

부산지역 점토의 비배수전단강도 평가를 위한 CPT 콘계수 해석 및 평가

Analysis and Evaluation of CPT Cone Factor for Undrained Shear Strength Estimation of Pusan Clay

박 영 환¹ Park, Young-Hwan

김 민 기¹ Kim, Min-Ki

김 창 동² Kim, Chang-Dong

이 준 환³ Lee, Jun-Hwan

Abstract

In order to estimate undrained shear strength and evaluate cone factors, various in-situ and laboratory test results at new harbor construction area near Pusan were analyzed. To evaluate N_k values and equation applicable in Korea, measured and theoretical cone factors were compared based on the test results. For comparison, various analytical solutions were adopted and used. Adopted methods include cavity expansion solutions of Baligh (1975) and Yu (1993) and steady state solutions of Teh and Houlsby (1991) and Yu et al. (2000). According to the result of comparison, cavity expansion solutions were found to be reasonable for the CPTu-based undrained shear strength evaluation.

요 지

본 연구에서는 선정된 부산 신항만 공사 지역의 연약 점토층을 대상으로 비배수전단강도 값을 분석하고 CPT적용을 위한 콘계수의 변화특성 및 영향인자를 비교분석하고자 한다. 이를 위해 다양한 현장시험과 실내시험 결과를 분석하였으며, 현장시험에서 구해진 콘계수와 실내시험에서 얻어진 결과를 토대로 한 이론적인 콘계수와의 비교를 통해 해당 현장에 가장 적합한 이론식을 선정하고자 한다. 본 연구에서 사용된 이론식은 Baligh(1975)와 Yu(1993)의 공동 확장 이론과 Teh and Houlsby(1991)와 Yu 등(2000)의 정적 상태 해석법이 사용되었으며, 공동 확장 해석법이 현장 시험을 통해 측정된 콘계수와 부합하는 결과를 나타내었다.

Keywords : Cavity expansion solutions, Cone factor, Steady state solutions

1. 서 론

대부분의 점토질 지반의 문제에서 가장 중요한 두 가지 지반 특성치는 비배수전단강도와 압밀 관련 물성치라 할 수 있다. 이 중 비배수전단강도는 응력 이력 및 시험 종류 등 다양한 인자에 의해 영향을 받게 되며, 압밀 거동에 따른 유효응력의 변화와도 연관되어 상당히

복잡한 변화 특성을 보이고 있다. 점토질 흙의 비배수전단강도를 측정하기 위해서는 일반적으로 비교란 시료 채취를 통한 삼축압축시험과 일축압축시험 등과 같은 실내 시험이나 현장베인시험과 같은 원위치 현장시험 등이 이용될 수 있다. 실내시험의 경우 시료채취에 따른 교란도가 시험결과에 많은 영향을 미치게 되며 대상 심도가 깊을 경우 시료교란의 정도는 증가하는 것이 일반

1 연세대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 (주)EJTECH 이사 (Director of Geotechnical Design Division, EJTECH Co., Ltd.)

3 정회원, 연세대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., junlee@yonsei.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 2월 29일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

적인 현상이라 할 수 있다. 베인시험의 경우 현장 적용을 통해 지반의 교란을 최소화 할 수 있어 비교적 신뢰성이 높은 시험방법으로 간주되고 있으나, 심도가 증가함에 따라 베인의 관입과 비틀 과정에 많은 어려움과 오차를 수반하게 된다. 이에 반해 콘관입시험(Cone penetrate test : CPT)은 시험 방법 및 절차가 간소하고 지반교란을 최소화할 수 있어 비교적 신뢰성이 높은 시험방법으로 간주된다. 특히, 간극수압의 측정이 가능한 피에조콘시험(Piezocone test : CPTu)은 점토질 지반의 특성파악에 매우 효과적이다. CPTu결과를 이용한 점토지반의 비배수전단강도 s_u 의 추정에는 다양한 방법이 제안되었으나, 통상 CPT 콘저항치 q_c 와 비배수전단강도 s_u 와 연관된 콘계수 N_k 또는 콘 부등단면적과 간극수압 보정에 따른 콘저항치 q_c 에 의한 콘계수 N_k 를 이용하는 방법이 가장 일반적이라고 할 수 있다(Meyerhof, 1961; Vesic, 1972; Baligh, 1975; Teh and Houlsby, 1991; Yu and Mitchell, 1998). 콘계수의 평가를 위해서 다양한 이론적 모델이 제안되어 왔으며, 제안된 모델들은 극한지지력공식에 근거한 방법(Bearing capacity analysis), 공동확장해석(Cavity expansion analysis), 변형률경로해석에 근거한 정상상태해석(Steady state analysis), 그리고 유한요소법과 유한차분법과 같은 수치해석(Numerical analysis)(Meyerhof, 1961; Vesic, 1972; Baligh, 1985; Yu and Mitchell, 1998) 등의 4가지 범주로 크게 구분될 수 있다.

각 방법들은 이론적인 엄밀해를 제시하고 있으나, 방법별 콘계수의 차이가 크게 나타나며, 지배인자인 강성지수(G/s_u)의 결정 역시 전단탄성계수(G)를 산정하는 방법이 여러 가지이고 비배수전단강도를 산출하는 과정에서 비교란 시료를 사용하기에 많은 불확실성을 포함하고 있다. 위에서 언급한 바와 같은 방법의 경우 흙의 특성 등을 정확하게 반영하기 어려우며, 또한, 경험적인 방법을 통하여 산정된 콘계수가 넓은 범위로 분포되거나 아무 조건없이 단순 제시되는 경우에는 동일 지역이나 지역에 따라 다른 흙의 공학적 특성(불균질성 등)과 기준 비배수전단강도 산정 시험방법에 따라 콘계수가 다르게 나타나므로 실제 사용하기에는 어려움이 따른다.(박용원 등, 2003) 이와 같은 제한점을 극복하기 위해 소성지수와 과압밀비를 고려하여 콘계수의 정확도를 높이기 위한 연구(장인성 등, 2001)와 현장베인시험 결과를 보정하는 방법(김민석 등, 2006)등, 국내의 연구도 다양한 방면에서 시도되었다.

본 논문에서는 연약점토지반에서 수행된 일련의 시

험결과를 토대로 다양한 이론해의 정확도에 초점을 맞추어 콘계수를 비교·분석하고자 한다. 이를 위해 본 연구에서는 국내의 대표적인 연약점토층인 부산 지역의 점토층을 선정하였고, 대상 지반에서 수행된 각종 시험 결과들을 분석하였다. 분석된 결과를 토대로 CPTu결과와 측정된 비배수전단강도를 통해 콘계수를 산정하고자 하며, 각 경우에 있어서 이론해와 비교·분석하고자 한다.

2. 콘계수 결정을 위한 이론식

2.1 이론해

CPTu의 콘저항치 q_c 에 의한 포화 점토의 비배수전단강도 s_u 는 다음과 같이 정의될 수 있다(Lunne 등, 1985).

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (1)$$

여기서, s_u =비배수전단강도; q_c =부등면적비를 사용한 수정 간극수압에 따른 CPTu 콘저항치; σ_{v0} =콘 선단(Cone tip) 위치에서의 전 상재응력; N_{kt} =피에조콘계수이다. 식 (1)은 비배수 조건에 따른 내부 마찰각 $\Phi=0$ 인 경우, 극한 지지력 공식으로부터 직접 유도될 수 있다. 깊은 관입상태를 가정하였을 경우 근사적으로 비배수 상태에서 N_{kt} 는 지지력 계수 N_c 에 상응하는 값으로 간주될 수 있다. 얇은 기초에서 N_c 는 제안된 바와 같이(Terzaghi, 1943) 5.7정도의 값을 나타내며, 깊은 기초에서는 $N_c=9$ 가 통용되어 왔다(Meyerhof, 1951). 말뚝의 관입과정과 콘의 관입과정이 유사하나 N_{kt} 값을 동일하게 9로 사용하는 데에는 무리가 있으며, N_{kt} 값에 대한 여러 연구에서는 일반적으로 9보다 큰 범위의 N_{kt} 값이 현장시험결과에서 관찰되고 있다(Yu and Mitchell, 1998; Su and Liao, 2002).

앞에서 살펴본 극한지지력해석에 의한 방법(Bearing capacity analysis)외에도 N_{kt} 값의 추정을 위해 지금까지 다양한 방법들이 제안되어 왔다. 여기에는 공동확장해석(Cavity expansion analysis), 정적상태해석(Steady state analysis), 그리고 수치해석적 방법(Numerical analysis) 등이 포함된다. 전통적인 극한 지지력해석에 의한 방법은 지지력 공식에서 직접 유도되기 때문에 다른 방법들에 비해 해석과정이 간편하여 일반 설계자들에게 친숙한 방법으로 받아들여질 수 있다. 지지력 해석에 의한

방법에서는 지반 내에 원통형 관입체를 가정하고 지지력 공식의 N_{kr} 값에 깊이계수와 형상계수를 반영함으로써 N_{kr} 값을 결정할 수 있다. 기존의 연구 결과에 따르면 극한지지력해석에 의한 방법을 통해 구해진 N_{kr} 값은 대부분 9에서 11정도의 범위를 보이는 것으로 나타나고 있다 (Meyerhof, 1961; Housby and Wroth, 1982; Koumoto and Kaku, 1982). Yu and Mitchell(1998)에 의해 지적된 바와 같이, 지지력 공식에 의한 N_{kr} 값은 콘 관입 과정의 강도와 기하학적 특성에만 기초하여 흙의 압축성은 고려하지 않아 근사적 해로 간주될 수 있다.

공동확장이론과 변형률경로법에 근거한 정상상태해석은 실질적인 콘 관입 과정을 고려하여, 점토의 강도와 압축성의 영향을 반영하고 있으므로 보다 엄밀해에 근접한 방법으로 생각할 수 있다(Vesic, 1972; Ladanyi and Johnson, 1974; Baligh, 1975, 1985; Teh and Housby, 1991; Salgado 등, 1997; Yu 등, 2000). 공동확장이론과 정상상태해석에 의한 일반적인 N_{kr} 의 공식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$N_{kr} = a + b \cdot \ln \frac{G}{s_u} \quad (2)$$

여기서, a, b=상관계수; G=전단탄성계수; s_u =비배수전단강도이다. 각 방법에 따른 a와 b의 대표적인 값은 표 1과 같다. 전단탄성계수 G와 비배수전단강도 s_u 의 비 (G/s_u)는 통상 문헌에서 강성지수로 언급되기도 한다. 식 (2)에서 보는 바와 같이, N_{kr} 값은 상관계수 a와 b값에 따른 강성지수의 단독함수로 정의되어 결정될 수 있다.

그림 1은 강성지수에 따른 N_{kr} 값의 변화추이를 나타내고 있다. 그림 1에 적용된 N_{kr} 값의 이론해는 공동확장이론에 따른 Vesic(1972), Baligh(1975)와 Yu(1993)의 방법과 정상상태해석방법에 해당하는 Baligh(1975)와 Teh and Housby(1991)의 방법이 사용되었다. 또한 비교를 위해 지지력 공식 접근 방법에 의한 통상적인 N_{kr} 값의 범위를 함께 도시하였다. 그림 1에서 볼 수 있듯이 지지

표 1. 이론식별 상관계수

해석방법	저자	a	b
공동확장해석	Vesic(1972)	3.90	1.33
	Baligh(1975)	12.0	1.00
	Yu(1993)	9.23	1.16
정상상태해석	Baligh(1985)	1.51	2.00
	Teh and Housby(1991)	1.25	1.84
	Yu 등(2000)	variable	2.00

력 공식 방법을 제외한 전체적인 강성지수에 따른 N_{kr} 값의 추세는 그림 1에서 나타난 모든 방법에서 유사한 것으로 나타나고 있다. 이는 모든 이론식이 식 (2)와 같은 로그형 함수로 주어지기 때문에 어느 정도 예상되는 결과라 할 수 있다. 그러나, N_{kr} 값의 크기를 비교해 보았을 때, 각 방법에 따른 N_{kr} 값은 상당한 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 최저 범위의 N_{kr} 값을 보인 Vesic(1972) 방법과 최고 범위의 N_{kr} 값을 보인 Baligh(1975)방법은 동일한 공동확장해석의 범주에 포함되나, 강성지수에 따라 전반적으로 9-10정도의 차이가 있었으며, 나머지 Baligh(1975), Teh and Housby(1991), Yu(1993)에 의한 결과는 최저와 최고 범위 사이에 N_{kr} 값이 존재한다. 이와 같은 결과는 각 방법들이 이론적 엄밀성을 나타냄에도 불구하고 실제 지반의 비배수전단강도의 측정을 위해서는 많은 불확실성과 제한점을 포함하고 있음을 의미하고 있다.

2.2 응력변화에 따른 강성지수의 변화

그림 1을 통해, 대부분의 이론해들이 강성지수가 증가함에 따라 N_{kr} 값이 증가하는 특성을 나타내고 있으나, 동일한 강성지수를 가정할 경우, N_{kr} 값은 서로 다름을 보았다. 이뿐 아니라 일관성을 가진 강성지수를 결정하는 문제 역시 각 방법에서 구체적인 방법론은 제시되지 않았기 때문에 강성지수를 결정하는 과정 자체가 실무 적용에 있어 고려되어야 할 중요한 불확실성으로 간주될 수 있다. 강성지수의 결정시 비배수전단강도 s_u 값을 유효응력에 따른 강도 증가율을 통해 구한다고 가정하면 강성지수를 구하는데 있어서 가장 어려운 문제는 전

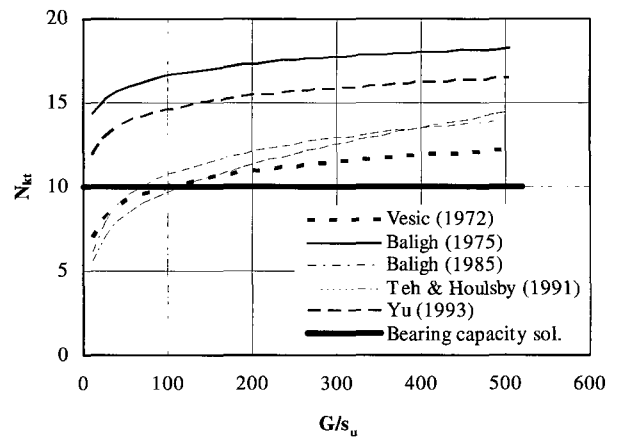


그림 1. 강성지수(G/s_u)의 함수로 표현된 다양한 N_{kr} 값의 비교

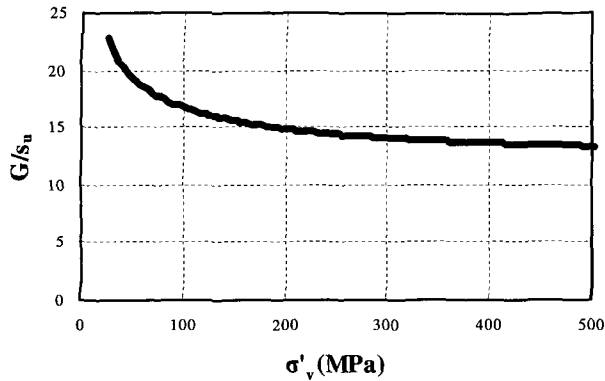


그림 2. 유효수직응력의 변화에 따른 강성지수의 변화

단탄성계수 G 의 산정이라 할 수 있다. Marika 등(2005)의 재성형된 보스턴블루클레이(Resedimented Boston Blue Clay)를 대상으로 한 연구에 의하면, 점토질 지반의 초기 강성계수는 다음과 같은 관계를 가진다.

$$E_0 = 273 \cdot e^{-2.44} \cdot \sigma_v'^{0.44} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

여기서, e =간극비; σ_v' =유효수직응력이다. 탄성론에 의하면 전단탄성계수 G 는 탄성계수 E 로부터 구해질 수 있으므로 식 (3)에 기초하여 유효수직응력과 강성지수의 관계를 도시하면 그림 2와 같다. 그림 2에서 볼 수 있듯이, 유효수직응력이 25.48MPa인 경우, 강성지수는 22.84의 값을 보이지만, 유효수직응력이 100MPa증가하는 동안 강성지수는 6.67 감소하여 16.17의 값을 나타내었다. 즉, 유효수직응력이 증가하는 초기에 강성지수의 감소 범위가 크며 유효수직응력이 증가할수록 강성지수의 감소폭은 작아짐을 알 수 있다. 그림 2에서 나타나는 이러한 결과는 동일한 지반이라 할지라도 대상 깊이가 변하면 강성지수도 변하기 때문에 N_{kt} 값 또한 깊이에 따라 변화할 수 있으며, 유효수직응력의 크기가 작을수록 그 변화의 폭은 커진다는 것을 뜻하므로 강성지수의 산정 자체가 N_{kt} 값의 결정에 큰 불확실 요소로 작용한다는 점을 알려주고 있다.

3. 대상지반 및 시험결과

본 절에서는 국내 연약점토층에서 콘계수 적용을 위한 이론해를 평가하기 위해서 현장 시험을 통해 얻은 실측 N_{kt} 값과 선정된 이론식에 의해 계산된 N_{kt} 값 사이의 비교분석을 수행하고자 한다. 본 연구에서는 부산지역 신항만 건설공사를 위해 수행된 현장 및 실내 시험 결과를 사용하였다(부산지방해양수산청 1999). 현장지

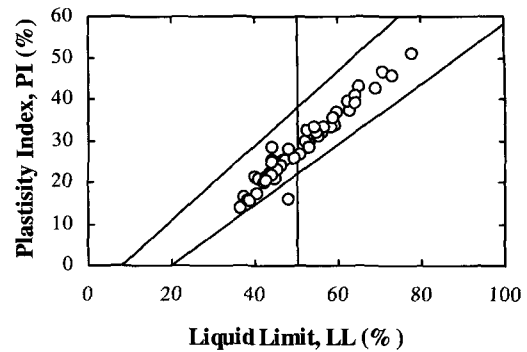


그림 3. 시험 지반의 아터버그 시험 결과

반은 두 개의 다른 층으로 나눌 수 있으며, 상부층은 부드러운 해저층으로, 하부층은 단단한 암반층으로 볼 수 있다. 상부층은 깊이 30-35m정도까지 분포되어 있으며 퇴적 실트질 점토 지반으로 구성되어 있다. 상부층이 해수면 아래에 존재하고 있으므로 전체 지반은 완전 포화 상태로 간주될 수 있으며, 상부 지층에서 하부 암반 지층 부근에 부분적으로 얇은 모래층과 부서진 조개껍질 등이 포함된 입상층이 전반적으로 관찰되었다.

그림 3은 채취된 시료를 통해 얻어진 아터버그 시험 결과를 나타내고 있다. 대부분의 흙은 현장의 시험결과에 따라 No.200체를 90%이상 통과하고, 통일분류법에 따라 CH와 CL로 분류될 수 있는 것으로 나타났다. 실내 시험을 위해 총 18개의 시추공에서 동일한 간격으로 비교란 시료가 채취되었으며, 동시에 110회의 현장베인시험(FVT: field vane test)과 18개의 피에조콘 시험(CPTu)이 각 시추공의 위치에서 실시되었다. 비교란 시료의 채취에는 NX-타입의 직경 3인치 박벽 튜브가 사용되었으며, 채취된 비교란 시료를 이용하여 기본 물성 시험, 압밀 시험, 비압밀 비배수 삼축압축시험(TX-UU)과 일축 압축시험(UCC)등을 포함한 다양한 실내 시험이 수행되었다.

그림 4는 각 시험 위치에서 채취된 시료를 통해 얻어진 각종 물성치의 깊이별 분포를 나타내고 있다. 그림 4에서 볼 수 있듯이, 함수비와 총 단위 중량은 비교적 균일한 값을 보이고 있으며, 함수비의 경우 50-70%, 단위 중량의 경우 15.5-16.5KN/m³의 범위임을 알 수 있다. 간극비는 1.3-2.2정도로 현장의 지반 상태가 압축성이 매우 높음을 나타내고 있다. 또한 유효 상재압 σ_w' 과 선행압밀하중 σ_p' 의 깊이별 분포를 통해, 시험 현장의 점토는 근사적으로 정규압밀 상태임을 알 수 있다.

현장 지반에서의 비배수전단강도 s_u 를 측정하기 위해서, 다양한 종류의 시험결과가 적용되었으며, 본 연구에

서는 현장베인시험(FVT), 비압밀 비배수 삼축압축시험(TX-UU), 일축압축시험(UCC)의 결과가 사용되었다. 그림 5는 FVT, TX-UU와 UCC에서 얻어진 깊이별 비배수전단강도 s_u 값의 분포를 나타내고 있다. FVT, TX-UU와 UCC에서 얻어진 비배수전단강도 s_u 값은 깊이가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보인다. 이는 현장의 지반이 정규압밀상태에 부합됨을 보여준다고 할 수 있다. 또한, 각 실험의 상관관계수(R^2) 값이 FVT는 0.8497, TX-UU는 0.6797, 그리고 UCC는 0.8041로, FVT의 결정계수의 값이 큰 것으로 나타나고 있다.

그림 6은 깊이에 따른 현장에서의 CPT_u 결과를 나타내고 있다. 그림 6에서도 볼 수 있듯이, 깊이에 따라 선단저항 q_t 값은 선형적으로 증가하고 있어 그림 5에서의 결과와 마찬가지로, 현장의 지반상태가 정규압밀상태임을

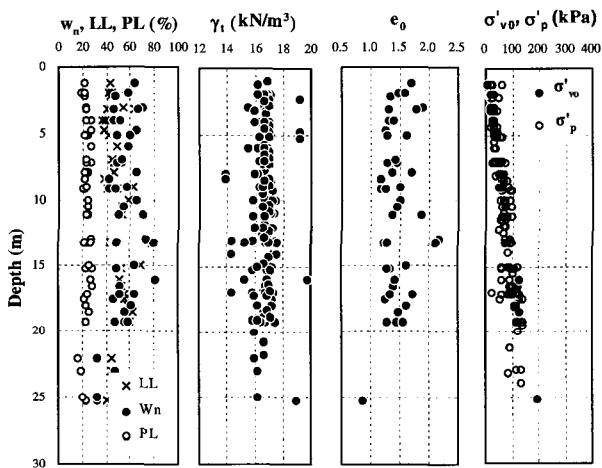


그림 4. 시험 지반의 깊이에 따른 물성치 분포

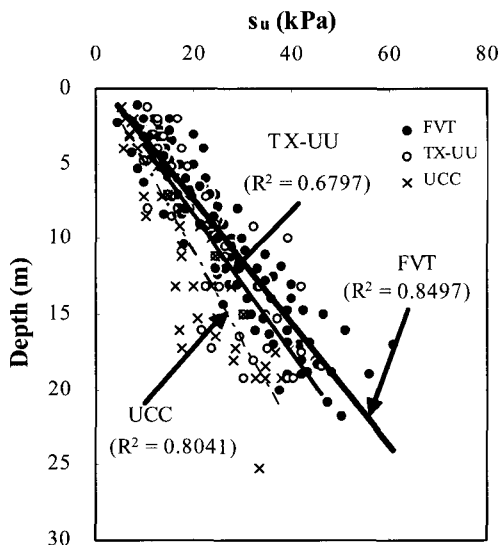


그림 5. 시험 방법에 따른 비배수전단강도의 깊이별 분포

을 알 수 있다.

4. 콘계수의 비교

4.1 현장시험결과에 의한 콘계수

현장의 비배수전단강도 s_u 값을 산정하기 위해 FVT, TX-UU와 UCC를 이용한 다양한 시험이 수행되었으며, 본 연구에서는 이들 시험결과를 통해 콘계수의 변화 특성을 분석하고자 한다. 이를 위해 각 시험 결과에서 얻어진 비배수전단강도 s_u 값과 CPT_u 결과에 근거로 하여 N_{kt} 값을 산정하였으며 이에 필요한 전응력 σ_{v0} 은 깊이별로 채취된 비교란 시료로부터 얻어진 단위 중량 γ_t 에 기초하여 산정하였다.

그림 7은 FVT, TX-UU와 UCC를 통해 측정된 비배수전단강도 s_u 값으로부터 계산된 N_{kt} 값의 깊이별 분포와 각 시험별 확률분포 곡선을 보여주고 있다. 세가지 시험 결과 N_{kt} 값은 최소 5에서 최대 35의 범위를 가지고 있다. 표 2는 FVT, TX-UU, UCC를 통해 측정된 비배수전단강도 s_u 값으로부터 계산된 N_{kt} 값의 평균, 최빈값, 중간값과 표준편차를 나타내고 있으며, 표 2에서 보는 바와 같이 실측에 의한 N_{kt} 값의 평균과 표준편차가 FVT에서 가

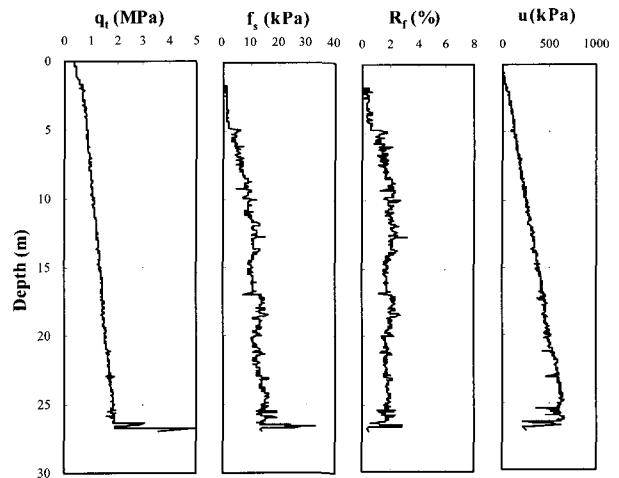


그림 6. 시험 지반의 콘관입시험결과

표 2. 시험 방법별 N_{kt} 확률분포곡선의 특성

종류	$N_{kt,FVT}$	$N_{kt,UCC}$	$N_{kt,TX-UU}$
평균	14.469	15.353	20.111
최빈수	13.139	11.981	17.647
중간값	13.736	15.244	18.389
표준편차	3.2650	4.8718	7.6749

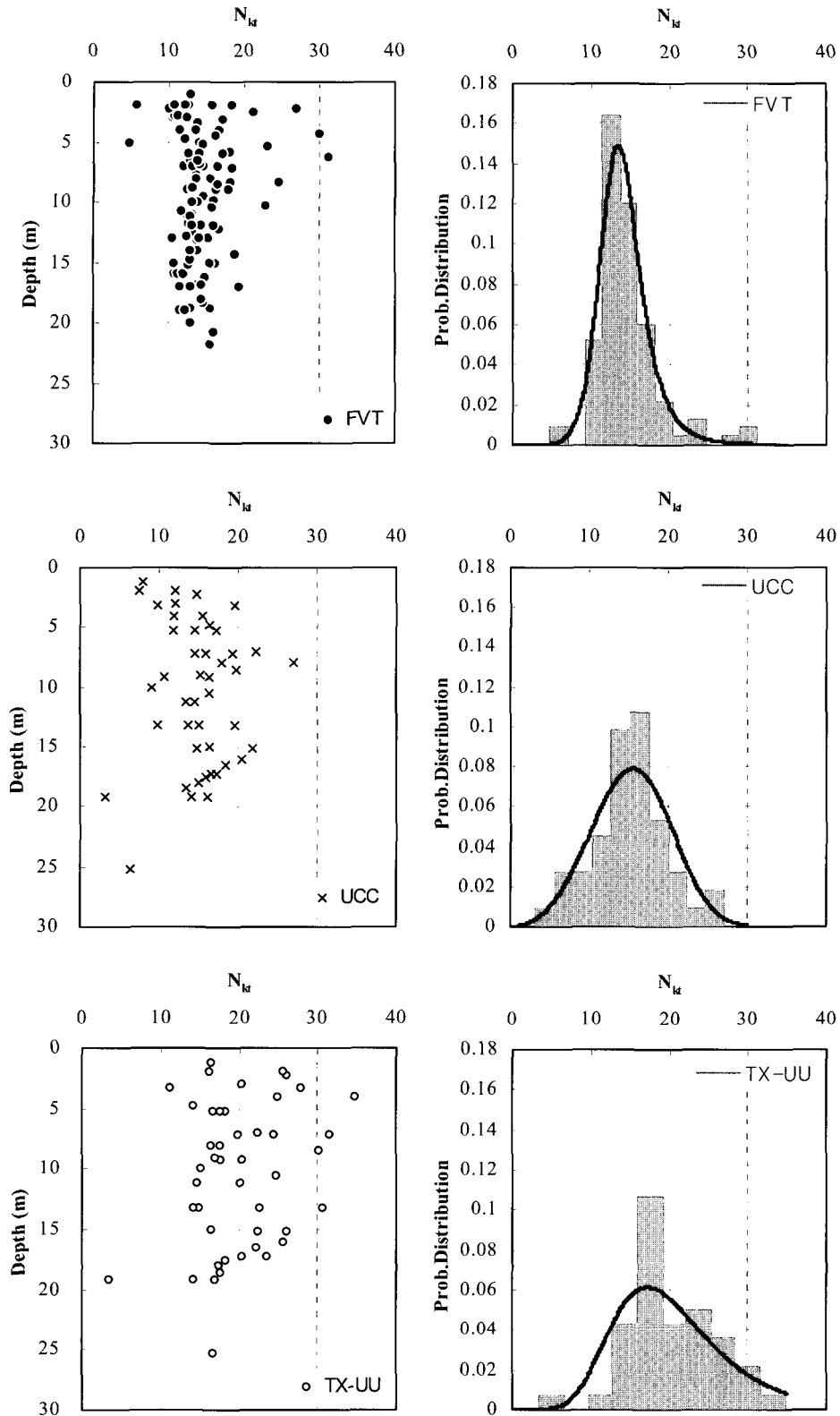


그림 7. 각 시험별 측정된 N_{kt} 값의 깊이별 분포 및 확률분포 곡선

장 작고 TX-UU에서 가장 크게 나타남을 알 수 있다. 또한, 각 방법별 평균 N_{kt} 값도 다르게 나타나고 있어, 콘 계수의 적용 시 비배수전단강도 평가를 위한 대상시험 방법에 따른 고려가 필요함을 의미하고 있다.

4.2 현장시험결과를 통한 피에조 콘계수와 이론식에 의한 콘계수의 비교

시험결과로부터 측정된 N_{kt} 값과 이론해를 통해 계산

된 N_{kt} 값의 비교분석을 위해 Baligh(1975)와 Yu(1993)의 공동 확장 해법과 Teh and Houlby(1991)와 Yu 등(2000)의 정상상태해석에 의한 방법이 채택되었다. 채택된 이론식들에 의해, 이론적인 N_{kt} 값을 계산하는데 필요한 강성 지수 G/s_u 값은 다음과 같이 UCC결과를 통해 결정되

었다. UCC에서 비배수 조건을 가정하면, 전단탄성계수 G 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G = \frac{E_{50}}{2 \cdot (1 + \nu_u)} = \frac{E_{50}}{3} \quad (4)$$

여기서, G =전단탄성계수; E_{50} =50% 강도에서의 탄성계수; ν_u =비배수조건에서의 포아송비(=0.5)이다. E_{50} 값은 UCC에서 얻어지는 응력-변형률 곡선으로부터 구할 수 있으므로, G 값 또한 식 (4)를 통해 결정할 수 있다. 여기서 구해진 전단탄성계수 G 값과 그림 5에서 나타낸 비배수전단강도 s_u 값의 비로부터 강성지수를 산출하였으며, 표 1에 나타낸 상관계수 a , b 값을 통해 각 방법에 대한 N_{kt} 값을 선정하였다.

그림 8은 그림 5에서 나타낸 비배수전단강도 s_u 값과 식 (4)에서 얻어진 G 값을 이용하여 계산된 G/s_u 값과 각 이론식으로부터 계산된 N_{kt} 값의 깊이에 따른 분포를 보여주고 있다. 그림 8에서 보듯이 시험결과로 얻어진 G/s_u 값은 대부분 38이하의 값을 나타냄을 알 수 있다. Teh and Houlby(1991)와 Yu 등(2000)의 정상상태해석

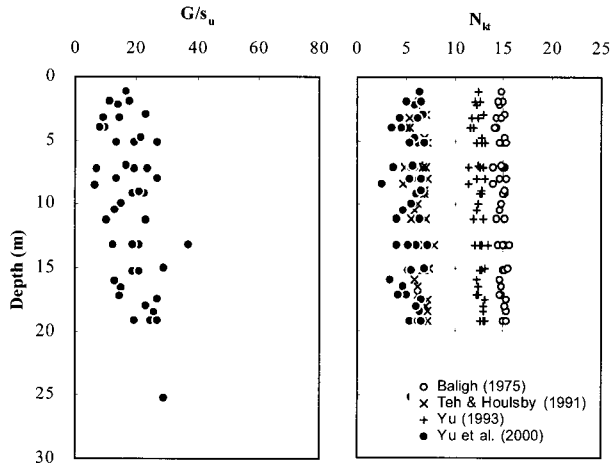


그림 8. 강성지수(G/s_u)와 이론식에 의해 계산된 N_{kt} 값의 깊이에 따른 분포

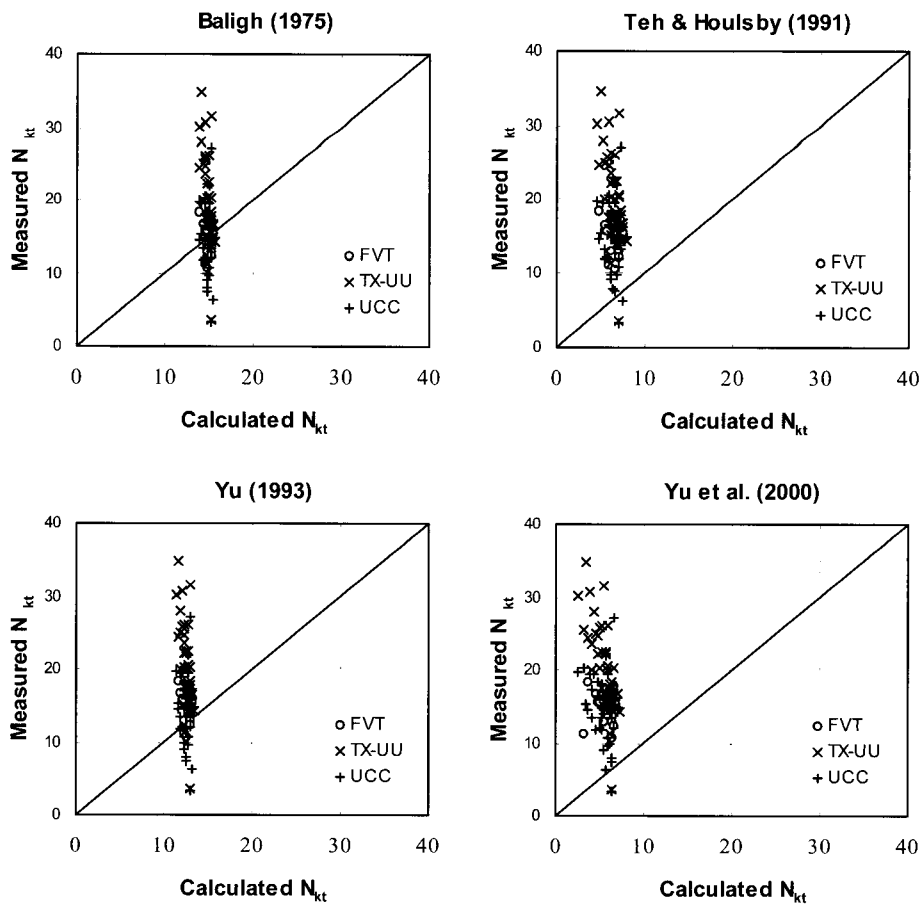


그림 9. 계산에 의한 N_{kt} 값과 측정된 N_{kt} 값의 방법에 따른 분포

을 통해 계산된 N_{kt} 값은 2-8의 범위를 나타내고 있으며, Baligh(1975)와 Yu(1993)의 공동확장이론을 통해 계산된 N_{kt} 값은 11-16의 범위를 나타내고 있다. 그림 7에 나타난 측정된 N_{kt} 값과 비교했을 때, 현장 시험을 통해 얻어진 N_{kt} 값은 주로 10-20 정도의 범위에 분포하기 때문에, 공동확장이론이 측정된 N_{kt} 값에 가장 근접한 결과를 보여주고 있음을 알 수 있다.

그림 9는 동일한 시료에 대해 각 방법별로 계산된 N_{kt} 값과 FVT, TX-UU와 UCC에서 측정된 N_{kt} 값의 분포를 나타내고 있다. 이들 사이의 차이의 평균은 Baligh(1975)는 4.413, Teh and Yu(1993)는 5.652, Housby(1991)는 10.853 그리고 Yu 등(2000)은 11.758로 각각 산정되었다. 이를 통해 확인할 수 있듯이, 공동확장이론을 통해 계산된 N_{kt} 값이 정상상태해석을 통해 계산된 N_{kt} 값보다 좋은 분포를 보여주며, 공동확장이론 중에서도 Baligh(1975)을 이용한 결과가 Yu(1993)를 사용한 결과 보다 측정된 N_{kt} 값과의 차이가 적었다.

이와 같은 결과는 Baligh(1975)에 의한 공동확장 이론해가 국내 연약점토층에 비교적 적합한 이론해임을 나타내고 있으나, 이는 강성지수의 산정이 일축압축시험에 근거한 결과임을 주시하여야 한다. 앞서 언급된 바와 같이 전단탄성계수의 결정은 많은 불확실성을 포함하고 있으며, 그 값 또한 일정하지 않으므로 선정 기준에 따른 N_{kt} 값의 이론해는 달라질 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 국내의 대표적인 연약 점토 지반이라 할 수 있는 부산지역의 연약점토층에 대해서 비배수전단강도 s_u 를 결정하는데 필요한 N_{kt} 값을 산정하기 위해 이제까지 제시된 많은 연구결과와 이론식에 기초하여 해당 지반에서 측정된 N_{kt} 값에 대하여 비교 및 검토를 수행하였다. 이를 위해 Baligh(1975)와 Yu(1993)의 공동확장 이론과 Teh and Housby(1991)와 Yu 등(2000)의 정적 상태 해석법을 비교 이론식으로 선정하였으며, 각 이론식으로부터 산정되는 N_{kt} 값과 현장 및 시험결과로부터 실제 측정된 N_{kt} 값을 비교 및 분석하였다. 이를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 본 연구를 위해 선정된 부산 지역의 연약 점토층에서 실시한 FVT, UCC와 TX-UU에서 측정된 N_{kt} 값의 평균은 각각 14.469, 15.353, 그리고 20.111로 나타

났으며, 표준편차는 3.2650, 4.8718, 그리고 7.6749로 나타났다.

- (2) 비배수전단강도는 일반적으로 지반의 고유물성치처럼 사용되고 있으나, 측정방법에 따라 다르며 본 연구에서 사용된 비배수전단강도는 FVT에 의한 결과가 상관계수(R^2) 값이 가장 높았다. 또한, 측정에 의한 각 실험 방법 별 N_{kt} 값의 분포에서도 FVT에 의한 결과가 표준 편차값이 가장 작았다.
- (3) 강성지수 G/s_u 값을 통해 콘계수 N_{kt} 값을 구하는 문제에 있어 지금까지 많은 이론식들이 제시되었으나, 각각의 방법에 따라 도출되는 N_{kt} 값에는 많은 차이가 존재할 수 있으며, 강성지수 G/s_u 값 또한 동일한 지반에서 깊이에 따른 유효응력의 변화에 따라 달라질 수 있다.
- (4) 강성지수를 산정하는 경우 UCC결과에 따른 E_{50} 값에 기초한 전단탄성계수를 기준으로 하였으며, 측정된 N_{kt} 값과의 비교에서 공동확장이론을 사용한 이론식이 측정된 N_{kt} 값에 가장 근접한 N_{kt} 값을 제시해 주는 이론식임을 알 수 있었다. 그러나 이러한 결과는 강성지수 G/s_u 값 결정에 사용된 방법이 UCC임을 주시하여야 하며, 시험 방법이 다른 경우 신뢰성의 차이와 각 이론식별 결과의 차이 또한 상이할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부 주관 “2005년도 지역특성화 연구개발 사업 : 해안 매립 공간 확보기술”의 과제로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김민석, 이남기, 조기영, 정성교 (2006), “현장베인시험에 의한 부산점토의 비배수전단강도”, 2006 가을 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.1016-1023.
2. 박용원, 구남실, 이상익 (2003), “피에조 콘 시험을 이용한 점성토의 비배수 강도 추정”, 한국지반공학회논문집, 19(6), pp.169-179.
3. 부산지방해양수산청 (1999), 부산신히투기장 실시설계보고서 : 해상지반조사편, 부산지방해양수산청.
4. 장인성, 이선재, 정충기, 김명모 (2001), “국내 점성토 지반의 피에조콘계수”, 한국지반공학회논문집, 17(6), pp.15-24.
5. Baligh, M. M. (1975), “Theory of deep static cone penetration resistance”, Rep. No.R75-56, Dept. of Civ. and Envir. Eng., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
6. Baligh, M. M. (1985), “Strain path method”, *J. Soil Mech. and*

- Found. Div.*, ASCE, 111(9), pp.1108-1136.
7. Houslsby, G. T. and Wroth, C. P. (1982), "Determination of undrained strength by cone penetration tests", Proc., 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing, Vol.2, pp.585-590.
 8. Koumoto, T. and Kaku, K. (1982), "Three dimensional analysis of static cone penetration into clay", Proc., 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing, Vol.2, pp.635-640.
 9. Ladanyi, B. and Johnson, G. H. (1974), "Behavior of circular footings and plate anchors embedded in permafrost", *Can. Geotech. J.*, pp. 531-553.
 10. Luune, T., Christoffersen, H. P. and Tjelta, T. I. (1985), "Engineering use of Piezocone Data in North Sea Clays", Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sanfrancisco, Vol.2, pp.907-912.
 11. Marika, S., John, T. G., and Charles, C. L. H. (2005), "Factors affecting the initial stiffness of cohesive soils", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 131(4), pp.430-441.
 12. Meyerhof, G. (1951), "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, 2(4), pp.301-331.
 13. Meyerhof, E. (1961), "The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations", *Proceedings of 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol.2, pp.105-109.
 14. Salgado, R., Mitchell, J. K., and Jamiolkowski, M. (1997), "Cavity expansion and penetration resistance in sand", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 123(4), pp.344-354.
 15. Su, S. F. and Liao, H. J. (2002), "Influence of strength anisotropy on piezocone resistance in clay", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 128(2), pp.166-173.
 16. Teh, C. I. and Houslsby, G. T. (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", *Geotechnique*, 41(1), pp.17-34.
 17. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical soil mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, US.
 18. Vesic, A. S. (1972), "Expansion of cavities in infinite soil mass", *J. Soil Mech. and Fond. Div.*, ASCE, 98(3), pp.265-290.
 19. Yu, H. S. and Mitchell, J. K. (1998), "Analysis of cone resistance: Review of methods", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 124(2), pp.140-149.
 20. Yu, H. S., Herrmann, L. R., and Boulanger, R. W. (2000), "Analysis of steady cone penetration in clay", *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 126(7), pp.594-605.
 21. Yu, H. S. (1993), "Discussion on: singular plastic fields in steady penetration of a ridge cone", *J. Appl. Mech.*, 60, pp.1061-1062.

(접수일자 2006. 12. 14, 심사완료일 2007. 8. 6)