

터널 개구부 주변의 산사태를 고려한 역해석법에 관한 검토

이 흥 규

Application of New Back Analysis Method for Landslide around Portal

Hong-Gyu Lee

ABSTRACT The author conducted new back analysis method using monitoring data to a landslide which occurred around portal. In this case, because the tunnel being located under the sliding plane of the landslide, calculated value from the ordinary back analysis in which considered only stress release by the tunnel excavation didn't fit the measured value. Then, in the new method, a body force as the movement of the landslide mass was added to the ordinary back analysis and good results were obtained. Furthermore, the author carried out stability analysis of the landslide with the data of the back analysis and examined the loosened area and decreasing of the sliding plane strength due to the tunnel excavation.

1. 서 론

산사태의 가능성을 가지고 있는 암반사면에 대한 안정해석의 방법으로서, 극한평형해석을 중심으로 하는 방법이 널리 사용되고 있다. 그리고 계측기술의 발전에 따라 시공시 실시되고 있는 거동관측결과를 역해석함으로서 안정해석을 검증하는 방법도 검토되고 있다. 그러나 터널 개구부 주변의 잠재성 산사태에 대해 역해석을 적용하는 경우, 터널굴착의 영향만으로 계측된 변위를 설명할 수 없는 경우가 있다.

본 논문에서는 일반적으로 행하여지고 있는 역해석법에, 산사태 불록의 운동을 새로운 물체력의 작용이라고 고려한 역해석을 실시했다. 즉 일반적인 역해석법의 결과인 초기응력과 탄성계수 이외에, 산사태에 기인하여 발생하는 불평형력과 산사태면의 강도저하를 고려하여, 계측결과와 거의 일치하는 변위분포를 역해석으로부터 구했다. 그리고 역해석으로부터 구해진 사면의 역학적 상수를 이용하여, 터널굴착후의 산사태의 안정성에 관하여 극한평형식으로 검토하였고, 터널굴착에 따른 이완영역 및 산사태면의 강도저하에 대해서도 검토했다.

2. 산사태의 활동력을 고려한 역해석법의 제안

사면을 대상으로 하는 역해석에서는, 계측결과로서 나타나는 사면굴착시의 암반거동을 표현할 수 있어야 한다. Sakurai 등¹⁻³⁾은 절토사면의 암반거동을 주로 다음의 3종류로 분류하고 있다. 즉 Fig. 1에 나타낸 (a) 연속체 지반, (b) 불연속체 지반, (c) 의사(疑似)연속체(pseudo-continuum) 지반이다. (c)의 의사연속체 지반을 (b)의 불연속체 지반으로도 취급할 수도 있지만, 불연속면 전체에 대한 역학적 특성을 조사하는 것은 어려운 점이 많기 때문에 지반의 불연속성을 고려한 연속체 모델로서 취급하는 것을 권장하고 있다. 여기서 제안하는 역해석법은 (a)와 (c)의 패턴을 대상으로 하고 있으며, (c) 패턴의 지반을 등가연속체로서 모델링하고 있다. 또한 (a)와 (c) 패턴의 지반에서 나타나는 변형거동은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 (a) 탄성변형, (b) Sliding, (c) Toppling의 3개의 형태로 분류된다. 사면 특유의 Sliding 면에서의 거동을 역해석에서 표현하기 위해서는 산사태면내에 별도의 응력-변형율(stress-strain)관계를 도입할 필요가 있다. Sakurai는 이방성 파라미터를 도입하여, 상기 3개의 변형거동 형태를 하나의 역학적 모델로 표현할 수 있는 방법을 제안하였다. 즉 불연속면의 거동인 박리(剝離) (fissile) 및 Sliding을 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 미소요소의 전단 및 박리 모드로서 표현

1) 정회원, Fuji Research Institute Corp.



Fig. 1. Classification of the ground

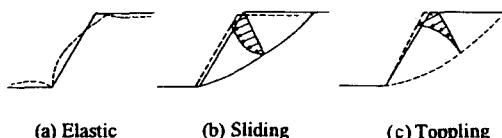


Fig. 2. Deformation modes of cut slopes

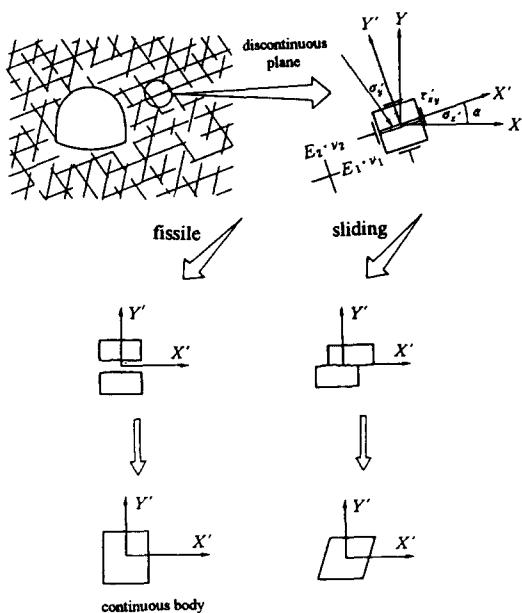


Fig. 3. Model which shows behavior of discontinuous rock in continuum mechanics

하고 있다. 이러한 역학적 모델에 대한 응력-변형율의 관계는 국소좌표 X'-Y'에 대하여, 응력을 $\{\sigma'\} = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}'\}^T$, 그에 대한 변형율을 $\{\epsilon'\} = \{\epsilon'_x, \epsilon'_y, \delta_{xy}'\}^T$ 라고 하면,

$$\{\sigma'\} = \{D'\} \{\epsilon'\}$$

$$[D'] = \frac{E_2}{(1+n v_1)(1-n v_1 - 2n v_2^2)}.$$

$$\begin{bmatrix} n(1-n v_2^2) n v_2(1+v_1) & 0 \\ n v_2(1+v_1) (1-v_1) & 0 \\ 0 & m(1+n v_1)(1-v_1-2n v_2^2) \end{bmatrix} \quad (1)$$

여기서, E_1, v_1 은 X' 방향에 관한 값, E_2, v_2, G_2 는 Y' 방향에 관한 값, $n = E_1/E_2$, $m = G_2/E_2$ 이다. 특히, m 을 이방성 파라미터라고 하며, 박리 및 Sliding은 식(1)에서 이방성 파라미터를 변화시킴으로서 표현되어진다.

박리의 경우는 $n > 1$, $m = \frac{1}{2} \cdot (1 + v_1)$, $v_2 = 0$ 로 표현되어

지고, Sliding의 경우는 $n = 1$, $m < \frac{1}{2} \cdot (1 + v_1)$, $v_1 = v_2$

로 표현되어진다. 위와 같이 암반을 모델링하여 역해석을 실시하면 이방성의 주축방향 α , n , m 및 E_1 을 추정할 수 있다.

한편, 터널굴착에 의한 산사태의 발생상황을 고려하면, 터널굴착에 의한 지반의 변형과, 지반의 변형에 의한 산사태 블록의 변형이 혼합되어 계측결과로서 나타난다고 생각 할 수 있다. 따라서 역해석에서는 산사태를 유발하는 불평형력을 고려할 필요가 있다. Sakurai 등이 제안한 역해석법에, 식(2)와 같이 표현되는 산사태에 기인하여 발생하는 외력을, 터널굴착에 의한 등가 절점 외력에 더하여 역해석을 실시했다.

$$\{f\} = - \int_{V_s} [N]^T \{\gamma\} dV \quad (2)$$

V_s 는 산사태 블록의 영역, $\{\gamma\}$ 는 산사태 블록의 질보기 물체력(apparent body force)이다. 즉 이 역해석에서는 계측변위와, 역해석에서 구해진 초기응력 파라미터의 관계식에 있어서, 식(3)과 같은 단위중량이 작용했을 때의 영향을 고려하고 있다.

$$[A] \{\sigma\} = \{u\}$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma_x/E, \sigma_y/E, \tau_{xy}/E, \gamma/E\}^T \quad (3)$$

식(3)을 최소자승법에 의해 최적화함으로서, 산사태 블록의 활동력을 고려한 역해석을 실시할 수 있다.

3. 새로운 역해석법의 적용례

사암과 이암의 호충지역에서 발생한 산사태를 지질조사 결과에 근거하여 3개의 영역으로 분할했다. Fig. 4에 전체의 해석모델과 암반구분을 나타내었다. Fig. 5에 계측결과를 나타내었다. 계측은 공내경사계(inclinometer)를 이용하여, 산사태 블록의 주 이동방향을 따라서 5개 지점에서 실시되었고, 산사태면에서 급격한 변위의 증가를 기록하였다. 그 때문에, 이 터널에서는 공내경사계의 계측이 수 차례 걸쳐 불가능하게 되었고, 그때마다

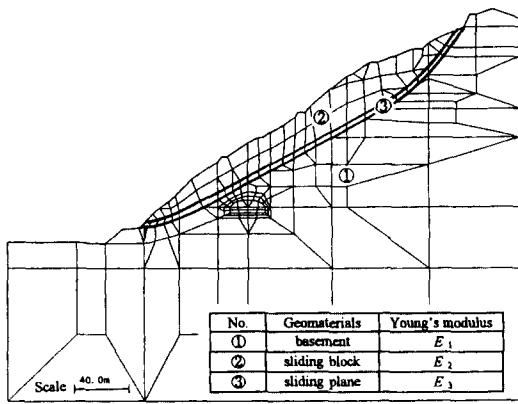


Fig. 4. Finite element mesh for analysis with geological condition

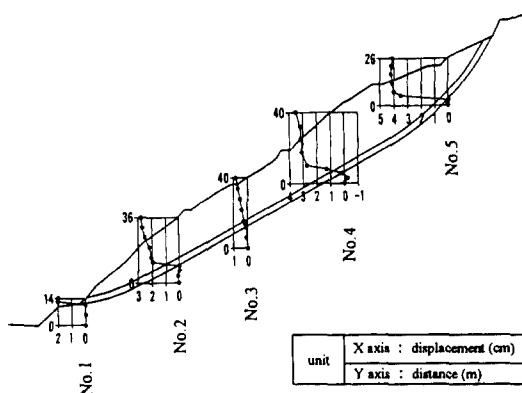


Fig. 5. Monitoring results by borehole inclinometers

계측결과를 얻을 수 없었다. 따라서 역해석을 실시함에 있어서는 공내경사계의 계측시기가 거의 비슷한 데이터를 이용했고, 역해석결과의 검토에 있어서는 계측결과와 정성적으로 일치하면 유익하다고 간주했다.

3.1 CASE 1

사면지반을 탄성체로 가정하였고, 해석결과와 계측결과를 근접시키기 위해 탄성계수의 비율을 $E_2/E_1=10$, $E_3/E_1=0.01$ 까지 변화시켰다. 역해석의 결과는 다음과 같다. Fig. 6에 계측결과와 해석결과를 나타내었고, Fig. 7에 변위분포를 나타내었다. 그리고, Table 1에 역해석의 결과를 나타내었다. Fig. 6에 나타난 바와 같이, 계측결과와 해석결과는 전혀 일치하지 않으며, 터널굴착의 영향만으로는 계측된 변위가 설명되지 않음을 알 수 있다. 또한 Fig. 7에 나타난 변위 분포에

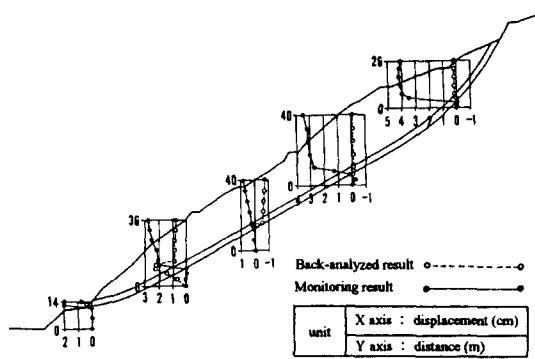


Fig. 6. Comparison between back-analyzed results and monitoring results (CASE 1)

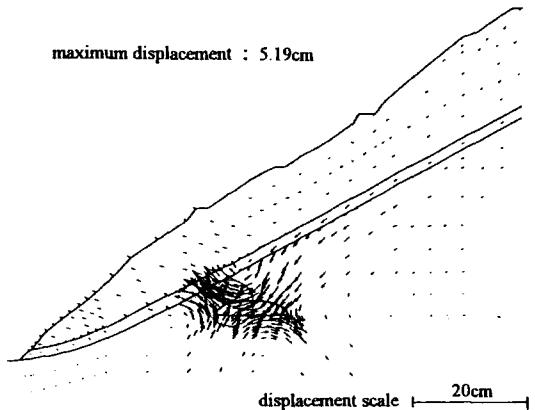


Fig. 7. Displacement distribution by back analysis (CASE 1)

Table 1. Back-analyzed results (CASE 1)

σ_x / E	0.181×10^{-2}
γ / E	0.441×10^{-7}
τ_{xy} / E	-0.129×10^{-2}
E	45373 kgf/cm^2
σ_x	82.0 kgf/cm^2
σ_y	-10.0 kgf/cm^2
γ_y	-58.5 kgf/cm^2
minimum error function	0.276×10^1
δ	

$$\delta = \sum_{i=1}^N (u_i^c - u_i^m)^2$$

u_i^c : calculated displacements

u_i^m : measured displacements

N : total number of measurement points

서 알 수 있는 것처럼, 터널 주변에서 계곡방향으로의 변형거동을 나타내고 있다.

따라서 종래에 실시해 왔던 역해석법으로는 산사태 성 사면의 변형을 재현하는 것은 극히 어렵다는 것을 알았다. 바꾸어 말하면, 이 논문에서 대상으로 하는 사면의 변형거동은 터널 굴착에 의한 변형이외의 변형이 발생하고 있다고 말할 수 있다.

3.2 CASE 2

여기에서는 일반적으로 행하여지는 사면의 역해석에 더불어, 산사태 블록의 움직임을 새로운 물체력의 작용이라고 고려한 역해석을 실시하였다. 즉 일반적인 역해석 결과인 초기응력 파라미터 $\{\sigma_x/E, \sigma_y/E, \tau_{xy}/E\}$ 이외에 산사태 블록에 물체력 $\{\gamma/E\}$ 를 작용시켜 계측결과에 대한 역해석을 실시했다.

계측결과에 근접시키기 위해 탄성계수의 비율을 E_2/E_1

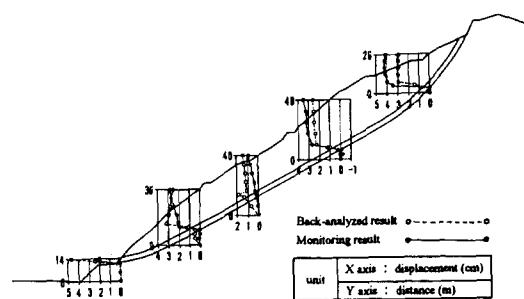


Fig. 8. Comparison between back-analyzed results and monitoring results (CASE 2)

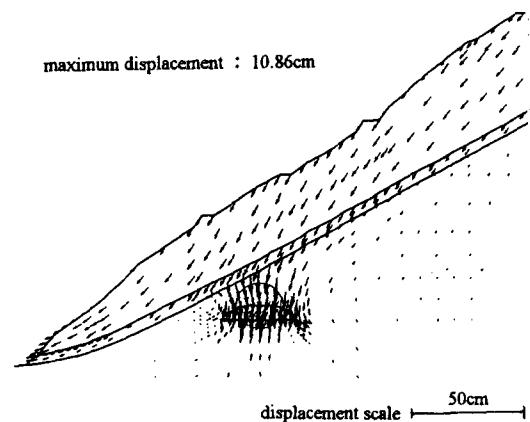


Fig. 9. Displacement distribution by back analysis (CASE 2)

Table 2. Back-analyzed results (CASE 2)

σ_x/E	-0.250×10^{-2}
γ/E	0.582×10^{-5}
τ_{xy}/E	-0.880×10^{-3}
apparent body force of sliding block	$0.167 \times 10^{-2} \text{ gf/cm}^2$
γ	
E	3437 kgf/cm^2
σ_x	-8.6 kgf/cm^2
σ_y	-10.0 kgf/cm^2
γ_{xy}	-3.02 kgf/cm^2
minimum error function	0.505×10^0
δ	

$$\delta = \sum_{i=1}^N (u_i^c - u_i^m)^2$$

u_i^c : calculated displacements

u_i^m : measured displacements

N : total number of measurement points

$E_1=10$, $E_3/E_1=0.01$, 영역 3의 이방성 파라미터를 $m=0.1$ 로 변화시켰다(부록 1 참조). Fig. 8에 계측결과와 해석결과를 비교하였고, Fig. 9에 변위분포를 나타내었다. 그리고 Table 2에 역해석 결과를 나타내었다. Fig. 8에서 명백히 보여주듯이, 산사태 블록의 물체력을 고려하지 않았던 경우의 역해석보다 계측결과와 해석결과는 상당히 일치하고 나타나며, 본 논문에서 제안하는 산사태 블록의 운동을 고려한 역해석법이 타당함을 알 수 있다. Fig. 10에 역해석의 결과로서 얻어진 최대전단변형율분포를 나타내었다. Fig. 10에서도 명백한 것처럼, 터널굴착이 산사태면에 영향을 미쳐 커다란 변형율이 산

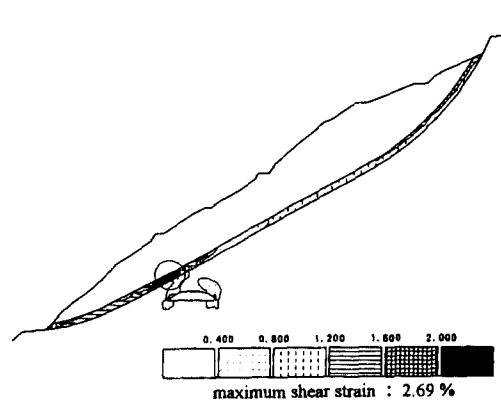


Fig. 10. Maximum shear strain distribution evaluated by back analysis (CASE 2)

사태면을 따라 발생하고 있음을 알 수 있다. 이상과 같은 결과에서처럼, 본 논문에서 제안하는 역해석법이 터널굴착에 따른 이완영역의 발생에 의해 산사태가 발생된 경우의 역해석에 유용함을 나타내었다.

4. 역해석결과를 이용한 붕괴성 사면의 안정해석

역해석결과를 이용하여, 다음과 같은 순서에 따라 안정해석을 실시했다. 1) 계측변위결과를 이용하여, 역해석에 의해 암반사면의 역학적 특성(탄성계수 E , 이방성파라미터 m)을 추정

2) 탄성계수 E 와 이방성 파라미터 m 으로부터 산사태면의 전단탄성계수 G 를 결정

$$G = E \times m \quad (4)$$

3) 전단탄성계수 G 와 암반의 한계전단변형율 γ_c 를 곱해서 산사태면의 한계전단강도 τ_c 를 결정

$$\tau_c = G \times \gamma_c \quad (5)$$

4) 산사태면의 내부마찰각 ϕ 를 가정하고 점착력 c 를 결정

$$c = (1 - \sin \phi) / \cos \phi \times \tau_c \quad (6)$$

5) 상기 식에서의 c , ϕ 를 이용하여 안정해석을 실시, 굴착후 사면의 안정성을 검토

터널 쟁구부 주변의 산사태에 대해 수정 Fellenius법에 의한 안정해석을 실시했다. 안정해석에서는, 먼저 터널굴착전의 사면의 안전율을 $F_s=1.0$ 로 가정하여, 역산법

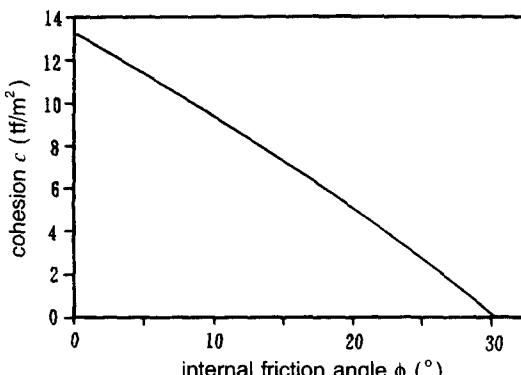


Fig. 11. Relationship between c and ϕ which satisfies $F_s=1.0$

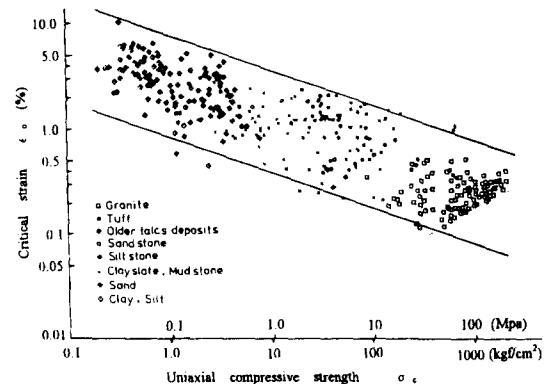


Fig. 12. Relationship between critical strain and uniaxial compressive strength for laboratory specimens (After Sakurai, 1982)

에 의해 c , ϕ 의 관계를 구했다(Fig. 11). 산사태면의 점착력 c 는 경험식⁴⁾ $c=0.1 \times H$ (tf/m^2) (H : 산사태 블록의 최대두께)로 구한 다음, Fig. 11을 이용하여 내부마찰각 ϕ 를 구했다. 결과는 $c=2.0 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=27.5^\circ$ 였다.

다음에 역해석 결과를 이용하여 터널 시공시의 사면의 안전율을 구했다. 여기서는 터널굴착에 따른 산사태 블록의 내부마찰각이 변화하지 않는다는 전제하에, 내부마찰각 $\phi=27.5^\circ$ 라고 가정하였고, 역해석 결과를 이용하여 식(4~6), 터널굴착후 산사태 블록의 점착력 c 를 식(6)으로부터 구한 결과 $c=1.04 \text{ tf}/\text{m}^2$ 가 구해졌다. 이때의 한계전단응력은 $\tau_c=1.72 \text{ tf}/\text{m}^2$ 이고, 한계전단변형율 γ_c 는 Fig. 12를 이용하여 5%로 가정한 결과이다.⁵⁾ 역해석으로부터 구해진 $c=1.04 \text{ tf}/\text{m}^2$ 와 $\phi=27.5^\circ$ 를 산사태 블록의 전체에 적용하여 수정 Fellenius법에 의한 안정해석을 실시한 결과, 안전율 $F_s=0.95$ 가 구해졌다.

5. 이완영역 및 산사태면의 강도 저하에 관한 검토

터널굴착에 따른 산사태면에의 영향을 평가하기 위해, 산사태 블록의 구분을 시도했다. Fig. 10에 나타낸 역해석결과인 최대전단변형율 분포도를 보면, 산사태면 가운데에서도 변형율이 크게 발생하는 영역과 작게 발생하는 영역이 있음을 알 수 있다. 즉 산사태면 전체의 점착력을 저하시키는 것보다, 터널굴착에 의해 터널상부의 이완이 크게 발생하는 영역과 그렇지 않은 영역으로 분리하여 점착력을 저하시키는 타당하다고 생각되어 진다.

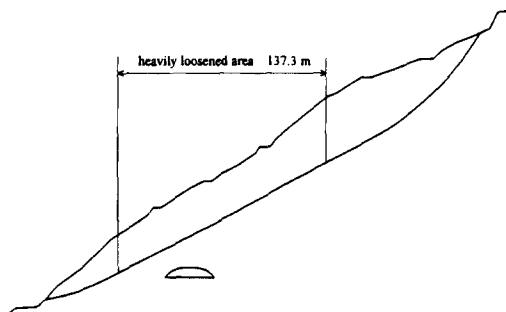


Fig. 13. Range of $c=0$ which satisfies $F_s=0.95$
(When, for the heavily loosened area : $c=0$,
 $\phi=27.5^\circ$, for the lightly loosened area : $c=2 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=27.5^\circ$)

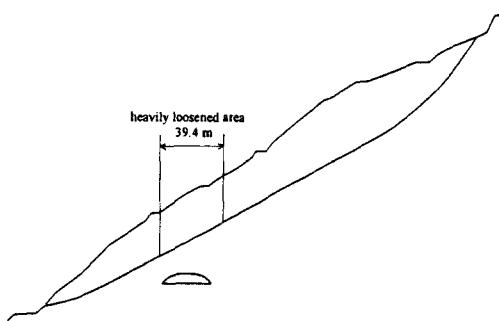


Fig. 14. Range of $c=0$ which satisfies $F_s=0.95$
(When, for the heavily loosened area : $c=0.6 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=20.6^\circ$, for the lightly loosened area :
 $c=2 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=27.5^\circ$)

그래서 변형율이 크게 발생하는 영역에 대해서는 $c=0$, $\phi=27.5^\circ$, 변형율이 작게 발생하는 영역에 대해서는 $c=2.0 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=27.5^\circ$ 의 조건을 적용하여 안전율 $F_s=0.95$ 를 만족하는 $c=0$ 의 영역을 계산하였다. 그 결과 Fig. 13에 나타난 바와 같이, 상당히 폭넓은 구간을 $c=0$ 의 영역으로 설정하지 않으면 $F_s=0.95$ 를 만족하지 않았다. 이것은 터널굴착에 의한 이완영역이 상당히 넓음을 의미하고 있어 현실적이라고 할 수 없다.

한편 이완이 큰 영역과 작은 영역의 강도 정수에 대하여, 이완이 크게 발생하는 영역에 대해서는 $c=0.6 \text{ tf}/\text{m}^2$ (2.0×0.3), $\phi=20.6^\circ$ ($27.5 \times (3/4)$), 이완이 작게 발생하는 영역에 대해서는 $c=2.0 \text{ tf}/\text{m}^2$, $\phi=27.5^\circ$ 를 적용하여, $F_s=0.95$ 를 만족하는 이완이 큰 영역의 범위를 계산하였다. 그 결과 Fig. 14에 나타난 바와 같이, 터널의

형상과 위치로부터 추정되는 이완영역과 역해석 결과로부터 추정되는 이완영역을 거의 동등한 범위에서 설정할 수 있음을 알 수 있었다(부록 2 참조).⁶⁾

6. 결 론

계측결과와 해석결과가 일치하기 어려운 터널 쟁구부 주변의 산사태에 대하여, 종래의 역해석에 더해, 산사태 블록의 운동을 새로운 물체력의 작용으로서 고려한 역해석을 제안하여, 현장에서 얻어진 계측결과에 적용한 결과 새로운 역해석법의 타당성이 확인되었다. 그리고 새로운 역해석법에 의하여 구해진 사면의 물성치를 이용하여 터널굴착후 사면의 안정성을 검토하였고, 이완영역 및 산사태면의 강도 저하에 관해서도 검토하여 새로운 안정해석법을 제안하였다.

사 사

본 논문의 내용은 저자가 일본 응용지질주식회사(OYO Corporation)에 재직중 수행되었음을 밝혀둔다. 프로그램의 개발에 큰 역할을 해주신 신지마사토(進士正人)씨와 동 회사에 감사를 드린다.

참 고 문 헌

1. 櫻井春輔, D. Niyom, 進士正人, 1987, 現場計測結果に基づく切り取り法面の安定性評價, 第7回岩の力學 國内シンポジウム講演論文集, pp. 307-312.
2. 日本土木學會, 1994, 岩盤斜面の安定解析と計測, pp. 307-312.
3. S. Sakurai, 1987, Interpretation of the results of displacement measurement in cut slopes, Proc. of 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, pp. 1155-1166.
4. 財團法人高速道路調査會, 1981, トンネル坑口周邊の地すべり, 崩壊対策に關する研究報告書(日本道路公團委託), p. 71.
5. 櫻井春輔, 1982, トンネル工事における變位計測結果の評價法, 日本土木學會論文報告書, 第317號, pp. 93-100.
6. 財團法人高速道路技術センター, 1996, トンネル掘削を誘因とする地すべり対策に關する基本検討報告書(日本道路公團委託), p. 47.
7. Terzaghi, K and Peck, R.B., 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edit, John Wiley & Sons

• 부록 1

본 연구에서 실시한 역해석에서는 초기응력 파라미터와 각 물성치는, 계측변위 (u_i^m)와 해석에서 얻어진 계산변위(u_i^c)의 차를 자승한 값이 최소가 될 때까지 반복계산을 통하여 결정되어진다. 즉,

$$\delta = \sum_{i=1}^N (u_i^c - u_i^m)^2 \rightarrow \text{Minimum}$$

• 부록 2

평판재하실험결과에 의하면, 암반등급에 관계없이 이완대의 탄성계수는 터널굴착전의 0.4배 정도라고 한다. 터널굴착이 산사태에 영향을 미치는 암반은, 불연속면의 영향이 적으므로, 연속체 지반으로서 고려되어 질 수 있기 때문에, 이러한 암반에서의 탄성계수 E와 일축압축강도 q_u 는 거의 비례관계에 있다고 생각된다. 따라서,

$$q_u = (2c \cdot \cos \phi) / (1 - \sin \phi) \quad (a)$$

의 관계로부터 다음 식이 유도되어진다.

$$\begin{aligned} \alpha &= q'_u / q_{uo} = E/E_o \\ &= \{(2c' \cdot \cos \phi') \cdot (1 - \sin \phi_o)\} / \\ &\quad \{(1 - \sin \phi') \cdot (2c_o \cdot \cos \phi_o)\} \\ &= 0.4 \end{aligned} \quad (b)$$

여기서, q_{uo} , E_o , c_o , ϕ_o : 굴착전의 값

q'_u , E' , c' , ϕ' : 이완영역내의 값

이완이 ϕ 에 미치는 영향은, 일반적으로 점성도보다

사질토가 크다고 생각되어지기 때문에, 사질토에 있어서의 ϕ 의 저하율을 고려하면 안전한 값이라고 할 수 있다. 모래의 ϕ 는 Table A.1과 같이 상대밀도, 입경분포, 입자의 형태(shape)에 따라 크게 변화한다. 그리고 건조상태에서 점착력이 없는 모래의 ϕ 는 안식각에 가깝고, 충분히 다짐된 모래의 ϕ 는 안식각보다 5~10°가 크다(Terzaghi and Peck, 1967).⁷⁾

따라서, $\phi' = (3/4) \times \phi_o$ 로 고려하여도 위험한 값이라고는 생각되지 않는다.

이상의 결과로부터 식(b)에 $\phi' = (3/4) \times \phi_o$, $\alpha = 0.3$ 또는 0.4를 대입하여, $\phi_o = 10\sim30^\circ$ 범위에서 c_o 의 저하율 (c'/c_o)을 계산하면 Table A.2와 같은 결과가 얻어진다.

그러므로, $\phi' = (3/4) \times \phi_o$, $c' = 0.3 \times c_o$ 로 생각하여도 충분히 안전한 값이 된다.

Table A.1. Effect of grain shape and grading on the peak friction angle of sand (after Terzaghi and Peck, 1967).⁷⁾

	Rounded, uniform	Angular, well graded
Loose	27.5°	33.0°
Dense	34.0°	45.0°

Table A.2. Reduction ratio of c in loosened area.

ϕ_o	10°	15°	20°	25°	30°
α	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34
0.40	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46