

송전철탑 무근기초 보강공법 시공기술 고찰

황중선*, 이달형**, 이경옥**, 최성우**, 김성호**, 김재준**
 전남도립대학*, 한국전력공사**

Reinforcement Method of Power Transmission Line Tower Basement

Hwang jongsun*, Lee dalhyung**, Lee kyoungwook**, Choi sungwoo**, Kim sungho**, Kim jaejun**,
 Namdo Provincial College*, Korea Electric Power Corporation**

Abstract - 송전선로 철탑은 비교적 작용하는 하중이 크고 바람과 피빙의 영향을 많이 받는 구조물로서 이를 안정적으로 지탱하기 위해서는 튼튼한 기초를 필요로 한다. 그러나 무근콘크리트 기초는 재료의 특성상 휨인장력에 대하여는 지지력이 없어 철탑기초로는 부적절한 구조물이다. 본 고에서는 무근콘크리트 기초에 대한 철근콘크리트 보강공법 시공기술에 대하여 고찰하고자 한다.

1. 서 론

송전선로 철탑기초는 1988년 전반기까지는 무근콘크리트로 건설되었으며, 철근콘크리트로 건설된 선로는 1988년 하반기부터라고 할 수 있다. 철탑은 비교적 작용하는 하중이 크고 바람과 피빙의 영향을 많이 받는 구조물로서 이를 안정적으로 지탱하기 위해서는 튼튼한 기초를 필요로 한다. 그러나 무근콘크리트 기초는 재료의 특성상 휨인장력에 대하여는 지지력이 없어 철탑기초로는 부적절한 구조물이다. 그동안 무근콘크리트 기초로 건설된 많은 송전선로가 당시의 열악한 품질관리 환경으로 인하여 구조적인 불안정과 함께 내구성의 한계에 도달되고 있는 상태로써 적절한 보강을 필요로 하던 중 1995년부터 무근콘크리트 기초에 대한 철근콘크리트 보강작업이 시행되고 있다. 송전선로의 규모에 따라 경하중 철탑은 거의 보강을 필요로 하지 않는 경우도 있는 반면 중하중 철탑은 기존 기초보다 기초 규격을 확대해야 하는 경우도 있고, 기초규격 미달(기초의 높이 부족)까지 동시 보강을 해야 하는 철탑도 있다.

2. 본 론

2.1 철탑 기초 설계의 변천

1987년 이전의 철탑기초는 무근콘크리트 기초이었으며, 1987년 하반기에 압축력이 100톤 이상 작용하는 기초에 대하여 개별 철탑에 대한 구조강도를 검토하지 않고 최소 철근량(D16 배근간격 400mm)만 시공하였다. 그리고 1988년도에 '송전용 철탑의 역T형 기초'를 시공하면서 철근콘크리트 기초로 변경한 이후 1990년도부터 본격적으로 철탑 기초를 철근콘크리트 기초로 적용하여 왔다.

2.2 무근콘크리트 기초 구조강도 분석

무근콘크리트 기초자체의 규격은 적정하더라도 철근이 없다는 것은 구조용력의 관점에서 볼 때 안전성이 없다. 즉 상부로부터 전달되는 연직하중으로 인해 기초 각 부에 발생하는 응력 중 철근이 부담하는 인장력에 대한 내구성은 없다고 볼 수 있다. 특히 상판부의 편칭전단응력이 부족되고 있는 점은 이상시 주체부와 상판부가 연결되는 부분에서 전단파괴가 쉽게 일어날 수 있는 조건이 되므로 철탑 도파사고의 직접적인 원인이 된다. 따라서 무근콘크리트 기초를 철근콘크리트 기초로 보강할 때 가장 중점적으로 보강을 해야 할 부분이라 하겠다. 그러나

현재 시행되고 있는 무근콘크리트 기초의 철근콘크리트 보강 설계는 주체부 보강을 위주로 하고 상판부 보강은 간과되고 있는 실정으로 이에 대한 적절한 보강방안이 제시되고 있지 못한 형편이다. 따라서 보강 후 철탑기초가 구조강도를 완전히 유지할 수 있도록 주체부와 함께 상판부 보강까지 검토하는 방법을 일부 제시한다.

2.3 철탑 무근콘크리트 기초보강 방안

무근콘크리트 기초규격은 문제점이 없으며, 철근 콘크리트 보강시 주체부는 해체 후 재시공하고, 상판부는 안전상 해체가 불가능하므로 기존 상판부 위에 보강 상판부를 추가 시공하며, 앵카재는 기존 상판부 내에서는 유효두께를 확보하지 못하므로 보강상판부에 앵카재를 추가 설치한다. 보강 전·후 기초규격비교는 [표 1]과 같다.

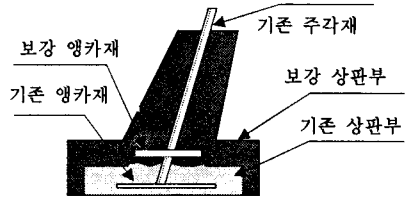


그림 1. 보강기초의 설계 단면도

2.3.1 무근콘크리트 기초보강 대상 철탑 조건

- 0 대상철탑 : $C_2 - 20m$
- 0 설계하중

압축력(C)	인발력(T)	수평력(Q _B)
177.1ton	160.1ton	3.5ton

0 기초재료의 실시공 응력

재료명	응력구분	기초	산출공식	시공응력 (kg/d)	비고
콘크리트	압축강도	σ_c		180	
	허용 휨 압축응력	σ_{cs}	$0.4\sigma_c$	72	
	허용 전단응력	τ_{cs}	$0.25\sqrt{\sigma_c}$	3.35	
	허용 편칭전단응력	τ_{cs}	$0.5\sqrt{\sigma_c}$	6.71	
	허용 부각응력	τ_{cs}	$0.02\sigma_c$	3.60	
철근	철근의 항복응력	σ_y		3,000	미시공
	허용압축 및 허용인장응력	σ_s	$0.5\sigma_y$	1,500	

0 지반의 조건

- 토질 : 사질토 N치 30-50
- 흙의 단위 체적중량 $\gamma_s = 1.8\text{ton/m}^3$
- 흙의 내부 마찰각 $\psi = 40$
- 지지력 계수 : $N_c = 95.7$ $N_q = 83.2$ $N_\psi = 114$

[표 1] 보강전·후 기초규격 비교표

구분	주각재	앵카재	B	H	a	b	h	t	q	f
보강전	L200×25	L200×20×1650	3500	4900	600	1480	4100	800	400	400
보강후	L200×25	L200×20×1650 L200×20×1650	3500	4900	600	1320	3300	1600	400	1200

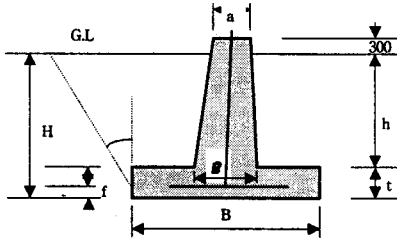


그림 2. 보강기초 규격의 단면도

2.3.2 압축력에 대한 지지력 검토

(1) 기초체 자중(G)의 계산

$$G = W_c + W_s = \left\{ \frac{\pi(h+0.3)}{12} (a^2 + a \times b + b^2) + B^2 \times t \right\} \times \gamma_c$$

$$= \left\{ \frac{\pi(3.3+0.3)}{12} (0.6^2 + 0.6 \times 1.32 + 1.32^2) + 3.5^2 \times 1.6 \right\} \times 2.4$$

$$= 6.55 + 47.04 = 53.59 \text{ ton}$$

(2) 지표면하 기초 주체부 체적 (V_c)

$$V_c = \frac{\pi \times h}{12} \{ (a + 0.2 \times 0.3)^2 + (a + 0.2 \times 0.3) \times b + b^2 \}$$

$$= \frac{\pi \times 3.3}{12} \{ (0.6 + 0.2 \times 0.3)^2 + (0.6 + 0.2 \times 0.3) \times 1.32 + 1.32^2 \}$$

$$= 2.63 \text{ m}^3$$

(3) 기초 상판부 위의 흙의 중량 (W_s)

$$W_s = \gamma_s (B^2 h - V_c) = 1.8 (3.5^2 \times 3.3 - 2.63) = 68.03 \text{ ton}$$

(4) 정사각형 바닥판의 집지압 배율 (μ)

$$\mu = 1 + \frac{6 \times e_2}{B} = 1 + \frac{6 \times 0.063}{3.5} = 1.108$$

(5) 상판부 밑면에서 편심거리 (e₂)

$$e_2 = \frac{Q_B' \cdot h_1}{C + G + W_s} = \frac{Q_B' (h + 0.3 + 0.2 + t)}{C + G + W_s}$$

$$= \frac{3.5 \times (3.3 + 0.3 + 0.2 + 1.6)}{177.1 + 53.59 + 68.03} = 0.063 \text{ m}$$

(6) 지반의 허용압축지지력 (C_r)

$$C_r = \frac{A}{F_s \cdot \mu} (a \cdot c \cdot N_c + B \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_q + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) - W_s - G$$

$$= \frac{3.5^2}{3 \times 1.108} (1.3 \times 0.957 + 0.4 \times 1.8 \times 3.5 \times 114$$

$$+ 1.8 \times 4.9 \times 83.2) - 68.03 - 53.59 = 3,641 \text{ ton}$$

∴ C_r = 3,641 ton > C = 177.1 ton 이므로 양호함

2.3.3 인발력에 대한 지지력 검토

(1) 원형으로 환산한 바닥판(상판부)의 반지름 (B_r)

$$B_r = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4}{\pi}} \times B = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4}{\pi}} \times 3.5 = 1.97 \text{ m}$$

(2) 인발시 활동면 내의 흙의 체적 (K₁)

$$K_1 = (0.056\psi + 4.00) B_r^2 \times \lambda^{(0.015\psi + 1.1)}$$

$$= (0.056 \times 40 + 4.00) \times 1.97^2 \times 1.675^{(0.016 \times 40 + 1.1)} = 117.05 \text{ m}^3$$

$$\lambda = \frac{h}{B_r} = \frac{3.3}{1.97} = 1.675$$

(3) 인발시 활동면의 흙의 면적 (K₂)

$$K_2 = (0.027\psi + 7.653) B_r^2 \times \lambda^{(0.004\psi + 1.103)}$$

$$= (0.027 \times 40 + 7.653) \times 1.97^2 \times 1.675^{(0.004 \times 40 + 1.103)} = 65.02 \text{ m}^2$$

(4) 사각으로 환산한 주체부 하단폭 (b')

$$b' = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times b = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times 1.32 = 1.17 \text{ m}$$

(5) 바닥판 윗면에서의 편심거리 (e₁)

$$e_1 = \frac{Q_B' \cdot h_2}{T - (W_c + W_s)} = \frac{3.5 \times (3.3 + 0.3 + 0.2)}{160.1 - (6.55 + 52.6)} = 0.0897 \text{ m}$$

(6) 주체부 직하 부분의 바닥판(상판부) 중량 (W_α)

$$W_\alpha = b'^2 \times t \times \gamma_c = 1.17^2 \times 1.6 \times 2.4 = 5.26 \text{ ton}$$

(7) 모멘트에 의한 인발내력 저하계수 (k)

$$k = \frac{1}{1 + \frac{6 \cdot e_1 \cdot B}{B^2 + b^2}} = \frac{1}{1 + \frac{6 \times 0.0897 \times 3.5}{3.5^2 + 1.17^2}} = 0.88$$

(8) 허용 인발지지력 (T_r)

$$T_r = \frac{k}{F} (\gamma_s \times (K_1 - V_c) + c' \cdot K_2) + G$$

$$= \frac{0.88}{2} (1.8 \times (117.05 - 2.63) + 0 \times 65.02) + 53.59 = 144.21 \text{ ton}$$

∴ T_r = 144.21 ton > T = 160.1 ton 이므로 양호함

2.3.4 주체부의 철근량 산출

주체부 하단은 D22 철근을 1열로 22개 배근하고 중단부(상부에서 1m지점)부터는 배근의 편의상 11개를 배근한다. 이때 주체부 철근이 상판부 철근과 접합되는 부분의 철근 정착장은 주체부 철근 직경의 20배 이상의 길이로 한다. 띠철근의 실시공 간격은 최소철근간격에 의하여 20 cm로 시공하고, 상단균열 방지근은 주체부 최상단에 ψ6 철선을 격자형의 7m 간격으로 최상단에서 2m 밑에 배근한다.

바닥판의 철근량은 압축력에 의한 하부철근량 19개 인발력에 의한 상부철근량도 동일하게 19개 시공한다. 보강상판부 철근은 주각재에 의해 중단이 절단되는 철근이 있으므로 이의 보강을 위해 주각재 주변에 상판부 주철근과 동일한 규격의 철근을 주각재 직경에 상당하는 범위 내에 배치하며, 주철근과 동일한 방향(2개×4면) 8개, 주철근과 경사방향(1개×4면) 4개를 배치한다.

전단보강철근(Stirrup)은 보강앵카재 주변에 배근하며 Stirrup의 단면적은 설계연직하중의 75%를 Stirrup의 허용인장하중 이하로 부담할 수 있는 면적과 Stirrup 철근의 최소경은 16m, 배근간격은 30m 이하로 하며 앵카재 1본당 6개씩 배근한다.

2.3.5 주체부의 응력도 검토

(1) 콘크리트에 발생하는 설계 압축응력 (σ_c)

○ 허용조건 : σ_c ≤ σ_{ca}

○ σ_{ca} = 0.4σ_{ck} = 0.4 × 180 = 72 kg/cm²

○ σ_c = $\frac{1 - \cos \alpha}{K \cdot r^2} \times Q_B' \cdot h_1 = \frac{1 - \cos 1.07}{0.162 \times 66^2} \times 3500 \times 540$

= 21.097 kg/cm²

○ K = $\frac{1}{12} \{ 3\alpha(1 + 4 \cos^2 \alpha) - \sin \alpha \cos \alpha (13 + 2 \cos^2 \alpha) + 6\pi \alpha (\frac{L}{r})^2 + 2 \cos^2 \alpha \}$

= $\frac{1}{12} \{ 3 \times 1.07 (1 + 4 \cos^2 1.07) - \sin 1.07 \cos 1.07 (13 + 2 \cos^2 1.07)$

+ $6 \times \pi \times 10 \times 0.0062 (\frac{66}{74})^2 + 2 \cos^2 1.07 \}$ = 0.162

○ ρ = $\frac{A_s}{\pi \cdot r^2} = \frac{85.162}{\pi \times 66^2} = 0.0062$

○ A_s = 철근배근수량 × 철근1개단면적 = 22 × 3.871 = 85.162 cm²

○ α : 송전설비 설계표준(가공편)의 P156 표5-5 도표에 의하여 철근비 0.0062일 때 α = 1.07

∴ σ_c = 21.097 kg/cm² < σ_{ca} = 72 kg/cm² 이므로 양호함.

(2) 철근에 발생하는 설계 인장응력 (σ_s)

○ 허용조건 : σ_s ≤ σ_{sa}

○ σ_{sa} = 0.5σ_{sk} = 0.5 × 3000 = 1,500 kg/cm²

○ σ_s = $\frac{r_s + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \times n \cdot \sigma_c = \frac{58}{66} + \cos 1.07}{1 - \cos 1.07} \times 10 \times 21.097$

= 551.458 kg/cm²

∴ σ_s = 551.458 kg/cm² < σ_{sa} = 1500 kg/cm² 이므로 양호함.

2.3.6 상판부의 응력도 검토

(1) 콘크리트의 설계 압축응력도 (σ_c)

○ 허용조건 : σ_c ≤ σ_{ca}

○ σ_{ca} = 0.4σ_{ck} = 0.4 × 180 = 72 kg/cm²

0 유효폭 (B_e)내의 철근단면적 : 상,하부철근중 큰 쪽
으로 계산

$$A_s = \text{유효폭내 철근수량} \times \text{철근단면적} = 15 \times 1.986 = 29.79 \text{cm}^2$$

$$0 \text{ 철근비 } \rho = \frac{A_s}{B_c \cdot d_t} = \frac{29.79}{276 \times 72} = 0.0015$$

$$0 k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} \\ = -10 \times 0.0015 + \sqrt{(10 \times 0.0015)^2 + 2 \times 10 \times 0.0015} = 0.1589$$

$$0 j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.1589}{3} = 0.947$$

$$0 \sigma_c = \frac{M}{B_c \cdot d_t^2} \cdot \frac{2}{k \cdot j} = \frac{2821183}{276 \times 72^2} \times \frac{2}{0.1589 \times 0.947} \\ = 26.21 \text{kg/cm}^2$$

$\therefore \sigma_c = 26.21 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 72 \text{kg/cm}^2$ 이므로 양호함.

(2) 철근의 설계 인장응력도 (σ_s)

0 허용조건 : $\sigma_s \leq \sigma_{sa}$

$$0 \sigma_s = \frac{M}{B_c \cdot d_t^2} \times \frac{1}{\rho \cdot j} = \frac{2821183}{276 \times 72^2} \times \frac{1}{0.0015 \times 0.947} \\ = 1,388 \text{kg/cm}^2$$

0 실 시공 철근의 허용 인장응력도 (σ_{sa})

$$\sigma_{sa} = 0.5\sigma_y = 0.5 \times 3000 = 1500 \text{kg/cm}^2$$

$\therefore \sigma_s = 1,388 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1,500 \text{kg/cm}^2$ 이므로 양호함.

(3) 콘크리트의 설계 전단응력도 (τ_c)

0 허용조건 : $\tau_c \leq \tau_{ca}$

$$0 \tau_c = \frac{S}{B_c \cdot j \cdot d_t} = \frac{44400}{276 \times 0.947 \times 72} = 2.359 \text{kg/cm}^2$$

0 실시공 콘크리트의 허용 전단응력도 (τ_{ca})

$$\tau_{ca} = 0.25 \sqrt{\sigma_{ca}} = 0.25 \sqrt{180} = 3.35 \text{kg/cm}^2$$

$\therefore \tau_c = 2.359 \text{kg/cm}^2 < \tau_{ca} = 3.35 \text{kg/cm}^2$ 이므로 양호함.

(4) 콘크리트와 철근의 설계 부착응력도 (τ_o)

0 허용조건 : $\tau_o \leq \tau_{oa}$

$$0 \tau_o = \frac{S}{u \cdot j \cdot d_t} = \frac{44400}{90.76 \times 0.947 \times 72} = 7.17 \text{kg/cm}^2$$

$$0 u = \frac{B - 2d_c}{\text{철근배근간격}} \times \text{철근}(D16) \text{의 공칭틀레} \\ = \frac{350 - 2 \times 8}{18.4} \times 5 = 90.76 \text{cm}$$

0 실시공 콘크리트와 철근의 허용부착응력도 (τ_{oa})

$$\tau_{oa} = \frac{1}{15} \sigma_{ca} = \frac{1}{15} \times 180 = 12 \text{kg/cm}^2$$

$\therefore \tau_o = 7.17 \text{kg/cm}^2 < \tau_{oa} = 12 \text{kg/cm}^2$ 이므로 양호함.

2.3.7 앵카재 검토

2.3.7.1 앵카재가 부담하는 정착력

(1) 주체부가 부담하는 정착력 (R_s)

다음 식으로 계산하는 값 중 작은 값으로 한다.

$$R_{s1} = \Phi_s \cdot \tau_{ca} \cdot L = 80 \times 3.6 \times 360 = 103,680 \text{kg}$$

$$\Phi_s = 4 \times f_w = 4 \times 20 = 80 \text{cm}$$

$$L = h + 0.3 = 3.3 + 0.3 = 3.6 \text{m} = 360 \text{cm}$$

$$R_{s2} = \Phi_s \cdot \tau_{ca} \cdot L = 68 \times 6.71 \times 360 = 164,260.8 \text{kg}$$

$$\Phi_s = 3.4 \times f_w = 3.4 \times 20 = 68 \text{cm}$$

\therefore 주체부 정착력 $R_s = 103,680 \text{kg}$

(2) 인발력에 대하여 앵카재가 부담하는 정착력 (T_s)

$$T_s = T - R_s = 160,100 - 103,680 = 56,420 \text{kg}$$

$\therefore T_s \geq 0.5T$ 의 조건에 미달하므로

$$T_s = 0.5T = 80,050 \text{kg}$$

(3) 압축력에 대하여 앵카재가 부담하는 정착력 (C_s)

$$C_s = C - R_s = 177,100 - 103,680 = 73,420 \text{kg}$$

(4) 앵카재의 길이 범위 : $b \leq l_1 \leq B - 40$

2.3.7.2 콘크리트 두께로 결정되는 앵카재의 길이

(1) 인발력에 의한 앵카재 필요 길이 (L_{n1}) : 기존앵카

재로 검토

$$L_{n1} = \frac{2}{3} \times \frac{T_s}{1.61 \times (t_1 + t') \times \tau_{ca}} \\ = \frac{2}{3} \times \frac{80,050}{1.61 \times (30 + 80) \times 6.71} = 44.91 \text{cm}$$

$$t_1 = t - t_2 - f_w = 80 - 40 - \frac{20}{2} = 30 \text{cm}$$

(2) 압축력에 의한 앵카재 필요 길이 (L_{c1}) : 보강앵카
재로 검토

$$L_{c1} = \frac{2}{3} \times \frac{C_s}{1.61 \times (t_2' + t) \times \tau_{ca}} \\ = \frac{2}{3} \times \frac{73,420}{1.61 \times (40 + 80) \times 6.71} = 37.76 \text{cm}$$

$$t_2' = \frac{t'}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{cm}$$

$\therefore L_{c1} = 44.91 \text{cm} < L = 165 \text{cm}$ 이므로 양호함.

2.3.7.3 앵카재의 휨 강도로 결정되는 유효길이

(1) 앵카재의 프랜치 유효폭 (b_e)

$$b_e = t_s \left(1 + \sqrt{\frac{sfb}{3 \cdot cfc}} \right) = 2.0 \left(1 + \sqrt{\frac{2,650}{3 \times 108}} \right) = 7.72 \text{cm}$$

$$cfc = 1.5 \sigma_{ca} = 1.5 \times 72 = 108 \text{kg/cm}^2$$

(2) 앵카재의 단위길이당 분포하중 (q_1)

$$q_1 = cfc \times b_e = 108 \times 7.72 = 833.76 \text{kg/cm}$$

(3) 앵카재의 돌출부 유효길이 (x_1)

$$x_1 = \sqrt{\frac{2 \times q \times sfb}{q_1}} = \sqrt{\frac{2 \times 197 \times 2,650}{833.76}} = 35.39 \text{cm}$$

(4) 앵카재의 휨강도로 결정되는 유효길이 (L_{e1})

$$L_{e1} = 2x_1 \times B_w = 2 \times 35.39 + 46.9 = 117.68 \text{cm}$$

$\therefore L_{e1} = 117.68 \text{cm} < L = 165 \text{cm}$ 이므로 양호함.

2.3.7.4 앵카재의 부담하중으로 결정되는 길이

(1) 인발축으로 산출한 앵카재 필요길이 (L_{n1})

$$L_{n1} = \frac{2}{3} \times \frac{T_s}{q_1} = \frac{2}{3} \times \frac{80,050}{833.76} = 64 \text{cm}$$

(2) 압축축으로 산출한 앵카재 필요길이 (L_{c1})

$$L_{c1} = \frac{2}{3} \times \frac{C_s}{q_1} = \frac{2}{3} \times \frac{73,420}{833.76} = 58.71 \text{cm}$$

$\therefore L_{n1} = 64 \text{cm} < L = 165 \text{cm}$ 이므로 양호함.

3. 결 론

위에서 검토한 기초보강은 기존 기초의 콘크리트압축
강도가 180kg/cm^2 으로 정상 시공되어 있을 때를 기준으로
검토한 것이며, 만약 콘크리트 압축강도가 미달된 부실
기초인 경우는 보강상판부의 폭 (b)를 기존 상판부 보다
크게 하여 검토해야 한다. 지금까지 검토한 내용과 같이
무근콘크리트 기초를 철근콘크리트 기초로 보강할 때 보
강부에 배근해야 하는 철근량은 현재 사용되고 있는 기
초수량 산출전산프로그램으로 출력하면 되므로 별도의
수계산은 필요로 하지 않는다. 그러나 기존 상판부와 보
강 상판부의 신·구콘크리트의 접합은 별도 검토를 해야
한다. 보강대상 철탑의 기존 기초가 기초설계기준 개정
이전의 규정으로 설계된 기초일 때는 개정된 기초설계기
준으로 기초 규격을 재검토해야 한다. 이 경우 기존 기
초의 크기는 개정된 기준으로 볼 때 상당히 작을 수 있
다. 이때는 현재의 설계기준으로 보강기초의 규격을 결
정해야 하나 기초의 길이가 깊어질 경우는 굴착이 불가
하므로 상판부 폭 B 를 상대적으로 확대하여 지지력을
크게 해야 한다. 이러한 경우의 기초설계는 전산검토가
불가능하므로 수계산 검토가 필요하다.

[참 고 문 헌]

- [1] 한국전력공사, "가공송전용 철탑기초 설계기준", 2007.
- [2] KOPEC, "철탑기초 보강공사 종합개선용역보고서", 2006.