

## 피에조 콘을 이용한 비배수 전단강도 추정

한국과학기술원  
토목공학과  
이 승 래

콘 관입실험을 통하여 비배수 전단강도를 추정하는 방법은 주어진 지반조건, 실험방법, 변형속도(rate) 및 파괴면의 방향 등에 의존되므로 하나의 요소에 의해서 결정하기는 어렵다(Wroth,1984).

콘 실험을 통하여 비배수 전단강도를 구하는 방법은 깊은기초 이론이나 소성이론을 이용한 이론적인 근거를 바탕으로 하고 있으나 측정된 콘의 선단저항력( $q_c$ ,  $q_T$ , 또는  $q_E$ )이나 간극수압( $u_t$ ,  $u_b$ )과 비배수 전단강도와의 관계를 나타내는 계수 값들은 실내 및 다른 현장 강도실험으로부터 얻어지는 전단강도를 기준으로 경험적으로 제안되고 있다. 이론적으로 살펴볼 때 이러한 콘 계수들이 실내실험으로도 구하기 어려운 값( $I_R, \alpha_f, \Delta, A_f, \bar{\phi}, \Lambda$ )들에 의해 영향을 받으므로 이들의 영향을 고려하여야 하지만 실제적으로 매우 어려우므로 이러한 경험적인 방법이 빠르고 간편하게 이용되어 왔다.

이와 같은 경험적인 방법은 크게 두 가지로 구분할 수 있으며, 먼저 콘의 선단저항력( $q_c$ ,  $q_T$ , 또는  $q_E$ )과 연약지반의 비배수 전단강도와의 관계성을 이용한 방법이 있다. 연약지반에 콘을 관입하는 경우에는 콘의 관입속도에 비해 간극수압의 소산속도가 상대적으로 느리기 때문에 지반을 비배수 상태로 가정한 선단저항력에 따라 식(1)-a,b,c와 같이 경험적인 콘 계수  $N_k$ ,  $N_{kT}$ ,  $N_{qu}$ 를 사용하여 비배수 전단강도를 결정할 수 있다.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (1)\text{-a}$$

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{kT}} \quad (1)\text{-b}$$

$$S_u = \frac{q_T - u_b}{N_{qu}} = \frac{q_E}{N_{qu}} \quad (1)\text{-c}$$

여기서,  $N_k$ 는 콘 계수로 간극수압을 관측하는 피에조 콘이 보편화되기 전에 일반적인 전기식 콘이나 기계식 콘의 선단저항력과 비배수 전단강도를 관련지은 계수이다.  $N_{kT}$ 는 피에조 콘 계수로 콘 선단부 뒤(behind the tip)에서 간극수압을 관측하는 경우에 선단저항력을 관측된 간극수압에 대하여 보정한 뒤 (Lunne et al., 1985) 비배수 전단강도와 관련을 지었다. 마지막으로  $N_{qu}$ 는 콘 선단저항력에 유효응력 개념을 도입하여 선단저항력에서 간극수압을 뺀 상태로 비배수 전단강도와 관련을 지은 경우이다.

이러한 값들은 지반의 예민비, 응력이력, 강성도 등에 따라 변화되어 매우 큰 범위를 갖게 되며 특히 매우 연약한 지반의 경우에는 콘의 선단저항력 자체가 상당히 작게 관측되므로 식(1)과 같이 선단저항력을 이용한 비배수 전단강도의 예측은 상대적으로 많은 오차를 포함할 가능성이 크다는 단점이 있다 (Campanella 등, 1985).

또 다른 경험적인 방법으로는 Campanella 등(1985)에 의하여 제안되었으며 식 (2)와 같이 피에조 콘에서 관측된 간극수압을 사용한 비배수 전단강도를 추정하는 방법이다. 이 방법은 연약지반의 경우 선단저항력에 비해 상대적으로 크게 관측되는 간극수압을 사용하므로 오차를 포함할 가능성은 오히려 줄어들어 장점이 있다. 그러나  $N_{\Delta u}$  ( $= \Delta u / s_u$ ) 역시 지반의 강성지수( $I_R$ ), 예민비( $S_t$ ), 그리고 과압밀비(OCR)와 유일한 관계를 가지지 않으므로 다양한 지반에 대하여 서로 다른 값들이 사용되어야 할뿐 아니라 실험 전에 장비의 완전 포화 문제와 현장에서 발생하는 부분배수상태(partial drained condition) 등이 이러한 방법으로 비배수 전단강도를 예측하는데 어려움을 줄 수 있다.

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (2)$$

Massarch 와 Broms(1981)는 공동확장이론을 기본으로 지반의 강성지수( $I_R$ )와 Skempton 이 제안한 파괴 시 간극수압계수  $A_f$  값을 기준으로  $N_{\Delta u}$  값 결정이 가능한 그림 1 을 제안하였으며 FHWA(103page, Vol.I, 1988)에서도 이 도표를 사용하여 비배수 전단강도를 결정하는 방법을 제안하였다. 이 도표를 사용하

기 위해서는 먼저 지반의 과압밀비(OCR)와 강성지수를 알아야 하며 지반의 소성지수(PI)를 알고 있다면 간극수압 비를 결정하는 데에 도움을 줄 수 있다.

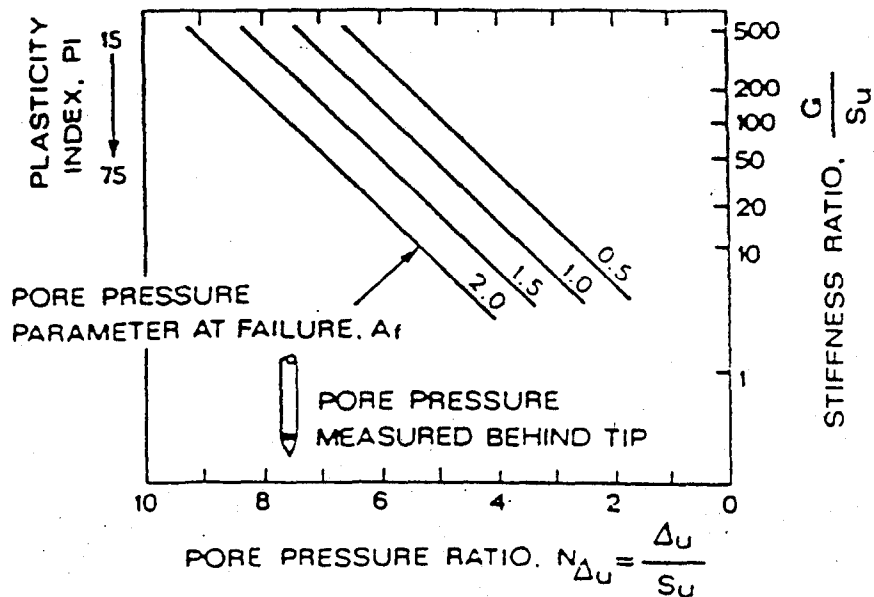


그림 1. 간극수압비( $N_{\Delta u}$ )

이 도표를 사용하는 데에 있어서 이용되는 개략적인 Skempton의 파괴 시 간극수압 계수는 표 1과 같으며 주어진 지반의 상태에 따라서 비교적 적은 범위에서 값을 결정할 수 있으므로 큰 오류의 원인이 되지는 않을 것으로 판단된다.

표 1. 포화된 연약지반 종류에 따른 Skempton의 파괴 시 간극수압 계수  $A_f$

포화된 점토	$A_f$
매우 예민(Very sensitive to quick)	1.5 ~ 3.0
정규 압밀(Normally consolidated)	0.7 ~ 1.3
미약한 과압밀(Lightly overconsolidated)	0.3 ~ 0.7
매우 과압밀(Highly overconsolidated)	-0.5 ~ 0.0

그러나, 비배수 전단강도에 대한 전단탄성계수의 비로 정의되는 지반의 강성지수( $I_R$ )의 결정은 다음과 같은 어려움을 포함하고 있다. 먼저, 전단 탄성계수는 변형을 정도에 따라서 그 값의 변화가 매우 큰데 콘이 지반에 관입될 때는 콘의 가까운 곳에서부터 먼 곳까지 매우 큰 변형으로부터 작은 변형까지 다양한 범위의 변형을 경험하므로 지반의 변형 정도를 대표하는 전단 탄성계수를 선정하는데 어려움이 있다.

그림 1을 제안한 Massarch와 Broms(1981)는  $0.5G_{max}$ 를 사용하였으며 Robertson과 Campanella(1982)는 콘 주변의 복잡한 변형을 장을 고려하여 중간 응력 수준의 비배수 할선 전단탄성계수  $G_{50}$ 를 선택하는 것이 적절하다고 주장하였다. 그러나, Gupta(1983)는 말뚝 관입 시 소성영역 내의 흙들은 말뚝 관입 전 원래 상태에 대한 기억들을 모두 상실하게 되며 최종 응력상태는 정규압밀 상태(단, 수평응력이 최대 주응력)로 변한다는 점(Randolph, Carter와 Woth, 1979)과 이에 의해 초기 비배수 전단강도에 대한 극한 압력의 비가 과압밀비에 무관하다는 결론으로부터 결국 공동 확장 이론은 소성영역을 둘러싸고 있는 교란되지 않는 탄성영역에 의하여 지배되며 이 값이 소성영역의 크기를 결정짓는 중요한 요소이므로 콘 해석 시 탄성계수는 교란되지 않은 영역의 초기 접선 탄성계수  $G_i$ 를 사용하는 것이 바람직하다고 주장하였다.

뿐만아니라 비배수 전단강도는 표 2에 보는 것과 같이 전단형태와 실험방법, 변형속도(rate)등에 따라서 다른 값을 가지게 되므로 어떠한 방법으로 구한 비배수 전단강도인가에 따라서 그 값의 차이가 있다. 그러므로, 앞으로 국내 현장 지반의 조사법으로서 그 사용성이 날로 증가될 전망이다 콘의 올바른 해석을 위해서는 이러한 요소들을 고려한 일관성 있는 자료의 축적이 무엇보다도 시급한 문제로 사료된다.

표 2 전단형태에 따른 점토의 비배수 전단강도 변화(Baligh 와 Levadoux,1980)

Type of Soil	Index Properties				$s_u / \bar{\sigma}_{vc}$	
	$\omega_1$ (%)	P.I. (%)	L.I.	PSC	DSS	PSE
Portsmouth Clay	35	15	1.8	0.350	0.200	0.155
Haney Sensitive Clay	44	18	0.75	0.296		0.211
Boston Blue Clay	41	21	0.81	0.340	0.200	0.190
AGS CH Clay	71	40		0.370	0.250	0.220
San Francisco Bay Mud	88	45	1.04	0.370	0.250	0.280
Connecticut Valley Varved Clay	35 ~ 65	12 ~ 39	1.00	0.280	0.165	0.255

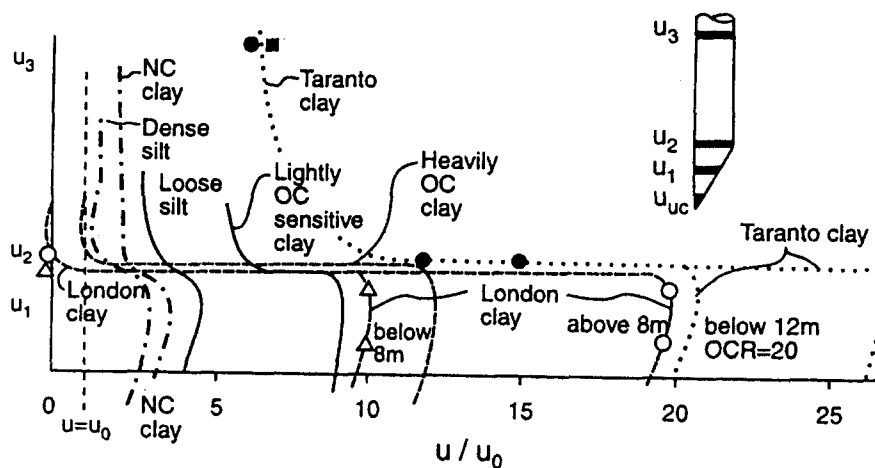


그림 2. 지반의 종류와 과압밀비에 따른 콘 주변의 간극수압의 분포

또한 국내에서 주로 사용되는 선단부 뒤(behind the tip)에서 간극수압을 관측하여 식(2)로부터 비배수 전단강도를 산정하고자 하는 경우에는, 지반의 종류와 과압밀비에 영향을 받게 된다. 이때 그림 2에서 보는 바와 같이 과압밀비가 증가함에 따라서 간극수압의 크기가 현저히 줄어드는 것을 알 수 있다. 또한, 실트질 또는 모래질 지반인 경우, 매우 조밀할 때에는 전단 시 팽창성(dilatancy)으로 인해 정수압이하로 간극수압이 관측되는 경우도 있으므로 이러한 경우에는 피에조 콘을 이용한 흙 분류 결과와 비교하여 올바른 비배수 전단강도를 평가하여야 한다. 이는  $B_q$  값이 0.4 보다 작은 경우에는 간극수압을 이용한 비배수 전단강도의 추정이 의문스럽다고 주장한 Senneset 등(1982)의 주장과도 상통하는 것이라 할 수 있다.

필자에 의하여 국내 장항지역에서 수행된 사례를 통하여 지금까지 기술한 내용을 토대로 비배수 전단강도를 구한 사례를 살펴보면 다음과 같다. 먼저, 채취한 비교란 점토시료를 사용하여 일축압축강도 시험으로부터 비배수 전단강도를 구하였고 그 결과  $N_{kt} = 14.4 \sim 15.5$ 로 평가되었으며 식(1)-b를 이용하여 이 지역의 비배수 전단강도를 추정하였다. 또한, 이 지역의 강성지수 값과 파괴 시 간극수압계수  $A_f$  값을 알 수 없으므로 FHWA(1988)의 추천 값인  $I_R = 100, A_f = 0.8$ 을 적용하여 그림 1로부터 결정한  $N_{\Delta u} = 5.7$ 을 적용하여 비배수 전단강도를 결정하였으며 그림 3에 함께 표현하였다.

그림에서 보는 바와 같이 깊이가 증가함에 따라 비배수 전단강도가 거의 선형적으로 증가하여 정규 압밀상태의 지반특성이 있음을 알 수 있다. 그러나 이때, 간극수압을 사용하여 비배수 전단강도를 예측하는 경우 점토가 아닌 지역에 발생된 음(Negative)의 과잉간극수압때문에 비배수 전단강도가 음으로 예측되어 나타나는 경우도 있는데 이 결과는 실제로는 발생할 수 없는 현상이며 콘을 이용한 흙 분류결과 실트질이나 모래질 또는 매립토 층으로 분류된 곳이므로 이 영역의 비배수 강도는 배제되어야 한다(Campanella와 Robertson,1985).

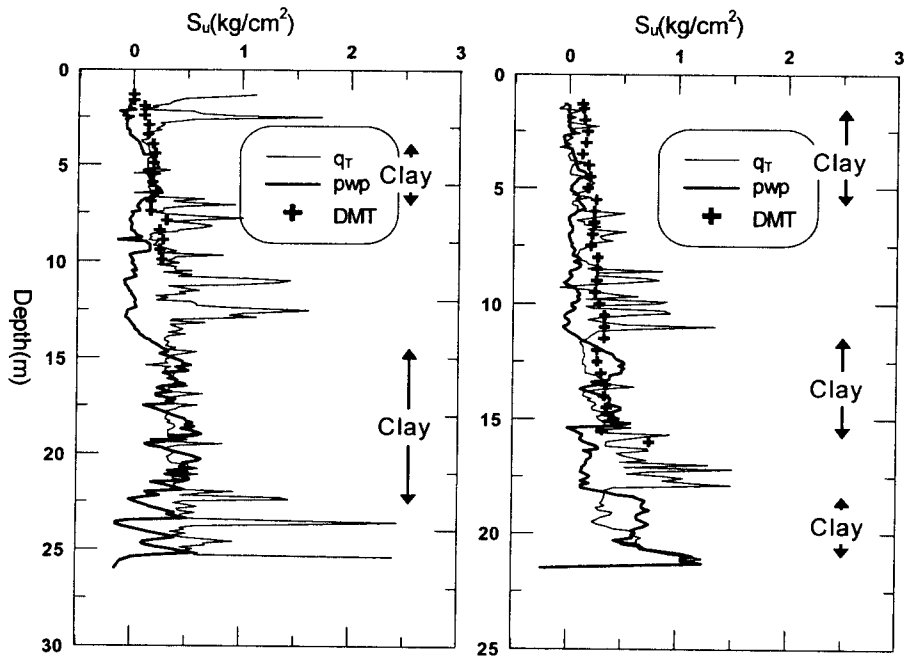


그림 3. 비배수 전단강도 비교

이와 같이 콘을 이용하여 비배수 전단강도를 추정하고자 할 때에는 여러 요소들에 의해 영향을 받을 수 있으므로 이들을 적절히 고려하여야 하지만 그 영향을 실질적으로 고려하는 것은 매우 어렵다. 그러므로 그 적용성을 위해서는 그 지역의 여러 지반조건 및 특성이 반영된 경험적인 콘 계수들을 이용하여 비배수 전단강도를 추정하고 있는 실정이다. 이때 기준이 되는 비배수 전단강도 값의 설정이 필요하며 이를 위해 실내 일축 및 삼축시험이나 현장 배인시험 방법 등이 이용되고 있다. 그러나 이러한 시험방법 또한 비배수 전단강도에 영향을 미치고 지반 조건 및 거동특성에 따라 영향을 받으므로 일관성 있는 기준 설정을 통한 자료축적만이 콘을 이용한 비배수 전단강도 추정의 예측정도를 높일 수 있을 것으로 사료된다.

# 점성토의 비배수 전단강도 산정을 위한 콘 계수

이 선 제1)

## 1. 서론

피에조콘 관입시험으로부터 추정할 수 있는 지반의 특성으로는 흙의 종류, 연경도, 강도정수, 변형계수, 응력이력, 그리고 압밀특성 등이 있으며 특히 비배수전단강도의 산정은 콘 관입시험이 개발된 이후로 가장 많이 연구된 항목중의 하나이다.

콘 관입시험을 통하여 점성토의 비배수 전단강도를 추정하기 위한 여러 가지 이론적 방법들이 제안되었다. 그러나, 콘이 지반에 관입될 때 콘 주변 흙의 응력 및 간극수압의 변화는 매우 복잡해서 이론적 접근을 통하여 비배수 전단강도를 산정하는 것은 매우 어려울 뿐만아니라, 흙의 특성을 광범위하게 고려하지 못하기 때문에 국내 지반에 이 방법들을 검증없이 사용하는 데는 무리가 있다. 또한, 현재 비배수 전단강도의 산정을 위해 가장 많이 이용되는 콘 계수 방법에서도 기존에 제안된 연구결과들에 의하면 지반조건, 응력이력, 그리고 소성지수 등에 따라 그 값이 다를수 있기 때문에 국내에 적용하기 위해서는 이에 대한 확인이 필요하며 동시에 국내 지반에 적합한 콘 계수를 결정하는 것이 필요하다.

## 2. 콘 계수

Schmertmann(1978)은 콘의 관입이 말뚝의 관입과 같다고 생각하여 말뚝지지력 공식으로부터 식 (1)과 같은 비배수 전단강도 산정방법을 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (1)$$

여기서,  $s_u$ 는 비배수 전단강도,  $q_c$ 는 원추관입 저항력,  $\sigma_{vo}$ 는 전체 수직응력, 그리고  $N_k$ 는 경험적 또는 이론적 방법에 의해 산정되는 지지력 계수 개념의 콘 계수이다. 그러나, 간극수압을 측정하는 다공질 필터가 원추 바로 뒷면에 위치한 피에조콘을 이용하는 경우  $q_c$ 는 간극수압의 영향을 받기 때문에 Lunne et al.(1985)는 식 (2)와 같이  $q_c$ 대신에  $q_T$ 를 이용하였다.

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{kT}} \quad (2)$$

1) 동부엔지니어링(주) 지반공학부 과장



여기서,  $q_T$ 는 간극수압에 의한 부등 단면적 효과를 고려하여 보정한 원추관입 저항력이고  $N_{kT}$ 는 피에조콘 계수로서 변형을 경로법(Baligh and Levadoux, 1980)에 의하면  $N_{kT}$ 는 강성지수, 원추 및 주면에서의 거칠기 계수, 원추 및 주면에서의 전단응력, 그리고 전체 수직응력 및 전체 수평응력의 함수이다.

공동팽창이론(Vesić, 1972, 1975)에 의하면 비배수 전단강도는 콘 관입시험에서 측정된 간극수압과 식 (3)과 같은 관계에 있다.

$$s_u = \frac{u_{bt} - u_o}{N_{\Delta u}} \quad (3)$$

여기서,  $u_{bt}$ 는 다공질 필터가 원추 바로 뒷면에 위치한 경우에 측정된 간극수압,  $u_o$ 는 정수압, 그리고  $N_{\Delta u}$ 는 피에조콘 계수로서 공동팽창이론에 의하면  $N_{\Delta u}$ 는 강성지수 및 파괴시의 간극수압계수의 함수이다.

한편, Campanella et al.(1982)은 식 (4)와 같이 원추관입 저항력과 간극수압의 차이로부터 비배수 전단강도를 산정하는 방법을 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_T - u_{bt}}{N_{qu}} \quad (4)$$

여기서,  $N_{qu}$ 는 피에조콘 계수로서 구형 공동팽창이론에 Modified Cam Clay Model을 적용하면 유효 마찰각 및 소성 부피변형율비( $1 - \lambda/\kappa$ )의 함수로 나타난다 (Chen and Mayne, 1993).

### 3. 콘 계수의 이용

이론적 방법에 의한 콘 계수를 사용하기 위해서는 강성지수, 원추면 및 주면의 거칠기 계수 등을 측정해야 하는데 이러한 변수들은 측정하기가 쉽지 않기 때문에 많은 문제점이 있다. 따라서, 대부분의 경우 비배수 전단강도의 산정을 위해서는 경험적 방법을 통하여 결정된 콘 계수를 이용하고 있다.

경험적 방법을 통한 콘 계수의 결정에 대한 연구는 약 20여년전부터 시작되었고, 현재 까지 많은 학자들이 특정지역에 대한 연구 결과로부터 표 1과 같은 콘 계수를 제안하였다. 표 1에서와 같이 세계 각지에서 경험적 방법으로 결정된 피에조콘 계수들은 지역에 따라 다른 값을 가지며 기준 비배수 전단강도의 측정 방법에 따라서도 약간씩 차이를 나타내는데, 대략  $N_{kT}$ 는 5~30,  $N_{\Delta u}$ 는 2~10, 그리고  $N_{qu}$ 는 5~7의 값을 가짐을 알 수 있다. 따라서, 콘 계수를 이용하여 특정 지역에 대한 점성토의 비배수 전단강도를 산정할 경우에는 지역성이 고려되어 결정된 그 지역에서의 값을 이용하는 것이 바람직하다고 할 수 있다.

표 1. 기존에 제안된 경험적 방법에 의한 피에조콘 계수

지역	기준 $S_u$ 측정방법	피에조콘 계수	비고
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{KT} = 13 \sim 19$	Lunne et al.(1976)
영국 런던	PLT	$N_{KT} = 10 \sim 30$	Marsland(1974) Marsland and Powell(1979)
영국 북부	CIUC	$N_{KT} = 12 \sim 20$	Nash and Duffin(1982)
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{KT} = 12 \sim 19$	Lacasse and Lunne(1982)
이탈리아	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 16$	Jamiolkovski et al.(1982)
	CKoUC	$N_{KT} = 8 \sim 10$	
캐나다 벤쿠버	FVT	$N_{KT} = 8 \sim 10$	Konrad et al.(1985)
	SBPT		
브라질 전역	FVT CIUC	$N_{KT} = 13.5 \sim 15.5$	Rocha-Filho and Alenca (1985)
싱가폴	FVT	$N_{KT} = 9 \sim 12$	Dobie(1988)
호주 뉴캐슬	FVT	$N_{KT} = 13.7$	Jones(1995)
말레이시아	FVT	$N_{KT} = 5 \sim 13$	Wong(1995)
일본	UCT	$N_{KT} = 8 \sim 16$	Tanaka(1995)
	FVT	$N_{KT} = 9 \sim 14$	Tanaka(1995)
캐나다 일부지역	FVT	$N_{Ju} = 2 \sim 10$	Campanella et al.(1985)
캐나다 일부지역	FVT	$N_{Ju} = 6.2 \sim 7.0$	Konrad et al.(1985)
싱가폴	UU	$N_{Ju} = 7 \sim 8$	Orihara et al.(1993)
대만	CIUC	$N_{qu} = 5.0 \sim 6.8$	Chen and Mayne(1993)
	CAUC	$N_{qu} = 6.0 \sim 7.2$	
한국 일부지역 (OCR<2)	FVT UU CIUC CAUC	$N_{KT} = 9 \sim 11$ $N_{Ju} = 4 \sim 5$ $N_{qu} = 8 \sim 11$	이선재(1997)

참고) FVT : 현장 배인전단시험, CIUC : 등방압밀 비배수 삼축압축시험, PLT : 평판재하시험,

CAUC : 이방압밀 비배수 삼축압축시험, SBPT : 자가굴착식 공내재하시험,

UCT : 일축압축시험, UU : 비압밀 비배수 삼축압축시험,

CKoUC : Ko압밀 비배수 삼축압축시험

#### 4. 콘 계수 이용에서 나아갈 방향

앞서 언급한 바와 같이 콘 계수는 점성토의 특성 및 기준 비배수 전단강도의 측정 방법에 따라 서로 다른 값을 가지기 때문에, 특정지역에 대해서는 그 지역에 대해서 결정된 값을 적용하는 것이 바람직하다. 따라서, 콘 계수의 결정에 대한 부단한 연구가 계속되어야 할 것이고, 특히 기준 비배수 전단강도의 측정 방법에 따른 콘 계수의 변화 양상에 대한 고찰과 점성토의 가장 중요한 특성이라고 할 수 있는 과압밀비의 변화에 따른 콘 계수의 변화에 대한 정량적 연구가 추진되어야 할 것이다.1

#### 5. 참고문헌

- 이선재 (1997), "피에조콘을 이용한 국내 지반의 공학적 특성연구", 서울대학교 공과대학원 박사학위 논문, p. 157.
- Baligh, M. M. and Levadox, J. N. (1980), "Pore pressure dissipation after cone penetration", *Research Report*, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Construction Facilities Division, Cambridge, Massachusetts 02139.
- Campanella, R. G., Gillespie, D. G. and Robertson, P. K. (1982), "Pore pressure during cone penetration testing", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 507-512.
- Chen, B. S. and Mayne, P. W. (1993), "Piezocone evaluation of undrained shear strength in clays", *Proceedings of 11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Singapore, pp. 91-98.
- Dobbie, M. J. (1988), "A study of cone penetration tests in the Singapore marine clay", *Proceedings on 1st International Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Vol. 2, pp. 177 -190.
- Jamiolkovski, M., Lancellotta, R., Tordella, L. and Battaglio, M. (1982), "Undrained strength from CPT", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 599-606.
- Jones, S. R. (1995), "Engineering properties of alluvial soils in Newcastle using cone penetration testing", *Engineering Geology of the Newcastle-Gosford Region*, Australia Geomechanics Society.
- Konrad, J. M., Bozozuk, M. and Law, K. T. (1985), "Study of insitu test methods in deltaic silt", *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp. 879-886.
- Lacasse, S. and Lunne, T. (1982), "Penetration tests in two Norwegian clays", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 661-669
- Lunne, 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*, San Francisco, Vol. 2, pp. 907-912.
- Marsland, A. (1974), "Comparison of the results from static penetration tests and large in-situ plate tests in London clay", *BRE*, CP 87/74
- Marsland, A. and Powell, J. J. M. (1979), "Evaluating the large scale properties of glacial clays for foundation design", *Proceedings of BOOS*, Vol. 1, pp. 193-214.
- Nash, D. F. T. and Duffin, M. J. (1982), "Site investigation of glacial soils using cone penetration tests", *Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 733-738.
- Orihara, K., Ng, D. Y. and Voon, B. F. S. (1993), "Soil identification and engineering parameters determined from piezocone tests in Singapore Recent deposits", *Proceedings of 11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Singapore, pp. 181-186.
- Rocha-filho, P. and Alenca, J. A. (1985), "Piezocone tests in Rio de Janeiro soft clay deposit", *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp. 859-862.
- Schmertmann, J. H. (1978), "Guidelines for cone penetration test, Performance and Design", Federal Highway Administration, *Report FHWA-TS-78-209*, Washington, July, 145p.
- Tanaka, H. (1995), "National Report-the current state of CPT in Japan", *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing*, Vol. 1, pp. 115-124.
- Vesić, A. S. (1972), "Expansion of cavities in infinite soil masses", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, SM3, pp. 265-290.
- Vesić, A. S. (1975), "Principles of pile design", *Lecture Series on Deep Foundations*, Sponsored by the Geotechnical Group, BSCE/ASCE, Cambridge, Mass.
- Wong, J. T. F. (1995), "Interpretation of in-situ tests in cohesive soils", *First Year Progress Report on Graduate Study*, Nanyang Technological University, Singapore.