

# 위험도 분석에 근거한 최적 터널설계 사례

유광호<sup>1\*</sup>

## A case study on the optimal tunnel design based on risk analysis

Kwang-Ho You

**Abstract** In this study, a case study was introduced for the design of a twin tunnel along high speed national highway Route 12 from Damyang to Sungsan. It was related to determine the optimal tunnel support pattern and excavation method based on a risk analysis in order to incorporate the uncertainty of ground properties. To this end, three alternatives with different amounts of support and excavation method were selected and risk analysis was performed by applying Monte Carlo simulation technique, respectively. Stability of the tunnel was quantified by the factor of safety. To improve the result, the 729 cases of the combination of ground properties (deformation modulus, cohesion, and internal friction angle) satisfying a Gaussian distribution were generated and applied. Also, stability of the tunnel was confirmed by analyzing the distribution of both displacement and shotcrete bending stress.

**Keywords:** Risk analysis, factor of safety, Monte Carlo simulation, optimal tunnel design

**요 지** 본 논문에서는 고속국도 제 12호선 담양-성산간의 양방향 터널의 설계 시, 지반 물성치의 불확실성을 고려하기 위해 위험도 분석에 근거하여 최적의 지보패턴 및 굴착방법을 결정하는 사례를 소개하였다. 이를 위해 지보량과 굴착방법이 다른 3 가지 적용 안을 선정하고, 터널의 안정성을 정량화할 수 있는 개념인 안전율을 사용하여 각각의 경우에 대해 Monte Carlo simulation 기법을 사용하여 위험도를 구하였다. 이때 결과의 신뢰도를 높이기 위하여 정규분포를 만족하는 총 729가지 경우의 지반물성치 조합 (변형계수, 점착력, 내부마찰각)을 생성하여 사용하였다. 또한 터널의 발생변위 및 슛크리트 휨응력 분포를 비교·분석하여 터널의 안정성을 확인하였다.

**주요어:** 위험도 분석, 안전율, Monte Carlo simulation, 최적 터널설계

## 1. 서 론

터널은 암반 내에 건설되는 지하구조물로서 시공 중 및 시공완료 후에도 장기적인 안정성을 확보하여야 한다. 하지만 암반 내에 터널을 시공하는 것은 다양한 변동성과 불확실성을 내포하고 있어서, 시공 중 붕락사고가 발생하거나 당초 예상 공사비가 증가하는 등의 많은 문제가 발생하고 있다. 이는 터널 설계 시, 암반자체가 고유의 변동성 및 다양한 불확실성을 가지고 있음에도 불구하고 각 설계정수에 대한 대표 값을 사용하기 때문이다(유광호 등, 2010).

또한 터널 설계에 있어 주요 설계 파라미터인 지보패턴, 굴진장 및 굴착방법 등은 최적의 값으로 결정되어야 하지만 그 결정이 쉽지 않으며, 잘못된 결정을 할 경우 원하지 않은 위험도(risk), 즉 터널의 안정성 저하 또는

지보재의 과다보강 등으로 인한 경제적 손실을 발생시킨다. 이에 지반공학적 위험(geotechnical risk)이 터널 공사비에 미치는 영향을 분석하기 위한 연구가 진행되고 있다.

유광호와 박연준(2003)은 터널 설계 시 주요한 설계 파라미터인 지보패턴 및 굴진장을 위험도 분석 기법에 근거하여 결정하는 방법을 소개하였다. 터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위해 유광호 등(2000, 2001, 2005)은 전단강도감소기법(shear strength reduction technique)에 기초하여 수치해석 시 터널의 안전율을 구하는 방법을 제시한 바 있다. 또한, 터널 안전율의 확률분포를 Monte Carlo simulation을 통해 산정하여 위험도 분석을 실시함으로써 지반물성치의 불확실성을 고려하였다. 하지만, Monte Carlo simulation을 위해 고려된 경우의 수가 50개에 불과하여 그 결과의 신뢰도가 다소 떨어질 수 있는 단점이 있다.

김영근과 김도형(2008)은 터널 시공단계에서 터널의

<sup>1</sup>수원대학교 토목공학과 교수

\*교신저자: 유광호 (E-mail: khyou@suwon.ac.kr)

안정성에 대한 위험이 증가하므로 터널 설계단계에서 터널 안정성 및 환경성에 영향을 주는 위험요소에 대한 위험도 평가 및 관리가 중요하다고 하였다. 이에 터널의 안정성에 대한 위험도 분석을 기반지체의 지보능력, 지반침하에 의한 인접구조물 손상, 막장 내 지하수 유입량, 지진영향으로 구분하여 분석하였다. 각각의 위험도에 대한 비용을 분석하여 위험도가 터널공사에 미치는 영향을 평가하였다.

본 논문에서는 고속국도 제 12호선 담양-성간간의 양방향 터널의 설계 시, 지반 물성치의 불확실성을 고려하여 최적의 지보패턴 및 굴착방법을 결정하는 사례를 소개하였다. 이를 위해 지보량과 굴착방법이 다른 3 가지 적용 안을 선정하고, 터널의 안정성을 정량화할 수 있는 개념인 안전율을 사용하여 각각의 경우에 대해 Monte Carlo simulation 기법을 사용하여 위험도를 구하였다. 이때 결과의 신뢰도를 높이기 위하여 정규분포를 만족하는 총 729가지 경우의 지반물성치 조합 (변형계수, 점착력, 내부마찰각)을 생성하여 사용하였다. 또한 적용 안별 터널의 내공변위, 슛크리트 휨응력 분포를 비교·분석하여 터널의 안정성을 확인하였다.

## 2. 터널의 안전율

### 2.1 전단강도감소기법

전단강도감소기법은 수치해석 시 실제 중력을 가한 상태에서 지반의 강도를 감소시켜 가며 해석을 수행하고 지반이 파괴될 때의 강도와 원지반의 강도비로서 안전율을 구할 수 있는 유용한 기법이다. 강도감소기법은 이미 1975년에 Zienkiewicz 등에 의하여 사용된 바 있으며, 그 이후에도 Naylor(1982), Giam and Donald (1988), Matsui and San(1992), Ugai and Leshchinsky (1995), 김영민(1999), 유광호와 정지성(2008) 등에 의하여 사용되었다.

터널의 연속체 해석에서 강도감소기법을 사용하려면 실제 암반의 점착력  $c$ 와 내부 마찰각의  $\tan\phi$ , 및 인장강도  $T_0$ 를 시험 안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행하여 터널의 안전율을 구한다. 이때 시험안전율과 이에 의해 감소된 암반의 전단강도는 식 (1), (2) 및 (3)과 같은 관계를 갖게 된다.

$$c^{trial} = \frac{c}{F^{trial}} \quad (1)$$

$$\phi^{trial} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{F^{trial}}\right) \quad (2)$$

$$T_0^{trial} = \frac{T_0}{F^{trial}} \quad (3)$$

### 2.2 슛크리트의 모델링

수치해석 시 슛크리트 모델링을 위해 가장 널리 사용되는 방법은 보(*beam*)요소나 지반과 같이 연속체요소로 모델링하는 방법이다. 슛크리트를 탄성체요소인 보요소로 모델링하는 방법은 지보 설계에 필요한 부재력이 자동적으로 계산되며, 절점 수 또한 증가하지 않는 장점을 가지고 있다. 하지만 보요소는 해석 시 탄성체로 거동하여 파괴되지 않는다. 따라서 보요소의 압축강도( $\sigma_c$ ), 인장강도( $\sigma_t$ )가 허용압축강도( $f_{ca}$ ), 허용인장강도( $f_{ta}$ )를 각각 초과하는지를 조사하여 그 보요소(지보재)의 파괴를 판단하는 허용응력설계법의 개념이 터널의 안전율 산정에 적용된 바 있다(유광호와 박연준, 2003).

반면에 슛크리트를 주변 지반과 같이 탄소성체인 연속체요소로 모델링하는 방법은 슛크리트의 모델링 시 요소크기가 작아야 결과의 신뢰도가 커지기 때문에 요소 및 절점의 수가 불필요하게 많아지고 축력 혹은 휨 모멘트 등의 부재력은 해석 결과로부터 별도로 계산해야 하는 불편함이 있다. 하지만 지반과 같이 거동하기 때문에 안전율 계산 시 별도로 지보재의 파괴를 판단하지 않아도 되는 장점이 있다.

한편 최근 들어 탄소성 거동을 고려할 수 있는 라이너(*liner*)요소가 개발되어 보요소나 연속체요소의 단점이 해소되었다. 따라서 본 연구에서는 탄소성 거동을 고려할 수 있는 라이너요소를 사용하여 지보재의 파괴를 판단하였다. 그림 1의 축력  $P$ 와 모멘트  $M$ 의 상관도에서와 같이 라이너 요소는 극한강도에 도달되면 균열이 발생하고 추후 잔류강도로 저항하도록 거동한다.

## 3. 불확실성의 정량화

불확실성을 가장 간단하게 나타내는 잘 알려진 방법

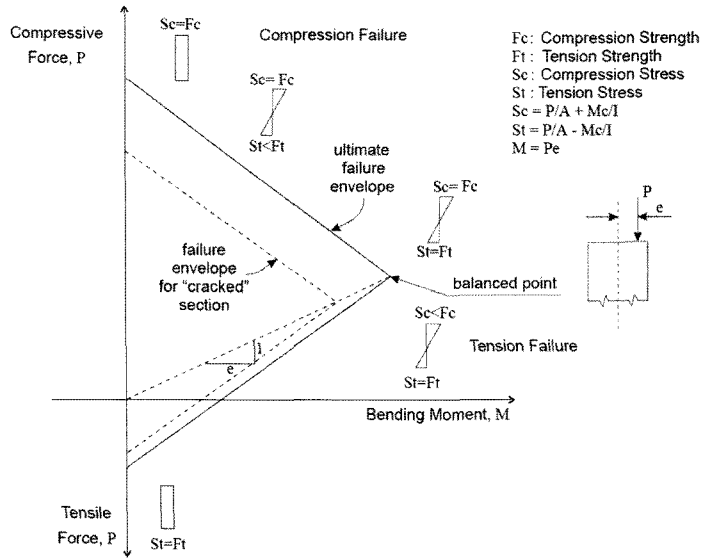


그림 1. P-M 상관도(after Itasca Consulting Group, Inc., 2005)

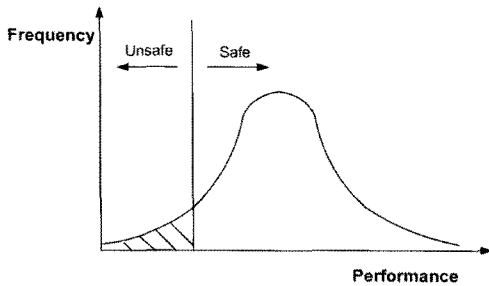


그림 2. 성과 분포와 정해진 성과 한계값

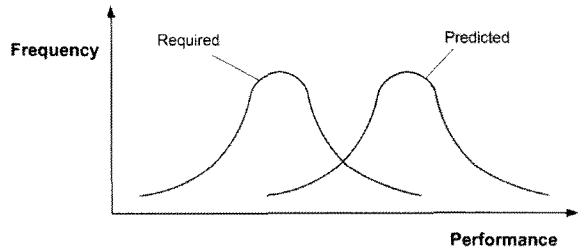


그림 3. 예상성과 및 요구성과 분포

은 대상을 분포(distribution)의 형태로 표현하고, 이것을 그림 2의 정해진 성과(performance) 한계값 혹은 그림 3의 역시 분포의 형태로 표현되는 요구성과(required performance)와 관련시키는 것이다. 이러한 접근방법은 안전율(safety factor)의 표준적인 사용을 대신하는 것이다(Einstein, 1996).

분포를 사용하는 대신에 “신뢰도 다이어그램(reliability diagrams)”을 사용할 수도 있는데, 이것은 그림 4와 같이 예상성과(예를 들면, 기대값 등)가 성과 한계값으로부터 얼마나 멀리 떨어졌나를 보여준다. 신뢰도 역시 Hasover and Lind의 신뢰지수(reliability index)에 의해 표현될 수도 있다(Einstein, 1996).

$$\beta = \frac{E(x) - X_c}{\sigma_x} \quad \text{또는} \quad \frac{X_c - E(x)}{\sigma_x} \quad (4)$$

식 (4)는 신뢰지수를 구하는 식으로 여기서,  $X_c$ 는 변수  $X$ 의 한계값이며  $E(x)$  및  $\sigma_x$ 는 각각 기대값과 표준편차이다. 이 표현은 성과 한계값과 예상성과와의 차이가 표준편차로 표현되는 그림 2와 전적으로 유사하다. 이것은 변수의 개수와 관계없이 적용될 수 있다.

예상성과는 일반적으로 나쁜 성과(poor performance)의 영향을 고려하지 않고, 단지 요구 성과와 단순히 비교되었다. 이는 다음과 같이 성과의 불확실성을 손실(loss)의 잠재적 가치와 결합하여 위험도(risk)를 표현함으로써 해결될 수 있다.

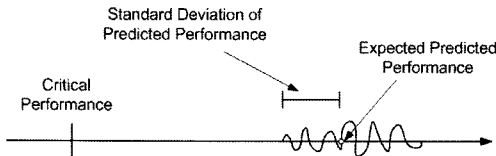


그림 4. 신뢰도 다이어그램

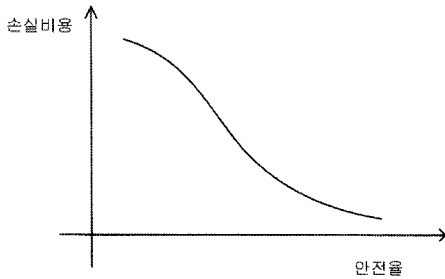


그림 5. 안전율 vs 손실비용

$$\text{Risk} = P [\text{Performance}] \times \text{Potential worth of loss} \quad (5)$$

여기서 손실은 인명손실, 자산손실 또는 비경제적 환경적 영향 등을 포함할 수 있고, 이로 인한 잠재적 가치는 발생 가능한 손실에 해당되는 가치를 의미한다. 위험도를 가장 간단하게 표현할 수 있는 방법은 손실의 잠재적인 가치를 결과에 대한 비용(cost of consequence)과 같다고 가정하는 것이다.

$$\text{Risk} = P[\text{Failure}] \times \text{Cost of Consequences} \quad (6)$$

한편, 안전율을 사용할 경우, 위험도는 “안전율에 대응하는 비용”과 구조물 공사비의 합으로 대체된다. 여기서 “안전율에 대응하는 비용”이란 터널이 붕괴되었을 경우, 발생할 수 있는 모든 손실을 비용으로 환산한 손실비용을 의미한다. 즉, 손실비용은 인명피해, 공기지연 등으로 인해 발생하는 비용 및 복구에 요구되는 비용을 합한 총 비용을 의미한다.

$$\text{Risk} = \text{손실비용} + \text{공사비} \quad (7)$$

일반적으로, 그림 5와 같이 안전율이 클수록 이에 해당하는 손실비용이 작아진다고 가정될 수 있다.

## 4. 터널 설계에의 적용

### 4.1 개요

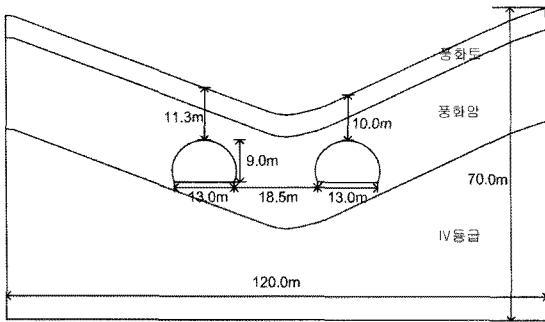
대상터널은 고속국도 제 12호선 담양-성산간의 확장공사를 위한 양방향 터널이다(대우조선해양건설(주), 2009). 본 연구에서 고려한 단면은 지층이 풍화도, 풍화암, 암반 등급 IV로 구성된 단면이고, 양방향 터널 모두 풍화암층에 위치한다. 암반상태가 나쁠 것으로 판단되어 터널의 안정성을 확보하면서도 경제적인 최적의 지보패턴을 결정하는 것이 요구되었다.

따라서 가능한 지보패턴 및 굴착방법의 3가지 안을 선정하고 이중 가장 최적인 안을 위험도 분석(risk analysis)을 통해 결정하였다. 터널의 안정성을 정량적으로 평가하기 위하여 슛크리트를 라이너 요소로 모델링하였고 전단강도 감소기법에 의거하여 터널의 안전율을 수치 해석적으로 구하였다. 위험도 분석을 위해 Monte Carlo simulation 기법을 사용하였으며, 그 결과 얻어진 안전율의 확률분포를 이용하여 각 적용 안에 대한 risk를 구하였다.

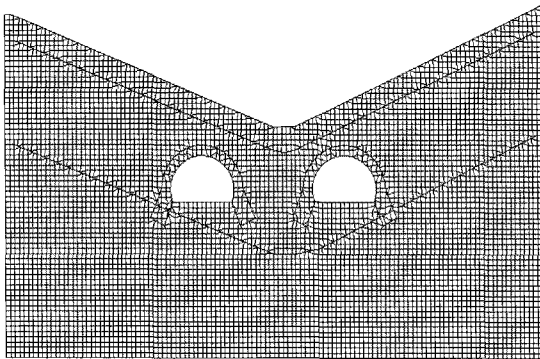
### 4.2 수치 모델링

본 연구에서는 Itasca Consulting Group, Inc.(2005)에서 개발한 지반 범용해석 프로그램 FLAC-2D ver 5.0을 사용하여 수치해석을 수행하였다. 그림 6(a)와 (b)는 각각 Monte Carlo simulation을 위한 해석 개요도 및 해석 요소망을 보여준다. 터널의 제원은 폭 13 m, 높이 9 m이며 좌-우터널 간 이격거리는 약 18 m이다. 해석영역은 수평방향으로 터널 폭의 약 3배인 37.75 m를 터널로부터 좌우측으로 확보하여 총 폭 120 m, 수직방향 영역은 터널 높이의 3배 이상인 터널 하부방향 30 m의 영역을 설정하여 최대 높이를 70 m로 하였다. 경계조건은 좌우 측면은 수평방향 변위를 구속하고, 하부경계는 수직방향을 구속하였다. 초기 측압은 수직응력과 수평응력이 같도록 하였다( $K_0=1.0$ ).

지반물성치의 불확실성을 고려하여 최적의 지보패턴을 결정하기 위하여 Monte Carlo simulation을 이용한 위험도 분석을 실시하였다. Monte Carlo simulation을 위해 불확실성이 고려된 지반물성치는 변형계수, 점착력, 내부마찰각이며 입력값이 정규분포를 만족하는 것으로 가정하였다. 각각의 평균과 표준편차값은 표 1에



(a) 해석 개요도



(b) 해석 요소망(mesh도)

그림 6. 해석 개요도 및 요소망

표 1. 수치해석 시 사용된 지반물성치 및 정규분포 매개변수

지반물성치	풍화도	풍화암		암반등급 IV
		평균	표준편차	
변형계수 (MPa)	45.00	308.00	105.00	3,141.00
점착력 (kPa)	20.00	34.00	1.70	410.00
내부마찰각 (°)	29.00	33.00	2.10	35.00
단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	18.64	20.60	-	22.56
포아송비 (μ)	0.32	0.30	-	0.28

나타내었고, Monte Carlo simulation을 위해 각각 물성치의 정규분포를 9 구간으로 나누어 총 9×9×9=729 경우의 해석을 실시하였다. 단, 정규분포의 매개변수는 터널이 위치하는 풍화암층에만 고려하였고, Monte Carlo simulation에서 고려해야하는 경우의 수를 줄이기 위해,

풍화도층 및 암반등급 IV층의 경우는 각각 풍화암층의 평균값과의 비가 유지되도록 하였다. 단위중량과 포아송비는 지층별로 표 1과 같이 3 가지 값이 사용되었다.

터널의 최적 지보패턴 선정을 위한 위험도 분석을 위해 지보패턴 및 굴착방법이 상이한 3가지의 안(Case 1, Case 2, Case 3)을 선정하였다. 지보량은 Case 1이 가장 적고, Case 2는 중간 정도이며, Case 3은 가장 많은 경우로 해석에 고려된 각각의 상세한 내용은 표 2와 같다. 이 때 굴착은 Case 1의 경우에는 상·하반 분할굴착을 수행하였으며 Case 2 및 Case 3의 경우 증벽 분할굴착(인버트 폐합)을 수행하였다. 한편 강지보재와 콘크리트 라이닝은 해석에서 고려하지 않았다. 슛크리트는 강섬유보강 슛크리트로 탄소성 거동을 고려할 수 있는 라이너 요소로 모델링하였으나, 분할 타설되는 것은 고려하지 않았다. 또한 보조공법으로 Case 1과 Case 2인 경우 상반 180°영역을 L=12.0 m CTC 500 mm로 대구경 강관그라우팅을 2열로 보강하였고, Case 3인 경우는 상반 180°영역을 L=12.0 m CTC 500 mm로 대구경 강관그라우팅을 2열로, 하반은 L=6.0 m CTC 800 mm로 대구경 강관그라우팅 1열로 보강하였다.

해석 단계는 굴착단계를 고려하여 상하 분할굴착인 Case 1의 경우는 강관다단보강 및 굴착 - 연성 슛크리트 타설 - 경성 슛크리트 타설의 순서가 2번 되풀이되어 총 6단계로 진행되었다. 이 때 각 단계별 하중분담율은 상부는 40% - 20% - 40%, 하부는 40% - 25% - 35%를 적용하였다. 한편 증벽 분할굴착인 Case 2와 Case 3은 총 12단계로 나누어 해석을 실시하였으며, 이때 적용한 하중분담율은 굴진장을 고려하여 상부는 40% - 50% - 10%, 하부는 40% - 55% - 5%를 동일하게 적용하였다.

한편, 위험도 분석에 사용될 적용 안별 공사비 원가는 슛크리트, 록볼트, 강지보재, 콘크리트라이닝, 강관다단 그라우팅에 사용된 지보 재료비와 굴착비의 합으로 단위 m당 단가를 표 2에 나타내었다. 표 2로부터 지보량이 증가하는 Case 1, Case 2, Case 3의 순서로 m당 공사비가 증가함을 알 수 있다.

적용된 안의 보조공법에 사용된 보강재는 보강되는 지층에 따라 터널 상·하반으로 나누어 각각의 입력 물성치를 표 3에 정리하였다. 대구경 강관다단 그라우팅의 보강 후 물성치는 터널해석보고서(대우조선해양건설(주), 2009)에서 제공하는 값을 사용하였다. 다만, 하반

표 2. 적용 안별 상세 지보패턴 및 공사비 원가

적용 안		Case 1	Case 2	Case 3
굴착공법		상·하반 분할굴착	중벽 분할굴착(인버트 폐합)	중벽 분할굴착(인버트 폐합)
굴진장(m) (상반/하반)		1.0/1.0	0.8 / 0.8	0.8 / 0.8
숏크리트 (mm)	형식	강섬유보강		
	1 차	100		
	2 차	100		
	3 차	-	-	50
록볼트 (m)	길이	4.0	5.0	5.0
	중간격	1.0	0.8	0.8
	횡간격	1.5	1.2	1.2
보조공법		상반 180° 대구경 강관 그라우팅 2열, L=12.0 m CTC 500 mm	상반 180° 대구경 강관 그라우팅 2열, L=12.0 m CTC 500 mm	상반 180° 대구경 강관 그라우팅 2열, L=12.0 m CTC 500 mm 하반 대구경 강관 그라우팅 1열, L=6.0 m CTC 800 mm
m당 공사비(원)		21,548,000	29,200,000	32,424,000

표 3. 보조공법에 사용된 보강재의 입력 물성치

구분	지층	변형계수(GPa)	점착력(kPa)
터널 상반(대구경 강관다단 그라우팅 2열 보강)	풍화암	2,642	80
터널 하반(대구경 강관다단 그라우팅 1열 보강)	풍화암	924	40
	IV 등급 암반	3,926	410

에 1열로 보강되는 대구경 강관 그라우팅은 풍화암층과 IV 등급 암반층에 걸쳐 보강되므로 각각 나누어 적용하였다. 이 때 내부마찰각, 단위중량 및 포아송비는 보강효과가 없는 것으로 가정하여 원래 지반물성치와 같은 값을 적용하였다.

당 손실비용을 계산하기 위하여 그림 8의 정규분포곡선에 근거한 식 (8)을 사용하였다. 단, 손실비용 계산을 위해 사용된 표준편차( $\sigma$ )는 1.0으로 가정하였다.

$$\text{손실비용} = \frac{5.0 \times 10^8}{\sqrt{2\pi} \times \sigma^2} \times e^{-\frac{\text{신뢰지수}^2}{2 \times \sigma^2}} \quad (8)$$

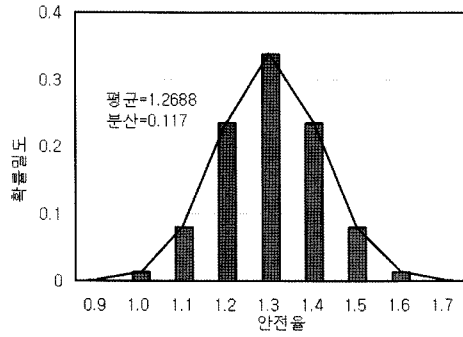
## 5. 결과 정리

### 5.1 최적 지보패턴 선정

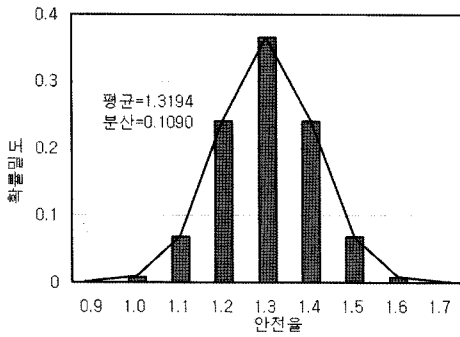
Monte Carlo simulation을 위해 총 729 경우의 해석이 수행되었으며 그 결과 얻어진 터널 안전율의 확률분포를 그림 7에 도시하였다. 확률분포는 변형계수, 점착력, 내부마찰각을 각각 독립변수로 가정하여 구하였고, 신뢰지수는 그림 7의 정규확률분포로부터 평균값과 표준편차를 산정하고 식 (4)를 이용하여 구하였다.

그림 8은 신뢰지수와 손실비용의 관계를 도시한 정규분포곡선이다. 신뢰지수와 손실비용의 관계를 통해서 m

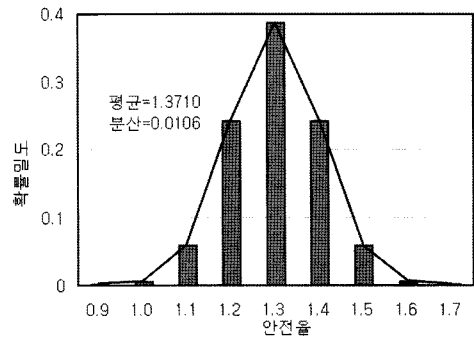
적용 안별 위험도 분석 결과는 표 4에 정리하였는데, 최종 위험도는 식 (7)을 사용하여 손실비용에 공사비를 합하여 산정하였다. 이 때 적용 안별 공사비는 표 2에 정리된 해당 설계사에서 제공하는 단위 m당 단가를 사용하였다. 표 4를 보면 지보량이 증가하는 Case 1, Case 2, Case 3 순으로 안전율 평균값과 신뢰지수가 증가하고 표준편차와 손실비용은 감소하는 것을 알 수 있다. 3 가지의 적용 안 중 가장 적은 위험도 값을 주는 Case 2를 최적의 안으로 결정할 수 있었다.



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 7. 터널 안전율 확률분포

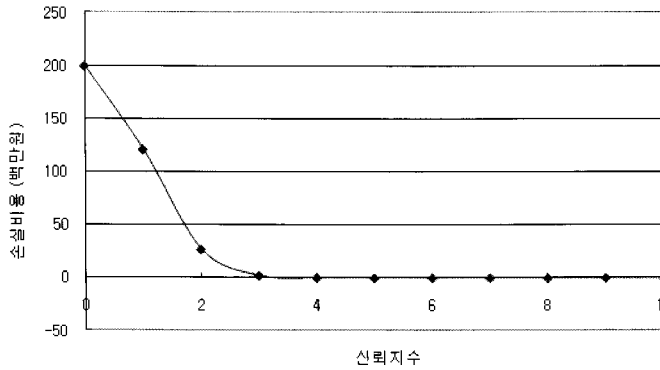


그림 8. 신뢰지수와 손실비용의 상관관계

표 4. 적용 안별 위험도 분석 결과

적용 안	예상 터널 안전율			손실비용(원)	위험도=손실비용+공사비
	평균값	표준편차	신뢰지수		
Case 1	1.269	0.118	2.281	14,806,097	36,354,097
Case 2	1.319	0.109	2.924	2,778,164	31,978,164
Case 3	1.371	0.103	3.602	303,437	32,727,437

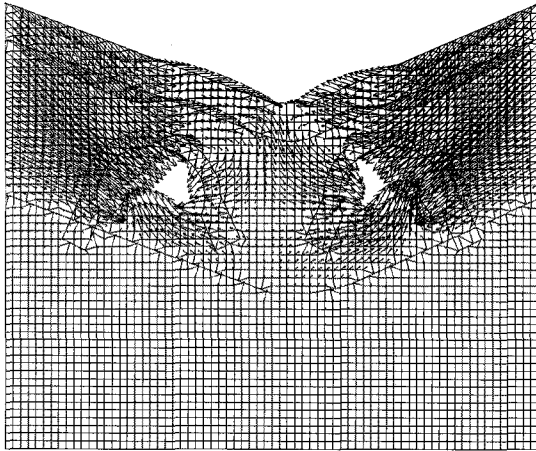


그림 9. 터널 주변 발생 변위도(Case 1)

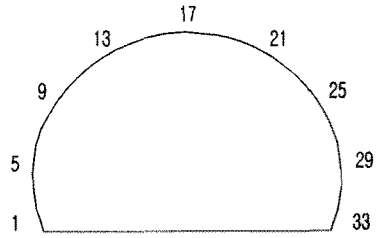
표 5. 적용 안별 발생변위

적용 안	좌측터널 천단변위(mm)	측벽변위(mm)	
		좌측터널 좌측면	우측터널 우측면
Case 1	13.13	18.68	19.54
Case 2	17.31	19.97	18.59
Case 3	15.98	18.47	17.62

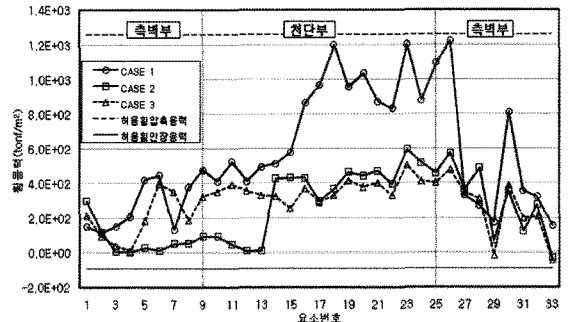
## 5.2 터널 안정성 평가

터널의 안정성 평가를 위해 터널의 내공변위와 슛크리트에 발생하는 휨응력을 살펴보았다. 그림 9는 설계에 사용된 원래 지반물성치(평균값)를 사용하고 Case 1을 적용하여 수치해석한 경우 최종굴착단계에서의 터널 굴착면 주변의 변위양상을 보여주며, 표 5는 적용 안별 터널 주요지점의 변위량을 보여준다. 그림 9로부터 좌측터널 좌측상부, 우측터널 우측상부에서 터널 내측으로 변위가 크게 발생함을 알 수 있다. 참고로 Case 2, Case 3의 경우도 유사한 변위 발생양상을 나타냈다. 표 5에서 알 수 있듯이 우측터널 우측부 변위는 Case 1이 가장 크며 Case 2, Case 3 순서로 변위가 감소하는 것으로 나타났다. 이는 Case 1, Case 2, Case 3 순서로 보강량이 증가하기 때문인 것으로 판단된다. 하지만 좌측터널 천단부와 측벽부 변위는 Case 2의 경우가 가장 크게 발생하였다.

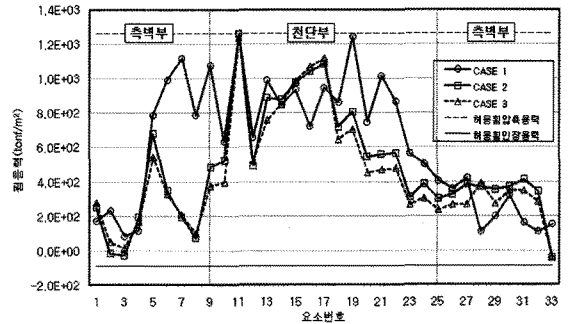
좀 더 자세한 안정성 평가를 위해 슛크리트의 휨응력 분포를 측벽부와 천단부로 구분하여 그림 10과 같이 살



(a) 터널의 요소번호 위치



(b) 좌측터널



(c) 우측터널

그림 10. 터널 주변의 휨응력 분포

펴보았다. 그림 10(b)와 (c)에서 X축의 요소번호는 그림 10(a)와 같이 시계방향으로 1번은 터널의 좌측 바닥부를, 33번은 우측 바닥부를 나타낸다. 표 5와 그림 10(b)를 비교해 보면 천단부 변위가 가장 작게 발생한 Case 1에서 가장 큰 휨응력이 나타났고, 가장 큰 변위가 발생한 Case 2에서 휨응력은 작게 나타났다. 또한 요소번호 5(좌측면 측벽부)의 변위가 가장 크게 발생한 Case 2가 휨응력이 작게 나타난 것을 알 수 있다. 또한 그림 10(c)의 요소번호 29(우측면 측벽부)에서 변위가 크게 발생한 Case 1의 경우에 휨응력이 작게 나타났다.



종합적으로 판단할 때, Case 1, Case 2, Case 3 모두의 경우 터널 최대변위가 20 mm 이내이고, 슛크리트의 발생 휨응력도 인장응력은 발생하지 않으며, 압축응력도 대부분 허용응력 범위 내로서 터널의 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다. 특히, Case 2의 경우가 좌측터널의 좌측벽부의 슛크리트 휨응력이 가장 적게 발생하여 Case 1과 3에 비해 터널 안정성에 유리할 것으로 판단된다.

## 6. 결론

본 연구에서는 고속국도 제 12호선 담양-성산간 양방향 터널의 대표단면에 대하여 최적의 지보패턴 및 굴착 방법 결정을 위해 수행한 위험도 분석내용을 소개하였다. 또한 터널 안정성 평가를 위해 터널 주변의 발생변위와 슛크리트 휨응력 분포를 분석하고 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

1. Monte Carlo simulation 결과 지보패턴 별로 지보량이 증가함에 따라 터널의 평균 안전율은 증가하였으며 안전율의 표준편차는 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지보량이 증가할수록 높은 안전율이 나타나고 그 안전율의 표준편차가 줄어들어 신뢰지수가 증가하는 것을 알 수 있었다. 즉 터널의 안정성이 증가함을 확인할 수 있었다.
2. 3 가지 적용 안에 대한 위험도분석 결과, 터널의 안전율과 신뢰지수는 지보량이 증가함에 따라 적은 지보량(Case 1), 중간 지보량(Case 2), 많은 지보량(Case 3) 순으로 커졌다. 하지만 m당 공사비를 고려한 최종 위험도(risk)는 지보량이 중간에 해당하는 Case 2가 가장 적게 산정되어 최적 지보패턴으로 결정되었다.
3. 변위 발생양상과 슛크리트의 휨응력 분포를 종합적으로 고려하여 판단할 때, Case 2의 경우가 Case 1과 Case 3에 비해 터널 안정성에 유리할 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1. 김명근, 김도형(2008), “터널 안정성 및 환경성을 고려한 위험도 평가기법의 적용”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 10, No. 1, pp. 1~15.
2. 김영민(1999), “유한요소법에 의한 사면붕괴 거동해석에 미치는 영향분석”, 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제5호, pp. 19~28.
3. 대우조선해양건설(주), 한신공영(주)(2009), 고속국도 제12호선 88올림픽고속도로(담양-성산간) 확장공사 제10공구, 터널해석보고서.
4. 유광호, 박연준(2003), “터널 지보패턴 결정을 위한 위험도 분석”, 한국터널공학회 논문집 Vol. 5, No. 3, pp. 241~250.
5. 유광호, 박연준, 배규진(2000), “연약암반층에 굴착된 터널의 안전을 평가”, 한국터널협회 논문집, 제2권, 제3호, pp. 47~57.
6. 유광호, 박연준, 강용(2001), “질리암반 터널의 안전을 평가를 위한 수치해석적 연구”, 한국암반공학회 논문집, 제11권, 제3호, pp. 279~288.
7. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권(2005), “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, 제7권, 제1호, pp. 37~49.
8. 유광호, 임영수, 김종규(2010), “위험도분석을 이용한 터널의 최적 지보패턴 결정 사례”, 2010년 한국터널공학회 정기학술발표회, 한국과학기술회관, pp. 268-275.
9. 유광호, 정지성(2008), “2차원 연속체 해석에 의한 지하공동 형상비별 안정성 평가 비교”, 한국터널공학회 논문집, 제10권, 제2호, pp. 193~205.
10. Einstein, H.H.(1996), “risk and Risk analysis in rock engineering”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 2, pp. 141~155.
11. Giam, S.K. and Donald, I.B.(1988), “Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations”, Proc. Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomech., Sydney, Australia, pp. 461~464.
12. Itasca Consulting Group, Inc.(2005), Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 5.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.
13. Matsui, T. and San, K.C.(1992), “Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique”, Soils and Foundation, Vol. 32, No. 1, pp. 59~70.
14. Naylor, D.J.(1982), “Finite elements and slope stability”, Numer. Meth. in Geomech., Proc. NATO Advanced Study Institute. Lisbon, Portugal, pp. 229~244.
15. Ugai, K. and Leshchinsky, D.(1995), “Three-dimensional limit equilibrium and finite element analyses: a comparison of results”, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp. 1~7.
16. Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C., and Lewis, R.W.(1975), “Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics”, Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 671~689.

접수일(2010.8.31), 수정일(2010.9.10), 게재확정일(2010.9.20)