九州大学学術情報リポジトリ
Kyushu University Institutional Repository

耐風性能に着目した送電用中空鋼管鉄塔の補強方法に関する研究

海老原，修二
九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻博士後期課程

前田，潤滋
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

今村，義人
九州電力株式会社

鶴，則生
九州大学大学院人間環境学府都市共生デザイン専攻

他

https://doi.org/10.15017/19044

出版情報：都市・建築学研究. 6, pp.85-96, 2004-07-15. Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University
バージョン：
権利関係：

都市・建築学研究　九州大学大学院人間環境学研究院紀要　第6号，2004年7月
J. of Architecture and Urban Design, Kyushu University, No.6, pp. 85 ~ 96 , July. 2004

耐風性能に着目した送電用中空鋼管鉄塔の補強方法に関する研究

Improvement of Wind Resistant Reinforcements for Steel-Tube Transmission Towers

海老原修二*1，前田潤滋*2，今村義人*3，鶴　則生*4，荊尾治邦*5
Shuji EBIHARA, Junji MAEDA, Yoshito IMAMURA,
Norio TSURU and Harukuni KATARAO

The parallel-member attaching is a useful measure to reinforce steel-tube transmission towers against wind loads. In some cases, however, an original method of fixing the parallel members is not available. So the authors have developed new three devices: a reinforced band, an improved reinforced band and a double reinforced band to fix the parallel members. These devices make use of frictional stress of the band against the main posts of the steel-tube transmission tower. The compression-tensile tests of those reinforced members showed satisfactory validity of the parallel-member attachment method by the double reinforced band.

In addition, a wind tunnel test was conducted to confirm aerodynamic characteristics of the reinforced member by the parallel-member attachment. The test results indicated that the drag factor of the reinforced member was less than 0.2 and was dependent on the wind direction.

Keywords: *Steel-Tube Transmission tower, Reinforcement for Wind loads, Parallel member attachment method, Double reinforced band, Wind tunnel test*
送電用中空鋼管鉄塔，耐風補強，添接材工法，ダブル強化バンド，風洞実験

1．はじめに

1999年9月に来襲した台風18号により，220kV既設送電用中空鋼管鉄塔4基を含む九州管内で15基の送電鉄塔の損壊事故が発生した．この事故を契機として，同年より中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法の考案・耐力検証試験等を行い，その成果としてバンド式補助材工法およびL添接材工法を開発した[1)~9)]．これらの工法を反映させた耐風補強工事を6線路20基の既存の中空鋼管鉄塔に実施した．

しかしながら，このうち4基の鉄塔については，鉄塔上部でL添接材工法を適用するにあたって，腕金を固定するための大きなプレートの存在，あるいは曲げ点部主柱材に用いられるリブフランジが支障となり，補強材の端部を主柱材のフランジボルトで固定するという正規の固定方法を採ることができないことが課題となっていた．そこで，L添接材工法の補強材の固定方法について更なる改善・検討を進め，施工性に優れ，より簡易な固定方法と考えられる強化バンド式L添接材工法，改良型強化バンド式L添接材工法，ダブル強化バンド式L添接材工法を考案した．これらの特徴として，補強材固定用に図1に示すような従来のバンドにリブを設け，強力な締め付け力を得ることができる強化バンドを開発し，強化バンドの締め付け力による主柱材とバンド接触部の摩擦力により補強材への応力伝達を可能とするものである．そして，より大きな摩擦力を得るために，強化バンドの変形をさらに抑えた改良型強化バンド，バンドの把持力をさらに高めたダブル強化バンドを考案した．これらの固定方法を用いた補強工法について，詳細な構造検討および耐力検証試験を実施し，課題となっている鉄塔上部への適用性，補強性能を検討し，L添接材工法の適用範囲の拡大を目指した．

また，L添接材工法適用時の設計風圧力の想定として，通常の鋼管主柱材に適用する風力係数(Cd=1.2)に対し，補強した部材では安全側設計として山形鋼の風力係数（Cd=2.0）を適用している．これは，補強した部材の風圧力を過大評価している可能性があることから，風洞実験により本工法を適用した場合の風力係数を把握し高精度な風圧力の想定が求められる．

本報告では，考案した固定方法を用いた補強工法について耐力検証試験を実施するとともに，L添接材工法を適用した補強部材のうち，基本断面部について風洞実験

*1　都市共生デザイン専攻博士後期課程
*2　都市・建築学部門
*3　九州電力株式会社
*4　都市共生デザイン専攻
*5　日本鉄塔工業株式会社

を実施し，新たな補強工法の開発および補強部材の空力特性について検討したのでここに報告する．

2．補強材固定方法別のＬ添接材工法の概要

新たに考案した補強工法は，鋼管主柱材に山形鋼の補強材（以下Ｌ添接材）を挿入し断面積の増加により耐力を上昇させる機構は従来のＬ添接材工法と同じであるが，挿入するＬ添接材の固定方法に以下の特徴がある．

2.1　強化バンド式Ｌ添接材工法

本工法はＬ添接材の固定方法として，開発した強化バンドを利用する工法である．本工法は，実施した中空鋼管鉄塔の耐風補強工事のうち，Ｌ添接材工法の正規の固定方法が採れなかった鉄塔上部の腕金部近傍の鋼管主柱材に仮補強として施工する．しかしながら，本工法の補強効果については確認されていないため，耐力検証試験による補強効果の確認が必要である．

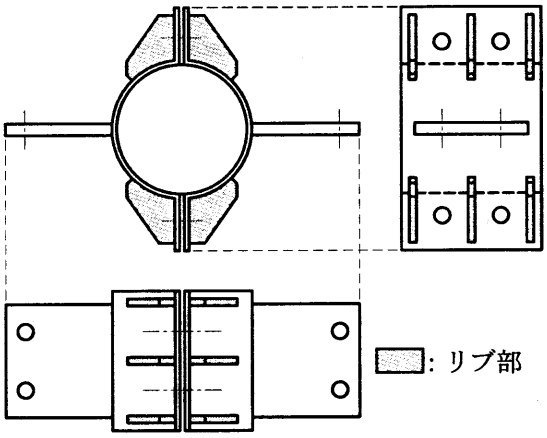


図１　強化バンド

2.2　改良型強化バンド式Ｌ添接材工法

本工法は強化バンドの変形をさらに抑える構造として，バンド自体の厚さを増すとともに，強化バンドの一対のリブ面を金具接続プレートで固定することで強化バンドを改良し，Ｌ添接材を固定する工法である．

図２に改良型強化バンドによるＬ添接材固定方法の概要を示す．

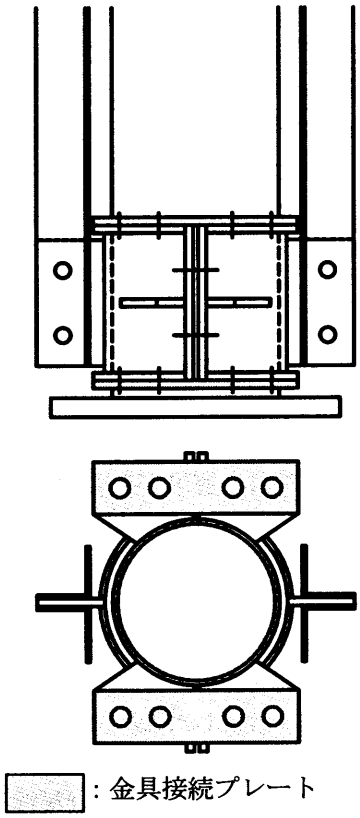


図２　改良型強化バンド式Ｌ添接材工法

2.3　ダブル強化バンド式Ｌ添接材工法

鉄塔上部において，強化バンドの主柱材取付部付近には既存の金具等が存在しバンド幅が制限されるため，十分な摩擦力を得ることができないことがある．そこで，強化バンドの把持力をさらに高める構造として，分割した強化バンドを金具迂回用接続プレートにて溶接接合したダブル強化バンドを考案し，これによりＬ添接材を固定する工法が本工法である．

本工法は，バンドの摩擦力の増大が期待できるだけでなく，添接材の偏心ｅによりバンド部に偶力Ｒが発生し摩擦力の増大が期待できる．図３にダブル強化バンドの応力伝達の模式を示す．

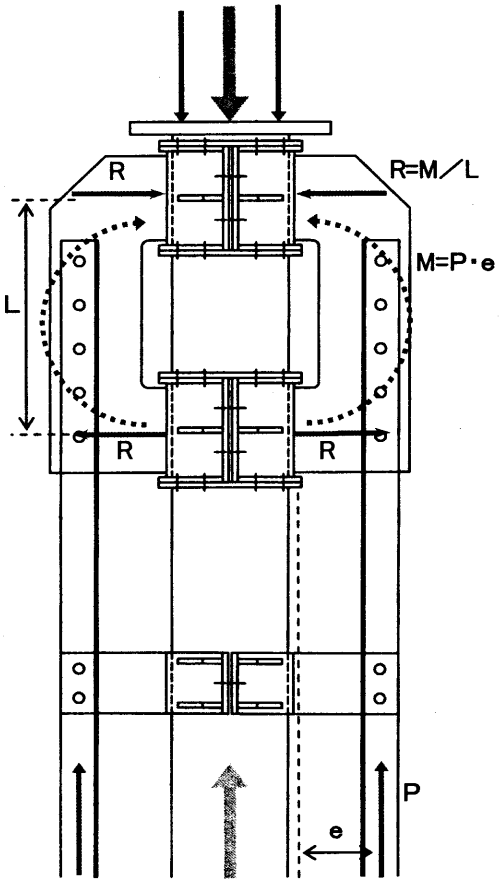


図３　ダブル強化バンド式Ｌ添接材工法

3．耐力試験による補強効果の検証

3.1　試験方法

考案した補強材固定方法を用いたＬ添接材工法について耐力検証試験を実施した．試験は九州共立大学工学部400ton 万能試験機を使用し，圧縮荷重については供試体の両端に球座を介し，主柱材に中心圧縮荷重が作用するようにし，引張荷重は供試体の両端にボルト接合による引張試験用治具を介して引張荷重が作用するようにした．

3.2　単柱圧縮試験

(1)　試験概要

単柱圧縮試験として，3 種類の補強材固定方法（強化バンド式，改良型強化バンド式，ダブル強化バンド式）による供試体の試験を実施し，JEC-127-1979[10]に準じた材料試験による実強度を適用した設計耐力値として，合成断面による JEC 耐力値と比較することとした．

(2)　供試体

図 4 に単柱圧縮試験の供試体を示す．各工法の供試体の補強効果を確認するため，補強なしの単柱を用意した．また，主柱材に対するＬ添接材の添接距離は，添接材の偏心による把持力の影響がないよう，正規のＬ添接材工法と同等の距離に設定した．

3.3　単材圧縮試験

(1)　試験概要

単材圧縮試験として，鉄塔上部の腕金部近傍主柱材を模擬した単材を用いて，現地で仮補強として用いられている強化バンド式と，考案したダブル強化バンド式による供試体の試験を実施し，鉄塔上部の主柱材における本工法の補強性能を検討することとした．

(2)　供試体

図 5 に単材圧縮試験の供試体を示す．供試体には部材を接続するガセットプレートを模擬するため，両端部に高さの異なる 3 枚のプレートを非対称配置に溶接した単材を用い，各工法の供試体の補強効果の確認用として補強なしの供試体を用意した．また，腕金取付けパネル内では部材等が支障となりパネルを越えて添接材を固定することが想定されるため，これを模擬した供試体も用意した．

Ｌ添接材の添接距離は，添接材が鉄塔上部のプレート等を迂回することを想定して，主柱材と添接材間に 80mm の間隙をあけて設定した．

3.4　単材引張試験

(1)　試験概要

単材引張試験として，鉄塔上部の腕金部近傍主柱材を模擬した単材を用いて，ダブル強化バンド式による供試体の試験を実施し，引張荷重に対する本工法の補強性能を検討することとした．

(2)　供試体

図 6 に単材引張試験の供試体を示す．供試体にはリブフランジ付き主柱材を模擬した単材を用い，補強効果の確認用として補強なしの供試体を用意した．また，補強するパネルを越えて添接材を固定する場合，補強する主柱材と添接材を固定する主柱材では引張強度が異なることを想定して，主柱材中央部に断面欠損（約 20%）の穴を設け，断面欠損位置＝強度不足部材として模擬した供試体を用意した．

3.5　耐力試験結果

表 1 に各供試体による圧縮および引張耐力検証試験結果一覧を示す．表中，各供試体と補強なしの最終耐力の差を耐力増加分とし，これを補強なしの最終耐力で除した値を耐力増加率として示す．また，バンド締め付けボルトの導入軸力に対する耐力増加分の比率を応力伝達率として示す．

単柱圧縮試験より，強化バンド式による補強では十分な耐力増加が得られなかったものの，改良型強化バンド式で 14.7%，ダブル強化バンド式で 24.3%の耐力増加となる結果を得た．また，腕金部近傍主柱材の補強を想定した単材圧縮試験より，ダブル強化バンド式において，パネル内での補強材固定方法で 11.9%，パネルを越えて補強材を固定する方法で 16.8%の耐力増加となる結果を得た．また，引張試験においてもパネルを越えて補強材を固定する方法で 7.8%の耐力増加の結果となった．

3.6　耐力試験結果の考察

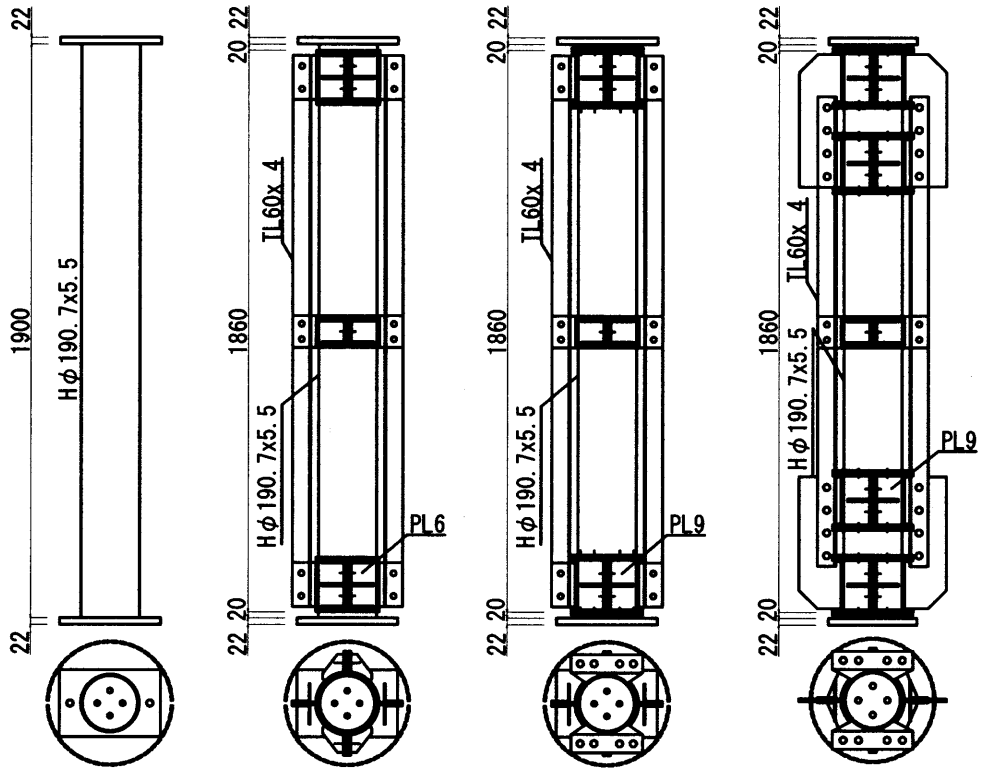
主柱材の中央位置の円周 4 等分点，添接材の中央位置の部材断面弱軸上の 2 点に添付したひずみゲージの平均値を用いて荷重－ひずみ曲線を求め，また平均ひずみ値から求めた主柱材軸力と添接材軸力の合計軸力に対する比率を応力分担率として求め考察した．

(1)　単柱圧縮試験結果

強化バンド式（以下Ｌ－２），改良型強化バンド式（以下Ｌ－３）およびダブル強化バンド式（以下Ｌ－４）の供試体の荷重－ひずみ曲線について，補強なし（以下Ｌ－１）の結果，そして補強なしの JEC 耐力値と添接材が合成断面として働く場合の JEC 耐力値をあわせて図 7～図 9 に示す．

図 7 より，Ｌ－２は現在，仮補強として現地施工されているが，最終耐力の増加はわずかであり合成断面としての JEC 耐力を大きく下回っていることがわかる．また，添接材のひずみ値は荷重 1000kN を越えたところからほぼ一定値を示していることがわかる．

図 8 より，Ｌ－３は摩擦力アップのための工夫がなされていることから添接材のひずみ値が増大しており，最終耐力は合成断面の JEC 耐力値には及ばないもののＬ－１の最終耐力は上回っていることがわかる．また，添接材のひずみ値は荷重 1500kN を越えたところからほぼ一定値を示していることがわかる．



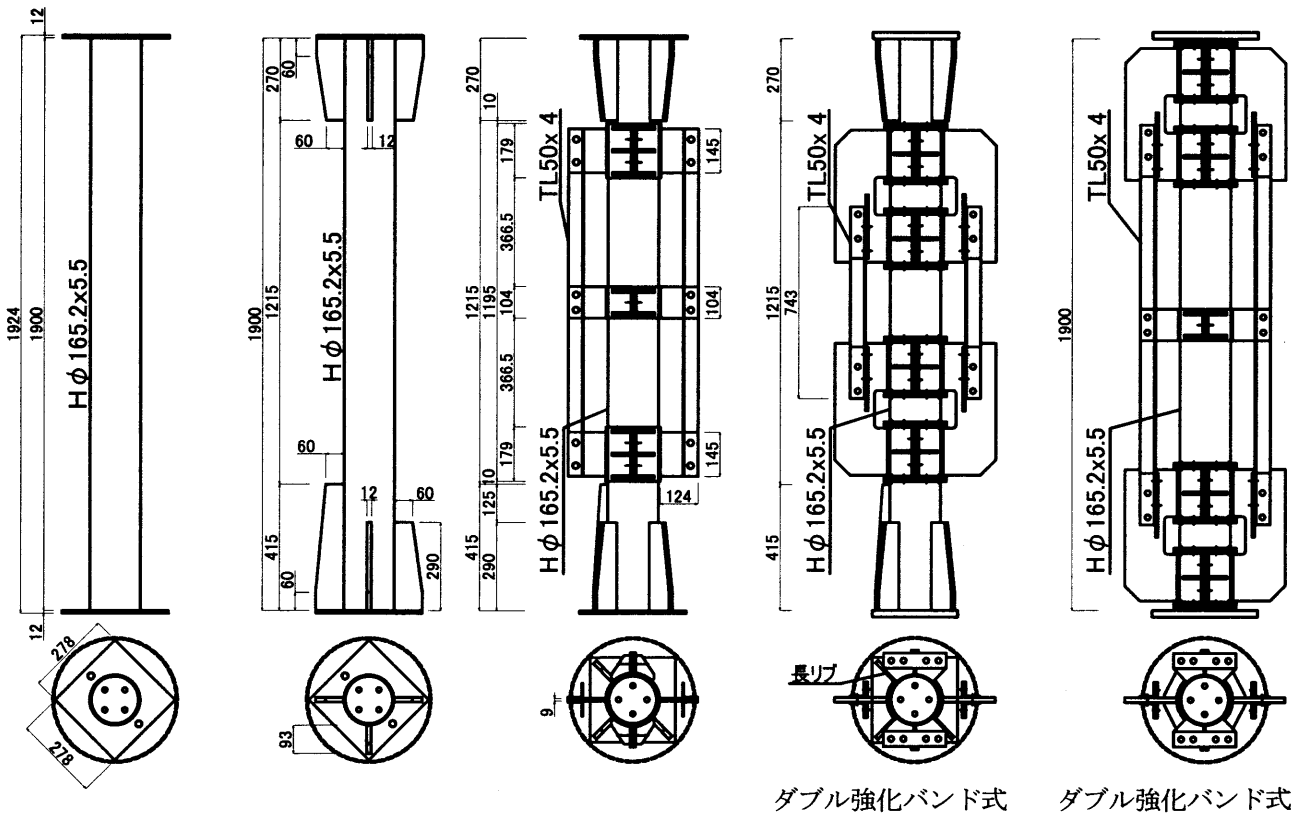
補強なし
（L－1）

強化バンド式
L添接材工法
（L－2）

改良型強化バンド式
L添接材工法
（L－3）

ダブル強化バンド式
L添接材工法
（L－4）

図4　単柱圧縮試験の供試体



補強なし
（パネル越え）
（U－1）

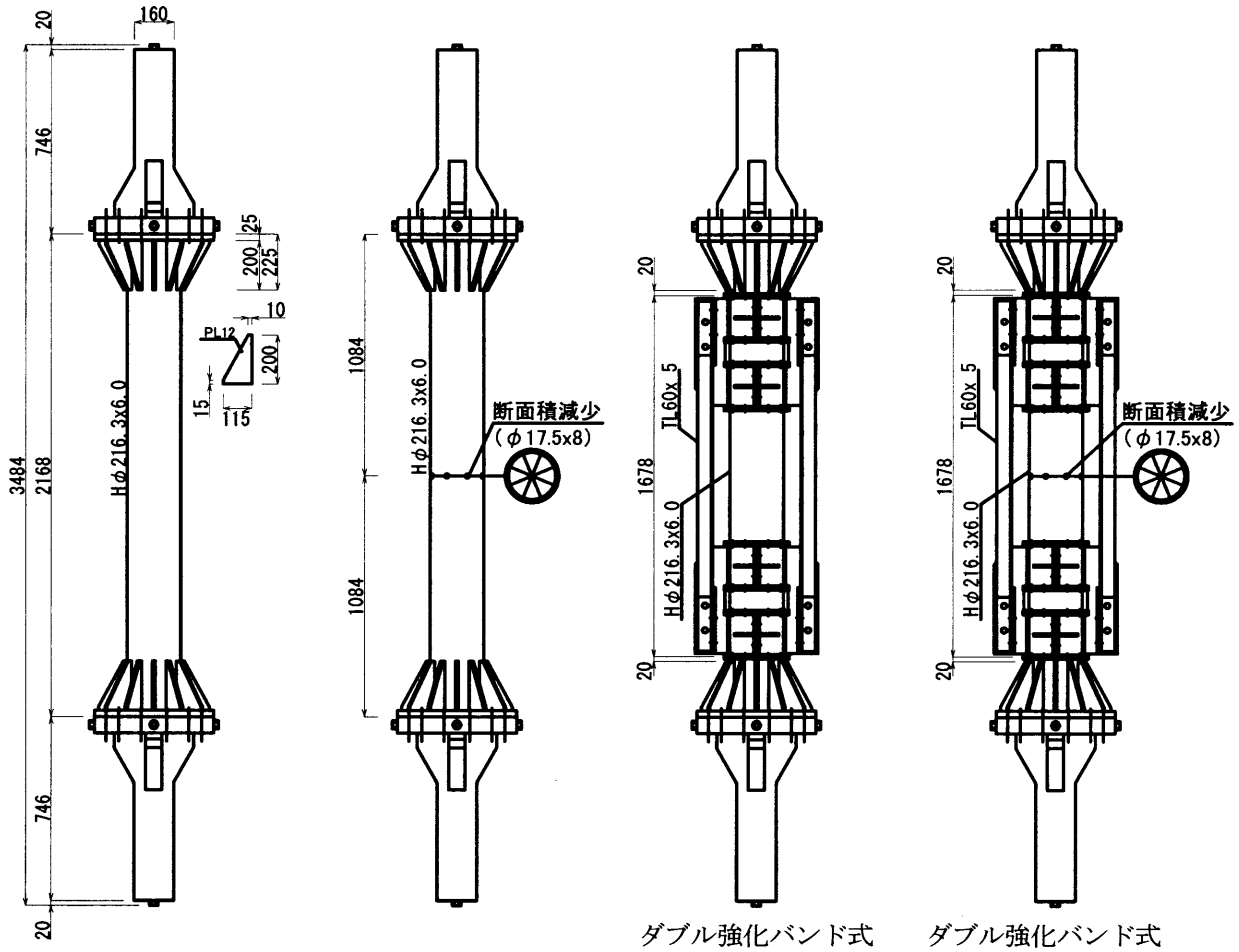
補強なし
（パネル内）
（U－2）

強化バンド式
L添接材工法
（U－3）

ダブル強化バンド式
L添接材工法
（パネル内固定）
（U－4）

ダブル強化バンド式
L添接材工法
（パネル越え固定）
（U－5）

図5　単材圧縮試験の供試体



補強なし
(パネル内)
(UT－1)

補強なし
(パネル越え)
(UT－2)

ダブル強化バンド式
L添接材工法
(パネル内固定)
(UT－3)

ダブル強化バンド式
L添接材工法
(パネル越え固定)
(UT－4)

図6　単材引張試験の供試体

表1　各供試体の耐力増加算出結果一覧

供試体名称		補強工法名称 ※正式名称は, (下記名称)＋(L添接材工法) である.	耐力試験結果 補強なし ①	補強後 ②	耐力増加分 ③ ②-①	耐力増加率 ④ ③/①	締付ボルト 径	締付ボルト 材質	ボルト本数 ⑤	締付力 ⑥	導入軸力 ⑦ 2x⑤x⑥	応力伝達率 ③/⑦
			kN	kN	kN	%			本	kN/本	kN	%
圧縮試験	L－2	強化バンド式	1883.9	1943.7	59.8	3.2	M16	5.8	4	46.1	368.8	16.2
	L－3	改良型強化バンド式	1883.9	2161.4	277.5	14.7	M20	F8T	4	130.4	1043.2	26.6
	L－4	ダブル強化バンド式	1845.1	2292.8	447.7	24.3	〃	〃	4	130.4	1043.2	42.9
	U－3	強化バンド式	1517.3	1547.5	30.2	2.0	M16	F8T	4	83.5	668.0	4.5
	U－4	(パネル内)ダブル強化バンド式	1520.2	1701.4	181.2	11.9	〃	〃	4	83.5	668.0	27.1
	U－5	(パネル越え)ダブル強化バンド式	1612.4	1882.6	270.2	16.8	〃	〃	4	83.5	668.0	40.4
引張試験	UT－3	(パネル内)ダブル強化バンド式	2353.6	2373.3	19.7	0.8	M20	F8T	4	130.4	1043.2	1.9
	UT－4	(パネル越え)ダブル強化バンド式	2123.7	2290.1	166.4	7.8	〃	〃	4	130.4	1043.2	16.0

図9より，L－4では荷重載荷初期での添接材ひずみ値が主柱材ひずみ値に接近しており，これはL－2，L－3に比べて添接材固定部の剛性が高くなっているためと考えられる．

しかしながら，荷重約1700kN以降では添接材のひずみ値が一定値となっている．これら添接材のひずみ値が一定値となる理由として，添接材に発生した軸力がバンド部のすべり荷重に達し，最大静止摩擦力を保持しながらバンド部がすべり始めたためと考えられる．

図10～図12にL－2，L－3およびL－4の応力分担率を示す．上述のバンド部がすべり始めたと考えられる以前の荷重においては，L－2で約10%，L－3で20%強，L－4では30%強の応力を添接材が分担しており，L－4は低荷重域での優れた補強特性を示していることがわかった．

(2) 単材圧縮試験結果

両端部にプレートを付けた単材に強化バンド式（以下U－3），ダブル強化バンド式（以下U－4）により補強した供試体，ならびにパネルを越えてダブル強化バンド式による補強を想定した供試体（以下U－5）の荷重－ひずみ曲線について，補強なし（以下U－1，U－2）の結果および補強なしのJEC耐力値と添接材が合成断面として働く場合のJEC耐力値をあわせて図13～図15に示す．

図13より，U－3において，最終耐力値は（補強なしのJEC耐力値）＜（単材）＜（U－3）の順となってはいるが，添接材に発生するひずみ値はきわめて小さいことがわかる．

図14～図15より，U－4，U－5のいずれの供試体ともにひずみ値は直線的な増加傾向が見られ，U－4は補強されていないリブ部まわりの主柱材で局部座屈し最終耐力に至ったが，U－5ではU－4の最終耐力を越えた後も耐力は上昇し，合成断面でのJEC耐力値を越える最終耐力を示した．

図16～図18にU－3，U－4およびU－5の応力分担率を示す．

図16より，U－3においては主柱材の応力分担率が1.0に近い値で分布しており，添接材がほとんど応力を分担していないことがわかる．この理由として，U－3の添接材は主柱材から離れた位置にあり，主柱材の圧縮変形に比べてバンド張り出し部の曲げ変形が生じやすく，これによりほとんど添接材へ応力が伝達されなかったためと考えられる．したがって，現地で仮補強として施工されている強化バンドでは十分な補強効果が得られていないといえ，ダブル強化バンド式による補強の適用が必要であると考えられる．

図17～図18より，U－4およびU－5においては，いずれも荷重の増加段階では添接材による応力分担率は約25%～30%の安定な値を示し，優れた補強性能を示すことがわかった．

(3) 単材引張試験結果

両端部にリブフランジを付けた単材にダブル強化バンド式により補強した供試体（以下UT－3），ならびにパネルを越えてダブル強化バンド式による補強を想定した供試体（以下UT－4）の荷重－ひずみ曲線について，補強なし（以下UT－1，UT－2）の結果および引張耐力値をあわせて図19～図20に示す．

図19より，UT－3における添接材のひずみ値は荷重約1500kNからほぼ一定となり2200kNを越えたところから減少し始め最終耐力付近ではほぼ0のひずみ値を示した．これは，母管の降伏変形によりバンド把持部の主柱材直径が減少したためバンドによる締め付け力が減少し，最終的には締付け力が0となって添接材へ応力が伝達されなくなったことを示している．したがって，パネル内で添接材を固定する方法では引張荷重の最終耐力付近における補強効果は得られないといえる．

次に，図20より，UT－4では主柱材中央部の断面欠損部で降伏が始まり，このとき添接材のひずみ値はほぼ一定値を示し，供試体としての耐力上昇を確認できた．したがって，引張荷重においては補強するパネルを越えた位置で添接材を固定する方法において補強効果が得られるといえる．

図21～図22にUT－3およびUT－4の応力分担率を示すが，この分布からも，最終耐力付近では，UT－3では荷重の増加に伴い添接材の応力分担率が減少し，UT－4での添接材の応力分担率はほぼ一定値となっていることがわかる．

4．設計手法の検討

3節の考察より，各提案工法の適用については，表2に示すような適用の可否判断となることがわかった．

表2　適用可否判断と応力伝達率

部位	工　法		適用判断 ○:可 ×:不可	応力伝達率 (%)	
				圧縮	引張
曲げ点上	強化バンド式		×	—	—
	ダブル強化バンド式	パネル内	○	27	0
		パネル越え	○	40	16
曲げ点下	強化バンド式		○	16	—
	改良型強化バンド式		○	26	—
	ダブル強化バンド式		○	42	—

また，今回提案のバンドによる添接材固定方法では，バンド部の摩擦力により主柱材から添接材に応力が伝達

されることで強度上昇が図られていることがわかった．そこで，補強された主柱材の圧縮強度：Ｓｃｒの計算方法は，バンドの締め付け導入軸力：Ｆ，および各供試体における最終耐力から求めた応力伝達率：αをパラメータとした（１）式によるものとした．

なお，応力伝達率：αは，耐力試験結果によって確かめられた値として表２に示す値を適用し，これを補強部材の設計手法とすることとした．

$$Scr = Scp + F \cdot \alpha / 1.5 \quad \cdots (1)$$

但し，Ｓｃｒ：補強された主柱材の許容強度
Ｓｃｐ：主柱材のみの許容強度
Ｆ：バンドの締め付け導入軸力
α：応力伝達率

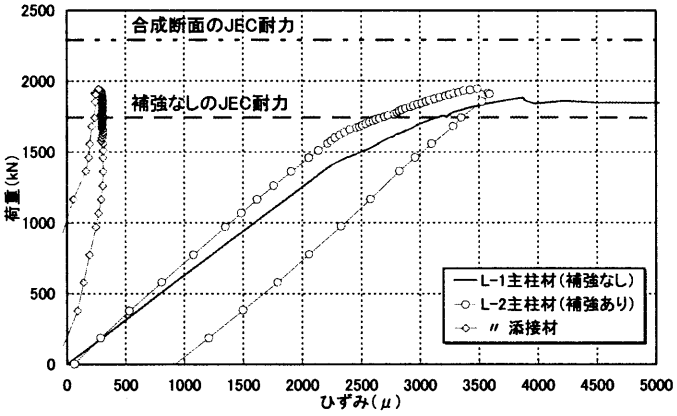


図７　荷重―ひずみ曲線（強化バンド式：L-2）

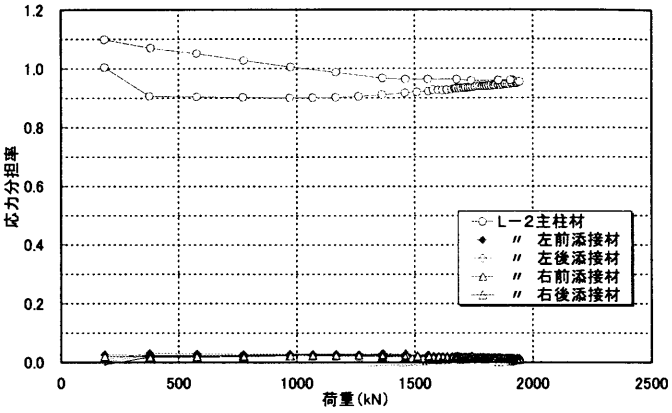


図 10　応力分担率（強化バンド式：L-2）

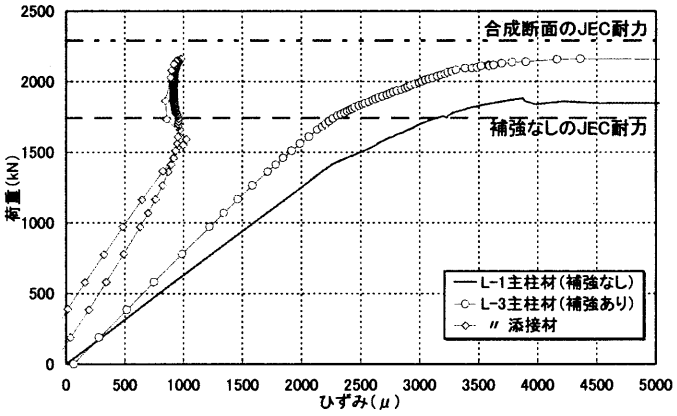


図８　荷重―ひずみ曲線（改良型強化バンド式：L-3）

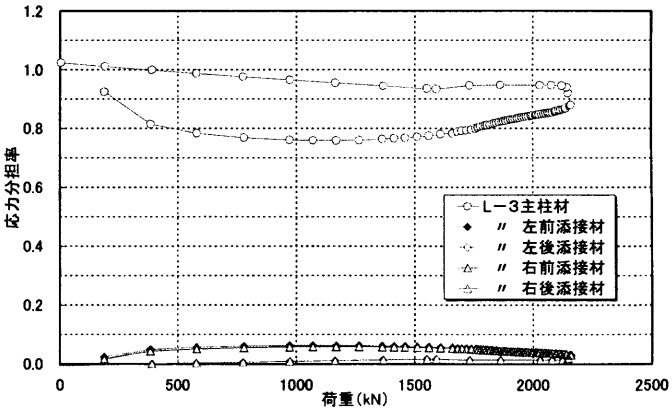


図 11　応力分担率（改良型強化バンド式：L-3）

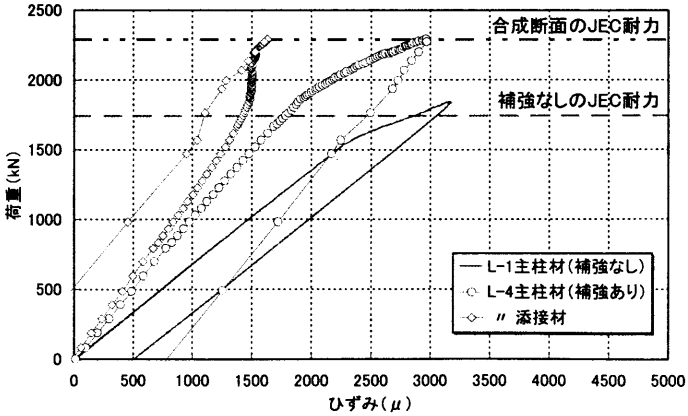


図９　荷重―ひずみ曲線（ダブル強化バンド式：L-4）

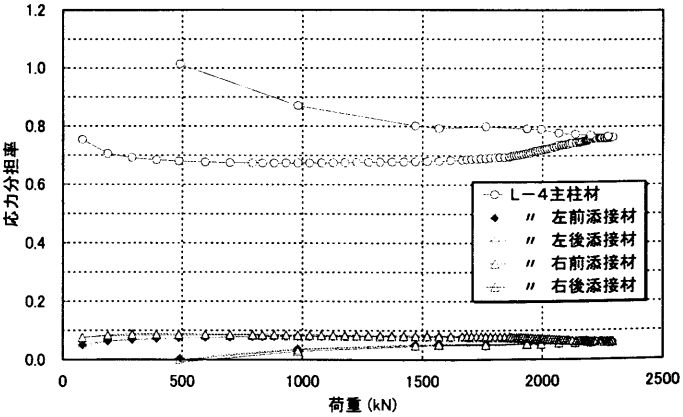


図 12　応力分担率（ダブル強化バンド式：L-4）

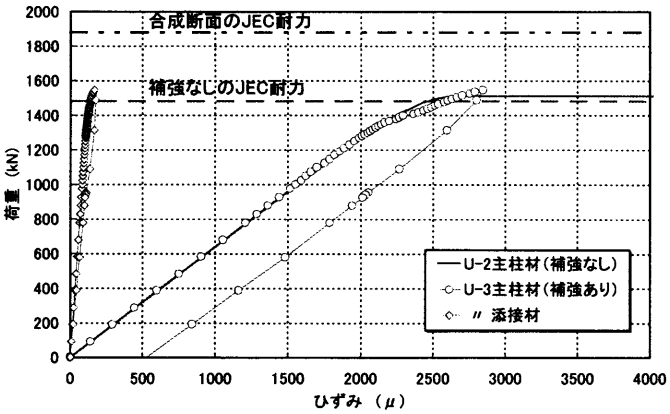


図 13　荷重―ひずみ曲線（強化バンド式：U-3）

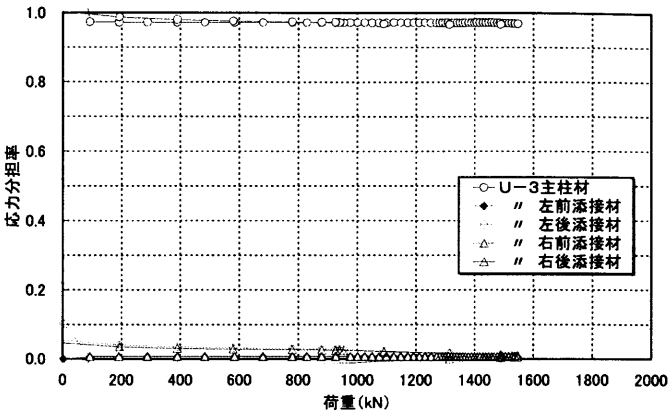


図 16　応力分担率（強化バンド式：U-3）

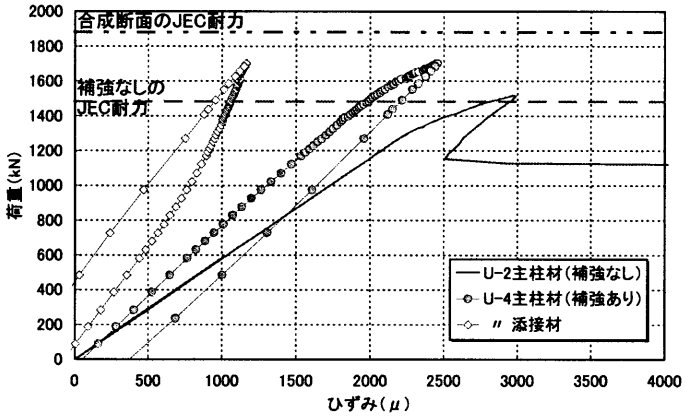


図 14　荷重―ひずみ曲線
（パネル内ダブル強化バンド式：U-4）

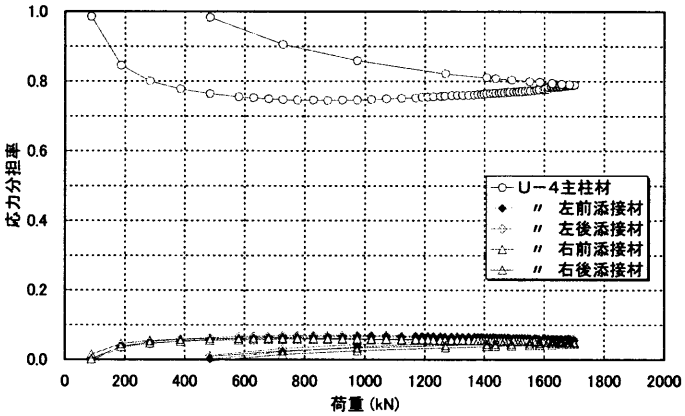


図 17　応力分担率
（パネル内ダブル強化バンド式：U-4）

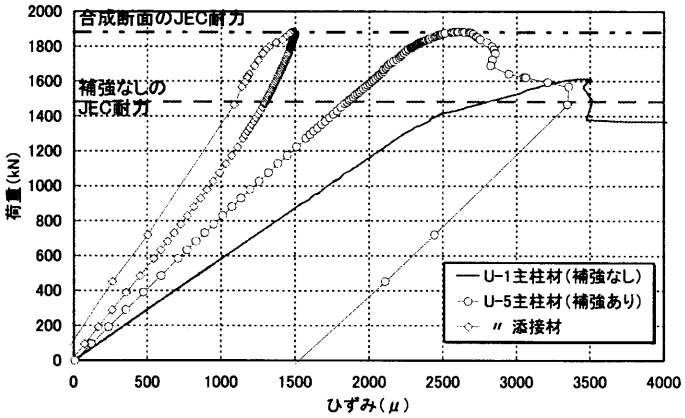


図 15　荷重―ひずみ曲線
（パネル越えダブル強化バンド式：U-5）

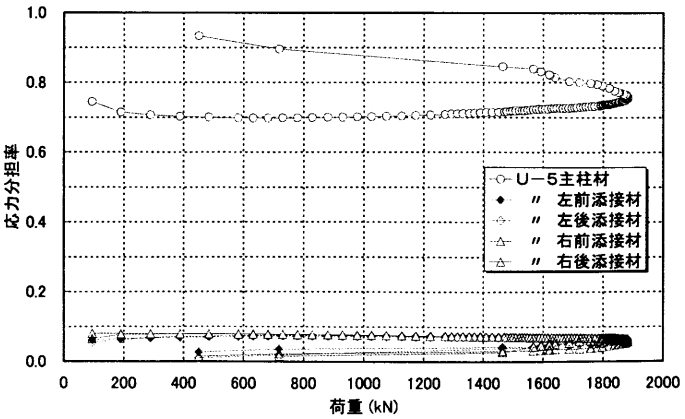


図 18　応力分担率
（パネル越えダブル強化バンド式：U-5）

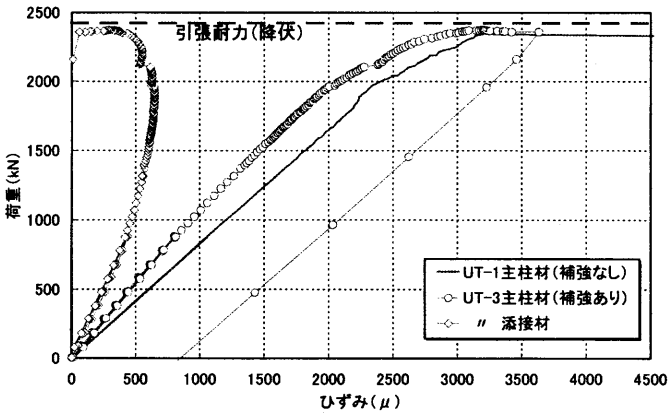


図 19　荷重—ひずみ曲線
（パネル内ダブル強化バンド式：UT-3）

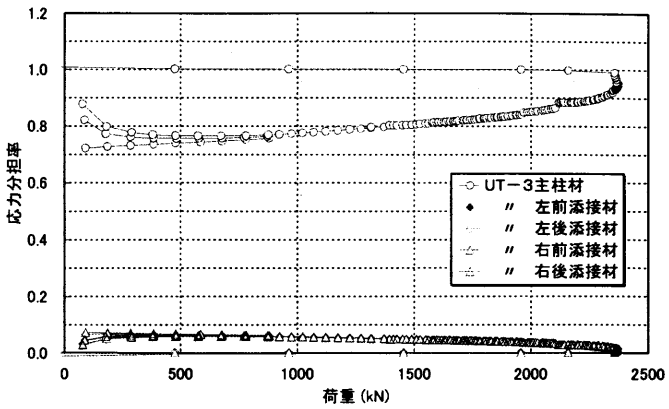


図 21　応力分担率
（パネル内ダブル強化バンド式：UT-3）

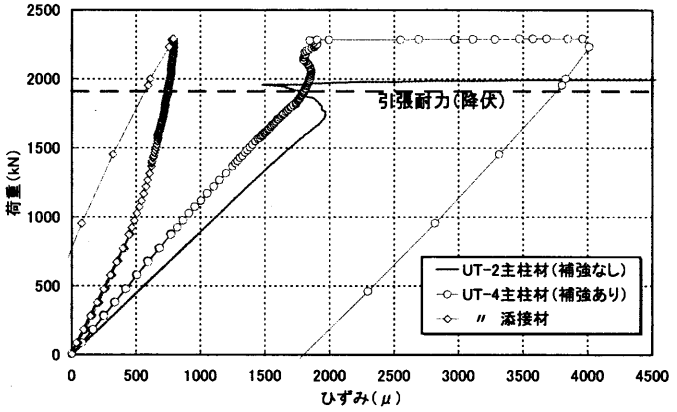


図 20　荷重—ひずみ曲線
（パネル越えダブル強化バンド式：UT-4）

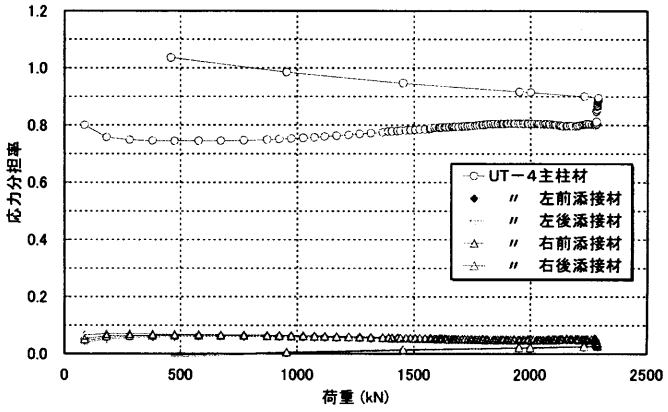


図 22　応力分担率
（パネル越えダブル強化バンド式：UT-4）

5．風洞実験による空力特性の検証

5.1　風洞実験概要

L添接材工法を適用した補強部材について，風力係数および空力特性について検討するため風洞実験を実施した．なお，今回はL添接材工法の基本断面部について検討することとした．

使用した風洞装置は，九州大学大学院人間環境学研究院エッフェル型吸込式風洞である．計測部断面寸法は幅 1.5m×高さ 1.5m×測定部長さ 3m であるが,仕切り板を設置し,測定部断面を幅 1.2m×高さ 0.6m×長さ 1.5m とした．風速範囲は約 1～20m/s である．写真 1 に風洞内の供試体設置状況を示す．

5.2　供試体

L添接材工法の基本断面部について供試体を作成し，実用範囲での添接材位置を想定して,図 23 に示すように円柱中心からの添接材位置を 0.5D, 0.6D, 0.7D, 0.9D（D は円柱直径）の 4 ケース用意した．供試体の断面寸法は円柱部 φ120mm×3mm，添接材部 L35mm×3mm，長さはいずれも 600mm のアルミ製とし，風洞内風速に乱れを与えないよう端板を用いて設置した．また，円柱部は表面が滑らかな場合（以下滑面）と高レイノルズ数の流れ場を模擬するために，全周表面に直径 1mm のガラスビーズを一様に付けた場合（以下粗面）を用意した．写真 2 に滑面および粗面の円柱表面を示す．

5.3　実験方法

1 回の計測時間は 30 秒で，サンプリング周波数は 1000Hz とし，風向角は-10°～100°の範囲で 5°刻みで計測した．また動的空力天秤を用いて抗力 Fx，揚力 Fy，抗力方向モーメント My を測定した．風速は約 10m/s と風洞最大風速（約 20m/s）とし，上流側に超音波風速計を設置した．実験は以下の項目について実施した．

(1)　風速分布特性の検証

端板を設置した状態で計測断面内に一様な風速分布が得られていることを確認するため，端板内の風速分布を調査した．計測は端板内中央に設置した超音波風速計を基準として，図 24 に示す約 10cm ピッチ格子点位置の風速を熱線風速計にて計測した．風洞風速は約 10m/s と風洞最大風速（約 20m/s）とした．

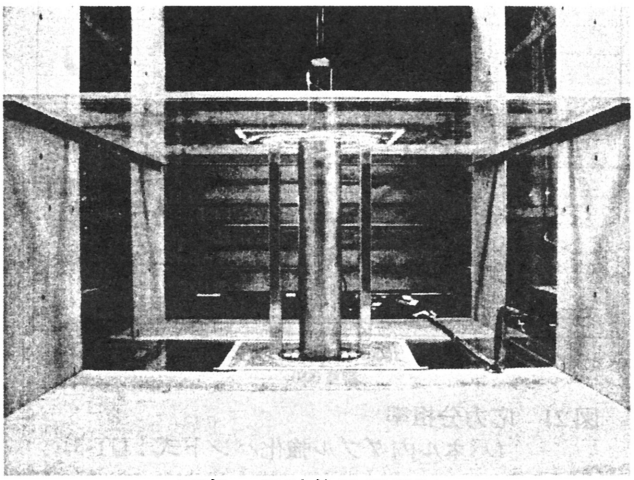


写真 1 供試体設置状況

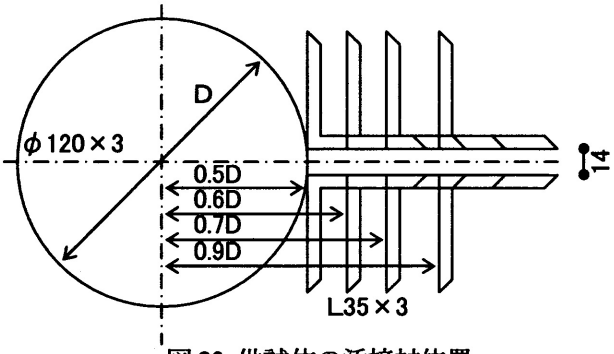
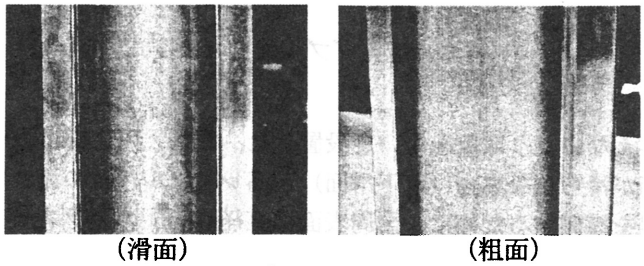


図 23 供試体の添接材位置



(滑面)　　(粗面)

写真 2 円柱表面

(2) 単独円柱の風力係数特性の検証

高レイノルズ数の流れ場を模擬した場合の風力係数の特性を検証するため，単独円柱による風洞試験を実施した．試験風速は滑面の場合は 5m/s 刻み，粗面の場合は 1m/s 刻みに変化させながら動的空力天秤を用いて円柱の抗力 Fx を計測した．なお，風速は上流側で超音波風速計によりモニターした．

(3) L 添接材断面の空力特性

L 添接材工法の基本断面部の空力特性を調べるため，円柱に対する添接材位置は前述の 4 ケース，風向角は供試体の対称性を考慮して各ケースで-10°～100°を 5°刻みとし，計測は動的空力天秤を用いて Fx，Fy，My を計測した．また，円柱表面は滑面と粗面とし，高レイノルズ数を模擬した流れ場での空力特性を併せて検証した．試験風速は約 10m/s と風洞最大風速（約 20m/s）とし，上流側で超音波風速計によりモニターした．

5.4 実験結果

(1) 風速分布特性

図 25 に供試体設置断面位置での平均風速分布を示す．若干のばらつきは見られるが，供試体設置位置（鉛直方向分布の水平位置 550m，600m，650m）でほぼ一様な風速分布であることを確認した．また，乱れの強さは風速約 20m/s で約 2～3%程度であり，これらの結果から端板内の風速分布は一様流と見なした．

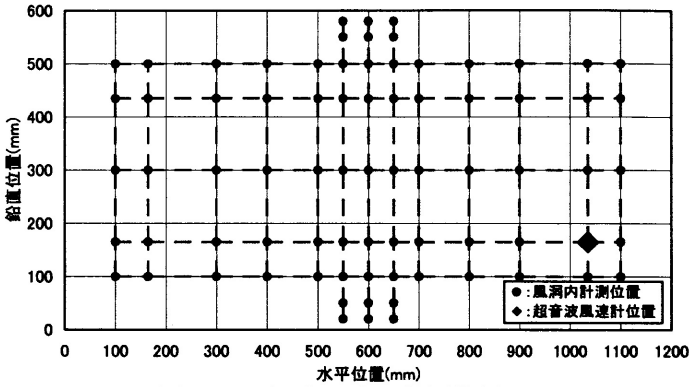


図 24　風洞内風速の計測位置

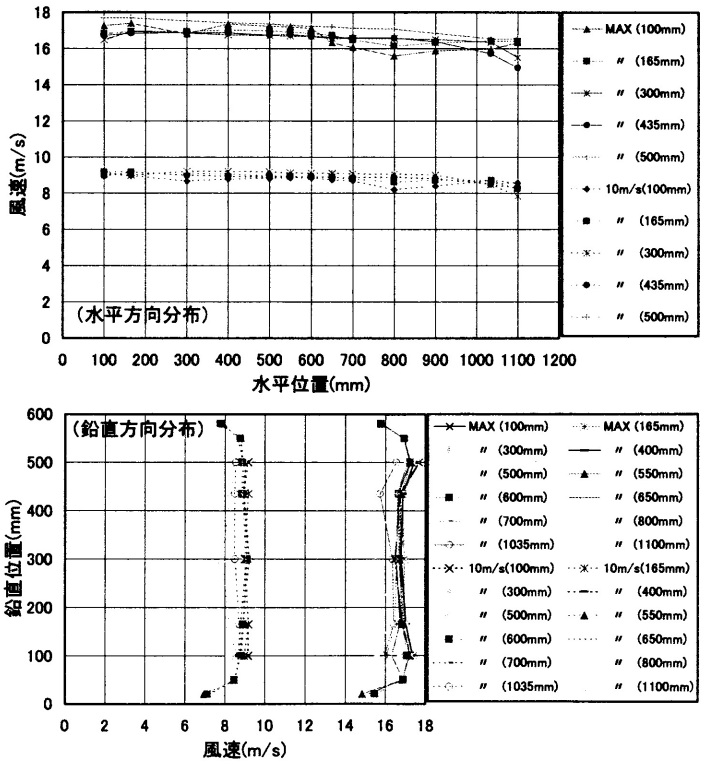


図 25　風洞内の平均風速分布

(2) 単独円柱の風力係数特性

滑面と粗面の円柱供試体を用いた風洞実験結果より，レイノルズ数と風力係数の関係を求めた結果を図 26 に示す．なお，実験結果は円柱供試体による風洞内の閉塞効果を考慮するため，（2）式に示す Allen & Vincenti の縮流補正方法[11]を用いて風速値および風力係数の補正

を行った.

$$\left.\begin{aligned} U &= U'\left(1+0.25Cd'\left(\frac{D}{H}\right)+0.82\left(\frac{D}{H}\right)^2\right) \\ Cd &= Cd'\left(1-0.5Cd'\left(\frac{D}{H}\right)-2.5\left(\frac{D}{H}\right)^2\right) \end{aligned}\right\}\cdots(2)$$

ここに,

U' ：補正前の風速値(m/s)
Cd' ：補正前の風力係数
D ：幅(mm)
H ：測定部の幅(mm)

一般に，滑面の円柱の臨界レイノルズ数は約 3.5×10^5 であり，その時の風力係数は約0.3程度の極小値になる．この臨界レイノルズ数は，円柱表面の粗度が大きくなるにつれて減少し，風力係数の極小値は増加することが知られているが，今回の滑面および粗面円柱の結果においても同様の特性を示していることがわかる．

(3) L添接材断面

計測した抗力 Fx からL添接材断面の風向角に対する投影面積を用いて風力係数を求めた．なお，風力係数算出には風洞内の閉塞効果を考慮して，（2）式による補正を行っている．

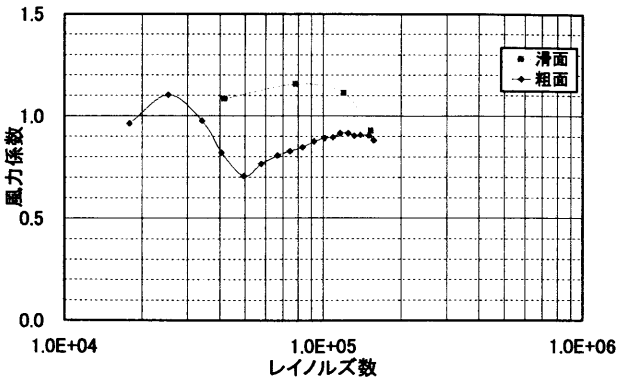


図 26　円柱のレイノルズ数と風力係数の関係

滑面供試体の抗力方向の風力係数の風向角に対する分布について，平均風速約 10m/s の結果を図 27 に，風洞最大風速の結果を図 28 に示す．また粗面供試体について，平均風速約 10m/s の結果を図 29 に，風洞最大風速の結果を図 30 に示す．なお，粗面では添接材と円柱を直に接することができないため，0.5D でなく，0.55D で実験している．

全てのケースにおいて，投影受風面積が最大となる風向角 0°で風力係数が最大となっている．全体的に 0°～

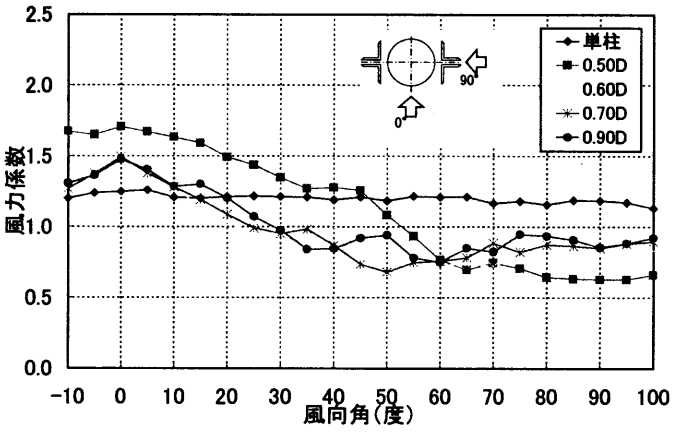


図 27　風力係数分布（滑面 風速 10m/s）

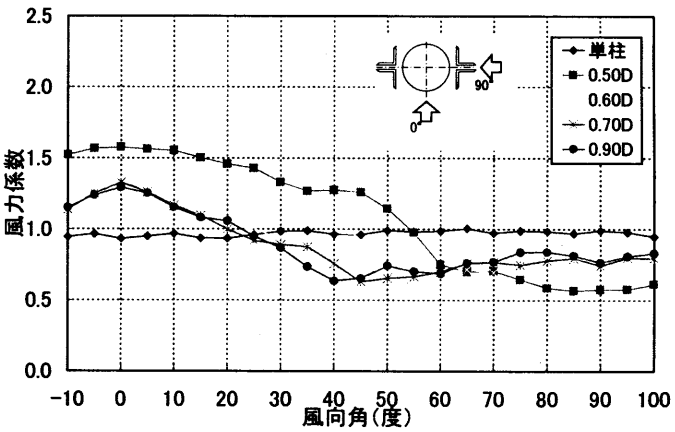


図 28　風力係数分布（滑面 風速 20m/s）

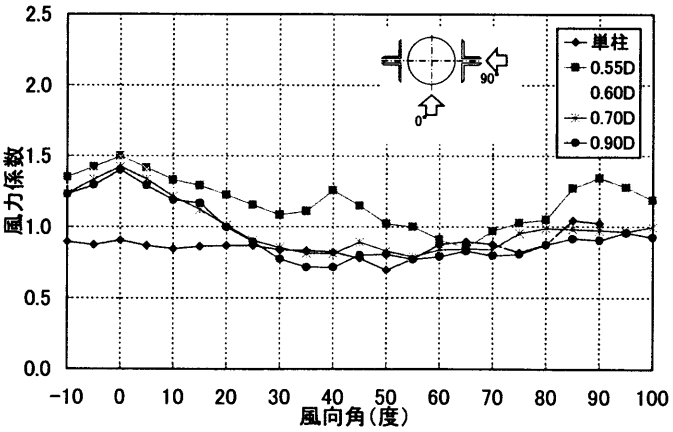


図 29　風力係数分布（粗面 風速 10m/s）

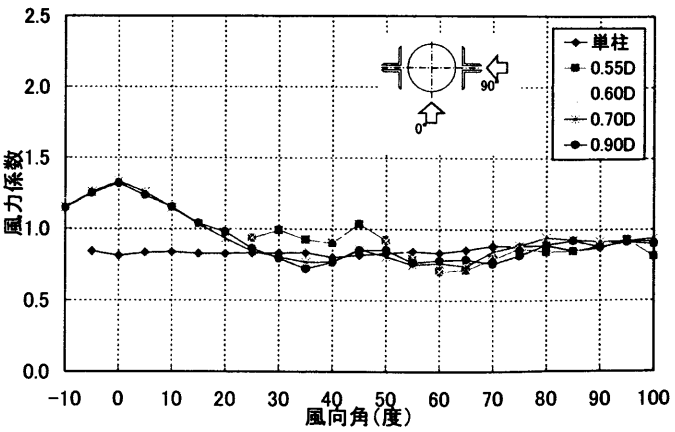


図 30　風力係数分布（粗面 風速 20m/s）

60°にかけて連続的に風力係数は減少しているが，円柱部との距離が小さいケースほど風力係数は高く，減少幅も大きい．全体的に60°～90°にかけて，風力係数は一定となっており，粗面の場合は単独円柱とほぼ同じ値を示すが，滑面の場合は単独円柱の値よりも小さくなる．これは，添接材が円柱部の風上に位置するため，添接材の後流が乱され，円柱部の剥離点が移動するためと考えられる．全体的に滑面の0.5Dおよび粗面の0.55Dは比較的高い値を示したが，他のケースはほぼ同じ値となった．これは円柱部と添接材の間の隙間がある程度空けば，同じ傾向となることを示している．

いずれのケースも風力係数は暫定的な設計値として用いたCd=2.0より小さな値となった．

5.5 風洞実験結果の考察

L添接材工法を適用した場合における空力特性を検討するため，本工法の基本断面部について風洞実験により風力係数を求めた．その結果，全てのケースでこれまで暫定的に用いていた風力係数2.0を下回る結果となった．また，風向及び添接材位置による風力係数の変化を把握することができた．

これにより，より高精度かつ合理的な風圧力想定が可能となり，これまでのL添接材工法の適用範囲をさらに拡大することができると考えられる。

6．まとめ

送電用中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法として適用されているL添接材工法において，鉄塔上部の腕金部近傍主柱材ではフランジボルトを用いた正規の補強材固定方法が採れなかったため，今回，新たな補強材固定方法として，強化バンド式L添接材工法，改良型強化バンド式L添接材工法，ダブル強化バンド式L添接材工法を考案しその適用性，補強性能を検討した．

単柱による圧縮耐力検証試験では，正規のL添接材工法において得られる約40%の耐力向上には及ばなかったものの，ダブル強化バンド式L添接材工法において，合成断面により計算したJEC耐力値に達する約24%の耐力向上が確認された．また，同工法による鉄塔上部での補強を想定した単材による圧縮耐力検証試験では，補強する主柱材パネルを越えて添接材を固定する方法において補強効果が得られ，また合成断面によるJEC耐力値に達する耐力が確認された．さらにこの固定方法は引張荷重に対しても有効であることがわかった．これら耐力検証試験結果より，補強部材の設計手法を確立することができた．

これらにより，今回開発したダブル強化バンド式L添接材工法は，バンドによる摩擦接合により添接材に応力を伝達でき補強性能に優れた画期的な工法であり，多くの箇所に適用できることがわかった．

また，L添接材工法を適用した場合における補強部材の空力特性を検討するため，補強部材のうち基本断面部について風洞実験により風力係数を求めた．その結果，全てのケースでこれまで暫定的に用いていた風力係数2.0を下回る結果となった．また，風向および添接材位置による風力係数の変化を把握することができ，より高精度かつ合理的な風圧力想定が可能となるといえる．

以上のことから，既存の送電用中空鋼管鉄塔主柱材の補強工法としてのL添接材工法は，その適用範囲をさらに拡大できることが確認された．

参考文献

1) 松永稔他：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，pp. 477-482，2000.

2) 海老原修二他：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1）-耐風補強工法の効果-，日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集 B-1，pp. 229-230，2001.

3) 幸田尚他：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）-有限要素解析に基づく添接材の改善効果-，日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集B-1，pp. 231-232，2001.

4) 澁江昭芳他：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3）-塔体振動特性に及ぼす耐風補強材の影響-，日本建築学会大会（関東）学術講演梗概集B-1，pp. 233-234，2001.

5) 海老原修二他：送電用中空鋼管鉄塔の動的応答特性に及ぼす主柱材耐風補強の影響，第17回風工学シンポジウム論文集，pp. 375-380，2002.

6) 松永稔他：既設中空鋼管鉄塔主柱材の耐風補強工法の開発研究，九州大学大学院人間環境学研究院紀要第2号，pp. 21-28，2002.

7) Shuji Ebihara : Wind load reinforcement of steel-tube transmission towers in operation, Eleventh International Conference On Wind Engineering, Volume 1, pp. 413-420, 2003.

8) 海老原修二他：送電用中空鋼管鉄塔の耐風補強工法の開発－既設鉄塔の現場補強方法－，構造工学論文集 Vol. 49B，pp. 561-571，2003.

9) 海老原修二他：送電用中空鋼管鉄塔の耐風補強工法の開発，日本建築学会技術報告集第17号，pp. 169-174，2003.

10) 送電用支持物設計標準：JEC-127-1979，電気学会電気規格調査会標準規格，1979.

11) Allen, H.J. and Vincenti, W.G.. : Wall Interference in a two-dimensional-flow wind tunnel with consideration of the effect of compressibility, NACA, Rept. 782, 1944.

（受理：平成16年6月17日）