

座屈拘束ブレースを用いた既存 通信鉄塔の耐震補強工事

SEISMIC RETROFIT OF EXISTING TELE COMMUNICATION TOWER USING BUCKLING RESTRAINED BRACE

大河内靖雄 —*1 竹内 徹 —*2
加藤史郎 —*3 鈴木一弁 —*4

Yasuo OOKOUCHI *1 Toru TAKEUCHI —*2
Shiro KATO —*3 Kazuaki SUZUKI —*4

キーワード：
既存通信鉄塔, 座屈拘束ブレース, 耐震補強

Keywords:
Existing tele communication tower, Buckling restrained brace, Seismic retrofit

Wind load was critical for the design of tele-communication tower than earthquake load so far, however, recently expected earthquake load become more critical than wind load according to the latest researches. In these cases, some towers could be damaged with member buckling, so these members need to be reinforced. However, very few retrofit methods have been put in practice for such existing towers.

In this paper, a seismic retrofit method for tele-communication towers using buckling restrained braces is discussed, and analytical evaluation of the effect and practical construction record are reported.

1. はじめに

近年、宮城県北部地震や中越地震等、地震活動が活発化しており、大きな被害が発生している地域もある。また、最新の知見を基に東海地震、東南海地震などの想定地震などによる被害想定データが国から公表されてきている。

自治体や企業においては、建設年代の古い建物の耐震診断・耐震補強を進めている。電力施設において非常に重要な役割を担っている通信鉄塔は、従来、地震動よりも風の方が支配的であったため地震動はあまり問題とはされていなかった。しかし、最近では最新の知見に基づく地震動を用いた動的解析によって耐震安全性についての検討が行われ^{1), 2)}、通信鉄塔において地震動が風よりも支配的になることが明らかとなっている。その場合、通信鉄塔上部斜材の一部が損傷を受ける可能性があり、耐震補強をする必要がある。

しかしながら、現在まで既存の通信鉄塔を補強した例はまだ少なく、損傷の可能性のある部材のみを交換し耐力を向上させる方法では、他の部材に大きな力が伝達され損傷する危険性を回避できない。そこで、制震部材を付加することにより入力エネルギーを吸収し、全ての部材の損傷を回避することができると考えられる。

筆者らは、実在の通信鉄塔から損傷が予想される部位のトラス架構を周辺架構および接合部を含めて実大で抜き出し、繰り返し載荷実験により座屈拘束ブレースの履歴性状及び累積変形の検討を行い、安定したエネルギー吸収を期待できることを明らかにした³⁾。本報告では実験結果に基づき既存の通信鉄塔の補強方法として座屈拘束ブレースを用いた耐震設計を実際に行い、実際の既存通信鉄塔に適用した補強例を報告する。

2. 解析概要

2.1. 解析モデル

2.1.1. モデル化の方法

対象とする通信鉄塔は図1に示す地上5階建てのSRC造建物の屋上に設置される高さ53.75mのパイプトラスタイプ鉄塔である。解析モデルは、1階床位置固定とし、各階床位置および鉄塔に関しては節の位置に質量を集中させた20質点の振動解析モデルとし、立体骨組みを部材レベルで忠実にモデル化する。

建物部分の耐震壁に関しては側柱と壁版を表すバネを立体的に剛梁で連結した線材モデル（壁谷澤モデル）に置換し、通常のフレーム部分を柱、梁、パネルゾーンで表現する。

鉄塔部分は各部材を線材によりモデル化し、建物一鉄塔を結合した「立体精算解析モデル」を作成した。ただし、各階床位置で各部材は剛床仮定により連結した。作成した立体精算解析モデルを図2に示す。

2.1.2. 復元力特性

立体精算解析モデルの各部材は弾塑性復元力特性を持つ要素とする。建物部分については、一般柱・梁部材および壁の曲げ変形に対して、Degrading Tri-Linear型履歴特性（武田モデル）を、壁のせん断変形に対して原点指向型履歴特性を与える。ただし、パネルゾーンは線形とする。鉄塔部分については若林モデルの履歴特性により座屈を表現する。

2.1.3. 減衰

減衰は瞬間剛性比例型とし、建物部分に対しては建物1次固有周期に対して3%、鉄塔部分に対しては鉄塔1次固有周期に対して1%の内部粘性減衰とする。

検討用入力地震動を1階床位置に入力することにより地震応答

*1 中部電力㈱土木建築部建築グループ 工修
(〒461-8680 名古屋市東区東新町1番地)

*2 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 助教授・工博

*3 豊橋技術科学大学建設工学系 教授・工博

*4 新日本製鉄㈱建築事業部 マネージャー・工修

*1 Chubu Electric Power Co., Inc. Building Const. Div., M. Eng.

*2 Assoc. Prof., Dept. of Arch and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

*3 Prof., Dept. of Arch and Civil Eng., Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

*4 Nippon Steel Corp., Building Const. Div., M. Eng.

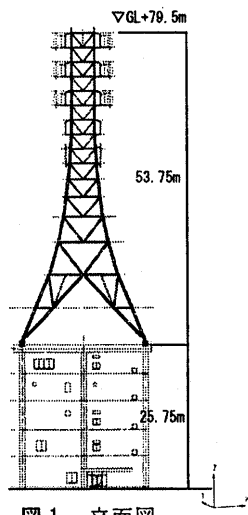


図1 立面図

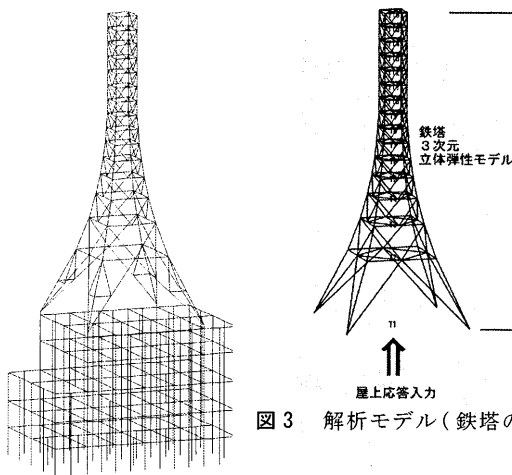


図2 立体精算解析モデル

図3 解析モデル(鉄塔のみ)

表1 地盤定数一覧

深さ D(m)	層厚 (m)	分類	N値	S波速度 Vs(m/s)	単位体積重量 ρ (tf/m ³)
GL. 0.0	0.9	粘土質シルト	4	86	1.6
GL. 0.9	1.2	粘土質シルト	2	90	1.6
GL. 2.1	1.6	有機質シルト	3	108	1.6
GL. 3.7	2.4	粘土質シルト	3	119	1.6
GL. 6.1	1.0	砂質シルト	20	185	1.6
GL. 7.1	2.1	有機質シルト	8	153	1.6
GL. 9.2	1.4	粘土質シルト	7	154	1.6
GL. 10.6	1.0	砂質シルト	9	178	1.6
GL. 11.6		砂礫			

表2 屋上応答波一覧

	方向	地震波	最大加速度 (cm/s ²)
告示波	X	告示波-1E	981
		告示波-2E	966
		告示波-3E	1146
	Y	告示波-1E	1071
		告示波-2E	1001
		告示波-3E	1180

表3 鉄塔部材一覧

分類	部名	断面 (mm)	種別	座端長さ Lk (cm)	細長比 λ	分類	部名	断面 (mm)	種別	座端長さ Lk (cm)	細長比 λ
柱材	1	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	675.3	54.9	斜材	1	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	837.6	68.1
	2	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	624.3	50.8		2	P-318.5 ϕ $\times$ 6.9	STK 540	750.7	68.1
	3	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	461.7	37.5		3	P-267.4 ϕ $\times$ 6.6	STK 540	572.1	62.1
	4	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	359.5	29.2		4	P-216.3 ϕ $\times$ 5.8	STK 540	460.8	61.8
	5	P-355.6 ϕ $\times$ 7.9	STK 540	314.9	25.6		5	P-216.3 ϕ $\times$ 5.8	STK 540	402.3	54.1
	6	P-318.5 ϕ $\times$ 6.9	STK 540	282.2	25.6		6	P-165.2 ϕ $\times$ 4.5	STK 540	363.2	63.9
	7	P-318.5 ϕ $\times$ 6.9	STK 540	251.2	22.8		7	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	328.8	66.8
	8	P-318.5 ϕ $\times$ 6.9	STK 540	250.7	22.7		8	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.3	66.9
	9	P-267.4 ϕ $\times$ 6.6	STK 540	250.0	27.1		9	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.1	66.8
	10	P-267.4 ϕ $\times$ 6.6	STK 540	250.0	27.1		10	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.1	66.8
	11	P-216.3 ϕ $\times$ 5.8	STK 540	250.0	33.6		11	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.1	66.8
	12	P-216.3 ϕ $\times$ 5.8	STK 540	250.0	33.6		12	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.2	66.8
	13	P-165.2 ϕ $\times$ 4.5	STK 540	250.0	44.0		13	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.2	66.8
	14	P-165.2 ϕ $\times$ 4.5	STK 540	250.0	44.0		14	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.2	66.8
	15	P-165.2 ϕ $\times$ 4.5	STK 540	250.0	44.0		15	P-139.8 ϕ $\times$ 4.5	STK 400	320.2	66.8

解析を実施し、耐震安全性の検討を行う。

2.2. 入力地震動

振動解析モデルへの入力地震動の作成方法は以下の通りとする。まず、平成12年建設省告示第1461号に示された極めて稀に発生する地震動のスペクトルに適合する模擬地震動3波(告示波-1E, 2E, 3E)を $V_s=400$ m/s程度以上の解放工学的基盤上に設定する(告示波(基盤)と呼称)。そこから上層の表層地盤をモデル化して1次元波動論による等価線形解析(SHAKE)により地盤の増幅を考慮して地表面位置の波形を作成し、それを立体精算解析モデルへの入力地震動とする。

耐震補強設計に際しては、立体精算解析モデルの屋上応答波

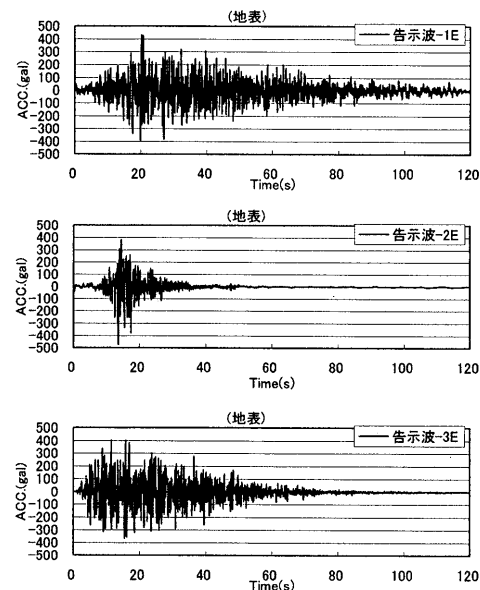


図4 時刻歴波形

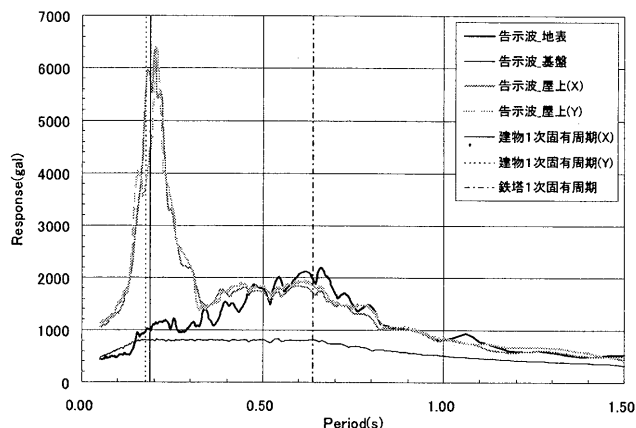


図5 加速度応答スペクトル

を用いて鉄塔のみの解析モデル(図3)で解析を行う。

図4、図5に地表面の時刻歴波形及び加速度応答スペクトル($h=5\%$)、表1、表2に地盤定数一覧、最大加速度を示した屋上応答波の一覧を示す。また、表3に鉄塔部材一覧を示す。

3. 既存通信鉄塔の耐震安全性の検討

図6に解析結果を示す。最大加速度において層間変形角において10節付近で過大な変形が出ていることが分かる。また最大加速度においても10節までは漸増しているが、10節以上の節においては、非常に小さい値となっており、10節付近の損傷を示している。図7に10節における部材の軸力・軸方向変形・履歴吸収エネルギーを示す。地震の主要動付近で10節の部材が座屈し、大きく耐力が低下し過大な変形が生じた後、片振り状態で繰り返し伸縮を繰り返していることが分かる。この時、10節の部材の吸収エネルギーは破断に至る吸収エネルギー⁴⁾とほぼ同等となっており、又、累積変形量も文献³⁾の破断までの累積変形量を上回っていることから破断する可能性が極めて高い状況となっている。

図8に鉄塔のみのモデルに屋上応答波を用いた弾性解析をした際の、部材の検定値の結果を示す。斜材の検定値(地震時応力/部材耐力)は大きく1を上回っており、特に9節~11節あたりまでに応力が集中していることが分かる。この応力が集

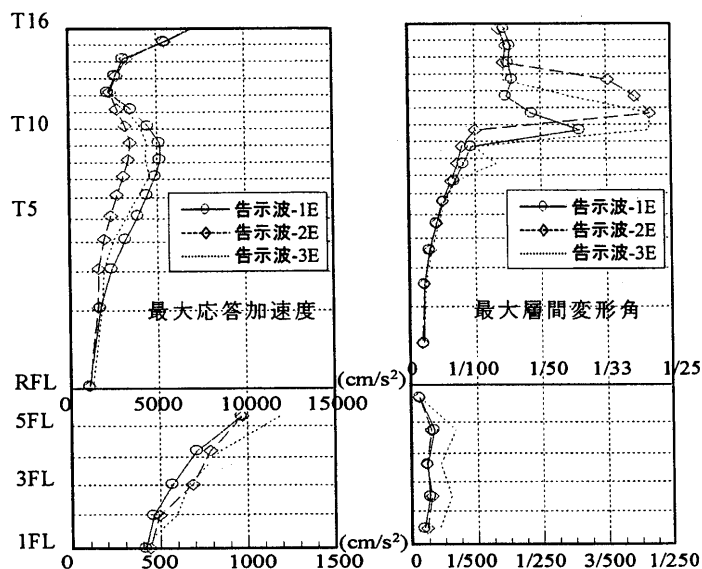


図6 最大応答加速度・最大層間変形角（補強前）

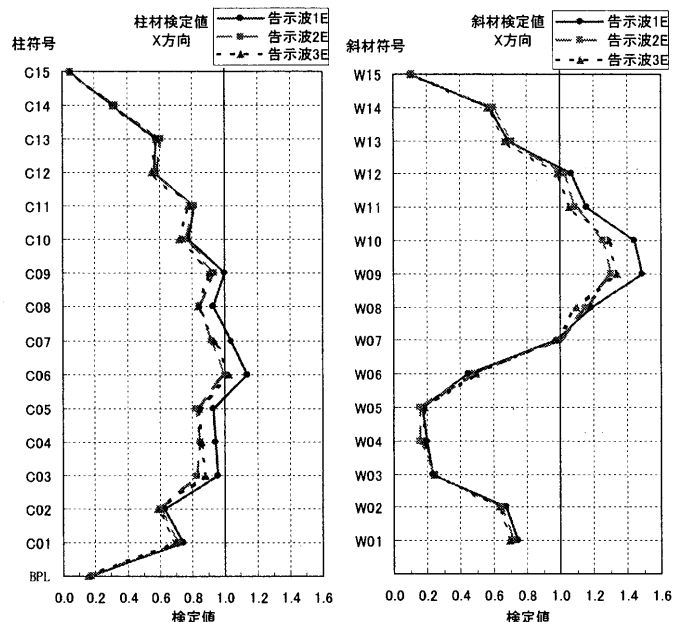


図8 部材の検定値（補強前）

中が生じている部材を座屈拘束ブレースに交換することで最も効果的な耐震補強ができると考えられる。

4. 耐震補強設計

4.1. 設計方針

斜材を座屈拘束ブレースへ置き替える補強案は、斜材が弱い（地震荷重を受けた場合に最も先に塑性化・座屈する部材が斜材である）鉄塔の耐震性能を大いに高める有力な候補となる。そこで、補強後の耐震性能について、図3の鉄塔モデルで屋上応答波を用い検討を行う。入力地震動（屋上応答波）に対して鉄塔の柱材および斜材などの既存部材が短期許容応力度以内となるように、損傷する可能性のある既存部材を座屈拘束ブレースへ置き替える。座屈拘束ブレースの復元力特性はバイリニアとし、第2次勾配を初期剛性の1/50としてモデル化する。また、置き換えによる重量増分も考慮する。図9に座屈拘束ブレースの設置位置を示す。座屈降伏ブレースの降伏軸力は他部材の損傷を回避するため、既存部材の耐力よりも小さくし、早い段階からエネルギーを吸収するように設定する。また、風荷重（表4）に対しても健全であることを確認する。

芯材の降伏軸力は鋼材のばらつきによる約±10%（LYP225の

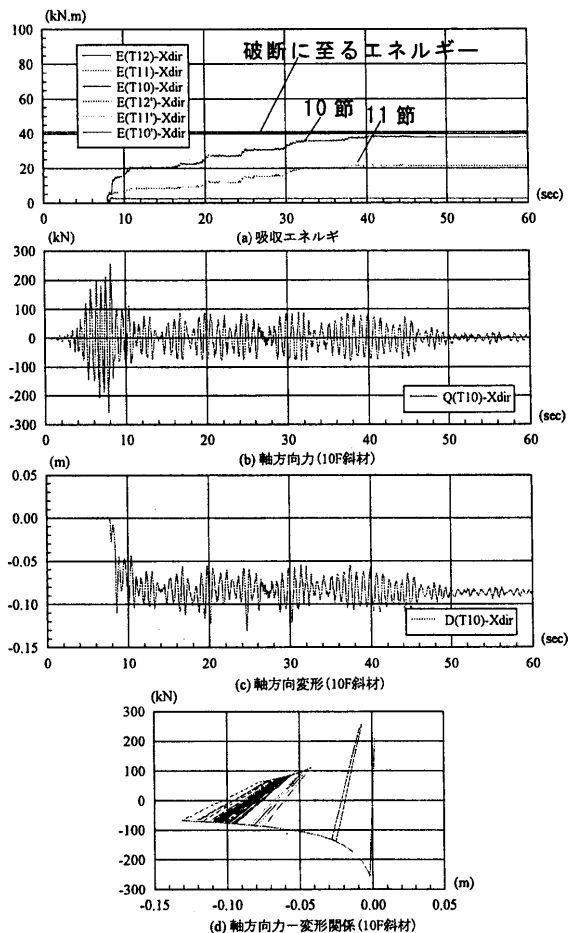


図7 部材の軸力・軸方向変形・履歴吸収エネルギー（10節）

場合205～245N/mm²）程度ばらつくため、このばらつきを考慮する。ここでは、降伏軸力×0.9の値が風荷重時の応力よりも大きいことを確認する。

4.2. 補強効果

図10に補強後の最大応答加速度、最大層間変形角、図11に座屈拘束ブレースの荷重変形関係、図12に部材の検定値を示す。座屈拘束ブレースを設置した位置に変形が集中しており、また通常の部材とは異なり安定した履歴ループを描いており大きなエネルギーを吸収していることが分かる。また、補強前は柱材も検定値が1を上回っていた部材があったが、補強後は座屈拘束ブレース以外の全ての部材で検定値が0.8以下となっている。

以上、7節から11節までの斜材を座屈拘束ブレースに交換することで、目標

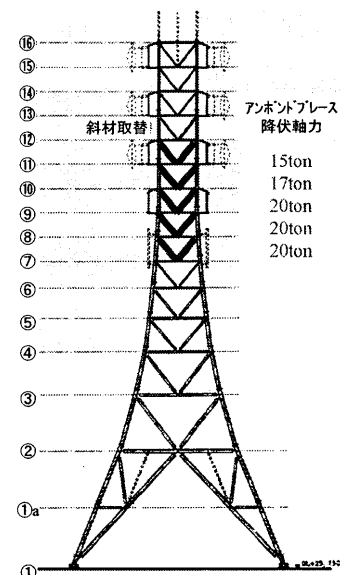


図9 座屈拘束ブレース設置位置

表4 風荷重時の部材応力

部材	最大軸力 (ton)	座屈拘束ブレース耐力 (ton)
W15	1.51	
W14	3.11	
W13	5.08	
W12	7.88	
W11A	10.15	15
W10A	13.02	17
W9A	13.86	20
W8A	11.44	20
W7A	10.36	20
W6	8.98	
W5	5.96	
W4	3.47	
W3	2.43	
W2	32.49	
W1	35.54	

とする耐震性能を満足することが確認できた。以上より、この結果に基づき耐震補強を実施した。以降、工事概要について報告する。

5. 既存無線通信鉄塔の耐震補強工事

5.1. 接合方法

本工事では、座屈拘束ブレースを既存のガセットプレートにアングルで接合する方法（図13）により設置する。この接合方法は、ガセットプレートの面外方向への変形を抑え座屈拘束ブ

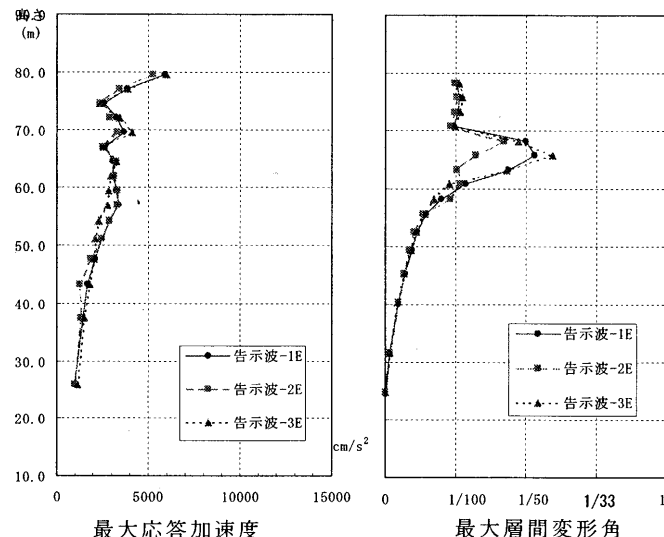


図10 最大応答加速度、最大層間変形角（補強後）

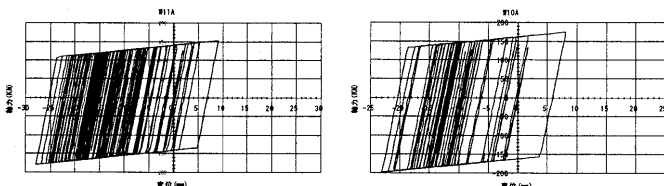


図11 座屈拘束ブレースの荷重変形関係
(左:11節、右:10節)

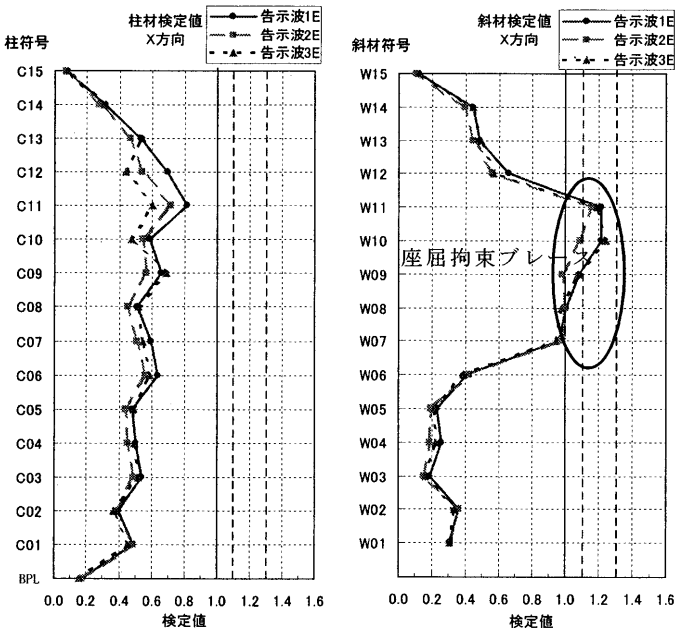


図12 部材の検定値（補強後）

レースの良好な性能を確保できることが、筆者らの接合部を含めた実大フレーム実験により確認されている³⁾。この接合方法によりガセットプレートの補強が不要となり、施工性が非常に向上する。

5.2. 摩擦耐力の確認

既存鉄塔の部材は亜鉛めっき処理された上、せん断ボルトによる接合方式である。文献3)の実験によると、せん断ボルトとした場合ガセットの耐力が十分でなく、ガセット部分で塑性化し座屈拘束ブレースが十分性能を発揮できない可能性があることが示唆されている。そのため、摩擦接合とするための処理が必要となる。

そこで、施工性を考慮し、摩擦接合面処理の方法について実験により検討する。

a) 試験体

図14、写真1に試験の概要を示す。接合部はガセットプレート、アングルスプライス、座屈拘束ブレースからなり、施工性を考慮してボルト孔を大きくし、実験を行った。接合部実験の試験部材は以下の通りとした。

- 1) G-PL 側：溶融亜鉛めっき後りん酸処理。既存孔をそのまま使うため孔径をφ22とした。
- 2) 座屈拘束ブレース側：座屈拘束ブレースの製造工程を考慮し、亜鉛容射とした。孔径はφ24とした。
- 3) アングルSP-PL：亜鉛めっき後りん酸処理。孔径はφ24とした。
- 4) 高力ボルト：M20-F12T、亜鉛めっきボルトを使用した。

b) 実験結果

表5に実験結果の一覧を示す。すべり係数は、0.44～0.47と十分な安全率を持った値となり、アングルスプライス、座屈拘束ブレース側のボルト孔を24φとできることが確認できた。

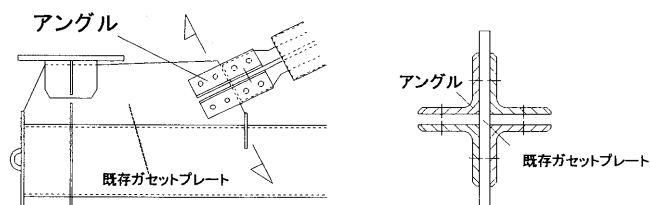


図13 アングルスプライスによる摩擦接合

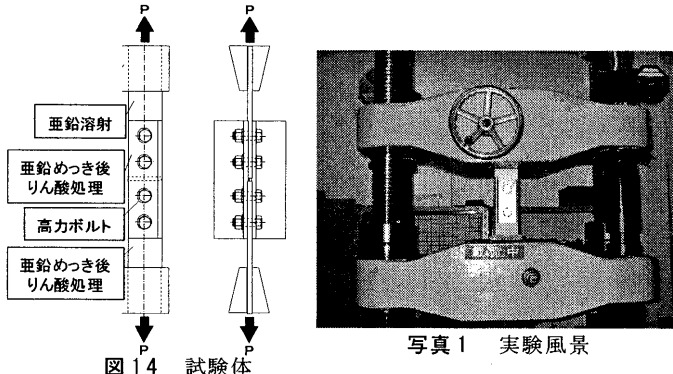


図14 試験体

表5 摩擦実験結果一覧

2 孔 F 1 2 T タイプ	母材 PL-12		SP-PL L-90*90*10*10		実験結果 すべり係数 (μ)	合 否
	摩擦面処理方法	孔径	摩擦面処理方法	孔径		
	G-PL: りん酸亜鉛処理	1-φ22	亜鉛めっき後 りん酸処理	φ24	0.44	合
	座屈拘束ブレース: 溶射	1-φ24				
	G-PL: りん酸亜鉛処理	1-φ22	亜鉛めっき後 りん酸処理	φ24	0.47	合
	座屈拘束ブレース: 溶射	1-φ24				
	G-PL: りん酸亜鉛処理	1-φ22	亜鉛めっき後 りん酸処理	φ24	0.47	合
	座屈拘束ブレース: 溶射	1-φ24				

結論が得られた。

1) 座屈拘束ブレースの降伏軸力を適切に設定することにより、履歴減衰により応答を低減し、かつ、座屈拘束ブレースにエネルギーを集中させることで他の部材の座屈を回避できることが確認された。

2) 現場の施工においては、1日1節の取り替えが可能であり、仮設工事等を除いた取り替え工事は、実質6日で終わることができた。また、作業性を考慮し、鉄塔工事と同様に仮設足場を極力設けず、工期短縮を図ることができた。

座屈拘束ブレースは既存通信鉄塔の耐震補強の非常に有力な手段であり、施工性を考慮した検討を行った結果予定通り補強仮設工事

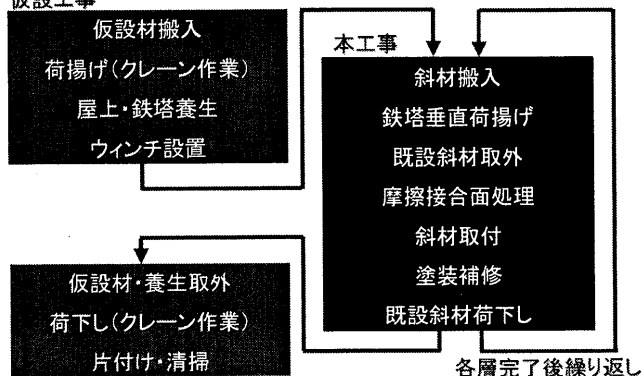


図 17 施工手順

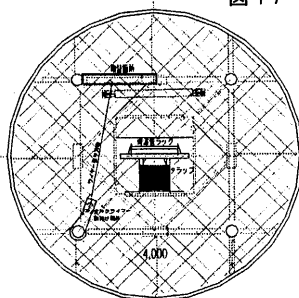


図 18 ステージ開口図

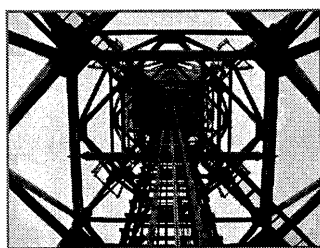
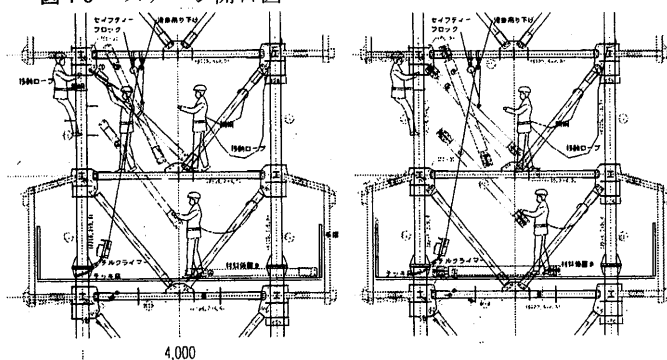


写真 2 昇降用タラップ



a) 既設斜材取り外し b) 座屈拘束ブレース取り付け
図 19 取り外し・取り付け図

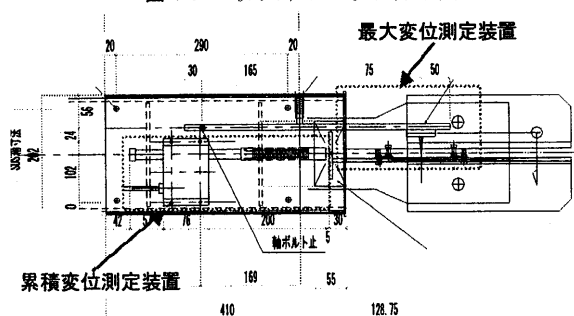


図 20 計測装置の取り付け図

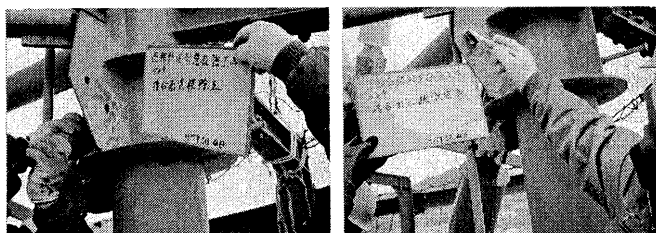


写真 3 接合面処理

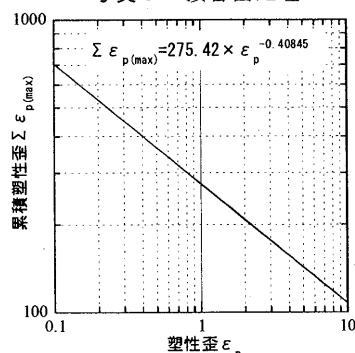


図 21 座屈拘束ブレースの最大歪－累積歪関係

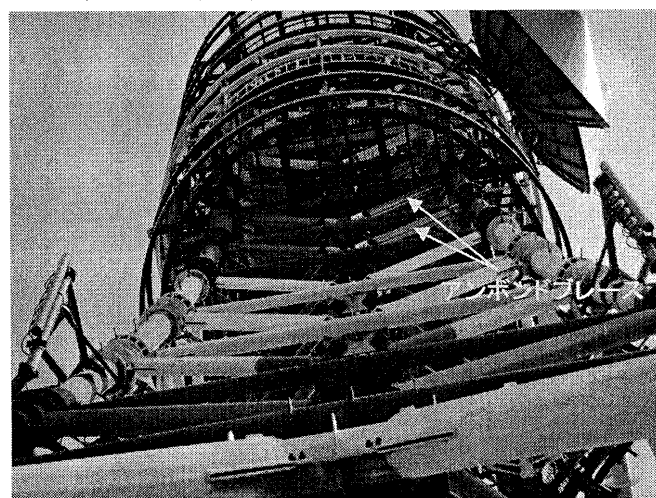


写真 4 竣工写真

工事を実施することができた(写真4)。

今後は地震計を設置し、その効果の検証を行っていく予定である。

参考文献

- 1) Kato S., et al.: On An Efficient Method To Improve The Earthquake Resistant Capacity of Steel Tele Communication Towers, IASS-APCS2003 Taipei, pp.108~109, 2003.10
- 2) 吉田知未, 加藤史郎, 中澤詳二, 杉山 武, 竹内 徹, 小河利行, 鈴木一弁: 等価線形化法を用いた通信鉄塔の応答推定, 日本建築学会大会学術講演梗概集B-2, pp.983-984, 2004.8
- 3) 竹内 徹, 内山智晴, 鈴木一弁, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎: 座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強, 日本建築学会構造系論文集, 第589号, pp.129-136, 2005.3
- 4) Matsumoto T., et al.: POST-BUCKLING BEHAVIOR OF CIRCULAR TUBE BRACE UNDER CYCLIC LOADINGS, Proceedings of the International Meeting on Safety Criteria in Design of Tubular Structures Tokyo, pp.15-25, 1986.8
- 5) 前田ほか5名: 実大アンボンドブレースの疲労性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, pp.813-814, 1999.9
- 6) 竹内 徹, 井田茉莉, 山田 哲, 鈴木一弁: 変動歪振幅下における座屈拘束ブレースの累積塑性変形性能予測, 日本建築学会構造系論文集, 第586号, pp.203-210, 2004.12
- 7) 山口ほか7名: 座屈拘束ブレースを有する損傷制御構造部分骨組の実大振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第558号, pp.189-196, 2002.8
- 8) 山口ほか3名: 骨組みに組み込まれ過大入力を経験した座屈拘束ブレースの部材性能, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, 2004.11
- 9) 社団法人日本鋼構造協会編: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説

[2005年4月20日原稿受理 2005年7月22日採用決定]