

공내재하시험기를 이용한 미소변형 전단탄성계수 측정

Measurement of Small-Strain Shear Modulus Using Pressuremeter Test

김 동 수*¹

Kim, Dong-Soo

박 재 영*²

Park, Jea-Young

이 원 택*³

Lee, Won-Taeg

Abstract

In the working stress conditions, the strain level in a soil mass 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.

The purpose of this paper is to measure the small-strain shear modulus of soils by using pressuremeter test(PMT). PMT is a unique method for assessing directly the in-situ shear modulus of soils with strain amplitude. For the accurate small strain measurements without initial disturbance effect, the unloading-reloading cycle was used and the measured modulus was corrected in view of the relevant stress and strain levels around the PMT probe during testing. Not only in the calibration chamber but in the field, PMT tests were performed on the cohesionless soils. The variation in shear modulus with strain amplitude ranging from 10⁻²% to 0.5% was reliably determined by PMT. PMT results were also compared with other in-situ and laboratory test results. Moduli obtained from different testing techniques matched very well if the effect of strain amplitude was considered in the comparison.

요 지

공용하중 상태에서 지반이 경험하는 변형률 크기는 0.1~1% 미만임이 밝혀지고 있다. 변형특성을 보다 엄밀히 평가하기 위하여는 미소변형률 영역에서의 신뢰성 있는 변형측정이 가능한 현

*¹ 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 부교수

*² 삼성물산 건설부문 연구주임

*³ 정회원, 호남대학교 토목공학과 조교수

장시험기기의 개발이 필요하다. 본 연구의 목적은 공내재하시험기(PMT)를 사용하여 지반의 미소변형률 전단탄성계수를 측정하는 것이다. 공내재하시험에서 시추공 설치에 따른 주위 지반의 교란효과를 제거하기 위하여 초기 하중재하단계가 아닌 역재하-재재하 단계에서 PMT 주위 지반의 응력상태 및 변형률 크기를 고려하여 미소변형률 전단탄성계수를 결정하였다. 실내 토조에 성형한 모래시료와 화강풍화토 현장지반에서 시험을 수행하였으며, 시험결과로부터 본 연구에서 사용한 PMT 시험은 변형률 크기 $10^{-2}\% \sim 0.5\%$ 범위에서 신뢰성 있는 전단탄성계수 측정이 가능하였다. 또한 변형률 크기를 고려하여 다른 실내외시험에서 결정된 전단탄성계수와 비교하면 서로 잘 일치하는 결과를 얻을 수 있었다.

Keywords : Small-strain, Shear modulus, Pressuremeter test, Unloading-reloading, Calibration chamber

1. 서론

공용하중 상태에서 토류벽, 구조물기초, 터널 등 지반구조물의 거동을 신뢰성있게 평가하기 위하여 흙과 암반의 변형특성에 대한 정밀한 측정이 중요하다. 최근의 연구결과에 의하면 공용하중하에서 지반이 경험하는 변형률의 크기는 최대 0.5% 미만이고 대부분의 지반이 0.01% 이하의 저변형률거동을 보임이 알려졌고, 이들 거동을 해석하기 위하여 저변형률에서 중간변형률 사이($10^{-4} \sim 1\%$)의 지반의 변형계수를 신뢰성있게 측정할 수 있는 계측기법이 영국, 일본 등지에서 개발되고 있다(Burland, 1989; Tatsuoka 등, 1991).

현재 국내에서, 지반의 변형특성을 결정하기 위하여 삼축압축시험에서의 초기탄성계수를 이용하거나, 비교란시료의 채취가 곤란한 지역에서는 표준관입시험을 통해 얻은 N치를 이용한 변형계수 추정법이 사용되고 있으나 신뢰도에는 큰 문제가 있다. 최근에는 국부변형측정장치(LDT)를 이용한 삼축압축시험, 공진주/비틀전단시험(RC/TS) 등 지반의 미소변형특성을 신뢰성있게 결정할 수 있는 실내시험법이 사용되고 있으나(김동수 등, 1997; 정순용, 1997), 비교란시료 채취의 어려움과 현장상태 재현의 문제점으로 인해 그 적용성이 제한되어 있는 상태이다. 그러므로 신뢰성있는 지반구조물의 거동평가를 위해서는 현장지반의 미소변

형특성을 보다 합리적으로 추정할 수 있는 현장시험법이 요구된다.

본 논문에서는 공내재하시험을 이용한 현장지반의 미소변형 전단탄성계수 측정방법에 대하여 연구하였다. 이를 위해 공내재하시험기의 구성, 시험 및 검증방법, 해석방법에 대하여 살펴보고, 사질토에 대한 실내토조시험을 수행하여 구속압 및 변형률 크기에 따른 전단탄성계수를 획득하였다. 토조시험결과를 RC/TS시험 및 LDT를 이용한 삼축압축시험결과와 비교하여 합리적인 공내재하시험법 및 신뢰성있는 측정범위를 검증하였다. 마지막으로 현장 화강풍화토 지반에 대한 공내재하시험을 수행하고 동일위치에서 수행된 크로스홀시험결과와 비교하였다.

2. Texam 공내재하시험기

2.1 시험기 구성

본 연구에서는 ROCTEST사에서 개발된 Texam 공내재하시험기(PMT)를 사용하였다. 본 연구에서 사용한 PMT는 본체와 탐침(probe), 압력전달튜브로 구성되며 압력 및 부피제어방식시험이 모두 가능하다. PMT의 본체는 가압을 위해 완전 밀폐되어 있으며 압력전달 매체로 물을 사용한다. 본체는 부피변화측정을 위한 0.1cc의 정밀도를 가지는 카운터와 가압을

위한 피스톤과 핸들로 이루어진다. 압력측정을 위해 5kPa의 정밀도를 가지는 압력계가 존재하나 정밀한 압력측정을 위해 1kPa의 정밀도를 가지는 전기식압력계를 장착하였다.

PMT에서 탐침은 시험기의 구성요소 중 가장 중요한 부분이다. Texam 시험기의 탐침은 강철중공실린더(hollow steel cylinder)와 고무재질의 멤브레인(membrane)으로 구성되어 있고, 탐침의 초기 직경은 58mm, 초기 부피는 870cc이다.

본체로부터 압력을 탐침으로 전달하는 튜브는 시험시 정밀한 부피변화 측정을 위해 튜브 자체의 팽창창이 거의 일어나지 않도록 만들어지며 본 시험에 사용한 튜브는 0.02(cm³ per kg/cm²)의 상당히 높은 강성도특성을 가진다. 그림 1에 Texam 공내재하시험기의 개요도를 나타내었다.

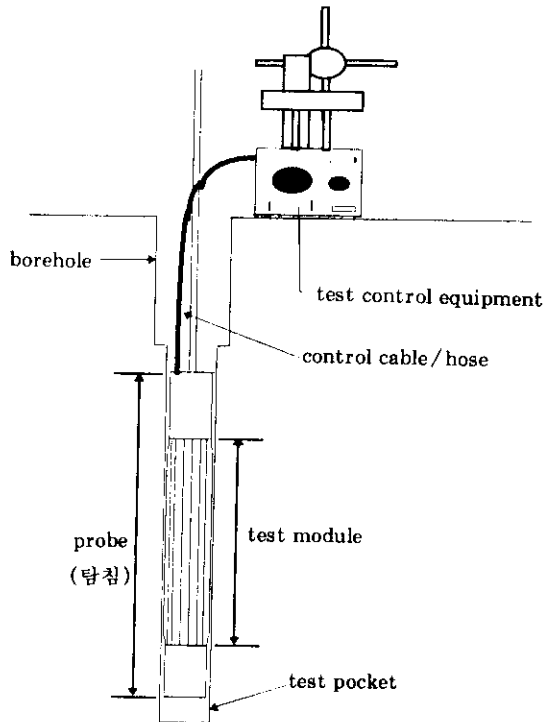


그림 1 Texam 공내재하시험기 개요도

2.2 시험기 검증

공내재하시험은 가해진 압력에 따른 공동변형률을 측정하는 시험으로, 공동변형률의 측정 방식에 따라 크게 부피변화를 측정하는 방식과 직접적인 원주방향 변형을 측정하는 방식으로 나누어지고, 각각의 방식에 따른 시험기 보정을 실시하여야한다(Clarke, 1995). 본 연구에서 사용한 공내재하시험기는 부피변화를 측정하는 방식으로 멤브레인 자체의 압력에 대한 저항성(멤브레인 강성)과 압력에 따른 시험기 시스템(탐침, 압력관, 하중측정장치 등 모든 것을 포함)의 팽창성에 대한 보정을 실시하여야 한다.

탐침의 멤브레인과 강철덮개의 저항성은 대기압상태의 공기 중 시험을 통하여 보정하였고, 시스템의 팽창성은 탐침을 강성도가 충분히 커 시험압력 하에서의 변형을 무시할수 있는 두께 7mm, 내경 75mm의 강관에 넣어 탐침의 공동변형률을 완전히 억제시킨 상태에서, 압력을 증가시키며 각 압력단계에서 시험기기 시스템의 팽창성을 보정하였다(박재영, 1997).

3. 시험결과 해석

3.1 공동확장 이론

공내재하시험 결과를 해석하기 위하여 일반적으로 다음의 가정들을 도입하여 공동확장이론을 이용한다(Baguelin등, 1978; Muir-Wood, 1990; Palmer, 1972).

- 1) 탐침은 무한한 길이를 가진다.
- 2) 지반의 무게는 무시한다.
- 3) 지반은 등방성을 가지며 균질하다.
- 4) 축방향 대칭성을 가진다.
- 5) 수직방향으로 평면변형률 상태를 유지한다.

위와 같은 가정조건을 만족시키며 응력평형에 대한 미분방정식을 유도하고 공동의 벽면 및 지반 내부에서의 경계조건을 적용하면 다음과 같은 결과를 얻는다.

$$p - \sigma_h = 2G\epsilon \quad (1)$$

여기서, G =전단탄성계수, p =공동벽면에 가해진 압력, σ_h =수평정지토압, ϵ =공동변형률이다.

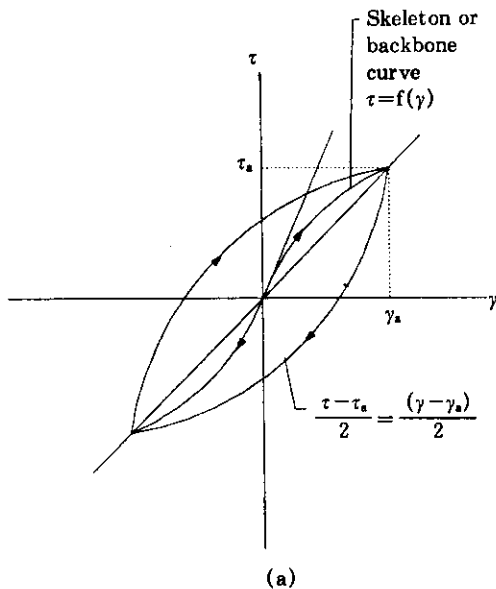
위 결과는 공내재하시험결과로 얻어지는 응력-공동변형률곡선($p-\epsilon$ 곡선)으로부터 초기 전단탄성계수를 구하기 위해 사용되며, 윗 식의 전개방법은 비선형 및 소성해석시에도 유용하게 적용되어진다.

3.2 미소변형 전단탄성계수 결정

공내재하시험시 시험공 제작과정에서 발생하는 교란의 효과를 배제하기 위해 그림 2와 같이 역재하-재재하 곡선을 이용하여 전단탄성계수를 결정한다(Bellotti, 1989; Robertson 등, 1986).

역재하-재재하 곡선에서의 전단변형률(γ_{ur})은 그림 3(a)와 같이 Masing rule을 적용하면 재하시의 전단변형률(γ_1)의 2배이며(그림 3(b)), 역재하-재재하시의 공동전단변형률(γ_c)은 다음식으로 나타낸다.

$$\gamma_c = 2\gamma_1 = 2(\epsilon_B - \epsilon_A) \quad (2)$$



여기서, ϵ_A, ϵ_B = 각각 A, B 지점에서의 공동 변형률(그림 2 참고)이다.

PMT에서 측정되는 응력과 변형률은 탐침과 맞닿은 공동벽면에서의 변화이며 이 값들은 무한대의 위치에서부터 시작된 응력 및 변형률이 누적된 결과로 나타나게 된다(그림 4). 그러므

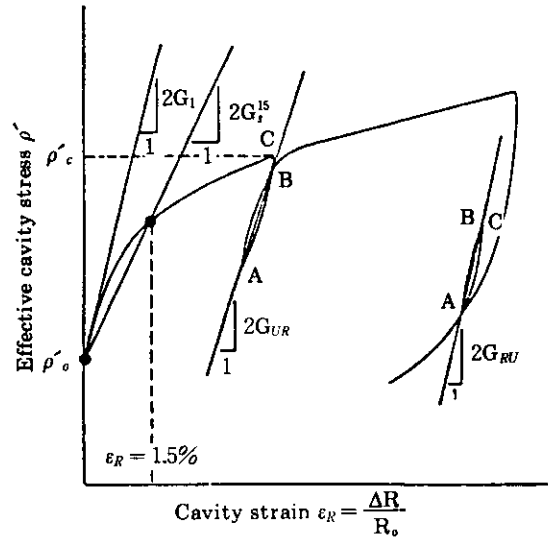


그림 2 역재하-재재하 곡선에서의 전단탄성계수 추정

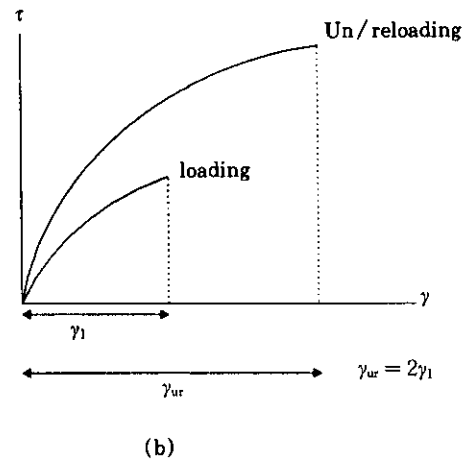


그림 3 Masing rule을 적용한 응력-변형률 관계

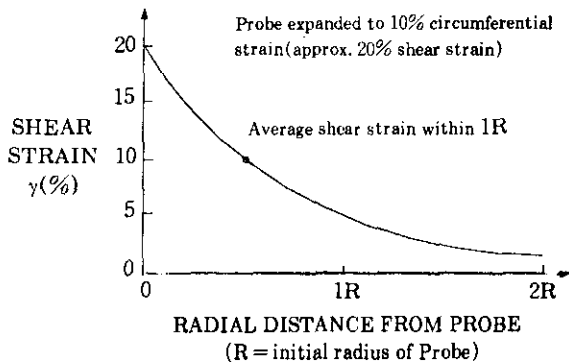


그림 4 지반내 변형률의 거리에 따른 변화 (Robertson 등, 1986)

로 탐침주위 지반내에서의 대표적인 응력과 변형률 관계를 구하기 위해서는 보정이 필요하게 된다. Robertson과 Hughes(1986)는 탐침주위 지반의 평균전단변형률(γ_{av})과 평균유효응력 σ'_{av} 을 각각 공동전단변형률(γ_c)과 공동응력 (p'_c)의 반이라고 가정하여 사용하였다.

Bellotti 등(1989)은 탐침주위 지반의 평균 응력 및 평균전단변형률의 크기와 공동의 벽면에 작용하는 응력 및 변형률 크기의 비는 지반의 수평토압, 내부마찰각, 구속압, 역재하-재재하시 응력 등에 영향을 받으며 일정한 값이 아닌 변수로 나타내어 식(3) 및 식(4)로 수정 제안하였다.

$$\sigma_{av} = \sigma_h + \alpha(p_c - p_h) \quad (3)$$

$$\gamma_{av} = 2\beta \Delta \epsilon_c \quad (4)$$

여기서, σ_h = 초기 수평 토압

α, β = 평면 변형률 상태의 내부마찰각, 초기 구속압, 역재하-재재하시 응력과 관계된 감소 계수

본 연구에서는 Bellotti 등(1989)에 의해 제안된 보정방법인 식(3)과 식(4)를 적용하여 공동응력 및 변형률을 보정하였다. Bellotti 등(1989)에 의하면 사질토지반의 경우 상대밀도의 크기에 관계없이 보정계수 α 는 0.2의 일정한 값을 가진다고 보고 하였으며, 변형률보정 계수 β 의 경우 중적분에 의한 해를 유한요소법으로 해석하여 검토해 본 결과 Robertson

(1986)이 제안한 0.5의 값을 사용하는 것이 합리적임을 언급하였다. 그러므로 사질토의 경우 α 값을 0.2로, β 값을 0.5로 사용하는 것은 적절 하리라고 판단된다.

전단탄성계수는 재하시의 응력수준에 따라 변하므로 역재하-재재하시험시 응력수준에 따른 합리적인 보정이 필요하다. 역재하-재재하 단계의 구속응력과 초기구속응력의 영향을 고려하기 위하여 식(5)를 이용하여 전단탄성계수를 보정하였다.

$$G_{ur}^c = G_{ur} \left(\frac{\sigma'_{mo}}{\sigma'_{av}} \right)^n \quad (5)$$

여기서, G_{ur}^c = 현장 응력상태를 보정한 역재하-

재재하곡선의 전단탄성계수

G_{ur} = 역재하-재재하곡선의 전단탄성 계수

σ'_{mo} = 현장 평균유효구속압

$n = 0.5$ (또는 실내시험결과를 이용)

4. 토조시험

4.1 토조의 구성

본 연구에서 사용된 토조는 직경 775mm, 높이 1250mm의 원통형 구조로 상대밀도 조절을 위해 일정조건하에서 용기내부에 건조모래를 낙하하기 위한 낙사장치, 그리고 구속압력을 가하기 위한 멤브레인으로 구성되어 있으며 토조의 개요도는 그림 5와 같다. 토조장비에 대한 자세한 내용은 참고문헌에 잘 나타나 있다 (백규호, 1994).

본 토조시험에서는 토조의 옆면과 바닥에 설치한 멤브레인을 이용하여 토조시료에 등방구속압을 가하였다. 구속압으로 공기압을 이용하며 레귤레이터를 이용하여 압력을 일정하게 조절하였다. 또한 시험에 사용한 공내재하시험기 탐침의 직경은 58mm이며 토조의 직경은 775mm이므로 탐침과 토조직경의 비는 14:1이다. 토조시험시 변형률의 크기를 최대 2%로 제한하였으므로 토조 크기에 의한 경계효과는

그다지 크지 않으리라고 판단된다.

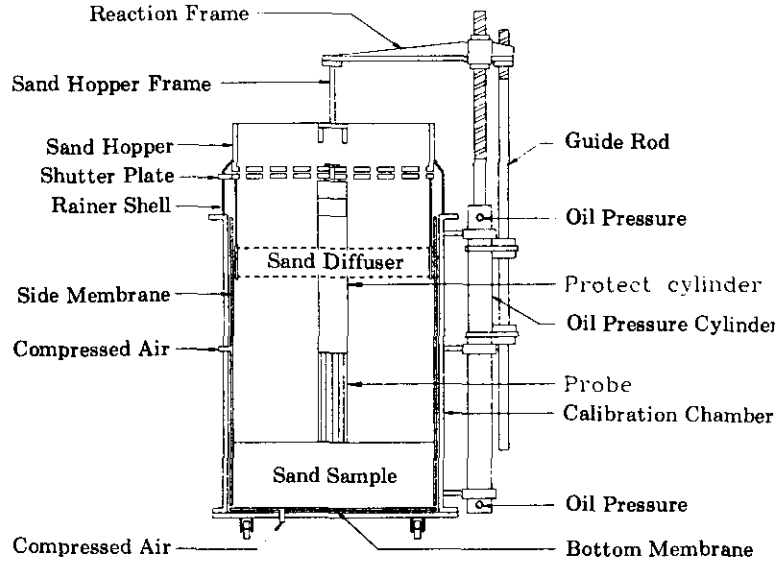


그림 5 탐침보호용 강판을 설치한 토조와 지방조성장치의 개요도

4.2 시험시료

토조시험에 사용된 시료는 한강 난지도에서 채취한 모래시료이며, 유효입경은 $D_{10}=0.06\text{mm}$ 이며 균등계수 $C_u=2.21$, 곡률계수 $C_c=1.23$ 으로 통일분류법으로 분류할 때 SP에 해당된다.

난지도 모래는 세립분이 상당히 많고 비중(G_s)은 2.64이며 최소건조단위중량($\gamma_{d,min}$) 및 최대건조단위중량($\gamma_{d,max}$)은 각각 1.33g/cm^3 및 1.62g/cm^3 로 측정되었다.

토조내에 6개의 원통형 몰드를 설치하여 상

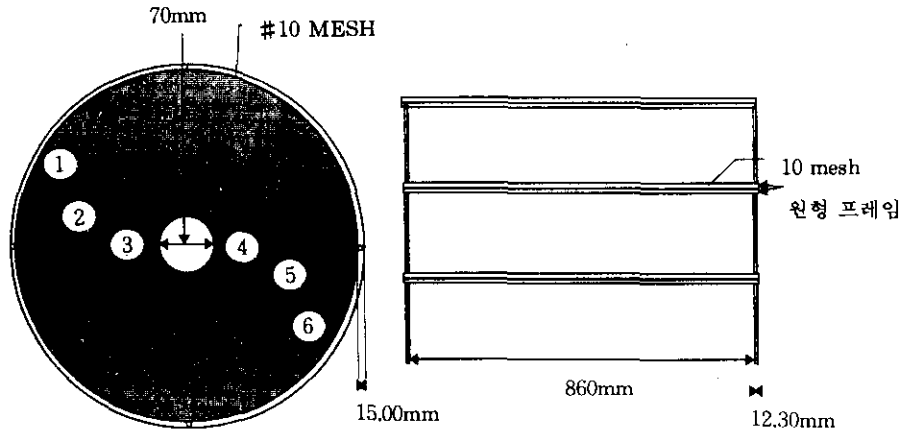


그림 6 분산망의 형태 및 밀도측정몰드의 설치위치

대밀도가 토조내에서 균일하게 결정되는지 살펴보고자 하였다. 토조내 시료의 상대밀도 균질성을 확보하기 위하여 그림 6과 같이 3개의 분산망 시스템으로 개조하였다. 6개의 몰드로부터 측정된 분산망 갯수에 따른 건조단위중량을 표 1에 나타내었으며, 분산망의 개조 전과 개조 후의 토조내 시료의 상대밀도 분산정도가 많이 줄어들었음을 알 수 있다.

표 1. 분산망에 따른 각 몰드에서의 건조단위중량

건조단위중량의 측정(g/cm ³)						
분산망	1번	2번	3번	4번	5번	6번
1개	1.5038	1.5130	1.5520	1.4978	1.4997	1.5440
1개	1.4270	1.5325	1.5506	1.5526	1.5346	1.4834
2개	1.5033	1.5043	1.5489	1.5865	1.5515	1.5886
2개	1.5611	1.5153	1.5953	1.5390	1.5500	1.5990
3개	1.4537	1.4610	1.4300	1.4415	1.4536	1.4172

4.3 토조시험 방법

4.3.1 공내재하시험기 설치

현장에서의 공내재하시험은 시험공 시추 및 탐침 관입시 지반의 교란이 발생하여 시험결과에 큰 영향을 끼친다. 토조에서의 공내재하시험은 이런 교란효과를 최소화하기 위해 탐침을 먼저 설치한 후에 모래지반을 조성하는 방법을 사용하였다. 또한 토조내에 탐침 거치 후 모래지반을 조성할 경우, 모래낙사장치로부터 떨어지는 모래가 탐침에 충돌하여 탐침 주위 모래지반이 교란되거나 밀도의 변화가 발생할 문제가 있다. 이런 문제점들을 해결하기 위해 탐침의 지름과 동일한 탐침보호용 강관(protect cylinder, 두께 1.0mm)을 그림 5와 같이 설치하여 떨어지는 모래가 탐침에 충돌하는 것을 방지하였다. 모래층은 각 층당 10cm의 두께로 성형하였으며, 각 층 성형시마다 길이 10cm의 강관을 추가하여 모래가 탐침의 끝에 충돌하는 것을 방지하였다(박재영, 1997).

4.3.2 공내재하시험 절차

탐침을 설치한 상태에서 시료성형이 완료되

면 0.4kg/cm²의 등방구속압을 가하였다. 동일한 시료에 대하여 구속압을 바꾸어 가면서 다단계 시험을 수행하기 위하여, 주어진 구속압 상태에서 전단변형률의 최대치를 2% 이하로 하였다. 변위조절법으로 시험을 수행하였으며, 최종구속압 단계에서는 파괴까지의 거동을 측정하였다. 하중측정은 부피를 증가시킨 후 30초간 안정화시킨 뒤 기록하였다.

역재하-재재하 단계는 전단 변형률 0.5%, 1%, 1.8%에서 실시하였으며, 역재하-재재하 곡선의 크기는 역재하시 변형률 크기를 고려하여 전단변형률 0.1%, 0.4%, 0.6%로 각각 결정하였다. 각각의 역재하 단계에서 시험기 및 시료의 응력이완(stress relaxation)효과를 검토하기 위해 전단변형률 0.5%와 1.8%의 단계에서는 역재하 이전에 10분동안 방치한 후 시험하였으며 1%의 단계에서는 역재하시 방치 시간 없이 재하하였다.

구속압 0.4kg/cm²에서의 3번의 역재하-재재하가 포함된 시험이 끝나면 변형률을 하중재하 전단계로 떨어뜨리고, 구속압을 0.8kg/cm², 1.2kg/cm²로 증가시킨 후 1시간동안 방치하고 구속응력 0.4kg/cm²의 경우와 동일한 절차로 시험을 수행하였다.

4.4 토조시험결과

토조내 공내재하시험으로부터 얻어진 공동 변형률-압력의 관계를 그림 7에 나타내었다. 역재하-재재하 곡선형태를 살펴보면 Masing rule을 따르는 매끈한 포물선 형태를 나타내지 않음을 알 수 있다. 이는 역재하-재재하 곡선의 변형률 범위를 너무 크게 잡으므로써 압력의 변화가 초기수평압력 이하로 감소되었기 때문인 것으로 판단된다. 이 점을 고려하여 전단 변형률 전단탄성계수 곡선의 추정시 역재하 곡선만을 이용하였다. 각 하중단계에서 구한 전단변형률-전단탄성계수 곡선은 그림 8에 나타내었다. 응력이완을 고려하지 않은 두 번째 역재하 곡선에서 얻은 전단탄성계수는 다른 결

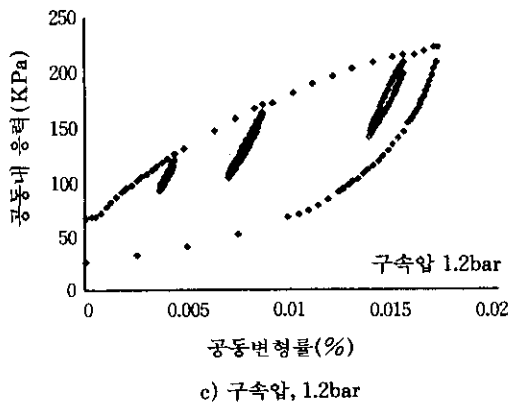
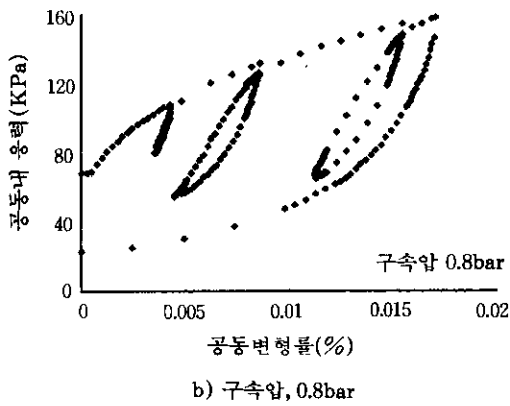
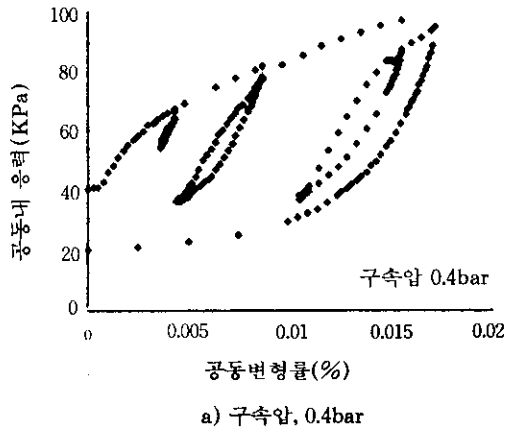


그림 7 토조내 공내재하시험결과

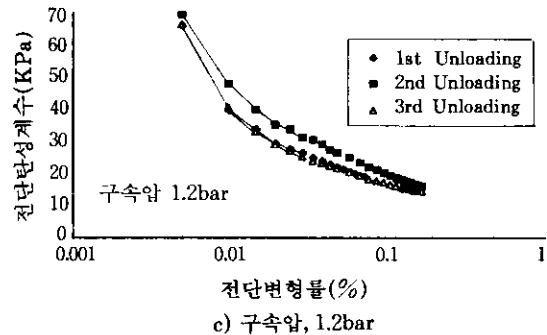
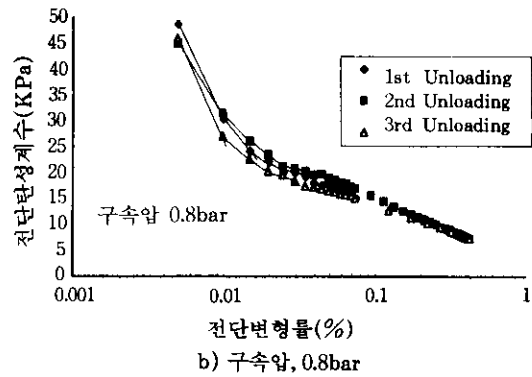
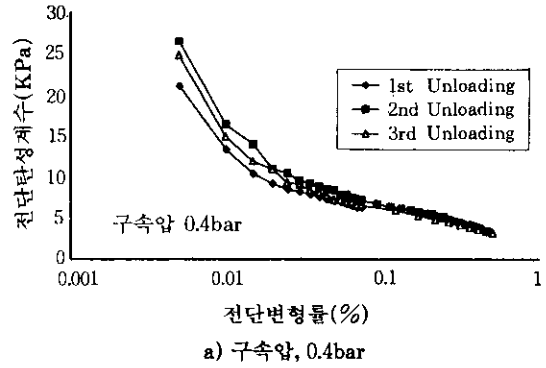


그림 8 토조시험에서 얻은 전단변형률-전단탄성계수 곡선

과에 비해 증가된 경향을 띄고 있으며 그 차이는 구속압이 증가할수록 크게 나타나는 경향을 보인다. 그러므로 응력이완의 효과는 구속압이 증가함에 따라 전단탄성계수 결정에 큰 영향을 끼친다고 판단된다.

공내재하시험결과로부터 구해진 전단변형률-전단탄성계수 곡선과 동일한 조건하에서 수행된 공진주/비틀전단시험 및 LDT를 이용한 삼축압축시험결과의 전형적인 비교곡선을 그림 9에 나타내었다. 공진주/비틀전단시험 및 LDT를 이용한 삼축압축시험 등 실내시험 결과가 공내재하시험결과와 잘 일치함을 알 수 있으며, 공내재하시험으로부터 변형률 범위 10%~0.5%의 영역에서 신뢰성있는 결과를 얻을 수 있다. 그러나, 본 연구에서 적용한 공내재하시험기는 부피로부터 공동변형률을 측정하는 방식으로 10%이하의 변형률 크기에서 변위측정이 어려워, 10%이하의 변형률에 대한 전단탄성계수는 매우 과대하게 평가되었다. 따라서 10%이하의 변형률 영역의 탄성계수는 실내시험이나 현장 탄성파시험을 통해 구하는 것이 합리적이라 판단한다.

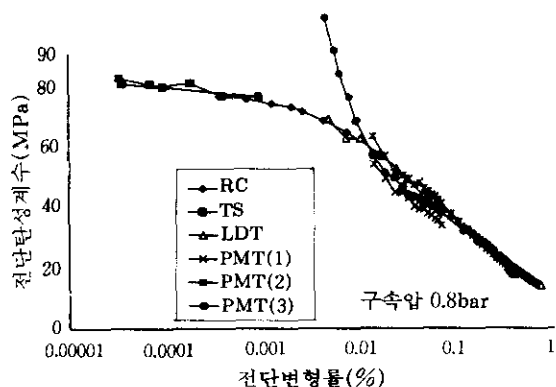


그림 9 전형적인 공진주/비틀전단 시험 및 LDT 결과와 토조 PMT 시험결과의 비교

5. 현장시험

5.1 현장조건 및 시험방법

현장에서의 공내재하시험을 이용한 미소변형 전단탄성계수 측정의 적용성을 검증하기 위해 대전 금고동 매립지 건설현장에서 화강풍화토 지반을 대상으로 공내재하시험을 수행하였다. 대상지반에서 채취된 교란시료에 대한 기본물성시험결과, 통일분류법에 의하면 SP로

분류되고 균등계수는 2.5, 곡률계수는 1.23이었다. 시료의 비중은 2.67이고 #200체 통과량은 수세법에 의해 20%였다. 현장 간극비와 함수비는 각각 0.78, 15%였다.

시추공은 공내재하시험기의 탐침과 크기가 같은 얇은 튜브를 타입하여 설치하였다. 튜브 내부의 흙을 핸드오거를 이용하여 제거하면서 튜브 관입시 주변지반의 교란을 최소화하였다. 약 1.5m 깊이로 튜브를 관입한 후, 관입된 강관을 유압잭을 이용하여 인발하고 매끈하게 형성된 시추공 내부에 탐침을 관입하여 2개의 시추공에서 공내재하시험을 수행하였다. 토조에서의 시험과는 달리 현장시험의 경우 초기교란의 영향이 큼으로, 이를 극복하기 위하여 전단 변형률 9.5%, 18.2% 및 28.3%가 되는 위치에서 역재하-재재하 단계를 적용하여 토조시험과 같은 방법으로 시험을 수행하였다. 역재하-재재하시험을 수행한 뒤 초기탐침체적의 2배가 되는 지점까지 하중을 재하하고 초기 체적까지 하중을 감소시켜 파괴 후의 거동을 고찰하였다. 탐침의 중앙부에서 지면까지의 깊이는 약 0.9m로 측정되었으며 같은 깊이에서 실시한 크로스홀시험결과와 비교하였다.

5.2 현장시험 결과

현장 공내재하시험결과로부터 얻어진 대표적인 하중-공동변형률 곡선은 그림 10과 같다. 충분한 하중재하 후 역재하-재재하 단계를 수행하여 토조시험시 발생한 역재하 끝부분에서 일어나는 항복현상이 제거되었음을 알 수 있으며, 지반의 파괴 후 하중감소시 하중이 음의 값으로 저하되는 이유는 급격한 하중감소로 인한 공내재하시험기 내부에 발생하는 흡인력(suction)에 기인하는 것으로 보여진다.

역재하-재재하 곡선으로부터 전단탄성계수를 구하기 위해서는 화강풍화토 지반의 특성에 맞는 보정계수를 결정하여야 한다. 전단변형률에 대한 보정계수 β 는 지반내 변형률의 분포에 관계된 것이므로 토조시험에서와 동일한 0.5의

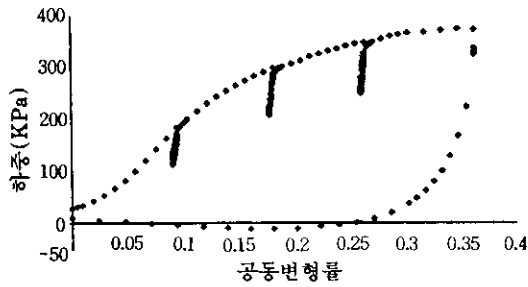


그림 10 대표적인 공내재하시험 결과

값을 적용하였다. 응력수준에 대한 보정계수 n 은 동일 지역에서 채취한 불교탄시료에 대한 공진주/비틀전단시험 결과를 기준하여 0.431을 사용하였다.

보정계수 α 를 구하기 위해 응력수준을 보정하지 않은 1번 및 2번 시추공에서 시험곡선의 역재하시의 전단변형률과 전단탄성계수의 관계를 나타내면 그림 11과 같다. 2단계 역재하(2nd unloading) 곡선의 경우 토조시험에서와 같이 응력이완을 고려하지 않고 시험한 값이므로 전단탄성계수값은 실제값보다 더 크게 나온 것으로 판단된다. 동일한 전단변형률에서 응력수준 보정 후 전단탄성계수값은 같아야 하므로 식(6)과 같이 나타낼 수 있다. 전단변형률 0.01~0.02% 범위에서 1단계 및 3단계 역재하곡선에서 얻은 전단탄성계수값을 식(6)에 적용하여 α 값을 구하고 α 값의 평균값을 얻으면 0.177이다.

$$G_1 \left(\frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{h0} + \alpha(p_1 - \sigma_{h0})} \right)^n = G_3 \left(\frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{h0} + \alpha(p_3 - \sigma_{h0})} \right)^n \quad (6)$$

여기서, $G_i = i$ 단계 역재하시의 보정하지

않은 전단탄성계수

$\sigma_{h0} =$ 지반의 초기수평토압

$p_i = i$ 단계 역재하시의 초기응력

$n = 0.431$ (실내시험에서 구한 값)

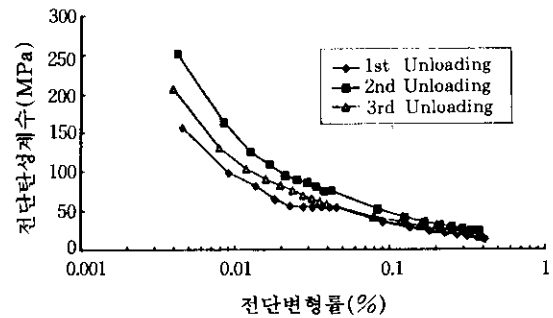
$\alpha =$ 응력수준 보정계수

사질토 지반의 α 값이 0.2임을 감안한다면(Bellotti 등, 1989), 사질토에 비해 응력수준의 영향이 적다고 판단되는 현장 화강풍화토에대

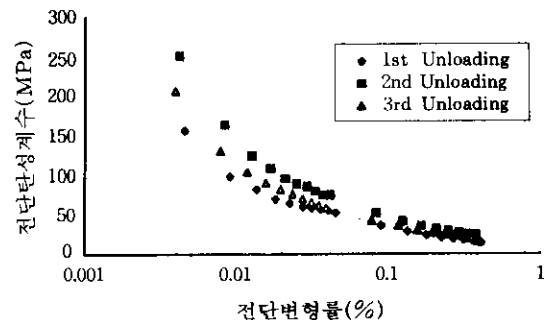
해 결정된 α 값은 합리적인 결과로 생각된다. 보정계수 α , β , n 값을 사용하여 보정된 역재하-재재하 곡선의 전단변형률과 전단탄성계수 곡선을 그림 12에 나타내었다.

두 차례의 시험결과에서 응력이완을 고려하지 않은 2단계 역재하시의 결과를 제외한 나머지 결과들을 전단변형률 0.01~0.5% 범위에서 서로 일치함을 알 수 있다. 한편, 응력이완을 고려하지 않은 재재하시의 결과는 다른 결과들과 큰 차이를 보이지 않으며 응력이완의 효과는 역재하시 더 중요한 오차요인으로 작용한다고 보여진다.

현장 공내재하시험 결과의 적용성을 검토하기 위하여 동일한 시추공에서 크로스홀시험을 수행하고, 불교탄시료를 채취하여 공진주시험을 수행하였다(김동수등, 1997). 크로스홀시험

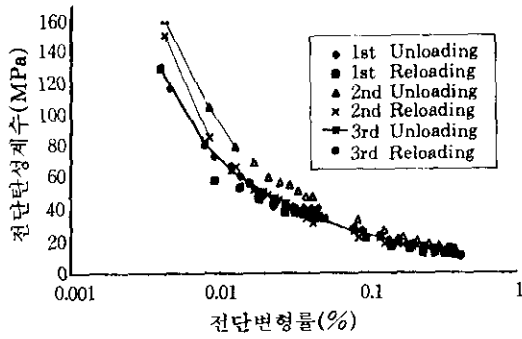


a) #1 시추공 시험결과

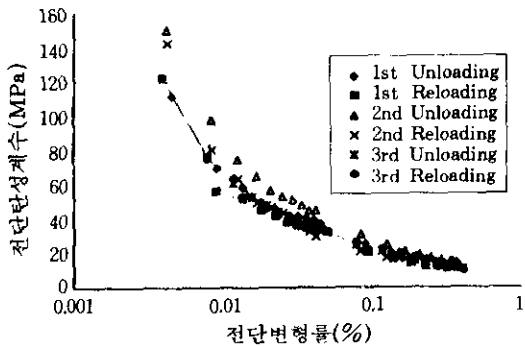


b) #2 시추공 시험결과

그림 11 응력 보정되지 않은 역재하시의 전단변형률과 전단탄성계수곡선



a) #1 시추공 시험결과



b) #2 시추공 시험

그림 12 역재하-재재하 곡선의 전단변형률과 전단탄성계수 곡선

은 탄성영역에서 이루어지는 동적시험으로, 지반이 경험하는 변형률의 크기를 선형한계변형률 보다 작은 $2 \times 10^{-5} \%$ 로 가정하여 공내재하시험에서 결정된 탄성계수와 변형률 크기에 따라 비교하면 그림 13과 같다. 크로스홀시험에서 얻은 탄성계수가 공내재하시험결과보다 크게 나타나며 이는 변형률 크기의 차이에서 오는 결과로 판단된다. 선형영역($\gamma \leq 1 \times 10^{-3} \%$)과 비선형영역 등 넓은 영역의 변형률 크기에서 각각의 시험에서 구한 탄성계수가 잘 일치함을 알 수 있다. 따라서 지반의 변형특성을 보다 넓은 변형률 영역에서 신뢰성 있게 규명하기 위하여는 현장 및 실내시험결과의 효율적인 결합이 중요하며, 공내재하시험은 전단변형률 $10^{-2} \%$ ~ 0.5% 영역에서 신뢰성 있는 전단탄성계수

결정에 적용할 수 있다고 판단된다.

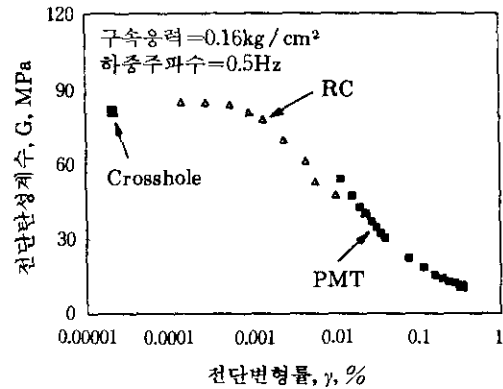


그림 13 변형률 크기에 따른 각 시험에서 결정된 전단탄성계수

6. 결 론

본 논문은 Texam 공내재하시험을 이용하여, 건조 사질토 지반의 미소변형 전단탄성계수 추정에 대한 적용성을 실내토조시험결과를 통해 검증하고, 현장지반에 대한 시험을 병행하여 현장지반의 합리적인 미소변형 전단탄성계수 추정에 관한 연구를 수행하였다. 연구결과 얻어진 주요성과 및 결론을 요약하면 다음과 같다.

1. 공내재하시험의 역재하-재재하곡선을 이용하여 지반의 미소변형 전단탄성계수를 결정하는 기법을 정립하였다.
2. 건조 사질토지반에 대한 토조시험결과와 공진주/비틀전단시험결과와의 비교를 통하여 $10^{-2} \%$ ~ 0.5% 사이의 전단변형률에서 사질토 지반의 미소변형 전단탄성계수 추정을 위해 공내재하시험의 적용 가능성을 확인하였다.
3. 토조 내에 성형되는 사질토 지반 상대밀도의 고른 분포와 시료 성형시 탐침의 영향을 최소화하기 위하여 토조의 낙사장치를 개량하였다.
4. 미소변형 전단탄성계수 측정을 위해 역재하-재재하 단계를 수행할 때 응력이완의 영

향이 주요 오차요인 중의 하나로 보여지며, 이를 제거하기 위하여 역재하시 5분 이상 안정화 단계를 거친 후 시험하는 것이 효과적으로 사료된다.

5. 화강풍화토 현장에서 공내재하시험과, 크로스홀시험을 수행하고 비교란시료에 대한 공진주/비틀전단시험 및 LDT를 이용한 삼축압축시험을 병행 비교함으로써 미소변형률(10⁻²%~0.5%) 전단탄성계수 결정에 공내재하시험의 적용성을 검증하였다.

감사의 글

본 논문은 한국과학재단의 연구비 지원으로 수행된 "대형복합역사 구조물의 건설 및 열차운행에 관한 지반-구조물복합계의 해석기술개발(95-0600-01-01-3)" 연구과제 수행결과의 일부로 감사를 포함합니다. 또한 시험장소를 제공해주시고, 시료채취 및 현장시험 등에 여러모로 협조하여주신 한밭개발공사 관계자 여러분께 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김동수, 권기철, 박재영, 정순용,(1997), "화강풍화토의 변형특성," 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp.65-72.
2. 박재영(1997), "공내재하시험을 이용한 지반의 미소변형 전단탄성계수 측정," 석사학위논문, 한국과학기술원.
3. 백규호(1994), "사질토 지반에 타입된 개단강관 말뚝의 지지력 특성," 공학박사 학위논문, 한국과학기술원.
4. 정순용(1997), "비교란 및 정적다짐 화강풍화토의 응력-변형률관계에 대한 연구," 석사학위논문, 한국과학기술원.

5. Baguelin, F., Jezequel, J. F., and Shields, D. H., (1978), "The Pressuremeter and Foundation Engineering," Trans Tech Publication, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol.2 (1974/77) No.4.
6. Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P.K., and Peterson, R.W.(1989), "Interpretation of Moduli from Self-Boring Pressuremeter Tests in Sand," Geotechnique 39, No.2, pp.269-292.
7. Burland, J.B., (1989), "Ninth Lauritis Bjerrum Memorial Lecture: 'Small is Beautiful'-the Stiffness of Soils at Small Strains," Canadian Geotech. Journal, 26, pp.499-516.
8. Clarke, B.G.,(1995), Pressuremeters in Geotechnical Design, Blackie Academic and Professional, an imprint of Chapman & Hall.
9. Muir-Wood, D., (1990), "Strain-Dependent Moduli and Pressuremeter Tests," Geotechnique 40, No.3, pp.509-512.
10. Palmer, A.C., (1972), "Undrained Plane-Strain Expansion of a Cylindrical Cavity in Clay: a Simple Interpretation of the Pressuremeter Test," Geotechnique 22, No.3, pp.451-457.
11. Robertson, P.K. and John, M.O. Hughes (1986), "Determination of Properties of Sand from Self-boring Pressuremeter Tests," The Pressuremeter and Its Marine Applications: Second International Symposium, ASTM STP 950, 1916 Race Street, Philadelphia, PA 19103, pp.283-302.
12. Tatsuoka, F. and Shibuya, S.(1991), "Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests," Key Note Lecture for Session No.1, The 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, December.

(접수일자 1997. 4. 3)