	69
参考文献 .....	71
致谢 .....	72
附录 .....	73

# 二滩水库港口边坡支护设计

水利水电工程专业 卢祥义

导师：杨敏

摘要：我国地缘辽阔，拥有丰富的地形地貌，在我国西南地区地形多是山脉与丘陵，并且由于地壳运动强烈而导致地震频发，再加之降雨丰富，更加大了边坡失稳的可能性。因此该地区边坡的稳定性问题日渐严峻。本文选择攀枝花市二滩水库二滩港边坡为设计对象，并配合使用极限平衡法以及强度折减法原理对不同条件下的边坡稳定性进行模拟分析计算；并且对加固边坡的方案进行了比选优化。最主要的成果以及研究内容如下：

(1)使用边坡稳定性分析软件 Rocscience Slide，建立边坡的二维模型，并根据极限平衡法原理，对不同条件下的边坡展开了研究分析，得到了自然工况、降雨工况、地震工况下的稳定系数  $F_s$  以及相应的滑动面。

(2)使用有限元分析软件 ABAQUS 建立边坡的二维模型，再基于强度折减法原理分析自然条件、降雨条件下的边坡，得到相应的渗流区域、塑性变形区、位移变化区、滑动面以及稳定系数  $F_s$ 。并与在 Slide 中模拟计算得到的成果相对比，证明两个软件计算结果的合理性。

(3)边坡抗滑桩加固方案的设计。使用 ABAQUS 模拟边坡在不同抗滑桩参数下的状态，得到相应的塑性变形区，边坡与抗滑桩位移，稳定系数  $F_s$ ，并根据所得结果综合分析比选出最优的抗滑桩加固方案。

(4)对抗滑桩进行配筋设计，得到配筋方案。

关键词：边坡加固、Rocscience Slide、ABAQUS、边坡稳定性分析、抗滑桩加固设计

## Design of slope support for the port of Ertan Reservoir

Engineering: water conservancy and Hydropower Engineering Lu Xiangyi

Supervisor: Yng Min

Abstract: China's vast geography has rich topography and landscape. In the southwest of China, the terrain is mostly mountains and hills, and earthquakes are frequent due to strong crustal movement, which, together with abundant rainfall, increases the possibility of slope instability. Therefore, the stability of slopes in this area is becoming more and more serious. In this paper,

the slope of Ertan Port of Ertan Reservoir in Panzhihua City is selected as the design object, and the stability of the slope under different conditions is simulated and calculated by using the principle of limit equilibrium method and strength reduction method; and the slope strengthening scheme is optimized. The most important results and research contents are as follows.

(1) Using the slope stability analysis software Rocscience Slide, a two-dimensional model of the slope is established and the slope under different conditions is studied and analyzed according to the principle of limit equilibrium method, and the stability coefficients  $F_s$  and the corresponding sliding surfaces under natural, rainfall and earthquake conditions are obtained.

(2) Using the finite element analysis software ABAQUS to establish a two-dimensional model of the slope, and then analyze the slope under natural conditions and rainfall conditions based on the principle of strength reduction method, and obtain the corresponding seepage area, plastic deformation area, displacement change area, sliding surface and stability coefficient  $F_s$ . The results are compared with the results obtained in Slide to prove the reasonableness of the calculation results of the two software.

(3) Design of the slope anti-slip pile reinforcement scheme. ABAQUS was used to simulate the slope under different anti-slip pile parameters to obtain the corresponding plastic deformation zone, slope and anti-slip pile displacements, and stability coefficient  $F_s$ , and the optimal anti-slip pile reinforcement scheme was selected based on the results of comprehensive analysis.

(4) Design the reinforcement for the anti-slip pile and get the reinforcement scheme.

Keywords: slope reinforcement, rocscience slide, ABAQUS, slope stability analysis, anti slide pile anti slide de

## 前言

边坡问题影响着社会发展、人民生活等方方面面，边坡问题不能解决完善，那么社会的经济发展将被阻挠，人民的生命财产将会受到威胁，边坡稳定与安全是保障与保护社会发展与国家财产以及人民生命安全的前提和基础。根据边坡岩性等相关条件，对边坡的稳定性进行合理科学的判断，并且给出合理高效的解决方案，是所有相关从业者努力想要解决的关键问题。边坡稳定性的研究对于我国而言是具有十分重大的意义。从实行改革开放政策以来，我国经济飞速提升，工业化以及高速的基建等工程建设容易引起岩土体的移动，变形，破坏，坍塌等，严重威胁边坡的稳定性，从而诱发泥石流，滑坡等地质灾害。并且我国幅员辽阔，地形复杂，在我国西南部地区以及长江流域的地形地貌很多是高耸的山脉和多雨的盆地，并且该地区位于板块之间，地质构造运动相当强烈、地壳结构复杂、外荷载与内部应力共同影响岩土体，造成地质条件恶劣、地质灾害频发<sup>[1]</sup>。

从二十世纪后期至二十一世纪初期，地质灾害大量发生，损坏道路、摧毁房屋，严重威胁人民安全，造成了严重的经济损失。有关资料记载:1996 年到 2000 年四年期间，每年死于地质灾害的人高达 1156 人，每年因为地质灾害而损失的经济高达 200 亿元左右<sup>[2]</sup>。现如今，很多大型水利工程边坡，山区高速公路等时常发生边坡失稳而引起滑坡等事故造成大量的人员伤亡以及财产损失，如：武隆滑坡，该滑坡发生于武隆县乌江北岸，摧毁了一栋建筑物、造成了 86 人死伤以及 319 国道长达四天无法通车，事故主要原因是因为修建 319 国道时不规范的人为削坡<sup>[3]</sup>；金凤村滑坡，此滑坡发生于宜宾市古宋镇金凤村，破坏村庄，造成了 93 人伤亡，事故主要原因为地质结构脆弱，持续降雨<sup>[4]</sup>；秭归县移民，秭归县城因修建三峡大坝而导致县城高程低于水库水位线需要迁址移民，移民过程紧锣密鼓但由于原选定县址边坡处于不稳定状态而导致更换了三次县址，严重影响了移民工作<sup>[5]</sup>。这些故事事件都在反复强调研究边坡稳定性以及稳固边坡的重要性。

## 1.二滩水库港口边坡概况以及工程地质

### 1.1 二滩港边坡概况

本设计选取的对象为二滩港边坡，位于攀枝花市盐边县二滩水库，该边坡紧挨二滩水库，地下水丰富。该边坡后缘紧挨盐择公路，前缘便是二滩港港口，且距离二滩水电站的直线距离仅仅具有三公里左右。若边坡失稳并导致滑坡将破坏港口影响二滩水库的航运，严重威胁港口员工的财产与生命，滑坡导致坍落的岩土体进入水库后，激起的巨大波浪也可能对二滩水电站造成破坏，因此该边坡已经形成了非常严重的地质灾害隐患，对该边坡进行稳定分析以及相应的后续加固处理相当重要。取该边坡的高度为 30 余米，长度为 50 余米进行相应计算。该边坡的表层分布的裂隙密度大，而且大部分裂隙的深度较深，张开度好，这样的裂隙十分有利于降雨以及地表径流的渗透，地下水位的上升导致孔隙水压力增大，进而导致有效压力减小，降低岩土体体的抗剪强度，并且水量的增多还会导致岩土体体重量增大也会造成边坡失稳，对边坡的稳定性有重要影响。为保护边坡下游港口员工的人身财产安全以及保证水电站的正常运行，对边坡进行勘探工作以及进行边坡加固处理是十分必要的。

### 1.2 地形地貌

攀枝花市拥有许多奇特的地形地貌，如沟谷、高山、盆地或者相互杂糅交错分布形成的独特地貌。攀枝花市位于四川省西南方，属于山地地区，并且还属于云贵高原，该地区的地形地貌属于溶蚀构造、侵蚀剥蚀、侵蚀堆积构造地貌；该城市的整体地势呈现为西北方较高东南方较低，山脉走势为接近于南北走势，属于云贵高原大雪山向南延伸的部分；该市海拔最高的地方为盐边县柏林山穿洞子海拔高度为 4195.50m，海拔最低的地方为仁和区平地乡师庄，海拔高度为 937m，两者之间海拔高度相差最大的地方高达 3258.5m，大多数只相差了 1500m 至 2000m 左右<sup>[6]</sup>。二滩港地形及高程图见图 1-1、图 1-2。





图 1-1 二滩港边坡图

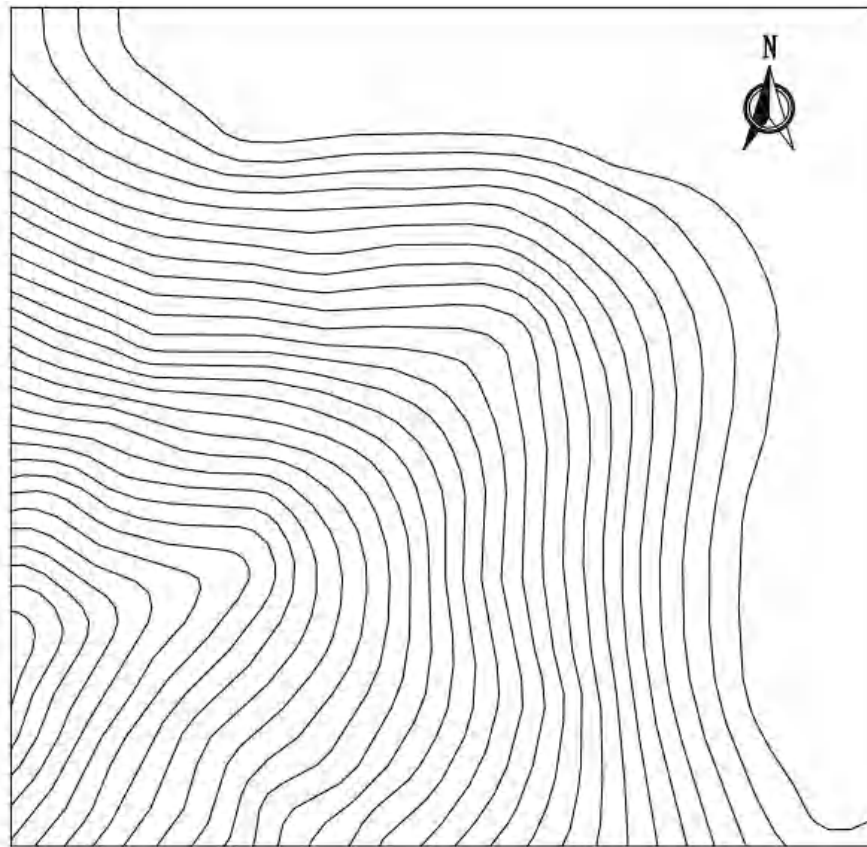


图 1-2 边坡高程图

### 1.3 地层岩性

根据当地官方的地表调查以及钻探检测，边坡区域内主要的岩土层由老到新有：前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩，观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩，石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩，二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩，岩层参数如表 1-1：

表 1-1 岩土体的物理力学性质

岩石状态	岩石名称	重度 $\gamma$ (KN·m <sup>3</sup> )	粘聚力 C (KPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)	弹性模量 E (MPa)	泊松比 v
天然状态	二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩	23	16	15	100	0.25
	石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩	23.7	18	16	120	0.24
	观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩	24.8	32	20	300	0.22
	前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩	25.2	60	22	450	0.2
	二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩	23.5	11	11	100	0.25
饱水状态	石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩	24.2	12	12	120	0.24
	观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩	25.3	24	15	300	0.22
	前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩	25.7	52	17	450	0.2

#### 1.4 地质构造

二滩水库大部分位于扬子准地台西南侧的康滇地轴范围内，在大地构造部位上位于川滇南北向构造带中段西部，二滩水电站库区即位于金河-箐河与安宁河断裂带之间的盐边-共和断块东部。由于受康滇地轴的影响，库区岩体褶皱剧烈，许多地段岩体陡倾，褶皱轴及逆断层走向与地轴走向近于一致。但共和断块内构造破坏较弱，大坝就位于该断块内。共和断块以北地区即库区上游区域，岩层强烈褶皱、倒转、折断和破碎。深大断裂和次一级断层成束成网分布，对地壳近代活动性、地貌发育过程及滑坡、崩塌、泥石流等山地地质灾害的发育有显著的影响<sup>[7]</sup>。

## 1.5 气象

攀枝花市地区的气候属于亚热带季风气候。全年气温较高并且温差不大较为平均，但是一天的温差较大，为早晚寒冷，中午炎热，并且该地区没有明显的冬天与秋天。全年中的 5 至 11 月属于雨季，其余时间为旱季。年日照时数 2362 至 2709 小时，年平均气温为 19.2℃至 0.3℃，光能资源相当丰富，并且还有雨季雨量大，雨季旱季分别明显，年气温温差小，日气温温差大等特点。

根据攀枝花市仁和区气象站所记录的资料，一般每年的年降雨量为 700 至 1600mm。年平均降雨量在 800mm 左右，大部分（80%）降雨集中于雨季。如此大的降雨量将对边坡的地下水提供巨大的补给，并对边坡的稳定性造成严重的不良影响。

## 1.6 主要研究内容

根据现目前国内外所使用的边坡稳定性分析方法以及对边坡的加固处理方式，本设计首先结合极限平衡分析方法和强度折减法研究分析边坡稳定性，再根据综合比选原则对攀枝花市二滩水库港口边坡进行支护设计，主要的研究内容如下：

- (1)建立边坡二维模型，对不同工况下的边坡进行模拟分析，得出边坡不稳定的工况。
- (2)利用 Rocslide 以及 ABAQUS 进行相应稳定性分析的模拟计算。
- (3)使用 ABAQUS 对不同抗滑桩参数的边坡进行模拟，比选出最优抗滑方案。

## 2 边坡稳定性计算方法

### 2.1 概况

就目前边坡稳定性的计算方法众多，如圆弧法、强度折减法、以及极限平衡法中的毕肖普法、摩根斯顿-普莱斯法等。本设计采用极限平衡法中的摩根斯顿-普莱斯法与强度折减法。通过 Rocscience Slide、ABAQUS 与极限平衡法、强度折减法结合，使得结果更加准确，并且能够直观得到滑动面的位置与大小，塑性变形区的位置，位移区以及相应的稳定系数  $F_s$ 。因此使用 Slide、ABAQUS 软件进行边坡稳定性的分析是一个高效准确的方法。

### 2.2 摩根斯顿-普莱斯法

摩根斯顿-普莱斯法即 M-P 法，是目前对于不规则滑动面边坡稳定性最好的计算方法，因为 Morgenstern-Price 法适用的基本假设是：条块间的法向力与剪切力的比值用条间力函数  $f(x)$  与 1 个待定比例系数  $\lambda$  的乘积表示，所以适用于砂土质以及岩石质边坡。<sup>[8]</sup> 其公式为：

$$X = \lambda EF(x) \quad (2-1)$$

### 2.3 强度折减法

1975 年，辛克维奇提出了有限元强度折减法，其中强度折减系数  $FV$  的概念为：当外荷载恒定时，边坡岩土体能够提供的最大抗剪强度与外荷载作用于边坡上的最大剪应力之比。并且如果当边坡整个岩土体的抗剪强度相同时，强度折减系数  $FV$  就可以看作传统方法计算得到的稳定系数  $F_s$ 。<sup>[9]</sup> 其抗剪强度参数可用如下公式计算：

$$C_m = C/F_r \quad (2-2)$$

$$\varphi_m = \arctan(\tan\varphi \cdot F_r) \quad (2-3)$$

假设不同的折减系数根据公式计算得到相应的岩土参数，再带入 ABAQUS 软件中并进行有限元分析，在此计算过程中，随着折减系数不断加大，边坡的稳定程度逐渐减小，当迭代计算不收敛即边坡破坏时的折减系数近似等同于评价边坡稳定性的重要指标边坡稳定安全系数  $F_s$ 。

(1) 在 ABAQUS 中如何实施强度折减法的操作步骤：

1) 在对边坡模型使用导入 odb 方法进行地应力平衡之后，建立相应的强度折减分析步。

2) 设置一系列强度折减系数。

3) 对岩土体的参数按照公式 2-2 与 2-3 以及设置的折减系数进行计算并赋予于

ABAQUS 中相应的岩层。

4) 对模型的 `inp` 文件或关键字进行修改。

5) 建立相应的作业进行计算，出现计算不收敛后，并使用操作 `xy` 数据功能处理得到的边坡稳定系数  $F_s$ 。

(2) ABAQUS 中边坡失稳的判断依据：

1) 若网格划分没有出现错误以及边界条件设置没有重叠，那么当监控器中出现迭代计算不收敛的字符说明边坡发生失稳。

2) 监控器中出现时间增量小于分析步设置的最小时间增量的字符。

(3) 利用 ABAQUS 配合强度折减法的优势：

1) 可以将边坡的应力场与渗流场进行耦合，使边坡稳定性分析的计算更加准确，符合实际。

2) 可以对复杂岩层形状、不同的地下水水位，变化的降水情况进行更为真实地模拟。

3) 可以得到边坡的塑性变形区域，边坡位移，以及稳定系数  $F_s$  等其他的一系列数据。

### 3 边坡稳定性数值模拟分析

#### 3.1 基于 Rocscience Slide 软件的边坡稳定性模拟分析

##### 3.1.1 Rocscience Slide 软件介绍

Rocscience Slide 软件是一款以极限平衡法为基础的二维土质或岩质边坡稳定性模拟分析软件。该软件可以选择滑动面为圆弧状或者非圆弧状形式。可以高效的模拟分析出复杂边坡可能破裂产生的滑动面，并且可以模拟出很多种外荷载，比如本设计中的地下水位以及地震。边坡稳定性分析软件 Rocscience Slide，主要有以下特点：

- (1) 可以根据要求选择相应的滑动面。
- (2) Slide 中的分析方法种类齐全，如圆弧法、毕肖普法、杨布法、摩根斯顿-普莱斯法等。
- (3) 拥有各种本构模型，如：各项异性本构、非线性摩尔-库伦本构模型等。
- (4) 可以分析各种外荷载影响边坡稳定性的重要程度，如：地下水、降雨、地震等影响因素。
- (5) 拥有多种地下水的定义方式，如浸润线、Ru 函数、有限元分析等。
- (6) 在模拟边坡时亦可模拟各种外荷载。
- (7) 可以模拟边坡被加固处理后的状态。
- (8) 可以对滑动面中的各个土条的受力等计算结果进行查看。

##### 3.1.2 模型的建立

首先使用 AutoCAD 绘制本设计边坡的剖面，再将需要计算的边坡外围用多段线连接成封闭的曲线，将地层分界线做成多段线或线。然后分别建立图层，将边坡边界的外围线建立图层名为 EXTERNAL,地层分界线建立图层名为 MATERIAL，然后将整个 CAD 的图另存为 DXF 格式 R12 格式。然后从 Slide 的 FILE 目录里 Import 里导入保存的 DXF 格式的图，依次导入 EXTERNAL，MATERIAL，然后再在 Slide 中给各个地层赋予相应的力学参数，建立相应的二维模型。

边坡模型地层一共分为四层，从深层到表层依次为前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩，观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩，石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩，二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩。模型尺寸是 50m×30m，该模型如下图 3-1 所示。

由于该地存在地下水，所以在 Slide 软件中通过设置 Water table 来定义地下水水面的位置，并进行模拟计算。

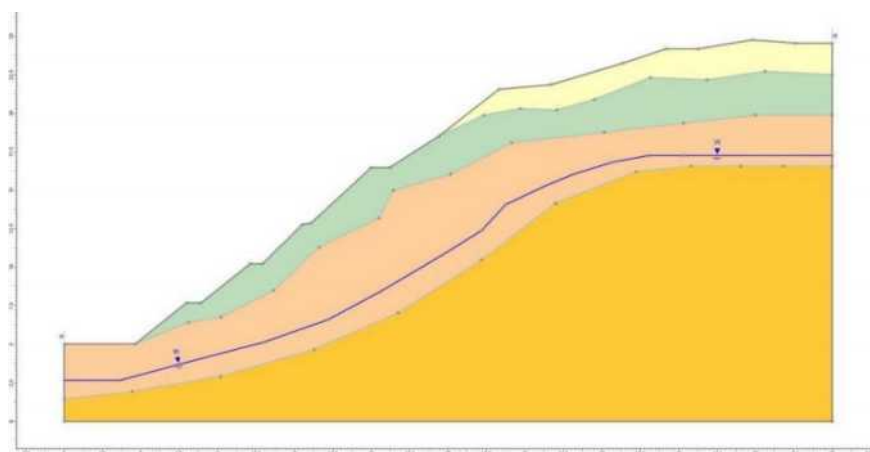


图 3-1 边坡模型示意图

### 3.2.3 数值模拟分析

本小节选用极限平衡法中的主要方法开展三种工况下边坡的稳定性计算。第一种为自然条件下，岩层参数选取自然条件下的参数，地下水水位选取自然条件下的水位。第二种为汛期降雨充足时的工况，岩层参数选取饱水状态下的参数，同时因为降水地下水位有所抬升，假设抬升 1.5-1.7m。第三种为地震工况，岩层参数选取自然条件下的参数，地下水位也为自然条件下的水位，同时在 **Seismic load** 中设置水平地震参数为 0.16。

得出相应工况下的稳定系数以及最危险滑动面如图 3-2 至 3-4 所示：

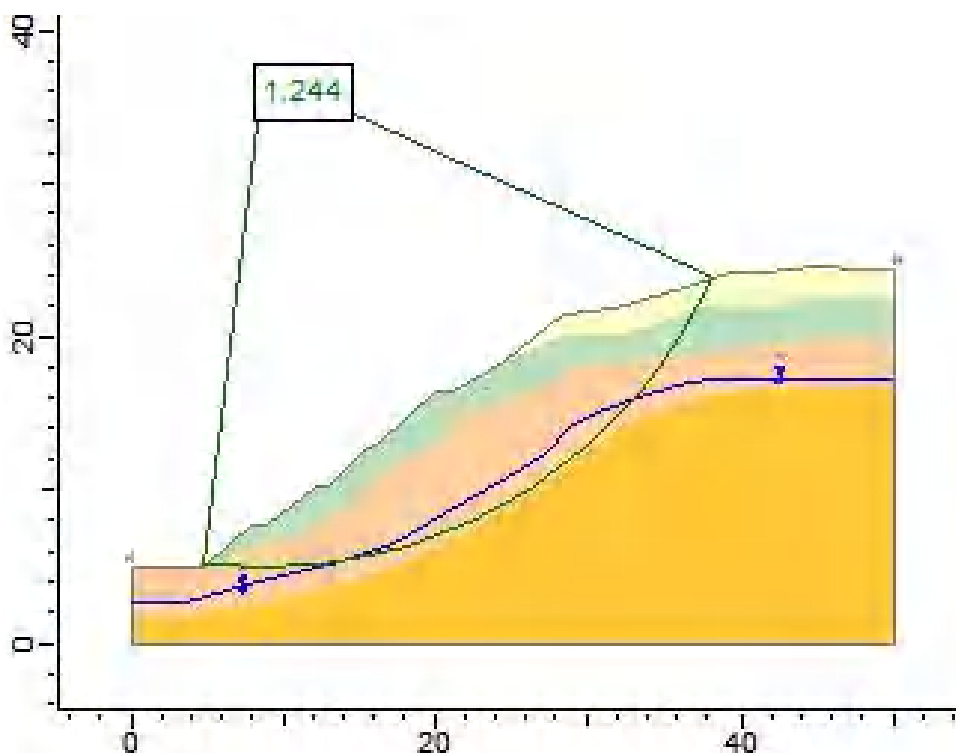


图 3-2 天然工况下 M-P 法的计算结果

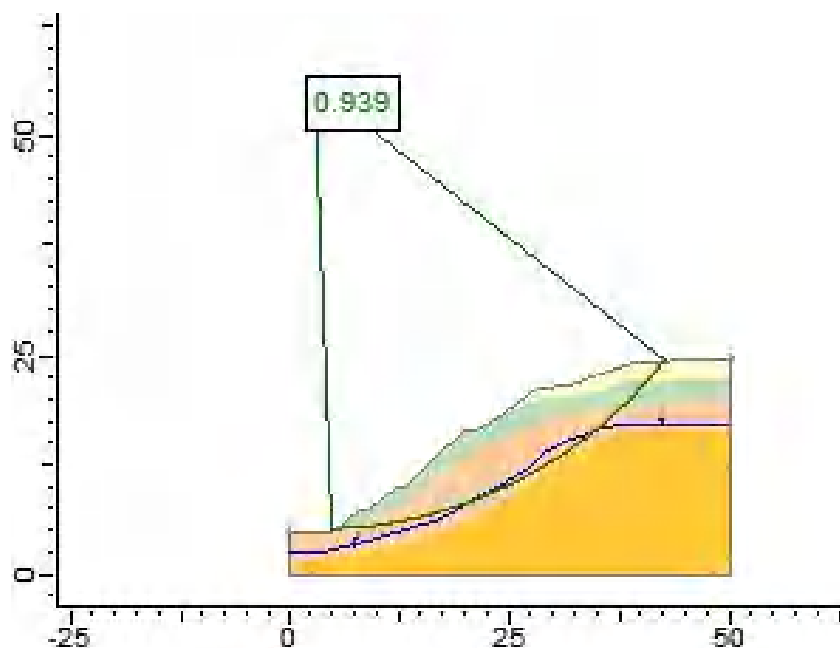


图 3-3 地震工况下 M-P 法的计算结果

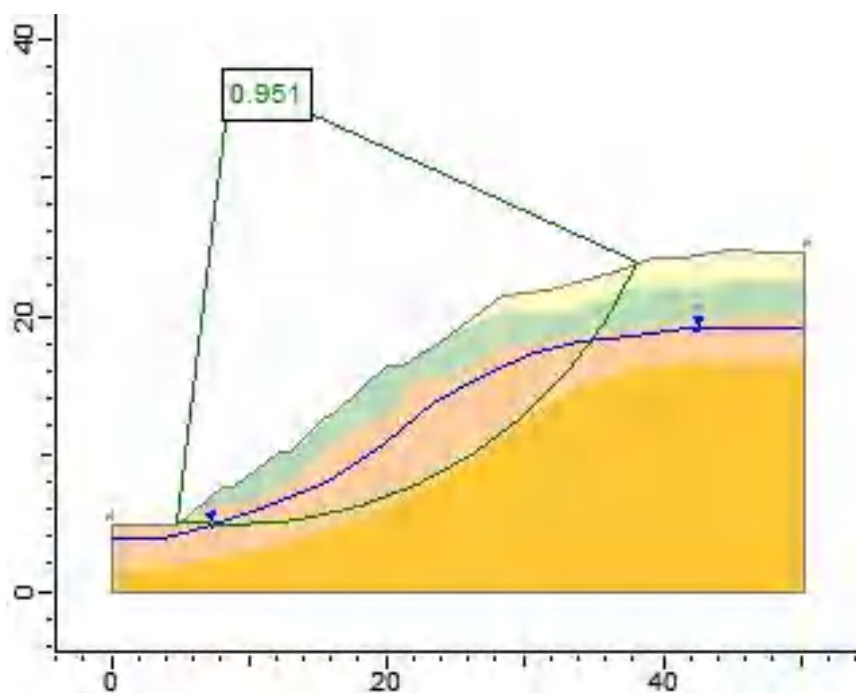


图 3-4 降水工况下 M-P 法的计算结果

从上图 3-2 至图 3-4 可知，在不同工况下，由摩根斯顿-普莱斯法计算的边坡最大概率破坏的滑动面大小与位置基本一致。与强风化岩和中等风化岩之间的接触面相切，在实际情况下分析，两岩层之间并不是完全贴合，有裂隙与空洞，所以该面的抗滑动能力较差，滑动面发生在该处的概率较大，因此 Slide 分析最危险滑动面位于该处是合理的。

把边坡在不同工况下用各种方法计算出的结果统计到表 3-1。



表 3-1 各种工况在不同方法下的稳定系数表

计算工况	极限平衡法				
	Fellenius 法	Bishop 法	Janbu 法	Spencer 法	M-P 法
天然工况	1.187	1.245	1.149	1.242	1.244
降水工况	0.927	0.953	0.876	0.95	0.951
地震工况	0.891	0.935	0.854	0.939	0.939

各个方法所计算出的稳定系数  $F_s$  相差不大, 变化幅度都较小, 因此可以合理推断 Slide 中不同方法所计算的稳定系数较为准确, 但还要与 ABAQUS 软件的结果进行进一步对比。

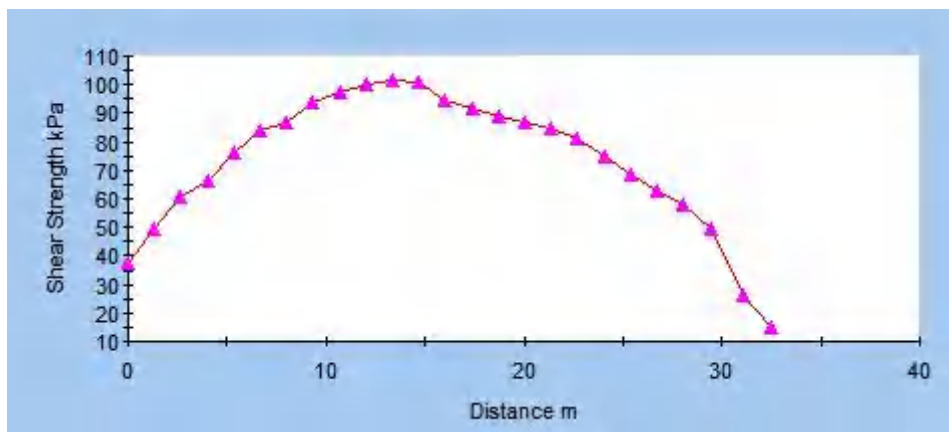
鉴于 M-P 法即 Morgenstern-price 法, 充分考虑了每一个土条之间的相互作用力即法向力和切向力, 它也是现目前能够较完美计算出任意形状滑动面的边坡稳定性计算方法。因此本设计选用摩根斯顿-普莱斯法来作为 Slide 软件计算边坡稳定系数的结果, 并参与下一小节的对比。

依据《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2013) 中的边坡稳定性系数评定表, 对比本设计实例, 可知: 评价三级永久边坡的稳定状态时, 当边坡稳定系数  $F_s$  大于 1.25 为稳定, 1.05 至 1.25 为基本稳定, 1.00 至 1.05 为欠稳定的, 小于 1.00 时是不稳定的; 。由上述表格可知, 边坡在自然, 降雨, 地震的工况下, 边坡的最危险滑动面的稳定系数依次为 1.244 (大于 1.05, 小于 1.25, 基本稳定), 0.951 (小于 1.00, 不稳定), 0.939 (小于 1.00, 不稳定), 由稳定系数对照表 3-2 可以得知, 该边坡的稳定状态分别为基本稳定, 不稳定和不稳定。

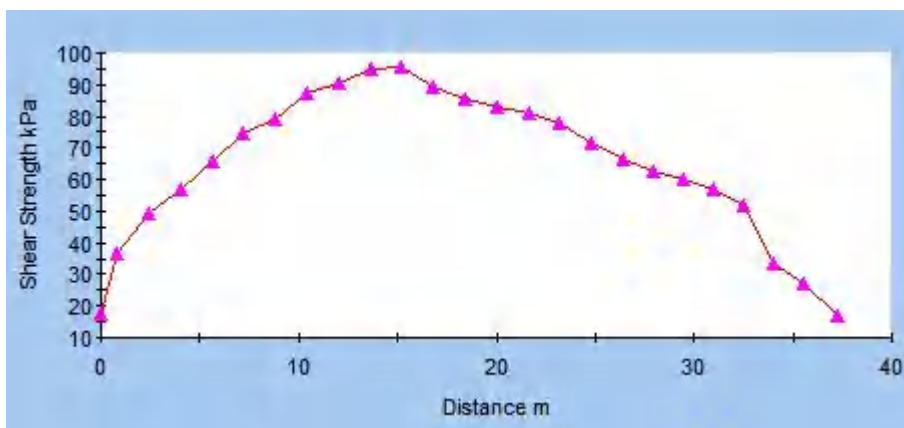
表 3-2 边坡稳定状态评定表

边坡稳定性系数 $F_s$	$F_s < 1.00$	$1.00 \leq F_s < 1.05$	$1.05 \leq F_s < 1.25$	$F_s > 1.25$
边坡稳定状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

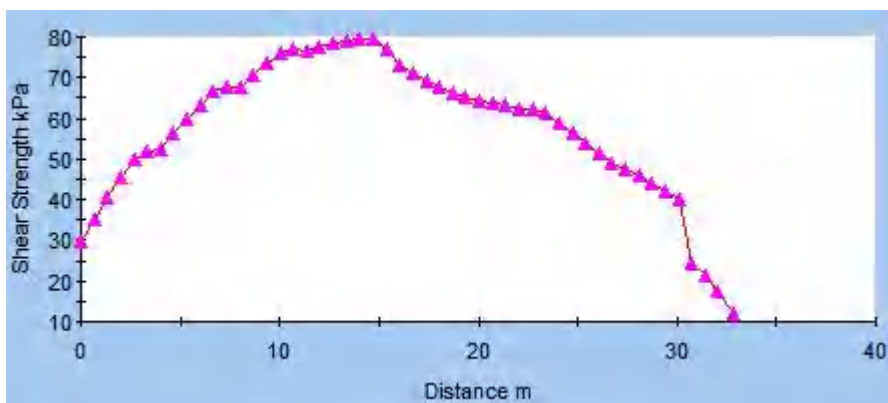
并获得相应工况下的剪应力变化图如图 3-5:



(1) 自然工况



(2) 地震工况



(3) 降雨工况

图 3-5 不同工况下最危险滑动面的剪应力变化图

由图 3-5 可以看出，M-P 法计算出的，在不同工况下最危险滑动面的剪应力变化图的变化规律是十分相似的，走势大致相同。从三幅剪应力变化图的整体来看，最危险滑动面上剪应力的大小变化呈现出先快速增大，在边坡中部达到峰值并且在很长一段距离的变化不大，然后再顺着边坡缓慢减小。三种工况下剪应力变化的具体概括为：在边坡约 14m 处剪应力都达到了最大值，自然，降雨，地震三种工况下分别为 100kPa，80kPa，95kPa，不

良工况（降雨工况、地震工况）与自然工况对比最大剪应力分别减小了 20kPa，5kPa，降雨工况下减小的幅度较大，地震工况下减小的幅度一般。推断的原因有：一、降雨工况时，降雨补充边坡岩土体中的水量导致岩土体重量变大，岩土体向下滑动的趋势增加；雨水渗透到岩土体的孔隙、裂隙当中，导致土体单元之间的粘结力、摩擦角变小，从而导致边坡抵抗变形、滑动的能力减弱，所以边坡的稳定性变差。二、地震工况时，因为地壳的强烈运动而产生的力相当大，可能导致边坡表面或者内部出现裂痕，从而导致边坡发生失稳。

### 3.3 基于 ABAQUS 的数值模拟分析

#### 3.3.1 ABAQUS 简介

ABAQUS 是一款非线性有限元法分析软件，它由达索公司研发，该软件能够并且高效地解决工程中复杂和深入的问题。ABAQUS 能够收到众多学者以及工作者的广泛青睐是因为其强大的非线性分析计算功能，而且可以应对多种问题，如分析复杂的固体力学结构力学系统，模拟高度非线性问题。以外，ABAQUS 丰富的材料模型库可对各种复杂的材料精确的模拟，用户还可以根据需要自定义材料的本构模型或单元类型，比较适用于材质复杂的岩土领域<sup>[10]</sup>。

ABAQUS 的主要功能有部件、属性、装配、分析步、荷载、网格、作业等，在对物体进行模拟分析时，使用者可通过部件完成模型的建立，然后通过属性赋予模型物理参数，建立分析步设置场输出量，通过荷载功能设置荷载与边界条件，然后通过网格与作业来划分网格并计算结果，最终的计算结果可通过可视化功能显示出来。若需要建立的模型过于复杂，也可以通过其他软件（如 AutoCAD 等）来建模并导入 ABAQUS，然后再通过 ABAQUS 进行下一步操作求解，这样处理复杂问题反而更加简便<sup>[11]</sup>。

从数值模拟的角度验证滑坡支护的必要性，尽可能实际反映边坡稳定性，选择具有代表性的剖面作为数值模拟的基础，根据现场实际情况及对模型边坡的对比分析，利用 ABAQUS 软件生成二维模型，并进行数值模拟分析不同工况下边坡的稳定性问题，确定塑性破坏的范围以及剪应变和位移场的分布。

#### 3.3.2 模型的建立

本小节运用 ABAQUS 建立边坡的二维模型。该模型基于摩尔-库伦模型。模型长 50m，宽 30m。边坡分为四层，从上到下依次为二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩、石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩、观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩、前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩。边坡模型以及所受水头荷载如图 3-6、3-7 所示。

通过 AutoCAD 描绘边坡边界，保存为 igs 文件再导入 ABAQUS，分别通过部件，属

性，装配，分析步，载荷，网格，作业等功能给边坡分层，赋予各个地层的岩土体参数，建立分析步，添加载荷和边界条件，以及赋予边坡相应的节点并生成网格进行作业提交。然后再通过导入 odb 方法进行平衡初始地应力。

该边坡模型的边界条件设置：1.模型前后边界设置横向的位移限制，底部边界设置横向加竖向位移的限制，其都为不透水边界。2.在模型前后边界设置相应的地下水水头荷载，并设置函数使水头随着高程呈线性变化。

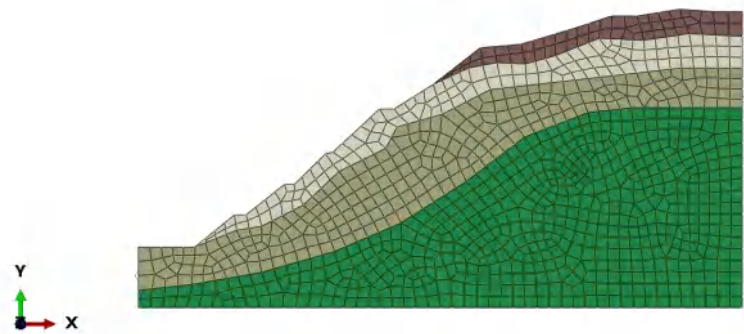


图 3-6 边坡二维模型

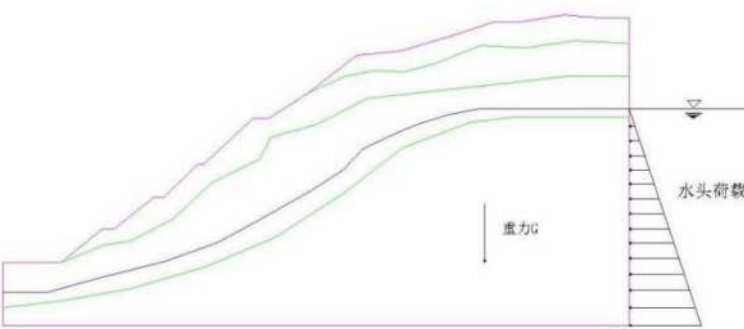


图 3-7 边坡模型受到外荷载作用示意图

### 3.3.3 数值模拟分析

本小节对自然工况以及降雨工况下的边坡进行模拟分析计算。根据计算所得的边坡稳定系数  $F_s$ 、边坡位移以及塑性应变区域等评价要素，来评定边坡的稳定性。因为本设计选择的边坡有地下水，需要考虑地下渗流对边坡稳定性的影响，因此利用 ABAQUS 强大的非线性分析能力，将渗流场与应力场耦合，再配合强度折减法模拟计算出边坡在渗流影响下的评定要素。

使用强度折减法需要将岩土体参数按公式 3-1、3-2 和相应假设的折减系数计算，并改变模型中的 keywords 以及增加一个场输出量的分析步。

$$C_m = C/F_r \quad (3-1)$$

$$\varphi_m = \arctan(\tan\varphi \cdot F_r) \quad (3-2)$$

### 3.3.4 自然工况

在自然工况时，赋予边坡模型自然工况下的岩土体参数，并假设重力加速度  $g$  为  $-9.81\text{N/kg}$ ，模型右侧水头高度为  $17.2\text{m}$ ，左侧水头为  $2.67\text{m}$ 。利用 ABAQUS 能够将边坡的应力场与渗流场相结合，得出迭代计算不收敛时孔隙压强 POR 等值线云图如下图 3-8 所示。

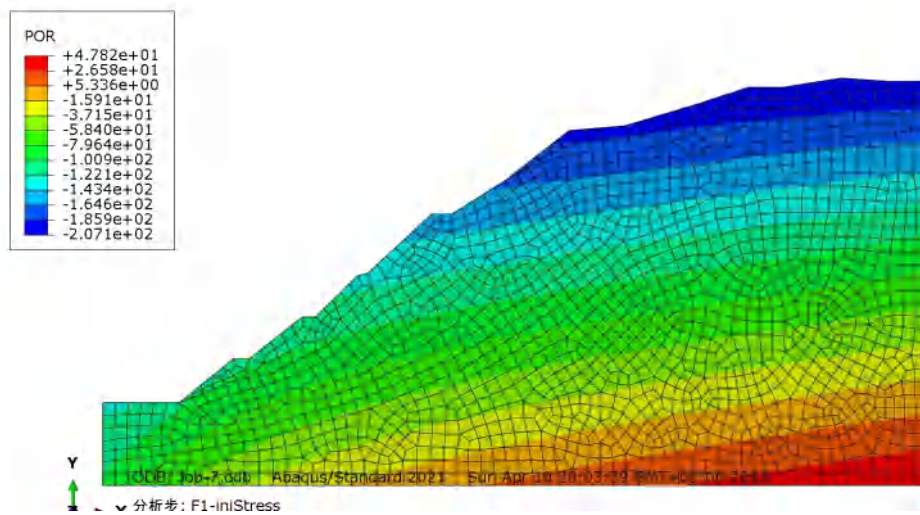


图 3-8 孔压 POR 等值线云图

图 3-8 显示的孔压可以表达出地下水的位置，因此对比图中的结果和自然工况下的地下水条件可以得知模拟计算出的结果与条件相差不大。利用 ABAQUS 模拟边坡应力场与渗流场耦合，得到渗流影响下的边坡的塑性应变、位移以及稳定系数等结果，如下图 3-9 至图 3-13 所示：

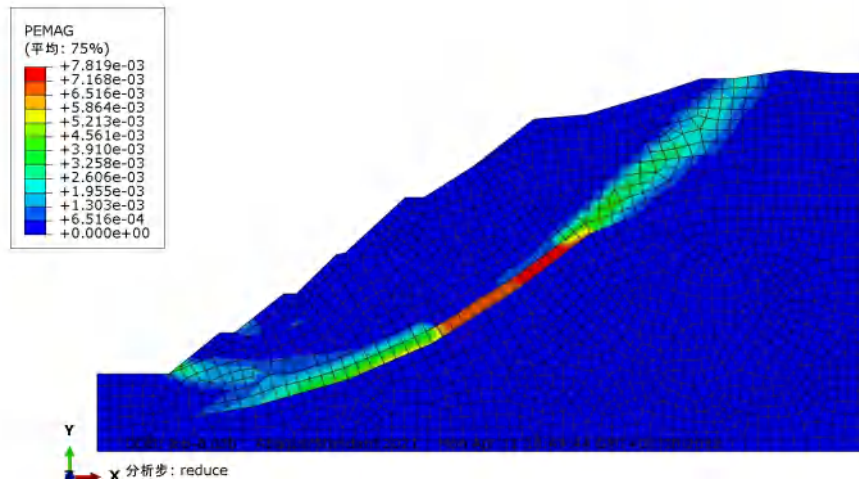


图 3-9 边坡塑性应变 PEMAG 云图

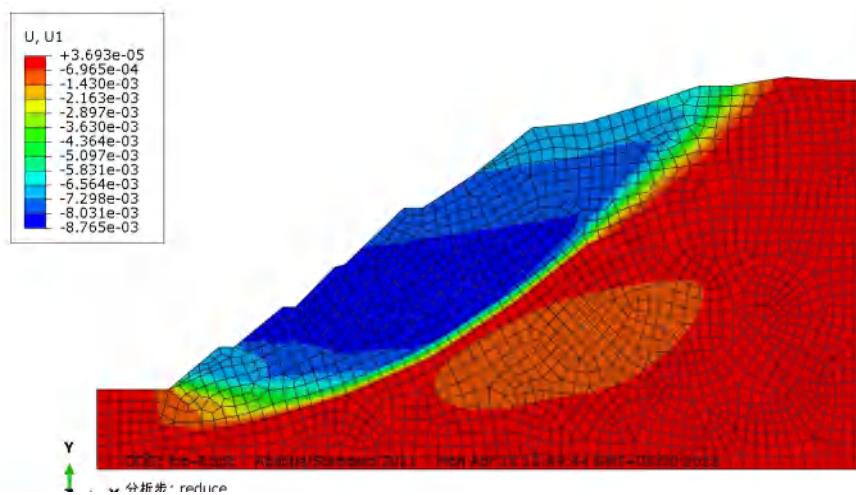


图 3-10 边坡水平位移 U1 云图

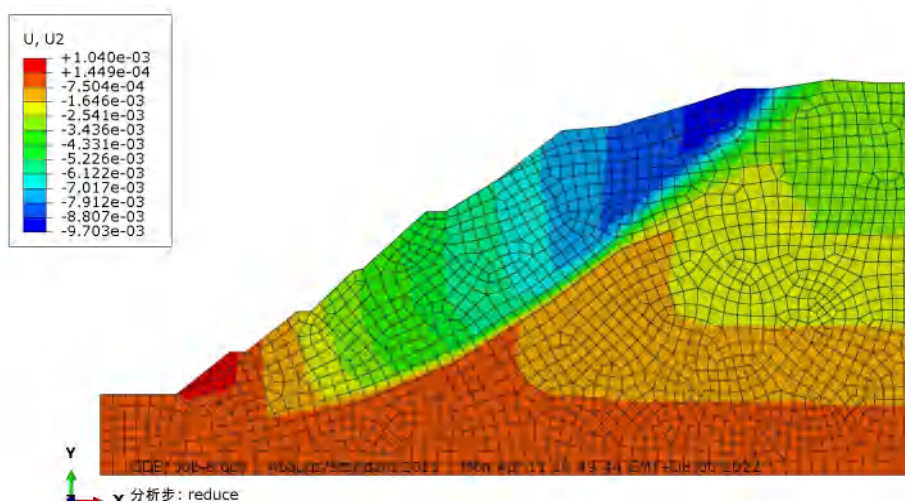


图 3-11 边坡竖直位移 U2 云图



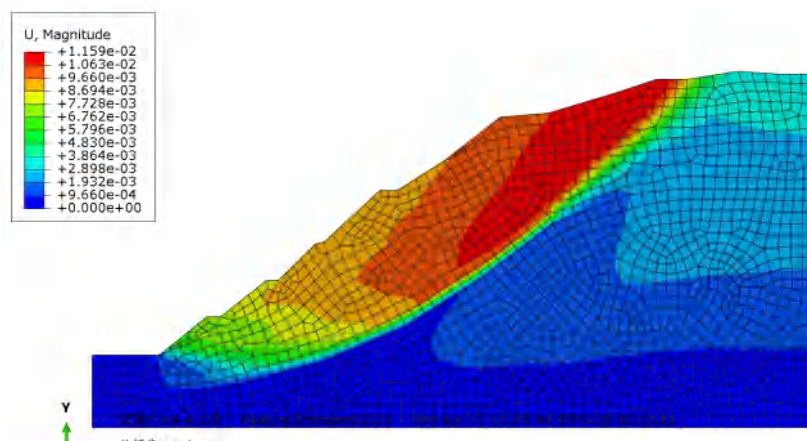


图 3-12 边坡总位移 U 云图

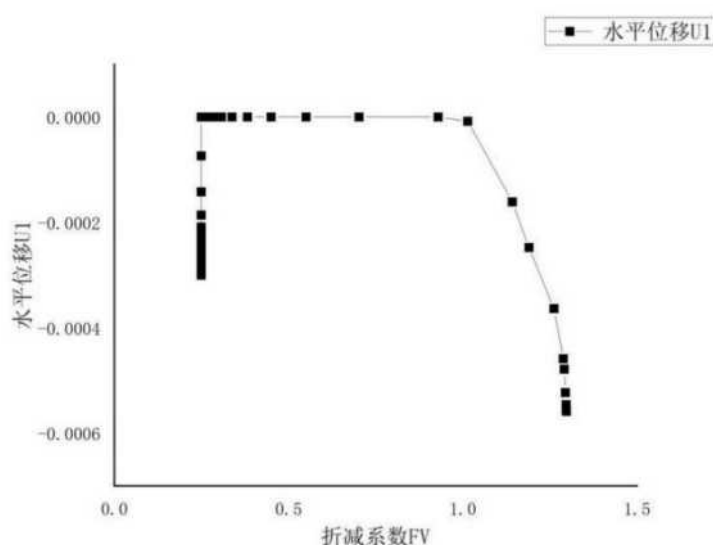


图 3-13 折减系数 FV 随水平位移 U1 的变化关系图

由塑性区 PEMAG 云图可以看出，在边坡计算结果中，在自然工况下该边坡的最大塑性应变为 0.007819。该边坡的整个塑性区都位于观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩与前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩两岩层之间的不平整接合面上。边坡中部为该边坡的最大塑性变形区域，塑性应变区向两边延伸至坡顶和坡脚并且逐渐减小，并且塑性应变区除了坡脚以外基本贯通。塑性 PEMAG 云图很好的展示了贯通区的位置以及边坡相应位置的塑性应变数值。由水平位移云图 U1 以及竖直位移云图 U2 可知，边坡水平位移 U1 最大为 0.8765cm，位于边坡中部与坡脚之间；边坡竖直位移 U2 最大为 0.9703cm，位于坡顶处。综合上图 3-9 至图 3-12 所知，当边坡失去稳定并且内部岩土体被破坏时，破坏滑动面为圆弧状，其滑动面和粉砂岩与与变质玄武岩夹硅质板岩的不平整接合面近似相切。经过以上分析以及数据可以推断，该边坡在自然工况下边坡稳定性较好，塑性变形较小，处于比较

稳定的状态。

图 3-13 可以通过选择该边坡的一处顶点，获得该点水平位移 U1 与折减系数 FV 的数据，再通过 origin 软件或者 ABAQUS 的后处理功能绘制。在该图中随着折减系数 FV 的增大，水平位移 U1 先减小再持平，后持续增大，可以看出位移没有突然地变大，所以选择当迭代计算不收敛时得到的折减系数即稳定系数来作为评定边坡稳定性的标准。因此由上图的关系曲线可以得知：在自然工况下，当折减系数最大达到 1.297(大于 1.25)时，边坡是处于稳定的状态。

3.3.5 降雨工况

模拟降雨工况时，赋予边坡模型岩层的参数选用降雨时的岩土体参数，重力加速度 g 仍然采用-9.81N/kg，边坡模型右侧地下水高度高出 1.7m，达到 19m，以达到模拟降雨工况下地下水上升的情况。利用 ABAQUS 对渗流场影响下的边坡进行模拟，得出完成作业后的一系列云图，如图 3-14 至 3-19。

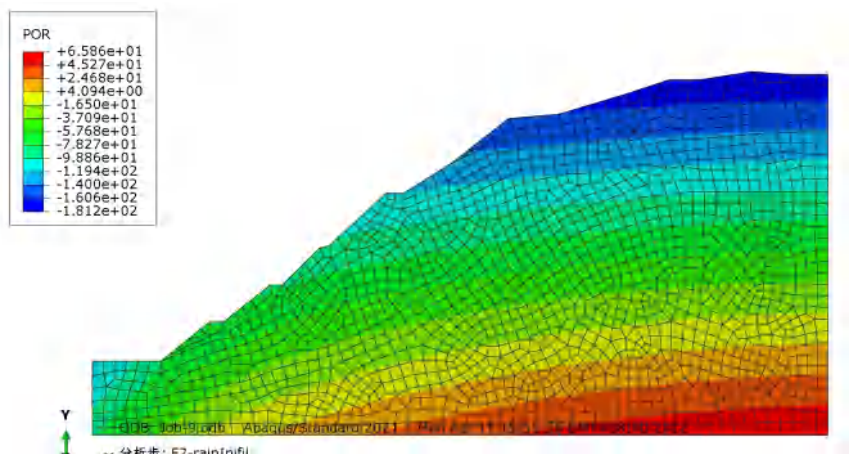


图 3-14 孔压 POR 等值线云图

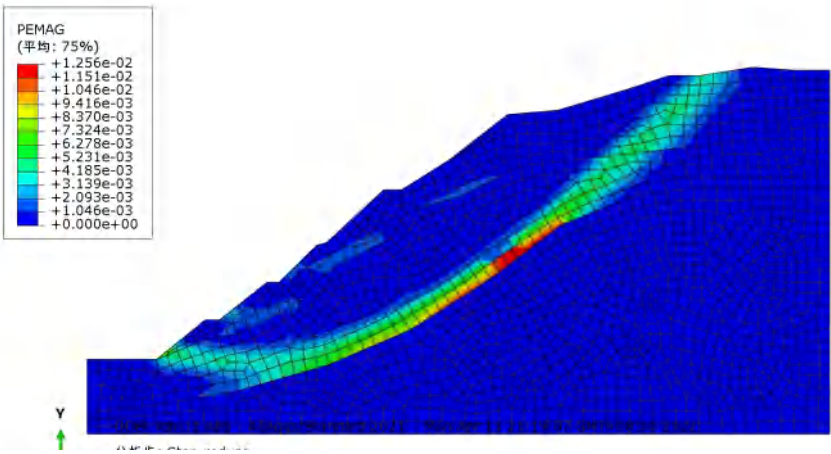


图 3-15 边坡塑性形变 PEMAG 云图



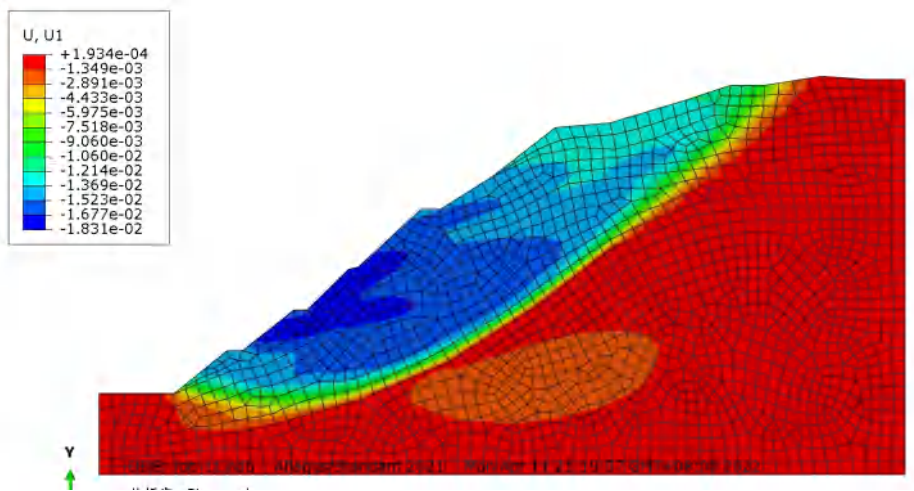


图 3-16 水平位移 U1 云图

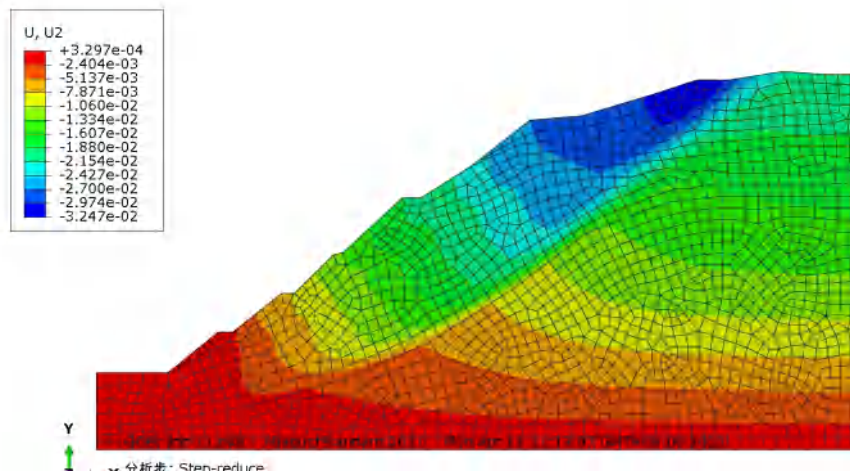


图 3-17 竖直位移 U2 云图

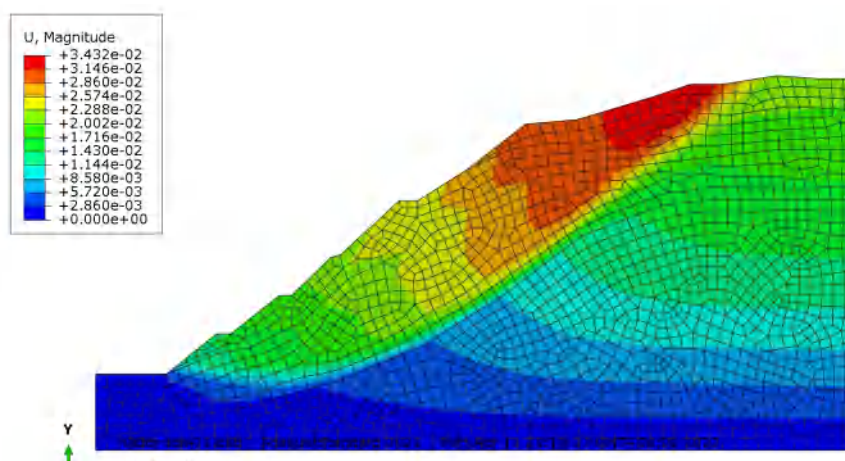


图 3-18 边坡总位移 U 云图

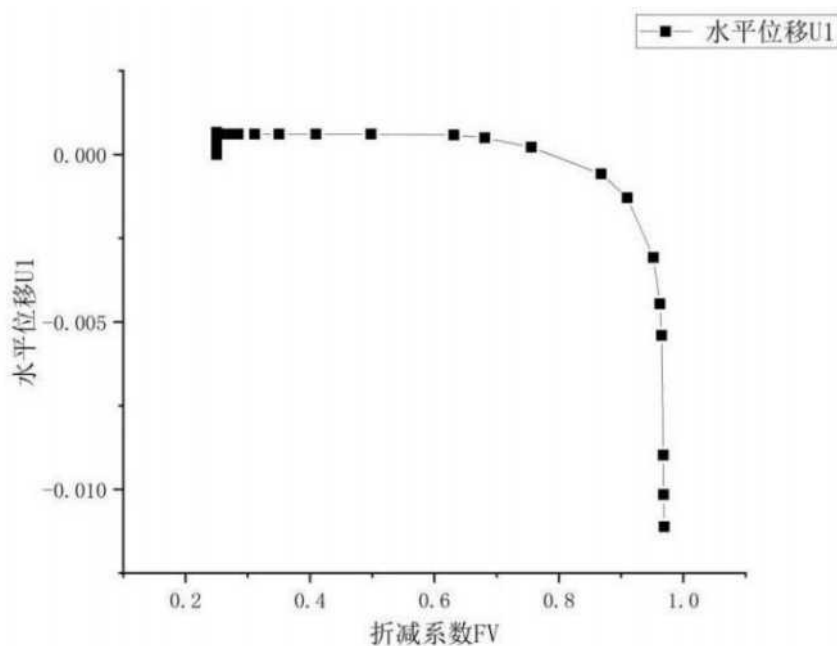


图 3-19 FV 随 U1 的变化关系图

在上述计算结果中，由塑性区形变 PEMAG 云图 3-15 可以看出，在降雨工况下，该边坡的最大塑性应变为 0.01256。该边坡的大部分塑性区位于观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩与前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩之间的不平整接合面上，边坡最大的塑性应变区位于边坡中上部，同时塑性应变区向坡顶以及坡脚两个方向延伸，并且完全贯通。表明该边坡在降雨工况下边坡失稳的可能性极高并远大于自然工况下。由水平位移 U1 图以及竖直位移 U2 图可知，该边坡在此种工况下水平位移 U1 的最大值为 1.831cm，位于边坡中部；竖直位移 U2 最大值达到 3.247cm，位于坡顶部。综合图 3-15 至图 3-18 可以得知，当该边坡失稳发生滑坡时，滑动面大部分沿着粉砂岩层与变质玄武岩夹硅质板岩层之间的不平整接合面并且呈现圆弧状。根据上述结果以及分析可以推断：该边坡在降雨工况下极易发生破坏，需要加固方案来预防滑坡。

另外可以通过折减系数 FV 来判断边坡是否稳定，所以由图 3-19 折减系数 FV 随水平位移 U1 变化的关系曲线以及在 ABAQUS 中后处理得到的数据可以得知，当边坡处于降雨工况时，边坡的折减系数最终趋于 0.969（小于 1.05），因此该边坡在降雨工况下处于不稳定的状态。

### 3.3.6 模拟结果的对比

将 Rocscience Slide 的模拟计算结果与 ABAQUS 的模拟计算结果进行对比分析。两种软件的模拟计算结果如表 3-3 所示。

表 3-3 不同工况下的结果对比表

边坡工况	稳定系数 $F_s$		稳定状态	
	ABAQUS (强度折减法)	Rocscience Slide (M-P 法)	ABAQUS (强度折减法)	Rocscience Slide (M-P 法)
自然工况	1.297	1.244	稳定	基本稳定
降雨工况	0.969	0.951	不稳定	不稳定

由上表可以得知，运用 ABAQUS（强度折减法）与采用 Rocscience Slide（M-P 法）两个软件所计算出来的稳定系数  $F_s$  相差不大，比较接近。并且 ABAQUS 与 Slide 计算出的滑动面的大小以及位置也基本相同，位于观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩与前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩的不整合接触面。根据上述分析可以推断：ABAQUS 与 Slide 两个软件的模拟结果是合理的。

在自然工况与降雨工况下，ABAQUS（强度折减法）计算得出的稳定系数大于 Slide（M-P 法即极限平衡法）的结果。在自然工况下，ABAQUS 的模拟计算结果比 Slide 大 0.053；在降雨工况下，ABAQUS 所计算出的稳定系数  $F_s$  比 Slide 大了 0.018。两者计算得出的结果存在差别的原因，推断有：1.ABAQUS 模拟的地下水水面没有 Slide 精确，Slide 可以模拟完整的地下水水位，而 ABAQUS 只能模拟边坡前端和后端的地下水高程。2.ABAQUS 可以将两种场变量即土体应力场与流体渗流场两者进行耦合，结合在一起计算，综合考虑两者对边坡稳定性的影响。相比于 Slide 只能分析各个土条之间的孔隙水压力更加精细，更加完善。

而且在这两种工况下，ABAQUS 与 Slide 两个软件计算出的稳定状态都是一致的，在自然工况下，该边坡处于稳定状态；在降雨工况下，该边坡的稳定系数  $F_s$  都小于 1.00，因此都处于不稳定状态。因此该边坡在降雨时极易发生失稳，安全隐患比较大，所以为保护周围居民的生命财产安全，应该对此边坡进行支护设计，实施加固处理。

### 3.4 边坡稳定性的可靠度分析

#### 3.4.1 可靠度分析简介

可靠度分析以概率论以及数学的统计理论为基础。边坡的可靠性分析是通过设置参数随机化，然后经过计算机的大量计算，得到庞大的分析结果，再根据其中边坡发生失稳破坏的概率以及相应的可靠度参数  $RI$ ，判断边坡的稳定性，与传统方法中仅仅依靠边坡稳定系数评定边坡不同，可靠度分析法是一种不确定性的分析方法<sup>[12]</sup>。可靠性分析并不是对其他方法的否定，而是对别的边坡稳定性分析方法的补充，从概率的角度判断边坡的稳定

状态。

本小节通过 Rocscience Slide 软件中的 monte-carlo（蒙特-卡罗）法对不同工况下的边坡进行可靠度分析，并将地下水位，地震强度，岩土层参数作为随机变量，并让它们服从正态分布。

3.4.2 参数选择

根据上一小节在 Slide 软件中通过 M-P 法得出最危险滑动面主要位于观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩与前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩的不平整接触面上并且主要是在观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩内，因此选取粉砂岩岩层的参数（粘聚力、内摩擦角、以及重度）作为随机变量，如表 3-4 所示，服从正态分布。并且选择 Slide 软件中可靠度分析方法为蒙特-卡罗法，分析滑动面的类型为最危险滑动面，样本数量设置为 10000 个。

表 3-4 强风化岩参数表

	岩土体状态					
	自然状态			降雨状态		
	重度 $\gamma$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}^3$ )	粘聚力 C ( $\text{kPa}$ )	内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )	重度 $\gamma$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}^3$ )	粘聚力 C ( $\text{kPa}$ )	内摩擦角 $\varphi$ ( $^\circ$ )
MAX 最大值	26	36	23	25.9	28	17.4
MIN 最小值	23.6	24	17	24.7	20	12.6
MEAN 平均值	24.8	30	20	25.3	24	15
DEV 标准差	0.6	3	1.5	0.3	2	1.2

除了上表的岩土体参数，地下水位的变化幅度在正常情况下 $\pm 0.7\text{m}$ ，标准差取值为 0.5；地震系数正常情况下取值为 0.16，变化幅度为 $\pm 0.1$ ，标准差为 0.05，都服从正态分布。

3.4.3 自然工况

在自然工况下，对边坡进行可靠度分析，进行了 10000 次模拟分析，得出结果如下图 3-20 至 3-23。

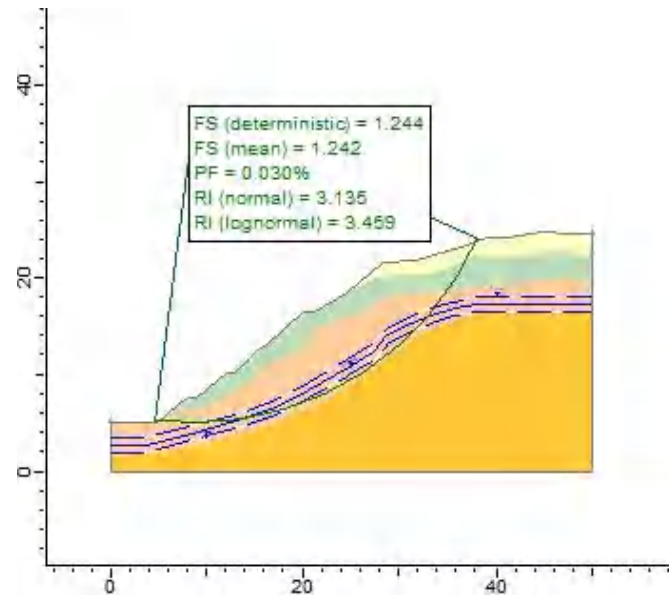


图 3-20 相关计算结果

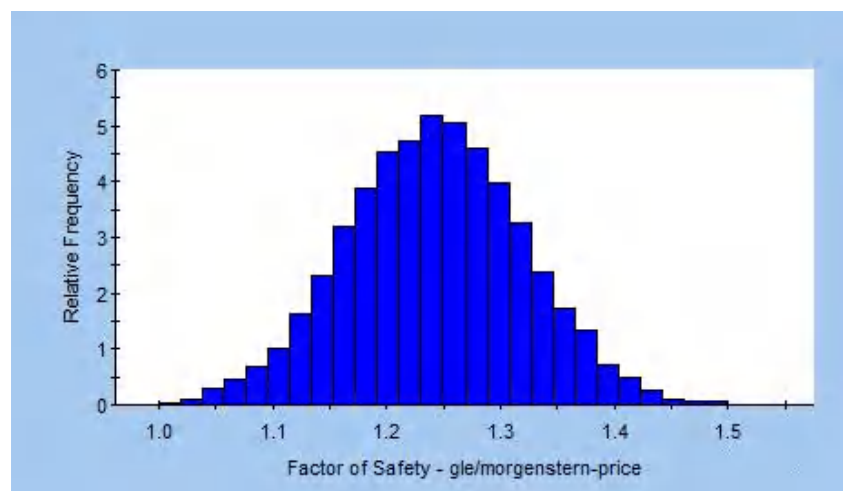


图 3-21 稳定系数  $F_s$  的分布图

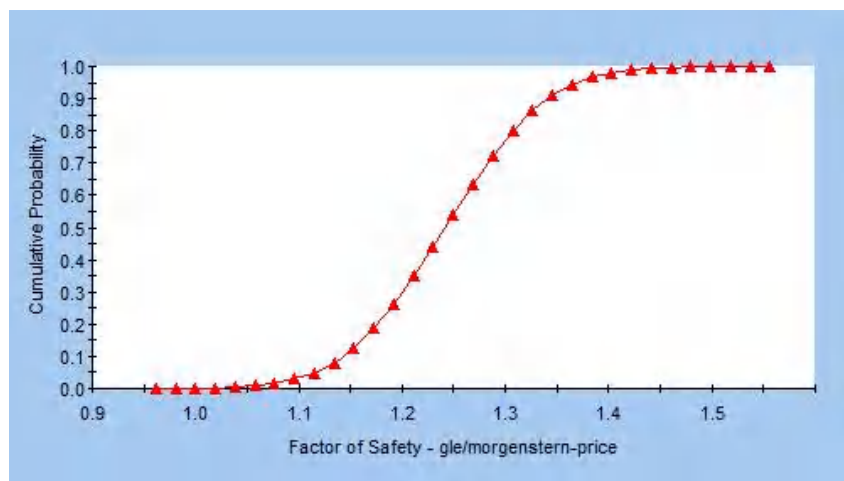


图 3-22 稳定系数  $F_s$  累积概率图

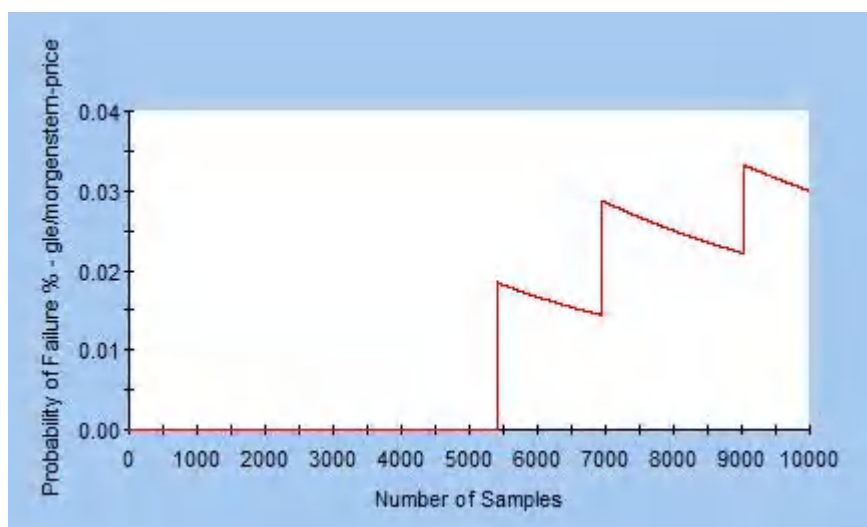


图 3-23 边坡破坏概率图

根据计算得出的上述结果，可以知道在自然工况下平均稳定系数  $F_s$  (mean) 为 1.242，破坏的概率 PF 为 0.03%，典型可靠度系数 RI (normal) 为 3.135，正态分布可靠度系数 RI (lognormal) 为 3.459。由图 3-21 稳定系数  $F_s$  的分布图可以看出稳定系数大部分为 1.2 至 1.3，图像服从正态分布。

#### 3.4.4 降雨工况

降雨工况下，边坡粉砂岩参数为饱水状态时的参数，并进行 10000 次蒙特-卡洛模拟分析。结果如图 3-24 至 3-27：

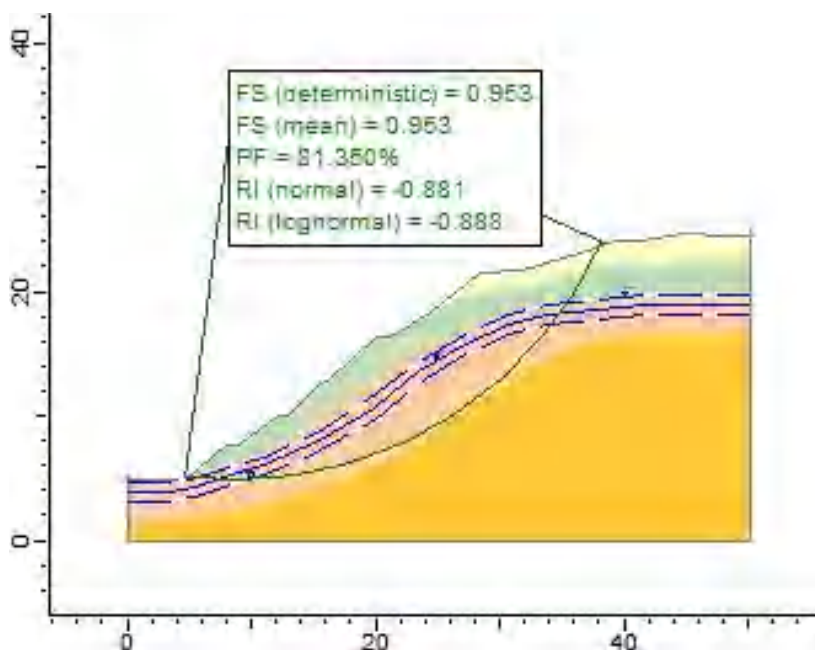


图 3-24 相关计算结果



图 3-25 稳定系数  $F_s$  的分布图

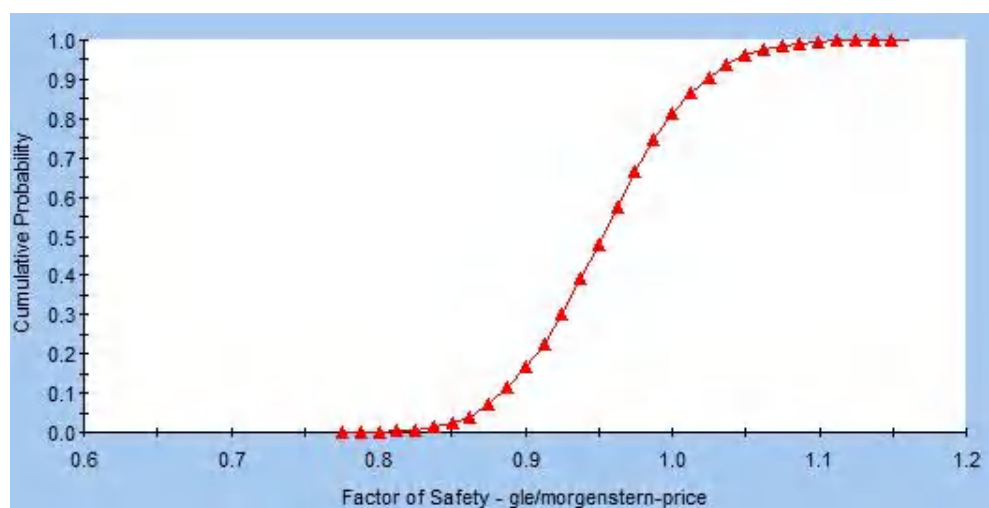


图 3-26 稳定系数  $F_s$  累积概率图

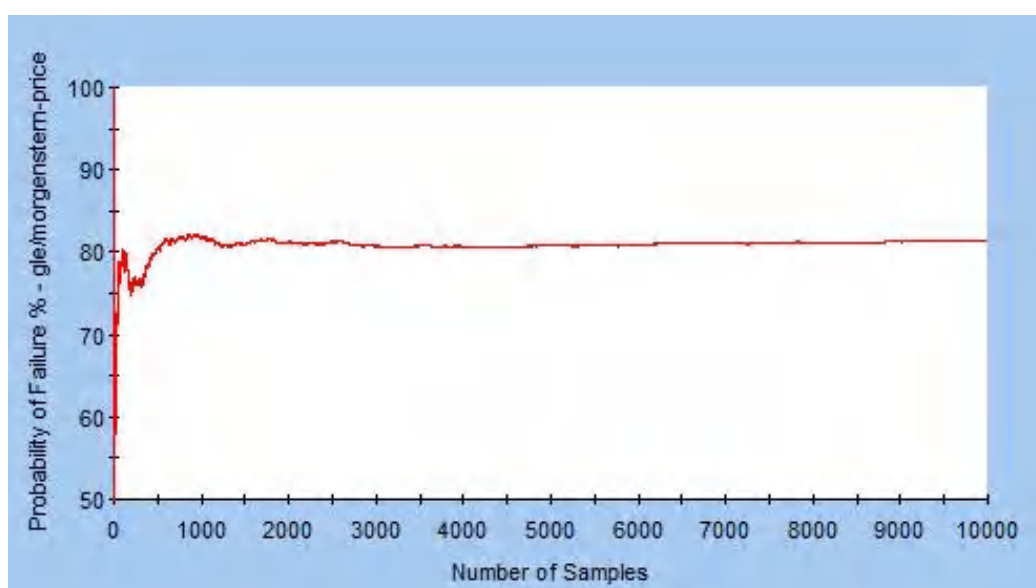


图 3-27 边坡破坏概率图



由图 3-24 可以得知,平均稳定系数  $F_s(\text{mean})$  为 0.953,边坡破坏的概率 PF 为 81.35%,典型可靠度系数 RI (normal) 为 -0.881,正态分布可靠度系数 RI (lognormal) 为 -0.888。由图 3-25 可知,稳定系数  $F_s$  分布为:大部分为 0.9 至 1.0,然后向两方减少,符合正态分布。

### 3.4.5 地震工况

在地震工况下,边坡粉砂岩层参数为自然状态的参数,地震系数为 0.16,,并进行 10000 次蒙特-卡罗模拟分析。结果如下图 3-28 至 3-31:

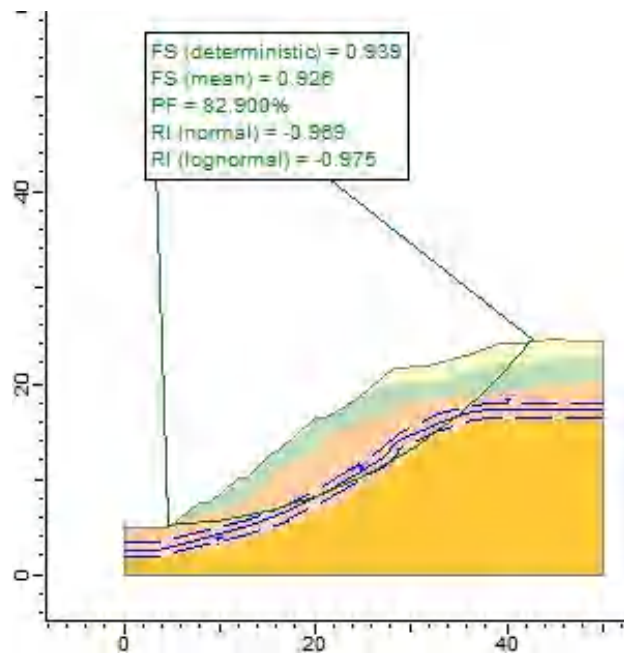


图 3-28 相关计算结果

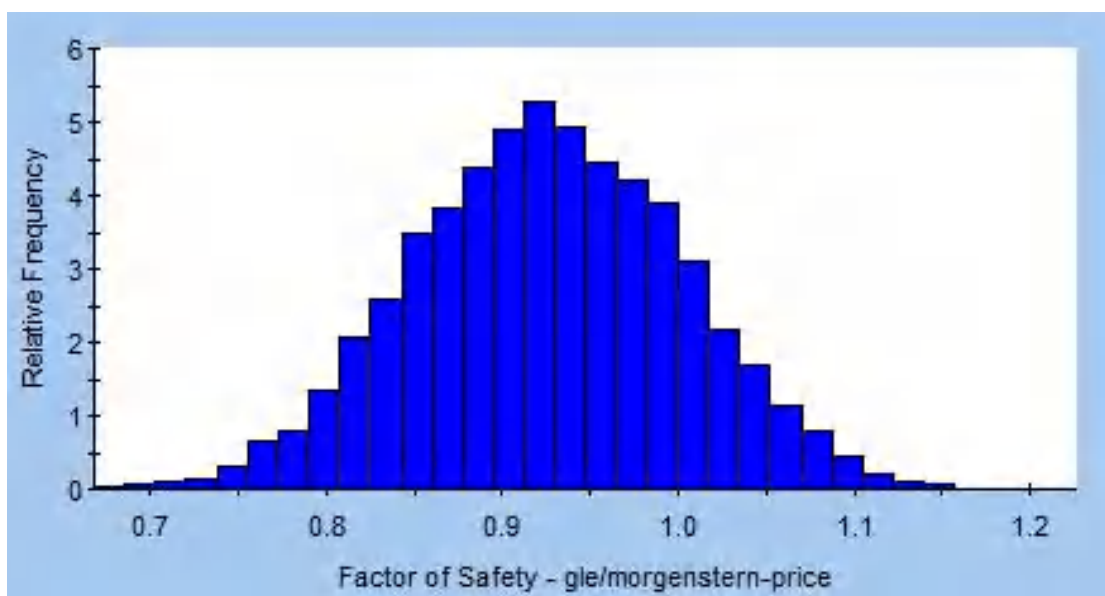


图 3-29 稳定系数  $F_s$  的分布图



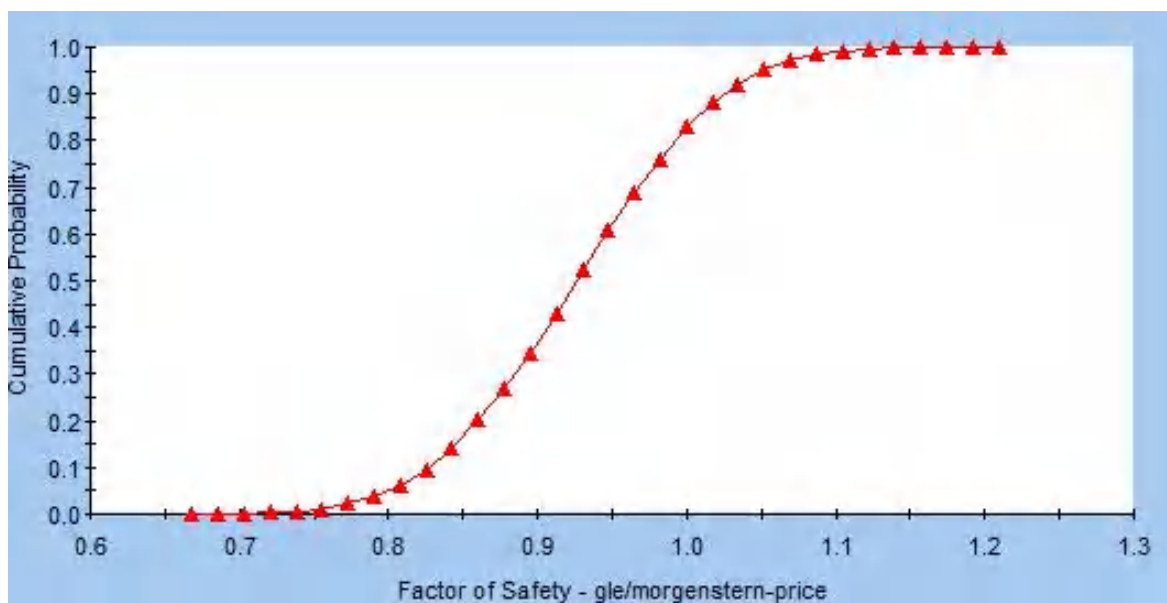


图 3-30 稳定系数  $F_s$  累积概率图

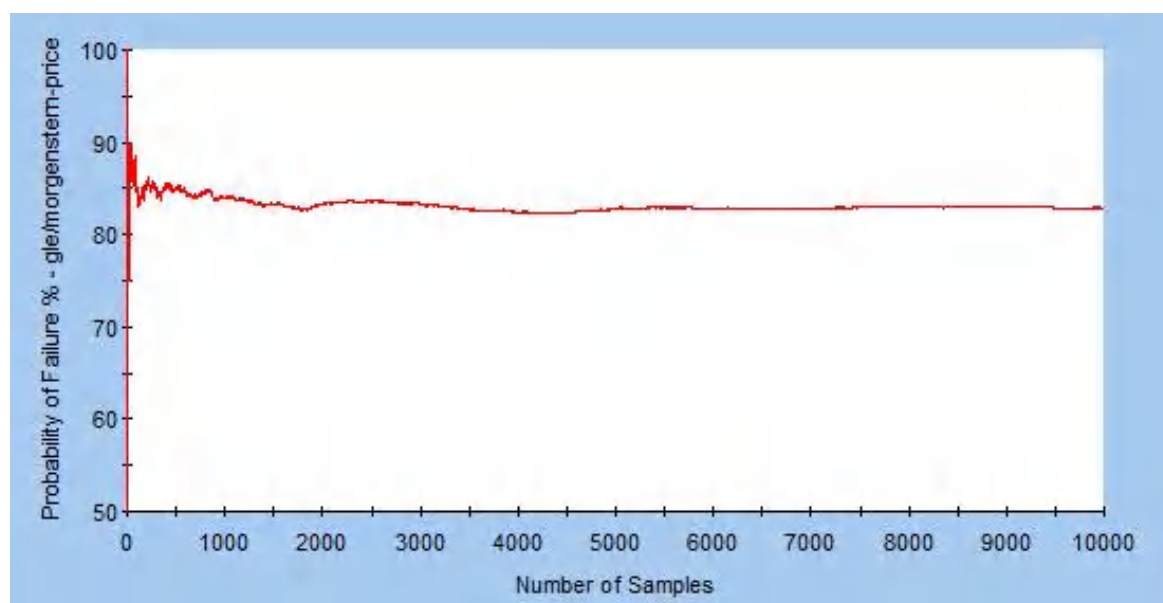


图 3-31 边坡破坏概率图

由图 3-28 可以得知，平均稳定系数  $F_s$  (mean) 为 0.926，边坡破坏的概率 PF 为 82.9%，典型可靠度系数 RI (normal) 为 -0.969，正态分布可靠度系数 RI (lognormal) 为 -0.975。由图 3-29 可知，稳定系数  $F_s$  主要分布于中间 0.85 至 1.0，两方的分布逐渐减少，符合正态分布。

#### 3.4.6 各工况下计算结果的统计分析

不同工况下，对边坡可靠度分析计算得出的结果统计于下表 3-5：

表 3-5 结果统计表

	已确定的稳定系数 Fs (deterministic)	平均稳定 系数 Fs (mean)	破坏概率 PF	典型可靠度 系数 RI (normal)	正态分布可靠 度系数 RI (lognormal)
自然工况	1.244	1.242	0.03%	3.135	3.459
降雨工况	0.951	0.953	81.35%	-0.881	-0.888
地震工况	0.939	0.926	82.90%	-0.969	-0.975

由上表 3-5 可以得知，以确定稳定系数 Fs (deterministic) 与平均稳定系数 Fs (mean) 相差不大并且降雨工况下的两种稳定系数相等，那么合理推测，当样本数量足够时，两者可能相等。并且虽然在自然工况下，两种稳定系数都大于 1.05 小于 1.25 属于基本稳定状态，但是仍然有极小的概率（0.03%）发生破坏，说明边坡在自然工况下依然有可能发生失稳破坏。边坡稳定级别评定依据如表 3-6 所示：

表 3-6 稳定级别评价参考表

	稳定性级别				
	必然破坏	高风险	中风险	低风险	稳定
破坏概率	>90%	60%至 90%	30%至 60%	5%至 30%	<5%
破坏等级	1	2	3	4	5

由上表 3-6 可以得知，在自然工况下，该边坡处于稳定状态（0.03%）；在降雨工况下，该边坡处于高风险状态（81.35%）；在地震工况下，该边坡处于高风险状态（82.9%）。从可靠度分析的角度，该边坡在降雨工况与地震工况下的危险系数极高，所以该边坡应该采取加固处理措施，以保证该边坡的稳定。

### 3.5 本章小节

本章节使用 Rocscience Slide 与 ABAQUS 软件建立边坡二维模型，对不同工况下的边坡进行模拟计算，判断不同工况下的边坡状态。基于蒙特-卡洛法进行可靠度分析，判断影响因素的变化对边坡稳定性的影响。主要研究内容以及成果如下：

（1）使用 Rocscience Slide 软件，模拟不同工况下的边坡，并计算相应的边坡稳定系数，为 1.244（自然工况）、0.951（降雨工况）、0.939（地震工况）。

（2）使用 ABAQUS 软件，模拟自然工况、降雨工况下的边坡，计算出的稳定系数为 1.297（自然工况）、0.969（降雨工况）。

（3）将 Slide 与 ABAQUS 的计算结果相对比，证明边坡的不稳定，需要加固处理。

（4）对边坡进行可靠度分析，从概率的角度验证岩土体参数对边坡稳定性的影响，

并得到边坡在自然工况下破坏的概率为 0.03%、降雨工况为 81.35%、地震工况为 82.9%，需要对边坡进行加固处理。

## 4 基于 ABAQUS 的边坡抗滑桩加固处理

现目前世界上有很多加固边坡防治滑坡灾害的技术手段，如：削坡、反重、挡土墙、抗滑桩、喷锚支护等方法,并且在实际防治边坡的工程中常采用多技术手段综合使用，发挥每种加固措施的优势。使用抗滑桩加固边坡是最常见最经典的防治措置，并且随着边坡地质灾害频发，以及对于边坡破坏机制的研究逐渐深入，学者们意识到边坡的破坏需要一个时间过程，因此预先加固边坡防治边坡破坏成为了工程建设的常识，而抗滑桩加固一些已经失稳或者施加外荷载易不稳定的边坡效果极佳<sup>[13]</sup>。

抗滑桩对边坡稳定性的影响，以及抗滑桩与岩土体之间的作用，一直是边坡加固的热门研究领域,如：卡伊等人通过使用非线性有限元分析法，分析了抗滑桩的位置、桩距等因素对边坡稳定性的影响<sup>[14]</sup>；莱昂等人通过 centrifuge（离心机）模型模拟分析砂层的开挖对挡土墙以及抗滑桩的影响<sup>[15]</sup>。目前边坡稳定性分析的方法可以分为两种：1.极限平衡法和有限元分析法。2.数值方法。极限平衡法与有限元分析法是根据土体压力与滑坡体的位移来进行计算；数值法可以将抗滑桩与岩土体分开并进行单元离散，用弹塑性理论对边坡进行应力和塑性变形分析，可以真实地模拟出抗滑桩与岩土体之间的相互作用，是一个耦合的计算方法<sup>[16]</sup>。

所以本章节选用 ABAQUS 对边坡进行抗滑桩加固的稳定分析。利用好 ABAQUS 的优势，对边坡模拟的时候，对抗滑桩的抗滑桩尺寸，间距，位置进行比选。选择加固效果最优良，工程经费最合理的边坡加固设计。

### 4.1 边坡加固处理的分析以及预案

根据上述分析，该边坡在降雨工况下极易发生边坡失稳发生滑坡，所以选择对该边坡进行加固处理。现目前初步治理方案为在边坡下部接近坡脚位置放置一排抗滑桩，抗滑桩尺寸为 1.2m，桩长 10m，桩间距为 4D（4.8m），数量为 12 根，抗滑桩材料选择 C20 混凝土。

### 4.2 抗滑桩参数设计

#### 4.2.1 边坡模型设计

在以上模拟分析中得出该边坡在降雨工况下容易发生失稳破坏，同时攀枝花处于亚热带气候区，雨季时间持续时间长，降雨量大。所以在用 ABAQUS 对该边坡进行模拟的时候，选用降雨工况下的岩土体参数以及相应的地下水水位。并且对该边坡进行抗滑桩模拟分析时，采用二维有限元分析，建立二维模型。首先通过 AutoCAD 进行草图的绘制导出 igs 文件，再导入 ABAQUS 建立二维模型。抗滑桩的模拟通过 ABAUQS 中建立部件等功

能来实现，并赋予抗滑桩材料相应的参数，在设置相互作用时，将抗滑桩与岩土的联系在法向行为的类型为硬接触，允许分离，在切向行为的摩擦特性选择为 Penalty，摩擦系数选择 0.43。岩土体以及抗滑桩的参数如下表 4-1 所示。

表 4-1 岩土体以及抗滑桩参数						
地层以及支护结构	重度 $\gamma$ (KN•m <sup>3</sup> )	粘聚力 C (KPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)	弹性模量 E (MPa)	泊松比 $\nu$	其他
二叠系上统峨眉山组峨眉山玄武岩	23.5	13	12	100	0.25	——
石炭系中统威宁组的硅质条带灰岩	24.2	14	13	120	0.24	——
观音崖组紫红色夹灰绿色粉砂岩	25.3	26	17	300	0.22	——
前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩	25.7	56	19	450	0.2	——
抗滑桩	25	——	——	26000	0.27	C20 混凝土

4.2.2 抗滑桩位置的选择

根据上一章节利用 ABAQUS 模拟计算得出的结果可以得知，边坡的滑动面位于粉砂岩与盐边组变质玄武岩之间的不平整接合面上，边坡的滑动面与边坡的表面的最大距离为 10m。因此，初步选取抗滑桩的长度为 13m（嵌入稳定岩层的抗滑桩长度应该为滑动面最大厚度的四分之一），初步选取抗滑桩横截面尺寸为 1m，桩间距取四倍桩径为 4m。抗滑桩群位置选择有四个地方：1.坡脚（距边坡左端 12.5m）2.边坡三分之一处（距边坡左端 20m）3.边坡三分之二处（距边坡左端 27.5m）4.坡顶（距边坡左端 35.5m），这四处位置分别用 A、B、C、D 四个代号表示。抗滑桩位于不同位置时的 PEMAG 云图如图 4-1 至 4-4 所示：

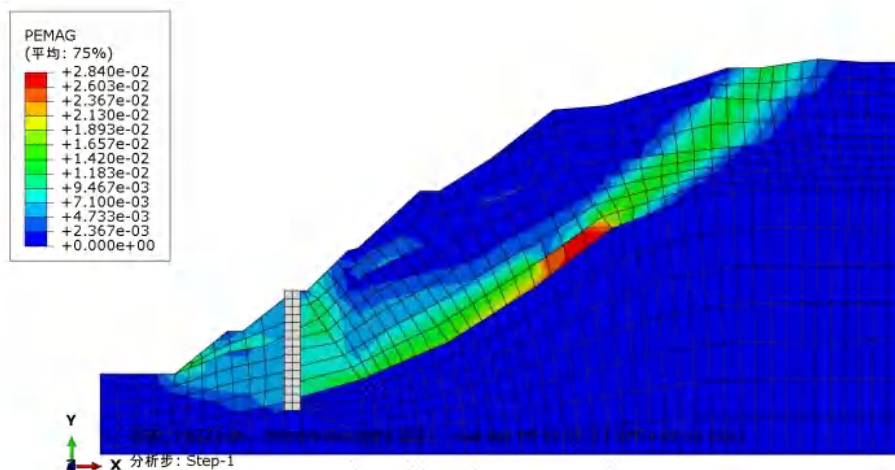


图 4-1 A 处抗滑桩的塑性应变 PEMAG 云图

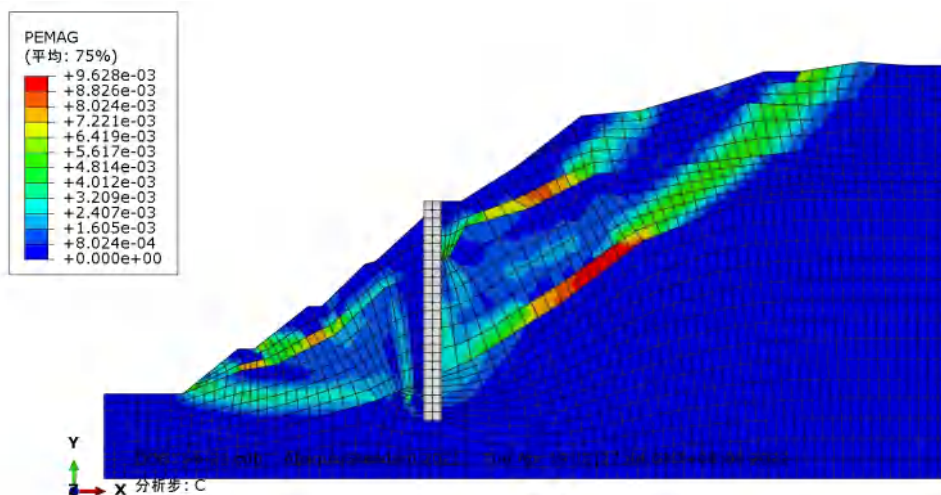


图 4-2 B 处抗滑桩的塑性应变 PEMAG 云图

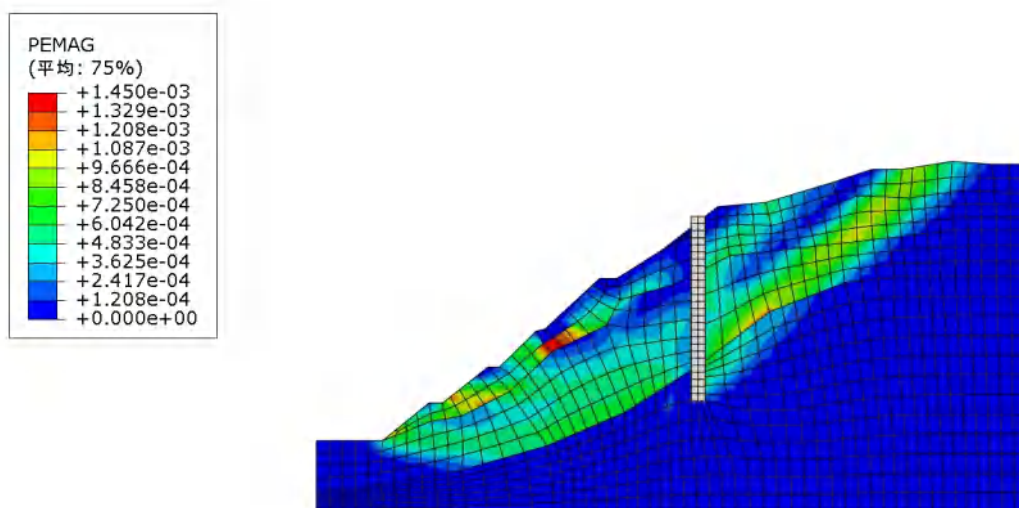


图 4-3 C 处抗滑桩的塑性应变 PEMAG 云图

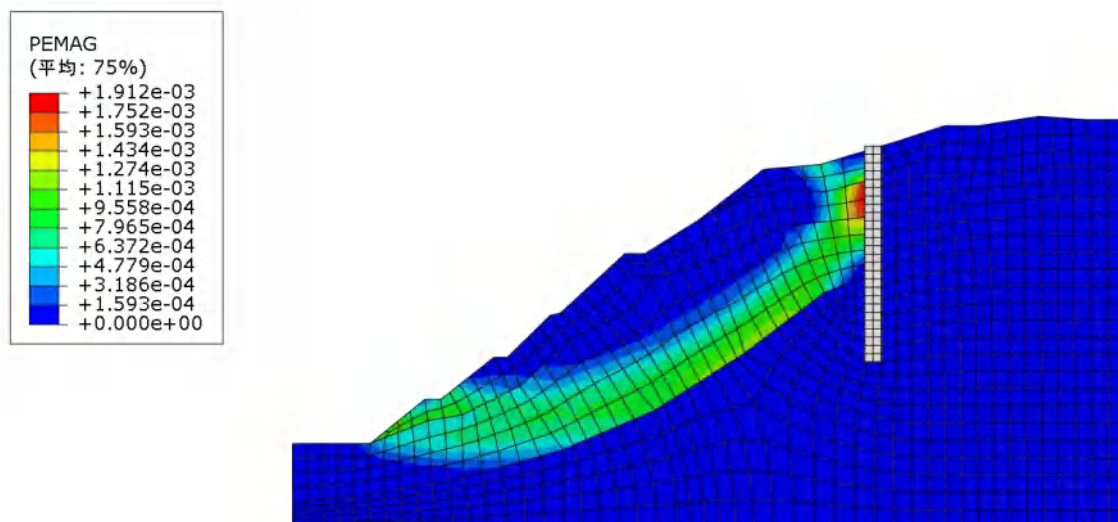


图 4-4 D 处抗滑桩的塑性应变 PEMAG 云图

上述图 4-1 至 4-4 展示了抗滑桩在边坡不同位置时的边坡可能产生的滑动面。从上图可以看出抗滑桩在 A，D 处的滑动面与无抗滑桩时的滑动面相差不大，并且滑动面还是基本贯通的，说明抗滑桩在这两处位置时发挥的作用比较微弱，没有太大的加固效果。当桩位于 B，C 两处时，边坡的滑动面被抗滑桩拦截，滑动面被截断并不连贯，所以可以推断抗滑桩在这两处可以发挥出较好的加固作用，尤其是位于 C 处时，塑性应变较小，因此抗滑效果最为明显。抗滑桩位于不同位置时的总位移 U 云图如图 4-5 至 4-8 所示：

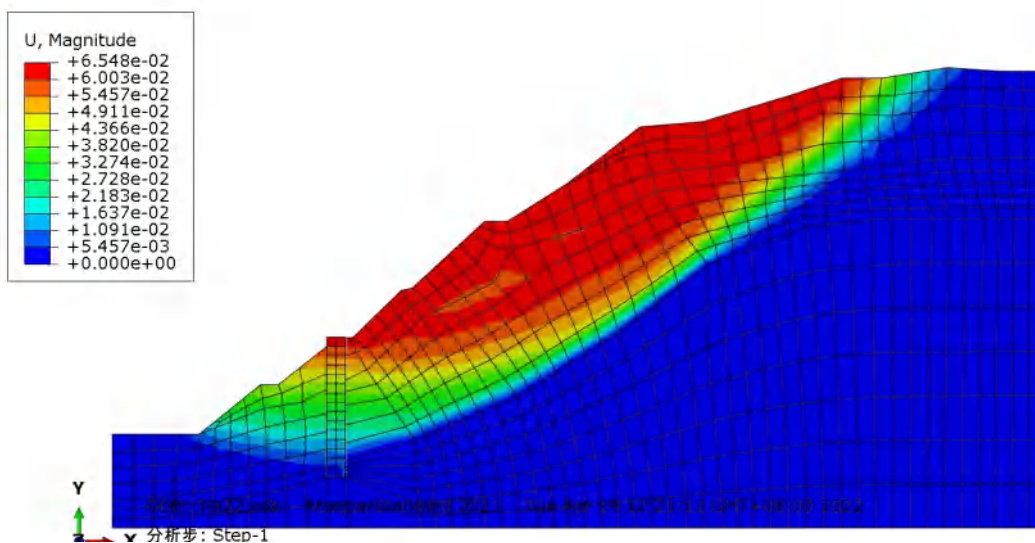


图 4-5 A 处抗滑桩的总位移 U 云图



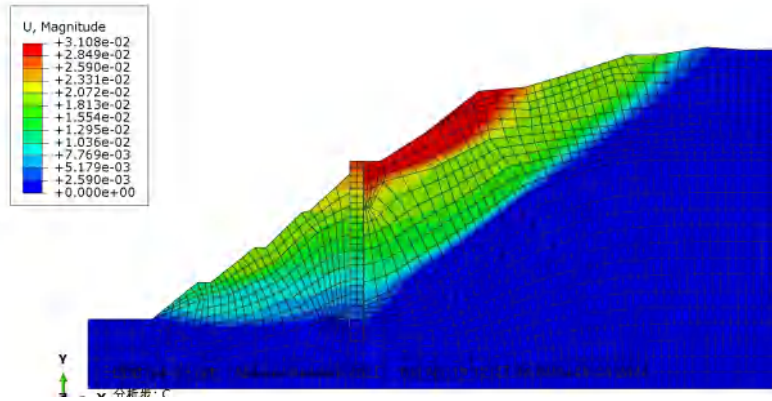


图 4-6 B 处抗滑桩的总位移 U 云图

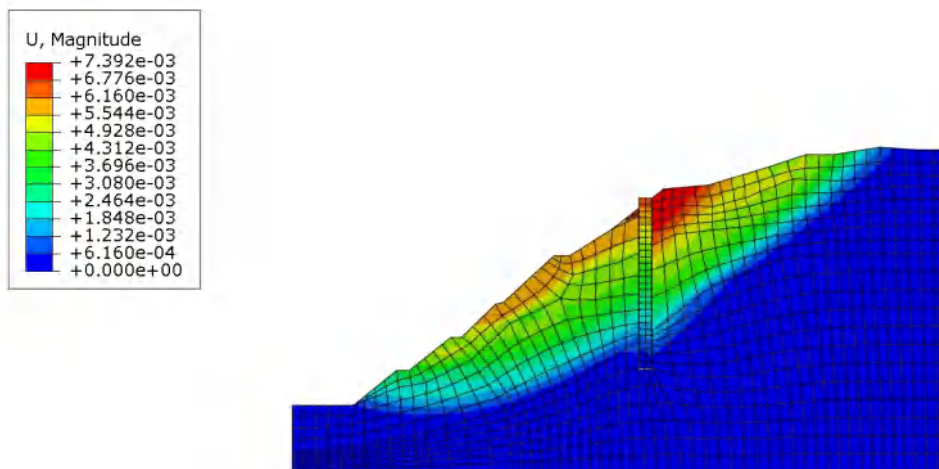


图 4-7 C 处抗滑桩的总位移 U 云图

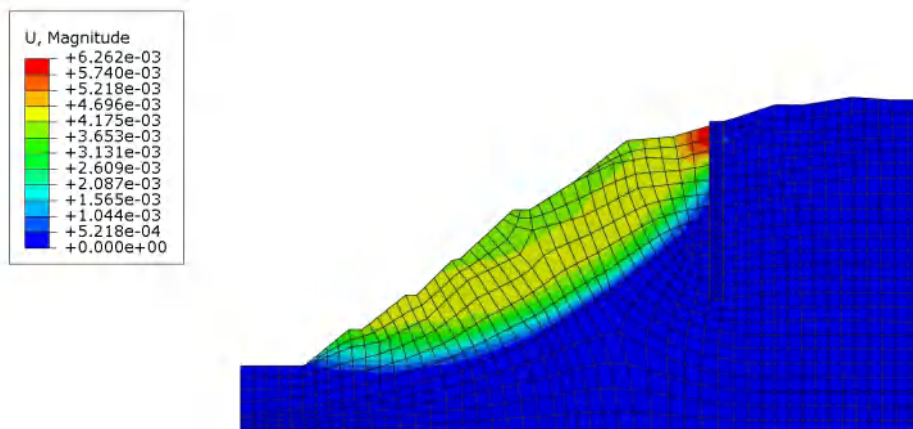


图 4-8 D 处抗滑桩的总位移 U 云图

由图 4-5 至 4-8 可以得知抗滑桩分别位于 A、B、C、D 处时，边坡的最大总位移分别为 6.548cm、3.108cm、0.7392cm、0.6262cm。抗滑桩位于 D 处时位移最小，但位于 C 处的位移与 D 处时的位移很接近。抗滑桩位于不同位置时的水平位移 U1 云图如图 4-9 至 4-12 所示：



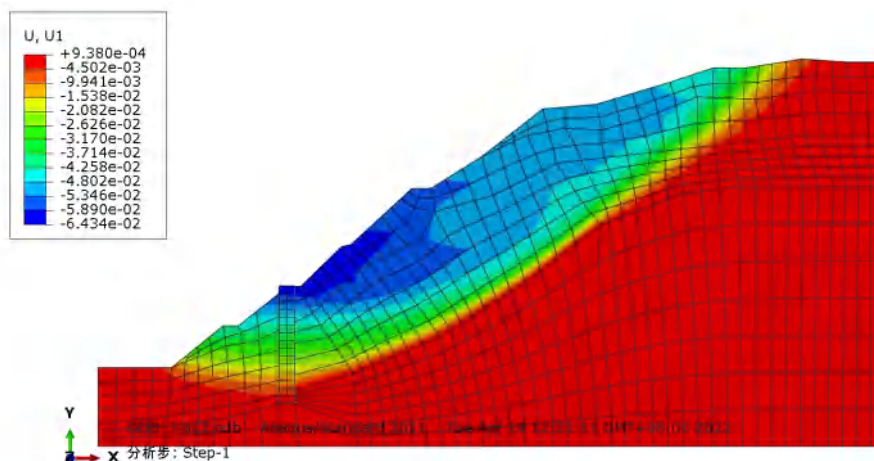


图 4-9 A 处抗滑桩的水平位移  $U_1$  云图

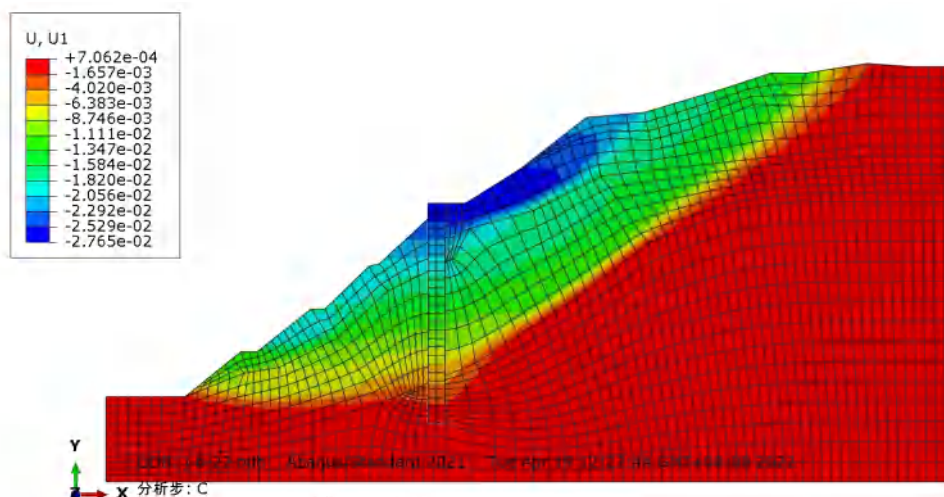


图 4-10 B 处抗滑桩的水平位移  $U_1$  云图

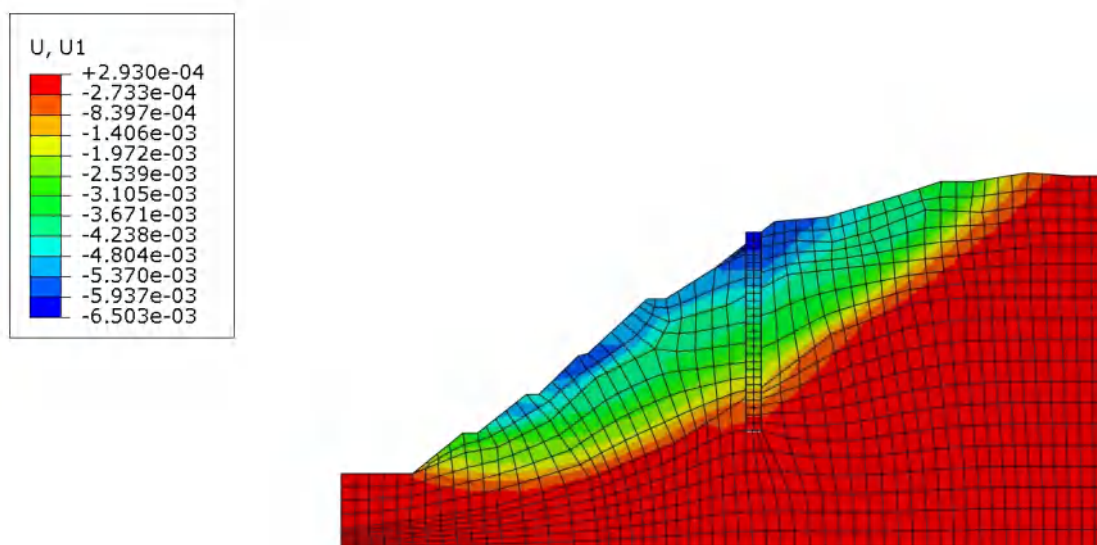


图 4-11 C 处抗滑桩的水平位移  $U_1$  云图

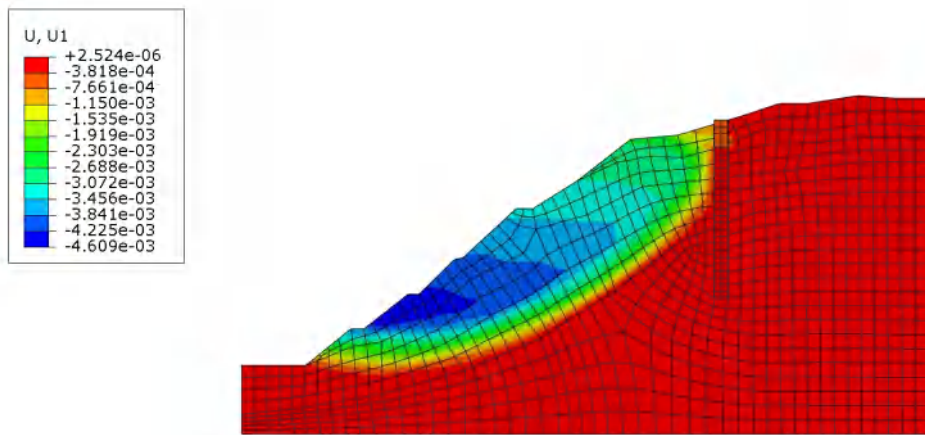


图 4-12 D 处抗滑桩的水平位移 U1 云图

由图 4-9 至 4-12 可以得知，抗滑桩分别位于 A、B、C、D 处时，边坡的最大水平位移 U1 分别为 6.434cm、2.765cm、0.6503cm、0.4609cm。抗滑桩位于 C、D 处时的水平位移较小。抗滑桩位于不同位置时的竖直位移 U2 云图如图 4-13 至 4-16 所示：

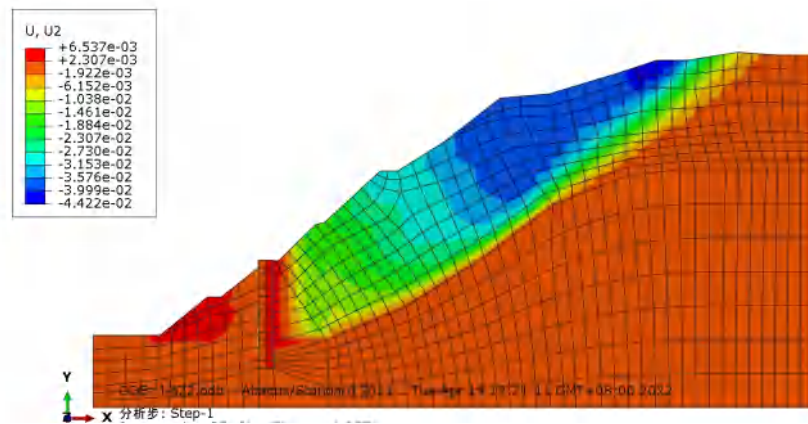


图 4-13 A 处抗滑桩的竖直位移 U2

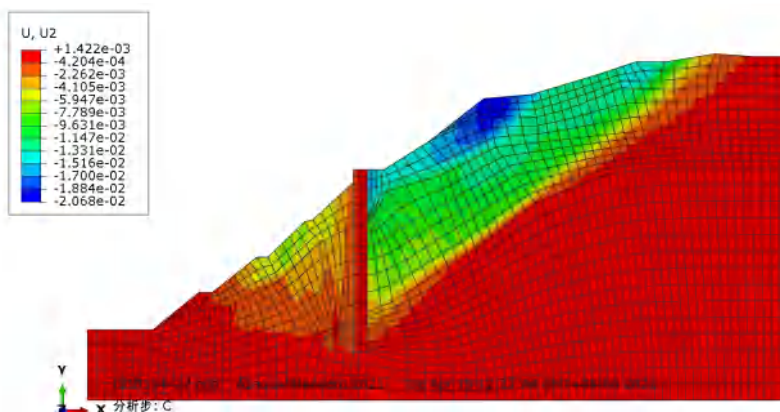


图 4-14 B 处抗滑桩的竖直位移 U2

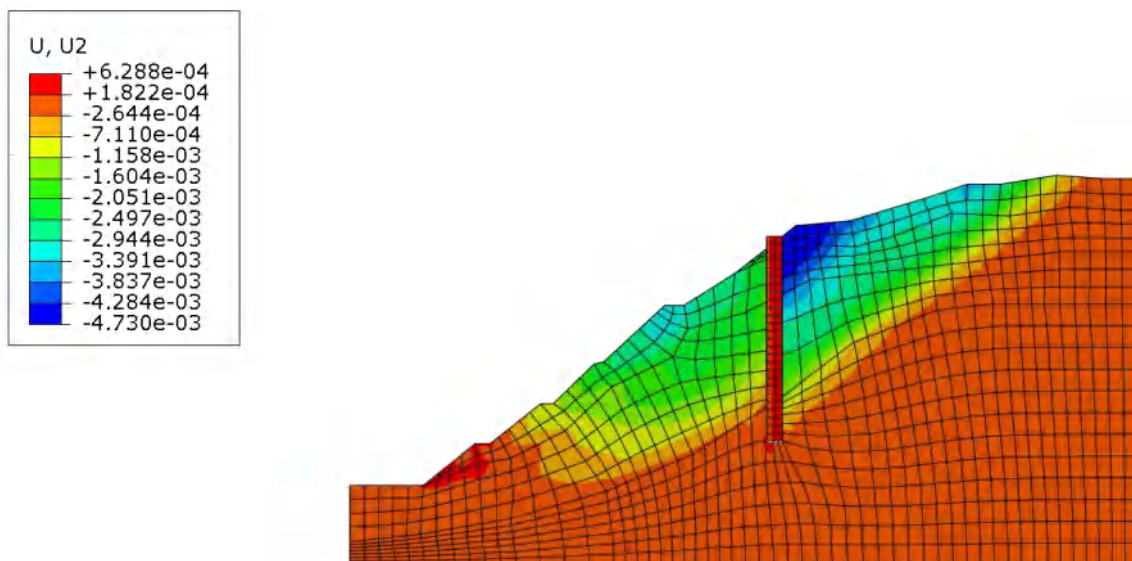


图 4-15 C 处抗滑桩的竖直位移  $U_2$

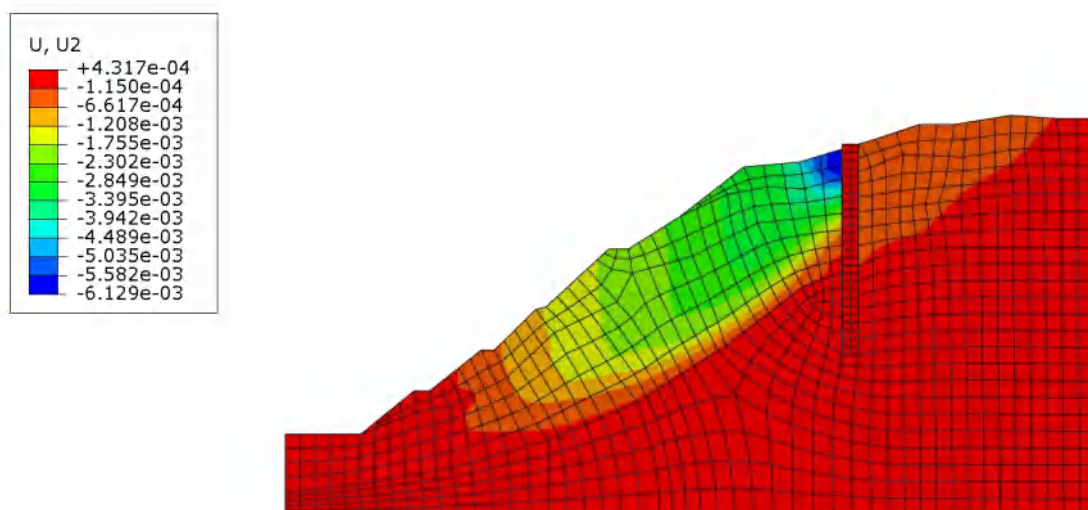


图 4-16 D 处抗滑桩的竖直位移  $U_2$

由图 4-13 至 4-16 可以得知，抗滑桩分别位于 A、B、C、D 处时，边坡的最大竖直位移  $U_2$  分别为 4.422cm、2.068cm、0.473cm、0.6129cm。抗滑桩位于 C、D 处时的竖直位移较小，两个数值也很接近。抗滑桩位于不同位置时抗滑桩的位移云图以及位置变化图如图 4-17 至 4-20 所示：

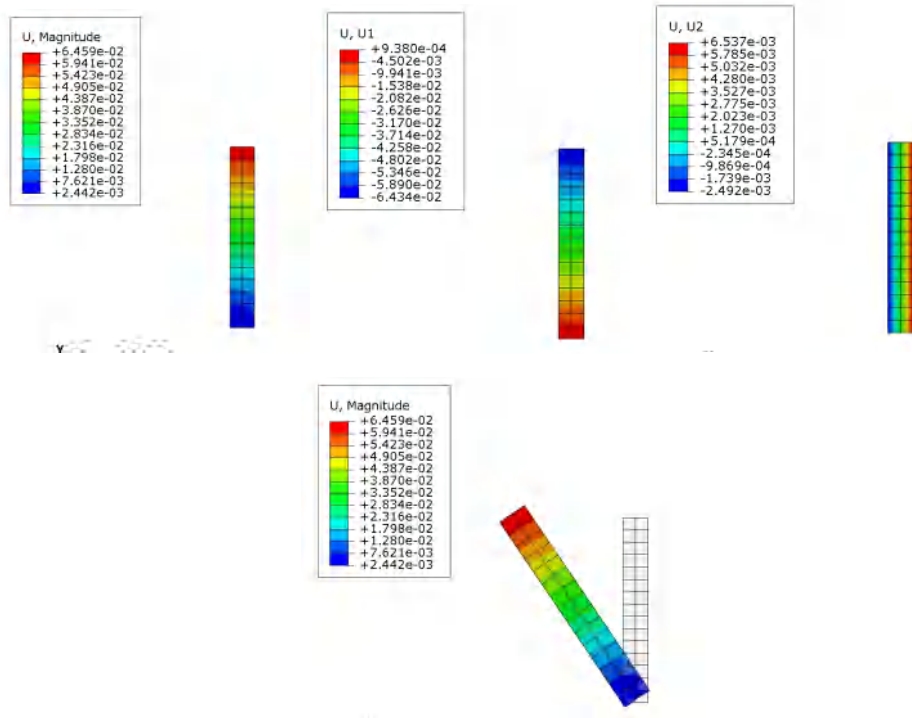


图 4-17 抗滑桩位于 A 处的位移图以及位置变化图

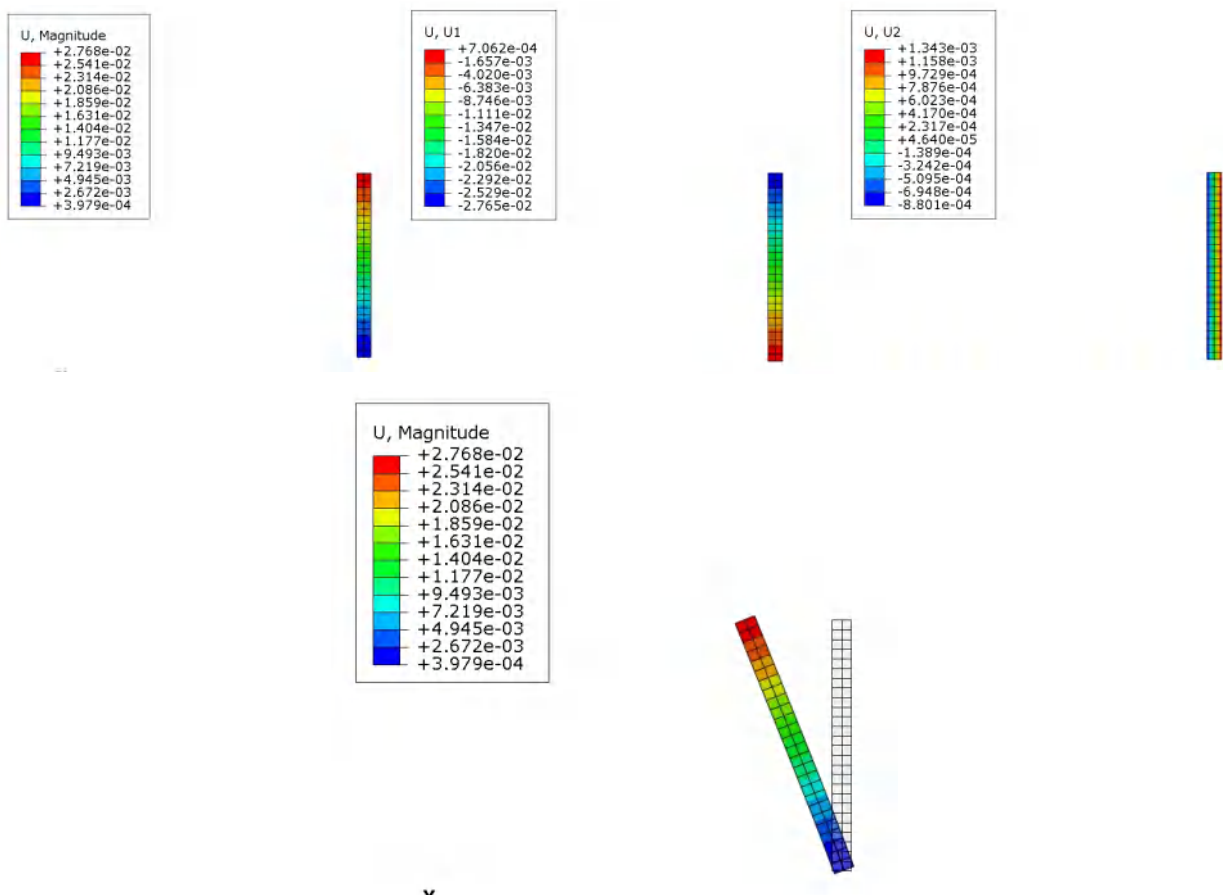


图 4-18 抗滑桩位于 B 处的位移图以及位置变化图



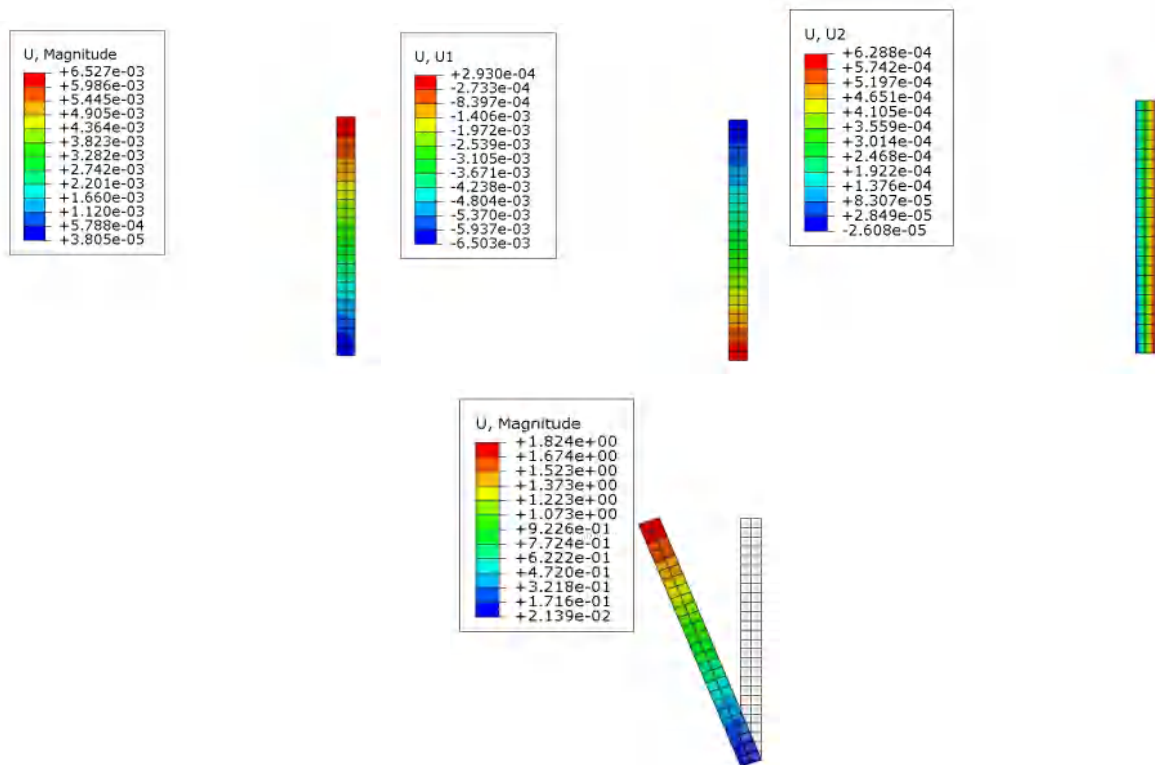


图 4-19 抗滑桩位于 C 处的位移图以及位置变化图

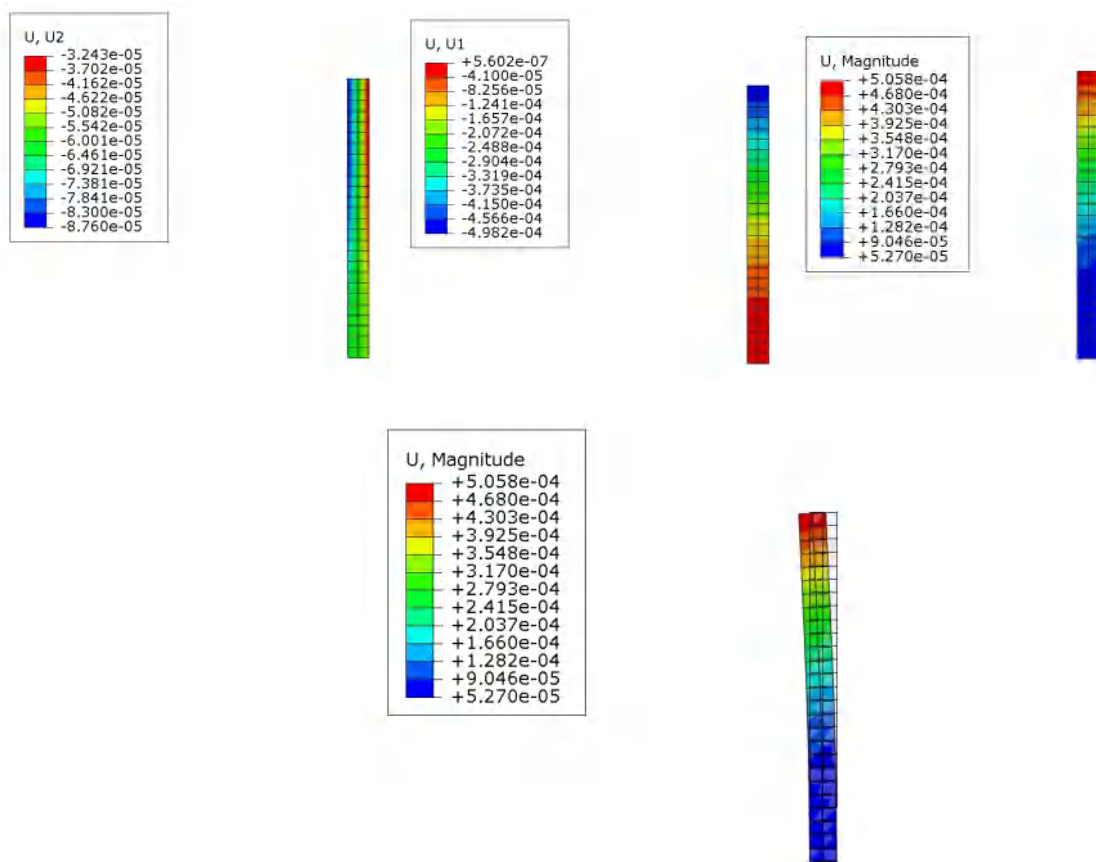


图 4-20 抗滑桩位于 D 处的位移图以及位置变化图

由图 4-17 至 4-20 可以得到以下信息，当抗滑桩分别位于 A、B、C、D 处时，抗滑桩的最大总位移为 6.459cm、2.768cm、0.6527cm、0.005058cm；抗滑桩的最大水平位移分别为 6.434cm、2.765cm、0.6503cm、0.04982cm；抗滑桩的最大竖直位移分别为 0.6537cm、0.1343cm、0.06288cm、0.00876cm。可以看出抗滑桩位于 C、D 处的各种位移与形变都比较小。抗滑桩位于不同位置时折减系数 FV 随水平位移 U1 变化的关系图如图 4-21 至 4-24 所示：

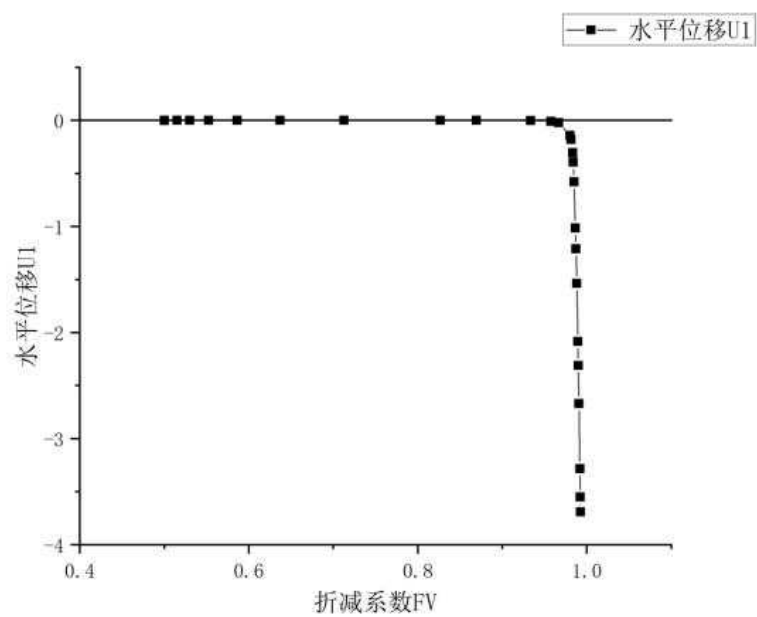


图 4-21 桩位于 A 处的折减系数 FV 随水平位移 U1 关系变化图

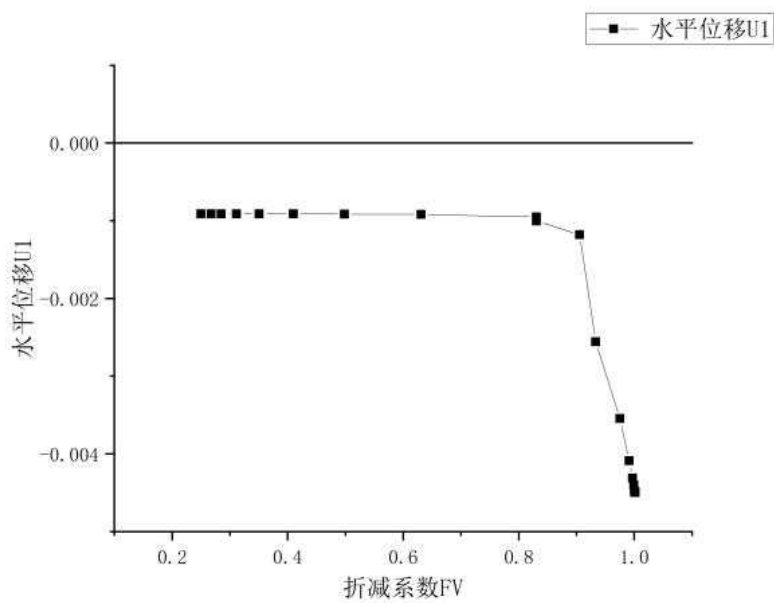


图 4-22 桩位于 B 处的折减系数 FV 随水平位移 U1 关系变化图

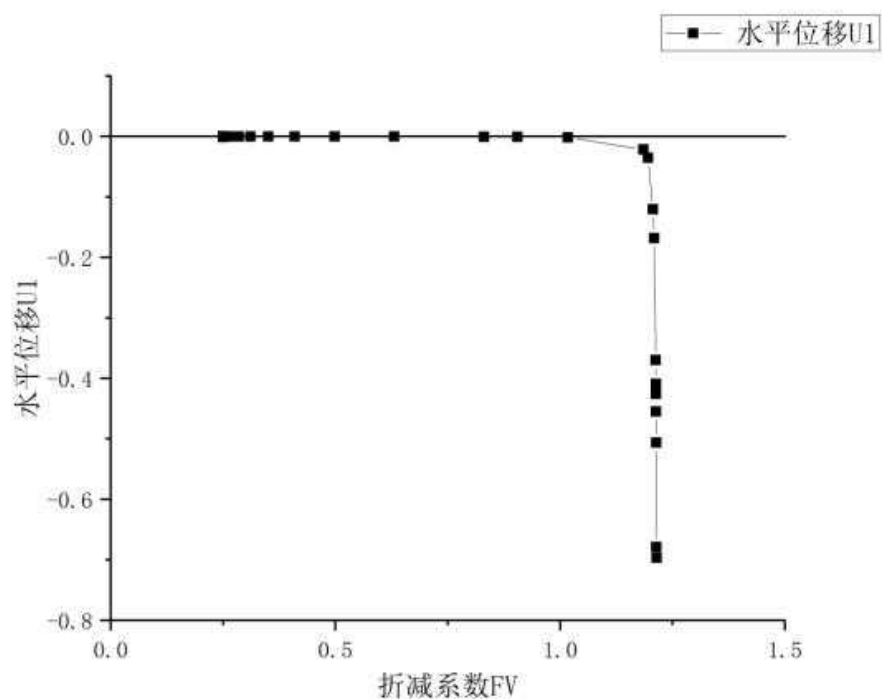


图 4-23 桩位于 C 处的折减系数  $FV$  随水平位移  $U_1$  关系变化图

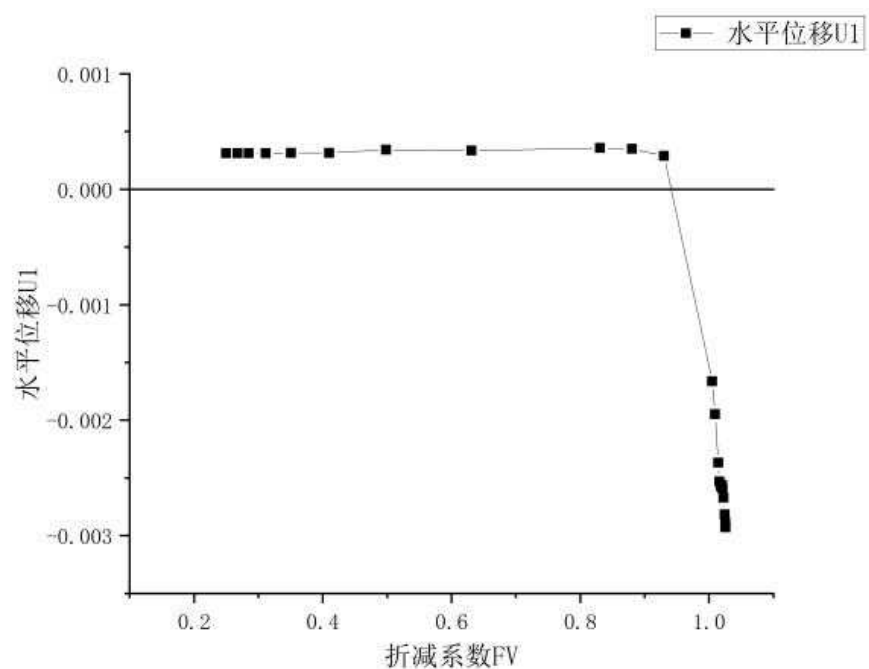


图 4-24 桩位于 D 处的折减系数  $FV$  随水平位移  $U_1$  关系变化图

由图 4-21 至 4-24 可以看出折减系数  $FV$  随水平位移  $U_1$  的变化，当边坡临近破坏时折减系数分别趋近于 0.993、1.001、1.215、1.026，折减系数最大的抗滑桩位置为 C 处。

将上面得知的数据汇总于下表 4-2 进行对比。

表 4-2 评价对比表

评定元素		加固后				加固前
		A 处	B 处	C 处	D 处	
边坡	PEMAG 塑性应变最大值	0.0284	0.009628	0.00145	0.001912	0.01256
	U1 水平位移最大值（cm）	6.434	2.765	0.6503	0.4609	1.831
	U2 竖直位移最大值（cm）	4.422	2.068	0.473	0.6129	3.247
	U 总位移最大值（cm）	6.548	3.108	0.7392	0.6262	3.432
抗滑桩	U1 水平位移最大值（cm）	6.434	2.765	0.6503	0.04982	——
	U2 竖直位移最大值（cm）	0.6537	0.1343	0.06288	0.00876	——
	U 总位移最大值（cm）	6.459	2.768	0.6527	0.005058	——
	稳定系数 Fs	0.993	1.001	1.215	1.026	0.969
	稳定状态	不稳定	欠稳定	基本稳定	欠稳定	不稳定

根据表 4-2 绘制出边坡位移随桩位变化的关系图图 4-25：

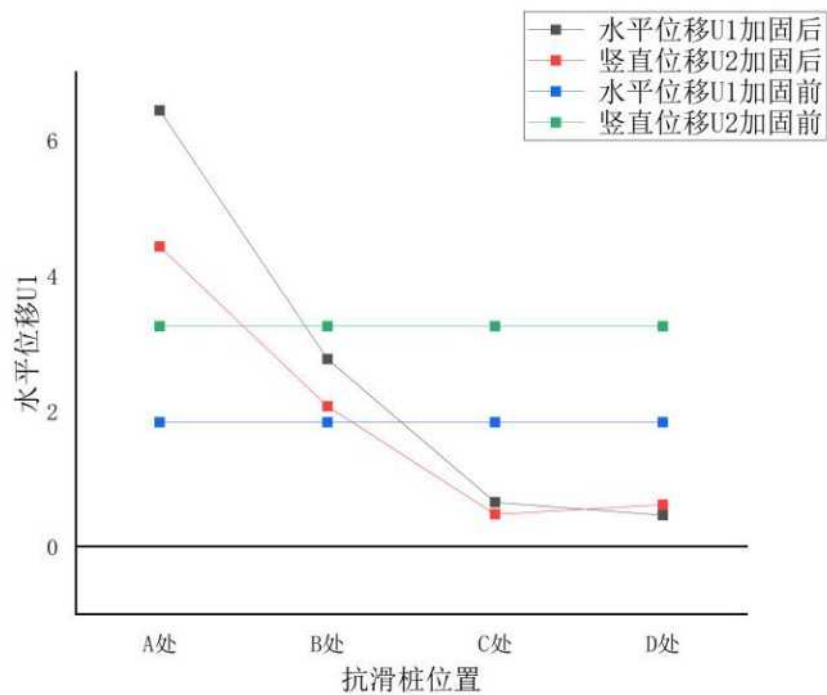


图 4-25 边坡位移随桩位变化的关系图



由上图 4-25 可以得知，当抗滑桩位于坡脚 A 处时，水平位移以及竖直位移有所加大，可能是由于抗滑桩位置靠近滑动面下方，导致边坡更加不稳定。当抗滑桩位于坡中部 B、C 处，以及坡顶 D 处这三个位置时，水平位移与竖直位移都有所减小，尤其是位于 C、D 处时，位移减小幅度最大，在 C 处分别为 0.6503cm、0.473cm，在 D 处分别为 0.4609cm、0.6129cm。因此从边坡位移角度，可以推断抗滑桩位于 C、D 处的加固效果较好。

根据表 4-2 绘制出稳定系数  $F_s$  随桩位置变化的关系图图 4-26：

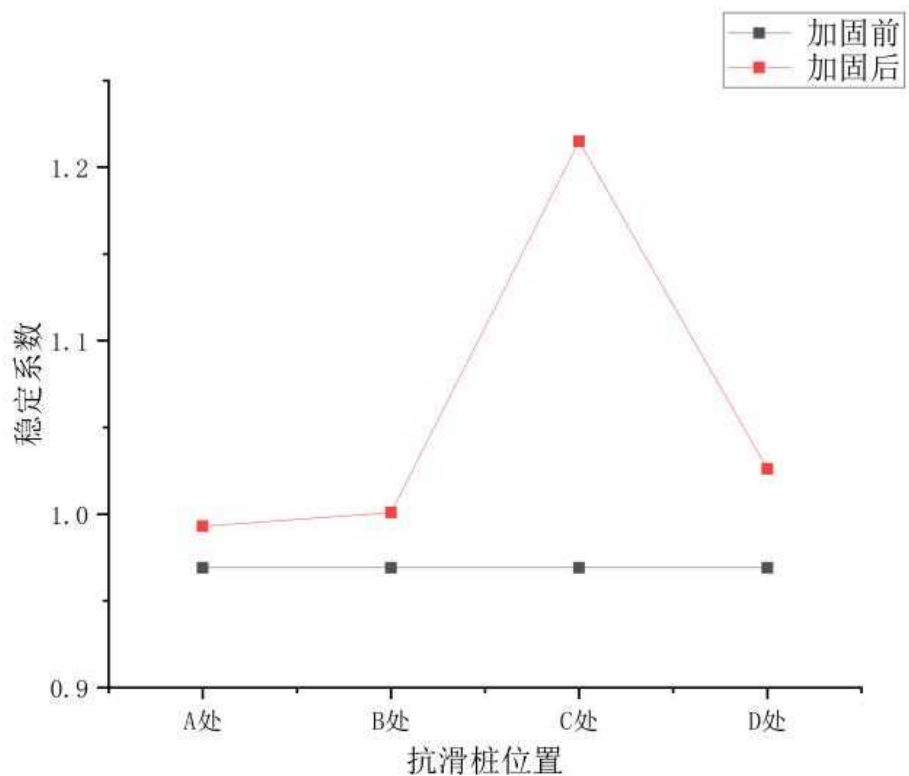


图 4-26 桩稳定系数  $F_s$  随桩位置变化的关系图

从上图 4-26 可以看出稳定系数  $F_s$  随抗滑桩位置从坡脚到坡顶的过程中，先变大在 C 处达到峰值 1.215 处于基本稳定状态然后减小。因此从稳定系数以及稳定状态的角度来判断，可以得出抗滑桩在 C 处的加固效果最好。

根据上述塑性应变，边坡位移，稳定系数三个角度综合对比考虑，可以比较出，抗滑桩四个位置中 C 处对边坡稳定的影响最大，加固效果最佳。

#### 4.2.3 桩长度的优化设计

由上一小节可以得知抗滑桩的最优位置位于边坡中上部及 C 处，因此本小节将在上一节的成果上进行下一步设计，对抗滑桩的长度进行优化设计。对桩的长度预先设置有：11m、

12m、13m、14m、15m 五组长度，其岩石参数等其他因素不变，在 ABAQUS 中进行模拟，得出塑性应变，边坡位移，稳定系数 Fs 三个方面数值在综合对比得出最佳抗滑桩长度。ABAQUS 模拟分析得出的 PEMAG 云图如图 4-27 至 31。

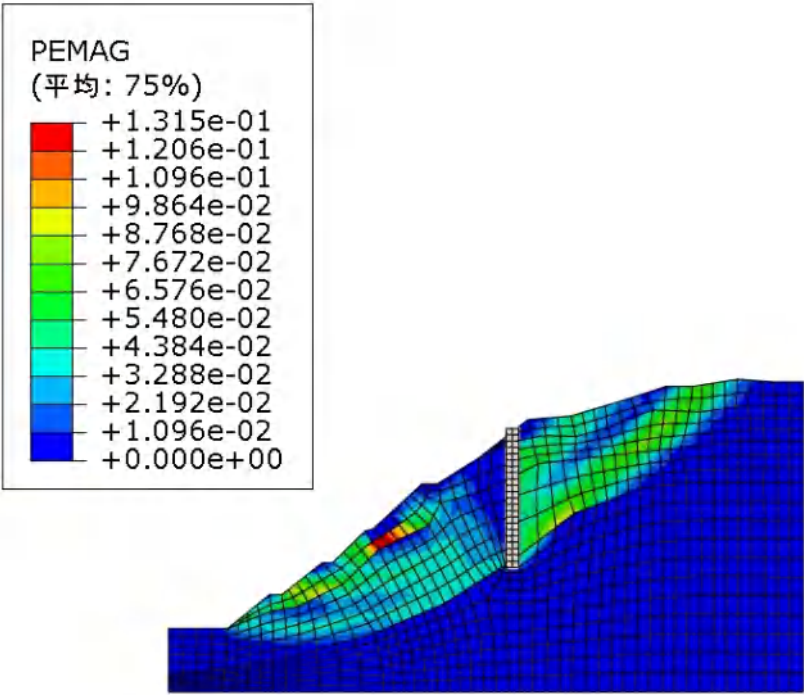


图 4-27 桩长 11m 的塑性应变 PEMAG 云图

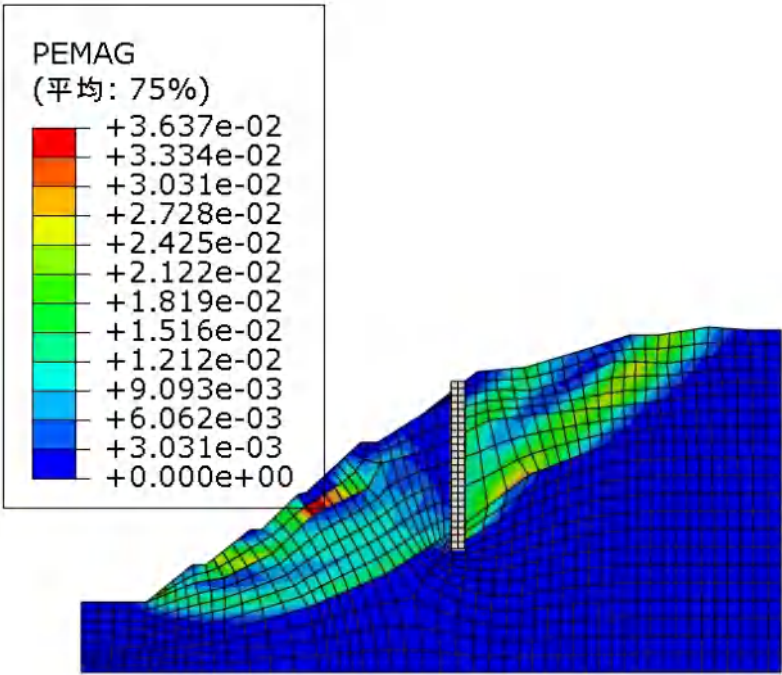


图 4-28 桩长 12m 的塑性应变 PEMAG 云图

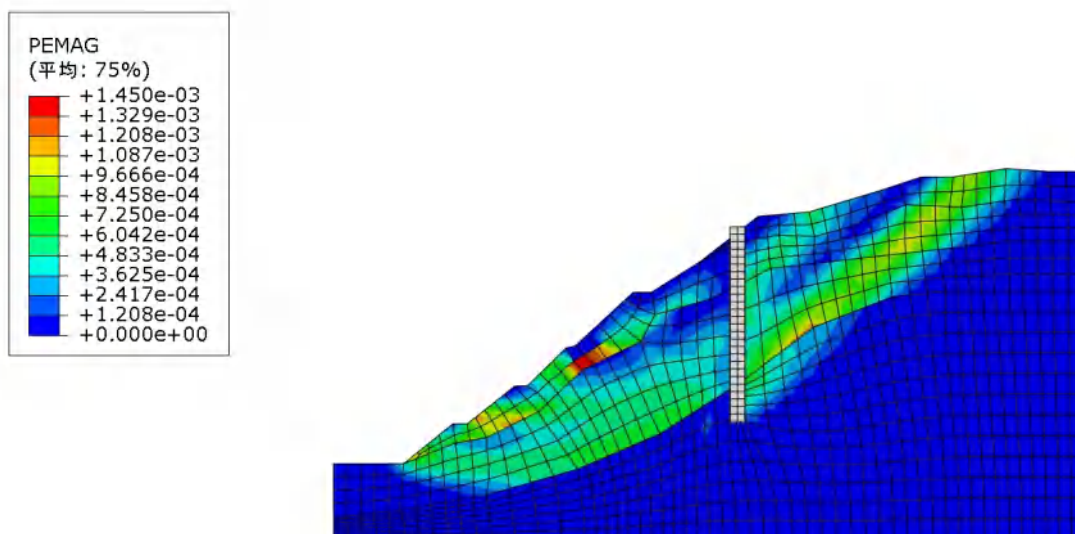


图 4-29 桩长 13m 的塑性应变 PEMAG 云图

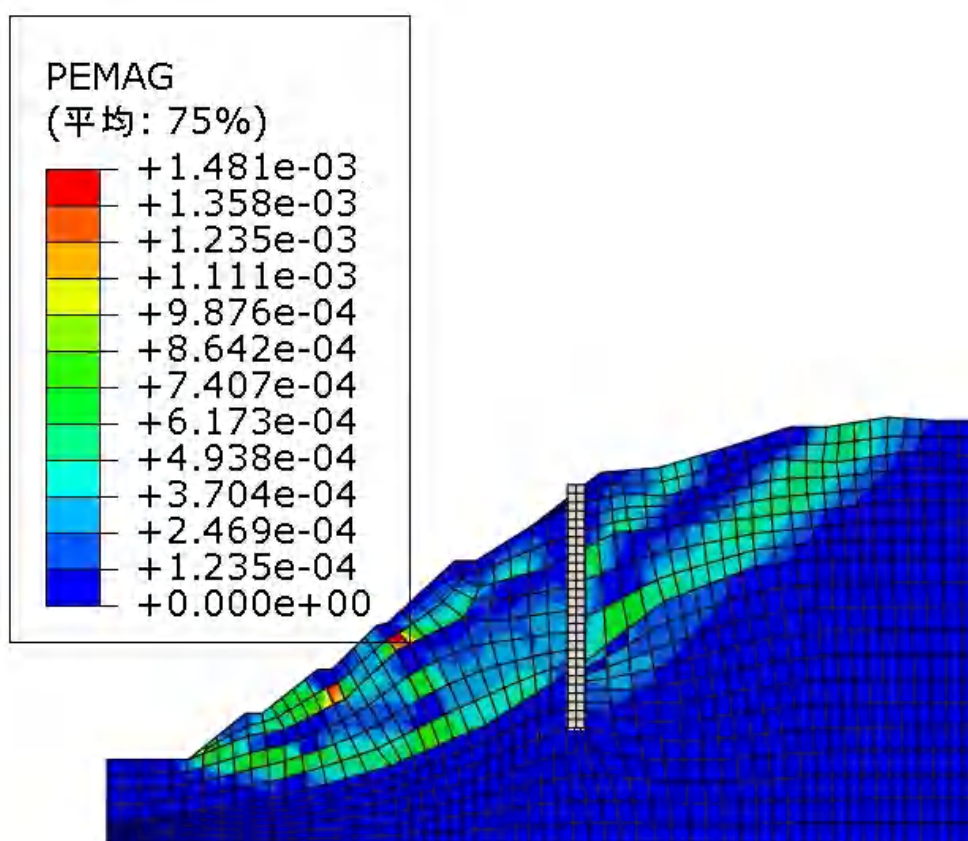


图 4-30 桩长 14m 的塑性应变 PEMAG 云图

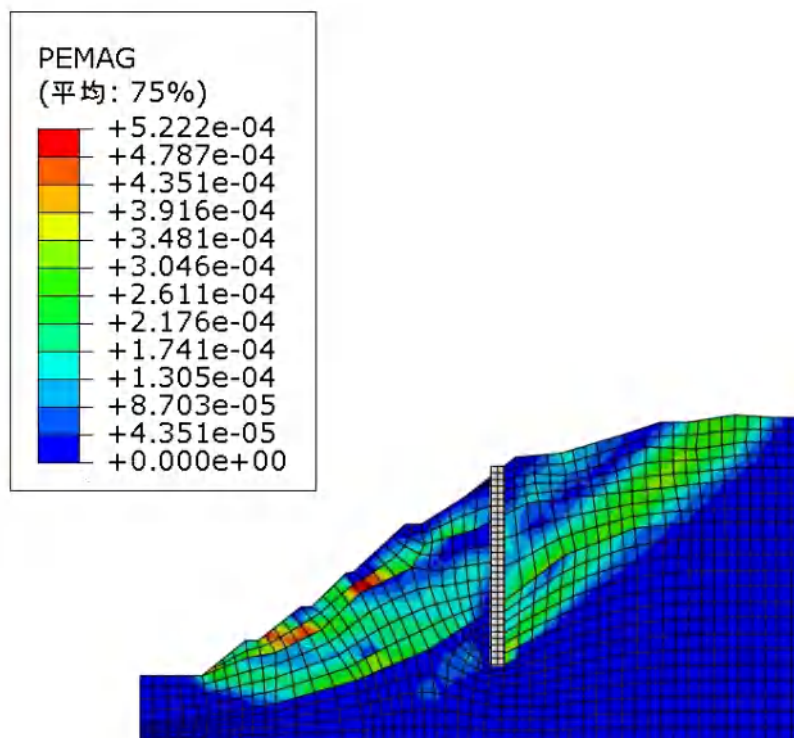


图 4-31 桩长 15m 的塑性应变 PEMAG 云图

由上图 4-27 至 4-31 可以看出，塑性应变随抗滑桩的长度的增大而减小，但当桩长超过 13m 以后，边坡的塑性应变减小幅度减小。并且可以推断抗滑桩的长度能够对边坡塑性应变产生影响，所以从塑性应变的这一方面，可以推定 13m 的桩长为最佳长度。

不同抗滑桩长度下边坡的水平位移 U1 云图如图 4-32 至 4-36:

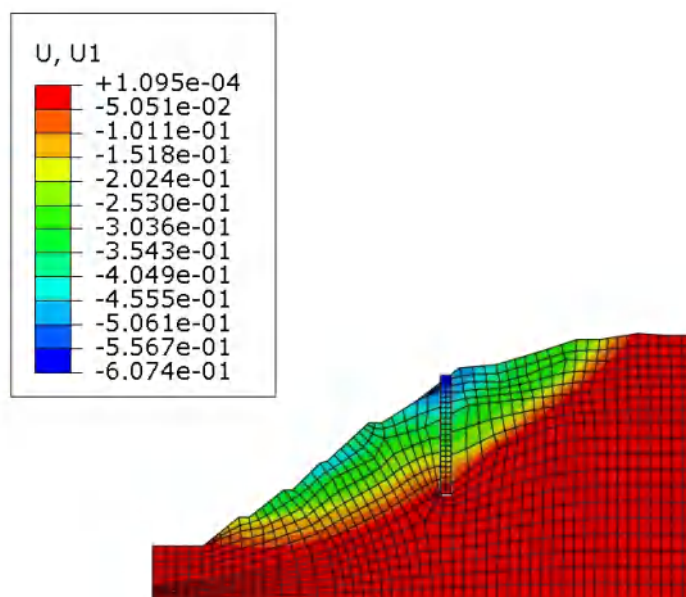


图 4-32 桩长 11m 的水平位移 U1



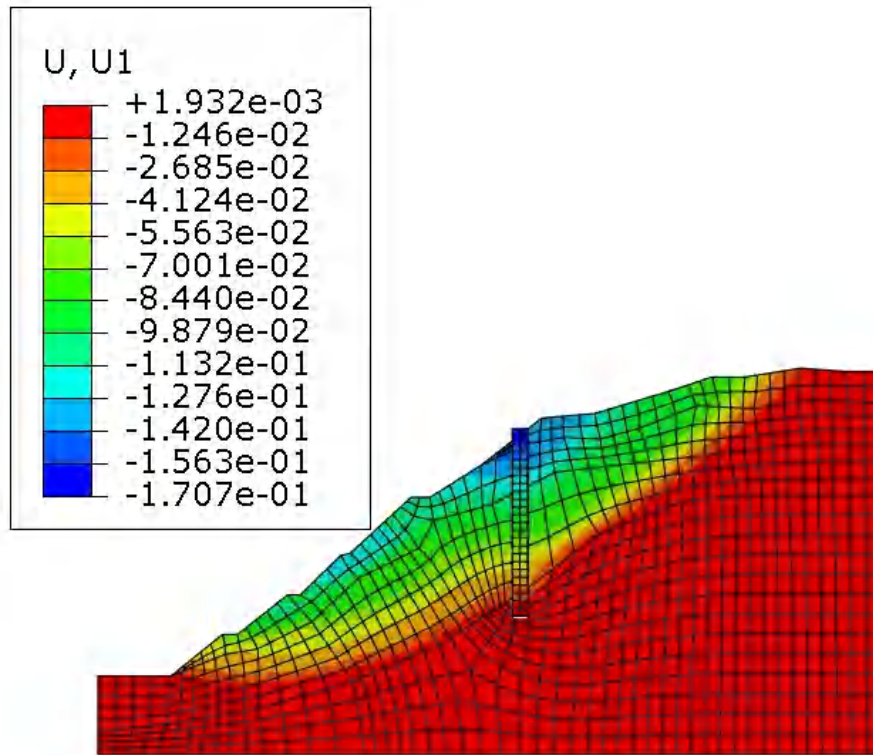


图 4-33 桩长 12m 的水平位移 U1

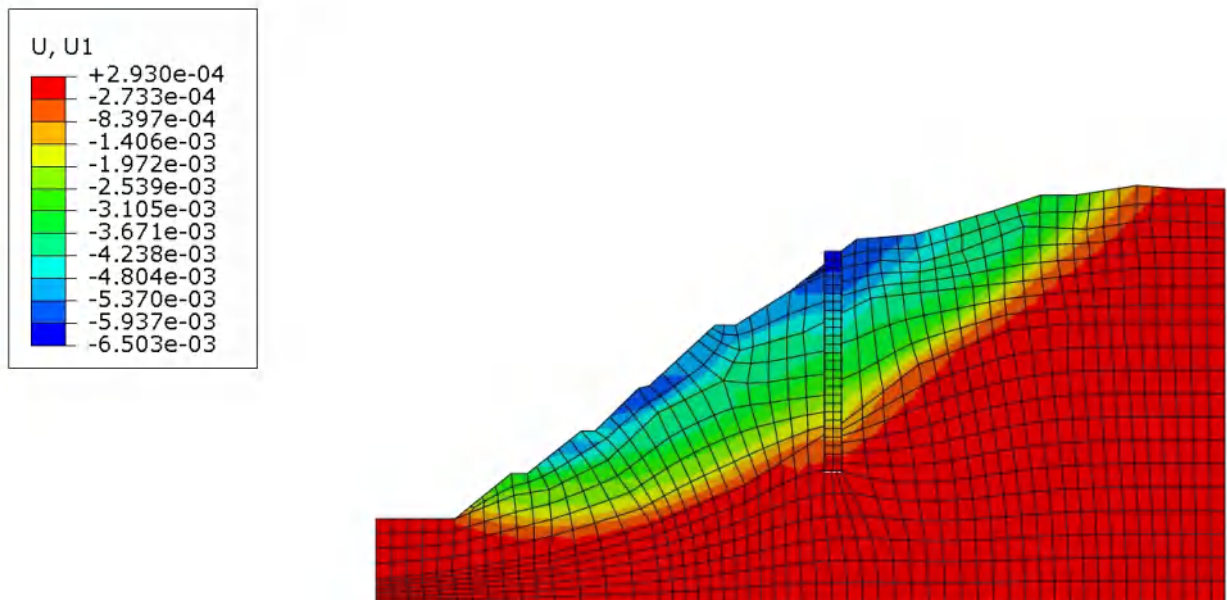


图 4-34 桩长 13m 的水平位移 U1

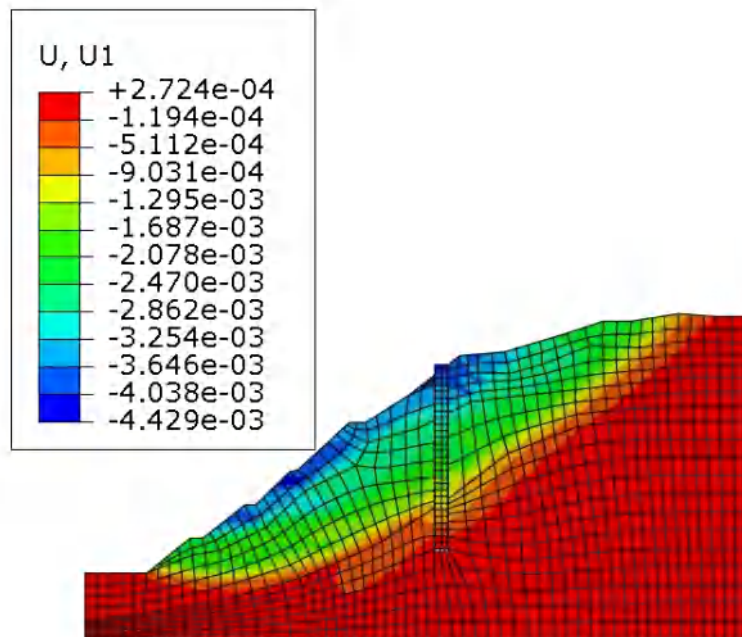


图 4-35 桩长 14m 的水平位移 U1

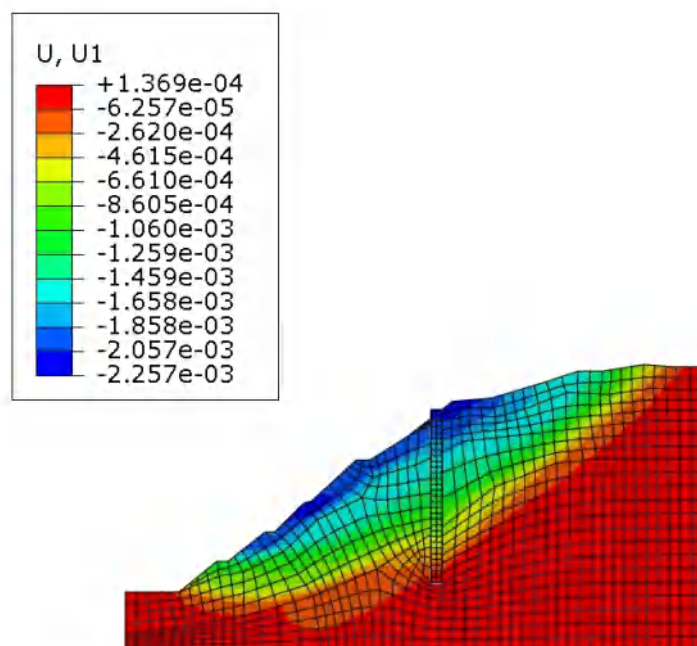


图 4-36 桩长 15m 的水平位移 U1

由图 4-32 至 4-36 可以得知，抗滑桩长度分别为 11m、12m、13m、14m、15m 时，边坡的最大水平位移 U1 分别为 60.74cm、17.07cm、0.6503cm、0.4429cm、0.2257cm。

将模拟所得的所有数据概括得出表 4-3。

表 4-3 综合评价表

评定元素		加固后					加固前
		11m	12m	13m	14m	15m	
边坡	PEMAG 塑性应变最大值	0.1315	0.03637	0.00145	0.001481	0.0005222	0.01256
	U1 水平位移最大值 (cm)	60.74	17.07	0.6503	0.4429	0.2257	1.831
	U2 竖直位移最大值 (cm)	39.08	11.55	0.473	0.3315	0.6129	3.247
	U 总位移最大值 (cm)	62.25	18.22	0.7392	0.4963	0.0283	3.432
抗滑桩	U1 水平位移最大值 (cm)	60.74	17.07	0.6503	0.4145	0.04982	——
	U2 竖直位移最大值 (cm)	3.828	1.083	0.06288	0.04939	0.00876	——
	U 总位移最大值 (cm)	60.86	17.11	0.6527	0.4171	0.005058	——
	稳定系数 Fs	1.05	1.175	1.215	1.219	1.245	0.969
稳定状态		基本稳定	基本稳定	基本稳定	基本稳定	基本稳定	不稳定

根据表 4-3 绘制出边坡位移随桩长变化的关系图图 4-37:

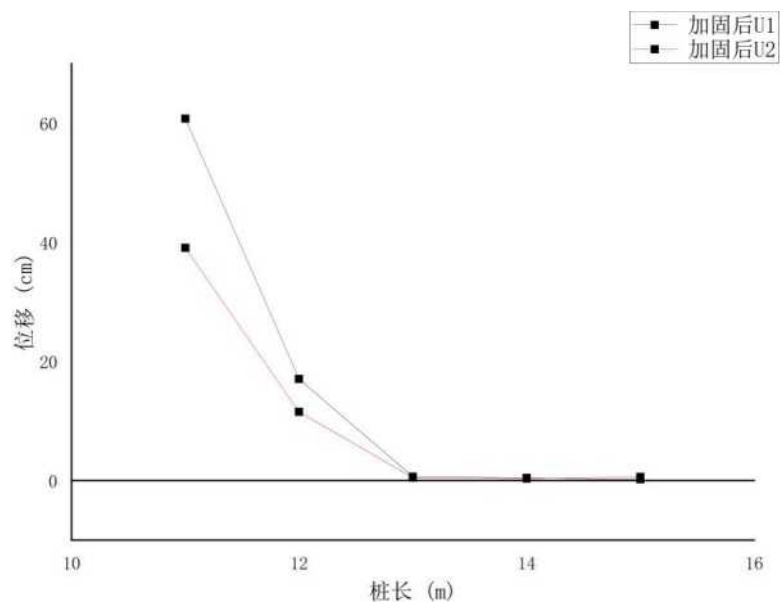


图 4-37 位移随桩长变化的关系图

由上图 4-37 可知，边坡的水平位移与竖直位移随着抗滑桩的长度的增长而减小，但是桩长为 11m、12m 时位移较大的原因，可能是由于抗滑桩插入坚硬岩层的长度不够，反而导致边坡位移加大。当桩长为 13m 时位移大幅减小，为 14m、15m 时对比 13m 时减小的位移相差甚小。因此对于最优桩长的初步选择为 13m。

根据表 4-3 绘制出稳定系数随桩长变化的关系图图 4-38：

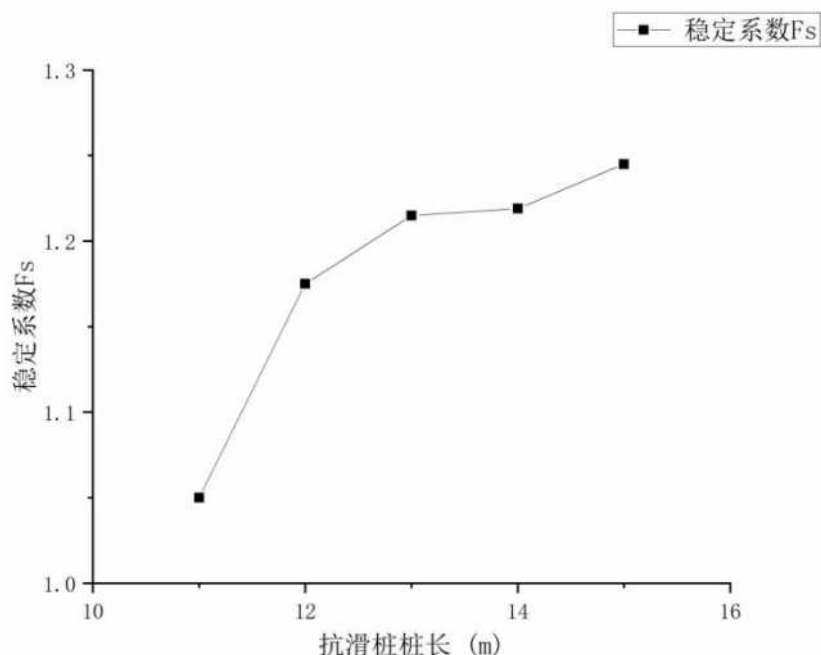


图 4-38 稳定系数随桩长变化的关系图

由上图 4-38 可以得出，稳定系数  $F_s$  随着抗滑桩长度的增加而增加，但是当桩长达到 13m 之后，稳定系数的增加幅度减小趋于平缓。也可以推断出抗滑桩长度的变化确实可以改变边坡的稳定性。但是桩长超过 13m 后，稳定系数  $F_s$  增加不大。因此从稳定系数  $F_s$  方面，可以初步判断桩长为 13m 时为最优桩长。

#### 4.2.4 桩尺寸的优化设计

由上面两节可以得知抗滑桩的最佳位置位于边坡中上部 C 处，抗滑桩的最佳长度为 13m。那么本小节将会在上两节的基础上探讨抗滑桩增加边坡稳定性的最佳尺寸，初步拟定的尺寸有：0.5m、0.8m、1m、1.5m、2m 这五组数值，边坡其他参数不变。继续在 ABAQUS 中完成不同抗滑桩尺寸对边坡稳定性影响的模拟计算。并通过塑性应变、边坡位移、稳定系数  $F_s$  这三个方面综合选择出最优截面。ABAQUS 计算得出的 PEMAG 云图如下图 4-39 至 4-43 所示。



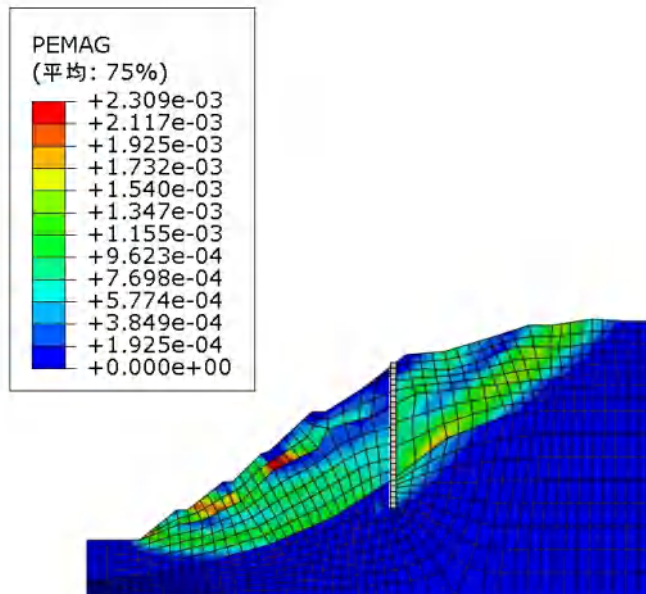


图 4-39 尺寸为 0.5m 的塑性应变 PEMAG 图

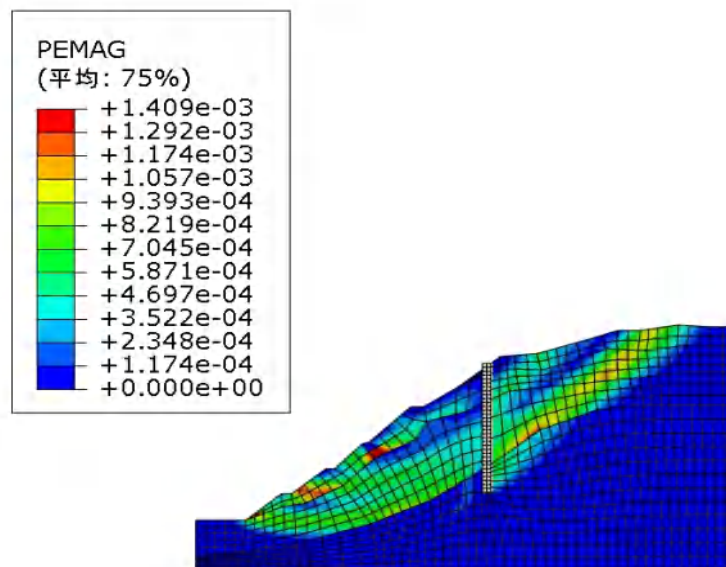


图 4-40 尺寸为 0.8m 的塑性应变 PEMAG 图

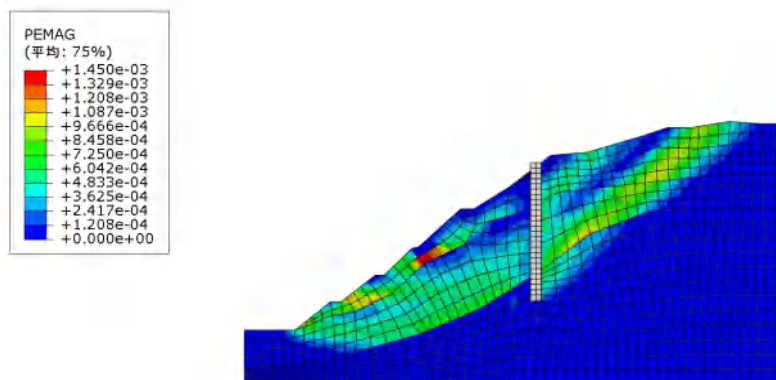


图 4-41 尺寸为 1m 的塑性应变 PEMAG 图

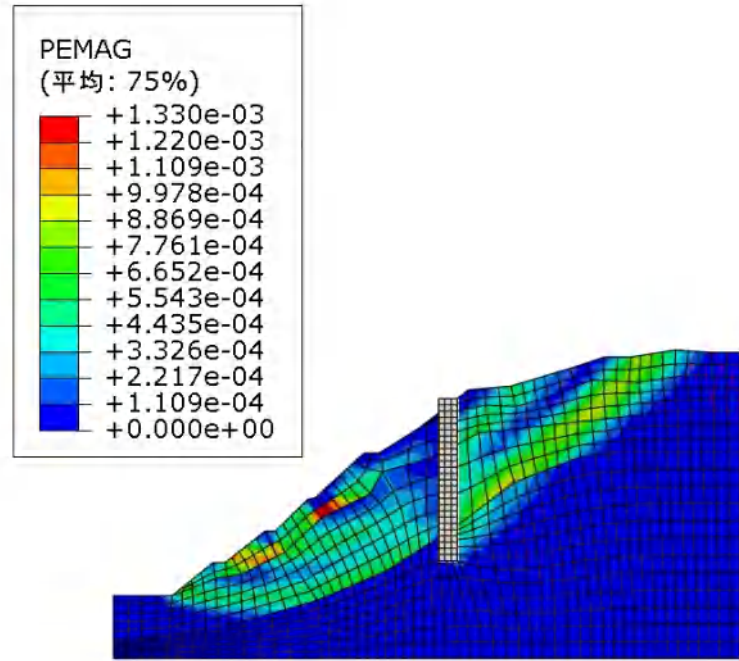


图 4-42 尺寸为 1.5m 的塑性应变 PEMAG 图

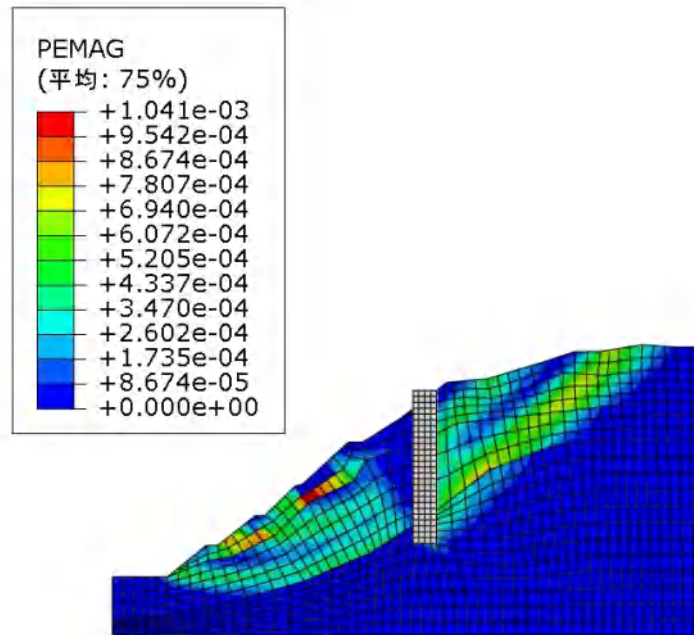


图 4-43 尺寸为 2m 的塑性应变 PEMAG 图

由上述图 4-39 至 4-43 可以得知，抗滑桩尺寸分别为 0.5m、0.8m、1m、1.5m、2m 时，边坡的最大塑性应变分别为 0.002309、0.001409、0.00145、0.00133、0.001041。可以看出塑性应变随抗滑桩截面尺寸的增大而减小，但是减小幅度很小，不同尺寸下的塑性应变相差不多，所以不考虑塑性应变对于最佳截面尺寸选取的影响。

不同抗滑桩截面尺寸下的水平位移 U1 云图如图 4-44 至 4-48：

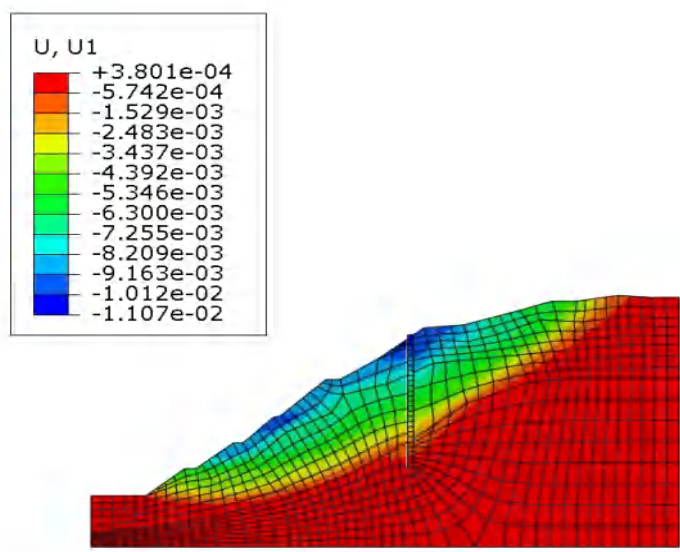


图 4-44 尺寸为 0.5m 的水平位移  $U_1$  云图

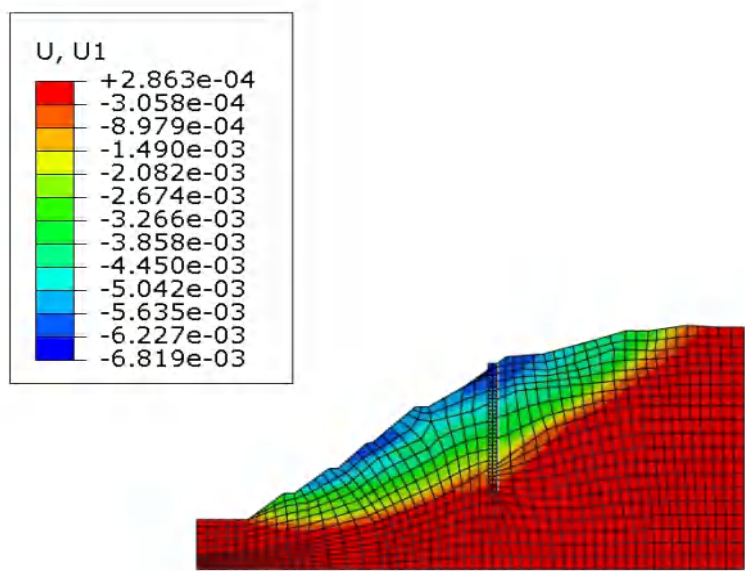


图 4-45 尺寸为 0.8m 的水平位移  $U_1$  云图

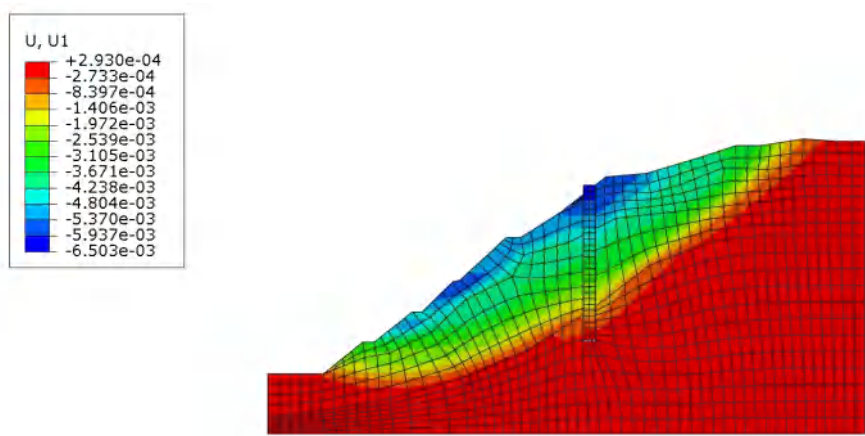


图 4-46 尺寸为 1m 的水平位移  $U_1$  云图

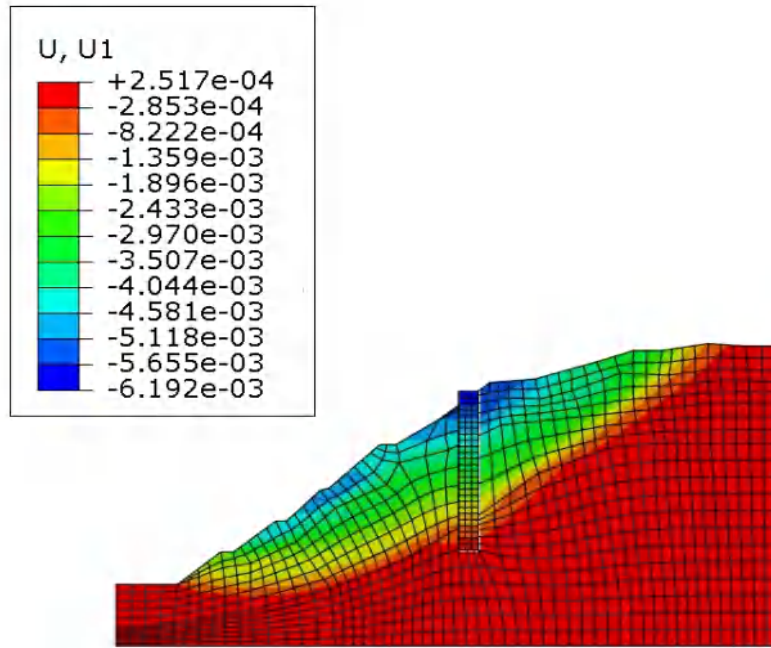


图 4-47 尺寸为 1.5m 的水平位移 U1 云图

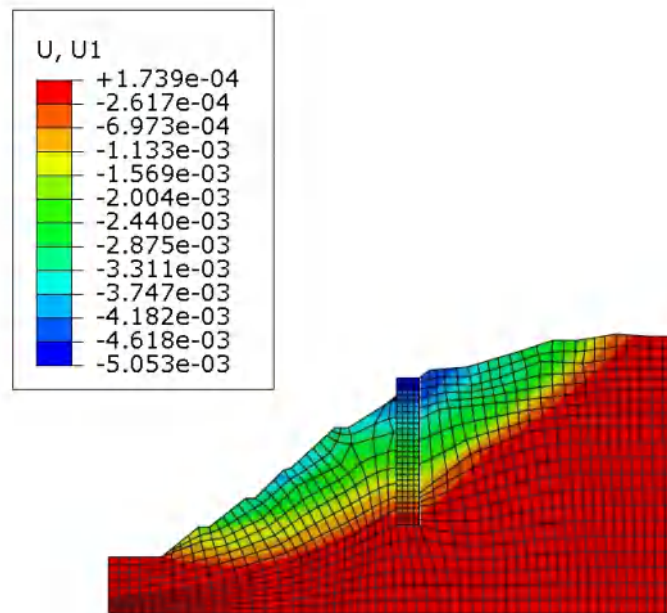


图 4-48 尺寸为 2m 的水平位移 U1 云图

由 4-44 至 4-48 可以得知，抗滑桩尺寸分别为 0.5m、0.8m、1m、1.5m、2m 时，边坡的最大水平位移 U1 分别为 1.107cm、0.6819cm、0.6503cm、0.6192cm、0.5053cm。位移从尺寸为 0.8m 之后开始减小得较少。

不同抗滑桩截面尺寸下的竖直位移 U2 云图如图 4-49 至 4-53:



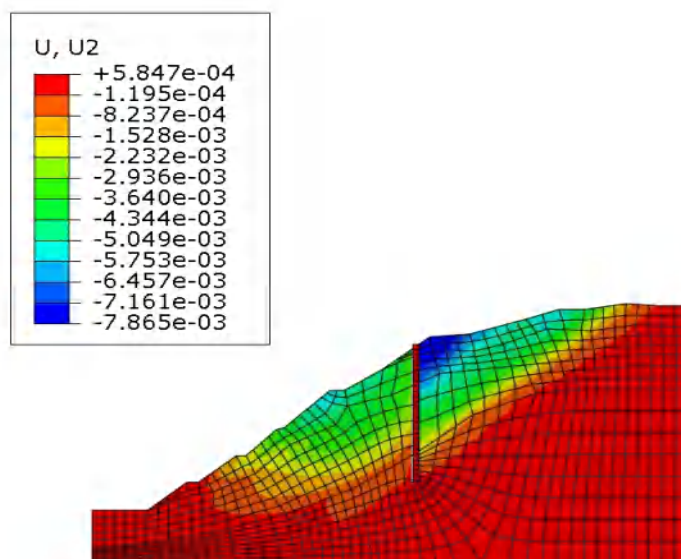


图 4-49 尺寸为 0.5m 的竖直位移 U2 云图

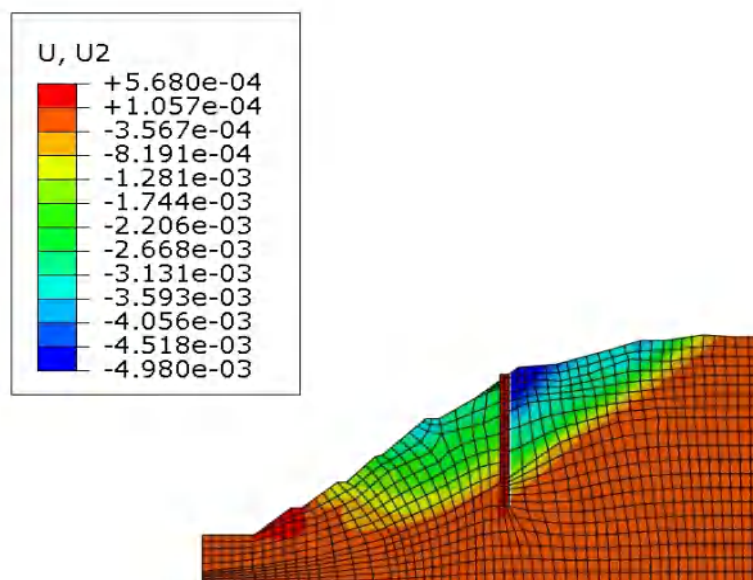


图 4-50 尺寸为 0.8m 的竖直位移 U2 云图

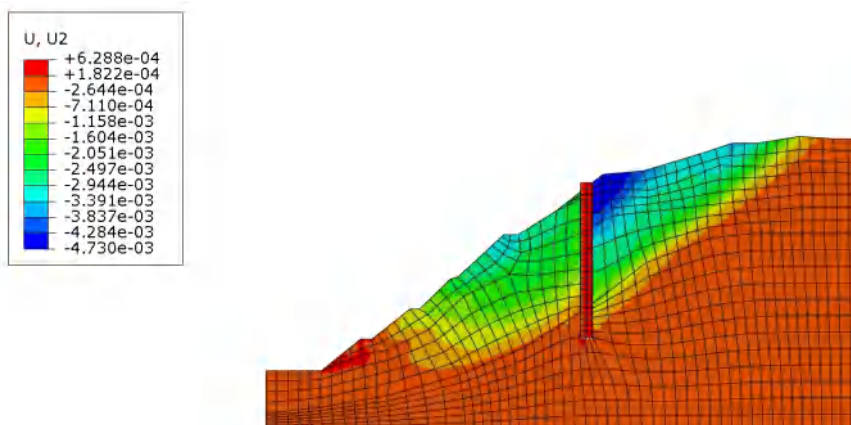


图 4-51 尺寸为 1m 的竖直位移 U2 云图

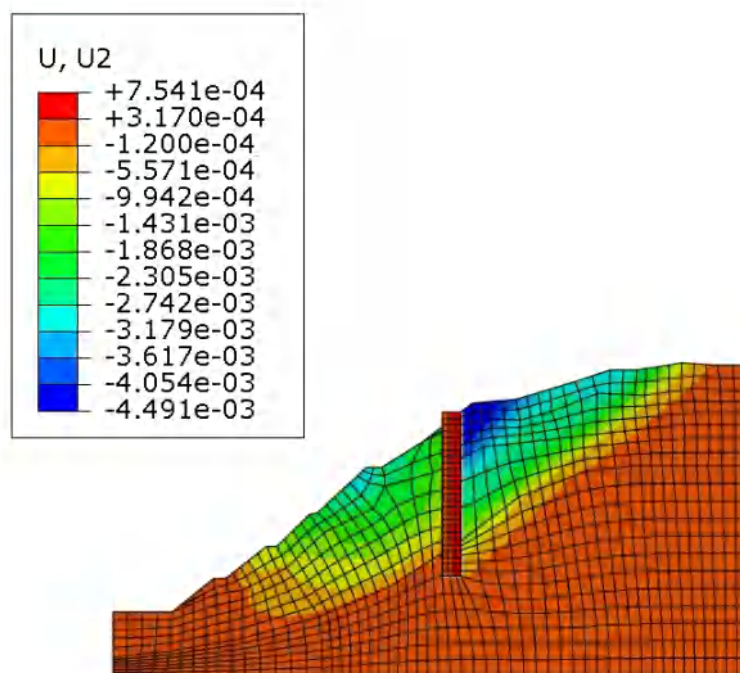


图 4-52 尺寸为 1.5m 的竖直位移 U2 云图

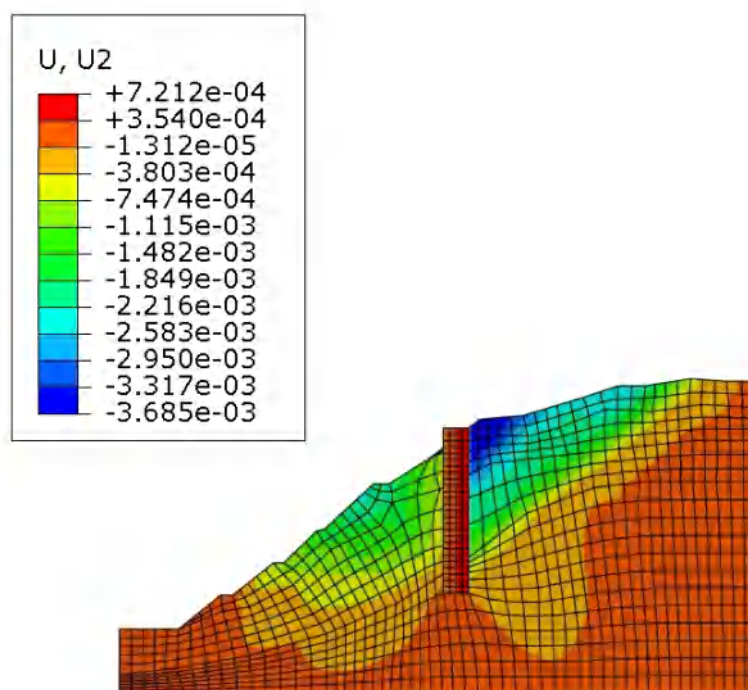


图 4-53 尺寸为 2m 的竖直位移 U2 云图

由图 4-49 至 4-53 可以得知，抗滑桩尺寸分别为 0.5m、0.8m、1m、1.5m、2m 时，边坡的最大竖直位移 U2 分别为 0.7865cm、0.498cm、0.473cm、0.4491cm、0.3685cm。边坡的竖直位移都比较小且很接近。

不同抗滑桩截面尺寸下抗滑桩的位移图与位置变化图如图 4-54 至 4-58：

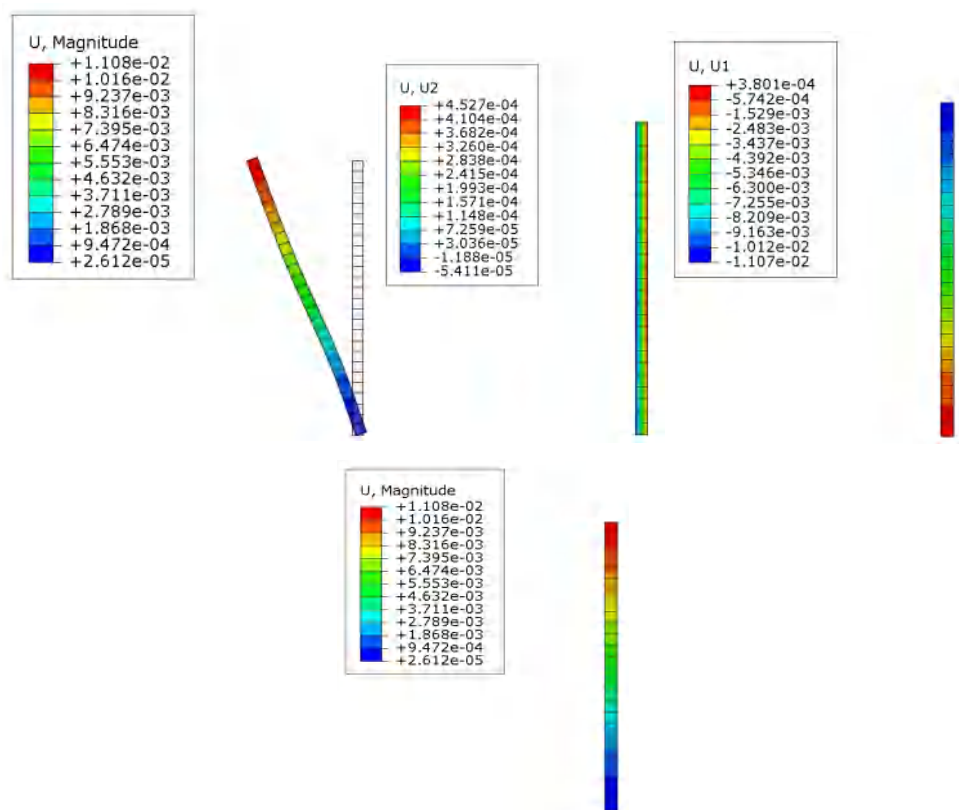


图 4-54 尺寸为 0.5m 的抗滑桩位移与形变图

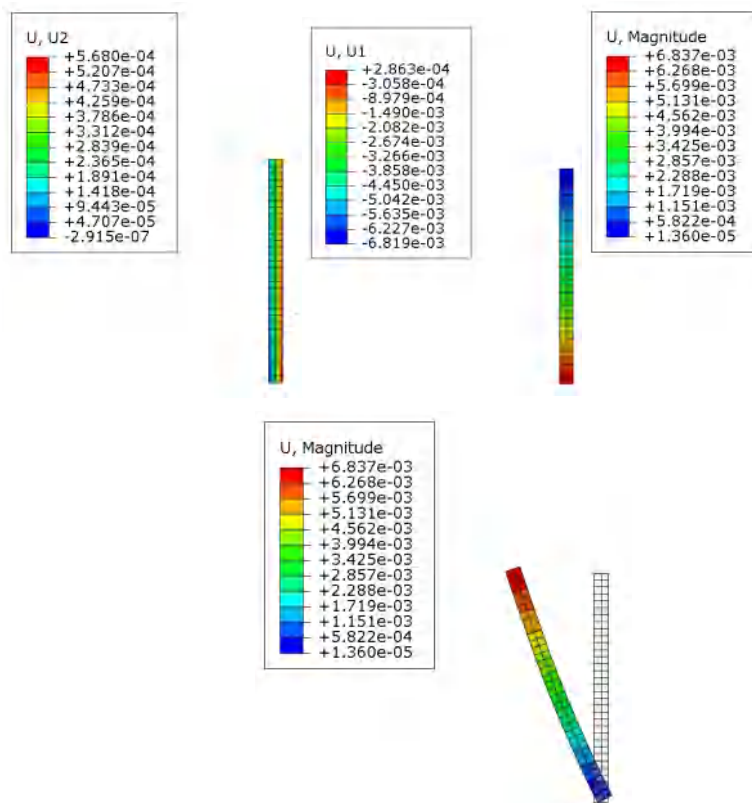


图 4-55 尺寸为 0.8m 的抗滑桩位移与形变图

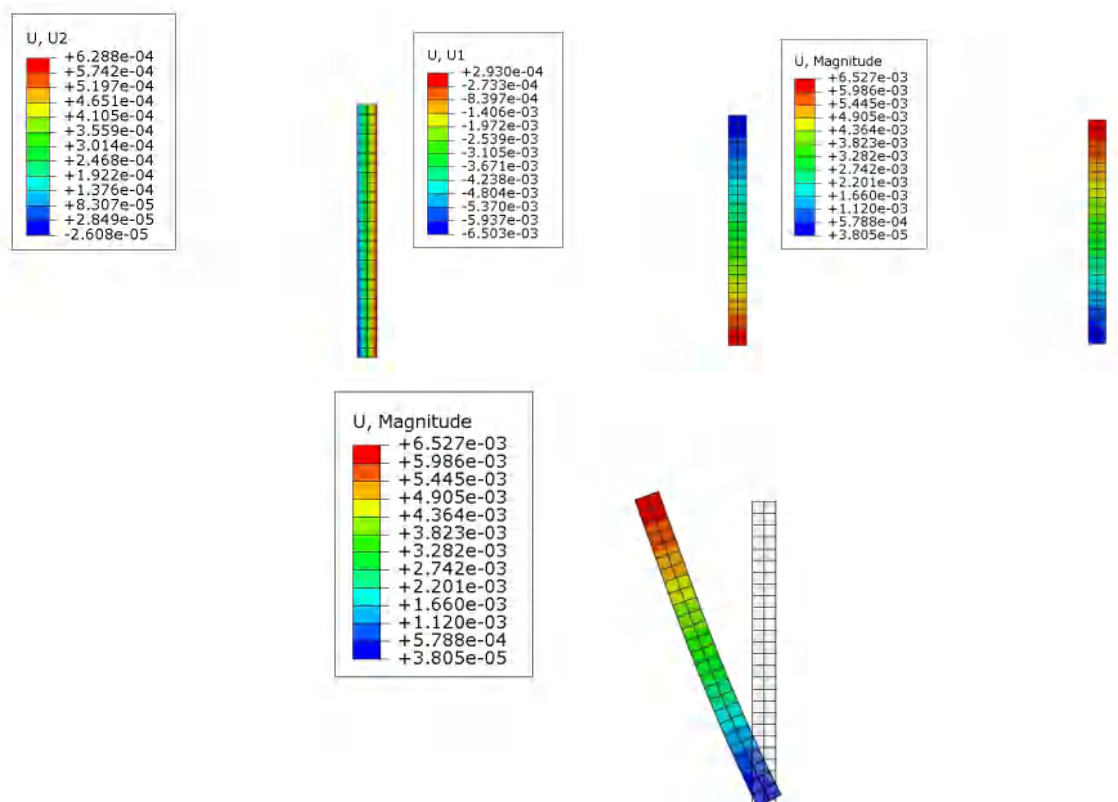


图 4-56 尺寸为 1m 的抗滑桩位移与形变图

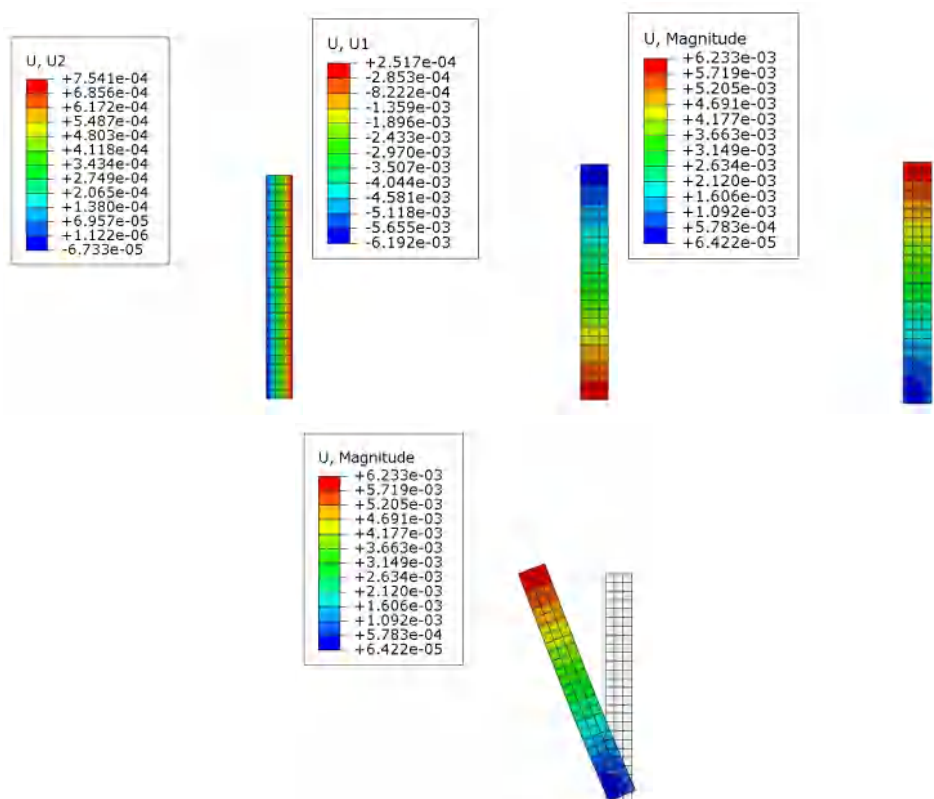


图 4-57 尺寸为 1.5m 的抗滑桩位移与形变图



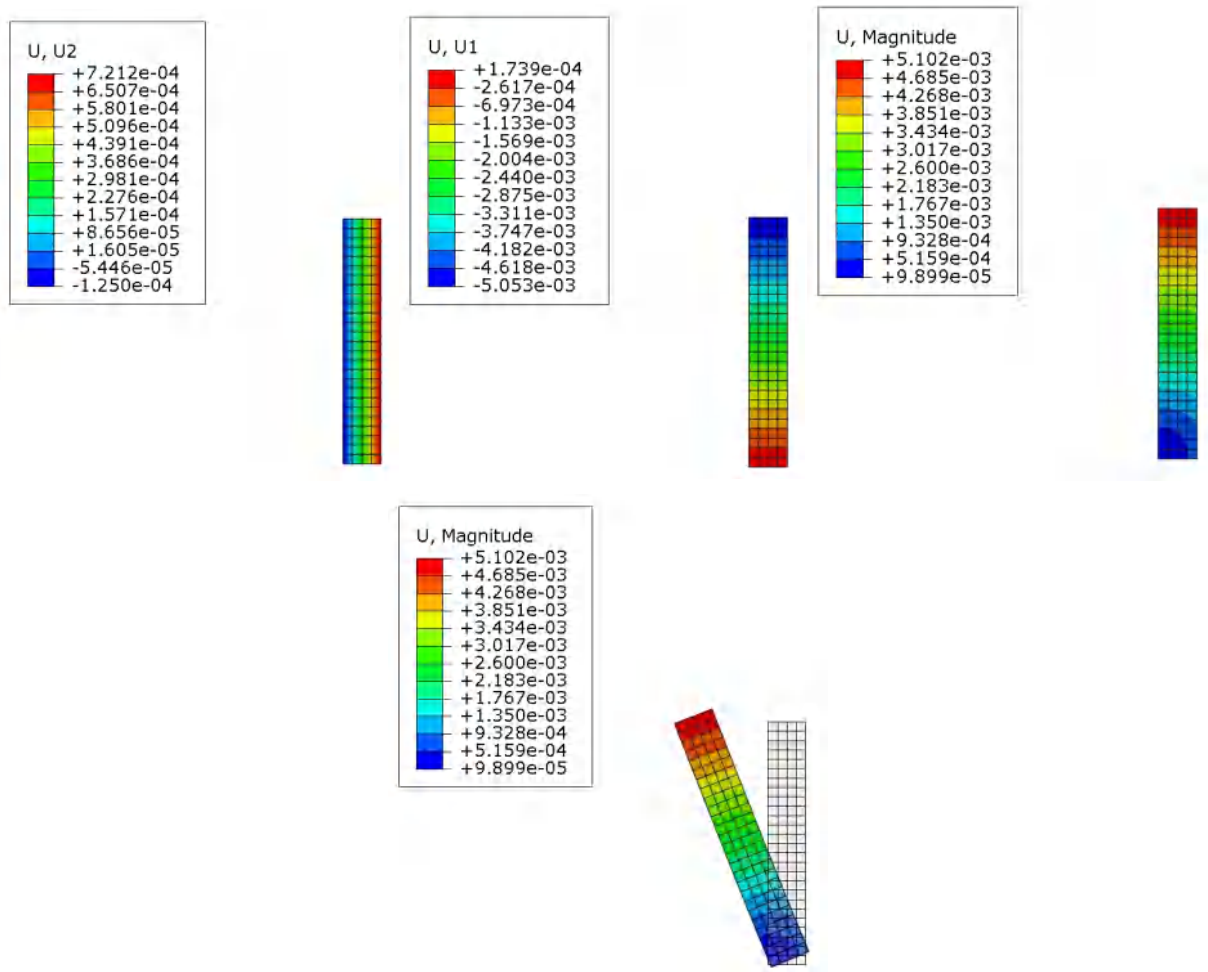


图 4-58 尺寸为 2m 的抗滑桩位移与形变图

由 4-54 至 4-58 可以得知，抗滑桩尺寸分别为 0.5m、0.8m、1m、1.5m、2m 时，抗滑桩的最大总位移分别为 1.108cm、0.6837cm、0.6527cm、0.6233cm、0.5102cm；最大水平位移分别为 1.107cm、0.6819cm、0.6503cm、0.6233cm、0.5053cm；最大竖直位移分别为 0.04527cm、0.0568cm、0.06288cm、0.07541cm、0.07212cm。

将不同抗滑桩尺寸的各项模拟数据记录入表 4-4:

表 4-4 综合评定表

评定元素		加固后					加固前
		0.5m	0.8m	1m	1.5m	2m	
边坡	PEMAG 塑性应变最大	0.002309	0.001409	0.00145	0.00133	0.001041	0.01256
	U1 水平位移最大值 (cm)	1.107	0.6819	0.6503	0.6192	0.5053	1.831
	U2 竖直位移最大值 (cm)	0.7865	0.498	0.473	0.4491	0.3685	3.247
	U 总位移最大值 (cm)	1.246	0.7802	0.7392	0.4963	0.0283	3.432
	U1 水平位移最大值 (cm)	1.107	0.6819	0.6503	0.6233	0.5053	——
抗滑桩	U2 竖直位移最大值 (cm)	0.04527	0.0568	0.06288	0.07541	0.07212	——
	U 总位移最大值 (cm)	1.108	0.6837	0.6527	0.6233	0.5102	——
	稳定系数 $F_s$	1.055	1.113	1.215	1.236	1.308	0.969
	稳定状态	基本稳定	基本稳定	基本稳定	基本稳定	稳定	不稳定

根据表 4-4 绘制出边坡位移随桩截面尺寸变化的关系图图 4-59:

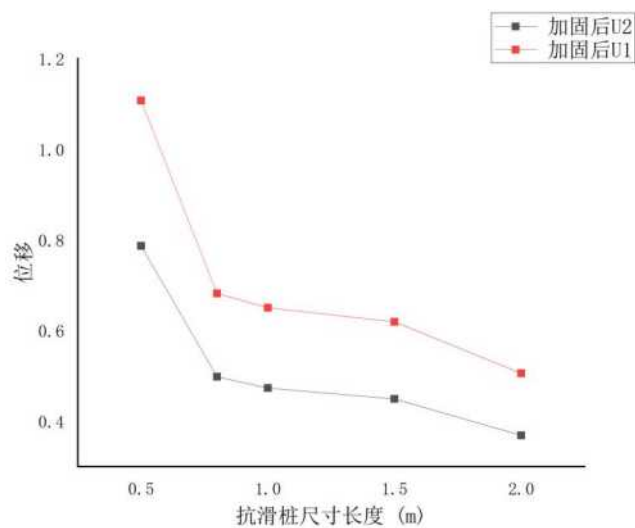


图 4-59 边坡位移随桩截面尺寸变化的关系图

由图 4-59 上述信息可以看出，边坡的水平位移和竖直位移随着抗滑桩截面尺寸的增大而减小。可以推断出抗滑桩截面尺寸可以影响加固的效果。水平位移从 1.107m 减小到 0.5053m，竖直位移从 0.7865m 降低到 0.3685m，并且可以看出当桩截面尺寸大于 0.8m 后，水平位移与竖直位移的减小幅度不大。

根据表 4-4 绘制出抗滑桩位移随桩截面尺寸变化的关系图图 4-60：

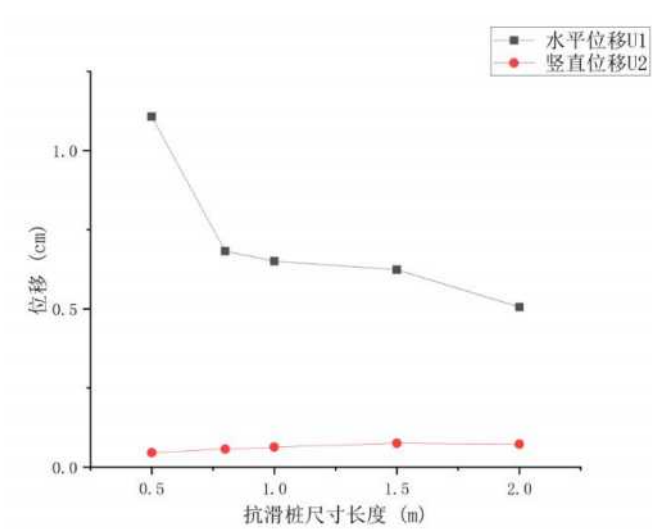


图 4-60 抗滑桩位移随桩截面尺寸变化的关系图

从图 4-60 中可以得知，抗滑桩水平最大位移随抗滑桩截面尺寸的增大而减小，且当桩尺寸大于 0.8m 之后，减小幅度减缓。抗滑桩的竖直最大位移的变化与桩截面尺寸的关系不大，数值比较平缓。因此，从抗滑桩位移这方面推断最佳截面尺寸为 0.8m。

根据表 4-4 绘制出稳定系数  $F_s$  随桩截面尺寸变化的关系图图 4-61：

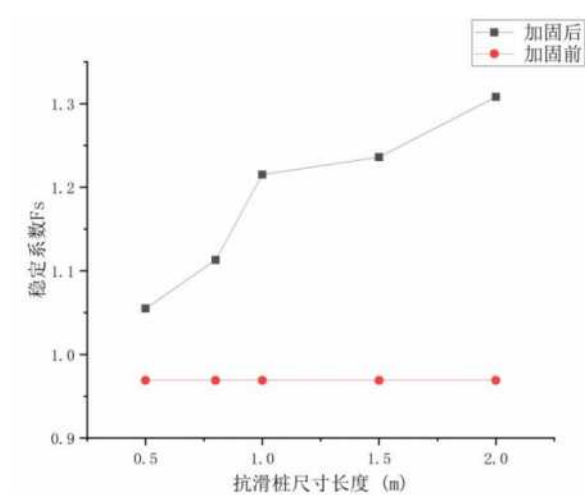


图 4-61 稳定系数  $F_s$  随桩截面尺寸变化的关系图

由图 4-61 中可以看出，稳定系数  $F_s$  随抗滑桩截面尺寸的增大而增大，也就是说抗滑桩的截面尺寸越大，边坡便越稳定。并且当桩尺寸大于 1m 之后，稳定系数缓慢上升，但是在尺寸为 2m 时，边坡的稳定状态为稳定。

通过边坡位移、抗滑桩位移以及稳定系数  $F_s$  三个方面并且考虑后续配筋工作等，决定抗滑桩的最佳截面尺寸为 1.5m。

### 4.3 抗滑桩设计方案

二滩水库港口边坡的加固方案初步设计为：边坡坡脚位置修建一排抗滑桩，抗滑桩尺寸 1.2m，桩长 10m，桩间距为 4.8m，共十二根。

经过 ABAQUS 模拟计算，对比桩位置、桩长、桩尺寸后得出本设计的最优方案为：抗滑桩修建在边坡中上部即 C 处，桩截面尺寸为 1.5m，桩长为 13m，桩间距为 2.5m，共 16 根。

本次设计增强了边坡加固效果，并且在减少工程量的同时保证了边坡的稳定性，因此是一个较为成功的方案。

### 4.4 本章节总结

在本章通过 ABAQUS 软件的帮助，在其中建立了田房边坡的二维模型，并模拟了降水工况下边坡在不同位置，以及不同的桩长，截面尺寸的状态。通过 ABAQUS 模拟计算得出的结果，进行分析得出了最优方案以及其他结论：

- (1) 抗滑桩位于边坡中上部即 C 处的加固效果最好，明显优于其他位置。
- (2) 抗滑桩插入坚硬岩层的长度越长加固效果越好，但当长度大于 13m 之后，抵抗边坡变形的效果不再出现明显变化。
- (3) 随着截面尺寸的增大，抗滑桩对边坡的加固效果也越来越好，但是在 1m 之后，抗滑效果也不再明显，综合考虑后，选择截面尺寸为 1.5m。

5 抗滑桩配筋设计

5.1 滑坡推力计算

滑坡推力的计算采用传递系数法，其公式如下：

$$E_n = KQ_n sin\alpha_n - Q_n cos\alpha_n tan\varphi_n - c_n l_n + E_{n-1} \psi_n \tag{5-1}$$

式中：  $E_n$ ——第  $n$  条块的剩余下滑力，作用于分界面中点；

$E_{n-1}$ ——第  $n-1$  条块的剩余下滑力，作用于分界面的中点；

$K$ ——滑坡推力安全系数，本工况取 1.15；

$Q_n$ ——第  $n$  条块的岩土体重量（KN/m）；

$\psi_n$ ——传递系数， $\psi_n = cos(\alpha_{n-1} - \alpha_n) - sin(\alpha_{n-1} - \alpha_n)tan\varphi_n$ ；

$\alpha_n$ 、 $\alpha_{n-1}$ ——第  $n$ 、 $n-1$  条块滑动面的倾角；

$c_n$ ——第  $n$  条块土的粘聚力；

$l_n$ ——第  $n$  条块滑动面的长度；

$\varphi_n$ ——第  $n$  条块岩土体的摩擦角。

根据公式（5-1）以及 Slide 计算得出的数据求出的各土条剩余下滑力如下表（5-1）所示：

表 5-1 剩余下滑力计算参数							
土条	岩土体重量 (KN/m)	滑动面倾角	滑动面长度 (m)	岩土体粘 聚力 (KN)	岩土体摩擦 角 (°)	传递系数	剩余下滑力 (KN)
1	16.861	63.871	2.082	11	11	0	-6.934
2	31.677	60.846	1.345	12	12	0.987	7.083
3	46.050	58.551	1.256	12	12	0.991	33.615
4	59.158	56.399	1.184	12	12	0.991	70.364
5	72.955	54.342	1.147	24	15	0.990	101.041
6	84.835	52.363	1.095	24	15	0.990	139.088
7	95.714	50.470	1.051	24	15	0.991	182.997
8	105.687	48.649	1.012	24	15	0.991	231.351
9	114.849	46.893	0.978	24	15	0.991	282.933
10	123.544	45.192	0.949	24	15	0.992	336.899
11	133.309	43.541	0.922	24	15	0.992	393.631
12	142.819	41.933	0.899	24	15	0.992	452.131
13	151.754	40.366	0.878	24	15	0.992	511.457
14	160.072	38.834	0.858	24	15	0.992	570.767
15	167.258	37.334	0.841	24	15	0.993	628.934
16	168.622	35.864	0.825	24	15	0.993	681.889

根据上表 5-1 可以得知剩余下滑力 $E_n$ 为 681.889kN，同时桩前没有被动土压力。

## 5.2 抗滑桩悬臂段内力计算

根据上一小节结果，再使用悬臂桩法计算滑动面处桩的剪力与弯矩：

$$Q_0 = E_n L \quad (5-2)$$

$$q = Q_0 / h_1 \quad (5-3)$$

$$M_0 = \frac{1}{2} q h_1^2 \quad (5-4)$$

式中： $L$ ——为抗滑桩间距，由上一章节得知为 2.5m；

$h_1$ ——为滑动面之上的抗滑桩长度，取 10.5m。

由公式 5-2 至 5-4 计算出 $Q_0 = 1704.7225\text{kN}$ ， $q = 162.355\text{kN/m}$ ， $M_0 = 8949.792\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

## 5.3 抗滑桩锚固段内力计算

### 5.3.1 抗滑桩的区分

抗滑桩可以通过计算分为刚性桩与弹性桩，本设计使用“K”法计算区分抗滑桩的临界值：当 $\beta h_2 \leq 1$ ，抗滑桩为刚性桩；当 $\beta h_2 \geq 1$ ，抗滑桩为弹性桩。

上述式中的  $h_2$  为抗滑桩在锚固段的长度为 2.5m； $\beta$  为桩的变形系数 ( $\text{m}^{-1}$ )，其值为：

$$\beta = \left( \frac{KB_p}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (5-5)$$

式中： $K$ ——为地基系数，由锚固岩层前震旦系盐边组变质玄武岩夹硅质板岩，查《建筑边坡工程技术规范》（GB50330-2013）取为  $2 \times 10^6 \text{kN/m}^3$ ；

$E$ ——抗滑桩弹性模量，取值为  $2.6 \times 10^7 \text{kPa}$ ；

$I$ ——抗滑桩的截面惯性矩， $I = \frac{1}{12} b h^3$ ， $b$ 、 $h$  为截面长宽，由上一章节得知为  $h$  为 1.5m，宽度  $b$  设计取 1.3m，计算得  $0.3656 \text{m}^4$ ；

$B_p$ ——为抗滑桩计算宽度，当宽度  $b \geq 1\text{m}$  时， $B_p = b + 1$ ，因此取值为 2.3m。

由公式 5-5 可以计算出变形系数 $\beta$ 为 0.5898， $\beta h_2$ 为 1.4745 大于 1，因此可以得知本设计抗滑桩为弹性桩，并按弹性桩计算公式计算锚固段内力。

### 5.3.2 “K”法计算锚固段内力

桩顶受水平荷载的挠曲微分方程为：

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} - xKB_p = 0 \quad (5-6)$$

式中： $xKB_p$ ——为地基作用于桩上的水平抗力。

在公式 5-6 中引入变形系数 $\beta$ 后，公式 5-6 变为：

$$\frac{d^4x}{dy^4} \div 4\beta^4x = 0 \quad (5-7)$$

通过数学求解后，可以得到滑动面以下桩身任一截面的变位和内力的计算公式：

$$x_y = x_0\mu_1 + \frac{\varphi_0}{\beta}\mu_2 + \frac{M_0}{\beta EI}\mu_3 + \frac{Q_0}{\beta^2 EI}\mu_4 \quad (5-8)$$

$$\varphi_y = \beta(-4x_0\mu_4 + \frac{\varphi_0}{\beta}\mu_1 + \frac{M_0}{\beta^2 EI}\mu_2 + \frac{Q_0}{\beta^3 EI}\mu_3) \quad (5-9)$$

$$\frac{M_y}{\beta^2 EI} = -4x_0\mu_3 - \frac{4\varphi_0}{\beta}\mu_4 + \frac{M_0}{\beta^2 EI}\mu_1 + \frac{Q_0}{\beta^3 EI}\mu_2 \quad (5-10)$$

$$\frac{Q_y}{\beta^3 EI} = -4x_0\mu_2 - \frac{4\varphi_0}{\beta}\mu_3 - \frac{4M_0}{\beta^2 EI}\mu_4 + \frac{Q_0}{\beta^3 EI}\mu_1 \quad (5-11)$$

式中： $\mu_1$ 、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\mu_4$ ——为“K”法的影响函数值，其中： $\mu_1 = \cos\beta y \cdot \operatorname{ch}\beta y$ ， $\mu_2 = \frac{1}{2}(\sin\beta y \cdot \operatorname{ch}\beta y + \cos\beta y \cdot \operatorname{sh}\beta y)$ ， $\mu_3 = \frac{1}{2}\sin\beta y \cdot \operatorname{sh}\beta y$ ， $\mu_4 = \frac{1}{4}(\sin\beta y \cdot \operatorname{ch}\beta y - \cos\beta y \cdot \operatorname{sh}\beta y)$ ；

$x_y$ 、 $\varphi_y$ 、 $M_y$ 、 $Q_y$ ——分别为滑动面以下任一桩截面的位移、转角、弯矩、剪力；

$x_0$ 、 $\varphi_0$ 、 $M_0$ 、 $Q_0$ ——分别为滑动面处抗滑桩的位移、转角、弯矩、剪力。

计算时根据本设计实际情况，设桩底为自由端（桩底的弯矩以及剪力为零），因此公式 5-10 与 5-11 可以变化为：

$$x_0 = \frac{M_0}{\beta^2 EI} \frac{4\mu_4^2 + \mu_1\mu_3}{4\mu_3^2 - 4\mu_2\mu_4} + \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \frac{\mu_2\mu_3 - \mu_1\mu_4}{4\mu_3^2 - 4\mu_2\mu_4} \quad (5-12)$$

$$\varphi_0 = -\frac{M_0}{\beta EI} \frac{4\mu_3\mu_4 + \mu_1\mu_2}{4\mu_3^2 - 4\mu_2\mu_4} - \frac{Q_0}{\beta^2 EI} \frac{\mu_2^2 - \mu_1\mu_3}{4\mu_3^2 - 4\mu_2\mu_4} \quad (5-13)$$

锚固段顶点的弯矩 $M_0$ 为 8949.792kN·m，剪力 $Q_0$ 为 1704.7225kN。当  $y$  为 2.5m 时， $\mu_1$ 、 $\mu_2$ 、 $\mu_3$ 、 $\mu_4$  分别为 0.221、1.244、1.030、0.522，将这些数据代入公式 5-12 与 5-13 可得： $x_0=0.00279\text{m}$ 、 $\varphi_0=-0.00277$ 。

再将 $x_0$ 、 $\varphi_0$ 、 $M_0$ 、 $Q_0$ 代入公式 5-8 至 5-11 可以得到滑动面以下任一桩截面的位移、转角、弯矩、剪力，如下表 5-2 所示：

表 5-2 任一桩截面的计算结果

距滑动面的长度	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_3$	$\mu_4$	弯矩	剪力
0.1	1.000	0.059	0.002	0.000	9058.2731	485.7431
0.2	1.000	0.118	0.007	0.000	9051.0363	-610.3672
0.3	1.000	0.177	0.016	0.001	8940.1492	-1587.9913
0.4	0.999	0.236	0.028	0.002	8737.2423	-2451.4833
0.5	0.999	0.295	0.043	0.004	8453.5142	-3205.1215
0.6	0.997	0.354	0.063	0.007	8099.7410	-3853.0664
0.7	0.995	0.412	0.085	0.012	7686.2903	-4399.3241
0.8	0.992	0.471	0.111	0.018	7223.1381	-4847.7153
0.9	0.987	0.529	0.141	0.025	6719.8889	-5201.8482
1	0.980	0.587	0.174	0.034	6185.7977	-5465.0974
1.1	0.970	0.645	0.210	0.045	5629.7945	-5640.5862
1.2	0.958	0.702	0.250	0.059	5060.5102	-5731.1743
1.3	0.942	0.758	0.293	0.075	4486.3031	-5739.4488
1.4	0.923	0.813	0.339	0.094	3915.2869	-5667.7204
1.5	0.898	0.867	0.389	0.115	3355.3577	-5518.0223
1.6	0.868	0.919	0.441	0.140	2814.2224	-5292.1142
1.7	0.832	0.969	0.497	0.167	2299.4252	-4991.4892
1.8	0.789	1.017	0.556	0.198	1818.3736	-4617.3850
1.9	0.738	1.062	0.617	0.233	1378.3640	-4170.7981
2	0.679	1.104	0.681	0.271	986.6041	-3652.5021
2.1	0.610	1.142	0.747	0.313	650.2346	-3063.0696
2.2	0.531	1.175	0.815	0.359	376.3480	-2402.8965
2.3	0.440	1.204	0.886	0.409	172.0049	-1672.2314
2.4	0.337	1.227	0.957	0.464	44.2470	-871.2069
2.5	0.221	1.244	1.030	0.522	0.1070	0.1245

由表 5-2 可以得知桩身最大弯矩  $M_{\max}$  为 9058.2731kN·m，位于滑动面以下 0.1m；最大剪力  $Q_{\max}$  为 5739.4488kN，位于滑动面以下 1.3m。

#### 5.4 抗滑桩结构配筋

抗滑桩结构设计按极限平衡法计算。桩身采用 C20 混凝土，弹性模量  $E_h$  为  $2.6 \times 10^7$  kPa，轴心抗压强度  $f_c$  为 9600KPa，轴心抗拉强度  $f_t$  为 1100kPa；受拉钢筋采用 III 级钢筋 HRB400，抗拉强度设计值  $f_y$  为  $3.6 \times 10^5$  kPa，箍筋选择 II 级钢筋 HPB335，抗拉强度设计值  $f_y$  为  $3 \times 10^5$  kPa。桩截面面积  $S$  为  $1.95 \text{ m}^2$ ，结构重要系数  $\gamma_0$  为 1.0，永久荷载分项系数  $\gamma_G$  为 1.05。

##### 5.4.1 纵向钢筋设计

抗滑桩设计弯矩为： $M_D = \gamma_0 \gamma_G M_{\max} = 9511.187 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

设抗滑桩混凝土保护层厚度  $a$  为 10cm，则有效高度  $h_0$  为 140cm。根据正截面抗弯承



载力公式，纵向受拉钢筋屈服于受压区混凝土破坏同时发生时的相对受压高度 $\xi$ 为：

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_D}{f_c b h_0^2}} \quad (5-14)$$

由上式 5-14 可以计算出相对受压高度 $\varepsilon$ 为 0.528，小于 HRB335 钢筋规定的相对受压高度 $\varepsilon_b$ （0.550）。

纵向受力钢筋设计面积公式为：

$$A_s = \frac{f_c b \varepsilon h_0}{f_y} \quad (5-15)$$

由上式 5-15 计算出设计面积 25625.6mm<sup>2</sup>，根据钢筋计算截面面积表选用 8 根 C50 和 8 根 C40 的Ⅲ级钢筋，可以提供的截面面积 $A_s$ 有 25765mm<sup>2</sup>。

并对抗滑桩的配筋率进行检验：

$$\rho = \frac{A_s}{b h_0} \quad (5-16)$$

由上式 5-16 计算得出配筋率 $\rho$ 为 1.41%，大于 HRB400 型号钢筋规定的最小配筋率 0.20%。因此纵向钢筋配置合理。

再在桩的两侧分别布置 5 根 A12 的构造钢筋，在桩的受压侧布置 5 根 A12 的架立钢筋，两个钢筋都选用 1 级钢筋。

#### 5.4.2 箍筋设计

由于上面计算得出最大剪力  $Q_{max}$  为 5739.4488kN，所以抗滑桩设计剪力 $Q_d$ 为： $Q_d = \gamma_0 \gamma_G Q_{max} = 6026.421\text{kN}$ 。

验算抗滑桩是否需要腹筋：

$$V_c = 0.7 f_t b h_0 \quad (5-17)$$

由式 5-17 可以计算出 $V_c$ 为 1401.4kN 小于 $Q_d$ ，因此需要对抗滑桩添加腹筋，在滑动面以下 1.3m 处，初步选取为四肢箍筋 B20@100， $A_s$ 为 1256mm<sup>2</sup>，间距  $s$  为 100mm 小于规定的最大间距 400mm，桩上侧的剪力较小因此选用二肢箍筋 A20@100，1 级钢筋。

$$\rho = \frac{A_s}{b s} \quad (5-18)$$

由式 5-18 可以算出配筋率 $\rho$ 等于 0.966%，大于规定的最小配筋率 0.10%，再由下式 5-19 计算抗滑桩是否能够承受剪力 $Q_d$ 。

$$V_c + V_{sv} = 0.7 f_t b h_0 + f_y \frac{A_s}{s} h_0 \quad (5-19)$$

得出 $V_c + V_{sv}$ 等于 6676.6kN，大于 $Q_d$ （6026.421kN），因此箍筋配置符合要求。

## 5.5 本章节总结

在对抗滑桩进行相应的计算后，得出配筋结果为：纵向钢筋配置 8 根 C50 和 8 根 C40 的Ⅲ级钢筋；桩的两侧分别布置 5 根 A12 的构造钢筋，桩的受压侧布置 5 根 A12 的架立钢筋，都为 1 级钢筋；箍筋配置桩下侧布置四肢箍筋 B20@100 的Ⅱ级钢筋，桩上侧布置二肢箍筋 A20@100，1 级钢筋。

## 6 结论与展望

### 6.1 结论

本文设计以攀枝花市二滩水库二滩港边坡为设计对象，分别通过 Rocscience Slide 与 ABAQUS 两个软件对该边坡在不同工况下的状态进行模拟计算。通过 Slide 软件，使用极限平衡法对边坡的稳定性进行了模拟计算。通过 ABAQUS，使用强度折减法并将应力场与渗流场有效地耦合，不仅对不同工况下的边坡稳定性进行了模拟计算，并且还进行了对抗滑桩方案的比选。上述内容的总结如下：

(1) 使用 Rocscience Slide 软件中的摩根斯顿-普莱斯法对自然工况、降雨工况、地震工况下的边坡进行计算，得出了相应工况下的边坡稳定系数 1.244（基本稳定）、0.951（不稳定）、0.939（不稳定），与在使用 ABAQUS 软件对自然工况以及降雨工况的边坡进行计算得出的结果 1.297（稳定）、0.969（不稳定）大致相同。并且两者计算得出的滑动面的位置，弧长基本相同，足以说明 Slide 与 ABAQUS 两个软件的计算结果基本正确，再使用可靠度分析对之前内容进行补充，用概率证明边坡的不稳定。

(2) 利用 ABAQUS 优化抗滑桩设计方案得出相应的结果：

- 1) 抗滑桩位于边坡中上部即 C 处的加固效果最好，明显优于其他位置。
- 2) 抗滑桩插入坚硬岩层的长度越长加固效果越好，但当长度大于 13m 之后，抵抗边坡变形的效果不再出现明显变化。
- 3) 随着截面尺寸的增大，抗滑桩对边坡的加固效果也越来越好，但是在 1m 范围之后，抗滑效果也不再明显，综合考虑后，选择截面尺寸为 1.5m。

(3) 在对抗滑桩进行相应的计算后，得出配筋结果为：纵向钢筋配置 8 根 C50 和 8 根 C40 的Ⅲ级钢筋；桩的两侧分别布置 5 根 A12 的构造钢筋，桩的受压侧布置 5 根 A12 的架立钢筋，都为 1 级钢筋；箍筋配置桩下侧布置四肢箍筋 B20@100 的Ⅱ级钢筋，桩上侧布置二肢箍筋 A20@100，1 级钢筋。

### 6.2 展望

本设计使用了 Slide 与 ABAQUS 两个软件对二滩港边坡的稳定性进行了模拟计算。并利用 ABAQUS 优化了边坡加固方案。但是本设计还存在着很多缺漏需要日后完善，如下所示：

(1) 本设计只对使用抗滑桩这一种加固方法进行了模拟比选，对使用多种防护方式综合使用的情况没能够进行模拟分析。

(2) 边坡不同岩层的具体分布范围以及细节不能够完美在 Slide 以及 ABAQUS 两个

软件中模拟出来，还需要更多的资料进行补充。

(3) 本设计边坡在 ABAQUS 中的模型为二维模型，不能够计算出边坡在横向的变形，以及横向变形对边坡整体稳定性的影响并且也无法在抗滑桩参数比选中考虑抗滑桩的间距和抗滑桩截面形状对边坡稳定性的影响，因此边坡模型还需要进一步优化。

(4) 在使用 ABAQUS 模拟不同工况对边坡的影响时，没有完整的地震历时曲线，所以没有在 ABAQUS 中模拟地震工况下的边坡。

## 参考文献

- [1] 杨丽萍. 准格尔黑岱沟露天煤矿内排土场边坡稳定性分析[D]. 阜新: 辽宁工程技术大学, 2006.
- [2] 杨金林. 不同形状边坡稳定性研究及其工程应用[D]. 长沙: 中南大学, 2011, (01).
- [3] 陈晓清, 王成华, 张军. 武隆滑坡与减灾对策[J]. 水土保持通报, 2002, (03): 47-50.
- [4] 陈永波, 王成华. 金凤村滑坡成灾特征与减灾分析[J]. 山地研究, 1998, (01): 53-58.
- [5] 韩晔, 郑玉萍. 秭归某高边坡稳定性分析与加固设计[J]. 中国水运(理论版). 2007, (04): 196-197.
- [6] 攀枝花市国土资源局. 四川省攀枝花市仁和区平地镇波西村田房滑坡应急处理工程施工组织设计[R]. 攀枝花: 攀枝花国土资源局, 2008.
- [7] 陈秀琼, 陈永波, 孔纪名, 等. 二滩库区地质灾害分布规律及发展趋势分析[J]. 山地学报. 2007, (06): 737-740.
- [8] 朱大勇, 李焯芬, 黄茂松, 等. 对 3 种著名边坡稳定性计算方法的改进[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, (02): 183-194.
- [9] 费康, 张建伟. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.
- [10] CAD/CAM/CAE 技术联盟, 前言[A]. 见: CAD/CAM/CAE 技术联盟, ABAQUS2016 有限元分析从入门到精通[M]. 清华大学出版社, 北京, 2017.
- [11] 张率宁. 基于 ABAQUS 的边坡稳定性和抗滑桩参数优化分析[D]. 邯郸: 河北工程大学, 2019.
- [12] 任涛, 袁颖, 段鹏宇. 基于蒙特卡罗法的昭西段高速公路边坡可靠性分析[J]. 河北地质大学学报. 2022, (02): 87-91.
- [13] 王力, 吴翩. 基于强度折减法的某加固土坡稳定性分析[J]. 灾害与防治工程, 2012, (2): 4.
- [14] Cai F, Ugai K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles [J]. Soil and Foundations, 2000, 40(1): 73-84.
- [15] Leung C F, chow Y K, Shen R F. Behavior of pile subject to excavation-induced movement[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, (11): 947-954.
- [16] 张国信, 陈豫津, 王谦, 等. 边坡抗滑桩加固的三维有限元计算[J]. 探矿工程: 岩土钻掘工程, 2020, (9): 9.

## 致谢

白驹过隙，时光荏苒。仿佛一个瞬间我就已经在四川农业大学度过了四年的时光。回想这四年时光我收获颇多，我在这里收获了友情，得到了老师传授的专业知识，也从一个涉世未深的高中生成长为了一个能够自立自强的大学生。因此我非常感谢我的母校，感谢她无时无刻地包容我，帮助我，使我能够完成学业并且给予我成人立人的告诫——追求真理，造福社会，自强不息。所以我爱我的母校，以及其他帮助过我的人。

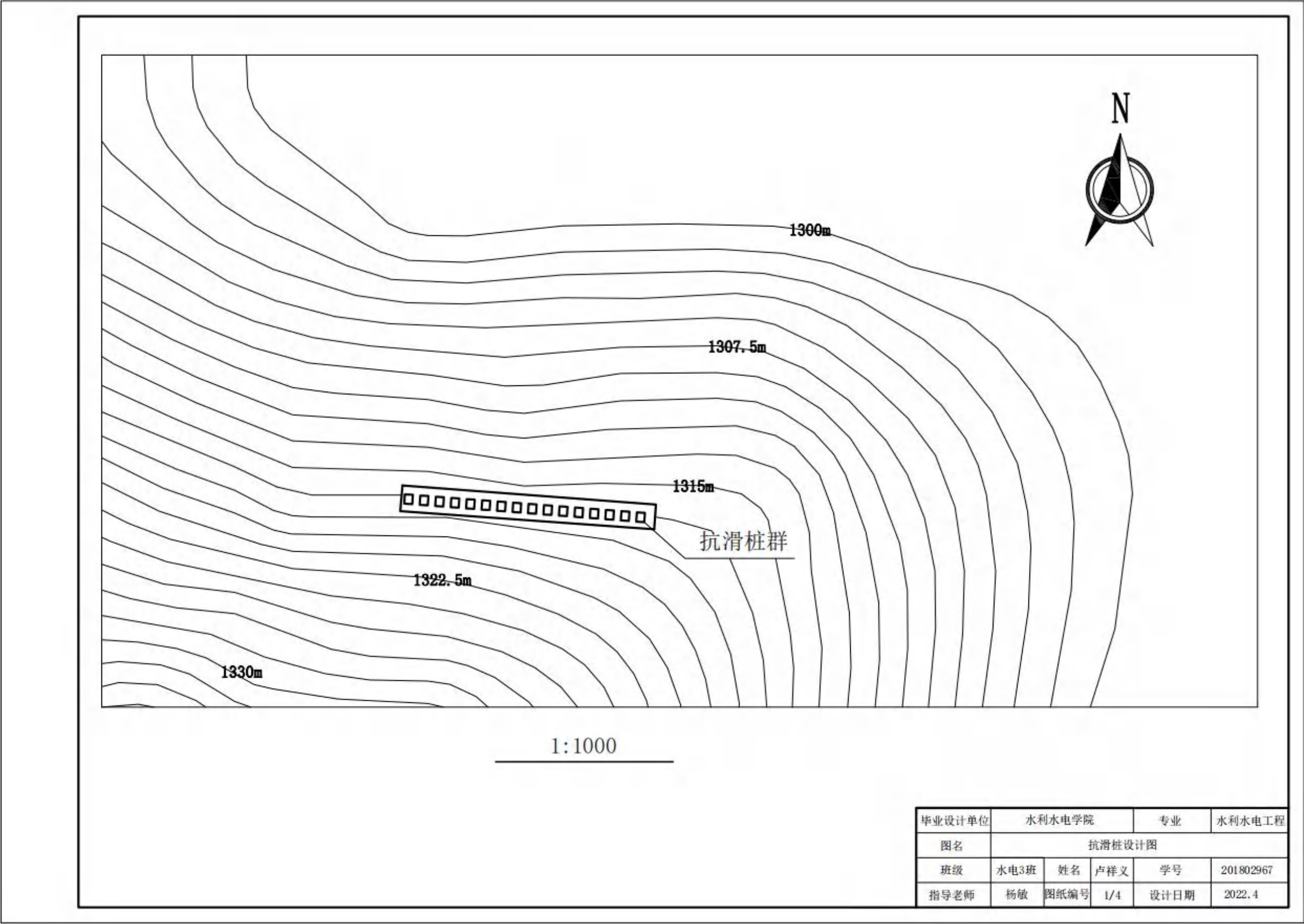
感谢我的导师杨敏老师，她帮助我完成了本文的构思和后续文章内容规范的检查，没有杨老师的认真教学，孜孜教诲，以及对待工作认真的态度，我无法完成此篇文章，能够在杨老师的指导下完成论文的写作是我的荣幸，所以我衷心的祝福杨老师事事顺遂，身体安康。

感谢谢军老师在软件 ABAQUS 使用上对我的指导，在论文无法继续的时候多次点拨我，感谢谢老师能够耐心帮助我，愿谢老师以后一帆风顺。

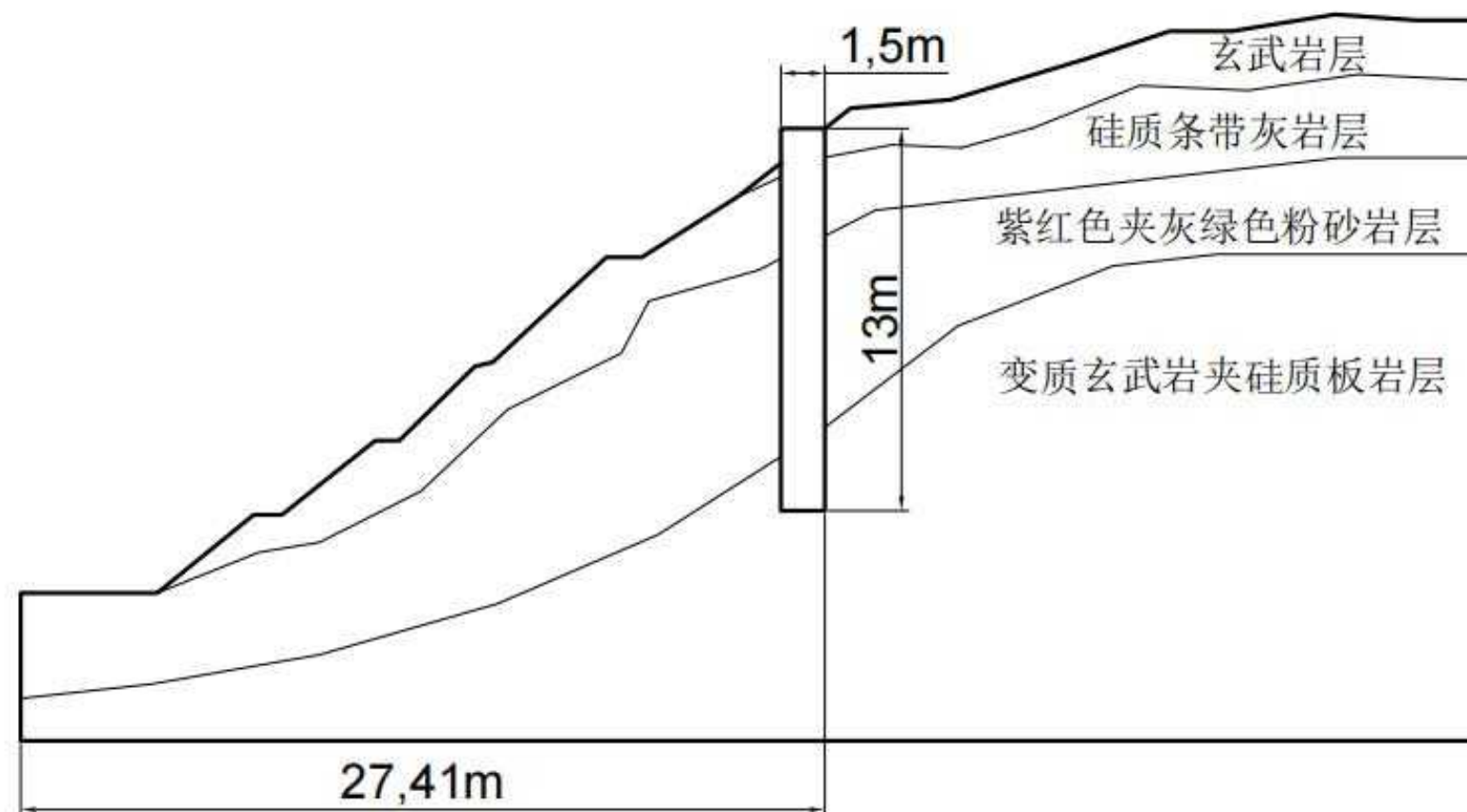
感谢熊薇、黄雪峰、何喆、林浩文、李冰、江山、孙圣哲等同学在学习以及生活中对我热心帮助。感谢你们大学四年的陪伴，愿你们能够展现自己，发出属于自己的光芒。

感谢我的父母，妹妹以及其他家人对我的默默付出，没有你们，我无法在大学不断前进。愿你们能够健健康康，万事如意。

人生道阻且长，还需继续共勉努力。

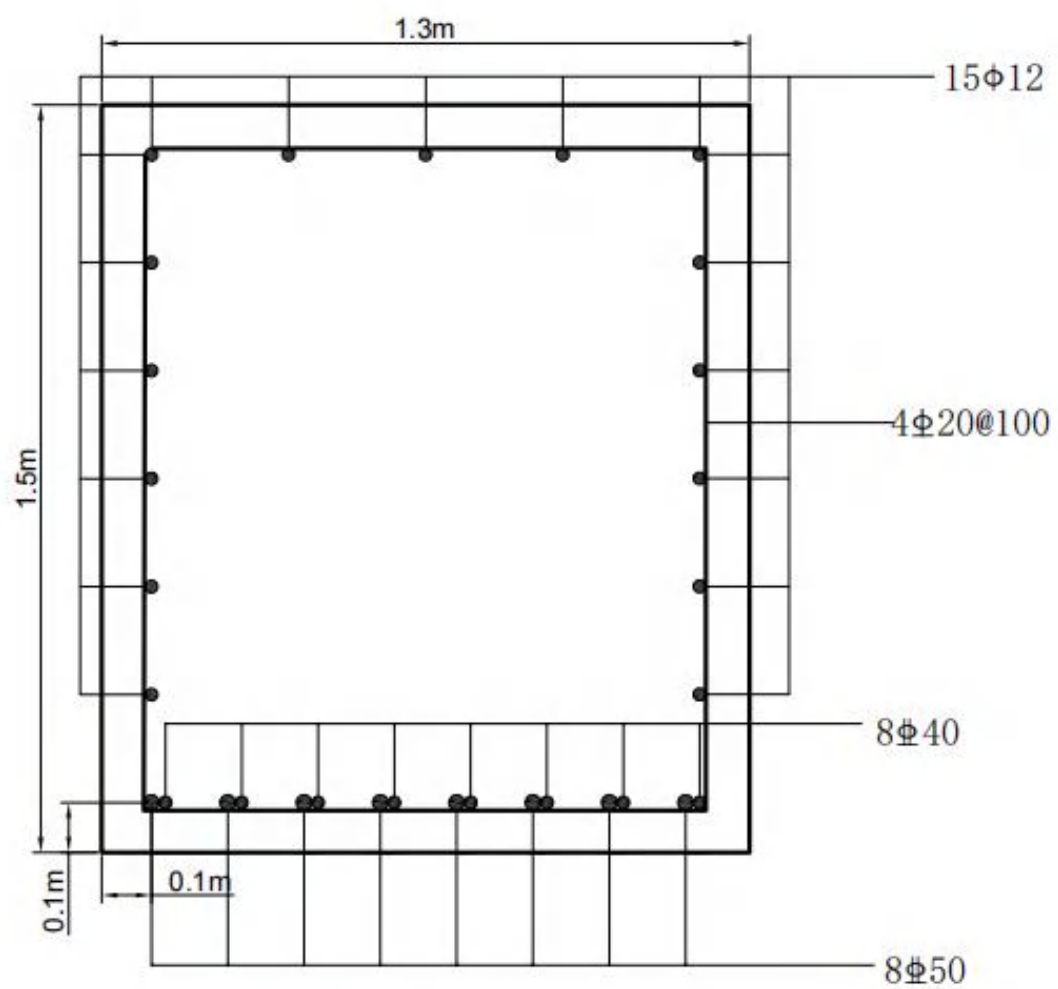




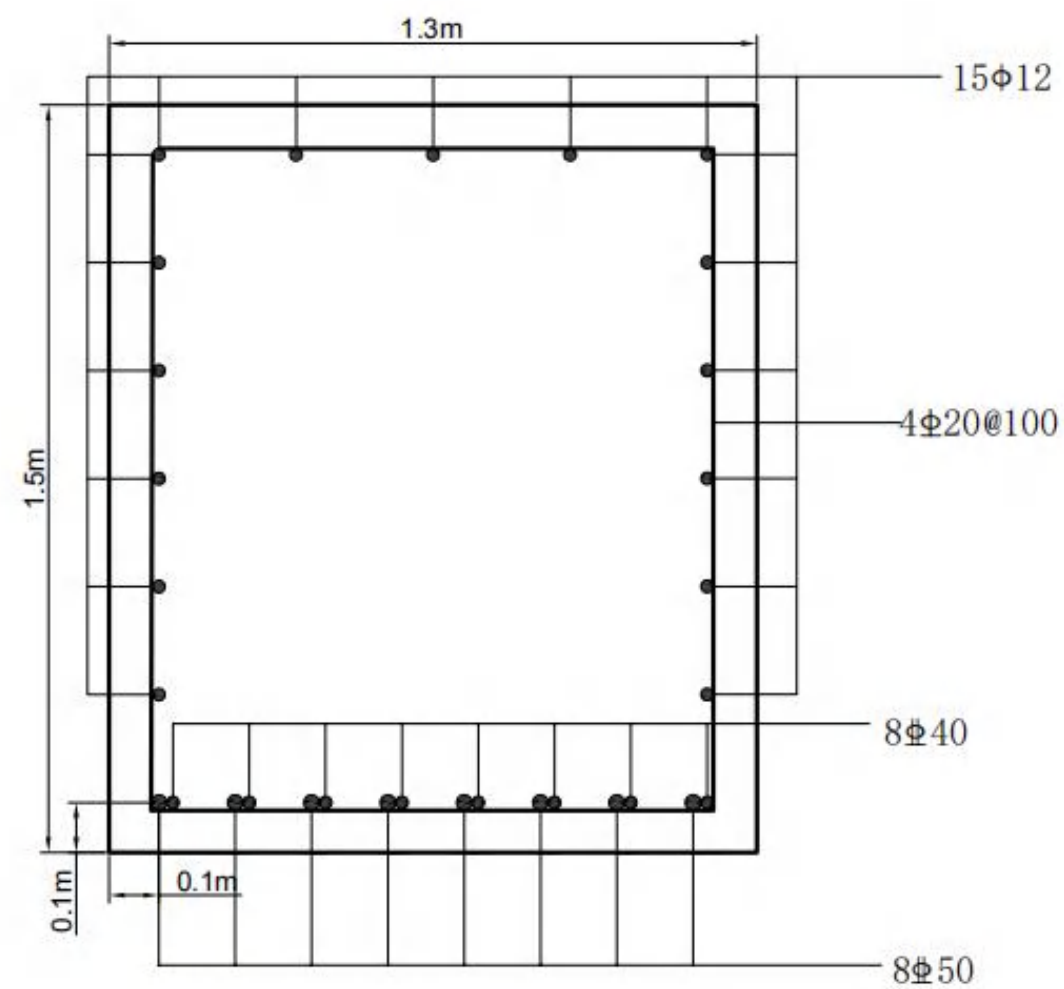


抗滑桩设计图 1 : 200

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	抗滑桩设计图				
班级	水电3班	姓名	卢祥义	学号	201802967
指导老师	杨敏	图纸编号	2/4	设计日期	2022.4



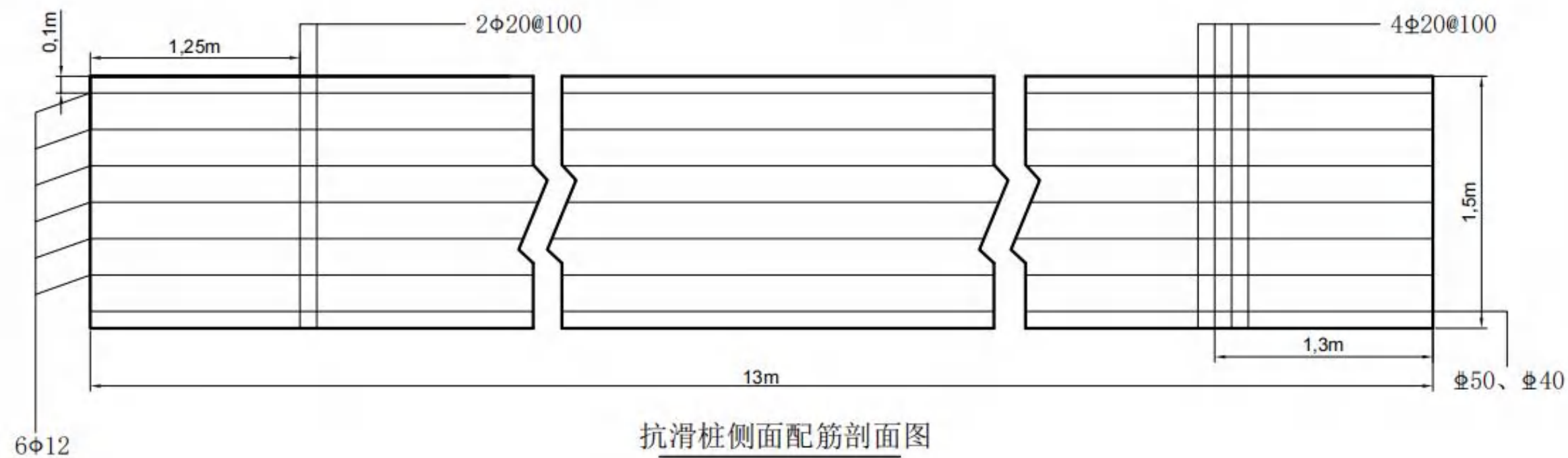
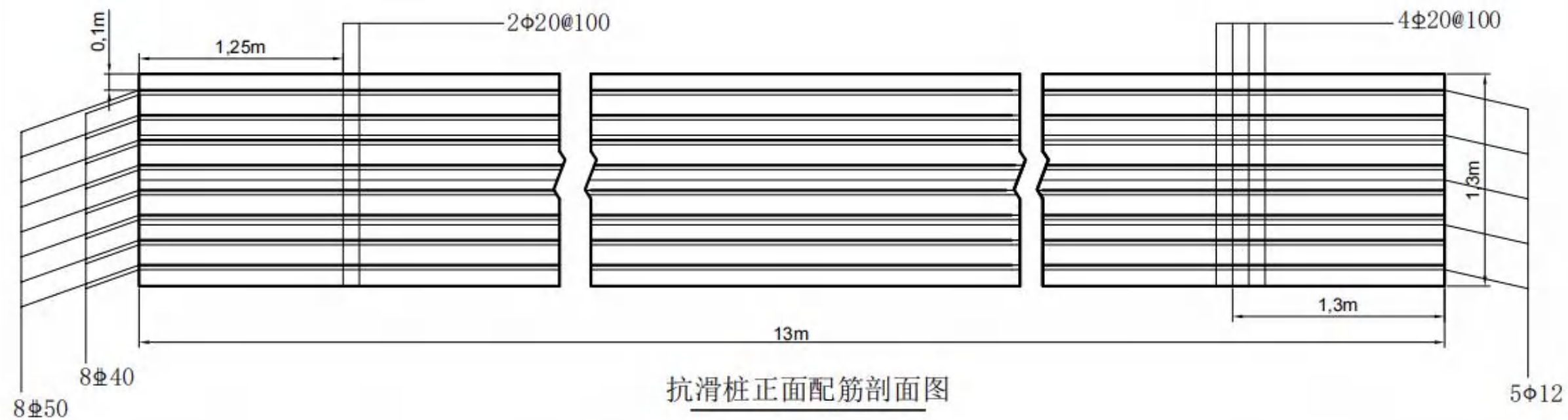
抗滑桩下部截面图



抗滑桩上部截面图

1:12

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	抗滑桩设计图				
班级	水电3班	姓名	卢祥义	学号	201802967
指导老师	杨敏	图纸编号	3/4	设计日期	2022.4



1:25

毕业设计单位	水利水电学院			专业	水利水电工程
图名	抗滑桩设计图				
班级	水电3班	姓名	卢祥义	学号	201802967
指导老师	杨敏	图纸编号	4/4	设计日期	2022.4