

화강토의 구성방정식 및 터널 해석에의 적용

Constitutive Models for Decomposed Granite Soil and Their Application to Tunnelling Problem

신 중 호*¹ Shin, Jong-Ho

D. M. Potts*²

Abstract

Decomposed granite soil is a residual soil whose behaviour is controlled by its bonded structure. In this paper the ability of several constitutive models to accurately represent the behaviour of decomposed granite is investigated. Three pre-yield and two post-yield models are considered. Comparison of predictions with laboratory data from triaxial tests shows that a non-linear elastic pre-yield model combined with a generalized critical state type post-yield model is capable of accurately reproducing the laboratory tests. A parametric study using the different constitutive models to simulate the behaviour of a tunnel constructed in the decomposed granite also indicates the superior accuracy of the above combination of models.

요 지

화강토와 관련된 지반문제의 거동예측을 위한 수치해석의 적용이 양적인 면에서는 많이 확대되어왔지만 해석결과에 지대한 영향을 미치는 구성방정식 등 수치해석 모델링을 개선하고자하는 노력은 부족하였다. 화강토 거동의 특징은 내재적 결합력으로 인한 구조화의 거동을 나타내는 것이며, 항복면이 평균유효응력 축에 대칭이고 Non-associated 소성거동을 보인다는 점이다. 본 연구에서는 이러한 화강토 거동을 표현하기 위하여 일반화된 한계상태모델을 도입하고, 이를 화강토의 경화거동 모델링이 가능하도록 확장하였다. 제안된 모델을 이용한 삼축시험의 유한요소 시뮬레이션결과는 측정결과와 좋은 일치를 보였다. 화강토 지반내 터널에 대한 유한요소해석을 수행한 결과, 비선형 탄성모델과 조합된 확장된 한계상태모델이 현장계측결과와 잘 일치하는 결과를 주었다.

Keywords : Decomposed granite soil, Nonlinear elastic model, Critical state model, FE analysis, Tunnelling

1. 서론

화강토라 함은 통상 화강암, 화강 편마암 및 화강편암의 풍화토를 일컫는다. 일반적으로 화강토는 강성이 크고 좋은 기초재료로 인식되어 왔다. 화강토의 중요한 특성중의 하나는 건조상태에서 습윤상태로 갈 때 강도가 현저히 감

소하는 것이다. 이러한 특성이 풍화토 사면의 붕괴와 연관이 있음은 널리 알려져 있다. 우리나라에서 발견되는 화강토는 대개 해석의 발달없이 풍화가 진행된 것으로서 풍화도는 지반심도의 증가에 따라 감소하며 지역마다 큰 차이를 보인다. 화강토의 공학적 특성은 풍화도에 따라 연속적으로 변화하며, 화강토의 풍화 과정과 풍화로 인한 광물

*1 정회원, 현 서울시청 지하철건설본부, 전 영국 Imperial College, 공학박사, 기술사

*2 Professor of analytical soil mechanics, Imperial College, London, U.K.

학적, 화학적 그리고 물리학적 변화는 Irfan(1996)의 연구 결과로부터 잘 이해될 수 있다.

최근 지하철 건설공사를 비롯, 깊은 굴착과 연관되는 토목공사는 화강암 및 화강암의 풍화도와 관련되는 경우가 많다. 특히 풍화 심도가 깊거나 터널의 토피가 얇은 경우 풍화도가 터널의 상반 혹은 터널의 천단부에 위치하여 지반거동에 지배적인 영향을 미치게 된다. 특히 풍화 심도가 깊은 대도시의 하천 인근을 통과하는 얇은 토피의 터널공사에서는 대규모 침하 혹은 붕괴가 발생하는 등의 지반문제를 야기할 수 있다. Fig.1은 터널문제와 관련한 화강토의 풍화도 및 지반특성의 변화를 개념적으로 도시한 것이다.

이러한 지반문제의 사전예측 및 설계의 최적화를 위해 유한요소법 등 수치해석기법의 적용이 확대되어 왔다. 지반의 수치해석과 관련하여 이제까지 많은 연구결과가 구성방정식의 중요성을 반복적으로 강조하여 왔으나, 화강토의 거동해석에는 선형탄성-완전소성과 같은 단순모델이 주로 사용되어 왔다. 따라서 보다 정교하고 신뢰성있는 해석을 위한 수치 모델링관련 연구는 의외로 많이 이루어지지 않았다. 본 연구는 현재 주로 사용되고 있는 여러 가지 구성모델을 비교평가하고 화강토 거동을 유사화하기 위한 고급지반모델을 확장개발하여, 이를 터널굴착 문제에 적용함으로써 모델의 적용성을 분석하였다.

2. 화강토의 구성방정식

2.1 개요

지반문제의 수치해석에 있어 구성방정식의 중요성은 아무리 강조해도 지나치지 않다. 특히, 본 연구에서 다루

고자하는 터널의 수치해석은 굴착이 야기하는 응력 재배치로 인한 비선형 거동 특성 때문에 응력경로가 지반요소 에 따라 달라지게 된다. 따라서 적절한 구성방정식은 흙의 특성뿐 아니라 터널굴착에 따른 응력경로의 고찰과 이에 상응하는 실험을 수행함으로써 선택되는 것이 타당하다. 터널 주변의 응력경로는 복잡하고도 다양하게 나타나며, 현저한 주응력회전을 수반한다. 정확한 구성방정식은 실제지반의 이러한 응력상태를 그대로 유사화한 실험결과로 얻어진 파라미터에 의해서만 표현될 수 있다. 그러나 3개의 주응력 경로를 독립적이며, 연속적으로 변화시키는 응력경로 실험은 매우 어렵고 실제적이지도 않다. 또한 많은 입력 파라미터를 요구하므로 공학적으로 경제적이지도 못하다. 이러한 이유 때문에 비록 보수적인 결과를 줄지라도, 통상 표준3축 시험결과를 사용하게 된다.

실제로 화강토 거동의 모델링은 다른지반의 경우와 마찬가지로 등방선형탄성모델과 Mohr-Coulomb모델이 많이 사용되고 있다. 그러나 화강토 거동에 대한 연구결과들에 따르면 실제화강토의 거동은 이러한 단순 모델들로 예측한 거동과 큰 편차를 보인다. 따라서 수치해석 결과의 정확도를 개선하기 위하여는 이를 적절히 모델링할 수 있는 구성방정식의 도입이 요구된다고 할 수 있다.

2.2 화강토의 항복전 거동의 모델링

화강토의 항복전 거동을 모델링하는데 가장 흔하게 사용되어온 단순모델은 등방탄성모델이다. 이 모델은 단지 2개의 파라미터, 탄성계수 E , 포아슨비 ν 로 거동을 표현하며, 체적탄성계수 K 및 전단탄성계수 G 를 이용하여 나타낼 수도 있다. 표.1에 화강토의 등방탄성 파라미터를 보

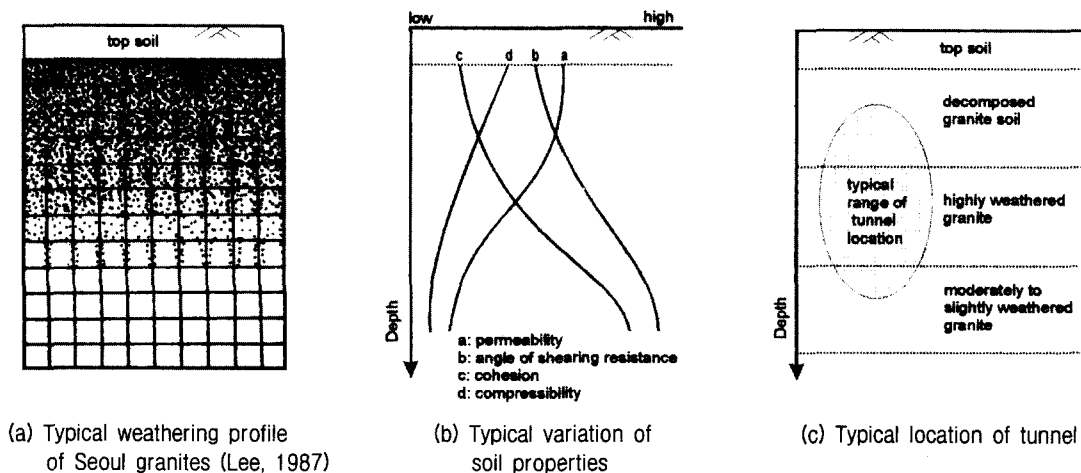
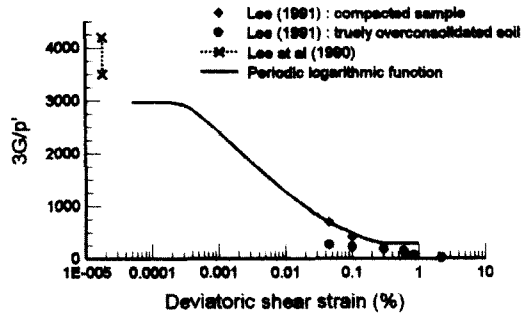
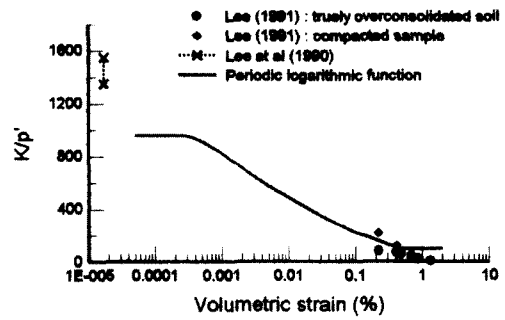


Fig. 1. Typical geological profile and tunnel location



(a) Nonlinear elastic shear modulus



(b) Nonlinear elastic bulk modulus

Fig. 2. Nonlinear elastic moduli for decomposed granite soil

였다. Ng and Lo (1985)는 터널해석시 인장시험으로 구한 탄성계수가 압축시험으로 구한 탄성계수보다 타당함을 주장하였다. 인장탄성계수는 통상 압축계수보다 크므로 지표침하를 과소예측할 수 있다. 하지만 지반-라이닝간 상호작용의 영향이 현저한 경우 지반의 이완이 제약되므로 이 영향은 줄어들게 되며, 따라서 압축탄성계수를 사용하게 되는 경우가 많은데 이 역시 지반변형을 과대하게 예측하는 결과를 줄 수 있다.

퇴적토와 같이 방향에 따른 강성특성이 현저하게 다른 경우 지반거동은 이방성특성에 의존한다. 일반적인 3차원 이방성 거동을 정의하기 위하여는 총 36개의 탄성파라미터가 필요하며, 대칭성을 고려하면 총 21개가 된다. 그러나 퇴적지반에서 많이 나타나는 직교 이방성(cross anisotropic)의 경우 탄성정수가 수직방향으로는 현저하게 변화하지만 수평방향으로는 거의 일정한 값을 갖는다. 이 경우 지반거동은 5개의 재료정수 $E_v, E_h, \nu_{vh}, \nu_{hh}, G_{vh}$ 로 정의 할 수 있다. 화강토는 잔적토로서 이방성은 $E_v \approx 1.3E_h$ 정도이며(Lee et al., 1990) 표.1에 관련 파라미터를 보였다. Lee and Rowe(1989)는 터널해석과 관련하여 등방

선형탄성 모델의 사용은 정규 압밀토의 지표 침하 범위를 과대하게 예측하는데 비해 이방성을 고려하는 경우 이러한 문제점이 개선될 수 있음을 보였다.

그러나 Addenbrooke et al.(1997)은 이방성문제가 모든 지반(특히 강성점토)에부합한 것이 아님을 터널해석을 통하여 지적하였고 비선형 탄성모델이 실제 지표침하형상과 잘 맞는 깊고 좁은 형상의 지표침하를 나타냄을 보였다. 비선형 탄성거동의 중요성은 오래전부터 강조되어 왔지만 지반의 비선형 거동이 미소 변형을 범위에서 나타나므로 많은 경우에 간과되어 왔다. Jardine(1985)은 로그주기 함수(logarithmic periodical function)를 이용하여 다음의 식을 제안하였다.

$$\frac{K}{p} = R + S \cos \left[\delta \left\{ \log_{10} \frac{(|\epsilon_v|)}{T} \right\}^\lambda \right] \quad (1)$$

$$\frac{G}{p} = A + B \cos \left[\alpha \left\{ \log_{10} \frac{(\epsilon_d)}{\sqrt{3}C} \right\}^\gamma \right] \quad (2)$$

여기서 G =세칸트 전단탄성계수, K =체적탄성계수, p =평균유효응력($=(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$)이며, R, S, T, δ, λ 및 A, B, C

표 1. 탄성모델의 파라미터

1) 등방 선형탄성 모델 파라미터								
EL-08~EL-20	$E=1.47 \times 10^4 + 5.44 \times 10^3 z$ (kPa), z:심도						$\nu=0.32$	
EL-20~EL-32	$E=8.00 \times 10^4 + 7.67 \times 10^4 z$						$\nu=0.30$	
2) 직교 이방성 탄성모델 파라미터								
EL-08~EL-20	$E_h=1.3E_v$	$\nu_{vh}=0.32$	$\nu_{hh}=0.32$	$G_{vh}=0.379E_v$	$G_{hh}=0.455E_v$			
EL-20~EL-32	$E_h=1.3E_v$	$\nu_{vh}=0.30$	$\nu_{hh}=0.30$	$G_{vh}=0.385E_v$	$G_{hh}=0.462E_v$			
Remarks	$E_v=1.3E, G_{vh}=E_v/2(1+\nu_{vh}), G_{hh}=E_h/2(1+\nu_{hh}),$							
3) 비선형 탄성모델 파라미터								
G-value	A	B	C(%)	a	r	$E_{dmin}(\%)$	$E_{dmax}(\%)$	$G_{min}(\text{kPa})$
	1,515	1,485	2×10^{-4}	0.955	0.818	9.0×10^{-3}	0.35	9,706
K-value	R	T	S(%)	δ	λ	$\epsilon_{vmin}(\%)$	$\epsilon_{vmax}(\%)$	$K_{min}(\text{kPa})$
	475	465	2.0×10^{-4}	0.848	0.872	5.0×10^{-3}	0.50	6,438

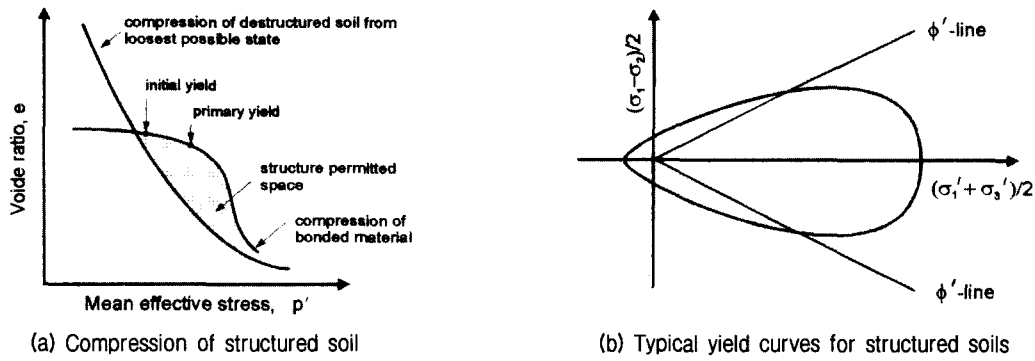


Fig. 3. Typical Behaviour for structured soils (Leroueil and Vaughan, 1990)

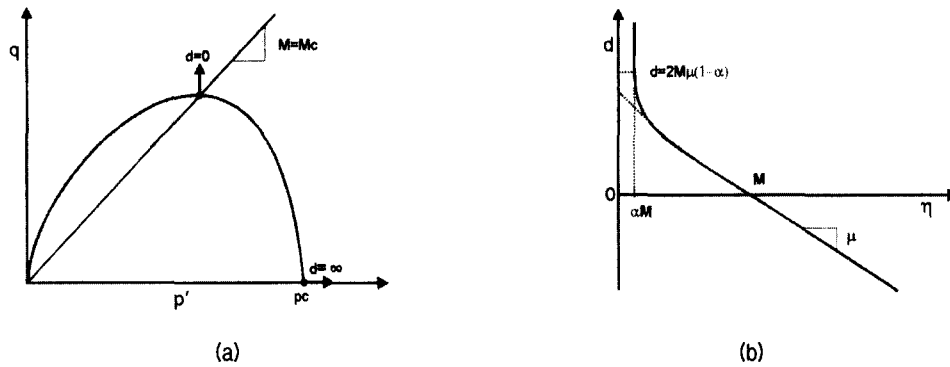


Fig. 4. Geometrical significance of the surface parameters (Lagioiam Puzrin and Potts, 1996)

α, γ , 는 상수이며, ϵ_v, ϵ_d 는 각각 체적 및 편차 전단 변형률이다. 즉, $\epsilon_v = (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)/3$, $\epsilon_d = 2\left[\frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}{6}\right]^{0.5}$

다짐화강토에 대한 제한된 변형률범위의 3축 압축시험 결과(Lee, 1991)는 비선형성을 나타낸다. 변형률 거의 수반하지 않는 Seismic Cross Hole Test (Lee et al, 1990) 결과와 삼축시험결과를 조합하여 Jardine 의 로그주기함수로 근사 표현한 화강토의 비선형 탄성곡선을 Fig.2에 보였다. 관련 파라미터는 표.1에 나타내었다.

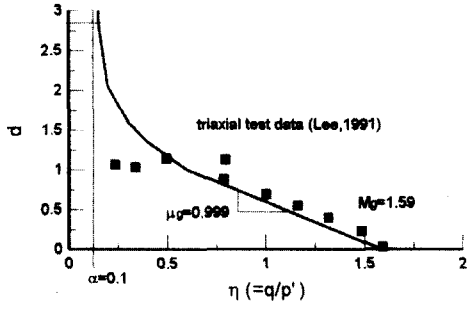
2.3 항복후 거동의 모델링

전통적으로 지반해석에 많이 이용되어온 구성식은 Mohr-Coulomb 모델이다. 이 모델은 Mohr-Coulomb 파괴규준을 항복함수로 이용하는데, 실제 지반거동의 유사화에 많은 문제점이 있음에도 불구하고 표현의 단순성과 파라미터에 대한 물리적 이해가 쉬워 널리 사용되어 왔다. Mohr-Coulomb 모델의 가장 큰 단점중의 하나는 Mohr-Coulomb 파괴규준식을 항복함수 및 소성 포텐셜로 사용하게

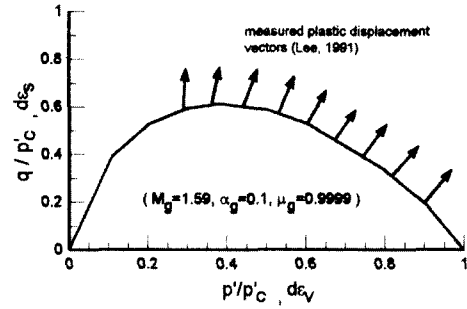
되므로 직교성(normality rule)에 의거 전단변형률이 과대하게 예측되는 것이다. 그러나 이 문제는 소성포설함수에 전단저항각(ϕ')대신 다일레이션각(ψ)을 사용함으로써 Non-associate 거동을 표현할 수 있다. 그러나 Mohr-Coulomb 모델은 여전히 완전소성을 가정하므로 화강토의 실제 거동과 많은 차이를 보인다.

잔적토의 소성거동에 대한 분석의 틀은 Vaughan(1988), Leroueil and Vaughan(1990) 등에 의해 제시되었다. 이들은 구조화가 진행된 흙(structured-soil)의 거동체계에 대한 틀을 제시하였다. 이의 가장 큰 특징은 입자간 결합력이며, 이로 인해 Fig.3(a)에 보인 바와 같이 상태경계면 밖의 '구조화영역(structure permitted)' 상태에 있게 한다.

결합력을 갖는 흙의 항복거동은 간극비(e)-평균유효응력(p')과의 관계로부터 파악 가능하다. 잔적토의 $e-p'$ 관계는 통상 2개의 항복점을 보이는데, 첫 번째 항복점은 결합력의 파괴가 시작될 때 나타나며, 두 번째 항복은 응력이 결합강도에 도달함으로써 나타난다. 3축시험으로 얻어진 잔적토의 항복곡선은 평균유효응력축에 대칭으로 나타난다. Fig.3(b)에 전형적인 잔적토의 항복면을 보였다. 항



(a) Determination of the parameters



(b) Representation of the plastic potential function

Fig. 5. Determination and representation of the plastic potential function

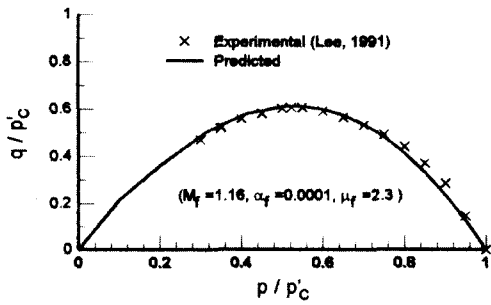


Fig. 6. Determination of the parameters for the yield function

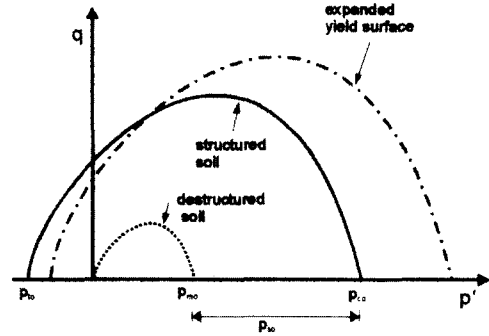


Fig. 7. Evolution of the yield surface for a structured soil

복면이 p' - q 평면에 표시할 때 p' 축에 대칭으로 나타나며 뚜렷한 Non-associated 소성거동을 보인다(Lee, 1991).

지반거동 예측을 위해 이제까지 많은 구성모델들이 제시되었지만 어떤 특정 흙에 잘맞는 모델은 다른 흙에는 잘맞지 않는 경우가 많다. 예로 Lee(1991)은 화강토의 거동은 기존의 Cam Clay 모델과 큰 편차를 보임을 지적하였다. 따라서 본 연구에서는 임의의 항복면 및 소성포텐셜의 표현이 가능한 일반화된 한계상태모델(generalized critical state model)인 L,P&P 모델(Lagioia, Puzrin and Potts, 1996)을 이용하여 화강토의 소성거동을 정의하고, 등방경화거동의 표현이 가능하도록 이를 확장하였다.

기존의 Original Cam Clay 모델과 Modified Cam Clay 모델들은 모두 고정된 형태의 항복면을 가정하므로 적용상 많은 제약이 따른다. L,P&P 모델은 이러한 문제점들을 극복하기 위하여 제안되었다. 이 모델은 Fig.4에 보인바와 같이 다일러턴시($d = d\epsilon_v^p / d\epsilon_s^p$)와 응력비($\eta = q/p'$)관계를 경사 μ 인 직선으로 가정한다. 이 경우 $\eta=0$ 이면 $d=\infty$ 이고 $\eta=M$ 이면 $d=0$ 이어야 한다. 이 조건을 만족시키는 하나의 수학적 표현으로서 3축응력공간에 대하여 다음과 같은 식을 도입할 수 있다.

$$d = \mu(M - \eta) \left(\frac{\alpha M}{\eta} + 1 \right) \quad (3)$$

여기서 α 는 $\eta=0$ 축에 접근도를 나타내는 파라미터이고, 직교성을 가정하여 위식을 적분하면 다음과 같은 소성포텐셜함수 $G(\sigma')$ 와 항복함수 $F(\sigma')$ 를 얻을 수 있다.

$\mu=1$ 인 경우:

$$\left(\begin{array}{l} G(\sigma') \\ F(\sigma') \end{array} \right) = \frac{p'}{p'_H} - \frac{\left[1 + \frac{\eta'}{K_2} \right]^{\frac{K_2}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}}{\left[1 + \frac{\eta'}{K_1} \right]^{\frac{K_1}{(1-\mu)(K_1-K_2)}}} \quad (4)$$

여기서

$$\left(\begin{array}{l} K_1 \\ K_2 \end{array} \right) = \frac{\mu(1-\alpha)}{2(1-\mu)} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{2\alpha(1-\mu)}{\mu(1-\alpha)^2}} \right], \eta' = \frac{\eta}{M},$$

여기서 (\pm)부호는 K_1 에 대하여 (+), K_2 에 대하여는 (-) 값을 택한다.

$\mu \neq 1$ 인 경우:

$$\left(\begin{array}{l} G(\sigma') \\ F(\sigma') \end{array} \right) = \frac{p'}{p'_H} - e^{-\frac{\eta}{1-\alpha}} \left[\frac{(1-\alpha)}{\alpha} \eta' + 1 \right] \quad (5)$$

여기서 p'_H 는 상태변수로 응력경화를 정의하기 위한 것이다. 위식을 보면 소성함수 및 항복함수를 정의하기 위해 각각 4개의 변수 M, p'_H, α, μ 가 필요하다.

소성포텐셜 함수를 정의하기 위한 변수는 실내시험 결과로부터 얻을 수 있다. 특히 M_g 는 한계상태의 전단저항 각과 관계되며 다음과 같이 정의된다(첨자 g : 소성포텐셜, f : 항복함수).

$$M_g = \frac{6 \sin \phi_{cr}'}{3 - \sin \phi_{cr}'} \quad (6)$$

반면에 α_g 와 μ_g 는 $d-\eta$ 관계를 이용해 얻을 수 있다. 한편 항복함수를 정의하기 위한 파라미터 M_f, α_f, μ_f 는 실험실에서 얻어진 항복면을 커브피팅함으로써 얻을 수 있다. 화강토의 소성함수 파라미터는 Lee(1991)의 실험결과로부터 Fig.5(a)에 보인 바와 같이 $M_g=1.59, \alpha_g=0.1, \mu_g=0.9999$ 로 산정되었다. Fig.5(b)는 실측 소성 벡터와 예측 소성함수를 같은 면에 도시한 것으로서 기존 Cam Clay 모델에 비해 직교성이 현저히 개선됨을 나타내었다. 항복함수를 정의하는 상수는 삼축시험으로 얻은 항복면을 커브 피팅함으로써 얻어졌는데 $M_f=1.16, \alpha_f=0.0001, \mu_f=2.3$ 이며 Fig.6에 나타내었다.

2.4 L,P&P 모델의 확장

구조적 결합력을 갖는 흙은 Fig.7에 예시한 바와같이 결합력의 파괴로 인해 항복면의 크기가 변화하는 뚜렷한 경화거동을 보인다. 항복후의 거동을 완전하게 정의하기 위하여는 항복면의 변화가 적절하게 고려되어야 한다. 이러한 거동을 표현하기 위하여 결합력의 영향을 포함하는 등

방경화이론을 도입 식(4) 및(5)를 확장하였다.

결합력의 파괴과정을 나타내기 위하여 항복면 궤적의 변화를 야기하는 3개의 상태변수를 도입할 수 있다. 즉 통상적인 비결합재료의 경화상태변수(p'_s)와 결합력으로 인한 경화상태변수(p'_m, p'_i)를 모두 고려하기 위하여 $p'_H = p'_s + p'_m + p'_i$ 로 설정하였다. 이중 p'_s 항은 결합력과 무관한 경화상태변수로서 Nova(1988)의 경화이론의 적용이 가능하다.

$$p'_s = p'_{s0} \exp\left\{ \frac{\epsilon_v^p + \xi J_{2e}}{B_p} \right\} \quad (7)$$

여기서 $J_{2e} = \int (de_{ij}^p \cdot de_{ij}^p)^{\frac{1}{2}}$, $e_{ij}^p = \epsilon_v^p - \frac{\epsilon_v^p}{3} \delta_{ij}$, p'_{s0} 는 초기 경화변수, ϵ_v^p 는 총 체적소성 변형률, ξ 는 다일터턴시 변수, B_p 는 등방압밀 시험에 있어 소성체적 압축성, 그리고 δ_{ij} 는 Kronecker delta이다.

결합력의 소산과정을 표현하기 위하여 항복면의 크기가 결합력의 크기에 영향을 받는다고 가정하면 비회복성 소성변형률의 발달과 함께 점진적으로 감소하는 것으로 설정할 수 있다. 즉, Fig.7에 보인바와 같이 결합력의 소산은 등방결합력(p'_i)이 소성 변형률 증가에 따라 감소하며 편차응력($p'_m = p'_c + p'_s$)도 감소한다.

등방압축 시험결과를 토대로 쉽게 조사되는 체적 변형률을 이용하여 결합력의 소산과정을 다음과 같이 근사 표현할 수 있다(Shin, 2000).

$$p_m = \rho_{m0} \exp(-\rho_m \{\epsilon_v^p\}^3) \quad (8)$$

$$p_i = \rho_{i0} \exp(-\rho_i \epsilon_v^p) \quad (9)$$

여기서 ϵ_v^p 는 누적 체적소성 변형률, ρ_{m0}, ρ_{i0} 는 초기 경

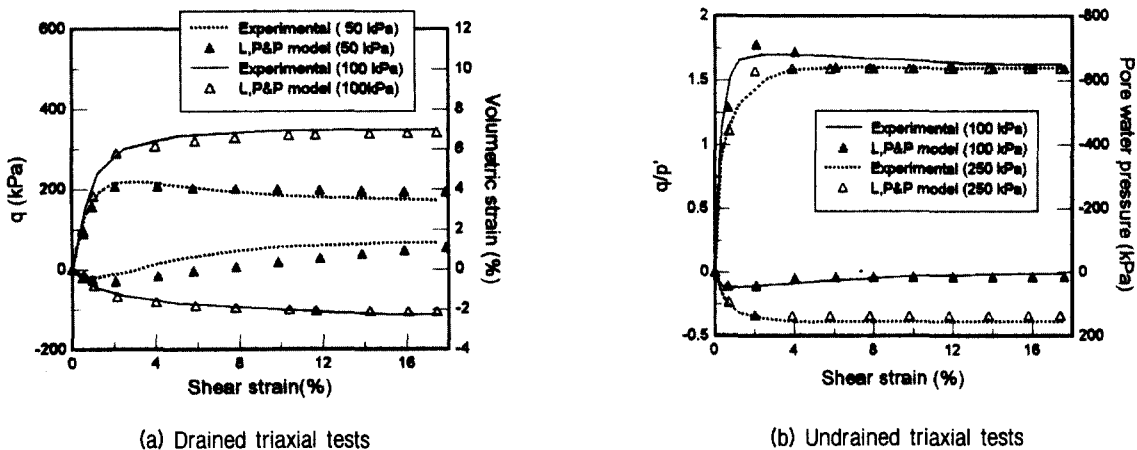


Fig. 8. Reproduction of stress-strain curves

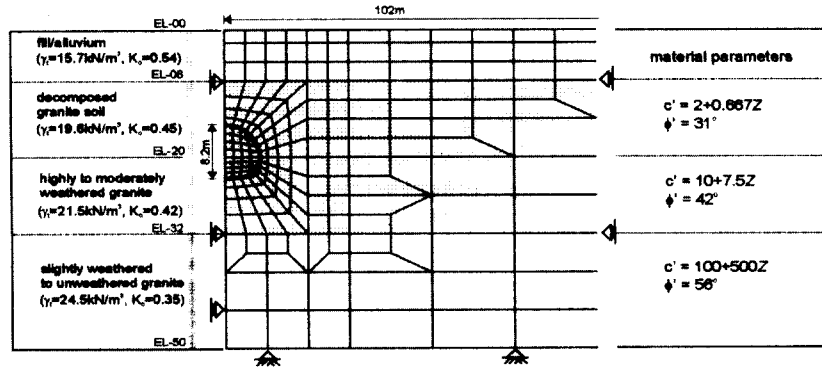


Fig. 9. Finite element model and material parameters

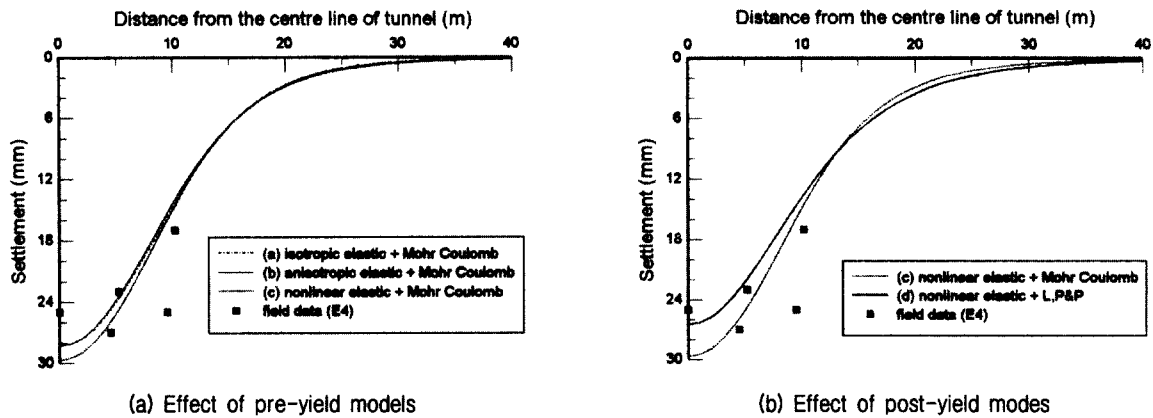


Fig. 10. Settlement troughs for different soil models

화변수, ρ_m , ρ_i 는 결합력 소산율을 정의하기 위한 변수이다. p_m 과 p_i 는 등방압축시험의 $\sigma-p'$ 관계로부터 얻어질 수 있다. 또한 ρ_m , ρ_i 도 $\sigma-p'$ 곡선의 기울기로부터 얻어진다. 이 경화 모델은 항복 및 소성함수 식(4) 및 (5)에 추가되었다. 화강토의 경화거동을 정의하기 위한 변수는 Lee(1991)의 3축시험결과 및 Lagioia et al. (1996)에 의거 $B_p=0.02$, $\xi=0.01$, $\rho_m=2000$, $\rho_i=000$, $p_{30}=\exp(5+0.007z)$, $p_{m0}=30+0.3z$, $p_{i0}=10+0.1z$ 으로 산정되었다(z :심도). 소성지수 약 10에 상응하는 비교적 작은크기의 결합력(0.1Kpa)을 사용하였다. 이 경우 등방경화를 가정하였으므로 소성변형 동안 항복면의 크기는 변화하지만 그 형태는 일정하게 유지된다.

비선형탄성 모델과 조합된 확장 L,P&P모델의 적용성이 3축시험에 대한 유한요소 수치해석을 수행함으로써 검토되었다. 3축압축시험은 이상화된 축대칭 8-noded isoparametric single element를 이용하여 수직 압축변형률의 증분을 시료에 가하고 일정한 구속응력을 가하는 방법으로 유사화 되었다. 배수시험은 간극수압을 0으로 유지하였고, 비배수 시험은 간극수의 체적탄성계수를 아주 큰 값으로 (10^{10} Kpa) 설정함으로써 모델링되었다. Fig.8 에 해석

결과를 도시하였으며 예측결과와 실험결과가 아주 잘 일치함을 보였다.

3. 터널굴착 문제에서의 적용

검토된 응력-변형 구성식의 적용성 평가를 위하여 화강토 지반내 터널굴착 해석에 대한 모델의 영향도 분석이 수행되었다. 해석단면의 지반구성 및 터널형상은 서울지하철 3호선 계측결과(Shin, 1985)에 기초하였으며, 이를 Fig.9에 보였다. 화강토 지반에서의 터널굴착은 층적층과 풍화암도 포함하게 되는데, 화강토의 거동영향만을 조사하기 위하여 나머지 지층들의 거동은 모두 등방선형 및 Mohr-Coulom 모델로 표현하였다. 따라서 해석결과의 차이는 모두 화강토 구성식의 차이에서 비롯된 것으로 볼 수 있다.

화강토는 Fig.9의 빗금부분이며, 화강토 거동을 유사화하기 위하여 2개의 항복전 모델과 2개의 항복후 모델, 총 4개의 지반모델이 검토되었다. 해석에 사용된 모델의 조합은 다음과 같다. 사용된 각 모델의 파라미터는 표.1, Fig.9

및 본문 2장에 나타내었다.

- (a) 등방선형탄성모델 + Mohr-Coulomb모델
- (b) 이방성(직교)탄성모델 + Mohr-Coulomb모델
- (c) 비선형탄성모델 + Mohr-Coulomb모델
- (d) 비선형탄성모델 + L,P&P모델

터널굴착의 유한요소해석은 굴착경계면을 따라 발생하는 굴착상당력(out-of-balanced force, $\{R_{ec}\}$)을 점진적으로 제거함으로써 유사화되었다. 굴착상당력은 다음과 같이 표시된다.

$$\{R_{ec}\} = \int_{v_{ec}} [B]^T \{\sigma\} dv_{ec} - \int_{v_{ec}} [N_d]^T \gamma dv_{ec} \quad (12)$$

여기서 v_{ec} 는 굴착경계면에 접한 요소의 체적, γ 는 단위 체적중량, $[B]$, $\{\sigma\}$, $[N_d]$ 는 유한요소 변수로 Shin(2000)에 정의되었다. 해석과정에서 지반손실량을 제어하기 위하여 증분해석이 수행되는데 이를 위해 증분굴착상당력은 $\{\Delta R_{ec}\} = \{R_{ec}\}/N$ 으로 나타내며 본 해석에서 N 은 30 내지 50의 범위의 값이 사용되었다. 터널 단위길이당 지표침하체적이 굴착면적의 1%에 달할 때까지 굴착상당력을 제거하는 해석을 수행하여 이때의 침하형상을 비교하였다. 단위체적 손실 1%때의 지표침하형상을 Fig.10에 비교하였다.

항복전 응력-변형 모델의 영향은 (a), (b)와(c)의 경우를 비교하여 파악되었다. Fig.10(a)에 보인 바와 같이 침하형상에 있어서의 차이는 크지 않았고 1%의 체적손실에 달하는데 소요되는 불균형력 제하비용은 모든 경우에 대하여 60%로 나타났다. 일반적으로 비선형 탄성모델이 약간 더 좁고 깊은 침하형상을 나타내었다. 등방 및 이방성 탄성모델은 거의 같은 결과를 주었는데 이는 이방성의 영향이 크지 않음을 시사한 것이다.

항복후 거동 모델에 대한 영향은 (c)와 (d)의 경우를 비교하여 조사되었다. L,P&P모델의 경우 1%의 체적손실을 얻는데 83%의 제하(unloading)가 요구되었다. 반면에 Mohr-Coulomb 모델은 60%가 소요되었다. Fig.10(b)에 그 결과를 보였다. L,P&P모델이 더 얇고 넓은 침하형상을 나타내었다.

Fig.10은 실측결과와 예측치의 비교를 포함하고 있다. 실측결과가 터널 중심으로부터 15m 거리 이내에 위치하여 전체 지표침하형상을 대표하는 데에는 한계가 있지만 측정범위 내에서는 비선형 탄성모델과 조합된 L,P&P모델이 현장계측값에 잘 일치하고 있음을 보였다.

위의 유한요소해석 결과는 모델상수 결정에 따른 시험

법의 상이 등 내재적 차이를 내포하고 있으나, 통상 범위의 재료상수를 사용하였고 최대침하로 정규화한 침하형상의 비교(Shin,2000) 등을 종합 고려할 때 비선형탄성모델과 조합된 L,P&P모델이 화강토지반에서 흔히 나타나는 얇고 넓은 지표침하 형상에 부합하는 결과를 주고 있음을 알 수 있다.

4. 결론

본 연구를 통해서 화강토의 거동을 단순모델로서 표현하는 데는 여러가지 한계가 있음이 지적되었다. 특히 터널 해석에 있어서는 불교란 화강토의 특성인 미소변형률범위내에서의 비선형탄성 및 입자간 결합력의 고려가 중요한 요소임을 확인하였다. 터널거동 해석시 탄성계수의 선택이 중요한데, 미소변형을 구간의 비선형탄성거동을 고려함으로써 지표침하의 과소 및 과대예측의 문제를 배제할 수 있었다. L,P&P모델은 화강토의 항복면 및 소성함수를 표현하는데 적합하였고, 이를 등방경화 모델로 확장함으로써 화강토의 항복후 소성거동을 잘 표현할 수 있음을 3축압축시험결과에 대한 수치해석 결과로써 확인하였다. 또한 화강토지반내 터널해석결과 비선형모델과 조합된 L,P&P모델이 현장계측 결과와 잘 일치함을 보였다.

감사의글

이 연구는 서울특별시의 해외장기훈련프로그램, 영국 정부의 ORS Award 그리고 Birtish Council Fellowship에 의해 지원된 연구의 일부로서, 저자들은 그 도움에 깊은 감사를 표합니다.

참고 문헌

1. Addenbrooke, T.I. and Potts, D.M. and Puzrin, A.M.(1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.693-712.
2. Irfan, T.Y.(1996). Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong, *Quarterly J. of Eng. Gology*, London, Vol.29, pp.5-35.
3. Jardine, R.J.(1985). Investigation of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures, PhD thesis, Imperial College, Univ. of London.
4. Lagioia, R., Puzrin, A.M. and Potts, D.M.(1996). A new versatile expression for yield and plastic potential surfaces, *Computers and Geomechanics*, Vol.19, No.3, pp.171-191.
5. Lee, I.K. (1991). Mechanical behaviour of compacted decomposed granite soil, PhD thesis, City University.

6. Lee, K.M. and Rowe, R.K.(1989). Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy, *Geotechnique*, Vol.34, No.1, pp.125-140.
7. Lee, M.J., Shin, J.H., Kang, K.Y. and Chon, C.S.(1990). Evaluation of dynamic soil properties using dynamic soil tests, *J. Korean Civil Engineers Society*, Vol.10, pp91-102.
8. Lee, S.G.(1987). Weathering and geotechnical characterization of Korean Granite, PhD thesis, Imperial College, Univ. of London.
9. Leroueil, S and Vaughan, P.R.(1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.467-488.
10. Ng, R.M.C. and Lo, K.Y.(1985). The measurement of soil parameters relevant to tunnelling in clays, *Can. Geotech. J.* Vol.23, pp.30-50.
11. Nova, R.(1988). *Sinfonietta classica: an exercise on classical soil modelling*. Proc. Conf. on Constitutive Equation for Granular Non-cohesive soils, pp.501-513.
12. Shin, J.H.(1985). Ground behaviour during tunnel excavation, Msc thesis, Korea Advanced Institute of Science and Technology.
13. Shin, J.H.(2000). Numerical analysis of tunnelling in decomposed granite soil, PhD thesis, Imperial College, Univ. of London.
14. Vaughan, P.R.(1988). Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soil, Proc. the 2nd Int. Conf. on Geom. in Tropical Soils, Singapore, pp.20-37.

(접수일자 2001. 1. 5)