

先行荷重과 Wick Drain 工法에 의한

軟弱海成粘土의 改良

Improvement of Soft Marine Clay by Preloading and Wick Drain Method

俞 泰 成*

Yoo, Tai-Sung

朴 光 濬**

Park, Kwang-Joon

Abstract

Preloading surcharge method along with vertical drains was adopted to improve the performance of a very soft marine clay deposit. The onshore deposit, located in the Ulsan Bay area, consists of a 2 to 10m thick, very soft, highly compressible marine clay layer developed just below the sea water level. The initial undrained shear strength of the clay layer was about 0.6 ton/m². But, the deposit was designed after treatment to support some auxilliary facilities for a new ilo refinery plant, requiring bearing capacities of 3.6 to 5.4 ton/m² and maximum allowable settlement of less than 7.5cm.

A total of 35,000 wick drains was installed to expedite drainage during preloading, and surcharge loads of up to 5m above the original ground level were applied in a step-by-step loading sequence to prevent ground failure by excess surcharge loads. An extensive program of field instrumentation was implemented to monitor the behavior of the clay deposit. Measurements included settlements, excess pore pressure and its dissipation, ground water level fluctuation, and lateral movement of the soft clay layer under the preloads.

This paper describes the design concepts, construction methods and control procedures used for improvement of the clay layer. It also presents the ground behavior measured during construction, and comparisons with theoretical predictions.

要 旨

울산단 북서측 臨海地域에 발달된 軟弱海成粘土를 改良하기 위하여 先行荷重과 Wick Drain 工法の 併用工法이 適用되었다. 上記 工法の 適用에 따른 軟弱海成粘土의 舉動 및 強度特性을 糾明하여, 安全하고 迅速하게 施工을 실시하기 위하여 現場計測에 의한 工學的인 施工管理를 실시하였다.

本稿는 軟弱海成粘土를 改良하기 위하여 適用한 先行荷重과 Wick Drain 工法の 設計, 施工 및 安全管理方法을 수록하고 있다.

* 正會員, (株)大宇엔지니어링 專務理事

** 正會員, (株)大宇엔지니어링 代理

1. 序 論

剪斷強度가 약하고 壓縮性이 큰 粘性土, 실트質土, 海成粘土, 産業廢棄物 및 有機質土 등의 軟弱地盤 위에 構造物을 設置하거나, 道路 등을 위한 追加적인 土工을 수행하는 경우에는 支持力의 不足, 또는 過大沈下 등으로 인한 문제들이 야기된다.

軟弱地盤을 處理하는 工法이나 그 理論的인 뒷받침에 대하여서는 많은 研究가 進行되어 왔다. 그러나, 가장 安全하고 經濟的인 工法은, 現場의 土質特性, 構造物의 荷重條件 및 許容沈下量, 施工材料, 施工期間 등의 制限요인들을 고려하여 선택해야 한다. 대표적인 軟弱地盤處理工法으로서는 掘鑿置換工法, 다짐工法, 固結工法, 先行荷重壓密工法, 排水工法, Electro-osmosis 工法등이 있으나^{1), 2), 3)}, 각 工法은 단독으로 시행되는 경우 보다는, 각 工法의 단점을 보완할 수 있도록 병행 사용되고 있다.

本 論文에서는 경상남도 울산만에 위치한(Fig. 1 참조) 매우 軟弱한 海成粘土 위에 工場敷地를 造成하기 위하여 施行된 軟弱地盤改良工法을 分析하고, 이에 따른 海成粘土의 舉動과 計測에 의한 施工管理에 대하여 기술하고자 한다.

상기 工場敷地확보를 위하여 채택된 地盤改良工法은 Wick Drain 을 設置하여 壓密排水距離를 단축시킨 후 先行荷重을 載荷하는 方法이다. 本 研究對象地域에 존재하고 있던 海成粘土層은 壓縮性이 크고 剪斷強度가 약하기 때문에 設計荷重을 일시에 載荷하게 되면 剪斷破壞나 過大

沈下가 예상되기 때문에 段階荷重에 의해 所期의 地盤強度를 확보한 후 다음 段階荷重을 載荷하는 多段階載荷重工法을 적용하였다.

이에 따라 本 研究에서는 先行荷重을 가하기 전에 原地盤의 土質特性을 現場地盤調査와 室內土質試驗을 통하여 확인한 후, 載荷過程에서 改良效果를 확인하고 施工管理를 실시하기 위하여 실시한 現場計測, 現場 試驗 및 室內試驗 結果를 비교 분석하여 울산지역 海成粘土의 舉動을 규명하였다.

2. 現場條件

2.1. 工事의 概要

本 軟弱地盤 改良工事は 軟弱한 海成粘土로 구성된 地盤위에 經營시설을 위한 Sludge Ponds, Fire Water Retention Ponds, Fire Truck Ho-

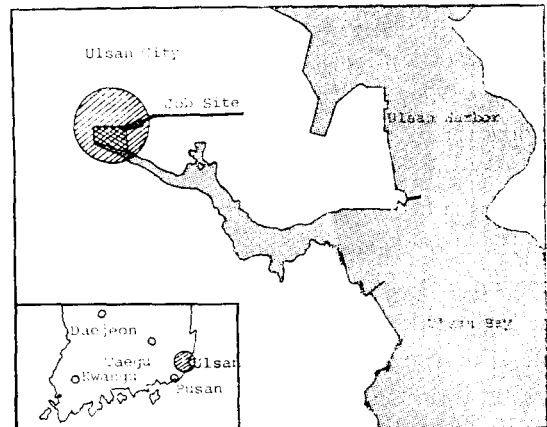


Fig. 1. Site Location

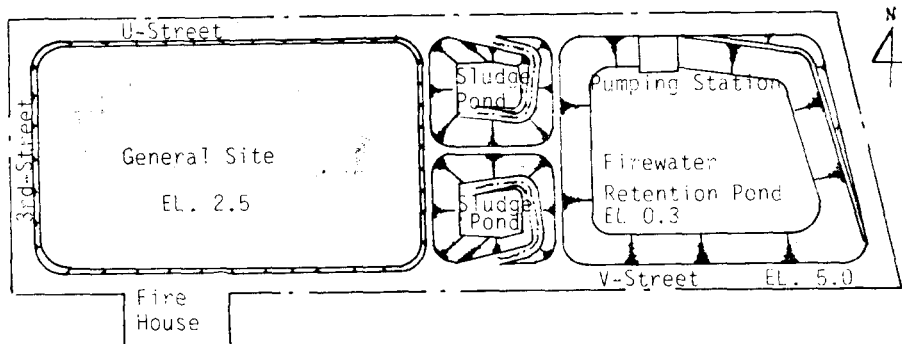


Fig. 2. Layout of Final Structure

use, Pumping Station 등의 工場設備 및 産業道路의 建設을 위한 地盤의 支持力을 확보하고, 構造物에 의한 殘留沈下量을 줄이기 위한 工事이다(Fig.2 참조).

특히, 본 지역의 南端에는 産業道路가 東西로 통과하고 있는데, 이 道路내에는 각종 工業用

Pipe Line 들이 埋設되어 있고, 路肩을 따라서는 高壓送電塔이 부설되어 있다.

2.2. 地盤條件

本敷地는 N 值 1 이하의 매우 軟弱한 海成粘土가 최소 2m 에서 최대 10m 의 두께로 발달되

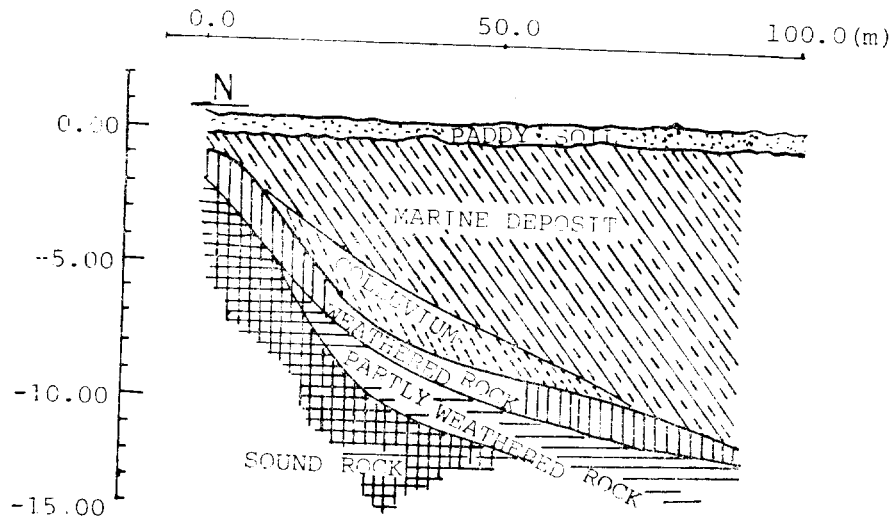


Fig. 3. Subsoil Profile

EL m	PRO- FILE	SOILS	γ_s		WATER CONTENT		σ		ϕ		P_o
			γ_{sat}	γ_{dry}	w	w_p	c	c_u	ϕ	ϕ_c	
0		Paddy Soil									
~1		Marine Deposit	$G_s=2.65$	$W_n=50.8$	$w_p=1.72$	$w_L=53.6$	$c=1.2$	$c_u=1.51 \text{ t/m}^2$	$\phi=27$	$\phi_c=6.60 \text{ CU}$	
~15		Rock									

REMARKS : G_s : Specific gravity w_L : Liquid limit (%) c_u : Un drained shear strength (t/m^2)
 γ_{sat} : Total unit weight (t/m^3) e : Natural Void ratio ϕ : Friction angle ($^\circ$)
 w_p : Plastic limit (%) C_c : Compression Index c : Cohesion (t/m^2)
 w_n : Natural water content (%) c_u : Unconfined Strength ϕ_c : Consolidated Load (t/m^2)
 P_o : Overburden pressure (t/m^2)

Fig. 4. Properties of Ulsan Marine Clay

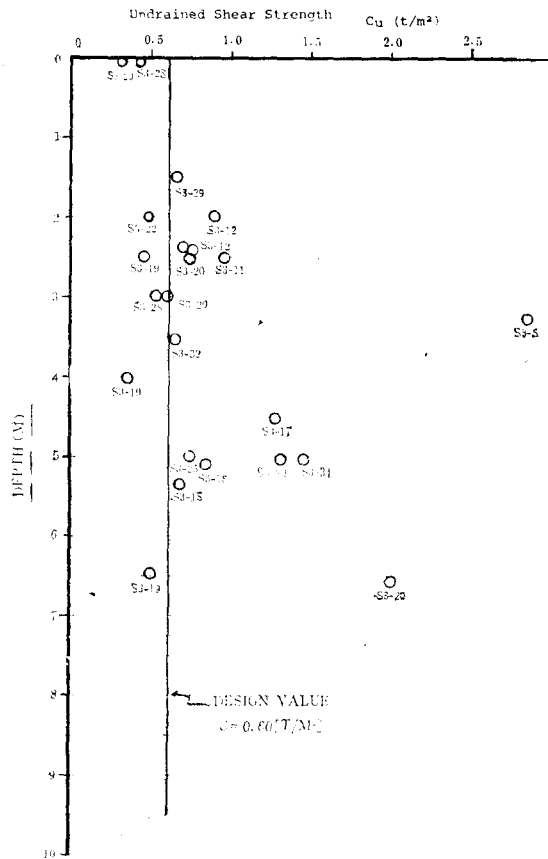


Fig. 5. Undrained Shear Strength

어 있다(Fig. 3). 이軟弱한海成粘土는第四紀 이후에 생성된 것으로 추정되며, 이軟弱層 밑에는백악기에 형성된 퇴적암이 발달하고 있다.

本地域의原地盤高는E.L.0.1m~0.5m이고울산단의潮位는0~2m 정도로서海水의간조와만조에따라地下水位가變化하고 있다.

原地盤에서 채취한不攪亂試料의力學試驗結果에따르면,本地域에 발달된軟弱層은正規壓密粘土層으로 판단되며 이粘土의土質特性은Fig. 4에表示된 바와 같다.

Fig. 4에서軟弱層의 깊이와先行壓密荷重과의 관계를 보면 일부 Data가 흐트러진 결과를 보이긴 하지만過壓密比는약 1.0에 가깝다. Fig. 5로 보아 Trimming時 조개껍질等の有機物質로 인하여試料가 다소攪亂되어 일부點들이分散되어 있으나 대체로 이軟弱層의強度는 깊이가增加함에 따라 커지는現象을 보이고

있다.

3. 排水 및 盛土設計

3.1. 設計條件

先行盛土後設置되는永久構造物에必要的設計基準強度는 Pond Area에서 $3.6t/m^2$, Road Area에서 $5.4t/m^2$ 이며, 最大許容殘留沈下量은 7.5cm이다.

특히,改良地域에 인접하여 통하고 있는産業道路에는 각종工業用 Pipe Line들이埋設되어 있고, 路肩에는 高壓送電塔 4基가設置되어 있어서工事中 이들施設物의安全保護가要求되었다. 또한地盤改良을 위하여 허용된工期는약 12개월 정도로 제한되어 있었다.

3.2. 沈下解析

일반적으로,沈下の解析은沈下量과沈下速度의推定이다. 여기서沈下量の計算은最終沈下量이 Drain材의設置에無關하므로,原地盤에 직접盛土荷重을加하는 경우를基準으로 하였으며,沈下速度는軟弱地盤中에設置된 Wick Drain의 영향을 고려하여計算하였다.

盛土荷重에 의한地盤의全沈下量은即時沈下量, 1次壓密沈下量, 2次壓縮沈下量으로 구분하여計算할 수 있다.

即時沈下는載荷와 동시에 일어나며 탄성부분과 소성부분으로 구별할 수 있지만, 실제로即時沈下量은 탄성부분으로만 보고 계산하고 있다. 그러나,地盤의 탄성계수와 Poisson比를 정확하게 결정하기가 곤란하므로, 통상全壓密沈下量の 15~20% 정도를即時沈下量으로 보고 있다. 본計算에서는全沈下量の 15%를即時沈下量으로 가정하였다.

1次壓密沈下量, S_c 는不攪亂試料에 대한壓密試驗結果로 얻어지는荷重-壓密曲線 또는,體積壓密係數, m_v 에 의해서計算된다. 1次壓密沈下量은 Terzaghi의壓密理論으로부터 계산하였다.

2次壓密沈下란過剩間隙水壓이 완전히消散되고 난 후에發生하는沈下로서壓密曲線에서

1次壓密沈下が 끝난 다음에 이어지는 직선의 기울기 C_a 로부터 2次壓密沈下量을 계산한다. 2次壓密沈下量은 일반적인 沈下計算時에는 무시하나 本對象地域은 高壓縮性的 海成粘土 地盤임을 고려하여 2次 壓密沈下量을 計算에 反映하였다.

Table 1은 위에 說明된 바와 같이 計算된 地

Table 1. Calculated Total Settlement

Depth, m	Final Fill Height(EL. 5.0m)			
	S_i , m	S_c , m	S_s , m	S_t , m
EL. - 3	0.017	0.349	0.027	0.393
EL. - 5	0.057	0.566	0.045	0.668
EL. - 7	0.110	0.734	0.063	0.907
EL. -10	0.185	0.926	0.090	1.201

Table 2. The Degree of Consolidation with Vertical and Horizontal Drainage

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) = U_v + U_h - U_v \cdot U_h$$

t , days	U_h $T_v = 0.0025t$	3m, $T_v = 0.00043t$		5m, $T_v = 0.00015t$		10m, $T_v = 0.000038t$	
		U_v	U	U_v	U	U_v	U
10	0.078	0.074	0.146	0.043	0.118	0.022	0.098
20	0.150	0.101	0.236	0.062	0.203	0.031	0.176
30	0.215	0.128	0.315	0.076	0.275	0.038	0.245
50	0.332	0.165	0.442	0.098	0.397	0.049	0.365
100	0.554	0.234	0.658	0.138	0.616	0.070	0.585
150	0.703	0.287	0.788	0.169	0.753	0.085	0.728
200	0.801	0.330	0.867	0.195	0.840	0.098	0.821

3.3. 排水工法の 設計

排水設計는 폭 9.6m, 두께 0.3cm의 Corrugated Plastic Board의 양면에 Fleece를 부착한 Wick Drain을 1.2m 正三角形 格子型으로 배치하여, 경량의 裸打式 打設機에 의해서 軟弱層底面 끝까지 관입토록 하였다. Drain材의 等值換算 直徑은 형상계수 $\alpha = 0.75$ 로 推定하여 $d_w = 5.0\text{cm}$ 로 보았다. 또한 正三角形 格子型으로 배치된 Drain材의 有效直徑은 $d_e = 1.05d = 1.26\text{m}$ 로 換算하였다. (Fig. 6 참조)

3.4. 盛土 設計

段階載荷를 위한 限界盛土高의 決定은 地盤의 壓密進行에 따라 기대되는 地盤의 剪斷強度의

增加에 달려 있다. Skempton의 경험식에 의하면 荷重增加에 의한 地盤의 強度增加는 粘土의 소성지수와 관계가 있는 것으로 알려져 있다.⁶⁾ 즉, 強度增加率 $m = \Delta c / \Delta p = 0.11 + 0.0037 \cdot PI$ 이다. 여기서는 強度增加率 $m = 0.21$ 을 기초로하여 構造物의 設計基準強度와 許容殘留沈下量을 만족시키는 盛土段階別盛土高를 決定하였으며, 그 결과는 Table 3와 같다. 設計基準強度 3.6t/m²을 요구하는 Pond Area의 경우 4段階盛土를 하여 最終盛土高가 EL.3.5m가 되도록 載荷하며, 5.4t/m²의 設計強度를 요구하는 Road Area의 경우 6段階盛土를 하여 最終盛土高 EL.5.0m까지 載荷토록 하였다. 이때 한 段階의 載荷가 완료된 후 다음 段階의 荷重을 載荷하려면 먼저 段階의 載荷重에 의한 壓密이 규정된 壓密

盤沈下量를 要約하고 있다. Wick Drain에 의한 壓密速度의 計算은 다음과 같은 가정에 기초하였다.

- (i) 1面 排水이다.
- (ii) 均等變形(Equal-Strain) 狀態의 壓密이 일어난다.
- (iii) Smear Zone의 효과를 고려하지 않는다.
- (iv) 水平과 鉛直方向으로 동시에 排水가 일어나며, $C_h = C_v$ 이다.

Smear Zone이 없는 경우의 均等變形에 의한 壓密問題는 Barron에 의해서 제시되었다.⁴⁾ 그러나, 실제 현장에서는 水平, 垂直으로 동시에 排水가 일어나므로 여기서는, Carrillo에 의해서 제안된 식을 사용하여 計算하였으며⁵⁾, 그 결과는 Table 2와 같다.

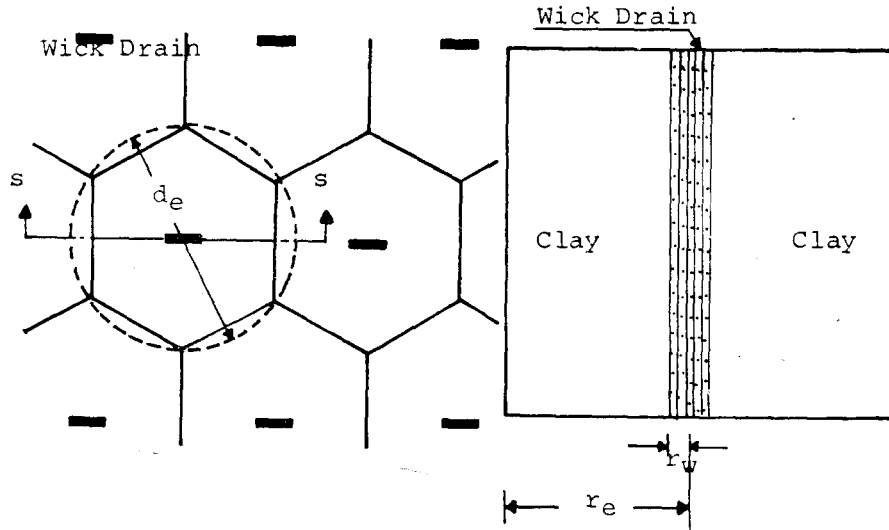


Fig. 6. General Layout of Wick Drain

도까지 진행될 때까지 放置하여 다음 段階 載荷重을 支持할 수 있는 충분한 地盤 支持力이 확보 되도록 하였다. 여기서는 壓密度 30%(압밀소요 시간 약 30~40 일)를 얻은 후 다음 段階를 載荷하도록 決定하였다.

Table 3. Surcharge Schedule

Area	Stage	Height, EL. m	Thickness, m	Duration, Days
Road Site	I-Fill	1.6	1.0	30
	II-Fill	2.2	0.6	30
	III-Fill	2.8	0.6	40
	IV-Fill	3.5	0.7	30
	V-Fill	4.2	0.7	30
	VI-Fill	5.0	0.8	150
General Site	I-Fill	1.6	1.0	30
	II-Fill	2.2	0.6	30
	III-Fill	2.8	0.7	30
	IV-Fill	3.5	0.7	150

3.5. 盛土 除去時期의 決定

最終 構造物이 요구하는 設計 基準 強度와 許容 殘留沈下量을 만족시키는 時點에서 餘盛土를 除去하게 되는데, 除去時期 決定 要因으로는 壓密度, 盛土期間, 放置期間, 永久 構造物 荷重 및 最終 盛

土 荷重 등이 있다. 특히, 盛土 荷重 除去時期는, 平均 壓密度가 아닌, 不透水面에서의 壓密度를 基準하였으며, 本 工事에서는 最終 盛土 荷重에 대한 不透水面에서의 壓密度가 90%에 이르렀을 때 餘盛土를 除去하도록 決定하였다. 즉, 餘盛土 除去時期는, 設計 強度 5.4t/m²을 요구하는 Road Area에서는 250日 동안에 EL. 5.0m 까지 6 段階 載荷하여 3개월간의 放置期間을 가진 후 除去하면 되고, 設計 強度 3.6t/m²을 요구하는 Pond Area에서는 150日 동안에 EL. 3.5m 까지 4 段階 載荷를 施行하여 5개월간의 放置期間을 가진 후 除去하면 되는 것으로 判斷되었다.

4. 盛土 施工

3.1. 敷地 整地 및 Sand Mat 鋪設

原地盤은 눈과 습지로 되어 있었으므로 풀과 나무뿌리를 제거하기 위하여 EL. -0.1m 線으로 整地하였으며, 盛土에 앞서 排水를 위하여 整地된 軟弱地盤에 Sand Mat를 0.7m 두께로 鋪設하였다. 또한, 보다 원활한 排水를 위하여 Sand Mat 內部에 $\phi 100\text{mm}$ -Perforated Plastic Pipe를 남북방향으로는 100m 간격으로, 동서방

향으로는 $\phi 50\text{mm}$ pipe 를 50m 간격의 格子型으로 設置하였다. 이때 각종 計測器의 設置도 동시에 이루어졌다.

4.2. Wick Drain 의 設置

Sand Mat 의 鋪設과 計器의 設置가 끝난 후 輕量의 裸打式 打設機에 의해서 Drain Board 를 배치간격 1.2m 의 正三角形 格子型으로 35,000 本을 設置하였다.

4.3. 盛土의 施工

本地域에서의 盛土施工은 다음과 같은 安全管理 基準에 따라 遂行되었다.

- 1) 過剩間隙水壓의 増分 $\Delta u \leq 1.2H$ (H : 盛土高)
- 2) 盛土斜面線端에서의 水平變位速度 $\Delta \delta / \Delta t \leq 2\text{cm/day}$
- 3) 水平變位量 δ 와 鉛直沈下量 S 의 관계에서 $\delta/S \leq 0.3$
- 4) 盛土載荷의 開始는 前段階荷重에 의한 壓密度가 30%에 到達한 後

특히, 本地域의 軟弱層은 북쪽지역에서 EL. -2m 까지 그리고, 남쪽지역서 EL. -10m 까지 경사지게 발달되어 있어, 一定두께로 盛土를 실시할 경우 軟弱層이 두터운 地域의 沈下量이 상대적으로 커지며 母岩의 傾斜面을 따라 일어날 수 있는 滑動에 對備하여 Fig.7 과 같이 Zone ①, ②, ③, ④로 나누어 盛土의 施工順序와 進行方向을 決定하였다.

본격적인 盛土를 진행하기에 앞서, 全 盛土對象地域에 50cm 두께의 試驗盛土를 실시하여 各種 計器의 反應狀態와 原地盤의 舉動狀態를 分析하였다.

試驗盛土 結果, 軟弱層이 두터운 남쪽지역 (Zone ②, ④)에서는 管理 基準值($\Delta u = 1.2H$)를 훨씬 넘는 과도한 間隙水壓이 발생하고, 최대치에 이르렀던 間隙水壓도 빨리 消散되지 않는 등의 問題點이 나타나서 이 地域에서의 盛土가 일시 중단되기도 하였다.

그러나, 各 段階의 盛土時마다 沈下量과 過剩 間隙水壓을 測定하여 그 結果를 施工에 즉시 反映하는 方法에 의해 盛土高와 盛土時期를 수정하면서 施工을 실시하였다.

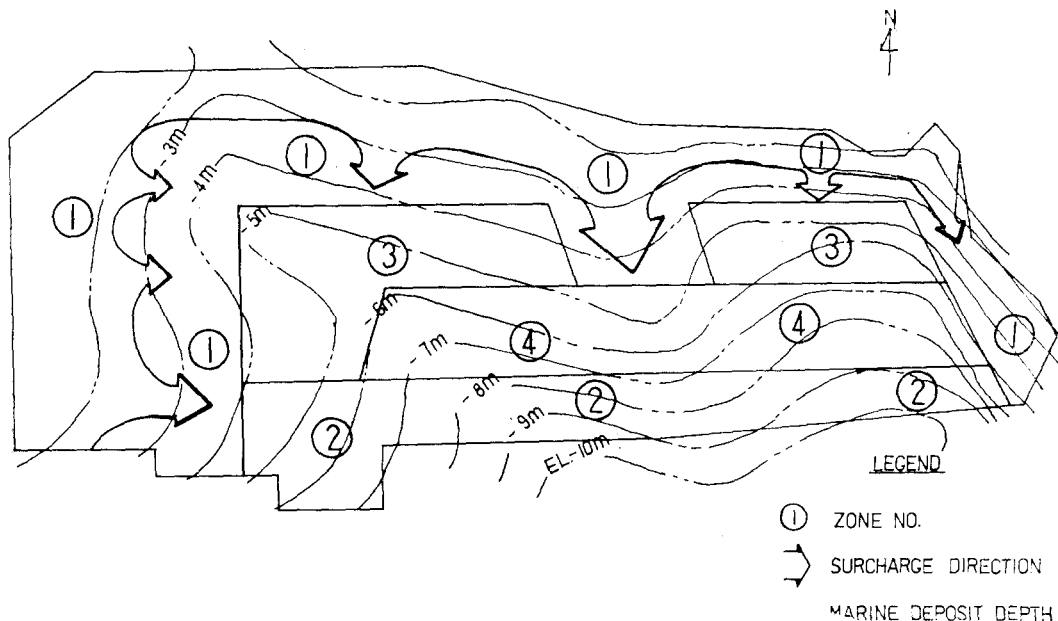


Fig. 7. Zoning for Surcharge Loading

5. 計測計劃

本 軟弱地盤 改良工事에서는 先行載荷過程에 서의 地盤의 舉動을 파악하고 計測에 근거를 둔 施工管理를 실시하기 위해 각종 現場計測器들을 設置하였다.

5.1. 計器의 種類 및 埋設位置

現場計測을 실시하기 위하여 本 地域內에 埋 設한 計測器의 位置를 Fig.8에 나타내었다.

1) 沈下板

盛土區域內에 19개의 沈下板을 設置하였다. 沈下板의 크기는 60cm×60cm의 鐵板에 19mm

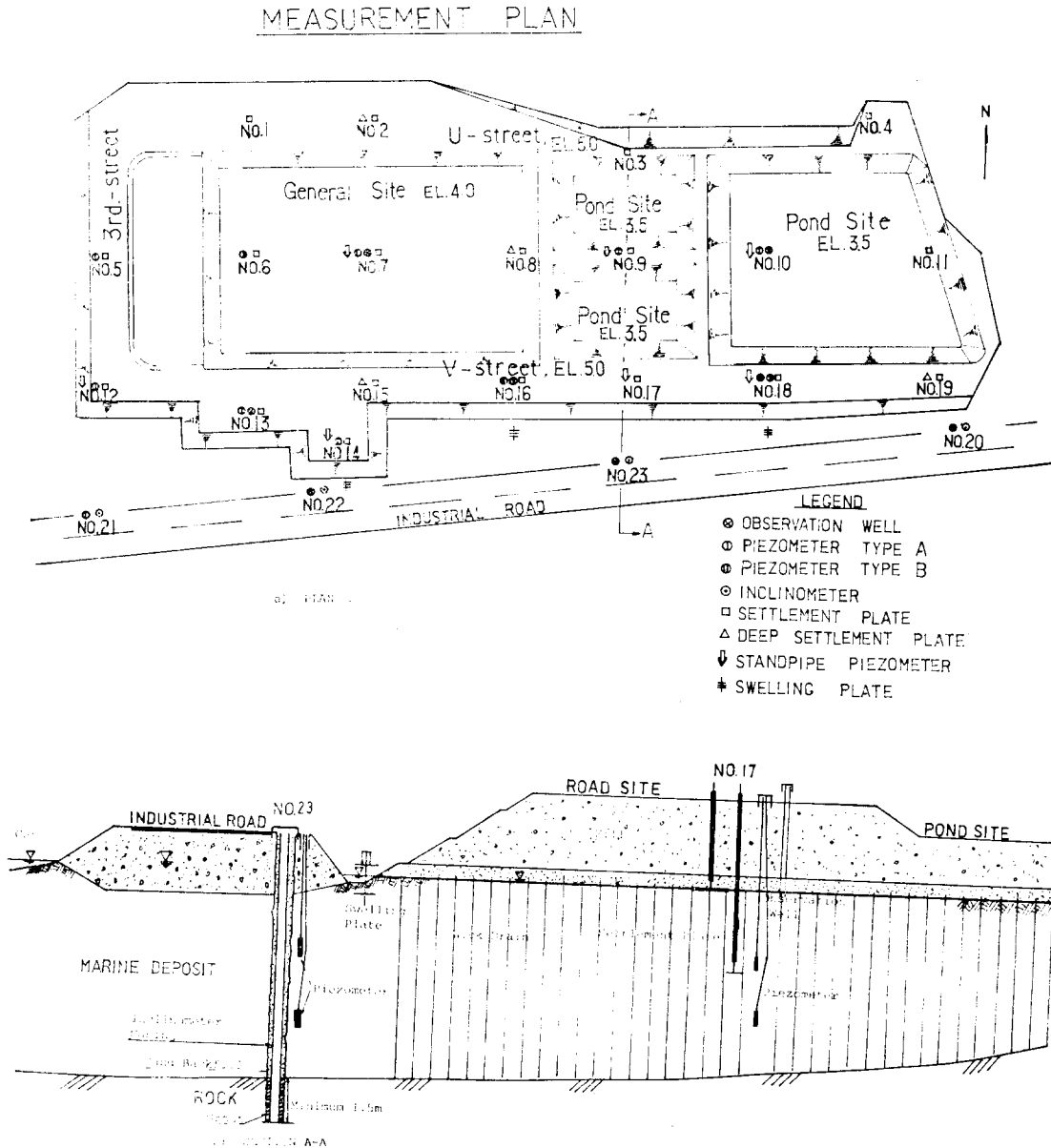


Fig. 8. Location of Instruments

의 Pipe 를 용접하여 제작하였다. 沈下板은 軟弱層의 깊이가 6m 以下인 경우에는 軟弱粘土의 最上部에, 6m 以上の 깊이에서는 上部沈下板 以外에 深層에서의 沈下特性을 파악하기 위하여 중간 깊이에 深層 沈下板을 設置하였다.

2) 間隙水壓計

間隙水壓計는 Sand Mat 와 Wick Drain 設置前에 埋設하여 이들의 設置에 따른 間隙水壓의 變化도 測定하도록 하였다.

間隙水壓計의 埋設深度는 軟弱層의 깊이 H 가 6m 미만일 경우에는 $1/2H$ 地點에 한개, H 가 6m 를 넘을 때에는 $1/3H$ 와 $2/3H$ 地點에 각각 한개의 計器를 埋設하였다. 이와같이하여, 盛土區域內에는 10개소에 12개를 그리고, 産業道路上에는 4개소에 7개의 間隙水壓計를 埋設하였다.

3) 地下水位觀測井

靜水壓을 測定하기 위하여 間隙水壓計 주위에 6개의 地下水位觀測井을 설치하였다.

4) 傾斜計

道路의 북쪽路肩을 따라 4개소에 傾斜計를 設置하였다.

5) Swelling Plate

盛土區域과 産業道路 사이의 Ditch 에 3개의

Swelling Plate 를 設置하였다.

이밖에도 海水의 潮位變化를 測定하기 위한 Dummy Well, 送電塔의 기울기를 조사하기 위한 U-tube 傾斜計 그리고 産業道路의 橫方向 및 垂直方向 變位를 測定하기 위한 變位測定用 Pin 등을 設置하였다.

5. 2. 計測頻度

計測頻度は 各 段階別 盛土에 의한 地盤의 舉動을 신속하고 精確하게 파악하기 위하여, 盛土期間中에는 1回/1日 測定을 原則으로 하였으며 最終盛土가 完了된 후에는 1回/1週로 감소하였다.

6. 計測 結果 分析

先行荷重과 Wick Drain 工法에 의한 軟弱地盤改良效果를 檢討하기 위하여 理論的인 豫測値와 現場에서 實測한 計測結果를 比較분석하였다.

6. 1. 沈下量 測定結果

計測된 沈下量은 位置에 따라 매우 큰 變化를 보였는데, 豫상된 바와같이 軟弱層의 두께가 클수록 그리고, 盛土高가 높을수록 많은량을 나타

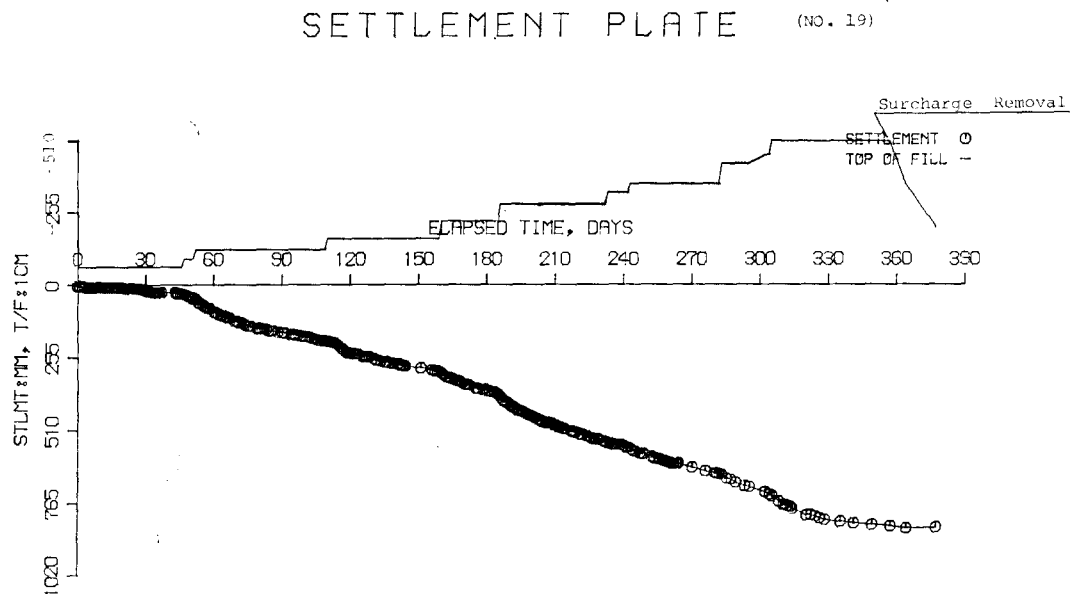


Fig. 9. Settlement-Fill Height-Time

SURFACE SETTLEMENT CONTOUR

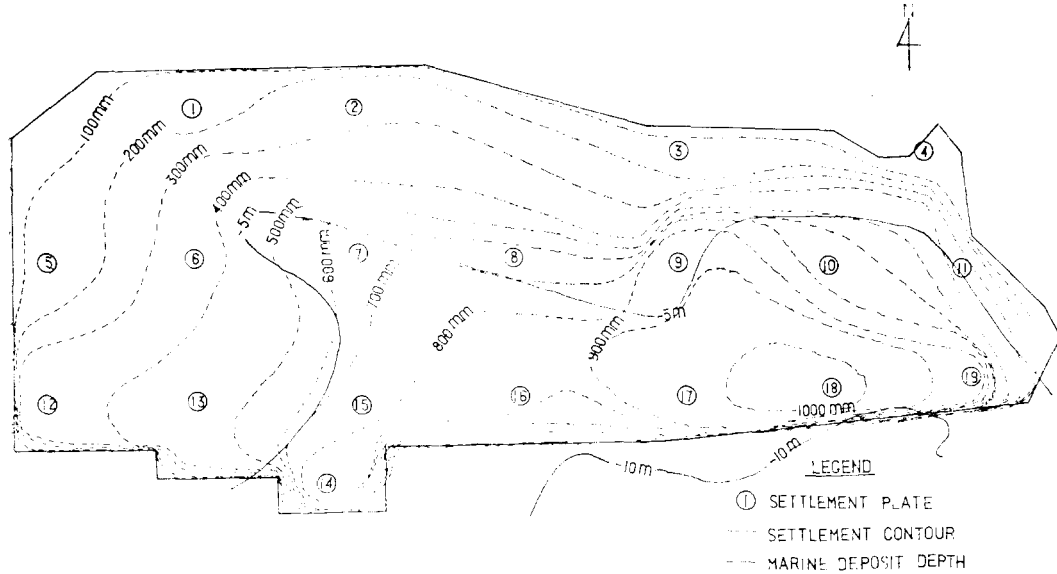


Fig. 10. Settlement Contour

였다. Fig. 9는 軟弱層 깊이가 약 10m 인 地域에서 盛土高에 따른 地表面沈下量의 變化를 나타내고 있으며, Fig. 10은 盛土完了後 全地域의 沈下量 Contour 를 나타내고 있다.

Fig. 11에는 現場에서 實測한 沈下量曲線과 理論的으로 豫測한 沈下量曲線을 비교하였다. 처음에 理論 沈下曲線은 Terzaghi의 壓密理論式에 室內試驗에서 구한 土質特性值를 적용하여 추정하였다. 이때 水平方向 壓密係數 C_h 를 室內 壓密試驗에서 구한 壓密係數 C_v 의 3배로 가정하여 理論沈下曲線을 추정하였으나 實測值와 큰 차이를 보였다. 이러한 큰 차이는 水平方向 壓密係數 C_h 에 의해 결정적으로 기인된 것이 확인되었다. 정확한 水平方向 壓密係數 C_h 를 결정하기 위하여 試驗盛土時 測定한 實測 沈下量을 雙曲線法에 적용하여 水平方向 壓密係數를 추정한 결과 $C_h=C_v$ 임이 확인되었다. 이 결과를 이용하여 本 盛土 工事時 적용한 결과, 實測 沈下量과 理論沈下量이 매우 일치하였다.

排水工法의 設計時, 水平方向 壓密係數 C_h 는 일반적으로 室內 壓密試驗에서 구한 壓密係數 C_v 의 2~3 배를 취하고 있으나 이러한 가정은

때때로 理論值와 實測值사이 에 큰 차이를 초래하게 한다.⁷⁾

울산지역 軟弱海成粘土層의 水平方向 壓密係數 C_h 가 鉛直方向 壓密係數 C_v 와 같은 값을 보인 결과는 다음과 같은 몇가지 원인에 기인한 것으로 생각된다.

첫째: 本 地域에서의 海成粘土層에서는 뚜렷한 水平層이 형성되어 있지 않았기 때문이다.

둘째: Wick Drain 타설시 Drain 재 주변에 Smear Zone이 형성되어 水平方向 排水를 어렵게 하였기 때문이다.

셋째: 壓密試驗에 使用된 試料가 시료 채취시나 試驗時에 攪亂되어 C_v 값이 實際보다 크게 測定되었을 가능성이 크다.

深層 沈下板에서의 測定結果를 같은 위치의 地表面 沈下量과 비교한 결과, 第 1, 2 段階 盛土時에는 軟弱層의 下半部에서 발생한 沈下量이 全地表面 沈下量의 30% 정도였으나 第 4 段階 盛土 이후부터 50%가 되었다(Fig. 12 참조). 이는 載荷初期에는 Sand Mat 와 Wick Drain 을 통한 排水가 軟弱層 上部에서 주로 발생하다가 時間

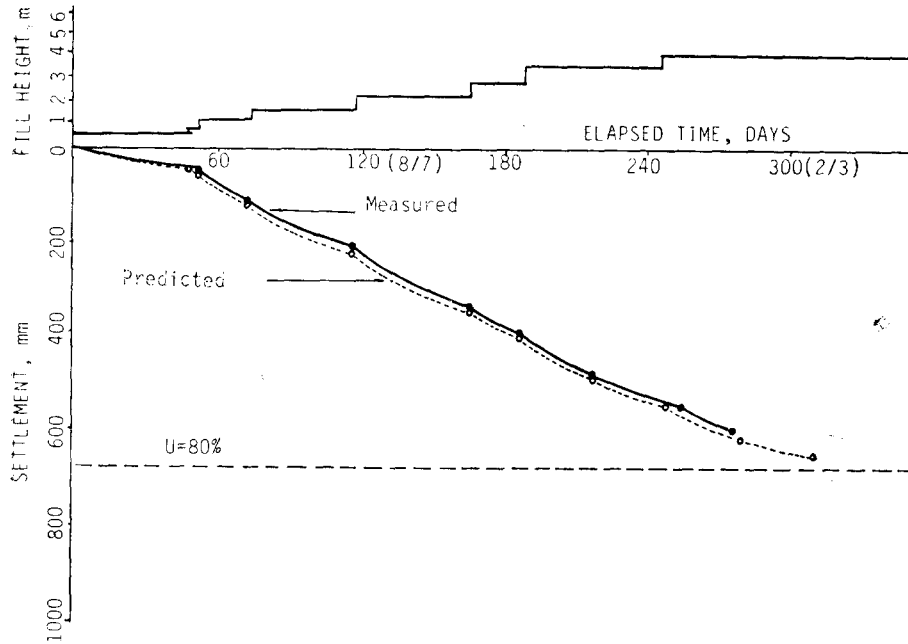


Fig. 11. Comparison of Predicted Settlement and Measured Settlement

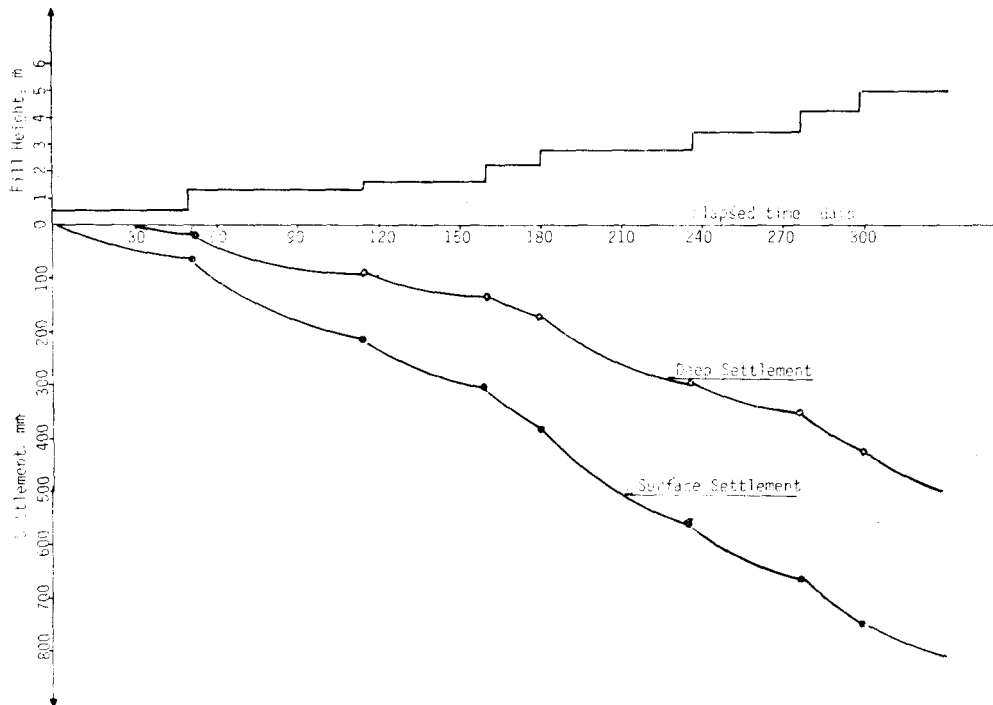


Fig. 12. Comparison of Deep Settlement and Surface Settlement

이 지남에 따라 深層部에서 발생하고 있음을 말해주고 있다.

盛土 시작후 300여일이 경과한 후 盛土高 5m, 軟弱層 깊이가 10m인 지역에의 最終沈下量은 豫想沈下量의 90%인 110cm가 발생하였다.

6.2. 間隙水壓 測定結果

試驗盛土時 軟弱層의 깊이가 10m인 地域에서는 過剩間隙水壓이 上載荷重増分の 80~110%까지 급증하여 盛土를 일시 중단하였으나, 沈下와 水平變位の 測定値에는 전혀 破壞의 징후가 나타나지 않아 기존의 間隙水壓에 의한 盛土 管理基準値($\Delta u \leq 1.2\Delta H$)를 완화하여 載荷重에 의한 過剩間隙水壓의 増分은 增加 盛土高(ΔH)의 1.7배를 넘지 않도록 결정하였다. ($\Delta u \leq 1.7\Delta H$) 한편, 다음 段階의 盛土 再開時期는 前 段階에서 발생한 過剩 間隙水壓의 30%가 消散되었을 때 실시하도록 하였다.

Fig. 13에 軟弱層 깊이가 10m인 地域에서 測定한 過剩間隙水壓의 時間變化를 나타내었다. 그림에서 보여주듯이, 非排水 狀態에서는 間隙水壓의 消散이 거의 일어나지 않다가 Wick Drain의 設置와 동시에 消散되기 시작하였다. 軟弱層이 두터운 地域에서는 過大한 間隙水壓이 발생하고 消散이 느린 반면 얇은 地域에서는 적은 량

의 間隙水壓이 발생하고 消散이 빨리 일어났다. 즉, Table 4에서 볼 수 있는 바와 같이, EL. 0.9m까지 試驗盛土를 실시하여 5~7일이 경과한 후에 測定한 결과에 의하면, 軟弱層이 얇은 Zone ①, ③(No. 5, 6, 7, 10, 12, 13)에서는 載荷重에 의해 增加된 間隙水壓 37~98%가 消散되었으나, 軟弱層이 깊은 Zone ②, ④(No. 9, 14, 16, 18)에서는 9~24%의 낮은 消散率을 나타냈다. 계속된 第2段階 盛土後에도 비슷한 현상이 일어나, Zone ①, ③에서는 載荷後 30여일만에 增加된 間隙水壓의 60~80%가 消散되었으나, Zone ②, ④에서는 30~40%밖에 消散되지 않았다. 그러나, 第3段階 盛土後부터는 消散率이 增加하였다.

이와같이 軟弱層이 두터운 地域에서 過大한 間隙水壓이 발생하고 消散이 느리게 일어나는 이유는 첫째, 計器 埋設時나 Wick Drain 貫入時 軟弱層이 두터운 地域이 얇은 地域보다 攪亂될 가능성이 크기 때문인 것으로 생각되며, 둘째, Wick Drain 材의 排水機能이 深度가 깊어짐에 따라 저하되기 때문인 것으로 생각된다.

여기서 特記할 것은 測定된 沈下値는 繼續하여 增加하나, 過剩間隙水壓은 消散되지 않는 境遇가 觀察되어, 施工管理에 相當한 어려움을 주었다는 점이다. 실제로 이러한 現象은 여러 문

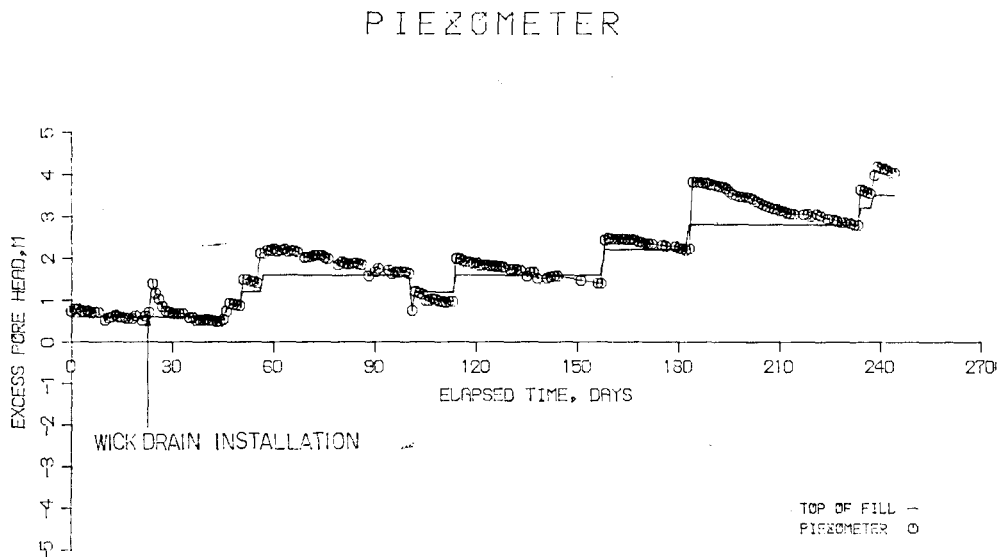


Fig. 13. Pore Water Pressure

Table 4. Rate of Dissipation of Pore Water Pressure $R = \frac{\Delta U'}{\Delta U} \times 100(\%)$

Sensor No.	Sensor Depth (EL.m)	Clay Depth (EL. m)	EL. 0.9m		EL. 1.2m		EL. 1.6m		EL. 2.2m		EL. 2.8m		EL. 3.5m		EL. 4.2m		Average							
			ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)	ΔU	R (%)				
5	-1.25	-2	0.400	81	0.314	0.295	94	0.859	0.939	110	0.542	0.446	82	0.572	0.453	79	0.349	0.510	146	0.155	0.017	11	79.75	
6	-1.65	-4	0.287	98	0.388	0.052	13	0.593	0.527	89	1.063	0.733	69	1.087	0.547	50	1.106	Malfunctioned				(63.8)		
7	-4.20	-7	0.483	55	0.498	0.288	58	0.568	0.570	100	1.157	1.02	88	1.262	0.418	33	1.343	Malfunctioned				(66.8)		
9	-3.20	-9	0.460	24	0.523	0.194	37	0.733	0.346	47	1.433	0.648	45	1.308	0.372	28	1.38	Malfunctioned				(36.2)		
10	-2.55	-7	0.692	43	0.749	0.257	34	0.628	0.48	76	1.18	0.527	45	1.216	0.450	37	1.179			(12/23)	1.337	13	[58.0]	
12	-1.85	-4	0.292	37	0.411	0.177	43	0.489	0.098	20	0.479	0.156	33	0.179	0.059	33	0.25			(12/23)	0.216	86	[42.0]	
13	-1.75	-5	0.306	45	0.584	0.346	59	0.642	0.805	125	0.582	0.640	111	0.740	0.337	46	0.888	Malfunctioned				(77)		
14	-3.85	-10	0.434	14	0.628	0.095	15	0.831	0.836	101	1.076	0.278	26	1.624	1.206	63	1.393			(12/23)	0.357		[40.8]	
Up 16	-2.57	-9	0.382	21	0.482	0.376	78	0.646	0.453	70	0.687	0.138	20	1.559	Malfunctioned								(47.25)	
Lw	-5.03	-9	0.450	9	0.507	0.278	55	0.817	0.249	31	0.785	0.050	6	1.598	Malfunctioned								(25.25)	
Up 18	-3.13	-10	0.744	11	0.562	0.478	85	0.886	0.516	58	0.947	0.381	40	1.267	Malfunctioned								(48.50)	
Lw	-6.17	-10	0.801	9	0.666	0.434	65	0.964	0.473	49	0.899	0.243	27	1.314	Malfunctioned								(37.50)	
Average:			0.478	33	0.526	0.273	52	0.721	0.524	73	0.903	0.439	49	0.999	0.458	46	0.986							

Table 5. Excess Pore Water Pressure Parameter, A

Sensor No.	Sensor Depth, EL. m	Clay Depth, EL. m	EL. 0.9m	EL. 1.2m	EL. 1.6m	EL. 2.2m	EL. 2.8m	EL. 3.5m	Average A	
5	-1.25	-2	0.73	0.57	1.17	0.49	0.52	0.27	0.63	
6	-1.65	-4	0.52	0.71	0.81	0.97	0.99	0.86	0.81	
7	-4.20	-7	0.88	0.91	0.78	1.05	1.15	1.05	0.97	
9	-3.20	-9	0.84	0.95	1.00	1.31	1.19	1.08	1.06	
10	-2.55	-7	1.26	1.36	0.86	1.08	1.11	0.92	1.10	
12	-1.85	-4	0.53	0.75	0.67	0.44	0.16	0.20	0.73	
13	-1.75	-5	0.56	1.06	0.88	0.53	0.67	0.69	1.00	
14	-3.85	-10	0.79	1.14	1.14	0.98	1.48	1.09	1.10	
16	Up	-2.57	-9	0.70	0.88	0.88	0.63	1.42	—*	0.90
	Lw	-5.03	-9	0.82	0.51	1.12	0.72	1.46	—*	0.93
18	Up	-3.13	-10	1.36	0.87	1.21	0.86	1.15	—*	1.09
	Lw	-6.17	-10	1.46	0.79	1.32	0.82	1.20	—*	1.12
Average:			0.87	0.88	0.99	0.82	1.12	0.95	0.94	

* Piezometer Malfunctioned

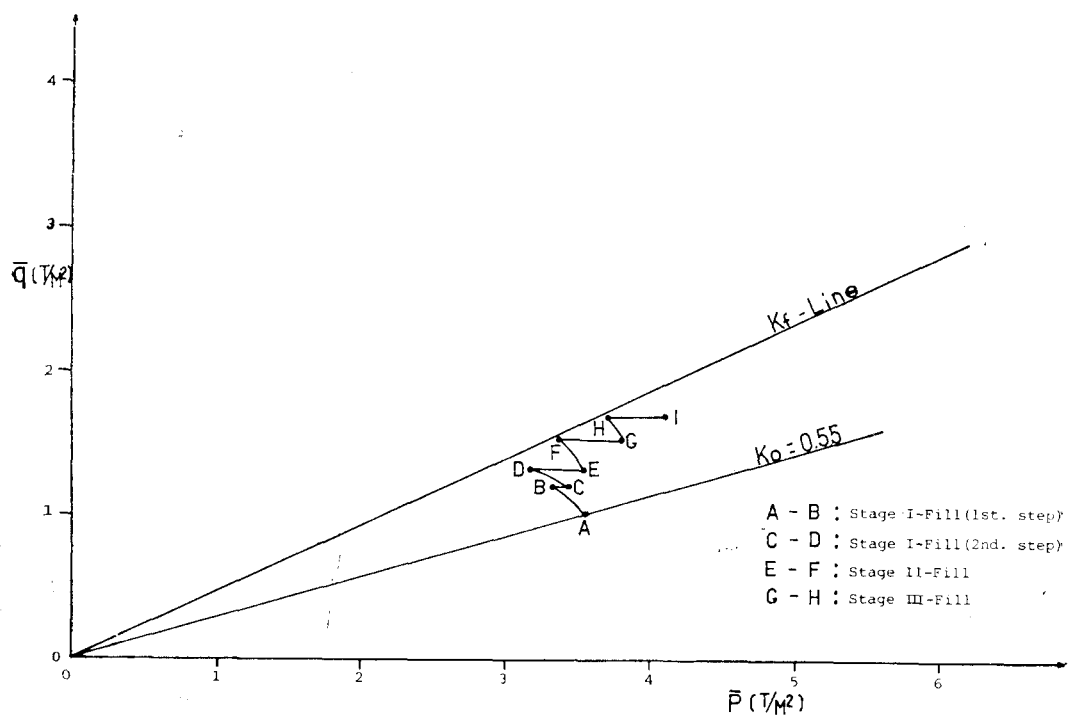


Fig. 14. Effective Stress Path on \bar{p} - \bar{q} Diagram

현에도 數次 報告된 바 있으나^{7),8),9)}, 그 正確한 原因은 規明되지 못하고 있다. 이는 通常的인 Terzaghi의 壓密理論에 符合되지 않는 異狀現象으로서 排水層 혹은 排水材의 效率性, 原地盤의 先行壓密荷重과 載荷後의 應力經路의 變化, 非線形的인 間隙比와 壓密應力($e-p'$)간의 關係等으로 說明할 수 있으나, 最近에는 特別히 예민하고 軟弱한 粘土인 境遇에는, 壓密過程에서 加해지는 有效應力이 先行壓密荷重을 超過할 때, 粘土粒子들간의 構造가 崩壞됨에 따라, 壓縮性은 급격히 增加하나, 透水性은 相對的으로 減少하는 것으로 說明하고 있다.¹⁰⁾

結果的으로 이러한 異狀現象은 計測된 間隙水壓值의 不確實性은 물론 沈下(壓密)值와 相關시켜 地盤舉動을 分析하는 데에 큰 어려움을 주게 된다.

載荷重에 의하여 發生하는 過剩間隙水壓의 크기로부터 本 軟弱層의 間隙水壓係數 A를 計算하여 Table 5에 나타냈다. 各 段階別 載荷重에 따른 間隙水壓係數의 平均値는 0.82~1.12 사이의 값을 나타내고 있으므로 本 地域의 軟弱層은 正規壓密粘土層임을 알 수 있다. 그러나, 軟弱層의 深度가 3m 이내인 地域의 A값 平均値는 0.63~0.81 정도로 작게 나타나 이 地域은 약간

過壓密된 것으로 판단된다.

Fig. 14에 軟弱層 深度 $H=10m$ 인 地域에서 測定한 間隙水壓을 이용하여 有效應力線(Effective Stress Path)의 變化經路를 나타냈다. 第1 段階盛土後에는 E.S.P가 破壞線(k_f -line)에 別로 접근하지 않았으나 第2 段階 盛土後에는 상당히 접근하여 불안정한 상태였음을 나타내고 있다. 그리하여, 第3 段階盛土를 계획보다 늦추어서 再開한 결과 다시 安定된 狀態에서 施工을 마치게 되었다

6.3. 水平變位 및 Swelling 測定 結果

産業道路의 路肩을 따라 埋設된 傾斜計에서 測定한 水平變位量의 時間變化를 Fig. 15에 나타냈다. 第1, 2, 3 段階 盛土後까지는 載荷重에 의한 水平變位가 路肩까지 影響을 미치지 않은 것으로 나타났다. 이러한 결과를 보인 이유는 첫째, 産業道路는 完공된지 수십년이 지나 基礎地盤이 충분히 安定되었기 때문에 橫方向流動에 대한 抵抗力이 컸기 때문이며, 둘째, 産業道路가 盛土線端으로부터 10~20m 정도 떨어져 있었기 때문이며 그리고, 셋째로는 盛土高가 道路高보다 낮았을 때는 道路가 押盛土 역할을 하였기 때문인 것으로 생각된다. 그러나, 盛土高가 道路高

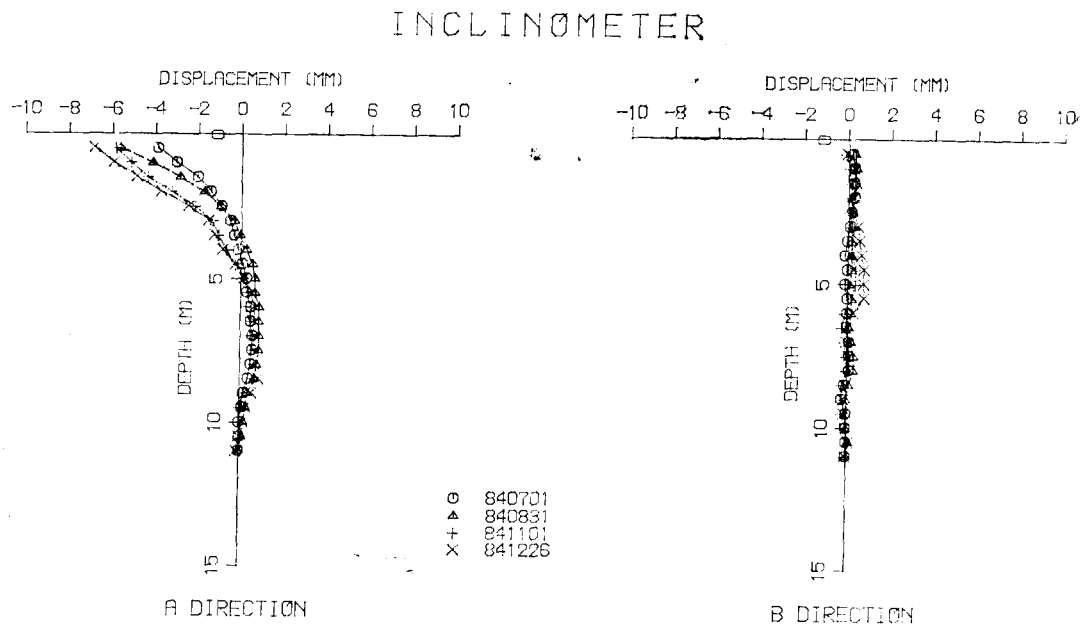


Fig. 15. Horizontal Displacement

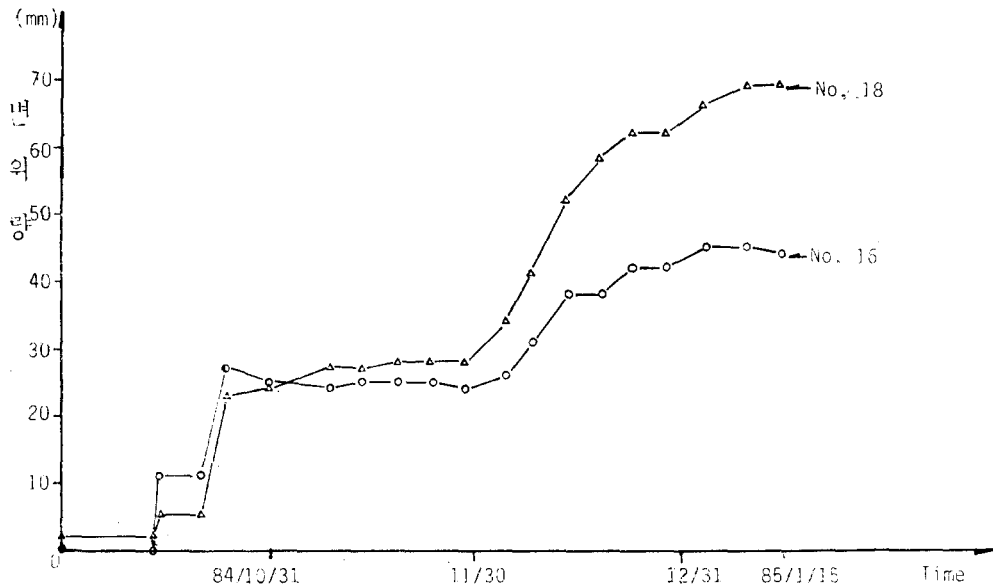


Fig. 16. Swelling

(EL. 2.3m)를 초과하기 시작한 第4段階 盛土後(EL. 2.8m)에는 이 균형이 깨지면서 조금씩 밀리기 시작하였다.

産業道路上에 埋設한 4개의 傾斜計中에서 가장 많은 變位를 나타낸 No. 21 計器에서 觀측된 最大變位는 약 10mm 정도로서, 이는 盛土工事에 의한 産業道路의 피해가 전혀 없었음을 나타내고 있다.

Fig. 16에 나타낸 Swelling Plate 測定結果 역시 傾斜計에서 測定한 결과와 유사한 경향을 보여, 第3段階 盛土後까지도 水平·垂直變位를 전혀 나타내지 않다가 第4段階 盛土後부터 뚜렷한 變位를 보이기 시작하여 最大 100mm의 水平·垂直變位를 각각 나타냈다.

7. 結 論

울산地域에 發達한 較弱海成粘土를 先行荷重과 Wick Drain 工法을 採擇하여 改良하는 過程에서 綿密한 現場試驗과 計測을 通하여 地盤의 特性과 舉動을 分析한 結果, 다음의 몇가지 主

要事項을 알 수 있었다.

1) 울산단 北西側 臨海地域에 分布되어 있는 海成粘土는 매우 銳敏하고 較弱한 正規壓密粘土로 判斷된다.

2) 餘盛土에 依한 沈下量을 推定함에 있어서, 初期 即時沈下量과 2次壓密沈下量을 適切히 감안하는 경우에는, Terzaghi의 1次元壓密理論을 有效하게 使用할 수 있으며, 또한 通常의 排水工法의 設計時 水平方向壓密係數 C_h 를 室內壓密試驗에서 決定한 壓密係數 C_v 의 2~3倍를 취하도록 추천되고 있으나, 本研究對象地域에서와 같이 뚜렷한 水平層이 形成되어 있지 않거나 排水材의 打設時 Smear Zone이 形成되는 境遇에는 $C_v=C_h$ 로 假定하는 것이 타당하다.

3) Wick Drain을 設置하더라도 壓密沈下는 排水面에서 부터 始作하여 垂直으로 점차 波及되어 가며, 또한 測定된 過剩間隙水壓에 따르면, 較弱地盤의 깊이가 增加함에 따라, 그 排水效果가 갑자기 減小되고 있어, 深度(혹은 排水거리)의 增加에 따른 Wick Drain의 排水機能에 對한 糾明이 必要하다.

4) 計測에 依한 沈下値와 過剩間隙水壓이 서

로 相異한 反應을 보일 때에는 計測結果의 分析에 特別한 주의를 要한다.

5) 盛土施工管理에는 여러가지 方法이 提示되고 있으나, 아주 軟弱하고 예민한 粘土인 境遇에나 工期가 촉박한 境遇에는, 適切한 計器를 埋設하여 地盤의 舉動을 多角的으로 檢討分析함으로서, 正確하고 經濟的인 施工을 遂行할수 있다. 이러한 때에는 本研究에서 提示된 應力經路法이 매우 效果的이다.

References

1. Johnson, S.J.(1970), "Precompression for Improving Foundations", Journal of the Soil Mech. and Found. Division of ASCE, Vol.96, No. SM1, Jan. 1970, pp.111~144.
2. Ladd, C.C., Rixner, J.J. and Gifford, D.G. (1972), "Performance of Embankments with Sand Drains on Sensitive Clay", Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 1, Part. 1, pp.211~242.
3. Atkinson, M.S., and Eldred, P.J.L(1981), "Consolidation of Soil Using Vertical Drains", Geotechnique, Vol.31, No.1, pp.33~43.
4. Barron, R.A., (1947), "Consolidation of Fine Grained Soil by Drain Wells", Journal of the Soil Mech. and Found Division of ASCE, Vol.73, pp.811~835.
5. Carillo, N.(1942), "Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils", Journal Mathematics and Physics, Vol. 21, pp.1.
6. Skempton, A.W., and Bjerrum, L., (1952), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay", Geotechnique, Vol.7, 1957, pp.168~178.
7. Hansbo, S., Jamiolkowski, M., and Kok, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains", Geotechnique, Vol.31, No.1, pp.45~66.
8. Becker, D.E., Crooks, J.H.A., Jeffries, M.G., and McKenzie, K. (1984), "Yield Behavior and Consolidation, II : Strength Gain", Proc., ASCE Symposium on Sedimentation Consolidation Models, Prediction and Validation, pp.382~398.
9. Crooks, J.H., Becker, D.E., Jeffries, M.G., and Mckarzie, K. (1984), "The Significance of Effective Stress Paths and Yield Behavior on the Field Consolidation of Soft Clays", Proc. ASCE Symposium on Prediction and Case Histories of Consolidation Performance, San Francisco, CA. Oct., 1984.
10. Mitchell, J.K. (1986), "Practical Problems from Surprising Soil Behavior", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol.112, No. 3, March. 1986, pp.259~289.