

150m 鐵塔의 設計(I)

(A Design of 150 meters high steal tower)

李 在 淑*
(Chae Sook Lee)

The design of this antenna tower on the publication had been prepared by writer in order to compare with that of towers for power transmission line or to show the differences on designs existing on their design standards.

The design of this antenna tower is also featuring on the following points; (1) the height of tower is 150 meters high, (2) combined steel angles are adopted besides single angles, (3) the direction of 45 degree wind is taken account into design, (4) the additional stresses of horizontal members located in the bending points of main posts are contemplated though these additional stressess are not shown on stress diagram.

1. 序 文

154KV送電用鐵塔의 比較的 많은 數量의 國內製作은 1966年 11月에 完成한 蔚山變電所—韓國肥料間의 送電線用 鐵塔14基가 始初였으며 그後 1968年 3月에 完成한 裡里—群山間 66基(總重量 240噸)까지 發展하였다. 그리고 1968年 5月 現在 大邱—蔚山間 154KV 送電線用鐵塔263基(總重量 1,500噸)도 그 設計를 끝마치고 막 國內製作段階에 突入하고 있다.

따라서 將次 鐵塔에 關한限, 그 使用目的의 差異에 不拘하고, 그 國産化에 아무도 우리나라의 技術不足, 製作및加工施設의 不備를 들어 反對할 根據가 없어진데 對하여 韓國産業의 發達 나아가서는 韓國의 經濟復興을 爲하여 同慶을 禁지 못하는 바이다.

首題의 150m 鐵塔의 設計는 將次 3年以內에 建設될 釜山—서울間 345KV 送電用鐵塔의 國內製作에 많은 參考가 될것을 豫想하여 本誌에 發表하는 바이다.

本鐵塔의 設計特徵은 그 높이가 大端히 높다는 點以外에 大略 아래 事項을 列擧할 수 있다.

1.1. 所用鐵鋼材는 全量 國産品을 活用한다는 條件下에서, $\angle 100 \times 100 \times 13$ 을 超過하는 部材는 使用치 않았 다. 따라서 鐵塔主柱材 및 下段腹材一部는 單一部材가 아니고 4個 또는 2個의 部材를 結付시켜 使用하는 組立 部材이다.

1.2. 本鐵塔은 送電用이 아니고, 無電 Antenna用이므로, 日本建築學會 發行의 鐵塔構造計算規準에 依據하여 設計하였다. 따라서 設計進行途中에 日本電氣學會의 電氣規格調査會가 制定한 標準規格; 送電用鐵塔設計標準規格(JEC-127)에 依據하였을 時와의 設計規準의 差異點을 많이 發見할 수 있다.

1.3. Antenna用 鐵塔은, 風壓이 主荷重을 發生시키

므로, 風速에 對해서는, 觀象台創立以來의 風速統計數字中 最高記錄值를 採擇하는 것은 勿論, 斜風의 影響도 考慮하였고, 同時에 地上高를 달리함에 따르는 風壓의 遞昇率도 勘案하였다.

1.4. 主柱材의 傾斜變化로 因한 水平部材의 附加應力도 考慮하였다.

2. 設計一般事項

2.1 鐵塔概要;

本鐵塔의 높이는 150m이며, 地上高 150m, 144m 位置에 各各 亞鉛鍍鋼線 7/3.2mm 1條式을 架線한다.

本鋼線의 水平角度는 45°이며 設計徑向는 750m이다.

鐵塔下部幅은 20m까지 許容할 수 있으며 鋼材는 全部 國産品을 使用한다.

Concrete 基礎로 設計하면, 部材接合에는 bolt를 使用하고, 部材는 亞鉛鍍金을 한다.

以上の 設計條件을 勘案하여 鐵塔上部幅은 1.8m, 下部幅은 20m로 定하고, 主柱材傾斜는 上部에서 1,000對 0.03667, 下部에서 1,000對 0.06667로 定하였으며, 腹材配列는 上部에서 double warren, 下部에는 附圖 I 逆 K truss 方式을 採擇하여 鐵塔重量의 輕減을 期하였다.

本鐵塔의 概略은 附圖 I 과 같다.

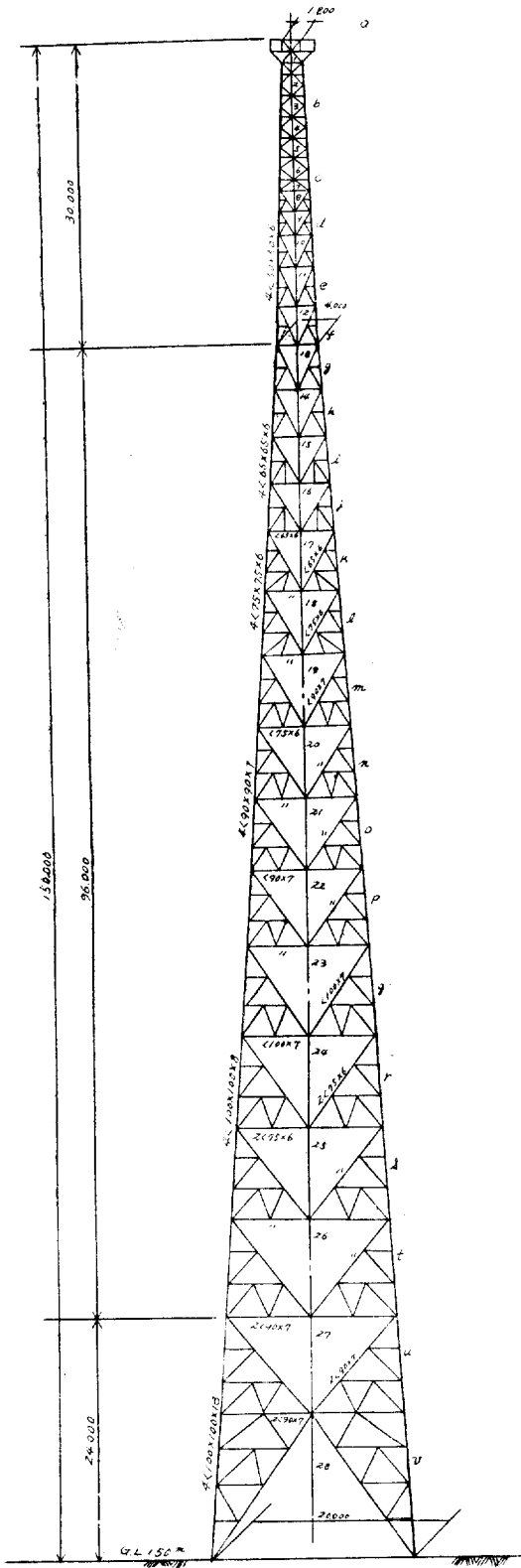
2.2 附圖材料의 許容應力度 및 其他

鋼材는 SS41에 該當하는 것을 使用하는 것으로 하면 許容應力度는 表 2.1 및 表 2.2와 같다.

表 2.1 鋼材의 許容應力度(t/cm²)

應力種別	長 期						短 期
	引張	壓縮	灣曲	剪斷	側壓	接觸	
形鋼	1.6	1.6	1.6	0.9	3.0	4.6	長期應力에對한값의 1.5倍
bolt	1.0	—	—	1.2	—	—	

* 正會員: 韓電送電技術役



附圖 I scale 1/400

表 2.2 Concrete 및 鐵筋의 許容應力度(kg/cm²)

應力 種別	長 期				短 期
	引張	壓縮	剪斷	付着	
材料					
Concrete	—	45	4.5	7	長期應力에 對한 값의 2.0倍
鐵筋	1,600	1,600	—	—	長期應力에 對한 값의 1.5倍

地盤의 許容地耐力度는 長期 25t/m², 短期 50t/m²로 假定하였고, 土壤의 重量은 1.6t/m³, Concrete의 重量은 2.4t/m³로 하였다.

2.3 設計荷重

鐵塔에는 垂直荷重으로서 鐵塔自體의 重量(W_T), 및 電線重量(W_C)을, 水平力으로서 鐵塔自體의 風壓荷重(H_T), 電線의 風壓荷重(H_C), 電線의 水平角에서 오는 角效果荷重(H_a) 그리고 電線의 弛度差에서 오는 不平衡張力(P)를 考慮하였으며 P의 값은 電線最大張力의 10分之1을 擇하였다.

2.4 應力組合

送電用鐵塔設計에 있어서는 鐵塔自體가 誘起하는 荷重보다, 電線이 誘起하는 荷重이 크므로, 電線의 斷線을 基準하여 斷線되지 않은 狀態를 常時 斷線된 狀態를 異常時로 區分하여 設計荷重을 相互比較하여 苛酷한 側을 採擇하여 部材選定을 하는 것이 設計標準으로 되어 있으나, Antenna用鐵塔設計에서는 暴風을 基準하여 暴風이 불지 않을 때는 長期, 暴風이 불 때는 短期荷重으로 區分하여 應力을 算出하고 그 苛酷한 側을 部材選定の 對象으로 하도록 되어 있다. 따라서 本鐵塔設計에 있어서는 高溫斜風을 考慮하여 支柱材의 荷重組合은 W_T + W_C + H_T + H_a + H_C + P, 腹材의 荷重組合은 H_T + H_a + H_C로서 苛酷하며 卽 短期荷重이 設計對象이 되었다.

3. 設計荷重值의 檢計

3.1 風壓荷重

本地域의 最大風速은 過去 60年間의 觀象台統計에 依하면 1954年 5月 19日에 나타났으며, 그 數値는 25m/sec 였다.

따라서 地上高 15m 位置의 風壓力基本值(q₀)는

$$q = \frac{1}{2} \rho v_0^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 25^2 = 39 \text{kg/m}^2$$

여기서

$$\rho; \text{空氣密度} \quad 0.125 \text{kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^4$$

$$v_0; \text{風速} \quad 25 \text{m/sec}$$

鐵塔에 實地로 作用하는 風壓力은 風力係數에 依하여 左右된다. 그리고 風力係數(C)는 風力係數의 基本值K, 構面의 幅과 높이의 影響에서 오는 細長率F, 그리고 立體 truss로서 風土構面과 風下構面과의 相互干涉의 風壓倍數 M, 로서 構成된다. 卽 C = K · F · M

送電用鐵塔設計規準에서는 K · F = 1.7, M = 1.7로서

即 $C=1.7 \times 1.7=2.9$ 로 固定하여 鐵塔의 標準風壓值를 計算하고 있으나, Antenna 用鐵塔에서는 圖表에 依하여 K, F 및 M의 數值를 定하여 鐵塔風壓荷重의 正確性을 期하고 있다. 即 (i) 骨組風力係數의 基本值K는 充實率 ϕ (ϕ =有効面積/外郭面積)에 依하여 表 3.1의 數值를 使用한다.

表 3.1

充實率	$\phi \leq 0.2$	$0.2 < \phi \leq 0.3$	$0.3 < \phi \leq 0.9$	$0.9 < \phi \leq 1.0$
基本值K	2.0	1.9	1.7	2.0

(ii) 細長率F는 表 3.2에 依한다. (圖3.1參照)

表 3.2

充實率 ϕ	$0 < \phi \leq 0.5$	$0.5 < \phi \leq 0.9$	$0.9 < \phi \leq 1.0$
$H/a < 5$	0.9	0.8	0.6
$H/a \geq 5$	1.0	0.9	0.8

여기서 H는 節間 높이 a는 節間平均幅임.

(iii) 風壓倍數 M는 圖 3.2에 依하여 決定한다.

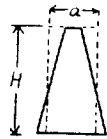


圖 3.1

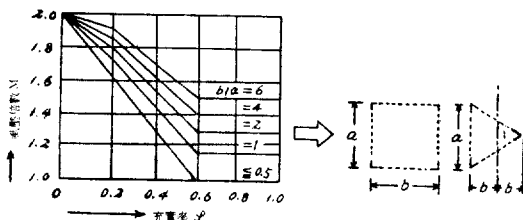


圖 3.2

風速은 地表面에서는 低下하고, 地上高가 높아짐에 따라 大地와의 磨擦이 줄어들어 그 速度가 上昇한다. 一般의으로 우리나라의 風速測定値는 地上高 15m 位置에 것이다. 地上高 15m(h_0)의 風速值를 V_0 라 하고, 地上高 hm 의 風速值를 V 라고 하면 近來의 各種調査結果에 依據하여 아래와 같은 實驗式이 成立된다.

$$V = V_0(h/h_0)^{1/7} \quad \text{m/sec}$$

그러나 7分之1根을 求하는 것은 不便하므로 便義上 計算結果에 큰 差가 없는 8分之1根을 使用한다. 따라서 前記한 風壓力基本值 q_0 , 風力係數 $C(C=K.F.M)$, 및 任意의 地上高(h)를 反映한 風壓值 q 의 一般式은 아래와 같다.

$$q = \frac{1}{2} \rho V_0^2 \times \frac{1}{4\sqrt{h_0}} \times K.F.M. \sqrt[4]{h} = 20K.F.M \sqrt[4]{h} \text{ kg/m}^2$$

150m 높이의 本文鐵塔自體에 對한 風壓荷重計算에는

本式을 使用하였다.

그리고 風向이 鐵塔面에 對하여 直角이 아니고, 斜風인 境遇에 超高壓送電用 鐵塔에서는 60°인 境遇가 最惡狀態로 定하고 있다. 따라서 風壓荷重은 直角인 것에 比하여 1.2배가 되어 主柱材應力에는 그 影響力이 1.6배가 된다. 그러나 鐵塔構造計算規準에서는 45°인 境遇가 最惡狀態로서 風壓荷重은 直角인 것에 比하여 1.3배가 되어 主柱材應力에는 그 影響力이 1.84배가 되고, 한편 腹材應力에는 0.92배가 되는 것으로 規定하고 있다.

以上은 塔體에 對한 風壓力의 影響에 對하여 檢討하였으므로 다음은 電線에 對하여 檢討하기로 한다.

電線의 風力係數는 Reynold's Number(Re)에 依하여 많은 差가 있으므로, 送電用鐵塔設計 標準에는 過去 直徑 18mm를 境界로하여 電線風壓值에 差를 두었으나, 近來에 와서는 바람의 숨을 考慮하여 電線直徑에 關係없이 風力係數는 一律的으로 0.532로 規定하고 있다. 그러나 鐵塔構造計算規準에서는 Reynold's Number(Re) 即 $Re = \frac{Vd}{\mu}$ (여기서 V ; 風速 m/sec, d : 電線直徑 m, $\mu=1/7 \times 10^{-4}$ 임)와 電線表面의 平滑度에 依據하여 決定되도록 되어 있다. 即 Re 가 5.0×10^5 未満에서는 風力係數는 1.2이나 5.0×10^5 以上에서는 風力係數는 0.7이며 이것을 다시計算의 便宜上 $d\sqrt{q}$ ($Re = \frac{Vd}{\mu}$ 와 $q = \frac{1}{2} \rho V^2$ 에서 誘導; $Re = \frac{1}{\mu} \sqrt{\frac{2}{\rho}} d\sqrt{q}$)로서 限界點을 나타내기도 한다.

그리고 本風力係數에다 電線表面의 平滑度를 勘案하면 綜合風力係數는 7/3.2mm 電線에 對하여 1.4가 된다. 따라서 電線平均 높이를 139m로 하여 電線風壓를 算出하면 95.7 kg/m^2 가 된다. 그러나 바람의 숨을 考慮하면 本數值는 67 kg/m^2 로 減少하므로, 本設計에서는 Antenna의 引下線等考慮하여 電線에 對한 風壓荷重值는 84 kg/m^2 를 採擇하기로 하였다.

電線에 對한 斜風의 影響은 sine의 自乘에 比例하여 減少됨으로 本設計에서는 그대로 反映시켰다.

3.2 水平角荷重;

電線에 水平角(α)이 있을時的 角效果(Ha)는 電線의 最大使用張力을 T 라고 하면 $Ha = 2T \sin \frac{\alpha}{2}$ 가 된다.

3.3 不平衡荷重;

徑間에 多少의 差가 있거나 또는 架線時的 弛度의 不正確한은 鐵塔에 不平衡荷重으로서 作用한다. 따라서 本荷重은 電線의 最大使用張力의 10分之1로 假定하여 設計에 反映시켰다.

3.4 最大張力에 算出;

本鐵塔의 建立될 地域의 過去 50年間の 積雪量最大值가 31cm에 不過하고, 45度の 斜風을 設計對象으로 하고 있는 關係上, 高溫季荷重을 電線張力最大值算出에 根據삼았다.

7/3.2mm 電線의 諸特性

- 自重; 0.4473kg/m
- 外徑; 9.6mm
- 斷面積; 56.3mm²
- 抗張力; 6,300kg(第一種 125kg/mm²)
- 彈性係數 17,500kg/mm²
- 線膨脹係數 0.000012/°C
- 最大使用張力 3,150kg
- 安全率 2.0

最大風速, 外氣溫度 10°C인 時의 弛度

電線風壓荷重(ω_w) $\omega_w = 84 \times \frac{9.6}{1,000} = 0.806 \text{ kg/m}$

高溫季最大荷重(W) $W = \sqrt{0.4473^2 + 0.806^2} = 0.92 \text{ kg/m}$

負荷係數 (q_1) $q_1 = 0.92 / 0.4473 = 2.05$

徑間 (S) $S = 750 \text{ m}$

弛度 (d_1) $d_1 = \frac{WS^2}{8T} = \frac{0.92 \times 750^2}{8 \times 3,150} = 20.5 \text{ m}$

外氣溫度 10°C, 無風일 時의 弛度(d_2) 및 張力單位面積當重量(δ) $\delta = 7.94 \times 10^{-3} \text{ kg/m-mm}^2$

單位面積當張力(f_1) $f_1 = 56 \text{ kg/mm}^2$

公式

$$f_2^2 f_2 - (K - \alpha t E) = M$$

$$K = f_1 - \frac{(q\delta)^2 S^2 E}{24 f_1^2} = 21.4$$

$$M = \frac{(q_2 \delta)^2 S^2 E}{24} = 25.8 \times 10^3$$

$$\alpha t E = 0$$

$$\therefore f_2^2 f_2 - 21.4 = 25,800$$

$$f_2 = 38.7 \text{ kg/mm}^2 \quad \therefore T_2 = 2,180 \text{ kg}$$

따라서 $d_2 = \frac{W \cdot S^2}{8 T_2} = 14.4 \text{ m}$

架線時(外氣溫度 10°C 無風)의 弛度, 張力은 各各 14.4m 및 2,180kg이며 最惡條件時의 電線張力은 3,150kg이다.

3.5 構面傾斜變化로 因한 付加應力

重直線에 對하여 構面傾斜角이 α 이고, 鉛直荷重이 N 라고 하면 本鐵塔에 있어서는 그 傾斜點水平部材面에 Δy 라는 ($\Delta y = N \tan \alpha$) 付加應力이 發生한다.

本鐵塔設計에서는 이러한 付加應力の 影響까지도 考慮하였다.

4. 塔體荷重決定;

4.1 垂直荷重;

垂直荷重은 主柱材에만 負課되고, 腹材에는 負課되지 않는 것으로 假定하였다.

(i) 電線荷重

$$0.4473 \times 750 + 60 = 400 \text{ kgr/1條}$$

(ii) 塔體自重(脚當)

塔上部(a~j) 60kg/m

塔中央(k~p) 140 "

塔上部(q~v) 150 "

4.2 風壓力

(i) 電線荷重;

$$84 \times \frac{9.6}{1,000} \times 750 \times \cos 22.5^\circ = 558 \text{ kg/1條}$$

(ii) 塔體風壓力

$$q = 20 \sqrt{h} \quad \text{kg/m}^2$$

h 는 各格間節點의 地上高에 依하여 算定함 有效面積은 塔上部에서 0.4m²/m이며 塔下部에서는 1.3m²/m로 推定하였으며, 風力係數(C)는 $C = K.F.M$ 에 依據하여 定하였음.

風壓力이 構面에 45°로 加해질 境遇에 있어서는 減少率이 아래와 같다.

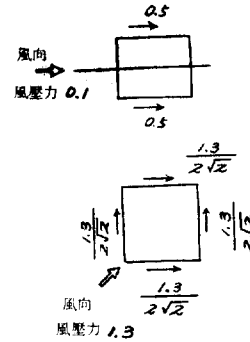
$$\frac{(\sin 67.5^\circ)^2 + (\sin 157.5^\circ)^2}{2(\sin 112.5^\circ)^2} = 0.587$$

그리고 鐵塔體에 對해서는

主柱材에 있어서 $1.3 \sqrt{2} = 1.84$

腹材에 있어서 $1.3 / \sqrt{2} = 0.92$

가 된다(圖 4.1 參照).



(iii) 圖水平角荷重 및 不平衡張力

水平角荷重(Ha) $Ha = 2 T \sin \frac{45^\circ}{2} = 2 \times 3,150 \times 0.383 = 2,410 \text{ kg/條}$

不平衡張力(P) $P = \frac{1}{10} \times 3,150 = 315 \text{ kg/條}$

以上 電線 및 塔體垂直荷重 및 風壓力計算結果는 附表 I과 같다.

5. 設計應力算定;

應力算定은 圖解法으로 하였으며, 構面傾斜의 變化에 依한 水平材의 付加應力은 아래와 같이 計算하였다.

5.1 水平材付加應力;

(i) 風向이 構面에 直角인 境遇;

12~13 部材應力,

鉛直荷重 $2,000 \times 0.06667 = 134 \text{ kg}$

設計應力 $1,200 + 1,300 + 350 = 2,850 \text{ kg}$
計 2,984 "

主柱材鉛直力 $7,800 + 15,900 + 3,640 + 2,000 = 29,140 \text{ kg}$

$29,140 \times 0.06667 = 1,940 \text{ kg}$

150m塔體垂直荷重 및 風壓力計算表

附表 I

格 間	h (地上高) (m)	△h (格間高) (m)	1脚當鉛直荷重				塔 體 風 壓 力										
			塔體固定荷重		鐵線 重量 (kg)	累計 (kg)	h (kg/ m ²)	有 効 面 積		外 郭 面 積 (m ²)	充 實 率 φ	基 本 值 K	風 壓 數 M	CA (m ²)	節 點 間 風 壓 力 qCA (kg)	鐵 線 風 壓 kg	
			(kg/m)	格間重 量 (kg)				(m ² / m)	(m ²)								
a	150	—			100	100	70										
b	144	6	60	360	—	460	70	0.4	2.4	12.6	0.19	2.0	1.8	8.62	625	558	
c	138	6	"	"	100	920	69	0.41	2.46	15.5	0.16	"	"	8.84	620	55.8	
d	131.1	6.9	"	414	—	1,334	68	0.54	3.71	20.7	0.17	"	"	13.40	920	—	
e	124.2	6.9	"	"	—	1,748	67	"	"	24.8	0.15	"	"	"	890	—	
f	120.3	3.9	"	234	—	1,982	66	0.61	2.37	15.2	0.16	"	"	8.52	570	—	
g	115.6	4.7	"	280	—	2,262	66	11	2.86	20.6	0.14	"	1.9	10.85	720	—	
h	111.3	4.3	"	258	—	2,520	65	0.625	2.68	"	0.13	"	"	10.18	670	—	
i	106.7	4.6	"	276	—	2,796	65	0.69	3.16	25.7	0.12	"	"	12.0	780	—	
j	102.5	4.2	"	252	—	3,048	64	0.76	3.18	25.2	0.13	"	"	12.1	"	—	
k	96.6	5.9	140	825	—	3,873	63	0.82	4.83	30.9	0.16	"	1.8	17.4	1,100	—	
l	90.5	6.1	"	855	—	4,728	62	0.88	5.36	45.7	0.12	"	1.9	20.4	1,270	—	
m	82.8	7.7	"	1,080	—	5,808	61	0.75	7.30	66.2	0.11	"	"	27.7	1,700	—	
n	75.9	6.9	"	966	—	6,774	60	0.99	6.81	64.0	0.11	"	"	25.9	1,660	—	
o	68.9	7.0	"	980	—	7,754	59	1.03	7.21	72.2	0.10	"	"	27.4	1,620	—	
p	60.9	8.0	"	1,120	—	8,884	58	1.07	8.56	89.6	0.10	"	"	32.5	1,890	—	
q	52.0	8.9	150	1,340	—	10,224	54	1.10	9.80	110.0	0.09	"	2.0	39.2	2,200	—	
r	43.1	8.9	"	"	—	11,564	52	1.11	9.90	123.0	0.08	"	"	39.5	2,060	—	
s	34.2	18.9	"	"	—	12,904	49	1.17	10.40	132.0	"	"	"	40.9	2,000	—	
t	24.2	10.0	150	1,500	—	14,404	4.9	1.23	12.30	160.0	"	"	"	49.2	2,410	—	
u	14.8	9.4	150	1,420	—	15,824	49	1.30	12.20	164.0	0.07	"	"	48.9	2,400	—	
v		14.8	150	2,220	—	18,074		"	19.20	252.0	0.08	"	"	77.0	3,770	—	

引張力

(ii) 風向이 構面에 45°인 境遇

鉛直荷重 14,300×0.92+2,000+15,700+2,200

計 100kg
2,0040kg

=33,100kg

33,100×0.06667=2,220

設計應力 1,100+1,300+180+100=2,680

計 4,700

上記 (i) 및 (ii)의 比較結果, 最大應力이 되는 4,900 kg를 採擇함 以上 應力算定總結果를 整理하면, 主柱材 設計應力은 附表 II 및 腹材設計應力은 附表 III와 같다.

6. 斷面算定;

使用部材크기에 制限이 없는 것으로 假定하여 主柱材 의 크기를 算出하였드니, 單一材의 境遇 그 크기가 < 200

主柱材設計應力

(單位 kg) 附表 II

部材番號	垂直荷重 (W_{TC})	風向이 構面에 直角인 境遇				45°인 境遇		設計應力 (短期)	備 考
		塔 體 (H_T)	角 効 果 (H_a)	鋼 線 (H_c)	張 力 (P)	塔 體 (H_T')	鋼 線 (H_c')		
1	500	740	2,750	630	350	1,360	37	5,330	
2	1,000	2,000	7,300	1,700	650	3,700	1,000	13,650	
3	1,300	4,200	11,800	2,750	950	7,800	1,650	23,500	
4	1,500	5,200	13,100	3,050	1,340	9,600	1,800	27,340	
5	1,800	6,200	14,500	3,400	1,130	11,400	2,000	30,830	
12	2,000	7,800	15,700	3,700	1,210	14,300	20,200	35,410	
13	2,300	9,200	16,000	3,750	"	16,900	"	38,610	
14	2,600	10,600	16,200	"	"	19,400	"	41,610	
15	2,800	12,000	16,350	3,850	"	22,000	2,260	44,620	
16	3,100	13,400	16,550	"	"	25,000	"	48,120	
17	3,900	15,200	16,650	3,900	"	28,000	2,300	52,060	
18	4,800	17,400	16,800	"	"	32,000	"	57,110	
19	5,800	20,400	16,900	4,000	"	38,000	2,350	64,260	
20	6,800	23,000	17,000	"	"	42,400	"	69,760	
21	7,800	25,800	17,100	"	"	47,500	"	75,960	
22	8,900	29,200	"	"	"	53,800	"	83,360	
23	10,400	33,000	17,200	"	"	60,800	"	91,960	
24	11,600	36,800	"	4,100	"	67,800	2,400	107,910	
25	13,000	41,000	"	"	"	75,500	"	109,310	
26	14,500	46,000	17,400	"	"	84,800	"	120,310	
27	16,000	50,400	"	"	"	92,600	"	129,610	
28	18,100	58,400	17,400	4,100	"	107,400	"	147,510	

腹材設計應力

(單位 kg) 附表 III

部材番號	風向이 構面에 直角인 境遇				45°인 境遇		設計應力 (短期)	備 考
	塔 體 (H_T)	角 効 果 (H_a)	鋼 線 (H_c)	張 力 (P)	塔 體 (H_T')	鋼 線 (H_c')		
1	120	800	200	110	110	120	1,120	最大應力
4	240	1,400	320	"	220	190	1,960	
7	800	1,100	280	90	740	170	2,180	
8	700	1,500	350	110	650	210	2,550	
9	800	1,400	310	"	560	190	2,5	
10	1,200	1,500	350	"	1,100	210	3,050	
11	"	"	"	120	"	"	3,050	
12	1,800	"	"	110	1,700	"	3,650	
13	1,600	300	100	50	1,500	60	2,000	
14	"	200	"	"	"	"	1,900	
15	1,700	"	"	"	1,600	"	2,000	
16	1,900	"	"	"	1,800	"	2,200	
17	2,200	"	"	"	2,000	"	2,500	
18	2,500	"	"	"	2,300	"	2,800	
19	3,400	"	"	"	3,200	"	3,700	
20	3,300	150	"	"	3,100	"	3,550	
21	3,600	"	"	"	3,400	"	3,850	
22	4,200	"	"	"	3,900	"	4,450	
23	4,500	"	"	"	4,200	"	4,750	

24	4,800	"	"	"	4,500	"	5,050	
25	5,400	"	"	"	5,000	"	5,650	
26	6,000	"	"	"	5,600	"	6,250	
27	6,700	"	"	"	6,200	"	6,950	
28	8,800	"	"	"	8,100	"	9,050	
7~8	800	1,500	400	120	750	240	2,700	
8~9	"	"	"	"	"	"	2,700	
9~10	"	"	350	"	"	210	2,650	
10~11	1,200	1,300	"	100	1,100	"	2,850	
11~12	"	"	"	"	"	"	2,850	
12~13	"	"	300	"	"	180	2,800	(4,900)
13~14	1,400	300	60	50	1,300	40	2,760	
14~15	1,600	"	"	"	1,500	"	2,960	
15~16	"	"	"	"	"	"	2,960	
16~17	2,000	"	"	"	1,900	"	2,360	
17~18	2,200	"	"	"	2,100	"	2,560	
18~19	2,600	"	"	"	2,400	"	2,960	
19~20	3,000	"	"	"	2,800	"	3,360	
20~21	3,400	"	"	"	3,200	"	3,760	
21~22	4,000	"	"	"	3,700	"	4,360	
22~23	4,600	"	"	"	4,300	"	4,960	
23~24	5,000	"	"	"	4,600	"	5,360	
24~25	5,600	"	"	"	5,200	"	5,960	
25~26	6,400	"	"	"	5,900	"	6,760	
26~27	7,400	"	"	"	6,900	"	7,760	
27~28	10,000	"	"	"	9,200	"	10,360	

×200×25 이라는 큰 部材가 必要하였다. 그러나 現在 國產角鋼材의 生産可能最大規格品은 ∠100×100×13이므로, 設計荷重에 主柱材가 견딜 수 있도록 하려면 主柱材는 不得已 組立部材를 使用해야 하였으며, 그 크기는 4∠100×100×13이었다.

∠100×100×13의 角鋼材를 組合하는 方式은 “口”字形 또는 “十”字形 두가지 方法이 있으며 始初에는 前者 即 “口”字形을 採擇하기로 하여 計算을 進行하였으나 bolt을 채우기 爲한 部材間의 最小離隔距離가 커져서 腹材間의 偏심이 많아질 念慮가 있으므로 本方式은 斷念하고, 後者 即 “十”字形方式을 採擇하기로 變更하였다.

一且 組立材를 使用키로 하고보니 다음에 問題되는 點은 單一材의 使用時에는 看過해도 좋았던 引張力에 對한 部材強度의 檢査 그리고 組立材에서만 생기는 構成素材와 組立材의 組長比의 協調였다.

(i) 單一壓縮材

壓縮材에 있어 有效斷面積은 그 全斷面積을 取하고, bolt孔의 控除를 必要치 않는다. 單一壓縮材의 斷面은 次式을 滿足하도록 定해야 한다.

$$\frac{\omega N}{A} \leq f_c \quad (t/cm^2)$$

여기서

N ; 壓縮力 (t)

A ; 斷面積 (cm²)

ω ; $\frac{f_c}{f_k}$ = 座屈係數

f_c ; 許容應力度 (t/cm²)

f_k ; 許容座屈應力度 (//)

部材의 細長比에 따라 下記에 依하여 算出한다.

$$\lambda < 30 \quad f_k = f_c$$

$$30 \leq \lambda \leq 100 \quad f_k = f_c \left\{ 1 - \alpha \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 \right\}$$

$$\lambda > 100 \quad f_k = \frac{(1-\alpha) \cdot f_c}{\left(\frac{\lambda}{100} \right)^2}$$

但, α 는 鋼材種別에 따라 다음 表에 依한다.

表 6.1 α 의 값

普通鋼材	SS41 · SM41	SS-50	SM50
0.314	0.400	0.520	0.564

細長比는 다음式에 依하여 算定하고 그 값은 250以下로 한다.

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

여기서

l_k ; 座屈길이 (cm)

i ; 座屈軸에 對한 斷面二次半徑 (cm)

column 部材의 座屈길이 l_k 는 다음 表에 依한다.

表 6.2 座屈거리

단면 형태	단면 형태	단면 형태	단면 형태	단면 형태
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	$0.5l$

(ii) 組立壓縮材

組立壓縮材의 充腹軸(圖 6.1 $x-x$ 軸)에 對해서는 座屈算定에 있어 單一材의 規定에 依하며, 充腹되지 않은 軸(圖 5.1 $y-y$ 軸)에 對한 座屈에 對해서는 다음 略算에 依하여 算定할 수 있다. 即

材形其他, 圖 6.2에 依하여 設計되었을 때는 다음 式의 有效細長比 λ_{ye} 를 使用하고, 單一材에 準하여 算定한다.

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$$

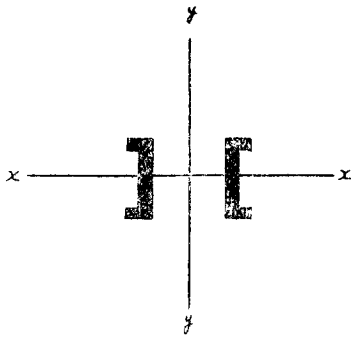


圖 6.1

但 $\lambda_1 \leq 20$ 일 때는 $\lambda_{ye} = \lambda_y$ 로 看做해도 좋다. 여기서 λ_y 는 素材가 한 덩어리로서 作用하는 것으로 看做할 時의 $y-y$ 軸에 關한 細長比, λ_1 ; 素材가 重心軸(圖 6.2)에 對하여 單獨으로 座屈할 境遇를 考慮할 時의 素材의 細長比, 但 座屈거리는 區間長 l_1 를 取한다.

그리고 組立材의 連結材(即 帶板 또는 lattice)는 다음 式의 剪斷力 Q_k 가 材軸에 直角으로 作用하는 것으로 看做하여 設計한다.

$$Q_k = \frac{\omega_{ye} \cdot N}{70}$$

여기서 ω_{ye} 는 λ_{ye} 에 對應하는 座屈係數이며, N 는 壓縮力(t)이다.

(iii) truss의 壓縮部材

truss의 壓縮部材의 座屈길이는, 精算에 依하지 않을 境遇는 下記에 依하여 定해도 可하다.

- (a) 弦材의 座屈길이는 表 6.3에 依한다.
- (b) 構面內座屈에 對해서는 節點間距離를 가지고 座

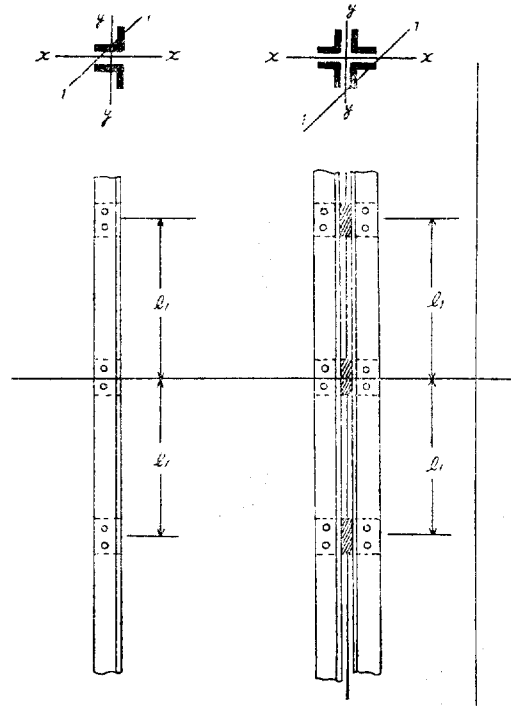


圖 6.2

단면 형태	(a)	(b)	(c)	(d)
座屈거리	l_k	$l_k = 0.8l$	$l_k = 0.7l$	$l_k = l$
	l_k	$l_k = 0.9l$	$l_k = 0.85l$	$l_k = l$
	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$
	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$
座屈거리	(e)	(f)	(g)	(h)
	l_k	$l_k = 0.7l$	$l_k = 0.6l$	$l_k = l$
	l_k	$l_k = 0.85l$	$l_k = 0.8l$	$l_k = l$
座屈거리	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$
	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$
	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$
	$l_{kx} = l_{ky} = l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$	$l_{kx} = l$ $l_{ky} = 0.5l$

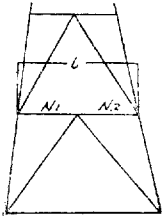
表 6.3

屈길이라고 한다. 但 材端支特狀態가 特別히 Rigid인 境遇는 兩端接合 bolt群의 重心間距離를 가지고 座屈길이라고

로 한다.

(c) 構面外座屈에 對해서는 truss의 Web材는 그 節點間距離, truss의 弦材는 橫方向에 補強된 支持間距離를 갖고 그 座屈길이로 한다.

(d) 部材의 兩半分이 크기에 差異가 있는 壓縮力을 받을 때는 큰쪽의 壓縮力을 基準하여 다음 式의 座屈길이를 擇한다(圖 6.3 參照)



$$l_k = l \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right)$$

여기서 N_1 는 많은 側의 壓縮力의 크기(l) N_2 는 적은 側의 壓縮力의 크기

(t)

圖 6.3 (e) 交叉材의 座屈길이는 다음 表에 依하여 算定할 수 있다.

形狀	(a)	(b)
空欄거리	$l_k = 0.5l \quad N_1 = N_2 $	$l_k = a \quad N_1 = N_2 $

表 6.4

送電用鐵塔設計標準에 있어 細長比(L/r)의 取하는 方法은 다음과 같다.

(a) 節間에 支持點을 갖지 않는 壓縮材에서는 l 는 骨組의 節間長을 取하고, r 는 設材斷面의 最少回轉半徑을 取한다(圖 6.4 a).

(b) 壓縮材를 補強키 爲한 補助材에 依한 立體的인 支持點을 節間에 갖인 壓縮材에서는, l 는 그 支持點과 骨組의 節點間의거리 또는 그 支持點이 2개以上 있을 境遇에는 支持點相互間의 거리를 取하고, r 는 最少回轉半徑을 取한다(圖 6.4 d).

(c) 一面만 補助材로 支持된 境遇와 같이, 節間 或은 (b)의 支持點間에서 한 方向의 變位에 對하여서만 拘束된 壓縮材에서는 l 는 節間 或은 立體的인 支持點間길이의 全長을 取하는 것으로 하고, r 는 支持方向에 直角인 方向의 것을 取한다. 但 節點內至, 立體的支持點과 中間한 方向支持點間길이 l' 및 最小回轉半徑 r_{min} 에 依한 細長比가 클 때는 이것을 採擇해야 한다(圖 6.4 c).

(d) double warren 骨組에 있어 斜材를 그 交點에서 bolt로 連結시킬 境遇에는, l 는 節點부터 交點까지의 길이의 큰側을 擇하고, r 는 部材斷面의 最小回轉半徑을 取한다(圖 6.4 b).

(e) 正側面에서 斜材의 交點이 一致하지 않은 圖 6.4 (e) 및 (f)의 主材와 같은 境遇에는 l 는 一面의 節間長 길이의 全長을 取하고, r 는 그面에 直角인 方向의 것을

取하는 것으로 한다. 그러나 正側面節點相互의 길이 l' 및 最小回轉半徑 r_{min} 에 依한 細長比가 크지는 境遇에는 이것을 擇해야 한다.

(f) 形鋼 또는 鋼板으로 組合된 合成斷面材의 有效細長比는 다음 式에 依하여 算出한다.

$$\lambda_e = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2}$$

但, $\lambda_2 \leq 20$ 일 때에는 $\lambda_e = \lambda_2$ 로 해도 좋으며, λ_e 는 合成斷面材의 有效細長比 λ_1 는 各素材가 一體가 되어 作用하는 것으로 看做할 時의 細長比, λ_2 는 素材가 그 重心軸에 對하여 單獨으로 座屈할 時의 細長比이며 $\lambda_2 \leq 50$ 으로 해야한다.

그리고 여기서 말하는 有效細長比는 λ_e 와는 無關한 것이다. 合成斷面材에 있어 各素材가 一體로서 作用시키려면 座屈에 隨伴하는 剪斷力에 對해서 連結材 또는 連結 bolt의 強度가 充分하도록 設計해야 한다. 座屈에 隨伴하는 剪斷力은 部材中央부터 材端에 가까울수록 漸次 增大하고 材端에 있어서 最大가 된다. 材端에 있어 最大剪斷力은 普通次式에 依한다.

$$Q_{kmax} = -\frac{\pi}{\lambda_e} (\sigma_{ka0} - \sigma_{ka}) A$$

여기서 Q_{kmax} 는 座屈에 隨伴하여 材端에 생기는 最大剪斷力(kg), λ_e 는 合成斷面材의 有效細長比(kg/cm²), σ_{ka0} ; $\lambda = 0$ 時의 許容座屈應力度(kg/cm²), σ_{ka} ; 許定座屈應力度(kg/cm²), A ; 合成斷面材의 全斷面積(cm²), 以上으로 兩者의 細長比의 擇하는 方法에 關하여 相互比較를 하여 原鐵塔設計에 있어서는 兩者를 加味한 苛酷한 側의 L/R 值을 取하였다.

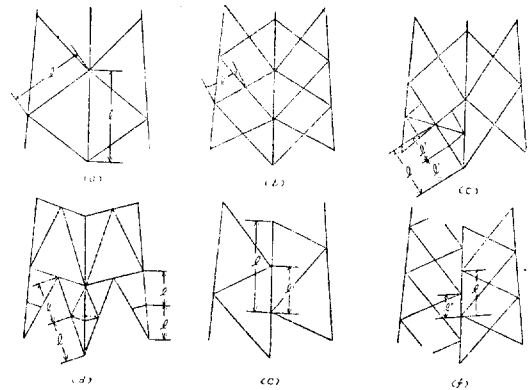


圖 6.4

다음에 送電用鐵塔設計標準에 依하여 SS-41 部材強度를 檢討하면 許容應力度標準值(常時即 長期에 該當)는 引張 壓縮 灣曲에 있어 1.6(t/cm²), 剪斷에 있어 0.9(t/cm²)로서 같은 값이나 bolt에 對하여서만 1.1(t/cm²)로서 鐵塔構造計算規準值 1.2(t/cm²) 보다 작다.

SS-41 壓縮材에 對한 許容座屈應力度(δ_{ka})는 偏心이 比較的 작은 構造材即單一角鋼鐵塔主柱材에 있어서는

다음 식에 依한다.

$$0 < \lambda_k < 110 \quad \delta_{ka} = 1,500 - 21 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right) - 572 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2 \quad (\text{kg/mm}^2)$$

$$\lambda_k \geq 110 \quad \delta_{ka} = 950 / \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2 \quad (11)$$

그리고 偏심이 많은 構造材即 Single Flange 連結의 角鋼材腹材에 있어서는 다음식에 依한다.

$$0 < \lambda_k < 140 \quad \delta_{ka} = 1,500 - 725 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right) \quad (\text{kg/mm}^2)$$

但 δ_{ka} 의 最大値는 960(kg/mm²)

$$\lambda_k \geq 140 \quad \delta_{ka} = 950 / (\lambda_k / 100)^2 \quad (\text{kg/mm}^2)$$

여기서,

λ_k : 有効細長比 $\lambda_k = l_k / r$

l_k : 部材의 座屈길이 (cm)

r : 部材斷面의 回轉半徑 (cm)

後者에 있어 鐵塔材의 許容座屈應力度를 求할時의 座

屈應力度를 比較해 보면前者는 250以下로 後者는 220以下로 制限하고 있어 後者가 苛酷하다.

部材의 座屈應力度의 差異를 檢討키 爲하여 前記各關係公式를 圖表에 依據하여 表示하면 圖 6.5와 같다.

鐵塔構造計算規準에서도 材端支持狀態가 剛인 境遇는 兩端接合 bolt群의 重心間距離를 座屈길이로 할 수 있다고 되어 있으므로 長柱域에 屬하는 部分는 兩者間에 全然 差異가 없다고 볼 수 있으며, 短柱域에 屬하는 部分는 送電用鐵塔設計標準의 것이 部材의 斷面形狀과 그 構造法에 應하여 想定되는 不可避한 偏心を 考慮하고 있어 鐵塔構造計算規準보다 精密을 期하고 있다.

送電用鐵塔設計標準에 있어 偏심이 極히 작은 構造材 (SS41) 即 鋼管, 箱形 또는 十字形鐵塔材에 對한 座屈

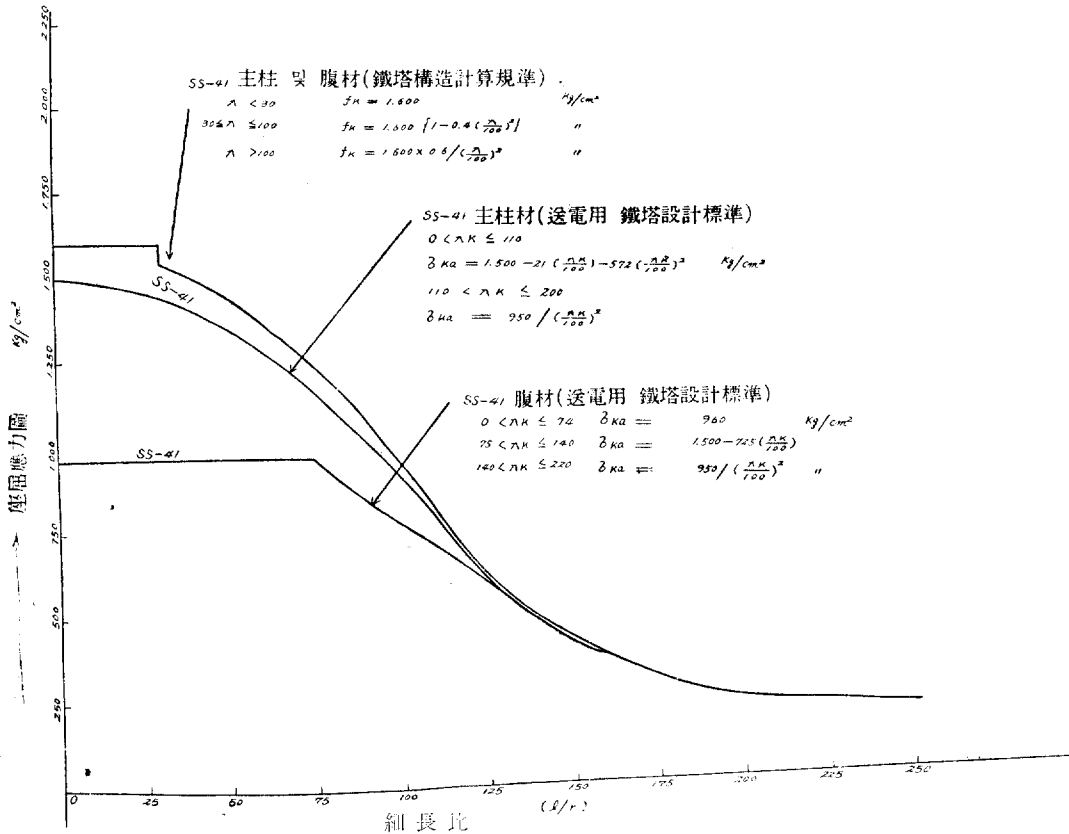


圖 6.5

屈길이 l_k 는 部材의 支持點間距離 l 를 $l_k = 0.9l$ 로서 低減하여 使用할 수가 있는 것으로 되어 있으며, 또 腹材로서 2本以上の bolts로 接合되어 있을 때는 $l_k = 0.8l$ 까지 座屈長을 低減할 수 있도록 되어 있다. 그리고 細長比 (l/r)의 制限은 主柱材에서는 200以下, 主柱材以外의 壓縮材에서는 220以下, 그리고 壓縮材를 補強키 爲하여 使用되는 補助材는 250以下로 되어 있다.

應力度公式은 아래와 같다.

$$0 < \lambda_k < 100 \quad \delta_{ka} = 1,600 - 650 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\lambda_k \geq 100 \quad \delta_{ka} = 950 / (\lambda_k / 100)^2 \quad \text{''}$$

이 式을 鐵塔構造規準의 것과 比較키 爲하여 그 樣式을 變化시키면

$$0 < \lambda_k < 100 \quad \delta_{ka} = 1.6 \left\{ 1 - 0.406 \left(\frac{\lambda_k}{100} \right)^2 \right\} \quad (\text{t/cm}^2)$$

$$\lambda_k \geq 100 \quad \delta_{ka} = \frac{1.6(1-0.406)}{(\lambda_k/100)^2} \quad (t/cm^2)$$

로 되어 兩者가 強히 같다.

(iii) 組立材의 斷面二次半徑

本鐵塔의 組立材는 等邊角鋼材를 2個 또는 4個 組合하여 使用키로 했으며 그 斷面에 있어 前者는 工字形, 後者는 口字形이다. 그리고 工字形組立材에 있어서는 素材相互間에 離隔距離를 두지 않기로 하였으며, 口字形組立材에 있어서는 素材相互間에 2cm의 離隔距離를 두기로 하고, 規定에 맞서 Filler를 插入키로 하였다.

工字形組立材의 斷面二次半徑: γ_x, γ_y 構成素材의 慣性 Moment를 I_x, I_y , 斷面積 A , 重心位置를 C_x, C_y 라고 表示하고, 使用部材는 2 $\angle 65 \times 65 \times 6$ 라고 定하면, 圖 6.6에 있어, $I_x = I_y = 27.70cm^4$, $A = 7.527cm^2$, $C_x = C_y = 1.80cm$ 이다. 따라서 X軸에 對한 合成慣性 Moment I_x' 는, $I_x' = 2I_x = 2 \times 27.70cm^4$, 그리고 Y軸에 對한 合成慣性 Moment I_y' 는, $I_y' = 2[I_y + (C_y)^2 A] = 2[27.70 + 1.8^2 \times 7.527] = 2 \times 52.08cm^4$ 이며, X軸에 對한 斷面二次半徑(γ_x')는

$$\gamma_x' = \sqrt{\frac{2 \times A}{I_x'}} = \sqrt{\frac{2 \times 7.527}{2 \times 27.70}} = 1.9.8cm,$$

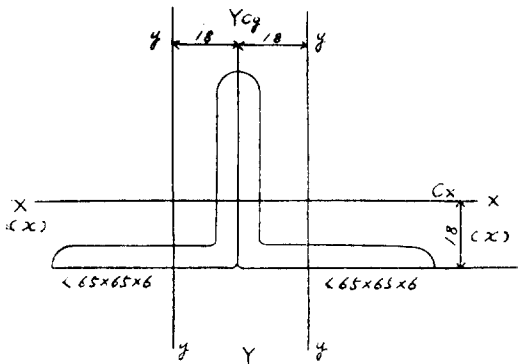


圖 6.6

Y軸에 對한 斷面二次半徑 (γ_y')는

$$\gamma_y' = \sqrt{\frac{2 \times A}{I_y'}} = \sqrt{\frac{2 \times 52.08}{2 \times 7.527}} = 2.63cm이다.$$

主柱部材選定

部材 設計應力短期 番號	部 材 크 기 (mm)	l (cm)	i (cm)	λ_y	λ_{ye}	ω	A (cm ²)	δ (t/cm ²)	bolt 數	bolot 強度 (t)	部材 引張力 (t)	Filler 強度 (t)
3	4 $\angle 50 \times 50 \times 6$	100	2.84	37			22.5		12~5/8"	51	42	—
6	"	110	"	39			"		"	"	"	—
9	"	"	"	"			"		"	"	"	—
10	"	150	"	53			"		"	"	"	—
11	"	200	"	71			"		"	"	"	—

十字形組立材에 있어 $\angle 50 \times 50 \times 6$ 素材 4個를 使用할 時의 斷面二次半徑 r_x' 및 r_y' 는 같은 값이다. $\angle 50 \times 50 \times 6$ 의 慣性 moment는 $I_x = I_y = 12.50cm^4$, 斷面積는 $A = 5.644cm^2$, 그리고 重心位置는 $C_x = C_y = 1.43cm$ 이다. 따라서 圖 6.7에 있어 X軸에 對한 合成慣性 moment (I_x')는

$$I_x' = 4(I_x + A l^2) = 4 \left\{ 12.50 + 5.644 \times \left(1.43 + \frac{2}{2} \right)^2 \right\} = 4 \times 45.78cm^4$$

이다. 그리고 同斷面二次半徑(r_x')는

$$r_x' = \sqrt{\frac{4(I_x + A l^2)}{4 \times A}} = \sqrt{\frac{4 \times 45.78}{4 \times 5.644}} = 2.84cm$$

가 된다. 같은 方法으로 各組立材에 對한 r_x' 를 求하면

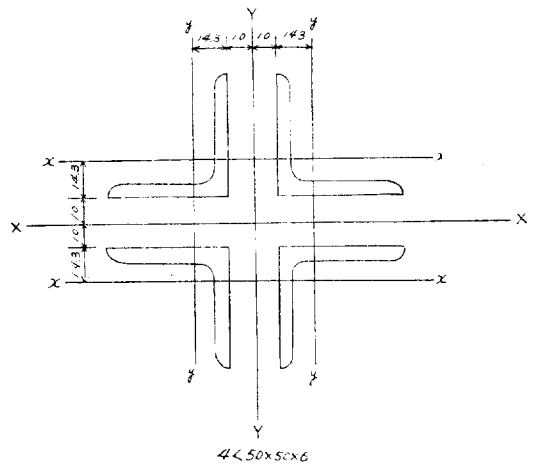


圖 6.7

아래와 같다.

4 $\angle 65 \times 65 \times 6$	3.5cm
4 $\angle 75 \times 75 \times 6$	3.79"
4 $\angle 90 \times 90 \times 7$	4.39"
4 $\angle 100 \times 100 \times 7$	4.81"
4 $\angle 100 \times 100 \times 13$	4.99"

以上과 같이 部材斷面選定한 檢討를 끝마치고 主材材 및 腹材의 斷面을 決定하면 附表 IV 및 V 와 같다.

附表 IV

12	-35.41 +31.41	"	"	"	"	87	1.43	"	2.27	"	"	"	70.4
13	-34.61 +34.01	4∠65×65×6	230	3.50	66			29.8		16~5/8"	68	60	—
14	-41.61 +36.41	"	"	"	"			"		"	"	"	—
15	-44.62 +38.02	"	"	"	"			"		"	"	"	—
16	-48.12 +41.92	"	"	"	"	83	1.38	"	2.20	"	"	"	99.0
17	-52.06 +44.26	4∠75×75×6	200	3.79	53.6			34.6		16~3/4"	82	71.7	—
18	-57.11 +47.51	"	"	"	"	73	1.27	"	2.10	"	"	"	117.7
19	-64.26 +52.66	4∠90×90×7	255	4.39	58.1			48.5		"	96	103.0	—
20	-69.76 +56.16	"	235	"	53.6			"		"	"	"	—
21	-75.96 +60.36	"	"	"	"			"		20~3/4"	120	"	—
22	-83.36 +68.56	"	265	"	60.5	79	1.33	"	2.28	"	"	"	141.0
23	-91.96 +71.16	4∠100×100×8	300	4.81	62.4			61.0		"	130	142.0	—
24	-107.91 +84.71	"	"	"	"			"		"	"	"	—
25	-109.31 +86.31	"	"	"	"	80	1.34	"	2.40	"	"	"	160.0
26	-120.31 +191.31	4∠100×100×13	320	4.99	64.2			39.0		"	206	216	—
27	-129.61 +97.61	"	"	"	"			"		"	"	"	—
28	-147.51 +111.31	"	365	"	73.5	89	1.46	"	2.32	"	"	"	—

腹材部材選定

附表 V

部材 番號	設計應力 (短期) (t)	部 材 寸 法 (mm)	l (cm)	i (cm)	λ_y	λ_{ye}	ω	A (cm ²)	δ (t/cm ²)	bolt 數	bolt 強度 (t)	備 考
1	1.12	∠50×50×4	140	0.98				3.89		5/8"1	2.86	
4	1.96	"	150	"	153		3.90	"	1.97	"	"	
7	2.18	∠65×65×6	190	1.27	150		3.75	7.527	1.09	"	3.58	
8	2.55	"	130	"	103		"	"	"	"	"	
9	2.51	"	"	"	"		"	"	"	"	"	
10	3.05	"	160	"	126		"	"	2	7.16	"	
11	"	"	200	"	158		"	"	"	"	"	
12	3.65	"	220	"	160		4.25	"	"	"	"	
13	2.00	"	240	"	189		"	"	"	"	"	
14	1.90	"	260	"	205		"	"	"	"	"	
15	2.06	"	"	"	"		"	"	"	"	"	
16	2.20	"	"	"	"		7.0	"	2.04	"	"	
17	2.50	"	193	"	152		3.85	"	1.28	"	"	
18	2.80	∠75×75×6	233	1.47	159		4.21	8,727	1.35	"	"	
19	3.70	∠90×90×7	290	1.77	164			12.22	"	"	"	
20	3.55	"	276	"	156		"	"	"	"	"	
21	3.85	"	286	"	162		"	"	"	"	"	

22	4.45	"	322	"	182	5.52	"	2.0	"	"
23	4.75	∠100×100×7	360	1.97	"	"	13.62	1.92	"	"
24	5.05	2∠75×75×6	374	2.25	166	173	4.99	17.28	1.45	3/4''2 10.34
25	5.65	"	370	"	164	"	"	"	"	"
26	6.25	"	420	"	179	185	5.70	"	2.06	"
27	6.95	2∠90×90×7	424	2.71	157	"	24.22	"	"	"
28	9.05	"	420	"	155	163	4.43	"	1.65	3 15.51
7~8	2.70	∠65×65×6	290	1.98	146	"	3.57	7.527	1.28	5/8''1 3.58
8~9	"	"	160	1.27	126	"	"	"	"	"
9~10	2.65	"	"	"	"	"	"	"	2	7.16
10~11	2.85	"	180	"	142	"	"	"	"	"
11~12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
12~13	4.90	∠75×75×6	200	1.47	136	"	8.08	8,727	1.73	"
13~14	2.76	"	230	"	157	"	"	"	"	"
14~15	2.96	"	260	"	177	"	5.23	"	1.78	"
15~16	"	∠65×65×6	150	1.27	118	"	"	7,527	"	"
16~17	2.36	"	160	"	126	"	"	"	"	"
17~18	2.56	"	180	"	142	"	3.36	"	1.14	"
18~19	2.96	"	200	"	158	"	4.16	"	1.64	"
19~20	3.36	∠75×75×6	230	1.47	157	"	4.11	8,727	1.58	"
20~21	3.76	"	250	"	170	"	4.82	"	2.06	"
21~22	4.36	∠90×90×7	270	1.77	153	"	3.90	12.22	1.37	"
22~23	4.96	"	300	"	170	"	4.82	"	1.96	"
23~24	5.36	∠100×100×7	330	1.97	167	"	4.70	13.62	1.85	3/4''2 10.34
24~25	5.96	2∠75×75×6	360	2.25	160	"	"	17.28	"	"
25~26	6.76	"	390	"	173	180	5.40	"	2.12	"
26~27	7.76	2∠90×90×7	420	2.71	15.5	"	"	24.22	"	"
27~28	10.36	"	460	"	170	177	5.22	"	2.23	3 15.51

7. 受風面積의 檢討

塔體의 實受風面積과 設計時의 推定受風面積과를 比

較하면 附圖 II와 같으며 兩者間에 殆히 差가 없으므로 設計時受風面積測定値는 比較의 妥當性이 있었다는 것을 알 수 있으며, 設計結果도 信賴性을 갖을 수 있다.

《85p에서 계속》

直流 2線式 配電線路가 있다. 給電點 A의 線間電壓은 100 (V)이고 A, B, C, D, E點의 負荷는 각각 10(A) 20(A), 10(A), 10(A), 이다. 그리고 各區間의 抵抗은 往復線을 合하여 어느 것이나 0.1(Ω)이다. 이 경우 다음을 求하라. (25點)

- (a) 給電線을 通하여 給電點下로 流入하는 電流答 (A)
- (b) 區間 FA를 흐르는 電流答 (A)
- (c) 區間 FC를 흐르는 電流答 (A)
- (d) 電壓이 가장 낮은 點의 位置 및 그 線間電壓答 (點(V))
- (e) 電壓降下率(電壓이 낮은 點을 기준으로 함)答 (%)

