Cone 貫入試驗을 이용한 海洋土質의 剪斷强度 算定에 대한 信賴度 硏究

A Reliability Study on Estimating Shear Strength of Marine Soil using CPT

李 寅 模*
Lee, In-Mo
李 命 宰**
Lee, Myung-Jae

Abstract

Reliability of the cone penetration test (CPT) for estimating shear strength of marine soils is investigated in this paper. For sands, the uncertainty about the angle of internal friction is analyzed. It includes the spatial variation of the soil and the model error in the equation used for interpretation. The most serious uncertainty encountered was the error in the interpretative models. Different methods of interpretation gave quite different values. Subjective opinion was introduced to combine all the interpretative models in a systematic manner.

For clays, the undrained Shear Strength from the CPT results is usually derived by empirical correlations between cone resistance and undrained shear strength from laboratory tests or field vane tests, expressed in terms of cone factor and function of overburden pressure. The uncertainty of the undrained shear strength is caused by data scatter of the cone factor in the correlation, model error of the cone factor, effect of anisotropy, and spatial variability of cone resistance. Among these uncertainties, the most serious one was the data scatter of the cone factor in the correlation. Between the laboratory test and the field vane test used for correlation, the field vane test was more reliable.

要 旨

本硏究에서는 海洋土質의 剪斷强度 算定에 대한 Cone貫入試驗의 信賴度를 調査하였다. 砂質土에 대하여는 內部摩擦角의 不確定性을 調査하였으며, 不確定性에는 資料의 空間的 變化와 解析에 사용되는 公式의 모델誤差 等이 있고, 그중 解析모델의 誤差가 가장 큰 不確定性이었다. 解析 方法마다 구한 內部摩擦角이 서로 다르므로, 解析結果를 綜合할 수 있는 주관적 견해개념(subjective opinion)을 導入하였다.

Cone貫入試驗을 利用하여 粘土地盤에서 非排水剪斷强度를 算定하기 위해서는 室內試驗이나 現場

* 正會員, 韓國科學技術院, 土木工學科 助敎授
** (株) 大宇 엔지니어링, 技術硏究所, 硏究員

베인 試驗으로 구한 剪斷强度와 Cone 저항력의 經驗的인 關係를 利用하여야 한다. 非排水剪斷强度의 不確定性은 Cone 계수(N_K)의 資料 散布, N_K의 모델 誤差, 異方性과 Cone 저항력의 空間的 變化 等에 基因하며, N_K의 資料散布가 가장 큰 不確定性이었다. N_K 값의 算定에 利用되는 比較强度試驗은 室內試驗보다는 現場베인試驗의 信賴性이 더 큰 것으로 나타났다.

1. 序　論

海洋構造物의 基礎調査는 測定方法과 解析方法의 不確定性으로 인해 정확한 剪斷强度算定이 어렵다.[5,6] 또한, 주변의 악조건과 높은 단가로 인해 많은 試驗을 행할 수 없으므로 적절한 試驗方法과 解析方法을 선택하는 것이 매우 重要하다.

海洋土質의 剪斷强度는 三軸試驗(triaxial test), 直接簡便剪斷試驗(direct simple shear test), 一軸壓軸試驗(unconfined compression test) 等의 實驗室 室內試驗과 torvane, laboratory vane과 pocket penetrometer 等의 船上 室內試驗, Cone 貫入試驗(cone penetration test, CPT), 現場베인試驗(field vane test, FVT), pressuremeter 等의 現場試驗에 의해 算定된다.[5] 이 중에서, 海洋構造物의 基礎調査에 가장 널리 사용되는 Cone 貫入試驗은 신속하고 경제적이며, 연속적인 토질의 주상도(profile)를 決定할 수 있고, 다른 密度나 强性을 가진 얇은 層을 검출할 수 있는 長點을 가지고 있으나 剪斷强度를 經驗的으로 決定하므로 많은 不確定性이 存在하며 解析方法에 따라 큰 差異가 發生한다.[3),8),9),10)]

本硏究에서는 北海(North Sea)의 Beryl A와 Statfjord B에 位置한 Condeep形態의 重力式 海洋構造物을 例題로 利用하여 砂質土인 경우와 粘土地盤인 경우에 Cone 貫入試驗을 利用한 剪斷强度 算定方法의 不確定性을 각각 調査하고, 解析方法에 따른 差異를 分析하여 정확한 剪斷强度 算定을 위한 妥當性을 검토하고자 한다.

2. 信賴度 理論의 適用

2.1 原位置 强度

原位置强度의 算定은 土質特性의 空間的 變化(spatial variation), 解析모델의 誤差, 不充分한 試料로 인한 誤差 等으로 인한 不確定性이 存在하게 되며, 以上의 誤差를 補正하여 (1)式으로 原位置强度를 算定한다.

$$S=K\cdot S_t \quad \cdots\cdots(1)$$

여기서, S는 原位置强度이며, S_t는 測定强度이고 K는 모델誤差로 인한 補正係數이다.

原位置强度의 變動係數(coefficient of variation)는 前述한 3가지의 不確定性을 고려하여 (2)式으로 算定한다.

$$Q[S]=\sqrt{Q^2[S_t]+\left\{\frac{Q[S_t]}{\sqrt{n}}\right\}^2+Q^2[K]} \quad \cdots(2)$$

여기서, $Q[S_t]$는 測定된 强度의 變動係數이고, $Q[K]$는 補正係數의 變動係數이며, n은 試料의 個數이고 $Q[S_t]/\sqrt{n}$은 不充分한 試料로 인한 誤差이다.

2.2 Cone 貫入試驗을 이용한 剪斷强度 算定

Cone 貫入試驗은 剪斷强度를 직접 測定할 수 없고 Cone 저항력(q_c)의 函數로 剪斷强度를 表現할 수 있다. Cone 貫入試驗을 砂質土에 適用할 경우에는 排水剪斷强度를 얻게되며 Cone 저항력과 內部摩擦角(ϕ')의 相關關係를 利用하여 剪斷强度를 算定한다. 또한, 粘土地盤에서는 非排水剪斷强度와 Cone 저항력의 相關關係를 이용하여 剪斷强度를 구한다.

Cone 저항력의 不確定性과 Cone 저항력과 剪斷强度의 相關關係에 存在하는 不確定性이 剪斷强度의 不確定性을 決定하므로 一般式으로 表現하면 (3)式으로 나타낼 수 있다.

$$Y=K_1\cdot K_2\cdots\cdots g(X)\cdots\cdots(3)$$

여기서, g는 X와 Y사이의 相關關係이며, X는 Cone 저항력, Y는 內部摩擦角 혹은 非排水剪斷强度를 나타내고, $K_1, K_2, \cdots\cdots$는 모델誤差와 다른 不確定性을 補正하는 補正係數이다. (3)式을 一次近似해법(1st order approximation)에 의해 정리하면 平均値와 變動係數를 (4)式으로 算定할 수 있다.

$$E[Y]=E[K_1]\cdot E[K_2]\cdots\cdots g(E[X])\cdots(4a)$$

$$\Omega^2[Y]=\frac{1}{g^2(E[X])}\left[\frac{dg}{dx}\Big|_m\right]^2\mathrm{Var}[X]+\Omega^2[K_1]+\Omega^2[K_2]+\cdots\cdots\cdots\cdots(4b)$$

여기서, $E[\cdot]$, Var $[\cdot]$, $\Omega[\cdot]$는 各各 無作爲變量(random variable)의 平均(mean), 分散(variance), 變動係數(coefficient of variation)를 표시한다.

2.3 土質特性의 空間的 變化

海洋土質의 剪斷强度는 測定한 位置에 따라 값이 變化하므로 실제 設計에 適用할 平均値를 決定하기 위해서는 이 效果를 고려해 주어야 한다. 土質特性의 空間的 變化에 관한 一般式은 (5)式으로 나타낼 수 있다.[16),14)]

$$\mathrm{Var}[S_{t,A}]=\Gamma^2[A]\cdot\mathrm{Var}[S_t]\cdots\cdots\cdots\cdots(5a)$$

$$\Gamma[A]=\Gamma[l]\cdot\Gamma[y]\cdots\cdots\cdots\cdots(5b)$$

$$\Gamma[l]=[\delta_l/l]^{1/2},\quad l\geq\delta_l\cdots\cdots\cdots\cdots(5c)$$

$$=1,\qquad l\leq\delta_l$$

$$\Gamma[y]=[\delta_y/y]^{1/2}\quad y\geq\delta_y\cdots\cdots\cdots\cdots(5d)$$

$$=1,\qquad y\leq\delta_y$$

$$\delta_l=l/\sqrt{(X/\delta_x)^2+(Z/\delta_z)^2}\cdots\cdots\cdots\cdots(5e)$$

여기서 $\mathrm{Var}[S_{t,A}]$, $\mathrm{Var}[S_t]$는 각각 面積 A를 갖는 단면(segment)에서의 平均强度의 分散 및 試驗資料의 分散이고, $\bar{l}$은 단면(segment)의 X-Z 평면상의 길이, y는 그 幅이며, $\Gamma[\cdot]$는 分散減少係數(variance reduction factor)이고, $\delta_x, \delta_y, \delta_z$는 각각 X, Y, Z 방향의 상관거리(correlation distance)[14)]이다.

2.4 주관적 견해개념(Subjective Opinion)[1)]

주관적 견해개념(Subjective Opinion)은 確率函數를 적합하게 適用할 수 없을 때 이용가능한 資料를 도입하는 것이다. 각각의 다른 方法으로 決定된 剪斷强度가 서로 다른 값을 가질 때, 기술자는 가장 정확한 剪斷强度를 구하기 위하여 그 差異를 조정해야 할 필요가 생긴다. P_{ij}를 전문가 j가 決定한 事象 i의 確率이라면, 의사결정자(decision maker)에 의해서 決定되는 事象 i의 確率은 (6)式으로 나타낸다.[1)]

$$P_i=\sum_{j=1}^{n}W_jP_{ij}\ ;\ \Sigma W_j=1\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

여기서, W_j는 의사결정자(decision maker)가 전문가 j에게 부여한 가중치(weight)이다.

剪斷强度를 推定하는 方法에는 一般的으로 여러가지가 있게되며, 各 方法으로 구한 값들이 다르게 나타남이 보통이다. 이때 기술자는 어떤 값을 設計에 使用해야할지 모르게 된다. 이때에 기술자는 의사결정자(decision maker)로서 한 方法에 의한 값만을 믿지 말고 各各의 方法에 의해 구해진 强度의 확률분포를 P_{ij}라 할 때 식 (6)을 利用하여 各 方法을 모두 고려한 全體의 확률분포 P_i를 구하여 使用함이 바람직하다. 이때 各 方法의 신빙성에 따라서 다른 가중치를 의사결정자의 공학적 판단에 의해 줄 수 있고, 만일 n개의 방법이 비슷한 信賴性을 가지고 있다면 各各의 方法에 $\frac{1}{n}$씩의 가중치를 부여하여 구하면 된다.

3. 砂質土의 剪斷强度 算定

Beryl A에서 구한 Cone 저항력을 Fig. 1에 수록했으며, 24個의 試驗으로 구한 平均値를 Fig. 2에 수록했다.

本硏究에서의 內部摩擦角(ϕ')은 三軸試驗에서 上載壓力으로 맨처음에 壓密한 다음에 구한 최

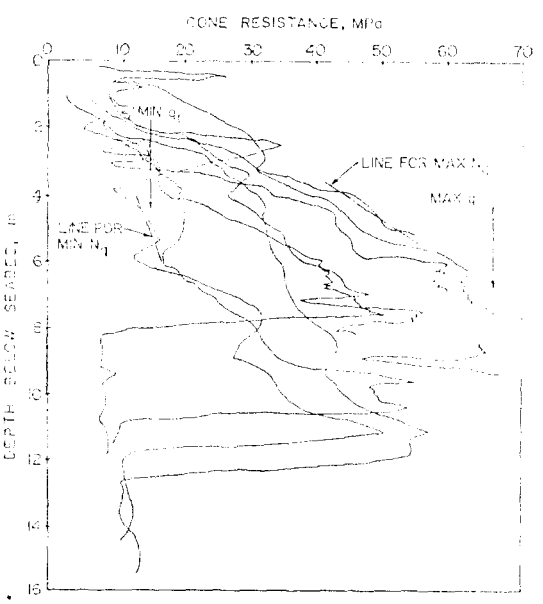


Fig. 1 Typical Profiles of Cone Penetration Resistance (Beryl A)

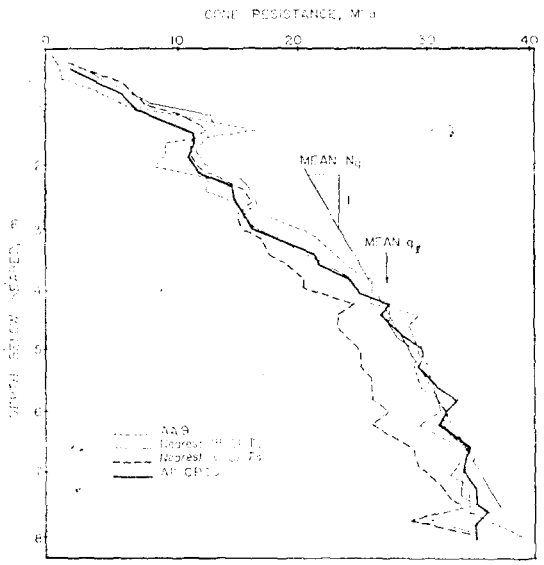


Fig. 2 Average Cone Penetration Resistance (Beryl A)

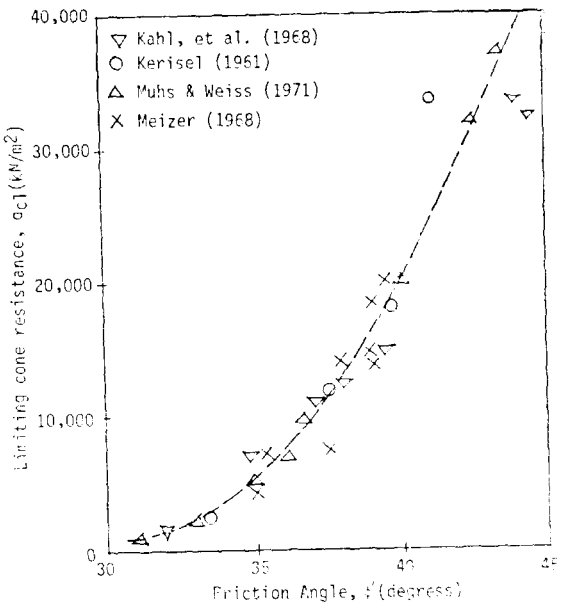


Fig. 3 Friction Angle-Limiting q_c Correlation (Meyerhof, 1974)[11]

고전단강도(peak shear strength)로 부터 얻은 값을 나타내며, 內部摩擦角은 破壞로 정의되어지는 變形度값에 의존한다. 砂質土에서의 Cone 저항력은 內部摩擦角의 함수이다. 왜냐하면 Cone 선단부는 깊은 기초로 볼 수 있으며 깊은 기초의 선단지지력은 內部摩擦角의 함수이기 때문이다. 따라서 본연구에서는 內部摩擦角을 Cone 저항력으로 부터 역으로 추정할 수 있다. 이 內部摩擦角의 算定은 Meyerhof,[11] Janbu와 Senneset,[7] Schmertmann,[12),13),14)] Durgunoglu와 Mitchell[4] 等에 의하여 제안되었으며, 최근에 Lunne와 Christofferson[9]에 의해 수정식이 제안되었다.

3.1 Meyerhof 方法[11]

Cone저항력의 한계값(q_l)을 이용하여 內部摩擦角을 算定하는 方法이며, Fig. 2에 平均 q_l 값을 수록했다. 平均値가 上限値보다는 下限値에 가까우므로 q_l이 14와 65MN/m² 사이에서 非對稱三角形分布(Lower Triangular Distribution)라고 假定하면 平均値와 變動係數를 算定할 수 있으며(Table 1 참고) 그 결과를 Table 2에 수록했다. 이 q_l값으로 부터 內部摩擦角 ϕ'을 Meyerhof가 제안한 經驗的인 關係(Fig. 3 참조)로 부터 구할 수 있으며 그 결과를 역시 Table 2에 수록했다.

3.2 Janbu와 Senneset 方法[7]

이 방법에서는 극한지지력 이론을 根幹으로 經驗的인 고찰을 하여 內部摩擦角을 算定하며 Cone 저항력과 깊이의 線形關係를 利用하여 (7)式으로 구한다.

$$q_c+a=N_q\cdot[\sigma_z'+a] \quad \cdots\cdots(7)$$

여기서, a는 $q_c=0$일때의 절편(intercept)이며, N_q는 q_c와 σ_z'의 그래프에서의 傾斜이다. N_q와 ϕ'의 關係는 (8)式으로 算定한다.

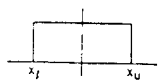
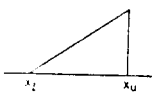
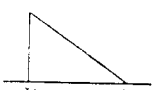
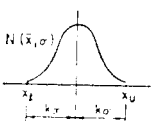
$$N_q=\tan^2\left[\phi'+\frac{\pi}{4}\right]\cdot\exp\left\{[\pi-2\beta]\tan\phi'\right\} \quad \cdots(8)$$

N_q의 平均値는 Fig. 2에 나타냈으며 最大値와 最小値는 Fig. 1에 수록했다. N_q의 平均値가 240이고 $\beta=-15°$일 때 內部摩擦角은 47.4°이다. N_q의 變動係數와 補正係數의 變動係數를 고려하여 內部摩擦角의 變動係數를 決定하여 Table. 2에 수록했다.

3.3 Schmertmann 方法[12),13),14)]

Schmertmann은 Cone저항력과 相對密度 사이의 關係를 (9)式으로 제안했다.

Table. 1 Statistics of Prescribed Distributions

확률분포, PDF	평균, $E(X)$	변동계수, $\Omega(X)$
	$\frac{1}{2}(x_l + x_u)$	$\frac{1}{\sqrt{3}}\left(\frac{x_u - x_l}{x_u + x_l}\right)$
	$\frac{1}{2}(x_l + x_u)$	$\frac{1}{\sqrt{6}}\left(\frac{x_u - x_l}{x_u + x_l}\right)$
	$\frac{1}{3}(x_l + 2x_u)$	$\frac{1}{\sqrt{2}}\left(\frac{x_u - x_l}{2x_u + x_l}\right)$
	$\frac{1}{3}(2x_l + x_u)$	$\frac{1}{\sqrt{2}}\left(\frac{x_u - x_l}{x_u + 2x_l}\right)$
	$\frac{1}{2}(x_l + x_u)$	$\frac{1}{\sqrt{}}\left(\frac{x_u - x_l}{}\right)$

$$D_r=\left[\frac{1}{2.91}\right]\ \ln\left\{\frac{q_c}{6.27(\sigma_z')^{.71}}\right\}\times 100\% \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

여기서 q_c는 Cone 저항력이며, 單位는 MPa이다. 過壓密土일 경우에 Schmertmann은 (10)式을 제안했다.

$$q_c=q_0\left[1+0.75\left(\frac{K_{oo}}{K_{on}}-1\right)\right]^{-1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(10)$$

여기서 q_0는 過壓密土에서 測定한 Cone 저항력이며 K_{oo}와 K_{on}은 過壓密土와 正規壓密土의 정지土壓係數이다.

相對密度에서 (11)式을 적용하면 內部摩擦角을 산정할 수 있다.

$$\phi'=28+0.14D_r \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

따라서, 內部摩擦角 ϕ'는 式(9), (10), (11)을 利用하여 구할 수 있으며, 이의 平均과 變動係數는 (4)式을 이용하여 1차 근사해법으로 구한다. 계산결과를 역시 Table 2에 수록했다.

3.4 Durgunoglu와 Mitchell의 方法[4]

Durgunoglu와 Mitchell은 깊은 基礎의 지지력 공식을 이용하여, 모래地盤의 지지력을 (12)式으로 算定했다.

$$q_c=\gamma' B N_{rq}\zeta_{rq} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(12)$$

여기서 N_{rq}는 지지력 계수이며, ζ_{rq}는 형상과 깊이의 係數이다. N_{rq}算定時에 使用되는 K_0의 不確定性은 Schmertmann의 方法에서와 같이 사용할 수 있고, roughness ratio (δ/ϕ')의 不確定性은 1/3과 2/3 사이에 均等分布로 假定하여 구할 수 있다. 內部摩擦角의 平均値는 45.3°이며 Table. 2에 수록했다.

Table. 2 Statistical Estimate of ϕ' from CPTs

Method	Data			ϕ'	
	Parameter	$E(\cdot)$	$\Omega(\cdot)$	$E(\phi')$	$\Omega(\phi')$
(a) Meyerhof	q	26.4MPa	0.32	41.3°	$\Omega[\phi']=.05$
	K	1.0	0.02		
(b) Janbu and Senneset	N_q	240	0.48	47.4°	$\Omega[\phi']=.07$
	K	1.0	0.04		
(c) Schmertmann	q_0		0.30		
	q_c		0.34		
	K_0	0.8	0.07		
	K_1	1.0	0.12		
	D_r	102%	$\Omega[D_r]=.17$		
	K_2	1.0	.07	42.2°	$\Omega[\phi']=.09$
(d) Durgunoglu and Mitchell	q_0		.30		
	K	1.0	.01		
	δ/ϕ'	0.5	0.19		
	K_0	0.8	0.07	45.3°	$\Omega[\phi']=.03$
(e) Subjective Opinion				44.5°	$\Omega[\phi']=.11$

Table. 3 Statistical Estimate of ϕ' from CPTs (Modified Methods)

Method	Data			ϕ'	
	Parameter	$E(\cdot)$	$\Omega(\cdot)$	$E(\phi')$	$\Omega[\phi']$
(a) Janbu and Senneset	N_q	240	.48	43.2°	$\Omega[\phi']=.05$
	K	1.0	.03		
(b) Schmertmann	q_0		.30		
	q				
	K_0	0.8	.07		
	K_1	1.0	.17		
	D_r	92.3%	$\Omega(D_r)=.21$		
	K	1.0		40.3°	$\Omega[\phi']=.07$
(c) Durgunoglu and Mitchell	q		.30		
	K	1.0	.01		
	δ/ϕ'	0.5	.19		
	K_0	0.8	.07	45.3°	$\Omega[\phi']=.03$
(d) Subjective Opinion				43.6°	$\Omega[\phi']=.09$

3.5 Lunne와 Christoffersen의 수정식[9]

Lunne와 Christoffersen은 chamber test를 통하여 Janbu, Seuneset, Schmertmann方法을 수정했다. 그 수정식은 (13)으로 表現된다.

$$N_q=\tan^2\left[\frac{\phi'}{2}+\frac{\pi}{4}\right]\exp\left\{\left[4\phi'-\frac{\pi}{3}\right]\tan\phi'\right\} \quad \cdots\cdots(13a)$$

$$D_r=\left[\frac{1}{2.91}\right]\ln\left[\frac{q_c}{8.23(\sigma_z')^{.71}}\right] \quad 100 \quad (13b)$$

윗 式을 적용하여 구한 $E[\phi']$, $\Omega[\phi']$ 값을 Table. 3에 수록했다.

3.6 주관적 견해개념도입(Subjective Opinion)

Table. 2에 前述한 4가지 方法에 의한 內部摩擦角을 수록했고 Fig. 4에 표준편차를 가감하여 표시하였다. 가중치를 1/4씩으로 하여 구한 주관적 견해(Subjective Opinion)의 평균과 變動係數를 Table. 2에 수록했다. Meyerhof方法이 가장 작은 평균값을 주며, Janbu의 方法으로 구한 內部摩擦角이 가장 큰 平均値를 준 것으로 나타났다. 또한 Table. 2에서 볼 수 있듯이 각각의 다른 剪斷强度 算定모델로 부터 구한 ϕ'의 차이에 의한 오차가 각각의 모델 자체에서 자료의 산포(data scatter)로 인한 모델오차보다 큼을 알 수 있다. 다시 말하여 各各의 공식제안자가 실험으로 입증함으로써 자기 제안공식이 잘맞는다고 제각기 주장했지만 실상은 주어진 조건이나 실험에 실제로 사용했던 모래에만 아주 잘 맞고 일반적으로 사용하기에 각각 문제가 있는 것으로 평가된다. 바꾸어 말하면 ϕ'의 실제모델오차는 현재로서는 정확히 알 수 없으며, 따라서 全體不確定性 算定에 주관적 견해 개념(Subjective Opinion)을 이용함이 有用함을 말해준다.

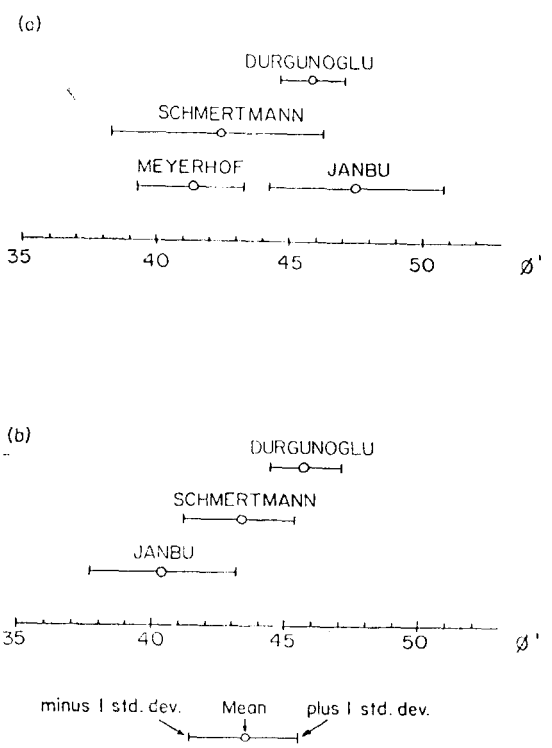


Fig. 4 Means and Standard Deviations from CPTs (a) Regular Methods (b) Modified Methods

砂質土의 剪斷强度는 (14)式으로 算定한다.

$$S=\sigma'\cdot\tan\phi' \quad \cdots\cdots(14)$$

여기서, σ'는 有效法線應力(effective normal stress)이다. 剪斷强度의 平均과 표준편차는 (15)식으로 算定한다.

$$E[S]=E[\sigma']\cdot\tan(E[\phi']) \quad \cdots\cdots(15a)$$

$$\widetilde{S}=\sigma'(\widetilde{\tan\phi'}) \quad \cdots\cdots(15b)$$

$$\widetilde{\tan\phi'}=\widetilde{\phi'}\left[\frac{\partial}{\partial\phi'}\tan\phi'\Big|_m\right] \quad \cdots\cdots(15c)$$

4. 粘土地盤의 剪斷强度 算定

4.1 非排水剪斷强度 算定

Cone貫入試驗을 이용하여 粘土地盤에서 非排水剪斷强度를 決定하는 方法은 다른 剪斷强度試驗과의 經驗的인 關係에 依存하며 (16)式으로 나타낼 수 있다.[8),10)]

$$S_t=\frac{q_c-\gamma z}{N_K} \quad \cdots\cdots(16)$$

여기서, q_c는 Cone resistance, γz는 全上載壓力이며, N_K값은 土質의 應力—變形度 特性에 따라 決定되는 變數이다. 그러므로, 특정지역에서 시험에 의해 N_K값을 구하지 않고, Cone貫入試驗만으로 非排水剪斷强度를 算定하기 위해서는 N_K값의 적절한 선택이 매우 重要하다.

一般的으로 N_K값은 Cone貫入試驗과 室內試驗의 相關關係(correlation)에 의한 方法이나, Cone貫入試驗과 現場베인試驗의 相關關係에 의한 方法으로 각각 算定한다.

4.2 N_K값의 算定

4.2.1. 室內試驗에 의한 方法

Kjekstad 等[8)]이 北海에서 壓密等方非排水, 三軸主動試驗과 Cone貫入試驗의 相關關係에서 구한 N_K값을 이용하여 剪斷强度를 算定할 수 있으며 이에 대한 자세한 내용은 참고문헌 (16)을 통하여 발표한 바 있다.

4.2.2. 現場베인試驗에 의한 方法

Cone貫入試驗과 現場베인試驗의 關係에 의한 N_K값의 算定은 Lunne 等[10)]이 Scandinavia, 미국, Italy, Norway의 12장소에서 단단하기가 중간이하인 粘土에 관하여 구한 값을 이용한다. N_K값은 塑性指數(plastic index)의 函數로 주어지고[2)] 現場베인試驗으로 구한 非排水剪斷强度는 非排水條件에서 구한 地盤의 滑動强度를 나타낸다. Statfjord B의 塑性指數는 24~36%이므로 (Fig. 5 참조) Fig. 6에서 구한 N_K값은 9—19.5이다. N_K값이 上限値에 歪曲度가 있으므로 非對稱三角形分布로 假定하면(Table. 1 참고) 平均値가 16, 變動係數가 0.15이다.

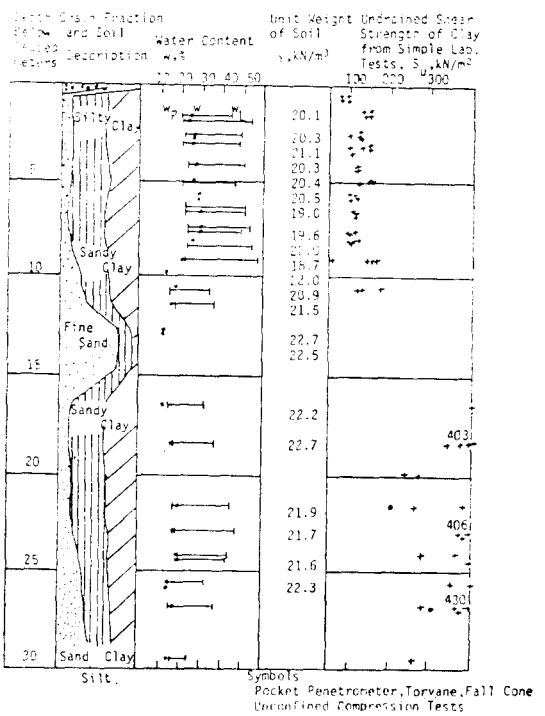


Fig. 5 Soil Description (Statfjord B)

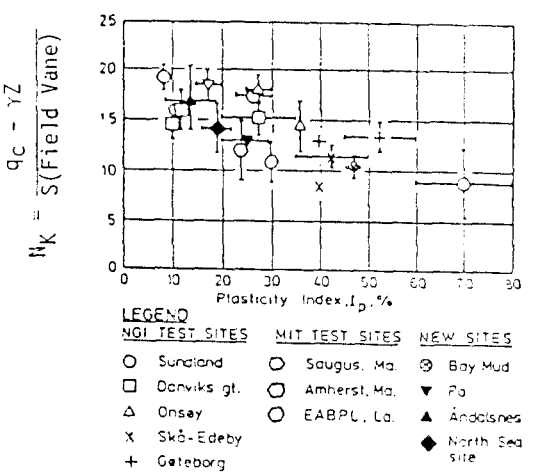


Fig. 6 N_K from Field Vane Strength

4.3 N_K값의 model 誤差

不偏(unbiased) N_K 값의 平均値와 變動係數는 (17)式으로 算定한다.

$$E[N_K]=\prod_{j=1}^{m}E[M_j]\cdot E[N_K'] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(17a)$$

$$\Omega[N_K]=\sqrt{\{\Omega[N_K']\}^2+\{\Omega[N_K']/\sqrt{n}\}^2 \mp\sum\Omega^2[M_j]} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(17b)$$

여기서 N_K'는 Kjekstad 혹은 Lunne가 구한 代表値이고 M_j는 補正係數이며 n은 試料의 個數이다.

N_K 값의 모델誤差는 比較强度試驗의 形態(M_1), 貫入率(M_2), 貫入方法(M_3), 貫入 tip의 形態(M_4), 水平有效應力 혹은 過壓密比(M_5), rigidity index (M_6) 等이 있으며 참고문헌(16)을 통하여 發表한 바 있다(Table 4 참조). 여기서는 比較强度試驗이 現場베인試驗일 때의 補正係數(M_1)에 관하여 서술한다. 現場베인試驗으로 구한 非排水剪斷强度는 滑動에 의한 破壞斷面의 平均强度와 荷重速度(rate of loading), 異方性, 漸進的인 破壞 等으로 인한 편차를 갖는다.

荷重速度(μ_1) : 荷重을 빨리 가할수록 測定된 剪斷强度가 커진다. 粒子의 局部的인 재배열로 剪斷變形度가 어느 크기에 도달했을 때 破壞斷面이 형성되며, 가속화된 剪斷運動으로 인해 취약한 破壞斷面에 거시적인 破壞가 發生하게 된다. 粘土의 塑性이 增加할수록 荷重速度에 의한 效果과 增加한다. Statfjord B에서 구한 μ_1은 0.64−0.96 정도의 값을 가지며 均等分布로 假定했을 때 $E[\mu_1]=0.8$, $\Omega[\mu_1]=0.12$이다.

異方性(μ_2) : 베인强度는 圓形破壞斷面의 平均强度를 나타내므로 破壞斷面의 幾何學的 形相이 다를 때에는 異方性에 의한 偏差를 補正해 주어야 한다. 一般的으로 육지에서의 破壞時의 强度는 (18)式으로 결정될 수 있다(Fig. 7a 참조).

$$S_V=\frac{S_A+S_D+S_P}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(18)$$

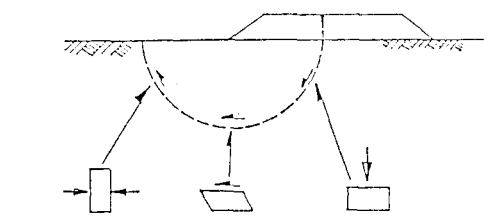
여기서 S_A, S_D, S_P는 各各 主動, 直接簡便剪斷, 受動狀態의 剪斷强度이다. 그러나, Fig. 7b에 나타낸 것처럼 海洋構造物의 破壞斷面은 直接簡便剪斷 狀態가 큰 기하학적 형상을 갖고 있으며, 破壞斷面의 平均强度를 (19)式으로 나타낼 수 있다.

$$S_B=\frac{LA\cdot S_A+LD\cdot S_D+LP\cdot S_P}{LA+LD+LP} \quad \cdots\cdots\cdots(19)$$

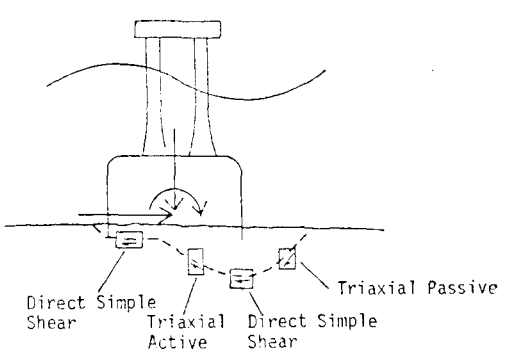
여기서 LA, LD, LP는 各各 主動, 直接簡便剪斷, 受動狀態의 파괴단면 길이이다. 해양구조물 파괴시에 현장베인시험의 異方性 보정계수는 S_B/S_V의 비로 결정될 수 있다. Statfjord B의 滑動破壞斷面에서 主動, 直接簡便剪斷, 受動 狀態의 相對的인 길이와 圓形破壞斷面을 比較하여 1차

Table. 4 Correction Factor of N_K-value

Correction Factor	CIU-CPT		FVT-CPT	
	$E[M_j]$	$\Omega[M_j]$	$E[M_j]$	$\Omega[M_j]$
Strength Test Type (M_1)	0.90	0.12	1.32	0.15
Rate of Penetration (M_2)	1	0	1	0
Method of Penetration (M_3)	1	0	1	0
Shape of Tip (M_4)	1	0	1	0
K_0 or OCR (M_5)	1	0.07	1	0.07
Rigidity Index (M_6)	1	0.05	1	0.05



(a) Onshore



(b) Offshore Structure

Fig. 7 Relevance of Laboratory Tests to Shear Strength along Slip Surface

근사로 구한 平均値와 變動係數는 $E[\mu_2]=1$, $\Omega[\mu_2]=0.08$이다.

漸進的인 破壞(μ_3) : 破壞斷面의 全길이에서 滑動이 일어났을 때 最大應力보다 큰 變形度가 發生하게 되어 strain-softening 擧動을 하는 粘土의 경우에는 베인强度가 現場의 極限强度를 나타내지 못한다. Statfjord B의 粘土는 strain-softening 擧動을 나타내지 않으므로 漸進的인 破壞에 의한 補正係數는 0.9—1.0이며, 均等分布로 假定했을 때 $E[\mu_3]=0.95$, $\Omega[\mu_3]=0.03$의 값을 얻을 수 있다.

以上의 結果에서 現場베인試驗을 利用할 때 比較强度試驗의 形態에 의한 補正係數(M_1)의 平均値와 變動係數는(20)式으로 算定할 수 있다.

$$E[M_1]=\prod_{j=1}^{n} 1/E[\mu_j] \quad \cdots\cdots(20a)$$

$$\Omega[M_1]=\sqrt{\sum \Omega^2[\mu_j]} \quad \cdots\cdots(20b)$$

4.4 原位置 非排水剪斷强度

Statfjord B의 21個所에서 구한 q_c profile은 Fig. 8에 수록되어 있으며, 4.3절에서 구한 N_K를 代入하여 구한 非排水剪斷强度를 Fig. 9에 수록했다.

Statfjord B의 重力式 海洋構造物의 滑動에 대한 基礎抵抗은 室內試驗으로 구한 N_K로 Cone 貫入試驗을 解析한 경우에는 平均値가 2330MN이고, 變動係數가 0.35이다. 또한, 現場베인試驗으로 구한 N_K로 Cone貫入試驗을 解析한 경우에는 平均値가 2319MN이고, 變動係數가 0.16이다(Table. 5). 위의 結果에서 抵抗의 平均値는 비슷하나, 室內試驗에서 구한 N_K를 利用하여 계산된 抵抗의 變動係數는 現場베인試驗의 경우보다 2배 정도 크다. 그러므로, 海洋粘土에서 Cone 貫入試驗으로 非排水剪斷强度를 算定할 때

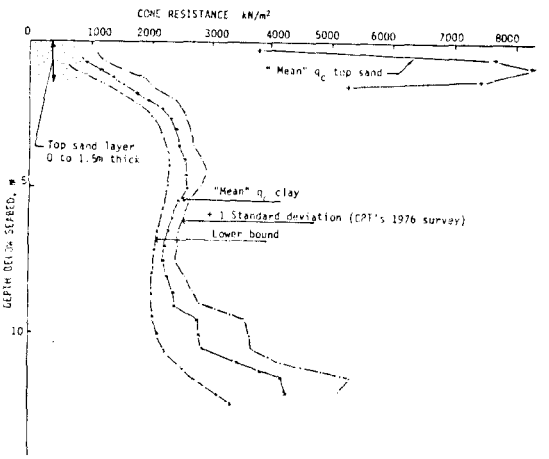


Fig. 8 q_c Profile (Statfjord B)

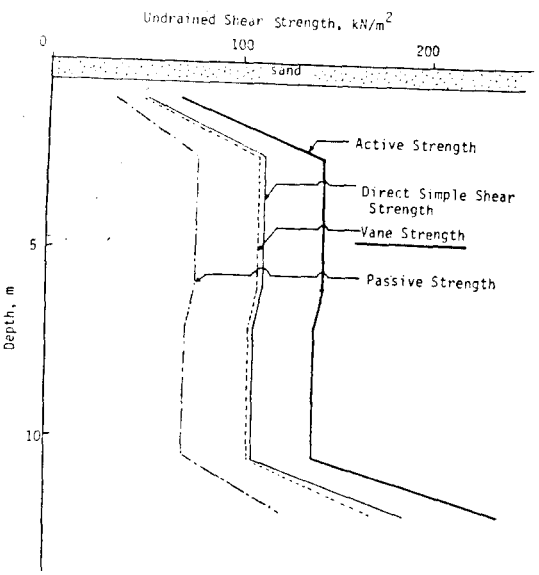


Fig. 9 Shear Strength Profile

Table. 5 Foundation Reliability

Criteria	Resistance		Load			Safety Factor		Reliability
	$E[R]$ (MN)	$\Omega[R]$	storm	$E[L]$	$\Omega[L]$	$E[FS]$	$\Omega[FS]$	P_f
Lab. Test-CPT	2330	0.35	1yr. 20yr.	723 949	0.21 0.24	3.22 2.46	0.41 0.42	2.19×10^{-8} 2.10×10^{-2}
FVT-CPT	2319	0.16	1yr. 20yr.	723 949	0.21 0.24	3.21 2.44	0.26 0.29	3.58×10^{-6} 7.11×10^{-4}

가장 重要한 것이 N_K 값의 정확성임을 알 수 있고, 室內試驗보다는 現場베인試驗과의 關係로부터 N_K 값을 算定하는 것이 바람직한 것으로 思料된다.

두 境遇의 각각에 대하여 地盤이 滑動에 의하여 破壞될 確率을 計算하여 역시 Table. 5에 수록했다. 破壞될 確率 혹은 信賴度의 기본이론은 참고문헌(16)에 詳細히 수록되어 있다. Table. 5에서 볼 수 있듯이 室內試驗을 相關關係로 이용한 경우의 破壞確率이 現場베인試驗을 이용한 경우보다 $10^2 \sim 10^3$의 배로 더 큼을 알 수 있다.

5. 結　論

本硏究에서는 海洋地盤의 砂質土와 粘土에서 Cone 貫入試驗을 利用한 剪斷强度 算定方法의 不確定性을 各各 調査하고, 解析方法에 따른 差異를 分析하였다.

本硏究의 結論은 다음과 같다.

(1) 砂質土에서 Cone 貫入試驗을 利用하여 內部摩擦角을 算定할 때의 不確實性에는 土質特性의 空間的 變化, 解析方法의 誤差, 不充分한 試料로 인한 誤差等이 있으며 이 중에서 解析方法의 誤差로 인한 不確實性이 가장 크다.

(2) Cone 貫入試驗으로 구한 內部摩擦角은 Meyerhof 方法이 다른 方法보다 2~4° 정도 작은 값을 주며, 解析方法마다 차이가 크므로 주관적 견해개념(Subjective Opinion)을 통하여 結果를 綜合하여야 한다.

(3) 粘土地盤에서 Cone 貫入試驗을 利用한 非排水剪斷强度 算定方法에 대한 不確定性은 N_K 값의 資料散布, N_K 값의 모델誤差, 異方性, Cone 저항력의 空間的 變化로 인한 散布 等에 基因하며, 이 중에서 가장 큰 影響을 끼치는 것은 N_K 값의 資料散布이다.

(4) Cone 貫入試驗으로 非排水剪斷强度를 算定할 때, 現場베인試驗과의 關係에서 구한 N_K 값을 適用하면 滑動强度를 얻을 수 있으므로 異方性에 대한 補正을 할 必要가 없다.

(5) 粘土地盤에 設置된 重力式 海洋構造物의 安定解析에 Cone 貫入試驗으로 强度를 算定할 때는 室內試驗보다는 現場베인試驗으로 구한 N_K 값을 適用하는 것이 바람직하며, 다른 試驗을 竝行한다면 信賴性을 增進시킬 수 있을 것으로 思料된다.

참 고 문 헌

1. Barlow, R.E., "The Bayesian Approach in Risk Analysis", Specialty Conf. on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, ASCE, 1984.
2. Bjerrum, L., "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays", NGI, Publ. 100, 1973.
3. Campanella, R.G. and Robertson, P.K., "Applied Cone Research", Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geo. Engrg. Div., ASCE, 1981, pp. 343~362.
4. Durgunoglu, H.T. and Mitchell, J.K., "Static Penetration Resistance of Soils," Proc. Conf. on in Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 1, 1975, pp. 151~189.
5. Eide, O. and Andersen, K.H., "Foundation Engineering for Gravity Structures in the Northern North Sea", NGI, Publ. 154, 1984.
6. Höeg, K. and Tang, W.H., "Probabilistic Consideration in the Foundation Engineering for Offshore Structures", NGI, Publ. 120, 1977.
7. Janbu, N. and Senneset, K., "Effective Stress Interpretation of In-situ Static Penetration Test", Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 1974, Vol. 2. 2, pp. 181~193.
8. Kjekstad, O.T., Lunne, T., and Clausen, C.J.F., "Comparison Between In-Situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays", Marine Geotechnology, Vol. 3, No. 1, 1978, pp. 23~36.
9. Lunne, T. and Christoffersen, H.P., "Interpretation of Cone Penetrometer Data for Offshore Sands, Proc. 15th Offshore Technology Conf., Houston, 1983, pp. 181~188.
10. Lunne, T. and Kleven, A., "Role of CPT in North Sea Foundation Engineering, Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geo. Engrg. Div., ASCE, 1981, pp. 76~107.
11. Meyerhof, G.G., "Penetration Testing Outside

Europe", General Report, Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 1974, Vol. 2. 1.

12. Schmertmann, J.H., "Penetration Pore Pressure Effects on Quasistatic Cone Bearing", Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 1974, Vol. 2. 2, pp. 345~341.
13. Schmertmann, J.H., "Measurement of In-situ Shear Strength" Specialty Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, ASCE, 1975, Vol. 2, pp. 57~138.
14. Schmertmann, J.H., "Guidelines for Cone Penetration Test, Rep. FHWA-TS-78-209, Federal Highway. Admin., U.S. Dept. of Transportation, Washington, D.C., 1978.
15. Vanmarcke, E.H., "Probabilistic Modeling of Soil Profiles", Jour. of Geo. Engrg. Div., ASCE, Vol. 103, No. GT11, 1977, pp. 1227~1246.
16. 李寅模, 李命宰, "重力式 海洋構造物의 滑動에 대한 信賴度解析", 大韓土質工學會誌, 第2卷 第3號, 1986, pp. 37~49.