

# 점성토지반에 축조한 제방의 변형추정

- 고흥만 방수제 사례연구를 중심으로 -

## A Deformation Prediction of the Embankment on the Soft Clayey Foundation

- A Case Study of the Sea Dike of Koheung Bay -

오 재 화\* · 이 문 수\*\*  
Oh, Jae Hwa · Lee, Moon Soo

### Abstract

This paper aims at developing the prediction technique of the deformation for the embankment such as sea dike and shore protection relevant to reclamation project along the southern coast of the Korean Peninsula. Generally total deformation of a sea dike over clayey foundation are composed of immediate settlement, plastic deformation and consolidation settlement. Plastic deformation occurs when the ultimate bearing capacity is less than overburden pressure containing the stress increment due to the construction of an embankment. The reliable prediction of total settlement is very important since deformed final geometry of sea dike is directly connected for analysing the safety of the long-term slope failure and piping.

During this study, plastic deformation, major part of deformation was analysed using the program developed by authors, whereas immediate settlement and consolidation settlement were predicted by Mochinaka and Sena's method and Terzaghi's 1-dimensional theory of consolidation respectively. In order to validate the prediction technique for the deformation, a case study of Koheung Bay reclamation works was carried out. A good agreement was obtained between observation and prediction, which means the applicability of the technique.

### I. 서 론

점성토로 구성된 기초지반은 그 지반을 구성하고 있는 토질의 전단강도에 의하여 소정의 지지력을 갖고 있으므로, 제방 축조시 제방에 의한 지중응력의 증분과 과재하중을 합한 값이 지반의 극한지지력을 초과하지 않는 경우에도, 즉시침하

와 압밀침하가 일어난다. 이 때 발생하는 즉시침하는 압밀침하량에 비하여 매우 작기 때문에 보통은 무시한다. 그러나, 강도가 매우 작은 지반은 즉시침하도 함께 고려해야 한다.

이와는 달리 극한지지력이 이들 응력증분과 과재하중의 합보다 작게 되면, 소성변형이 일어난다.<sup>1)</sup> 재하로 인하여 지반내에 발생하는 응력으

\* 조선대학교 공과대학

\*\* 전남대학교 농과대학

키워드 : 소성변형, 즉시침하, 압밀침하, 지지력, 과재하중, 전반전단파괴, 국부전단파괴.

로 인한 소성유동(plastic flow)은 재하속도 및 재하크기와 관련되는 것으로 알려져 있다. 특히 전단강도가 극히 작은 점성토로 구성된 연약지반 위에 방조제나 방파제 및 호안과 같은 거대구조물이 축조될 경우에는 이들 3종의 변형 가운데서 소성변형이 대부분을 이루며 이와 같은 소성 변형으로 인한 침하는 탄성론적인 해법으로 그 추정이 불가능하다. 대체적으로 방조제나 호안의 시공위치의 해저지반의 지지력은 매우 작으며, 풍랑에 저항할 수 있는 사석의 과대한 중량때문에 사석투하(투기)와 동시에 대형치환(large displacement)이 발생하기 때문에 미소변형을 전제로 하는 유한요소해석도 불가능하게 된다.

또한, 이와 같은 거대 변형률의 해석에 대해서는 완벽한 이론정립이 아직 이루어지지 않고 있으며, 외국의 연구나 문헌, 혹은 필자의 일본국 방문연구에서도 충분한 연구집적이 거의 없어 장차의 연구에서 보다 완벽하게 꼭 해결되어야 할 과제이다. 그러므로 본 연구에서는 간척공사와 관련하여 제방축조시 성토하중에 대한 지지력 부족에서 기인되는 소성변형을 추정하는 것이 주된 목적이며 여기에 즉시침하와 압밀침하의 추정이 포함된다. 다시 말하면 소성변형을 지지력 문제와 관련하여 추정하고 연약지반 전체 두께에서 소성변형을 제외한 잔류심도에 국한하여 침하문제를 계산하고 이들을 모두 합하여 제체의 변형을 추정하였다.

## II. 침하량 추정이론

### 1. 침하량 추정의 문제점

일반적으로 점토지반에 하중이 작용하면 침하가 일어난다. 전단파괴가 발생하지 않는 조건에서는 통상적으로 압밀침하를 생각한다. 여기에 즉시침하가 일어날 것인가 하는 문제와 일어난다고 하면 그 침하량은 얼마일 것인가는 매우 심각한 문제이다. 경험에 의하면 즉시침하는 압밀침하의 15~20% 정도라는 보고도 있다.<sup>2)</sup> 그러나

이 양자를 구분한다는 것은 이론적으로 어려운 문제라고 보아진다. 이와 관련하여 지지력이 재하중에 의한 응력과 유효상재하중을 합한 값보다 큰 연약지반에 제방하중이 재하되면, 통상의 압밀침하에 즉시침하를 합하여 전체침하량으로 보는 것이 무난할 것이라고 판단되며, 즉시침하량은 持永·世良의 방법<sup>3)</sup>을 적용하고, 압밀침하량은 즉시침하 이후 남아있는 점성토 지반에 있어서 Terzaghi의 1차원 압밀이론<sup>4)</sup>에 의하여 계산하는 것이 타당하다고 본다. 이에 반하여 지지력이 작은 지반에서는 성토하중에 의한 소성변형을 먼저 고려한 다음 즉시 및 압밀침하를 검토해야 한다.

소성침변형은 체제 축조 이전의 유효상재하중( $P_0$ )과 제방의 하중으로 인한 지반내에 발생하는 연직응력 증분( $\Delta P$ )의 합( $P_0 + \Delta P$ )이 점성토층의 극한지지력( $q_{ult}$ )과 평형( $P_0 + \Delta P = q_{ult}$ )을 이루는 심도까지 침하된다고 보는 국내에서 가장 통상적으로 적용되는 관용적인 방법으로 계산하기로 한다. 그런데, 모든 역학이론이 미소변형을 전제로 하고 있는데, 여기서 논의하고자 하는 소성변형은 이른바 함몰(subsidence) 또는 파괴(failure)에 해당되므로 역학이론을 적용하기에는 한계가 있을 것이다. 그러나 제방하중에 의한 연약지반의 침하는 실제적인 현상이므로 어떠한 방법에 의해서든지 침하량을 추정해야 하는 매우 시급한 실정에 지반공학자는 직면해 있는 것이다. 특히, 간척을 다루고 있는 농업토목에서는 더욱 주목을 요하는 과제이다.<sup>5)</sup> 그리고 지지력이 작은 연약지반에 대하여 지지력 보강과 주행성 확보를 위해 토목섬유 부설과 관련된 연구도 함께 고려해야 될 부분이다.<sup>6,7)</sup>

### 2. 소성침하량

지반의 극한 지지력을 구하는 방법은 토질의 종류, 제안 학자, 규정 그리고 나라에 따라서 여러가지 공식이 이용되고 있으나, 이러한 다양한 방법 가운데서 어떠한 방법을 사용하여 기초지반

의 지지력을 산정하느냐 하는 것은 기술자의 판단에 달려 있다. 또한 사용된 방법에 따라 그 값이 달라진다. 이들 식중에서도 Terzaghi, Meyerhof 및 Hansen의 제안식이 가장 널리 사용된다.

Meyerhof 또는 Hansen의 극한지지력공식은 연약지반의 내부마찰각( $\phi$ ) $\approx$ 0 이므로 지지력 계수  $N_r=0$ 이 되어 다음 식과 같이 쓸 수 있다.

$$q_{ult} = C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_s \dots \dots \dots (2.1)$$

여기서

- $q_{ult}$  : 지반의 극한지지력 (tf/m<sup>2</sup>)
- C : 점성토의 비배수 전단강도(점착력) (tf/m<sup>2</sup>)
- $N_c, N_q$  : 지지력 계수 (Bearing factor)
- $N_c$  : 5.14(단  $B/h > 1.48$ 의 경우 Mandel과 Salencon<sup>8)</sup>도표 이용)
- $N_q$  : 1.0
- $\gamma_2$  : 지표에서 기초 근입심도까지의 흙의 단위중량 (tf/m<sup>3</sup>)
- $D_f$  : 기초의 근입깊이(강제치환 깊이) (m)

Mandel과 Salencon<sup>8)</sup>은 연약층이 성토제방의 폭에 비해 깊이가 얇은 지반에 대하여 Fig. 1에서 보는 바와 같이 지지력계수  $N_c$ 를 증가 시켜 해석하였다.

연직하중(재하중)은 체체의 자중 및 강제치환된 사석 혹은 토사의 중량을 합한 것으로 다음과 같다.

$$\sigma_z = I_q p + \gamma_1 D_f \dots \dots \dots (2.2)$$

- 여기서  $\sigma_z$  : 연직하중 (tf/m<sup>2</sup>)
- $I_q$  : 영향계수(Influence factor)
- p : 체체의 단위폭당 하중 (tf/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  : 침하된 사석의 수중단위중량 (tf/m<sup>3</sup>)

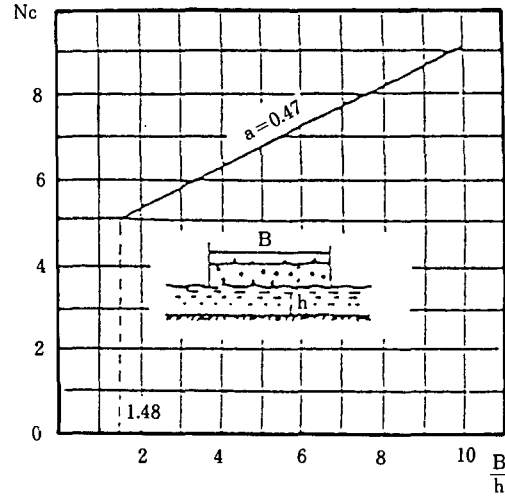


Fig. 1. Factor of bearing capacity for soft clay (After Mandel and Salencon<sup>8)</sup>)

식 (2.1)=식 (2.2)로 놓으면

$$C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_s = I_q \cdot p + \gamma_1 \cdot D_f \dots \dots \dots (2.3a)$$

$$C \cdot N_c + (\gamma_2 - \gamma_1) \cdot D_f = I_q \cdot p \dots \dots \dots (2.3b)$$

$$D_f = \frac{I_q \cdot p - C \cdot N_c}{\gamma_2 - \gamma_1} \dots \dots \dots (2.4)$$

식 (2.4)에서 좌변의 값(즉, 지반의 극한지지력)을 지반의 토질특성을 감안하여 얻은 후, 우변의 값과 일치되는 심도  $D_f$ 를 구하면 소성변형량(강제 침하량)을 산출할 수 있다.

### 3. 즉시침하량

즉시침하가 성토하중의 재하 초기에 발생한다고 가정하고, 연약지반의 제방과 같이 연약지반의 깊이 D와 방수체의 평균폭  $B_m$ 의 비( $B_m/D$ )가 상당히 큰 경우에는 1차원 압밀침하  $S_c$ 를 오히려 초과하는 즉시침하  $S_s$ 가 발생하게 된다.

본고에서는 이의 검토에 휩성기초에 적용성이 좋은 持永·世良이 제안한 다음 식<sup>3)</sup>을 적용키로 한다.

$$S_i = \frac{1}{100} A \gamma_t H \text{ (cm)} \dots\dots\dots (2.5)$$

여기서

$$A = 12.4 - 0.44 \times \bar{E}_{50}$$

$$\bar{E}_{50} = \frac{\sum E_i H_i}{30}$$

변형계수 →  $E_{50}$  : 활선계수 (일축압축강도에서 구한 경우,  $\text{kgf/cm}^2$ )

→  $E_{50}$  :  $2q_c$  (정적 콘관입시험에서 구한 경우,  $\text{kgf/cm}^2$ )

$\gamma$  : 성토부의 흙의 유효단위 중량 ( $\text{tf/m}^3$ )

H : 성토고 (m)

단,  $E_{50}$ 은 성토저부로부터 30m까지의 평균을 취하며,  $28\text{kgf/cm}^2$ 를 초과하지 아니한다.

#### 4. 압밀침하량

압밀침하는 연약지층의 두께와 재하 하중의 폭과의 관련에서 1차원, 2차원 혹은 3차원으로 일어날 수 있다. 그러나 방조제와 같이 제방 저부 폭이 연약지층의 소성침하 및 즉시침하 후 남아 있는 두께에 비하여 비교적 크기 때문에 Terzaghi의 1차원 압밀론<sup>4)</sup>을 적용하여 침하량을 산출하였다. 이 때의 계산식은 다음과 같다.

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \dots\dots\dots (2.6)$$

여기서,

$C_c$  : 압축지수

$e_0$  : 초기간극비

H : 연약층 두께 (cm)

$P_0$  : 유효상재하중 ( $\text{tf/m}^2$ )

$\Delta P$  : 연직하중의 증가량 ( $\text{tf/m}^2$ )

### III. 사례연구

#### 1. 개 요

우량농지의 확보를 목적으로 전라남도 고흥지

구 간척공사<sup>1)</sup>는 “지구외곽 조사 사업 계획서” (96. 6)에 의거 1996년에 고흥군 두원면과 도덕면 사이에 미곡생산을 목적으로 방조제 2.83km가 준공되고 계속공사인 2차 내부개답 공사에서 연약지반 위에 축조된 Fig. 2와 같은 방수제의 단면(대표단면으로 STA. No.12를 선정)을 선택하고 이에 대한 3종의 침하로 이루어진 전체 침하량을 저자들이 개발한 침하기법을 적용하여 추정하고 이를 다시 현장 관측치와 비교하여 이기법을 검증하고자 하였다. 침하계산에 관련된 토질정수는 Table 1에 나타내었다. 소성침하량의 산정과 관련, 수위가 시시각각으로 변화하게 되지만 평균해면(MSL)을 기준수위로 하였다.

Table 1. Soil parameters employed in settlement prediction

w (%)	Gs	LL	PI	$\gamma_t$ ( $\text{tf/m}^3$ )	Finer than #200 (%)	USCS
61.4	2.74	72	24	1.745	88.85	CH

비배수 전단강도는 회귀분석 결과,  $q_u = 0.192 \times \text{Depth(m)} + 0.423 (\text{tf/m}^2)$ 로 얻어졌다(Fig. 3 참조). 성토체체의 습윤밀도는 각각 95% 다짐시  $\gamma_t = 1.825 (\text{tf/m}^3)$ 이고, 90% 다짐시  $\gamma_t = 1.729 (\text{tf/m}^3)$ 이었다.

통상의 방조제 시공은 1차 사석단면 형성후에 곧 이어서 계속하여 토사단면을 형성하고, 제방 높이가 6.8m로 성토하는데 많은 시차는 없는 것이며 차량하중은 통산  $1\text{tf/m}^2$ 로 가정하고 있으나 이는 6.8m 성토 높이가 아래에서 큰 영향이 없을 것으로 보아 본고에서는 고려하지 아니하였다.

다음 절에 소성변형, 즉시침하 및 압밀침하 계산과정을 기술하고 계속하여 전체침하와 고찰순으로 살펴보기로 한다.

#### 2. 침하량 산정결과

##### 가. 소성침하량

Fig. 4는 조사된 고흥만 간척공사의 단면 STA. No. 12의 소성침하량 추정을 위하여 개발

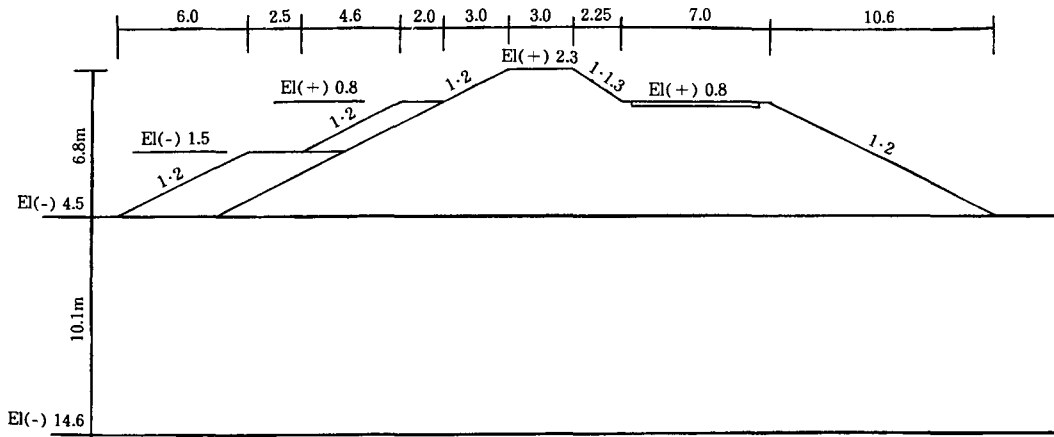


Fig. 2. Geometry of sections selected as a case study (STA. No. 12)

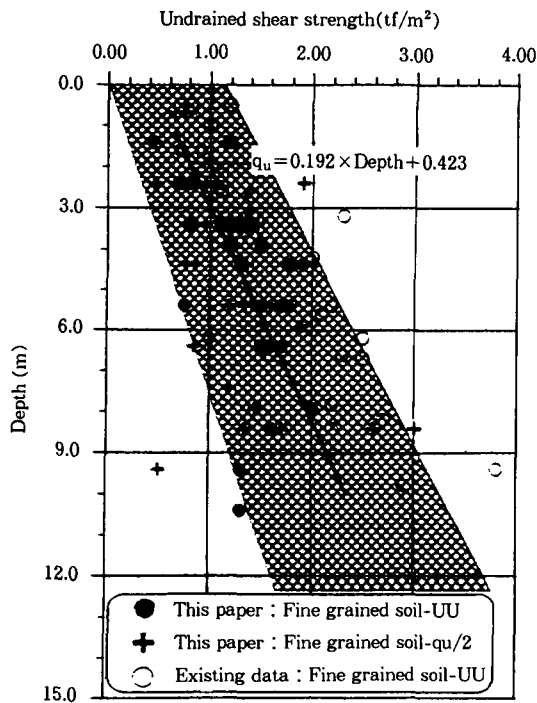


Fig. 3. Regression of  $q_u$  vs depth

된 프로그램으로 소성침하 깊이(심도)를 찾는 방법을 보인 것이다. 이 Fig. 4(a)는 전반전단파괴와 국부전단파괴 조건에서의 심도에 따른 극한 지지력의 증가를 보인 것이다. 깊이가 증가함에 따른 지지력의 증가는 첫째, 비배수 전단강도가

깊이에 따라 증가하고 지지력의 심도항이 깊이에 비례하여 또한, 증가하기 때문이다. 이에 반하여 하중에 의한 지중응력의 증가는 깊이가 증가함에 따라 자중(Overburden Load)에 의해서는 증가되나 하중에 의해서는 감소되어 결국, 점차적으로 감소하며, 이는 제방 중앙부에서 멀어짐에 따라 그 경향이 크게 둔화되며 심지어는 깊이에 따라 증가할 수도 있음을 이 그림은 나타내고 있다. 따라서 이 양자가 같아지는 깊이까지 침하된다고 가정한 것이다. 중앙부에서 왼쪽으로 멀어짐에 따라 침하는 감소하고 지지력선과 하중에 의한 응력 증분과 과재하중을 합한 선이 교차되지 아니함을 알수 있다. 이 때는 소성변형은 발생하지 아니한 것이다. Fig. 4(b)도 중앙부에서 우측으로 멀어짐에 따라 같은 현상을 보인다. 그러나, 이 이론에 의하면 제방사면 끝 외측의 응기현상은 설명이 불가능하다는 한계가 있다.

그런데, 다음으로 여기서 또 하나의 큰 문제점은 기초지반이 전반전단파괴를 일으킬 것인가, 혹은 국부전단파괴를 일으킨 것인가에 대한 정확한 구분이 어렵다.<sup>2)</sup> 지반의 극한지지력을 산정할 때, Terzaghi의 수정식은 전반전단파괴와 국부전단파괴의 중간을 택하고 있지만, 본 검토에서는 Mandel과 Salencon식을 적용하였기 때문에 이의 판단은 더욱 곤란하다. 저자의 견해는

점성토지반에 축조한 제방의 변형추정

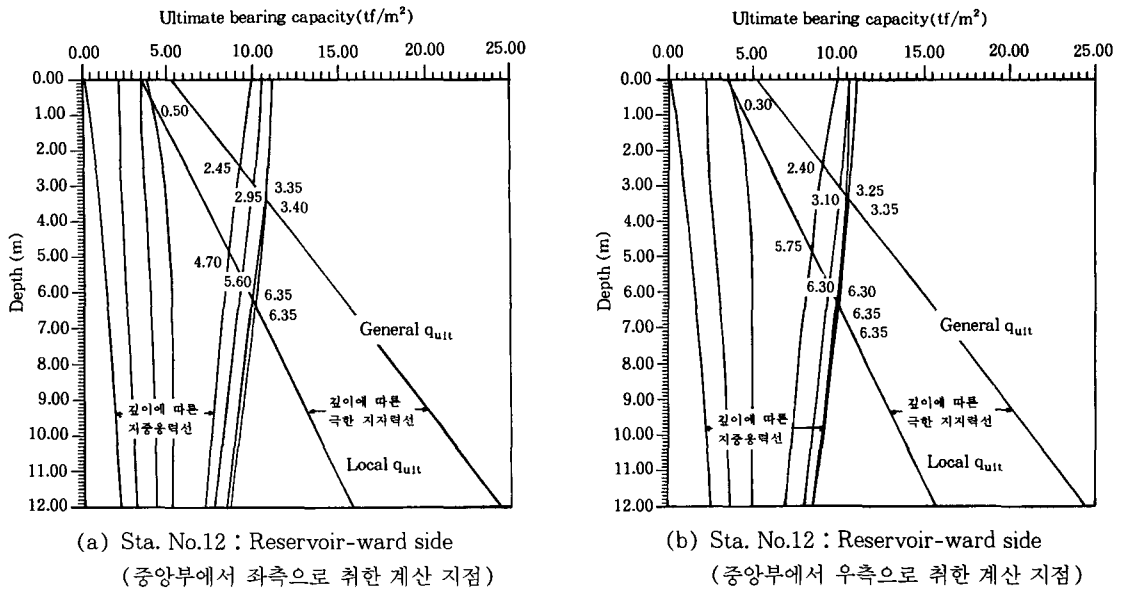
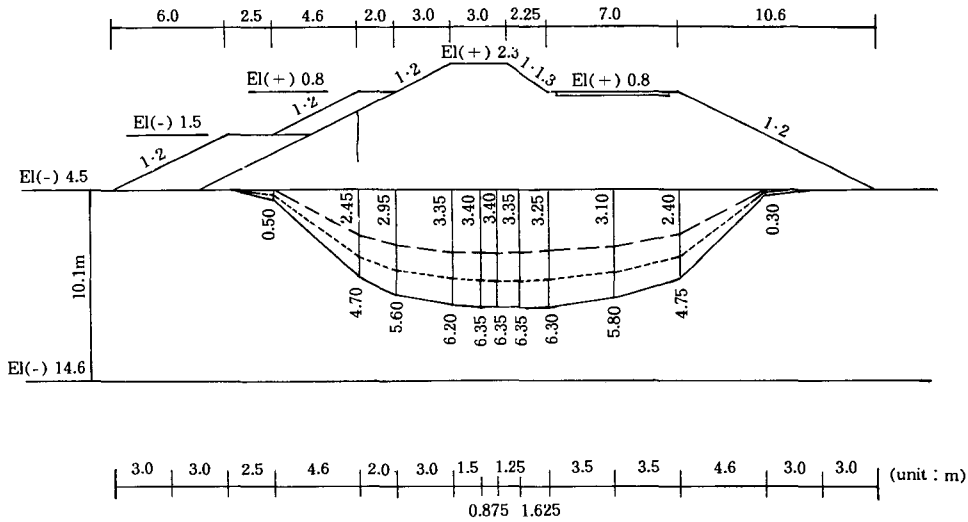


Fig. 4. Relationship between ultimate bearing capacity and stress within soils subject to embankment



Legend	
-----	General shear failure(39.4%)*
————	Local shear failure(76.9%)*
-----	Proposed(58.0%)*

\*성토단면내에 대한 침하단면적의 백분율을 의미함.

Fig. 5. A comparison of plastic settlements between general shear failure and local shear failure (STA. No. 12)

대상지반이 고소성 점토로 구성되었기 때문에 침하량을 Fig. 5와 같이 이 양자간의 중간적 성격(국부전단과 전반전단과괴에 의한 침하의 중간 위치)을 보일 것으로 판단하였다.<sup>1-3)</sup>

**나. 즉시침하량 산정**

즉시침하  $S_i$ 는 재하순간에 등체적 변형에 의해서 연직변형함으로서 간극수의 배출과는 관계없는 침하이다. 식 (2.5)에 의하여 단면 STA. No. 12 (Fig. 2) 중앙부에서의 즉시침하량을 계산하였다.

**다. 압밀침하량**

압밀침하는 소성침하와 즉시침하가 성토와 동시에 순간적으로 발생한 다음에 나머지 연약층에서 시간이 경과함에 따라 서서히 발생하게 될 것이다. 본 사례연구에서는 압밀계수가 상대적으로 작다는 것을 감안할 때, 압밀침하율은 매우 느리게 진행 될 것이다.

본 고에서는 압밀침하량을 산정하고 또한, 압밀도에 따른 소요시간을 계산한다. 다음 표기된 값은 각 조사지점에서의 토질시험결과의 평균값을 나타내었다. 침하추정기법의 타당성을 검증하기 위하여 사례연구를 수행하는 과정에서 토질정수의 선택과 관련, 농어촌진흥공사의 원설계서와 저자가 현장조사하여 결정된 값을 평균하여 계산에 사용하였다.

**Table 2. Soil parameters employed in calculation of consolidation settlement**

토질정수	Proposed (인근 BH-2 적용)	Original (B-4)	Employed average
$e_0$	1.789	1.336	1.561
$C_c$	0.63	0.33	0.48
$C_v(\text{cm}^2/\text{s})$	$1.0 \times 10^{-3}$	$9.0 \times 10^{-3}$	$0.95 \times 10^{-3}$
$\gamma(\text{tf}/\text{m}^3)$	1.788	1.702	1.745
$E_{50}(\text{kgf}/\text{cm}^2)$	2.88	4.0	3.44
연약층 총두께(m)	10.1	—	10.1
압밀층 두께(m)	4.98	—	4.98*

\*연약층 총두께에서 소성변형과 즉시침하를 뺀 값임.

**라. 전 침하율**

소성침하, 즉시침하 및 압밀침하량의 계산결과를 함께 나타내면, Table 3과 같다. 그리고 이를 도식화한 것이 Fig. 5이다. 또한 이 그림에는 확인된 침하량(치환량)이 나타나 있다.

**Table 3. Summary of settlement ratio(STA. No. 12)**

구분	단면적 ( $\text{m}^2$ )	변형률 (%)	비고	
소성 (plastic)	전반 전단과괴	64.36	39.4	원설계 단면적 164.54 $\text{m}^2$
	국부 전단과괴	125.47	76.7	
	추정	94.92	58.0	
즉시(immediate)	6.66	4.1	②	
압밀(consolidation)	14.40	8.8	③	
계	115.98	70.9	①+②+③	

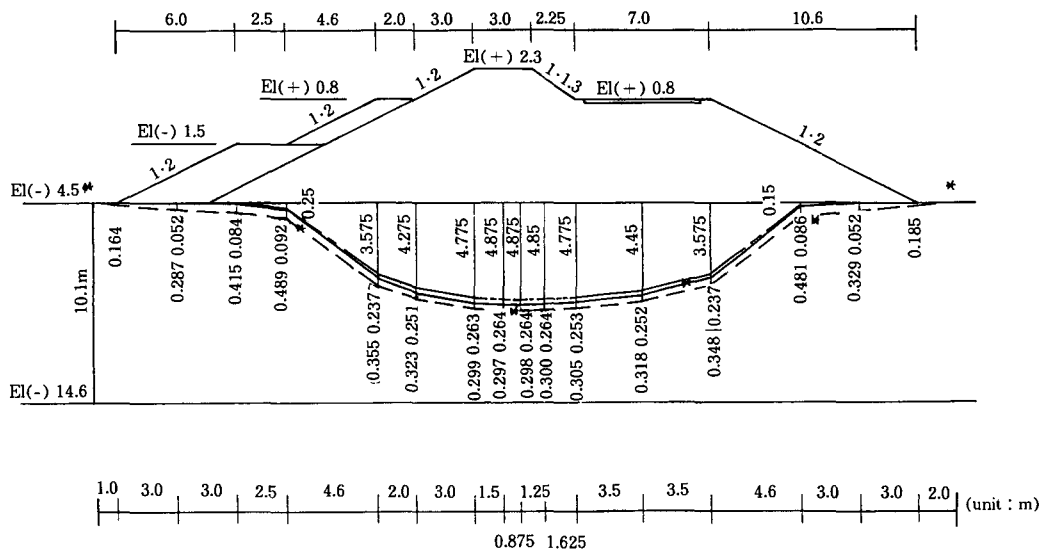
이 표와 그림에 나타난 침하율, 즉 성토면적에 대한 침하면적의 백분율은 70.9%에 이르고 있으며, 이는 우리나라 남해안에서 보통으로 발생하는 값이다.<sup>1)</sup> 특히, 이 중에서 소성침하가 81.8%(=  $58.0/70.9 \times 100$ )를 이루고 있어 이의 정확한 추정은 주목을 요하는 과제이다.

소성변형이 크게 발생하고 있는 이유는 이 지반이  $\phi=0$ 이며 전단강도가  $q_u=0.192 \times D(\text{m}) + 0.423(\text{tf}/\text{m}^2)$ 로 매우 작은 지반이기 때문일 것으로 생각된다(산정방법은 2.2에서 기술하였음). 그러나 지반조건이나 시공방법에 따라서 소성변형이 달라질수도 있음을 장차 연구로써 필요한 실정이다.

**마. 관측치와 비교**

예측치를 공사비 정산을 위한 확인 보링 결과에 따라 얻어진 불연속적인 관측치(6개소)와 비교 검토한 바 제체의 중앙부에서는 매우 높은 수준까지 양자가 일치하지만 양단으로 접근할수록 차이가 증가 하였다. 침하량 조사 방법은 원지반과 사석재와의 강도 차이에 따른 굴진감각에 의거하였다.

점성토지반에 축조한 제방의 변형추정



Legnd	
upper line	Plastic settlement(58%)
middle line	Immediate settlement(4.1%)
lower line	Consolidation settlement(8.8%)
*****	Observation

Fig. 6. Total settlement (STA. No. 12)

III. 결과 및 고찰

이상 소성침하, 즉시침하 및 압밀침하 등을 추정하고 이 들을 합하여 전체침하량을 계산 하였다. 이 중에서 즉시침하와 압밀침하는 추정에서 크게 벗어나지 않았지만 소성침하에 대하여는 오차가 발생할 가능성이 없지 않다. 본문에서 제안한 침하량 계산 기법이 현장에서 확인된 실측치와 비교할 때, Fig. 6과 같이 좋은 일치를 보이고 있어, 그 타당성이 검증되었다. 따라서, 중소성점토지반에서 소성침하량은 국부전단파괴와 전반전단파괴의 중간 정도에 위치한다고 보아 실제 당시의 추정치로 사용됨이 가능하다고 생각된다.<sup>1)</sup>

또한, 당해 현장으로부터 제공받은 자료확인 결과, 관측된 침하와 추정침하사이에 하중이 급격하게 변하는 절곡부를 제외하고는 좋은 대응성이 발견되고 있다. 다만 이 기법의 문제점은 제

체사면끝의 외측에서 융기가 일어나고 있음을 설명할 수 없어 지속적인 보완 및 개선이 필요하다고 판단된다. 그러나 연약지반위에 구조물의 축조와 관련, 이제 강조되어야 할 사항은 지반거동을 파악하기 위한 계측의 중요성이다. 지표면 침하계, 층별침하계, 경사계, 간극수압계 등을 정교하게 설치하고 적절한 빈도로 관측분석하여 연약지반 거동의 예측 및 안전시공의 자료가 확보되어야 할 것이다.

IV. 결 론

전단강도가 매우 작은 점성토로 구성된 연약지반에 방조제, 방파제 또는 호안을 축조할 경우, 즉시침하, 압밀침하의 추정법을 기술하고 여기에 침하의 대종을 이루는 소성변형을 추정하는 기법을 개발하였다.



이들 침하를 정확하게 예측하는 기법이 공사비의 견적, 제체의 사면활동파괴 및 파이핑의 안전을 검토하는데 선행되는 과제이다. 침하기법을 검증하기 위하여 사례연구로서 연약점토 지반위에 시공된 간척 공사현장의 방수제 단면을 선정하여 개발된 추정기법을 적용한 결과, 좋은 일치가 발견되어서 제안된 기법의 실용성이 인정되었으며, 얻어진 주요결론은 다음과 같다.

첫째, 지지력이 성토하중보다 작은 경우에는 전단파괴에 의한 소성변형이 일어나서 이 변형이 침하의 대부분을 이루고 있다.

둘째, 소성변형선은 국부전단 파괴와 전반전단 파괴의 사이에 존재한다.

셋째, 개발된 기법의 결함은 제체 외측지반의 용기해석이 불가능하므로 이의 해결을 위한 계속적인 연구가 요망된다.

이 논문은 1996년도 조선대학교 학술연구비의 지원을 받아 연구되었습니다. 동 재단에 깊은 감사를 드립니다.

### 참 고 문 헌

1. 한국농공학회, 1997, 고흥지구 간척개발 2차 (내부개답)공사 방수제 및 기타 구조물에 대한 지반공학적 검토 연구 용역 보고서. pp. 9-56.
2. 임병조, 1976, 기초공학. 야정문화사. pp. 55.
3. 박병기, 장용채, 이강일 역, 1995, 軟弱地盤에서의 土質工學 -시공, 설계, 조사-. 새론, pp. 186-187.
4. Terzaghi, K. 1943, Theoretical Soil Mechanics, 7th Ed. John Wiley & Sons, pp. 265-296.
5. 농림부, 전라남도 장흥군. 1998. “방조제 축조에 따른 침하량(지반변형 해석)연구”, pp. 56-133.
6. Yasuhara & Tsukamoto, 1982, “A rapid banking method using the resinous mesh on a soft reclaimed land”, 2nd international conference on geotextile, Las Vegas, pp. 635-640.
7. Nishimura, J. et al., 1992, “Laboratory model tests on the application of composite fabrics to soft clay ground”, Earth reinforcement Practice, Vol. 1, pp. 601-606.
8. Mandel, J. and Salencon, J.(1969), Force Portante d'un sol sur une assise rigide : Proc. Seventh Interm. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Mexico, Vol. 2, pp. 157-164.
1. 한국농공학회, 1997, 고흥지구 간척개발 2차 (내부개답)공사 방수제 및 기타 구조물에 대