

送電線鉄塔의 Raft 基礎設計

李 在 淑*

■ 차

례 ■

- 1. 序 言
- 2. Raft 基礎의 非轉倒의 原理
- 3. 床板 Beam設計
- 4. 配筋計算
- 5. 計算例
- 6. 結 言

1. 序 言

地下水位가 매우 높고 地耐壓도가 10t/㎡ 程度인 地盤에는 一般的으로 pile基礎가 採擇되는것이 常例이나, Kuwait 等 中東地域에서는 Raft 基礎가 施工되기도 한다.

Raft 基礎는 鐵塔 4脚을 한덩어리의 concrete 床板 위에 固定시키고, 風壓等 外部荷重에 起因하는 鐵塔의 Overturning moment 를 基礎部의 concrete, 土壤 電線및 鐵塔重量으로 因한 抵抗moment 로서 補償하여 鐵塔의 倒壞를 防止하는 設計이다. 即 一種의 「오탁이」의 原理를 適用하는 設計라 할 수 있다.

Raft 基礎는 4脚이 獨立된 concrete block 基礎에 比하면 concrete 量이 많고 또 鐵筋도 相當量이 必要하다. 그러나 pile 基礎에 比하면 pile 가 不必要하고 pile 를 打設하는 重機가 亦是 不必要하다.

한편 Raft 라는말은 「오탁이」이라는 뜻인데 Raft 基礎위의 鐵塔은 水上에 떠있는 「오탁이」위에 서있는것과 같은 感을 줌으로 이러한 用語가 使用된 것 같다.

本文에서는 220KV 鐵塔 國際入札에 對해서 當社가 作成한 Raft 基礎設計試案을 紹介하고자 한다.

2. Raft 基礎의 非轉倒의 原理

그림 1(b)에서 鐵塔의 轉倒를 防止하려면 塔의 外力

으로 因한 overturning moment 가 Raft 基礎部重量, 電線 및 鐵塔重量으로 因한 moment 보다 작아야 한다 即 다음諸式이 成立되어야 한다.

$$M \times S.F \leq (W_c + W_T + W_F) \times B/2 \quad (1)$$

但 :

M : overturning moment (kg-m)

W_c : 電線重量 (kg)

W_T : 塔重量 (kg)

B : 床板의 幅 (m)

S.F : 安全率

한편 overturning moment 로 因해서 基礎에 對한 外力의 重心이 移動하게 되는데 基礎中心部에서의 移動量을 E 라하며 이러한 偏心の 크기는 다음 公式을 滿足해야 鐵塔은 亦是 쓰러지지 않는다.

$$E = \frac{M}{W_c + W_T + W_F} \leq \frac{B}{6} \quad (2)$$

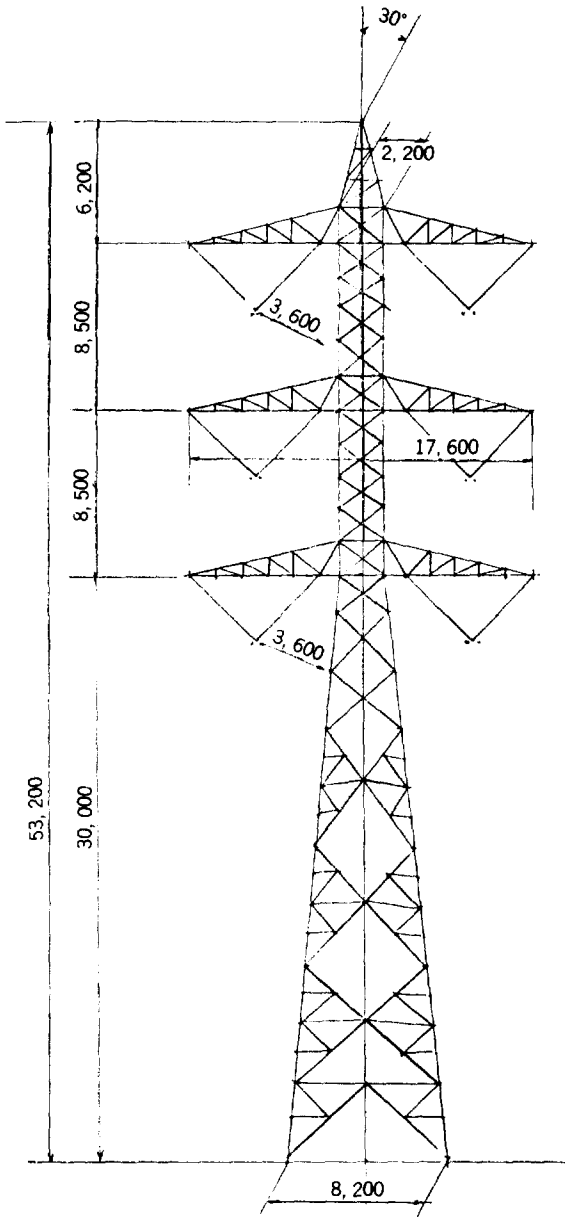
또 床板下面에는 그림 2처럼 壓縮應力이 發生하는데 이 壓縮應力의 크기는 地耐壓보다 작아야 한다. 即 最大 壓縮力 (σ_{Q0})

$$\sigma_{Q0} = (1 + \frac{\sigma E}{B}) \times \frac{M}{B^2} \leq \sigma / S.F \quad (3)$$

最小 壓縮力 (σ_{R0})

$$\sigma_{R0} = (1 - \frac{\sigma E}{B}) \times \frac{M}{B^2} \leq \sigma / S.F \quad (4)$$

* 正會員 : 코오롱綜合電氣(株) 專務理事



Suspension
"ST" Type for U. A. E.

그림 1 (a)

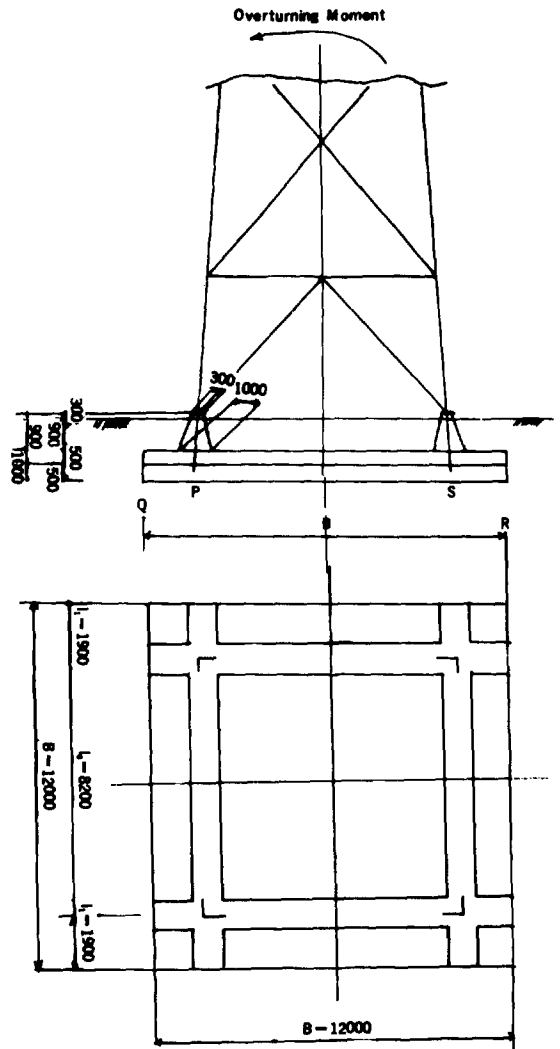


그림 1 (b). Raft 基礎

3. 床板 Beam 設計

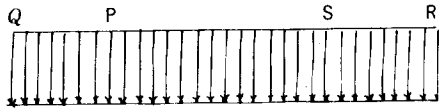
但 :

- E : 偏心の 크기 (cm)
- σ : 地耐壓 (kg/cm²)

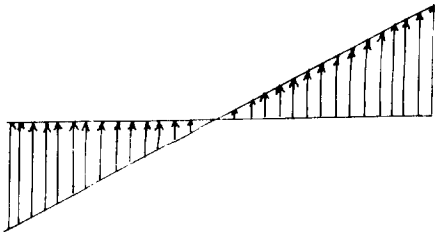
即, 上記의 (1), (2) 및 (3)의 諸條件을 滿足시켜야 鐵塔은 倒壊되지 않고 傾斜지더라도 垂直狀態로 原狀復起 한다.

Raft 基礎은 床板, 即 slab와 이 slab를 支持하는 井字形의 beam로서 構成되어 있다. 그리고 鐵塔의 Slab는 beam交叉部에 埋設된다.

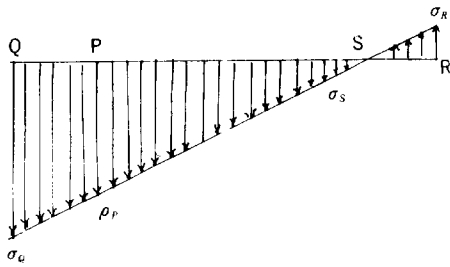
Slab의 強度計算은 그림 2와 같은 beam로 假想하고 荷重分布狀態도 本圖과 같다고 하면 QP와 SR部는 一端이 剛結合인 cantilever 이고, PS部는 兩端이 剛結合인 beam로 보나 推進할 수 있다.



1. 垂直荷重

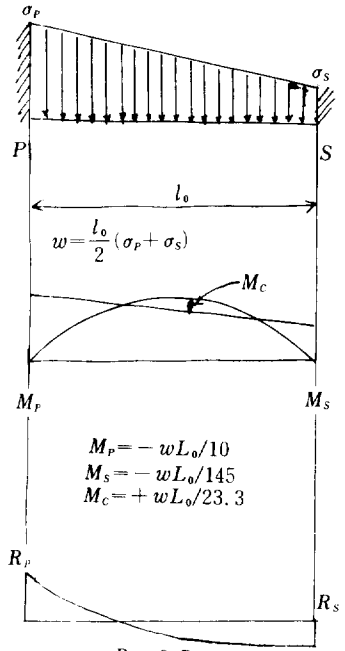


2. 轉倒



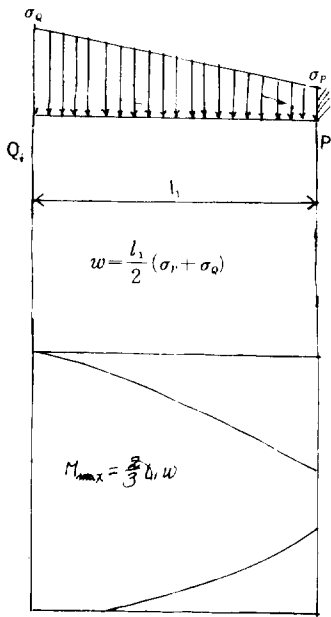
3. 以上綜合

그림 2. 壓縮力



(b)

그림 3. Slab moment 및 反力圖



(a)

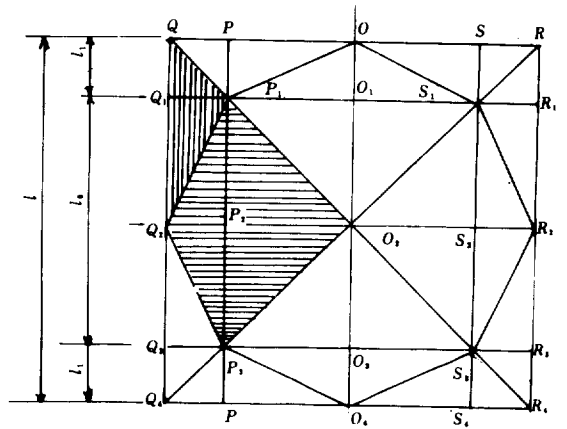


그림 4. 荷重區分圖

한편 slab를 支持하는 主 beam의 強度計算은 그림 4와 같이 荷重을 나누어서 實施할 수 있다. 卽 $P_1 Q_1 Q_2$ 의 三角形內의 荷重은 $P_1 Q_1$ beam에 依하여 支持되고, $P_1 Q_2 P_3 Q_2$ 의 四角形內 荷重은 $P_1 P_3$ beam에 依하여 支持된다.

殘餘部分은 對稱關係가 成立되어 計算은 上記兩個 所로서 充分하다.

3.1 Slub 計算式

PQ 및 RS 部分 (그림 3 (a) 參照)

이床板은 一端이 剛結合이고 他端은 自由端이다. 單位幅當 反力 및 moment 量을 算出하는 公式은 다음과 같다.

總分布荷重 (W) 是

$$W = \frac{\ell_1}{2} (\sigma_P + \sigma_Q) \quad (kg/cm) \quad (5)$$

最大 moment (M) 是

$$M_{max} = \frac{2}{3} \ell_1 W \quad (kg-cm/cm) \quad (6)$$

最大反力 (R) 是

$$R = W \quad (kg/cm) \quad (7)$$

PS 部分 (그림 3 (b) 參照)

이床板은 兩端이 剛結合임으로 單位幅當 反力 및 moment 量은 다음式에 依하여 算出된다.

總分布荷重 (W) 是

$$W = \frac{\ell_0}{2} (\sigma_P + \sigma_s) \quad (kg/cm) \quad (8)$$

P 點의 moment (M_P) 是

$$M_P = -W L_0 / 10 \quad (kg-cm/cm) \quad (9)$$

S 點의 moment (M_s) 是

$$M_s = -W L_0 / 15 \quad (kg-cm/cm) \quad (10)$$

中心點의 moment (M_c) 是

$$M_c = +W L_0 / 23.3 \quad (kg-cm/cm) \quad (11)$$

P 點의 反力 (R_P) 是

$$R_P = 0.7 W \quad (kg/cm) \quad (12)$$

S 點의 反力 (R_s) 是

$$R_s = 0.3 W \quad (kg/cm) \quad (13)$$

3.2 Slub 支持 Beam 計算式

P₁ Q₁ Cantilever beam

分擔荷重은 P₁ Q₂ O 的 三角內의 壓縮力임. 그림 5 (a) 에 있어 總分擔荷重 (W) 是

$$\sigma_x = \sigma_P + (\sigma_Q - \sigma_P) \frac{x}{\ell_1}$$

$$\ell_x = \frac{\ell}{2\ell_1} x$$

$$\therefore W = \int_0^{\ell_1} \left[\sigma_P + \frac{(\sigma_Q - \sigma_P) x}{\ell_1} \right] \times \frac{\ell}{2\ell_1} x dx$$

$$= \frac{\ell \ell_1}{6} (\sigma_Q + \frac{1}{2} \sigma_P) \quad (14)$$

한편 moment (M) 是

$$M = \int_0^{\ell_1} \left[\sigma_Q + \frac{(\sigma_Q - \sigma_P) x}{\ell_1} \right] \frac{\ell}{2\ell_1} x^2 dx$$

$$= \frac{\ell \ell_1^2}{24} (\sigma_P + 3\sigma_Q) \quad (15)$$

또 反力 (R_P) 是

$$R_P = W \quad (16)$$

P₁ Q₂ 兩端固定 beam

이 beam 的 分擔荷重은 P₁ O₂ P₃ Q₂ 四角內의 壓縮力이다. 計算公式의 算出은 便義上 2 個의 三角으로 나누어서 進行한다.

即 그림 5 (b) P₁ O₂ Q_s 三角에서

$$\ell_x = \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} + 1 \right) x$$

$$\sigma_x = \left[\sigma_P + \frac{\sigma_Q - \sigma_0}{2 \times 600} \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} - 1 \right) \right] x$$

따라서 總壓縮力 (W) 是

$$W = \int_0^{\ell_0/2} \sigma_x \ell_x dx = \int_0^{\ell_0/2} \left[\sigma_P + \frac{\sigma_Q - \sigma_0}{2 \times 600} \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} - 1 \right) x \right] \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} + 1 \right) x dx$$

$$= \frac{\sigma_P \ell_0^2}{8} \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} + 1 \right) + \frac{(\sigma_Q - \sigma_0) \ell_0^3}{2 \times 24 \times 600} \left[\left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} \right)^2 - 1 \right] \quad (17)$$

한편 moment 是

$$M_{P1} = M_{P3} = - \frac{5W}{48} \ell_0 \quad (18)$$

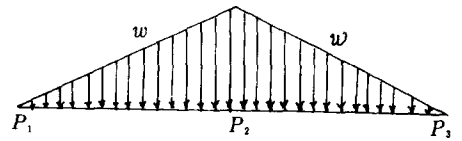
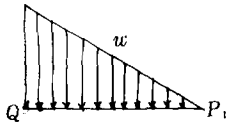
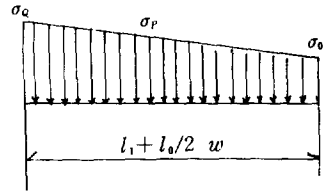
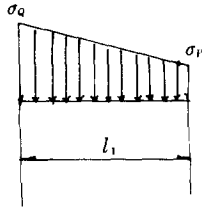
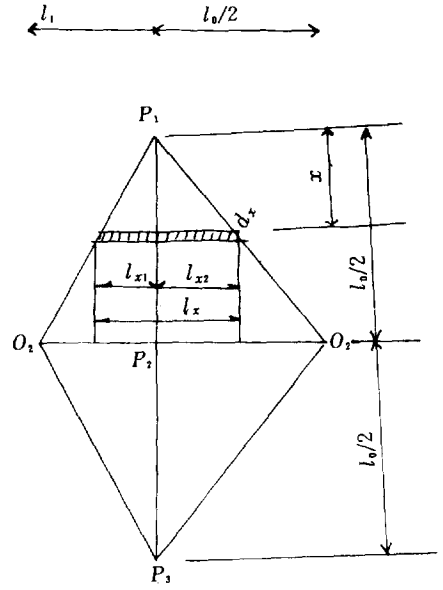
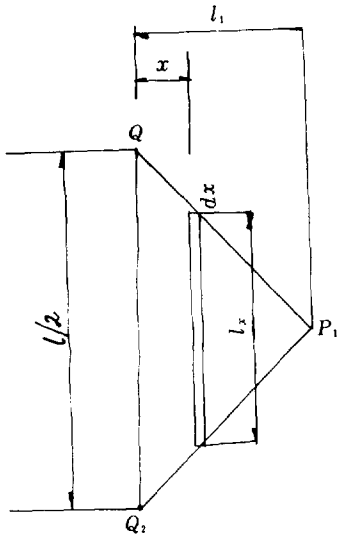
$$M_{P2} = W \ell_0 / 16 \quad (19)$$

∴ 反力 R 是

$$R_{P1} = R_{P3} = W \quad (20)$$

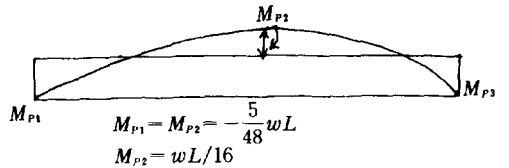
4. 配筋計算

Slub 및 slub 支持 beam 的 鐵筋量은 slub 와 beam 的 寸數을 適切히 假定하고 鐵筋量은 다음式에 依하



$$w = \frac{ll_1^2}{6} (\sigma_Q - \frac{\sigma_P}{2})$$

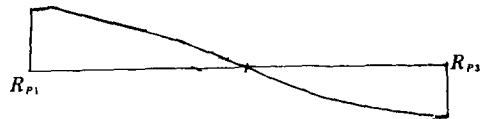
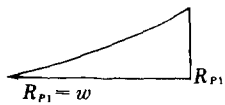
$$w = \frac{6Pl_0^2}{8} (\frac{2l_1}{l_0} + 1) + \frac{(\sigma_Q - \sigma_P) l_0^3}{2 \times 24 \times 600} (\frac{2l_1}{l_0})^2 - 1$$



$$M = \frac{ll_1^2}{24} (3\sigma_Q + \sigma_P)$$

$$M_{P1} = M_{P2} = -\frac{5}{48} wL$$

$$M_{P2} = wL/16$$



$$R_{P1} = R_{P3} = w$$

그림 5 (a)

그림 5 (b)

여 계산한다.
所要鐵筋 (As)는

$$A_s = \frac{M}{\sigma_t j d} = \frac{M}{\sigma_t \times \frac{7}{8} \times d} \quad (cm^2) \quad (21)$$

但, M : 最大 moment (kg-cm)
 σ_t : 鐵筋의 許容強度 (kg/cm²)
 d : slab 또는 beam의 두께 (cm)

(14)式에서 求한 鐵筋量은 附着力面에서도 充分한 지 다음式에 依하여 檢討해야 한다.

$$U = \frac{S_1}{J_t j d} = \frac{S_1}{J_t \times \frac{7}{8} \times d} \quad (cm) \quad (22)$$

但 :
 U : 鐵筋의 周長 (cm)
 J_t : 鐵筋의 附着力 (kg/cm²)

5. 計算例

5.1 220Kv 2 導體 懸垂型

鐵塔의 外形은 그림 1 (a)와 같다.

使用電線

架空地線 A.C.S.R Al 26/3.45mm st
 7/2.68mm
 導體 A.C.S.R Al 48/3.86mm st
 7/3.0mm

電線風壓 100kg/m²

最低溫度 5°C

最高溫度 80°C

塔高 :

等價碼子길이 : $4,880/\sqrt{2} = 3,451$

弛度 (80°C) : 13,750

對地clearance: $\frac{7,750}{}$
 計 24,951mm

5.2 荷重計算

(VDE 0210 에 依據함)

常時荷重 (kg) , 異常時荷重 (kg)

$W_{CG} 0.9898 \times 600 = 594, 0.9898 \times 300 = 297$

$W_{CC} 1,950 \times 2 \times 600 + 370 = 2,710, 1,950 \times 2 \times 300 + 200 = 1,300$

$H_{CG} 100 \times 21.9 \times 10^{-3} \times (80 + 0.6 \times 400) = 700, 0$

$H_{CC} 2 \times 100 \times 32.2 \times 10^{-3} \times (80 + 0.6 \times 400) + 85 = 2,146, 0$

$P_G = 0, 3,823$

$P_{CC} = 0, 2 \times 6,302 \times 0.5 = 6,302$

5.3 Overturning Moment

地表面에서 床板中間두께까지의 깊이는 1.65m 임
 以下 常時荷重만 取扱키로함.

地線 $876 \times (53.2 + 1.65) = 48,049 \text{ kg-m}$

$C_1 2 \times 2,661 \times (47.0 + 1.65) = 258,915 \text{ ''}$

$C_2 2 \times 2,661 \times (38.5 + 1.65) = 213,678 \text{ ''}$

$C_3 2 \times 2,661 \times (30.0 + 1.65) = 168,449 \text{ ''}$

$H_T 280 \times 130 \times 10^{-3} \times 4 \times 53.2^2 / 2 = 206,041 \text{ ''}$

計 895,124 ''

5.4 基礎部の 設計條件

地耐壓의 許容值 (σ) : 1.0 kg/cm²
 Concrete의 무게 : 2,400 kg/m³
 土壤의 무게 : 1,600 kg/m³
 鐵筋 (SD 30)의 許容引張力 : 1,800 kg/cm²
 鐵筋의 附着力 : 14 kg/cm²
 基礎安全率 : 2.5

5.5 轉倒防止條件에 對한 檢討 (그림 1 (b) 參照)

Concrete Volume :

$12^2 \times (0.5 + 0.1) = 86.4 \text{ m}^3$

$(0.3^2 + 1.0^2) \times 1/2 \times (0.9 + 0.3) \times 4 = 2.6 \text{ ''}$

$12 \times 1.0 \times 0.5 \times 4 = 24.0 \text{ ''}$

$(12 - 2) \times 1.0 \times 0.5 \times 4 = 20 \text{ ''}$

計 133 ''

Soil Volume

$12^2 \times (0.6 + 0.5 + 0.9) = 273.6 \text{ m}^3$

$273.6 - 133 + 0.3^2 \times 0.3 \times 4 = 140.5 \text{ ''}$

全体重量 :

Concrete 및 흙 : $133 \times 2,400 + 140.5 \times 1,600 = 544,000 \text{ kg}$

電線 : $594 + 6 \times 2,710 = 16,854 \text{ ''}$

鐵塔 : $= 12,000 \text{ ''}$

計 $= 572,854 \text{ ''}$

式 1 에 依하여 Moment 에 對한 安全率을 檢討하면

$12 \times 572,854 / 895,125 = 3.84 > 2.5$

式 2 에 依하여 偏心條件을 檢討하면

$$E = \frac{M}{\sum W} = \frac{895,125}{572,854} = 1,562 \text{ m}$$

$B/6 = 12/6 = 2.0 \text{ m} > 1,562$

式 3 에 依하여 最大壓縮力을 檢討하면

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{W}{B_2} + \frac{6 \times M \times 100}{B^3} \\ &= \frac{572,854}{1,200^2} + \frac{6 \times 895,125 \times 100}{1,200^3} \\ &= 0.409 \text{ (kg/cm)} < 1.02\end{aligned}$$

5.6 Slub의 鉄筋量

Slub의 鉄筋量計算에 있어서는 slub의 上下面의 土壓은 平衡을 이루고 있는 것으로 假定하여 進進行할 수 있다. 卽

Q點의 壓縮應力 (σ_Q)는

$$\begin{aligned}\sigma_Q &= \frac{W_C + W_T}{B^2} + \frac{6 \times M \times 100}{B^3} = \frac{16,854 + 12,000}{1,200^2} \\ &+ \frac{6 \times 895,125 \times 100}{1,200^3} = 0.331 \text{ (kg/cm/cm)}\end{aligned}$$

R點의 壓縮應力 (σ_R)는

$$\begin{aligned}\sigma_R &= \frac{W_C + W_T}{B^2} - \frac{6 \times M \times 100}{B^3} = \frac{16,854 + 12,000}{1,200^2} \\ &- \frac{6 \times 895,125 \times 100}{1,200^3} = -0.2935 \text{ (kg/cm/cm)}\end{aligned}$$

P點의 壓縮應力 (σ_P)는

$$\begin{aligned}\sigma_P &= \sigma_R + (\sigma_Q - \sigma_R) \times \frac{\ell - \ell_1}{\ell} = -0.2935 \\ &+ (0.331 + 0.2935) \times \frac{12 - 1.4}{12} \\ &= 0.258 \text{ (kg/cm/cm)}\end{aligned}$$

O點의 壓縮應力 (σ_o)는

$$\begin{aligned}\sigma_o &= \sigma_R + (\sigma_Q - \sigma_R) \times \frac{1}{2} = -0.2935 \\ &+ (0.331 + 0.2935) \times \frac{1}{2} \\ &= 0.01875 \text{ (kg/cm/cm)}\end{aligned}$$

S點의 壓縮應力 (σ_s)는

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \sigma_R + (\sigma_Q - \sigma_R) \times \frac{\ell_1}{\ell} = -0.2935 \\ &+ (0.331 + 0.2935) \times \frac{1.4}{12} \\ &= -0.2206 \text{ (kg/cm/cm)}\end{aligned}$$

PQ cantilever slub

$$\begin{aligned}W &= \frac{\ell_1}{2} (\sigma_Q + \sigma_P) = \frac{140}{2} \times (0.331 + 0.258) \\ &= 41.23 \text{ (kg/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{max} &= \frac{2}{3} \ell_1 W = \frac{2}{3} \times 140 \times 41.23 \\ &= 3,843 \text{ (kg-cm/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{3,843}{7/8 \times 1,800 \times 50} = 0.0488 \text{ cm/cm} \\ &= 4.88 \text{ cm/m}\end{aligned}$$

鐵筋concrete 圖表에서 3×D16 鐵筋을 採擇하면

$$A_s = 5.96 \text{ cm} > 4.88$$

周長에 對한 檢討

$$U = \frac{41.23 \times 100}{7/8 \times 14 \times 50} = 6.73 \text{ cm}$$

한편 圖表에서

$$3 \times D 16 \text{의 周長은 } 15 \text{ cm} > 6.73$$

SR cantilever slub

$$\begin{aligned}W &= \frac{\ell_1}{2} (\sigma_R + \sigma_s) = \frac{140}{2} (-0.2935 - 0.2206) \\ &= -36 \text{ (kg/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{max} &= \frac{2}{3} \ell_1 W = \frac{2}{3} \times 140 \times -36 \\ &= -3359.06 \text{ (kg-cm/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{3359.06}{7/8 \times 1,800 \times 50} = 0.0425 \text{ cm/cm} \\ &= 4.25 \text{ cm/m}\end{aligned}$$

圖表에서 3×D16 鐵筋을 採擇하면

$$A_s = 5.96 \text{ cm} > 4.25 \text{ cm}$$

周長에 對한 檢討

$$U = \frac{36 \times 100}{7/8 \times 14 \times 50} = 5.8 \text{ cm}$$

한편 圖表에서 3×D16의 周長은 15cm임

$$15 \text{ cm} > 5.8 \text{ cm}$$

中央部 PS slub

$$W = \frac{\ell_0}{2} (\sigma_p + \sigma_s) = \frac{820}{2} (0.258 - 0.2206)$$

$$= 15.334 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = W \times \ell_0 / 10 = 15.334 / 820 / 10$$

$$= 1,257 \text{ kg-cm/cm}$$

$$A_s = \frac{1,257}{7/8 \times 1,800 \times 50} = 0.016 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$= 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

圖表에서 2×D16 鐵筋을 採擇하면

$$A_s = 3.97 \text{ cm}^2 > 1.6$$

周長에 對한 檢討

$$U = \frac{0.7 \times 15,334 \times 100}{7/8 \times 14 \times 50} = 1.75 \text{ cm}$$

한편 圖表에서 2×D16의 周長은 10cm임

$$10 \text{ cm} > 1.75 \text{ cm}$$

$P_1 Q_1$ cantilever beam의 鐵筋量

(14) (15) (16) (21) (22)의 上記計算式에 따라 計算을 進行한다.

$$W = \frac{\ell \ell_1}{6} (\sigma_Q + \frac{\sigma_P}{2}) = \frac{1,200 \times 190}{6}$$

$$(0.331 + \frac{1}{2} \times 0.258) = 17,480 \text{ kg}$$

$$M_{max} = \frac{\ell \ell_1^2}{24} (\sigma_P + 3\sigma_Q) = \frac{1,200 \times 190^2}{24}$$

$$= (0.258 + 3 \times 0.331) = 2,258,055 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{7/8 \times \sigma_t \times D} = \frac{2,258,055 \times 8}{7 \times 1,800 \times 100} = 14.3 \text{ cm}^2$$

圖表에서 4×D22의 斷面積은 15.48cm²임으로 一但 이것으로 定한다. 다음 周長이 充分한지 檢討한다.

最大反力 (R_p) = W

$$U = \frac{R_p}{7/8 \times J_c \times D} = \frac{17,480 \times 8}{7 \times 14 \times 100} = 14.3 \text{ cm}$$

4×D22의 周長은 圖表에서 28cm임으로 附着面에서도 充塞함으로 4×D22을 採擇함

$P_1 P_3$ 兩端固定 beam의 鐵筋量

(17), (18), (20), (21), (22)의 諸式에 依하여 計算을 進行한다.

$$W = \frac{\sigma_p \ell_0^2}{8} \left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} + 1 \right) + \frac{(\sigma_Q - \sigma_0) \ell_0^3}{2 \times 24 \times 600} \left[\left(\frac{2\ell_1}{\ell_0} \right) - 1 \right]$$

$$= \frac{0.258}{8} \times (820)^2 \left(\frac{2 \times 190}{820} + 1 \right) + \frac{(9.331 - 0.01875)}{2 \times 24 \times 600}$$

$$\times 820^3 \times \left[\left(\frac{2 \times 190}{820} \right)^2 - 1 \right]$$

$$= 27,040 \text{ kg}$$

$$M = -\frac{5W}{48} \ell_0 = \frac{5 \times 27,040}{48} \times 820$$

$$= 2,309,667 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{7/8 \times \sigma_t \times D} = \frac{2,309,667 \times 8}{7 \times 1,800 \times 100}$$

$$= 14.7 \text{ cm}^2$$

圖表에서 4×D22의 斷面積은 15.48cm²임으로 一但 이것으로 定하고 다음 附着力이 充分한지 檢討한다. 最大反力 $W = 27,040 \text{ kg}$

$$\therefore U = \frac{W}{7/8 \times J_c \times D} = \frac{27,040 \times 8}{8 \times 14 \times 100} = 22.1 \text{ cm}$$

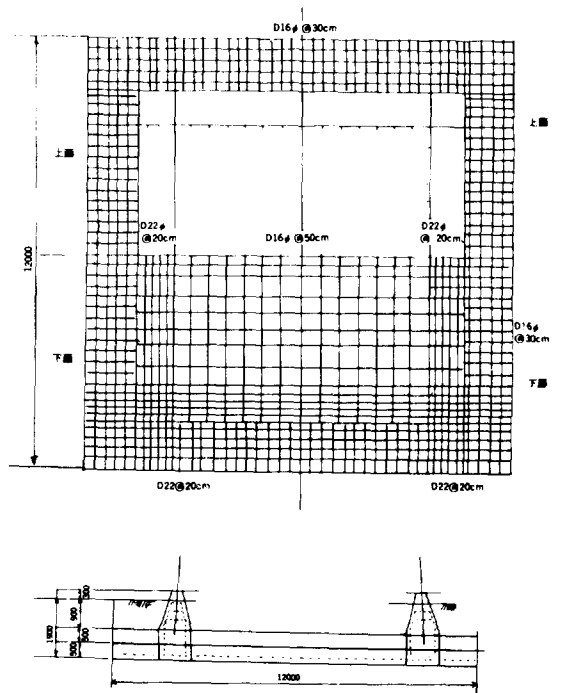


그림 6. 配筋圖

4 × D22 周長은 28 cm임으로 充分함에 따라서 4 × D22 를 採擇한다.

上記結果를 反映한 全體配筋圖는 그림 6과 같고 鐵筋全體量은 約 2 t 이었다.

그리고 腹筋은 直徑 6 mm치를 使用키로 하고 그 間隔은 beam의 有效높이의 1 / 2 로 하는 것이 妥當할 것 같다.

6. 結 言

本 計算에 있어 slab 또는 beam의 moment 等 計算式은 crosby lockwood Staples London 刊

의 Steel Designer's Manual 에 依據하였고 鐵筋의 圖表等關係는 日本近畿高校土木會編의 鐵筋 concrete 書를 參照하였다.

Reft 基礎의 slab 와 beam 部分의 設計는 設計方式과 技術者가 어떤 公式을 使用하는가에 따라 鐵筋量에 큰 差異가 나타난다.

本文은 장차 納品해야할 unified Arab Emirate 用으로 우선 常時荷重條件만을 考慮하여 大略의 物量을 알기 爲하여 設計한 것이다.

將次의 最終設計는 地下水位의 높이, 地質調査에서 判明되는 地耐壓等의 數字가 주워진 다음에 實施해야 하겠다.

終身會費完納者名單

(1982.10.1 ~ 31) : 11 名

會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬
122152	金東九	천안공고	122275	金炯哲	제주전대	602035	張成煥	원 광 대	548044	柳根浩	육 사
437042	安淳臣	고 려 대	122037	金繁中	과 기 원	437041	安泰天	"	122048	金鳳治	한 양 대
122388	金忠和	포항제철	263093	朴泰坤	홍익공전	263025	朴復基	서해공전			

新 規 加 入 者 名 單

(1982.10.1 ~ 31) : 42 名

< 正會員 >

會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬	會員番號	姓名	所屬
784017	河炅在	성균관대	701143	徐榮一	부천공고	429025	沈光烈	경 남 대	045027	高在源	연 세 대
141025	盧瑩植	연 세 대	575486	李斗錫	전 북 대	423042	申長憲	"	122556	金正勳	"
019004	康根榮	서울일반	141026	盧時哲	"	263215	朴宰範	"	516006	王文成	"
122547	金基榮	광운공대	701144	崔秉和	경 남 대	251022	文正善	"	620135	鄭辰鉉	"
122548	金鎮淵	승 전 대	648009	朱孝暉	삼양제지	225001	明瑩柱	"	120014	羅克煥	광운공대
844040	黃源大	"	620133	鄭炯泰	경 남 대	122555	金判玉	"	793039	韓哲洙	울산공고
437042	安淳臣	고 려 대	585042	林正二	"	122554	金相必	"	548052	柳英鎬	서 울 대
122553	金恩洙	광운공대	575489	李泰成	"	014001	甘振圭	"	586015	任漢淳	한 양 대
437041	安泰天	원 광 대	575488	李潤基	"	018056	姜哲佑	"	701146	崔源範	중 앙 대
621009	丁淳溶	성지공전	575487	李錫瑩	"	620134	鄭鍾玉	육천공고			
634070	趙炳文	한국전력	548051	柳煥柱	"	575490	李海基	"			

< p 38에서 계속 >