

軟弱地盤改良工法에 이용될 汎用프로그램의 Sand Drain 工法에의 適用

Application of Numerical Analysis for Sand Drain by the Multi-purpose
Program of Soft Foundation Analysis

朴 炳 基*

Park, Byong Kee

鄭 鎭 燮**

Chung, Jin Seap

姜 秉 宣***

Kang, Byong Sun

李 鎭 洙****

Lee, Jin Soo

ABSTRACT

This study was carried out for the purpose of comparing in reference to sand drain in the next three different cases.

First, The case of drain material (sand pile) has some rigidity during embankment and consolidation.

Second, In usual case of no rigidity as a paper drain without permeability during embankment and consolidation.

Third, Check up clay behavior when above the two cases carried out respectively.

This FEM analysis is consisted with Biot's consolidation equation when it is used for Christian Boehmer's numerical technique.

The main results are obtained from above the Analysis When sand drain has some rigidity, the lateral and vertical deformation of clay foundation is restrained considerable amount and exhibited bearing capacity of load as a pile.

According to the foundation in drained condition and undrained condition, the results are much variable in this analysis method.

Also, The behaviors of stress path and pore water pressure met our expectation during consolidation.

This analysis should be considered to put into use of sand drain and design in future.

* 正會員, 全南大學校 教授

** 正會員, 圓光大學校 助教授

*** 正會員, 松源專門大 助教授

**** 正會員, 全南大 博士課程

要 旨

本文의 筆者들은 軟弱地盤의 多次元壓密을 포함하여 각종 改良工法을 施行할 경우 載荷에 의한 地盤의 應力과 變形 그리고 間隙水壓變動 등의 解析과 나아가 施工管理 등을 포괄하는 軟弱地盤解析用의 多목적 프로그램의 개발을 목표로 研究를 進행중에 있다.^{1)~4)} 그동안 몇차례에 걸쳐 본 프로그램의 理論의 背景과 構成內容 그리고 改良工法別 有用性에 關하여 學術誌나 學術發表會를 통해 發表한 바 있는데 本文은 이어서 Sand Drain工法의 適用에 대하여 연구한 結果를 발표한 것이다. Sand Drain工法은 粘土層에 砂杭을 두어 盛土荷重에 의해 壓密을 促進한다. 이 設計理論은 周知하다 시피 Barron의 理論을 利用한 것인데 그러나 이 理論은 Terzaghi系 理論의 결합과 變形條件이 不分明하다는 것은 잘알려진 事實이다. 그리고 砂杭에 대한 應力集中은 전혀 고려되어 있지 않다. 본 프로그램은 기본적으로 多次元壓密은 Biot系 理論을 채택하였다. 이 多次元壓密을 解析하는데 砂杭의 應力集中을 해명하기 위하여 砂杭에 剛性을 고려하지 않은 경우와 고려하는 경우를 自然地盤 狀態의 壓密(二次元)狀態와 比較하여 應力集中이 어떻게 일어나는가 를 高찰하였다. 이 때 모래(砂杭)와 盛土材料는 非線型彈性모델로 생각하고 粘土는 非等方性에 Creep 效果를 함께 고려할 수 있는 構成方程式으로서 彈粘塑性모델을 채택하였다. 그 結果는 剛性을 고려하는 Sand drain이 현실적이며 동시에 그와같은 解析이나 設計도 가능하다는 것을 밝힌 것이다.

G_0 : 初期剛性率

1. 解析의 基本이 되는 構成關係式

數值實驗하는데 쓰이는 模型地盤의 盛土材料와 砂柱의 材料는 非線型彈性體로 보고 粘土는 彈·粘塑性體로 解析한다. 壓密解析은 이미 發表된 바와 같이 Biot 方程式과 또한 有限要素解析은 Chirstian과 Boehmer의 技法을 이용한다. 이 FEM은 彈性變形과 壓密變形的 合成으로 나타나며, 要素는 4개의 3角形으로 構成된 4邊形要素로서 間隙水壓의 分布는 節點대신에 要素內에서 一定하다고 가정하고 최종적으로 4邊形要素의 中央節點은 Static Condensation에 의해 消去하는 技法이다. 여기서는 非線型彈性體(NLE)의 常數와 彈·粘塑性(E·VP)의 構成方程式에 대해 약술한다.

1) 非線型彈性모델의 常數

壓密過程中에 Work-hardening의 特性을 갖는 土體의 Lamé 常數 L, G는 종래와 변함없이 다음과 같다.

$$L = P \frac{(1+e_0)}{k} - \frac{2}{3}G \quad (1-1)$$

$$G = G_0 \exp\left(-\frac{e-e_0}{\lambda}\right) \quad (1-2)$$

2) 彈·粘塑性모델

粘土의 變形이 時間에 依存한다는 것은 잘 알려진 事實이다. 이 가운데서 體積 Creep 方程式은 Sekiguchi⁶⁾의 다음 構成方程式을 이용한다.

$$V = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D\left(\frac{q}{p} - \eta_0\right) - \alpha \ln\left(\frac{\dot{V}}{\dot{V}_0}\right) \quad (1-3)$$

λ : $e - \ln p$ 平面에서의 正規等方壓密曲線의 句配

k : $e - \ln p$ 平面에서의 除荷-再壓縮曲線의 句配

η_0 : 有效應力比 q/p 의 初期值(等方壓密時)

α : 二次 壓縮指數

D : Dilatancy 係數

\dot{V} : 體積變形率速度

\dot{V}_0 : 初期體積率速度

非等方壓密에도 使用할 수 있도록 η 대신 η^* 를 사용하여 (1-3)식을 변형하면 다음과 같다.

$$V = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D\eta^* - \alpha \ln\left(\frac{\dot{V}}{\dot{V}_0}\right) \quad (1-4)^{7)}$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{i0})(\eta_{ij} - \eta_{i0})}$$

η_{ij} : 應力の 偏差應力成分과 靜水壓成分의 比

η_{ij0} : 上記의 初期值

(異方壓密일 때 $\neq 0$, 等方壓密일 때 = 0)

(1-4)식은 荷重이 재하된 직후의 要素는 彈性 狀態에 있다고 보고 다음과 같다.

$$V^e = \frac{k}{1+e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) \quad (1-5)$$

塑性體積變形率 V^p 는 $V - V^e$ 이므로 다음과 같다.

$$V^p = \frac{\lambda - k}{1+e} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D\eta^* - \alpha \ln\left(\frac{\dot{V}}{\dot{V}_0}\right) \quad (1-6)$$

(1-6)식을 정리하여 다음과 같이 나타낸다.

$$F = \alpha \cdot \ln\left[1 + \left(\frac{\dot{V}_0 t}{\alpha}\right) \exp\left(\frac{f}{\alpha}\right)\right] = V^p \quad (1-7)$$

F : Visco-plastic potential로서 Scalar 함수

t : 經過時間, f : (1-3)식에서 第3項이 없는 식을 말한다.

(1-7)식에서 t 를 固定하면 有效應力空間에서 하나의 曲面을 나타내고 이때 V^p 는 Strain Hardening Parameter로 볼 수 있다.

函數 F 의 有效應力要素에 대한 導函數는 粘塑性變形的 方向을 지시함으로 다음과 같다.

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1-8)$$

λ : 比例常數, σ_{ij} : 有效應力 Tensor

λ 값은 별도로 연속적인 粘塑性變形에 대한 조건을 가정하므로써 다음과 같이 된다.

$\dot{V}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial p}$ 따라서 $\lambda = \frac{\dot{V}^p}{\partial F / \partial p}$ 이를 (1-8)식에 代入하여 다음과 같이 쓴다.

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \dot{V}^p \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) / \left(\frac{\partial F}{\partial p} \right) \quad (1-9)$$

彈性變形率速度는 일반적으로 다음과 같이 표현된다.⁸⁾

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{k \dot{p}}{3(1+e_0)} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} q_{ij}$$

δ_{ij} : Kronecker's delta

최종적으로 全變形率速度는

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (1-11)$$

그 外에 壓密解析을 위한 有限要素式에 대한 說明은 文獻(1) 및 (2)를 參照바람.

2. 數值計算結果 및 考察

2.1 模型地盤

1) 模型地盤의 解析領域은 Fig-1에서처럼 幅 122m 土層깊이 19m 이 가운데 9m는 砂層, 以下는 粘土層이다. 要素數는 盛土도 포함하여 總 217 節點數는 244개의 四角形要素이다.

2) 盛土部低幅은 28m 로서 盛土荷重은 16t/m²를 每段階 2t/m²씩 8段階로 나누어 盛土한다. 盛土總期間은 48日이다.

3) 排水條件은 바닥과 側面은 非排水, 地盤上端은 排水條件이고 境界條件으로서는 바닥은 固定, 地盤上端은 自由, 兩側面은 鉛直變位만 許容하는 條件이다.

4) 基礎地盤은 7層의 多層上로서 본프로그램에 이용되는 土質常數는 16개⁹⁾ 그리고 各層間의 깊이에 따라 變하는 材料常數를 정하는 式은 다음과 같다.

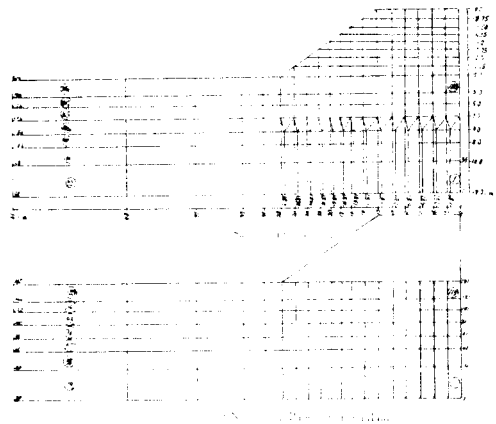
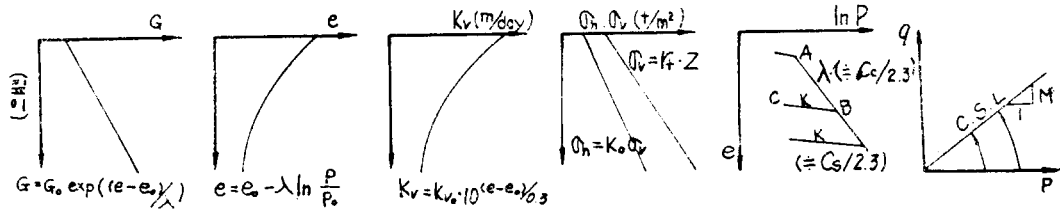


Fig. 1. F.E.M grid

5) Sand Drain의 設置는 粘土層에 2m 間隔으로 설치하고 直徑 0.55m의 Sand Drain을 二次元平面으로 환산하여 0.13m의 폭을 갖도록 한다(Fig 1-a). FEM 解析時에는 Sand Drain의 剛性을 고려하는 경우(S.D)와 剛性을 고려하지 않는 경우(P.D) 그리고 地盤을 개량하지 않는 自然狀態의 경우 등 3가지가 비교된다.

2.2 排水와 非排水條件

粘土地盤의 壓密을 解析하는 경우 荷重을 載



荷하는 동안에도 壓密이 進行되므로 排水狀態로 놓고 解析하는 경우를 排水條件으로 假定하고 透水係數가 작아 盛土期間 동안에 壓密 進行이 無視될 程度로 작다고 보고 非排水狀態로 解析한 경우를 非排水條件이라 定한다. 이 두 경우에 대하여 盛土荷重, 間隙水壓과 沈下現象을 Fig. 2, 3에 나타냈다. Fig-2는 要素 20의 間隙水壓 舉動과 No. 61, 141 節點의 變位舉動을 時間과 함께 나타냈다. No. 61의 沈下曲線에서 盛土期間 동안에 排水條件일 때에는 約 53cm, 非排水條件일 때는 4cm로 나타나고 있어 盛土期間이 긴 경우에는 排水條件 選擇如何에 따라 相當한 차이가 있다. 여기서 No. 141에서도 (Fig-2) 非排水, 排水條件에 따라 差異가 있다. 여기서 No. 141의 非排水 沈下와 粘土層이 始作되는 No. 61의 非排水 沈下の 差異는 모래層의 彈性 沈下를 意味한다. Fig-3은 Sand drain인 경우 盛土期間 동안의 盛土荷重, 間隙水壓과 沈下를 排水, 非排水條件에서 比較한 것이다.

排水條件일 때는 過剩間隙水壓의 消散이 盛土期間 동안에 거의 完了되므로 沈下는 盛土完了

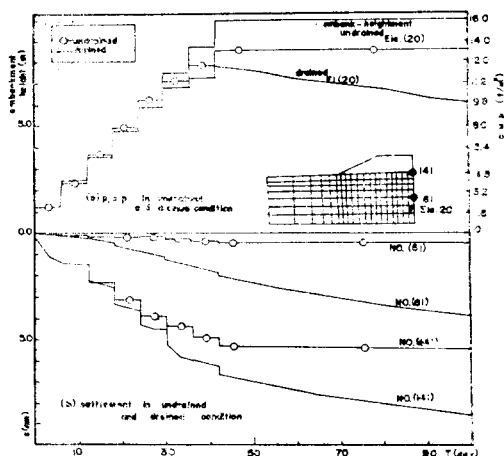


Fig. 2. P.W.P. and Settlement during embankment period in natural state

始點에서 거의 끝나고 있다.

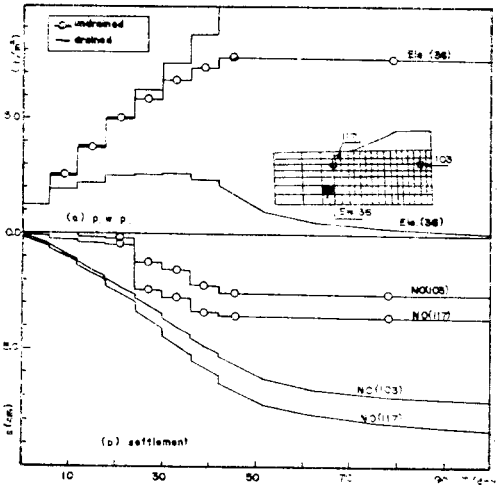


Fig. 3. P.W.P and Settlement during embankment period in sand drain

2.3 間隙水壓

自然狀態에서 粘土層의 過剩間隙水壓의 舉動을 Fig-4에 나타낸다. 盛土期間 동안은 盛土部 中心部에 가까울수록 盛土荷重의 影響을 받아 間隙水壓이 크게 發生하고 멀어질수록 작은 傾向을 보이고 있다. 또한 盛土完了後 盛土中心部

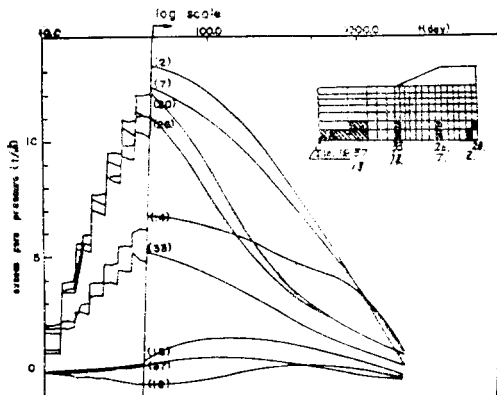


Fig. 4. Time-Excess P.W.P relation

에서는 時間의 增加와 더불어 減少는 완만해지고 있으나, 盛土部에서 멀어질수록 增加하고 盛土 外部에서 Mandel-cryer 效果와 비슷한 現象이 나타나고 있다. 그러나 어느 경우나 一定한 時間後에는 壓密이 終了되고 收斂하는 現象을 보이고 있다. 또 Fig-5에서는 盛土部 中心에서 3m, 13m, 27m, 42.5m 떨어진 位置에서 時間의 增加와 더불어 間隙水壓의 變化를 나타낸 것이다.

Fig-5에서 盛土地盤의 中心에 가까울수록 盛土直後 間隙水壓이 크게 發生하고 있으며, 基礎地盤의 中心部에서 멀어질수록 減少하고 特히 盛土部外側에서는 t=242日 일 때 間隙水壓이 最大로 增加하고 있는데 이는 Fig-4와 같은 意味이다.

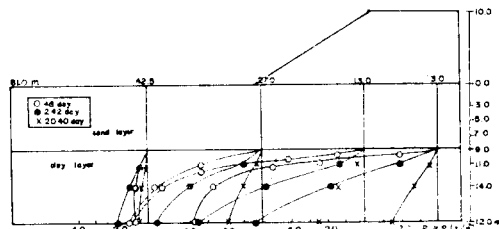


Fig. 5. Excess P.W.P in natural state

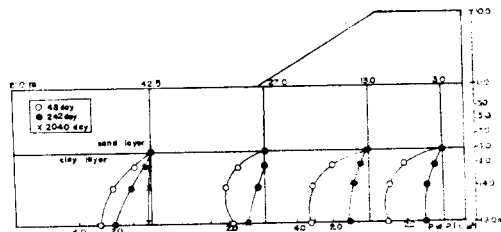


Fig. 6. Excess P.W.P in paper drain method

Fig-6에서는 盛土部上端 粘土地盤에 剛性이 없는 Sand drain 即 Paper drain(P.D)과 같은 경우를 設置했을 때의 時間增加에 따르는 過剩 間隙水壓의 分布를 보여주고 있다.

Fig-7에서는 Sand drain을 設置했을 때의 間

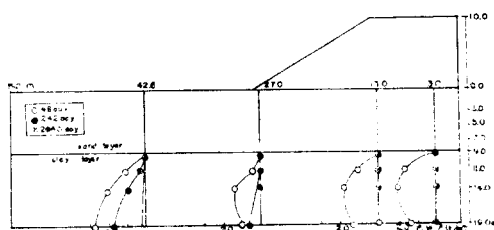


Fig. 7. Excess P.W.P in sand drain method

隙水壓의 舉動을 보여주고 있는데 Fig-6과 비슷한 傾向이다.

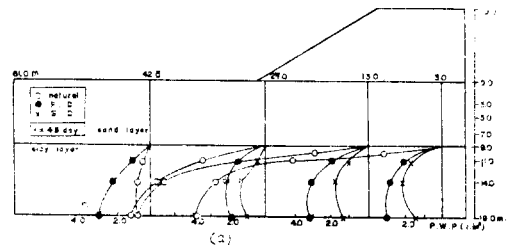
Sand drain의 경우 242日에는 이미 間隙水壓은 消散되고 있다. 또한 [(Fig-8)(a),(b),(c)]는 t=48日, 242日, 2040日 일때의 3 경우에 대해서 比較한 것으로 어느 경우나 비슷한 現象을 보여주고 있다.

即 t=48日(盛土直後)에서 가장 큰 間隙水壓을 보여주고 있다. 時間이 지남에 따라 減少하는 傾向이고 t=242日 일때 Paper drain인 경우 間隙水壓이 $1t/m^2$ 이고 Sand drain에서는 間隙水壓이 消散되어 0이다.

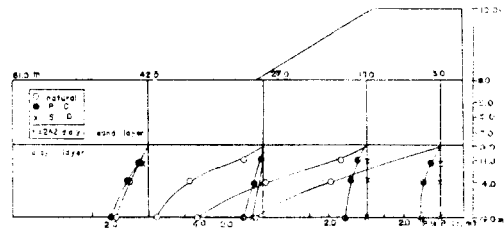
이러한 現象은 S.D인 경우 빠른 時間에 큰 壓密度에 到達함을 豫測하게 한다. 그러나 自然狀態에서는 아직도 크게 殘留하고 있음을 보여주고 있다.

2.4 應力集中

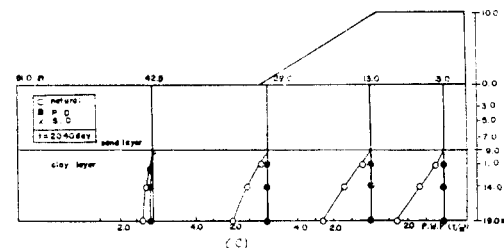
Sand Drain 工法은 粘土地盤中の 砂柱가 切斷되지 않는한 地盤全體로서는 일종의 複合地盤이라고 볼 수 있다. 또한 砂柱의 剛性은 粘土地盤



(a)



(b)



(c)

Fig. 8. Excess P.W.P behavior in clay layer

에 비해 매우 크기 때문에 盛土荷重에 의한 傳達應力の 일부분 또는 대부분을 분담하고 있다고 볼 수 있다.¹⁰⁾ 그러나 현재까지의 設計方法에는 이와같은 應力集中의 說明은 불가능하다. 특히 최근 시공되고 있는 Sand Compaction pile 에서도 동일하다. 그러나 이와같은 문제는 FEM 解析에서는 가능하다. Fig-9(a)(b)와 Fig-10(a)(b)는 盛土 또는 壓密이 進行되는 동안 圖示한 要素가 Sand Drain 으로서 剛性を 갖는 경우(S.D.37, 61), 그렇지 않는 경우(P.D. 21, 33), 그리고 隣近의 粘土部(S.D. 36, 60)에 대한 鉛直應力 σ_y , 水平應力 σ_x 를 나타낸 것이다. 盛土中心部에 가까운 Fig-9(a)의 경우는 S.D.37 과 S.D. 36 의 應力분담比率이 대략 6 : 4 정도이다. P.D 의 경우는 S.D 36 보다 약간 크다. 이와 같은 경향은 盛土끝部分의 S.D.61 이나 P.D. 33 에서도 같다. 다만 Fig-10 의 水平應力は 3 者의 차이가 그리 대단치 않다. 따라서 砂柱는 剛性を 考慮하여 設計할 경우는 상당한 支持力을 발휘한다고 볼 수 있고, 따라서 壓密沈下나 側方變位에 相當한 억제효과가 있다고 볼 수 있다. 다만 水平應力은 剛性を 고려한 S.D.(37, 33)가 최하위에 있다. 이는 砂柱에 鉛直方向의 應力集中이 일어나면 壓密過程中 粘土要素의 間隙水가 流出되어 體積減少가 일어나므로 작게 나타나는 것으로 해석된다. 여기서 한가지 유의할 점은 Fig-9, 10 의 두 그림에서 盛土間中에 應力集中은 모두 끝나고 있다는 점이다. 그 이후 壓密中에는 一定狀態에 이르고 있는데 σ_y 의 增加量에 비하여 σ_x 의 增加量은 작은 比率이다. 따라서 盛土期間中 軸差應力の 차이로 砂柱의 降伏이 예상되고 그 이후는 塑性狀態에 들어간다고 판단된다. 현재로서는 이후의 塑性狀態에 대한 計算過程을 개발하지 못하고 있으나 이점은 앞으로 소상하게 밝혀볼 계획이다.

2.5 應力經路

壓密層의 有效應力經路를 알아보기 위해 Fig-11 에서 보인 바와 같이 粘土層의 要素가운데 먹칠한 4개 要素를 골라 살펴본다.

4 個要素는 中央軸對稱附近에서 2개, 盛土 끝部分에서 그리고 外側에서 하나씩이다. 이들의

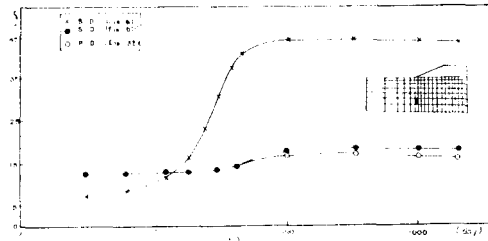
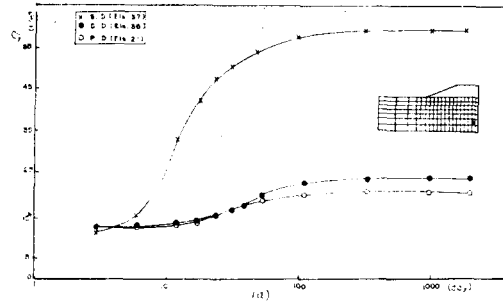


Fig. 9. Vertical Stress

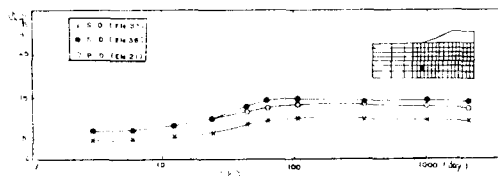
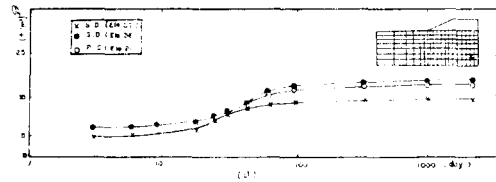


Fig. 10. Horizontal Stress

要素番號는 똑같은 要素가 自然狀態일 때와 Sand drain 을 施行하되 剛性を 考慮하지 않을 때인 P.D. Ele.21, 똑같은 要素가 剛性を 考慮한 Sand drain 을 施行했을 때 S.D. Ele. 36 하는 式으로 命名한다.

要素 P.D. Ele. 40 에서 上層은 Sand mat 에 該當된다. 粘土層의 上記要素를 自然狀態와 P.D, S.D 狀態의 세가지 경우를 比較한다. 어떠한 境遇나 壓密이 進行되면 k_0 線에서 始作하여 p' 軸 (平均應力軸)과 거의 平行한 應力經路를 나타내고 있으며, 受動域을 向하고 있다. 특히 k_0 壓密이 豫想되는 盛土中央部の 2개 要素는 거의 p 軸과 平行하게 움직이고 있으며, 下層要素가 보

다 더 k_0 線을 따라 움직이다가 平行線이 되고 있다. 이는 排水層에 가까울수록 壓密이 빨리 終了되고 있음을 意味한다.

盛土 끝 地盤과 아주 外側은 盛土荷重의 影響이 적거나 매우 微少하기 때문에 壓密의 影響을 작게 받거나 거의 없고 처음부터 受動域의 特性을 보이고 k_0 線에서 下向되고 있음을 알 수 있다.

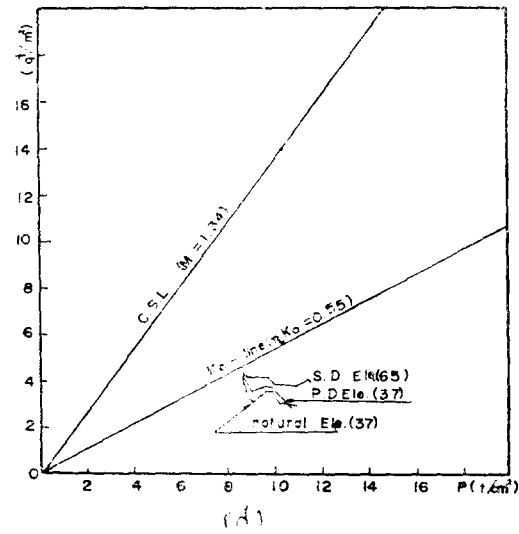
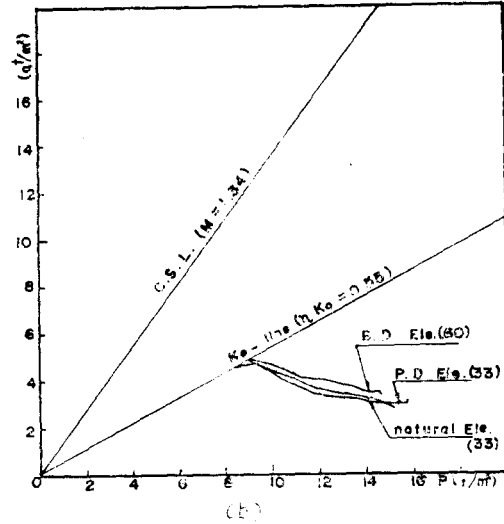
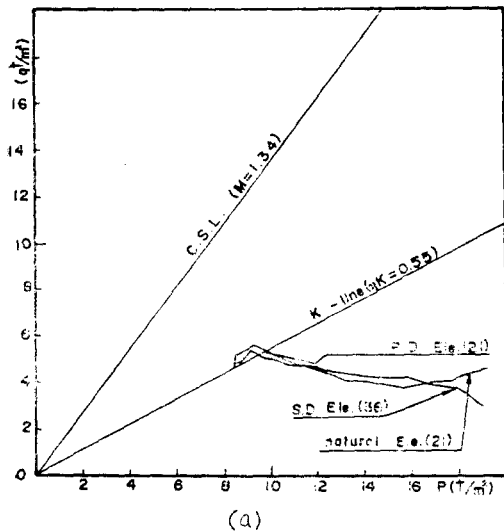
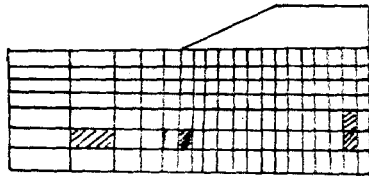
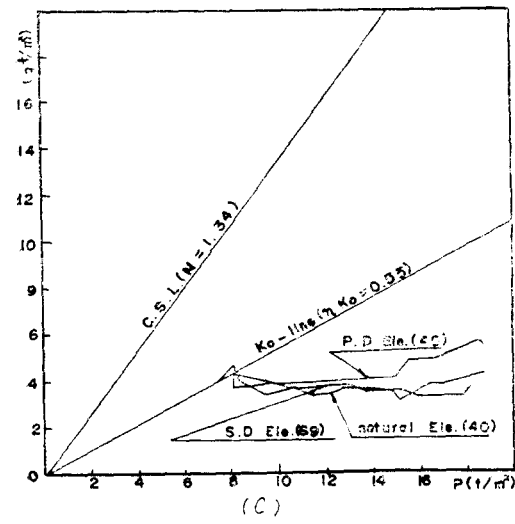


Fig. 11. Stress path

2.6 鉛直方向의 沈下

Fig-12, -13, -14는 自然地盤과 P.D, S.D. 狀態에서의 地表面 Sand層과 粘土層 上端에서의 時間增加에 따르는 沈下現象을 各各 보여주고 있다. 自然狀態인 경우 Fig-12는 계속적인 壓密沈下現象이 時間과 더불어 增加하나 P.D나 S.D인 경우는 t=242日에서 거의 壓密이 終了됨을 알 수 있다.

Fig-15는 節點 62에서 3 경우의 時間에 따르는 沈下現象을 보여주고 있다. 自然狀態에서는 계속적인 壓密沈下가 이루어지고 있으나 P.D나



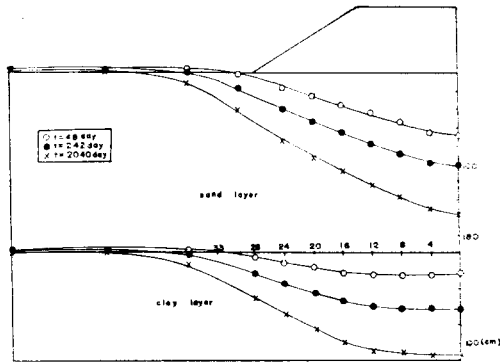


Fig. 12. Settlement in natural state

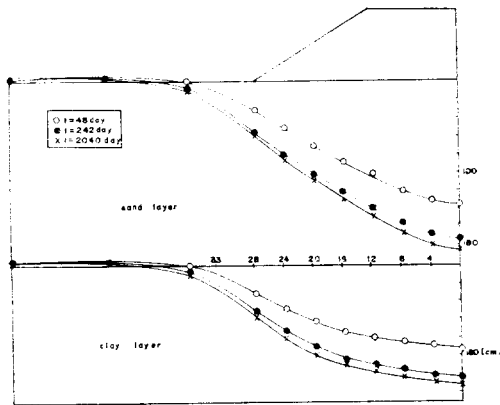


Fig. 13. Settlement in paper drain method

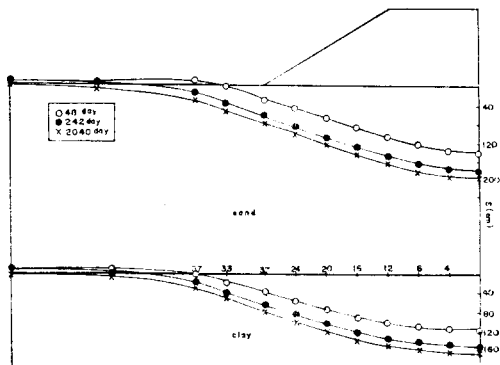


Fig. 14. Settlement in sand drain method

S.D에서는 壓密이 거의 完了되고 있다.

그러나 沈下量은 S.D가 P.D보다 훨씬 작은 데 이는 S.D인 경우 Drain材의 剛性效果가 있는 것으로 解析된다.

2.7 水平方向的 變位

Fig.-16, -17, -18은 自然狀態, P.D, S.D인 경

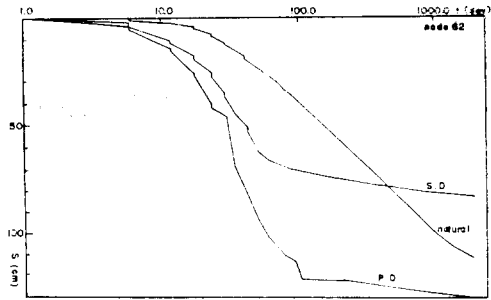


Fig. 15. Time-Settlement relation

우에 盛土部中心에서 12m, 28m 지점에서 時間增加에 따르는 側方變位를 나타내고 있으며, 時間과 더불어 側方變位가 增加하고 있다.

Fig.-19, -20은 위 3가지 경우를 t=48日(載荷完了直後), 2040日일 때를 基準으로 하여 側方變位를 나타내고 있다. 어느 경우나 自然狀態일 때가 P.D나 S.D 보다 地表面에서의 變位가

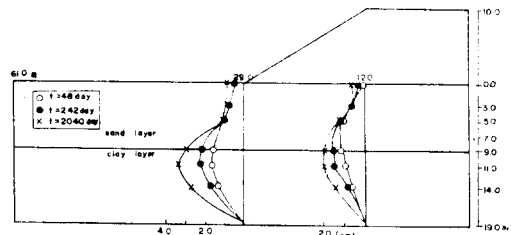


Fig. 16. Lateral displacement in natural state

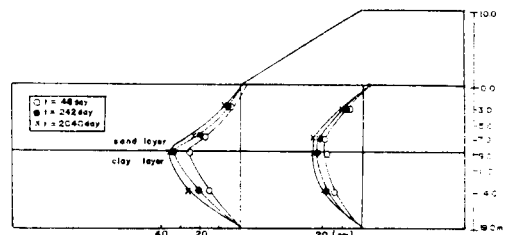


Fig. 17. Lateral displacement in paper drain method

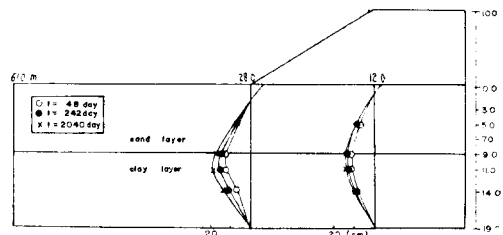


Fig. 18. Lateral displacement in sand drain method.

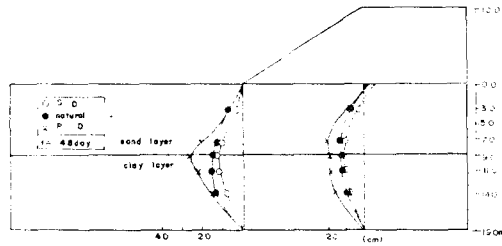


Fig. 19. Lateral displacement

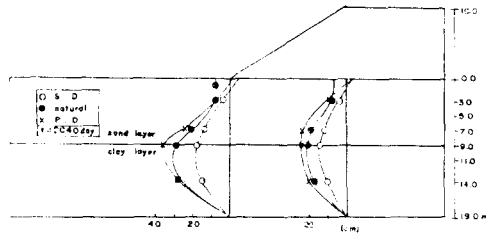


Fig. 20. Lateral displacement

크게 나타나고 있고, P.D나 S.D인 경우는 地表面의 變位가 負의 變位(提體內側)를 일으키고 있어 注目된다.

또한 剛性を 考慮한 S.D는 側方變位の 억제 效果가 크다.

3. 結 論

1) 工事期間 중 壓密에 대해서 非排水解析 또는 排水解析 여하에 따라 많은 差異가 있다. 따라서 工事의 性格을 잘 파악하여 어떠한 解析法을 선택할 것인가에 慎重을 기해야 한다. 排水條件의 解析이 실제에 가까운 것으로 판단된다.

2) 間隙水壓의 變動은 예상한 바와 같이 盛土 荷重에 가까운 곳 일수록 初期에 크게 나타나고 멀어질수록 初期에는 적으나 時間增加와 더불어 서서히 增加하며 mandel-cryer 效果가 나타나고 있다.

3) sand drain에서 砂柱의 應力狀態는 彈性狀態에 있다고 보고 解析한다. 즉 一般的으로 壓密過程 중에 砂柱의 應力集中은 增大하고 砂柱를 拘束하는 應力은 減少하기 때문에 壓密過程의 終期에 砂柱는 塑性狀態에 들어가고 砂柱에의 應力集中의 增大는 停止할 것으로 判斷된

다. 이와같은 問題點은 앞으로 研究의 과제이다.

4) 應力徑路는 k_0 線에서 出發하여 p 軸과 平行하게 움직이며, 排水層에 가까울수록 壓密의 終了時間을 단축시켜 주는 一般的인 豫測을 잘 說明해 주고 있다.

5) drain材에 剛性を 考慮하면 變形이 크게 억제된다. 이와 같은 解析法은 매우 合理的이고 실제에 가까운 것으로 判斷되지만 앞으로 많은 現場觀測 結果의 檢討가 필요하다.

謝辭: 本研究는 1985年度 韓國科學財團의 研究費支援에 의해 이루어진 것으로 깊은 감사 말씀을 올린다.

參 考 文 獻

- 1) 鄭鎮燮 朴炳基, 多次元壓密解析의 數值解析과 그 適用에 관한 考察 大韓土質工學會創立記念學術發表會講演集, 1984, p. 74~112.
- 2) 李汶樹, 有限要素法에 의한 多次元壓密의 變形解析 高麗大學校 博士學位論文, 1985.
- 3) 朴炳基, 姜秉宜, 張龍彩 Sand Drain의 剛性效果에 관한 研究, 大韓土木學會學術發表 講演集, 1985.
- 4) 姜秉宜, 彈塑性모델에 의한 複合軟弱地盤의 變形에 관한 數值解析研究, 全南大學校 博士學位論文, 1985.
- 5) 朴炳基 李鎮洙, 飽和粘土의 變形에 있어서 時間依存性에 관한 研究 大韓土木學會論文集 Vol. 4, No. 3, 1984, p. 43~52.
- 6) Sekiguch, H., Rheological Characteristics of clays, proc. 9th. Int. conf. SMFE., 1977, Vol. 1 p. 289~290.
- 7) 松尾木村, 太田著 新體系土木工學 19, 土の力學 (IV) p. 63 Appendix 技報堂, 1981.
- 8) 1)과 같음. p. 90.
- 9) 2)와 같음. p. 70.
- 10) 吉國洋, Vertical Drain 工法, 設計施工管理, 技報堂, 1979, p. 33.

☆ 其他

Christian, J.T. & J.W. Boehmer, 1970.

Plane strain consolidation by finite elements. Journal of the soil mechanics and Foundation Division. ASCE. No. 96, SM4·July. pp. 1435~1457.