

送電用標準鉄塔に関するLRFDフォーマットの提案

A proposition on LRFD formats for standard type of transmission towers

白木渡*・井面仁志**・荒川雅生***・今井慈郎****・石川浩*****

Wataru SHIRAKI, Hitoshi INOMO, Masao ARAKAWA, Yoshiro IMAI and Hiroshi ISHIKAWA

*工博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

**教修 香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

***工博 香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

****香川大学助教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

*****工博 香川大学教授 工学部信頼性情報システム工学科 (〒760-8526 高松市幸町 1-1)

Reliability analyses are performed for standard type of transmission towers constructed at 14 sites in the Chugoku district located west part of Japan. It is clarified that the current design code for transmission towers based on the ASDM (Allowable Stress Design Method) does not insure consistent level of reliability. In order to keep the consistent level of reliability of towers in Chugoku district, a LRFD (Load and Resistance Factor Design) format is proposed, and optimal wind load factor and resistance factor are calculated for the target reliability index $\beta_T = 2.0$ and 2.5 and 3.0 at the first yield limit state. Using the proposed LRFD format the design of towers is made again, and the reliability analysis is performed to check that the consistent level of reliability is kept or not.

Key Words: reliability analysis, LRFD format, transmission tower, extreme wind load

1. まえがき

近年、ヨーロッパおよび北米では、構造物の信頼性に関する一般原則 (ISO2394) に基づいて構造物設計基準の国際標準化が進められている¹⁾。我が国でも、阪神・淡路大震災をきっかけに、橋梁やオフィスビル等の土木建築構造物を中心に ISO2394 に準拠した限界状態設計、性能設計への移行が検討されている²⁾³⁾。しかしながら、それ以外の構造物、例えば送電用鉄塔等の構造物については、著者らの研究⁴⁾⁵⁾を除けば、既設の標準的な構造物がどの程度信頼性を有しているのかさえ十分把握されていないのが現状である。

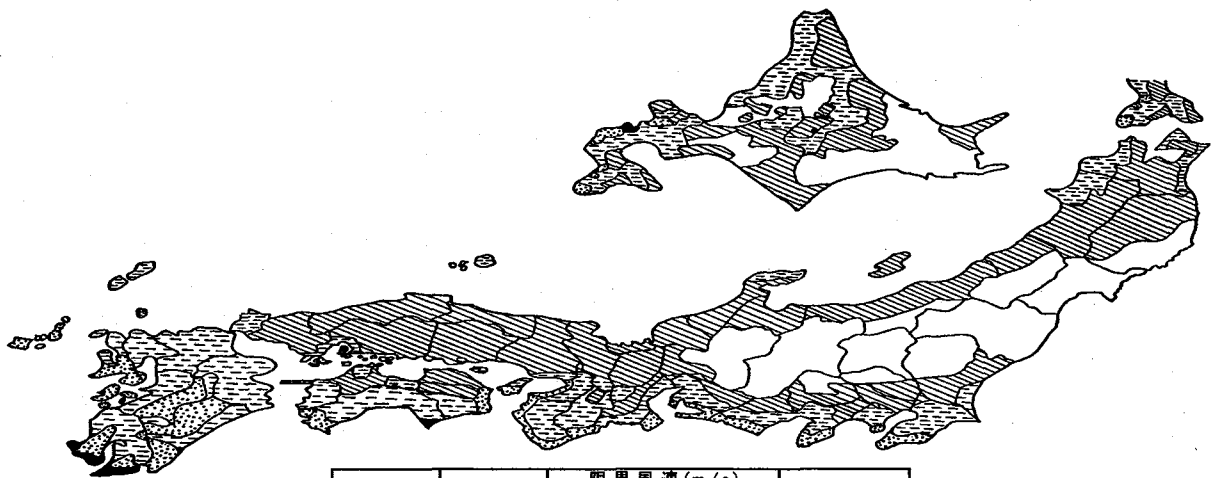
送電用鉄塔は、電気エネルギーの重要な供給施設であり、ヨーロッパ統一基準¹⁾ (Eurocode)およびアメリカ土木学会の指針⁶⁾ (ASCE manual and reports on engineering practice No.74) では、既に信頼性理論に基づいた設計基準が提案されており、我が国においてもその設計基準の国際標準化が望まれている。

著者らのこれまでの研究⁴⁾⁵⁾では、西日本を中心に大きな被害をもたらした台風 19 号 (1991 年 9 月 27 日発

生) について、その被害事例を分析し、我が国で数多く建設されている標準鉄塔の信頼性評価を行った。そして、信頼性の低い鉄塔についてはその補強方法について提案した。しかし、地域ならびに部材ごとに異なる信頼性を統一化する設計基準式の提案までには至っていない。

本研究では、送電用鉄塔設計基準の国際標準化を推進するための第一段階として、標準鉄塔を対象として地域ならびに部材ごとに統一のとれた信頼性を確保するための方法として、信頼性理論に基づいた LRFD フォーマットの提案を行う。先の研究⁵⁾でも示したが、2B3A 型鉄塔においては、パネル毎で同一の部材を使用しており、そのパネルを不静定構造とした場合においても、破壊確率はほとんど変化せず、破壊確率の低減を図るには部材の断面積を増加させる事を検討した方が効果的であることが言える。

具体的には、まず中国地方 14 地域における標準送電鉄塔を対象として、50 年最大瞬間風速に対する信頼性を評価する。そして、許容応力設計法に基づいた現行の設計基準⁷⁾で設計された標準鉄塔が有する信頼性が地域ご



地域区分	速度圧	限界風速 (m/s)			凡例
		10分間	瞬間	突風率	
I	240kgf/m ²	46.8	63.2	1.35	北緯30°以南の諸島
II	200kgf/m ²	42.7	57.7	1.35	
III	170kgf/m ²	40.0	54.0	1.35	
IV	150kgf/m ²	35.9	50.0	1.39	
V	125kgf/m ²	31.8	45.6	1.43	
VI	100kgf/m ²	28.1	40.8	1.45	

図-1 基準風速圧地域区分

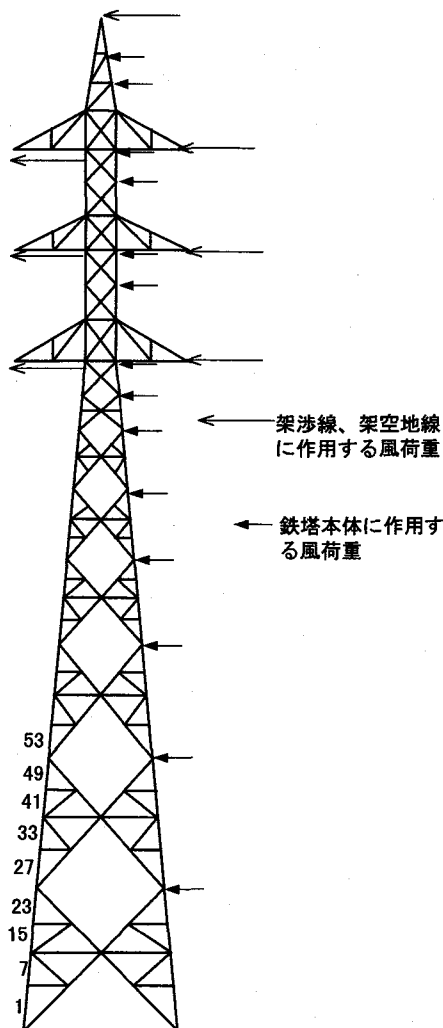


図-2 2B3A型鉄塔の部品番号と風荷重作用方向

とに、また鉄塔の部材ごとに異なることを指摘し、その結果をもとにまず各地域ごとに目標とする部材の信頼性をほぼ一様にするための LRFD フォーマットを提案する。次に、中国地方を 50 年最大瞬間風速の大きさによって 3 つの地域ブロックに区分し、その 3 ブロック内における鉄塔各部材の信頼性指標を目標信頼性指標とほぼ一様にするための LRFD フォーマットを提案する。

現在我が国で用いられている許容応力設計における設計風速は、過去の統計データに基づき大まかにわけられた地域ごとに設定されているが（図-1 参照）、設計風速のような強風は、その大きさ、発生頻度といったものは確定できない統計量である。したがって、現行の許容応力度設計で設計された送電鉄塔は、地域ごとにその信頼性は異なり、送電鉄塔の信頼水準については議論の余地があると考えられる。

本研究では、目標とする信頼性として $\beta_T = 2.0, 2.5, 3.0$ を考え確保するように最適荷重係数および強度係数を決定し、それらを用いて鉄塔の信頼性設計を行う。そして、それが目標として定めた β_T を確保しているかどうかを確認し、安全性のばらつきの少ない鉄塔を建設するための LRFD フォーマットの提案を行う。

2. 対象構造物および荷重のモデル化

2.1 対象構造物のモデル化

信頼性評価の対象構造物として、先の研究⁵⁾で用いた 2B3A 型の標準鉄塔⁹⁾を採用する。2B3A 型鉄塔は、1991 年の台風 19 号により倒壊した鉄塔と同種類のものである。図-2 に 2B3A 型標準鉄塔の構造物材の番号と鉄塔に作用する風荷重を示す。

表-1 各地域の50年最大瞬間風速 V_{50} の確率モデル

地区	平均値 (m/s)	標準 偏差 (m/s)	α (s/m)	u (m/m)
鳥取	27.6	6.56	0.170	47.46
松江	29.3	6.29	0.177	48.37
山口	26.3	8.45	0.132	51.87
岡山	21.4	5.89	0.189	39.26
広島	28.0	8.67	0.128	54.37
西郷	28.9	7.09	0.157	50.40
境	22.7	5.24	0.212	38.62
米子	24.0	5.32	0.209	40.15
萩	29.7	5.17	0.215	45.40
浜田	33.0	4.42	0.252	46.40
津山	23.9	5.99	0.186	42.05
下関	32.3	6.58	0.169	52.18
呉	24.5	5.65	0.197	41.64
福山	18.4	4.60	0.237	32.67

2.2 最大瞬間風速の確率モデルの作成

本研究では、中国地方の14地域を対象として50年最大瞬間風速 V_{50} の確率モデルを作成する。ここでは、その分布をASCEの送電用構造物の荷重に関するガイドラインManuals 74⁶⁾に基づいて推定した。その推定法については、鳥取地域を対象として既に先の研究⁵⁾で述べているので、ここでは省略し、その結果のみを表-1に示す。

表-1は、14地域の50年最大瞬間風速の確率モデルで、その累積分布 $F(X)$ は式(1)で示す極値I型(Gumbel)分布で近似されている。

$$F(X) = \exp[-\exp[-\alpha(X-u)]] \quad (1)$$

式(1)中のパラメータ α 、 u は、表-1に示す値を用る。

3. 送電鉄塔の耐風信頼性評価

本研究では、まず2.2でモデル化した中国地方の14地域における50年最大瞬間風速 V_{50} が作用する2B3A型鉄塔の信頼性評価を行う。

3.1 限界状態関数

50年最大瞬間風速 V_{50} を用いて算出した風荷重を、JEC-127に基づいて鉄塔モデルの節点に図-2で示す矢印のように作用させる。風荷重は送電線路に対して90°方向から作用するとした。図-2中の数字は部材番号を示している。

死荷重、不平均張力荷重は供用期間中に大きく変動しない確定量とし、鉄塔の支柱材、斜材および補助材に発生する軸応力度が各部材の降伏点応力度(引張力作用時)または座屈応力度(圧縮力作用時)に達したときに破壊が生じるとして、限界状態関数 g を式(2)で定義した。この式により各部材の信頼性指標を算定する。ただし、式(2)に示す σ_{cr} 、すなわち各部材の降伏点応力度あるいは

座屈応力度は確定量としている。また、解析に際しては単位基準速度圧から各部材の応力が容易に評価できる係数 σ_{W0} を求めた。

$$g = |\sigma_{cr}| - \left| \sigma_{W0} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot V_{50}^2 + \sigma_D + \sigma_T \right| \quad (2)$$

ここに、

σ_{cr} : 各部材の降伏点応力度(引張力作用時)、または座屈応力度(圧縮力作用時)

σ_{W0} : 単位基準速度圧($q_0 = (1/2) \cdot \rho \cdot V_{50}^2 = 1$)を鉄塔本体、架渉線および架空地線に作用させることにより求めた応力度に変換する係数

ρ : 空気密度(0.12[kgf·s²/m⁴])

V_{50} : 50年最大瞬間風速(m/s)

σ_D : 死荷重により各部材に発生する応力度

σ_T : 不平均張力荷重により各部材に発生する応力度

3.2 構造部材の信頼性

以上に、述べた限界状態関数 g を用いて、破壊確率を算定することにより、鉄塔の信頼性を評価する。なお、本研究における信頼性の評価法として、拡張2次モーメント法⁹⁾を用い、部材の限界状態関数の間の相関性は考慮せず、各部材の信頼性指標を算定することにより評価する方法を試みた。

鉄塔の信頼性評価においては、図-2に示すNos. 1, 7, 15, 23, 27, 33, 41, 49, 53の9つの下部支柱材に対して信頼性指標 β を導出した。これらの圧縮を受ける下部支柱材は台風19号で非常に大きな被害を受けた構造部材である⁵⁾。

表-2に中国地方14地域の9つの下部支柱材における信頼性指標 β の結果を示した。この表からわかるように信頼性指標 β は各部材のみならず各地域によっても違う値を示している。すなわち、現行の許容応力度設計で設計された標準送電鉄塔は、各地域ごと、また鉄塔の部材ごとに一定の信頼水準を確保できていないことがわかる。

そこで本研究では、地域ごとあるいは同一の鉄塔であれば部材ごとに目標とする一様な信頼性の水準を確保するために、次章において信頼性理論に基づいたLRFDフォーマットを提案する。

4. 鉄塔のLRFDフォーマットの提案

4.1 荷重係数と強度係数の算定

本研究では、式(3)に示すLRFDフォーマット¹⁰⁾を考え、3章で示した14地域における信頼性評価結果をもとにして、この式における荷重係数および強度係数を算定する。

$$\phi R_n \geq \gamma_W \cdot W + D + T \quad (3)$$

ここに、

R_n : 現行設計基準で示されている公称強度、

W : 設計風荷重から求まる荷重作用、

表-2 各部材の信頼性指標 β

部材 No.	β						
	鳥取	松江	山口	岡山	広島	西郷	境
1	1.84	1.82	0.81	2.52	0.60	1.55	2.73
7	2.17	2.16	1.18	2.82	0.99	1.88	3.03
15	2.25	2.25	1.29	2.90	1.10	1.97	3.12
23	2.27	2.27	1.31	2.91	1.12	1.99	3.13
27	1.43	1.39	0.33	2.15	0.11	1.12	2.34
33	1.50	1.47	0.42	2.22	0.21	1.20	2.41
41	1.64	1.61	0.58	2.34	0.37	1.34	2.54
49	1.71	1.68	0.67	2.40	0.46	1.41	2.60
53	1.79	1.77	0.79	2.48	0.59	1.50	2.68

部材 No.	β						
	米子	萩	浜田	津山	下関	呉	福山
1	2.60	2.26	2.35	2.32	0.94	2.42	3.28
7	2.91	2.61	2.72	2.63	1.37	2.73	3.57
15	3.00	2.70	2.83	2.71	1.49	2.82	3.65
23	3.02	2.72	2.85	2.73	1.51	2.84	3.67
27	2.21	1.82	1.87	1.93	0.40	2.03	2.92
33	2.28	1.90	1.96	2.00	0.51	2.10	2.98
41	2.41	2.04	2.11	2.13	0.68	2.23	3.10
49	2.48	2.12	2.20	2.19	0.79	2.30	3.16
53	2.56	2.21	2.29	2.27	0.93	2.38	3.24

D : 死荷重による荷重作用,

T : 不平均張力荷重による荷重作用,

ϕ : 強度係数,

γ_w : 荷重係数,

である。なお、風荷重を算定するにあたり、現行設計での基準速度圧 q_0 は、 $q_0=125[\text{kgf/m}^2]$ と仮定した。また、荷重係数および強度係数を評価する際は、強度の変動も考慮し、許容応力に対して超過限界を 5%として、変動係数が 15%であると仮定した。風荷重の算定に関しては、中国地方 14 地域の 50 年最大瞬間風速を用いた。死荷重、不平均張力荷重は供用期間中に大きく変動しないとし、確定量とした。以下に荷重係数および強度係数の算定手順を示す。

- 1) 目標信頼性指標 β_T を設定する。
- 2) 式(3)において用いられる荷重係数および強度係数を適当に仮定する。
- 3) 仮定された荷重係数および強度係数を用いて式(3)を満たすように各部材 i を設計する。
- 4) 決定された部材 i に 50 年最大瞬間風速荷重が作用した場合の信頼性指標 β_i を算定する。
- 5) 目標信頼性指標 β_T と部材 i とで定義される式(4)で示す目的関数 Ω を算定する。

$$\Omega = \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_T)^2 \quad , (n=\text{部材数}) \quad (4)$$

- 6) 目的関数 Ω の変化傾向を考慮しながら、荷重係数および強度係数の値の変更量を調節し、目的関数 Ω が最小となる最適な荷重係数および強度係数の組合せが見つかるまでこれらを仮定し直して 3)から 5)を繰り返す。

4.2 各地域ごとの最適荷重係数と強度係数

表-2に見られるように、鉄塔を構成している部材間でも信頼性指標が大きく異なった値となっており、一定の信頼性水準が確保されていない。そこで、部材における一定の信頼水準を確保するために、目標信頼性指標 $\beta_T=2.0$ 、2.5 および 3.0 とし、4.1 節で示した手順にしたがって、中国地方の 14 地域における、最適風荷重係数 γ_w と強度係数 ϕ を導出した。ISO¹⁰⁾で採用されている送電支持物の許容破壊確率から考えると目標信頼性指標 β_T は、ほぼ $\beta_T=2.5$ となる。従って、本研究では β_T として、 $\beta_T=2.0$ 、2.5 および 3.0 の 3 ケースを考えた。

紙面の都合上、中国地方 14 地域のうち、鳥取、広島、山口の 3 地域についての結果を表-3、表-4 および表-5 に示す。それらの各表には、 γ_w と ϕ 計算結果、ならびにそれらを用いた LRFD フォーマットを満足するように再設計された鉄塔各部材の信頼性指標もあわせて示している。なお、表-3 は $\beta_T=2.0$ とした場合の結果、表-4 は $\beta_T=2.5$ とした場合の結果、表-5 は $\beta_T=3.0$ とし

表-3 信頼性指標 $\beta_T=2.0$ における風荷重係数と強度係数

	鳥取		広島		山口	
	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)
1	1.84	1.95	0.60	1.95	0.81	1.96
7	2.17	2.01	0.99	2.01	1.18	2.01
15	2.25	1.99	1.10	1.99	1.29	1.99
23	2.27	2.00	1.12	2.01	1.31	2.01
27	1.43	2.01	0.11	2.02	0.33	2.01
33	1.50	2.00	0.21	2.00	0.42	2.00
41	1.64	2.01	0.37	2.02	0.58	2.01
49	1.71	2.00	0.46	2.01	0.67	2.00
53	1.79	1.99	0.59	1.99	0.79	1.99
荷重係数(γ_w)	2.33		3.33		2.87	
強度係数(ϕ)	0.92		0.92		0.94	

表-4 信頼性指標 $\beta_T=2.5$ における風荷重係数と強度係数

部材 No.	鳥取		広島		山口	
	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)
1	1.84	2.46	0.60	2.44	0.81	2.45
7	2.17	2.51	0.99	2.51	1.18	2.51
15	2.25	2.49	1.10	2.49	1.29	2.49
23	2.27	2.50	1.12	2.51	1.31	2.51
27	1.43	2.51	0.11	2.52	0.33	2.52
33	1.50	2.50	0.21	2.51	0.42	2.51
41	1.64	2.51	0.37	2.52	0.58	2.52
49	1.71	2.50	0.46	2.51	0.67	2.51
53	1.79	2.49	0.59	2.49	0.79	2.49
荷重係数(γ_w)	2.85		4.16		3.53	
強度係数(ϕ)	0.90		0.90		0.90	

表-5 信頼性指標 $\beta_T=3.0$ における風荷重係数と強度係数

	鳥取		広島		山口	
	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)	β (ASDM)	β (LRFD)
1	1.84	2.95	0.60	2.92	0.81	2.91
7	2.17	3.01	0.99	3.03	1.18	3.04
15	2.25	2.99	1.10	2.98	1.29	2.98
23	2.27	3.01	1.12	3.01	1.31	3.01
27	1.43	3.02	0.11	3.03	0.33	3.02
33	1.50	3.00	0.21	3.01	0.42	3.01
41	1.64	3.02	0.37	3.03	0.58	3.03
49	1.71	3.01	0.46	3.02	0.67	3.02
53	1.79	2.99	0.59	2.99	0.79	2.99
荷重係数(γ_w)	3.87		5.52		5.48	
強度係数(ϕ)	0.95		0.92		0.98	

表-6 信頼性指標 $\beta_T=2.5$ における設計前と設計後の断面積

部材 No.	鳥取		広島		山口	
	設計前(cm ²)	設計後(cm ²)	設計前(cm ²)	設計後(cm ²)	設計前(cm ²)	設計後(cm ²)
1	29.21	36.358	29.21	49.557	29.21	43.210
7	29.21	33.069	29.21	45.074	29.21	39.301
15	29.21	31.809	29.21	43.412	29.21	37.832
23	29.21	31.778	29.21	43.369	29.21	37.794
27	22.74	32.659	22.74	44.498	22.74	38.804
33	22.74	31.819	22.74	43.351	22.74	37.805
41	22.74	30.644	22.74	41.792	22.74	36.431
49	22.74	29.844	22.74	40.696	22.74	35.477
53	22.74	28.888	22.74	39.329	22.74	34.308

表-7 各グループの目標信頼性指標 $\beta_T=3.0$ に対する荷重係数と強度係数

(a)ブロック I の計算結果

地域	β (ASDM)	β (LRFD)
山口	0.81	3.08
広島	0.60	2.93
荷重係数(γ_w)	5.62	
強度係数(ϕ)	0.94	

(b) ブロック II の計算結果

地域	β (ASDM)	β (LRFD)
鳥取	1.84	3.12
松江	1.82	3.15
西郷	1.55	2.85
下関	0.94	2.88
荷重係数(γ_w)	4.37	
強度係数(ϕ)	0.98	

(c) ブロック III の計算結果

地域	β (ASDM)	β (LRFD)
岡山	2.52	2.94
境	2.73	3.16
米子	2.60	3.04
萩	2.26	2.75
浜田	2.35	2.88
津山	2.32	2.75
呉	2.42	2.86
福山	3.28	3.70
荷重係数(γ_w)	2.64	
強度係数(ϕ)	0.90	

た場合の結果である。

表-3、表-4 および表-5 からわかるように許容応力設計法により設計された鉄塔の信頼性指標が、部材間においてばらついていたのに対し、LRFD フォーマットにより再設計された部材の信頼性指標は、ほぼ目標信頼性指標に近い値を示しており、部材間のばらつきを小さくすることができたことがわかる。また、鳥取に比べて山口、広島、風の風荷重係数が大きくなっているが、これは山口と広島の 50 年最大風荷重の平均値と標準偏差が、鳥取のそれらの値に比べ大きな値であったためと考えられる。なお、表-6 に $\beta_T=2.5$ とした時の部材断面積を示す。参考のため表には、現行設計規準で設計された部材断面積を合わせて示している。

このように、信頼性理論に基づいて得られた LRFD フォーマットを用いることにより、各地域ごとにほぼ目標信頼性指標に近い信頼性指標を有する部材の設計が可能であることが示され、その有効性が確認できた。

4.3 地域ブロックごとの最適荷重係数と強度係数

前節では、中国地方の 14 地域ごとにそれぞれ目標信頼性指標を確保するための最適な荷重係数および強度係数をもとめたが、この節では表-1 および表-2 のデータをもとに中国地方を風荷重の大きさより区分し、それぞれの地域ブロック内で鉄塔間、部材間で信頼性が一定となるように最適な荷重係数と強度係数の算定を行った。

中国地方 14 地域は、表-1 に示す 50 年最大瞬間風速 V_{50} の確率モデルにより、ブロック I：広島、山口、ブロック II：鳥取、松江、西郷、下関、ブロック III：岡山、境、米子、萩、浜田、津山、呉、福山の 3 つの地域ブロックに分類できる。目標信頼性指標を $\beta_T=3.0$ として、それら 3 つのブロックごとに最適な荷重係数と強度係数の計算を行った。なお、信頼性指標は、最も風荷重の影響を受ける部材であり、この部材の安全性が確保されているならば他の部材についても安全であると判断できる No.1 の部材について計算を行った。また、荷重係数と強度係数の算定法については前節と同様な方法で行

った。その結果を表-7 に示す。このように、中国地方の 14 地域を 3 つのブロックに分類して、各ブロック毎に LRFD フォーマットを提案した理由は、風荷重の確率特性が同じ地域を 1 つのブロックとした方が均一な信頼性を有する鉄塔の設計が容易になるからである。

各ブロックにおける最適な荷重係数および強度係数を比較すると、 V_{50} の平均値、標準偏差が大きく信頼性指標が小さいブロックほど、荷重係数を大きく、強度係数を小さく設定しなければならないという特徴が現れている。現行の設計基準で定められている地域区分（図-1 参照）と比較すると、ブロック I に対応するのは、設計基準速度圧が大きい広島、下関、西郷の 3 地域であり、広島以外は本研究で得られた結果と対応していない。また、山口の設計基準速度圧は、本研究からいえば小さく設定しすぎではないかと思われる。今後さらに検討が必要である。

さらに、表-7 の結果から明らかなように、各地域ブロックにおいて得られた最適な荷重係数および強度係数を用いた LRFD フォーマットを満足するように設計された各地域の部材 1 の信頼性指標はほぼ目標とする信頼性指標 $\beta_T=3.0$ が確保されており、本研究で提案した信頼性理論に基づいた LRFD フォーマットは非常に有効であることがわかる。

5. あとがき

構造設計基準の国際標準化という世界的な動向に鑑みて、本研究では、標準タイプの送電用鉄塔を対象として、信頼性理論に基づいた LRFD フォーマットを提案し、その有効性を確認した。その成果をまとめると以下のようである。

まず、中国地方の 14 の地域において標準送電鉄塔について目標信頼性指標 $\beta_T=2.0, 2.5, 3.0$ における最適荷重係数と強度係数を決定し、LRFD フォーマットを作成した。そして、そのフォーマットを用いて再設計した鉄塔の各部材が目標信頼性を維持できることが確認できた。

さらに、14 の地域を 3 つのブロックに分けるという提案を行い、各ブロックにおいて下部支柱材の目標信頼性指標 $\beta_T=3.0$ における最適荷重係数と強度係数を導出し、グループごとでの信頼性のばらつきを少なくすることが

可能となった。それにより、今後中国地方において、2B3A 型鉄塔と同じ構造形式を持つ鉄塔を新規に建設する際、ブロックの荷重係数と強度係数を用いて設計すれば、一定の信頼性を持つ鉄塔を建設することが可能となる。

このように、本研究で提案した LRFD フォーマットを用いることにより、信頼性のばらつきの少ない鉄塔の設計が可能であることを示した。今後は中国地方以外の他地域への適応を考えていく予定である。

参考文献

- 1) 本城勇介：限界状態設計法による基礎構造物のモデル設計コードの提案・海外調査報告書、平成 10 年度科学研究費基礎研究(B)(1)。
- 2) 建設省建築研究所・(財) 日本建築センター・(財) 国土開発技術センター：「新建築構造体系の開発」、平成 8 年度研究報告書、1997.3。
- 3) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」報告書、1998.8。
- 4) 白木渡、松保重之、辻英朗：雪荷重および風荷重作用時の送電鉄塔の安全性評価、構造工学論文集、Vol.44A, pp.461-466, 1998.3。
- 5) 白木渡、井面仁志、今井慈郎、石川浩：送電鉄塔の耐風信頼性評価と補強法の提案、構造工学論文集 Vol.45A, pp.379-388, 1999.3。
- 6) ASCE : ASCE manuals and reports on engineering practice No.74 ; guidelines for electrical transmission line structural loading, 1991。
- 7) 電気学会：電気企画調査会標準規格「送電用支持物設計標準」(JEC-127), 1979。
- 8) 中国電力㈱：「110KV 標準鉄塔構造図」, 1968, 1991。
- 9) P.Thoft-Christensen, M.J. Baker 著、室津義定監訳：構造信頼性—理論と応用—、シュプリンガー・フェアラーク東京、1986。
- 10) Janusz W. Murzewski : Safety Differentiation Depending on Service Time, Size and Danger, BULLETIN OF THE POLISH ACADEMY OF SCIENCES TECHNICAL SCIENCE Vol. 32, No 3-4, pp.187-192, 1984。

(1999 年 9 月 17 日受付)