

## 화강풍화암 및 풍화토층 지역 깎기 비탈면의 안정성 검토 사례 연구

한공창<sup>1)\*</sup>, 류동우<sup>1)</sup>, 천대성<sup>1)</sup>, 홍은수<sup>1)</sup>

### A Case Study on the Stability Analysis of a Cutting Slope Composed of Weathered Granite and Soil

Kong-Chang Han, Dong-Woo Ryu, Dae-Sung Cheon and Eun-Soo Hong

**Abstract** Based on the case study on the causes for the failure of cutting slope composed of weathered rock and soil, the factors influencing the design of a cutting slope have been examined. This type of rock and soil is widely distributed on the region whose parent rock is granite. To analyze the stability of the cutting slope, the following series of progress has been conducted: (1) ground characterization by geological survey and ground investigation, (2) the safety factor examination by limit equilibrium analysis and numerical analysis and (3) the comparison and analysis of rainfall and failure history. As a result, the main factors to cause the failure is determined to be the decrease of shear strength in the upper parts whose ground condition is weakened during localized heavy rain. Moreover, the analysis indicates the failure is also closely related to the groundwater inflow path. On the base of this investigation, a reinforcement method is proposed to ensure the stability of the cutting slope.

**Key words** Cutting slope, Weathered rock, Weathered soil, Stability analysis

**초 록** 화강풍화암 및 풍화토층 깎기 비탈면의 붕괴 원인 분석을 위해 수행한 안정성 검토 사례를 통해 화강암을 모암으로 하는 지역에 폭넓게 분포하는 화강풍화암 및 풍화토 깎기 비탈면 설계 시 유념해야 할 사항들을 살펴보고 있다. 지질 및 지반 조사를 통한 지반특성 파악하였으며 한계평형해석 및 수치해석을 통한 안전율 검토, 강우 및 파괴 이력 비교 분석 등 일련의 과정을 비탈면 안정성 검토를 위해 수행하였다. 대상 지역 깎기 비탈면의 안정성 검토 결과로서 비탈면의 붕괴 원인은 주로 집중 강우 시 지반조건상 연약한 상부 지반에서의 전단강도 감소에 기인함을 알 수 있었다. 또한, 지하수 유입 경로와도 밀접한 관련이 있는 것으로 분석되었으며, 이를 기초로 비탈면의 안정화를 위한 대책공을 제시하였다.

**핵심어** 깎기 비탈면, 풍화암, 풍화토, 안정성검토

## 1. 서 론

화강암 혹은 화강암질 편마암을 모암으로 하는 원지반에서 직·간접적으로 대기나 물의 작용을 받아 풍화되어 화강풍화암이나 잔적된 화강풍화토는 국내 건설현장에서 빈번히 만나게 되는 관심 대상 지반이다. 이는 우리나라에서 가장 넓은 면적을 차지하는 단일 암종이 화강암이기 때문이다. 대부분 중생대에 지하 깊은 곳에 형성된 암석으로서 주라기말에 관입한 대보화강암과

뒤를 이어 백악기에 관입한 불국사 화강암 등 크게 두 가지 유형으로 구분된다. 기후조건이 동일하면 다른 암석에 비해 지하에서 쉽게 화학적 풍화가 진행되고 두꺼운 풍화층이 형성된다.

도로 혹은 철도 및 여타 지상 구조물 주변의 깎기 비탈면의 붕괴 사례들 중 특히 화강풍화암 및 풍화토를 대상 지반으로 하는 경우들이 빈번히 보고되어 왔다.

본 연구를 통해 화강암을 모암으로 하는 화강풍화암 및 풍화토 지역의 깎기 비탈면 붕괴 원인을 분석하기 위해 수행하였던 지반조사, 안정성 검토 및 대책공 제시 등 일련의 과정들을 보여주고자 한다. 붕괴 이력 및 수문 검토를 통해 붕괴와 관련한 주요 원인을 추론하고 이에 대한 검증을 위해 지반조사 및 실험 결과를 토대로 수치해석을 수행한다.

<sup>1)</sup> 한국지질자원연구원 지반안전연구부

\* 교신저자 : hankc@kigam.re.kr

접수일 : 2008년 7월 30일

심사 완료일 : 2008년 8월 19일

게재 확정일 : 2008년 8월 21일

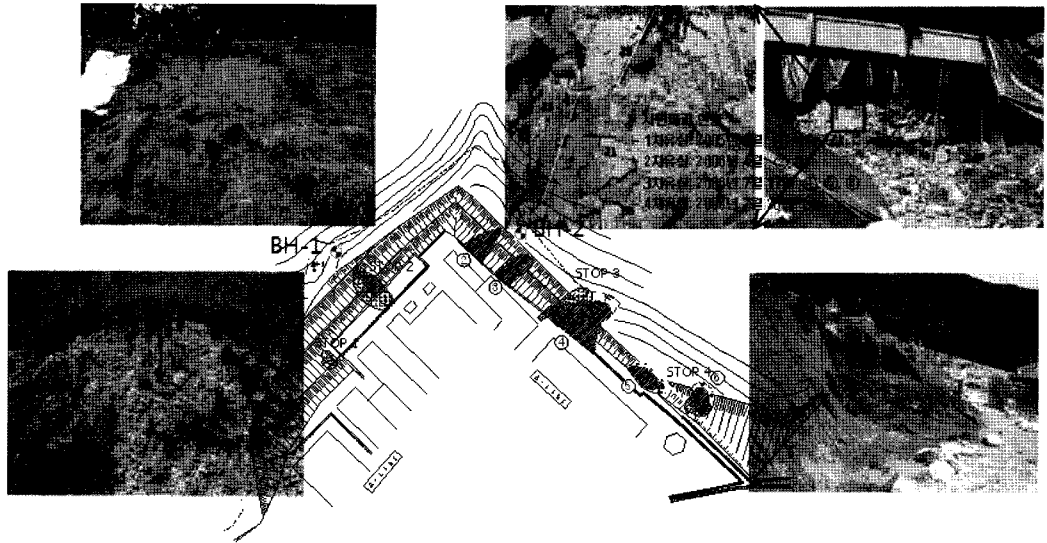


그림 1. 깎기 비탈면의 위치별 비탈면 파괴 현황 및 시추공 위치

**2. 지질조건 및 현황**

대상 지역 주위의 지질은 선캠브리아 시대의 편마암류와 이를 중생대 주라기에 관입한 화강암과 그 후 백악기에 이들 두 암체를 관입한 산성암맥들로 구성된다. 조사지역의 화강암은 편마암류와는 뚜렷한 접촉관계를 보이지만 접촉 경계부에서는 유색광물의 함량이 증가하고 엽리상구조가 보다 현저해지는 경향을 보이기도 한다. 지반 조사를 위해 2개 공의 시추조사가 이루어졌으며, 암 시료에서도 BH-1은 흑운모화강암인 반면 바로 옆 BH-2는 흑운모의 양이 현저히 감소하여 우백질화강암으로 변하고 있는 특징을 보였다(그림 1).

Stop 1-4까지 4개소의 노두관찰로부터 비탈면의 지반특성을 파악하기 위해 노두관찰을 수행하였다. Stop 1의 지반은 반상화강암으로 이루어져 있고, Stop 1 및 2의 지표는 완전히 풍화되거나 풍화잔류토인 마사토가 덮혀있었으며, 이들 풍화토와 풍화암사이가 활동면이 되어 상부의 토사가 비탈면 하단으로 밀려 내려왔을 것으로 유추되었다(그림 1).

반면 Stop 3은 흑운모의 함량이 적은 우백질화강암이 지반을 이루고 있으며, 특히 이곳은 비탈면의 경사방향과 평행한 절리들이 발달하여 이 절리면을 따라 사태가 발생하였던 것으로 유추되었다. 이 지점의 노두에서 측정된 절리들은 J1, J2 및 J3의 3 방향이 발달하는데 J1 절리는 북북동 방향의 주향에 70도 내외의 경사각을 가지며 남동쪽으로 경사진다. 또한 J2 절리는 거의 동서 방향의 주향에 70도 내외로 남쪽으로 경사지며, J3은

북동내지 동북동 방향의 주향에 80도 내외의 경사각을 가지며 북서경하고 있다(그림 2).

Stop 4는 화강암 지반을 덮고 있던 붕적층이 무너져 사태가 발생한 것으로 추정되었다.

이곳의 비탈면 파괴 이력은 2005년 7월부터 2006년 7월까지 총 4차례였으며, 강우 이력과 비교 결과, 주로 강우 이후 비탈면파괴 현상이 발생 하였던 것으로 판단되었다.

**3. 지반조사 결과 및 분석**

본 조사지역에 대한 지층의 구성상태와 암반 역학적 특성, 지질의 구조상태, 지하수의 분포상태 등을 파악하

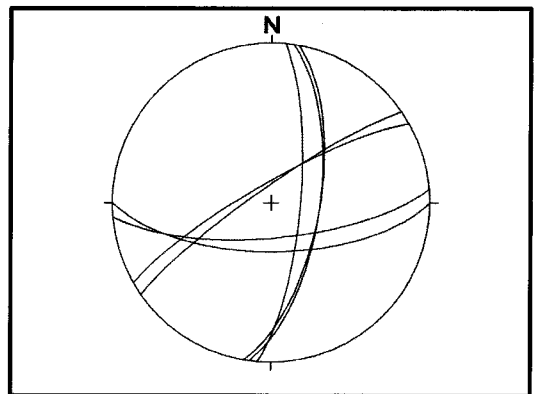


그림 2. Stop3 지점 절리면의 등면적망 하반구 투영도

고 비탈면안정해석을 하기 위해 총 2공의 시추조사를 실시하였다(그림 3). 각 시추공 위치에서 파악된 지층 개요는 봉적층의 경계가 BH-1에서 2.0 m, BH-2에서 5.2 m로 비교적 BH-2 지역이 깊게 형성되어 있는 반면, 풍화토의 경우는 각각 14.0과 9.0 m로 BH-1이 더 깊게 나타났다. 지하수위의 경우 각각 20.5 m와 7.3 m로 BH-2 지역의 지하수위가 높게 형성되어 있었다.

특히, 8월 23일 측정된 현장의 지하수위는 BH-1에서 GL-21.7 m, BH-2에서 GL-7.8 m임. BH-1의 지반고가 EL. 53.88이고 BH-2의 지반고가 EL. 48.61임을 감안하면, BH-2의 지하수위가 약 8.6 m 낮게 형성되고 있다. 또한 지하수위는 BH-1에서는 비탈면의 저면 보다 낮은 반면 BH-2에서는 비탈면 내에 위치하고 있기 때문에, 이와 같은 현상은 현장의 지반조건을 고려할 때 BH-2가 위치하는 B-Line의 비탈면이 강우에 의하여 쉽게 포화되어 지하수위가 상승할 가능성이 큰 것으로 파악되었다.

풍화암층의 경우, 화강암 기반암이 오랜 시간동안 풍화되어 모암의 조직과 형태는 보존하고 있으나, 역학적 성질 및 화학적 조성이 상실되거나 변질된 상태의 기반암층으로 1.7~2.0 m의 층후로 분포된 풍화암으로, 색조는 주로 담회색~황갈색을 띠며 일부 암편은 시추 굴진시 실트질 모래(SM)와 입도가 양호한 모래(SW)로 분해되어 매우 조밀한 상태의 상대밀도를 갖는 층이었다.

연암층의 경우, 화강암 기반암이 풍화작용을 받아 구성성분이 다소 변질된 암층으로 점차 풍화가 진행되고 있는 화강암류로 지표면하 10.7~16.0 m 이하의 심도에 분포하고 있었다. 본 층은 수회의 선택 풍화작용을 받고 균열 및 절리가 발달하여 굴진 과정에서 채취된 코어는 암편 내지 단주상, 장주상으로 회수 되었으며 코어회

수율(TCR)은 10~65%, 암질지수(RQD)는 0~30%정도였다. 색조는 담회색~암회색을 띠고 있었다. BH-1은 차별풍화에 의한 연경의 교호로 인해 연약대의 경우 암편 및 실트질 모래로 분해되는 경향을 보였다.

경암층의 경우, 기반암이 부분적으로 약간풍화 내지 풍화작용을 받지 않은 화강암류로써 BH-2 위치에서 지표면 하 12.5 m 이하의 심도에서 분포하고 있었다. 본 경암층은 균열을 따라 부분적으로 풍화가 진행된 흔적을 보이기도 하나 암 내부는 매우 신선한 상태이며 굴진 과정에서 채취된 코어는 단주상 내지 장주상, 봉상으로 회수되었으며 코어회수율(TCR)은 100%, 암질지수(RQD)는 85% 정도로 양호하였고 색조는 담회색~암회색을 띠고 있었다.

시추공 BH-1와 2에 대해서 총 22회의 표준관입시험을 실시하였으며, 심도에 따른 N치 변화는 그림 4와 같다.

지반의 공학적인 문제를 해결하기 위하여 지반을 구성하고 있는 흙과 암석에 대하여 물리적 성질과 역학적 성질을 파악하는 것이 무엇보다 중요하며, 이를 위하여 현장조사에서 채취한 토질 및 암석시료에 대한 실내시험을 실시하였다.

#### 4. 기존 비탈면의 안정성 검토

##### 4.1 우수/지하수 유입 경로의 추정

현장의 지형 조건상 우수 또는 지하수는 그림 5와 같이 비탈면의 계곡부와 같은 경로를 통하여 현장에 유입하였을 것으로 추정되었다. 그림 6은 B-LINE에서 파괴된 비탈면을 통하여 지하수가 배출되는 것을 보여주고 있으며, 지하수의 주요 배출 경로가 될 수 있음을 알 수 있다. 그러므로 이 구간은 비탈면으로 지하수 유출이

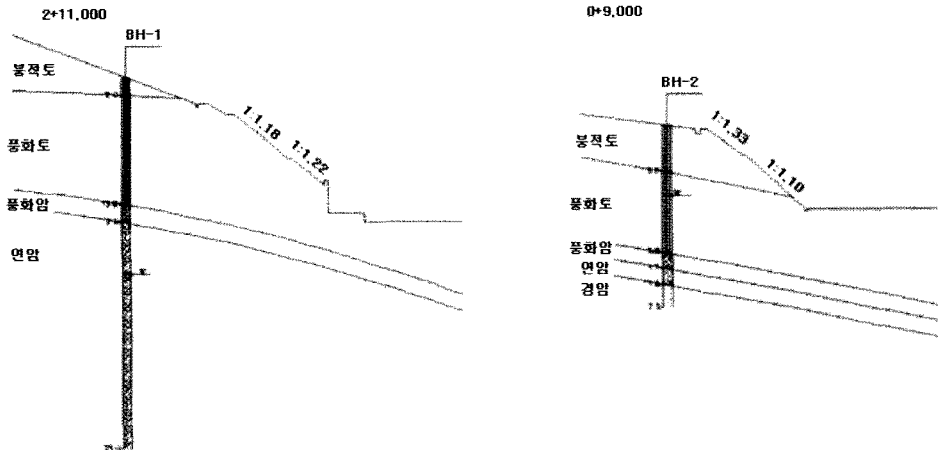


그림 3. 현장 지하수위와 지반조건

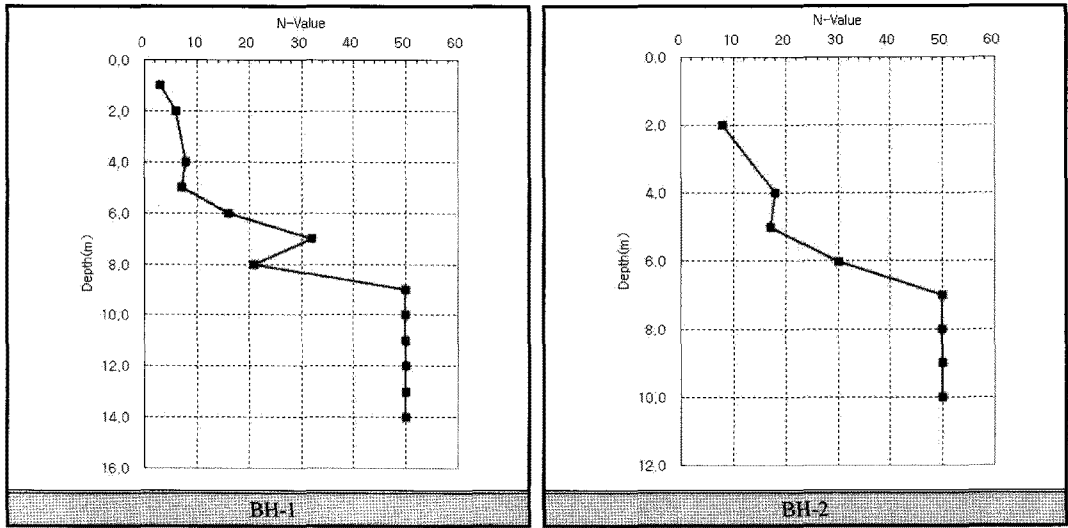


그림 4. 심도에 따른 N치 변화

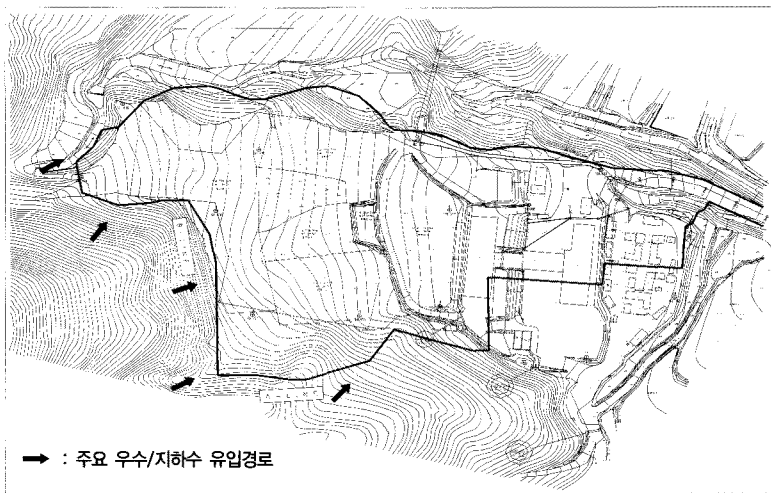


그림 5. 지형조건에 따른 주요 우수/지하수 유입경로의 추정



그림 6. 붕괴 비탈면에서의 지하수 유출(비탈면 파괴 당시)

빈번할 것으로 보이며 특히, B-LINE에서의 잦은 비탈면 파괴 현상과 관련이 있을 것으로 추정할 수 있었다.

#### 4.2 한계평형해석 및 수치해석

한계평형해석법은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 방법으로, 문제를 단순화하기 위한 가정을 설정하여 간단한 정역학 이론으로 산정한 안전율이 허용안전율 이상이 되면 비탈면은 파괴에 대해 안전하고, 변형은 허용치 이내인 것으로 판단한다. 일반적으로 토사 및 풍화암의 절개 비탈면, 심도 비탈면의 안정해석시 적용할 수 있는 방법이다. 한계평형이론에 의한 비탈면 안정해석방법은 여

러 가치가 있으나 그 정확성은 설계정수와 비탈면의 지하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 의해 좌우된다.

일반 한계평형이론은 비탈면 안정 해석시 얻어지는 임계활동면이 실제 비탈면에서의 활동면과 정확히 일치한다고 볼 수 없으며, 파괴시 힘의 평형만 고려할 수 있고 파괴에 이를 때까지의 변형 해석은 불가능할 뿐만 아니라 한계평형해석 수행시 방정식수가 많은 부정정 연립방정식을 풀어야 하므로 해석상의 오류 발생이 가능성을 피하기 위해 유한차분코드인 FLAC 2D를 추가적으로 안정성 검토에 활용하였다. 유한차분법(Finite Difference Method)에 의한 비탈면 안정해석은 일반 한계평형이론과는 달리 비탈면을 포함한 실제 지반을 비교적 정확히 모델링할 수 있으며 활동면 해석과 함께 전 영역에 걸쳐 해석이 가능하며, 지반내 응력 상태를 재현함으로써 보다 실제에 가까운 파괴 활동 형태 및 지반내 응력변화, 비탈면에서의 전단파괴 영역 및 소성 범위를 확인 가능하다. 유한차분기법을 이용한 FLAC 2D 프로그램을 이용하여 비탈면이 파괴에 도달할 때까

지의 응력 및 변형상태를 파악하여 보다 실제적인 안전율을 산정하여 비탈면의 안정성 검토 및 보강 설계에 반영하였다.

대상 비탈면의 안정성 해석을 위해서 한계평형해석 프로그램인 SLOPE/W<sup>1)</sup>와 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2D<sup>2)</sup>를 활용하였다. 지표지질조사 및 2개의 시추공으로부터 대상 비탈면의 지층구분은 붕적토, 풍화토, 풍화암 등으로 이루어지고 있음을 확인하였으며, 이를 기준으로 각 해석단면의 지층 경계를 결정하였다. 안정성 검토 대상 비탈면의 대표단면을 STA. 2+11.000, 3+65.000, 0+9.0000, 1+9.0000 등 4개소로 해석 단면 위치를 선정하였다(그림 7).

비탈면의 파괴 여부를 판단하기 위한 적용 허용 안전율은 건설교통부 기준<sup>3)</sup>과 한국도로공사의 도로설계실 무편람<sup>4)</sup>을 적용하였는데 각각 건기시 1.5, 우기시 1.2이다. 그러나 지반조사 결과로부터 얻어진 강도정수가 교란 시료로부터 얻어진 값이므로 0.1을 제하였다. 따라서, 본 검토에서 적용된 허용 안전율은 건기시 1.4, 우기시 1.1으로 최종 설정하였으며, 적용 물성치는 표 1과

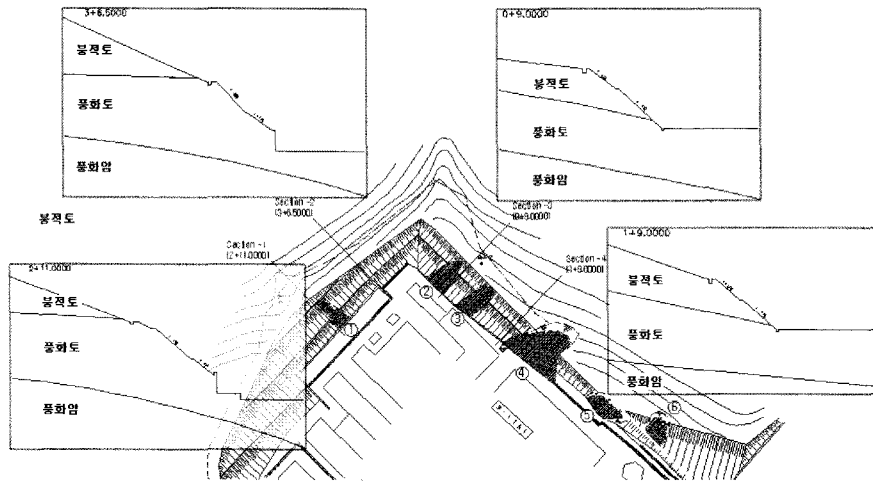


그림 7. 해석 위치 및 단면

표 1. 안정성 검토시 적용 물성치

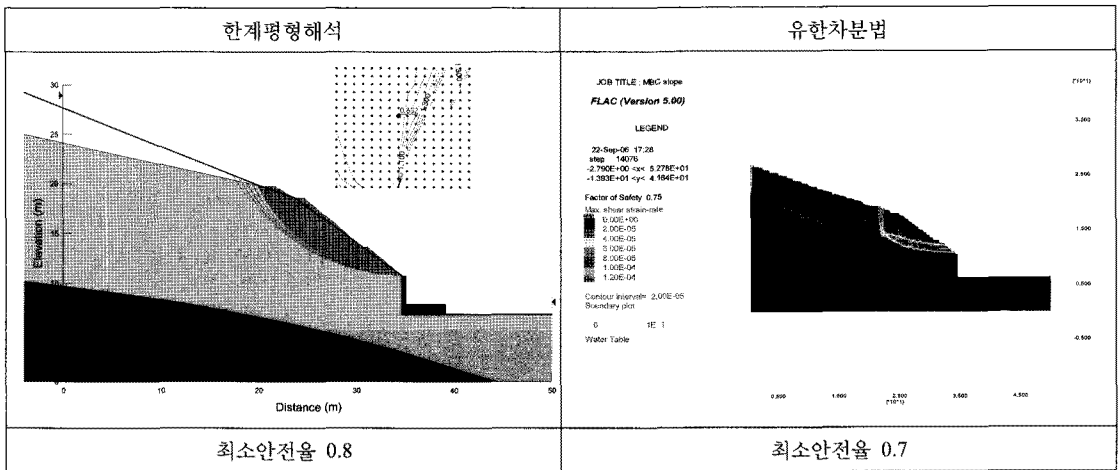
구 분	토 층	밀도 (tonf/m <sup>3</sup> )	간극비	비중	함수비 (%)	점착력 (tonf/m <sup>2</sup> )	마찰각 (°)	N치
A-Line (BH-1)	붕적토	1.74	0.995	2.68	29.5	2.0	22.7	3
	풍화토	1.71	0.769	2.66	13.7	0.9	30.5	15(6-50)
	풍화암	1.75	0.720	2.67	12.7	0.4	33.4	50
B-Line (BH-2)	붕적토	1.87	0.804	2.68	25.9	1.6	28.5	18(8-30)
	풍화토	1.72	0.730	2.67	11.4	0.4	30.0	50
	풍화암	1.75	0.720	2.67	12.7	0.4	33.4	50

같다.

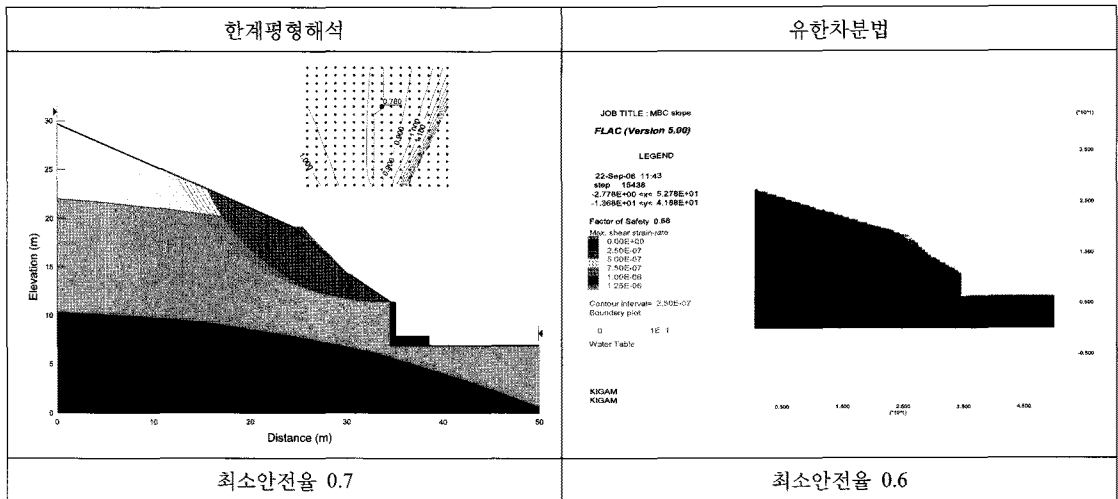
건기시와 우기시의 비탈면안정 해석 결과는 한계평형법에 의한 결과와 유한차분법에 의한 해석 결과가 매우 유사한 경향을 나타내었다. 해석 결과 대부분의 비탈면에서 건기시에는 B-Line의 일부를 제외 하면 대부분 적용 허용안전율 기준을 만족하나 우기시에는 모든 단면에서 안전율 기준을 만족 시키지 못하였다(그림 8). 이러한 결과는 현장의 지반조건, 비탈면 파괴 현황과 대체로 일치하는 결과였다. 안정성 검토 결과 본 현장의 비탈면은 비탈면안정 대책공법을 반드시 적용하여야 하는 것으로 나타났다.

### 5. 보강대책 검토

비탈면 파괴가 발생하지 않게 하기 위한 대책공법을 방지가능별로 구분하면 안전율 유지법과 안전율 증가법으로 구분할 수 있다. 강우, 융설 등과 같은 물의 영향에 의하여 비탈면의 안전율이 감소하는 것을 방지시켜주는 전자의 방법과 불안전하게 판단된 비탈면의 안전율을 말뚝 등의 저항력을 이용하여 증가시켜주는 후자의 방법이 있다. 안전율 유지법은 파괴의 직접적 요인으로부터 비탈면을 보호하는 소극적 방법이라 할 수 있으며 안전율 증가법은 비탈면파괴의 잠재적 취약성을 개선시키려는 적극적 대책방법이라 할 수 있다.

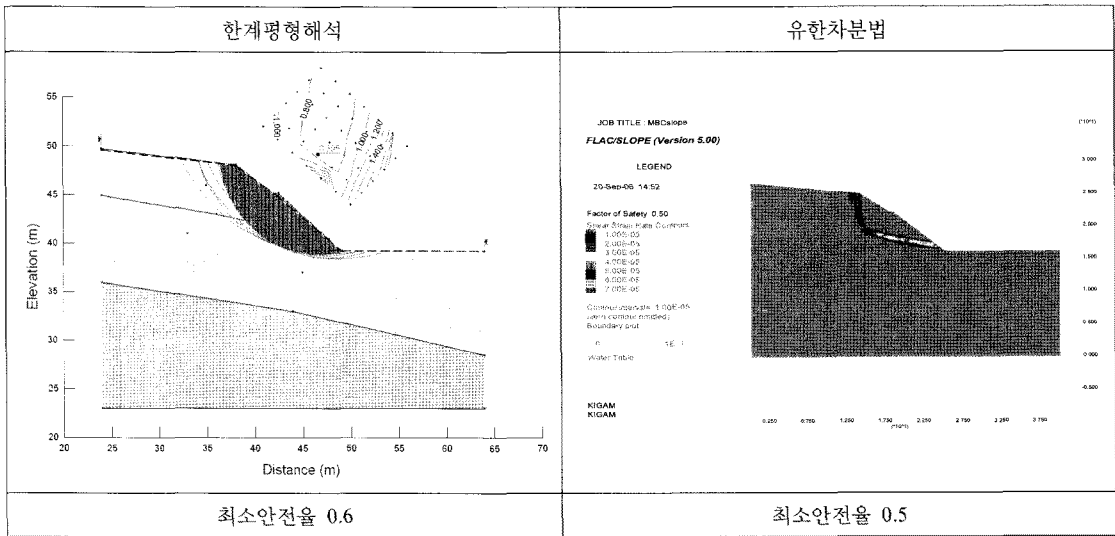


(a) STA 2+11.0000 단면(우기시)

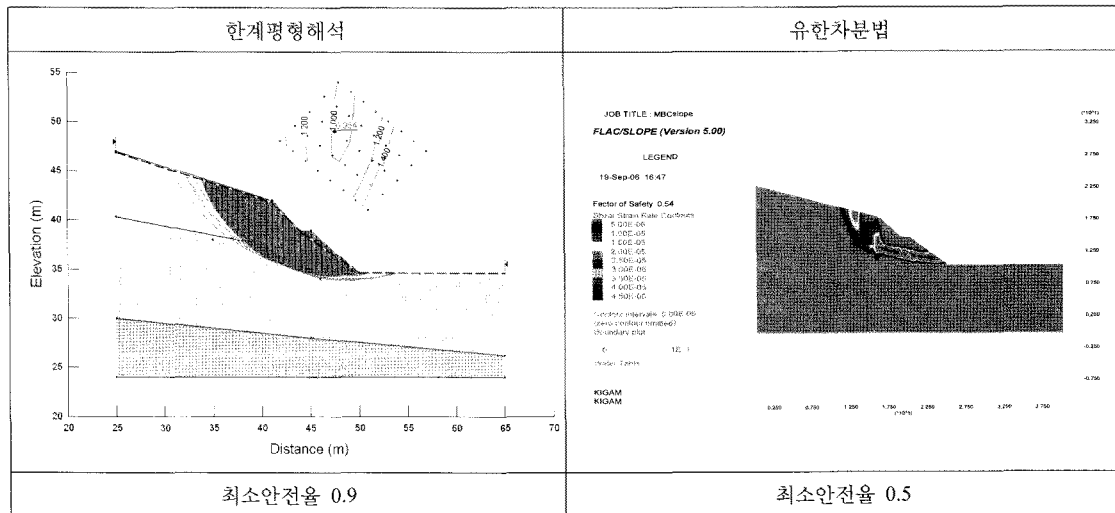


(b) STA 3+6.5000 단면(우기시)

그림 8. 기존 비탈면에 대한 안정성 검토 결과(계속)



(c) STA 0+9.0000 단면(우기시)



(d) STA 1+9.0000 단면(우기시)

그림 8. 기존 비탈면에 대한 안정성 검토 결과

안전율 유지법으로 배수공, 낙석방호공, 표층안정공, 식생공 등을 들 수 있으며, 안전율 증가법으로 억지 말뚝공, 앵커공, 옹벽공, 절토공, 압성토공, Soil nailing공 등을 들 수 있다.

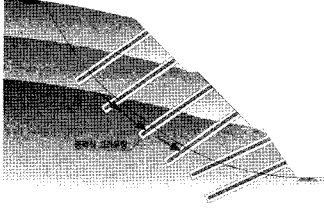
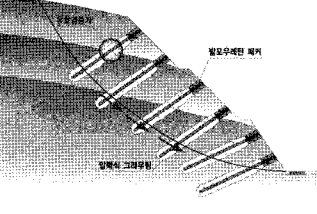
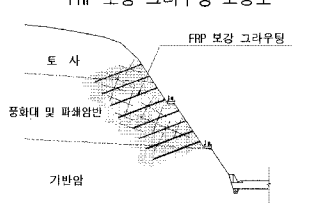
본 검토 대상 비탈면은 현장의 특성상 작업 부지가 협소하고, 비탈면의 높이가 비교적 높으므로 비탈면의 보강을 위해서는 Soil nailing공 또는 절토공의 적용이 유리할 것으로 판단하였다. 따라서, 사업부지의 훼손을 최소화 하고 현재 비탈면 상태에서 비탈면을 안정화 시키는 방법으로는 Soil nailing공과 절토공을 검토하였

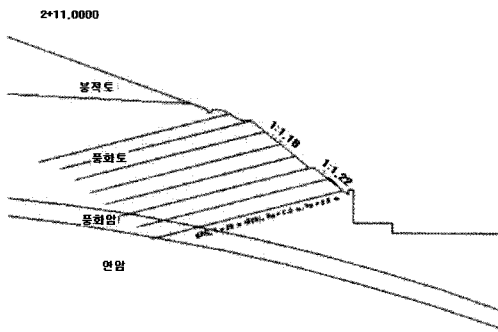
다. Soil nailing공의 종류 및 특징은 표 2와 같다.

설계적용 Soil nailing공은 재질 D 32 mm 철근, SD-30 ( $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ )을 사용하고, 간격 A-Line  $2.0 \times 2.0 \text{ m}$ , B-Line  $1.5 \times 1.5 \text{ m}$  및 길이  $L = 20 \text{ m}$ 로 시공하는 것을 가정하였다. Soil nailing공 적용후 안정성 검토를 위한 대표단면은 그림 9와 같다.

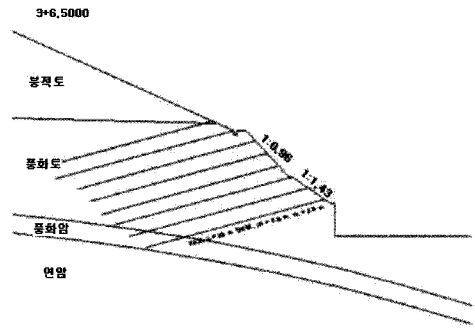
반면 절토공은 가장 단순하면서도 효과적인 방법 중의 하나이나, 절개면적이 커져 산림의 훼손 및 잔토처리 문제 발생할 수 있다. 검토한 절토공의 경우 비탈면 경사 기준을 건설교통부(건설공사 비탈면 설계기준)의

표 2. Soil Nailing공의 종류 및 특징

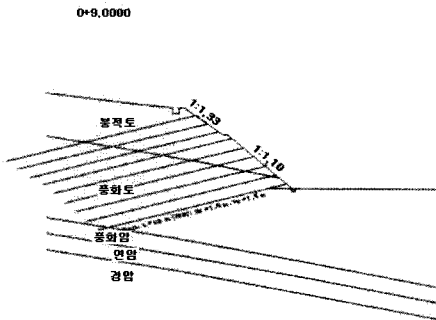
구 분	중력식 Soil nailing공법	압력식 Soil nailing공법	FRP 공법
개요도			
공 법 개 요	원지반 천공후 인장력, 전단력 및 휨 모멘트에 저항할 수 있는 보강재를 프리스트레싱 없이 비교적 좁은 간격으로 지반에 삽입한 후 반복 그라우팅을 실시하여 원지반의 전단강도를 향상시키는 공법	원지반 천공후 그라우팅 선단부의 패커에 급결성 팽창제를 주입하여 Nail 정착부를 완전히 밀폐하고 압력 그라우팅을 실시하여 정착부의 유효직경 및 전단저항력을 증가시켜 전체 안전율을 증가시키는 공법	FRP 보강재 내에 패커를 설치하여 압력에 의해 파쇄암반의 절리와 토사지반의 공극에 고강도 주입재를 주입함으로써 원지반의 전단강도 증대와 보강재에 의한 전단, 휨 및 Nailing 효과를 동시에 얻는 공법임.
장 점	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 비탈면의 안정성 우수</li> <li>• 공사비 저렴</li> <li>• 시공단순</li> <li>• 시공사례가 풍부</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 반영구적 공법, 시공간단</li> <li>• 압력그라우팅으로 지반보강효과 발휘</li> <li>• 토사, 리핑암 및 파쇄가 심한 암반에서 적용가능</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 원지반 절취를 최소화</li> <li>• 암반의 절리면 붕합</li> <li>• 부지보상면적 최소화</li> <li>• 미관양호</li> </ul>
단 점	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 공기가 비교적 길다</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 비탈면내 배수처리를 위한 수발공 필요</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 비탈면이 높은 경우 공사비 과다</li> </ul>



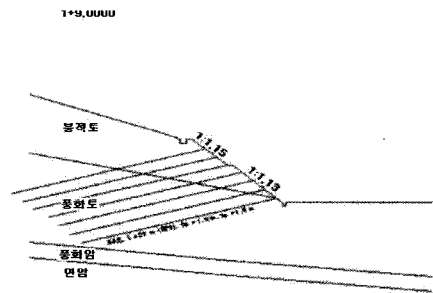
(a) STA 2+11.0000



(b) STA 3+6.5000



(c) STA 0+9.0000



(d) STA 1+9.0000

그림 9. Soil nailing공의 검토 단면



토사원지반 절토비탈면 표준경사 기준에 의해 적용비탈면 경사는 비탈면 하부 1:1.2, 비탈면 상부 1:1.5, 소단 너비 1.0 m으로 설정하여 검토하였다(그림 10).

Soil nailing보강, 구배 조정, 그리고 구배 조정 및 지하수 수위 조절 등 세 가지 보강공을 고려하였다. 보강공법의 개요는 표 3과 같다.

고려하고자 하는 대책공들의 효과를 비교 검토함으로써 최종 대책공을 선택하는데 참조하기 위해 기존 비탈면에 대한 안정성 검토와 동일한 방식으로 대책공으로 고려할 Soil nailing공과 절토공의 적용후 안정성 검토를 수행하였다. 각 대표 비탈면별로 한계평형해석용 프로그램인 SLOPE/W와 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2D

를 이용하여 각 조건별 최소안전율을 산정한 결과는 표 4와 같다.

STA 2+11.000, 3+6.5000, 0+9.0000 그리고 1+9.0000에서의 기존 비탈면의 경우, 해석결과는 우기 시에만 허용안전율미만의 최소안전율을 가지는 것으로 나타났으며, 잠재적 비탈면파괴를 예상할 수 있었다. Soil nailing보강후 최소안전율을 산정한 결과, 모든 해석 비탈면에서 건기 우기 모두 허용 안전율 이상으로 나타났다. 이는 제시한 Soil nailing 보강효과가 적절하게 작용하여 잠재적 비탈면 파괴를 억제할 수 있는 것으로 사료된다. 구배 조정만을 고려하였을 경우 모든 해석 비탈면에서 우기시 허용안전율 미만의 최소안전율을 보여주었다.

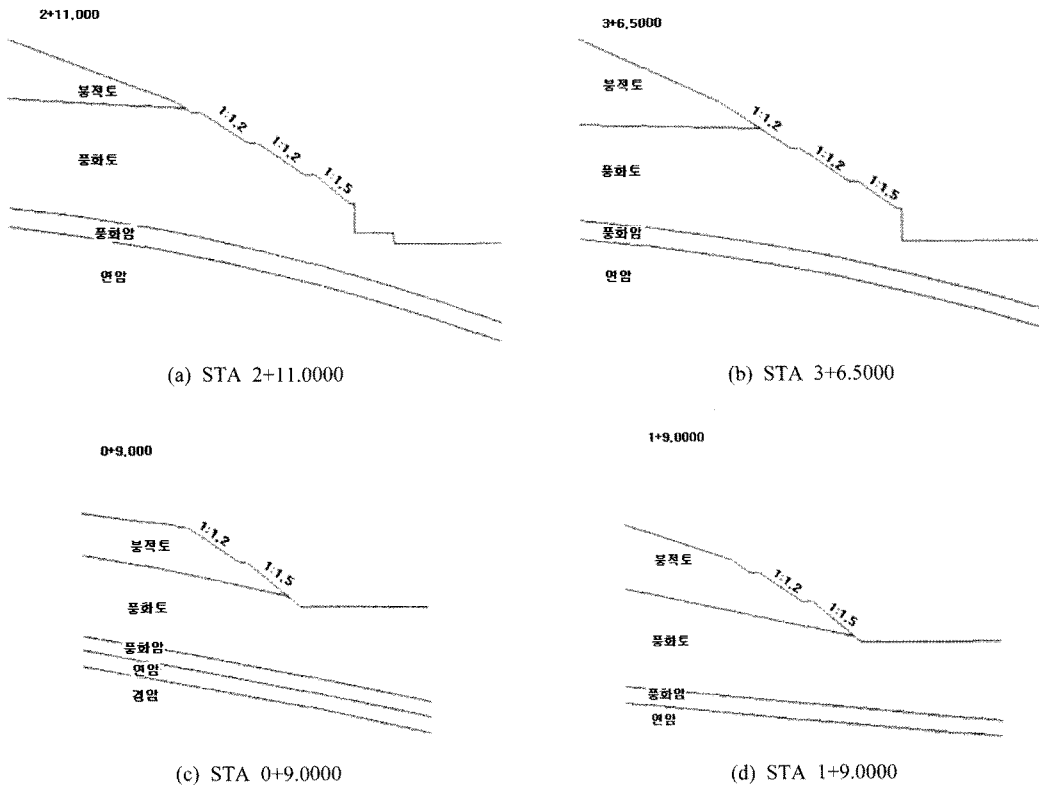


그림 10. 절토공법의 검토단면

표 3. 대책공의 개요

구 분		Soil nailing	절토공법	
		건기	경사 조정	지하수위 저감
A-Line	2+11.000	L = 20 m (D29), C.T.C 2.0 × 2.0 m	하단 1:1.2, 상단 1:1.5	지표면 아래 3 m
	3+6.5000			지표면 아래 3 m
B-Line	0+9.0000	L = 20 m (D29), C.T.C 2.0 × 1.5 m	하단 1:1.2, 상단 1:1.5	지표면 아래 4 m
	1+9.0000			지표면 아래 2 m

표 4. 대책공 적용 후 최소 안전율 결과

구 분			기존비탈면		Soil nailing		절토공법			
							경사 조정후		경사조정 + 지하수위 저감	
			건기	우기	건기	우기	건기	우기	건기	우기
A-Line	2+11.000	한계평형	1.5	0.8	2.3	1.2	1.8	0.9	-	1.2
		유한차분	1.5	0.7	1.9	1.1	1.7	0.8	-	1.2
	3+6.5000	한계평형	1.5	0.7	2.4	1.2	1.8	0.9	-	1.1
		유한차분	1.5	0.6	1.9	1.1	1.7	0.8	-	1.1
B-Line	0+9.0000	한계평형	1.3	0.6	2.1	1.2	1.5	0.7	-	1.2
		유한차분	1.3	0.5	2.2	1.3	1.4	0.6	-	1.1
	1+9.0000	한계평형	1.4	0.9	2.2	1.2	1.6	1.0	-	1.2
		유한차분	1.3	0.5	1.9	1.1	1.4	0.7	-	1.1

참고: 굵은 글씨는 안전율 기준 이하의 경우

따라서 지하수 수위 조절의 필요성이 있는 것으로 사료되며, 이에 구배 조정과 함께 지하수 수위 조절을 함께 병행하는 보강공을 고려하였다. 이 경우 모든 대표 비탈면에서 허용안전율을 이상의 최소안전율을 보였다. Soil nailing 보강이나 지하수 수위 조절을 병행하는 구배조정은 비탈면 안정화를 위해 모두 유효한 보강공이라 판단되었다.

### 6. 결론

수문조건 검토결과 비탈면파괴 이력상 비탈면의 파괴는 모두 강우 이후에 발생하였으므로 대부분 강우와 명확한 상관관계를 보이고 있으며, 현장의 지형조건상 특히 B-Line 지역은 우수/지하수 유입 경로로 추정되었다.

지반조건 검토결과 현장 비탈면의 상부에는 지반조사 결과 현장 비탈면의 상부에는 느슨한 붕적층(A-LINE의 N치 3, B-LINE의 N치 8~30)과 강도가 낮은 일부 풍화토층(A-LINE의 N치 6~16 구간)이 존재하는 것으로 나타났으며, 특히 B-Line의 경우 일부 지역은 느슨한 붕적층의 심도가 깊어 강우에 의한 상부 비탈면의 포화가 비탈면의 안정성에 매우 불리한 영향을 줄 수 있다.

비탈면해석 결과 현장비탈면의 안전율은 일부 구간을 제외하면 건기에는 대부분 규정된 비탈면 최소안전율을 만족하나 우기 시에는 모든 단면에서 안전율 기준을 만족하지 못 하였으며, 특히 B-Line의 일부 구간은 건기의 경우에도 안정성이 비교적 낮은 것으로 나타났으

며, 지반조건 및 비탈면의 경사와 관련이 있을 것으로 추정되었다. 그러므로 본 현장의 비탈면파괴는 집중호우, 열악한 지반조건, 설계시 안전한 비탈면 경사의 미확보, 시공중 비탈면경사의 변경, 표층 보강 공법의 불량 등에 의하여 복합적으로 발생된 것으로 판단되었다.

현장상황에 적합한 보강 방법은 Soil nailing 또는 절토공법으로 판단되었으며, Soil nailing 보강후 비탈면 안전율을 산정한 결과, 모든 해석 비탈면에서 건기 우기 모두 허용 안전율을 만족 시키는 것으로 나타났다. 절토 공법만을 적용하였을 경우에는 모든 해석 비탈면에서 우기시 허용안전율 미만의 최소안전율을 보여주었다. 따라서 비탈면 내 지하수 수위를 조절할 필요가 있었으며, 절토공법과 지하수위 저감 공법을 함께 병행하는 경우 검토된 모든 비탈면에서 비탈면의 최소 안전율이 허용안전율을 초과한 결과를 기대할 수 있었다.

### 사 사

이 연구는 한국지질자원연구원의 기본사업인 ‘고심도 지하연구실험실(URL) 구축 및 실증실험연구’과제의 일환으로 수행되었습니다.

### 참고문헌

1. Geo-Slope, 2005, SLOPE/W user's manual, pp. 20-25.
2. ITASCA, 2005, FLAC user's manual for v.5.0.
3. 건설교통부, 2006, 건설공사 비탈면 설계기준.
4. 한국도로공사, 1999, 도로설계실무편람; 토질 및 기초.

**한 공 창**



1976년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1989년 Ecole des mines de Paris 지질공  
학과 공학석사  
1993년 Ecole des mines de Paris 지질공  
학과 공학박사  
Tel: 042-868-3241  
E-mail: hankc@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
책임연구원

**류 동 우**



1994년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1996년 서울대학교 대학원 자원공학과  
공학석사  
2000년 서울대학교 대학원 지구환경시  
스템 공학부 공학박사  
Tel: 042-868-3099  
E-mail: dwryu@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 선임연구원

**천 대 성**



1997년 서울대학교 공과대학 자원공학과  
공학사  
1999년 서울대학교 대학원 자원공학과  
공학석사  
2006년 서울대학교 대학원 지구환경시스  
템공학부 공학박사  
Tel: 042-868-3248  
E-mail: cds@kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
선임연구원

**홍 은 수**



1986년 서울대학교 농과대학 농공학과  
공학사  
1993년 한국과학기술원 토목환경공학과  
공학석사  
2005년 고려대학교 사회환경시스템공  
학과 공학박사  
Tel: 042-868-3224  
E-mail: esoohong@kis.kigam.re.kr  
현재 한국지질자원연구원 지반안전연구부  
Post-Doc