

공내재하시험을 이용한 지반정수 평가

Evaluation of Soil Properties using Pressuremeter Test

한상연¹⁾, Sang-Yeon Han, 장서만²⁾, Seo-Man Chang, 전성곤³⁾, Seong-Kon Jeon, 이종규⁴⁾, Chong-Kyu Lee

¹⁾ 건화엔지니어링 도로부 사원, Kunhwa Engineering Co., Ltd

²⁾ 단국대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Dankook University

³⁾ 여주대학 토목과 부교수, Associate Prof., Yeojoo Institute of Technology.

⁴⁾ 단국대학교 토목환경공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Dankook University.

SYNOPSIS : The PMT test results are compared with other in situ test such as Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT), Field Vane Test (FVT) and the laboratory test in order to investigate the relationships for the strength parameters obtained from Busan and Incheon areas. Many proposed correlation formulas also make a comparative study and new correlation formulas for domestic soils are introduced. Limit pressure (P_l) could be determined by $P\text{-log}(\Delta V/V)$ and Relative volume Method. PMT for the granular soils showed relatively high correlation with SPT, while CPT has good correlation with PMT for cohesive soil. The predicted undrained shear test (S_u) by the PMT test results for Incheon and Busan samples showed low correlativity with proposed equations, therefore, new correlation formulas are proposed for domestic soils.

Key words : PMT (Pressuremeter Test), limit pressure (P_l), undrained shear strength(S_u), Standard Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT)

1. 서 론

지반의 강도특성과 변형거동 등의 파악을 위한 지반정수의 추정은 불가결한 요소로써 그에 관련된 지반조사의 중요성은 점점증하고 있다. 특히 실내시험의 경우 시료 채취의 어려움 및 교란, 응력경로, 현장상태 재현 등의 한계로 정확한 정수들을 추정하기 어렵기 때문에 보다 신뢰성 있는 지반의 공학적 특성을 파악하기 위해 원위치 시험의 수요는 날로 증대하고 있는 실정이다.

여러 원위치 시험중 공내재하시험의 경우 토사지반에 대한 연구가 미미한 상태이고, 공내재하시험 결과로부터 필요한 정수들을 추정하는 경우 외국에서 수행된 경험식에 적용하는 사례가 많은 실정이나 이러한 일련의 연구결과는 대부분 그 지역의 지반특성에 대하여 수행된 연구로서, 실제 국내지반에 적용할 경우 상이할 수가 있으므로, 국내지반에 대한 공내재하시험결과 분석에 관하여 보다 많은 연구와 논의가 필요하다.

본 연구는 인천 및 부산지역을 연구 대상지역으로 공내재하시험과 원위치 시험 및 실내시험 결과를 토대로 각각의 시험결과의 상관관계를 분석하고, 상관식을 제안하였으며 아울러 기존의 여러 토질공학자에 의하여 제안된 경험식과 비교·분석하여 그 타당성을 검토하여서 국내지반 조건에 적용하는 경우 그 타당성과 문제점을 비교·검토하였다.

2. PMT의 개요

2.1 PMT의 시험의 개요

PMT시험을 행하는데 있어서, 대표 지반정수를 얻기 위해서는 같은 지질에 속한다고 볼 수 있는 부분에서 적어도 3점 이상의 시험을 행하며, 동일공내에서의 측정점 간격은 인접위치의 시험에 의한 영향을 피하기 위하여 재하부분의 중심점 거리에서 약 1.0m 이상 떼어 놓는 것이 좋다.

시추공 천공은 공내재하시험에서 가장 중요한 단계로 일반적으로 아래의 두 식을 만족하여야 한다. 시추공 기기의 지름을 D_1 , 팽창된 Probe의 지름을 D_2 , 그리고 시추공의 초기 지름을 D_3 라 하면 이들 지름에 대한 허용오차는 다음과 같다.

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03D_2 \quad (1)$$

$$1.03D_2 \leq D_3 \leq 1.20D_2 \quad (2)$$

이와 같은 허용치는 시추공이 너무 작거나 크지 않도록 할 수 있다. 만약 시추공이 너무 작아서 시추공 안으로 Probe를 내리기가 어렵다면 그림 1에서의 곡선 A와 같은 결과를 얻게 되며 이 시험결과는 일부분만 사용될 수 있다. 반면에 시추공이 너무 크다면 그림 1에서 B곡선과 같이 나타나며 Probe가 초기 0인 부피의 최고 2배까지 팽창해야 하지만 Probe가 최대로 팽창되었을 때의 지름 D_4 는 D_2 의 1.41배와 같고 흙의 한계압력에는 이르지 않게 된다. 그 외 시추공의 교란정도가 심하면 그림 1의 C곡선과 같이 나타나며 이 때의 시험결과는 일반적으로 사용할 수 없게 된다.

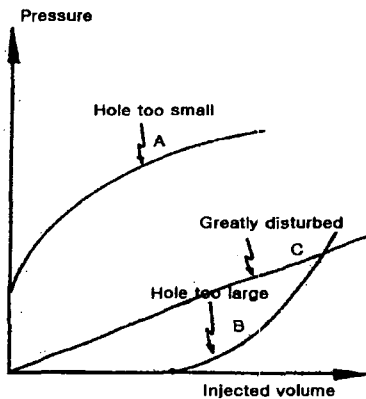


그림 1. 시추공크기에 따른 Pre-boring 공내재하시험 곡선

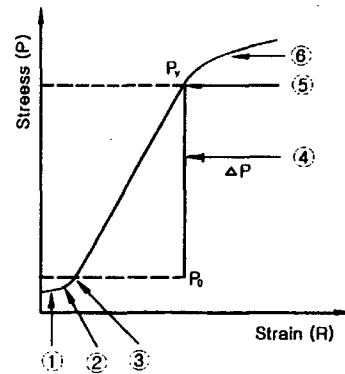


그림 2. Pre-boring 공내재하시험 곡선

공내재하시험장치에 의한 전형적인 시험결과의 곡선은 그림 2와 같으며, 이 곡선상의 ①에서 ②지점 사이는 Probe가 시추공 공벽에 접촉되면서 정지토압으로 회복되고 있는 상태이고 ③지점에서 응력의 균형을 이루어 공벽이 초기상태 (initial dimension)로 회복하며 이 때의 응력을 정지응력 (at rest pressure, P_0)으로 간주한다. 이러한 상태에서 지반반력은 굴곡점 (inflection point)에서 급한 증가를 보이며, 변형속도가 최저점을 가르킨다. ④지점에서 추가하중에 의해 의사탄성변형 영역 (pseudo-elasticity deformation dimension)이 지속된다. 응력-변형곡선은 거의 직선을 나타내고 변형속도는 거의 일정한 값을 나타낸다. ⑤ 지점에서 지반의 항복점에서 응력-변형곡선은 변형속도가 증가하여 파괴점 (breaking point)으로 접근한다. 이 때의 응력을 항복응력(P_y)으로 간주한다. ⑥ 지점을 지나며 점진적으로 유동성 (fluidity) 및 변형이 증가 가속화됨에 따라서 지반은 파괴를 일으킨다.

2.2 PMT의 시험방법

Probe의 설치방법은 다음과 같은 방법을 따르는 것이 일반적이다. 우선 시추공벽과 연결 막대와의 간격이 충분한 여유를 가져야 하며 시험깊이는 Probe의 팽창부분의 중간 위치에서 실시한다.

Probe의 고무막 검정시 동일한 압력이나 부피로 증가시켜 팽창시킨다. 동일한 압력증가 방법은 표 1에 나타난 일반적인 흙의 한계응력치에서 이용하여 한계응력을 추정한다. 압력은 예상되는 한계응력의 1/10씩 증가시키며 측정한다. 각 압력 단계는 압력 증가에 필요한 시간을 합쳐서 1분 동안 지속되어야 하며 각 압력 증가에 대하여 팽창된 부피는 30초(v_{30}) 또는 60초(v_{60}) 후에 측정한다. 그러나, 실제 현장에서는 7 ~ 14 단계 정도의 압력증가가 이루어지면 만족스러운 시험결과를 얻을 수 있다.

표 1. 지반의 종류에 따른 순한계응력(P_1) (Briaud, 1992)

Soil	Description	한계응력(P_1) kpa	SPT N치 (타격횟수/30cm)	비배수전단강도 (S_u -kpa)
Sand	loosse	0 - 500	0 - 10	
	medium	500 - 1500	10 - 30	
	dense	1500 - 2500	30 - 50	
	very dense	> 2500	> 50	
Clay	soft	0 - 200		0 - 25
	firm	200 - 400		25 - 50
	stiff	400 - 800		50 - 100
	very stiff	800 - 1600		100 - 200
	hard	> 1600		> 200

단계재하나 반복재하에서는 통상의 변형계수와 동시에 반복재하부의 접선 또는 활선경사에 의해 탄성계수(E_p)가 얻어진다. 다만 이러한 재하법은 평판재하에 비해 제법 긴 시험기간이 요구되고 경비도 많아 지므로 시험결과가 충분하게 살려지는지 아닌지 사전에 검토하고 필요성을 확인한 경우에 실시해야 한다. 표준화된 국제적인 시험규격은 아직 없으며, 현재 여러나라에서 다양한 방법으로 이용되고 있다.

3. PMT의 결과의 이용 및 지반정수 평가개요

3.1 자료의 분석

공내재하시험의 결과치를 이용하여 지반특성치를 산정하기 위하여 지반을 모래질, 점토질, 실트질로 구분하였으며, 인천 및 부산지역을 중심으로 모래질 지반의 경우 인천지역에서만 시험을 시행하여, 용인 지역의 모래질 지반에 대한 결과치를 포함하였다. 한편, 기타지방 및 시험 횟수가 한 현장에서 5회미만의 경우는 참고자료로 이용하였으며, 모래질 42개소, 점토질 93개소, 실트질 20개소를 선정하였으며, 모래질의 경우 N치가 40미만인 경우에 대해서만 분석을 실시하였다.

공내재하시험의 결과치를 이용하여 변형계수 (E_p), 항복응력(P_y) 및 한계응력(P_1) 등을 결정하고, 이를 활용하여 비배수전단강도를 산정하고, 표준관입시험, 콘관입시험 및 베인전단시험 등의 원위치 시험과의 선형회귀분석을 통하여 상관관계를 분석하였다.

3.2 한계응력의 추정

일반적으로 한계응력(P_1)은 응력과 체적 ($p : v$)의 곡선이 체적축에 거의 평행일 때의 응력을 한계응력(P_1)이라 하며, 이 상태에서는 시추공벽의 지반이 파괴에 도달된 상태라고 할 수 있다. 한계응력(P_1)의 값은 시험공 교란의 영향은 비교적 적게 받으나 probe의 길이 L/D 의 영향에 민감하다. 특히 probe의 길

이 (L/D)의 영향이 모래에서는 큰 반면에 점토에서는 크지 않은 것으로 알려졌다.

보통의 공내재하시험에서는 시추공의 붕괴 등으로 인하여 시험압력이 한계응력에 도달되지 않는 경우가 많으며 이 때는 경험적인 방법을 통하여 한계응력(P_l)을 추정하여야 한다. 일반적으로 한계응력을 추정하는 방법은 다음과 같다.

- 1) $\log(P) - \log(\Delta V/V)$ 방법 (Jezequel et al, 1974)
- 2) $P - \log(\Delta V/V)$ 방법 (Ladd, 1980)
- 3) 상대체적(Relative volumes) 방법 (Centre d'Etudes Menard, 1971)
- 4) $P_l = 1.7 P_y$ (Walker & Jewell, 1979)

항복응력(P_y)에서 한계응력(P_l)을 추정한 결과를 살펴보면, 인천지역의 경우 결과치에 대한 예측치의 편차가 상대체적 방법이 10~20%, $P - \log(\Delta V/V)$ 방법이 10~18%, $\log(P) - \log(\Delta V/V)$ 방법이 20~35%, $1.7P_y$ 방법이 30~40% 정도의 예측편차를 보였다. 반면에 항복응력(P_y)의 120% 이상 혹은 항복응력(P_y)의 주입된 반경의 140% 이상 되는 정도에서 한계응력(P_l)을 추정한 결과를 분석하여 보면, 인천지역의 경우 결과치에 대한 예측치의 편차가 상대체적 방법이 3~6%, $P - \log(\Delta V/V)$ 방법이 2~6%, $\log(P) - \log(\Delta V/V)$ 방법이 7~17% 정도의 예측편차를 보였다. 부산지역의 경우 결과치에 대한 예측치의 편차가 상대체적 방법이 1~3%, $P - \log(\Delta V/V)$ 방법이 1~4%, $\log(P) - \log(\Delta V/V)$ 방법이 3~8%의 예측편차를 보였으며, $1.7P_y$ 방법은 두 지역 모두 항복응력(P_y)에서 추정한 편차와 동일하였다. 부산지역과 인천지역 모두 상대체적 방법과 $P - \log(\Delta V/V)$ 방법이 비교적 높은 정도를 나타냈으며, 전체적으로 부산지역이 인천지역보다 적은 예측편차를 보였는데, 이는 예측시점이 부산지역의 경우가 축에 비교적 평행하게 나타났으며, 여기에 기준이 된 한계응력(P_l)의 값이 부산지역이 인천지역보다 크게 나타나 상대적으로 편차가 작은 쪽으로 나타났다. 주입된 반경이 한계응력(P_l)에 근접할수록 정도는 점점 증가하여, 공내재하시험 결과와 거의 동일한 결과를 얻을 수 있었다.

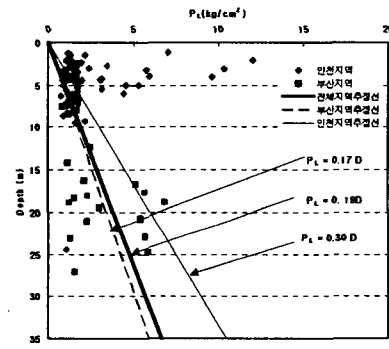
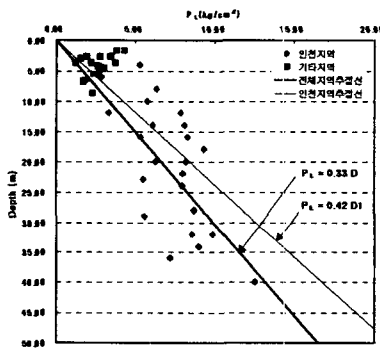


그림 3. 모래질 지반의 심도와 한계응력(P_l)의관계 그림 4. 점토질 지반의 심도와 한계응력(P_l)의관계

한편, 토질종류에 따른 심도와 한계응력(P_l)의 관계를 살펴보면, 모래질 지반의 경우 심도가 깊어짐에 따라 한계응력(P_l)이 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있었다. 반면, 점토질 지반의 경우 특히 심도가 10m 미만 심도에서는 산포도가 심하게 나타나며, 10m 이상 심도에서는 비교적 선형적 관계를 보이는데, 이는 부산과 인천지역 점토질 지반의 경우 지하수위의 변동이나 염분농도 등의 환경적 변화 등의 영향으로 선행압밀하중의 발생으로 인한 과압밀비의 증가로 인하여 10m 미만 심도에서는 동일한 심도에서도 한계응력(P_l)의 산포도가 심하게 나타났다

4. 공내재하시험과 기타 원위치시험과의 관계

대상지역의 공내재하시험과 표준관입시험, 콘관입시험 및 베인전단시험과의 관계를 분석하기 위하여,

동일한 지층과 깊이에서 실시된 결과에 대하여 비교, 분석하였다.

4.1 표준관입시험과 공내재하시험 결과의 비교

부산지역과 인천지역의 점토질, 실트질, 모래질 지반을 대상으로 하여 N치와 한계응력(P_1)의 관계를 선형회귀분석 방법을 통해 분석하였다. 먼저 점토질 지반에 대한 N치-한계응력(P_1)의 관계에 대해 살펴보면, 상관관계가 낮게 나타나는데 이는 부산지역의 경우 N치가 5미만의 점토가 비교적 많이 포함하고 있기 때문에 연약한 지반에서의 표준관입시험의 신뢰도가 떨어지기 때문에, 상관도가 낮은 것으로 사려된다. 모래질 지반에서 N치가 40 이상인 경우에는 한계응력(P_1)과 N치와의 관계가 큰 산포도를 나타내어, 본 연구에서는 N치가 40미만인 경우에 대하여 상관관계를 분석하였다. N치가 40미만인 인천지역 관계식의 상관도는 0.80을 나타냈으며, 전체지역에 대한 상관도는 0.73을 나타냈으며, 전체적으로 N치가 증가할수록 관계식에 근접한 값을 나타냈다.

한편, Briaud가 제안한 식과 각 지반에 대한 관계식을 비교, 분석한 결과를 살펴보면, 모래질 지반의 경우 Briaud가 제안한 식이 N치값에 대한 한계응력(P_1)의 값이 모래질 지반의 관계식에 의한 값보다 1.8배 정도 더 크게 나타났다. 점토질 지반에서는 N치 값에 대한 한계응력(P_1)의 값이 Briaud가 제안식의 경우 1.5배 정도 더 크게 나타났다.

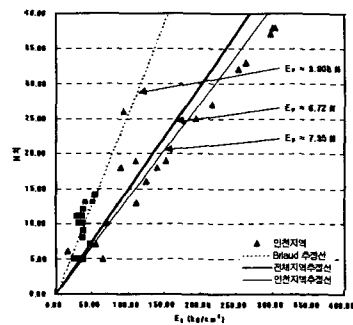
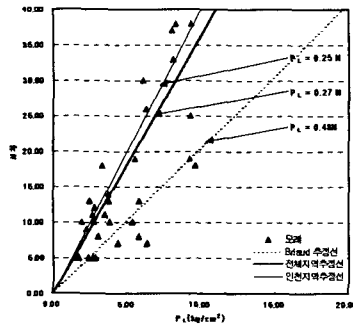


그림 5. 모래질 지반의 N치와 한계응력(P_1)의관계 그림 6. 모래질 지반의 N치와 변형계수(E_p)의관계

점토질 지반에 대하여 분석한 결과를 살펴보면, 부산지역의 경우 N치와 변형계수(E_p) 관계식의 상관도가 0.30을 나타냈으며, 인천지역 관계식의 상관도는 0.48를 나타냈으며, 전체지역 관계식의 상관도는 0.36을 나타냈다. 전체적으로 상관도가 낮게 나타나는데, 이는 표준관입시험의 신뢰도가 상대적으로 떨어지고, 선행압밀하중에 따른 영향으로 인하여 동일한 심도에서도 과압밀비의 차이로 인하여 산포도가 심하게 나타난 것으로 사려된다.

모래질 지반의 경우, N치와 변형계수(E_p) 관계식의 상관도가 인천지역에서는 0.92를 나타냈으며, 전체지역에 대한 상관도는 0.89를 나타냈으며, N치가 증가할수록 변형계수(E_p) 값이 관계식에 비교적 일치하게 나타났다. 한편, Briaud가 제안한 식과 각 지반에 대한 관계식과를 비교한 분석결과를 살펴보면, 모래질 지반의 경우 N치 결과에 대한 변형계수(E_p)의 값이 Briaud (1985)가 제안한 식에 의한 값이 1.8배 정도 더 크게 나타났다. 점토질 지반에서는 부산지역과 인천지역 모두 N치 값에 대한 변형계수(E_p)의 값이 Briaud (1985)가 제안한 식이 더 크게 나타났다. 실트질 지반의 경우 역시 N치의 값에 따른 변형계수(E_p)의 값이 인천지역 및 부산지역 모두 Briaud (1985)가 제안식에 의한 결과가 더 크게 나타났다.

4.2 콘관입시험과 공내재하시험 결과의 비교

대상지역의 콘관입시험과 공내재하시험과의 관계를 분석하기 위하여, 부산지역 점토질 지반 16개소에

대하여 동일한 지층과 깊이에서 실시된 콘관입시험과 공내재하시험의 대표적인 결과치인 Q_T (관입저항)-한계응력(P_1), Q_T (관입저항)-변형계수(E_p)와의 관계에 대하여 비교, 분석한 결과를 살펴보면, 콘관입저항과 한계응력(P_1) 관계식의 상관도는 0.71을 나타냈으며, 콘관입저항과 변형계수(E_p) 관계식의 상관도는 0.88로 나타났다. 점토질 지반의 경우 표준관입시험과의 상관도는 낮게 나타났으나 콘관입시험의 상관도는 높은 것으로 나타났다. 한편, Briaud et al (1985)가 Q_T (관입저항)-한계응력(P_1)과 Q_T (관입저항)-변형계수(E_p)의 관계를 제안한 식을 살펴보면, Briaud (1985)가 제안한 식에서는 두 식이 동일한 기울기의 비슷한 양상을 나타냈으며, 관입저항-변형계수(E_p)에 대한 관계식과 비교하면 관입저항 값에 대한 변형계수(E_p)의 값이 Briaud (1985)가 제안한 식이 2.5배 정도 더 크게 나타났다.

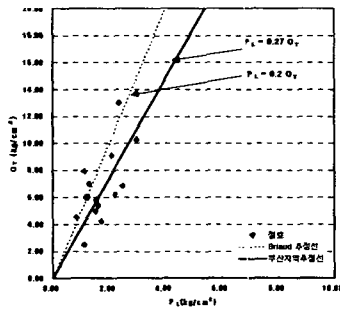


그림 7. 점토질 지반의 콘관입저항과 한계응력(P_1)의 관계

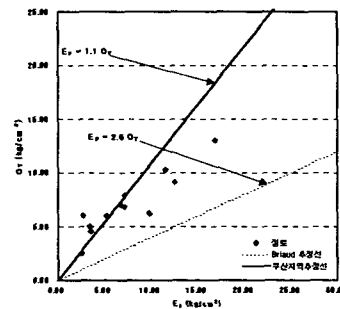


그림 8. 점토질지반의 콘관입저항과 변형계수(E_p)의 관계

한편, 일반적으로 비점착성 지반의 경우 콘관입저항 (Q_T)이 증가함에 따라 P_1/Q_T 의 값이 커지며, 점착성 지반의 경우 콘관입저항 (Q_T)의 값에 상관없이 어느 일정한 값을 나타낸다. (Nazaret, 1972) 부산지역의 경우 콘관입저항치가 증가하여도 (P_1/Q_T)의 값은 약간의 편차가 있지만, 일정한 값을 나타냈다. P_1/Q_T 의 범위는 2.3 ~ 5.7의 값을 보였으며, 평균값은 4.1을 나타내었다.

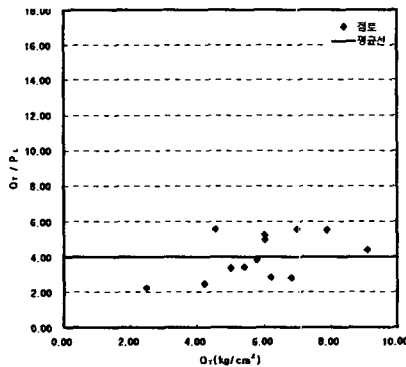


그림 9. 부산지역 점토질 지반의 콘관입저항과 Q_T/P_1 의 관계

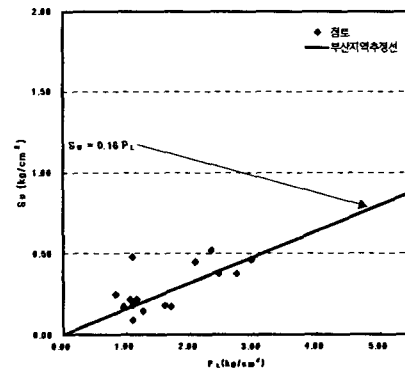


그림 10. 배인전단강도와 한계응력(P_1)의 관계

4.3 배인전단시험과 공내재하시험 결과의 비교

대상지역의 배인전단시험과 공내재하시험과의 관계를 분석하기 위하여, 부산지역 점토질 지반의 18개소에 대하여 동일한 지층과 깊이에서 실시된 배인전단시험과 공내재하시험의 대표적인 결과치인 S_u (배인전단강도)-한계응력(P_1)와의 관계를 추정하기 위하여 선형회귀분석 방법을 통하여 비교·분석하였으

며, 배인전단시험의 비배수전단와 한계응력(P_1)과의 관계식의 상관도는 0.8 이상으로 높게 나타났다. 일반적으로 배인전단시험에 의한 비배수전단강도가 일축압축 및 삼축압축시험 (UU) 등의 실내시험으로 구한 비배수전단강도 보다 지반에 상관없이 크게 나타난다. (Arman, 1975) 부산지역에서 한계응력(P_1)과 삼축압축시험(UU) 추정된 관계식과 비교한 결과를 살펴보면 한계응력(P_1)이 2.5kg/cm^2 이하에서는 두 관계식의 결과치가 비슷하게 나타났으며, 한계응력(P_1)이 2.5kg/cm^2 이상에서는 배인전단시험에서 제안한 관계식의 결과치가 크게 나타났다.

4.4 공내재하시험결과와 비배수전단강도의 관계

본 연구에서는 공내재하시험 결과를 이용하여 비배수전단강도를 추정하기 위하여 기존의 제안된 Menard 방법 (1957) 등 6 종의 방법으로 인천지역과 부산지역의 점토질 지반에 대하여 추정하였으며, 실내삼축시험의 결과와 비교를 통해 각 방법에 대한 정도를 분석·평가 하였다.

부산지역과 인천지역에 대하여 비배수전단강도와 한계응력에 대한 관계식의 상관도는 각각 0.86과 0.83을 나타냈으며, 전체지역에 대한 상관도는 0.83을 나타내, 두 지역의 상관도가 큰 차이가 나지 않으며, 두 지역에 제안된 식도 동일한 기울기에 절편의 차이만을 나타냈다.

인천지역의 분석결과 추정치가 실내시험과 가장 근접하게 나타난 방법은 Martin (1986)이 제시한 방법으로써, 상관도 0.69을 나타냈으며, Marsland (1977)가 제시한 방법도 0.49의 상관도를 나타내 추정된 비배수전단강도가 실내시험의 결과치와 비교적 일치하는 결과를 나타냈다. 한편, Johnson (1986)의 방법으로 추정된 결과치가 상한치를 나타냈는데, 이는 Johnson (1986)은 β 의 값을 10으로 제안하고, 절편값을 $25\text{ kpa} (= 0.25\text{g/cm}^2)$ 을 두었으나, 한계응력과 비배수전단강도의 관계식의 결과에서는 β 의 값은 약 9를 나타냈으며, 절편의 값이 0.10 kg/cm^2 로 Johnson (1986)의 방법과는 약 0.15 kg/cm^2 편차가 나타나 이와 같은 결과를 얻은 것으로 사려된다. 또한, Cassan (1972)의 방법으로 추정된 결과치가 하한치로 나타났다.

한편, 부산지역을 대상으로 하여 분석한 결과는 전체적으로 추정결과가 부산지역이 인천지역보다 큰 산포도를 나타냈으며, 분석결과 추정치가 실내시험과 가장 근접하게 나타난 방법은 Johnson (1986)이 제시한 방법으로 상관도가 0.68을 나타냈으며, Briaud (1977)가 제시한 방법도 0.56의 상관도를 보여서 비교적 일치하는 결과를 얻을 수 있었다. Amar (1972)의 방법으로 추정된 결과가 상한값을 나타냈는데, 이는 Amar (1972)의 방법의 경우 매우 연약한 점토에 적합한 방법이어서 과대평가가 된 것으로 사려된다.

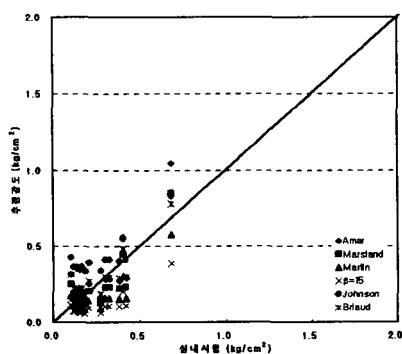


그림 11. 인천지역 점토질 지반의 각 방법별 비배수전단강도의 추정

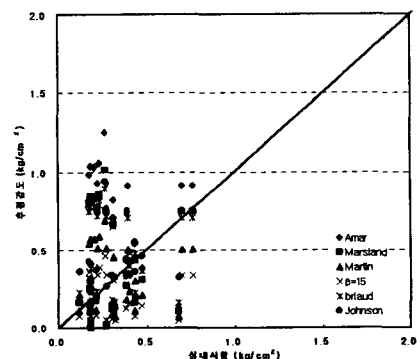


그림 12. 부산지역 점토질 지반의 각 방법별 비배수전단강도의 추정

실제 실내시험과 공내재하시험의 특성치 중 한계응력(P_1)을 이용하여 비배수 전단강도를 추정된 결과를 비교하면 비교적 큰 편차를 나타내는데, 이는 여러 가지 요인이 있지만 가장 큰 부분을 차지하는 것

은 공내재하시험 설치시 지반의 교란이 가장 큰 영향을 미치며, 대부분의 관계식이 균일한 점토지반에 대하여 consistency에 따라 제안하였지만, 실제지반의 경우 순수점토가 아니며, 공내재하시험 설치시 지반의 교란을 최소화하였다 할지라도 간극수압 영향 및 선행압밀 작용 등 복합적인 원인이 작용하는 것으로 사려된다. 실제, 실트질 지반에 대하여 각 방법들을 적용하여 비배수전단강도를 추정한 결과를 살펴보면, 대부분의 방법이 상관도 0.5 이하를 나타냈다. 부산지역과 인천지역을 비교하면 상대적으로 부산지역이 더 큰 산포도를 보이고 있는데, 이는 부산지역의 경우 4개 현장을 대상으로 하여, 2개 현장의 인천지역보다 넓은 지역을 대상으로 하였기 때문에 지반의 특성이 다양하기 때문이라고 사려된다.

5. 결 론

1. 부산지역과 인천지역에서의 한계응력(P_l) 추정시 적용한 4가지 방법 중 상대 체적방법과 $P - \log(\Delta V/V)$ 방법이 비교적 잘 일치되는 것으로 나타났으며, 이 방법으로 한계응력(P_l)을 추정하여 공내재하시험 결과와 비교하였을 때 항복응력(P_y)의 120% 정도를 기준으로 추정한 경우의 결과가 비교적 정도가 높은 것으로 나타났다.
2. 공내재하시험과 원위치시험과의 상관관계를 분석하여 원위치시험결과와 공내재하시험으로 구한 한계응력(P_l) 및 변형계수(E_p)를 추정하였을 때 모래질 지반은 표준관입시험 결과인 N 치로부터 추정한 경우, 점토질 지반은 콘관입시험 결과인 콘관입저항으로부터 추정한 경우 상관도가 높은 것으로 나타났다.
3. 점토질 지반에 대하여 수행한 공내재하시험과 배인전단 및 삼축압축시험을 분석한 경우, 한계응력(P_l)으로부터 비배수전단강도를 추정하면 배인전단시험 결과보다는 삼축시험으로 구한 결과가 비교적 일치되는 것으로 나타났으며, 각각의 경우에 대한 관계식을 제안하였다.
4. 인천지역 및 부산지역의 점토질 지반에 대하여 한계응력(P_l)을 이용하여 비배수전단강도를 추정하기 위하여 기제안된 6종의 상관식으로 구한 결과 Martin (1986)의 방법과 Johnson (1986)의 방법이 비교적 일치하는 것으로 나타났으나, 상관도 자체가 낮아서 이를 국내지반에 적용하는데는 여러요소에 대한 검토가 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문의 완성에 이르기까지 자료를 협조하여 주신 도화지질 및 동아건설턴트에게 감사드립니다.

참고문헌

1. A. N. Nasr & C. R. Gangopadhyay (1998) "Study of S_u Predicted by Pressuremeter Test", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 11, November, pp 1209~1226
2. ASTM Standard D 4719-94 (1994), "Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils".
3. F. Baguelin & J. F. Jezequel and D. H. Shields (1978), "The Pressuremeter and Foundation Engineering", Series on rock and soil mechanics, Trans Tech Publications.
4. Jean-Louis Briaud (1990), "The Pressuremeter", Texas A&M University.
5. R. J. Mair & D. M. Wood (1987), "Pressuremeter Testig methods and interpretation", CIRIA