

최      중  
연구보고서

산지개발에 따른 산사태 발생 특성 및  
산지토사재해 예지 시스템 개발

Development of Prevention System of Disasters and  
Characteristics of Landslides by Land Use

인공사면의 산사태 발생특성 및 예·방지시스템 개발

Development of Prediction and Prevention System on Landslide of  
Man-Made Slope

암반절취사면의 산사태 방지를 위한 최적 설계기준 개발

Development of the Optimum Design for Landslide Prevetion on  
Rock Cutting Slope

임업연구원  
(서울시립대학교)

농 립 부

# 최종보고서

2003년도 농림기술개발사업에 의하여 완료한 산지개발에 따른 산사태 발생 특성 및 산지도사재해 예지 시스템 개발에 관한 최종보고서를 붙임과 같이 제출합니다.

- 붙임 : 1. 최종보고서 10부  
2. 최종보고서 디스켓 1매

2003년 8월 11일

주관연구기관 : 임업연구원

총괄연구책임자 : 최 경 (인)

주관연구기관장 : 임업연구원장

직 인

농림부장관 귀하

# 제 출 문

농림부 장관 귀하

본 보고서를 “산지개발에 따른 산사태 발생 특성 및 산지토사재해 예지 시스템 개발” 과제의 최종보고서로 제출합니다.

2003년 8월 11 일

주관연구기관명 : 임업연구원  
총괄연구책임자 : 최 경  
세부연구책임자 : 최 경  
책 임 급 : 이 천 용  
책 임 급 : 김 재 현  
선 임 급 : 조 병 훈  
선 임 급 : 윤 호 중  
선 임 급 : 이 창 우  
연 구 원 : 염 규 진

협동연구기관명 : 서울시립대학교  
협동연구책임자 : 이 수 곤  
연 구 원 : 금 동 현  
연 구 원 : 임 창 호  
연 구 원 : 손 경 철  
연 구 원 : 양 홍 석  
연 구 원 : 최 우 일  
연 구 원 : 이 창 노  
연 구 원 : 박 지 호  
연 구 원 : 선 건 규

# 요 약 문

## I. 제 목

산지개발에 따른 산사태 발생 특성 및 산지토사재해 예지 시스템 개발

## II. 연구개발의 목적 및 필요성

국내에서는 해빙기와 여름철에 집중되는 강우로 인하여 자연사면은 물론, 국도, 고속도로, 임도 등, 산지개발에 따른 인공 사면에서 산사태가 매년 다발하고 있고, 그에 수반되는 인명과 재산피해가 막대하다. 그럼에도 불구하고 산사태의 사후처리에만 급급해 있고 산사태에 대한 인식도 크지 않았으나 최근에 대형화하는 산사태 피해로 그 연구와 대책의 필요성이 증대되고 있다.

우리나라는 녹화사업에 의해 산지사면에서의 표층붕괴는 과거에 비해 줄었으나, 최근에는 산지를 여러 가지 형태로 개발함에 따라, 이에 따른 산사태의 발생이 빈번해 지고 있다. 특히, 이러한 산사태는 과거의 자연사면에 있어서의 재해와 달리 도시근교지역에서 많이 발생함으로써 곧바로 큰 재해로 발전하며, 매년 약 50명의 인명피해와 수천, 수 백억원의 재산피해를 반복해서 발생시키고 있다. 그간 본 연구자들이 태풍을 동반한 여름 폭우 후 산사태 피해가 있는 지역을 답사해 본 결과, 산지개발에 따른 절개사면에서 발생하는 산사태는 그 피해를 줄이거나 예방할 수 있을 것으로 판단되었다.

국내에서는 산사태에 관한 연구가 단편적으로 수행된 경우가 많았으며, 인공사면의 산사태 특성과 방지에 관한 집중적이고 체계적으로 수행한 연구는 거의 없는 실정이다. 하지만, 최근 연구진의 연구결과에 의하면, 인공 사면에서 발생하는 산사태는 그 지역의 지질특성에 의한 암반의 붕괴와 절토 및 성토구조에 의한 토양붕괴로 크게 나눌 수 있다. 따라서, 이러한 두 가지 유형의 산사태의 특징을 명확히 함으로써 체계적인 산사태 대책수립이 가능하리라 판단된다.

산지개발에 따른 인공 사면에서 발생하는 산사태에 대해 발생위험지역의 분포, 규모, 유형, 안전성, 원인, 대책 등을 조사 연구함으로써, 향후 산지개발에 따른 산사태의 예방과 방지대책을 합리적으로 제시할 필요가 있다. 특히, 산지를 개발하려는 곳은 산사태



방지를 위한 안전한 사면 절취공법에 관한 기본모델이 필요하고, 이미 개발이 이루어진 인공 사면에 대해서는 산사태 방지를 위한 기본모델에 의한 효율적인 관리 지침의 제시가 필요하다. 따라서, 이러한 연구결과를 토대로 산사태로 인한 인명과 재산의 피해를 미연에 방지할 수 있을 뿐만 아니라, 산사태위험 때문에 방치된 대도시 주변의 땅을 효율적으로 이용할 수 있을 것이다.

따라서, 기존의 산지개발방법을 개선하면 인공사면의 산사태는 예방할 수 있으리라 판단된다. 본 연구에서는, 산지개발로 인한 인공 사면의 산사태 예지 및 방지를 위해, 인공사면 안정공법의 설계 기준모델을 제시하고, 기존의 인공 사면을 안정화하기 위한 보강공법 기준모델을 제시하며, 산지개발로 인한 산사태 방지 시스템을 구축을 최종목표로 한다.

이를 위하여 산지개발로 인한 인공사면의 산사태 발생특성 구명 및 붕괴발생 가능성을 예측하기 위한 기초 연구로서 국내외 기존 연구 및 선진국의 조사자료를 재검토한다. 또한, 임도, 도로변 및 대도시 주변의 대표적인 주요 산사태 다발지역을 선정하여 답사, 정밀조사를 수행하고, 산사태 발생에 관여하는 인자를 모색함으로써 산사태 발생가능성이 높은 지역을 예지·예측하는 산사태 발생위험도 판정기준의 개발은 물론, 지반공학적인 정밀 안정성 조사에 의한 사면안정성 평가를 수행한다.

다음으로, 암반사면 및 임도의 절성도 사면의 안정적인 보강공법 및 절취시 기준마련을 위해, 암반붕괴 기인의 산사태에 대해서는 지반특성에 부합되는 암반과 토사경계면의 전단강도 측정방법을 강구하고, 절토 및 성토의 토질붕괴 기인의 산사태에 대해서는 그 토질의 명확한 전단강도를 측정하는 합리적인 방법을 제시한다. 또한, 대표적인 붕괴지역을 선정하여 산사태 붕괴현상을 역해석함으로써 암절취사면 및 성토·절토 사면의 전단강도 정수에 대한 합리성을 검토한다.

최종적으로는, 상기의 결과에 의한 도로 및 임도변 산사태 위험도 판정기법의 개발 및 암석 및 토질의 전단강도 정수를 이용하여 사면절취시의 최적 설계기준를 제시함은 물론, 기존의 인공사면에 대해서도 선진국에 출장하여 습득한 기술을 도입하여 지반특성을 고려한 공법 및 합리적인 녹화방법을 제시하는 등 산사태 방지를 위한 안정관리기준까지 제시함으로써, 산지개발에 따른 산사태 예지 및 방지 시스템 구축 방안을 제시한다.

### Ⅲ. 연구개발 내용 및 범위

1단계(1차년도) : 국내의 기존 조사자료를 활용한 과거의 산사태 발생 유형과 최근의 산사태 발생지역의 산사태 관련인자 등을 조사하여, 산지개발에 따른 인공 사면의 산사태 발생 특성을 구명하고, 수량화 분석을 통한 산사태 위험도 판정기법을 개발함으로써 산사태 예지와 산사태 피해 방지를 위한 산사태 방지 시스템 개발을 위한 기초자료를 구축한다.

2단계(2차년도) : 1단계에서 작성된 산사태 위험도 판정 기법을 보완하고 도면화 기술개발을 위한 기초작업을 수행함과 동시에, 본 연구과제의 주관연구기관과 공동연구기관이 보유하고 있는 토질공학 및 암반공학 관련 시험장비를 활용하여, 각 붕괴유형별로 구분된 대상지의 암반과 토사경계면의 전단강도 및 절토와 성토의 전단강도특성을 파악한다. 이와같은 연구결과와 사면안정해석을 통한 역해석으로, 각 예측 붕괴유형을 고려한 절개사면의 합리적인 토질강도정수 추정법을 제시·검토한다.

3단계(3차년도) : 1단계와 2단계의 일본, 오스트리아, 미국 등 산사태 방지공법 기술 및 재해방지기술을 출장을 통해 습득한 자료와 연구결과자료를 토대로 산사태 발생 위험사면의 판단 및 예지기준을 제시하고, 사면의 안정성을 고려한 현장에서의 암반사면 판정 및 절취방법의 제시는 물론, 암석 및 토질정수를 이용하여 사면절취시의 최적 설계기준을 제시한다. 기존에 개발된 인공사면에 대해서는 예측붕괴 형태가 암반붕괴 기인의 경우는 새로운 공학적 기법, 토양붕괴의 경우는 효과적인 녹화방법 등의 사면관리 방안을 제시한다. 따라서, 최종적으로는 산지개발 기준제시 및 기존의 개발된 인공사면의 대책에 이르기까지 산지개발지 전반에 걸친 효율적인 관리방안에 대한 모델을 작성함으로써, 산사태 붕괴 특성 조사자료를 바탕으로 산사태 예지 및 방지 시스템을 개발한다.

### Ⅳ. 연구개발 결과 및 활용에 대한 건의

#### 1. 인공사면의 산사태 발생특성 및 예·방지시스템 개발

인공절개사면 및 임도성토사면의 산사태 예측 및 방지대책을 제시하기 위하여 기본적인 사면환경인자를 파악하므로써 사면의 안정성을 평가할 수 있고 인공절개사면

및 입도성토사면을 중심으로 조사하여 손쉽게 사면의 위험도를 평가할 수 있는 방법을 제시하였다. 또한 본 연구 수행을 위해 조사지역중 산사태 발생지역에 대해 사례적 연구로 발생원인 및 대책도 제시하였다.

#### 가. 인공절개사면의 산사태 위험도 판정

인공절개사면의 산사태 위험도 판정표를 작성하기 위해 전국의 국도, 지방도 114개소를 대상으로 정밀조사 및 수량화 1류로 분석을 실시하였으며, 그 결과 산사태에 미치는 영향인자는 공사만족도>사면형상>사면고>충진상태>돌출부유무>사면경사>절리방향>붕괴이력>방향수 순으로 나타났으며, 이를 기준으로 산사태 위험도 판정표를 작성하였다. 또한 영향인자 중 공사만족도가 개인차에 의해 객관성이 부족한 인자로 판단, 이를 제외한 8개 인자로 판정표를 작성하였다. 본 모델의 중산관계수는 0.76(결정계수 : 0.57)로 상당히 높게 나타났으며, 본 판정표는 산사태 위험도 판정에 활용 가능한 것으로 판단되었다.

#### 나. 인공절개사면의 산사태 원인 및 대책(사례조사)

최근에 산사태가 발생한 도로변 산사태지 및 산사태 발생위험도가 높은 지역을 대상으로 정밀조사를 실시하여 산사태 발생원인 및 방지대책을 강구하였다. 그 결과 대체로 수량화 분석결과와 마찬가지로 사면고가 16m이상, 절리면과 사면방향이 일치, 2개 이상의 절리방향수, 70°이상의 사면경사 등이 주원인이었으며, 또한 근본적으로 이러한 위험사면에 사면안정을 위한 대책공사가 미비한 것이 가장 큰 원인으로 지적할 수 있다. 이러한 사면의 안정대책으로는 ①절개사면의 기울기 완화 : 지역에 따라서 사면길이가 길고 경사가 가파른 지역에서는 매우 어려운 공사가 된다. 하지만, 최대한으로 절개사면을 계단식으로 다듬어서 옹벽공사를 해서라도 사면기울기를 완화시켜야 한다. ②절리면의 마찰력증대 : 앵커공법으로 암석 붕괴를 방지한다. ③절개사면 최상단부의 토압제거 : 흙막이 공사와 우회수로내기 등으로 중력에 의한 토석류의 붕괴 방지 ④ 사면내외부 용수배출 : 사면상부의 우회배수로 및 암반의 용출수 제거공 실시 등이며, 산사태 발생위험 지역에서는 먼저 산사태 판정표를 이용하여 그 원인을 파악한 후 원인을 제거하기 위한 공사를 실시해야 할 것이다.

#### 다. 입도성토사면 산사태 위험도 판정표 작성

입도성토사면의 산사태 위험도 판정표를 작성하기 위해 전국의 입도성토사면 104

개소를 대상으로 정밀조사 및 수량화 2류로 분석을 실시하였으며, 그 결과 산사태에 미치는 영향인자는 하부횡단지형>모암>성토사면 길이>사면방위>상부횡단지형>절토경사> 성토경사 순으로 나타났다. 또한 임도성토사면의 경우 category 분석결과 유형의 성토사면 지형과 성토사면 길이가 40m이상, 사면방위가 북향인 변성암 지역에서 산사태가 많이 발생하고 있는 것으로 나타났다. 본 판정표에 의한 산사태 발생 비발생 적중률은 80%로 일반적으로 수량화 2류에 의한 분석에서의 적중률 판단기준 80%는 양호, 70%는 보통, 60%는 불량을 고려하면 상당히 양호한 적중률이다. 따라서, 본 판정표는 산사태 위험도 판정에 활용 가능하다.

#### 라. 임도사면의 산사태 발생원인 및 대책

2002년 태풍 '루사'에 의한 경남지역의 임도사면 산사태지를 대상으로 정밀조사를 실시하였으며 산사태 발생원인 및 대책을 모색하였다. 그 결과 임도성토사면 산사태의 원인은 임도 상부의 산사태가 임도의 배수시설(측구매물)을 막아 유수가 월류하면서 대부분 임도 및 계류피해를 발생시키거나, 임도를 따라 흐르던 유수가 곡선지역에서 직선방향을 유지하기 위하여 성토사면으로 월류하여 피해가 발생한 경우 등 근본적으로 강한 강우에 의한 임도의 배수가 원활이 이루어지지 않았기 때문에 밝혀졌다. 따라서 발생원인별로 구분하여 배수시설, 중단시설, 안정구조물 등의 대책을 제시하였다.

## 2. 암반절취사면의 산사태 방지를 위한 최적 설계기준 개발

현재 우리 나라의 임도에서 조성되는 암반사면은 사면의 안정성에 절대적인 영향을 미치는 불연속면의 공학적 성질을 무시하고 획일적으로 설계되었다. 이로 인해 우기시 산사태로 인하여 막대한 인명과 재산상의 피해를 초래하였다. 본 연구는 산지개발로 인한 절취사면에 있어서의 사면의 붕괴발생 가능성을 예측하고 지반공학적인 정밀 안정성조사에 의한 사면안정화 방안을 제시하여 산사태방지 시스템 개발을 목적으로 한다.

1차년도에서는 국내외 기존자료를 분석 비교하고 인공사면의 다양한 산사태 발생특성을 조사하여 분류하였고, 2차년도에는 암반과 암석의 전단강도 특성 연구와 일반적으로 고려되지 않는 핵석지반의 강도정수에 대한 연구도 수행하였다. 3차년도에서는 1~2차년도에 연구되어 얻어진 결과를 토대로 설계 및 시공시 최적의

보강방안 및 효율적인 유지관리를 위한 조사방법을 제시하였다.

연구 결과 암중에 따라서 불연속면의 발달과 풍화양상이 달라 각각의 지역에서 조성되는 사면에서의 안정성확보방안을 각각에 맞게 검토해야 한다는 결과를 도출했다. 또한 산사태의 원인이 되는 토사와 암반의 경계면에서의 붕괴특성, 핵석지반에서의 공학적 특성을 규명하여 안전한 절취사면의 건설이 기대된다. 마지막으로 설계자나 시공자가 위의 내용을 좀 쉽게 이해하고 적용하기 위해 필요한 전 과정을 매뉴얼화 하였으므로 합리적인 사면의 시공과 사후관리가 가능할 것이다.

# SUMMARY

## **1. Development of Prediction and Prevention System on Landslide of Man-Made Slope**

Recently, the landslides are gradually increased by the use of land and heavy rainfall in fill slope of forest road and cutting rock slope on the national road. This study were carried out to make score table for prediction of landslide-susceptible slope in fill slope of forest road and rock cutting slope on the national road. To find out the dangerous degree of slope, factors to be concerned with landslide were investigated and evaluated by using Quantification theory. And, the countermeasures for landslide prevention are suggested by results of field survey.

### **a. The landslide prediction on cutting rock slope**

To make out score table for prediction of landslide-susceptible slope, 114 cutting slopes of national road were investigated and the effective factors for landslide were predicted by Quantification theory(I). As a result, the effective factors for landslide are showed in order as follows; technical level of landslide control works > slope form > height of slope > filling condition of joint side > presence of over-hang > slope > direction of slope and joint side > presence of seepage > number of joint. A multiple correlation coefficient of the score table for prediction was estimated to  $0.71(R^2=0.50)$  which was very high. Therefore, this score table for landslide will be very useful for judgement of dangerous slope.

### **b. Causes and Countermeasures of Landslide on Rock Cutting Slope (Case Study)**

The dangerous slopes were investigated to find causes of landslide which occurred in cutting rock slope recently and countermeasures of landslide prevention. As the results, cutting rock slope was very dangerous in height of slope more than 16m, the same direction between slope and joint side, having

number of joint more than two and slope over 70 degree. And the most important factor was defective control works to prevent landslide. The countermeasures for landslide prevention were suggested as follows ; 1) reducing the slope degree 2) reinforcement of resistant force of joint side by anchor works 3) removing soil pressure on the top of cutting slope 4) draining water of inner or outer slope by detour drainage on the top of slope and so on.

### **c. The landslide prediction on fill slope of forest road**

To make score table for landslide prediction on fill slope of forest road, 104 fill slopes of forest road were investigated and the effective factors of landslide were predicted by Quantification theory(II). As a result, the effective factors for landslide are showed in order as follows; cross form of fill slope > mother rock > length of fill slope > cross form of cutting slope > slope of cutting slope > slope of fill slope. And the rate of landslide occurrence was very high at concave form of fill slope, length of fill slope over 40m and metamorphic rock region. The accuracy for landslide by this score table was 80%. Therefore, the score table for prediction of landslide will be very useful for judgement of dangerous slope.

### **d. Causes and Countermeasures of Landslide on Fill Slope of Forest road(Case Study)**

Many landslides were occurred in fill slope of forest road in Kyoung-nam province by the typhoon 'Rusa' in 2002. The damaged slope were investigated to produce causes of landslide and countermeasures for landslide prevention. As the results, the main cause was drainage by heavy rainfall like as follows ; 1) the overflow in side ditch caused to be buried by landslide of cutting slope, 2) the overflow from road to the direction of fill slope in curved line of forest road and so on.

Therefore, the suggested countermeasures were as follows 1) draining water by detour drainage on the top of slope 2) extension of side ditch by considering runoff 3) to plan longitudinal slope on road from 4% to 8% to consider drainage and stability, and so on.

## **2. Development of the Optimum Plan Standard for Landslide Prevention on Rock Cutting Slope**

The present, the cut slope of forest road has been uniformly designed in disregard of engineering characteristics of discontinuity which absolutely affects in slope stability. Because that, a great life and property is damaged by land slide in the rainy season. This study has an intention of development of land slide prevention system, by making an accurate estimate of a land slide possibility for the mountain region development and presents a method of slope stability for an accurate investigation.

In the first year, the inside and outside of the country existing data and various land sliding characters were made a comparative and analytical study. The second year, the shear strength characteristic of rock and rock mass and the strength property of the corestone ground was studied. Last year, this study presents the optimum reinforcement and investigation method for efficient maintenance and management when cut slope is designed and constructed

As the result of study, slope stability security methods are checked thoroughly with each region, because development and weathered condition of discontinuity varies according to a kind of rock. Finally, engineering property of rock-soil contact and corestone ground has been examined, therefore safety construction of cut slope is possible to be done.



# CONTENTS

Introduction .....	1
Part I	
Development of prediction and prevention system on landslide of man-made slope ·	5
Part II	
Development of the optimum design for landslide prevention on cutting rock slope .....	89
Part III	
The manual on investigation and management for prevention of landslide on man-made slope .....	273
Reference .....	303

# 목 차

제 1 장 서론 .....	1
제 1 절 연구개발의 배경 및 필요성 .....	1
제 2 절 연구개발의 목적과 범위 .....	3
제 2 장 인공사면의 산사태 발생특성 및 예·방지시스템 개발 .....	5
제 1 절 서론 .....	5
제 2 절 우리나라의 산사태 발생특성 및 대책 .....	6
제 3 절 인공절개사면의 산사태 위험도 판정 .....	11
제 4 절 임도성토 사면의 산사태 위험도 판정 .....	62
제 5 절 결론 .....	87
제 3 장 암반절취사면의 산사태 방지를 위한 최적 설계기준 개발 .....	89
제 1 절 서론 .....	89
제 2 절 암반사면의 자료수집 및 안정성 평가방법 .....	90
제 3 절 국내 사면안정성 조사 .....	123
제 4 절 암과 흙 경계면에서의 전단강도 특성 연구 .....	171
제 5 절 핵석지반에서의 합리적인 지반강도 정수의 산정 .....	195
제 6 절 DEM을 이용한 암반사면의 합리적 절취경사 설정 .....	237
제 7 절 결론 .....	272
제 4 장 인공사면의 산사태 방지를 위한 관리방안 및 현장조사 요령 .....	273
제 1 절 임도성토사면 관리방안 .....	273
제 2 절 암반사면의 산사태 위험도 현장조사 요령 .....	278
참고문헌 .....	303

# 제 1 장 서 론

## 제1절 연구개발의 배경 및 필요성

국내에서는 해빙기와 여름철에 집중되는 강우로 인하여 자연사면은 물론, 국도, 고속도로, 임도 등 산지개발에 따른 인공사면에서 산사태가 매년 다발하고 있고, 그에 수반되는 인명과 재산피해가 막대하다. 그럼에도 불구하고 산사태의 사후처리에만 급급해 있고 이에 대한 인식도 크지 않았으나 최근에 빈발하는 산사태 피해로 그 연구와 대책의 필요성이 증대되고 있다.

우리 나라는 녹화사업에 의해 산지사면에서의 표층붕괴는 과거에 비해 줄었다고 할 수 있으나, 최근에는 산지를 여러 가지 형태로 개발함에 따라, 이에 따른 산사태의 발생이 빈번해 지고 있다. 특히, 이러한 산사태는 과거의 자연사면에 있어서의 재해와 달리 도시근교지역에서 많이 발생함으로써 곧바로 큰 재해로 발전하며, 매년 약 50명의 인명피해와 수천, 수 백억원의 재산피해를 반복해서 발생시키고 있다. 하지만, 집중호우 및 태풍을 동반한 여름 폭우 후 산사태 피해가 있는 지역의 현장을 조사해 보면, 산지개발에 따른 절개지에서 발생하는 산사태는 그 피해를 줄이거나 예방할 수 있을 것으로 판단된다.

국내에서는 산사태에 관한 연구가 단편적으로 수행된 경우가 많았으며, 인공사면의 산사태 특성과 방지에 관한 집중적이고 체계적으로 수행한 연구는 거의 없는 실정이다. 하지만, 최근의 연구결과에 의하면, 인공 사면에서 발생하는 산사태는 그 지역의 지질 특성에 의한 암반의 붕괴와 절토 및 성토구조에 의한 토양붕괴로 크게 나눌 수 있다. 따라서, 이러한 두 가지 유형의 산사태의 특징을 명확히 함으로써 체계적인 산사태 대책수립이 가능하리라 판단된다.

산지개발에 따른 인공 사면에서 발생하는 산사태에 대해, 그 발생위험지역의 분포, 규모, 유형, 안전성, 원인, 대책 등을 조사 연구함으로써, 향후 산지개발에 따른 산사태 붕괴의 예방과 방지대책을 합리적으로 제시할 필요성이 크다. 특히, 산지를 개발하려는 곳은 산사태 방지를 위한 안전한 사면 절취공법에 관한 기본모델이 필요하고, 이미 개발이 이루어진 인공 사면에 대해서는 산사태 방지를 위한 기본모델에 의한 효율적인 관리지침의 제시가 필요하다. 따라서, 이러한 연구결과를 토대로 산사태로 인한 인명과 재산의 피해를 미연에 방지할 수 있을 뿐만 아니라, 산사태위험 때문에 방치된 대도시 주변

의 땅을 효율적으로 이용할 수 있다.

### 1) 기술적 측면

산사태 발생특성 방지 시스템 개발 분야는 환경/방재분야에 해당하는 기술로서 산지개발에 따른 인공사면의 지질·지형을 고려한 토질 공학적 어프로치를 시도하여 산사태를 미연에 방지할 수 있는 산지개발 방법의 기준모델 및 기존의 개발지의 효율적인 관리를 위한 산사태 방지 대책을 체계화하는 내용으로 구성되어 있다. 본 연구 결과들은 급후 자연사면에 적용함은 물론, 폐광지(폐탄광지, 석회석광산지) 등 산림 훼손지의 유형별 친환경적 복구녹화 모델의 체계화에도 응용 가능하며, 21세기 생활환경보전(국토보전) 및 통일을 대비한 북한 산림 황폐지의 유형별 적정 복구녹화기술 확립 등 통일 후 예상되는 북한의 토지개발에 따른 산지재해 방지 대책 수립에 적용 가능하리라 판단된다.

### 2) 경제·산업적 측면

산사태 발생으로 하류에 흘러내린 많은 토사가 하천을 범람, 농경지를 황폐화시켜 농작물 생산량 감소에 직접적으로 영향을 미침은 물론, 주택 및 산업시설을 매몰시킴으로써 원상복구에 많은 시간과 인력 및 비용이 소모되고 있는 실정이다.

우리나라는 지리적·기후적 요인으로 인하여 매년 막대한 산사태 피해를 입고 있으며, 지난 10년간(1991~2000) 연평균 인명피해는 31명, 재산피해는 약 139억 원으로 공식 기록되고 있는 실정이다. 특히 최근에는 새로운 강우패턴에 의해 경기, 강원북부 등 일부지역에서 내린 국지성 집중호우로 인하여 기존 인공사면에서 자주 산사태가 발생하고 있으므로, 이를 방지하기 위한 제도적 장치의 필요성이 요구되고 있다. 따라서 최근 급증하는 산지개발에 따라 예상되는 산사태의 경제·산업적 피해를 경감시키기 위하여 인공 사면의 산사태 발생 기구 해명 및 방지 시스템 개발이 필수적으로 요구된다.

### 3) 사회·문화적 측면

현대 고도산업화의 진전에 따른 산지토사재해 증가, 경제발전에 따른 국민여가의 증대 등이 원인이 되어 산지개발의 요구가 급증하고 있어 매년 8,000ha의 산지가 전용되고 있다. 이에 따른 인공사면도 증가하여 산지재해는 오히려 증가하

고 있어 인공사면 하부의 도로나 인가는 여름 집중호우시 붕괴 위험이 높아 사회적으로 큰 문제가 되고 있으므로, 산지개발에 따른 산지재해를 격감시키기 위한 대책마련이 시급하며, 산사태의 발생특성을 구명해서 산사태 예지 및 방지 시스템 개발을 통해 근본적인 제도적 장치의 구축이 가능할 것으로 사료된다.

## 제2절 연구개발의 목적과 범위

최근, 경제발전에 따른 국민여가의 증대 등이 원인이 되어 산지개발의 요구가 급증하고 있으나, 지구온난화 등 지구환경변화로 인한 강우패턴이 국지성 및 돌발성으로 변화하고 있어, 산지 개발지역에 산사태로 인한 재산 및 인명피해가 급증하고 있다. 이러한 산지개발로 인한 인공 사면의 산사태는 지질·지형을 고려하여 강우시의 산지사면의 응력변화를 예측함으로써 그 발생 유형 및 특성을 파악할 수 있다. 따라서, 기존의 산지개발방법을 개선하면 인공사면의 산사태는 예방할 수 있으리라 판단된다. 본 연구에서는, 산지개발로 인한 인공 사면의 산사태 예지 및 방지를 위해, 인공 사면 안정공법의 설계 기준모델을 제시하고, 기존의 인공 사면을 안정화하기 위한 보강공법 기준모델을 제시하며, 산지개발로 인한 산사태 방지 시스템 구축을 최종목표로 한다.

이를 위하여 산지개발로 인한 인공사면의 산사태 발생특성 구명 및 붕괴발생 가능성을 예측하기 위한 기초 연구로서 국내외 기존 연구 및 선진국의 조사자료를 재검토한다. 또한, 임도, 도로변 및 대도시 주변의 대표적인 주요 산사태 붕괴다발지역을 선정하여 붕괴위험지역을 답사, 정밀조사를 수행하고, 산사태 발생에 관여하는 인자를 모색함으로써 산사태 발생가능성이 높은 지역을 예지·예측하는 산사태 발생위험도 판정기준의 개발은 물론, 지반공학적인 정밀 안정성 조사에 의한 사면안정성 평가를 수행한다.

다음으로, 암반사면 및 임도의 절성토 사면의 안정적인 보강공법 및 절취시 기준마련을 위해, 암반붕괴 기인의 산사태에 대해서는 지반특성에 부합되는 암반과 토사 경계면의 전단강도 측정방법을 강구하고, 절토 및 성토의 토질붕괴 기인의 산사태에 대해서는 그 토질의 명확한 전단강도를 측정하는 합리적인 방법을 제시한다. 또한, 대표적인 붕괴지역을 선정하여 산사태 붕괴현상을 역해석함으로써 암절취사면 및 성토·절토 사면의 전단강도 정수에 대한 합리성을 검토한다.

최종적으로는, 상기의 결과에 의한 도로 및 임도변 산사태 위험도 판정기법의 개

발 및 암석 및 토질의 전단강도 정수를 이용하여 사면절취시의 최적 설계기준을 제시함은 물론, 기존의 인공사면에 대해서도 선진국에 출장하여 습득한 기술을 도입하여 지반특성을 고려한 공법 및 합리적인 녹화방법을 제시하는 등 산사태 방지를 위한 안정관리기준까지 제시함으로써, 산지개발에 따른 산사태 예지 및 방지 시스템 구축 방안을 제시한다.

연구수행의 범위를 구체적으로 기술하면 다음과 같다.

1단계(1차년도) : 국내의 기존 조사자료를 활용한 과거의 산사태 발생 유형과 최근의 산사태 발생지역의 산사태 관련인자 등을 조사하여, 산지개발에 따른 인공 사면의 산사태 발생 특성을 구명하고, 수량화 분석을 통한 산사태 위험도 판정기법을 개발함으로써 산사태 예지와 산사태 피해 방지를 위한 산사태 방지 시스템 개발을 위한 기초자료를 구축한다.

2단계(2차년도) : 1단계에서 작성된 산사태 위험도 판정 기법을 보완하고 도면화 기술개발을 위한 기초작업을 수행함과 동시에, 본 연구과제의 주관연구기관과 공동연구기관이 보유하고 있는 토질공학 및 암반공학 관련 시험장비를 활용하여, 각 붕괴유형별로 구분된 대상지의 암반과 토사경계면의 전단강도 및 절도와 성토의 전단강도특성을 파악한다. 이와같은 연구결과와 사면안정해석을 통한 역해석으로, 각 예측 붕괴유형을 고려한 절개지의 합리적인 토질강도정수 측정법을 제시·검토한다.

3단계(3차년도) : 1단계와 2단계의 일본, 오스트리아, 미국 등 산사태 방지공법 기술 및 재해방지기술을 출장을 통해 습득한 자료와 연구결과자료를 토대로 산사태 발생 위험사면의 판단 및 예지기준을 제시하고, 사면의 안정성을 고려한 현장에서의 암반사면 판정 및 절취방법의 제시는 물론, 암석 및 토질정수를 이용하여 사면절취시의 최적 설계기준을 제시한다. 기존에 개발된 인공사면에 대해서는 예측붕괴 형태가 암반붕괴 기인의 경우는 새로운 공학적 기법, 토양붕괴의 경우는 효과적인 녹화방법 등의 사면관리 방안을 제시한다. 따라서, 최종적으로는 산지개발시의 기준제시 및 기존의 개발된 인공사면의 대책에 이르기까지 산지개발지 전반에 걸친 효율적인 관리방안에 대한 모델을 작성함으로써, 산사태 붕괴 특성 조사자료를 바탕으로 산사태 예지 및 방지 시스템을 개발한다.

## 제 2 장 인공사면의 산사태 발생특성 및 예·방지시스템 개발

### 제1절 서론

국내에서는 해빙기와 여름철에 집중되는 강우로 인하여 자연사면은 물론, 국도, 고속도로, 임도 등, 산지개발에 따른 인공 사면에서 산사태가 매년 다발하고 있고, 이로 인한 총 피해액은 지난 10년간(1991~2000) 연평균 인명피해 31명, 재산피해 약 139억원에 이르고 있다. 특히, 2002년 태풍 ‘루사’의 의한 피해는 더욱더 심각하다. 최근에는 태풍 및 강우패턴의 변화로 인한 게릴라성 집중호우로 인해 빈발하는 산사태 피해로, 피해 예측 연구와 대책의 필요성이 증대되고 있다.

산사태의 예측은 발생지역, 시기, 규모의 세가지로 나눌 수 있으며, 그 중, 발생지역의 예측은 사면의 입지환경요인이 크게 작용하므로 정확한 예측이 상당히 곤란하다. 산사태는 토양의 응집력을 약화시키는 강우나 지진과 같은 외력에 의하여 토양이나 암석이 균형을 잃고 중력작용에 의하여 일시에 아래로 무너져 내리는 현상을 말한다. 비가 오면 빗물은 비탈면을 따라 일부 하류로 흘러가지만 일부는 땅속으로 침투된다. 침투한 빗물은 토양속으로 계속 침투되어 사면토층 내에서 불투수층(암반)을 만나 지하수위를 형성하게 되고, 흙의 강도(마찰력)를 약하게 만들어 암반위의 토층이 안정을 잃고 비탈면 아래로 미끄러지게 된다. 즉 흙의 저항력이 빗물의 침투로 인해 토양의 전단력보다 약해질 때 산사태가 일어나게 된다.

따라서, 산사태의 발생장소를 예측한다는 것은 불투수층까지의 깊이, 흙의 전단강도, 간극수압의 거동 등의 측정이 불가피하다. 하지만, 이러한 인자들은 개개의 사면마다 다르고, 방대한 수의 사면을 대상으로 각 인자에 대해 측정하는 것은 불가능하다. 이를 해결하기 위해 기존의 산사태 발생 혹은 비발생 사면의 소인(환경입지인자)을 조사하여 통계 분석을 통해 산사태 발생에 대한 판정표를 작성하고 이를 토대로 사면의 위험도를 판정하여 산사태 발생지역을 예측하고 있다.

이러한 판정표를 이용한 방법은 정도를 높이기 위해 실제 사면을 전문가가 조사하

여 판단해야 하는 어려운 점이 있으나, 현재 임업연구원에서 제시한 산사태 판정표를 기준으로 위험사면을 관리하고 있다. 하지만, 우리나라의 경우 이러한 판정표는 자연사면을 대상으로 하는 것이 대부분이며, 인공사면을 대상으로 한 경우는 개개의 사면에 대한 정밀조사를 통해서만 그 결과를 유출해 내는 방법을 채택하는 경우가 많다. 즉, 이와 같은 방법은 사전에 위험가능성이 있는 것으로 판단되는 사면에 대해서는 유효한 방법이 될 수 있으나, 전국의 산재하고 있는 도로변의 모든 인공사면을 대상으로 개개의 정밀조사를 실시하는 것은 불가능하게 된다. 따라서 인공사면을 대상으로 한 산사태 위험도 판정표의 작성이 시급하다고 할 수 있다.

본 장에서는 우리나라의 자연 및 인공사면에서 발생하고 있는 산사태의 발생원인 및 특징과 대책에 대해 검토하고 앞서 언급한 현장조사를 통해 인공사면의 산사태 위험도 판정표 작성을 목적으로 수행된 연구결과를 정리하였다.

## 제2절 우리나라 산사태 발생 특성 및 대책

과거 산사태에 관한 연구는 다양한 분야에서 연구되어 왔으며, 특히 공학적 혹은 임학적 접근이 주축을 이루어 연구가 수행되어 왔다. 본 절에서는 공학분야 이외의 임학분야에서 수행되어진 자연 및 인공사면(임도)을 중심으로 과거에 수행된 연구결과를 간단히 요약하였다.

### 1. 자연사면의 산사태 발생원인 및 방지대책

가. 산사태 발생원인

#### 1) 집중호우

우리나라의 산사태 발생은 대부분 장마, 태풍, 여름철의 집중호우에 의한 것이다. 강우에 의한 지하수위의 급격한 상승, 표면유수에 의한 침식, 흙의 포화로 인한 단위 체적당 중량의 증가 등의 원인에 의하여 산지 사면이 붕괴하려는 힘이 커지는 반면에 흙의 마찰력의 감소하므로 산사태가 발생하게 된다.

#### 2) 지형



지형은 강우로 인한 지표수 및 지중수를 집중 혹은 분산시키는데 크게 영향을 주므로, 유수가 집중하는 지역에 자주 발생하는 산사태와 관계가 깊다. 따라서, 강우의 집수가 용이한 오목지형과 사면의 경사가 변하는 지형에서 산사태가 쉽게 발생한다.

### 3) 지질

빠른 유동성 산사태는 화강암과 편마암지대에서 많이 발생하고, 화강암지대는 편마암지대에 비하여 토심이 비교적 얇아서 산사태 발생 빈도는 높으나 발생규모는 작게 나타난다. 또한, 절리가 발달되거나 연약지반을 이루는 퇴적암지대, 변성암지대에서는 느린유동성 산사태가 자주 발생한다.

### 나. 산사태 발생 위험지역

일반적으로 미립목지, 유령림 및 立木度가 낮은 산림에서 산사태가 많이 발생하며, 산기슭 불안정 지역, 개간지, 군사시설 및 채광지, 묘지 등 산지개발지역, 계곡이 심하게 침식된 곳과 지하수가 땅위로 분출되는 경사지에서 산사태가 많이 발생한다. 특히, 다음 지역은 산사태 위험이 높은 곳이다.

- 1) 경사가 급하고 경사면 길이가 긴 곳
- 2) 사면의 형태가 오목한 곳
- 3) 경사가 갑자기 급해지는 곳
- 4) 토양의 성질이 위와 아래가 다르고 하층에 점토(진흙)나 바위가 있는 곳
- 5) 채석지, 묘지, 초지 조성 등 산지를 훼손한 곳
- 6) 산기슭을 훼손하고 심하게 개간한 곳
- 7) 나무나이가 어리거나 나무가 아주 적거나 없는 곳
- 8) 산허리에 도로를 불완전하게 내거나 군대진지(이동통로)가 있는 곳
- 9) 암석의 절리(틈, 균열)방향이 사면 경사방향과 동일한 지역
- 10) 계곡이 가로/세로로 심하게 침식된 곳
- 11) 계곡이 구부러져 물이 심하게 부딪히는 곳
- 12) 지하수가 땅위로 솟아나는 곳

### 다. 산사태 피해 방지대책

#### 1) 산지사면


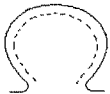




산복흙막이 공작물과, 배수로 공작물, 녹화공사로서 사방조림공법, 사방과중공법등을 들 수 있다. 또한, 침투수 방지공법, 속도랑내기, 보링 속도랑내기, 집수정 공법,

지하수 차단공법, 말뚝박기 등을 산지사면에서 실시한다.

## 2) 산지하천

산사태는 물론, 산사태로 발전시키는 토석류 등의 피해를 막기위해, 산지계곡부 혹은 하천지역에 사방댐 및 야계사방(유로 및 계간수로 정리)등을 실시한다.

### 라. 산사태 발생 유형 및 예방공법

분 류	모 양	발생예상지역	주요 예방공법
수지상 (손가락형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>상류유역의 수계가 수지상인 지역의 계곡부</li> <li>하강 및 평형사면</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>배수공, 땅속 흠막이,</li> <li>수로공, 골막이</li> <li>산돌쌓기 등</li> </ul>
패각상 (조개형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>강우가 집중되는凹사면</li> <li>산복 급경사지</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>배수공, 산돌쌓기,</li> <li>흠막이, 기슭막이 등</li> <li>수로공, 골막이 등</li> </ul>
려 상 (톱날형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>계안, 산복계류의 시발점으로 토심이 얇은 지역</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>기슭막이, 흠막이</li> <li>롤막이, 수로공 등</li> </ul>
설 상 (허형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>계안, 사면길이가 비교적 긴 산복 급경사지</li> <li>산복, 계류시발점으로 토심이 깊은 지역</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>기슭막이, 골막이</li> <li>흠막이, 땅속흠막이</li> <li>수로공 등</li> </ul>
선 상 (막대형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>사면길이가 긴 산복 이상 하강 및 평형사면</li> <li>급경사지의 계곡부</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>배수공(암거, 명거)</li> <li>땅속흠막이, 흠막이</li> <li>수로공 등</li> </ul>
관 상 (관자형)		<ul style="list-style-type: none"> <li>표토밀이 단단한 암반지</li> <li>불투수성의 모재층 지역</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>배수공, 산돌쌓기</li> <li>심근성 수중 식재 등</li> </ul>

## 2. 인공사면의 산사태 발생현황 및 방지대책

가. 임도성토사면의 산사태 발생요인 평가

- 1) 종단물매 : 2° 이상에서 붕괴위험도 큼
- 2) 유하거리 : 200m 이상에서 붕괴위험도 큼
- 3) 성토사면길이 : 10m 이상에서 붕괴위험도 큼
- 4) 성토사면경사 : 40° 이상에서 붕괴위험도 큼

- 5) 임도로선위치 : 사면과 계곡 보다 능선부근에서 붕괴위험도 큼
- 6) 사면구성물질 : 풍화암, 연암지역에서 붕괴위험도 큼
- 7) 산지경사 : 30° 이하, 50°이상에서 안정, 40° ~45° 에서 붕괴위험도 큼
- 8) 사면종단면형 :凸사면에서 붕괴위험도 큼
- 9) 임도성토사면의 붕괴유무에 미치는 영향요인은 성토사면길이, 사면구성물질, 임도노선위치, 사면종단면형이 큰 영향을 미침.

나. 암석성인별 붕괴 발생현황

1996년 집중호우시 발생한 인공사면과 산사태 발생비율을 검토한 것으로 암석성인별 붕괴현황은 표 2-1과 같이 주로 화강암인 화성암 지대와 편마암인 변성암 지대에서는 전체 붕괴발생 개소수의 78%가 임도사면에서 발생되고 있으며, 주로 사암과 셰일로 이루어진 퇴적암 지대에서는 93%가 임도사면에서 발생되고 있다. 또한 임도 1km당 붕괴발생 개소수는 화성암>변성암>퇴적암의 순으로서 퇴적암 지대에서 가장 적게 나타나고 있다.

표 2-1. 모암별 산사태 발생 현황

모암	붕괴발생율(%)		1km당 붕괴발생개소수	
	임도사면	자연사면	임도사면	자연사면
화성암	78%	22%	4.20	1.20
변성암	78%	22%	3.33	0.93
퇴적암	93%	7%	0.76	0.06

다. 임도사면 붕괴대책

임도시설지에서 발생하는 붕괴현상을 방지 내지 최소화하기 위하여는 임도시설지에 대한 지형 및 지질적인 특성을 감안하여 설계에 반영하는 방법과 임도붕괴 원인에 대한 원인제거 방법으로 해결할 수 있다.

1) 임도설계에 반영되어야 할 지형, 지질적인 특성

가) 화강암 지대 (풍화과정 : 기암→모래)

(1) 구성 암석은 주로 풍화암이며 풍화산물은 주로 모래로 구성되어 있고 응집력이 없어 사면은 항상 유동적이다. 따라서 측구가 매몰되기 쉽고 사면피복은 타 모암지

역에 비하여 점착제를 많이 섞어 피복하는 것이 바람직하다.

(2) 성토량은 가급적 환경사지(25°이하)에서 시공하며 급경사지에서는 최소로 한다.

(3) 임도사면 유출토사에 의하여 발생하는 토사류(계류) 피해를 최소화하기 위하여 성토사면 안정공사가 중요하다.

나) 편마암 지대 (풍화과정 : 기암→자갈→모래, 또는 기암→점토)

(1) 편마암 지대는 타 모암지대에 비하여 토심이 비교적 깊고 자갈도 많다. 따라서 계곡이나 경사변환점에는 토석이 붕적되어 깊은 토층을 형성하는 곳이 많다. 이러한 지역의 절개사면은 연약지반을 형성하기 쉬우므로 사면경사를 낮추거나 사면보호공이 요구된다.

(2) 계곡부의 토석류 발생 위험 계류가 많으므로 위험계류 주변임도는 절토사면을 늘리고 성토사면을 최소로 하는 것이 효과적이다. 계곡부는 「물흘린길」 시공이 가장 효과적이라 판단되며 임도주변 계류에는 누구막이 또는 골막이를 계통적으로 설치하여 계안공사에 철저를 기한다.

다) 낙동층 지대 (풍화과정 : 기암→자갈→모래, 기암→모래, 기암→점토)

(1) 풍화가 진전된 풍화암이나 연암지역에서 세일(혈암)의 연약지반이 나타나기 쉽고 절리발달이 많은 사암은 암괴로 쉽게 부서지기 쉽다. 이러한 지역의 절개사면은 사면안정공사가 필수적이다. 그 외의 보통암 이상의 신선암에서는 절개사면이 비교적 안정하다. 토심이 비교적 얇아서 붕괴발생이 타 모암지역에 비하여 가장 적은 지역이다. 사암 세일 등이 호층을 이루는 지역에는 성층면을 따른 사면피복이 용이한 특징이 있다.

※토석(토사)류 발생 위험 계류는 계상구배 10°이상 지역으로 계상에 퇴적 또는 붕적되어 있는 토석(토사)깊이를 조사하여 전계류에 퇴적, 붕괴된 토사량을 구하고 사면표토층의 깊이, 붕적 토층 지대의 유무, 파쇄대의 존재, 용수의 유무, 붕괴이력 등을 감안하여 조사한다.

## 2) 임도시공상의 대책

임도시공사의 문제점들은 많은 조사를 통하여 잘 알려져 있다. 현재 임도시공상 가장 중요한 포인트는 최소한의 경비로 안정된 임도를 설치하는데 있으므로 임도설계에 반드시 반영하여야 할 사항은 ① 임도 로폭에서 성토량을 최소화 ② 성토사면 경사를 30°이하로 조성하고 ③ 성토사면 길이가 긴 지역에서는 5m 마다 흩막이공사 실시 ④ 최대 홍수량에 견딜 수 있는 배수시설을 충분히 시공한다.

## 제3절 인공절개사면의 산사태 위험도 판정

### 1. 서론

자연사면을 대상으로 한 산사태 위험도 판정기준은 과거 30년간의 산사태 발생자료를 기초로 만들어져 현재 활용되어지고 있다. 또한 인공절개사면의 경우도 과거 제시된 바 있으나, 검토단계에 머물렀다.

인공절개사면의 경우는 주로 개개 사면에 대해 물리적인 방법으로 사면의 안정도를 평가하는 방법이 주로 사용되어 왔다. 하지만, 이 경우 개개사면에 대해 안정도를 평가하기위해 고도의 장비와 전문가의 현장조사가 불가피하다. 따라서 본 연구에서는 기본적인 사면환경인자를 파악하므로서 사면의 안정성을 평가할 수 있고 암반절개사면만을 중심으로 조사하여 손쉽게 사면의 위험도를 평가할 수 있는 방법을 제시하고자 하였다. 이를 위해 인공절개사면의 산사태 위험도를 조사하여 산사태 위험도 판정기준을 제시하기 위해 전국의 국도 및 지방도를 대상으로 산사태 발생 가능성이 있는 인공절개사면의 산사태 위험도를 조사하였다. 또한 본 연구 수행을 위해 조사 지역중 산사태 발생한 지역에 대해 사례적 연구로 발생현황 및 대책도 제시하고자 하였다.

### 2. 연구수행 방법

#### 가. 인공사면 산사태 위험지역 붕괴위험도 정밀조사

국내에는 산사태 발생 위험지가 곳곳에 산재하고 있으나, 본 연구에서는 피해 감수성이 큰 국도 및 지방도의 절개사면을 중심으로 조사지역을 선정하였으며, 선정 지역의 산사태 발생위험도는 모암 및 환경인자 등에 대한 정밀조사 결과를 토대로 분석을 실시하였다.

#### 1) 조사 대상지

1차년도 연구수행시 주로 강원도, 경기도, 경상북도 등의 변성암과 화성암을 모암으로 하는 지역을 조사하였다. 따라서, 2차년도에는 변성암과 화성암 지역외에도 경상남도, 전라도 등 주로 퇴적암을 모암으로 하는 지역의 도로변 또한 조사지로 선정하여 정밀조사를 실시하였다. 표 2-2에 조사지역의 소재지, 도로명, 모암을 나타내었다.

표 2-2. 조사대상지

No.	소재지	도로명	모암
1	경기도 가평군	국도 46번	변성암
2	강원도 춘천시	국도 46번	변성암
3	강원도 화천군 하남면	국도 5번, 지방도 407번	흑운모 편암 및 화강암
4	경상북도 포항시 기계면	국도 31번	안산암질암
5	경상북도 영천시 자양면	지방도 69번	안산암질암
6	경상북도 경산시 용성면	군도 7번	안산암질암
7	강원도 춘천시 신북읍	국도 46번	변성암
8	강원도 태백시	국도 35번	화강암
9	강원도 홍천군	국도 31번	화강암, 변성암
10	강원도 인제군	지방도 451번	화강암
11	강원도 인제군	지방도 481	변성암
12	경상남도 진해시	국도 2번	화강암, 퇴적암
13	경상남도 거제시	국도 14번	화성암, 퇴적암
14	경상남도 진주시	국도 33번	퇴적암
15	전라남도 나주시	국도 1번	화성암, 퇴적암
16	전라남도 나주시	지방도 838번	화성암, 퇴적암

## 2) 조사내용

인공절개사면의 붕괴에 관한 평가 및 진단을 위해 붕괴에 관여하는 요인은 기존의 자연사면 및 임도사면 또는 암반사면 붕괴와 관련한 연구를 참고로 총 14개 요인을 선정하여 조사하였고, 본 연구에서는 산사태 발생위험도가 높은장소 파악을 목적으로 하고 있으므로 붕괴의 소인 요인만을 선정하였으며, 붕괴의 유인이 되는 경우는 제외하였다. 또한, 산사태 위험도(목적변량)는 붕괴위험 뿐만 아니라 낙석과 침식요인을 포함한 3개인자에 대해 대상사면 전체의 발생가능성이 있는 면적비율을 조사하여 붕괴, 낙석, 침식 순으로 가중치를 주어 산정하였다. 각 붕괴요인 및 목적변량에 대한 조사방법은 다음과 같다.

가) 붕괴 요인

국내외 연구자료를 수집하여 인공사면 붕괴에 영향을 주는 인자를 선정, 다음과 같이 조사를 실시하였다.

- (1) 모암 : 지질도와 현지 확인
- (2) 붕괴이력 : 조사지역 및 그 주변지역의 붕괴이력을 조사
- (3) 경사도 : Clinometer에 의하여 각도(°)단위로 조사
- (4) 사면고 : 절토사면의 높이를 수고 측정기를 이용하여 m 단위로 측정
- (5) 사면형상 : 수직적인 사면형태로 계단상, 직선상, 톱니형으로 구분
- (6) 돌출부의 유무 : 사면상에 중력에 의해 비교적 쉽게 낙하할 수 있는 돌출부위를 있다, 없도록 구분 조사
- (7) 사면구조물(모암)의 풍화정도 : 사면을 주로 구성하고 있는 암석, 또는 그 풍화물의 풍화정도로 토양, 풍화암, 연암, 보통암, 경암으로 구분 조사
- (8) 불연속면의 경사방향 : 불연속면이란 절리, 구열 및 단층이 그 방향과 사면 경사 방향과의 관계를 무방향, 역방향 및 동일방향 인지를 露頭岩에 의하여 구분하고 露頭岩이 없어서 구분이 곤란한 지역은 식별곤란 지역으로 조사
- (9) 용수의 유무 : 사면상에서 용수의 상태로 있다, 없다와 강우시 존재 등으로 구분하였다.
- (10) 공사만족도 : 사면안정을 위해 이미 시공된 공작물의 적정배치 상태, 내구성과 안정성으로 만족, 불만족으로 구분하였으며, 사면 안정공사가 되어 있지 않은 지역에서는 무시공지로 구분하여 조사하였다.
- (11) 표토의 두께 : 사면상에서 뿌리가 쉽게 침투할 수 있는 토양 및 풍화 모질물까지의 깊이를 cm 단위로 조사하였다.
- (12) 불연속면의(절리)의 틈새 충전상태 : 주 절리의 틈새의 충전상태를 개구, 협재, 밀착의 3구분하여 조사하였다.
- (13) 불연속면의(절리)의 방향수 : 불연속면의 개수를 뜻하는 것이 아니라 불연속면의 방향수를 뜻하는 것으로 불연속면이 한 방향으로만 발달되어 있으면, 방향수는 1이 되고 두 방향으로 발달되어 있으면 2, 세 방향으로 발달되어 있으면 3으로 구분하여 조사하였다.
- (14) 식생 피도 : 절개면내 전체에 생육하고 있는 식생의 전체 면적 비율을 %로 조사하였다.

나) 붕괴 가능 면적률(%)

현재 붕괴된 면적과 주변 입지조건을 고려하여 잠재적인 붕괴 가능면적을 산출하여 전 조사면적에 대한 붕괴 가능면적률(%)을 산출하였다.

다) 낙석 가능 면적률(%)

현재 낙석이 일어나고 있는 면적과 잠재적인 낙석 가능면적을 조사하여 전 조사면적에 대한 붕괴 가능면적률(%)을 산출하였다.

라) 침식 가능 면적률(%)

현재 침식 면적과 주변 입지조건을 고려 잠재적인 침식 가능면적을 조사하여 침식 가능면적률(%)을 산출하였다

3) 분석방법

붕괴 위험도에 영향을 미치는 인자의 순위와 가중치를 알기 위해서 다변량 분석(수량화 1류)을 이용하였다. 수량화 이론이란 질적인(정성적) 변수와 양적인(정량적) 변수의 각각의 범주에 수량을 부여하는 통계적 수법으로 사면의 안정성 평가에 주로 사용되는 방법이다. 특히, 수량화 1류는 질적인 변수와 양적인 변수가 혼용되어 있을 경우 사용하며, 수량화 2류는 변수 모두가 질적인 변수일 경우 사용된다. 따라서 본 연구에서는 양적인 변량과 질적인 변량이 혼용되어 있어 수량화 1류를 사용하였다.

붕괴요인별 Category의 결정은 표 2-3와 같이 요인의 특성이 명확하게 구분될 수 있도록 적절히 구분하였다. 붕괴 가능 면적률은 100%, 낙석가능 면적률은 50%, 침식 가능 면적률은 10%의 가중치를 주어 붕괴 위험도를 산정하여 외적기준(목적변량)으로 하였으며, 분류된 category간 조사자료가 가급적 균일하게 배치되고 결과 해석자료의 일반성을 고려하여 각 인자의 category간 통폐합을 실시하고 반복적으로 계산하였다. 또한, 이와같이 구분한 후 반복계산을 통해 붕괴도와 관련이 높은 상위인자만을 선별하여 다시 category를 구분하여 최종적으로 결정계수가 높은 모델을 선정하였다.



표 2-3. 인자별 Category구분

인자 \ Category	1	2	3
모암	화성암	변성암	퇴적암
붕괴이력	있다	없다	
경사도(°)	50이하	51~60	61이상
사면고(m)	15이하	16이상	
사면형상	계단형	직선형	툽니형
돌출부 유무	있다	없다	
모암의 풍화정도	풍화암 및 연암	보통암	경암
사면방향과 절리면과의 방향과의 관계	무방향	역방향	동일방향
용출수 유무	없다	강우시 존재	항시존재
공사만족도	만족	불만족	무시공
표토심(cm)	10이하	11이상	
절리면 충전상태	개구	협재	밀착
절리면 방향수	1	2	3
피도(%)	10 이하	11 이상	

#### 나. 인공절개사면 산사태 발생 지역 사례조사

2000~2002년에 걸쳐 우리나라 산지에 많은 산사태가 발생하였다. 이와 더불어 국도 및 지방도의 절개사면에서도 많은 산사태가 발생하였고, 도로변의 특성상 많은 재산 및 인명피해를 야기시켰다. 따라서 본 연구의 조사기간중 발생한 산사태 발생지 혹은 발생 위험도가 높은 지역을 대상으로 환경인자 등을 조사하여 대상지역의 산사태 발생 원인 및 대책을 제시하였다.

##### 1) 조사 대상지역

강원도 춘천시, 홍천군, 인제군 일대(국도 31번 도로변, 지방도 446번 도로변), 강원도 춘천시, 홍천군, 인제군 일대 (국도 56번 도로변, 지방도 451번 도로변, 지방도 418번 도로변), 강원도 태백시, 경상북도 봉화군, 영양군 일대 (국도 35번 도로변, 국도 31번 도로변), 강원도 춘천시 용산리 일대(국도 5번 도로변)의 5개 지역이다. 조

사대상지역은 대부분이 강원도 지역으로 경사가 급하고 산사태 발생이 용이한 화성암 및 변성암 지대가 대부분이다.

## 2) 조사 방법

현장조사 및 실내 문헌자료 검토를 통해 조사하였으며, 자세한 조사내용은 앞에서 기술한 산사태 위험지 정밀 조사항목 및 방법은 동일하다.

### 3. 결과 및 고찰

#### 가. 인공사면 산사태 위험지역 붕괴위험도 정밀조사

##### 1) 조사지역의 조사인자별 현황

총 조사개소수는 전국의 132개소이며, 각 개소수 중 데이터가 모두 갖추어지지 않은 것을 제외하여 총 분석자료수는 114개이다.

국도 및 지방도의 위험사면에 영향하는 인자별 현황은 표 2-4에 나타난 것과 같이 조사된 인공절개사면의 영향인자별 현황을 보면, 붕괴이력이 있는 곳이 58%, 없는 곳이 42%로 거의 균일하게 조사되었고, 사면형상은 툽니형이 58%로 가장 높았다. 또한 돌출부가 있는 곳이 54%, 불연속면과 경사방향과의 관계가 동일방향이 51%로 가장 높았다. 절리방향수는 2, 3 방향에서 각각 46%, 48%로 대부분을 차지하고 있다.

대상사면의 용출수 유무는 강우시 존재하는 곳이 대부분으로 약 92%를 차지하였으며, 방지공의 기술수준은 불만족이 77% 만족이 20%, 무시공으로 2%로 순으로 나타났다. 주로 무시공인 지역은 붕괴 위험성이 적은 지역이다.

모암별 분포를 보면, 주로 화강암과 변성암 지역이 많고 퇴적암 지역은 상대적으로 적었으며, 절개사면의 평균 경사는 61.5°로 상당히 높은 편이고, 사면높이의 평균(사면고)은 14.6m로 나타났다. 또한 피도는 인공절개사면으로 암반사면이 많아 10%내외의 낮은 수치로 대부분의 사면에서 식생분포가 빈약한 것으로 나타났다.

표. 2-4 조사지역의 붕괴 영향인자별 현황

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 종화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방 향 수	절리 충진 상태	용출 수 유무	방지 공기 수 준	피 도 (%)	표토 (cm)
1	경춘 1	경기	없다	55	25	툽니 형	있다	S	경암	40	4.5	4	동일 방향	3	협재	없다	만족	3	10
2	경춘 2	경기	있다	60	25	툽니 형	있다	N	경암	40	5	4	동일 방향	3	개구	없다	만족	53	10
3	경춘 3	경기	있다	57	24	직선 상	없다	S	경암	20	5	4	동일 방향	3	개구	없다	불만 족	7	30
4	경춘 4	경기	있다	45	16	계단 형	있다	SE	토양 풍화 암	15	-	-	동일 방향	3	밀착	강우 시	불만 족	2	55
5	경춘 5	경기	있다	46	16	툽니 형	있다	SE	경암	20	2.5	30	동일 방향	2	개구	없다	만족	10	50

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 유무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
6	경춘 6	경기	있다	38	22	계단 형	있다	SE	경암	20	5	4	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	3	10
7	경춘 7	경기	있다	57	12	툽니 형	있다	E	경암	30	3	3	동일 방향	3	개구	있다	불만 족	5	10
8	경춘 8	경기	있다	55	13	툽니 형	있다	E	경암	40	4.5	4	동일 방향	3	개구 협재	없다	불만 족	5	10
9	경춘 9	경기	있다	65	13	툽니 형	있다	S	경암	40	7.5	3	동일 방향	3	개구	없다	불만 족	6	7.5
10	경춘 10	경기	있다	60	15	툽니 형	있다	N	경암	40	5	8	동일 방향	3	개구 협재	없다	불만 족	3	7.5
11	화천 1	화천	있다	46	23	툽니 형	있다	S	연암	40	4	8	역방 향	2	밀착	강우 시	불만 족	5	10
12	화천 2	화천	있다	70	20	툽니 형	있다	N	경암	50	4	4	역방 향	2	개구	강우 시	만족	2	10
13	화천 3	화천	있다	57	20	직선 상	있다	W	연암	40	7.5	4	역방 향	2	개구	강우 시	만족	80	50
14	화천 4	화천	없다	70	16	툽니 형	있다	S	토양 풍화 암	40	4	7.5	역방 향	1	개구 협재	강우 시	만족	0	50
15	화천 5	화천	있다	60	16	툽니 형	있다	N	연암	40	7.5	20	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	11	30
16	화천 6	화천	있다	60	15	툽니 형	있다	W	연암	40	5	5	역방 향	2	밀착	강우 시	불만 족	26	30
17	화천 7	화천	있다	80	20	툽니 형	있다	N	경암	50	10	25	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	6	10
18	기계 1	포항	있다	66	14	직선 상	있다	E	보통 암	50	4	45	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	3	20
19	기계 2	포항	있다	63	17	툽니 형	있다	S	연암	50	7.5	5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	5	25
20	기계 3	포항	없다	50	20	툽니 형	있다	N	연암	50	7.5	40	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	6	10
21	기계 4	포항	있다	58	15	직선 상	없다	N	토양 풍화 암	50	2.5	40	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	10	50
22	기계 5	포항	있다	62	13	계단 형	있다	S	보통 암	50	7.5	35	무방 향	2	개구	강우 시	불만 족	9	25
23	기계 6	포항	없다	72	11	툽니 형	있다	N	연암	50	7.5	35	무방 향	2	개구	강우 시	불만 족	5	10
24	영천 1	영천	있다	60	12	툽니 형	있다	S	연암	50	5	35	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	17	10

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 유무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
25	영천 2	영천	있다	58	12	톱니 형	있다	S	연암	40	7.5	30	무방 향	3	개구	강우 시	불만 족	31	10
26	영천 3	영천	없다	74	14	톱니 형	있다	S	연암	50	15	7.5	동일 방향	3	-	강우 시	불만 족	15	15
27	영천 4	영천	있다	60	16	톱니 형	있다	S	연암	50	15	10	무방 향	3	개구 밀착	강우 시	불만 족	28	10
28	용성 1	경산	없다	60	13	톱니 형	있다	N	보통 암	50	4.5	20	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	1	10
29	용성 2	경산	없다	59	13	톱니 형	없다	W	연암	50	4	15	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	4	10
30	용성 3	경산	있다	60	12	톱니 형	있다	W	보통 암	40	5	15	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	1	10
31	용성 4	경산	있다	63	12	톱니 형	있다	S	보통 암	50	10	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	1	10
32	용성 5	경산	있다	61	11	톱니 형	있다	S	연암	40	5	10	역방 향	3	협재	강우 시	불만 족	8	10
33	37번 국도 1	양평	없다	63	22	톱니 형	없다	N	연암	50	10	7.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	40	10
34	춘천 1	춘천	있다	60	19	톱니 형	있다	N	연암	50	10	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	15	10
35	춘천 2	춘천	없다	60	22	톱니 형	있다	W	연암	50	10	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	12	20
36	춘천 3	춘천	없다	70	19	톱니 형	없다	W	연암	50	7.5	7.5	무방 향	2	개구	강우 시	불만 족	2	10
37	춘천 4	춘천	없다	66	23	톱니 형	없다	W	연암	40	7.5	15	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	1	10
38	춘천 5	춘천	없다	67	18	톱니 형	없다	W	연암	50	10	7.5	무방 향	2	개구	강우 시	불만 족	11	10
39	춘천 6	춘천	없다	64	18	톱니 형	있다	W	보통 암	50	10	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	7	10
40	춘천 7	춘천	있다	64	17	톱니 형	없다	W	연암	50	7.5	7.5	무방 향	3	개구	강우 시	불만 족	2	10
41	춘천 8	춘천	없다	63	16	톱니 형	없다	N	연암	50	10	7.5	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	14	10

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 유무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
42	춘천 9	춘천	있다	61	17	툽니 형	있다	W	연암	50	7.5	5	동일 방향	2	협재	강우 시	불만 족	11	30
43	춘천 10	춘천	있다	63	16	툽니 형	있다	N	연암	40	5	7.5	무방 향	3	개구	강우 시	불만 족	4	20
44	춘천 11	춘천	있다	62	21	툽니 형	있다	W	연암	50	7.5	5	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	7	20
45	춘천 12	춘천	있다	62	23	툽니 형	없다	W	보통 암	40	7.5	7.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	9	30
46	춘천 13	춘천	있다	68	22	툽니 형	없다	W	보통 암	50	12.5	12.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	4	20
47	춘천 14	춘천	있다	61	20	툽니 형	있다	N	연암	50	12.5	12.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	3	10
48	춘천 15	춘천	있다	53	14	툽니 형	있다	N	보통 암	50	7.5	7.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	3	20
49	화천 1 (46)	화천	있다	57	16	툽니 형	있다	E	연암	50	4	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	31	10
50	화천 2 (46)	화천	없다	59	18	툽니 형	있다	E	토양 풍화 암	50	4	7.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	2	30
51	화천 3 (46)	화천	있다	61	17	툽니 형	없다	E	연암	50	7.5	12.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	13	30
52	화천 4 (46)	화천	없다	60	25	툽니 형	있다	E	연암	50	15	7.5	무방 향	3	개구	강우 시	불만 족	9	20
53	31-1	강원	있다	55	15	직선 상	있다	SE	보통 암	50	4	10	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	35	5이하
54	31-2	강원	있다	57	18	툽니 형	있다	SE	보통 암	40	5	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	29	10이하
55	31-3	강원	있다	61	22	직선 상	없다	SE	보통 암	50	7.5	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	39	5이하
56	31-4	강원	있다	61	20	계단 형	없다	SE	보통 암	40	7.5	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	30	10이하

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 의 유 무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
57	31-5	강원	없다	61	18	직선 상 있다	있다	E	보통 암	-	4	2	동일 방향	2	개구 협재	강우 시	불만 족	10	-
58	31-6	강원	있다	68	22	톱니 형 있다	없다	E	보통 암	50	15	7.5	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	14	5이하
59	31-7	강원	없다	75	16	톱니 형 있다	있다	N	경암	40	7.5	7.5	역방 향	2	개구	강우 시	불만 족	3	5이하
60	31-8	강원	있다	73	16	톱니 형 있다	있다	W	보통 암	50	7.5	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	15	5이하
61	446- 1	강원	없다	64	16	직선 상 있다	없다	N	경암	40	4	4	동일 방향	2	협재	강우 시	불만 족	33	5이하
62	446- 2	강원	있다	63	17	직선 상 있다	없다	N W	경암	50	15	15	동일 방향, 역 방향	3	개구	강우 시	불만 족	30	5이하
63	446- 3	강원	-	67	15	계단 형 있다	없다	E	경암	50	15	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	7	10이하
64	446- 4	강원	없다	70	12	톱니 형 있다	없다	N	경암	50	7.5	15	무방 향	2	개구	강우 시	불만 족	5	5이하
65	446- 5	강원	있다	74	15	계단 형 있다	있다	N	경암	50	7.5	2.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	3	5이하
66	446- 6	강원	있다	76	22	톱니 형 있다	있다	N	보통 암	-	15	15	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	30	5이하
67	446- 7	강원	-	73	15	톱니 형 있다	있다	N	보통 암	50	7.5	2.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	17	5이하
68	446- 8	강원	없다	73	14	직선 상 있다	없다	N		50	7.5	4	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	17	5이하
69	446- 9	강원	있다	63	18	직선 상 있다	있다	N	경암	50	7.5	2.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	33	5이하

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 유무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
70	국도 451- 1	강원	있다	75	16	직선 상	있다	S	경암	50	10	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	64	10이하
71	국도 451- 2	강원	없다	73	16	직선 상	없다	S	연암	40	7.5	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	48	5이하
72	451- 3	강원	있다	66	15	툽니 형	없다	S	연암	50	5	1.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족		10이하
73	451- 4	강원	있다	69	20	직선 상	없다	S	보통 암	50	7.5	4	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족		10이하
74	451- 5	강원	있다	55	14	툽니 형	있다	W	보통 암	50	15	15	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족		20이하
75		강원	있다	65	14	툽니 형	있다	E	경암	50	4	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	20	5이하
76		강원	없다	50	20	직선 상	없다	W	연암	50	4	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	25	30이하
77		강원	있다	50	15	계단 형	있다	E	연암	50	4	15	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	2	50이하
78	418- 1	강원	없다	58	20	툽니 형	있다	E	보통 암	20	4	7.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	32	50이하
79	418- 2	강원	없다	65	12	툽니 형	있다	E	보통 암	40	4	4	동일 방향	3	협재	강우 시	불만 족		5이하
80	418- 3	강원	있다	65	12	툽니 형	있다	E	보통 암	50	15	4	동일 방향	3	협재	강우 시	불만 족		50이하
81	418- 4	강원	있다	50	11	툽니 형	있다	W	보통 암	50	15	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	75	20이하



일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 의유 무	방지 공기 술수 준	피도 (%)	표토 (cm)
82	418-5	강원	있다	65	11	톱니 형	있다	S	경암	50	7.5	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	8	10 이하
83	418-6	강원	있다	63	13	톱니 형	있다	E	보통 암	-	4	7.5	동일 방향	2	개구	항시	불만 족	6	50 이하
84	춘천 5번	강원	있다	70	18	직선 상	있다	w	경암	-	7.5	4	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	20	10 이하
85	태백 1	강원	없다	72	14	톱니 형	있다	SE	경암	50	7.5	1.5	역방 향	2	개구	강우 시	무시 공	5	5 이하
86	태백 2	경상 북	있다	68	13	톱니 형	있다	E	경암	50	7.5	7.5	역방 향	2	개구 협재	강우 시	불만 족	55	10 이하
87	태백 3	경상 북	없다	63	8	톱니 형	있다	E	보통 암	50	4	7.5	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	3	5 이하
88	태백 4	경상 북	있다	66	14	톱니 형	없다	N	경암	50	15	15	동일 방향	2	개구	강우 시	만족	3	5 이하
89	태백 5	경상 북	있다	61	8	톱니 형	없다	N	경암	50	7.5	12.5	동일 방향	2	협재	항시	만족	6	10 이하
90	태백 6	경상 북	없다	68	13	톱니 형	있다	S	연암	50	7.5	4	동일 방향	3	개구	강우 시	불만 족	35	10 이하
91	태백 7	경상 북	없다	62	24	톱니 형	없다	E	보통 암	50	7.5	-	동일 방향	3	협재	강우 시	불만 족	12	5 이하
92	태백 8	경상 북	있다	60	17	톱니 형	없다	W	경암	40	7.5	4	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	11	10 이하
93	태백 9	경상 북	있다	64	10	톱니 형	있다	S	연암	50	4	7.5	동일 방향	2	개구	강우 시	만족	7	5 이하
94	태백 10	경상 북	있다	65	14	톱니 형	있다	W	경암	50	4	4	동일 방향	2	개구	강우 시	불만 족	3	5 이하

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 의 유 무	방지 공기 술 수 준	피도 (%)	표토 (cm)
95	451- 6(10 ,26)	강원	있다	63	8	직선 상	없다	SW	보통 암	50	7.5	1.5	역방 향	3	밀착	강우 시	불만 족	15	10 이하
96	31-9 (10, 26)	강원	있다 (상 부)	53	10	직선 상	없다	SE	보통 암	50	7.5	1.5	역방 향	2	협재	강우 시	만족	25	5 이하
97	451- 7(3)	강원	없다	55	7	직선 상	없다	SW	보통 암	50	7.5	1.5	역방 향	1	밀착	강우 시	불만 족	15	10 이하
98	451- 8(10 ,26)	강원	없다	62	7	직선 상	없다	SW	연암	40	4		역방 향	2	밀착	강우 시	불만 족	3	10 이하
99	31_1 0	강원	없다	58	7	직선 상	없다	SW	보통 암	-			동일	2	개구	강우 시	무시 공		5 이하
100	31_1 1	강원	없다	42	30	직선 상	없다	W	연암	20	2.5	1.5	역방 향	3	협재	강우 시	만족	20	10~ 20 이하
101	31_1 1	강원	없다	45	11	직선 상	없다	S		-	20	1	역방 향	1	밀착	강우 시	만족	3	5 이하
102	부산 1	경남	없다	65	8	톱니 형	있다	SE	경암	50	4	1.5	역방 향	2	밀착	강우 시	무시 공		5 이하
103	부산 2	경남	없다	42	17	직선 상	없다	S(S W)	경암	20	7.5	1.5	역방 향	3	개구	강우 시	만족		5 이하
104	부산 3	경남	없다	60	14	직선 상	없다	SW	연암	10	1.5	1.5	역방 향	1	협재	강우 시	만족	85	20 이하
105	부산 4	경남	없다	63	8	직선 상	없다	W	경암	40	7.5	1.5	역방 향	1	밀착	강우 시	만족	30	5 이하
106	부산 5	경남	있다	60	9	직선 상	없다	W	연암	50	10	1	역방 향	1	밀착	강우 시	만족	10	5 이하
107	부산 6	경남	없다	68	9	직선 상	없다	W	경암	50	15	4	동일	2	개구	강우 시	불만 족		5 이하

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방 향 수	절리 충진 상태	용출 수 의 유 무	방지 공기 술 수 준	피도 (%)	표토 (cm)
108	거제 1	경남	있다	57	11	직선 상	없다	N	연암	50	10	1.5	역방 향	2	협재	강우 시	만족	42	10 이하
109	거제 2	경남	있다	60	9	톱니 형	없다	N	경암	20	10	1.5	동일	3	밀착	강우 시	불만 족	11	10 이하
110	거제 3	경남	있다	85	7	톱니 형	있다	E	경암	40	4	4	동일	3	개구	강우 시	불만 족	1	5 이하
111	진주 1	경남	없다	60	15	직선 상	없다	W	연암	10	25	1.5	동일	2	밀착	강우 시	만족		10 이하
112	진주 2	경남	없다	58	16	직선 상	없다	SW	보통 암	10	205	1.5	무	3	협재	강우 시	만족		10 이하
113	진주 3	경남	없다	63	10	직선 상	없다	N	연암	10	30	2.5	역방 향	3	개구	강우 시	불만 족	0	5 이하
114	진주 4	경남	없다	61	14	직선 상	없다	S	연암	10	25	1	무	2	밀착	강우 시	만족	0	5 이하
115	진주 5	경남	없다	54	12	직선 상	없다	W	연암	50	15	1.5	동일	3	협재	강우 시	불만 족	30	5 이하
116	진주 6	경남	없다	65	8	직선 상	없다	N	연암	50	15	2.5	무	2	협재	강우 시	만족	0	5 이하
117	진주 7	경남	없다	61	12	직선 상	없다	E	연암	50	25	2.5	무	2	개구	강우 시	만족	0	10 이하
118	나주 1	전남	없다	60	7	직선 상	없다	SW	연암	50	20~30	1.5	역	2	협재	강우 시	만족	0	5 이하
119	나주 2	전남	있다	58	8	톱니 형	있다	E	보통 암	40	15	7.5	동일	3	개구	강우 시	불만 족	2	20 이하
120	나주 3	전남	없다	62	8	직선 상	없다	E	보통 암	50	15	2.5	동일	2	협재	강우 시	만족	21	10 이하
121	나주 4	전남	없다	52	6	직선 상	없다	N	연암	50	7.5	7.5	동일	2	개구	강우 시	불만 족	3	10 이하
122	나주 5	전남	없다	64	6	직선 상	없다	W	경암	40	4	1.5	동일	1	밀착	강우 시	만족	0	5 이하

일련 번호	조사 No	조사 지역	붕괴 이력	경사 도 (°)	사면 고 (m)	사면 형상	돌출 부 유무	사면 방위	모암 풍화 정도	암반 구열 간격 (cm)	절리 길이 (m)	절리 틈새 (mm)	절리 와 경사 방향	절리 방향 수	절리 충진 상태	용출 수 의 유 무	방지 공기 술 수 준	피도 (%)	표토 (cm)
123	나주 6	전남	없다	52	11	직선 상	없다	W	연암	40	4	2.5	역	2	개구	강우 시	불만 족	70	10 이하
124	나주 7	전남	없다	54	3	직선 상	없다	SW	연암	50	4	1.5	무	2	밀착	강우 시	불만 족	2	10 이하
125	나주 8	전남	없다	51	5	직선 상	없다	E	연암	-							불만 족	4	20 이하
126	나주 9	전남	없다	55	10	직선 상	없다	W	보통 암	40	7.5	15	역	2	협재	강우 시	불만 족	0	10 이하
127	나주 10	전남	있다	70	22	직선 상	없다	NE	보통 암	50	7.5	4	동 일	3	개구	강우 시	불만 족	11	5 이하
128	나주 11	전남	없다	60	6	직선 상	있다	SW	경암	50	4	5	무	2	개구	강우 시	만족	2	5 이하
129	나주 12	전남	없다	65	5	직선 상	없다	N	경암	40	4	7.5	무	3	개구	강우 시	불만 족	0	5 이하
130	나주 13	전남	있다	64	5	직선 상	없다	NW	연암	20	4	1.5	동 일	2	밀착	강우 시	불만 족	0	5 이하
131	나주 14	전남	있다	65	5	톱니 형	없다	NE	보통 암	40	7.5	7.5	동 일	2	개구	강우 시	만족	0	5 이하
132	나주 15	전남	있다	56	4	톱니 형	있다	NW	경암	50	2.5	7.5	동 일	2	개구	강우 시	불만 족	2	10 이하

## 2) 수량화 분석

목적변량(산사태 위험도)과 총 14개 산사태 인자와의 관계를 구명하기 위하여 수량화 1류를 이용해 수량화 분석을 실시하였다. 총 14개 인자중 상위 9위 이하의 인자는 점수범위가 적고, 상관계수가 상당히 낮아, 상위 9개인자를 가지고 재차 수량화 분석을 실시하여 각 요인별 독립성 및 상관관계를 고려하여 9개 인자를 선별하였다. 또한 선별된 9개 인자를 category를 재분류하여 반복계산하였다.

표 2-5에는 각 인자의 category별 붕괴위험도의 합계와 평균을 나타내었다.

표 2-5. 각 인자의 category별 붕괴위험도 합계 및 평균

항목명	category명	n	합계	평균
		114	5509.50	48.33
붕괴이력	있다	66	3635.50	55.08
	없다	48	1874.00	39.04
사면경사	55 이하	22	904.50	41.11
	56~65	66	3152.50	47.77
	66 이상	26	1452.50	55.87
사면고	16 미만	62	2524.00	40.71
	16 이상	52	2985.50	57.41
사면형상	계단 및 직선형	50	1795.50	35.91
	툽니형	64	3714.00	58.03
돌출부유무	있다	61	3481.50	57.07
	없다	53	2028.00	38.26
절리방향	역 또는 무방향	49	2072.00	42.29
	동일방향	65	3437.50	52.88
절리방향수	2방향 이하	59	2552.00	43.25
	3방향	55	2957.50	53.77
절리면 충전상태	밀착	15	448.00	29.87
	협재	20	839.50	41.98
	개구	79	4222.00	53.44
공사만족도	만족	25	754.00	30.16
	불만족	77	4288.00	55.69
	무시공	12	467.50	38.96

category는 표에서 알수 있듯이 일부data수가 편중된 category가 있으나 인자의 특

성상 구분해야 하는 것을 제외하면 category는 잘 분배되도록 재 설정하였다.

즉, 인공절개사면의 붕괴에 영향을 주는 인자를 파악하기 위해 표 2-4의 모암 등 14개 인자에 대해 수량화(I)방법에 의한 점수, 편상관, 단상관 계수를 등을 조사하였다. 또한 점수 및 상관계수가 높다고 하더라도 조사 데이터의 편중도 및 조사의 용이성, 결과의 상식성 등을 감안해 붕괴이력, 경사, 사면고, 사면형상, 돌출부 유무, 절리사면 방향, 방향수, 절리면 충전상태, 공사만족도 등의 9개 인자를 최종적으로 선별하였다.

각 인자별 표 2-6~7의 단상관계수 및 편상관계수를 보면 충전상태와 각인자별 상관관계가 높은 것으로 나타났으나, 전반적으로 계수의 값이 미미한 것으로 판단하여 9개인자를 적용하였다.

또한 표 2-8에는 붕괴영향인자별 점수범위, 단상관, 편상관 순위를 나타내었다. 표에 의하면, 인자별 점수범위는 공사만족도>사면형상>사면고>충진상태>돌출부유무>사면경사>절리방향>붕괴이력>방향수 순으로 나타났으며, 단상관계수는 사면형상>공사만족도>돌출부유무>사면고>충진상태>붕괴이력>방향수>절리방향>사면경사 순이며, 편상관계수는 공사만족도>사면고>돌출부유무>사면형상>충진상태>절리방향>사면경사>붕괴이력 >방향수 순으로 나타났다.

이상의 결과 공사만족도가 상당히 높은 순위를 나타낸 것은 시공후 사면공사의 중요성을 다시 한번 인식할 수 있으며, 그 외 상위에의 인자인 사면형상, 사면고, 돌출부 유무 등이 사면붕괴에 많이 영향하는 것을 알수 있다.

본 결과를 이용해 인공절개사면의 산사태에 영향하는 인자의 순위를 category별 점수로 나타낸 것이 표 2-9이다. 표에 의하면 공사 만족도, 충전상태가 3category 경사 붕괴이력, 경사도, 사면고, 돌출부 유무, 충전상태가 2category로 분류되었으며, 그 외의 인자는 2category로 분류되었다.

표 2-9의 산사태에 영향하는 인자를 보면 공사만족도(점수범위17점), 사면형상(11점), 사면고(10점), 절리방향수(4점), 절리면 충전상태(8점), 돌출부의 유무(6점), 사면경사(4점), 붕괴이력(3점)순으로 공사만족도와 사면형상이 산사태에 가장 영향력이 큰 것으로 나타났다. 기존의 연구보고에 따르면, 보호공작물의 상태, 사면고, 돌출부의 유무, 붕괴이력 등이 인공사면의 산사태에 크게 영향하는 인자로 나타나고 있으며, 본 결과도 이에 상응하는 결과라 할 수 있다.

표 2-6. 각 인자별 단상관 관계

구분	붕괴 이력	경사	사면고	사면 형상	돌출부	절리 사면방향	방향수	충진 상태	공사 만족도
붕괴이력	1	0.1109	0.1033	0.2487	0.3806	0.2286	0.2189	0.1403	0.3070
경사	[ ]	1	0.0447	0.2120	0.0022	0.0239	0.0399	0.1527	0.1101
사면고	[ ]	[ ]	1	0.1351	0.0768	-0.0231	0.2789	0.2562	0.1472
사면형상	[**]	[*]	[ ]	1	0.5229	0.0896	0.1459	0.2790	0.1969
돌출부	[***]	[ ]	[ ]	[***]	1	0.2209	0.1257	0.2776	0.1636
절리사면방향	[*]	[ ]	[ ]	[ ]	[*]	1	0.0936	0.2362	0.1772
방향수	[*]	[ ]	[**]	[ ]	[ ]	[ ]	1	0.2311	0.0248
충진상태	[ ]	[ ]	[**]	[**]	[**]	[*]	[*]	1	0.0870
공사만족도	[***]	[ ]	[ ]	[*]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	1

표 2-7. 각 인자별 편상관 관계

구분	붕괴 이력	경사	사면고	사면 형상	돌출부	절리 사면방향	방향수	충진 상태	공사 만족도
붕괴이력	1	0.0906	0.0107	0.0027	0.2796	0.1226	0.1801	-0.0477	0.2411
경사	[ ]	1	-0.0217	0.2154	-0.1710	-0.0163	-0.0170	0.1246	0.0566
사면고	[ ]	[ ]	1	0.0391	-0.0315	-0.1200	0.2330	0.2091	0.1398
사면형상	[ ]	[*]	[ ]	1	0.4689	-0.0772	0.0543	0.1144	0.1069
돌출부	[**]	[ ]	[ ]	[***]	1	0.1179	-0.0251	0.1423	-0.0148
절리사면방향	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	1	0.0410	0.2058	0.1301
방향수	[ ]	[ ]	[*]	[ ]	[ ]	[ ]	1	0.1305	-0.0933
충진상태	[ ]	[ ]	[*]	[ ]	[ ]	[*]	[ ]	1	-0.0303
공사만족도	[*]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	[ ]	1

표 2-8. 붕괴영향인자별 점수범위, 단상관, 편상관 순위

구분인자	점수범위	순위	단상관	순위	편상관	순위
붕괴이력	3.00	8위	0.3704	6위	0.0910	8위
경사	3.94	6위	0.1970	9위	0.0926	7위
사면고	10.22	3위	0.3891	4위	0.3179	2위
사면형상	11.20	2위	0.5134	1위	0.3055	3위
돌출부	6.15	5위	0.4388	3위	0.1694	4위
절리사면방향	3.70	7위	0.2454	8위	0.1207	6위
방향수	2.60	9위	0.2458	7위	0.0853	9위
충진상태	8.01	4위	0.3808	5위	0.1673	5위
공사만족도	17.06	1위	0.4903	2위	0.4165	1위



표 2-9. Category 별 점수표

인자	Category	점수
붕괴이력	있다	6.56
	없다	3.56
경사	55 이하	2.59
	56~65	5.72
	66 이상	6.53
사면고	16 미만	0.64
	16 이상	10.86
사면형상	계단 및 직선형	-0.99
	툽니형	10.21
돌출부	있다	8.16
	없다	2.01
절리사면방향	역 또는 무방향	3.19
	동일방향	6.89
방향수	2방향 이하	4.05
	3방향	6.64
충진상태	밀착	-1.28
	협재	4.58
	개구	6.73
공사만족도	만족	-7.50
	불만족	9.56
	무시공	4.65

특히, 각 category별 값들 중 負의 값을 나타내는 직선형의 사면형, 충진상태가 밀착, 공사만족도가 만족의 경우는 모두 안정측에 작용하는 인자로서 사면을 안정하게 하는 category이며, 반대로 正의 값을 가지는 category는 붕괴측에 작용하여 사면을

불안정하게 하는 요인으로 작용하는 것을 의미한다.

각 인자별로 분석해보면, 공사만족도의 경우 불만족이 가장 위험하고 무시공, 만족순으로 나타났다. 무시공에서 불만족보다 위험도가 낮게 나타난 것은 무시공지가 대체로 산사태 발생위험도가 낮다고 판단되어 공사를 실시하지 않은 지역이 많기 때문인 것으로 판단된다. 사면형상은 톱니형 사면에서 가장 위험하고 계단형 혹은 직선형은 위험도가 낮은 것으로 나타났고, 사면고는 그 높이가 높을수록 위험도가 높게 나타났다. 또한 절리면의 방향수가 많을수록 위험도가 높으며, 절리면의 충전상태는 밀착, 협재, 개구순으로 높게 나타났다. 협재의 경우, 강우시 절리면 사이의 물질에 의한 산사태가 우려되어, 밀착보다 위험하게 나타난 것으로 사료된다. 돌출부의 경우는 돌출부가 있고, 사면경사가 급할수록, 붕괴이력이 있는 경우에 위험도가 높은 것으로 나타났다.

따라서, 암반사면의 경우 사면높이가 16m 이하로 제한하며, 경사를 가급적 50도 이하를 유지하면서 절개 혹은 관리해야 할 것이며, 특히 사면절개시 돌출부가 발생하지 않도록 유념해야 할 것이다. 또한 사면방향과 절리방향이 일치하는 지역에서는 가급적 절개를 피하고 붕괴위험이 큰 지역에 대해서는 사후 상기 인자들의 특성을 잘 감안한 안전공사가 철저히 이루어질 필요가 있다.

### 3) 모델의 평가

수량화 분석에 의해 실제 판단된 붕괴위험도와 본 모델을 통해 계산된 붕괴위험도를 비교하여, 그 결과를 그림 2-1과 2에 나타내었다. 본 모델의 중상관계수는 0.76 (결정계수 :0.57)으로 비교적 높은 수치를 나타내었다. 그림 2-1에는 각 데이터 별로 계산치와 실측치를 비교한 것으로 각각의 수치는 붕괴위험도를 백분율로 나타낸 것이다. 따라서, 100의 경우가 붕괴위험도가 가장 높다고 할 수 있다. 그림의 X축 좌측의 경우 비교적 위험도가 높은 데이터에서는 약간 정확도가 떨어지는 경향이 있으나, 우측의 중, 하의 위험도의 경우 잘 일치하고 있는 것을 알 수 있다. 또한, 그림 2-2에서 알 수 있듯이 실측치와 계산치가 1:1 직선에 근접해 있다. 특히, 실측치 보다 1:1 직선 아래쪽의 데이터가 많은데 이는 실제 관측치 보다 계산치가 높게 판단되는 경우로 보다 안정적인 모델이라 할 수 있다. 반면, 위험도가 높은 경우 반대로 1:1 직선 위쪽에 위치하는 경우가 있으나, 이 경우 실제 붕괴위험도 보다 본 모델의 적용에 의한 결과가 낮게 나오는 경우로 모델 적용시 위험이 따르게 된다. 하지만, 그림에서 알 수 있듯이 이에 해당되는 부분의 붕괴위험도가 50% 이상의 상당히 높

은 곳에 한정되어 있으며, 전체 data의 수로 볼 때 이와 반대의 경우가 많아 본 모델은 산사태 위험도 판정에 적용이 가능한 모델로 판단되었다.

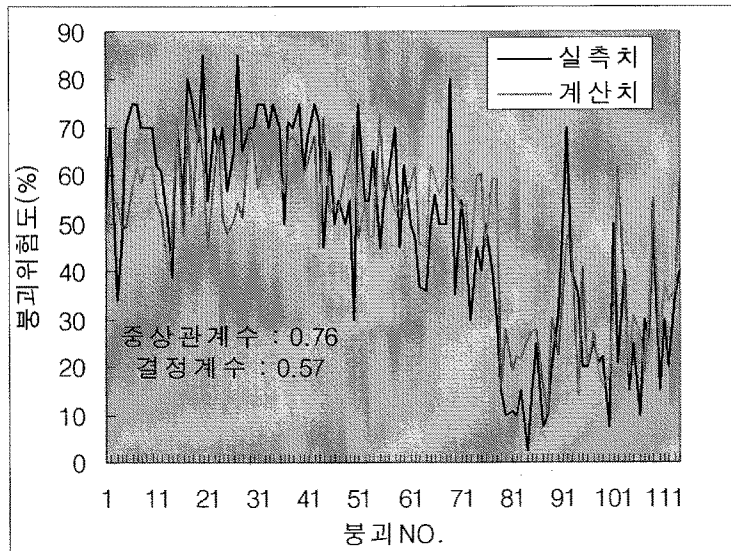


그림 2-1. 실측치와 계산치 비교

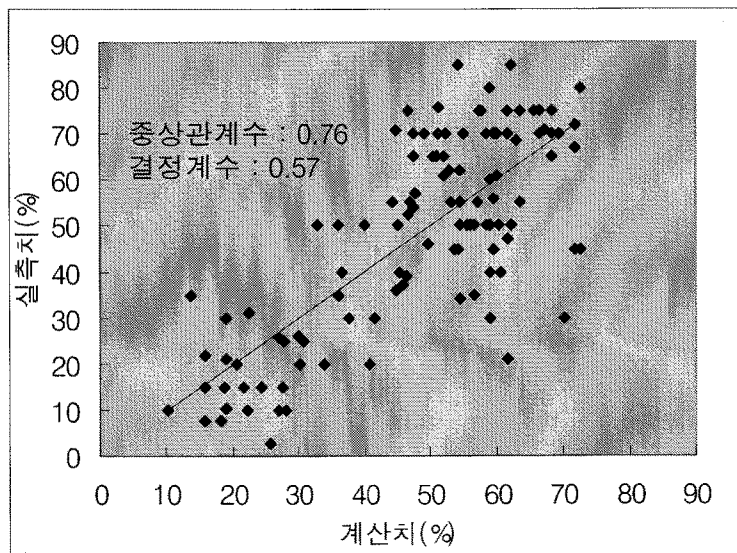


그림 2-2. 실측치와 비교치의 1:1 그래프

4) 인공절개사면의 산사태 위험도 판정기준표 작성

인공사면절개사면에서 산사태와 관계가 깊은 9개 인자에 의해 얻어진 각 인자의 Category별 점수표(표 2-9)를 보면, 하한치가 0이 이하의 음수인 것과 양수인 것이 있다. 이들은 계산의 단순화를 위해 각 인자별로 이들 점수크기의 수를 Category마다 가감(양의 정수화)하고 모델회귀식의 절편 또한 고려하여 표 2-10을 작성하였다. 또한, 표 2-10을 만드는 과정에서 추가된 10점(붕괴발생기준점)을 기준으로 표 2-9에서 얻을 수 있는 최대점수를 감안하여 20점 단위로 즉, 10점 이하 : 안정, 11~30점 : 위험(소), 31~50점 : 위험(중), 51점 이상 : 위험(대)로 구분하였다.

표 2-10. 산사태 위험 판정표

인 자	항목별 판정기준 및 점수		
	1	2	3
공사만족도	만족 0	무시공 12	불만족 17
사면형상	계단 혹은 직선형 0	툽니형 11	
사면고(m)	16 미만 1	16 이상 11	
절리방향수	2방향 이하 3	3방향 7	
절리면 충전상태	밀착 0	협재 6	개구 8
돌출부 유무	없다 2	있다 8	
사면 경사도(°)	55 이하 3	56-65 6	66 이상 7
절리면과 사면방향	역 또는 무방향 3	동일방향 7	
붕괴이력	없다 4	있다 7	
※ 위험도 판단기준 51점 이상 : 위험도 大 31~50점 : 위험도 中 11~30점 : 위험도 小 10점 이하 : 안정			

표 2-10에서 보듯이 위험도 판정에 가장 크게 기여하고 있는 인자는 공사만족도이

다. 앞서 수량화 분석시 영향인자 순위에서도 공사만족도가 1위로 나타난 바 있으나, 공사만족도의 경우 상당히 주관적인 판단에 좌우되는 성격의 인자이다. 따라서 본 연구에서는 주관적인 경향이 강한 공사만족도를 제외한 타인자들에 의한 판단기준이 필요한 것으로 판단하여 공사만족도를 제외한 8개인자를 이용한 산사태 위험판정표를 작성하였다.

분석 및 작성방법은 앞서 언급한 방법과 동일하게 진행하였으며, 분석결과 및 최종 판정표와 판정기준은 표 2-11~14에 나타내었다.

표 2-11. 각 인자의 category별 붕괴위험도 합계 및 평균 (공사만족도 제외)

항목명	category명	n	합계	평균
		114	5509.50	48.33
붕괴이력	있다	66	3635.50	55.08
	없다	48	1874.00	39.04
사면경사	55 이하	22	904.50	41.11
	56~65	66	3152.50	47.77
	66 이상	26	1452.50	55.87
사면고	16 미만	62	2524.00	40.71
	16 이상	52	2985.50	57.41
사면형상	계단 및 직선형	50	1795.50	35.91
	툽니형	64	3714.00	58.03
돌출부유무	있다	61	3481.50	57.07
	없다	53	2028.00	38.26
절리방향	역 또는 무방향	49	2072.00	42.29
	동일방향	65	3437.50	52.88
절리방향수	2방향 이하	59	2552.00	43.25
	3방향	55	2957.50	53.77
절리면 충전상태	밀착	15	448.00	29.87
	협재	20	839.50	41.98
	개구	79	4222.00	53.44

표 2-12. 붕괴영향인자별 점수범위, 단상관, 편상관 순위(공사만족도 제외)

구분인자	점수범위	순위	단상관	순위	편상관	순위
붕괴이력	6.80	8위	0.3704	4위	0.1909	3위
경사	5.78	6위	0.2207	8위	0.1152	7위
사면고	12.01	3위	0.3891	3위	0.3402	1위
사면형상	12.94	2위	0.5134	1위	0.3222	2위
돌출부	5.96	5위	0.4388	2위	0.1506	5위
절리사면방향	5.61	7위	0.2454	7위	0.1674	4위
방향수	1.30	9위	0.2458	6위	0.0392	8위
충진상태	7.02	4위	0.3654	5위	0.1341	6위

표 2-13. Category 별 점수표(공사만족도 제외)

인자	Category	점수
붕괴이력	있다	8.86
	없다	2.06
경사	55 이하	2.73
	56~65	6.10
	66 이상	8.51
사면고	16 미만	0.52
	16 이상	12.53
사면형상	계단 및 직선형	-1.26
	툽니형	11.68
돌출부	있다	8.77
	없다	2.81
절리사면방향	역 또는 무방향	2.80
	동일방향	8.41
방향수	2방향 이하	5.37
	3방향	6.67
충진상태	밀착	0.09
	협재	6.05
	개구	7.11



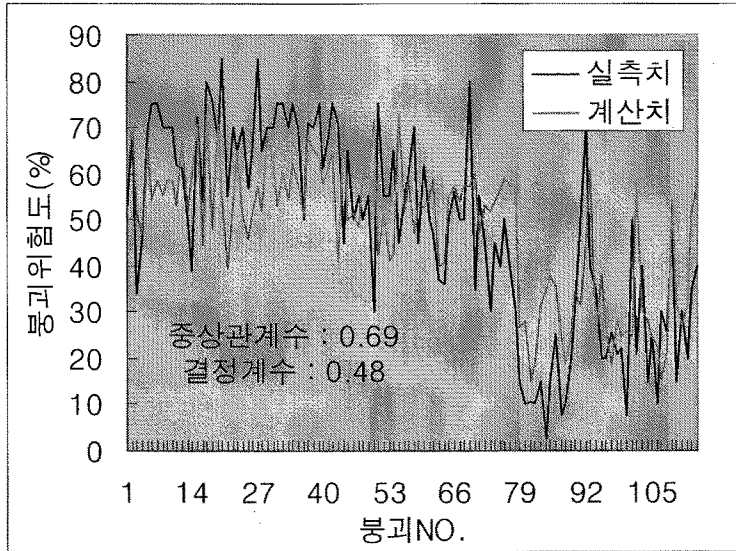


그림 2-3. 실측치와 계산치 비교(공사만족도 제외)

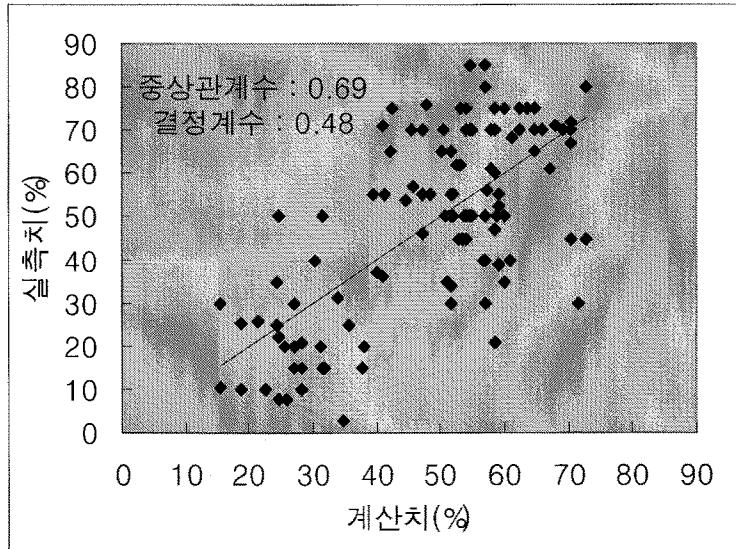


그림 2-4. 실측치와 비교치의 1:1 그래프(공사만족도 제외)

표 2-14 산사태 위험 판정표(공사만족도 제외)

인 자	항목별 판정기준 및 점수		
	1	2	3
사면형상	계단 혹은 직선형 0	툽니형 13	
사면고(m)	16 미만 1	16 이상 13	
절리방향수	2방향 이하 3	3방향 8	
절리면 충전상태	밀착 0	협재 6	개구 7
돌출부 유무	없다 3	있다 9	
사면 경사도(°)	55 이하 3	56-65 6	66 이상 9
절리면과 사면방향	역 또는 무방향 3	동일방향 8	
붕괴이력	없다 2	있다 9	
※위험도 판단기준 41점 이상 : 위험도 大 21~40점 : 위험도 中 0~20점 : 위험도 小			

나. 인공절개사면 산사태 발생 지역 사례조사

1) 강원도 홍천군, 인제군 일대 국도 및 지방도로변 인공사면

가). 조사지 개황

(1) 강원도 인제군 상남면, 인제읍 (국도 31번 도로변)

본 조사지역은 강원도 인제군 인제읍에서 홍천군 내면을 거쳐 평창군 용평면을 잇는 도로변(국도 31번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지 1~6번은 인제군 상남면 하남리에 위치한 도로변 붕괴 위험지역으로, 이 지역은 사면방향과 절리방향이 동일하고 55~68. 의 급경사 사면이며 절개면의 높이는 15~20m 전후에 이른다. 지질은 선캠브리아기에 생성된 五味峙구상변정질 편마암으로 오미재 부근의 五味峙를 중심으로 한 일대에만 분포하는 독특한 암상이다. 조암광물로서는 장석, 석영, 흑운모 및 각섬석등이 주성광물이다. 또한, 고상흑운모 편마암이 縣里-五味峙사이의 대단층 생성에 수반되는 지각변동시에 다방향응력에 의해 재결정작용이 강하게 진행됨에 따라 생성된 변성암으로 사료된다. 이 지역의 암석은 사진 2-1과 같이 절리가 많아 붕괴한 이력이 많고 앞으로도 암석의 붕괴 및 낙석의 위험이 큰 지역으로 판단되는 지역이다.

(2) 강원도 인제군 상남면, 홍천군 내면 (지방도 446번 도로변)

본 조사지역은 강원도 인제군 상남면에서 홍천군 내면 원당리를 잇는 도로변(지방도 446번 도로) 절개사면이다. 본 조사지는 인제군 상남면 미산리에 위치한 도로변 붕괴위험지역으로 사면경사가 63. 이상의 급경사이고, 절개면 높이는 16~18m의 사면이다. 지질은 선캠브리아기에 생성된 구룡층군으로 엽리 또는 편리방향은 하부에 존재하는 편마암과 거의 평행한 구조를 가지고 있다. 이 지역은 사진 2-2, 2-3과 같이 주향이 사면방향과 동일한 곳과 역방향의 두가지가 존재하고 대부분 경암의 단단한 암석으로 구성되어 있으나, 수직절리 또한 발달하여 블록모양 혹은 쉘기모양의 낙석 및 붕괴의 위험이 큰 지역으로 판단된다.

나) 발생가능 피해 및 대책

국도 31번과 지방도 446번 도로변의 양 조사지역은 과거 붕괴이력으로 볼 때, 사면상부의 암석과 산림의 접촉부위인 사면의 상부의 가장자리에서 붕괴가 많이 발생하였으므로, 암석사면이 사면 상부의 토층으로 인한 침투수가 붕괴에 크게 영향을 미치는 것으로 판단되었다. 따라서 사면상부에서의 적극적인 배수로 공사 및 낙석방

지책, 낙석방지망 등의 기본적인 낙석 붕괴에 대한 대책 뿐만 아니라 위험 암석의 사전 제거와 앵커 박기 공사 등이 필요한 것으로 사료된다.

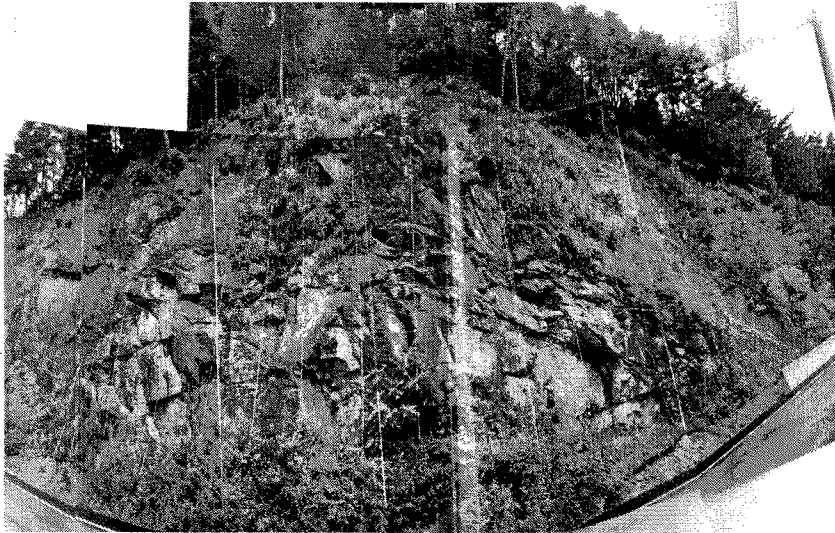


사진 2-1. 사면 우측 상부사면에서 침투수에 의한 붕괴가 보이며, 사면 전반적으로 절리가 잘 발달하여 낙석 및 붕괴위험이 큰 지역(구상 변정질 편마암 지대 : 31번 국도)

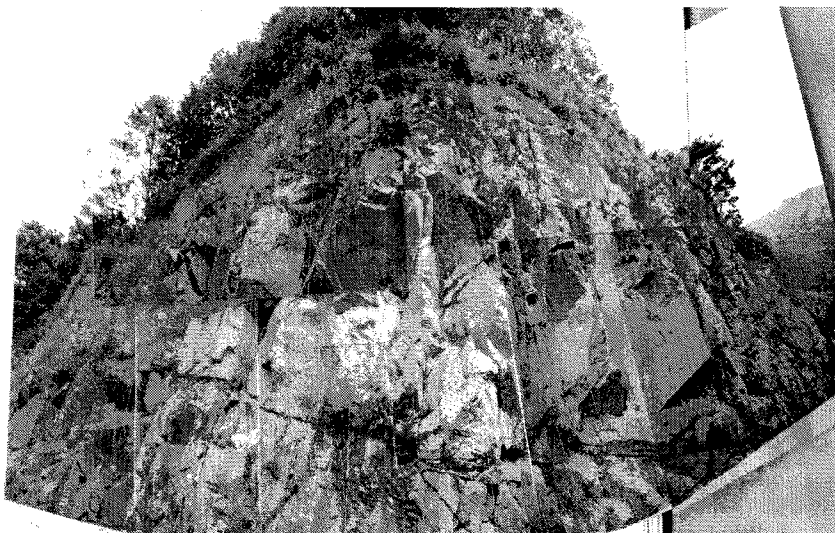


사진 2-2. 사면 하부에 긴 절리가 형성되어 있으며 그 층을 따라 식생의 침입이 보이나, 절리면의 틈이 개구 및 협재상태로 절리면을 따라 암석 sliding의 발생우려가 높은 지역(화강편마암 지대 : 446 지방도)

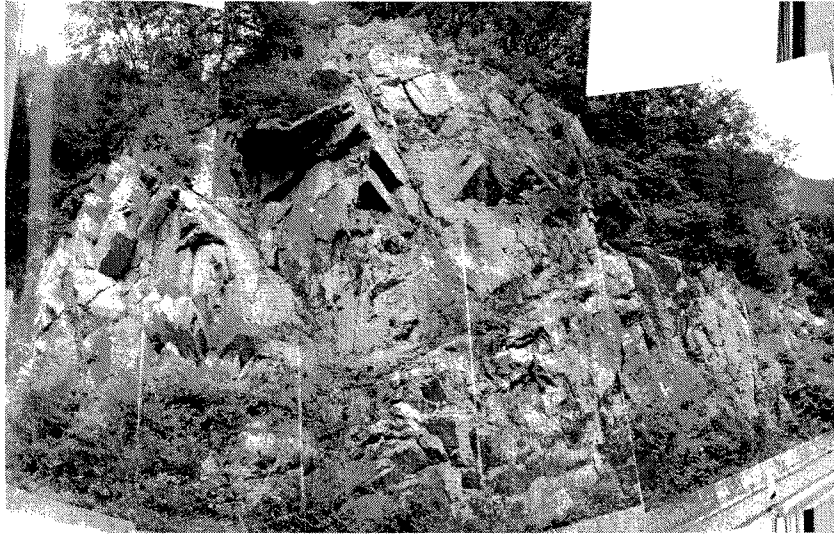


사진 2-3. 주절리 이외에 썰기모양의 수직절리가 발달하여 썰기형 붕괴의 발생위험이 높은 지역(각섬석, 흑운모 편암 지대 : 446 지방도)

2) 강원도 춘천시, 홍천군, 인제군 일대 국도 및 지방도로변 인공사면

가). 조사지 개황

(1) 강원도 춘천시 동면 평촌리 (국도 56번 도로변)

본 조사지역은 강원도 춘천시 동면에서 홍천군 화촌면을 잇는 도로변(국도 56번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지는 사면방향과 절리방향의 동일하고 50. 이상의 급경사 사면이며 절개면의 높이는 14~20m 전후에 이른다. 지질은 선캠브리아기에 생성된 화강암질 편마암과 석유석 편마암으로 구성되어 있다. 특히, 화강암질 편마암은 주향이 NW로 경사져 있어 조사지역은 사면방향과 주향과 동일방향으로 붕괴위험이 큰 지역으로 보여지며, 석유석 편마암지역 또한 주향과 동일방향을 나타내고 있다. 일반적으로 화편마암질의 암상은 괴상이나 본 지역에서는 작은 구열이 많이 발달하고 있으며, 주절리면에 수직절리가 발달하는 경우가 많아 암석 sliding 이외에 블록모양의 낙석 및 작은 암석의 낙석 또한 발생가능성이 높은 지역이다(사진2-4참조).

(2) 강원도 홍천군 내촌면 (지방도 451번 도로변)

본 조사지역은 강원도 홍천군 내촌면 철정리에서 인제군 상남면 상남리를 잇는 도로변(지방도 451번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지는 사면 경사가 4개소에서 66. 이상을 나타내는 지역으로 사면 높이 또한 16m 이상의 암반 사면이다. 지질은 주로 장석과 석영 흑운모로 되어 있으며, 담홍색을 띠는 카리장석의 반정이 발달되어 있는 백악기에 생성된 반상화강암질과 복운모 화강암질이 주를 이루고 있다. 특히, 사진 2-5에서 나타난 바와 같이 사면방향과 절리방향의 일치하고 절리면의 틈이 개구상태로 암석 slide는 물론 낙석의 위험 또한 큰 지역이다.

### (3) 강원도 인제군 기린면 (지방도 418번 도로변)

본 조사지역은 강원도 인제군 기린면에서 양양군 서면 서림리를 잇는 도로변(지방도 418번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지는 사면 경사가 50~68. 이상을 나타내는 지역으로 사면 높이 또한 11~20m 정도의 비교적 높지 않은 암반 사면이다. 지질은 주로 주라기에 생성된 흑운모 화강암이 주류를 이루고 있으며, 2개소는 섬캄브리아기에 생성된 반상변정질 편마암을 나타내고 있다. 이 지역은 사면방향과 절리방향의 역방향의 사면은 잘게 부서진 암석이 많아 낙석 위험이 많은 지역이 있는 반면, 사면방향과 절리방향의 동일방향이나 절리틈새가 밀착되어 비교적 안정적인 지역도 있다. 하지만, 전체적으로는 2001년 7월 28일 ~ 7월 30일에 걸친 강원지역의 집중호우로 붕괴가 발생한 지역이 많고 암석 붕괴 및 낙석 위험이 큰 지역이 대부분이다. 특히, 이지역은 사면과 암석의 경계부분에서 나타나는 연암 부분의 강우로 인한 침투수가 붕괴 및 낙석의 원인으로 사료된다(사진 2-5,6,7참조).

### 나. 발생가능 피해 및 대책

본 3개 지역은 상기에 언급한 바와 같이 각 도로변 지질의 특성에 따라 붕괴의 원인 및 피해가 다소 다르며, 예상되는 재해 또한 다소 차이가 있으리라 판단된다. 56번국도와 451번 지방도의 경우는 암석 sliding과 낙석이 발생할 위험이 큰 지역으로 기본적인 사면의 재해방지를 위한 공사(낙석방지망, 낙석방지책) 이외에 위험암석의 제거와 앵커 박기공사등이 필요한 것으로 사료되며, 418번 지방도의 경우는 주로 사면과 암석사이의 경계부분의 침투수가 붕괴의 원인이 되는 사례가 많으므로 사면상부의 돌림배수로 공사 및 앵커 박기공사로 사면 전체에 안정을 주는 공사가 그 대책으로 필요한 것으로 사료된다.



사진 2-4. 주절리면에 수직절리가 발달하고, 잘게 구열이 형성되는 경우가 많아 암석 sliding 이외에 블록모양의 낙석 및 작은 암석의 낙석 또한 발생가능성이 높은 지역(화강암질 편마암 지대 : 56번 국도변).



사진 2-5. 사면방향과 절리방향이 일치하고 절리면의 틈이 개구상태로 암석 sliding은 물론 낙석의 위험 또한 큰 지역(북운모 화강암 지대 : 451 지방도로변)



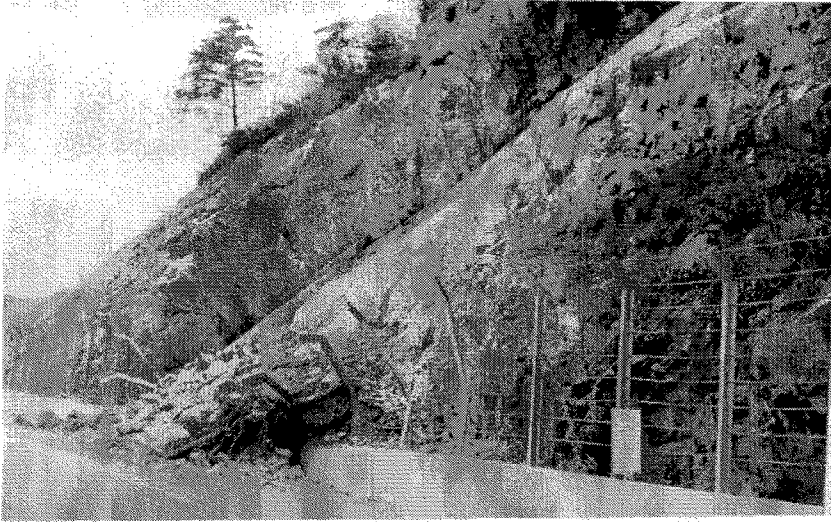


사진 2-6 사면방향과 절리방향이 동일하여 암반 Slide가 발생한 지역  
(반상변정질 편마암 지대 : 418 지방도로변)

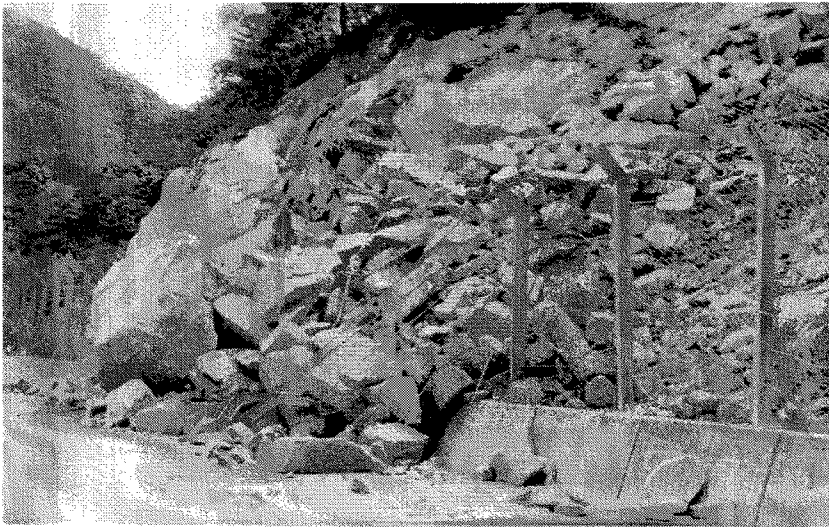
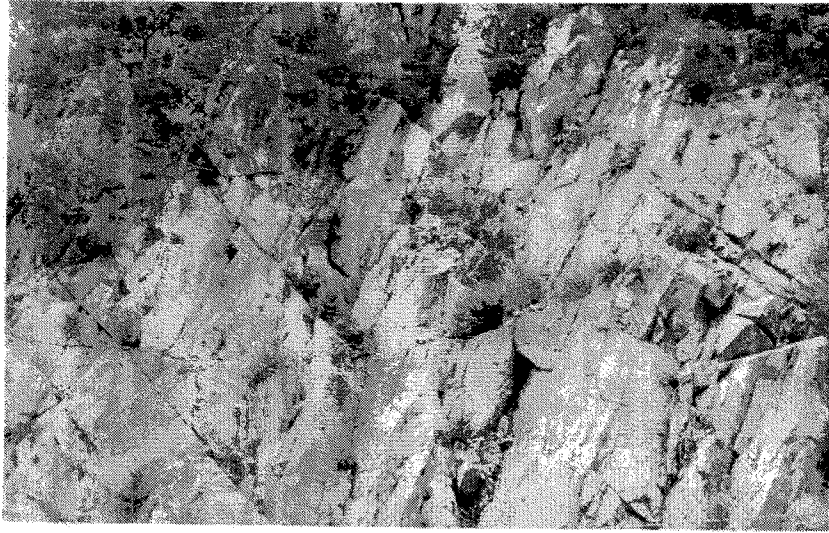


사진 2-7. 절리가 발달된 상황과 붕괴로 인해 발생한 낙석피해를 입은 상황  
(흑운모 화강암 지대 : 418 지방도로변)

3) 강원도 태백시, 경상북도 봉화군, 영양군 일대 국도변 인공사면  
가). 조사지 개황

(1) 강원도 태백시 동점동, 경상북도 봉화군 석포면 대현리 (국도 35번 도로변)

본 조사지역은 강원도 태백시를 통과하여 경상북도 봉화군으로 이어져 국도 31번과 연결되는 도로변(국도 35번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지는 사면경사가 60. 이상의 급경사 사면이며 절개면의 높이는 9~14m 전후에 이른다. 지질은 홍제사 화강암(복운모화강암)질로 구성되어 있다. 이지역은 사진2-8과 같이 사면 상부가 돌출되어 붕괴 및 낙석위험이 있고, 절리층이 명확히 발달하여 암석 Sliding 위험지역과 용출수가 많이 발생하여 붕괴에 대한 악조건을 고루 갖춘 지역이라 할 수 있다.(사진 2-8, 9, 10, 11참조).

(2). 경상북도 봉화군, 영양군 (국도 31번 도로변)

본 조사지역은 경상북도 봉화군 법전면, 소천면을 거쳐 경상북도 영양군 영양읍을 잇는 도로변(국도 31번 도로) 절개사면이다. 본 도로변의 조사지 또한 사면경사가 대부분 60. 이상을 나타내는 지역으로 사면 높이 또한 25m 이상의 지역이 있어 붕괴 및 낙석위험이 큰 암반 사면지역이다. 지질은 조사지에 따라 다소 차이는 있으나, 중생대에 생성된 춘양 화강암 지대와 선캠브리아기에 생성된 변질 퇴적암지역으로 구분되어 진다. 이 지역은 절리의 방향이 사면방향과 동일한 지역이 많아 낙석 및 붕괴 위험이 크고, 곳곳에 록 볼트 및 골막이 공법을 실시한 지역 또한 있다(사진 2-12 참조).

나) 발생가능 피해 및 대책

본 2개 국도변 지역은 상기에 언급한 바와 같이 각 도로변 지질의 특성에 따라 붕괴의 원인 및 피해가 다소 다르나, 35번 국도변은 절리가 명확하고 용출수가 발생하는 지역이 많아 암석 sliding의 위험성이 크므로, 록 볼트 및 앵커박기 공사와 사면 내부의 용출수 제거 공사 및 사면상부의 돌림배수로 공사 등이 필요하다. 또한 31번 국도변 또한, 사면방향과 주절리 방향이 동일한 지역이 많으므로, 록 볼트 및 앵커박기 공사가 유효할 것으로 사료된다.

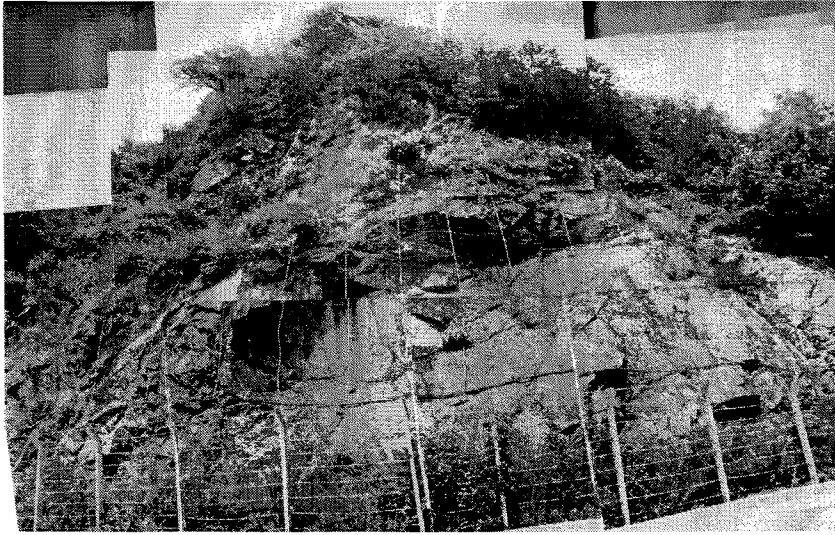


사진 2-8. 사면상부가 돌출되어 붕괴 및 낙석위험이 높은 지역  
(북운모 화강암 지대대 : 35번 국도변).

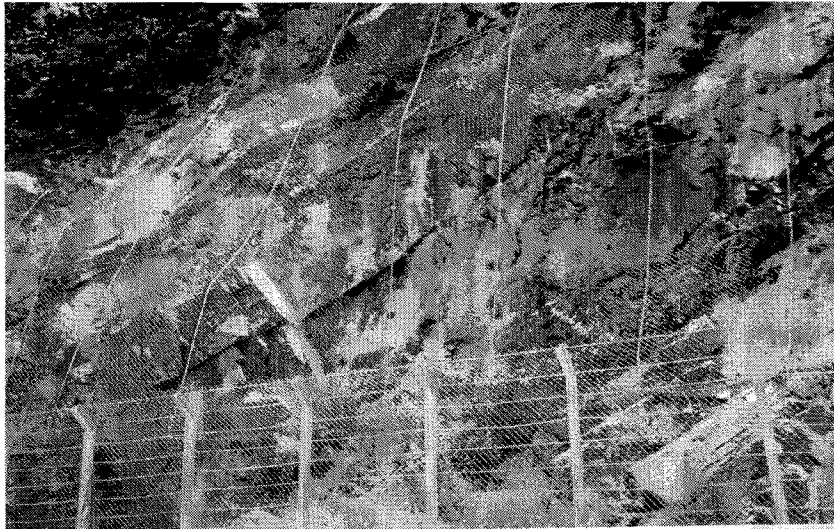


사진 2-9. 사면방향으로 절리층이 명확히 발달하여 암석 Sliding의 위험이 높아  
록볼트공사를 한 지역(35번 국도변).

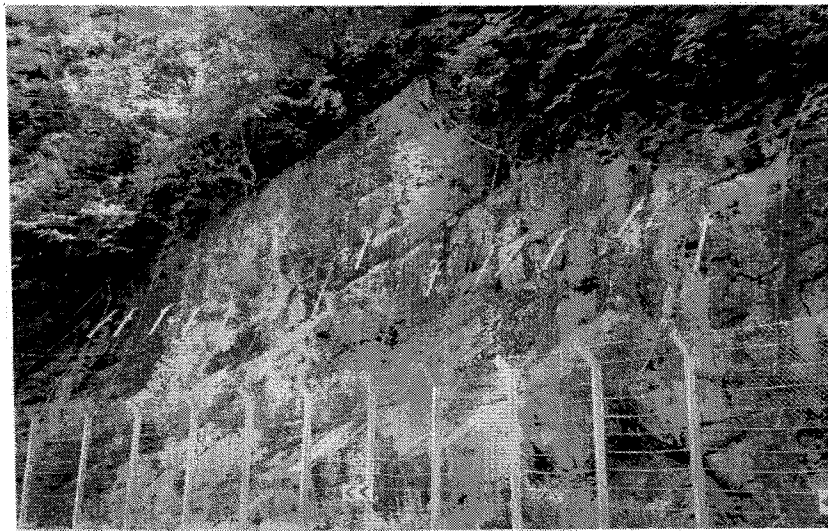
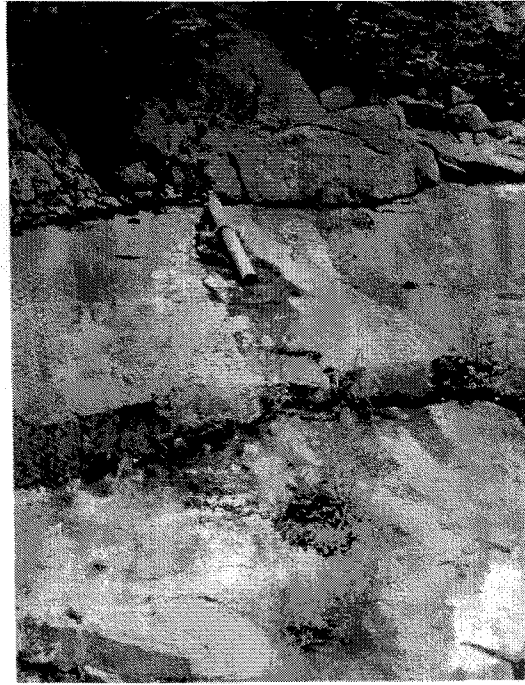


사진 2-10. 사면곳곳에 용출수가 많아 용출수 제거 공사를 한 지역  
(35번 국도변)



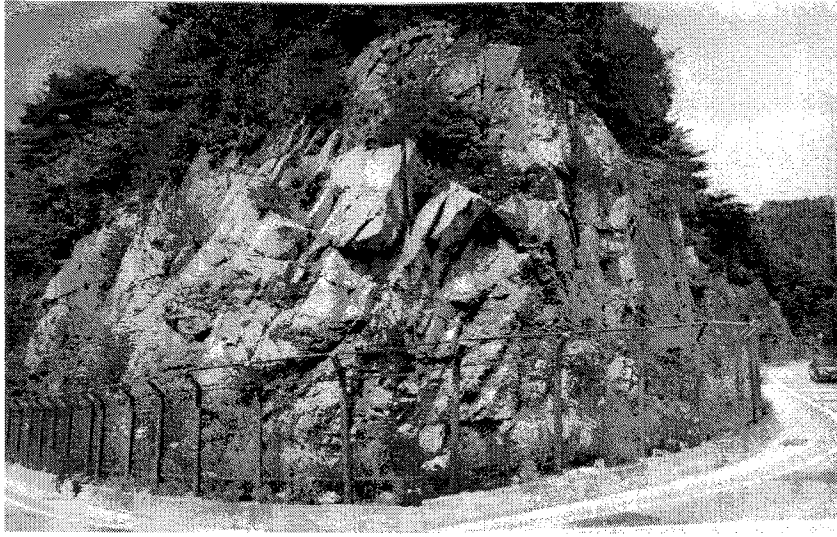


사진 2-11. 사면의 절리가 사면방향과 동일하게 발달되어 낙석 및 붕괴 위험이 예상되는 지역(화강암 지대 : 31번 국도변)



사진 2-12. 붕괴 및 낙석 방지를 위해 록볼트 및 콘크리트 구조물로 사면안정공사를 한 지역(화강암 지대 : 31번 국도변)

### 3) 강원도 춘천시 용산리 일대 국도변 인공사면

#### 가). 조사지 개황

본 지역은 2001년 6월 30일 낙석 및 붕괴피해가 발생한 지역으로 붕괴토석량이 30ton, 1명이 사망하고 1명이 부상하는 인명피해가 있었던지역이다. 피해지역은 춘천시 신동동에서 사북면 원평리를 잇는 도로변(북한강변으로 5번도로)절개사면이다. 사면의 경사도는 70°로 가파르며 절개면의 높이는 40-50m에 이른다(사진 2-18). 지질은 선캄브리아기에 생성된 변성암류(용두리 편마암 복합체)로서 주로 석류석 흑운모 편마암으로 되어 있으며 안구상 편마암, 석회암, 규암, 천매암과 각섬편암이 포함되기도 한다. 변성광물로서 동청석(董靑石)과 석류석(石榴石)이 함유되는데 석류석은 특수한 부분에 집중되어 나타나기도 한다. 본암은 편암질과 편마암질로 구분되며 석영, 사장석과 미사장석으로 되어 있다. 이 지역의 흑운모 편마암과 편암은 퇴적암 기원의 사질암과 泥質岩층이 互層되어 변성되어 퇴적암시대의 층리 자체가 현재의 절리(편리 또는 벽개면)로 나타나고 있다. 이 지역의 절리면의 경사는 대단히 급하여 대부분 40°이상이며 수직절리가 나타나기도 한다(사진 2-13, 14, 15). 암석의 종류에 따라 절리방향이 다소 틀리게 나타나고 있다.(사진 2-17) 암석생성시대가 선캄브리아紀로 오래되었기 때문에 암석이 비교적 단단한 편이나 비중이 커서 절리를 따른 sliding의 위험 소지가 높다.(사진2-15) 때문에 도로변을 따른 암반사면에 암석 sliding을 방지하기 위하여 앵커박기공사용 암석 Boring현장이 여러지역에서 목격되고 있다(사진 2-17). 이 암석 분포지역은 비교적 침식에 강하여 대체로 험준한 지형을 이루고 있어 전반적으로 낙석 및 암석 sliding이 상존하고 있는 지역이다.

#### 나) 피해발생원인

이 지역의 낙석은 가파른 암반 절개사면(사면경사 70°)에 사면방향과 동일한 방향으로 발달된 절리(절리면의 경사가 40~70°)에 의하여 발생되었다.

암석절개사면 최상단부(낙석 암괴의 원래위치)의 암석절리면의 경사방향은 (사진 2-14참조) 사면의 경사방향과 동일하게 도로변을 향하고 있으며 절리면의 경사는 50°정도로 나타나고 있다. 절리의 방향수는 암석의 성분에 따라서 2-3방향으로서 분리되기 쉬우며 강우시 절리면을 따른 침투수는 토양층의 점토질과 함께 사면의 마찰력을 감소시켜 암석 붕괴를 유발시키는데 결정적 역할을 하였다.

다) 앞으로의 피해방지 대책

이 지역에 현재 설치해 놓은 낙석방지망은 피해 규모에 비하여 터무니없이 빈약하다 (사진 2-14). 이 지역의 낙석 및 암석 붕괴를 장기적으로 방지하기 위하여서는 피해 발생 원인을 제거해야 한다. 먼저 ①절개 사면의 기울기(경사도)완화와 ②절리면의 마찰력 증대 ③절개사면 최상단부의 토압저지공사를 수행하여야한다. ①절개사면의 기울기 완화는 지역에 따라서 사면길이가 길고 경사가 가파른 지역에서는 매우 어려운 공사가 된다. 그러나 최대한으로 절개사면을 계단식으로 다듬어서 옹벽공사를 해서라도 사면기울기를 완화시켜야한다. ②절리면의 마찰력증대를 위해서는 앵커공법으로 암석 붕괴를 방지한다. ③절개사면 최상단부의 토압제거를 위해서는 흙막이 공사와 우회수로내기 등으로 중력에 의한 토석류의 붕괴가 발생하지 않도록 조치해야하겠다.



사진 2-13. 피해지역의 전경

피해지역 암석 절개사면이 급경사이고 암석의 절리방향이 사면의 경사방향과 동일하여 거의 수직절리에 가깝다.



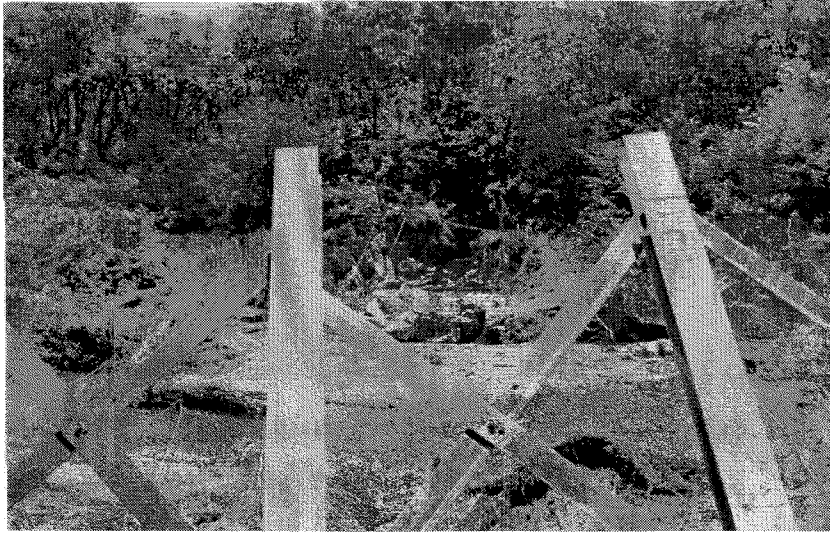


사진 2-14. 피해근원지의 근경

이 지역 역시 절리면의 경사방향이 사면경사방향과 동일하며 사면경사(약 $50^{\circ}$ )가 가파르다. 강우시 침투수에 의하여 절리면을 따른 마찰력 감소로 토양의 일부와 암석이 미끄러져내린 흔적이 역력하다.



사진 2-15. 도로변에 남아있는 낙석의 일부모습  
 흑운모 편마암의 암석들로 암석이 단단하며 절리면이 명확하다.

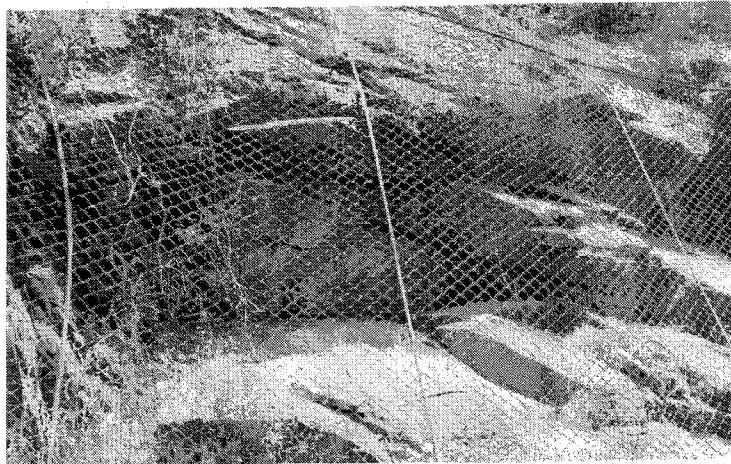


사진 2-16. 절개사면 하단부의 암석절리면과 암석틈새  
 퇴적암 기원의 흑운모 편마암의 절리방향이 3방향(2방향은 명확하나 1방향은 불규칙하  
 다)이고 절리면의 틈새는 개구(open type)형과 밀착(closed type)형을 보이고 있다.



사진 2-17. 암석붕괴를 방지하기 위하여 기 시공하여 놓은 보링개소들



사진 2-18. 피해지역을 측면에서 본 전경  
암석절개사면의 기울기가 70°에 이른다.

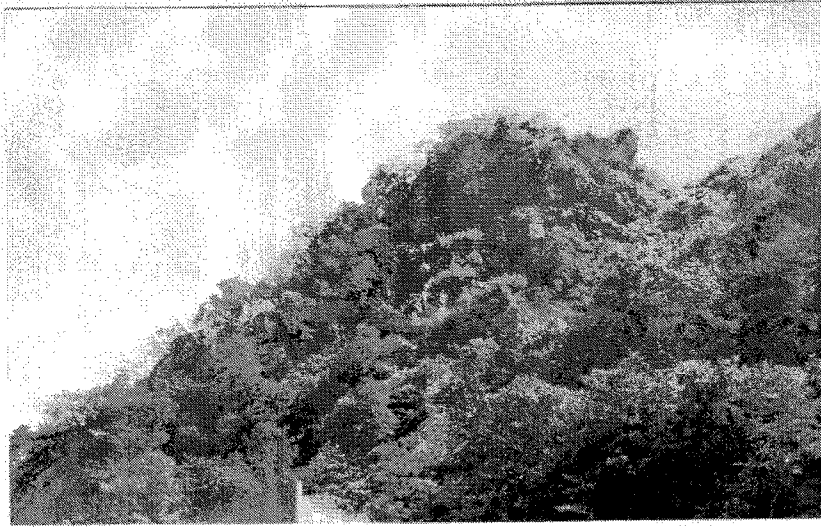


사진 2-19. 가평 강촌지역의 낙석붕괴지 원경  
규암이 기암절벽을 이루고 있다.



사진 2-20. 규암 암괴의 근경

유백색 내지 담갈색 규암으로 침식에 강하여 험준한 지형을 이루나 층리가 비교적 잘 발달되어 있어 층리방향에 따라 sliding 또는 낙석현상이 잘 발생되기도 한다.

라) 주변지역의 붕괴 발생 위험도

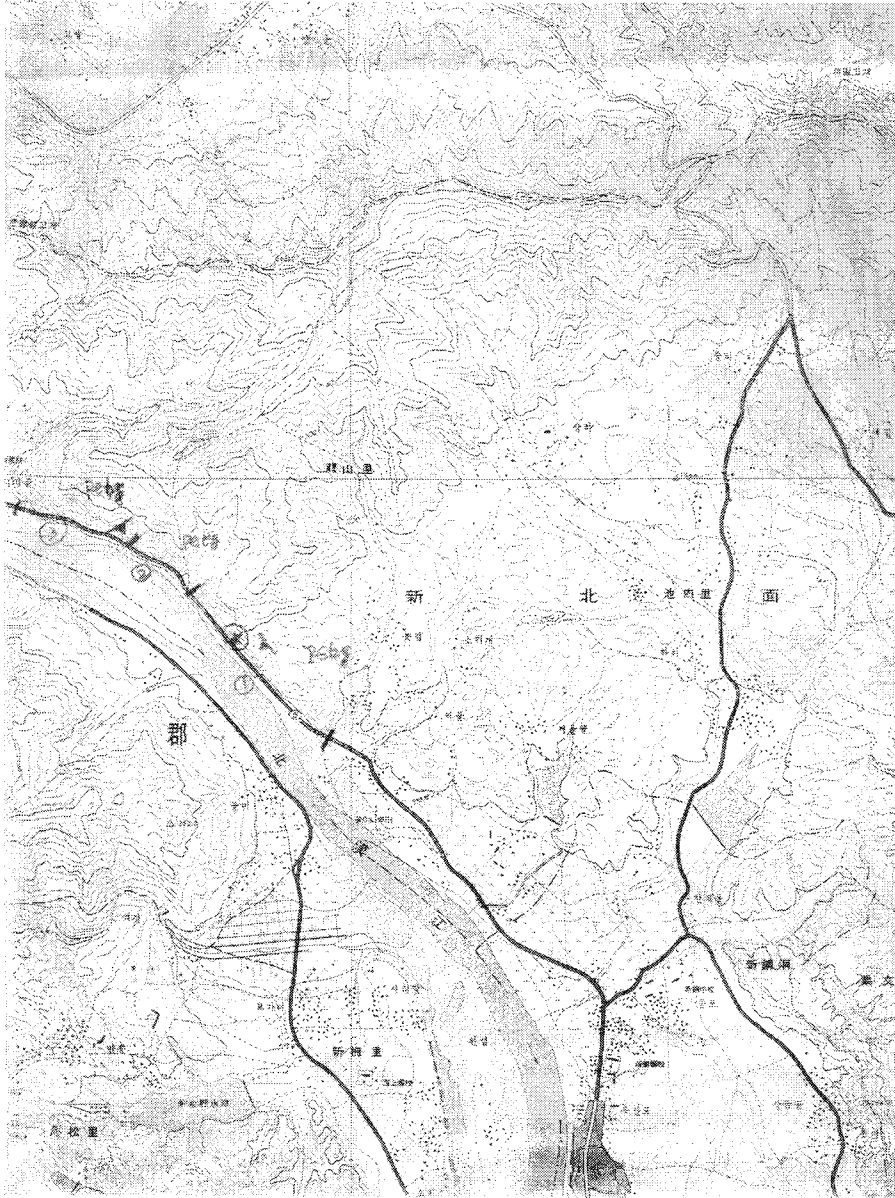
(1) 춘천지역(5번도로변)

도로변의 권경사(30°이상) 절개사면으로서 경사길이(사면높이가 5m 이상)가 긴 지역이 포함된다.

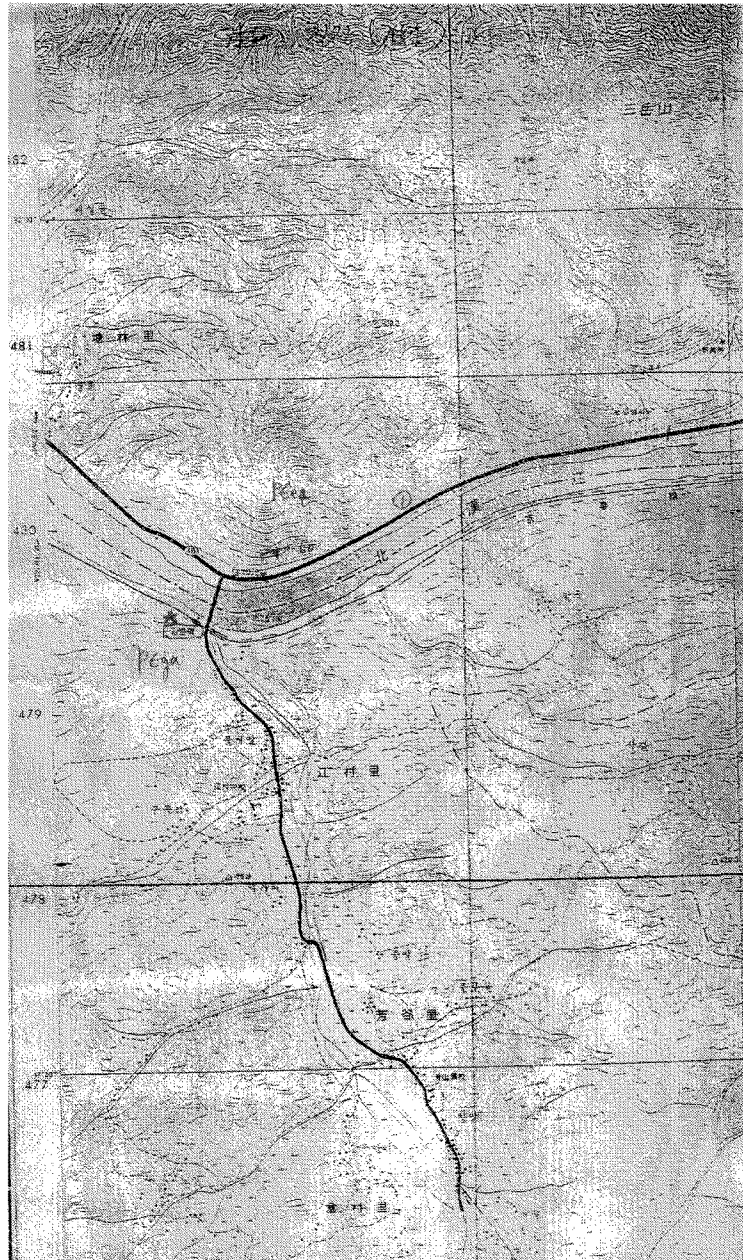
이 지역의 낙석 및 암석 붕괴 위험지역은 지도 2-1에서 보는 바와 같이 5번도로변을 따른 ①,②,③지역이 붕괴위험성이 높다.(☆표지역은 이미 2001년 6월 31일 암석붕괴 발생 지역) 이 지역은 모두가 암석절개사면으로서 절리가 발달된 선캄브리아기에 생성된 퇴적기원의 변성암류로서 ①지역과 ③지역은 사면의 경사방향과 절리면의 경사방향이 대체적으로 일치하는 지역으로(②지역은 확인요) 낙석의 위험성이 우려된다.

(2) 강촌지역(강촌역 및 주변 46번 국도변)

강촌역 부근과 46번 국도변 지역 또한 사면경사가 급하고(30도이상), 절개사면은 경사가 대체로 50도 이상, 사면높이가 5m 이상으로 높고 긴 사면길이를 가진 지역이다. 이 지역은 지도 2-2에서 보는 바와 같이 규암지역으로 침식에 강하여 험준한 지형을 이루나 층리가 비교적 잘 발달되어 있고, 특히 46번 국도변의 ①지역은 사면방향과 주향(60도)이 동일방향으로, 층리방향에 따라 sliding 또는 낙석현상이 잘 발생되기도 하는 지역이다(☆표지역은 1994년 암석붕괴 발생지역).



지도 2-1. 낙석 및 암석 붕괴 위험지역(5번 국도변)



지도 2-2. 낙석 및 암석 붕괴 위험지역(강촌역 부근 및 46번 국도변)



## 제4절 임도성토사면의 산사태 위험도 판정

### 1. 서론

최근 집중호우 및 태풍 등으로 인해 산지에서 임도성토면 붕괴가 상당히 문제시 되고 있다. 임도는 붕괴시 도로 전체가 유실되는 경우가 많아 지역주민에게 상당한 불편을 초래할 뿐아니라 성토사면이 붕괴하는 경우가 많아 다량의 토사가 일시에 흘러 하류에 토석류 피해를 야기 시키는 등 막대한 인명, 재산 피해를 초래하고 있다. 따라서 본 연구에서는 임도사면의 사면환경인자를 조사 파악하여 임도사면의 산사태 위험도를 손쉽게 평가할 수 있는 방법을 제시하고자 하였다.

### 2. 연구수행 방법

가. 임도 성토사면 산사태 발생위험도 조사

#### 1) 조사지

조사지는 전국을 대상으로 모암별 분포를 고려하고 특히, 최근에 집중호우와 태풍 등에 의해 산사태가 많이 발생한 지역을 선정하였다. 표 2-15에 조사지역별 임도소재지 및 모암분포를 나타내었다.

표 2-15. 조사대상지

No.	소재지	모암
1	강원 철원군 근남면 잠곡리	화성암
2	경북 군위군 군위읍 동부리	퇴적암
3	경남 의령군 대의면 다사리	퇴적암
4	경기 양평군 양동면 계정리	화성암
5	경기 양주군 장흥면 석현리	변성암
6	강원 홍천	화성암, 변성암
7	강원 횡성	화성암
8	충북 제천	변성암
9	충북 영동	변성암



## 2) 조사내용

인공절개사면의 붕괴에 관한 평가 및 진단을 위해 붕괴에 관여하는 요인은 기존의 자연사면 및 임도사면 또는 암반사면 붕괴와 관련한 연구를 참고로 총 14개 요인을 선정하여 조사하였고, 본 연구에서는 앞장에서와 마찬가지로 산사태 발생위치 파악을 목적으로 하고 있으므로 붕괴의 소인 요인만을 선정하였으며, 붕괴의 유인이 되는 경우는 제외하였다. 또한, 목적변량으로 대상 임도사면의 산사태 유무에 기초를 두고 조사하였다.

### (1) 붕괴 요인

국내외 연구자료를 수집하여 인공사면 붕괴에 영향을 주는 인자를 선정, 다음과 같이 조사를 실시하였다.

- 붕괴발생유무
- 절토경사(°) : 성토사면 상부의 절토사면 경사를 측정
- 절토사면 길이(m) : 성토사면 상부의 절토사면 길이를 측정
- 임도로폭(m) : 임도의 총노폭을 조사
- 성토경사(°) : 대상 성토사면의 경사를 측정
- 사면방위 : E, W, S, N의 4방위로 구분하여 조사
- 성토사면 길이(m) : 대상 성토사면의 사면경사의 변곡점까지의 길이를 측정
- 토성 : 성토 토양의 토성을 분석
- 모암 : 대상지역의 지질도 및 현지확인
- 상부종단지형 : 임도상부사면의 종단지형을 凹(오목형), 凸(볼록형), 직선형으로 구분하여 조사
- 하부횡단지형 : 임도하부 성토사면의 종단지형을 凹(오목형), 凸(볼록형), 직선형으로 구분하여 조사
- 절토사면 풍화정도 : 절토사면의 풍화정도를 풍화토, 풍화암, 연암, 보통암, 경암으로 구분하여 조사
- 성토사면 암반노출도(%) : 대상 성토사면내의 암반노출정도를 %로 조사
- 임상 : 성토사면의 임상을 활엽수, 침엽수, 혼효림으로 구분하여 조사
- 임분경급 : 치수림, 소경목, 중경목, 대경목으로 구분하여 조사
- 임분피도(%) : 대상사면내 임분의 피도를 %로 조사

### 3) 분석방법

붕괴 위험도에 영향을 미치는 인자의 순위와 가중치를 알기 위해서 다변량 분석(수량화 II류)을 이용하였다. 임도사면의 경우 대상사면의 현장조사를 통해 산사태 발생위험도를 판단하기가 곤란하므로 위험발생가능성을 목적변량으로 수치화하기보다 기존붕괴발생지 혹은 비발생지로 구분하여 자료로 이용하므로서 수량화 1류 보다는 2류를 적용하는 것이 타당하다. 특히, 붕괴발생요인들에 대해서는 앞장에서 설명한 바와 같이 분류된 category간 조사자료가 가급적 균일하게 배치되고 결과 해석자료의 일반성을 고려하여 각 인자의 category간 통폐합을 실시하고 반복적으로 계산하였다. 또한, 이와같이 구분한 후 반복계산을 통해 붕괴도와 관련이 높은 상위인자 만을 선별하여 다시 category를 구분하여 최종적으로 결정계수가 높은 모델을 선정하였다.

#### 나. 임도사면 산사태 발생지역 사례조사

2002년 태풍 '루사'에 의해 전국에서 많은 임도사면에서 산사태가 발생하여 임도자체의 피해 뿐만아니라 임도에서 붕괴된 토사가 인근 민가를 덮치거나, 토석류화하여 계곡으로 흘러 막대한 피해를 끼쳤다. 따라서, 본 보고서에서는 임도사면의 설계 및 관리방안의 참고자료를 목적으로 임도사면의 산사태 위험도 판정과 동시에 연구기간 발생한 산사태지 특히 태풍 '루사'로 인한 임도사면 산사태 지역을 대상으로 산사태의 발생원인 및 대책을 제시하였다.

##### 1) 조사대상지역

2002년 태풍 '루사' 피해지역인 경상남도 일대의 임도피해지역을 대상으로 피해원인 조사를 실시하였다. 조사지역은 경남 함양군 마천면, 하동군 하등읍, 거창군 가북면 해평리 및 전북 남원시 운봉읍 일대 국유림내 임도변 산사태 발생지역이다.

##### 2) 조사방법

앞절에서 기술한 입지환경요인과 붕괴원인을 집중적으로 조사하였다.

### 3. 결과 및 고찰

#### 가. 임도성토사면의 산사태 위험도 조사 결과

임도성토사면의 현지정밀조사는 표 2-16에 나타난 바와 같이 총 조사개소수는 전국의 105개소이며, 각 개소수 중 데이터가 모두 갖추어지지 않은 것을 제외하여 총 분석자료수는 104개이다.

표 2-16에 임도성토사면의 위험도에 영향을 미치는 인자별 현황을 나타내었다. 표 2-16의 조사대상지의 현황을 보면, 절토사면 평균경사가 51.7도로 비교적 높은 편이며, 절토사면 평균길이가 5.2m이고, 임도평균노폭은 4.32m이며 대체로 4m정도인 곳이 많았다. 또한 성토사면의 평균사면경사는 35도이며, 평균사면길이가 35m로 나타났다. 그 외 모암분포는 변성암이 60%로 가장 많았고, 화성암 29%, 퇴적암 11%순이었다. 상부지형은凹형이 39%,凸형 36%, 직선형 25%순이었으며, 하부지형 또한凹형 51.4%,凸형 32%, 직선형이 16%순이었다. 또한 각 지역별 토성을 조사한 결과 대체로 LS, SL형 토양으로 나타났다.

표 2-16. 성토사면 정밀조사표

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모암	상부 중단 지형	하부 중단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
1	잠곡7	강원 철원	55	7.67	4	35	349	50	화강암	철	직선	0	혼효 립	목본80	유
2	잠곡8	강원 철원	55	7.67	4	35	349	50	화강암	철	철		혼효 립	목본80	무
3	잠곡9	강원 철원	60	6.23	4	38	144	15	화강암	요	요	30	활엽 수	목본50	무
4	방천1	강원 철원	60	4	4	30	151	20	화강암	요	요	0	혼효 립	목본60	유
5	방천2	강원 철원	60	4	4	35	207	20	화강암	철	직선	0	혼효 립	목본60	무

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모양	상부 단 지형	하부 단 지형	암반 노출 도	임상	입분 피도	붕괴 발생 유무
6	방천3	강원 철원	41	3.5	6	55	100	10	화강암	요	요	20	혼효 립	목본60	유
7	방천4	강원 철원	41	3.5	6	34	305	10	화강암	철	직선	20	혼효 립	목본60	무
8	방천5	강원 철원	61	5	4	33	47	20	화강암	철	요	10	혼효 립	목본60	유
9	방천6	강원 철원	61	5	4	43	47	25	화강암	철	철	10	혼효 립	목본60	무
10	방천7	강원 철원	55	6.6	5	35	356	50	화강암	철	요	10	활엽 수	목본60	유
11	방천8	강원 철원	60	7	6	38	59	40	화강암	철	요	5	혼효 립	목본60	무
12	군위	경북 군위	65	5	4	38	27	45	퇴적(사 암,혈암)	철	직선	5	혼효 립	목본90	유
13	군위	경북 군위	65	5	4	38	27	45	퇴적(사 암,혈암)	철	직선	5	혼효 립	목본90	무
14	군위	경북 군위	63	4	4	28	306	40	퇴적(이 암)	요	요	10	혼효 립	목본70	무
15	군위	경북 군위	49	5	4	29	90	40	퇴적(사 암)	요	요	5이하	침엽 수	목본90	유
16	군위	경북 군위	50	4	4	28	121	60	퇴적(사 암)	철	직선	5이하	침엽 수	목본90	무
17	군위	경북 군위	57	5	4	25	65	35	퇴적(사 암, 이암)	직선	직선	10	혼효 립	목본85	유
18	군위	경북 군위	50	4	4	26	83	45	퇴적(이 암, 사암)	직선	직선	10	침엽 수	목본90	무
19	의령	경남 대의	69	7	4	42	209	100 이상	퇴적(사 암)	요	요	10	활엽 수	목본80	유
20	의령	경남 대의	69	7	4	42	237	50	퇴적(사 암)	직선	직선	10	활엽 수	목본80	무
21	의령	경남 대의	47	8	4	35	11	50	퇴적(사 암)	요	요	10	혼효 립	목본85	유
22	의령	경남 대의	47	8	4	35	28	50	퇴적(사 암)	요	직선	10	혼효 립	목본85	무
23	계정1	경기	45	6	6	27	136	20	화성	요	요	0	혼효 립	목본 100	유
24	계정2	경기	45	4	6	15	136	20	화성	철	평행	0	혼효 립	목본 100	무
25	계정3	경기	50	6	5	40	205	25	화성	평행	요	0	혼효 립	목본 100	유
26	계정4	경기	42	3	6	45	205	40	화성	철	평행	0	혼효 립	목본 100	무

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모암	상부 중단 지형	하부 중단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
27	계정5	경기	51	7	4	45	94	6	화성		요	0	침엽 수	목본 100	유
28	계정6	경기	45	9	6	45	235	5	화성	평행	평행	0	침엽 수	목본 100	무
29	계정7	경기	55	8	4	30	17	45	화성	평행	평행	0	침엽 수	목본 100	유
30	계정8	경기	55	8	4	38	101	45	화성	철	평행	0	침엽 수	목본 100	무
31	계정9	경기	55	8	4	43	61	20	화성	요	요	0	침엽 수	목본 100	유
32	계정 10	경기	55	8	5	40	60	30	화성	평행	평행	0	침엽 수	목본 100	무
33	계정 11	경기	55	8	5	40	57	35	화성	평행	요	0	혼효 림	목본 100	유
34	계정 12	경기	45	9	5	35	10	25	화성	평행	평행	0	혼효 림	목본 100	유
35	계정 13	경기	45	9	5	35	15	35	화성	철	평행	0	혼효 림	목본 100	무
36	계정 14	경기	45	7	4.5	25	180	30	화성	요	요	0	침엽 수	목본 100	유
37	계정 15	경기	50	5	4.5	35	120	30	화성	요	철	0	혼효 림	목본 100	
38	계정 16	경기	63	8	5	35	89	50	화성	평행	요	5	혼효 림	목본 100	유
39	계정 17	경기	42	3	6	30	151	40	화성	철	철	5	혼효 림	목본 100	무
40	송추1	경기	52	4	4.5	35	217	80	변성	철	평행	0	침엽 수	목본80	유
41	송추2	경기	41	4	4	32	254	50	변성	평행	평행	0	침엽 수	목본90	무
42	송추3	경기	42	5	5	30	254	60	변성	요	요	0	침엽 수	목본90	유
43	송추4	경기	40	3	6	25	282	60	변성	철	철	0	혼효 림	목본 100	무
44	송추5	경기	52	4	4	35	287	50	변성	요	요	0	침엽	목본90	유

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모암	상부 중단 지형	하부 중단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
45	송추6	경기	45	4	4	30	270	70	변성	철	철	0	침엽수	목본 90	무
46	송추7	경기	56	3	4	30	223	40	변성	요	요	0	침엽수	목본 90	유
47	송추8	경기	40	3	4	30	259	40	변성	평행	평행	0	침엽수	목본 91	무
48	송추9	경기	52	4	4	40	349	30	변성	평행	평행	0	침엽수	목본 90	유
49	송추10	경기	52	4	4	40	21	30	변성	철	평행	0	침엽수	목본 90	무
50	홍천1	강원	60	7	3.5	37	79	50	화성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	유
51	홍천2	강원	65	4	6	35	128	50	화성	철	철	0	혼효림	목본 100	무
52	홍천3	강원	52	4	4	30	189	70	화성	요	요	0	혼효림	목본 100	유
53	홍천4	강원	54	7	4	35	232	70	화성	철	직선	0	혼효림	목본 100	무
54	홍천5	강원	62	3	3	30	125	50	변성	요	직선	0	혼효림	목본 100	유
55	홍천6	강원	55	2	3	33	135	50	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
56	홍천7	강원	50	15	4	33	290	40	변성	요	요	0	혼효림	목본 100	유
57	홍천8	강원	57	6	4	38	260	50	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
58	홍천9	강원	52	4	4	45	284	15	변성	직선	요	0	혼효림	목본 100	유
59	홍천10	강원	53	6	4	32	185	15	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
60	홍천11	강원	60	5	4	33	167	15	변성	직선	요	5	활엽수	목본 100	유
61	홍천12	강원	52	4	4	33	170	20	변성	직선	직선	5	활엽수	목본 100	무
62	홍천13	강원	65	4	4	28	250	30	변성	직선	요	0	침엽수	목본 100	유

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모압	상부 단 지형	하부 단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
63	홍천14	강원	50	4	4	38	204	30	변성	철	직선	0	활엽수	목본 100	무
64	홍천15	강원	57	5	4	38	350	25	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	유
65	홍천16	강원	52	4	4	43	355	25	변성	철	철	0	활엽수	목본 100	무
66	홍천17	강원	53	4	4	36	296	60	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	유
67	홍천18	강원	53	4	4	36	293	40	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
68	홍천19	강원	42	3	4	30	233	20	변성	요	요	0	혼효림	목본 100	유
69	홍천20	강원	42	3	4	36	180	20	변성	직선	철	0	혼효림	목본 100	무
70	홍천21	강원	48	4	4	28	163	20	변성	직선	요	0	혼효림	목본 100	유
71	홍천22	강원	55	3	4	28	189	20	변성	철	철	0	혼효림	목본 100	무
72	횡성1	강원	48	3	4	30	258	20	화성	요	요	5	혼효림	목본 100	유
73	횡성2	강원	50	3	4	30	359	20	화성	철	철	5	혼효림	목본 100	무
74	횡성3,4	강원	47	3	4	30	317	15	화성	요	요	5	혼효림	목본 100	유
75	횡성4	강원	52	5	4	30	339	15	화성	직선	직선	5	혼효림	목본 100	무
76	횡성5	강원	43	6	5	34	55	40	화성	철	직선	0	혼효림	목본 100	유
77	횡성6	강원	48	7	5	35	87	40	화성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
78	제천1	충북	45	8	4	45	284	40	변성	직선	직선	0	활엽수	목본 100	유
79	제천2	충북	45	8	4	42	284	40	변성	직선	직선	0	활엽수	목본 100	무

일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모암	상부 중단 지형	하부 중단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
80	제천3	충북	33	6	4	32	359	15	변성	직선	직선	5	혼효림	목본 100	유
81	제천4	충북	33	5	4	30	27	10	변성	직선	직선	5	혼효림	목본 100	무
82	제천5	충북	33	6	4	33	125	15	변성	요	요	20	혼효림	목본 80	유
83	제천6	충북	40	3	4	25	133	15	변성	철	철	20	혼효림	목본 80	무
84	제천7	충북	45	4	4	30	36	40	변성	철	직선	0	혼효림	목본 100	유
85	제천8	충북	45	4	4	35	54	40	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	무
86	제천9	충북	50	5	4	38	279	40	변성	직선	직선	5	활엽수	목본 100	유
87	제천10	충북	45	5	4	32	287	50	변성	철	철	5	활엽수	목본 100	무
88	제천11	충북	47	5	4	42	83	50	변성	요	요	0	활엽수	목본 100	유
89	제천12	충북	47	5	4	33	59	50	변성	철	철	0	활엽수	목본 100	무
90	제천13	충북	45	5	4	42	357	25	변성	직선	요	5	활엽수	목본 100	유
91	제천14	충북	49	5	4	30	341	25	변성	직선	직선	0	활엽수	목본 100	무
92	영동1	충북	52	4	4	42	39	25	변성	철	직선	5	활엽수	목본 100	유
93	영동2	충북	52	4	4	40	14	20	변성	철	직선	5	활엽수	목본 100	무
94	영동3	충북	49	3	4	35	285	25	변성	요	요	5	활엽수	목본 100	유
95	영동4	충북	60	3	4	40	294	20	변성	직선	직선	5	활엽수	목본 100	무
96	영동5	충북	60	5	4	32	340	35	변성	요	요	5	활엽수	목본 100	유



일련 번호	조사 지구	조사 지역	절토 경사	절토 사면 길이	임도 노폭	성토 경사	사면 방위	성토 사면 길이	토성 모암	상부 중단 지형	하부 중단 지형	암반 노출 도	임상	임분 피도	붕괴 발생 유무
97	영동6	충북	60	5	4	32	28	30	변성	철	철	5	활엽수	목본 100	무
98	영동7	충북	55	7	4	35	266	40	변성	직선	직선	0	혼효림	목본 100	유
99	영동8	충북	50	5	4	45	260	40	변성	철	직선	0	활엽수	목본 100	무
100	영동9	충북	62	3	4	42	298	30	변성	직선	직선	5	혼효림	목본 100	유
101	영동10	충북	60	3	4	37	331	50	변성	직선	직선	5	혼효림	목본 100	무
102	영동11	충북	60	4	4	38	278	40	변성	직선	직선	5	활엽수	목본 100	유
103	영동12	충북	60	4	4	35	300	50	변성	철	철	5	활엽수	목본 100	무
104	영동13	충북	55	8	4	45	47	45	변성	철	직선	5	활엽수	목본 100	유
105	영동14	충북	55	8	4	40	38	50	변성	철	철	5	활엽수	목본 100	무

## 2) 수량화 분석

목적변량(산사태 발생유무)과 총 15개 산사태 인자와의 관계를 구명하기 위하여 수량화 2류를 이용해 수량화 분석을 실시하였다. 그 결과 각 요인별 독립성 및 상관관계를 고려하여 7개 인자를 선별하였다. 또한 선별된 7개 인자를 category를 재분류하여 반복계산하였다. 그 결과를 표 2-17~20에 나타내었다.

표 2-17에는 각 붕괴요인별 점수범위(Range)와 편상관계수의 순위를 나타내었다. 표에서 알수 있듯이 붕괴방생유무와 관계가 깊은 인자의 편상관계수의 순서를 열거하면, 하부횡단지형>성토사면 길이>모암>사면방위>상부횡단지형>절토경사>성토경사 순으로 나타났고, 붕괴위험예측의 판단기준이 되는 Range값의 순서는 하부횡단지형>모암>성토사면 길이>사면방위>상부횡단지형>절토경사>성토경사순으로 나타났다.

따라서, 주로 하부횡단지형, 모암, 성토사면 길이 등이 붕괴에 대해 상대적으로 많은 영향을 미치는 것으로 판단된다.

표 2-17. 각 붕괴요인별 점수범위(Range)와 편상관 계수의 순위

항목	Range	순위	편상관	순위	판정
절토경사	0.0964	6위	0.0992	6위	[ ]
성토경사	0.0461	7위	0.0624	7위	[ ]
방위	0.1541	4위	0.1796	4위	[ ]
성토사면 길이	0.1835	3위	0.2139	2위	[*]
모암	0.2171	2위	0.1900	3위	[ ]
상부횡단지형	0.1064	5위	0.1230	5위	[ ]
하부횡단지형	0.7945	1위	0.5859	1위	[**]

또한, 임도성토사면의 붕괴유무에 영향을 미치는 각 요인의 category별 점수를 표 2-18에 나타내었다. 각 category의 값은 부의 값은 안정측에 정의 값은 붕괴측에 작용하며 값의 절대치가 클수록 영향정도가 크다.

절토경사의 경우 경사도가 46-55일 경우에는 붕괴측에, 그 외 경사도는 안정측으로 작용하고 있으며, 성토경사의 경우는 30도이하에서 붕괴측에 그 외 경사도에서는 안정측에 작용하고 있다. 사면방위의 경우에는 W->S->E->N으로 갈수록 안정측에서 붕괴측으로 작용하고 있으며, 성토사면 길이 또한 길어질수록 붕괴측에 작용하고 있는 것을 알 수 있다. 또한, 모암의 경우 화성암, 퇴적암은 안정측에 작용하고 있으나 변성암지역에서 붕괴측에 작용하고 있으며, 상부 및 하부 횡단지형의 경우는 둘 다凸형, 직선형, 凹형 순으로 붕괴측에 작용하고 있는 것으로 나타났다. 이들 중 앞서 언급한 바와 같이 위험도에 가장 많은 영향을 미치는 인자의 순서를 감안하면 각 붕괴요인의 Category별 붕괴위험도에 작용하는 기여도는 하부횡단지형이 凹형일 수록, 성토사면 길이가 40m 이상, 모암이 변성암, 사면방위가 북향, 상부횡단지형이 凹형일 경우 가장 크며, 이러한 요인들이 상호작용하여 임도사면의 붕괴 위험을 높인다. 따라서, 이들 인자들의 붕괴 기여도를 고려하면, 凹형사면의 경우 배수가 원활히 이루어지도록 시공 혹은 관리가 철저히 이루어져야 하겠다. 또한, 성토사면의 길이는 최소한 20m 이하가 되도록 해야 할 것이며, 특히 이러한 사항들은 변성암 지대에서는 각별히 유의해야 할 것으로 판단된다.

표 2-18. 각 인자의 category별 점수표

항목	Category	n	점수
절토경사(°)	45이하	35	-0.0172
	46-55	55	0.0283
	56이상	14	-0.0681
성토경사(°)	30이하	29	0.0329
	30-35	34	-0.0121
	36이상	41	-0.0132
방위	316-45	28	0.0856
	46-135	28	0.0150
	136-225	18	-0.0424
	225-315	30	-0.0685
성토사면 길이(m)	20이하	28	-0.1198
	21-40	41	0.0275
	40이상	35	0.0637
암석성인	화성암	29	-0.0287
	변성암	64	0.0429
	퇴적암	11	-0.1741
상부 횡단지형	凹	25	0.0432
	凸	38	-0.0631
	평형	41	0.0321
하부 횡단지형	凹	33	0.3769
	凸	17	-0.4176
	평형	54	-0.0989

표 2-19. 각 인자별 내부상관 관계

	붕괴 유무	절토 경사	성토 경사	방위	성토사면 길이	모암	상부 횡단지형	하부 횡단지형
붕괴유무	1	0.0227	0.0331	0.0217	0.0169	0.0289	0.4059	0.6331
절토경사		1	-0.1567	0.1062	0.1304	0.2050	0.0157	-0.1840
성토경사			1	-0.0485	-0.1535	-0.1531	0.0860	0.0703
방위				1	0.0653	-0.1812	-0.2072	-0.1309
성토사면 길이					1	-0.2179	-0.1337	-0.1823
모암						1	-0.0734	-0.1006
상부 횡단지형							1	0.5436
하부 횡단지형								1.0000

표 2-20 각 인자별 편상관 관계

	붕괴 유무	절토 경사	성토 경사	방위	성토사면 길이	모암	상부 횡단지형	하부 횡단지형
붕괴유무	1	0.0227	0.0331	0.0217	0.0169	0.0289	0.4059	0.6331
절토경사		1	-0.0958	0.1544	0.1476	0.2372	0.1871	-0.1949
성토경사			1	-0.0504	-0.1686	-0.1680	0.0513	-0.0319
방위				1	-0.0482	-0.2378	-0.1930	-0.0088
성토사면 길이					1	-0.2928	-0.0696	-0.1199
모암						1	-0.1005	-0.0612
상부 횡단 지형							1	0.5289
하부 횡단 지형								1.0000

또한, 표 2-19, 20에는 각 붕괴영향인자별 독립성을 파악하기 위해 상호상관관계를 나타내었다. 상관계수표에서 모암과 몇몇 인자간에 상관관계가 있고, 하부횡단지형과 상부횡단지형의 계수값이 크므로 인자 및 category를 재분배하여 분석을 실시하여 최종적으로 표 2-21과 같이 점수표를 작성하였다.

표 2-21 최종선별된 각 인자의 category별 점수표

항목	Category	n	점수
절토사면길이(m)	5이하	69	-0.0042
	6이상	36	0.0081
성토경사(°)	35이하	64	0.0083
	36이상	41	-0.0130
방위	316-45(N)	28	0.0776
	46-135(E)	29	0.0093
	136-225(S)	18	-0.0517
	225-315(W)	30	-0.0503
성토사면 길이(m)	20이하	29	-0.1055
	21-40	41	0.0280
	40이상	35	0.0546
암석성인	화성암	30	-0.0208
	변성암	64	0.0396
	퇴적암	11	-0.1734
하부횡단지형	凹	34	0.3761
	凸	17	-0.4403
	평형	54	-0.0982

3) 모델 평가

본 모델의 정도를 평가하기 위한 표 2-22와 같이 각각의 평균 분산 표준편차를 나타내었으며, 붕괴군의 경우 평균이 0.19, 분산이 0.044, 표준편차가 0.21으로 나타났으며, 안정군의 경우 평균이 -0.18, 분산이 0.039, 표준편차가 0.20으로 나타났다. 또한 붕괴군과 안정군의 판별적중점은 0.0015이며 대상사면에서 상기 표 2-22에서 각 인자의 category별 점수를 합산한 값이 판별적중점 이상이면 붕괴군, 이하이면 안정군으로 구분 판별하였다.

표 2-22. 붕괴군, 안정군의 평균, 분산, 표준편차

구분	평균	분산	표준편차
붕괴군	0.1884	0.0439	0.2096
안정군	-0.1848	0.0388	0.1970
전체	0.0000	0.0762	0.2760

표 2-23과 그림 2-5는 본 모델을 이용해 조사대상사면들의 붕괴군과 안정군의 계급도수표와 도수분포도를 나타낸 것이다. 그림에서 안정군은 -0.8~0.6값 사이의 분포를 보이며, 붕괴군은 -0.4~0.8값 사이의 분포를 보이고 있다.

표 2-23. 붕괴군과 안정군의 계급도수표

계급		n			종(%)		횡(%)	
계급폭	계급치	전체	붕괴군	안정군	붕괴군	안정군	붕괴군	안정군
-0.90-0.70	-0.80	0	0	0	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%
-0.70-0.50	-0.60	2	0	2	0.0%	3.8%	0.0%	100.0%
-0.50-0.30	-0.40	13	0	13	0.0%	24.5%	0.0%	100.0%
-0.30-0.10	-0.20	19	2	17	3.8%	32.1%	10.5%	89.5%
-0.10-0.10	0.00	37	19	18	36.5%	34.0%	51.4%	48.6%
0.10-0.30	0.20	13	11	2	21.2%	3.8%	84.6%	15.4%
0.30-0.50	0.40	18	17	1	32.7%	1.9%	94.4%	5.6%
0.50-0.70	0.60	3	3	0	5.8%	0.0%	100.0%	0.0%
0.70-0.90	0.80	0	0	0	0.0%	0.0%	100.0%	0.0%
	합계	105	52	53	100.0%	100.0%		

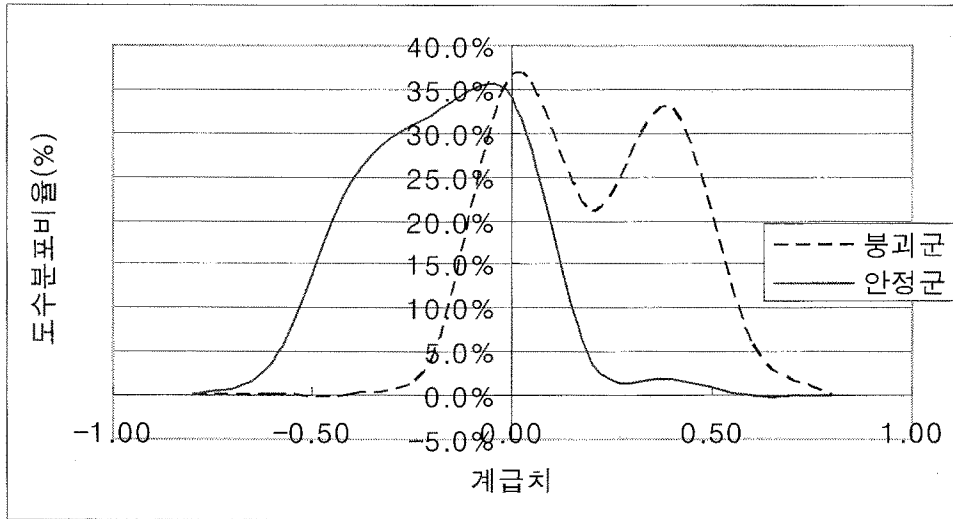


그림 2-5. 붕괴군과 안정군의 도수분포도

또한, 임도성토사면의 판별적중점을 이용하여 안정군과 붕괴군의 실측치와 추정치로 재분류한 결과, 오분류율은 표 2-24와 같이 붕괴군의 경우 총 52개 중 13개가 오분류되었으며, 오분류율이 25%였으며, 안정군의 경우는 총 53개 중 8개가 오분류되었으며, 15%의 오분류율을 나타내 전체 판별적중률은 80%로 나타났다. 이는 일반적으로 수량화 2류에 의한 분석에서의 적중률 판단기준 80%양호, 70%보통, 60%불량을 고려하면 상당히 양호한 적중률이라 할 수 있다. 또한 오분류율은 표 2-25의 계급 도수표와 그림 2-6의 붕괴군과 안정군의 누적분포에서 알 수 있듯이 붕괴군과 안정군의 교점인 판별적중점에서의 누적%와 일치함을 알 수 있다.

표 2-24. 분석자료의 오분류율

구분	붕괴군	안정군	계
판별점상	39	8	47
판별점하	13	45	58
계	52	53	105

표 2-25. 계급도수표

구분	붕괴군		안정군	
	범위	누적비율	범위	누적비율
-0.70	1.10-0.70	100.0%	-1.10-0.70	0.0%
-0.50	1.10-0.50	100.0%	-1.10-0.50	3.8%
-0.30	1.10-0.30	100.0%	-1.10-0.30	28.3%
-0.10	1.10-0.10	96.2%	-1.10-0.10	60.4%
0.10	1.10-0.10	59.6%	-1.10-0.10	94.3%
0.30	1.10-0.30	38.5%	-1.10-0.30	98.1%
0.50	1.10-0.50	5.8%	-1.10-0.50	100.0%
0.70	1.10-0.70	0.0%	-1.10-0.70	100.0%

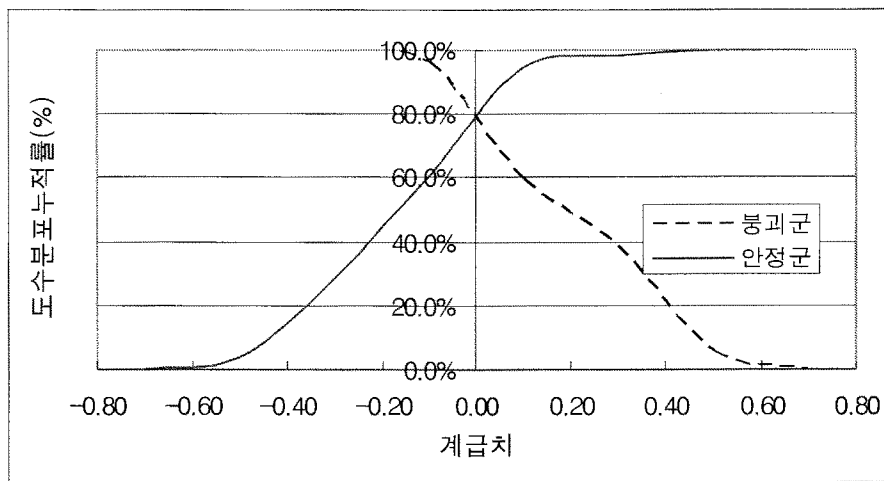


그림 2-6. 붕괴군과 안정군의 누적분포

#### 4) 임도성토사면 산사태 위험도 판정표 작성

임도성토사면에서 산사태와 관계가 깊은 7개 인자에 의해 얻어진 각 인자의 Category별 점수표(표 2-21)를 보면, 하한치가 0이 이하의 음수인 것과 양수인 것이 있다. 이들은 계산의 단순화를 위해 각 인자별로 이들 점수크기의 수를 Category 마다 가감(양의 정수화)하고 소수점이하의 점수 또한 정수화를 실시하여 표 2-25를 작



성하였다. 또한, 위험도의 판단기준은 표 2-26을 만드는 과정에서 추가된 점수를 고려하면 판별적중점은 79점이 되므로 이를 고려하였고, 79점 이하에서는 안정, 80점 이상에서는 붕괴로 판정하였다. 하지만 보다 안전하게 판단하려면, 그림 2-6에 보듯이 본 모델의 검증결과 붕괴균을 안정하게 판단하는 비율(오분율)도 고려하여 50점 이상의 사면에 대해서도 붕괴가능성은 존재한다.

표 2-26. 임도성토사면 산사태 위험도 판정표

인 자	항목별 판정기준 및 점수		
	1	2	3
하부 횡단지형	凸 0	평형 34	凹 82
모암	퇴적암 0	화성암 15	변성암 21
성토사면 길이(m)	20이하 0	21-40 13	40이상 16
방위	136-315(S,W) 0	46-135(E) 6	316-45(N) 13
성토경사(°)	35이하 0	36이상 2	
절토사면 길이(m)	5이하 0	6이상 1	
※ 위험도 판단기준 79점 이하 : 안정 80점 이상 : 위험			

## 나. 임도사면 산사태 발생지역 사례조사

### 1) 피해현황

본 조사지역에서는 주로 90년대 초반에서 중반사이에 시설된 도로로서 질적인 면보다는 양 위주로 시설되던 시기에 시설된 도로에서 많은 피해가 발생하였으며, 임도사면의 피해는 주로 배수시설 미흡으로 발생하는 것으로 판단되었다. 또한, 성토사면의 자연경사(약 35~37°)이상, 사면길이가 8m이상의 장대사면에서 붕괴 발생하였으며, 사면의 구성재료가 주로 점착력이 약한 미사질토에서 발생한 경우가 많았다.

피해지역은 임도자체 피해 뿐만아니라 모암층 상부의 토심이 얇은 지점에 과대 성토되어 불투수층을 통하여 지하수의 흐름이 형성되어 토석류를 발생시켜 피해를 끼친 경우 있었으며, 산사태 등이 수반되지 않은 임도피해지는 그 규모가 작았고, 절토사면 붕괴토사는 임도 노면에서 차단되어 하부로의 이동현상이 없었고, 성토사면 붕괴토사의 하부 유출상태는 미미한 상태였다(사진 2-20~21 참조).



사진 2-20. 배수불량으로 측구가 막혀 발생한 임도 성토사면 붕괴  
(하동 청암 목계리)

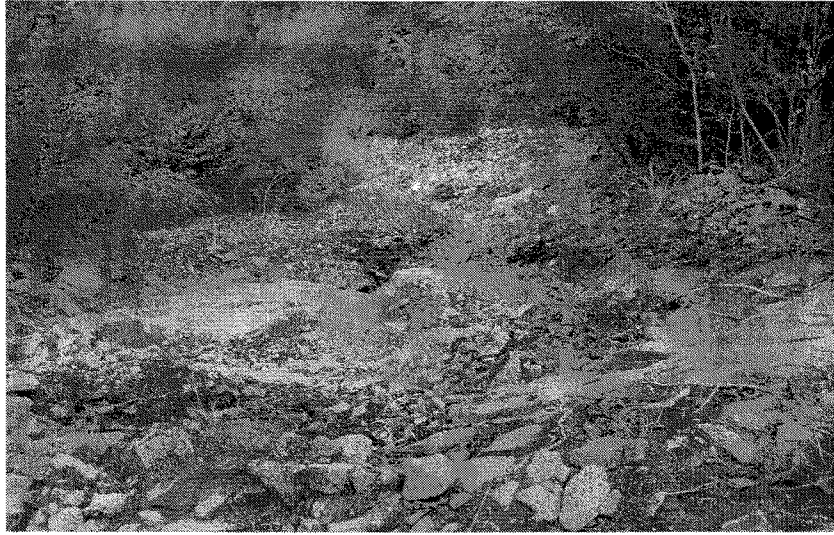


사진 2-21. 경사가 급하고 사면길이가 긴 임도사면(하동 청암 목계리)

## 2) 피해원인

대상지역의 피해원인중 가장 많은 경우가 임도 상부의 산사태가 임도의 배수시설(측구매몰)을 막아 유수가 월류하면서 대부분 임도 및 계류피해를 발생시킨 경우이고, 임도를 따라 흐르던 유수가 능선(꼭선)에서 그 직선방향을 유지하기 위하여 그대로 성토사면으로 월류하여 피해발생한 경우도 많았다.

또한, 능선의 과다토량을 유토하지 않고 그대로 능선 좌우측에 성토하여 성토길이가 길어지고, 사면경사도 급하게 시설된 곳에서도 피해가 발생하였으며, 절토사면에서 떨어진 토석이 측구를 막아 유수의 흐름이 임도 성토사면 쪽으로 형성되면서 임도사면이 붕괴되는 경우도 있었다.

그 외, 계곡에 시설된 암거하부가 배수시 세굴되면서 성토사면에서 피해가 발생하거나, 종단구배가 완만하게(2%이하) 시설되어 물의 흐름이 정체되면서 노체내부로 유출수가 침투되면서 사면붕괴하거나, 임도 꼭선부에 노면을 콘크리트로 포장하였으나, 적절한 횡단배수로를 시설하지 않아 유속이 급해져 성토사면으로 월류하여 임도 성토사면에서 피해가 발생한 경우가 대부분이다(사진 2-22~27 참조).

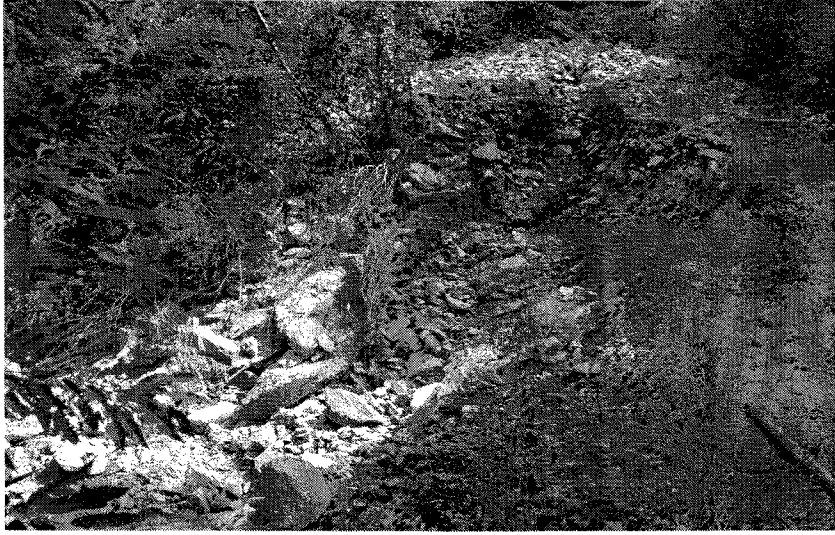


사진 2-22. 상부사면 산사태에 의한 입도 붕괴(남원 운봉 상우리)



사진 2-23. 상부 산사태가 입도에 의해 저지(함양 함양 죽암리)



사진 2-24. 소규모의 절토사면 붕괴가 발생하였으나, 임도에 의해 저지  
(함양 마천 삼정리)



사진 2-25. 측구에서 유출수의 월류에 의한 임도 붕괴(함양 함양 죽암리)



사진 2-26. 암거부 세굴로 인한 붕괴(함양 마천 삼정리)



사진 2-27. 붕괴지에 낙엽송 잔존(함양 마천 삼정리)

### 3) 피해대책

#### 가) 배수시설

배수시설을 원활히 하여 산사태 방지를 위한 대책을 정리하면 다음과 같다.



- 가급적 소유역(능선 → 계곡 → 능선)에서의 유출수가 그 유역 계곡부에서 처리될 수 있도록 설계하고, 피해 예상지역에 돌림배수로 시설하는 것이 함.
- 계곡부에는 소유역별로 흙관보다는 박스형 암거가 유리할 것임.
- 암거 하단부의 세굴방지를 위하여 도수로 및 물받이를 시설함.
- 연약지반의 측구보호를 위하여 옹벽, 석축, 간벌재 등을 이용하여 사면 안정화를 도모함.
- 횡단배수로를 획일적으로 계곡에만 시설하지 말고, 유하거리를 적당한 길이로 설정하여 노면과 수직방향의 아닌 유수의 방향과 동일한 방향으로 설치함.
- 측구의 크기는 유출량을 충분히 고려하여 시설하고, 필요시에는 콘크리트 수로, 돌수로, 때수로 등을 설치함.
- 유하거리가 100m가 초과되면 종단물매가 급하면 급할수록 운동에너지가 급격히 증가됨으로 그 범위를 초과하지 않도록 설치함.
- 장대사면 및 사면용출수가 발생하는 사면에는 사면상부 또는 사면상에 배수시설을 설치하도록 의무화함.
- 배수시설 유입구의 상단부 주변에 토석 및 지조의 유입을 방지하기 위한 스크린, 바닥막이 등의 시설물을 설치함.
- 배수시설의 유출구는 원지반에 밀착되도록 시설하고 부득이한 경우에는 유출수의 침식으로 인하여 임도노체 및 구조물이 파괴되지 않도록 충분한 길이의 유도수로를 개설하여 유출수를 산지사면으로 유도하여야 함(계곡부는 안정성 있는 낙차공 및 물받이 설치).
- 임도 배수시설에 구조개량사업 집중 : 현재 30년 호우빈도에 따른 배수시설의 설치를 100년 호우빈도에 따른 배수시설로 전환할 필요가 있음.

#### 나) 종단시설

종단물매는 완만할 경우 유수의 흐름이 정체되어 붕괴를 유발시킬 수 있으며, 너무 급할 경우에는 노면의 침식 등이 발생하므로 가능하면 노면의 배수문제, 안정성 및 구조물 설치 면에서 볼 때 4~8% 정도로 설계하는 것이 유리하다.

#### 다) 안정구조물

안정구조물을 시설한 대책을 강구할 경우에 필요한 사항을 정리하면 다음과 같다.

- 임도사면 붕괴예상지에는 철저한 사면 안정구조물을 시설함.

- 물리적 안정 이후 식생공법을 도입하여 조기에 사면피복을 유도함.
- 계속적인 침식발생지역은 가급적 자연안식각 수준으로 사면을 축조하고, 부득이한 경우 안정구조물을 시설함.
- 유수의 흐름을 약화시키기 위한 유속 방지턱을 시설하여 감속 유도
- 구조물 축조시 원지반까지 터파기를 실시하여 구조물 하부에서 붕괴면이 형성되더라도 피해가 발생하지 않도록 처리함.
- 계류를 횡단하는 구간에는 가능한 한 물넘이 포장, 배수관 규격확대 및 계간 사방공작물을 설치함.
- 배수관 유입구 전면계곡에 슬릿트댐 시설로 지조물 유출을 방지함.

#### 라) 사면조성

성토사면 설계기준 사면물매를 현실에 맞도록 조정하고 절토사면 물매를 흙의 안식각 이상으로 설치하며 시공시 설계노퍽을 준수하여 불필요한 임지훼손을 억제시킬 필요가 있으며, 중단물매가 급할수록 측구 유수량이 많을수록 유수의 침식력이 급격히 증대되어 측구침식 및 사면붕괴의 원인이 되므로 급물매 구간에는 측구 및 사면 하부 보호를 위한 시설(예 : 돌수로, 목수로, 석축, 돌망태, 옹벽 등)을 설치하고 측구 유수를 신속히 산지사면으로 배출할 수 있도록 필요한 시설물을 설치하는 것이 바람직하다. 또한, 원칙적으로 성토사면은 층따기 후 층쌓기를 하여야 하지만 시공여건상 부득이한 경우에는 벌개제근, 층따기, 성토 다짐 등을 반드시 시행하여 원지반과의 밀착상태 및 성토 토양입자 간의 밀착상태가 충분히 되도록 성토사면을 조성해야 할 것이다.

#### 마) 기타

기타 사항으로는 임도 신설지에 대하여는 전문가에 의한 지질 및 토질분석을 통하여 임도의 개설여부를 판정하고, 임도시설 부적합 판정지에 대하여는 가급적 임도개설을 피하고, 상습피해지역에 대하여는 최우선적으로 구조개량사업 실시하며, 임도 곡선부에는 편물매(외쪽물매) 설치규정을 의무화하고, 절토사면 쪽으로는 측구배수로를 반드시 설치하도록 해야 할 것이다.



## 제5절 결론

본 장에서는 인공절개지 및 임도성토사면의 산사태 예측 및 방지대책을 제시하기 위하여 기본적인 사면환경인자를 파악하므로써 사면의 안정성을 평가할 수 있고 인공절개사면 및 임도성토사면을 중심으로 조사하여 손쉽게 사면의 위험도를 평가할 수 있는 방법을 제시하였다. 또한 본 연구 수행을 위해 조사지역중 산사태 발생한 지역에 대해 사례적 연구로 발생원인 및 대책도 제시하였다.

### 1. 인공절개사면의 산사태 위험도 판정

인공절개사면의 산사태 위험도 판정표를 작성하기 위해 전국의 국도, 지방도 114개소를 대상으로 정밀조사 및 수량화 1류로 분석을 실시하였으며, 그 결과 산사태에 미치는 영향인자는 공사만족도>사면형상>사면고>충진상태>돌출부유무>사면경사>절리방향>붕괴이력>방향수 순으로 나타났으며, 이를 기준으로 산사태 위험도 판정표를 작성하였다. 또한 영향인자 중 공사만족도가 개인차에 의해 객관성이 부족한 인자로 판단 이를 제외한 8개 인자로 판정표를 작성하였다. 본 모델의 중상관계수는 0.76(결정계수 : 0.57)으로 상당히 높게 나타났으며, 본 판정표는 산사태 위험도 판정에 활용 가능한 것으로 판단되었다.

### 2. 인공절개지 산사태 원인 및 대책(사례조사)

최근에 산사태가 발생한 도로변 산사태지 및 산사태 발생위험도가 높은 지역을 대상으로 정밀조사를 실시하여 산사태 발생원인 및 방지대책을 강구하였다. 그 결과 대체로 수량화 분석결과와 마찬가지로 사면고가 16m이상, 절리면과 사면방향이 일치, 2개 이상의 절리방향수, 70°이상의 사면경사 등이 주원인 이었으며, 또한 근본적으로 이러한 위험한 사면에 사면안정을 위한 대책공사가 미비한 것이 가장 큰 원인이었다. 이러한 사면의 대책으로는 ①절개사면의 기울기 완화 : 지역에 따라서 사면길이 길고 경사가 가파른 지역에서는 매우 어려운 공사가 된다. 하지만, 최대한으로 절개사면을 계단식으로 다듬어서 옹벽공사를 해서라도 사면기울기를 완화시켜야한다. ②절리면의 마찰력증대 : 앵커공법으로 암석 붕괴를 방지한다. ③절개사면 최상단부의 토압제거 : 흙막이 공사와 우회수로내기 등으로 중력에 의한 토석류의 붕괴 방지 ④ 사면내외부 용수배출 : 사면상부의 우회배수로 및 암반의 용출수 제거공 실시 등이며, 산사태 발생위험지역에서는 먼저 산사태 판정표를 이용하여 그 원인을 파악한 후 원인을 제거하기 위한 공사를 실시

해야 할 것이다.

### 3. 임도성토사면 산사태 위험도 판정표 작성

임도성토사면의 산사태 위험도 판정표를 작성하기 위해 전국의 임도성토사면 104개소를 대상으로 정밀조사 및 수량화 2류로 분석을 실시하였으며, 그 결과 산사태에 미치는 영향인자는 하부횡단지형>모암>성토사면길이>사면방위>상부횡단지형>절토경사> 성토경사 순으로 나타났다. 또한 임도성토사면의 경우 category 분석결과 요형의 성토사면지형과 성토사면길이가 40m이상, 사면방위가 북향인 변성암 지역에서 산사태가 많이 발생하고 있는 것으로 나타났다. 본 판정표에 의한 산사태 발생 비발생 적중률은 80%로 일반적으로 수량화 2류에 의한 분석에서의 적중률 판단기준 80%양호, 70%보통, 60%불량을 고려하면 상당히 양호한 적중률을 보였다. 따라서, 본 판정표는 산사태 위험도 판정에 활용 가능하다.

### 4. 임도사면이 산사태 발생원인 및 대책

2002년 태풍 '루사'에 의한 경남지역의 임도사면 산사태지를 대상으로 정밀조사를 실시하였어 산사태 발생원인 및 대책을 모색하였다. 그 결과 임도성토사면 산사태의 원인은 임도 상부의 산사태가 임도의 배수시설(측구매몰)을 막아 유수가 월류하면서 대부분 임도 및 계류피해를 발생시킨 경우, 임도를 따라 흐르던 유수가 능선(곡선)에서 그 직선방향을 유지하기 위하여 그대로 성토사면으로 월류하여 피해발생한 경우 등 근본적으로 강한 강우에 의한 임도의 배수가 원활이 이루어지지 않았기 때문으로 밝혀졌다. 따라서 발생원인별로 구분하여 배수시설, 중단시설, 안정구조물 등의 대책을 제시하였다.

# 제3장 암반절취사면의 산사태 방지를 위한 최적 설계기준 개발

## 제 1 절 서론

최근 사회의 급속한 발전과 더불어 도시개발 및 도로의 신설, 확장 등이 활발히 진행되고 있다. 그에 따른 산지 개발의 요구가 급증함에 따라 도로 절취사면에 대한 붕괴방지의 중요성이 대두되고 있는 실정이다. 하지만 현재 국내에서 기본설계를 위한 지반조사나 굴착현장에서 알 수 있듯이 대부분의 설계에서 사면의 안정성에 절대적인 영향을 미치는 불연속면의 공학적 성질을 무시하고 단지 암석의 일축압축 강도에 따라 확일적으로 설계되거나 일부 공학적인 접근을 통한 설계를 한다 할지라도 다양한 지질 및 풍화특성은 정량화하기 어렵다는 이유만으로 고려되지 않는다. 특히 집중호우시 발생하는 산사태의 경우 토층과 암반의 경계면에서 붕괴가 가장 빈번하게 발생함에도 불구하고 경계면에 대한 지반공학적인 특성에 대한 이해 및 규명은 우리나라 뿐만 아니라 전세계적으로도 미미한 실정이다. 이와 같은 많은 문제들로 인하여 우기시 사면의 붕괴가 발생하여 막대한 인명과 재산상의 피해를 가져오고 있다.

따라서 본 연구는 산지개발로 인한 절취사면에 있어서의 사면의 붕괴발생 가능성을 예측하고 지반공학적인 정밀 안정성조사에 의한 사면안정화 방안을 제시하여 산사태 방지를 위한 최적설계기준 개발을 목적으로 한다. 이를 위해 1차년도에서는 국내외 기존자료를 분석 비교하고 인공사면의 다양한 산사태 발생특성을 조사하여 분류하였고, 2차년도에는 암반과 암석의 전단강도 특성 연구, 특히 산사태의 가장 큰 요인임에도 불구하고 거의 규명되지 않은 암반과 토층의 경계면 전단강도를 중점적으로 연구하였으며, 그밖에 일반적으로 고려되지 않는 핵석지반의 강도정수에 대한 연구도 수행하였다. 3차년도에서는 1~2차년도에 연구되어 얻어진 결과를 토대로 각각의 지질조건 및 파괴형태별로 설계 및 시공시 최적의 보강방안 및 효율적인 유지관리를 위한 조사방법을 제시하고자 하였으며, 이를 위해 복잡한 수치해석등을 설계자와 시공자가 쉽게 적용할 수 있도록 배정화 하였다, 이렇게 개발된 일련의 과정을 통하여 설계자와 시공자가 보다 합리적이고 안전하게 시공할 수 있도록 하는데 목적이 있다.

## 제 2 절 암반사면의 자료수집 및 안정성 평가방법

대상 사면에 대한 현지 지질조사(불연속면(절리, 단층, 층리)), 시추조사(지하수위조사), 물리탐사(암반선 판단, 풍화정도), 각종 대상지역의 문헌자료를 통하여 지반자료를 수집하고 분석하여 지반의 상태를 파악한다.

### 1. 산사태 발생지의 지질특성

#### 가. 산사태 발생지의 지질특성

산사태는 그 지역에서 발달하는 지형, 풍화발달상태, 불연속면의 발달상태, 배수처리상태, 식생상태 등에 따라 영향을 받는다. 흙지반과 관련된 산사태는 빈번히 발생하지만 심한 침식으로(예를 들면, 산중턱 경사가 20°-30° 되는 곳에서 1년에 1.5cm-4cm 정도까지 침식됨) 인하여 비교적 얇은 토층(1-3m 두께가 일반적)만 잔류하고 있으므로 토층 산사태의 규모는 작는데 반하여 암반과 관련된 산사태는 규모가 크고 많이 발생한다.

#### 나. 암반사면의 특징

##### 1) 암석과 암반

암석은 주먹만한 크기의 작은 돌을 의미하고 암반은 암석뿐만 아니라 절리나 단층을 포함한 규모가 큰 돌덩어리를 의미한다. 지질학적인 관점에서는 암석 성인에 따라서 화성암, 퇴적암, 변성암으로 분류되는데 각각 남한의 35%, 23%, 42%를 차지하고 있다.

##### 2) 불연속면

- 절리 : 절리란 암반내에 규칙적으로 깨져 있는 불연속면으로 절리면을 따라서 현저하게 움직인 증거가 없고 절리의 연장성을 보통 수 cm에서 수십 m으로 다양하다.

- 단층 : 단층이란 불연속면을 따라서 현저하게 움직인 면으로서 단층면에는 미

끄러진 상태를 나타내는 반들반들한 면이나 파쇄된 암석 또는 단층절토가 존재한다. 일반적으로 단층은 절리에 비해서 연장성이 커서(수십 m에서 수천 km까지) 각종 토목공사시 단층이 대규모의 암반 붕괴를 야기하곤 한다.

### 3) 암석 성인별 산사태 위험정도

#### 가) 화성암(35%)

- 심성암 : 규칙적인 절리에 의한 암반붕괴가 가능하고 단층에 의한 위험은 적은 편이고 수직절리는 연장성이 긴 편이나 판상절리는 연장성이 짧은 경우
- 긴 경우로 다양하다. 또한 수직절리에 의한 전도파괴가 가능하고 나무 뿌리 붕괴를 촉진시키며 암괴가 직육면체의 괴상이므로 입상형태 또는 판상형태에 따라서 전도파괴나 활동파괴의 가능성이 있다.
- 화산암 : 불규칙하고 짧은 절리에 의해서는 국부적인 낙반 가능성만 있으므로 대체적으로 절리는 사면안정 분석시 중요도가 적다.(단 현무암의 주상절리로 인한 전도파괴 가능성에 주의) 또한 단층이 관찰되는 경우(특히 암석종류가 변하는 경계를 주의)에 이 단층에 의한 위험성을 고려할 필요가 있으며 토층과 암반의 경계가 뚜렷하므로 위험 가능성이 있어서 소단이나 배수처리가 요망된다.

#### 나) 퇴적암(23%)

- 쇄설성 퇴적암 : 불연속면의 발달은 암석의 종류에 따라서 큰 차이를 보인다. 사암은 층리와 절리가 적으나 이암과 혈암은 층리와 작은 균열이 많다. 양호한 암석과 취약한 암석이 교호하는 경우에는 취약한 암석의 특성에 주의하고 취약한 암석은 슛크리트 등으로 피복이 필요하며 층리면을 따라서 단층이 발달하는 경우가 많으므로 정밀조사가 요망된다.
- 비쇄설성 퇴적암 : 석회암은 일반적으로 절리의 발달이 드물고 불규칙하며 절리의 연속성이 1-2m 로 짧은 편이다. 따라서 절리에 의한 대규모 낙반 위험은 적으며 지하동공이 위험하다고 판단되면 동공을 grouting 한다.

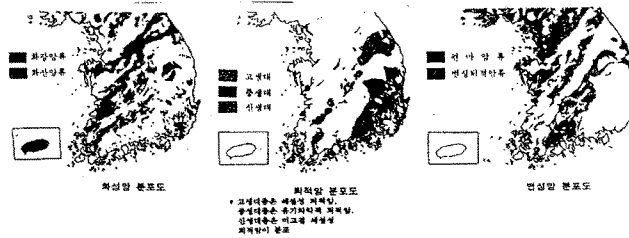
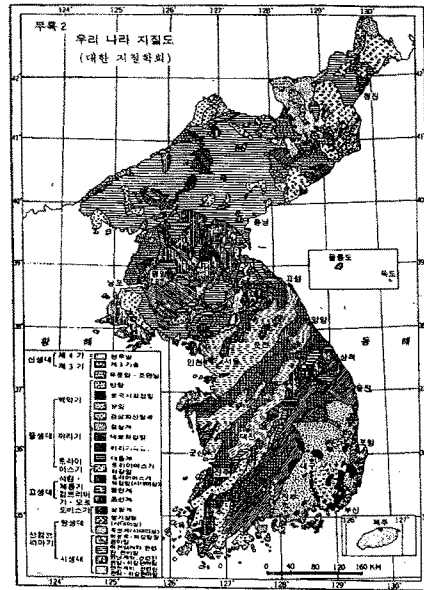


그림 3-1. 한국의 지질

#### 다) 변성암(42%)

- 광역변성암 : 편마암에서는 절리가 불규칙적이고 연장성이 짧아서 암석이 서로 끼고 있는 형태이므로 절리는 큰 위험요소가 아니다. 위험단층이 없으면 기존 표준구배로 설계하여도 무방하나 편암내의 편리에 평행한 연장성이 긴 절리가 암사면에 미치는 위험요인을 신중히 검토할 필요가 있으며 점토층진 단층에 의해서 대규모 붕괴가 자주 발생하므로 절취면 상에서의 단층의 위치, 특성을 판단하여 사면안정성에 위험가능성을 검토해야 한다.

- 접촉변성암 : 규암은 풍화가 잘 받지 않고 강한 암석이고 시추시 굴진속도가 매우 느리다(전국에 산재하나 경춘가도에 많이 분포). 특이하게도 규암에는 규칙적이고 연장성이 긴 판상형태의 절리가 뚜렷하게 발달하므로 사면안정성 분석시

에 고려해야 한다.

- 동력변성암 : 암석이 재결정된 상태에 따라서 암석강도가 약한 것부터 강한 것 까지 다양하며 불규칙한 절리가 불규칙적으로 극심하게 발달하고 대소규모의 단층이 많아 대규모의 붕괴가 우려된다.

## 2. 암반사면 조사 및 시험 (실외)

### 가. 지표 지질 조사

암반의 풍화상태, 절리의 방향성, 연속성, 간격 및 거칠기 등을 파악하고 불연속면(절리, 단층, 층리)을 파악하여 불연속면 사이의 충전물의 종류 및 두께를 파악하며 특히 단층선 등의 구조대 발달 여부를 판단한다. 불연속면의 방향과 연속성에 의하여 평사투영법으로 해석하여 불연속면의 위험성 여부를 판단할 수 있다. 암반내에 분포하고 있는 절리를 조사시 암반의 지질공학적인 성질을 추정할 수 있을 정도로 충분히 정량적으로 서술되어야 한다. 암반의 공학적인 성질에 영향을 주는 절리의 성질 중에서 중요한 요소는 절리방향 절리간격, 절리굴곡, 절리면 강도, 절리틈새, 절리충진물질, 절리면 투수, 절리종류수 암피크기 등이다.

#### 1) 절리의 주향과 경사

현장에서 절리방향을 조사하고 실내에서 분석한다. 암반활동 파괴의 가장 중요한 요소이다.

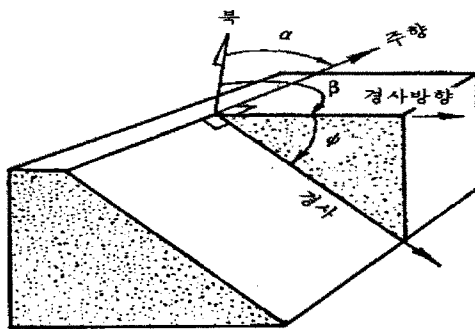


그림 3-2. 불연속면의 방위

가) 현장에서 조사 기재방법 :클리노미터를 사용하여 다음 2가지 방법으로 측정한다.

① 주향/경사(strike/dip) : 주향은 절리면상에서 존재하는 수평선의 방향, 경사는 절리면의 최대 경사각이다.

② 경사/경사방향(dip/dip direction) : 수평에서 기울어진 절리면상에 있는 가장 급한 선의 경사와 정북으로부터 시

계방향으로 측정된 경사방향으로 표시된다.

나) 실내에서 분석하는 방법 : 평사투영법을 이용하여 절리의 분포(집중 및 분산경향)를 3차원적(입체적)으로 파악하는데 평사투영망 위에 절리의 방향을 표시한다.

## 2) 절리의 간격(spacing)

인접한 거리간의 수직거리이고 일반적으로 절리의 각 종류에 따라서 각각 평균 수직간격을 측정한다. 절리의 간격은 암반을 구성하고 있는 암괴의 크기를 결정하고 암반의 공학적 성질(암반 굴착정도, 파쇄특징, 투수율)에 영향을 준다. 터널굴착시 암반의 파괴와 변형은 굴착크기에 대한 절리 발달간격의 비율이 중요한 요소이다.

## 3) 절리의 연속성(persistence)

면위에서 절리의 크기 또는 절리가 연장되는 정도이고 이는 암반의 공학적인 성질을 지배하는 중요한 요소이다. 절리의 연속성은 노두의 크기 때문에 현장에서 조사하는데 곤란한 경우이다. 암반사면과 댐사면의 안정성 검토시에 불안정한 것으로 고려되는 절리의 연속정도를 추정하는 것이 중요하다.

## 4) 절리면의 굴곡(roughness)

절리 표면의 굴곡은 작은 규모의 요철과 큰 규모의 만곡으로 정의 된다. 이

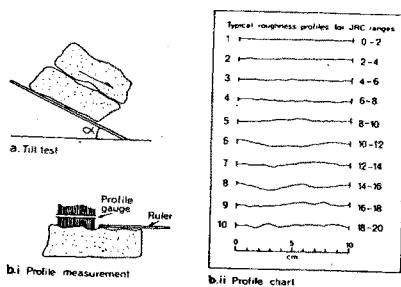


그림 3-3 Method of measuring joint frictional strength

요철과 만곡은 절리면의 전단강도에 영향을 주기 때문에 절리면의 전단강도를 추정하기 위하여 절리면의 굴곡을 조사하는데 특히 절리면에 충전물질이 없는 경우에 그 추정은 상당히 정확하다. 요철의 정도는 profile gauge, tilt test, pull test로 추정하고 만곡의 정도는 큰 막대판으로 추정한다.



#### 5) 절리면의 강도(wall strength)

절리면 부근에 있는 암석의 일축강도를 뜻하는데 절리면의 강도는 절리면 부근에서 종종 발달하는 풍화와 열수변질에 의해서 암피의 내부에 위치하는 암석의 강도보다도 낮은 경우가 있다. 절리면의 강도는 칼로 굽거나 망치로 타격하여서 정성적으로 추정하거나 정량적으로는 Schmidt hammer로서 구할 수 있다. 절리면이 거의 벌어지지 않고 그 절리사이에 충전물질이 없는 경우에 이 절리면의 일축강도는 절리의 전단 강도에 중요한 영향을 미친다.

#### 6) 절리의 틈새(aperture)

한 절리에서 인접한 암석면 사이의 수직거리이고 그 틈새에는 공기, 물, 점토 같은 물질로 충전되어 있다. 충전물질이 없는 경우 틈새의 정도는 현장투수시험으로 추정한다.

#### 7) 절리의 충전물질(filling)

절리의 틈새를 충전하고 있는 물질이고(예를 들면, calcite, clay, silt, sand, breccia, fault gouge), 이 물질은 일반적으로 모암보다도 강도가 약하다. 절리충진물질이 다양한 종류이므로 충전된 절리의 공학적인 성질은 매우 다양하다. 특히 절리충진물질의 단기간이나 장기간의 공학적인 성질은 매우 다를 수 있으므로 토목공사시에 주의 깊게 충전물질의 종류와 공학적 성질을 조사해야 한다.

#### 8) 절리면의 투수(seepage)

암반의 투수는 암석내의 공극을 통하여 이루어질 수 있으나(1차 투수율), 주로 절리를 통하여 이루어진다(2차 투수율). 지하수위, 투수통로, 수압 등은 암반의 유효응력을 감소시킴으로서 사면이나 지반의 안정성을 현격히 감소시킬 수 있다.

### 나. 시추조사

시추조사에 의하여 사면내의 지층분포상태와 절리면의 발달상태(절리간격 및 경사각)를 파악하며 암석코어의 강도 및 R.Q.D를 측정한다. 암반내의 파쇄구간의 존재여부도 파악할 수 있다.

#### 다. 현장강도 측정과 암반분류

현장암반의 강도를 측정하기 위하여 슈미트 해머를 이용한 정량적인 방법을 사용한다. 현장암반강도의 측정은 현장 암반의 암질 구분과 RMR을 이용한 암반분류를 위하여 반드시 필요한 측정 항목이다.

##### 1) 슈미트 해머시험 (schmidt hammer test)

슈미트 해머는 암석의 강도를 현장에서 추정하는 방법으로 널리 쓰이는데 슈미트 해머 타격수치는 최소 10부터 70까지 슈미트 해머의 몸체에 부착된 측정기를 이용하여 읽으며 매우 약한 풍화암은 10 이하의 수치로서 슈미트 해머의 타격수치가 안나오는 경우도 있다.

##### 가) 암반표면 선정

측정하고자 하는 암반 표면을 선정할 때 가장 유의해야 할 점은 전체사면의 암반을 대표할 수 있는 측정 지점을 선정하는 것이다. 일반적으로 한 사면에는 여러 가지의 암질이 분포하고 있으므로 선정한 측정지점이 연암반의 대표적인 부분인지 풍화암반의 대표적인 부분인지를 구별하여 측정에 임해야 한다. 또한 슈미트 해머타격시 타격지점 근처에 절리 등의 불연속면이 있을 경우에 타격반발력이 저하되므로 불연속면에서 수평, 수직으로 10cm 정도 거리를 두고 타격해야 한다.

##### 나) 측정 암반 표면의 정리

절취한 후 시간이 지난 사면은 노두가 상당히 풍화되어있기 때문에 표면의 상태는 실제 암반의 강도를 나타내기 어렵다. 따라서 암반표면을 어느 정도 제거하고 슈미트 해머를 타격 할 필요가 있는데 일반적으로 연마석등을 이용하여 0.5 ~ 1.0cm 정도의 표면을 제거하게 된다.

##### 다) 슈미트 해머의 타격

슈미트 해머의 타격은 한 지점에서 10회를 실시하는데 이렇게 타격한 10회 중에 최대치 5개의 평균을 암반의 슈미트 해머 값으로 한다. 슈미트 해머 타격시 주의할 점은 표면과 직각이 되게 타격해야 하고 한번 타격한 지점은 소성변

(a)

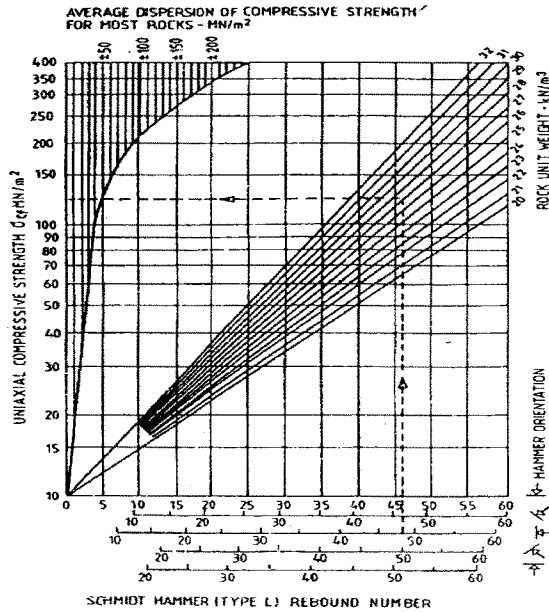


그림 3-4. 슈미트 해머수치와 일축압축강도의 상관관계

지하수 상태(15점) 등이며 이들 항목의 점수를 합한 것을 기초 RMR이라 한다.

여기에 절리면의 방향과 터널의 방향에 따라 조정(0 ~ -12)한 것이 총 RMR이며 설계에 직접 반영된다. RMR 시스템은 초기에는 터널과 광업용으로 개발되었지만 다양한 응용을 거쳐 대공동이나 사면과 기초에까지 적용 범위가 넓어졌다.

RMR 시스템에서는 암반의 등급뿐만 아니라 터널의 유지 시간, 반압, 터널 최대 폭, 변형계수, 암반의 점착력과 내부마찰각 등도 구할 수 있다.

RMR의 장점으로서는 석탄광, 경암에 대한 채광, 사면안정, 기초안정 및 터널 등 다양한 사례에 적용되어왔다는 것과 항목의 평가가 비교적 쉬우며 지탱 시간, 최대 가능 폭 및 최대 무지보 폭의 예측이 가능하다는 점, 지보압, 변형계수, 암체의 점착력과 내부마찰각의 예측이 가능하다는 점을 들 수 있다. 또 터널과 절리 방향성을 명백하게 고려할 수 있고, 기초 사례가 출판되어(Bieniawski 1989) 검증이 가능하며 팽창이나 압착이 예상되는 경우 Olivier(1979)의 내구 분류와 함께 사용할 수도 있다. 터널 입구에 적용하려는 경우 Rogers와 Hancocks

형을 일으키므로 3cm 정도 떨어진 지점에서 타격해야 한다는 것이다.

## 2) RMR 분류법

### 가) 개발

RMR 시스템은 Bieniawski(1973)가 제안하였으며 Lauffer(1958)의 무지보 유지시간 분류법이나 Wickham 등(1972)의 RSR을 기초로 개발되었다. RSR은 특히 정량적이고 여러 가지 변수들에 가중치를 두어 종합화한 것으로 이후의 여러 가지 분류에 크게 영향을 미쳤다.

RMR의 항목은 (1) 무결암 강도(15점), (2) 코어 암질 지수 즉 RQD (20점), (3) 평균 절리 간격(20점), (4) 절리 상태(30점), (5)

(1989)의 분류를 같이 적용할 수도 있으며 처음 개발된 이후 점점 그 적용 영역과 신뢰도가 향상되고 있다.

반면 단점으로는 1989년판까지도 부족한 점과 불명확한 점이 많으며 지보량의 결정에 개별 요소의 영향이 Q시스템처럼 민감하지 않다는 것과 절리 간격의 평가에 절리군이 3이하인 경우에는 보수적인 평가가 이루어진다는 점을 들 수 있다. 또한 총 RMR을 5개의 암반 등급으로 나누고 있는데 실제로는 영역 간에 뚜렷한 경계가 없다는 점이 자주 지적되고 있다.

#### 나) 분류절차

RMR은 다음과 같은 6개 인자들로 구성되어 있다.

- ① 암석의 단축 압축강도      ② 암질 계수(RQD)
- ③ 불연속면 간격              ④ 불연속면 상태
- ⑤ 지하수 상태                ⑥ 불연속면의 방향성

RMR을 적용하기 위하여 암반은 구조적 특성이 유사한 암체단위 (GMU)로 세분한다. 암반은 자연 상태에서 불연속적 특성을 가지지만 한 암체 단위에서는 지질 특성이 동일한 것으로 간주한다. 예를 들면 암중이나 불연속면의 간격이 동일하다고 보는 것이다.

대부분의 경우 암체단위의 경계는 단층, 암맥, 파쇄대 등과 같은 주요 지질 구조선과 일치한다. 암체단위가 결정되면 각각의 단위에 대한 암반 분류 인자들을 현장에서 측정하여 소정의 양식에 기재한다.

RMR 분류법의 기준은 표 3-1과 같다. 표 3-1의 A항은 5개의 구성 인자 각각에 대해 5등급의 기준 값으로 구분한다. 5개 인자들의 중요성은 동일하지 않으므로 각 인자의 중요도에 따라 가중치를 주어 기준 값을 다르게 배정하는데 높은 값일수록 지반이 상대적으로 양호한 상태가 된다. 주요 배점들이 표 3-1의 A항과 같이 각 인자들에 대해 주어져 있다. 다음 단계로서 6번째 인자 즉 B항의 굴착 방향에 대한 불연속면의 주향과 경사를 고려하여 기초 RMR 값을 보정한다. 이 단계는 단독으로 취급하는데, 불연속면의 방향성에 대한 영향은 터널굴착, 광산개발, 사면안정, 기초안정 등과 같은 공학적 적용에 따라 달라지기 때문이다. 따라서 Bieniawski에 의해 처음 RMR 분류법이 개발되었을 때 불연속면의 방향성 인자 값은 정량적인 값이 아니라 “유리한” 등과 같이 정상적으로 표현되었다.

이렇게 얻은 RMR 값을 표 3-1의 D ‘암반 등급의 의미’에 따라 각 등급에 따른 암반의 점착력과 암반의 마찰각을 표 3-1과 같이 유추했다.

표 3-1. RMR 분류표(1989, Bieniawski)

A. 기초 RMR

분류기준		값 의 범 위							
1	무결함 강도	점하중강도지수(Mpa) a)	>10	4-10	2-4	1-2	이 범위에서는 단 축 압축 시험 선호		
		단축압축강도 (Mpa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
점 수		15	12	7	4	2	1	0	
2	코어 암질 지수 RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	점 수		20	17	13	8	3		
3	불연속면의 간격		>2m	0.6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	점 수		20	15	10	8	5		
4	불연속면의 상태		매우 거친 표면 불연속면이 분리가 없음 풍화되지 않은 모암	약간 거친 표면 이격<1mm 약간 풍화된 벽면	약간 거친 표면 이격<1mm 많이 풍화된 벽면	평활면 혹은 충전물 <5mm 두께 혹은 이격 1-5mm 연속정	연한 충전물 >5mm 연속정		
	점 수		30	25	20	10	0		
5	지 하 수	10m 터널 길이 당 유입 (L/min)	없음	<10	10-25	25-125	>125		
		절리수압 최대주응력 비	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		일반적 상태	완전건조	축축함 (damp)	젖음 (wet)	물이 떨어짐	물이 흐름		
	점 수		15	10	7	4	0		

B. 불연속면 방향에 대한 점수 보정

주향과 경사		아주 유리함	유리함	양호함	불리함	아주 불리함
점 수	터널과광산	0	-2	-5	-10	-12
	기 초	0	-2	-7	-15	-25
	사 면	0	-5	-25	-50	-60

C. 전체 점수로부터 결정된 암반 등급

점 수	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
등 급	I	II	III	IV	V
구 분	아주 우수	우수	양호	불량	아주 불량

D. 암반 등급의 의미

등 급	I	II	III	IV	V
평균유지시간	15m span으로 20년	10m span으로 1년	5m span으로 1주일	2.5m span으로 10시간	1m span으로 30년
암반의 점착력 C (t/m <sup>2</sup> )	>400	300-400	200-300	100-200	<100
암반의 내부 마찰각(φ)	>45°	35-45°	25-35°	15-25°	<15°

### 3) GSI 수치해석

#### 가) GSI의 개념

Hoek 및 Hoek et al.(1995)은 서로 다른 지질조건에 대한 암반 강도의 감쇠지수를 추정하기 위하여 GSI를 소개하였는데(표 3-1. 참조), 이 GSI라는 변수는 절리를 포함하고 있는 암반의 강도는, 무결암 시편 자체의 물성치뿐만 아니라 무결암 시편들이 미끄러지거나 회전될 수 있는 자유도에도 영향을 받는다는 개념에서 출발하였다.

이러한 자유도는 무결암의 기하학적 형태에 의해 영향을 받는데, 예를 들어 절리면이 거칠고 신전하며, 절리 내의 충전물이 없을 경우에는 상대적으로 강도가 크게 나올 것이다.

따라서 본래의 Hoek-Brown 파괴기준식을 GSI를 이용하여 나타내면 다음의 식과 같다.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad , \text{for } GSI > 25 (\text{보통이상의 암반조건})$$

$$a = 0.5$$

$$s = 0 \quad , \text{for } GSI > 25 (\text{보통이상의 암반조건})$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

#### 나) GSI 적용시 주의점

실제로는 현장에서 GSI를 산정할 때 발파에 의한 영향도 고려해야 하는데, 예를 들어 조절발파에 의한 암반 벽면과 일반적인 발파에 의한 암반의 벽면은 다르기 때문이다. 이럴 경우에는 발파에 의해 손상을 받지 않는 면을 이용해야 한다. 궁극적으로 GSI는 불교란 암반에 대한 물성치를 결정하는 것이기 때문이다. 그러나 발파에 의해 손상을 받지 않은 면을 찾을 수 없을 경우에는 GSI를 보정해 주어야 한다. 즉, 최근의 발파 면이라면, 발파에 의한 새로운 균열면이 있을 것이기 때문에 10점 정도 더해 줘야 불교란 암반에서의 값으로 간주할 수 있다. 즉, (표 3-2.)에서 한 열(row)을 올려줌으로써 이러한 효과를 보여줄 수 있다. 만약 발파에 의해 손상된 면이 수년간 방치되었을 경우에는 그 동안의 표

면의 풍화를 고려하여 한 행(column)을 왼쪽으로 옮기면 된다.

예를 들어, 표면은 FAIR에 속하고 구조적으로는 VERY BLOCKY에 속하는 암반이 발파에 의해 심하게 손상된 채 장시간 외부에 노출되어 풍화가 심하게 되었다면, (표 3-2.)에서 FAIR→GOOD, VERY BLOCKY→BLOCKY로 등급을 옮김으로써 불교란 상태에서의 GSI값을 산정해 낼 수 있는 것이다. 그렇다면 시추코어를 이용하여 GSI를 구할 수도 있는가에 대한 의문이 생길 수 있다. GSI가 25이상인 비교적 양호한 암반일 경우 Bieniawski의 RMR분류법에 의해 시추코어를 분석하고 이 RMR값으로부터 GSI를 구하는 것이 가장 좋은 방법이다. 그러나 GSI가 25인 불량한 암반의 경우, 실제 RQD가 매우 낮기 때문에 RMR값 자체의 신뢰도가 떨어진다. 따라서 이럴 경우에는 시추코어 자체의 물리적 현상으로부터 GSI를 구할 수밖에 없다.

RMR분류에 의해서도 GSI를 산정할 수 있는데, GSI를 추정해서는 안 된다. 일반적으로 Bieniawski의 RMR분류법(1989 version, RMR<sub>89'</sub>) 사용할 경우 GSI는 다음과 같이 주어진다.

$$GSI = RMR_{89'} - 5$$

그러나 이는 RMR이 23이상일 경우에만 적용될 수 있으며, 그 이하일 때에는 Barton, Lein and Lunde 에 의한 Q' 값을 사용하여야 한다. 즉,

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (1)$$

$$GSI = \text{Log}_e Q' + 44$$





단, (1)식에서 Q'값의 최소치는 0.0208인데, 이때 GSI 는 대략 9가 되며, 점토가 충전된 단층면 등을 의미하는 값이다.

#### 라. 현장탄성과 탐사

사면의 절취시공을 할 경우 절취방법결정과 절취비용을 산출하기 위하여 절취난이도를 토층, 리핑암, 발파암으로 구별하고 있다. 절취의 난이도는 암석의 강도뿐만 아니라 불연속면의 발달 빈도에 따라 결정된다. 현장 암반의 탄성과 전파속도는 암석의 강도와 관련되는 암석의 자체속도 뿐 아니라 불연속면의 빈도를 포함하고 있으므로 현장 암반을 대상으로 하는 탄성과전파속도 측정은 굴착난이도 경계를 규명하는 데 효과적인 방법이다 암반의 경우는 암석의 구성물

질, 강도, 균열상태 등에 따라 전파속도가 변하며 이와 같은 특성으로 인하여 탄성과 전파속도는 토공작업시 리퍼의 작업능력을 판단하는 기준이 되고 있다.

표 3-2. 암반구조 및 불연속면의 조건에 따른 Hoek-Brown 파괴조건식의 상수  $m_b/m_i$ ,  $s$ ,  $a$ 와 탄성계수 및 포아송비의 추정값(불교란 시료에 대한 값임)

GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_1'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p><math>\sigma_1'</math> = major principal effective stress at failure  <math>\sigma_3'</math> = minor principal effective stress at failure  <math>\sigma_c</math> = uniaxial compressive strength of intact pieces of rock  <math>m_b</math>, <math>s</math> and <math>a</math> are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass</p>							
STRUCTURE		SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
	<b>BLOCKY</b> -very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets						
	<b>VERY BLOCKY</b> -interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_v$ $\nu$ GSI	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.5 2,500 0.3 25
	<b>BLOCKY/SEAMY</b> -folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_v$ $\nu$ GSI	0.24 0.012 0.5 18,000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.5 2,000 0.3 20
	<b>CRUSHED</b> -poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	$m_b/m_i$ $s$ $a$ $E_v$ $\nu$ GSI	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.5 2,000 0.3 20	0.04 0 0.6 1,000 0.3 10

\*현저암반 변형계수  $E_m$ 은 Serafim & Pereira(1983)의 제안식에 의해 계산된 값임 (단위는 MPa)

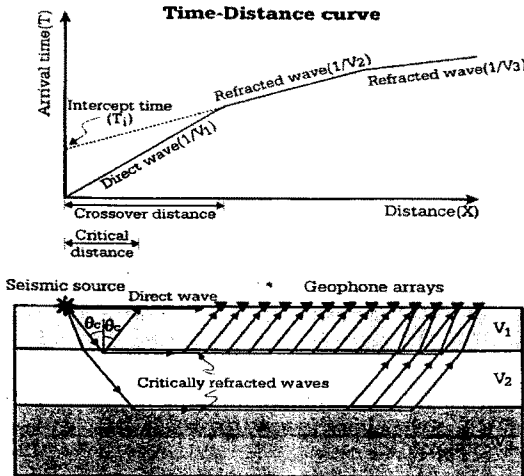


표 3-3. 탄성파속도에 따른 리핑암과 발파암의 분류

암종그룹	탄성파속도(km/sec)			비고
	토층	리핑암반	발파암반	
A 그룹	0.7 이하	0.7~1.2	1.2 이상	편마암, 사질편암, 석회암, 사암, 역암, 화강암, 섬록암, 안산암, 현무암, 녹색편암, 감람암 등
B 그룹	1.0 이하	1.0~1.8	1.8 이상	흑색편암, 셰일, 이암, 응회암, 집괴암, 등

1) 기본원리

지표 또는 시추공 내에서 인위적으로 발생시킨 탄성파는 속도가 서로 다른



두 매질의 경계면에서 그 에너지의 일부는 반사되고 일부는 하부매질로 굴절되는데 이 때 반사 또는 굴절과의 진행경로는 스넬의 법칙 (Snell's law)에 의해 결정된다. 스넬의 법칙에 의하면 하부 매질에서의 탄성파 속도가 상부매질보다 클 경우에 특정한 입사각에 대해서는 굴절각이 90°가 되어 탄성파 에너지는 지층 경계면과 나란하게 굴절된

그림 3-5. 굴절법 탐사원리 및 주시곡선도  
 다. 이와 같은 현상을 임계굴절이라 하며 이 때의 입사각을 임계각이라 한다. 또한 임계 굴절된 탄성파는 경계면을 따라서 하부층의 속도로 전파되다가 에너지의 일부는 다시 상부층으로 재 굴절하여 지표에 도달하는데 이를 선두파(head wave)라 한다. 굴절법 탐사는 지표 상에서 인위적으로 탄성파를 발생시킨 다음에 표토층을 따라 수진기에 도달하는 직접파 및 지층 경계면에서 임계굴절된 선두파의 도달시간을 측정하여 지층 경계면의 깊이와 경계면 상, 하부 지층의 탄성파 속도를 알아내는 방법이다.

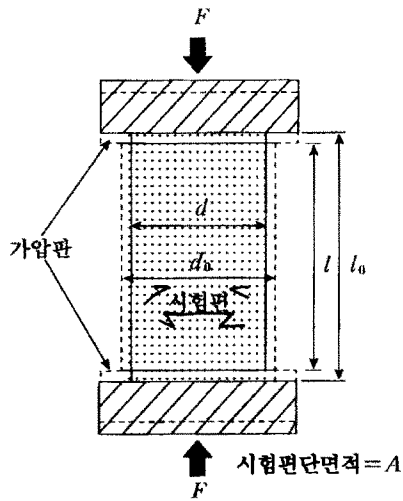
### 3. 실내시험

#### 가. 일축압축강도시험

##### 1) 개요

두개의 강성 가압판 사이에 무결암 시험편을 놓고 서서히 축방향 하중을 증가시킬 경우, 시료와 가압판 사이에 마찰이 없고 하중에 시험편 단면에 고루 전달된다고 가정하면 시료는 점선과 같은 형태로 변형될 것이며 궁극적으로 파괴(failure)에 이르게 된다. 파괴에 이르기 전 임의 시점에서 시료의 단면에 작용하는 수직응력( $\sigma$ )은 축방향 하중( $F$ )을 시험편의 단면적( $A$ )으로 나눈 값으로 표시된다.

$$\sigma = \frac{F}{A}$$



축방향 하중을 계속 증가시키면 극한 하중( $F_{max}$ )에 도달할 것이고, 이후에는 시험편이 여러 조각으로 분리되어 파괴됨으로써 하중 저항능력이 급격히 떨어질 것이다. 시험편에 극한하중이 작용하는 시점의 축방향 수직응력(normal stress)을 암석의 일축압축강도( $\sigma_c$ )로 정의한다. 따라서

$$\sigma_c = \frac{F_{max}}{A}$$

일축압축강도는 간단히 압축강도로 지칭되기도 한다.

그림 3-6. 단축압축강도시험의 개념도

##### 2) 기초사항

가) 결과에 영향을 미치는 시험조건

(1) 형상, 치수 - 형상이 커질수록 파괴의 핵이 되기 쉬운 부분이 많이 포함되

기 때문에 강도가 저하한다.

(2) 마무리 정도 - 평평도가 충분하지 않으면 편심이 작용하여 강도가 저하한다.

(3) 가압판과 공시체 끝면과의 접촉상황 - 접촉부의 마찰에 의해 복잡한 응력분포가 나타나서 강도가 저하한다. 윤활제등을 접촉면에 바른다.

(4) 건조 정도 - 수분이 많이 포함될수록 강도가 저하한다.

(5) 하중 작용 방법 - 탄성영역에서는 하중속도가 빠를수록 강도는 어느 정도 증가한다.

#### 나) 시험시 주의 사항

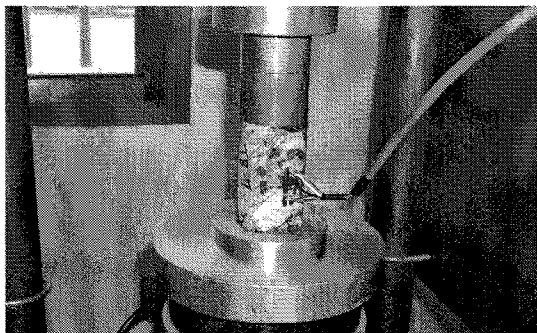
(1) 시험의 목적에 따른 건조 상태, 습윤 상태 결정

(2) GUAGE 사용시 GUAGE 부착에 관한 주의

(3) 파편에 대한 주의, 안전성 확보

#### 3) 시험방법

일축압축강도는 시험조건에 따라 그 결과가 달라질 수 있기 때문에 반드시 표준시험법에서 규정한 절차에 따라 시험이 실시되어야 시험결과들의 상호 비교가 가능하다. 국제암반공학회(International Society for Rock Mechanics, ISRM)에서는 일축압축시험에 대한 제안시험법(suggested methods; Brown, 1981)을 규정하고 있다. 단순히 파괴강도만을 측정하는 경우도 있기는 하지만, 일반적으로 일축압축시험에서는 파괴에 이르기까지 서서히 하중을 증가시키면서 하중과 변형의 관계를 연속적으로 기록하게 된다.





(2) 삼축압축조건  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$

삼축신장조건  $\sigma_2 = \sigma_1 < \sigma_3$

변형거동은 구속압이나 하중강도, 온도 등의 외적 조건 및 함수상태나 공시체 치수 등에 의하여 변한다. 또한 응력-변형률 거동의 변천에 따라 파괴성상되 최소주응력 작용면에 수평방향의 분리 파괴로부터 전미끄러짐파괴, 소성유동파괴로 변화한다.

나) 온도조건

지중심부에서의 암반거동이나 고온물체의 암반저장 등을 취급할 경우 암석, 암반의 역학적 특성에 미치는 온도의 영향을 살펴보면 0-100도의 범위에서는 온도가 상승할수록 강도의 저하가 발생한다.

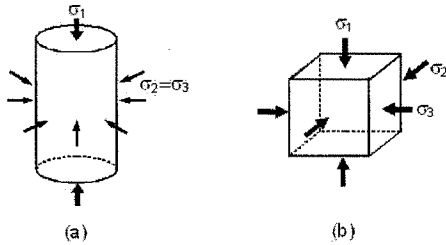


그림 3-8. 삼축압축시험의 개념도

다) 하중, 변형률 속도

변형률속도의 증대에 의하여 강도는 증가하고, 그 증가 비율은 구속압이 클수록 크게 된다.

1) 시험방법

가) 장치

- (1) 삼축 셀-축압을 작용시키는 역할을 한다.
- (2) 축하중 재하장치-공시체에 축하중을 가하는 장치로 제어기능과 재하중력을 가지고 있어야 한다.
- (3) 축압 부하장치-일정기간 동안 축압을 유지 시키는 장치를 말한다.
- (4) 계측장치-축하중, 축압, 변위에 대하여 실시되며 간극수압계측이 실시되는 경우도 있다.

나) 시험순서

- (1) 공시체 작성 - 일축압축시험시의 공시체와 동일한 시료를 사용한다. 주로 NX 코아 크기를 사용한다.
- (2) 공시체 세트 - 공시체를 삼축 가압용 셀에 넣는다. 가압판과 공시체 끝면 접촉부에 발생하는 마찰을 경감시키기 위해 윤활제등을 바른다.

(3) 구속압 부하 - 삼축 셀을 조립하고 셀내에 오일이나 물을 사용하여 축압을 가한다.

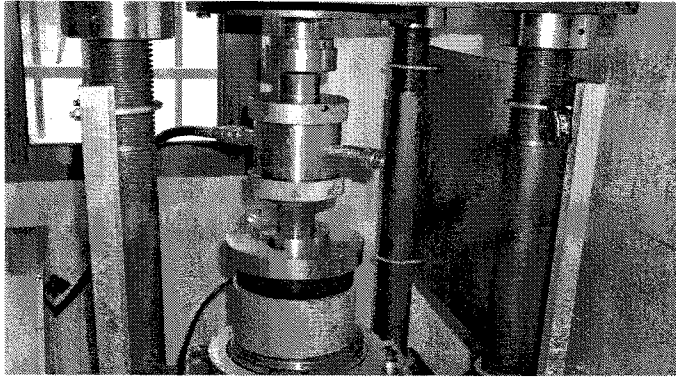


그림 3-9. 삼축압축 시험기

(4) 축하중 부하 - 매분 1%의 축변형률이 발생하는 속도로 공시체를 압축한다. 정확한 최대주응력차를 파악하기 위하여서는 변형률 제어에 의한 시험이 바람직하다. 또한 하중계가 삼축 셀 외에 설치되고 있는 경우에는

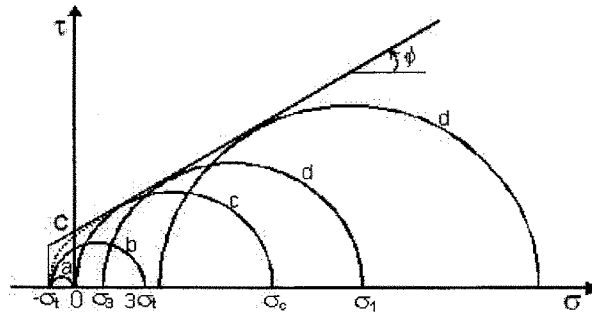
피스톤과 삼축 셀 사이의 마찰에 대한 교정을 사전에 실시해 놓는 것이 필요하다.

#### 4) 결과정리

삼축압축시험의 결과로 얻어진 구속응력( $\sigma_3$ )과 이에 대응하는 파괴강도( $\sigma_1$ )를 이용하면 암석의 파괴조건에 대한 정보를 얻을 수 있다. 수평축을 수직응력, 수직축을 전단응력으로 표시한 직교 좌표계에  $\sigma_3$ 와 이에 대응되는  $\sigma_1$ 을 지름의 양끝으로 하는 Mohr원근을 그리고 이 원들에 공통으로 접하는 포락선을 구하면 이 곡선이 암석시험편의 파괴조건을 표시하게 된다. 특히 공통접선을 그림 3-10과 같이 직선으로 근사시키면 다음과 같은 관계식을 얻을 수 있다.

$$\tau = \sigma \tan \phi + c$$

여기서  $\phi$ 는 내부마찰각(internal friction angle)이라 불리는 암석의 역학적 상수이며, 수직축의 절편값  $c$ 는 암석의 점착강도이다. 그러나 실제 파괴포락선은 직선이 아닌 곡선이므로 수직응력의 수준에 따라 내부마찰각과 점착강도가 변화한다는 점도 명심할 필요가 있다.



a:직접인장 b:간접인장 c:단축압축, d:신축압축

그림 3-10. Mohr 응력원과 파괴포락선

그러므로 대상 암반 구조물의 심도에 해당하는 수직응력 수준의 봉압하에서 삼축압축실험을 실시하여 내부마찰각과 점착강도를 구하는 것이 바람직하다고 할 수 있다.

일축압축과 직접인장시험에 해당하는 두 Mohr 응력원에 공통으로 접하는 직선을 이용하여 점착강도를 계산하면

$$c = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t}$$

이 됨을 증명할 수 있다. 식(3.21)에서  $\sigma_c$ ,  $\sigma_t$ 는 각각 일축압축강도, 직접인장강도이다. 한편 단축압축시험과 압열인장시험 결과에 해당하는 두 Mohr 원에 공통으로 접하는 직선으로부터 점착강도를 계산하면 다음과 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$c = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_t(\sigma_c - 3\sigma_t)}}$$

#### 다. 압열인장시험

##### 1) 개요

압열인장시험은 다음 그림과 같이 원판형 시험편에 하중을 가하면 수직 중심선을 따라 수평방향으로 인장응력이 발생되어 시험편이 두 조각으로 분리되며 파괴에 이른다. 파괴되는 시점의 인장응력이 시험편의 인장강도로 간주되며, 이

와 같은 방법으로 암석의 인장강도를 구하는 방법을 압열인장시험 혹은 Brazilian test라고 부른다.

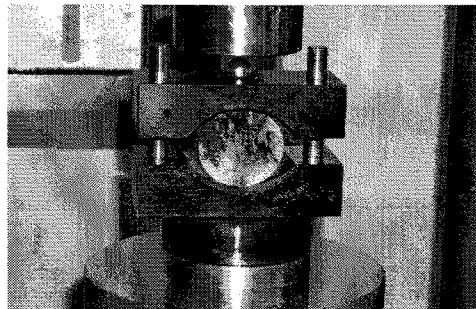
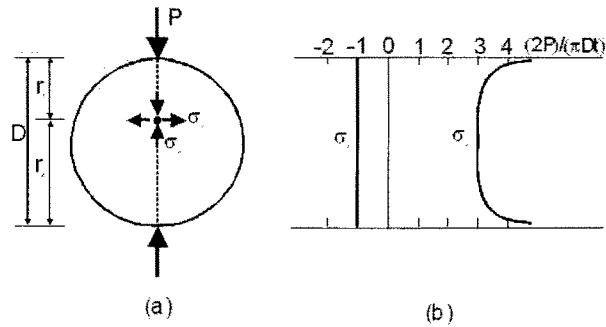


그림 3-11. 압열인장시험과 원판중심선에서의 응력분포

## 2) 기초사항

원주형 공시체의 측면부를 아래위에서 압축하면 원주 중심선에 따라 인장응력이 발생한다. 이 시험법은 공시체 제작이 쉽고 시험법도 간편하지만 원주내부의 응력상태가 순수한 인장이 아닌것에 유의해야 한다. 또한, 힘이 가해지는 부분이 변형하여 단순한 탄성론에 의거하는 응력분포와는 다른 것으로 되어 계산되는 인장강도에 오차가 발생할 수 있다.

### 가) 실험 방법

#### (1) 공시체

형상은 원주로 하며 길이와 직경의 비율은 0.5-1로 한다. 공시체의 직경은 20-1000mm로 한다.

#### (2) 시험의 실시



공시체는 가압관 중앙에 편심하지 않도록 놓는다. 이 경우 가압관과 공시체 측면이 평행 이며 일정하게 접촉하도록 해야 한다.

시험편의 파괴는 수평방향 인장응력이 암석의 인장강도에 도달할 때 발생된다고 생각할 수 있으므로 원판형 시험편이 파괴되는 순간의 하중을  $P_{max}$  라 하면 암석의 인장강도,  $\sigma_t$ 는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\sigma_t = \frac{2P_{max}}{\pi Dt}$$

위의 식에 의해 계산되는 값은 엄밀히 말해서 단축상태에서 얻어진 값은 아니지만 암석의 인장강도를 대표하는 값으로 받아들여지고 있다.

ISRM 제안시험법의 규정에 의하면 시험편의 직경은 NX크기 이상, 시험편의 두께는 대략 시험편 반경과 동일하여야 한다. 제안시험법에는 또한 시험장치의 규격을 규정하고 있으며 개략적인 형상은 다음 그림과 같다.

## 라. 암석 절리면 전단시험

### 1) 개요

현저 암반은 단층이나 절리, 균열 등을 포함한 불연속체이다. 이들 불연속면이 암반자체의 강도보다는 터널과 같은 암반구조물의 안전성에 실제로 결정적인 영향을 끼친다. 따라서 절리가 없는 암석을 대상으로 삼축압축시험이나 직접전단시험을 통하여 구한 점착력과 마찰각은 구조물설계에 사용하기에는 값이 너무 크다. 그렇기 때문에 불연속면(주로 절리)에 대한 마찰각과 점착력을 구하여 설계에 반영하여야 한다.

### 2) 이론 배경

#### 가) Coulomb의 이론

절리면의 전단강도는 절리에 작용하는 전단력에 대한 저항력으로 해석될 수 있다. 전단 저항력의 주된 요소는 분리되어 접촉하고 있는 두면 사이에 존재하는 마찰력이다. Coulomb은 다음과 같은 공식을 만들어 냈다. 이 식은 절리면이 평평하여 거칠기가 낮은 절리에 대하여 잘 맞는 것으로 알려져 있다.

$$\tau = c + \sigma_n * \tan\Psi$$

나) Patton의 이론

Patton은 절리면의 거칠기를 고려하여 asperity(거칠기)의 영향을 포함한 전단강도 관계식을 다음과 같이 수직응력 수준에 따라 2개의 직선식으로 표현하였다.

$$\tau = \sigma_n * \tan(\Psi_b + i)$$

$$\tau = C + \sigma_n * \tan\Psi_r$$

( $\Psi_b$  : 기본마찰각,  $i$  : 절리면의 거칠각,  $\Psi_r$  : 잔류마찰각)

Patton의 관계식은 거칠기를 거칠면의 경사각으로 정의하고 작은 전단변위와 수직응력에서는 이 경사각이 중요한 역할을 함을 표시하고 있다. 수직응력이 커질 경우에는 전단시 asperity를 넘어가는 것보다 asperity를 파괴시키며 전단이 진행되므로 asperity는 더 이상 전단저항력에 기여하지 못하게 된다. Patton의 이 식은 asperity효과가 전이응력을 기점으로 사라진다는 불합리한 가정을 하고 있으며, 실제로 이 전이는 점진적으로 발생한다.

다) Barton의 경험식

Barton은 인공적으로 제작한 거친 인장절리에 대한 직접전단시험 결과를 이용하여 다음의 경험식을 제시하였다.

$$\tau = \sigma_n * \tan(\text{JRC} * \log_{10}(\text{JCS} / \sigma_n) + \Psi_b)$$

( JRC : 절리면 거침계수, JCS : 절리면 압축강도)

절리면이 풍화되어 있거나 충전물이 있는 경우에는 기본마찰각 대신에 잔류마찰각을 사용하는데, 특히 충전물이 있는 경우에는 마찰각이 충전물의 물성에 지배된다.

3) 실험방법

절리면 시료는 현장에서 절리면이 포함된 블록을 채취하거나 절리가 있는 시

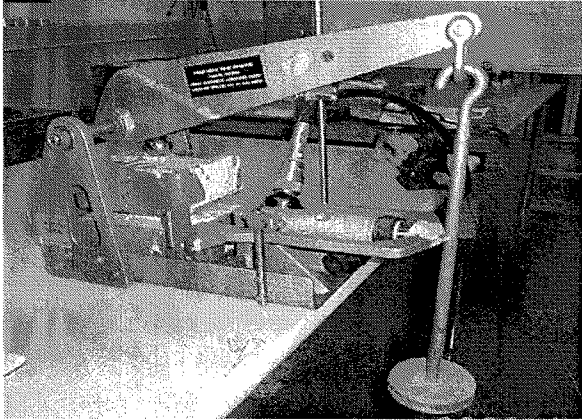


그림 3-12. 암석절리면 전단시험기

추코아를 채취하여 시험장치의 전단박스에 맞게 몰딩하여 제작한다. 시험은 통상적으로 수직응력 수준을 몇 단계로 설정하여 각 수직응력 단계에 대하여 전단시험을 실시한다.

#### 가) 결과의 산출

시험결과를 Coulomb의 직선 파괴식을 사용하여 회귀분석하여 절리면의 마찰각과 점착력을

산정한다. 실험 데이터에서 전단응력과 전단 변위의 그래프에서 얻을수 있는 각 하중단계에서의 최대 전단강도와 잔류강도들을 전단응력-수직응력 그래프에 plotting한다.(peak strength, residual strength) 필요에 따라서 JRC,JCS, 전단강성, 수직강성 등을 구한다.

\* peak strength : 거칠음면이 전단 강도에 저항하여 거친 부분이 파쇄되기 직전의 전단 강도치

\* residual strength : 거친 부분이 파쇄되고 면이 평탄해지면 그 절리면에 더 이상의 전단이 진행되면 전단강도는 일정치의 잔류강도값에 수렴한다.

거칠음면이 없는 경우에는 이론적으로 peak강도와 residual강도가 같은 거동을 보인다.

#### 마. 토질/풍화암 직접전단시험

사면안정의 수치적 계산을 위한 재료의 물성치와 전단강도 정수를 구하기 위하여 풍화암과 풍화도 내지는 표층의 점성토의 함수비 측정 및 직접전단시험을 실시한다.

##### 1) 시료의 채취 및 시험 공시체 제작

풍화암을 일반적인 실내암석실험으로 강도정수를 구하기에는 강도가 약하고 부스러지기 쉬워 Core 형태의 시료를 제작하는 데에는 어려움이 있다. 따라서

본 시험에서는 이 풍화암으로 분류되는 재료를 토질의 직접전단시험에 맞추어 점착력과 마찰각을 구하도록 하였다.

시료는 조사지역에서 행해졌으며 3개 지역에서 각각 10개씩 직접 전단링으로 채취하였다. 시료의 채취방법은 사면의 하부에 존재하는 점토의 표면을 어느 정도 제거한 이후 Sliding의 방향을 고려하여 같은 방향으로 실내에서 시험할 수 있도록 채취하였다.

## 2) 시험방법

시료의 함수비시험은 KS F 2306에 의거하여 실시하였으며, 직접전단시험은 KS F 2343에 의거하여 시험을 수행하였다. 함수상태는 자연함수 상태와 침수상태의 2조건으로 구별하여 전단시험을 수행하였다. 시료에 침수가 충분히 되는 것을 확인 하기 위하여 4~6시간 정도 기다려서 시험을 수행하였고 한 시료에 대하여 사면붕괴 조건을 고려한 최대전단강도와 사면붕괴후의 지반조건을 고려하기 위해 잔류전단강도를 동시에 수행하였다. 먼저 전단링에 의해 직접 채취된 시료를 상·하면을 고르게 하고 교란이 심한 시료의 경우, 소정의 밀도가 되도록 다져주었다. 시료를 성형하고 남은 시료에 대하여 함수비시험을 수행하였다. 직접전단시험은 포화된 시료에 의해 수행하였다. 포화된 시료를 직접전단시험기에 세팅하고, 수직하중은 시료의 심도를 고려하여 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5kg/cm<sup>2</sup>의 5단계로 가한 후, 0.3mm/min의 전단속도로 시료의 전단저항을 측정하여 각각 점착력(c)과 마찰각( $\phi$ )을 구하였다.

## 4. 지반강도 정수의 산정

지반강도 정수의 산정은 사면안정 해석시 가장 중요한 인자이기 때문에 지반 조사와 실내시험에 의해 정확하고 현장여건에 맞는 값을 산정해야 한다.

### 가. 토사지반의 강도정수 적용성

1) 균열점토, 혈암점토사면, 이미 파괴가 일어난 사면에서는 사면안정해석시 직접전단시험에 의한 잔류강도정수를 적용해야 하며 다진흙, 제방과 같은 흙에 대한 안정해석시에는 점단시의 전단저항각( $\phi'_{ps}$ )을 사용하고 사면에서 강

도정수 저하가 예상되면 강도정수를 다소 감소시켜서 사용하는 것이 좋다.

- 2) 절토사면 안정해석시 강도정수 결정은 절리 충전물질을 채취하여 토성 및 직접전단시험을 실시하고 대표적인 암석시료를 채취하여 실내에서 점하중강도 시험과 절리면 직접전단시험을 실시하여 강도정수를 추정하여야 한다.
- 3) 산사태 안정해석시 사용되는 토질정수중 단취체적중량( $v_t$ )은 가능한 토질시험치를 적용하고 그렇지 못한 경우에는  $v_t = 1.8t/m^2$ 을 사용한다.
- 4) 사질토의 경우는 불교란시료 채취가 어려우며 설사 시료를 채취하더라도 현장조건을 재현하여 실험실에서 실험하기가 어렵기 때문에 N치나 Dutch Cone 시험값과 실내시험값 등을 비교 검토하여 간접적으로 강도정수를 결정한다. 점성토의 경우는 사질토에 비하여 불교란시료 채취와 토질시험이 비교적 쉽고 시험과정을 통하여 시료교란을 최소화 할 수 있으므로 전단시험 및 삼축압축시험을 통하여 강도정수를 결정한다.

#### 나. 암반의 강도정수 적용성

- 1) 암반사면 안정해석시에는 점착력(C)을 고려 할 경우 실제보다 상당히 안전측으로 해석되기 때문에 거의 고려하지 않고  $\phi$ 만을 고려하거나  $\phi$ 에서  $\phi_r$  사이의 값을 적용하여 해석해야 한다.
- 2) 사면안정해석시 적용할 강도정수 결정방법
  - 위험절리가 관찰되지 않는 암반에서 파쇄정도에 따른 지반강도의 변화는 RMR분류법에 따라 암반을 분류한 후 그에 대응하는 C와  $\phi$  값을 구한다.
  - 위험절리가 뚜렷한 경우 절리면의 마찰각은 절리면에 대한 전단시험을 시행하여 마찰각을 산정해야 한다.
  - 암반이 이미 붕괴된 경우나 기존 활동면을 따라 사면이 파괴되는 경우에는 잔류전단강도를 사용한다.
  - 여러 개의 시료로 시험한 강도정수가 일정하지 않는 경우에는 안정성을 고려하여 최소값을 선정하는 것이 바람직하다.
  - 암반의 강도는 암석의 일축압축강도, 탄성계수 등의 암석의 공학적 성질로부터 추정할 수 있으나 실제 흙막이 구조물에 작용하는 응력(암반의 수평력)을 계산하려면 암석의 덩어리가 큰 경우에는 암반전체로서 불연속면이 굴착면을 향해 적용하는 활동의 가능성을 고려하는 것이 합리적이다.

- 풍화암이나 파쇄대가 발달한 연암에 대한 토압을 추정하기 위해 토질의 강도 정수인  $C, \phi$ 를 사용하는 경우가 있으나 암석의 덩어리 크기가 상대적으로 큰 연암에서 경암으로 이루어진 암반굴착면은 현장에서의 불연속면의 상태, 절리 및 균열, 절리의 간격, 절리면의 풍화정도, 절리면의 거칠음 정도에 따른 조도 등에 따라 강도정수가 달라지므로 토압산정용 강도정수  $C, \phi$ 값 산정시에는 현장의 암반상태 및 점하중강도시험에서 얻어진 암석의 일축압축강도 등을 고려하여 RMR법, NGI법과 같은 암반분류방법에 의거하여 암반을 분류한 후  $C, \phi$ 를 결정하여야 한다. RMR 분류시에는 사면에서 발달하고 있는 절리면의 방향을 고려하여 보정값으로 보정을 한 후에 이 보정된 값을 이용하여 암반의 마찰각과 점착력을 추정해야 한다.

## 5. 사면안정성 해석

### 가. 평사투영도에 의한 해석

#### 1) 평사투영도의 개요

##### 가) 평사투영 해석순서

- (1) 한 노두지역에서도 불연속면의 방향이 부분 부분 국부적으로 변하면 그 변하는 지역을 몇 개의 group으로 나누어서 따로따로 부분적인 암반사면의 안정해석을 수행한다.
- (2) 평사투영법에 의해서 개략적으로 위험, 약간위험, 중간위험 지역으로 몇 개의 위험 Zone으로 나눈다.
- (3) 현장답사를 다시 하여 암반의 형태나 불연속면의 마찰각에 영향을 주는(불연속면의 지하수 유동, 연결성, 틈새, 충전물질, 굴곡도, 나무뿌리 등)요서 등을 재확인하여서 최종적으로 안정성을 재점검한다.
- (4) 그 후에 위험암반만 모식적으로 그림을 그려보고 수치분석을 위하여 안전율을 계산한 후 현장 작업조건에 맞는 사면 안정대책을 강구한다.

##### 나) 평사투영 작도방법

###### (1) 사면에 대한 대원의 작도

암반 사면의 대표적인 절취방향과 경사각을 결정하여 사면의 대원을 작도한

다.

## (2) 사면에 대한 envelope diagram 작도

### • Daylight Envelope 작도

(1) 향에서 작도된 사면의 대원을 이루고 있는 각 점들에 대한 pole을 연속적으로 작도하면 '원'으로 나타나게 된다. 이 원을 Daylight Envelope라고 한다.

#### ① Daylight Envelope를 이용한 평면파괴 여부 판정

사면에 우세하게 존재하는 불연속면에 대한 pole을 도시하여 이 pole이 Daylight Envelope의 바깥쪽에 위치하면 사면은 안정한 것으로 판정하며, pole을 도시하여 이 pole이 Daylight Envelope의 안쪽에 위치하면 일단 불안정한 사면으로 평가할 수 있다. 차후 절리면의 마찰각을 도시하는 friction cone을 고려함으로써 최종적인 사면의 안정성 평가가 가능하다.

#### ② Daylight Envelope를 이용한 썩기파괴 여부 판정

우선 썩기형 암괴를 구성하는 두 절리면을 작도하고, 두 면이 교차하는 점선에 대한 pole을 결정한 다음, 이 pole이 Daylight Envelope의 안쪽에 위치하면 일단 썩기파괴의 가능성이 있는 것으로 판정할 수 있다. 차후 절리면의 마찰각을 도시하는 friction cone을 고려함으로써 최종적인 사면의 안정성 평가가 가능하다.

### • Friction cone 작도 (그림 3-13. 참조)

Friction cone의 기본개념은 그림 3-13에서 보는 바와 같이 사면에 대한 수직선에 암괴의 무게중심을 기준으로 설정된 Friction cone내에 들어올 경우에는 안정하고, Friction cone의 바깥쪽에 있으면 불안정하다는 것이다. 따라서 사면의 절취방향과 경사각을 도시하는 pole이 Friction cone내에 들어오면 그 사면은 안정하다는 것을 의미한다.

### • Toppling Envelope의 작도 (그림 3-14. 참조)

Toppling Envelope는 평면파괴와 같이 슬라이딩 파괴유형과 달리 암괴가 회전 모멘트에 의하여 전도되는 가능성을 판정하기 위하여 작도한다. 이는 (그림 3-14.)에서 보는 바와 같이 사면의 경사각이 절리면의 마찰각과 불연속면의 수직선에 대한 경사각의 합보다 크고, 절리면의 주향이 사면의 절취방향과 거의 평행할 경우 (보통 10도 이내)에 발생한다는 개념에서 출발하여 작도한다. (그림 3-15.)는 경사방향 130도, 경사각 70도, 마찰각 30도인 사면에서 toppling envelope의 작도방법을 도시한 것으로 작도과정은 다음과 같다.

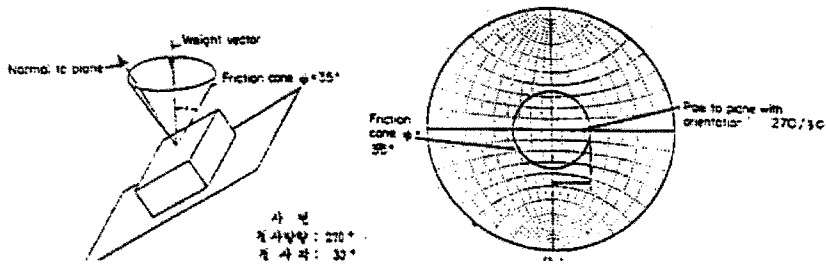


그림 3-13. Friction Cone의 개념 및 작도

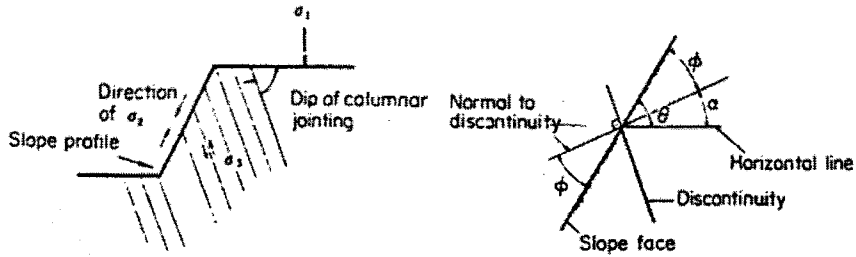


그림 3-14. Toppling의 기하학적인 기본이론

- ① 경사방향 130도, 경사각 70도인 사면을 나타내는 대원을 작도한다.
- ② ①항의 대원에서 마찰각 30도를 반영시킨 대원을 작도한다.
- ③ 사면 경사방향의 양쪽 +10도를 나타내는 소원을 작도한다.
- ④ ②,③항의 선과 평사투영원의 원주로 둘러싸인 부분이 toppling envelope이다.

즉, 절리면들의 pole이 toppling envelope내에 위치하면 전도파괴의 가능성이 있다고 판정할 수 있다.

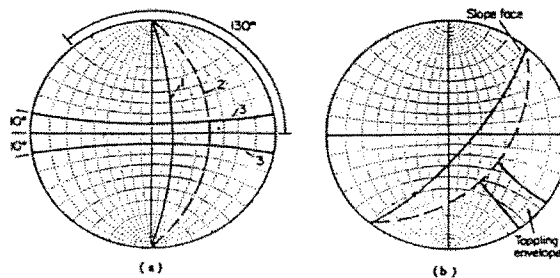
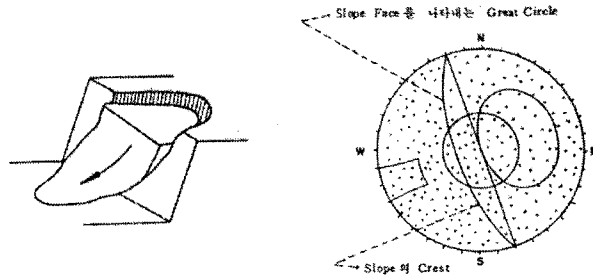


그림 3-15. Toppling envelope의 작도

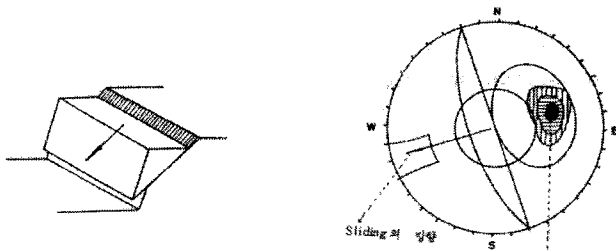
## 2) 파괴형태별 평사투영망



암사면의 4가지 파괴형태에 대한 평사투영법의 일반적인 Polt결과는 다음 그림 3-16과 같다.

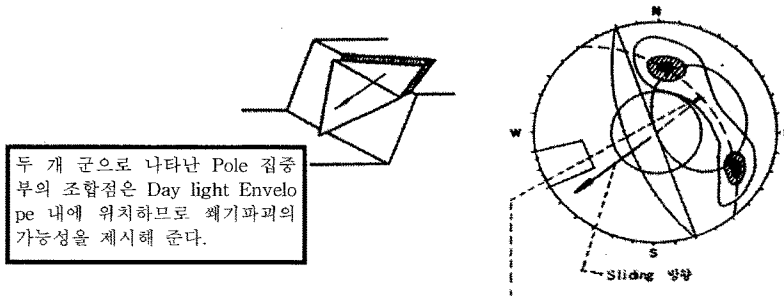


a) 일정 방향의 구조가 없는 표토, 잡석더미 및 균열이 심한 파쇄암에서 발생한 원형파괴



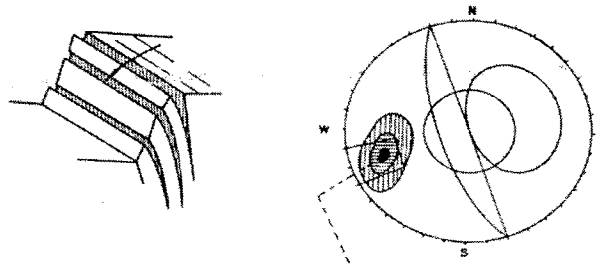
Daylight Envelope내에 형성된 Pole의 집중부는 평면파괴의 가능성을 제시한다.

b) 점판암(Slate)과 같이 층리가 발달된 암반에서 발생한 평면파괴



두 개 군으로 나타난 Pole 집중부의 조합점은 Day light Envelope 내에 위치하므로 썩기파괴의 가능성을 제시해 준다.

c) 두 불연속면 접촉부에서의 썩기파괴



Toppling Envelope내에 형성된 Pole의 집중부는 전도파괴의 가능성을 제시한다.

d) 경사가 급한 불연속면에 의하여 분리된 Columnar Structure가 발달한 암반에서의 전도파괴

그림 3-16. 사면파괴유형과 평사투영도

나. 토사 및 풍화암층의 사면 안정성 해석

SLOPE/W, Talen 등과 같은 Program은 Bishop의 간편법, Fellenius 방법, Janbu의 간편법, Spencer 방법, Morgenstern-Price 방법, Lowe-Karafiath 방법 및 Corps of Engineers 방법 등에 의해서 사용자가 지정한 가상활동면의 안전율을 구하거나 임의 발생에 의한 가상활동면의 안전율을 구하는 프로그램이며 사면을 여러개의 절편(Slice)으로 나누어 임의의 가상파괴면(Potential Slip Surface)에서의 한계평형 상태를 가정하여 활동모멘트(Driving Moment)와 저항모멘트(Resisting Moment)의 비를 안전율로 계산하며, 가상파괴면중 최소의 안전율을 나타내는 가상 파괴면을 예상 파괴면으로 가정한다.

표 3-4. 절·성토부의 기준최소안전율

구 분		기준 최소 안전율	비 고
성 토 부		$F_s \geq 1.3$	· NAVFAC-DM 7.1 일본도로공단(도로설계요령) · 한국도로공사 (도로설계요령)
절 토 부	건 기	$F_s \geq 1.5$	
	우 기	$F_s \geq 1.1 \sim 1.2$	

### 1) 지반물성치 적용

사면의 안정성 검토에 적용된 지반물성치는 토사층의 경우 구성 성분이 실트 섞인 모래(SM) 및 모래섞인 실트(ML)로서 N치에 의한 경험식으로 산정된 물성치와 일반적으로 적용되고 있는 토질정수를 참조하여 안전측을 고려하여 적용한다.

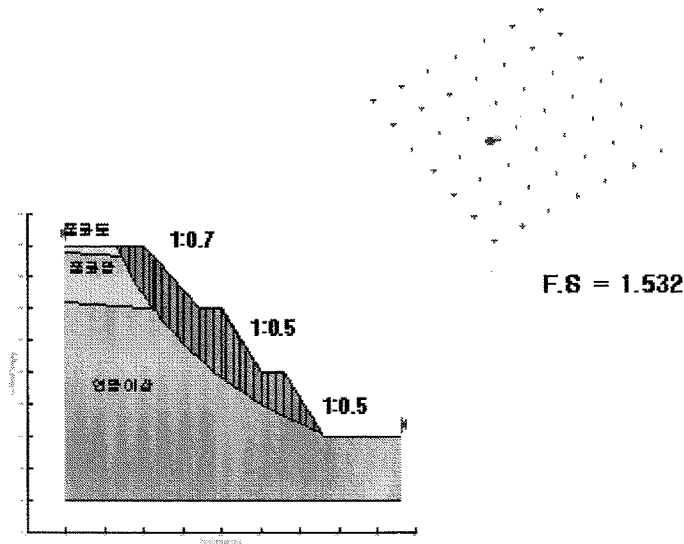


그림 3-17. SLOPE/W 에 의한 사면 해석 예

### 다. FLAC 에 의한 해석

일반적으로 지반해석에 이용되는 수치해석기법은 연속체 모델과 불연속체 모델로 구분할 수 있다. 이들 중 가장 보편적으로 이용되고 있는 기법으로는 연속체역학 개념에 기초한 FEM 해석방법으로 그간 국내에서 널리 사용되어 수치해석하면 FEM 해석이라고 불릴 정도로 보편화된 방법이다. 그러나 단면크기에 따라 보다 요소를 세분화하고 많은 분할요소가 필요한 경우 FEM 기법에 의하여 Matrix를 형성시켜 계산하는데는 많은 제한이 따른다. 따라서 이러한 문제점을 극복하여 토사나 암반의 비선형 재료들에 대한 구성방정식을 손쉽게 다루고 PC에서 수많은 요소의 해석이 가능할 수 있도록 전체 System의 Matrix를 형성하지 않고 Time Step별로 Model의 파괴거동을 파악할 수 있는 Explicit 접근방식을 사용한 FDM 해석기법의 FLAC을 이용하여 수치해석을 수행한다.

## 라. UDEC에 의한 해석

지반 거동을 평가하는 수치해석법은 여러 가지가 있으나 개별요소법은 암반을 절리나 단층 등으로 나누어진 블록들의 집합체라고 보고 블록들의 접촉면에서 발생하는 힘과 변위와의 관계를 운동방정식에 의거 해석함으로써 블록들의 거동을 예측하는 수치해석적 기법이다. 이 개별요소법은 Cundall(1971)에 의해 발표된 이래 20년 이상 발전되어 왔다. 가장 최근의 2차원 개별요소 프로그램인 UDEC은 Cundall(1980)에 의해 발표되었는데 블록들을 변형(deformation)을 하지 않는 강성블록(rigid block)과 변형이 가능한 블록(deformable block)으로 구별하여 변형가능블록의 내부는 유한차분법을 이용하여 연속체요소로 분할되어 응력 및 변형량이 계산된다.

UDEC에 의한 모델링은 절리에 의한 블록을 생성시킨 후에 개개의 블록을 변형가능블록으로 가정하고 해석을 실시하는데 이 해석의 특성은 상세한 지질특성(주절리, 단층 및 파쇄대 등)을 블록으로 경계짓고 소규모 불연속면(부절리, 엽리 등)들은 암반물성에 흡수시켜 해석하는 방법이다. 따라서 지형 및 지질조건 이외에도 블록을 이루는 암체의 물성이 중요하다. 본 모델링은 동적인 과정을 통하여 해석을 수행하므로 항상 사면을 굴착하기 이전에 충분한 계산단계를 수행하여 평형에 도달시키는 것이 중요하다. 이는 시간  $t=0$ 에서 해석 대상 물체는 마치 무중력 하에 있는 것 같은 상태이므로 중력을 가하면 모든 물체가 갑자기 바닥으로 내려앉기 시작하기 때문이다. 이 변화는 매우 갑작스런 것이므로 곳곳에 충격파가 발생하여 물체는 상하 좌우로 진동하면서 차차 평형에 도달하게 된다. 평형에 도달하였는지의 여부는 사용자의 판단에 따르나 일반적으로 불평형력(unbalanced force, 즉 물체가 평형 상태에 있으려면 물체 내부의 임의의 점에 대하여 사방에서 작용하는 힘이 서로 평형을 이루어야 하는데, 평형을 이루지 못하고 남는 힘)의 크기 및 물체 내부에서의 최대속도 등을 관찰, 이들 값이 일정 수준으로 수렴함을 관찰함으로써 평형상태 도달 여부를 판단한다. 모델이 평형상태에 도달한 후에 사면을 굴착한 다음 다시 중력을 가하여 계산을 실시하여 모델의 안정성 또는 불안정성을 판단한다.

## 제 3 절 국내 사면안정성 조사

3절에서는 다양한 사례연구를 통해 풍화, 성인과 관련된 불연속면의 발달 또는 단층과 같은 대규모 지질구조의 영향이 인공암반사면의 안정성에 어떠한 영향을 미치고 있는지를 파악하고자 하였다. 각각의 사례로 화성암류는 서울화강암으로 서울 강북의 00동에 조성된 인공사면의 사례를 연구하였고, 변성암류는 서울 00 초등학교 운동장에 조성된 인공사면 (흑운모 편마암)과, 경기도 용인지역 도로에 조성된 사면(대규모 단층파쇄대, 편암), 파주지역 채석장사면 (규암질 편마암)등의 사례를 조사하였고, 퇴적암류로는 영월지역의 00터널 갱구부 사면으로 쇄설성 퇴적물과 화학적 퇴적암이 혼합된 양상으로 산출되는 이질석회암으로 구성되어 있는 사례를 조사하였다.

### 1. 화강암 사면

#### 가. 대상지역 위치와 지질특성

##### 1) 대상지역 위치

본 연구의 대상이 된 현장은 인근에는 공원, 학교, 주거 지역 등이 밀집해 있는 강북지역의 아파트 신축공사 현장에서 발생한 대규모 암반 절취 사면이다.

##### 2) 지질학적 특성

#### 가) 암석의 종류

지질은 주로 2억년전, 백악기에 생성된 대보 화강암이 대부분을 차지하고 있다. 서울화강암은 변성암과 뚜렷한 경계를 보이지만, 경계부 주변의 변성암은 화강암 관입에 의한 접촉변성작용을 별로 받지 않았다. 이 화강암에는 많은 산성 암맥과 약간의 염기성 암맥의 관입이 있었으며, 암석은 주로 중립질 또는 조립질의 입자로 구성되어 있고 압자의 균질성은 화강암체의 중앙부나 주변부의 차이가 없다. 유색광물은 주로 흑운모이며 대체로 암석 전체 색깔은 우백질이나 국부적으로 분홍색의 K-장석이 많아서 분홍색을 띄는 경우도 있는데 우백질 화강암과는 점이

적인 경계를 지나는 것으로 알려져 있으나 간혹 단층 등으로 뚜렷한 경계를 지니기도 한다. 서울화강암의 성분은 석영 30~35%, K-장석 30~35%, 사장석 25~35%, 운모 1.5~3% 이어서 암석학적으로 세분하면 Monzogranite로 분류되고, 현미경하에서 신선한 상태의 암석도 미세한 절리가 발달된 것을 보여준다 (이수관, 1987).

#### 나) 풍화상태

일반적인 서울화강암의 풍화상태는 풍화대의 발달이 미약하고(심도 약 5m이내), 풍화정도가 지표면에서 깊어질수록 점이적으로 감소하나 토층과 암석의 경계가 뚜렷한 편이다. 화강암은 암질이 비교적 균질하며 풍화심도가 얇으며(수 m), 잔류토층은 화강풍화토로 실트질 모래층을 이룬다.

본 연구지역의 풍화상태를 절취사면의 위치별로 파악해보면 다음과 같다. 절취사면 중앙부 사면 하부 ~ 중간 소단까지는 경암이 분포하고 사면 중간 소단 ~ 상부 소단까지는 연암이 분포하며 상부소단의 지표면은 거의 풍화암이며 풍화도가 1m 이내로 얇게 분포한다. 그리고 좌측 사면과 우측사면은 표면의 풍화가 심한 상태이다.

#### 다) 불연속면 상태

일반적인 서울화강암의 불연속면 상태는 절리가 규칙적으로 발달하며(상호직교하는 3방향의 우세함) 직선적이며 연장성이 보통이다. 단층의 발달은 편마암에 비교하여 적은 편이다.

본 연구지역의 불연속면 상태는 다음과 같다. 일반적으로 절리가 많고 규칙적이며 절리의 연장성이 20m 내외로 매우 긴 것과 1m내외로 매우 짧은 것들이 분포하여 있다. 연장성이 긴 절리는 70도 이상의 기울기를 가지고 있는 판상절리가 대부분을 차지하고 있고, 연장성이 짧은 절리들은 판상절리들을 끊어주는 역할을 하는 것으로 판단된다. 또한 판상절리면에는 산화철 등이 피복되어 있어 마찰각이 상당히 떨어질 것으로 예상된다.

#### 라) 조사구간 설정

본 연구에서는 대상 구간에 대하여 No.를 토대로 7개의 사면으로 구분하였으며, 좌측을 시점으로 각 사면마다 1 ~ 7번까지의 번호를 사용하여 표시하였다.

또한, 절취사면에 분포하는 불연속면(절리, 단층)의 발달상태 등을 고려하여 각 사면을 몇 개의 부분으로 나누었다.(그림 3-18. 참조)

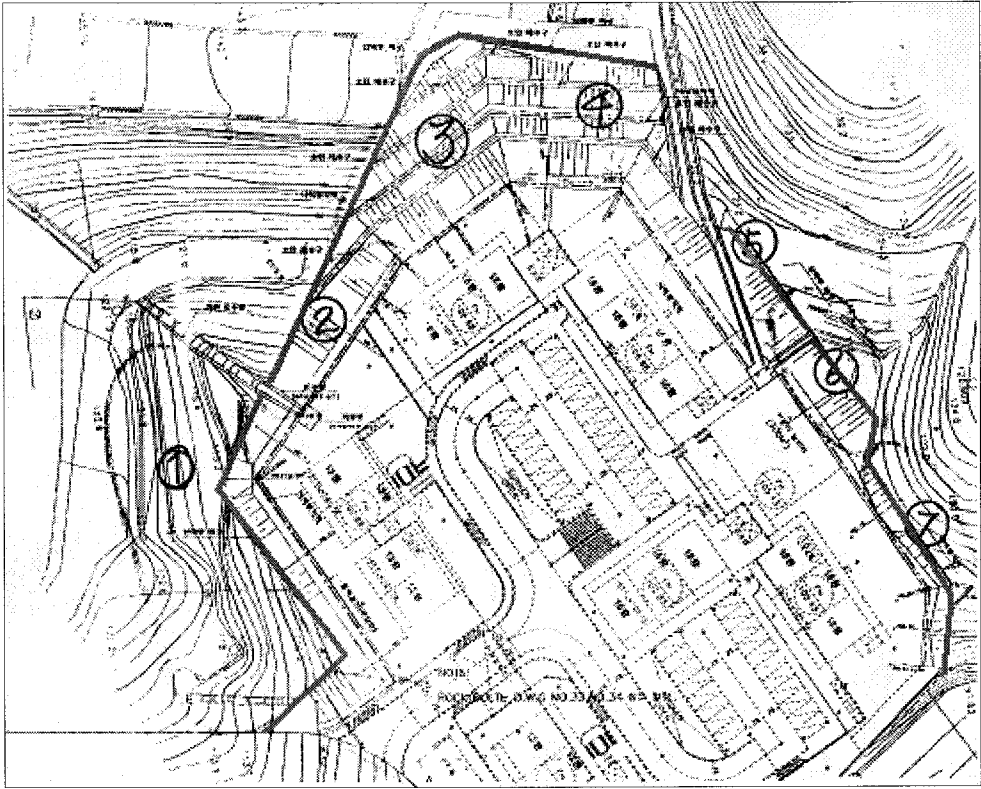


그림 3-18. 조사 구간의 설정

마) 현장강도 측정

조사한 총 7개 사면의 슈미트 해머 값을 분석해 보면 다음 표 3-6과 같다.

표 3-6. 슈미트 해머 값과 환산일축압축강도

사면		슈미트 해머 값	환산일축압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )
1	상부	-	-
	하부	35	500 ~ 700
2	하부	55	1000 ~ 1300
3	1소단	55	1000 ~ 1300
	2소단	50	800 ~ 1000
	3소단	45	700 ~ 900
	4소단	35	500 ~ 700
4	1소단	55	1000 ~ 1300
	2소단	50	800 ~ 1000
	3소단	45	700 ~ 900
	4소단	35	500 ~ 700
5	상부	45	700 ~ 900
	하부	55	1000 ~ 1300
6		35	500 ~ 700
7	상부	35	500 ~ 700
	하부	55	1000 ~ 1300

바) RMR

RMR 값을 표 'D. 암반 등급의 의미'에 따라 각 등급에 따른 암반의 점착력과 암반의 마찰각을 표 3-7과 같이 유추했다.

표 3-7. RMR 분류에 따른 사면 분석 표 3-8. RMR을 이용한 암반의 강도정수 해석결과

사면	위치	RMR에 따른 강도정수			사면	RMR에 따른 강도정수		
		RMR	C(kg/cm <sup>2</sup> )	φ(°)		RMR 값	등급	
1	상부	22	1 ~ 2	15 ~ 25	1	상부	22	IV
	하부	39	1 ~ 2	15 ~ 25		하부	39	IV
2	하부	73	3 ~ 4	35 ~ 45	2	하부	73	II
3	1소단	35	1 ~ 2	15 ~ 25	3	1소단	35	IV
	2소단	40	1 ~ 2	15 ~ 25		2소단	40	III
	3소단	57	2 ~ 3	25 ~ 35		3소단	57	III
	4소단	73	3 ~ 4	35 ~ 45		4소단	73	II
4	1소단	35	1 ~ 2	15 ~ 25	4	1소단	35	IV
	2소단	40	1 ~ 2	15 ~ 25		2소단	40	IV
	3소단	57	2 ~ 3	25 ~ 35		3소단	57	III
	4소단	73	3 ~ 4	35 ~ 45		4소단	73	II
5	상부	40	1 ~ 2	15 ~ 25	5	상부	40	IV
	하부	76	3 ~ 4	35 ~ 45		하부	76	II
6		43	2 ~ 3	25 ~ 35	6		43	III
7	상부	43	2 ~ 3	25 ~ 35	7	상부	43	III
	하부	76	3 ~ 4	35 ~ 45		하부	76	II



사) GIS 해석

본 연구에서는 Hoek-Brown Model Program을 이용한 암반의 강도정수 해석방법과 RMR 분류 방법중의 등급에 따른 강도정수 해석방법(표 3-8. 참조), 그리고 실제 절리면 진단시험을 통해서 수치해석을 통해 얻은 mi값과 s값을 이용한 강도정수 해석 방법을 이용하여 가장 안전측의 강도 정수를 얻어내었다. 각 방법에 의한 산출 값은 다음 표 3-9와 같다.

표 3-9. GSI를 이용한 암반의 강도정수 해석결과 (Hoek-Brown Model Program)

사면	위치	GSI에 따른 강도정수		
		GSI	C(kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ ( $^{\circ}$ )
1	상부	10	2.20	35
	하부	30	4.95	55
2	하부	65	14.19	65
3	4소단	10	2.20	35
	3소단	20	4.68	44
	2소단	38	6.04	56
	1소단	65	14.19	65
4	4소단	10	2.20	35
	3소단	20	4.68	44
	2소단	38	6.04	56
	1소단	65	14.19	65
5	상부	30	4.95	55
	하부	65	14.19	65
6		30	4.95	55
7	상부	30	4.95	55
	하부	65	14.19	65

표 3-10. 프로그램 해석시 사용한 강도 정수

		강도정수		
사면	위치	C(kg/cm <sup>2</sup> )	φ(°)	rt(t/m <sup>3</sup> )
1	풍화암	0.3	25	2.4
	연암	1	30	2.6
	경암	1.5	35	2.7
6	풍화암	0.3	25	2.4
	연암	1	30	2.6
	경암	1.5	35	2.7
7	풍화암	0.3	25	2.4
	연암	1	30	2.6
	경암	1.5	35	2.7

나. 절취면의 안정성 평가

1) 구간별 평사투영 해석

가) ①번 사면

S-1 지역의 N34E/57NW 절리가 평면 파괴위험 지역에 있으나 연장성이 적다. N54W/73NE 절리와 N34E/57NW 절리가 쉼기 파괴위험 지역에 있으나 서로 연관성이 적으므로 발생우려가 없다. 그러나 사면의 경사가 급하고 암반 자체의 풍화가 심하므로 별도의 보강 대책이 필요할 것으로 사료된다.

S-2 지역은 N81E/86SE 절리와 N38E/72SE 절리가 발달하므로 이 절리들에 의하여 국부적으로 전도파괴 위험이 있다.

나) ②번 사면

특별히 위험한 절리는 없으나 사면의 경사가 너무 급하고 절리의 빈도수가 많으므로 작은 암괴들이 붕락될 위험들이 많아서 적당한 안정 대책이 필요하다.

다) ③번 사면

사면 전체적으로 비교적 절리가 규칙적으로 발달하는 경향이 있는데 절리로 인하여 평면파괴 및 전도파괴 가능성이 있으며 국부적으로 쉐기파괴의 가능성도 있으므로 이에 대한 전면적인 보강이 필요하다.

라) ④번 사면

S-2 지역의 N18E/38SE절리와 N8E/37SE절리가 발달하므로 대체적으로 평면파괴의 위험성이 존재하므로 록볼트를 이용한 보강이 요망된다.

마) ⑤번 사면

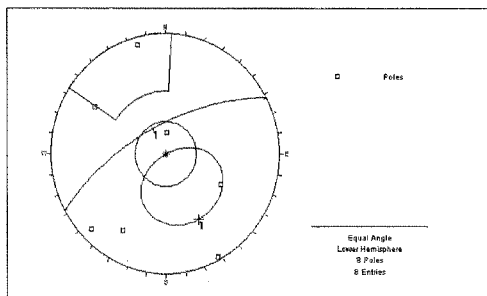
S-2 지역에서 평면파괴가 가능한 불연속면들이 발견되나 국부적이다.

바) ⑥번 사면

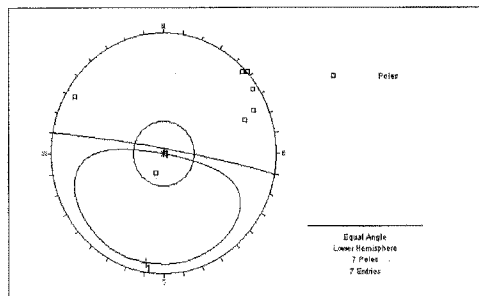
사면 전체적으로 N30 ~ 50E/20 ~ 30SE인 절리들이 우세하게 발달하므로 이로 인한 평면 파괴의 가능성이 크다.

사) ⑦번 사면

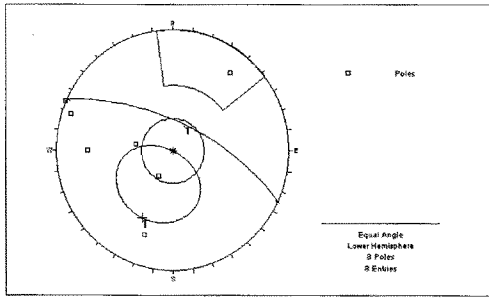
사면 전체적으로 N75 ~ 85E/20 ~ 35SE인 수평절리들이 30~50cm로 우세하게 발달하므로 이로 인한 평면 파괴의 위험성이 있다.



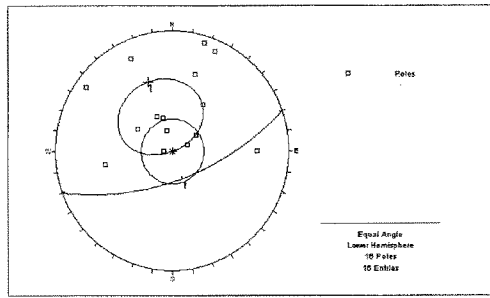
1번사면 평사투영도



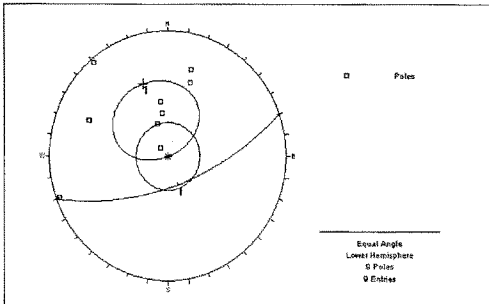
2번사면 평사투영도



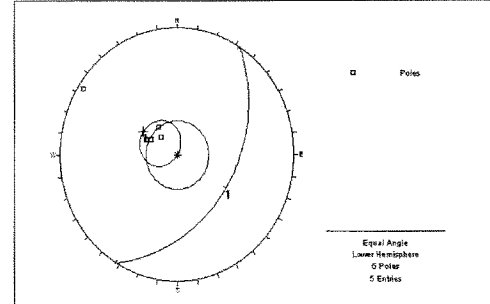
3면사면 평사투영도



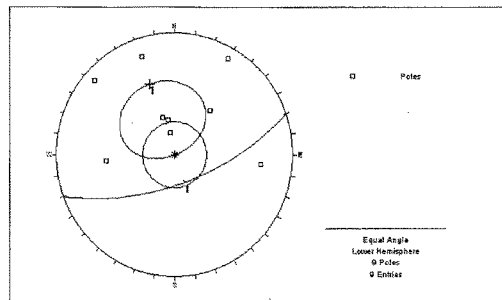
4면사면 평사투영도



5면사면 평사투영도



6면사면 평사투영도



7면사면 평사투영도

그림 3-19. 구간별 평사투영 해석도

## 2) SLOPE/W를 통한 원호과괴 해석

총 7개의 절취사면 중에서 원호 파괴에 의한 대규모 붕괴가 발생할 가능성이 있는 4개의 절취사면에 대하여 SLOPE/W를 이용하여 안정성을 해석하였다. 그 결과는 다음 표 3-11과 같다.

Slope/W 해석결과 ①번 사면의 안전율이 건기시  $F_s=1.127$ , 우기시  $F_s=0.329$ 으로 것으로 해석되어 대규모로 사면이 원형과괴의 형태로 파괴가 발생할 가능성이 매

우 큰 것으로 나타났다. 그러나 구배 완화 시에는 건기시  $F_s=2.041$ , 우기시  $F_s=1.566$ 으로 비교적 안정한 것으로 나타났다. 또한 다른 절취사면에서는 Slope/W 해석결과 대부분 안정한 것으로 판단되었다.

표 3-11. 절토사면 안정성 검토결과

검 토 구 간	안 전 율( $F_s$ )	
	건 기 시	우 기 시
①번 사면	1.127	0.329
③번 사면	2.363	1.832
⑥번 사면	3.975-4.130	3.528-3.786
⑦번 사면	2.254	1.812

#### 다. 수치해석 결과

사면의 대부분이 암반층으로서 변위가 그다지 크지 않아 대체적으로 안정적인 것으로 해석되었으나, 암반의 파괴거동은 절리나 단층이 지배적인 영향을 미치므로 이를 고려한 해석이 필수적일 것으로 판단된다.

#### 가) STA. No.2

먼저 UDEC의 해석결과, 지하수를 고려하지 않은 경우와 지하수를 고려한 경우에는 변위가 극히 작아 안정한 것으로 나타났고, 전단 변위역시 매우 적은 값을 나타내었다. 이는 상부에서 두 번째 층인 풍화암층의 파쇄가 심하여 대표적인 절리군을 찾을 수 없어 해석시 입력할 수 없었기 때문인 것으로 판단된다.

FLAC의 해석결과는 지하수를 고려하지 않은 경우 최대변위는 약 1.1cm 정도이지만 풍화암과 연암이 만나는 부분에서 소성영역이 발생하고 전단변위 증가 지역에 집중되고 있다. 또한 지하수를 고려한 경우에는 6000 step 정도 계산하였을 때 최대 변위가 5m 정도 발생하였으며, 인장파괴, 소성영역 등이 불리하게 발생하였음을 알 수 있다. 상기와 같은 결과로 볼 때 본 사면은 매우 위험한 상태에 있음을 알 수 있다. 그러나 사면의 구배를 1:1로 완화하여 재 절취하였을 경우에는 변위 등이 안전하다고 판단되는 범위에 들어오게 되므로 사면의 구배완화가 필요할 것으로 판단된다.

#### 나) STA. No.6

이 사면은 상부의 약간의 표토층을 제외하곤 대부분이 암반사면으로서 수치해석결과, 소성 이완영역은 발생하지 않았으며, 변위가 극히 작아 안정한 것으로 나타났다. 그러나 하단사면 중앙부에서는 상재의 자중으로 말미암아 약간의 수평

변위를 보였으며 이 부분에 인장균열이 존재할 경우 전도파괴가 일어날 가능성이 높은 것으로 판단된다. 또한 UDEC의 해석시, 지하수를 고려하지 않을 경우 절리면의 경사가 절리면의 마찰각보다 작기 때문에 극히 안정한 것으로 나타났지만 지하수를 고려하였을 경우에는 변위와 전단 변위가 상당히 큰 것으로 나타났다. 또한 상부의 인장균열이 존재할 경우 낙석등의 위험이 있을 것으로 판단되며, 지하수를 고려할 경우 블록들이 절리면을 따라 이동하는 것으로 나타났다. 이에 따라 Rock Bolt와 Shotcrete를 사용한 보강을 실시하였을 경우 변위 등이 안전하다고 판단되는 범위에 들어오게 된다. 그러므로, 적절한 배수공법과 사면보강대책이 필요할 것으로 판단된다.

FLAC의 해석결과는 본 사면의 암질이 양호하므로 별 문제가 없을 것으로 판단된다.

#### 다) STA. No.8

본 사면은 주절리가 사면의 주향 방향과 같게 발달하고 절리틈새에 산화철 등으로 충전이 되어있다. 암질은 하부에서 비교적 양호하여 FLAC의 해석결과, 소성이완영역은 발생하지 않았으며 비교적 안정한 것으로 판단된다.

그러나 UDEC 해석시에는 지하수를 고려했을 경우 절리면을 따라 파괴가 발생할 가능성이 매우 큰 것으로 나타났다. 이에 따라 Rock Bolt와 Shotcrete를 사용한 보강을 실시하였을 경우 변위 등이 안전하다고 판단되는 범위에 들어오게 된다. 그러므로, 적절한 배수공법과 사면보강대책이 필요할 것으로 판단된다.

#### 라) STA. No.10

이 사면도 역시 대부분이 암반층으로서 FLAC의 해석결과, 소성이완영역은 발생하지 않았으며, 매우 적은 변위를 보여 안정한 것으로 나타났다. 그러나, 절리면의 경사가 급해 UDEC의 해석결과, 사면하부의 블록에서 joint opening이 상대적으로 크게 나타나 sliding이 발생하였으며, 지하수를 고려한 경우에서 사면 전반에 걸쳐 큰 규모의 sliding이 발생할 것으로 나타났다. 이에 따라 Rock Bolt와 Shotcrete를 사용한 보강을 실시하였을 경우 변위 등이 안전하다고 판단되는 범위에 들어오게 된다. 그러므로, 적절한 배수공법과 사면보강대책이 필요할 것으로 판단된다.

라. 각각의 해석결과 비교

원화파괴에 의한 안정성 검토를 위한 SLOPE/W, 불연속면에 의한 파괴의 안정성 검토를 위한 DIPS, 수치해석에 의한 안정성 검토를 위한 UDEC, FLAC을 이용하여 절취사면의 안정성을 검토한 결과는 다음 표 3-12와 같다.

표 3-12. 절취 사면 안정 해석 프로그램에 의한 안정성 검토 결과

	SLOPE/W	DIPS	UDEC	FLAC
①번 사면	불안정 0.329(우기시)	국부적 전도파괴	안정	불안정
②번 사면	-	-	-	-
③번 사면	안정 1.832(우기시)	국부적 췌기파괴	국부적 불안정	안정
④번 사면	-	평면파괴	국부적 불안정	안정
⑤번 사면	-	국부적 평면파괴	-	-
⑥번 사면	안정 3.528-3.786 (우기시)	평면파괴	불안정	안정
⑦번 사면	안정 1.812 (우기시)	평면파괴	불안정	안정

라. 보강방안 검토

1) 전체적인 보강방안

가) 장기적인 사면 안정성을 위한 최선책으로는 사면의 구배를 재 절취하는 것이다. 그러나 이는 1번 사면과 같이 주위 여건이 부합될 때만 적용할 수 있다. 특히 주의할 점은 상재 하중을 감소시키기 위하여 상부 풍화토 층을 약 4 ~ 5m 정도 걷어내도록 한다.

나) 만일 주변 여건이 부합되지 않을 경우에는 옹벽 상부에 노출될 암반에 대하여 Rockbolt와 Shotcrete를 이용하여 지반을 일체화시킨다. 또한, 표면 보호처리를 위하여 와이어 메쉬 등을 이용한 2차 Shotcrete를 시공한다.

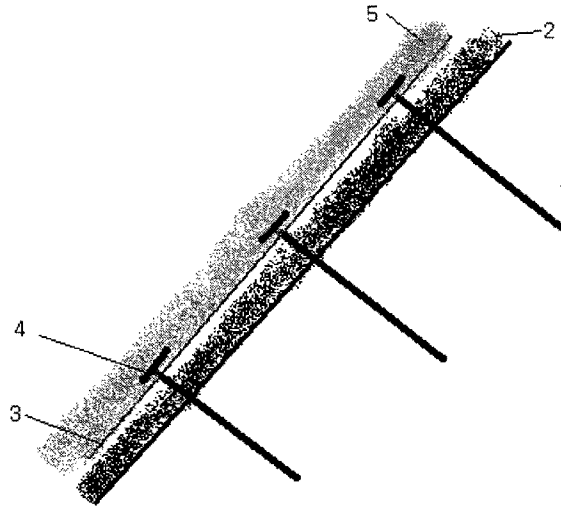


그림 3-20. Rockbolt와 Shotcrete를 이용한 사면의 보강대책 개념도

다) 일부 누수가 발생하는 지역에 배수공을 뚫어 지하수위를 저하시키고, 사면 하부에 옹벽으로 덮혀질 부분에 대하여 뒷채움 후에 발생할 지하수위 상승을 방지하기 위한 대책으로 자연 배수로를 설치한다. 또한 현장 여건상 사면 바로 하부가 아파트로서 매우 위험하므로 사면 표면에 능형망과 와이어 로프를 설치한다.

## 2) 국부적인 보강방안

가) 사면 상부에 자생하고 있는 여러 종류의 식생들은 암반층을 뚫고 뿌리가 자라나므로 장기적으로 암반의 안정성을 저하시키고 우수의 침투를 용이하게 만들 가능성이 존재한다. 따라서 사면 상부의 나무를 제거하고 뿌리까지 제거한다.

나) 사면 상부에 존재하는 낙석이 가능한 암괴 등은 낙석 방지를 위하여 암괴하단에서 접촉하는 모양에 pin과 와이어 로프를 이용하여 안정화시킨다. 또한 만일에 발생할 낙석에 대비하기 위하여 소단에 낙석 방지 펜스를 설치한다.

다) 절취 사면의 구배가 비교적 급한 편이므로 배수로에 우수 속도 저감 방지턱을 설치하고 배수로를 정비하여 우기시에 집중호우로 인하여 발생할 수 있는



우수의 넘침 현상을 미연에 방지한다.

## 2. 편마암 사면안정성 검토

### 가. 대상 지역의 위치와 특성

#### 1) 대상 지역의 위치

본 과업 지역은 서울시내에 위치한 초등학교이다.

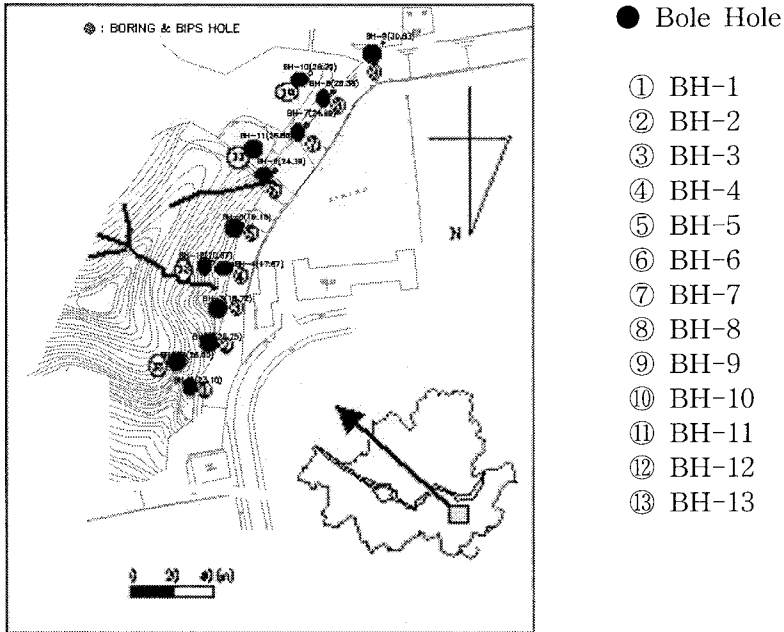


그림 3-21. 조사지역

#### 2) 연구 대상 지역의 지질학적 특성

##### 가) 암석의 종류

지질은 선캠브리아기의 호상흑운모편마암이 분포하고 있으며 엽리구조가 잘 발달하고 있다. 그러나 여러 가지 지각변동에 의해 뚜렷한 방향성을 가지고 있지 않으며 암석에 석영질 광물이 1~3mm 두께의 띠형태로 나타나고 있다. 암석은 대체로 흑운모가 주를 이루는 유색광물부분과 장석과 석영의 집합체인 우백질부분이 서로 교호하여 있다.

나) 풍화 상태

사면 하부 ~ 중간까지는 연, 경암이 분포하고 사면 중간 ~ 상부까지는 연암, 풍화암, 풍화토 순으로 분포한다. 풍화암, 풍화토의 두께가 약 10 ~ 5m까지 다양하게 분포하며 일부 계곡부에서는 풍화심도가 깊다. 또한 일부 단층이나 암맥 등을 따라서 부분적인 풍화를 받은 곳도 발견된다.

다) 항공사진을 통한 불연속면 발달 상태

이 곳은 독립적으로 산계가 발달한 지역이기 때문에 선구조의 발달경향을 파악하기 어렵지만 정밀한 항공사진 판독결과 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

▶ 주 구조선의 방향 : N25 ~ 30E, N40 ~ 50E

▶ 본 과업지역을 지나는 구조선의 방향 : N40 ~ 50E, N80 ~ 85W의 교차

라) 현장 지표조사를 통한 불연속면 발달 상태

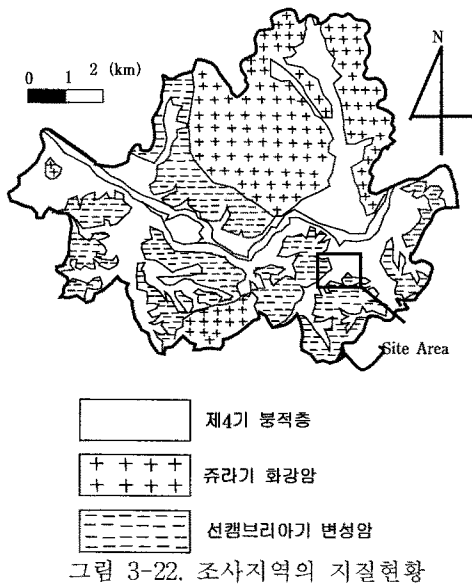


그림 3-22. 조사지역의 지질현황

불연속면의 상태는 대부분 절리의 경우 연장성이 2m 이상으로 긴 수직절리가 분포를 하며 간격은 50cm-1m이고 경사는 70-90° 정도이다. 수평절리의 간격은 10~300cm 정도이며 연장성은 1m이하이다. 평사투영망 해석결과 수직절리는 사면의 경사방향과 반대인 전도파괴의 위험성이 있는 절리가 간혹 있으나 부분적인 보강으로 안정성을 확보할 수 있으며 수평절리의 경우는 대부분 연장성도 짧고 빈도수도 많지 않으나 간혹 평면파괴의 위험성이 있는 절리들이 분포한다. 암맥과 단층이 분포하며 대체로 암맥의 경사방향은 불규칙하나 BH-6~9을 따라서 60-65°

정도의 경사를 가지는 10m이상의 연장성을 가지는 단층이 분포를 하며 이에 대한 보강이 요구된다.

마) 지형

본 과업 지역은 해발 293.5m의 북동측 산각부에 해당하는 지역으로 1980년대

말에 신도시로 건설되어 절취구간이 많으며, 조사구간의 남쪽과 동쪽으로 소규모의 하천인 양재천과 숫내천이 합류하여 한강으로 유입된 수계를 형성하고 있다. 또한 독립산계가 발달한 지역으로 뚜렷한 구조를 파악하기 어렵다.

#### 바) 사면의 위치 및 크기

본 사면은 운동장 끝부분에서 시작하여 도로변까지 이르는 약 300 ~ 350m 정도의 길이를 가지고 있다. 구배는 대부분의 사면에서 약 63°~ 70°정도로 매우 급하고, 절취면의 높이는 20 ~ 29m 이다. 사면의 약 250 ~ 300m는 운동장에 접해 있으나 나머지 부분은 초등학교 건물 우측부와 약 5 ~ 10m 정도의 간격을 두고 접해있기 때문에 사면의 붕괴시 직접적인 영향을 받을 수 있다

### 3) 연구 대상 지역의 수리현황

#### 가) 수계로 본 수리현황

수계분석은 사면의 안정성에 많은 영향을 주는 물의 흐름과 지형구조를 판단할 수 있는 조사로써 두 개의 선구조가 절취면을 지나가고 있으며 수계를 분석한 결과 절취면 방향으로 흐르는 수계가 존재함을 알 수 있었다. 고지형도를 분석한 결과 1998년 붕괴된 사면쪽(BH-4~BH-5)으로도 수계가 존재하였다.

#### 나) 지하수위 측정에 의한 수리현황

지하수위는 2000년 9월 15일부터 10월 15일까지 약 한 달간 측정하였으며 측정 초기에는 강우량이 많았기 때문에 수위가 상승하는 경향을 보였고 측정 중반 이후에는 수위가 일정해지는 경향을 보였다.

#### 다) 시추공의 수위 조사 결과 및 분석

수위분포는 한달간 수위를 측정한 평균수위와 집중호우에 의한 고수위를 표시하였으며(3일간 약 129.7mm의 강우량), 이를 토대로 100년 빈도의 강우강도 중 적합도가 가장 좋은 모델을 택하여 수위상승을 예측하였다. 수위예측 결과 본 연구에 고수위로 사용한 지하수위 지표 -3m는 안전측인 것으로 판단되었다.

다. 절취면의 안정성 평가

1) 절취면의 지반 강도정수 산정

풍화암과 풍화토의 강도정수는 전단시험을 통하여 얻어진 값을 현장 응력 수준

표 3-13. 본 연구에 사용된 지반 강도 정수

층구분	물성치 단위중량(ton/m <sup>3</sup> )	점착력(ton/m <sup>2</sup> )	내부마찰각(°)
매립토층	1.5 (토층내의 자갈까지 고려하면 약 2.0)	0.3	23.5
*매립토층,자갈+풍화 잔류토층	1.9~2.0	0.3~0.7	23.5~28
풍화토	1.8	0.5~1.0	28
풍화암	2.0	1.5~2.0	29~30
풍화토,암-연암I 경계	2.0	0~0.7	23~26.7
연암I	2.2	3~5	30
연암II	2.4	8	33
경암	2.6	10	35~38

에 맞추어 조정하여 사용하였으며 암반에 대한 강도 정수를 산정하는데 있어서는 GSI가 일반적으로 암반의 C,  $\phi$ 값이 높은 것으로 알려져 있으므로 비교적 보수적인 값인 RMR에서 구한 암반의 C,  $\phi$ 값과 절리면 전단 시험값을 비교하여 본 사면의 안전을 계산 및 설계에

사용하였다. 전반적으로 편마암이 풍화된 지역으로 상부 토사층에 그 흔적이 남아 있어 강도특성에 영향을 주고있다. 암반층에도 절리 파쇄부가 존재하여 일괄적인 설계 파라미터의 산정이 어려워 안전측으로 설계정수를 산정하였다.

\* 매립층과 풍화잔류토층 상호간의 분포면적을 고려하여서 강도정수와 물성은 매립층과 풍화잔류토층과의 평균값을 산정하여서 결정하였는데 본 지역에서는 Back Fill+CW는 단위중량=1.9~2.0t/m<sup>2</sup>,  $\Phi$ =23.5~28, C=0.3~0.7을 적용하였다.

2) 평사투영 해석

본 절취사면에서 불연속면의 발달특성상 위험하다고 판단되는 부분들을 각 세 부분으로 나누어서 해석한 결과이다.

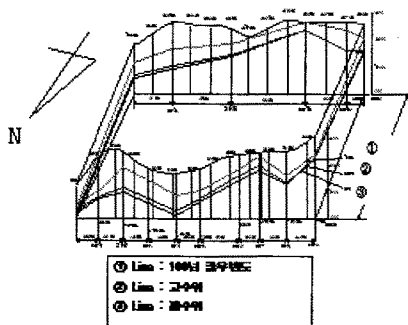


그림 3-23. 지하수위 분포

가) 각 세부구역별 평사투영망 해석결과

(1) 좌측사면 (BH-1, BH-2, BH-3, BH-4, BH-5)

본 사면은 전체적으로 절취사면의 주향방향과 30~50° 주향차이를 가지는 수직절리들이 다수 분포하며 본 절리들은 연장성이 2m 이상인 긴 절리들로서 절리표면이 매끈한 편인데 이 절리들은 사면의 안정성에 영향을 끼치지 못하는

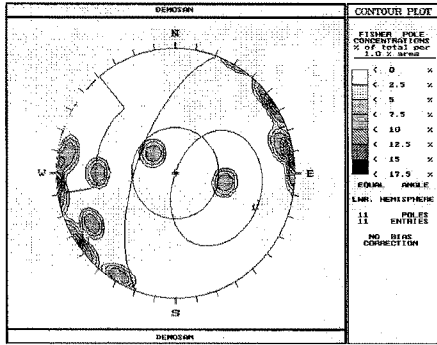


그림 3-24. 좌측사면의 평사투영망

영상촬영자료에 따르면 BH-4, 5, 6에서는 N10~35E/35~36NW의 단층이 존재하는데 본 단층은 초등학교 운동장쪽으로 기울어져서 평면과파의 우려가 있다.

(2) 우측사면 (BH-6, BH-7, BH-8, BH-9)

본 사면은 좌측부와 거의 동일한 절리들이 많이 분포하며 이 지역 역시 연장성이 긴 수직절리가 다수를 나타내고 있다.

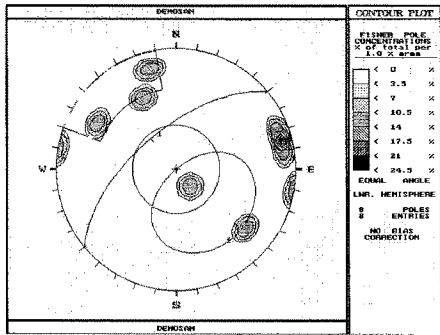


그림 3-25. 우측사면의 평사투영망

본 고각인 수직절리들을 따라서 전도과파의 위험성이 있는 역할을 하고 있다. 대체로 절리표면은 매끈하며 수직절리들은 연장성이 2m 이상으로 긴 절리들이 분포한다. 또한 역경사로 발달하는 엽리가 많은데 본 엽리의 방향에 평행한 절리들이 분포하는데 본 절리의 연장성이 20~30cm로 짧은 편이고 절리표면이 약간 거친편으로서 본 절리는 위험요인이 아니다. 그러나 시추공내

단지 이 사면에서는 사면 하부에는 N30E/6 5SE의 절리가 연장성이 20m 이상으로서 역구배가 되어서 대규모의 전도과파 위험성이 있으므로 이 위험 부분에는 록볼트 등으로 부분적인 보강이 필요한 것으로 판단된다. 다른 절리들은 별다른 위험성은 없으나 N40E/65NW의 절리는 Daylight envelope 안의 영역에 포함되어 있어 위험하다. 그러나 이러한 절리군들이 나타나지 않기 때문에 큰 위험성은 없는 것으로 판단된다.

3) FLAC 해석 및 UDEC 해석

가) 개요

본 연구에 사용된 수치해석의 사면의 안정성을 분석하기 위한 도구는 유한차분법을 이용한 FDM 해석기법의 FLAC과 암반을 절리나 단층 등으로 나누어진 블

록들의 집합체라고 보고 블록들의 접촉면에서 발생하는 힘과 변위와의 관계를 운동방정식에 의거 해석함으로써 블록들의 거동을 예측하는 수치해석적 기법인 UDEC을 사용하여 해석하였다.

나) 해석결과

- UDEC의 해석결과

모든 경우에 있어 변위가 극히 작고 불평형력과 속도벡터가 모두 수렴하는 것으로 나타나 대체적으로 안정적인 것으로 판단되었다.

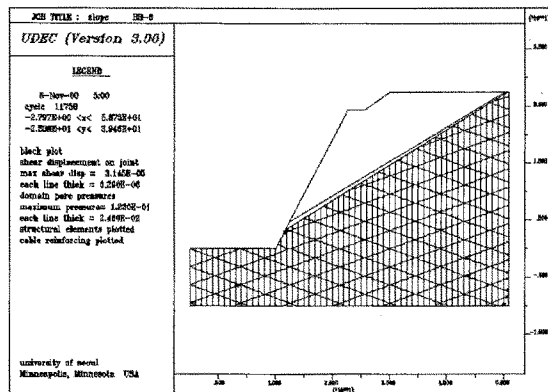


그림 3-26 UDEC 해석결과

- FLAC의 해석결과

정상수위상태에서는 최대변위가 10mm 미만으로 대체적으로 안정적이거나, 최고 수위상태에서 BH-(7,10)과 BH-(8,10)을 제외한 다른 시추지역에서는 최대변위가 10~120mm 정도로 상대적으로 큰 변위를 나타내어 장기적인 안정성에 문제가 있을 것으로 판단된다. 이는 토층 경계면이 사면의 경사방향과 같은 방향으로 존재하기 때문에 이에 의한 영향이 큰 것으로 판단되며, 구배완화나 앵커 및 Rock-bolt의 보강이 필요하다.

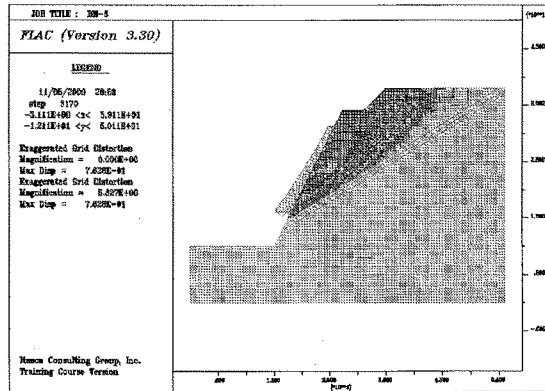


그림 3-27. FLAC 해석 결과 (BH-6 단면)

#### 4) 원형파괴를 고려한 한계평형해석

##### 가) SLOPE/W를 이용한 해석

SLOPE/W 해석결과는 원호파괴가 토층까지의 파괴와 연암 I 까지 파괴를 구분하여 검토하였다. 구배 완화전의 안전율이 최고수위(사면정상부에서 -3m적용)의 경우  $F_s=0.31\sim 1.08$ , u정상수위(실제 현장수위계측결과)의 경우  $F_s = 0.55\sim 1.22$ 의 범위로 전체적으로 안전율이 낮은 것으로 판단되었다. (그중 BH-7번은 안전율이 최고수위시 1.08로 여전히 불안하며 단층 활동면이 있어 위험하다고 판단된다.)

그 결과 구배완화와 앵커보강을 통한 안정화 대책을 검토하였다. 구배완화 해석결과에서 최고수위의 경우  $F_s=0.43\sim 1.90$ , 정상수위의 경우  $F_s = 0.79\sim 2.15$ 으로 구배완화를 하더라도 부분적인 앵커보강이 필요한 것으로 나타났다. 앵커보강 해석결과는 안전율이 최고수위의 경우  $F_s=1.50\sim 1.64$ , 정상수위의 경우  $F_s=1.51\sim 1.96$ 으로 안전한 것으로 판단되었다

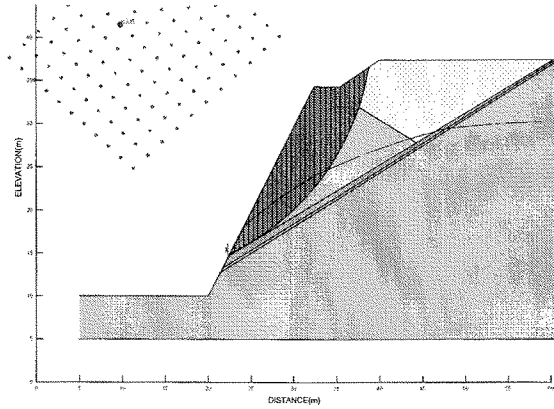


그림 3-28. 구배완화전 사면안정성 해석사례 (BH-6 단면)

나) 불연속면에 의한 직선적인 파괴를 고려한 한계평형해석

사면내의 활동력과 저항력사이의 관계로 안전율을 구하고 총 보강량을 산정할 수 있는 방법으로 인장균열이 있거나 없을시 평면파괴에 대해 적용할 수 있다. 평면파괴의 경우에 안전율은 “안전율=저항력항/활동력항”으로써 구하며 수식으로 다음과 같이 표시되고 이 수식을 변환하여 안전율 1.5를 고려한 후 총 보강량을 산정하였다.

여기서 직선파괴시 위험압괴의 후방에 인장균열이 있는 몇 가지 경우(①:첫 번째 인장균열 ②:두 번째 인장균열, ③:인장균열이 없는 경우)를 가정하여서 우기시 인장균열에 지하수압이 발생하는 것도 검토하였다.(그림 3-29.참조)

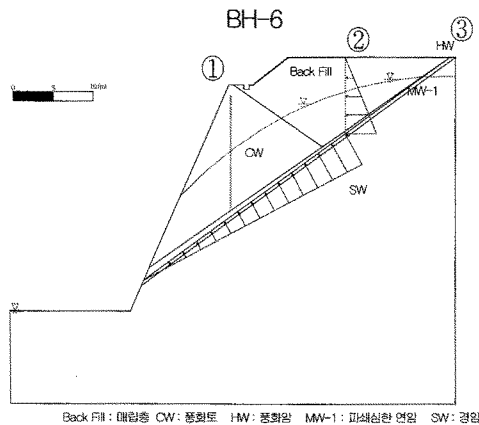


그림 3-29. 토층과 암반의 직선적인 양압력 작용시 평면파괴 가능성



### 검토사례(BH-6단면)

$$F_s = \frac{CA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p} \quad (1)$$

여기서

$W$  = 활동토체의중량

$A$  = 활동면의길이

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \operatorname{cosec} \phi_p \quad (2)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (3)$$

총보강량  $T$ 는

$$T = \frac{F_s W \sin \phi_p - CA - (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p) \times \tan \phi}{\tan \phi_p \sin \beta + F_s \cos \beta} \quad (4) \text{ 로 구한다.}$$

다. 결과 및 고찰

#### 1) 보강 방법별 비교 및 선정

본 연구지역의 절취면에 알맞는 보강방안을 선정하기 위해 기존의 사면 안정공법중 적용 가능한 것을 선정하여 비교 검토하였다.

본 지역은 지반이 상부에 매립층, 풍화잔류토, 풍화암, 연암1(파쇄와 풍화가 심한 연암층), 연암2(양호한 암반층), 경암이 존재하고 풍화토/풍화암과 연암의 경계가 뚜렷하며 단층이 존재하므로 상기와 같은 복잡한 풍화특성과 불연속면의 특성을 모두 고려하여서 사면안정성을 분석하였고 각 경우에 따른 안정성과 보강대책을 모두 검토해본 후에 최종적으로 가장 최적의 보강대책을 제시하고자 한다. 현재 구배완화(1:1)하는 방법과 절취사면(1:0.5)에서 직접 앵커 등으로 보강하는 방법을 각각 검토하였다.

#### 2) 결 론

본 연구지역은 흑운모호상편마암으로 이루어진 지역으로써 파쇄가 많고 절취면의 전면으로 수계가 존재하는 등 많은 위험요소를 내재하고 있는 것으로 판단되었다. 따라서 안정성을 도모하기 위해서는 지층의 상태나 지질 구조를 알아야 했기 때문에 시추와 BIPS, 현장탄성파등을 실시하였고 지하수위는 실측하여 장래 호우시 수위를 예측하여 설계에 반영하였다.

설계시에는 본 지역의 위치가 초등학교 운동장사면이라는 특수한 상황을 고려하여 발생할 수 있는 확률이 아주 작은 위험요소라도 제거하고자 하였으며 보강 방법간의 비교를 통하여 최선의 보강 방법을 선정하도록 하였다. 초등학생의 시각을 고려하여 미관상 녹생토를 실시하도록 설계하였다. 보강방법별로 비교검토 결과 제2안인 앵커보강방법이 가장 우수한 보강방법으로 판단되었다.

표 3-14. 보강방법 비교검토

구분		구배완화공법	Anchor 공법
공법 범요	주 공 법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 절취면에 대한 업구 안정성 확보</li> <li>· 절취면의 구배를 완화하여 활동력을 줄임으로서 안정성을 확보</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 절취면의 현재구 배 유지</li> <li>· Anchor의 인장력에 의해 전단</li> <li>· 저항력을 증가시켜 사면안정성 확보</li> </ul>
	보 조 공 법	녹생토+배수공	배수공+띠장+녹생토
장점		<ul style="list-style-type: none"> <li>· 안정성을 확실히 얻을 수 있는 공법</li> <li>· 시각적인 안정감을 부여</li> <li>· 장기 안정성 확보</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 추가 용지 불필요</li> <li>· 원지반 물성의 강화 효과</li> <li>· 평면파괴에 대한 보강 고려</li> </ul>
단점		<ul style="list-style-type: none"> <li>· 용지 보상의 문제</li> <li>· 절토량 과다</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공후 지속적 유지관리필요</li> <li>· 대형천공장비로 시공성 저하</li> </ul>
시공성		<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공 난해 (학교 운동장)</li> <li>· 공기 짧음</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공 용이 (학교 운동장으로 부지 넓음)</li> <li>· 건물 인접부는 인력시공 가능</li> <li>· 공정이 간단하고 양호</li> </ul>
안정성		매우 우수, 장기안정	우수
외관		· 시각적인 안정성 우수	· 녹생토로 시각적인 문제해결

### 3. 단층과쇄대, 변성암

#### 가. 대상지역의 위치와 특성

##### 1) 위치

용인단층을 따라 시공중인 도로공사에서 대규모로 붕괴된 사면이다.

##### 2) 지질학적 특성

###### 가) 지반조사

지질은 편마암류와 편암류 및 이를 관입한 암맥들이 주로 분포하며 대규모 용인단층이 50km 이상의 연장선을 갖는다. 용인단층에 의해 파생된 수많은 크고 작은 단층들이 사면 전반에 걸쳐 나타나고 있으며 단층을 관입하는 암맥들도 다수 분포하기 때문에 이러한 단층이 사면의 안정성에 영향을 줄 것으로 판단 정밀 지표지질조사를 통하여 단층과 불연속면의 특성을 조사하였다.

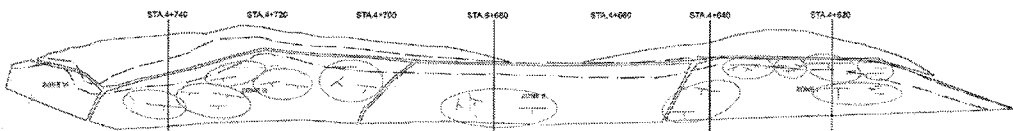
###### (1) 우측사면

조사사면은 용인단층의 방향과 사면의 주향이 비슷하게 절취되어 조사된 전 구간에 걸쳐 용인단층에 의해 형성된 크고 작은 단층들이 많이 분포하고 있으며, 일부구간에서는 단층면을 따라 산성 또는 염기성 암맥이 후에 관입한 양상을 보이고 있다. 또한 조사구간에서 관찰되는 연장성이 비교적 작은 절리들 역시 단층활동시에 파생된 불연속면으로 절리면이 단층면과 유사한 특성을 보이고 있다. 사면에 분포하는 암반은 대체적으로 편마암 내지는 편마암질 편암으로 편리가 단층활동에 의해 다양한 방향으로 교란되어 있고 비교적 엽리면이 단척있다. 그밖에 산성 암맥과 염기성 암맥이 일부구간에서 관입한 양상이 관찰된다. 풍화상태는 보통 보통풍화에서 심한 풍화까지 다양한 양상을 보이고 있으며 점이적인 풍화상태이다. 하지만 사면에 분포하는 단층대에서는 풍화와 파쇄가 심하며 지하수의 유출도 심한 편이다. 사면의 암질상태 (RQD)는 파쇄가 심하기 때문에 하부 암반구간에서는 50~60%정도 상부 풍화암 구간에서는 10~40%로 매우 파쇄가 심하다. 강도는 하부에서는 대부분 슈미트 해머 강도수치가 35~50정도로 연암을 나타내며 상부에서는 15~25 정도로 풍화암 정도의 강도특성을 나타내고 있다. 암반의 풍화상태는 약간풍화가 약 4%, 보통풍화가 전체의 약 40%정도 차지하며 심한풍화가 약 56%, 신선한 암반의 경우는 거의 없는 것으로 조사 되었다. 주로 심한풍화 또는 보통풍화가 가장 우세한 것으로 분석되었으며 이것은 단층파쇄대와 변성암지대에서의 복잡한 지질작용에 기인한 것으로 판단된다. 불연속면의 연장성은 상당히 불규칙하게 나타나고 있으나 사면과 비슷한 방향으로 40도의 경사를 단층과 수직단층면들이 20m 이상의 연장성을 가지는 특징이 보인다. 그 밖에도 전체적으로 다른 지

역에 비해 매우 높은 연장성을 보이는데 이 역시 과거 지질시대의 단층활동에 기인한 것으로 추정된다. 불연속면의 간격은 엮리가 있는 변성암지대임에도 불구하고 20~60cm 간격이 가장 우세했다. 이는 암반구간에서 엮리면들이 단혀있어서 불연속면으로 간주되는 것들이 드물었기 때문에 여타의 변성암지대와는 다르게 비교적 간격이 넓게 나왔다. 그러나 단층에 의해 파쇄가 심한 구간들은 6~20cm로 비교적 좁은 불연속면 간격을 나타내고 있다. 불연속면의 틈새는 매우 다양하게 벌어져 있는데 현장조사시 파괴가능성이 있는 것으로 보이는 절리면의 틈새는 대체로 많이 이완되어져 있는 것이 특징이다. 절리면들은 대개 산화철이 착색되어 있는 경우가 많으며 단층면에는 단층점토나 실트가 충전되어 있거나 fault gouge 등이 충전되어 있는 경우도 간혹 분포하며 편리방향의 절리에서는 보통 운모류같은 판상광물이 존재하는 것으로 관찰됐다. 지역에 나타나는 불연속면을 따라 지하수 유출은 보통 DAMP에서 WET 한 상태로 되어 있으며 특히 단층면을 따라 지하수 유출이 많은 것으로 나타났다.



(a) 지표지질조사 현황



(b) 위험 불연속면과 대표단면

<p>다른구간과 비교하여 비교적 암질이 양호하고 연장성 짧은 단층이나 절리들이 우세하며 지하수의 유출이 적음. 전반적으로 위험절리틈이 2~5mm 정도로 많이 이완되어 있어 전반적으로 소규모 내지 중규모의 평면파괴가 우세하나 좌측 상부에 일부 췌기 파괴 가능성 내포.</p>	<p>단층파쇄대 구간으로 파쇄가 심하고 풍화 역시 많이 진행되어 있음 단층들의 연장성 매우 좋으며 일부 산성암맥이 관입해 있음. 지하수의 유출은 전반에 걸쳐 매우 많으며 특히 암맥의 경계부에서 집중적으로 유출된다. 사면의 높이는 비교적 작지만 단층면에 의해 대규모 내지는 중규모의 평면파괴 및 췌기파괴가 예상된다.</p>	<p>암질은 다른구간과 비교하여 좋은편이나 연장성이 좋은 단층들이 잘 발달되어 있고 우측에 엮기성 암맥이 관입해 있음. 단층 또는 암맥 경계로 지하수의 집중적인 유출이 있음. 중규모 내지는 대규모의 평면파괴 및 췌기파괴가 예상되며 특히 좌측 부분에서는 사면 최하부에 사면경사방향으로 40°의 경사를 가진 단층면에 의해서 대규모 평면파괴가 진행중임.</p>
Zone I	Zone II	Zone III

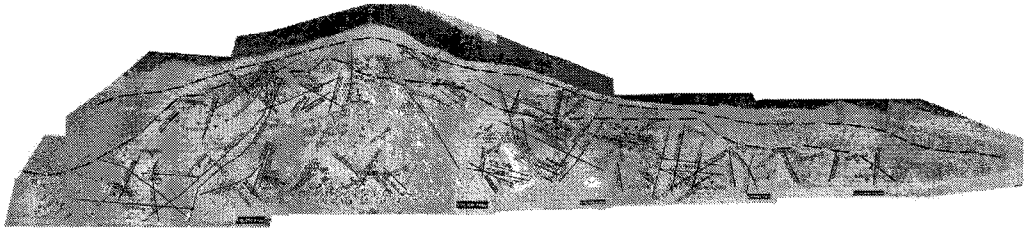
(c) 구간별 현황 및 파괴 가능성

그림 3-30. 우측사면 정밀지표지질조사 결과

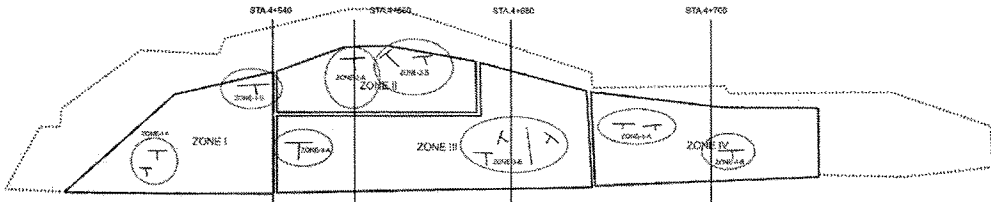
## (2) 좌측사면

조사사면은 2소단부에서 대규모의 사면붕괴가 발생했으며 인접지역에 추가적인 붕괴가 진행 중이거나 가능성이 있다. 붕괴구간을 중심으로 좌측은 불연속면이 비교적 연장성이 작고, 틈이 단허있고, 또한 우측에 비해 신선한 암반이 존재한다. 반면에 우측은 연장성이 매우 긴 단층들이 매우 잘 발달되어 있으며 풍화도비교적 빠르게 진행되어 있다. 용인단층의 방향과 사면의 주향이 비슷하게 절취되어 조사된 전 구간에 걸쳐 용인단층활동에 의해 형성된 크고 작은 단층들이 많이 분포하고 있으며, 일부구간에서는 단층면을 따라 후에 산성 또는 염기성 암맥이 관입한 양상을 보이고 있다. 또한 조사구간에서 관찰되는 절리군들 역시 단층활동시에 파생된 불연속면으로 절리면이 단층면과 유사한 특성을 보이고 있다. 풍화상태는 보통 보통풍화 (MW: Moderately Weathered)에서 심한풍화 (HW: Highly Weathered)까지 다양한 양상을 보이고 있으며 점이적이다. 암질상태(RQD)는 파쇄가 심하기 때문에 하부 암반구간에서는 40~50%정도 상부 풍화암 구간에서는 10~30%로 매우 파쇄가 심한 편이다.

암반의 강도는 하부에서 SHV: 40~55정도의 연암이상의 강도를 보이고 상부에서는 SHV: 15-20 정도의 풍화암 정도의 강도를 가지고 있으며 풍화상태는 약한 풍화 6%, 보통풍화 60%, 심한풍화 34%로 보통풍화가 가장 우세하고 심한풍화가 다음으로 우세한 것으로 나타났다. 본 사면은 좌측에 비해 우측이 풍화와 파쇄가 심한 것으로 관찰됐다. 불연속면의 양상은 상당히 불규칙하게 나타나고 있으며 20m 이상의 연장성을 가지는 단층이 많이 분포하고 있으며 대부분의 절리들은 3~10m 정도의 연장성을 보인다. 편리방향은 단층에 의해 매우 교란되어 있다. 좌측사면 역시 엽리가 있는 변성암지대입에도 불구하고 20~60cm 간격이 가장 우세했다. 그러나 단층에 의해 파쇄가 심한 구간들은 6~20cm 로 비교적 좁은 불연속면 간격을 나타내고 있다. 불연속면의 틈새는 여타사면의 절리틈새보다 매우 심하게 이완되어 있는데 보통 1~5mm 정도가 가장 우세하게 관찰된다. 단층은 보통 1cm 이상으로 벌어져 있는 경우(점토 등의 충전물질이 존재함)가 대부분이다. 이 지역의 불연속면은 산화철이 착색되어 있는 불연속면들이 많으며 대개 단층면에는 점토나 실트가 충전되어 있거나 fault gouge 등이 충전되어 있다. 우측사면에 비하여 충전물의 비율이 높아 육안관찰시 더욱 더 위험한 양상으로 관찰된다. 본 지역에 나타나는 불연속면을 따라 지하수 유출은 보통 DAMP에서 WET 한 상태로 되어 있으며 단층면을 따라 지하수 유출이 많은 것으로 나타났다.



(a) 지표지질조사 현황



(b) 위험 불연속면과 대표단면

<p>다른구간에 비해서 비교적 암반이 신선하고 절리의 발달이 미약 단층면을 따라 일부 지하수 유출, 비교적 연장성이 짧은 단층면에 의해 소규모 평면파괴가 진행중이거나 가능성 내포, 최하부에 경암의 관입암 존재</p>	<p>사면절취시 평면파괴에 의한 대규모 붕괴가 발생한 구간, 단층의 연장이 매우 길고 이완되어 있어 추가적인 붕괴예상, 단층면내에 열수변질광물 1cm 내외로 충전, 암택경계 또는 단층면을 통해 지하수 유출</p>
<p style="text-align: center;">Zone I</p>	<p style="text-align: center;">Zone II</p>
<p>단층파쇄대로 파쇄가 심하고 풍화가 많이 진행, 관입경계면과 단층면을 통해 지하수가 매우 많이 유출, 대규모 내지는 중규모의 쉐기파괴와 소규모 내지는 중규모의 평면파괴 진행중 또는 가능성 내포</p>	<p>사면의 높이는 낮고 절리의 발달이 미약하나 조사사면구간에서 가장 풍화가 심함, 연장성이 짧은 절리에 의해서 소규모 평면파괴 가능성 내포</p>
<p style="text-align: center;">Zone III</p>	<p style="text-align: center;">Zone IV</p>

(c) 구간별 현황 및 파괴 가능성

그림 3-31. 좌측사면 정밀지표지질조사 결과

나) 실내시험을 통한 토질 및 암석의 강도특성과악

현장정밀조사를 통해서 사면 전반에 걸쳐 존재하는 위험절리군과 절리 및 풍화 특성을 완전히 파악했다고 판단되면 실내실험과 현장시험등으로 통하여 암석 및 암반의 강도 및 공학적특성을 파악해야 하는 과정이 필요한데 본 연구에서 아래와 같은 몇가지 실험을 통하여 그 특성들을 규명하였다. 먼저 실내시험에서는 편마암이 가지는 편리구조에 따른 강도특성을 분석하기 위하여 점하중 강도시험을 수행하여 편리방향에 평행한 경우와 수직인 경우 2가지의 강도특성을 분석하였다. 분석한 결과 편리구조에 수직과 수평으로 점하중시험을 실시한 결과 수평일 때의 강도가 적게 나왔으며 이러한 특징들을 해석시 적용하였다. 암석의 절리면 전단시험에서는 본 사면에서 빈번하게 나타나는 불연속면 사이로 충전물질이 끼여져 있으므로 절리면 전단시험을 수행하여 충전물이 끼여져 있는 경우와 충전물이 없는 경우를 분석하여 불연속면의 전단특성을 분석한 결과 충전물이 있는 경우에 점착력은 충전물이 없을 때보다 약  $1.5(t/m^2)$ 가 작게 측정 되었으며 내부마찰각은 약  $10^\circ$  정도 낮게 측정되었다. 또한 본 사면에 나타나는 수많은 단층들을 고려하여 절리면에 산화철이 coated 되어 있는 편마암과 slicken-sided 편마암, 신선한 편마암을 나누어 채취하였으며 이러한 전단강도특성을 불연속면의 지반강도정수로 산정하여 한계평형 해석과 수치해석(UDEC)에 적용시켰다.

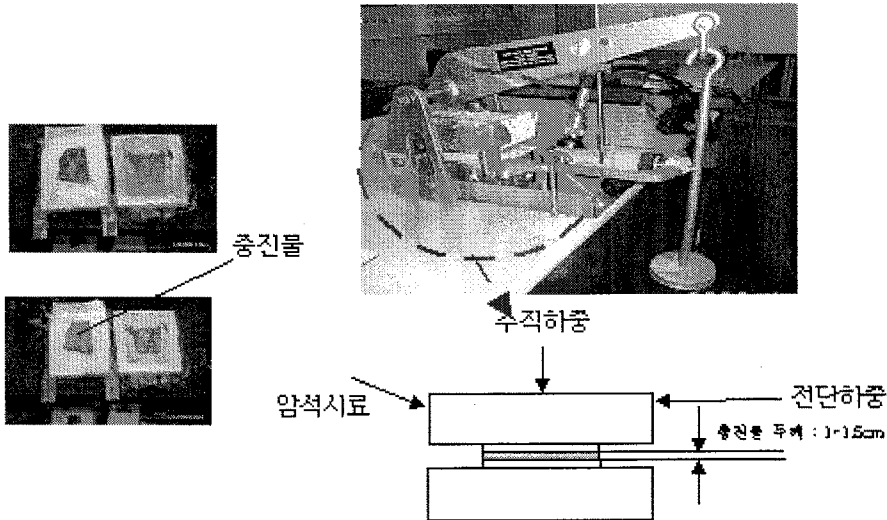


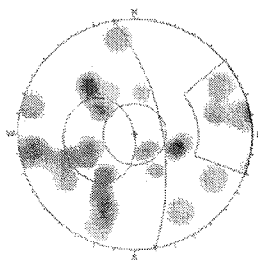
그림 3-32. 충전물을 포함한 불연속면의 전단강도 특성을 분석하기 위한 전단시험 전경

다) 수치해석을 위한 지반강도정수 산정

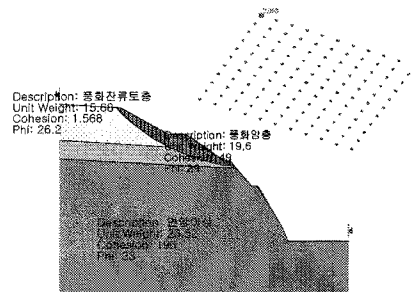
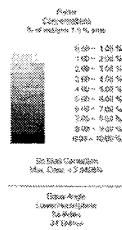
복잡하고 불규칙적인 암반의 수치해석을 위한 강도정수는 각종 현장 실험과 실내실험의 결과를 비교 분석하여 결정하는데 본 사면의 지반강도정수 산정은 풍화 잔류토층의 경우에는 토질/풍화암 전단시험에 의한 수치로 해석하였으며 암반에서는 RMR 분류와 Hoek & Brown 파괴기준식 해석결과의 비교분석을 통하여 산정하였으며 지반조사자료를 참고하여 가장 본 사면에 적합한 물성치를 산정하였다. 불연속면의 강도정수의 산정은 암석절리면 전단시험과 BARTON의 경험식을 사용하였으며 프로그램에 사용된 강도정수는 절리면 전단시험 결과를 사용하였다. 절리면은 산화철이 착색된 편마암과 단층활면(slickenside)이 포함된 편마암, 신선한 편마암의 절리를 채취하였다.

### 라) 사면안정성 분석

먼저 기 조사된 절리군들의 기하학적인 안정성을 검토하기 위하여 평사투영망과 썬기파괴해석 프로그램인 SWEADGE를 사용하여 안정성을 검토하였다. 그리고 본 암반사면은 풍화와 파쇄가 심한 특징이 현저하여 원형형태의 파괴가능성도 같이 검토하는 것이 타당하다고 판단되어 원형파괴 프로그램인 SLOPE/W를 사용하여 안정성분석을 수행하였으며 연속체해석프로그램인 FLAC도 함께 사용하였다. 특히 불연속체적인 암반의 거동을 비교적 우수하게 해석한다고 알려진 불연속체해석 프로그램인 UDEC을 사용하여 절리면을 고려한 파괴영향을 검토하였다. 이에 적절한 암반모델링이 결정하는 것이 가장 중요한 핵심이라고 판단하였다. 이에 기존 조사된 FACE MAPPING 자료 및 현장DATA를 분석하여 본사면의 적절한 해석모델을 결정하였다.



(a) 평사투영

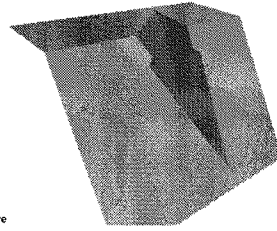


(b) SLOPE/W에 의한 원형파괴 해석



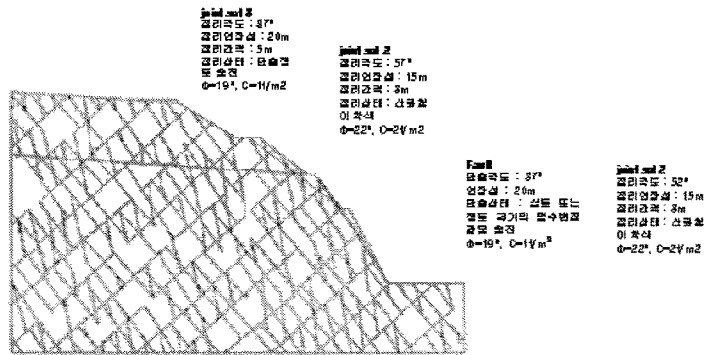


(c) 평면 파괴 해석



Perspective

(d) SWEDGE에 의한 썬기 파괴 해석



(E) UDEC에 의한 직선 파괴 해석

그림 3-33. 각각의 프로그램 해석 및 모델링

(1) 원형적인 파괴형태로 사면이 붕괴될 가능성을 검토

원형파괴 해석은 한계평형 해석프로그램인 SLOPE/W 와 연속체 사면의 수치해석프로그램인 FLAC을 사용하여 해석하였다. SLOPE/W 해석결과 좌·우측사면 모두 안전율이 건기시에는 대체적으로 안전측으로 나타났으나 우기시에서는 좌·우측사면 모두 풍화잔류토층에서 위험한 것으로 나타났다. 구배완화(1:1)후 해석에서는 좌측사면과 우측사면 모두 건기시와 우기시 안전율이 안전측으로 확보되었다.

(2) 직선적인 파괴형태로 사면이 붕괴될 가능성을 검토

직선적인 파괴해석에서는 평면파괴를 고려한 한계평형식을 사용하였으며 평면파괴 해석은 수계산으로 썬기파괴 해석은 SWEDGE 프로그램을 사용하여 해석하였다. 평사 투영 해석에 의해서 판단한 결과로서 평면파괴 및 썬기파괴 전도파괴의 구간을 나누어 각 단면과 위험불연속면군을 분석한 후 해석을 실시하였다. 평면파괴와 썬기파괴의 가능성이 있는 불연속면군들이 많이 분포하였으며, 용인단층

에 의한 전도파괴의 가능성이 있는 불연속면군도 부분적으로 분포하였다.

우측사면에서는 도로쪽으로 40~55° 기울어진 절리 (연장성 2~6m)와 단층 (경사 : 35~40°, 연장성:20~30m)이 많이 발달하므로 현재 구배완화전의 사면에서 평면 파괴와 썩기파괴의 가능성이 높은편이다. 그런데 1:1의 경사로 구배완화 후에는 대부분의 위험불연속면군들이 제거되지만 우측사면 STA.4+730~STA.4 +750 구간에서는 대규모 평면파괴 가능성이 여전히 존재하게 되므로 이 구간은 재질취 후에 국부적인 보강방안이 필요할 것으로 판단된다.

좌측사면에서는 도로쪽으로 기울어진 절리 (경사:40~55°, 연장성:2~6m)와 단층 (경사:35~50°, 연장성:20m이상)이 많이 발달한다. 그러므로 평사투영 해석결과 현재 규모로 이미 발생된 붕괴유형과 같은 평면파괴가 많이 발생할 것으로 나타났으며 또한 단층에 의한 썩기파괴 가능성도 있는 것으로 나타났다. 그런데 1:1의 경사로 구배완화 후에는 대부분 위험불연속면 군들이 제거되는 것으로 판단될 수도 있다. 그러나 절리가 규칙적으로 발달하는 지질 특성상 1:1로 재질취한 후에 새롭게 형성되는 사면에서도 1:1 (45°) 경사이므로 완만한 35~40°의 경사인 절리와 단층들도 발달할 수가 있다. 또한 단층파쇄대의 특성상 1:1로 새롭게 형성되는 사면내에서 불규칙한 단층들이 노출될 수 있다. 그러므로 질취후에도 정밀한 사면 지질조사를 다시 실시한 후 필요시 국부적인 보강을 검토하는 것이 바람직하다.

UDEEC 에 의한 직선적인 파괴 해석에서 우측사면의 경우 건조상태의 경우는 변위 발생량도 적고 불평형력도 수렴하여 안전측으로 분석되었다. 우기시에는 지하수위를 만수위로 고려하면 단층 및 위험 불연속면을 따라서 변위가 커지고 불평형력이 수렴되지 않는 것으로 나타나 불안정측으로 분석되었다. 사면의 구배를 완화하였을 경우에는 건조상태시에는 안정측으로 나타나지만 우기시에는 불안정측으로 나타난다. 그러나 이는 사면 하부 Face의 얇은 블록에 의하여 발생하는 것으로 사면 재 질취 시공시에 제거되어 큰 문제가 없을 것으로 판단된다. 좌측사면의 경우 건조상태의 경우는 변위 발생량도 적고 불평형력도 수렴하여 안전측으로 분석되었다. 우기시에는 지하수위를 만수위로 고려하면 단층을 따라서 변위가 커지고 불형력이 수렴되지 않는 것으로 나타나 불안정측으로 분석된다. 사면의 구배를 완화하였을 경우에는 위험 단층이 제거되어 건조상태나 우기시 양쪽 모두 대체적으로 안정측으로 판단되었다.

#### 다. 결론

이 지역은 지질이 복잡하고 해석이 어려운 단층구간내 변성암사면이다. 이에 대한 해석단면결정 및 해석모델구성에 있어 최대한 객관적인 방법이 필요하였다. 이에 수차례의 정밀조사를 통한 세밀한 MAPPING자료와 실내,실외실험의 결과와

프로그램의 한계성을 적절히 조합하여 절리군생성하였으며 물성단면의 경계결정을 함으로써 현실성에 최대한 접근하려 노력하였다. 결과적으로 사면은 현 1:0.7의 구배시 단, 장기간의 안정성이 확보되지 않은 것으로 해석이 되었으며 이에 보강방안으로는 1:1 구배완화와 국부적인 파괴를 방지하기 위한 록볼트 보강방안이 안정성, 경제적인 측면, 현장여건 등을 고려해 볼 때 가장 적절한 보강방안으로 분석되었다. 특히 단층활동에 의해 다양한 방향의 불연속면이 발달하여 다른지역과 달리 좌우측이 모두 중규모 내지는 대규모 파괴를 내포하는 것이 조사지역의 특징이다. 이와같이 같은지역에서 조성되는 양쪽사면이라고 하더라도 단층파쇄대 지역에서는 서로 다른 지반특성을 나타내므로 사면 안정성 분석시 이러한 부분들을 면밀히 검토해야 한다.

또한 단층파쇄대 지역에서는 단층을 따라 발생하는 각종 풍화 및 지하수특성과 단층면에 존재하는 여러 가지 충전물(단층점토, clayey silt, 작은 암석알갱이 등이 충전됨)들이 사면의 안정성에 큰 영향을 미치기 때문에 지표지질조사를 통해서 충분히 조사하고 현장의 여건을 충분히 고려한 현장시험 및 실내시험을 통하여 지표지질조사와 비교, 분석하여 적절한 보강방안을 제시함으로써 복잡한 지질사면에 발생할 수 있는 여러 가지 파괴현상들을 미연에 방지할 수 있다고 생각한다.

#### 4. 규암질 편마암 지역 채석 절취공사시 합리적인 굴착방안

##### 가. 서 론

현재 우리나라 대부분의 채석장은 채광계획시부터 채광허가, 실제 굴착시까지 단순히 시추조사만을 통해서 그 지역의 지질특성을 파악하는 것이 일반적이다. 그러나 이러한 시추조사 역시 골재의 매장량 산출을 위한 암종구별에만 국한되는 것이 보통이며 암반내 절리와 같은 불연속면에 대한 조사는 대부분 수행되지 않거나, 수행되더라도 형식적이기 때문에 실제 굴착방향결정과 관련되어서는 거의 고려되지 않는 것이 현실이다. 따라서 현재 채굴되고 있는 채석장 중 많은 곳에서 지질구조에 지배된 절취면의 붕괴가 빈번하게 발생되고 있다. 토목공사에서 사용되는 쇄골재를 채취하는 채석장의 대부분이 석산으로써 고온·고압의 고변성암류이고 광역적으로 편리와 같은 불연속면의 발달이 매우 일정하게 발달하는 특징이 있으므로 굴착방향을 결정하기전에 기본적인 지표지질조사만을 수행하여도 개략적으로 잠재적인 사면문제를 파악할 수 있다. 본 연구는 파주지역 쇄골재용 석재를 채굴하는 채석장에서 정밀지표지질조사, 위성사진을 통한 선구조 분석, 굴착진행 방향의 3차원 모델링 등을 수행함으로써 채석장 절취공사시 합리적인 굴착방안 선정방법을 제시하고자 한다.

나. 지반조사

연구 지역의 지질은 선캠브리아기의 경기편마암 복합체에 속하며 채석장지역은 대부분 호상 흑운모 편마암이 주를 이루며 간혹 규암 및 석회암이 관찰되며 편리구조는 대체로 N10E~N20W/40~50NW or SW의 방향성을 보인다. 조사지역내 주된 지질구조는 대체로 일정한 패턴을 보이고 있으며 조사지역의 우측부에서는 중규모의 단층선들이 분포하는것으로 나타났으나 그 선구조가 대체로 일정한 방향성을 보여주고있다 (그림 3-34).

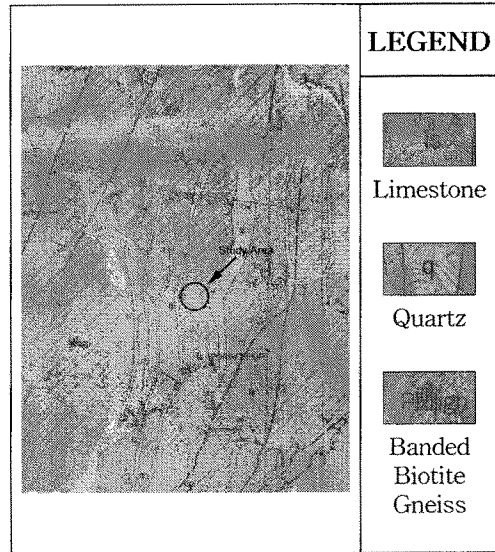


그림 3-34. 조사지역 지질도

1) 정밀지표지질조사

이 연구는 현재 도로 기층용 혼합골재를 채취하는 채석장의 사면과 인접지역에서 발파진동으로 인해 붕괴가 일어난 구간을 대상으로 정밀지표지질조사를 실시하였다. 채석장 굴착면 위의 상부 자연사면은 절리의 이완 및 변위가 최고 3m 이상 발생하였고 굴착면의 좌측 자연사면의 경우 발파진동으로 인해 전도파괴가 일부구간에서 발생하였다.

가) 채석장 굴착 사면의 정밀지표지질조사

채석장 사면의 경우 사면의 주향 및 경사 방향과 절리면의 특성등을 고려하여 3개의 Zone 으로 구별하여 조사를 실시하였다. 슈미트해머 타격결과 일부 풍화대를 제외한 모든 지역에서 연암이상의 강도를 나타내고 있다. 또한 Zone I 구간의 경우 N5~17W/43~50SW, N78~88E/45SE, N10~20W/63~70NE와 같은 3방향의 절리패턴이 뚜렷하게 관찰되었으며, Zone II 구간은 NS~12E/30~40W~NW, N58~70W/58~80NE, N50~74E/55~60NW, N60~73E/60~65SE와 같은 4방향의 절리패턴이 관찰되었다. 그러나 Zone III 구간은 N8~40E/36~55NW, N8~20W/85SW~80NE 등 크게 2방향의 절리군이 우세하게 분포하나 소규모 단층에 의해 일부 교란된 양상이 관찰되기도 한다. Zone에 구별없이 모든 구간에서 절리 틈은 발파진동에 의해 수mm에서 심하게는 1~2cm 이상 이완되어 있으며 지하수 유출은 전반적으로 Wet~Dripping 정도이며 Zone III에서 가장 지하수 유출이 심한 것으로 조사되었다(그림 3-35).



다.

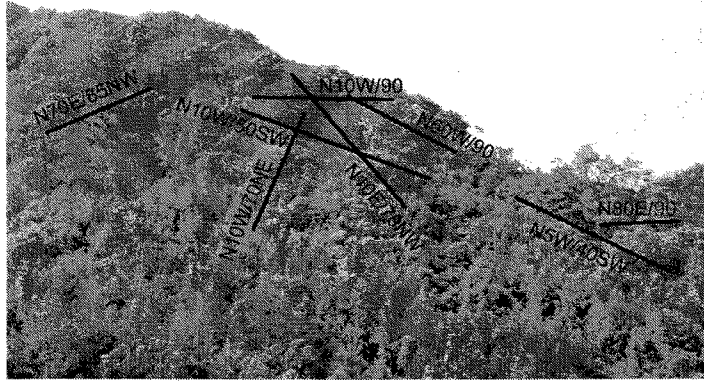


그림 3-37. 채석장 좌측 자연사면 전경 및 불연속면 현황

다) 채석장 전체 지역의 불연속면의 방향성 및 평사투영 해석

현장지표지질조사와 평사투영해석결과 이 지역은 전반적으로 N10~20E/30~40NW, NS~N15W/40~50SW, 그리고 N78~88W/45SE 세방향의 우세한 절리군이 뚜렷하게 발달하고 있으며 이들 절리군에 의해 Zone I 구간은 평면파괴, Zone II 구간은 평면파괴 및 쉐기파괴, Zone III은 전도파괴가 굴착 중 빈번하게 발생되며 상부 자연사면에서 이완된 절리군들도 이에 포함되는 것으로 해석되었다.

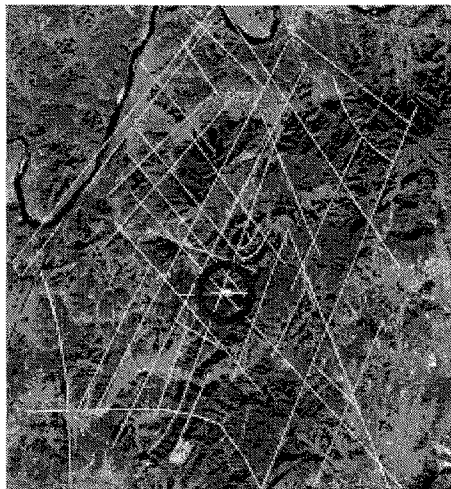


그림 3-38. 위성사진을 이용한 선구조 분석

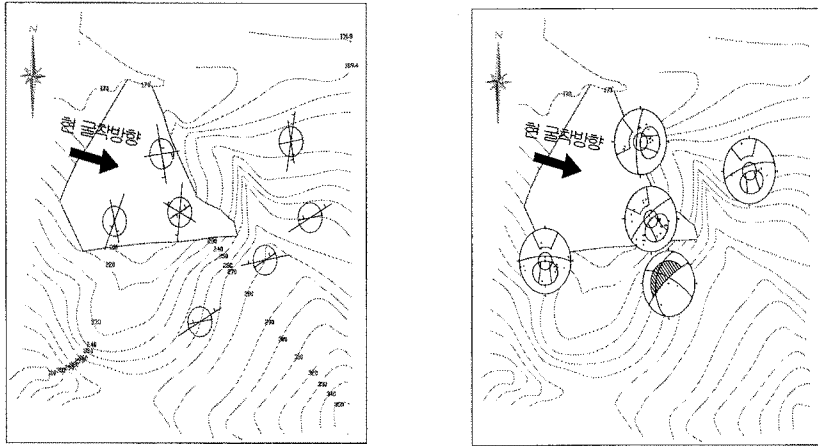


그림 3-39. 구간별 불연속면 발달양상

#### 다. 인공위성 사진을 이용한 선구조 분석

인공위성 사진을 분석한 결과 N10E, N30W 방향의 선구조가 가장 뚜렷하고 조사지역에 인접해서는 N80W~NS 내외의 방향을 나타내는 선구조가 관찰된다. 이 세방향의 선구조는 현장지표지질조사결과 얻어진 불연속면의 방향과 거의 일치하는 것으로 불연속면의 연장성 역시 선구조 관측결과와 현장조사가 일치하는 것으로 판단된다. 가장 우세한 N10E 방향의 선구조는 암반내에 편리방향과 거의 일치하고 있으며, 이러한 지질구조는 이 지역 전체에서 광역적으로 비슷한 패턴을 가지고 있음을 확인할 수 있다. 이는 쇄골재로 많이 쓰이는 편마암지대는 흔히 광역 변성작용을 받은지역에서 넓게 분포하기 때문인 것으로 판단된다.

#### 라. 합리적인 굴착방향 설정

정밀지표지질조사와 평사투영해석, 위성사진을 통한 선구조 분석을 통해 광역적으로 크게 3방향의 절리군이 존재하는 것으로 판단된다. 이처럼 광역적으로 불연속면이 패턴화 되어 있는 채석장의 경우 굴착을 하기전에 지표에 노출된 노두조사와 지질도 또는 지형도, 그리고 항공사진 또는 위성사진을 통한 선구조분석을 실시함으로써 미리 굴착 진행방향을 합리적으로 결정할 수 있다. 본 조사지역의 경우 현재 굴착진행방향에서 남쪽으로 125° 정도로 방향을 바꾸면 대부분의 파괴 가능성을 배제할 수 있을 것으로 해석되었다 (그림 3-40.).

마. 결론

본 연구에서는 파주지역 채석장을 대상으로 지표지질조사, 인공위성을 이용한 선구조 분석, 지형의 3차원 모델링분석등을 이용하여 채광시 합리적인 굴착방향을 제시하였다. 본 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

- 1) 지질은 호상흑운모편마암으로 지표지질조사 및 평사투영해석, 인공위성사진을 통한 선구조 분석결과 광역적으로 뚜렷한 세방향의 절리군이 발달하고 있다.
- 2) 광역적인 불연속면의 규칙적 방향성은 편마암이 광역적으로 동력변성, 특히 고압력을 받아 형성되는 성인적 특성과 관련이 있는 것으로 보인다.
- 3) 채석장사면의 경우 굴착 중 소규모 내지는 중규모의 평면파괴 및 쉼기파괴등 계획되지 않은 크고 작은 붕괴가 일어나고 있으며 인접한 자연사면에 대규모 절리이완과 붕락을 유발시키고 있다. 이는 굴착방향을 오른쪽으로 125° 회전시켜서 굴착사면의 평균 주향/경사를 N40E/73NW 로 유지한다면 대부분의 파괴가능성을 없앨 수 있을 것으로 판단된다.

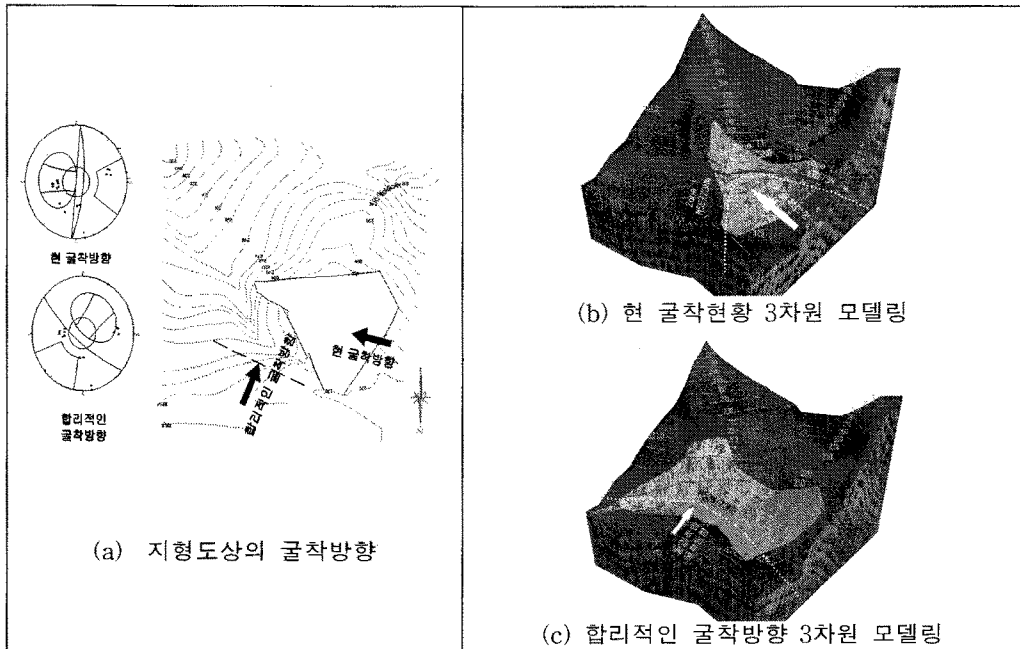


그림 3-40. 현 굴착방향과 합리적인 굴착방향의 2차원 및 3차원 지형비교



## 5. 터널 종점 갱구부 암반사면 안정성 조사

### 가. 서론

신설예정인 터널 종점부 암반사면의 파괴원인을 규명하고 터널 및 근접지역의 기존사면을 검토하여 토목공학적 측면에서 암반사면의 안정성을 확보함으로써 차후의 사면파괴 가능성을 배제하여 그 결과를 향후 대책을 위한 자료로 활용하는데 그 목적이 있다.

### 나. 터널갱구부 지표지질조사

#### 1) 지형 및 지질

공사 구간은 행정구역상 강원도에 위치한 약 12Km구간이다.

##### 가) 지형

태백산맥에서 서쪽으로 발달된 차령산맥의 연변부 영월-단양 분지의 일부이다. 본지역은 지형적으로 시점의 서쪽에는 도덕산(685m),오노산(520m),초로봉,삼태산(875m),용산봉(943m)등이 N10~30°방향으로 능선부가 이어져 있으며, 또한 남쪽부는 국지산(625m),태화산(1027m)등이 발달하고 있다. 그리고 노선북쪽에는 시루산(685m),발산,봉래산(799m)이 N30~50°W방향으로 발달하고 있다.

##### 나) 지질

조사지점북쪽부분에 상위석탄계지층이 홍점층이 넓게 분포하고 동남쪽부근에는 쥐라기지층인 반송층이 존재하고 있다. 하지만 조사지역을 포함하여 넓은 부분이 시대미상의 암회색돌로마이트질 석회암이 주인 영흥층이 차지하고 있다. 조사지역 시점에는 크고 작은 구조대가 복잡하게 분포하지만 두 가지 특징적인 구조대를 파악할 수 있다.

#### 2) 세부지질조사

##### 가) 대규모 단층대

조사지역의 동쪽부근에 존재하고 있으며 N20-30E 방향으로서 연장성이 수십 km이상의 대규모의 단층이다. 이 단층은 서쪽의 고생대와 동쪽의 중생대 반송층을 가르는 것으로 가장 대규모로 나타난다. 지질도와 항공사진에 도시되어 있다.

##### 나) 소규모 단층대

간혹 소규모의 단층들이 노두와 사면조사시에 관찰되는데 대표적인 위치와 지반 공학적 특성은 다음과 같다.

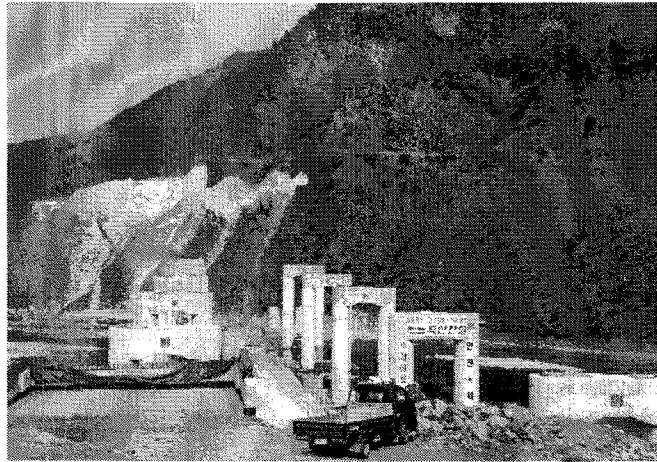


그림 3-41. 조사 현장전경

표 3-15. 조사지역의 퇴적암의 종류와 특징

암 석 종류 특성	퇴적암	
	담회색~회색 돌로마이트질석회암	회록색 이질 석회암
분포지역	본지역의 site-A,site-B,site-C,site-D, site-E의 모든지역에 분포	본지역의 site-A,site-B,site-C,site-D,site-E의 모든지역에 분포
파쇄 및 풍화상태	대체로 파쇄와 풍화가 심함	대체로 파쇄와 풍화가 심함
불연속면의 발달	대체적으로 엽층(lamination)에 의한 수평층리가 평균 40-60°로 사면의 역방향으로 들어가 있고 부분적으로 습곡형태를 보이곤 한다. 그리고 측방압력으로 인한 수직절리 발달이 뚜렷하고 전도 파괴를 일으킬수 있는 평면 절리 또한 발달한 것이 특징이다. site-C,site-D,site-E부분의 절리는 틈새의 충전물질이 거의 없다.	
기 타	-엽층(lamination)으로 인한 박리현상발달 -돌로마이트질 석회암이 부분적으로 괴상으로 존재함.(이질 석회암에 비해 풍화에 강한편이다.) -이질석회암과 돌로마이트석회암이 30-50cm로 교호하면 나타난다. -단층점토들이 50cm정도의 두께로 군데군데 존재함	

3) 영상사진 분석을 통한 Linearment 분석

국지적인 지역에서 보다 자세한 선구조를 파악하기 위하여 1980년에 촬영한 1:20,000 축척의 항공사진으로 입체경(Stereoscope)을 통하여 판독하였다. 이 작업은 사진을 읽고(Photo reading), 분석(Photo Analysis), 해석(Photo Interpretation)하는 과정을 거쳤다. 지질선구조는 물론이고 소단열을 추적하고 지역 전반에 걸쳐 수계(Drainage)를 분석하였으며 아울러 Sinkhole의 분포를 판독하여 수계도, 구조선도를 지질도에 Overlap하여 정리하였다.

4) 암반분류를 위한 지반공학적 특성

가) 압석강도(슈미트 해머 수치)

암석의 간접적 강도를 구하기 위하여 본 지역의 기존절취사면내 모든 세분화구간과 주변부 노두에서 슈미트해머를 사용하여 강도를 측정하였다. 조사지역은 이질석회암과 돌로마이트질석회암의 교호형태를 띠고 있으며 강도는 풍화정도에 따라 상당한 변화를 보이고 있다.

표 3-16. 조사지역의 슈미트 해머강도

위 치	특 징	SHV
터널갱구부A	슈미트해머 수치로는 보통암이상의 수준이지만 전반적으로는 풍화와 파쇄가 심하다.	48-50
터널갱구부B	전반적으로 풍화와 파쇄가 심하다.	30-45
터널갱구부C	약한 연암에서 보통암수준이며 파쇄와 풍화가 심하다.	20-40
터널갱구부D	약한 연암에서 보통암수준이며 파쇄와 풍화가 심하다.	30-40
터널갱구부E	연암에서 보통암수준이며 파쇄와 풍화가 심하다.	40-45
터널주면노두조사부분	약한 연암에서 보통암수준이며 파쇄와 풍화가 심하며 노두0,10은 거의 수치가 없다.	35-45

나) 파쇄정도(RQD)

조사지역의 RQD 수치는 20-80%까지 다양하게 나타나며 부분적으로 massive한 암괴가 보이긴 하지만 전반적으로 파쇄빈도가 많고 풍화진행이 많아 RQD 수치는 평균적으로는 낮은 것으로 사료되며 또한 10-20cm 정도로 짧은 수직절리도 많이 발달하여 전체적으로 RQD는 낮다고 보아야 할 것이다.



그림 3-42. 영상사진을 이용한 선구조 분석

표 3-17. 파쇄정도(RQD) 측정결과

위 치	특 징	RQD(%) 수치
터널갱구부A	엽층에 의한 층리들이 세밀하고 많이 깨어져 있다.	20-25
터널갱구부B	엽층에 의한 층리들이 세밀하고 많이 깨어져 있다.	10-30
터널갱구부C	전반적으로 파쇄가 심하여 RQD수치가 낮으며 짧은 수직절리의 발달 또한 RQD수치가 낮은 원인이다.	20-25
터널갱구부D	전반적으로 파쇄가 심하여 RQD수치가 낮으며 짧은 수직절리의 발달 또한 RQD수치가 낮은 원인이다.	20-25
터널갱구부E	전반적으로 파쇄가 심하여 RQD수치가 낮으며 짧은 수직절리의 발달 또한 RQD수치가 낮은 원인이다. 하지만 하부에 상당히 massive한 암괴가 있어 RQD가 높다	20-50
터널주면노두조사 부분	거의 수치가 나오지 않은 노두가 있는 반면에 굉장히 massive한 암괴의 노두들도 있다.	0-75

다) 암반상태(RMR)

조사지역의 RMR 평점은 21-55점으로 다소간 불량한 것으로 판단된다. 이는 암반전체내에 풍화와 파쇄가 심하고 우기시 석회암의 특성상 지하수나 물의 영향으로 화학적작용이 일어나 용해 및 스웰링(부풀어오르는)작용이 있을 것으로 판단되며 수직절리의 방향이 터널의 진행방향과 일치하면서 동시에 수직으로 경사져 있기 때문에 상당히 불량하다고 볼수 있다. 그리고 절리면의 상태도 풍화가 많이 되

있고 동시에 smooth한 면을 보이고 있다.

표 3-18. 암반상태(RMR) 측정결과

위 치	특 징	RMR 등급
터널갱구부A	풍화와 파쇄가 심하고 층리에 의한 박리 현상이 현저하다.	IV
터널갱구부B	풍화와 파쇄가 심하고 층리가 조밀하고 이질석회암과 돌로마이트질석회암이 교호한다.	III-IV
터널갱구부C	풍화와 파쇄가 심한편이다.특히 c-4,5지역이 상당히 풍화 및 파쇄정도가 심하다.	IV
터널갱구부D	풍화와 파쇄가 심한편이지만 다른 지역보다는 풍화 및 파쇄정도가 낮다.	III
터널갱구부E	풍화 및 파쇄가 진행되고 있긴 하지만 하부에 massive한 암괴가 많으므로 다른지역보다 나은 편이다.	III
터널주면노두조사 부분	풍화와 파쇄가 심한편이다.	III-IV

#### 5) 불연속면의 지반공학적 특성

불연속면의 상태는 대부분 파쇄와 풍화가 많은 편이며 불연속면의 방향이 엽층의 발달로 인한 층리면과 거의 일치하며 층리 경사가 N40-60° 정도로 사면전체의 방향(EW)에 역방향으로 존재한다. 층리는 봉래산뿐만 아니라 이부근 전체에 걸쳐 존재하며 층리의 간격은 약30~50cm이며 사면의 중간부에서 층리간격이 좁아졌다 다시 상부에서 간격이 넓어지는 것이 특징이다. 수직절리는 층리에 의해 끊어지는 연장성이 짧은 절리들이 주를 이루고 있지만 연장성이 10m이상의 연장성이 긴 절리들은 따로 구분하여 위험성을 평가해야 한다. 수직절리의 경사는 70-90° 정도이고 수직절리의 간격은 20-30cm 정도이다. 또한 사면전체에서 평면절리가 존재하고 있는데 이는 사면전체에 전도파괴를 일으킬수 있는 가능성을 제공하고 있다. 전체적으로 평면파괴와 전도파괴를 일으킬 가능성이 있는 것을 판단이 된다. 하지만 이는 불연속면의 방향으로 해석된 결과이기 때문에 풍화,파쇄정도,암반강도 및 암석의 공학적성질을 모두 고려하여야 할 것으로 생각된다.

표 3-19. ZONE-A전체(전체사면 주향과 경사:N70W/70SW) 평사투영망 해석결과

위치	특징	평사투영망 해석 결과
ZONE-A	<ul style="list-style-type: none"> <li>전반적으로 층리가 발달하고 있지만 다소간 불규칙적인 절리의 형태를 보여주고 있다.</li> <li>평사투영망해석결과에서는 큰 위험절리가 존재하지는 않는다. 하지만 N35E/45SE 절리와 N10W/10SE절리의 썩기파괴가능성은 고려해보아야 할 것이다.</li> </ul>	

6) 터널의 천단부에서 암괴가 자중에 의해 낙하되는 조건

본 지역의 대표적인 절리와 터널의 진행방향과의 관계를 조사한 결과 ①절리 N65W/75SW와 ②절리 N60E/60NW, ③절리 EW/65S에 의해 터널의 천단부에서 암괴가 자중에 의해 낙하될 가능성이 있다.

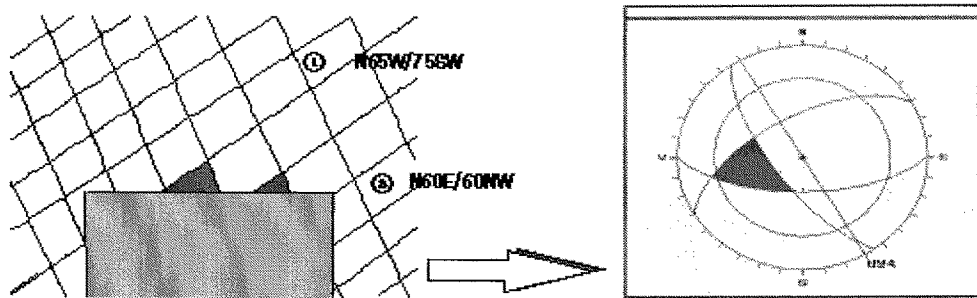


그림 3-43. 터널 천단부의 암반낙하 모식도

다. 암반물성결정

앞에서 언급한 RMR 에 의한 방법, 암석 삼축압축 시험을 통한 Hoek - Brown 기준식, 토질전단시험, 경계면 전단시험, 암석절리면 전단시험 등의 결과를 통하여 대상 사면의 기본 물성치인 단위중량, 점착력, 마찰각 등을 추정하였으며 그 결과는 다음과 같다.

표 3-20. 각 시험에서 구한 암석강도정수

결정 방법	RMR에 의한 방법			암석삼축실험을 통한 Hoek-Brown기 준식			토질전단실험			경계면전단실험			암석절리면실험		
	상부 1-3 m	풍화 암층	연암 이상층	상부 1-3 m	풍화 암층	연암 이상 층	상부 1-3 m	풍화암 층에 존재하 는 토사	연암 이상 층	상부 1-3 m	풍화암 층에 존재하 는 토사	연암 이상 층	상부 1-3 m	풍화암 층에 존재하 는 토사	연암 이상 층
단위중 량 (t/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-	2.47- 2.59	2.66- 2.77	1.7	1.83	-	-	-	-	-	-	-
접착력C (kgf/cm <sup>2</sup> )	-	1-2	3-4	-2	5	26.8	0.0 8	0.2	-	-	0.06	-	-	23	2.8
마찰각φ <sup>o</sup>	-	15- 25	35- 45	-	42	56	26. 5	28	-	-	24	-	-	21	34

표 3-21. 선정된 최종 물성치

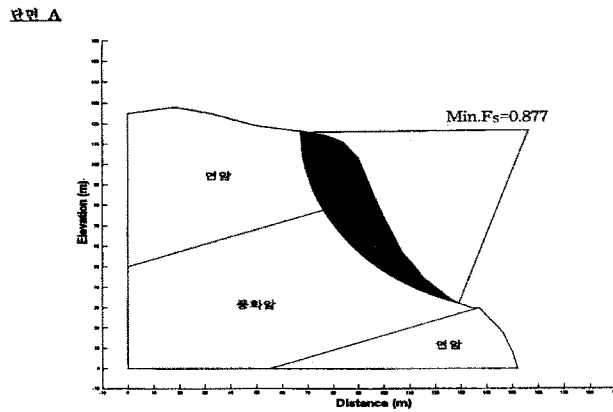
최종물성(암층별)	단위중량	접착력 C (kgf/cm <sup>2</sup> )	마찰각φ <sup>o</sup>	비고
site-F,G의 상부1-2m토층	1.7	0.08	26.5	상부1-2m의 토질실험 반영
site-F,G부분인 연암이상층 (2~3m-30~40m)	2.7	1	40	RMR과 연암이상의 시료(SHV30이상) 실험값과 기존자료에서 이용하여 선택
site-A,B부분인 풍화암층 (30~40m-50~60m)	2.5	0.2	28	토질전단실험과 RMR수치를 비교하여 낮은 값으로 선택
site-C,D,E부분인 연암이상층 (50~60m-80~90m)	2.7	1	40	RMR과 연암이상의 시료(SHV30이상) 실험값과 존재자료를 이용하여 선택

라. 사면안정해석에 의한 붕괴원인 분석

터널 종점 갱구부와 연결되는 교량의 교대설치 작업공간을 위하여 인접사면을 절토하는 과정에서 초기 일부구간 사면의 붕괴원인과 이로 인하여 형성된 현재사면의 안정성을 검토하였다.

가) slope/w를 이용한 원형파괴의 안정성 검토

대상사면의 상부 연암층의 암질이 견고하긴 하지만 수직방향의 절리가 많고 또한 중간 풍화암층이 풍화와 파쇄가 심한 풍화토 수준의 암질임을 감안하여 원호파괴에 대한 안정성을 검토하였다.



(a) 상부 연암층에 걸친 대단위 원호파괴

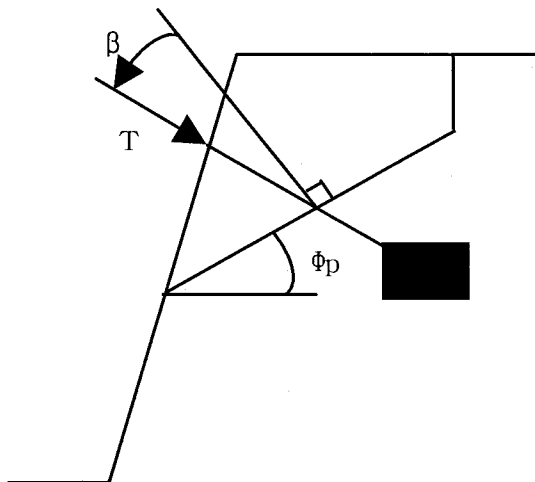
그림 3-44. SLOPE/W 에 의한 사면안정성 검토

나) 한계평형식을 이용한 직선파괴의 안정성 검토

$$F = \frac{cA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p + T \cos \beta) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p - T \sin \beta} \quad (1)$$

여기서





$W$  = 활동토체의 중량

$A$  = 활동면의 길이

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \operatorname{cosec} \phi_p$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2$$

총보강량  $T$ 를 구하기 위하여 위의 식을 정리하면 다음과 같다.

$$T = \frac{F_s W \sin \phi_p - cA - (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p) \times \tan \phi}{\tan \phi_p \sin \beta + F_s \cos \beta}$$

#### 마. 보강대책 공법

터널 종점부 암반사면의 안정성과 관련하여 이제까지 검토된 내용을 요약하면 다음과 같다.

가) 초기사면은 약 20° 정도의 역방향 층리구조로 근소하나마 자체 안정성을 유지하고 있었으나 종점 갱구부와 접속되는 교대공사 진입로를 확보하기 위한 굴착공사로 인하여 비교적 연약한 풍화암층이 활동과피를 일으킨 것으로 분석된다.

나) 현재사면의 안정성은 문제가 있는 것으로 판단되며 터널 갱구부 시공과정에서 또다시 붕괴될 위험이 있는 것으로 판단된다.

이들 문제점들은 원천적으로는 터널 갱구부 조성을 위하여 사면 상단과 하단의 비교적 단단한 연암층 사이에 20° 역경사로 얽재된 파쇄대인 풍화암 (또는 풍화토)층의 하단부를 굴토함에 따라 발생한 것으로 보강대책을 도출하기 위해서는 문제를 야기시키는 원인을 구체화하여 그 원인을 제거할 수 있는 방안이 모색되어야 할 것이다. 따라서 설계 및 시공상의 문제점들을 고려한 상기 분석의 보강대책으로 다음과 같은 방법을 고려할 수 있다.

다) 풍화암/토층부터 상부까지 사면의 기울기를 1:1 단일 원사면으로 하고 Rock

앵커로 보강하는 방안이 필요하다.

라) 풍화암층은 1:1 그리고 상부 연암층은 1:0.6의 이중구배의 완사면으로 조성하고 Rock 앵커로 보강하는 방안을 모색해야 한다.

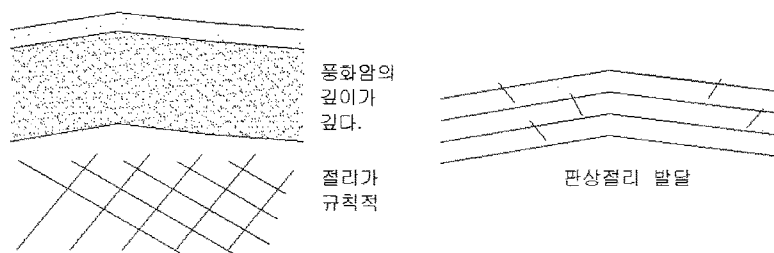
마) 토사유출방지 및 사면파괴를 방지하기 위하여 붕괴 가능성이 있는 사면상부 연암층부터 중간 풍화암층까지 7m 폭 이상으로 절토하여 Rock 앵커로 보강하는 방안이 요구된다.

## 6. 사례연구 비교 및 결과고찰

위와같이 다양한 사례연구를 통하여 암종별 지질특성을 비교하였다. 물론 비슷한 암종이라 할지라도 후에 발생된 다양한 지질작용에 의해 사례별로 다양한 지반공학적 특성을 나타내어 각각의 조사방법 및 보강방법을 달리하였으나 일반적으로 공통되는 몇가지를 발견할 수 있었다. 그러나 이는 일반적인 지질특성으로 항상 일정한 것이 아니며 일반적으로 설계자나 시공자가 참고할 수 있는 것이지 맹신해서는 절대 안된다는 것을 밝혀둔다.

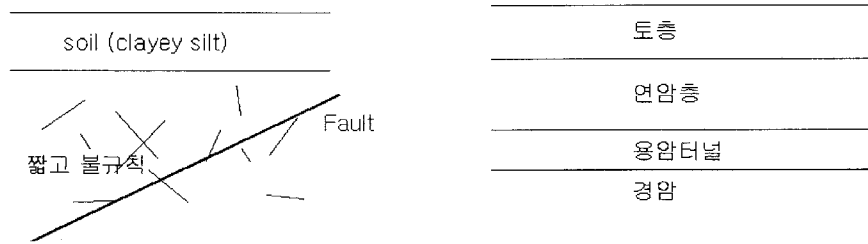
### 가. 화성암

심성암 (화강암, 섬록암, 섬장암, 반려암 등)은 일반적으로 풍화토층이 사질토이고 풍화암의 두께가 깊은 것이 특징이다. 특히 절리는 2~3 방향의 뚜렷한 주절리군이 규칙적으로 발달하는 것이 일반적이다.



화산암 (응회암, 유문암, 안산암, 현무암)은 토층의 깊이가 비교적 얇고 토층은

대체로 Silt로 구성되어 있는 것이 일반적이다. 절리는 일반적으로 짧고 불규칙하여 비교적 공사에 유리한 지반공학적 특성을 가지고 있으나 심성암이 우세한 지역에 비해서는 비교적 단층이 잘 발달되는 것이 관찰되며, 특히 현무암 지대의 경우 연,경암층 밑에 용암동굴등이 관찰되는 경우도 있으므로 설계 또는 시공시 항상 주의를 요하여야 한다.



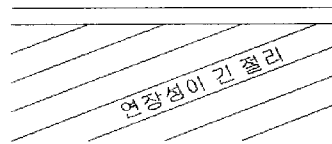
#### 나. 변성암

편암 또는 편마암처럼 엽리구조를 가지는 변성암의 경우 단층과 같은 취약대에 서 풍화의 깊이가 깊고 전체적으로 다른 암종에 비해서 불규칙한 풍화양상이 관찰된다. 절리는 대체로 짧고 불규칙하나 다른 암종에 비해서 단층과쇄대가 많은 것이 특징이다. 따라서 이러한 지질특성을 보이는 지역은 반드시 탄성과 탐사가 필요하다.

규암과 같이 뚜렷한 엽리구조를 보이지 않는 변성암의 경우에는 토층의 깊이가 깊지 않고 일반적으로 절리의 간격이 넓으나 연장성이 매우 긴 편이다.



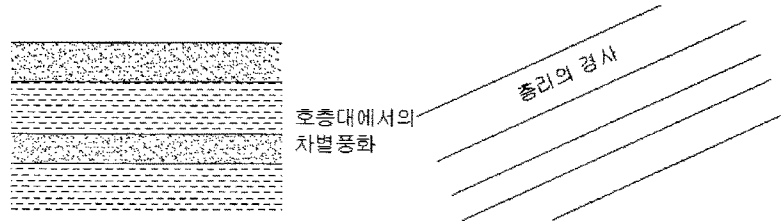
(a) 편암, 편마암류



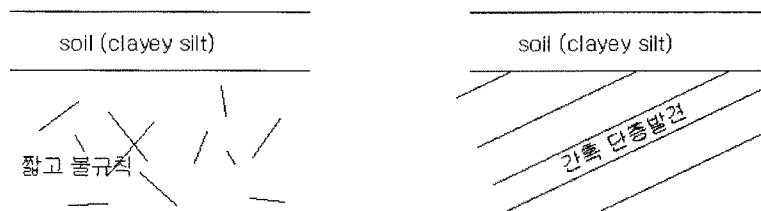
(B) 규암등

다. 퇴 적 압

사암 또는 이암등 쇄설성 퇴적암의 경우 사암과 혈암, 또는 혈암과 실트스톤의 호층대에서 차별풍화가 발생하여 약선대로 나타난다. 또한 층리가 사면의 경사과 같을 경우 붕괴의 가장 큰 요인으로 사면의안정성에 크게 영향을 미친다.



석회암과 같은 비쇄설성 퇴적암은 대체로 토층이 Clayey silt 이루어져 있으며 절리는 짧고 불규칙한 양상으로 관찰된다. 우리나라의 대부분의 비쇄설 퇴적암은 대부분 고생대에 형성된 것으로 대체로 백악기에 형성된 경상계 퇴적암지대에 비해서는 단층의 빈도가 높은 특징이 있으면 이들은 층리방향과 비슷하게 관찰되고 있다.



## 제 4 절 암과 흙 경계면에서의 전단강도 특성

### 1. 서 론

토사 뿐만 아니라 암반사면에서 가장 중요한 요소 중의 하나는 잠재적인 파괴면의 전단강도이다. 이 잠재적인 파괴면은 단일 불연속면으로 구성되거나, 무결암의 일부 균열을 수반하면서 복잡한 내부 충전물이 채워짐으로 인하여 다양한 전단강도값을 갖는다. 이러한 전단강도값을 구하는 것은 사면의 안정성해석에 가장 중요한 부분인데 이는 전단강도가 적게 변할지라도 사면높이나 사면각에 따라서 아주 큰 변화를 초래할 수 있기 때문이다 (Evert Hoek (1994)). 이러한 이유로 암반의 전단강도는 많은 사람에게 의해 연구되었다.

#### 가. Coulomb의 이론

절리면의 전단강도는 절리에 작용하는 전단력에 대한 저항력으로 해석될 수 있다. 전단 저항력의 주된 요소는 분리되어 접촉하고 있는 두면 사이에 존재하는 마찰력이다. Coulomb은 다음과 같은 공식을 만들어 냈다. 이식은 절리면이 평평하여 거칠기가 낮은 절리에 대하여 잘 맞는 것으로 알려져 있다.

$$\tau = c + \sigma_n * \tan\phi$$

#### 나. Patton의 이론

Patton은 절리면의 거칠기를 고려하여 asperity(거칠기)의 영향을 포함한 전단강도 관계식을 다음과 같이 수직응력 수준에 따라 2개의 직선식으로 표현하였다.

$$\tau = \sigma_n * \tan(\phi_b + i)$$

$$\tau = C + \sigma_n * \tan\phi_r$$

( $\phi_b$  : 기본마찰각,  $i$  : 절리면의 거칠각,  $\phi_r$  : 잔류마찰각)

Patton의 관계식은 거칠기를 거친면의 경사각으로 정의하고 작은 전단변위와 수

직응력에서는 이 경사각이 중요한 역할을 함을 표시하고 있다. 수직응력이 커질 경우에는 전단시 asperity를 넘어가는 것보다 asperity를 파괴시키며 전단이 진행되므로 asperity는 더 이상 전단저항력에 기여하지 못하게 된다. Patton의 이 식은 asperity효과가 전이응력을 기점으로 사라진다는 불합리한 가정을 하고 있으며, 실제로 이 전이는 점진적으로 발생한다.

#### 다. Barton

Barton은 인공적으로 제작한 거친 인장절리에 대한 직접전단시험 결과를 이용하여 다음의 경험식을 제시하였다.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\text{JRC} \cdot \log_{10}(\text{JCS}/\sigma_n) + \Psi_b)$$

( JRC : 절리면 거침계수, JCS : 절리면 압축강도)

절리면이 풍화되어 있거나 충전물이 있는 경우에는 기본마찰각 대신에 잔류마찰각을 사용하는데, 특히 충전물이 있는 경우에는 마찰각이 충전물의 물성에 지배된다.

표 3-22. 암종에 따른 기본마찰각  $\phi$  (Barton 1972)

암 석 명	$\phi_b$ (°) : 기본마찰각
각 석 암	32
현 무 암	31~38
역 암	35
백 약	30
백 운 암	27~31
편마암 (편암질)	23~29
화강암 (세립질)	29~35
화강암(조립질)	31~35
석 회 암	33~40
반 암	31
사 암	25~35
셰 일	27
미 사 암	27~31
점 판 암	25~30

그밖에도 절리면의 전단강도를 구하는 방법으로는 절리면 전단시험법이 있는데 이 시험법은 통상적으로 수직응력 수준을 몇 단계로 설정하여 각 수직응력 단계에 대하여 전단시험을 실시하며, 시험결과를 Coulomb의 직선과곡선을 사용하여 회귀분석하여 절리면의 마찰각과 점착력을 산정할 수 있다.

또한 기존 연구자들은 충전물을 포함하고 있는 불연속면의 전단강도에 대해 아주 포괄적인 고찰을 하였는데, 압중별 충전절리의 전단강도는 표 3-23과 같다.

이와 같이 암반의 전단강도는 여러 연구자들에 의해 경험식, 실험방법 등이 많이 연구되어졌으며, 그 결과도 상당히 누적되어 있는 상태이다. 그러나 이러한 일반적인 절리면 또는 암반의 전단강도 외에 우리나라 산사태에서 가장 빈번하게 발생하는 암석과 흙 경계면에 붕괴해석시 필요한 경계면의 전단강도에 대한 연구는 우리나라 뿐만 아니라 세계적으로 규명이 덜 되어질 뿐 만 아니라 설계자들이 이해를 못하거나 무시하는 경우가 많다. 따라서 5장에서는 지금까지 연구되지 못했지만 산사태에서 가장 큰 비중을 차지하는 암반과 토층의 r경계면에 대한 전단강도 특성을 연구하고 설계자가 이해하고 적용하기 쉽게 압중별 JRC 별 전단강도 특성을 정리하고자 한다.

표 3-23. 충전물을 포함하고 있는 불연속면의 전단강도

암석명	설명	최대강도		잔류강도		시험자
		c (kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	φ (°)	
현무암	점토화된 현무암질 각력암, 점토에서 현무암까지의 함유량 변화가 큼	2.4	42			Ruiz, Camargo, Midea & Nieble
벤토나이트	백악기내의 벤토나이트층 얇은 층상 삼축시험	0.15 0.9-1.2 0.6-1.0	7.5 12-17 9-13			Link Sinclair & Brooker
벤토나이트 질 셰일	삼축시험 직접전단시험	0-2.7	8.5-29	0.3	8.5	Sinclair & Brooker
점토	과압밀, 미끄러짐면, 절리 및 소규모 전단면	0-1.8	12-18. 5	0-0.03	10.5-1 6	Skenpton & Petley
점토 셰일	삼축시험	0.6	32			Sinclair & Brooker
점토 셰일	성층면 (成層面)			0	19-25	Leussink & Muller-Kirchenbauer
협탄층 암석	점토 분쇄암층, 두께 1.0~2.5cm	0.12	16	0	11-11. 5	Stimpson & Walton
백운석	변질된 셰일층, 두께 약 15cm	0.41	14.5	0.22	17	Pigot & Mackenzie
섬록암, 화강섬록암 및 반암	점토 충전물 (점토 2%, PI=17%)	0	26.5			Brawner
화강암	점토 충전물이 있는 단층 사질양토로 된 단층 충전물과 함께 약화됨. 구조적 전단대, 편암질 및 파쇄된 화강암, 풍화된 암석 및 충전물	0-1.0 0.5 2.42	24-45 40 42			Rocha Nose Evdokimov & Sapegin
경사암	층리면내 1~2mm의 점토			0	21	Drozd
석회암	6mm의 점토층 1~2cm의 점토 충전물 1mm 이하의 점토 충전물	0.1 0.5-2.0	13-14 17-21	0	13	Krsmanovic 등 Krsmanovic & Popovic
석회암, 이회암 및 갈탄	층상의 갈탄층 갈탄-이회암 접촉면	0.8 1.0	38 10			Salas & Uriel
석회암	이회질 절리, 두께 2cm	0	25	0	15-24	Bernaix
갈탄	갈탄과 그 하부에 있는 점토 사이의 층	0.14-3.0	15-17. 5			Schultze
몬모릴로나 이트 점토	백악내에 있는 8cm의 벤토나이트 점토층	3.6 0.16-2.0	14 7.5-11 .5	0.8	11	Eurenius Underwood
편암, 규암 및 규산질 편암	10~15cm 두께의 점토 충전물 얇은 점토를 가진 성층구조 두꺼운 점토를 가진 성층구조	0.3-0.8 6.1-7.4 3.8	32 41 31			Serafim & Guerreiro
점판암	세밀한 판상 및 변질상태	0.5	33			
석영/고령토 /연방간석	혼합시료에 대한 삼축시험	0.42~0.9	36-38			Coates, McRorie & Stubbins



우리나라는 지형 및 지질구조 특성상 급경사면이 많으며 토층이 수(m) 이내로 얇게 분포하고 그 아래에는 암이 존재하는 경우가 대부분이기 때문에 산사태가 많이 발생할 내적요인을 가지고 있다. 여기에 부가하여 우리나라 산사태를 직접 유발시키는 가장 큰 외적 요인으로 강우를 들 수 있다. 즉 우리나라의 년평균 강우량은 약 1,100~1,400mm로서 이 중 대부분이 6월에서 9월 사이의 우기에 집중적으로 내리기 때문에 매년 많은 산사태가 이 시기에 발생하고 있다. 연강우량의 50~60%가 산사태가 발생하는 여름철에 집중되어 내리고 있으나, 최근에는 이상 기후현상으로 이보다 더 많은 양이 여름철에 내리고 있는 것으로 추정된다(산림청,2001). 이러한 우리나라의 지형 및 지질구조상의 특성과 강우특성으로 최근 10년간 산사태 재해로 인해 261명의 인명피해와 연평균 6천억원의 재산피해가 발생하며 피해규모가 급격히 증가하는 추세이다. 더욱이 올해 2002년 8월 4일부터 11일까지 경기도와 경상남도 전라남도 지역에 내린 게릴라성 집중호우로 인하여 24명(산사태와 절개지붕괴로 12명 사망)의 인명피해와 1조원의 재산피해가 발생되었으며, 또한 9월 초 태풍 '루사'의 영향으로 3일간에 강원도, 전라도, 충청북도, 경상도 지역곳곳에 홍수, 산사태 등이 발생, 241명(산사태와 절개지 붕괴로 69명 사망)의 인명피해가 발생하였다.

한편, 최근의 급격한 도시팽창 및 국토개발에 따른 자연의 이용과정에서 균형을 유지하여 안정된 상태에 있는 산지나 구릉의 자연사면의 균형을 인위적으로 붕괴시켜 산사태를 유발시키고 있다. 원래 산사태는 자연사면의 붕괴에 의한 자연재해로 취급되어 왔으나 최근에 이르러는 국토의 인위적 개발에 의거 산사태의 발생이 증가함에 따라 자연재해라기보다는 인위적 재해로 표현되어야 할 정도이다.

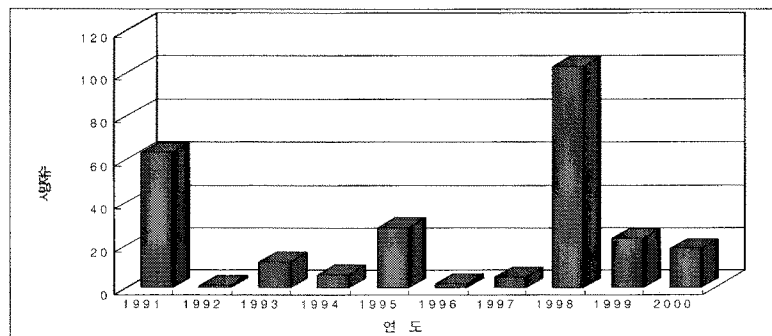


그림 3-45. 지난 10년간 산사태 및 절취사면 재해로 인한 인명피해  
(국립방재연구소, 2001)

따라서 이러한 피해를 주는 산사태의 발생특성을 분석하기 위해 산사태 발생후 암과 흙의 경계면에서의 경사에따른 전단강도 특성을 파악하는 것이 본 연구의 목적이다.

## 2. 이론적 배경

### 가. 연구방법 및 범위

흙의 자중 또는 외력의 작용에 의해 토괴 내부에 전단응력이 생기면 토괴는 변형되고 변형이 크게 되면 결과적으로 토괴는 파괴가 일어나는데 이때 토괴가 나타내는 최대 전단저항을 그 흙의 전단강도라고 한다. 전단강도는 사면의 안정문제 외에 토압 지지력등 지반의 안정문제에 실제로 이용되는 흙의 성질이어서 실제 문제해결에 무시될 수 없는 것이다. 그러나 흙의 전단강도는 흙을 파괴시키고자 할 때의 조건에 따라 달라지기 때문에 실제로 지반공학 문제에 적용할 경우에는 그 흙이 지반 중에서 받는 것과 같은 조건하에서 발휘되는 최대 전단저항을 구해야만 한다.

우리나라의 지질구조를 볼 때 토층은 지표면 아래로 수미터 이내로 존재하고 그 아래에는 암반이 존재하는 경우가 대부분이며 대체로 토층과 암석의 경계가 뚜렷한 것이 특징이다. 따라서 암반사면이나 댐기초에서 암반의 안정성 문제를 다룰 때 연암층과 경계를 가지는 토층과의 경계면에 대한 전단강도특성을 파악하는 것이 사면안정성 분석에 무엇보다 중요하다. 이러한 연약면들은 잠재적인 파괴가능성을 내포하고 있다. 일반적으로 soil 이나 세일이 최소 전단강도를 나타낸다고 가정하는 것이 일반적인데 Patton(1968)은 한가지의 시험재료보다 soil-rock 접촉면에서 더 낮은 강도가 얻어질 수 있고, soil 이나 세일이 최소강도를 나타낸다는 가정은 타당하지 않을 수도 있다고 제안했다. 그 후 soil과 rock 단독으로 얻어진 전단강도와 soil-rock 접촉면에서의 전단강도 연구가 시작되었다(Kanji,1974). 본 논문에서는 화강암, 변성암, 퇴적암 사면과 각각의 잔류토를 대상으로 시험하였고, soil-rock 접촉면에서 전단강도를 측정할 수 있도록 고안된 시험법과 그 결과에 대하여 연구하였다.

나. 전단강도의 이론적 배경

1). Coulomb의 파괴규준

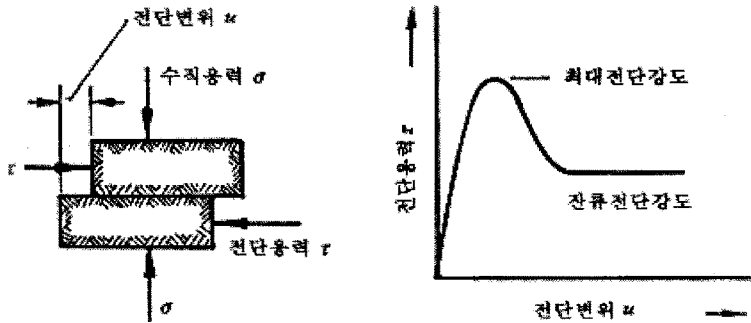


그림 3-46. 전단시험의 모식도와 전단변위와 전단응력의 관계

전단강도의 기본 이론은 어떠한 평면을 갖는 두 물체를 그 면을 따라 미끄러짐이 발생할 때 생기는 역학관계에 따른다. 즉, 그림 3-46에서와 같이 한 면에 맞대어져 있는 두 물체에 수직응력( $\sigma$ )이 가해져 있는 상태에서 전단하중( $\tau$ )을 발생시키면 전단변위( $u$ )가 발생하는데 초기의 작은 변위내에서는 접촉면이 탄성거동을 하며 전단응력은 변위에 따라 선형적으로 증가하게 된다. 그러나 저항하고 있는 면사이의 힘들이 극복되면 그래프는 비선형적으로 변하고 전단응력은 최대값에 이르게 된다. 그 후에는 전단변위를 일으키는 힘은 사라져 일정한 값이 유지되게 되는데 전자를 최대 전단강도, 후자를 잔류 전단강도라고 한다.

서로다른 수직응력 하에서 수행하여 얻은 수직응력과 전단응력의 관계는 기본적으로 식 (5.1)과 같다.

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad \text{식 (5.1)}$$

$\tau$  : 전단응력,  $\sigma$  : 수직응력,  $\phi$  : 마찰각

그러나 접해있는 두면이 결합되어 있거나 거친면일 경우에는 수직응력이 0이라도 미끄러짐을 발생시키기 위해서는 어떤 전단응력 값이 필요할 것이다. 따라서

식 (5.2)과 같이 수직응력이 0일때의 전단강도 초기값은 그 면의 점착력(C)으로 표현되며 실제적인 점착력이 아니기 때문에 일반적으로 위점착력(Apparant Cohesion)이라고도 한다.

$$\tau = C + \sigma \tan \Phi \quad \text{식 (5.2)}$$

C : 점착력

만일 전단변위의 양이 증가하여 두 접촉면 사이의 점착력이 상실 되면 다시 식 (5.3)과 같이 표현되며 이때의 마찰각은 잔류값으로 표현된다.

$$\tau = \sigma \tan \Phi_r \quad \text{식 (5.3)}$$

$\Phi_r$  : 잔류 마찰각

이와는 다르게 점착력 성분이 0이 되지 않고 서로다른 수직응력내에서 얻어지는 각각의 최대 전단응력들의 관계를 식 (5.4)과 같이 표현하며 이때의 마찰각을 최대 마찰각이라고 한다.

$$\tau = C_p + \sigma \tan \Phi_p \quad \text{식 (5.4)}$$

$C_p$  : 최대 점착력,  $\Phi_p$  : 최대 마찰각

그러나 Mohr-Colomb이 제안한 이러한 관계식은 이론에 충실한 것이며 실제로 수직응력과 전단응력의 관계는 회기분석을 통하여 결정하므로 잔류마찰각을 구할 때에도 점착력이 발생할 수 있으며 이때의 점착력을 잔류 점착력( $C_r$ )으로 표현한다. 물론 이 잔류 점착력 역시 위점착력이다.

$$\tau = C_r + \sigma \tan \Phi_r \quad \text{식 (5.5)}$$

$C_r$  : 잔류 점착력,  $\Phi_r$  : 잔류 마찰각

이와 같은 Mohr-Coulomb의 전단강도 경험식은 일반적으로 암반을 대상으로 하는 구조물에 대한 공학적 설계에 Barton-Bandis의 전단강도 경험식과 함께 널리 적용되고 있다. 본 논문에서는 Mohr-Coulomb의 전단강도 경험식을 사용하여 전

단강도를 구하는 것을 기본으로 하였다. 일반적으로 최대 전단저항( $\tau_f$ )과 수직응력  $\sigma_n$ 과의 관계는 그림 3-47과 그림 3-48에 나와있는 대로 다음과 같은 식으로 표현될 수 있다(Terzaghi and Peck, 1967).

$$\tau_f = c_u + \sigma_n \tan \phi \quad \text{식 (5.6)}$$

이 점착력과 마찰각과의 관계는 1773년에 Coulomb에 의해 처음 소개되었고 Coulomb의 법칙으로 알려졌다. 흙의 실용적 목적에서 이 선형관계는 파괴규준 중에서 가장 널리 쓰이고 잘 들어맞는다.

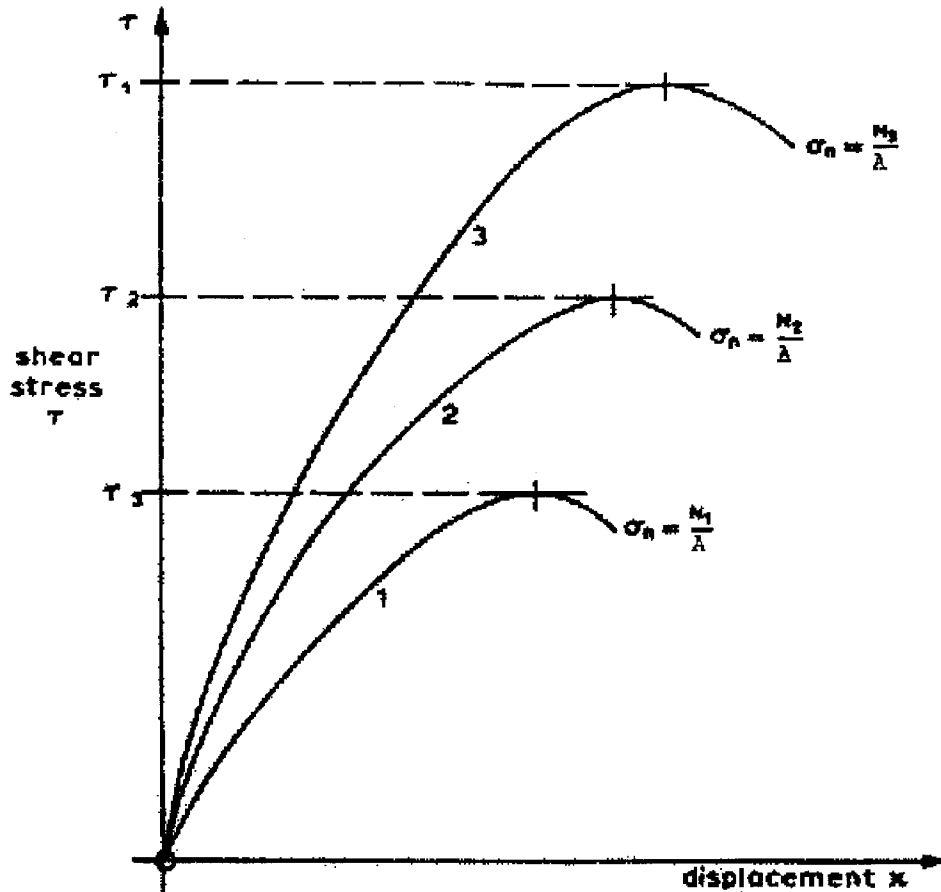


그림 3-47. 3개의 다른 수직응력에서 변위와 전단응력곡선

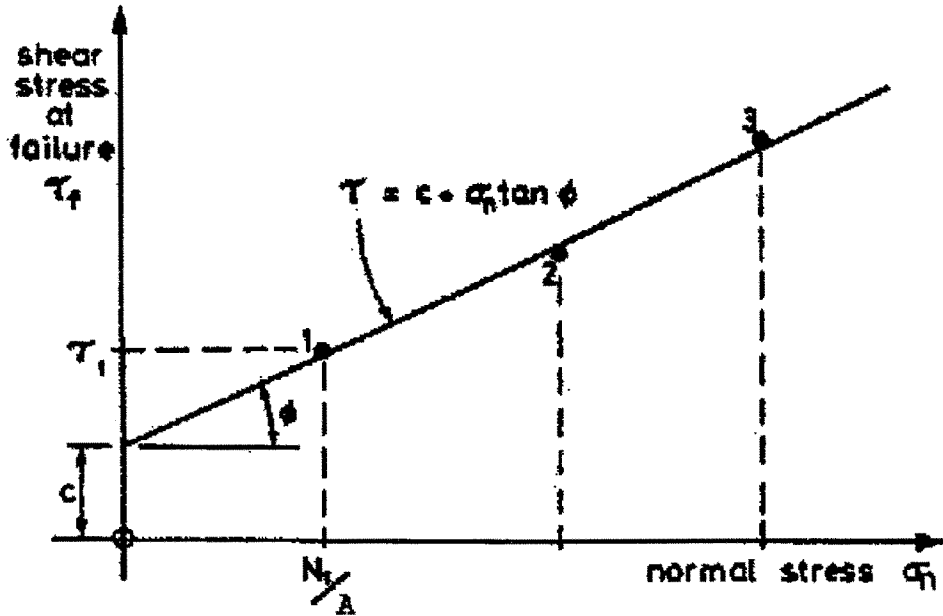


그림 3-48. 전단시험에서 수직응력과 관련된 최대전단응력도

## 2) 암석 절리면의 거칠기 (JRC)

기본적인 개념으로 JRC(Joint Roughness Coefficient)는 절리면의 거칠기를 수치적으로 나타내는 값으로서 일반적으로 절리거칠계수라고 부른다. 이 JRC는 Barton(1973)이 제안한 것으로 각 절리면의 형상을 거칠기의 정도에 따라 구분하여 0 ~ 20 까지의 점수를 부여하고 있다. 그러나 이 JRC는 어떠한 정확한 물리적 측정에 의하여 계산되어진 것이 아니라 경험식에서 역으로 도출된 지표이기 때문에 측정 방법에 따라 다소간의 차이가 발생할 수 있으며, 개인간의 차이도 발생할 수 있다. 아직까지 JRC는 그 자체만으로 절리면의 특성을 구분할 수 있는 좋은 지표가 되며, JCS 등과 더불어 Barton이 1973년에 발표한 식 (5.7)을 사용하여 절리면의 전단특성을 예측하는데 유용하게 사용된다.

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi' \right] \quad \text{식 (5.7)}$$

JRC측정에는 Barton & Cou-bey(1977)가 제안한 그림 3-49를 사용하는 방법을 많이 쓴다

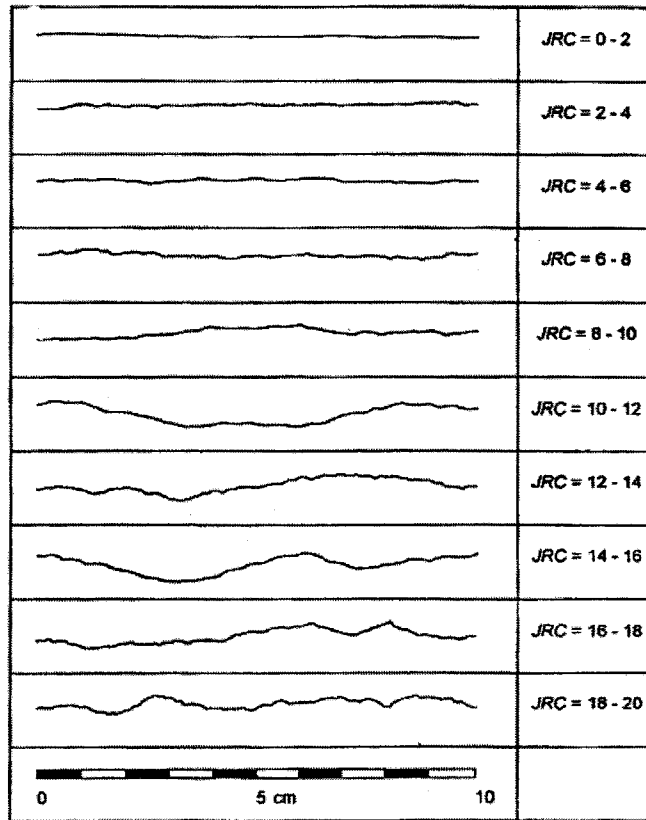


그림 3-49. 절리면의 거칠기와 JRC의 범위(Barton & Coubey(1977))

#### 다. 연구방법

##### 1) 실내시험

시험에 쓰인 각각의 잔류토시료와 암석시료에 대한 준비과정과 전단강도 측정을 위한 비교적 간단한 토질전단시험, 암과 흙 경계면에서의 시험을 간략히 소개하면 다음과 같다.

우선, 시험에 쓰인 재료의 선정은 soil-rock 접촉면의 전단강도를 얻는데 필요하고 soil 단독시험과 비교할 수 있는 최소한의 변수로 한정하였다. 기본적으로 화강풍화토의 시료채취는 현장에서 ring sample을 사용하였고, 불교란시료를 채취하여 수분증발을 막기위해 비닐 Wrap으로 포장한 뒤 아이스 박스에 담아두었다

(그림 3-50).



그림 3-50. 불교란 시료를 아이스박스에 담은 그림

암석시료는 연암정도의 강도를 가지며 우리나라 대표적인 JRC(S.G. Lee, 1987)를 포함하며 JRC (0(saw cut), 2~4, 4~6, 6~8, 8~10, 10~12)를 달리하는 화강암을 준비하였고 그림에서 직선방향으로 JRC를 측정하였다.

다음과 같이 정확한 결과를 얻을 수 있도록 알맞은 수의 시험을 실시하였다. 추가적인 시험조건은 다음과 같다.

- 각각의 soil 과 rock 표면에 대해 4개의 다른 수직응력 조건으로 시험하였다.
- 시험 Data의 편차를 없애기 위해 각각의 시험마다 3회 반복하여 평균값을 사용하였다.

#### 가) Soil 시료 준비

실내시험에 쓰인 시료들은 우리나라에 대표적으로 분포하는 화성암(화강암, 경기, 포천), 변성암(흑운모 편마암; 서울 강남), 퇴적암(사암; 경남 진주)을 대상으로 하였으며 각 현장의 특성에 맞는 각각의 잔류토를 대상으로 시험하였고 각 잔류토에 대하여 채분석, 비중시험, 함수비, 포화도 시험을 하여 분류하였다.

각각의 잔류토에 대한 물성치가 다음표에 나와있다.



표 3-24. 화강암 잔류토 10개의 Ring sample 의 물성치

자연상태	단위중량(ton/m <sup>3</sup> )	함수비(%)	포화도(%)	Gs	LL	PI	USCS
10개의 ring sample 의 평균값	1.72	14.2	51.2	2.58	N.P.	N.P.	SM

표 3-25. 변성암 잔류토 10개의 ring sample의 평균 물성치

자연상태	단위중량(ton/m <sup>3</sup> )	함수비(%)	포화도(%)	Gs	LL	PI	USCS
10개의 ring sample 의 평균값	1.65	10.8	38.3	2.57	N.P.	N.P.	SM

표 3-26. 퇴적암 잔류토 10개의 Ring sample 의 물성치

자연상태	단위중량(ton/m <sup>3</sup> )	함수비(%)	포화도(%)	Gs	LL	PI	USCS
10개의 ring sample 의 평균값	1.76	17.9	62.1	2.62	33.2.	14.8.	SC

각각의 잔류토 들은 점착력과 마찰의 요소가 혼합된 형태의 흙이다.

나) Rock 시료 준비

암석시료의 천공은 내경이 60mm 인 비트를 이용하였고 Saw cut 면은 암석절단기로 자른 면이 사용되었다. 지름은 약 59.5mm으로서 전단링에 고정시키 위해 하부 전단링의 네 측면에서 나사로 단단히 고정시키고 윗부분과 밑부분의 틈은 실리콘으로 마감하였다. 표면은 비누와 표백제로 기름때를 없애기 위해 닦아냈다. 암석시료를 밑부분에 배치하였으며 표면과 거의 평행하게 배치하였다.

다음의 그림은 암석 블록샘플에서 미리 JRC를 측정후 천공하여 전단될 방향을 나타내주고 있다.

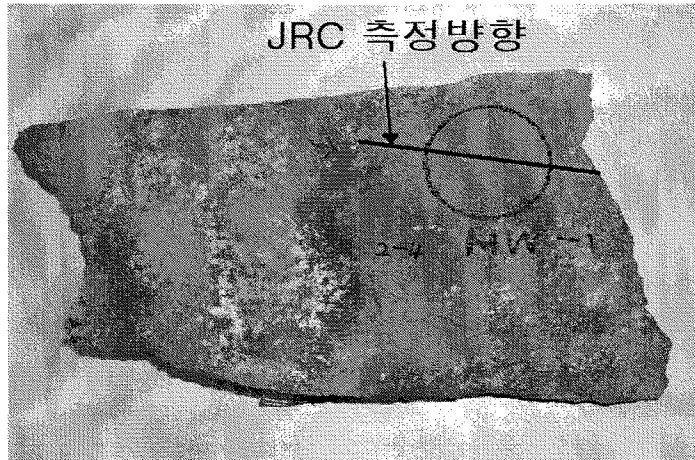


그림 3-51. 암석블록의 JRC측정과 전단방향

이런식으로 미리 전단될 방향과 JRC를 정해놓은 다음, 아래의 사진과 같이 압중별로 샘플들을 준비하였다.

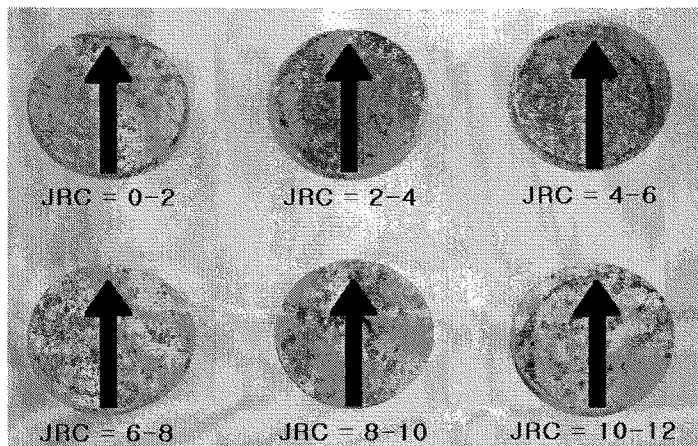


그림 3-52. 화강암 시료의 JRC값과 전단방향

화성암의 슈미트해머 수치는 40~45정도이고, 변성암은 30~35이었는데 슈미트해머 반발치로 일축압축강도를 구할때는 다음표를 많이 사용한다.

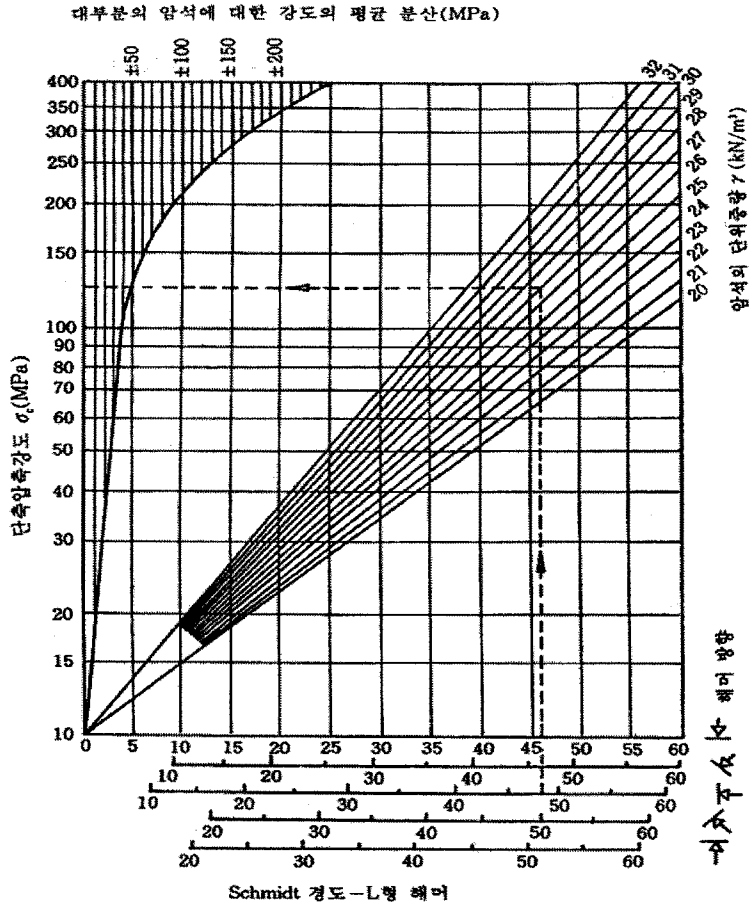


그림 3-53. 슈미트 해머 반발치와 일축압축강도 관계 그래프

암석 시료를 제작할 때 주의해야될 점은 암석블럭의 표면에서 측정된 JRC값의 방향과 일치하도록 전단방향을 맞추어야 하며, 코어링할 때 코어비트의 다이아몬드날과 최대한 평행하도록 고정시킨 후 천공을 해야 할 것이다. 만약 평행하지 않을 경우 암석시료의 외경이 약 59.5mm 정도 되므로 하부링에 암석시료의 두께가 아주 얇지않는한 전단면과의 수평이 맞지 않게 된다. 또한 암석시료를 하부링에 고정시킬 때 최대응력인 3.2kg/cm<sup>2</sup>을 올려 놓으면 약 90 kg의 하중이 가해지므로 고정나사와 암석 시료의 측면사이에서 암석시료가 견디지 못할 수도 있다. 따라서 암석 시료의 밑면에 더 이상 밀리지 않도록 고정나사를 보조해주는 측면에서 글루를 이용 고정시켜주어야 한다.

다) 시험방법 및 유의점

1) 토질 전당강도시험 시험방법 및 유의점

- ① 현장에서 채취한 불교란 시료를 트리밍한다.
- ② 그림 3-54와 같은 순서로 시료를 배치한다.

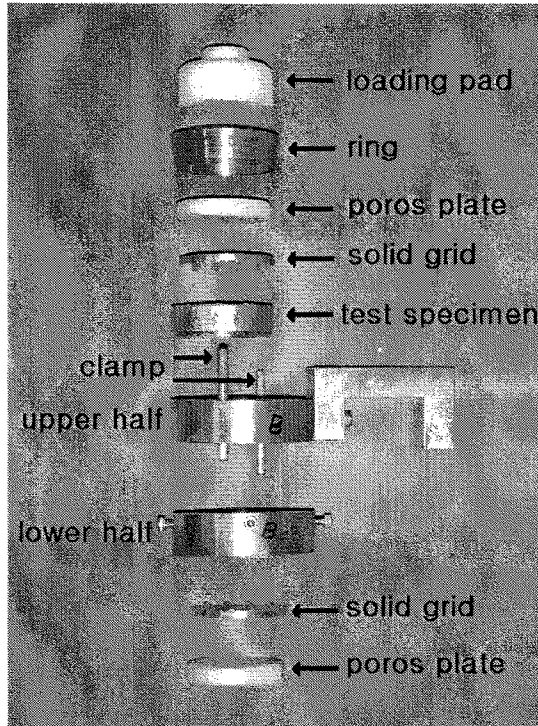


그림 3-54. 토질직접전단상자 조립

- ③ 전단상자에 물을 부어 포화시킨다.(포화도를 참조)
- ④ LVDT를 통한 계측기의 수치를 0로 맞춘다.



압밀이 완료될때까지 기다린 다음 간극수압이 발생하지 않도록 천천히 전단시키는 압밀완속 시험으로 수행되었다.

## 2) 압과 흡 경계면에서의 전단강도시험 시험방법 및 유의점

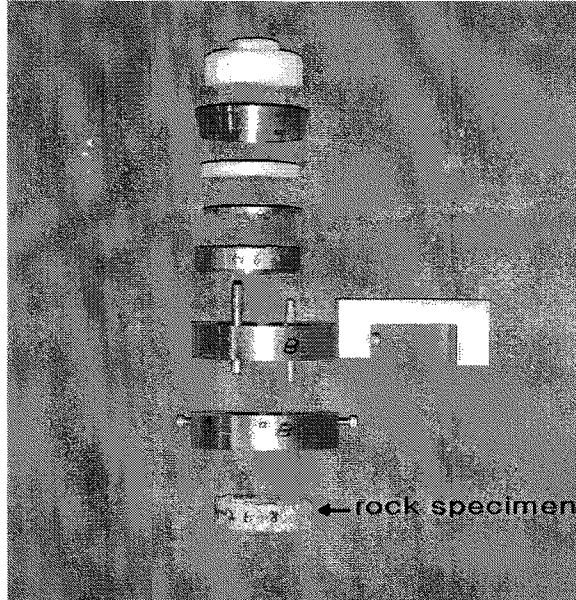


그림 3-57. 압과 흡 경계면시험의 조립도

기본적인 개념은 토질 전단시험과 동일하지만 암석을 고정시킬 수 있도록 고안된 하부 링, 암석시료의 배치와 암석코어 준비등이 조금 달라진다. 조립순서는 그림 3-57과 같고 토질전단시험과 다르게 하부링에 암석시료만 고정되고 solid grid와 porous plate는 들어가지 않는다.

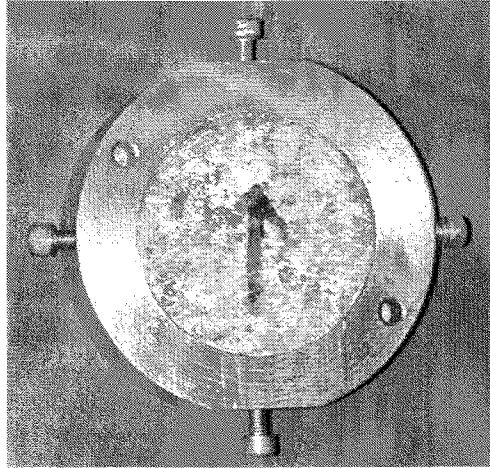


그림 3-58. 하부링에 암석시료를 고정시킨 그림

하부링에 암석을 고정시킬 때는 효과적인 방법으로 제안된(Kanji, M. A.1974) 급속썰기를 하부링의 밑면에서 삽입시키는 방법보다 링의 네 측면에서 나사로 고정시키는 방법을 사용하였다.

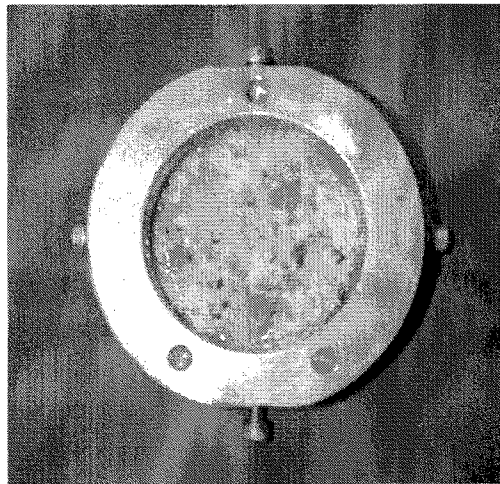


그림 3-59. 하부링의 밑면 그림

암석시료는 상부링과 하부링중에서 상부링은 수직하중이 일정하게 가해지기 때문에 흡시료에 생기는 수직변위에 대응하기 어렵다. 따라서 하부링에 그림과 같이 클루를 이용 밑부분을 고정을 시켰다.

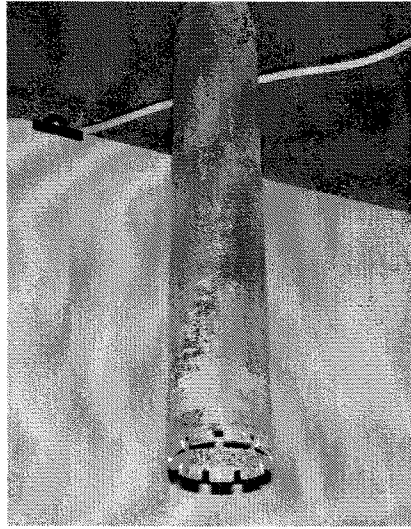


그림 3-60. 내경60mm의 아비트

현장에서 채취해온 암석 블록을 코어링 할 때는 최대한 천공기 코아비트 날의 면에 평행이 되도록 배치하고 내경 60mm 다이아몬드 코어비트로 천공을 했다.

시험절차는 토질전단시험과 동일하지만 soil은 수직응력의 증가에 따른 압밀이 충분히 되도록 시간을 조절하였다. 모든 시험은 현지조건과 습윤조건하에서 이루어졌고 전단속도는 0.3mm/min 로 하였다. 수직응력은 최대높이가 약 20m 인 토사사면을 기준으로 0.8kg/cm<sup>2</sup>부터 3.2kg/cm<sup>2</sup>까지 4단계로 증가시키며 재하하였다. 최대 전단 변위는 시료전체길이의 15%인 9mm로 하였다.



#### 4. 결 론

최대 전단강도 발생시에 soil 과 soil-rock 접촉면의 시험에서 Coulomb의 파괴 기준에 의한  $c$ (마찰계수)값과  $\Psi$ (전단저항각)값이 나와있다.

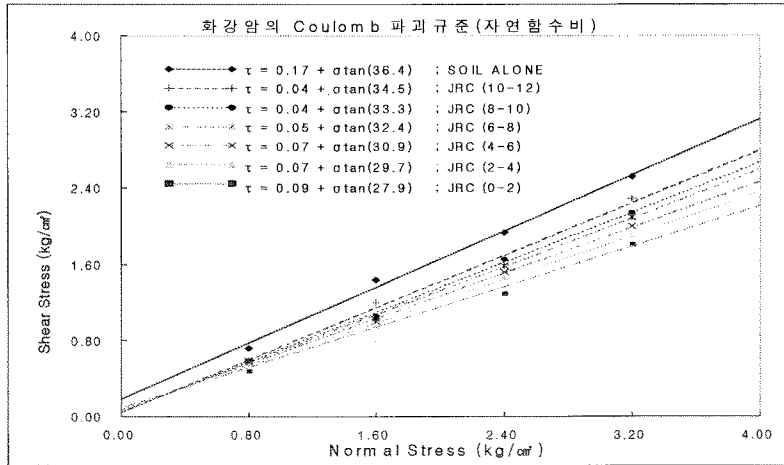


그림 3-61. 화강암의 자연함수비에서 Coulomb 파괴기준

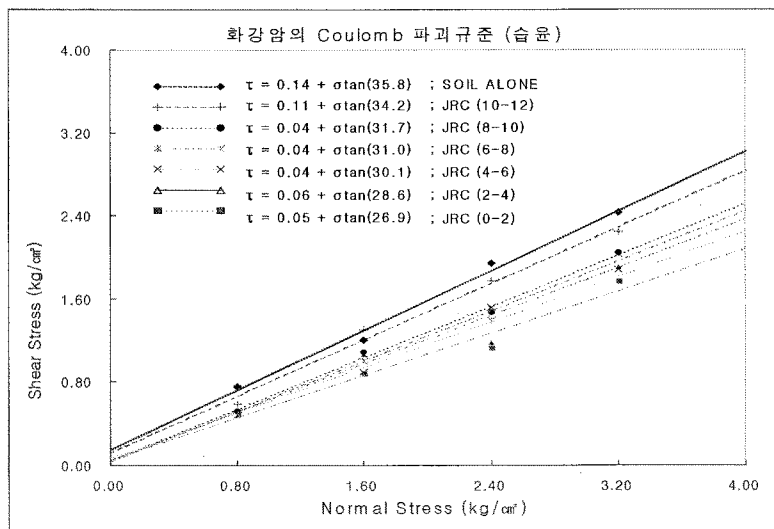


그림 3-62. 화강암의 습윤함수비에서 Coulomb 파괴기준

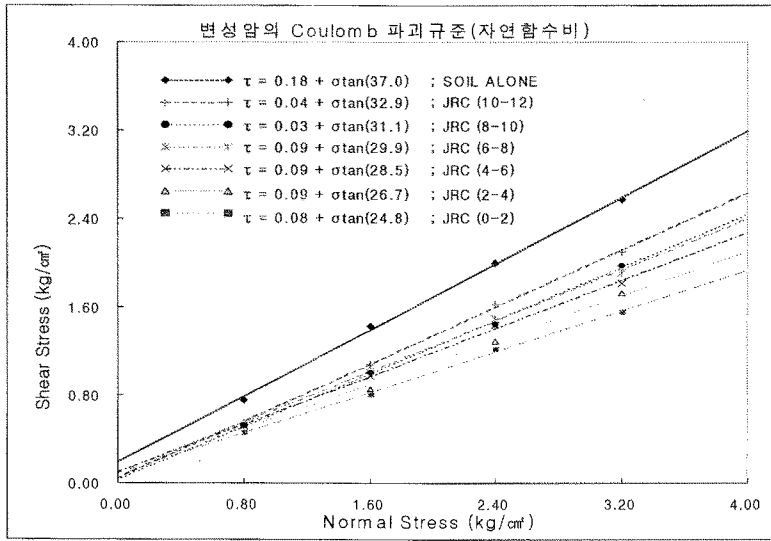


그림 3-63. 변성암의 자연함수비에서 Coulomb 파괴규준

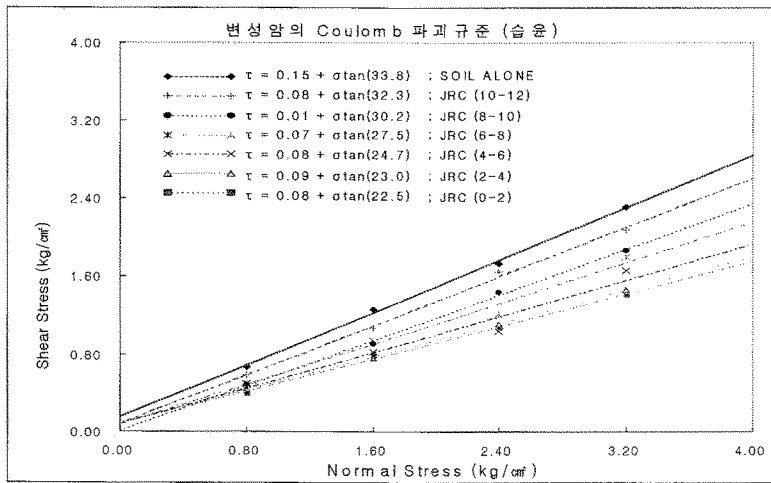


그림 3-64. 변성암의 습윤함수비에서 Coulomb 파괴규준

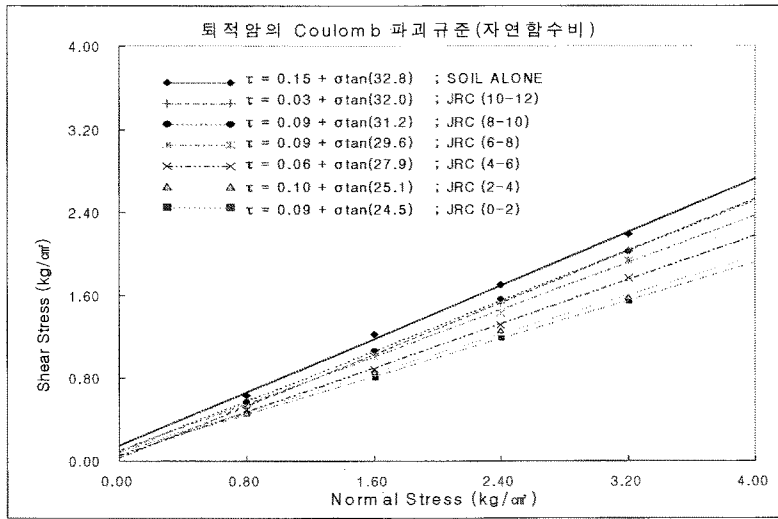


그림 3-65. 퇴적암의 자연함수비에서 Coulomb 파괴규준

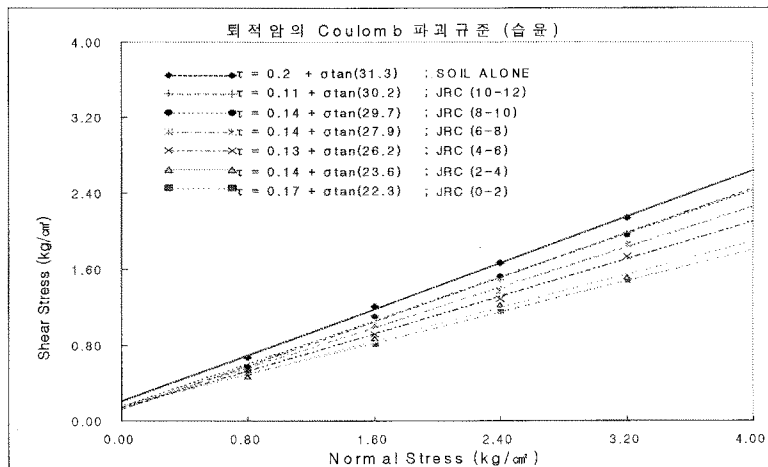


그림 3-66. 퇴적암의 습윤함수비에서 Coulomb 파괴규준

표 3-27. Coulomb 파괴규준 종합비교

JRC	마찰각 $\phi(^{\circ})$ ; 토질시험에 대한 백분율					
	화강암		변성암		퇴적암	
	자연	습윤	자연	습윤	자연	습윤
토질	36.4(100%)	35.8(100%)	37.0(100%)	33.8(100%)	32.8(100%)	31.3(100%)
10~12	34.5(94%)	34.2(96%)	32.9(89%)	32.3(96%)	32.0(98%)	30.2(96%)
8~10	33.3(91%)	31.7(89%)	31.1(84%)	30.2(89%)	31.2(95%)	29.7(95%)
6~8	32.4(89%)	31.0(87%)	29.9(81%)	27.5(81%)	29.6(90%)	27.9(89%)
4~6	30.9(85%)	30.1(84%)	28.5(77%)	24.7(73%)	27.9(85%)	26.2(84%)
2~4	29.7(82%)	28.6(80%)	26.7(72%)	23.0(68%)	25.1(76%)	23.6(75%)
0~2	27.9(77%)	26.9(75%)	24.8(67%)	22.5(67%)	24.5(75%)	22.3(71%)

- ① soil-rock 시험에서는 soil 단독시험에서 보다  $c$ ,  $\phi$  값이 작으며, JRC 값이 작아짐에 따라 전단저항각이 작아짐을 알 수 있다.
- ② soil alone에서의 전단저항각을 1로 볼 때 soil-rock 시험에서는 JRC에 따라 현지함수비 조건에서 약 67%~98% , 습윤조건에서 약 67%~96%까지 산출되었다.
- ③ 흙 입자가 작아질수록 전단저항각이 낮아지는 경향이 있다.

## 제 5 절 핵석지반에서의 합리적인 지반강도 정수의 산정

### 1. 서론

#### 가. 연구목적 및 연구방법

지표의 암석이 물리적 또는 화학적으로 파괴되는 일련의 과정을 총칭하여 풍화 작용(Weathering)이라고 정의할 수 있다. 풍화 작용은 저온, 저압 그리고 물과 공기에 대한 반응으로 인해 암석이 균질(massive)한 상태에서 쇄설(clastic)상태로의 변화를 풍화작용이라 정의할 수 있다. 가장 널리 인정되고 있는 풍화의 정의는 Reiche가 정의 한 것으로 다음과 같다. “ Weathering is the response of materials which were in equilibrium within the lithosphere to conditions at or near its contact with the atmosphere, the hydrosphere, and perhaps still more importantly, the biosphere.”

한편 이러한 풍화작용에 의해 발생하는 풍화층에는 일반적으로 풍화 잔류암체가 핵석(corestone)의 형태로 관찰되는 경우가 있는데 일반적으로 절리의 방향과 일치하며 양호한 타원형의 형태로 외부로부터 입상붕괴나 박리현상을 가지는 것이 보통이다. 이러한 핵석(corestone)은 두가지의 물질 즉 강도가 상대적으로 약한 풍화층과 강도가 상대적으로 강한 핵석(corestone)이 혼재되어있는 형태를 띠는 것이 보통이다. 따라서 이러한 복잡한 구조로 인해 이 지반에서의 역학적 성질을 규명하는데는 상당한 어려움이 있다. 따라서 제 5 절에서는 실내에서 모델링실험을 통하여 그 역학적 성질을 규명해 보고자 하였다.

이 장에서는 수치해석을 통해 핵석지반에서의 역학적 성질을 예상하고 실제 핵석지반과 유사한 모델을 제작하여 실내실험을 통하여 역학적 성질에 대해 알아보 고자 하였다. 따라서 이와 같은 연구목적을 달성하기 위하여 실제 핵석지반의 형태를 관찰하였고 그것을 분석한 결과를 토대로 인공적인 물질 석고나 시멘트와 같은 물질을 이용하여 실제 지반과 유사한 모델을 제작하였다. 제작한 모델을 이용하여 실내 일축실험을 통해 실제핵석지반에서의 강도 및 탄성계수의 변화를 알아보고자 하였다.

## 2. 핵석 지반에 대한 일반적 특성 및 연구사례

### 가. 핵석의 정의 및 생성원인

지표의 암석이 물리적 또는 화학적으로 파괴되는 일련의 과정을 총칭하여 풍화작용(Weathering)이라고 정의할 때 그 형성과정과 성인은 지역 또는 내, 외적인 상황에 따라 상이하게 나타날 수 있다. 대부분의 암석은 원래 고온, 고압 그리고 물과 공기가 없는 상태에서 형성되지만 반대로 풍화는 저온, 저압 그리고 물과 공기에 대한 반응으로 발생한다.

풍화는 대부분이 서서히 이루어지기 때문에 지질시대의 개념으로 파악되어야 하며, 따라서 시간적 요소도 충분히 고려되어야 한다. 또한 풍화작용은 외인적 영력인 대기환경의 열적, 수리적 상태에 따라 그 양상을 달리하고 풍화층 생성물, 지형형성작용의 선행현상으로서 뿐만 아니라 토양생성의 모재(parental material)로서도 중요하다.

한편 이러한 풍화작용중에 암반이 열수변질작용 및 열수광화작용을 받아 암석들이 토층 사이에 끼여져 있는 형태를 나타내는 차별풍화를 나타내는 암석이 있으며 이것을 핵석이라 한다. 이러한 지반의 경우 상부로부터 풍화토, 풍화암, 연암, 경암의 점이적인 풍화의 형태를 띠는 것이 아니라 풍화토나 풍화암내에 연경암이 박혀있는 형태로 되어 있어 연암이 측정되었다 할지라도 더 깊이 시추할 경우 풍화토나 풍화암이 다시 나타나는 경우가 있다. 이들 풍화층에는 관찰되는 핵석은 일반적으로 절리의 방향과 일치하며 양호한 타원형의 형태로 외부로부터 입상붕괴나 박리현상을 가지는 것이 보통이다. 핵석의 지질학적인 정의는 다음과 같다. "절리로 분리된 블록들은 동글동글한 원력으로 변하면서 새프롤라이트로 완전히 둘러싸이게 된다. 이러한 형식의 암석풍화를 구상풍화라 하고, 그 작용을 받은 돌을 핵석이라고 한다. 핵석의 발달은 암석에 따라서 또는 생성당시의 환경에 따라 상이하게 나타나는 것이 일반적이므로 풍화의 기초 단계인 joint의 발달이 중요하게 여겨진다. 핵석을 구분할 때 크게 2가지로 나눌수 있는데 지표하의 작용, 즉 내적인 영력에 의하여 생성된 핵석을 내인성 핵석(endogenous corestone)이라고 하고 2차적으로 절리면에 지배되는 지하수의 수직, 수평운동에 의해 암석의 모서리에 가장 큰 침식력을 가해 구형도가 양호한 핵석을 외인성 핵석(exogenous corestone)이라고 나눌수 있다.

외인성 핵석과 내인성 핵석의 차이는 기반암 자체 내에서 발달하는가 아니면 암맥중에서 형성되는가의 차이이며 다음과 같은 특성으로 정리할수 있다.

내인성 핵석이 갖는 특징을 살펴보면 다음과 같이 설명할 수 있다. 풍화과정 순서는 동심원으로 진행되어 풍화된 물질내에도 동심원 구조를 가지게 된다. 절리의 형태는 미세하며 동심원 구조를 가지고 있어 풍화된 핵석을 파괴하면 동심원으로 파괴되고, 핵석의 구형도가 매우 양호하게 나타난다. 관입된 섬록암 계통의 암맥에서 대부분 발견되며, 관입한 암맥이 크면 핵석도 크고 암맥이 작으면 핵석도 작은 경향이 있다. 암맥의 넓이가 작을수록 핵석의 밀도는 크고 암맥의 넓이가 클수록 밀도가 작은 경향이 있다.

외인성 핵석이 갖는 특징을 보면 다음과 같다. 풍화되어 가는 순서는 상부층 또는 절리가 있는 모가난 부분부터 풍화가 진행되어 풍화된 물질내에 동심원 구조를 볼 수 없다. 절리의 형태가 직선적인 수직, 수평으로 구성되어 있기 때문에 풍화된 핵석을 파괴하면 불규칙하게 파괴되고, 핵석의 구형도가 내인성 핵석보다 낮게 나타난다. 대부분 암석에서 나타나며 절리의 크기 형태에 좌우된다. 즉 절리의 폭이 크면 핵석도 크고 절리의 폭이 작으면 핵석도 작은 경향이 있다. 절리발달이 양호할수록 핵석이 많고 절리가 작을수록 핵석의 밀도가 작은 경향이 있다.

핵석은 풍화지형중의 하나로 풍화현상을 구명하기에 좋은 지형이다. 핵석에 대한 지질학적인 연구를 종합한 결과 다음과 같은 사실을 알수 있었다.

첫째, 핵석의 토색은 기반암 부근에서는 대부분 회백색 계통이나 풍화된 부근은 적색계통이 지배적으로 나타났으며 기반암의 영향을 많이 받고 있었다.

둘째, 핵석의 함수비는 풍화가 진전될수록 높아지며 기반암으로 갈수록 감소하는 경향이 있는데 이는 풍화가 진행됨에 따라 공극이 증가하기 때문으로 판단된다.

셋째, 핵석의 크기는 절리와 암맥의 크기에 비례하며 암맥에서 관찰되는 핵석이 기반암에서 형성된 핵석보다 작게 나타난다.

넷째, 암맥에서 형성된 핵석은 내인성 핵석에 가깝고 기반암에서 관찰되는 핵석은 외인성 핵석에 가깝다.

다섯째, 핵석의 구형도는 대부분 0.6이상으로 구형에 가깝고 외인성 핵석보다 내인성 핵석이 더 구형도가 양호하다.

여섯째, 핵석의 빈도는 내인성 핵석일수록 핵석의 빈도는 크며 외인성 핵석은 적은 경향이 있다.

표 3-28. 핵석의 생성형태에 따른 특징

구 분	내인성 핵석 (edogenous corestone)	외인성 핵석 (exogenous corestone)
풍화진행	동심원으로 풍화가 진행	절리면의 모서리부분에서 풍화가 진행
잔유물	동심원 구조의 saprolite or gruss	saprolite or gruss
원형도	양 호	joint의 관계와 지질조건에 따라 결정
위 치	대부분이 관입암맥	대부분이 기반암 자체
크기, 밀도	암맥의 넓이에 비례	joint의 간격에 비례
경 도	미 약 함	비교적 단단함
절 리	미세하며 동심원으로 존재	넓으며 수평 및 수직형태로 존재

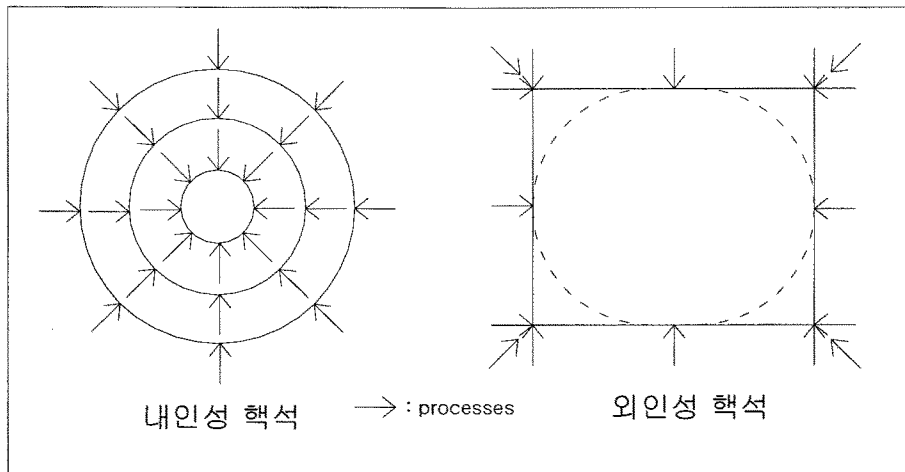


그림 3-67. 두가지 대표적인 핵석의 생성 형태

나. 핵석의 일반적인 특징 및 역학적 특성 연구가 어려운 이유

핵석의 일반적인 특징을 보면 다음과 같다.



- 1) 상대적으로 강도가 강한 핵석이 상대적으로 강도가 약한 풍화층에 둘러싸여 있는 형태를 가진다.
- 2) 핵석의 형태는 보통 둥근 형태를 가지나 긴 타원형의 형태에서 구에 가까운 둥근 형태까지 다양한 형태를 가진다.
- 3) 핵석의 장축은 일반적으로 풍화층에 나타나는 절리의 방향과 평행한 형태를 지닌다.
- 4) 핵석의 크기는 수백미터에 달하는것부터 눈으로 관찰하기 어려운 정도의 작은 것까지 다양하다.

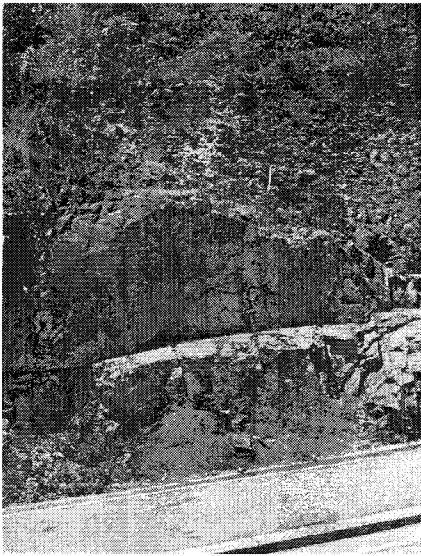
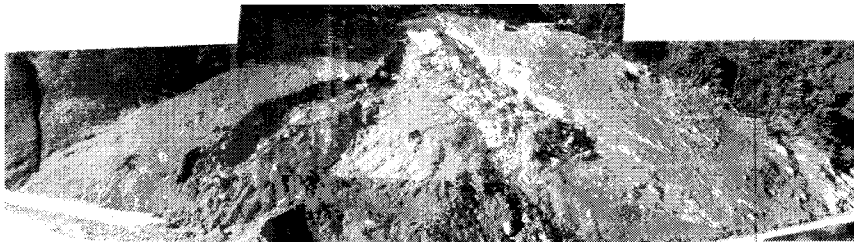


그림 3-68. 화강암의 풍화로 인해 발생한 핵석지반



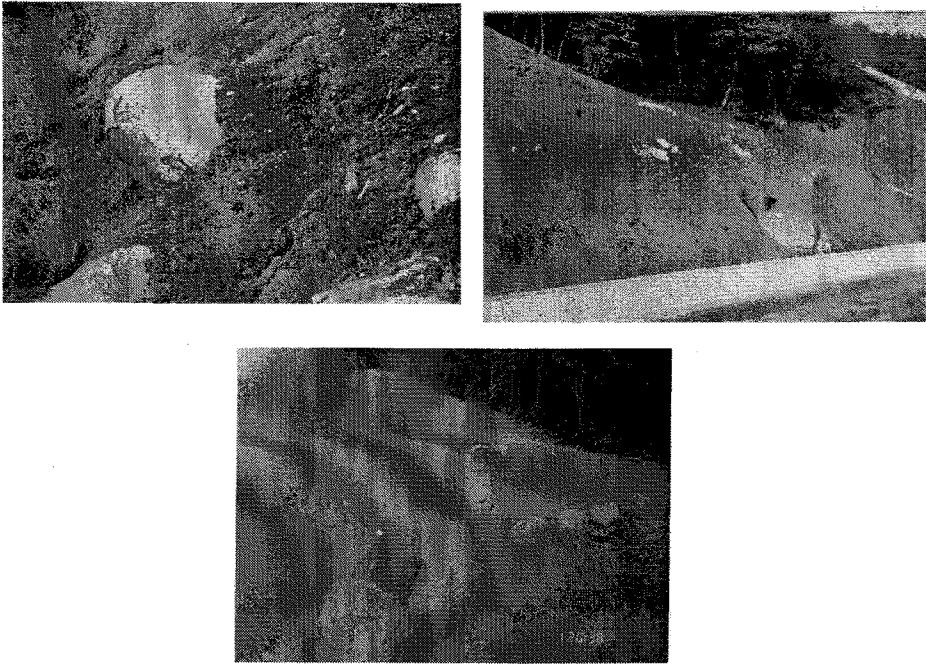
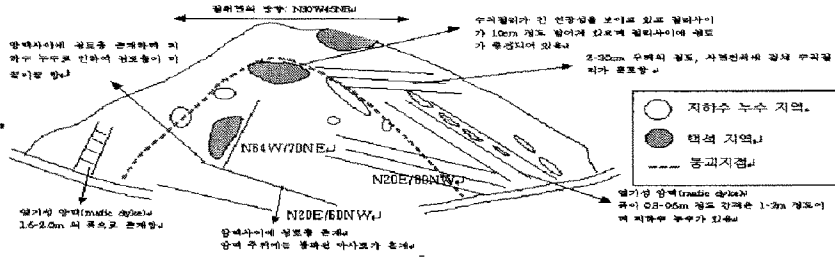


그림 3-69. 지리산지역에서 발견된 핵석지반

핵석지반의 경우 위에서 말했듯이 상대적으로 강도가 강한 핵석과 강도가 약한 풍화층이 서로 혼합되어있는 지반에서 교란되지 않은 시료를 코어링을 통해 획득하는 것은 각각의 물질이 코어비트에 대한 저항력이 다르기 때문에 강도가 강한 핵석을 코어링할 때 상대적으로 강도가 약한 풍화층은 심하게 교란되거나 때에 따라서는 모두 손실되는 경우가 발생한다. 그리고 또한 교란되지 않은 시료를 획득하는데 성공하였다 할지라도 이 시료가 핵석지반의 특성을 대표한다고 말할 수가 없다. 대규모의 현장실험이 신뢰도가 있다라고 하지만 이를 수행하기는 매우 어렵다.

## 다. 연구사례

### 1) 현장조사와 그에 따른 실험실 시험의 경우

핵석지반은 상대적으로 강한 핵석(block)이, 상대적으로 약한 풍화층(matrix) 속에 있기 때문에 타당한 물성치를 규명하기가 어렵다. 일단 시추의 어려움 때문에 교란되지 않은 시료를 채취하기가 어려울 뿐만 아니라, 교란되지 않은 시료를 채취했다 하더라도 그 시료가 그 지반을 대표할 가능성은 희박하다고 볼 수 있다. 물론 규모가 큰 현장시험이 가능하다면, 핵석지반의 대표성을 떨 수도 있지만 이러한 시험은 가능하지 않다.

이렇듯 핵석지반의 현장상태에 맞게 시험하기가 어려웠기 때문에 기존 연구자들은 순수매트릭스시료와 순수핵석시료를 따로 채취하여, 각각을 성질을 결정했다. 두 가지 물질의 특성을 실험으로부터 얻은 후 핵석지반에 성질을 결정했는데, 이에 대해서는 몇 개의 상반된 접근이 제시되었다.

처음 제시된 연구는 순전히 상대적으로 약한 매트릭스의 성질이 핵석지반의 특징을 대표한다고 간주했는데, Bedrosian(1978)은 북부 캘리포니아에서 핵석지반의 사면안정성을 조사하면서 “핵석지반에서 전체적인 사면의 안정성은 기반물질인 매트릭스가 결정한다”고 발표했다. 이탈리아 지반공학회의 보고서에서도, 매트릭스와 핵석이 혼재하는 지반에서는 두 가지의 물질 중에서 당연히 매트릭스가 대표한다고 믿었기 때문에 그 지반의 특징을 나타낼 때는 단지 매트릭스의 물성치만 언급했다(1979). 이런 제안은 만일 매트릭스가 핵석지반의 대부분을 차지한다면 직관적으로 생각해봐도 타당성이 있지만, 그렇지 않고 핵석이 더 많은 부분을 차지한다면 이러한 가정은 지나치게 안전측 일 수 있다. 즉, 위와 같은 접근은 핵석이 핵석지반의 성질을 변화시킬 수 있다는 가능성을 무시한 보수적인 생각이다.

매트릭스 물질만이 핵석지반의 성질을 결정한다는 것은 너무 보수적이라는 생각에서 다른 증거가 제시되기 시작했는데. 예를 들어보면 Savina(1978)는 매트릭스에 대한 핵석의 비가 낮은 핵석지반에서는 산사태가 일어나는 경향이 있지만, 반대로 그 비가 높은 지반에서는 산사태가 일어나지 않는다고 발표했다. 이 제안은 핵석이 사면의 안정성을 높일 수 있다는 것을 직접적으로 제시해주는 것이라 할 수 있다.

한편, D'Elia et al(1984)은 핵석이 핵석지반의 거동에 영향을 미친다고 발표했는데, Argile Scariose의 대절취사면에 대한 연구 중에서 매트릭스에 대한 핵석의

비가 상당히 낮은(약15%) 핵석지반을 가진 사면의 현장강도도 실험실에서 매트릭스물질만으로 시험한 강도보다 크게 나타나는 것을 발견했다. 그 후 D'Elia et al(1988)은 이러한 현상은 “핵석이 규칙적이고 연속적인 파괴면의 형성을 방해하기 때문이다”라고 제안했다.

그리고 Volpe et al(1991)은 핵석지반의 강도는 핵석과 매트릭스의 체적비에 기초한 두 물질의 강도의 평균값으로 나타날 수 있다고 제안했지만, 불행히도 두 가지 물질이 전체의 강도를 나눌 수 있을 것이라는 직관적인 믿음만이 있을뿐, 어떤 이론적인 배경은 소개되지 않았다.

## 2) 콘크리트의 경우

위와 같은 자연적인 핵석지반외에 인공적인 핵석지반의 실험실시험이 가능한 경우가 있는데, 이것은 누구나 알고 있는 콘크리트이다. 콘크리트는 시멘트가 물과 반응하여 굳어지는 수화반응(水和反應)을 이용하여 골재(骨材)를 시멘트풀(시멘트를 물로 개어 풀처럼 만든 것)로 둘러싸서 다진 것으로써 이것을 melange로 취급할 수 있으며 골재의 체적비가 콘크리트의 탄성계수와 압축강도에 미치는 영향은 많은 사례가 있다.

Stock et al.(1979)는 골재체적비 대 일축압축강도사이의 관계에 대한 많은 사례를 모았다. 아래그림 3-70은 그에 의해 수집되어진 많은 학자의 연구결과이다. 결과를 보면 콘크리트의 일축압축강도는 골재의 체적이 증가함에 따라 적어도 처음에는 떨어진다. 하지만, 골재체적비가 더 높아지면, 이러한 경향은 바뀐다. Stock et al.은 골재 체적비증가에 따라 콘크리트 강도가 떨어지는 이유가 골재를 둘러싸고 있는 시멘트 페이스트부분이 더 높은 공극률을 만들어서 강도가 약해진다고 설명했다.

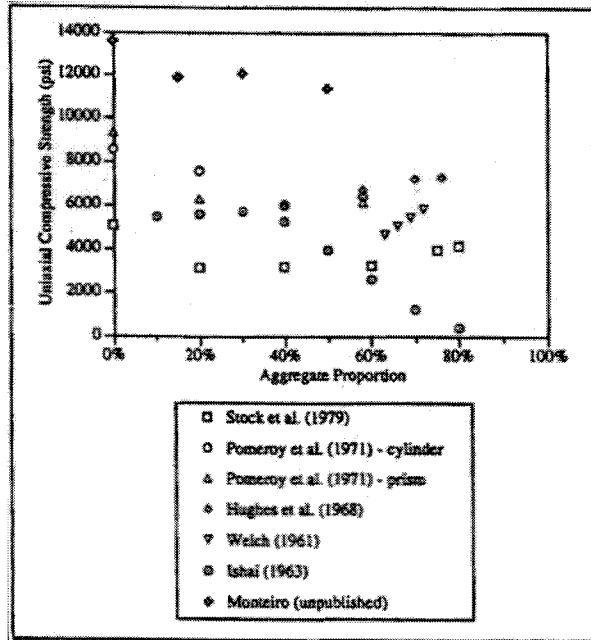


그림 3-70. 일축압축강도 대 골재체적비 (after Stock et al. 1979)

그리고 골재체적비와 탄성계수와와의 관계는 실험적으로나 이론적으로 많은 연구가 있었다. 이러한 사례에서 시멘트와 골재의 체적비에 따라 적용할수 있는 많은 경험적이고 이론적인 공식이 제시되었다(Hirsch(1962), Counto(1964), Hansen(1965) 등). 몇가지의 시험결과는 그림 3-71에 나타나 있는데 이것은 골재가 시멘트보다 탄성계수가 더 크다면, 콘크리트의 탄성계수는 골재 체적이 증가함에 따라 같이 증가함을 나타낸다.

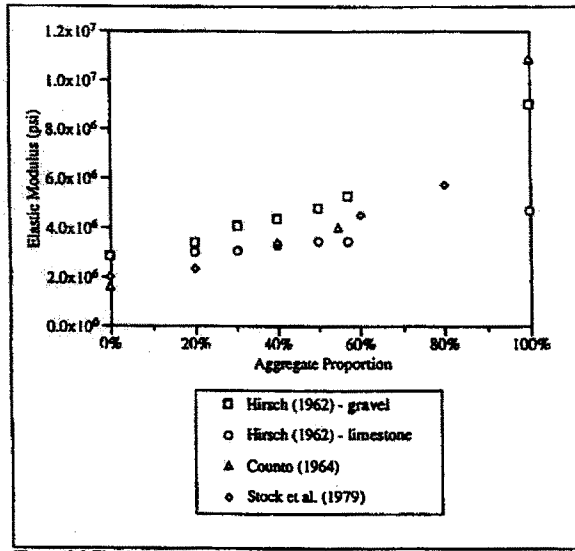


그림 3-71. 탄성계수 대 골재체적비  
(Hirsch(1962), Counto(1964), Hansen(1965) 등)

Lindquist, E.S 는 포틀랜드시멘트를 이용하여 실내시험이 가능하도록 시료를 인공적으로 모델링하여, 핵석의 체적비와 핵석이 정렬되어있는 각도에 따라 Mohr-Coulomb 의 변수가 어떻게 변하는지를 연구했다.

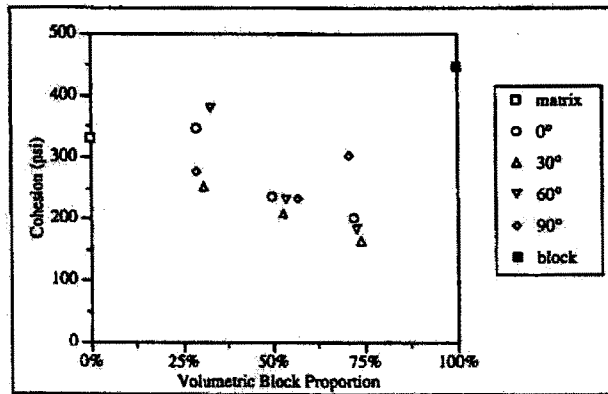


그림 3-72. 핵석체적비에 따른 점착력의 변화  
(Lindquist, E.S 1994)

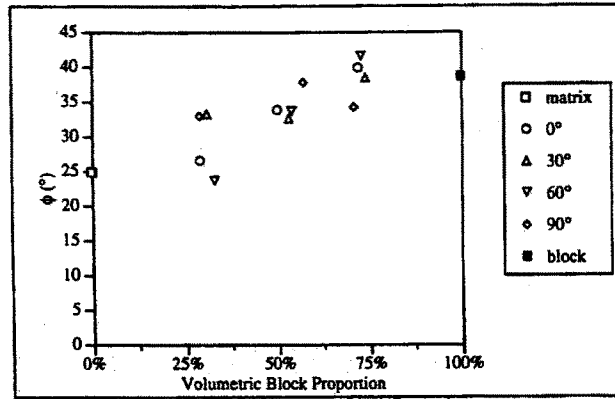


그림 3-73. 핵석 체적비에 따른 마찰각의 변화  
(Lindquist, E.S 1994)

그에 따르면 핵석지반에서 점착력은 핵석의 함유량이 증가함에 따라 감소하고, 내부마찰각은 증가한다고 했다. 핵석지반에서의 점착력이 핵석의 체적비가 증가함에 따라 감소하는 경향을 보이는 이유는 핵석과 약한 풍화토사이의 경계부가 핵석의 체적이 증가함에 따라 같이 증가하기 때문이라고 했다(그림 3-72).

그리고 내부마찰각이 핵석의 체적비가 증가함에 따라 증가하는 이유는 파괴면이 핵석의 함유량이 증가함에 따라 직선의 형태에서 굴곡이 진 곡선의 형태로 바뀌는데 다시말하면 상대적으로 강도가 약한 풍화토를 따라서 발생하는 파괴가 핵석의 체적비가 증가하면서 핵석의 영향으로 인해 직선의 형태에서 점차 곡선의 형태로 변하기 때문이라고 했다(그림 3-73).

또 핵석의 각도에 따라서도 강도정수가 변한다고 발표하였는데 그 방법은 핵석을 구형이 아닌 타원형으로 제작하여 그 핵석이 하중이 가해지는 축과 이루는 각도를 다르게 하면서, 제작하여 그 강도의 차이를 비교했다. 그 결과로, 핵석지반의 강성은 체적비가 증가하면 증가할 것이며 탄성계수는 하중 방향에 수직으로 타원형의 핵석이 놓였을 때 가장 적을 것이라고 했다. 그 이유는 핵석의 방향 때문이 아니라 아마도 블록 모서리에 평행하게 발달하는 변형성이 심한 물질의 존재 때문이고, 변형계수의 변화의 크기는 정확하게 가늠하기가 힘들다고 했다.

### 3. 인공적인 모델링을 통한 핵석지반에서의 지반강도 정수의 산정

가. 시료의 제작

1) 모델링을 위한 재료의 선정

핵석 지반을 모델링 하기 위해서는 기본적으로 주변을 구성하고 있는 matrix 물질 즉 풍화암 지반을 모델링 하는 것이 매우 중요하다. 풍화암과 비슷한 강도 (밑의 표 3-29. 참조)를 가지면서 또한 실제 풍화암 지반에서와 같은 거동을 보이는 물질이어야 한다.

표 3-29. 『건설표준품셈』에서 제시하는 일축압축강도

암 종	암 질	일축압축강도 (kg/cm <sup>2</sup> )
화강암 (1) 불국사 화강암 (중립질의 화강암)	풍화암	300~700
(2) 대보화강암 (조립질의 화강암)	연암	700~1000
(3) 한국화강암 (중립질의 화강암과 조립질의 화강암 모 두를 포함하는 일반 적인 한국화강암)	보통암	1000~1300
	경암	1300~1600
	극경암	1600 이상



표 3-30. 풍화정도에 따른 일축압축강도

암 종	풍화정도에 따른 일축압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )			
	풍화토	풍화암	연암	경암
화강반암	-	300~400	400~600	800~1700
편상화강암	-	-	360~400	450~750
세일	-	350~850	550~1450	1300~1800
화산각력암	-	300~400	350~600	500~1000
흑운모편마암	-	200~600	500~800	700~1600
화강암질 편마암	-	350~400	400~750	700~1600

위의 표 3-30에서 보는 바와 같이 풍화암으로 모델링 하기 위해서는 일축압축강도 300~700 (kg/cm<sup>2</sup>) 정도의 값을 가지는 정도의 물질을 선택 하여야 했다. 따라서 처음에 모델링을 위해 선정된 물질은 석고였다. 석고는 물/석고의 배합비에 따라 비교적 다양한 강도발현을 할수 있고 또한 석고 경화시간이 짧기 때문에 짧은 시간에 시료를 제작할수 있다는 장점을 가지고 있었다. 석고를 이용하여 물/석고 배합비를 각각 1/3, 1/2.5 1/2로 나누어 일축 및 삼축압축실험을 수행한 결과 표 3-31와 같은 값을 나타내었다.

표 3-31. 물/석고 배합비에 따른 일축압축시험 결과

물/석고 배합비	강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	탄성계수 (*10 <sup>5</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	포아송 비
1/3	310~340	1.3~0.8	0.27~0.29
1/2.5	180~210	0.61~0.57	0.22~0.29
1/2	175~177	0.61	0.25~0.35

실험결과 위의 표 3-31에서 보는 바와 같이 강도 탄성계수 포아송비 모두 물/석고 배합비에 따라 약간의 변화를 보였으나 강도는 170~300 kg/cm<sup>2</sup>, 탄성계수는 0.5~1.3 (\*10<sup>5</sup> kg/cm<sup>2</sup>) 정도로서 풍화암으로 모델링하는데 적합하다고 판단되었다. 그러나 삼축압축시험 결과 밑의 그림과 같은 축압 100kg/cm<sup>2</sup> 이상 부터는 연

성거동을 보였다. 연성거동은 하중을 지지할 능력을 잃지 않고 영구변형을 계속 일으키는 거동을 나타내는 것으로 토목이나 광산에서 취급하는 범위의 구속압과 온도에서는 거의 발생하지 않는 것이 보통이다. 연성적 성질은 구속압과 온도의 증대에 따라 증가하고 풍화암, 현저하게 절리가 많은 암반 및 증발에 의해 생성되는 암석 등이 연암에서는 일반적인 공학적 조건하에서도 이 성질을 나타내는 수 있다. 따라서 축압 $100\text{kg/cm}^2$ 이상에서부터는 파괴를 볼 수 없었고 정확한 강도 역기구할 수가 없었다. 따라서 석고를 이용한 모델링은 연성거동으로 인해 불가능하였다.

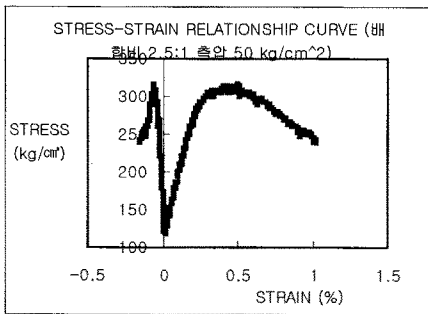


그림 3-74. 취성거동

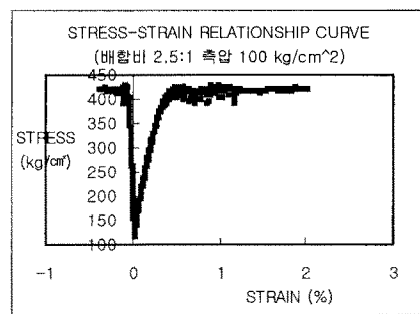


그림 3-75. 취성-연성 거동

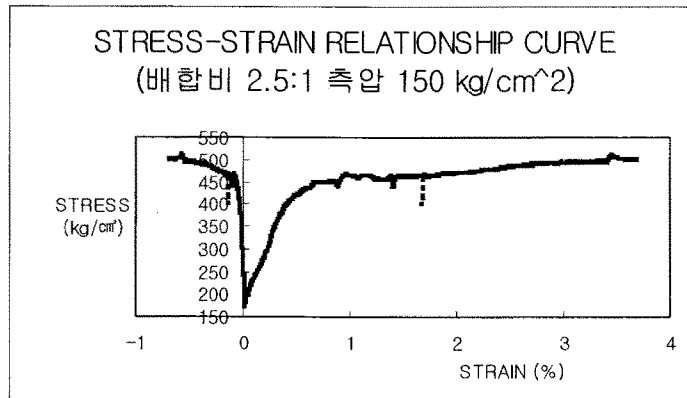


그림 3-76. 연성거동

따라서 다음으로 선택한 물질은 콘크리트였다. 콘크리트는 그 배합비에 따라서 물-시멘트 비 70%에서는 압축강도  $260\text{ (kg/cm}^2)$  물-시멘트 비 50%에서는 압축

강도 355 ( $\text{kg/cm}^2$ ) 물-시멘트 비 40%에서는 압축강도 496 ( $\text{kg/cm}^2$ )으로 물-시멘트 비에 따라서 비교적 다양한 강도발현이 가능하며 또한 위의 표에서 설명한 풍화암 지반에서의 압축강도와도 거의 유사한 값을 나타낼 수 있었다.

그러나 콘크리트의 경우에는 양생을 하는 기간이 길고 또한 그 양생 기간에 따라 계속적으로 강도가 변화하는 특성을 가지고 있고 일정 강도가 나오기 위해서는 양생기간이 28일 정도로 상당히 오랜 시간이 걸리는 것을 알 수 있었다.

물-시멘트비 70%에서는 3일 강도가 압축강도의 약 41% 7일 강도가 약 70% 정도 밖에 발현되지 않았으며 물-시멘트비 50%에서는 3일 강도가 압축강도의 약 58% 7일 강도가 압축강도의 약 80% 정도밖에는 발현되지 않았다. (그림 3-77 참조)

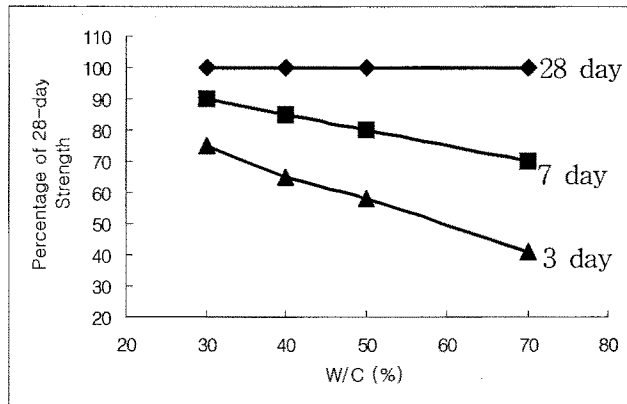


그림 3-77. 양생기간에 따른 압축강도의 변화

따라서 위와 같은 문제점을 해결하기 위해 초속경 시멘트를 이용하였다. 초속경 시멘트는 일반시멘트의 7일강도를 1일만에 발현하는 시멘트로써 한중공사나 긴급 보수공사에 널리 사용되는 제품으로 양생기간이 짧고 그에 따라 강도가 조기에 발현되는 장점을 가지고 있었다. 또한 양생기간이 7일 이상이 되면 강도가 일정한 값을 나타내었다.

표 3-32. 양생기간에 따른 강도의 변화

		초속경 시멘트	일반 시멘트
압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )	1일	230	90
	3일	400	200
	7일	460	285
	28일	500	375

## 2) 시료의 제작 방법

실험은 시료가 표면건조포화상태(SSD)에서 실험을 수행하였고 시료를 제작하는 방법은 다음과 같다.

### 가) 핵석의 제작

모래와 초속경시멘트 물을 적절한 비율로 배합한다. 크기가 큰 핵석의 경우 mold를 석고를 이용하여 제작한다. 이 석고 mold는 가장자리에 oil을 발라서 양생 후 잘 분리되도록 한다. 작은크기의 핵석의 경우는 일정한 크기가 되도록 손으로 제작한다. 제작된 다양한 크기의 핵석으로 하는 방법과 핵석을 똑같은 체적비로 시료를 제작하였을 때, 예를 들면 직경 X mm의 핵석이 차지하는 체적비가 10%인 시료와, 직경이 그 2배인 2X mm의 핵석이 차지하는 체적비가 10%인 시료의 강도 및 변형특성을 비교하는 것이다. 그런데 핵석은 두 가지 크기로 제작되어야 하고, 시험은 직경 50mm, 길이 100mm의 원통형시료에서 이루어질 것이기 때문에 핵석의 직경을 10mm와 20mm로 하는 방법이 2가지를 사용했다.

### 나) 핵석지반 모델링을 위한 핵석의 준비

핵석은 1~2시간 상온에서 양생후 mold에서 분리한다. 이후 사포등을 이용하여 핵석 주변에 붙어있는 이물질을 제거하고 물속에서 약 6일정도 더 양생을 한다. 이후 핵석의 표면에 있는 물기를 제거하여 표면건조포화상태(SSD)를 만든다.

### 다) 핵석지반 모델링을 위한 핵석의 배열

풍화층 물질 (초속경 시멘트, 물)을 적절한 비율로 혼합한다. 그 뒤 핵석지반 모델링을 위해 준비된 가로×세로×높이 25×25×25cm의 아크릴 mold에 oil을 발라 쉽게 분리되도록 한다.

이후 mold에 약간의 풍화층을 깔고 그 위에 핵석을 배열한다. 배열은 최대한 일정하게 배열될수 있도록 한다. 그리고 핵석위에 약간의 풍화층 물질을 덮는다. 이 과정을 mold가 다 찰때까지 반복한다. 모델링시 주의할점은 핵석이 풍화층보다 더 치밀하고 무거우므로 핵석이 mold의 바닥으로 가라앉지 않도록 주의한다.

#### 라) 제작한 모델의 분리 및 양생

위에서 제작한 핵석지반은 약 1~2시간 뒤 mold로부터 분리한다. 상온에서 양생중 발생하는 열이 상당하므로 양생중 발생하는 열로인해 균열이 발생하지 않도록 주의한다. 그리고 모델은 수중에서 약 6일정도 더 양생한다.

#### 마) 시료의 준비

7일간의 양생이 끝난 후 천공기를 이용하여 천공을 한다. 그리고 시료의 양 끝부분을 절단기를 이용하여 절단한다. 그 뒤 시료의 양 끝부분을 연마기를 이용하여 연마한다.

풍화층(핵석 함유량 0%)만의 시료의 경우도 위의 과정과 거의 동일하나 molding과정에서 핵석이 들어가지 않으며 순수 핵석지반(핵석 함유량 100%)의 경우도 위의 과정과 거의 동일하다.

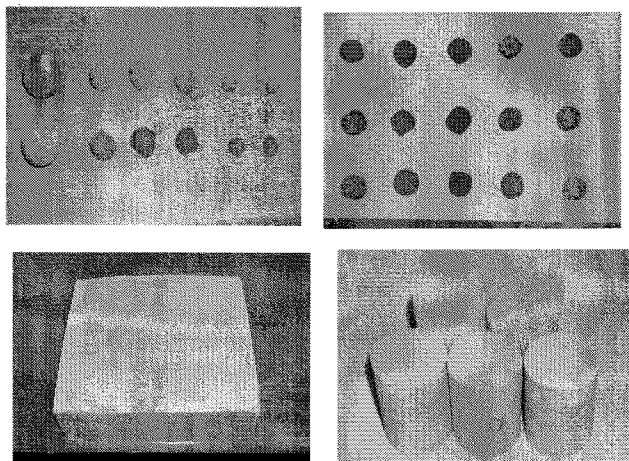


그림 3-78. 다양한 크기의 핵석, 블록으로 제작된 형태 및 최종 제작된 시료

## 나. 실험방법

### 1) 일축압축시험

일축압축시험은 암석 시험편에 축방향으로 압축력을 가한 후 파괴 될 때의 하중을 측정하여 압축강도를 구하며 또한 시험편의 변형률을 측정하여 응력-변형률 곡선을 얻어 탄성계수나 포아송비를 얻는데 그 목적이 있다.

일축압축시험에서 파괴하중을  $P$  kg, 압축력을 받는 시험편의 단면적을  $A$  라 할 때, 일축압축강도는 다음식으로 계산된다.

$$\sigma_c = \frac{P}{A}$$

그리고 시험편에 가압하중방향 즉, 종방향 및 이에 직각되는 횡방향의 변형률을 측정함으로써 그림 3-79와 같은 응력-변형률 곡선을 구할수 있다. 이 응력-변형률 곡선으로부터 가장 기본적인 암석의 변형특성인 두 개의 탄성상수는 다음 식을 이용하여 구한다.

$$\text{Young's modulus, } E = \frac{\sigma}{\epsilon_A}$$

$$\text{Poisson's ratio, } \nu = -\frac{\epsilon_L}{\epsilon_A}$$

여기서,  $\sigma$  = 시험편에 종방향으로 가해지는 압축응력

$\epsilon_A$  = 시험편의 종방향 변형률

$\epsilon_L$  = 시험편의 횡방향 변형률

응력-변형률 곡선에서 탄성계수(Young's modulus) 를 구하는 방법은 크게 3가지가 있는데, 파괴응력의 50~60 % 수준에 있는 어느 응력에서의 접선탄성계수, 직선구간 전체에 대한 평균탄성계수, 어느 응력에서의 총변형량을 고려한 할선탄성계수 등이다. 암석은 일반적으로 비탄성적인 변형을 포함하고 있어서 이러한 경우에는 영률 또는 탄성계수 대신에 변형계수라는 용어가 쓰이기도 한다.

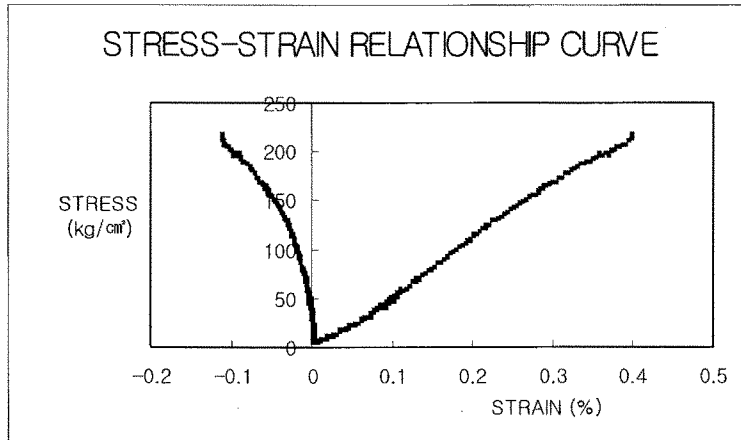


그림 3-79. 일축압축시험에서 얻어지는 응력-변형률 곡선

암석의 변형특성을 나타내는 탄성상수에는 위의 영률과 포아송비 외에 전단계수 (강성률),  $G$  및 체적계수(압축률),  $K$  등이 있다. 전단계수와 체적계수는 위에서 구한 영률과 포아송비로부터 계산되며 다음과 같은 관계를 가진다.

$$E = 2G(1 + \nu) = 3K(1 - 2\nu) = \frac{9KG}{3K + G}$$

$$\nu = \frac{E - 2G}{2G} = \frac{3K - E}{6K} = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{3EK}{9K - E} = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} = \frac{EG}{3(3G - E)} = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$$

## 2) 삼축압축시험

삼축압축시험은 지하압반대 응력상태와 같이 원주형 시험편을 삼축압축챔버 (Tri-axial chamber)내에 넣고 유압으로 주위에 일정한 하중 즉, 축압(confining pressure)을 가한 후 일축압축에서와 같이 수직으로 하중을 가하여 파괴강도를 얻는 시험이다. 점착력(cohesive strength)과 내부마찰각 (internal friction angle)은 이와같이 구한 삼축압축시험결과와 일축압축시험, 인장시험결과로부터 Mohr diagram에 의하여 구할 수 있다. 시험편의 형태는 원주형이며 직경에 대한 높이의 비는 2.0~3.0이고, 시험편의 직경은 NX코아크기가 바람직하며 암석의 최대 입

자 크기의 10배이상 되어야 한다.

그림 3-80은 삼축압축챔버의 내부 모식도 및 몇가지 축압에 대한 응력-변형률 곡선이다. 암석은 취성재료이어서 축압이 없는 상태 즉, 일축압축상태에서는 최대 파괴하중 직후 급격히 응력이 떨어지는데, 축압이 점차 증가함에 따라 최대파괴하중 이후의 응력저하 정도가 점차 줄어들고 따라서 잔류응력이 증가하며 취성에서 연성으로 전이해 가는 특성을 보이는 것이 일반적이다.

삼축압축시험으로 얻어지는 축압조건과 이에 대한 삼축압축강도 결과는 일축압축강도 및 인장강도 측정결과와 함께 암석의 중요한 역학적 특성인 점착력과 내부 마찰각을 고하는데 이용된다. 그림과 같이 이들 강도치를 이용해 Mohr 응력원을 작도하고 파괴포락선을 결정하면 법선응력이 0인 상태 즉, 전단응력축과 파괴포락선의 교점이 점착력이 되고 파괴포락선의 기울기가 내부마찰각이 된다.

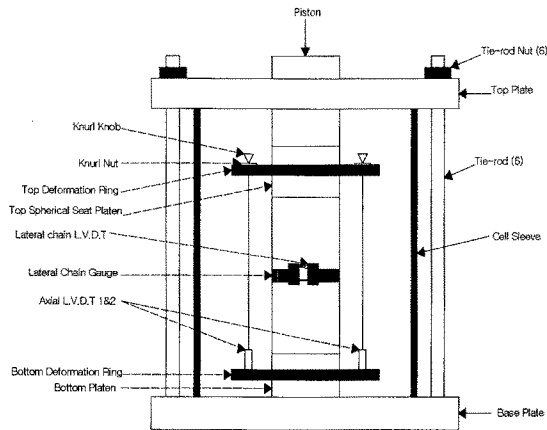


그림 3-80. 삼축압축시험장치

파괴포락선은 그림 3-81의 왼쪽과 같은 직선이나 오른쪽과 같은 포물선으로 결정하는 방법이 있다. Mohr-Coulomb 파괴조건에 의한 직선식이 실제적인 면에서 다루기가 쉽고 적용성이 높아서 통상적으로 많이 이용된다.

이 경우에는 그림의 왼쪽에서 보는 바와 같이 점착력이 약간 높게 평가되는 경향이 있으며, 따라서 인장강도 및 일축압축강도로 표시되는 상대적으로 낮은 Mohr 응력원 범위에서는 곡선식으로 표현하고 그 이후는 직선식으로 표현하는 복합적 파괴포락선이 이용되기도 한다.



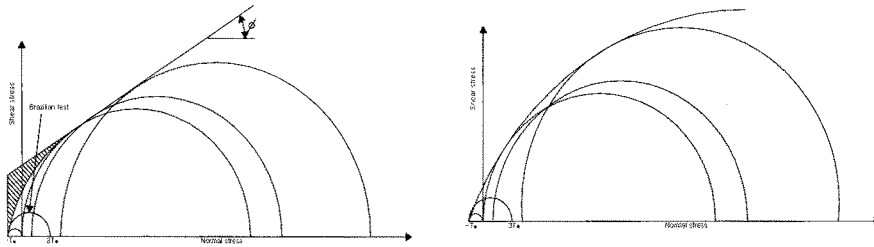


그림 3-81. Mohr 응력원 및 파괴포락선

#### 다. 시험결과

##### 1) 일축압축시험을 통해 본 핵석의 함유비율에 따른 압축강도의 변화

일축압축시험을 통해 알아본 핵석의 함유비율에 따른 압축강도의 변화는 다음과 같다. 실험결과를 분석해 보면 핵석의 함유비율에 따른 압축강도의 변화는 다음과 같은 3단계로 구분할 수 있다. 핵석함유량이 10%에서 20%까지의 낮은 핵석 함유량에서는 강도가 급격히 감소하는 경향을 보인다. 이는 핵석과 풍화암 지반과의 경계면이 불연속면으로 작용하여 강도가 감소하는 경향을 보이는 것으로 판단된다. 핵석함유량 20%이상에서 60%까지의 중간정도의 핵석함유량에서는 강도가 감소하는 경향을 보이나 그 감소정도는 낮은 핵석함유량에 비해 현저히 낮아지는 경향을 보인다. 그리고 핵석함유량 60%이상에서는 강도가 급격히 증가하는 경향을 보이고 있다. 이는 60%이상부터는 핵석들간에 맞물림 현상에 의한 것으로 판단된다.

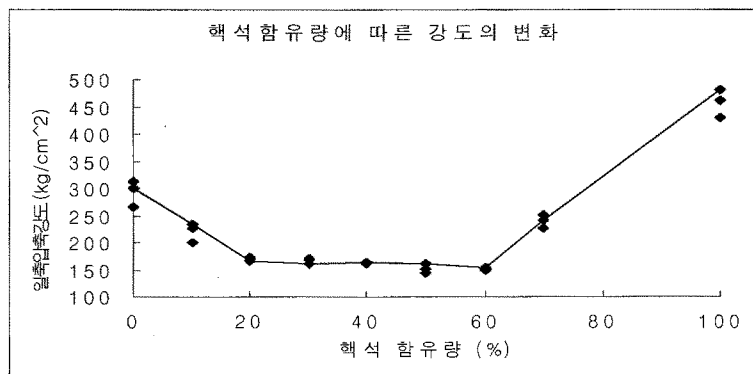


그림 3-82. 핵석함유량에 따른 압축강도의 변화

2) 일축압축시험을 통해 본 핵석의 함유비율에 따른 탄성계수의 변화

일축압축시험을 통해 알아본 핵석의 함유비율에 따른 탄성계수의 변화는 다음과 같다. 탄성계수는 핵석함유량에 따라 점차적으로 증가하는 경향을 보이며 특히 70%이상부터는 급격히 증가하는 경향을 보인다.

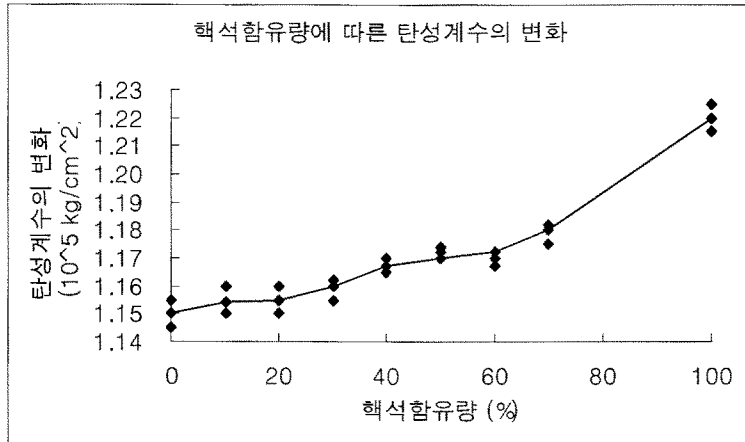


그림 3-83. 핵석함유량에 따른 탄성계수의 변화

3) 일축압축시험을 통해 본 핵석의 함유비율에 따른 파괴형태의 변화

일축압축시험을 통해 알아본 시료의 파괴형태는 10%에서 20%의 낮은 핵석함유량에서는 핵석과 풍화암지반의 경계면이 불연속면으로 작용하면서 이를 중심으로 파괴가 발생하였다. 또한 30%에서 60%까지도 비슷한 경향을 보였으나 낮은 핵석함유량에서와 달리 파괴면이 주변에 있는 핵석에 영향을 받으면서 굴곡이 형성되어 있는 것이 관찰되었다. 60%이상에서는 핵석들 간에 맞물림현상(interlocking)이 발생하면서 파괴면 주위의 핵석들이 부서져있는 것이 관찰되었다.

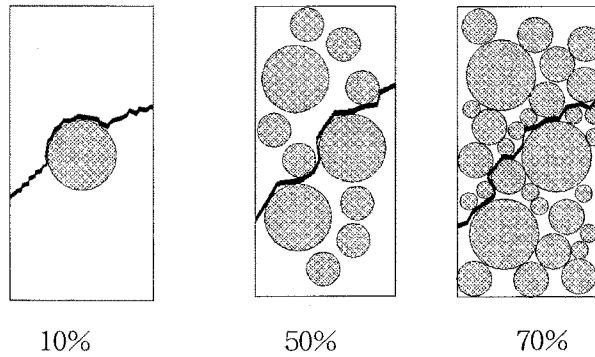


그림 3-84. 핵석의 함유비율에 따른 파괴형태의 변화

#### 4) 핵석함유 비율에 따른 일축압축강도

##### 가) 10mm의 핵석의 경우

직경 10mm의 크기로 만든 핵석의 시료 전체에 대한 체적비는 15%, 30%, 45%, 65%이다. 각각의 경우마다 총 6회의 일축압축시험이 행해졌는데 3회는 표면건조포화상태에서, 3회는 완전건조상태에서 행해졌다. 두 가지 종류의 건조상태에 따른 일축압축강도의 변화는 그림 3-72, 85, 86에 나타나 있다.

완전건조상태의 시료는 표면건조포화상태의 시료와 비교해서 시험의 오차가 컸는데, 그것은 수중양생을 거친 시료가 48시간 건조기에서 건조되는 동안 외부에 크랙들이 발생되었는데 이 크랙들이 암석의 파괴를 촉진시킨 것으로 판단되었다. 그래서 건조방법을 건조기에서 오븐건조하는 것이 아니라 실온에서 약 7일정도 실온건조하는방법으로 바꿨는데 오차의 범위를 줄일 수는 있었지만, 오차의 크기는 표면건조상태 일 때보다 컸다.

두 그래프를 비교해보면 강도의 크기는 차이가 있지만 체적비에 따른 경향은 비슷함을 알 수 있다. 체적비가 낮은 15%와 30%일 때는 핵석이 전혀없는 매트릭스만으로 구성된 시료보다 오히려 강도가 낮게 나오는 경향을 나타냈다. 이유는 핵석이 전체의 강도에 영향을 줄 정도의 체적을 차지하지 못하고, 핵석과 매트릭스의 경계면이 불연속면으로 작용하기 때문으로 판단된다.

그런데 체적비가 45%이상일 경우에는 매트릭스로만 구성된 시료(핵석 0%)와 거의 비슷한 강도를 나타냈고, 65% 이상일 경우에는 강도가 증가하는 경향을 보였다. 이것은 핵석의 체적이 증가하면서 각 핵석들간의 맞물림현상

(interlocking)과 굴곡(tortuosity)에 의해 크랙의 전파가 지연되기 때문이라고 판단된다.

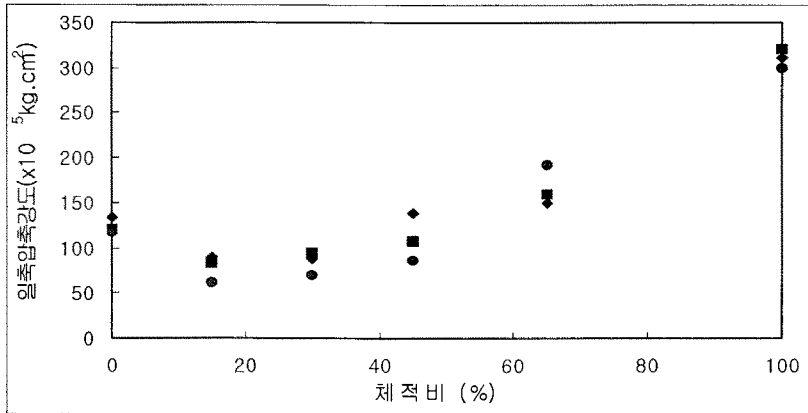


그림 3-85. 체적비 대 일축압축강도 (10mm핵석, 표면건조포화상태))

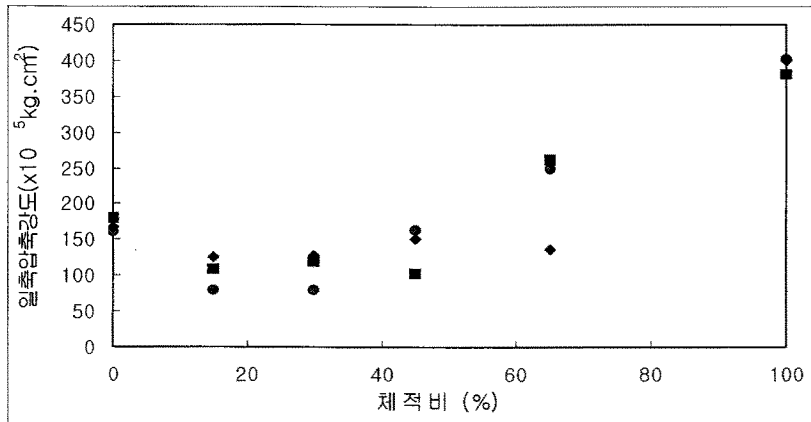


그림 3-86. 체적비 대 일축압축강도 (10mm핵석, 완전건조상태))

나) 20mm의 핵석의 경우

시험의 방법은 10mm의 핵석과 동일하게 두 가지 상태에서 행해졌으며, 20mm의 크기로 만든 핵석의 시료전체에 대한 체적비는 15%, 30%, 45%이며 시험결과는 그림 3-87, 88과 같다

일축압축강도는 20mm크기의 핵석의 경우에도 역시 낮은 체적비의 시료의 경우에는 10mm크기의 핵석과 마찬가지로 강도가 떨어졌다. 20mm핵석의 경우는 서론

에서 설명했듯이 체적비 45%이상의 시료는 제작을 할 수가 없었다. 그렇기 때문에 체적비 45%일 경우에 더 작은 체적의 비의 경우보다 더 크거나, 매트릭스만으로 제작된 시료와 비슷한 강도를 나타내는 것만을 확인할 수 있었다.

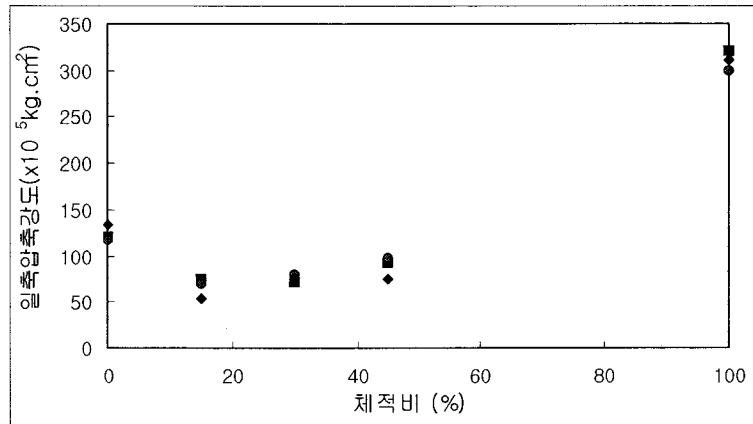


그림 3-87. 체적비 대 일축압축강도  
(20mm핵석, 표면건조포화상태)

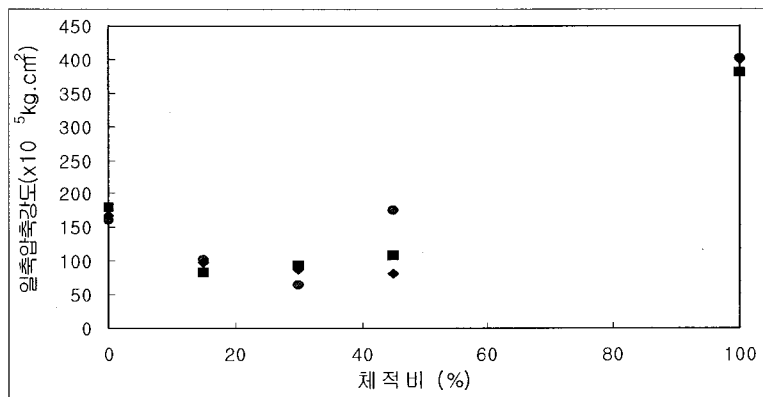


그림 3-88. 체적비 대 일축압축강도  
(20mm핵석, 완전건조상태)

다) 핵석크기에 따른 일축압축강도의 크기 비교

크기(구의 직경)는 약 2배의 차이가 나고, 시료에서 차지하는 체적은 같은 경우의 일축압축강도의 차이를 비교해 보았다. 여러차례 언급되었듯이 그 비교는 핵석

의 체적비가 15%, 30%, 45%인 세가지 경우만 비교되었다. 핵석의 크기에 따라 같은 핵석체적비에서 강도의 차이는 크게 나지 않았다. 전체적으로 10mm의 핵석을 가진 시료가 약간 크게 나타났는데 확연하게 확인할 수 없을 정도의 작은 차이였다.

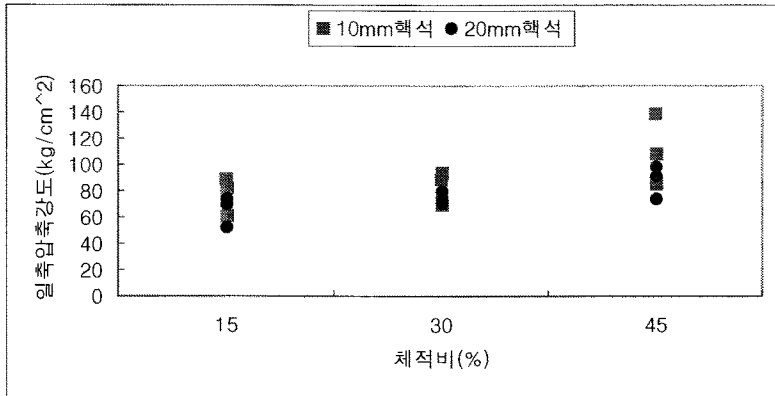


그림 3-89. 핵석크기에 따른 강도(표면건조포화상태)

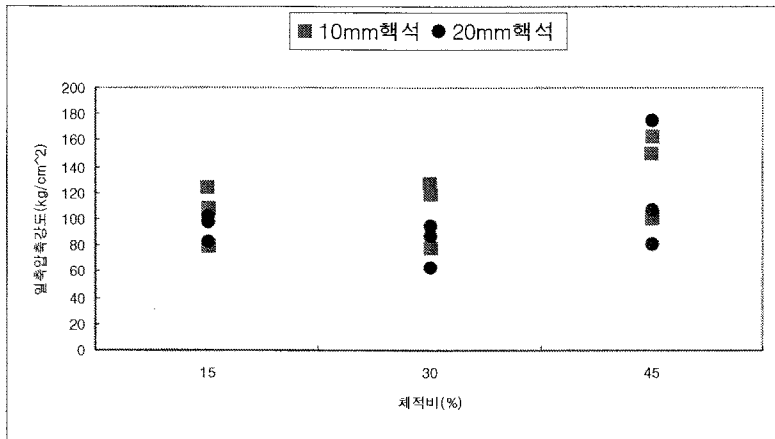


그림 3-90. 핵석크기에 따른 강도(완전건조상태)

5) 핵석함유 비율에 따른 탄성계수

가) 10mm의 핵석의 경우

핵석함유 비율에 따른 탄성계수는 아래 그림 3-91, 92와 같다.

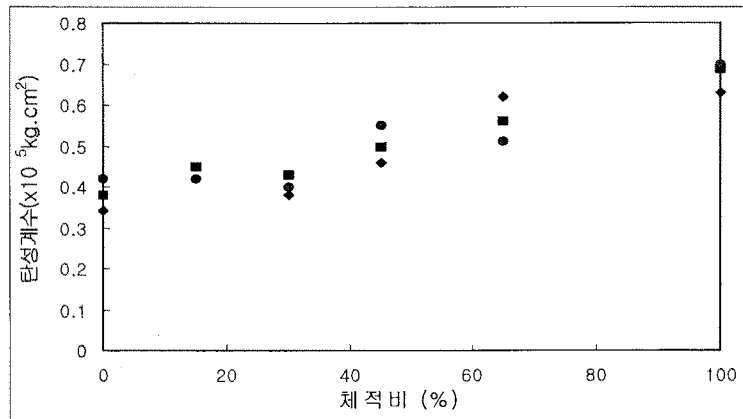


그림 3-91. 10mm 탄성계수(표면건조포화상태)

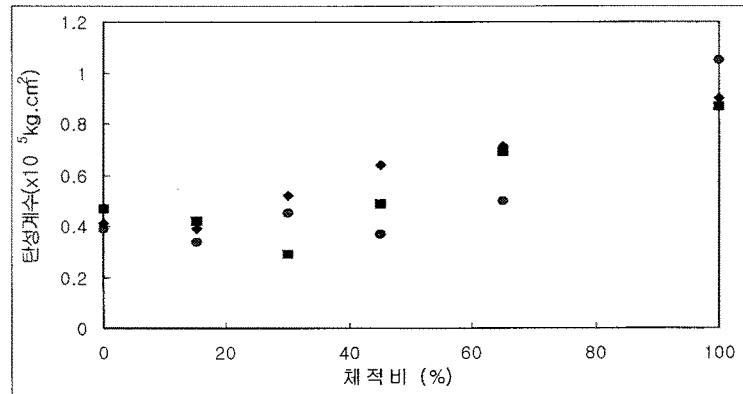


그림 3-92. 10mm탄성계수(완전건조상태)

그래프를 살펴보면, 표면건조상태에서 핵석의 체적이 증가하면 핵석의 탄성계수도 증가하는 것을 볼 수 있는데 체적비가 비교적 낮은 15%와 30% 일 때는 탄성계수가 증가하는 하지만, 정확한 경향을 확인할 수는 없었고 45%와 65% 일 때의 경우에는 확실하게 탄성계수가 증가함을 알 수 있었다. 하지만 완전건조상태일때도 증가하는 경향을 보였지만, 실험오차가 커서 확인할 수 없었다.

#### 나) 20mm의 핵석의 경우

탄성계수는 핵석의 체적비가 증가할수록 전체적으로 증가하는 경향을 보였으며 거의 모든 데이터는 매트릭스 100%시료의 탄성계수와 핵석 100%시료의 탄성계

수 사이에 위치했다.

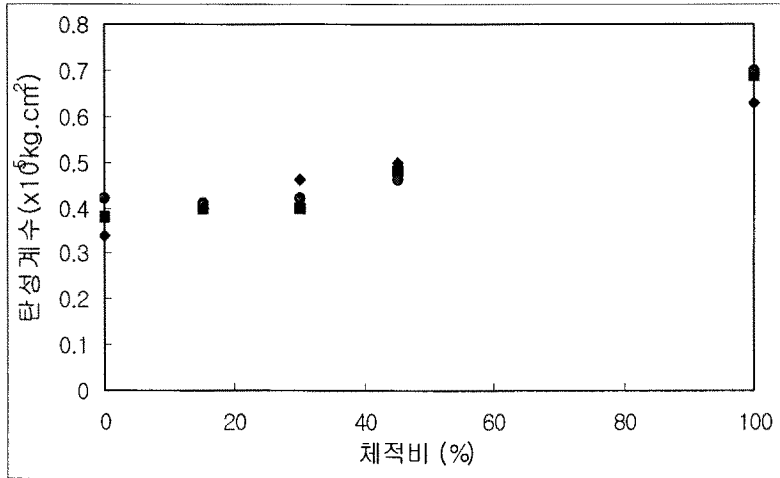


그림 3-93. 20mm 탄성계수(표면건조포화상태)

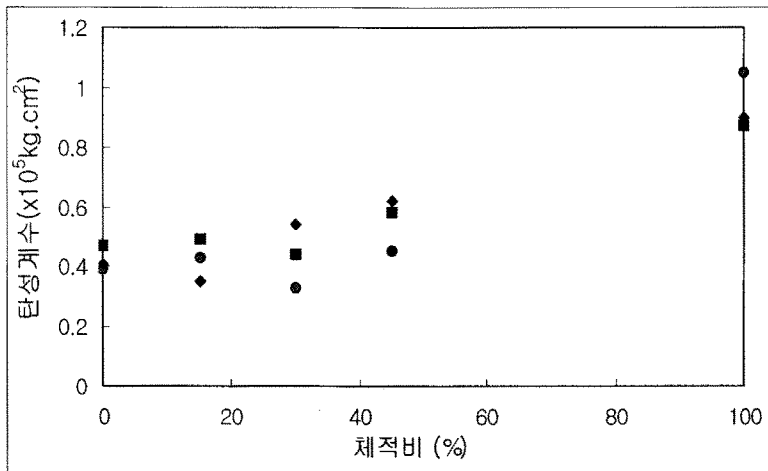


그림 3-94. 20mm 탄성계수(완전건조상태)

다) 핵석의 크기에 따른 탄성계수 비교

그림 3-95, 96은 핵석의 크기에 따른 탄성계수를 비교한 것인데, 핵석의 크기에 따라서 탄성계수의 차이는 크게 나타나지 않았다. 이 두 그래프를 보면 완전건조 상태일 경우에는 시험의 오차가 커서 특징을 쉽게 가늠하기 힘들었지만, 표면건조 상태일 경우에는 핵석이 전체시료에서 차지하는 체적비에 따라서 비교적 균일한



값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있다. 즉, 탄성계수는 핵석의 크기보다는 핵석이 차지하는 체적에 더 많은 영향을 받는 것으로 사료된다.

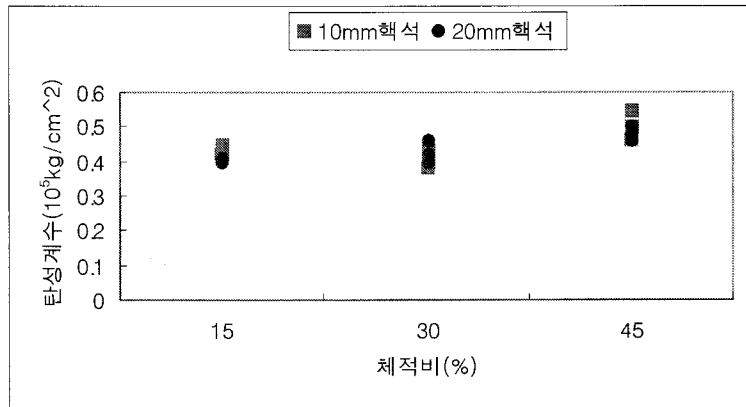


그림 3-95. 핵석크기에 따른 탄성계수(표면건조포화상태)

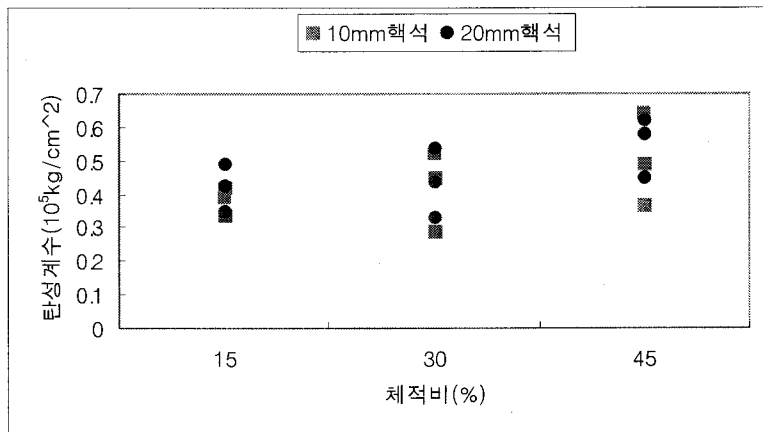


그림 3-96. 핵석의 크기에 따른 탄성계수(완전건조상태)

라. 시험결과에 대한 고찰

위의 시험결과를 정리해보면 다음과 같다.

- 1) 핵석지반에서의 강도는 핵석함유량이 60%이하인 경우에는 풍화층 지반보다도

낮은 강도를 나타내는데 이는 핵석과 풍화층과의 경계면이 불연속면으로 작용하기 때문이다. 그러나 핵석함유량이 60%이상인 경우에는 이들 서로간에 맞물림현상(interlocking)에 의해 강도가 증가하는 것으로 판단된다.

2) 핵석지반에서의 탄성계수는 전반적으로 증가하는 경향을 보이며 핵석함유량이 60%이상인 경우 그 증가량이 더욱 크게 발생하였다.

3) 파괴형태는 10~60%까지는 핵석과 풍화층의 경계면을 중심으로 파괴면이 발달하며 핵석함유량이 60%이상인 경우에는 맞물림현상(interlocking)으로 인해서 핵석이 부서져있는 것이 관찰되었다.

4) 전체적으로 일축압축강도는 시료의 체적이 작을 경우에는 오히려 매트릭스의 일축압축강도보다 작게 나왔지만, 체적이 많아지게 되면 더 큰 강도를 나타냈다. 이것은 시료의 일축압축강도는 핵석양이 상대적으로 작으면, 핵석의 성질이 시료의 강도에 영향을 미치기 보다는 매트릭스 자체의 강도특성을 따르는 것으로 판단된다. 그리고 일축압축강도는 핵석의 크기보다는 핵석이 전체 시료에서 차지하는 체적에 더 큰 영향을 받는 것으로 추정된다.

5) 탄성계수 또한 핵석의 크기보다 핵석이 차지하는 체적에 따라 달라지는 경향을 보였지만, 시료의 변형특성에는 비록 전체에서 핵석이 차지하는 양이 작다고 하더라도 그 핵석이 변형특성에 영향을 미치는 것으로 판단된다.

#### 4. 수치해석을 이용한 핵석지반에서의 지반강도정수의 산정

##### 가. 수치해석의 목적

인공적으로 핵석지반을 시료로 제작해서 일축압축시험을 통해서 얻어진 결과와 수치해석적인 방법을 이용하여 얻어진 결과를 비교하기 위해 수치해석을 실시했다.

##### 나. 수치해석의 방법

가장 일반적인 수치해석프로그램인 플랙을 사용해서 실제 시료로 제작한 형상과 유사하게 수치적으로 모델링하여 그 결과를 비교했다.

먼저 실제 시료와 똑같은 직경 50mm, 길이 100mm의 공시체 형태를 모델링 하였다. 그리고 실제시험에 적용한 비와 비슷한 비로 핵석을 배치했다. 모델은 Mohr-Coulomb 모델을 사용했으며, 실제 시험에서는 핵석에 해당하는 부분에서는 파괴가 일어나지 않았기 때문에, 파괴는 매트릭스 지역에만 발생하는 것을 가정했다. 그리고 파괴는 소성영역이 양끝단에 이르렀을 때, 최종적인 파괴가 일어났다고 판단했다.

모델링에 사용한 물성치는 표 3-33과 같이 실제 시험을 통해서 얻어진 값과 유사하게 입력하여 사용하였다.

표 3-33. 수치해석에 사용한 물성치

물성치 종류	탄성계수 (kPa)	프아송비	density	점착력 (kPa)	마찰각 (°)	인장응력 (kPa)
매트릭스	4000000	0.3	1980	4500	18	1500
핵석	9000000	0.3	2300	8000	23	3800

#### 다. 수치해석을 위한 물리적인 모델링

핵석의 크기는, 작은크기의 핵석은 대표크기인 직경 10mm로, 큰 크기의 핵석은 대표크기인 직경 20mm로 모델링했다. 핵석이 전체 시료에서 차지하는 면적비는 10mm핵석은 실제시험의 체적비와 크기를 똑같이 하려고 했으나 65% 일 때 인접한 두 개의 핵석이 서로 간섭을 받았기 때문에, 간섭받지 않고 차지할수 있는 최고의 비인 50%까지만 모델링했다. 20mm의 핵석이 전체에서 차지하는 면적비도 역시 실제와 유사하게 모델링하고 서로 간섭받지 않는 최대 면적비인 50%까지 모델링했다. 그리고 체적비와 면적비에서 나타날 수 있는 오차는 무시했다.

아래 표 3-34, 35에서 수치해석에 사용한 면적비와 이 절에서 사용할 모델별 명칭을 제시했다. 명칭에서 가운데 있는 “-” 의 왼쪽은 핵석의 지름을 말하는 것이

고 오른쪽은 그 핵석이 전체에서 차지하는 면적비를 가리킨다. 예를 들면 [10-16]은 10mm의 핵석이 전체 시료 면적에서 16%를 차지하고 있다는 것을 의미한다.

표 3-34. 10mm 핵석을 포함하는 모델의 면적비

명칭	시료전체 넓이(mm <sup>2</sup> )	핵석하나의 넓이(mm <sup>2</sup> )	포함핵석의 갯수(mm <sup>2</sup> )	핵석의 넓이(mm <sup>2</sup> )	핵석의 면적비(%)
10-16	5000	78.5	10	785	16
10-31	5000	78.5	20	1570	31
10-44	5000	78.5	28	2198	44
10-50	5000	78.5	32	2512	50

표 3-35. 20mm 핵석을 포함하는 모델의 면적비

명칭	시료전체 넓이(mm <sup>2</sup> )	핵석하나의 넓이(mm <sup>2</sup> )	포함핵석의 갯수(개)	핵석의 넓이(mm <sup>2</sup> )	핵석의 면적비(%)
20-13	5000	314	2	628	13
20-31	5000	314	5	1570	31
20-44	5000	314	7	2198	44
20-50	5000	314	8	2512	50

실제 시험에서 핵석이 차지한 체적비와 똑같은 비의 면적으로 하려고 했으나 체적비에서 면적비로 바뀌었을 뿐 아니라, 핵석을 최대한 균일하게 분포시켰기 때문에 최고는 약 2%정도의 차이가 나타났다.

라. 수치해석결과

수치해석을 통해 나타난 핵석의 면적비에 따른 강도의 변화는 표 3-36과 그림 3-97, 98에 나타나있다.

수치해석결과 10mm 핵석의 경우 16, 31%의 면적을 핵석이 차지하는 경우에는 매트릭스100%의 경우보다 강도가 작게 나왔지만, 44, 50%를 차지하는 경우에는 매트릭스100%의 경우보다 크게 나왔다.

20mm 핵석의 경우에는 13%일 경우에만 약간 작은 강도를 나타냈고 나머지 네 경우에는 차지하는 면적이 커질수록 강도가 서서히 증가하는 경향을 보였다. 이 결과는 실제 시험과 차이는 있으나 핵석의 비가 작을 경우(10-16, 10-31, 20-13)에는 매트릭스100%보다 강도가 작고, 핵석의 비가 클 경우 (10-44, 10-50, 20-31, 20-44, 20-50)에는 강도가 더 크게 나타나는 경향은 비슷했다.

표 3-36. 핵석의 면적비별 수치해석결과

모델링 종류		일축압축강도] (kg/cm <sup>2</sup> )	탄성계수 (×10 <sup>5</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
핵석의 직경 (mm)	차지하는 면적 (%)		
핵석 0%(매트릭스100%)		194	0.41
10	16	173	0.45
	31	177	0.46
	44	225	0.47
	50	259	0.47
20	13	179	0.46
	31	201	0.47
	44	233	0.48
	50	258	0.48
핵석 100%		357	0.93

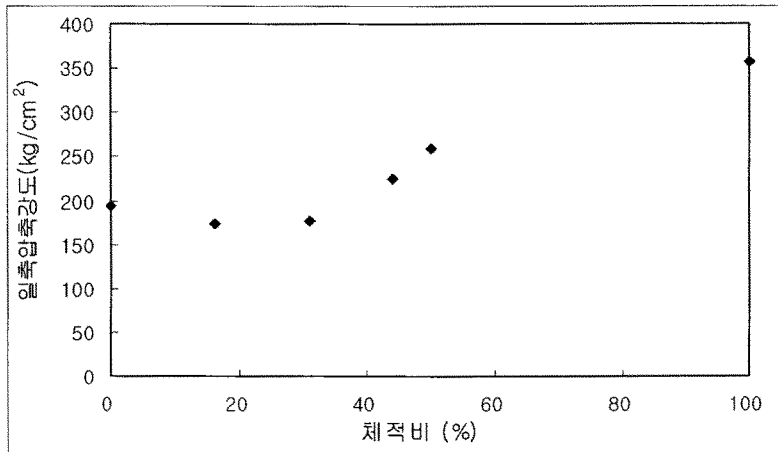


그림 3-97 수치해석을 통한 일축압축강도(10mm 핵석의 경우)

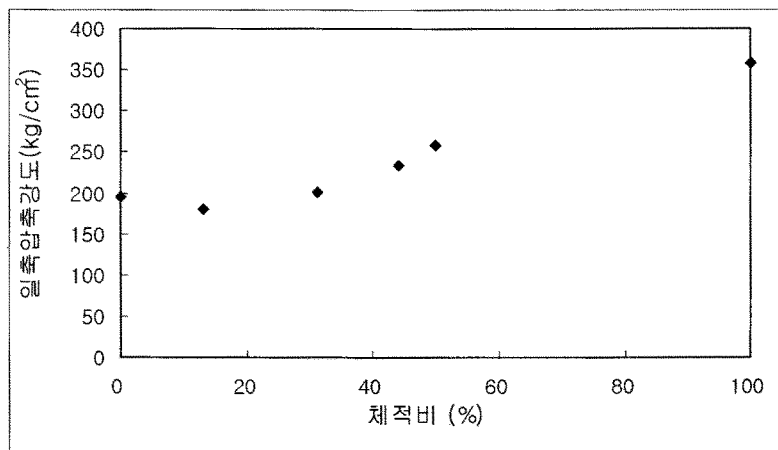


그림 3-98. 수치해석을 통한 일축압축강도(20mm 핵석의 경우)

핵석, 즉 주변 매트릭스보다 강성(stiffness)이 큰 물질이 포함될 경우 어느 정도의 양을 넘기면 핵석이 강도에 영향을 미친다는 것을 확인할 수 있었다.

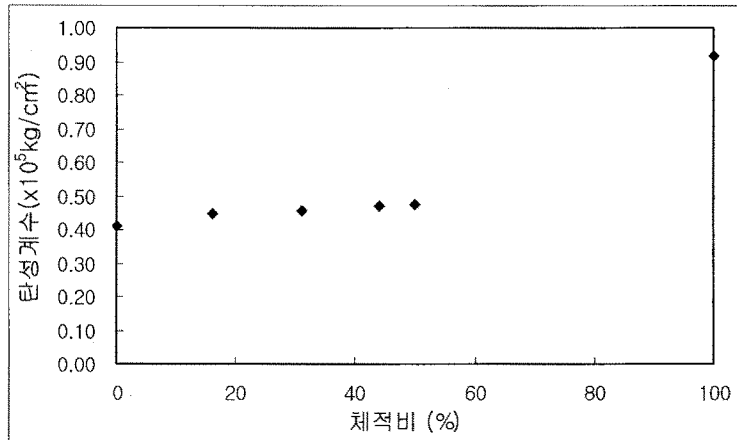


그림 3-99. 수치해석을 통한 탄성계수 (10mm 핵석의 경우)

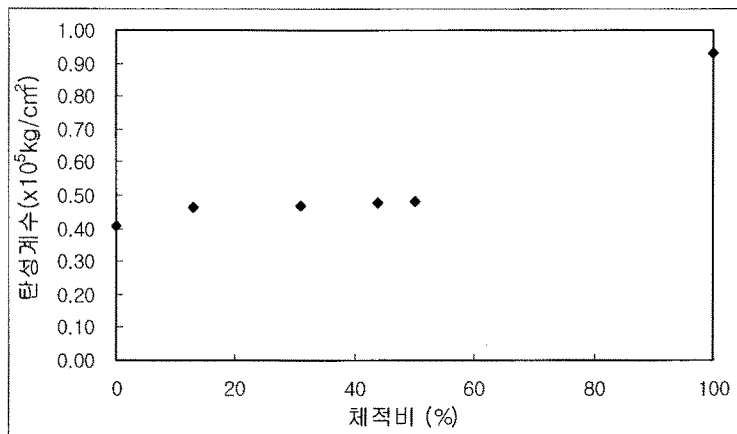


그림 3-100. 수치해석을 통한 탄성계수 (20mm 핵석의 경우)

그림 3-99과 그림 3-100에 보듯이 탄성계수는 핵석의 체적의 증가에 큰 영향을 받지 않았다. 아주 작은 양이 증가하기는 하지만, 그것으로 핵석의 체적의 증가에 따라 탄성계수가 증가한다고 볼 수는 없었다.

실내실험과 수치해석의 결과를 비교해 보면 강도는 비교적 비슷한 경향을 띄고, 탄성계수는 약간 다르게 나타났다. 그러므로 아직 이 결과를 신뢰하는 것은 무리가 따른다고 생각되며 더 많은 시험과 수치해석을 통한 연구가 지속되어야 할 것이다.

마. 핵석배치와 파괴형상

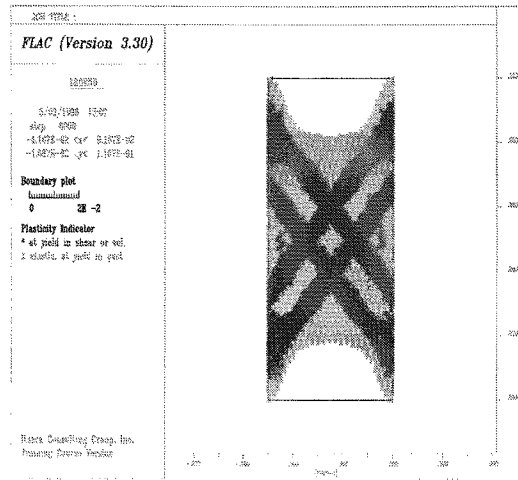


그림 3-101 매트릭스 100% 파괴형상

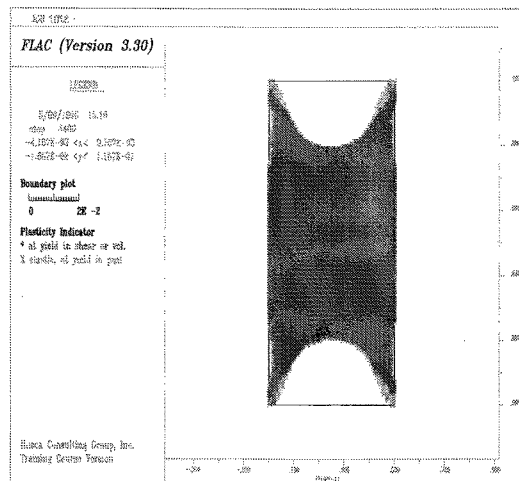


그림 3-102. 핵석 100% 파괴형상



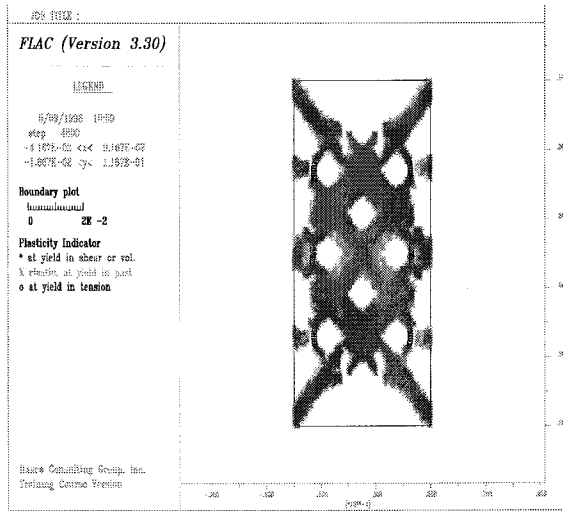


그림 3-103. [10-16] 의 파괴형상

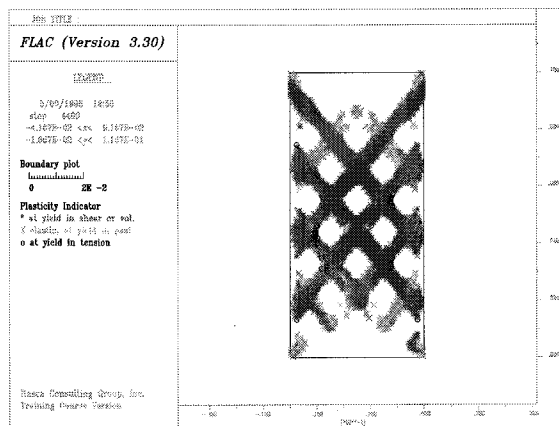


그림 3-104. [10-31] 의 파괴형상

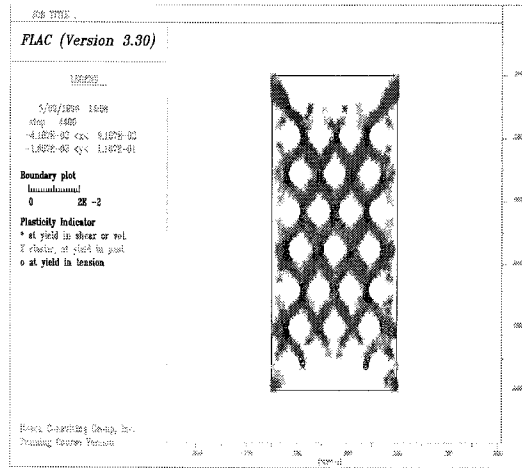


그림 3-105. [10-44] 의 파괴형상

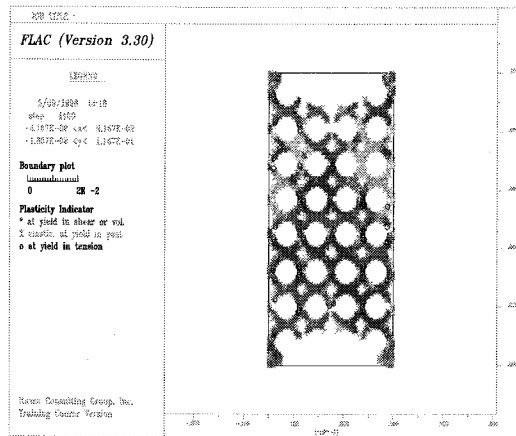


그림 3-106. [10-50] 의 파괴형상

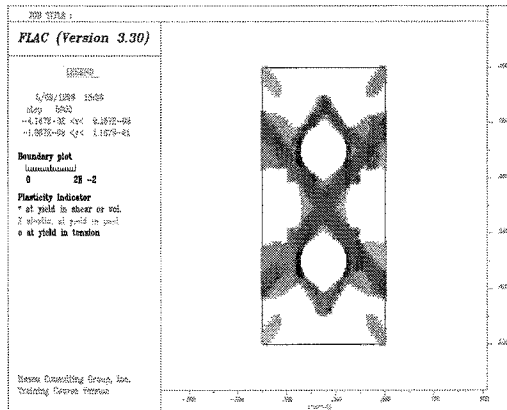


그림 3-107. [20-13] 의 파괴형상

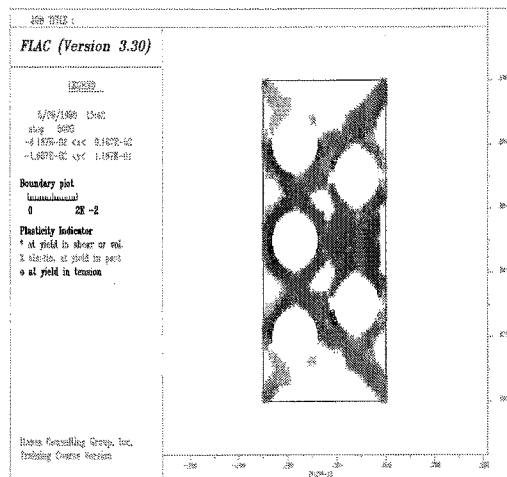


그림 3-108. [20-31] 의 파괴형상

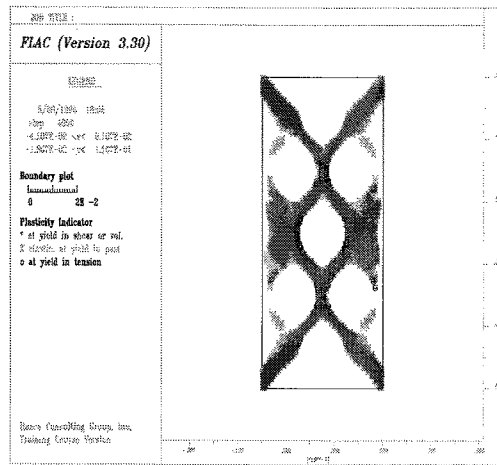


그림 3-109. [20-44] 의 파괴형상

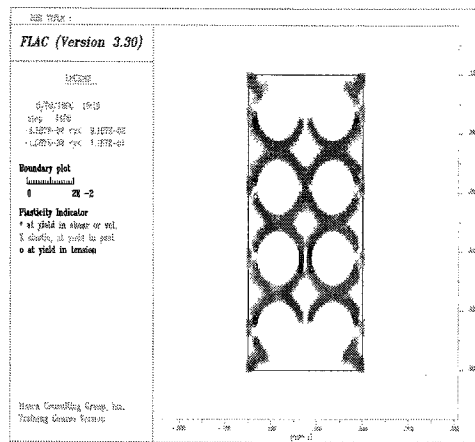


그림 3-110. [20-50] 의 파괴형상

## 5. 결론 및 제언

본 연구는 핵석지반에서의 합리적인 지반강도 정수를 산정하기 위한 목적으로 연구를 수행하였다. 그 방법으로 실제 핵석지반에 대해 연구하고 인공적인 모델링을 통해 일축압축강도시험과 삼축압축강도시험을 수행하며 수치해석을 통해 핵석지반에서의 지반강도 정수를 알아보고자 하였다. 그러나 시간적 제약으로 인해 삼축압축강도시험을 통한 핵석지반에서의 점착력 및 마찰각의 변화는 알아보지 못하였다. 이 부분에 대해서는 차후에 연구가 계속 수행되어야 할 것이다.

본 연구에서 수행한 실험 및 수치해석결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 실내에서 수행한 인공적인 모델링을 통한 일축압축시험을 통해 알아본 핵석지반에서의 강도변화는 핵석함유량이 60%이하인 경우에는 풍화층 지반보다도 낮은 강도를 나타내는데 이는 핵석과 풍화층과의 경계면이 불연속면으로 작용하기 때문이다. 그러나 핵석함유량이 60%이상인 경우에는 이들 서로간에 맞물림현상(interlocking)에 의해 강도가 증가하는 것으로 판단된다. 그리고 두 번째 방법으로 한 핵석의 체적에 따른 일축압축강도에서도 마찬가지로 핵석이 차지하는 체적이 작을 경우에는 매트릭스의 강도보다 작게 나타났고 핵석의 체적이 45%, 65%를 차지할 경우에는 매트릭스의 강도와 비슷하거나, 더 크게 나타나는 경향이 있었다.

나. 실내에서 수행한 인공적인 모델링을 통한 일축압축시험결과 핵석지반에서의 탄성계수는 핵석함유량이 60%이하에서는 증가하는 경향을 보였고 핵석함유량이 60%이상인 경우에는 그 증가량이 더욱 크게 발생하였지만 핵석의 체적에 따른 탄성계수에서는 서서히 증가하는 경향을 보였다.

다. 실내에서 수행한 인공적인 모델링을 통한 일축압축시험결과 파괴형태는 10~60%까지는 핵석과 풍화층의 경계면을 중심으로 파괴면이 발달하며 핵석함유량이 60%이상인 경우에는 맞물림현상(interlocking)으로 인해서 핵석이 부서져있는 것이 관찰되었다.

라. 일축압축시험을 통한 핵석의 크기에 따른 일축압축강도 및 탄성계수를 비교해

본 결과 해석의 크기는 해석지반의 특성에 큰 영향을 미치지 못하는 것으로 판단되었다. 즉, 해석의 크기보다는 해석이 시료 전체에서 차지하는 체적비가 더 많은 영향을 미치는 것으로 사료된다.

마. 수치해석프로그램을 이용하여 해석지반의 강도변화를 알아보려고 하였으나 프로그램 자체가 가지는 한계로 인하여 실제 실험의 결과와는 상이한 결과를 나타내었다. 이는 실제 해석지반에 대한 모델링을 수행할 경우에도 동일한 결과를 보일수 있다는 것으로 수치해석을 통한 해석지반의 해석은 실제와는 다른 결과를 나타낼 수도 있다는 것을 의미한다.

## 제 6 절 DEM을 이용한 암반사면의 합리적 절취경사 설정

### 1. 서 론

#### 가. 연구 목적

우리나라의 지형적 특징을 보면 산지가 국토의 많은 부분을 차지하고 있으나 이러한 산지를 절취할 때 발주기관에서 제시한 표준절취구배를 따라서 일률적인 구배를 적용하는 것이 일반적이다. 그런데, 이러한 표준절취구배의 경우 구배 설정의 기준이 암반을 구성하는 암석의 강도에 따른 기준이 일반적으로써, 암반사면의 거동을 지배하는 인자인 암반불연속면의 특성에 대한 기준은 없는 실정이다. 산을 절취하기 전에는 암반의 상태에 대해서 명확히 알기는 어렵다. 그렇지만 지표지질조사나 시추조사를 통하여 채취된 암석시료를 실내실험을 통한 물리적·역학적 성질에 의해서 구배를 결정하여야 한다. 표준절취구배는 단순히 공사비 산정을 위한 임시적인 구배일 뿐이며 이렇게 적용된 구배에서는 사면붕괴를 일으키는 영향인자(불연속면)에 대한 고려가 전혀 없기 때문에 표준절취구배에 의해 절취된 사면은 거의 붕괴 위험에 대한 검토가 이루어져 있지 않은 실정이라고 해도 과언이 아니다. 특히 사면의 붕괴는 공사중 또는 공사후 특정시점에 발생하는 것이 아니고 사면의 안정성에 중요한 영향을 미치는 인자에 대해서 저항력을 감소시키는 외부의 힘이 작용할 때면 언제든지 발생할 수 있다. 그리고 전체사면중 토층부분이 차지하는 비율이 얼마 되지 않는 사면들이 많기 때문에 사면의 전체적인 안정성을 좌우하는 것은 암반층이라고 해도 과언이 아니다. 우리나라의 암반층 절취사면은 경제성과 시공성 때문에 일률적으로 구배를 두고 사면의 붕괴 위험성이 있다고 판단될 때 안전진단을 통하여 보강대책을 세우고 있는 실정이다.

따라서 이러한 일률적인 구배가 사면설계에 있어서 안정성이 부족하다고 판단하여 사면의 절취경사 설정시 사면의 안정성에 영향을 미치는 인자를 고려한 사면구배를 산출하여 합리적이고 경제적인 구배를 적용코자 하는 게 본 연구의 목적이다.

## 나. 연구 내용

일반적으로 사면은 다양한 지질적인 기원의 암석복합체로 이루어져 있다. 그러므로 암반사면의 안정문제를 완전하게 이해하기 위해서는 암반과 암석의 물리적 성질에 대한 이해를 하여야 한다.

우리나라의 도로절토 사면은 매년 공사중 또는 공사후 많은 붕괴를 일으킨다. 이러한 붕괴는 사면의 높이가 높을수록 붕괴를 일으키는 요인들이 많이 내재되어 있기 때문에 붕괴의 가능성이 크고 붕괴의 규모도 상대적으로 크다고 볼 수 있다. 암반사면에서의 붕괴는 암의 풍화와 균열정도, 단층파쇄대 존재여부, 지하수 상황, 절리의 공학적 특성에 따라서 원형파괴, 평면파괴, 썩기파괴, 전도파괴 등으로 나눌 수 있다. 실질적으로 토목현장에서 볼 수 있는 사면의 높이는 여러 가지로 나눌 수 있다. 점점 토목공사의 규모가 커지고 있고 국토의 70%를 차지하고 있는 산지를 비추어볼 때 사면의 높이는 커질 수밖에 없다. 이러한 상황에서는 사면의 높이가 커지면 암반층이 차지하는 비중도 커지게 되고 따라서 사면의 전체파괴가 암반층에 의해서 좌우된다는 것을 알 수 있다.

따라서 암반사면의 안정성에 크게 영향을 미치는 인자로 사면의 높이, 절리의 경사, 절리의 간격, 지하수위, 절리면의 기본 마찰각, JCS( joint wall compressive strength), JRC( joint roughness coefficient), 절리틈새, 절리의 연장성의 9가지로 나누었으며, 각 인자별로 5단계의 수준을 정의하였다. 위 인자들을 UDEC에 적용하여 해석을 통해 각 인자의 수준별 민감도를 알아보고 암반사면의 안정성에 가장 많은 영향을 미치는 인자와 나머지 인자로 여러 가지의 경우를 조합하여 표준 절취구배로 적용하였을 때 변위를 알아보았다. 많은 변위를 나타내는 경우에는 적절한 구배를 설정하여 암반사면에 있어서 절리의 영향을 고려한 합리적인 구배를 정하고자 하였다.

## 다. 연구 방법

해석 프로그램은 DEM(distinct element method)을 적용한 범용해석프로그램인 UDEC ver 3.10으로 기존의 Mohr-Coulomb 모델에 비해 보다 현실적인 모사가 가능하다고 알려진 Barton-Bandis 절리 모델이 옵션으로 포함되어 있는 프로그램이다. 고려한 인자는 9가지이며, 사면의 높이는 20M로 고정하였다. 나머지 인자의



경우 5단계의 수준으로 나누어 적용을 하였다. 이와 같은 경우, 인자의 조합이 문제가 된다. 고려하고자 하는 인자의 수가 적은 경우, 모든 인자의 조합에 대한 해석을 수행하면 되지만, 본 연구의 경우, 인자의 수와 그 수준이 많아서 모든 조합에 대한 수행은 불가능하다. 따라서, 효율적인 각 인자들의 수준별 조합이 중요한 문제가 된다. 이러한 문제를 해결하기 위해서 직교배열(orthogonal array)을 적용하여 인자를 배열하였다. 또한 UDEC의 경우 해석 결과가 변위, 불평형력(unbalance force), 소성영역 등으로만 나타나므로 모델의 안전여부에 대한 객관적인 판단보다는 해석자의 주관적인 판단에 의해 안전 여부를 파악하게 되는 문제가 있다. 이러한 문제를 해결하기 위해서, 전단강도 감소기법(shear strength reduction technics)을 적용하여 UDEC자체에서 안전율을 구하여 변위와 안전율간의 상관관계에 대해 알아보려고 한다.

## 2. 이론적 배경

### 가. 암반사면의 안정성 해석 방법

암반은 미시적 관점에서나 거시적 관점에서나 많은 결함을 지닌 재료이다. 암반에서의 결함은 크게 조직적 결함과 구조적 결함으로 나눌 수 있는데 이 구조적 결함은 불연속면으로 통칭되는 습곡, 단층, 절리 등을 의미한다.

따라서 암반사면의 안정성은 암석의 강도, 불연속면의 기하학적 특성과 강도 특성, 투수성, 불연속면에 대한 풍화 작용의 유무와 정도 등이 중요한 요소로 작용한다. 이 중에서도 불연속면의 기하학적 특성과 불연속면의 전단강도 특성이 가장 중요한 요인이라고 할 수 있다. 암반사면의 경우 사면에 작용하는 응력이 낮은 수준이기 때문에 암석 블록의 변형이나 파괴를 수반하기에는 대단히 낮다. 따라서, 암반 사면의 경우 파괴를 지배하는 인자는 불연속면의 기하학적 형상과 그 전단강도이다.

암반사면의 붕괴 형태는 사면에 발달하고 있는 불연속면에 따라 결정되며, 사면 파괴의 형태는 평면파괴, 썩기파괴, 원호파괴, 전도파괴 등의 4가지로 구분할 수 있다.

평면파괴는 절리, 층리 등의 불연속면의 주향이 사면의 주향과 비슷하고 불연속면의 경사각이 마찰각보다 큰 경우에 발생한다. 썩기파괴는 두 개의 불연속면이

경사면을 가로질러 존재하고 그 교선이 경사면에 드러나 있을 때, 이 교선의 경사가 마찰각보다 큰 경우에 발생한다. 원호파괴는 토사사면의 경우와 같이 연약한 암반이나, 절리가 심하게 발달한 사면에서 발생하며 흙사면의 해석방법과 같다. 전도파괴의 경우는 사면과 평행한 규칙적인 불연속면에 의해 암주가 전도되어 발생한다.

#### 나. 영향인자의 선정

암반사면의 안정성에 영향을 미치는 인자로는 크게 사면의 높이와 절취경사, 지하수의 영향, 불연속면의 발달상태, 풍화정도, 불연속면의 전단강도이다. 사면의 높이의 경우, 사면의 높이가 높아짐에 따라서 사면에 결함이 포함될 가능성이 커지며, 자중의 증가에 의한 응력의 증가에 의해서 동일 암질의 사면에서도 거동이 다르게 나타날 수 있다. 또한 사면의 주향과 경사, 불연속면의 주향 및 경사의 관계에 따라서 평면파괴 및 썩기파괴 전도파괴 등이 발생할 수 있다. 암석 블록의 경우 불투수성이라고 볼 수 있으므로 일반적으로 연암이상의 암반 내에서의 지하수의 흐름은 암반에 존재하는 불연속면을 따라서 흐르는 것으로 본다. 불연속면을 따라 흐르는 지하수는 블록에 양압력으로 작용하여, 결국 불연속면의 전단강도를 저하시키는 요인이 되기도 한다. 불연속면의 발달 상태는 주향과 경사 및 연장성(persistence), 간극(aperture) 등으로 표현할 수 있으며 이러한 요인의 변화에 따라 사면의 거동은 많은 차이를 보인다. 암반에 풍화가 진행됨에 따라서, 암석자체의 강도가 저하되며 불연속면의 전단강도를 감소시키는 요인이 된다. 불연속면의 전단강도는 Mohr-Coulomb(이하 M-C)모델에서는 점착력(C)과 내부 마찰각( $\Psi$ )으로 표현하며, Barton-Bandis(이하 B-B)모델에서는 거칠기계수(joint roughness coefficient, JRC)와 벽면강도(Joint wall compressive strength, JCS) 및 기본마찰각으로 표현된다.

##### 1) 불연속면의 간격(Spacing)

불연속면의 간격이라 함은 인접한 불연속면간의 직선거리를 나타내며, 보통 일정한 방향성을 갖는 절리군 간의 수직거리를 의미한다. 또한 수평거리를 고려한 연구가 수행된바 있으나(2000, 윤운상 등, 1983, Einstein, et al), 수평거리의 경우 실제 현장에서 값을 정하기가 어려우며, UDEC 해석에 있어서도 수평거리의 반영

이 어려운 문제가 있어 수직거리만을 고려하였으며, 수평거리의 경우, 수직거리의 5%정도의 수평거리를 두어 모델링을 하였다.(1999, Esaki 등)

불연속면의 간격이 극히 좁은 경우는 파괴의 형태가 원형파괴나 토석류의 형태로 나타나게 되며, 간격이 암괴(block)의 크기를 결정한다. 또한 간격은 암반의 투수율과도 밀접한 관계를 갖는 인자이다.

표 3-37. 절리의 간격과 표시방법

표시 방법	간 격
extremely close spacing	< 20mm
very close spacing	20~60mm
close spacing	60~200mm
moderate spacing	200~600mm
wide spacing	600~2000mm
very wide spacing	2000~6000mm
extremely wide spacing	> 6000mm

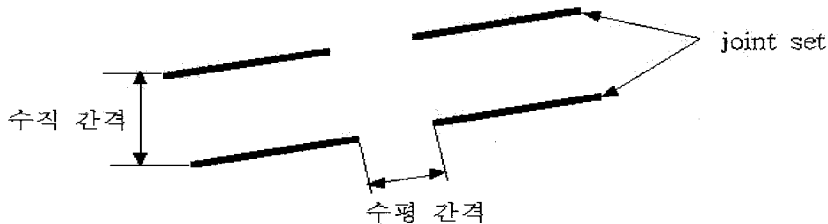


그림 3-111. 절리의 수직간격과 수평간격

## 2) 불연속면의 연속성(persistence)

불연속면의 연속성은 한 평면 내에서의 불연속면의 크기나 면적의 정도를 나타낸다. 이것은 노두나 노출된 사면의 법면에서 관측되는 불연속면의 길이로서 정량화 될 수 있다. 이 요소는 암반의 공학적인 성질을 결정하는 가장 중요한 요소의 하나이지만, 가장 결정하기 힘든 요소의 하나이기도 하다. 연속성은 암반의 투수, 암괴의 크기분포, 굴착성 및 불연속면의 전단강도에 영향을 주는 인자이다.

연속성을 UDEC 해석에 반영하기 위해서는 UDEC의 절리표현 변수중 trace length 와 gap length를 조절해서 적용을 해야 한다. trace length를 통해서 원하

는 길이의 불연속면을 생성할 수 있으나, gap length의 조절에 따라서 불연속면의 분포 정도가 달라지므로 본 연구에서는 trace length의 5%를 기준으로 하여 gap length를 반영하였다. 이는 최대한 불연속면의 분포특성을 단순화시키기 위함이다.

표 3-38. 절리 연장성과 표시방법

표시방법	평균 길이 (m)
very low persistence	< 1
(low persistence	1~3
medium persistence	3~10
high persistence	10~20
very high persistence	>20

### 3) 거칠기(roughness)

불연속면의 거칠기는 평균 평면에 대한 불연속면에 나타나는 작은 규모의 요철이나 큰 규모의 만곡으로 정의된다. 실제 거동에 있어서 만곡은 전단 변위의 초기 방향에 영향을 주는 반면 요철은 실내 실험의 전단강도에 영향을 준다. 거칠기는 전단강도에 영향을 주는 인자로써 본 연구에서 적용한 Barton-Bandis 절리 모델의 경우 JRC 로 표현되는 요소이다. 현장이나 실험실에서 거칠기를 결정하는 방법으로는 profile gauge를 이용한 정성적 방법과 최근에 연구되고 있는 레이저 스캐닝 장비를 이용한 정량적 방법이 있으나, 간편성과 효율성의 측면에서 profile gauge를 이용한 방법이 널리 쓰이고 있다. 이 방법은 현장 또는 실내에서 불연속면의 거칠기를 profile gauge를 이용하여 본을 뜨고, 이를 표준 등급과 비교하여 등급을 결정하는 방법이다. 주의할 것은, 실제 현장의 불연속면의 길이와 실내에서 측정된 불연속면에 대한 길이의 비율에 따른 scale effect이다.

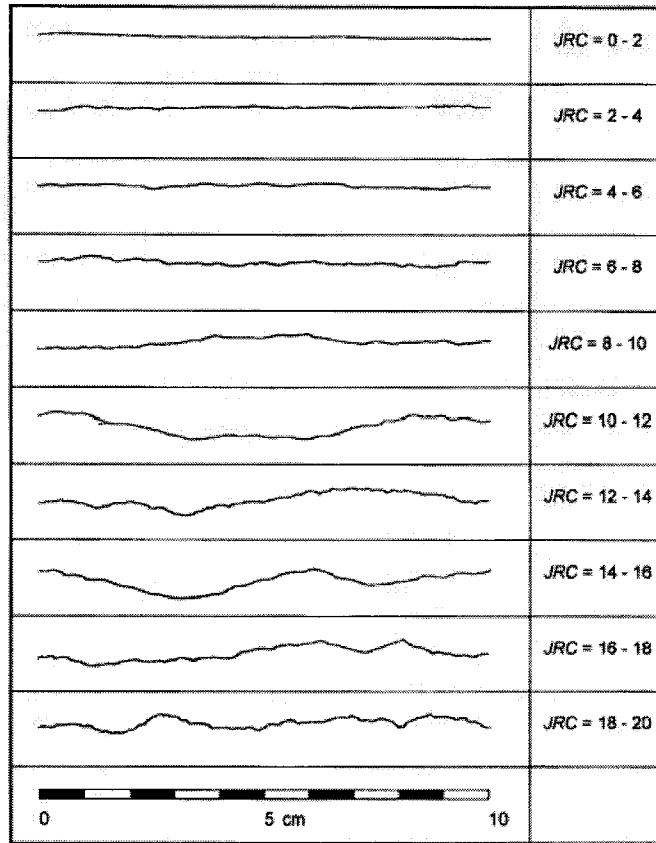


그림 3-112. 거칠기 종단면과 표준 JRC

#### 4) 절리면 벽면강도(joint wall compressive strength)

보통의 불연속면은 주위 암석에 비해서 강도가 낮은 경향을 보인다. 이는 불연속면이 생성될 때의 여러 요인(단층, 지진 등)에 의해서 불연속면이 변질되기 쉬우며, 또 지하수의 흐름에 따라서 풍화가 진행되기 때문이다. 불연속면에 충전물질이 없는 경우, 즉 불연속면이 접촉되어 있는 경우는 벽면강도가 전단강도와 변형특성에 큰 영향을 미친다.

벽면강도를 결정하는 방법은 보통 지질해머 또는 강한 칼을 이용한 index test 또는 schmidt hammer를 이용하여 압축강도를 추정하는 방법이 있다. 현장과 실험실에서 벽면강도를 산정하는데 이용하는 방법은 주로 schmidt hammer를 이용하며, 압축강도 환산표는 아래 그림 3-113과 같다.

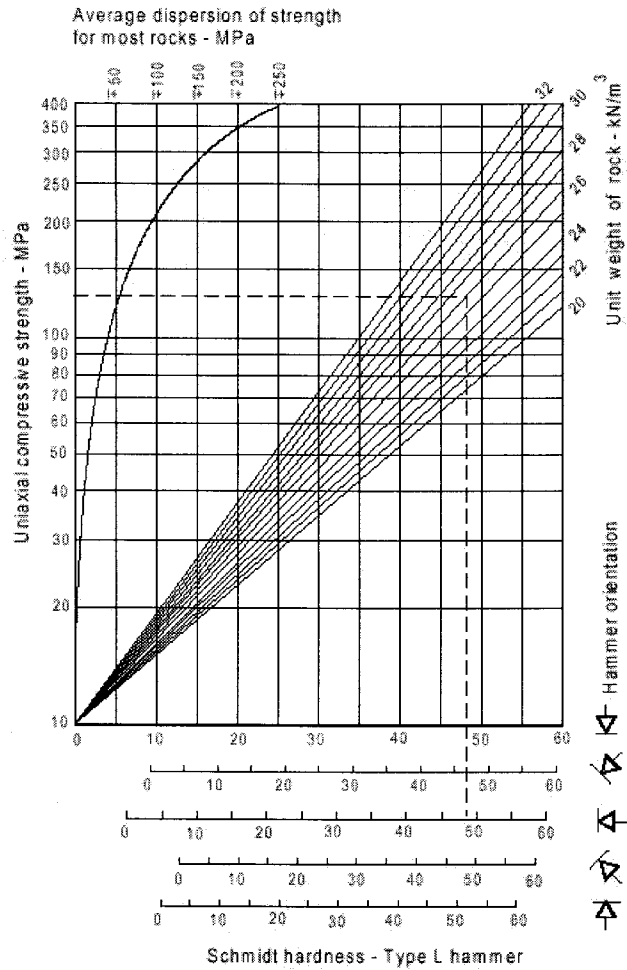


그림 3-113. Schmidt hammer와 압축강도 환산표

5) 간극 (aperture)

하나의 불연속면에 서로 인접한 암석간에 분리되어 있는 수직 거리를 나타낸다 이 벌어진 틈 안에는 공기와 물로 채워져 있으며 때로는 충전 물질이 협재하여 전단강도를 저하시키는 요인이 되기도 한다.

간극의 크기와 표시 방법은 표 3-39와 같다.

표 3-39. 절리 간극과 표시방법

간극	표시 방법	
< 0.1mm	very tight	closed feature
0.1~0.25mm	tight	
0.25~0.5mm	partly open	
0.5~2.5mm	open	gapped feature
2.5~10mm	moderately wide	
> 10mm	wide	
1~10cm	very wide	open feature
10~100cm	extremely wide	
> 1m	carvernous	

6) Barton-Bandis 절리 모델

Barton-Bandis 절리 모델(이하 B-B 모델)은 실내에서 인장파괴에 의해 생성된 인공절리에 대한 200여회의 실험 결과를 통해서 유도된 경험식이다. B-B 모델은 기본마찰각 또는 잔류마찰각, 절리거칠기(JRC, joint roughness coefficient), 절리 벽면강도(JCS, Joint wall compressive strength) 및 절리면에 작용하는 수직응력의 함수로 다음식과 같이 표현된다.

$$\tau = \sigma_n \tan [JRC \cdot \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r] \quad (\text{식 1})$$

여기서,  $\sigma_n$  = 불연속면에 작용하는 수직응력

JRC = 절리 거칠기

JCS = 절리 벽면강도

$\phi_r$  = 절리 기본(잔류)마찰각

한편 수직응력하에서 절리면의 닫힘을 고려하여 수직강성,  $K_n$ 을 다음식과 같이 표현할 수 있다. (Bandis 등, 1983)

$$K_n = \left[ \frac{K_{\infty}}{\left(1 - \frac{V_z}{v_{zm}}\right)^2} \right] \quad (\text{식 2})$$

여기서,  $K_n$  : 절리의 수직강성

$K_{ni}$  : 절리의 초기 수직강성

$V_z$  ; 주어진 수직응력 조건에서의 절리면의 닫힘도

Vzm ; 절리면의 최대 단합도

BB 모델에서는 최대 전단강성을 다음식과 같이 최대 전단강도  $\tau_p$ 와 최대전단 변위량  $\delta_p$ 로써 표현한다.

$$K_s = \frac{\tau_p}{\delta_p} \quad (\text{식 3})$$

실내 실험 및 현장조사 결과로부터, 최대전단변위량은 다음과 같이 경험적으로 구할 수 있다.(Barton, 1990)

$$\delta_p = \frac{L_n}{500} \left[ \frac{JRC_n}{L_n} \right]^{0.33} \quad (\text{식 4})$$

여기서  $L_n$ 은 현장에서의 실제 절리의 길이를 meter단위로 나타낸 것이며,  $JRC_n$ 은 현장에서의 실제 길이를 고려한 거칠기를 의미한다. BB모델의 또 다른 특징은 고려 요소들의 치수 효과(scale effect)를 고려할 수 있다는 것이다.

$$JRC_n = JRC_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.02JRC_0} \quad (\text{식 5})$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{-0.03JRC_0} \quad (\text{식 6})$$

여기서 첨자 n은 현장에서의 값을 의미하며 0은 길이 10cm 의 시료에 대해 실내에서 산정된 값을 의미한다.

### 3. 연구방법 및 결과

#### 가. 인자의 배열

본 논문에서 고려하려는 인자는 8가지로서, 사면의 높이는 20m이며, 지하수의



영향은 고려하지 않았다. 또한 각 인자는 5단계의 수준을 갖도록 하였다. 또한, 모든 인자의 조합에 대해 해석을 수행하는 대신 직교 배열을 사용하여 총 125회의 해석을 수행하였다. 간단한 직교 배열의 예는 아래 표 3-40과 같다. 직교 배열이 이루어진 경우, 각 열 사이에는 균형성을 갖게 되며 균형성을 갖는다는 것은 직교성의 충분조건이 된다.(김호성 등, 1992)

균형성이란, 임의의 두 열의 인자 수준의 모든 조합이 존재하고 각각의 조합이 같은 수만큼 존재함을 의미한다.

표 3-40. 직교 배열표의 예

	A	B	C	D	E	F	G
1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	2	2	2	2
3	1	2	2	1	1	2	2
4	1	2	2	2	2	1	1
5	2	1	2	1	2	1	2
6	2	1	2	2	1	2	1
7	2	2	1	1	2	2	1
8	2	2	1	2	1	1	2

표 3-40은 2수준을 갖는 7가지의 인자에 대한 직교 배열의 예이다. 위의 배열에서 임의의 두열을 살펴보면 모든 조합이 존재하고 각각의 조합이 같은 수만큼 존재함을 알 수 있다. 직교 배열을 만들기 위해서 가급적 각 인자의 수준이 같은 수가 되도록 해야 하며, 이는 인자의 수가 많고 수준이 많을수록 요구되는 사항이다.(김호성 등, 1992) 따라서 암반사면의 거동에 중요한 영향을 미치는 인자인 절리의 경사(Hoek. et. al, 1983)에 대해 보다 자세히 알아보기 위하여 아래 표 3-41과 같이 A절리군, B 절리군, C 절리군으로 나누어 총 15가지의 경우에 대하여 해석을 수행하도록 하였다.

표 3-41. 인자와 인자수준

	사면 경사 (°)	절리 경사 (°)	절리 경사 (°)	절리 경사 (°)	절리간격 (m)	절리간극 (mm)	연장성 (m)	JRC	JCS (MPa)	잔류마찰각 (°)
level 1	73	0	10	20	0.2	0	50	0	20	15
level 2	63	30	40	50	0.5	5	20	5	40	20
level 3	55	60	70	80	1	10	10	10	60	25
level 4	45	90	100	110	3	50	6	15	80	30
level 5	40	120	140	170	6	100	3	20	100	35

나. UDEC 해석

본 논문에서는 UDEC 해석시에 중요한 결정요소인 절리 구성 모델로 Barton-Bandis의 절리 모델을 사용하였다. 이 모델이 Mohr-Coulomb 절리 모델과의 차이점은 절리의 점착력이 없다고 보며, 전단변위가 진행함에 따라서 팽창각이 변하는 것으로 보고 있다. 또한, Mohr-Coulomb 절리 모델에서는 점착력과 내부마찰각 만으로 전단강도를 산정하여, 절리의 연장성의 증가에 의한 전단강도 감소효과를 고려하지 못한다. 그러나 Barton-Bandis 절리 모델의 경우 JRC와 JCS가 절리 연장성에 따라서 보정이 되어 보다 현실적인 결과를 얻을 수 있다.

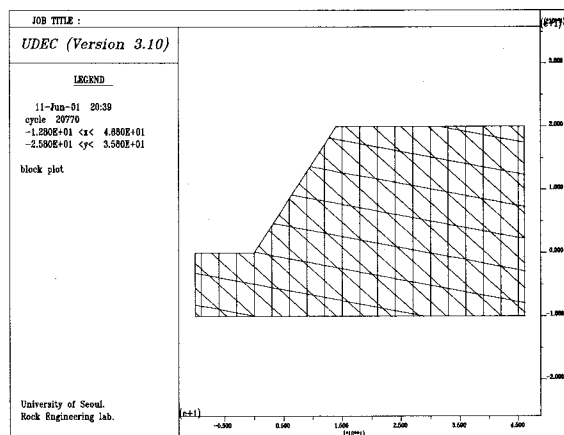
MC 모델과 BB 모델을 각각 적용하여 UDEC 프로그램을 이용하여 안정성 해석을 실시할 경우 필수 입력 자료는 표 3-42와 같다.

표 3-42. MC 모델과 BB 모델의 필수 입력 자료

MC 모델	BB 모델
밀도	밀도
전단변형계수	전단변형계수
체적변형계수	체적변형계수
전단강성	수직강성
수직강성	전단강성
내부마찰각	잔류마찰각
점착력	JRC
인장강도	JCS

MC 모델과 BB 모델의 큰 차이점은, 전자의 경우 절리면의 마찰각, 점착강도, 인장강도가 해석에 이용되는 것에 비해, 후자의 경우에는 절리면의 JRC와 JCS 및 잔류마찰각이 암반의 거동에 영향을 미치는 요소로 작용한다는 것이다.

이들 몇 가지 설계 변수들 중에서 절리면의 마찰각, 점착력, 인장강도 등은 절리면에 대한 실내 실험을 통해서 구할 수 있으며, JRC와 JCS는 현장조사를 통해 비교적 쉽게 얻을 수 있는 자료이다. 즉, JRC는 프로파일 게이지를 이용하여 현장에서 쉽게 구할 수 있으며, JCS 역시 schmidt hammer 타격 시험으로 용이하게 구할 수 있는 장점이 있다(최성용 등, 1999). 여기에서는 이러한 장점을 가지고 있는 BB 모델을 적용한 UDEC 해석을 하였으며 UDEC 해석의 예는 그림 3-114와 같다. 또한, 일반적으로 UDEC 해석시에 절리의 간격을 실제보다 크게 적용을 하고, 대신에 BLOCK 물성을 할당하여 해석을 하는 것이 보통이다.(김치환 등, 2001) 그러나, 2개의 절리군이 존재하고 각 절리군의 간격이 상이할 경우, 일률적인 배율을 적용하여 모델링을 수행하는 것은 비현실적이라고 판단되며, BLOCK 물성을 할당함에 적용하는 RMR 과 GSI 등의 방법이 많은 불확실성을 포함하고 있다. 따라서, 모든 절리군의 간격을 실제와 같이 적용하고, BLOCK은 강체로 가정하여 해석을 수행하였다. 강체 block으로 가정하여 해석을 수행한 것은 실제 간격으로 절리군이 모델링이 될 경우, 사면에 작용하는 응력이 암석의 강도에 비해 현저히 낮기 때문이다. 수치 해석을 수행함에 있어, 사면 법면의 상단과, 중앙부 및 하단의 3곳을 별도의 측정점으로 하여 각 지점에서의 변위, 불평형력을 기록하였다.



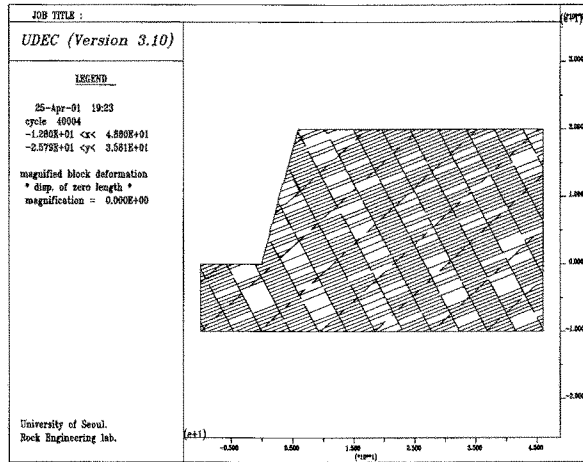


그림 3-114. UDEC 해석 모델의 예

#### 다. 터널에서의 절리 인자영향 고찰

UDEC의 BB모델을 이용한 절리 특성의 영향에 관한 연구가 1998년 Norway의 Bhasin 등에 의해서 터널을 대상으로 수행된 바 있다. 이 연구에서 고려한 인자와 각 수준은 표 3-43과 같다. 이 연구에서 고려한 인자들은 절리 간격(block size)과 JRC와 JCS 및 기본마찰각이며, 변형가능 블록으로 해석을 수행하였으므로 압축강도와 변형계수가 포함된 것이 특징이다. 각각의 값을 보통의 값 또는 중간정도의 값을 기준으로 하여(JRC=10, JCS=38MPa,  $\phi_r=25^\circ$ ) 각 case 별로 값을 변화 시키거나 또는 절리 간격을 변화 시켜가며 해석을 수행한 것을 비교한 연구이다. 암반의 변형계수는 RMR과 Q-system에 의해 추정된 값을 적용하였다. 이 연구의 결과는 표 3-43과 같으며, 기본적인 해석 모델은 그림 3-115와 같다.

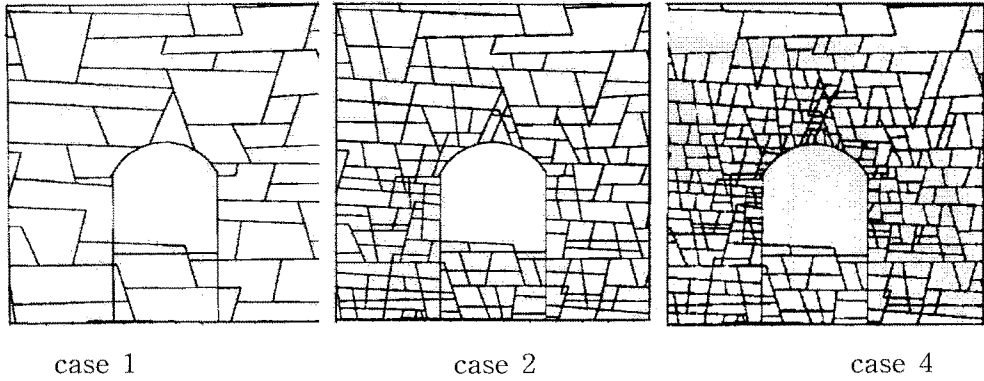


그림 3-115. block size에 따른 해석 모델 단면

표 3-43. block size에 따른 변위양상 (Bhasin, 1998)

block size의 효과		
case	특 징	결 과
case 1	기 준	
case 2	case 1의 0.5배의 절리 간격	roof부의 수직 변위 : case 1의 200% side wall의 수평변위 : case 1의 125%
case 3	case 2보다 큰 변형계수	case 2와 큰 차이가 없음
case 4	case 1의 0.25배의 절리 간격	case 1보다 작은 변위 발생

절리 간격이 좁아지는 경우, 즉 block size가 작아지는 경우에는 UDEC 해석의 결과 변위의 발생이 많이 나타남을 알 수 있다. 그러나, heavily jointed condition을 가정한 case 4의 경우 변위의 발생이 오히려 적게 나타났다. 이는 낮은 응력 하에서 작은 블록상호간의 dilation에 의한 interlocking 현상에 의한 것으로 Bhasin 등은 판단하였다. 또한, 변형계수를 2배 증가시켜 적용한 경우에도 변위의 차이가 없음을 보이며, 이를 통해 터널에서 절리의 간격이 터널의 거동에 지배적인 인자중 하나임을 보였다.

그러나 이와 같은 현상은 터널과 같이 단면이 폐합된 상태에 해당하는 것으로써,

터널의 경우 block의 dilation에 의한 interlocking이 발생할 수 있으나, 사면과 같이 법면이 자유면에 노출된 경우는 이와 다르다.

절리면의 거칠기에 대한 고찰에서 JRC가 큰 경우(15)보다 작은 경우(5)보다 많은 변위를 생성함을 보았다. 이는, JRC가 클수록 전단강도가 증가하며, 변위의 양이 적을 것이라는 일반적인 개념과는 다른 결과이다. 그러나 Bandis et. al(1981)에 의해 실험적으로 고찰한 결과는 (식 5), (식 6)과 같은 치수효과가 있음을 밝혔다.

이 식에서 현장 또는 UDEC 해석시에 실제 적용되는  $JRC_n$ 와  $JCS_n$ 는 모두 실내실험에서 측정된  $JRC_o$ 의 증가에 비례하여 감소함을 보이고 있다. 따라서, Bhasin 등은 치수 효과가 큰 경우 즉 현장에서의 절리면의 길이가 큰 경우에는 JRC의 증가가 전단강도를 감소시켜 수치해석 결과 변위가 많이 발생함을 밝혔다.

기본마찰각의 영향에 대한 고찰을 위해,  $\phi_r=22^\circ$ 인 경우와  $\phi_r=26^\circ$ 에 대해 결과를 비교 하였으며 그 결과는 표 3-44와 같다.

표 3-44. 기본마찰각과 터널 변위 (Bhasin, 1998)

$\phi_r$ (°)	roof	left wall	right wall
22	13.1	13.1	11.8
26	11.5	12.9	10.9

Bhasin의 연구에 의하면, 터널의 변위에 영향을 미치는 주된 인자는 절리의 간격 즉 블록의 크기이며, 터널과 같이 단면이 폐합된 경우에 전단 변형중 수반되는 불연속면의 dilation이 블록간의 interlocking 효과를 유발함을 보였다. JRC와 JCS의 경우 치수효과에 의해, 그 결과가 상이하게 나옴을 보였으며, 이를 통해 실내에서 얻은 JCS와 JRC값을 그대로 해석에 반영할 경우 실제와는 다른 거동을 보일 수 있음을 주의해야 할 것이다. 기본마찰각의 경우에 마찰각이 클수록 변위가 적게 발생하며, 작을수록 많은 변위를 보인다.

표 3-45. 인자와 인자수준 (Bhasin, 1998)

case	Explanation	Joint properties	Block material properties
1	simplified and idealized jointed model	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
2	Jointed model with smaller blocks in the vicinity of the opening	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
3	case 2 with higher block deformation modulus	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=20.0\text{GPa}$
4	heavily jointed model, $\alpha$ four times the number of blocks in case 1	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
5	case 1 with a low JRC value	JRC=5 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
6	case 1 with a high JRC value	JRC=15 JCS=38MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
7	case 1 with a low JCS value	JRC=10 JCS=25MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
8	case 1 with a high JCS value	JRC=10 JCS=50MPa $\Psi=25^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
9	case 1 with a low $\Psi$ value	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=22^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
10	case 1 with a high $\Psi$ value	JRC=10 JCS=38MPa $\Psi=26^\circ$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
11	case 1, but no joints (continuum analysis)	no joints	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$
12	case 1, but Mohr-Coulomb behaviour of joints	$\Psi=24.8^\circ$ $c=0.45\text{MPa}$	$\sigma_c=35\text{MPa}$ $E_d=10.8\text{GPa}$

라. UDEC 해석 결과

UDEC 해석의 결과 주로 관찰되는 사면 거동 양상은 슬라이딩이었으며, 절리의 간격이 좁은 경우에는 토사사면에서 주로 관찰되는 원호파괴의 양상이 나타났다. 이는, UDEC 프로그램이 기본적으로 2차원 해석에 적용되는 프로그램이기 때문으로 판단된다. 각 파괴 양상별로 나타나는 대표적인 변형거동은 아래 그림 3-116 ~119와 같다.

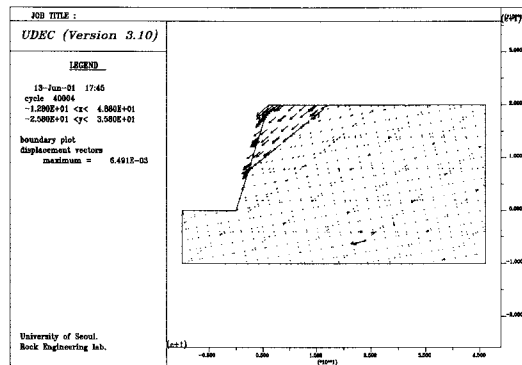


그림 3-116. 슬라이딩

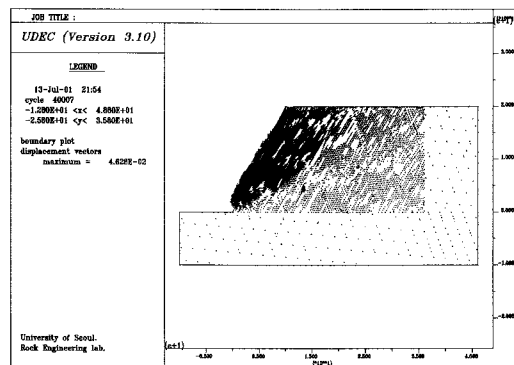


그림 3-117. 원호 파괴 형상



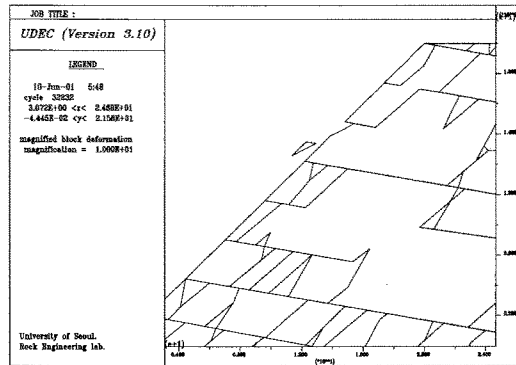


그림 3-118. 낙석(rockfall)

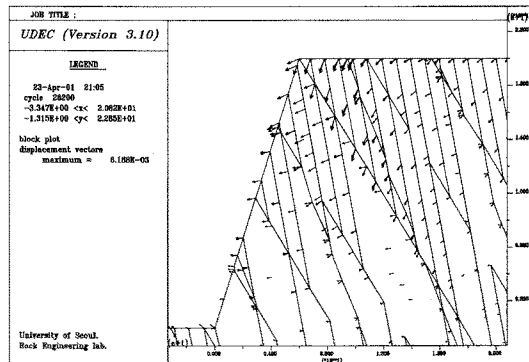


그림 3-119. 전도파괴 형상

총 125회의 모델링 결과 관찰된 변형 유형의 비율은 그림 3-120과 같다. 전체적으로 슬라이딩이 40%, 원호 파괴가 24%로 절반 이상이 슬라이딩과 원호파괴로 나타났다. 하향 변위가 발생한 경우는 주된 변위의 벡터 방향이 사면의 하부를 향하는 것으로, 이러한 경우는 모델링에 할당된 절리의 간극이 50mm 이상인 경우에 주로 나타났다. 이와 같은 결과는 UDEC 해석시에 중력에 의한 자중만을 하중으로 고려하여, 절리 사이의 틈인 간극을 좁히는 방향으로의 변위가 발생한 것으로 판단된다. 그러나, 실제 현장에서 절리의 간극이 넓은 경우 전단저항력을 상실하기 때문에 위험 요소로 작용한다. UDEC의 결과와 실제와의 차이는 UDEC이 2차원 해석이기 때문으로 판단된다. 기타의 경우는 슬라이딩과 원호파괴의 조합의 형태나 어느 특정한 형태로 규정하기 힘든 경우를 말한다.

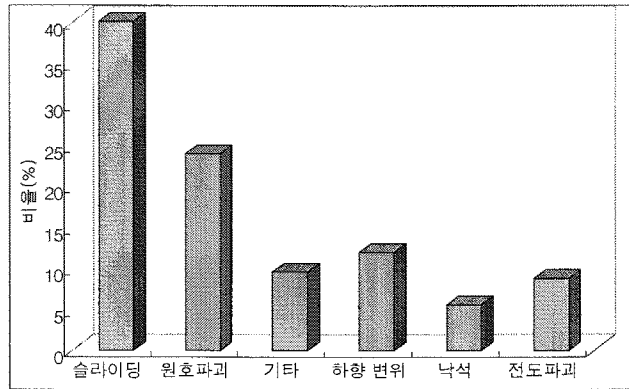


그림 3-120. 변형 유형별 비율

일반적으로 보면 절리의 간격이 좁은 경우와 그 연장성이 긴 경우에 변위의 발생이 많았으며, 이러한 경우 주로 관측되는 거동은 원호파괴의 형태이었다. 반면에, 절리의 간격이 넓고 사면의 법면과의 각이 예각인 절리(순방향절리)의 연장성이 긴 경우에는 주로 이러한 절리면을 따라서 발생하는 슬라이딩형태의 변형이 관측되었다. 이러한 경우는, 주 절리면의 마찰각에 따라서 변위의 양이 다름을 보이고 있다.

개별인자의 변화에 의한 거동의 변화는 아래와 같으며, 평균 변위는 전체 125회의 모델링 결과에 대한 x 방향의 평균변위를 산술평균으로 구한 값이다.

#### 1) 사면의 경사

사면의 경사에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-121과 같다. 사면의 절취경사가 클수록 변위는 증가함을 보인다. 표준 절취 구배의 하나인 1:0.3 (73°)의 경우가 가장 많은 변위가 발생하였고, 1:0.7(55°)이하의 절취 경사에서는 변위가 감소하기는 하지만 그 차이가 크지 않음을 알 수 있다.

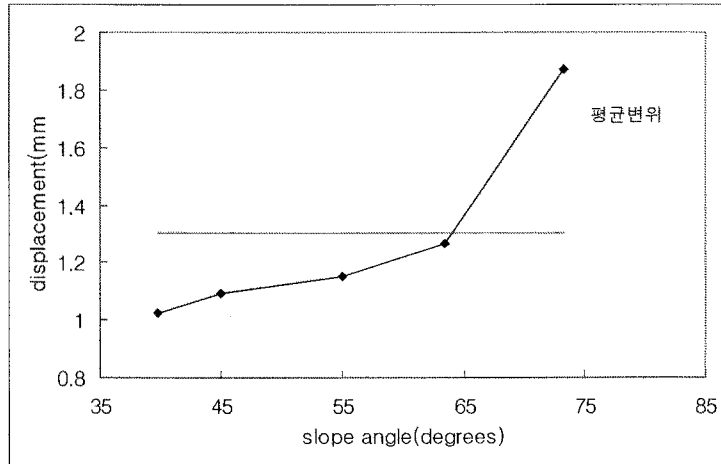


그림 3-121. 사면의 경사와 평균 변위의 관계

## 2) 절리의 경사

절리의 경사의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-122와 같다. 그림에서 보듯이 절리의 경사가 일반적인 암반 절리의 마찰각보다 큰  $30^{\circ} \sim 70^{\circ}$  사이에서 변위가 많이 발생함을 보이며, 전도파괴의 일반적인 경사각인  $100^{\circ} \sim 120^{\circ}$  사이에서 변위가 증가함을 보인다.

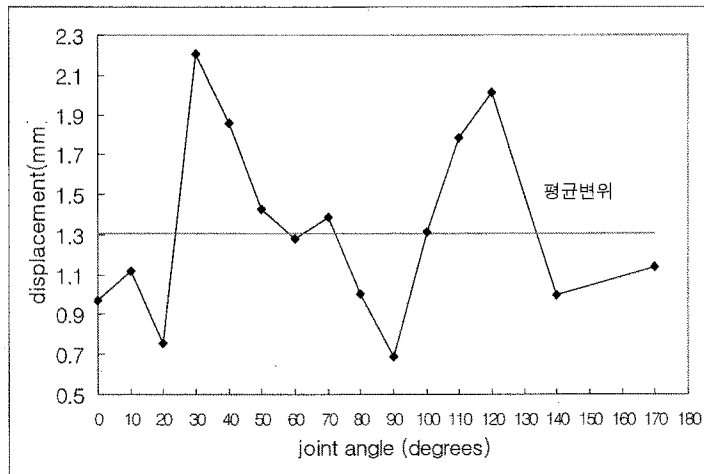


그림 3-122. 절리의 경사와 평균 변위의 관계

### 3) 절리의 간격

절리의 간격의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-123과 같이 간격이 간격 1m를 기준으로 1m 이하의 간격에서는 변위가 많이 발생하고 3m이상의 절리 간격에서는 전체 평균보다 작은 변위가 발생함을 보인다. 따라서, 절리의 간격이 좁은 경우에 사면에 변위가 많이 발생함을 알 수 있다.

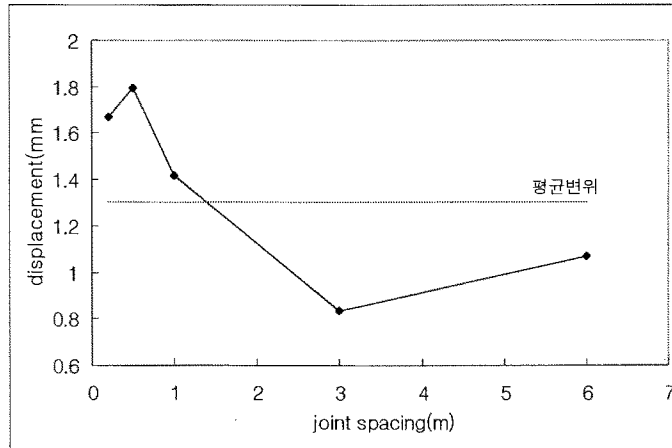


그림 3-123. 절리 간격과 평균 변위의 관계

### 4) 절리 간극

절리 간극의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-124과 같이 일정한 경향을 보이지 않고 있으며, 이는 UDEC 해석시에 하향의 변위를 발생하기 때문으로 보인다.

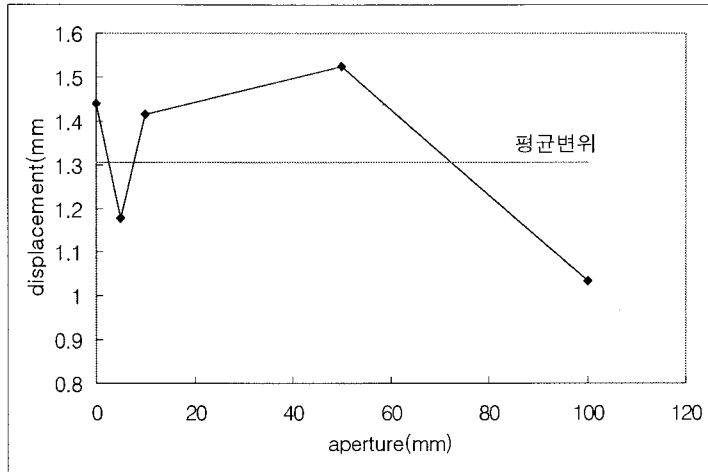


그림 3-124. 절리 간극과 평균 변위의 관계

#### 5) 절리의 연장성

절리의 연장성의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-125와 같이 절리의 연장성이 짧은 경우에는 사면의 거동에 미치는 영향이 적음을 보이고 있다.

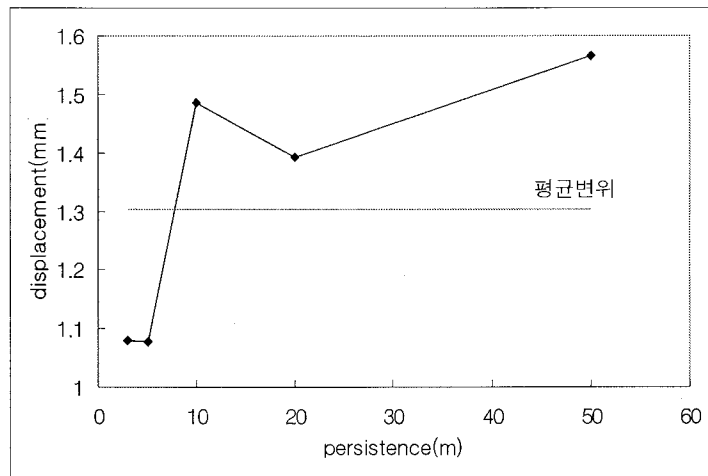


그림 3-125. 절리 연장성과 평균 변위의 관계

#### 6) JRC의 영향

JRC의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-126과 같이 JRC가 증가함에

따라서 변위가 많이 발생함을 보인다. 이는 B-B절리 모델에서 치수효과를 고려한 결과이며, 터널에 대한 유사 연구에서도 JRC가 크고 절리의 길이가 긴 경우에 오히려 절리면의 전단강도가 저하됨을 보이고 있다.(Bhasin 등,1998)

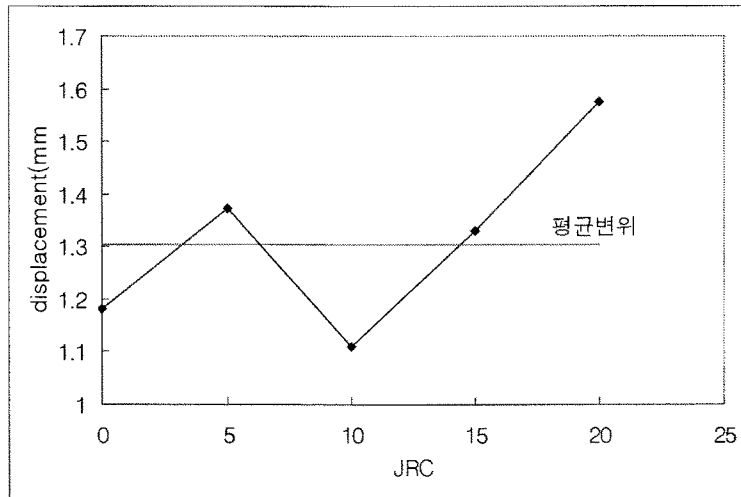


그림 3-126. JRC와 평균 변위의 관계

#### 7) JCS의 영향

JCS의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-127과 같이 절리면에 풍화가 발달한 경우로 산정한 20MPa~40MPa의 경우 변위가 많이 발생하며, 상대적으로 신선한 절리면을 산정한 60MPa 이상의 경우 변위의 발생이 적었으며, 또한 60MPa이상의 경우 값의 변동이 거의 없었다. 이는 사면에 작용하는 응력이 상대적으로 작기 때문으로 판단된다.

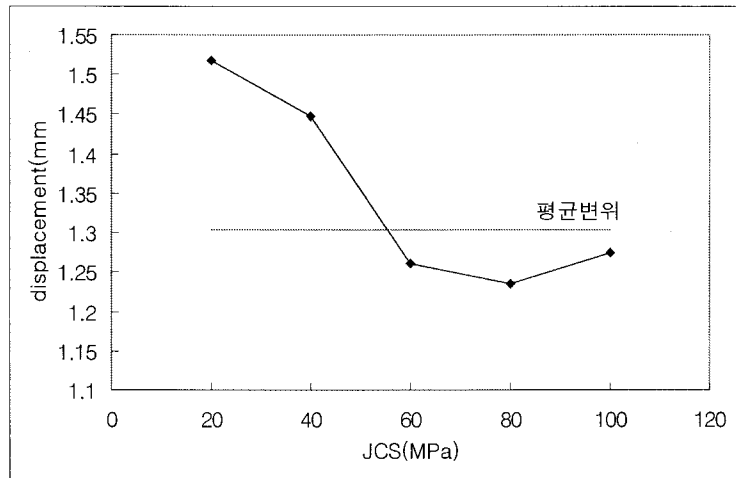


그림 3-127. JCS와 평균 변위의 관계

#### 8) 기본 마찰각

기본 마찰각의 변화에 따른 변위의 변화 양상은 그림 3-128과 같으며 기본마찰각이 증가 할수록 변위의 발생이 적음을 보인다.

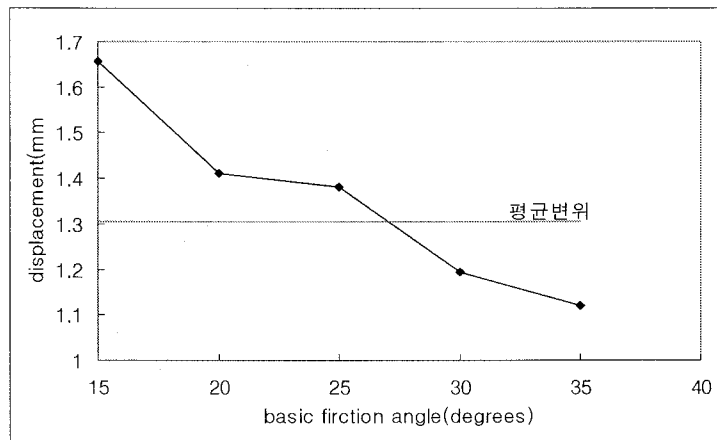


그림 3-128. 기본마찰각과 평균 변위의 관계

#### 마. 파괴 유형별 분석

앞에서 언급한 것처럼 UDEC 해석 결과 변위 양상을 슬라이딩, 원호파괴, 전도 파괴, 낙석, 기타 복합적인 양상으로 분류 하였다. 그림 3-129, 130은 변형 유형별

최대 변위의 평균과 평균변위의 평균을 나타낸 것이다. 최대 변위의 경우 낙석이 발생하는 경우에 변위가 가장 크게 나타나며, 하향 변위의 경우 x 방향 최대 변위가 가장 작음을 보인다. 평균 변위의 경우, 슬라이딩과 원호파괴의 경우가 가장 크며, 하향변위와 낙석이 가장 작음을 보인다. 이는 낙석의 경우 개별 블록이 큰 변위를 보이는 것이므로 최대 변위는 가장 크지만, 낙석이 발생하는 블록을 제외한 변위의 평균은 작음을 의미한다.

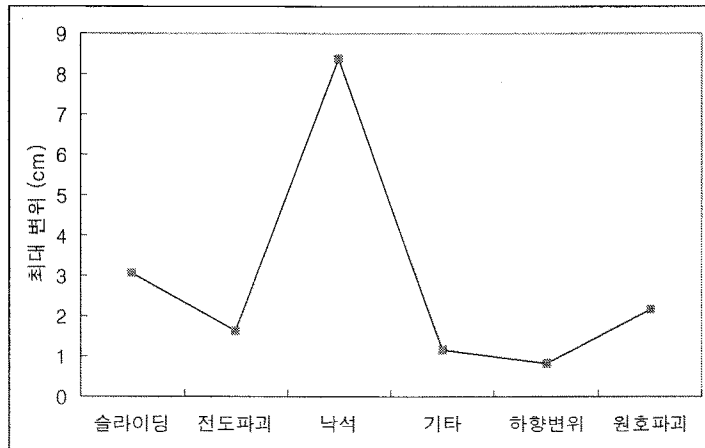


그림 3-129. 파괴 유형별 x 방향 최대 변위의 평균

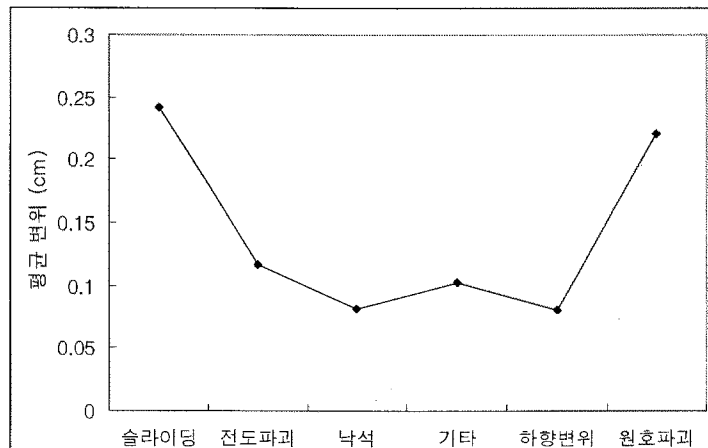


그림 3-130. 파괴 유형별 x 방향 평균 변위의 평균



바. 전단강도 감소 기법을 적용한 안전율 산정

암반사면의 안전율을 결정하는 방법은 개별 블록에 대한 평면파괴 및 썩기파괴에 의한 한계평형법으로 안전율을 구하는 것이 일반적이었으며, 토사사면의 원호파괴와 같은 파괴가 예상되는 사면의 경우 원호파괴에 의한 안전율의 검토가 가능하다. 그러나 현재 여러 불연속면의 조합에 의해 거동하는 암반사면의 안전율 구위의 방법으로 구하는 데에는 한계가 있다. 사면이나 둑, 제방 등에 있어서 안전율을 '파괴를 막을 수 있는 최소 전단 강도와 실제 지반의 전단강도와의 비' 라고 정의 된다.(Bishop, 1955)

즉 안전율을 실제 물질과 가상의 물질, 혹은 실제 지반의 강도와 사면이 붕괴 될 때의 가상 지반 강도와의 비를 비교함으로써 구할 수 있다. 따라서 안전율은 지반의 실제 전단강도를 파괴가 일어나기 시작하는 강도로 줄이기 위하여 나눈 값이 된다고 할 수 있다.

이 방법은 FLAC과 UDEC등과 같은 프로그램에 적용하여 전단강도의 변화에 따른 사면의 거동을 관찰하여 안전율을 구할 수 있으며, 연속체 또는 불연속체에 접근이 가능하며, 구조물 전체적인 거동을 파악할 수 있는 장점이 있다.

사면안정 해석에서 전단강도 감소기법을 사용하기위해서 MC 모델의 경우 실제 지반의 점착력  $c$  와 내부 마찰각  $\phi$ 를 trial 안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행한다. 이때 trial 안전율과 이에 의해 감소된 지반 물성치는 그림 에 나타난 바와 같이 원래의 물성을 선형적으로 감소시킨 것이며 원래의 물성과는 다음의 관계를 갖는다.(Dawson. et. al, 1999)

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}} * c^{real} \quad (\text{식 7})$$

$$\phi^{trial} = \arctan \left[ \frac{1}{F^{trial}} \tan \phi^{real} \right] \quad (\text{식 8})$$

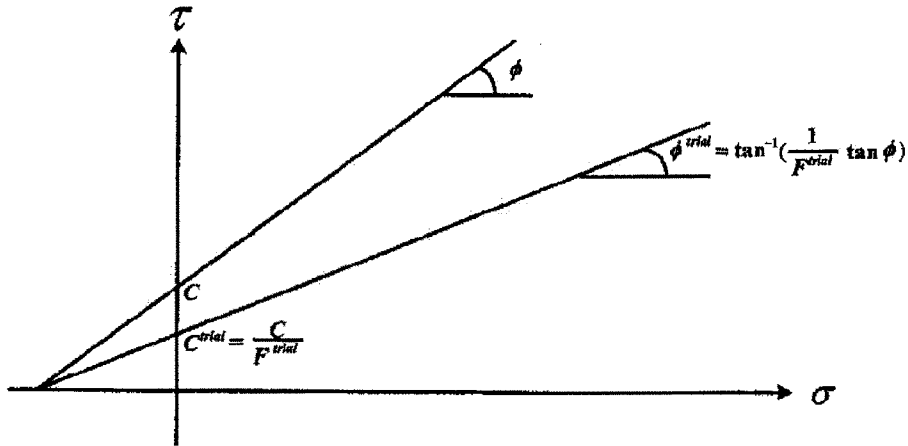


그림 3-131. 실제 전단강도와 trial 전단강도와의 관계

MC 모델의 경우 전단강도 관계가 선형적이므로 위와 같이 간단히 표현할 수 있으나 BB 모델의 경우, 전단강도 정수가 JCS, JRC 및 잔류마찰각의 3가지이며 비선형적인 거동을 보이기 때문에 MC 모델과 같이 간단히 표현할 수가 없다. 또한 JRC와 JCS는 치수효과에 의한 보정이 수행되므로 이 두 정수를 변화시켜서 표현할 수 없으므로 본 연구에서는 BB 모델에서 가장 기본적인 전단강도 정수인 기본마찰각을 변화시켜서 trial 안전율과 전단강도의 관계가 다음을 만족하도록 표현하였다.

$$\tau^{trial} = \frac{\tau^{real}}{F^{trial}} \quad (\text{식 9})$$

여기서,  $\tau^{trial}$ 은  $\phi_r^{trial}$ 을 대입하여 구한 trial 전단강도 이며  $\phi_r^{trial}$ 는 다음 식과 같이 구하였다.

$$\phi_r^{trial} = \arctan \left[ \frac{1}{F^{trial}} * \tan(\phi_r^{real} + JRC * \log(\frac{JCS}{\sigma_n})) \right] - JRC * \log(\frac{JCS}{\sigma_n}) \quad (\text{식 10})$$

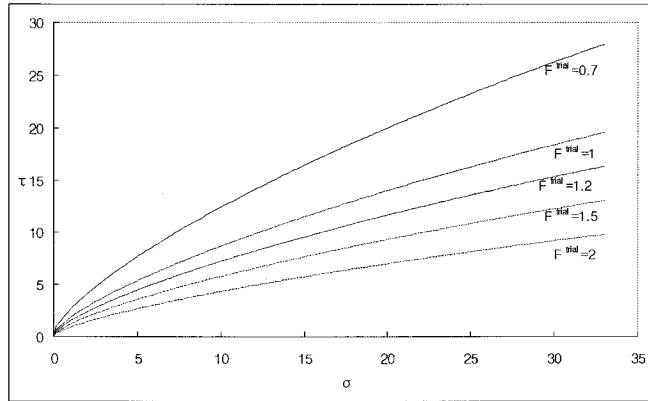
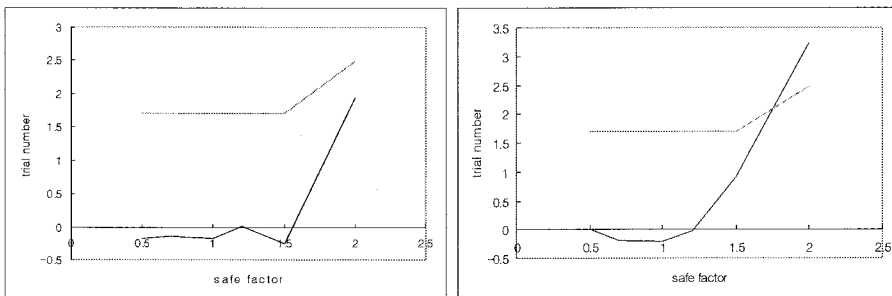


그림 3-132. BB 절리 모델에 대한 trial 전단강도

위 그림은  $JRC=20$ ,  $JCS=20$ ,  $\phi_r^{real}=35^\circ$ 로 고정하고  $F^{trial}$ 을 변화시켜 전단강도의 변화를 나타낸 것이다. 이와 같은 방법을 UDEC의 FISH function을 이용하여 부록 와 같이 코딩하여 UDEC 해석시 자동으로 각 절리군에 대한  $\tau^{trial}$ 을 계산하도록 하였다.

본 논문에서는 BB 모델의 전단강도정수 중 잔류 마찰각을 변화시켜 불연속면의 전단강도를 일정 비율로 변화 시켜 가며 반복해석을 수행하였다. 이 경우, UDEC 해석시 발생하는 최대 불평형력의 0.1% 이내로 불평형력이 수렴하면 안전한 것으로 보았으며(Itasca Consulting Group, 2000), 수렴하지 않으면 불안한 것으로 판단하였다. 각 안전을 별 해석 결과의 예는 그림 3-133과 같다.



a. 안전율 2 이상

b. 안전율 1.5

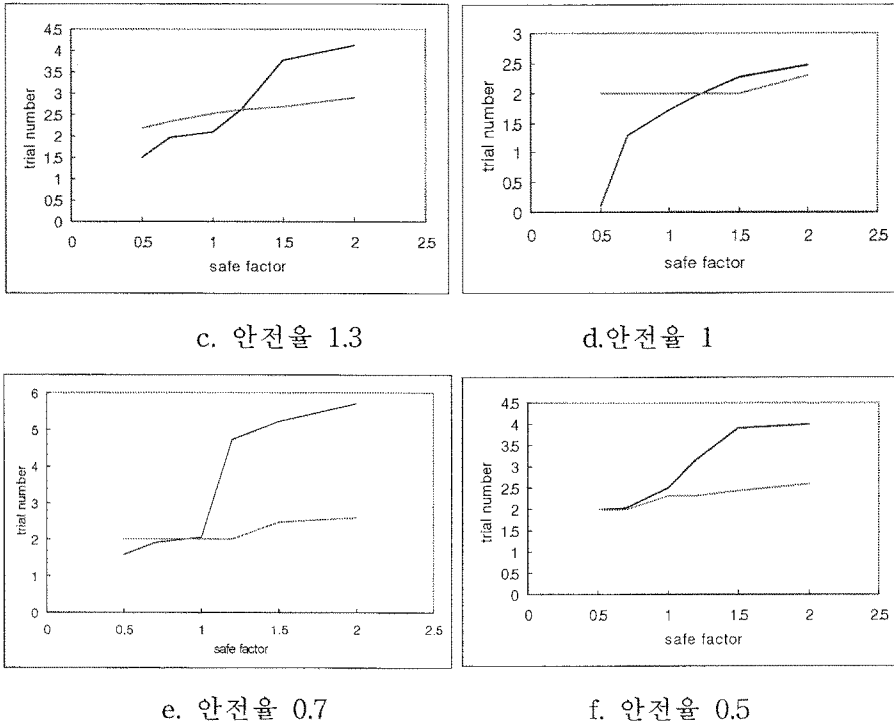


그림 3-133. 전단강도감소 기법을 적용한 해석 예

전단강도 감소 기법에 의해 추정된 안전율과 변위의 관계를 보면 일반적으로 평균 변위가 1mm 내외 이면 안전한 것으로 나타났으며, 1mm 이상의 평균변위가 나타난 경우 모델이 다소 불안정한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 파괴 유형에 의해서도 다소의 차이를 보인다. 전도파괴가 발생하는 경우는 적은 변위가 발생한 경우에도 불평형력이 수렴하지 않음을 보이며, 간극이 큰 경우, 사면의 아래로 작용하는 변위가 발생하는 경우 변위가 크게 나타난 경우에도 안전율이 확보되는 경우도 보인다. 전단강도 감소 기법을 적용하여 구한 안전율과 변위의 상관관계는 그림 3-134와 같다.

여기서, 안전율과 x 방향의 평균 변위를 비교한 것은 최대 변위의 경우 낙석이 발생하는 경우에서처럼 사면의 전체적인 안정성에 큰 영향을 주지 않는 블록의 거동까지 포함하여 안전율과 변위의 관계를 적절히 파악할 수 없기 때문이다. 최대 변위와 안전율의 관계는 그림 3-135와 같다.

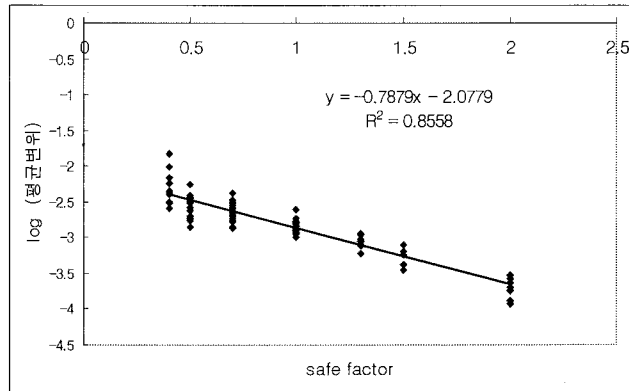


그림 3-134. 안전율과 x 방향 평균편위의 관계

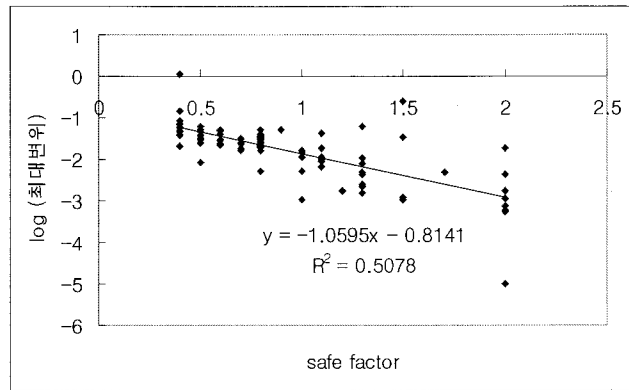


그림 3-135. 안전율과 x 방향 최대 편위의 관계

그림 3-134와 그림 3-135를 통해서 최대 편위보다는 평균편위를 사용하여 일반적인 안전율과 편위의 관계를 설정하는 것이 보다 상관성이 높은 것을 알 수 있다. 본 논문에서 적용한 안전율의 기준은 0.5, 0.7, 1.0, 1.3, 1.5, 2.0의 6단계로 적용하였으며, 일반적으로 도로공사시 적용되는 암반사면의 안전율 기준인 1.3 이상이면 안전한 것으로, 그 이하이면 불안한 것으로 판단하였다. 또한, 안전율 값을 하나의 값으로 구하지 못하고 단지 안전율의 범위를 구한 것이므로 자료가 y축으로 비교적 넓게 분포하고 있다.

#### 사. 한계평형법과의 비교

암반사면의 안전율을 평가하는 방법은 토사사면과 달리, 평사투영망과 같은 방

법으로 위험가능성이 있는 블록을 선정하고 그러한 블록에 대해서 한계평형법을 적용하여 안전율을 구하게 된다. 본 연구에서는 UDEC 해석 결과 뚜렷한 슬라이딩이 발생하는 경우를 대상으로 전단강도 감소 기법과 한계평형법에 의한 안전율을 비교해 보았다.

UDEC 해석시에 뚜렷한 sliding 현상이 관측되는 경우는 주로 절리의 경사가 30°~60°사이이며 절리의 연장성이 10m이상이며  $\phi_r$ 이 비교적 낮은 경우인 15°~25°사이에서 관측되었다. 한계평형해석에 적용한 식은 Hoek 등이(1981)에 제안한 평면파괴의 한계평형식으로써 다음과 같다.

$$F = \frac{C \cdot A + (W \cos \Psi_p - U - V \cdot \sin \Psi_p) \tan \phi}{W \cdot \sin \Psi_p + V \cdot \cos \Psi_p} \quad (식 11)$$

여기에서, A : 파괴면의 면적

H : 사면의 높이

Z : 인장균열 깊이

W : 암괴의 중량

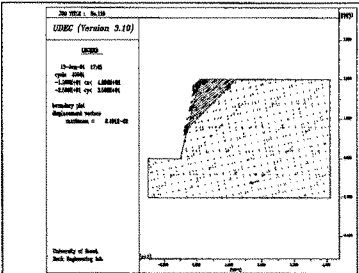
$\Psi_p$  : 파괴면의 경사각

U : 파괴면상의 수압에 의한 양압력

V : 인장균열속의 수압에 의한 힘

본 연구에서는 건기시의 상태를 고려한 것으로 지하수에 의한 양압력은 고려하지 않았다. 한계평형과 전단강도감소기법에 의해 산정된 안전율의 비교를 위해 적용한 모델은 표 3-46의 그림과 같으며, 각 경우의 입력정수와 결과는 표 3-46과 같다.

표 3-46. 한계평형법과 전단강도 감소 기법의 결과 비교

	한계평형법		전단강도감소
	v	2.7t/m <sup>2</sup>	
JRC	10		
JCS	40MPa		
$\phi_r$	30°		
Fs	1.12		



여러 방법으로 안전율을 산정하고 있으나 이 경우 암반의 절리 물성이 아닌 암반 전체의 물성인 점착력과 마찰각을 먼저 결정해야 하므로 비교대상에서 제외하였다. sliding에 대해서만 비교한 결과이나, 비교적 차이가 적은 결과를 보이므로, 전단강도 감소 기법에 의해 결정된 안전율의 산정이 합리적이라고 판단하였다.

#### 4. 결 론

본 연구에서는 암반사면의 안정성에 영향을 미치는 인자로 절리 특성을 선정하고 인자에 따른 거동의 변화를 UDEC-BB를 사용하여 수치해석을 하였다. 그 결과를 각 인자별 평균변위의 분석을 통해 각 인자가 미치는 영향을 알아보았으며, 전단강도 감소 기법을 적용하여 안전율과 변위의 관계를 알아보았다. 20m 사면의 건기사에 대한 해석을 수행하였으며 결론을 정리 하면 다음과 같다.

가. 각 인자의 수준별 평균 변위의 비교를 통해 암반사면의 거동에 가장 많은 영향을 미치는 인자는 절리의 경사와 절리의 간격임을 알 수 있었다.

나. UDEC 해석을 통해 주로 관찰되는 변형 양상은 슬라이딩과 원호 파괴였으며, 슬라이딩의 경우 절리의 경사가  $30^{\circ} \sim 70^{\circ}$ 에서 주로 나타나며, 그 절리의 연장성이 20m이상인 경우에 뚜렷한 양상을 보였다. 진도성 변형의 경우 절리의 경사가  $100 \sim 120^{\circ}$ 사이에서 관측되었다. 원호파괴는 절리의 경사보다는 절리의 간격에 의해서 많은 영향을 받으며 50cm 이하의 절리 간격에서 주로 관찰되었다.

다. 사면의 경사의 경우 경사가 가장 급한 1:0.3의 경우에 평균 이상의 변위 발생을 보였으며, 이외의 경우에는 평균 이하의 변위가 발생하였다. 이는 UDEC 해석상에서 사면의 절취 경사를 완화함으로써 얻는 효과가 그리 크지 않음을 보이고 있다.

라. JRC의 경우, JRC가 증가함에 따라 오히려 변위의 증가 양상을 보였다. 이는 BB 절리 모델의 특징 중 하나인 치수효과에 의한 것으로, 실내 실험을 통해 얻은 JRC와 JCS를 그대로 적용하여 실제 사면을 해석하기 보다는 치수효과를 고려하는 것이 보다 현실적일 것으로 판단되며, 이러한 결과는 기존의 연구와도 잘 맞는다.

마. 전단강도 감소 기법을 적용하여, UDEC을 통해 안전율을 산정하였고 평균



변위와 안전율간의 상관관계를 알아보았다. 그 결과 x 방향의 평균 변위가 1mm 내외 인 경우 비교적 안정한 것으로 나타났으며 2mm를 넘는 경우에는 불안한 것으로 나타났다. log(평균변위)와 안전율의 관계는 다음과 같다.

$$\log(\text{평균변위mm}) = -0.7879x - 2.0779 \quad (R^2=0.8558)$$

그러나, 전단강도 감소 기법을 적용하여 구한 안전율은 하나의 값이 아닌 범위 이므로 위의 상관관계를 확실히 파악하기 위해서는 추가적인 해석을 수행하여 안전율의 범위를 좁혀서 구해야 할 것이다.

바. 전단 강도 감소 기법과 한계평형법을 통해 얻은 안전율이 서로 유사한 결과를 보이고 있다. 이를 통해, 전단강도 감소 기법을 통해서 얻은 안전율의 범위가 합리적임을 알 수 있다.

사. 전단강도 감소 기법을 통해 얻은 각각의 안전율과 변위의 관계로부터, 일반적인 x 방향 평균 변위와 안전율의 개략적인 관계를 파악할 수 있었다.

1mm 이내의 평균변위를 보이는 경우 비교적 안전한 결과를 보이며, 그 이상인 경우 특히 2mm 이상의 평균변위가 발생하는 경우에는 불안한 것으로 판단된다. 이러한, 관계를 통해 각 인자의 수준에 배점을 부여하여 절리 특성을 고려한 암반사면의 구배설정에 관한 연구를 수행하여야 한다.

아. 지하수와 사면의 높이 역시 중요한 인자이므로 이에 대한 추가 연구가 필요하다.

차. UDEC 프로그램은 2차원 해석만 가능한 프로그램이므로, 쉼기파괴와 같은 3차원 파괴에 대해서는 고려하지 않았으며, 또한 연암 이상의 암반을 대상으로 하여 해석을 수행하였으므로 풍화의 영향에 대한 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## 제 7 절 결론

현재 우리 나라의 임도에서 조성되는 암반사면은 사면의 안정성에 절대적인 영향을 미치는 불연속면의 공학적 성질을 무시하고 획일적으로 설계되었다. 이로 인해 우기시 산사태로 인하여 막대한 인명과 재산상의 피해를 초래하였다. 본 연구는 산지개발로 인한 절취사면에 있어서의 사면의 붕괴발생 가능성을 예측하고 지반공학적인 정밀 안정성조사에 의한 사면안정화 방안을 제시하여 산사태방지 시스템 개발을 목적으로 한다.

1차년도에서는 국내외 기존자료를 분석 비교하고 인공사면의 다양한 산사태 발생특성을 조사하여 분류하였고, 2차년도에는 암반과 암석의 전단강도 특성 연구와 일반적으로 고려되지 않는 핵석지반의 강도정수에 대한 연구도 수행하였다. 3차년도에서는 1~2차년도에 연구되어 얻어진 결과를 토대로 설계 및 시공시 최적의 보강방안 및 효율적인 유지관리를 위한 조사방법을 제시하였다.

연구 결과 암중에 따라서 불연속면의 발달과 풍화양상이 달라 각각의 지역에서 조성되는 사면에서의 안정성확보방안을 각각에 맞게 검토해야 한다는 결과를 도출했다. 또한 산사태의 원인이 되는 토사와 암반의 경계면에서의 붕괴특성, 핵석지반에서의 공학적 특성을 규명하여 안전한 절취사면의 건설이 기대된다.

# 제 4 장 인공사면의 산사태 방지를 위한 관리방안 및 현장조사 요령

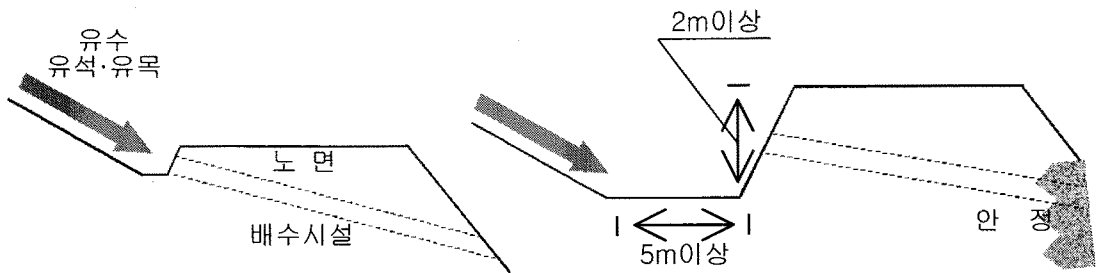
## 제 1절 임도성토사면 관리 방안

### 1. 기술적인 측면

#### 가. 배수체계 정립

임도 피해는 주로 배수체계 미비 또는 기능 상실로 인하여 발생하므로 배수체계정비가 최우선 과제이다. 임

- 1) 큰 계곡을 횡단할 경우에는 물넘이포장과 옹벽 등을 설치하여 폭우시 流石·流木이 노면 위로 넘어가도록 시공하며 원활한 배수처리를 위하여 큰 규격의 배수관이나 박스로 교체한다. 배수관 유입구 매몰을 방지하기 위하여 상류 계곡에는 유목·토석 유입 차단 시설을 설치하고 배수관 유입구 주변에는 충분한 공간을 확보한다.



(가) 현행

(나) 개선

계곡부 횡단구간의 임도 횡단면 모식도

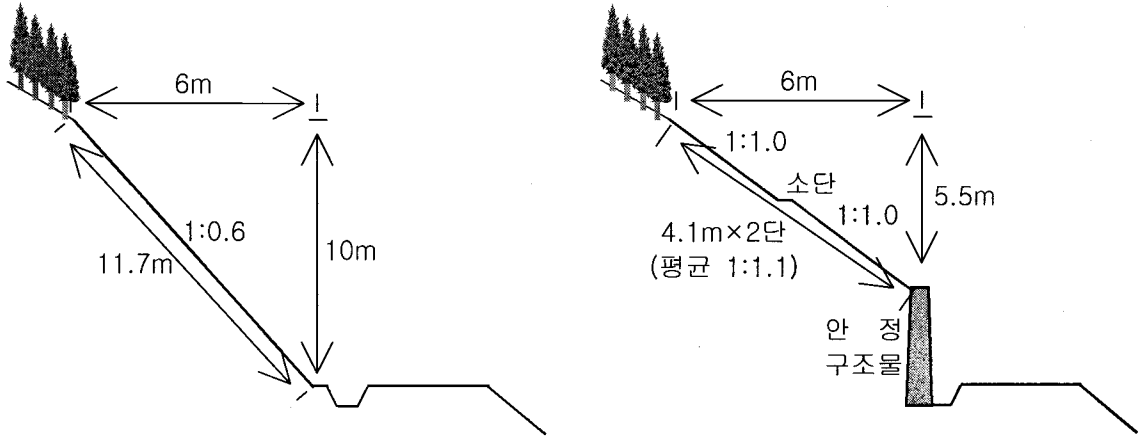
- 2) 배수시설의 통수단면적 크기는 계상물매나 현장조건에 따라 조정하여 계상물매 31%이상이면 통수단면적을 최대홍수유량의 2배이상으로 한다.

배수관은 원지반에 시설함을 원칙으로 하되 부득이한 경우에는 배수관 유출구부터 원지반까지 유도수로를 시설하여 배수관 유출수에 의한 침도 노체 파괴를 방지한다. 유도수로는 충분한 규격의 콘크리트수로, 찰붙임 돌수로, 돌망태수로 등을 설치한다. 배수관 유출수의 낙하 범위 이상까지 물받침을 시설한다.

- 3) 측구 유하수가 범람하여 성토부로 유입되지 않도록 충분한 크기의 측구 및 노면 개거 시설이 필요하다. 곡선부의 경우 측구의 바깥쪽에 돌쌓기나 목책 등의 시설하고, 암반지대인 경우 암을 깨어내고 충분한 규격의 측구를 필요로 한다.
- 4) 종단물매가 급한 구간에는 측구 침식에 의한 절토사면 붕괴로 측구가 매몰되지 않도록 돌수로나 콘크리트수로를 시설한다. 일반적으로 절토사면 붕괴는 측구 매몰, 유수의 성토사면 유입, 성토사면 붕괴로 진행되는 경우가 많다. 종단물매가 수평에 가까워 배수가 불량한 구간에는 불투성의 재료를 이용하여 측구를 보강한다. 측구 및 노면 정체수가 지하로 침투하여 노체를 붕괴시키는 경우가 가끔 있다.

#### 나. 사면 안정화 도모

- 1) 사면길이를 가급적 5m이하로 시설하여 임지훼손을 억제하고 5m이상의 사면 시설시는 적절한 안정구조물과 소단을 설치한다. 침도 사면길이별 피해발생 비율은 3m미만이 3%, 3~6m가 10%, 6~9m가 16%, 9~12m가 17%, 12m이상인 32%이다.
- 2) 대형 성·절토사면 하단에는 사면의 높이에 따라 반드시 적절한 구조·규격을 갖춘 콘크리트옹벽, 돌망태옹벽, 석축 등의 안정구조물을 시설하여 사면안정성을 증대시킨다. 급경사지역의 사면에는 사면안정구조물을 시설하여 사면경사도를 흙의 안식각 이하로 만든 후 조기에 안정·녹화를 도모한다.



(가) 현 행

(나) 개 선

구조물에 의한 장대사면 물매완화 모식도

- 3) 안정구조물 기초는 원지반에 위치하도록 하여 구조물 침하 등에 따른 사면붕괴가 발생하지 않도록 하며, 특히 성토사면 안정구조물 시설시 반드시 작업도 개설, 구조물 설치, 배면성토의 순으로 실행한다. 시공장비의 작업범위 제한으로 인하여 성토한 흙 위에 구조물을 설치할 경우 안정구조물이 오히려 성토사면에 추가로 힘을 가하게 되어 사면붕괴의 원인이 되기도 한다. 구조물 기초가 원지반에 시설되더라도 지나치게 큰 구조물은 원지반이 그 하중을 지지하기 곤란하므로 지질적 특성에 맞는 구조와 규격의 구조물을 설치한다. 급경사지는 진량 절토하여 노폭을 확보한 후 절토사면 안정구조물을 보강한다.
- 4) 급경사지에 무리하게 성토사면 구조물을 설치하고 성토하였을 경우 재해 발생의 우려가 매우 크다.
- 5) 사면에 내린 강우나 노면으로부터 유입되는 유수를 신속히 사면 밖으로 유출하기 위하여 횡방향과 종방향의 사면 배수시설을 설치하고, 대형 절토사면 상단부에 돌림수로를 시설한다. 종배수로는 침식에 충분히 견딜 수 있는 재료를 사용하며, 돌

림수로는 콘크리트수로 또는 찰붙임돌수로 등 불투수성의 재료를 사용한다.

- 6) 성토사면 하단이 계류 가까이에 위치한 경우에는 하부 계류의 안정공사를 병행한다.

#### 다. 조기 사면 녹화

- 1) 파종·식재 등 인공적인 방법으로 조기에 녹화한다. 특히 구조개량사업 대상지는 시공후 일정기간이 경과한 곳으로 그때까지 녹화되지 않은 곳은 자연피복에 의한 녹화가 곤란하다. 적지적수 및 적기시공에 의한 녹화 성과를 거양한다.
- 2) 녹화대상지의 수분 및 광 조건 등에 따라 발아·생육이 가능한 녹화식물을 선택하고 발아에는 수분이 절대적으로 필요하므로 강우를 전·후하여 파종하는 것이 좋으며, 건기가 지속될 경우 장마 초기일지라도 파종하는 것이 효과적이다. 초류 종자의 경우 충분한 수분이 공급되면 대부분 2주 이내에 발아한다.
- 3) 주변 식생과의 조화를 고려한다. 조기 녹화가 가능한 범위 내에서 주변에 자생하는 재래초종의 비율을 최대화하며, 사면침식을 억지할 수 있는 정도의 피복도를 유지한다. 도입초종을 중심으로 한 100% 전면 녹화는 주변 식생의 진입을 어렵게 하므로 식생 침입이 가능하도록 부분적인 공간이 필요하다.
- 4) 사면안정 선형을 통해 생육기반을 조성한다. 안정구간의 사면피복도가 13~61%로서 불안정구간(6~28%)의 2배 이상으로 사면녹화를 위하여 사면안정화 선형이 필수이다. 암석이 많아 발아·생육이 어려운 성토사면에는 복토한 후 파종토록 제도화한다. 암 절토사면중 경관이 중요시되는 구간은 전문적인 암반사면 녹화공법을 적용한다.

#### 라. 기타 사항

- 1) 불필요한 토사가 성토부에 잔존 또는 불량토사가 노체 재료로 사용되지 않도록 시설지의 경사에 따라 “절토 → 순성토 → 운반성토 → 사토” 등 토사이동의 균형이 적절하게 이루어 질 수 있도록 설계·시공한다.
- 2) 계곡임도는 시설비 및 유지관리비가 많이 소요되므로 가급적 지양하고 최대홍수 위보다 10m 이상 상단부에 시설하며, 기설 계곡임도는 사면안정시설물을 설치하여

노면을 콘크리트 포장한다.

- 3) 곡선부가 많은 경우 교통재해의 위험이 많을 뿐만 아니라 임도 통행 기능이 저하되어 활용도가 떨어지므로 큰 사면이 발생되지 않는 범위 내에서 직선화가 필요하다.
- 4) 구조개량시 노폭이 협소한 경우 측구가 시설되어야 할 곳까지 노면이 확대되어 측구가 매몰되는 경우가 다수 발생하므로 노폭 3m내외(측구 제외)로 확대한다.
- 5) 급경사지에서 절취되는 토석은 반드시 운반사토하여야 하며, 사토장 설치시 집중호우에도 붕괴되지 않도록 안정구조물과 배수시설을 완벽히 갖춘다
- 6) 복구공사시 주변에서 취득이 용이한 자재를 적극 활용한다. 임도공사는 산지에서 이루어지므로 콘크리트구조물을 시설할 경우 레미콘이 강도를 유지할 수 있는 2시간 내에 공사현장에 도착하기 어려운 경우가 많으므로 유의한다. 산지 계곡에 산재한 석재를 채집하여 গে비온옹벽, 전석쌓기, 석축, 돌망태 옹벽 및 수로, 깎돌쌓기 등의 구조물을 설치한다. 큰 강도를 요하는 구간에는 반드시 충분한 구조·규격의 구조물(예 : 철근콘크리트구조물)을 시설한다.

## 제 2절 암반사면의 산사태 위험도 현장조사 요령

### 시추공내 영상촬영(BIPS)

#### 1. 시추공내 영상촬영 장비의 개요

조사지역에 분포하고 기반암층을 대상으로 시추공 영상촬영장치(BIPS; Borehole image processing system)를 이용하여 암반의 균열상태를 영상(Image)으로 촬영함으로써 현장조사자료에 대한 다양한 지질정보를 부가할 수 있다.

#### 2. 목적

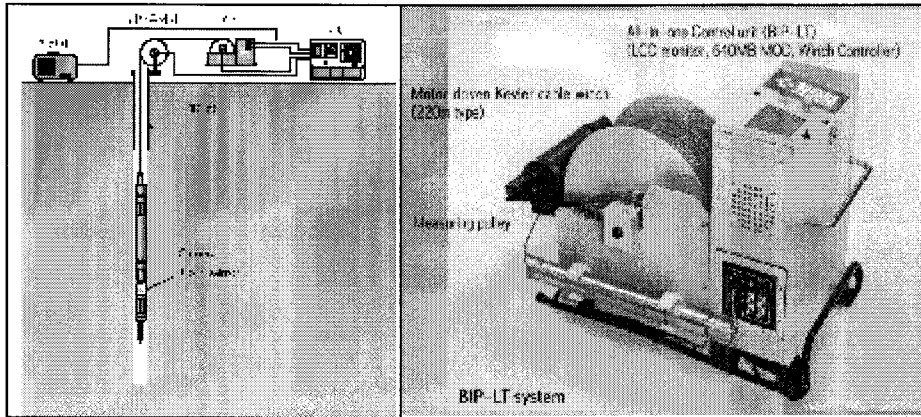
터널구간중 지표에 암반노출이 불량하여 노두조사로는 충분한 절리특성을 파악키 곤란한 구간에서 지중불연속면을 측정할 수 있는 시추공 영상 촬영을 실시한다.

지하암반의 불연속면(절리, 층리, 엽리등) 특성, 균열내 충전물의 유무, 심도별 지반상태 및 단층대를 파악하여 비탈면 검토 및 터널설계에 활용코자 실시한다.

#### 3. 조사방법

본 장비는 광학적 촬영방법으로 광원과 Camera가 부착된 Probe를 시추공내에 삽입한 후 Cone Mirror를 이용하여 공벽을 360°촬영하며, 이때 자기센서가 내장되어 촬영중 북쪽을 기준으로 촬영되어 방향이 기록되고 심도 센서에 의해 촬영심도 기록된다. 촬영된 기록은 Image Processing을 통해 처리하면 시추공벽에 나타난 지층면이나 절리면의주향, 경사 및 균열의 폭등 불연속면에 대한 정보를 입체적으로 파악할 수 있으며, 시추심도는 물론 시추공내의 불연속면이나 파쇄대 등 물리적 변형상태의 관찰외에 암상변화, 초생구조의 방향성을 측정할 수 있다.

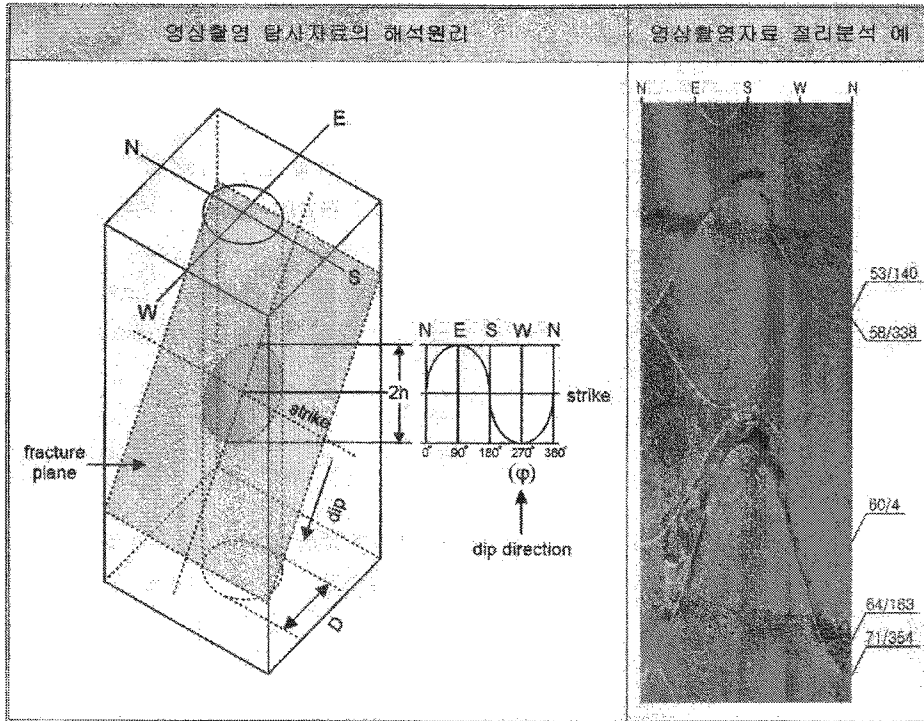




### 3. 불연속면 해석원리

광학적 영상분석에서 관찰할 수 있는 대표적 지질구조는 층리, 절리 등과 같은 면구조이다. 이러한 평면구조가 원주의 구면과 교차할 때 생성되는 교차선은 펼쳐진 시추공벽 사진상에서 완벽한 정현곡선(sine-cosine curve)을 보여준다. 반면에 약간 굴곡이 있는 면구조는 정현곡선의 형태로부터 일부구간에서 이탈현상이 발생하기는 하나 전체적으로는 역시 정현곡선의 윤곽을 갖는다. 따라서 정현곡선에서 이탈한 정도로부터 면의 불규칙성, 혹은 면의 왜곡성을 알아낼 수 있다. 또한 균열면의 틈새가 있는 경우, 이 틈새폭을 측정하여 시추공 전반에 걸친 균열틈새의 빈도 내지 누적치를 구할 수 있다. 틈새폭이 큰 균열은 전후, 좌우로 연장될 가능성이 높을 것이지만, 불규칙 균열면은 연장될 가능성이 약한 것으로 추정할 수 있다.

<표2.2> 시추공 영상촬영 자료의 해석원리



분석된 불연속면의 sine curve에서 minimum point 에서의 방향이 불연속면의 경사방향이 되며, 분석된 불연속면의 sine curve 폭과 공경으로부터 불연속면의 경사각을 결정한다.

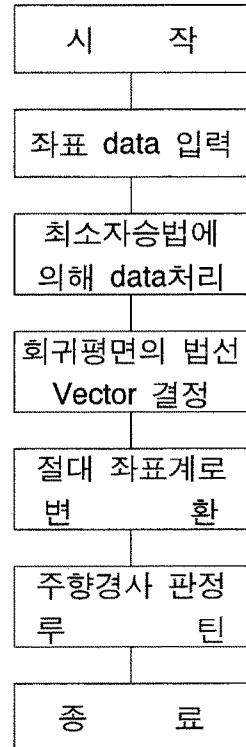
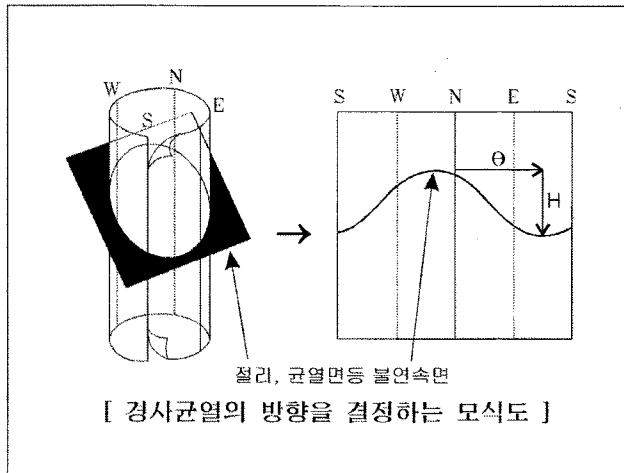
$$\text{Dip} = \tan^{-1} \frac{2h}{D}, \quad \text{Dip direction} = \theta$$

2h : sine curve의 진폭, D : 시추공의 직경,  $\theta$  : sine curve의 minimum point에서의 방위각

#### 4. 암반층 분석방법

불연속면의 주향, 경사의 측정은 현장작업에서 자기 디스크에 기록된 자료를 판독하여 실내해석 System의 Display상에 표시하고, 공벽과 접합선으로 보여지는 일련의 지층면, 균열면을 Pointing하여 불연속면의 주향, 경사를 계산한다.

화면상에서 계산된 해당 면의 주향과 경사는 Disk에 기록, 저장된다. 또한 같은 방법으로 개구폭도 Point한 2점간의 실거리로서 나타나게 되며, 시추공 내의 암반 상태 및 불연속면 해석결과에 따라 아래와 같은 분석자료를 작성한다.



가. 전개화상

측정 시추공에 관하여 공벽 전개화상 및 사진(Color Hard Copy)을 작성한다. 전개사진은 사진의 중앙이 진북 또는 공벽의 상부를 표시한다. 양단이 남쪽방향 또는 공벽의 하부를 보여준다.

나. 불연속면 측정 자료

공벽 전개영상에 의해 얻어진 불연속면의 분포심도, 주향경사, 불연속면 형태의 구분, 개구정도 등의 정보를 아래와 같이 정리한다.

1) 분포심도

각 면요소와 공벽에 나타난 균열 등 접합선의 각 심도점을 기록한다.

## 2) 주향경사

시추공 전개면의 50%이상 연속한 면요소에 관하여 계측을 실시하며 파쇄대 등 어느 정도 두께를 가지는 면요소에 관하여는 그 상단, 하단면의 주향경사를 계측하여 표기한다.

## 3) 구분

면요소는 다음의 5가지로 구분한다.

- a) 초생구조(Primary Structure) : 퇴적암의 층리, 화산암이나 심성암 등에서 보이는 유동구조, 변성암에서 보여주는 엽리구조 등.
- b) 개구균열(Open Joint) : 1.0mm이상의 개구성이 인지되고 개구폭 측정이 가능한 것
- c) 미세균열(Hair Crack) : 전개화상에서 나타나는 균열의 개구성이 1.0mm미만인 것.
- d) 파쇄부(Fracture Zone) : 파쇄부(대) 또는 단층의 상부, 하부로 구분.
- e) 광물맥(Mineral Vein) : 석영, 방해석 등으로 구성된 광물맥 또는 암맥.

## 4) 개구도

공벽면에서 면요소와의 접합선(절단면)의 최대경사 부분의 폭을 측정하며 요철이 보이는 것에 관하여는 수개점의 평균을 취한다.

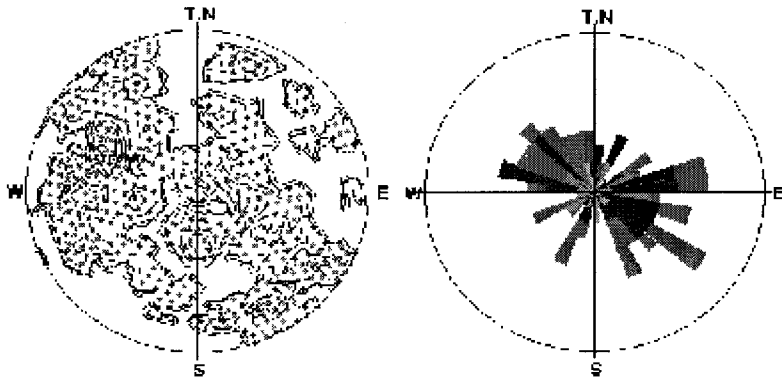
마. 형태, 상태, 비교

면요소의 상태구분에 따라 세분류 등을 기재한다.

예) 각력상, 불규칙, Grout 충전 등

다. 측정자료의 평사투영 해석

화상 해석결과로 저장된 자료로부터 Stereonet(쉬미트 net하반구)에 면구조를 투영, 해석한다.

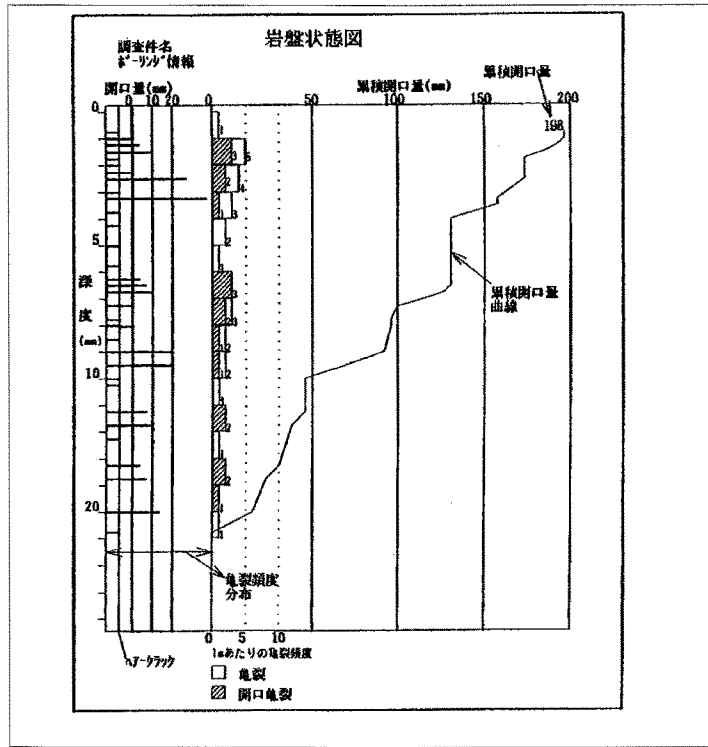


#### 라. 암반균열상태 해석도

시추공 내에서의 공벽관찰 결과 자료로부터 암반상태를 정량적으로 종합적인 암반평가를 하기 위한 방법이다.

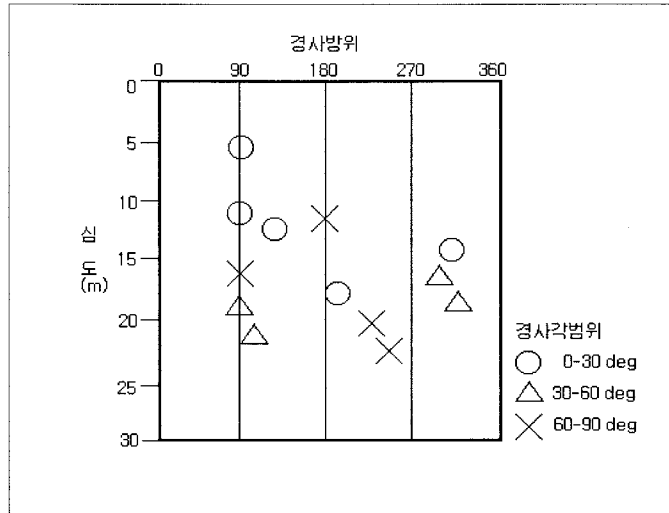
- 1) 균열(불연속면) 분포도 : 균열발달의 위치와 크기를 Plot.
- 2) 1m 당 균열수 (불연속면) : 단위 m당 발달빈도를 표시.
- 3) 누적 균열 개구량 곡선 : 균열 1개 당 균열폭을 시추공의 최하부를 기준으로 공상부까지 누적 표현한다.

이중 누적균열개구량 곡선은 전체 공벽의 전개화상으로부터 암반의 이완량과 이완 영역을 정량적으로 판정하기 위하여 고안된 방법이다. 이것은 공벽에 나타난 균열의 겹보기 개구폭 및 균열 수를 측정하고, 그 양을 공하부의 임의의 점을 기준으로 하며 이로부터 공의 상부로 향하여 누적하고 심도-누적균열 개구량의 관계를 도표화한 것이다. 이 방법에 의하면 암반내부에 일정 비율로 불연속면이 발달하면, 누적균열 개구량의 기울기는 항상 일정하다. 한편, 응력 개방이나 기타 이유로 균열의 수가 변화한 경우에는 기울기의 변화로 표시된다. 즉 암반 형태의 변화, 특히 이완-비이완 영역의 측정에 유효한 방법이다.



마. 경사방향 및 경사각 분포도(Distribution map)

경사방향 및 경사각 분포도는 불연속면의 방위각이 심도에 따라 변화하는 관계를 도식화한 것으로 균열의 방향을 주향 또는 경사에 대표시켜, 2차원적으로 표현한 것이다.



## 5. 시추공내 영상촬영(BIPS) 자료의 응용

### 가. 시추조사공

시추공의 BIPS 영상자료를 취득하여 지하암반의 불연속면(층리, 편리, 절리, 단층, 암맥 등)의 분포상태, 기타 제구조, 균열 내 충전물의 유무, 균열의 벌어진 정도 (Aperture Width)와 심도별 분포 양상을 파악할 수 있고 시추코어를 보관하지 않고 시추공 영상자료를 Data Base화시킬 수 있다.

### 나. 암반사면의 조사

노두의 부족으로 암반사면의 안정성 분석 시 지질 불연속면의 측정이 불가능할 경우 BIPS 시추공 영상촬영을 실시, 이들을 분석하여 파괴 예상면을 찾아낸다. 또한 UDEC 프로그램을 이용한 사면의 안정성 분석 시 절리면의 간격, 절리군 등 필요한 입력치를 결정하며, 절리군에 따른 시료를 채취하여 절리면의 강도정수를 구하여 안정성을 분석할 수 있다.

### 다. 그라우팅 효과확인

암반 내 그라우트의 주입 전, 후 균열의 상태(Filling Material)를 측정, 그라우트의 주입효과 및 지반개량 상태를 확인할 수 있다.

라. 현장 타설말뚝 및 콘크리트 구조물의 골재분리 현상 및 균열상태 측정

RCD파일, 콘크리트 구조물내에 시추공을 굴진하여 골재의 분리현상과 기초의 균열유무를 확인할 수 있다.

마. 지하수 유동분석에 대한 조사시 이용

암반의 지하수 이동은 대부분이 절리나 단층과 같은 이차적인 공극을 따라 이동하게 된다. 이를 지배하는 요소는 균열내의 충전물 종류, 충전상태, 균열의 벌어진 정도가 지배하게 된다. 이런 경우 BIPS를 이용한다면 매우 유용한 자료를 도출할 수 있다.

바. 시추공 자료의 Data Base화

시추조사 후 시추코아를 보관하지 않고 시추공의 영상(BIPS)자료를 이용하여 Digital Image화상, 그래픽 화상(Tiff 파일), 비디오 테이프를 이용하여 지하 지질상태를 Data Base화할 수 있다. 특별한 프로그램이나 장비가 없이도 언제든지 재 검색할 수 있으며(비디오 테이프로 저장 시; 음성자료도 저장가능), 또한 Tiff 파일로 저장 시 일반적인 그래픽 프로그램에서도 언제든지 검색이 가능하다(Digital Image화상으로 저장 시 BIPS Image Viewer 프로그램 필요).

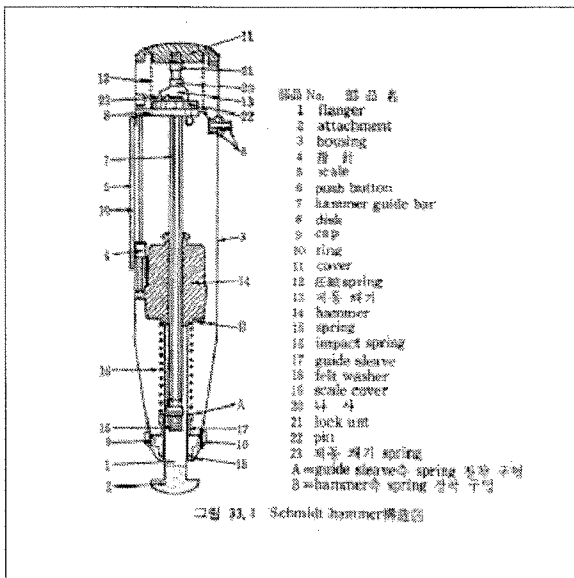


# Schmidt hammer test

## 1. 원리

해머를 스프링의 힘 요컨대 미리 압축한 스프링에 축적도나 힘을 해방함으로서 해머가 암반의 표면에 부딪힐 때 그 반발력을 측정함으로서 측정할 수 있는 반발 정도로 암석 암반의 강도나 탄성계수를 추측하고자 하는 것이다. 이 튀어오른 거리를 해머가 충격을 주기 전에 스프링의 힘에 의하여 움직인 거리에 대한 백분율로 나타내며 이것을 schmidt hammer의 반발치 R 이라고 한다.

## 2. 측정방법



① 반발 hammer를 소정위치까지 끌어올려서 면에 대하여 직각을 유지하면서 조용히 힘을 넣고 밀어붙이면 예비 압력 스프링이 축소한다.

② 제동쇠기가 빠져 해머는 충격 스프링의 힘에 의하여 plunger의 받침 접시를 타격하고 충격작용을 일으킨다.

③ 튀어오른 양을 눈금으로 읽든가 또는 그래프에 자기된 것을 그 기록을 후에 정리한다.

※주의 사항 :

- ① 측정은 동일 암반등급이라고 간주할 수 있는 범위 내에서 실시한다.
- ② 암반내에 존재하는 절리 seam 등의 영향에 의한 계측치의 흠여짐을 고려하고 1측점의 계측은 5번으로 하여 얻어진 계측치의 최대치와 최소치를 제외하고 나머지 3번의 평균치를 반발치로 한다.
- ③ 암반 일부분이 부석 상태로 되어 있는 경우에는 그 부분의 측정은 피한다.
- ④전체적으로 연결한 암반 내부에 큰 단단한 암괴가 포획되고 있는 경우에는 그 암괴면의 측정은 피한다.
- ⑤ 방향성을 가진 절 리가 발달한 암반에서는 절리 방향성에 대한 치우친 측정을 피한다.
- ⑥ 측정면이 요철을 가진 경우에는 측정을 피하든가 숫돌로 갈아 평활하게 한다.

### 3. 측정결과의 활용

#### 가. 불연속면의 벽면강도의 측정



절리면의 강도는 절리면 부근에서 종종 발달하는 풍화와 열수변질에 의해서 암괴의 내부에 위치하는 암석의 강도보다도 낮은 경우가 대부분이므로 반드시 측정을 하여야 한다. 절리면의 강도는 Schmidt hammer 로 정량적인 값을 구할 수 있다.

Schmidt hammer 는 슈미트 해머 타격시 반발력을 이용하여 암석의 일축강도를 추정하는 방법인데 Schmidt hammer 타격 방향에 따른 절리면의 강도는 아래표를 보고 유추 할 수 있다.



측정치가 이용할 수 있는 범위도 높다고는 할 수 없다. 그러나 Schmidt hammer의 중량이 약 1 kg으로 매우 가벼우며 측정 그 자체가 지극히 손쉽고 간편하게 할 수 있기 때문에 Schmidt hammer를 사용한 계측이 토목공사의 시공관리와 지표지질조사에 많이 사용되고 있다. 요컨대 Schmidt hammer의 능력과 한계를 인식한 수 그것을 사용한다면 암반조사에 하나의 유의한 데이터를 얻을 수 있을 것이다.

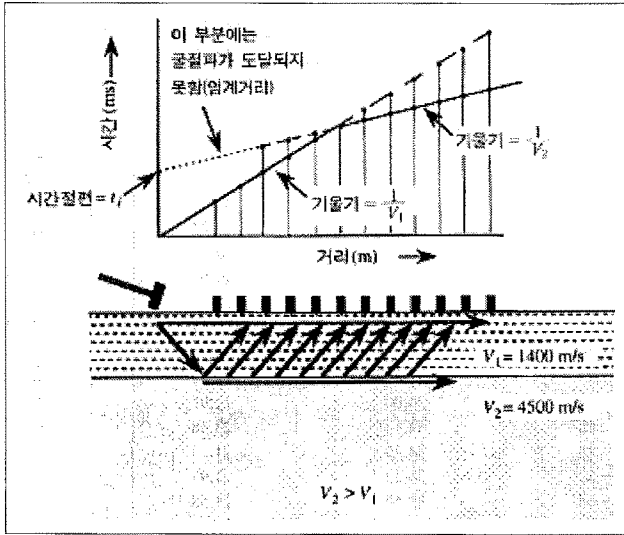
# 탄성과 탐사

## 1. 개요

사면의 절취시공을 할 경우 절취방법결정과 절취비용을 산출하기 위하여 절취 난이도를 토층, 리핑암, 발파암으로 구별하고 있다. 절취의 난이도는 암석의 강도 뿐만 아니라 불연속면의 발달 빈도에 따라 결정된다. 현장 암반의 탄성과 전파속도는 암석의 강도와 관련되는 암석의 자체속도 뿐 아니라 불연속면의 빈도를 포함하고 있으므로 현장 암반을 대상으로 하는 탄성과전파속도 측정은 굴착난이도 경계를 규명하는 데 효과적인 방법이다. 암반의 경우는 암석의 구성물질, 강도, 균열상태 등에 따라 전파속도가 변하며 이와 같은 특성으로 인하여 탄성과 전파속도는 토공작업시 리퍼의 작업능력을 판단하는 기준이 되고 있다. 역시 토공량 산정시에 우리나라에 서 가장 널리 사용되고 있는 '건설표준품셈'에서도 가장 중요한 판단기준으로서 현장 탄성과 탐사 방법이 가장 신뢰성이 있다.

## 2. 기본원리

지표 또는 시추공 내에서 인위적으로 발생시킨 탄성과는 속도가 서로 다른 두 매질의 경계면에서 그 에너지의 일부는 반사되고 일부는 하부매질로 굴절되는데 이 때 반사 또는 굴절파의 진행경로는 스넬의 법칙(Snell's law)에 의해 결정된다. 스넬의 법칙에 이하면 하부 매질에서의 탄성과 속도가 상부매질보다 클 경우에 특정한 입사각에 대해서는 굴절각이  $90^\circ$  가 되어 탄성과 에너지는 지층 경계면과 나란하게 굴절된다. 이와 같은 현상을 임계굴절이라 하며 이 때의 입사각을 임계각이라 한다. 또한 임계 굴절된 탄성과는 경계면을 따라서 하부층의 속도로 전파되다가 에너지의 일부는 다시 상부층으로 재 굴절하여 지표에 도달하는데 이를 선두파(head wave)라 한다. 굴절법 탐사는 지표 상에서 인위적으로 탄성과를 발생시킨 다음에 표도층을 따라 수진기에 도달하는 직접파 및 지층 경계면에서 임계굴절된 선두파의 도달시간을 측정하여 지층 경계면의 깊이와 경계면 상, 하부 지층의 탄성과 속도를 알아내는 방법이다.



### 3. 목적

절취면 상부의 지형이 비교적 평탄하여 현장 탄성과 탐사(P-wave, S-wave)를 수행하기가 용이하므로 현장에서의 전반적인 암반의 탄성과 속도를 측정 후, 리핑암과 발파암의 경계를 현장에서 육안과 슈미트해머 타격시험으로 판단한 기준에 보완적으로 사용하려는 것이 현장탄성과 탐사의 목적이다.

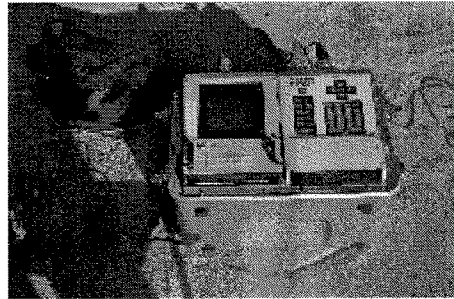
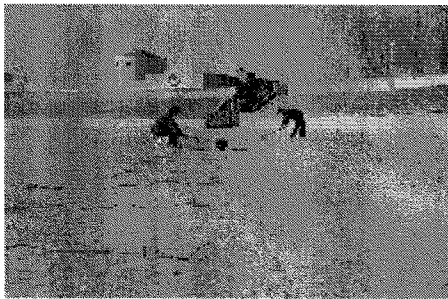
### 4. 사용방법

탐사 실시지역의 지형이 산악지형이므로 비교적 간단한 탄성과 굴절법 탐사장비를 사용하였다.

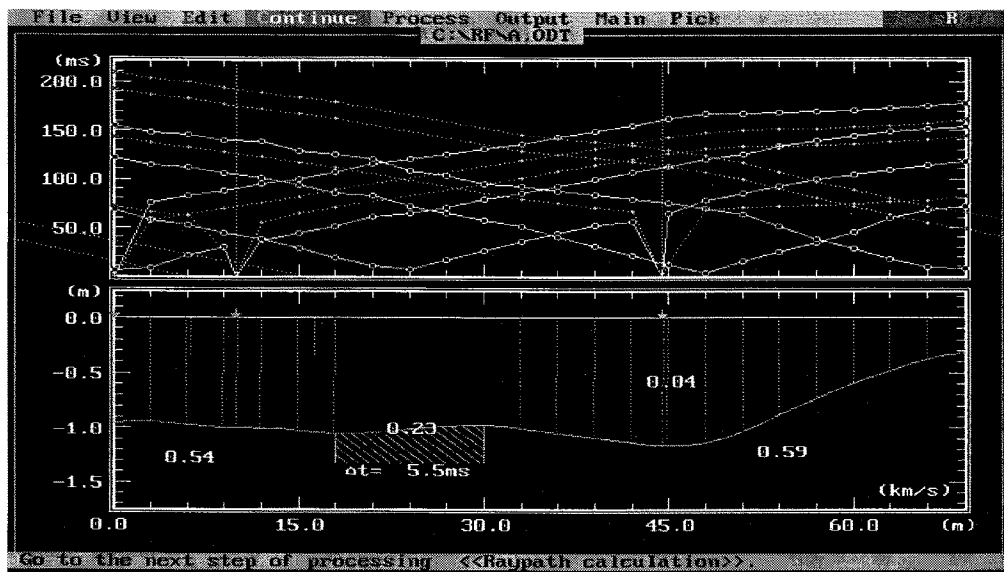
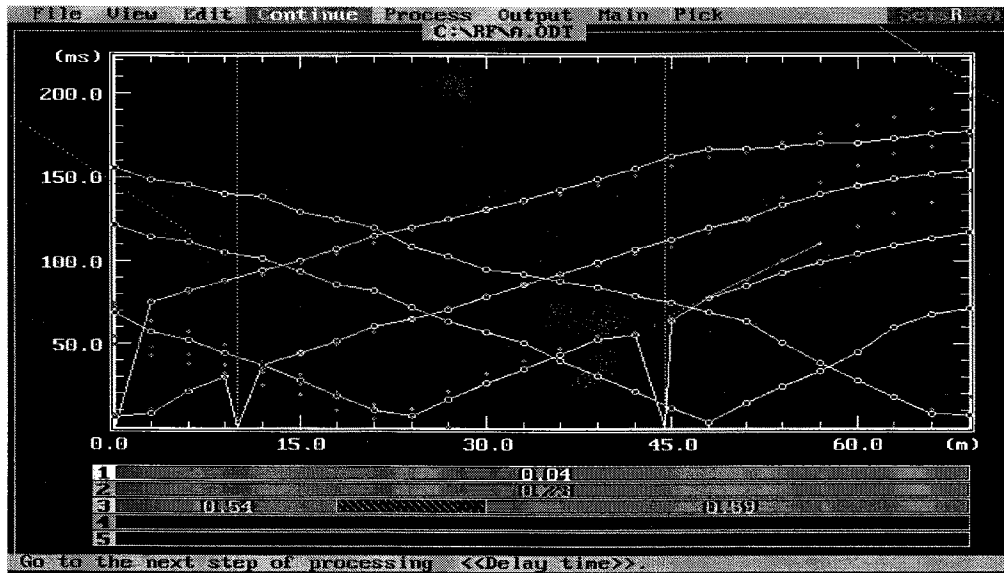
탄성파를 수신하는 Geophone은 24 Channel을 사용하였고 Geophone 간격은 SITE-1~SITE-15 까지 구역을 나누어 시험을 수행한다.

타격위치는 Geophone 1번과 24번 사이인 Geophone 12번과 13번 사이에 타격한다. 그리고 Geophone을 1번에서 24번까지 설치한 경우 음원은 1번과 24번 Geophone에서 3m 만큼 떨어져 타격한다. 또한 심부 깊은 곳의 풍화상태를 판단하기 위하여 1번과 24번 Geophone의 양끝에서 10m 떨어져 타격하는 Remote 타격도 수행한다. 그리고 탄성파의 음원을 발파로 하기에는 여건이 좋지 않아서 Hammer 타격을 이용한 탄성과 탐사를 수행하는데 매 타격자리 마다 약 10회씩 타격하여 음원을 중첩시킨다. Geophone 에 수신된 탄성파는 탄성과 주장비에서 컴퓨터로 기록되며 컴퓨터 화면에서는 탄성파의 수신상태를 조절 할 수 있고, 역시 뚜렷한 탄성파 First Arrival Time을 판단한다.

일반적으로 사용되는 속도 분석방법은 굴절과 주시곡선을 이용하여 3층이상의 Layer에 대하여 적용되는 Critical Distance Method 해석법(Heiland, 1968)으로서 굴절면의 심도, 경사 암반내의 1층, 2층 및 3층의 탄성파 속도를 측정하는데 OYO사에서 제공한 분석 컴퓨터 프로그램(Seisrefa, 1991)을 사용한다.



알고자하는 단면에 Geo-phone을 설치하고 각각의 Geo-phone에서 진동을 감지 지하내부구조를 파악한다.

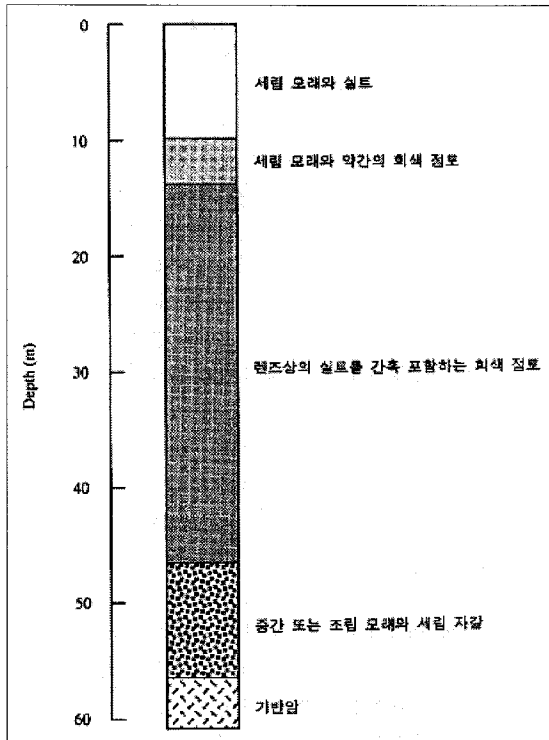




## 5. 굴절법 탄성과 탐사의 응용

### 가. 기반암 및 지하수 조사

지하수 오염의 원인규명과 수질개선방법에 관한 조사에서 검층자료는 모래와 자갈층이 상부의 빙하호수 점토와 하부의 빙퇴석 및 기반암 사이에 끼어있는 것을 나타내고 있다.



두꺼운 점토층이 하부의 모래 자갈층과 오염된 대수층인 모래층 사이에서 불투수층 역할을 하고 있어 하부의 모래와 자갈로 구성된 층이 어느정도 두껍게 널리 분포한다면 피압대수층을 형성할 수 있다고 판단, 굴절법 탄성과 탐사와 전기비저항 탐사가 시작되었다. 두 방법중 어느 것도 점토층과 그 하부에 존재하는 자갈 모래층과의 경계를 밝히지 못했지만, 두 방법 모두 모든 지점에서 기반암을 찾아내었다.

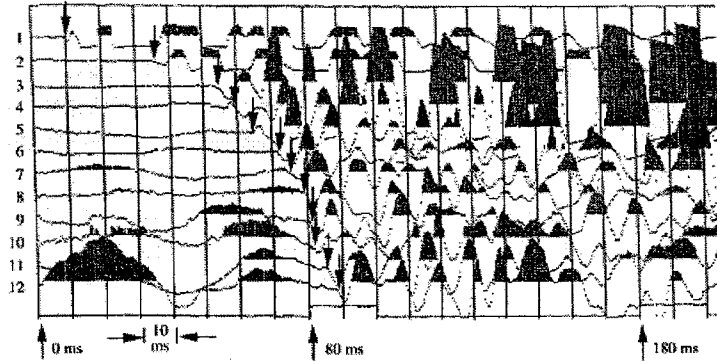
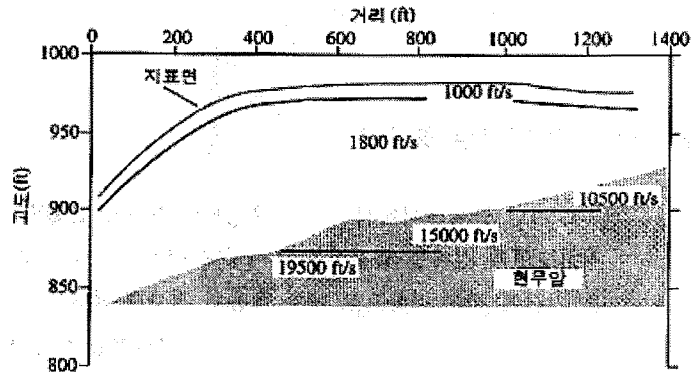


그림 3-38 매사추세츠 주 화델리에서 얻은 현장 탄성과 기록. 지오존 트레이스에 1

그림은 대상 지역에서 기록된 전형적 주시자료이며, 이 탄성과 기록은 전형적 3층 구조를 보인다. 첫 번째 층은 불포화 모래와 충적층, 두 번째 층은 포화모래와 자갈, 실트, 점토로 구성된 층이며, 세 번째 층은 전형적인 기반암이다.

#### 나. 쓰레기 매립지

쓰레기 매립지의 평가를 위해 반드시 필요한 정보는 기반암의 깊이, 기반암의 기록, 기반암 상부층의 두께 및 속도특성이다. 이러한 정보는 대개 굴절법 탄성과 탐사에 의해 잘 얻어지며, 세부적 자료가 필요할 경우 GRM이 이용되기도 한다.



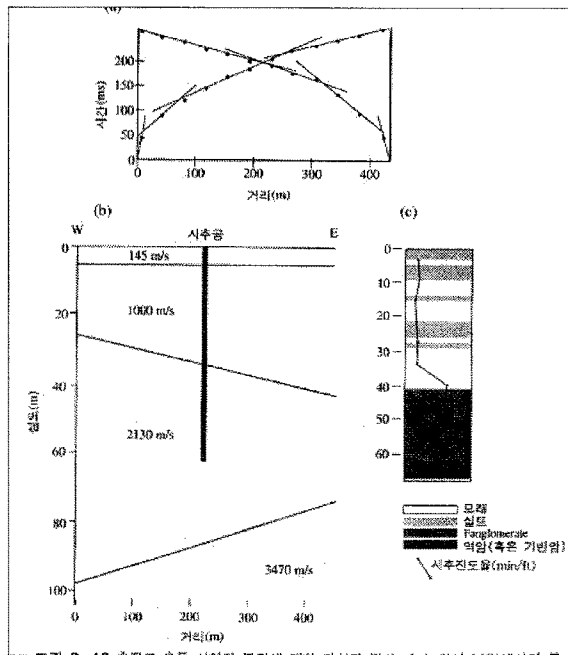
위 그림은 GRM을 이용한 연구로서 남북방향과 동서 방향으로 각각 3축선씩 6축선의 탄성과 탐사를 수행, 축선이 교차하는 지점에서 기반암의 깊이차이는 5% 이내였으며, 현무암에서 속도변화 및 현무암의 기록등을 정확히 찾아낸다.

※ GRM (generalized reciprocal method; Palmer , 1980 )

컴퓨터의 기능을 최대한 이용하여 좀더 복잡한 지하상태에서의 굴절법 탐사자료의 해석을 가능하게 한 것으로 경사각 20°까지의 불규칙한 경계면을 해석할 수 있으며 숨은층 즉, 저속도층이나 얇은 층 등의 상태에 관한 정보를 제공하여 굴절법 탄성과 자료해석을 훨씬 정확하게 할 수 있다.

#### 다. 지질조사

아래 그림은 굴절법 탄성파로부터 알아낸 지하의 지질상태를 시추지점과 함께 나타낸 것으로, 시추암편조사와 시추 속도검층(drill-rate log)자료도 나타나있다.



탄성과 자료에 의해 밝혀진 1000m/s와 2130m/s의 경계면의 깊이는 시추위치에서 35m 지점이다. 암상기록에 의하면 이러한 속도변화는 보다 깊은 약42m에서 나타난다. 그러나 시추속도의 변화는 37m지점에서 연한 암석에서 단단한 암석으로 변화하고 있음을 나타낸다. 암상 기록이 원래의 시추암편이 위로 밀려 올라온 것을 분석하므로 부정확성이 내포된 것에 반하여, 시추속도의 변화자료는 경계면의 실제 깊이를 잘 나타내

는 것으로 판단된다.

시추공 최하단부의 깊이는 62m이며 매우 단단한 암석이 나타난다. 탄성과 탐사에 의한 기반암의 존재는 이보다 더 깊은 곳(약 82m)에 나타나는데 아마도 시추시 기반암이라 판단하고 중단된 것으로 여겨진다.

일반적으로 시추자료는 지질구조 해석을 돕거나 평가하는데 있어서 필수적이거나 이 경우는 시추속도검층 자료가 경계면의 깊이를 확인하는데 결정적인 역할을 한다. 따라서 이들은 항상 부가적인 자료로 이용되어야 하며, 결정적인 정보가 될 수는 없다. 특히 고화되지 않은 퇴적층의 시추자료는 시추회사와 시추기술자의 전문성에 따라 많이 좌우된다.

# 전기비저항 탐사

## 1. 개요

지하의 전기적인 물성의 차이에 의한 반응을 지표에서 측정하여 지하구조를 영상화시키는 모든 방법을 큰 의미의 전기탐사라 한다. 여러 가지 전기탐사법 중에서 전기비저항 탐사법은 그 이론이 간단하고 탐사방법이 간편하기 때문에 국내에서는 지하수 탐사에 가장 널리 쓰인다. 전기비저항 탐사법은 전류전극과 전위전극을 이용하여 지하매질의 전기비저항 분포를 알아내는 방법이다.

## 2. 기본원리

임의의 물체 양단에 일정한 전압을 걸어주면 어떤 물체는 많은 양의 전류를 흘려 보내지만 어떤 물체는 훨씬 적은 양의 전류밖에 흘려 보내지 못한다. 이와 같이 전류의 흐름을 방해하는 특성을 그 물체의 전기저항(electrical resistance, R)이라 하는데, 만약 그림 1과 같은 도선에 전류를 흘려 보낸다고 가정하면, 도선은 그 도선을 이루는 물체의 성질과 길이 L에는 비례하고 단면적 A에는 반비례하는 전기저항을 갖게 된다. 즉,

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (1)$$

여기서  $\rho$ 는 비저항수로서 물체의 모양, 크기에는 무관하게 물체의 고유한 전기적 특성을 나타내는 값으로 이를 전기비저항(electrical resistivity)이라 하며, 그단위는 W - m 가 된다. 즉 전기비저항이란 단위체적의 물질이 갖는 전기저항이라고 정의할 수 있다.

지구의 내부를 이루고 있는 - 흔히 우리가 땅속이라 부르는 - 곳은 여러 종류의 암석으로 구성되어 있다. 이 암석들은 암석의 공극률(porosity), 공극내 유체의 성질, 유체의 포화도(saturation), 조암광물의 종류, 암석 구성입자의 크기 및 성질, 암석의 고화도 등 암석 자체의 성질과 파쇄대, 균열대, 단층등의 외부적인 요인에

의해 자연 상태에서 각기 다른 전기비저항값을 갖게 된다. 전기비저항 탐사에서는 이러한 지하 전기비저항 분포를 파악함으로써 지하구조를 규명하게 된다.

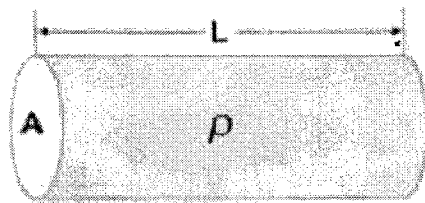
앞서 설명한 것처럼 어떤 물체의 양단에 걸어준 전압과 그 물체에 흐르는 전류는 서로 비례하는 성질(옴의 법칙)이 있다. 즉, 걸어주는 전압이 크면 클수록 흐르는 전류량은 많아지게 되는데, 이러한 옴의 법칙을 수식으로 표현하면

$$V = IR \quad (2)$$

이 되며, (1)식과 (2)식을 연립해서 풀면 전기비저항은

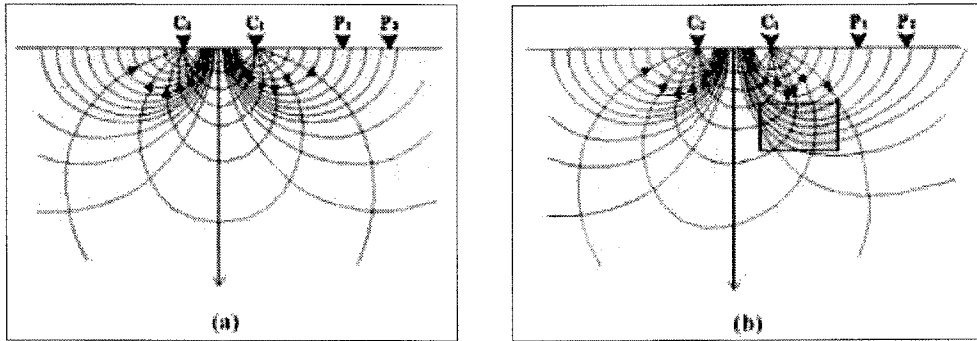
$$\rho = A/L R = A/L dV/I \quad (3)$$

로 표현된다. 즉, 우리는 땅속에 일정한 전류(I)를 흘려보낸 후 지표에서 전위차(V)를 측정하는 방법으로 지하매질의 전기비저항 분포를 알아낼 수 있다. 이 원리를 간단히 도시한 것이 아래 그림이다. 그림의 (a)와 같이 전기비저항이 균일한 지하매질에 전류전극 C1과 C2를 통해 일정한 전류를 흘려주면 이 전류는 그림과 같이 전류경로(path)를 통해 C1에서 C2로 흘러간다. 이 때, 이 전류경로에 수직인 방향으로 등전위선(等電位線)이 형성되는데, 이 등전위선은 지면까지 이어지게 된다. 우리는 지표의 전위전극 P1과 P2 사이에 전위계를 설치하여 두 전극에 닿은 등전위선의 차이, 즉 전위차를 측정한다. 전류전극과 전위전극의 위치, 흘려준 전류량과 측정된 전위차를 이용하면 우리는 균질한 지하매질의 정확한 진(true) 전기비저항값을 알 수 있게 된다.



그러나 그림 2의 (b)와 같이 전기비저항이 다른 물질이 지하에 존재하게 되면 전류는 저기비저항이 낮은 물질 쪽으로 더 많이 흐르게 되어 결국 전류경로에 수직인 등전위선에 변형을 일으키고 지표면에서 측정된 전위차를 이용하여 지하매질의 전기적인 이상대에 관한 정보를 가지고 있는 겉보기 전기비저항(1) 을 얻을 수

있다. 이를 정리하면, 전기비저항 탐사는 지하에 일정한 전류를 흘려보낸 후, 전위차를 측정하여 파쇄대나 균열대, 지하수 등의 요인에 의하여 나타날 수 있는 전기비저항 이상대를 찾아내고자 하는 것이다.

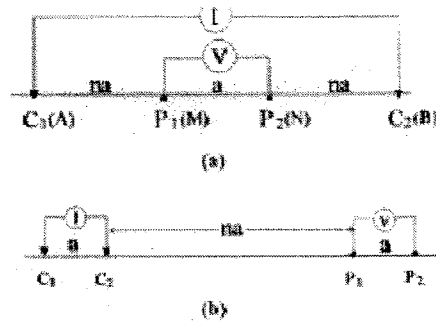


### 3. 전극배열법

#### 가. 전극 배열법의 종류와 방법

##### 1) 슐림버저 배열법

슐림버저 배열법의 개략도는 그림 3의 (a)와 같이 나타낼 수 있는데 수평탐사(mapping)와 수직탐사(sounding)의 두 경우에 모두 쓰일 수 있다. 슐림버저배열법을 수평탐사에 적용시킬 때는 탐사하고자 하는 축선의 양단에 전류전극을 고정시키고 전위전극의 간격(a)을 일정하게 한 후 두 전위전극을 모두 일정 간격으로 축선상에서 이동시킨다. 수평탐사는 측정위치의 변화(전위전극쌍의 위치)에 따른 전기비저항의 수평적 변화를 조사하는 것이다. 이에 반해, 슐림버저배열법을 수직탐사에 적용시킬 때는 축선의 중간 위치에 두 전위전극을 고정시키고(간격 a), 두 전위전극 사이의 중간점을 중심으로 전류전극의 간격을 넓혀가며 측정한다. 대지에 공급되는 전류는 전류전극 사이의 간격이 넓어질수록 대체로 더 깊은 곳을 통과하기 때문에 슐림버저 수직탐사로부터 한 측정 하부의 심도에 따른 전기비저항의 변화를 알아낼 수 있다. 실제적으로는 지하구조의 수평적 불균질대를 찾는 특수한 경우를 제외하고는 슐림버저배열법은 수직탐사에 주로 적용된다.



## 2) 쌍극자 배열법

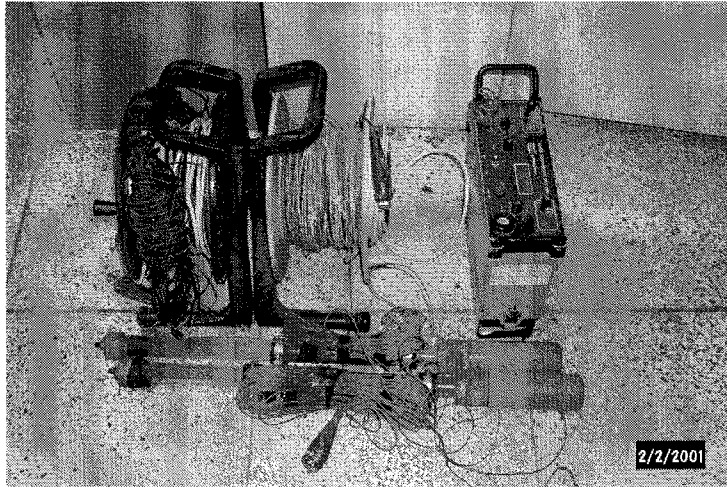
쌍극자 배열법은 그림 3의 (b)에서와 같이 전류전극과 전위전극의 간격을 모두  $a$ 로 일정하게 고정하고 전류전극과 전위전극사이를  $a, 2a, 3a, \dots, na$  간격으로 단계적으로 이동하면서 전위차를 측정하여 겉보기 전기비저항값을 계산한다. 여기서 전극간격  $a$ 는 탐사목적, 정밀도 등을 고려하여 결정한다.

### 나. 각 전극 배열법의 장단점

술림버저 수직탐사는 지표면상의 특정한 지점 하부의 자세한 정보를 정량적으로 얻고자 할 때 효율적으로 사용될 수 있으나, 수평 층서구조의 가정한 1차원적인 정보밖에는 줄 수 없다. 이에 반해 쌍극자배열법은 신속하게 수직 및 수평탐사를 수행할 수 있어 비교적 광역적으로 지하의 2차원적인 전기전도도(전기비저항의 역수)에 대한 정보를 얻을 수 있다는 장점이 있다. 실제적으로 국부적으로 발달하는 과쇄대 탐지의 문제는 그 대상이 2차원 구조이므로 2차원 탐사를 필요로 한다. 그러나 쌍극자배열법에 의한 전기비저항 탐사는 수직탐사에 비해 지표 천부의 수평적 전기전도도 변화(lateral conductivity variation)에 민감하므로 이에 의한 영향을 정확히 해석해 내기 어렵다는 큰 단점을 가지고 있다. 쌍극자배열법의 해석에서는 항상 이 점을 염두에 두어야 한다.

전기비저항 탐사법은 비교적 천부에 민감한 탐사법으로 심부로 갈수록 그 정확도가 타 탐사법에 비하여 떨어지는 것으로 알려져 있다. 일반적으로 탐사 가능성도는 여러 여건에 의하여 영향을 받기 때문에 정확히 규정짓기는 어렵지만 최대가능심도는 술림버저 수직탐사의 경우 전류전극간격의 반을 넘을 수 없으며 쌍극자배열 탐사는 최대 전개거리의 반을 넘을 수 없다. 전기비저항 탐사법은 수백 m

이내의 천부 탐사용으로 적합하므로 그 이상의 심부 탐사시에는 전자탐사법과의 공동 작업을 수행해야만 해석의 오류를 막을 수 있다.



전기 비저항 탐사기의 구성



전기 비저항 측정 모습



## 참고문헌

1. 김남수, 김보현, 양형식(2000), 다꾸치법에 의한 암반물성의 발파진동 영향요소 분석, 한국암반공학회지, vol, 10, pp 475-480
2. 김윤중, 김원영, 유일현, 박수홍, 백중학, 이현우. 1991. GIS(Geographic Information System)를 이용한 광역 지질재해(산사태) 분석 연구. 대한원격탐사학회지 7(2) : 165-178.
3. 김호성, 양형식 외(1992), 강건설계를 이용한 품질공학,민영사
4. 동해안산불피해지 공동조사단. 2000. 동해안 산불지역 정밀조사 보고서 I. 463 ~ 497.
5. 박연준, 유광호(1998). 편재절리 모델을 절리 암반사면의 안정성 해석, 한국암반공학회지, Vol. 8. pp 287-295
6. 산림청. 일본의 산림관계법령집
7. 산림청. 1998. 사방기술교본. p1~515.
8. 산림청. 1998. 사방기술교본. 515pp.
9. 산림청. 2001. 산림재해대책업무편람. pp. 33-47
10. 산림청. 2002. 2002 수해복구 추진대책 회의. 산림청. p1~200.
11. 윤운상, 권혁신, 김정환 (2000), 절리 간격이 암반사면의 안정성에 미치는 영향, 2000 가을 학술발표회 논문집, 한국 지반공학회, pp 511-518
12. 이성규, 김치환, 남기천 (2001). 개별요소법을 이용한 터널 안정성 해석에 있어 Barton-Bandis 절리 모델과 Mohr-coulomb 절리 모델의 비교. 2001 한국암반공학회 춘계학술발표회. pp 109-117
13. 이수곤. 1994. 12. 암반의 시공학적 분류, 토지개발 기술. 한국토지개발 공사 V7. No.4 p5~30.
14. 이수곤. 1995. 암반 절취 사면의 조사, 설계, 감리를 위한 합리적인 기준 설정 방안. 한국지반공학회 사면 분과위원회 제4집.
15. 이수곤. 2001. 해석사면의 붕괴 특성 연구. 한국암반공학회 춘계 학술 발표 논문집. p196~203.
16. 이수곤, 암반사면, 대한토질공학회지 제 6권 제 4호, 1990, 12. pp 94-101
17. 이수곤, 양홍석. 2001. 녹화된 암반절개지의 안정화 연구, 대한 토목 학회 학술 논문집.

18. 일본치산치수협회. 1994. 일본의 치산. p16~17
19. 임업연구원. 1996, 1997, 1999. 고성 산불지역 생태조사 결과보고서
20. 정병석. 2002. 제15호 태풍 '루사' 특성 분석. 기상소식. p2~10.
21. 최경, 김재현, 이홍섭, 윤호중. 1993. 산사태 방지를 위한 예방사방시공실태와 대책. 임업연보 48 : 68~77
22. 최경. 1986. 한국의 산사태 발생요인과 예지에 관한 연구. 강원대 박사논문. 42pp.
23. 최경. 1994. 산사태 복구사방의 기준공정. 임업정보 41 : 36~37
24. 최경. 1994. 산사태 예방용 적정수종. 임업정보 39 : 19~21
25. 최경. 1995. 폭파에 의한 암석지 녹화공법 임업정보 56 : 27~29
26. 최경. 1996. 최근 시공된 화강암지대 사방지에서의 토양과 식생변화. 임업정보 68: 35~38
27. 최경. 1997. 사방지 현장과 관리. 임업정보 80 : 34~37
28. 최경. 1999. 임도사면에서의 붕괴발생원인과 방지대책. 산림 1999(10) : 50~53
29. 최경. 2001. 산사태 예보와 위험지 판정기술. 방재연구 3(4) : 15-27
30. 최경 등. 2001. 폐탄광지 현황과 복구공법. 산지환경 제4호. 56~80.
31. 최경, 이홍섭. 1993. 산사태예지 및 예방·복구공법개발. 임업연구보고서 1993 : 363-378
32. 최경, 이홍섭. 1995. 급경사 인공사면 붕괴예지에 관한 연구. 임업연보 51 : 25~31
33. 최경, 이홍섭. 1997. 최근에 시공된 화강암지대 사방지에서의 토양과 식생변화. 산림과학논문집 55: 1~12
34. 최경, 이홍섭, 윤호중, 김재현. 1994. 산사태예방용 적정수종. 임업연보 49 : 103~109
35. 최경, 이홍섭, 김재현, 윤호중. 1996. 사방지 해제 기준확립. 임업연구보고서(4-1) : 301~319
36. 최경, 이홍섭, 김재현, 이종학, 윤호중. 1996. 사방지 시공기술 체계화. 임업연구보고서(4-1) : 320~325
37. 최성웅, 정소결(1999), Barton-Bandis joint model을 이용한 절리 암반 사면의 안정성 해석, 한국암반공학회지, vol. 9, pp 141-148
38. 최영은. 2002. 남부지방의 강수강도와 극값의 변화경향에 관한 연구. 환경영향평가 제11권 제3호. p189~203.

39. 한국건설기술연구원. 1989. 사면의 안전진단 및 보호공법. 연구보고서(89-GE 111) : 181-209
40. 建設省河川局砂防部傾斜地保全科. 1990. 急傾斜地崩壊危険箇所點檢要領. pp. 1-25
41. 國土交通省 砂防部. 2001. 日本の砂防. p24~25.
42. 國土交通省 砂防部. 2002. 21世紀課題 -安全な世紀をつくるために-(발표안)
43. 國土交通省 砂防部. 土砂災害防止法(리플렛). p7.
44. 度正亮, 小橋澄治. 1987. 地すべり・斜面崩壊予知對策. 山海堂. pp. 202-227.
45. 砂防・地滑り技術センター. 2001. 土砂災害實態. p5.
46. 砂防學會. 1991. 土砂災害對策-崩壊・地すべり・落石・飛砂對策(I)-砂防學講座 7-1 : 28-47
47. (社)全國治水砂防協會. 2001. 砂防關係法令 例規集
48. (社)全國治水砂防協會. 2002. 砂防と治水(114号). 34(6):10
49. 小橋澄治, 佐佐恭二. 1990. 地すべり・斜面災害を防ぐために. 山海堂. pp. 119-128
50. 日本政府. 2002. 防災白書.
51. 佐佐淳行. 2000. 自然災害の危機管理. p230~233.
52. Bandis, S. C., Lumsden, A. C. and Barton, N. R., Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech Abstr.* Vol. 18. pp 1-21
53. Bhasin, R., Hoeg, K. (1998). Numerical modelling of block size effects and influence of joint properties in multiply jointed rock. *Tunnelling and Underground Space Technology.* Vol. 13. pp 181-188
54. Bhasin, R., Kaare.H.,(1998), Parametric Study for a Large Cavern in Jointed Rock Using a Distinct Element Model(UDEC-BB), *Int. J. Rock Mech. Min Sci.* vol 35 No.1 pp.17-29
55. Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5. pp 7-17
56. Brand, E. W. 1985. Landslide in Hongkong Special Lecture. 8th Southeast Asian Geo. Conf. pp. 1-15
57. Dawson, E.M., Roth, W.H., Drecher, A.,(1999) Slope stability analysis by strength reduction, *Geotechnique*, vol. 49, No. 6, pp 835-840
58. Einstein, H., Baecher, B.,(1983) The effect of discontinuity persistence on

- rock slope stability, *Int. J. Rock Mech. Min Sci.* vol. 20, No. 5, pp 227-236
59. Hoek, E., Bary. J.W(1981), *Rock slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London
  60. Itasca Consulting Group, Inc, UDEC user manual ver. 3.10
  61. N.Barton, S. Bandis(1990), Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, *Rock Joint*, Balkema, pp 603-610
  62. Starfield, A. M. (1988). Toward a methodology for rock mechanics modelling. *Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech Abstr.* Vol. 25 No. 3. pp 99-106
  63. Starfield, A. M., Cundall, P. A.(1988), Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling, *Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech Abstr.* vol 25. pp 99-106
  64. Varnes, D. J. 1984. Landslide hazard zonation : A review of principles and practice. United Nations Educational. Scientific and Cultural Organization. pp. 9-59.
  65. Wakens, A. T. and N. P. Koirala. 1986. Bulk appraisal of slope in Hong Kong. Landslide proc. 5th Int. Symp. on Landslide. A. A. Balkema. pp. 1181-1186.