

## 낙동강 하구의 삼각주에서 실시된 성토에 따른 침하예측 및 현장계측

### Prediction and Field Measurement of Settlement due to Preloading on Deltaic Clay in Mouth of the Nakdong River

정성교<sup>1)</sup>, Chung, Sung-Gyo, 백승훈<sup>2)</sup>, Baek, Seung-Hoon, 김규종<sup>3)</sup>, Kim, Gyu-Jong

- 1) 동아대학교 토목공학과 교수
- 2) (주) 가야 Eng 부장
- 3) 동아대학교 토목공학과 박사과정

## 1. 서론

과거 수년동안에 걸쳐서 낙동강 하구지역에서는 대단위 성토공사가 곳곳에서 수행되었다. 이 지역에서는 연약지반의 심도가 아주 깊고 지질환경 및 토질특성이 아직까지 명확하게 규명되지 못한 이유 등으로 당초 설계시에 추정되었던 침하량과 압밀소요시간에 비하여 측정값이 대략 2~3배에 이르고 있다(정 등, 1999b). 이러한 결과는 사회문제로까지 비화되고 있음에도 불구하고 신뢰성이 떨어진 토질조사 및 계측결과들로 인하여 명쾌한 원인분석이 어려운 실정이다. 따라서 체계적인 토질조사, 설계 및 현장계측이 수행됨에 따라 이러한 원인분석과 아울러 침하량 및 압밀소요시간을 산출하기 위한 새로운 방법의 적용이 절실히 요구되어지고 있다.

본 연구를 위하여 낙동강 하구의 한 삼각주에서 조직적이고 엄격한 토질조사 및 실험을 실시하였으며, 이를 근거로 연직배수공의 설계, 침하량 및 압밀소요시간을 예측하였다. 그리고 엄선된 각종 계측기에 의하여 체계적으로 관리 및 현장계측이 수행되었으며, 이 계측값은 계산값과 비교를 통하여 차이에 대한 원인규명과 함께 재해석이 수행되었다.

## 2. 삼각주의 지반조건 및 개량공사

### 2.1 지반조건

본 연구대상현장은 낙동강 하구의 삼각주에 위치하며, 행정구역상 부산광역시 사하구 하단동에 속하는 곳이다(Fig.1). 이 삼각주는 낙동강의 상류로부터 운반되어 온 막대한 양의 하상쇄설물이 퇴적된 곳으로 약 100m정도의 총적층으로 구성되어 있다.

본 현장의 지층구조 및 토질특성을 파악하기 위하여 7개의 시추조사가 실시되었다(사하구청, 1997). 지층구조는 상부의 약 20m의 두께가 모래층으로 구성되어 있으며, SPT N치는 1~21로 분포하고 있다. 그리고 이 모래층 내에는 가끔 얇은 점토층이 협재되어 있기도 한다. 그 아래로 약 20m 두께의 실트질 점토층이 존재하며, 조사위치에 따라 3~4m두께의 모래층이 불규칙적으로 협재되어 있기도 한다. 이 점성토층에는 부분적으로 소량의 폐각류가 함유되어 있으며, SPT N치는 4~28의 범위로 변하는 불규칙성을 나타내고 있다. 이 점성토의 아래로는 조밀한 모래 및 자갈층이 깊은 깊이까지 번갈아 쌓여있다.

지표 아래로 약 20~40m의 깊이에 존재하는 점성토에 대하여 실내토질시험으로 얻어진 토질특성은 Fig.2 및 Table 1과 같다. 이 점성토는 액성한계가 자연함수비보다 약간 작게 나타나며, 비배수 강도가 0.40~0.76(kg/cm<sup>2</sup>)이고, 예민비가 8~22인 초예민연약점토로 분류된다.

Table 1 Engineering Properties of clay.

	구 분	범 위(평균)	비 고
물리적 특성	자연함수비, w(%)	39.75~56.94(47.01)	
	비 중, $G_s$	2.658~2.675(2.664)	
	액성한계, LL(%)	32.50~42.60(38.37)	
	소성지수, PI(%)	17.20~31.49(23.81)	
역학적 특성	일축압축강도, $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.791~1.526(1.099)	
	내부마찰각, $\phi'$ (°)	26.60~45.92(38.38)	
	에민비, $S_r$	8~22(16)	
압축 특성	과압밀비, OCR	0.41~0.70(0.54)	
	팽창지수, $C_s$	0.032~0.094(0.061)	
	압축지수, $C_c$	0.509~0.801(0.656)	

## 2.2 지반개량공사

본 현장은 Fig.3에서 볼 수 있는 바와같이 2~8층 규모의 건물을 축조하기 위하여 연약지반개량을 실시하는 곳이다. 성토면적은 207×157m이며, 성토는 단위중량이 2.0t/m<sup>3</sup>가 되도록 조절하면서 8.0m의 높이까지 실시되었다. 4면의 성토사면은 1:1.5로 축조되었다. 성토속도는 대략 0.4m/month로 성층되었고, 최종성토까지 330일이 소요되었다.

지반개량을 촉진시키기 위한 목적으로 PBD를 이용한 연직배수공법이 적용되었다. PBD는 Mebra MD-88제품이며, 그 크기는 폭 99.6mm, 두께 3.9mm이다. 이 PBD는 1.5m 간격의 격자형 배치이며, 지표로부터 약 43.0m까지 관입시켜서 양면배수가 되도록 하였다.

본 현장에서는 Fig.3에서 나타낸 바와같이 각종 현장계측이 수행되었다. 대표적으로 7개 지점을 선정하여 지표침하판, 층별침하계 및 간극수압계를 설치하였으며, 그 이외에도 지중경사계 및 지하수위계가 공사관리를 위하여 사용되었다.

## 3. 침하량 및 압밀소요시간의 예측

본 현장에서 성토에 따른 지반침하는 약 20m 두께의 모래 및 점성토층에서 각각 발생하는 것으로 가정하였다.

모래층에 대한 즉시침하는 Schmertmann(1970)의 경험식 (1)이 사용되었다.

$$S_{is} = C_1 C_2 q_n \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (1)$$

여기서  $C_1 = 1 - 0.5[\sigma'_{vo}/(q - \sigma'_{vo})]$ ,  $C_2 = 1 + 0.2 \log(t/0.1)$ (t=10년이 사용되었음),

$I_z$  = 영향계수,  $E_s$  = 모래지반의 탄성계수,  $q$  = 접지압력, 그리고  $\sigma'_{vo}$  = 유효상재응력.

점성토에 대해서는 즉시침하와 압밀침하가 고려되었다. 그러나, 2차압축은 일본에서와 같이 실내압밀 시험중에 각 하중당 24시간씩 재하되었기 때문에 직접 고려되지 않았다(Tanaka, 1998).

점성토에 대한 즉시침하는 Janbu et al(1956)의 제안식이 사용되었다.

$$S_{ic} = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_u} \quad (2)$$

여기서  $\mu_0, \mu_1$  = 계수, B = 최소폭, 그리고  $E_u$  = 비배수 탄성계수.

Fig.2에서 볼 수 있었던 바와같이 본 삼각주 점토가 실내압밀시험결과에서 미압밀점토(OCR<1)로 판정되어서 식 (3)과 같이 미압밀점토에 대한 압밀침하공식(Perloff, 1975; Zou et al, 1993; 조 등, 1996)이 적용되었다. 이 식은 정규압밀점토에 대한 Terzaghi의 침하량 공식과 비교하면, 뒷항의 분모인  $\sigma'_{vo}$  대신에  $\sigma'_p$ 로 교체된 것이다.

$$S_c = \sum_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} H_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}} \quad (3)$$

압밀소요시간은 Barron(1948)에 의한 수평배수이론이 식 (4)와 같이 적용되었다.

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (4)$$

여기서  $T_h$  = 시간계수,  $F(n)$  = 교란효과 및 배수정 저항효과를 고려한 계수.

본 예측에서 즉시침하를 계산하기 위하여 사용된 탄성계수는 모래와 점성토에 대하여 각각 SPT N치의 평균값을 이용하여  $E_s = 78N(t/m^2)$  및  $E_u = 500 C_u(kN/m^2)$ 로 구하였다(건교부, 1992). 그리고 압밀침하량 및 소요시간을 계산하기 위하여 사용된 토질상수는 Fig.2를 참조하여 Table 2와 같이 결정되었었다.

Table 2. Parameters for clay.

	$\gamma_s(t/m^3)$	$e_o$	$C_c$	$\sigma'_{vo}(t/m^2)$	$\sigma'_p(t/m^2)$	$k_h(m/s)$	Remarks
상부점토층	1.690	1.326	0.647	21.691	12.515	$1.46 \times 10^{-7}$	$k_h/k_v$ 비 : 상부=1.2 하부=0.9
하부점토층	1.717	1.280	0.665	31.274	15.854	$9.44 \times 10^{-8}$	

상기와 같은 방법으로 8m의 성토( $q = 8m \times 2.0t/m^3 = 16.0t/m^2$ )가 이루어질 때에 계산된 침하량 및 압밀소요시간은 다음의 Table 3과 같았다.

Table 3. Predicted settlement and consolidation time.

$S_{is}(cm)$	$S_{ic}(cm)$	$S_c(cm)$	$S(=S_{is}+S_{ic}+S_c)(cm)$	$t^*_{90}(months)$
15.10	4.57	280.36	300.03	6

\*  $U_{90}$ 을 위하여 요구되는 압밀시간

압밀소요시간은 2.2절에서 언급된 조건으로 PBD가 매설되었을 때(1.5m의 격자배치) 90%압밀을 위하

여 요구되는 소요시간이다. 여기서 교란영역계수  $S=5$ , 교란영역의 투수계수비  $k_h/k_s=2$ , 그리고 배수정 저항길이  $l=10m$ (양면배수)가 사용되었다.

#### 4. 현장계측 및 분석

본 현장에서 성토에 따른 침하거동을 관찰하기 위하여 2.2절의 Fig.3에서와 같이 현장계측이 750일 동안에 걸쳐서 실시되었다. 여기서 사용된 층별침하계는 Roctest사의 제품 Magnet- Reed Switch, 간극수압계는 Roctest사의 제품 Vibrating wire Piezometer, 또한 경사계는 Roctest사의 제품 Servo Accelerometer가 사용되었다. 계측수기는 성토중에 3회/주, 성토 완료후 2회/주~1회/월로 (주)바이텍과 동아대학교 지반연구실에 의하여 공동으로 실시되었다.

Fig.4는 대표적인 계측결과로서 P3지점에 대한 것이다. 이 그림에서 보면, 시간에 따른 성토과정 및 침하 후의 성토고, 층별침하계 사이의 침하량, 지하수위 그리고 과잉간극수압의 변화를 나타내고 있다. 모래층의 침하는 성토완료 후에 더 이상의 침하가 발생하지 않았지만, 점성토층에서는 현지점(최종성토 완료 후 400일)까지 계속하여 침하가 발생하고 있다. 점성토에서의 침하는 단순히 1차압밀 이외에 2차 압축도 다소 발생하고 있다는 것을 곡선의 기울기로부터 알 수 있다. 지하수위는 기상의 영향으로 약 1.0m 전후로 변하고 있지만, 과잉간극수압은 성토완료후에 계속하여 감소하고 있으며, 거의 소산이 완료된 상태에 있다. 그리고, 기타 지점에 대한 결과도 이와 비슷한 경향을 보여주었다(김, 1998).

계측자료의 분석은 상기와 같은 분석법 이외에 침하량 예측기법 및 유추기법이 사용되었다. 침하량 예측기법은 쌍곡선법(Tan, 1991), Hoshino법(Hoshino, 1962), Asaoka법(Asaoka, 1978) 및  $\sqrt{s}$ 법(정 등, 1998)이 적용되었으며, 유추법은 쌍곡선 및  $\sqrt{s}$ 법이 갖는 곡선식에 상수를 변화시키면서 계측곡선에 가깝게 접근시켜 가는 방법을 사용하였다. Fig. 5 및 6은 이들의 방법들에 의한 결과이며, 쌍곡선법에 의한 유추곡선이  $\sqrt{s}$ 법에 의한 것보다 계측곡선과 전반적으로 더 일치함을 보여주었다. Table 4는 모래지반의 즉시침하에 대하여 계산결과와 측정값을 비교하여 나타내고 있다. 이 표에서 보면, PBD를 관입하는 과정에서 발생된 진동에 의하여 약 19.2cm의 침하, 성토하중에 의한 즉시침하가 평균 48.3cm, 시간의 존적 침하가 약 32.8cm으로써 모래층의 전침하량의 평균은 100.3cm로 측정되었다. 이 측정값은 식 (1)에 의하여 계산된 15.1cm에 비하여 무려 664%로 과대하게 얻어졌다. 단지 성토에 의한 즉시침하량 48.3cm와 비교하더라도 약 320%만큼 과대하게 침하가 발생하였다. 그러나, PBD의 관입(진동식)에 의하여 모래지반이 당초 조사시에 비하여 더 조밀해진 영향을 고려하면 예측값은 엄청나게 과소평가된 결과를 나타내고 있다. 그리고 식 (1)에 적용되는 탄성계수  $E_s$ 를 CN으로 표현하고 측정된 즉시침하량만 고려하여 역해석하면 C는 78 대신에 약 25로 되었다.

Table 5는 점성토 층의 침하량과 압밀소요시간에 대하여 계산, 측정 및 재해석 결과를 비교한 것이다. 점성토는 당초에 미압밀 상태에 있다고 가정하였으며, 식 (2) 및 총 침하량은 284.93cm이었다. 현장계측(예측기법에 의한)값은 118.87cm으로 약 240%가 과대평가되었다. 그러나, 모래층과 점성토층의 전침하량을 보면, 예측값이  $300.03(=284.93+15.1)$ 이고 계측값이  $219.17cm(=118.87+100.3)$ 로써 약 140% 정도 과대평가되고 있다. 상기와 같은 과대평가는 점성토를 실내압밀시험 결과를 이용하여 미압밀점토라고 가정하였던 이유에서 비롯된 것이다. 최근에 정 등(1999)의 연구결과에 의하면 이 현장의 점성토는 거의 정규압밀상태에 있었다. 따라서 본 현장의 점성토가 정규압밀상태에 있다고 간주하고 Terzaghi의 압밀침하공식의 적용과  $C_c$ (압축지수)의 재구성에 의하여 적용된  $C_c$ ,  $C_{c1}$  및  $C_{c2}$ 는 Fig. 7에서 볼 수 있는 바와같이 Schmertmann(1955)의 재구성법을 이용한 것이다. Schmertmann 방법은  $\sigma'_p$ 와  $\sigma'_{vo}$ 가 동일하다는 조건하에서 성립하지만, 본 압밀시험결과는 이 값이 상이하여 3가지 방법으로 압축지수가 산출되었다. 그리고 자연함수비( $W_n$ )와 초기간극비( $e_o$ )를 이용하여  $C_c$ 값을 구하는 Skempton (1944)과 NAVFAC(1982)의 경험식이 다음과 같이 적용되었다.

$$C_c = 0.01 W_n \quad (5)$$

$$C_c = 1.15(e_o - 0.35) \quad (6)$$

Table 5에서보면 재구성된 압축지수( $C_c$ )를 이용하여 계산된 5개의 압밀침하량을 계측결과와 비교하면, 보정이 되지 않은 압축지수를 이용하여 계산된 결과가 계측결과와 아주 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 그리고 타지의 점성토에 대하여 얻어진 경험식을 이용한 결과와도 아주 상이하다는 것을 볼 수 있다. 그러나 정 등(1999b)의 연구결과를 보면, 이 현장에 대한 압밀시험결과는 시료가 아주 교란되어서 선행압밀응력에 도달할 때까지 체적변형률이 6~8%로 기록되었으며, Andresen & Kolstad(1979)의 시료 판정법에 의하면 D급에 속하였다. 이와 같이 과대하게 시료교란이 발생되었던 시료에 대하여 얻어진 압축지수를 이용하여 계산된 압밀침하량이 측정결과와 잘 일치한다는 의미는 침하량의 산정방법에 문제가 있다는 뜻으로 해석된다.

성토재하기간을 산정하기 위하여 Barron(1948)의 수평배수이론이 당초에 적용되었다. 이 설계에 의하면 성토기간이 3개월, 90% 압밀을 위한 기간을 6개월로 추정되었다. 그러나, 평균압밀도가 약 87.0%에 이르는 현지점에서 예측(추정)된  $t_{90}$ 은 약 1100일로 산출되어서 당초의 예상을 훨씬 초과하고 있다. 이 값은 실제로 성토공사가 진행되었던 330일을 제외하더라도 770일이나 소요되어서 당초 예상값보다 약 420% 이상 지연되고 있다. 이러한 원인은 투수계수의 과대평가, 공사방법, 지반교란 등의 여러 가지 요인이 복합적으로 작용하였을 것으로 사료된다.

Table 4. Measured and calculated settlements on sand

	Measured				predicted(cm)
	PBD* (cm)	immediate(cm)	creep(cm)	total(cm)	
P1	20.0	56.3	18.73	95.0	13.5
P2	18.4	57.2	40.23	115.8	16.6
P3	20.0	43.9	36.23	100.1	19.5
P4	24.8	47.0	36.5	108.3	16.9
P5	23.0	38.1	46.58	107.7	14.8
P6	15.4	34.9	20.99	71.3	12.1
P7	12.9	60.4	30.34	103.6	12.2
<b>Average</b>	19.2	48.3	32.8	100.3	15.1

\* Settlement during installation of PBD

Table 5. Measured and calculated settlements on clay

Calculated(cm)			Field		Re-calculated by Terzaghi eqn.				
immediate (Eqn 2) (cm)	Consolidation (Eqn 3) (cm)	Total(cm)	S <sub>r</sub>	t <sub>90</sub> *1	C <sub>c</sub> (cm)	C <sub>c1</sub> (cm)	C <sub>c2</sub> (cm)	Skempton (cm)	NAVFAC (cm)
4.57	280.36	284.93	118.87	1100	116.23	138.54	194.90	81.63	195.13
Remarks	예측기법에 의한 성토 초기부터 압밀도 U <sub>90</sub> 까지 소요되는 시간.								

## 5. 결론

낙동강 하구지역의 삼각주에서 연직배수공법과 8m 높이의 성토가 수행되는 현장에서 체계적인 토질 조사 및 실험, 설계 그리고 현장계측이 실시되었다. 설계시에 추정된 침하량과 압밀소요시간은 현장계측값과 비교되었으며, 두 값의 차이에 대한 원인분석과 함께 재해석을 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 약 20m 두께의 모래층의 침하량은 예측값이 약 15.1cm이며, 현장계측값이 약 100.3cm로써 약 664%의 과소평가를 나타내었다. 이러한 과소평가의 원인은 주로 PBD 타입시의 진동, 시간의존적 침하 및 탄성계수의 과대평가에서 비롯되었다.
- (2) 모래층 아래에 위치한 약 20m 두께의 점성토층을 미압밀점토라고 간주하여 계산된 예측침하량은 284.9cm이었으나 계측값은 118.9cm으로써 대략 240%의 과대평가를 나타내고 있다. 그리고 예측된 압밀소요시간이 약 180일인데 비하여 계측값은 약 770일로 나타났다.
- (3) 본 현장의 점성토를 정규압밀점토라고 단정하여(정 등, 1999a) 압밀침하량을 재분석한 결과 시료 교란을 보정하지 않은 압축지수를 적용하였을 때 계산 및 측정값이 아주 잘 일치하였다. 시료교란에 대한 보정과 함께 재계산된 침하량이 실측값에 비하여 과대평가된 결과를 나타내고 있어서 새로운 계산법의 개발이 요구되었다.

## 6. 참고 문헌

1. 건설교통부(1992). 구조물기초시방기준.
2. 김규중(1998). 낙동강 하구의 초연약 점토에 대한 압밀특성 및 성토재하에 따른 압밀거동, 석사 학위 논문, 동아대학교.
3. 사하구청(1997). 서부산 문화회관 신축공사 기초설계변경-설계보고서, 부산광역시 사하구청.
4. 정성교, 최관희, 최호광, 조기영(1998). “압밀해석을 위한  $\sqrt{s}$  - 예측기법,” 한국지반공학회지, Vol.14, No.2, pp. 41-53.
5. 정성교(1999a). “낙동강 하구점토의 압밀특성,” 연약지반에 대한 국제 심포지엄, 동아대학교, Feb. 10.
6. 정성교 외 3명(1999b). “낙동강 삼각주 점토에 대한 과압밀비의 평가,” 한국지반공학회 논문집(원고심의 중)

7. 조기영, 이남기, 정진교, 정성교(1996). “낙동강 하류지역의 미완속압밀점토에 대한 토질특성 및 압밀 침하예측,” 대한토목학회 학술 발표회 논문집(III), pp. 543-546.
8. Andresen, A. and P. Kolstad(1979). “The NGI 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials,” Proc. Int. Symp. on Soil Sampling, Singapore, pp. 1-9.
9. Asaoka, A.(1978). “Observational procedure of settlement prediction,” Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 4, pp. 87~101.
10. Barron, R. A.(1948), “Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells,” Transaction ASCE, Vol. 113, Paper No. 2346, pp. 718-742.
11. Hoshino(1962), “最新にあける基礎の諸問題,” 土質學會第17回年次學術, 日本土木學會, 1962. 7. pp. 63~67.
12. Janbu, N., L. Bjerrum and Kjaernsli(1956). “Veiledning ved 10sing av fundament-eringsopp-gaver,” (Soil mechanics applied to some engineering problems), in Norwegian with English summary, Norwegian Geotechnical Institute Publ. 16, Oslo.
13. NAVFAC(1982). Design Manual 7.1-Soil Mechanics, NAVFAC DM 7.1, U.S Department of Navy, Washington D.C..
14. Perloff, W. H.(1975). Pressure distribution and settlement, Foundation Engineering Hand- book, H. F. winterkorn and H. Y. Fang, eds., chapter 4, Von Nostrand Reinhold, NY., pp. 148-196.
15. Schmartzmann, J. H.(1955). “The undisturbed consolidation behaviour of clay,” Trans. ASCE 120.
16. Schmartzmann, J. H.(1970), “Static cone to compute static settlement over sand,” Journal of the soil Mechanics and foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, pp. 1011-1043
17. Skempton, A. W.(1944). “Notes on the compressibility of clays,” Quarterly Journal of the Geological Society of London, Vol. 100, pp. 119-135.
18. Tanaka, H.(1998)(개인적으로 의견교환)
19. Tan T. S. et al (1991), “Hyperbolic method for consolidation analysis,” JGE, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 1723~1737.
20. Zou, Y. Q. et al.(1993). “Study on the settlement analysis for underconsolidated soft clay ground,” ICSSE : Recent Advances in Soft Soil Engineering, China, pp. 343-348.

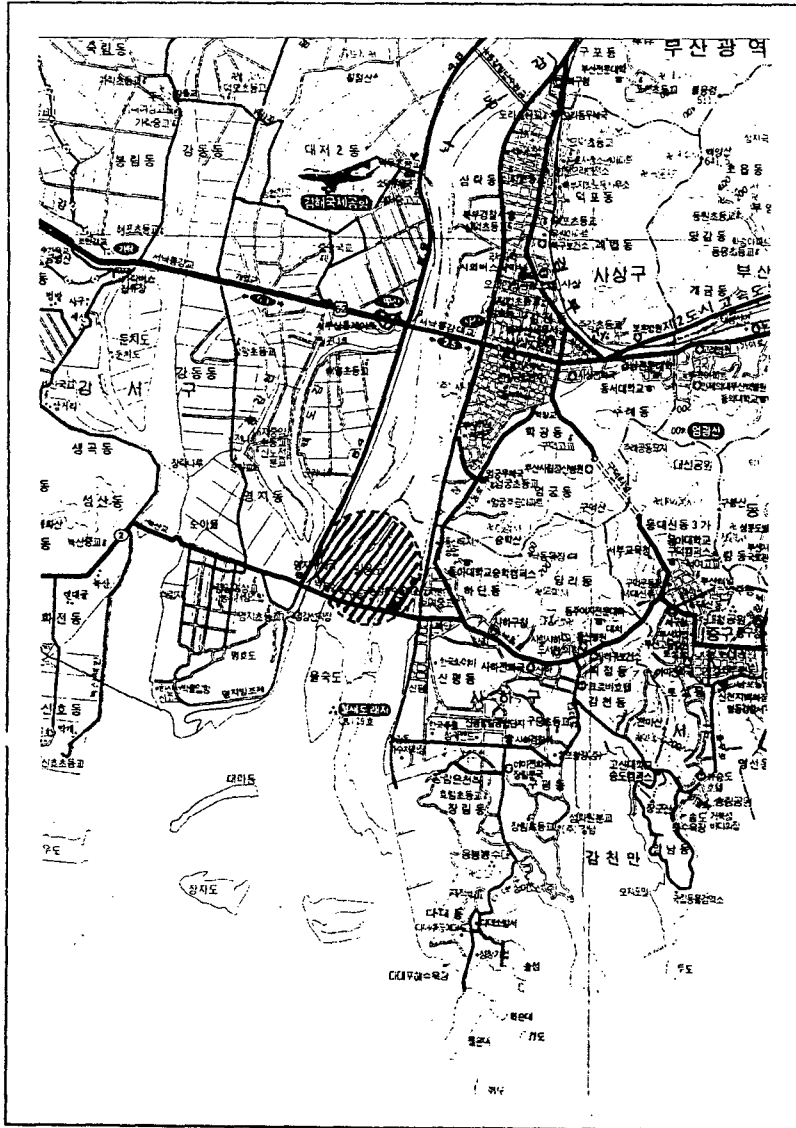


Fig. 1 Location of the construction site.



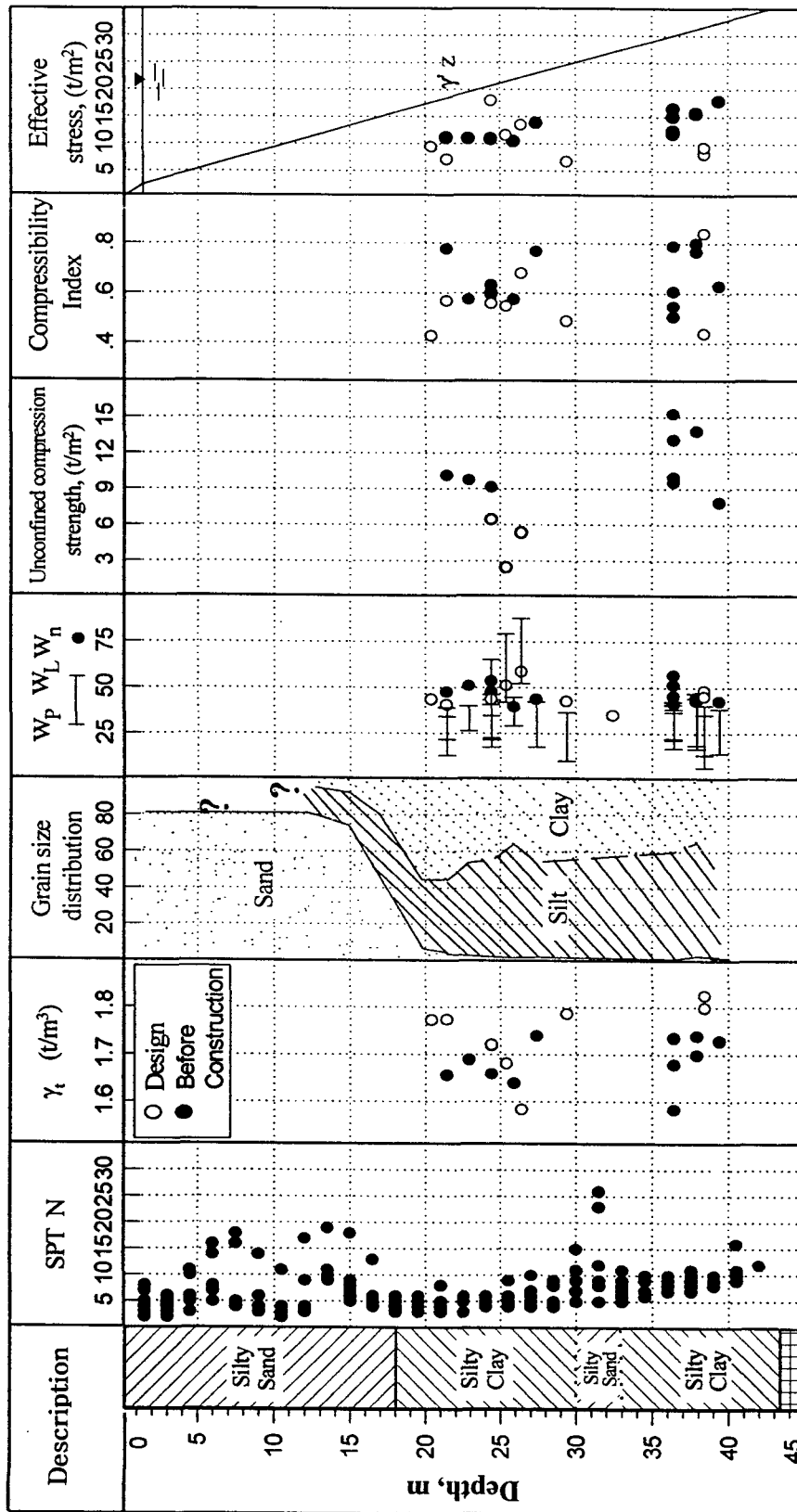


Fig.2 Profile of geotechnical properties.

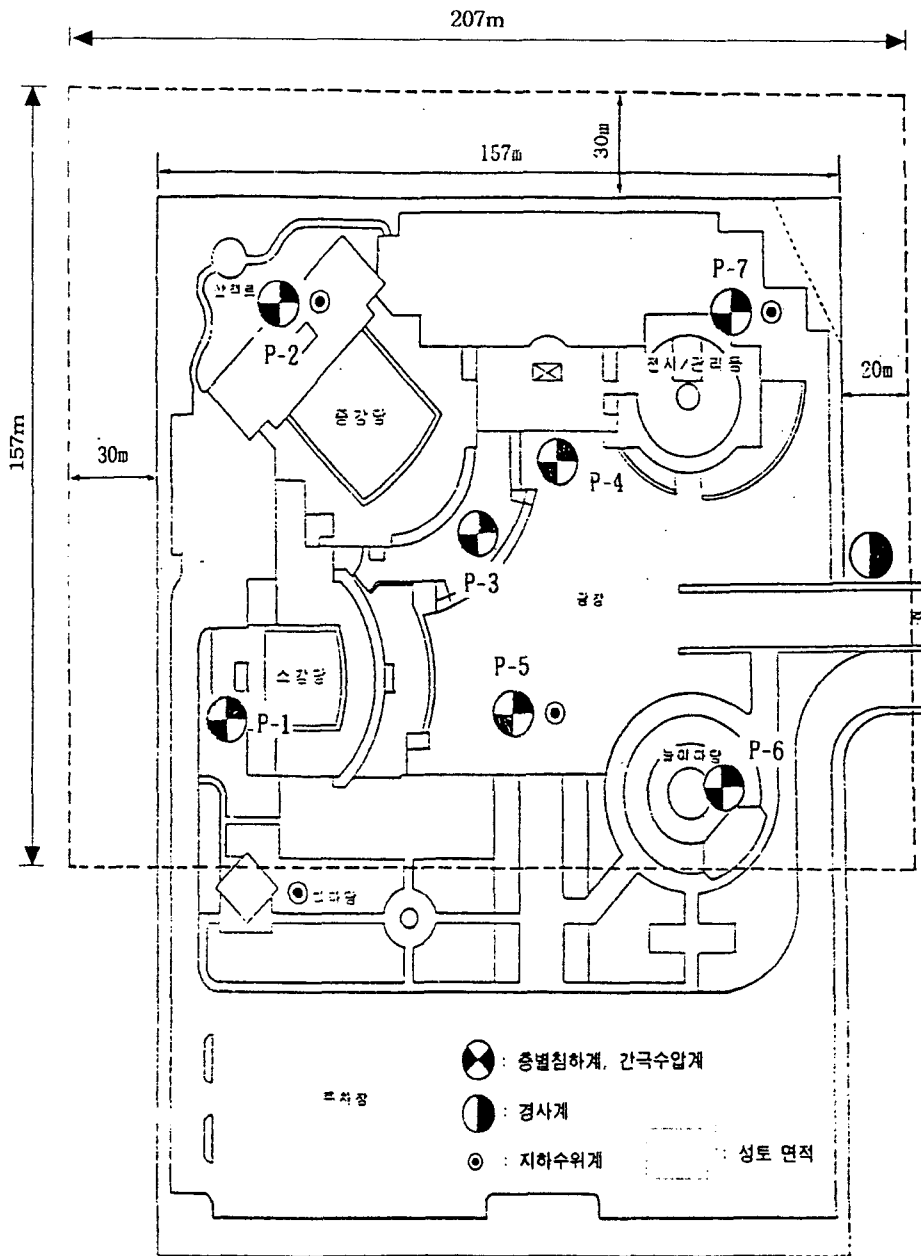


Fig. 3 Plane view for construction and field monitoring.

AREA P3

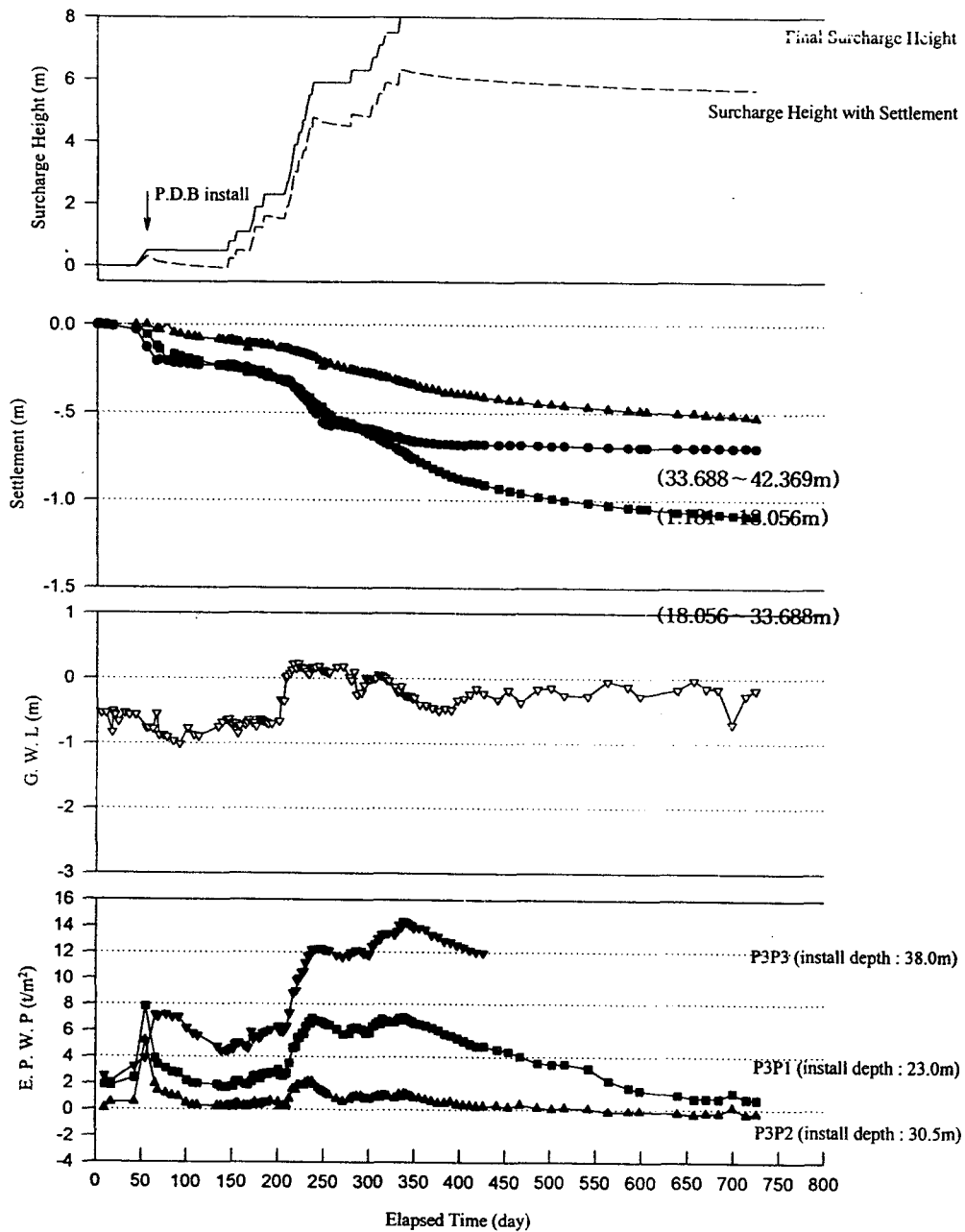


Fig. 4 Typical results of field measurements.

AREA P3

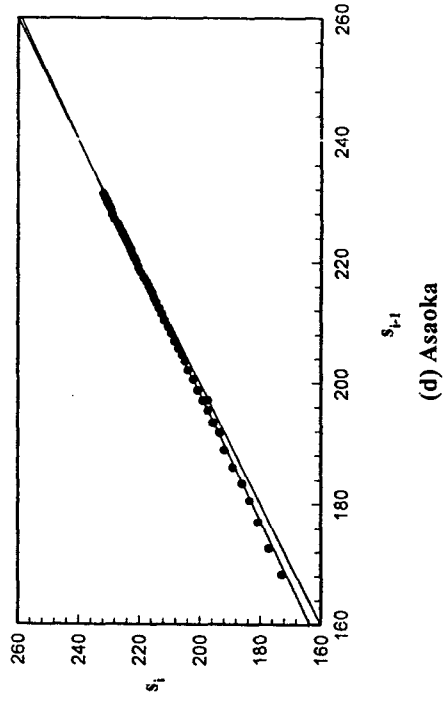
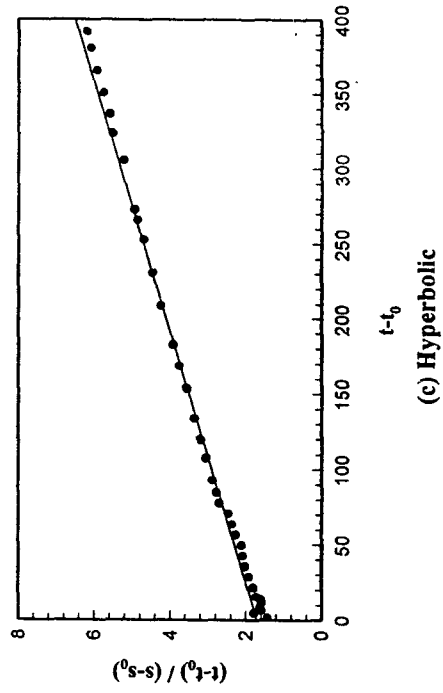
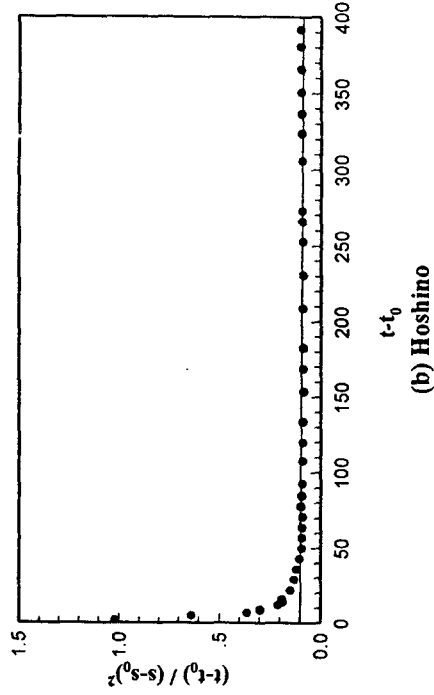
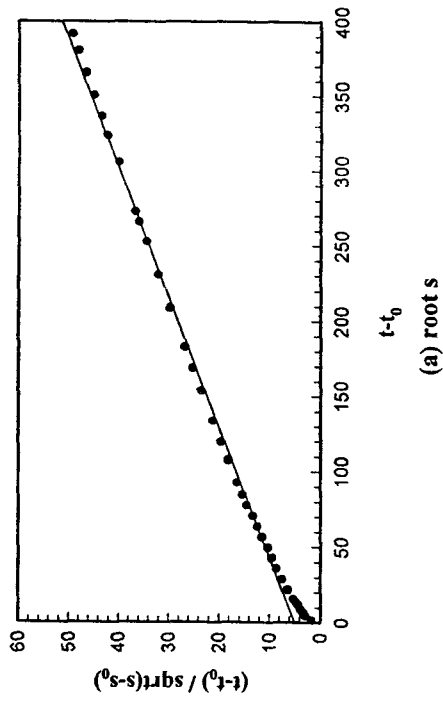
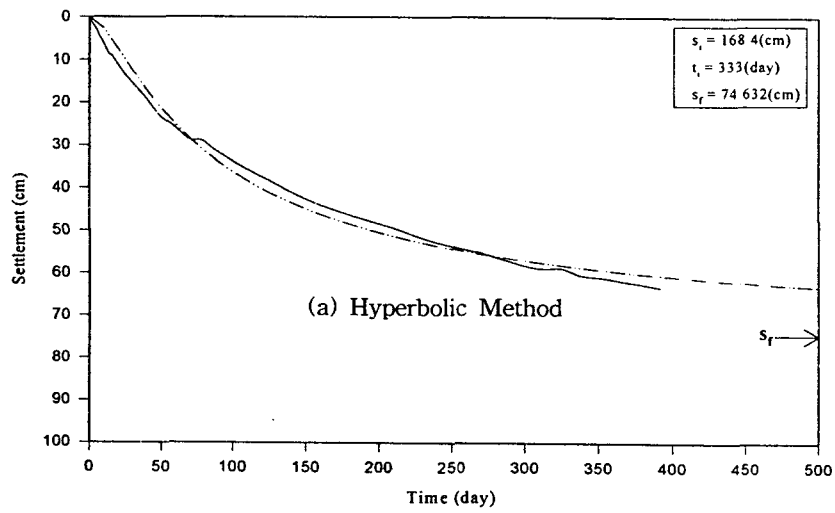


Fig. 5 Prediction of final settlement by observational methods.

P-3 AREA



P-3 AREA

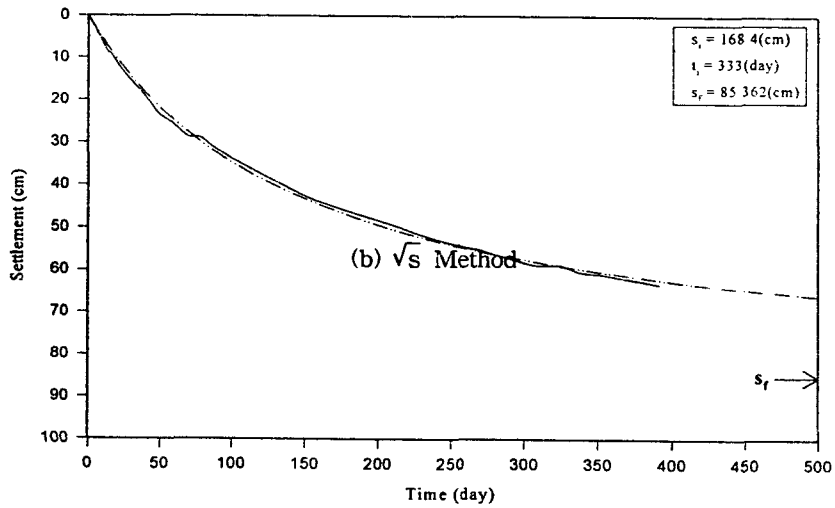


Fig. 6 Typical examples of applying simulational methods

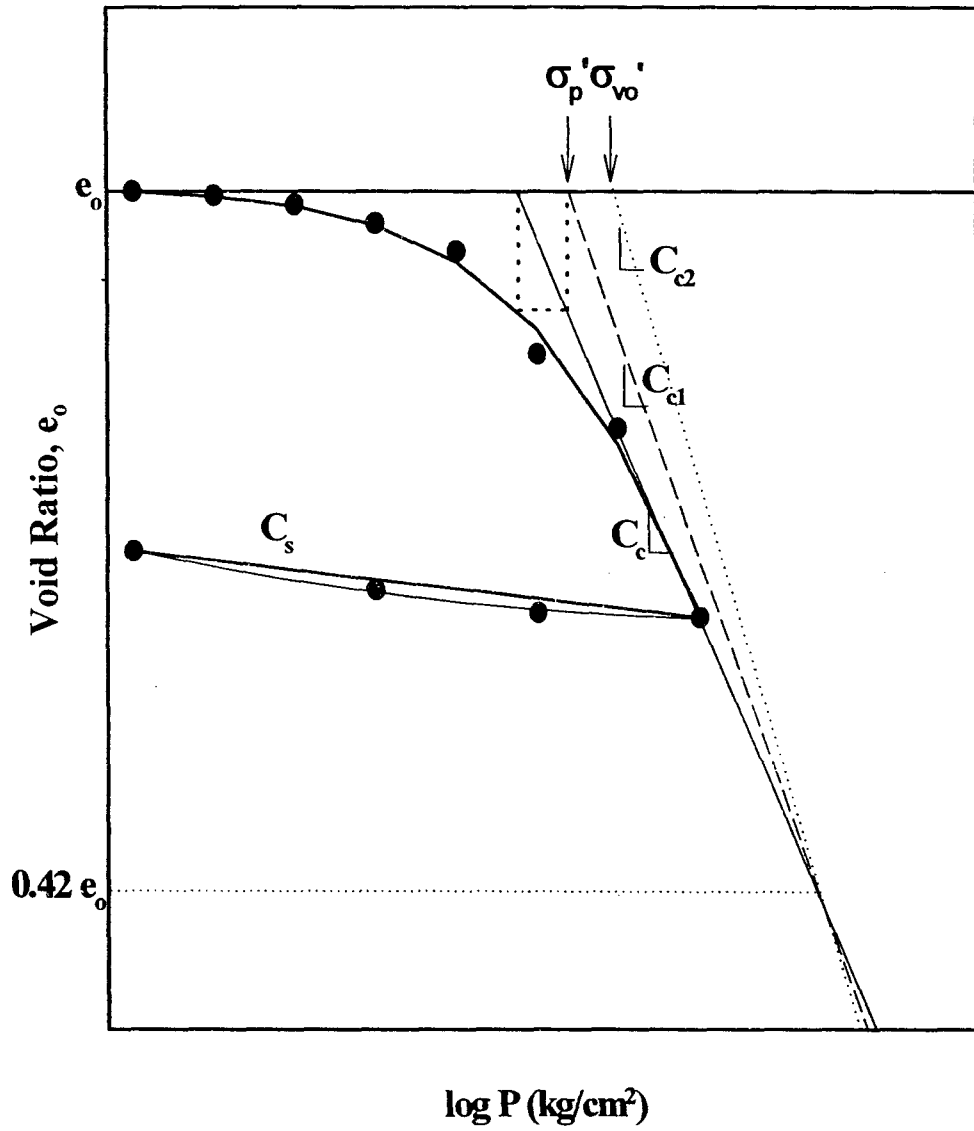


Fig. 7 Reconstruction of compression curve.