

# 실트의 비배수 전단강도 및 밀도와 전단파속도와의 상관관계

## Correlating Undrained Shear Strength and Density of Silt with Shear Wave Velocity

오 상 훈<sup>1</sup> Oh, Sang-Hoon

박 동 선<sup>2</sup> Park, Dong-Sun

정 재 우<sup>3</sup> Jung, Jae-Woo

박 철 수<sup>4</sup> Park, Chul-Soo

목 영 진<sup>5</sup> Mok, Young-Jin

### Abstract

Recently, a new seismic probe, called "MudFork", has been developed and can be utilized for accurate and easy measurements of shear wave velocities of cohesive soils. To expand its use to estimate undrained shear strength and density, a preliminary investigation to correlate these properties with shear wave velocity was attempted. Cone penetration tests and a seismic test, using MudFork, were performed at a silty soil site near Incheon, Korea. Also, undisturbed samples were obtained using thin-wall tube samplers, and the shear wave velocities and undrained shear strengths of the samples were measured in the laboratory. A simple linear relationship between shear strength and shear wave velocity was obtained, and a tentative relationship between density and shear wave velocity was also defined.

### 요 지

최근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브(probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약 지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 이 탄성파시험의 용도를 확장하고자 강성도 측정과 함께 전단강도와 밀도를 추정할 수 있는 상관관계를 시도하였다. 인천의 한 연약지반 현장에서 콘시험과 MudFork를 사용하여 현장탄성파시험을 수행하고, 시료를 채취하여 실내에서 삼축압축시험과 병행하여 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 이 결과로부터 연약지반의 전단강도와 전단파속도의 상관관계와, 밀도와 전단파속도의 상관관계를 정립하였다.

**Keywords :** Density, Seismic test, Shear strength, Shear wave velocity, Soft soils

## 1. 서 론

연약지반의 강도, 압축성 및 밀도 추정은 지반공학 문제 해결에 핵심이 되는 중요 인자이고 지반공학자에는 영원한 숙제이다. 이 논문에서는 이러한 지반공학자의 숙제해결에 일조하고자 연약지반의 강도를 추정하

는 여러 가지 방법을 간략하게 고찰하고, 추정방법의 정밀성과 수월성을 개선하고자 새로운 계측방법을 제시하고자 한다. 이 방법의 핵심은 벤더 엘리먼트를 현장탄성파시험에 접목하여 현장의 강성도(stiffness)를 측정하고, 이 강성도로부터 비배수강도와 현장밀도를 추정하는 것이다. 이 새로운 방법을 정착시키기 위해서는

1 정회원, 경희대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

2 정회원, 한국토지공사 차장 (Member, Manager, Korea Land Corp.)

3 정회원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

4 정회원, 경희대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

5 정회원, 경희대학교 토목·건축대학 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ., yjmok@khu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1) 정밀하고 수월한 현장시험법을 개발하고 2) 현장시험에서 측정한 물성(여기서는 강성도 또는 전단파 속도)과 비배수강도 및 밀도와의 상관관계 정립이 필요하다. 최근에 벤티 엘리먼트를 이용한 현장탄성과 프로브(probe, MudFork로 명명됨, 목영진 외 2008)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 따라서 첫 번째 과제는 어느 정도 해결 단계에 있어, 두 번째 과업을 시작하게 되었다. 이 연구에서는 이 프로브를 이용하여 인천의 한 연약지반에서 전단파 속도를 측정하고, 측정한 전단파 속도를 이용하여 비배수강도 및 밀도와의 상관관계를 도출한 일련의 과정을 설명하고자 한다.

## 2. 연구 배경

비배수 전단강도 시험법의 현황을 간략하게 기술하여, 연구 배경과 내용을 설명하고자 한다.

### 2.1 실내 시험

초연약한 점성토에 적용하는 실내시험은 주로 일축압축과 삼축압축시험으로, 교란되지 않은 공시체 사용을 전제로 하고 있다. 시료의 교란도가, 이방성(anisotropy)과 변형속도(strain rate), 등 다른 인자보다 전단강도에 가장 큰 영향을 주고 있다. 또한 이 교란의 영향을 배제하려는 노력으로, 재압축 방법(recompression technique, Bjerrum, 1973)과 SHANSEP방법(Ladd et al., 1977)이 있으나 기술적 한계를 갖고 있다(Jamiolkowski et al., 1985). 시료의 교란을 줄이는 방안으로 면적비 10% 이하의 박판(thin-wall) 튜브 샘플러(sampler) 사용하고, 샘플러는 압입식으로 관입하고, 채취 즉시 밀봉하여 함수비 변화를 방지하고, 이동 및 취급에 충격, 진동 및 온도 변화를 최소화 하도록 제안하고 있다. 임해지역의 연약한 점토는, 상기와 같이 세심하게 시료를 채취하여도, 시료 추출 시 너무 연약해 자중을 이겨내지 못하거나, 조개껍질이 혼재 되어 샘플러에 관입되고 추출하는 과정에서 교란을 일으키고 공시체 제작에 어려움이 있다. 또한 고운 모래(fine sand) 협재층에서 시료가 채취된 경우, 연약지반을 대표하는 강도 추정에 걸림돌이 되고 있다. 일반적으로 연약한 해성점토는 교란에 의해 물이 유입되어, 추출한 시료로부터 측정한 자연함수비가 액성 한계보다 큰 경우가 많다. 요약하면, 실내 시험은 교란

과 지반 대표성의 한계에서 한계가 있다.

### 2.2 현장 시험

표준관입시험(SPT)은 스플릿스푼 샘플러(split-spoon sampler)를 타입하여, 관입저항을 가늠해 보는 일종의 사운드링(sounding) 개념의 시험으로 주로 사질토를 대상으로 사용하고 있다. 샘플러 주변지반이 경험하는 펀칭(punching)충격에 대한 저항은, 정적인 전단저항 메커니즘(mechanism)과는 상당한 거리가 있다. 명칭과는 달리 타격에너지, 햄머 종류, 시험자의 숙련도 등에 따라 관입저항( $N_{60}$ )의 차이가 큰 “비표준화” 된, 특히 점성토에서는 연경도 정도를 파악하는 간편한 반면에 거친 사운드링 방법이다.

현장 베인전단시험은 룯드(rod)에 연결한 베인(vane: 십자 모양의 날개)을 지중에 관입하고 회전시켜 베인 주변의 원통형 토체가 전단될 때의 회전력(토크, Torque)을 측정하여, 비배수전단강도를 산출한다. 이 시험은 원통형의 전단면(shear plane)에 전단파괴가 일어나는 전단 메커니즘(mechanism)에 충실하다는 장점이 있다. 그럼에도 불구하고 강도의 이방성(anisotropy)과 전단속도(strain rate)에 대한 보정이 필요하다. Bjerrum(1972)이 제시한 보정계수,  $\mu$ 는 넓게 분산된 데이터로부터 구하였기 때문에, 산출된 베인강도도 정확한 값으로 간주하기는 힘들다.

콘관입시험(CPT)은 베인시험보다 저렴한 비용으로 신속하게 비배수 강도를 측정할 수 있는 탁월한 방법으로 비배수 전단강도와 콘저항값과의 관계는 식 (1)과 같다.

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k^*} \quad (1)$$

여기서  $S_u$ 는 비배수 전단강도,  $q_c$ 는 콘저항값,  $\sigma_{v0}$ 는 시험 지점에 작용하는 토피하중(total overburden pressure),  $N_k^*$ 는 콘지수(cone factor)이다. 콘지수는 콘저항값과 보정 베인강도(corrected vane strength)를 비교하여 결정된 계수이다. 따라서 식 (1)로 계산된 비배수강도는 보정베인강도 만큼 넓게 분산되는 것은 당연하다. 더욱이 콘지수는 그림 1과 같이 소성지수와 일관성 있는 경향이 없이 무작위로 변화하여,  $N_k^* = 14 \pm 5$  값의 범위로 규정하고 있다. 한편 Robertson & Campanella(1998)는 현장 콘저항값과 실내시험 전단강도를 비교하여 콘지수 15를 추천하였다. 그러나 정밀한 토질조사에서는 현장베인콘

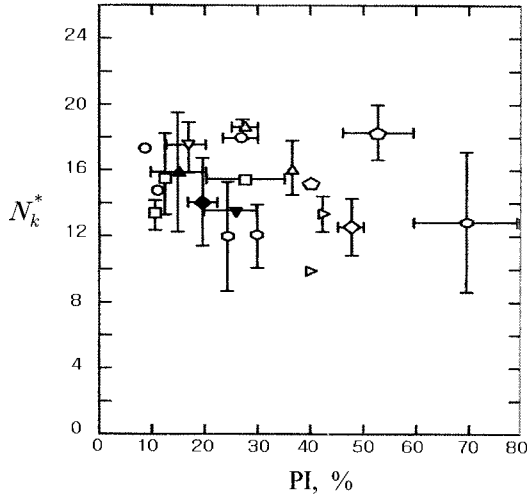


그림 1. 여러 점성토의 콘지수(Lunne & Klevan, 1982)

시험을 병행하여 그 현장에 맞는 콘지수를 사용할 것을 권장하고 있다.

### 2.3 전단강도와 강성도

정규압밀 점성토의 전단변형특성(전단응력( $\tau$ )과 전단 변형도( $\gamma$ )의 관계)은 그림 2와 같이, 쌍곡선(hyperbolic) 모델로 표현할 수 있다(Kondner, 1963; Hardin & Drenevich, 1972). 전단강도( $C_u$  또는  $\tau_{max}$  : 참고문헌에 충실하고자 기호 병용)와 강성도( $G_{max}$  : 미소변형 전단변형계수)는 밀접한 관계에 있고, 압밀이 진행되어 단단해 질수록 두 계수 모두 증가하고 있다. 미소변형 전단변형계수( $G_{max}$ )는 지반의 전단파속도( $V_s$ )와 식 (2)와 같은 관계에 있으며, 전단파 속도는 현장탄성파시험으로 구할 수 있다. 즉, 정규압밀점성토의 전단강도와 전단파속도(강성의 한 잣대로 많이 쓰임)도 밀접한 상관관계에 있다.

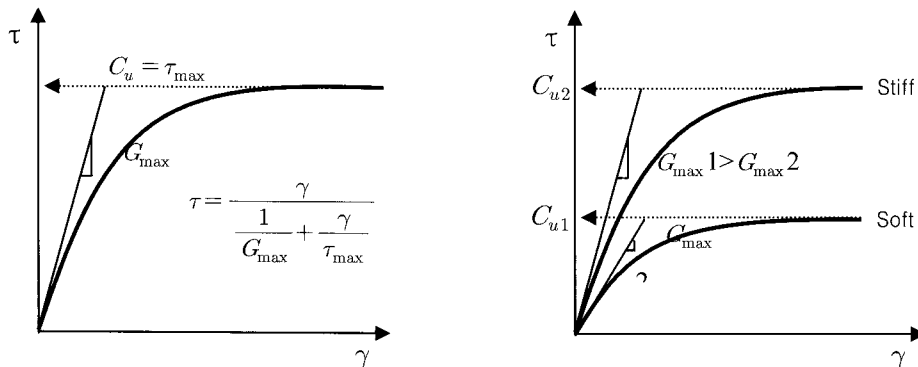


그림 2. 정규압밀점성토의 전단응력-전단변형도

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

여기서  $\rho$ 는 지반의 밀도이다. Simonini와 Cola(2000), Mayne와 Rix(1993)는 탄성파 콘(Seismic cone), 크로스홀, 표면파시험(SASW), 실내공진주시험 결과와 콘 저항치의 상관관계를 맺어 전단강도와 강성도가 밀접한 관계가 있음을 입증하였다.

이 연구에서는 정규압밀 점성토의 전단강도와 전단파속도(강성의 잣대)의 상관관계를 규명하고자 한다. 최근에 벤더 엘리먼트를 이용한 현장탄성파 프로브(probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 손쉬운 탄성파시험과, 잘 정립된 상관관계를 이용하면, 전단강도와 강성도를 한 번에 측정할 수 있는 매우 매력적인 현장조사 기법이 될 것으로 기대한다. 한 걸음 더 나아가, 전단파속도와 밀도의 관계 정립을 시도하였다. 인천의 한 연약지반 현장에서 이 MudFork를 이용한 현장탄성파시험과 콘시험을 수행하고, 시료를 채취하여 실내에서 삼축압축시험과 병행하여 벤더 엘리먼트로 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 이 결과로부터 점성토의 전단강도와 전단파속도의 상관관계를 규명하고, 밀도와 전단파속도의 상관관계를 시도하였다.

### 3. 실내 시험

#### 3.1 시료 및 공시체

인천의 한 연약지반 현장에서, 3개소를 시추하여 각각 깊이 3m, 5m, 8m에서 직경 76mm 씬월(thin wall)튜브 샘플러로 시료를 채취하였다. 이 시료로부터 자연함수비와 아터버그 시험을 하여 표 1과 그림 3과 같이 정

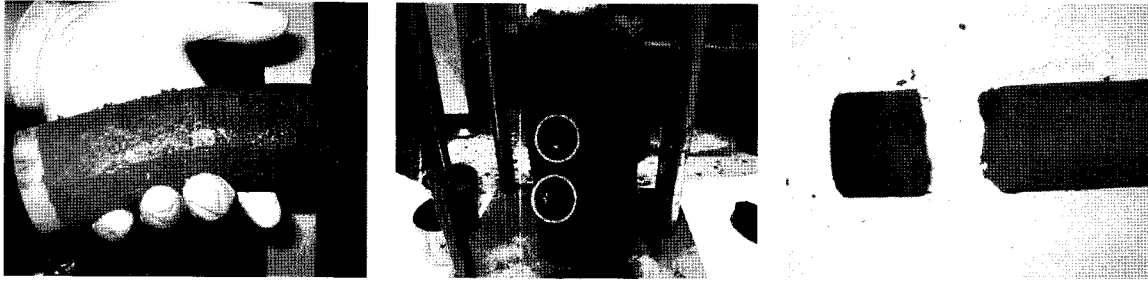


그림 3. 다양한 시료의 상태(왼편: 시추공 BH1의 3m에서 채취한 연한 시료, 중간: 시추공 BH2의 3m에서 채취한 비교적 굳고 조개껍질이 낀 시료, 오른쪽: 깊이 5m에서 채취한 황갈색의 모래가 낀 시료)

표 1. 시료의 일반적 물성

시추공	채취심도 (m)	자연 함수비	LL	PL	PI	Gs
BH 1	3.2	43.86	35.68	28.82	6.86	2.71
	5.2	37.57	38.79	29.98	8.81	2.69
	8.2	36.43	34.18	27.37	6.81	2.72
BH 2	3.4	38.96	32.03	28.11	3.92	2.70
	5.4	42.41	31.66	28.64	3.01	2.68
	8.4	34.54	31.57	29.30	2.27	2.70
BH 3	3.6	38.82	32.03	25.87	6.16	2.70
	5.6	39.65	31.96	28.07	3.89	2.69
	8.6	35.22	32.46	25.36	7.10	2.71

리하였다. 자연함수비와 소성지수는 실트질 함유량에 따라 각각 35-44%, 2-9%의 범위에 있다. 자연함수비로부터 포화도는 100%, 비중은 평균값 2.70을 사용하여 0.73-1.36 범위의 간극비가 산출되어(표 2), 교란 및 seam층 존재를 제외한다면, 깊이에 따른 간극비 변화가 작은 지반이다. 자연함수비가 액성한계보다 크게 측정되었는데, 이는 연약한 점성토에서 종종 있는 경우로 시료채취 과정에서 교란에 일부 기인된 것으로 판단된다. 한 튜브에서도 소성지수는 3-7%, 연경도도 변하는 국부적 변화가 있는 지반이다. 특히 심도 5m에서 채취한 시료는 황

표 2. 실내시험 결과

시추공	공시체	채취심도 (m)	단위중량 ( $t/m^3$ )	e	재압축 구속압 ( $\sigma'_c$ , kPa)	재압축 전 전단파속도 (m/s)	재압축 후 전단파속도 (m/s)	비배수 전단강도 ( $C_u$ , kPa)	비고
BH 1	1-3m-1	3.2	1.79	1.15	33	35	39	10	
	1-3m-2	3.2	1.83	1.05	34	21	57	7	
	1-3m-3	3.2	1.75	1.27	32	14	25	5	교란이 심함
	1-3m-4	3.2	1.75	1.27	32	26	23	3	교란이 심함
	1-5m-1	5.2	1.86	0.98	44	59	84	15	seam층 포함
	1-5m-2	5.2	1.90	0.89	44	78	108	32	
	1-5m-3	5.2	1.90	0.89	44	85	115	28	
	1-8m-1	8.2	1.97	0.75	62	79	106	40	
	1-8m-2	8.2	1.92	0.85	61	66	116	27	교란이 심함
BH 2	2-3m-1	3.4	1.93	0.83	35	66	93	32	
	2-3m-2	3.4	1.95	0.79	36	86	104	37	
	2-5m-1	5.4	1.85	1.00	46	25	129	42	Silt질 많음
	2-5m-2	5.4	1.72	1.36	45	15	102	31	Silt질 많음
	2-8m-1	8.4	1.98	0.73	64	124	123	47	
	2-8m-2	8.4	1.91	0.87	62	41	115	30	
BH 3	3-3m-1	3.6	1.90	0.89	35	68	87	27	
	3-3m-2	3.6	1.92	0.85	35	66	101	26	
	3-5m-1	5.6	1.84	1.02	45	16	116	30	교란이 심함
	3-5m-2	5.6	1.84	1.02	45	19	63	11	교란이 심함
	3-8m-1	8.6	1.97	0.75	65	46	106	38	
	3-8m-2	8.6	1.96	0.77	64	64	108	41	

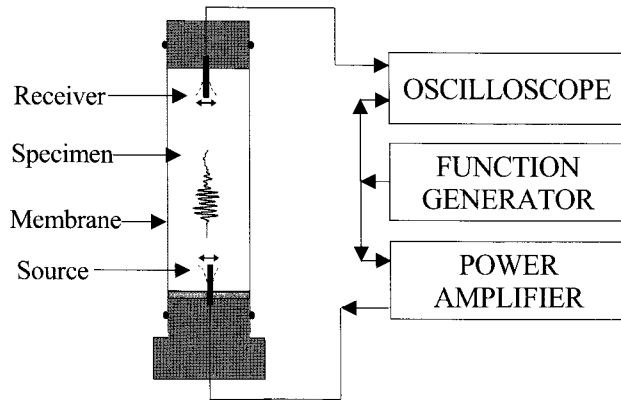
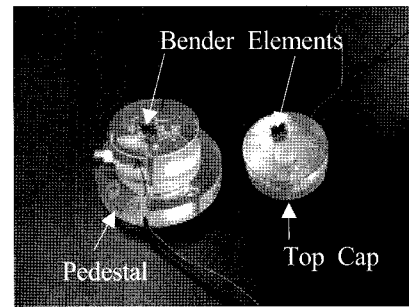


그림 4. 벤더 엘리먼트와 전단파 계측 모식도



갈색의 고운 모래(fine sand)가 불규칙하게 끼어 있었다. 통일 분류법 ML로 분류되며 연경도와 실트질 함유량이 국부적으로 변하고, 반면에 깊이별 간극비 변화가 크지 않은 점을 종합해 볼 때, 지반특성을 규명하기에 까다로운 지반으로 평가 된다.

교란이 비교적 적은 중간 부분에서, 모래나 조개껍질이 낀 부분을 피하여 공시체를 제작하였다(그림 3 참조). 같은 깊이에서도 시추공에 따라 연경도가 심하게 차이가 나고 있다. 공시체의 부피와 무게를 측정하여 0.73-1.36 범위의 간극비를 산출하였다(표 2 참조).

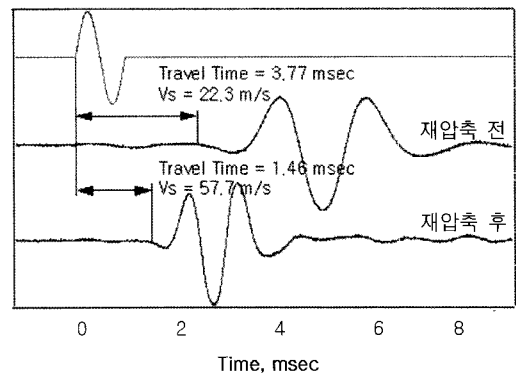


그림 5. 공시체 BH1-3-1의 재압축 전후의 전단파 기록

### 3.2 전단강도 측정

비배수 삼축압축시험(UU 시험)을 수행하여 비배수 강도를 측정하였다. 이 지반은 비교적 안정한 입자구조(soil skeleton)를 갖는 실트질 점성토(ML)여서, 재압축 방법(recompression technique)이 공시체 교란 극복에 효과적일 것으로 판단하여 현장구속응력에 상응하는 등방구속압으로 재압축 하였다. 전단강도는 14~47kPa의 범위로 깊이에 따라 증가하고 있다. 표 2는 각 공시체의, 무게와 부피로 산출한 간극비, 재압축에 사용한 등방 압밀 구속압, 전단 직전의 구속압, 전단강도, 공시체의 상태에 대한 정성적 기록이 수록되어 있다. 항목, 재압축 전 후의 전단파 속도는 다음절에서 설명하기로 한다. 깊이 3m에서는 시추공 BH1의 공시체는 상당히 연약하고 시추공 BH2와 BH3의 공시체는 비교적 단단한 것으로 대비되어, 국부적인 연경도의 변화에 의한 것이거나, 건조 작용(desiccation)에 의한 과압밀의 영향인 것으로 판단된다. 시추공 BH2와 BH3의 깊이 3m의 공시체는 다소 과압밀된 것으로 판단된다. 깊이 5m에서는 모래가

협재되어, 입도 차이에 의한 강도의 편차가 큰 편이다. 깊이 8m의 공시체는 비교적 일관성 있는 강도가 측정되었다. 이 강도 분포는 뒤에서 콘시험 결과와 같이 도시되었다.

### 3.3 강성도 측정

삼축압축 셀(cell)의 공시체 받침(base pedestal)과 캡(top cap)에 각각 발진자와 감지기 벤더 엘리먼트(bender element)를 장착하여, 전단 전에 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 발진자 엘리먼트를(source element) 신호발생기(function generator)와 전압증폭기(power amplifier)를 사용하여 30-50volts, 1.0-2.5kHz의 한 파장의 정현파로 가동하여 전단파를 발생하고, 공시체의 축방향으로 전파되어 감지기 엘리먼트(receiver element)에 도달한 전단파를 오실로스코프로 계측하였다(그림 4 참조). 교란 극복을 위한 재압축의 효과를 평가하기 위해 재압축 전과 후에 전단파를 계측하였다. 그림 5는 시추공 BH1의 3m에서 채취한 공시체(BH1-3-1)의 재압축 전후의

전단파 기록이다. 재압축 전과 후의 전단파 도달 시간 (shear wave arrival time)은 각각 3.77msec. 와 1.46msec. 이다. 발진자와 감지기 사이의 거리(공시체길이에서 벤더 엘리먼트 길이를 제외한)를 이 전단파 도달 시간으로 각각 나누어 전단파속도 22.3m/sec와 57.7m/sec.가 얻어졌다. 이 전단파속도 증가는 공시체가 교란에 의해 이완되었다가 다시 재압축되어 강성이 증가한 것을 의미한다. 이 탄성파속도는 뒤따르는 절에서 현장에서 계측한 값과 비교 분석하였다. 다른 공시체의 재압축 전후의 전단파 속도는 표 2에 수록하였다.

#### 4. 현장 시험

##### 4.1 콘 시험

3개소에서 콘시험을 수행한 콘저항값의 프로파일은 그림 6과 같다. 대략 깊이 2m까지는 건조 작용 (desiccation)에 의해 과압밀되었고, 그 이하에서는 깊이에 따라 강도가 1차적으로 증가하는 정규압밀 점성토의 특성을 보이고 있다. 깊이 5m 부근에서 가는 모래와 실트가 협재되어 있다. 전반적으로 CPT 2와 CPT 3의 콘저항값이 CPT 1의 값보다 크게 측정되고 있다. 특히 깊이 4m까지는 약 1.5-2배 까지 차이 나고 있다. 콘지수 15를 사용하여 현장 전단강도(Cu)를 계산하여 실내 시험값과 같이 도시하였다(그림 6의 중간 그림). 얕은 깊이(3m)의 국부적인 연경도 변화와 깊이 5m의 협재층의 영향을 감안할 때 콘지수 15는 합리적인 값이고, 실내

시험값과 일관성 있는 전단강도가 산출되었다. 또한 공시체 재압축이 이 지반에서는 효과적인 교란극복 방법으로 평가된다. 시험 결과를 종합하여 이 지반의 대표 전단강도 프로파일(profile)은 그림에서 굵은 직선으로 표시하였다. 일반적으로 정규압밀 점성토 지반은 비배수강도와 유효상재하중의 비(소위 c/p ratio)가 일정하다. 정규압밀점토의 소성지수 8일 때 c/p 비는 0.12이다. 이 비 0.12로 전체단위 중량 1.88t/m<sup>3</sup>을 사용하여 각 깊이의 유효상재하중을 계산하여 전단강도를 도시한 결과(오른쪽 그림의 점선), 이 지반의 대표 프로파일에 크게 미치지 못하고 있다. 이 지반은 ML로 분류되는 실트질을 다량 포함한 지반으로 밀도와 전단강도가 일반 정규압밀점토(clay)의 값보다 큰 편이다.

##### 4.2 현장 탄성과 시험

최근 개발된 관입형 탄성과 프로브(probe: MudFork)를 사용하여 매 0.5m마다 전단파 속도를 측정하였다. 이 프로브는 두 블레이드(blade)로 이루어진 포오크(fork) 형태로, 한 블레이드에는 발진자 엘리먼트, 다른 블레이드에는 감지기 엘리먼트를 장착하였다. 이 프로브를 SPT (standard penetration test) 룯드(rod)로 관입시켜 가며, 두 블레이드 사이를 통과하는 전단파를 계측하여 전단파 속도를 산출한다(그림 7 참조). 전단파 신호 계측과 전단파속도 계산 방법은 실내 시험과 동일하다. 이 프로브의 사양과 현장시험에 대한 설명은 참고문헌 (목영진 외, 2008)에 있으며, 여기서는 지면 관계상 생략

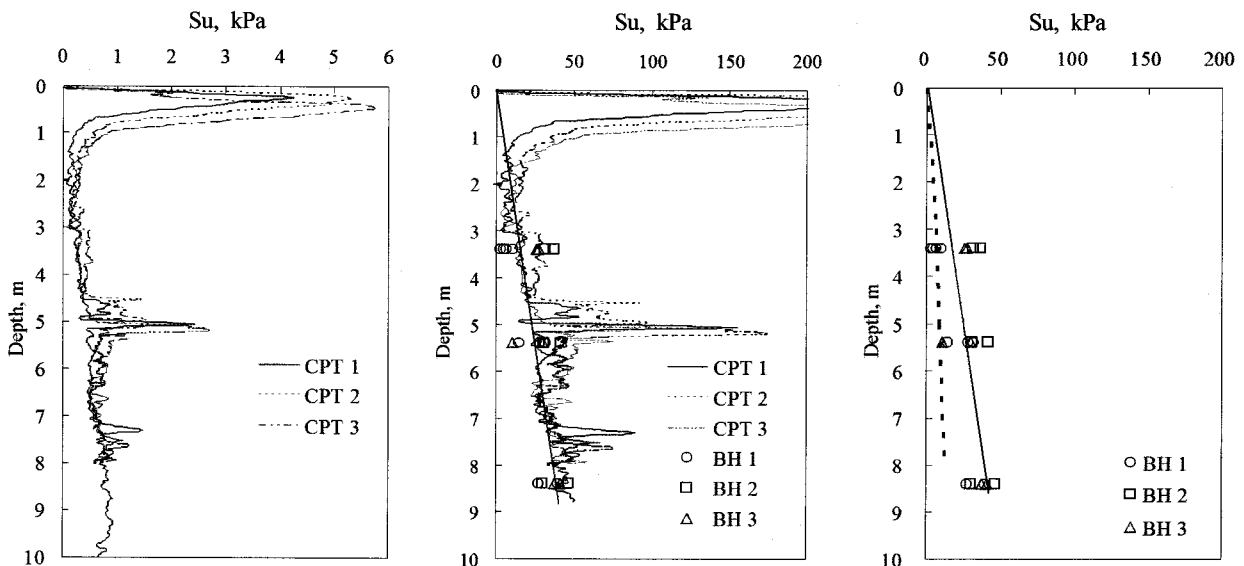


그림 6. 콘저항값과 전단강도 프로파일

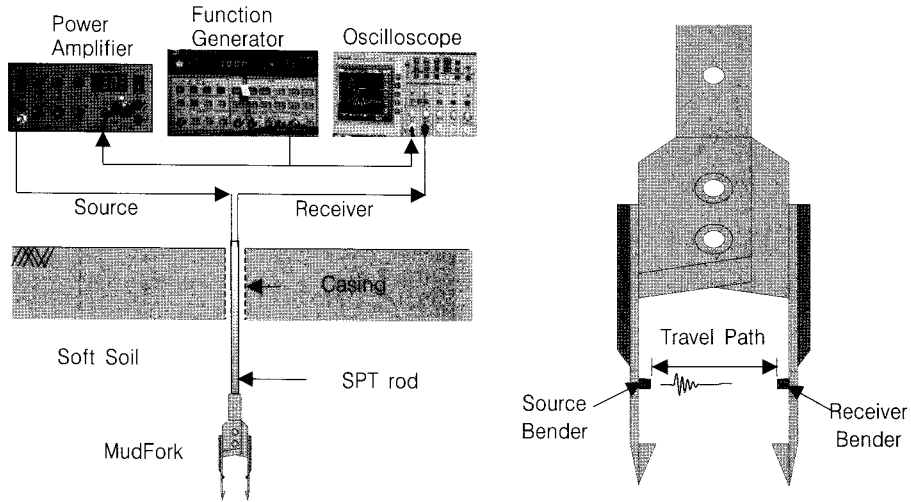


그림 7. 콘저항값과 전단강도 프로파일

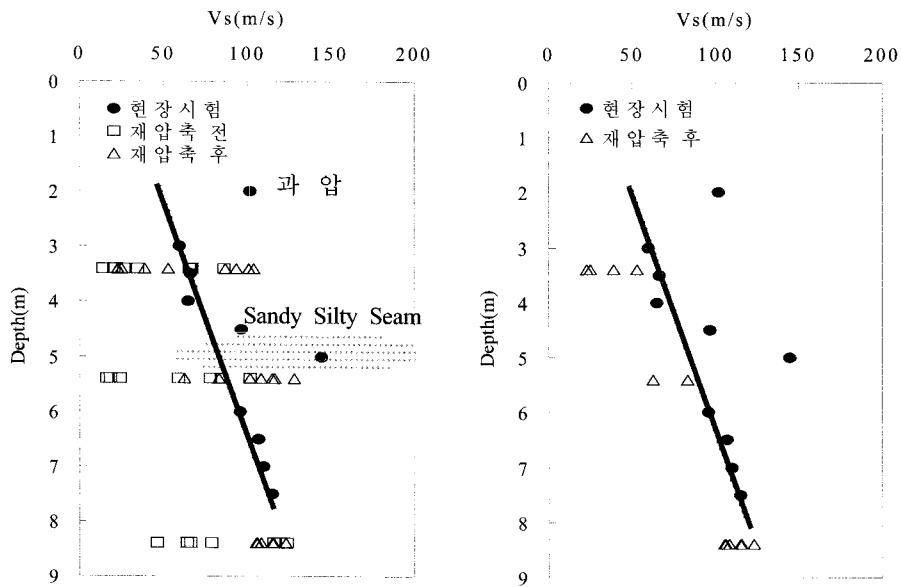


그림 8. 전단파속도 프로파일

한다. 그림 8은 현장 전단파 속도를 실내 시험값과 함께 도시한 것으로 언뜻 보기에는 일관성 없이 무작위로 변화하는 것처럼 보인다. 2m 깊이의 현장값은 과압밀된 층의 강성이고, 깊이 5m 부근의 두 값은 협재층의 값이다. 이러한 국부적 변화를 제외하면, 현장의 전단파 속도는 깊이에 따라 일차적으로 증가하고 있다. 실내시험 값도 재압축 전후의 전단파속도 증가를 보여주고 있다. 깊이 3m에서는 얇은 심도의 국부적 연경도 변화와 깊이 5m에서는 모래 협재층의 영향을 받아 측정값이 전단강도와 마찬가지로 편차가 크나, 깊이 8m에서는 일관성 있는 값을 보여주고 있다. 이러한 국부적인 변화와 공시체 상태의 정성적인 판단(표 2의 비고란 참조)으로 재압축

후의 전단파 속도를 취사선택하여, 상당히 일관성 있는 전단파속도 프로파일을 오른쪽 그림에 다시 도시하였다. 이 그림에서 굵은 직선은 이 지반을 대표하는 전단파속도 프로파일을 표시한 것이다.

## 5. 전단강도 및 밀도와 전단파 속도의 상관관계

### 5.1 전단강도와 전단파 속도

그림 6과 그림 8에서 결정한 이 지반의 대표 전단강도와 전단파속도 프로파일을 그림 9에 함께 도시하였다. 두 값이 깊이에 따라 나란히 일차적으로 증가하여

서로 일차적 비례관계를 이루고 있다. 이 관계를 그림 10과 같이 전단강도-전단파속도 평면에 실내실험 데이터를 배경으로 하여 도시하였다. 실내실험결과만으로도 상당히 일관성 있는 상관관계를 보여주고 있다. 이는 공시체가 시료 채취과정에서 교란되고 재압축에 의해 복원되는 과정에서, 전단강도와 전단파속도가 서로 유사하게 변화하기 때문인 것으로 짐작 된다. 소성이 다른 여러 점성토에서, 이러한 간단한 상관관계의 데이터가 집적된다면, 공학적으로 매우 유용하게 활용될 것이다.

## 5.2 밀도와 전단파속도

밀도(간극비)는 강도 및 침하에 관련된 공학적 문제를 해결하는데 가장 기본이 되는 중요한 지수이다. 기존의 미소변형 전단변형계수( $G_{max}$ )와 간극비에 대한 경험식을 검토하여, 이 지반에 적용할 수 있는 관계식을 제

안하고자 한다. 앞에서 도출한 대표 전단파속도 프로파일과 이 지반의 밀도의 평균값  $0.19 \text{ t}\cdot\text{sec/m}$ (표 2에서 평균단위중량  $1.88 \text{ t/m}^3$ 을 중력가속도로 나눔)로 식 (2)를 사용하여  $G_{max}$ 를 계산하였다. 아래와 같은 Hardin & Black(1969)의 점성토에 대한 경험식을 사용하여 간극비( $e$ )를 계산하여 그림 11에 도시하였다.

$$G_{max} = 1230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} OCR^k \sqrt{\sigma_0} \quad (3)$$

여기서, OCR은 과압밀비,  $\bar{\sigma}_0$ 는 평균유효응력,  $k$ 는 점토의 소성지수와 관련되는 계수이다.  $G_{max}$ 와  $\bar{\sigma}_0$ 의 단위는 psi를 사용하였다. 계산된 간극비는 그림 11과 같이 공시체로부터 계산한 실측치(표 2 참조)와 상당한 차이가 나고 있다. 이 지반은 ML로 분류되는 실트가 다량 함유된 소성이 작은 지반으로 일반 점토(clay)와 다른 특성을 보이고 있다. 전단강도도 일반 연약한 점토보다 크고, 밀도도 큰 편이다. 실트질 지반의 거동은 소성에 따라 고운 모래(fine sand)로부터 점토의 거동에 이르기까지 판이하다. 이 지반도 소성지수가 작고, 전단강도와 밀도가 크며, 깊이에 따른 밀도 변화도 작아, 고운 모래(fine sand)와 유사한 거동을 보일 가능성이 있다. 아래와 같은 Richart(1977)의 모래에 대한 상관식을 적용하여 간극비를 계산하였다.

$$G_{max} = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_0} \quad (4)$$

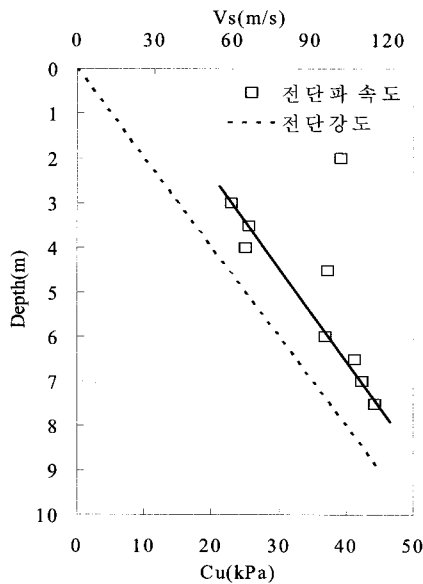


그림 9. 대표 전단강도와 전단파속도 프로파일

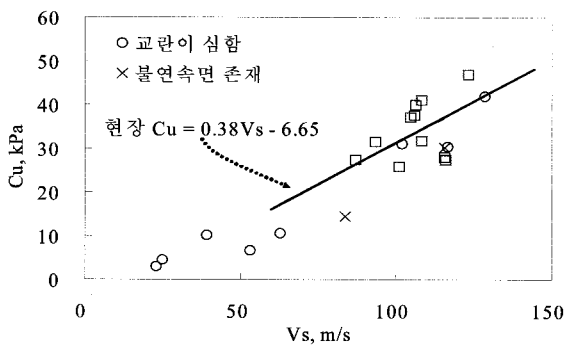


그림 10. 비배수 전단강도와 전단파 속도의 상관관계

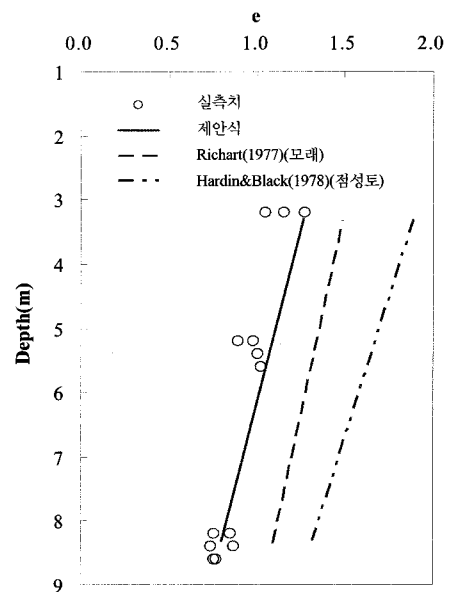


그림 11. 간극비 프로파일



여기서,  $G_{max}$ 와  $\bar{\sigma}_0$ 의 단위는  $kg/cm^2$ 이다. 계산된 간극비는 실측치보다 크나 깊이에 따른 경향이 유사하여 식 (4)의 계수를 조정하여 아래와 같은 상관식을 제안하였다.

$$G_{max} = 2400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\bar{\sigma}_0} \quad (5)$$

여기서,  $G_{max}$ 와  $\bar{\sigma}_0$ 의 단위는 kPa이다. 이 상관식이 여러 인천 지역의 실트질 연약지반에서 검증되면 매우 유용한 밀도추정식이 될 것이다.

## 5. 결론

최근에 벤티 엘리먼트를 이용한 현장탄성과 프로브(probe, MudFork로 명명됨)가 개발되어 정밀하고 수월하게 연약지반의 전단파 속도를 측정할 수 있게 되었다. 손쉬운 탄성파시험과 잘 정립된 상관관계를 이용하면, 강성도 측정과 함께 전단강도와 밀도까지도 측정할 수 있는 매우 매력적인 현장조사 기법이 될 것이다. 이러한 방법을 개발하고자 인천의 한 연약지반 현장에서 이 MudFork를 이용한 현장탄성파시험과 콘시험을 수행하고, 시료를 채취하여 실내에서 삼축압축시험과 병행하여 벤티 엘리먼트로 공시체의 전단파 속도를 측정하였다. 이 결과로부터 점성토의 전단강도와 전단파속도의 상관관계와, 밀도와 전단파속도의 상관관계를 정립하였다. 이 연구에서 맺은 결론은 아래와 같다.

- (1) 인천지역의 실트질(ML) 점성토의 전단강도는 전단파속도와 일차적 비례관계에 있다.
- (2) 이 실트질 점성토는 일반 연약한 점토와 다른 거동을 보여, 밀도와 전단파속도 상관관계는 모래의 경험식을 수정하여 제안하였다.
- (3) 이 연구에 사용한 탄성파 프로브는 현장조사에 매우 효과적인 장점을 보유하고 있다. 또한 부수적인 연구 결과로는,
- (4) 인천지역의 연약지반은 실트 함유량 위치에 따라 다르고, 모래질의 얇은 층이 끼어 있는 등 변화가 심하여, 국부적 시료의 실내시험 결과로는 전반적인 지반의 물성 파악이 힘들어, 콘이나 탄성파 시험을 병행하는 것이 바람직하다.
- (5) 인천지역의 연약지반은 투수성이 불량한 고운 모래지반의 특성과 유사한 거동을 보이는 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 일부 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업의 연구비지원(C105A1000013 - 06A030001220)에 의해 수행되었습니다.

## 참고 문헌

1. 목영진, 정재우, 오상훈, 김학성 (2008), “연약지반 강성측정을 위한 벤티 엘리먼트 프로브”, *대한토목학회 논문집*, 제28호, 제2C호, pp.125-131.
2. Bjerrum, L. (1972), “Embankment on Soft Ground”, *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue Univ., Vol.II, pp.1-54.
3. Bjerrum, L. (1973), “Problems of soil mechanics and construction on soft clays”, *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol.3, pp.11-159.
4. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves”, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.98, No. SM7, pp.667-692.
5. Hardin, B.O., and Black, W.L. (1969), “Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays”, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.95, No. SM6, pp.1531-1537.
6. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellorra, R. (1985), “New developments on field and laboratory testing of soils”, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol.1, pp.57-153
7. Kondner, R. L. (1963), “Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.89, No.SMI, pp.115-143.
8. Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977), “Stress-deformation and strength characteristics”, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp.421-494.
9. Lunne, T., and Kleven, A. (1982), “Role of CPT in North Sea Foundation Engineering”, *Norwegian Geotechnical Institute Publication* #139.
10. Mayne, P. W., and Rix, G. J. (1993), “ $G_{max} - q_c$  Relationships for clay”, *Geotech. Testing J.*, Vol.16(1), pp.54-60.
11. Richart, F. E. Jr. (1977), *Dynamic Stress-Strain Relations for Soils, State of the Art Report*, Proc. Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol.2, pp. 605-612.
12. Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1998), *Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design*. U.S. Department of Transportation. Report No. FHWA-PA-87-022+ 84-24. Vol.2.
13. Simonini, P., and Cola, S. (2000), “Use of piezocone to predict maximum stiffness of Venetian soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126(4), pp.378-382.

(접수일자 2007. 11. 21, 심사완료일 2008. 5. 14)