

## 화강토지반내 복합막장터널의 파괴메카니즘 연구

### A Study on the Failure Mechanisms of the Mixed-face Tunnels in Decomposed Granite

신 종 호\*<sup>1</sup>           Shin, Jong-Ho

이 인 근\*<sup>2</sup>           Lee, In-Keun

#### Abstract

The purpose of stability checks of tunnels is to assess the safety of a tunnelling method or to determine the supporting face pressure in pressure-balance tunnelling. Traditionally, analytical approaches have been used for the evaluation of tunnel stability, which often require the assumption of failure mechanism. Consequently the accuracy is highly dependent on the assumed failure planes. The failure mechanisms were mainly obtained from centrifugal model tests and only applicable to homogeneous and isotropic soils. Having complicated boundary conditions, the safety evaluation of the NATM tunnels with mixed-face ground condition can not be easily made. An attempt to identify failure modes of the tunnel is made using a numerical method. It is found that a numerical approach simulating tunnel collapse is desirable for investigating the failure mechanism. It is identified that the parameters indicating the failure mechanism are incremental displacement vectors, accumulated plastic deviatoric strains and velocity characteristics. Based on this study, a general approach to investigate the failure mode of a tunnel with complicated boundary condition is proposed.

#### 요 지

서울지하철 터널의 상당 구간이 막장면이 풍화토에서 풍화암까지 변화하는 복합화강토지반에 건설되어 왔다. 화강암풍화지반은 심도에 따라 강도의 변화가 크며, 수위가 높고 투수성 지반인 특징을 갖는다. 터널은 주로 비원형 배수터널로 설계되고 NATM 공법으로 시공되었다. 이와 같은 여건의 터널현장에서 발생하였던 붕괴사례를 조사한 결과, 대부분의 붕괴가 터널 어깨 부근으로부터 시작되었고, 구조적으로 완전하지 않은 라이닝, 그리고 지하수와의 연관성 등의 공통적 특징이 확인되었다. 이러한 터널문제는 지반조건, 시공조건, 터널형상 등 경계조건이 복잡하여 한계평형 해석과 같은 종래의 해석적 방법으로 터널안정을 검토하기가 용이하지 않다. 그 가장 큰 이유중의 하나는 터널의 파괴메카니즘에 대한 분명한 정보를 알 수 없는 데 있다. 파괴메카니즘의 조사에는 전통적으로 원심모형시험법이 많이 사용되어왔다. 그러나 화강토지반내의 터널처럼 복잡한 경계조건을 갖는 터널문제에는 적용하기 어렵다. 따라서 이에 대한 하나의 대안으로서 본 논문에서는 지반거동의 비선형성을 고려하는 Coupled 수치해석법을 이용하여 파괴메카니즘을 조사하였다. 수치해석결과의 증분변위벡터, 누적소성편차변형률 그리고 속도특성치(velocity characteristics)의 분석을 통해 실제 붕괴사례와 잘 일치하는 명확한 파괴메카니즘을 파악할 수 있었다. 이로부터 복잡한 경계조건을 갖는 터널 문제의 안정해석을 위한 파괴메카니즘을 조사하는 수치해석적 접근방법을 제시하였다.

**Keywords :** Decomposed granite, Failure mechanism, FEM, Mixed-face NATM tunnel

\*1 정희원, 서울특별시 정보기획단, 지리정보팀장

\*2 정희원, 서울특별시 기술심사담당관

## 1. 서론

도시는 대부분 연약지반대가 분포하는 하천 또는 해안 인근에 위치한다. 도시내에서는 지상토지 이용의 한계 때문에 지하철건설이 도시교통문제 해소를 위한 중요한 정책대안으로 선택되어 왔다. 지하철은 이용의 편의성과 건설비 등의 이유로 통상 지표로부터 깊이 않은 위치에 터널공법으로 건설된다. 따라서 대부분의 도심내 터널은 얇은 연약지반터널(*shallow tunnels in soft ground*)로 분류되는 경우가 많다. 터널공학에서 연약지반터널이란 통상 '안정확보를 위하여 굴착즉시 지보를 필요로 하는 터널'로 정의한다(Mair, 1998).

연약지반터널의 설계요구조건은 Peck(1969)에 의해 잘 제시되어있다. 첫째 안전하고 경제적으로 건설가능해야하며(*constructability*), 둘째 인접구조물에 손상을 미치지 않아야하며, 셋째로 설계수명동안 안전하게 외력을 지탱하여하는 것이 그가 제시한 연약지반터널의 설계원리이다. 이 세가지 원리는 각각 지반공학적 중요성을 내포하고 있다. 즉 건설 가능성이란 터널이 붕괴에 대한 안정문제(*stability problem*)와 관련되고, 인접구조물의 손상여부는 지표침하 즉 지반의 침하문제와 관련되고, 외력의 지탱은 라이닝에 작용하는 토압의 결정과 밀접한 관계를 갖는다. 이 중에서 터널붕괴의 가능성을 검토하는 안정문제는 피해의 규모 그리고 사회적 영향 등을 생각할 때 가장 중요한 문제이다.

오랜 터널건설의 역사에도 불구하고 최근까지도 많은 붕괴사고가 있어 왔다. 특히 1990년대 초반에서 중반까지는 서울을 비롯하여 런던, 로스엔젤레스 그리고 뮌헨 등 대도시에서 터널공사가 동시 다발적으로 진행되었고, 이에 상응하여 많은 터널붕괴사고가 이 시기에 발생하였다. 그러나 경험으로부터 배워 가는 토목공학의 속성상 이때의 많은 붕괴사례들은 터널의 계획, 설계, 시공 전반에 걸쳐 많은 검토와 개선 노력을 촉구하는 계기가 되었다. 이와 관련하여 영국의 Health & Safety Executive(HSE, 1996)는 터널설계가 다른 토목구조물의 설계에 비해 충실도가 떨어져 있음을 지적하면서, 터널은 건설과정에서 안전율이 최소가 되는 특성 때문에 완성된 구조물의 구조적 안정검토 위주로 진행되고 있는 현행 설계방식의 보완이 필요함을 언급하였다. 특히 굴착 중 터널계측을 통하여 시공의 안정확보에 기여한다는 기존 설계개념은, 순수하게 부가적인 안전확보의 목적이 아니라면, '설계자의 책임을 회피하는 것' 일 수 있

다는 지적이 덧붙여졌다. 이 지적은 결국 적절한 안정검토를 수행하여 설계의 충실도를 향상시켜야된다는 것을 강조한 것이라 할 수 있다.

설계단계에서 막장의(일시적인) 안정이 체계적으로 검토되기 어려운 이유중의 하나는 파괴메카니즘 등 안정해석을 위한 기본조건들이 정확히 파악되지 못한 까닭이 있다. 지반이 균질하고 등방성이며 원형터널인 경우에는 파괴메카니즘이 알려져 있지만, 이들 메카니즘을 경계조건이 복잡한 복합막장지반의 터널문제에 적용하기에는 어렵다. 따라서 이러한 터널문제는 통상 파괴메카니즘을 토대로한 전통적 개념의 안정검토없이 단순 수치해석을 통해 극히 부분적인 검토만 수행하고 있다. 이러한 설계개념은 기초, 옹벽, 사면 등 안정문제가 설계의 중요부분을 차지하는 다른 지반문제의 설계과정과 비교하여도 형평에 맞지 않는 것이다.

본 논문은 이러한 지적과 관련하여 서울지하철 건설과정에서 지하수위가 높은 화강풍화토지반내 복합막장 NATM터널굴착과정에서 발생했던 터널 붕괴사례를 분석하고, 이를 수치해석적으로 모델링함으로써 파괴메카니즘 조사를 위한 해석적 접근방법을 제시하고자 한다.

## 2. 터널의 안정해석과 파괴메카니즘

### 2.1 터널의 안정문제

역학의 역사적 발전단계와 맞물려 많은 경우의 지반설계가 침하문제와 안정문제로 나뉘어 검토되어 왔다. 침하문제는 탄성론 등을 이용하여 침하에 대한 사용성을 검토하는 것이며, 안정문제는 강제소성역학에 의거하여 파괴에 대한 안전율을 평가하는 것이다. 이러한 접근방법들을 통상 해석적 방법(*analytical method*)이라 하며, 전통적으로 지반설계의 중요한 부분을 차지하여 왔다. 고전적 설계개념에서 볼 때 터널설계도 지표침하로 대표되는 침하문제와 터널붕괴에 대한 안정문제를 모두 포함한다고 할 수 있다. 이중 지표침하는 경계조건 때문에 이론 해의 유도가 어려워 일반적으로 *Gaussian Curve*로 대표되는 경험적 방법으로 다루어지고 있다. 안정문제는 제한된 경우에 대하여만 지지력, 토압문제와 마찬가지로 해석적 방법(Atkinson & Potts, 1977; Davis et al, 1980)에 의해 검토되고 있다.

안정해석에는 극한평형법(*limit equilibrium method*), 한계이론법(*limit theorem*) 그리고 응력장법(*slip-line method*)

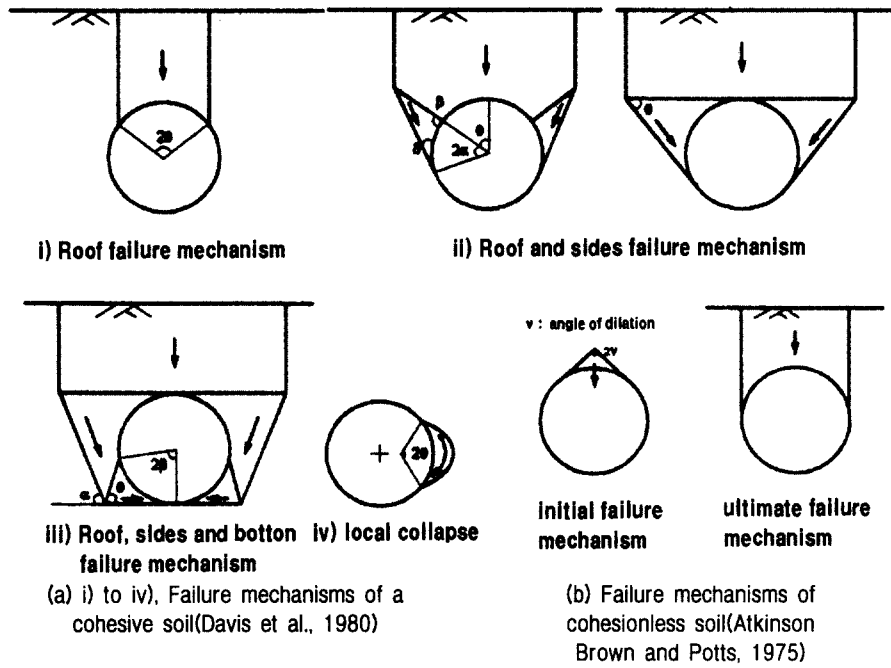


그림 1. 균질지반의 2차원 파괴메카니즘

등이 주로 사용되고 있다. 이중 한계이론법의 상한치이론이나 극한평형법이 안전에 대한 명확한 물리적 개념을 제공하고 있어 실무에서 선호되는 경향이 있다. 이들 해석방법은 파괴메카니즘을 가정하여 안전율(혹은 파괴하중)을 구하게 되는데, 파괴메카니즘에 따라 해석의 정확도가 달라지므로, 실제에 가깝게 파괴메카니즘을 선정하는 것이 매우 중요하다.

일반적으로 파괴메카니즘은 파괴가 일어났던 이전의 붕괴사태 혹은 원심모형시험으로부터 조사되어 왔다. 특히 터널굴착에 따른 지반거동이 흙의 자중, 즉 중력에 의해 지배되므로 중력의 영향을 상사적으로 모델링할 수 있는 원심모형시험(Kimura & Mair, 1981)이 터널 파괴메카니즘 연구에 많이 사용되어 왔다. 그러나 원심모형시험은 건설과정(construction process)을 적절히 고려하기 어렵고 또 균질한 흙에 대해서만 조사가 가능한 문제가 있다. 원심모형기를 이용한 방법은 점토지반내 파괴메카니즘 뿐 아니라 터널파괴규준을 밝혀내는 목적으로도 유용하게 사용되어 왔다.

컴퓨터의 발달과 함께 탄소성모델을 이용하는 수치해석이 터널의 안정검토에 사용되고 있다. 수치해석은 설계과정에서 독립적으로 검토되고 있는 침하문제와 안정문제를 점진파괴(progressive failure)문제로 통합하여 다루는 엄밀해의 의미를 제공하는 것처럼 보인다. 그러나 건설과정의 모델링을 포함하는 수치해석은 안정

에 대하여 아주 부분적인 정보만을 제공하며, 또 해석결과가 해석적 방법에서와 같이 안전율로 주어지지 않는 등의 문제가 있어 실무에서 적절하게 활용되지 못하고 있다. 특히 2차원해석의 경우 경험파라미터를 사용하여 건설과정을 유사화하는데, 이 파라미터의 신뢰성을 검정할 방법이 없는 것이 문제점으로 지적되고 있다.

## 2.2 터널의 파괴메카니즘에 대한 기존연구 고찰

이 논문은 안정해석을 위한 파괴메카니즘을 다루고자 하는 것이므로, 우선 기존의 연구들로부터 제시되었던 파괴메카니즘을 고찰하고, 이를 화강토 지반내 복합막장 터널에 적용가능여부를 검토하고자 한다. 파괴메카니즘은 파괴형상에 대한 고려에 따라 2차원 평면변형문제, 3차원 막장문제로 구분할 수 있다. 대부분의 터널 붕괴가 막장부근에서 일어나므로 터널의 안정은 2차원문제 보다는 3차원 문제로 고찰하는 것이 보다 실제적이지만 3차원문제의 기하학적 복잡성 및 모델링의 어려움 때문에 2차원문제로 다루는 경우가 많다. 2차원 메카니즘은 충분히 긴 터널을 동시에 굴착한다는 개념으로서 무지보 2차원 터널이 막장의 지지를 받는 3차원문제에 비해 보수적인 결과를 준다고 가정하는 것이다. 원심모형시험으로 조사된 균질한 점성토(Davis et al, 1980) 및 사질토(Atkinson & Potts, 1977)에 대한 2차원 평면변

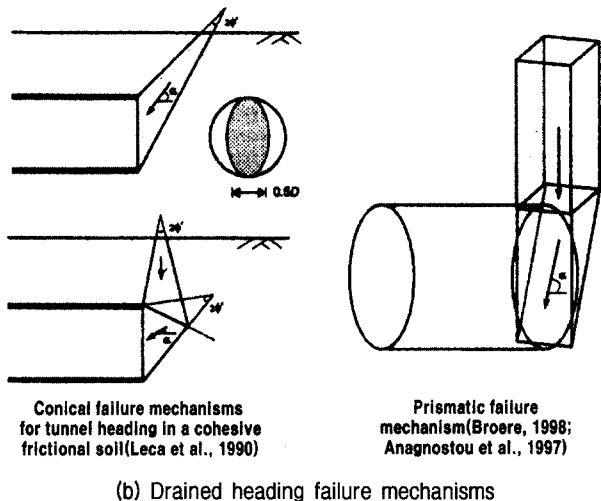
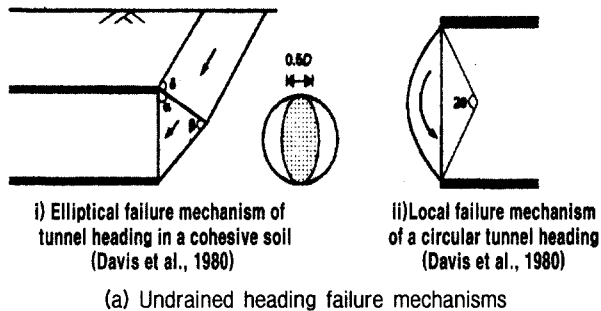


그림 2. 균질지반의 3차원 파괴메카니즘(heading 파괴메카니즘)

형 파괴메카니즘을 그림 1(a)에 보였다. 역시 원심모형 시험을 이용하여 얻은 균질 모래지반의 터널에 대한 파괴메카니즘을 그림 1(b)와 같이 제시하였다.

위 각각의 문제는 배수조건에 따라 배수 안정문제와 비배수 안정문제로 구분하여 살펴볼 수 있다. 사질토와 같은 투수성지반은 배수가 터널의 굴진 속도와 비교하여 비교적 빨리 일어나므로 이때의 파괴메카니즘을 배수 파괴메카니즘이라 하며, 점성토와 같이 굴착으로 인한 흐름이 터널굴진속도에 비해 아주 느리게 진행되는 조건의 파괴메카니즘을 비배수 파괴메카니즘이라한다. 이와 같은 흙에 있어 터널막장의 붕괴는 갑작스럽게 일어나며 비배수전단강도가 안정여부를 결정한다.

터널헤딩(tunnel heading)이란 통상 막장면과 지보를 설치하지 아니한 터널굴착 구간을 말하며, 대부분의 터널붕괴가 이 구간에 집중되므로, 보다 실제적인 파괴메카니즘을 나타낸다. 원심모형시험을 이용한 비배수조건에 대한 막장파괴 메카니즘은(Davis 등, 1987) 그림 2(a)와 같다.

투수성이 상당히 큰 지반의 경우 굴착은 배수를 수반한다(그림 2(b)). 이 경우 안정문제는 점착력과 전단저

항각으로 표시되는 배수강도를 사용하여야 한다. Leca & Dormieux(1990)는 점착력과 마찰각을 모두 갖는 지반에 대한 3차원 원추형 파괴메카니즘모델을 가정한 안정검토법을 제시하였다. 이밖에도 순수한 가정 혹은 반경험적 방법에 의한 여러 가지 파괴메카니즘이 제시되어 극한평형해석법에 적용되었다(Anagnostou & Kovari, 1997; Broere, 1998).

이상에서 살펴본 파괴메카니즘들은 모두 등방성 균질지반에서의 원형터널에 대하여 얻어진 것이다. 따라서 층상지반의 비원형 터널 등 지반특성의 변화가 크고 경계조건이 복잡한 터널의 안정검토를 위하여 앞에서 살펴본 파괴메카니즘을 가정하는 것은 적절치 않을 것이다.

복잡한 경계조건을 갖는 터널안정문제를 수치해석법을 이용하여 조사하려는 시도가 있었다. FEM과 극한평형법(Eisenstein 등, 1992) 그리고 FEM과 한계이론(Sloan, 1994)을 조합하는 방법 등을 예로 들 수 있다. 이 경우 FEM은 파괴메카니즘, 그리고 파괴면을 따른 응력분포를 제공하여 해석적 방법으로 터널안정을 계산한다. HSE(1994)도 터널의 수치해석적 의의중의 하나로서 파괴모드의 조사능력을 들고 있다. 그러나 수치해석의 문제점은 해석결과로부터 정확한 파괴모드를 어떻게 추론해 내느냐하는 것이다. 선행 연구들은 단순히 소성영역과 변위벡터만을 이용하여 대략적인 파괴메카니즘을 가정하여 왔다. 그러나 소성영역은 엄밀한 의미에서 소성상태의 범위를 나타내지만 토체의 거동과 관련되는 직접적인 정보로 활용하기 어렵다. 또한 변위벡터를 붕괴거동과 연관하여 분석하기 위해서도 구체적인 개념정립이 필요하다. 따라서 수치해석을 활용하여 파괴모드를 파악하고자 하는 경우 해석결과의 어떤 파라미터를 어떻게 분석할 것인가가 중요하다.

### 3. 화강토지반내 복합막장 터널의 붕괴메카니즘 고찰

본 논문에서는 터널 굴착과정을 수치해석적으로 유사화하여 컴퓨터 상에서 파괴를 유도함으로써 터널붕괴형상을 조사하고자 하는 것이다. 따라서 지반조건, 건설과정, 붕괴 당시의 여건 등을 수학적으로 적절히 모델링하는 것이 무엇보다도 중요하며, 이를 위해 화강토지반내 복합막장NATM 터널의 건설특징 및 붕괴특성을 구체적으로 고찰할 필요가 있다.

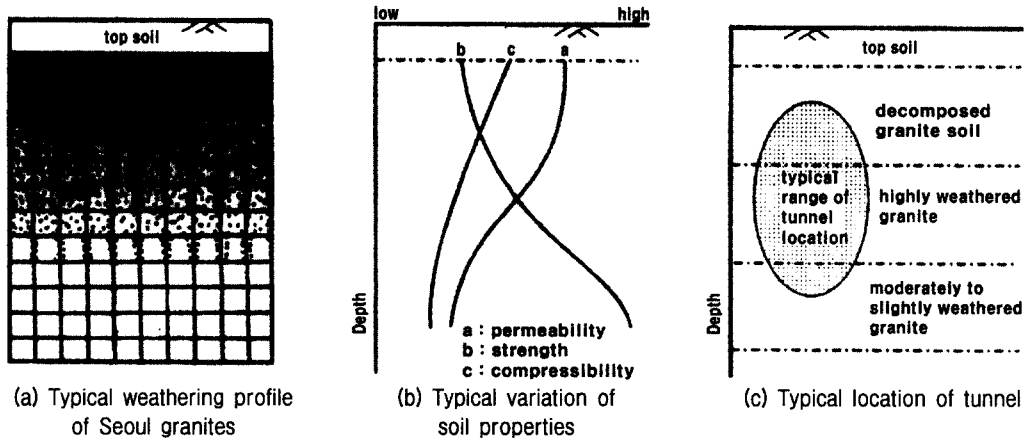


그림 3. 서울지역 화강암풍화지반의 특성과 터널위치의 예(Lee, 1987)

### 3.1 화강토지반내 복합막장 NATM터널공사의 특징

화강토라 함은 통상 화강암, 화강 편마암 및 화강편암의 풍화토를 일컫는다. 일반적으로 화강토는 강성이 크고 좋은 기초재료로 인식되어 왔다. 우리나라에서 발견되는 화강토는 대개 핵석의 발달 없이 풍화가 진행된 것으로서 풍화도는 지반심도의 증가에 따라 감소하며 지역마다 큰 차이를 보인다(Lee, 1987). 서울 지역의 터널건설공사는 많은 경우 화강암 및 화강암의 풍화토와 관련되는 경우가 많으며 그림 3은 터널건설과 관련하여 서울지역에서 전형적으로 나타나는 화강토의 풍화도 및 지반특성의 변화 그리고 터널의 위치를 개념적으로 도시한 것이다. 강도, 투수성 및 강성이 심도에 따라 현저히 변화하며 특히 막장면의 지반은 풍화토에서 풍화암까지 넓은 범위로 변화하는 경우가 많다. 이 논문에서 고찰하는 대상지반은 이와 같이 풍화 심도가 깊거나 터널의 토피가 얇아 풍화토가 터널의 일부까지 위치하는 복합화강토막장을 갖는 터널문제로서 서울지하철 건설 과정에서 있었던 붕괴사고와 밀접한 관련을 갖는 것으로 알려져 있다.

이와같은 화강토지반내 복합막장터널공사가 갖는 주요특징은 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 내재적 결합력을 갖는 잔적토 지반의 굴착
- 풍화토에서 풍화암까지 변화하는 복합지반의 막장(mixed-face)
- NATM(sprayed concrete)건설공법의 적용
- 비원형터널(non-circular tunnel)
- 중간범위 투수성지반의 지하수위 아래서의 굴착
- 배수터널(tunnel act as drains)로 건설

### 3.2 화강토지반내 복합막장 터널 붕괴사례 고찰

화강토내 복합지반 NATM터널 건설중 여러 건의 붕괴사고가 보고되었다. 여기서는 이중 두건의 붕괴사례를 조사하였다. 하나는 폭이 좁은 단선(single track)터널의 전반 붕괴(overall collapse)이며 다른 하나는 폭이 넓은 복선(double track)터널의 국부붕괴(local collapse)이다.

#### 전반적 붕괴(overall collapse)

그림 4는 1992년 서울지하철 건설 공사중 발생했던 전반전단 붕괴 예를 보인 것이다. 터널은 폭 6m, 높이 7m, 단면적 약 35m<sup>2</sup>의 단선터널로서 토피는 약 10m이며 마제형단면으로 설계되었다. 지표로부터 3m까지 층적층이 분포하며, 터널막장 상반에서는 잔적토가 나타나고, 하반부서는 풍화암이 나타나는 전형적인 복합화강토 막장을 나타내었다.

붕괴는 선진막장으로 부터 약 50m뒤에서 발생하였다. 붕괴위치에서의 터널라이닝은 미폐합 상태였고 붕괴직

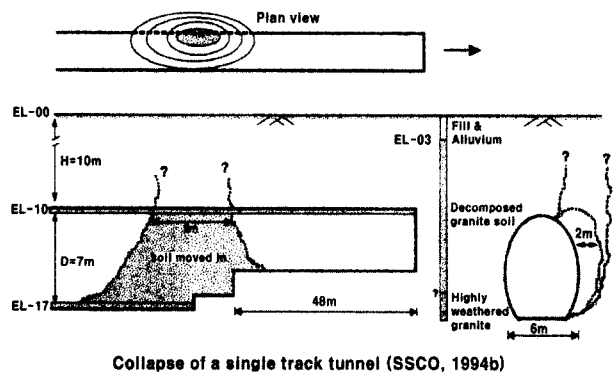
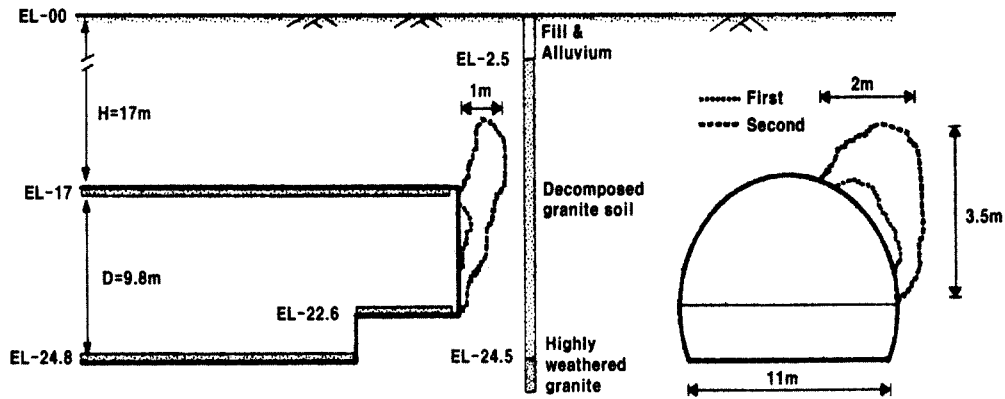


그림 4. 복합화강토지반내 NATM 터널의 붕괴사례(전반붕괴)



**Collapse of a double track tunnel (SSCO, 1994a)**

그림 5. 복합화강토지반내 NATM 터널의 붕괴사례(국부적 붕괴)

전 터널유입수가 40 l/min까지 측정되었다. 초기붕괴는 터널의 오른쪽 어깨부근에서부터 시작되었으며, 이어 지하수와 함께 토사가 갑작스럽게 밀려들면서 파괴가 지상까지 급격히 전파되었다. 시공기록은 지하수에서 약취가 발생하였음을 지적하였는데 이는 토피 상부의 하수관으로부터의 누수가 터널까지 영향을 미친 것으로 추정된다.

### 국부 붕괴(local collapse)

그림 5는 1993년 서울지하철 건설 공사중 발생했던 국부적 붕괴사고를 보인 것이다. 단면적 80.4m<sup>2</sup>, 높이 9.8m, 토피가 21.3m인 복선터널로 계획되었다. 터널 막장의 상부는 잔적토에 가까웠고 하반은 풍화암으로 전이되는 복합지반 막장(mixed-face)에 해당하였다. 굴착 전 지하수위는 지표로부터 약 5m에 위치하였으며, 굴착 중 막장면에서 물방울이 돌아나는 것이 관찰 되었다. 첫 붕괴는 1993년 2월 오전 9시 30분, Shotcrete 타설직전 터널막장의 오른쪽 어깨부에서 발생하였다. 2시간후 추가붕괴가 발생하여 붕괴범위를 증가시켰으나 빠른 와이어메쉬 및 Shotcrete 보강을 실시하여 더 이상의 붕괴는 진전되지 않고 안정되었다.

### 3.3 고찰

복합화강토지반내 터널은 재료특성이 심도에 따라 현저히 변화하며, 특히 투수성지반의 지하수위 아래에서 비원형 배수터널로 건설되는 특징이 있다. 이러한 터널 공사중에 발생한 붕괴사례들로부터 복합풍화토지반내 NATM터널의 파괴메카니즘과 관련하여 다음의 세

가지 공통적인 중요한 사실을 확인할 수 있다. 첫째는 터널붕괴의 시작이 터널의 어깨로부터 시작된 점, 둘째는 지하수와 연관성, 셋째는 라이닝 타설전 혹은 미폐합 등 지보의 구조적 불완전 상태에서 붕괴가 발생한 점이다. 이 사실들은 복합화강토내 터널의 안정문제를 수학적으로 모델링하는데 매우 중요한 고려요소라 판단된다. 터널붕괴와 지하수의 연관성과 관련하여 HSE (1996)는 터널붕괴의 주 요인중의 하나가 지하수 흐름 제약(restriction of flow)조건임을 지적하였는데, 이는 투수성이 큰 지반의 무지보 터널이 어떠한 이유로 흐름제약 상태에 놓이면 취약한 부분으로 갑작스런 지하수의 유입과 함께 붕괴에 이를 가능성이 커짐을 의미하여 위 두 붕괴사례에서 관찰된 사실과도 잘 일치하는 것이다.

복합화강토지반내 터널 건설의 특징과 붕괴특성을 고려할 때 서울 지역의 풍화화강토내 터널은 매우 복잡한 경계조건을 가지며 따라서, 기존의 선형 연구에서 알려진 파괴메카니즘을 이용하여 해석적 방법으로 안정을 검토하기도 어렵다. 이런 터널의 안정검토를 위해서는 가급적 실제 상황과 일치하는 경계조건의 고려가 가능한 접근방법을 도입할 필요가 있으며, 이에 대한 하나의 시도로서 수치해석적 접근방법이 고려될 수 있다.

### 4. 터널 파괴메카니즘의 수치해석적 조사

#### 4.1 복합화강토지반내 터널안정문제의 지반공학적 고찰

앞에서 살펴보았듯이 복합화강토지반내 NATM터널 문제는 복잡한 경계조건을 가짐으로써 단순화가 용이하지 않고, 따라서 기존의 알려진 파괴메카니즘을 사용

하여 안정문제를 검토하기도 어렵다. 이러한 터널문제를 수치해석으로 다루기 위하여는 이 터널이 가지는 특징과 붕괴특성이 수치해석적으로 적절히 모델링 가능한가를 판단하는 일이 중요할 것이다.

먼저 터널특징에 대한 모델링 가능성을 살펴보면, 풍화도에 따른 강성변화, 투수성변화 등은 지반조사 결과를 토대로한 심도에 따른 변화특성을 고려함으로써 적절히 유사화할 수 있을 것이다. 화강토의 역학적 거동에 대하여는 Lee(1991)에 의하여 구체적인 연구가 이루어졌다. 일례로 그는 화강토의 강성이 비선형을 나타냄을 지적하였는데 따라서 이를 고려할 수 있는 구성모델의 선택이 바람직할 것이다. 심도에 따른 강성의 변화 및 비선형 강성특성은 화강토 거동모델에 중요한 요소이다.

모델링 과정에서 중요한 고려사항중의 하나는 지하수와의 연관성일 것이다. 지하수의 거동이 터널안정문제에 미치는 영향에 대하여는 Atkinson과 Mair(1981)가 잘 정리하였다. 그들은 연약지반 터널의 시간의존성 안정문제는 대부분 지하수의 거동과 관계되며 유효응력 원리로 대표되는 토질역학 관점에서 다루어야 함을 지적하였다. 예로 투수성이 작은 과압밀토 지반에서의 터널굴착은 터널주변의 응력을 감소시키고 과잉간극수압을 야기시키며, 이 간극수압은 시간이 지나면서 감소하게 되고 유효응력을 증가시킨다. 따라서 터널안정은 시간경과와 함께 감소하게 된다. 이런 이유 때문에 과압밀토에서 굴착직후에는 안정이 유지되나 시간의 경과와 함께 안전율이 감소하여 붕괴에 이르는 특성을 나타낸다고 지적하였다. 반면에 약간 과압밀된 혹은 정규압밀토에 있어서 터널굴착은 터널내로의 흐름을 야기하여 간극수압의 감소를 유발하게 되고 따라서 막장 부근에서의 터널안정은 굴착직후 지보설치전에 최소가 될 것이다. 일반적으로 투수성이 큰 지반의 경우 터널은 무지보 상태로 유지되기 어렵다. 따라서 지하수의 제어가 대단히 중요한 요소가 되므로 수치해석시 이 상황을 적절히 모델링할 필요가 있다.

앞에서 살펴본 복합화강토내 지하수의 거동은 이와 같은 극단적인 경우와는 다소 구분이 되는 특징을 나타낸다. 즉 중간정도의 투수성을 갖는 지반으로 흐름이 원활하게 형성되지는 않는다. 특히 막장주변에 불투수성 지반이 위치하거나, Shotcrete 타설초기 구조적 기능발현이 미흡한 상황 혹은 기 설치된 미폐합 Shotcrete 라이닝 등에 의해 흐름이 제약을 받는 경우는 굴착면에서의 투수경계조건은 배수조건이나 실제거동은 불투수 조건

처럼 거동하는 복잡한 특성을 나타낼 수 있다. 침투제약 조건은 굴착면의 간극수압 경계조건을 비배수로 설정함으로써 유사화가 가능할 것이다. 이와 같은 지하수의 영향을 적절히 유사화하기 위해서는 변위와 간극수압의 거동이 복합적으로 연계되는 Coupled Analysis가 필수적이다.

터널 모델링은 파괴시의 라이닝거동을 적절하게 고려하는 것을 포함한다. 파괴시의 라이닝 미폐합 또는 강도 미발현 상태는 아치형성등 라이닝의 구조적 효과 생성립한다고 인정하기 어렵다. 따라서 미 폐합라이닝의 구조적 불완전성은 터널경계가 무한 휨거동을 일으키는 것으로 모델링하는 것이 타당할 것이다.

실제 대부분의 터널붕괴는 터널막장 주변에서 발생함을 지적하였다. 따라서 2차원 해석 보다는 3차원해석이 보다더 실제적인 접근방법일 것이다. 그러나 3차원 해석은 해석결과를 분석하는데 있어 추가적인 노력이 필요하고, 또 2차원 평면변형모델에 비해 보수적인 결과를 준다는 측면에서 2차원 평면변형모델의 사용성이 인정되고 있다. 여기서는 2차원적 접근방법을 통하여 수치해석을 이용한 파괴메카니즘을 조사한다.

## 4.2 지반 모델링

### 4.2.1 터널모델링 및 경계조건

간극수압과 변위의 연관해법인 Coupled Equation은 Biot(1941)의 압밀이론으로부터 유도될 수 있다. 이 식은 힘의 평형조건, 변위의 연속조건, 그리고 흐름의 연속 방정식을 모두 만족한다. 본 연구의 비선형중분해석에 사용된 Biot의 Coupled Equation은 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{bmatrix} K_G' & L_G \\ L_G^T & -\beta\Delta t\Phi_G' \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta d_G \\ \Delta u_G \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta R_{G,i} \\ -\Phi_G' \Delta t + n_G \Delta t + Q_G \Delta t \end{pmatrix} \quad (1)$$

여기서  $K_G'$ 는 평균 증분 강성행렬(average incremental stiffness matrix),  $L_G$ 는 변위와 간극수압의 연계행렬(coupling matrix between displacement and pore water pressure),  $\beta$ 는 수치적분파라미터(=0.55사용),  $\Phi_G'$ 는 평균 증분 투수행렬(average incremental permeability matrix),  $\Delta d_G$ 는 증분변위벡터(incremental displacement vector),  $\Delta u_G$ 는 증분간극수압(incremental pore water pressure),  $\Delta R_{G,i}$ 는 Righthand Side Vector로서 터널굴착문제의 경

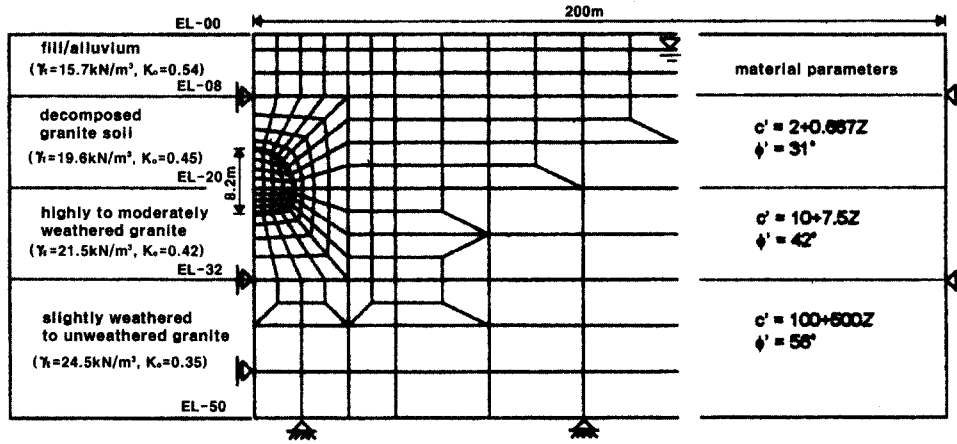


그림 6. 복합화강토지반내 터널의 유한요소해석 모델

우 굴착상당력으로서 다음의 식으로 산정한다(Ghaboussi and Pecknold, 1984).

$$\{R_{ec}\} = \int_{v_{ec}} [B]^T \{\sigma\} dv_{ec} - \int_{v_{ec}} [N_d]^T \gamma dv_{ec} \quad (2)$$

여기서  $v_{ec}$ 는 굴착경계면에 접한 요소의 체적,  $\gamma$ 는 단위체적중량,  $[B]$ ,  $\{\sigma\}$ ,  $[N_d]$ 는 유한요소 변수로 Zienkiewicz(1971)에 정의되었다.  $n_C$  및  $Q_C$ 는 Righthand Side Flow Rate Vector,  $\Delta t$ 는 증분시간을 의미한다. 터널 굴착과정은 위의 굴착상당력(out-of-balanced force)을 점진적으로 제거함으로써 유사화였다. 이 해석은 ICFEP (Imperial College Finite Element Program)을 이용하여 수행하였다.

수치해석 모델링은 지반조사결과를 토대로 하여 이루어지고, 주로 설계단계에서 수행되므로 미처 발견하지 못한 지반여건은 모델에 반영할 수 없다. 그러나 거동에 영향을 미칠 어떠한 영향이 조사단계에서 발견되었다면 이는 당연히 모델에 포함되도록 하여야 할 것이다. 여기서 고려한 해석모델은 그림 3에 보인바와 같이 지반의 풍화도가 점진적으로 변화하여 이 특성을 재료 특성의 연속적인 변화로 고려가 가능한 경우로 전제하며, 어떠한 불연속면도 포함하지 않는 것으로 가정하였다. 지반구성 및 터널 위치는 그림 6에 보인바와 같다. 지하수위는 지표로부터 2m 아래에 위치하는 것으로 고려하였다. 투수성이 큰 지반이므로 굴착 주변부 수압의 영향이 미치지 않도록 충분히 긴 범위(200m)의 지반모델을 택하였다. 2차원 평면변형조건을 가정하였으며, 이로부터 얻어지는 터널거동은 엄격히 말해 무한히 긴 무지보 장대터널을 동시 굴착할 때 터널벽면에서 발생할 수 있는 거동 메카니즘이다.

#### 4.2.2 지반모델

서울 화강풍화토의 거동은 Lee(1991)에 의해 심도있게 조사되었다. 그에 따르면 그림 7에 보인바와 같이 화강풍화토는 현저한 비선형강성 특성을 보인다. 이 특성을 고려하기 위하여 항복전(pre-yield)거동은 Lee(1991)의 실험에 기초한 Jardine(1985)의 로그 주기함수(logarithmic periodical function)의 비선형 탄성모델로 유사화되었다.

$$\frac{K}{p} = R + S \cos \left[ \delta \left\{ \log_{10} \frac{(|\epsilon_{vj})|}{T} \right\}^\lambda \right] \quad (3)$$

$$\frac{G}{p} = A + B \cos \left[ a \left\{ \log_{10} \frac{(\epsilon_d)}{\sqrt{3}C} \right\}^\gamma \right]$$

여기서  $G$ =세칸트 전단탄성계수,  $K$ =체적탄성계수,  $p$ =평균유효응력( $=(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$ )이며,  $R, S, T, \delta, \lambda$  및

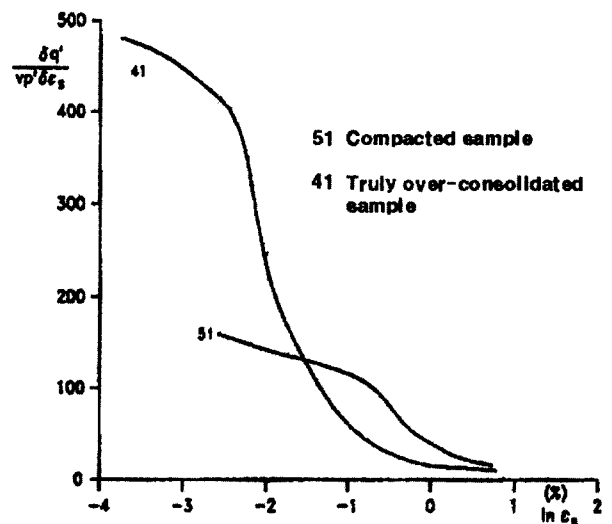


그림 7. 풍화화강토의 비선형 강성특성(Lee,1991)



표 1. 모델 파라미터

EL-00~EL-08		$E=1.47 \times 10^4$ (kPa)					$\nu=0.32$		
EL-08~EL-32		EL-08~EL-20 : $c' = 2 + 0.667z$ , $z$ :심도					$\phi' = 31^\circ$		
		EL-20~EL-32 : $c' = 10 + 7.5z$					$\phi' = 42^\circ$		
G-value	A	B	C(%)	$\alpha$	$\gamma$	$E_{dmin}$ (%)	$E_{dmax}$ (%)	$G_{min}$ (kPa)	
	1,515	1,485	$2 \times 10^{-4}$	0.955	0.818	$9.0 \times 10^{-3}$	0.35	9,706	
K-value	R	T	S(%)	$\delta$	$\lambda$	$\epsilon_{vmin}$ (%)	$\epsilon_{vmax}$ (%)	$K_{min}$ (kPa)	
	475	465	$2.0 \times 10^{-4}$	0.848	0.872	$5.0 \times 10^{-3}$	0.50	6,438	
EL-32~EL-50		$E=1.00 \times 10^6 + 1.06 \times 10^6 z$					$c' = 100 + 500z$		$\phi' = 56^\circ$

A, B, C,  $\alpha$ ,  $\gamma$ 는 상수이며,  $\epsilon_v, \epsilon_d$ 는 각각 체적 및 편차(전단) 변형률이다.  $\epsilon_v = (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)/3$ ,  $\epsilon_d = 2\{[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2]/6\}^{0.5}$  항복후(post-yield) 거동은 다음의 3차원 Mohr-Coulomb 모델로 유사화하였다.

$$F(\sigma') = \frac{J}{(p' + a)g_f(\theta_L)} - 1 = 0 \quad (4)$$

여기서  $J = \{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]/6\}^{0.5}$ 이며,  $a = c'/g_f(\theta_L)$ ,  $g_f(\theta_L)$ 는 편차응력면에서 항복면의 형태를 정의하는 함수,  $\theta_L$ 은 Lode's angle이다. 표층토(EL-00~EL-08)와 32m 이하 지반(EL-32~EL-50)의 항복전 거동은 등방탄성으로 가정하였다.

Coupled Equation은 투수계수의 지정이 필요하다. 터널굴착시 굴착면 주변에서는 간극비의 변화가 크게 나타난다. 투수계수는 간극비의 함수이므로 굴착면 주변에서는 심한 비선형성을 나타낼 것이다. 이러한 특성을 적절히 고려하기 위하여 EL-08~EL-32구간에 대하여는 Vaughan(1989)의 비선형 투수계수모델인 다음의 Log Law가 사용되었다.

$$\log_e k = -Bp' \log_e k_o, \text{ or } k = k_o e^{-Bp'} \quad (5)$$

여기서  $k$ =투수계수,  $B$ =재료상수( $m^2/kN$ ),  $p'$ =평균 유효응력,  $k_o$ =제로평균유효응력에서의 투수계수를 의미한다.  $B=0.0043 m^2/kN$ ,  $k_o=1.9 \times 10^{-6} m/sec$ 의 값이 사용되었다.

## 5. 수치해석결과와 파괴메카니즘

### 5.1 파괴메카니즘의 지시파라미터

앞에서 언급한 바와 같이 수치해석 결과로부터 파괴

메카니즘을 도출하기 위하여는 해석결과에 대한 역학적 의미를 보다 구체적으로 조사할 필요가 있다. 수치해석의 결과는 Gauss Point 혹은 절점에서의 거동으로 주어진다. 따라서 이들 결과를 파괴면의 정의를 필요로 하는 강제소성역학 개념으로 이해하기 위해서는 어떤 연관변수의 도입이 필요하다. 수치해석으로부터 파괴메카니즘을 나타내는 결과 파라미터는 Kovacevic(1994)의 사력댐의 파괴메카니즘의 접근방법을 참고할 수 있다. 그는 수치해석을 이용하여 사력댐의 파괴메카니즘을 추론해 내었는데, 사용된 파라미터는 증분변위벡터, 전단변형률, 그리고 속도특성(velocity characteristics:VC)이다. 이 개념을 터널에 적용하기 위하여는 각 파라미터에 대한 구체적인 고찰이 필요하다.

수치해석결과 중 토체의 거동을 평가하는데 있어서 가장 기초적인 정보는 변위라 할 수 있다. 통상의 유한요소 해석결과는 후처리기법(post processing)을 이용하여 변위의 크기와 방향을 벡터로서 나타낼 수 있다. 비선형해석의 경우 각 해석단계에서의 변위를 벡터로 나

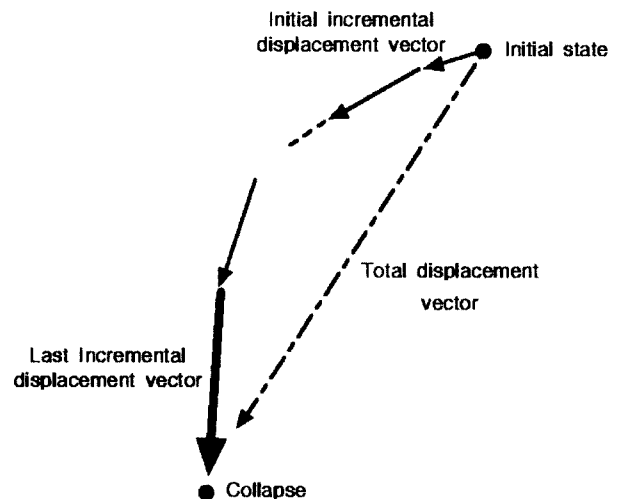


그림 8. 변위벡터와 증분변위벡터

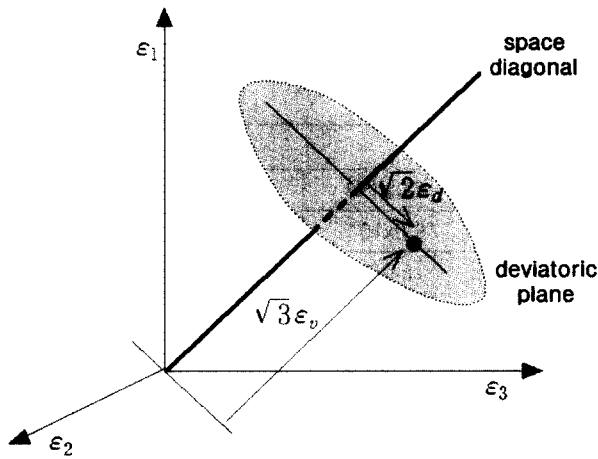


그림 9. Deviatoric Strain Space

타낼 수 있는데 이를 증분변위벡터라 한다. 비선형해석의 속성상 증분벡터는 지반의 현재의 상대적 운동 (current movement) 방향을 나타낸다. 그림 8은 비선형해석의 증분변위벡터와 총변위벡터의 상대적 개념을 나타낸 것이다. 붕괴직전의 증분변위벡터는 총변위벡터 방향과 현저한 차이가 있음을 보인다. 증분변위벡터중 파괴메카니즘을 지시하는 파라미터는 붕괴(혹은 대소성변형)로 인해 더 이상의 해석이 수행될 수 없는 직전의 증분변위라 할 수 있다. 소성증분변위벡터의 크기가 급격히 가속증가(acceleration)하면 이 토체는 그 소성증분 변위벡터방향으로 붕괴가 진전되고 있음을 시사한다. 따라서 붕괴직전의 벡터방향이 지반요소의 붕괴 방향을 지시하는 파괴메카니즘과 관련된다고 할 수 있다.

그러나 증분변위벡터는 대략적인 파괴영역과 거동방향에 대한 정보를 제공하나 파괴면을 명확히 정의하지는 못한다. 따라서 일단 증분변위벡터의 가속화(acceleration)가 확인되면 파괴의 가능성이 발견되었다고 할 수 있다.

물체의 파괴는 전단변형률의 진전과 관련된다. 따라서 전단변형률의 진전과정을 살펴봄으로써 파괴에 대한 보다 구체적인 정보를 얻을 수 있다. 일반화된 전단 변형률을 나타내기 위하여 특정성분의 변형률을 사용하기 보다는 편차공간(deviatoric space)에서의 편차변형률의 2차 불변양(deviatoric strain:  $\epsilon_d^2 = 2 [ (\epsilon_1^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_3^p - \epsilon_1^p)^2 / 6 ]^{0.5}$ )을 고려하는 것이 타당할 것이며 특히 파괴와 관련하여 소성편차변형률의 누적치가 지표로서의 의미를 가질 수 있을 것이다. Fig.9에 편차변형률의 의미를 나타내었다. 파괴메카니즘의 확인을 위하여 중요한 것은 소성전단변형률이 집중되는 면

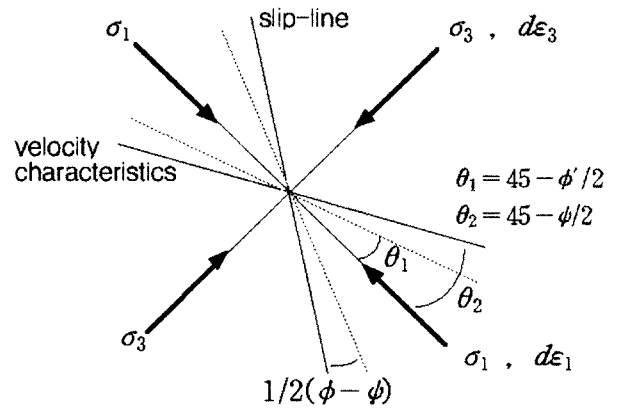


그림 10. Velocity Characteristics와 Slip-line과의 관계

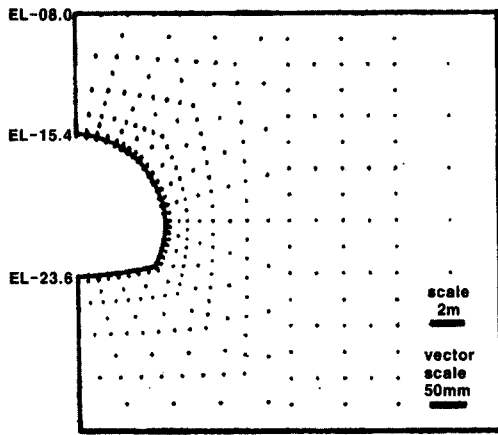
과 굴착진행에 따른 진전양상이며, 이러한 정보는 소성 전단변형률을 등고선으로 표현함으로써 파악될 수 있다. 전단변형률의 크기는 파괴접근도를 알려주며, 집중도 및 진전양상으로써 파괴면 전파과정을 확인하는 것이 가능하다. 특히 이 소성변형률의 등고선이 좁고 뚜렷한 방향성을 갖는 경우 보다 정확한 파괴면이 정의 된다.

이 두 파라미터로 파악된 대략의 파괴면은 속도 특성치(VC)와 비교함으로써 확정할 수 있다. 그림 10에 보인바와 같이 VC는 주응력 방향과  $(45 + \phi'/2)$ 각을 이루며 Slip-line과 연관된다.  $\phi' = \psi$ 인 경우 VC와 Slip-line은 정확히 일치하나, Dilation( $\psi$ )이 있는 경우 Slip-line과 VC가 이루는 각도는  $0.5(\phi' - \psi)$ 가 된다.

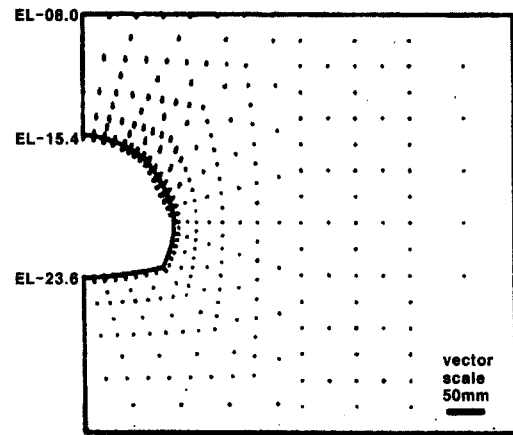
VC로부터 Slip-line Network을 파악할 수 있으므로 이로부터 국부파괴면에 대한 정보도 알 수 있다. 국부파괴의 가능성은 VC의 Slip-line과 증분변위벡터의 방향 그리고 소성전단변형률의 집중영역을 연계 검토함으로써 파악할 수 있다.

## 5.2 화강토지반내 복합막장 터널의 파괴메카니즘

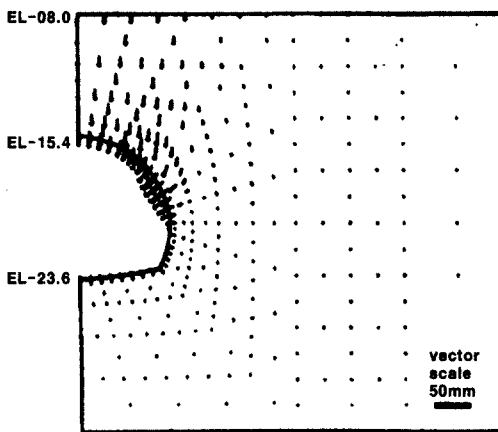
화강토지반내 복합막장 터널의 수치해석 결과를 앞에서 살펴본 분석체계에 의거하여 붕괴메카니즘을 조사하였다. 실제 이 수치해석은 터널 어깨부에서 대변형률의 진전으로 항복면 위의 응력상태로 수정하는 Projecting Back처리가 불가하여 제하율(unloading) 80%를 상회하는 상태에서 해석이 중단되었다. 이 상황은 전면파괴는 아니지만 국부적으로 소성변형률이 20%를 넘어 파괴상태에 거의 접근한 상태임을 알 수 있다. 따라서 굴착 상당력이 80% 제거되었을 때가 붕괴 직전상황이라 가정할 수 있다.



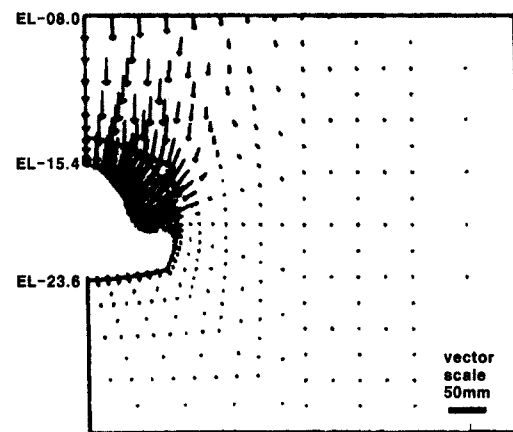
(a) 50% unloading



(b) 60% unloading



(c) 70% unloading



(d) 80% unloading

그림 11. 굴착진행에 따른 증분변위벡터의 변화

### 증분변위벡터(Incremental displacement vector)

그림 11은 굴착면에서 굴착 상당력의 Unloading Percentage에 따른 증분변위벡터의 진행양상을 보인 것이다. Unloading Percentage는 굴착진행과정과 연관된다고 근사적으로 가정한다. 굴착초기 터널상부의 증분변위벡터는 터널 중심을 향하고 있다. 그러나 굴착의 진행과 함께 점차 수직방향으로 변화한다. 터널 스프링라인 근처에서 최대 증분변위를 보이는 사실은 특기할 만하다.

### 소성전단(편차)변형률(Plastic deviatoric strains)

그림 12는 터널굴착이 진전되면서 발생하는 소성전단응력의 발달과정을 보인 것이다. 소성변형률은 Spring-line에서 시작하여 지표를 향하여 올라간다. 소성변형률 등고선이 집중되는 지역은 궁극적인 파괴면의 위치를 시사한다고 볼 수 있다. 이 결과와 증분변위벡터 결과를 더하면 터널파괴는 어깨(shoulder)에서 시작하여 지상으로 올라가며, 천단 직상부 토체는 마치 강체거동과 같이 이 파괴면으로 인해 수직하향 거동을 보인다.

### 속도특성치(Characteristic velocity)

그림 13은 터널굴착과 함께 Velocity Characteristics (VC)의 발달과정을 보인 것이다. 속도 특성치는 파괴면의 방향에 대한 정보를 포함하므로 변형하는 물체의 파괴거동에 대한 직관적 정보로부터 앞의 두 결과를 보완하여 보다 구체적인 파괴메카니즘을 선정케 해준다.

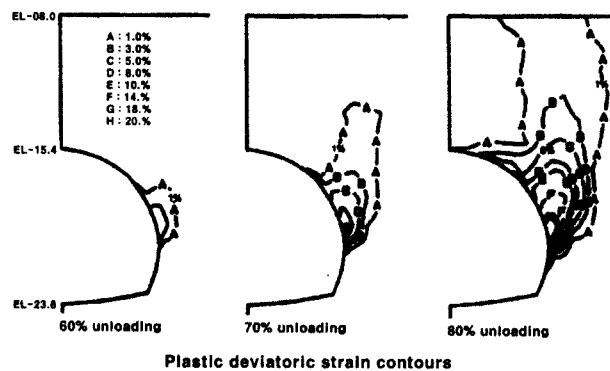


그림 12. 굴착진행에 따른 누적 소성전단변형률의 진행과정

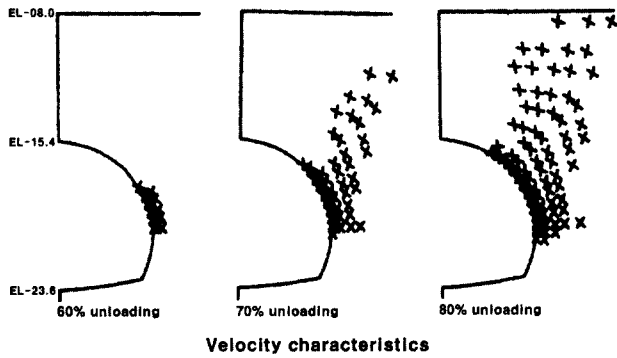


그림 13. 굴착진행에 따른 Velocity Characteristics의 변화

이 속도 특성치를 분석할 때 주응력축이 주변형률과 일치하는 Coaxiality가 성립한다고 가정한다.  $\psi = \phi'$ 의 경우 Sliding은 속도특성치와 같은 평면에서 일어난다. 본 해석에서는  $\psi = 0.5\phi'$  값을 사용하였고(non-associate flow rule), 따라서 이 경우 미끄럼선과 속도특성치가 이루는 각은 약  $8^\circ$ 로 산정되었다.

### 파괴메카니즘

굴착의 진전과 함께 나타나는 증분변위벡터의 가속화는 터널 스프링라인에서 시작되어 터널상부로 이어지는 전반전단파괴의 가능성을 보이고 있다. 누적 전단 변형률 등고선의 진전방향은 파괴면의 위치를 보다 구체적으로 지시해주고 있다. 터널 스프링라인 상부 즉 터널 어깨부분에 소성 전단변형률이 집중되고 있음을 보이는데, 이 결과를 VC와 종합하면 이 부분에서 국부파괴의 가능성이 있음을 의미한다.

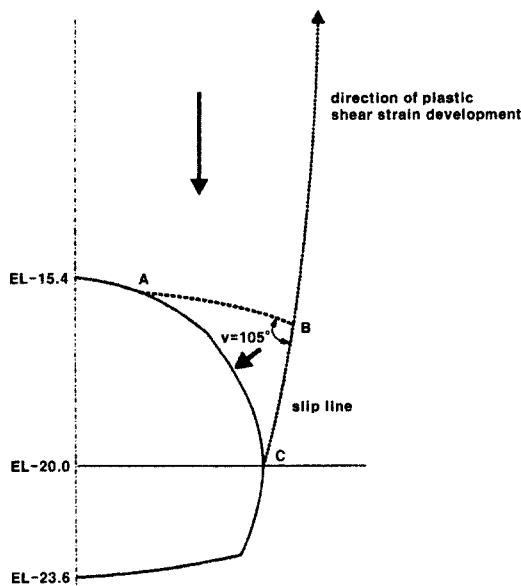


그림 14. 복합화강토지반내 NATM터널의 파괴메카니즘

본 해석의 결과는 비록 막장을 2차원으로 단순화하여 고려하였지만 앞에서 고찰한 터널붕괴 사례와 잘 일치되는 결과를 주고 있다. 즉 수치해석에서 제시된 파괴메카니즘은 붕괴사례에서 관찰된 결과와 같이 터널어깨부분에서 국부파괴가 시작되고 이로부터 파괴면이 지상까지 전파해 올라가는 메카니즘과 잘 일치한다.

### 5.3 토론 및 고찰

복합화강토 지반내 NATM터널의 파괴메카니즘을 조사하는 방법을 제시하였다. 여기에는 간극수압을 고려하는 비선형 증분소성해석이 필수적이다. 해석은 붕괴 직전까지 수행되어야 하며, 만일 어떤 터널이 굴착상당력을 모두 제거하여도 붕괴상태를 나타내지 않는다면 파괴메카니즘은 찾아지지 않을 것이다. 이런 경우 지반 특성치중 신뢰도가 낮은 파라미터의 값을 감소시켜감으로써 파괴에 이르도록 유도함으로써 붕괴상태를 유도해 볼 수도 있다. 수치해석은 적절한 구성모델을 사용하는 것이 중요하며 특히 비선형모델의 사용은 뚜렷한 파괴면을 정의하는데 도움이 될 것이다. 해석적으로 안전율을 구하는 경우 주로 Mohr-Coulomb 파괴규준을 사용하게 되므로 항복후 거동은 Mohr-Coulomb모델과 같은 단순모델로 유사화하여도 무리가 없을 것으로 판단된다.

파괴메카니즘의 지시 파라미터는 모두 후처리(post processing)작업을 통해 도해적으로 나타내어야 한다. 이중 증분변위벡터의 분석은 다소 정성적이다. 즉 증분 변위벡터로부터 시각적으로 변위의 상대적 크기, 방향 그리고 가속화의 여부를 판단하는 것이므로 분석에 따른 개인적 편차가 수반될 수 있다. 반면에 나머지 두 파라미터  $\epsilon_d$ 와 VC는 명백히 정량적으로 결정되는 요소이다. 따라서 세 파라미터의 상호 보완적 검토로부터 최종파괴면을 선정하는 것이 바람직하다.

### 6. 결론

복합화강토지반의 NATM터널은 심도에 따라 강도의 변화가 크고, 투수성 지반이며, 비원형 배수터널로 건설되는 특징을 갖는다. 이와 같은 시공여건에서 발생하였던 두 건의 붕괴사례를 조사한 결과, 붕괴가 터널 어깨부근으로부터 시작되었고, 구조적으로 완전하지 않은 라이닝 그리고 지하수와의 연관성 등의 공통적 특징이 발견되었다. 이 터널문제는 경계조건들의 복잡성 때문에 파괴메카니즘의 파악이 용이하지 않고, 해석적 방법으

로 안정을 검토하는데 어려움이 따른다.

본 논문에서는 이러한 터널의 특징을 반영하고, 붕괴 과정을 유사화하는 비선형 Coupled Analysis를 수행함으로써 파괴메카니즘을 예측할 수 있음을 보였다. 파괴메카니즘은 붕괴직전의 수치해석결과와 도해적 표현으로부터 얻어 지는데, 증분변위벡터, 소성전단변형률, VC 등의 파라미터가 파괴메카니즘을 지시함을 보였다.

본 연구는 복잡한 경계조건을 갖는 터널문제의 파괴메카니즘이 수치해석방법을 이용, 붕괴상황을 적절히 모델링함으로써 예측될 수 있음을 의미하는 것이며, 이로써 해석적 방법에 의한 터널의 안정검토를 수행할 수 있다. 이에 대한 일반적 절차를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 지반거동 및 터널경계조건을 적절히 고려한 모델링 (비선형 강성특성 등을 고려하는 적절한 응력-변형률 및 투수계수 모델 사용)
- (2) 비선형 Coupled-증분해석의 수행 (파괴가 일어나지 않는 경우 취약 파라미터를 선정 한 파라미터에민도 분석시행)
- (3) 해석결과와 증분변위벡터-소성전단변형률-VC의 연계분석
- (4) 분석된 파괴메카니즘을 토대로 한계평형해석, 한계 이론 등에 의한 안정해석

### 감사의 글

본 화강토 관련연구는 두 차례에 걸친 서울특별시의 장기해외훈련프로그램에 의한 지원으로 수행된 연구이다. 두 저자는 서울시의 지원에 깊은 감사를 표한다. 또한 첫 번째 저자는 영국정부의 ORS Award 및 British Council의 Chevening Scholarship의 지원을 받았고, 두 번째 저자는 British Council Fellowship과 Robert Kitchin Research Scholarship의 지원을 받았다. 저자들은 그 지원기관과 그들을 대표해서 지원해준 인사들에게도 심심한 감사를 드린다.

### 참 고 문 헌

1. Anagnostou, G. and Kovari, K.(1997). "Face Stability in closed shield tunnelling", Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Las Vegas, pp.548-558.
2. Atkinson, J.H., Brown, E.T., Potts, D.M.(1975). "Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand, Tunnels and tunnelling", May, pp. 81, 84 and 87.
3. Atkinson, J.H. and Mair, R.J.(1981). "Soil mechanics aspects of soft ground tunnelling", Ground Engineering, Vol.15, No.5, pp.20-

- 26 and 38.
4. Atkinson, J.H. and Potts, D.M.(1977). "Subsidence above shallow tunnels in soft ground", J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.103, GT4, pp.307-325.
5. Biot, M.A.(1941). "General theory of three dimensional consolidation", J. Appl. Physics Vol.12, pp.155-169.
6. Broere, W.(1998). "Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils", Proc. World Congress on Tunnels and Metropolises, Sao Paulo, pp.215-218.
7. Chambon, P. and Corte, J.F.(1994). "Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face", J. of Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.120. GT7, pp.1149-1165.
8. Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J. and Seneviratne, H.N.(1980). "The Stability of Shallow tunnels and underground opening in cohesive material", Geotechnique, Vol.30, No.4, pp.397-416.
9. Eisenstein, Z. and Samarasekera, L.(1992). "Stability of unsupported tunnel in clay", Can. Geotech. J. Vol.29, pp.609-613.
10. Ghaboussi, J. and Pecknold, D.A.(1984). "Incremental finite element analysis of geometrically altered structures", Int. J. for Numerical Methods in Engineering, Vol.2051-2064.
11. HSE(Health and Safety Executive, 1996). Safety of New Austrian Tunnelling Method(NATM), Tunnels-A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London Clay, HSMO, U.K.
12. Jardine, R.J.(1985). Investigation of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures, PhD tehsis, Imperial College, University of London.
13. Kimura, T. and Mair, R.J.(1981). "Centrifugal testing of model tunnels in soft clay". Proc. the 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.1, pp.319-322.
14. Leca, E., and Dormieux, L.(1990). "Upper and lower bound solutions of the face stability of shallow circular tunnels in frictional material", Geotechnique, Vol.40, No.4, pp.581-606.
15. Lee, In-Keun.(1991). Mechanical behaviour of compacted decomposed granite soil, PhD thesis, City University.
16. Lee, S.G.(1987). Weathering and geotechnical characterization of Korean granites, PhD thesis, Imperial College, University of London.
17. Kovacevic, N.(1994). Numerical analyses of rockfill dams, cut slops and embankments, PhD thesis, Imperial College, University of London.
18. Mair, R.J.(1998). "Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground", Proc. World Tunnel Congress on Tunnels and Metropolis, Sao Paulo, pp.183-199.
19. Peck, R.B.(1969). "Deep excavation and tunnelling in soft ground -state of art", Proc. the 7th Int. Conf. soil Mechanics and Foundation Eng., State of the art Volume, pp.225-290.
20. Shin, J.H.(2000). Numerical analysis of tunnelling in Decomposed granite soil, PhD thesis, Imperial College, University of London.
21. Sloan, S.W.(1994). "Undrained stability of a plane strain heading", Can. Geotech. J. Vol.31, pp.443-450.
22. Smirnoff, T.P.(1989). "Tunnelling in soft ground", Proc. Int. Conf. on Underground structures Design and Instrumentation, pp.406-419.
23. Vaughan, P.R.(1989). "Non-linearity in seepage problems-Theory and field observation", De Mello Volume, Sao Paulo, pp.501-516.
24. Zienkiewicz, O.C.(1971). The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw Hill, London.

(접수일자 2001. 6. 14)