압밀지반과 상부구조의 비선형 상호작용의 해석

The Analysis of Non-linear Interaction Problem between the Consolidation ground and the Upper Structure

이 외 득* 정 진 환**
Lee, Oe-Duck Cheung, Jin-Hwan

요 지

점토 지반 위에 상부 구조물이 축조되면 지반의 성질, 하중의 종류와 크기 등에 따라 즉각적인 침하가 생기고 어떤 형태의 접지압 분포가 이루어진다. 그러나 이후 시간의 경과와 더불어 2차적인 압밀침하가 추가되면 상부구조의 휨 강성 때문에 이 2차적인 추가 곡률에 대한 저항이 있다. 따라서 접지압 분포에 변화가 있게 되고 이 접지압 분포의 변화 때문에 압밀침하가 달라지며 압밀침하가 달라지면 다시 접지압 분포에 변화가 있게되고 다시 압밀침하가 변하는 등의 하부지반과 상부구조와의 상호 작용을 압밀침하가 끝날 때까지 계속하므로 지반 압밀 문제를 선형적으로 규명할 수 없다. 이 연구에서는 유한요소법으로 이 비선형 상호작용 문제의 근사적인 해석법을 시도하고 있다.

Abstract

When a structure is built on the consolidation ground, the instant elastic deflection occures according to the characteristics of the ground and the load on it. And the corresponding contact pressure is established. But, as time passes, the secondary consolidating deflection is added to the instant elastic deflection, the upper structure, due to its flexural rigidity, resist to the additional curvature. So the variation of the contact pressure occurs. And this new contact pressure exerts influence on the consolidation form again. The new consolidation form exerts influence on the contact pressure in return. This kind of interaction continues till all the consolidation of the ground is finished. So the consolidation problem can not be definded as the linear problem. This paper intends to scheme an approximate iteration method to analyse this non-linear interaction problem between the upper structure and the lower consolidation ground which supports the former.

Keywords : *Boussinesq's elastic half-space, flexural rigidity of the upper structure, self-equilibrating forces, distributing contact forces*

* 동의대학교 토목공학과, 교수
** 정회원·부산대학교 토목공학과, 교수

• 이 논문에 대한 토론을 1998년 3월 31일까지 본 학회에 보내주시면 1998년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

粘土 地盤 위에 구조물이 築造되면 지반은 즉각적인 탄성沈下를 일으키고 이후 시간의 경과와 더불어서 압밀침하가 추가된다. 흙 속의 間隙水가 시간의 경과에 따라 서서히 배출되면서 土粒子의 배열 변화로 체적이 줄고 과잉 간극水壓이 흙 입자 간의 유효응력으로 바뀌게 되기 때문이다.

이 압밀침하는 지반의 종류, 상부하중에 따라 다르나 탄성침하의 數培 내지 數十培에 이를 수가 있고 상부 구조물의 입장에서는 그 대부분이 剛 變形 이지만 일부의 非 剛 變形은 상부 구조물의 휨 모멘트와 전단력에 상당한 변화를 줄 수 있다. 그러므로 압밀지반 위에 축조되는 구조물은 이 압밀 현상을 豫見하여 이를 설계時 부터 반영하여야 함은 물론이지만 다음과 같은 이유로 교과서적인 보통 압밀 이론은 적용하기가 어렵다.

지반은 상부 구조물로 부터 하중을 받으면 지반의 성질, 하중의 크기와 종류 등에 따라서 즉각적인 침하가 생기면서 어떤 형태의 接地壓 分布를 이룬다. 그러나 시간이 경과하여 압밀 변형이 추가되면 상부구조의 휨 剛性 때문에 이 접지압 분포가 달라지며 접지압 분포가 달라지면 압밀변형이 다시 달라지고 같은 이유로 접지압의 분포가 달라지는 等의 地盤과 상부 구조 間의 相互作用을 압밀 全過程이 끝날 때 까지 계속하기 때문에 압밀변형을 線形的으로 규정할 수 없다.

교과서적인 통상의 압밀이론은 상부구조와 지반의 상호작용을 완전히 무시하고 압밀 全量이 끝날 때 까지 接地壓의 分布를 不變이라고 보고 지반의 壓密擧動을 다루고 있으므로, 실제적인 구조물의 설계에는 미흡하다. 지반의 所任은 상부구조물을 支持하기 위함이고 상부구조물은 多少 間에 휨 剛性을 가지므로 압밀과정이 진행되는 동안 끊임 없는 相互作用이 이루어지기 때문이다.

本 연구는 상부구조와 하부지반의 相互作用을 고려한 非線形 압밀 문제에 대한 기초적인 解析法을 제안하고 있다.

2. 지반 강도 행렬의 유도

2.1 Boussinesq 해석해의 유도

직사각형 $(2a\times 2b)$ 영역 위에 等分布 荷重 q가 작용하면 지반상의 임의점 $j(x_j, y_j)$에서의 수직변위 w_j의 Boussinesq 해석해는 아래와 같다.

$$w_j = \int_{-b}^{+b}\int_{-a}^{+a} \frac{1-\nu_0^2}{\pi E_0}\frac{q}{d}\,dxdy \tag{1}$$

간단히 적으면

$$w_j = \alpha \cdot q \cdot I \tag{2}$$

여기서, $\alpha = \dfrac{1-\nu_0^2}{\pi E_0}$

$$I = \int_{-b}^{+b}\int_{-a}^{+a}\frac{1}{d}\,dxdy$$

이 되고 식(2) 중의 중적분 I를 계산하면 식(4)와 같다.

$$I = \int_{-b}^{+b}\int_{-a}^{+a}\frac{1}{d}\,dxdy$$

$$\int_{-b}^{+b}\int_{-a}^{+a}\frac{1}{\sqrt{(x-x_j)^2+(y-y_j)^2}}\,dxdy \tag{3}$$

여기서, $d = \sqrt{(x-x_j)^2+(y-y_j)^2}$

$$I = [\{(y-y_j)\log|(x-x_j) + \sqrt{(x-x_j)^2+(y-y_j)^2}| - (x-x_j)\log\left|\sqrt{1+\frac{(y-y_j)^2}{(x-x_j)^2}}\right.$$

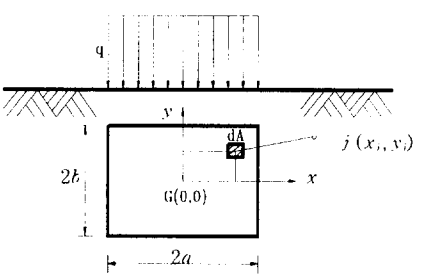


Fig. 1 An element under uniform load q

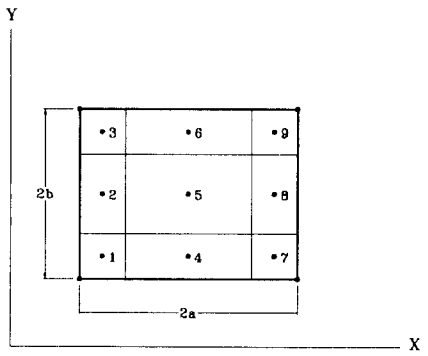
$$\left[\left\{-\frac{(y-y_j)}{(x-x_j)}\right\}\right]_{-a}^{+a}\Bigg]_{-b}^{+b} \tag{4}$$

2.2 한 지반요소 (2a×2b)에 작용하는 임의 분포하중의 근사 등분포 하중[1-5]

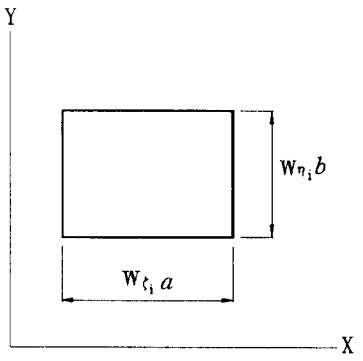
한요소를 가우스 積分點이 지배하는 9個의 小領域으로 나누면 그림 2와 같다. 이 때 한 小領域의 두 변의 크기는 가우스 積分加重値로 잡고 있다.

한 가우스 積分點의 분포하중강도를 절점하중강도로부터 보간하여 구하면 식(5)가 된다.

$$q_{Gi} = \sum_{i=1}^{8} N_{Gi} q_i = \boldsymbol{N}_{Gi} \boldsymbol{q}^{(e)} \tag{5}$$



(a) Gauss points and corresponding subdivided areas



(b) One of subdivided area

Fig. 2 Subdivision of an element area

여기서 $\boldsymbol{N}_{Gi}=[N_1\ N_2\ \cdots\ N_8]_{Gi}$

$$\boldsymbol{q}^{(e)} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ q_8 \end{Bmatrix}$$

2.3 지반의 유연도 행렬

$$\begin{aligned} w_j^{(e)} &\fallingdotseq \alpha \sum_{Gi=1}^{9} q_{Gi} \cdot I_{Gi} \\ &= \alpha \left\{ \sum_{Gi=1}^{9} \boldsymbol{N}_{Gi} \cdot \boldsymbol{q}^{(e)} \cdot I_{Gi} \right\} \\ &= \alpha \sum_{Gi=1}^{9} (I \cdot \boldsymbol{N})_{gi} \cdot \boldsymbol{q}^{(e)} \end{aligned} \tag{6}$$

上載板 全體에 대해 重疊을 行하면 아래와 같다.

$$\begin{aligned} w_j &= \sum_{(e)} w_j^{(e)} = \sum_{(e)} \left\{ \alpha \sum_{Gi=1}^{9} (I \cdot \boldsymbol{N})_{Gi} \boldsymbol{q}^{(e)} \right\} \\ &= \sum_{(e)} \left\{ \alpha \sum_{Gi=1}^{9} (I \cdot \boldsymbol{N})_{Gi} \right\} \cdot \boldsymbol{q} \\ &= \boldsymbol{H}_j \cdot \boldsymbol{q} \end{aligned} \tag{7}$$

여기서

$$\boldsymbol{H}_j = [H_{j1}\ H_{j2}\ \cdots\ H_{jn}]$$

식(5)로부터 계산된 近似 等分布 하중은 層狀을 이룰 것이며 그림 3에 있다.

$$\boldsymbol{w}_G = \boldsymbol{H} \cdot \boldsymbol{q} \tag{8}$$

여기서,

$$\boldsymbol{w}_G = \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ w_n \end{Bmatrix} \qquad \boldsymbol{q} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ q_n \end{Bmatrix}$$

2.4 등가 절점력계의 평가

한 요소에 작용하는 任意分布하중을 等價節點力系로 변환하는 과정은 다음과 같다. 상호 변위

법칙에서 아래와 같다.

$$\sum_{i=1}^{8} Q_i w_i = \int_A q w dA \tag{9}$$

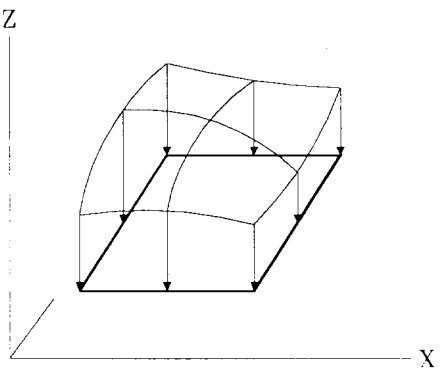
위의 식에서 q와 w는 각각 아래와 같이 보간된다.

$$q = \Sigma N_i q_i = \boldsymbol{N} \cdot \boldsymbol{q}^{(e)}$$
$$w = \Sigma N_i w_i = \boldsymbol{N} \cdot \boldsymbol{w}^{(e)} \tag{10}$$

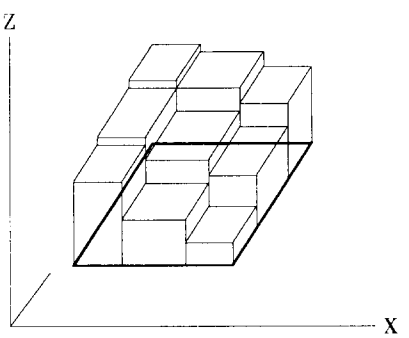
식(10)을 식(9)에 대입하면 아래와 같다.

$$\boldsymbol{w}^{(e)t} \cdot \boldsymbol{Q}^{(e)} = \int_{-1}^{+1}\int_{-1}^{+1} \boldsymbol{w}^{(e)t} \cdot \boldsymbol{N}^t \cdot \boldsymbol{N} \cdot \boldsymbol{q}^{(e)} det\boldsymbol{J} d\zeta d\eta$$

$$\therefore \boldsymbol{Q}^{(e)} = \left\{\int_{-1}^{+1}\int_{-1}^{+1} \boldsymbol{N}^t \cdot \boldsymbol{N} det\boldsymbol{J} d\zeta d\eta\right\} \boldsymbol{q}^{(e)} \tag{11}$$



(a) Actual distributing surface load



(b) Equivalent step uniform load

Fig. 3 Equivalent step uniform load

식(11)을 간단히 하면 식(12)가 되고 이를 가우스 수치적분하면 식(13)과 같다.

$$\boldsymbol{Q}^{(e)} = \boldsymbol{E}^{(e)} \cdot \boldsymbol{q}^{(e)} \tag{12}$$

여기서 $\boldsymbol{E}^{(e)} = \int_{-1}^{+1}\int_{-1}^{+1} \boldsymbol{N}^t \cdot \boldsymbol{N} det\boldsymbol{J} d\zeta d\eta$

$$\boldsymbol{E}^{(e)} = \sum_k \sum_l (W \cdot \boldsymbol{N}^t \cdot \boldsymbol{N} det\boldsymbol{J})_{(k,l)} \tag{13}$$

식(13)에서 $W_{(k,l)}$은 ζ, η 軸에 대한 가우스 적분점에서의 두 가중치의 곱이다. 요소 전체에 대해 重疊하면 지반전체의 等價節點力系 $\boldsymbol{Q}$가 구해진다.

$$\boldsymbol{Q} = \Sigma \boldsymbol{Q}^{(e)} = (\Sigma \boldsymbol{E}^{(e)})\boldsymbol{q} = \boldsymbol{E} \cdot \boldsymbol{q} \tag{14}$$

여기서

$$\boldsymbol{E} = \Sigma \boldsymbol{E}^{(e)}$$

2.5 지반의 강도 행렬

식(8)로부터 식(15)가 되고 이를 식(14)에 대입하면 地盤의 강도 행렬이 식(16)과 같이 구해진다.

$$\boldsymbol{q} = \boldsymbol{H}^{-1} \cdot \boldsymbol{w}_G \tag{15}$$

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{E}\boldsymbol{H}^{-1} \cdot \boldsymbol{w}_G = \boldsymbol{K}_G \cdot \boldsymbol{w}_G \tag{16}$$

여기서,

$$\boldsymbol{K}_G = \boldsymbol{E} \cdot \boldsymbol{H}^{-1}$$

3. 상호작용계의 전체 강도 방정식의 구성

上部판의 강도방정식 $\boldsymbol{F}=\boldsymbol{K}_s\boldsymbol{u}$와 하부 지반의 강도방정식 $\boldsymbol{Q}=\boldsymbol{K}_G\boldsymbol{w}_G$를 重疊하여 상호작용계의 전체 강도방정식을 구성하는 과정은 아래와 같다[1,2].

상부판의 강도방정식을 지반수직변위($\boldsymbol{w}_G$)와

나머지 변위(u_s)로 구분하여 개념적으로 나누어 적으면 아래와 같다.

$$\begin{Bmatrix} F_S \\ F_{SQ}-Q \end{Bmatrix} = K_S \begin{Bmatrix} u_S \\ w_G \end{Bmatrix} \tag{17}$$

여기서 F_S와 F_{SQ}는 상부구조물에 작용하는 외력계이고 Q는 지반이 상부구조물에 주는 等價節點力系이다.

이 중 F_{SQ}는 지반 接觸 절점 위치에 작용하는 지반의 수직변위와 관련한 상부작용외력이다.

지반강도 방정식과 중첩하면 전체 상호작용계의 강도방정식은 아래와 같다.

$$\begin{Bmatrix} F \\ F_{SQ} \end{Bmatrix} = [K_S + K_G] \begin{Bmatrix} u_S \\ w_G \end{Bmatrix} \tag{18}$$

즉, $F = K \cdot U$

여기서, $F = \begin{Bmatrix} F_S \\ F_{SQ} \end{Bmatrix}$

$$K = K_S + K_G$$

$$U = \begin{Bmatrix} u_s \\ w_G \end{Bmatrix}$$

4. 압밀과정의 정식화

Terzaghi 1차원 압밀식은 아래와 같다.

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e} \log \frac{\sigma_o + \sigma_z}{\sigma_o} \cdot H \tag{19}$$

여기서

ΔH : 압밀침하량
C_c : 압축지수
e : 초기 간극비
H : 압밀지반의 두께
σ_o : 압밀 층의 평균 깊이 위치(압밀 계산 면)에서의 초기 연직 응력

여기서 σ_z는 압밀이 100% 완료 되었을 때의 압밀 계산 면에서의 연직 有效應力의 증가량이다. 이 σ_z는 압밀시작 시점에서는 0 이며 排水가 시작되어 地中의 간극수압이 서서히 감소함에 따라 점차 커져서 압밀이 100% 완료되면 최대값에 이르게 된다.

그런데 위의 식 (19)는 압밀 全過程 동안 上載荷重이 不變이라는 가정하에 성립하나 이는 非現實的 이다.

흙 위에 놓인 上載板은 多少 間에 휨강성을 가지므로 약간의 압밀변형을 받더라도 追加曲率에 대한 휨 저항이 있으므로 초기 접지압의 분포에 상당한 변화가 있게 되고 이 변화를 받은 접지압은 유효응력에 영향을 주게 되어 최종 연직 유효응력을 정할 수 없게 된다.

따라서 압밀 전과정을 몇 개의 小단계(stage)로 나누고 이 소 단계 내에서는 압밀 진행동안 접지압의 분포를 不變이라고 보아 식(19)로서 각 소 단계의 압밀침하량을 구하고 全 단계에 걸쳐 합하여 최종 압밀량 ΔH에 근사시킨다.

즉, 소 단계의 수를 n이라 할때

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e} \log \frac{\sigma_o + \sigma_z}{\sigma_o} \cdot H$$

$$\approx \frac{C_c}{1+e} H \left[\log \frac{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_z}{\sigma_o} \text{ (단계1)} \right.$$

$$+ \log \frac{\sigma_o + \frac{2}{n}\sigma_z}{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_z} \text{ (단계 2)}$$

$$+ \log \frac{\sigma_o + \frac{3}{n}\sigma_z}{\sigma_o + \frac{2}{n}\sigma_z} \text{ (단계 3)} + \cdots$$

$$\left. + \log \frac{\sigma_o + \frac{n}{n}\sigma_z}{\sigma_o + \frac{n-1}{n}\sigma_z} \text{ (단계 } n) \right] \tag{20}$$

로 근사시킨다. 각 단계의 계산 중 地盤 壓密變形系에 等價인 接地壓系를 試算으로 구해야 하는데 소 단계 분할의 수 n이 너무 적으면 試算 中에 發散할 위험이 있다.

각 소 단계 내에서 계산 순서(step)은 다음과 같다.

단계 1)

(step 1)지반 수직변위 w_G를 구한다.

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SQ} \end{bmatrix} \tag{21}$$

이 식은 상부 구조와 지반을 단일 系로 한 전체 강도방정식($F = KU$)을 식의 전개를 위해 개념적으로 나누어 적은 것이며 각각에 대한 설명은 다음과 같다.

K_S, K_G : 상부구조, 하부지반의 강도행렬
w_G : 지반 변위계 (수직 변위계)
u_G : 지반 변위(수직 변위)를 제외한 상부구조의 변위계
F_{SQ} : w_G와 관련한 힘계
F_S : u_G와 관련한 힘계

이 식을 풀면 지반 수직변위 w_G를 계산할 수 있다.

(step 2)地盤 彈性 接地壓系 q를 계산한다.

지반의 分布 接地壓系(등가절점계가 아닌)를 힘 系로 하는 지반의 柔軟度 방정식은 아래와 같다[1-3].

$$w_G = H \cdot q \tag{22}$$

이 식으로 부터 q를 계산한다.

$$q = H^{-1} \cdot w_G \tag{23}$$

여기서 H는 식(8)의 지반의 分布 接地壓을 힘 系로 하는 柔軟度행렬이다[1, 2, 3, 5].

(step 3)地中應力 σ_z를 계산한다

Boussinesq 지중응력 계산식으로 부터 압밀계산면($\frac{H}{2}$)에서의 지중응력(σ_z)를 계산한다[1, 2].

(step 4)압밀침하량 w_c를 계산한다

$$w_C = \frac{C_C}{1+e} H \log \frac{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_Z}{\sigma_o} \tag{24}$$

여기서 σ_o : 압밀 층의 평균 깊이 위치 (압밀계산 면)에서의 초기 연직 응력

(step 5)1차 自己 平衡力系(self-equlibrating forces) ΔF_{CG1}를 계산한다

$$[K_S]\begin{bmatrix} u_S' \\ w_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta F_{CG1} \end{bmatrix} \tag{25}$$

이 식에서 ΔF_{CG1}을 계산할 수 있고 아래와 같은 물리적 의미를 가진다

地盤이 上載板으로부터 하중을 받게 되면 즉시 탄성변형(w_G)이 일어나고 시간 경과에 따라 2차적인 압밀변형(w_C)이 일어나면 지반의 곡률의 증가가 일어난다. 이 때 上載板과 지반이 부분적으로 分離가 일어나지 않는다면 이 曲率變化가 上載板에도 똑같이 일어나야 한다. 上載板의 이 曲率變化를 인위적으로 주기 위한 假想的 力系를 自己 平衡力系(self-equlibrating forces)라고 한다.

(step 1′)1차 自己 平衡力系를 고려한 전체강도 방정식으로부터 지반 수직변위 w_G를 구한다.

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SQ} - \Delta F_{CG1} \end{bmatrix} \tag{26}$$

(step 2′)지반 탄성 접지압계 q를 계산한다.

$$q = H^{-1} \cdot w_G$$

(step 3′)지중응력 σ_z를 계산한다.

(step 4′)압밀침하량 w_C를 구한다.

$$w_C = \frac{C_c}{1+e} H \log \frac{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_z}{\sigma_o}$$

(step 5′)2차 自己平衡力系 ΔF_{CG2}를 계산한다

$$[K_S]\begin{bmatrix} u_S' \\ w_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta F_{CG2} \end{bmatrix}$$

자기 평형력계 ΔF_{CG}가 수렴하면 즉 $|\Delta F_{CG2-A}F_{CG1}| \approx 0$이면 계산을 끝내고 단계 1)에서의 확정된 탄성 변위(w_G), 지반 탄성 접지압(q), 지중응력(σ_z), 압밀 침하량(w_G)는 각 각 (step 1′), (step 2′), (step 3′), (step 4′)에서 구한 값이 되고 단계 2)의 계산으로 넘어간다. $|\Delta F_{CG2-A}F_{CG1}| \not\approx 0$이면 (step 1″)의 계산으로 넘어간다.

(step 1″)2차 自己 平衡力系를 고려한 전체 강도방정식으로부터 지반 수직변위 w_G를 구한다.

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SQ} - \Delta F_{CG2} \end{bmatrix} \quad (27)$$

(step 2″) 지반 탄성 접지압계 q를 계산한다.

(step 3″) 지중 응력 σ_z를 계산한다.

(step 4″)압밀 침하량 w_G를 구한다.

(step 5″)3차 자기 평형력계 ΔF_{CG2}를 계산한다.

$|\Delta F_{CG2-A}F_{CG1}| \approx 0$이면 계산을 끝내고 단계 1)에서의 확정된 탄성 변위 等이 구해지고 그렇지 않으면 다음 단계(step 1)계산으로 넘어간다.

(step 1)

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SQ} - \Delta F_{CG3} \end{bmatrix} \quad (28)$$

에서 지반 수직 변위 w_G를 구한다. 이 후 계산 과정을 자기 평형력계 ΔF_{CG}가 수렴될 때 까지 계속한다. 즉, k번째 자기 평형력계 ΔF_{CGk}가 $|\Delta F_{CGk} - \Delta F_{CG(k-1)}| \approx 0$이 되면 단계 1)에서의 계산을 끝내고 확정된 지반 탄성변위 等을 얻는다.

이 값들은 압밀 단계 1)에서의 압밀 과정동안 평균적인 대표값이라고 볼 수 있고 단계 2)의 초기치가 된다.

단계 2)

(step 1) 단계 1)에서 넘겨 받은 지중응력 σ_z로부터 압밀침하량 w_C를 계산한다.

식(24)에 대입하여

$$w_C = \frac{C_c}{1+e} H \log \frac{(\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_z) + \frac{1}{n}\sigma_z}{\sigma_o + \frac{1}{n}(\sigma_z)}$$

$$= \frac{C_c}{1+e} H \log \frac{\sigma_o + \frac{2}{n}\sigma_z}{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_z} \quad (29)$$

이 식으로부터 압밀침하량 w_C를 계산한다.

(step 2)1차 自己平衡力系 ΔF_{CG1}을 계산한다.

$$[K_S]\begin{bmatrix} u_S' \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta F_{CG1} \end{bmatrix}$$

(step 1′)1차 自己平衡力系를 고려한 전체강도 방정식으로 부터 지반 수직변위 w_G를 구한다

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SG} - \Delta F_{CG1} \end{bmatrix}$$

(step 2′) 지반 탄성 접지압계 q를 계산한다.

$$q = H^{-1} \cdot w_G$$

(step 3′) 지중응력 σ_z를 계산한다.

(step 4′) 압밀침하량 w_C를 계산한다.

$$w_C = \frac{C_c}{1+e} H \log \frac{\sigma_o + \frac{2}{n}\sigma_Z}{\sigma_o + \frac{1}{n}\sigma_Z}$$

(step 5′) 2차 自己 平衡力系 를 계산한다.

$$[K_S]\begin{bmatrix} u_S' \\ w_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \Delta F_{CG2} \end{bmatrix}$$

(step 1″) 2차 自己平衡力系를 고려한 전체 강도 방정식으로 부터 지반수직변위 w_G를 구한다.

$$[K_S + K_G]\begin{bmatrix} u_S \\ w_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_{SG} - \Delta F_{CG2} \end{bmatrix}$$

위 식에서 w_G를 구하고 이로부터 지반 탄성접지압계 q를 계산하는 等 이후과정을 반복하여 단계 1)에서와 같이 自己 平衡力系가 수렴이 이루어지면 단계 2)에서의 계산이 모두 끝나고 단계 3)의 계산에 들어간다.

마지막 단계인 단계 n)까지 이 계산과정(step)을 반복한다. 이 계산 과정에 대한 Flow chart는 Fig. 4 와 같다.

단계 n까지 모든 계산이 끝나면 최종 압밀 침하량은 식(2)로서 구해지며 각 단계에서 상부구조에 발생하는 전단력, 휨모멘트 등도 계산할 수 있다. 이들 값의 변화를 추적하면 지반이 압밀을 진행하는 동안 상부 구조의 전단력, 휨모멘트 등의 변화를 알 수 있게 되어 압밀 지반 위에 축조된 구조물의 합리적 설계가 가능해진다.

5. 계산 예제

전형적인 압밀지반(지반두께 H=6.0m, 밀도 γ_o =1.6g/cm³, 압축지수 C_C=0.50, 초기간극비 e=

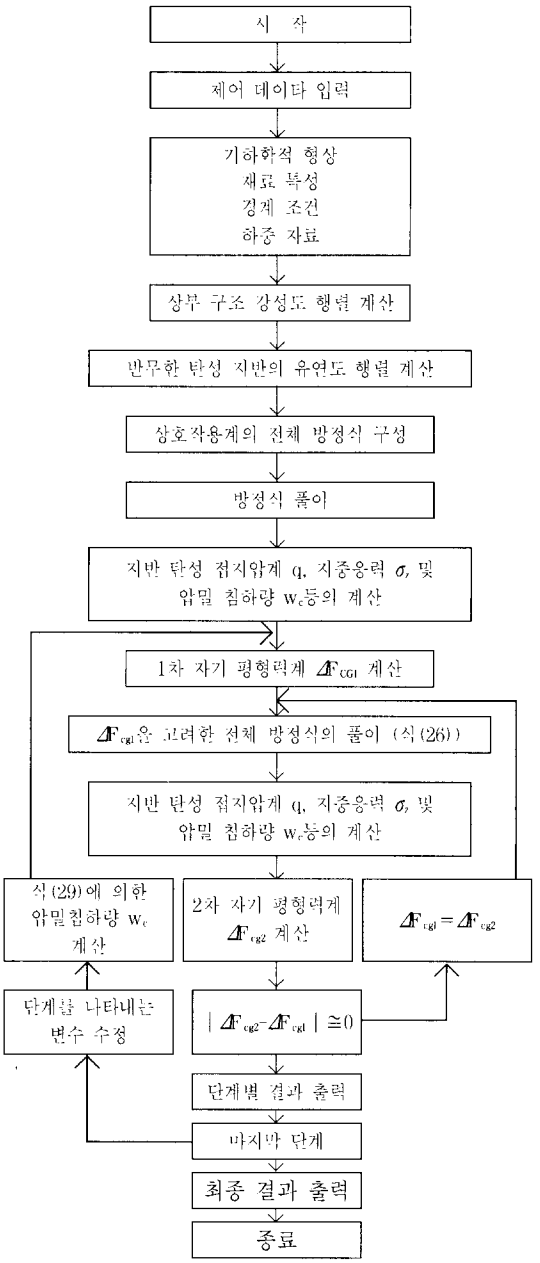


Fig. 4 Flow chart

1.5, 탄성계수 $Es=80kg/cm^2$, 포아송 비 $\nu=0.4$) 위에 정사각형 콘크리트 板(10m×10m, 두께 t =30cm, 탄성계수 $E_c=200000kg/cm^2$, 포아송 비 ν =0.17)이 축조되어 있다.

作用 하중은 自重을 포함하여 $2t/m^2$이고 콘크리트 板의 要素 分割은 Fig. 5와 같다.

6. 계산의 결과

계산 例題가 二軸대칭이므로 x축 방향의 중심선을 따라 처짐과 휨 모멘트의 변화를 추적하고 있다. (Fig.6, Fig.7)

여기서 식(20)의 단계 분할의 수 n=20으로 하여 계산하고 차례로 n=0(0% 압밀, 탄성변형), 4 (20% 압밀), 8(40% 압밀), 12(60% 압밀), 20 (100% 압밀)에 대해 圖示하여 每 20% 압밀 증가 時마다 처짐과 휨 모멘트의 변화를 나타내고 있다. 그러나 여기서 20% 함은 定量的으로 최종 압밀량의 20%를 의미하지는 않고 압밀 진행과정의 진행을 나타내기 위한 편의상의 區分일 뿐이다.

압밀의 진행 정도에 따라 판 중앙점의 최대 처짐과 최대 휨모멘트의 변화를 圖示하면 Fig. 4와 같다.

7. 결 론

이 연구는 상부 구조물과 하부 지반을 단일 系로 하여 강도 방정식을 구성하여 상부구조와 하부지반의 相互作用을 고려한 非線形 壓密 解析法을 고안하기 위한 理論的 試圖이다.

계산의 결과로서 압밀의 定性的 성질은 어느 정도 구현 되었다고 보여지나 확실한 실용성을 위해서는 시간 변수를 가진 定量的 해석을 할 수 있는 계산 체계로의 발전과 압밀 이론식 자체를

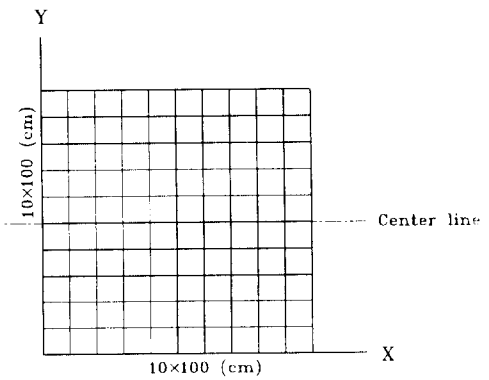


Fig. 5 Element partitioning of the plate

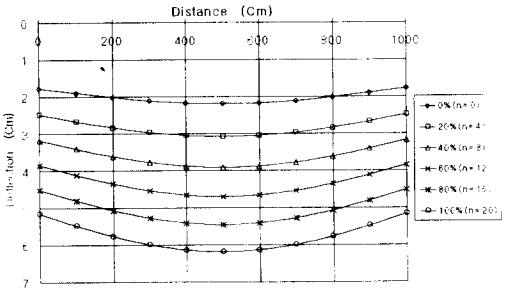


Fig. 6 Variation of deflection according to the consolidation

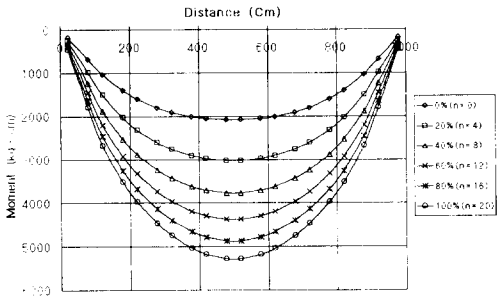


Fig. 7 Variation of bending moment according to the consolidation

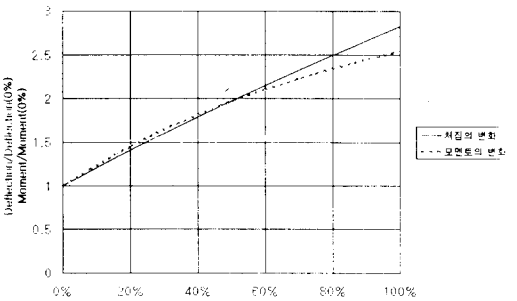


Fig. 8 Variation of deflection and bending moment

2차원 등으로 개선해야 하는 점, 계산 단계별로 압밀된 간극비 (e)와 지반 깊이 (H)를 새로이 채택하여 가급적 실제 여건에 수렴케 하는 등은 이후 계속되는 과제가 될 것이다.

참 고 문 헌

1. 李外得, "彈性地盤 위에 놓인 箱子構造의 解析", 부산대학교 대학원 博士學位請求論文, 1987.
2. 趙顯榮, 李外得, 韓忠穆, "彈性床 위에 놓인 板 및 箱構造의 反力分布 解析", 부산대학교 공과대학 연구보고 제38집, 1989.
3. 李外得, "半無限 彈性地盤의 強度行列의 誘導에 관한 硏究", 동의대학교 산업기술연구지 제2권, 1988.
4. 趙顯榮, "삼차원 판구조의 가회전강도에 의한 오차와 그 소거를 위한 알고리즘", 부산대학교 공과대학 제27집, 1984.
5. 조현영, 정진환, 김성도, 한충목, "탄성지반과 판의 접촉압력해석에 관한 연구", 대한토목학회 논문집 제 12권 1호, 1992년 3월
6. Braja M.Das. "Principles of Founda-tion Engineering", Table 3.4
7. O.C.Zienkiewicz "The finite element method in engineering science" 3rd edition McGraw-Hill Co.Ltd 1971.
8. O.C.Zienkiewicz and Y.K Cheung "Plates and tanks on elastic foundation-An application of finite element method" Int. J. Solids structures, Vol. 1, pp. 451~461, 1965.
9. S.P. Timoshenko and S. Woinow-sky-Krieger "Theory of plates and shell" 2nd ed, McGrew-Hill 1959.
10. 李外得. "彈性地盤上 콘크리트 포장판의 有限要素解析" 동의대학교 산업기술연구지 제10권, 1996. 2

(접수일자 : 1997. 10. 4)