

단일항복면 구성모델을 이용한 정규압밀 점토지반의 비배수 거동해석

Undrained Behaviour of Normally Consolidated Clay Foundation Using Single-Hardening Constitutive Model

정진섭* · 이강일** · 박병기***

Jeong, Jin Seob · Lee, Kang Ill, Park, Byung Kee

Abstract

This study aims at investigating the undrained behavior of the normally consolidated clay foundation using single hardening constitutive model based on elasticity and plasticity theories. The specimen employed was sampled at Mooan near the down stream of Young San river and remolded into consolidation apparatus. 11 soil parameters for the model was determined from simple tests such as isotropic compression and consolidation undrained triaxial compression tests. FEM program to predict the undrained behavior of the foundation was developed and back analysis was performed to verify prediction ability of the FEM program. Finally plate load test on the 2-dimensional model foundation was carried out in order to compare numerical analysis and observed values on the foundation.

요 지

본 연구는 탄 소성이론에 기초를 둔 Lade의 단일항복면 구성모델을 이용하여 정규압밀 점토지반의 비배수 거동을 연구한 것이다. 시료는 영산강 하류에서 채취한 무안 점토를 재생성시켜 등방압축팽창시험과 압밀비배수 삼축압축시험을 하여 이 구성모델에 필요한 11개의 토질매개변수를 결정하였다. 또한 비배수거동해석을 위한 유한요소 프로그램을 개발하였으며, 프로그램의 정도를 검증하기 위하여 매개변수결정에 사용된 시험결과를 역해석하였다. 그리고 2차원 모형지반에 재하시험을 실시하고 그 결과를 유한요소 프로그램으로 수치해석하여 서로 비교 검토하였다.

1. 서 론

지반의 거동특성을 해석하기 위한 많은 수치해석

방법이 제안되어 왔으며 최근에는 유한요소법(FEM)에 의한 수치해석 방법이 널리 이용되고 있다. 이 가운데서도 흙의 구성식을 적용한 경계치 문제의 해석은 괄목할 만큼 발전되어 토질 역학의 이론화에 기여하고 있다. 한 예로서 실내에서의 요소시험 결과를 매우 정도높게 표현하는 구성식을 이용하여

* 정회원 · 원광대학교 토목공학과 교수

** 정회원 · 전남대학교 토목공학과 박사과정

*** 정회원 · 전남대학교 토목공학과 교수

성토나 굴착지반의 거동과 사면안정 문제등 사전에 이들의 변형거동을 예측하려는 Simulation등이 그것이다. 따라서 이와같은 Simulation 결과가 실제 거동과 얼마만큼 접근하고 있는가는 사용하는 구성식의 적정성과 다음으로 이를 이용한 지반의 모델화나 해석방법의 적절성 여부에 달려있다. 또한 이에 수반되는 토질매개변수의 결정 방법에 따라서는 정도를 크게 좌우한다.

흙에 대한 구성식의 체계적인 연구는 그 역사가 그리 오래지 않다. 1950년대에 Drucker-Prager⁽¹⁾가 소성론에서의 변형 이론을 흙에 적용한 것이 그 첫 출발이고, 이후 Roscoe⁽²⁾를 중심으로하는 Cambridge학파에 의해 Cam-clay모델^(2,3)이 제안된 이래 지금까지 수많은 구성모델이 제안되고 있다. 또한 최근에 Lade⁽⁴⁻⁶⁾는 전단에 의한 항복면 이외에 소성압축에 의한 항복면과 경화, 연화과정을 통일적으로 표현한 경화법칙 및 소성 포텐셜면을 포함한 새모델을 발표했으며 또한 주응력 공간의 원점에 정점을 갖는 단일항복면구성모델⁽⁷⁻¹⁰⁾을 제안했다. 이 모델에서 탄성거동은 Hooke법칙으로 응력-변형을 관계를, 그리고 비관련유동칙, 항복기준, 일 경화/연화과정 등은 소성이론에 기초를 두고 있으며 이러한 모든 표현은 응력불변량 항으로 기술된다.

그러나 지금까지 이론 위주로 논의되어온 이 모델은 실제 지반의 거동해석에 대하여 실용화하지 못하는 상태에 있다. 따라서 필자는 이 모델이 매우 정교하고 실험결과와 좋은 일치를 보이고 있어 실용화를 위하여 사질토 지반거동 해석에 이용할 수 있도록 유한요소 해석 알고리즘을 개발하였다.⁽¹¹⁾ 그리고 본 논문에서는 이 모델을 점토에 적용하기 위하여 사질토에서는 배수시험 결과를 이용하나 점토는 배수시험의 어려움 때문에 점토에서 얻기 쉬운 등방압축팽창시험과 압밀배수 시험결과를 이용, 단일항복면 구성모델의 토질매개변수를 결정할 수 있는 프로그램을 개발하여 모델에 필요한 11개의 토질매개변수를 결정하였다. 그리고 이 결정된 매개변수 값으로 압밀배수 시험을 역해석하여 프로그램의 정도를 검증 하였으며, 아울러 사질토 지반 거동 해석용 프로그램을 점토에 맞는 구성식으로 수정하여 점토지반의 비배수거동을 해석하였다.

또한 유한요소 프로그램이 실제 지반의 거동을 어느정도 높게 예측하는가를 밝히기 위하여 2차원

모형재하 시험장치를 이용한 재하시험을 실시하고 이모델을 이용한 수치해석 결과와 비교 검토하였다.

2. 단일항복면 구성모델

본 모델의 파괴기준을 응력불변량을 사용하여 표현하면 다음과 같다.

$$\eta_1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m \quad (1)$$

여기서, η_1 과 m 은 토질매개변수이고 P_a 는 대기압이며 응력불변량 I_1 과 I_3 은 다음과 같다.

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (2)$$

$$I_3 = \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + \tau_{xy} \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zx} + \tau_{yx} \cdot \tau_{zy} \cdot \tau_{xz} - (\sigma_x \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zy} + \sigma_y \cdot \tau_{zx} \cdot \tau_{xz} + \sigma_z \cdot \tau_{xy} \cdot \tau_{yx}) \quad (3)$$

소성변형을 증분은 유동칙으로부터 다음과 같이 계산된다.

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda_p \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4)$$

$$g_p = (\Psi_1 \cdot \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} + \Psi_2) \cdot \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^p \quad (5)$$

여기서, g_p 는 소성포텐셜함수이고 λ_p 는 비례상수이며 응력불변량 I_2 는 다음과 같다.

$$I_2 = \tau_{xy} \cdot \tau_{yx} + \tau_{yz} \cdot \tau_{zy} + \tau_{zx} \cdot \tau_{xz} - (\sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x) \quad (6)$$

항복함수는 경화인 경우와 연화인 경우에 대하여 다음과 같이 각각 나타낸다.

$$f_p = f_p'(\sigma) - f_p''(W_p) = 0 \quad (7)$$

$$f_p' = (\Psi_1 \cdot \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2}) \cdot \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^h \cdot e^a \quad (8)$$

$$f_p'' = \left(\frac{1}{D} \right)^{1/p} \cdot \left(\frac{W_p}{P_a} \right)^{1/p} \quad (\text{for Hardening}) \quad (9)$$

$$f_p'' = A \cdot e^{-B \cdot (W_p/P_a)} \quad (\text{for Softening}) \quad (10)$$

3. 응력-변형을 증분식

탄성 응력-변형을 증분 관계는 Hooke 법칙에 따라

다음과 같이 표현된다.

$$d\sigma_{ij} = C^e \cdot (d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p) \quad (11)$$

여기서, C^e 는 탄성계수 행렬이다. 또 항복함수 f_p 의 전미분을 취하면 다음과 같다.

$$df_p = \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d\sigma_{ij} - \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot dW_p = 0 \quad (12)$$

식 (12)에서 dW_p 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$dW_p = \lambda_p \cdot \mu \cdot g_p \quad (13)$$

그런데 소성변형을 증분은 직교조건에 따라 다음과 같이 표현된다.

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda_p \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (14)$$

식 (12)에 식 (13)를 대입하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d\sigma_{ij} - \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot \lambda_p \cdot \mu \cdot g_p = 0 \quad (15)$$

식 (14)을 식 (11)에 대입한 결과를 식 (15)에 대입하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e \cdot (d\varepsilon_{ij} - \lambda_p \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}}) - \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot \lambda_p \cdot \mu \cdot g_p = 0 \quad (16)$$

식 (16)에서 λ_p 를 구하면 다음과 같다.

$$\lambda_p = \frac{\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e \cdot d\varepsilon_{ij}}{\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot \mu \cdot g_p} \quad (17)$$

또 식 (14)을 식 (11)에 대입하면 다음과 같다.

$$d\sigma_{ij} = C^e \cdot (d\varepsilon_{ij} - \lambda_p \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}}) \quad (18)$$

식 (17)을 식 (18)에 대입하면 다음과 같다.

$$d\sigma_{ij} = \left[C^e \cdot \frac{\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e}{\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot \mu \cdot g_p} \right] \cdot d\varepsilon_{ij} \quad (19)$$

$$C^{ep} = \left[C^e \cdot \frac{C^e \cdot \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e}{\frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} \cdot C^e \cdot \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f_p}{\partial W_p} \cdot \mu \cdot g_p} \right] \quad (20)$$

여기서, C^{ep} 는 탄·소성계수 행렬이다.

4. 유한요소 해석

4.1 배수 및 비배수 응력해석을 위한 유한요소의 정식화^(11,12)

평형방정식과 연속방정식에 유효응력개념을 도입하여 다음과 같은 유한요소식을 얻는다.

$$\left[\begin{array}{cc} K_N & K_N' \\ K_N'^T & 0 \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} \Delta V_N \\ \Delta H_N \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \Delta P_N \\ K_B \cdot \text{Vol.} \cdot \Delta \varepsilon_v \end{array} \right] \quad (21)$$

여기서, $\{K_N\} = \int_v [B]^T [C^{ep}] [B] dv$ (22)

$$\{K_N'\} = \{G\} [B] \text{Vol.} K_B \quad (23)$$

$$\Delta H_N = \frac{\Delta U}{k_B} \quad (24)$$

$$K_B = E/3(1-2\nu) \quad (25)$$

또한 $\{\Delta V_N\}$ 는 절점변위증분벡터이고 $\{\Delta P_N\}$ 은 절점력증분벡터이며 $\{\Delta U\}$ 는 간극수압증분벡터이다.

그리고 $\text{Vol.} \cdot \Delta \varepsilon_v$ 은 요소내의 체적변화 증분량이며, 비압축성인 경우는 0 이다. 그러므로 비배수 해석을 할 경우 $K_B \cdot \text{Vol.} \cdot \Delta \varepsilon_v = 0$ 으로 하여 미지수 ΔH_N 을 구하여 요소의 과잉간극수압을 계산하고 배수조건일때는 $\Delta H_N = 0$ 으로 하여 요소의 체적변형을 증분을 구하였다.

4.2 응력계산 과정

유한요소의 변위법을 사용하여 i 번째 하중 증가 벡터 $\{dQ_i\}$ 에 대한 계산 절차는 다음과 같다. 먼저 절점 변위벡터 $\{dq_i\}$ 을 다음 식에서 구한다.

$$[K_{i-1}] \cdot \{dq_i\} = \{dQ_i\} \quad (26)$$

여기서 $[K_{i-1}] = \int_v [B]^T \cdot [C^{ep}_{i-1}] \cdot [B] \cdot dV$ (27)

위에서 구한 절점 변위 벡터로부터 변형률증분 벡터는 다음과 같이 계산한다.

$$\{d\varepsilon_i\} = [B] \cdot \{dq_i\} \quad (28)$$

다음으로 구한 변형을 증분벡터 $\{d\epsilon_i\}$ 로부터 얻을 수 있는 가능한 응력 경로를 결정 하는 것이다 이것을 수행하기 위해서는 다음 식을 이용하여 탄성 시산응력증분벡터를 계산한다.

$$\{d\sigma'\} = [C^e_{i-1}] \cdot \{d\epsilon_i\} \quad (29)$$

탄성 시산응력 증분벡터를 하중작용전 응력벡터에 더하여 시산응력 벡터를 다음과 같이 구한다.

$$\{\sigma_N\} = \{\sigma_{i-1}\} + \{d\sigma'\} \quad (30)$$

항복 조건을 알아보기 위하여 다음과 같은 조건식을 사용하였다.

$$F_{p1} = f_p(\sigma_N, W_{p(i-1)}) = f_p' \cdot (\sigma_N) - f_p'' \cdot (W_p^{i-1}) \quad (31)$$

다음 식을 이용하여 초기응력점의 위치를 구한다.

$$F_{p2} = f_p(\sigma_{i-1}, W_{p(i-1)}) = f_p' \cdot (\sigma_{i-1}) - f_p'' \cdot (W_p^{i-1}) \quad (32)$$

하중작용에 의하여 생긴 응력 경로는 다음 두가지 경우로 나눌 수 있다.

① $F_{p1} < 0$ 인 경우

이 때의 응력점은 항복면 안에 있고 재료의 거동은 순탄성거동이다. 그리고 i 번째에서 새로운 응력벡터 $\{\sigma_i\} = \{\sigma_N\}$ 이다.

② $F_{p1} \geq 0$ 인 경우

여기서, 만약 $F_{p2} < 0$ 이면 항복할 때 응력상태를 결정하여야 한다. 이것은 $f_p(\sigma_{i-1} + R \cdot d\sigma^e) = 0$ 에서 R 를 구하여 항복점의 응력벡터 $\{\sigma_i\} = \{\sigma_{i-1}\} + R \cdot \{d\sigma^e\}$ 와 이에 대응되는 응력불변량을 계산한다. 나머지 변형률증분벡터, $(1-R) \cdot \{d\epsilon_i\}$ 와 탄 소성강성행렬, $[C^{ep}]$ 를 사용하여 응력증분벡터를 계산한다. 이 때 $F_{p2} = 0$ 이면 $R=0$ 과 같이 된다.

4.3 흐름도

본 프로그램에서 사용된 주 알고리즘의 흐름도는 Fig. 1에 나타내었으며 강성매트릭스([K])를 만드는 알고리즘은 Fig. 2에 나타내고, 응력을 구하는 과정은 Fig. 3에 상세히 나타내었다.

5. 실험 및 토질매개변수 결정

5.1 시료준비

시료는 영산강 하류에서 채취한 해성 점토로서

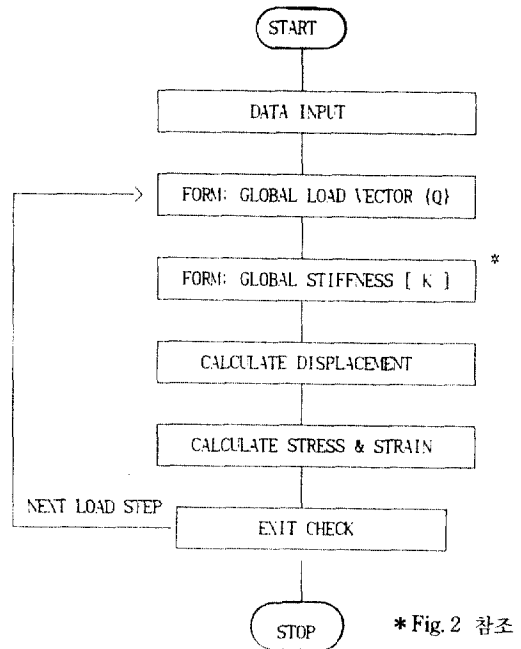
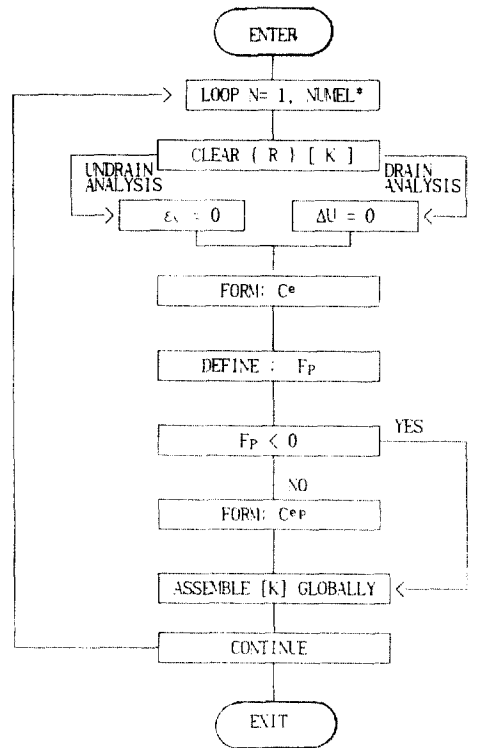


Fig. 1. Flow Chart of Main Program



* NMEL: NUMBER OF ELEMENT

Fig. 2. Flow Chart of Global Stiffness Assembly

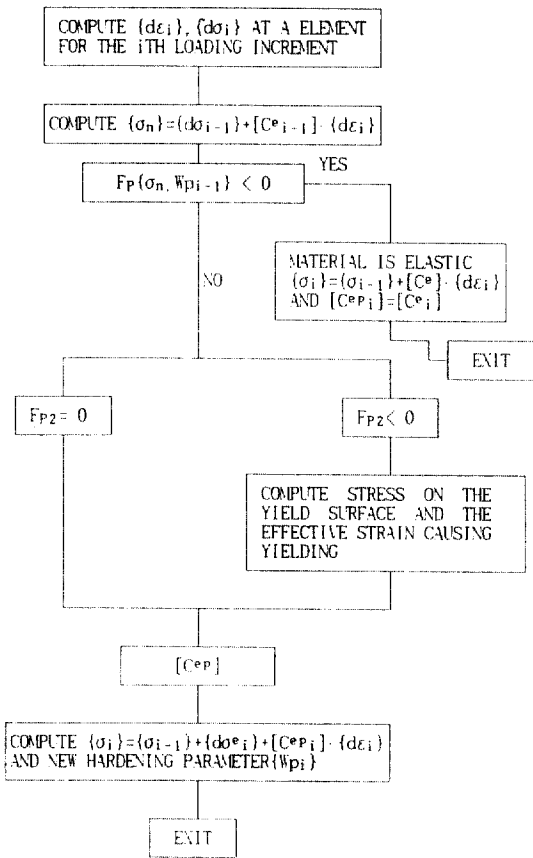


Fig. 3. Flow Chart of Compute New Stress

수조에 투입하여 완전히 교반시킨후 No.120체를 통과시켜 현탁 상태에서 본 토조(Fig.12)에 넣어 단계적으로 0.5 kgf/cm²의 압력으로 압밀 재성형한 것이며 수두를 이용한 압력에 의해 약 3개월간 압밀을 시킨 후 일부는 삼축시험 및 흙의 물리적 특성 시험에 이용하고 나머지는 2차원 도형 재하시험에 사용하였다.⁽¹³⁾ 본 시료의 물리적 성질은 Table 1에 나타낸 바와 같다.

5.2 삼축시험

2차원 모형재하 시험장치로부터 시료를 채취하여 단일항복면 구성모델에 필요한 토질 매개변수를 결

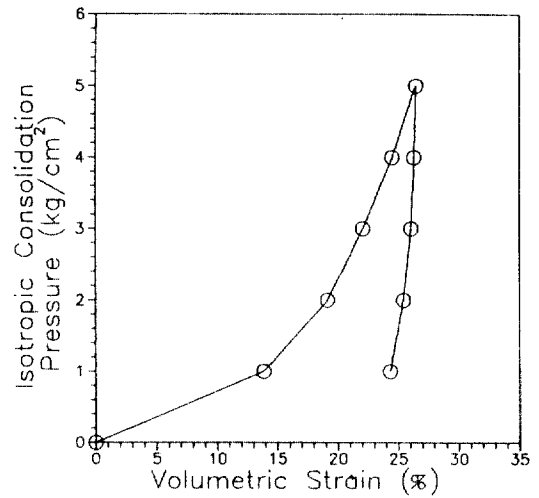


Fig. 4. Results of Isotropic Consolidation and Swelling Tests (for Mooan Clay)

정하기 위하여 등방압축팽창시험 및 구속압력을 1, 2, 3, 4(kgf/cm²)로 한 압밀비배수 삼축압축시험(CU)을 수행하였고 공시체의 크기는 직경(D) 3.5 cm, 높이(H) 8.75 cm이며 전단속도는 0.23%/min인 변형을 제어방식으로 하였다. Fig.4는 구속응력에 따른 체적변형율을 나타낸 것이며, Fig.5는 축변형율에 대한 축차응력(a)과 간극수압(b)과의 관계를 나타낸 것이다.

5.3 토질매개변수 결정

삼축시험 결과로부터 단일항복면 구성모델에 필요한 토질매개변수를 결정하는 작업은 매우 복잡하며, 또한 수작업으로 결정한다는 것은 많은 시간과 다소 오차가 유발되므로 본 논문에서는 회귀분석법을 이용해 점토의 토질매개변수를 결정할 수 있는 프로그램을 이용하였다.⁽¹⁴⁾

5.3.1 탄성거동

유효구속압력을 갖는 탄성계수의 변화는 식 (33)와 같이 주어지며 점토에 대해 삼축압축 시험시 재하-제하시 관측된 변형율은 크리프의 영향을 과다하게 받기 때문에 탄성계수는 응력-변형률 곡선의

Table 1. Physical Properties (of Mooan Clay)

Properties	Gs	LL(%)	PL(%)	PI(%)	USCS	Activity
	2.67	53.0	26.0	27.0	CH	0.7

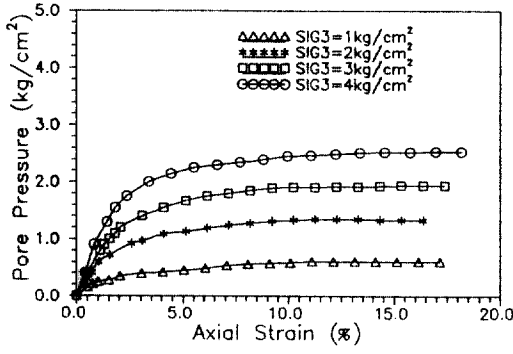
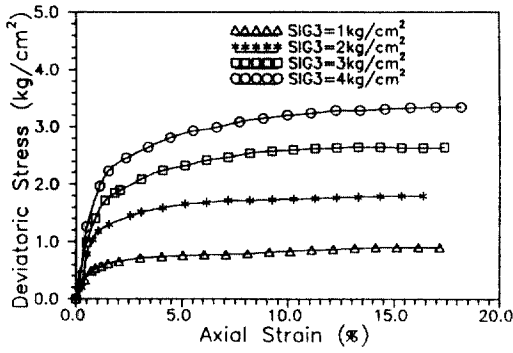


Fig. 5. Results of (a) Deviatoric Stress-Axial Strain, (b) Pore Pressure-Axial Strain on Consolidation Undrained Triaxial Compression Tests (for Mooan Clay)

재하 초기단계의 기울기로부터 구한다. 여기서 얻은 각각의 구속압력에 대한 탄성계수값을 양대수지에 그리면 Fig. 6(a)과 같은 직선을 얻는다. 이 그림에서 K_{ur} 은 $\sigma_3/P_a=1$ 일 때의 절편이고, n 은 이 직선의 기울기로서 각각 235.0과 0.8이 얻어진다.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a (\sigma_3/P_a)^n \quad (33)$$

Fig. 6(b)는 Lade⁽⁶⁾(1979)에 의해 주어진 경험적인 관계인 소성지수로부터 결정할 수 있다. 이때 본 점토의 소성지수(PI)는 27이므로 포아송비 $\nu=0.263$ 이다.

5.3.2 파괴규준

파괴규준에 관련된 토질매개변수 η_1 과 m 은 비배수 삼축압축시험의 파괴 때의 응력으로부터 구하며 이를 식으로 표현하면 식 (1)과 같다. 이때 η_1 은 $P_a/I_1=1$ 일 때 (I_1^3/I_3-27) 의 절편이고, m 은 이 직선의 기울기이며, 이때 η_1 과 m 은 Fig. 7에서 각각 37.0과

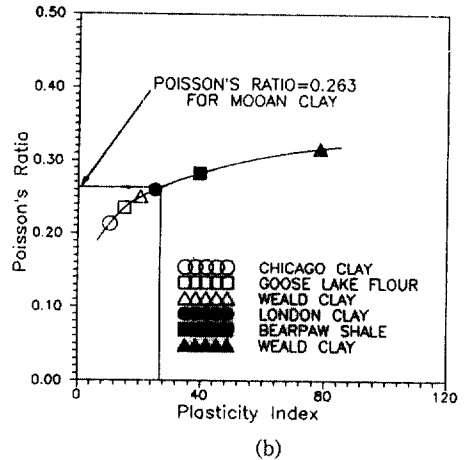
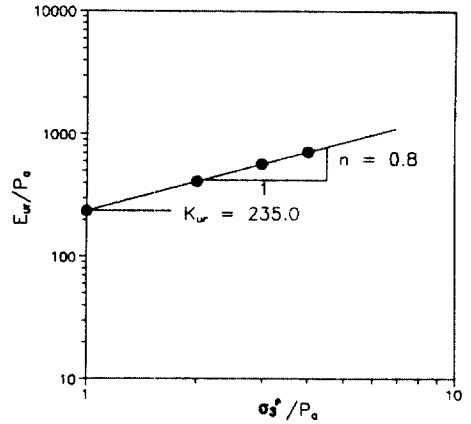


Fig. 6. Determination of (a) K_{ur} and n on Young's Modulus, and (b) Poisson's Ratio (for Mooan Clay)

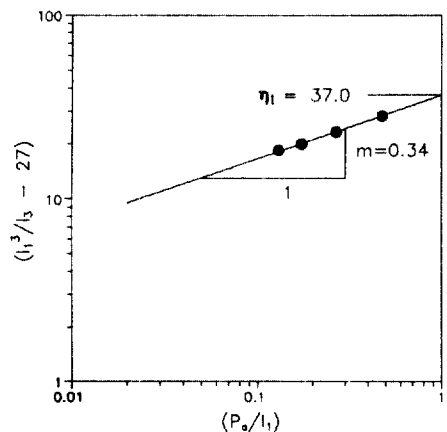


Fig. 7. Determination of η_1 and m on Failure Criterion (for Mooan Clay)

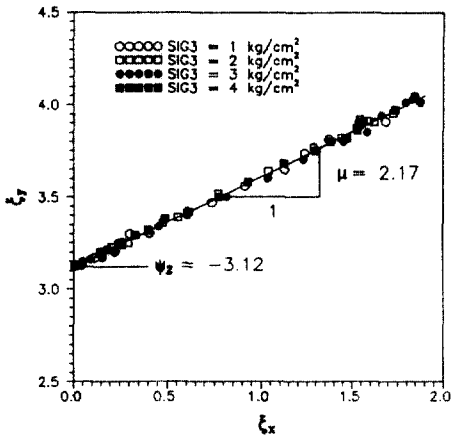


Fig. 8. Determination of η_2 and μ on Plastic Potential Function (for Moan Clay)

0.34가 얻어진다.

$$\eta_1 = (I_1^3/I_3 - 27)(I_1/P_a)^m \quad (1)$$

5.3.3 소성포텐셜함수

식 (5)의 소성포텐셜 함수는 토질매개변수 ψ_2 와 μ 로서 표현되는데 이 변수는 비배수삼축압축 시험 결과를 식 (34)에 대입하여 결정한다.

$$\xi_y = 1/\mu \cdot \xi_x - \psi_2 \quad (34)$$

여기서,

$$\begin{aligned} \xi_x = \frac{1}{1 + \nu_p} & \left[\frac{I_1^3}{I_2^2} (\sigma_1 + \sigma_3 + 2\nu_p \cdot \sigma_3) \right. \\ & \left. + \psi_1 \frac{I_1^4}{I_3^2} (\sigma_1 \cdot \sigma_3 + \nu_p \cdot \sigma_3^2) \right] - 3\psi_1 \frac{I_1^3}{I_3} + 2 \frac{I_1^2}{I_2} \end{aligned} \quad (35)$$

$$\xi_y = \psi_1 \cdot \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \quad (36)$$

Fig. 8은 식 (35), (36)으로부터 구한 ξ_x , ξ_y 를 횡축과 종축으로 하여 나타낸 것인데 그림에서와 같이 소성포텐셜 함수의 토질매개변수는 구속압력의 크기와 무관하다는 것을 알 수 있으며, 이때 $-\psi_2$ 는 이 직선의 절편값이고 $1/\mu$ 은 기울기로서 각각 -3.12와 2.17을 얻었다.

5.3.4 항복함수

Fig. 5에 나타난 비배수 삼축압축 시험 결과에서 얻은 각 시험 자료를 이용하여 항복함수에 관련된 토질매개변수 h 는 다음식으로 구한다.

$$h = \frac{(\Psi_1 \cdot \frac{I_{1B}^3}{I_{3B}} - \frac{I_{1B}^2}{I_{2B}}) \cdot e}{\log \frac{27\Psi_1 + 3}{\log \frac{I_{1A}}{I_{1B}}}} \quad (37)$$

여기서, I_{1A} 과 I_{1B} 는 등소성일 곡선상에서 정수압 축선 위의 제1응력 불변량과 파괴포락선 위의 제1응력 불변량을 각각 나타내며, e 는 자연대수의 밑이다. 그리고 항복 함수에 관련된 토질매개변수 α 는 다음식에서 구한다.

$$\alpha = \frac{1-S}{S} \cdot \frac{q_s}{1-q_s} = \frac{1}{4} \cdot \frac{q_{80}}{1-q_{80}} \quad (38)$$

여기서, 응력수준 S 는 식 (39)와 같으며, q 의 값은 식 (40)과 같이 표현된다.

$$S = \frac{1}{\eta_1} \cdot \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m \quad (39)$$

$$q = \ln \frac{\left(\frac{W_p}{D \cdot P_a} \right)^{1/\alpha}}{\left(\Psi_1 \cdot \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \right) \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^h} \quad (40)$$

여기서 h 와 α 는 구속압력을 각기 달리하여 얻은 값의 평균치로부터 계산되며 본 시료의 h 는 0.64, α 는 0.53을 각각 얻었다.

5.3.5 경화함수

Fig. 9는 무안 점토에 대해 Fig. 4의 등방압축팽창 시험결과로부터 W_p/P_a 와 I_1/P_a 관계를 양대수지에 나타낸 것이며 식 (41)으로 표현할 수 있다.

$$W_p = C \cdot P_a \cdot (I_1/P_a)^P \quad (41)$$

한편, 등방압축에 대한 I_1 값은 다음식으로 구한다.

$$I_1 = 3\sigma_3 \quad (42)$$

Fig. 9에서 C 는 $(I_1/P_a)=1$ 일 때 (W_p/P_a) 의 절편 값이고, P 는 이 직선의 기울기로 각각 0.0097, 1.20이 얻어진다.

5.3.6 전체 토질매개변수

무안점토에 대한 토질매개변수는 등방압축 팽창 시험과 압밀비배수 삼축압축 시험으로부터 결정된다. Table 2의 모든 상수는 대기압 P_a 를 사용하여

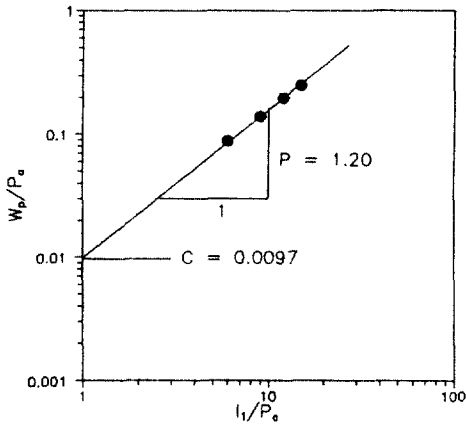


Fig. 9. Determination of Parameters C and P in Hardening Law (for Moan Clay)

Table 2. Summary of Parameter Values (for Moan Clay)

Model component	Parameter	Value
Elastic behavior	Modulus number K_{ur}	235.0
	Exponent n	0.80
	Poisson's ratio ν	0.263
Failure criterion	Intercept η_1	37.0
	Exponent m	0.34
Plastic potential	Intercept ψ_2	-3.12
	Exponent μ	2.17
Yield function	Exponent h	0.64
	Constant α	0.53
	Hardening function	Intercept C
	Exponent P	1.20

무차원화 한값이다.

5.4 흙의 비배수 거동예측

무안점토를 사용한 일련의 시험 결과로부터 결정된 단일항복면 구성모델의 토질매개변수를 이용하여 삼축시료에 대한 비배수 조건의 수치해석을 수행하였다. 이때 삼축공시체에 대한 유한요소 해석은 Fig. 10(a)와 같이 원통형 시료를 4등분하여 밀집된 부분을 축대칭 조건으로 Fig. 10(b)와 같이 3개의 매쉬로 분할하여 유한요소화 한 것이다.

Fig. 11은 정규압밀 시료에 대해 구속압력을 1, 2, 3, 4 kgf/cm²인 경우 비배수 삼축압축시험 결과와 수치해석 결과를 축변형률에 대한 축차응력($\sigma_1-\sigma_3$)과

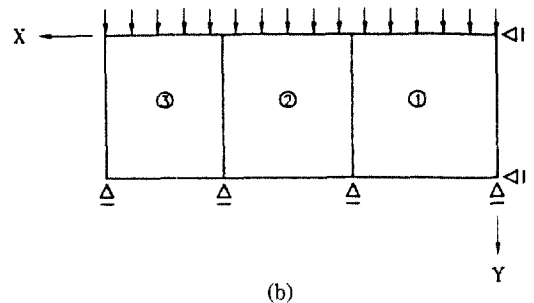
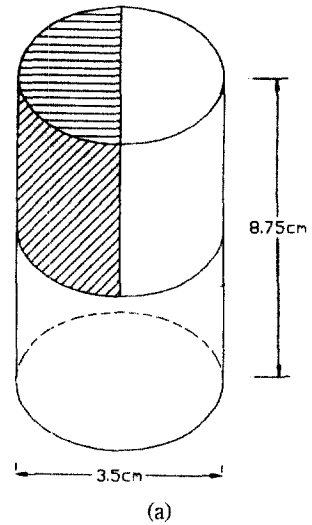


Fig. 10. Cylindrical Triaxial Sample and Finite Element Discretization
(a) Test Sample (b) Finite Element Model

간극수압(U)과의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서와 같이 전체적으로 축변형률이 증가함에 따라 축차응력이 계속 증가하여 peak점에 도달한 후 감소현상이 나타날 것으로 보이며, 이는 정규압밀 점토의 경우 사질토와는 달리 파괴점이 명확히 나타나지 않는 경우가 많아 간극수압의 변화와 함께 체크 되어야 하는데 본 실험에서는 $\epsilon_1=15\%$ 이상에서는 별 의미를 두지 않고 있다. 그것은 Aging effect가 없는 3개월 숙성된 점토이기 때문이다. 수치해석 결과는 실측치보다는 약간 크지만 양상은 거의 비슷하다. 또한 간극수압이 초기부분에서 전반적으로 실측치에 비해 예측치가 크게 나타나고 있는데 이는 간극수압 발생의 시간적 지연(Time Lag) 때문인 것으로 보고 있으며 이 Time Lag 현상을 단축하려고 전단속도를 0.23%/min로 하였다. 그 외에 이는 초기 저응력에

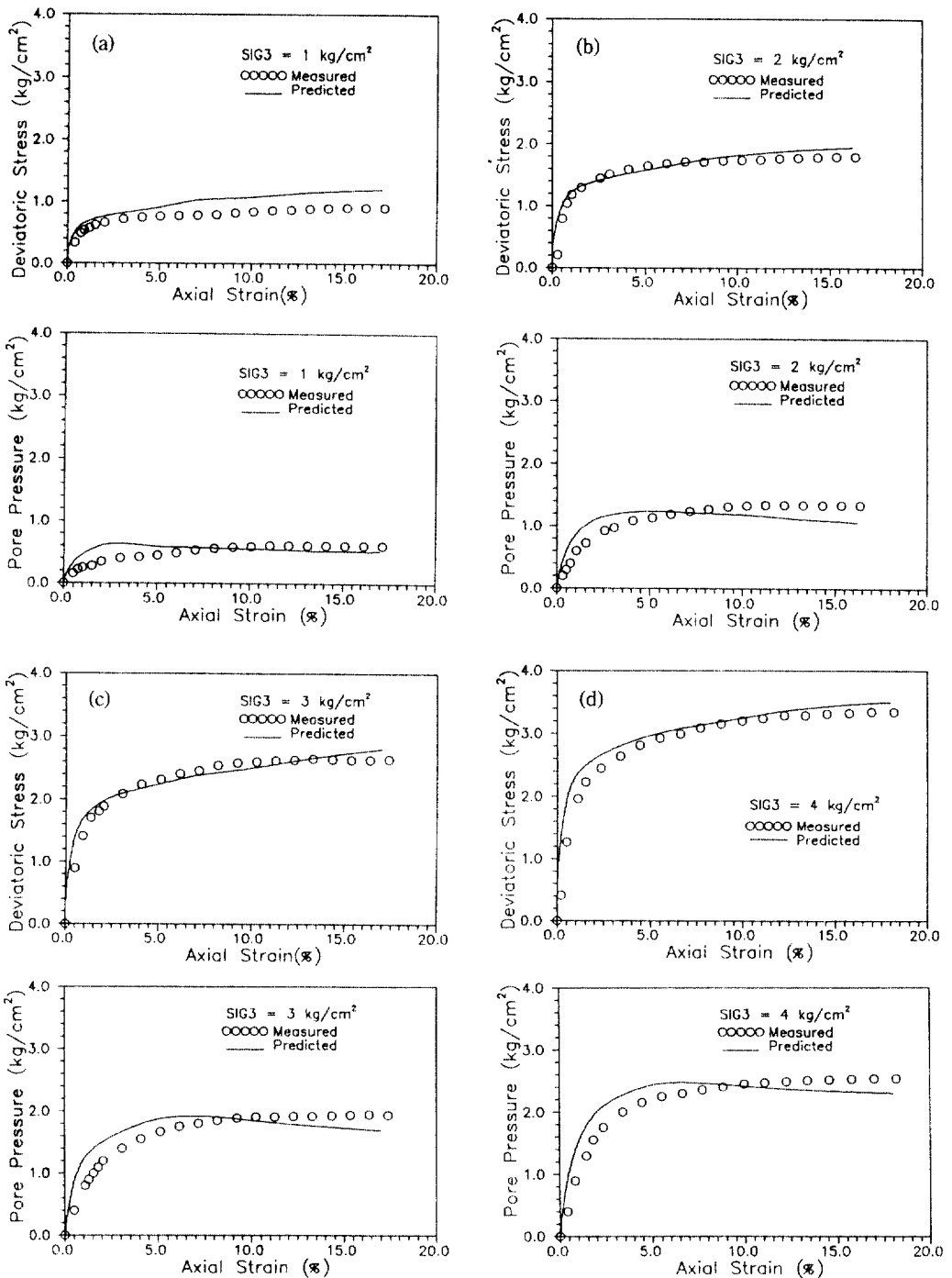


Fig. 11. Comparison of Measured and Predicted Stress-Strain Behaviour and Pore Pressure Response (Characteristics for Moan Clay)

서는 아무래도 간극수압의 발생이 미미하고 일정수준에 이르러 Time Lag가 회복되면서 응력과 대응

되는 듯하다. 실험치와 수치해석의 차이도 있으며 동시에 간극수압계의 정밀성과 측정의 기량과도 관

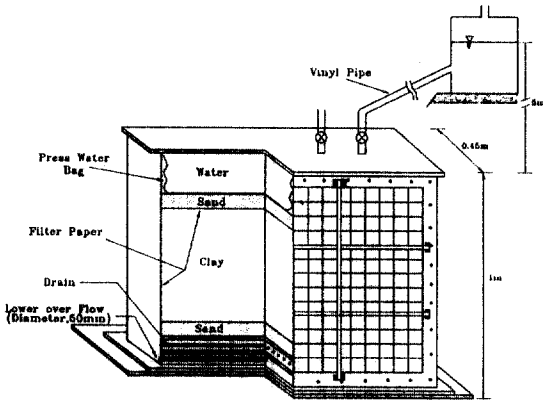


Fig. 12. Apparatus of Consolidation

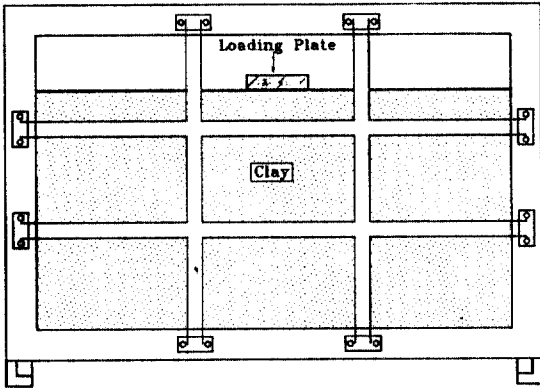


Fig. 13. Types of Foundation

계되며 더 연구할 과제이다. 다만 경향으로는 엇 비슷하다고 볼 수 있다.

6. 2차원 모형재하 시험

6.1 실험장치^(13,15)

본 토조는 시료의 투입에서 압밀, 재하, 변형관측, 압력 및 간극수압의 측정이 일관성 있게 이루어 질 수 있도록 고안된 대형장치로서 재하틀, 모형토조, 계측장치로 구분되며 모형토조의 개요는 Fig. 12, 13 과 같다.

6.2 실험방법⁽¹⁵⁾

시료가 모형토조내에서 0.5 kgf/cm^2 의 압밀압력으로 생성되면 관측창을 분해하여 둘러쌓인 배수용 필터 페이퍼를 제거하고 상하 좌우에서 함수비를

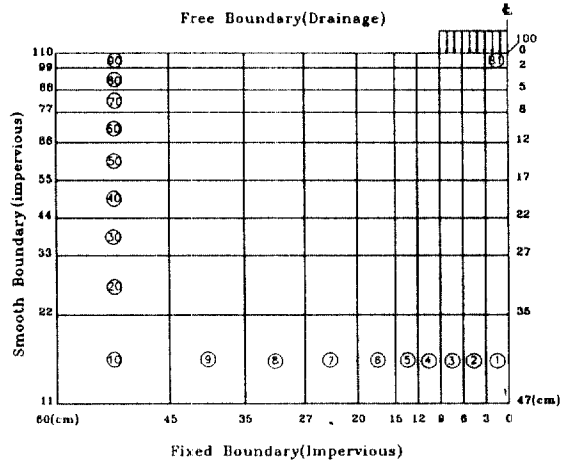


Fig. 14. Finite Element Mesh for Model

측정하고 상단부를 정형한다. 이어서 FEM 해석의 요소 분할에 맞추어 식용국수 가락을 부치고 재하 준비를 끝낸다. 재하는 변형을 제어방식으로 0.2 mm/min 의 일정속도로 재하하며 재하조건 으로서는 Fig. 13과 같이 점토지반 위에 강성기초를 사용 하였다.

6.3 2차원 모형 기초지반 해석

6.3.1 개요

탄·소성 기초지반의 거동을 해석하기 위하여 Fig. 13과 같은 기초형식으로 2차원 재하시험을 수행하여 얻어진 연직, 수평방향의 변위와 재하중의 실측결과를 이용하여 수치계산 결과와 비교하였다. 이때 이용된 2차원 모형기초지반의 유한요소망은 Fig. 14 와 같고 경계조건은 하단은 고정, 양측면은 연직변위만 허용했고 상단은 자유로 하며, 배수조건은 상단은 배수, 하단과 양측면은 비배수 조건으로 해석했다. 또한 하중재하면과 지반사이의 마찰력은 고려하지 않았다. 이유는 점토지반이 연약하여 거의 연직방향으로만 변위하고 하중판 인근에서의 소성 변형은 후기에 발생하고 있기 때문이다. 만일 마찰력을 고려한다면 재하판과 지반사이의 interface element를 도입할때 관계된다. 그러나 본 시험에서는 재하판과 지반과는 일체로 움직여 그 사이에 interaction이 없다고 가정하여 해석을 진행하고 있다. 그러나 실제 구조에서는 이와같이 않을 것이며 그때는 interface element를 도입하고 있다(예, Beam

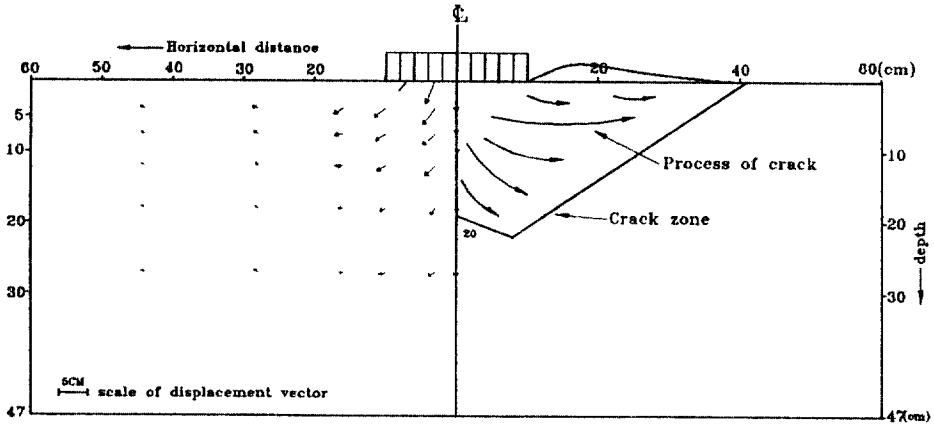


Fig. 15. Displacement Pattern

element, Joint element 등). 본 모형실험은 실제에 비해 작은 규모이므로 고려하지 않고 있다.

6.3.2 변위벡터

Fig. 15는 점토지반 상에 강성기초를 설치할 경우 모형지반의 변위양상을 0.77 kgf/cm^2 의 하중재하 단계에서 수치해석한 것과 실험에 의한 균열의 진전 상황을 함께 표현한 것으로 재하중에서 멀어 질수록 벡터의 방향이 연직에서 수평으로 바뀌어가고, 변위벡터의 크기는 재하폭의 2B 깊이에서 아주 미소하였다. 이는 재하폭의 2B 깊이 이상에서는 연직변위가 재하중의 영향권에서 벗어나고 있음을 알 수 있고 용기의 범위는 재하폭의 1.5B까지 나타나나 그 이상에서는 아주 미소함을 알 수 있었다.

6.3.3 극한지지력

Fig. 16은 2차원 모형기초 지반의 중앙에서 하중-침하 관계를 나타낸 것으로서 기초의 강성이 커지면 파괴양상이 전반전단 파괴의 양상으로 옮겨간다. 또한 동일 하중강도에 대해서 단일항복면 구성모델에 의한 예측치가 실측치에 비해 조금 크게 나타나고 있으나 서로 비슷한 양상으로 파괴형태가 진전되고 있으며 본 그림에서 알 수 있듯이 모형기초 지반의 파괴하중은 0.77 kgf/cm^2 로 나타나고 있다.

6.3.4 연직변위

Fig. 17은 모형지반에 하중 $q=0.77 \text{ kgf/cm}^2$ 을 재하하여 모형지반의 수평거리에 따른 침하와 용기현상에 관하여 실험치와 구성모델을 이용한 수치 결과를 서로 비교한 것이다. 그림에서와 같이 기초관 바로 아래부분의 침하에 있어서는 해석치, 실측치

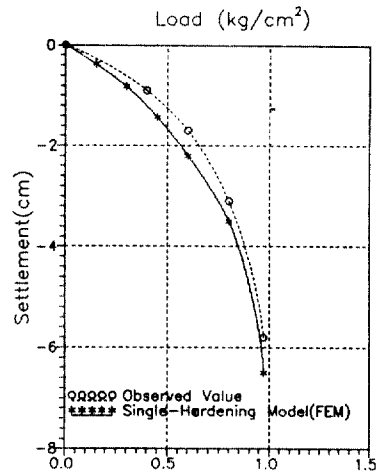


Fig. 16. Load-Settlement Relation due to Model Foundation

순으로 침하가 관측된 반면 기초 외부에서의 용기 현상은 기초폭의 2B 부분에서 실측치, 해석치 순으로 용기가 발생하고 있다. 이것은 해석시 변위의 경계조건을 실측치는 등침하(equal strain) 조건인 반면 해석시는 자유변형(free strain) 조건으로 처리하였기 때문에 침하 양상에 차이를 보이는 것으로 생각되나 전반적으로 실험치와 해석치가 일관성있게 나타나고 있다.

6.3.5 수평변위

Fig. 18은 모형지반의 깊이에 따라 변하는 측방변위로서 하중 $q=0.77 \text{ kg/cm}^2$ 에서 측방변위가 가장 큰 재하관 연단에서의 실험 결과를 나타낸 것이다. 이

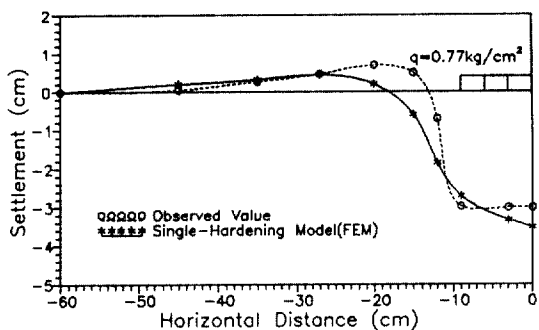


Fig. 17. Vertical Displacement at the Surface of Foundation

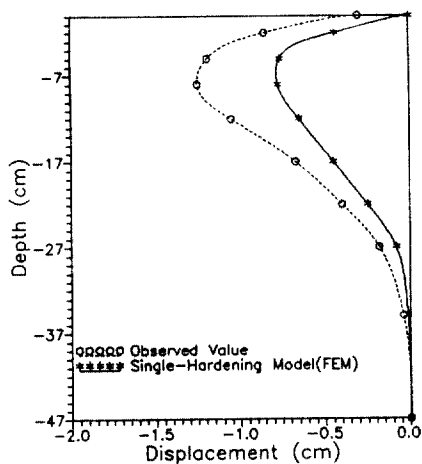


Fig. 18. Lateral Displacement at Edge of Model Foundation

그림에 의하면 지표면으로부터 재하판 폭의 1/4 깊이에서 최대 측방변위가 발생하고 있으며 3/4 깊이 이하에서는 측방변위의 영향이 거의 미치지 못하고 있다. 수치해석 결과로서는 구성모델이 실측치에 비해 과소평가되고 있으나 이는 기존의 Modified Cam-clay, 또는 Cam-clay 모델의 적용 결과에서도 그러한 현상은 나타나고 있다. 따라서 이러한 차이는 수치해석에 사용된 경계조건 및 전체적인 매개변수를 더 연구해 볼 과제로 생각하고 있다. 그러나 전반적인 변위양상으로 미루어 보아 이와같은 현상은 실험치와 좋은 대응성을 보여주고 있다.

7. 결 론

현재까지 제안된 탄 소성모델 가운데서 그 정도가

높다고 평가되고 있는 Lade의 단일항복면 구성모델을 이용하여 점토지반의 비배수거동을 해석하기 위해 유한요소해석 방법을 개발하고, 무안점토에 대한 모형기초지반의 재하시험을 하여 관측치와 예측치를 비교하여 다음과 같은 주요 결과를 얻을 수 있었다.

1. 점토에 적합한 토질매개변수 결정 프로그램을 개발하여 무안점토에 대한 토질매개변수를 결정하고 이 결정된 토질매개변수를 사용하여 수치해석한 결과를 실험값과 비교한 바 매우 좋은 대응을 보이고 있다.

2. 축대칭 조건에서 얻은 토질 매개변수를 사용하여 평면 변형을 조건인 모형기초지반의 거동을 해석한 결과는 근소한 차이는 있으나 전체적으로 양호한 대응성을 보인다.

3. 지금까지 이론 및 사질토 위주로 연구되어진 Lade의 단일항복면 구성모델을 점토지반의 비배수 거동을 해석할 수 있는 유한요소해석을 위한 알고리즘을 개발하므로써 이 모델을 실제 기초지반 해석에 적용할 수 있도록 하였다.

참고문헌

1. Drucker, D.C., Gibson, R.E. and Henkel, D.J., "Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity", *Trans.*, Vol. 122, 1957, pp. 335-345.
2. Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Worth, C.P., "On the Yielding of Soil", *Geotechnique*, London, England, Vol. 8, No. 1, 1958, pp. 22-52.
3. Schofield, A.N. and Wroth, C.P., *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Co. Ltd. London, England, 1986.
4. Lade, P.V., "Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surfaces", *Int. J. Solids and Structs.*, Vol. 13, 1977, pp. 1019-1035.
5. Lade, P.V., "Stress-Strain Theory for Normally Consolidated Clay", *Proc. of 3rd Int. Conference on Numerical Method in Geomechanics*, 1979, pp. 1325-1377.
6. Lade, P.V., "Three-Dimensional Behaviour and Parameter Evaluation of an Elastoplastic Soil Model", *Geomechanical Modeling in Engineering Practice*, 1986, pp. 297-311.
7. Kim, M.K. and Lade, P.V., "Single Hardening

- Constitutive Model for Frictional Materials I. Elastic Potential Function”, *Computers and Geotechnics*, 1988, pp. 307-324.
8. Lade, P.V. and Kim, M.K., “Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials II. Yield Criterion and Plastic Work Contours”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 6, No. 1, 1988, pp. 13-29.
 9. Lade, P.V. and Kim, M.K., “Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials III. Comparisons with Experimental Data”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 6, No. 1, 1988, pp. 30-47.
 10. Lade, P.V., “Single-Hardening Model with Application to NC Clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 3, 1990, pp. 394-414.
 11. 정진섭, 김찬기, 이문수, “단일항복면 구성모델에 의한 입상토의 비배수거동해석”, **대한토목학회 논문집** 제 12권 제 2호, 1992, pp. 177-189.
 12. 정진섭, “비선형구성식을 이용한 기초지반의 거동해석”, **대한토목학회논문집** 제 13권 제 2호, 1993, pp. 235-265.
 13. 박병기 외, “연약지반의 변형억제 효과에 대한 2차원 모형실험 및 수치계산”, **대한토질공학회지** Vol. 6, No.3, 1990, pp. 53-64.
 14. 정진섭, 김찬기, 이문수 “탄·소성 구성모델의 토질 매개변수 예민성”, **한국지반공학회지** Vol. 8, No. 2, 1992, pp. 81-94.
 15. 강권수 외, “2차원 지반재하 시험장치”, **대한토질공학회지** Vol. 4, No. 2, 1988, pp. 56-64.
(接受 : 1994. 1. 4)