

터널과 지하공간, 한국암반역학회
Vol. 1, 1991, pp. 147~157

무악재 岩盤斜面の 安全診斷 및 補強對策에 관하여

이정인¹⁾, 신승철²⁾, 서영호³⁾, 장근무³⁾

1. 序 言

本 研究는 서울시 무악동과 홍제동 사이의 무악재에 位置하는 道路 北東側 절개지 岩盤斜면을 岩盤工學의 측면에서 정밀 조사하여 落磐可能性 및 斜面崩壞 등 암반사면의 安定性을 검토, 분석하고 現場與件에 적합한 安全對策을 제시하기 위하여 수행되었다. 먼저 地表 地質 調査를 실시하여 절리의 發達狀態, 風化狀態, 地下水 發達狀態 등을 조사한 다음 採取한 암석시료에 대한 力學的 試驗을 실시하여 岩盤強度와 절리면의 마찰각을 측정하였다. 다음으로 이 결과들을 토대로 사면의 安定性해석을 실시하여 사면의 안전도를 진단하였다. 먼저 조사된 불연속면의 分布 및 狀態, 摩擦角, 절리군의 수, 주향, 경사각 경사방향 등의 地質工學的 요소들을 입력자료로 하며 평사투영(stereographic projection) 이론에 근거한 電算解析을 실시하여 사면의 안전도 및 파괴 형태를 구하고 이와 병행하여 블록이론(block theory)⁽¹⁾에 의해 상대적인 중요성에 따라 암반블록을 분류하고 이들 중 사면의 安定性에 결정적인 영향을 미치는 키 블록(key block)를 규명하여 사면의 안

정성을 檢討하였다. 끝으로 이 해석 결과를 토대로 危險 岩盤斜면에 대한 대책으로써 위험 암석블록 제거, 록 볼트, 슛크리트, 와이어 메시, 옹벽 설치 등의 현장 조건에 맞는 적절한 斜面補強方法을 제시하였다.

2. 基礎 調査

2.1 地形 特性 및 地表 地質 調査

本 調査地域은 北東部の 인왕산(338.2m)과 남서부의 안산(295.9m) 사이의 계곡부에 位置하며 사면의 높이는 20~30m, 延長은 320m 정도이다. 本 地域은 전체가 花崗岩으로 구성되어 있는데 이 화강암은 우리나라 中部에 分布하며 흔히 “서울 화강암”이라 불리는 것의 일부이다. 또한 本 地域은 地帶가 높고 경사가 급하여 대부분 건조한 상태로 지하수는 분포하지 않는 것으로 판단되며 중간부에 발달한 계곡부를 따라서는 斜面 上部의 山地에서 유입되는 地表水가 소량으로 유출되고 있으나 雨期에 는 유출량이 증가할 것으로 판단된다.

* 1991年 12月 接受.

1) 正會員, 서울대학교 工科大學 資源工學科 教授.
2) 正會員, (주)大宇엔지니어링 地盤工學部 次長.
3) 서울대학교 工科大學 資源工學科 博士過程.

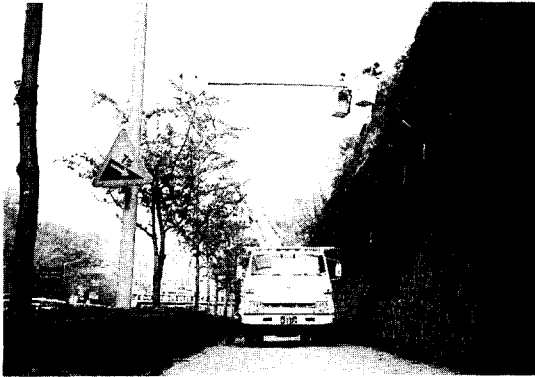


Fig. 1 view of geological investigations

한편 절개지 斜面 前半에 대한 절리의 발달 상태가 절개면의 地質工學的 특성에 따라 5개 구역(A, B, C, D, E)으로 구분하여 조사하였다. Fig. 1은 경사가 급하여 접근이 어려운 구역에 고가 사다리차를 이용하여 조사를 하는 모습이며, Fig. 2는 절리분포상태 및 危險 豫想地域이 표시된 岩盤斜면의 現況圖이다.

斜面破壞는 사면에 存在하는 불연속면들의 方向性에 크게 좌우되고 실제로 이 불연속면을 따라 斜面崩壞가 發生한다. 그러므로 이들 불

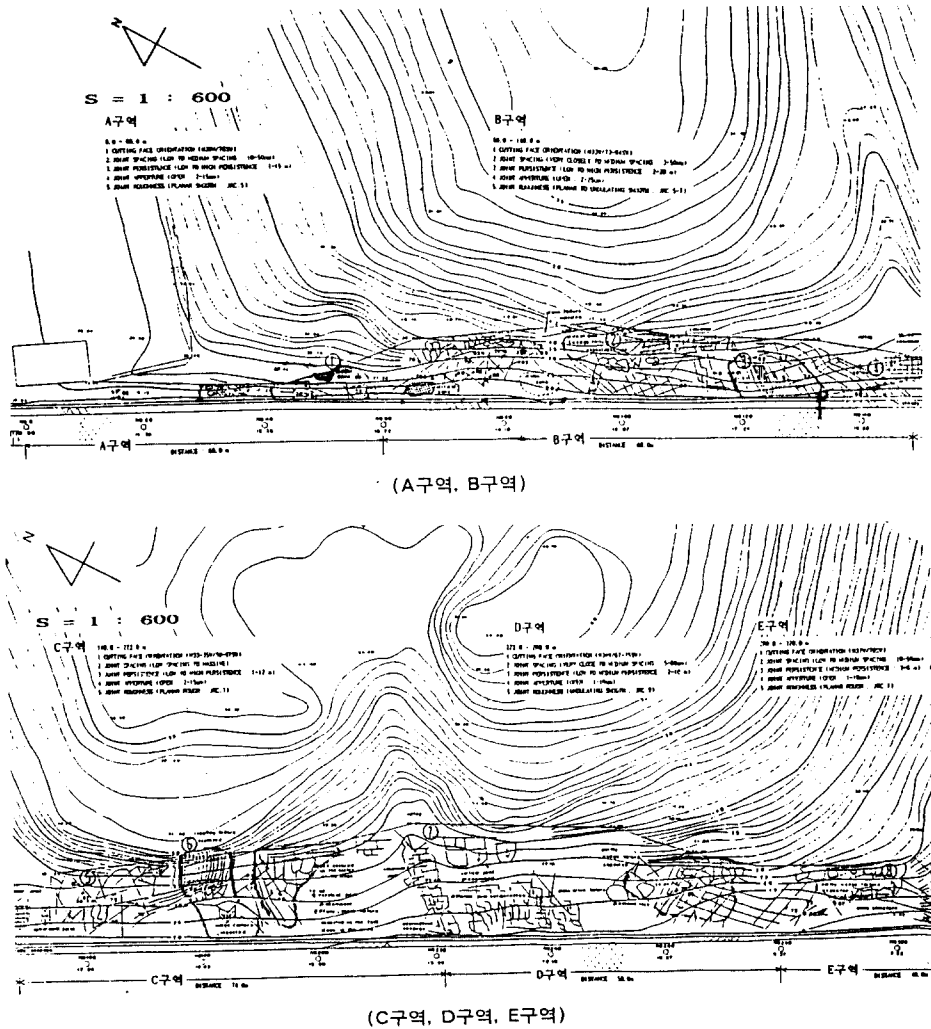


Fig. 2 Engineering geological map of slope face

연속면의 우세한 方向性を 해석하기 위하여 stereonet상에 평사투영법에 의한 pi-diagram을 작성한 뒤 그 密度를 파악하는 작업이 필요하다. 本 研究에서는 이러한 不連續面들의 走向과 傾斜 등 많은 測定資料를 신속하고 정확하게 처리하기 위하여 전산프로그램⁽²⁾을 이용하였다. Table 1은 각 구역(A~E)에 대한 절리군 分布狀態를 우세한 절리군부터 순서대로 번호를 붙여 그 결과를 정리한 것이다.

Table 1. Attitudes of joints

구역	절리군(走向, 傾斜,)			
	절리군 1번	절리군 2번	절리군 3번	절리군 4번
A	N25W, 80SW	N55E, 81NW	N30W, 86NE	-
B	N52E, 70SE	N20E, 73NW	N30W, 80NE	N80W, 83SW
C	N35E, 85NW	N40W, 80SW	N40E, 83SE	-
D	N20E, 65NW	N30W, 80SW	N75W, 80SE	N65E, 75SE
E	N80W, 67SW	N20E, 80NW	N22E, 75SE	-

A, C, E구역에는 3개의 절리군이, B, D구역에는 4개의 절리군이 우세하게 나타났으며 특히 주향 N 20~55° E, 경사 65~85° NW의 절리군은 전 地域에 걸쳐 골고루 분포하며 주향 N 30° W, 경사 80~86° NE의 절리군은 A 구역과 B구역에 존재하다가 C구역부터는 보이지 않음을 알 수 있다. 한편 주향 N 22~65° E, 경사 70~83° SE의 절리군은 A구역을 제외한 全地域에 걸쳐 분포하는 것으로 나타났다. 斜面の 風化程度는 지역에 따라 많은 차이를 보이나 表面은 대부분 風化가 많이 進行된 상태인데 이는 대기 중에 長期間 노출되어 있

었고 또한 斜面 形成時 發破에 의하여 충격을 받았기 때문인 것으로 판단된다.

2.2 岩盤 物性 試驗

本 斜면岩盤의 物性を 調査하기 위하여 現地에서 採取한 試料에 대하여 실험실에서 基礎物性試驗을 실시하였다. 시험에서 얻은 단축압축강도는 330kg/cm²으로서, 신선한 화강암의 단축압축강도가 보통 1000kg/cm² 이상임을 감안한다면 대상 사면은 風化의 정도가 심하다고 할 수 있다. 또 現地에서의 岩盤強度를 구하기 위해서 Schmidt hammer test를 실시하였다. 地表에 노출된 4地點의 암반을 選定하여 각 암반에 대하여 10회에 걸쳐 Schmidt hammer 반발계수를 측정하고 그 중 대표값을 선택하여 단축압축강도로 환산하였다. 結果値는 260kg/cm²이며 실험실에서 구한 단축압축강도보다는 약 20% 정도 작은 값이다. 이와 같은 차이는 岩盤表面의 風化程度가 그 내부보다 더 심하기 때문이며, 現場條件과 실험실조건의 차이를 감안한다면 큰 차이는 아니라고 할 수 있다.

사면의 안정성에 큰 영향을 미치는 요소들중의 하나는 절리면의 마찰각이다. 이를 구하기 위해서 절리를 가진 암석시료에 대한 직접전단시험을 실시하였다. 절리에 대한 직접전단시험을 위해서는 자연절리를 가진 여러 쌍의 블록시료가 필요하지만 자연절리를 가진 試料를 구하는 것은 매우 어려우므로 인공절리를 만들기 위한 암괴를 採取하였다. 이 암괴에서 4개의 NX크기의 코어를 채취하여 길이 11cm 내외의 전단시험편으로 성형하였다. 성형을 마친 시험편은 물에 하루이상 침수시켜 시험편이 포화상태가 되도록 하였다. 연약암석의 경우 공극수압은 전단강도와 마찰각을 낮추는 효과를 가져오므로 飽和狀態에서 시험함으로써 보다 안전도를 높인 전단강도 및 마찰각을 구하고자 하였다. 직접전단 試驗裝置는 垂直荷重을 20톤

용량의 유압램으로 가하고 전단하중은 200톤 용량의 萬能試驗機로 가하도록 되어 있다. 전단상자는 NX크기에 맞는 직경 54mm의 것을 사용하였다. 신선암석의 전단으로부터 얻어진 인공절리에 대하여 수직응력을 5단계로 하여 매 단계마다 약 5kg/cm²의 垂直應力을 증가시키면서 전단시험을 수행하였다. Fig. 3은 3개의 시험편에서 얻은 잔류전단강도를 수직응력에 대하여 도시한 것이다. 여기서 구한 마찰각은 38.7°, 28.3°, 36.9°이다.

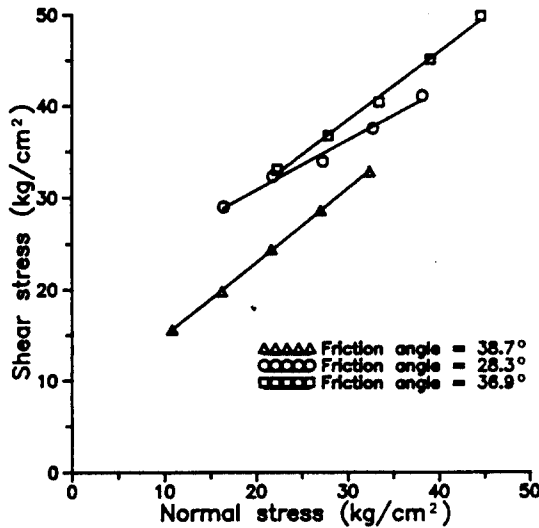


Fig.3 Plot graph between normal stress and residual shear stress

일반적으로 절리면에서는 垂直應力-전단강도의 그래프가 直線이 아닌 曲線의 형태로 나타난다. Fig. 4는 Barton, Ladanyi 그리고 Archambault⁽³⁾ 등이 제안한 그래프의 예이다. 그래프에서 보는 바와 같이 수직응력이 낮은 範圍에 있을 때는 곡선의 기울기가 평탄한 전단 파괴면에 대한 잔류강도로서 구한 기본마찰각(ϕ)보다 훨씬 더 크며, 이것은 절리면의 거칠기(거칠각, i)가 마찰각으로 작용한 때문이

다. 그러므로 이때의 기울기는 ($\phi+i$)가 된다. 垂直應力이 커지게 되면 거칠기는 전단강도에 큰 影響을 주지 못하며, 曲線의 기울기는 기본 마찰각(ϕ)에 가까워진다.

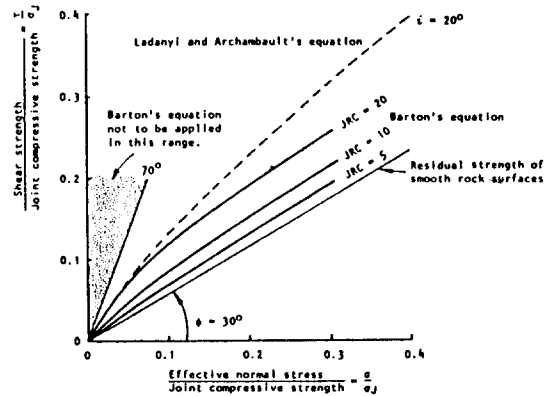


Fig. 4 Barton's prediction for the shear strength of rough discontinuities

本 試驗에서는 垂直應力을 다소 크게 하고 물로 飽和시켜 시험하였을 뿐만 아니라 잔류전단강도로써 마찰각을 구하였기 때문에 그 값이 작게 나타났다. 두번째 시험편에서 마찰각이 28.3°로 아주 낮은 것은 岩石 自體의 風化가 아주 심하여 전단시험중에 절리면이 계속 부서져서 때문이다. 현장에서 구한 절리면의 거칠기는 JRC값으로 5~9 정도이다. 本 斜面에서 작용하는 垂直應力이 5kg/cm²을 넘지 않으므로 JRC 5~9 정도의 거칠기는 실제로 마찰각으로 작용하여 미끄러짐(sliding)에 대한 抵抗을 증가시키는 役割을 한다. 따라서 本 試驗에서 구한 마찰각은 실제 현장에서 작용하는 마찰각보다도 낮은 값이라 할 수 있다. 대상 사면은 降雨時 이외에는 건조한 상태이며 절리면의 거칠기가 대부분 JRC 5~9 範圍를 나타내기 때문에 더 큰 마찰각을 가질 수 있다. 그러나 安全度를 勘案하여 마찰각을 35°로 정하고 이 값을 해석의 資料로 利用하였다.

3. 解析 結果

3.1 평사투영법을 이용한 解析 結果

本 解析에서는 이 평사투영이론에 근거한 電算프로그램을 이용하여 정확하고 신속하게 사면의 安定性 判定 및 파괴 형태를 알아보고, 나아가서 最大 斜面 안전각을 구함으로써 예상 파괴면의 기울기를 구하였다. Fig. 5는 본 해석에 사용된 BASIC프로그램⁽⁴⁾의 흐름도이며, 이 프로그램은 IBM-PC에서 實行되었다. 전도파괴가 일어나기 위한 압주주향과 사면주향 사이의 허용각은 30° 로 정하였다.⁽⁵⁾

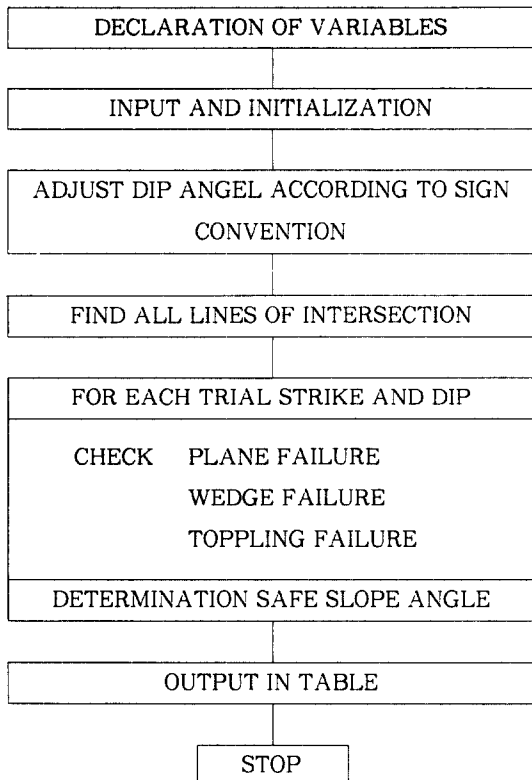


FIG. 5 Flow chart

절리 조사 결과에 의하면 全體斜面에 걸쳐 3~4개의 절리군이 不規則적으로 分布함으로 인하여, 岩盤의 각 절리들에 의해 서로 맞물리게

나 부분적으로 연속하고 불규칙한 블록으로 나뉘어져 있음을 알 수 있다. 이러한 다양한 地質條件으로 인해 여러 다양한 파괴가 일어날 可能性을 배제할 수 없다. 本 解析에서는 전체 사면을 5개 구역으로 나누어 각 지역별 사면의 安定性 및 局部的 破壞可能性을 여부를 調査하였다.

Table 2는 대상 岩盤斜面의 구간별 安定性 解析結果를 정리한 것이다. 이 결과에 의하면 岩盤斜面은 전체적으로 사면방향과 거의 일치하고(N $20-40^\circ$ W) 急傾斜($70-80^\circ$)인 절리들의 영향으로 전도파괴가 일어날 可能性이 있는 것으로 나타났으며, 局部的으로는 小規模의 썩기파괴나 표면에만 존재하는 암편에 의한 사면 표면에 한정된 블록파괴 등을 예상할 수 있다. 세부적인 구역별 安定性解析結果는 다음과 같다.

(가) A구역(서울여상쪽 육교-60M구간): 이 구역에서는 전체적으로 3번 절리군에 의한 전도파괴가 일어날 可能性이 있으며 35M지점의 하부, 40-60M 구간의 中下端部에 부분적인 소규모 썩기파괴와 표면암괴의 무너짐 등을 예상할 수 있다. 한편 最大安全角은 40° 정도로서 이는 파괴지점에서의 예상파괴면 경사각이 된다.

(나) B구역(60-148M구간): 이 구역은 C구역과 더불어 가장 불안정한 사면으로 판단된다. 먼저 80-100M 지점의 하부를 제외한 전 지역에 걸쳐(특히 상부) 3번 절리군에 의한 전도파괴 위험이 있으며 불규칙한 절리들의 발달로 인한 국부적인 썩기파괴와 표면와해 등이 예상된다. 특히 65M 지점 하부와 95M 지역 상부 등은 강우나 인접도로의 차량진동에 의하여 崩壞危險性이 매우 큰 바 時急한 보강대책이 요망된다. 이 地域의 예상파괴면의 경사는 약 45° 정도이다.

(다) C구역(148-222M구간): 148-170M 구

Table 2 Results of stability analysis

구역	斜面의 方向 및 傾斜 (°)	과 괴 유 형		最大 斜面 안전각 (°)
		전 체 적	국 부 적	
A	N 30 W, 76 SW	T ₃	I ₁₂ , I ₂₃	44
B	N 33 W, 73-84 SW	T ₃	I ₁₂ , I ₂₃ , I ₁₃	45
C	N 35 W, 50-87 SW	T ₂	I ₁₂ , I ₂₃	45-48
D	N 34 W, 69-75 SW	T ₂	-	42
E	N 32 W, 78 SW	STABLE	I ₁₂	68

여기서 T : 전도과괴

I : 켜기과괴

1, 2, 3 : 절리군 번호

간에서는 비교적 사면상태가 안정해 보이며 부분적인 블록과괴가 예상되기도 한다. 그러나 180M 지점 부근에서는 상단부의 수직 절리군(2번 절리군)과 중하단부의 여러절리군들에 의해 상부의 전도과괴, 중하단부의 켜기과괴 및 블록과괴가 예상된다. 220M 지점의 계곡하단부는 비교적 안정하며 上部에는 表面 미끄러짐과괴가능성이 있다. 예상과괴면의 경사는 상부, 중단부, 하부지역에 따라 각각 48°, 45°, 46° 정도이다.

(라) D구역(222-280M 구간):222-240M 구간 岩盤斜面의 상단부는 비교적 안정하지만 중하단부는 2번 절리군에 의한 전도과괴 및 4개의 절리군에 의한 표면 블록과괴가 예상되며 260-280M 구간의 上部地域도 전도과괴위험이 있고 중하단부에서는 블록과괴 가능성이 예상된다. 이 지역의 과괴면 경사는 약 42°이다.

(마) E구역(280-320M 구간):이 地域은 대체로 안정한 편이며 290M 지점 부근의 중상단부에 1번 절리군과 2번 절리군에 의한 켜기과괴와 부분적인 블록과괴가 예상되기도 한다. 이 지역의 最大斜面 안전각은 68° 정도로, 예상 과괴면의 경사가 다른 지역보다 큼을 알 수 있다.

3.2 블록理論을 利用한 解析結果

岩盤內 存在하는 블록은 무한블록(infinite block), 테이퍼드 블록(tapered block), 그리고 거동가능블록(removable block)으로 나눌 수 있다. 무한블록은 内部에 균열이 발생하지 않는 안정한 블록이며 테이퍼드 블록은 켜기형이므로 인접블록의 움직임이 없이는 움직임이 불가능한 안정된 블록이다. 거동가능블록은 自由面으로의 움직임이 가능한 불안정한 블록이다. 블록이론에 의한 해석에서는 평사투영법을 통해서 類型別 블록들에 대한 도해적 해석을 가능케한다. 불연속면이나 자유면을 平面이라고 가정하면 평사투영해석에서 경사가 α , 경사 방향(dip direction)이 β 인 平面은 대원으로 그려진다. 평면의 상부에 위치하는 블록은 대원의 内部領域에 해당하며 기호 '0'으로 나타내며 평면의 하부에 위치하는 블록은 대원의 외부영역에 해당하며 기호 '1'로 나타낸다. 이러한 평사투영해석을 통해서 거동가능블록을 규명할 수 있다. 거동가능블록은 키블록이 될 수 있는 반면에 슬라이딩면의 마찰력이 크거나 블록의 안정성에 유리한 방향으로 합력이 作用하는 경우에는 안정한 블록이 될 가능성이 있다. 그러므로 거동가능블록으로부터 키블록을 규명하기

위해서는 동역학적 해석을 필요로 한다. 동역학적 해석은 먼저 슬라이딩의 방향을 구하고 이에 해당하는 블록을 규명한다. 그리고 슬라이딩힘(sliding force)을 구해서 블록이 주어진 슬라이딩면을 따라 슬라이딩의 발생여부를 판단할 수 있다. 슬라이딩 힘은 힘의 평형조건식으로부터 계산되며 그 값이 양(+)이면 슬라이딩이 발생하고 음(-)이면 슬라이딩이 발생하지 않음을 의미한다. 이러한 동역학적 해석을 통하여 거동가능블록이 슬라이딩이 발생하는 블록으로 판명되면 이 블록은 키블록이라고 할 수 있다.

이러한 解析過程을 거쳐서 키블록이 판명된 후 현장에서 키블록을 식별하기 위해서는 자유면으로 드러난 키블록의 형상을 파악하는 것이 필요하다. 실제 현장에서 특정블록에 대해 절리가 반복되어 나타나는 경우와 절리가 나타나지 않을 경우가 있다. 절리가 반복되어 나타나는 경우, 즉 블록이 특정절리의 상부와 하부에 존재할 때 기호 '3'으로 표현하고 특정 절리가 누락되어 있는 경우에 기호 '2'로 나타낸다. 예를 들어 Fig. 6의 1100블록은 특정 절리의 누락으로 1120, 1200블록으로 나타낼 수 있으며 Fig. 7의 1120블록은 특정절리의 반복으로 3322, 3323블록으로 나타낼 수 있다. 이러한 평행한 절리에 의해 형성된 블록은 블록의 움직임이 상당히 제약을 받으므로 일반적으로 키블록이 될 수 없는 안정한 암석블록이라고 할 수 있다.

여기에서는 가장 불안정하다고 판명된 B 구역의 解析結果를 소개한다. Fig 8의 평사투영 해석 결과, 거동가능블록은 1010, 0010, 0011블록이며 0011블록의 슬라이딩면은 존재하지 않으므로 結果적으로 안정한 블록이며 나머지 두 블록의 슬라이딩면은 각각 2, 4면과 1, 2면임을 보여주고 있다. 이러한 블록들이 주어진

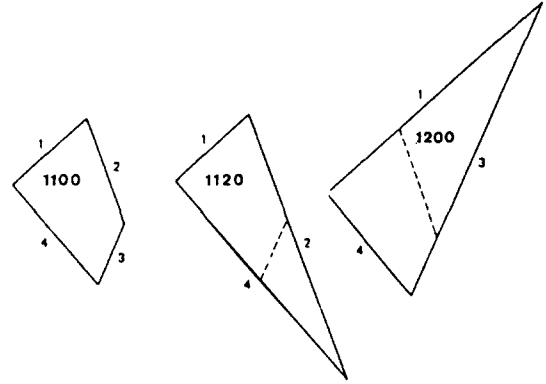


Fig. 6 Typical blocks in omission of a particular joint

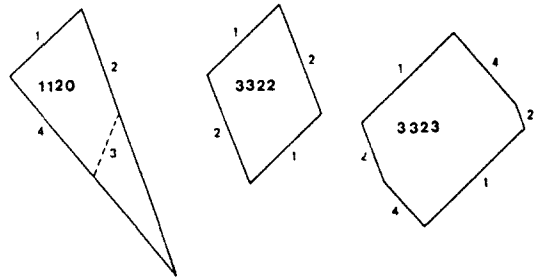


Fig. 7 Typical blocks in doubling of a particular joint

슬라이딩면을 통해 슬라이딩이 발생하는지를 判明하기 위해서는 블록의 슬라이딩힘을 計算하는 것이 필요하다. 計算 結果, 0010블록은 슬라이딩힘이 $-0.6790W$ 로 음의 값을 나타내므로 슬라이딩이 발생하지 않는 안정한 블록이다. 그리고 1010블록의 슬라이딩힘은 $0.3325W$ 로 양의 값을 나타내므로 1010블록은 불안정한 블록이며 키블록이라고 할 수 있다.

키블록이 존재하는 불안정한 사면의 최대경사각은 키블록을 이루는 대원의 교점을 지나는 포락원(A)을 작도하고 이 포락원에 해당하는 경사각을 구함으로써 알 수 있다. Fig. 8에서 포락원의 경사각은 약 70° 이며, 70° 이하의 사면에는 키블록이 존재하지 않음을 의미한다.

RESULTANT
 0.0 0.0 -1.0
 DIP AND DIP DIRECTION
 70.0 142.0
~~73.0 290.0~~
 80.0 80.0
 83.0 190.0
 85.0 237.0
 73.0 237.0
 FOCUS TO CENTER
 0.0 0.0 1.0
 111111

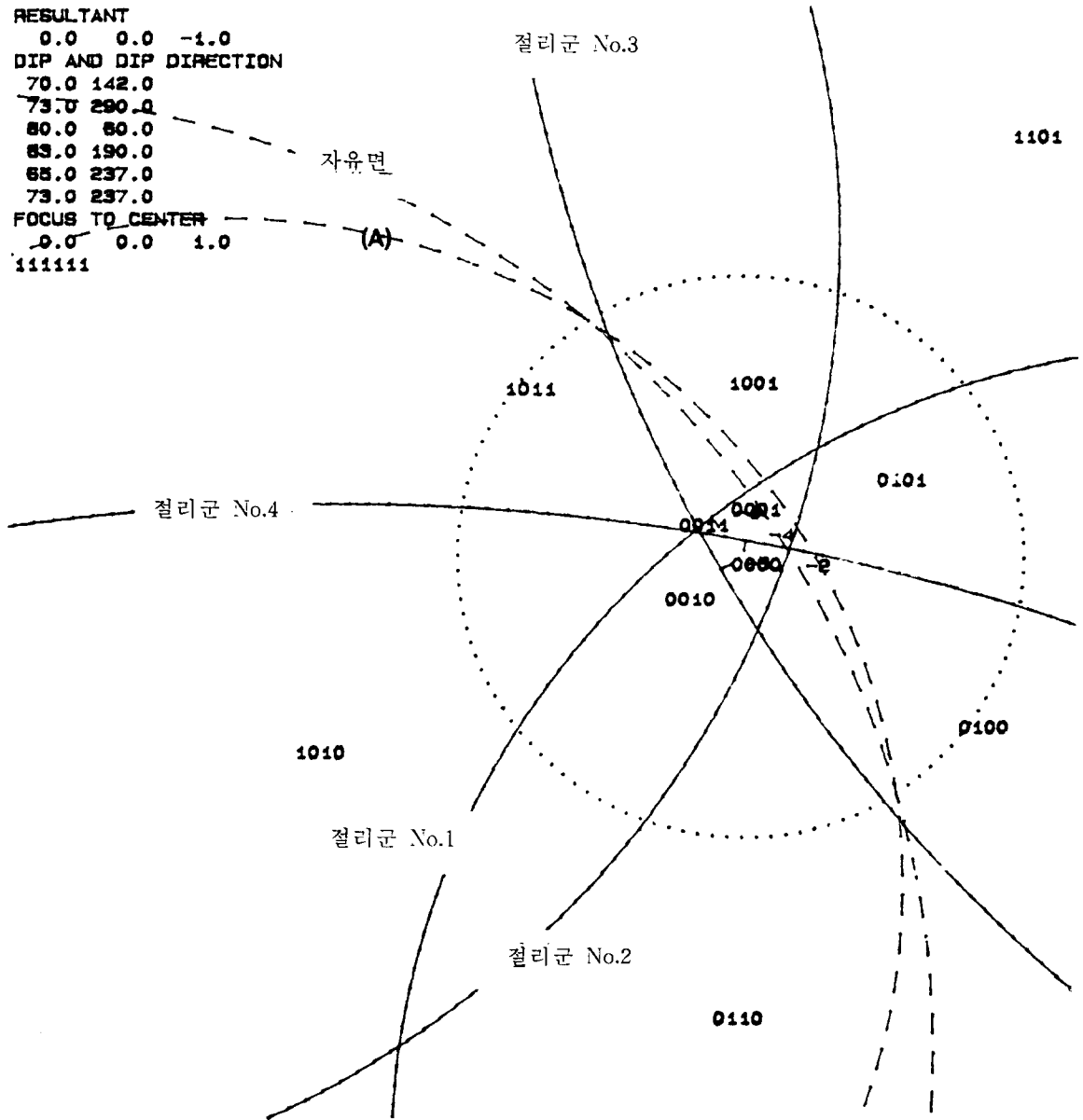


Fig.8. Movable blocks in zone B

불안정한 암석블록인 키블록의 보강을 위해서는 우선 키블록이 자유면에 드러난 모양을 파악하는 것이 필요하다. 키블록 1010이 자유면으로 나타난 형상은 Fig. 9와 같으며 3번 절리가 누락된 경우인 1020 블록도 키블록이 될

수 있다. 이러한 키블록은 2, 4 절리군을 따라 파괴가 발생하는 블록이다. 반복되어 나타나는 절리에 의해 형성된 블록은 움직임이 거의 불가능하기 때문에 키블록이 될 가능성이 적으므로 이러한 블록은 키블록에서 제외했다.

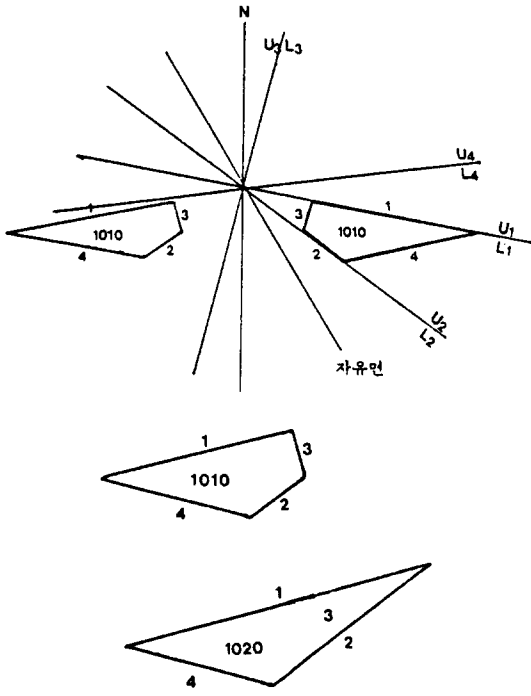


Fig. 9 Shape of key blocks

3.3 키블록 개념에 의한 록볼트의設計

키블록이 존재하는 불안정한 사면의 경우 록볼트를 키블록에 시공하여 키블록을安定化시킴으로써斜面的 붕괴를 방지할 수 있다. 本研究에서 키블록개념에 의하여 록볼트의 요구支持력과 최적의 시공방향을 계산하였다. 먼저 불연속면의 간격 및 키블록을 이루는 불연속면의 방향으로부터 키블록의 체적을 구한 다음 이 값에 암반의單位重量을 곱하여 키블록의自重(W)을 구한 결과 키블록의自重은 33ton으로計算되었다.

Fig. 10은 1010키블록의 록볼트 補強에 대한設計方法을 보여준다. 1010블록은 슬라이딩이 발생하는 블록으로서 먼저 슬라이딩의 수직벡터 n_2, n_4 그리고 슬라이딩면들의 교선벡터 l_{24} 를 stereonet 상에 나타낸다. 그림에서 안정영역

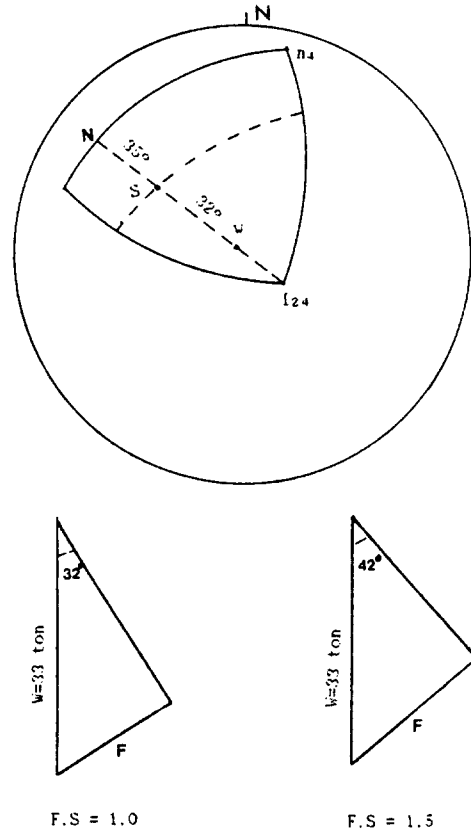


Fig 10 Calculated rock bolt force and bolting direction

은 n_2, n_4 로부터 n_2, l_{24} 와 n_4, l_{24} 를 잇는 대원을 따라 마찰각에 해당하는 값, 35° 값만큼 이동한領域이다. 블록에는 자중만이作用한다고 할 때 이에 대한單位벡터 w는 원의 중심에 위치하므로安定領域의外部에 존재한다. w가 안정영역에 위치하기 위해서는 32° 만큼 옮겨져야 하며, 安全率을 1.0으로 고려할 때 이에 필요한 록볼트의支持力, F는

$$F = 33(\text{ton}) \times \sin 32^\circ = 13.3\text{ton}$$

으로計算되어지며 安全率을 1.5로 할 때 록볼트의支持力은

$$F = 33(\text{ton}) \times \sin 42^\circ = 16.7\text{ton}$$

이 된다. 록볼트의 最適方向은 자중벡터 w 를 n_2 n_4 에 垂直 投映함으로써 구할 수 있다. 이는 I_2w 와 n_1 n_2 의 교점에 해당되며 그림에서 N 으로 표시했다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 록볼트의 최적방향은 $N53^\circ W$ 이다.

4. 危險地域에 대한 對策 提案

本 解析對象 岩盤斜面은 車輛通行이 빈번한 도로에 인접한 매우 급경사의 사면으로서, 解析結果에 의하면 일부 지역을 제외한 전체구간에 걸쳐 켜기 파괴의 가능성을 내포하고 있고 국부적으로는 불규칙한 절리들에 의해 형성된 암반블록들에 의한 表面의 블록파괴 등이 예상되는 不安定한 사면이다. 따라서 대상 岩盤斜面의 安全度를 높이기 위해서는 安全性과 經濟性을 동시에 만족하는 効果적인 補強 對策이 요구된다.

本 對象斜面의 적합한 시공법을 선택하기 위해서는 현지 암반사면의 상태 및 여건을 다시 한번 언급할 필요성이 있다. 本 岩盤斜面은 암반상태는 良好하나 불연속면이 불리한 방향으로 매우 발달되어 있어 전도파괴나 부분적인 켜기파괴가 예상되며, 道路邊에 位置하여 地盤振動으로 인한 지표면에서 소규모 붕괴 내지는 서면 상부에서의 국부적인 붕괴로 암석블록이나 암편의 전락이 예상되는 상태이다. 따라서 전도파괴나 켜기파괴 可能性 岩盤에 대하여 効果적인 록 볼트나 앵커를 와이어 메시와 함께 체계적으로 시공함으로써 암반 불연속면의 전단력을 높여주고, 슛크리트공을 실시하여 岩盤表面을 전반적으로 보호하고 또한 지표수의 유입을 방지하며, 사면 하단부에 철책을 설치하여 地盤振動이나 地表面의 국부적인 붕괴로 인한 소규모의 암편이나 암편의 전락을 차단하는 것이 가장 効果적인 대책이라고 판단된다.

(가) 表面 清掃 및 小規模 岩盤블록의 除去:

岩盤斜面에 대한 보강을 실시하기 전에 취할 사항은 암반 표면의 청소 및 落石의 위험이 있는 소규모 블록의 제거이다. 현지 사면의 상당부에 현재 다수의 식생이 되어 있는 상태인데 이 식생은 지표수의 유입을 방지하는 효과가 있지만 補強作業에 필요한 斜面狀態의 정확한 시각적 파악의 장애가 되기도 한다. 따라서 選擇的인 식생 제거 및 표면 풍화토, 기존의 남은 보강물을 제거함으로써 앞으로 이루어질 다른 보강작업을 용이하게 할 필요가 있다. 또한 사면 표면에 불안정하게 놓여 있는 소규모 블록을 해머 등을 이용하여 제거함으로써 록볼트 穿孔作業 또는 다른 작업시 야기되는 낙석의 위험을 줄여야 한다. 추가로 사면하부에 철책을 설치하여 전락된 소규모 암편이 隣接道路로 유입되는 것을 방지해야 한다.

(나) 록 볼트와 와이어 메시에 의한 補強: 록 볼트는 불안정한 암반블록의 垂直應力을 증가 시킴으로써 결국 절리면의 전단력을 높여 암반블록을 安定시키는 역할을 한다. 따라서 켜기 파괴나 전도파괴 같은 블록형 사면파괴지역에 큰 효과가 있는 補強法이다. Fig. 2의 굵은선 테두리 내부는 록 볼트로 보강되어야 할 지역을 표시한 것이다. 볼트의 設置間隔은 사면에 존재하는 절리간격에 의해서 결정된다. 일반적으로 볼트간격은 절리간격의 3배를 넘어서는 안된다. 따라서 현지 사면의 절리간격이 약 10~50cm이므로 각 지역의 절리분포 상태에 따라 0.9~1.5m 간격의 볼트를 체계적으로 설치하는 것이 바람직하다. 볼트의 길이는 가급적 긴 것이 좋으며 통상 볼트 간격의 2배가 넘는 길이 2~3m 이상의 볼트면 補強效果가 있지만 심하게 파쇄된 암반에 대해서는 예상파괴면(최대사면안전각)의 2m 깊이까지 시공될 수 있는 긴 볼트를 사용하는 것이 원칙이다. 결국 볼트 길이는 각 지역별 사면의 단면도의 예상파괴면

으로부터 결정하는 것이 가장 바람직하다.

(다) 스틸 바아(steel bar)와 鐵筋 콘크리트에 의한 부분적 보강:岩盤表面이 매우 불규칙한 암반에 대해서는 L자형 스틸 바아와 철근 콘크리트를 사용하여 국부적인 岩盤補強을 하는 것이 効果的이다. 철근콘크리트는 上部의 매달린 암반블록을 지지하고 절리가 심한 암반 표면을 보강하며 L자형 스틸바아는 岩盤과 콘크리트사이의 전단력을 높여주는 役割을 한다. 또 콘크리트는 岩盤의 절리면에 침투되어 절리면을 충전시킴으로써 지지역할을 하게 된다.

(라) 슛크리트공 및 수평배수공 설치:록 볼트 施工과 철근콘크리트, 스틸바아에 의한 부분보강 作業 後 斜面 全地域에 걸쳐 슛크리트공을 실시하여 岩盤補強은 물론 風化가 되고 不規則한 절리가 발달된 岩盤表面을 전반적으로 保護하며 아울러 地表水의 浸透를 防止한다. 특히 슛크리트공을 實施時에는 반드시 수평배수공을 設置하여 잠재적 파괴면이나 절리면 주위에서의 공극수압을 감소시켜야 한다.

5. 結 言

서울시 무악동과 홍제동 사이의 무악재에 位置하는 道路 北東側 절개지 사면의 落磐可能性, 斜面崩壞 등 岩盤斜面的 安定性を 檢討, 分析하고 현장 여건에 적합한 安全對策을 검토하기 위하여 現況測量, 地表地質調査, 岩石 試驗, 斜面 安定性 解析, 補強工法 檢討 등을 實施하였다. 諸般調査 및 分析資料를 검토한 결과 本地域의 암반 사면은 경사가 급하며 表面이 不規則하고 表面部가 風化를 받아 強度가 弱화된 狀態이며, 절리 발달 상태가 다양한 상태로 斜面 安定解析 結果 대상사면은 全般的으로 불안정하고 전도파괴나 쉼기파괴가 예상되며 부분적으로 낙석의 危險이 存在하는 것으로 나타났다. 따라서 이에 대한 補強對策이 時急할 것으로

판단된다. 또한 신축계, 관측점 등을 사면에 설치하여 주기적으로 계측을 시행하여 斜面舉動의 징후를 早期 發見할 수 있도록 노력해야 할 것이다. 특히 長期 降雨나 集中豪雨時는 안전요원을 現場에 상주시켜 갑작스런 낙반이나 사면붕괴 등의 危險에 신속히 대처할 수 있도록 하여야 할 것이다.

6. 參考 文獻

- 1) Goodman, R.E. and Gen-Hua Shi, 1985, Block Theory and its Application to Rock Engineering
- 2) Warner, J., 1969, Fortran IV program for construction of Pi diagrams with the UNIVAC 1108 computer, Computer Contribution 33, Univ. of Kansas, p.38
- 3) Hoek, E. and J.W. Bray, 1981, Rock Slope Engineering, 3rd ed., The Ins. of Min. and Metallurgy
- 4) Leung, C.F. and S.C. Kheok, 1987, "Computer aided analysis of rock slope stability", Rock Mech. & Rock Eng., Vol.20, p.111~122
- 5) Goodam, R.E., 1989, Introduction to Rock Mechanics, 2nd ed., John Wiley & Sons Inc., New York
- 6) 서영호, 1988, '평사투영법을 利用한 岩盤斜面的 安定性 解析', 서울대학교 大學院 工學碩士 學位 論文
- 7) 장근무, 1989, 'Block Theory를 利用한 岩盤斜面的 安定性 解析', 서울대학교 大學院 工學碩士 學位 論文