

## 인천 재성형 해성점토의 비배수 전단강도 특성에 대한 연구

### A Study on Characteristics of Undrained Shear Strength of Remolded Marine Clays at Incheon

유 남 재\*      이 한 솔\*\*      전 상 현\*\*\*  
Yoo, Nam-Jae      Lee, Han-Sol      Jun, Sang-Hyun

#### Abstract

The main purpose of this work is to determine characteristics of undrained shear strength of remolded marine clay at Incheon.

Laboratory vane tests with remolded marine clay sampled from west coast at Incheon were performed to investigate the undrained shear strength of them being dumped for reclamation after dredging from the sea bottom. Test results were compared with the predicted values of undrained shear strength proposed by many researchers. It was found that measured results about undrained shear strength with water content was in good agreements with values proposed by Mikasa and Modified Mikasa's empirical formula.

키워드 : 실내 배인시험, 연약지반, 비배수 전단강도  
Keywords : *Laboratory vane test, soft clays, undrained shear strength*

#### 1. 서론

국토면적의 70%가 산지인 우리나라에서 인구 증가 및 산업발달에 의한 토지 수요가 큰 폭으로 증대되고 있다. 이러한 문제로 인해 최근 서·남 해안을 중심으로 항만, 공항, 공업단지 등의 토지 수요를 해결하기 위한 준설매립공사가 활발히 진행되고 있다. 그러나 대부분의 해성점토가 연약지반으로 이루어져 있어 매우 불안정한 상태를 나타내고 있으므로 기초지반으로 활용하기 위하여 해성점토의 토질특성을 정확히 파악하는 것이 중요한 관건이라 하겠다. 설계과정 중에서 가장 중요한

문제로 예상되는 것은 점토의 압밀침하와 전단강도로 볼 수 있다. 연약지반의 대부분은 지반강도가 매우 작고 압축성이 커 연약지반 처리공법을 위한 장비가동에 어려움을 겪고 있다. 그래서 대부분의 경우 사질토 포설 및 사질토로 치환하는 방법을 사용하여 소정의 지지력을 확보하기도 하나 연약지반의 물성 및 압밀 진행 상황 그리고 사질토의 다짐상태 등에 따라서 치환높이가 결정되어 그에 따르는 인적, 물적 자원의 투입에 큰 변동을 가진다. 따라서 시공상의 안전성과 경제성을 고려할 때 연약지반에서 소정의 비배수 전단강도 및 지지력 확보를 위한 구체적인 시간추정이 현실적으로 매우 중대한 설계요소가 되고 있다.

본 연구의 목적은 이러한 연약지반의 강도특성을 파악하고자, 먼저 비배수 전단강도에 대한 국내외 각종 전문도서, 학회지 및 논문 등을 참고로 하여 이론적인 고찰을 수행한 후 인천 지역의 준설토를 대상으로 실내 배인시험을 수행함으로써

\* 강원대학교 토목공학과, 교수

\*\* 강원대학교 토목공학과, 석사과정

\*\*\* 세경대학 토목과, 전임강사

그 성과를 비교 분석하였다. 그리고 현재까지 입증된 제안식과 실내 실험결과와의 상관관계를 파악하여 우리나라 서해안 준설토의 비배수 전단강도를 산정하는데 있어 가장 적합하다고 판단되는 제안식을 선정하여, 향후 서해안 지역 개발계획에 토질공학적 기초자료로 제공하는 것이다.

## 2. 이론적 고찰

### 2.1 비배수 전단강도 산정

비배수 전단강도는 흙의 전단과정에서 배수를 허용하지 않은 상태로 흙을 전단파괴시킬 때 흙이 갖는 최대 전단강도를 일컫는다. 즉, 흙이 전단응력을 받아서 현저한 전단변형을 일으키거나 활동면을 따라 명확한 전단활동을 일으킨 경우에 흙이 전단파괴되었다고 일컬으며, 이때 활동면상의 전단응력의 최대값을 전단강도라 한다. 그런데 점성토는 입자가 미세하여 비표면적(Specific Surface)이 크고 또한 점토광물의 특성에서 입자표면에 흡착층 및 점착력을 갖는다. 그리고 역학적으로 점성토의 특성 중 하나는 투수성이 낮다는 것이며, 그 때문에 포화점토는 보통의 공사기간 중 하중의 변화에 따라 함수비의 변화가 거의 발생하지 않고 파괴에 있어서도 비배수 전단파괴가 되는 경우가 많다. 이를 종합해 볼 때, 일반적으로 점성토의 전단강도는 비배수 전단강도를 의미한다.

흙의 강도정수를 결정하기 위한 전단시험방법으로는 현장 시험과 실내 시험으로 대별할 수 있다. 현장 시험은 다시 콘 관입시험(Cone Penetration Test), 공내 재하시험(Pressuremeter Test), Dilatometer Test, 표준관입시험(Standard Penetration Test, SPT), 현장베인시험(Field Vane Test) 등으로 구분되는 한편, 실내시험은 일축압축 시험, 비압밀 비배수 삼축시험(UU Test), 암밀 비배수 삼축시험(CU Test), 비압밀 비배수 직접전단 시험(UU Direct Shear Test), 실험실 베인시험(Laboratory Vane Test), 암밀 비배수 직접단순전단시험(CU Simplified Direct Shear Test) 등으로 구분된다. 그러나 매우 연약하고 예민한 시료에 대하여 실내시험을 통한 전단강도를 결정할 경우에 일반적으로 일축 또는 삼축압축시험을 실시하기 위한 공시체를 성형하는 것이 매우 어렵기 때문에 시료를 비배수 조건에서 직접 전단시킬 수 있는 실내 베인시험의 필요성이 대두 되었다.

실내 베인시험기는 현장 베인시험기와 같은 원리로 제작된 축소형 기기로써 유럽, 미국, 일본 등지에서 널리 이용되어지고 있으며 일반적으로  $20\text{KN}/\text{m}^2$  이하의 전단강도 측정이 용이하다고 알려져 있다. 그러나 현장 베인시험은 시험기준(KSF 2342)이 제시되어 있는 반면 실내 베인시험은 명확한 시험기준이 설정되어 있지 않는 실정이다.

실내 베인시험은 다음과 같은 방법으로 비배수 전단강도를 산정한다.

실내베인시험기는 시험기에 장착되어 있는 스프링을 일정한 속도로 회전하였을 때 스프링에 유발되는 Torque가 베인에 유발되는 저항 Torque와 동일하게 작용한다는 것을 기본원리로 하여 다음의 과정과 같이 시료의 비배수 전단강도를 측정한다. 베인의 총 저항 Torque,  $T_r$ 은 베인 회전에 의한 원통형의 전단면에 대하여 원주면에서 발휘되는 저항 Torque와 원통형 상·하부면의 저항 Torque로 다음과 같이 결정된다.

$$T_r = \frac{\pi D^2}{1000} \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) \tau_v$$

여기서,  $T_r$  = 총 저항 Torque(Nmm),  $D$  = 베인 직경(mm),  $H$  = 베인 높이(mm),  $\tau_v$  = 비배수 전단강도( $\text{KN}/\text{m}^2$ ).

스프링의 Torque는 비틀리는 스프링의 회전각에 다음과 같이 비례한다.

$$T_r = C_s \theta$$

여기서,  $\theta$  = 회전각(도),  $C_s$  = 스프링 보정계수

그러므로 스프링 쪽의 우력과 베인 쪽의 우력이 같으므로 다음과 같이 시료의 비배수 전단강도를 구할 수 있다.

$$\tau_v = \frac{1000 C_s \theta}{\pi D^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

상기식을 비배수 전단강도( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )에 대하여 환산하면 다음의 관계식이 주어진다.

$$\tau_v = \frac{1000 C_s \theta}{98.067 \pi D^2 \left( \frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} (\text{kg}/\text{cm}^2)$$

### 2.2 국내의 연구동향

林(1993)에 의하면 준설토 매립된 연약점토는 교란되지 않은 일반 연약점토의 시료보다 매우 연약하다고 하였고, 李(1997)는 양산-물금 지역의 층적 점토는 심도가 증가할수록 강도가 점차로 증가하였고, 일축압축강도는 삼축압축시험으로부터 구한 비배수 전단강도의 약 2배의 범위로 나타났다고 한다. 또한 李 등(1994)의 연구에 의하면 준설토 연

약점토의 전단강도는 투기 후 시간이 경과함에 따라 급격히 증가하는 경향을 보이며, 함수비가 적어짐에 따라 강도는 현저하게 커진다고 한다. 토체의 안정과 관련된 문제를 해결하는데 있어서 비배수 전단강도는 주요한 인자로서 작용한다. 1776년 Coulomb은 임의의 평면위의 한 점에서 흙의 전단강도는 동일평면 위에서 동일점의 수직응력에 대한 선형함수로 표현할 수 있다고 하였다. 1920년대 Terzaghi에 의해 간극수압개념이 처음으로 탄생하였고, 점토내부의 간극수압 측정방법은 Rendulic(1933)에 의해 최초로 제안되었다. Bell(1915)은 점성토의 전단강도에 대한 체계적인 연구를 처음으로 하였으며, 상대적으로 낮은 강도를 지니는 점성토의 경우 내부마찰각이 작다는 결과를 얻었다. 특히, Terzaghi(1920)는 점성토의 물리적 특성과 마찰특성을 연구하였는데 그에 의하면 표면마찰은 입자들의 접촉면적에 지배되고, 점성토의 점착력은 모세관 장력효과에 기여한다고 하였다. 또한 그는 파괴면에 있어서 유효응력 개념을 최초로 수식화하였다.

Simon과 Bjerrum(1960)은 정규압밀 점성토에 대한 유효상재압에 대한 비배수 전단강도의 비와 소성지수와의 관계를 제시하였다. Skempton과 Bishop(1957)은 점성토에서의 비배수 전단강도는 유효상재압과 밀접한 관계가 있으며, 자연지반의 점성토층의 경우 비배수 전단강도는 소성지수가 커질수록 유효상재하중이 커짐에 따라 비배수 전단강도가 증가한다고 하였다.

Casagrande와 Wilson(1951)은 포화점성토의 비배수 전단강도에 대한 변형률의 효과에 대하여 연구하였으며, Karlsson과 Viberg(1967)는 흙의 액성한계로부터  $S_u/p'$ 을 계산할 수 있는 관계식을 제시하였다. Mesri(1975)는 선형압밀응력에 대한 비배수 전단강도 사이에는 0.22의 일정한 관계가 있다고 하였다. Koutsoftas(1981)의 실험에 의하면 과압밀 점성토는 압축 전단시에 적은 변형률을 발생하여 급속한 전단저항력을 발휘하는 반면 정규압밀 점성토는 아주 점진적인 변형률 연화현상을 보여주며, 이러한 전단저항력의 증가현상은 과압밀비가 증가할수록 더욱 뚜렷하다고 한다.

파괴시 흙의 강도는 파괴시의 함수비에 영향을 받는데, Henkel은 파괴시의 함수비와 점성토의 강도와는 일정한 관련이 있음을 지적하였으며, Hvorslev(1958)의 연구에 의하면 흙의 전단강도는 파괴면에서의 간극비와 함수관계가 있으며, 큰 압밀하중으로 압밀된 점성토는 작은 압밀 하중으로 압밀된 점성토보다 큰 전단저항력을 발휘한다고 하였다.

비배수 전단강도를 산정하는 제안식으로는 Craig와 Chua(1987)는 재성형 해성점토( $PI=23\%$ , 점토성분 $=32\%$ ,  $C_v = 1m^2/yr$ ,  $\sigma_v = 200kPa$ )에 대한

큰 실험결과에서 비배수 전단강도,  $S_u$  (kPa)와 함수비  $w(\%)$ 의 경험적 관계식을 다음과 같이 제시하였다.

$$\log_{10}(S_u) = 3.804 - 0.101w$$

Znidarcic, et al.(1991)은 Speciwwhite China Clay에 대한 실험결과 다음의 제안식을 얻었다.

$$e = 1.945 - 0.435 \log S_u$$

여기서,  $S_u$ 는 비배수 전단강도(kPa)

부산 신행만 보고서(1998)에서 마산 신행과 가덕도 신행 준설점토에 대한 함수비,  $w$ (정수)와 비배수 전단강도,  $S_u$ ( $kg/cm^2$ )에 대한 경험적 관계식을 Mikasa 제시 압밀 특성 곡선식을 바탕으로 하여 다음과 같이 제시하였다.

$$S_u = 0.32 \times 10^{(1.6 - 2.52w)/0.8} \quad (\text{마산신행})$$

$$S_u = 0.3 \times 10^{(1.6 - 2.7w)/0.8} \quad (\text{가덕도 신행})$$

Skempton(1975)은 정규압밀 점토에 대한 강도 증가율,  $\frac{S_u}{\sigma'_v}$ 을 소성지수,  $PI$ 와의 통계적 관계식에 의하여 다음과 같이 제시하였다.

$$S_u = (0.11 + 0.0037 \times PI) \sigma'_v$$

Skempton & Bishop(1954)은 정규 압밀토의 강도 증가율을 파괴시의 발생 간극수압과 Mohr원의 기하학적 관계를 고려하여 유효응력으로 표현한 내부마찰각( $\phi'$ ), 연직응력에 대한 수평응력의 비( $K$ ), 파괴시 간극수압계수( $A_f$ )를 사용하여 다음과 같이 제시하였다.

$$S_u = \frac{[K + (1 - K)A_f] \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \times \sigma'_v$$

한편, Mesri(1975)는 정규압밀토의 강도증가율은 일정한 값으로 다음과 같이 제시하였다.

$$S_u = 0.22 \sigma'_v$$

Schofield(1968)는 한계상태점토 모델(Critical State Soil Model)의 Cam-Clay 모델에서 점토의 강도증가율을 다음과 같이 표현하였다.

$$\frac{S_{utc}}{\sigma'_{v0}} = \frac{M}{2} \left( \frac{R}{r} \right)^A$$

여기서,  $S_{utc}$  = 삼축압축 비배수 전단강도

$\sigma'_{v0}$  = 연직유효응력

$M = \frac{6\sin\phi_{tc}}{3 - \sin\phi_{tc}}$  ( $\phi_{tc}$ =삼축압축실험에 의한 내부 마찰각)

$R$ =과압밀비

$r$ =정수(원 Cam Model=e, 수정 Cam Model=2)

$A = (\lambda - x)\lambda$  ( $\lambda$  = 압축지수,  $x$  = 팽창지수)

따라서, 원 Cam Model의 정규 압밀점도에서의 강도증가율을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Su = \frac{M}{2} \text{Exp}[-(1 - \frac{x}{\lambda})] \sigma'_v$$

위 관계식 중에서 Skempton & Bishop(1954), Schofield(1968)의 제안식은 삼축압축실험 결과에 대한 자료가 없는 상태에서 비교가 어렵기 때문에 분석에서 제외하였다.

본 연구에서는 실내 베인시험의 실험값과 기존의 제안식과의 비교를 위하여 표 1의 산정식을 사용하였다.

표 1. 정규압밀토의 비배수 전단강도 산정식

Author	Equations
Craig & Chua (1987)	$\log_{10}(Su) = 3.804 - 0.101w$
Znidarcic et al. (1994)	$\log Su = \frac{1.945 - e}{0.435}$
Mikasa (1998)	$Su = 0.32 \times 10^{(1.6 - 2.52w)/0.8}$
Modified Mikasa(1998)	$Su = 0.3 \times 10^{(1.6 - 2.7w)/0.8}$
Skempton & Bishop(1954)	$Su = (0.11 + 0.0037 \times PI) \sigma'_v$
Skempton(1948)	$Su = \frac{[K + (1 - K)A_f] \sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'} \times \sigma'_v$
Mesri(1975)	$Su = 0.22 \sigma'_v$
Schifield(1968)	$Su = \frac{M}{2} \text{Exp}[-(1 - \frac{x}{\lambda})] \sigma'_v$
Hasnbo(1960)	$Su = (0.45 \times LL) \sigma'_v$

### 3. 베인시험방법

#### 3.1 시험개요

실내 베인시험은 시료를 채취하지 않고 십자형 날개가 달린 베인을 흙 속에 관입 시키면서 저항체(날개)에 의하여 원통형의 전단면이 형성되는데 필요한 힘, 즉 전단저항력(점착력)을 측정하여 연약한 점성토의 비배수 전단강도를 측정할 수 있는 방법이다.

본 연구에서는 사진 1에 나타난 시험기를 사용하여 실내 베인시험을 실시하였다.



사진 1. 실내 베인시험 전경

이 시험기의 특징은 다음과 같다.

- 1) 현장에서 채취한 샘플을 시료의 성형단계 없이 간편하게 전단강도를 얻을 수 있다.
- 2) 연약하고 예민한 점토에 대해 교란을 최소화 시키면서 시험을 수행할 수 있다.
- 3) 베인날을 두 번 정도 빠른 회전을 통해 흙을 재성형시키므로 베인을 다시 삽입하여 예민 비( $S_f$ )를 측정할 수 있다.

#### 3.2 실내 베인시험

재성형한 시료의 비배수 전단강도 특성을 분석하기 위하여 아래의 방법으로 실내 베인시험을 실시하였다.

본 연구에서는 베인 크기 5×10cm, 회전속도 10°/min로 하여 시험을 수행하였다.

- (1) 초기함수비 80% 조건으로 시료를 균질하게 교반하여, 직경 15cm, 높이 15cm의 모형 용기에 높이 12cm까지 시료를 균질하게 넣는다.
- (2) 시료를 담은 용기를 해수에 넣어 일정시간 수침시킨다(사진 2).
- (3) 압밀 추를 올려 시료를 압밀시킨다.
- (4) 성형된 시료를 1일 경과 후부터 전단 시험을 실시한다(사진 3).

- (5) 시험은 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14일 주기로 총 10회 실시한다.
- (6) 전단 실험 후 전단부의 함수비를 측정하여 베인 실험 결과와 함수비와의 관계를 분석한다.



사진 2. 시료성형을 위한 수침

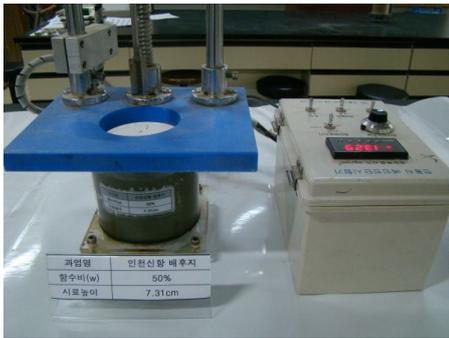


사진 3. 전단실험

## 4. 시험결과

### 4.1 흙의 물리적 특성

#### 4.1.1 비중실험

비중실험결과는 표 2 에 나타내었다. 측정된 시료의 비중 값은 2.651~2.741의 범위를 나타내며 평균값은 2.692를 나타내고 있다.

표 2. 비중시험결과

Test No.	1	2	3	4
Gs	2.698	2.741	2.651	2.679
Ave.	2.692			

### 4.1.2 액·소성한계실험

액·소성한계에 대한 실험결과는 표 3 에 나타내었다. 액성한계는 41.70~42.62%의 범위에 분포하고 있으며, 그 평균값은 42.04%이다. 소성한계는 11.90~20.73%의 범위에 분포하고 있으며, 그 평균값은 17.43%이다. 따라서 소성지수 PI는 24.60으로 분석되었다. 컨시스턴시 시험결과로부터 그림 1 과 같은 소성도표를 구하였다. 전 구간의 시료가 모두 A선과 U선 사이의 CL영역에 존재하는 것으로 보이고 있다.

표 3. 액·소성한계 실험결과

Test No.	LL(%)		PL(%)		PI
1	41.70	42.04	19.66	17.43	
2	41.79		20.73		
3	42.62		11.90		

### 4.1.3 입도실험

5회에 걸쳐 반복실험을 수행하여 구한 입도분포 곡선은 그림 2 에 나타내었다. 재성형 시료토조에서 임의로 채취한 2개의 시료에 대한 입도실험 결과로 그림에 보인 바와 같이 유사한 입도분포를 나타내고 있음을 알 수 있어서 시료성형이 매우 균질하게 되었음을 알 수 있다.

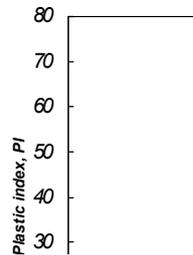


그림 1. 소성도표

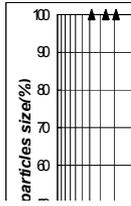


그림 2. 입도분포곡선

#### 4.2 표준압밀시험

현장에서 채취한 시료를 교반하여 압밀셀에 재성형한 시료에 대하여 KS F 2316에 준하여 표준압밀시험을 수행하여 아래와 같은 결과를 획득하였다.

그림 3은 간극비( $e$ )-유효응력( $\log p'$ ) 결과이다.

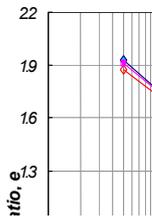


그림 3. 유효응력 - 간극비

#### 4.3 실내 베인시험

표 4는 재성형 시료에 대하여 함수비를 변화시켜 측정된 비배수 전단강도를 나타낸 것으로 함수비 및 간극비가 감소할수록 비배수 전단강도가 증가하는 경향으로 나타났다.

표 4. 재성형 시료의 전단시험 결과

Test No.	Water Content(%)	Void Ratio	$S_u$ (kPa)
1	33	0.891	3.459
2	34.3	0.926	1.968
3	43.5	1.174	0.513
4	43	1.161	0.646
5	51.9	1.401	0.445
6	52	1.404	0.324
7	60	1.62	0.286
8	65	1.624	0.311
9	70	1.931	0.284
10	75	1.995	0.267

그림 4~5에 보인 바와 같이 함수비, 액성지수의 변화에 따라 비배수 전단강도가 대수 함수적으로 변화됨을 확인하였다. 기존의 이론들에 의하면 여러 가지 환경 및 인위적인 이유 등으로 인해 교란되어 있는 상부지반을 제외하면 심도가 깊어짐에 따라 일반적으로 전단강도가 증가한다고 한다.

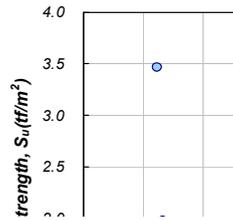


그림 4. 액성지수 - 비배수 전단강도 관계도

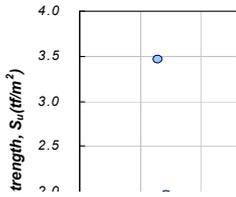


그림 5. 함수비 - 비배수 전단강도 관계도

금회 대상시료에 대한 함수비(정수)-비배수 전단강도(tf/m<sup>2</sup>)의 관계식을 아래 식에 나타내었으며, 그림 5 에 금회실험결과와 관계식을 함께 도시하였다.

$$Su = 0.44 \times 10^{(2-3.78 \times w)}$$

여기서, Su : 비배수 전단강도(tf/m<sup>2</sup>), w : 함수비(정수)이다.

실험결과를 분석하기 위하여 표 1 에 보인 바와 같이 여러 연구자에 의해 제안된 공식을 사용하여 비교 분석하였다.

다음의 그림 6 는 실내 베인실험에서 측정된 실험결과와 기존의 제안식의 예측값을 비교한 것이다.

실내 베인실험에서 측정된 실험결과와 기존의 제안식의 예측값을 비교한 결과, 위의 그래프에 보이는 것처럼 Mikasa(1998), Modified Mikasa(1998)의 제안식을 제외한 다른 제안식들은 실내 베인실험의 실험결과보다 대체적으로 작은 값을 나타내었다.

전단영역에서 발생한 간극수압이 느린 회전속도(10°/min)로 인해 간극수압이 부분적으로 소산되어 비배수 전단강도의 증가를 발생시킨 것으로 사료된다. 또한, 실내 베인시험에 영향을 미치는 베인날의 크기, 베인 삽입 후 대기시간 등을 고려하지 않아 베인실험의 측정값이 크게 나왔다고 사료된다.

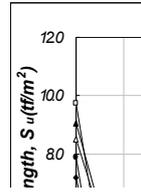


그림 6. 실험결과와 제안식의 비배수 전단강도 비교

## 5. 결론

본 연구에서는 실내 베인시험을 통하여 얻어진 실험값과 기존 제안식의 예측값을 비교 분석하였다. 이를 토대로 인천 해성점토의 비배수 전단강도 산정 시 적절한 제안식을 제안하고자 한다.

1. 인천 해성점토의 기본물성 실험결과 비중은 2.692, 액성한계는 42.04%, 소성한계는 17.43%이었다. 따라서 소성지수는 24.60을 나타낸다. 입도분석 결과 통일분류법상 CL로 분류된다.

2. 베인의 회전속도 역시 현장 시험에서 적용하는 6°/min(ASTM), 6~12°/min(BS)의 회전속도를 실내 베인전단시험에 적용하는 것은 간극수압이 부분적으로 소산되어 비배수 전단강도의 증가를 발생시킨 것으로 사료된다.

3. 실내 베인시험에 의한 비배수 전단강도분포를 비교·분석한 결과, Mikasa(1998), Modified Mikasa(1998)관계식이 측정치와 비교적 일치하였다. 따라서, 인천 해성점토의 비배수 전단강도를 산정하는데 위의 제안식의 형태가 적당하다고 판단된다.

4. 함수비(또는 액성지수)와 비배수 전단강도의 관계 분석 결과 다음과 같은 관계식을 구하였다.

$$Su(tf/m^2) = 0.44 \times 10^{(2-3.78 \times w)} \text{ (정수)}$$

### 참 고 문 헌

- [1] 김상규, 토질역학(이론과 응용). 청문각, 1993.
- [2] 이송, 윤돈규, 백영식, “준설 연약 점토의 전단강도 특성에 관한 연구”, 한국지반공학회지, Vol. 10, No. 4, pp. 153~166. 1994.
- [3] 이성훈, “해성점토의 비배수 전단강도 결정방법에 관한 연구”, 건국대학교 석사학위 논문, 2000.
- [4] 임종석, 이원택, 권호진, 송영우, 박용원, 지반공학용어사전, 엔지니어즈, 1996.
- [5] 한국지반공학회, 지반조사 결과의 해석 및 이용, 지반공학시리즈 1, 1944.
- [6] 한국지반공학회, 연약지반, 지반공학시리즈 6, 1994.
- [7] 하현수, “영종도 연약지반의 비배수 전단강도 특성에 관한 실험적 연구”, 건국대학교 석사학위 논문, 1998.
- [8] Bjerrum, L. Embankment on Soft Soil Ground, Proc., ASCE Spec. Conf. on Earth Supported Structures, Purdue University, Vol. II, p.1~p.54. 1972.
- [9] Das. B. M., Advanced Soil Mechanics(Second Edition), Taylor & Francis, 1997.
- [10] Das. B. M., Principles of Geotechnical Engineering(Second Edition, PWS-KENT Publishing Company. Boston, 1994.
- [11] Lambe. T. W. & Whitman. R. V., Soil Mechanics, Si Version, John Wiley & Sons, 1979.
- [12] Mikasa, M, The Consolidation of Soft Clay - A New Consolidation Theory and Its Application, Kajima Institution Publishing Co. Ltd.,(In Japanese), 1963.
- [13] Scofield, A. W. and Bishop, A. W., Soils, Ia: Buildong materials.; their elasticity and inelasticity. ED. by M Rainer. Amsterdam, North-Holland Publ. Co., Chapter x. pp. 41 7~482. 1954.