

Cone Pressuremeter Test를 이용한 미소변형에서 전단변형계수 측정

Measurement of Shear Modulus at Small Strains using Cone Pressuremeter Test

이 장 덕*

Yi, Chang-Tok

Abstract

Geotechnical design routinely requires that in-situ strength, stiffness of the ground be determined. In the working stress conditions, the strain level in a ground experienced by existing structures and during construction is less than about 0.1~1%. In order to analyze the deformational behavior accurately, the in-situ testing technique which provides the reliable deformational characteristics at small strains, needs to be developed. Cone pressuremeter tests were performed on the western off-shore region of Korea, and analyzed using cavity expansion theory and curve fitting technique to obtain the shear modulus at small strain level of $10^{-1}\%$. The value of E_u/S_u ratio for the marine clay shows about 589 at the small strain. However the value of E_u/S_u estimated by lab tests are much smaller values ranged from 81 to 91. It is indicated that the curve fitting technique from CPM tests results can be used to obtain the shear modulus at small strain.

요 지

공용하중 상태에서 지반이 경험하는 변형률 크기는 0.1~1% 미만임이 밝혀지고 있다. 변형특성보다 엄밀히 평가하기 위하여는 미소변형률 영역에서의 신뢰성 있는 변형측정을 위해 현장시험장비가 필요한 실정이다. 콘과 공내재하시험기를 혼합한 Cone-pressuremeter test(CPM)을 서해안 연약 해성점토층에 수행하였다. 지반교란효과를 최소화시키기 위해 재하-재하 Loop를 이용하여 탄성계수를 측정하였으며 공동확장이론의 공내재하시험 이론식을 이용하여 지반교란이 최소화된 재하단계에 대한 Curve Fitting 방법으로부터 지반의 비배수 강도와 탄성계수를 측정하였다. 측정된 탄성계수, 비배수 강도의 비를 평가해본 결과 E_u/S_u 가 589로 다른 삼축시험 등 실내시험보다 크게 평가되어 미소변형하의 탄성계수를 신뢰성 있게 산정할 수 있는 것으로 평가되어 수치해석을 통한 지반물성치 산정에 매우 효과적으로 사용할 수 있을 것으로 기대된다.

Keywords : Cone pressuremeter, Unloading, Curve fitting, Small strain

핵심 용어 : 콘프레셔미터, 재하, 커브 휘팅, 미소변형

* 정회원, (주)두우건설엔지니어링 기술연구소장

E-mail : ctyii@hanmail.net 011-305-0405

• 본 논문에 대한 토의를 2005년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 2005년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

공용하중상태에서 토류벽, 구조물기초, 터널 등 지반구조물의 거동을 신뢰성 있게 평가하기 위해 흙과 암반의 변형특성에 대한 정밀한 측정이 중요하다. 지난 약 20년동안 터널이나 굴착시 주변지반의 변형에 대하여 정밀한 역해석을 수행한 결과 실제 현장에서의 지반의 강성이 당초 생각했던 것보다 크며 비선형 거동을 하는 것으로 분석되었다. 수치해석결과 터널주변부의 변형률은 0.01%~0.1%인 것으로 계산되었다(Matthews et al., 1993).⁽¹³⁾ 그러므로 미소변형률인 0.01%~0.1%의 범위에서 탄성계수를 구하여야만 보다 신뢰성 있는 지반거동을 분석할 수 있다. 이제까지 물리탐사는 지층의 구성을 파악하기 위해 사용되어 오다가 미소변형률에서 전단변형계수를 구하는 방법으로 사용되고 있다(Abbiss, 1981).⁽²⁾ 이러한 전단변형계수는 실내시험에서도 구할 수 있지만 실내시험을 위한 시료채취와 성형시 시료의 교란이 발생하는 문제가 있는 반면 현장물리탐사에는 시료교란의 문제는 없지만 변형률이 매우 작은 경우만 전단변형계수를 구할 수 있다. 민감도가 좋은 스트레인 게이지를 사용하여 실내시험시료에 직접 부착하여 미소변형인 변형률이 0.01~0.001%의 범위에서 응력-변형 거동을 파악할 수 있다(Jardine et al., 1984).⁽¹¹⁾ 변형률이 0.001% 이하에서는 모든 흙은 탄성적으로 거동하므로 일정한 탄성계수를 갖는다. 하지만 변형률이 0.001%~0.1%에 이르면 흙의 강성은 변형률의 크기에 민감하게 영향을 받으며 변형률 증가와 함께 흙의 강성은 급격히 감소하게 된다. 변형률이 0.1%보다 크게 되면 소성거동이 흙의 거동을 지배하고 흙의 강성은 변형률의 크기에 따라 민감하지 않으며 흙이 파괴에 이르면서 최소값을 갖게 된다. 일반적으로 연약한 암반에서는 탄성거동을 보이다가 변형률이 증가함에 따라 강성변화는 흙보다 훨씬 적은 것으로 알려져 있다.

Fig. 1은 Atkinson et al., (1993)⁽³⁾이 제시한 변형률에 따른 지반의 강성의 변화를 보인 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 일반적인 삼축시험의 변형률은 0.1% 이상이 되며 민감도가 좋은 스트레인 게이지를 사용하면 국부적인 변형률을 측정할 시험은 0.001%~

0.1%의 변형률을 보이며 0.001% 이하의 변형률에 대한 지반의 탄성계수는 Cross Hole, Down Hole, SASW (Spectral Analysis of Surface Wave)을 이용한 물리탐사를 통해 구할 수 있다.

최근에 들어오면서 수치해석기법과 컴퓨터의 발달로 인하여 터널 굴착, 옹벽 구조물의 지반거동을 예측하는 것이 토목구조물 설계에서 매우 중요하게 되었다. 하지만 이러한 지반거동을 신뢰성 있게 예측하기 위해서는 지반의 물성치를 신뢰성 있게 선정해야 하는 어려움이 있었다. 1970년대에서는 지반의 거동을 탄성체로 가정하여 변형해석을 수행하였는데 실제 현장 계측으로 구한 실측값과 실내시험결과로부터 구한 지반의 강성을 이용하여 변위해석을 수행한 결과, 변위해석결과가 실제 계측치보다 훨씬 크게 평가되었는데 이는 실내시험을 위한 시료성형시 시료의 교란 등의 영향 탓으로만 돌려 결국 지반교란을 무시할 수 있는 현장시험을 선호하기 시작하였다(Marsland, 1971; Windle and Wroth, 1977).⁽¹⁵⁾ 1%보다 작은 변형률에서의 흙의 거동을 이해하기 시작한 것은 1980년대부터이며 현장실측치와 예측치의 차이가 이러한 변형률 차이로 인한 것이라는 것이 보편화되었다. 그러므로 지반거동을 신뢰성 있게 예측하기 위해서는 0.1%보다 작은 변형률 하에서 지반의 변형특성을 알아야 한다(Jardine et al., 1986).⁽¹²⁾

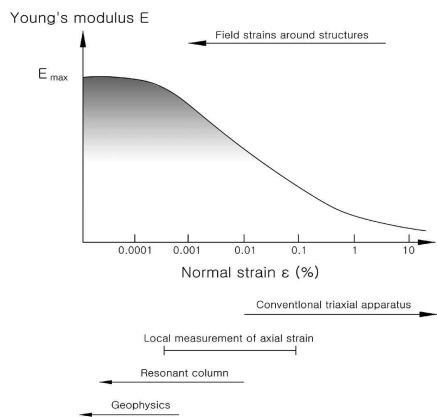


Fig. 1 지반의 변형률에 따른 강성변화 (after Atkinson et al., 1993)

하지만 여전히 시료채취나 성형과정에서 시료의 교란은 흙의 강성에 영향을 미치므로, 이러한 교란을 최소화할 수 있는 시료채취방법에 대한 연구가 수행되고 있지만 무엇보다도 깊이로 따른 지반의 강성을 신뢰성 있게 파악하는 것이 변형해석에 중요하나 지반강성을 나타내는 탄성계수, E는 배수조건과 변형률 크기에 영향을 받는다.

배수상태의 탄성계수를 E' 라 하는데 이는 전단변형과 체적변화를 나타내는 반면, 비배수 상태의 탄성계수는 전단변형만 나타낸다. 일반적으로 흙의 강성을 탄성계수로 나타내는 것이 간편하고 편리하지만 Bulk Modulus와 전단변형계수 값으로 나누어 표시하기로 한다. 즉 체적변화를 나타내는 K값과 일정한 체적하에서 전단변형을 나타내는 G값으로 나타낼 수 있다.

전단변형계수 값은 지반의 배수조건에 영향을 받지 않으므로 등방체라 흙을 가정하면 $G' = G_u$ 이 성립한다. 그러므로 수치해석에서 비배수 재하조건에서 시간경과 후 배수조건으로 바뀔 때 탄성계수는 E_u 대신 E' 값을 사용해야 하지만 전단변형계수 값은 배수조건에 관계없이 일정하게 된다. 그러므로 지반교란이 최소이면서 미소변형률 상태에서 지반의 변형계수를 구할 수 있는 현장시험이 필요하다 하겠다. 김동수 외(1997)는 PMT시험을 통해 변형률이 0.01%~0.5%의 전단탄성계수를 구할 수 있었으며 공진주시험과 비교한 결과 이러한 미소변형률에서 사질토지반의 전단탄성계수 추정을 위하여 공내재하시험의 적용가능성을 확인하였다.

본 연구에서는 서해안에 수행한 Cone pressure

meter 시험을 통하여 서해안 점토의 변형계수를 미소 변형률에서 산정 방법을 제안하고 이 방법에 의해 구한 점토의 변형계수와 실내시험에서 구한 변형계수를 비교하여 새로운 방법에 의한 변형계수 산정방법의 적정성을 판단하였다.

2. Cone pressuremeter test

본 연구에서 수행된 Cone pressuremeter (CPM) test는 Dalton(1986)에 의해 처음으로 제안된 시험장치로 콘과 Pressuremeter를 결합시킨 현장시험장치이다. 1956년 Menard에 의해 개발된 PMT는 선굴착한 후 PMT의 Probe를 설치하여 시험하므로 지반교란문제로 인해 시험의 신뢰도에 영향을 미치게 된다. CPM시험은 일반 PMT시험기와는 달리 시험 중 지표면에서 콘을 관입시킬때 콘주위의 흙들이 밀려나면서 시험 Hole을 형성하게 되므로 Full-Displacement Device라 부른다. 이러한 CPM으로 구한 지반의 물성치는 수평력이 작용하는 말뚝기둥 해석에 필요한 P-y곡선을 구하는데 효과적일 뿐 아니라 말뚝의 관입과정과 비슷하여 공동확장이론을 이용한 말뚝의 선단 지지력 평가 뿐 아니라 지반의 공학적 특성을 신뢰성 있게 평가할 수 있는 것으로 알려져 있다(Houlsby & Withers, 1988).⁽⁹⁾

본 연구에서 사용한 CPM의 제원은 Fig. 2와 같이 외경이 43.7mm인 콘 뒤편에 400mm길이의 Pressuremeter의 Membrane이 연결되어있다. 고무 Membrane의 직경은 39~41mm로 Membrane의 강성에 따라 약간의 두께차이가 있다. 고무로 되어 있는 Membrane은 질소 가스압에 의해 주입되는 물

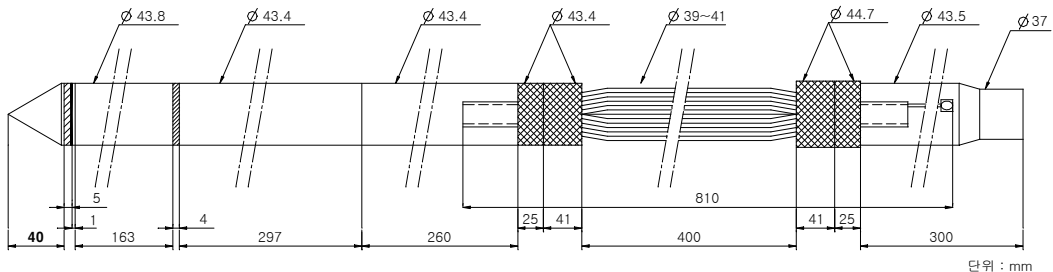


Fig. 2 CPM의 제원

에 의해 팽창되고 팽창된 체적은 주입된 물의 양으로 측정되며 Volumetric Strain ($\frac{\Delta V}{V}$)이나 Cavity Strain ($\frac{\Delta R}{R}$)로 환산할 수 있다. Membrane은 Mono-cell 형식으로 Coupling 끝단에서부터 팽창하게 되어 있으며 시험 대상 지반에 따라 강성이 다른 Membrane을 사용하고 시험중 손상을 방지하기 위하여 알루미늄 커튼 등으로 보호하게 되어 있는 Membrane을 사용하기도 한다. 그러므로 시험전 사용하고자하는 Membrane에 대한 보정이 반드시 필요하다. CPM 보정은 Volume Loss와 Pressure Loss로 구분할 수 있는데, Volume Loss는 물이나 장비 내부에 부분적으로 포함되어 있는 공기 등이 시험중 가해지는 압력에 의해 물 속으로 용해되어 발생하는 체적 변화를 보정하는 것으로, 주로 고압이 필요한 암반시험 등에서 필요한 보정이므로 본 시험에서는 Pressure Loss에 대한 보정만을 수행하였다.

Teh(1987)는 콘 관입시 콘 선단에서 발생하는 응력분포가 Cylindrical Cavity Expansion Theory에 의해 발생하는 응력분포와 유사한 것을 규명하였다. 즉 CPM은 콘에 의해 지반에 동공이 만들어지고 이 동공이 압력에 의해서 팽창하는 Cylindrical Cavity Expansion Theory로 해석할 수 있다. Cylindrical 이론을 적용하는데, CPM의 Probe 길이와 직경비가 무한하여야 평면 변형률 원리를 적용시킬 수 있으나 L/D가 10 정도 되면 이론해 적용에 문제가 없는 것으로 알려져 있다(Houlsby & Withers, 1988).⁽⁹⁾ NX직경의 시추공에 적용하기 위한 기존 PMT의 probe의 직경이 73mm 보다 훨씬 작은 44mm이므로 외부에서 CPM의 Probe로 주입되는 물의 양이 많지 않아도 주입된 물의 체적으로부터 Cavity Strain을 환산하면 Small Strain보다는 Large Strain 이론을 적용하는 것이 보다 합리적인 것으로 판단된다. 또한 점토지반에 전단 발생시 체적변화가 없는 것으로 가정하였을 뿐 아니라, 응력변형을 관계를 탄소성으로 가정하여 Tresca 모델을 적용하였다.

일반적으로 Small Strain의 접근 방법은 탄성변형만 고려하여 탄성이론으로 구할 수 있는 반면(Gibson

& Anderson, 1961)⁽⁸⁾ Large Strain의 접근 방법은 소성변형까지 고려하여 소성이론으로 해석적 해를 유도해야 한다. 즉, Cylindrical Cavity Expansion Theory에 소성거동을 고려하여 해석적 해를 유도할 수 있다. 이러한 식은 Houlsby and Withers (1986)⁽⁹⁾에 의해 유도되었는데 CPM이 팽창시 Loading 구간에 대한 이론식은 다음 식으로 쓸 수 있다.

$$P_e = \sigma_{ho} + S_u [1 + \ln(I_r)] \quad (1)$$

CPM이 제하시 즉 Unloading 시에 대한 이론식은

$$P = P_e - 2S_u [1 + \frac{1}{I_r} - (\epsilon_e - \epsilon) + \ln(\frac{\exp(2 \times (\epsilon_e - \epsilon)) - 1}{\exp(2/I_r) - 1})] \quad (2)$$

으로 나타낼 수 있다. 여기서, σ_{ho} 는 정지상태의 수평토압, S_u 는 비배수 강도, I_r 은 강성지수를 나타내며 P_e 와 ϵ_e 는 Loading부에서 Unloading으로 변하는 점에서 압력과 Cavity strain을 나타낸다.

3. 현장시험

CPM이 수행된 지반은 서해안의 대표적인 연약지반의 형태를 보이는 곳으로 주로 세립질의 실트질이 우세한 점토지반이며 통일 분류법으로 분류하면 CL, ML층으로 분류되고 조류의 영향에 의해 형성된 해성 퇴적으로 부분적으로 불균질한 지층형상을 보이기도 하지만 전반적으로 넓은 지역에 비슷한 지층형태를 가지는 것으로 조사되었다. 이러한 현장 지층상태를 보인 것이 Fig. 3이다. 그림에서 보는 바와 같이 상부 퇴적토층은 N치가 0~2정도의 매우 연약한 연경도를 보이는 실트질 점토가 심도 6.0m까지 분포하고 있고, 그 하부지층은 N치 5~6정도의 비교적 중간정도의 연경도를 보이는 실트질 점토가 분포하며 실트질 점토하부에는 N치 7이상인 실트질 모래가 존재하는 지층으로 구성되어 있다.

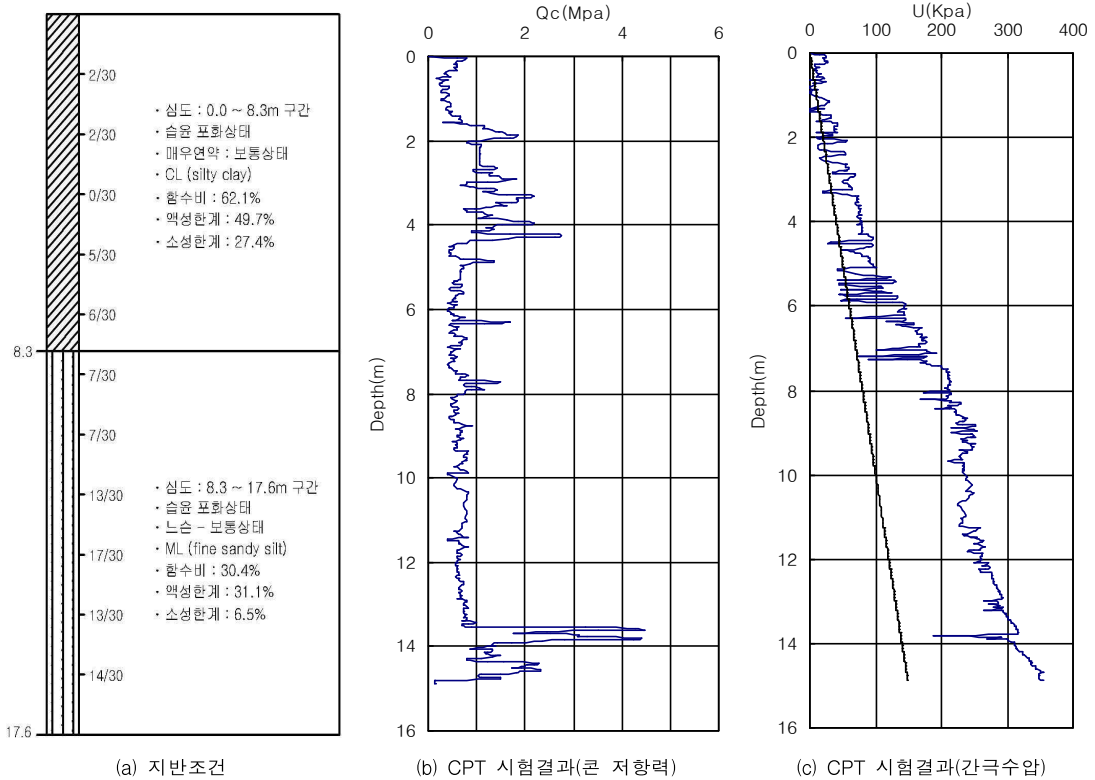


Fig. 3 CPM 시험이 수행된 지반조건 및 CPT 시험결과

이러한 지층에서 CPT 시험을 수행한 결과로 Q_c 값의 심도에 따른 변화를 보이고 있는데, 상부층에서는 Q_c 값의 변화가 심한 반면 심도 6.0m 이상에서는 변화가 크지 않을 뿐 아니라 콘시험시 발생하는 과잉간극 수압도 정수압보다 크게 발생하여 연약한 점토층이 약 11.0~12.0m까지 분포하는 것으로 조사되었다. 이러한 점성토 지반에서 CPT와 현장 Vane 시험 그리고 불교란 시료채취 후 실내시험을 통하여 점토의 비배수 전단 강도 등을 평가하였다.

4. CPM 시험을 이용한 지반의 전단변형 계수 산정

점토의 전단변형계수는 PMT 시험을 수행한 지반의 거동이 탄성이라면 전단변형계수 값은 압력과 공동변형률(Cavity Expansion Strain)의 관계로부터 구할 수

있다. 공동압력은 공동확장이론(Cavity Expansion Theory)에 의해 다음과 같이 쓸 수 있다(Mair wood, 1987).

$$P - \sigma_{ho} = 2G \varepsilon_c \rho_o / \rho \quad (3)$$

여기서, σ_{ho} : 초기지반의 수평응력
 ρ_o : 초기 공동(Cavity)의 반지름
 ε_c : 공동변형률 ($\varepsilon_c = \frac{y_c}{\rho_o}$)
 y_c : 변화하는 공동의 직경

일반적으로는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G = \frac{1}{2} \left(\frac{\rho}{\rho_o} \right) \left(- \frac{dP}{d\varepsilon_c} \right) \quad (4)$$

PMT 시험은 $p = p_o$ 에서 시작하므로 G_i 값은 Fig. 4와 같이 $P : \epsilon_c$ 의 초기 기울기로 나타낼 수 있다. 또한 압력-체적으로 표시된 곡선이라면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G_i = V_0 \frac{dP}{dV} \quad (5)$$

변형률에 관계없이 흙의 거동이 모두 탄성이라면 식 (4)나 식(5)이 직선식이 되어야 하지만 변형률에 따라 흙의 거동이 소성을 보이기 때문에 Fig. 4와 같이 직선적으로 변하지 않아 미분식으로 나타낼 수 있다. 일반적으로 전단변형계수 값을 PMT로부터 구하기 위해서는 P 와 ϵ_c 의 관계가 Unloading- Reloading의 기울기로부터 구할 수 있다. 모든 점토 뿐 아니라 모래 지반에서도 PMT 설치시 지반교란이 수반되어 P 와 ϵ_c 의 관계에 영향을 미치므로 초기 기울기는 점토의 전단변형계수를 신뢰성 있게 평가하는데는 한계가 있다. 그러므로 Unloading - Reloading 상태의 P 와 ϵ_c 의 기울기가 보다 신뢰성 있는 전단변형계수 값을 보이는 것으로 알려져 있다. 이러한 Unloading - Reloading 구간에서 전단변형계수는 식(4)를 다시 정리하면 다음과 같다.

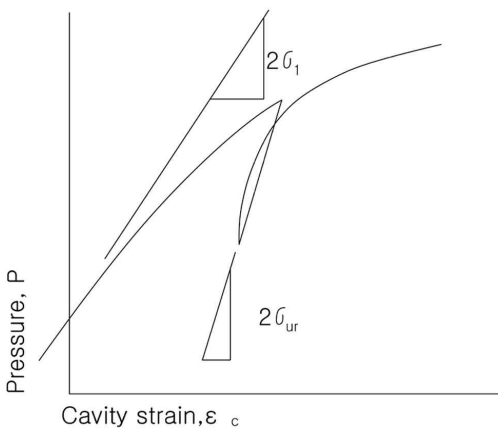


Fig. 4 초기 기울기와 재하-재해하 곡선에서의 전단탄성계수 결정

$$G_{ur} = \frac{1}{2} \left(\frac{p}{p_o} \right) \left(\frac{dP}{d\epsilon_c} \right) \quad (6)$$

Unloading-Reloading의 관계는 Fig. 5에서 보는 바와 같이 Unloading- Reloading의 회수에 따라 그 기울기도 변하게 된다. 이러한 변화는 탄성전단변형계수도 변형률에 따라 그 값에 차이를 보이는 것을 알 수 있다. 탄성계수는 배수, 비배수 상태, 즉 시험이 수행되는 당시의 배수, 비배수 상태에 따라 탄성계수 값이 달라지지만 전단변형계수 값은 배수 상태에 영향을 받지 않는다. 그러므로 전단변형계수로부터 탄성계수를 얻기 위해서는 다음과 같은 탄성체 역학으로부터 관계식에서 구할 수 있다.

$$E_u = 2G(1 + v_u) \quad (7)$$

$$E' = 2G(1 + v') \quad (8)$$

여기서, E_u , v_u 는 비배수 상태의 탄성계수와 포아송 비를 나타내며 비배수 상태에서 v_u 은 0.5를 적용하여 $E_u = 3G$ 으로부터 비배수 상태의 탄성계수를 구할 수 있다.

이러한 재하-제하 Loop의 기울기로부터 전단변형계수를 구하기 위하여 CPM 시험 결과를 적용하는 것은 Fig. 5에서와 같이 한계가 있다. 즉 재하-제하 Loop의 기울기는 변형률 17%에서 발생하는 것으로 미소

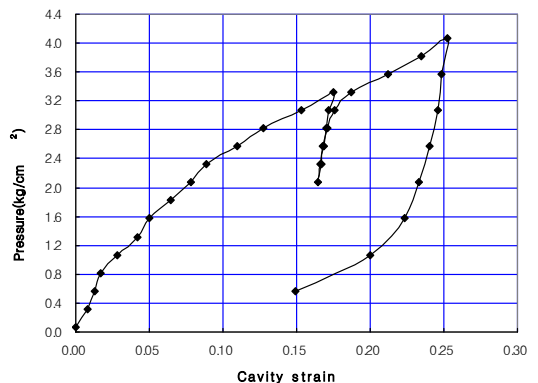


Fig. 5 압력-공벽의 변형 관계곡선

변형 0.1~1%에서 전단변형계수를 구할 수 없는데 이러한 문제점은 CPM의 Probe 직경이 43.7mm로 기존의 PMT보다 직경이 작기 때문에 작은 체적변화에도 많은 변위가 발생하기 때문이다. 그러므로 미소 변형에서 전단변형계수를 구할 수 있는 새로운 방법이 필요하다.

PMT의 Pressure-Cavity Strain 관계는 재하와 제하구간으로 구분되어 있다. 재하부분은 PMT 설치 시 시료의 교란, Creep 등으로 인해 시험의 신뢰도에 영향을 받는 것으로 알려져 있다. PMT 설치시 시료의 교란 상태에 따라 시험결과 즉 Pressure-Cavity Strain의 곡선에 미치는 영향은 매우 큰 것으로 알려져 있다. 즉, 시료교란은 곡선의 기울기에 직접적인 영향을 미쳐 기울기로부터 구하는 흙의 전단변형계수에 직접적인 영향을 미치게 된다. 즉, PMT 설치시 공벽과 주변의 교란은 전단변형계수를 구하는데 직접적인 영향을 미치게 된다. 그러나 제하부분은 이러한 지반교란의 영향이 크지 않은 것으로 알려져 있다.

그러므로 PMT 시험의 Unloading 부분에 대한 해석적 해가 강조되었다. Ferreira and Robertson (1991)에 의하면 PMT 시험의 Unloading 부분은 PMT 설치시 지반교란에 영향을 받지 않으므로 PMT 시험 해석시 이용하는 것이 Unloading 부분임을 강조하였다. PMT 시험의 Unloading 부분에 대한 연구는 많은 연구자에 의해 진행되고 있다(Hughes and Robertson, 1985; Robertson, 1982; Schnaid and Housby, 1990).

본 연구에서는 CPM Unloading 부분에 대한 이론식, 즉 대변형과 탄소성 이론식을 적용한 Unloading 부분에 대해 Curve Fitting Technique를 사용하여 비배수 전단강도와 전단변형계수를 구하고자 한다. Ferreira and Robertson (1992)은 흙의 변형을 Hyperbolic으로 가정하여 이론식을 유도하고 이 이론식을 근거로 교란이 적은 한계압에서의 Curve fitting을 이용하여 지반상수 즉 비배수 전단강도와 전단변형계수를 구하였다. Ferreira and Robertson (1992)에 의하면 이론식에 의한 Curve Fitting인 경우 0.1%의 변형률에서 흙의 전단변형계수를 산정

할 수 있는 것으로 평가하고 있다. 이러한 평가는 Bellotti et al(1986)의 연구결과와도 일치한다. 그러므로 본 연구에서는 식(2)를 이용하여 Unloading 부분에 대하여 Curve Fitting을 수행하여 흙의 비배수 강도와 흙의 전단변형계수를 산정하였다. 사용한 프로그램은 Kaleida graph TM (Version 2.1)로 Macintosh Microcomputer 용이며, 계산, 그래프 작성 및 Curve Fitting을 할 수 있는 장점이 있다. 현장 시험 데이터들을 Membrane의 강성을 보정한 후 Kaleidagraph의 Worksheet에 Curve Fitting 작업이 가능하도록 입력하였다.

입력 후 재하와 제하의 두 부분으로 구분하여 제하 부분에 대해 Pressure-Cavity Strain으로 표시한다. 이론식 중 제하구간에 해당하는 식(2)를 Curve Fitting 할 수 있는 기본식으로 입력하고 비배수 전단강도와 강성지수를 변수로 하여 시험데이터를 최적으로 연결하는 비배수 전단강도와 강성지수를 찾는다. 이론식은 자동으로 그래프 형식으로 모니터에 표시되며 시험데이터 역시 동시에 이론식으로 그래프와 함께 표시되므로 Curve Fitting의 정확도를 직접 눈으로 확인할 수 있는 장점이 있다. 또한 Curve Fitting의 정확도를 신뢰도(R)로 표시할 수 있다. 이러한 Curve Fitting 해석기법의 수행과정을 그린 것이 Fig. 7이다. 그리고 Fig. 6과 같은 방법으로 제하부분에 대하여만 분석을 수행하였으며 총 20개의 자료에 대해 Curve Fitting을 적용하였다.

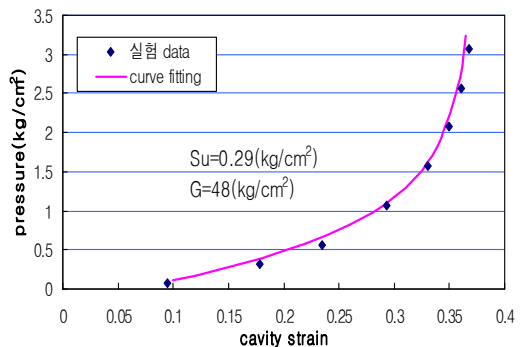


Fig. 6 제하(unloading)부분에 대한 curve fitting 결과

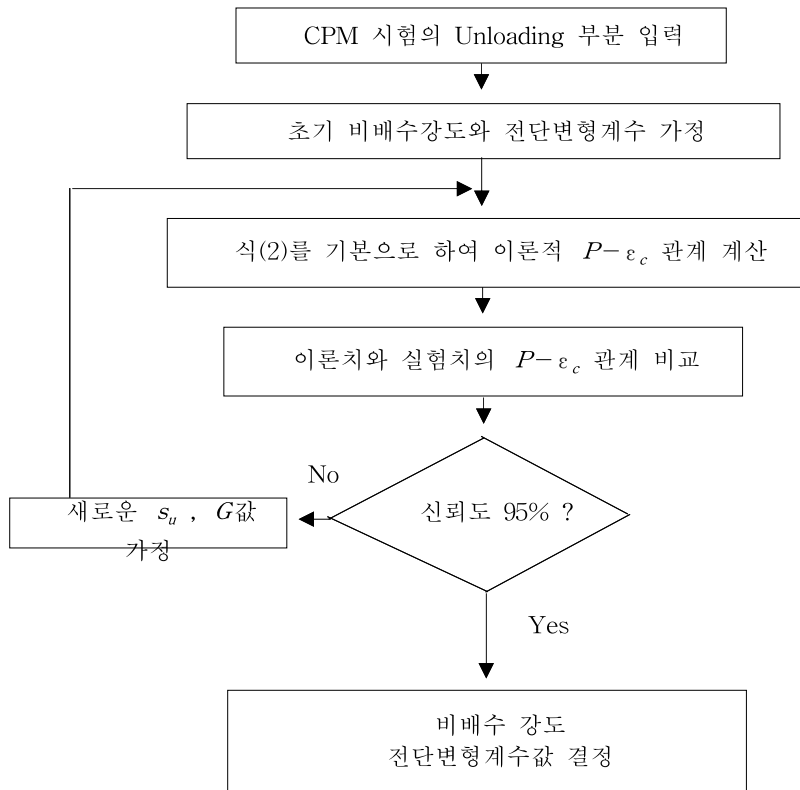


Fig. 7 Curve Fitting에 의한 비배수 강도와 전단변형계수를 결정하는 순서도

5. 시험결과분석

본 연구를 위해 실내시험인 삼축, 일축 시험으로부터 구한 변형률에 따른 탄성계수는 응력-변형률의 초기 기울기로부터 지반의 탄성계수를 구하고 일축시험과 삼축(UU)시험으로부터 구한 비배수 전단강도를 구하였다. 이렇게 구한 지반의 탄성계수를 비배수 전단강도로 나누어 E_u/S_u 로 일반화시켰다. 이러한 CPM, 삼축, 일축시험 결과를 정리한 것이 Table 1이다.

표에서 보는 바와 같이 삼축시험이나 일축시험과 같은 실내시험으로 평가한 탄성계수보다는 CPM 현장시험으로 구한 탄성계수 값이 훨씬 크게 평가된 것을 볼 수 있다. 비배수 전단강도는 삼축시험이나 일축시험이 비슷한 경향을 보이거나 전반적으로 CPM 시험으로 구한 비배수 강도가 크게 평가된 것으로 분석된다. 비배

수 상태의 탄성계수는 큰 차이를 보이는 것으로 평가되었다. 이러한 이유로 탄성계수를 평가하는데 변형률의 크기에 따라 탄성계수가 크게 영향을 받으며 또한 시료의 교란 정도 뿐 아니라 점토의 구성특성에 따라서도 그 영향을 받음을 알 수 있다. 또한 시험방법에 따라 그 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다.

Fig. 8과 Fig. 9는 삼축시험, 일축시험으로 구한 비배수 전단강도와 탄성계수의 비를 보인 것이다. 삼축시험과 일축시험의 실험 결과를 비배수 강도 비로 정리한 것이 Table 2이다. 표에서 보는바와 같이 일반적인 실내시험인 삼축시험, 일축시험의 경우 E_u/S_u 의 관계는 81~91 정도의 관계를 보이는 것으로 평가되었으나, CPM의 결과를 Curve fitting한 경우에는 $E_u/S_u=589$ 로 실내시험 결과의 6배 가까이 증가하는 양상을 보이는 것으로 분석되었다.

Table 1 CPM 시험의 Curve Fitting 방법과 실내시험으로 구한 탄성계수

구분	심도 (m)	CPM			실내시험							
		Curve Fitting			삼축(UU)				일축			
		E	s_u	E/s_u	E	ϵ	s_u	E/s_u	E	ϵ	s_u	E/s_u
CPM-1	10.0	139	0.18	772.2	12.0	0.02	0.21	57.1	12.5	0.02	0.236	53.0
	13.0	148	0.21	704.8	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-2	3.5	128	0.38	336.8	-	-	-	-	-	-	-	-
	7.5	185	0.31	596.8	21.0	0.02	0.26	80.8	30	0.005	0.277	108.3
CPM-3	7.0	196	0.32	612.5	-	-	-	-	-	-	-	-
	12.0	187	0.37	505.4	12.0	0.02	0.18	66.7	4	0.07	0.2	20.0
CPM-4	6.0	145	0.26	557.7	27.5	0.02	0.34	80.9	29	0.018	0.3425	84.7
	9.0	264	0.46	573.9	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-5	7.0	166	0.307	540.7	24.0	0.005	0.299	80.3	4.25	0.04	0.2185	19.5
	10.0	225	0.35	642.9	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-6	4.0	157	0.32	490.6	8.0	0.01	0.11	72.7	8.1	0.004	0.1435	56.4
	7.0	192	0.26	738.5	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-7	10.0	189	0.33	572.7	45.0	0.005	0.287	156.8	20	0.008	0.19	105.3
	8.0	102	0.25	408.0	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-8	6.0	189	0.28	675.0	17.0	0.02	0.29	58.2	9.25	0.03	0.2235	41.4
	9.0	180	0.32	562.5	-	-	-	-	-	-	-	-
CPM-9	7.0	174	0.28	621.4	40.0	0.005	0.265	150.9	7	0.015	0.158	44.3
	8.5	168	0.26	646.2	40.0	0.01	0.293	136.5	29	0.005	0.197	147.2
CPM-10	6.0	146	0.22	663.6	-	-	-	-	-	-	-	-
	8.0	99	0.26	380.8	38.0	0.01	0.283	134.3	20	0.005	0.17	117.6

Table 2 시험방법에 따른 E_u / S_u 의 비

실험종류	E_u / S_u
삼축	89
일축	91
삼축 + 일축	81
CPM	589

이러한 관계를 그림으로 보이는 것이 Fig. 8~Fig. 10이다. CPM결과를 Curve fitting한 경우 자료의 분산은 크지 않은 것으로 평가되어 비교적 신뢰성 있는 평가가 된 것으로 판단된다. 실내시험의 경우 시료 채취, 성형과정의 시료교란의 영향으로 현장시험인 CPM시험결과 보다도 비배수 전단강도가 낮게 평가되었으며, 또한 변형률의 크기에 따라 탄성계수도 영향을 받는 것으로 CPM의 Curve fitting의 경우 변형률이 0.1%정도인 반면 삼축시험이나 일축시험의 경우 2%의 변형률 차이로 인한 탄성계수값에 크게 영향을 미치는 것임을 알 수 있다. 하지만 CPM의 재하-제하 Loop로부터 구한 탄성계수는 변형률의 범위가 삼축이

나 일축시험보다 훨씬 큰 9~27%범위에 있지만 탄성계수는 훨씬 크게 평가 된 것을 볼 때 일반적으로 삼축시험이나 일축시험으로 구한 탄성계수는 크게 저평가 된 것으로 판단된다. Calhoon(1972)에 의한 연구에서도 PMT시험으로 구한 E_u / S_u 의 비가 500~1,000의 범위에 있었던 것을 고려하면 실내시험에 의한 탄성계수의 평가는 크게 저평가 된 것임을 알 수 있다.

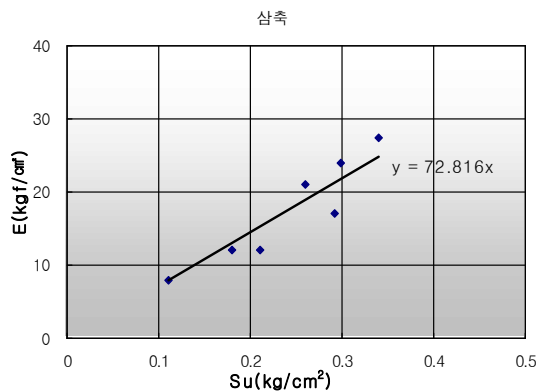


Fig. 8 삼축시험으로 구한 비배수 전단강도와 탄성계수

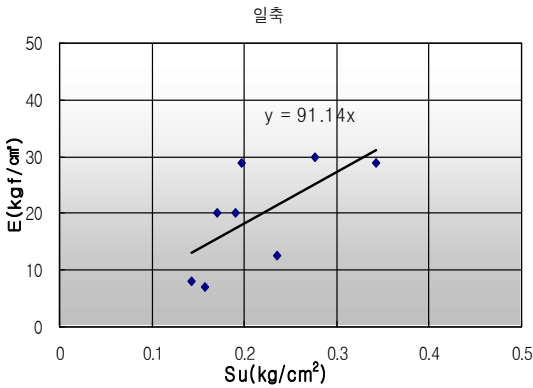


Fig. 9 일축시험으로 구한 비배수 전단강도와 탄성계수

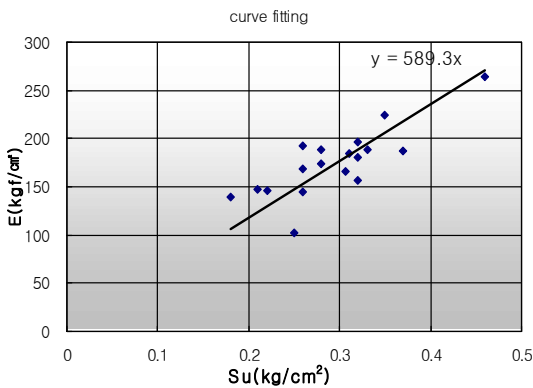


Fig. 10 CPM결과를 Curve fitting으로 구한 비배수 전단강도와 탄성계수

6. 결론

일반적으로 공용중인 토목구조물에 발생하는 변형률은 0.1~1.0%를 보이는 것으로 알려져 있는데 설계 시 적용하는 실내시험의 변형률은 1.0%이상인 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 PMT 장비의 일종인 CPM 시험을 서해안 점토에 수행하여 그 결과를 이용 Curve fitting 방법을 적용하여 미소변형률에서 탄성계수를 구하는 방법을 제안하였다. 또한 동일한 심도에서 불료란 시료를 채취하여 삼축·일축 시험의 응력-변형률로부터 탄성계수를 구하여 변형률과 시험방법에 따른 지반의 탄성계수를 평가하였다. 이러한 연구를 통해 얻는 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 변형률에 따른 탄성계수 변화를 확인하기 위하여 실내시험과 현장시험의 결과를 비교분석한 결과 시험방법, 변형률에 따른 현장시험결과가 실내시험결과 보다도 탄성계수가 8배 이상 크게 평가되었다.
- 2) CPM시험결과 지반교란을 최소화 하기 위하여 재하-제하 Loop를 이용 탄성계수를 구한 것과 CPM 제하 시험을 대변위로 가정한 공동확장이론의 제하단계를 Curve fitting방법으로 구한 탄성계수도 차이를 보이는 것으로 평가되었는데 Curve fitting에 의한 방법은 변형률이 0.1%인 미소변형률하인 반면 재하-제하 Loop로 구한 변형률은 9~27%의 비교적 큰 변위시 탄성계수 값이기 때문으로 평가되었다.
- 3) CPM 시험결과 재하단계의 응력-변형률 관계를 Curve fitting하여 비배수 전단강도와 비배수 탄성계수 값을 구하여 그 자료의 분산정도를 평가한 결과 $R^2 = 0.95$ 이상으로 CPM으로부터 얻은 비배수 전단강도와 탄성계수 사이에 관계성이 있는 것으로 평가되었다.
- 4) 삼축, 일축 시험인 경우 E_u / S_u 의 비가 81~91사이에 분포하는 반면 CPM의 경우 $E_u / S_u = 589$ 로 분석되어 국내 서해안 점토에 대해 실내시험결과를 이용하여 변형계수를 추정할 경우 변위를 과도하게 평가할 수 있는 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 김동수, "공진주/비틀전단 시험기를 이용한 건조 사질토의 변형특성", 한국지반공학회지, 제11권, 제1호, 1995, pp. 101-112.
2. Abbiss, C. P. "Shear wave measurement of the elasticity of the ground", Geotechnique, Vol 31, No 1, 1981, pp. 91-104.
3. Atkinson, J. H., Coop, M. R., Stallebrass, S. E. & Viggiani, G. "Measurement of stiffness of soils and weak rock in laboratory tests", in The Engineering Geology of Weak Rocks, Cripps, et al. Eds, Engineering Geology Special Publication No. 8, Geological Society,

-
- London, 1993, pp. 21-27.
4. Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P. K., and Peterson, R. W. "Interpretation of Moduli from self-Boring Pressuremeter Tests in Sand", *Geotechnique*, 39, No. 2, 1989, pp. 269-292.
 5. Calhoon, M. L. "Discussion on D'Appolonia, Poulos and Ladd", *J.S.M.F.D., ASCE*, 98 SM3, 1972, pp. 306-308.
 6. Dalton, J.C.P. "Pressuremeter testing of soils", *Civ. Engng*, London, 1980, pp. 47-51.
 7. Ferreira, R. S., and Robertson, P. K. "Interpretation of Undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading", *Canadian Geotechnical Journal*, 1991, October.
 8. Gibson, R. E., and Anderson, W. F. "In situ measurement of soil properties with the pressuremeter", *Civil Engineering and Public Works Review*, 56, 1961, pp. 615 - 618.
 9. Houlby, G. T., and Withers, N. J. "Analysis of the cone pressuremeter test in clay", *Geotechnique*, 38, No.4, 1988, pp. 575-587.
 10. Hughes, J. M. O., and Robertson, P. K. "Full displacement pressuremeter testing in sands", *Canadian Geotechnical Journal*, 22, No 3, 1985, pp. 298-307.
 11. Jardine, R. J., Symes, M. J. and Burland, J. B. "The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus", *Geotechnique*, Vol 34, No 3, 1984, pp. 323-340.
 12. Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B. and Burland, J. B. "Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction" *Geotechnique*, Vol 36, No 3, 1986, pp. 377 -396.
 13. Matthews, M. C. "Mass compressibility of fractured chalk", PhD Thesis, University of Surrey. 1993.
 14. Teh, C. I.(1987), An analytical study of the cone penetration test, PhD thesis, University of Oxford.
 15. Windle, D. & Wroth, C. P. (1977), "In situ measurements of the properties of stiff clays", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng*, Tokyo 1, pp. 347-352.

(접수일자 : 2004년 7월 16일)