

무한사면에서의 사면붕괴와 보강대책 사례연구

민경남^{1)*}, 유병옥²⁾, 홍정표³⁾, 전종현⁴⁾, 이태선⁵⁾

A Case Study about the Slope Collapse and Reinforcement Method on the Infinite Slope

Kyoung-Nam Min, Byung-Ok You, Jung-Pyo Hong, Jong-Hern Jun and Tae-Sun Lee

Abstract The target slope of this study, formed during the construction of highway, is the very high infinite slope where sliding began along the discontinuity. Although an attempt was made to stabilize the upper part of the slope by installing the rock anchors, large scale failure was occurred at the lower part of the reinforced area. Afterwards, subsequent failures were observed two times. To investigate the cause of the failure, residual shear strength was measured by performing the direct shear test of rock specimen of the site. The anchor design was based on the pull-out test. Considering the slope surface where the undulation was severe and the variation of strength was very large, buttressing was used to obtain the required anchoring capacity.

KeyWords infinite slope, rock anchor, anchor pull-out test, buttress

초 록 연구지역은 고속도로 신설구간에 형성된 대절토 무한사면으로 불연속면을 따라 사면파괴활동이 시작되었다. 보강은 락앵커 공법을 시공하여 상부구간 안정화를 시도하였다. 그러나 앵커보강 하부구간에 대규모 붕괴가 추가 발생하였고 이후 2차례 더 진행되었다. 붕괴원인을 분석하기 위하여 시료를 채취하고 직접전단시험을 실시하여 잔류전단강도를 확인하였다. 그리고 붕괴지반의 앵커력 확보를 확인하기 위하여 앵커인발시험을 실시하고 앵커설계에 반영하였다. 앵커는 붕괴면의 굴곡이 심하고 연경의 변화가 심한 지반상태를 고려하여 계단식 용벽과 조합하여 앵커력을 확보하도록 하였다.

핵심어 무한사면, 락앵커, 인발시험, 계단식용벽

1. 서 론

도로건설공사중 급경사지에 형성된 대절토 무한사면은 많은 문제점들을 야기시킨다. 절토고가 높아 보강시 여러 가지 제약조건이 따르는데 이는 결국 공사비 상승과 직결되고 품질시공에도 저해요인이 된다. 특히 복잡한 지층 및 지질구조 특성을 보이는 대규모 절취사면의 경우에는 더욱더 그러하다.

따라서 급경사지 무한사면은 절취초기에 보강공사를 조속히 시행하여 추가붕괴를 방지하고 건설비용을 최소화 할 필요가 있다.

연구지역은 고속도로신설 구간에 형성된 무한사면으로 2005년 3월 집중강우시에 풍화암과 연암의 경계부를 따라 인장균열이 형성되면서 사면파괴활동이 시작되었다. 이후 락앵커 공법을 시공하여 상부구간 안정화를 시도하였으나 앵커 하부구간에 대규모 붕괴가 연속 발생하였고 주변에 인장균열이 확인되는 등 추가 붕괴의 징후가 감지되어 사면의 안정성을 검토하였다.

일반적으로 급경사 대절토 무한사면의 붕괴는 조사 및 대책공법 선정에 제약이 많다. 본 사례는 붕괴된 사면을 대상으로 현장조사를 실시하여 붕괴원인을 밝히고 이를 토대로 하여 안정성 해석과 영구적인 대책공법 제시를 목적으로 시도되었다.

2. 지질 및 붕괴현황

2.1. 지질

조사지역은 전북 완주군 소양면 일대로 옥천계 변성암류가 조사지역 북서부에 분포하고 있으며 조사지역

¹⁾ 대원토질 엔지니어링사업본부 차장

²⁾ 한국도로공사 도로교통기술원 수석연구원

³⁾ 한국도로공사 익산-장수 건설사업소 주감독

⁴⁾ 두산중공업 현장소장

⁵⁾ 대원토질 전문

* 교신저자 : knmin4183@naver.com

접수일 : 2005년 12월 1일

심사 완료일 : 2006년 3월 29일

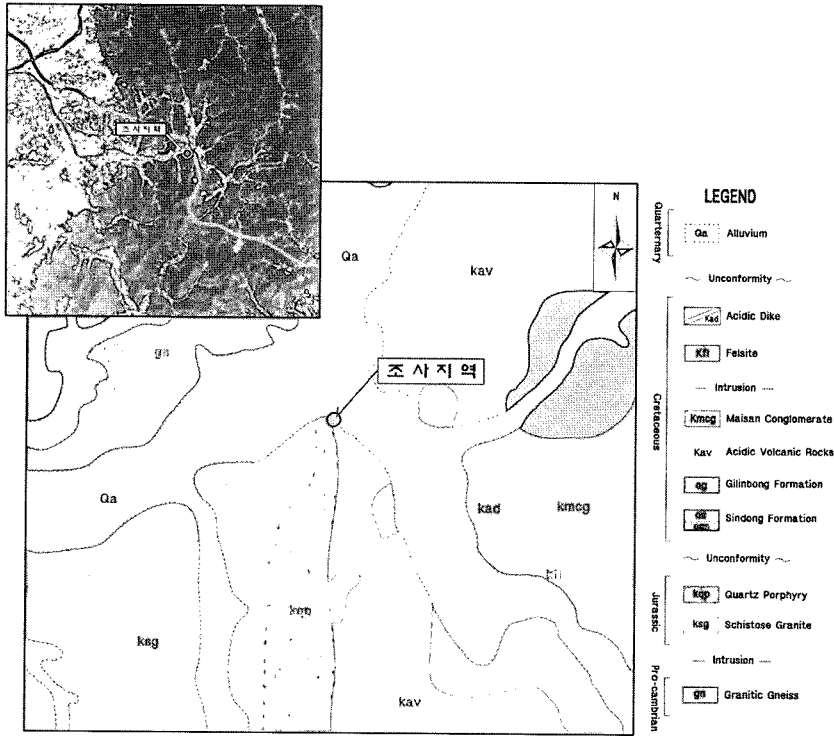


Fig. 1. 지질도(한국지질자원연구원, 1986)

일대를 중심으로 좌우의 지질시대가 크게 다르다.

검토구간은 원동산(713m), 은내봉(451m), 응봉산(272m)과 시루봉(234m)으로 둘러 쌓여 있으며 조사지역은 남서쪽에 위치하는 응봉산의 동쪽 끝부분에 해당한다.

조사지역 일대의 지질은 중생대의 화강암류와 경상계의 퇴적암류 및 화산암류로 구성되어 있다. 백악기의 편상화강암과 석영반암은 조사지역 하부에 위치하고 있으며 화강편마암은 북동방향을 가지며 조사지역 상부에 분포하고 있다.

검토구간은 주라기의 화강암질암과 석영반암으로 구성되어 있으며 일부구간에 안산암질암이 분포한다. 조사지역의 지질도는 Fig. 1과 같다.

화강암질암은 조립질로 심하게 풍화되어 미소균열이 발달 분포한다. 석영반암은 담회색의 장석질 기질을 바탕으로 크기 3~7mm의 석영반정 입자를 가지고 있으며 안산암질암은 녹회색을 띠며 관입부를 따라 파쇄대가 발달한다.

붕괴구간은 이들 화강암질암, 석영반암과 안산암질암의 경계부에 위치하며 심하게 풍화를 받은 불연속면에 의해 사면활동이 시작되었다. 주 불연속면군은 N30W

73NE로 사면방향과 일치하며 경사는 65~85°로 고각을 이루고 있다. 또한 절리, 단층 및 관입경계부 등과 같은 불연속면에 의해 복잡한 지질구조를 가지고 있으며 지표면까지 파쇄대가 형성되어 있다.

2.2. 붕괴현황

붕괴구간은 무한사면으로 절취 후 장기간 노출된 상태에서 집중강우시에 슬라이딩이 발생하였다. 이후에 사면활동이 다시 발생하였으며 활동면내에 인장균열 및 이완이 계속 진행되어 2006년 1월 현재 지반자립이 어려운 상태에 있다.

사면붕괴는 주로 화강암질암 구간에서 발생하였다. 절취 후 법면에 노출된 암질은 슈미트햄머 타격에 의한 일축압축강도 850kgf/cm²로 연암 이상으로 확인되었으나, 붕괴 후에 활동면을 조사한 결과 암반 내부로 풍화가 상당히 진행된 상태에 있었다. 또한 1차붕괴 후에도 지반이완이 계속 진행되어 붕괴구간이 상부 및 좌우부까지 확장되었으며 이후 4차붕괴까지 연속적으로 발생하였다(Fig. 2). 붕괴현황을 요약하면 Table 1과 같다.

락앵커는 상부 안정화를 위해 2차붕괴 후 25공이 1차로 설치되었다. 그러나 하부구간의 붕괴로 앵커가 상부

Table 1. 붕괴현황

구분	일자	규모 (m)	암종	파괴형태
1차	05. 3	40×45×17	화강암질암	원호파괴
2차	05. 5	20×15×10	화강암질암	원호파괴
3차	05. 7	15×20×7	석영반암	평면파괴
4차	05. 9	10×15×5	석영반암 안산암질암	평면파괴

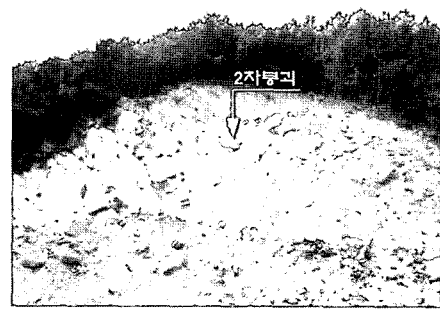
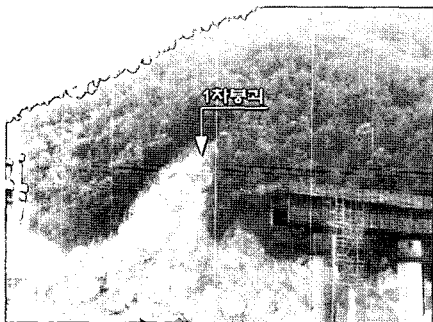
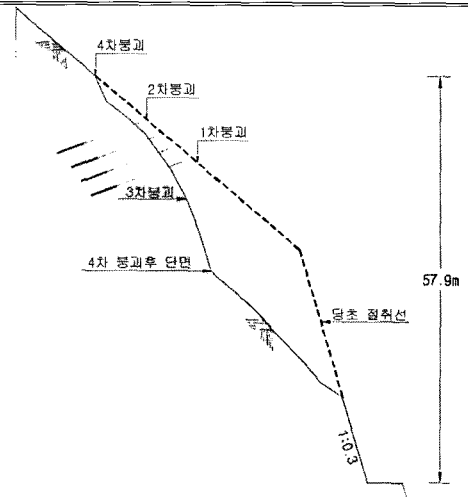


Fig. 2. 붕괴 후 현장전경

암괴를 지지할 수 없었고 앵커인장 후 압축파괴가 서서히 진행, 풍화암지반에서 초기긴장력이 상실되어 앵커보강구간의 붕괴로까지 이어졌다.

3. 현장조사

3.1. 지표지질조사

지표지질조사는 현장 접근의 제약성 및 낙석의 위험



Fig. 3. 암괴의 이완 진행



Fig. 4. 심한풍화상태의 화강암질암

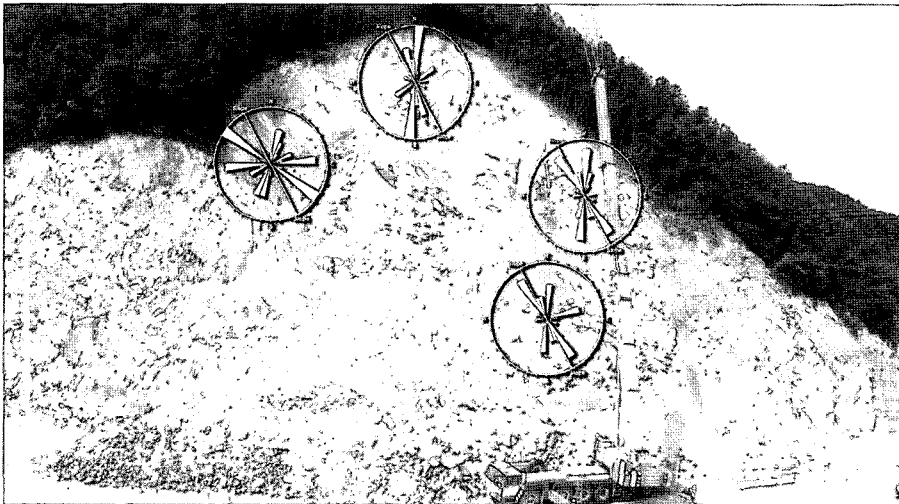


Fig. 5. 불연속면의 구간별 방향성 결과

성으로 인하여 250ton 크레인을 동원하여 실시하였다. 조사결과 불연속면은 연장이 30m 이상으로 발달하여 사면에 아주 불리하게 작용하고 있다. 이들 불연속면의 빈도는 평균 10~20개/m 내외로 분포하는데 불연속면의 빈도가 높아지면 지하수에 의한 암반의 풍화가 집중되어 절리 내에 점토광물이 많이 형성되는 것으로 알려져 있다. 또한 불연속면의 상태는 대부분 심하게 풍화되어 이완된 상태로 있다(Fig. 3, 4). 슈미트햄머에 의한 일축강도는 평균 200kgf/cm²로 풍화암이하의 강도분포를 보이고 연경의 변화가 매우 심한편이다.

조사결과 붕괴구간은 화강암질암, 석영반암과 안산암질암의 경계부에 해당하며 각 암종구간에 따라 불연속면의 방향특성이 다르게 분포하고 있다(Fig. 5).

붕괴구간을 중심으로 좌측부는 석영반암이 분포하는데 기질인 장석의 풍화로 인해 절리면은 점토광물이 1

0~20mm 함유되어 있으며 파괴형태도 점토질이 함유된 절리면을 따라 50/035 방향의 평면파괴가 발달한다.

상부의 화강암질 풍화암은 조립질로 주로 수직절리가 발달하고 우측의 안산암질암은 NS방향과 N30W 방향의 절리군이 우세하게 발달하며 파괴형태도 이들 절리면을 따르거나 서로 교차하는 구간에서 주로 발생한다. 전구간 평사투영 해석결과는 Table 2와 같다.

3.2. 토질시험

지반의 강도정수를 구하기 위하여 붕괴구간에서 채취한 화강암질암의 풍화암시료와 석영반암의 풍화암시료를 채취하여 직접전단시험을 시행하였다. 시험은 현장의 예상 응력범위를 고려하여 0.5kgf/cm², 1.0kgf/cm², 2.0kgf/cm²의 3단계 수직응력을 적용하였으며 시험결과는 Table 3과 같다. 실험결과, 붕괴구간 화강암질암의 풍

Table 2. 전구간 평사투영 결과

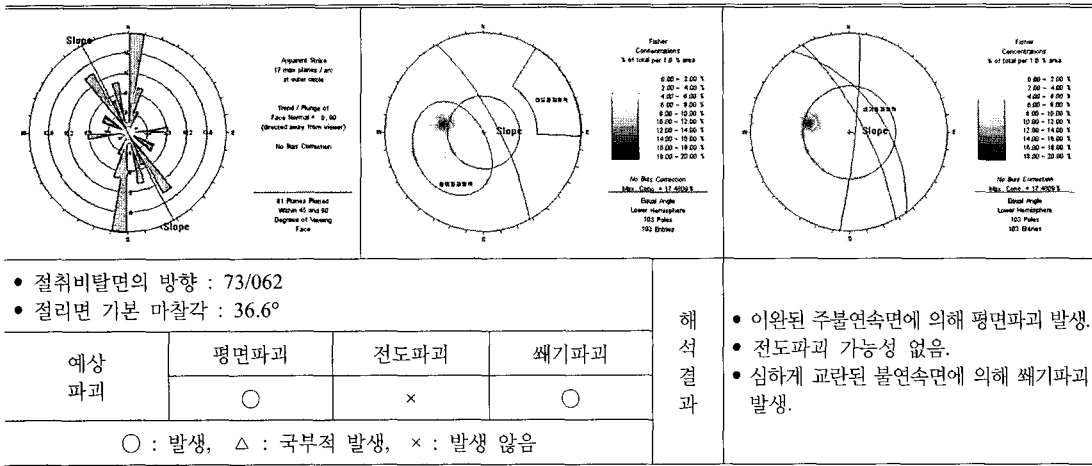


Table 3. 토질시험 결과

구분	밀도 (g/cm ³)	최대		잔류	
		점착력 (kgf/cm ²)	내부마찰각 (°)	점착력 (kgf/cm ²)	내부마찰각 (°)
화강암질암	2.628	0.06	45.7	0.0	36.6
석영반암	2.630	0.15	43.1	0.0	39.0

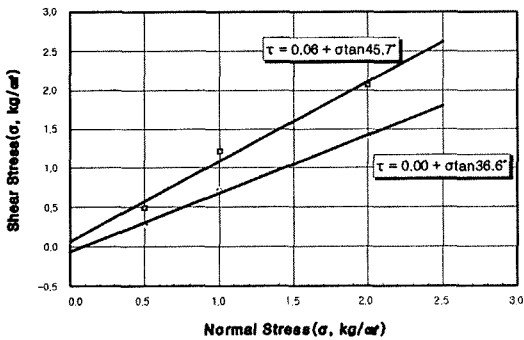


Fig. 6. 화강암질암의 직접전단시험 결과

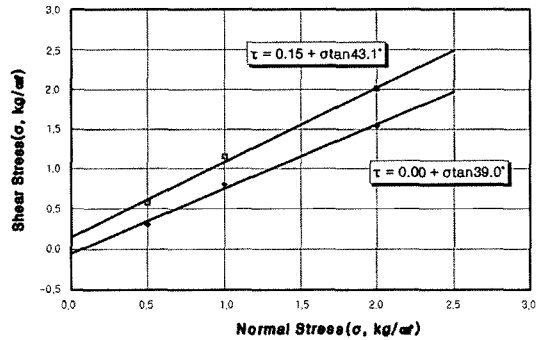


Fig. 7. 석영반암의 직접전단시험 결과

화암 시료가 다른 시료에 비해 다소 약한 강도를 보이고 있음을 알 수 있다(Fig. 6, 7).

파괴가 발생한 사면에 대한 보강공사 후 추가적인 사면 붕괴의 가능성을 검토하기 위해서는 지반의 잔류강도를 이용하여야 하는데 직접 전단시험을 통해 구한 지반의 잔류강도정수는 $c=0.0\text{kgf/cm}^2$, $\phi=36.6^\circ$ 로 결정되었다.

3.3. 붕괴원인 분석

붕괴는 2005년 3월에 최초 발생하였다. 1차붕괴는 화

강암질암구간에서 가장 크게 발생하였으며 연속적으로 사면 좌우측 및 상부까지 확장 진행되었다.

파괴원인은 지질경계부의 연장이 발달한 불연속면을 따라 풍화가 내부 깊숙이 진행되어 있는 상태에서 1:0.3의 급경사로 절취되고, 이후 집중호우 시에 지표수 및 지하수의 침투가 가속화되어 풍화암내의 점토충진물 및 절리면을 중심으로 전단저항강도가 저하되어, 약한 부분부터 점이적으로 파괴되면서 상부까지 활동한 것으로 판단된다. 특히 암질불량에 따른 강우시 지표수 침투 및

Table 4. 사면보강공법 비교

구 분	제1안 : Rock Anchor + 계단식옹벽 (수압판 설치)	제2안 : Rock Anchor + 계단식옹벽	제3안 : FRP+Rock Anchor+계단식옹벽
보강 개요	추가붕괴 우려가 있는 상부구간에 Rock Anchor 공법을 선시공하여 안정성을 확보한 후, 하부구간에 계단식옹벽 16단을 타설하여 전체적인 안정화를 도모	Sliding구간까지 계단식옹벽 30단과 Rock Anchor를 설치하는 공법으로 안정성 확보가 가장 확실	상부 붕괴구간의 이완된 지반공극에 시멘트밀크를 압력주입하고 블록파괴의 사면활동을 억제하기 위하여 앵커를 격공으로 설치한 후 계단공 설치
설계안	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 상부 <ul style="list-style-type: none"> - 슛크리트 타설 : T=10cm - Rock Anchor : L=13m C.T.C=2.0×2.0m (10단) - 수압판=500×500×300 ▶ 하부 <ul style="list-style-type: none"> - 계단식옹벽 : 16단 (H=2.0m) - Rock Anchor : L=13m C.T.C=3.0×4.0m (6단) 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 상부 <ul style="list-style-type: none"> - 슛크리트 타설 : T=10cm - Rock Anchor : L=13m C.T.C=3.0×3.0m (2단) ▶ 하부 <ul style="list-style-type: none"> - 계단식옹벽 : 30단 (H=1.5m) - Rock Anchor : L=13m C.T.C=3.0×3.0m (13단) 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 상부(FRP, R/A 격공) <ul style="list-style-type: none"> - FRP : L=10m, C.T.C=3×3m - Rock Anchor : L=12m C.T.C=3.0×3.0m (3단) - 수압판 설치 후 슛크리트 타설 ▶ 하부 <ul style="list-style-type: none"> - 계단식옹벽 : 26단 (H=1.5m) - Rock Anchor : L=15m C.T.C=3.0×3.0m (11단)
장단점	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 상부의 붕괴우려구간을 선시공하여 안전 확보 ▶ 상부구간 Anchor 현장타설 수압판 시공이 어려움 ▶ 전체적인 안정성은 제2안보다 떨어짐 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 안정성확보가 가장 확실 ▶ 하부 작업시 상부안정화 대책이 필요함(key block 지지 및 암탈이 가능) 	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 압력그라우팅으로 이완된 지반에 그라우트제를 주입하여 지반강도 증진이 가능 ▶ 앵커의 두부 설치가 어렵고 표층 유실시 앵커 긴장력 저하
채택안		◎	

지하수압의 상승이 파괴활동을 가속화 시킨 것으로 사료된다.

4차붕괴가 발생한 후에도 붕괴면 주변에 인장균열이 진행되는 등 추가 파괴활동의 가능성이 매우 높은 것으로 판단된다.

4. 사면안정대책

대책공법 수립시 고려해야할 사항으로 먼저 사면의 안정성 확보가 급선무이나 이외에도 현장여건에 따른 시공성 및 적용이 용이한 대책공법 선정이 이루어져야 한다. 따라서 본 연구에서는 시공성 및 안정성 측면에 중점을 두고 대책공법을 수립하였다.

사면안정대책 수립시 다음과 같은 점을 감안하였다. 사면활동으로 지반이 교란되어 있고 암괴가 이완되어 지반조건이 상당히 불리하고 무엇보다 수직에 가까운 상태에서 50m이상의 고소작업을 수행하여야 하는 점을 고려하였다.

4.1. 보강대책 검토

무한사면이라는 현장여건을 감안할 때 경사완화나 암탈이는 추가 붕괴의 우려가 있고 법면이 다시 형성되어 적용하기가 현실적으로 어렵다. 따라서 대책공법은 강력한 긴장력으로 이완영역의 활동여지와 암괴의 변위

억제에 적극적 대처가 가능한 락앵커 공법을 선정하였다. 그리고 붕괴면의 굴곡이 매우 심하고 연경의 변화가 심한 지반상태를 고려하여 계단식옹벽과 조합하여 앵커력을 확보하도록 하였다.

락앵커 보강공법은 시공성과 안정성을 고려하여 다음 Table 4와 같은 대책안을 수립하여 비교 검토하였다.

보강안 비교결과 상부구간 안정화와 시공성 측면에서 제1안이 유리한 것으로 검토되었으나 장기적인 안정성 확보면에서 제2안이 가장 확실하여 제2안을 사면안정대책으로 수립하였다. 그리고 이완된 지반에 앵커력 확보가 가능한지 확인하기 위하여 인발시험을 실시하여 앵커설계에 반영하도록 하였다.

4.2. 앵커인발시험

앵커의 설계와 시공은 국외의 시방기준에는 상세히 있으나(AASHTO-AGC-ARTBA TF27, 1990, Nicholson et al., 1982, Otta et al., Pfister et al., 1982, Weatherby, 1982, Cheney, 1988, Long et al., 1997, Mueller et al., 1988), 국내에서는 아직 앵커의 설계, 시공 및 시험방법에 관한 적절한 지침이 없는 상태이다. 최근에 국내에서 앵커의 하중감소에 대한 연구논문이 김낙경(2000, 2001) 등에 의해 수차례 발표되었다.

인발시험은 실제의 앵커 시공에 앞서 설계조건에서 제시한 지반조건, 사용재료, 안전율 등에 의한 앵커의

Table 5. 시험앵커 설치 제원

앵커체 Type	정착장 (m)	자유장 (m)	강선수 (ca)	설계력 (ton)	긴장력 (ton)
영구앵커	4.0	5.5	4 (12.7mm)	40	52

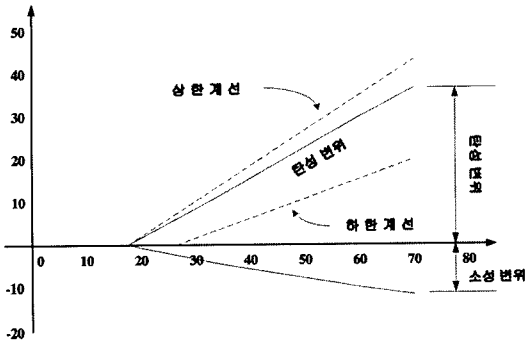


Fig. 8. 탄성, 소성 및 한계곡선

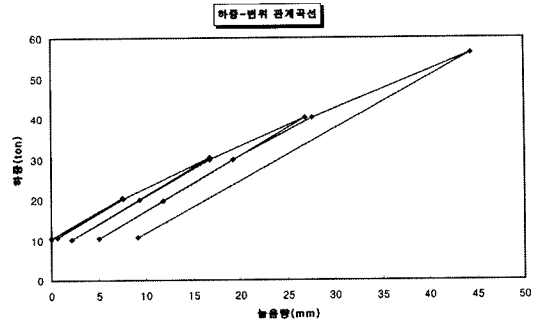


Fig. 9. 앵커 하중-변위 관계곡선

품질, 설계의 정확성 등을 조사·증명하기 위해서 실시되고, 앵커가 지반에 정착되어졌는지를 확인하는 단기간의 시험으로 앵커 설계하중의 133%나 강선 항복하중의 90%이하를 가하여 확인하는 시험이다. 인발시험은 앵커가 최종적인 파괴를 발생하고 빠져 나올 때까지 실시해야 되지만, 안전 대책상, 인장재 항복강도의 90% 혹은 파단강도의 80% 중 작은 쪽의 값을 한도로 한다 (Ground Anchor 기술협회(日), 1996).

본 연구에서는 시험시공된 일반영구앵커 1조에 대해 인발시험을 계획하였다. 이 시험을 통하여 현장의 지반 조건과 시공성에 관련된 앵커의 그라우트 파괴와 자유화 여부 그리고 인장력 확보 여부 등을 파악할 수 있다. 또한 하중-변위 관계를 확인하고, 탄소성 변위와 한계곡선을 파악하여 상한계선의 이탈 여부, 극한인발력 및 주변마찰저항치를 산정할 수 있다.

시험앵커의 제원은 Table 5와 같으며 앵커의 종류에 따른 상·하한 한계곡선의 범위는 Fig. 8과 같다. 소성 변위는 각각의 하중 단계에서 초기하중으로 되돌아왔을 때 회복되지 않은 변위(잔류변위)로 상한한계곡선 및 하한한계곡선 산정은 아래의 식에 준하여 설정하였다(이상덕, 1997).

① 상한한계곡선(인장형앵커)

$$\Delta l_a = \epsilon \cdot l_f = \frac{(P_x - P_i) \cdot (l_f + 0.5l_b)}{E_p \cdot A_p}$$

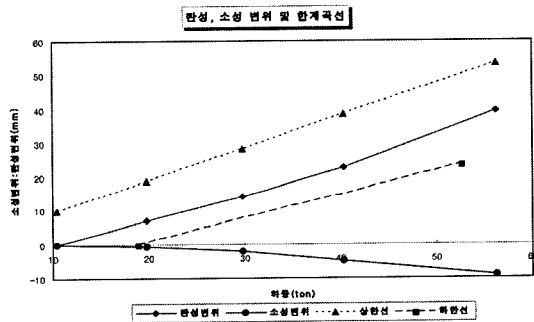


Fig. 10. 앵커 탄소성 변위 및 한계곡선

② 하한한계곡선

Point	x(하중축)	y(변위축)
R점	$0.15\eta P^2 + P_i^2$	0
S점	$0.75\eta P^2 + P_i^2$	$0.6\eta P l_f / EA$

여기서, P_x = 단계별 시험하중(kg), P_i = 초기하중(kg)
 l_f = 자유장(인장여유장 포함), l_a = 정착장
 A_p = P.C. Strand의 단면적(cm^2)
 E_p = P.C. Strand의 탄성계수, 2.0×10^6 kg/cm²

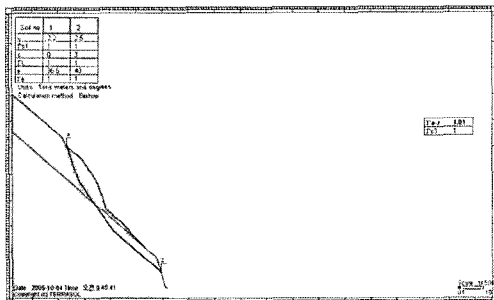
시험결과 하중 56.2tf까지 인발되지 않았으며, 탄성능 음량이 상한한계선내에 위치하므로 앵커력 확보에 문제가 없을 것으로 사료된다(Fig. 9, 10). 한편, 영구앵커의 인발시험 결과로 얻은 극한인발력으로부터 정착지반의 주변마찰응력을 산정하였다. 주변마찰응력은 약

Table 6. 지반 강도정수

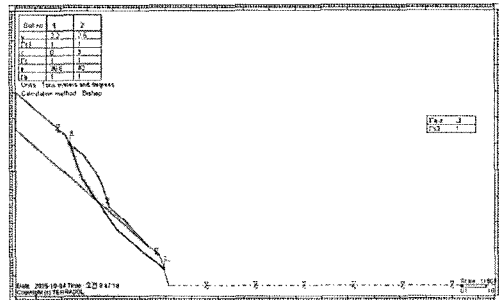
구분	단위중량 (tf/m ³)	점착력 (tf/m ²)	내부마찰각 (°)	비고
풍화암	2.2	0.0	36.6	화강암질암의 직접전단시험결과
연 압	2.5	3.0	40.0	적용사례

Table 7. 앵커 보강 제원

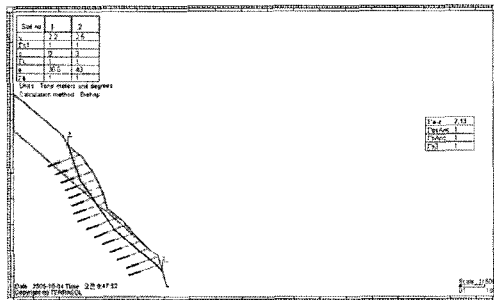
구분	설치간격(m) (수평×수직)	설치길이 (m)	강선수	비고
상부	3.0 × 3.0	정착장 5.0m 자유장 8.0m	Φ12.7mm × 4ea	계단식옹벽과 병행
하부	3.0 × 3.0	정착장 5.0m 자유장 8.0m	Φ12.7mm × 6ea	계단식옹벽과 병행



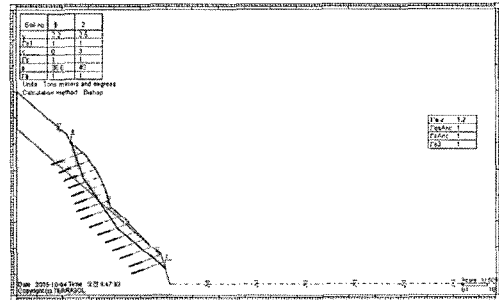
원지반 건기시 $F_s = 1.01$



원지반 우기시 $F_s = 0.30$



보강 건기시 $F_s = 2.13$



보강 우기시 $F_s = 1.20$

Fig. 11. 한계평형해석 결과

6.5kgf/cm²으로 나타나 풍화암 수준을 보이고 있으나, 정착장이 한 가지 타입이고 시험하중까지 인발되지 않았으므로 실제 마찰용력은 클 것으로 판단된다. 그러나 앵커의 장기 하중 재하에 따른 하중감소에 대비하여 정착장이나 천공경을 증가시켜 하중손실을 최소화할 필요가 있다.

4.3. 보강대책 해석결과

사면안정해석은 한계평형상태에서 지반파괴면을 고

려하여 검토하는 Talren 97을 사용하였다.

해석시 지층조건은 현장에서 확인된 지질특성을 고려하여 적용하였으며 지하수위는 지표면으로 설정하였다. 지반의 강도정수와 앵커의 제원은 Table 6, Table 7과 같으며, 보강 후 검토결과 건기시 $F_s=2.13$ 우기시 $F_s=1.20$ 으로 기준안전율 1.2에 만족하는 것으로 나타났다(Fig. 11).

안정성해석을 토대로 현장에 적용된 계단식옹벽과 앵커공법의 보강단면도는 Fig. 12와 같다.

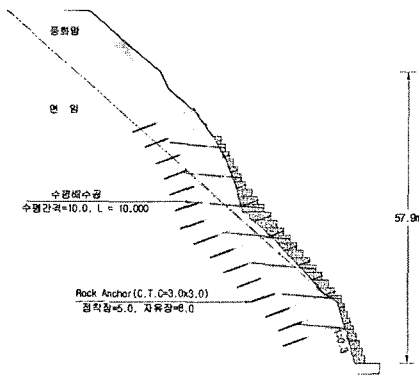


Fig. 12. 락앵커와 계단식옹벽 보강단면도

5. 결 론

본 사례연구는 무한사면 붕괴의 특성과 이에 대한 조사와 대책을 살펴보았으며, 그 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

- 1) 붕괴원인은 연장이 발달한 불연속면을 따라 풍화가 내부 깊숙이 진행된 상태에서 1: 0.3의 급경사로 절취되어 활동파괴의 조건을 제공하였다. 이후 집중호우 시에 지표수 및 지하수의 침투가 가속화 되고 불연속면내의 점토층진물을 중심으로 전단저항강도가 저하되어, 약한 부분부터 점이적으로 파괴되면서 상부까지 연속적으로 붕괴가 발생하였다.
- 2) 현장조사는 붕괴구간의 시료를 채취하여 직접전단 시험을 실시하여 잔류전단강도를 확인하였다. 또한 붕괴지반의 앵커력 확보를 확인하기 위하여 앵커인발시험을 실시하고 앵커설계에 반영하였다.
- 3) 사면안정대책은 강력한 긴장력으로 이완영역의 활동역지와 암괴의 변위억제에 대한 정량적 판단이 확실한 Rock Anchor 공법을 선정하였다. 그리고 붕괴면의 굴곡이 매우 심하고 연경의 변화가 심한 지반상태를 고려하여 계단식옹벽과 조합하여 앵커력을 확보하도록 하였다.
- 4) 대절토 무한사면에서 사면의 붕괴는 조사 및 대책 공법 선정에 제약이 많다. 또한 연속적으로 진행되는 붕괴의 특성상 붕괴초기에 보강대책을 신속히 수립하여 더 이상의 피해를 방지할 필요가 있다.

향후 이와 유사한 특성을 갖는 사면에서의 안정성 평가와 대책을 수립하는데 본 사례연구가 참고자료로 이용되기를 기대한다.

참고문헌

1. AASHTO(1990), "Tieback specifications", AASHTO-AGC-ARTBATF27.
2. Nicholson, P. J., Uranowski, D. D., and Wycliffe-Jones, P. T. (1982), "Permanent Ground Anchors: Nicholson design criteria", Rep. FHWA/RD-81-151, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
3. Otta, L., Pantueck, M., and Goughnour, R. R. (1982), "Permanent Ground Anchors: Stump design criteria", Rep. FHWA/RD-81-152, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
4. Pfister, P., Evers, G., Guillaud, M., and Davidson, R. (1982), "Permanent Ground Anchors: Stump design criteria", Rep. FHWA/RD-81-150, Federal Highway Administration, Washing, D.C.
5. Weatherby, D. E. (1982), "Tiebacks", Report FHWA/RD-82-047, U.S. Dept. of Transportation, Fed. Hwy. Admin., Washington, D.C.
6. Cheney, R. S. (1988), "Permanent Ground Anchors", Rep. FHWA/DP-68-IR, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
7. Long, J. H., Weatherby, D. E., and Cording, E. J. (1997), "Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls", Vol.1, Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses, Report FHWA-RD-98-065, FHWA, McLean, VA.
8. Muller, C. G., Long, J. H., Weatherby, D. E., Cording, E. J., Powers, W. F., and Briaud, J-L. (1998), "Summary Report of Research on Permatat Ground Anchor Walls", Vol. 3, Model-Scale Wall and Ground Anchor Test, Report-RD-98-067, FHWA, McLean, VA.
9. 김낙경, 박완서(2000). "Load Transfer of Ground Anchors in Clay", 한국지반공학회는논문집, VOL.16, NO3, pp 145-155.
10. 김낙경, 김성규(2001), "압축형 앵커의 개발 및 성능 평가", 한국지반공학회 2001 봄 학술발표회 논문집, pp 339-346
11. Ground Anchor 기술협회(日)(1996), "그라운드앵커공법설계시공지침", 그라운드앵커기술협회(日)편, pp258-282.
12. 이상덕(1997), "토질시험-원리와 방법.", 새론, pp. 476-487.

민경남

1998년 충남대학교 지질학과 이학석사



Tel: 042-528-6607
E-mail: knmin4183@naver.com
현재 대원토질(주) 엔지니어링사업본부 차장

유병욱

1998년 한양대학교 토목공학과 공학박사



Tel: 031-371-3371
E-mail: boyou@freeway.co.kr
현재 한국도로공사 도로교통기술원 수석연구원

홍정표

1990년 전북대학교 토목공학과 공학사



Tel: 063-244-4157
E-mail: juino@freeway.co.kr
현재 한국도로공사 익산-장수 건설사업소 차장

전종현

1991년 전북대학교 토목공학과 공학사



Tel: 063-244-4012
E-mail: byungsoo.lee@doosan.com
현재 두산중공업 현장소장

이태선

1977년 우송대학교 토목공학과 공학사



Tel: 042-528-8700
E-mail: ts7149@hanmail.net
현재 대원토질(주) 전무