

150m鐵塔의 設計(2)

技術解説
17-4-1

(A design of 150 meters high steel tower)

李 在 淑*
(Chae Sook Lee)

8. 基礎設計

基礎는 concrete 基礎로 設計하였으며, 壓縮力에 對해서는 地耐力(短期 50t/m²)이 抵抗하고, 引張力에 對해서는 基礎上部의 土壤의 重量(1.6t/m³) 및 concrete 重量(2.4t/m³)이 抵抗한다고 想定하였다.

水平力에 對해서는 基礎底面의 土壤과의 磨擦係數(0.3)를 定하여 檢討하는 同時에 基礎側壓(地耐力의 1/3)으로서 抵抗하는 것으로서도 檢討하였다.

基礎의 beam까지의 上部回轉 moment는 基礎 slab部에 直壓力으로서 加해지는것으로 假定하였다.

그리고 主柱材의 有效埋入깊이는 concrete의 剪斷耐力를 短期 9.0kg/cm²로 하여 決定하였으며 beam等 鐵筋量計算에서는 有效높이와 抵抗偶力の Lever Arm와의 比를 7/8로 하였으며, 4週後 標準配合強度 135kg/cm²의 concrete의 骨材混合比는 大略 1:3:6이되는 것을 採擇하였다.

基礎施 I時 地盤耐力이 本設計値보다 低下할時는 各脚基礎下部에 5本式 適當한 길이의 杭木을 박아 基礎를 補強기로 하였다.

8.1 基礎에 生기는 應力(短期)

主柱材—脚當

風向이 構面에 直角인 境遇

鉛直反力(設計應力圖에서)

$$P_{V1} = 18,100 + 58,400 + 17,300 + 4,100 + 1,200 = 99,100\text{kg}$$

$$P_{V2} = 99,100 - 2 \times 18,100 = 62,900\text{kg}$$

水平反力(設計應力圖에서)

$$P_H = 8,440 + 1,230 + 290 = 9,960\text{kg}$$

構面傾斜에 依한 付加水平力

$$P_{S1} = 99,100 \times 0.06667 = 6,640\text{kg}$$

$$P_{S2} = 62,900 \times 0.06667 = 4,240\text{kg}$$

$$P_S = 18,100 \times 0.06667 = 1,210\text{kg}$$

以上 鉛直反力, 水平反力 및 付加水平力의 作用方向을 檢討하면 圖 8.1와 같다.

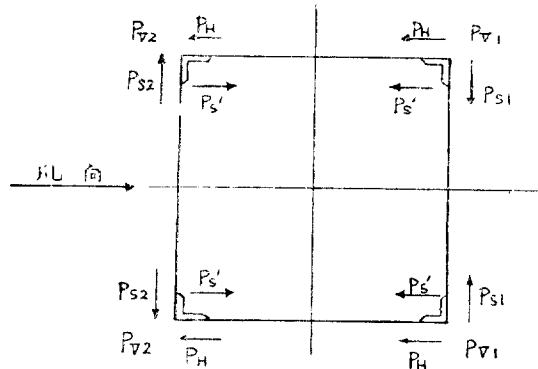


圖 8-1 風向이 直角일時의 反力

風向이 構面에 45°인 境遇

鉛直反力

$$P_{V1} = 18,100 + 1.84 \times 58,400 + 17,300 + \frac{285}{558}$$

$$\times 4,100 + 1,200 = 146,220\text{kg}$$

$$P_{V2} = 146,220 - 2 \times 18,100 = 110,020\text{kg}$$

水平反力

$$P_H = 0.92 \times 8,440 + 1,230 + 290 \times \frac{285}{558} = 9,140\text{kg}$$

構面傾斜에 依한 付加水平力

$$P_{S1} = (18,100 + 17,300 + \frac{285}{558} \times 4,100 + 1,200) \times 0.06667 = 2,580\text{kg}$$

$$P_{S2} = (17,300 + \frac{285}{558} \times 4,100 + 1,200 - 18,100) \times 0.06667 = 167\text{kg}$$

$$P_{S0} = 58,400 \times \frac{1.3}{\sqrt{2}} \times 0.06667 = 3,580\text{kg}$$

以上 鉛直反力, 水平反力 및 付加水平力의 作用方向을 檢討하면 圖 8.2와 같다.

基礎의 回轉 moment는 全部連結 beam가 分擔하고, 基礎 slab部에는 直壓力만 加해지는 것이므로 圖 8.3에 있어

風向이 直角일時

* 正會員 : 韓電送變電技術役

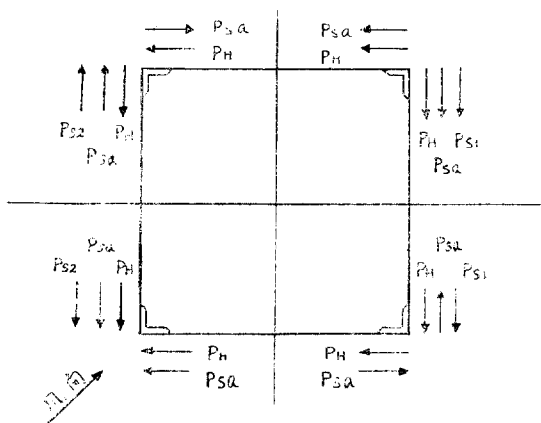


圖 8-2 風向이 45°일時的 反力

$$R_H = 9,960 \times \frac{2 \times 1.2}{20.16} = 1,190 \text{kg}$$

風向이 45°일時

$$R_H = 9,140 \times \frac{2 \times 1.2}{20.16} = 1,090 \text{kg}$$

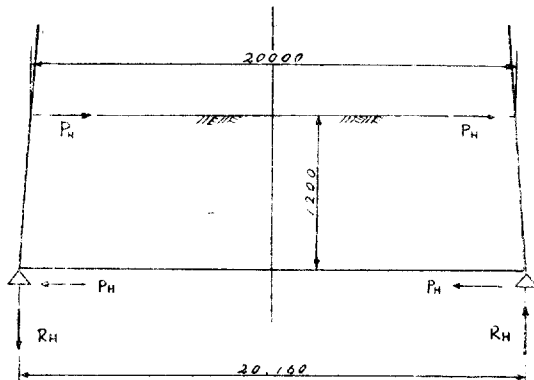


圖 8-3

8.2 壓縮力, 引張力 및 水平力에 對한 安程度—

基礎의 各部寸數는 圖 8.4와 같다.

그리고 concrete의 4週壓縮設計強度(Fc)는 135kg/cm², 許容應力度(fc)는 2×45kg/cm², 鐵筋의 許容應力度(fe)는 1.5×1,600kg/cm², 그리고 鋼과 concrete의 彈性係數比는 20을 擇하였다.

壓縮力(c)

concrete volume:—

$$(0.5^2 + 1.8^2 + 0.5 \times 1.8) \frac{4.3}{3} + (1.8^2 + 3.0^2 + 1.8 \times 3.0) \frac{0.5}{3} + 0.7 \times 3.0^2 = 6.3 + 2.94 + 6.3 = 15.54 \text{m}^3$$

concrete重量, — 2.4×15.54=37.3t

Total compression;— 146.22+37.3+2×1.09 = 185.7t

safty factor;— 50×3×3/185.7=2.43

引張力(p)

$$P = 110.02 + 2 \times 1.09 = 112.2$$

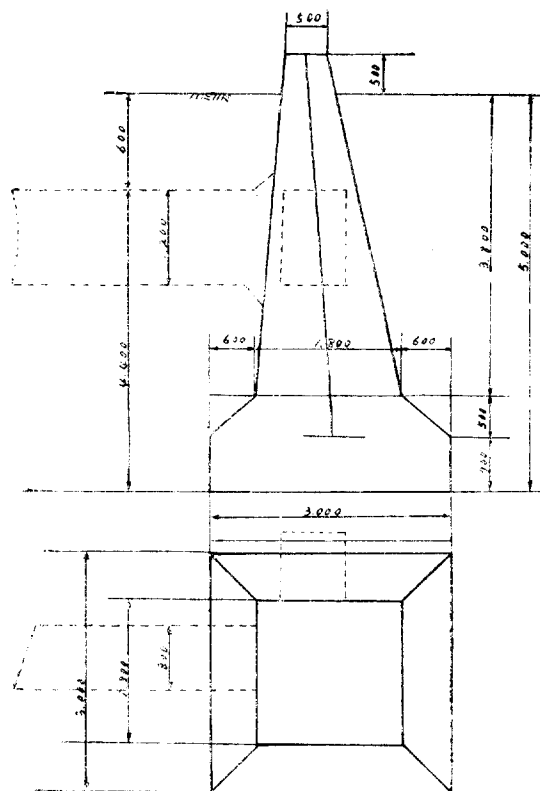


圖 8-4

安息角度를 30°로 假定하면 土壤 volume;—

$$4.2(3^2 + 2 \times 3 \times 4.3 \times 0.577 + \frac{4}{3} \times 4.3^2 \times 0.577^2) = 138.0 \text{m}^3$$

有効土量, 138.0-9.24=128.76m³

引上力에 抵抗하는 흙 및 concrete重量;

$$1.6 \times 128.76 + 2.4 \times 15.54 = 243.3 \text{t}$$

引上力에 對한 安全率,

$$243.3 / 112.2 = 2.16$$

水平力(PH); 9,960kg

摩擦係數 0.3, 壓縮力 185.7t이므로 安全率,—

$$185.7 \times 0.3 / 9.96 = 5.56$$

基礎側面土壁으로 抵抗한다면 可能最大壓力은 6×9.96t, 有効基礎幅 및 높이는 1.5×5.0m²이며, 土壤의 側壓耐力은 50/3 t/m²이므로, 安全率은

$$\frac{50}{3} \div \frac{6 \times 9.96}{1.5 \times 5.0} = 2.1$$

8.3 埋入材設計

主柱材埋入깊이는 430cm이며, concrete의 剪斷許容應力度는 短期荷重에 對하여 2×4.5kg/cm²이므로, 埋入度

의 強度를 檢討하면 充分하다.

$$2 \times 4.5 \times \sqrt{2} \times 11.0 \times 4 \times 430 = 240 > 146.22t$$

8.4 配筋計算

基礎柱體部는 下部床版面의 上部에서의 龜裂을 防止키 爲하여, 引張力을 基準하여 鐵筋量을 算出하였다. slab部는 이것을 4等分하여 各樣形의 重心部에 集中荷重이 加해지는 假定下에서 moment를 算出하여 所要鐵筋量을 定했다. 그리고, 連結 beam는 水平力에 依하여 基礎柱體部에 生기는 最大 moment가 그대로 傳達되는 것으로 假定하여 所要鐵筋量을 算出하였다.

(i) 柱體部, 引張力, 116.4t, 鐵筋強度, 1.5×1.6t/cm²이므로, 所要鐵筋斷面積(α_t)는

$$\alpha_t = \frac{116,400}{1.5 \times 1,600} = 48 \text{cm}^2$$

19φ鐵筋을 使用하면 斷面積은 2.83cm²이므로 所要數量은 48/2.83=16本이다.

(ii) slab部(圖8.5 參照)

單位面積當壓縮力(δ_c)

$$\delta_c = 185.7/3.0 \times 3.0 = 17 \text{ton}/\pi^2$$

各樣形盤에 걸리는 分擔荷重(Q_F)

$$Q_F = \frac{0.6 \times 17.0}{2} (3.0 + 1.8) = 24t$$

樣形盤에 걸이는 moment(M_F)

$$M_F = Q_F C = Q_F \times \frac{b(a+2B)}{3(a+B)} \quad (C는 重心距離)$$

b = 1/2(B-a)일 時 M_F는 maximum이 됨

$$M_{Fmax} = \frac{(3.0 - 1.8)(1.8 + 2 \times 3.0)}{6(1.8 + 3.0)} \times 24$$

$$= 7.85 \text{ t} \cdot \text{m}$$

여기서 j = 7/8(120-10) = 96.3cm, B = 300cm이므로

$$\tau = 24,000/300 \times 96.3 = 0.83 \text{kg}/\text{cm}^2 < 9.0 \text{kg}/\text{cm}^2$$

따라서 剪斷補強筋는 不要

$$\phi = 24,000/14 \times 96.3 = 17.8 \text{cm}$$

$$a_s = 785,000/2,400 \times 96.3 = 3.5 \text{cm}^2$$

따라서 所要鐵筋量은 3×3×19φ 即 直徑 19mm 9本이 必要하다.

(iii) 連結 beam:—

土盤이 良好한 地帶에서는 通常的으로 連結 beam는 設置치 않고, 鐵塔水平力은 地盤의 側面抵抗力 및 底面의 摩機力에 依하여 抵抗하는 것으로 基礎를 設計하여 別로 支障이 없다.

그러나 本設計에서는 地質調査를 하지 않고, 基礎設計를 하는 關係上 地盤이 軟弱한 것으로 假定하여 設計를 하고져 한다.

地盤의 側面抵抗力을 無視하고, 基礎底部가 pin連結 이라고 假定하면 moment의 크기와 分布狀態는 圖 8.6

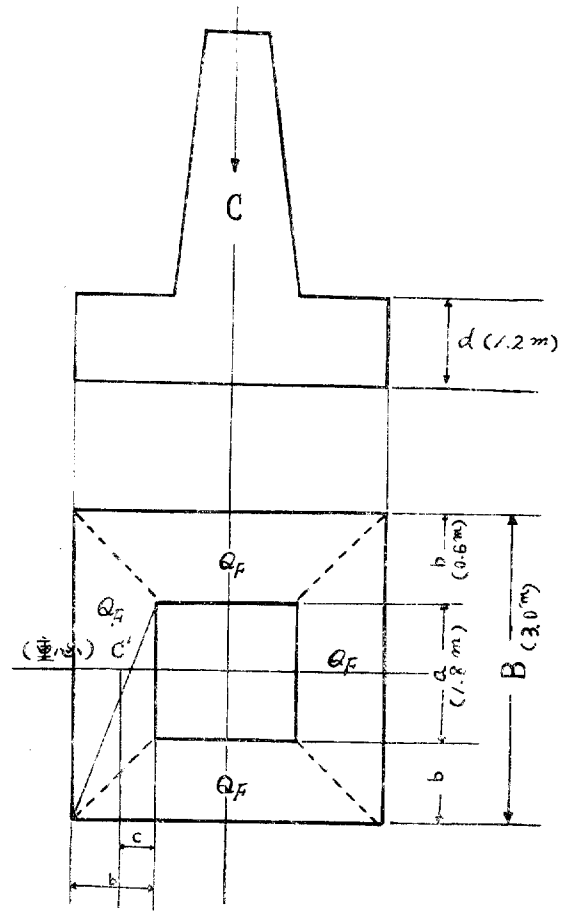


圖 8-5

와 같으며, moment의 값은 M₁=9,960+3.8=37,900 kg-m이다.

한편, 基礎底部가 固定狀態라고 假定하고, beam moment를 檢討하면 圖 8,7와 같으며 그크기는 M₂=Ph/2 × 3k/(6k+1) = Ph/2 × 0,206로서, M₁의 約 2割에 不過하다. 따라서 여기서는 前者를 基準하여 鐵筋量을 計算한다.

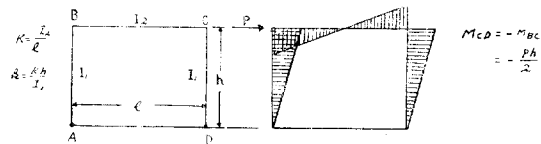
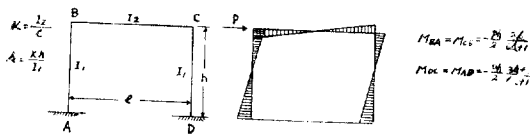


圖 8-6 2pin式 矩形對稱 Rahmen

連絡 beam의 最大 moment(M₁)

$$M_1 = 9,960 \times 3.8 = 37,900 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

그리고



$$I_B = \frac{bD^2}{12} = \frac{80 \times 120^2}{12} = 900 \times 10^4 \text{cm}^4,$$

$$I_C = \frac{bD^2}{12} = \frac{115 \times 115^2}{12} = 1,460 \times 10^4 \text{cm}^4,$$

$$K_C = \frac{I_C}{h} = \frac{1,400}{380} \times 10^4 = 3.82 \times 10^3 \text{cm}^3$$

$$K_B = \frac{I_B}{l} = \frac{900}{2,016} \times 10^4 = 0.447 \times 10^3 \text{cm}^3$$

∴ $k = K_B / K_C = 0.117$
 따라서 $M_{BA} = 0.206 \times \frac{Ph}{2}$, $M_A = 0.792 \frac{Ph}{2}$

圖 8-7 兩脚固定矩形對稱 Rahmen

$$P/bD = 9,960/80 \times 120 = 1.05 \text{kg/cm}^2$$

$$M/bD^2 = 3,790,000/80 \times 120^2 = 3.29 \text{kg/cm}^2$$

따라서, 關係圖表에서 $P_t = 0.2\%$

$$A_t = 120 \times 80 \times 0.002 = 19.2 \text{cm}^2$$

19φ 鐵筋作用(斷面積 2.84cm²)

鐵筋數 19.2/2.4 = 7

剪斷力

$$Q = \frac{37,900}{20.16 \times \frac{1}{2}} = 3,760 \text{kg}$$

$$\tau = 3,760/80 \times 120 \times \frac{7}{8} = 0.44 \text{kg/cm}^2 < 9 \text{kg/cm}^2$$

따라서 剪斷補強筋은 不要

$$\tau_b = \frac{3,760}{41.78 \times 120 \times \frac{7}{8}} = 0.85 \text{kg/cm}^2 < 14 \text{kg/cm}^2$$

以上 配筋計算結果를 圖示하면 圖 8.8와 같다.

9. 鐵塔重量 및 構造圖

鐵塔總重量을 設計單位圖에 依하여 算出하면, 主柱材는 26t, 腹材는 24t, 其他補助材는 34t으로서 合計 84t이다. 그리고 本鐵塔을 製作키爲한 所要鋼材는 約2割程度 加算해야 할것이다.

本鐵塔重量은 二次設計結果에 依據한것이며, 一次設計에 있어서는 設計單線圖에 依한것이 102t이었다.

그리고, 部材의 組合方法, 接合方式 및 Filler의 配置 間隙算을 爲하여 鐵塔最下段 Panel部의 構造圖를 그린 것이 附圖이다.

10. 結論

本鐵塔이 建立되면, 韓國의 技術者가 國產鐵鋼材를

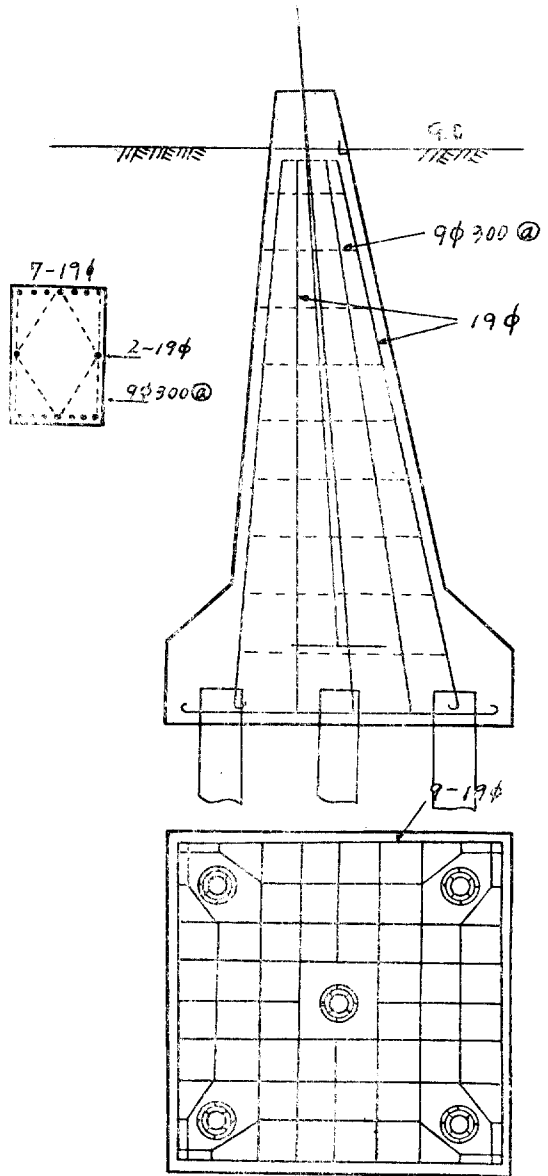


圖 8-8

全的으로 使用하여 設計한 現在까지의 鐵塔中 가장 높은 鐵塔이라는 點에서 큰意義를 發見할 수 있다.