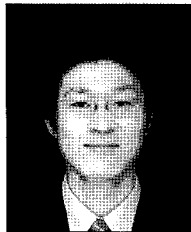


송전철탑의 설계하중 및 이상시 안전성 평가

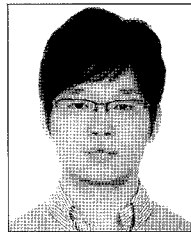
Safety Evaluation of Transmission Tower Subjected to Design and Special Load Case



박종섭*



장진원**



진석원**



강영종***

* 상명대학교 토목환경공학부 교수
 ** 고려대학교 건축사회환경공학과 석사과정
 *** 고려대학교 건축사회환경공학과 교수

1. 서론

1970년대 중반 이후 국내 지역간 전력 공급은 154kV급 송전선로에서 345kV급 송전선로로, 1990년대 중반 이후에는 고용량의 765kV급 송전선로로 대용량화가 이루어지고 있다. 그에 따라 송전선로를 지지하는 송전철탑의 설계 및 보강방법 또한 대규모, 고용량에 맞추어 대형화가 이루어지고 있다. 2000년 기준으로 전체 전력수송연장 중 765kV급은 3%, 345kV급 27%, 154kV급 이하가 70%를 차지하고 있다. 2000년대 접어들면서 점차 765kV급 송전철탑의 수요 및 공급이 늘어나고 있지만, 345kV급 이하 철탑이 97%이상을 차지하고 있으며, 특히 345kV급 송전철탑의 경우 수도권으로 전력 공급을 늘리기 위해 지속적으로 건설되고 있는 실정이다.

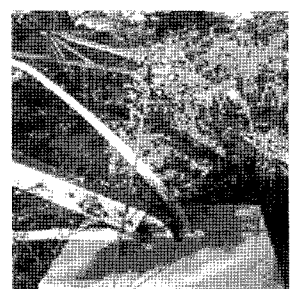
지난 2002년 태풍 '매미'에 의해 경남 통영 지방에서 154kV급 송전철탑 2기가 도괴된 피해 사례가 있었는데, 사후 그 도괴원인을 조사해본 결과 한 기는 최하단부 주주재 좌굴에 의한 도괴(그림 1)로 보여지고, 다른 한 기는 중간부 주주재의 절손에 의한 파괴(그림 2)로 나타났다.

2006년 9월에는 과천 변전소 인근에서 작업을 하던 크레인에 의한 전선 단선과 함께 화재가 발생되었으며, 화재는 송전철탑 선로를 따라 확산되며 연속적인 인근 철탑의 단선 발생 및 큰 불평형 장력으로 인하여 철탑 붕괴가 발

생하였다(그림 3, 4). 미국의 경우 1975년 위스콘신주에서는 일부구간의 송전선로의 단선으로 인하여 연쇄적으로 송전철탑의 파괴가 발생되어 주민들이 큰 피해를 입기도 하였다(Anon, 1975).



(a)

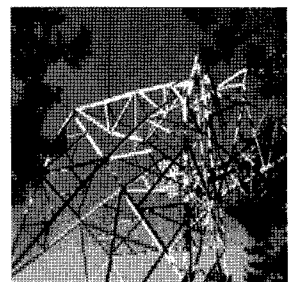


(b)

그림 1 태풍 '매미'에 의해 도괴된 철탑 I



(a)



(b)

그림 2 태풍 '매미'에 의해 도괴된 철탑 II



그림 3 크레인에 의한 송전선로의 단선

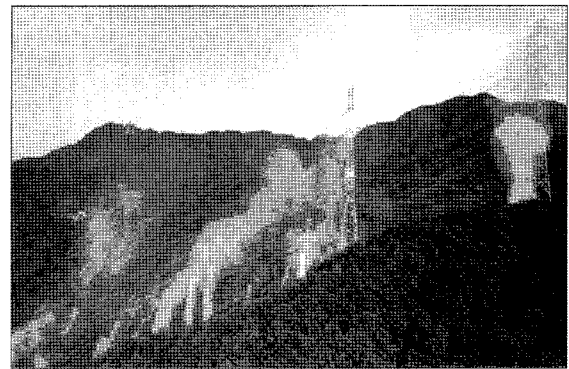


그림 4 송전선로 방향으로의 화재발생

현재 송전철탑의 설계는 한국전력공사에서 제정한 ‘가공 송전용 철탑설계기준-1111’(한국전력공사, 2004)을 기준으로 하고 있으며, 66kV, 154kV 등 345kV급 이하 가공송전선로에 사용하는 송전철탑 설계에 사용되고 있다. 1970년 이전 송전선로 건설은 각 전기회사가 당시 일본의 전기기준(일본전기학회, 1965)을 사용하여 나름대로의 기술을 가지고 건설하였다. 그리고, 1970년 가공송전선로의 설계표준화를 위하여 “가공송전용 철탑설계기준”이 최초로 제정되었다. 1979년에는 154kV, 345kV 복도체 선로의 건설이 본격화됨으로써 이를 반영하고, 강재의 허용응력과 허용좌굴응력도를 수정 및 추가하는 1차 개정을 실시하였다. 1987년에는 강풍에 의한 철탑도괴를 반영한 전면적인 2차 개정이 있었으며, 1990년에는 “가공송전용 철탑기초 설계기준”이 분리되었고, 1997년 일부 풍력산정기준을 수정한 3차 개정이 실시되었다. 2004년에는 불평형장력 적용을 일부 수정하고, 향후 “송전용지지물 풍하중 설계기준 연구”를 시행·반영 예정으로 지역별 최대풍속과 전력선 단선을 고려하는 현재의 기준을 그대로 유지하는 4차 개정이 있었다. 4차 개정에서 구조물의 중요도를 고려해 구조물의 중요도 계수(K_1)값을 해당 송전선로 사고시 제3자에 미치는 영향 및 계통상의 중요도에 따라 1.15를 표준으로 하고 중요 송전선 철탑 및 다회선 철탑의 경우 1.3의 값을 택하도록 되어 있다. 이는 하중계수법에서 사용하고 있는 하중계수로 종래의 허용응력법에 대해 일부 수정을 한 것으로 볼 수 있다. 그러나 현재 국내 송전철탑 설계기준인 ‘가공송전용 철탑설계기준-1111’(한국전력공사, 2004)은 허용응력설계법을 근간으로 하고 있다.

미국은 1971년 “Guide for Design of Steel Transmission Towers-Manual No.52”를 발표하여 설계에 적용하였고, 1988년 2차 개정을 실시하고, Manual No.52를 근간으로 하중저항계수설계법과 신뢰성기반의 설계법을 적용한 하중산정에 관한 설계기준인 “Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading”을 1991년에 제정하였다. 그 후 후속

연구결과를 반영하여 2000년(ASCE 10-97) 개정판 “Design of Latticed Steel Transmission Structures”가 출판되어 지금까지 사용되고 있다. 이와 같이 미국의 송전철탑설계기준은 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)을 적용하여 경제적인 설계를 유도하고 있다.

신진화된 LRFD 설계법을 국내에 적용하기 위해서는 하중계수 뿐만 아니라 부재의 극한 강도를 합리적으로 판단할 수 있어야 된다. 따라서, 부재간의 실질적인 연결조건을 고려한 해석모델과 경계조건 선택은 송전철탑의 합리적이고 경제적인 설계를 유도하는 근간이다. 현재 송전철탑에 대한 국내 설계 및 해석모델 접근법은 3차원 트러스요소를 사용하여 부재 양단은 힌지접합으로 가정하고 축방향력만 고려하고 있다. 그러나, 경제적인 단면 활용을 위하여 고강도 강재와 고장력볼트 사용에 의한 반강접합의 고려가 필요시되고 있으며, 주주재에 해당하는 기둥의 모멘트가 수평재로 어느 정도 전달된다고 보고되고 있다(김중성, 2003).

횡하중을 받는 반강접합의 보-기둥 구조물의 경우 강접합된 구조물에 비해 횡변위와 유연도가 크게 증가하는 양상을 보이며(강철규, 1996), 강뺨대 구조물의 접합부를 강접합, 반강접합, 힌지접합의 세 경우에 대해 비선형해석을 수행하여 극한하중계수를 살펴본 결과 반강접합이 강접합에 가까운 극한하중계수를 보였다(김승익, 2001). 송전철탑의 접합 상세와 볼트연결 또한 검토될 필요가 있다.

본 해석적 연구는 강원도 양양-동해구간에 건설된 345kV급 송전철탑을 기본 대상 송전철탑으로 하여, 설계 풍하중을 국내 ‘가공송전용 철탑설계기준-1111’(한국전력공사, 2004)에 따라 계산하여 재해석했다. 또한, 단독철탑에 이상시 불평형 장력이 작용하였을 때, 단선된 경우별 송전철탑 부재의 극한상태를 파악하고, 현행 국내 설계기준과의 비교를 통해 안정성 여부를 검토하였다. 해석에 사용된 범용 구조해석 프로그램으로 LUSAS(2005)가 사용되었으며, 자중과 풍하중을 고려한 정적해석을 수행하였다.

2. 해석 대상 철탐

송전철탐의 종류는 표준철탐와 특수철탐으로 나뉘며, 표준철탐은 전선로의 표준경간에 대하여 설계하는 것으로 직선철탐, 각도철탐, 보강철탐, 인류철탐 등 4종류로 세분화되고, 특수철탐은 송전선로의 분기개소, 하천·계곡횡단 등의 장경간 개소, 표준철탐의 허용 수평각도를 초과하는 중각도 개소 등의 특수성을 고려한 것으로 표준철탐을 사용할 수 없는 곳에 사용된다. 본 연구는 국내에서 보편적으로 많이 사용되는 내장애자장치 적용 각도철탐을 대상으로 하였다. 기본적인 대상 철탐과 가섬선 및 부속장치의 제원은 표 1~2와 같다.

표 1 양양-동해 송전철탐(345kV) 기본 제원

철탐 형식	선로 수평 각도	철탐 전장 (m)	수평 하중 경간 (m)	수직 하중 경간 (m)	각재부 종류	지역구분		주주 재절 간수	연직각도	
						고온 지역	저온 지역		θ_1	θ_2
B2 type	20°	63.1	350	700	35m body + 6m leg	II 지역	다설 지역	22	1.56°	5.71°

표 2 가섬선 제원

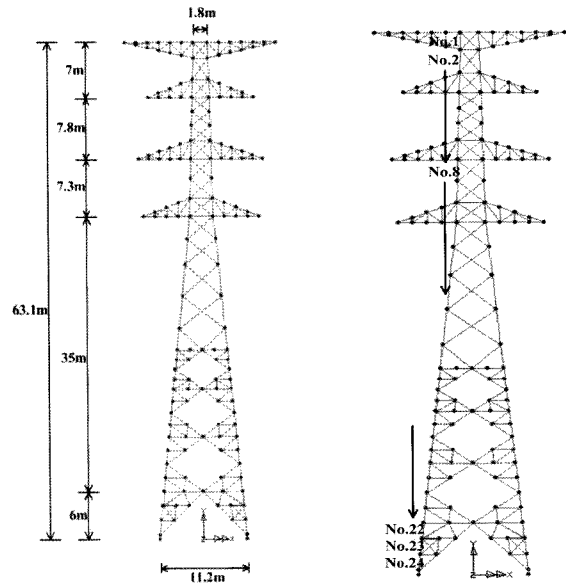
	종류	단면적 (mm ²)	전선 외경 (mm)	단위중량 (kg/m)	사용장력 (kN)
가공 지선	ACSR/AW 120mm ² ×1조	183	φ17.50	0.737	32.3/32.3
전력선	ACSR/AW 480mm ² ×4B	517	φ29.61	1.544	41.7/41.7

2.1 대상철탐의 모델링

63.1m의 높이를 가지는 대상철탐을 3차원 트러스요소를 이용한 모델(TModel), 모든 부재를 보요소를 적용한 모델(BModel), 주주재와 수평재는 보요소로 모사하고 사재, 기타 복재는 트러스로 모사한 복합 보-트러스요소 모델(BTModel) 등 3가지 모델을 사용하였다. 모델에 대한

표 3 해석에 사용된 하중조합

하중조합			하중 종류											
			직풍				사풍			H _e	P	Q	W _t	W _c
			H _t	H _{ta}	H _{ta'}	H _c	1.6H _t	0.5H _{ta}	0.75H _c					
고온계	상시	I 직풍90°	√		√	√				√			√	√
		II 사풍60°					√	√	√	√			√	√
저온계	이상	III 직풍	√		√	√				√	√		√	√
		IV 직풍	√		√	√				√			√	√
	상시	V 사풍					√	√	√	√			√	√
		VI 직풍	√		√	√				√	√		√	√

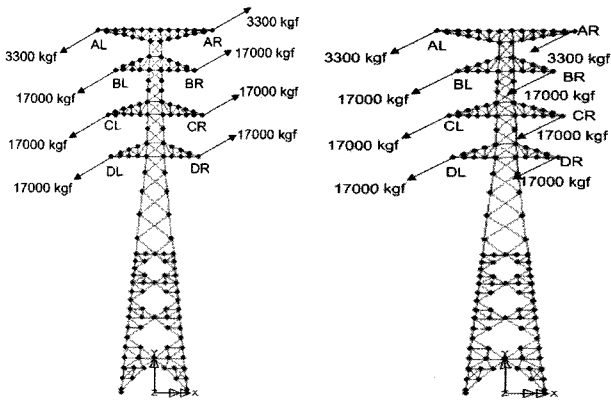


(a) 모델 제원 (b) 주주재별 번호
그림 5 해석 모델의 전체 형상

전체형상은 그림 5와 같다.

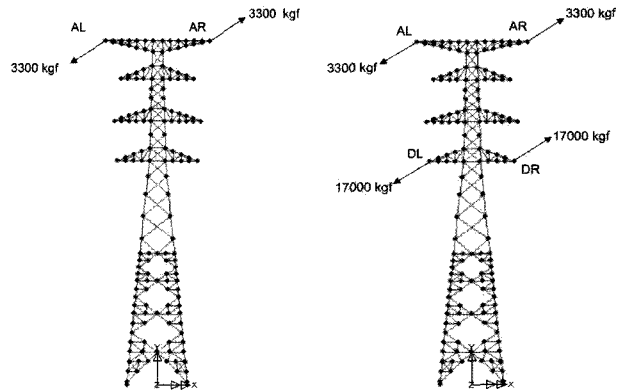
2.2 철탐의 하중 종류 및 재하방식

고려되는 하중들은 수직방향(Vertical Direction, VD), 수평횡방향(Transverse Direction, TD), 수평종방향(Longitudinal Direction, LD)등 세 방향에 대해서 나뉘어 작용시켰는데, 상시와 이상시, 고온계와 저온계, 직풍과 사풍인 경우로 나누어 총 6가지 하중조합으로 재하하였다. 이상시는 가섬선 및 가공지선이 단선되는 경우이고, 저온계는 착설 및 착빙이 되었을 경우를 말하며, 직풍은 선로의 직각방향으로 작용하는 풍하중을 말하고, 사풍은 풍하중이 60°각도에서 작용하는 경우를 가정하여 하중을 재하한다. 각 방향별로 작용하는 하중에서 수직하중은 철탐자중(W), 가섬선 및 애자장치 등의 자중(W_c)으로 구분되며, 수평횡하중은 철탐 본체풍압력(H_t), 가섬선풍압력(H_c), 수평각도하중(H_a) 등이 있다. 수평종하중은 철탐압풍압력(H_{ta})과 불평형장력(P)이



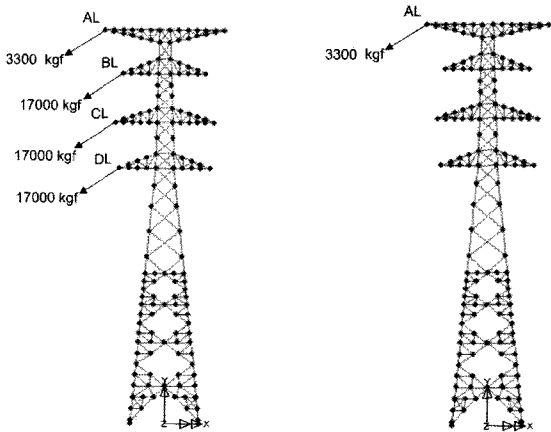
(a) D-T1 (b) D-T2

그림 6 암재의 번호와 불평형 장력



(a) D-A1 (b) D-AD1

그림 7 비대칭 양측 단선시 하중 재하 방법



(a) P-T (b) P-A

그림 8 편측 단선시 하중 재하 방법

있다. 각 부재에 작용하는 하중은 해당부재의 절점에 분배하여 집중하중으로 작용시켰다. 또한, 현재 설계기준에서는 가섭선에 작용하는 가섭선, 가공지선, 애자장치 등의 자중 및 가섭선 풍압력을 가섭선이 매달려 있는 암(Arm)의 끝부분에 집중하중으로 작용시키도록 하고있다. 적용된 하중 조합은 표 3와 같다.

표 3의 설계하중 조합과 별도로 그림 6~8과 같이 각 암 끝단에 단계적으로 단선 경우에 따라 하중을 재하하였다. 대상 철탑은 가섭선이 4도체로 이루어져 있기 때문에 전력선이 달린 암(Arm)끝단에 사용 장력의 4배인 17000kgf의 하중을 재하하였고, 1선으로 이루어진 가공지선이 달린 암에는 사용장력인 3300kgf의 하중을 암끝단에 재하하였다.

검토된 단선의 경우는 서로 다른 방향의 전선이 동시에 일부 또는 모두 단선되는 경우를 비대칭 양측 단선, 한쪽 전선이 일부 또는 모두 단선되는 경우를 편측 단선으로 정의하였다. 또한, 휨 거동을 유발하는 비대칭 일측 단선을 추가 정의하고 각 경우별 영향을 크게 받는 주주재의 응력

상태를 검토하였다. 암(Arm)번호는 상단에서 부터 A, B, C, D로 정의하였으며, 왼쪽 전력선 단선은 L, 오른쪽 전력선 단선은 R로 나타내었다. 그림 6은 가장 큰 불평형 장력이 가해질 것으로 예상되는 경우로서 그림 6(a)는 비틀림 모멘트가 크게 발생하는 경우이며, 그림 6(b)는 휨 모멘트가 크게 발생하는 경우를 나타내고 있다.

2.2.1 철탑본체풍압력(H)

가공송전용 철탑설계기준-1111(한국전력, 2004)에 의한 풍압력 산정식은 다음과 같다.

$$P = C \cdot \left(\frac{1}{2} \rho \cdot \alpha \cdot \beta \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot V_{G10}^2\right) \cdot A \quad (1)$$

여기서 P =풍압력(kN), C =풍력계수, ρ =공기밀도($N \cdot s^2/m^4$), α =상공체증계수, β =구조규모에 따른 저감계수, K_1 =중요도 계수, K_2 =차폐계수, V_{G10} =지상 10m의 순간최대 풍속(m/sec), A =수평면적(m^2)이다.

풍력계수는 부재의 단면형상, 지지물의 구조, 충실률 등에 따라 다르게 되나 설계의 간편화를 위하여 실제 철탑의 풍력계수 분포조사를 통해 산정한 결과를 바탕으로 전압 500kV를 기준으로하면 풍력계수는 다음과 같은 식으로 표현할 수 있다(일본전기학회, 1979).

$$H-l < h \text{ 일 때, } C_h = C_a + b(H-h) \quad (2a)$$

$$H-l \geq h \text{ 일 때, } C_h = C_0 \quad (2b)$$

여기서 H =지표에서 탑정점까지의 높이, l =탑정에서부터 증가하는 풍력계수가 일정(C_0)하게 되기까지의 높이(m), h =지표에서의 높이(m), C_h =높이 h 에 있어서의 풍력계수, C_a =탑정점의 풍력계수, b =풍력계수 증가율, C_0 =지

표면에서의 풍력계수이다.

상공체증계수(α)는 철탄 높이에 따른 풍속 체증을 고려하는 계수로서 식 (3)을 통해 계산되며, 기준지상고(10m) 이하의 경우 및 다설지역 저온계 속도압 계산시에는 식 (1)을 사용한다.

$$\alpha = \left(\frac{h}{h_0}\right)^{(1/n)} \quad (3)$$

여기서 h =지상고(m), h_0 =기준지상고(10m), n =체증의 정도를 나타내는 지수로서 $n=4$ 를 표준으로 한다. 저감계수(β)는 경간이 길어짐에 따라 전선의 수평 면적을 감하는 계수로서, 전선 풍압력 계산시 α 와 β 를 동시에 고려하지 않는 것을 표준으로 한다.

K_1 은 구조물 종류에 의한 계수로 구조물의 중요도에 따라 재현기간 100년 풍속에 의한 속도압을 적용하는 경우는 $K_1=1.15$, 재현기간 200년 풍속에 의한 속도압을 적용하는 경우는 $K_1=1.30$ 이다. K_2 는 건물, 수목 등에 의하여 지지물 및 가섭선에 가해지는 바람이 차단되는 정도를 나타내는 계수로 $K_2=1.0$ 을 표준으로 한다.

가공송전용 철탄설계기준-1111(한국전력, 2004)은 지지물 각 부분별 수평면적 분포실패를 조사하여 풍압치를 구하기 어려움으로 풍력계수를 $C_a=2.9$, $C_d=3.4$, $l=60m$, $b=0.0083$ 을 표준으로 산정하고, 상공체증 및 지표면에 발생하는 모멘트와 같은 모멘트가 산정될 수 있도록 철탄 전체에 대하여 동일하게 작용시키는 등가풍압치를 표준풍압치로 제시하고 있다. 따라서, 풍압력은 표준등가풍압치를 수평면적에 곱하여 풍압력을 산정한다.

수평면적의 산정 방법은 암체를 제외한 철탄본체 측면의 면적에 대하여 각 절간마다 투영면적을 계산하고 각절점의 상하절간 풍압치의 1/2을 각각 작용시켰다. 절점에 수평재가 있는 경우($H_1 \sim H_{12}$) 수평재의 풍압 하중은 그 절점에 추가 작용시켰다. 이 때, 각 절간의 높이는 수평재인 경우 부재가 위치한 높이를 그대로 사용하고, 주주재인 경우 부재의 중점에 해당하는 높이를 기준으로 계산하였다.

2.2.2 철탄암풍압력(H_a)

철탄암풍압력은 지역별 기준속도압에 따라 표준 풍압치(10m 기준)을 기준으로 풍압산정높이까지의 상공체증계수(α)를 고려한 풍압치에 암의 수평면적을 곱하여 산출한다. 풍압산정높이는 가공지선암을 포함한 각 암높이의 평균치를 기준으로 한다.

$$H_a = \text{표준풍압치} \times \text{상공체증계수}(\alpha) \times \text{암의 수평면적} \quad (4)$$

상공체증계수(α) 산정하는 방법은 철탄본체풍압력 산정시와 동일하게 계산한다. 암 측면풍압력(H_{ta})은 암의 정면풍압력(H_{ta})의 0.2배로 계산하였다.

2.2.3 가섭선의 수직하중(W_0)

가섭선의 수직하중은 가공지선, 가섭선의 중량으로 나뉘며 다시 가공지선의 중량은 전선자중, 작업자 중량, 표시구 중량으로 구성되며, 가섭선의 중량은 전선자중, 작업자 중량, 애자중량으로 구성된다.

2.2.4 가섭선의 풍압력 및 수평하중(H_c, H_b)

가섭선은 전력선과 가공지선으로 구분되며, 전력선과 가공지선에 대한 표준풍압치를 산정하여 풍압력을 계산한다. 주요 설계 상수는 구조물의 중요도 계수($K_1=1.30$), 형상지수, 저온계시 착설/무착설 여부로 결정된다.

전력선의 풍압력(H_c)은 식 (5)와 같이 고온계와 저온계로 구분하여 계산하였다.

$$H_c(\text{고온계})=n \cdot H_h \cdot d \cdot s \cdot 10^{-3}+I \quad (5a)$$

$$H_c(\text{저온계})=n \cdot H_h \cdot (d+2t) \cdot s \cdot 10^{-3}+I \quad (5b)$$

여기서 $n=I$ 상단 소도체수, H_h =고온계 가섭선 표준 풍압치(kN/m^2), d =전선외경(mm), s =수평하중경간(m), H_L =저온계 가섭선 표준 풍압치(kN/m^2), t =피빙두께(mm), I =애자의 풍압력(kN)을 말한다. 여기서 피빙두께란 착설되어 얼음이 되었을 때의 두께를 말한다.

가공지선의 풍압력은 식 (6)을 이용하여 계산하였다. B 는 항공장애표시구의 풍압력(kN)을 의미한다.

$$H_T(\text{고온계})=n \cdot H_h \cdot d \cdot s \cdot 10^{-3}+B \quad (6a)$$

$$H_T(\text{저온계})=n \cdot H_h \cdot (d+2t) \cdot s \cdot 10^{-3}+B \quad (6b)$$

애자장치의 풍압력은 지역별 기준속도압에 따라 표준풍압치(10m 기준)를 기준으로 하여, 풍압산정 높이까지의 상공체증계수(α)를 고려한 풍압치에 애자장치의 수평면적을 곱하여 산출한다. 애자장치 풍압은 가섭선 풍압치에 포함하여 계산하도록 한다.

2.2.5 수평각도하중과 불평형장력

수평각도하중(H_a)은 전선로에 수평각도가 있는 경우에 이 수평각에 의한 수평분력을 말하며 식 (7)과 같이 계산된다.

$$H_a = 2 \cdot n \cdot T \cdot \sin \frac{\theta}{2} \quad (7)$$

여기서 n =도체수, T =최대사용장력(가섭선=32.3kN, 가

공지선=41.7kN), θ 전선로 수평각도 (B₂ type; 20°)이다.

불평형장력은 상시와 이상시로 구분되며, 이상시 불평형장력은 가섭선의 절단에 의해 비틀림힘이 수반되는 경우이며, 상시 불평형장력은 전체의 가섭선을 고정시키는 개소에 사용하는 인류철탑 또는 전선로를 보강하기 위하여 사용하는 보강철탑과 같이 가섭선을 고정시키기 때문에 발생하는 것으로 본다.

현 국내설계기준에서 이상시 가섭선의 절단은 가섭선상의 총수가 12이하인 경우는 1상, 총수가 12를 넘는 경우에는 2상이 절단되는 것으로 생각하고, 이때의 불평형장력의 크기는 가섭선의 최대사용장력과 같은 것으로 계산한다. 본 연구에서는 맨위의 가공지선 1상과 그 아래 가섭선 1상이 절단되는 경우에 대해 하중을 재하시켰다.

3. 설계하중 작용시 해석결과분석

3.1 해석 요소에 따른 송전철탑의 변위 검토

각 모델에 작용된 하중 조합에 따른 송전철탑의 변위형상은 그림 9와 같다. 최대 변위는 철탑상단에서 발생하였으며, 최대 발생 변위는 표 4와 같다.

표 4는 하중조합 I~VI에 대한 변위의 크기(magnitude)

표 4 하중조합별 최대변위 (단위: mm)

모델	하중 조합 I	하중 조합 II	하중 조합 III	하중 조합 IV	하중 조합 V	하중 조합 VI
TModel	318.98	322.61	386.39	185.89	153.97	361.48
BTModel	319.41	320.75	384.85	178.04	154.15	358.97
BModel	315.29	319.31	384.66	181.78	150.33	358.97

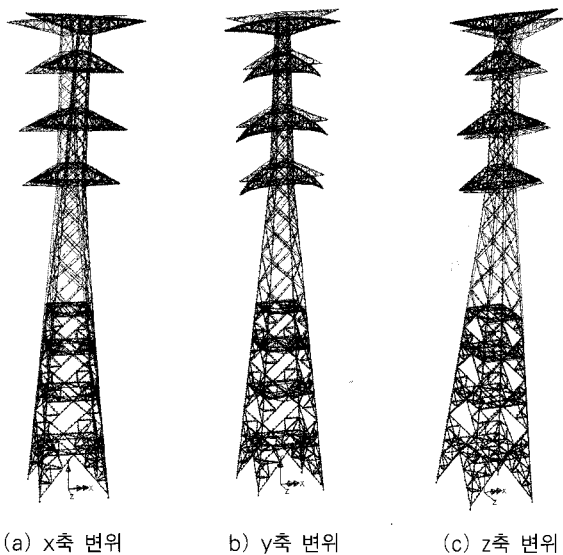


그림 9 정적해석변위

를 mm단위로 나타내었다. 예를 들어 가장 큰 변위값을 보이는 TModel의 하중조합III 값 386.39mm는 x축, y축, z축의 변위의 제곱합의 제곱근으로 계산하였다. 표 4에 나타낸 바와 같이 해석 모델별 최대변위는 가장 큰 차이를 보이는 하중조합VI의 경우 TModel과 BTModel, BModel의 결과와 2.2~4.2%정도의 차이를 보이고 있으나 대체적으로 유사한 값을 보이고 있다. 이는 해석에 사용된 요소의 종류가 설계 하중 내에서 정적해석 시 최대 변위에는 큰 영향을 미치지 않음을 알 수 있다.

3.2 해석 요소에 따른 송전철탑의 응력 검토

주주재에 작용하는 응력은 축력에 의한 응력(σ_{axial})과 모멘트에 의한 휨응력(σ_{bend})으로 나누어 생각할 수 있다. TModel에서는 축력에 의한 응력만 구할 수 있으나, BModel과 BTModel은 축력과 모멘트에 의한 두 가지 응력을 산정할 수 있다. Γ 형강과 같은 단면을 가지는 부재의 응력(σ)은 다음과 같이 계산된다.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x \cdot I_{xy} - M_y \cdot I_x}{I_{xy}^2 - I_x \cdot I_y} x + \frac{M_y \cdot I_{xy} - M_x \cdot I_y}{I_{xy}^2 - I_x \cdot I_y} y \quad (8a)$$

또는,

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{I_{xy} \cdot x - I_y \cdot y}{I_{xy}^2 - I_x \cdot I_y} M_x + \frac{I_{xy} \cdot y - I_x \cdot x}{I_{xy}^2 - I_x \cdot I_y} M_y \quad (8b)$$

여기서 P =축력, A =단면적, M =모멘트, I =단면2차모멘트이다. Γ 형강 부재는 식 (8)에 나타낸 바와 같이 I_{xy} 값이 존재하며, M_x, M_y 는 구조해석 결과 얻은 1축 모멘트와 2축 모멘트 값을 사용한다. 휨응력을 고려한 응력 검토 지점은 그림 10에 나타낸 바와 같이 도심을 중심으로 부재의

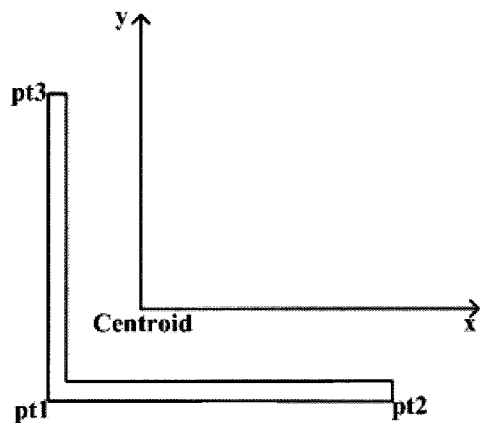


그림 10 Γ 형강 부재의 응력계산지점

끝부분과 중간부분으로 하였다.

3.3 하중조합별 축응력 비교

하중조합별 각 모델의 축응력을 그림 11~13에 비교하였다. 그림에서 알 수 있듯이 각 하중조합에 대해 모델별 축응력값은 매우 유사한 결과를 보임을 알 수 있다.

그림 14~16은 주주체에 발생하는 전체 축응력(100%)에 대해 I~VI 하중조합별 축응력 기여도를 %로 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이, 고온계에서 작용하는 상시 하중경우인 직풍인 경우(하중조합 I)와 사풍인 경우(하중조합 II)에 상대적으로 큰 응력이 발생하고 있으며, 더 큰 값을 예상했던 이상시 불평균장력이 작용하는 하중조합 III과 VI의 경우는 다른 하중조합에 비해서 축응력

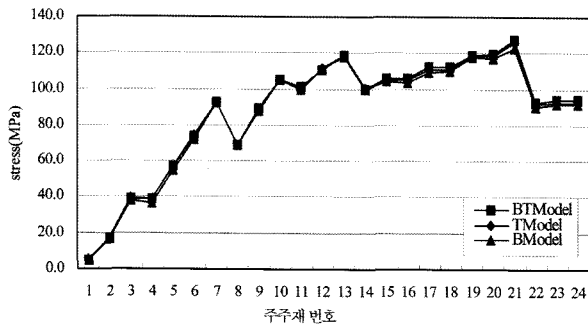


그림 11 축응력비교 (하중조합 I)

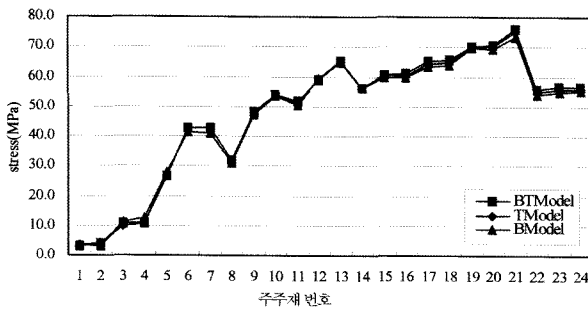


그림 12 축응력비교 (하중조합III)

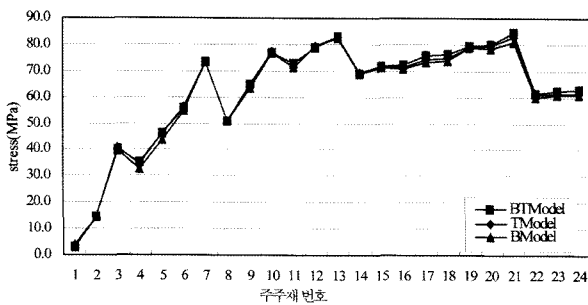


그림 13 축응력비교 (하중조합 V)

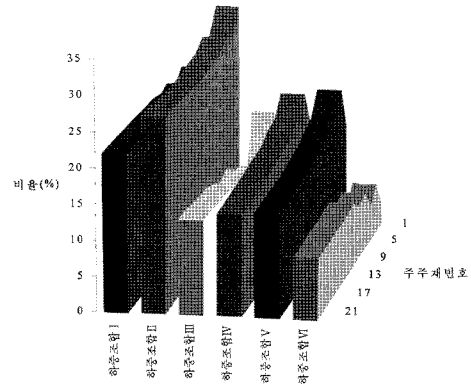


그림 14 하중조합별 TModel에 발생하는 응력 비율

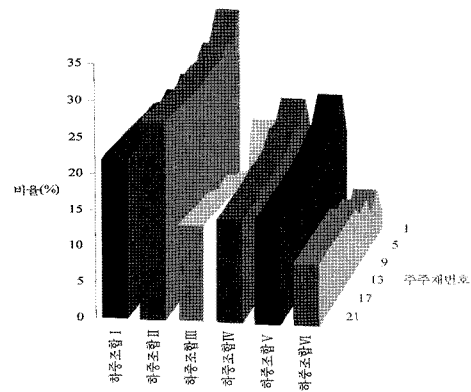


그림 15 하중조합별 BTModel에 발생하는 응력 비율

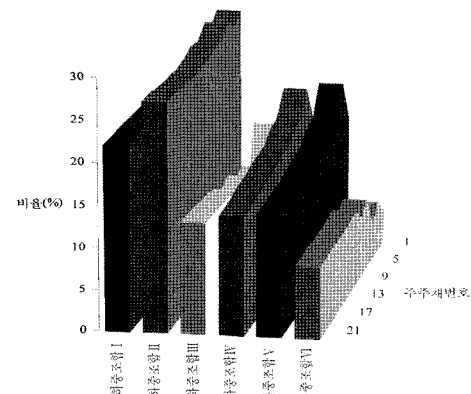


그림 16 하중조합별 BModel에 발생하는 응력 비율

비율은 낮게 나타났다. 이는 현행 설계기준에서 이상시 하중은 특수한 경우로 발생가능성이 낮기 때문에 재하되는 하중의 66.7%의 크기로 적용하도록 규정하고 있는데, 이에 따른 영향이라고 볼 수 있다. 모델별 하중조합에 따른 응력비율 분포도는 거의 유사함을 확인할 수 있다.

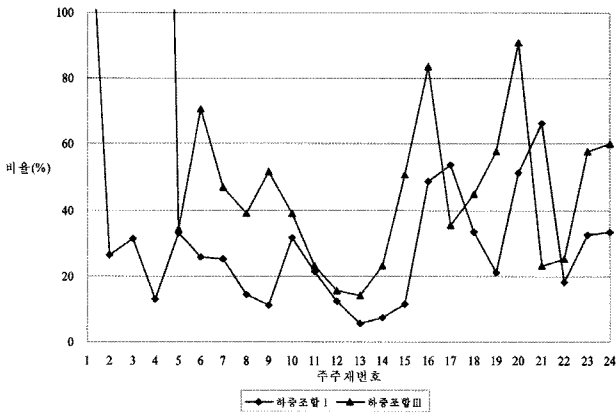


그림 17 BTModel의 축응력과 휨응력의 비율

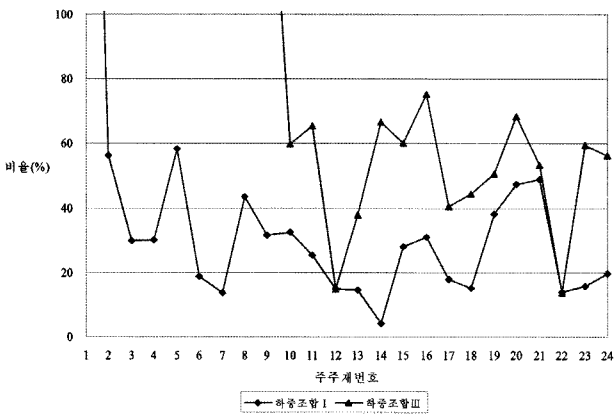


그림 18 BModel의 축응력과 휨응력의 비율

3.4 BTModel과 BModel의 휨응력과 축응력 비교

BTModel과 BModel에 대해 각각 하중조합 I~VI에 대하여 pt1~pt3 지점에 대해서 응력을 비교하였다. 세 지점 중 가장 큰 휨응력을 나타내는 지점의 휨응력값을 앞서 검토한 축응력과의 비율로 모델별로 나타내었다. 그림 17과 18은 축응력에 대한 휨응력의 비율을 해석모델별 그래프로 나타내고 있다.

이상시 하중이 작용하는 조합III과 IV의 경우에 상부 1~5번 주주재에 축응력의 20배가 넘는 휨응력이 작용하는 경우도 나타나고 있다. 그러나 이러한 특수한 경우를 제외하더라도 그림 17과 18에 볼 수 있듯이 전 주주재에 걸쳐 휨응력이 축응력에 비해 큰 비중으로 나타나고 있음을 확인할 수 있다.

표 5와 6은 주주재에 하중조합별 발생하는 휨응력을 나타내고 있다. 앞서 축응력과 휨응력의 비율을 살펴본 것과 같이 pt1~3의 세 지점에 대하여 휨응력을 계산하고 가장 큰 값을 뽑아서 하중조합별로 정리하였다. 두 모델이 같은 하중조합에 대하여 다소 상이한 주주재별 휨응력값을 나

표 5 BTModel의 하중조합별 휨응력 (MPa)

주주재	조합 I	조합 II	조합 III	조합 IV	조합 V	조합 VI
1	7	7	14	13	13	14
3	12	15	19	23	26	19
5	19	21	9	31	38	8
7	23	29	20	40	26	10
9	10	7	25	17	8	17
11	21	18	12	22	17	11
13	7	8	9	11	7	8
15	12	15	31	9	12	11
17	59	65	23	36	29	39
19	25	33	40	26	11	21
21	83	97	17	50	33	44
23	30	39	32	11	15	26

표 6 BModel의 하중조합별 휨응력 (MPa)

주주재	조합 I	조합 II	조합 III	조합 IV	조합 V	조합 VI
1	16	14	24	19	17	24
3	11	10	34	16	18	45
5	32	35	203	42	42	206
7	13	25	48	26	26	42
9	28	46	80	9	19	68
11	25	26	33	25	26	29
13	17	11	24	8	5	35
15	29	20	36	19	10	34
17	20	43	26	14	22	21
19	45	27	35	27	28	28
21	60	71	39	38	20	24
23	14	38	33	15	17	25

타내고 있으며, 특히 BModel이 훨씬 큰 휨응력을 나타내고 있다. 수평재 및 각재부 사재에 발생하는 휨응력의 경우 그러한 경향이 더욱 두드러지게 나타나고 있다.

BTModel에 비해 BModel의 휨응력 분포가 더 크게 나타나고 있는데, 이러한 결과는 보요소 적용시 각 부재의 연결부가 강결된 것으로 가정된 BModel에서 휨응력이 상대적으로 크게 나오는 것은 당연한 결과라 판단된다. 그리고 일부 수평재에서 휨응력이 매우 크게 발생되며, 하부 각재부에서도 상대적으로 크게 발생되었다.

3.5 P-M 상관도

앞서 산정한 축응력과 휨응력의 상관관계를 보다 구체적으로 살펴보기 위해 축력과 모멘트의 상관관계인 P-M 상관도를 그려보았다. 2방향 모멘트와 축력이 작용하는 경우의 식은 다음과 같다.

$$\frac{P}{P_y} + \left(\frac{M_x}{M_{ax}} + \frac{M_y}{M_{ay}} \right) = 1$$

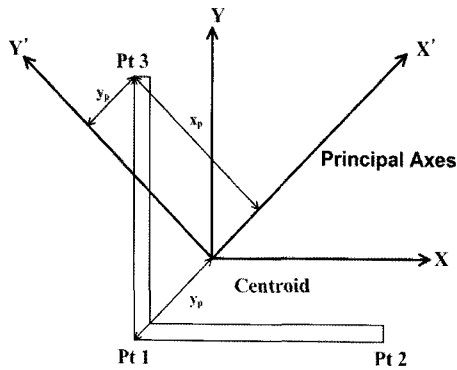


그림 19 L형강부재의 주축 및 모멘트 계산

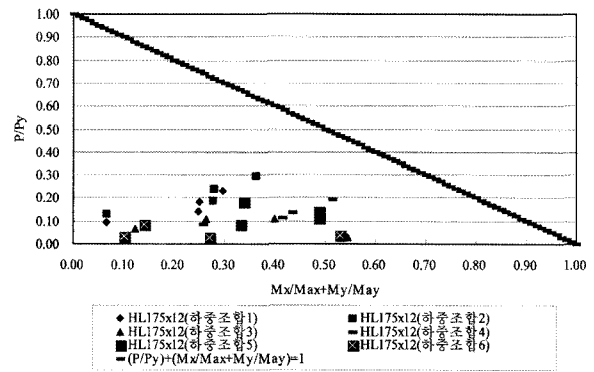


그림 20 BModel의 P-M 상관도(HL175x12)

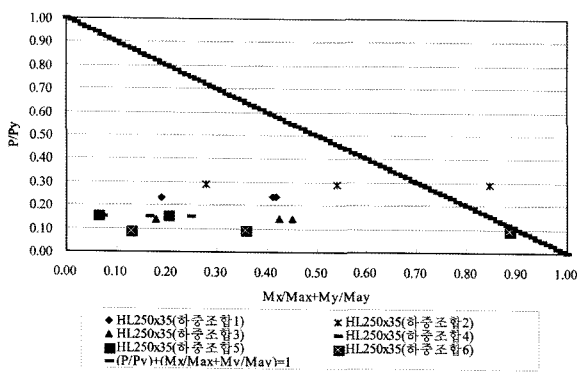


그림 21 BModel의 P-M 상관도(HL250x35)

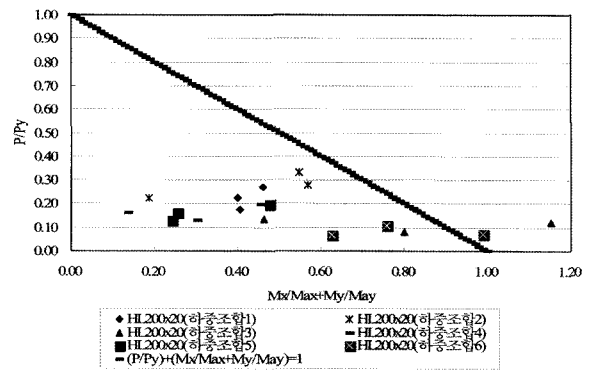


그림 22 BModel의 P-M 상관도(HL200x20)

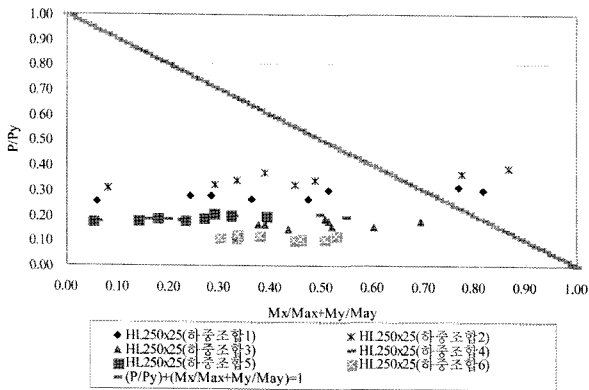


그림 23 BModel의 P-M 상관도(HL250x25)

여기서 $M_{ax} = \frac{I_{xpb}}{y_p} \times \sigma_y$, $M_{ay} = \frac{I_{ypb}}{x_p} \times \sigma_y$

$$I_{xp} = I_x \cos^2 \theta + I_y \sin^2 \theta - 2 I_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

$$I_{yp} = I_x \sin^2 \theta + I_y \cos^2 \theta - 2 I_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

으로 아래첨자 p 는 주축(principal axes)로 변환시키는 것을 의미한다.

이러한 계산과정에 의해 BModel과 BModel 주주재의 하중조합별 P-M 상관도를 도시하면 다음과 같다. 이 때, 각 주주재에서 같은 단면계수를 갖는 부재를 중심으로 정

리하였다. 본 연구에 사용된 송전철탑의 주주재를 구성하는 단면의 종류는 모두 6가지로 HL130x9, HL175x12, HL200x20, HL200x25, HL250x25, HL250x35이다. 그림 20~23 각 부재별로 작성된 P-M상관도를 각각의 모델별로 하나의 그림에 나타낸 것이다.

위의 P-M 상관도를 통해 살펴본 축력과 모멘트의 관계를 보면 공통적으로 축력에 대해서는 항복응력에 대해 작은 값을 나타내고 있으나 모멘트의 경우 1.0에 근접하는 값을 보이는 경우도 다수 존재하고 있으며, 부재에 따라서는 1.0을 상회하는 부재도 존재하는 것으로 파악되었다. 이는 기존의 트러스요소로 설계, 해석되는 방식에서는 고려할 수 없는 부분이고 무시되었던 모멘트에 의한 휨응력이 크게 작용하고 있음을 의미한다. 앞으로 설계방식이나 해석에서도 이러한 부분을 고려해야 할 것으로 판단된다.

4. 단선시 해석결과분석

4.1 비대칭 양측 단선시 주주재의 응력검토

비틀림이 크게 발생하는 경우의 전선 단선으로 인한 주주재의 영향을 검토하였다. 영향력이 가장 클 것으로 예상

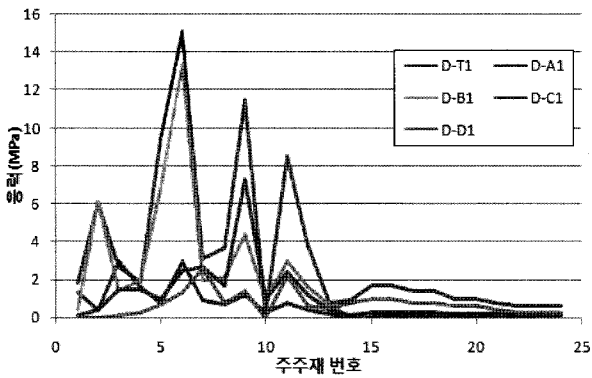


그림 24 주주재 축응력 분포 (2상 단선시)

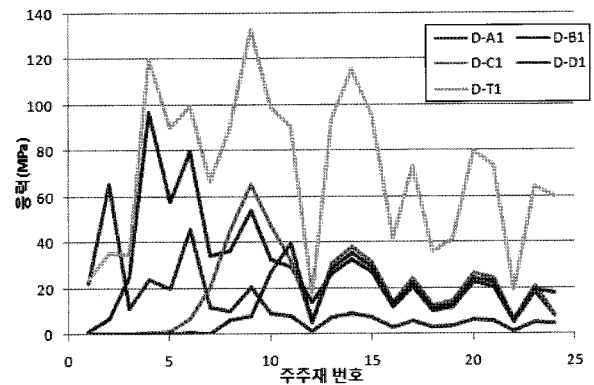


그림 25 주주재 휨응력 분포 (2상 단선시)

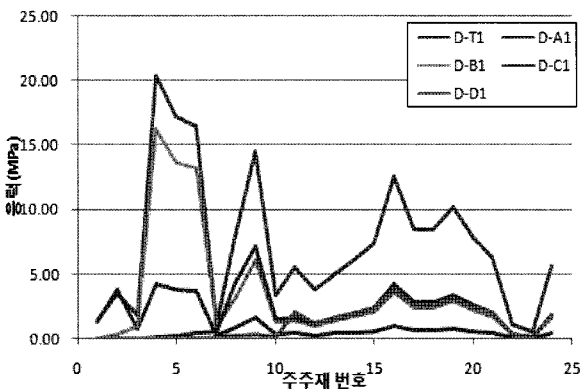


그림 26 주주재 전단응력 분포(2상 단선시)

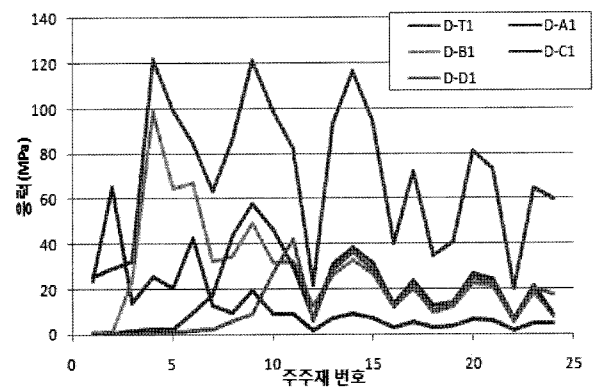


그림 27 주주재 축응력+휨응력 분포(2상 단선시)

되는 가섭선과 가공지선이 모두 단선된 경우에 대해 먼저 기술하였으며, 서로 다른 상의 단선으로 인한 영향을 총 10가지 경우로 구분지어 검토하였다.

그림 24~27은 각 경우별 발생하는 축응력, 휨응력, 및 전단응력을 주주재 중 홀수번호에 해당하는 결과만을 기술하고 있다. 그림에 나타난 응력의 값들은 인장과 압축 구분없이 주주재에 발생하는 응력값을 절대값으로 나타내고 있다. 그림 27은 축응력과 휨응력의 인장, 압축을 고려하여 계산한 후 결과를 절대값으로 나타내고 있다.

그림의 응력분포를 살펴보면, 왼쪽 주주재와 오른쪽 주주재가 거의 같은 응력분포를 나타냄을 알 수 있다. 모든 경우에 있어서 주주재 9번에서 가장 큰 응력이 발생하였다. 한 상의 전선이 단선된 경우는 Arm-B가 단선되었을 때 단선이 발생한 쪽 주주재의 중간부에서 20~100MPa 범위의 응력이 발생하였고, 두 상의 전선이 단선된 경우 역시 유사한 결과를 보이고 있다. 모든 상의 전선이 단선된 경우 207MPa의 가장 큰 응력이 중간부에서 발생하였는데, 이 응력값은 사용된 강재 SS540의 허용응력 250MPa에 매우 가까운 값이다.

4.2 비대칭 일측 단선시 응력검토

비틀림 하중이 작용하지 않으며, 휨 거동이 지배적으로 발생하는 단선의 경우에 주주재의 발생 응력과 변위를 검토하였다. 고려된 단선의 경우는 모든 전선의 단선(D-T2)과 Arm-A, B, C, D의 각각 한 상의 단선과 여러 상의 단선의 조합 중 가장 큰 영향이 발생할 것으로 판단되는 Arm-A, Arm-B 각각의 단선(D-A2, D-B2)과 동시 단선(D-AB2)을 검토하였다.

그림 28~31은 각 경우별 발생하는 축응력, 휨응력, 전단응력을 주주재 중 홀수번호에 해당하는 결과만을 나타내고 있다. 그림에 나타난 응력의 값들은 인장과 압축 구분없이 주주재에 발생하는 응력을 절대값으로 나타내고 있으며, 축력+휨응력의 경우 축응력과 휨응력의 인장, 압축을 고려하여 계산한 후 결과를 절대값으로 나타내었다.

한 상의 전선이 단선된 경우 축응력과 휨응력을 동시에 고려한 결과값에서 131MPa의 최대응력이 발생하였으며, 두 상의 전선이 단선된 경우 같은 주주재에서 179MPa의 최대·응력이 발생하였다. 모든 전선이 단선된 경우 가장 큰 응력분포(100MPa~223MPa)를 보이고 있으며 최대

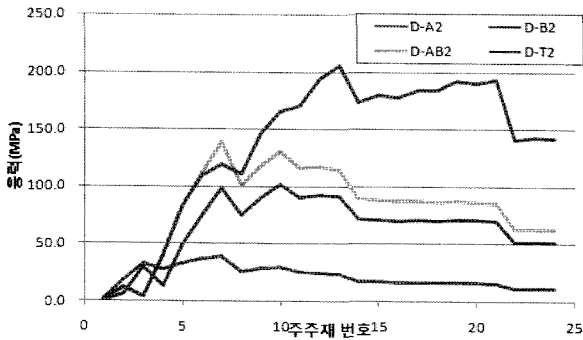


그림 28 주주재 축응력 분포

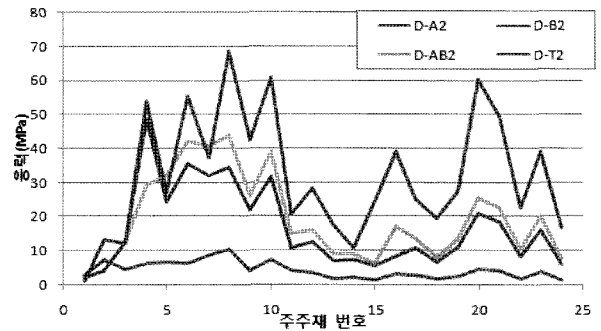


그림 29 주주재 휨응력 분포

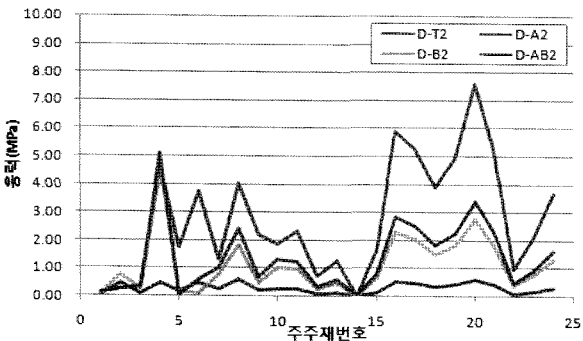


그림 30 주주재 전단응력 분포

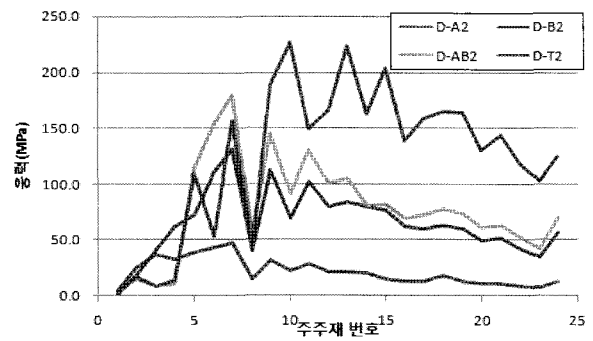
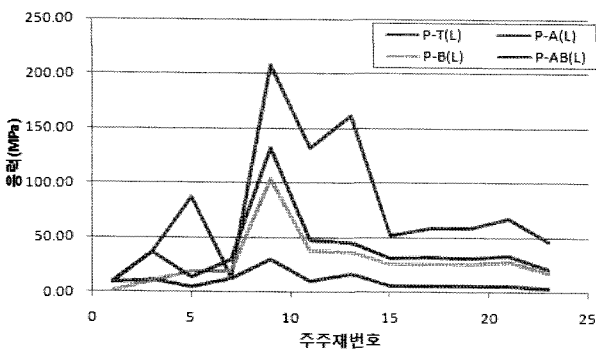
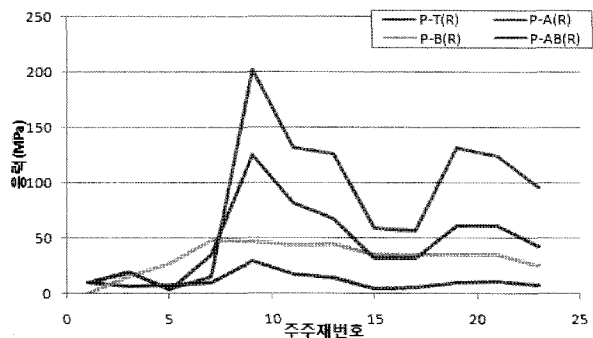


그림 31 주주재 축응력+휨응력 분포



(a) 왼쪽 암(L)



(b) 오른쪽 암(R)

그림 32 주주재 휨응력 & 전단응력 분포

응력은 모든 일측 전선이 단선된 D-T2 경우 주주재 10번 (226MPa)과 13번 (223MPa)에서 발생하였다. 검토된 하중에 대해 전단응력은 최대 8MPa로 검토한 다른 단선의 경우와 마찬가지로 그 영향이 미미하다.

4.3 편측 단선시 주주재의 응력검토

비틀림과 휨이 동시에 발생하는 편측 단선시(그림 6) 대 상철탑 주주재의 응력 및 변위를 검토하였다. 고려된 단선 경우는 편측 일련의 전선이 단선된 P-T, 각각의 암별로 한 상이 단선된 P-A, P-B, 두 상이 단선된 경우 P-AB로 정의하였다. 재하된 하중이 대칭적으로 작용하지 않기에

주주재별 영향을 검토하고자 하중이 재하된 쪽의 주주재와 반대쪽의 주주재에 발생하는 값을 모두 기술하였다. 왼쪽 암쪽의 주주재는 L, 오른쪽의 주주재는 R로 정의했으며, 불평형 장력은 왼쪽암에 재하하였다.

각 경우별 발생하는 축응력, 휨응력, 및 전단응력을 주주재의 결과를 정리하여 휨응력과 전단응력의 분포를 그림 32에 나타내었다. 응력분포를 살펴보면, 왼쪽 주주재와 오른쪽 주주재가 거의 같은 응력분포를 나타냄을 알 수 있다. 모든 경우에 있어서 주주재 9번에서 가장 큰 응력이 발생하였다. 한 상의 전선이 단선된 경우는 Arm-B가 단선되었을 때 단선이 발생한 쪽 주주재의 중간부에서 20~100MPa 범위의 응력이 발생하였고, 두 상의 전선이 단선

된 경우 역시 유사한 결과를 보이고 있다. 모든 상의 전선이 단선된 경우 207MPa의 가장 큰 응력이 중간부분에서 발생하였는데 이 응력값은 사용된 강재 SS540의 허용응력 250MPa에 매우 가까운 값이다.

전단응력은 단선된 상의 수와 상관없이 상부 주주재에서 최대 8 MPa정도의 작은 응력이 발생하였고, 양측 단선시와 마찬가지로 전단응력의 영향력은 크지 않음을 확인할 수 있었다. 축응력은 하부 주주재일수록 크게 나타나는 경향을 띄었고, 모두 단선된 경우 최대 103MPa의 응력이 발생하였다. 휨응력의 분포 역시 단선된 상의 수에 상관없이 비슷한 경향을 띄었으며 주주재 9번에서 최대 140MPa의 응력을 나타내었다. 본 편측 단선시 즉 비틀림과 휨이 동시에 작용하는 하중에 대해서 발생하는 응력 중 축응력이 지배적이나 일부 중간부 주주재에서는 휨응력이 크게 발생하는 것을 확인할 수 있었다.

4.4 철탑 변위

비대칭 양측 단선시 주주재 x, z축 방향의 변위값 및 변형형상을 표 7~8과 그림 33, 34에 나타내었다. y축 방향 변위는 거의 발생하지 않아 나타내지 않았다. 변위는 Arm - A, B, C, D와 같은 높이의 가까운 주주재에 발생하는 값과 암의 끝단 왼쪽(L)과 오른쪽(R)에서의 값으로

구분하여 나타내었다. 따라서 A(L), A(R)은 Arm-A의 왼쪽과 오른쪽 끝단의 변위를 나타낸다. 그림의 x축 방향은 Arm 방향이며, 철탑의 높이방향은 y축, 다른 한방향이 z축방향이다.

응력이 가장 크게 발생하는 조합 D-T1에서 가장 큰 변위가 x축 방향으로는 Arm-B에서 83.9mm, z축 방향으로는 A(L)과A(R)에서 830mm가 발생하였다. 한 상의 전선이 단선된 경우는 응력이 크게 발생한 경우와 마찬가지로 Arm-B가 단선된 경우인 D-B1의 경우에 z방향으로 주주재는 17mm~33mm, Arm 끝단은 91mm~318mm가 발생하였다. 두 상의 전선이 단선된 경우는 Arm-BC가 단선된 경우인 D-BC1의 경우 가장 큰 변위를 나타내었는데, 주주재는 38mm~59mm, Arm 끝단은 198mm~542mm가 z방향으로 발생하였다.

Arm-B 끝단의 변위가 Arm-A 끝단 변위보다 큰 이유는 4도체로 이루어진 가접선에 의한 불평형 하중이 1도체로 이루어진 가공지선에 의한 불평형 하중보다 크게 적용되었기 때문이다. 변형형상은 그림 33, 34와 같이 전체적으로 비틀리는 형상을 나타냈으며 하중이 가해진 경우별로 하중이 가해진 Arm이 많이 비틀리는 형상을 보였다.

하나의 전선 상이 단선된 경우를 살펴보면 Arm-B가 단선되었을 때(P-B) z축 방향으로 Arm-A 끝단에서 283mm의 최대 변위가 발생하였다. 두 개의 일측 전선 상

표 7 x 축방향 변위 (mm)

위치	D-T1	D-A1	D-B1	D-C1	D-D1	D-AB1	D-BC1	D-CD1	D-AC1	D-AD1	D-BD1
A	75.8	13.5	29.5	20.8	12.1	43.0	50.0	33.0	34.0	26.0	42.0
B	83.9	9.5	34.5	25.3	14.7	44.0	60.0	40.0	35.0	24.0	49.0
C	78.8	6.9	24.8	29.5	17.5	32.0	54.0	47.0	36.0	24.0	42.0
D	63.3	4.9	17.7	20.8	19.8	23.0	39.0	41.0	26.0	25.0	38.0

표 8 z 방향 변위 (mm)

위치	D-T1	D-A1	D-B1	D-C1	D-D1	D-AB1	D-BC1	D-CD1	D-AC1	D-AD1	D-BD1
A	76	13	30	21	12	43	50	33	34	25	42
A(L)	830	157	318	225	130	474	542	355	382	287	448
A(R)	830	157	318	225	130	474	542	355	382	287	448
B	82	9	33	25	15	43	59	40	35	24	48
B(L)	542	62	232	157	91	294	390	248	219	153	324
B(R)	542	62	232	157	91	294	390	248	219	153	324
C	77	7	24	28	18	31	53	46	35	24	42
C(L)	503	44	157	195	107	201	352	302	239	151	264
C(R)	503	44	157	195	107	201	352	302	239	151	264
D	61	5	17	20	18	22	38	39	25	23	36
D(L)	330	25	91	107	107	117	198	214	132	132	198
D(R)	330	25	91	107	107	117	198	214	132	132	198

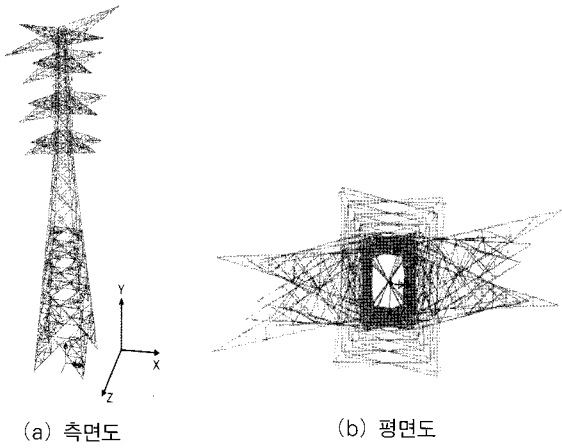


그림 33 비대칭 양측 단선 D-T1 변위

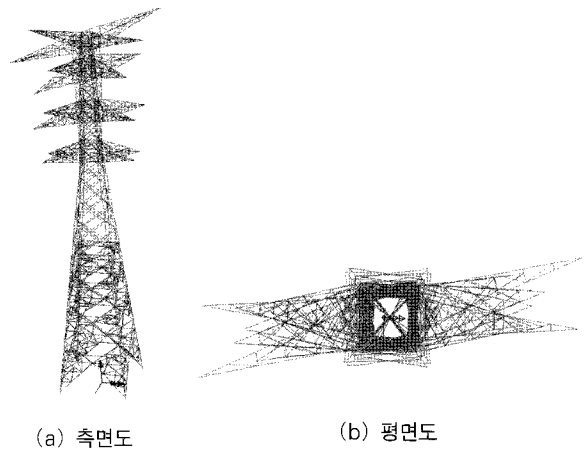


그림 34 비대칭 양측 단선 D-B1 변위

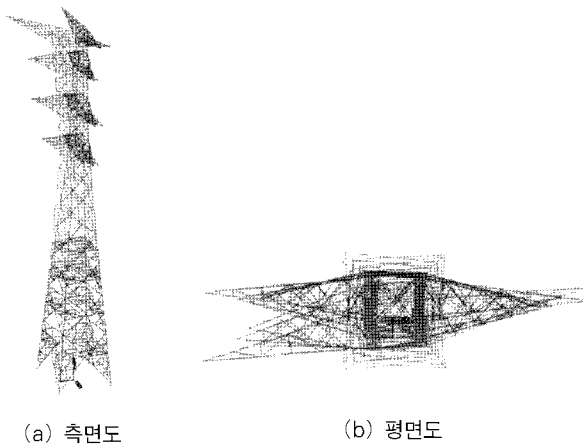


그림 35 편측 단선 P-T의 변위

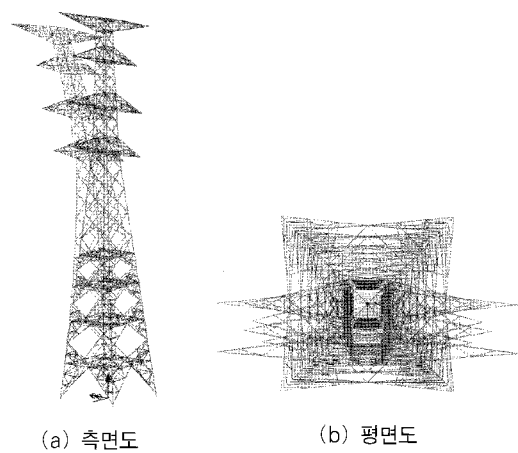


그림 36 비대칭 일측 단선 D-T2의 변위

이 단선된 경우(P-AB)는 Arm-A 끝단에서 z축 방향으로 407mm의 최대 변위가 발생하였다. 또한 모든 상이 단선된 경우(P-T) 697mm의 변위가 Arm-A 끝단에서 가장 크게 발생되었다. 본 해석결과로부터 철탄에 비대칭 하중이 가해졌을 때 비대칭 변위가 발생됨을 확인할 수 있었다. y축 변위는 상대적으로 z축 방향의 변위보다 작지만 10mm 가까운 변위가 발생한 것을 확인할 수 있다. 앞 절의 양측 단선시 발생변위와 비교한다면, 편측 단선시 발생하는 변위가 크게 나타나며 휨의 영향이 상대적으로 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

철탄의 휨 거동을 유발하는 선로방향 비대칭 단선이 발생하는 하중 경우에 따른 변형형상은 전선방향으로 비대칭하게 작용하는 하중으로 인하여 그림 36과 같이 휨에 의한 변위를 보이고 있으며, 발생하는 변위 최대값은 z방향(선로방향)의 경우 D-T2 하중에 대해 상부 Arm-A에서 최대 변위 564mm이 발생하였고, y방향으로 18.6mm의 최대 변위가 발생하였다. x방향(암방향) 변위는 매우 작은 값이다. 현

행 설계기준에서 철탄의 사용성을 고려하여 발생하는 변위에 대한 제한을 두고 있지는 않으나 작용하중으로 인해 발생한 최대 변위 564mm는 철탄 전체높이 63.1m의 0.9%에 해당하는 값으로 사용성 문제가 그리 크지 않은 철탄에서 변위는 큰 문제가 되지 않음을 확인할 수 있다.

4.5 설계풍하중과 일련의 모든 전선 단선시 안전성

일련의 전선이 단선된 철탄에 설계 풍하중이 작용하는 경우, 발생하는 응력을 해석적으로 표 9와 같이 얻을 수 있었다. 그림 37, 38은 계산된 응력값을 그래프로 비교하고 있다.

전체적인 응력의 분포는 두 상의 전선 단선시와 유사한 분포를 보이고 있다. 그러나 계산된 응력의 최대값을 살펴보면 비대칭 일측 단선시 축응력 332.8MPa, 축응력+휨응력 441.5MPa이 발생하였다. 이 값들은 사용된 강재 SS540의 허용응력뿐만 아니라 항복응력 410 MPa을 넘는 값이다. 소성설계법에서는 하나의 주주재의 항복이 전체

표 9 설계 풍하중에 따른 이상시 주주재 발생 응력 (MPa)

주주재	비대칭 양측 단선: D-T1			편측 단선: P-T						비대칭 일측 단선: D-T2		
	축응력	휨응력	축+휨	왼쪽(L) 주주재			오른쪽(R) 주주재			축응력	휨응력	축+휨
				축응력	휨응력	축+휨	축응력	휨응력	축+휨			
1	10.5	19.2	29.7	5.6	11.0	5.4	8.8	10.0	1.2	7.1	12.9	5.8
3	11.7	36.6	25.0	41.5	28.8	70.4	44.4	24.3	20.1	47.6	10.8	36.8
5	113.2	36.0	77.2	94.1	104.1	10.0	108.8	58.2	50.6	145.4	23.5	168.9
7	177.4	16.4	161.1	151.9	52.9	99.1	156.6	34.6	122.1	217.7	42.1	259.8
9	212.8	78.0	134.9	154.5	121.7	276.2	172.3	142.1	30.2	239.9	44.7	195.2
11	247.7	39.6	287.4	185.9	47.1	138.8	184.5	60.3	244.8	273.7	37.7	236.0
13	304.3	13.6	290.7	216.2	31.0	247.3	224.3	32.9	257.2	327.4	19.1	308.3
15	272.7	36.3	236.5	190.4	60.7	251.2	200.6	25.6	175.1	289.5	30.8	320.3
17	284.7	35.4	320.2	198.6	49.0	149.7	209.7	55.2	264.9	301.0	67.5	233.5
19	305.6	68.7	237.0	212.7	63.9	276.6	225.2	80.2	145.0	321.7	42.6	279.1
21	317.3	43.1	274.3	222.6	53.7	276.4	236.5	55.6	292.2	332.8	108.7	441.5
23	235.4	32.0	267.5	163.9	18.7	145.2	175.8	35.6	211.4	246.8	32.4	279.2

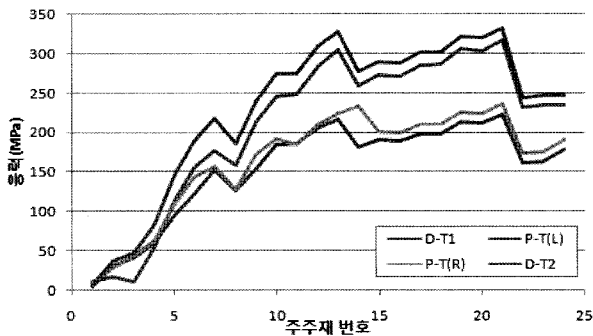


그림 37 일련의 전선 단선시 주주재 축응력분포

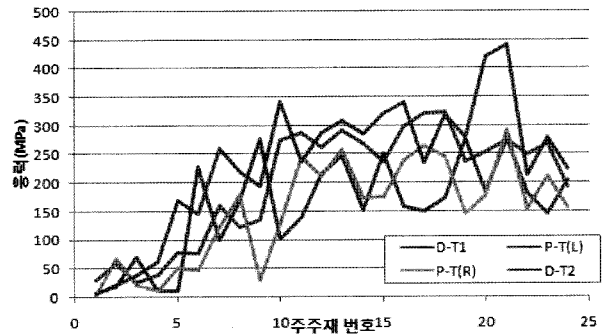


그림 38 일련의 전선 단선시 주주재 축응력+휨응력 분포

철탑의 붕괴를 유도하지는 않으나 현행 허용응력 설계법을 토대로 한다면 주주재는 보강이 필요하다. 또한, 현행 설계기준에 일련의 전체전선 단선의 경우를 설계하중조합으로 적용하고 있지 않으나 하중 조합으로 검토하고 있는 두 상의 전선 단선시 발생하는 응력 또한 허용응력을 넘어서고 있기에 주주재의 보강이 필요하다.

5. 결 론

현 설계기준에 따라 실제 설계·시공된 345kV급 송전 철탑에 대해 모든 부재를 트러스요소로 본 모델(TModel), 모든 부재를 보요소로 본 모델(BModel), 그리고 주주재와 수평재를 보로 모사하고, 사재 및 기타 복재는 트러스로 모사한 보-트러스요소 모델(BTModel)에 대한 범용구조 해석 프로그램인 LUSAS(2005)를 이용한 유한요소해석을 실시한 후 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 모델별 축력과 축응력을 비교한 결과, 세 모델이 5% 이내의 차이를 보여주고 있고, 최대변위의 경우에도

최대 4.2%범위에서 차이를 보여주고 있어서 모델간 차이는 거의 없음을 알 수 있다. 상대적으로 지배적인 하중조합Ⅱ와 Ⅲ에 대한 주주재별 허용응력에 대한 축응력의 안전율은 1.6이상으로 나타나고 있다.

- (2) 철탑 부재에 발생하는 모멘트에 의한 휨응력(σ bend)을 부재별로 살펴본 결과, 전 주주재에 걸쳐 축응력에 비해 50%내외의 범위의 값을 나타내는 부재가 다수 존재하고 있으며 2차 부재인 수평재 및 각재부 사재에서 모멘트에 의한 응력이 크게 나타난 결과는 기존의 트러스 요소에서는 고려할 수 없는 사항으로 모멘트의 영향을 고려하기 위해서는 보요소를 이용하여 모델링을 할 필요성을 나타내고 있다.
- (3) 트러스요소를 사용하는 해석 방식에서 발생하는 무한 변위의 문제는 더미 부재(dummy bar)를 추가적으로 모델링하여 방지할 수 있다. 더미 부재는 실제 모델과 달라지는 부분이므로 최대한 작은 강성을 가지고 최소한의 더미 부재를 사용함을 원칙으로 한다. TModel의 해석결과 분석의 간편함과는 달리

이러한 해석상의 추가적인 작업과 불편함 및 부재에 실제 발생하는 모멘트를 고려하기 위해 TModel 보다 BModel 또는 BModel이 실제 거동에 더 가깝다 할 수 있다.

- (4) 축응력과 휨응력을 합한 총 응력에 대한 주주재별 안전율을 산정해본 결과, 앞서 축응력만을 고려했을 경우에는 세 모델간의 안전율이 거의 동일하게 나왔고, 역시 안전성을 확보하고 있다고 말할 수 있었으나 총 응력에 대한 안전율은 BModel과 BModel의 안전율이 감소했으며, 부재에 따라 1.0~1.2의 안전율을 보이는 것도 존재하였다. 이는 기존의 TModel에서는 고려할 수 없는 부분이라고 할 수 있다.
- (5) 비대칭 양측의 전선이 단선되는 경우에 발생하는 비틀림 모멘트로 인하여 전단응력이 크게 발생할 것으로 예상하였으나, 주주재, 수평재, 및 사재로 구성되어 있는 철탄의 구조형식으로 인하여 주주재에는 비틀림에 의한 전단응력보다는 휨응력이 지배적으로 발생하였다.
- (6) 국내 설계기준에서 고려하고 있지 않는 한쪽 측면의 일련의 단선 경우에 대한 응력을 검토한 결과 발생하는 최대 응력은 441.5MPa로 사용된 강재 SS540의 항복응력 410MPa를 넘는 큰 값이 발생하였다. 하나의 주주재의 항복이 전체 철탄의 갑작스러운 붕괴를 유도하지는 않으나 현행 허용응력 설계법을 토대로 한다면 허용응력을 넘는 응력값을 보이는 주주재들은 보강이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 산업자원부가 출연하고 전력기반조성사업센터에서 위탁 시행한 2005년 전력산업연구개발사업 “송전철탄의 선진화된 해석 및 설계기술 개발(R-2005-0-059)”의 일환으로 수행되었습니다. 본 연구를 위해 많은 지원을 아끼지 않은 산업자원부, 고려대학교 건축사회환경공학과에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 강철규, 한영철, 이갑조(1996), 횡하중을 받는 반강접 철탄 끝조의 유연도에 관한 연구 (1) - 끝조 해석모형을 중심으로-, 한국강구조학회 논문집, 제8권 4호, pp. 121-131
2. 김승억, 최세휴, 박문호(2001), 반강접 공간 강뼈대 구조물의 고등해석, 대한토목학회 논문집, 제21권 1-A호, pp. 155-164
3. 김우범, 이경진(1997), 철탄구조의 설계하중 및 응력산정, 한국강구조학회지, Vol.9 No.2, pp. 47-55
4. 김우범, 이경진(1998), 756KV 송전철탄 실규모 하중 시험, 한국강구조학회지, Vol.10 No.2, pp. 134-141
5. 김종성(2003), 반강접 접합부를 갖는 강골조의 거동에 대한 해석적 연구, 한국강구조학회 논문집, 제15권 5호, pp. 551-559
6. 장진원, 김승준, 박종섭, 강영종(2007), 송전철탄 설계기준을 반영한 345kV급 송전철탄의 합리적인 구조해석모델 제안, 한국강구조학회 논문집, 제19권,4호 pp367~381.
7. 일본전기학회(1965), 송전용철탄설계표준, Tokyo
8. 일본전기학회(1979), 송전용지지물설계기준, JEC-127, Tokyo
9. 한국전력공사(2004), 가공송전용 철탄설계기준-1111
10. Anon(1975), “Wisconsin PUC to investigate transmission line failure”, Electrical Week, pp1~2
11. American Society of Civil Engineers(ASCE)(2000), Design of Latticed Steel Transmission Structures, New York, N.Y.
12. Colmelini, E., and Manuzio, C.(1968), “Rational Determination of Design Loadings for Overhead Line Towers”, International Conference on Large Electric System, Paper No. 23-08
13. EPRI(1978), “Longitudinal Unbalanced Loads on Transmission Line Structures”, Electric Power Research Institute, Project561, Report EL-643
14. EPRI(1978), “Longitudinal Unbalanced Loads on Transmission Line Structures”, Computer Programs Documentation, BRODL2 and BROFLX, Project 561-1, EL-2943-CC7
15. Farouq M.A., Siddiqui, John F. Fleming(1984), “Broken Wire Analysis of Transmission Line Systems”, Computers & Structures, Vol. 18, No. 6, pp.1077~1085
16. F.G.A. Al-Bermani, S. Kitipornchai(2003), Numerical Simulation of Structural Behaviour of Transmission Towers, Journal of Thin-walled Structures, Vol. 41, pp. 167-177

17. da Silva JGS, da S. Vellasco PCG, de Andrade SAL, de Oliveira MIR(2005), Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, pp. 1108-1134
18. LUSAS(2005) Element Reference Manual & Theory Reference Manual Ver. 13, England
19. Mozer, J.D., Pholman, J.C. and Fleming, J.F.(1977), "Longitudinal Load Analysis of Transmission Line System", IEEE Transmission on Power Apparatus and System, Vol. PAS-96, No. 5, pp.1657~1665
20. Perot,A.H(1985), "Microcomputer-Based Nonlinear Structural Analysis of Transmission Line System", IEEE Transmission on Power Apparatus and System, Vol. PAS-104, No. 11, pp.3236~3244
21. Y.M.F. Wahba, M.K.S. Madugula, G.R. Monforton (1998), Evaluation of non-linear analysis of guyed antenna towers, Journal of Computers & Structures, Vol. 68, pp. 207-212