

과압밀상태 및 반복하중을 받는 점토지반에 대한 구성모델

Constitutive Equation for Clay in Overconsolidation State and Under Cyclic Loading

이 승 래*¹

Lee, Seung - Rae

김 주 용*²

Kim, Ju - Yong

Abstract

A new model for describing the behavior of clay under monotonic and cyclic loading is proposed. This model uses the hyperbolic representation for the stress strain relationship in overconsolidated state and it describes undrained effective stress path on the basis of the critical state theory. The developed constitutive model by using an energy dissipation equation can describe the behavior of clay in heavily overconsolidated state as well as lightly overconsolidated state under monotonic loading. In order to extend the model for the behavior of clay under cyclic loading, a shift function of undrained stress spacing ratio is introduced in the constitutive model developed for monotonic loading. A single additional parameter is required to represent the cyclic effect and it can be reasonably determined from the test results. The measured behavior in undrained cyclic triaxial tests has been easily and precisely predicted by the newly developed constitutive model.

요 지

본 연구에서는 단조하중과 반복하중에 대한 점토지반의 거동을 표현할 수 있는 새로운 구성모델을 제안하였다. 제안된 모델은 과압밀상태에서의 응력-변형률 관계를 쌍곡선식으로 가정하고 한계상태이론과 결합시켜 비배수 응력경로를 예측한다. 에너지분산식을 이용하여 개발된 이 구성모델은 단조하중 작용시에 미약한 과압밀상태 및 과다한 과압밀상태의 점성토 거동을 표현할 수 있다. 또한 반복하중하에서의 거동을 나타내기 위하여 단조하중에 대하여 개발된 구성모델에 비배수 경로간격비 이동함수를 도입하였다. 이를 위하여 한개의 추가적인 모델계수가 필요하며 그 값은 합리적 방법으로 실험결과로부터 산정될 수 있다. 본 구성모델은 비교적 쉽고 정확하게 반복하중을 받는 점성토지반의 비배수 거동에 대한 실험결과를 예측한다.

*¹ 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 조교수

*² 성회원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

1. 서론

지반은 자연적인 요인(지진, 파랑하중)이나 인위적인 요인(교통하중, 말뚝관입, 발파시공 등)으로 인하여 동적하중을 받는다. 동적하중을 받는 지반의 거동에 대한 연구는 크게 사질토지반과 점성토지반으로 분류할 수 있으며 액상화현상을 포함하는 동적하중을 받는 사질토지반의 거동에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다. 또한 해양구조물과 같이 파랑하중을 받는 구조물의 기초지반은 해양점토로 이루어진 경우가 많으며, 산업사회의 발달로 인하여 연약지반 상에 구조물을 설치할 필요성이 대두됨에 따라 반복하중을 받는 점성토지반에 대한 연구의 중요성이 국내에서도 점차로 부각되고 있다. 물과 토립자간의 상호작용이나 동적하중에 대한 점성토의 거동을 보다 정확하게 예측하기 위해서는 동적하중하에서 적용 가능한 구성방정식이 정립되어 발달된 컴퓨터를 이용한 수치해석을 수행하는 것이 필수적으로 요구된다.

비배수상태로 반복하중이 재하되는 경우 흙의 응력상태는 과잉간극수압의 영향으로 과압밀상태와 유사하게 되므로 많은 해석방법들이 단조하중 재하시에 개발된 구성모델을 바탕으로 반복하중시에도 수정보완하여 적용하고 있다. 현재까지 개발된 많은 구성법칙들이 정규압밀상태의 지반이 단조하중(monotonic loading)을 받는 경우에는 비교적 만족할만한 수준의 응력-변형률 관계 및 응력경로를 예측하고 있는 반면 미약한 과압밀상태 및 과도한 과압밀상태의 점성토 거동을 잘 표현할 수 있는 구성모델에 대한 연구는 아직 미흡한 상태에 있다. 본 연구에서는 한계상태 이론을 근간으로 하여 과압밀상태의 점성토 거동을 표현하기 위하여 새로운 에너지분산식을 이용한 구성모델을 제안하고자 하였으며, 이를 반복하중을 받는 지반 거동을 표현할 수 있도록 확장하였다.

2. 한계상태 이론

Roscoe 등⁽¹⁰⁾은 점토에 대한 삼축실험 결과를 면밀히 분석하여 흙의 응력이력, 배수조건, 시험방법에 상관없이 축차응력을 가하였을 때 전단변형이 큰 시점에서는 평균주응력 p 와 전단응력 q 그리고 간극비 e 관계를 하나의 곡선으로 표현할 수 있다는 사실을 보고하였다. 이 경계곡선을 한계상태선(critical state line, C.S.L.)이라하며 p - q 평면상에 투사된 관계는 아래식과 같이 직선으로 나타내어진다.

$$q_f = M_c p_f, \quad dq = dp = de = 0, \quad dr \gg 0 \quad (1)$$

또한 그림 1과 같이 e - $\ln p$ 평면상에 투사된 한계상태선은 정규압밀선과 같은 기울기를 가진다고 알려져 있다. 따라서 팽창곡선을 따라 구해지는 정규압밀선에 대한 한계상태의 상대적 위치는 간극비와 상관없이 일정하게 나타나며 이를 항복면간격비(s)라 정의하고, 비배수 응력 경로에서 한계상태선이 정규압밀선으로부터 떨어져 있는 정도를 경로간격비(r)로 정의하면 아래와 같이 식(2)로 표현할 수 있다.

$$r = \frac{p_f}{p_c}, \quad s = \frac{p_{cr}}{p_c} \quad (2)$$

여기서 p_c 는 같은 간극비를 가지는 정규압밀선

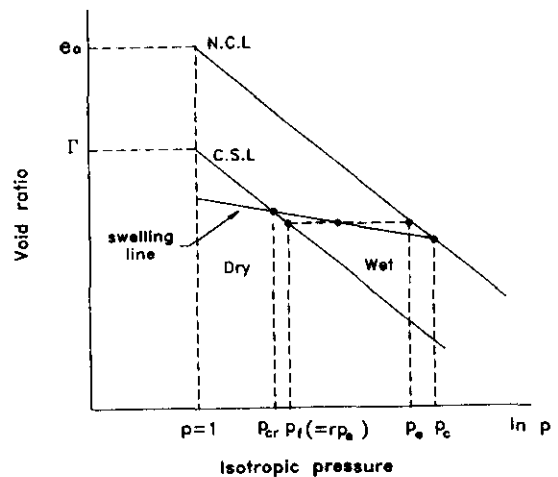


그림 1 e - $\ln p$ 좌표평면에서의 한계상태선

위의 평균주응력값으로 등가압력(equivalent pressure)으로 정의되며 위의 두 간격비는 다음과 같은 관계가 있다.

$$r = s^{\lambda}, \quad \Lambda = 1 - \frac{k}{\lambda} \quad (3)$$

여기서 λ 와 k 는 각각 $e - \ln p$ 상에 도시된 정규압밀선의 기울기와 팽창곡선의 기울기이다.

한계상태선을 경계로 오른쪽 영역을 습윤지역('wet' side), 왼쪽 영역을 건조지역('dry' side)으로 구분할 수 있으며 이는 소성체적변형량이 한계상태를 경계로 하여 서로 다른 양상을 나타내어 과잉간극수압의 발생경향이 다르기 때문이다. 일반적으로 습윤지역에 초기 응력상태를 갖는 시료는 미약한 과압밀상태에 있으며 건조지역에 초기 응력상태를 갖는 시료는 과다한 과압밀상태에 있다.

등가압력으로 응력 p 와 q 를 각각 규준화한 평면상에 한계상태선을 나타내는 경우 그림 2와 같이 한점으로 나타난다. 정규압밀상태 및 미약한 과압밀상태에서 전단파괴는 한계상태선 위에서 발생하지만 배수전단 실험을 통한 과다한 과압밀상태에서의 전단강도는 아래식으로 표현되는 Hvorslev 면에서 최대가 된다 (12).

$$\frac{q_i}{p_c} = M_h \left(\frac{p_i}{p_c} + \hat{a} \right) \quad (4)$$

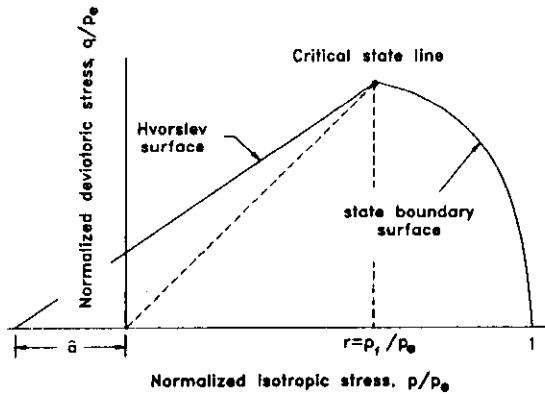


그림 2 규준화된 p - q 평면에서의 한계상태선과 Hvorslev 면

여기서 M_h 는 Hvorslev 면의 기울기이며 \hat{a} 는 등가압력(p_c)으로 규준화된 Hvorslev 면과 p 축이 만나는 점으로 이 값은 재료에 따라 일정하다고 가정할 수 있다.

3. 점성토의 구성모델

3.1 문헌 연구

그림 3과 같은 Loudon의 실험결과⁽¹³⁾를 바탕으로 과압밀비가 서로 다른 응력경로를 등가압력(p_c)으로 규준화시키면, 등전단변형률선이 미약한 과압밀상태(B, C, D)에서는 q/p_c 값에 따라 수평하게 나타나며 과다한 과압밀상태(E, F, G, H)에서는 한점 $(-0.13, 0)$ 를 지나가는 직선으로 나타난다.

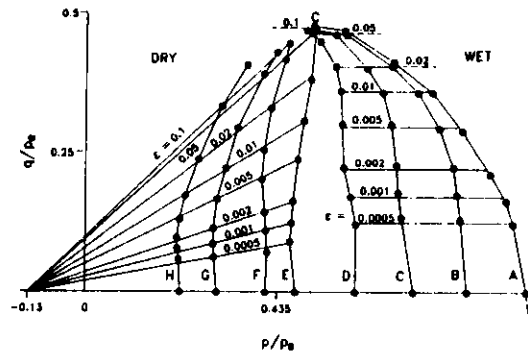


그림 3 Loudon의 비배수 실험

이와 같은 실험결과를 토대로 상태경계면 내에서 일어나는 소성변형률을 고려하기 위하여 Roscoe와 Burland⁽¹⁰⁾는 수정 Cam-clay 모델을 더욱 발전시켜 상태경계면 안에서 발생하는 소성전단변형을 고려할 수 있는 구성모델을 제안하였다. 이와 같이 2개의 항복면을 가지는 수정 Cam-clay 모델을 이용하여 Borja 등⁽³⁾은 지반거동을 모델할 수 있는 수치해석방법을 고려하여 기존의 수정 Cam-clay 모델의 단점을

보완하였다. 그러나 이러한 구성모델들은 소성체적변형을 발생시키지 않으면서 소성전단변형만이 일어나도록 고려하였으나 많은 실험결과들이 Loudon의 결과와 같이 상태경계면 내에서도 소성체적변형이 일어나 비배수 응력경로가 굽어지는 현상을 보이고 있다. 이러한 거동을 보다 적절히 표현하기 위하여 경계면 함수를 이용한 구성모델들^(6, 11)과 과압밀상태에 따라 압밀계수 λ 를 달리 사용하는 적응Cam-clay 모델⁽¹⁾ 등이 개발되었다. 이들 모델은 사용되는 모델계수의 합리적 계산이 어렵거나 또는 과도한 과압밀영역에서의 거동을 표현하지 못하는 단점을 가지고 있다. 본 연구에서는 상태경계면 내에서도 소성체적변형과 소성전단변형이 모두 발생할 수 있도록 에너지 분산식을 가정함으로써 비교적 간단한 모델계수들을 사용하여 과압밀상태의 흙의 거동을 보다 적절히 표현할 수 있는 구성모델을 제안하였다.

3.2 에너지 분산식을 이용한 점성토의 구성 모델

상태경계면 내에서의 소성변형률을 구하기 위하여 사용되는 외부에서 주어지는 소성 일증분(plastic work increment)과 본 연구에서 가정되는 내부 분산에너지증분(dissipation energy increment)은 다음과 같다.

$$dW^p = p d\epsilon_v^p + q d\epsilon_s^p \quad (5-a)$$

$$dU^p = M_u p \frac{q}{q_i} d\epsilon_s^p \quad (5-b)$$

상태경계면 내에서 가정된 소산하는 내부 분산 에너지증분은 축차응력수준이 한계상태로 접근할 때는 원 Cam-clay 모델의 가정⁽¹¹⁾과 같게 하고 등방압력상태에서는 영(0)이 되어 소성 변형은 발생하지 않도록 가정하고 그 사이에서는 q/q_i 값에 비례하도록 하였다.

식(1)과 $dW^p = dU^p$ 의 관계로부터 다음과 같이 소성변형률 증분비를 구할 수 있다.

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_v^p} = -\frac{q}{p} \left(1 - \frac{M_u P}{q_i}\right) = -\frac{q}{p} \left(1 - \frac{p}{p_i}\right) \quad (6)$$

식(6)에서 $d\epsilon_s^p$ 는 항상 양부호로 발생하고 건

조지역에서는 $p < p_i$ 이기 때문에 $d\epsilon_s^p$ 는 항상 음이 되는 반면 습윤지역에서는 $p > p_i$ 이므로 $d\epsilon_s^p$ 는 항상 양이 된다. 특히 p 가 p_i 로 접근하는 경우 소성체적변형률증분($d\epsilon_v^p$)은 발생하지 않아 한계상태의 의미를 내포하고 있다. 즉 $(1-p/p_i)$ 의 항으로부터 과압밀정도에 따른 소성변형률증분비를 다르게 고려할 수 있게 된다.

상태경계면 내에서의 응력과 변형률의 관계는 Hsieh와 Borja⁽⁵⁾의 방법이나 Eekelen과 Potts⁽¹¹⁾가 사용한 방법에서와 마찬가지로 쌍곡선(hyperbolic)식을 사용하여 표현하였으며 Loudon의 실험결과를 근거로 미약한 과압밀 지역에서는 $\epsilon_s = \epsilon_s(q)$ 으로, 과도한 과압밀 지역에서는 $\epsilon_s = \epsilon_s(\eta^*)$ 으로 표현하였다.

$$\epsilon_s = \beta \frac{q}{q_u - q} \quad (7-a)$$

$$\epsilon_s = \alpha \frac{\eta^*}{M_u - \eta^*} \quad (7-b)$$

여기서 α, β : 상수

$$\eta^* = q / (p + a)$$

a : 점착력과 관계된 상수(= $\hat{a} \times p_c$)

M_u 와 q_u 는 쌍곡선의 극한값을 나타내며 일반적으로 실제 흙의 한계상태값보다 큰 값을 가진다. 이들 값과 한계상태상수들과의 관계를 보정계수 R (실제 흙의 한계상태값/최적의 쌍곡선 맞춤으로 구해진 점근값)를 사용하여 나타낼 수도 있다.

비배수 상태에서는 전체간극비의 변화가 없으므로 소성체적변형률 증분과 탄성체적변형률 증분은 부호가 반대이면서 크기가 서로 같아야 한다.

$$d\epsilon_v^e = -d\epsilon_s^e = -\frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (8)$$

여기서 v 는 비체적으로 정의되는 값으로 $(1+e)$ 를 나타낸다.

식(7)로 표현된 전체전단변형률에서 탄성전단변형률을 무시할 수 있다고 가정하여 식(6)에 대입하면 미약한 과압밀지역과 과도한 과압밀지역에서의 소성체적변형률 증분은 각각 아래와 같이 표현된다.

$$d\varepsilon_v^p = (1 - \frac{p}{p_i}) \frac{q}{p} \left[\beta \frac{q_u dq}{(q_u - q)^2} \right] \quad (9-a)$$

$$d\varepsilon_v^p = -(1 - \frac{p}{p_i}) \frac{q}{p} \left[\alpha \frac{M_u d\eta^*}{(M_u - \eta^*)^2} \right] \quad (9-b)$$

식(8)과 식(9)로부터 비배수 응력경로를 표현하는 식을 아래와 같이 각각 구할 수 있다.

$$p - p_i = (p_i - p_i) \left[\left(1 - \frac{q}{q_u}\right) \exp\left(\frac{q}{q_u - q}\right) \right]^k \quad (10-a)$$

$$\frac{p+a}{p_i - p} = \frac{p_i+a}{p_i - p_i} \left[\left(1 - \frac{\eta^*}{M_u}\right) \exp\left(\frac{\eta^*}{M_u - \eta^*}\right) \right]^h \quad (10-b)$$

여기서, $g = -\frac{\beta v M_c}{\kappa R_i}$, $h = \frac{\alpha v M_u}{\kappa} \frac{\hat{a} + r}{r}$

$$R_i = q_i / q_u$$

p_i : 초기 등방압력

식(10)에서 우측항에 있는 대괄호안의 식에 대한 극한값을 구해보면 아래에서와 같이 무한값을 갖는다.

$$\lim_{t \rightarrow -1} (1 - \zeta) \exp\left(\frac{\zeta}{1 - \zeta}\right) = \lim_{t \rightarrow 0} t \exp\left(\frac{1-t}{t}\right) \Rightarrow \infty$$

따라서 식(10-a)에서 지수 g 는 음의 값을 가지므로 $q \rightarrow q_u$ 일 때 $p \rightarrow p_i$ 로 접근하며, 식(10-b)에서는 지수 h 는 양의 값을 가지므로 $\eta^* \rightarrow M_u$ 일 때 $p \rightarrow p_i$ 로 접근하게 되어 응력경로가 한계상태선으로 진행함을 알 수 있다. 그리고 초기 등방압력이 $p_i = p_i$ 인 응력조건에서는 식(6)에서 소성체적변형률 증분($d\varepsilon_v^p$)이 영(0)이 되어 식(8)을 이용하면 비배수 경로는 $p = p_i = p_i$ 가 된다.

제안된 모델은 상태경계면 내에서 소성체적 변형률이 발생하는 것을 나타낼 수 있기 때문에 이에 따른 소성 경화현상이 나타나며, 이를 고려하기 위하여 본 연구에서는 경계면의 크기를 나타내는 소성경화변수인 p_c 값을 Cam-clay 모델과 같이 식(11)에 의해 변화되는 것으로 가정하였다.

$$dp_c = \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p_c d\varepsilon_v^p \quad (11)$$

또한 식(5)로부터 유도된 식(10)은 상태경계면 아래에서만 적용가능하므로 만약 응력상태가 상태경계면 상에서 변화하는 경우에는 이송래동⁽²⁾에서 언급된 아래의 항복면함수를 사용하여 그 거동을 표현할 수 있다.

$$F = \frac{q^2}{M^2} + \frac{s^2}{1-s^2} (p - (2s-1)p_c) (p - p_c) = 0 \quad (12)$$

제안된 구성모델에서 한계상태상수 외에 필요로 하는 모델계수는 α , β , q_u , M_u 등이고, 초기 응력조건이 $p_i = p_i$ 인 경우에 응력-변형률 관계를 나타내는 (7-a)와 (7-b)가 일치하여야 하므로 α 는 β 와 같은 값을 가져야 한다.

4. 반복하중을 받는 점성토의 비배수 거동 특성 분석과 해석

4.1 반복하중을 받는 점성토의 비배수 거동 특성 분석

비배수 상태에서 반복하중을 받는 점성토의 거동 특성과 분석은 아래와 같다.

① 파괴상태는 한계상태선에서 일어남

완전포화 비배수 상태의 정규압밀 점성토가 반복하중을 받게되면 소성체적변형률이 증가하므로 이로 인한 과잉간극수압(excess pore water pressure)이 발생한다. 반복회수가 증가됨에 따라 소성체적변형률은 계속해서 증가하고 이에따른 전단변형률과 과잉간극수압도 증가하게 되어 비배수 응력경로는 한계상태선에 근접하게되며 이때 파괴가 일어난다. Mitchell과 King⁽⁸⁾은 삼축실험을 통하여, Malek과 Azzouz⁽⁷⁾는 직접전단실험을 행하여 응력상태가 한계상태선에 도달하면 파괴가 일어난다는 것을 검증하였다.

② 과잉간극수압의 증가로 인한 경로간격비의 감소

비배수 상태에서 경로간격비(r)가 내포하고 있는 또다른 물리적 의미는 습윤지역과 건조지역을 구별해 주는 역할을 한다. 그림 4에서 축

차응력을 일정 크기만큼 재하시킨 후 그 크기만큼 감소시켰을 때 전체간극수압 증분(Δu_t)은 습윤지역에서는 (A)에서처럼 증가가 일어나는 반면 건조지역에서는 (B)에서처럼 감소가 일어난다(하중제거시 탄성거동이 일어난다고 가정하였다). 즉, 단조하중에 대하여 한계상태이론을 이용한 구성모델은 등가압력 p_e 로 규준화 시킬 때 항상 한점으로 나타나는 한계상태선으로 향하는 거동을 보이므로 반복하중 재하시 거동 특성 ①과 같이 과잉간극수압의 계

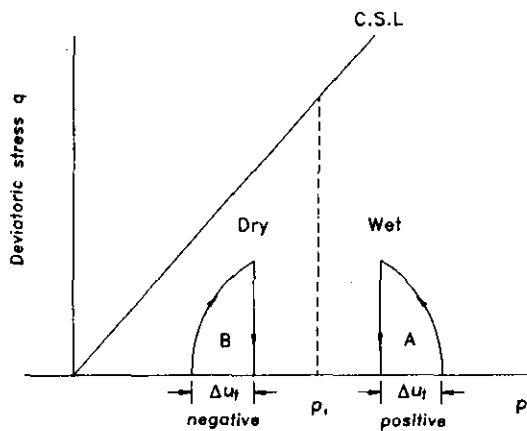


그림 4 경로간격비와 전체간극수압 증분과의 관계

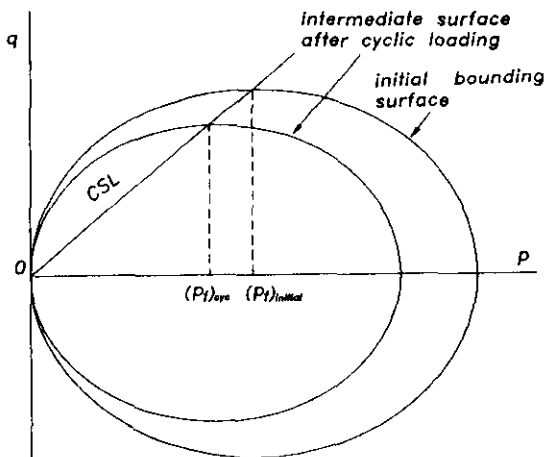


그림 5 경계면함수 크기 감소와 P_t 와의 관계

속적인 증가를 표현할 수 없다.

이러한 문제점을 극복하기 위하여 Mroz 등⁽¹¹⁾은 반복하중을 받는 재료의 손상을 초기에 설정된 경계면함수의 크기를 줄이는 방법을 사용하여 간극수압의 발생을 나타내었다. 본 연구에서는 그림 5와 같이 Mroz 등이 사용한 경계면함수의 크기감소를 모델변수 p_t 를 사용하여 강도감소로 표현하였으며, 이것은 또한 비배수 상태로 반복하중 재하시에 등가압력(p_e)이 일정하므로 식(2)로부터 경로간격비가 감소하는 것을 의미함을 알 수 있다. 이를 구성모델로 구현하는 자세한 방법은 4.2절에서 다루었다.

4.2 경로간격비 이동함수 도입

앞절에서 언급된 바와 같이 초기 한계상태선을 넘어서서 나타나는 지속적인 과잉간극수압의 증가를 나타내기 위하여 n 번째 반복하중후의 경로간격비 r_n 과 $n+1$ 번째 반복하중후의 경로간격비 r_{n+1} 과의 관계식을 $p_t - \log n$ 의 관계가 직선이라는 가정하에 다음과 같은 경로간격비 이동함수를 도입하였다.

$$r_{n+1} = r_n - \beta_0 \log\left(\frac{n+1}{n}\right) \quad (13)$$

여기서 β_0 는 경로간격비 이동상수이다. 재하초

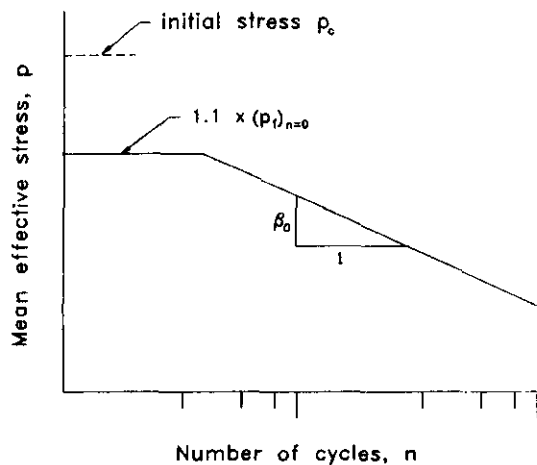


그림 6 경로간격비 이동함수 개요

기에는 피로(fatigue)로 인한 강도 감소가 적게 나타나 경로간격비의 증가가 무시할 만큼 작다고 사료되므로, 위의 식(13)은 등가 과압 밀비의 역수(현재 등방압력/등가압력)가 초기 경로간격비(r_{m+n})값의 1.1 배보다 작을 때부터 적용된다고 가정하였다(그림 6). 이동상수 β_0 는 m번째 반복회수 후 간격비를 r_m 이라 하고 m+n번째 반복회수 후 간격비를 r_{m+n} 이라 할 때 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\beta_0 = \frac{r_{m+n} - r_m}{\log(m+n) - \log n} \quad (14)$$

이와 같이 경로간격비 이동함수를 도입함으로써 얻는 장점은 단조하중에 대하여 개발된 구성 모델에 대하여 단 한개의 추가적인 모델계수만을 이용해서 반복하중 재하시에 나타나는 과잉 간극수압의 발생을 예측할 수 있다는 것이다.

5. 실험결과와의 비교

단조하중 재하시 과다한 과압밀 상태 및 미약한 과압밀 상태에 있는 흙의 거동을 2개의 비배수 삼축실험 자료와 비교하였다. 또한 제안된 구성모델에 경로간격비 이동함수를 이용하여 반복하중하에서의 비배수 응력경로와 과잉간극수압의 발생량을 예측하였다.

5.1 단조하중 재하시의 거동예측

Loudon의 실험결과로부터 식(7)에 사용된 모델계수를 구하기 위하여 그림 7과 같이 쌍곡선 모델의 변환된 축좌표에 실험결과를 나타내어 $\alpha=0.00674$, $\beta=0.00354$, $M_v=0.83$, $q_u/p_c=0.486$ 을 구하였다. 이론적으로는 α 값과 β 값이 같아야 하지만 실제 실험으로부터 구한 값은 서로 다른 값을 보이므로 두값을 평균한 값을 모델계수로 사용하였다. 이들 모델계수를 사용하여 습윤지역과 건조지역에서의 응력-변형률 관계를 그림 8에 나타내었다. 표 1에서의 한계상태상수들을 추가로 사용하여 과압밀비가 서로 상이한 비배수 응력 경로를 그림 9에 나타내었다. 실험치와 예측치와의 오차는 주로 과

피상태 근처에서 약간 크게 나타나는 반면 전단강도의 80% 정도까지는 매우 근사하게 예측함을 볼 수 있다. 제안된 구성모델은 과다한 과압밀상태에서 부과잉간극수압(negative excess pore water pressure)의 발생경향을 비교적 잘 표현하고 있다.

표 1 한계상태상수(단조하중 재하시)

	λ	κ	M_v	α	r	e_a	p_c
Loudon	0.24	0.045	0.9	0.13	0.516	2.37	60psi
Drammen	0.26	0.0546	1.0	0.078	0.578	2.94	40t/m ²

※ e_a : $p=1$ (psi 또는 t/m²)에서의 간극비

Drammen 점성토에 대하여 OCR을 1, 4, 10으로 달리하여 실험한 결과⁽⁴⁾와 예측한 결과를 그림 10에 나타내었다. OCR=1인 정규 압밀상태의 거동예측은 적음 Cam-clay 모델⁽²⁾을 사용하였으며, 과압밀상태에서의 모델계수는 표 1에서의 한계상태상수와 $\alpha=0.003$, $M_v=1.23$ 을 사용하였다. 또한 응력-변형률 관계에서 전단응력이 한계상태 파괴점에 도달할 때 전단 변형이 크게 발생하도록 하였다. 그림 10-(b)에서는 실험치와 예측치의 비배수 응력경로가 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다.

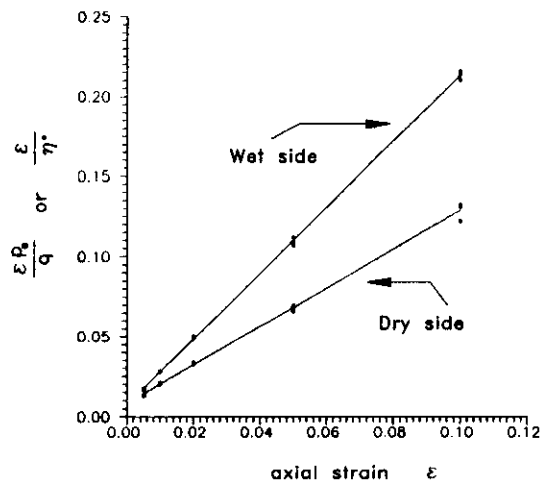


그림 7 변환된 축좌표에서의 Loudon 실험결과

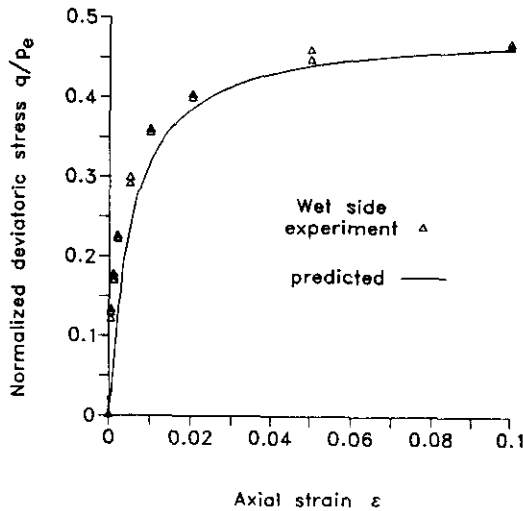
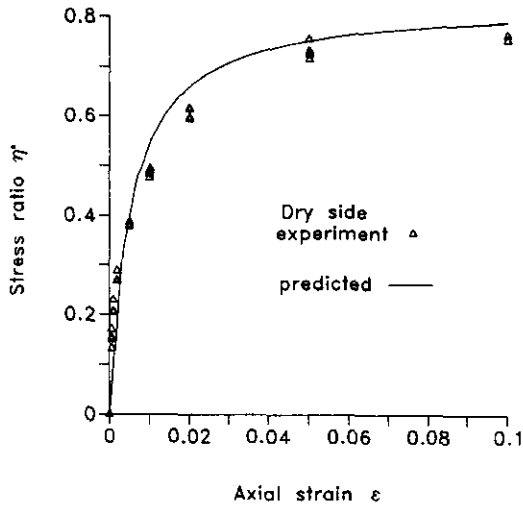


그림 8 응력과 변형률 관계 (Loudon 실험결과)

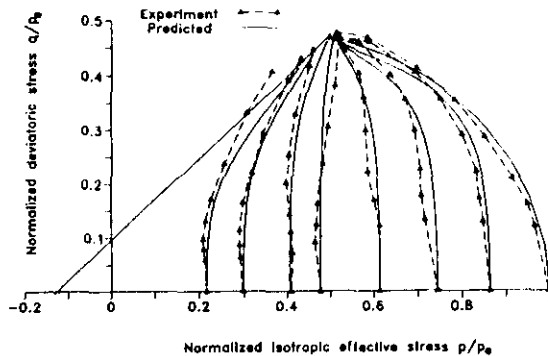
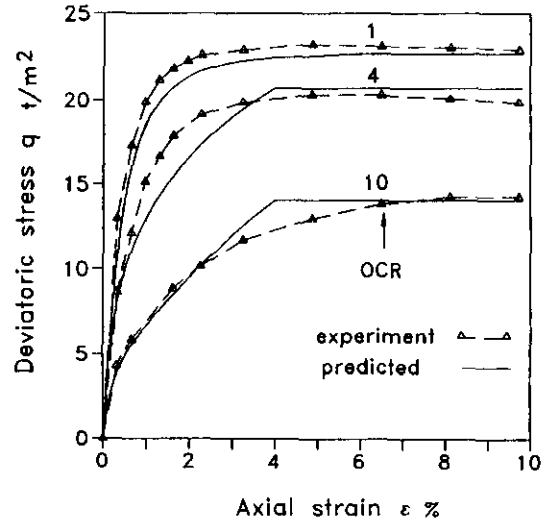
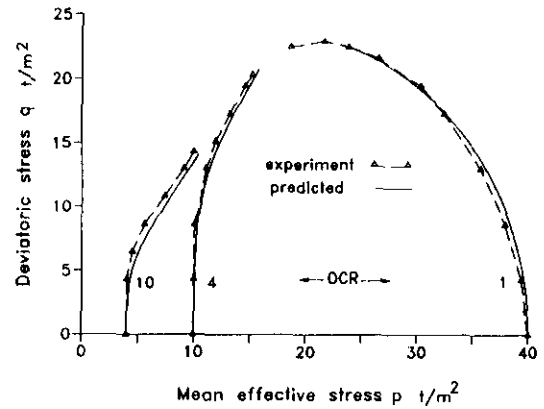


그림 9 비배수 유효응력경로의 예측 (Loudon 실험결과)



(a) 응력과 변형률 관계

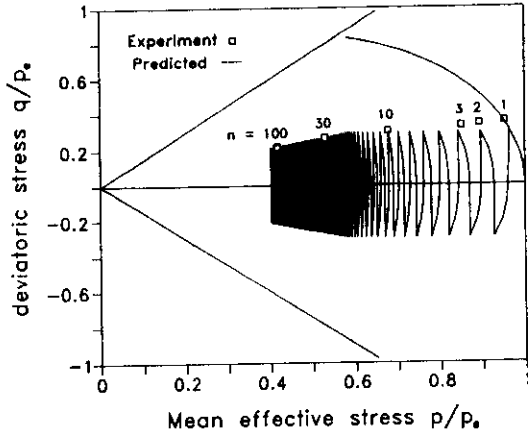


(b) 비배수 유효응력경로의 예측

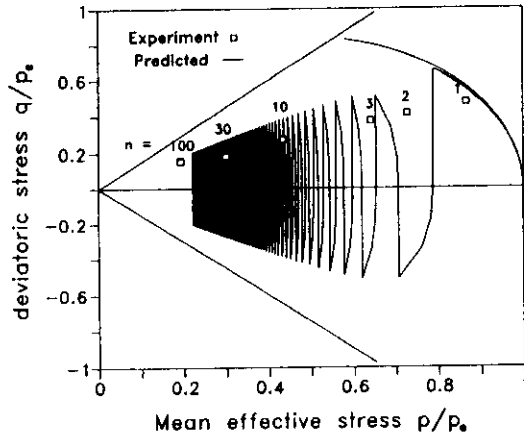
그림 10 Drammen 점성토의 비배수 삼축실험

5.2 반복하중 재하시의 거동에측

Taylor와 Bacchus⁽¹¹⁾는 변형률을 조절(stress control)하는 방법으로 변형률 $\epsilon = \pm 0.3\%$, $\pm 0.8\%$ 인 경우에 대해서 반복하중 재하 실험을 수행하였다. 시료는 등방 정규압밀상태에 있으며 초당 0.2회 반복의 변형률조절 하중을 100회 가하였다. 사용되는 모델계수들은 표 2에 나타내었으며, 삼축압축이나 삼축인장 실험에서의 비배수 응력거동이 비슷하다는 Ros-



(a) 반복 변형률 0.3% 재하시의 유효응력경로



(b) 반복 변형률 0.8% 재하시의 유효응력경로

그림 11 제안된 모델에 의한 유효응력경로 예측

coe 등의 보고에 의해 압축과 인장에서의 한계 상태 기울기를 같다고 가정하였다.

표 2 사용된 모델계수(반복하중 재하시)

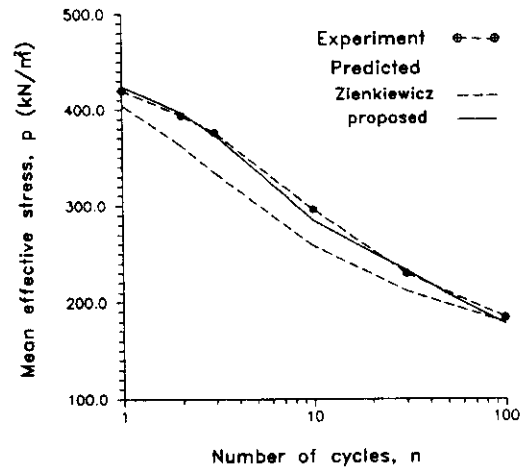
	λ	κ	M_r	r	$\alpha(\approx\beta)$	e_a	p_r
T&B*	0.142	0.022	1.5	0.557	0.006	1.766	442kN/m ²
Kaolin	0.20	0.05	0.74	0.595	0.003	2.3	400kN/m ²

* Taylor와 Bacchus⁽¹¹⁾

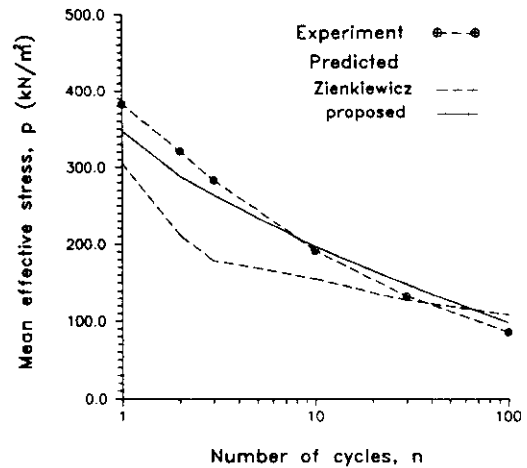
경로간격비 이동상수 β 값은 $\pm 0.3\%$ 인 경우와 $\pm 0.8\%$ 인 경우 $n=30$ 과 $n=100$ 에서의

경로간격비를 식(14)를 사용하여 계산한 결과 동일한 값인 0.21을 얻었다.

그림 11에서는 $\pm 0.3\%$, $\pm 0.8\%$ 변형률 반복 실험에 대하여 예측한 비배수 응력경로를 보여주고 있다. 또한 이들 결과를 과잉간극수압의 증가를 알 수 있는 평균주응력과 반복회수의 관계로 그림 12에 나타내었으며, 비교자료로서 경계면함수를 사용한 Zienkiewicz⁽¹⁴⁾의 구성모델이 예측한 결과를 함께 표시하였



(a) 반복 변형률 0.3% 재하시의 예측치와 실험치



(b) 반복 변형률 0.8% 재하시의 예측치와 실험치

그림 12 각 구성모델에 의한 $p-\log n$ 예측치와 실험치

다. 제안된 구성모델은 $\pm 0.3\%$ 변형률 반복실험에 의한 과잉간극수압의 발생량에 대하여 매우 양호한 예측결과를 보여주고 있으며 $\pm 0.8\%$ 변형률 반복실험에 대해서는 초기부분에서 약간 과다한 과잉간극수압을 예측하고 있으나 전반적으로 잘 예측하고 있다.

Grenoble Workshop에서 Kaolin 시료를 이용한 반복변형률 $\epsilon = \pm 1.0\%$ 의 반복하중재하 실험결과⁽¹⁴⁾에 대하여 사용된 모델계수값 또한 표 2에 나타내었다. 이동상수 β_0 는 $n=5$ 와 $n=30$ 에서 구한 0.22를 사용하였으며 그림 13과 같이 $p-\log n$ 좌표평면상에 예측결과를 나타내었다. $p-\log n$ 의 관계를 직선으로 가정하였기 때문에 $n=5$ 이상에서는 직선형태가 나타나는 것을 볼 수 있다.

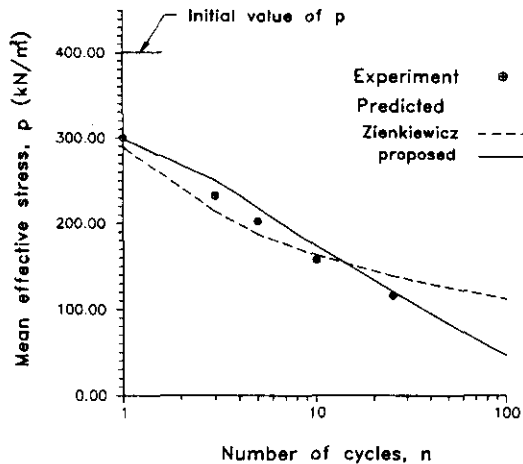


그림 13 각 구성모델에 의한 $p-\log n$ 예측치와 실험치

6. 결 론

새로 제안된 모델은 과압밀상태에 있는 시료에 대한 상태경계면 내에서의 응력-변형률 관계를 기존의 쌍곡선모델을 이용하여 표현하고 한계상태 이론과 새로 제안된 상태경계면 내에서의 에너지분산식을 이용하여 단조하중을 받

는 시료의 과다한 과압밀상태 및 미약한 과압밀상태의 비배수 응력경로를 적절히 예측할 수 있었다. 또한 반복하중 재하시의 거동을 나타내도록하기 위하여 실험 결과로부터 합리적으로 구할 수 있는 한개의 경로간격비 이동상수를 단조하중 재하시의 제안된 구성모델에 추가적으로 도입하였다. 검증을 통한 비교분석에서 본 구성모델을 이용한 반복하중 재하시의 비배수 응력경로 및 과잉간극수압의 발생량에 대한 예측결과가 실험결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 이승래, 오세봉(1992). "미약한 과압밀상태의 점토지반에 대한 구성모델," 한국지반공학회지, 제 8권, 제 4호, pp.17~30.
2. 이승래, 오세봉, 권기철(1992). "한계상태간격비를 이용한 구성모델," 한국지반공학회지, 제 8권, 제 2호, pp.45~57.
3. Borja, R. I., Hsieh, H.S. and Kavazanjian, E. (1990). "Double yield-surface Model. II: Implementation and verification." Jour. of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.116, No.9, pp.1402~1421
4. Eekelen, H.A.M. and Potts, D.M.(1978). "The Behaviour of Drammen Clay under Cyclic Loading," Geotechnique, Vol.28, No.2, pp. 173~196.
5. Hsieh, H.S. and Borja, R.I.(1990), "Double-yield-surface Cam-Clay Plasticity Model, I: Theory," Jour. of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.116, No.9, pp.1380~1401
6. Kaliakin, V.M. and Dafalias, Y.F.(1989). "SHORT COMMUNICATION: Simplifications to the Bounding Surface Model for Cohesive Soils," Int. Jour, for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.13, pp.91~100.
7. Malek, A.M. and Azzouk, A.S.(1989), "Behavior of Foundation Cyclic Supporting Compliant Offshore Structure," Jour. of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.115, No.5, pp.615~635.
8. Mitchell, R.J. and King, R.D.(1976)., "Cyclic

- Loading of an Ottawa Area Champlain Sea Clay," Canadian Geotechnical Journal., Vol.14, pp.52~63.
9. Mroz, Z., Norris, V.A. and Zienkiewicz, O.C. (1981). "An Anisotropic, Critical State Model for Soils subject to Cyclic Loading," Geotechnique, Vol.31, No.4, pp.451~469.
 10. Roscoe, K.H. and Burland, J.B.(1968). "On the Generalized Stress-Strain Behavior of 'Wet' Clay," in Engineering Plasticity, J. Heymay and Leckie(Eds.), Cambridge Univ. Press., Cambridge, pp.535~609.
 11. Talyor, P.W. and Bacchus, D.R.(1960). "Dynamic Cyclic Strain Tests on Clay," Proc. 7th Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng., Mexico, Vol.1, pp.401~409.
 12. Wood D.M.(1990). Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press.
 13. Wroth, C.P.(1984). "The Interpretation of In Situ Soil Tests," Vol.34, No.4, pp.449~489.
 14. Zienkiewicz, O.C., Leung, K.H. and Paster, (1985). "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. I. Basic Model and Its Application," Int. Jour. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.9, pp.477~498.
- (접수일자 1993. 5. 31)