铁路特殊工程地质技术丛书

崩塌与落石

胡厚田　编著

中　国　铁　道　出　版　社

1989年·北京

糊数学理论对岩质边坡崩塌落石进行预测的方法，并对我国崩塌落石灾害报警研究现状进行了较全面的介绍。

（四）铁路崩塌落石的防治措施和勘测：本书从工程地质的观点出发，提出了崩塌落石地区的选线原则；以实例详细介绍了山区铁路崩塌落石的整治措施；在勘测方面，重点介绍了工程地质勘测的要求和内容，并对航空遥感技术在崩塌落石区勘测的应用进行了探讨。

本书在编写过程中，曾得到铁道部第二勘测设计院陈曰友等同志的帮助；李秉生教授审阅了部分书稿，并提出了许多宝贵意见；蒋爵光教授也给了不少帮助；西安铁路分局略阳工务段、凤州工务段和柘石工务段，以及西昌铁路分局乌斯河工务段都提供了不少资料；此外，还有铁道部刘甲申、西南交大余光策等许多同志对本书曾给予支持和帮助，在此一并表示感谢。

作　　者

1987年6月

内 容 简 介

本书提出了崩塌的新概念及理论性探讨，以解决这项特殊工程地质问题，内容有：

（一）根据崩塌的形成条件和发生机理的分析研究，总结出崩塌的发育阶段及其发展基本模式，并进行合理分类。

（二）提出了潜在崩塌体稳定性评价方法和计算方法。

（三）应用地质数学方法解决崩塌落石的预测和预报问题。

此外，还根据国内长期工程实践总结了崩塌地区地质选线、选址和防治措施。

本书可供工程地质研究，山区建设工程岩质边坡设计、养护参考。

崩 塌 与 落 石

胡厚田 编著

中国铁道出版社出版、发行

责任编辑 施以仁 封面设计 翟达

各 地 新 华 书 店 经 售

北京顺义燕华营印刷厂印

开本：850×1168毫米1/32 印张：5.875 字数：153千

1989年11月 第1版 第1次印刷

印数：1—1500 册 定价：4.90 元

ISBN7-113-00421-0/TU.103

前　言

崩塌和落石是山区常见的一种不良物理地质现象，铁路交通常受其危害。据原西安铁路局1981年一年的统计中，宝鸡—天水，宝鸡—上西坝两段线路总长494km，即发生崩塌落石422处，总延长57.602km，给铁路运营养护造成极大困难。仅宝成线略阳—上西坝一段，线路长127km，1981年暴雨期间，即出现较大的崩塌落石34处，接长明洞31处，改建隧道3处。我国其它各铁路线，如成昆、川黔、黔桂、湘黔、襄渝、鹰厦、成渝、石太等线也都有崩塌落石产生。据铁道部统计，全国铁路沿线每年均发生崩塌落石达数千处，危害严重且普遍，是山区运营之一大敌。此外，公路、矿山和河岸等边坡工程也有大量崩塌落石产生。因此，如何防治崩塌落石则是工程地质学中的一个重要课题。

我国铁路系统在崩塌落石的研究和防治方面积累了丰富的经验，近些年来，在崩塌落石研究上也有新的进展，取得了一些成果。作者收集了路内外这方面的丰富资料和一些科研成果，对崩塌落石进行了较详细的论述。全书共十章，可分为四个部分。

（一）崩塌落石的形成条件和产生机理：根据大量崩塌落石的实例，论述了崩塌落石的形成条件和产生机理，总结了崩塌发育的三个阶段，在此基础上提出了崩塌发展的五个基本模式，进而按崩塌体的初始运动状态，对崩塌进行了分类，为潜在崩塌体的稳定性计算，提供了一个有效的途径。

（二）潜在崩塌体稳定性评价及落石计算：在全面阐述崩塌体稳定性评价的基础上，着重介绍了潜在崩塌体稳定性评价的图解新方法和定量计算方法，以及落石的计算。

（三）崩塌落石的预测及其灾害报警：崩塌落石的预测及灾害报警是边坡岩体研究的一个重要方面。本书详细介绍了应用楔

目　　录

第一章　概　　述……（ 1 ）
第一节　崩塌与落石的定义……（ 1 ）
第二节　崩塌与落石对铁路的危害……（ 3 ）
第三节　崩塌落石的分布……（ 6 ）
第二章　崩塌落石的形成条件和影响因素……（ 9 ）
第一节　地形地貌条件……（ 9 ）
第二节　地层岩性条件……（ 12 ）
第三节　地质构造对崩塌落石的控制作用……（ 14 ）
第四节　降雨和地下水与崩塌落石的关系……（ 17 ）
第五节　地震和列车震动对崩塌落石的影响……（ 21 ）
第六节　其它因素对崩塌落石的影响……（ 24 ）
第三章　崩塌形成的机理……（ 29 ）
第一节　崩塌的发育过程……（ 29 ）
第二节　蠕动位移到突然崩塌的基本模式……（ 33 ）
第四章　崩塌分类……（ 40 ）
第一节　国内外崩塌分类的概况……（ 40 ）
第二节　崩塌的分类和说明……（ 41 ）
第五章　潜在崩塌体稳定性的评价……（ 44 ）
第一节　潜在崩塌体稳定性的定性评价……（ 44 ）
第二节　各类崩塌体稳定性检算的方法和典型实例……（ 58 ）
第六章　落石及其计算……（ 71 ）
第一节　落石的影响因素……（ 71 ）
第二节　落石的分类……（ 79 ）
第三节　落石的计算……（ 85 ）

第七章　崩塌落石的预测及其灾害报警……（106）
第一节　崩塌落石的预测……（106）
第二节　崩塌落石的灾害报警……（126）
第八章　崩塌落石地区的铁路选线……（137）
第一节　在崩塌落石地区必须重视地质选线工作…（137）
第二节　崩塌地区线路位置和路基断面结构的研究……（139）
第三节　崩塌区局部选线的几个实例……（143）
第九章　崩塌落石的防治……（148）
第一节　防治崩塌落石的遮挡建筑物……（148）
第二节　防崩支撑建筑物……（153）
第三节　防崩拦截建筑物……（158）
第四节　防崩的加固措施……（162）
第五节　绕避和其它防崩措施……（166）
第六节　崩塌落石区的组织管理工作……（168）
第十章　崩塌落石地区的勘测……（171）
第一节　对工程地质工作的要求……（171）
第二节　崩塌落石地区工程地质测绘工作……（171）
第三节　崩塌落石地区勘探和试验工作……（173）
第四节　航空遥感技术在崩塌勘测中的应用……（174）
参考文献……（180）

第一章　概　　述

第一节　崩塌与落石的定义

崩塌与落石虽然都是山区高陡边坡常见的现象。但人们对它们的理解并不完全一致，现有的关于崩塌和落石的定义都不尽相同。

苏联的И. В. 波波夫1951年在《工程地质学》一书中写道："崩塌是大块的，常常是巨大的岩块之破碎。其发生照例是突然地，同时崩下的整块岩体翻落在山崖底下凸出的部分而撞得粉碎。"

铁道部工务局1960年编的《铁路路基养护》一书中说："巨大的土体或岩层，因长期经受风化侵蚀或震动作用，脱离山体，在自重的支配下，突然而猛烈地从高陡处滚翻到低的地方，叫做崩塌。""如崩坍规模较小，仅个别或少数石块，则叫做坠石"。

张倬元、王士天1964年[38]认为："陡峻或极陡斜坡上，某些大块或巨块岩体，突然地崩塌或滑落，顺山坡猛烈地翻滚跳跃，岩块相互撞击破碎，最后堆于坡脚，这一过程称之为崩塌。""个别巨石崩落则称坠石。"

郑象铣等在1962年[43]写到："巨大岩块或岩体因长期经受风化剥蚀或震动作用使本身脱离母体，在自重支配下，瞬息间突然而猛烈地由高陡处滚翻到较低的地方，撞成破碎的散块，其运动往往是跳跃式前进，这种现象称为崩塌。""山区斜坡岩层，由于风化作用或节理裂隙发达，经常发生小型岩块的坠落，其现象与崩塌相似，唯规模较小，一般称为落石或坠石。"

从上面几个定义来看，有的人把崩塌限于陡坡上的岩体的崩落，不包括土体；有的在定义中强调崩塌过程，有的强调作用

力，形成的原因和影响因素。总之，不很一致。崩塌这种不良物理地质现象不仅有岩体，而且有土体，如黄土崩塌等，不能仅限于岩体。崩塌的形成原因和影响因素是复杂的，在定义中不易做到全面完整地描述。并且定义应力求简单明确。因此，作者认为崩塌落石可作如下的定义：

陡坡上的巨大岩体或土体，在重力和其它外力作用下，突然向下崩落的现象叫做崩塌。崩塌过程中岩体（或土体）顺坡猛烈地翻滚，跳跃，相互撞击，最后堆于坡脚。这种现象和典型的滑坡有以下四点显著不同：（1）滑坡运动多数是缓慢的，而崩塌的运动快速，发生猛烈；（2）滑坡多数沿固定的面或带运动，而崩塌则不一定沿固定的面或带；（3）滑坡发生后，多数仍保持原来相对的整体性，而崩塌体原来的整体性则遭到完全破坏；（4）滑坡的水平位移大于垂直位移，而崩塌则相反。

所谓落石是指陡峻斜坡上的个别岩石块体在重力和其它外力作用下，突然向下滚落的现象。有人认为落石就是小型崩塌。但从其形成条件和产生原因来看，和崩塌不完全一致，它的形成条件更简单，更容易，它还包括个别岩块的滚落。

在铁路科技文献中常见“坍方”和“崩坍”两词，有时容易和崩塌一词混淆。“坍方”通常是指山体和山坡变形现象的总称，它包括崩塌、滑坡、错落、堆塌、落石、坡面泥石流等。而“崩坍”包括的范围比“坍方”略窄，是崩塌、错落、堆塌和落石的总称。可见，铁路上的“坍方”和“崩坍”两词概念不甚清楚，都是泛指某些路基病害的总称。事实上，各类变形现象之间，有区别，又有联系，而且在一定条件下，有时可互相转化；同时，在两种现象之间，还有过渡类型。从防治路基病害的目的出发，研究病害，主要在于掌握其形成条件、产生原因、运动规律，进而了解其稳定状态和发展趋势，以便采取相应的防治措施。在名称上有时不注意严格区分，这是造成“坍方”、“崩坍”二词和崩塌有时混淆的原因。在研究崩塌的过程中，应注意它们的区别。

第二节　崩塌与落石对铁路的危害

铁路路堑边坡的崩塌与落石对铁路建设和运输的危害是巨大的，主要表现在以下几点。

（一）崩塌落石直接造成行车事故与人身伤亡

崩塌与落石虽不如滑坡规模巨大，但它们发生的处所多，频率高，防不胜防。在山区铁路的施工和运营线上，都会造成重大事故。其中在运营线上，崩塌落石造成的行车和人身伤亡事故最多。

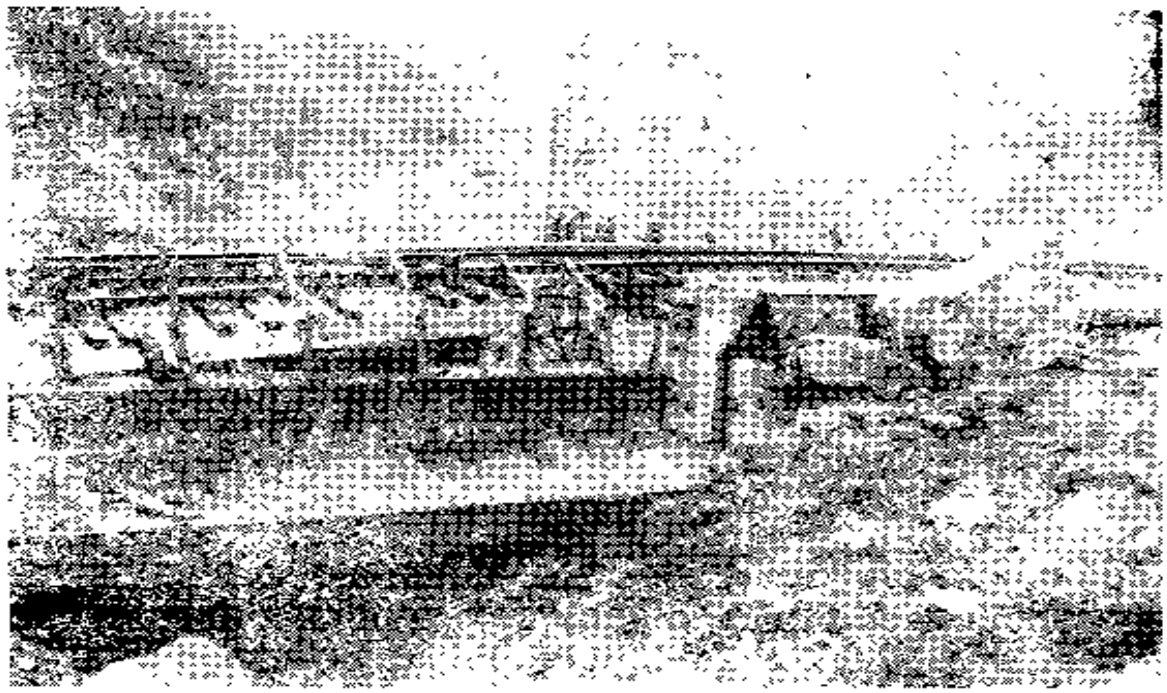
如宝成线丁家坝—大滩之间，K293＋365处，1981年8月16日4时，发生山体崩塌720m³，造成812次货车颠覆7辆，电力机车被打入嘉陵江之中，中断行车62小时11分。如成昆线1979年K812崩塌，造成列车颠覆事故，砸坏货车多辆。再如宝成线军师庙车站K312处，岩石山坡高陡，1981年8月16日，从200m高的山坡上落石，其中一块落石1.85m³，砸到停留在该站三股道的164次旅客列车上，落石穿透车厢，旅客死亡1人，伤21人。

（二）崩塌落石破坏线路及其它设施，阻断行车

运营线上的大规模突然崩落的岩体，不仅堵塞线路，掩埋路基，而且还会摧毁线路设备，从而中断行车，给铁路运输造成重大损失。

如宝成线K215＋575～＋625，石灰岩山体，岩层破碎，1978年9月12日因连续降雨，山体崩塌10000m³，停留在线路上的约1000m³，崩塌的石块最大的有120m³，砸坏了线路和接触网，中断行车86小时20分。

再如宝成线K324＋490～＋613，明月峡1号隧道南口，为峡谷地段，右侧山坡有三层悬崖，悬崖山石灰岩夹页岩组成，节理发育。1968年6月7日，突然发生崩塌，全是大块岩石，共15000m³，砸坏线路，堆在路基上的巨石有7000m³，最大一块体积达1700m³。中断行车194小时45分。崩塌规模之大，在我国路基病害史上是少见的。

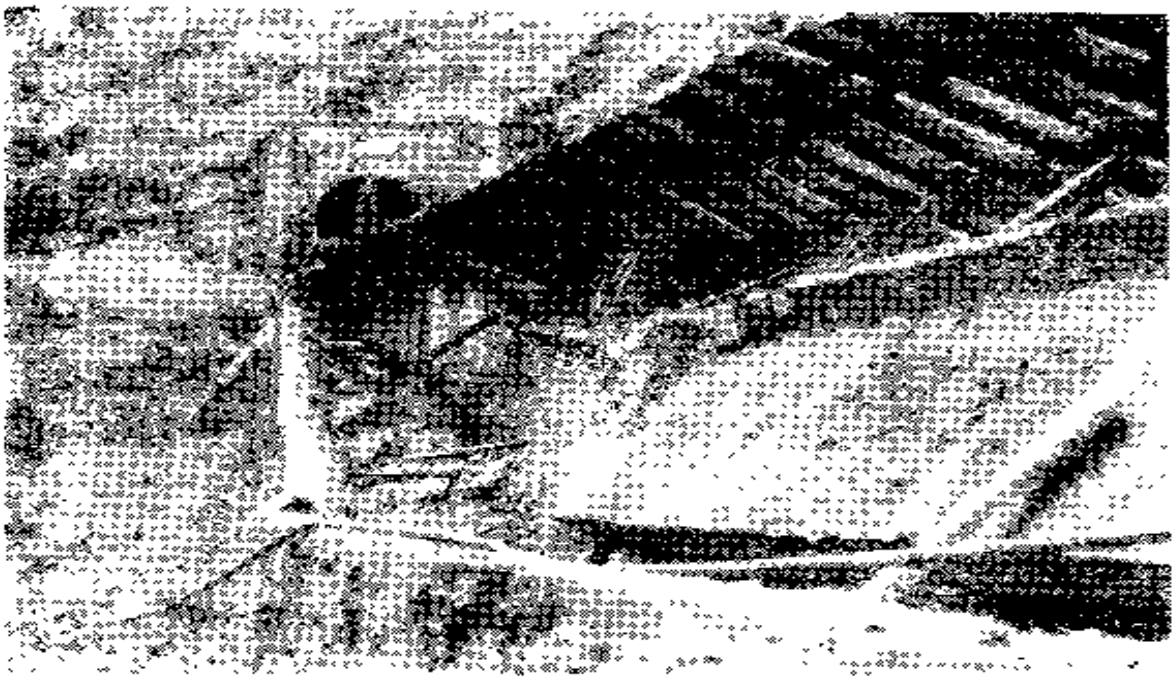


照片 1—1

运营线上的落石，虽然规模很小，但发生频繁，也经常破坏线路设施，中断行车（见照片1—1）。宝成线丁家坝—大滩车站，线路长11km，在28年间（1955—1983年），据不完全统计，较大落石有95次，时有打坏轨道、列车和输电网的事故，其中有20多次造成中断行车。



照片 2 巨大落石占设桥梁



照片1—3　桥梁折断倾倒

（三）崩塌落石击毁桥梁，中断行车，造成重大损失

山区铁路的崩塌落石有时能击毁边坡下的桥梁，中断行车，造成重大损失（见照片1—2、1—3）。襄渝线巴山—达县段，先后于1983年8月和1985年9月连续两次发生崩塌落石击毁坡下的桥梁。具体情况如下：（1）K451＋822楠木沟中桥。因7月底连降大暴雨，在灾害发生前20天内共降雨380mm，于1983年8月19日9时15分，从线路右侧82m高的山坡上，滚落下12.6m³孤石一块，击中该桥，将第一孔梁全部击毁，中断行车22小时58分，直接损失22.1万元。（2）K493＋000下长坝1号大桥。灾害发生前有15天下雨，共降雨333.5mm，1985年9月21日22时35分，山坡上突然产生崩塌，最大岩块256m³，顺山坡滚落下来，击中该桥第一孔梁，致使预应力钢筋混凝土梁折断。同一天23时06分、23时41分和22日6时，又相继崩落三次，一块59.4m³的巨石击伤该桥第2孔梁，中断行车132小时07分，直接损失达39.02万元。

（四）为整治崩塌落石增加大量基建投资

崩塌落石除破坏线路，中断运输，造成直接损失外，为整治它常常要增建遮挡、拦截、支撑、加固、排水等工程措施。在崩

塌落石严重地段，为保证行车安全，有的还需要改建隧道。整治一个大型崩塌落石工点，往往需要数十万，百余万，甚至上千万元投资。如宝成线略阳—上西坝段，自通车以来到1981年水害前，先后接长明洞近70处（次），80%以上皆因危岩落石；1981年水害后，因危岩落石接长明洞31处，因危岩落石改建隧道3座，总延长3097.37m，花费巨额投资。

除铁路之外，崩塌落石对其它建筑物或场地的危害也是十分严重的。近年来，我国露天矿边坡屡遭崩塌之灾，特别是1982年6月湖北盐池河磷矿，发生灾难性大崩塌，高160m，体积约100万立方米的山体突然崩落，冲击气浪将四层大楼抛至对岸撞碎，崩落的土石冲向对岸，造成建筑物的毁坏，有284人丧生。

第三节　崩塌落石的分布

崩塌落石多发生在山区，就世界范围来说，只要是多山国家，崩塌落石就有分布。如日本是多山岛国，可能发生崩塌落石的陡坡地带约有7400处，几乎遍布日本全国各地区。在苏联崩塌落石主要分布在喀尔巴阡、克里米亚、高加索、外高加索、中亚、西伯利亚和远东的山区。其他各洲的山区也都有崩塌落石分布。

我国幅员辽阔，是个多山地的国家，是崩塌落石分布较多的国家之一。我国的西南、西北山地多，崩塌落石分布较为广泛，特别是长江三峡地区和云南的横断山区，天然的崩塌落石更多。崩塌落石给各种线性工程，特别是给铁路带来的灾害最大。山区铁路沿线崩塌落石普遍，据1981年全国铁路的统计资料，除台湾省外，有48条铁路，仅一年之内即发生崩塌落石共3395处，累积延长为412108m。全国各条铁路1981年崩塌落石分布情况详见表1—1和图1—1。

全国铁路（除台湾省外）崩塌落石分布表

（1981年统计）表1—1

线名	崩塌落石数（处）	延长（m）	线名	崩塌落石数（处）	延长（m）
1. 滨洲线	31	6785	25. 宝成线	387	53389
2. 图佳线	20	4749	26. 兰新线	46	9138
3 沈吉线	17	5265	27. 京通线	80	7515
4. 长图线	16	3433	28. 滨绥线	21	4230
5. 锦承线	8	2040	29. 汤林线	14	1865
6. 京承线	20	3637	30. 牙林线	19	4753
7. 津浦线	4	130	31. 嫩林线	71	17738
8. 京广线	39	2690	32. 浑白线	52	6190
9. 石太线	213	2940	33. 博林线	6	460
10. 京包线	42	11773	34. 烟白线	64	6175
11. 京原线	27	1417	35. 辛沙线	70	3580
12. 北同蒲	6	590	36. 沈丹线	10	471
13. 南同蒲	11	1010	37. 集二线	7	113
14. 包兰线	20	6908	38. 汉丹线	6	2120
15. 太焦线	38	6145	39. 辛泰线	29	4062
16. 焦枝线	10	810	40. 鹰厦线	114	13226
17. 浙赣线	8	1510	41. 外福线	37	5825
18. 陇海线	84	29942	42. 川黔线	239	6204
19. 襄渝线	222	11330	43. 成渝线	133	5120
20. 湘黔线	91	4179	44. 兰青线	8	1799
21. 湘桂线	23	2027	45. 阳安线	14	586
22. 黔桂线	59	5031	46. 青藏线	11	1990
23. 成昆线	94	18792	47. 宋川线	26	1795
24. 贵昆线	52	4647	48. 咸铜线	1	140

从表1—1可以看出，当年宝成线崩塌落石387处，川黔线239处，襄渝线222处，这三条西南地区的铁路线崩塌落石的处所最多。如按铁路局统计，以西南地区的成都局管辖范围内发生的崩塌落石最多，共706处，总延长52408m，居第二位的是西北地区的原西安铁路局管内，崩塌落石共657处，总延长66804m。

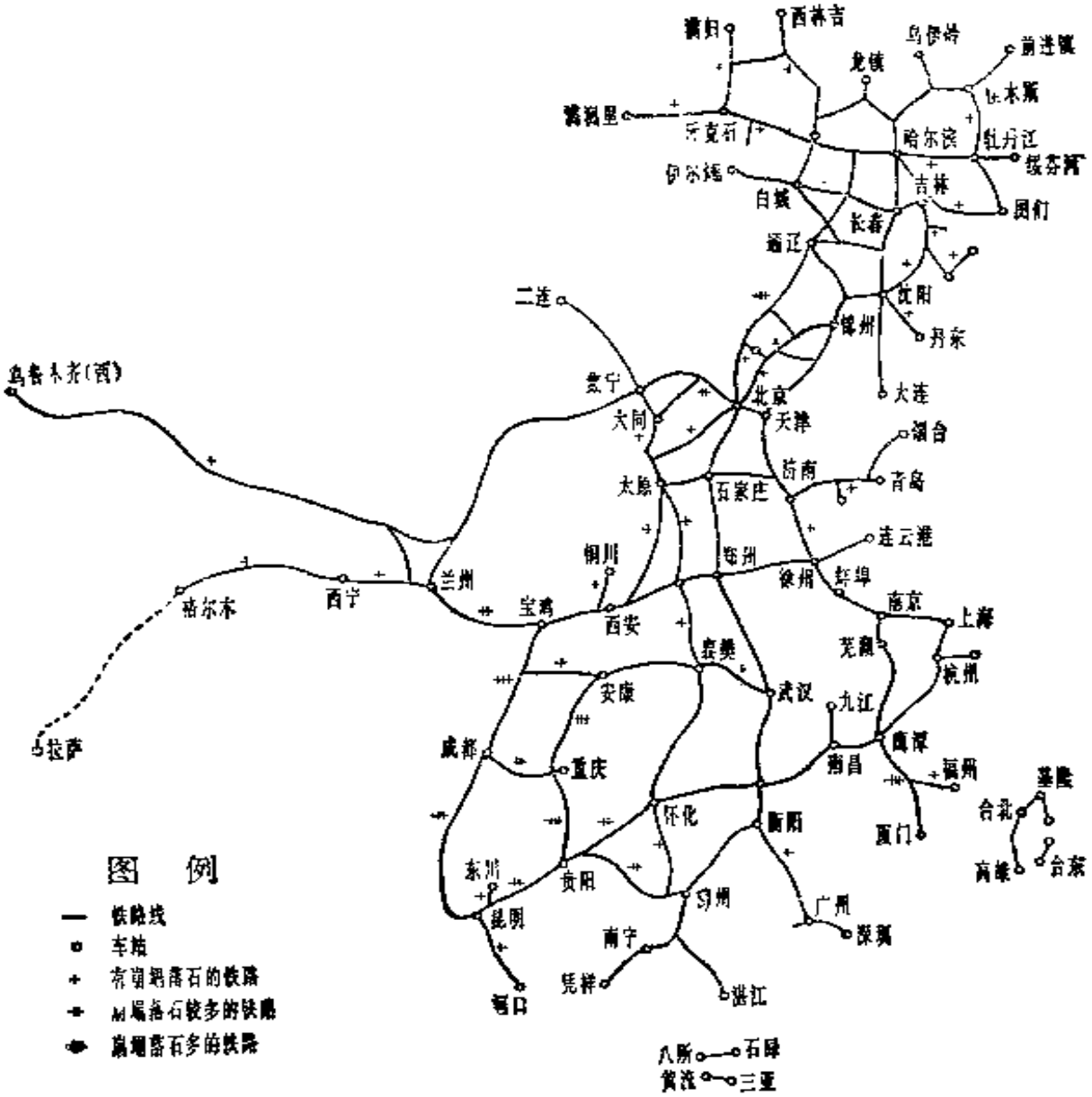


图1—1 全国主要铁路（1981年）崩塌落石分布示意图

第二章　崩塌落石的形成条件和影响因素

第一节　地形地貌条件

一、陡峻的斜坡地形是形成崩塌落石的必要条件

大量的天然斜坡和人工边坡的崩塌落石的调查表明，陡峻的斜坡地形是形成崩塌落石的必不可少的条件之一。斜坡坡度越陡，越容易形成崩塌落石。我们在宝成线凤州工务段辖区，对57个崩塌落石工点进行统计，其情况如表2—1所示。

凤州工务段辖区崩塌落石与边坡坡度关系统计表　　表2—1

边坡坡度	<45°	45°～50°	50°～60°	60°～70°	70°～80°	80°～90°	合　计
崩塌落石次数	14	11	7	17	6	2	57
百分比	24.6	19.3	12.3	29.8	10.5	3.5	100

从表2—1可以看出，有75.4%的崩塌落石发生在坡度大于45°的陡坡地形。值得说明的是，表2—1中坡度小于45°的14次均为落石，无崩塌。而且发生这14次落石的局部边坡坡度大多数陡于45°，个别处还有局部倒悬的情况。

发生崩塌落石的陡峻斜坡，通常是海、湖、河谷和冲沟的岸坡，陡峻山坡及人工陡边坡。其坡形可能是直线坡、凸形坡、凹形坡、阶梯形坡，只要其它条件具备，都可能发生崩塌落石。

此外，陡边坡的高度对崩塌落石的形成也有明显的影响，一般高度越大越容易发生崩塌落石。同时边坡的高度越大，崩塌落石的规模和强度也越大。下面表2—2是在宝成线凤州工务段统计的崩塌落石与边坡高度的关系。

崩塌落石与边坡高度关系统计表　　表2—2

边坡高度（m）	<20	20～30	30～40	40～50	>50
崩塌落石次数	2	11	10	11	23
百分比	3.5	19.3	17.5	19.3	40.4

从表2—2可以看出，崩塌落石绝大多数发生在边坡高度大于20m以上的边坡，高度小于20m的边坡崩塌落石仅占3.5%。

二、崩塌落石的地貌条件

（一）陡峻的峡谷岸坡是常发生崩塌落石的地段

从宝成、宝天、成昆等铁路沿线的调查表明，河流的峡谷岸坡是产生大规模的自然崩塌的良好条件。如大渡河峡谷海满隧道成都端洞口，山坡为二迭系灰岩。在勘测期间曾目睹约1 000 m^3的崩塌体从40m高的陡崖上崩落下来，形如一壁大墙，向河倾倒，仅几秒钟就落入大渡河中，激起高约40m的水柱，堵塞半边河道。相传在宝成线的虞关—白水江之间，明末清初曾有个吴王城，城内有300余户，地处嘉陵江右岸的高山之下，因大崩塌，全城被埋。在宝天线的渭河沿岸的峡谷区段，也发现许多大崩塌的遗迹。

当铁路沿河通过峡谷区段时，如果采用高陡的路堑边坡，则该段路堑是易于产生崩塌落石的地段。如宝成线大滩—冉家河一段线路，沿嘉陵江右岸通过浩沟头、愁悲岩、三滩、清风峡、明月峡、阎王边、老鸦崖等峡谷峭壁地带，崩塌落石较普遍，从宝成线通车至今已三十年，虽经过多方处理但仍不断有崩塌落石产生。

河流峡谷岸坡常具有以下特点：

1．峡谷两岸地貌通常具有明显的新构造运动的特征。其主要特征是山坡部分既凸出而陡峻，又非一坡到顶。在坡地上部显示隐然位于一定高度的阶坎状地形。从地貌学观点来说，具有“多层地形”特征。这种地貌说明该区上升速度超过下切和旁蚀的强

度，同时也说明在上升过程中也有过相对停顿期。山顶与河床相对高差大，从数十米到数百米。

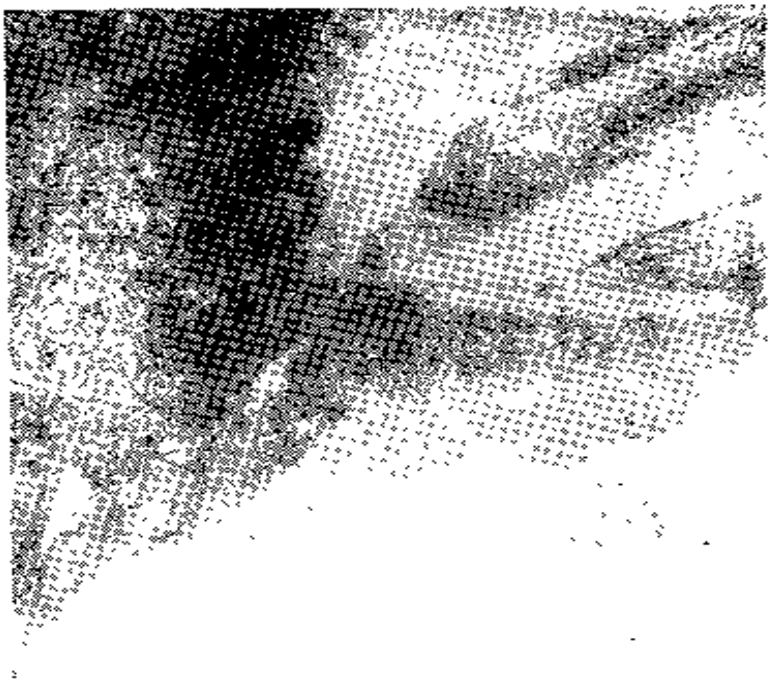
2。 峡谷岸坡陡峻。宝成线灵官峡、窄峡子等处均为陡峭的峡谷，两岸绝壁。其它峡谷天然岸坡坡度多在50°～70°之间。

3。 峡谷岸坡上常具有与河流平行的张开的卸荷裂缝。如在宝成线明月峡和老鸦岩都有长数十米的卸荷裂缝。

4。 峡谷岸坡基岩裸露，多坚硬岩石。

（二）山区河曲凹岸也是崩塌落石集中之处

一般来说，宽谷地貌区，河谷较宽，山坡坡度较缓，山坡坡度大部分在30°～50°之间，发生崩塌落石较少，但在河曲凹岸，因山坡坡脚遭受冲刷，形成陡山坡，常发生崩塌落石。如宝天线拓石车站东部K1327＋020～＋150处，为渭河河谷凹岸，由于河流侧蚀强烈，山坡陡峻，平均山坡坡度在70°左右，岩石为黑灰色片岩、片麻岩，常有崩塌落石产生，该处已修棚洞防崩建筑物，见照片2—1。



照片 2—1

再如宝成线西坡至聂家湾一段，由于河道曲折，河岸被冲刷现象严重，岩石大部分受动力作用，褶曲强烈，多张开节理，坡面极不稳定，自然崩塌落石较普遍。

（三）分水岭区段多以隧道通过，崩塌落石较少

越岭线多采用长隧道方案，很少采用路堑高边坡，故崩塌落石较少。但在迂回线段，采用路堑高边坡，也有崩塌落石产生。如宝成线七里坪—双石铺之间，为砂岩、砾岩、因风化严重，构

造节理发育，在施工中，又采用深挖方高边坡，在K112＋900和K118＋500处曾发生崩塌落石。

（四）冲沟岸坡，山坡陡崖常有不稳定危岩

冲沟岸边和山坡陡崖之处岩体壁立，在长期风化作用下，加上受地质构造影响，节理裂隙发育。如果路基断面设计不合理或施工不当，也常有崩塌落石发生。

第二节　地层岩性条件

一、岩性对崩塌落石的控制作用

岩性对岩质边坡的崩塌落石的控制作用是明显的。我们对宝成线宝上段（宝鸡—上西坝）的100个崩塌落石工点的岩性进行了统计，其情况如表2—3所示。

岩性与崩塌落石的关系　　表2—3

项目＼岩性	花岗岩	灰岩、砾岩、砂岩	辉长—辉绿岩	厚板岩	千枚岩	页岩
崩塌落石工点数	39	38	11	6	4	2
百分比	39	38	11	6	4	2

从表2—3可以看出，花岗岩、灰岩、砾岩、砂岩、辉长岩、辉绿岩、厚板岩都属于块状的或厚层状的，坚硬的或较坚硬的脆性岩石，这些岩石可以构成较陡峻的边坡，且其构造节理较发育，适于崩塌落石发生。相反，属于较软的柔性岩石，千枚岩和页岩的崩塌较少，仅有6处，只占6%。

二、各类岩石对崩塌落石的控制作用

（一）沉积岩对崩塌落石的控制作用

1．巨厚层的完整坚硬岩层如果夹有薄层页岩时，当岩层倾向线路时，高陡边坡，可能发生大规模的崩塌。

2． 软硬相间的岩石边坡，因差异性风化，可能发生小型崩塌和落石。

3． 页岩、泥岩等软岩边坡，如果岩层褶曲发育，常发生小型崩塌和落石。

4． 如果河谷陡坡由软硬不同岩层组成时，当软岩层在下，而且其分布高度与河水位线相一致时，软岩易被河水冲蚀破坏，上部岩体易于发生大规模的倾倒式崩塌。

5． 如果河谷陡坡下部由可溶性岩石（灰岩）组成，由于河流冲蚀和溶蚀作用，下部可溶性岩石将不断被掏空，因此，易于形成岸边大崩塌。如宝成线雁门坝一带就有这样的大崩塌。

（二）岩浆岩中的崩塌落石

1． 当岩浆岩垂直节理（如柱状节理）发育时，并有倾向线路的构造裂面时，易产生大型崩塌。如宝天线K1275＋118～＋227的崩塌，为黑云母花岗岩，节理发育，特别是下部有一近水平略向线路倾斜的断层面，1963年5月大雨后，发生大崩塌，将边坡支护建筑物全部摧毁。

2． 当岩浆岩中有晚期岩脉、岩墙穿插时，这些穿插接触面往往是岩体中的薄弱面，它们和各种节理面组合一起，为崩塌落石提供有利的条件。如宝天线拓石工务段拓石—凤阁岭之间，K1330处的花岗岩崩塌就是沿岩脉发生的。

（三）变质岩中的崩塌落石

正变质岩中的崩塌落石与岩浆岩情况类似，这里只介绍动力变质的付变质岩的两种情况。

1． 在褶曲发育的片岩、板岩和千枚岩的边坡上，有各种弧形结构面，当倾向线路时，多发生沿弧形结构面的滑移式崩塌。如宝成线修建时K180＋847手摩岩崩塌，就是沿炭质片岩中的弧形节理面向下滑移的崩塌。

2． 当此类变质岩的片理和构造结构面都很发育时，常把岩体切割成大小不等的岩块。规模大的可达10000m³以上，小的如块石。所以崩塌落石的规模大小不等。

第三节　地质构造对崩塌落石的控制作用

一、区域地质构造对崩塌落石分布的控制作用

从宝成、宝天、成昆线崩塌落石分布与区域地质构造关系的分析中发现，区域地质构造对岩质边坡崩塌落石分布的控制作用主要表现在以下几个方面。

1．当铁路线的方向和区域性构造线平行，而且多采用深挖高路堑方案时，线路的崩塌落石严重，分布广泛。

如宝天沿线主要构造线为北西西方向，线路沿渭河行进，二者方向大致平行。而且1950年以前修建时根本不考虑工程地质条件，多采用陡边坡高路堑方案，施工和运营中经常产生崩塌落石，使线路无法正常运营。据宝天线K1275、K1284、K1315和K1338四处花岗岩大崩塌的统计，总崩塌方量达8.7万立方米。分析原因是线路走向与区域构造线平行，也就是与区域地质构造的主应力方向垂直，当采用深挖方时，切割了原有岩体，破坏了山体平衡。在垂直主应力的方向上形成条带状减压带，造成应力松弛，在平行线路的方向上形成一系列的卸荷张裂缝，为崩塌落石的产生提供良好的条件，导致了许多大崩塌的形成。

2．在几组构造线交汇的峡谷区，往往形成大型崩塌。

如宝成线K324＋050～＋600一段是明月峡峡谷地段，有几组断层在附近交汇，如图2—1所示。该处二迭系厚层石灰岩中深大的构造节理发育。相

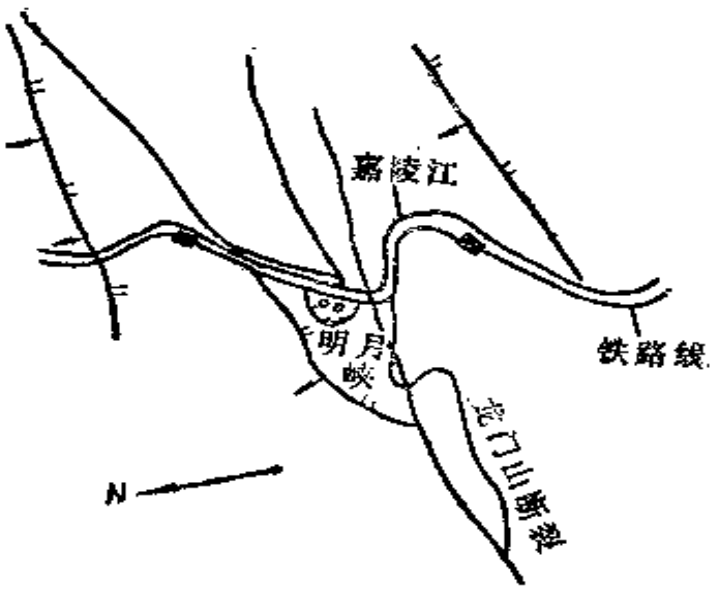


图2—1　断层交汇峡谷区崩塌

传七、八十年以前该处曾发生过大崩塌。1968年6月又发生一次15000m³大崩塌。鉴于K324＋190一段仍有发生崩塌之可能，铁路局于1982年以后已采取明洞、挡墙加固危岩等综合整治措施，以防再受崩塌之害。

3. 断层密集分布区，岩层破碎，高路堑区段崩塌落石频频发生。

断层密集分布区，构造节理发育，岩石破碎，路基断面如采用高陡边坡，崩塌落石发生频繁。如宝成线大滩车站及其以北一段有七、八条断层在此汇集，岩石破碎，在施工期间，大滩车站及其以北2.5km范围内，绝大部分为挖方或半填半挖通过，边坡最高达75m，不稳定区段长达2km多。1955～1957年施工期间发生崩塌多次。到目前为止，仍时有崩塌落石产生。断层和崩塌落石的分布，如图2—2所示。

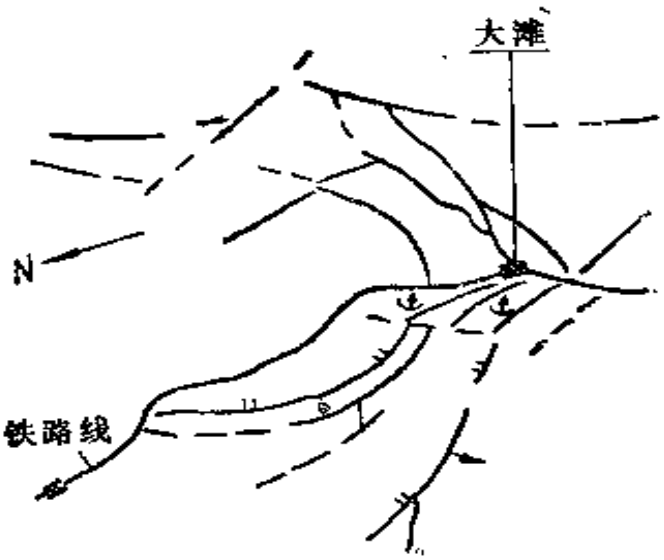


图2—2 断层密集区崩塌落石

宝成线略阳南，云峻山至鲁光坪一带，断层分布也较密集，岩层较破碎，因边坡高陡，崩塌落石较多，为保证行车安全，现已增修明洞进行整治。

二、各种地质构造对崩塌落石的影响

各种地质构造作用，使岩层遭到不同程度的破坏，把完整的岩体切割成大小不同的碎裂体，为岩质边坡崩塌落石提供了必要条件。野外调查表明，各种地质构造对崩塌落石的影响也不同。地质构造对崩塌落石的影响主要表现在以下几个方面：

（一）褶皱核部的崩塌落石

强烈弯曲的背斜核部，脆性岩层在曲率最大处常常折断；由

于岩层受张，在垂直岩层方向还会发育大量张节理，使岩层破碎。此外，在多次地质构造作用和风化作用的影响下，破碎的岩体，往往产生一定的位移，从而形成潜在崩落体，这种潜在崩落体在重力和其它外力（如震动力，水压力等）的作用下，就可能产生各种类型的崩塌落石。崩塌落石的规模主要取决于褶皱轴向和边坡坡向的夹角，当背斜轴垂直于坡面方向，一般只产生落石和小型崩塌。例如宝成线K327＋500～＋580兰花岩二号隧道南口的岩质边坡，正处于小倒转背斜的核部，背斜轴与线路正交，南翼倒转，岩性为沥青质灰岩夹炭质页岩及钙质页岩，边坡直立，高约20m。只发生过落石，无较大的崩塌产生。如果褶皱（背斜）轴向和线路平行，在高路堑处则可能产生较大规模的崩塌。如宝成线施工期间，K154＋015～K156＋865处的崩塌，就是褶皱轴线基本上与线路平行，虽然岩层倾向背向线路，但由于节理发育，从1956年6月至1957年8月该段总崩塌量达60万立方米之多。

向斜核部岩层受挤压，褶皱强烈时，向斜核部岩层也会折断，并产生一系列压张裂隙。如果线路与向斜轴平行，采用高陡路堑，也将产生较大规模的崩塌落石。

（二）断层破碎带的崩塌落石

断层带岩石十分破碎，大小岩石块体均有，为崩塌落石提供了必要条件。同时，断层破碎带常是地下水渗流的通道，使岩层强度降低，从而引起各种规模不同的崩塌落石。

如宝成线施工时的K14＋200～＋350崩塌，基岩为花岗岩，表层覆有较薄的堆积层。由于地处断层破碎带，节理发育，风化严重，部分已风化成次生矿物，山体侧压力大，浅埋隧道设计已不恰当，致使施工中一再坍方透顶。由于对断层破碎带认识不足，又错误地采用明挖拉槽，将隧道改为明洞，因切割了整个山体支撑部分，于1955年2月，山坡上断层壁附近出现一弧形裂缝，宽0.5m，下错10cm，另有小裂缝数条，行将引起大规模崩塌。最后不得不将线路外移，以填方通过，并沿断层壁在上部刷方减重。

事实表明，如果线路与断层破碎带走向一致，崩塌落石的规模一般较大；相反，如果线路与断层走向垂直，则崩塌落石规模较小。

（三）褶皱两翼岩层的崩塌落石

在褶皱两翼岩层呈单斜状，在岩层倾向线路的高陡边坡处，易于产生滑移式崩塌。滑移面常为岩层中的软弱夹层面，层间错动面，或岩层面，当岩体两侧有构造节理切割时，更易于产生崩塌。在岩层走向和线路走向一致时，可能产生大型崩塌。铁路沿线的大崩塌，有的就产生在这种情况下。当线路与岩层走向大角度相交和正交时，通常只产生小型崩塌和落石。

（四）沿构造节理产生的崩塌落石

沿构造节理产生的崩塌落石较多。倾向线路的节理被开挖路堑切断后，节理缝以上的岩体稳定情况与节理的倾角大小有关，还在很大程度上受节理充填物的影响。如果节理缝内充填粘土或其它易受水浸润而软化的矿物，则更易于崩塌落石。宝成线阳平关隧道北口路堑，原边坡高仅10m，开挖后坡面平整，全部基岩裸露，为石英绿帘石片岩，在倾向线路的节理缝内充填黄铁矿风化物和粘土，从而导致崩塌。再如宝成线三滩2号隧道北口路堑，线路以深路堑通过石炭系石灰岩，山坡基岩裸露，1955年10月不稳定岩体沿弧形节理向下崩落约1000m^3。

第四节　降雨和地下水与崩塌落石的关系

一、降雨和崩塌落石的关系

“大雨大塌，小雨小塌，无雨不塌。”是铁路现场常说的一句顺口溜。这句话虽然不是关于降雨和崩塌落石关系的科学总结，但道出了它们之间的密切关系。我们在宝成线丁家坝—大滩，大滩—军师庙，朝天—观音坝三个区间曾进行过详细调查，现把离这三个区间最近的广元、略阳两个气象站，1958—1983年的按月累积的降雨量和三个区间按月累积的崩塌落石次数列于表2—4。并用表2—4中的资料画出图2—3。

按月累积的崩塌落石次数与按月累积的降雨量的关系

表2—4

项目 \ 月份 \ 年度		1	2	3		5	6
广元站按月累积的降雨量（mm）	1958年—1983年	101.4	182.7	733.3	1466.8	2380.0	3316.2
略阳站按月累积的降雨量（mm）	1958年—1983年	148.4	177.6	834.5	1612.8	2166.5	2341.2
三个区间按月累积的崩塌落石次数	1958年—1983年	2	9	3	25	16	52

续上表

项目 \ 月份 \ 年度		7	8	9	10	11	12
广元站按月累积的降雨量（mm）	1958年—1983年	6429.7	5133.2	4156.0	1609.4	620.4	141.0
略阳站按月累积的降雨量（mm）	1958年—1983年	5013.5	4222.0	3771.1	1643.1	622.0	113.9
三个区间按月累积的崩塌落石次数	1958年—1983年	175	94	70	10	2	20

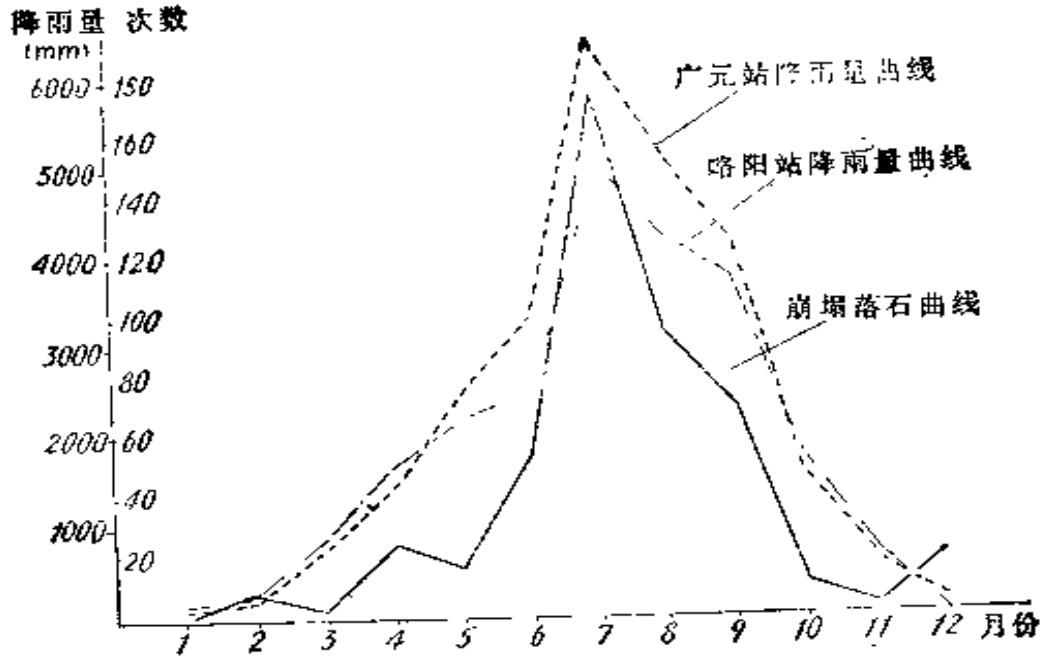


图2—3 宝成线按月累积的崩塌落石次数与降雨量的关系曲线

从图2—3可以看出，宝成线三个区间按月累积的崩塌落石次数与按月累积的降雨量曲线非常相似，这说明崩塌落石与降雨量有着密切关系。原西安铁路局曾康有过类似的统计。大量的调查资料说明，崩塌落石与降雨有下列关系：（1）崩塌落石有80%以上发生在雨季，特别是在雨中或雨后不久；很少发生在旱季和非雨天。（2）连续降雨时间越长，暴雨强度越大，崩塌落石次数越多。（3）阴雨连绵天气较短促的暴雨天气崩塌落石多。（4）长期大雨比连绵细雨时崩塌落石多。

二、地下水与崩塌落石的关系

地下水在边坡上或在天然斜坡上出露，表明边坡（或斜坡）岩体中，有连通的节理裂隙，能得到较远处地下水的补给，说明节理裂隙延伸较远。如果地下水在边坡上或坡脚以线状出露，则

表明边坡上有延伸较远的倾向线路的含水结构面。这种情况边坡稳定性较差，可能发生崩塌落石。出水带越长，离坡脚越近，不稳定岩体的规模就越大。

如宝成线鲁光坪4号明洞南口，路堑边坡上有两处地下水露头，常年有水。1981年大雨后，发生崩滑，崩滑体约4万立方米，线路被破坏100m，将轨道推入江中，崩滑体将洞口封死。中断行车544小时。

再如宝成线修建时，三滩2号隧道北口，路堑边坡高35m，岩层为石炭系石灰岩，坡度1：0.2，边坡上有一倾向线路弧形节理，雨季节理缝内有微量裂隙水外渗，1955年10月沿弧形裂缝突然崩塌，将1孔2.4m小桥的钢筋混凝土梁砸断。可见，地下水在边坡或斜坡上出露，及其分布位置，流量变化等，对崩塌落石的产生及其规模有较大影响。

值得强调的是，边坡和斜坡上的地下水，大多数在雨季可以直接得到大气降水的补给，其流量将大大增加，在这种情况下地下水和雨水联合作用，使边坡上的不稳定岩体，更易于失稳，它们的作用主要表现在如下几个方面：

1. 充满裂隙中的水及其流动，对不稳定岩体产生静水压力和动水压力。

2. 充满裂隙中的水，对不稳定岩体产生向上的浮托力。

3. 裂隙和其它结构面中的充填物在水的浸泡下，抗剪强度大大降低。

4. 充满不稳定岩体两侧裂隙中的水，使不稳定岩体与稳定岩体之间的侧向摩擦力减小。

上述前三个作用是大家熟悉的，而且被一致公认。但第四个作用常被人们忽略。其实边坡上的不稳定岩体虽然有时和稳定岩体之间有明显的裂缝分开，但它们之间还有许多接触点，甚至有相互咬合的情况。在干燥的条件下，二者间的摩擦力是相当大的，但在雨中或雨后，因充水或被雨淋湿，摩擦力会有所降低。无疑这也是崩塌落石多发生在雨季的一个因素。

第五节　地震和列车震动对崩塌落石的影响

一、地震和崩塌

（一）地震诱发崩塌的危害

1718年6月18日甘肃通渭地震（7.5级），通渭城北笔架山一山峰崩塌，压死四万余人。

1933年8月25日四川迭溪地震（7.4级），迭溪古城为滑坡崩塌所毁，五百余人丧生。岷江西岸的十多个村寨，地震时随山崩倒，其中靠近岷江的烧炭沟、龙池、白腊等村寨完全崩入江中。

1950年8月15日西藏察隅大地震（8.5级）崩塌滑坡堵断河流，淹没成千村庄，造成重大伤亡。

1960年5月21日到6月22日智利几次大地震（8.5级），数以千计的滑坡和崩塌堵塞河流，造成严重灾害。

1970年5月31日秘鲁地震（7.7级），有一万八千人被滑坡崩塌所埋。

1974年5月11日云南昭通地震（7.1级）诱发大量崩塌滑坡，使公路多处中断，并使大量农田、通讯设施、水利工程被毁。

1976年8月16日～23日，四川松潘—平武地震，引起大量崩塌滑坡，造成严重的次生灾害。

可见，地震引起崩塌造成的灾害是严重的。因此，在高地震烈度区，修建铁路时，对可能引起地震崩塌的地段，应引起重视，勘测设计中，必须考虑地震的影响。

（二）地震崩塌产生的条件

1．地震崩塌与地形的关系

据云南昭通地震调查资料，崩塌多集中在山坡坡度大于50°的地区，其中以61°～70°的山坡为最多，约占48.7%。现将昭通地震调查中山崩与地形的关系列成表2—5。

地震崩塌与地形坡度的关系 表2—5

山坡坡度	<50°	51°～60°	61°～70°	>70°	合 计
崩塌数量	3	8	19	9	39
百分比	7.7	20.5	48.7	23.1	100

注：摘自《地震与滑坡》

2. 地震崩塌与岩性的关系

据松潘—平武地震的调查资料，在龙潭铺、小河、双河之间，有24处崩塌。从岩性上看，发生在厚层石灰岩中的有19处，花岗岩中的有5处。在板岩、页岩、千枚岩和薄层灰岩中，产生地震崩塌的数量不多，规模也较小。

（三）地震崩塌受断裂构造控制

在断层通过的山坡上，岩层破碎，是地应力积累和释放的地方。地震时，崩塌多集中在这些地区。据昭通地震时调查，海口到木杆，双河到田坝平均山坡坡度40°左右，地震中发生崩塌1处。而具有同样地形条件和相同地震烈度的老君山—城墙岩一带，无断层通过，崩塌则很少。可见断裂构造对崩塌具有一定的控制作用。

（四）地震崩塌与地震烈度的关系

地震触发崩塌与地震力的大小有密切关系，这反映在不同烈度区的崩塌分布特征上。据昭通地震统计资料，崩塌主要集中在Ⅷ～Ⅸ度烈度区，其次是Ⅶ度烈度区，Ⅵ度区没有。可见Ⅶ度为触发崩塌的下限烈度。现将昭通地震各烈度区的山崩统计资料列如表2—6。

昭通地震崩塌与地震烈度的关系表 表2—6

烈度		Ⅸ	Ⅷ	Ⅶ	Ⅵ	合 计
地震触发的崩塌	数 量	10	23	6	0	39
	百分比	25.6	59.0	15.4	0	100

注：摘自《地震与滑坡》

二、列车震动对崩塌落石的影响

（一）列车震动诱发崩塌落石的几个实例

宝成线K293＋365处，1981年8月16日4时正当812次货物列车经过时，突然有720m³的岩体崩塌，将电力机车打入嘉陵江中，造成货物列车颠覆7辆的严重事故。

再如成昆线K812处，1979年当货物列车经过时，产生崩塌，造成列车颠覆多辆的事故。

又如1964年昆河线落石砸穿开远—昆明间正在行进中的旅客列车的软座车厢，所幸未伤人。

可见列车震动有时可以触发崩塌落石，因此，研究列车震动对崩塌落石的影响是有意义的。

（二）列车震动诱发崩塌落石原因的分析

1．列车震动的特点

对铁路路堑边坡来说，列车的震动是间断性的作用因素，只在列车经过时发生作用。但列车震动每天至少要发生几十次甚至百余次，因此，对边坡稳定性来说，列车震动和风化作用类似，又是长期起作用的因素。对铁路路堑边坡实测的结果表明，列车震动时，在边坡上的加速度响应不大，平均加速度值大部分都在0.016g以下，见表2—7。这相当于烈度为Ⅱ度的地震。可见，列车震动对崩塌落石的影响是长期的，间断的，也是不大的。

列车震动下边坡平均加速度响应　　表2—7

铁路线	失稳方式	坡面整治	测震部位	平均加速度值
成渝线	滑　坡	片石支护	护坡上	$a_{\perp}=0.009g$，$a_{水}=0.003g$
成渝线	剥　落	无支护	路堑边坡	$a_{\perp}=0.016g$，$a_{水}=0.0005g$
成昆线	崩　塌	挡　墙	挡墙表面	$a_{\perp}=0.002g$，$a_{水}=0.002g$
成昆线	滑　坡	挡　墙	挡墙表面	$a_{\perp}=0.010g$，$a_{水}=0.008g$
成渝线	稳　定	路堤护坡	路堤边坡	$a_{\perp}=0.009g$，$a_{水}=0.003g$

2． 列车震动对崩塌落石形成的作用

列车震动对崩塌落石的形成主要起以下两方面的作用。

（1）边坡岩体在列车震动和风化营力的长期共同作用下，会促使微裂隙形成，并逐渐扩大，从面有利于潜在崩落体的边界条件的完善和发展。

（2）列车震动对潜在崩落体产生附加震动力，同时还会降低软弱结构面上的抗剪强度。因此，列车震动可能诱发处于临界稳定状态的潜在崩落体的崩落。这就是列车震动诱发崩塌落石的原因。

应该指出，列车震动不是岩体崩落的主要原因，迄今尚未发现由列车震动单因素引起的崩塌落石现象。通常它和其它因素（如风化作用、降水等因素）能一起促进崩塌落石的形成。

第六节 其它因素对崩塌落石的影响

一、风化作用对崩塌落石的影响

边坡上的岩体在各种风化营力长期作用下，其强度和稳定性不断降低，最后可能导致崩塌落石的发生。风化作用对崩塌落石主要有以下几个作用。

1． 坚硬岩石的风化程度越高，其强度越低，发生崩塌落石的可能性就越大。

据宝成线丁家坝—大滩一段，不同风化程度的花岗岩野外点荷载试验结果表明，风化轻微．风化颇重、风化严重花岗岩的点荷载强度之比如下：

$\sigma_{轻}:\sigma_{颇重}:\sigma_{严重}=134.30:80.92.:42.23\approx3:2:1$。上述试验结果表明，风化程度对岩石强度的影响是显著的。现把该段75个崩塌落石工点的岩石风化程度的调查资料，列于表2—8。

从表2—8明显地看出，岩石风化程度越高，发生崩塌落石的次数越多。

2． 边坡上的不同岩体的差异性风化，可能导致崩塌落石的

崩塌落石工点岩石风化程度分组频率 表2—8

风化程度分组	崩塌落石频数m	崩塌落石频率$\frac{m}{n}$
风化轻微	14	0.18
风化强烈	11	0.15
风化严重	50	0.67
注：表中$n=75$。		

产生。

如果边坡岩体是由岩性不同的成层岩体组成，由于性质软弱的岩层抵抗风化能力低，风化速度快；而坚硬岩石抵抗风化能力强，风化速度慢，在边坡上就会突出出来，使边坡凸凹不平，久而久之，悬空而突出的岩体就可能向下崩落，形成崩塌落石。如宝天线固川车站东部为砾岩高边坡，因差异性风化，在边坡上形成许多空洞，使岩体局部倒悬，有可能产生崩塌落石，为防止崩落，有的空洞已用浆砌片石嵌补，见照片2—2。



照片 2—2

3. 边坡上不稳定岩体下部倾向线路的结构面，如果发生泥化作用或被粘土质风化物充填，可能导致不稳定岩体的崩塌。

高陡边坡上的岩体，不仅表面遭受风化作用，而且由于地下水、大气降水、气温等风化营力的长期作用下，切割边坡岩体的结构面将继续不断地遭受风化，直至最后被泥化。岩体中的软弱

夹层在风化营力的长期作用下，将更容易被泥化，形成泥化夹层。此外，岩体中的张开裂隙有时会被粘土质风化物充填。泥化结构面、泥化夹层和粘土质充填物都会大大降低边坡岩体的抗剪强度和稳定性，将导致不稳定岩体的崩塌。铁路沿线发生的滑移式崩塌，很多都是沿泥化结构面或粘土质充填的裂面发生的。

4． 高陡边坡如果切割山坡上的风化壳，可能沿完整岩石产生崩塌。

山坡上的岩层经长期风化作用，形成风化覆盖层。沿河山坡因水流下切旁蚀作用，近河边的山坡风化层较薄，沿坡向上风化层增厚，山顶风化层最厚。如果在山坡下部开挖深路堑，切断风化层，山体失去平衡，可能沿完整岩体表面形成规模较大的崩塌，如图2—4所示。

宝成线修建时，高谭子站南路堑崩塌，就是风化层沿完整片岩发生的。该处边坡坡度1：0.5～1：1，下陡上缓，线路中心挖深17m，风化层极不稳定，1955年7月决定改成明洞通过，尚未设计施工，于当年8月突然崩塌约50000m³，并造成伤亡事故。

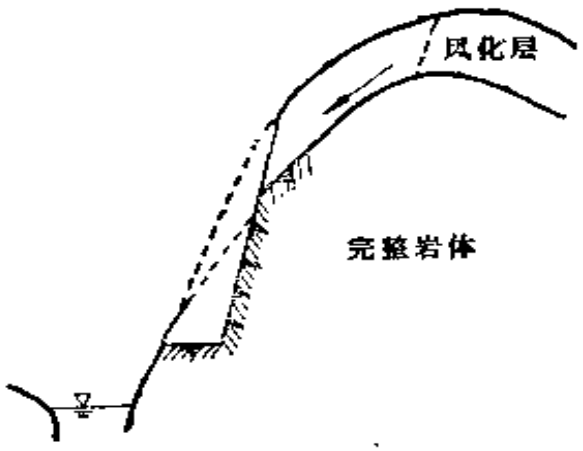


图2—4 切割风化层形成崩塌示意图

二、植物对崩塌落石的影响

生长在边坡上的植物(如树木)对崩塌落石有两个不同方面的作用和影响。

1． 根劈作用促进崩塌落石的生成。

生长在岩石裂缝、节理和层面中的树木，由于它根部的不断延伸和变粗，使岩石裂缝、节理和层面不断张开，并使岩体进一步破坏，进而导致崩塌落石的形成。如宝成线K289＋070处，小桥上游的千枚岩沟壁，坡高约25m，坡度70°左右，由于坡顶小树根

沿节理缝向下延伸了十余米，从而引起沟壁岩体发生崩塌，见照片2—3。再如宝天线的K1279＋800处，也有类似的根劈作用导致的崩塌。



照片 2—3

2。生长在陡坡上的树木对崩塌落石起一定的阻碍作用。

生长在陡坡上的茂密的树木，对固定山坡上的松散土石，防止水土流失，毫无疑问是起很大作用的。同时对其上部的崩塌落石也能起一定的阻碍作用。但是，如果用树木防止崩塌落石的发生是不可靠的。

三、人为因素对崩塌落石的影响

人为因素主要表现在勘测设计不合理和施工处理不当两个方面。为了进一步说明问题，现举例阐述如下。

1。线路未能绕避可能发生严重崩塌的不良地质地段。

这方面的教训在宝成、宝天两条线路的修建中是较多的。如宝成线略阳—上西坝一段，线路沿嘉陵江行走，自然山坡陡峻，河床与山顶的高差数十米到数百米，而且陡岸上的岩体节理和卸荷裂缝发育，很多地段都有张开的危岩出露。本应把线路向山里移动，多采用隧道通过。但在勘测设计时，因工程地质技术力量薄弱，对斜坡工程地质条件认识不足，而多采用了深挖路堑方案，致使此段线路崩塌落石不断发生。1981年水害时，该段崩塌落石严重，因崩塌落石接长明洞31处，改建隧道3座。

2。路堑边坡设计过高过陡是产生崩塌落石的又一人为原因。

据宝成线宝鸡至略阳一段施工时的统计资料，该段施工时共有坍方崩塌工点163处，其中因边坡设计过高过陡的有74处，占总坍方崩塌工点的45.4%。

3. 未设防崩建筑物或防崩建筑物设计不够彻底。

如宝天线K1315＋730～＋800，原设计路堑边坡高40m，坡度1：0.1至1：0.2，路基面以上留有0.5m宽之平台。本段岩石为斑状花岗岩，风化严重，节理裂隙发育。节理裂隙面上常附有风化绿泥石矿物，受水浸湿后，极润滑，本段边坡岩体很不稳定。本应避开或修建明洞等建筑物，但由于以前对地质条件不重视，未采取有力措施。1945年峻工后，尚未通车就发生大崩塌。

4. 大爆破导致崩塌的发生。

在工程地质条件不良地段采用大爆破，可能导致崩塌的发生。如宝成线宝鸡至略阳段，因采用大爆破引起的崩塌落石有7处，占坍方崩塌工点的4.3%。特别值得提出的是K20＋350处，在进行大爆破以后3小时即产生了大崩塌，崩塌体积达20余万立方米。

5. 施工方法不当引起崩塌。

在路堑边坡施工中，应自上而下的开挖，有时，盲目为节省人工，先挖下部，使上部岩体悬空，致使上部岩体崩塌。此外，在不良地质地段对建筑物基础施工时未采用分段开挖，也可能引起崩塌。

第三章　崩塌形成的机理

前面第一章已经谈到，崩塌和滑坡比较有四个显著特点：（1）崩塌运动速度快；（2）崩塌体运动不依附固定的面或带；（3）崩塌体在运动过程中有翻倒、跳跃、滚动、坠落、相互撞击等运动形式，其整体性遭到完全破坏；（4）垂直位移大于水平位移。查清崩塌现象的发展过程和形成机理是研究崩塌的重要问题之一，也是对它进行整治必须搞清的问题。根据大量调查资料，复杂急骤的崩塌现象的形成是有一定发展阶段和发展过程的，并且有一定的发展模式。

第一节　崩塌的发育过程

崩塌体的崩落过程一般来说是很快的，似乎给人的印象就是崩塌的形成发展过程也是很迅速的，其实这是错觉。任何事物的发展都有一个由量变到质变的发展过程。崩塌的形成和发展也不例外，也有一个发育过程，据大量调查资料，它的发育过程可以划分为三个阶段。

一、潜在崩塌体的形成阶段

山坡或边坡上的潜在崩塌体不是原来就有的，它是在长期地质构造作用、斜坡重力作用、风化作用等营力的作用下，在地貌不断地演变过程中形成的。

（一）边坡岩体中的软弱结构面的组合是潜在崩塌体形成的基础

边坡岩体在漫长的地质时期中，经受了历次地质构造作用、重力作用、风化作用和地貌演变的作用，岩体中都或多或少的存在着各种结构面。这些结构面包括构造结构面、沉积结构面和风

化结构面等。它们的产状都不尽相同，其中倾向临空面的而且在边坡上出露的结构面最不稳定。如宝成线K313＋952处边坡上岩体有三组结构面，如图3—1所示。结构面①倾向山里；结构面②走向平行线路，产状直立；结构面③倾向线路。显然，倾向山里的结构面①是较稳定的结构面；而倾向线路的结构面③是不稳定的；而另一组直立结构面大致与线路平行，常常为岩体的切割面，它和倾向线路的结构面组合，共同切割岩体，可能形成潜在崩塌体，但是这两组结构面都是闭合的，所以潜在崩塌体还没有明显形成。如果这两组结构面在重力、风化营力、震动力等不断作用下，可能不断发展面张开，则潜在崩塌体就会逐渐形成。

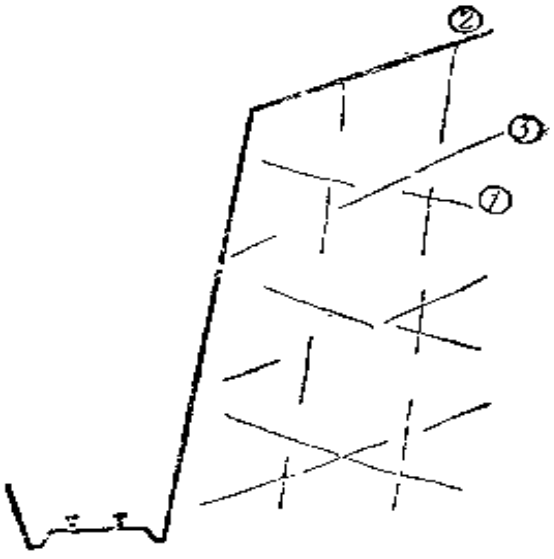


图3—1　边坡岩体中结构面组合

（二）重力和风化营力在潜在崩塌体形成中的作用

如图3—2所示，倾向线路的结构面③以上的岩体，在重力作用下，沿结构面有一个向下的分力，这个分力的方向大致与结构面②相垂直，因此，沿结构面②最易被拉开。

风化营力主要包括阳光、气温、雨水等，在这些营力的作用下，岩体中的结构面将不断张开，由闭合向微张→张开→宽张发展。结构面②的产状直立，雨水易于渗入，在雨水、冰劈、气温等长期作用下，

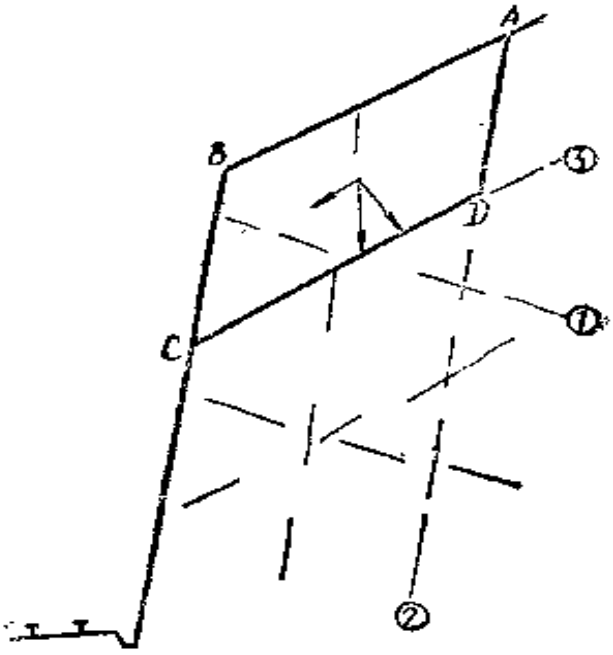


图3—2　潜在崩塌体的形成

结构面②较结构面①更易于张开。所以，结构面②和结构面③容易贯通。一旦结构面②和结构面③贯通，则被他们切割的岩体$ABCD$就形成了潜在崩塌体。当然，图3—2中的$ABCD$是在边坡横断面上的岩体，对于实际的空间岩体来说，还需要在和断面平行的方向上，也就是在岩体的两侧还需要有两个切割面。在重力和风化等营力作用下，只有上述各结构面相贯通时，潜在崩塌体才真正形成。

（三）地貌演变在潜在崩塌体形成中的特殊作用

地壳表层的岩体都处在一定的地应力环境之中。当原来山坡遭到河流冲刷或由于人工开挖，使原来的地貌发生变化，则原来平衡的地应力状态遭到破坏，通常会引起地应力释放，导致与河岸或与开挖边坡平行的卸荷裂隙的产生，见图3—3。这就是我们常在沿河陡山坡上或在高陡路堑边坡上发现张开的卸荷裂隙的原因。这种卸荷裂隙继续发展和倾向河流的或倾向线路的结构面贯通，就会形成潜在崩塌体。因开挖高陡路堑而引起的卸荷裂隙，通常在施工中就能发现，所以这也是施工中崩塌现象发生较多的原因。可见，人工开挖和河流冲刷造成的地貌演变都能促进潜在崩塌体的形成。

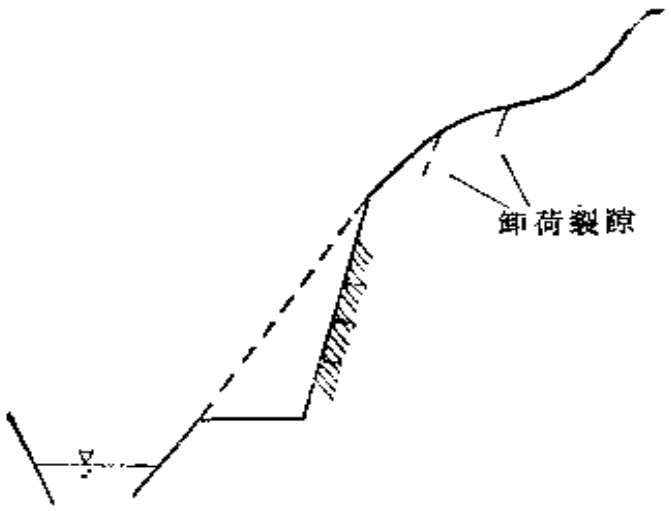


图3—3　山坡开挖引起的卸荷裂隙

总的来说，潜在崩塌体的形成阶段是较长的。但是对于铁路工程来说，在铁路施工中和在铁路修建后，在边坡岩体上可能已有一些潜在崩塌体存在，或者虽不存在，但已具备形成潜在崩塌体的条件和可能。这些都应在勘测和施工中查清，以便采取适当的措施。判别潜在崩塌体是否存在的条件是，看它的边界条件是

否清楚，切割它的结构面是否贯通，以及各结构面的张开程度等。

二、潜在崩塌体的蠕动位移阶段

潜在崩塌体形成后，并不意味着马上就要发生急剧的崩塌现象，一般要经过较长的蠕动位移阶段。如图3—2中所示的潜在崩塌体$ABCD$，可能由于CD结构面的抗剪力大于下滑力，潜在崩塌体不会向下滑动而造成崩塌。但是，当AD结构面中充水，在冬季冻结，或在AD面中有树木生长，在冰劈作用或在树的根劈作用下，则可能使岩体向下缓慢的位移，使AD裂面变宽。在多次缓慢的位移中，CD面遭到摩擦，强度会降低，并由于位移，使裂隙加大，更便于水的流通，在雨水或地下水的长期作用下，CD结构面逐渐会发生泥化作用或被粘土质风化物充填，将使其抗剪强度大大降低。当该面的抗剪力小于下滑力时，潜在崩塌体就会向下滑动，继而产生突然的崩塌。这种蠕动位移除具有上述的长期性之外，还具有断续性和累进性。在各种因素作用下间断发生，其位移量是累进增加的。如宝天线K1284＋980崩塌，1962年10月发现坡顶裂缝，10月16日至11月3日17天时间里，裂缝扩大153mm，平均每天扩大9mm。这个阶段在微地貌上也会有几种相应的变化：（1）坡顶上的大致与线路平行的拉张裂缝不断变宽，加长；（2）坡面上相应部位不断外鼓或下错；（3）有时有岩石掉落，有时能听到岩体位移的响声。及时查清这些崩塌预兆，对防治崩塌灾害有十分重要的作用。

三、突然崩落阶段

当潜在崩塌体的重心移出边坡之后，突然而急剧的崩塌就会产生。突然崩落的全过程短的仅几秒钟，一般多在20分钟之内完成。如前述的成昆线海满隧道成都端边坡的崩塌就在几秒钟之内完成。在崩塌过程中，岩体翻倒、跳跃、滚动、坠落、互相撞击最后堆于坡脚。大型崩塌体常由于崩塌速度大，激起巨大的冲击

气浪。如盐池河大崩塌产生的气浪把四层大楼抛至对岸。突然崩落阶段速度快，能量大，破坏力惊人。如宝天线K1275大崩塌将边坡下部支护墙全部摧毁。大型崩塌在崩塌过程中常伴有强烈的震动和巨大的响声。能激起巨大的泥土灰尘。如宝成线1968年K324大崩塌，激起的巨大灰尘烟云，在数公里之外都能看到。

第二节　蠕动位移到突然崩塌的基本模式

突然崩塌的产生是潜在崩塌体长期蠕动位移和不稳定因素积累的结果。崩塌体的大小、物质组成、结构构造、活动方式、运动途径、堆积情况、破坏能力等虽然千差万别，但是，从潜在崩塌体的蠕动位移到突然崩塌的发展过程都遵循一定的基本模式。通常有下列几种。

一、倾倒—崩塌

在河流的峡谷区，黄土冲沟地段，岩溶区以及在其它陡坡上，常见有巨大而直立的岩体，以垂直节理或裂缝与稳定岩体分开，其断面形式如图3—4所示。这种岩体在断面图上的特点是高而长，横向稳定性差。如果坡脚遭受不断的冲刷和掏蚀，在长期重力作用下，岩体将逐渐倾斜，最后产生倾倒。或者当有较大水平力作用时，岩体也会倾倒，而产生突然崩塌。



图　3—4

如宝成线K302＋100处，在陡坡上的不稳定岩体（如图3—5），高约15m，沿线路方向长约18m，垂直线路方向厚约7m，前部约3.5m左右已悬空，一旦有水平外力作用时，或强烈震动时，即可产生这类倾倒崩塌。再如，兰州市附近的长湾滑坡，后壁是高约20m的直立黄土壁，1978年8月8日一场大雨后，产生倾倒性崩塌。甘肃东乡酒勒山滑坡附近的沟谷中，也见到这类黄土崩塌

（见照片3—1）。

这类崩塌的特点是在崩塌体失稳时，以坡脚的某一点为转点，发生转动性倾倒，这种崩塌模式的产生有多种途径：（1）在重力作用下，长期冲刷掏蚀直立岩体的坡脚，由于偏压，使直立岩体产生倾倒蠕变，最后导致倾倒式崩塌；（2）当附加特殊的水平力（地震力，静水压力，动水压力以及冻胀力等）时，岩体可倾倒破坏；（3）当坡脚由软岩层组成时，雨水软化坡脚产生偏压，引起这类崩塌；（4）直立岩体在长期重力作用下，产生弯折也能导致这种崩塌。

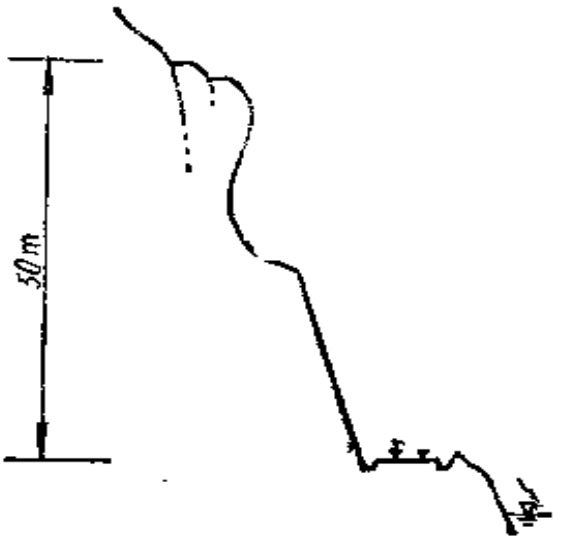


图 3—5



照片 3—1

二、滑移—崩塌

在某些陡坡上，不稳定的岩体下部有向坡下倾斜的光滑结构面或软弱面，其形式有图3—6所示的三种情况。

如宝成线K324线路右侧路堑顶以上有三层悬崖，岩层为二迭系茅口灰岩夹薄层页岩，裂隙发育。1968年6月7日突然发生滑移式的崩塌，崩塌约15000m³，全由巨大的岩块组成，线路上堆积约7000m³，最大一块达1700m³。崩塌区线路横断面示意图如图3—7所示。崩塌的三层悬崖和部分崩塌堆积体至今仍清晰可见，

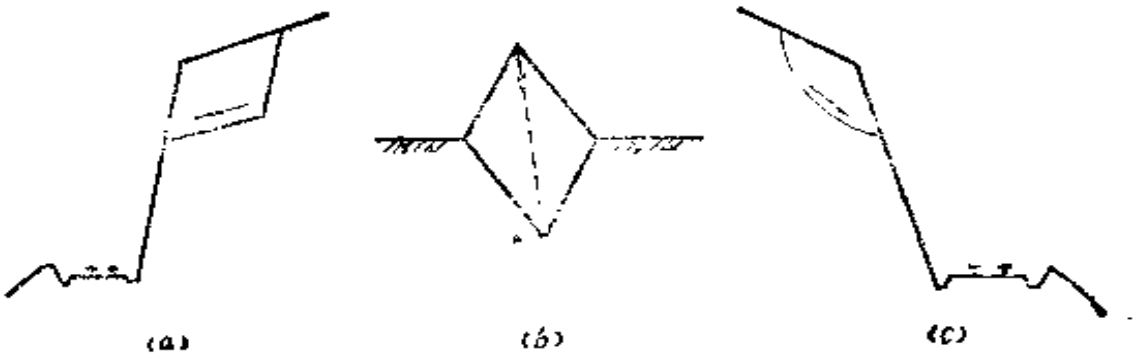


图 3--6

见照片3—2。

再如，宝成线K231＋500～＋580的崩塌也属此类。崩塌体积约4000m³，其断面如图3—8所示。

这种崩塌能否产生，关键在于开始时的滑移，岩体重心一经滑出陡坡，突然崩塌就会产生。这类崩塌产生的原因，除重力之外，连续大雨渗入岩体的裂缝中，所产生的静水压力和动力压力，以及雨水软化软弱面，都是岩体滑移的主要诱因。在某些条件下，地震也可引起这类崩塌。



照片 3—2

三、鼓胀—崩塌

当陡坡上不稳定岩体之下有较厚的软弱岩层，或不稳定岩体

本身就是松软岩层，而且有长大的垂直节理把不稳定岩体和稳定岩体分开时，在有连续大雨或有地下水补给的情况下，下部较厚的软弱层或松软岩层被软化。在上部岩体的重力作用下，当压应力超过软岩天然状态下的无侧限抗压强度时，软岩将被挤出，发生向外鼓胀，随着鼓胀的不断发展，不稳定岩体将不断地下沉和外移，同时发生倾斜，一旦重心移出坡外，崩塌即会产生。因此，下部较厚的软弱岩层能否向外鼓胀，是这类崩塌能否产生的关键。

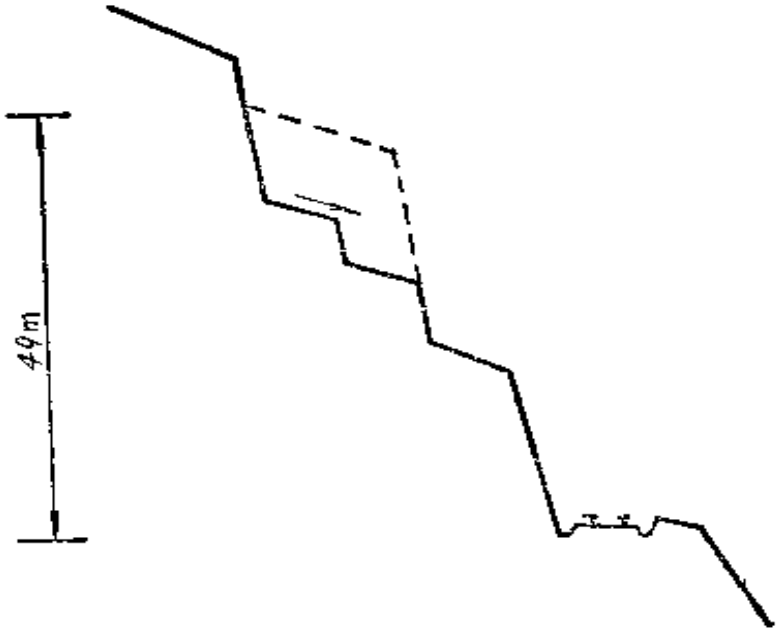


图3—7　阶梯状滑移崩塌（宝成线K324）

现以典型实例加以说明。例一是修建宝成线过程中，响岩子隧道南口一段路堑崩塌，其断面如图3—9所示。山坡大部分花岗岩裸露，仅表层2～3m风化破碎，以下为较完整，呈灰白色，中粒结晶，节理发育。原设计开挖边坡下部1：0.25，上部较缓为1：0.75，边坡高约38 m。施工后，发现中部高出路基面 15m处，有一断层破碎带，宽0.5m。当时已发现有崩塌可能。于1956年初提出在断层处设4m宽平台，以上用1：0.75坡度放缓边坡。但因迟迟未施工，于1956年 6 月大雨后，突然崩塌约1000m³，其中最大岩块达数百立方米，矗立于路堑内。此崩塌就是在上部岩体重力作用下，断层破碎带首先发生鼓胀的结

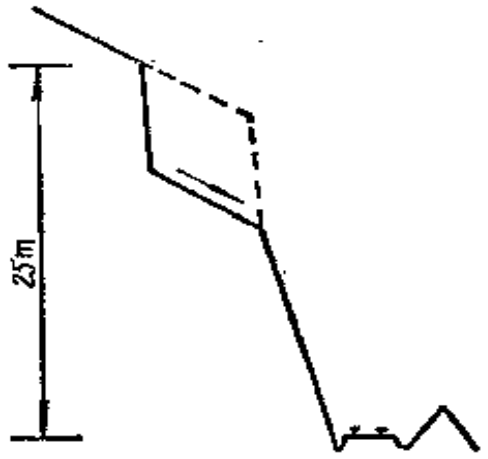


图3—8　滑移崩塌（宝成线K231）

果。例二是宝天线K1275＋118～＋227一段，岩石为黑云母花岗岩，断层、节理、错动十分发育，边坡坡度较陡，断面如图 3—10所示。本段从1945年至1954年已崩塌数次，共崩塌 4 万余立方米。下部路基面以上5m处有断层破碎带，岩石破碎，呈土加碎石状。1963年 5 月大雨之后，在上部岩体重力作用下，路基面上5m处，由于鼓胀，先发生落石，随后从裂缝中不断溜土和碎石；继而下部崩塌约200m³，一分钟后，中部即大量崩塌，最后，顶部岩石和覆盖层塌下，共20分钟完成崩塌过程，边坡下部支护全被摧毁。

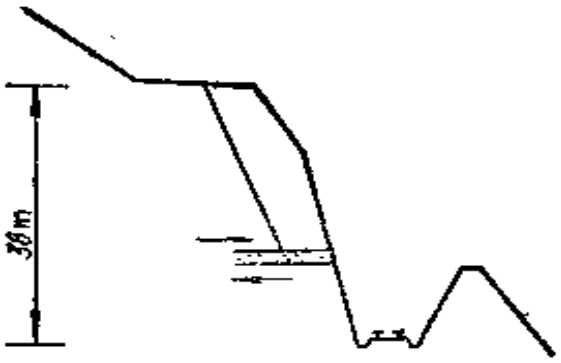


图3—9　响岩子隧道南口路堑崩塌

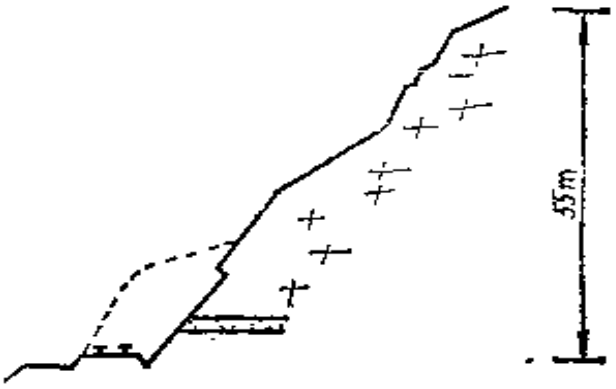


图3—10　宝天线K1275崩塌

露天矿边坡也有类似的崩塌产生。如孔山和金川露天矿都有所见。开采过程中，在自重作用下，使边坡岩体不断向边坡临空面一侧鼓胀和倾倒，最后导致大量岩体突然崩塌。

四、拉裂—崩塌

当陡坡是由软硬相间岩层组成时，由于风化作用或河流的冲刷掏蚀作用，上部坚硬岩层在断面上常以悬臂梁形式突出来，如图3—11所示。铁路路堑边坡上也有类似突出的不稳定岩体。如宝成线 K215＋470～＋475就属于这类不稳定岩体，其断面如图 3—12所示。在突出来的岩体上，通常发育有构造

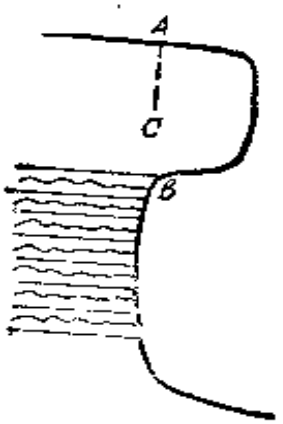


图　3—11

节理，风化节理。在图3—11中的AB面上，剪力、弯矩最大，在A点附近呈受拉应力最大。所以，在长期重力作用下，A点附近的节理会逐渐扩大和发展。因此，拉力更进一步集中在尚未产生节理裂隙的部位，一旦拉应力大于这部分岩石的抗拉强度时，拉裂缝就会迅速向下发展，突出的岩体就会突然地向下崩落。除重力长期作用之外，震动、各种风化作用，特别是寒冷地区的冰劈作用等，都会促进这类崩塌的发展。



图3—12 宝成线K215+470路堑断面图

五、错断—崩塌

陡坡上的长柱状的和板状的不稳定岩体，当无倾向坡外的不连续面，并且下部无较厚的软弱岩层时，一般不会发生滑移—崩塌，也不会发生鼓胀—崩塌。但是，当有强烈震动，或有较大的水平力作用时，可能发生如前所述的倾倒—崩塌。此外，在某些因素作用下，或因不稳定岩体的重量增加，或因其下部断面减小，都可能使长柱状或板状不稳定岩体的下部被剪断，从而发生错断—崩塌，其破坏形式如图3—13所示。这种崩塌在于岩体下部因自重所产生的剪应力是否超过岩石的抗剪强度，一旦超过，崩塌将迅速产生。通常有以下几个途径：（1）由于地壳上升，下切作用加强，使垂直节理裂隙不断加深，因此，长柱状和板状岩体的自重不断增加。（2）岩体在冲刷和其它风化剥蚀作用下，其下部的断面不断减小，从而导致岩体被剪断。（3）由于人工开挖边坡过高过陡，使下部岩体被剪断而产生崩塌。

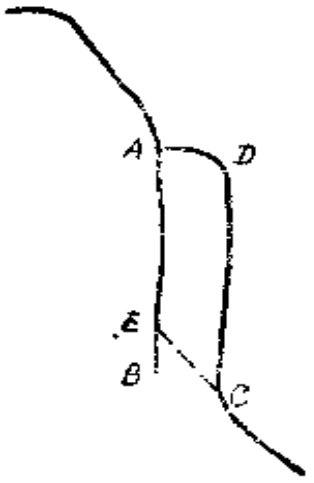
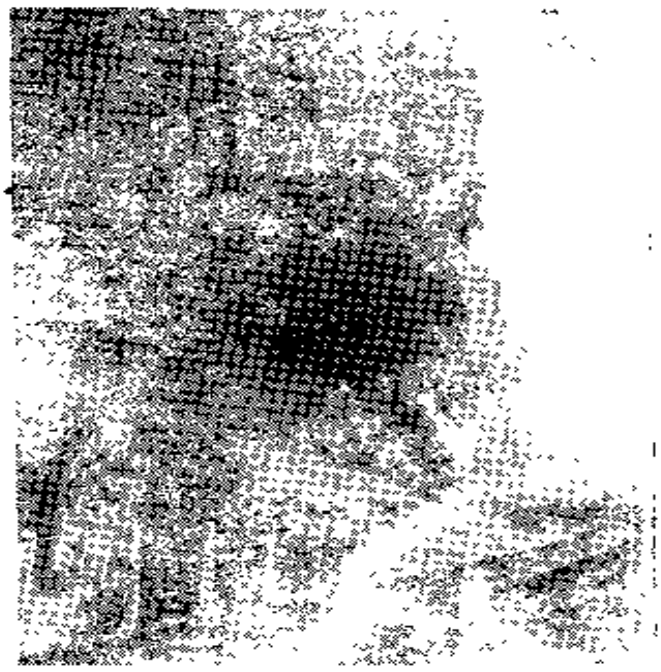


图 3—13

铁路路堑边坡产生的错断—崩塌多属于后者。典型的例子就

是宝成线土关铺隧道北口，1955年发生的黄土崩塌。该处地层为黄土质土，上部为淡黄色，下部为暗红色且有大孔隙。原设计边坡坡度为1：0.1，高出路基面11m处留有2m的平台，最高边坡25m。垂直节理发育，开挖后，土壤潮湿，边坡上有青苔。1955年11月因雨突然发生错断—崩塌，共崩塌1800m³。



照片 3—3

此外，宝成线K311＋400处，右侧路堑边坡上存在可能发生错断—崩塌的岩体。此处岩层为灰色巨厚层斑纹状灰岩，岩层倾向山里，平行线路方向发育一组张开节理，把边坡岩体切割成板状，由于风化严重，极易产生错断—崩塌。为了保证行车安全，下部已进行浆砌片石支护（见照片3—3）。

从上述五种崩塌发展模式看，崩塌体所处的地质条件以及崩塌的诱发因素是多种多样的，但是，崩塌体刚失稳时的运动形式则是有规律可循的。大量调查证明，基本就是上述的倾倒、滑移、鼓胀、拉裂、错断五种。崩塌能否产生就在于这五种初始变形能否形成和发展。这就为我们研究崩塌的分类和稳定性计算提供了基础。

第四章　崩塌分类

第一节　国内外崩塌分类的概况

一、国外崩塌分类简况

1.苏联在崩塌分类方面有过研究。如尼·米·罗依尼什维里1960年，把崩塌分为山坡崩塌和岸边崩塌两大类。他又把铁路沿线常见的山坡崩塌现象，按其物理特征划分为以下类型：

（1）岩体或石块的崩塌

①　几百或几个立方米的大量岩石崩塌；②　由大小不同和形状不一的岩石碎块形成的少量岩体崩塌或石块崩塌；③　从山坡或路堑边坡上坠下或滚下的单个岩石碎块；④风化严重的岩石露头的岩堆。

（2）　土体崩塌

①　普通土（粘土类、砂类、砾石类及碎石类土）中的路堑边坡崩塌；②　夹有疏松或易风化岩层（如火山灰、页岩、泥灰岩等）的岩质或半岩质路堑边坡的崩落；③　边坡上覆盖着基岩的疏松或胶结不牢的沉积层（如坡积层）崩塌。

（3）混合性崩塌

混合性崩塌的特性和体积很不一致。它发生在上为疏松的或胶结不牢的沉积层（坡积层、残积层和冲积层），下为不均质的极破碎的岩质和半岩质的路堑或半路堑边坡上。

2.日本的山田刚二等，按地质情况，主要是按崩塌的组成物质，把崖崩划分为：崩积土的崩塌，表层土崩落，沉积土的崩塌和基岩的崩塌。

3.英国的P.B.Attewell等，引用M.A.Carson等的资料把

岩石斜坡不稳定性进行地貌学分类，分为：板块状破坏，岩石崩塌，岩石崩落和岩石剥落。

E.Hoek等，把斜坡破坏分为：平面破坏，楔形破坏，弧形破坏和倾倒破坏。这个分类的前三种是按滑面形状分类，基本上属于岩体的滑动破坏。第四种可视为崩塌。他们又把它详细分为：弯曲倾倒破坏，块状倾倒破坏，块状弯曲倾倒破坏。

二、国内崩塌分类

在崩塌分类方面，我国有过一些论述。早在1963年北京地质学院编的《工程地质学》一书中，引用了铁道部宝成线总结资料，按崩塌发生的原因把崩塌分类为：断层崩塌，节理裂隙崩塌，风化碎石崩塌和硬软岩层接触带崩塌四类。

1975年铁道部第一设计院在《铁路工程地质手册》中，把崩塌分为：崩塌、坠石和剥落，并说明了其形成条件。

从上述国内外资料来看，崩塌的分类方法都不够完善。主要是未能反映出崩塌的运动规律。因此，制订一个既能反映崩塌运动规律，又满足工程设计应用的崩塌分类，看来是十分必要的。

第二节　崩塌的分类和说明

从第三章崩塌发展模式可以得到启示。按它把崩塌分为：（1）倾倒式崩塌；（2）滑移式崩塌；（3）鼓胀式崩塌；（4）拉裂式崩塌；（5）错断式崩塌。

这种分类反映了崩塌形成、发展的几个基本途径。各类崩塌在岩性、结构面特征、地貌、崩塌体形状、岩体受力状态、起始运动形式和主要失稳因素等方面都有不同特点，特说明于 表4—1。

表中列举了各类崩塌的七个方面的特征，其中岩体受力状态和起始运动形式是分类的主要依据，因为受力状态和起始运动形

崩塌分类说明表

表4—1

类型 \ 主要特征	岩性	结构面	地貌	崩塌体形状	受力状态	起始运动形式	失稳主要因素
倾倒式崩塌	黄土，石灰岩及其它直立岩层	多为垂直节理，柱状节理，直立岩层面	峡谷，直立岸坡，悬崖等	板状，长柱状	主要受倾覆力矩作用	倾倒	静水压力 动水压力 地震力 重力
滑移式崩塌	多为软硬相间的岩层，如石灰岩夹薄层页岩	有倾向临空面的结构面（可能是平面，楔形，或弧形）	陡坡通常大于55°	可能组合成各种形状，如板状，楔形，圆柱状等	滑移面主要受剪切力	滑移	重力 静水压力 动水压力
鼓胀式崩塌	直立的黄土，粘土或坚硬岩石下有较厚软岩层	上部垂直节理，柱状节理，下部为近水平的结构面	陡坡	岩体高大	下部软岩受垂直挤压	鼓胀，伴有下沉，滑移、倾斜	重力 水的软化作用
拉裂式崩塌	多见于软硬相间的岩层	多为风化裂隙和重力拉张裂隙	上部突出的悬崖	上部硬岩层以悬臂梁形式突出来	拉张	拉裂	重力
错断式崩塌	坚硬岩石或黄土	垂直裂隙发育，通常无倾向临空面的结构面	大于45°的陡坡	多为板状，长柱状	自重引起的剪切力	错断	重力

式决定崩塌发展的模式，同时也是这七个方面特征共同形成的必然结果。用崩塌发展模式进行分类，反映了崩塌产生发展的规律。如此，为了防治目的，有利于判别和处理，更符合工程地质研究方向。如果采用其它单因素分类，例如按崩塌体的组成物质分类。同一类黄土崩塌，可能是倾倒破坏，鼓胀破坏，还可能是滑移破坏，就无法反映崩塌的运动规律，同一类崩塌就无法根据其特点进行稳定性检算。

而本分类将千变万化的崩塌，按其发展模式分为五个基本类型，每类都可以建立一个基本的稳定性检算公式：（1）倾倒式崩塌是倾倒破坏，可按抗倾覆稳定进行检算；（2）滑移式崩塌可按抗滑稳定检算；（3）鼓胀式崩塌是由于下部软岩受无侧限挤压，产生塑性变形，向侧向鼓胀而引起的，因此，可用天然状态下无侧限抗压强度检算；（4）拉裂式崩塌是受抗拉强度控制的，可用抗拉强度检算；（5）错断式崩塌可用岩石的抗剪强度进行检算。

值得指出的是，上述五类是基本类型，可能出现一些过渡类型，如鼓胀—滑移式崩塌，鼓胀—倾倒式崩塌等。

第五章　潜在崩塌体稳定性的评价

潜在崩塌体稳定性评价问题一直是工程地质界引人注目的问题。以前多用工程地质条件分析法和工程地质比拟法进行评价，很少进行定量计算，近年来有关潜在崩塌体稳定性检算方法的研究，为定量评价提供了一个途径。本章结合实例从定性、定量两个方面对潜在崩塌体稳定性进行研究。

第一节　潜在崩塌体稳定性的定性评价

斜坡岩体稳定性的定性的研究是整个稳定性评价中不可缺少的步骤，与定量计算比较，它是基础，对定量计算常具有指导意义。没有定性评价指导的定量计算，常常是脱离实际和无意义的。定性评价方法包括工程地质条件分析法，工程地质比拟法和图解法三种。前两种是大家熟悉和常用的方法，本节只作概括介绍；第三种方法，近年来发展较快，并出现一些较新的图解法。后面将着重介绍其中的一两种方法。

一、工程地质条件和影响因素分析法

在一个具体的可能崩塌的工点，要对潜在崩塌体进行稳定性评价，必须先查清该工点的工程地质条件和影响崩塌的因素，最后对工点发展趋势及其稳定性作出评价。

1．查清工点的工程地质条件是稳定性评价的基础

任何不良物理地质现象都以一定的工程地质条件为基础。众多的崩塌形成条件中，最主要的是：（1）高陡的地形地貌条件；（2）特定的岩体结构条件（潜在崩塌体为各种不稳定结构面切割的条件）。潜在崩塌体有了这两条，就具备了崩塌的可能。相反如果不具备这两条，岩体就不可能崩塌。这两条就是判断潜在

崩塌体稳定性的必要条件。

2. 影响潜在崩塌体稳定性的因素

一个潜在崩塌体，如果没有外力作用和其它因素的影响，它照例不会崩塌。实际上任何一个潜在崩塌体都经受着各种复杂因素的长期作用。这些因素中以大气降雨、地表水、地下水、风化作用、地震和人为因素较重要。查清这些因素及其对潜在崩塌体的影响程度无疑是重要的。

3. 潜在崩塌体的发展趋势及其稳定性评价

根据工程地质条件和影响因素，考虑潜在崩塌体的现存状态，可以对它的发展趋势进行判断。例如，对一个河流边岸上的潜在崩塌体，如果我们发现河流冲刷是影响它稳定性的主要因素，在查清工程地质条件的情况下，弄清河流的冲刷作用及其发展速度，就能对它的发展趋势及其稳定性进行判断。

二、工程地质比拟法评价潜在崩塌体边坡的稳定性

工程地质比拟法是生产实践中常被采用的有效的方法。主要是应用自然历史分析方法去认识了解已知稳定性的自然和人工边坡的工程地质条件和因素。用它和潜在崩塌体所在边坡的工程地质条件和因素进行对比，来判断和评价相似条件下潜在崩塌体的稳定性。

1. 影响边坡稳定性的工程地质条件和因素的对比

潜在崩塌体边坡与已知稳定性边坡的工程地质条件和因素有共同性，也有差异性。在对比之前，要尽量识别二者的异同，这是用工程地质比拟法评价潜在崩塌体边坡稳定性的关键问题。进行对比时既要从共同性的工程地质条件和因素进行对比，又要以差异性条件和因素做参考。并要分清哪些是主要的，哪些是次要的。一般情况下，地形地貌、岩体结构、岩石性质是主要的工程地质条件，而水的作用、风化作用、地震、气候等可列为次要的影响因素。

(1) 地形地貌：边坡稳定性与边坡坡度、高度和边坡形态

有着密切关系，一般坡度越陡，高度越大，边坡越不稳定。地形也影响边坡的稳定性，因此在对比时都应考虑。

(2) 岩体结构：进行边坡对比时，分析边坡的结构类型是非常重要的，首先要查清岩体结构类型的特点，并结合边坡类型进行对比，其次还要考虑结构面与边坡坡向的关系。

(3) 岩石性质：自然边坡的坡度与岩性关系极为密切，坚硬或半坚硬的岩石常形成直立陡峻的自然山坡；抵抗风化能力弱的岩石，自然山坡较平缓；层状岩石由于抵抗风化能力不同，常形成阶梯形山坡。所以，自然边坡形态及坡度陡缓，首先取决于岩石性质。

(4)水的作用：要注意边坡上地下水出露情况，流量及动态变化。注意岩体表层裂隙发育程度，大气降雨，地表水沿裂隙下渗，能使岩体湿度增高，结构面软化，影响边坡稳定性。

此外风化作用、边坡方向、地震作用、气候等，在进行对比时都是应该考虑的因素，应根据不同情况作不同分析。

2. 边坡的成因类型与对比关系

进行边坡对比时，既有边坡的成因类型也很重要，因为不同成因的边坡，其坡度和外貌都有很大的差别，因此，识别边坡成因类型，才能作出合适的稳定性判断，以供整治时参考。

按着成因将边坡可分为四大类：侵蚀边坡，剥蚀边坡，滑塌边坡和人工边坡。前三类是自然边坡的成因，主要是外力作用与内力作用相互影响的结果。人工边坡包括引水渠道，铁路、公路的路堑边坡，大型基坑及露天矿边坡等。

从边坡成因类型来看，坡度的陡缓与外力作用有着明显的关系，但这种关系不能脱离岩性和岩体结构的特点。分析成因类型的主要意义是在考虑岩性和岩体结构的相同情况下，成因不同对边坡陡缓的影响。以便对比分析，从中找出有代表性的稳定边坡，及稳定坡度角，并可以确定潜在崩塌体边坡的稳定性。

3. 对比原则——工程地质条件和因素的相似性

要进行对比，就需要有一个原则作为对比的根据，这个原则

主要内容是相似性问题。它包括两个主要方面：首要的是组成边坡的岩性和岩体结构的相似性，其次是考虑边坡类型的相似性。

（1）岩性的相似性是成岩条件的相似，如陆相砂岩和海相砂岩有很大区别。又如形成的地质时代不同，岩石性质也不同，所以考虑成岩条件及地质时代是岩性对比的重要问题。

（2）岩体结构的相似性。这里应注意的是结构面的组合关系，如一组结构面组成的边坡之间可以对比，二组的同二组的对比。在对比中还要考虑结构面的成因性质等。

（3）边坡类型的相似性。这是在岩性、岩体结构相似的条件下的对比条件。如水上边坡可与河流岸坡对比，水下边坡可与河流水下边坡对比；一般开挖边坡可与公路、铁路边坡对比。依据对比情况，分析选择边坡的坡度角是比较合理的。

除上述的相似条件之外，还有其它因素的相似性，这就要因地而异，具体地去考虑具体的相似条件。

三、潜在崩塌体稳定性的图解分析方法

岩质边坡如发生崩塌破坏，常产生滑移式崩塌或坠落。这两种潜在崩塌体稳定性可用图解法进行分析。目前通常是用赤平投射投影方法和边坡实体比例投影方法，这两种方法主要是用图解求潜在崩塌体的边界条件，即求结构面的组合关系，滑动体的形态及其与边坡倾向的关系，为力学计算创造条件。这两种图解法的原理和基本步骤在有关岩体工程地质力学问题的书籍中都有介绍，本书不赘述。

水利电力科学研究院石根华的全空间赤平投影方法为进行潜在崩塌体的稳定性分析提供了一个有效的图解方法。然而全空间赤平投影图的绘制方法比较麻烦，所占面积较大，使用起来不够方便。

在全空间赤平投影的基础上，西南交通大学蒋爵光提出利用常用的投影网（吴氏网）的下半球投影来代替全空间赤平投影的方法，可使作图和节理岩体的稳定性分析更为简便。同时，这

种方法如果配合野外节理岩体结构面的抗剪强度的测试，可以很快地对边坡滑塌体稳定性作出定量评价。现对这种方法作详细介绍（引自文献[2°]）如下。

（一）用半球投影分析节理岩体滑塌体的原理和方法

1． 半球中切割锥的表示

按照赤平投影原理是把结构面置于球心进行投影。由结构面切割投影球形成的各种切割锥，对球心来说是对称的，如图5—1所示。图中的切割锥A，B，C，D与切割锥A'，B'，C'，D'的形

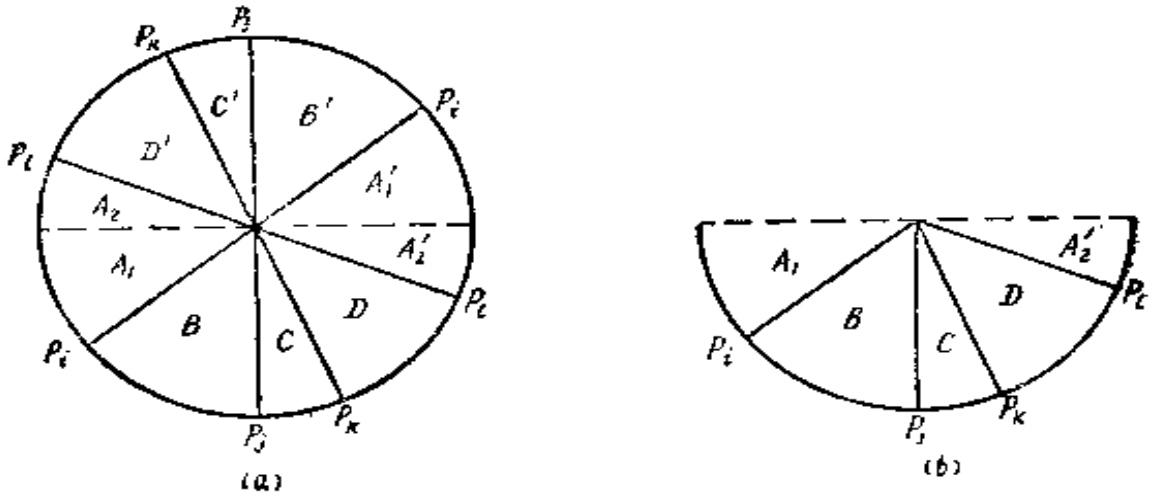


图5—1 投影球和下半球中的切割锥示意图

状、大小是相等的，并且均由相应的结构面所构成。因此，所有结构面及其在投影球中构成的切割锥情况，可用任一半球（如下半球）中的结构面和切割锥来表示。在图5—1，a中B，C，D既是下半球中的切割锥，也可表示上半球中的B'，C'，D'切割锥。而图5—1，a中的切割锥A，由于一部分A_1位于下半球（赤平面以下），而另一部分A_2位于上半球（赤平面以上），则可在下半球中用A_1+A_2'表示，如图5—1，b所示。

虽然上、下半球中对称的切割锥，其形状、大小相等，并由相应的结构面所构成。但从图5—1，a中可以看出，切割锥所处结构面的上下盘却并不相同，如下半球切割锥D由结构面P_k的上盘和结构面P_i的下盘所构成，而在上半球的D'则由结构面P_k的下盘

和P的上盘所构成。因此，可以确定：下半球中切割锥所处结构面的上下盘情况是切割锥的实际情况，若用下半球中的切割锥表示上半球相对应的切割锥时，则应把切割锥在下半球所处结构面的上下盘位置，加以变换。由此可知，图5—1，b中由A_1和A_2'两部分所表示的切割锥A是由结构面P_1的上盘和结构面P_1的下盘所构成（因A_2'是表示切割锥A在上半球的那部分，故应将下半球中所表示的上盘换成下盘）。

构成切割锥的棱边是由构成切割锥的各结构面相交而成，在投影球中是从投影球心指向四周。下半球切割锥的各棱边均指向下（指向赤平面以下），而上半球切割锥的棱边则指向上（指向赤平面以上）。因此，按上述的同样道理，下半球切割锥的棱边均指向下，而用下半球切割锥表示相应上半球切割锥时，棱边则应与在下半球中的实际指向相反，而指向上。如图5—2，b所示。由A_1和A_2'两部分所表示的切割锥A的棱边是指向下棱边1和指向上的棱边4（因A_2'是表示切割锥A在上半球的那部分，故应将下半球向下的棱边改为向上）。

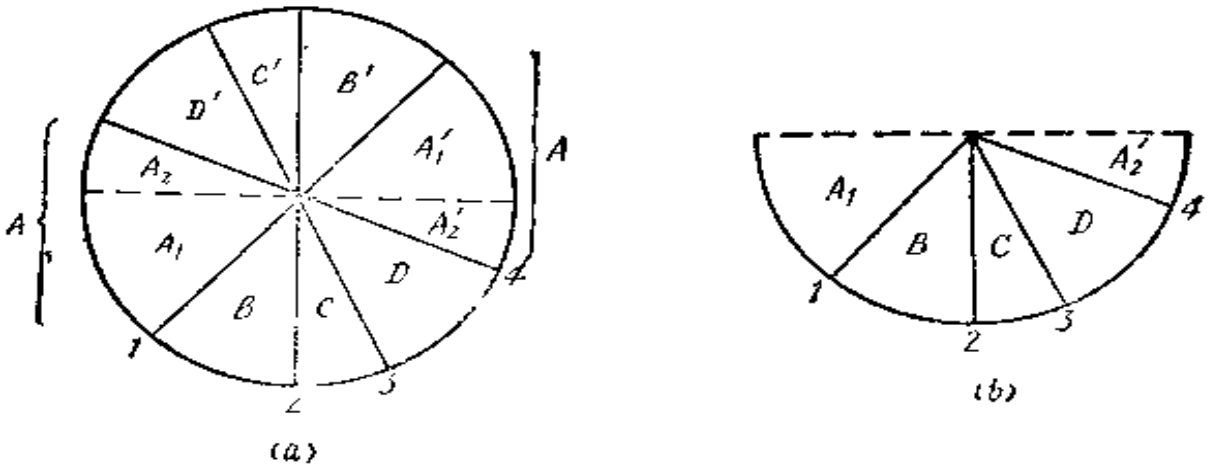


图5—2　投影球中的切割锥示意图

2。 半球投影中不同滑塌形式滑塌体的投影

各组结构面在投影球中构成各种形式的切割锥。只要某一切割锥的结构面和棱边中有一组结构面的倾向或一条棱边指向赤平面下，该切割锥便会形成不稳定的滑塌体。按其滑塌形式滑塌体

可分为坠落、单滑面和双滑面滑动三种。亦即不论切割锥的可能滑塌形式是坠落、沿单滑面或双滑面滑动，其滑动方向均指向赤平面（即水平面）之下。所以采用下半球投影可使岩体稳定性分析更加直观。

根据前面关于半球中切割锥的表示方法，单滑面和双滑面滑塌体的投影表示如下：

坠落体的重力矢量必然落在切割锥的曲底面之内，因而坠落体切割锥的赤平投影为包括重力矢量的赤平投影g（即赤平圆心o）在内的各结构面所围成的投影区域，如图5—3中的阴影部分，重力矢量g且位于各结构面之下。

单滑面切割锥，必然位于滑动面P_i之上，其它结构面P_i之下或之上，但其滑动方向皆为沿P_i面之倾向g_i。因而单滑面滑塌体的赤平投影由包括滑动面P_i结构面倾向g_i在内，位于滑面P_i之上盘的投影区域，如图5—4中阴影部分。

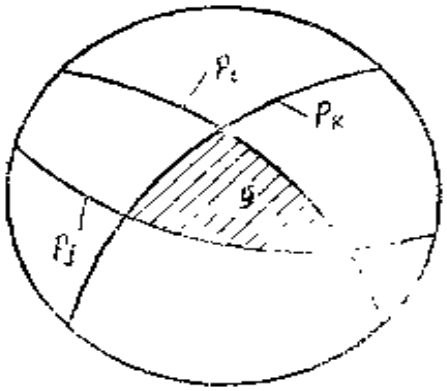


图5—3 坠落体的赤平投影

沿双滑面滑动的切割锥，其滑动方向为g_{ij}，即P_i、P_j二面的交线方向。滑动切割锥必然位于交线g_{ij}之上，P_i、P_j二面之上或其中一面之上，另一面之下。此外，双滑面滑塌体的赤平投影区域为包含结构面P_i，P_j二面交线g_{ij}，位于二面之上，或一面之上，一面之下的投影区域，如图5—5所示的阴影部分。

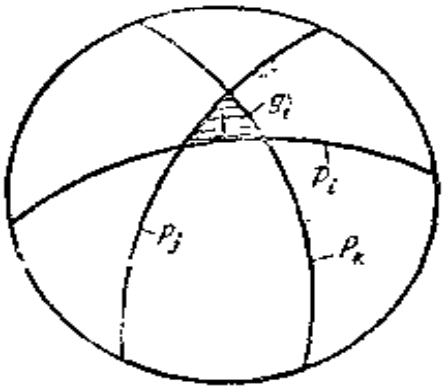


图5—4 单滑面滑塌体赤平投影

当某一上述滑塌形式的切割锥（坠落、单滑面或双滑面）的一部分位于赤平面之下，而另一部分位于赤平面之上时，如图5—6所示的切割锥A，在半球中的投影不能构成由结构面（不考虑赤

平面圆周）圈成的封闭曲边形（图5—6中阴影A_1''），但根据前述原理，该切割锥在下半球投影中所缺部分（即切割锥位于上半球那部分A_2的投影）为赤平圆内与投影区域A_1''相对一侧的投影区域A_2''。因而赤平投影中投影区A_1''与A_2''之和，为该切割锥A（$A=A_1+A_2$）的全部投影区域。图5—7中之（a）、（b）、（c）所示的阴影部分的投影区，即分别为部分位于赤平面之上，部分位于赤平面之下的坠落G，单滑面I和双滑面IJ滑塌体的全部投影区域。

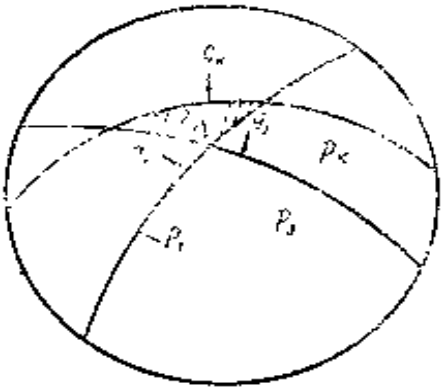


图5—5　双滑面滑塌体的赤平投影

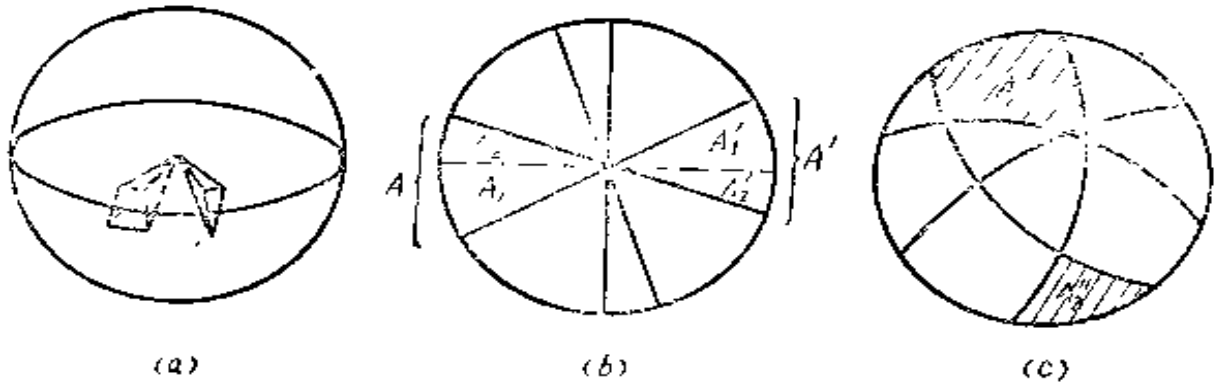


图5—6　部分位于上半球，部分位于下半球的切割锥A及其赤平投影

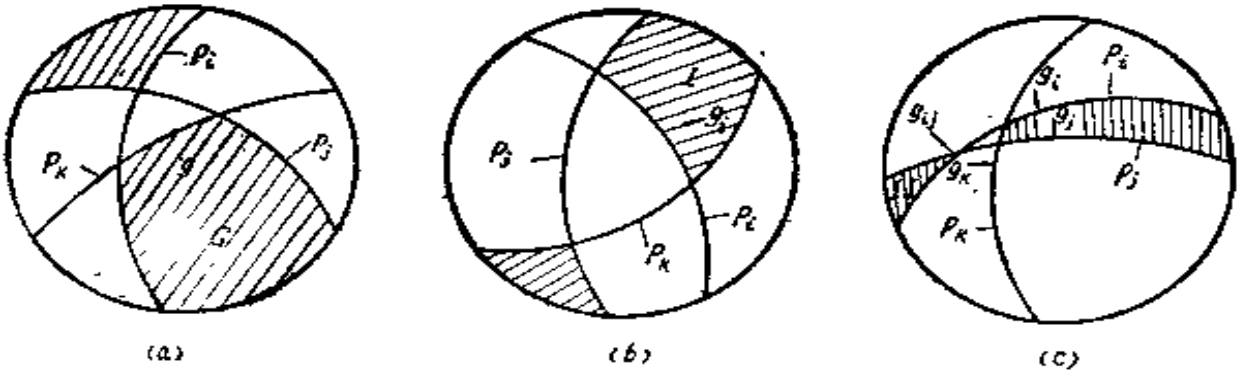


图5—7　部分位于上半球，部分位于下半球滑塌体的赤平投影

（二）在边坡工程中滑塌体出露条件的赤平投影分析

1． 滑塌体在临空面上的出露条件

岩体中的坠落、单滑面和双滑面滑塌体是否会在岩体的临空面上出露，取决于它们与临空面交切的关系。临空面也是一个面，同样可以把空间分成两部分。我们把岩体所在的那部分叫做“判断区”。将临空面置于球心进行判断，如图5—8所示。当滑塌体切割锥与判断区的岩体有公共部分时，该滑塌体便不会在临空面上出露，反之无公共部分时，则该滑塌体将会在岩体临空面上出露。

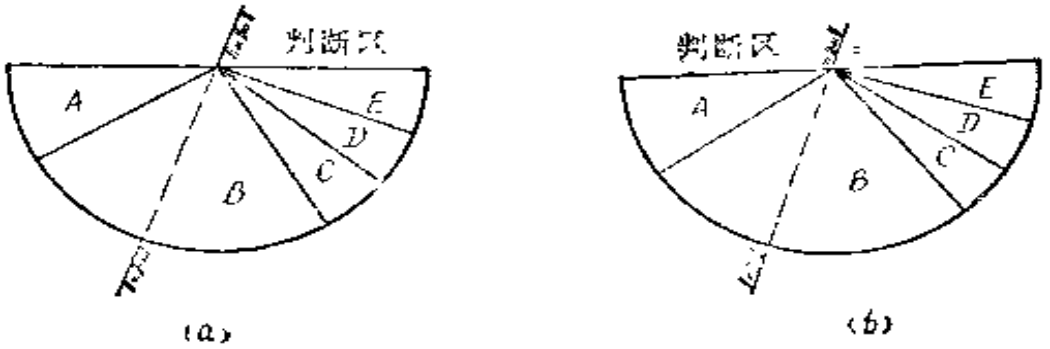


图5—8 滑塌体与临空面切割锥的交切关系

从图5— 8可以看出，由于岩体工程情况不同，判断区可能是临空面的下盘（如边坡工程，见图5—8，a），也可能是临空面的上盘（如洞室拱顶，见图5—8，b）。

图5—8，a中，仅A在临空面上出露，而B，C，D，E与判断区有公共部分，不会在临空面上出露。图5—8，b中，C，D，E在临空面上出露，A，B与判断区有公共部分，故不会在临空面上出露。

按上述的判断方法，在赤平投影中，据滑塌体投影与判断区投影有或没有公共部分来判断滑塌体不能或可能在岩体临空面上出露，如图5—9所示。

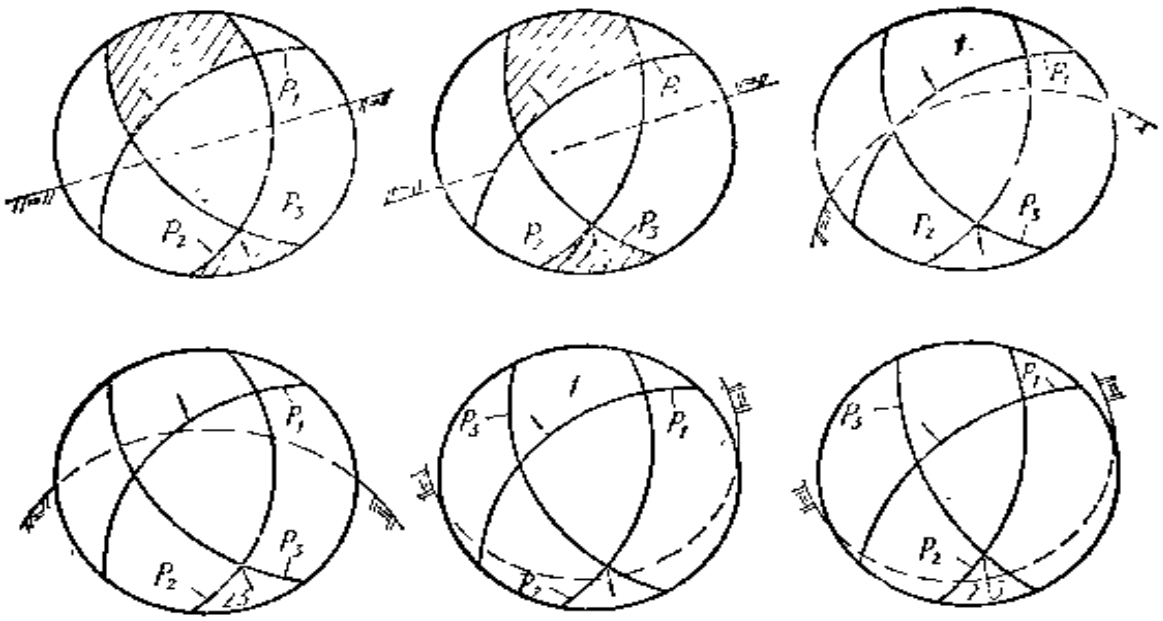


图5—9　在临空面上出露的单滑面1或双滑面23滑塌体的赤平投影(如阴影部分)

2。 边坡上出露的滑塌体

设岩体中几组结构面的产状如表5—1所列。在其中开挖边坡 S-S'（边坡倾向北西方向，边坡坡度为1：0.3），对边坡滑塌体的出露情况进行分析如下。

岩体结构面组的产状　　表5—1

结构面组（P_i）	结构面倾向（β_i）	结构面倾角（α_i）
P_1	250°	30°
P_2	15°	38°
P_3	330°	60°
P_4	135°	70°

作结构面和边坡赤平投影图，如图5—10所示。虚线①为边坡面的投影（如图5—10，b）。按滑塌体在边坡临空面上出露的条件，坠落体G，单滑面1，4和双滑面13，14，24，34滑塌体的投影均与判断区（边坡岩体）的投影区相交，故不会在边坡上出露，只有单滑面2，3和双滑面12，23的投影区不与判断区相交，将在边坡临空面上出露。

如需避开稳定性差的某一滑塌体，不使其在边坡上出露，可以用降低边坡坡度的方法来达到目的。即放缓坡度角，使该滑塌体最少有一棱边位于边坡面的下盘。在图5—10中，如果不让单滑面滑塌体3出露，必须使边坡判断区最少与单滑面滑塌体的一棱边g_{13}相交。如图5—10，b中的虚线②。同理虚线③，④分别是单滑面2，双滑面12滑塌体在边坡上不出露的最大坡度的投影。从图5—10可以看出，边坡①变缓到边坡②时，原来在边坡①上

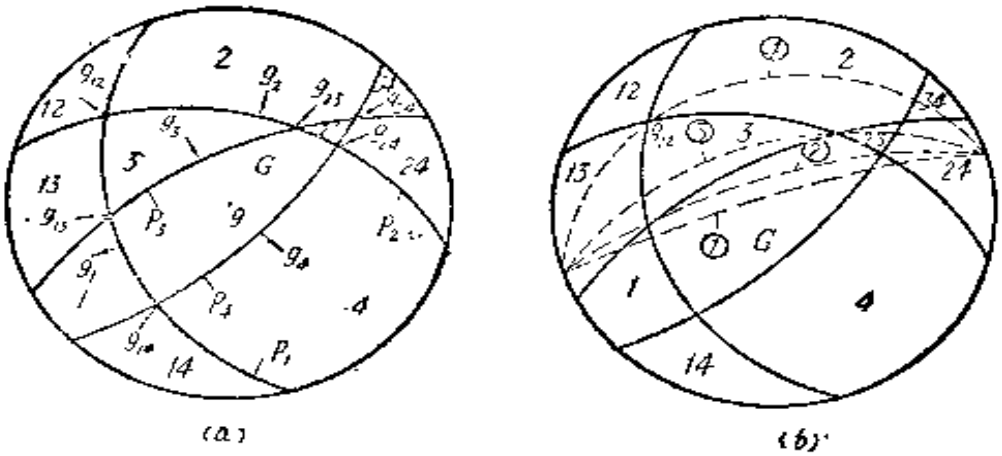


图5—10　边坡下上滑塌体的赤平投影分析

不出露的双滑面滑塌体34反而在边坡②上出露了。如果新出露的滑塌体稳定性差，则变缓边坡反而会出现新的不稳定情况，这是应加以注意的。图5—11表示，使某一滑塌体在边坡上不出露的最大边坡坡度角，为该滑塌体投影范围内，距边坡走向线最小纬线读数的投影点所表示的角度。

对垂直边坡，边坡走向与某切割锥投影相交时，该切割锥将不会在边坡上出露(见图5—12)。照此可以选择边坡方向。

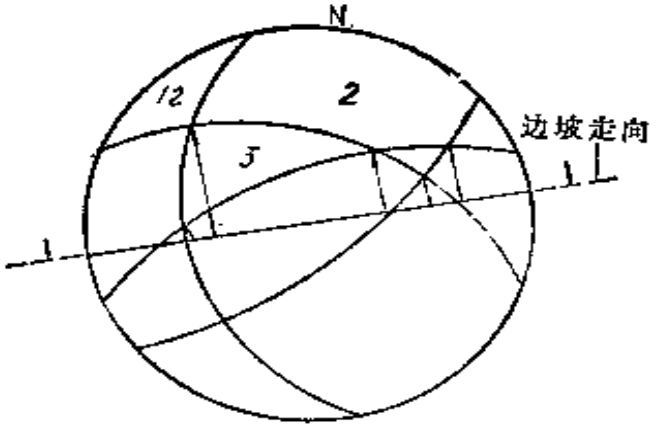


图5—11　使某滑塌体不在边坡出露的最大坡度角

由此可知，经过单滑面倾向g_1，双滑面交线倾向g_{12}投影点的同心圆所

代表的倾角，为任何走向边坡上均不出露该滑塌体g_i或g_{ij}的最大边坡角，图5—13中只画出了表示任何走向边坡上不出露单滑面3，双滑面12，23，34滑塌体的最大边坡坡度角。用这一方法，对露天矿坑边坡上滑塌体出露情况进行分析，可以很容易地作出判断。

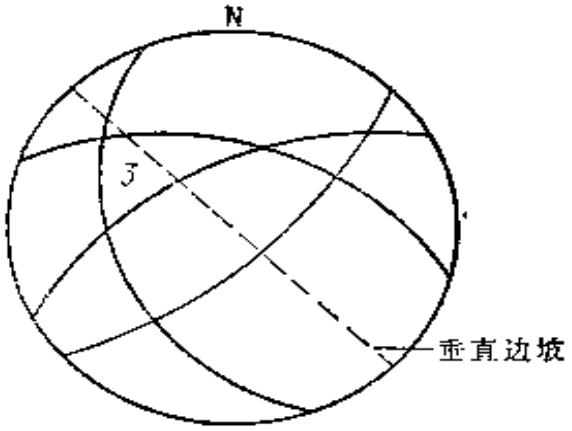


图5—12 使滑塌体3不在垂直边坡上出露的边坡方向

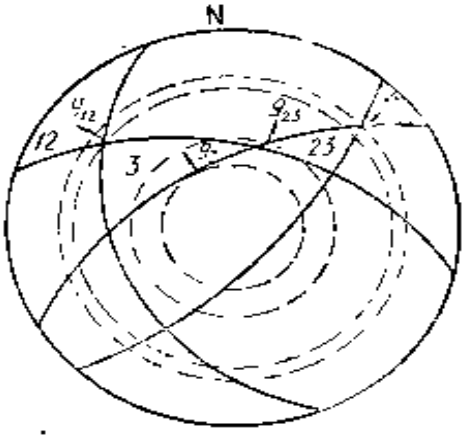


图5—13 任何走向的边坡上不出露某滑塌体的最大坡度角

（三）边坡稳定性分析的方法和步骤

仍以表5—1所列岩体结构面的产状为例，说明用赤平投影图进行节理岩体稳定性分析的方法和步骤。

1。 作出下半球赤平投影，标出g_i和g_{ij}。

如图5—10，a所示，作结构面组P_1，P_2，P_3和P_4的投影，标出单滑面的滑动方向g_1，g_2，g_3，g_4和双滑面的滑动方向g_{12}，g_{13}，g_{14}，g_{23}，g_{24}，g_{34}以及坠落方向g。

2。 标出坠落，单滑面，双滑面滑塌体的投影

如图5—10，a所示，标出所有滑塌形式（坠落，单滑面和双滑面）的投影；直接坠落投影区G，单滑面投影区1，2，3，4和双滑面投影区12，13，14，23，24，34。刚好把赤平圆内投影区全部标完，且互不重复。

3。 确定构成滑塌体的结构面和棱边

从岩体投影图（图5—10，a）中，可分析构成各类滑塌体的

结构面和相应的棱边。如坠落滑塌体由结构面P_1，P_2，P_3，P_4的下盘构成，其相应的棱边为g_{13}，g_{14}，g_{24}，g_{23}；又如单滑面滑塌体4由结构面P_1，P_2的下盘和P_4的上盘构成，其相应的棱边为g_{14}，g_{24}和g_{12}（因单滑面切割锥4的一部分在下半球，一部分在上半球。故在上半球的棱边的投影位于切割锥投影区4相对一侧的投影区内，即g_{12}，并需变为负号，以表示棱边方向是投影球心指向上）。全部分析结果均列入表5—2中。

滑塌体的构成 表5—2

滑塌体		滑塌方向	构成滑塌体的结构面				构成滑塌体的棱边					
			P_1	P_2	P_3	P_4	g_{12}	g_{13}	g_{14}	g_{23}	g_{24}	g_{34}
坠落	g	g	下	下	下	下		g_{13}	g_{14}	g_{23}	g_{24}	
沿单滑面滑动	1	g_1	上		下	下		g_{13}	g_{14}			$-g_{34}$
	2	g_2	下	上	上	下	g_{12}		$-g_{14}$	g_{23}		g_{34}
	3	g_3	下	下	上		g_{12}	g_{13}		g_{23}		
	4	g_4	下	下		上	$-g_{12}$		g_{14}		g_{24}	
沿双滑面滑动	12	g_{12}	上	上		下	g_{12}		$-g_{14}$		$-g_{24}$	
	13	g_{13}	上	下	上	下	g_{13}	g_{13}			$-g_{24}$	$-g_{34}$
	14	g_{14}	上	下	下	上	$-g_{12}$		g_{14}	$-g_{23}$		$-g_{34}$
	23	g_{23}		上	下	下				g_{23}	g_{24}	g_{34}
	24	g_{24}	下	上	下	上	$-g_{12}$	$-g_{13}$			g_{24}	g_{34}
	34	g_{34}	下		上	上		$-g_{13}$	$-g_{14}$			g_{34}

注：①“上”，“下”表示P_i面的上盘或下盘。②g_{ij}指向赤平面以上为（—），以下为（+）。

4。 计算各类滑塌体的稳定系数

假设各结构面的粘聚力为零或很小，在计算中不考虑，并且已知各结构面的摩擦系数，则各类滑塌体的稳定系数K值按下列各式确定：

坠落 $K=0$；单滑面 $K=\mathrm{ctg}\alpha_i\cdot\mathrm{tg}\varphi_i$；

双滑面

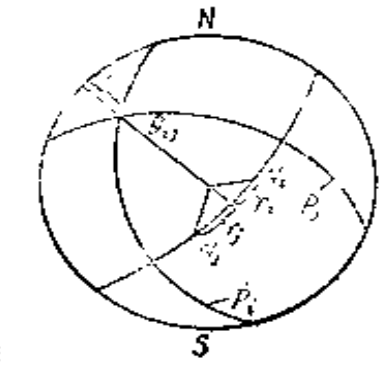
$$K=\frac{\cos\gamma_{ij}(\sin\gamma_i\cdot tg\varphi_j+\sin\gamma_j\cdot tg\varphi_i)}{\sin\gamma_{ij}\cdot\sin(\gamma_i+\gamma_j)}$$

式中 α_i——单滑面倾角；

γ_{ij}——双滑面交线的倾角；

γ_i、γ_j——双滑面交线的法线分别与P_i，P_j面法线的夹角。γ_{ij}，γ_i，γ_j均可从赤平投影图中求得，其方法和所求得的数值见表5—3。

双滑面滑塌体的γ_{ij}，γ_i，γ_j 表5—3

沿双滑面滑动的滑塌体	γ_{ij}	γ_i	γ_j	γ值在赤平投影图上的求法
12	17°	26°	34°	
13	30°	6°	54°	
14	25°	6°	67°	
23	36°	3°	51°	
24	30°	25°	65°	
34	15°	59°	68°	

如已测得该岩体各组结构面摩擦系数tg φ_i值，如表5—4所列按照单滑面，双滑面稳定系数的确定方法，便可得出各类滑塌体的稳定系数K值。见表5—5。

各组结构面摩擦系数 表5—4

结构面组编号	摩擦系数	结构面组编号	摩擦系数
P_1	0.70	P_3	0.60
P_2	0.85	P_4	0.60

各类滑塌体的稳定系数 表5—5

滑塌体	坠落	沿单滑面滑动				沿双滑面滑动					
	g	1	2	3	4	12	13	14	23	24	34
稳定系数 K值	0	1.21	1.09	0.35	0.22	2.89	1.26	1.75	1.18	1.77	5.00

5． 边坡岩体稳定性评价

在确定了各类滑塌体稳定系数的基础上，便可结合具体的岩体工程（如边坡），对节理岩体的稳定性作出评价。并可根据需要与可能进行边坡方向，坡度的选择。

如图5—10，b所示，边坡①的情况（坡度1：0.3，即坡度角73.3°），只有单滑面2，3和双滑面12的滑塌形式是在边坡临空面上出露的滑塌体。从表5—5可知，双滑面滑塌体12的稳定系数K值为2.89，处于稳定状态；单滑面滑塌体2的K值为1.09，属于基本稳定；仅单滑面滑塌体3的K值为0.35，将会产生滑动，需要采取相应的工程措施。

若将边坡坡度放缓至1：0.75(即坡度角53.1°)，如图5—10，b中虚线②所示的边坡坡度。由于边坡岩体的投影区与单滑面3滑塌体投影区相交，故单滑面3滑塌体不会在边坡上出露，因而整个边坡均是稳定的。

这一方法用来对节理岩体的稳定性分析是比较方便的。若能配合采用可在野外迅速确定结构面抗剪强度的方法（如巴顿粗糙度的方法等），便可简易而有效的对节理岩体的稳定性作出评价。

第二节 各类崩塌体稳定性检算的方法和典型实例

一、基本假设

1． 在崩塌发展中，特别是在突然崩塌运动以前，把崩塌体运动视为整体。

2． 把崩塌体的复杂的空间运动问题，简化成平面问题，即取单位宽度的崩塌体进行检算。

3． 崩塌体两侧和稳定岩体之间，以及各部分崩塌体之间均无摩擦作用。

二、各类崩塌破坏的基本图式，受力分析和稳定性检算

（一）倾倒式崩塌

倾倒式崩塌的基本图式如图5—14所示。从图（a）中可以看出，不稳定岩体的上下各部分和稳定岩体之间均有裂隙分开。一旦发生倾倒，将以A点为转点发生转动。在稳定性检算时，应考虑各种可能的附加力的最不利组合。在雨季，张开裂缝可能为暴雨充满，应考虑静水压力；Ⅶ度以上地震区，地震力的机率问题也可考虑。受力图式见图5—14，b。如果不考虑其它力，则崩塌体的抗倾覆稳定性系数K可按下式计算：

$$K=\frac{Wa}{f\cdot\frac{h_0}{3}+P\cdot\frac{h}{2}}$$

式中 f——静水压力，h_0为水位高，

γ_w为水的容重，

$$f=\frac{\gamma_w h_0^2}{2}；$$

W——崩塌体重量；

P——地震力，n为地震系数（据地震烈度查表）。$P=Wn$；

a——转点A至重力延长线的垂直距离，这里为崩塌体宽的一半。

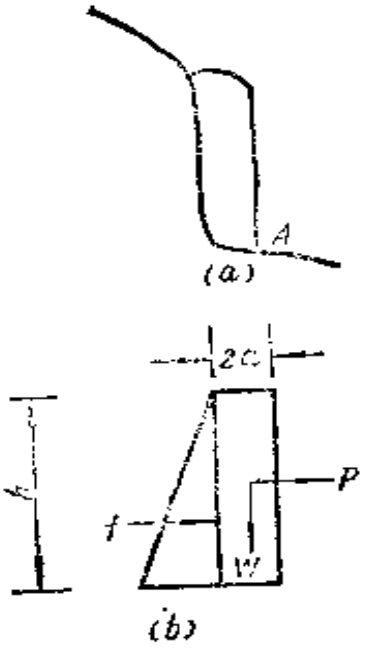


图 5—14

（二）滑移式崩塌

滑移式崩塌有图3—6所示的三种情况，分别表示平面破坏、楔形破坏和弧形破坏。这些崩塌体崩塌的关键在于起始的滑移是否形成。因此，可按滑动稳定检算。其方法详见有关岩质边坡稳定计算。

（三）鼓胀式崩塌

这类崩塌体下部较厚的软弱岩层常为断层破碎带，风化破碎岩体及黄土等。在水的作用下，这些软弱岩层先行软化，在上部岩体压力作用下，如果压应力大于软弱岩层的无侧限抗压强度，则软弱岩层将被挤出，即发生鼓胀。上部岩体可能产生下沉、滑移或倾倒，直至发生突然崩塌，其情况如图5—15所示。因此，鼓胀是这类崩塌的关键。所以，稳定系数可以用下部软弱岩层的无侧限抗压强度（雨季用饱水抗压强度）与上部岩体在软岩顶面产生的压应力的比值来计算：

$$K = \frac{R_{无}}{W/A} = \frac{AR_{无}}{W}$$

式中 W——上部岩体重量；

A——上部岩体的底面积；

$R_{无}$——下部软岩在天然状态下的（雨季为饱水的）无侧限抗压强度。

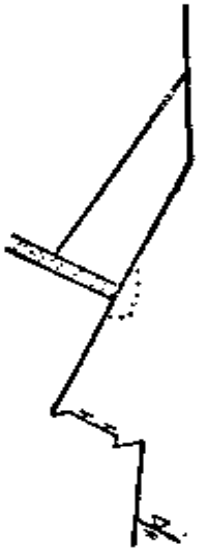


图 5—15

（四）拉裂式崩塌

拉裂式崩塌的典型情况如图5—16所示。以悬臂梁形式突出的岩体，在AC面上呈受最大的弯矩和剪力，岩层顶部受拉，底部受压。A点附近的拉应力最大。在长期重力作用与长期的风化作用下，A点附近的裂隙逐渐扩大，并向深处发展。拉力将越来越集中在尚未裂开的部位，一旦拉应力超过岩石的抗拉强度时，上部岩体就发生崩塌。因此，这类崩塌的关键是最大弯矩截面AC上的拉应力能否超过岩石的抗拉强度。故可以用拉应力与岩石允许抗拉强度的比值进行稳定性检算。

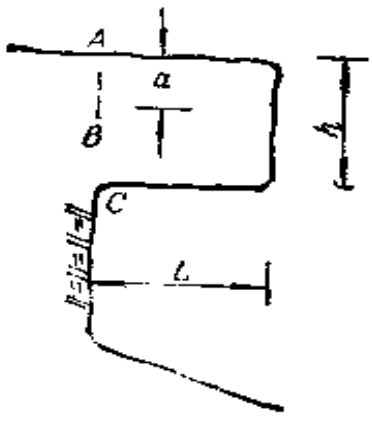


图 5—16

假如突出的岩体长度为l，岩体等厚，厚度为h，宽度为 1 m

（取单位宽度），岩石容重为γ。

当AC断面上尚未出现裂缝，则A点上的拉应力为：

$$\sigma_{A拉}=\frac{M}{I}y$$

式中 M——AC面上的弯矩，$M=\frac{l^2}{2}\gamma h$；

y——$\frac{h}{2}$；

I——AC截面的惯性矩，$I=\frac{h^3}{12}$；

γ——岩石的容重。

整理得

$$\sigma_{A拉}=\frac{3l^2\gamma}{h}$$

稳定性系数K值可用岩石的允许抗拉强度与A点所受的拉应力比值求得：

$$K=\frac{[\sigma_{拉}]}{\sigma_{A拉}}$$

如果A点处已有裂缝，裂缝深度为a，裂缝最低点为B，则BC截面上的惯性矩$I=\frac{(h-a)^3}{12}$，$y=\frac{h-a}{2}$，弯矩$M=\frac{l^2\gamma h}{2}$，则B点所受的拉应力为：

$$\sigma_{B拉}=\frac{\frac{l^2\gamma h}{2}\cdot\frac{h-a}{2}}{\frac{(h-a)^3}{12}}=\frac{3l^2\gamma h}{(h-a)^2}$$

稳定性系数 $K=\frac{[\sigma_{拉}]}{\sigma_{B拉}}$

（五）错断式崩塌

图3—13所示为错断式崩塌的一种情况，取图3—13中可能崩塌的岩体$ABCD$来分析，如图5—17所示，潜在崩塌体和稳定岩体

直接相连。如果不考虑水的压力、地震力等附加力，在岩体自重W作用下，与铅直方向成45°角的EC方向上将产生最大剪应力。如果CD高为h，AD宽为a，岩体容重为γ，则岩体$AECD$重量$W=a\ (h-\frac{a}{2})\ \gamma$，在岩体横截面$FOG$上的法向应力为$\gamma(h-\frac{a}{2})$，所以，在$EC$面上的最大剪应力 $\tau_{最大}$为$\frac{\gamma}{2}(h-\frac{a}{2})$。

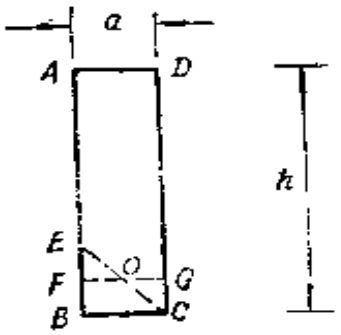


图 5—17

故岩体稳定性系数K值可用岩石的允许抗剪强度$[\tau]$与$\tau_{最大}$的比值来计算：

$$K=\frac{[\tau]}{Z_{最大}}=\frac{4[\tau]}{\gamma(2h-a)}$$

上述各类崩塌体的稳定性检算公式的建立，为潜在崩塌体稳定性的定量评价，提供了一个有效的途径。

三、稳定性检算的步骤

（一）潜在崩塌体边界条件的确定

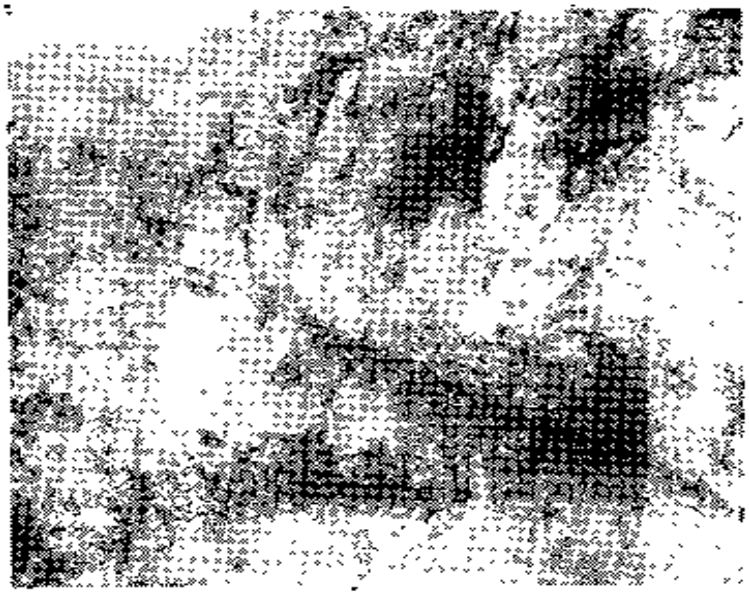
高陡边坡上的不稳定岩体，如果可能崩塌，我们首先关心的是潜在崩塌体有多大？它的形状？及其与稳定岩体的关系？总之，它的边界条件必须先解决。

在确定潜在崩塌体的边界条件时，可能有两种情况。一种是通过调查分析，边界条件比较容易确定，这种情况通常有明显而贯通的结构面把它和稳定岩体分开，如照片5—1所示的情况。再如，陡坡上常见的直立的板状和柱状岩体都属此种。第二种情况是潜在崩塌体的边界条件不易确定，通常有多组结构面相互穿插，而且没有特别明显而贯通的结构面。这就要先进行结构面的量测和统计，将结构面分组，得到如表5—1所示的结构面组的产状资料；然后，据此和边坡面的产状按本章第一节所述的赤平投影分析方法和步骤，找出在边坡上出露的不稳定的滑塌体，并弄

清构成该滑塌体的结构面和棱边。最后，根据延伸最远而且最软弱结构面的产状和实际测量，用边坡实体比例投影的方法，即可确定不稳定岩体的边界条件。

（二）崩塌类型的初步判断

在第四章中，我们把崩塌划分为：倾倒式崩塌，滑移式崩塌，鼓胀式崩塌，拉裂式崩塌和错断式崩塌五个基本类型。潜在崩塌体究竟可能发生哪一类崩塌？就要看它的形状和受力状态。这主要取决于切割潜在崩塌体结构面的组合情况。所以，软弱结构面的组合情况是判断崩塌类型的主要依据。图 5—18所示的潜在崩塌体是直立的板状或柱状的岩体。当岩层倾向山里，而且无倾向坡外的缓倾结构面，则岩体不致产生滑移崩塌。如果不稳定岩体为坚硬岩石，下部无软弱岩层或夹层，也不会产生鼓胀式崩塌。但是，在某些水平力的作用下，则可能发生倾倒崩塌。还有，岩体在风化营力作用下，下部断面可能逐渐变小，在重力作用下，下部岩体可能被剪断，所以，也可能发生错断式崩塌。对这样的潜在崩塌体就要同时进行两种检算，即倾倒崩塌和错断崩塌两种检算。再如，当陡坡上的岩体被多组软弱结构面切割时，其中有一组或两组以上结构面



照片 5—1

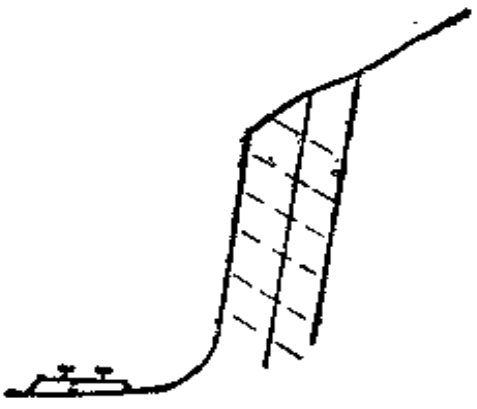


图 5—18

倾向坡外时，而且倾向坡外的结构面平滑或有粘土质风化物充填时，则岩体可能产生滑移，导致滑移式崩塌。这时则应进行滑移式崩塌检算。如果陡坡上不稳定岩体具有几种崩塌的可能，则对各种可能性都应进行检算，然后进行比较，以便确定最危险的崩塌形式及其稳定性。

（三）稳定性检算

1。 失稳因素分析及其最不利组合

潜在崩塌体的失稳因素及其最不利组合情况，主要取决于工程地质条件，气象水文条件，不稳定岩体的结构构造、形状及其可能的崩塌类型。一般来说，都应根据具体情况进行具体分析。如对上述板状、柱状岩体的倾倒式崩塌来说，失稳因素主要有动水压力、静水压力和地震力等。动水压力和静水压力值在雨季中长期大雨或暴雨时可能达到最大值。静水压力最大值可用崩塌体后裂缝全为雨水充满来考虑。而地震力可按本区地震烈度划分情况决定。最不利组合是按失稳因素同时发生作用来考虑。

2。 公式和参数的选择

公式和参数的选择是崩塌稳定性计算的十分重要的一步，如果选择不当，会使计算失去意义，相反，如果选择合理，可为设计提供可靠依据。公式和参数的选用主要决定于崩塌的类型，崩塌的类型不同选用的公式和参数也不同。常用的岩石物理力学参数有：岩石的容重，岩石的抗压强度，抗剪强度，抗拉强度，软岩的天然状态下的无侧限抗压强度（或饱水无侧限抗压强度），软弱面的抗剪强度等。这些参数如果能取样试验，都应实测确定。如果不能实测，而有经验数据参考，可选用相似条件下的数据和参数。当只作估算时，可据有关的物理力学指标，查工程地质手册确定。

3。 稳定性计算

把选定的参数和有关数据代入相应的公式，即可求出稳定系数。

（四）比　　较

潜在崩塌体如果有发生几种类型崩塌的可能，对每种可能都

应进行检算，检算后应进行分析对比。一般情况下，如果公式和参数选择正确，分析合理，计算出来的稳定系数K值小的，稳定性差，K值大的稳定性相对较好。故K值最小的那种崩塌类型最易发生，所以，在整治中首先应加以考虑。

三、几个检算实例

1. 宝成线$K341+418$处的潜在崩塌体

（1）边界条件

该潜在崩塌体由厚层斑纹状石灰岩组成，岩层倾向山里，边坡顶部有三条长大裂缝，如图5—19所示。它们均由卸荷裂隙发展而成，其中以离坡面最远的一条最长，它和坡面、坡顶把岩体切割成上宽下窄近似直角梯形体。高20m，上宽5m，下宽1 m。裂缝最宽处约5～10cm，其贯通性好。岩体$ABCD$即为潜在崩塌体。

（2）可能的崩塌类型

潜在崩塌体$ABCD$全由坚硬灰岩组成，无倾向坡外的软弱面，岩体无悬空情况。因此，不可能产生鼓胀式崩塌，滑移式崩塌和拉裂式崩塌。但岩体横向稳定性差，在水平力作用下，如雨季长期雨水灌满裂缝，产生静水压力，又在地震力同时作用下，就有可能产生倾倒式崩塌。另外，因岩体下部断面小，上部岩体重量大，再加上风化营力的不断作用，可能产生错断式崩塌。对这两种崩塌可能都应进行检算。

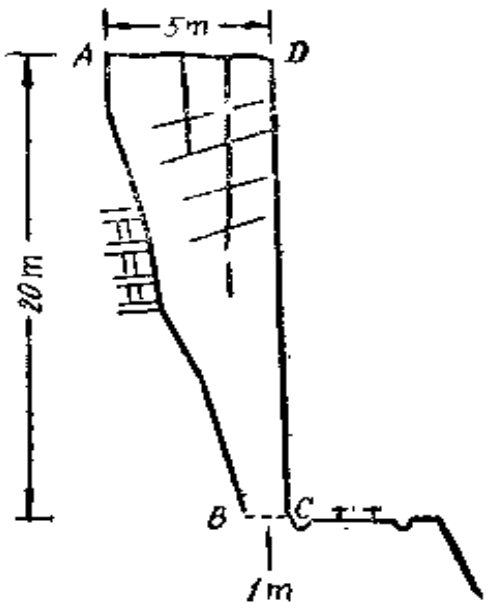


图 5—19

（3）两种崩塌可能的检算

① 倾倒崩塌的检算

静水压力和水平地震力是岩体倾倒的主要外力，而稳定力主要为重力。设静水压力作用方向水平，作用点在$\frac{1}{3}$水柱高处。

AB裂缝张开，无粘土充填，所以AB面上无粘着力。设倾倒时绕点C发生转动。据上节各类崩塌稳定性计算公式，倾倒式崩塌的检算公式为：

$$K=\frac{Wa}{f\cdot\frac{h_0}{3}+P\cdot\frac{h}{2}}$$

式中 W——潜在崩塌体重量，岩石容重$\gamma=27\text{kN/m}^3$，V为单宽体积，岩体高$h=20\text{m}$，$W=V\gamma=(5+1)\times20\times\frac{1}{2}\times27=1620\text{kN}$；

h_0——水位高$=10\text{m}$（考虑裂缝张开，侧面外露，充水高度只为裂缝高的一半）；

f——静水压力，$f=\gamma_w\cdot\frac{h_0^2}{2}$；

n——地震系数，本区地震烈度为Ⅶ度，查表可知，$n=0.1$；

a——是C点到重力延长线的垂直距离，经简单运算$a=1.72\text{m}$。

把这些数据代入上式得：

$$K=\frac{1620\times1.72}{10\times\frac{10^3}{6}+162\times\frac{20}{2}}=0.848$$

这是在长期大暴雨又值发生地震时的情况下的稳定性。如果单独考虑静水压力或地震力，稳定系数K值将分别为1.67和1.72。

② 错断崩塌的检算

图5—20是宝成线K341可能发生错断崩塌的图式。这种情况下重力是主要失稳因素。潜在崩塌体为上宽下窄的直角梯形，AB为倾斜面，其坡度为1：0.2（坡度角78.69°），表面较粗糙，早季摩擦力较大，雨季长期大雨时裂缝中充水，其摩擦系数将大大降低，为偏于安全，假设摩擦系数为零。

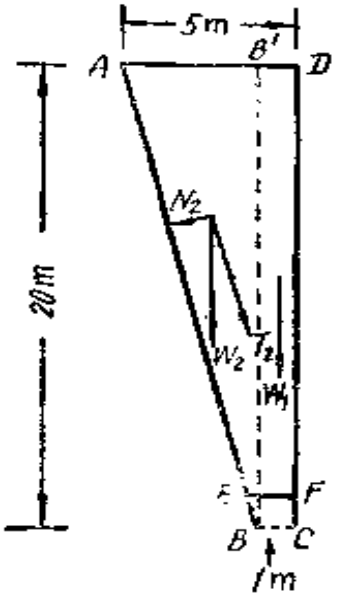


图 5—20

过直角梯形的点B作CD的平行线，交AD于点B'，把直角梯形分成两部分。矩形$BCDB'$的自重$W_1=27\times20\times1=540\text{kN}$，$W_1$垂直作用在$BC$面上；直角三角形体$ABB'$的重量$W_2=27\times\frac{1}{2}\times20\times4=1080\text{kN}$，$W_2$分解为垂直$AB$的法向力$N_2$和平行于$AB$的切向力$T_2$，$T_2=W_2\sin78.69°=1059\text{kN}$。为了计算简便，假定岩体下部$EBCF$是正方形($BC=CF=FE=EB$)，并假定$T_2$垂直作用于$BC$上。所以，作用在$BC$面上的总压力$P=540+1059=1599\text{kN}$。将在$EC$面上产生最大剪应力，$EC$面积近似为$1.4142\text{m}^2$，所以，

$$\tau_{最大}=\frac{1}{2}\times\frac{1599}{1.4142}=565\text{kPa}$$

据前面错断式崩塌的稳定系数$K=[\tau]/\tau_{最大}$。(τ)可实测，也可查铁路工程地质手册大致确定。因岩石为坚硬石灰岩，$\gamma=27\text{kN/m}^3$，最大极限抗压强度R取10700kPa，容许抗剪强度$[\tau]=0.06\sim0.15R$，因岩石节理较发育，取$[\tau]=0.07R$。

$[\tau]=0.07\times10700=749\text{kPa}$

$$K=\frac{749}{565}\approx1.33$$

(4) 分析比较

倾倒崩塌检算是考虑长时间大暴雨和地震同时发生的情况，$K=0.848$。这种情况的机率很小，并且当发生微小倾倒变形后，静水压力将因水位急剧下降而大大降低，变形即会停止。如果单独考虑静水压力或地震力，K值分别为1.67和1.72。可见，如无大暴雨和强地震同时发生的最不利组合，该处潜在崩塌体不致产生倾倒崩塌。

而据错断崩塌检算$K=1.33$，这种情况没有考虑其它因素的作用，如静水压力，地震等。此外，因风化作用的不断进行，其下部断面可能不断变小，K值也会变小。故潜在崩塌体发生错断式崩塌是可能的。因此，加固岩体下部坡脚是增强稳定性的有力措施。铁路局已采用浆砌片石护墙加固该处坡脚，可见此措施是

正确的。上述检算是符合实际情况的。

2. 宝成线K215＋743潜在崩塌体

（1）边界条件

该潜在崩塌体是由石灰岩组成的探头岩体，体积约为 5×5×4（m³），断面形式如图5—21所示。潜在崩塌体$ABCD$的断面形状近似于等腰梯形。为了计算方便，假定它是等腰梯形，AD、BC为下底和上底，分别为5m、4m，AB和CD为两腰，高等于4m。潜在崩塌体过AD平行于线路方向的剖面上取一单位宽度（1m）的长方形计算。从A点向下有拉张裂缝，已发展到E点，AE深约1.0m。很显然，这个潜在崩塌体可能的崩塌类型应为拉裂式崩塌。

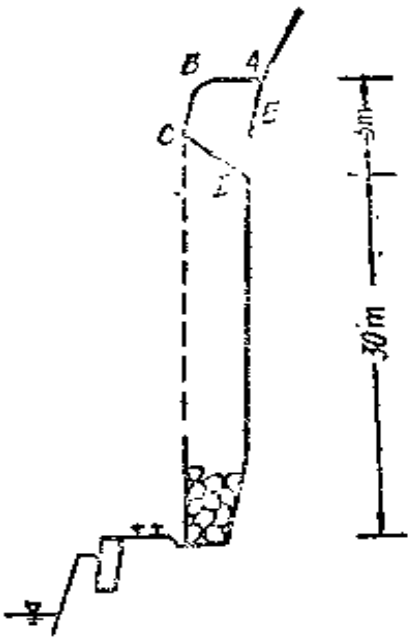


图 5—21

（2）稳定性计算

经过简单的运算可知，梯形$ABCD$的面积，$F=\frac{1}{2}(5+4)\times 4=18\text{m}^2$，它的形心到$AD$的距离 $L=\frac{16\times 2+2\times\frac{4}{3}}{18}=1.93$ m。该处岩石为节理裂隙发育的石灰岩，查铁路工程地质手册得容许抗拉强度$[\sigma_{拉}]=500\text{kPa}$。

为了计算简单，我们假设潜在崩塌体为截面是矩形的悬臂梁，并假设AD是铅直向的。则AD截面上的弯矩$M=1.93\times 18\times 1\times\gamma$，$E$点的拉应力$\sigma_{E拉}=\frac{M\cdot y}{I}$，截面惯性矩$I=\frac{(h-a)^3}{12}$，

式中 h——崩塌体在AD面上的高，$h=5\text{m}$；

a——AD面上裂缝的深度，$a=1.0\text{m}$；

$$y=\frac{h-a}{2}=\frac{5-1}{2}=2\text{m};$$

γ——岩石容重，$\gamma=27\text{kN/m}^3$。

$$\sigma_{E拉}=\frac{M\cdot y}{I}=\frac{1.93\times18\times27\times2}{\frac{(5.0-1.0)^3}{12}}=351.74\text{kPa}$$

$$K=\frac{[\sigma_{拉}]}{\sigma_{拉}}=\frac{500}{351.74}=1.422$$

值得注意的是，这个计算未考虑地震和机械震动的影响，也未考虑裂缝AE向深处发展。当裂缝向下发展，a值增大到1.5m，则K值下降到1.09。再遇地震，大雨或冰劈作用等最不利组合情况，该岩体完全可能发生拉裂式崩塌。铁路局在此已修建支顶墙，防止不稳定岩体的崩塌。

3. K313+952潜在崩塌体

(1) 边界条件

该处为厚层白云质灰岩，节理和岩溶发育，边坡陡立，高约21m。该段岩体发育有两组构造节理，一组倾向线路，走向N145°，倾角42°；另一组为直立节理，和线路走向近于平行。由于受这



照片 5—2

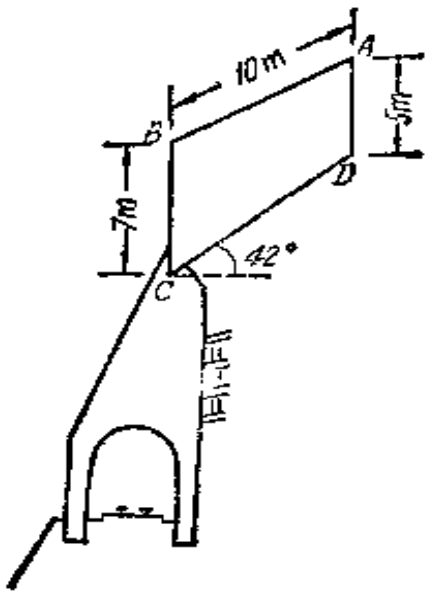


图 3—22

两组节理切割，边坡上部有一块近于梯形的潜在崩塌体$ABCD$（见照片5—2和图5—22）。该岩体局部悬空，倾向线路的节理张开，贯通性好，节理面较平整，无泥质充填，倾角42°。潜在崩塌体可能产生滑移式崩塌。

（2）稳定性计算

滑移式崩塌的稳定性可按抗滑稳定计算，这是大家熟悉的。滑面倾向线路，倾角42°，为单滑动面。滑面无泥质充填，较平整，其抗剪强度指标值C可近似看成零，φ值据现场摩擦试验，取φ = 50°。

$$K = \frac{W\cos 42° \cdot \mathrm{tg}50°}{W\sin 42°} = \frac{\mathrm{tg}50°}{\mathrm{tg}42°} = 1.32$$

该值未考虑地震力和水的压力等作用。如果考虑Ⅷ烈度的地震，K值降到1.20，再考虑水的作用，K值将更降低。可见该岩体不够稳定，需要防治。因该处地形狭窄，在明洞顶上建支顶墙，以便维持潜在崩塌体的稳定。

从上述三个潜在崩塌体稳定性检算的实例可以看出，本节所提供的计算途径可以进行各类潜在崩塌体的稳定性检算，检算方法和步骤也是可行的，计算结果基本上符合实际情况。

第六章　落石及其计算

落石在山区铁路的高陡路堑边坡地段到处可见，它发生突然，频率高，防不胜防。例如，宝成线大滩—军师庙之间的K307＋100～K308＋720仅1.62km的范围内，从1961年—1981年二十年间，就发生较大落石共46次，多次砸坏轨道、列车和输电网，造成停车事故。据全国铁路的不完全统计，每年发生落石达数千次，给人民生命财产造成巨大损失。因此，研究落石规律，制订防治措施，不仅有理论意义，而且具有巨大的经济价值。

第一节　落石的影响因素

落石有些与崩塌的形成条件和影响因素类似，本章不再重复。但落石与崩塌不同，在影响因素上还有自己的特点。突出表现在：落石本身的大小、形状及其坚硬程度；边坡（或山坡）的高度、坡度、坡形；坡面组成物质及其表面起伏程度，覆盖层及植被等，都对落石的影响很大，这些因素往往决定了落石的速度，落石运动轨迹。本节仅对上述几点进行讨论。

一、落石本身的大小，形状及其坚硬程度的影响

（一）石块大小对落石的影响

为了研究石块大小对落石速度的影响，我们在宝成线雁门坝--褚的已废弃的铁路边坡上做过多次滚石试验，下面把其中一次试验情况介绍如下。

试验斜坡为半填半挖的碎石（夹少量土）路堤斜坡，平均坡度47°，斜坡长63m，表面无大起伏。其断面如图6—1所示。斜坡表面以石灰岩碎块为主，其块径大小多在3～10cm，为了消除石块形状的影响，试验用的石块尽量采用方形，使其长、宽、高大致

相等，石块大小采用了边长分别为4，6，7，8，10，15，20，25，50，70cm共十种近似立方体的岩石，共120余块。试验时把岩石立于斜坡肩部，令其自然倒下，看其滚动，弹跳情况，并记录落于坡脚水平面的时间。各种石块试验情况记录于表6—1中。

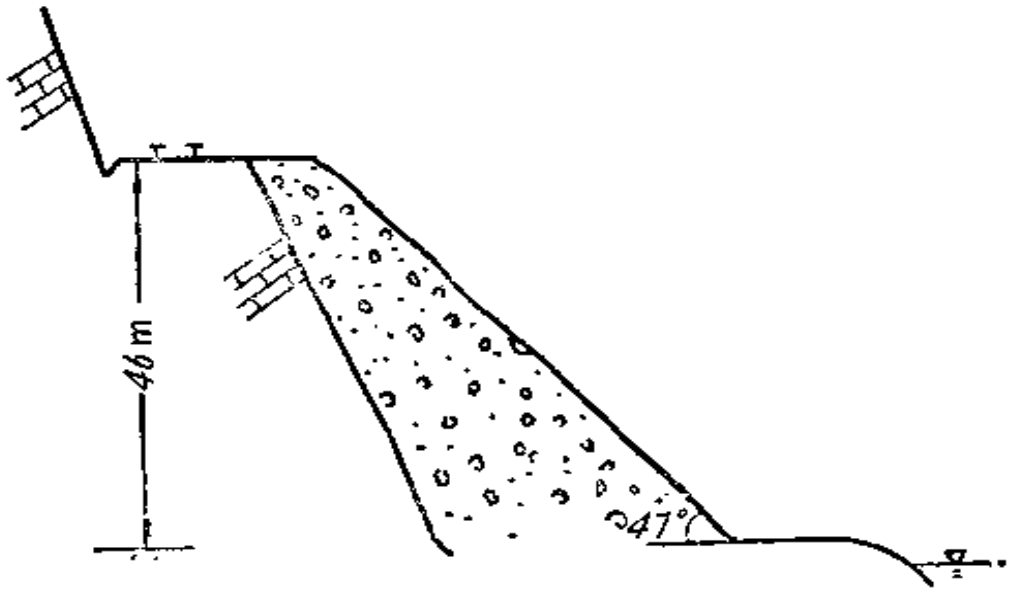


图6—1　试验断面

从表中可以看出，石块尺寸小于7×7×7（cm^3）时，一般

石块大小对落石速度的影响　　表6—1

石块尺寸（cm）	滚落距离	落到坡底的平均时间（s）	滚落的特征
4	滚落14～30m		滚动为主，很少跳跃
6	26～38m		滚动间跳跃
7	34～63m	13	滚动间跳跃
8	滚落到坡底	12	滚动间跳跃
10	落于坡底	9.4	跳跃明显
15	落于坡底	8.4	跳跃为主
20	落于坡底	7.9	跳跃为主
25	落于坡底	7.8	跳跃为主，方向有偏转
50	落于坡底	5.8	跳跃为主
70	落于坡底	5.8	跳跃为主

滚落不到坡脚，在斜坡中间因受阻而停止。从边长为4→6→7cm的石块来看，尺寸越大，滚落距离越长。尺寸大于7×7×7（cm^3）的石块，如8×8×8（cm^3）以上的石块都能滚落到坡底，而且（边长从8～50cm）石块越大，其跳落距离越大，落于坡底的时间越短。边长50cm和70cm的石块滚落到坡底的时间相同。石块大小与落石时间的关系可用图6—2表示。

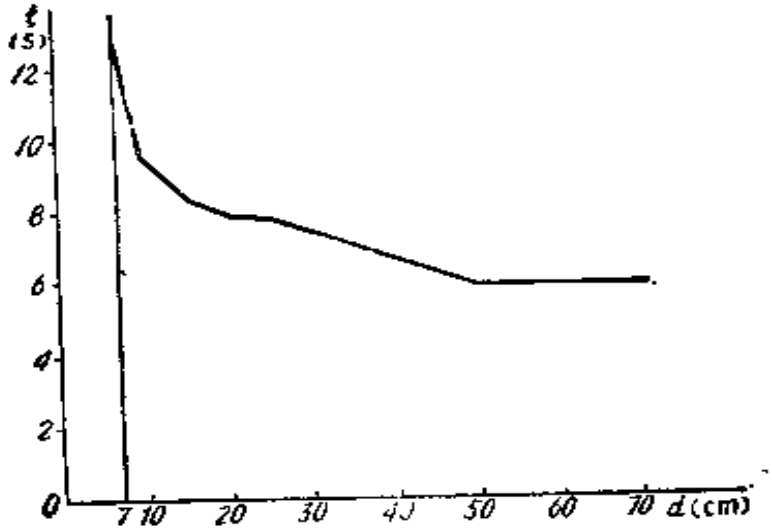


图6—2　石块尺寸大小与落石时间关系

从上述试验资料可知，边坡的坡度一定，坡面物质一定，坡面有一定粗糙度时，当岩石块体很小时（在上述试验中，当岩块边长小于7cm时），岩块向下滚落过程中，所受的相对阻力（岩块重力与阻力之比）较大，所以小岩块不易滚落到坡底。当岩石块体逐渐增大时，岩块向下滚落间跳跃，相对阻力减小，岩块向下滚落的速度因而增加，所以落到坡底的时间逐渐缩短。当岩块大到一定程度（上述试验中，大到50cm时）以后，当岩块再增大时，落到坡底的时间则大致相等。这是由于当岩块较大时，向下滚落是以弹跳为主，主要受重力加速度控制的缘故。

（二）石块形状对落石的影响

岩质边坡上的岩体，在各种结构面的切割下，形成大小不等、形状各异的岩石块体。其中大多数属于不规则的块状。较常见的

有，三向尺寸不等的块状，三向尺寸大致相等的方块状，一向尺寸比例很小的板状，一向尺寸比例较大的柱状及锥状，楔状，球状等。

一般来说，球状和方块状岩石块体，从边坡（或山坡）向下滚落时，易于滚动，阻力较小，速度较快，常产生弹跳。而板状、柱状、楔状岩石块体则沿边坡滑动，故阻力较大，常停于平缓或低洼的半坡上。

另外，板状、柱状岩块，刚开始向下滚落时的方向（即初始状态）对滚落速度有很大影响。我们在前述的试验断面上，用四块板状岩石进行了方向不同的滚落试验，其情况如表6—2所示。

由此可见，岩块形状不同，其滚落速度不同。各向不等长的岩块其滚落方向不同，滚落速度也不同。

板状岩石以不同方向向下滚落的试验 表6—2

尺寸（cm）	形状	滚落方向	滚落到坡底时间（s）	运动情况
12×10×4.5	扁平状	扁平方向垂直坡面	9.4	跳跃
11×10×4	扁平状	扁平方向垂直坡面	8.7	跳跃
12×10×4.5	扁平状	扁平方向平行坡面		滑动，停于坡肩下11m处
10×11×4	扁平状	扁平方向平行坡面		滑动，停于坡肩下8m处

（三）岩块坚硬程度的影响

当石块的大小，形状基本相同时，如果石块的坚硬程度不同，在沿同一岩质边坡向下崩落的过程中，其运动情况和速度是不同的。坚硬岩石在向下滚落的过程中，在与边坡岩体碰撞时，由于本身坚硬，不易产生破碎等永久变形，故反弹力较大，石块弹跳得较高较远，因此运动速度较快。相反，较软易碎的岩石，在向下滚落时，与边坡岩体碰撞的过程中，本身易碎，易于产生较大的永久变形，消耗部分能量。它与边坡岩体碰撞的时间相对较长，据动量定理，$F \cdot \Delta t = m \cdot \Delta V$。外力作用时间$\Delta t$越长，其反弹力$F$越小。因此，较软易碎岩石在弹跳过程中，反弹力相

对较小，弹跳的高度和距离相对较小，运动速度相对较慢。

上述情况已为我们在宝成线的试验所证实。试验是在雁门坝河对面，已废弃的混凝土勾缝的石砌吊沟中进行，吊沟表面粗糙，无草生长。用坚硬的石英砂岩，石灰岩，较软的绿色泥质砂岩和页岩四种岩石进行试验。这四种岩石的大小和形状基本相同，我们测量了它们平均滚落到沟底的时间，并记录了滚落特征，情况如表6—3所示。

岩石坚硬程度对落石速度的影响　　表6—3

岩　　石	平均滚落时间（s）	滚落特征
石英砂岩	4.2	以跳跃为主，无破碎
石灰岩	4.4	以跳跃为主，极少破碎
泥质砂岩	4.7	岩石有破碎现象
页　　岩	5.9	岩石破碎严重

二、落石与山坡（边坡）高度，坡度，坡形的关系

（一）落石与山坡高度的关系

当山坡坡度不变时，山坡高度越大，石块本身所具有的势能越大，岩块崩落到坡底时的速度也越大。山区铁路沿线往往在岩质边坡以上，有很高的山坡，从高处滚落下来的岩块速度一般都很高，危害较大。

（二）落石与山坡坡度的关系

根据苏联H.M.罗依尼什维里等的野外试验以及我们在宝成线的试验，对块石滚落情况的观察和测量的结果。按山坡坡度和块石滚落的情况，将山坡划分为三种。

1. 减速运动的缓山坡

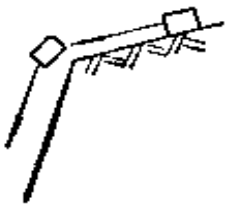
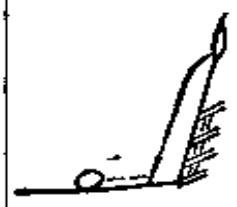
山坡坡度由0°至30°，为块石滚落的减速运动坡。在这种山坡上，只有具一定初速度的岩块才能运动，但运动速度将逐渐减

小，如果山坡足够长时，将使岩块运动终止。即使开始做跳跃运动的岩块也会逐渐使跳跃转为滚动，最后达到静止。

2. 加速运动的陡山坡

坡度由30°至60°，为块石崩落的加速运动坡。沿这种山坡即使是没有初速度的球形岩块也能运动，而且运动速度是逐渐加大的。一般方形块石在这种山坡上运动，刚开始时是滚动，随着滚动速度的增大，块石将产生跳跃，而且跳跃的距离随速度的增大而增大。从陡崖上崩落到此种山坡上的岩块，一般是连续跳跃式

简单边坡坡形及其与块石崩落情况的关系 表6—4

坡形	常见的边坡组合情况	块石运动的图式	块石崩落的特点
凸形坡	缓山坡和极陡山坡组成的凸形坡		缓山坡上的块石在一般情况下，不致产生块石运动，只有在连续大雨时，块石随松散堆积物一起产生滑动，最后沿极陡坡崩落而下
	陡山坡和极陡山坡组成的凸形坡		块石在陡山坡上开始运动时，多是滚动，并且速度不断增加，当斜坡较长时，还可能产生跳跃，最后，到变坡点开始坠落而下
凹形坡	极陡山坡和缓山坡组成的凹形坡		极陡山坡常是产生块石坠落之处，崩落的块石常是自由坠落 遇到缓山坡之后，产生强烈碰撞，能量迅速衰减，速度显著变慢，如缓山坡较长 块石逐渐停止运动
	极陡山坡和陡山坡组成的凹形坡		从极陡山坡上坠落下来的块石，碰撞到陡山坡之后，虽然速度有所减慢，但仍会以较高的速度向下弹跳，而且弹跳速度和弹跳距离将不断增加。

向下崩落。只有遇到长大缓坡段或局部遇到障碍时，才能减速，最后到停止运动。

3.自由坠落的极陡山坡

坡度由60°至90°，为块石崩落中的跳跃自落坡，在这种山坡上，向下崩落的岩块运动不会停止，而且具有明显的自由落体的运动性质，岩块撞击山坡岩体的次数很少，撞击次数随山坡高度、坡度以及突出部位的多少而有所不同。

（三）山坡坡形与块石运动的关系

1． 简单边坡坡形及其与块石崩落情况的关系

常见的简单边坡坡形有凹形坡和凸形坡。坡形不同，块石崩落运动的情况不同；就是同属凸形坡或凹形坡，由于山坡的组合情况不同，块石崩落的情况也不同。现把山区铁路最常见的简单坡形与块石崩落情况的关系列成表6—4。

边坡组合形式不只表6—4中所列的几种，如还有缓山坡和陡山坡组成的凸形坡，陡山坡和缓山坡组成的凹形坡等。但块石运动特点和表6—4中所列的几种情况相类似。

2． 山区铁路最常见的复合式坡形及块石运动的特点

山区铁路岩质边坡以上，常有很长很高的自然山坡。边坡和自然山坡连在一起，构成一个由凹形坡和凸形坡组合而成的复合坡形，其断面形式如图6—3所示。这种复合式坡形由三段斜坡组成，由下而上，第一段AB为人工开挖的边坡，其高度从数米至数十米不等，铁路岩质边坡多数不超过40m，坡度多数大于45°。边坡坡肩（B点）以上为天然山坡，第二段BC多数从30°～60°，再往上是第三段（CD），此段坡度一般较大，坡度多50°～90°，其高度由十数米至数十米，甚至达百米以上。

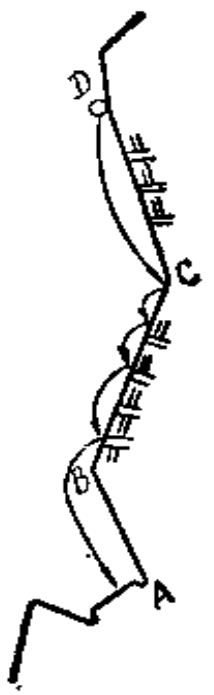


图 6—3

这种坡形，在第一段AB上，崩落下来的石块

往往直接坠入到路堑底，对行车有直接威胁，但由于边坡一般不高，边坡容易检查和防护，因此AB段上的危岩便于防治。在第二段BC段上，为较缓的天然山坡，除有个别孤石和一定深度的坡积物之外，一般无大块危岩，所以从此段滚落下去的块石较少。最危险的是第三段CD，此段往往是突出裸露的基岩，这段岩石节理裂隙发育，最易发生块石向下崩落，此段位置高，势能大，一旦发生落石，其崩落速度高，对行车威胁最大。如宝成线老鸦崖一段，都属于这种坡形，危岩多出自于第三段。如图6—4是K313＋430的危岩断面，此断面上的岩石为震旦系灰白色厚层块状白云质灰岩。危岩$1.8\times3.0\times3.5=19m^3$，后面裂缝宽度20～30cm，上下已贯通，处于极不稳定状态。再如，1981年雨季宝成线军师庙车站，从高出路基面200m的山坡陡崖上崩落下来一块$1.85m^3$的落石，砸在164次旅客列车上，落石穿透车厢，造成了伤亡事故。落石也出自上述第三段。

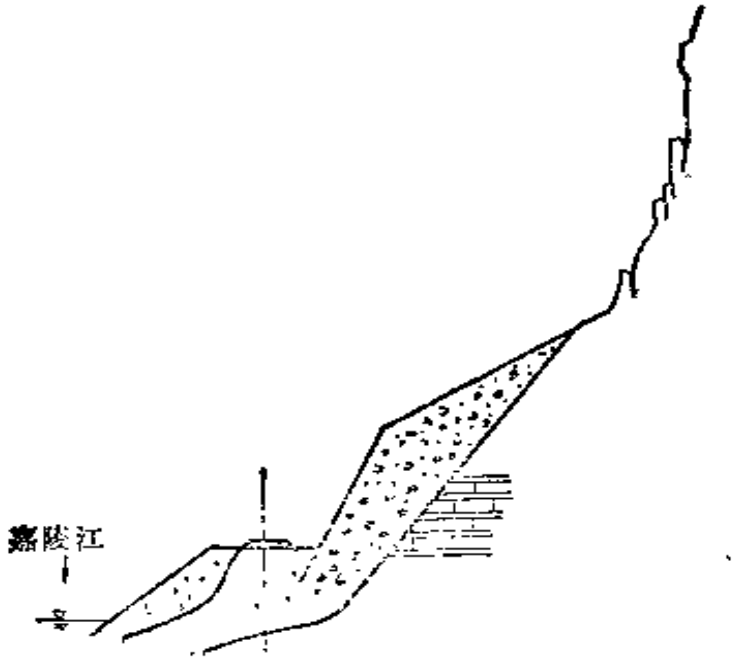


图6—4　宝成线K313＋430危岩断面

三、落石和其它因素的关系

（一）边坡的物质组成对落石速度的影响

在宝成线我们选了两个组成物质不同边坡（一个是较坚硬的岩质边坡，一个是风化岩石边坡），但边坡的其它条件（坡度、坡长、平整程度等）相似。用同样大小、同样形状的岩石做滚石试验，结果是岩质边坡上块石滚落速度大于风化岩石边坡的速度。原因是较坚硬的岩质边坡硬度较大，在块石和坡面碰撞时，两者变形小，作用时间短暂，反弹力大，块石滚落速度就大；相反，风化岩石边坡较松软，碰撞时，变形较大，作用时间稍长，反弹力较小，块石滚落速度就相对较小。如果边坡上覆盖着松散堆积物，块石滚落速度将会更小。

（二）边坡起伏度对落石的影响

所谓边坡坡面的起伏度，是指坡面凹凸不平的程度，起伏度的大小直接影响石块运动的速度。前面在图6—1所示的试验中，已谈到，试验断面上4～7cm的碎石，一般不能滚落到坡底；而大于8cm的石块都能滚落到坡底。我们还在另一处由大块石组成坡面，边坡其它条件（坡度、坡长等）类似，由于起伏度较大，在这个边坡上作滚石试验，块石滚落速度相对降低；而且石块边长小于15cm的都不能滚落到坡底。而边长大于20cm的石块大多能滚落到坡底。这就说明，当边坡坡度一定时，起伏度大的阻力大，能沿坡滚到坡底的最小石块边长大。面起伏度小的阻力小，能沿坡滚到坡底的最小石块边长相对较小。

此外，边坡上的植被生长情况对落石也有显著影响。

第二节　落石的分类

一、按落石的初始运动状态和成因的分类

为了研究落石的形成机理，并对它进行有效的防治，有必要研究落石的分类。根据大量野外的调查资料，按落石的初始运动状态和成因对落石进行两级分类，有利于研究落石的形成机理，和有针对性地采取整治措施。

按落石的初始运动状态可将落石划分为：转动式，滑移式，

直落式三种。

（一）转动式落石

这种落石的特点是岩石块体在外力作用下，以某一点为转点，发生转动，导致它离开平衡位置而失稳。这种落石又可按成因分为以下两个类型。

1。倾倒型落石：陡峻斜坡上的岩体，如有直立构造节理、岩层面、卸荷裂隙等切割时，个别岩石块体常直立于陡坡上。如图6—5所示。这种岩块在震动力（如列车震动，地震力），冰劈作用，动静水压力及风化等营力的作用下，会逐渐向外倾倒，并最后导致发生倾倒型落石。

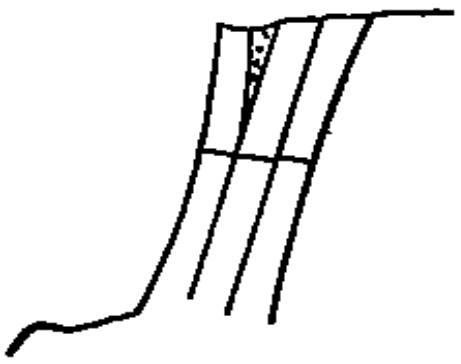


图 6—5

值得特别提出来的是风化作用和“土石的楔入作用”，对某些倾倒型落石的产生具有重要的意义。如在宝成线丁家坝至大滩之间，在K300＋500处的山坡上，有如图6—6所示的危岩，体积6×3×1 cm³），有逐渐向外倾倒的趋势。稳定岩体和危岩之间裂缝宽30 cm，裂缝下部有细粒土加碎石充填，中部有直径约20cm的石块楔入，上面架着一块危石，这种现象的产生是有一个发展过程的。危岩和稳定岩体之间的裂缝刚开始是很小的。随着气温的变化，裂缝宽窄是有变化的，冬季温度低，危岩和稳定岩体都向自己的中心收缩，故裂缝加宽，这时泥砂、碎石就会见隙而入，填入裂缝。夏季气温高，岩石膨胀，向山侧无膨胀空间，危岩只能向外膨胀，并产生微量外移，冬季又收缩，使裂缝进一步加宽。故裂缝中可能有更大一点石块充填进来，如此周而复始地作用，危岩就会逐渐外移，并发生倾倒，一旦重心移出坡外，倾倒型落石即会产生。



图 6—6

2。 掏蚀型落石：在地形陡峻的山区，往往有坡积物或重力堆积物位于路堑边坡之上，这些堆积物一般分选性差，在细粒堆积物中常含有巨大岩块。雨季，在雨水局部片流的作用下，岩块下部松散堆积物逐渐被掏蚀，使大块石悬空，发生转动导致失稳，见图6—7。

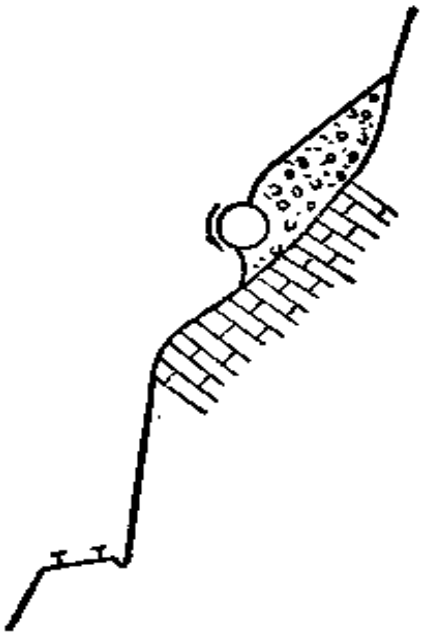


图 6—7

如宝成线K209＋609处，1981年大雨时，使松散堆积物下部波掏蚀，滚下一块数十立方米的巨石，造成小桥堵塞。

（二）滑移式落石

1。 滑移型：被结构面切割成块体状的岩石，沿一组或两组倾向临空面的缓倾结构面向下滑移，从而导致岩石块体崩落，这是常见的落石类型。

2。 溜坍型：位于松散堆积物上的大块石，在长时间雨水的浸泡下，堆积物强度大大降低，土体就会向下移动，而产生溜坍。大块石也随之向下移动，在陡坡移动一段距离之后，便脱离溜坍的土体，而单独向下滚落，形成落石。这种类型的落石在陡峻的堆积物斜坡上常常发生。如宝成线朝天—观音坝间K323＋185处，在1983年雨季，由于天沟堵塞，雨水流向坡而，使陡坡上的堆积物溜坍，导致一块3m³的石灰岩块滚落到线路上，险些造成严重事故。

（三）直落式落石

1。 自落型：悬空岩体的下部，由于节理裂隙的切割，个别岩块与稳定岩体完全脱离，在重力作用下发生坠落，如图6—8所示。

2。 拉裂型：人工边坡和自然山坡上常有类似悬臂梁式的突出岩块，在重力和其它营力的共同作用下，突出岩块根部的微裂隙自上而下逐渐发展扩大，最后岩块将被拉断，形成拉裂型落石，

如图6—9所示。

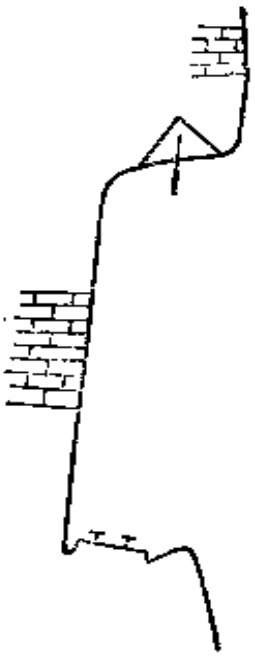


图 6—8

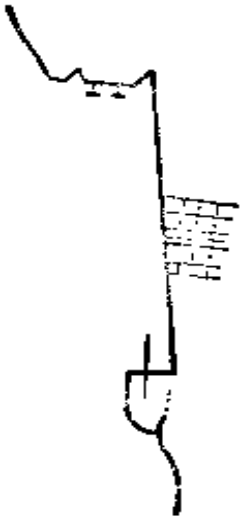


图 6—9

总之，落石按初始运动状态和成因的两级分类，可用表6—5说明。

落石的两级分类　　表6—5

Ⅰ级（按初始运动状态）	Ⅱ级（按成因）
转 动 式 落 石	倾 倒 型 、 掏 蚀 型
滑 动 式 落 石	滑 移 型 、 溜 坍 型
直 落 式 落 石	自 落 型 、 拉 裂 型

二、按岩块崩落到路基面上的运动形式的分类

对于铁路，公路，矿山等人工岩质边坡来说，人们最关心的是，落石如何从人工边坡上和坡肩以上的山坡上崩落下来。因此，落石运动的形式、运动轨迹是非常重要的。

宝成线技术专题总结中[8]，曾把落石按运动形式分为：滑 动，直落，滚动，跳跃四种。在某些条件下，一块落石，在整个长大

斜坡上，落石的这几种运动形式可能兼而有之，如图6—10所示。

为了对落石进行计算，在上述落石运动形式分类的基础上，根据我们在铁路现场调查和试验的资料，按崩落到路堑上的块石的运动形式，可把落石划分为：直落式，直落跳跃式，跳落式，滑落式，滚落式五个类型。

1． 直落式

在直立边坡上的突出岩块，失稳后向下崩落，就是直落式，如图6—11所示。

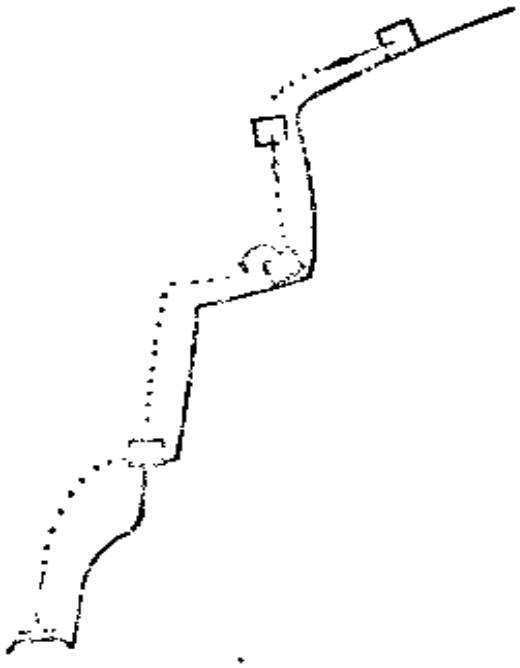


图6—10 落石的运动形式

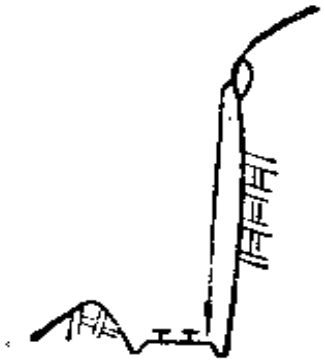


图 6—11

2． 直落跳跃式

在直立台阶式的边坡上部，岩块向下崩落的过程中，岩块先自由坠落，与台阶或突出岩体碰撞后，产生跳跃而落到路基上的落石，为直落跳跃式，如图6—12所示。

3． 跳落式

岩块从边坡以上的自然山坡较高处向下崩落，岩块以高速跳跃式前进，从坡肩以上的山坡上直接跳落到路基之中。最后一次

跳跃点离坡肩越近，跳到路基中的距离则越远（指离坡脚的距离越远），如图6—13所示。

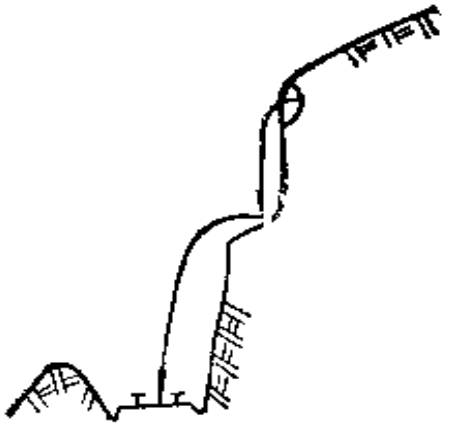


图 6—12

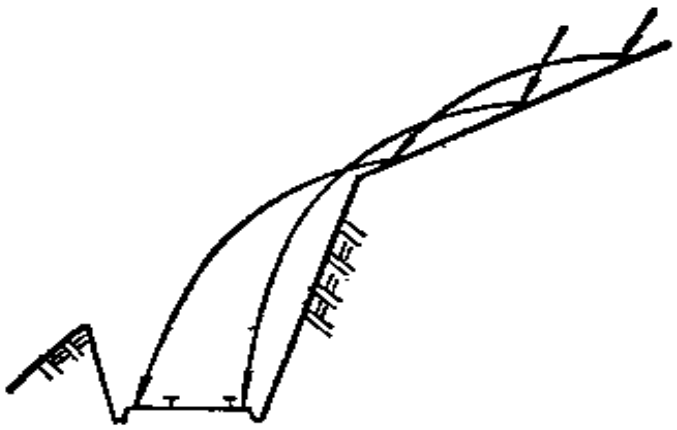


图 6—13

4.滑落式

岩块多为板状，沿坡肩以上的自然山坡向下滑动，过坡肩后。

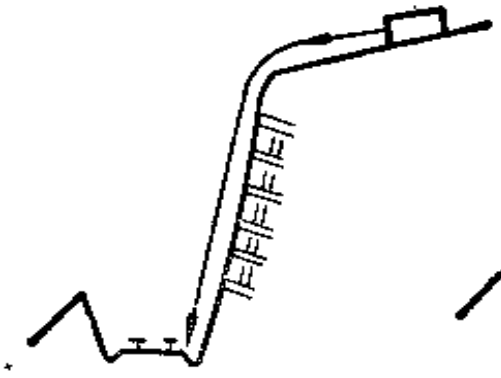


图 6—14

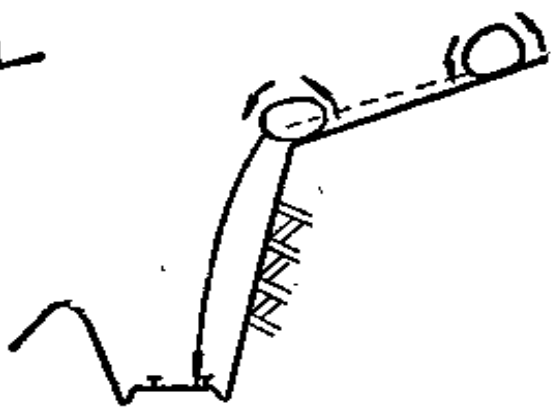


图 6—15

落入路基之中。这种自然山坡一般较平整，不很陡。多在雨中或雨后发生沿坡面下滑，或随松散堆积物一起下滑，然后落入路基之中，如图6—14。

5。 滚落式

这种落石多半是各边近于相等的块状孤石，沿坡度不很大的自然山坡向下滚动，最后落于路基之中。如图6—15所示。

第三节 落石的计算

为了确保行车安全，在铁路勘测设计时，必须进行落石计算，以便对落石进行有效地防治。就铁路路堑边坡来说，人们最关心的是落石的速度和它崩落的距离（坡脚到崩落点的距离）。

一、各类落石速度的计算

（一）直落式落石

直落式落石向路基崩落实际上就是自由落体，因此它的下落速度取决于开始崩落的高度（见图6—16），速度表达式为：

$$V = \sqrt{2gH} \qquad (6—1)$$

式中 V——岩块的崩落速度；

g——自由落体加速度；

H——落石崩落的高度。

这种落石如果在崩落过程中不与突出岩体相撞，它将铅直下落。它的破坏力，可用它的动能来衡量，取决于岩块的质量和它的下落速度。$P = \frac{1}{2}mV^2$ (6—2)

式中 P——岩块的破坏力；

m——坠落岩块的质量。

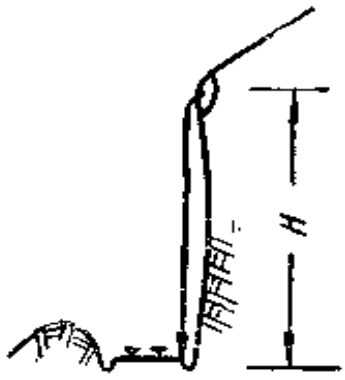


图 6—16

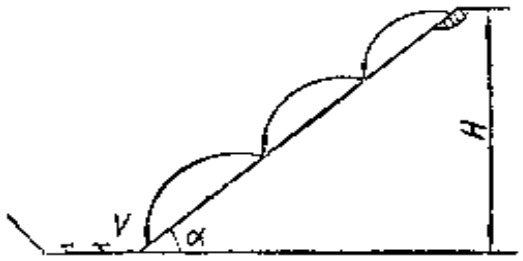
可见，落石的危险性不仅取决于坠落岩块的大小、重量，而且也取决于它们坠落位置的高度。就铁路而言，在挖方或半填半挖的路堑边坡，从10～20m高度开始坠落的岩块，几乎都能导致

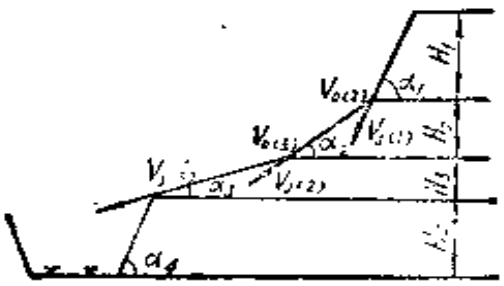
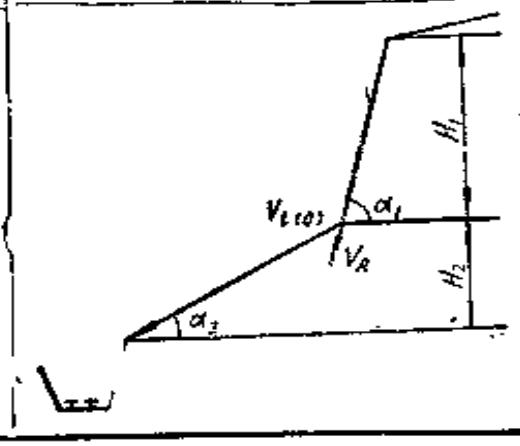
路基的破坏，危及行车的安全，这种落石总是危险的。

（二）跳落式、滚落式、滑落式落石速度的计算

岩块从边坡以上的自然山坡的较高处向下崩落，其运动形式与石块形状、山坡坡度等因素有关，在长大山坡上，通常是滚动、滑动、跳跃等形式兼而有之。为了计算方便，均采用铁道部第一设计院介绍的，苏联尼.米.罗依尼什维里教授提出的落石运动速度的计算方法，分以下三种情况计算，详见表6—6。

落石运动速度计算表 表6—6

类型	山坡形式	速度计算公式及说明
I	 为单一坡度的山坡。 包括山坡是台阶式的，但各个台阶的高度小于5m，及山坡为折线，但其各段长度小于10m或相邻坡度差在5°以内者	坠落石块沿单一山坡运动时的计算速度，可用任意形状物体滚动、滑动、跳跃运动的公式，即 $V=\mu\sqrt{2gH}=e\sqrt{H}$ （6—3） $\mu=\sqrt{1-K\operatorname{ctg}\alpha}$； $e=\mu\sqrt{2g}$ （6—4） 式中 H——石块坠落高度（m）； g——重力加速度（m/s^2）； α——山坡坡度角（度）； K——石块沿山坡运动所受一切有关因素综合影响的阻力特性系数，采用表6—6所列公式计算。μ，e值见表6—7。

类型	山坡形式	速度计算公式及说明
Ⅰ	 折线形山坡，其中缓山坡的的坡度角 $\alpha<30°$，陡坡段坡度角 $\alpha\leqslant60°$，坡段长超过10m，相邻坡段的坡度角相差5°以上	最高一个坡段坡脚的速度按公式（6—3）(6—4)计算，其余坡段终端的速度为： $Vj(i)=$ $\sqrt{V_{02}(i)+2gH_i(1-K_i\mathrm{ctg}\alpha_i)}$ $=\sqrt{V_{02}(i)+e_i^2\cdot H_i}$ （6—5） 式中 $V_0(i)$——石块运动所考虑坡段的起点的初速度，可按下列不同情况考虑，若$\alpha(i-1)>\alpha_i$时，则$V_0(i)=V_j(i-1)\cos(\alpha(i-1)-\alpha_i)$；若$\alpha(i-1)<\alpha_i$时，则$V_0(i)=V_j(i-1)$。 α_i——所考虑坡段的坡度角（度）； $\alpha(i-1)$——为相邻的前一坡段的坡度角(度)； $V_j(i-1)$——石块在前一坡段终端的运动速度（m/s)系数e_i值可自表6-7中选取，若$\alpha_i<30°$，则系数K_i值可用表6-6所列公式（1）计算。
Ⅱ		石块从陡坡上坠落至坡脚时的速度V_R的计算公式为： $V_R=e_1\sqrt{H_1}$ （6—6） 石块自坡脚向前运动的反射切线分速度$V_t(0)$为： $V_t(0)=(1-\lambda)V_R\cdot\cos(\alpha_1-\alpha_2)$ （6—7） 式中 λ为石块冲击到缓坡上的瞬间摩擦系数，见表6-8 石块运动至较缓坡段末端处的

续上表

类　型	山　坡　形　式	速度计算公式及说明
	折线形山坡，上部坡段为极陡坡$\alpha>60°$，其高度超过10m，下部坡段坡度较缓	速度为： $V_1=\sqrt{V_1^2(0)+\varepsilon_2^2\cdot H_2}$ （6—8） 式中　$\varepsilon_1 H_1$及α_1为陡坡段的计算速度系数，坡段高度及坡度角； ε_2，H_2及α_2为较缓坡段的计算速度系数，坡段高度及坡度角

注：摘自《特殊条件下路基》，略有删减。

阻力特性系数K值计算公式表

顺　序	山坡坡度角(α)	K 值 计 算 公 式
1	0°～30°	$K=0.41+0.0043\alpha$
2	30°～60°	$K=0.543-0.0048\alpha+0.000162\alpha^2$
3	60°～90°	$K=1.05-0.0125\alpha+0.0000025\alpha^3$

注：K值计算公式可用于有下列情况的山坡：

① $\alpha\geqslant45°$基岩外露的山坡。

② $\alpha=35°\sim45°$基岩外露，局部有草和稀疏灌木的山坡。

③ $\alpha=30°\sim35°$有草，稀疏灌木，局部基岩外露的山坡。

④ $\alpha=25°\sim30°$有草，稀疏灌木。

为了减少计算过程，公式（6—4）中的 μ，e的值列入表6—7，使用时可直接查表。

落石撞击缓坡的瞬间摩擦系数λ见表6—8。

系数 μ和e

表6—7

山坡坡度角（α°）	μ	e	山坡坡度角（α°）	μ	e
30	0.25	1.11	61	0.725	3.19
31	0.30	1.33	62	0.73	3.23
32	0.34	1.51	63	0.735	3.25
33	0.38	1.68	64	0.74	3.28
34	0.40	1.77	65	0.745	3.30
35	0.42	1.86	66	0.75	3.32
36	0.45	1.99	67	0.76	3.35
37	0.47	2.08	68	0.765	3.37
38	0.485	2.14	69	0.77	3.41
39	0.50	2.21	70	0.775	3.43
40	0.52	2.30	71	0.78	3.45
41	0.53	2.35	72	0.79	3.50
42	0.55	2.43	73	0.80	3.54
43	0.56	2.48	74	0.81	3.58
44	0.575	2.55	75	0.82	3.62
45	0.585	2.58	76	0.825	3.67
46	0.595	2.63	77	0.83	3.69
47	0.605	2.70	78	0.84	3.72
48	0.615	2.75	79	0.85	3.76
49	0.63	2.79	80	0.86	3.81
50	0.64	2.83	81	0.87	3.85
51	0.65	2.88	82	0.88	3.90
52	0.66	2.92	83	0.89	3.94
53	0.67	2.96	84	0.905	4.00
54	0.675	3.00	85	0.92	4.06
55	0.68	3.03	86	0.935	4.13
56	0.69	3.06	87	0.95	4.20
57	0.70	3.10	88	0.965	4.27
58	0.705	3.12	89	0.98	4.34
59	0.71	3.14	90	1.00	4.43
60	0.72	3.17			

系数λ和ρ　　表6—8

顺　序	山坡表层覆盖物的情况	瞬间摩擦系数（λ）	恢复系数（ρ）
1	基岩外露	0.1	0.7
2	密实的岩块堆积层	0.3	0.5
3	长有草皮的光滑坡面	0.1	0.3
4	松散的坡积层，堆积层等	0.4	0.3
5	基岩埋藏不深（≤0.5m）的山坡	0.3	0.5

（三）直落跳跃式落石速度的计算

这种落石从直立陡坡崩落下来以后，遇到突出岩体发生强烈碰撞，只产生一次跳跃就落入路基之中，见图6—17。

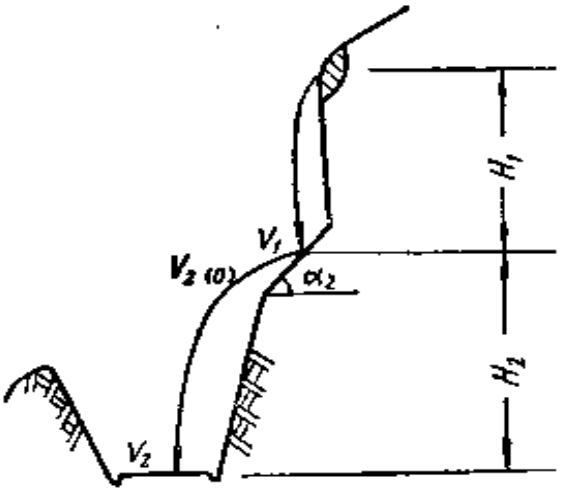


图　6—17

铅直下落的末速度$V_1=\sqrt{2gH_1}$，和斜面碰撞后的切线初速度$V_{2(0)}$可按公式（6—7）计算，所以$V_{2(0)}=(1-\lambda)V_1\cos(90°-\alpha_2)-(1-\lambda)V_1\cdot\sin\alpha_2$。石块崩落到路基面时的末速度$V_2=V_{2(0)}+\sqrt{2gH_2}$，整理后得：

$$V_2=\sqrt{2g}\left[(1-\lambda)\sqrt{H_1}\cdot\sin\alpha_2+\sqrt{H_2}\right]\qquad(6—9)$$

式中g，λ含义同前；H_1，H_2，α_2等如图6—17所示。

二、落石崩落距离的计算

（一）路堑边坡上危石的崩落距离

路堑边坡上的危石崩落情况可用图6—18表示。危石崩落距离（由坡脚到崩落点的距离）可用苏联E.K.格列奇谢夫提出的下列公式计算。

$$x_1=\sin^2\beta\cdot(H-h)\left(\sqrt{\cos^4\beta+\frac{h}{H-h}}-\cos^2\beta\right)\qquad(6—10)$$

当改变h和β角的数值时，可取得崩落危石的最大落距x_r为0.35H，此时是落石在高度等于0.63H处与β角为58°的边坡凸出部分相撞击所得。

上述E·K·格列奇谢夫公式在实践运用中过于繁琐，所以他在统计整理很多观测资料和模拟试验结果的基础上，又提出一个简化的经验公式：

$$x_r = \frac{\alpha + 45}{45^\circ} \cdot H \quad (6—11)$$

式中 x_r——落石崩落距离，m；

α——边坡坡度，度；

H——落石高度，m。

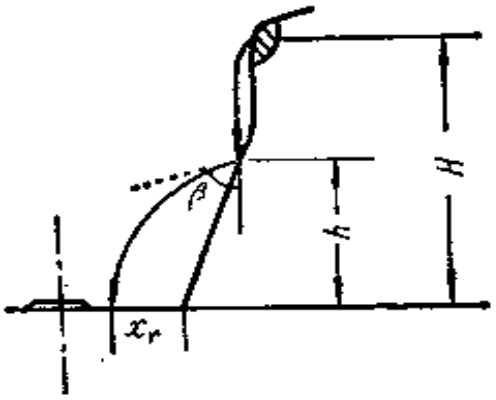


图 6—18

从公式（6—11）可知危石崩落距离取决于边坡的坡度α和危石高度H。表6—9所列数据是按公式（6—11）对各种常见边坡上的危石崩落距离的计算。

边坡危岩的崩落距离（m） 表6—9

边坡坡度	边坡高度				
	12m	20m	30m	40m	50m
90°	3.5	6.0	12.0	12.0	15.0
80°	3.5	5.5	8.0	11.0	14.0
70°	3.0	5.0	7.5	10.0	13.0
60°	2.5	4.5	7.0	9.0	12.0
50°	2.5	4.0	6.5	8.5	11.0
40°	2.5	4.0	6.0	8.0	10.0

（二）边坡以上山坡上危岩的崩落距离

前面已谈到，从山坡上崩落下来的岩块其运动形式可能是滑动、滚动和跳跃。一般来说，跳跃的速度大，跳落距离较远，而且最后一次跳跃距离坡肩越近，跳落距离越远。在计算危岩可能

跳落距离时总是假定最后一次跳跃从坡肩一点开始，如图6—19所示。

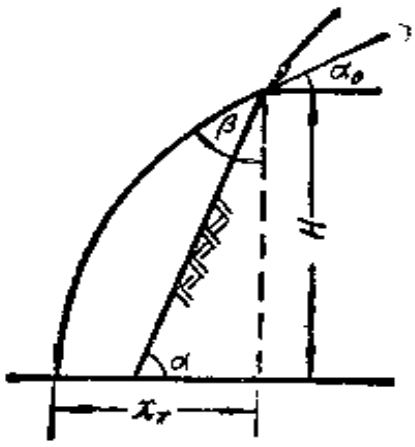


图 6—19

山坡上危岩的崩落距离可用E.K.格列奇谢夫建议的公式进行计算：

① 边坡直立时

$$x_r=\frac{V^2\cdot\sin\beta}{g}\left(\sqrt{\cos^2\beta-\frac{2gH}{V^2}}-\cos\beta\right) \qquad (6—12)$$

② 边坡倾斜时

$$x_r=\frac{V^2\cdot\sin\beta}{g}\cdot\left(\sqrt{\cos^2\beta-\frac{2gH}{V^2}}-\cos\beta\right)-H\cdot\operatorname{ctg}\alpha \qquad (6—13)$$

式中各符号含义见图6—19。

由上述公式和图6—19可知，要确定崩落距离x_r值，必须已知：挖方，半挖方边坡或自然斜坡下部分的高度H；边坡坡度α；重力加速度g；反射角β；边坡以上山坡坡度α_0；岩块从山坡上崩落下来至坡肩时速度V_0，H，α，g，α_0的值为已知；V可按尼.米.罗依尼什维里公式计算；塌落角β值，E.K.格列奇谢夫建议取岩块具有最大塌落距离时极限角度为反射角β的数值，采用$\beta=-90\frac{\alpha_0}{2}$，其中$\alpha_0$为山坡坡度。

三、落石运动的轨迹

落石运动的形式最常见的是滚动和跳跃式运动，在理论上可以用质点或球体撞击斜面后的运动轨迹曲线来表示，如图6—20所示。据落石运动轨迹可以了解石块在空间运动时的任何位置，以此确定拦截建筑物的合理位置和尺寸。其轨迹方程式为：

$$y=\frac{gx^2}{2V_0^2\cdot\sin^2\beta}+x\cdot\operatorname{ctg}\beta \qquad (6—14)$$

式中 V_0——石块落至0点时的反射速度（m/s），近似地可用表6—5中的计算速度V_j值；

β——石块反射速度V_0的方向与纵坐标轴间的夹角，度；

g——重力加速度，m/s^2。

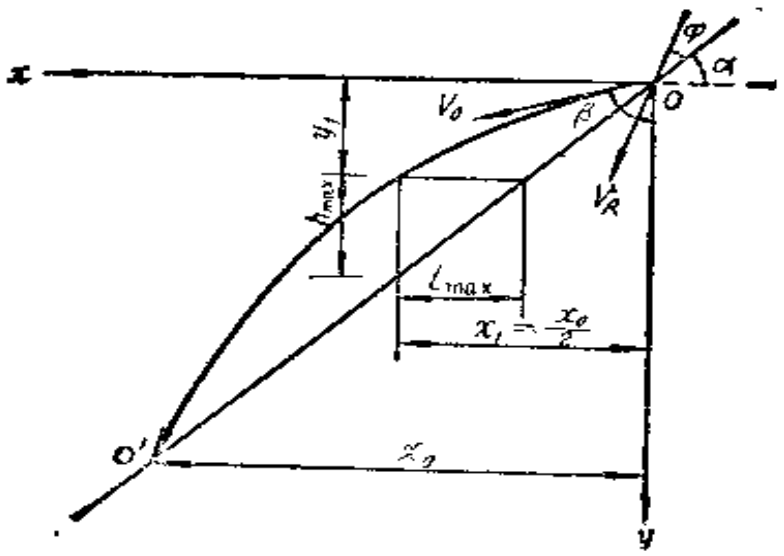


图 6—20

β角值根据大量试验观测资料为：

$$\beta=\frac{200+2\alpha\ (1-\frac{\alpha}{45})}{\sqrt[3]{V_j}} \qquad (6—15)$$

按此式编制的β角值如表6—10。

四、落石腾越计算*

落石腾越计算主要是求算石块运动轨迹与山坡面的最大偏离，从而确定拦截建筑物的高度和建筑物与山坡坡脚之间的最小距离。据苏联尼·米·罗依尼什维里和铁道部第一设计院的资料，主要有下列计算方法。

（一）落石运动轨迹对斜坡面的最大偏离

参照图6—20，质点运动轨迹在水平方向对斜坡面的最大偏

*摘自参考文献［18］。

反　射　角 β

表6—10

V_i (m/s)	α												
	20°	23°	25°	28°	30°	33°	35°	38°	40°	42°	45°	52°	60°
10	103°	103°	103°	102°30′	102°	101°	100°	98°20′	96°55′	95°30′	92°52′	85°20′	74°15′
11	(100°)	100°	100°	99°30′	99°	98°	97°	95°15′	94°	92°30′	90°	82°50′	72°
12	97°11′	97°	97°	96°30′	96°10′	95°	94°10′	92°30′	91°15′	90°10′	87°25′	80°20′	70°
13	95°	(94°30′)	94°30′	94°	93°45′	92°30′	91°45′	90°10′	89°	87°30′	85°12′	78°25′	68°15′
14	93°06′	92°38′	92°15′	91°40′	91°20′	90°15′	89°25′	87°50′	86°40′	85°20′	83°	76°20′	66°23′
15	91°30′	90°52′	(90°20′)	89°40′	89°10′	88°15′	87°20′	86°	84°42′	83°25′	81°	74°34′	64°53′
16	90°04′	89°12′	88°48′	88°	87°20′	86°30′	85°30′	84°20′	82°50′	81°31′	79°25′	73°	63°30′
16.5				(86°58′)									
17	88°50′	87°56′	87°15′	86°27′	85°35′	84°40′	83°45′	82°30′	81°15′	80°	77°50′	71°35′	62°10′
18	87°50′	86°37′	85°53′	84°58′	(84°)	83°05′	82°15′	81°	79°55′	78°30′	76°25′	70°15′	61°10′
19	86°50′	85°36′	84°50′	83°47′	82°46′	81°35′	80°45′	79°25′	78°20′	77°	75°	69°	60°
19.5						(80°52′)							
20	86°	84°38′	83°47′	82°35′	81°31′	80°21′	79°30′	78°	77°	75°50′	73°50′	67°40′	59°
21	85°08′	83°47′	82°49′	81°35′	80°28′	79°14′	(78°10′)	76°47′	75°44′	74°32′	72°30′	66°38′	58°
22	84°28′	83°03′	82°02′	80°41′	79°31′	78°08′	77°	75°36′	74°33′	73°26′	71°22′	65°40′	57°10′
23	83°54′	82°19′	81°15′	79°51′	78°24′	77°13′	76°11′	(74°30′)	73°26′	72°18′	70°20′	64°39′	56°15′
24	83°16′	81°38′	80°34′	79°01′	77°49′	76°17′	75°16′	73°37′	72°30′	71°16′	69°21′	63°44′	55°29′
25	82°45′	81°05′	79°54′	78°25′	77°06′	75°32′	74°28′	72°40′	(71°35′)	70°20′	68°24′	62°53′	54°43′
27	81°45′	80°01′	78°48′	77°09′	75°50′	74°06′	72°59′	71°07′	70°06′	(68°54′)	67°07′	61°18′	53°10′
30	80°34′	78°41′	77°24′	75°35′	74°10′	72°20′	71°05′	69°09′	68°	66°49′	(64°49′)	59°11′	51°20′
32	79°54′	78°08′	76°37′	74°44′	73°18′	71°19′	70°06′	68°	66°50′	65°38′	63°32′	57°55′	50°24′
35	79°	77°	75°35′	73°37′	72°08′	70°06′	68°42′	66°39′	65°24′	64°05′	61°54′	(56°13′)	48°55′
38	78°20′	76°11′	74°45′	72°41′	71°07′	69°03′	67°39′	65°25′	64°08′	62°45′	60°32′	54°42′	47°35′
40	77°55′	75°45′	74°17′	72°10′	70°36′	68°25′	66°59′	64°49′	63°26′	62°05′	59°40′	53°46′	46°47′

注：α °为建筑物前方之山坡坡角度。V_i为建筑物基线内之计算速度。

用（ ）标明的反射角β之值适于各该山坡坡度之极限速度。

离l_{max}为：

$$l_{max}=\frac{V_0^2\ (\mathrm{tg}\alpha-\mathrm{ctg}\beta)^2}{2g\mathrm{tg}\alpha\ (1-\mathrm{ctg}^2\beta)} \qquad (6—16)$$

质点运动轨迹在垂直方向对斜坡面的最大偏离h_{max}为：

$$h_{max}=l_{max}\mathrm{tg}\alpha=\frac{V_0^2\ (\mathrm{tg}\alpha-\mathrm{ctg}\beta)^2}{2g\ (1+\mathrm{ctg}^2\beta)} \qquad (6—17)$$

运动质点在最大偏离处的纵坐标y_1和水平坐标x_1为：

$$y_1=\frac{V_0^2\ (\mathrm{tg}^2\alpha-\mathrm{ctg}^2\beta)}{2g\ (1+\mathrm{ctg}^2\beta)} \qquad (6—18)$$

$$x_1=\frac{V_0^2\sin^2\beta\ (\mathrm{tg}\alpha-\mathrm{ctg}\beta)}{g} \qquad (6—19)$$

对于坡度角α由20°～60°的山坡，l_{max}和h_{max}值可用上述公式计算求得。

对于坡度α大于60°的山坡，l_{max}值可利用坠落运程系数$x=\frac{l_{max}}{H}$（其中l_{max}为坠落最大运程，H为陡坡高度）来确定。系数x值见表6—11和曲线图6—21。

石块坠落运程系数X值表 表6—11

$x=0.96H^{-0.38}$							
H	x	H	x	H	x	H	x
5	0.546	15	0.372	25	0.312	45	0.254
7.5	0.474	17.5	0.352	30	0.292	50	0.245
10	0.428	20	0.336	35	0.277	55	0.236
12.5	0.397	22.5	0.323	40	0.264	60	0.229

（二）拦截建筑物主要尺寸的计算

1. 拦石墙（或堤）的高度的计算

（1）拦石墙（或堤）设置在高山坡的缓坡段上

如图6—22所示，假设要在山坡的平缓坡段A点处设置拦石墙

（或堤），已知石块在B点沿BA段山坡运动时，B点的切向分速度$V_{t(0)}$及BA段山坡坡度角α，则A点的石块运动的计算速度为：

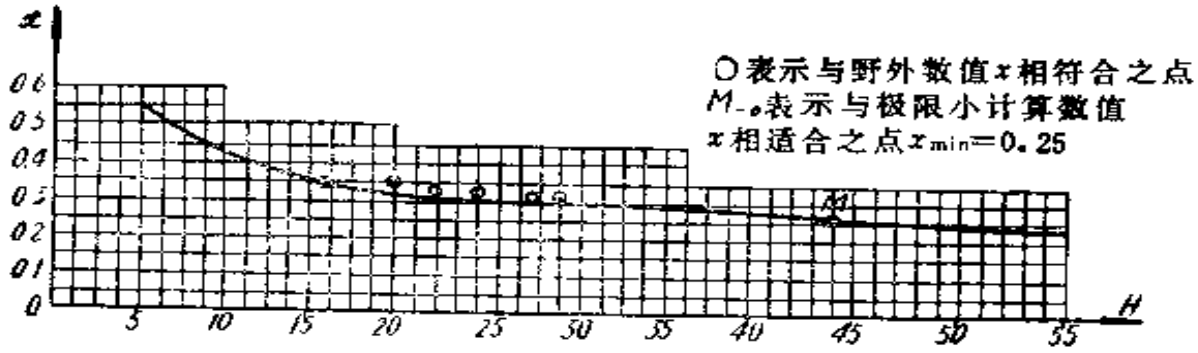


图6—21　陡坡（$\alpha>60°$）上石块坠落运程系数x曲线图

$$V_t = \sqrt{V_{t(0)}^2 + 2gH\mu^2}$$

式中，H为B，A两点的高差。系数μ是对BA段山坡而言，可查表6—7。

据V_t和α值，按式（6—15）或查表6—10可求得反射角β值，然后按式（6—16）及式（6—17）求出l_{max}及h_{max}，由此得拦石墙（或堤）的高度为：

$h_p = h_{max}$ + 安全值

根据所考虑的崩落石块的大小，安全值一般可用0.5或1.0m。

其次按式（6—19）求算石块达到最大偏离时的水平坐标x_1值，并按下式求出其纵坐标y_1值；

$$y_1 = x_1 \cdot \mathrm{tg}\alpha$$

从而求得石块撞击山坡时，对拦石墙（或堤）的危险点M_1的位置。据此可调整计算速度V_t及反射角β值，然后再求出石块撞击M_1点后的运动轨迹曲线，以检查拦石建筑物的高度是否适宜，并进行调整。由于拦截建筑物是设置在高山坡的平缓坡段上，故A点和M点的计算速度一般相差甚小，一般情况下以直接从A点的计算速度V_t及反射角β求得的l_{max}和h_{max}值用于设计即可。

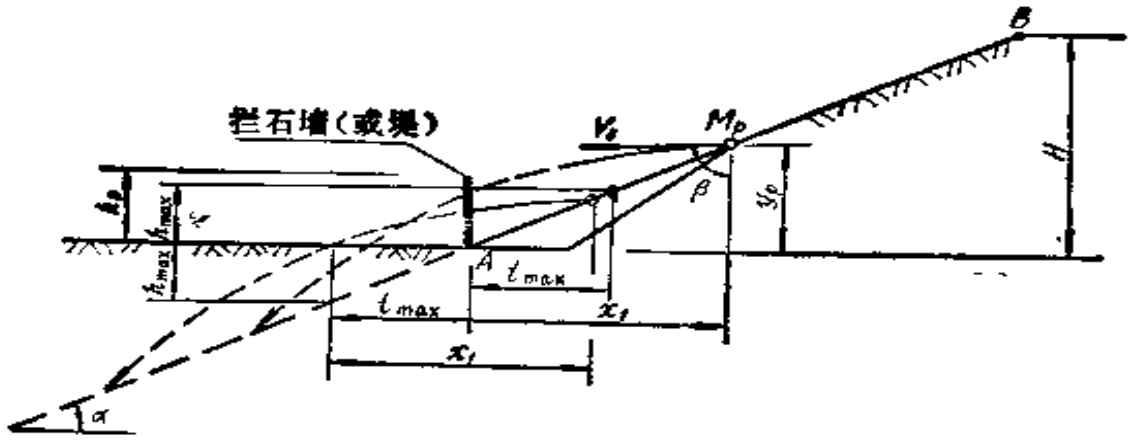


图6—22　拦石墙（或堤）的高度计算图之一

若需切割一部分山坡时，则切坡线的边坡顶不应超过M_p点。

（2）拦石墙（或堤）设置在陡而不高的山坡或路堑坡脚

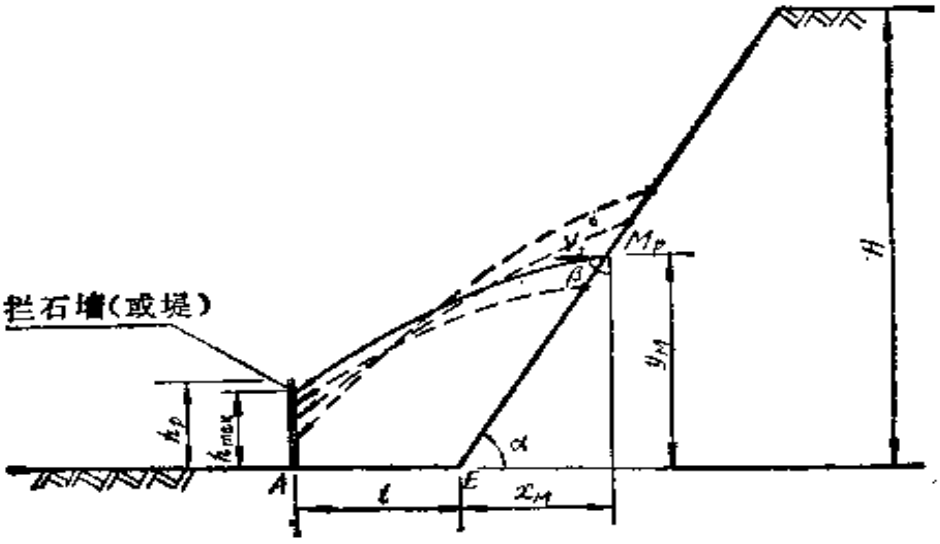


图6—23　拦石墙（或堤）的高度计算图之二

如图6—23所示，假设在路堑坡脚A点处设置拦石墙（或堤），在这种情况下因为石块坠落的高度不大，故建筑物设置点A和石块对山坡撞击的危险点M_p点的计算速度相差很显著，因此不能利用A点的计算速度用作为石块撞击山坡危险点M_p点的计算速度来求算石块最大偏离值，而应采用连续试算方法，即在边坡上计算出三个或三个以上的石块撞击山坡危险点，并选择其中石块运动轨迹

在拦石墙（或堤）设置点A离地面最高者作为确定建筑物高度的依据。

2. 落石平台宽度的计算

（1）在未经切割的山坡下修筑落石平台

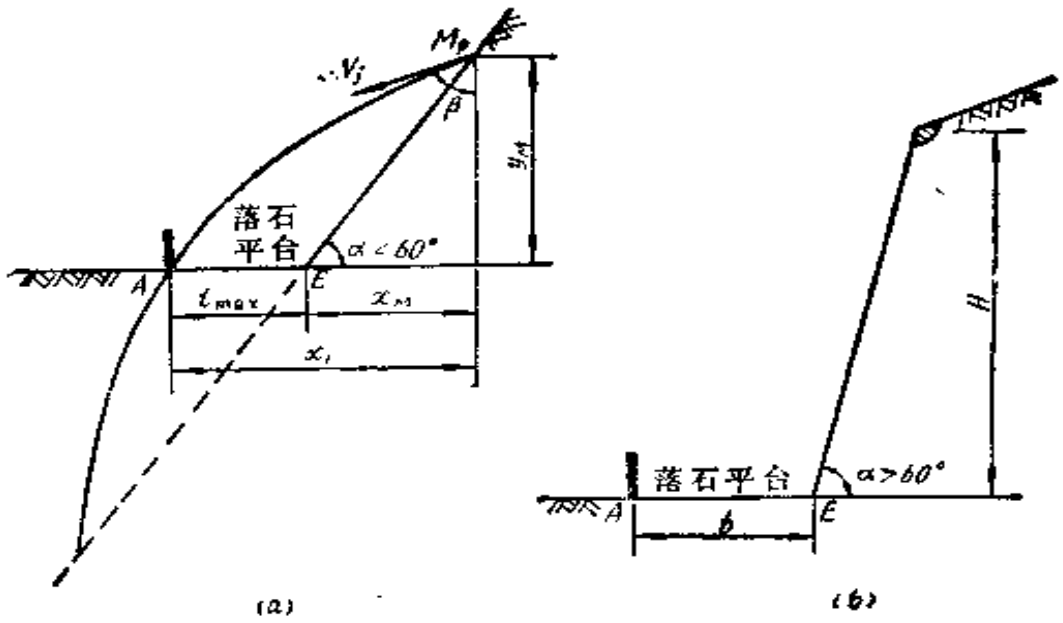


图6—24 落石平台宽度计算图之一

如图6—24，a所示，拟在山坡下A点处设置拦石建筑物，按前述方法求出A点的最大水平偏离l_{max}值，因此，落石平台的宽度（AE的距离）应为：

$b = l_{max}$ + 安全值（一般采用1.0m）

如图6—24，b，对于很陡的山坡，最大水平偏离可按下式求算。

$l_{max} = x \cdot H$（x为运程系数，查表6—11）

落石平台的宽度应为：

$b = x \cdot H$ + 安全值（一般采用1.0m）

（2）在已经切割的山坡下修筑落石平台

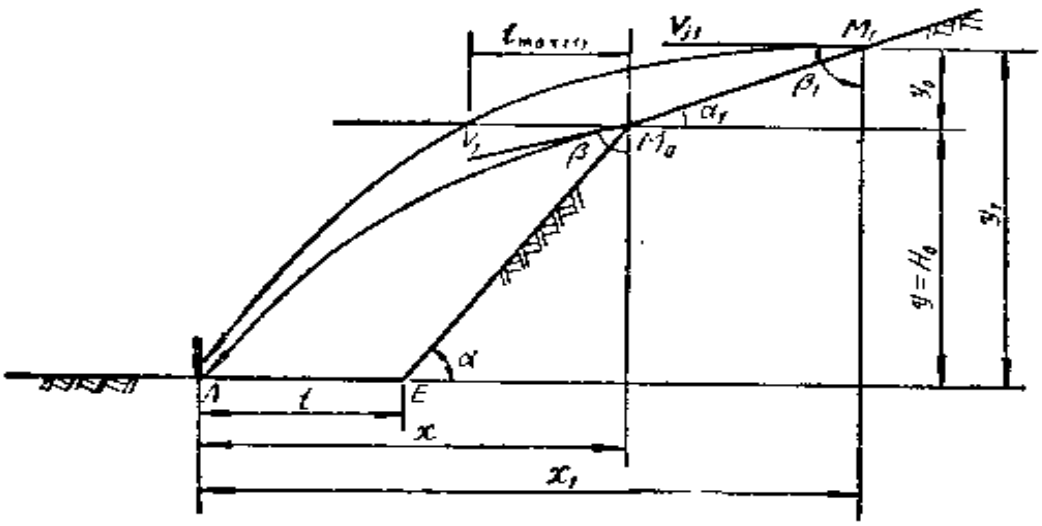


图6—25　落石平台宽度计算图之二

如图6—25，有下面两种情况：

a．　当石块撞击切割边坡顶点M_0时，先求出在M_0点的石块运动计算速度V_j及反射角β值，然后利用石块运动轨迹方程式(6—14)，并将$x = l + H_0 \cdot \mathrm{ctg}\alpha$及$y = H_0$代入该式，即可求得$l$值（在所得的二次方程式中应取正值）。

b．　当石块撞击M_0点上方山坡上的一点M_1时，按上方山坡坡度角α_1求出在M_1点的计算速度V_{j1}及反射角β_1值，并按前述方法求出在此情况下石块运动轨迹对上方山坡（坡度角为α_1）的最大水平偏离$l_{max(1)}$以及石块撞击该山坡之点M_1的位置，再利用石块运动轨迹方程式将$y_1 = y_0 + H_0$代入，可求出x_1

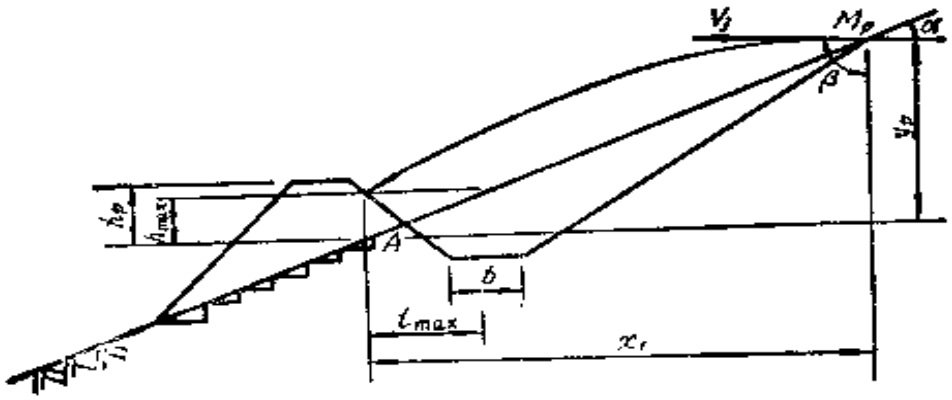


图6—26　落石槽尺寸计算图

值，然后按下式求出L值：

$$l = x_1 - y_0 \cdot \mathrm{ctg}\alpha - H_0 \cdot \mathrm{ctg}\alpha$$

落石平台宽度b应取上述两种情况下较大的一个计算值再加安全值1m。

3. 落石槽尺寸的计算

如图6—26，取拟建落石槽处A点为基本点，按前述方法对A点求算l_{max}及h_{max}值以及x_1值。

则$h_p = h_{max}$ + 安全值（一般可采用0.5～1.0m）。

落石槽的底宽b一般可采用l_{max}12，其深度则应根据石块弹跳计算确定之。

以上所述石块腾越计算，只是初步拟定拦截建筑物的尺寸；在实际工作中还要根据石块弹跳计算（详后）的结果来检查，并进行必要的调整后，才能确定其合适的尺寸。

五、石块弹跳计算*

石块弹跳计算主要是求出石块在拦截建筑物的迎石坡面或落石平台面上跳跃的最大高度，用以确定建筑物高度和落石槽的深度。

（一）石块崩落到落石平台上的弹跳计算

1. 如图6—27，当落石撞击平台后，其运动轨迹曲线方程式为：

$$y = x \cdot \mathrm{tg}\gamma - \frac{gx^2}{2V_0^2 \cdot \cos^2\gamma} \qquad (6—20)$$

式中 γ——反射角，可由式（6—21）求得；

V_0——反射速度，可由公式（6—23）求得。

又 $\mathrm{tg}\gamma = \frac{\rho}{1-\lambda} \cdot \mathrm{tg}\ \varphi$ （6—21）

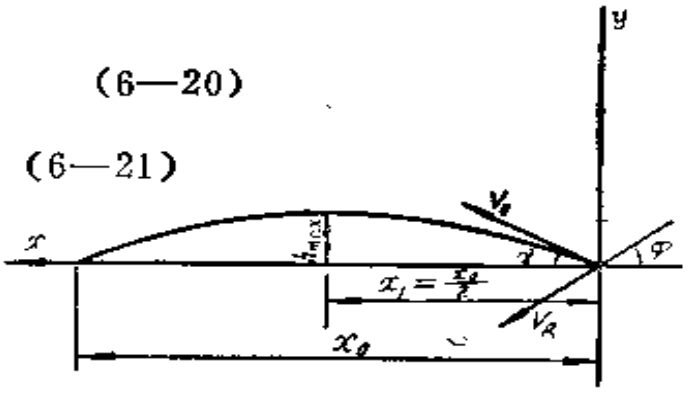


图6—27 落石撞击平台后的运动轨迹

* 摘自参考文献［18］。

式中 ρ——恢复系数，见表6—8；

λ——瞬间摩擦系数，见表6—8；

φ——入射角，可由公式（6—22）求得。

$$\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{ctg}\beta\sqrt{1+\frac{2gH}{V_j^2\cos^2\beta}} \qquad (6—22)$$

式中 H——落石撞击山坡某点距平台面的高度。

其余符号意义同前。通常可以采用山坡的坡度角α做为φ的计算值。

$$V_0 = (1-\lambda)\,V_R\cdot\frac{\cos\gamma}{\cos\gamma} \qquad (6—23)$$

石块第一次弹跳的最远距离x_0为：

$$x_0 = \frac{V_0^2}{g}\cdot\sin 2\gamma$$

石块第一次弹跳的最大高度h_{max}及相应的水平坐标距离x为：

$$h_{max} = \frac{V_0^2}{2g}\cdot\sin^2\gamma$$

$$x_1 = \frac{x_0}{2} = \frac{V_0^2}{2g}\cdot\sin 2\gamma$$

当石块撞击平台的速度$V_R \leqslant 20\text{m/s}$及$\rho < 0.5$时，则可采用反射角$\gamma = 45°$时的φ角值，即$\operatorname{tg}\varphi = \dfrac{1-\lambda}{\rho}$。

在$\alpha > 60°$的山坡坡脚下需修建宽度大于6m的落石平台时，也可以采用此方法计算。

在岩层中修筑落石平台时，当崩落速度$V_R > 20\text{m/s}$时，为了减轻落石对平台的冲击力，可以在平台上铺填一层细粒土的缓冲垫层，其厚度不小于0.5m。

2. 当修建落石平台需切割部分山坡时，如图6—28，石块弹跳高度为：

$$h_{max} = \rho^2\left(H + \frac{V_j^2}{2g}\cdot\cos^2\beta\right)$$

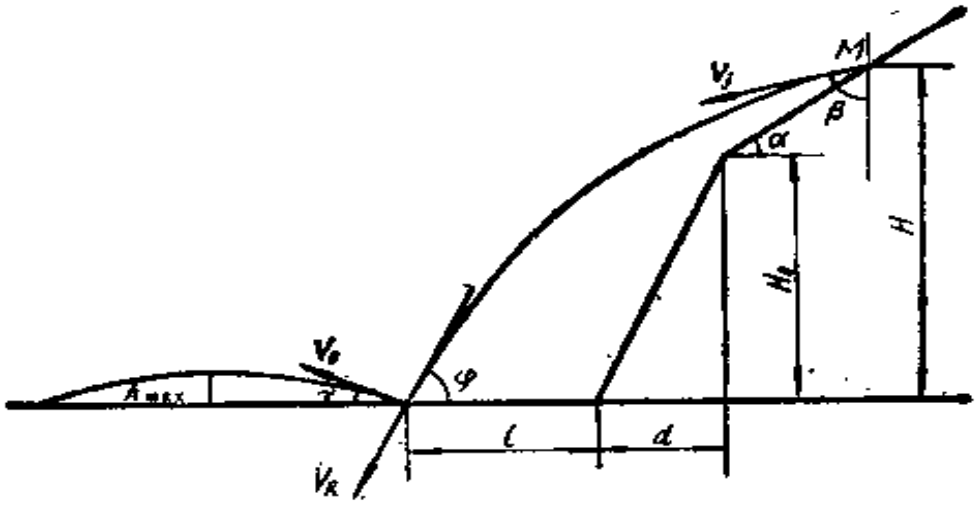


图6—28　山坡上落石撞击平台后的跳跃高度计算图

（二）石块崩落到落石槽后在拦石堤（或墙）迎石坡面上的弹跳计算。

1.石块弹跳高度与崩落地点、崩落角度、拦石堤（或墙）的迎石坡度及恢复系数ρ和瞬间摩擦系数λ值等有关。

（1）石块落在槽底很靠近拦石堤（或墙）的迎石坡的坡脚(其位置在计算时可定为距坡脚0.5m)时，石块将在迎石坡面上弹跳最远；

（2）拦石堤（或墙）的迎石坡度越平缓，石块的弹跳高度和距离越大，反之将越小，故拦石建筑物的迎石坡面宜用较陡的坡度；

（3）石块崩落到落石槽底部的入射角φ可采用近似于或等于山坡坡度角的数值；

（4）石块撞击土质槽底及拦石建筑物迎石坡面（一般为缓冲土层并有单层砌石防护）时，可采用$\rho=0.3$及$\lambda=0.3$；石块撞击岩层槽底或基岩埋藏很浅仅有很薄的土质覆盖层的槽底时，用$\rho=0.5$，$\lambda=0.3$，而对于拦石建筑物的迎石边坡，仍采用$\rho=0.3$，$\lambda=0.3$。

2.　如图6—29，石块撞击槽底后在拦石建筑物的迎石坡面上的弹跳高度可认为由下列三个数值组成：①石块从槽底跳起第一

次撞击迎石边坡点M_1的高度，以h_1表示之；②石块沿迎石边坡作向上的第二次跳跃后再撞击边坡点M_2的高度，以h_2表示之；③石块自M_2点又向上跳跃的高度，以h_3表示之。石块以后再跳跃数值极微小，可忽略不计。

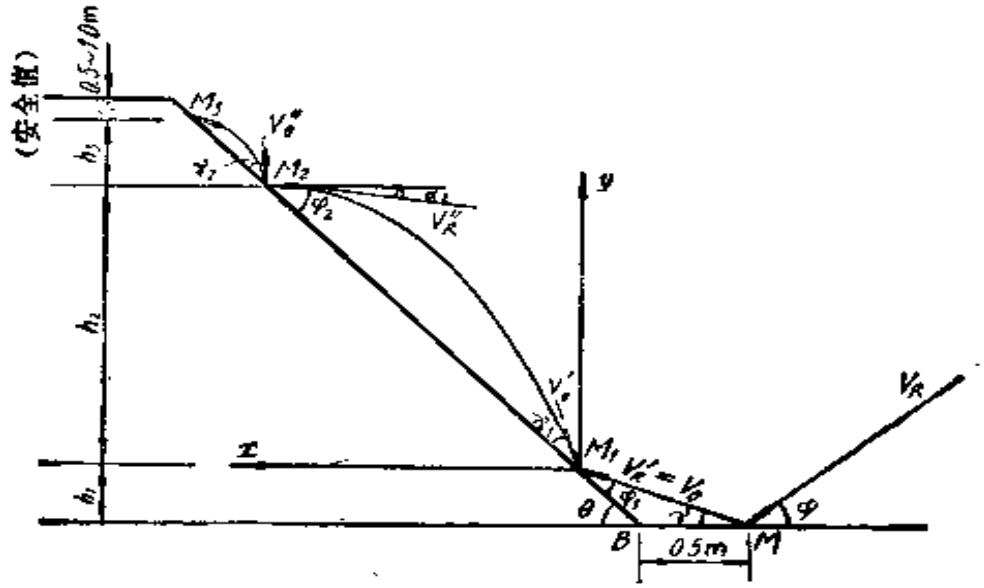


图6—29　石块坠落到落石槽后的弹跳计算图

石块撞击槽底M点后的反射角γ及反射速度V_0可按式（6—21）及（6—23）求算。

如以θ表示拦石建筑物迎石边坡的坡度角，则石块自M点跳起第一次撞击迎石边坡上M_1点时的入射角φ_1为，$\varphi_1=\theta-\gamma$。

石块自M_1点再跳起的反射角γ_1可为：

$$\operatorname{tg}\gamma_1=\frac{\rho}{1-\lambda}\cdot\operatorname{tg}\varphi_1$$

在M_1点的反射速度为：

$$V_0'=V_R'\ (1-\lambda)\ \frac{\cos\varphi_1}{\cos\gamma_1}$$

$$=V_0\ (1-\lambda)\ \frac{\cos\varphi_1}{\cos\gamma_1}$$

（1）设石块撞击槽底点M与迎石边坡坡脚（B点）的距离为0.5m，则可求出：

$$h_1 = 0.5 \times \frac{\sin\theta \cdot \sin\gamma}{\sin\varphi_1} \qquad (6—24)$$

(2) 取M_1点为坐标原点，x轴及y轴的方向如图6—29所示，则石块撞击M_1点后的运动轨迹方程式为：

$$y = x \cdot \mathrm{tg}\ (\theta + \gamma_1) - \frac{gx^2}{2\ (V_0')^2 \cdot \cos^2(\theta + \gamma_1)} \qquad (6—25)$$

又迎石边坡直线方程式为：

$$y = x \cdot \mathrm{tg}\theta \qquad (6—26)$$

将式（6—25）和式（6—26）两式联立解之，即可求得石块第二次撞击迎石边坡之点M_2的坐标及第二次跳跃高度h_2。

(3) 石块第二次撞击迎石边坡上M_2点的速度V_R''为：

$$V_R'' = \sqrt{(V_0')^2 - 2gh_2} \qquad (6—27)$$

又由式（6—25），可求出在M_2点石块运动轨迹曲线的切线与x轴所成的夹角α_2如下：

$$\mathrm{tg}\alpha_2 = \frac{d_y}{d_x} = \mathrm{tg}\ (\theta + \gamma_1) - \frac{gx}{(V_0')^2 \cos^2\ (\theta + \gamma_1)} \qquad (6—28)$$

当$x = h_2 \cdot \mathrm{ctg}\theta$时代入此式，即可求出$\alpha_2$角之值。由此可求出石块撞击$M_2$点入射角$\varphi_2$为：

$$\varphi_2 = \theta - \alpha_2$$

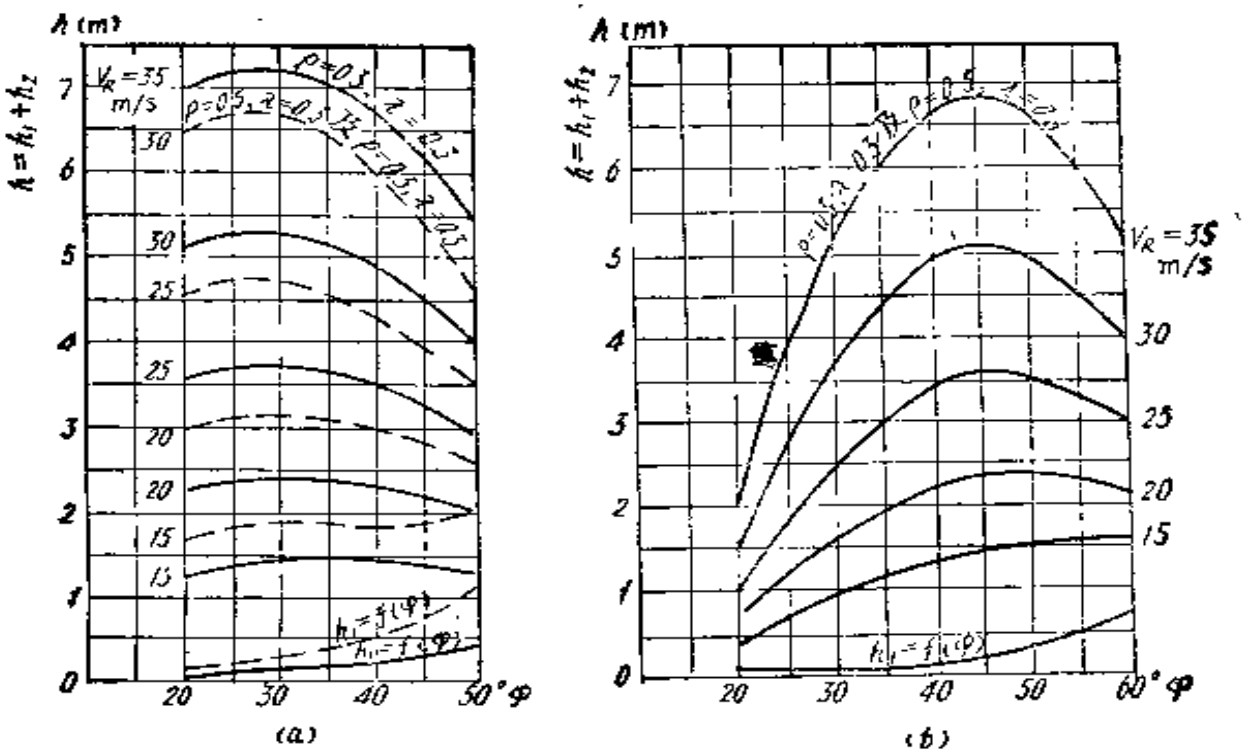
已知V_R''及φ_2值，可按前述方法求出石块自M_2点再跳起的反射角γ_2及反射速度V_0''值，然后求算石块第三次撞击迎石边坡的M_3点的坐标及第三次跳跃高度h_3。

(4) 石块沿拦石建筑物迎石边坡跳跃的总高度h为：

$$h = h_1 + h_2 + h_3$$

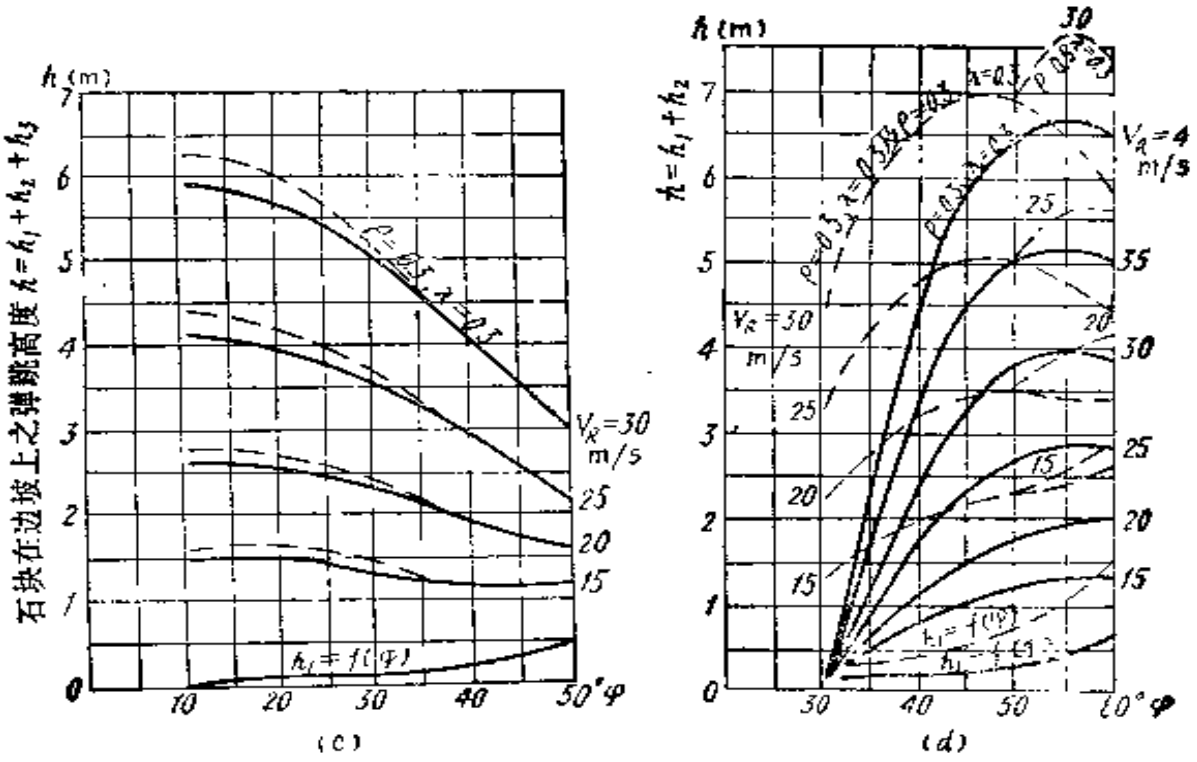
其中h_2的计算值是最大的，其它h_1和h_3的计算值都比较小。对于坡度为1：0.5、1：0.75和1：1的迎石边坡上石块弹跳总高度计算曲线，如图6—30之（a）、（b）、（c）、（d），可以应用。

拦截建筑物的设置高度则为石块跳跃总高度加安全值（安全值一般可采用0.5～1.0m）。



（a）求算石块在1∶0.75边坡上之弹跳高度的曲线图

（b）求算石块在1∶0.75边坡上之弹跳高度的曲线图



（c）求算石块在1∶1边坡上之弹跳高度的曲线图

（d）求算石块在1∶0.5边坡上之弹跳高度的曲线图

图6—30　石块在拦石建筑物迎石坡上弹跳高度计算曲线图

第七章　崩塌落石的预测及其灾害报警

第一节　崩塌落石的预测

山区铁路的高陡岩质边坡是否会产生崩塌落石？能不能对它进行预测？这是运营单位特别关心的问题，也是做好防治路基病害工作的一个重要方面。以往国内外对滑坡的预测曾提出过许多方法，如工程地质条件叠置法和综合指标法，1985年晏同珍等又提出滑坡统计预测方法。这些方法虽然都有一定的优点，但是，对解决铁路新线岩质路堑边坡崩塌落石的预测，就不很适用。我们在对山区铁路岩质边坡稳定性进行大量调查研究的基础上，找出导致崩塌落石的主要因素，并用模糊数学方法对岩质边坡的崩塌落石进行了预测，通过在宝成线略阳工务段的实测检验，效果尚好，现介绍如后。

一、岩质边坡崩塌落石的质模和强度等级的划分

为了对崩塌落石进行科学的预测，有必要把崩塌落石划分为若干个等级。所谓崩塌落石的强度等级指的是崩塌落石发生的可能性和破坏力大小的综合。它与不稳定岩体的规模、边坡坡度、高度、地下水、岩体结构，特别是与边坡岩体的节理、裂缝的产状及其组合等有密切关系。其中规模的大小对崩塌落石的强度影响最大。铁路现场在形容崩塌落石规模时，常把崩塌分成大、中、小型三种；把落石分成大块落石和落石两种；如果考虑还有不发生崩塌落石的情况，所以把岩质边坡崩塌落石的规模划分为六级。对铁路岩质边坡来说，大于1000m³的崩塌一般是比较少见的，这种崩塌对铁路的破坏往往较大；而小于100m³的崩塌一般破坏相对减小。因此，可把大于1000m³的崩塌划为大型崩塌，把

100～1000m³的崩塌划分为中型崩塌，把10～100m³的崩塌划分为小型崩塌；而把1～10m³的划为大块落石，把小于1m³的划为落石。

由于崩塌落石的强度等级在很大程度上取决于它的规模，因此可按崩塌落石的规模把崩塌落石的强度等级也划分为六级，如表7—1所示。

崩塌落石的规模和强度等级划分表

表7—1

强度等级	规模和划分标准
Ⅰ	大型崩塌 ＞1000 m³
Ⅱ	中型崩塌 100～1000 m³
Ⅲ	小型崩塌 10～100 m³
Ⅳ	大块落石 1～10 m³
Ⅴ	落石 ＜1 m³
Ⅵ	无崩塌落石

表7—1中的Ⅰ～Ⅵ级表示崩塌落石发生的可能性和破坏力由大到小，Ⅰ级发生的可能性和破坏力最大，通常可能引起重大灾害，造成长时间中断行车，摧毁线路设施，还可能颠覆列车，造成重大伤亡事故；Ⅱ、Ⅲ级崩塌落石发生的可能性和破坏力相应减小，但也可能对线路和行车造成破坏，引起伤亡事故。而Ⅳ、Ⅴ级崩塌落石发生的可能性和破坏力相对较小，只有在下述情况，例如正好砸上行进中的列车，或轨道、输电网、行人、房屋等，才造成一定的损害；Ⅵ级不可能产生崩塌落石。对不同等级的崩塌落石，可采用不同的整治措施。如对Ⅰ级崩塌落石必须采取有效整治措施，通常是进行支顶，拦截，遮挡等综合整治措施；当整治不经济时，应改线绕避。对Ⅱ、Ⅲ级崩塌落石应以遮挡，拦截，加固为主。对Ⅳ、Ⅴ级崩塌落石，应以清除，加固，拦截为主。由此可见，对崩塌落石强度等级的预测，便于有计划地进行防治工作，有重点地确定观测和巡守。

二、岩质边坡崩塌落石预测因素的选择及其等级的划分

导致岩质边坡崩塌落石的条件和因素是很多的，概括起来有地质构造条件，岩性条件，水文地质条件，岩体结构条件，气象

水文条件，边坡坡度和高度，风化作用，地震和其它机械震动，生物作用以及人为的影响等。

这些条件和影响因素对崩塌落石所起的作用不是等同的。我们选择与崩塌落石的产生有直接关系，并能反映崩塌落石可能性和强度的因素，做为预测因素，而排除那些次要的或与预测关系不大的共同性因素。根据调查资料分析，除崩塌落石规模这个因素之外，还有以下六个因素可做为崩塌落石强度等级预测的主要因素。

1. 边坡岩体中有无潜在崩落体形成是崩塌落石产生的重要条件

众所周知，边坡岩体中的各种结构面及其组合形式，决定了边坡岩体中的潜在崩落体的边界条件及其不稳定的程度。而各种结构面的产生则取决于内外力的地质作用，其中主要取决于地质构造作用。因此，可以说潜在崩落体的边界条件集中地反映了地质构造对边坡岩体的影响。潜在崩落体的边界条件可按其完整清楚的程度，划分为以下六个等级，每级的划分标准如表 7—2 所示。

2. 在边坡上出露的倾向线路的结构面的视倾角的大小，是边坡崩塌落石产生的又一重要条件

潜在崩落体边界条件的等级划分及其标准 表7—2

等级 \ 标准	潜在崩落体边界条件等级划分的标准
I 很清楚	潜在崩落体四周均有张开裂缝与稳定岩体分开
II 清楚	潜在崩落体四周有明显的多数张开的结构面与稳定岩体分开
III 较清楚	潜在崩落体四周有明显的多数闭合的结构面与稳定岩体分开
IV 不甚清楚	潜在崩落体四周有明显的未完全贯通的结构面与稳定岩体分开
V 不清楚	边坡岩体中节理较发育，但多为闭合节理，潜在崩落体不清楚
VI 无	节理不发育，无潜在崩落体

岩质边坡崩塌落石产生的可能性，主要取决于边坡面上有无

倾向线路的结构面。而结构面在垂直线路方向上的视倾角的大小，决定了崩塌落石的可能性和强度的大小。这种结构面分有泥质充填和无泥质充填两种，两种情况分别据视倾角的大小划分为六个等级，见表7—3。

倾向线路的结构面的视倾角等级的划分 表7—3

性质 / 等级	结构面有泥质充填	结构面无泥质充填
I	>20°	≥35°
II	15°～20°	25°～35°
III	10°～15°	20°～25°
IV	5°～10°	15°～20°
V	<5°	10°～15°
VI	无倾向线路的结构面	<10°

3. 危险拉张裂面的延伸距离

在边坡面上或在堑顶上出现的拉张裂面，是岩体蠕动变形的结果。这种裂面的延伸距离的大小是崩塌可能性及其规模大小的直接度量，按距离大小划分为六级，列于表7—4。

拉张裂面沿坡面延伸距离的等级划分 表7—4

性质 / 等级	拉张裂面沿坡面延伸距离的等级划分标准
I	>20m
II	10～20m
III	5～10m
IV	1～5m
V	<1m
VI	无危险拉张裂面

4. 边坡坡面上地下水出露的情况

边坡坡面上地下水出露情况，流量变化及分布等，均与崩塌落石的形成有密切关系。据它们对崩塌落石影响的程度划分为六个等级，见表7—5。

坡面上出露的地下水等级的划分 表7—5

等级 \ 标准	地下水等级的划分标准
Ⅰ	坡面上长期有线状地下水露头，雨季流量增大
Ⅱ	坡面上长期有断续线状地下水露头，雨季流量增大
Ⅲ	长期仅个别点有地下水露头
Ⅳ	坡面上雨季有少量地下水出露
Ⅴ	雨季边坡面潮湿
Ⅵ	长年无地下水

5。 边坡坡度大小对崩塌落石有显著的影响

据边坡坡度大小划分为六个等级，列于表7—6。

值得说明的是当边坡是折线坡时，边坡坡度以潜在崩落体所在处的坡度为准。如无明显的潜在崩落体，采用折线中的最大坡度。如果边坡不平整，有明显的局部陡坡或局部倒悬的危岩，应

边坡坡度等级的划分 表7—6

等级 \ 标准	边坡坡度等级的划分标准
Ⅰ	1∶0.1～直立，局部倒悬
Ⅱ	1∶0.2～1∶0.1
Ⅲ	1∶0.3～1∶0.2
Ⅳ	1∶0.5～1∶0.3
Ⅴ	1∶1～1∶0.5
Ⅵ	＜1∶1

将边坡坡度等级提高一级或两级。

6。 边坡上潜在崩落体的出露高度

潜在崩落体的出露高度，指的是崩落体重心到路基面的高差。在路基断面图上重心可用形心表示。出露高度可划分为六个等级，见表7—7。

潜在崩落体出露高度的等级划分 表7—7

等级 \ 标准	潜在崩落体出露高度的划分标准
I	> 30 m
II	20 ～ 30 m
III	15 ～ 20 m
IV	10 ～ 15 m
V	5 ～ 10 m
VI	< 5 m

在预测因素的选择上，值得说明的还有以下几点：（1）降雨虽然是诱发崩塌落石的重要原因，但在一个地区或一段铁路的范围内，降雨量差别不大。所以，在范围不大的情况下，预测边坡崩塌落石时，降雨可不必考虑。（2）地质构造及边坡岩体的结构状态对崩塌落石有决定性的影响。在预测因素的2，3，4中已有反映，故在预测因素中不单列。（3）岩性对崩塌落石虽有重要影响，但主要反映在风化作用对边坡坡度、高度的影响上，在预测因素6，7中已有反映，故岩性也不单列。如果组成同一边坡的岩性差别很大，差异性风化严重，坡面不平整，并有较大的探头危岩出现，可将坡度因素的等级提高1～2级。（4）预测因素3中的视倾角，对平面滑动用该平面的视倾角；对楔形滑动用两个滑面交线的视倾角；对弧形滑面用近似平面的视倾角。

我们可以把以上各预测因素的等级与崩塌落石强度等级的对应关系列成表7—8。从表7—8可以看出，每个预测因素的各个等级

崩塌落石的强度等级及其与预测因素分级的对应关系

表7—8

崩塌强度等级	预测因素						
	潜在崩落体的规模	潜在崩落体的边界条件	倾向线路结构面的视倾角	沿坡面方向张开裂面的延伸距离	地下水在坡面上的出露情况	边坡坡度	潜在崩落体的出露高度
	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6	F_7
Ⅰ	大型崩塌 >1000m³	很清楚 四周有张开裂缝与稳定岩体分开	有泥>20° 无泥>35°	>20m	边坡面上长期有线状地下水落头雨季流量增大	直立～1∶0.1 局部倒悬	>30m
Ⅱ	中型崩塌 100～1000m³	清楚 四周多数是张开的结构面与稳定岩体分开	有泥15°～20° 无泥25°～35°	10～20m	长期有断续线状地下水落头，雨季流量增大	1∶0.2～1∶0.1	20～30m
Ⅲ	小型崩塌 10～100m³	较清楚 四周多数是闭合结构面与稳定岩体分开	有泥10°～15° 无泥20°～25°	5～10m	长期仅个别点有地下水露头	1∶0.3～1∶0.2	15～20m
Ⅳ	大块落石 1～10m³	不甚清楚 四周结构面未完全贯通	有泥5°～10° 无泥15°～20°	1～5m	雨季有少量地下水出露	1∶0.5～1∶0.3	10～15m
Ⅴ	落石 <1m³	不清楚 节理较发育无明显潜在崩落体	有泥<5° 无泥10°～15°	0～1m	雨季边坡潮湿	1∶1～1∶0.5	5～10m
Ⅵ	无崩塌落石	无潜在崩落体	有泥 无 无泥<10°	无危险张裂面	长年无地下水	<1∶1	<5m

都有一定的标准，这就为预测提供了较为具体的指标。崩塌落石的强度等级从Ⅰ—Ⅵ，所对应的岩质边坡的稳定性逐渐增高；对应Ⅰ级的边坡稳定性最差，对应Ⅵ级的稳定性最好，或无崩塌落石产生。

三、用模糊数学方法对崩塌落石强度等级的预测

1． 模糊综合评判法

设所研究的因素集和评语集分别为：

$$U=\{u_1, u_2, \cdots\cdots, u_m\}$$

$$V=\{v_1, v_2, \cdots\cdots, v_n\}$$

则模糊综合评判的模型为：

$$\tilde{B}=\tilde{A}\cdot\tilde{R}$$

其中$\tilde{R}=(r_{ij})_{m\times n}$是$U\times V$上的模糊子集，通常称为模糊矩阵，常由各单因素评判结果得到，r_{ij}表示第i个因素对第j个评语的隶属度；$\tilde{A}=(a_1, a_2, \cdots\cdots, a_m)$是$U$的模糊子集，通常取为关于$U$的权向量；$\tilde{B}=(b_1, b_2, \cdots\cdots b_n)$是$V$的模糊子集，通常称为综合评判结果向量；“o”为合成运算，可取算子对（$\vee$，$\wedge$），（$\vee$，$\cdot$）等。

当要具体确定综合评判的结果属于哪个评语时，常采用最大隶属原则，即为$b_{j_0}=\max\limits_{1\leqslant j\leqslant n} b_j$时，则断定评判的结果为第$j_0$个评语。

2． 各单因素对各崩塌强度等级的隶属函数

现考察因素集$U=\{F_1, F_2, \cdots\cdots, F_7\}$，其中$F_i$的意义见表7—8。

评语集$V=\{\text{Ⅰ}, \text{Ⅱ}, \text{Ⅲ}, \text{Ⅳ}, \text{Ⅴ}, \text{Ⅵ}\}$，其中的$j$表示崩塌强度为第$j$级。

（1）对F_1，F_3，F_4，F_6，F_7，所采用的隶属函数

据表7—8，F_1, F_3, F_4, F_6, F_7 均是由它们各自的数值分为六个层次，这六个层次可统一地表示为：

$$
\begin{aligned}
&> a_5 \\
&a_4 \sim a_5 \\
&a_3 \sim a_4 \\
&a_2 \sim a_3 \\
&a_1 \sim a_2 \\
&< a_1
\end{aligned}
$$

其中a_i为实数，且$a_1 < a_2 < a_3 < a_4 < a_5$。

因而，这些因素对各崩塌强度等级的隶属函数我们均采用如下统一的形式：

$$
\mu_{\mathrm{I}}(x) = \begin{cases} 1 & a_5 < x \\ \dfrac{2x - (a_4 + a_5)}{a_5 - a_4} & \dfrac{a_4 + a_5}{2} \leqslant x \leqslant a_5 \\ 0 & x < \dfrac{a_4 + a_5}{2} \end{cases}
$$

$$
\mu_{\mathrm{II}}(x) = \begin{cases} 1/2 & a_5 < x \\ 1 - \dfrac{\left| x - \dfrac{a_4 + a_5}{2} \right|}{a_5 - a_4} & a_4 \leqslant x \leqslant a_5 \\ \dfrac{2x - (a_4 + a_3)}{2(a_4 - a_3)} & \dfrac{a_3 + a_4}{2} \leqslant x < a_4 \\ 0 & x < \dfrac{a_3 + a_4}{2} \end{cases}
$$

$$\mu_{\text{Ⅲ}}(x)=\begin{cases}0 & \dfrac{a_4+a_5}{2}<x\\ \dfrac{(a_4+a_5)-2x}{2(a_5-a_4)} & a_4<x\leqslant\dfrac{a_4+a_5}{2}\\ 1-\dfrac{\left|x-\dfrac{a_3+a_4}{2}\right|}{a_4-a_3} & a_3\leqslant x\leqslant a_4\\ \dfrac{2x-(a_2+a_3)}{2(a_3-a_2)} & \dfrac{a_2+a_3}{2}\leqslant x<a_3\\ 0 & x<\dfrac{a_2+a_3}{2}\end{cases}$$

$$\mu_{\text{Ⅳ}}(x)=\begin{cases}0 & \dfrac{a_3+a_4}{2}<x\\ \dfrac{(a_4+a_3)-2x}{2(a_4-a_3)} & a_3<x\leqslant\dfrac{a_3+a_4}{2}\\ 1-\dfrac{\left|x-\dfrac{a_2+a_3}{2}\right|}{a_3-a_2} & a_2\leqslant x\leqslant a_3\\ \dfrac{2x-(a_1-a_2)}{2(a_2-a_1)} & \dfrac{a_1+a_2}{2}\leqslant x<a_2\\ 0 & x<\dfrac{a_1+a_2}{2}\end{cases}$$

$$\mu_{\text{Ⅴ}}(x)=\begin{cases}0 & \dfrac{a_2+a_3}{2}<x\\ \dfrac{(a_3+a_2)-2x}{2(a_3-a_2)} & a_2<x\leqslant\dfrac{a_2+a_3}{2}\\ 1-\dfrac{\left|x-\dfrac{a_2+a_1}{2}\right|}{a_2-a_1} & a_1\leqslant x\leqslant a_2\\ 0.5 & x<a_1\end{cases}$$

$$\mu_{\text{VI}}(x)=\begin{cases}0 & \dfrac{a_1+a_2}{2}<x\\[2ex] \dfrac{(a_1+a_2)-2x}{a_2-a_1} & a_1<x\leqslant\dfrac{a_1+a_2}{2}\\[2ex] 1 & x\leqslant a_1\end{cases}$$

值得说明的是，上述各通式中的 $a_1\geqslant 0$，$a_1<a_2<a_3<a_4<a_5$，而且相邻二数之差不一定相等，上述各式的图形表示如图7—1。

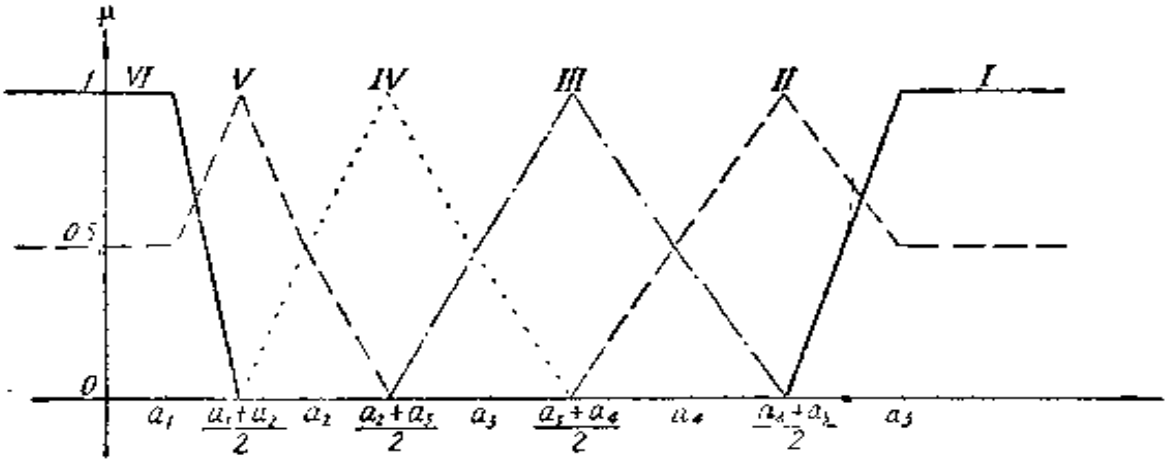


图7—1　F_1,F_3,F_4,F_6,F-隶属函数图形

具体可分别用表7—9，表7—10～13来表示F_1，F_3，F_4，F_6和F_7所采用的隶属函数。

预测因素F_1的隶属函数表

表7—9

预测因素 \ 强度等级		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
F_1	$1000m^3<x$	1	$\frac{1}{2}$	0	0	0	0
	$100<x\leqslant1000$	$\frac{x-550}{450}$，$550\leqslant x$ 0，$x<550$	$1-\frac{\lvert x-550\rvert}{900}$	0，$550\leqslant x$ $\frac{550-x}{900}$，$x<550$	0	0	0
	$10<x\leqslant100$	0	$\frac{x-55}{45}$，$55\leqslant x$ 0，$x<55$	$1-\frac{\lvert x-55\rvert}{90}$	0，$55\leqslant x$ $\frac{55-x}{90}$，$x<55$	0	0
	$1<x\leqslant10$	0	0	$\frac{2x-11}{18}$，$5.5\leqslant x$ 0，$x<5.5$	$1-\frac{\lvert x-5.5\rvert}{9}$	0，$5.5<x$ $\frac{11-2x}{18}$，$x\leqslant5.5$	0
	$0<x\leqslant1$	0	0	0	$\frac{2x-1}{2}$，$\frac{1}{2}\leqslant x$ 0，$x<\frac{1}{2}$	$1-\lvert x-\frac{1}{2}\rvert$	0，$\frac{1}{2}<x$ $1-2x$，$x<\frac{1}{2}$
	无	0	0	0	0	$\frac{1}{2}$	1

预测因素F_1的隶属函数表　　表7—10

预测因素 \ 强度等级		I	II	III	IV	V	VI
F 有泥	$20^{\circ}<x$	1	$\frac{1}{2}$	0	0	0	0
	$15^{\circ}<x\leqslant 20^{\circ}$	$\frac{2x-35}{5}$, $7.5\leqslant x$ 0, $x<17.5$	$1-\frac{\lvert x-17.5\rvert}{5}$	0, $17.5\leqslant x$ $\frac{35-2x}{10}$, $x<17.5$	0	0	0
	$10^{\circ}<x\leqslant 15^{\circ}$	0	$\frac{2x-25}{10}$, $12.5\leqslant x$ 0, $x<12.5$	$1-\frac{\lvert x-12.5\rvert}{5}$	0, $12.5\leqslant x$ $\frac{25-2x}{10}$, $x<12.5$	0	0
	$5^{\circ}<x\leqslant 10^{\circ}$	0	0	$\frac{2x-15}{10}$, $7.5\leqslant x$ 0, $x<7.5$	$1-\frac{\lvert x-7.5\rvert}{5}$	0, $7.5\leqslant x$ $\frac{15-2x}{10}$, $x<17.5$	0
	$0^{\circ}<x\leqslant 5^{\circ}$	0	0	0	$\frac{2x-5}{10}$, $2.5\leqslant x$ 0, $x<2.5$	$1-\frac{\lvert x-2.5\rvert}{5}$	0, $2.5\leqslant x$ $\frac{5-2x}{5}$, $x<2.5$
	无	0	0	0	0	$\frac{1}{2}$	1

续上表

预刻印素	强度等级	I	II	III	IV	V	VI
F_3 无泥	$35^\circ < x$	1	$\frac{1}{2}$	0	0	0	0
	$25^\circ < x \leqslant 35^\circ$	$\frac{\lvert x-30\rvert}{5}$, $30 \leqslant x$ 0, $x < 30$	$1-\frac{\lvert x-30\rvert}{10}$	0, $30 \leqslant x$ $\frac{30-x}{10}$, $x < 30$	0	0	0
	$20^\circ < x \leqslant 25^\circ$	0	$\frac{2x-45}{10}$, $2.25 \leqslant x$ 0, $x < 22.5$	$1-\frac{\lvert x-22.5\rvert}{5}$	0, $22.5 \leqslant x$ $\frac{45-2x}{10}$, $x < 22.5$	0	0
	$15^\circ < x \leqslant 20^\circ$	0	0	$\frac{2x-35}{10}$, $17.5 \leqslant x$ 0, $x < 17.5$	$1-\frac{\lvert x-17.5\rvert}{5}$	0, $17.5 \leqslant x$ $\frac{35-2x}{10}$, $x < 17.5$	0
	$10^\circ < x \leqslant 15^\circ$	0	0	0	$\frac{2x-25}{10}$, $12.5 \leqslant x$ 0, $x < 12.5$	$1-\frac{\lvert x-12.5\rvert}{5}$	0, $12.5 \leqslant x$ $\frac{25-2x}{5}$, $x < 12.5$
	$x < 10^\circ$	0	0	0	0	$\frac{1}{2}$	1

预测因素F_4的隶属函数表

表7—11

预测因素	强度等级	I	II	III	IV	V	VI
F_4	$20m<x$	1	$\frac{1}{2}$	0	0	0	0
	$10<x\leqslant 30$	$\frac{x-15}{5}$，$15\leqslant x$ 0，$x<15$	$1-\frac{\lvert x-15\rvert}{10}$	0，$15\leqslant x$ $\frac{15-x}{10}$，$x<15$	0	0	0
	$5<x\leqslant 10$	0	$\frac{x-7.5}{5}$，$6\leqslant x$ 0，$x<7.5$	$1-\frac{\lvert x-7.5\rvert}{5}$	0，$7.5\leqslant x$ $\frac{7.5-x}{5}$，$x<7.5$	0	0
	$1<x\leqslant 5$	0	0	$\frac{x-3}{4}$，$3\leqslant x$ 0，$x<3$	$1-\frac{\lvert x-3\rvert}{4}$	0，$3\leqslant x$ $\frac{3-x}{4}$，$x<3$	0
	$0<x\leqslant 1$	0	0	0	$x-\frac{1}{2}$，$\frac{1}{2}\leqslant x$ 0，$x<\frac{1}{2}$	$1-\lvert x-\frac{1}{2}\rvert$	0，$\frac{1}{2}\leqslant x$ $1-2x$，$x<\frac{1}{2}$
	无	0	0	0	0	$\frac{1}{2}$	1

预测因素F_7的隶属函数表

表7—13

预测因素	强度等级	I	I	II	IV	V	VI
F_7	$30m<x$	1	$\frac{1}{2}$	0	0	0	0
	$20<x\leqslant 30$	$\frac{x-25}{5}$, $25\leqslant x$ 0, $x<25$	$1-\frac{\lvert x-25\rvert}{10}$	0, $25\leqslant x$ $\frac{25-x}{10}$, $x<25$	0	0	0
	$15<x\leqslant 20$	0	$\frac{2x-35}{10}$, $17.5\leqslant x$ 0, $x<17.5$	$1-\frac{\lvert x-17.5\rvert}{5}$	0, $17.5\leqslant x$ $\frac{35-2x}{10}$, $x<17.5$	0	0
	$10<x\leqslant 15$	0	0	$\frac{2x-25}{10}$, $12.5\leqslant x$ 0, $x<12.5$	$1-\frac{\lvert x-12.5\rvert}{5}$	0, $12.5\leqslant x$ $\frac{25-2x}{10}$, $x<12.5$	0
	$5<x\leqslant 10$	0	0	0	$\frac{2x-15}{10}$, $7.5\leqslant x$ 0, $x<7.5$	$1-\frac{\lvert x-7.5\rvert}{5}$	0, $7.5<x$ $\frac{15-2x}{5}$, $x<7.5$
	$x<5$	0	0	0	0	$\frac{1}{2}$	1

（2） 对F_2，F_5所采用的隶属函数

F_2和F_6所采用的隶属函数分别用表7—14和表7—15表示。

F_2对各崩塌强度等级的隶属函数 表7—14

等级 / F	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
很清楚	1	0.5	0	0	0	0
清楚	0.5	1	0.5	0	0	0
较清楚	0	0.5	1	0.5	0	0
不甚清楚	0	0	0.5	1	0.5	0
不清楚	0	0	0	0.5	1	0.5
无	0	0	0	0	0.5	1

F_5对各崩塌强度等级的隶属函数 表7—15

等级 / F	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ
线状地下水	1	0.5	0	0	0	0
断续线状地下水	0.5	1	0.5	0	0	0
个别点有地下水	0	0.5	1	0.5	0	0
雨季少量地下水	0	0	0.5	1	0.5	0
雨季边坡潮湿	0	0	0	0.5	1	0.5
无	0	0	0	0	0.5	1

3. 单因素评判矩阵

我们根据野外实际对各预测因素的观察和测得的数据，按其隶属函数可计算得到模糊矩阵$\underset{\sim}{R}=(r_{ij})_{7\times6}$，此即为单因素评判矩阵。

4. 多因素综合评判

由表7—8可知，潜在崩落体的体积，边界条件，倾向线路

结构面的视倾角，张开裂面延伸距离，地下水，边坡坡度，崩落体出露高度是7个预测因素。它们的权数分配是不等权的。权的分配是因素集上的一个模糊子集$\underset{\sim}{A}$：

$\underset{\sim}{A}=(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7)$，据经验，$\alpha_1=1$，$\alpha_2=0.9$，$\alpha_3=0.8$，$\alpha_4=0.7$，$\alpha_5=0.6$，$\alpha_6=0.5$，$\alpha_7=0.4$。归一化后，$\alpha_1'=0.204$，$\alpha_2'=0.184$，$\alpha_3'=0.163$，$\alpha_4'=0.143$，$\alpha_5'=0.122$，$\alpha_6'=0.102$，$\alpha_7'=0.082$。所以，$\underset{\sim}{A'}=(0.204, 0.184, 0.163, 0.143, 0.122, 0.102, 0.082)$。

对崩塌落石强度等级的综合评判结果为：

$$\underset{\sim}{B}=\underset{\sim}{A'}\cdot R$$

我们取“$\cdot$”为$(+, \cdot)$，设$\underset{\sim}{B}=(b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6)$，若$b_{j_0}=\max_{1\leqslant j\leqslant 6} b_j$，则断定综合评判的最后结果为$j_0$级的崩塌落石。

四、宝成线崩塌落石预测实例的检验

为了对上述预测方法进行检验，我们首先选宝成线三个已发生崩塌落石的工点，用崩塌落石前的实测资料进行预测检验，把其结果和崩塌落石的实际情况对比；然后再选三个可能发生崩塌落石的工点，用这些工点的实测资料进行检验，把其结果和目前该工点的稳定状态及防治措施比较。这六个工点在崩塌落石前的实测资料见表7—16。

以K391 + 225工点为例，用表7—16所列的崩塌前的实测资料，据表7—9～表7—15，先计算出单因素评判矩阵：

$$R_1=\begin{pmatrix} 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.5 & 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.7 & 0.3 & 0 & 0 \\ 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.5 & 0.5 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0.5 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

宝成线几个崩塌落石工点的实测资料

表7—16

工点里程和名称	预测因素						
	可能或已崩落的方量	边界条件	倾向线路的危险滑移面视倾角	沿坡面方向张开裂缝的延伸距离	地下水在坡面上的出露情况	边坡坡度	潜在崩落体的出露高度
	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6	F_7
1.K391+225	已崩塌 1000m³余	清楚	50°（无泥）	6m	裂缝中有地下水渗出	1∶0.2	35m
2.K324+490	已崩塌 15000m³	很清楚	28°（有泥）	＞20m	有断续线状地下水出露	1∶0.3	40m
3.K321+163	已落石 3.5m³	清楚	33°（有泥）	1.5m	无	1∶0.5	5 m
4.K215+470	危岩可能崩落 100m³	很清楚	70°（无泥）	5m	无	倒悬	＞30m
5.K341+418	有大块岩体裂开	清楚	无	＞20m	无	1∶0.2	20m
6.K300+650	可能有大块落石	清楚	无	7m	个别点有地下水	1∶0.5～1∶0.3	20m

$\underset{\sim}{A'}$ = (0.204, 0.184, 0.163, 0.143, 0.122, 0.102, 0.082)

综合评判结果

$\underset{\sim}{B_1} = \underset{\sim}{A'} \cdot \underset{\sim}{R_1}$

= (0.204 + 0.092 + 0.163 + 0.122 + 0.082, 0.102 + 0.184 + 0.082 + 0.061 + 0.051 + 0.041, 0.092 + 0.100 + 0.051, 0.043, 0, 0)

= (0.663, 0.521, 0.243, 0.043, 0, 0) 上式中的0.663, 0.521, 0.243, 0.043, 0, 0, 分别对应于Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ, Ⅵ级崩塌落石强度等级。其中0.663最大，所以该崩塌明显的属于Ⅰ级崩塌落石强度等级。

同理，其它五个崩塌落石工点也可以分别计算出R_2, R_3, R_4, R_5, R_6及B_2, B_3, B_4, B_5, B_6；并做出崩塌落石强度等级预测，详见表7—17。

宝成线几个崩塌落石工点的预测实例的检验 表7—17

工点里程及编号	对各崩塌落石强度等级的评判结果						预测等级
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ	
1. K391+225	0.663	0.521	0.243	0.043	0	0	Ⅰ
2. K324+490	0.837	0.511	0.112	0.051	0	0	Ⅰ
3. K321+163	0.255	0.266	0.092	0.302	0.252	0	Ⅳ
4. K215+470	0.531	0.368	0.174	0.072	0.061	0.122	Ⅰ
5. K341+418	0.337	0.552	0.286	0	0.143	0.285	Ⅱ
6. K300+650	0.092	0.286	0.355	0.410	0.082	0.163	Ⅳ

从表7—17可以看出，宝成线几个崩塌落石工点的预测检验情况与实际情况基本相符。例如K391 + 225和K324 + 490分别发生过1000m³余和15000m³的大型崩塌，都预测为Ⅰ级崩塌强度是符合实际情况的。K215 + 470处，潜在崩塌体100m³余，危岩倒悬，高达40m，一旦发生崩塌，将是强烈的，因此预测为Ⅰ级

崩塌落石强度是合理的；该处铁路局已采用柱式支墙支顶，防止其崩落。K341＋418处大块岩体开裂，因高度不大，高20m，如发生崩塌，其强度也远不如上述三个工点，因此，预测为Ⅱ级强度也是合理的；目前铁路局已在此处修建支护墙，以防崩塌。K321＋163和K300＋650均是落石工点，前者曾发生3.5m³的落石，后者有发生大块落石可能，都预测为Ⅳ级崩塌落石强度等级是恰当的，与实际情况吻合。

总之，对岩质边坡崩塌落石预测方法的研究是建立在大量调查资料的基础上的。预测因素及其标准是容易掌握的，计算简便。通过宝成线实例检验，这种预测方法是可行的，如进行适当改进，还可以适用于滑坡等不良物理地质现象的预测。尽管如此，该项研究尚属初步，有待进一步完善和发展。

第二节　崩塌落石的灾害报警

一、灾害报警的意义及研究现状

（一）灾害报警的意义

前面已经谈到，山区铁路在高陡的岩质边坡地段，崩塌和落石发生频繁，全国铁路每年崩塌落石达数千处之多。由于山高坡陡，整治工程浩大，施工困难，每年都派大量看守工、巡山工，对崩塌落石危险地段进行看守和巡察。这不仅占用了大量劳力，而且也不能避免灾害的发生。因为在未设看守处，可能发生崩塌落石，由于不能及时报警，致使列车有时与崩落体相撞，造成重大事故。如果在崩塌落石严重地段都能预先安装灾害报警装置，由于准确报警，可以节省大量劳动力，还可以避免事故的发生。可见灾害报警在铁路运营线上是很重要的一项措施。

（二）研究现状

日本是山区自然灾害较多的国家之一，仅铁路的事故率曾达10000次/年，经十多年努力，在防灾系统的研究方面已取得显著的成绩。目前铁路事故率已减少到3000次/年。日本国铁成立了

《自然灾害防治委员会》，该委员会在收集了大量地质资料、水文气象资料、地震等资料的基础上，掌握了发生铁路自然灾害和险情的基本规律。他们可以依据各地的雨量、雨量强度、风速、风力、地震、河流水位及流速等数据的采集系统和铁路灾害发展的监测系统所提供的各种数据，在成熟区段，采用电子计算机处理数据，进行险情报警、灾害预报，并实行临时行车管制。在避免行车事故，对崩塌滑坡的预测预报和险情报警方面取得了明显效果。

我国在铁路自然灾害防治的研究方面起步较晚，近几年来，铁道部科学研究院，及其下属的西北研究所和西南研究所、各铁路设计院、以及西南交通大学等单位都进行了大量研究工作，已取得一些成果。但在崩塌落石的预测预报及灾害报警方面，能用于铁路实践的有效方法尚不很多。在铁路崩塌落石报警的研究方面，以广州铁路局，铁科院铁建所，西南交大三个单位进行研究工作较多。广州局和铁科院铁建所主要是采用电线栅拦式的崩塌落石的报警装置，在广州局管内宝成线略阳的红卫坝，成昆线的乌斯河等地段试用。西南交大对红外报警装置进行了研究，并在略阳工务段等地进行试用，受到了现场人员的欢迎。下面简单介绍几种崩塌落石报警的装置。

二、几种崩塌落石灾害报警装置的介绍

（一） 崩塌落石的红外报警系统

红外技术在国外，在军工系统已得到较为广泛的应用。西南交大物理研究室把红外技术引用到山区铁路防灾系统的研究，并已在略阳等地实际安装，现把原理介绍于后。

1. 设计指导思想及报警系统方案概要

（1） 红外防灾报警系统设计的指导思想

① 重点是尽快解决现场突出的灾害报警问题，才能使报警研究在现场扎根，不断发展。

② 必须与现场人员的技术水平相适应，既要尽量采用先进技术，又要使现场人员经过一定训练，就能掌握操作维修技术，

使工务部门容易接受。

③ 必须稳固可靠，经济、耐用。

④ 必须具有工艺可行性，才可能成批生产，投入实用。

自然灾害是十分复杂的，人们在短期内不易掌握它的形成规律。另外，由于山高坡陡，要进行根治工程十分浩大，很不经济、这就使得险情报警工作十分重要。如果在灾害发生时，能及时掌握灾害对行车和铁路设施构成的险情，并立刻发出警报，使工务部门及时采取紧急抢险措施，则能避免车祸或减少损失。因此当务之急就是解决险情报警问题。

（2）铁路红外险情报警系统方案概要

铁路险情报警系统的主要技术要求是：①警戒范围，铁路中心线以外200m的限界；②危险路障最小截面45cm×20cm；③允许一定的虚报率，不得漏报；④在晴天，雨天和薄雾天都稳定可靠。

西南交大采用了技术上比较成熟的主动式红外报警装置构成报警系统，根据不同险情的类别，在险区路面限界内，沿钢轨布置若干条红外光警戒线，当发生灾害时，限界内形成危险路障，必定遮断一条以上的警戒线，此时，接收系统输出遮挡信号，此信号由判别系统判定为险情时，即输出报警信号，然后驱动声、光警报器发出险情警报。

整套系统由红外发射系统、接收系统、信息处理系统、判别系统和警报器组成。发射接收系统发现路障，判别系统把行人、鸟兽、牲畜与险情路障区别开，以减少虚报率；警报器适时将险情警报传送给临近的列车及工点值班室，见图7—2。

选用红外波段是因为铁路路面的各种干扰（声、光、电磁干扰）十分复杂，而红外线能较为有效的避开这些干扰，并具有比可见光更强的透雨雾能力，易于构成准全天候系统，即可以在晴天、雨天、薄雾天昼夜工作，有可能用小功率红外光源在200m距离内获得较高的系统信噪比和可靠性。

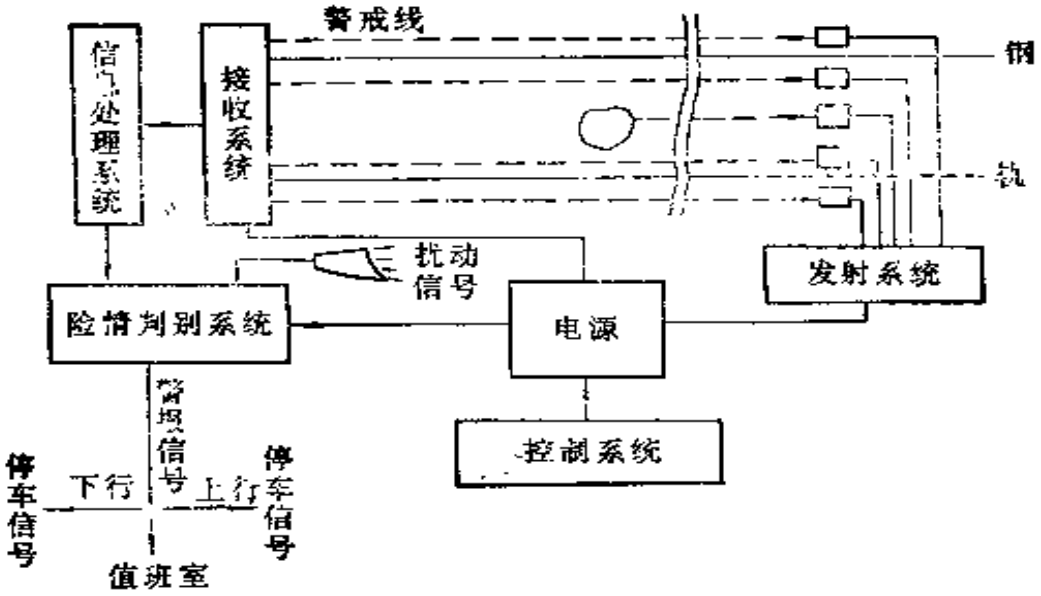


图7—2　HB-1型红外报警系统示意图

2．　红外险情报警系统两个关键技术问题

（1）　红外警戒线和信息处理系统

警戒线的功能是检知限界内危险路障的存在，如图7—2所示，各条警戒线实际上就是从发射到接收的各条红外光束，它们必须是完全独立的不得互相干扰。方向性强的红外激光或准直式发射系统，因造价昂贵是不可取的。西南交通大学采用砷化镓红外发光管作发射源，硅光电二极管作探测器，均采用一片透镜与其本身的半球透镜组成简单的光学系统。这个系统由于发散角和接收视场都较大，均在1°左右，不可能构成独立的警戒线，而且辐射能量的利用效率很低，从光学角度看似乎不合理，为此设计了一个信息处理系统，从这个光学通道中获得了可靠的红外警戒线。信息处理系统框图如图7—3所示。

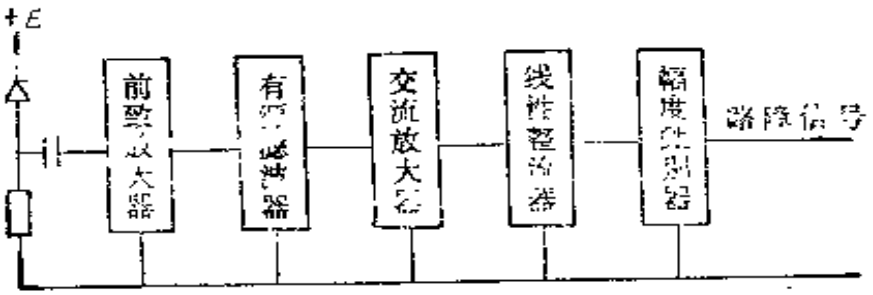


图7—3　信息处理系统框图

2、判别系统

在路面能遮挡任何一条警戒线的物体，除崩塌落石形成的危险路障之外，还有行人、鸟兽、牲畜甚至一片落叶也能短暂的遮断某条警戒线。如果没有判别系统，上述各种遮断会使系统虚报险情，判别系统的功能是从上述各种遮挡信号中准确判断出险情，然后发出警报信号，可以提高系统的可靠性。

落叶、飞鸟的遮挡是短暂的，人和牲畜等的遮挡是可以驱动的，只有险情路障是不动的，判别系统就是根据这个特征工作的。当判别系统接收到一条或数条警戒线被遮断的信号后，将其储存10～20秒钟（或更长），在该时间间隔内，如果信号没有变化，即警戒线继续被遮断，可疑为险情，即可发出一个警戒信号提醒值班员注意，同时向警戒区发出机车电笛声，一切可动性遮挡物受到电笛的惊动和驱赶，一般都会下道，至少会有所动作，这就必然使遮挡状态发生变化，使警戒信号自动撤除。若警戒信号发出后10～20秒钟（或更长），路障情况及遮断信号依然如故，则可判定为险情，即可将警戒信号变为报警信号，立即驱动声、光报警器，让驶近的列车、车站及工务部门采取果断措施，避免车祸发生。判别系统的逻辑框图见图7—4。

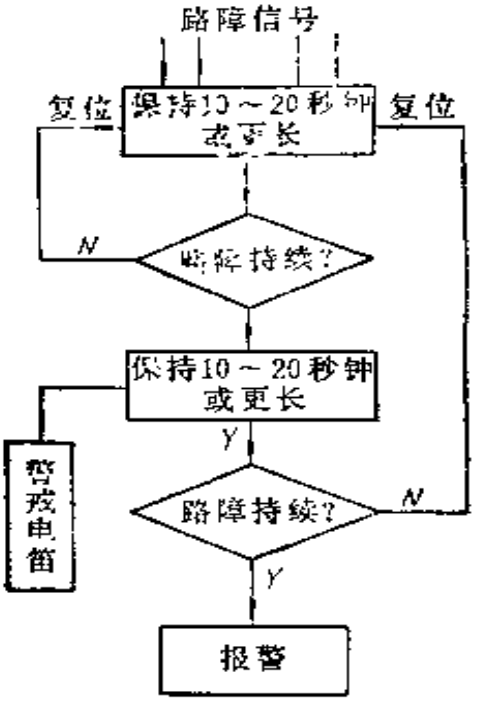


图7—4 判别逻辑框图

3. 红外报警系统的优缺点

该系统经在略阳工务段试装，已初步显示如下优点：

（1）该系统性能可靠、稳固耐用。

（2）造价低，监测200～300m范围的崩塌落石工点，全套设备造价只需0.8～1.0万元。

（3）安装方便，不需要大量坛工。

（4）便于掌握，深受工务部门欢迎。

缺点是仅限于超限报警，当崩塌落石砸坏钢轨、枕木，如未超限时，该装置不能报警。

（二）广州局崩塌落石网式自动报警装置

1． 报警装置简要介绍

由广州铁路局研制的网式自动报警装置到1985年10月为止，已先后在现场分别安装24处使用，其效果尚好。它是由两部分组成。

（1） 监督装置

监督装置由监督网和监督电路组成。监督网设置在崩塌落石的经路上，由许多个框架铁丝网排列成倾斜的拦挡墙，框架下部铰接于固定支座，上端用3.0mm铁线作承拉线，系在牢固的地锚上，见图7—5。

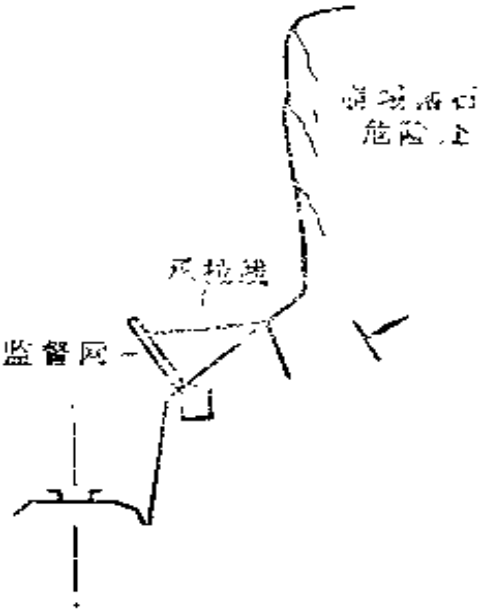


图7—5 监督网安装示意图

监督网在边坡上的位置、框架铁丝网的安装高度、倾斜角度和安装数量，应根据工点的地形和长度决定。当岩体崩落时，可能有岩块翻滚跳跃，要进行落石计算，来决定框架的高度与倾角。使可能打到轨道上的崩落体都被监督网拦截。必要时监督网可设2～3层。

框架铁丝网用角钢作框架，以3.0mm镀锌铁丝编成150mm×150mm或200mm×200m的孔眼。监督电路的塑料电线系于框架铁丝网下端，电线接到报警继电器线圈上。正常情况下电路接通继电器吸起。当崩落体造成网垮电线断时，继电器失磁落下，其下接点通报警电路。

（2）报警装置

① 在崩塌落石地段两端不少于50m，上下各设一架通断信号机，并按规定设置预告信号机。

② 预告信号机外，设置两台地面感应器，用来与机车报警装置相联系。

③ 崩塌落石巡守房装设报警电铃，无线列调电台和录放机。

④ 遮断信号机防护区段内设置若干人工控制开关箱，以备必要时人工接通报警电路。

⑤ 防护地段附近装有切除开关箱。

当崩塌落石造成网垮电线断，而自动接通报警电路时，遮断信号机显示，以停车信号拦截列车，同时预先录制好的录音带也起动，通过列调电台向机车司机和车站值班员发出“××至××区间塌方”的语音信号。报警电路接通后，巡守房的警铃鸣响，使巡守工及时出动，拦截列车及向有关单位报告。当巡守工发现是人为或野兽弄断电线发生误报警，或崩塌体未侵入限界也发生报警，可利用切除开关消除报警。

2. 网式崩塌落石报警装置适用条件

在可能发生崩塌落石等危及行车安全的路基病害地段，当采用整治加固，拦截和遮挡等建筑物方案，由于投资巨大、工期长或施工困难等原因，短期内又不能实现时，可使用崩塌落石自动报警装置。一般来说，它适用于下列可能崩塌落石地段：（1）高度大于15m及边坡坡度陡于1：0.5的高陡堑坡；（2）堑顶以上坡度大于35°的自然山坡；（3）隧道口的高陡仰坡。

3. 广州铁路局崩塌落石报警装置的优越性

（1） 报警手段齐全。由于增加了电台报警，使在雨雾天气确认信号困难或机车已越过遮断信号机后，发生崩塌落石的情况下，也能及时得到信息，增加了行车安全度。电台报警也使车站值班员及时知道区间塌方信息。

（2） 报警具备自动、手动兼容功能。

（3） 监督网设备轻便，结构简单，网高和倾角变化灵活，便于达到拦截崩塌落石体的目的，而且施工安装简捷。

（4） 设备检修方便，构件回收率高。框架网被塌体打翻后容易修复。一旦塌方威胁解除，大部分构件可以拆除回收。

4。 存在问题

（1） 安全上仍有漏洞，这个装置的功能是在发生灾害之后进行报警，而不能进行预报。如果列车距离较近或正在通过时发生灾害，报警就失去意义。

（2） 本设备需派人日夜看守，以防止非塌方落石引起的误报。今后应逐步完善，减少看守人员。

（3） 造价偏高，设置一处崩塌落石自动报警装置费用为50000～60000元，与永久加固或拦截建筑物等方案进行经济比较时，虽然后者造价稍高，也应优先考虑。

（三） 铁科院铁建所设计的崩塌落石的报警装置

该装置主要由检知器——崩塌落石检知网、主控制箱、声光报警器、列车防护设备、自动停车设备及无线列调等部分组成。

1。 工作原理（见图7—6）

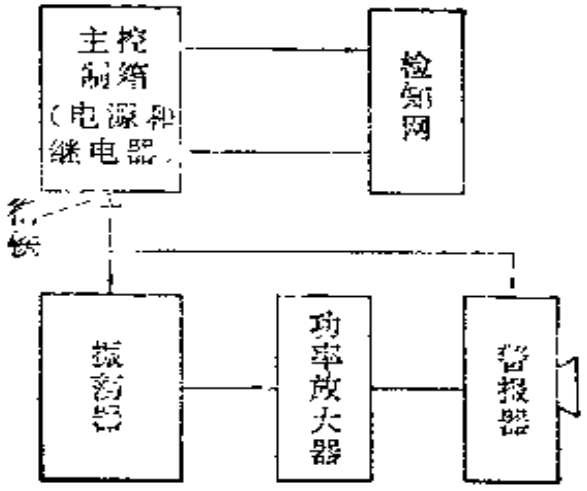


图7—6 崩塌落石报警装置示意框图

该装置由主控制箱提供直流电源，对崩塌落石检知器和继电器的串联回路供电，保持继电器吸起。一旦检知器被崩塌落石体撞断时，上述串联回路断路，继电器失磁衔铁落下，继电器接通控制点燃列车防护设备的地面信号机，阻止行驶在区间的列车，使之停下，避免进入事故发生地点，以防止次生灾害的发生；另一

方面还控制看守房室内声光报警器和室外报警器，发出信号以通知看守人员。

此外设有非常按钮，以满足看守人员发现其它危及行车的险情时应急需要。

2。 各组成部分的技术要求

（1） 检知器——崩塌落石检知网

它是崩塌落石报警的传感器，平时通电，一旦崩塌落石体侵入将导线撞断时，电路断电，利用它检知崩塌落石已发生的信息。

宝成线红卫坝车站设立的危岩落石检知网全长180 m、高4.5m，俯视呈“S”形，象一道屏障围绕在半山腰上，甚为壮观，见照片7—1。

导线（单股硬线）间距0.2m，分成6段（每段30m）拦设，每段间设接线端子，以便于查找断线位置及时修复。

这种检知网在山坡不太陡的情况下较适宜。该结构形式具有拦挡和检知崩塌落石发生的双重作用。



照片 7—1

（2） 主控制箱

它是连接检知器和报警器及列车防护及其部分的关键中间设备。主要提供检知器平时工作时的电流，它由电源和检测用继电器两部分组成。

主控制箱可安装在室外，外壳选用XB—2变压器铸铁箱。当放在看守值班室内时，可不用铸铁箱，把它和声光报警器合装在一个机箱内比较合理。

（3） 看守房报警器

平时用电压表和绿色发光管来表示直流电压数值和工作正常。当出现崩塌落石时，继电器衔铁落下，发出声光报警，这时红灯闪亮并且喇叭发出间断音响，间断信号易于引起注意及节省电源，还易于实现多重报警。

（4） 车站（工区）报警器

① 有线传输式车站（工区）报警器。通过架空线或地下电缆将落石报警信号传至车站，或传至工区，以便及时扣发列车或将区间行驶列车拦住。

② 无线传输式车站（工区）、机车报警器

一旦有崩塌落石发生时，设在落石看守房内的专用无线发射机可以将落石编码信号或音频合成信号或录音信号及时发出，被设在车站（工区）和机车上的无线接收机接收，从而使列车停下，或使车站及时扣发列车。

（5） 列车防护设备

一个完整的崩塌落石报警系统，除了上述的检知与报警装置外，列车防护设备也是必不可少的，它的任务是在接到崩塌落石发生信号的瞬间，立即向行驶在区间的列车发出地面或车上的信号，令列车不得驶入灾害地点，以避免发生重大事故。

（四） 其它崩塌落石报警装置

除上述三种报警装置之外，还有其它形式的崩塌落石报警装置。如成都铁路局在乌斯河就安有简易的报警装置（原理和形式与铁建所的类似）。如照片7—2所示的就是安装在成昆线黑区沟

一号隧道出口的简易崩塌落石报警装置。



照片 7—2

第八章　崩塌落石地区的铁路选线

第一节　在崩塌落石地区必须重视地质选线工作

一、地质选线的重要性

山区铁路线路的技术条件，地形条件和工程地质条件是选线的重要因素。在选线时，如果忽视了地质选线工作，在地质条件不良的山区，盲目采用高陡边坡，发生大量崩塌落石后，不仅大量增加工程投资，还会给运营养护造成巨大困难，其后患无穷。如1939年开始修宝天铁路时，由于缺乏地质选线知识，线路沿渭河河谷而行，走行方向和主要构造线方向（北西西方向）大致平行，沿线断层、节理较发育，岩层破碎，山坡岩体不稳，不良地质现象颇多。在这种地质条件下，当时还采用大量高陡边坡。以致在施工阶段就产生了大量的崩塌落石和滑坡，一再延误工期。1945年末虽然勉强通车，面临着严重的崩塌落石与滑坡，有“三天通车，两天断道”之说。1950年以后经多年对宝天线整治和改造，虽然在很多崩塌落石病害地段已做了线路外移改线工作，并修筑了大量防崩建筑物，但崩塌落石病害仍时有发生。据不完全统计，1984年在宝天线的155公里范围内，还有崩塌落石工点61个，平均每2.5公里有一处崩塌落石。可见，在崩塌落石区的地质选线工作是多么重要。

再如，宝成线在选线时，已开始注意到地质条件，宝鸡至秦岭垭口一段，原有南、北、中三个线路方案，最后避开了南线的大规模崩塌落石区，选取了岩质较好的沿清姜河展线的中线方案。但由于宝成沿线山高坡陡，断层、节理发育，不良物理地质现象较多，当时地质技术工作较弱，定线时又过多的采用了高陡

边坡，致使发生崩塌落石很多。自1957年通车以来，虽经20多年的长期整治，但崩塌落石病害仍很普遍，据1984年统计，宝成线还有崩塌落石工点354处。可见，由于宝成线选线时不重视地质工作，崩塌落石病害是严重的，长期威胁着行车安全。

相反，如果在崩塌落石区选线时，重视地质条件，有意避开大型崩塌区，并采取有效措施，就能使崩塌落石病害大大减少，能取得事半功倍的效果。如成昆线，虽然沿线山高谷深，地质条件复杂，但在选线时，特别是在决定线路位置时，有意避开了许多崩塌落石区，使这类常见病害大大减少。通车后，据1984年统计，在成昆全线1083公里范围内，崩塌落石工点仅94处，平均每10.5公里只有1处崩塌落石病害。仅为宝天线崩塌落石密度的四分之一。

二、崩塌落石地区地质选线的要点

崩塌落石地区地质选线的要点如下：

1.首先要查清工程地质条件。其中主要有：地质构造、地层岩性、水文地质条件、地形条件和不良物理地质现象等。将这些条件作为决定线路方向的依据。对于不良物理地质现象，不但要注意已有的崩塌落石，同时还要特别注意修建铁路后可能引起崩塌落石的不利因素。

2.线路方向应尽量避免和区域构造线方向平行。如果线路方向和区域构造线平行，在高陡边坡处易于产生大规模崩塌。如第二章中已谈到，宝天线的线路方向与区域构造线大致平行，据4处花岗岩大崩塌的统计，总崩塌方量达8.7万立方米。

3.线路位置尽量远离断层相交处。断层相交处，节理裂隙发育，岩层破碎，崩塌落石多。如果在断层相交处开挖深路堑还容易形成大型崩塌。如1.5万立方米的明月峡大崩塌就位于断层相交处。

4.在高山峡谷区应尽量减少开挖高边坡。高山峡谷区河流切割深，岸坡陡峻，高差大，岸坡岩体沿河发育有深大的张开裂

隙，工程地质条件差，如果开挖高陡边坡，易于产生崩塌落石。宝成线、宝天线、成昆线的很多崩塌落石工点都是在高山峡谷区段。

5.线路位置尽量避开层面（或主要节理）倾向与山坡倾向相同的一岸。如果线路选在岩层倾向和山坡倾向相同的一岸，由于岩层（或节理）倾向线路，在高陡边坡地段易于产生滑移式崩塌和滑坡，因此，其工程地质条件远不如另一岸。在条件允许时，经过技术经济比较，尽量选在岩层倾向山里的一岸。

6.在带状出水的山坡地段，线路位置的选择要慎重。山坡上如有带状出水，说明有层状或面状地下水流，出水带以上的岩体一般不甚稳定。如果在这种地段开挖深路堑，特别是当路基面远低于出水带时，极易发生崩塌落石，线路位置以避开为宜，或事先采用有效防治措施。

7.岩性差异大的互层地段应尽量减少高陡边坡。由于岩性不同，抵抗风化的能力也不同，当采用高陡边坡时，抵抗风化能力差的岩石先风化剥落形成凹槽，抵抗风化能力强的岩石就会突出来，形成危岩，倒悬在高边坡上。因此易于形成崩塌落石。

8.在高地震烈度（Ⅷ度以上）的崩塌落石区，线路应远离活动断裂带。并应减少高边坡，使线路尽量向山里移动，以隧道通过。因为高陡边坡在强烈地震作用下，将可能诱发大规模的崩塌落石，而隧道一般抗震性能好。

第二节　崩塌地区线路位置和路基断面结构的研究

崩塌地区线路的合理位置，要从两个方面着手研究，一是通过崩塌地区的线路方案的平剖面位置的选择；一是当确定通过崩塌地区时，线路在每个横断面上的高程和位置的选择。解决这两个问题的前提，首先取决于正确的对山坡岩体稳定性的工程地质评价和对其变形的详细研究；然后进行一些计算，在保证安全运

营的条件下，结合当地的具体情况和线路性质，拟定各种工程措施，经过详细的技术经济比较后，才能决定方案的取舍。

一、铁路通过崩塌地区的线路位置和处理方案的研究

（一）线路位置的选择原则

当山坡岩体破碎，崩塌落石的物质来源丰富，岩体变形速度快，并且自然山坡陡峻，如果在此开挖山坡修建铁路，在长期大雨、地震等作用下，有可能是产生大规模的崩塌的地段，应以绕避为主。一般可绕离崩塌区或向山侧移动，以隧道通过。绕避距离，可以根据不稳定岩体的高度和可能崩塌的范围，按落石公式计算。并要充分考虑巨大规模的崩塌引起的气浪所带来的摧毁作用的影响。修隧道时应保证有足够的长度，特别要注意进、出洞口的工程地质条件，将其设在崩塌的范围之外。

如果崩塌落石规模较小，不致引起严重的后患，线路可以通过崩塌影响范围，但是必须首先对山坡岩体进行加固处理，或修建防崩建筑物，以保证行车安全。

（二）处理方案的研究

当线路在崩塌落石区通过时，通常采用两种处理措施。

1.处理山坡岩体增强其稳定性

（1）清除不稳定的山坡岩体，保证行车安全。这种方法必须首先对山坡岩体进行详细的工程地质测绘和调查，画出地质断面，对山坡高度、坡度和地质构造情况进行研究以后，对可能崩落的岩体的稳定性进行分析，以便确定采用的措施。如果可能崩落的岩体的规模不大，处所不多，又便于清除的，可以采用清除危岩的办法，以保证行车安全。

（2）加固山坡岩体，防止崩塌落石的发生。崩塌落石通常与水、冰、气温变化等因素密切相关。可以用加强排水和搞好山坡岩体加固，以免岩体中裂隙扩大，增强山坡岩体稳定。用这些工程量来作方案的技术经济比较的依据。

2.用拦截、遮挡建筑物保证列车的安全。这些措施只是对中

小型崩塌地区起作用，也是崩塌区选线时常采用的办法之一。采用这些措施做为选定线路方案的依据时，需要事先对崩塌落石的规模大小、发生的频率、作用力的大小、崩塌落石的弹跳高度和距离，进行详细的调查研究。根据修建这些建筑物的可能性来决定方案的取舍，选择线路时，据概略的工程量来作技术经济比较。

二、崩塌地区铁路路基断面结构的研究和线路局部移动的原则

在中小型崩塌区，可以根据地质横断面选择线路位置，这与拟采用的防崩建筑物的结构类型有着密切的关系。在具体选择之前，必须经过详细的工程地质调查，确定采用哪种防崩建筑物才能保证铁路运营安全；也才能根据当地的工程地质条件，研究最经济的路基断面结构，确定合理的线路位置。所以，在进行铁路选线时，根据具体的地质横断面，崩塌的类型、规模、施工条件、工期，以及建筑物的结构类型等情况，来研究合适的经济的防崩建筑物结构形式；并相应地将线路位置在小范围内适当调整，以节省工程量，是具有很大经济和技术意义的。

（一）以隧道通过崩塌区

在山坡外侧岩体松散，崩塌落石发育的情况下，为保证隧道洞身和进出口不受崩塌落石影响，在不过分增加工程造价的情况下，线路应尽量向山内移，这样也可以取消在山坡外侧回填和作支撑的工程，如图8—1所示。

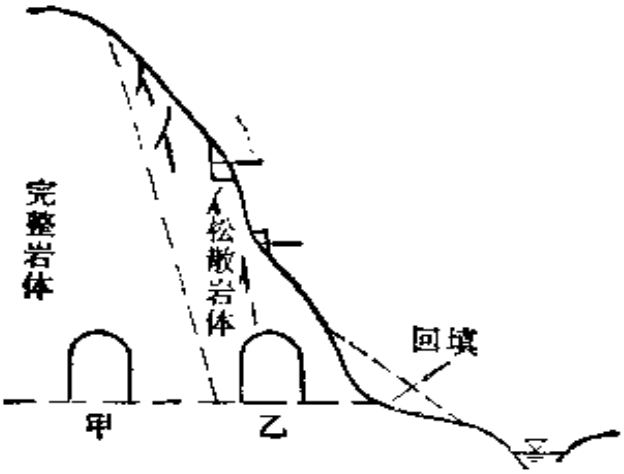


图8—1 崩塌区隧道位置选择
甲方案优于乙方案

（二）修明洞通过

在山坡外侧基岩面较陡的情况下，为减少外侧回填土石方的数量和避免洞身受偏压过

大，明洞位置应尽可能内移。这样也可以避免洞外侧边墙基础过深，造成施工困难，从而减少明洞的工程造价，如图8—2。

（三）修棚洞通过

适于崩塌落石规模小、冲击力不大的情况。为避免外柱基础过深，线路适当内移仍然是合理的，如图8—3。

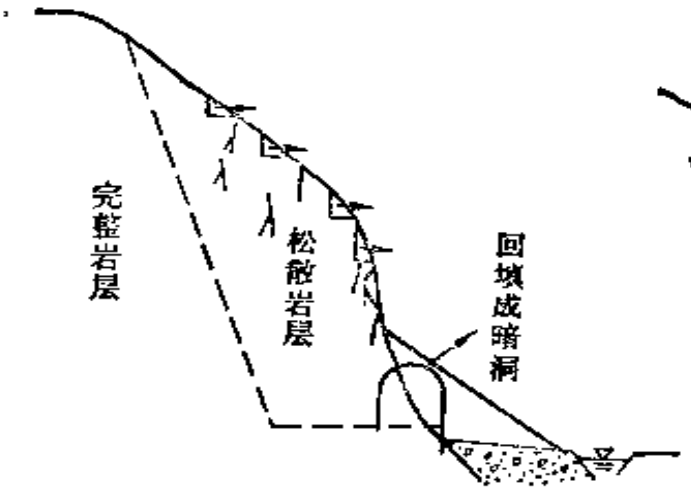


图8—2 明洞

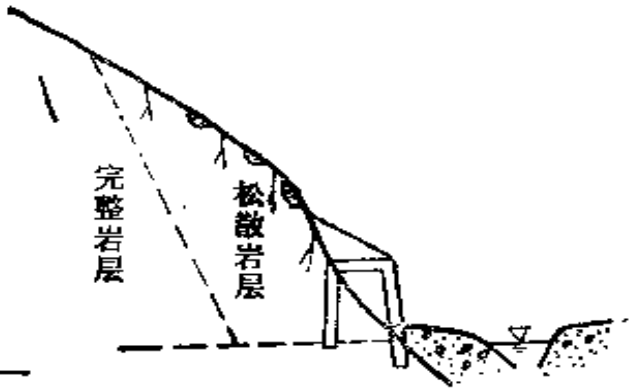


图8—3 棚洞

（四）清除危岩和上挡相配合的方案

此方案适于危岩规模不大，又便于清除的山坡。必须详细作地质调查，刷缓上部山坡，减轻崩塌落石的威胁，下部修挡墙抵抗山坡岩体压力。线路可以外移，减少工程量，若过分外移，有时将增大河岸防护工程，也是不合理的，因此需要综合考虑。

（五）采用拦石墙加固边坡工程和河岸防护工程的综合方案

如果在宽谷地段，可以向河岸多移，以减少山坡上处理加固的费用。但在峡谷的崩塌区内决定线路位置时，没有足够数量的地质横断面是不能定出合理的线路位置的。这就需要权衡利弊，或者在山坡上多作些工程，或者多作些河岸防护。总之，线路移动几米都可能对造价有很大影响。因此，需要详细作技术经济比较。

（六）绕避崩塌

这种方案适用于大型崩塌地区，一般说来，绕避愈远愈好，

但绕避过远，将使线路展长，工程大量增加，也是不合理的，必须进行技术经济比较。

第三节　崩塌区局部选线的几个实例

一、新建铁路局部避开崩塌区的几个实例

1.成昆线莲地隧道方案

在1964年以前，该段线路方案是沿金沙江环山绕行，分别以1～2km长的隧道通过，由于该区受大断裂影响严重，沿岸崩塌等不良地质现象较多，1964年曾提出将线路内移，以长度2600m

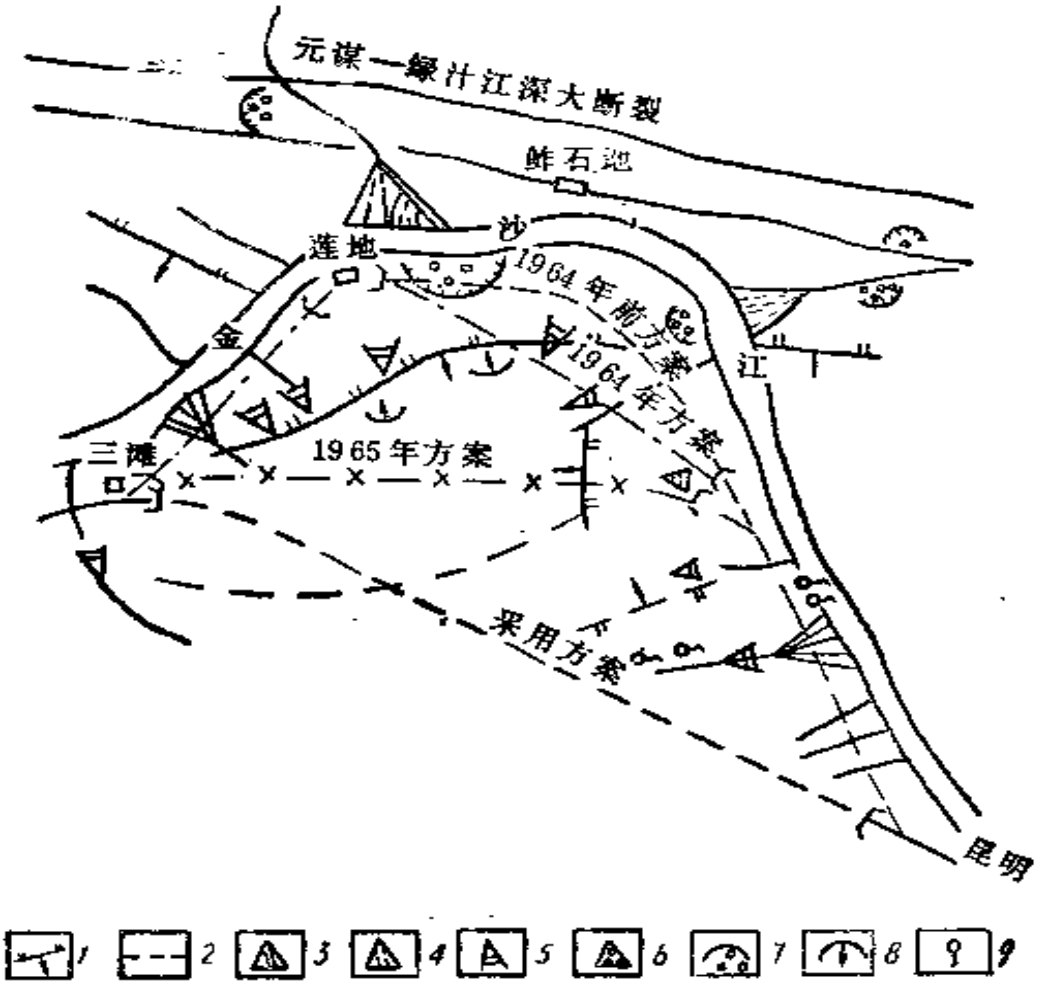


图8—4　莲地隧道方案示意图

1——逆断层；2——性质不明断层；3——老洪积扇；4——新洪积扇；5——泥石流；6——岩堆；7——崩塌；8——危岩落石；9——泉水。

的隧道通过，但成都端洞口有长度600m、高250m的莲地大崩塌（约700万立方米），洞身穿过洪积层，浅埋偏压，昆明端洞口有大型松散的大块石岩堆，还有危岩落石等不良地质现象。1965年定测时，又内移改为长3552m的隧道，但仍未完全解决问题。最后决定提坡5m，再次内移线路，修建一座4603m的长隧道，避开了重大的崩塌等不良地质现象，如图8—4。

2.成昆线银丝岩隧道方案

如图8—5所示，位于新江站至师庄站之间，线路沿金沙江的急弯凹岸而行，地势十分险峻，悬崖峭壁高达百米，大股流水从崖顶倾泻而下，直接威胁铁路。原方案以3座短隧道通过，2号与3号隧道之间，危岩落石严重威胁行车安全，同时洞壁很薄，洞门斜置，洞顶山体偏压，桥隧相连，施工场地布置十分困难。后将线路内移以长2857m的隧道通过，虽然投资有所增加，线路有所增长，但运营安全可靠，施工也方便。

3.成昆线大火夹至柳田坝线路方案

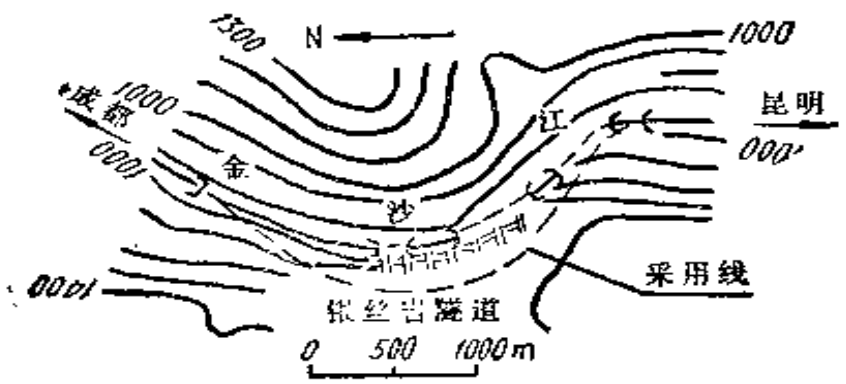


图8—5 银丝岩隧道方案示意图

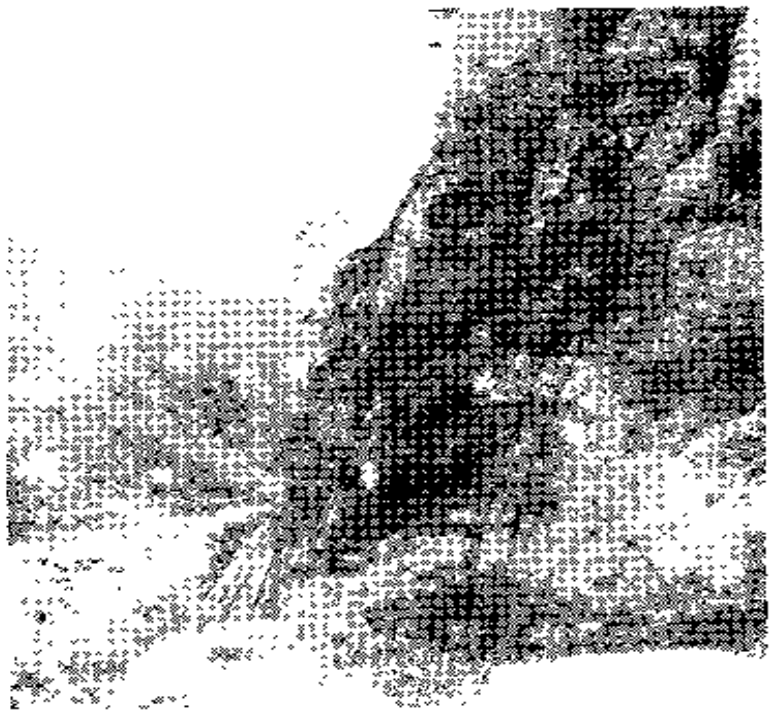
位于柏村至金口河站之间，线路沿大渡河左岸，地形陡峻，多悬崖峭壁、上有落石威胁，下有急流冲刷。原方案以短隧道群通过，桥隧相连，仅1km多的范围内就有7座隧道，共长770 m，10座桥涵，5处挡土墙。隧道洞门多，施工干扰很大，危岩落石

难以彻底处理，后患无穷。经反复比较，最后采用线路内移，设2座隧道，共长1297m，4座小桥涵，1处挡墙，避开了悬崖落石，减少了施工干扰，施工便利，运营也安全。

二、既有线的教训和崩塌落石区改线方案

1.宝成线老鸦崖改线方案

改线里程K340＋986～K342＋010　全长1024m，该段线路位于嘉陵江峡谷右岸陡崖下，以半路堑通过，边坡高10～50m，山顶与河谷相对高差达200～300m，岩层为三迭中下统的灰岩、白云岩，夹泥灰岩、页岩等，岩层节理发育，岩体破碎。该段线路自1957年通车以来，常有崩塌落石发生。据1962年至1981年有文字记载的较大的崩塌落石计19次，打坏钢轨的有5次，其中有3次崩落量达100m^3以上。该段从江边至山顶，共约0.2km^2范围内，有13个危岩落石区，其中仅两处最大危岩落石区的统计，可能崩塌落石的体积达7000m^3。该段通车以来修建挡石墙6座，支护墙100余处，但崩塌落石仍时有发生，危岩时刻威胁着行车安全，见照片8—1。为避开崩塌落石的危害，将线路内移，以长1019.37m



照片　8—1

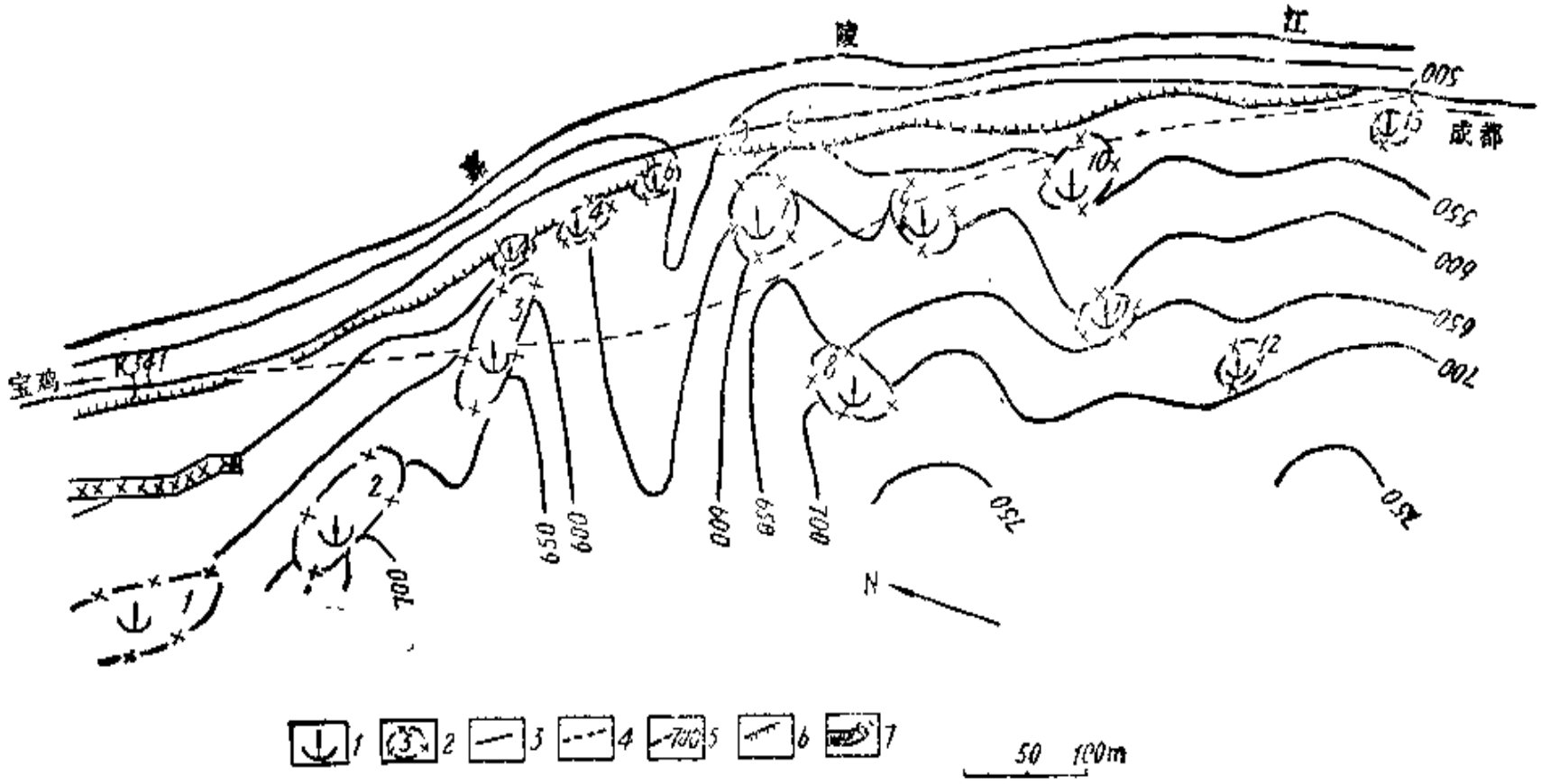


图8—6 老鸦崖改线平面示意图

1——危岩；2——危岩范围及编号；3——铁路原线；4——改线位置；5——等高线及高程；6——岩石边坡；7——拦石墙。

的隧道通过，见图8—6。现已建成通车，使该段线路彻底摆脱了崩塌落石之害。

2.宝成线高家岩崩塌落石地段选线的教训

宝成线K154＋200～＋840高家岩地段，边坡高度多在40～50m，为石灰岩地层。高家岩2号隧道长46m，宝端洞口段因落石，1962年接长明洞64.9m；高家岩3号明洞地段，原为路堑，因可能落石、塌方，1959年增建明洞长60m；高家岩4号隧道原建长93m，进口位于悬崖陡壁下，沟口有拦石墙，因洞口崩塌落石，1978年接长明洞67m；1981年水害，2号至3号及3号～4号隧道间，路堑坡面高陡，危石较多，并有轻微流泥，分别以长度为80.55m和47.85m的棚洞连接起来，增建明、棚洞共计320.3m，为初建隧道长度的2.3倍。可见，当时选线方案的教训是深刻的。如果当初将高家岩隧道向山里靠，修筑一座长630m隧道，其长度仅比现在增长21m，详见图8—7。线路向山里靠，不仅线路有所缩短，更重要的是避开了不良地质现象，保证了运营安全。

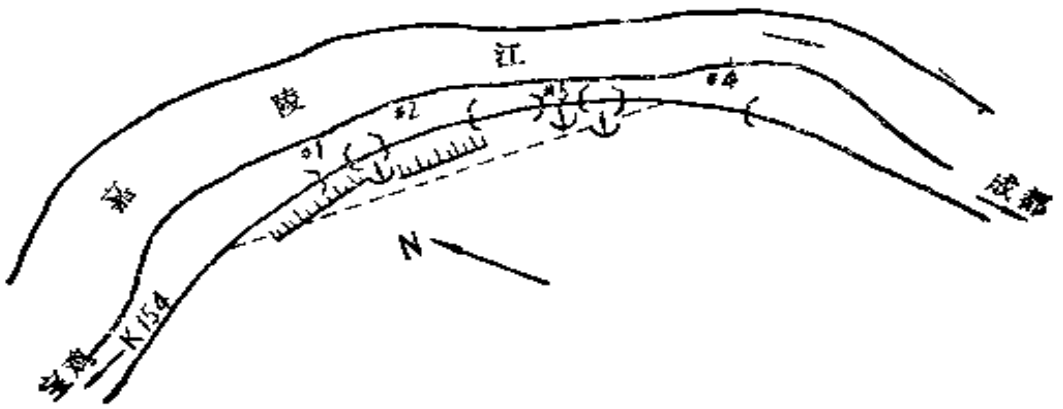


图8—7　高家岩段线路平面示意图

第九章　崩塌落石的防治

第一节　防治崩塌落石的遮挡建筑物

一、遮档建筑物的主要类型

在崩塌落石地段常采用的遮挡建筑物就是明洞。按结构型式的不同，明洞可分为拱形明洞和棚洞两类。分述如下。

1.拱形明洞

拱形明洞由拱圈和两侧边墙构成，如图9—1所示。这是一种广泛使用的明洞型式，其结构较坚固，可以抵抗较大的崩塌推力，适用于路堑，半路堑及隧道进出口处不宜修隧道的情况。洞顶填土，土压力经拱圈传于两侧边墙。因此，两侧边墙均须承受拱脚传来的水平推力，垂直压力和力矩。其中外边墙所承受的压力更大，故截面较大，基底压应力也大。要求线路外侧有良好的地

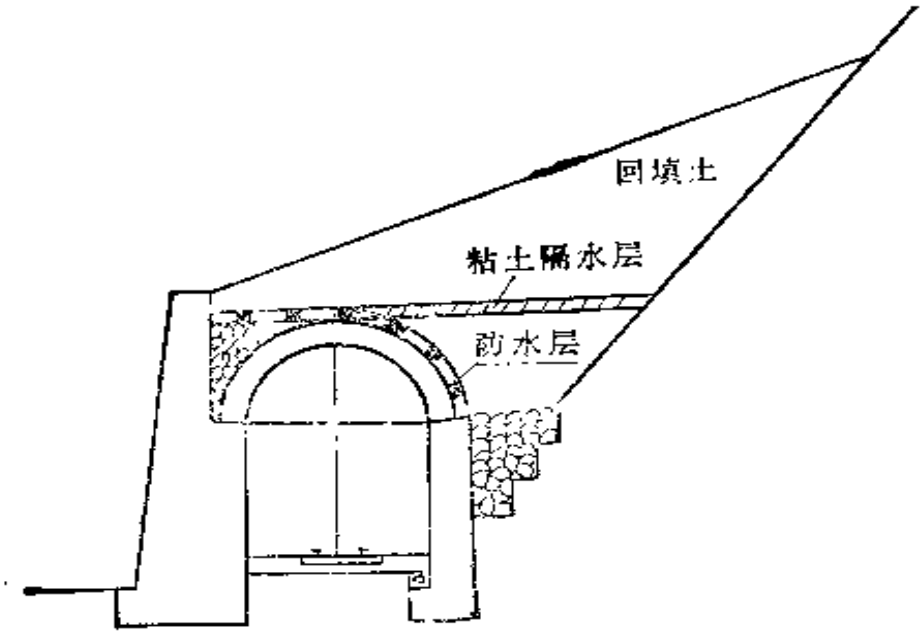


图9—1　拱形明洞

基和较宽阔的地势，以便砌筑截面较大的外边墙。

在一般情况下，可采用钢筋混凝土的拱圈和浆砌片石边墙。但在较大崩塌地段或山体压力较大处，则拱圈和内外边墙以采用钢筋混凝土为宜。

2.板式棚洞

板式棚洞由钢筋混凝土顶板和两侧边墙构成，如图9—2所示。顶部填土及山体侧压力全部由内边墙承受；外边墙只承受由顶板传来的垂直压力，故墙体较薄。适于地形较陡的半路堑地段。由于侧压力全部由内边墙承受，强度有限，故不适用于山体侧压力较大之处。因而只能抵抗内边墙以上的中小崩塌，所以一般是使内边墙紧贴岩层砌筑，有时在内边墙和良好岩层之间加设锚固钢筋。

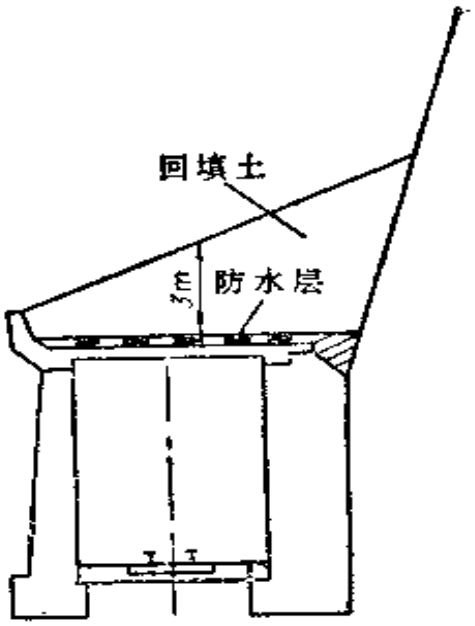


图9—2 板式棚洞

3.悬臂式棚洞

悬臂式棚洞，其结构型式与板式明洞相似，只因外侧地形狭窄，没有可靠的基础可以支承，故将顶板改为悬臂式。主要结构由悬臂顶板和内边墙组成，如图9—3所示。内边墙承担全部洞顶填土压力及全部侧向压力，故应力较大。适用于外侧没有基础，内侧有良好稳固不产生侧压力的岩层。这种明

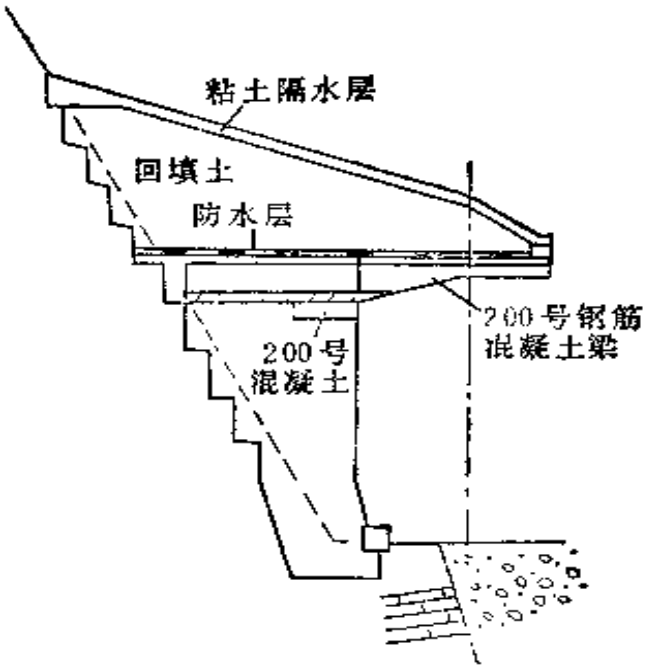


图9—3 悬臂式棚洞

洞的优点是结构简单，施工较方便；缺点是稳定性较差，不宜用于较大的崩塌之处。

二、崩塌落石地段设置明洞的条件

1.线路穿过垭口或山坡地段，因地质条件不良，修建隧道有困难；如开挖路堑，则边坡高陡，不易稳定，有崩塌落石的地段。

2.在地形陡峻地区，隧道进出口处附近，地质条件不良，有崩塌落石，应在隧道进出口接长明洞，如宝成线明月峡隧道的进出口。

3.在已施工线路上，由于边坡过高过陡，常有崩塌落石，局部改线或采用刷坡等措施在技术经济上不合理时。

4.在运营线路上，当边坡或山坡高陡，常有落石掉块，砸毁轨道、输电网，时有中断行车发生，而改移线路又受自然条件和已有大型建筑物的限制，设置其它防崩建筑物没有条件，或尚不能完全解决问题时，可采用明洞，如宝成线青滩庙明洞。

5.在陡边坡的高处如有倒悬的大块危岩，可能崩塌，如用拱形明洞支墙支撑，能收到较好效果。

三、设置防崩明洞的几个典型实例

在宝成、宝天、成昆等山区铁路线的修建和运营过程中，因有崩塌落石灾害，都修建了许多防崩建筑物。如1981年水害后，仅宝成线略阳至广元一段，采用明洞处理的崩塌落石工点就增加了30多处；其它各线也都有许多用明洞处理崩塌落石的实例。现举几个典型实例加以说明。

1.宝成线K215＋625拱形明洞

该处为石炭系深灰色厚层石灰岩偶夹千枚岩，岩层产状N20°∠40°（倾向和倾角，以下同）。节理较发育，有四组：①N225°∠78°，②N295°∠75°，③N95°∠85°，④N110°∠75°。该处山坡陡峻，成阶梯状，坡顶高出路基面约40m。节理多已张开，把

岩体切割成大小不等的块状，时有大块落石发生，危及行车安全，该段采用拱形明洞整治，效果良好，该明洞宝鸡端洞口，如照片9—1所示。



照片 9—1

2.宝成线K218＋770～＋870夹门滩棚洞

该处为灰黑色灰岩夹千枚岩，岩层为中厚至厚层，产状为N49°∠63°。受地质构造影响强烈，节理发育，①N115°∠75°，②



照片 9—2

N175°∠65°，③N258°∠40°，④N90°∠54°，⑤N136°∠64°，⑥N20°∠70°，⑦N80°∠85°。其中以⑤⑥组节理延伸较远，可达10余米。在某些岩层面和节理面上可见构造擦痕。该段边坡陡峻，坡度为1：0.2，坡顶高出路基面30m，时有落石发生，为保证行车安全，采用的防崩建筑物为棚洞，其宝鸡端洞门，见照片9—2。

3.成昆线K246＋017～144王村悬臂式棚洞

该处为陡峻的峡谷区，山顶高出线路100m以上，陡崖岩体为二迭系石灰岩偶夹页岩，仅坡脚河边有少量奥陶系页岩夹薄层灰岩出露；二者接触关系属不整合。二迭系石灰岩深灰色，中厚层致密坚硬，层间偶夹墨色或深褐色薄层页岩（一般厚1～3cm）易风化剥落，岩层产状N78°∠8°，构造节理较发育，主要

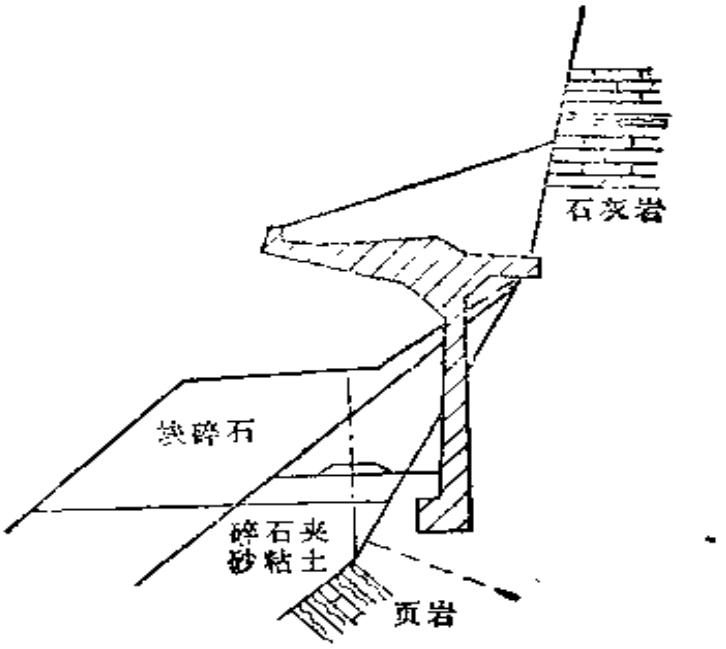
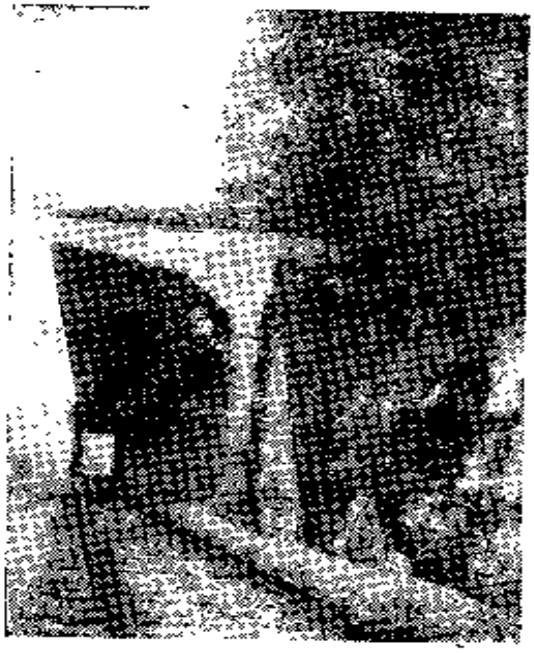


图9—4　成昆线王村悬臂式棚洞示意图

有三组节理：①N259°∠80°，②N187°∠76°，③N6°∠86°，节理间距多数在0.5～2m，密集处间距只有0.05～0.3m，多为张开状。采用爆破施工，使岩体更加破碎，岩体被切割成大小不等的块状，有崩塌落石的可能。

该段基岩斜坡陡峻，如果采用拱形明洞或板式棚洞，外侧基

础很深，故采用悬臂式棚洞，其断面示意图见图9—4。该棚洞自1966年竣工以来，情况良好，保证了行车安全，见照片9—3。



照片 9—3

第二节 防崩支撑建筑物

铁路岩质边坡防崩支撑建筑物据其结构形式可划分为一般高支墙，明洞式支墙，柱状支墙，支撑挡墙和支护墙五种。

一、一般高支墙

为防止高陡山坡上的悬岩崩塌，常常修建高支墙，例如宝成线宝略段某支墙高约34m。其设计原则是根据可能崩落石块重量，下坠力和支墙本身的重量对基础的压力而定，经常是地基允许承载力控制支墙的高度。支墙需与山坡密贴，在相当高度时，结合断面加以横条形成整体圬工，并用钢筋与山坡岩层锚固，以承担悬岩下坠时的水平推力，使墙身与山体构成一体，可增大支托能力。

如图9—5所示，山侧为石灰岩陡坡，高出路基面约34m以上，有一块大危岩，为数组节理切割，该悬岩上大下小，体积很

大，危及行车安全，加上悬岩内仍是破碎岩石，因有后患不能爆破清除。经与明洞方案比较，以支墙为经济而被采用。设计时按节理切割情况估算悬岩下坠力为每米4000 kN，据此设计支墙。并结合横断面上实际情况，支墙分为两层，上部高20m，墙前边坡1：0.5，墙背与岩体密贴，每5～7m修一台阶，并有钢筋与山坡岩层锚固。顶部墙厚约2m，中部最窄处厚2～5m。下部墙高14m，墙前坡度较陡(1：0.3)，基础宽3.0m。在两层支墙交界处（路基面以上14m处）设有小错台。此墙修成后情况良好。

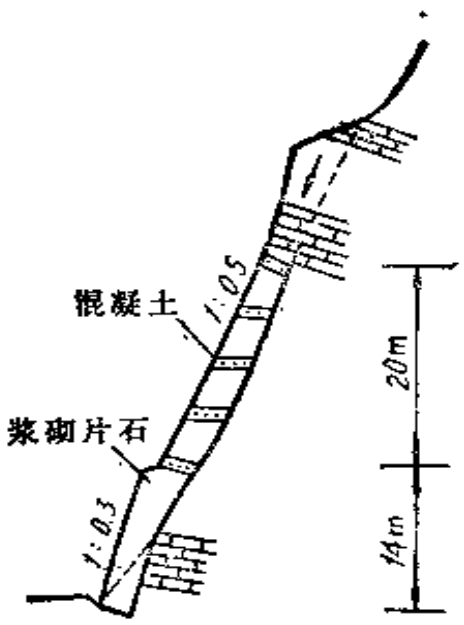


图9—5　一般高支墙

高支墙支撑的悬岩体积较大时，基底为软岩，更应注意基础的承载力，否则，一旦悬岩下错，可能连同支墙一起破坏。就宝成铁路情况而言，一般修建支墙地段多系山坡高陡，已处于临界不稳定状态，故支墙设计应尽量少开挖原山坡，以免挖空下部岩脚，造成悬崖崩塌。

二、明洞式支墙

在高陡边坡上部有大块危岩倒悬在边坡之上时，如果修建一般支墙，其断面要求较大，需要将线路外移，当外移无条件时，可建拱形明洞，其上设支墙以支撑大块危岩。宝成线K313＋952处的明洞支墙就是这种情况，如图9—6所示。该处岩层为厚层白云质灰岩，节理和岩

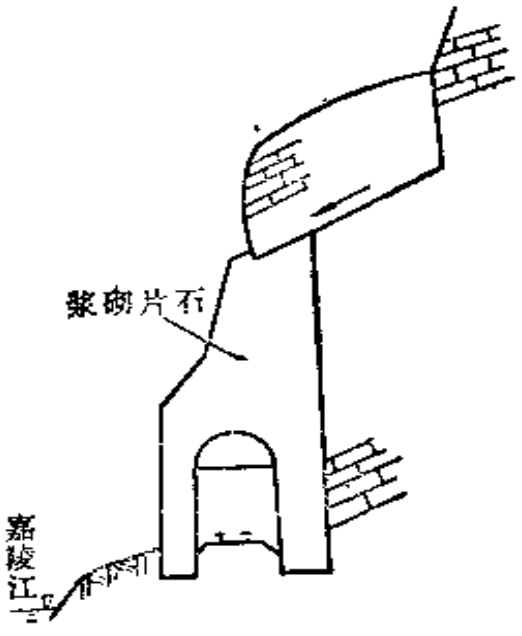


图9—6　宝成线K313明洞支墙示意图

溶较发育，边坡陡立，高约21m，上部岩体受节理切割有一块大约7×10×5（m^3）的危岩。因该段紧靠嘉陵江，线路外移无条件，故施工时修建了明洞式支墙，以防危岩崩落。通车三十年来，至今情况良好。



照片9－4　宝成线K304＋140柱式支墙

三、柱式支墙

对高陡边坡上的个别大块危岩，如果不便清除，在其它条件允许的情况下，可采用柱式支墙。如宝成线K215＋470和K304＋140处都是用柱式支墙支撑大块悬岩，施工至今稳定情况良好，见照片9—4。

四、支撑挡土墙

当山坡或路堑边坡上有显然不同的两种地层，上层为较坚硬和节理发育的岩石，下层为软质岩石。当山坡坡度较大时，下部软质岩石易于坍塌，上部岩体则发生崩塌落石，为保证山坡和路堑边坡的稳定，若采用下部修筑护墙，上部刷方，则无法保证山坡或路堑边坡的稳定，因为所修筑的护墙只能防止山坡或边坡岩石风化，但山坡和边坡的稳定仍无保证。同时，由于边坡开挖高度增

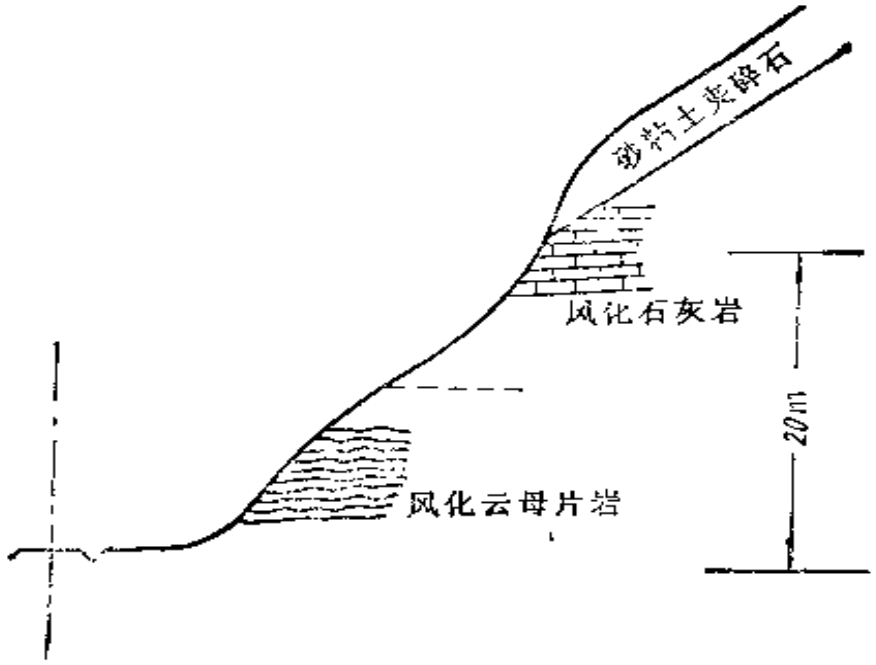


图 9—7

大，致使坡面暴露范围加大，如原山坡的植物保护层大量破坏，就更无法保证边坡的稳定。反之，若采用支撑挡墙情况就完全不同了。因为这样既可挡住下部软质岩石不使坍塌，又可支撑上部破碎岩石，从而使边坡稳定性得到保证。现把宝成线宝略段某支撑挡墙简单情况介绍如下：

（1）地质情况

该段岩层为云母片岩夹钙质板岩及石灰岩，因受地质构造作用，挤压破碎。该段线路地质横断面图如图9—7所示。云母片岩为淡灰色，一般厚12～15m，风化极严重，松软，用手极易剥落成碎石状。路基面以上的1～5m处潮湿出水，岩石更为松软；水流至坡脚，致使岩石全被浸软，用手可搓成粉砂状，有滑感，其地基承载力约为350kPa。石灰岩为灰色在云母片岩之上，厚12～30m，已破碎成大块石状，其间裂隙甚多，极易脱落。石灰岩上为砂粘土夹碎石的堆积层。

（2）设计方案

从上述情况来看，边坡不稳定。在1957年雨季，边坡塌成凹形，说明该段必须进行整治，否则将造成不良后果。在方案选择时曾提出护墙方案，下部护墙上部挡墙方案，挡墙方案和支撑挡

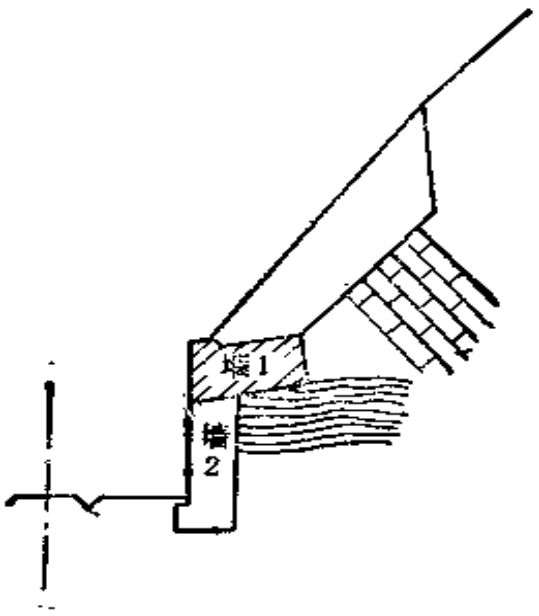
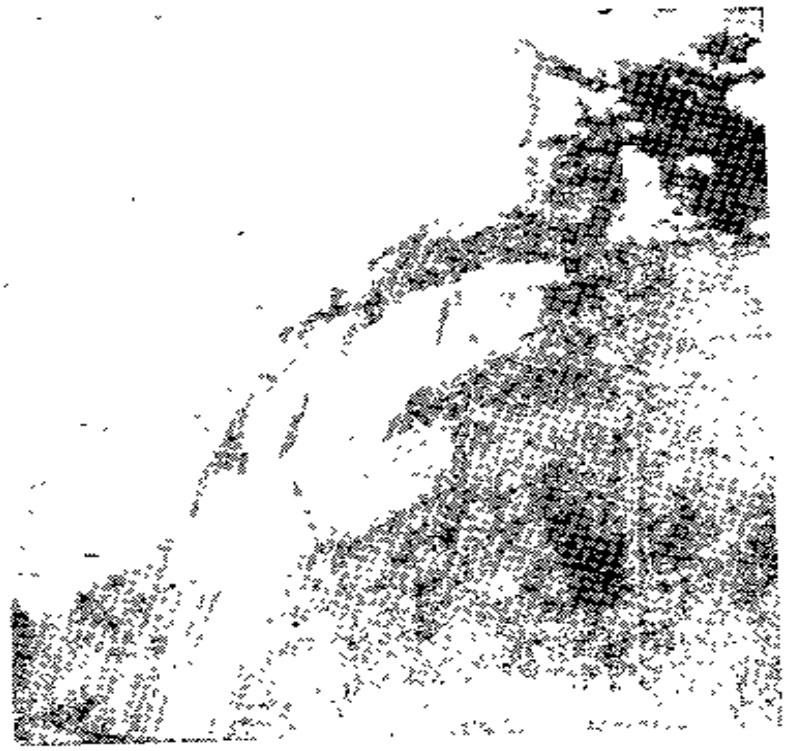


图 9—8

墙方案四种。经过方案比较，最后选定支撑挡墙方案，如图9—8所示。这个方案可利用“墙1”支撑上部风化破碎石灰岩防止其崩落；而“墙2”不仅支撑住“墙1”，同时还挡住下部风化严重的云母片岩，使其不致坍塌，从而保证了边坡的稳定。加上本方案比较经济，故被选用。

五、支 护 墙

支护墙主要作用是防止边坡岩体继续风化，同时还兼有对上部危岩的支撑作用。这种墙必须和边坡岩体密贴。例如宝成线大滩车站K301＋370～＋470站房对面山坡和边坡陡峻，高达40～50m以上，岩层为寒武系邱家河组的白云质灰岩，厚层块状夹硅质岩块。施工时和运营中都有崩塌落石发生，后采用高数十米的支护墙，沿线路方向墙断续延长近100m，远远望去支护墙形如“城堡”，见照片9—5。



照片 9—5

第三节　防崩拦截建筑物

当山坡上的岩体节理裂隙发育，风化破碎，崩塌落石物质来源丰富，崩塌规模虽不大，但可能频繁发生者，则宜根据具体情况采用从侧面防护线路的拦截建筑物（如落石平台或落石槽、拦石堤或拦石墙、钢轨栅栏等）。防崩拦截建筑物（或构筑物）主要作用是把崩落下来的岩体或岩块拦截在线路之上侧，使其不能侵入限界。这些建筑物的设计，必须根据崩塌落石地段的地形、地貌情况，崩落岩体的大小及其位置进行落石速度、弹跳距离的计算，然后进行设计。

一、落石平台

落石平台是最简单经济的拦截建筑物之一。落石平台宜于设在不太高的山坡或路堑边坡的坡脚。当坡脚有足够的宽度，或者对于运营线可以将线路向外移动一定距离时，在不影响路堑边坡稳定，不增加大量土石方的条件下，也可以扩大开挖半路堑以修筑

落石平台。当落石平台标高与路基标高大致相同或略高时，宜于在路基侧沟外修拦石墙和落石平台联合起拦截崩塌落石的作用，如图9—9。当落石平台标高低于路肩标高时，通常在路堤边缘修路肩挡土墙，如图9—10所示。

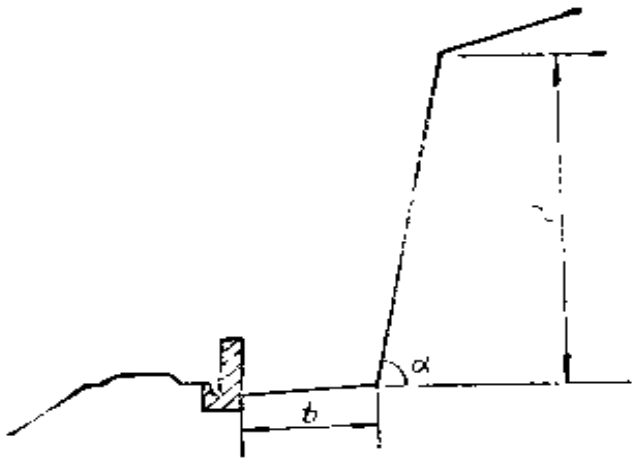


图9—9　落石平台和拦石墙

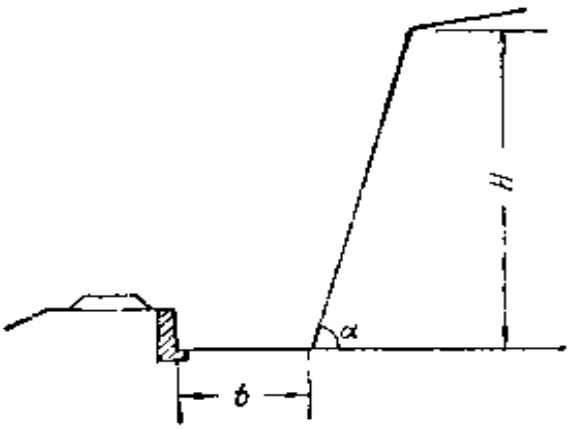


图9—10　落石平台和路肩挡土墙

落石平台的宽度可根据落石计算确定，也可以据现场试验确定。

二、落　石　槽

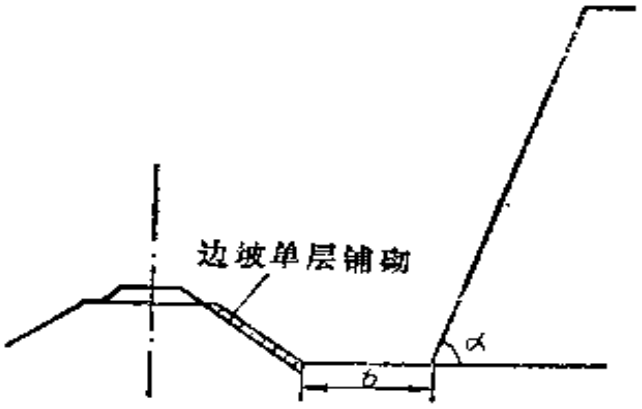


图9—11　落石槽

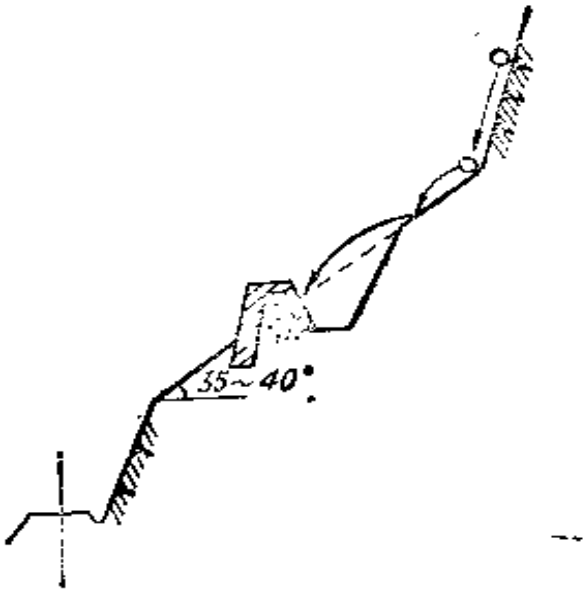


图9—12　落石槽（与拦石墙）

当路堤距离崩塌落石山坡坡脚有一定距离，且路堤标高高出坡脚地面标高较多（大于2.5m）时，宜于在坡脚修筑落石槽；或者，当落石地段堑顶以上的山坡较平缓，则在路基和有崩落物的山坡之间，宜于修筑带落石槽的拦石墙，或带落石槽的拦石堤，如图9—11和图9—12所示。

落石槽断面尺寸以及拦石墙和拦石堤的尺寸均可据第六章有关计算和现场调查试验确定。

三、拦石堤和拦石墙

当陡峻山坡下部有小于30°的缓坡地带，而且有较厚的松散堆积层，当落石高程不超过60～70m时，在高出路基不超过20～30m处，修筑带落石槽的拦石堤是适宜的，见图9—13。拦石堤通常使用当地土筑成，一般采用梯形断面，其顶宽用2～3m。其

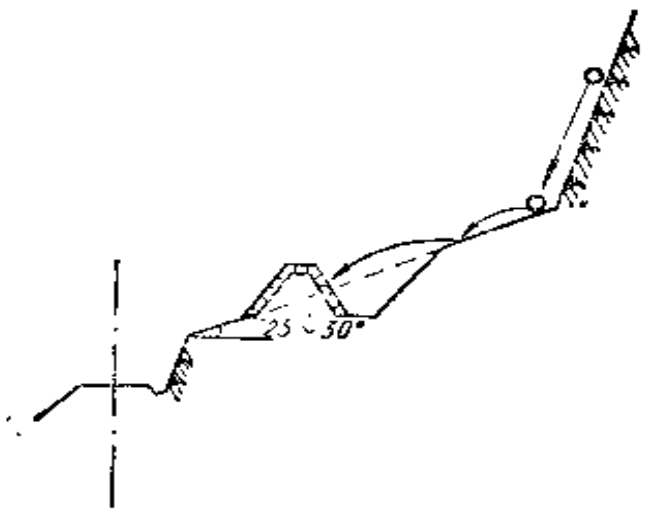
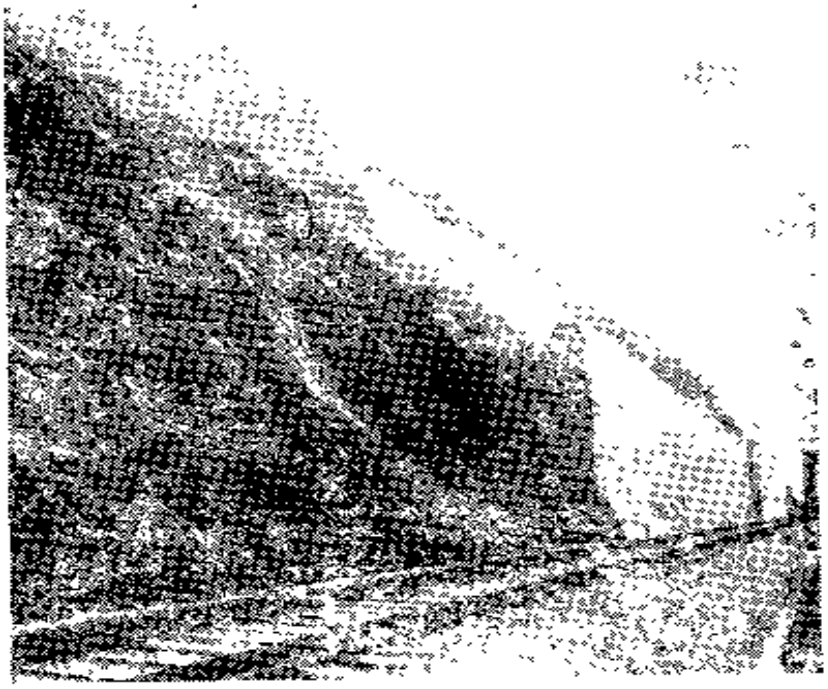


图9—13 拦石堤（带落石槽）

外侧可以根据土的性质，采用不加面的较缓的稳定边坡；也可以采用较陡的边坡，而予以加固。其内侧迎石坡可用1：0.75的坡度，并进行加固。

若山坡坡度大于30°，落石高度超过60～70m时，则以修筑带落石槽的拦石墙为适宜，见图9—12。在我国山区铁路的崩塌落石地段，采用拦石墙防治小型崩塌落石的很多。（见照片9—6）。



照片 9—6

拦石墙墙身多为浆砌片石，墙的截面尺寸及其背面缓冲填土层的厚度，应根据其强度和稳定性计算来决定。在坡度较缓的路堑边坡地段，如有崩塌落石现象，在条件允许时，可以在坡脚修建拦石墙，也会取得良好效果。

四、钢轨栅栏

采用钢轨栅栏可以代替拦石墙起拦截落石的作用。它可以用浆砌片石或混凝土作基础，用废钢轨作立柱、横杆。立柱一般高3～5m，间隔3～4m，基础深1～1.5m。横杆间距一般为0.6m左右。立柱、横杆用直径20mm的螺拴连结，栅栏背后留有宽度不小于3.0m的落石沟或落石平台。

钢轨栅栏基本克服了拦石墙的圬工量大、工程费用高、劳动强度大的缺点。但是，当落石太大时（超过2m³），虽然也能拦住落石，常常把立柱、横杆打断，打弯或打倾斜。为此，可以采用双层钢轨栅栏进行加强。

第四节　防崩的加固措施

对于高陡边坡上的危岩，如果无条件修筑拦截和拦挡等建筑物，又不便于清除时，可采用各种加固措施。

一、嵌　　补

路堑边坡上的成层岩体因岩性不同，抵抗风化的能力也不同，往往在边坡上形成深浅不同的凹陷。天长日久，凹陷较深处的岩体就形成上部突出的危岩。此类情况可采用浆砌片石或混凝土嵌补，以便对危岩进行加固处理，见图9—14。

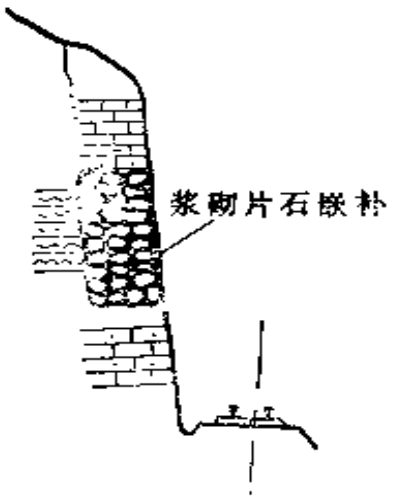


图9—14　嵌补

二、锚杆、锚索加固

在陡坡危岩之下，如果有较完整的岩体，可以用锚杆把危岩和完整岩体串联起来，以加固危岩，防止崩塌落石的发生，如图9—15所示。

当危岩受倾向线路的节理裂缝控制时，如果危岩失稳，将发生滑移式崩塌。这种情况下，设计锚杆的长度、根数、间距以及截面尺寸等，应根据危岩的大小及下滑力通过计算确定。在一般情况下，可考虑锚杆仅承受危岩所给予的剪力。首先根据危岩的大小和可能的下滑方向，估算作用在锚杆上的最大剪力Q_{max}，然后按下式检算其抗剪强度。

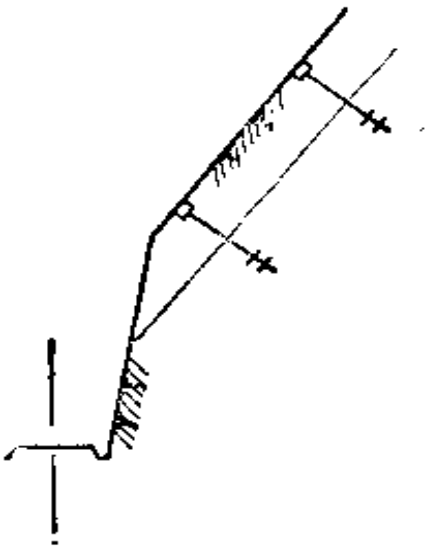


图9—15　锚杆加固

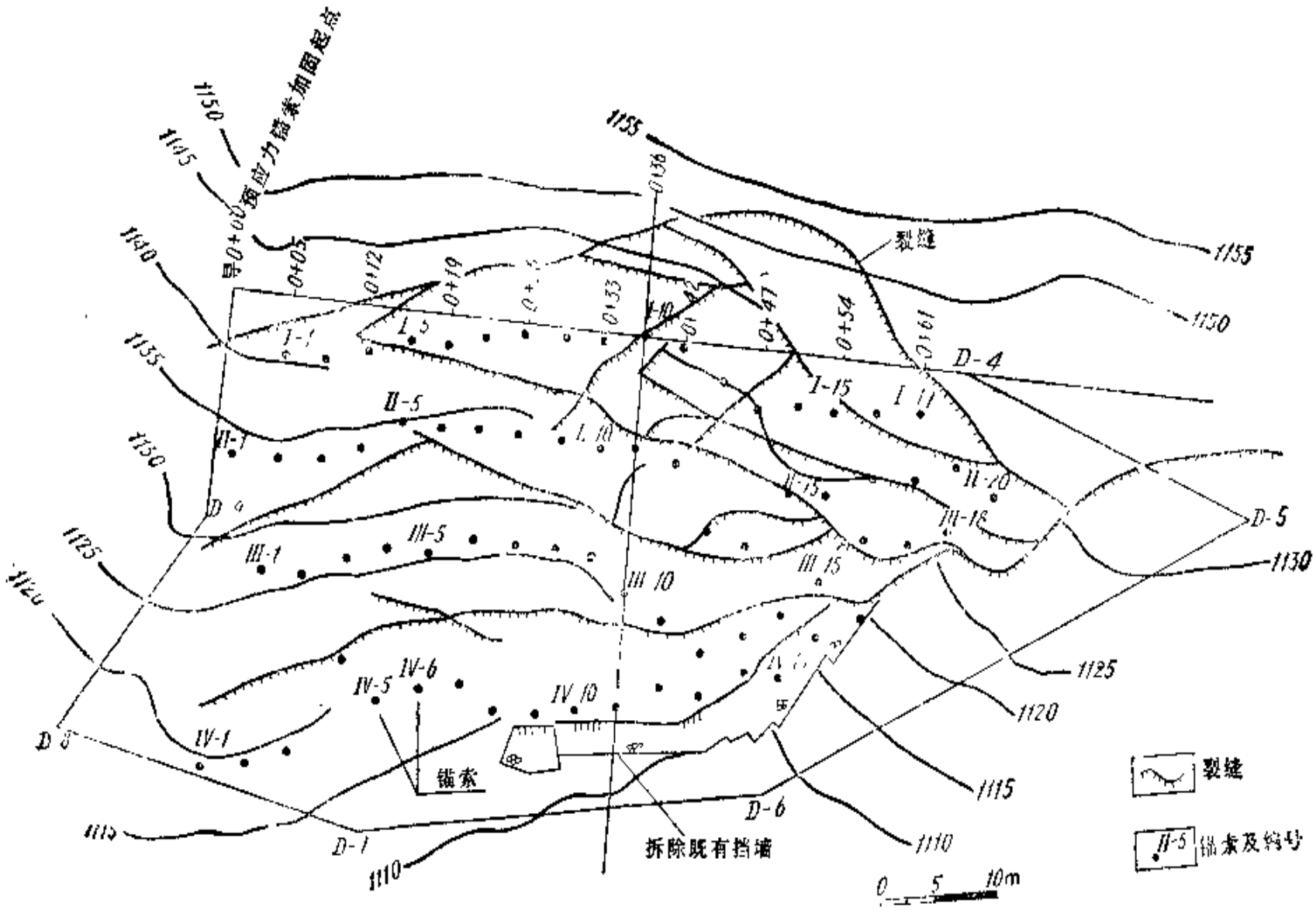


图9—16　观音山岩石边坡锚索平面布置图

$$\tau = \frac{Q_{max}}{A} \leqslant [\tau]$$

式中　A——锚杆的横截面积，cm^2；

$[\tau]$——锚杆的容许剪应力，kPa。

当高陡的岩质边坡上有巨大的危岩和裂缝时，为了防止产生崩塌落石，也可以采用锚索进行加固。

例如，宝成线观音山车站的高边坡岩石裂缝和危岩就采用预应力锚索整治方案。宝成线K26＋300～＋600左侧为黑云母花岗岩高边坡，岩石坚硬，抗风化力强，其中有石英脉和岩墙穿插。自1955年采用大爆破施工以来，在线路至自然陡崖之间，出现数条近东西向延伸的裂缝，陡崖以上的坚硬岩石顺构造节理开裂，形成危岩。1958年以后，在坡脚曾修建挡墙，并对危岩进行清方，将裂缝嵌补。20多年来各项工程起了很大作用，但由于各种自然

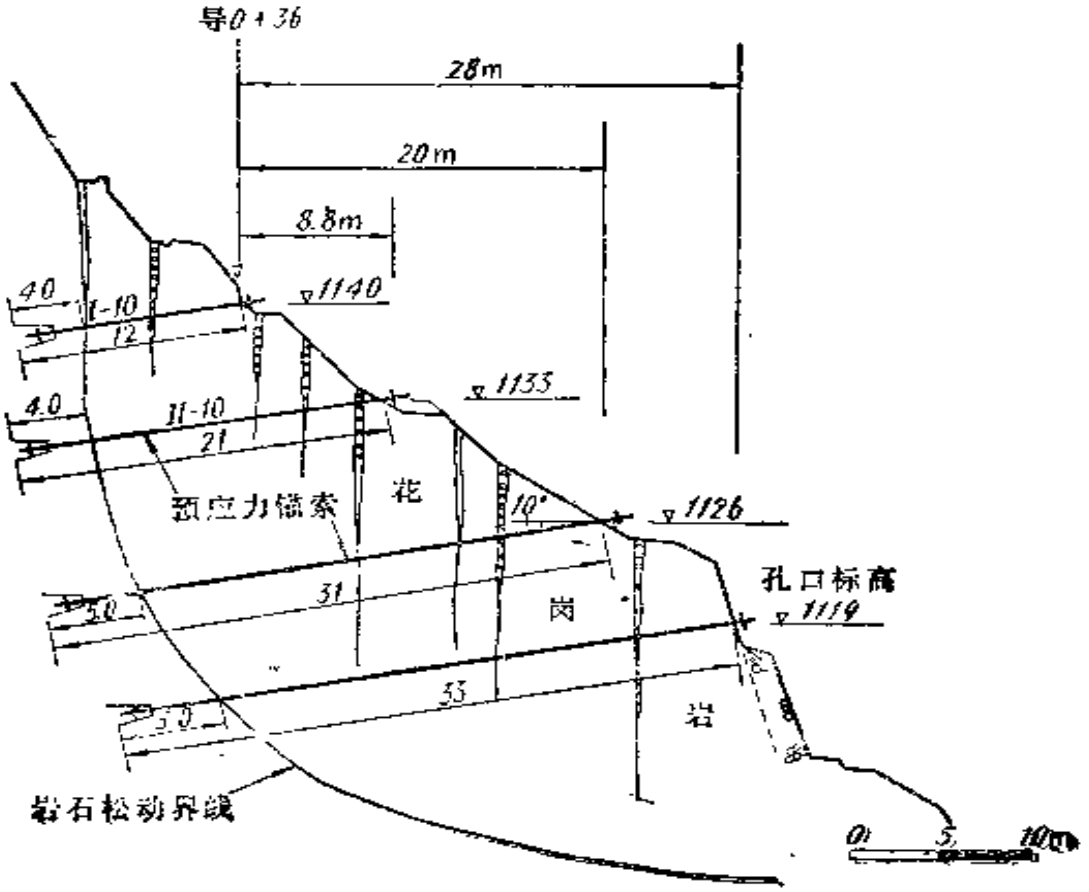


图9—17　锚索加固断面图

因素作用，山体裂缝仍有持续、缓慢、间歇性的发展，特别是1981年由于遭受罕见的水害，裂缝大多延长、增宽，并产生一些新裂缝，主要裂缝11条，局部有产生崩塌和落石的可能。为了对岩石裂缝和危岩进行整治，铁道部第一设计院采用了锚索整治方案。锚索布置的平面示意图和横断面示意图，如图9—16和图9—17所示。

锚索由内锚固段、外锚固段和锚索身组成，锚身横断面如图9—18所示。

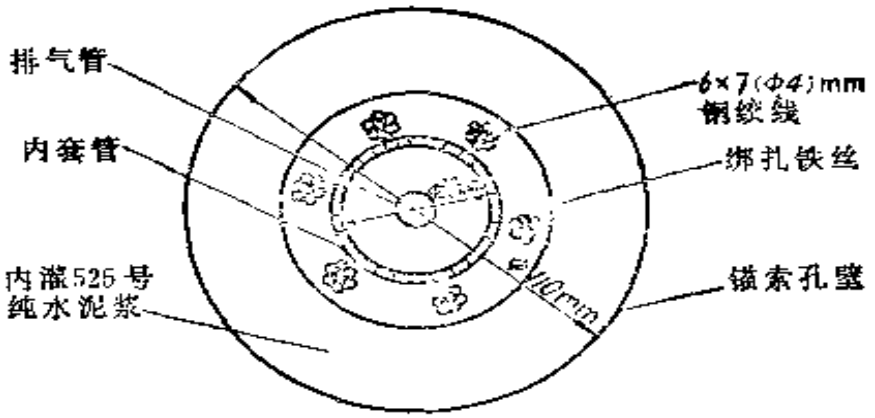


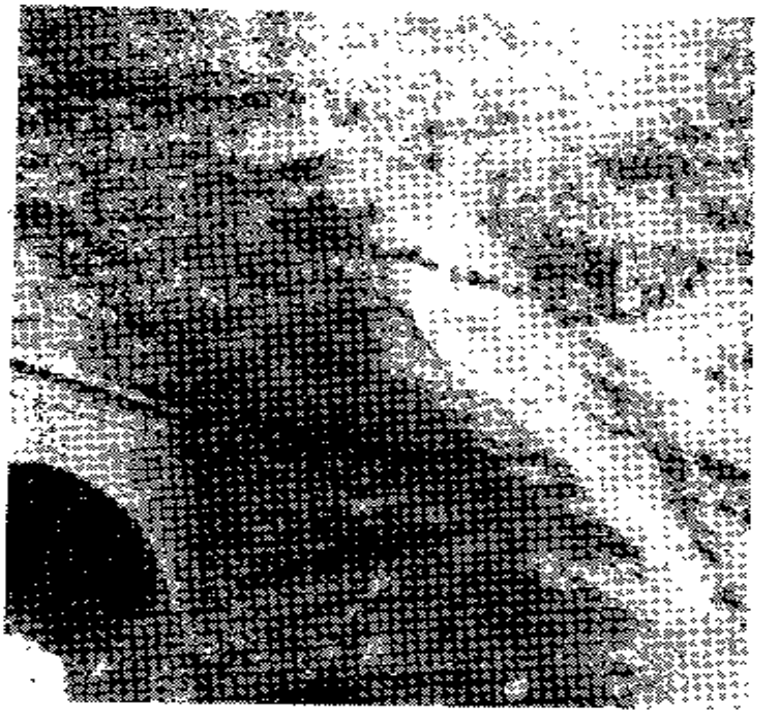
图9—18　锚索截面图

三、钢轨插别

钢轨插别对加固陡坡上的分散危岩很起作用，是我国山区铁路常采用的加固措施之一。

钢轨插别的长度、根数，可根据危岩的体积大小、边坡陡度、节理切割程度、控制危岩的结构面的产状要素等，经过近似计算确定。一般情况下，钢轨外露长度不宜小于危岩厚度的$\frac{2}{3}$，埋入完整岩体的深度不得小于(0.4～0.5)L，外露部分为(0.5～0.6)L，如照片9—7。

插别孔眼位置的分布，可根据危岩的重心进行布置。插别的钢轨必须保持与危岩密贴，不能使钢轨扭曲。应将钢轨四周的空隙和危岩的裂缝用1∶2～1∶2.5水泥砂浆灌注捣实，勾缝封闭。



照片 6—7

四、 灌 浆

对于危岩四周的裂缝，可以采用灌浆法进行加固，用以提高它的稳定性。这种方法常和其它加固措施相配合。在使用上述加固措施的地段，所有危岩裂缝都应用水泥砂浆灌注并勾缝。

第五节 绕避和其它防崩措施

一、绕 避

前面已谈到，对于可能发生大型崩塌的地段，即便是修筑坚固的抗崩明洞，也难抵抗强大崩塌体的破坏力，故铁路线路应设法绕避。一般可绕到河对岸或内移到山里以隧道通过。

如第八章谈到的老鸦崖改线方案就是典型的实例。再如，宝成线K224＋632～K225＋324一段线路，挖方边坡高20～30 m，边坡坡度1：0.2～1：0.5，自然山坡陡峻35°～45°。岩层为泥盆—石炭系变质砾岩、变质砂岩及板岩。岩层走向基本为东西向，倾向N80°～85°。受地质构造影响，岩层节理裂缝发育。危岩落石较多，自通车以来，该段线路时有崩塌落石发生。为避开崩塌落石

的危害，将线路向山里移动，改以隧道通过，从1985年改建竣工以来，情况良好，保证了运营安全。

二、其它防崩措施

（一）落石渡槽

成昆线K235＋331＋335的山坡上有一自然沟槽，沟槽底坡35°～55°。该处山势陡峻，两侧山坡上危岩和孤石较多，常有大块岩石沿沟槽向下滚落，经常威胁行车安全，大雨时还可能发生坡面泥石流危及线路。为了防治落石，在此顺着自然沟槽修了一个混凝土渡槽，渡槽宽4m，槽底坡30°，表面光滑，落石不能在渡槽中停留，排落石效果良好，见照片9—8，从照片中可以清楚看出，渡槽下（大渡河边）有从渡槽排下的锥形石堆。



照片 9—8

（二）地面排水

前面第二章已谈到，降雨量与崩塌落石次数有明显的关系。这就说明降雨和地表水渗入不稳定的岩体，将降低其稳定性，诱发崩塌落石的产生。因此，在崩塌落石区应做好地表排水，不使地表水向潜在崩落体汇集。

（三）清除危岩

对规模较小，便于清除的危岩，应及时清除，并做好坡面加固，防止崩塌落石的产生。

第六节　崩塌落石区的组织管理工作

一、建立专门的组织机构是做好防治工作的保证

我国许多铁路局根据山区路基病害的情况，建立了路基领工区，下设路基工区，负责对崩塌落石等路基病害的检查和管理工作。但有些铁路局没有专设路基领工区，由线路领工区代管路基工作，毫无疑问，这样的组织管理机构，对路基的维修养护管理工作的领导将有所减弱。为了加强对崩塌落石路基的及时处理，柳州铁路局六甲工务段，专门设立了危石领工区，下设几个危石工班，负责对危石的检查和施工管理工作。实践证明，这种专门机构能很好的加强对危岩落石的管理工作，避免了一些突然事故的发生。

二、建立严格的检查制度

（一）定期检查制度

根据山区铁路特点，按路局的规定和要求，每年春秋进行两次定期大检查。由工务段组成专门的检查组，在崩塌落石地段内，对逐个山头进行详细认真的检查，险情严重区段和工点，必须重点调查。检查结果按山头编号进行详细记录，建立病害档案。根据危岩落石病害的严重程度可以分类（严重，较严重，一般）统计，并用各种符号标记。为了便于巡山工或巡守工检查监视病害情况，还应在线路的山坡上相应地点用红油漆标上同样标记符号。根据检查结果设计整治工程，编制施工计划。

（二）经常性检查制度

除每年组织定期检查外，各工区还要根据自己管内崩塌落石病害的特点及雨期和冻融变化条件组织经常的检查。应每天规定

巡山工的检查路线和任务。结合经常性的检查开展小型“扫山”活动，把零星危岩、孤石及时加以处理，以防崩塌落石的发生。

三、运营单位防治崩塌落石的原则

据我国山区各铁路局在防治崩塌落石病害方面的经验，必须坚持“以防为主，以治为辅”的原则。柳州局六甲工务段具体归纳成“守，清，埋，嵌，支，护，拦”七字方针，值得推荐参考。

（一）“守”即巡守

1. 易发生崩塌落石的处所多为悬崖峭壁，陡坡之上，不但处理困难，连上山检查也困难，为此采取巡守的办法。按规定巡查范围和巡查路线进行日夜巡查、监视。一旦发现危及行车安全的情况，及时采取有效措施，尽量避免崩塌落石造成灾害。根据需要建立了如下制度。

（1）巡守制度：巡守工按工务段编制的巡回图，白班每班巡回检查两遍，其余时间搞小补修工作；中班和零点班主要任务是巡查，每班巡回检查四遍。遇上大风雪、降雾等恶劣天气时，不论是白班还是夜班均增加巡查次数。并坚持严格执行“雨前，雨中，雨后”三检查制度。发现灾情除按《铁路技术管理规程》的规定进行处理外，还要作好详细记录，同时上报工务段。

（2）迎送列车制度：当班巡守工在每次列车通过时，都要迎送列车。当列车接近时，向列车单臂平伸，手持规定信号灯（旗）。

（3）交接班制度：巡守工在接班前应作到充分休息。交班时应将巡查、安全、处理措施等情况交待清楚，并坚持执行四不交接制度（即病害情况介绍不清不交接，工具备品不齐不交接；上班前饮酒不交接；记录本填写不清不交接）。

（4）扣车制度：遇暴风雨天气，线路情况不明时，当班者不得盲目放行列车，并有权扣发列车，待情况查明后，方能放行。

自1980年以来，六甲工务段管辖内，虽然经常发生崩塌落石，由于建立了巡守制度，对大部分事故发现及时，处理有效。起到铁路哨兵和巡逻兵的作用。

2. 做好路内外联防，工务段经常对当地农民进行爱路、护路宣传教育，并相互支援和协作，收到良好效果。如1984年6月18日六甲—加必屯间，K186＋946处，从线路左侧高约40m的半山腰滚落一块约0.8m³岩块，将钢轨砸弯，严重危及行车安全。附近农民闻讯赶到现场，并派人拦阻列车，防止了一起重大事故的发生。

（二）“清”即清放

清放是处理坡面和堑顶的孤石、危石、探头石等零星危石的最简易办法。在不扩大病害，不影响行车、通讯及线路设备安全的情况下，利用列车空隙时间，设好防护，小块危石直接用撬棍放下，大块危石要采用小爆破等办法进行清除。

（三）“埋”即坑埋固定

在自然坡度较缓的山坡上，对体积较大的孤石清除有困难时，或对行车和对通讯、线路设备影响较大时，可采用挖坑掩埋固定的方法，此法比较简单、经济、安全。

（四）“嵌”、“支”，“护”，“拦”，指的是嵌补，支撑，护墙，拦挡，遮挡等建筑物，同本章前几节内容类似，不再重复。

第十章　崩塌落石地区的勘测

第一节　对工程地质工作的要求

崩塌落石地区工程地质勘测的目的是查清崩塌落石的范围规模、形成条件、影响因素及发生发展过程等，并制订防治的正确措施。为此，要求工程地质工作做到以下几点：

（一）掌握崩塌落石的基本规律、判别和处理方法，如崩塌落石的形成条件，发展阶段，分类，稳定性计算及其整治措施等。以及崩塌与其它不良物理地质现象（如错落、岩堆、滑坡）的区别特点。

（二）不仅对崩塌落石地段的所有现象要进行详细地调查研究，而且要对工点周围一些现象也要进行详细调查，相互对比。研究崩塌落石的形成及其发展与周围地质环境的关系；研究和寻找本区内同类不良物理地质现象的过程和发展。当条件可能时，作一些野外实验，据此推断和预测崩塌落石的稳定性及可能的发展趋势。

（三）对崩塌落石工点的地质条件和地貌特征都要详细的调查清楚。如结构面的特征、产状、延展距离、充填物，以及各组结构面的组合形态等都应查清。再如微细地形也应逐一查清，如台地、阶梯、凸凹不平的地貌。它们周围环境，地质条件，水文地质条件以及它们之间的关系均需查清，作到不遗漏任何一个有意义的现象。

第二节　崩塌落石地区工程地质测绘工作

为了掌握崩塌落石的形成原因和发展的规律，就要对崩塌落石工点进行工程地质勘测，其勘测方法和勘测其它不良物理地质

现象一样，以工程地质测绘为主。崩塌落石地区进行工程地质调查测绘的内容如下：

（一）调查测绘的范围，应包括崩塌落石工点和可能崩落的陡坡区及其相邻地段。以便准确圈定崩落范围，查明其规模。

（二）调查崩塌区的地形地貌和微地貌特征，植被情况以及崩塌体的滚落方向和影响范围等。因为据地形地貌和微地貌特征可以分析崩塌产生的原因和发展过程。并应对微地貌进行定量测量，如裂缝宽度、深度、长度产状均应量测准确；对边坡坡度，高度，以及陡坎、台阶的高度和宽度等也应量测清楚。

（三）查明地层，岩性，软质岩和硬质岩的分布范围，风化程度和风化速度。对软硬岩层相间的高陡边坡，因风化速度的差异，是否有风化凹槽和突出的悬岩均应查清。

（四）查明地质构造，岩体结构面的产状和裂隙性质，特征（裂隙宽度、间距、延伸长度、深度、充填物的情况等），必要时对岩体结构面进行统计，作结构面统计图。还应查清结构面的组合情况，及可能崩落岩体的形状和大小。

（五）查明地表水和地下水对崩塌落石的影响。对地下水应查清水量，出露位置，补给来源。特别是应注意查清在陡坡上出露的地下水情况。对地表水应查清渗入崩塌体的部位，及在崩塌体内流动的途径，以及对潜在崩塌体稳定性的影响。

（六）调查访问崩塌发生发展的历史，分析崩塌产生的原因，发展阶段及发展趋势，预测因工程活动或其它不利因素能否导致崩塌；以及可能崩塌的范围、数量、岩块大小，滚落方向和影响范围等。对巨大规模崩塌体，还应预测在崩塌过程中是否会产生破坏性的冲击气浪。

（七）搜集本地区的气象、地震、水文（与河流冲刷旁蚀有关的）资料及防治崩塌的经验。

（八）在崩塌落石地区进行野外测绘时，应完成工程地质平面图和若干个工程地质横断面图。在测绘过程中应将观察到的现象一一填入图中。如山坡岩体错综复杂的变形，崩塌范围，斜坡

陡坎，岩体裂缝的形状和分布状况等现象一个也不要漏掉。对典型有代表性的现象，要作素描图或进行拍照。

一般来说，研究崩塌的产生机理，发展过程，山坡岩体的稳定性，以及预测潜在崩塌体的崩塌类型，崩落速度等是比较复杂的。只要我们认真地研究当地的地质构造，岩性，结构面的发育程度、特征和产状等问题，并结合当地各种自然和人为因素的影响，综合地进行分析，和调查访问的现象加以对证，就不难作出崩塌落石的正确工程地质评价。

第三节　崩塌落石地区勘探和试验工作

（一）崩塌落石的勘探工作

崩塌落石地区通常是高山峡谷区，岩石坚硬，一般基岩裸露，地质断面清楚，勘探量不大。为了查明被覆盖和充填的裂缝特征及充填物的性质，有条件时可布置挖探和少量钻探。

（二）崩塌落石地区的工程地质试验工作

对崩塌或危石岩体滚落的途径、方向、跳跃高度、影响范围等难以判明者，有条件时，宜在现场做简易的岩块滚落试验。

崩塌落石运动的过程和特点，单凭野外的调查研究和理论计算是得不到良好效果的。在陡坡上运动的大块石，在理论上可以推测它是沿着类似抛物线形状的轨迹，连续的跳跃向下坠落。但是由于山坡的坡度、高度、形状，山坡表面的粗糙程度，堆积物的组成物质和落石形状等条件的不同，都直接影响着崩塌落石运动的状态和速度大小。块石运动有时滚动，有时跳跃，有时骤然为障碍物所阻，有滚落跳跃得高而远，有滚落得低而近。总之，情况是非常复杂的。但是，崩塌落石也是有规律可循的。要解决上述问题，就需要在测绘时，进行一些人工落石试验。目的是据多次试验，求得在各种情况下，崩塌落石在某点运动的初速度及投射角（β）以及常用的其它计算数据。一般说来，落石运动的速度，在野外可以按落石实际在某距离内运动所消耗的时间来反算。也可以用第六章的公式，如$V_x=\sqrt{2gH\ (1-K\mathrm{ctg}\alpha)}$来进行计算。

式中各符号代表的意义同前。

此外，为了对潜在崩塌体进行稳定性计算，有时需要取岩样和土样（如裂缝或夹层的充填物）进行室内物理力学性质试验，以便求得有关计算参数。

（三）长期观测

为了判明危岩的稳定性，必要时对潜在崩落体和张开裂缝进行长期观测。以便对危岩的变形类型，发展速度进行判断，为制订正确的整治方案提供依据。

第四节　航空遥感技术在崩塌勘测中的应用

一、在地质勘测中应用遥感技术的优点

遥感技术是本世纪60年代得到飞速发展的边缘学科和综合性探测手段。它为地质勘测提供了一个有效的方法。利用航空象片可以判释地形地貌，地层，岩性，地质构造，水文地质条件和不良物理地质现象，其中以判释地貌和不良地质现象的效果最好，通常判释崩塌滑坡的准确率可达70%以上。随着遥感技术的飞速发展，航空摄影的内容大大充实，空间分辨率和信息量大大提高，为地质勘测应用航空遥感技术，开辟了广阔的前程。早在1955年我国就利用航空地质方法进行兰新铁路的勘测，三十多年来，用这种方法进行了许多复杂地质条件下的铁路勘测，取得了良好的效果。特别是我国西北、西南山区地形复杂，山高谷深，不良物理地质现象分布最广，利用航空遥感象片进行工程地质勘测的效果尤佳。

在线路勘测中，利用航空遥感进行地质勘测有以下优点：

1．可以进行大面积地质测绘，能全面了解沿线的工程地质条件。

2．能较准确地判释崩塌、滑坡等不良物理地质现象，有利于线路方案的选择。

3．克服地面观测的局限性，提高地质填图质量，增强野外地

质测绘的预见性。

4. 提高工作效率，改善劳动条件，减少野外工作量。

二、崩塌的判释

利用遥感手段对崩塌等不良物理地质现象进行调查研究，从采用航空地质方法进行勘测铁路的时候就已开始了，此法较地面调查法的优点，早已为广大工程地质人员所公认。积三十多年铁路现场对航空象片判释的经验，现将有关崩塌判释的问题介绍如下。

（一）一般航片的判释特征

所谓判释特征是航空象片上所反映的某一类地物影象的具有代表性的特点，是反映工作对象本质的各种现象的综合。判释特征可分为直接特征和间接特征两种。

1. 直接判释特征

直接判释特征是指地物影象的形状、大小，影象的色调，阴影的大小和形状，地物的表面图案等。其中，地物影象的形状与大小及阴影的大小与形状可以使用普通量测工具直接量测其各项几何要素（长度、宽度、高度等）。面影象的色调则属于摄影测量特征，可以通过光度测量工具进行量测。至于地物的表面图案则是地物几何特征与摄影测量特征共同组成的。

在利用几何特征时，应该意识到被判释物体的线状，面状以至立体形态的表现上存在着可能的变形。这就是受航片的倾斜或地形起伏面引起的影象歪曲。同时，在进行立体观察时，还应该考虑到立体模型上垂直比例尺对水平比例尺的“夸大”所产生的错觉，即立体模型上斜坡的坡度常较实际情况为陡。

在利用摄影测量特征时，对于普通黑白航片来说，则主要是指地物白色调，或者说是它的灰阶。其变化范围通过深浅不同的灰色，而达于黑色。影象色调的这种变化取决于以下四个方面的因素：

（1）被拍摄地表的颜色。更确切地说是它的光谱反射性能。

（2）被拍摄地表的结构与状况。例如，粗糙程度、干湿情况等。

（3）摄影时地表被日光照射的程度。这与太阳的高度角有关。

（4）所采用的摄影材料的性质和摄影处理过程。

由于影象色调受这些因素的影响而具有可变性，因此在利用这项判释特征时，应慎重考虑。

2. 间接判释特征

在铁路工程地质判释特征中，常用的间接判释特征有：地貌特征，植被特征，水文特征，人类活动特征等。

（1）地貌特征：地貌形态是地壳在内外力地质作用下的产物，它与地层岩性、地质构造、气候水文条件等有密切关系。斜坡的重力地质作用，如崩塌也必然改变斜坡的形态，而构成新的微地貌。因此，反过来由航片上的微地貌特点，可以间接判释不良地质现象的特征。

（2）植被特征：地表植物生长与土壤、母岩和地下水的情况有密切关系。某些植物常与某种岩石共生，这常使我们能在航片上明显地发现这些岩石，并清楚地辨认与之相关的地质构造。滑坡和崩塌常使该处树木等植物死亡，或使一些灌木新生。因此，可以根据滑坡体或崩塌上植物生长情况间接判释滑坡、崩塌的稳定性。

（3）水文特征：水系的发育与岩性和地质构造的关系较为密切，常用来作为间接判释的特征。崩塌、滑坡容易在遭受河流强烈冲刷的凹岸形成；反过来，崩塌、滑坡的产生也会迫使河流改道，甚至造成堵河现象。因此，有时可以根据河流改道和堰塞湖的情况，进行对崩塌、滑坡的间接判释。

（4）人类活动特征：崩塌滑坡等不良物理地质现象常常可以使整齐的梯田被破坏。人类的不适当的开挖山坡，可以诱发崩塌、滑坡。因此梯田的变化，人类开挖边坡的变化，也可以间接判释崩塌、滑坡的发生，并且有利于对其稳定性作出评价。

如果说崩塌、滑坡现象的存在常常是根据直接判释特征确定的，那么，它们类型的归属及其稳定性评价则往往是利用间接判释的特征。

（二）崩塌的判释特征

崩塌的判释，首先应当确定其有无，然后才确定其数量、规模、类型和稳定性等等。同时，还要熟悉和了解整个工作地区的地质和自然地理条件。只有这样才能进一步探讨其发生发展和分布的规律。崩塌区在航空象片上常显示如下特征：

1. 崩塌多位于陡峻的山坡地段，特别是高山峡谷地段，通常自然山坡在55°以上，其纵断面形态是上陡下缓，崩塌体堆积在谷底或斜坡平缓地段，外形为半圆锥体，表面坎坷不平，在航片上有粗糙感。

2. 新近崩塌的轮廓明显，崩塌壁是浅色调，接近灰白，不生长植物。

3. 潜在崩塌体外围、或新近崩塌的外围，有时都可见到张开节理或裂隙所形成的裂缝影象。

4. 当巨大崩塌体堵塞了狭窄的河谷，在上游可能形成堰塞湖，而在崩塌处可能形成带瀑布状的峡谷。

（三）崩塌稳定性的判释

在航空照片上能清楚地辨认出是新崩塌，还是老崩塌。尚在发展的崩塌，在崩塌后的山坡凹槽部分色调较浅，且无植物生长，其上部较陡，甚至有突出的危岩，呈现参差不平状。有时崩塌壁色调较深，是由于崩塌壁岩石本身色调较深之故。趋于稳定的崩塌其崩塌壁呈灰至暗灰色调，或在浅色调中含有深色斑点，其上部陡坡仍较明显，崩塌体以粗颗粒碎石土为主，生长少量植被。稳定的崩塌，其崩塌壁色调较深，上部山坡显然已变缓或生长植被，崩塌体堆积物主要为细颗粒土组成，植物生长较密。

（四）崩塌判释的实例

照片10—1为沿断层崖发生的一处崩塌。崩塌的边界，锥状堆积体，崩落时滚动较远的巨大块石，以及对农田和房屋的破坏

情况都清楚可见。完全可想像得到，崩塌时巨大岩块翻滚碰撞情景。从崩塌壁和堆积物上均已遍生草皮和灌木，因而色调较深，断层崖在崩塌发生后也变缓很多，这些情况都表明该崩塌已趋稳定。



照片10—1　趋于稳定的崩塌



照片10—2　尚未稳定的崩塌

照片10—2是发生在四川省渡口市附近，金沙江左岸的崩塌。这个崩塌的发生过程从航片上一目了然。金沙江受右岸不断扩大的洪积扇挤压而强烈冲刷左岸，于是产生了崩塌。崩塌范围为半圆形图案和近于白色色调显示得非常清楚。沿斜坡延伸的细沟则受阴影衬托而呈现深暗色调。崩塌下部有岩堆形成，但是大部分崩落物质已被江水带走。据江水激起的浪花可以知道，江水中还残留着一些巨大石块。

金沙江对岸的洪积扇尚在发展，因而，江水冲刷左岸将继续加强，色调甚浅，说明新鲜坡面暴露不久，没有植物生长，通过立体镜观察可以知道，斜坡坡度并未减缓，这些特征均表明崩塌活动仍在继续，尚未稳定。

（五）航片判释在崩塌调查研究中的作用及其比例尺的选择

利用航片进行崩塌调查研究有如下作用：

1.可以对崩塌产生的工程地质条件作出判释，为新线选线和既有线整治提供依据。

2.可以查清某地区崩塌分布情况和数量。

3.确定崩塌平面形态，量测其长度和宽度，并估计其体积。

4.对崩塌体的岩性，破坏情况及其类型进行判断。

5.根据崩塌地貌色调及破坏情况，植被生长情况对崩塌稳定性进行评价。

6.将不同时期的航片进行对比，可以恢复崩塌发展演变过程，并对以后的发展趋势作出预测。

7.综合上述各项，可以对崩塌的形成规律和分布规律进行探讨。

在崩塌的调查研究中，航空摄影的时间与航片比例尺的选择有重要意义。太阳斜射所造成的浓重阴影有时可使某些地貌特征表现得更为鲜明。但是在多数情况下，浓重的阴影会遮掩崩塌的细部以至整体，使之难于辨认，甚至无法判释。因此，航空摄影不宜在过早和过晚的时间里进行。一般说，上午十时至下午四时

比较合适。航片比例尺的大小选择，主要取决于用途。如果要从总体环境上调查巨大崩塌，使用较小比例尺的航片比较好（如1：30000）。如果要寻找崩塌裂缝，预测崩塌发展趋势，研究病害整治等，当然要有赖于较大比例尺的航空象片(例如1：5000)。在一般情况下，长约百米，宽约数十米大小的崩塌居多数，因此，在进行崩塌普查时，比例尺为1：10000～1：15000的航空象片是比较合宜的。

参 考 文 献

〔1〕 王继光《崩塌现象及其形成的地质条件的初步探讨》，防治路基病害，人民铁道出版社，1961年。

〔2〕 孙玉科、姚宝魁《盐池河磷矿山体崩塌破坏机制的研究》，水文地质工程地质，第1期，1983年。

〔3〕 滑坡和斜坡崩塌及防治翻译组译，山田刚二、渡正亮、小桥澄治著《滑坡和斜坡崩塌及防治》，科学出版社，1980年。

〔4〕 P.B.Attewell and I.W.Farmer《Principles of Engineering Geology》, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1976。

〔5〕 E.Hoek & J.W.Bray《Rock Slope Engineering》The institution of Mining and Metallurgy, London, 1977。

〔6〕 北京地质学院《工程地质学》，中国工业出版社，1963年。

〔7〕 第一铁路设计院《铁路工程地质手册》，人民交通出版社，1975年。

〔8〕 铁道部宝成铁路修建总结委员会编《路基设计及塌方滑坡处理》，人民铁道出版社，1959年。

〔9〕 计雅筠、王恭先《宝成宝天沿线花岗岩崩塌与某些自然条件的关系》，科技通讯，第一期，1965年。

〔10〕 胡厚田《崩塌分类的初步探讨》，铁道学报，第7卷，2期，1985年。

〔11〕 胡厚田《潜在崩塌体稳定性的检算方法》（资料），1975年。

〔12〕 胡厚田《岩质边坡崩塌的预测方法》，西南交通大学90周年校庆报告会，1986年。

〔13〕 胡厚田《岩质边坡崩塌落石强度等级预测方法的初步研究》（资料），1987年。

〔14〕 胡厚田《成昆线共和—尼日岩质边坡崩塌落石强度等级预测的研究》西南交通大学学报，第1期，1989年。

〔15〕 曾康《崩塌落石规律性的研究》，西北铁路科技，第二期，1973年。

〔16〕 铁道部第一设计院《崩塌地区的勘测设计》，防治路基病害经验，人民铁道出版社，1961年。

〔17〕 铁道部第一设计院《防治坍方滑坡的支撑建筑物设计》防治路基病害经验，人民铁道出版社，1961年。

〔18〕 铁道部第一设计院主编《特殊条件下路基》，人民铁道出版社，1978年。

〔19〕 铁道部第一设计院周寿柏等翻译，尼.米.罗依尼什维里著《铁路防治崩塌建筑物》，1962年。

〔20〕 蒋爵光《分析节理岩体稳定性的赤平投影方法》，西南交通大学90周年校庆报告会论文（资料），1986年。

〔21〕 蒋爵光《用赤平投影进行节理岩体稳定性分析的方法》，西南交通大学学报，第2期，1985年。

〔22〕 成昆铁路技术总结委员会《成昆铁路》第二册(线路、工程地质及路基)，人民铁道出版社，1980年。

〔23〕 冯德益、楼世博等《模糊数学方法与应用》，地震出版社，1983年。

〔24〕 乌斯河工务段《孤石危岩整治情况总结》(资料)，1986年。

〔25〕 铁道部第二设计院《宝成铁路略阳至广元段1981年水害抢建隧道工程设计总结》（资料），1985年。

〔26〕 铁道部第二设计院《防治坍方滑坡的支撑建筑物设计》，防治路基病害经验，人民铁道出版社，1961年。

〔27〕 安康铁路分局工务科《两起罕见的铁路水害》(资料)，1986年。

〔28〕 余光策、陈世涛《山区铁路防灾系统的研究》，西南交通大学90周年校庆报告会论文（资料），1986年。

〔29〕 铁道部第一设计院徐维垣《宝成铁路宝略段水害修复隧

道工程设计总结》（资料），1984年。

〔30〕 李生林、刘蕙兰译，B.Д.洛姆塔泽著《动力工程地质》，地质出版社，1985年。

〔31〕 广州局路局《坍方落石网式自动报警装置》，铁道建筑10期，1985年。

〔32〕 李鸿科《铁路崩坍落石警报装置》兰州滑坡学术讨论会论文（资料），1985年。

〔33〕 铁道科学院西北研究所《三十年来铁路崩坍滑坡的防治和研究》，西安崩坍滑坡攻关会议论文，1982年。

〔33〕 石根华《岩体稳定分析的赤平投影方法》，中国科学，第三期，1977年。

〔35〕 专业设计院航测处《航空象片在崩坍滑坡调查研究中的应用》，西安崩坍滑坡攻关会议论文，1982年。

〔36〕 卢鑫燔《滑坡预测的基本内容及途径探索》，滑坡文集，第四集，中国铁道出版社，1984年。

〔37〕 晏同珍等《滑坡统计预测方法》，兰州滑坡学术讨论会论文（资料），1985年。

〔38〕 张倬元、王士天《工程动力地质学》，中国工业出版社，1964年。

〔39〕 江缵高、左伯麟等译，И.В.波波夫著《工程地质学》，地质出版社，1957年。

〔40〕 铁道部工务局《铁路路基养护》，人民铁道出版，1960年。

〔41〕 中国科学院成都地理研究所《地震与滑坡》（向全国科学大会献礼），1978年。

〔42〕 林蔚深《宝成线略广段明洞棚洞工程设计及其特点》，铁道建筑8期，1985年。

〔43〕 郑象铣《实用铁路工程地质学》，人民铁道出版社，1962年。

〔44〕 柳州铁路局六甲工务段《防治崩塌落石小结》，铁道建筑5期，1985年。