

연약지반(Ⅱ)

김 승 렬*

2. 연약지반의 특성 및 대표하는 이론

2.1 서 언

지반공학에서 다루어지는 두가지의 주된 관심사항은 외력이 지반에 작용하였을때 지반이 발휘하는 저항력과 이때 수반되는 변위이다. 주어진 여건에 따라 주 관심사항이 달라지기도 한다. 예를 들면 변위가 극히 제한되어야 할 경우에는 지반의 파괴 조건에 대해서는 필요이상의 큰 안전율을 유지하게 된다. 강도와 변위 문제는 오랜 기간동안 지반의 전단강도 특성과 압밀특성이라는 독자적인 분야로 연구 되어 왔고 흙에 있어서 이 두가지 문제가 불가분의 관계를 가지고 있음에도 불구하고 각각 별개의 과제로 가르쳐지고 다루어지는 경우를 쉽게 접할 수 있다.

일반적으로 연약지반은 강도가 작고 압축성이 큰 지반으로 정의된다. 주로 이용대상이 되었을때 연약지반으로 분류되게 되는데 혼하지는 않지만 연약지반상에 작용하는 하중의 크기에 의해서 연약지반 여부가 결정되기도 한다. 연약지반을 대표하는 지반은 점성토 지반으로서 지반공학 분야에서 점성토만큼 실험적 기초자료에서부터 이론에 이르기까지 잘 정리된 역학적인 자료는 없다. 따라서, 점성토 지반의 성질과 이와 관련된 이론을 충분히 이해하

게 됨으로써 지반공학의 깊은 맛을 접할 수 있게 될 것이다. 본 강좌에서는 점성토의 제반 특성을 살펴보고 이러한 특성들이 어떻게 이론의 뼈대를 이루게 되었는가를 살펴보고자 한다. 또한, 점성토의 파괴전의 거동과 파괴후의 거동의 상호 연결고리를 확인함으로써 강도와 변위문제가 별개의 과제보다도 단일의 과제로 다루어졌을 때 보다 합리적임을 인식할 수 있을 것이다. 연약지반에 포함되는 느슨한 사질토 지반에 대하여는 본 강좌에서 제외한다.

2.2 응력과 변형률에 대한 파라미터 (Parameter)의 정의

일반적으로 사용되고 있는 각종 파라미터들은 기존의 기호를 준용하도록 한다. 다만 과거에 많이 사용되지 않았던 파라미터로서 본 강좌에서 사용되는 파라미터를 몇 가지 정의한다.

2.2.1 응력 파라미터

다음에 정의되는 파라미터들은 축대칭의 응력 상태($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$)를 대표하는 삼축 시험기의 응력조건을 기본으로 하고 있으며 응력 불변량의 함수이다.

○ 평균 연직응력(mean normal stress :

$$\bar{p} = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$$

* 정회원, (주)삼보기술단 전부이사

- 축차응력 (deviator stress) : $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- 체적변형률 증분 (volumetric strain increment) : $dv = d\epsilon_1 + 2d\epsilon_3$
- 전단변형률 증분 (shear strain increment) : $d\epsilon = (2/3)(d\epsilon_1 - d\epsilon_3)$

상기의 체적 변형률(dv)과 전단 변형률($d\epsilon$)은 평균 연직응력(\bar{p}) 및 축차응력 (q)과 함께 식(2.1)과 같이 일의 기본 방정식을 만족 시킨다.

$$\bar{\sigma}_1 d\epsilon_1 + 2\bar{\sigma}_3 d\epsilon_3 = \bar{p} dv + q d\epsilon \quad (2.1)$$

2.2.2 변형률

최초의 길이와 변위량의 비로 정의되는 공학적 변형률($\epsilon_0 = \Delta L/L_0$; engineering strain)은 점성토와 같이 큰 변위를 일으키는 물질의 특성을 표현하기에는 다소 불합리한 점이 있으므로 변위가 발생하면서 계속적으로 달라지는 기준 길이에 대한 변형률의 합으로 정의되는 자연 변형률($\epsilon = -\int_{L_0}^L \frac{dL}{L}$; natural strain)을 사용한다.

- 축방향 변형률 (axial strain) :

$$\epsilon_a = \ln\left(\frac{L_0}{L}\right) = \ln\left(\frac{1}{1-\epsilon_0}\right)$$

- 체적 변형률 (volumetric strain) :

$$v = \ln\left(\frac{V_0}{V}\right)$$

여기에서 L_0 와 V_0 는 초기 조건에서의 길이와 체적이며 L 과 V 는 각각 측정하려고 하는 시점에서의 길이와 체적을 나타낸다.

2.3 점성토 지반의 물리적 특성

물속에 용해되어 있는 양이온이나 음이온 등은 상호반발과 끌어당김을 계속하면서 선기적인 안정상태를 이루려 한다. 이러한 반응중에 규소이온 (Si^{4+})을 중심으로 산소가 배열되어 이루는 규소사면체와 알루미늄이온(Al^{3+})이나 마그네슘이온(Mg^{2+})을 중심으로 수산기가 배열하여 형성된 알루미늄 혹은 마그네슘 팔면체 등을 점토광물의 기본단위라 부른다. 이러한

기본단위들은 전기적으로 중립이 아니기 때문에 서로 배열을 달리하며 엉켜서 점토 광물들을 형성한다. 대표적인 점토광물로는 Kaolinite, Illite와 Montmorillonite 등을 들 수 있으며 각 광물마다 특성이 상이하여서 점성토 내에서의 분포 비율에 따라 서로 상이한 지반을 형성하게 된다.

점성토는 입경이 2μ 이하인 입자들로 구성된 흙으로 정의되며 비 표면적이 대단히 커서 중력보다 입자상호간에 작용하는 끌어당김이나 반발력의 영향을 더 많이 받는다. 점성토의 극단적인 두가지의 구조는 면모구조와 이산구조이며 대개 이 두가지의 극단적인 구조 사이의 구조형태를 갖게 된다. 끌어 당기는 힘이 우세하면 면모구조를, 반발력이 우세하면 이산구조를 갖게된다. 점성토는 점토광물들이 엉성하게 엉켜서 형성되기 때문에 큰 압축성과 작은 강도를 보유하게 된다. 단위중량도 $1.2 \sim 1.6t/m^3$ 로서 보통 흙보다 적으며 비중은 $2.6 \sim 2.7$ 로서 비유기질 토사를 제외한 기타 흙과 유사하다. 점성토의 자연함수비(간극비)는 생성여건에 따라 다양하므로 일률적으로 정의하기는 어려우며 액성한계 이상의 자연함수비를 갖기도 한다.

2.4 점성토 지반의 초기응력

초기응력 조건은 가해지는 하중에 대한 거동을 좌우하는 조건으로서 실질적인 공학적 문제를 해결하고 설계하는데 중요한 요소이다. 초기응력 상태는 수평 변위가 없는 조건하에서의 유효 수직응력에 대한 유효 수평응력의 비로 정의되며 흙의 종류와 응력의 이력(Bishop and Henkel, 1957; Brooker and Ireland, 1965)에 의존한다. 초기 지반응력 계수 K_0 의 값을 결정하는 방법으로는 실험실과 현장에서 실험기구를 가지고 측정하는 직접측정 방식(Al-Hussaini, 1981)과 경험적인 공식으로 평가하는 간접측정 방식이 있다.

2.4.1 초기응력 계수(K_0)의 추정

K_0 값을 흙의 정수들로부터 구하는 경험식들이 여러 연구자들(Jaky, 1944 ; Rowe, 1975 ; Brooker and Ireland, 1965)에 의해서 제안되었다. 정규압밀 상태의 K_0 값 산정에 가장 널리 쓰이고 있는 추정식은 식(2.2)와 같다.

$$K_0 \cong 1 - \sin \bar{\phi} \quad (2.2)$$

Jaky의 공식으로부터 알려진 이 식은 복잡한 K_0 시험(Al-Hussaini, 1981)으로부터 얻은 결과와 다양하게 구한 많은 경험적인 자료들의 통계분석에 의해 신뢰성이 입증되었다(Mayne and Kulhawy, 1982). 또한, 과압밀 점성토에 대한 K_0 의 값을 과압밀비와 정규압밀 상태의 K_0 값으로부터 구하는 관계식도 제시되었다(Schmidt, 1966).

$$K_0(OC) = K_0(NC)(OCR)^\alpha \quad (2.3)$$

식(2.3)의 α 는 흙에 따른 상수로서 Alpan은 0.4~0.5, Schmertmann(1975)은 0.42로 거의 비슷한 값을 제시하였다. Ladd 등은(1977) α 값이 소성이 적은 점성토에 대해서는 0.42, 소성이 큰 점성토에 대해서는 0.32로서 소성이 증가하면서 감소한다는 결과를 발표하였다. Graham 등은(1988) K_0 값은 OCR 뿐만 아니라 퇴적후의 변형에 의해서도 영향을 받는다는 의견도 제시하였다. 최근에 Mayne와 Kulhawy(1982)는 170여의 다른 흙으로부터 얻은 실험자료를 재분석하여 보다 일반적인 형태의 K_0 값을 구하는 식(2.4)를 제시하였다.

$$K_0 = (1 - \sin \bar{\phi}) OCR^{\sin \bar{\phi}} \quad (2.4)$$

식(2.3)과 (2.4)는 과압밀 점성토의 K_0 값은 과압밀비에 의존하고 과압밀비가 증가할수록 K_0 값도 증가함을 의미한다. 그림 1, 2에 제시된 다른 연구자들의 결과도 이를 입증해 주고 있다.

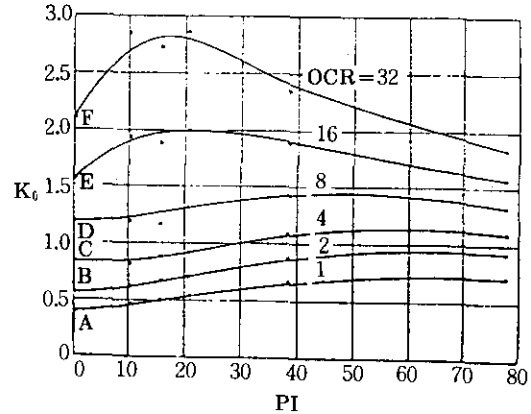


그림 1 K_0 -PI-OCR 관계
(Brooker & Ireland, 1965)

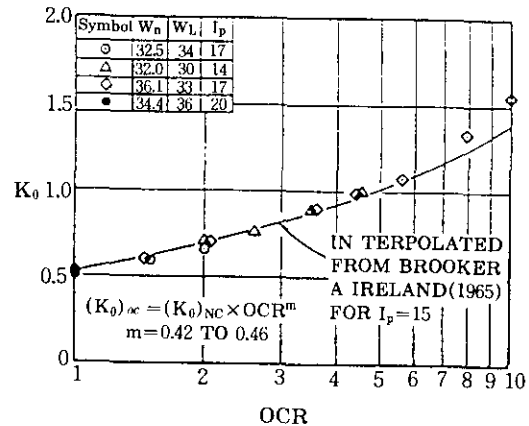


그림 2 K_0 -OCR 관계
(Koutsoftas, 1981)

과압밀비의 영향은 소성지수가 적은 점성토에서 더 크게 나타나며(그림1 참조)소성지수가 증가할수록 둔화된다. 특히, 과압밀비가 10 이상일 경우에는 소성지수 20내외의 점성토에서 과압밀비의 영향이 두드러지게 나타난다. 자연지반은 대체로 경 과압밀상태(OCR<2.0)에 있고 K_0 값도 0.6~1.0 사이에 존재한다. 그러나, 응력해방 없이 2차 압밀이나 Cementing 현상으로 과압밀된 점성토의 K_0 값은 OCR 값에 관계없이 정규압밀 상태의 값과 동일하다(Jamiolkowski et al, 1985)는 의견도 제시되어

과압밀 특성을 가지고 있는 모든 점성토의 K_0 값이 정규압밀 상태의 K_0 값보다 크지는 않음을 알 수 있다.

2.5 응력경로와 응력경로 의존특성

지반내의 임의의 점에 작용하는 응력 상태는 응력 파라미터(p, \bar{p}, q 등)로 나타낼 수 있다. 외적인 조건이 달라지면 그 지점의 응력 상태도 변화하게 되는데 이러한 변화상태를 응력 파라미터로 표시된 응력공간에 표시하여 이루어진 궤적을 응력경로(stress path)라 한다. 이때 사용된 응력 파라미터가 유효응력이면 유효응력경로, 전응력이면 전응력경로라 한다. 응력경로는 사용하는 응력 파라미터에 따라 기울기가 달라진다. 축대칭 상태($\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$) 응력조건하에서의 대표적인 응력경로를 전응력으로 표시하면 그림3과 같다.

(p, q)평면상의 응력경로는 하중변화에 따른 기울기 $\frac{\Delta q}{\Delta p} = \frac{3(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)}{(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)}$ 로 결정된다. γ 과 γ' 의 응력 경로는 수평응력의 증감없이($\Delta\sigma_3$

$= 0$) 연직응력만 증가($\Delta\sigma_1 > 0$)하는 성토 직하 방향에 대한 응력경로이고 γ 과 γ' 는 연직응력 증감없이($\Delta\sigma_1 = 0$) 수평응력만 감소($\Delta\sigma_3 < 0$)하는 굴토시 주동토압 상태의 측방향 벽면에 대한 응력 경로로서 모두 측방향 압축상태이다. γ 과 γ' 는 수평응력의 증감없이($\Delta\sigma_3 = 0$) 연직응력만 감소($\Delta\sigma_1 < 0$)하는 굴착면 바닥층에 대한 경우이며 γ 과 γ' 는 연직응력 증감없이($\Delta\sigma_1 = 0$) 수평응력만 증가($\Delta\sigma_3 > 0$)하는 수동토압 응력상태를 나타내며 모두 측방향 인장상태이다.

점성토의 강도나 응력과 변형이 부여되는 응력경로에 따라 영향을 받게 되는 특성을 응력경로 의존특성이라 한다. 이것은 대단히 중요한 특성으로서 점성토가 응력경로 의존특성을 가지게 될 때에는 파괴시까지 가해지는 응력경로에 따라 발생하는 간극수압, 강도 및 변위량 등이 상이해짐을 의미한다. 따라서 다양한 응력조건에서의 점성토 거동을 파악하여야 한다.

2.6 점성토의 압밀과 팽창특성

점성토는 압축성이 매우 크면서도 투수성이

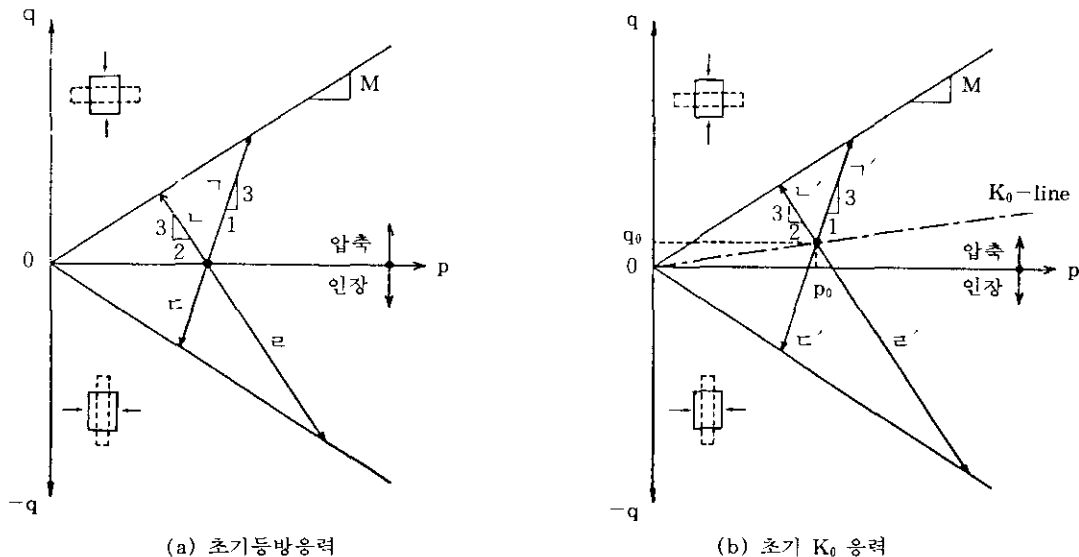


그림 3 대표적인 응력경로

작기 때문에 하중을 가하거나 제거하면 시간 의존성 거동 특성을 보인다. 하중을 가하여 체적이 감소하는 거동특성을 압밀이라고 정의하며 하중을 제거하였을 때 체적이 회복되는 거동특성을 팽창특성이라 한다. 일반적인 공학적 문제해결에 있어서는 압밀 특성만을 주로 다루게 되지만 응력경로 의존특성을 취급하는 이론적인 접근에서는 팽창특성도 압밀특성과 함께 다루어지게 된다.

압밀특성과 관련된 주된 사항으로는 최종 변위량과 소요되는 시간이다. 점성토의 압밀에 관련된 공학적인 문제해결에 있어서는 반드시 적용되는 해석방법의 기본 가정들을 숙지하여야 한다. 쉬운 예를 들면 Terzaghi의 압밀 이론은 1차원 하중조건을 가정하고 흙에 대한 여러가지의 이상화 된 가정들을 설정하고 있기 때문에, 하중이 국부적이거나 실제 지반조건이 이상화된 기본 가정들과 다르게 될 경우에는 이에 대한 영향을 고려하지 않으면 안된다. 여기에서는 압밀특성의 전체적인 윤곽을 중점적으로 살펴보자.

2.6.1 압밀 및 팽창특성과 침하량 산정

가. 압밀팽창특성

1차원 압밀을 받는 불교란 포화 점성토의 간극비-하중 관계 곡선을 반대수 그래프에 그리면 그림4와 같다.

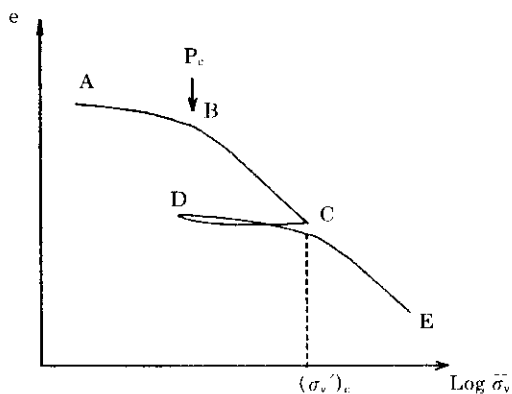


그림 4 하중과 간극비의 관계

시중으로부터 점성토 시료를 채취해내면 시료는 기존에 받고 있었던 응력의 해방을 경험하게 된다. 이 시료에 다시 응력을 가하면 이미 지중에서 경험한 응력까지는 적은 간극비의 변화를 발생시킨다. 그러나, 가해지는 응력이 이 응력 이상이 되면 갑작스럽고도 많은 간극비 변화가 발생한다. 이와같이 하중에 대한 미소한 간극비 변화와 과대한 간극비 변화의 분기점은 그림 4의 B점으로 표현되는 이때의 하중을 선형 압밀하중이라 부른다. 선형 압밀하중(P_c)은 점성토가 지금까지 경험해 본 최대의 하중으로서 점성토의 압밀특성을 규명하는 중요한 기준이 된다. P_c 이상의 하중에 대한 간극비는 logσ_v'의 변화에 대하여 거의 선형적으로 변한다. 이 직선을 처녀 압밀곡선이라 부르며 그 기울기를 압축지수(C_c)라 한다. 일단, C점까지 가해졌던 압밀하중을 제거하면 간극비는 원래의 상태(B지점)로 회복되지 않고 소량만 회복된다. 이 현상을 팽창특성이라 부르며 그림4의 C→D 경로로 표시된다. D까지 응력이 감소된 상태에서 다시 하중을 가하게 되면 간극비-하중관계 곡선은 C점으로 부터 변해온 곡선과 거의 유사한 경로를 통하여 다시 C점에 이르고 C점에 해당되는 하중 이상의 하중에 대해서는 선형 압밀하중을 통과하였을 때와 같은 e-logσ_v' 관계를 유지하게 된다. C-D 구간을 직선화 하여 그 기울기를 구하고 팽창지수 혹은 재압축 지수라 하며 C_s로 표시한다.

이러한 압밀 팽창특성으로 부터 다음 몇가지 사항을 살펴 볼 수 있다. e-logσ_v' 곡선에서 AB구간과 CD구간은 거의 직선이며 서로 평행하다. 그리고, 이 직선상에서는 체적변화(간극비 변화)가 거의 탄성적이다. 따라서 점성토는 자기가 경험해 본 응력 이하의 응력에 대해서는 적고 탄성적인 체적변화를 수반하지만 자기가 경험해 보지 못한 응력하에서는 심한 체적 변화를 일으킨다. 즉, BC구간의 하중변화는 B점의 선형 압밀하중을 C점으로 옮기게 되는 결과이고 P_c는 적은 탄성변위와 많은 소성변위를 구분해 주는 경제점이며 일종의 항복점이

다. P_c 이상의 하중에 대해서는 회복될 수 없는 소성변형을 동반한 지속적인 항복 상태로서 항복점의 확장상태가 된다. 점성토의 현재 유효응력이 과거에 경험한 최대하중(P_c)보다 적은 상태에 있는 경우를 과압밀 상태라하고 그 하중의 비율을 과압밀비(OCR)이라 한다. 과압밀비는 점성토의 응력 이력을 나타내는 중요한 지수중의 하나이다.

나. 침하량 산정

점성토의 간극비 변화는 선행 압밀하중 이하와 선행 압밀하중 이상의 하중에 대해서 각각 다르게 됨을 살펴 보았다. 이 간극비의 변화가 1차원적으로 발생할 때에는 이것을 이용하여 침하량을 계산할 수 있다. 침하량 산정의 기본 개념은 어느 특정 지층의 연직변형률(ϵ)을 구하고 해당 지층의 두께를 곱하여 계산하며 층이 각각 다르게 될 경우에는 각기 다른 층들의 연직 변위량을 합하게 되면 총 침하량이 된다. 일반적으로 침하량 산정을 위해서는 1차원 압밀시험을 실시하여 선행 압밀하중과 이 하중 실후에 대한 간극비와 하중과의 관계를 규명함으로써 (C_c 혹은 C_e) 하중 변화에 대한 간극비 변화를 계산할 수 있도록 한다. 압축지수 C_c 는 정규압밀상태에 대한 것으로서 함수비와 직접적인 관계를 가지고 있다. 이에 대한 문헌상의 자료도 많이 있다. 재압축지수 C_e 는 압축지수 C_c 의 1/5~1/10 정도이다. 그러나, 이러한 값들은 모든 점성토들에 대한 절대적인 값이 될 수 없으므로 실제 문제해결에 있어서는 그 지역의 시료에 대한 시험으로부터 구한 값을 적용함이 바람직하다. 침하량 산정에 쓰이는 일반 공식은 식(2.5)와 같다.

$$S = \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_c H}{1+e_0} \log \frac{\bar{p}_i}{\bar{\sigma}_0} + \frac{C_e H}{1+e_0} \log \frac{\bar{\sigma}_i}{\bar{p}_i} \right) \quad (2.5)$$

여기서 $C_c \cdot \log(\bar{p}_i / \bar{\sigma}_0)$ 와 $C_e \cdot \log(\bar{\sigma}_i / \bar{p}_i)$ 는 i 층에 가해지는 하중 $\bar{\sigma}_i$ 에 대하여 선행 압밀하중 이하와 선행 압밀하중 이상인 하중에 대한 각각의 간극비 변화이며 1차원 압밀을 가정하

였을때 이 간극비 변화를 초기의 비체적 ($1+e_0$)으로 나누면 i 층의 연직 변형률 ϵ 이 된다. 이 변형률에 i 층의 두께 H 를 곱하면 i 층의 침하량이 되고 각 층의 침하량의 합계가 총 침하량이 된다.

다. 압밀 소요시간 산정

점성토 지반의 압밀 소요시간을 알기 위해서는 압밀계수의 값을 알아야 한다. 압밀계수 C_v 는 압밀 시험을 할 때의 시료의 압밀속도를 측정하여 구한다. 이 값을 구하는 대표적인 방법으로는 $\log t$ 방법과 \sqrt{t} 방법이 있다. 먼저 압밀도를 정의하고 정의된 압밀도에 대한 시간계수(T_v)와 시험에서 측정된 시간과 시료의 두께로부터 식(2.6)과 같이 구한다.

$$C_v = \frac{H^2 T_v}{t} \quad (2.6)$$

일단 C_v 의 값을 알게되면 주어진 압밀도에 소요되는 시간 t 는 해당 시간계수를 적용하여 계산할 수 있다. C_v 의 값은 과압밀상태에서는 하중변화에 따라 민감하지만 정규압밀 상태에서는 거의 일정하다.

라. 압밀상수 결정상의 영향인자

P_c , C_c , C_e 결정에 영향을 미치는 주 인자로서는 시료의 교란을 들 수 있다. 시료가 교란되면 압축성이 감소되고 항복점(P_c)도 불명확해지게 된다. 이 이외에도 점성토의 이방성, 압밀 시험기 링의 마찰, 하중 증가율 및 재하시간 등의 영향을 받기 때문에 압밀 상수들의 보정이 필요하다.

2.7 압밀의 3차원 영향

압밀은 지반내에서 발생된 과잉 간극수압의 소산의 과정과 결과이다. 압밀층이 수평으로 넓은데 비하여 하중이 국부적으로 작용할 경우에는 포화된 점성토라 할지라도 발생하는 간극수압은 재하시의 전응력과 일치하지 않고 오히려 적다. 이것은 지반이 3차원 변형을 하기 때

문이다. Skempton과 Bjerrum(1957)은 Oedometer 시험 결과로부터 구한 압밀 침하량에 압밀층의 두께와 하중폭의 비 및 간극수압 파라미터 A로부터 구한 보정계수를 적용하여 압밀의 3차원 영향을 반영하였다. 이때 보정계수는 대체적으로 A값이 증가하면 증가하지만 아주 예민한 점토를 제외하고는 1.0이하의 값을 가지게 되어 압밀이 3차원 거동의 영향을 받으면 침하량은 1차원 압밀 침하량보다 적음을 알 수 있다. 그러나 이러한 보정 방법(식(2.7) 참조)에는 아직도 유효상재하중과 점성토의 압축성 관계가 1차원 압밀상태의 관계임(Oedometer 시험으로 구한 체적변화계수 m_v 사용)을 가정하고 있기 때문에 실제적으로 수평응력이 변형에 미치는 영향을 완전하게 반영하고 있다고는 할 수 없다.

$$S = \mu \int_0^z (m_v)_v \Delta \sigma_v dz \quad (2.7)$$

이 문제는 응력경로법에서 완전히 해결된다. 응력경로법이란 정확한 현장의 응력변화 경로를 현장을 대표하는 불교란 시료에 부여하여 연직 변형률을 구한 다음 이 변형률에 압밀층의 두께를 적용하여 침하량을 산정한다. 이 방법은 연직 응력과 수평응력을 정확히 시료에 재현시키는 방법이기 때문에 응력 경로가 정확하고 시료가 전 압밀층을 대표할 수 있다면 가

장 정확하게 침하량을 계산할 수 있는 방법이다. 다만, 비용이 많이 드는 정밀한 시험을 실시하여야 한다는 단점이 있다.

2.8 정규압밀 점성토의 거동특성

2.8.1 비배수 거동특성

가. 등방압밀 조건

각각 다른 등방압력으로 압밀된 점성토 시료를 비배수 조건하에서 축방향 압축조건(성토 조건)으로 전단할 경우의 유효응력 경로와 응력-변형률 관계는 그림5와 같다. 이들을 다시 초기 압밀 하중으로 정규화 하면 그림6과 같게 된다.

그림 5, 6으로부터 다음의 몇가지 사항을 알 수 있다. 큰 압밀하중으로 압밀된 점성토(간극비가 적을수록)는 작은 압밀하중으로 압밀된 점성토보다 큰 전단 저항력을 발휘한다(그림 5b 참조). 이것은 흙의 전단강도는 파괴면에 작용하는 연직응력 뿐만 아니라 그 면의 간극비의 함수가 된다는 Hvorslev(1937)의 발견을 뒷받침해 준다. 이 Hvorslev의 발견은 후일 점성토 이론 형성에 크게 기여하였다. 축방향 변형률은 그림6b에서 알 수 있듯이 q/p 값의 함수이다. 이것을 그림(A)로 설명하면 다음과 같다. 시료 A, B, C는 모두 주어진 (q/p)값에 대해 동일한 축방향 변형률을 발생시킨다. 즉, $(\epsilon_a)_1 = (\epsilon_a)_2 = (\epsilon_a)_3$ 이다. 따라서 동일한 축방향

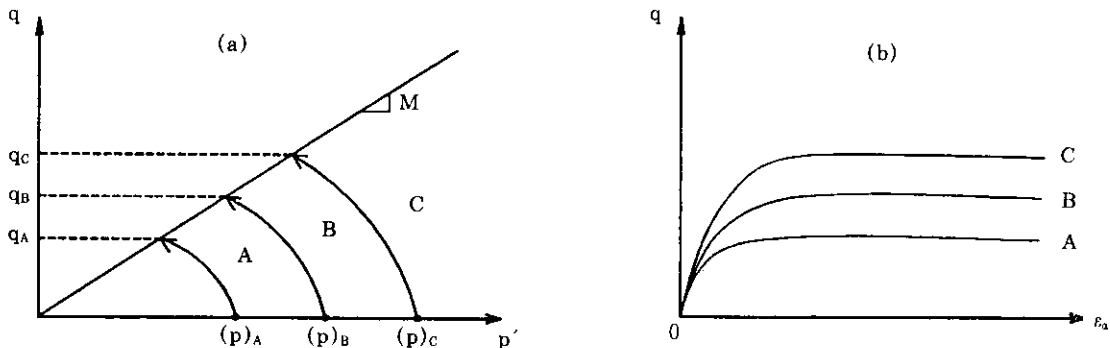


그림 5 유효응력경로(a)와 응력-변형률관계(b)

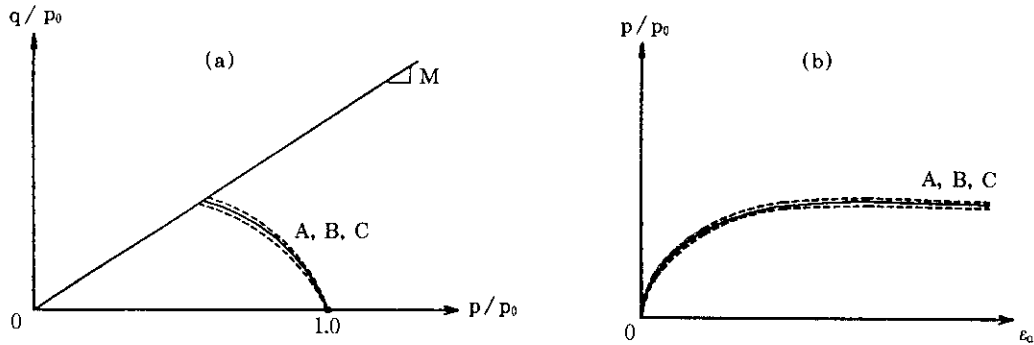
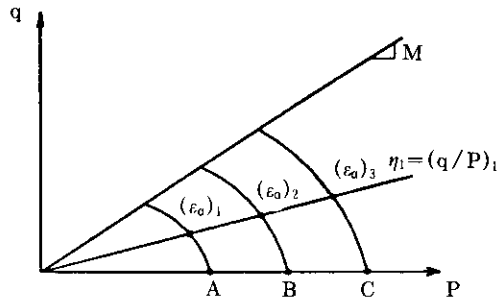


그림 6 정규화된 유효응력경로(a)와 응력-변형률 관계(b)

변형률을 유발하는 축차응력(q)이나 과잉간극수압은 초기 압밀하중이 클수록 크게 된다.



그림(A)

나. K_0 압밀조건

자연상태의 점성토는 모두 K_0 응력상태에 있다. K_0 조건하에 있는 점성토의 거동은 등방압밀 상태하의 점성토 거동과 같지 않다. 동일한 연직응력을 받는 등방압밀 점성토와 K_0 압밀 점성토를 비교해 볼때 등방압밀로 압밀된 점성토의 비배수 응력경로가 축방향 압축이 가해지는 초기 단계에서부터 (p, q) 평면의 원점을 향해 많이 굽어지는 반면 K_0 응력하에서 압밀된 점성토의 비배수 응력 경로는 어느 정도의 축차응력까지는 거의 수직으로 상승하다가 (Δp 의 증감이 미소) 축차응력이 어느 한계치를 초과하면 마치 항복상태에 도달한 것처럼

심한 변형률 연화 현상을 일으킨다. 이러한 현상을 (p, q) 평면에 유효 응력경로로서 나타내면 그림7 과 같다.

비 등방응력(K_0)으로 정규압밀된 점성토는 등방압밀된 점성토에 비해 파괴시까지 경험하는 변형률이 대단히 적고 항복한 후에는 심한 연화현상을 일으킨다. 즉, 비등방 압밀 점성토는 파괴시까지의 전단변형률이 약 1% 정도로서 등방압밀 점성토가 8~13% 정도인 것에 비해 적다. 또한, 가해지는 축차응력의 크기도 압밀 당시에 점성토가 경험한 축차응력의 크기에 비해 적다. 이와같이 점성토는 이미 경험한 응력상태를 기억하고 있는 특성을 가지고 있지만 초기 응력에 대한 영향은 가해지는 압밀 응력이 초기값의 3배 이상이 되었을 때에는 나타나지 않는다(Balasubramaniam, 1973). K_0 압밀 점성토도 등방압밀 점성토와 마찬가지로 K_0 값이 같고 각각 다른 하중으로 정규압밀 되었을 때에는 각 점성토의 축방향 변형률과 q/p 값의 관계는 유일하다. 다시 말하면 동일한 K_0 값에 대한 각기 다른 하중조합으로 정규 압밀된 점성토의 유효 응력경로들과 응력-변형률 관계들을 정규화하면 유일한 곡선이 된다(그림 8 참조).

다. 과잉간극수압

전단중에 발생하는 과잉 간극수압은 점착력

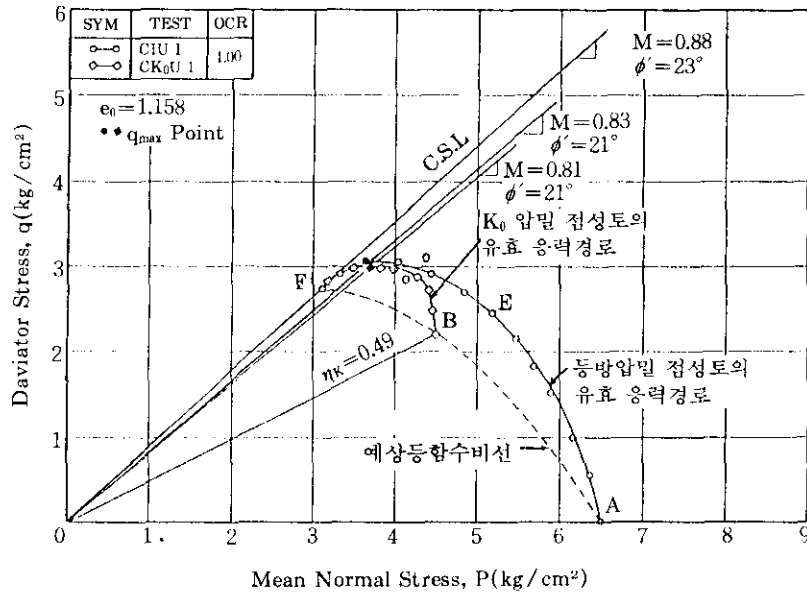


그림 7 등방 및 K_0 응력으로 정규 압밀된 점성토의 유효응력경로

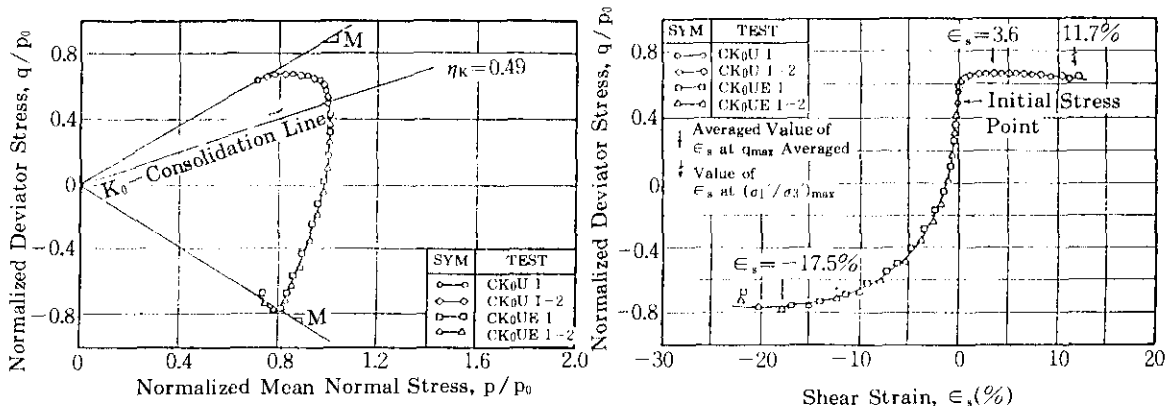


그림 8 K_0 정규압밀 점성토의 유효 응력경로와 응력-변형률 관계

이나 내부 마찰각처럼 고유값이 아니고 응력경로에 따라 변화한다. 이 과잉 간극수압은 전단 응력에 의해서 발생하는 간극수압과 압축응력으로 인하여 발생하는 간극수압으로 나눌 수 있다. 일반적으로 K_0 압밀 점성토는 적은 변형률에서는 간극수압 파라미터 A 값이 적지만 변형률이 커지면서 A 값은 급격히 커진다. 이것은 비배수 유효응력경로가 전단초기에는 거의 수

직(축차응력의 증분에 비해 적은량의 간극수압 발생)이지만 어느 한계이상의 축차응력에 대해서는 심한 연화현상을 나타냄을 의미한다.

연직응력이 동일한 K_0 압밀 점성토와 등방 압밀 점성토의 파괴시의 간극수압의 크기를 비교해 보면 K_0 압밀된 점성토의 과잉 간극수압의 최대값 보다 등방압밀 점성토의 최대값이 훨씬 크다. 또한 간극수압 파라미터 A 값(A_i)

도 등방압밀 점성토가 K_0 압밀 점성토보다 크다. Mayne과 Stewart(1988)는 K_0 압밀 점성토에 대한 파괴시의 간극수압 파라미터 A_r 을 과압밀비의 함수로 표시하였는데 $OCR=1.0$, $C=0$ 인 정규압밀 점성토의 것으로 재정리하면 식(2.8)과 같다. 이 식은 A_r 값이 내부마찰각만으로의 함수가 될 수 있음을 말해주고 있지만 정확도가 좋지 않다는 비판도 받고 있다 (Federico, 1990).

$$A_r = \frac{1 - \sin \phi}{\sin \phi} \quad (2.8)$$

2.8.2 배수 거동특성

배수조건에서는 전단시 점성토 내부에 발생하는 과잉 간극수압을 인정하지 않기 때문에 배수를 허용하고 아주 느린 속도로 전단하여야 한다. 이때의 거동특성을 배수 거동특성이라 말하고 비배수 조건하에서는 간극비(체적)가 일정한 반면 배수 조건하에서는 간극비가 변화한다. 이 현상을 그림9를 통해서 살펴보자.

$A \rightarrow A^*$ 는 비배수 유효응력 경로로서 전단중에 간극비 변화는 없다(e_1 이 일정). $A \rightarrow B' \rightarrow C'$ 는 배수응력경로로서 간극비는 $e_1 \rightarrow e_2 \rightarrow e_3$ 로 감소한다. 배수조건시의 B', C' 상태는 해당 간극비 e_2 와 e_3 에 해당하는 처녀 압밀곡선상의 압밀

하중으로 압밀된 정규압밀(B, C상태)점성토의 비배수 전단조건과 상관지을 수 있다. 다시 말하면 A지점에서 배수조건으로 B' 에 도달된 상태(e_2)는 B점의 응력으로 압밀된 정규 점성토(e_2)의 비배수 경로로 표현될 수 있음을 의미한다. 따라서, $A \rightarrow B' \rightarrow C' \rightarrow F$ 에 이르는 배수 응력경로상의 모든 간극비는 각 간극비에 해당되는 처녀 압밀곡선상의 압밀하중으로(p_v : 등가 평균 압밀하중) 표현이 가능하기 때문에, 비배수 응력경로들이 초기 압밀하중으로 정규화 하였을 때 유일한 곡선이 된 것과 마찬가지로, 배수경로의 p값과 q값을 그 점에의 간극비에 해당하는 처녀 압밀곡선상의 압밀하중(p_v)으로 정규화하면 배수응력경로와 비배수응력경로는 동일한 곡선이 되게 된다.

이 접근방법은 Rendulic이 1937년에 발표한 '일정 간극비 곡선(constant void ratio contour)'과 같은 개념이며 간극비와 유효응력은 밀접한 관계를 가지고 있음을 말해준다. Rendulic은 배수시험으로부터 얻은 등 간극비 곡선이 비배수응력경로와 모양이 유사하며 응력 공간에서의 위치도 거의 일치함을 발견하였다. 이 발견은 응력공간에서 축압축응력 상태인 한점의 응력상태는 그곳에 도달한 배수 혹은 비배수 조건과는 무관하게 유일한 간극비를

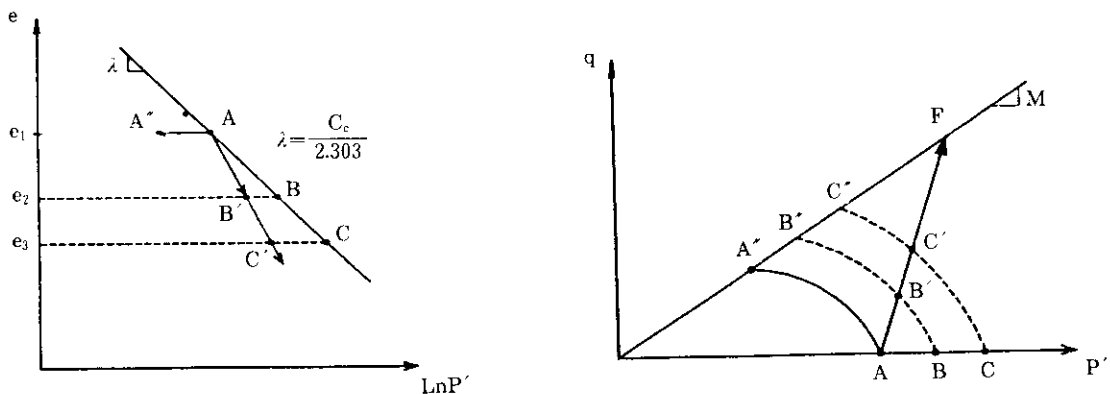


그림 9 배수조건에 따른 등방압밀 점성토의 유효응력경로

갖게 된다는 것을 의미한다. 이 Rendulic의 발견은 후일 Henkel(1960)에 의해 빛을 보게 되었으며 한계상태 이론의 뼈대를 이루는데 크게 기여하였다.

2.8.3 강도특성

점성토의 강도는 가해지는 전단조건에 따라 다르다. 즉, 응력경로에 의존한다. 따라서, 사면 안정 해석시 전단조건이 위치별로 상이한 원호 활동면상의 전단강도를 일정하게 취급하는 것은 편의상의 가정이며 실제와는 다르다. 또한, 움직이는 흙 덩어리가 강체거동을 하지 않기 때문에 활동면에서 파괴가 동시에 발생되지 않고 점진적인 것을 생각하면 공학적인 접근방법의 단순화의 아름다움을 느끼게 된다.

축대칭 응력조건($\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$)에서의 축방향 압축 전단시에는 등방압밀 점성토나 K_0 압밀 점성토는 편차가 $\pm 15\%$ 정도인 거의 유사한 비배수 전단 강도비 $S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0}$ 를 갖는다. 다른 연구자들도(Mitach and Kitago, 1979; Nakase and Kamei, 1983; Mayne, 1985)) K_0 정규압밀 점성토의 전단강도비($S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0}$)가 등방압밀 점성토 강도의 85~87% 정도라고 보고하였다. 이것은 아마도 동일한 연직응력 조건에서 K_0 압밀 점성토는 이미 상당량의 전단을 경험하였고 등방압밀 점성토의 p 값이 K_0 압밀 점성토의 p 값보다 커서 압밀 종료후의 등방압밀 점성토의 함수비가 더 적어지기 때문으로 분석될 수 있다. 그러나, 압축 전단시의 내부 마찰각 $\bar{\phi}$ 는 K_0 압밀 점토가 2~3% 정도 밖에 적지 않아 등방압밀 점성토의 $\bar{\phi}$ 의 값과 거의 동일하다.

가. 강도의 이방성

지금까지는 축방향 압축 전단시의 강도 특성을 살펴 보았다. 본 절에서는 이러한 강도와 축방향 인장시의 강도를 비교함으로써 점성토 강도의 이방성을 살펴보고자 한다. 점성토의 인장강도비($S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0}$)는 압축강도비 ($S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0}$)보다 훨씬 적다. 이러한 현상은 K_0 압밀 점성토에서 더 뚜렷하게 나타난다. 그러나 소성지수

(PI)가 증가할수록 강도비의 차이는 둔화되어 소성지수가 크게 되면 결국 인장 강도비와 압축 강도비는 비슷해진다. 이것은 응력 시스템보다도 소성지수가 강도의 이방성에 더 크게 영향을 미치는 결과이다. 인장강도비가 압축강도비보다 큰 경우도 간혹 있지만 대체적으로 K_0 압밀된 점성토의 경우 인장강도비는 압축강도비의 60% 정도이다. 따라서 K_0 압밀된 점성토의 인장조건에서의 강도를 등방압밀 인장 시험으로 구한다면 점성토의 강도는 실제의 강도보다 훨씬 크게 평가하게 됨을 알 수 있다.

나. 강도의 예측

토질상수나 단순한 시험 결과로부터 다양한 조건하의 강도를 예측할 수 있는 방법이 여러 가지 제시되었다. Ladd(1965)는 K_0 압밀거동을 등방압밀시험으로 부터 구할 수 없다고 주장하기도 하였지만 K_0 시험은 까다롭고 고가이므로 단순하고 쉬운 등방압밀 시험으로 부터 K_0 결과를 예측하고자 하는 많은 연구가 수행되었다. 그 결과 최근에는 상당한 정도의 K_0 강도 측정이 동일한 점성토의 등방시험으로 구할 수 있음이 입증되었다. 축방향 압축 조건하에서의 점성토 강도 추정에 대한 몇가지 관계식을 소개하면 다음과 같다.

• Skempton(1957)

$$S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0} = 0.11 + 0.0037 \text{ PI} \quad (2.9)$$

• Mayne(1990, 1985)

$$(S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0})_{\text{실험}} = \alpha (S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0})_{\text{한계상태 이론 예측}} \quad (2.10a)$$

$$\alpha : \text{등방응력조건 1.123}$$

$$K_0 \text{ 응력조건 1.076}$$

$$\left(\frac{S_{uc}}{\bar{\sigma}_{v0}}\right)_{K_0} = 0.88 \left(\frac{S_{uc}}{\bar{\sigma}_{v0}}\right)_{\text{등방}} \quad (2.10b)$$

$$\left(\frac{S_{uc}}{\bar{\sigma}_{v0}}\right)_{\text{등방}} = 0.75 \sin \bar{\phi} \quad (2.10c)$$

$$\left(\frac{S_{uc}}{\bar{\sigma}_{v0}}\right)_{K_0} = 0.67 \sin \bar{\phi} \quad (2.10d)$$

• Wroth(1984)

$$(S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0})_{\text{등방}} = \frac{M}{2} \left(\frac{1}{r}\right)^{\left(\frac{1-k}{k}\right)} \quad (2.11a)$$

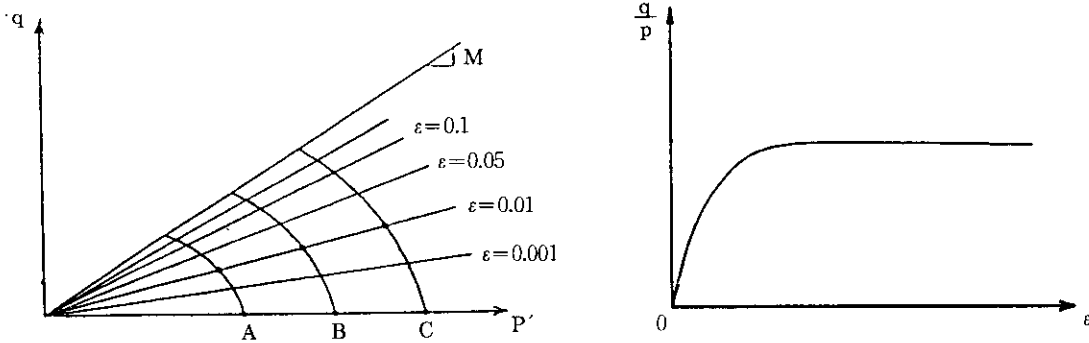


그림 10 p, q 응력 평면상의 전단변형률선

$$(S_{vc}/\bar{\sigma}_{vc})_{K_0} = \left(\frac{\sin\phi}{2a}\right)\left(\frac{a^2+1}{2}\right)^{\left(\frac{1-k}{2}\right)} \quad (2.11b)$$

여기서, $M = \frac{6\sin\phi}{3-\sin\phi}$

$r = 2.0$ (수정 Cam-Clay 이론)

$\lambda = C_c/2.303$, $k = C_r/2.303$

$a = \frac{3-\sin\phi}{2(3-2\sin\phi)}$

2.8.4 등 전단변형률 선

등 전단변형률 선(constant void ratio contours)은 원점을 지나는 직선으로 (p, q) 응력 평면에 부채살 모양을 이룬다. 이것은 정규압밀 점성토의 전단변형률과 q/p는 압밀하중과는 무관한 유일한 관계를 가지고 있음을 나타낸다.

2.9 과압밀 점성토의 거동 특성

과압밀 점성토는 현재의 유효응력이 선행압밀 하중(P_c)보다 적은 경우이고 거동 특성이 정규압밀 점성토와는 다르다. 대부분 자연지반은 과압밀비가 1~2.5 사이의 경 과압밀상태 (lightly overconsolidated state)를 유지한다. 과압밀 점성토는 과압밀의 정도에 따라 그 거동이 다르며 경 과압밀($OCR < 2.5$) 점성토는 초기에는 탄성거동을 보이다 어느 한계 이상의 하중에서는 정규 압밀 점성토와 비슷한 거동을 보이지만 과압밀 정도가 심하면(he-

avily overconsolidated state) 조밀한 모래지반의 특성과 유사한 거동특성을 나타낸다.

2.9.1 비배수 거동특성

가. 유효응력 경로

(i) 초기 등방응력 조건하에서 전단 : 과압밀비가 각각 다르며 초기 간극비가 같은 점성토의 시료들을 비배수 축방향 압축조건으로 전단하였을 때의 유효 응력경로를 (p, q) 평면에 표시하면 그림11과 같다.

과압밀된 점성토의 비배수 유효 응력경로가 정규압밀 점성토($OCR=1.0$)의 비배수 응력경로까지는 거의 수직을 유지하다가 그 이상의 전단하중에 대하여 정규압밀 점성토의 유효 응력경로와 비슷해지는 현상은 정규압밀 점성토의 유효 응력경로는 마치 과압밀 점성토의 유효 응력경로들의 경계면의 역할을 하는듯 하다. 우측으로 불룩한 정규압밀 점성토의 유효 응력경로가 과압밀비가 증가하면서 원점쪽으로 불룩해지고 과압밀비 2.5 부근에서는 거의 수직으로 되어 유효 응력경로 모양의 변화 경계점을 이룬다. 과잉 간극수압 발생상태를 대표적인 경우를 중심으로 살펴 보면 그림(B)와 같으며 과압밀 점성토를 전단할때에는 부의 과잉 간극수압이 발생한다.

(ii) 초기 K_0 응력 조건하에서 전단 : Parry와 Nadarajah(1973)는 선행 압밀하중이 서로

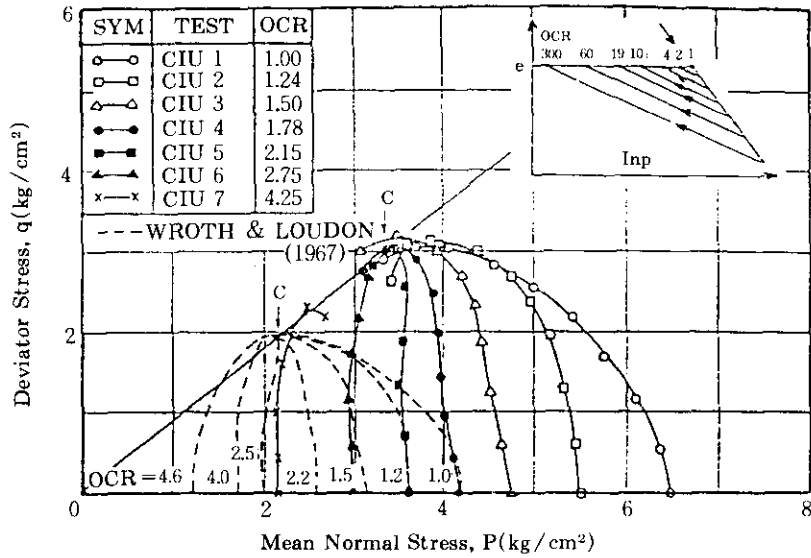


그림 11 과압밀 점성토의 초기 간극비와 유효응력경로

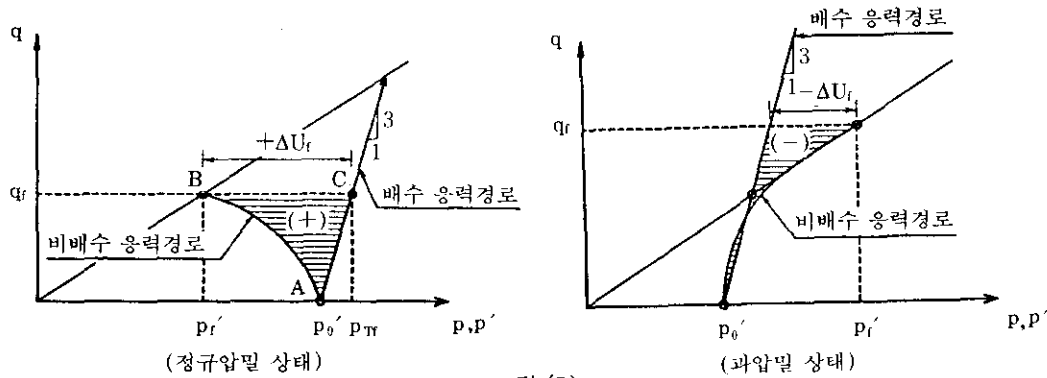
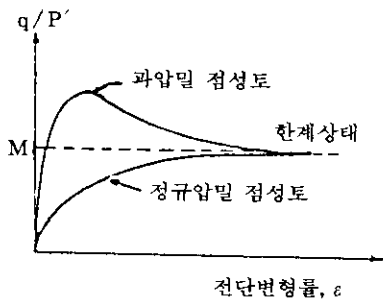


그림 (B)

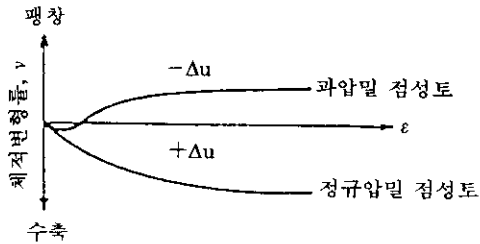
상이하지만 과압밀비가 같은 점성토의 유효 응력경로는 형상이 닮은꼴임을 제시하였고 K_0 압밀 점성토는 정규압밀 점성토와 마찬가지로 과압밀비가 2.6인 경우에 유효 응력경로가 거의 수직됨을 발표하였다. 따라서 정규압밀상태 ($OCR=1.0$)와 과압밀비 2.6인 상태 사이의 유효 응력경로는 천이 형상이며 $OCR=2.6$ 이상에 대해서는 OCR 이 증가할수록 원점을 향해 볼록해진다. Koutsoftas(1981)도 실험적인 자료와 함께 과압밀 점성토는 압축 전단시에 적은 변형률을 발생하여 급속한 전단 저항력을

발휘하는 반면 정규압밀 점성토는 아주 점진적인 변형률 연화현상을 보여주며 이러한 전단저항력의 증가현상은 과압밀비가 증가할수록 더욱 뚜렷함을 밝혀 주었다.

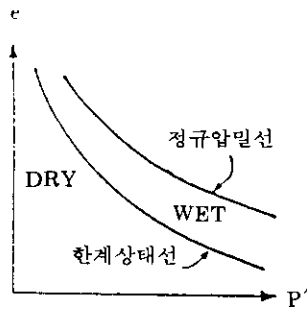
(iii) 과압밀 점성토의 거동특성에 대한 고찰 : 경 과압밀 점성토의 유효 응력경로가 연직으로 형성되었다가 어느 경계면에 도달하면 이 경계면을 따라 급속하게 진행되는 현상을 주목하여야 한다. 이 현상은 미소한 거동과 큰 거동을 구분하는 경계점이 확실히 존재함을 시사해 주며 여러가지의 응력경로로 부터 구한 이러한



(a)



(b)



(c)

그림 12 과압밀 점성토의 응력-변형률 관계

경계점들은 미소 거동과 큰 거동을 구분하는
 계점을 형성한다. 압밀 특성에서 이미 언급한
 대로 선행 압밀하중도 이러한 경계점의 하나이

며 이것이 과압밀점성토가 정규압밀 점성토와
 는 다르게 취급되어야 함을 말해준다. 정규압
 밀 점성토의 응력-변형률 관계는 아주 뚜렷한
 비선형 관계(그림 12 참조)를 나타내는 반면
 대부분의 자연 지반은 어떤 하중 영역에서는
 다소 선형거동 특성을 보여준다. 과압밀 점성
 토는 전단시 조밀한 모래와 같은 현상을 나타
 내 부의 간극수압을 발생하며 큰 변위에서는
 연약한 점성토와 같은 조건을 가지게 된다.

과압밀시의 간극수압 파라미터 A_v 값은 점성토
 별로 다르고 과압밀비와 전 응력경로에 따라서
 도 달라진다. A_v 는 과압밀비가 증가할수록 감
 소하여 큰 과압밀비를 갖는 점성토의 A_v 값은
 아주 적다. 과압밀비 1.25까지 범위에서는 K_0
 압밀된 점성토의 A_v 값이 등방압밀된 점성토의
 A_v 값보다 훨씬 크다. 이것은 동일한 전단응력
 증분에 대하여 발생하는 과잉 간극수압이 K_0
 압밀된 점성토에서 크게 됨을 의미하며 파괴에
 접근하면서 K_0 압밀 점성토가 더 심한 변형률
 연화현상을 받게 됨을 말해준다.

나. 강도특성

정규압밀 점성토의 비배수 강도는 압밀하중
 이 클수록 커진다. 그러나 과압밀비가 2.5이하
 이고 간극비가 동일한 점성토에서는 이의 증
 가 현상은 그렇게 뚜렷하지는 않다. 이것은 경
 과압밀 점성토의 강도는 압밀하중의 영향을
 크게 받지 않고 파괴점들도 동일한 응력공간
 에서 서로 가깝게 위치하고 있음을 나타낸다.
 또한 압축과 인장시의 전단강도비(S_{uc}/S_{ue})도
 과압밀비에 크게 영향을 받지 않는다. 직접 전
 단시험으로부터 구한 과압밀 점성토의 전단강
 도를 과압밀비와 상관시키면 식(2.12)와 같다
 (Ladd et al, 1977).

$$(S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0})_{OC} = OCR^m \cdot (S_{uc}/\bar{\sigma}_{v0})_{NC} \quad (2.12)$$

m 의 값은 0.75~0.85이며 과압밀비가 증가할
 수록 하한값이 더 정확한 관계식이 된다. 상기
 식은 K_0 압밀된 점성토에도 유효하다. 이 경우
 m 값은 등방압밀 점성토의 m 값보다 약 10%정

도 적다. Wroth(1984)는 m 값이 $(\lambda - k)/\lambda$ 가 됨을 발표하였다. 이 값은 $(C_c - C_r)/C_c$ 로도 표시할 수 있으며 흙의 압축과 팽창지수의 함수이다.

다. 등 전단변형률 선

정규압밀 점성토의 등 전단변형률 선은 (p, q) 응력 평면에서 직선이고 원점을 통과하는 부채살 모양이 됨은 이미 언급된 내용이다. 그러나 과압밀된 점성토의 등 전단변형률 선은 (p, q) 평면에서 과압밀비가 약 2.0 이하인 영역과 이상인 영역별로 각각 상이하다. 그림 13에서 보는 바와 같이 경 과압밀 상태 ($OCR < 2.0$)에 대한 등 전단변형률 선은 p 축에 평행하고 과압밀비가 2.0 이상인 영역에서는 부채살 모양의 직선으로 원점 왼쪽의 한 점을 통과한다. 이것은 비록 크기는 적지만 상태 경계면 내부에서도 전단변형률이 발생됨을 의미한다. p 축과 평행한 (q 가 일정) 경과압밀 영역의 변형률 등고선은 파괴에 접근하면서는 파괴선에 평행하려는 경향을 나타낸다. 그러나, K_0 압밀하에서 과압밀된 점성토의 등 전단변형률 선은 K_0 압밀선에 거의 평행하는 경향을 나타낸다.

2.10 자연 점성토의 항복곡적

자연 점성토는 항복곡적(yield locus)을 가지고 있으며 이 항복곡적을 미소한 변형과 큰 변형의 경계선으로 정의한다. 이 항복곡적 내부의 거동은 견고하고(stiff) 유사탄성(pseudo-elastic) 거동으로서 과잉 간극수압과 이의 해소에 장시간이 소요되는 큰 변형률을 수반하는 항복곡적 외부의 거동과 구분된다. 응력공간에 형성된 항복곡적의 형상과 크기는 점성토의 성분, 비등방성 및 응력이력에 의존한다. 따라서 자연지반의 항복에 대한 종합적인 이해는 공학적인 문제 해결에서 대단히 중요하다.

2.10.1 항복곡적을 구하는 방법

항복곡적을 구하기 위해서는 일반적으로 도해적인 방법을 사용하고 있으며 응력과 변형률 간의 그래프상에서의 갑작스런 강성의 변화점을 항복점으로 규정한다. 항복점을 구하는 것은 경험적인 것이므로 이의 한계성을 충분히 인식하여야 한다. 각기 다른 응력 경로에 대한 응력-변형률 관계로부터 구한 항복점들을 서로 연결하면 항복곡적(yield locus)이 된다.

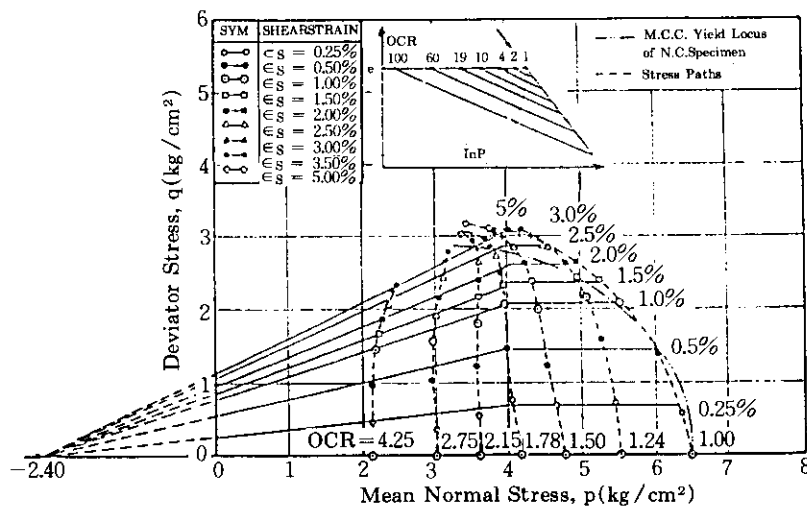


그림 13 과압밀 점성토의 등 전단변형률 선

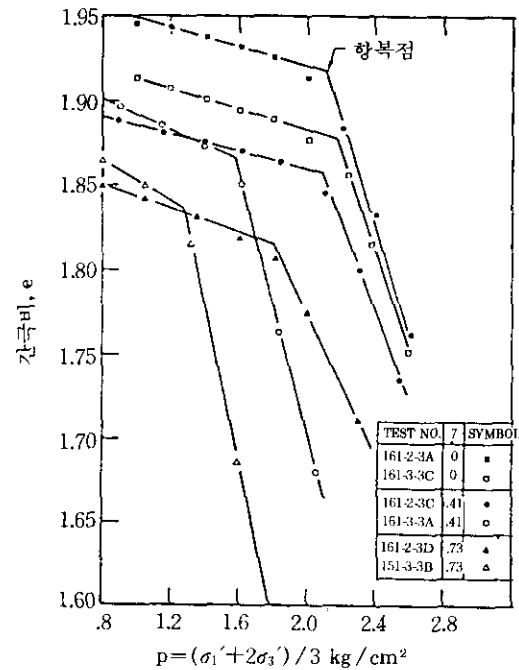
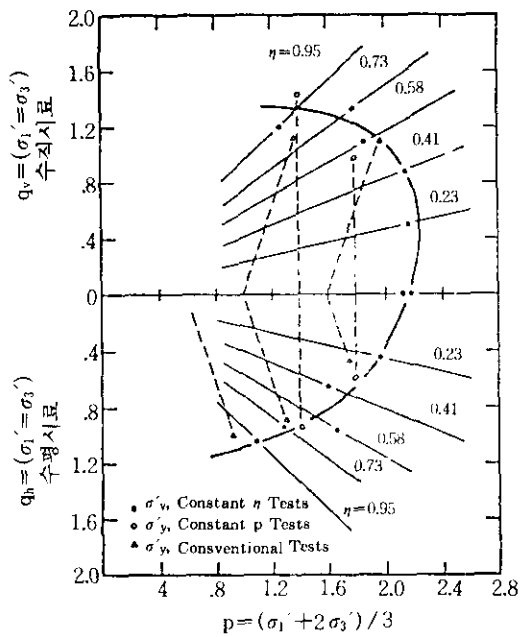


그림 14 자연 점성토의 항복계적(예)

Mitchell(1970)이 제시한 자연점성토의 압축과 인장영역의 항복계적의 실례를 그림14에 나타내었다. 이 항복계적은 응력경로에 의존하지 않고 등압축축(p축)에 대칭이 되지 않음을 알 수 있다.

어떤 연구자들은(Crooks and Graham, 1976; Tavenas and Leroueil, 1977; Jamiokowski et al, 1985) 자연 점성토의 항복계적은 타원이며 K_0 압밀선에 대칭임을 제시하기도 하였다. 그러나 이러한 형상들은 사용되는 파라미터에 따라서 달라지게 된다. 하나의 항복계적의 크기나 형태들을 정의하는 것은 곧 하나의 이론을 정의하게 되는 것이므로 점성토의 이론도 여러가지이며 많은 이견들도 대두 되었다.

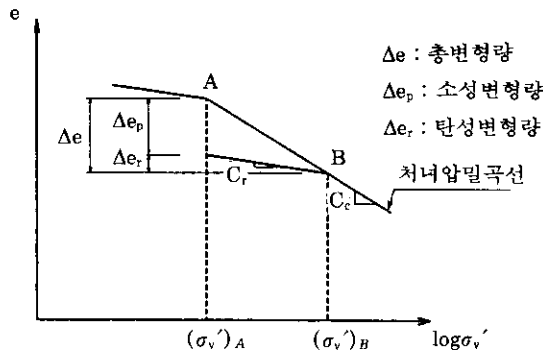
2.11 점성토의 거동을 대표하는 이론

지금까지 제한된 조건하에서의 점성토 특성을 정규압밀 상태와 과압밀 상태로 구분하여

살펴 보았다. 이러한 실제적인 실험결과들을 토대로 이론이 발전되었기 때문에 실제의 거동 특성은 이론보다 더 중요한 위치를 차지하고 있을 뿐만 아니라 이것을 외면한 이론은 가치를 상실하게 된다. 점성토의 거동은 경우별로 다양하기 때문에 이론형성을 위해서는 실제 거동을 단순화하거나 가정하게 된다. 이론들의 주된 목적은 몇가지의 파라미터들을 이용하여 변위나 강도 등을 가능한 한 실제에 가깝게 그리고 쉽게 예측 가능하도록 하는데 있기 때문에 훌륭한 이론이 되기 위해서는 적용하는 파라미터의 수도 적어야 하고 획득도 용이하여야 한다.

점성토의 거동을 다시 압밀과 팽창특성으로부터 탄성거동과 소성거동으로 분리하여 살펴보자. 탄성거동은 회복이 가능한 성질로서 체적에 관한 것으로는 팽창지수에 의한 간극비의 회복이 해당되며 압축하중에 의한 전체적인 체적의 변화에서 이러한 회복되는 체적을 제외한 나머지의 회복불가능한 체적 변화가 소성거동

이 된다. 아래 그림에 표시된 압밀팽창특성으로부터 이러한 현상을 살펴보면 선행 압밀하중까지 점성토는 탄성거동을 한다. 그러나 하중이 선행 압밀하중을 초과하면 심한 체적변화가 일어나는데 이것을 점성토의 항복이라 한다. 이때에는 탄성변형과 소성변형이 동시에 발생하며 그 양은 대부분 소성변형이 된다. 하중이 A점을 지나 B점에 이르르면 이 점성토는 B점 이하의 하중에 대해서는 탄성거동(변형률 경화현상)을 한다. 즉, 항복점이 A점에서 B점으로 옮겨간 결과이며 정규 압밀상태 AB구간에서는 소성변형을 동반한 체적항복이 계속되는 상태이다.



2.11.1 점성토 거동이론의 발전

토질역학 발달의 시대적 구분은 역학의 법칙 (the laws of mechanics)에 응답하는 물질로서의 흙의 거동 묘사가 어떻게 변천해 왔는가를 살펴보면 알 수 있다. 1920년대에 Terzaghi에 의해 발표된 유효응력 개념은 토질역학이 역학의 한 분야로 인식되는 계기를 만들었으며 그 후 1950년대 후반까지 실험과 현장연구가 활발하게 진행되어 토질역학에 대한 막대한 정보를 제공하였다. 이 시기는 이론적인 발전은 활발하지 못하였으며 흙의 거동은 대체로 linear Elasticity 혹은 rigid plasticity로 취급되었다.

1950년대 후반에 흙의 거동이 다른 물질의 거동과 구별되는 주된 흙의 응답형태를 수학적

으로 표현하는 일련의 이론들이 발표되기 시작하였다. 이러한 이론들 중에서 Cambridge 연구진이 제창한 한계상태 이론에 근거한 Cam-Clay 이론과 그 수정 이론들은 토질역학 분야의 꽃을 피웠다고 말할 수 있을 만큼 큰 발전을 가져다 주었으며 현재에도 지속적인 이론의 개발 및 발전과 파라미터 결정에 대한 연구가 진행되고 있다. 1980년대 이후에 이르러서는 오히려 흙의 구성법칙에 대한 이론적인 연구가 실험적인 연구보다 더 강조되었다고 할 수 있다. 그러나 대부분의 이론들은 특정한 하중조건이나 토질조건을 대상으로 개발되었기 때문에 한가지의 이론만으로 다양한 제반조건을 만족시킨다는 것은 매우 어려운 일이다. 이것은 모든 흙에 대한 거동묘사를 하나의 체계화된 이론으로 묘사하는 것이 불가능함을 의미한다.

2.11.2 소성이론의 기본사항

소성이론의 근본적인 전제조건은 탄성거동과 소성거동을 구별하는 항복개념에서 출발한다. 소성거동모델은 흙이 항복하게 되면 무한한 소성변형을 경험한다고 가정하는 완전소성(perfectly plastic) 모델이나 항복후에도 소성변형률을 계속 발생시키기 위해서는 응력증분이 요구되는 변형률 경화(strain hardening) 모델로 대별된다. 소성거동은 선형 혹은 비선형으로 모델화할 수 있다. 소성이론의 골격이 되는 사항은 다음의 3가지이다.

(i) 항복조건(yield criterion): 항복조건은 소성변형이 발생하는 응력조건을 말한다.

(ii) 유동법칙(flow rule): 항복이후 응력증분에 따른 변형률 증분 형태를 나타내는 관계식으로써 연합 유동법칙(associated flow rule)과 비연합 유동법칙(non-associated flow rule)이 있다. 연합 유동법칙은 소성 포텐셜(plastic potential)선이 항복곡선과 일치한다고 가정하는 것으로서 변형률 증분벡터는 항복곡선에 직각 방향으로 발생한다. 이 경우는 임의의 항복점에서의 접선과 변형률 벡터간에는 서로 직교한다. 따라서 유동법칙과 항복

체적은 서로 영향을 받게 된다. 대부분의 이론들은 연합 유동법칙을 가정하고 있지만 비연합 유동법칙을 적용한 이론도 있다.

(iii) 경화법칙(hardening law) : 항복계적(yield locus)이나 항복면(yield surface)의 형상이나 크기 등의 영향을 규정하는 것으로서 항복계적이 초기상태의 위치에서 동일한 형상으로 크기만 변화하는 것을 등방성 경화(isotropic hardening)라 한다. 항복계적의 형상이나 크기는 변화하지 않은 채 응력공간에서 위치만이 변화하는 것을 이동성 경화(kinematic hardening)라 한다.

2.11.3 한계상태 개념과 이 개념에 근거한 이론

가. 한계상태 개념(critical state concept)

한계상태 개념은 1958년에 Cambridge 연구진(Roscoe, Schofield and Wroth, 1958)에 의해 제창되었다. 이 개념은 많은 시험결과들을 토대로 발전된 것이며 다음 3가지의 발견들이 이 개념의 탄생을 가능케 하였다.

- (i) Redulic(1936)의 등 간극비선
- (ii) Casagrande(1938)와 Taylor(1948)의 한계간극비
- (iii) Hvorslev의 전단과 연직응력 및 간극비의 관계

점성토를 계속 전단하게 되면 응력의 변화와 체적의 변화없이 무한한 변위를 수반하는 상태

에 도달하게 된다. 이 상태를 한계상태라 정의한다. 이것을 식으로 표시하면 식(2.14)와 같다.

$$dp = dq = dv = 0 : d\varepsilon \rightarrow \infty \quad (2.14)$$

여기서 dv 및 $d\varepsilon$ 는 각각 체적변형률과 전단 변형률 증분이다. 한계상태에서 유효응력과 간극비의 관계는 유일하고 이러한 관계의 여러가지 조합은 (p, q, e) 응력 공간에서 하나의 선분으로 나타나는 한계상태선(critical state line)을 형성한다. 이점은 한계상태는 한계간극비와 관계가 있음을 시사한다.

상태 경계면(state boundary surface)은 응력공간에서 흙에 허용 가능한 응력상태를 허용 불가능한 응력 상태로부터 구별하는 경계면이다(그림 15 참조). 즉, 이 상태 경계면 외부의 응력-간극비 조합은 존재할 수 없다. 상태 경계면은 체적 항복이 일어나는 Roscoe면과 파괴가 일어나는 Hvorslev면으로 구성되어 있으며 이 두면들이 만나는 경계선이 한계 상태선이다. Roscoe면은 정규압밀 점성토의 비배수 유효응력 경로로 정의되며 Hvorslev면은 과압밀된 점성토의 파괴점들의 궤적이다.

한계상태선과 정규압밀 선과의 사이 영역을 'Wet Zone', 한계상태선 좌측 영역을 'Dry Zone'으로 부른다. Wet Zone에 위치하는 점성토는 전단시 체적이 감소하려 하여 양(+)

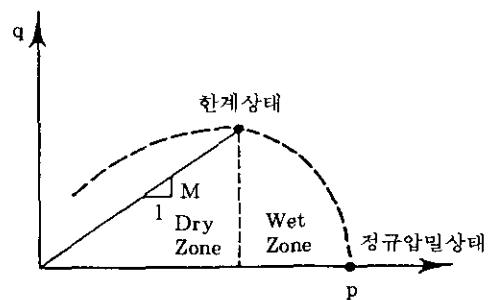
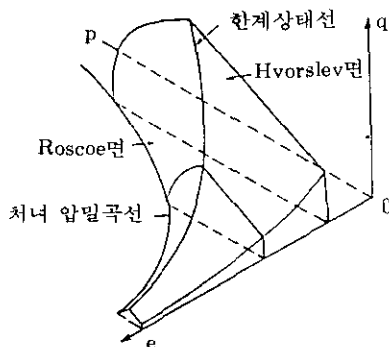


그림 15 상태 경계면과 한계상태 선

과잉간극 수압을 발생하고 Dry Zone 상태에 있는 점성토는 전단시 부(-)의 간극수압을 발생하여 주위의 물을 흡수하려 한다.

2.11.4 한계상태 이론에 근거한 소성이론들 가. 배경

Cambridge 연구진들이 1963년에 제창한 소성이론에서는 점성토에 대하여 다음의 몇가지 사항을 가정하였다.

- (i) 점성토는 등방성을 가지며 한계상태 개념을 따른다.
- (ii) 탄성 전단변형률은 발생하지 않는다 (전단변형률은 회복되지 않는다).
- (iii) 상태 경계면 내부의 응력상태는 반드시 탄성벽(elastic wall)에 위치하며 이 탄성벽 위에서는 오직 회복 가능한 체적변형률만 발생하며 전단변형률은 발생하지 않는다.
- (iv) 체적항복은 응력상태가 상태 경계면 위에서 변화할 때에만 발생한다.

이론들의 전개과정을 요약하면 다음과 같다. 먼저 소성 변형을 하면서 발생한 일에 대하여 에너지 평형 방정식을 가정한다. 이 가정으로부터 유동법칙을 유도한 다음 항복면의 접선과 소성유동법칙간의 직교칙(normality rule)을 가정하여 미분방정식을 세우고 해를 얻어 항복 궤적을 구한다. 체적항복에 의해 발생한 소성 체적 변형률을 유동법칙에 적용하여 소성전단 변형률을 구한다. 이 소성변형률들에 탄성변형률을 합하면 총 변형률이 된다. 비배수 응력경로는 체적 변형률이 '0'인 조건을 적용하여 구하면 된다. 이 이론들은 등방 경화법칙을 적용하며 장점으로는 첫째, 단순하여 이용이 편리하고 둘째, 파라미터가 3가지로 수가 적고 단순한 일상적인 실험으로부터 구할 수 있다는 것이다.

나. Cam-Clay 이론(1963)

Cam-Clay 이론은 정규압밀 혹은 경 과압 밀된 점성토를 대상으로 개발 되었다. 이 이론은 전술한 모든 가정과 함께 소성변형시 소멸되는 에너지를 오직 소성 전단 변형률의 함수

로만 가정하였다. 이 에너지 평형 방정식(식 15)의 가정으로부터 유동법칙을 구하였다.

$$dW = p dv^p + q d\varepsilon^p = Mp d\varepsilon^p \quad (2.15)$$

식(2.15)을 정리하면 식(2.16)와 같은 유동 법칙을 얻는다.

$$\left(\frac{dv}{d\varepsilon}\right)^p = \left(M - \frac{q}{p}\right) \quad (2.16)$$

여기에 직교칙(normality rule)인 $\frac{dq}{dp}$

$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -1$ 을 적용하여 식(2.17)과 같은 항복 궤적을 구한다. p_0 은 초기 압밀하중이다. 식(2.17)로 부터 구한 소성변형률에 탄성변형률을 합하여 구한 총 변형률은 식(2.18)과 같다.

$$q = Mp \ln\left(\frac{p_0}{p}\right) \quad (2.17)$$

$$d\varepsilon = \frac{\lambda - k}{1 + e} \left[\frac{p}{M} \frac{d\eta}{p(M - \eta)} + \frac{dp}{p} \right] \quad (2.18a)$$

$$dv = \frac{1}{1 + e} \left[\frac{(\lambda - k)d\eta}{M} + \lambda \frac{dp}{p} \right] \quad (2.18b)$$

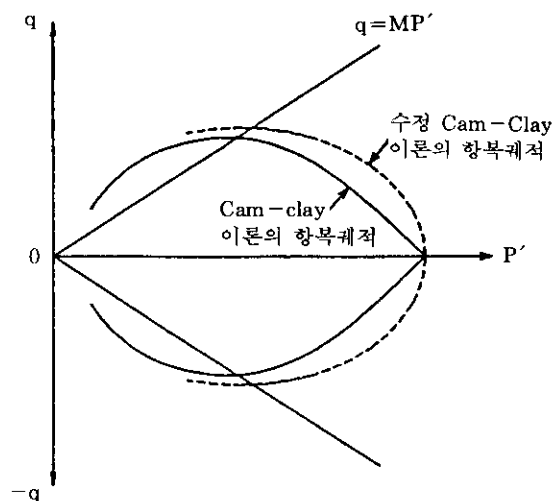


그림 16 Cam-Clay 이론과 수정 Cam-Clay이론의 항복궤적

식(2.17)의 체적 항복곡선은 그림 16과 같이 p축에 꼭지점을 갖는 대수 나선형 곡선이다. Cam-Clay 이론은 변형률을 과대평가하고 등방압밀 상태의 다이러턴시비(dilatancy ratio)가 $\frac{dv}{d\varepsilon} = \frac{\lambda(M-q/p)}{\lambda-k}$ 로서 유한한 값을 나타내는 모순을 가지고 있다. 왜냐하면 실제적으로 등압밀 상태($q/p=0$)에서는 체적 변화만 있고 전단 변형은 없기 때문에 $\frac{dv}{d\varepsilon}$ 값은 유한한 값이 될 수 없으며 무한대(∞)로 접근하여야 한다.

다. 수정 Cam-Clay 이론(1965)

Cam-Clay 이론의 예측치들은 실제의 실험 결과들과 정확하게 일치하지 않는다. 이러한 결점을 보완하기 위하여 Roscoe와 Burland (1965)는 Cam-Clay 이론에서 가정한 에너지 평형 방정식을 식(2.19)와 같이 수정하였다. 즉, 소성변형률 발생에 사용되는 에너지는 소성 전단 변형률 뿐만 아니라 소성 체적 변형률의 합수가 됨을 가정한 것이다.

$$dW = p[(dv)^2 + (M d\varepsilon^p)^2]^{1/2} \quad (2.19)$$

$$\text{식(2.19)로부터 유동법칙 } \left(\frac{dv}{d\varepsilon}\right)^p = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}$$

을 얻고 (여기서 $\eta = \frac{q}{p}$) Cam-Clay 이론과 동일하게 직교척을 적용하여 항복곡선을 식(2.20)과 같이 얻었다. 소성변형률 관계식은 참고 문헌을 참조하도록 하고 여기에서는 생략한다.

$$p = \frac{p_0 M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (2.20)$$

Cam-Clay의 항복곡선의 형상은 (p, q) 평면에서 대수 나선형의 특성을 가지고 있는 반면 수정 Cam-Clay의 항복곡선은 타원형이다. 이 수정 Cam-Clay 이론은 그림 17에서 보여준 바와 같이 전단변형률을 과소평가 하지만 Cam-Clay 이론에서 대두되었던 다이러턴시비에 대한 모순 사항을 실제 데이터와 일치하도록 수정하였다.

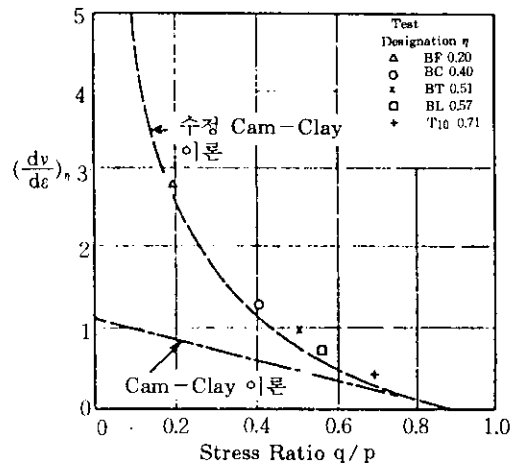
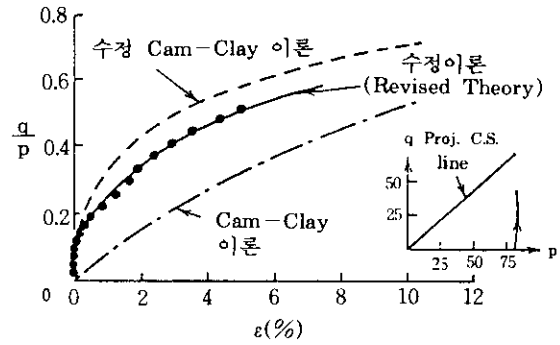


그림 17 수정 Cam-Clay 이론의 개선사항

라. 수정이론(revised theory, 1968)

변형률 예측에 있어서 Cam-Clay 이론은 과대평가하고 수정 Cam-Clay 이론은 과소평가한다. 이러한 결점들을 보완하고자 하는 시도가 Roscoe와 Burland(1968)에 의해서 수행되었다. Cam-Clay 이론이나 수정 Cam-Clay 이론들은 상태 경계면 내부에서는 전단변형률이 없는 것으로 가정하였다. 그러나, 이미 과압밀 점성토의 특성에서 살펴본 바와 같이 경 과압밀 점성토(OCR<2.0)는 상태 경계면 내부에 p축에 평행한(q가 일정한) 등 전단변형률 선을 가지고 있음을 확인하였다. Roscoe와 Burland는 이것을 체적항복이 발생하기 전까지 발생하는 전단변형률로 취함으로서 수정 Cam-Clay의 전단변형률 과소평가 현상을 극복하였다. 이 전단변형률 선을 q가 일정한 항복곡적이라 부른다. 따라서 수정이론(revised theory)에서는 항복

계적이 두개이며 하나는 체적항복 이전의 전단 변형에 관한 것이고 다른 하나는 체적항복(수정 Cam-Clay 이론과 동일)에 관한 것이다. q 가 일정한 항복계적은 (p, q) 평면에서 주어진 응력비 q/p 에 대해 일정하다.

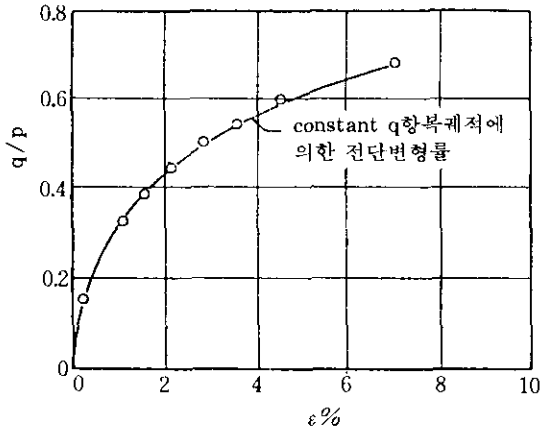
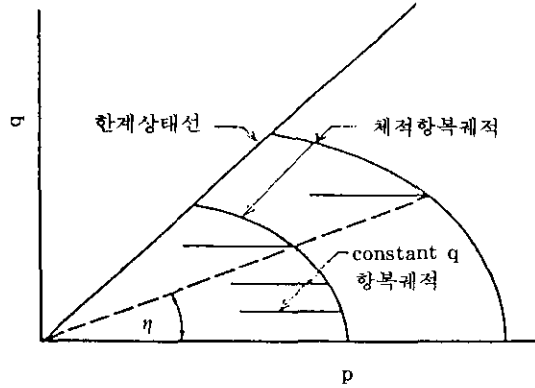


그림 18 q -constant 항복계적

마. Dafalias의 이론(1987)

지금까지 살펴본 Cam-Clay 이론과 그 수정 이론들은 등방응력 상태를 기준으로 하고 있다.

Dafalias는 등방응력에 대한 한계상태 이론의 구성식들을 이방응력에 대한 이론으로 발전시켰다. Dafalias가 제시한 일의 평형방정식은

식(2.21)과 같이 수정 Cam-Clay 이론의 일의 평형 방정식에 하나의 항을 추가 하였다.

$$dW = p[(dv)^2 + (M de^p)^2 + 2\alpha dv de]^{1/2} \quad (2.21)$$

여기에서 α 는 무차원의 비등방 계수이며 내부 잔류응력의 영향을 반영한다. 만약 $\alpha=0$ 이라면 식(2.21)은 수정 Cam-Clay 이론의 일의 평형 방정식과 동일하게 된다. 이 식으로부터 비등방성을 고려한 소성유동법칙을 전술한 방법과 동일하게 구할 수 있다.

$$\left(\frac{dv}{de}\right)^p = \frac{q^2 - M^2}{2\alpha - 2\eta} \quad (2.22)$$

이 이론의 항복계적은 식(2.23)과 같고 도해적으로 표시하면 그림 19와 같다. 여기서 p_0 와 q_0 는 초기값들이다.

$$\frac{p}{p_0} = \frac{M^2 + \eta_0^2 - 2\alpha\eta_0}{M^2 + \eta_0 - 2\alpha\eta} \quad (2.23)$$

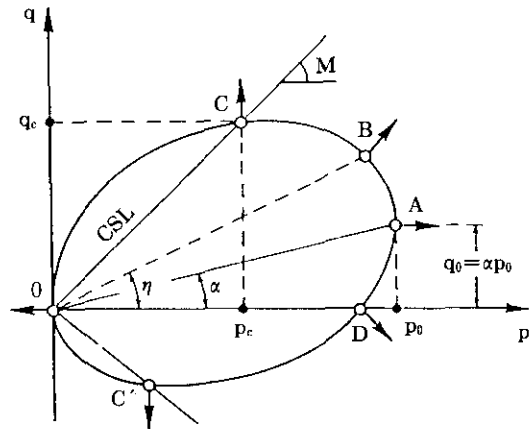


그림 19 Dafalias의 이론의 항복계적

2.12 강좌를 마감하면서

점성토는 두드러진 응력이력(stress history)이나 응력경로(stress paths) 의존특성

을 가지고 있다. 여러가지 제약상 이러한 특성의 일부분 만을 살펴보았다. 특히, 시간의존성 특성과 상태 경계면(state boundary surface) 내부에서의 상세한 거동 특성과 이에 대한 이론 부분을 살펴보지 못한 아쉬움이 많이 남는다.

참 고 문 헌

1. AL-HUSSAINI, M.(1981), Comparison of Various Methods for Determining K_0 , Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM STP 740, pp.78~93.
2. ALPAN, I.(1967), The Empirical Evaluation of the Coefficients K_0 and K_{cr} , Soils and Foundations, Vol. 7, No. 1, pp. 31~40.
3. ATKINSON, J.H., RICHARDSON, D. & BRANSBY, P.L.(1978), The Mechanics of Soil—An Introduction to Critical State Soil Mechanics, London, McGraw-Hill.
4. BALASUBRAMANIAM, A.S.(1973), Stress History Effects on Stress-Strain Behaviour of a Saturated Clay, Geotechnical Engineering, Vol. 4, pp.91~111.
5. BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O.(1965), Earth Pressures at Rest Related to Stress History, Can Geotech. J., Vol. 2, pp.1~15.
6. BURLAND, J.B.(1965), The Yielding and Dilation of Clay, Correspondence, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.211~214.
7. CASAGRANDE, A.(1938), Compaction Tests and Critical Density Investigation of Cohesionless Materials for Flanklin Falls Dam, VS Engineer Corps, (from TAYLOR, D.W., 1948)
8. CROOKS, J.H.A. & GRAHAM, J.(1976), Geotechnical Properties of the Balfast Estuarine Deposit, Geotechnique, Vol.26, No. 2, pp.293~315.
9. DAFALIAS, Y.F.(1987), An Anisotropic Critical State Clay Plasticity Model, Constructive Laws for Engineering Materials Theory and Applications. Vol. 1(C.S. DESAI et al., EDS.), pp.513~522.
10. FEDERICO, A.(1990), Discussion on 'Pore Pressure Behaviour of K_0 -Consolidated Clays', J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, No 1. 116, No. 9, pp. 1436~1440.
11. HVORSLEV, M.J.(1937), On the Physical Properties of Disturbed Cohesive Soils(from ROSCOE et al., 1958)
12. JAKY, J.(1944), The Coefficient of Earth Pressure, J. for Soc. of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, pp.355~358.
13. JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMANIE, J.T. & LANCELLOTTA, R. (1985), New Developments in Field and Laboratory Testing and Soils, Proc. 11th ICSMFE, Vol. 1, pp.57~153, San-Francisco.
14. KOUTSOFTAS, D.C.(1981), Undrained Shear Behaviour of a Marine Clay, Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM STP 740, pp. 254~276.
15. LADD, C.C.(1965), Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays During Undrained Shear, Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.282~285.
16. LADD, C.C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F. & POULOS, H. G.(1977), Stress-Deformation and Strength Characteristics ; State-of-the-Art Report, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 2, pp.421~494, Tokyo.
17. LAMBE, T.W.(1964), Methods of Estimating Settlement, J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE, Vol.90, No.sm5, pp.43~67.
18. MAYNE, P.W.(1980), Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, Vol. 106, No. GT11, pp. 1219~1241
19. MAYNE, P.W.(1985), Stress Anisotropy Effects on Clay Strength, J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, Vol. 111, No.3, pp. 356~365.
20. MAYNE, P.W.(1988), Determining OCR in Clays from Laboratory Strength, J. of the Geotech, Engg. Div ASCE, Vol.114, No.1, pp. 76~92.
21. MAYNE, P.W. & STEWART, H.E.(1988), Pore Pressure Behavior of K_0 -Consolidated Clays, J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, Vol. 114, No.11, pp.1349~1346.
22. MITACHI, T. & KITAGO, S.(1979), The In-

- fluence of Stress History and Stress System on the Stress-Strain-Strength Properties of Saturated Clay, Soils and Foundations, Vol. 19, No.2, pp. 45~61
23. MITCHELL, R. J.(1970), On the Yielding and Mechanical Strength of Leda Clay, Can. Geotech. J., Vol.7, pp. 297~312.
 24. NAKASE, A & KAMEI, T. (1983), Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No.1, pp.91~101.
 25. PARRY, R.H.G. & NADARAJAH, V.(1973), Observations on Laboratory Prepared Lightly Overconsolidated Specimens of Kaolin, Geotechnique, Vol.24.
 26. RENDULIC, L.(1936), Relation Between Void Ratio and Effective Principal Stress for a Remoulded Silty Clay, Discussion, Proc. 1st ICSM, Vol.3, pp.48~51.
 27. ROSCOE, K, H & BURLAND, J.B.(1968), On the Generalized Stress-Strain Behaviour of Wet Clay, engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, Cambridge, pp.535~609.
 28. ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A.N. & THURAIRAJAH, A.(1963), Yielding of Clays in States Wetter than Critical, Geotechnique, Vol.13, No.3, pp. 535~609
 29. ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C.P.(1958), On the Yielding of Soils. Geotechnique, Vol. 8, pp.22~53
 30. SCHMERTMANN, J.S.(1975), Measurement of In-situ Shear Strength : State-of-the-Art Report, Proc. ASCE Specialty on In-situ Measurement of Soil Properties, Vol.2, pp.57~138, Releigh.
 31. SCHMIDT, B.(1966), Discussion of Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Can. Geotech. J., Vol.4, pp.239~242.
 32. SCHOFIELD A. N. & WROTH, C.P.(1968), Critical State Soil Mechanics, Mcgraw-Hill, 310p.
 33. SIVAKUGAN, N., HOLTZ, R. D. & CHAMEAW, J.L.(1988), CK_{UC} Shear Strength of Normally Consolidated Clays from CIUC Tests, J. of the Geotech. Engg. Div., ASCE, Vol.14, No.3, pp.284~295.
 34. SKEMPTON, A.W.(1957), Discussion on the Planning and Design of the New Hong Kong Airport, Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol.7, 306.
 35. TAYLOR, D.W.(1948), Fundamentals of Soil Mechanics, Wiley, New York.
 36. WROTH, C.P.(1984), The Interpretation of In-situ soil Test, Geotechnique, Vol.34, No. 4, pp.449~163