

간극수압비를 이용한 부산점토의 CPTu 콘계수 추정

Evaluation of CPTu Cone Factors for Busan Clay Using Pore Pressure Ratio

홍 성 진¹ Hong, Sung-Jin

이 문 주² Lee, Moon-Joo

김 태 준³ Kim, Tai-Jun

이 우 진⁴ Lee, Woo-Jin

Abstract

Cone factors, N_{kt} , N_{kc} and $N_{\Delta u}$, for estimating undrained shear strength of Busan clay are evaluated in this study. For this, CPTu and field vane tests are performed for clay layers at two sites, Busan new-port and Noksan, and also CK_0U triaxial tests with undisturbed samples taken from the same site are carried out. From experimental results, it is observed that the undrained shear strengths of clay increases with depth, and the undrained shear strength obtained from triaxial tests is 1.5 times higher than one obtained from vane tests. The normalized undrained shear strengths of Busan clay from triaxial and vane shear tests are 0.26~0.44 and 0.20~0.23, respectively. In CPTu results, cone tip resistance (q_c) and pore pressure (u_2) linearly increase with depth, and the pore pressure ratio (B_q) of Busan clay is within the range of 0.3~1.0. The cone factors, which are determined by comparing the CPTu results with CK_0U triaxial and vane shear test results, are found to be 5~20 and 10~35, respectively. It is also observed that the cone factors are inversely proportional to the pore pressure ratio. From this, the prediction methods for evaluating the cone factors of Busan clay are developed.

요 지

본 연구에서는 부산지역 점토의 비배수전단강도를 추정하기 위해 현장 및 실내시험을 통해 부산점토의 콘계수를 평가하였다. 이를 위해 부산신항 지역 및 녹산지역에서 CK_0U 삼축압축시험, 베인전단시험, 피에조 콘 관입시험(CPTu) 등을 실시하였다. 시험결과, 현장 점토의 비배수전단강도는 심도에 따라 증가하였으며, 강도증가비는 각각 $s_u(CKU)/\sigma'_v$ 는 0.26~0.44와 $\mu_{su(VST)}/\sigma'_v$ 는 0.20~0.23로 삼축 비배수전단강도가 베인 비배수전단강도에 비해 1.5배 정도 크게 나타났다. 또한 CPTu 시험결과 콘선단저항(q_c)과 간극수압(u_2)은 심도에 따라 증가하였으며, 간극수압비(B_q)는 0.3~1.0정도로 나타났다. 삼축압축 및 베인시험 결과와 CPTu 결과로부터 콘계수를 산정한 후 간극수압비와 비교한 결과, 삼축 비배수전단강도와 베인 비배수전단강도를 추정하기 위한 부산지역 점토의 콘계수는 각각 5~20, 10~35로 나타났다. 그리고 콘계수는 간극수압비가 증가함에 따라 선형적으로 감소하였으며, 이로부터 간극수압비를 이용한 부산점토 콘계수 추정방법을 제안하였다.

Keywords : Busan clay, Cone factor, CPTu, Undrained shear strength

1 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

3 정회원, 쌍용건설(주) 토목기술부 과장 (Member, Ssangyong Construction & Engrg. Co.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

점성토의 비배수전단강도는 지반특성, 응력조건, 시험 방법 등에 영향을 받는다. 비배수전단강도를 산정하는 방법으로는 베인전단시험, 삼축압축시험, 단순전단시험 등을 통한 직접적인 측정법과 CPT, DMT 등의 현장시험을 통한 간접적인 추정법이 있다. 본 연구는 피에조 콘 관입시험(CPTu)을 이용한 비배수전단강도 추정에 관한 것으로, 다양한 시험을 통하여 부산지역 점토에 적합한 콘계수 추정방법에 대하여 연구하였다. CPT를 이용하여 비배수전단강도를 추정하는 것은 빠르고 경제적이지만 지반에 직접적인 전단변형을 일으켜 측정하는 것이 아니라 지반의 복합적 거동에 영향을 받는 콘 저항치(q_c)로 부터 간접적으로 추정하므로, 다양한 영향을 고려할 수 있는 추정식을 개발하는 것이 중요하다. 콘 관입시험을 이용하여 비배수전단강도를 추정하는데 중요한 것은 콘계수의 결정이다. 본 연구에서는 비배수전단강도 측정 시 많이 사용되는 삼축압축시험과 베인전단시험을 실시하여 부산지역 점토의 비배수전단강도를 측정하였으며, 동일한 위치에서 수행한 CPTu 결과와 비교하여 부산점토의 삼축압축 및 베인 전단강도 콘계수 추정방법을 제안하고자 한다.

기존 국내 연구들은 주로 지역이나 OCR별로 일정한 콘계수를 사용하여 비배수전단강도를 추정하였다(이선재 1997, 장인성 등 2001, 박영환 등 2007). 그러나 콘계수는 지역, 응력상태뿐 아니라, 토질과 비배수전단강도에 종류에 영향을 받으므로 종합적인 지반특성을 고려한 콘계수 추정방법을 개발하여야 보다 정확한 비배수전단강도 예측이 가능하다. 토질특성에 따른 콘계수를 파악하기 위하여 선행연구자들은 소성지수, 강성지수(I_r), 간극수압비(B_q) 등을 이용하여 콘계수를 추정하였다(Vesic 1972, Baligh 1975, Teh와 Houlsbly 1991, Karlsrud 등, 1996). 소성지수의 경우 응력상태를 고려하지 못하며, 강성지수는 산정을 위하여 특수한 추가시험이 필요하므로 사용이 어렵다. 반면 간극수압비는 추가시험 없이 CPTu 결과만을 이용해 쉽게 산정할 수 있으므로, 본 연구에서는 토질특성을 고려하기 위하여 간극수압비와 콘계수들과의 관계를 분석하였다. 이를 위해 낙동강하구에 위치한 부산신항과 녹산지역에서 CPTu 및 현장 베인시험을 실시하였으며, 시료를 채취하여 기본토성시험 및 CK_0U 삼축압축시험을 실시하였다.

2. CPT를 이용한 비배수전단강도 추정 방법

콘 시험을 통한 비배수전단강도 추정방법은 극한지력 이론, 공동확장이론, 변형률 경로법등의 다양한 이론을 통해 제안되었으며, 대부분의 이론은 비배수전단강도와 콘 저항치의 상관관계를 아래 식 (1)과 같은 형태로 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_0}{N_c} \quad (1)$$

여기서 q_c 는 콘 저항치, N_c 는 콘계수, σ_0 은 지반의 응력으로 N_c 와 σ_0 은 추정방법에 따라 차이가 있다. CPT를 이용한 비배수전단강도 추정방법은 콘계수의 적용방법에 따라 전응력 콘 저항 추정법, 유효응력 콘 저항 추정법, 과잉간극수압 추정법으로 구분된다.

2.1 전응력 콘 저항 추정법

전응력 콘 저항 추정법의 경우 식 (1)의 지반응력에 연직전응력 σ_{v0} 을 사용하는 방법으로 식 (2)와 같다. Lunne 등(1985)은 U_2 형식 피에조 콘의 경우 측정된 콘 저항치가 간극수압에 영향을 받으므로 보정된 콘 저항치(q_t)를 사용한 식 (3)을 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (2)$$

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (3)$$

여기서 N_k , N_{kt} 는 전응력 콘 저항 추정법의 콘계수이다. CPT를 이용하여 비배수전단강도를 추정할 경우 어떤 값의 콘계수를 어떻게 적용하는지가 중요하다. 표 1은 선행연구자들이 이론적, 시험적으로 제안한 N_k 및 N_{kt} 를 나타낸 것이다. 국내의 경우 이선재(1997)가 OCR이 2이하인 점토에 대하여 $N_{kt}=10 \pm 1.4$ 라고 제안했으며, 정성교 등(2003)은 신호지역 시험결과 $N_{kt}=11.81$ 를 사용하였을 경우 현장 베인전단시험과 비슷한 결과를 나타낸다고 하였다. 장인성 등(2001)은 국내 해안가 10개 지역을 시험한 결과 과압밀비가 1.5 이하인 지반에서 $N_{kt}=9.7 \pm 4.2$ 라고 제안하였으며, 과압밀비가 증가함에 따라 N_{kt} 가 증가한다고 하였다. 박영환 등(2007)은 부산신항 점토에 대하여 베인, 일축압축 및 삼축압축 비배수전단강도에 대한 각각의 N_{kt} 평균값을 14.5, 15.4 및 20.1이라고 하였다.

표 1. 선행연구자들이 제안한 N_k 및 N_{kt} (modified from Lunne 등, 1997)

	N_k or N_{kt}	적용조건 (Remarks)	참고 (reference)
이론적 방법	$N_k = 7.41$	-	Terzaghi (1943)
	$N_k = \frac{4}{3}[1 + \ln I_R]$	Spherical Cavity Expansion Theory	Vesic (1972)
	$N_k = [1 + \ln I_R] + 11$	Cylindrical Cavity Expansion Theory	Baligh (1975)
	$N_{kt} = 0.19 + 2.64 \ln I_R - \frac{\sigma'_{vo}}{s_u} (1 - K_0) + 2\alpha$	Strain Path Approach	Teh (1987)
시험적 방법	$N_k = 17$	Triaxial test	Kjekstad (1978)
	$N_k = 11 \sim 19$ (average 15)	Field vane	Lunne & Kleven (1981)
	$N_{kt} = 8 \sim 16$ (Increase with I_p) (3% < I_p < 50%)	$\frac{(s_u + s_{ud} + s_{ue})}{3}$	Aas (1986)
	$N_{kt} = 11 \sim 18$ (Independent of I_p)	$\frac{(s_u + s_{ud} + s_{ue})}{3}$	La Rochelle (1988)
	$N_{kt} = 8 \sim 29$	Triaxial test	Rad & Lunne (1988)
	$N_{kt} = 8.5 \sim 12$	Triaxial test	Luke (1995)
	$N_{kt} = 6 \sim 15$ (Correlation with B_q & OCR)	Triaxial test	Karlsrud (1996)

2.2 유효응력 콘 저항 추정법

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (5)$$

유효응력 콘 저항 추정법은 유효응력 콘 저항치(q_c) 이용하여 비배수전단강도를 추정하는 방법으로 아래 식 (4)와 같다.

$$s_u = \frac{q_c}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (4)$$

여기서 u_2 는 콘 어깨부에서 측정된 간극수압이며 N_{ke} 는 유효응력 콘 저항 추정법의 관계수이다. Senneker 등(1982)은 $N_{ke}=9 \pm 3$ 이라고 하였으며, Lunne 등(1985)과 Karlsrud 등(1996)은 N_{ke} 가 간극수압비(B_q)와 관계가 있다고 하였다. 국내의 경우 이선재(1997)가 OCR이 2이하인 점토에 대하여 $N_{ke}=10 \pm 1.6$ 라고 제안하였고, 장인성 등(2001)은 국내 해안가 10개 지역을 시험한 결과 과압밀비가 1.5 이하인 지반에서 $N_{ke}=9.3 \pm 4.9$ 라고 제안하였으며, 과압밀비가 증가함에 따라 N_{ke} 가 증가한다고 하였다.

2.3 과잉간극수압 추정법

과잉간극수압 추정법은 공동확장이론을 배경으로 하고 있으며, 콘 관입으로 인해 발행하는 과잉간극수압(Δu)을 이용하여 비배수전단강도를 추정하는 방법으로 식 (5)와 같다.

여기서 u_0 는 정수압이며 $N_{\Delta u}$ 는 과잉간극수압 추정법의 관계수로, 공동팽창이론에 따르면 $N_{\Delta u}=2 \sim 20$ 의 범위를 가질 수 있다고 하였으며, Lunne 등(1985)은 $N_{\Delta u}=4 \sim 10$ 값을 나타낸다고 하였다. Karlsrud 등(1996)은 삼축압축 시험과의 비교를 통해 $N_{\Delta u}=6 \sim 8$ 을 나타낸다고 하였으며, 간극수압비(B_q)와는 명확한 관계가 없다고 하였다. 국내의 경우 이선재(1997)가 OCR이 2이하인 점토에 대하여 $N_{\Delta u}=5.0 \pm 0.8$ 이라고 제안했으며, 정성교 등(2003)은 장유지역 시험결과 $N_{\Delta u}=9.19$ 를 사용하였을 경우 배인 전단강도와 비슷하다고 하였다. 장인성 등(2001)은 국내 해안가 10개 지역을 시험한 결과 과압밀비가 1.5 이하인 지반에서 $N_{\Delta u}=4.0 \pm 2.9$ 라고 제안하였으며, $N_{\Delta u}$ 가 과압밀비가 증가함에 따라 큰 변화가 없다고 하였다.

3. 시험내용 및 방법

본 연구에서는 부산신항 북 컨테이너 현장 및 녹산산 업단지 조성현장 지역을 대상으로 시험을 실시하였다. 그림 1은 시험부지 위치로, 부산신항 및 녹산현장은 낙동강 하구에 위치한 해안매립지역에 위치하며, 부산신항과 녹산지역의 경위도는 각각 E 128°47'56", N 35°04'30"와 E 128°53'28", N 35°06'17" 이다. 부산신항 경우 수심 3m 정도의 바다였으나, 지반 개량을 위해 6m 정도의 모래매

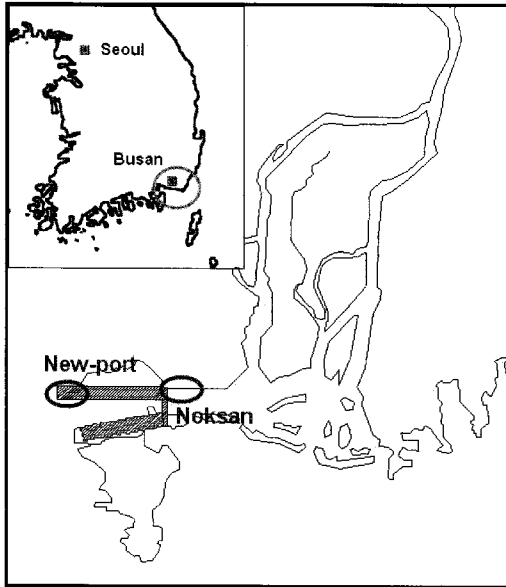


그림 1. 시험부지의 위치

립을 한 지반으로, 시험부지 내 2개 위치에서 CPTu 및 베인전단시험을 실시하였으며 74mm 피스톤 샘플러를 이용하여 시료를 채취하였다. 2개의 시험 위치는 40m 떨어져 있으며, 동일 위치에서 각각의 시험과 시료채취는 3m 정도의 간격을 두고 실시하였다. CPTu는 심도 50m 까지, 베인전단시험은 심도 36m 까지 실시하였으며, 시료는 심도 41m 까지 채취하여 2.5m 간격으로 삼축압축 및 기본 물성 시험을 실시하였다. 녹산지역은 원지반에 3m 정도의 자갈 모래 매립을 한 지역으로, CPTu는 심도 18m~30m에서 수행 하였으며 심도 20m~30m까지 시료를 채취하여 2m 간격으로 삼축압축 및 기본 물성시험을 수행하였다.

본 연구에서 사용한 CPTu 장비는 Geotech사의 장비로 콘 단면적 10cm², 마찰면적이 150cm²이며 콘 선단 뒷부분에서 간극수압을 측정할 수 있는 U₂ 형의 전기식 피에조콘이다. 시험은 cone probe를 지반에 20mm/sec의 속도로 관입시키며 발생하는 콘 저항력과 간극수압, 마찰력을 측정하였다. 삼축 비배수전단강도($s_u(CKU)$)는 C. K. Chan이 개발한 자동화 삼축시험기를 이용하여 CK₀U 삼축압축시험으로 측정되었다. CK₀U 삼축압축시험은 시료를 포화시키고 현장 연직유효응력까지 응력을 증가시키면서 K₀ 상태로 압밀을 실시한 후 0.05%/min의 변형률 속도로 비배수 전단을 실시하였다. 현장 베인시험은 베인 날개 폭 5cm, 날개길이 10cm인 자동화 베인장비를 이용하여 6°/min의 회전속도로 시험을 실시하였다. 베인전단시험 결과를 이용하여 비배수전단강도를 산정하는 방법은 베인 주변의 전단응력 분포에 따라 다르며,

본 연구에서는 널리 사용되고 있는 식 (6)을 사용하여 비배수전단강도를 산정하였다. 베인전단시험의 표준변형속도는 실제 현장에서 발생하는 전단변형률보다 빠른 속도로 전단변형이 발생하며, 이러한 빠른 변형속도는 viscous rate 효과를 발생시켜 소성이 증가할수록 비배수 전단강도가 커지는 현상이 발생한다. 이를 보정하기 위해 다양한 식이 제안되었으며, 본 연구에서는 실무에서 많이 사용되고 있는 Bjerrum(1972)이 제안한 보정계수, 식 (7)을 사용하여 베인 비배수전단강도를 보정하였다.

$$s_u = \frac{6M_{max}}{7\pi D^3} \quad (6)$$

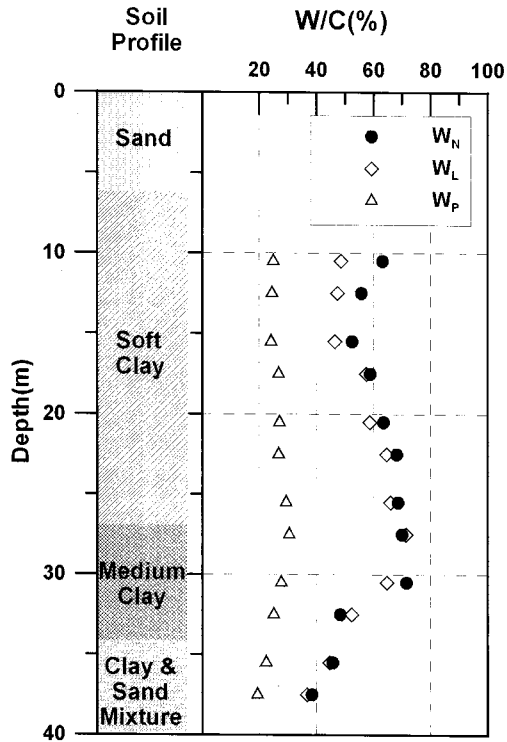
$$\mu = 1.7 - 0.54 \log(P/I) \quad (7)$$

4. 시험 결과

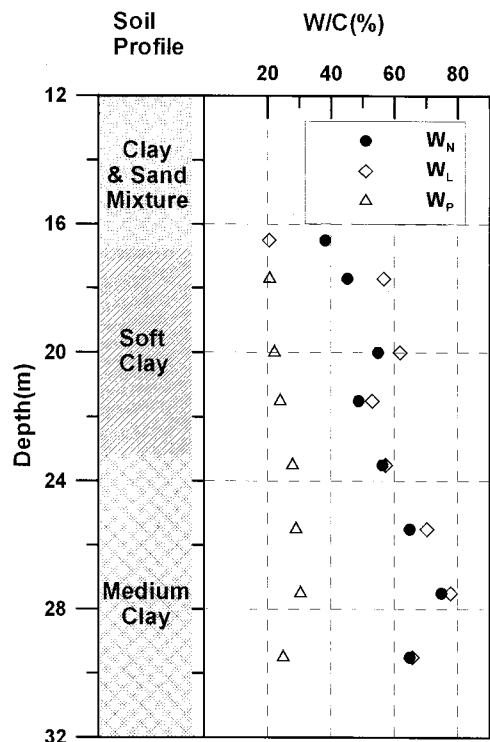
4.1 물성치 시험 결과

그림 2는 시험 지역의 지층 및 기본 물성치의 변화를 나타낸 것이다. 부산신항 지역의 경우 심도 6m 까지는 매립 모래층, 심도 6~27m 에는 연약 점토층, 27~35m 에는 중간균기 점토층, 35m 이상의 심도에는 점토와 모래의 혼합 층이 분포하는 것으로 나타났다. 채취한 시료의 함수비 및 액·소성한계는 심도 28m까지 증가하다 감소하는 경향이 나타났으며, 통일분류법에 의하면 점토층은 심도 30m 까지는 CH, 심도 30m 이상에서는 CL로 분류되었다. 녹산지역의 경우, 심도 17m 까지는 모래와 점토가 혼재되어 있는 층이며, 심도 23m 까지는 연약 점토층, 이후에는 중간균기 점토층이 나타났다. 시험지반은 CH로 분류되었으며, 부산신항지역과 마찬가지로 함수비 및 액·소성은 심도 28m 까지 증가하다 감소하는 양상을 나타냈으나, 부산신항과는 다르게 자연 함수비가 액성한계에 비해 약간 작게 나타났다. 압밀시험 결과 녹산지역의 모래/점토 혼재 층을 제외하고는 두 지역 모두 정규압밀상태로 평가되었다.

그림 3은 부산신항 심도 12m 및 27m 그리고 녹산지역 심도 25m 시료의 X-선 회절시험(XRD) 결과이다. 본 연구에서 XRD 분석은 기초과학연구원 서울센터의 장비(제조사 : Philips, 모델명 : X'Pert MPD)를 이용하여, 0.04° 간격으로 스캔범위 5~80°를 2°/min의 속도로 분석하였다. 3개 시료의 분석결과는 거의 일치하였으며, quartz와 illite 계열 광물질인 muscovite, biotite에서 파장의 강도(intensity)가 강하게 나타났다. 즉, 부산점토가 quartz 성



(a) New-port



(b) Noksan

그림 2. 시험지역의 지층 및 기본물성 시험 결과

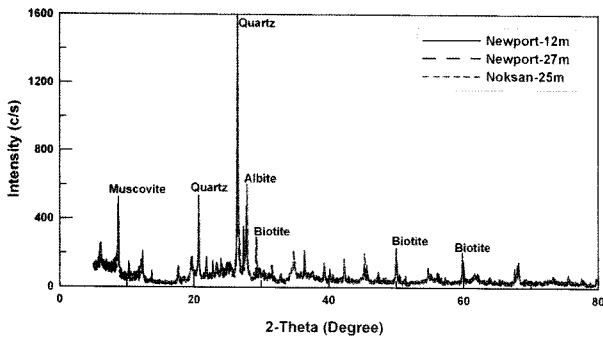


그림 3. XRD 시험결과

분의 실트 혹은 모래와 illite 계열의 점토로 이루어져있다 는 것으로, 이는 부산점토의 주요성분이 illite라는 Locat and Tanaka(1999)의 주장과 일치한다. 그림 4는 부산신 항, 녹산지역 그리고 양산지역 점토의 소성도표를 나타 낸 것으로, 주로 CL과 CH로 분류되며, 대부분의 시료가 소성도표의 A-Line 바로 위에 위치하는 것에서도 시험 지역 점토의 주요성분이 illite일 것이라고 추정된다.

4.2 비배수전단강도 시험 결과

그림 5는 시험지역의 삼축압축시험 결과를 나타낸 것 으로, 두 지역 모두 심도가 깊어질수록 비배수전단강도가 커지는 것으로 나타났다. 비배수전단강도를 연직유

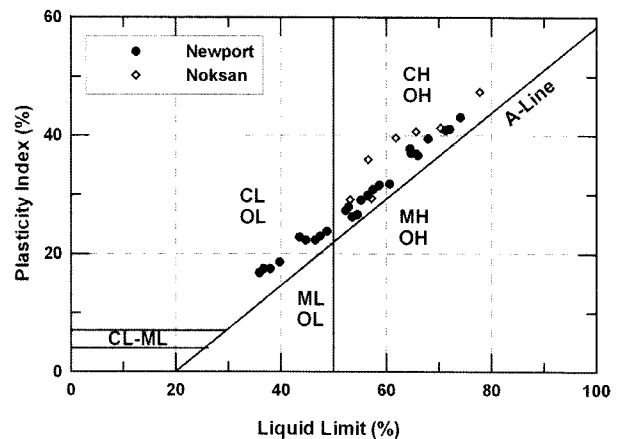


그림 4. 시험지역 소성도표

효율적으로 정규화한 강도증가비($s_{u(CKU)}/\sigma'_v$)의 경우 3~4개 시험결과를 제외하고는 0.31~0.34 정도로 비교적 일정한 값으로 나타났으며, 강도증가비 평균값은 0.33 정도로 나타났다. 이러한 결과는 Jamiolkowski 등(1985)이 주장한 $s_{u(CKU)}/\sigma'_v=0.32$ 와 이영철 등(2006)이 주장한 $s_{u(CKU)}/\sigma'_v=0.36$ 과 유사하다. 다른 시험 시료와 달리 녹 산지역 16m 심도의 시료는 과압밀 상태이기 때문에 강 도증가비가 다른 지역에 비하여 크게 나타났다.

그림 6은 부산신항 베인 전단강도 시험 결과를 나타 낸 것으로, 심도가 깊어질수록 비배수전단강도($u_{su(vst)}$)

가 커지는 것으로 나타났다. 강도증가비($\mu_{su(vst)/\sigma'_v}$)는 평균 0.22정도로 심도 30m까지는 비교적 일정하며 심도 30m 이상에서는 증가한다. 이것은 심도 30m 이상에서 존재하는 얇은 모래층에 의해 강도가 크게 나타났거나, 베인전단시험 룯드가 길어져 시험 시 오차가 발생하였기 때문으로 판단된다.

기존 연구결과를 보면 Mesri(1975)와 Azzouz 등(1983)은 베인 강도증가비를 각각 0.22 및 0.20라 하였으며, 국내 부산점토의 경우 Chung 등(2006)은 $\mu_{su(vst)/\sigma'_v} \approx 0.22$,

김민석 등(2006)은 $\mu_{su(vst)/\sigma'_v} \approx 0.22 \sim 0.3$ 으로 제시하였다. 부산신항지역 결과는 Mesri(1975), Azzouz 등(1983) 및 정성교 등(2006)의 결과와 유사하며, 김민석 등(2006)의 결과보다는 작게 나타났다.

4.3 CPTu 결과

그림 7은 시험지역의 CPTu 결과이다. 부산신항지역의 경우, q_c 와 u_2 는 심도에 따라 일정하게 증가하였으며,

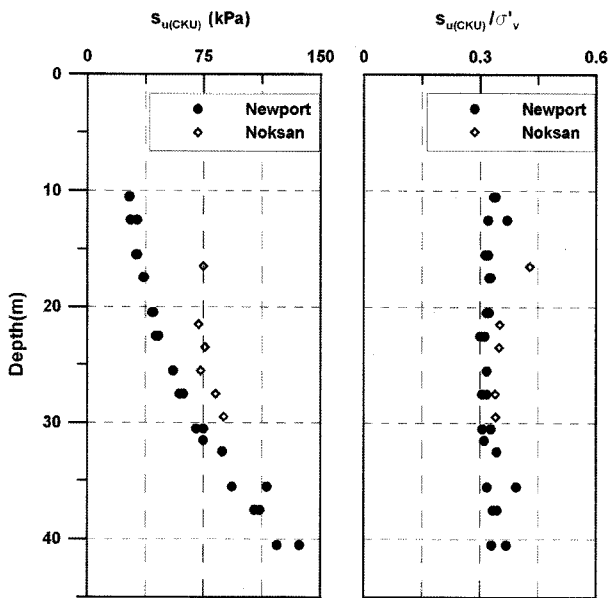


그림 5. 심축 비배수전단강도

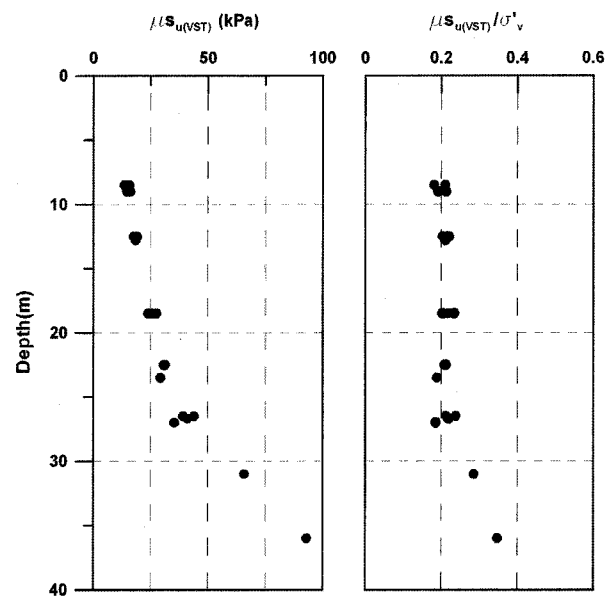


그림 6. 부산신항 베인 비배수전단강도

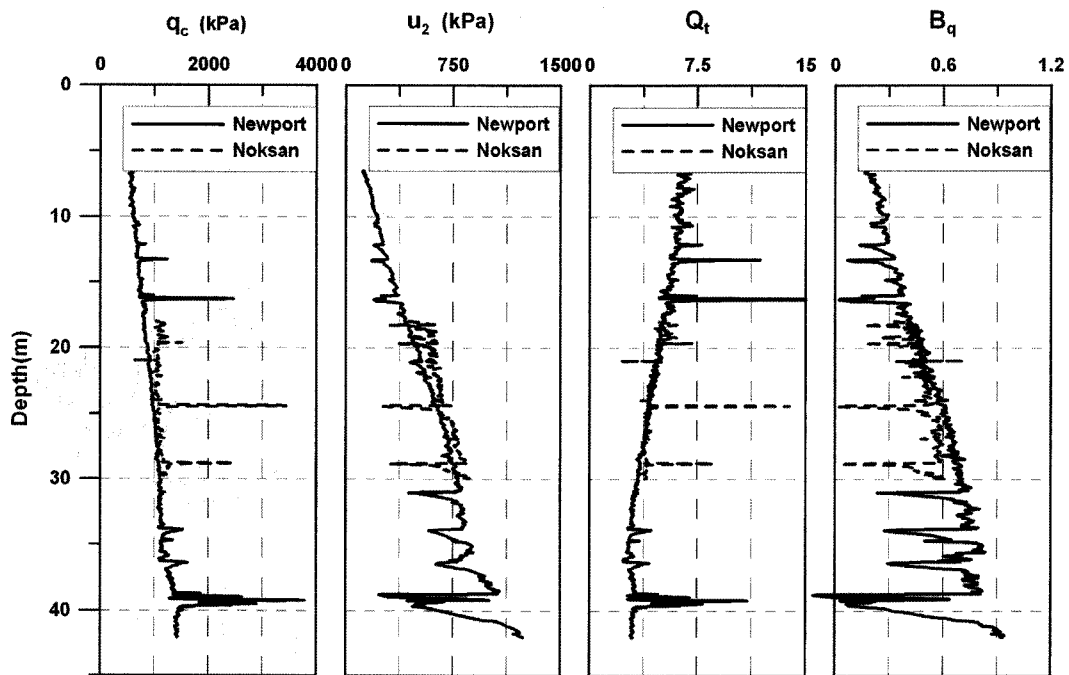


그림 7. 시험지역의 CPTu 결과

3정규화 콘 저항치(Q_c)는 심도 30m 까지 7에서 3정도로 감소하다 점차 일정해지는 경향이 나타났다. 간극수압비(B_q)의 경우 심도에 따라 증가하며 0.2에서 1 사이에 분포하였다. 신항지역은 심도 13m와 16m에 얇은 모래층이 존재하며, 심도 35m 이상에서는 모래-점토 혼합층이 나타났다. 녹산지역의 경우, CPTu 결과로부터 심도 24m와 29m에 얇은 모래층이 존재하는 것이 확인되었다. q_c 는 심도 25m 까지 일정하다 이후 증가하는 것으로 나타났으며, u_2 와 B_q 는 심도에 따라 증가하였다. Q_c 의 경우 4정도로 심도에 따라 비교적 일정하였다.

5. 콘계수 추정

콘계수는 이론적 또는 시험적 방법으로 제안되어 왔는데, 이론적 방법의 경우 콘계수를 주로 강성지수와 연관시켜 제안하였으며, 시험적 방법의 경우 일정한 값으로 제시하거나 소성지수 또는 간극수압비 등과 연관시켜 콘계수를 제안하였다. 국내의 경우 일반적으로 콘계수는 선행연구자들이 제안한 값을 사용하거나, 다른 비배수전단강도 시험들과의 비교를 통해 구한 값으로 일정하게 사용하는 경우가 많다. 본 연구에서는 삼축압축 및 베인전단시험 결과와 비교하여 비배수전단강도를 추정하기 위한 콘계수를 산정하였으며, 산정한 콘계수는 토질특성을 나타내는 소성지수 및 간극수압비와의 관계를 분석하였다. 소성지수는 점성토의 점성을 나타내는 지표로 응력상태에 영향을 받지 않는 지반의 고유한 성질이다. 반면 아래 식 (8)과 같이 표현되는 간극수압비는 흙의 특성을 나타내는 값으로 점성토 성분이 많을수록 큰 값을 나타내며 응력상태에 따라 영향을 받는 것으로 알려져 있다.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (8)$$

5.1 소성지수와 콘계수의 관계

동일한 위치의 시험에 대하여 식 (3), (4), (5)와 CK_0U 및 베인 비배수전단강도를 비교하여 콘계수들(N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$)을 산정하였다. 그림 8은 삼축 비배수전단강도에서 산정한 콘계수들과 소성지수의 관계를 나타낸 그래프이다. 부산신항 지역의 경우, N_{kt} 는 7~20으로 산정되었으며, 녹산지역이 경우에는 11~13으로 나타났다. N_{ke} 는 부산신항 지역 3~18, 녹산지역 7~9, 그리고 $N_{\Delta u}$ 는

부산신항 지역 4~9, 녹산지역 6~7 정도로 나타났다. 국내 선행연구자들의 결과와 비교하여 보면, N_{kt} 는 이선재(1997)의 결과보다는 크게, 박영환 등(2007)의 결과보다는 작게 나타났으며, N_{ke} 는 이선재(1997)와 장인성 등(2001)의 결과와 유사하게 나타났다. 그리고 $N_{\Delta u}$ 는 이선재(1997)와 장인성 등(2001)의 결과보다 크게 나타났다. 본 연구에서는 소성지수와 N_{kt} , N_{ke} 는 명확한 관계가 나타나지 않았다. 반면 심도에 따라서는 감소하는 경향이 나타났는데, 이것은 N_{kt} 와 N_{ke} 가 구속응력에 영향을 받으므로 지반의 고유한 특성을 나타내는 소성지수만으로는 추정하기 어렵다는 것을 의미한다. $N_{\Delta u}$ 의 경우

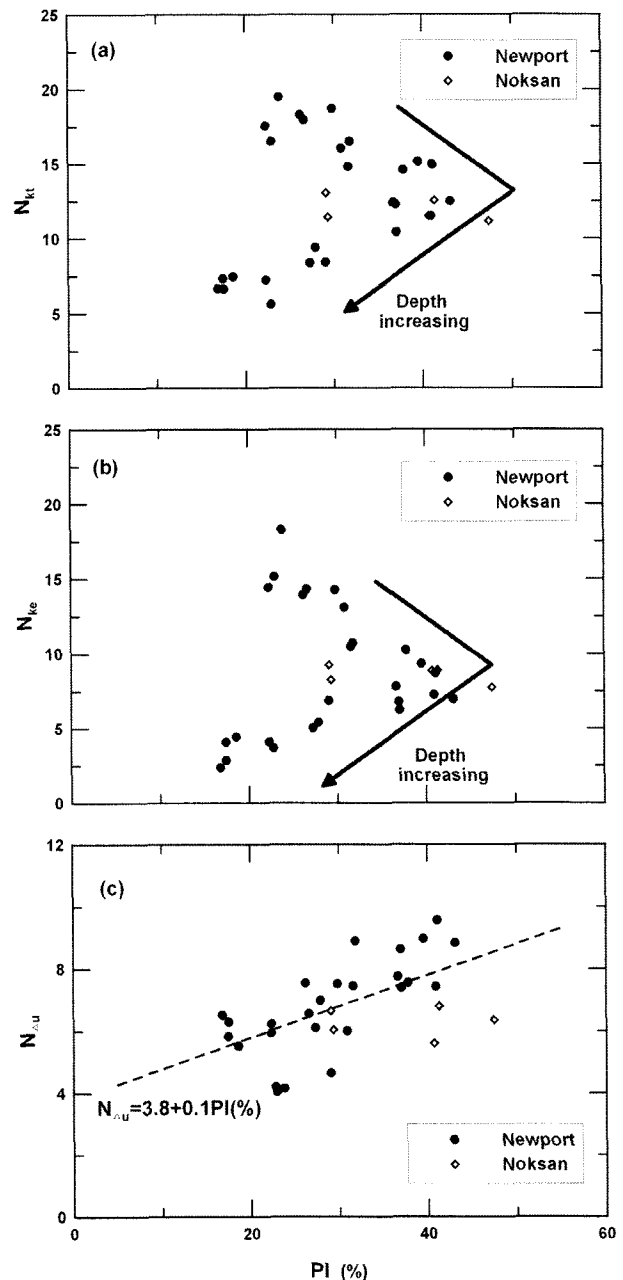


그림 8. 삼축 비배수전단강도에서 산정한 콘계수와 소성지수의 관계

소성지수에 따라 증가하는 경향이 나타났으나, 결정계수($R^2=0.31$)가 매우 낮게 나타났다. 이상의 결과를 종합하여 보면, 소성지수로부터 삼축 비배수전단강도 추정을 위한 콘계수들을 결정하는 것은 무리가 있다고 판단된다.

그림 9는 베인 비배수전단강도에서 산정한 콘계수들과 소성지수의 관계를 나타낸 그래프이다. 베인 비배수전단강도로부터 산정한 부산신항 지역의 N_{kt} 와 N_{ke} 그리고 $N_{\Delta u}$ 는 각각 13~35, 10~30, 그리고 5~13 정도로 나타났다. 삼축 콘계수와 비교하여 보면, 약 1.5배 정도 베인 콘계수가 크게 나타났는데, 이것은 삼축 강도가 베

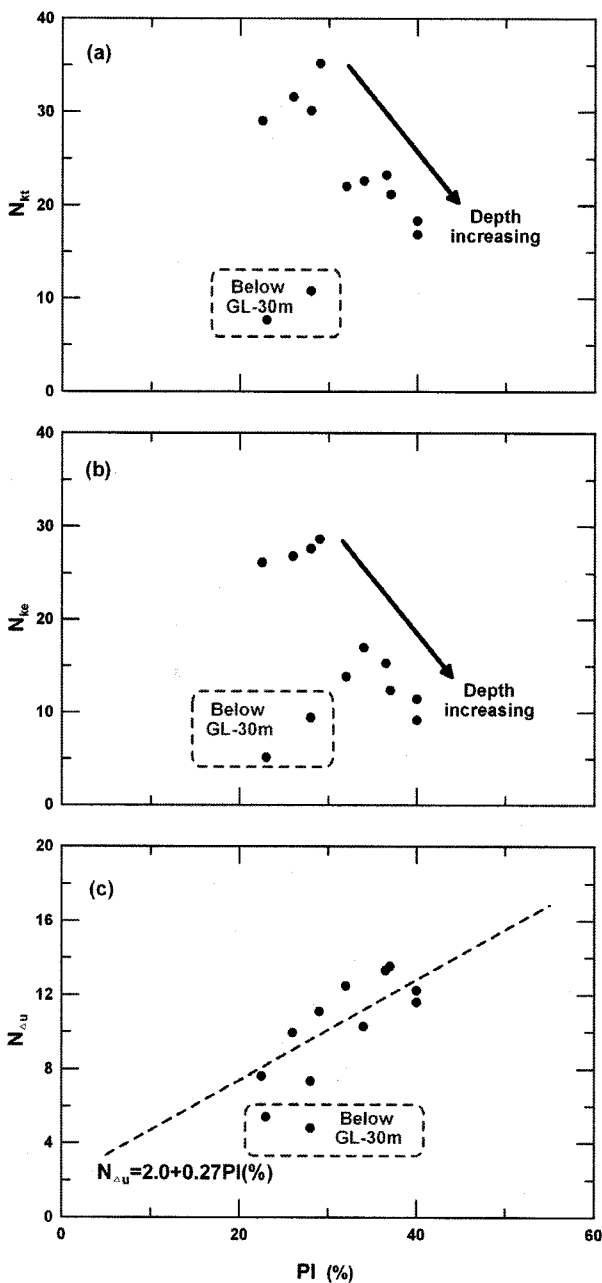


그림 9. 베인 비배수전단강도에서 산정한 콘계수와 소성지수의 관계

인 강도보다 1.5배정도 크기 때문이다. 국내 선형연구자들의 결과와 비교하여 보면, 본 연구에서 산정된 베인 콘계수들은 정성교 등(2003)의 결과보다는 크게 나타났다. 베인 콘계수 중 데이터가 부정확한 심도 30m 이상 지반의 데이터를 제외하면, N_{kt} 와 N_{ke} 는 소성지수에 따라 감소하는 경향이 나타났으며, 삼축 콘계수와 마찬가지로 심도에 따라 감소하는 경향도 나타났다. 부산신항 지반은 심도 30m까지는 심도가 증가함에 따라 소성지수가 증가한다. 즉, N_{kt} 와 N_{ke} 가 소성지수에 따라서 감소하는 경향은 소성지수에 의한 영향인지 심도 증가에 따른 영향인지 파악하기 어려우나, 삼축 콘계수 결과와 비교하여 보면 소성지수의 영향 보다는 심도에 의한 영향으로 판단된다. 베인 콘계수 $N_{\Delta u}$ 는 소성지수에 따라 증가하였으며, $N_{\Delta u}$ 와 소성지수 관계의 결정계수($R^2=0.58$)는 삼축 콘계수에 비하여 높게 나타났다.

5.2 간극수압비와 콘계수의 관계

그림 10은 삼축 비배수전단강도에서 산정한 콘계수들과 간극수압비의 관계를 나타낸 그래프로, 삼축 콘계수 N_{kt} 와 N_{ke} 는 간극수압비에 따라 선형적으로 감소한 반면, $N_{\Delta u}$ 는 간극수압비와 명확한 관계를 나타내지 않았다. 이것은 N_{kt} 와 N_{ke} 는 간극수압비에 따라 감소하며, $N_{\Delta u}$ 는 명확한 관계를 나타내지 않는다는 Kalsrud 등(1996)의 결과와 주장과 일치하는 것이다. 회귀분석으로부터 N_{kt} 및 N_{ke} 와 간극수압비의 관계 각각 $N_{kt}=23.5-18.8B_q$ 와 $N_{ke}=19.0-17.5B_q$ 로 추정되었으며, 결정계수는 각각 0.75와 0.92로 N_{ke} 가 간극수압비와 좀 더 명확한 관계를 나타냈다. 반면 $N_{\Delta u}$ 는 $0.3 \leq B_q \leq 1.0$ 인 구간에서 $N_{\Delta u} = 6.7 \pm 2$ 정도로 간극수압비와 상관없이 일정하였다. 이상의 결과를 종합하여 보면, 소성지수와는 달리 간극수압비는 응력상태에 관계없이 N_{kt} 및 N_{ke} 에 대하여 높은 연관성을 나타내기 때문에, 삼축 콘계수들 중 N_{kt} 와 N_{ke} 는 간극수압비를 이용하여 추정이 가능하다고 판단된다.

그림 11은 베인 비배수전단강도로부터 산정한 콘계수들과 간극수압비의 관계를 나타낸 그래프로, 베인 콘팩터 N_{kt} 와 N_{ke} 는 간극수압비에 따라 선형적으로 감소하는 경향이 나타났으며, $N_{\Delta u}$ 는 간극수압비에 따라 증가하는 경향이 나타났다. 베인시험 결과 중, 시험 시 여러 오차요인으로 비배수전단강도가 크게 측정된 것으로 판단된 심도 30m 이상에서의 결과를 제외할 경우, 베인 콘계수들과 간극수압비의 관계를 나타낸 추세선은 각

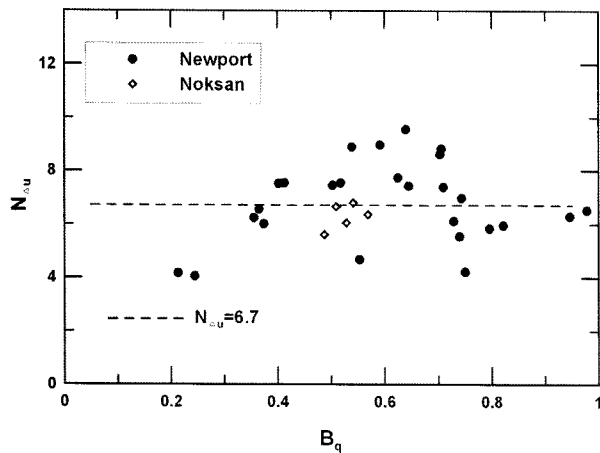
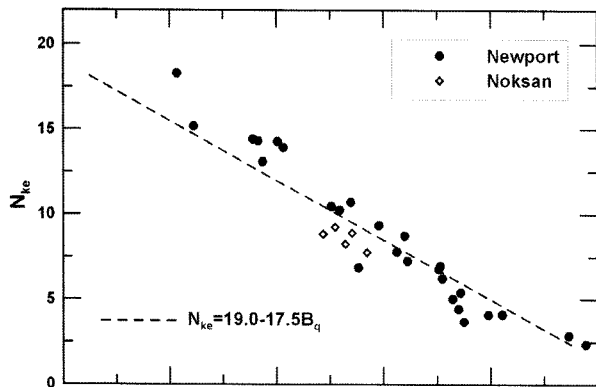
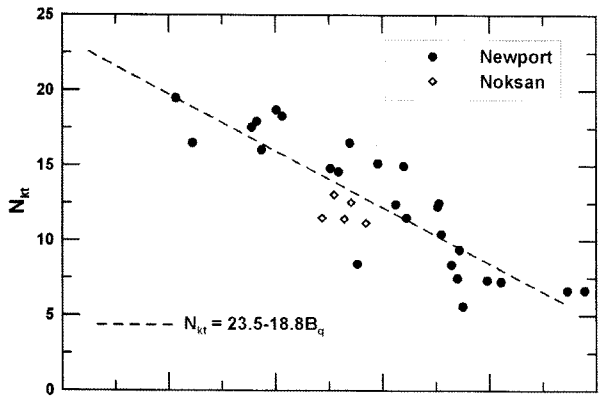


그림 10. 삼축 비배수전단강도에서 산정한 콘계수와 간극수압비의 관계

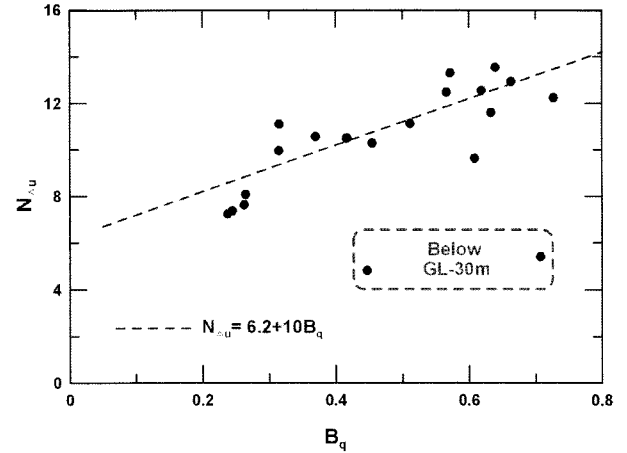
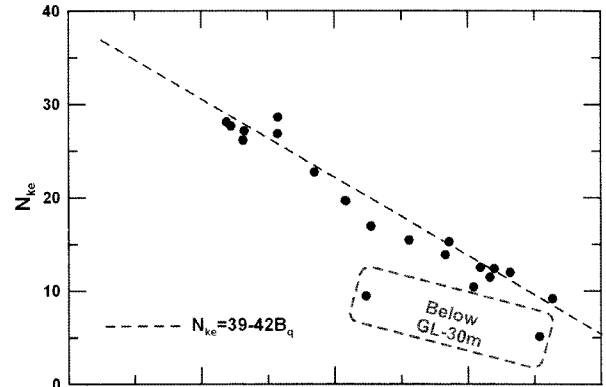
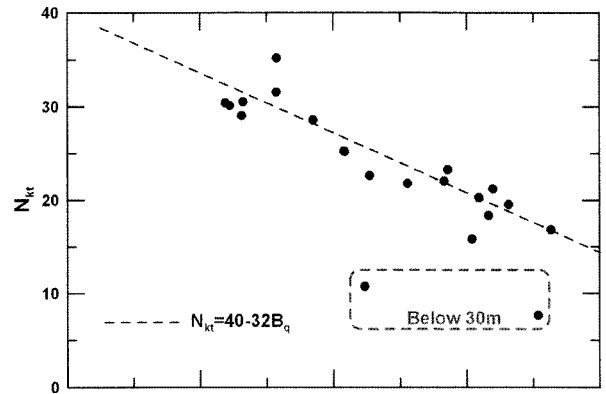


그림 11. 베인 비배수전단강도에서 산정한 콘계수와 간극수압비의 관계

각 $N_{kt}=40-32B_q$, $N_{ke}=39-42B_q$, $N_{\Delta u}=6.2+10B_q$ 로 나타났으며, 결정계수는 각각 0.83, 0.95, 0.71로 삼축 콘계수 결과에 비하여 높게 나타났다. 즉, 베인 콘계수들은 간극수압비와 높은 상관관계를 가지며, 삼축 콘계수와 마찬가지로 간극수압비를 이용하여 추정할 수 있다고 판단된다.

부산지역 점토의 콘계수들과 간극수압비의 관계를 정리하면 표 2와 같다. 전단형태에 따라 비배수전단강도가 다르게 나타나므로, 추정할 비배수전단강도에 따라 콘계수와 간극수압비의 관계가 다르게 결정되었다.

표 2. 부산점토 콘계수들과 B_q 의 상관관계

콘계수	삼축압축시험 [R^2]	베인전단시험 [R^2]
N_{kt}	$23.5 - 18.8B_q$ [0.75]	$40 - 32B_q$ [0.83]
N_{ke}	$19.0 - 17.5B_q$ [0.92]	$39 - 42B_q$ [0.95]
$N_{\Delta u}$	6.7 ($0.3 < B_q < 0.8$)	$6.2 + 10B_q$ [0.71]

그림 12는 본 연구에서 얻어진 콘계수의 평균값으로 추정된 비배수전단강도와 삼축압축 및 베인전단시험을 통해 측정된 비배수전단강도를 비교한 것이다. 삼축 비배수전단강도의 경우 N_{kt} 와 N_{ke} 그리고 $N_{\Delta u}$ 를 각각 12.5, 8.7, 6.7을 평균값으로 취하였으며, 베인 비배수전단강

도의 콘계수는 각각 25.0, 19.5, 10.6을 사용하였다. 그림의 SD는 추정값과 측정값의 차이를 측정값으로 나눈 값들의 표준편차로 SD가 클수록 오차가 커짐을 의미한다. 콘계수를 일정하게 적용할 경우, 과잉간극수압 추정법이 비배수전단강도를 가장 정확하게 추정하였으며, 유효응력 콘 저항 추정법이 가장 부정확하였다.

그림 13은 표 2의 제안식으로부터 추정된 부산지역

점토의 콘계수와 측정된 콘계수를 비교한 것이다. N_{kt} 와 N_{ke} 그리고 $N_{\Delta u}$ 로 추정된 삼축 비배수전단강도의 SD는 각각 18.2%, 15.7%, 21.2%로 나타났으며, 베인 비배수전단강도의 경우, 8.8%, 8.6%, 10.2%로 나타났다. 일정한 콘계수를 사용하여 비배수전단강도를 추정하는 경우와는 달리, 유효응력 콘 저항 추정법이 가장 정확하게 비배수전단강도를 추정하였으며 과잉간극수압 추정법

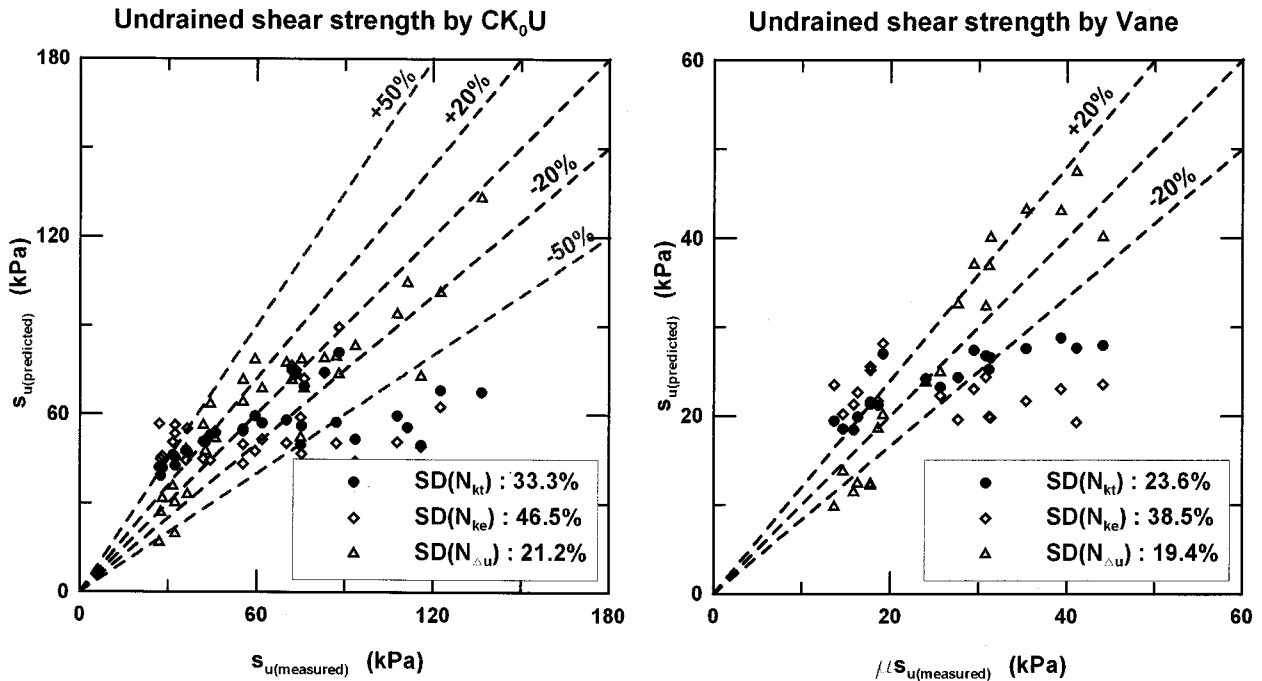


그림 12. 일정 콘계수로 추정된 비배수전단강도와 측정된 비배수전단강도 비교

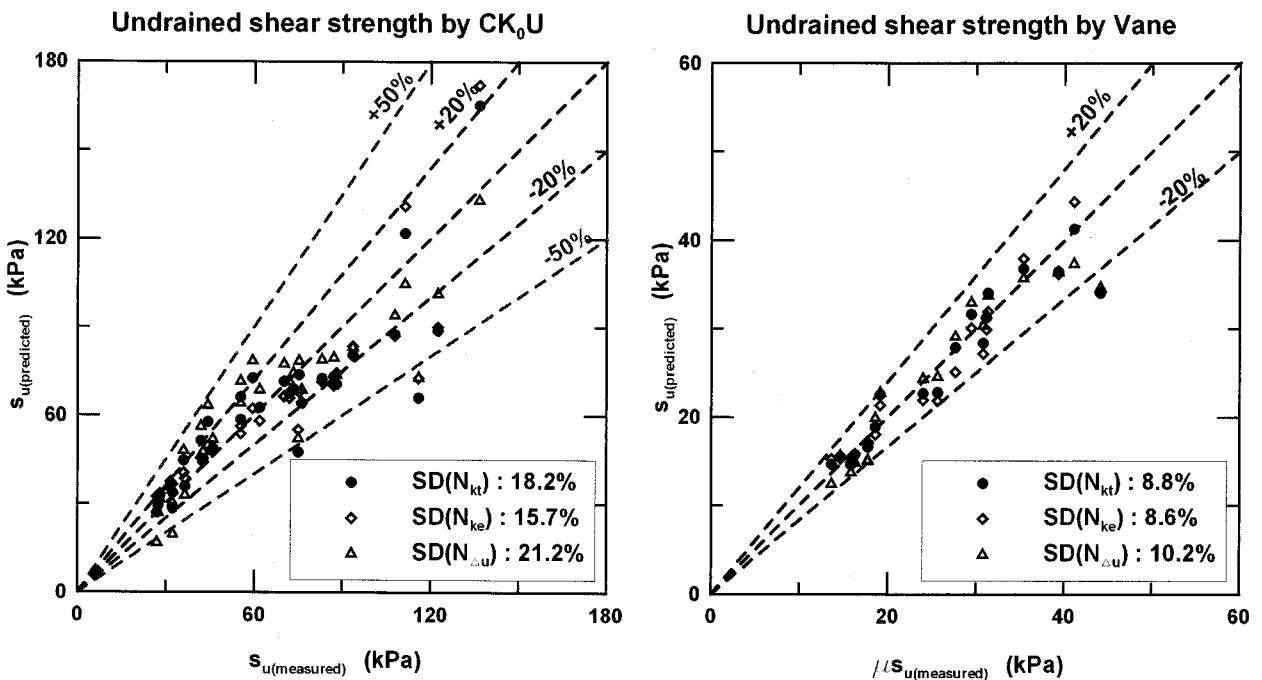


그림 13. 제안식으로 추정된 비배수전단강도와 측정된 비배수전단강도 비교

이 가장 부정확하였다. 제안된 식으로 비배수전단강도를 추정할 경우, 일정한 콘계수로 비배수전단강도를 추정할 경우보다 전응력 콘 저항 추정법과 유효응력 콘 저항 추정법의 SD가 각각 2배, 3배 감소하였다. 즉, N_{kt} 와 N_{ke} 는 간극수압비가 증가함에 따라 감소율이 크고 경향성이 뚜렷하기 때문에, 제안된 식은 비배수 전단강도를 정확히 추정할 수 있지만, 간극수압비와의 경향성을 무시하고 일정한 값으로 비배수 전단강도를 추정할 경우 큰 오차가 발생하게 된다. 또한 일정한 콘계수를 사용하여 비배수전단강도를 추정할 경우, 전응력 콘 저항 추정법과 유효응력 콘 저항 추정법은 낮은 비배수전단강도에서 비배수전단강도를 과대평가하며, 높은 비배수전단강도에서는 과소평가하였다. 반면, 제안된 콘계수를 이용하여 비배수전단강도를 추정할 경우, 모든 범위에서 유사한 오차범위를 가지고 비배수전단강도를 추정할 수 있었다.

6. 결론

본 연구는 CPTu를 통한 부산지역 점토의 비배수전단강도 추정법에 관한 내용으로, 부산신항 및 녹산지역에서 CK₀U 삼축압축, 베인전단 및 CPTu 시험을 실시하고 결과를 분석하여 3가지 콘계수를 산정하였다. 그리고 지반특성이 콘계수에 미치는 영향을 파악하기 위하여 소성지수 및 간극수압비와 콘계수의 관계를 파악하고 간극수압비를 이용한 콘계수 추정방법을 제안하였다.

- (1) 본 연구를 수행한 부산지역 시험현장 점토의 주요 성분은 XRD 분석결과 illite로 나타났으며, 지반은 정규압밀되었다. 삼축압축시험 결과 평균 $s_{u(CKU)}/\sigma'_v$ 는 0.33으로 심도에 따라 일정하게 나타났다. 부산신항지역 베인 시험결과는 30m 이하의 심도에서는 $\mu_{su(vst)}/\sigma'_v \approx 0.22$ 로 일정하게 나타났으며, 30m 이상에서는 모래층등의 영향으로 강도증가비가 크게 나타났다.
- (2) CPTu 결과를 삼축압축 및 베인 시험결과와 비교하여 콘계수를 산정하였다. 삼축 비배수전단강도 추정을 위한 N_{kt} 와 N_{ke} 그리고 $N_{\Delta u}$ 는 각각 7~20, 3~18, 4~9로 나타났으며, 베인 비배수전단강도를 추정하기 위한 N_{kt} 와 N_{ke} 그리고 $N_{\Delta u}$ 는 각각 13~35, 10~30, 5~13으로 나타났다. 베인 콘계수가 삼축 콘계수에 비해 1.5배 크게 나타났는데, 이것은 삼축

압축시험과 베인시험의 전단형태가 다르기 때문이다. 즉, 현장에서 발생하는 전단형태에 따라 적용되는 비배수전단강도가 달라야 하며, 이에 따라 알맞은 콘계수를 사용하여야 한다.

- (3) 점토의 콘계수와 소성지수의 관계는 불분명하였으나, 콘계수와 간극수압비의 관계는 명확하게 나타났다. 분석결과, 삼축 비배수전단강도 추정을 위한 부산지역 점토의 콘계수와 간극수압비의 관계는 $N_{kt}=23.5-18.8B_q$, $N_{ke}=19.0-17.5B_q$, $N_{\Delta u}=6.7$ 로 나타났으며, 베인 비배수전단강도 추정을 위한 관계는 $N_{kt}=40-32B_q$, $N_{ke}=39-42B_q$, $N_{\Delta u}=6.2+10B_q$ 로 나타났다.
- (4) 콘계수의 평균값으로 비배수전단강도를 추정한 경우 과잉간극수압 추정법이 가장 정확하였으며, 유효응력 콘 저항 추정법이 가장 부정확하게 비배수전단강도를 예측하였다. 반면 제안된 식을 이용하여 간극수압비로부터 콘계수를 추정할 경우, 유효응력 콘 저항 추정법이 가장 정확하게 비배수전단강도를 추정하였으며 과잉간극수압 추정법이 가장 부정확하였다.

본 연구를 통해 콘계수(N_{kt} , N_{ke})는 간극수압비와 일정한 관계가 있음을 확인하였으며, 이를 통해 부산점토의 삼축 및 베인 비배수전단강도를 추정할 수 있었다. 특히, 3가지 비배수전단강도 추정법 중에서 유효응력 콘 저항 추정법이 가장 정확하였다. 본 연구의 현장은 정규압밀된 지반으로, 응력이력이 콘계수에 어떠한 영향을 미치는지 파악하기 위해서는 다양한 응력이력을 가진 현장지반에서 추가적인 연구가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 삼성물산 '대심도 해안 연약 지반 개량을 위한 이중코어 PBD 성능 연구' 과제와 관련 복컨테이너 2-1 단계 축조현장의 도움으로 진행되었습니다. 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김민석, 이남기, 조영기, 정성교 (2006), "현장베인시험에 의한 부산점토의 비배수 전단강도", *한국지반공학회 2006 가을학술발표회 논문집*, pp.1016-1023.
2. 이선재 (1997), *피에조콘을 이용한 국내 지반공학의 공학적 특성*

연구, 공학박사 학위논문, 서울대학교.

3. 이영철, 김규중, 장우영, 정성교 (2006), “실내시험에 의한 부산 점토의 비배수 전단강도 특성에 관한 연구”, *한국지반공학회 2006 가을학술발표회 논문집*, pp.1085-1096.
4. 장인성, 이선재, 정충기, 김병모 (2001), “국내 점성토 지반의 피에조콘계수”, *한국지반공학회 논문집*, 제 17권 6호, pp.15-24.
5. 박영환, 김민기, 김창동, 이준환 (2007), “부산지역 점토의 비배수전단강도 평가를 위한 CPT 콘계수 해석 및 평가”, *한국지반공학회 논문집*, 제 23권 8호, pp.77-85.
6. Azzouz, A. S., Baligh, M. M. and Ladd, C. C. (1983), “Corrected Field Vane Strength for Embankment Design”, *J. Geotechnical Engineering*, Vol.109, No.5, pp.730-734.
7. Bjerrum, L. (1972), “Embankment on Soft Ground”, *Proc. ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Vol.2, pp.1-54.
8. Chung, S. G., Back, S. H., Ryu, C. K. and Kim, S. W. (2003), “Geotechnical Characterization of Pusan Clays”, *Proc. Korea-Japan Joint Workshop on Characterization of Thick Clay Deposits*, ATC-7, Busan, pp.3-44.
9. Chung, S. G., Kim, S. K., Kang, U. J., Im, J. C. and Prasad, K. N. (2006), “Failure of a Breakwater Founded on a Thick Normally Consolidated Clay”, *Geotechnique*, Vol.56, No.6, pp.393-409.
10. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. (1985), “New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils”, *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol.1, pp.57-153.
11. Karlsrud, K., Lunne, T. and Brattlieu, K. (1996), *Improved CPTu Correlations Based on Block Samples*, Nordisk Geoteknikermote, Reykjavik.
12. Ladd, C. C. and Foott, R. (1974), “New Design Procedures for Stability of Soft Clay”, *J. Geotechnical Engineering*, Vol.100, No.7, pp.763-786.
13. Locat, J. and Tanaka, H. (1999), “Microstructure, Mineralogy and Physical Properties ; Techniques and Application to the Busan Clays”, *KGS' 99 Dredging and Geoenvironmental Conference*, Seoul pp.15-31.
14. Lunne, T., Christoffersen, H. P. and Tjelta, T. I. (1985), “Engineering Use of Piezocone data in North Sea Clays”, *proc. of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sanfrancisco, Vol.2, pp.907-912.
15. Lunne, T., Robertson, P. K. and Powel, J. J. M. (1997), *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic & Professional, London.
16. Mesri, G. (1975), Discussion to “New Design Procedure for Stability of Soft Clays”, *J. Geotechnical Engineering*, Vol.101, No.4, pp.409-412.
17. Semmeset, K., Janbu, N. and Svano, G. (1982), “Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests”, *Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam*, Vol.2, pp.863-870.
18. Teh, C. I. and Houlsby, G. T. (1991), “An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay”, *Geotechnique*, 41(1), pp.17-34.
19. Vesic, A. S. (1972), “Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass”, *J. Soil Mech. and Found. Division*, Vol.98, No.3, pp.265-290.

(접수일자 2008. 11. 10, 심사완료일 2008. 12. 30)