

既設送電用中空鋼管鉄塔に対する耐風補強効果に関する研究

澁江 昭芳

1. 序 近年大型台風の襲来が頻発し、さらには局所地形による強風増速の見直しによって、設計強度が不足すると想定される既設送電用中空鋼管鉄塔の耐風補強の必要性が高まっている。本研究では既設送電用中空鋼管鉄塔の合理的な耐風補強工法として考案した、山形鋼を支柱材に添接する山形鋼添接材工法¹⁾²⁾ (図1-1)を適用した実存鉄塔の塔体モデルに対する数値計算から添接材工法の耐風補強効果を動的および静的に検証する。



図1-1 添接材工法

2. 解析ケース 第13パネルより下側全パネルの支柱材に山形鋼添接材工法を適用した塔高59.7mのLA型送電用懸垂型鋼管鉄塔について、補強前後において以下の解析を行った。カルマン型変動風速場 (図2-1)を用いた動的解析によって強風に対する応答特性をシミュレートし、また平均風速場を用い架渉線 (以下、ケーブル)を考慮した非線形静解析から支配的な荷重であるケーブル張力の影響を検討した。なお、風速場は鉛直高さ10mにおける平均風速40.0m/secを基準風速とした。パネル中心位置の平均風速を用いて算出した塔体に作用する平均風圧力を図2-2に示す。

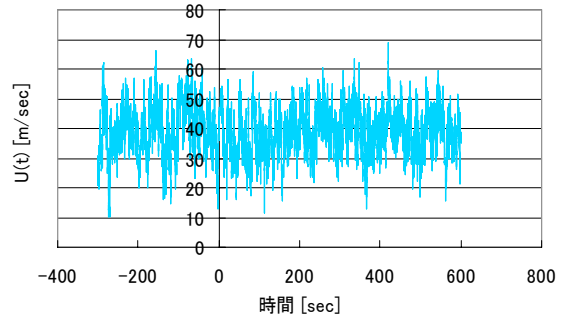


図2-1 カルマン型風速波形 (z=10m; 風速パターン1)

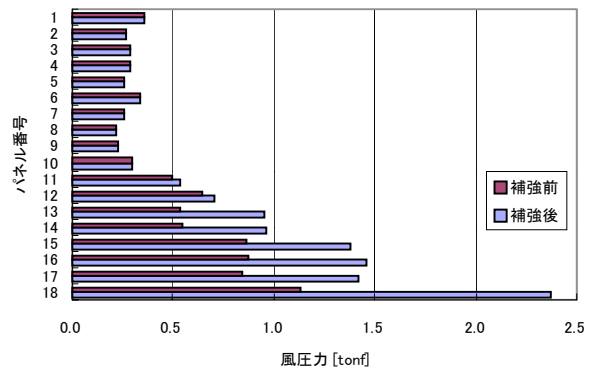


図2-2 塔体に作用する平均風圧力

3. 耐風補強鉄塔の風応答特性

3.1 時刻歴応答変位 鉄塔を72質点にモデル化し、乱れの絶対強さ8.0m/sec、乱れのスケール100mのカルマン型変動風速場に対する時刻歴応答解析をNewmarkのベータ法を用いて解析した。平均値および最大値の検討をするのに十分なデータを得るために、不規則 (ランダム) な波形の変動風速場を50種類用意した。順に風速パターン1, 2, ...50と呼ぶ。解析はサンプリング周波数10Hzで15分間行い、風が作用して5分後からの10分間について検討する。解析モデルにおける集中質点位置は図3-1に示すように各支柱材接合部に設け、鉄塔頂部のa脚側を第1質点、柱脚部のd脚側を

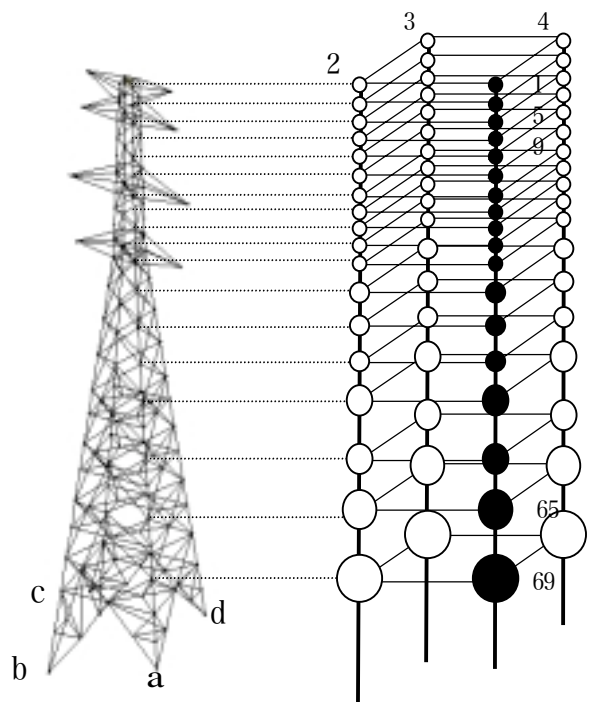


図3-1 72質点モデル

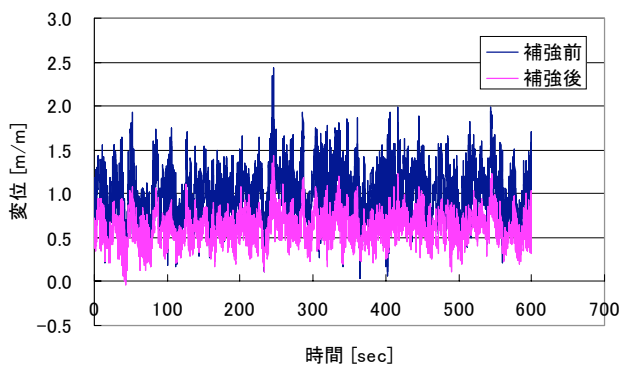


図3-2 頂部応答変位波形
(風速パターン1)

第72質点とした。図3-2に風速パターン1に対する第1質点の時刻歴応答変位を、図3-3に全パネルにおける全風速パターンの平均および最大変位を示す。なお図中の値は、補強前の平均値が1.0となるように無次元化している。

第13～17パネルでは、添接材取付による受風面積増加の増加に伴い補強後に風圧力が増加しているが(図2-1)、補強による強度上昇のため応答変位は減少している。第17パネルの変位減少の割合は他の質点に比べて少ないが、これは第18パネルの変位が補強前後で変化がないためで、層間変位は減少している。また第18パネルにおいて変位に変化がないのは、添接材取付による受風面積増加の影響と補強による強度上昇効果とが打ち消し合っているためである。その一方で、第1～12パネルの変位も減少しており、添接材を取り付けていないパネルに対しても変位の抑制効果があることが分かる。したがって補強後に変位が増加している質点はなく、塔体の風荷重に対する変位は添接材取付によって抑えることができると言える。

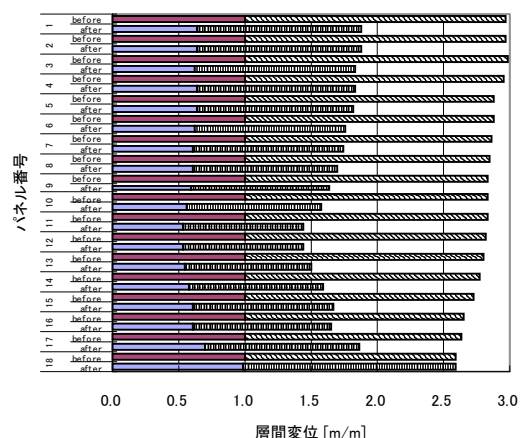
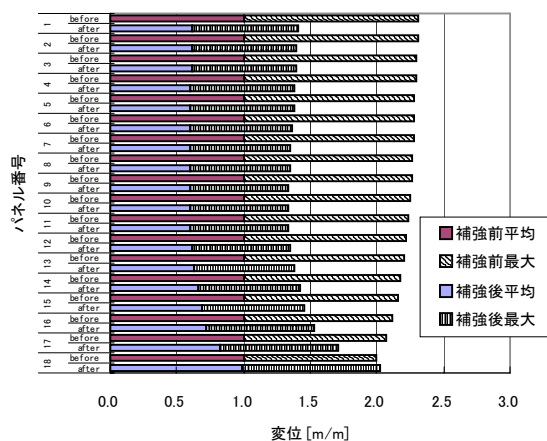
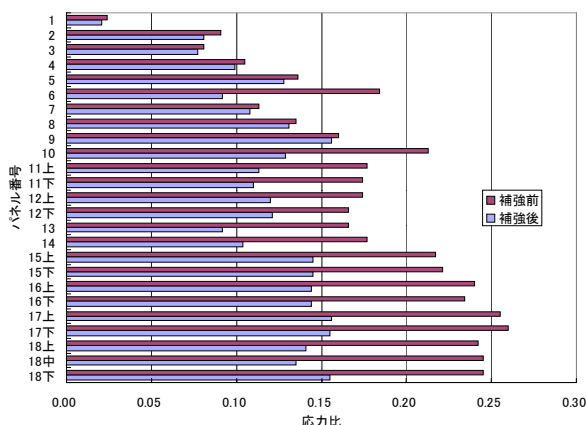


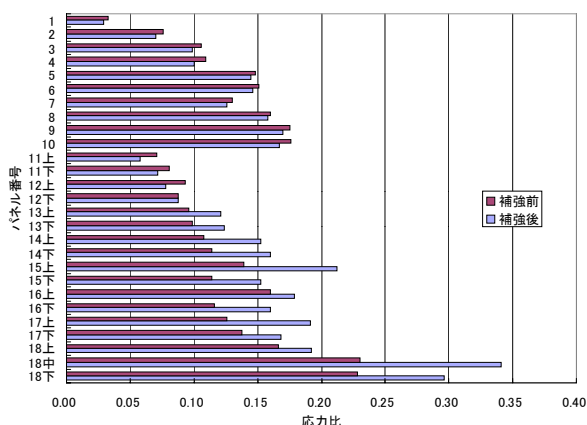
図3-3 平均および最大変位
(10分間×50回)

3.2 最大応力度 各質点の最大層間変位時の変位より算出した静的等価荷重を用いた有限要素静解析を補強前後で行い、10分間×50回の風応答における最大の部材応力度をパネルごとに求めた。解析には汎用構造解析プログラム NASTRAN for Windows Ver4.5 を用いた。解析モデルの部材要素は、鋼管(支柱材、腹材)または山形鋼(補助材)の断面形状を有する梁要素とし、部材接合部は全て剛接合とした。要素数は補強前後でそれぞれ171, 179, 節点数は66, 70である。なお、梁要素にモデル化した添接材工法適用支柱材の断面積は、増加した添接材の断面積を割り増して考慮した。また曲げ剛性としては、単材の構造詳細モデルによる解析より合成断面として等価な断面2次モーメントを求めた。図3-4に最大圧縮応力度の補強前後における変化を、降伏応力度との比(以下、応力比)を用いて示す。

図3-4において、添接材を取り付けた第13～18パネルの支柱材に着目すると、補強後の応力比が著しく減少していることが確認できる。その一方で腹材については第13～18パネルにおいて補強後に増加が見られる。この傾向は特に、柱脚部(第18パネル)において顕著



(a) 主柱材圧縮応力比



(b) 腹材圧縮応力比

図3-4 最大応力状態

である。これは主柱材が負担していた応力が、添接材の取付により添接材と同時に腹材にも流れるようになったことを意味し、腹材の補強法の開発が望まれる。また、第6および第10～12パネルの主柱材応力度も添接材工法を適用した主柱材と同様の減少が見られ、添接材を適用していないパネルについても補強効果を確認することができる。なお、その他のパネルでは補強前後で変化はほとんどない。ところで、補強前では曲げ点以下の全パネルの主柱材が一度に降伏し鉄塔が倒壊する恐れがあるのに対し、補強後において降伏が予測されるのは柱脚部の腹材のみである。したがって、塔体全体の耐風強度は増加していると言える。

4. 架渉線荷重を考慮した場合の耐風補強効果

4.1 架渉線荷重の影響 平均風速より風圧力およびケーブル張力を算出し有限要素幾何学的非線形解析を行った。非線形解析における十分な精度を得るため3.2節で用いた解析モデルの梁要素を5分割し、補強前後の要素数は2084, 2220, 節点数を2484, 2644とした。鉄塔径間長は発電所に近い側(若番), 遠い側(老番)

の鉄塔からそれぞれ542m, 372mである。また、支持点間には高低差が存在し、解析鉄塔は高支持点側である。ケーブルは引張力のみを伝え、無風時にはその自重が、強風時には自重および風圧力が鉄塔に張力として作用する。ケーブル全体に支持点高さにおける風が等しく作用すると仮定し、鉄塔に作用する張力を算出した。その値を鉄塔塔体の自重、風圧力と共に表4-1に示す。

表中 x, y, z はそれぞれ荷重の線路直角方向, 線路方向, 鉛直方向成分を、左右はケーブルがb・c脚側であるか, a・d脚側であるかを示す。表よりケーブル張力の線路直角方向成分(計72.8tonf)は、塔体に作用する風圧力(補強前で計8.8tonf, 補強後で12.6tonf)に比べて非常に大きい。

解析においては無風時における固定荷重を載荷後、風荷重を10段階(ステップ)に分けて載荷し、全ステップの荷重状態における応力度について検討した。

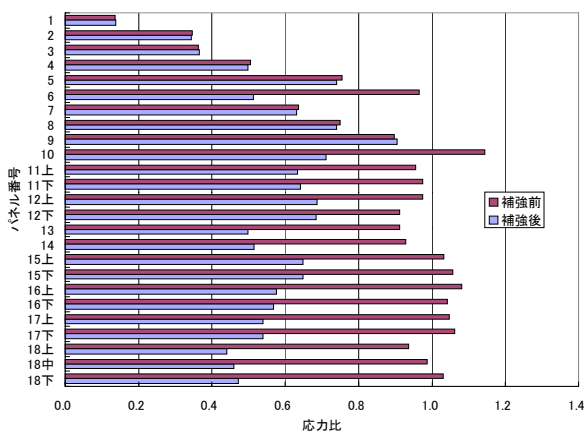
表4-1 補強前後における荷重値の変化(tonf)

荷重種類		無風時		強風時		
		y	z	x	y	z
塔体自重	補強前	-	17.6	-	-	17.6
	補強後	-	29.83	-	-	29.83
	増加率	-	0.69	-	-	0.69
塔体風圧力	補強前	-	-	8.75	-	-
	補強後	-	-	12.59	-	-
	増加率	-	-	0.44	-	-
ケーブル張力	左側	0.15	13.84	36.38	0.54	13.84
	右側	0	13.62	36.46	0	13.62
	合計	0.15	27.46	72.84	0.54	27.46
	合計	0.15	45.06	81.59	0.54	45.06
合計	補強前	0.15	45.06	81.59	0.54	45.06
	補強後	0.15	57.29	85.43	0.54	74.89
	増加率	0	0.27	0.05	0	0.66

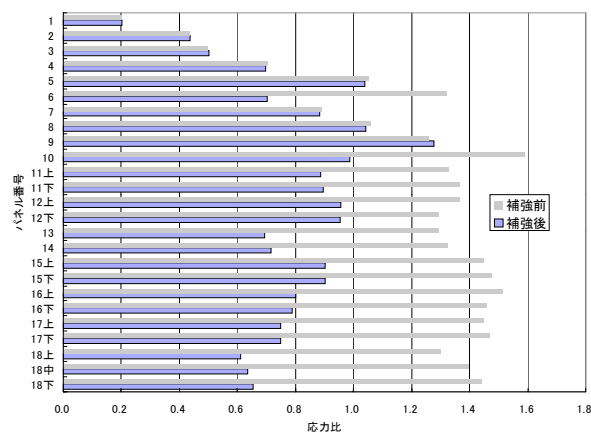
4.2 トリガ部材の出現 荷重の増加に伴い部材の降伏が始まると、その部材は強度を発揮できなくなり塔体は倒壊に至る。このとき倒壊の引き金(trigger)となる部材をトリガ部材といい、下層パネルの圧縮によって現れる。解析の結果、補強前では基準高さ10mの平均風速(以下、基準平均風速)が33.5m/secのときにトリガ部材が出現しているが、補強後では基準平均風速40.0m/secの風が作用してもトリガ部材はなく、補強によってトリガ部材の出現を抑制することができる。

4.3 応力状態

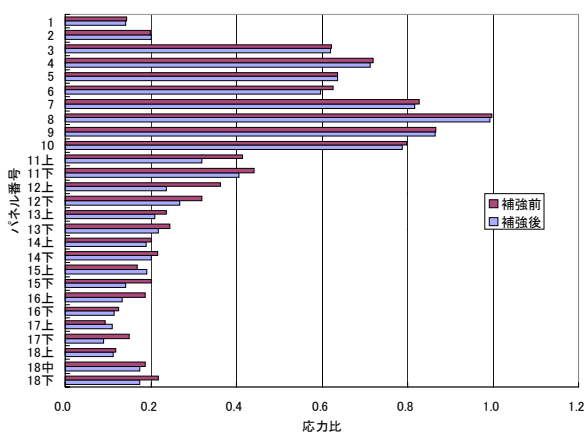
4.3.1 補強前後の比較 図4-1に補強前のトリガ部材出現時、図4-2に基準平均風速40.0m/sec作用時における補強前後の応力比の変化を示す。なお図4-2に関して、トリガ部材出現時以降の解析結果は信頼性に欠けるが、参考値として補強前の値も示した。図4-1に



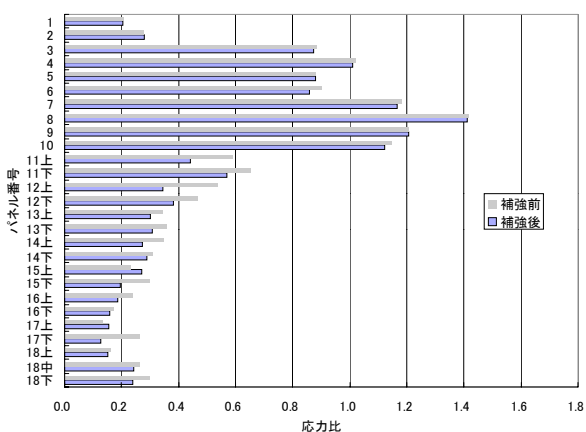
(a) 主柱材圧縮応力比



(a) 主柱材圧縮応力比



(b) 腹材圧縮応力比



(b) 腹材圧縮応力比

図 4-1 平均応力状態(基準風速 33.5m/sec)

において添接材を取り付けた第13～18パネルの主柱材に着目すると、補強後の応力比が著しく減少している。これらは全て補強前において圧縮応力比が0.9以上であり降伏もしくは降伏が予測される部材であるが、図4-2から補強後では基準平均風速40.0m/secにおいても、これらの部材は降伏応力度に達していない。また、第6および第10～12パネルの主柱材応力比が同様に減少しているほか、若干ながら減少している部材をいくつか確認できる。したがって、補強後において塔体全体の耐風強度は増加していると言える。

4.3.2 ケーブル張力を考慮しない場合との比較

ケーブル張力を考慮しない場合(図3-4)においても同様の部材において応力度が減少あるいは増加がしており、応力分布もほとんど同じである。しかしながら腹材についてはケーブル張力を作用する場合には下層パネルにおいて補強後に応力の増加が見られるのに対し、これを考慮した場合には若干増加している部材を除き全てのパネルで減少しているか、あるいは変化が

図 4-2 平均応力状態(基準風速 40.0m/sec)

ない。これは補強前後において荷重値増加の割合が異なるため、径間長が大きい高支持点側の鉄塔ではケーブルによる風荷重が支配的になり、受風面積増加の影響が受風面積増加の影響がわずかであることを意味している。

5. まとめ 送電用中空鋼管鉄塔に耐風補強工法を適用する前後で数値計算を行ったところ補強材の取付は、主柱材に作用する応力度を減少させ塔体全体に対しても補強効果があること、トリガ部材の出現を抑制する効果があること、径間長が大きい高支持点側の鉄塔において特に有効であることが分かった。

参考文献

- 1) 松永他;送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法—圧縮時補強効果について—,第16回風工学シンポジウム論文集,2000
- 2) 幸田他;送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法に関する研究(その2)—補強効果に及ぼす添接材設定条件の影響—,日本建築学会九州支部研究報告第40号,2000