

탄·소성 구성모델을 이용한 다짐화강토의 응력-변형을 거동예측

A Prediction of Behavior of Compacted Granite Soils Based on the Elasto-Plastic Constitutive Model

이 강 일*
Lee, Kang Il

Summary

The aims of this study are to evaluate the application on the stress-strain behavior of granite soil using Lade's double work hardening constitutive model based on the theories of elasticity and plasticity. From two different sites of construction work, two disturbed and compacted weathered granite samples which are different in partial size and degree of weathering respectively were obtained.

The specimen employed were sampled at Iksan and Pochon in order to predict the constitutive model. Using the computer program based on the regression analysis, 11 soil parameters for the model were determined from the simple tests such as an isotropic compression-expansion test and a series of drained conventional triaxial tests.

In conclusion, it is shown that Lade's double work hardening model gives the good applicability for processing of stress-strain, work-hardening, work-softening and soil dilatancy. Therefore, this model in its present form is applicable to the compacted decomposed granite soil.

I. 서 론

화강토는 세계 여러 지역에 분포하고 있으며 우리나라에서도 흔히 접할수 있는 특수토의 일종으로 건조시에는 마사토(일명 眞土)라 불리울 정도로 강한 강성을 나타내지만 공기에 노출되거나 물과 접하게 되면 강도가 급격히 저하되어 상당한 문제성이 있는 흙(problematic soil)으로 인식되고 있다. 또한 압축이나 전단시 입자파쇄로

인하여 체적변화를 일으키며 함수비, 구속압 및 풍화도 등에 따라 변형을 경화-연화현상이 상당히 달라질 수 있다. 이와 같은 특징들은 사면안정문제나 굴착시 응력, 변형문제 평가시 주요한 영향을 미치게 된다. 그러나 이와 관련된 화강토의 물리적, 역학적 성질의 규명에는 어느 정도 연구가 진척 상태에 있지만 응력-변형을 거동을 정확히 예측할 수 있는 구성식의 개발 및 적용성에 관한 연구는 대단히 미흡한 상태에 있다. 따

*대전대학교 이공대학

키워드 : 구성모델, 응력-변형을, 화강토, 경화, 연화, 복합항복면

라서 이와같은 특수도의 응력-변형률 거동을 정확히 예측할 수 있는 탄·소성 구성식의 개발이 절실히 요구된다.

본 연구에서는 이의 일환으로서 현재까지 개발된 구성모델가운데 Lade에 의해 제안된 복합항복면(double work-hardening) 구성모델을 선정하여 다짐화강도의 응력-변형률 거동에 관한 예측을 시도하였다. 본 모델은 1970~1980년 사이에 두 번에 걸쳐 발표된 모델로서 모든 지반재료(흙, 암석, 콘크리트)에 대하여 적용성이 높으며 특히 사질토에 있어서의 응력-변형거동은 대단히 정도 높은 예측능력을 보여주고 있다.^{9,10)}

본 모델의 장점은 ① 비선형의 응력 변형을 광범위하게 해석할 수 있고 ② 일 경화(work hardening) 뿐만아니라 파괴후의 일 연화(work softening)까지 설명이 가능하며 ③ 곡면파괴면을 채택하므로써 재료의 종류에 구애를 받지 않고 적용된다. ④ 어떠한 응력경로에도 일정한 토질매개변수를 얻을 수 있어 통상적인 실험결과만으로도 지반거동을 예측할 수 있다. ⑤ 배수조건이 상이한 경우도 토질매개변수가 불변이다.

이와 같은 장점을 갖고 있는 Lade의 복합항복면 구성식을 이용하여 다짐화강도의 적용성을 검증하기 위하여 입자의 직경이 가는 화강토(Li=4.36)인 전북 익산 지역에서 채취한 시료와 입자의 직경이 굵은 화강토(Li=2.80)인 경기도 포천지역에서 채취한 시료를 가지고 다짐을 통해서 최대건조밀도 및 함수비가 일정한 공시체를 제작하여 두 지역의 화강토의 입자 및 풍화도의 차이에 따른 구성식의 적용성을 시도하였다. 구성식에 필요한 토질매개변수는 각 시료에 대하여 등방압축 팽창시험과 구속압이 1, 2, 3kgf/cm²인 배수삼축압축시험을 실시하였으며 토질매개변수는 전산화된 프로그램을 개발하여 이용하였다.

II. Double Work-Hardening 구성모델^{4,9)}

본 모델은 Lade에 의해 제안된 구성모델로서

요약하면 다음과 같다.

소성파쇄항복면의 방정식 f_c 는 다음과 같다.

$$f_c = I_1^2 + 2I_2 \dots\dots\dots (1)$$

여기서, $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$

$$I_2 = \tau_{xy} \cdot \tau_{yx} + \tau_{yz} \cdot \tau_{zy} + \tau_{zx} \cdot \tau_{xz} - (\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x)$$

소성파쇄 포텐셜함수 g_c 는 소성파쇄 포텐셜함수와 같으며 파괴상태에 도달하지 않는다.

$$g_c = I_1^2 + 2I_2 \dots\dots\dots (2)$$

그러므로 관련유동칙이 성립하며, 일의 경화를 표현하는 식은 소성파쇄일의 함수로 다음과 같이 나타낸다.

$$f_c = p_a^2 \cdot \left(\frac{1}{C}\right)^{1/P} \cdot \left(\frac{W_c}{p_a}\right)^{1/P} \dots\dots\dots (3)$$

여기서, p_a 는 대기압이고, C, P 는 토질매개변수이며 W_c 는 소성파쇄일이다.

소성팽창 항복면의 방정식 f_p 는 다음과 같다.

$$f_p = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \cdot \left(\frac{I_1}{p_a}\right)^m \dots\dots\dots (4a)$$

$$f_p = \eta_1 \text{ at failure} \dots\dots\dots (4b)$$

여기서, η_1 과 m 은 토질매개변수이고

$$I_3 = \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + \tau_{xy} \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zx} + \tau_{yx} \cdot \tau_{zy} \cdot \tau_{xz} - (\sigma_x \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zy} + \sigma_y \cdot \tau_{zx} \cdot \tau_{xz} + \sigma_z \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yx})$$

이다.

소성팽창변형률을 구하는데 비관련유동칙이 사용되며, 소성팽창포텐셜함수는 식 (5)와 같으며 일의 경화 또는 연화를 표현하는 식은 소성팽창일의 함수로 식 (6)과 같이 나타낸다.

$$g_p = I_1^3 - \left[27 + \eta_2 \cdot \left(\frac{p_a}{I_1}\right)^m\right] \cdot I_3 \dots\dots\dots (5)$$

$$f_p = a \cdot e^{-bW_p} \left(\frac{W_p}{p_a} \right)^{1/q}, \quad q > 0 \dots\dots\dots (6)$$

여기서, a, b, q 는 토질매개변수이고 e 는 대수의 기저값이다.

III. 시 험

1. 시료특성

본 연구에 사용된 화강토는 전북 익산지역과 경기도 포천시지역에서 채취한 시료로 흙의 기본적인 특성은 Table 1과 같다. 본 시료는 #10번체를 통과한 시료를 기준으로 물세척법으로 입도분석을 수행한 결과(Fig. 1) #200번체 통과량은 익산시료의 경우는 37.31%이고(점토질모래, SC), 포천시료의 경우는 17.15%로(실트질모래, SM) 입자의 직경이 익산시료에 비해 포천시료가 더 작은 상태이며, 또한 단순히 강렬감량(Li)

Table 1. Basic soil properties of Iksan and Pochon granite soil

Sample	Compaction		Atterberg limit(%)		#200 (%)	G_a	Li(%)	USCS
	γ_{max} (t/m ³)	O.M.C (%)	Liquid limit	Plastic limit				
Iksan	1.71	13.0	NP		37.31	2.66	4.36	SC
Pochon	1.85	11.6	NP		17.15	2.67	2.80	SM

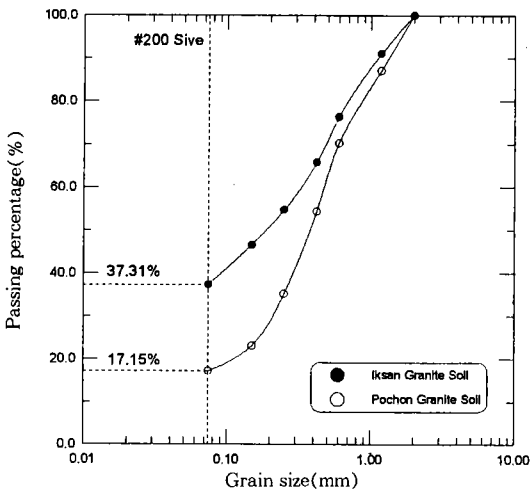


Fig. 1. Grain size distribution curve

의 크기로 풍화도를 판정해 볼 때³⁾ 익산시료의 경우는 완전풍화 상태이며, 포천시료는 중간풍화된 상태에 있다.

2. 시험방법

현장에서 채취된 화강토를 실내에 반입시켜 자연건조시킨후 #10번체를 통과한 시료로 Table 1의 다짐시험 결과에 의하여 최대건조밀도의 95%에 해당되는 건조축의 함수비로 시료를 조제한다. 다음 일정 γ_d 가 되도록 삼축압축용 공시체물드로 시료를 제작하였으며 다짐은 필요한 시료의 총중량으로부터 각 층의 시료량을 결정한 다음 각층의 Un(percentage of undercompaction)값과 다짐높이를 결정하여 다지는 Undercompaction 방법¹¹⁾을 이용하여 높이 100mm, 직경 50mm로 공시체를 제작하였다.

삼축시험은 자동화삼축시험기(미국)를 사용하여 등방압축 및 압밀배수시험을 실시하였으며, 시료의 포화는 시료를 삼축실에 정착한 후 하부 배수관으로 탄산가스(CO₂)를 서서히 20분정도 주입하여 시료 속의 공기를 완전히 빠져나가게 한 다음 증류수를 하부배수관으로 유입시켜 시료 내에 있는 CO₂를 상부배수관으로 천천히 밀어올려 시료로부터 빠져나가게 하고 구속압력을 작용시킨후 배압(back pressure)을 가하고 간극수 압계수(B)가 0.95이상¹²⁾ 도달하면 포화된 것으로 간주하여 80분동안 등방압밀을 실시한후 전단을 실시하였다. 여기서 압밀시간의 예측은 예비시험결과 t_{100} 이 약 15분정도 소요되기 때문에 압밀소요시간은 80분이면 충분한 것으로 판단하였다. 또한 압축변형률 속도는 예비시험결과 간극수압이 감지되지 않는 범위내에서 0.06%/분으로 하였으며 축압축변형률이 16%에 도달할 때까지 시험을 실시하였다.

3. 시험내용

복합항복면 구성모델에 필요한 토질매개변수를 결정하기 위하여 각 시료에 대하여 등방압축

팽창시험 및 구속압을 1, 2, 3kgf/cm²으로 달리

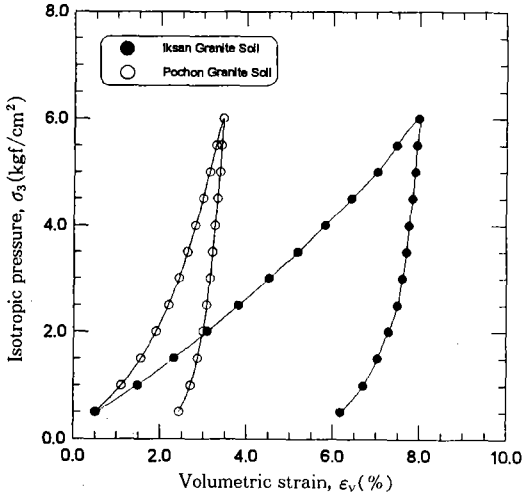
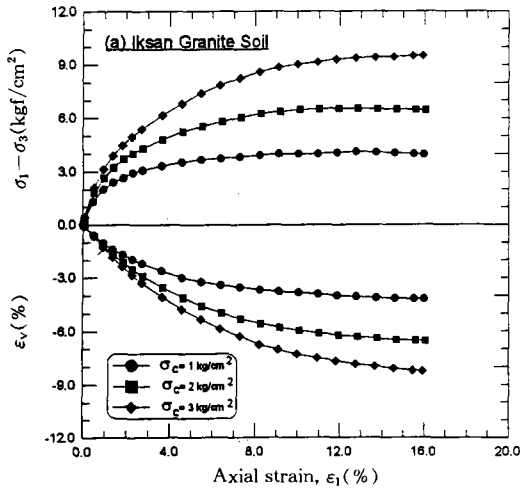


Fig. 2. Results of isotropic consolidation and swelling tests



한 배수삼축압축시험(CD)을 실시하였다. Fig. 2는 익산시료와 포천시료에 대하여 구속압력에 따른 체적변형률 관계를 나타낸 것으로 입자의 직경이 더 가늘고 완전풍화된 익산화강토가 중간풍화된 포천화강토에 비해 탄성회복량 및 전체적인 체적변형률이 약 2배이상 더 크게 발생되고 있다. Fig. 3(a), (b)는 익산시료와 포천시료의 축변형률에 대한 축차응력과 체적변형률의 관계를 나타낸 것으로 완전풍화된 익산시료는 변형률 경화형 거동을 나타내고 체적변형률은 현저한 압축상태를 보이고 있다. 이에 반해 중간풍화된 포천시료는 변형률 경화-연화형 거동을 나타내고 체적변형률은 구속압이 낮은 경우는 팽창을 나타내지만 구속압이 증가함에 따라 압축되는 경향이 강하게 나타나고 있다.

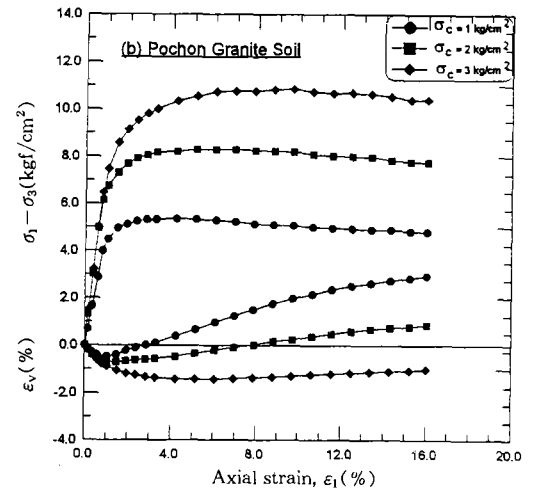


Fig. 3. Results of drained triaxial compression tests on (a) Iksan granite soil and (b) Pochon granite soil

IV. 토질매개변수결정

실내시험 결과로부터 복합항복면 구성모델에 필요한 토질매개변수를 얻는과정은 매우 복잡하며, 수작업으로 수행할 때는 많은 시간이 소요되며 다소 오차가 유발될 우려가 있다. 따라서 본 연구에서는 보다 신속하고 더 신뢰할 수 있도록

회귀분석(regression analysis)에 의하여 토질매개변수 결정용 전산프로그램을 개발하여 사용하였으며, 그림상에 상관계수(r^2)를 표시하였다.

1. 탄성변형률과 관련된 토질매개변수

탄성과 관련된 토질매개변수 K_{um} n 을 결정하는 방법은 전단중에 하중을 제하한 후 다시 재하

한 곡선의 기울기로부터 구하는 방법과 응력-변형을 곡선의 초기 기울기로부터 구하는 방법이 있다. 본 연구는 후자의 방법을 이용하여 탄성계수를 결정하였으며, 시험시 응력-변형을 곡선에서 초기기울기를 얻을때는 개인적인 임의성이 내재되므로 쌍곡선법을 이용하였다.^{6,8)}

이 방법은 시험에서 얻어진 응력-변형을 관계를 종축에 $\epsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ 으로, 횡축에 ϵ_1 으로 나타내므로서 얻어지는 직선의 절편으로부터 탄성계수(E_{ur})를 결정한다. 이때 탄성계수는 절편의 역수이다. 이와같이 구한 탄성계수를 구속압력에 따라 양대수지에 도시하면 Fig. 4와 같이 나타나며 그림에서 절편은 K_{ur} 이고, 기울기는 n 이다. 이를 구속압력에 따른 일반식으로 나타내면 식 (7)과 같이 표현된다.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \dots\dots\dots (7)$$

여기서, E_{ur} 은 탄성계수이고, K_{ur} 과 n 은 토질 매개변수이며, σ_3 는 구속압력이다. 그리고 p_a 는 E_{ur} 과 같은 압력단위를 갖는 대기압이다.

이와같은 방법으로 구한 K_{ur} 과 n 은 익산시료

의 경우는 910, 0.15이고 포천시료는 1605, 0.52이다.

2. 소성과쇄변형률과 관련된 토질매개변수

Fig. 2의 등방압축시험 결과로부터 다음식을 이용하여 소성과쇄일을 구한다.

$$W_c = \int \sigma_3 \cdot d\epsilon_v^c \dots\dots\dots (8)$$

여기서, $d\epsilon_v^c$ 는 Fig. 2의 등방압축시험결과에서 측정된 변형률로부터 탄성변형률을 감하여 구한 값이다.

한편, 등방압축에 대한 f_c 값은 다음식으로 구한다.

$$f_c = 3 \cdot \sigma_3^2 \dots\dots\dots (9)$$

Fig. 5는 익산시료와 포천시료에 대한 W_c 와 f_c 관계를 양대수지에 나타낸 것으로 이 그림상의 직선은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\log\left(\frac{W_c}{p_a}\right) = \log C + P \cdot \log\left(\frac{f_c}{p_a^2}\right) \dots\dots\dots (10)$$

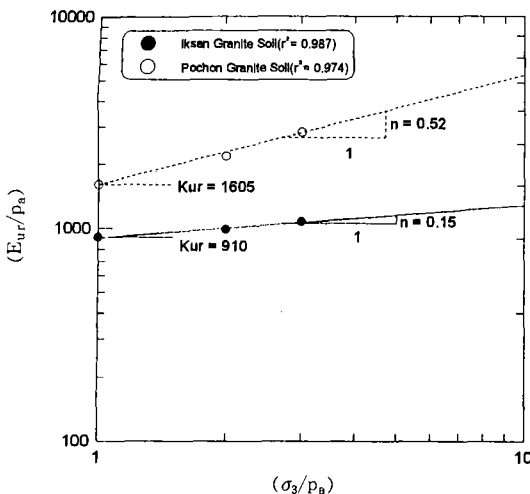


Fig. 4. Variation of elastic modulus with confining pressure

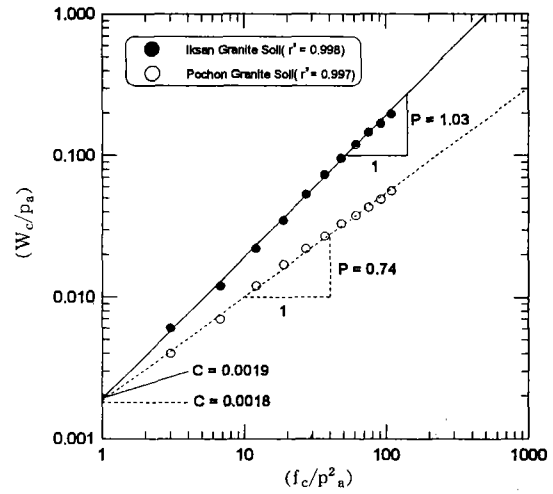


Fig. 5. Determination of the values of C and P involved in plastic collapse work

Fig. 5에서 C 는 $(f_c/p_a^2)=1$ 일때의 절편값이고, P 는 이 직선의 기울기 값으로 익산시료는 0.0019, 1.03이고, 포천시료는 0.0018, 0.74이다.

3. 소성팽창변형률과 관련된 토질매개변수

가. η_1, m (파괴규준)

Fig. 6은 Fig. 3(a), (b)의 배수삼축압축시험 결과에서 얻은 파괴시 응력을 사용하여 계산한 (p_a/h_1) 에 대한 (I_1^3/I_3-27) 의 값을 양대수지상에 그린 것이다. 그림에서와 같이 양대수지상에서 x, y 축의 관계는 식 (11)과 같이 직선식으로 표현할 수 있다.

$$\log \eta_1 = \log \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) + m \cdot \log \left(\frac{p_a}{h_1} \right) \dots (11)$$

식 (11)의 양변의 대수를 소거하면 다음식이 된다.

$$\eta_1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{p_a}{h_1} \right)^m \dots (12)$$

여기서 η_1 은 $p_a/h_1=1$ 일 때 절편 (I_1^3/I_3-27) 값이며, m 은 이 직선의 기울기로서 익산시료는 94, 0.41이고, 포천시료는 168, 0.52이다.

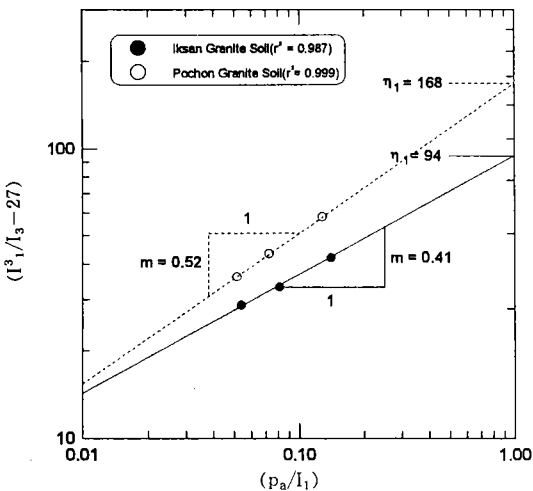


Fig. 6. Determination of the values of η_1 and m involved in failure criterion

나. $S, R, t(\eta_1 - f_p)$ 관계

Fig. 7(a)는 일련의 배수삼축압축시험 값을 식 (13)을 이용하여 얻은 η_2 에 대한 f_p 의 값을 양대수지에 그린 것이다.

$$\eta_2 = \frac{3 \cdot (1 + \nu^p) \cdot I_1^2 - 27 \cdot \sigma_3 \cdot (\sigma_1 + \nu^p \cdot \sigma_3)}{\left(\frac{p_a}{h_1} \right)^m \cdot \left[\sigma_3 \cdot (\sigma_1 + \nu^p \cdot \sigma_3) - \frac{I_3}{h_1} \cdot m \cdot (1 + \nu^p) \right]} \dots (13)$$

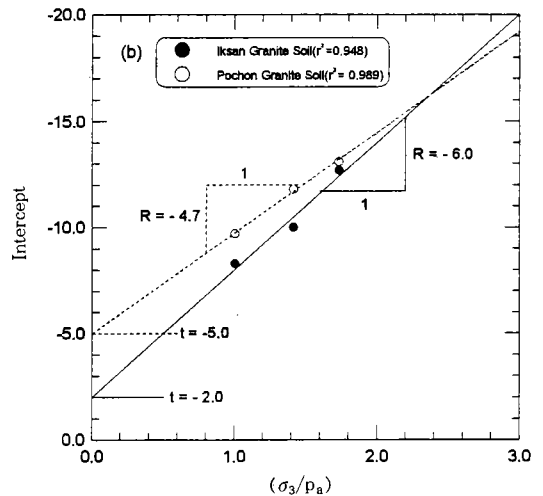
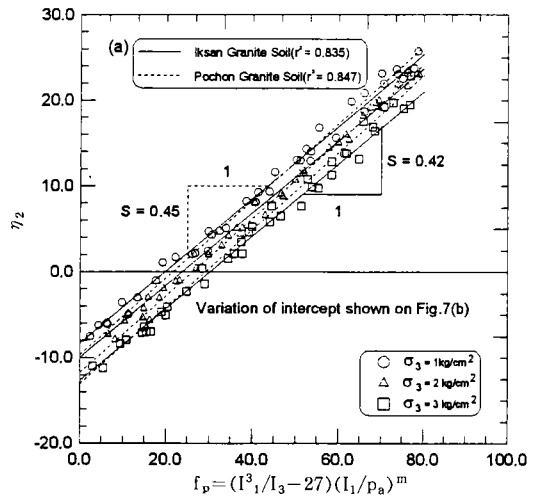


Fig. 7. (a) Variation of η_2 with f_p and σ_3 . (b) Variation of intercepts with σ_3

이 그림에 나타난바와 같이 η_2 에 대한 f_p 의 관계는 약간의 데이터의 이탈은 있으나 직선관계를 나타내며 σ_3 에 따라 각각의 기울기는 거의 일정한 값을 나타내고 있다. 이때 각각 다른 σ_3 값에서 얻은 기울기를 평균하여 정하고 이 S값에 상응하는 각각의 절편값을 얻었다.

Fig. 7(b)는 Fig. 7(a)에서 구한 σ_3 에 따른 절편값을 그린 것으로서 직선으로 나타낼 수 있다. 이들 그림에 나타난 η_2 와 f_p 및 σ_3 의 관계를 하나의 식으로 표현하면 다음과 같다.

$$\eta_2 = S \cdot f_p + R \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p_a}} + t \dots\dots\dots (14)$$

여기서, S는 Fig. 7(a)의 η_2 와 f_p 의 관계에서 직선의 평균기울기이고, R과 t는 Fig. 7(b)에서 각각 직선의 기울기와 절편값으로 익산시료는 0.42, -6.0, -2.0이고, 포천시료는 0.45, -4.7, -5.0이다.

다. α, β, P_1, I ($f_p - W_p$ 관계)

Fig. 8은 일련의 배수삼축압축시험 결과를 식 (15)에 의해 얻은 q 와 구속압력(σ_3) 관계를 그린 것이다.

$$q = \frac{\log\left(\frac{W_{ppeak}}{W_{p60}}\right) - \left[1 - \left(\frac{W_{p60}}{W_{ppeak}}\right)\right] \log e}{\log\left(\frac{\eta_1}{f_{p60}}\right)} \dots\dots\dots (15)$$

이 그림에서 보는 바와 같이 σ_3 와 q 의 관계는 직선으로 나타나고 다음과 같은 식으로 표현할 수 있다.

$$q = \alpha + \beta \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \dots\dots\dots (16)$$

여기서, α 는 Fig. 8에 나타난 직선의 절편값이고, β 는 기울기로서 익산시료는 1.88, 0.06이고, 포천시료는 4.72, 0.313이다.

Fig. 9는 일련의 배수삼축압축시험 결과에서

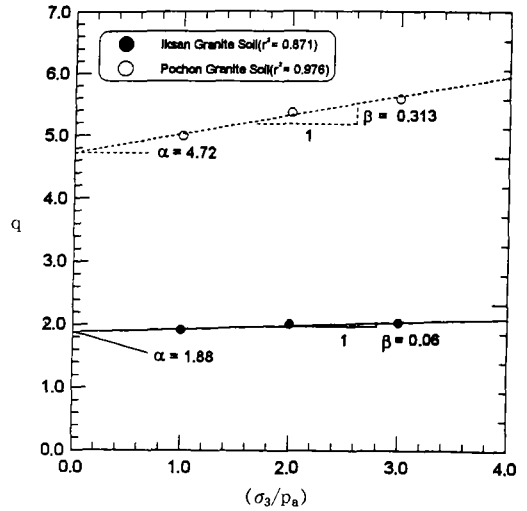


Fig. 8. Variation of q with confining pressure σ_3

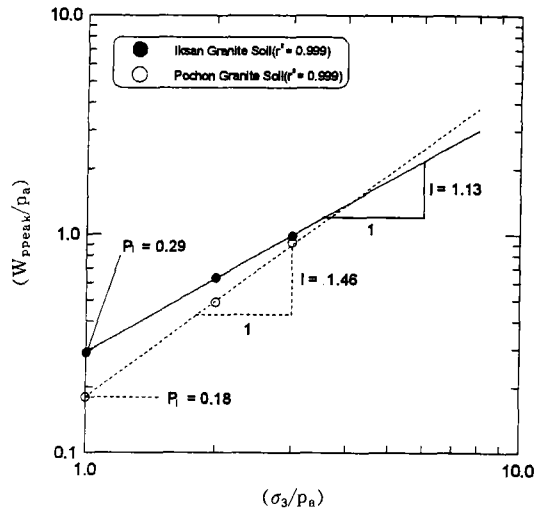


Fig. 9. Variation of W_{ppeak} with confining pressure σ_3

얻은 소성팽창일을 나타내는 W_{ppeak} 와 구속압력(σ_3) 관계를 양대수지상에 그린 것이다. 그림과 같이 W_{ppeak} 와 구속압력(σ_3)의 관계는 양대수지면에서 직선 즉, 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\log\left(\frac{W_{ppeak}}{p_a}\right) = \log P_1 + I \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \dots\dots\dots (17)$$

식 (17)의 양변의 대수를 소거하면 다음식과 같다.

$$W_{ppeak} = P_l \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^l \dots\dots\dots (18)$$

여기서, 매개변수 P_l 은 $(\sigma_3/p_a)=1$ 일때의 절편 값이며, l 은 이 직선의 기울기값으로 익산시료는 0.29, 1.13이고 포천시료는 0.18, 1.46이다.

4. 토질매개변수 요약

익산 화강토와 포천 화강토에 대한 토질매개변수는 등방압축 팽창시험과 압밀배수삼축압축시험 결과로부터 결정된다. Table 2는 이들 시료의 토질매개변수를 정리한 것으로 모든상수는 대기압 p_a 를 이용하여 무차원화 된 값이다.

V. 매개변수를 이용한 응력-변형률 거동예측

각 시료에 대하여 등방압축시험과 구속압을 달리한 배수삼축압축시험을 실시하여 결정된 토질

매개변수(Table 2)를 이용하여 축차응력 및 체적변형률의 거동을 Lade의 복합항복면 구성모델을 이용하여 예측하였다.

Fig. 10(a), (b)는 익산시료와 포천시료를 축변형률에 대한 축차응력과의 관계를 실험치와 예측치를 함께 나타낸 것으로 어느 시료이든지 초기변형률 상태에서는 실험치와 예측치가 거의 일치하고 있으며, 특히 구속압이 3kgf/cm²인 경우는

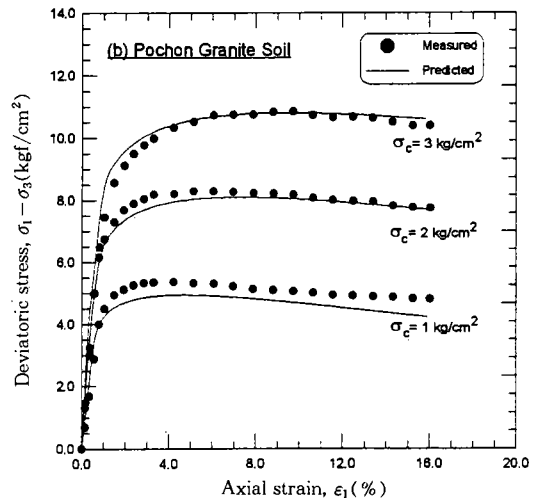
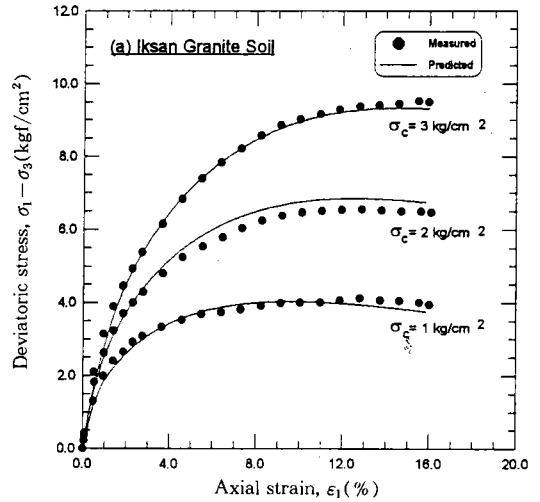


Table 2. Summary of parameters on Iksan and Pochon granite soil

Sample Parameter	Soil parameters		Iksan granite soil	Pochon granite soil
Elastic	Modulus number	K_{ur}	910	1,605
	Modulus exponent	n	0.15	0.52
	Poisson's ratio	ν	0.2	0.2
Plastic collapse	Collapse modulus	C	0.0019	0.0018
	Collapse exponent	P	1.03	0.74
Failure criterion	Yield constant	η_1	94	168
	Yield exponent	m	0.41	0.52
Plastic expansive	Plastic potential constant	S	0.42	0.45
		R	-6.0	-4.7
		t	-2.0	-5.0
	Work hardening exponent	α	1.88	4.72
		β	0.06	0.313
		P_l	0.29	0.18
	l	1.13	1.46	

Fig. 10. Comparison between measured and predicted deviatoric stress and axial strain for (a) Iksan granite soil and (b) Pochon granite soil

일정화 현상 및 시료가 파괴에 이르는 과정을 매우 잘 예측해 주고 있다. 또한 구속압이 1, 2kgf/cm² 인 경우는 축변형률이 증가하면서 약간의 양적인 차이는 보이나 거동양상은 매우 유사하게 나타나고 있음을 알 수 있으며 구속압이 낮은 경우에 발생하는 일 연화 현상 역시 적절히 예측해 주고 있음을 알 수 있다.

Fig. 11(a), (b)는 각 시료의 축변형률에 대한 체적변형률 관계를 실험치와 예측치를 함께 나타낸 것이다. 익산시료의 경우는 구속압에 관계없이 모두 체적압축현상이 발생되고 있는데 이러한 현상을 잘 표현해주고 있으나 전반적으로 축변형률이 약 10% 정도까지는 예측능력이 탁월하지만 그 이후의 거동의 예측은 그 정도에 예측능력

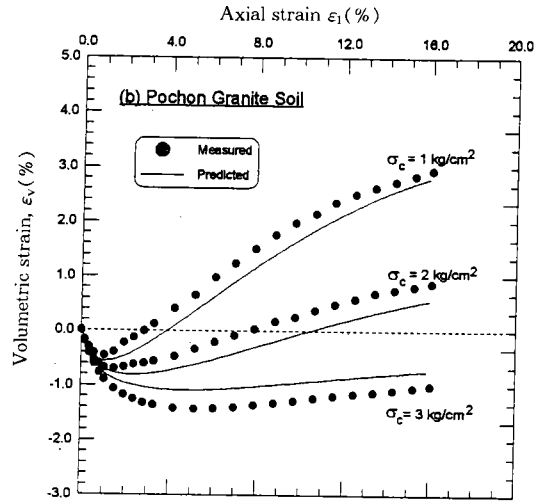
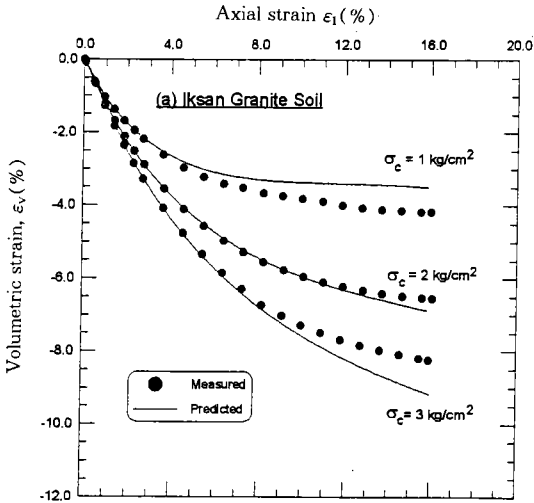


Fig. 11. Comparison between measured and predicted volumetric strain and axial strain for (a) Iksan granite soil and (b) Pochon granite soil

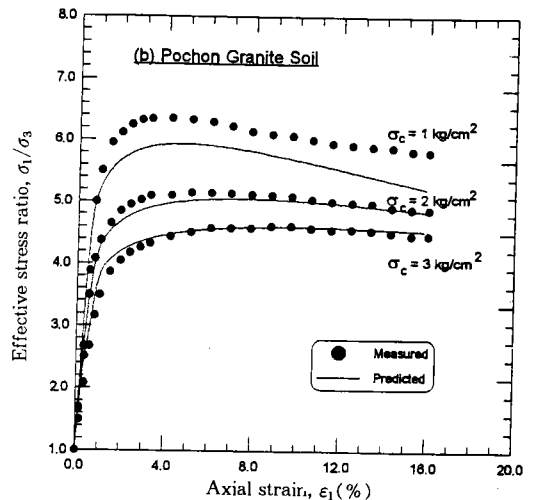
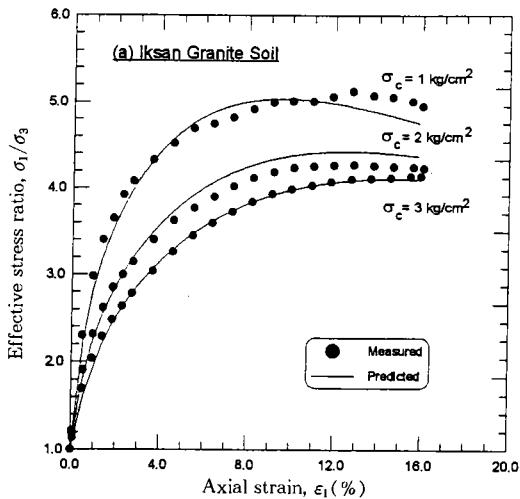


Fig. 12. Comparison between measured and predicted effective stress ratio and axial strain for (a) Iksan granite soil and (b) Pochon granite soil

이 약간 떨어지는 경향을 보여주고 있다. 포천시료의 경우는 구속압이 감소해감에 따라서 체적변형률이 압축상태에서 팽창상태로 변화하는 과정을 잘 설명해주고 있으며 특히 구속압이 1, 2kgf/cm²인 경우 조밀한 흙에서 발생하는 Dilatancy현상 및 Dilatancy 현상이 거의 종료된($\epsilon_1=10\%$ 이후) 후에 다시 체적압축현상으로 회귀하는 실험 결과 까지도 잘 설명해주고 있다고 판단된다.

Fig. 12(a), (b)는 각 시료에 대하여 축변형률에 대한 구속압으로 표준화시킨 유효응력비의 관계를 실험치와 예측치를 함께 나타낸 것으로 Fig. 10에서 언급한 바와 같이 구속압에 따라 실험치와 예측치간의 약간의 이탈현상은 있지만 매우 잘 일치하고 있고 두 시료 모두 구속압이 낮은 경우에 일 연화 현상을 구속압이 높은 경우는 일 경화 현상을 예측치가 잘 표현해주고 있다.

상기의 예측결과를 바탕으로 상이한 두 지역의 화강토로 복합항복면 구성식의 예측능력을 평가해 볼 때 화강토에서 발생될 수 있는 일 연화 및 경화 현상 또한 체적변형률의 경우 Dilatancy의 거동현상을 잘 설명해줄 수 있는 모델로 평가된다.

VI. 결 론

다짐화강토 시료에 대하여 등방압축 및 배수삼축압축시험을 실시하고 이를 이용하여 토질매개변수를 결정하여 응력-변형률 거동예측을 실시하였다. 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 두 지역의 삼축압축 시험결과와 익산시료는 일의 경화 현상 및 체적압축현상이 발생되고 있으며, 포천시료는 일의 경화-연화현상 및 체적압축, 팽창현상이 발생되고 있는데 이는 시료의 직경 및 풍화도 그리고 다짐시 건조밀도의 차이로 평가된다.

2. 각 시료에 대하여 등방압밀시험 및 배수삼축압축시험만을 통해서 구성식에 필요한 14개의 토질매개변수를 프로그램을 통하여 손쉽게 결정

할 수 있다.

3. 시료의 직경 및 풍화도, 건조밀도의 차이에 따른 삼축압축 시험결과를 예측치와 비교해 본 결과 응력-변형률 및 체적변형률의 거동양상을 매우 잘 설명해주고 있음을 확인하였다.

4. 시험결과에서 발생되고 있는 일 연화 및 경화 현상과 체적변형률에서 발생하는 Dilatancy 현상을 본 구성 모델이 매우 적절히 표현해주고 있어 Lade의 복합항복면 구성모델은 점토, 모래, 암석과 같은 재료의 적용성 뿐만 아니라 화강토에 대해서도 그 적용성이 매우 높은 모델로 평가된다. 따라서 향후 유한요소 알고리즘을 개발하여 실제 지반에도 적용할 수 있을 것으로 기대된다.

이 논문은 1997년도 대전대학교 학술연구비 지원에 의한 것임.

참 고 문 헌

1. 김용진, 1993, 구성방정식을 이용한 다짐화강토의 공학적특성, 고려대학교 박사학위논문.
2. 박병기, 임성철, 이강일, 1995, 개선된 탄·소성 구성모형을 이용한 사질토의 응력-변형률 거동예측, 한국지반공학회지, 제11권, 제3호, pp.81~90.
3. 박병기, 강병선, 이강일, 이광찬, 임은상, 1997, 화강토의 전단강도 및 변형특성, 한국지반공학회지, 제13권, 제4호, pp.177~195.
4. 정진섭, 김찬기, 이문수, 1992, Lade의 Double Work-Hardening 구성모델의 토질매개변수 민감도해석, 대한토목학회지, 제12권, 제2호, pp.191~203.
5. Desai, C. S. and Siriwardane, H. J., 1984, Constitutive Laws for Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials, Prentice-Hall, Inc.,
6. Dickin, E. A. and King, J. W., 1982, The Behavior of Hyperbolic Stress-Strain Mod-

- els in Triaxial & Plane Strain Compression, Inc. Sym. on Numerical Model in Geomechanics, Zurich, pp.303~311.
7. Druker, D. C., Gibson, R. E. and Henkel, D. J., 1957, Soil Mechanics and Double Work Hardening Theories of Plasticity, Trans., ASCE, Vol.122, pp.338~346.
 8. Kondner, R. L., 1963, Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No.SM1, pp.115~143.
 9. Lade. P. V., 1977, Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surfaces, Int. J. Solids and Struct., Vol.13, pp.1019~1035.
 10. Lade, P. V., 1986, Three-Dimensional Behavior and Parameter Evaluation of an Elastoplastic Soil Model, Geomechanical Modeling in Engineering Practice, pp.297~311.
 11. Ladd. R. S., 1978, Preparing Test Specimens Using Undercompaction, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.1, No.1, March, pp.16~23.
 12. Skempton, A. W., 1954, The Pore Pressure Coefficients A and B, Geotechnique, London, England, Vol.4, No.4, pp.143~147.