

I-4. 얇은기초의 구조설계

정 상 섬 | 연세대학교

1. 전면기초의 특징

1.1 개요

전면기초는 여러 개의 기둥과 벽을 지지하는 구조물 아래 전체 바닥면을 한 개의 기초로 하는 복합기초이다. 전면기초는 지지력이 낮은 지반이나 부등침하가 심하게 발생하는 곳에서 많이 사용되지만, 전면기초 위에 작용하는 기둥 또는 벽체로부터 내려오는 전체 하중이 큰 경우에도 사용된다. 경제성의 측면에서는, 확대기초로 설계할 경우 건물 바닥면적의 반 이상이 기초 바닥면이 되면 거푸집 설치 등의 비용으로 인한 공사비의 상승으로 인해, 전면기초를 적용하는 것이 확대기초보다 경제적인 수 있다.

그림 4.1(a)의 평판형(flat-plate)은 전면기초의 가장 일반적인 형태로써 기초 두께가 일정하며 상대적으로 시공이 쉽다. 그림 4.1(b)의 기둥 밑을 두껍게 한 평판형은 (a)의 평판형을 보완한 형태로써, 큰 하중이 작용하는 기둥에 적합하다. 이는 기둥의 펀칭전단파괴 저항을 증가시키기 위해 부분적으로 기둥주변부 매트 두께를 두껍게 한 것이다.

그림 4.1(c)의 보와 슬래브형은 격자형태의 단일화된 보-슬래브 합성체로서, 기둥은 보의 교차점에 위치하게 된다. 전면기초의 일부로서 상부기둥 대신 상부벽체(basement wall)가 존재하는 슬래브형(그림 4.1(d))의 경우, 벽은 전면기초에 대한 강성 보강재로서 작용한다. 전면기초는 말뚝에 의해 지지되기도 하며, 이 경우 말뚝은 압축성이 큰 흙 위에 축조된 구조물의 침하를 감소시키는 데 도움이 된다. 지하수위가 높은 경우, 전면기초의 부력을 억제하기 위해 말뚝기초가 사용되기도 한다.

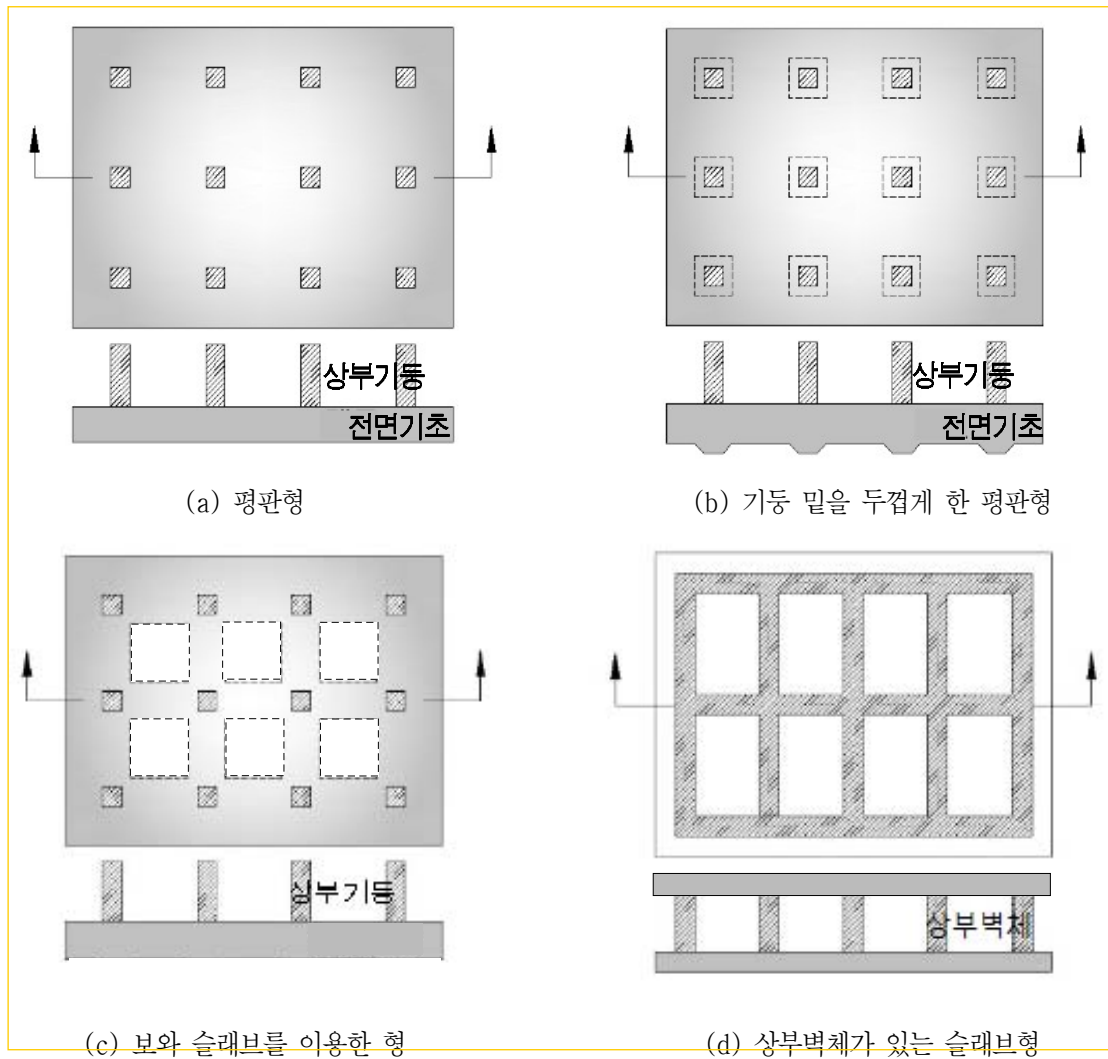


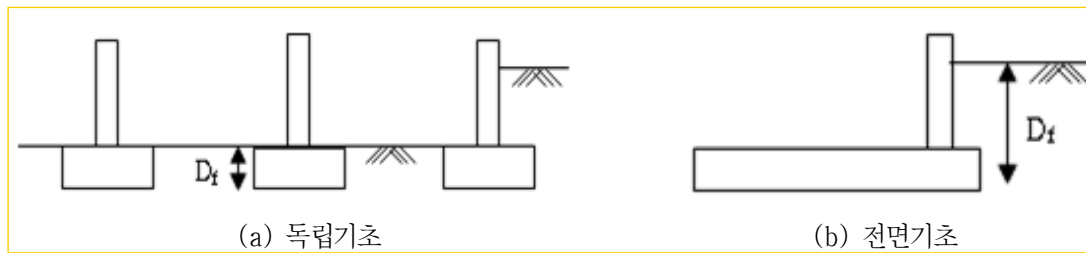
그림 4.1 전면기초의 형태

1.2 전면기초의 지지력

전면기초는 깊은 전단파괴에 대해 안정해야 하며, 전면기초가 설치된 지반의 극한지지력은 얇은 기초에서 사용된 것과 같은 식으로 결정할 수 있다.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4.1)$$

여기서, B 는 전면기초의 폭에 해당하며, 상재압 q 를 계산하기 위한 근입깊이 D_f 는 그림 4.2에 나타난 바와 같이, 기초의 전면폭에 대한 근입깊이를 나타낸다. 또한 $F_{cs}, F_{cd}, F_{ci}, F_{qs}, F_{qd}, F_{qi}, F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$ 는 각각 형상, 깊이, 하중경사계수로, 앞의 2장에 정리되어 있다. 허용지지력 q_{all} 은 극한지지력을 적절한 안전율로 나누어 구할 수 있으며, 안전율(FS)은 보통 3.0을 사용한다.

그림 4.2 전면기초 사용시 근입깊이 D_f 의 결정

1.3 전면기초의 부등침하

전면기초는 확대기초보다 폭이 크기 때문에 기초하중에 의한 지중응력의 영향권이 크므로 침하량 또한 크게 발생한다. 그러나 이방성 특징을 갖는 지층이나 부등침하가 심하게 발생하는 곳에서는 확대기초보다 유리하게 적용될 수 있으므로, 전면기초의 적용을 위해서는 기초 하부지반의 국부적인 특성보다는 기초지반의 전체적인 특성을 파악해야 한다.

ACI(American Concrete Institute) Committee의 336위원회(1988)에서는 전면기초의 총 침하량이 50mm를 넘지 않을 경우 강성계수 K_r (rigidity factor)을 이용하여 전면기초의 부등침하량을 구하는 방법을 다음과 같이 제시하였다.

$$K_r = \frac{E'I_b}{EB^3} \quad (4.2)$$

여기서, E' = 구조물의 탄성계수

E = 지반의 탄성계수

B = 기초의 폭

I_b = 기초 폭의 직각방향에 대한 단위면적 당 구조물의 관성모멘트

$E'I_b$ 항은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$E'I_b = E' \left(I_f + \sum I_{b'} + \sum \frac{ah^3}{12} \right) \quad (4.3)$$

여기서, $E'I_b$ = 기초 폭의 직각방향에 대한 단위면적 당 상부 구조물과 기초의 휨 강성

$\sum E'I_{b'}$ = 기초 폭의 직각방향에 대한 뼈대 구조물(framed member)의 휨 강성

$\sum (E'ah^3/12)$ = 전단벽(shear wall)의 휨 강성

a = 전단벽의 두께

h = 전단벽의 높이

$E'I_f$ = 기초판의 연성도

이와 같이 계산된 강성계수 K_f 값을 기준으로 기초판의 총 침하량에 대한 부등침하의 비는 표 4.1과 같이 평가되어질 수 있다.

표 4.1 총 침하량에 대한 부등침하(ACI Committee 336, 1988)

K_f	예상 부등침하량
0	$0.5 \times$ 총 침하량 (긴 기초($B/L=0$))
	$0.35 \times$ 총 침하량 (정방형 기초($B/L=1$))
0.5	$0.1 \times$ 총 침하량
> 0.5	0 (강성기초로 부등침하량 없음)

2. 전면기초의 설계

2.1 강성기초와 연성기초의 기본개념

직접기초의 기초판에 작용하는 외력은, 상부 기둥으로부터 가해지는 수직하중, 수평하중 및 모멘트 등의 상부하중과 이로 인해 지반에서 발생하는 접지압력을 들 수 있다. 기초판이 구조적으로 안정하기 위해서는 상부하중 및 접지압력 등의 외력에 의해 기초판에 발생하는 휨모멘트 및 전단력에 견딜 수 있도록 기초판의 두께와 철근량이 적절하게 설계되어야 한다.

교량 기초에 주로 사용되는 독립기초의 경우, 기초판의 면적/두께비가 비교적 작으므로 강성기초(Rigid Foundation)로 간주하여 설계하는 것이 일반적이다. 강성기초는 기초판 자체의 변형이 발생하지 않으므로 연직하중에 의해 발생하는 기초의 침하량이 균등하며, 설계 시에는 기초 하부 지반의 지반반력계수가 지점에 따라 일정한 것으로 간주하여 그림 4.3(a)와 같이 균등한 지반반력 값을 적용한다.

반면에 건축구조물에 주로 사용되는 전면기초의 경우, 기둥간격이 넓어 기초의 면적/두께비가 크며 이로 인해 강성이 상대적으로 작으므로 연성기초의 거동을 보인다. 연성기초는 작용하는 외력에 의해 기초판 자체에 변형이 발생하므로, 그림 4.3(b)와 같이 상부하중이 집중적으로 작용하는 기둥 위치에서는 기초의 침하량이 상대적으로 크며 지반반력 또한 크게 발생한다. 반면에 기둥과 기둥의 중간 위치에서는 기초의 침하량도 작으며 지반반력도 작게 발생한다. 이와 같은 지반반력의 분포 형태는, 지반을 반무한의 탄성 스프링으로 가정한 Winkler Foundation 이론을 통하여 쉽게 얻을 수 있다.

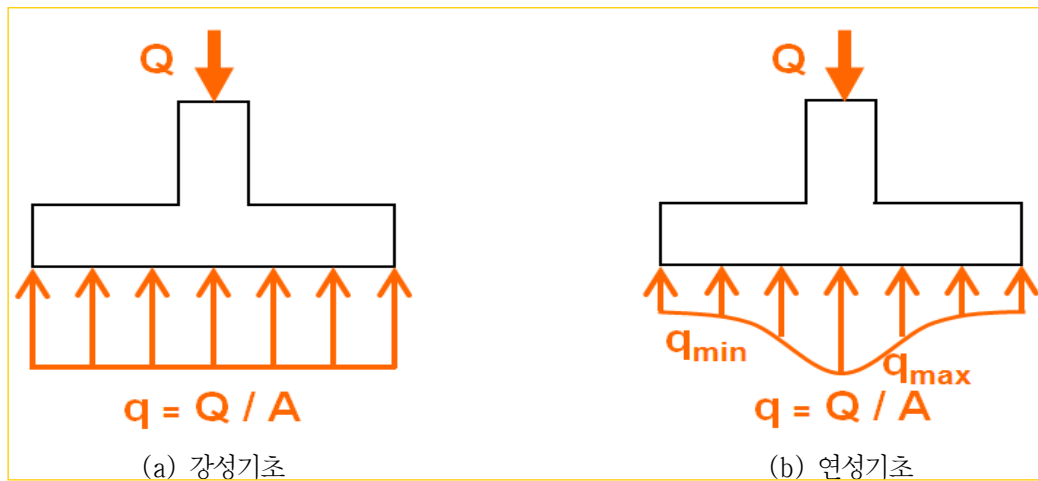


그림 4.3 직접기초 하부의 지반반력 분포

또한, 연성기초 하부에서의 지반반력의 분포형태는 기초판과 지반과의 상대적인 강성도에 따라 달라지게 된다. 즉, 동일한 기초와 하중조건 하에서, 암반과 같이 기초 지반의 강성이 큰 경우에는 기둥 하부에 지반반력이 더욱 집중되며, 강성이 약한 지반에 지지된 경우에는 기초판의 상대강성이 커서 강성기초에 가까운 거동을 하게 되므로 기둥하부에 지반반력이 집중되는 현상은 완화되게 된다.

본 절에서는 가로 3열, 세로 4열씩 총 12개의 기둥을 지지하고 있는 전면기초를 대상으로 수치해석을 실시하여 부재력을 검토하였다(그림 4.4). 기초판의 강성이 지반에 비해 상대적으로 큰 강성기초(Rigid mat)의 경우, 휨모멘트가 연성기초보다 크게 발생하며 결과적으로 기초판의 두께 및 철근량을 과다하게 설계하는 오류를 범할 수 있다. 반면에 기초판에 비해 지반강성이 큰 연성기초(Flexible mat)의 경우 상대적으로 휨모멘트 및 전단력이 작게 발생하게 되며, 이에 따라 결과적으로 기초판의 두께 및 철근량을 줄일 수 있는 여지가 있다.

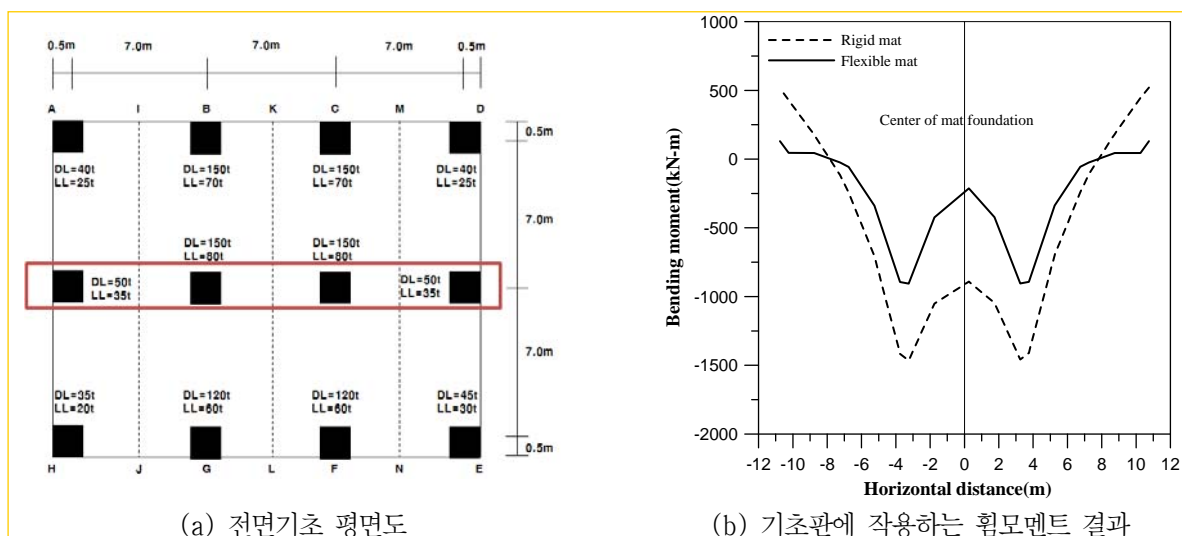


그림 4.4 강성, 연성 기초 부재력 검토

여러 개의 기둥을 지지하고 있는 전면기초의 경우, 재래식 강성법과 Winkler 방법에 근거한 연성법이 일반적으로 사용되며, 유한요소법(finite element method)이나 유한차분법(finite difference method) 등과 같은 수치해석적인 방법도 자주 사용된다. 강성법이나 연성법은 전면기초를 여러 개의 일정한 폭을 갖는 연속보로 나누어서 검토하며, 이때 연속보의 접지압은 균등하게 분포한다고 가정하여 설계연직하중(P_n)을 지배면적(A_n)으로 나눈 값으로 한다. 이와 같은 과정에 의해 계산된 접지압의 최대값은 지반의 허용지지력 q_{all} 보다 작도록 설계되어야 한다. 각 연속보의 단면설계는 연속보에 작용되는 전단력과 모멘트에 근거하여 실시되며, 이때 기초판의 강성에 따라 강성법 혹은 연성법의 적용여부가 결정된다. 이를 위한 기초판의 강성기준으로서 ACI Committee 366 (1988)에서는 다음과 같은 계수 β 를 사용하였다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk_{sp}}{4E_f I_f}} \quad (4.4)$$

β 의 단위는 $(\text{길이})^{-1}$ 이며, $E_f I_f$ 는 기초판의 탄성계수 및 단면 2차모멘트에 의한 강성을 나타낸다. 또한 지반반력계수 k_{sp} 는 지반을 스프링으로 가정하였을 때, 스프링의 탄성계수를 나타내는 값으로 자세한 설명은 2.4절에 기술되어 있다.

식 4.4에 의한 계수 β 는 전면기초의 설계가 재래식 강성법으로 설계되어야 할지 또는 근사적인 연성법으로 설계되어야 할지를 결정하는데 지침이 되는 중요한 변수이다. 일반적으로 기둥간격이 $1.75/\beta$ 보다 작으면 전면기초의 설계는 강성법에 의해 이루어지며, $1.75/\beta$ 보다 클 경우에는 연성법을 적용하는 것으로 규정하고 있다.

기초의 강성여부가 결정되면, 기초의 세부설계는 강성부재를 기반으로 한 강성법과 휨부재를 대상으로 하는 연성법에 따라 이루어질 수 있다. 각 경우에 대한 세부적인 사항은 다음과 같다.

2.2 강성법에 의한 전면기초 설계

강성법에서는 전면기초가 그림 4.5와 같이 강체이며, 기초저면의 반력이 직선으로 분포하는 것으로 간주한다. 전면기초 치수가 $B \times L$ 이고 n 개의 기둥에 각각 Q_1, Q_2, \dots, Q_n 의 하중을 받을 때에 각 기둥의 기초 하부지반에 작용하는 압력은 다음과 같다.

$$q = \frac{Q}{A} \pm M_y \frac{x}{I_y} \pm M_x \frac{y}{I_x} \quad (4.5)$$

여기서 A : 전면기초의 면적을 나타내며 $A=B \times L$

Q : 기초판에 가해지는 전체하중, $Q=Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots$

I_x, I_y : x 및 y 축에 대한 관성모멘트 ($I_x=BL^3/12, I_y=LB^3/12$)

M_x, M_y : 기둥하중의 x 및 y 축에 대한 모멘트 ($M_x=Qe_y, M_y=Qe_x$)

e_x, e_y : x 및 y축 방향으로의 하중편심거리

하중편심거리 e_x 와 e_y 는 x' 및 y' 축을 사용해서 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$x' = \frac{Q_1x'_1 + Q_2x'_2 + Q_3x'_3 + \dots}{Q} \quad y' = \frac{Q_1y'_1 + Q_2y'_2 + Q_3y'_3 + \dots}{Q} \quad (4.6)$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad e_y = y' - \frac{L}{2} \quad (4.7)$$

식 4.5에서 결정한 접지압은 식 4.1에 안전율 3.0을 사용하여 결정된 순 허용지지력보다 작은지를 확인해야 한다.

x, y 방향으로의 각각의 띠에 대해서는 전단력도와 모멘트도를 그리게 된다. 예를 들어, 그림 4.5 (a)에 있는 x방향의 아랫쪽 띠를 그림 4.5 (b)와 같이 선택하여 설명하면, 이에 해당하는 평균접지압 (q_{av})은 다음과 같다.

$$q_{av} \approx \frac{q_c + q_D}{2} \quad (4.8)$$

여기서, q_c 와 q_D 는 각각 식 4.5로부터 결정된 C와 C', D와 D'의 평균 접지압이다. 식 4.8에 의한 q_{av} 는 접지압이 선형적으로 변한다는 가정 하에 얻어진 것으로, 접지압 변화가 크고 비선형적인 경우에는 각 지점의 개별 접지압을 고려하여 흙의 반력을 산정할 수도 있다.

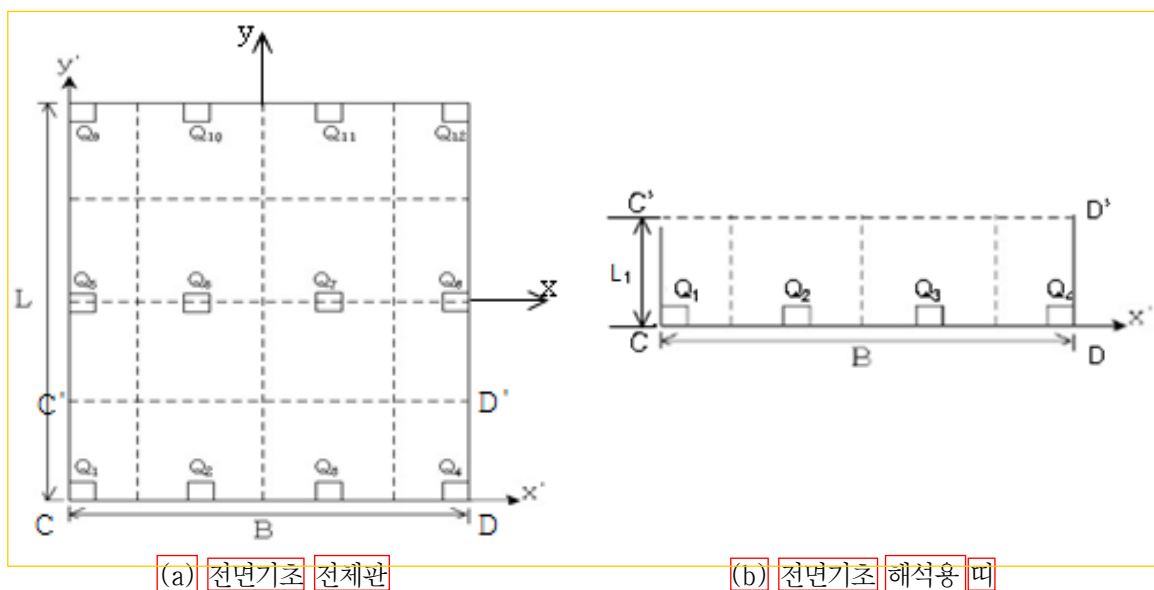


그림 4.5 강성 전면기초

평균접지압 q_{av} 를 사용할 경우, 흙의 총 반력은 $q_{av}L_1B$ 이며, 띠에 작용하는 총 기둥 하중은 $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$ 이다.

이와 같은 방법으로 전면기초를 여러 개의 연속보로 나누어 계산할 때에 각 띠의 경계면에 작용하는 전단력은 고려하지 않기 때문에 각 띠에 연결된 기둥에 작용하는 하중의 합은 지반의 총 반력 $q_{av}L_1B$ 과 같지 않다. 이러한 이유로 흙의 반력과 기둥 하중은 다음과 같이 조정되어야 한다.

$$\text{평균 하중} = \frac{q_{av}L_1B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2} \quad (4.9)$$

수정된 흙의 평균 반력은 다음과 같다.

$$q_{av(\text{수정})} = q_{av} \left(\frac{\text{평균 하중}}{q_{av}L_1B} \right) \quad (4.10)$$

또한, 기둥 하중의 수정 계수(column load modification factor : F)는 다음과 같다.

$$F = \frac{\text{평균 하중}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \quad (4.11)$$

따라서 수정된 기둥하중(modified column load)은 FQ_1, FQ_2, FQ_3, FQ_4 로 주어질 수 있으며, 이와 같이 수정된 하중을 이용하여 전단력도와 모멘트도를 그릴 수 있다. 이러한 일련의 과정을 x, y 방향의 모든 띠에 대하여 반복한다.

다음 단계로 전면 기초의 유효깊이 d를 결정해야 한다. 기초의 유효깊이는 전단내력에 의해 결정되며 전단강도는 1방향 전단(식 4.12)와 2방향 전단(식 4.13~4.15) 중 보다 불리한 것에 의해 결정된다.

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \right] \quad (4.12)$$

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.13)$$

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.14)$$

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.15)$$

b_0 는 전면기초 상에서 기둥의 위치에 따라 달라지는데, 그림 4.6으로부터 구할 수 있다. 그림 4.6으로부터 b_0 를 d의 함수로 나타내면, 식 4.12~15로부터 d가 결정된다.

철근량의 경우, 한 방향(x 또는 y)에서 모든 띠에 대한 모멘트도로부터 단위 폭(B_1)당 최대 정(+), 부(-)의 모멘트($M=M/B_1$)를 구하고, 다음 식으로부터 x, y방향으로의 단위 폭 당 철근량(A_s)을 결정한다(콘크리트 구조설계기준, 2007).

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad (4.16)$$

$$M_u = \phi \cdot A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (4.17)$$

여기서, f_y = 인장 시 철근의 항복강도

M_u = 계수를 곱한 모멘트

ϕ = 감소계수 = 0.85

b = 휨을 받는 직사각형 단면의 폭

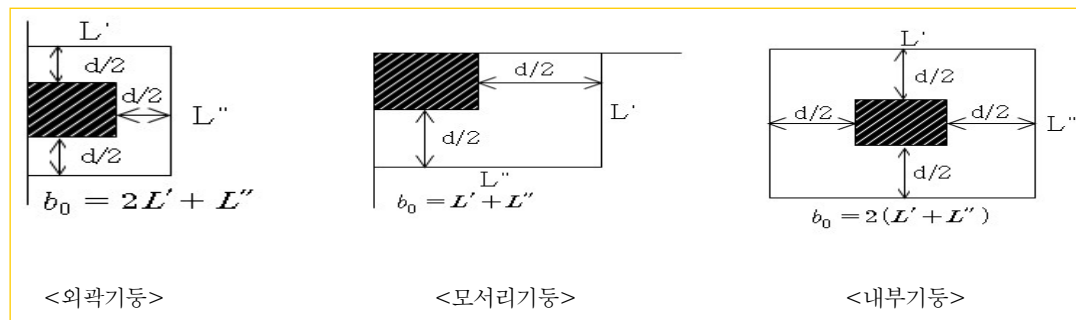


그림 4.6 강성법에서의 기둥 위

2.3 연성법에 의한 전면기초 설계

연성법은 Winkler의 이론을 근거로 하므로 Winkler모델이라고도 하며, 지반을 무한개의 지반스프링으로 대체하여 계산한다. 이 가정된 지반스프링의 탄성계수를 지반반력계수(k_{sp})라고 한다. 매트기초를 보로 가정했을 때 재료역학의 원리로부터 임의의 단면에서 모멘트 M 은 다음과 같다.

$$M = E_f I_f \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (4.18)$$

여기서, E_f = 기초판의 탄성계수

$$I_f = \text{기초판의 관성 모멘트} = \frac{1}{12} B h^3$$

z = 기초판의 처짐량

h = 기초판의 두께

B = 기초판의 폭

지반의 반력 q 는 연속보 이론에서 전단력 V 와 모멘트 M 으로부터 구할 수 있다.

$$q = \frac{dV}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} \quad (4.19)$$

식 4.18과 식 4.19를 결합하면 식 4.20과 같다.

$$E_f I_f \frac{d^4 z}{dx^4} = q \quad (4.20)$$

그러므로 흙의 반력은 또한 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$q = -k'z = -k_{sp} \cdot B \cdot z \quad (4.21)$$

여기서, k_{sp} 는 지반반력계수이다. 지반반력계수(coefficient of subgrade reaction, subgrade reaction modulus)는 앞서 언급된 바와 같이 지반을 스프링으로 간주하여 기초의 강성을 나타내는 상수로써 기초에 작용하는 하중에 대한 지반 침하의 비로 정의된다. 결정방법 및 산정식에 대해서는 2.4절에서 설명하기로 한다. 식 4.20과 식 4.21을 결합하면 다음과 같다.

$$E_f I_f \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} = -k_{sp} \cdot B \cdot z \quad (4.22)$$

위 방정식의 해는 다음과 같다.

$$z = e^{-\beta x} (A' \cos \beta x + A'' \sin \beta x) \quad (4.23)$$

여기서, A' 와 A'' 는 상수이며, β 는 식 4.4에 의해 구해진다.

이를 기반으로 ACI Committee 336 (1988)에 규정되어 있는 전면기초의 연성법 설계는 다음과 같은 절차에 따른다. 이 방법은 주어진 지점에 집중 기둥하중이 작용될 때 작용점 주변에 유발되는 영향(모멘트, 전단력, 처짐)을 평가하는 것이다. 두 개 또는 그 이상의 기둥의 영향권이 겹칠 경우, 임의의 지점의 순 모멘트, 전단력, 처짐을 구하기 위해 겹침의 원리를 적용할 수 있다.

① 강성법의 식 4.12 ~ 15에서 전면기초의 총 두께 d 를 가정한다.

② 전면기초의 휨강성 R 을 결정한다.

$$R = \frac{E_f d^3}{12(1 - \nu_f^2)} \quad (4.24)$$

여기서, $E_f =$ 기초판의 탄성계수
 $\nu_f =$ 기초판의 포아송비

③ 유효 강성 반경을 결정한다.

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k_{sp}}} \quad (4.25)$$

여기서, $k_{sp} =$ 지반반력계수
 임의의 기둥하중의 영향권은 $(3 \sim 4)L'$

④ 기둥하중에 의한 극좌표계에서의 모멘트는 다음과 같이 결정한다 (그림 4.7(a))

$$M_r = -\frac{Q}{4} \left[A_1 - \frac{(1 - \nu_f)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (4.26)$$

$$M_t = -\frac{Q}{4} \left[\nu_f A_1 + \frac{(1 - \nu_f)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (4.27)$$

여기서, $M_r =$ 반경모멘트
 $M_t =$ 접선모멘트
 $r =$ 기둥하중으로부터의 방사거리
 $Q =$ 기둥하중
 $A_1, A_2 = r/L'$ 의 함수

r/L' 에 대한 A_1, A_2 의 변화는 그림 4.7(b)에 나타나 있다. 직교좌표계(그림 4.7(a))에서

$$M_x = M_t \sin^2 \alpha + M_r \cos^2 \alpha \quad (4.28)$$

$$M_y = M_t \cos^2 \alpha + M_r \sin^2 \alpha \quad (4.29)$$

⑤ 전면기초의 단위폭에 대하여 기둥하중에 의해 발생하는 전단력 V 를 결정한다.

$$V = \frac{Q}{4L'} A_3$$

(4.30)

r/L' 에 따른 A_3 의 변화는 그림 4.7(b)에 나타나 있다.

⑥ 전면기초의 가장자리가 기둥의 영향권 내에 있다면, 전면기초가 연속이라고 가정하고 모멘트와 전단력을 결정한다. 이와 같이 결정된 모멘트와 전단력은 무한길이를 가진 연속기초로 가정되어 산정되었으므로, 이를 보정하기 위하여 유한 길이 상에 존재하는 전면기초의 가장자리에 반대의 부호를 가지는 모멘트와 전단력을 작용시킴으로서 다른 점들의 모멘트와 전단력을 보정한다.

⑦ 임의의 깊이에서의 변위(δ)는 다음 식에 의해 구할 수 있다.

$$\delta = \frac{QL'^2}{4R} A_4$$

(4.31)

A_4 의 변화는 그림 4.7 (b)에 나타나 있다.

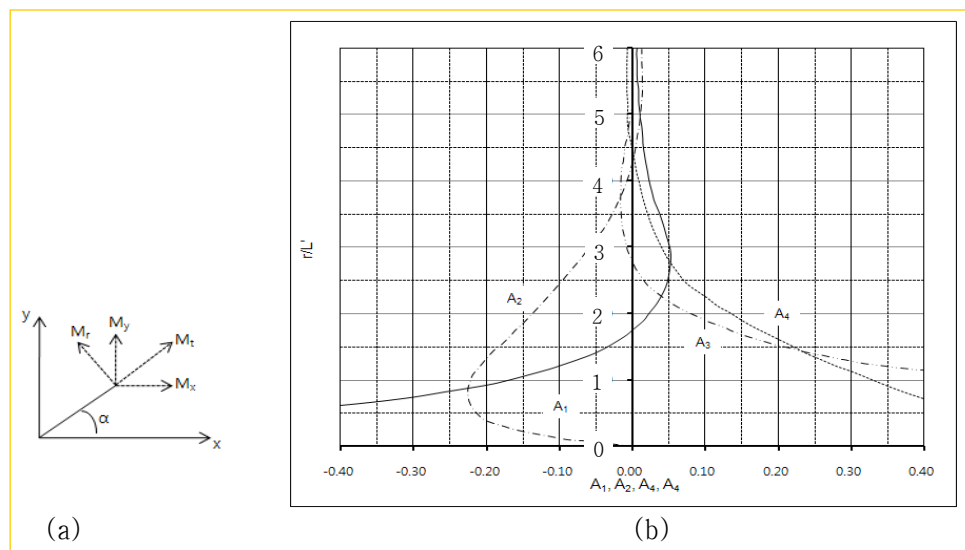


그림 4.7 전면기초 설계의 연성법

2.4 지반반력계수

지반반력 계수(coefficient of subgrade reaction, subgrade reaction modulus) k_{sp} 는 그림 4.8에서 설명되어지는 바와 같이 지반을 스프링으로 간주하여 기초의 강성을 나타내는 상수로써, 기초에 작용하는 하중에 대한 지반 침하의 비로 정의되며 단위는 $kN/m^2/m = kN/m^3$ (또는 $ton/m^2/m = ton/m^3$)이다.

지반반력계수는 전면기초 설계 시 중요한 자료로서, 주어진 지반에 대한 상수가 아니며 기초크기,

형상, 근입깊이, 하중작용위치 등에 따라 변하게 된다. 기초의 크기가 크게 되면 지중응력이 미치는 범위가 크게 되어 같은 하중에 대한 침하량 또한 커지게 되므로 지반반력계수가 작아지게 되며, 근입깊이가 깊을수록 지반반력계수가 커지게 된다. 지반반력계수는 기초 및 상부구조물의 구조 계산 시 스프링계수로 들어가는 입력 물성치로 각 공식의 특성 및 재하면적의 가정에 따라 2~100배 이상 차이가 나게 된다.

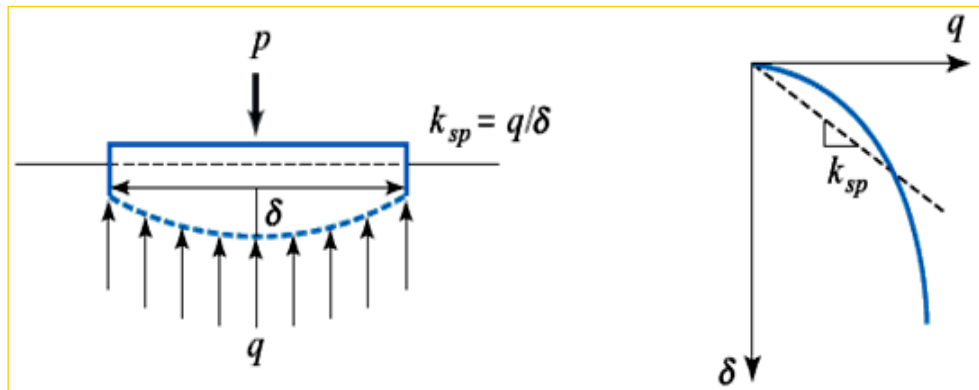


그림 4.8 지반반력계수의 정의

또한 전면기초처럼 재하폭이 커질수록 기초 크기 효과를 고려하지 못하고 과소평가의 위험성을 내포하고 있으므로 지반반력계수를 산정할 때는 지반특성, 기초의 재하폭 등의 영향을 고려하여 합리적으로 결정해야 한다.

지반반력계수는 일반적으로 평판재하시험이나 표준관입시험 등을 실시하여 실험적 방법으로 구할 수 있으며, 다양한 계산식을 이용하여 산정할 수도 있다. 이를 위한 대표적인 방법들은 다음과 같다.

(1) Terzaghi 제안식

Terzaghi(1955)는 한 변의 길이가 30cm인 정사각형 평판재하시험으로부터 k_{30} 을 구한 후 표 4.2와 같이 실제의 k_{sp} 값을 구하기 위한 식을 제안하였다. k_{30} 의 일반적인 범위는 표 4.3에 제시하였다. 표에서 B와 L은 각각 기초의 폭과 길이이며 단위는 m이다. 또한 k_{30} 및 k_{sp} 의 단위는 kN/m^3 이다.

(2) Vesic 제안식

기초의 종방향 길이가 긴 경우 Vesic(1961)은 실내 삼축압축시험에서 구한 탄성계수 E를 사용하여 지반반력계수를 다음과 같이 제안하였다.

$$k_{sp} = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_f I_f}} \frac{E}{B(1-\nu^2)} \quad (4.32)$$

여기서, E = 지반의 탄성계수

E_f = 기초의 탄성계수

ν = 지반의 포아송비

$0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_f I_f}}$ 은 거의 1에 가까우므로 실제문제에 있어서 근사식은 다음과 같이 간단히 정리된

다.

$$k_{sp} = \frac{E}{B(1-\nu^2)} \quad (4.33)$$

표 4.2 평판재하시험으로부터 지반반력계수를 산정하는 Terzaghi의 제안식

점토지반	사질토 지반	
	정사각형	직사각형 (B×L)
$k_{sp} = k_{30} \frac{0.3}{B}$	$k_{sp} = k_{30} \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2$	$k_{sp} = k_{30} \left(\frac{B/L+0.5}{1.5B/L} \right)^2$

표 4.3 점성토와 사질토의 지반반력계수 k_{30} 의 일반적인 범위

지 반		지반반력계수
		kN/m ³
사질토 (건조 또는 습윤)	느슨	78,400~245,000
	중간	245,000~1,225,000
	조밀	1,225,000~3,675,000
사질토 (포화)	느슨	98,000~147,000
	중간	294,000~392,000
	조밀	1,274,000~1,470,000
점성토	균음	117,6000~245,000
	매우 균음	245,000~490,000
	단단함	> 490,000

(3) Scott 방법

Scott(1981)는 사질토에 대해서, k_{30} 의 값을 임의 깊이에서 표준관입시험 결과값으로부터 구하는 식을 다음과 같이 제안하였다. 식에서 N_{cor} 는 SPT 수정표준관입값을 나타낸다.

$$k_{30} = 17,640 N_{cor} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (4.34)$$

(4) 탄성이론을 이용하는 방법

탄성론에 근거한 즉시 침하공식을 이용하면, k_{sp} 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta H = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d \quad (4.35)$$

$$k_{sp} = \frac{q}{\Delta H} = \frac{E_s}{B (1-\nu^2) I_s I_d} \quad (4.36)$$

여기서, ΔH = 단위하중 q 에 따른 즉시침하

I_s = 기초형상 영향계수

I_d = 기초근입깊이 영향계수

(5) 우리나라 도로교 설계기준

우리나라 도로교 설계기준 해설(대한토목학회, 2008)에 의하면, 지반반력계수는 지반이 탄성적인 거동을 보여주는 범위 내에서 기초의 변위량이나 지반반력을 구하기 위해 필요한 상수로 정의하고 있다. 세부사항은 다음과 같으며, 표 4.4에서 보는 바와 같이 평상시 및 지진시 상태를 구분하여 적용하고 있다.

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4} \quad (4.37)$$

여기서, k_V = 연직방향 지반반력계수(kN/cm^3)

$$k_{V0} = \frac{1}{30} \alpha_0 E_0 \quad (\text{표 4.4 참조})$$

지름 30cm의 강채원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 연직방향 지반반력계수

B_V = 기초의 환산재하폭(cm), 저면형상이 원형인 경우 지름 사용

$B_V = \sqrt{A_V}$, A_V : 연직방향의 재하면적(cm^2)

표 4.4 E_0 와 α_0 값

다음의 시험방법에 의한 변형계수 E_0 (kN/cm^2)	α_0	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강채원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정된 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축 압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 $E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	1	2

2.5 수치해석법

수치해석법은 크게 유한차분법(finite difference method)과 유한요소법(finite element method)으로 대별될 수 있다. 현재는 전면기초 설계 시 이를 이용한 상용프로그램이 널리 사용되고 있다. 대표적으로 유한차분법을 이용한 FLAC이나 유한요소법을 이용한 ABAQUS, PLAXIS, MIDAS 등이 관련 분야의 실무 및 연구에 빈번히 사용되고 있다. 수치해석법을 적용할 때에는 기초와 지반의 거동을 나타내는 역학적 모델과 이에 요구되는 입력물성치의 선정이 전체적인 결과의 타당성을 결정하는 가장 중요한 요소로 작용하므로, 지반조건에 대한 적절한 모델의 선정과 지반조사결과를 토대로 한 정확한 지반물성치가 바탕이 되어야 한다. 그림 4.9는 사질토지반 및 암반에 놓인 전면기초에 대한 수치해석 예를 보여 주고 있다. 그림에서 등고선 형태로 나타나는 음영의 차이는 접지압 크기의 차이를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 암반 상 전면기초의 접지압은 최대값과 최소값의 차이가 일반 지반 상에서보다 크게 나타나게 되며, 수치해석을 통해 이러한 고려사항이 설계에 반영될 수 있다.

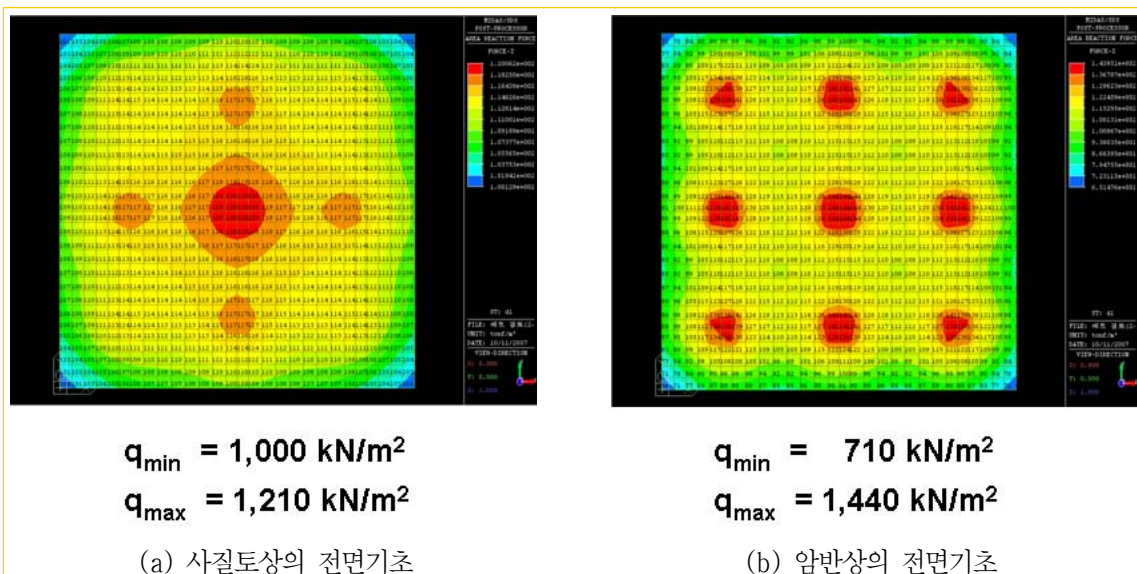


그림 4.9 전면기초 설계를 위한 수치해석 예

3. 전면기초 설계 예

본 절에서는 전술한 전면기초의 이론적인 배경을 바탕으로, 전면기초 예를 이용하여 전통적인 설계 방법인 강성법과 최근 건축분야 실무에서 적용되어지고 있는 설계검토방법(연성법)에 대해 설명하였다. 그림 4.10은 전면기초의 일반적인 설계흐름을 도시한 것이다.

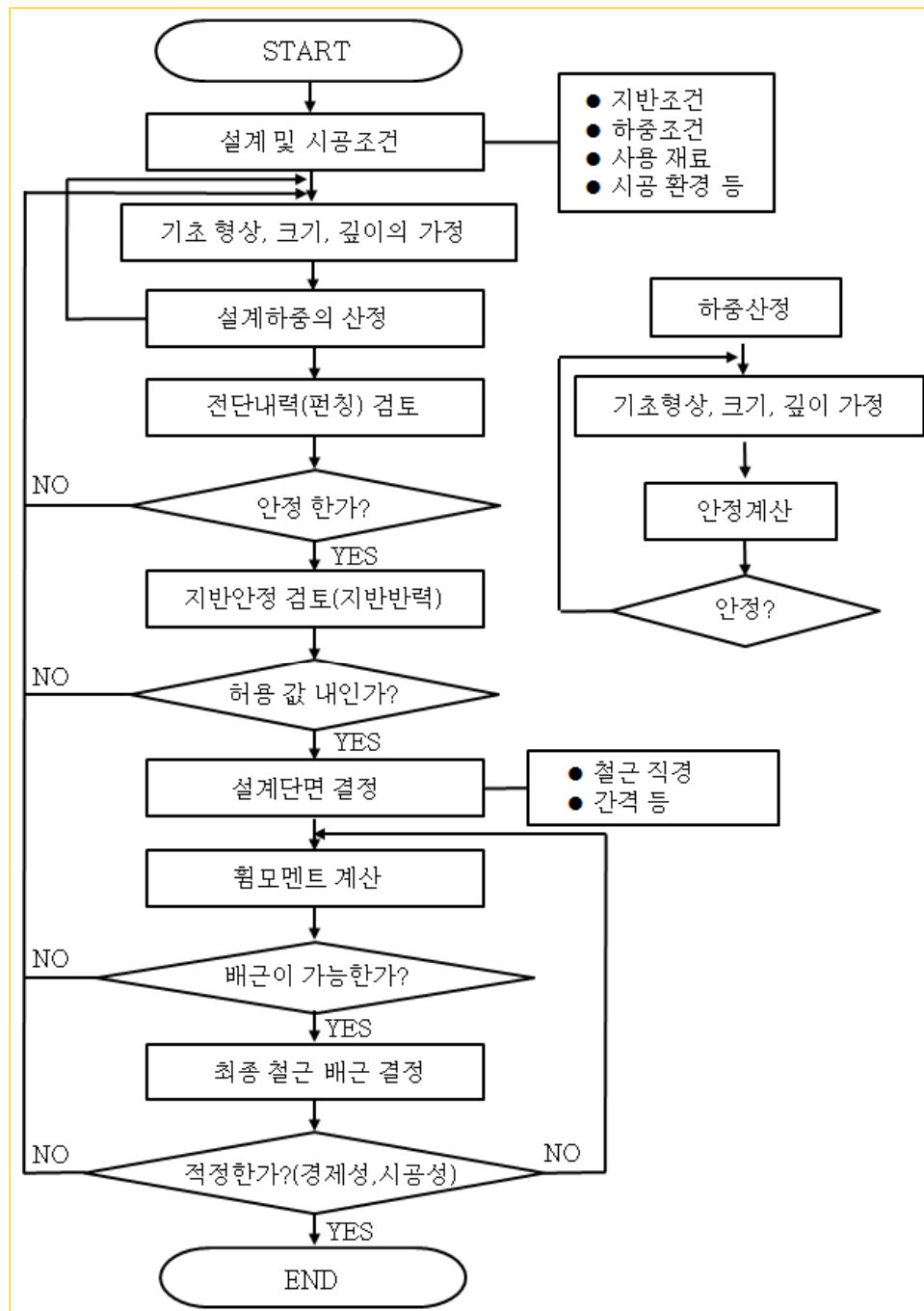


그림 4.10 일반적인 전면기초 설계 흐름

3.1 검토 조건

(1) 기초의 크기 : $23.0 \times 29.0\text{m}$

(2) 기둥배치 및 하중조건 : $4 \times 4 = 16$ 개, 고정하중 45~200ton, 활하중 27~136ton

(3) 기둥의 크기 : $600 \times 600\text{mm}$

(4) 기초지반의 조건 : 사질토, 허용지내력 $F_e = 200\text{kN/m}^2$

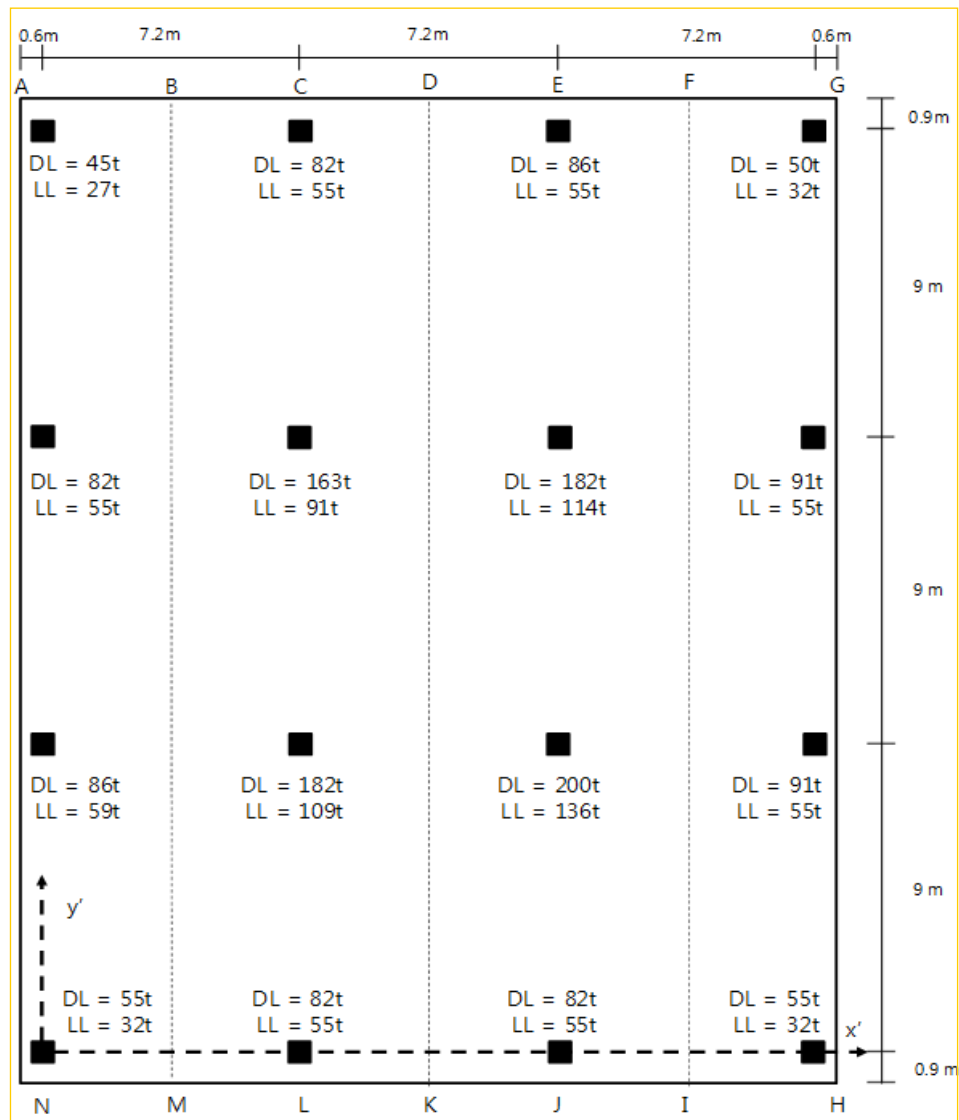


그림 4.11 전면 기초 평면도

3.2 사용재료의 결정

(1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24\text{MPa}$ 적용

(2) 철근 : $f_y = 400\text{MPa}$ (SD400) 적용

3.3 하중의 계산

적용하중은 콘크리트 구조설계 기준(한국콘크리트학회, 2007)의 규준을 참고로 다음과 같이 산정한다.

$$S = 1.0D + 1.0L \text{ (지내력 검토 시 적용)}$$

$$U = 1.2D + 1.6L \text{ (휨, 전단검토 및 철근량 검토 시 적용)}$$

여기서, $\phi M_n \geq M_u$, $\phi V_n \geq V_u$

M_n, V_n : 공칭 강도

M_u, V_u : $1.2D + 1.6L$ 로 인한 소요 강도

ϕ : 강도감소계수 ($M_n = 0.85$, $V_n = 0.75$)

3.4 안정 계산

(1) 지반반력에 대한 검토

지반반력은 지반이 구조물을 지지하기 위하여 받아주어야 할 힘으로 이 값보다 허용지지력이 커야 하며 이러한 허용지지력은 기초판의 크기를 결정하는데 사용한다. 작용하중은 사용하중을 적용하고 하중에는 기초판의 자중 및 채움흙 등의 상재하중도 포함 시켜야 한다. 만일 편심이 작용한다면 지반반력은 편심으로 인한 모멘트를 고려하여 다음과 같이 계산한다.

$$q_{(\max, \min)} = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{Z} \quad (4.38)$$

이 식은 축하중이 단면핵을 벗어나지 않는 경우, 즉 전체 기초판의 폭 중에서 가운데 1/3에 작용하는 경우에 해당한다. 즉, 편심의 폭이 1/6 혹은 그 이하일 경우이다.

(2) 전단력 검토

기초의 두께는 대부분 전단내력에 의해 결정되며 전단강도는 1방향 전단과 2방향 전단 중 보다 불리한 것에 의해 결정된다. 이 때 기초판에 놓이는 콘크리트의 기둥이 원형이나 정다각형 모양일 경우 같은 면적의 정사각형 부재로 환산하여 산정할 수 있다.

① 1방향 전단설계 단면과 전단강도

기초판에 대해 1방향 전단강도는 일반보에서와 같이 기둥면으로부터 d 거리의 위치에서 다음과 같이 검토한다.

$$V_u \leq \phi V_n, \phi=0.75 \quad (4.39)$$

$$V_n = V_c + V_s = V_c (\text{전단보강을 하지 않을 경우}) \quad (4.40)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4.41)$$

여기서, V_c : 콘크리트 공칭 강도

V_s : 철근 공칭 강도

따라서 기초판에 대한 1방향 전단강도의 검토식은 다음과 같다.

$$V_u \leq 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4.42)$$

② 2방향 전단설계 단면과 전단강도

기초판에 대한 2방향 전단강도는 기둥 주변으로부터 $d/2$ 위치에서 b_0 가 최소가 되는 단면에 대하여 다음과 같이 검토하며, 이 때 전단편심으로 인하여 추가되는 전단응력에 대해서도 고려하여야 한다. V_c 는 다음 3식 중 가장 작은 값으로 한다.

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.43)$$

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.44)$$

$$\phi V_c = \phi \left[\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] \quad (4.45)$$

여기서, β_c = 기둥의 긴변 길이 / 짧은변 길이

b_0 = 위험단면의 둘레길이

α_s = 40(내부기둥, 위험단면의 수가 4인 경우)

= 30(외부기둥, 위험단면의 수가 3인 경우)

= 20(모서리기둥, 위험단면의 수가 2인 경우)

(3) 휨 모멘트 검토

기초판의 휨모멘트 계산을 위해서는 위험단면을 결정하여야 한다. 위험단면에 대해 휨 철근량은 다음과 같이 산정한다(콘크리트 구조설계기준, 2007).

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (4.46)$$

여기서, A_s = 휨 철근량(mm^2)

M_u = 계수휨모멘트($\text{MN} \cdot \text{m}$)

ϕ = 강도감소계수

f_y = 철근의 설계기준항복강도(MPa)

d = 부재의 유효깊이(mm)

a = 등가 직사각형 응력블록의 깊이(mm)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} \quad (4.47)$$

여기서, f_{ck} = 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

b = 부재의 유효폭(mm)

최소철근비는 다음으로 계산된 값 중에서 큰 값 이상으로 함

$$\begin{aligned} A_{s, \min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d \\ A_{s, \min} &= \frac{1.4}{f_y} b_w d \end{aligned} \quad (4.48)$$

여기서, $A_{s, \min}$ = 최소 휨 철근량(mm^2)

b_w = 부재의 복부 폭(mm)

3.5 강성법 설계

(1) 슬래브의 두께 산정

- 전면기초의 가장자리에 위치한 기둥에 대하여(그림 4.12 참조),

$$V_u = 1.2(DL) + 1.6(LL) = (1.2)(86) + (1.6)(59) = 197.6t = 1976kN = 1,976,000N$$

$$b_0 = 2(0.9 + d/2) + (0.6 + d) = 2.4 + 2d(m) = 2400 + 2d(mm)$$

$\phi V_c \geq V_u$ 이어야 하므로

여기서 $V_c =$ 콘크리트의 공칭전단강도

$V_u =$ 허용전단강도

기초판에 대한 2방향 전단강도 식 4.43 ~ 4.45에서 의해 유효깊이 d 를 구하면 다음과 같다.

$$\textcircled{1} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{24} (2400 + 2d) d \geq 1976000$$

여기서, $\beta_c = \frac{\text{긴 변의 길이}}{\text{짧은 변의 길이}} = \frac{0.6 + d}{0.9 + d/2}$

$\therefore d = 479.67mm$

$$\textcircled{2} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{30 \times d}{2 \times (2400 + 2d)} \right) \sqrt{24} (2400 + 2d) d \geq 1976000$$

여기서, $\alpha_c = 30$

$\therefore d = 370.77mm$

$$\textcircled{3} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{24} (2400 + 2d) d \geq 1976000$$

$\therefore d = 480.13mm$

유효깊이 d 는 다음과 같다.

$\therefore d \approx 480.13mm$

- 전면기초의 내부에 위치한 기둥에 대하여(그림 4.12 참조),

$$V_u = (1.2)(200) + (1.6)(136) = 457.6t = 4576kN = 4,576,000N$$

$$b_0 = 4(0.6 + d) = 2.4 + 4d(m) = 2400 + 4d(mm)$$

$$\textcircled{1} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{24} (2400 + 4d) d \geq 4576000$$

$\therefore d = 544.22mm$

$$\textcircled{2} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{40 \times d}{2 \times (2400 + 4d)} \right) \sqrt{24} (2400 + 4d) d \geq 4576000$$

$$: d = 510.22mm$$

$$\textcircled{3} \phi V_c = \phi \left[\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} b_0 d \right] = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{24} (2400 + 4d) d \geq 4576000$$

$$: d = 711mm$$

시공성을 고려하여 유효깊이를 산정하면 다음과 같다.

$$\therefore d \approx 720mm$$

철근의 최소 덮개를 7.62cm로 가정하고, 직경 2.54cm(D25)의 철근을 사용하면 슬래브의 두께는 다음과 같이 된다.

$$\therefore h = 72.0 + 7.62 + 2.54/2 \approx 80.9cm$$

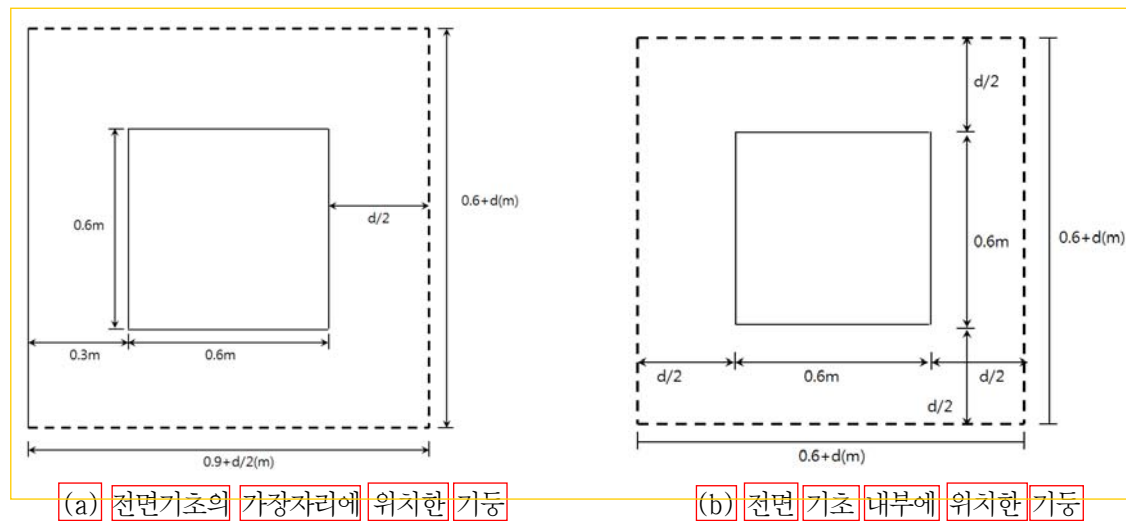


그림 4.12 기둥 위치에 따른 b_0

(2) **접지압** **계산**

그림 4.11로부터,

$$\text{기둥의 사하중(DL)} = 45 + 82 + 86 + 50 + 82 + 163 + 182 + 91 + 86 + 182 + 200 + 91 + 55 + 82 + 82 + 55 = 1614 \text{ t}$$

$$\text{기둥의 활하중(LL)} = 27 + 55 + 55 + 32 + 55 + 91 + 114 + 55 + 59 + 109 + 136 + 55 + 32 + 55 + 55 + 32 = 1017 \text{ t}$$

따라서, **기둥의 총합하중** = $1614 + 1017 = 2631 \text{ t}$

콘크리트 구조설계기준(2007)에 따르면, **사하중**에는 **하중계수 1.2**, **활하중**에는 **하중계수 1.6**을 적용한다.

$$\text{하중계수를 곱한 하중} = (1.2)(1614) + (1.6)(1017) = 3564 \text{ t}$$

기초에 대한 관성모멘트는

$$I_x = \frac{1}{12}(23)(29)^3 = 46.75 \times 10^3 (m^4)$$

$$I_y = \frac{1}{12}(29)(23)^3 = 29.40 \times 10^3 (m^4)$$

$$\sum M_{y'} = 0$$

$$2630x' = (7.2)(137 + 254 + 291 + 137) + (14.1)(141 + 296 + 336 + 137) + (21.6)(82 + 146 + 146 + 87)$$

$$x' = 11m, \quad e_x = 11 - \frac{21.6}{2} = 0.2m$$

$$\sum M_{x'} = 02631y' = (9)(145 + 291 + 336 + 146) + (18)(137 + 254 + 296 + 146) + (27)(72 + 137 + 141 + 82)$$

$$y' = 13.27m, \quad e_y = 13.27 - \frac{27}{2} = -0.23m$$

편심거리에 의한 모멘트는

$$M_x = Qe_y = (3564)(0.23) = 819.72 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_y = Qe_x = (3564)(0.2) = 712.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

이를 강성법 식에 적용하면

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \\ &= \frac{3564}{(23)(29)} \pm \frac{(712.8)x}{29.40 \times 10^3} \pm \frac{(819.72)y}{46.75 \times 10^3} \end{aligned}$$

$$\therefore q = 5.34 \pm 0.0242x \pm 0.0175y \text{ (t/m}^2\text{)}$$

따라서 각 지점에서의 접지압은 다음 표와 같다.

표 4.5 각 지점의 접지압

점	$Q/A \text{ (t/m}^2\text{)}$	$x \text{ (m)}$	$y \text{ (m)}$	$q \text{ (t/m}^2\text{)}$
A	5.34	-11.4	14.4	4.81212
B	5.34	-7.2	14.4	4.91376
C	5.34	-3.6	14.4	5.00088
D	5.34	0.0	14.4	5.088
E	5.34	3.6	14.4	5.17512
F	5.34	7.2	14.4	5.26224
G	5.34	11.4	14.4	5.36388
H	5.34	11.4	14.4	5.86788
I	5.34	7.2	14.4	5.76624
J	5.34	3.6	14.4	5.67912
K	5.34	0.0	14.4	5.592
L	5.34	-3.6	14.4	5.50488
M	5.34	-7.2	14.4	5.41776
N	5.34	-11.4	14.4	5.31612

(3) 단면력 검토 및 철근량 산정

따 BCDKLM(폭 7.2m)에 대하여

$$q_1 = \frac{4.91 + 5.00 + 5.10}{3} = 5.0 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = \frac{5.59 + 5.50 + 5.41}{3} = 5.5 \text{ t/m}^2$$

그림 4.11에 있는 띠 BCDKLM의 하중을 계산하면, 그림 4.13과 같다.

$$Q_1 = (1.2)(82) + (1.6)(55) = 186.4 \text{ t}$$

$$Q_2 = (1.2)(163) + (1.6)(91) = 341.2 \text{ t}$$

$$Q_3 = (1.2)(182) + (1.6)(109) = 392.8 \text{ t}$$

$$Q_4 = (1.2)(82) + (1.6)(55) = 186.4 \text{ t}$$

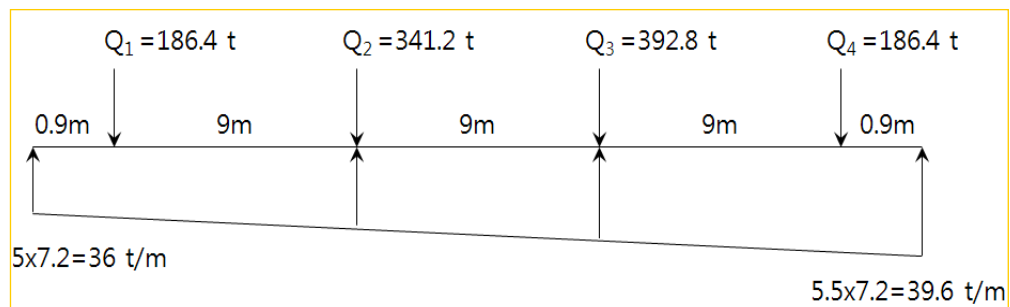
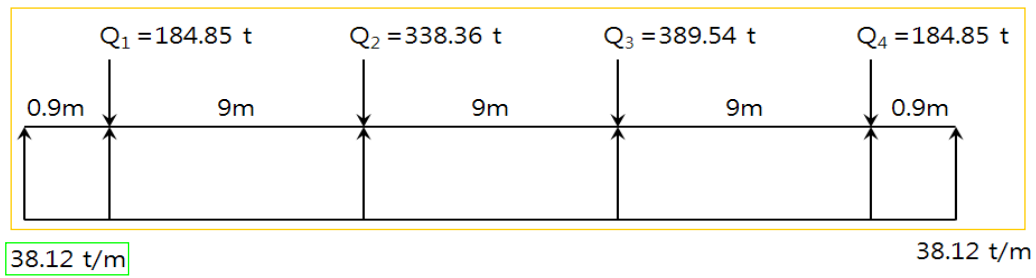


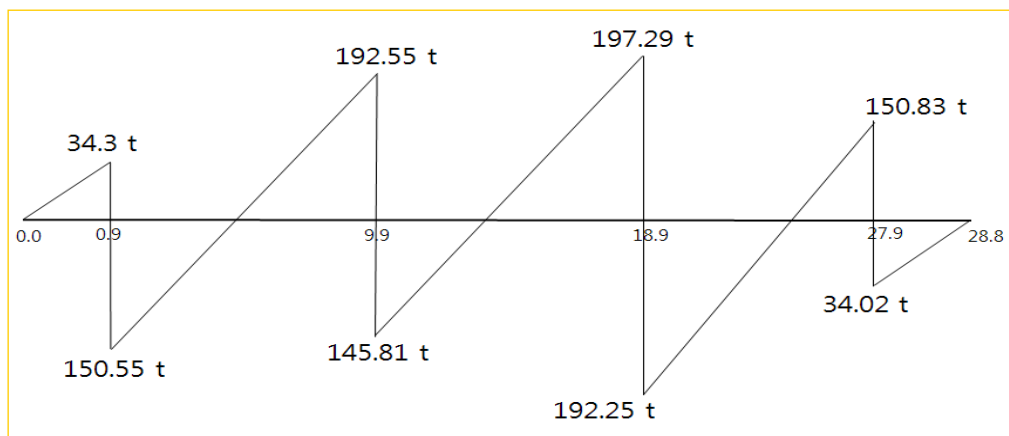
그림 4.13 띠 BCDKLM의 하중도

그러나, 그림 4.13은 인접한 띠 사이의 전단력이 고려되지 않기 때문에 전단력을 고려하기 위해 흙의 반력과 기둥 하중을 조정하여 전단력과 모멘트를 구한다.

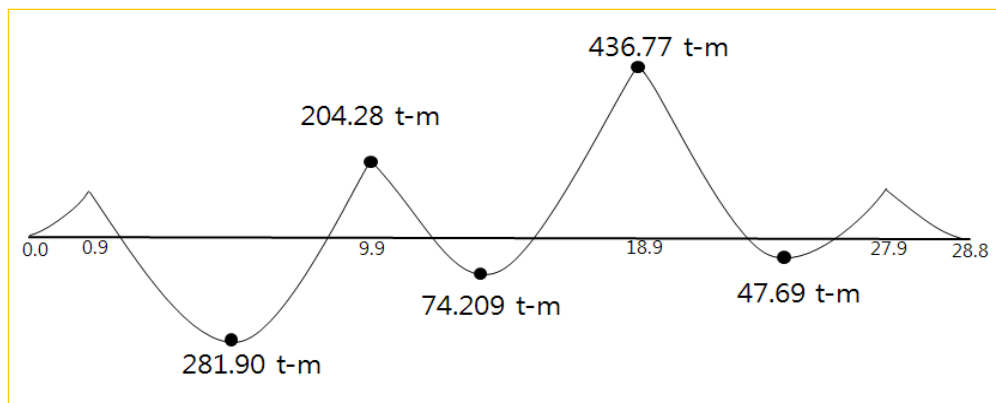
수정된 하중도, 전단력도 및 모멘트도를 그림 4.14에 나타내었다. 그림 4.14(c)로부터 기초의 저면에서 정(+)의 최대 모멘트는 $436.77 \text{ t}\cdot\text{m}$ 이다.



(a) 하중도



(b) 전단력도



(c) 모멘트도

그림 4.14 띠 BCDKLM의 하중, 전단, 휨 모멘트도

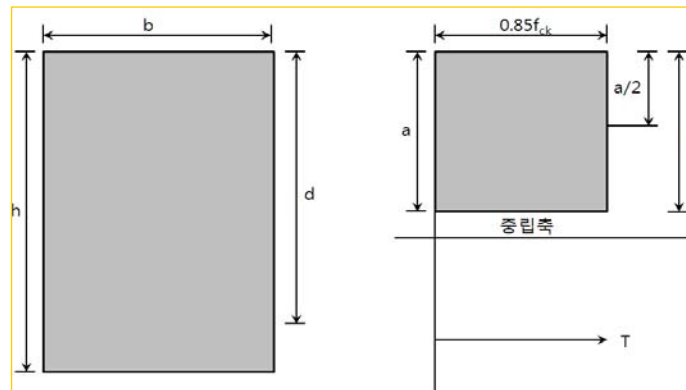


그림 4.15 휨 모멘트를 받는 직사각형 단면

휨에 대한 직사각형 단면의 설계 개념은 그림 4.15와 같다.

$$\Sigma \text{압축력}, C = 0.85f_{ck}ab$$

$$\Sigma \text{인장력}, T = A_s f_y$$

$$C = T \text{ 이므로, } (0.85)(24)(a)(7200) = A_s(400)$$

$$\therefore A_s = 367.2a$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$(436.77)(9800)(1000) = (0.85)(367.2a)(400)\left(720 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 49.3\text{mm}$$

$$\therefore A_s = 367.2a = 18103\text{mm}^2 = 181.03\text{cm}^2$$

한편, 최소철근량 식을 이용하면

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{ck}}}{f_y} b_w d = \frac{0.25\sqrt{24}}{400} (7200)(720) = 15873\text{mm}^2 = 158.73\text{cm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{400} (7200)(720) = 18144\text{mm}^2 = 181.44\text{cm}^2$$

따라서, $A_s = 181.44\text{cm}^2$ 을 사용한다.

⇒ 기초 바닥부에 철근 중심간격을 200mm로 하고, D25철근(공칭 단면적 5.067cm²)을 배근한다.

또한, 그림 4.14(c)로부터 부(-)의 최대 모멘트는 281.90 t-m이다. 최대 부모멘트의 절대치가 최대량의 모멘트보다 작으므로, 동일하게 해도 무방하다.

⇒ 기초 단면상부에 철근 중심간격을 200mm로 하고, D25철근(공칭 단면적 5.067cm^2)을 배근한다.

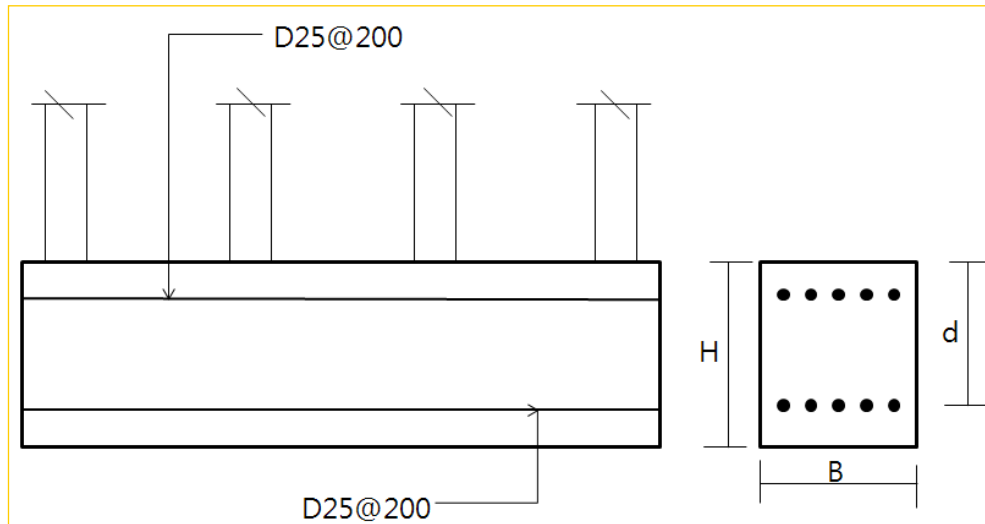


그림 4.16 철근 배근

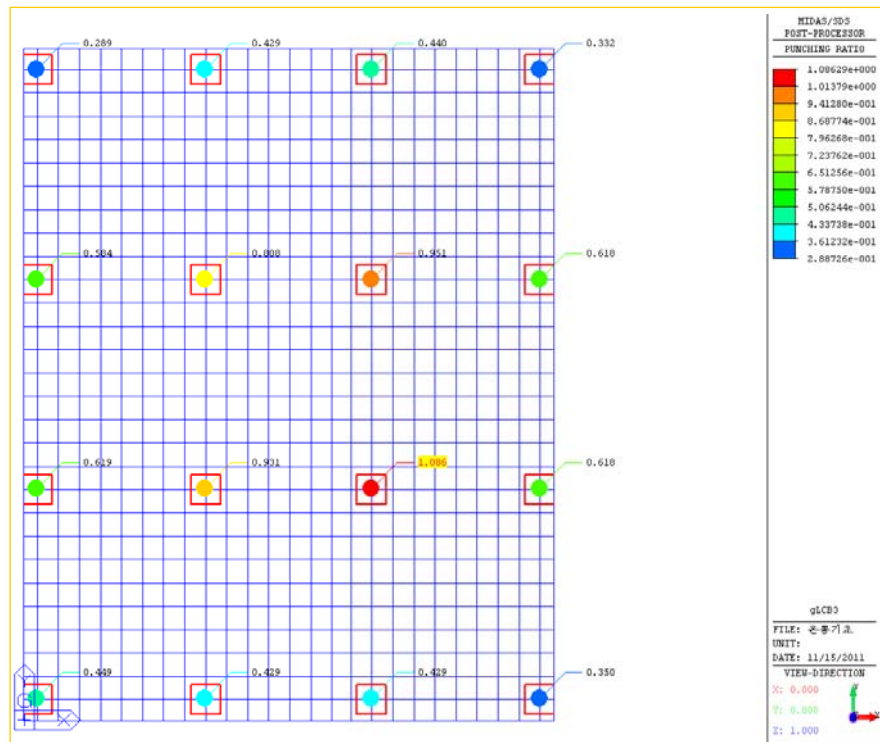
3.6 상용프로그램을 이용한 안정 계산

현재 실무에서는 수치해석법을 적용하여 개발된 각종 상용화된 구조 해석프로그램으로 전면기초의 안정 계산을 수행하고 있으며 특히 국내에서 개발된 유한요소해석법을 적용한 MIDAS/SDS를 이용, 대부분의 기초설계가 진행되어지는 것이 일반적이다. 이 해석프로그램은 재래식 연성법과 유사한 기초의 처짐, 지반의 변위를 적용한 해석법으로, 다음은 본 프로그램을 활용하여 전면기초의 안정계산을 수행한 결과이다.

(1) 발생 전단력 검토

① 기초 두께 = 700mm

기둥하부 발생 전단력에 대한 공칭 허용전단강도(ϕV_c) 대비 발생전단력을 1방향 및 2방향 작용의 경우로 각각 산정, 비교한 결과 $1.0(= V_u / \phi V_c)$ 을 초과하는 것으로 나타났으며, 이에 따라 기초 두께를 증가시켜야 할 것으로 판단되었다.



*, midas SDS (KCI-USD07) □ Punching Check Maximum Result Data Version 350

-. Information of Parameters.

Node No. : 16
LCB No. : gLCB3
Materials : $f_c = 24000.0000 \text{ kN/m}^2$
Thickness : 0.7000 m
Covering : $d_B = 0.0381 \text{ m}$
 $d_T = 0.0381 \text{ m}$

-. Information of Checking.

$\beta_{c_c} = 1.0000$
 $b_0 = 5.0476 \text{ m}$
 $d = 0.6619 \text{ m}$
 $\alpha_s = 40.0000$
 $\phi = 0.750$
 $V_{c1} = (1/6) * (1 + 2/\beta_{c_c}) * \text{SQRT}(f_{ck}) * b_0 * d = 8183.7610 \text{ kN}$
 $V_{c2} = (1/3) * \text{SQRT}(f_{ck}) * b_0 * d = 5455.8407 \text{ kN}$
 $V_{c3} = (1/6) * [\alpha_s * d / (2 * b_0) + 1] * \text{SQRT}(f_{ck}) * b_0 * d = 9882.2530 \text{ kN}$
 $\phi V_c = \phi * \text{MIN}[V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}] = 4091.8805 \text{ kN}$

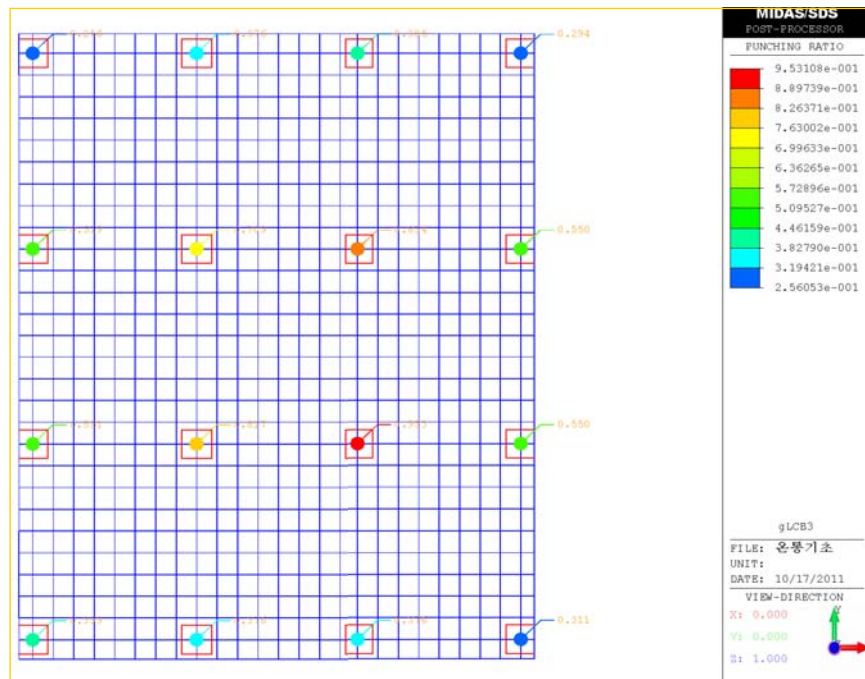
-. Information of Forces and Result.

$V_u = -4444.9779 \text{ kN}$
 $\phi V_c = 4091.8805 \text{ kN}$
 $\text{RatV} = V_u / \phi V_c = 1.086 > 1.0 \rightarrow \text{Not Acceptable !!!}$

그림 4.17 기둥하부 전단력 검토결과 (기초 두께 = 700mm)

② 기초 두께 = 800mm

기초의 두께가 700mm인 경우, 전단력을 검토한 결과 N.G가 나왔다. 따라서, 기초의 두께를 800mm로 증가시켜 전단력을 검토하였다. 기둥하부 발생 전단력에 대한 공칭 허용전단강도(ϕV_c) 대비 발생전단력을 1방향 및 2방향 작용의 경우로 각각 산정, 비교한 결과 $1.0(= V_u / \phi V_c)$ 이하 나타나 안정한 것으로 판단되었다.



*. midas SDS (KCI-USD07) □ Punching Check Maximum Result Data Version 350

-. Information of Parameters.

Node No. : 16
LCB No. : gLCB3
Materials : $f_c = 24000.0000 \text{ kN/m}^2$
Thickness : 0.8000 m
Covering : $d_B = 0.0800 \text{ m}$
 $d_T = 0.0500 \text{ m}$

-. Information of Checking.

Beta_c = 1.0000
 $b_0 = 5.2800 \text{ m}$
 $d = 0.7200 \text{ m}$
Alpha_s = 40.0000
 $\phi_i = 0.750$
 $V_{c1} = (1/6) * (1 + 2/Beta_c) * \sqrt{f_{ck}} * b_0 * d = 9311.9802 \text{ kN}$
 $V_{c2} = (1/3) * \sqrt{f_{ck}} * b_0 * d = 6207.9868 \text{ kN}$
 $V_{c3} = (1/6) * [Alpha_s * d / (2 * b_0) + 1] * \sqrt{f_{ck}} * b_0 * d = 11569.4300 \text{ kN}$
 $\phi_i V_c = \phi_i * \text{MIN}[V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}] = 4655.9901 \text{ kN}$

-. Information of Forces and Result

$V_u = -4437.6609 \text{ kN}$
 $\phi_i V_c = 4655.9901 \text{ kN}$
 $RatV = V_u / \phi_i V_c = 0.953 < 1.0 \rightarrow 0.K$

그림 4.18 기둥하부 전단력 검토결과 (기초 두께 = 800mm)

(2) 지반반력에 대한 검토

지반의 허용지내력 $F_c = 200 \text{ kN/m}^2$ 에 대하여 유한요소해석을 통해 산정된 요구 지반 반력은 최대 $190.6 \sim 53.8 \text{ kN/m}^2$ 로 산정되어 안전한 것으로 판단되었다.

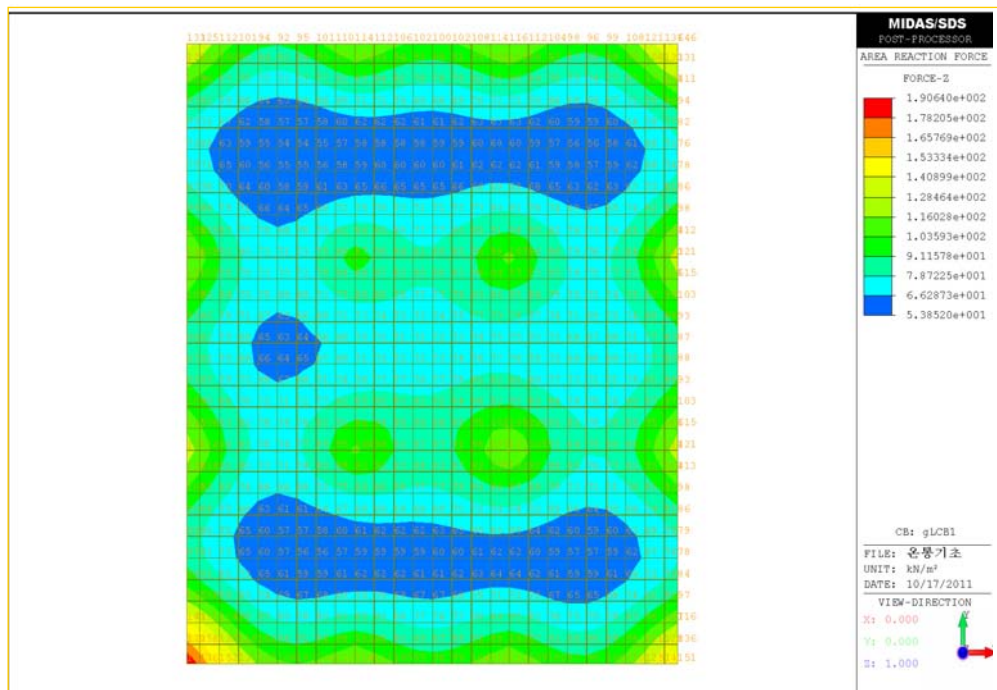
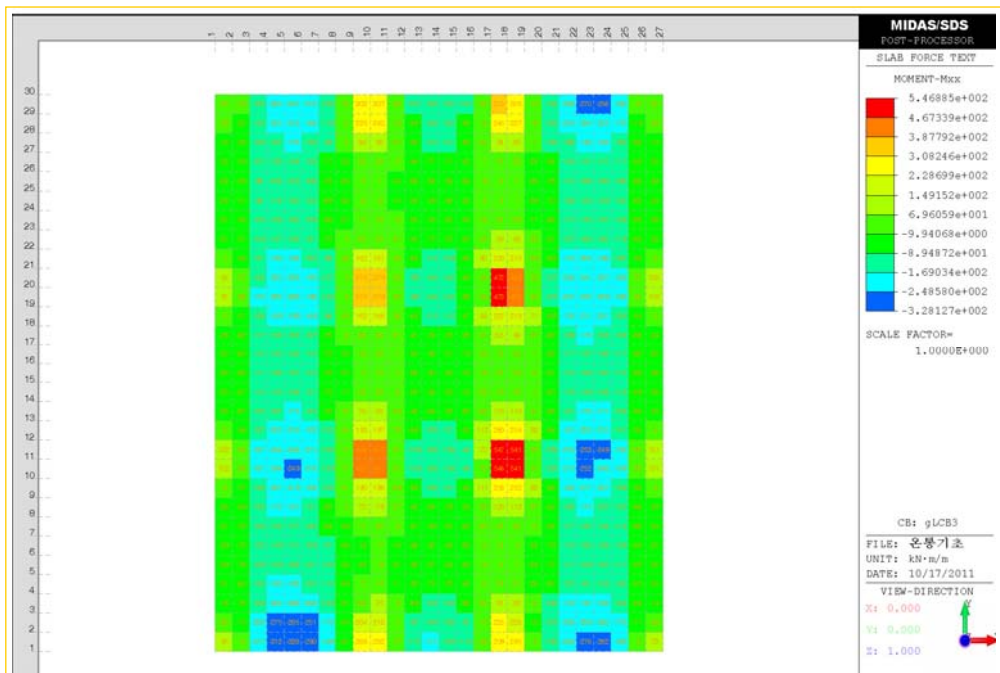


그림 4.19 요구 지내력 Contour

(3) 발생 모멘트 검토

작용하중에 대해 발생하는 M_{xx} , M_{yy} 방향에 휨모멘트를 산정, 배근에 따른 허용 휨모멘트(ϕM_n)에 만족하도록 철근량 결정(상부 : 부 모멘트, 하부 : 정 모멘트).

그림 4.20 M_{xx} 발생 휨모멘트(x방향 배근량 산정)

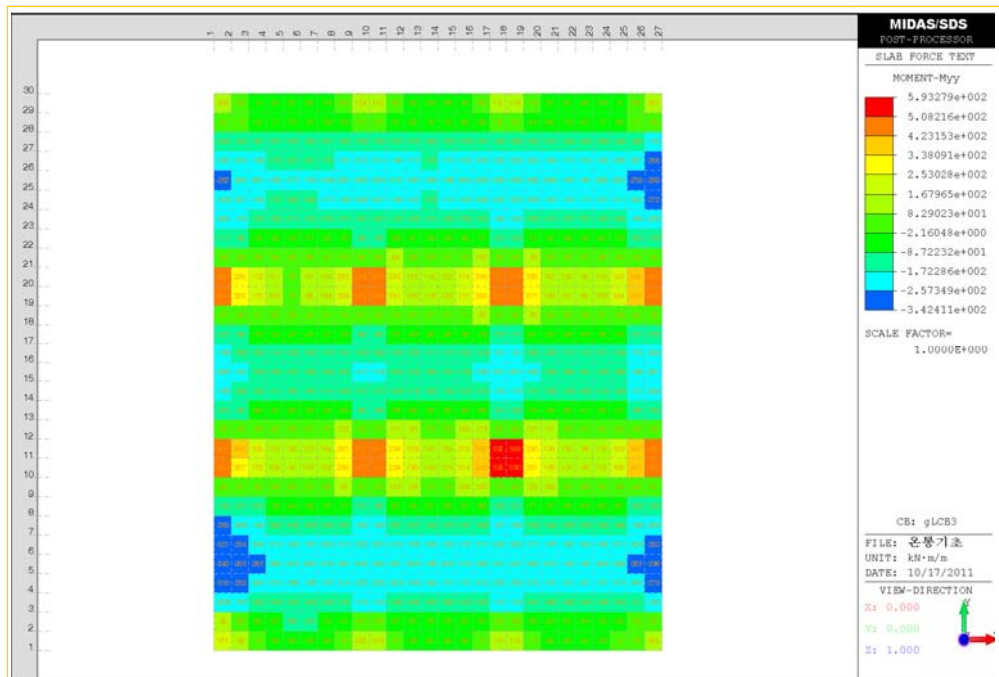


그림 4.21 M_{yy} 발생 휨모멘트(y방향 배근량 산정)

※ 참고. 배근량에 따른 허용 휨모멘트 조건표(기초두께 800mm의 경우)

1. 설계 CODE :	KCI-USD07(철근콘크리트설계기준 2007)
2. Material Data :	$f_{ck}=24\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$
3. Concrete Clear Cover :	80mm

Short Direction Moment	(Unit : kN-m/m)							
	@ 100	@ 120	@ 150	@ 130	@ 200	@ 250	@ 300	@ 350
D19	664.6	557.7	449.2	376.0	339.2	272.4	227.6	195.5
D19+D22	774.7	650.9	524.9	439.8	396.9	319.0	266.7	229.1
D22	882.9	742.7	599.7	502.9	454.0	365.2	305.4	262.5
D22+D25	1009.2	850.2	687.6	577.1	521.3	419.7	351.2	302.0
D25	1132.7	955.8	774.2	650.5	587.8	473.7	396.6	341.1

Long Direction Moment								
	@ 100	@ 120	@ 150	@ 130	@ 200	@ 250	@ 300	@ 350
D19	644.5	540.9	435.8	364.8	329.1	264.4	220.9	189.7
D19+D22	750.2	630.4	508.6	426.1	384.6	309.2	258.5	222.1
D22	853.7	718.4	580.3	486.6	439.4	353.5	295.7	254.1
D22+D25	974.2	821.1	664.3	557.7	503.8	405.7	339.6	292.0
D25	1091.7	921.7	746.9	627.7	567.3	457.3	383.0	329.4

$\Phi V_c = 434.1 \text{ kN/m}$

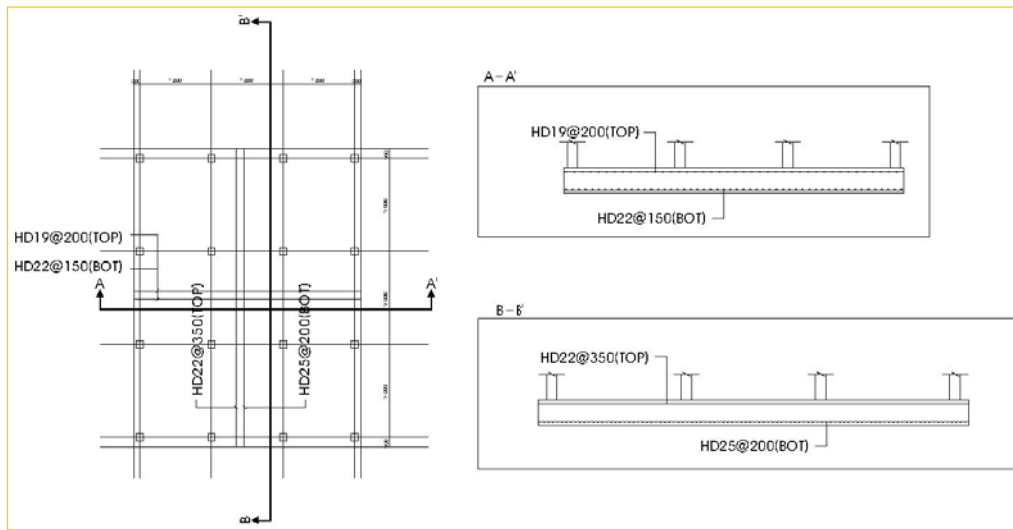
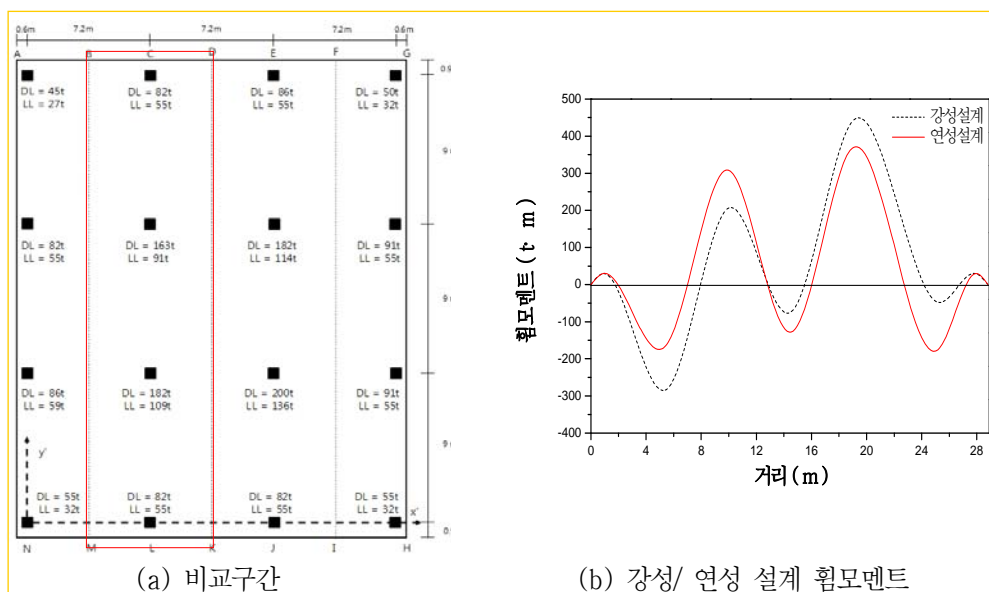


그림 4.22 철근배근도

3.7 강성설계와 연성설계 비교·분석

본 절에서는 3.5, 3.6절에서 설명한 전면기초 예를 이용하여 강성설계와 연성설계를 비교하였다. BCDKLM 구간의 모멘트 값을 비교하였으며, 강성설계의 경우, 최대모멘트 값이 436.77 t·m 로 산정되었다. 이에 반해 연성설계는 최대모멘트 값이 365.04 t·m 로 산정되었다(그림 4.23). 따라서, 연성설계의 경우 강성설계에 비해 상대적으로 휨모멘트가 작게 발생하는 것을 확인할 수 있다.



(a) 비교구간

(b) 강성/ 연성 설계 휨모멘트

그림 4.23 강성/ 연성 설계 시 휨모멘트도

■ 참고문헌 ■

1. 김수일(2010), *기초공학*, 구미서관.
2. 대한토목학회(2008), *도로교 설계기준 해설*, 기문당.
3. 한국지반공학회(2009), *구조물 기초설계기준 해설*, 구미서관.
4. 한국콘크리트학회(2007), *콘크리트 구조설계기준*, 한국콘크리트학회.
5. ACI Committee 336 (1988), "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats", *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 10, pp. 1041-1077.
6. Das, B. M. (2004), *Principles of Foundation Engineering*, 5th ed., Thomson Brooks/Cole, Pacific Grove.
7. Scott, R. F. (1981), *Foundation Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
8. Terzaghi, K. (1955), "Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions", *Geotechnique*, Vol. 5, No. 4, pp. 197-226.
9. Vesic, A. S. (1961), "Bending of Beams Resting on Isotropic Solid", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 87, No. EM2, pp. 35-53.