

## 粘土 地盤上の 盛土の 壓密沈下 分析

鄭聖寬・權武男\*

慶北大學校 農科大學 造景學科

\* 慶北大學校 農科大學 農工學科.

### Analysis for Consolidation-Settlement of Embankment on Clay Layers

Jung, Sung Gwan・Kwon, Moo Nam \*

Dept. of Landscape Architecture, Coll. of Agric.,  
Kyungpook Natl. Univ.

\* Dept. of Agric. Engineering, Coll. of Agric., Kyungpook Natl. Univ.

#### Summary

Generally, in case of constructing the embankments on the soft clay layers, one-dimensional consolidation settlement under the assumption of a middle position stress in a single layer makes a great difference with the integral value, ie. the final settlement.

Consequently, to find how many equal segments of the soft clay layer are needed to converge into the integral value and which position should be taken as a position of mean stress, authors compared the theoretical value of the settlement due to one-dimensional consolidation with the practical value of the settlement due to two dimensional consolidation.

The obtained results are as follows.

- 1) The practical value of the two-dimensional consolidation settlement can be estimated by the 74-83 % theoretical value of the one-dimensional consolidation settlement.
- 2) When the soft clay layer was cut into 8-16 equal segments according to the depth, one-dimensional consolidation settlement converge into the integral value.
- 3) Assuming a total soft clay layer as a single one, the depth of a mean stress position is 0.29-0.37 of the thickness of the total soft clay layer.
- 4) The Hyperbola Method which presumes the long-term settlement from the short-term practical value of settlement is credible, because all practical value of the settlement

are in safe side of the standard error of estimation and the correlation coefficient is up to 0.95.

## 緒 論

軟弱地盤에서의 壓密沈下 現象을 解析하기 위하여 일반적으로 Terzaghi 理論<sup>6,19)</sup>을 사용하고 있으나 이 理論은 흙의 水平方向에 發生하는 變形은 무시하고 鉛直 方向만의 壓縮性을 論하고 있다. 그래서 엄밀히 취급하는 경우에는 水平方向이 완전히 拘束된 狀態이던가, 또는 무한히 넓은 載荷重을 받는 地盤이던가 近似的으로 砂層에 堆積된 얇은 軟弱層 및 載荷面 中央直下 附近의 地盤에만 適用할 수 있다.<sup>5,11,24,30,31)</sup> 따라서 두꺼운 軟弱地盤上에 帶狀盛土를 施工하는 경우에는 地盤 內의 흙은 部分的으로 載荷重의 영향을 받아서 等方周壓에 의한 壓密과 동시에 軸差應力에 의해서 剪斷된다.<sup>10,20)</sup> 이것 때문에 흙은 體積變化<sup>22)</sup>만이 아니라 載荷初期에 剪斷이 수반되는 塑性的인 形狀 變形을 나타낸다. 따라서 道路盛土, 堤防築造 등 帶狀盛土를 施工하는 경우에는 2次元적으로 沈下量을 計算하여야 되겠으나 煩雜하므로 보통 Terzaghi의 1次元 壓密論에 의하여 沈下量을 算定하고 있다.

그러므로 本 論文에서는 첫째, 軟弱層의 盛土에 있어서 2次元壓密 狀態인 沈下量 實測値와 1次元壓密로 計算한 沈下量 理論値를 比較 檢討하였고, 現場에서 短期間 測定한 實測値로 長期間의 最終沈下量을 推定하는 日本의 雙曲線法에 대한 信빙성을 檢討하였다. 둘째, 1次元壓密 計算法 자체에 대해서도 基礎地盤이 均質한 경우라 한지라도 積分에 의해서 산출하여야 하나 煩雜하므로 보통 單一層으로 하던가 또는 수개의 層으로 분할해서 1次元壓密 沈下量을 산출한다. 그런데 軟弱層을 單一層으로 計算하는 경우, 보통 軟弱層의 中間 地點을 취하나 이 方法의 타당성에 문제점이 있다. 따라서 單一層의 均

均地點으로서 어떤 地點을 취하는 것이 타당한가를 檢討하였다. 아울러 여러 層으로 분할해서 沈下量을 산출하는 경우, 최소한 몇 層 이상으로 等分하여야만 積分値에 수렴하는 가도 檢討하였다.

## 理論의 背景

### 1. 基礎地盤의 沈下<sup>2,5,17,18,19,21,4,8,26,29,33)</sup>

基礎地盤에서 盛土荷重에 의한 全沈下量은 다음 式으로 計算한다. 즉

$$S = S_i + S_c + S_s + S_p \dots\dots\dots (1)$$

여기서

- S : 總沈下量(Total Settlement)
- S<sub>i</sub> : 即時沈下量(Immediate Settlement)
- S<sub>c</sub> : 1次壓密沈下量(Consolidation Settlement)
- S<sub>s</sub> : 2次壓密沈下量(Secondary Consolidation Settlement)
- S<sub>p</sub> : 橫方向 流動에 의한 沈下量(Creep)

한편 即時沈下는 載荷와 同時에 일어나며 탄성적 부분과 소성적 부분으로 되어 있지만 全即時沈下量은 탄성론으로 計算해도 충분하다. 그런데 粘土에서는 彈性沈下는 壓密沈下量에 비해서 극히 작을 뿐 아니라 彈性沈下는 재하후 단 시간에 끝나므로 沈下量 測定時에는 벌써 끝났을 것이므로 여기서 취급하지 않기로 한다. 또한 2次壓密沈下는 1940年 Taylor, 1942年 Merchant에 의해서 연구되기 시작하였으며 2次壓密沈下量은 과잉간극수압<sup>23)</sup>이 사실상 완전히 消散되고 난 다음 壓縮되는 量인데 1次壓密이 完了되는 시간(t<sub>100</sub>) 즉, 과잉간극수압이 0이 되는 곳은 Casagrande가 提示한 바와 같이 時間

—沈下量曲線의 두 직선 부분을 연장하여 교차시키므로 決定된다. 泥炭土 등과 같이 有機質을 많이 含有하고 있는 흙에서는 2次壓密이 지배적이지만 粘土의 경우는 거의 무시해도 좋다. 마지막으로 1次壓密沈下量은 다음과 같은 式으로 計算할 수 있다.

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots (2)$$

$$S_c = m_v \cdot \Delta \bar{\sigma}_z \cdot H \dots\dots\dots (3)$$

$$S_c = \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \left( \frac{\bar{p}_0 + \Delta \bar{\sigma}_z}{\bar{p}_0} \right) \dots\dots (4)$$

여기서

- $S_c$  : 1次壓密沈下量
- $e_0$  : 原地盤의 自然間隙比
- $e_1$  : 現場壓密曲線上的 壓密後 間隙比
- $H$  : 粘土層의 깊이
- $m_v$  : 體積變化係數
- $c_c$  : 壓縮指數
- $\Delta \bar{\sigma}_z$  : 荷重에 의한 應力 增加分
- $\bar{p}_0$  : 有效上載荷重

먼저 式(2)를 사용할 때 문제점으로 日本의 Mojinaga (持永龍一郎)의 研究에 의하면 原地盤의 自然間隙比로서 試驗開始時 初期間隙比  $e_0$  를 사용할 때와 有效上載荷重時의 間隙比  $e_0'$  를 사용하여 計算한 沈下量과 상당한 차이가 있다는 것이다. 또, 式(3)을 사용할 때 문제점으로 식에 포함된 體積變化係數  $m_v$  는 壓密試驗 結果에 의하면 荷重과 더불어 변화하기 때문에 間隙比가 큰 흙, 즉 含水量이 많은 흙일수록  $m_v$  의 變化 정도는 크다. 따라서  $m_v$  값을 여하히 취하는지가 문제이며  $m_v$  값을 취하는데 따라서 計算値는 달라지게 된다. 그리고 本 論文에서 사용한 實測地點의 軟弱層이 正規壓密粘土이므로 式(4)를 이용하여 1次壓密沈下量을 計算하였다. 그런데 이 式은  $e_0$  와  $\bar{p}_0$  값을 취하는데 문제점이 있는 바,  $\bar{p}_0$  값은 Casagrande 法에 의하여 구한

先行荷重의 位置에서 취하는가, 혹은 有效上載荷重의 값을 취하는가에 따라서 計算된 沈下量은 상당히 차이가 난다. 또한 原地盤의 間隙比로서 試驗開始時 初期間隙比  $e_0$  를 사용하느냐, 有效上載荷重時 間隙比  $e_0'$  를 사용하느냐에 따라서 計算된 沈下量은 많은 차이가 있게 된다.

## 2. 最終沈下量의 推定法

日本의 土質工學會에서 많이 사용하는 方法으로 時間과 沈下의 實測値의 關係를 그리면 그曲線에 一定한 規則性이 나타나며 앞으로 이 規則性은 계속 된다는 假定下에 殘留沈下量을 推定하는 方法이 發展되었다. 즉, 이 方法은 沈下曲線의 一定한 規則性으로서 “沈下의 速度가 雙曲線的으로 減少” 한다는 假定下에 다음 式이 주어졌고 이것을 一名 雙曲線法이라고 한다.

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \dots\dots\dots (5)$$

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\beta} \dots\dots\dots (6)$$

여기서

- $S_t$  : 時間  $t$ 에서의 沈下量
- $S_f$  : 最終沈下量 ( $t = \infty$ )
- $S_0$  : 初期沈下量 ( $t = 0$ )
- $t$  : 經過時間
- $\alpha$  : 實測値로 부터 얻은 常數
- $\beta$  : 實測値로 부터 얻은 常數

## 材料 및 方法

### 1. 沈下量 計算에 使用한 各 地點의 土質定數<sup>16), 9), 3), 12)</sup>

Table 1에서 보는 바와 같이 假想斷面의 土質定數는 假定된 값으로서 우리나라 南海高速道路上의 玉谷地區 4개 地點의 土質定數는 實驗室에서 KSF에 의하여 구한 값이다.

Table 1.

Measurement Point	Banking Soil	Clay Layer	Submerged Unit Weight	Compression Index	Initial Void Ratio	Clay Layer Depth	Soil Classification
(Namhae Express Highway)	$r_i (t/m^3)$	$r_c (t/m^3)$	$r_{sub} (t/m^3)$	$c_c$	$e_0$	H (m)	
Imagination section	2.0	1.7	0.7	0.26	0.957	2.9-23.2	CL
278.67 km	2.0	1.7	0.7	0.26	0.957	21.30	CL
278.87 km	2.0	1.7	0.7	0.31	0.957	21.30	CL
281.25 km	2.0	1.7	0.7	0.32	1.305	20.75	CL
281.33 km	2.0	1.7	0.7	0.35	1.305	20.75	CL

2. 分割層數에 따른 沈下量 計算値의 變化에 對한 檢討方法

地下水位가 地表面인 堤狀荷重의 載荷폭이 29 m이고 높이가 3.5 m인 假想斷面을 취하여 一定斷面과 一定한 土質定數를 사용하여 式(4)에 의하여 沈下量을 計算하였다. 그런데 軟弱層이 均質하다고 하더라도 軟弱層을 單層으로 생각하여 中間地點에서  $\bar{p}_0, \Delta\sigma_z$ 를 平均値로 간주하고 式(4)에 의하여 계산한 沈下量은 式(4)를 積分에 의하여 計算한 沈下量보다 훨씬 작은 값이 나온다. 따라서 軟弱層을 堤上荷重의 폭(B)에 비례하도록 0.1 B에서 0.8 B까지 심도를 변화시켜 가면서 軟弱層을 1등분에서 24등분 하여

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot hi \cdot \log \left( \frac{\bar{p}_0 + \Delta\sigma_z}{\bar{p}_0} \right)_i$$

式에 의하여 沈下量을 計算하고 軟弱層의 심도에 따라 몇등분 이상을 하여야 理論的인 沈下量(積分値)에 收斂하는가를 살펴 보았다. 또한 E.H. Davis<sup>22)</sup>는 軟弱層을 單層으로 보고 上部로부터  $\frac{1}{3}H \sim \frac{1}{4}H$ 의 깊이에서  $\bar{p}_0$ 와  $\Delta\sigma_z$ 값으로 沈下量을 計算하면 積分値와 비슷한 값이 나온다고 발표한 바 있는데 이 理論에 대한 타당성을 검토하기 위하여 軟弱層 上部로부터 깊이 Z를 가정하여 試行錯誤法으로 積分値와 비슷한 값이 나올 때까지 計算했다. 아울러 地下水位 變動時에 대하여 檢討하기 위해서 다른 모

든 상태는 地下水位 地表面인 경우와 同一하게 취하고 地下水位를 -1.0 m로 하여 위와 같은 과정을 반복하였다. 그리고 本 檢討에서는 1次元壓密沈下量을 計算할 때 自然間隙比로서  $e_0'$ 를 사용하지 않고 壓密試驗時 測定되는 初期間隙比  $e_0$ 를 사용하였고,  $\bar{p}_0$  값으로는 Casagrande法으로 구한 先行荷重 값을 사용하지 않고 有效上載荷重時  $\bar{p}_0$  값과 壓密試驗에 의한 직선 부분의 기울기  $c_c$ 를 사용하였으며 應力增加分  $\Delta\sigma_z$ 는 Osterberg의 堤狀荷重에 의한 地中應力의 영향치를 사용하였다.

3. 實測値에 의한 沈下量 推定法의 信憑性 檢討方法

現場에서 短期間 實測한 沈下量으로 長期間에 걸친 最終沈下量을 推定하는 方法으로 南海高<sup>23)</sup> 速道路에 軟弱粘土 區間인 玉谷地區 4개 地點에서 1973年 10月 30日 부터 1975年 12月 30日 까지 Leveling에 의하여 月마다 측정된 實測値에 의하여 Fig. 1, 2, 3, 4의  $\alpha, \beta$  決定圖에서와 같이 x軸에 시간(t), y軸에  $(t/s - s_0)$  값을 plot 하여 最小 自乘法<sup>2, 25)</sup>에 의하여 직선식( $Y = \beta x + \alpha$ )과 標準概算誤差, 相關係數를 구하였고 이 직선의 기울기  $\beta$ , 절편을  $\alpha$ 라 하고 II-2의 式(5), (6)에 의하여 임의 시간 t에서 沈下量( $S_t$ )와, 最終沈下量( $S_f$ )를 구하였다. (Fig. 1, 2, 3, 4)

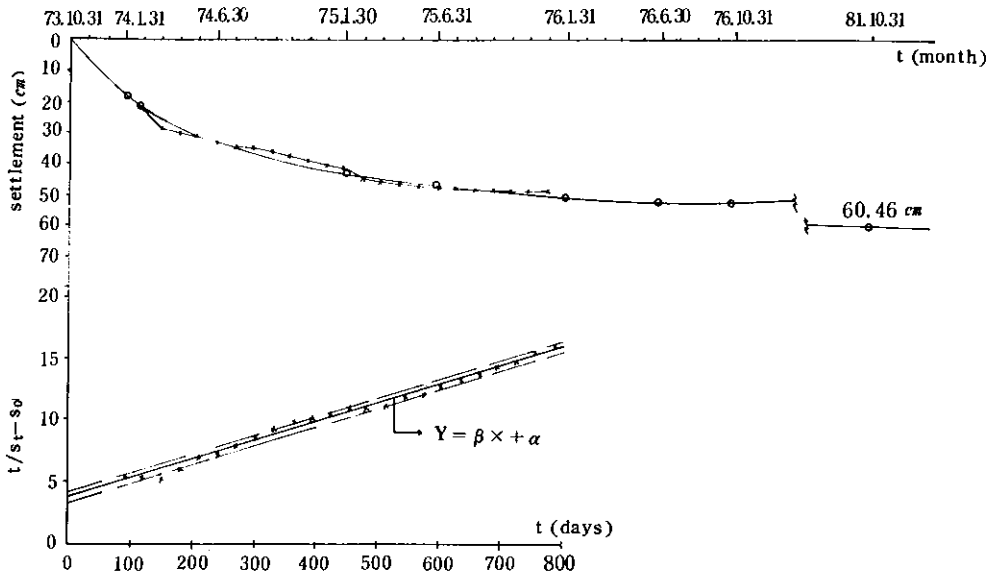


Fig. 1. Settlement - Time curve (278. 67 km).

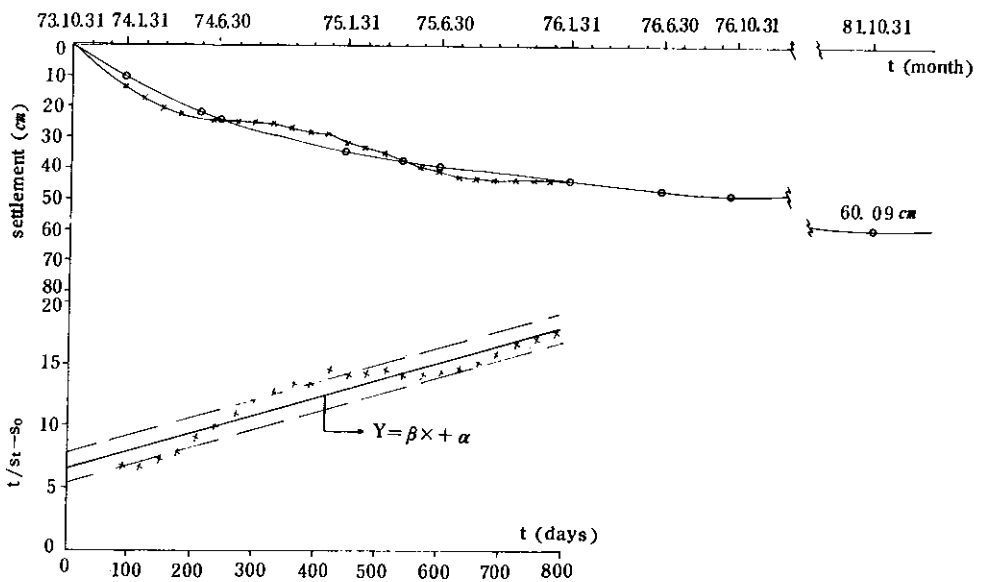


Fig. 2. Settlement - Time curve (278. 87 km).

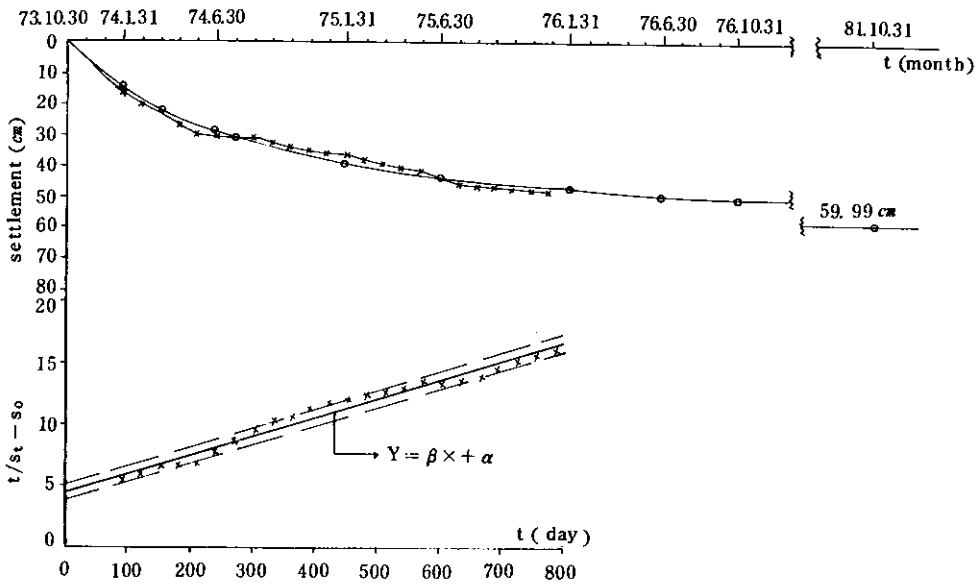


Fig. 3. Settlement - Time curve ( 281.25 km ).

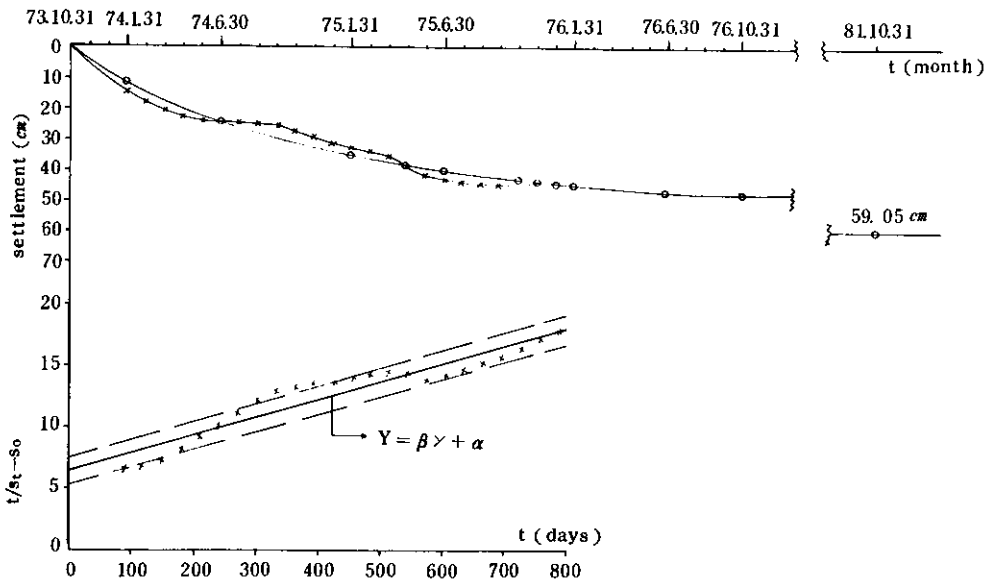


Fig. 4. Settlement - Time curve ( 281.33 km ).

## 結果 및 考察

### 1. 分割層數에 따른 計算值의 變化

地下水位 地表面인 경우에는 Fig. 5에서와 같이 軟弱層의 깊이가 堤狀荷重 폭(B)의  $0.1 B \sim 0.2 B$ 인 경우에는 盛土荷重의 影響 ( $\Delta \sigma_z$ )이 軟弱層에 完全히 전달되어 軟弱層을 8 등분하면 1次元壓密論에 의한 計算 最終沈下量(積分值)에 달하게 되고 Fig. 6에서와 같이 堤狀荷重 폭의  $0.3 B \sim 0.4 B$ 인 경우에는 軟弱層의 깊이가 얇은 경우보다 하중의 전달이 미미하여 軟弱層을 12 등분하여야 計算 最終沈下量에 달하게 된다. 또한 Fig. 7에서 堤狀荷重 폭의  $0.5 B \sim 0.8 B$ 인 경우에는 최소한 軟弱層을 16 등분 이상 등분하여야만 計算 最終沈下量에 달하게 된다. 또한 地下水位  $-1.0 m$ 인 경우에도 地下水位 地表面인 경우와 같은 結論을 얻었다. 그리고 地下水位가  $-1.0 m$ 인 경우에 비하여 最終沈下量에 큰 차이가 있으므로 軟弱粘土層의 盛土時에는 地下水位의 位置를 精確하게 測定하여 設計에 반영하는 것이 좋다.

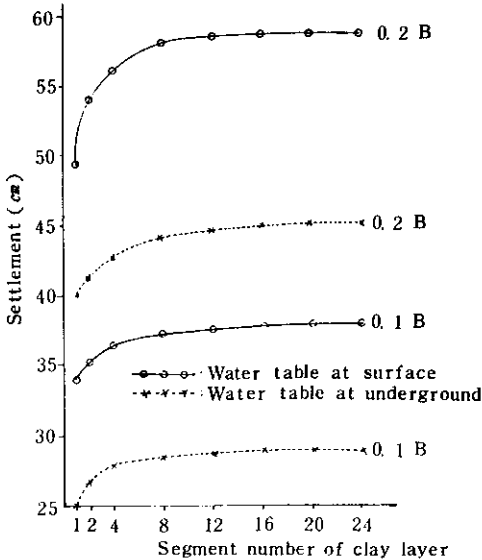


Fig. 5. Relationship between settlement and segment number of clay layer.

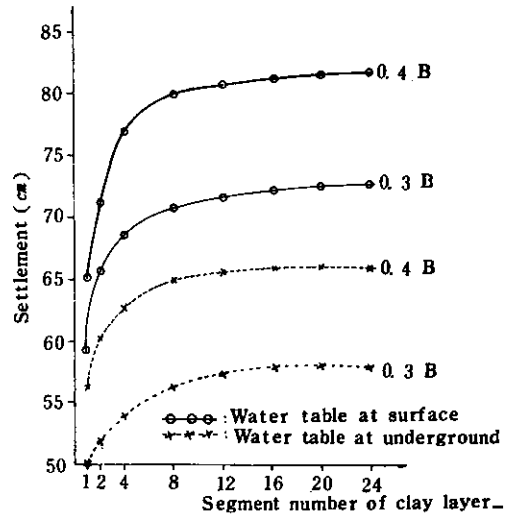


Fig. 6. Relationship between settlement and segment number of clay layer.

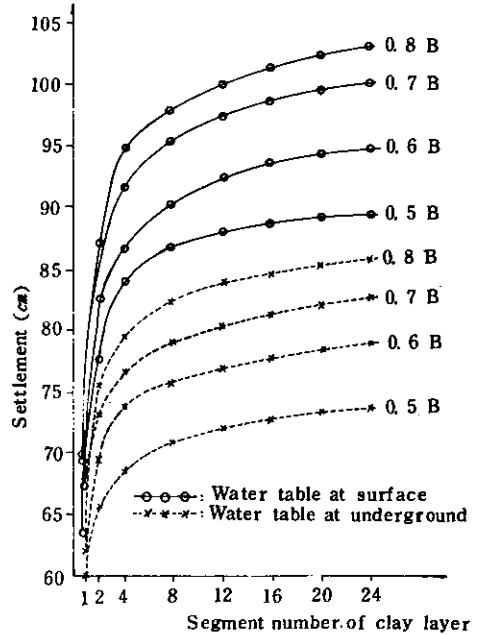


Fig. 7. Relationship between settlement and segment number of clay layer.

2. 單一層으로 計算할 때의 平均地點의 決定  
假想斷面에서 地下水位가 地表面에 존재 하는 경우와  $-1.0 m$ 에 있을 경우, 각각에 대하여 軟

弱層을 堤狀荷重 폭(B)의 0.1 B~0.8 B 깊이 까지 각각에 대하여 計算한 結果가 Table 2에 표시되어 있다.

Table 2에서 보는 바와 같이 地下水位가 地表面인 경우에는 軟弱層의 깊이가 얇은 경우에 서 깊은 경우로 될 때  $D_a (= Z/H)$ 의 값은 0.36 H에서 0.33 H까지 감소하는 경향이 있고 地下水位가 地表面 아래 1.0 m인 경우에는 軟弱層의 깊이가 0.1 B인 경우  $D_a$ 의 값이 0.29 H에서 0.6 B까지는 0.37 H로 증가하였다가 다시 0.7 B~0.8 B는 0.36 H로 다시 감소하고 있다. 이와같이 地下水位가 地表面인 경우와 -1.0 m인 경우는 반대 현상을 보이고 있다. 그러나 어느 정도 차이는 있지만 平均地點으로는 Davis 理論을 적용하는 것도 타당성이 있다고 본다.

### 3. 實測值에 의한 沈下量 推定

南海高速道路上的의 王谷地區 4개 地點에서 測定한 實測值에 의해서 雙曲線法으로 推定한 最終沈下量은 Table 3과 같다.

Fig. 1, 2, 3, 4의  $\alpha, \beta$  決定圖에서 보는 바와 같이 時間(t),  $(t/s_t - s_0)$  값을 plot 하여 plotting된 점들이 직선식( $Y = \beta x + \alpha$ )에서 얼마나 벗어 났는가를 확인하기 위해서 標準概算誤差값을 구한 결과 모든 地點에서 거의 모든 점들이 標準概算誤差범위 안에 있었고 相關係數 r

도 0.95 이상으로 完全相關에 가깝다. 그러므로 雙曲線法에 의한 沈下量 推定法은 상당히 신뢰할 수 있다.

### 4. 實測值와 計算值의 比較

물로 飽和된 粘土地盤위에 盛土를 하였을 경우 沈下量은 Terzaghi의 一次元 壓密論으로 推定하고 있다. 그러나 두꺼운 軟弱層인 경우 計算值와 觀測值를 比較했을 때 일치하지 않는 경우가 많다.<sup>27)</sup> Skempton과 peck, Cooling과 Gibson, McDonald와 Skempton 그리고 Peck과 Uyanik 등은 美國과 英國에서 粘土地盤위의 구조물에 대한 沈下量을 計算值와 長期間에 걸친 觀測值를 比較 檢討하였다. 上記 여러 보고에 의하면 15개 구조물中 8개 구조물은 觀測值가 計算值보다 5%~50% 컸고, 7개 구조물은 計算值가 觀測值보다 7~27% 큰 값이었다고 하며 計算值와 觀測值 사이의 차이는 平均 ±

Table 3.

Measurement Point	278.67 km	278.87 km	281.25 km	281.33 km
Division				
$\beta$	0.015	0.014	0.015	0.015
$\alpha$	3.589	6.436	4.607	6.453
$S_r$	65.32 cm	69.27 cm	66.26 cm	67.92 cm
r	0.995	0.947	0.984	0.946
$S_e^2$	0.114	1.162	0.364	1.225

Table 2.

Clay Layer Depth (m)	Water Level								
	0.1 B (2.9 m)	0.2 B (5.8 m)	0.3 B (8.7 m)	0.4 B (11.6 m)	0.5 B (14.5 m)	0.6 B (17.4 m)	0.7 B (20.3 m)	0.8 B (23.2 m)	
Surface	$S_{24}$ (cm)	39.52	59.09	72.51	82.49	89.81	95.50	99.88	103.22
	$S_z$ (cm)	39.52	59.09	72.51	82.49	89.81	95.43	99.86	103.27
	Z (m)	1.04	2.06	3.05	3.98	4.98	5.97	6.87	7.72
	$D_a$	0.359H	0.356H	0.351H	0.343H	0.343H	0.343H	0.338H	0.333H
Underground	$S_{24}$ (cm)	29.56	45.99	57.74	66.83	73.44	78.64	82.91	86.10
	$S_z$ (cm)	29.54	45.98	57.79	66.86	73.45	78.65	82.91	86.10
	Z (m)	0.85	1.96	3.10	4.25	5.37	6.46	7.41	8.30
	$D_a$	0.293H	0.338H	0.356H	0.366H	0.370H	0.371H	0.365H	0.358H



Table 4.

Division	$S_t$ (cm)	$S_1$ (cm)	$S_1/S_9$	$S_{16}$ (cm)	$S_{16}/S_t$	$S_t/S_{16}$
Measurement Point						
278.67 km	65.32	58.10	0.89	78.46	1.20	0.83
278.87 km	69.27	65.29	0.94	90.01	1.30	0.77
281.25 km	66.26	58.32	0.88	82.38	1.24	0.80
281.33 km	67.92	64.83	0.95	92.16	1.36	0.74

17% 정도이어서 Terzaghi의 1次元壓密理論에 근거해서 計算된 계산치는 실용적 가치가 있다고 본다. 또한 土質柱狀圖를 상세히 檢査하여 어느 정도의 補正을 加하는 경우에 實驗値와 計算値가 일치하는 예도 있다. 여기서 南海高速道路上의 玉谷地區 4개 地點에서 雙曲線法에 의한 最終沈下量( $S_f$ )과 Terzaghi의 1次元壓密理論에 의한 計算値를 比較하면 Table 4와 같다.

Table 4의 軟弱層을 單層으로 하여 計算한 沈下量( $S_1$ )와 雙曲線法으로 推定한 最終沈下量( $S_f$ )의 비( $S_1/S_f$ )와 軟弱層을 16등분하여 計算한 沈下量( $S_{16}/S_f$ )에서 알 수 있는 비와 같이 現在 우리나라에서 沈下量을 計算할 때 全軟弱層의 깊이를 단층으로 보고 中間地點을 平均地點으로 생각하여 計算하는 것이 상당히 모순된 것을 알 수 있다. 그리고, ( $S_f/S_{16}$ )의 비가 0.74~0.83으로 된다는 것은 積分에 의해서 計算한 最終沈下量의 74%~83% 값으로 실제의 最終沈下量을 推定할 수 있다고 본다. 또한 이와 같이 Terzaghi의 1次元壓密理論에 의하여 計算한 沈下量이 실제 沈下量과 일치하지 않는 것은 Terzaghi 壓密理論의 假定과 현장여건에 기인한

것이라 판단된다.

### 結 論

以上の 1次元壓密理論과 2次元壓密狀態인 南海高速道路上 軟弱粘土 地盤인 玉谷地區의 沈下量 實測値를 比較 分析한 結果 다음과 같다.

1. 1次元壓密理論에 의한 計算値의 74%~83%의 값으로 2次元壓密狀態인 實測値를 推定할 수 있다.

2. 軟弱地盤의 깊이에 따라서 제상하중 폭(B)의 0.1B~0.2B인 경우 8등분, 0.3B~0.4B인 경우 12등분, 0.5B~0.8B인 경우 16등분을 하면 1次元壓密理論에 의한 最終沈下量에 收斂하게 된다.

3. 單一層으로 計算할 때 平均地點의 깊이는 0.29H~0.37H 사이의 地點에서  $\bar{p}_0, \Delta\sigma_z$  값으로 計算最終沈下量을 구할 수 있다. 그리고 Davis 理論도 타당성이 있는 것으로 판단된다.

4. 短期間의 實測値에 의해서 長期間의 最終沈下量을 推定하는 雙曲線法은 모든 實測値가 標準概算誤差 범위내에 있고 相關係數가 0.95 이상으로 信憑性이 높다.

### 引 用 文 獻

1. E. H. Davis. 1965. "The Analysis of Settlement under Three-Dimensional Consolidations."
2. E. H. Davis and H. G. Poulos. 1972. "Rate of Settlement under Two- and Three-Dimensional Conditions". Geotechnique 22, No. 1. pp. 95-114.
3. F. G. Bell. 1978. "Foundation Engineering in Difficult Ground." Billing and Sons. pp. 293-311.

4. Hans F. Winterkorn and Hsai - Yang Fang. "Foundation Engineering Handbook." 1975. Van Nostrand Reinhold Company. pp.174 -187.
5. H. H. Su and R. H Prysock. 1972. "Settlement Analysis of Two Highway Embankments". ASCE, VOL. 1. part 1, pp. 65-488.
6. Jan. J Tuma and M. Abdel-Hady, 1973. "Engineering Soil Mechanics. Prentice-Hall. pp. 145-165.
7. Joseph E, Bowies. 1974. "Analytical and computer Methods in Foundation Engineering". McGraw-Hill. pp. 1-23, pp. 66 -70.
8. Joseph E. Bowles. 1977. "Foundation Analysis and Design". McGraw-hill. pp. 146-174.
9. Karl Terzaghi. 1943. "Theoretical Soil Mechanic". John Willey and Sons. pp. 265 -296.
10. Mohsen M. Baligh and Nadim F. Fuleihan. 1978. "Consolidation Theory with Stress Reduction Due to Settlement". ASCE. vol 104, Gt 5. pp. 519-534.
11. R. Allan Freeze. 1977. "Probailistic one -Dimensional Conditions". ASCE. vol. 103. GT7. pp. 725-742.
12. Richard H. McCuen. 1975. "Fortran Programing for Civil Engineering". Prentic-Hall.
13. R. F. Craig. 1978. "Soil Mechanics". Van Nostrand REinhold. pp. 177-210.
14. Ronald F. Scott and Jack J. Schoustra. 1968. "Soil Mechanics and Engineering". McGraw-Hill. pp. 90-97.
15. Roy E, Olson and Charles G. Ladd, 1979. "One- Dimensional Consolidation Problems". ASCE. vol. 105. GT 1. pp. 11-21.
16. Sivajogi, D. Koppula. "Consolidation of Clay layer in Two Dimensions". 1972. ASCE. vol. 98. No. SM1. pp. 79.
17. Spyros Cavouridis and Kaare Hoeg. 1977. "Consolidation During Construction of Earth Dams". ASCE. VOL. 103. GT 10. pp. 1055-1068.
18. T. Willan Lambe and Whitman. 1979. "Soil Mechanics". A Willy Edition. pp. 406-421.
19. Talyor D. W. 1948. "Fundamentals of Soil Mechanic". John Willey and sons. pp. 268-308.
20. Tien, H. Wu, Nien y. Chang, and Elfatih M. Ali. 1978. ASCE. vol. 104. "Consolidation and Strength Properties of a Clay". GT 7. pp. 889-906.
21. Wayne C. Teng. 1962. "Foundation Design". Prentice-Hall. pp. 60-67.
22. Zdenek Eisenstein and Steven T. C. Law. 1977. "Analysis of Consolidation Behavior of Mica Dam". ASCE. vol. 103. GT 8. pp. 879-898.
23. 金翔圭. 大韓土木學會. 壓密試驗時의 空隙水壓. pp. 15-30.
24. 白榮植外 1. 1975. 土質工學. 慶文出版社. pp. 94-118.
25. 尹龍男. 1980. 水文學. 理工產業社. pp. 295-299.
26. 林炳祚. 1979. 基礎工學. 治庭文化社. pp. 54-59.
27. 鄭寅駿. 大韓土木學會. 軟弱地盤의 沈下에 관한 研究. pp. 1-14.
28. 韓國道路公社. 1976. 軟弱地盤安全診斷 報告書.

29. 稲田倍穩. 軟弱地盤の調査から設計 施工まで. 鹿島出版社. pp. 153-160.
30. 持永龍一郎. 日本土質工學會. 土質調査試験結果の解釋. pp. 250-264.
31. 日本土質工學會. 軟弱地盤の調査設計 施工法. pp. 172-183.
32. 日本土質工學會. 軟弱地盤における 工事實施例. pp. 20-24, 107-109.
33. 日本土質工學會. 土質調査 試験結果の 解析と 適用例. pp. 152-264.