

座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強

—実大架構繰返し実験—

SEISMIC RETROFIT OF TRUSS TOWER STRUCTURES
USING BUCKLING RESTRAINED BRACES

—Cyclic tests on real-size mock-up frames—

竹内 徹*¹, 内山智晴*², 鈴木一弁*³, 大河内靖雄*⁴, 小河利行*⁵, 加藤史郎*⁶

Toru TAKEUCHI, Tomoharu UCHIYAMA, Kazuaki SUZUKI,

Yasuo OOKOUCHI, Toshiyuki OGAWA and Shiro KATO

Generally truss frames have been designed elastically even against strong seismic forces, because of fragile characteristics led by buckling. The authors have proposed a damage tolerant design concept for truss structures using energy dissipation members at critical positions. In this paper, one of retrofit projects is proposed for steel communication towers, in which several critical members under strong seismic forces are to be replaced to Buckling Restrained Bracing Elements with an aim to save other remained fragile members from deterioration by a way of plasticizing them under the seismic forces of relatively low intensity. For this paper the original members and buckling restrained braces with various types of connections are investigated through real-size mock-up tests, and their capacities are quantitatively studied considering the capacities of their gusset plate connections.

Keywords : Truss Tower, Seismic Retrofit, Buckling Restrained Brace, Connections

トラス鉄塔, 耐震補強, 座屈拘束ブレース, 接合部

1. 序

極めて稀に遭遇する地震入力に対し、構造体を塑性化させて長周期化と履歴減衰により応答を低減させ設計を行う耐震設計法は梁柱より構成されるモーメントフレームにおいて一般的に行われている。一方、空間構造や産業構造物で多用される立体トラス架構では構成部材が個材座屈による不安定な履歴応答を示すために、想定される設計荷重に対し弾性範囲内で設計されることが多い。しかしトラス架構を、極めて稀に遭遇する地震入力に対しても弾性設計することはしばしば不経済となり、さらに地震入力が増加した場合には座屈を伴う不安定崩壊を生ずる危険性を孕んでいる。

一例として図1に示すような建屋の屋上に設置された鋼管トラス架構による通信鉄塔を考える。従来、こういった鉄塔は設計用風荷重が設計用地震荷重を上回るために弾性範囲内で設計が行われてきた。しかしながら、近年想定される地震入力に対し、地盤及び下部建物による増幅効果により鉄塔に過大な加速度応答が生じ、上部斜材の一部が座屈し倒壊する危険性があることが明らかになっている。

このような場合、座屈発生が予想される斜材を座屈拘束ブレースなどの弾塑性制振部材に交換し、この部位を早期に降伏させて入力エネルギーを消費し、他の部材の座屈・損傷を回避する耐震補強構法が考えられる。本構法の効果については、既に筆者ら³⁾により報告されて

いるが、解析および実用化に際しては、以下に示す点を明らかにする必要がある。

- 1) 現状の鋼管ブレースの座屈を伴う履歴性状および累積変形性能
- 2) 上記斜材を補強し強度を増した場合の履歴性状および累積変形性能
- 3) 上記斜材を座屈拘束ブレースに交換した場合の履歴性状および累積変形性能

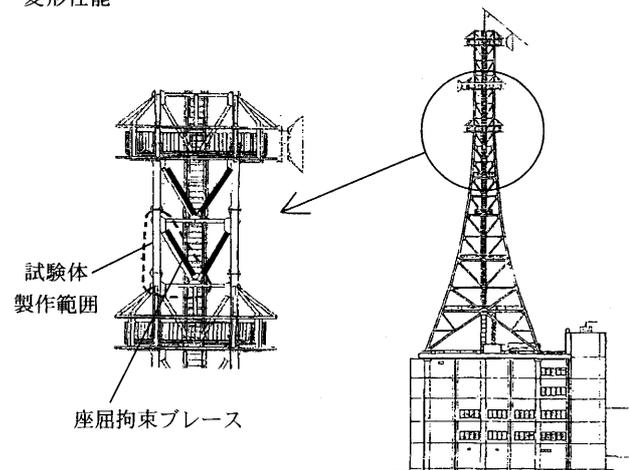


図1 座屈拘束ブレースによる通信鉄塔の耐震補強

*¹ 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 助教授・博士(工学)*² 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程*³ 新日本製鉄(株)建築事業部 マネージャー・工修*⁴ 中部電力(株)土木建築部 工修*⁵ 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・工博*⁶ 豊橋技術科学大学大学院建築工学系 教授・工博

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

Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology Nippon Steel Corp., Building Const. Div., M. Eng.

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

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

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

これらの斜材において支柱との接合部を交換・改良することは施工上困難であることから、接合部はできる限り現状の接合部を流用することが望まれる。しかしながら鋼管における接合部は通常ガセットプレートを用いたボルト接合であり、部材の座屈性状に接合部剛性・強度が大きく関与することが予想される。過去、鋼管や座屈拘束ブレース単体に関しては、多く実験および解析が行われ、その履歴性状が明らかにされてきた³⁾⁹⁾。また、接合部を含む部材に関しては、多田ら⁷⁾⁹⁾がガセットプレートにより接合された鋼管ブレースの座屈性状を研究している。しかし接合部を含む鋼管の繰返し性状および累積変形性能に関して明らかにした研究は少ない。ガセットプレートにより接合された座屈拘束ブレースの座屈安定性に関しては井上ら¹⁰⁾により論じられ、筆者ら¹¹⁾により改良型接合部が提案されているが、フレームを含む繰返し実験による安定性の確認は報告されていない。

そこで、本研究では耐震補強を検討する実在の通信鉄塔から損傷が予想される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て試験体とし、繰返し加力を行うことによって架構としての安定性および履歴特性を検討することを目的とする。一般的に鋼管部材の降伏点応力はF値より高くなることが知られており、保有耐力接合が成立していない場合が多いことが予想される。本研究ではこのような部材による降伏点のばらつきが架構履歴に与える影響についても論じる。

2. 実大架構繰返し実験の概要

2.1 載荷装置

図2に載荷装置を示す。既存の建屋一体式通信鉄塔の耐震補強効果を検討するため、地震応答においてクリティカルとなる鉄塔上部一段フレームの片側トラス架構を実大で抜き出し、フレーム内に組み込む。試験体部材長は柱材(水平材) $L_c=3350\text{mm}$ 、梁材(鉛直材) $L_b=1700\text{mm}$ で既存の鉄塔と断面も同サイズであり、接合部も同様に再現している。実験ではトラス斜材を弾塑性制振部材である座屈拘束ブレースに交換した座屈拘束ブレースタイプ(TA、TB)と現状の鋼管ブレースを用いた無補強鋼管タイプ(TO)、鋼管ブレースをモルタル充填により強度補強したモルタル充填鋼管タイプ(TC)について比較、検討を行い、それぞれの履歴性状及び累積変形性能を比較する。

また座屈拘束ブレースを使用した試験体を対象に接合部形状が異なる2つのタイプを設定する。図3に本実験で設定した接合部形状について示す。座屈拘束ブレースの安定した挙動のためには境界条件とな

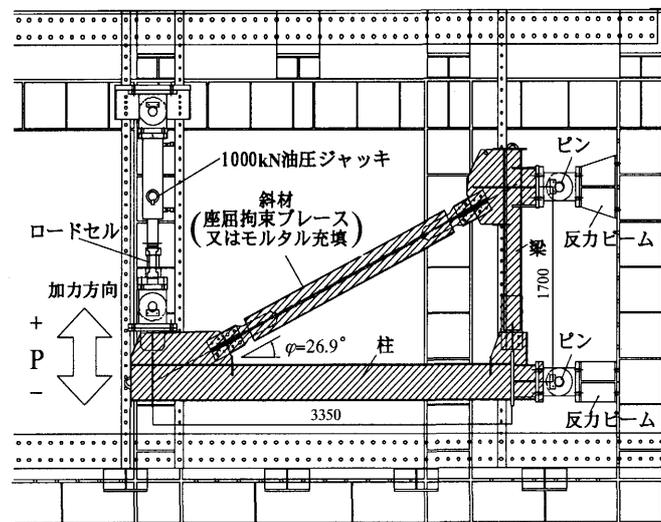


図2 載荷装置

る接合部の性能の確保が前提となる。接合部及び座屈拘束ブレースの構面外剛性が十分でないブレースは3ヒンジ部材となり、安定した履歴ループを発揮する以前に構面外座屈を生じる¹⁰⁾¹¹⁾。本実験では一般的に広く用いられている現状のガセットプレートに構面外補剛リブを溶接付加するリブ溶接タイプ、スプライスプレートの代りにアングルを用いるアングル接合タイプを設定する。アングル接合タイプはリブ溶接タイプに比べ、現存鉄塔のボルト穴をそのまま使い、トラス斜材を交換するだけで補強が行えるため、高所溶接作業のない、施工性、品質安定性に優れた接合形式といえる。反面、リブを省略したことにより接合部の面外剛性は低下する。構面内の層間変形が生じたとき座屈拘束ブレースは芯材端部の回転性能により、層間変形に伴う接合部の構面内強制回転を吸収するメカニズムとなっているが、同様に構面外への変形により3ヒンジ状態が形成されると、ブレースが部材として不安定になるばかりでなく、エネルギー吸収を期待できなくなる恐れがある。

そこで今回、上記2つの接合形式を用い比較・検討を行うことでアングル接合タイプの耐震補強の可能性についても検証する。

2.2 試験体

試験体一覧を表1に、本実験に用いる座屈拘束ブレース詳細を図4に、試験体に用いる鋼材の試験片による引張試験結果を表2に示す。試験体は現状の斜材φ165.2x5.0に対応した1シリーズ、斜材φ139.8x4.5に対応した2シリーズを設定し、それぞれ無補強鋼管タイプ、モルタル充填鋼管タイプ、座屈拘束ブレースを用いたリブ溶接タイプとアングル接合タイプを設定する。座屈拘束ブレース芯材は履歴型ダンパー用鋼材である低降伏点鋼 LYP225を用い、鉄塔の設計用風荷重時軸力において弾性範囲となるように1シリーズではPL-16x92、2シリーズではPL-16x58とする。ブレース端部の外側鋼管に対する食い込み長さは300mm、端部クリアランス材の厚さは2mmとし、芯材断面は構面に対し直交するように設定する。クリアランス材には鋼材の変形を阻害しない可塑性ゴムを使用する。上記食い込み長さ、クリアランス材の厚さはブレース端部のヒンジ形成状況に影響する因子となる。

表1 試験体一覧

試験体名	ブレース	接合ボルト	概要	載荷プログラム
TA-1	座屈拘束ブレース BRB-16x92(Py=300KN)	4M-20	アングル接合	標準載荷
TA-1'			アングル接合 リブ溶接	片振り載荷(引張側)
TB-1			リブ溶接	標準載荷
TC-1	鋼管φ165.2x4.5	4M-20	モルタル充填 無補強	標準載荷
TO-1			無補強	標準載荷
TA-2	座屈拘束ブレース BRB-16x58(Py=190KN)	2M-20	アングル接合	標準載荷
TA-2'			アングル接合	片振り載荷(圧縮側)
TC-2			モルタル充填 無補強	標準載荷
TO-2	鋼管φ139.8x4.5	2M-20	無補強	標準載荷
TO-2'			無補強	片振り載荷(圧縮側)

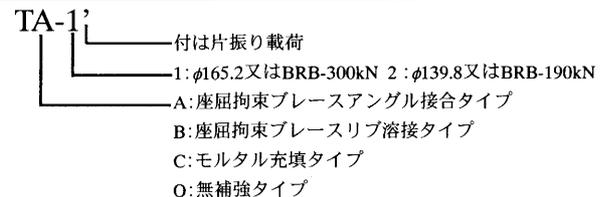


表2 素材引張試験結果

	規格	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	降伏応力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	破断伸び (%)
ブレース(1シリーズ)	STK490	2.05	459	554	32
ブレース(2シリーズ)	STK400	2.11	397	466	28
柱材(1シリーズ)	STK490	2.02	455	525	37
柱材(2シリーズ)	STK490	2.04	418	533	41
梁材(1シリーズ)	STK490	2.05	495	556	32
ブレース芯材	LYP225	2.07	215	306	41

試験体のトラス形状は1シリーズは柱φ318.5×10.3、梁φ165.2×6.0、ガセットプレート12mm、ボルト4穴、2シリーズは柱φ267.4×9.3、梁φ139.8×6.6、ガセットプレート9mm、ボルト2穴とする。鋼材種は現状の鉄塔に倣いSM490、STK490を基本とし、2シリーズ斜材はSTK400、スプライスプレート、アングルはSS400とする。

2.3 載荷計画

載荷プログラムを図5に示す。TA-1'、TA-2'、TO-2'以外は標準載荷を行う。標準載荷は層間変形角制御にて静的交番漸増載荷を行うもので、目標層間変形角は1/200、1/100、1/50、1/33、1/25とし、各正負2回ずつ繰り返し載荷を行う。TA-1'、TA-2'では直下型地震を想定し、より変形レベルの厳しい片振り繰り返し載荷を行うもので層間変形角を+(-)1/50の後、0~-(+)1/20の変形で繰り返し載荷を行う。TO-2'では既存鉄塔において鋼管が座屈した後の応答性状をモデル化し、応答解析結果を参考に層間変形角1/400を正負2回ずつ繰り返し載荷を行った後、-1/100~-1/25の変形で破断するまで繰り返し載荷を行う。

3. 実験結果概要

3.1 架構の履歴特性

1シリーズの実験結果について図6~図9に各試験体の(a)荷重(P)-載荷点変位(δ)関係、(b)ブレース軸力(N)-ブレース軸変位(δ_b)関係を、写真1~写真4に載荷終了時の状況をそれぞれ示す。荷重(P)はロードセルからの値とし、載荷点変位(δ)は載荷点と柱梁接合部の相対鉛直変位をとる。又、ブレース軸力(N)は荷重(P)と歪ゲージより測定した柱せん断力の差を図2中のsinφで除すことにより算出し、ブレース軸変位(δ_b)はブレース両端の相対変位を直接測定している。写真については座屈が生じた場合はその箇所を、生じなかった場合は載荷終了時又は最大変形時の全景を示す。

図6・写真1の無補強鋼管タイプTO-1では既存鉄塔の接合部形状に

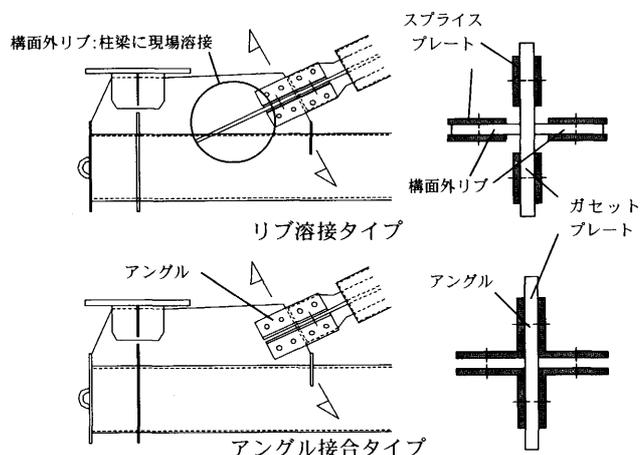


図3 座屈拘束ブレース接合部形状

起因する不完全摩擦接合のため接合部でボルトが滑り、ボルト穴クリアランス(両側で±4mm)の範囲で軸変形を吸収し層間変形角1/50まで座屈を生じなかったが、1/50ループ圧縮1回目でブレースが中央部にて座屈し、2回目で座屈箇所屈伏が生じた後、1/25ループ引張1回目で、座屈箇所部材が完全に破断した。図7・写真2のモルタル充填鋼管タイプTC-1では梁側ガセットプレート部にて1/50ループ圧縮側で面外への変形が進みだし、1/33ループ圧縮側1回目でブレースが座屈する以前に大きくガセットプレートが面外に座屈した。図7(b)に見るようにブレースでは殆どエネルギー吸収は行われておらず、ブレースよりも接合部による変形が大きい。一方、図8・図9・写真3・写真4の座屈拘束ブレースタイプでは、どの接合方式においても、接合部での滑り及びブレース座屈を生じることは無く、圧縮、引張均等の履歴ループを示している。図8のリブ溶接タイプTB-1では1/25ループ引張側3回目、図9のアングル接合タイプTA-1では1/25ループ引張側4回目で破断するまで安定した履歴ループを描き、十分なエネルギー吸収能力を発揮している。アングル接合タイプTAであっても、接合部での面外変形は拡大することは無く、TBと同様の繰り返し能力を得た。また座屈拘束ブレースが十分な塑性変形能力を発揮するまで接合部及び主構造の損傷は見られず、TO-1、TC-1に比べて接合部への負担は軽減されている。

2シリーズについての結果を同様に図10~図12、写真5~写真7に示す。図10・写真5の無補強鋼管タイプTO-2では1シリーズ同様、不完全摩擦接合による接合部でのボルトの滑りが確認され、ブレースが層間変形角1/50圧縮1回目のとき各部位に先行して全体座屈を生じた。その後、層間変形角1/50圧縮1回目で、ブレースが繰り返し破壊に達する前に梁側ガセットプレートにて端空き破断を生じ、接合部が完全に破断した。図11・写真6のモルタル充填タイプTC-2では、ブレース座屈が生じることなく層間変形角1/50圧縮1回目で梁

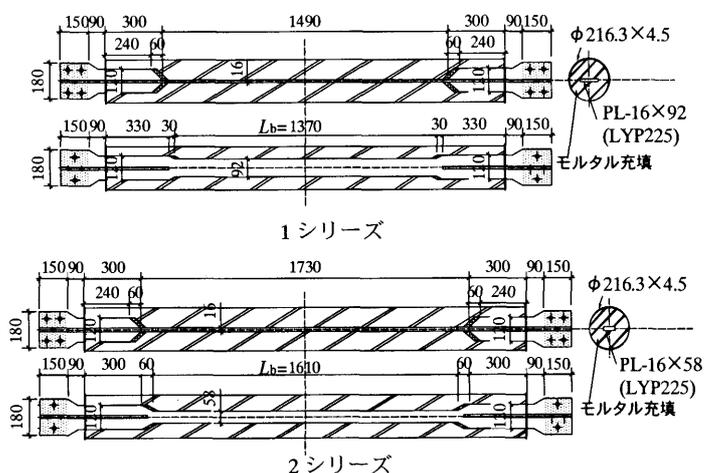


図4 座屈拘束ブレース詳細

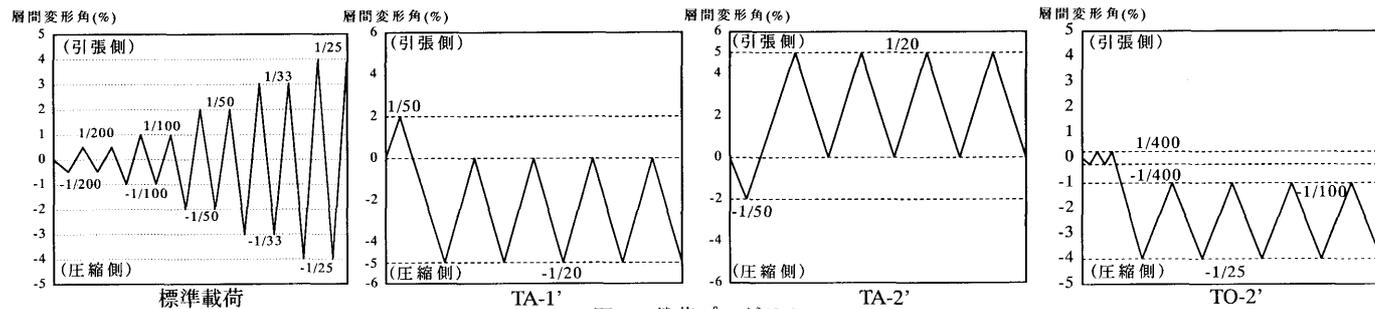


図5 載荷プログラム

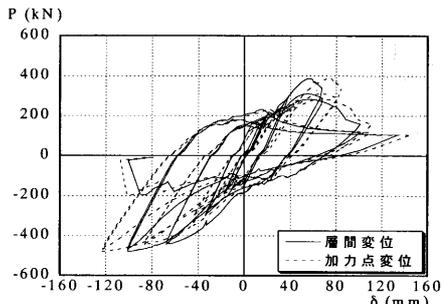


図6(a) TO-1 荷重-載荷点変位関係

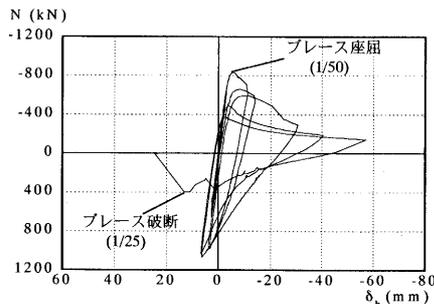


図6(b) TO-1 ブレース軸力-軸変位関係

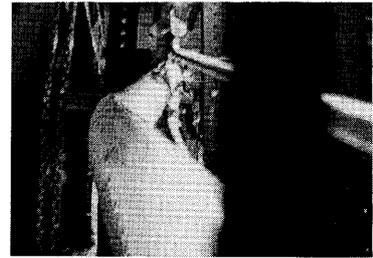


写真1 TO-1 ブレース座屈

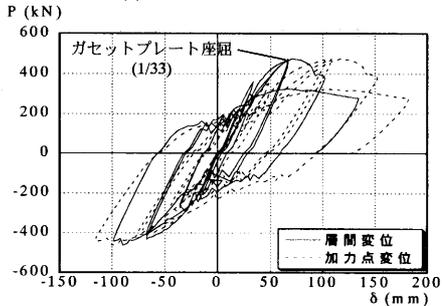


図7(a) TC-1 荷重-載荷点変位関係

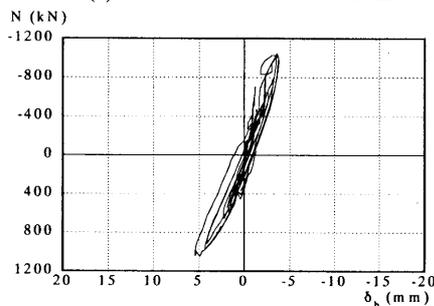


図7(b) TC-1 ブレース軸力-軸変位関係

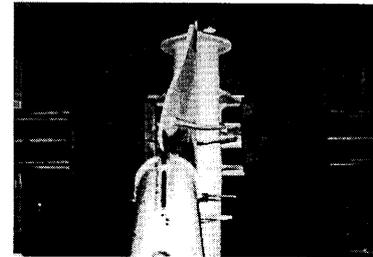


写真2 TC-1 GPL 面外座屈

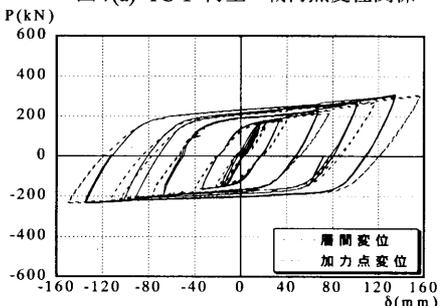


図8(a) TB-1 荷重-載荷点変位関係

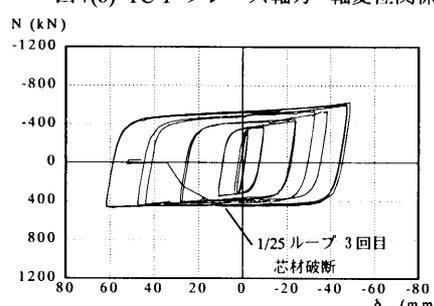


図8(b) TB-1 ブレース軸力-軸変位関係

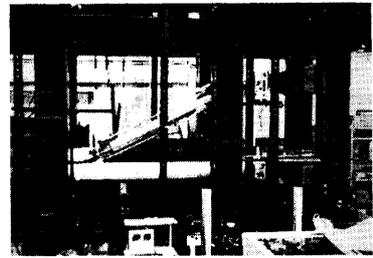


写真3 TB-1 載荷終了時全景

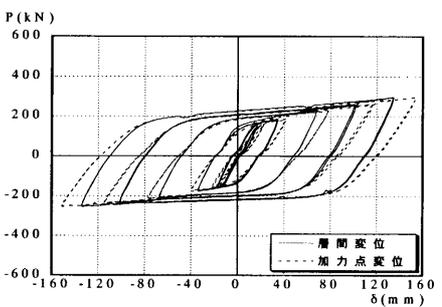


図9(a) TA-1 荷重-載荷点変位関係

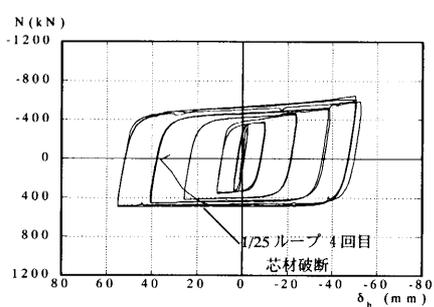


図9(b) TA-1 ブレース軸力-軸変位関係

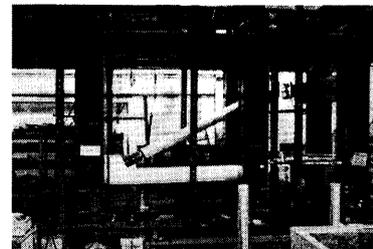


写真4 TA-1 載荷終了時全景

側ブレース端部のプレートが座屈し耐力低下を生じた。1シリーズのものとは違い、2シリーズでは端部プレートに構面外へのリブプレートが無いので、面外剛性が小さく変形を進展させたと考えられる。ブレース自身には大きな変形は生じず、その後、ブレース端部プレートが座屈を繰り返して、層間変形角1/33引張側1回目で破断した。図12・写真7座屈拘束ブレースを使用したアングル接合タイプTA-2では1シリーズのものに比べ、接合部での面外変形が多少確認されたが、履歴特性はTB-1、TA-1と同様に安定し、エネルギー吸収性能への影響は見られない。履歴ループは1/25ループ引張側4回目まで保持し、ブレース芯材が破断するまで、高いエネルギー吸収性能を確認できた。接合部が2穴の場合においても、1シリーズと比較してやや負荷を早い段階から受けるものの、接合部としての機能は維持したままであり、座屈拘束ブレースは十分に塑性変形能力を発揮している。

変形を圧縮側に寄せて在来鋼管の座屈後の変形能力を把握するために試験を行った図13・写真8のTO-2'では、層間変形角-1/25に向かう途中、層間変形角約-1/65でブレース中央部にて全体座屈を生じた。ブレース座屈後は座屈箇所を伸縮させるだけで耐力もあまり上がらず、座屈箇所での屈伏を生じた後、6ループを経て完全に破断した。一方、直下型地震を想定し片振り載荷を行った座屈拘束ブレースを使用した試験体については、圧縮側に変形を寄せた図14・写真9のTA-1'、引張側に変形を寄せた図15・写真10のTA-2'もそれぞれ10ループ、16ループと安定した履歴特性を示した。変形が均等でない場合でも、ブレースの挙動は安定したエネルギー吸収性能を示す。また層間変形最大値は増大しているにもかかわらず、破断に至るまでの繰返し回数は増えていることから、破断までの繰返し変形能力は、最大変形より変形振幅に依存していることがわかる。

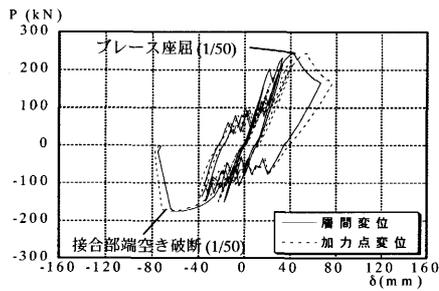


図10(a) TO-2 荷重-載荷点変位関係

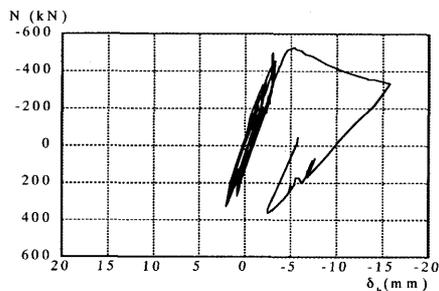


図10(b) TO-2 ブレース軸力-軸変位関係

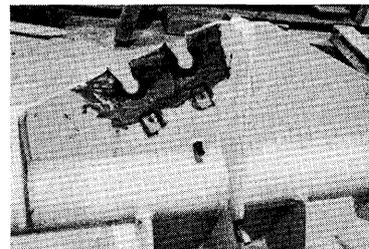


写真5 TO-2 接合部端空き破断

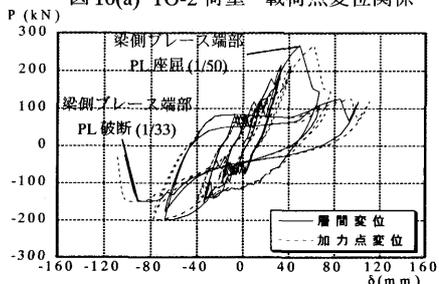


図11(a) TC-2 荷重-載荷点変位関係

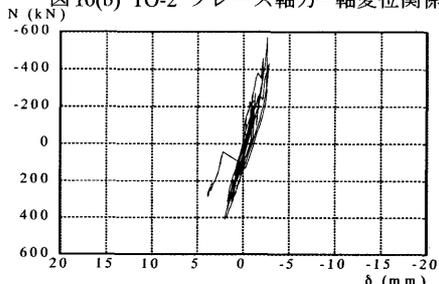


図11(b) TC-2 ブレース軸力-軸変位関係



写真6 TC-2 ブレース端部 PL 破断

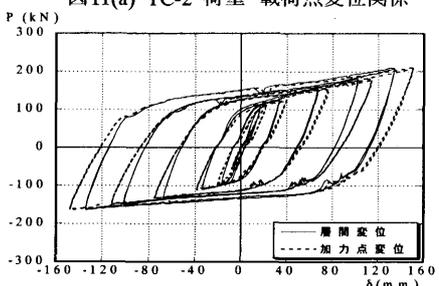


図12(a) TA-2 荷重-載荷点変位関係

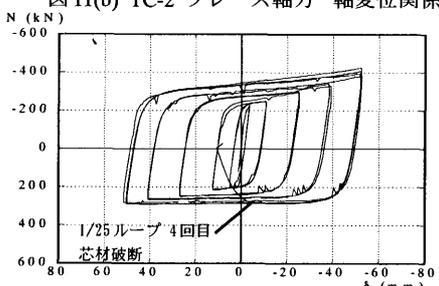


図12(b) TA-2 ブレース軸力-軸変位関係

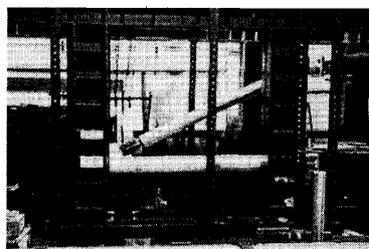


写真7 TA-2 載荷終了時全景

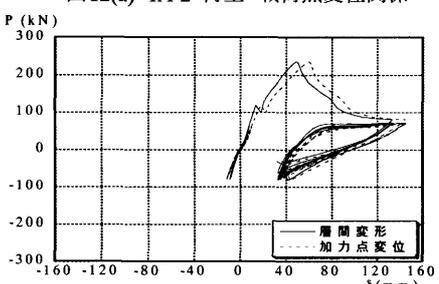


図13(a) TO-2' 荷重-載荷点変位関係

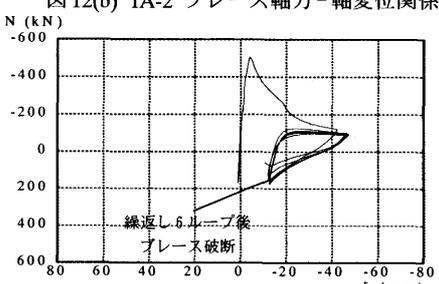


図13(b) TO-2' ブレース軸力-軸変位関係



写真8 TO-2' ブレース破断

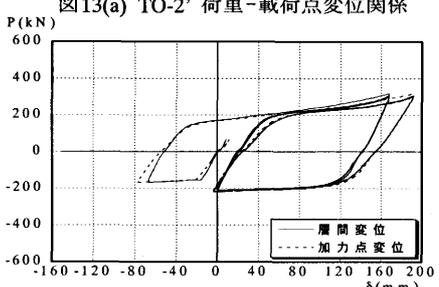


図14(a) TA-1' 荷重-載荷点変位関係

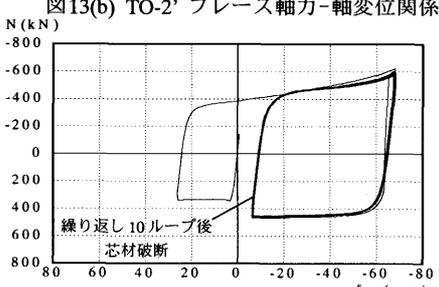


図14(b) TA-1' ブレース軸力-軸変位関係



写真9 TA-1' 1/20 変形時全景

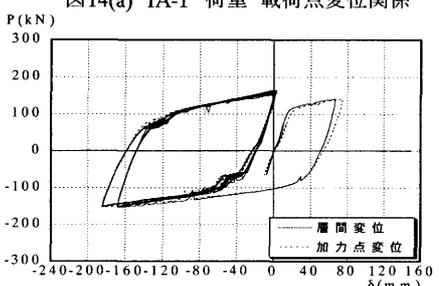


図15(a) TA-2' 荷重-載荷点変位関係

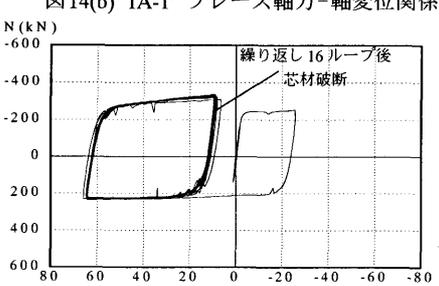


図15(b) TA-2' ブレース軸力-軸変位関係

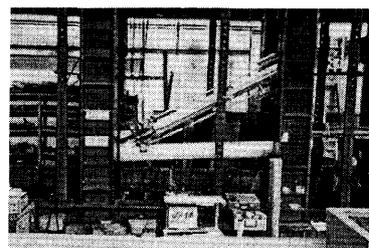


写真10 TA-2' 1/20 変形時全景

3.2 接合部ガセットプレートの挙動

図16に各試験体のガセットプレート部歪を示す。(a)無補強タイプTO-1では圧縮側でブレース座屈後、引張側でブレースが最大耐力に達する前に、ガセットプレートが大きく塑性化している。(b)モルタル充填タイプTC-1では圧縮側で部材座屈が生じる前にガセットプレートが面外座屈を生じ、塑性歪が大きく進展している。(c)リブ溶接タイプTB-1ではブレース耐力が限定されている為、ガセットプレート歪は弾性範囲内である。(d)アングル接合タイプTA-1では付加リブが無い分、ガセットプレート歪はTB-1より大きいが、ほぼ弾性範囲内であった。2シリーズについても1シリーズとほぼ同様な結果が得られた。

表3に実験終了時の接合部ボルト穴の変形量を示す。無補強タイプTO-1、モルタル充填タイプTC-1では、ブレース耐力が接合部に比較し高い為、ボルトが滑った後、支圧によりボルト穴の塑性変形が見られる。特にTC-1、TC-2が顕著である。アングル接合タイプTA-1ではブレース耐力が限定されているため、ボルト穴の変形は見られず、TA-2では2穴接合のため若干の変形が見られが、顕著なものではなかった。

無補強タイプTO、モルタル充填タイプTCではブレースが受ける高い軸力に対し、接合部で構面外の塑性変形が生じている。在来鋼管の接合部では構面外剛性は十分ではなく、ブレースの変形に伴いガセットプレート縁端部への影響は大きい。座屈拘束ブレースを使用したタイプでは接合部形状によらず、構面外の残留変形は見られなかった。

3.3 座屈拘束ブレース芯材端部の挙動

座屈拘束ブレースの安定したエネルギー吸収を確保する上で、ブレースの構面外座屈に対する安全性を確保する必要がある。竹内・山田ら¹⁰⁾の研究では、接合部の構面外剛性が低く、ブレース芯材端部の食い込み長さLが短いと3ヒンジが形成され、構面外座屈する可能性について示されている。

図17に座屈拘束ブレース芯材端部の曲げ挙動モデル、図18に各試験体の芯材端部水平回転角-ブレース軸変位関係を示す。本実験においては食い込み長さL=300mm、クリアランス材の厚さを外側鋼管の1%にあたる2mmと設定しているが、図18に示すように変形がある程度以上進んだところで、頭打ちになっていることが確認できる。変形が進むと芯材端部がクリアランス材を押しつぶし回転変形していくと考え、拘束鋼管の変形が無いとした場合のクリアランス材の厚さ分の回転角(1/75)を同図中に示す。実験では図18から各試験体接合部は最大1/50程度まで回転し、安定していることがわかり、クリアランス内の回転に加え、拘束材に若干の変形が生じていると考えればこの回転量は説明できる。構面外への回転がモルタル・外側拘束鋼管による拘束力のため、一定値で抑えられていることから、今回本実験で採用したディティールは、安定した履歴ループを得る上で十分な剛性・耐力を有し、端部にヒンジを形成しない十分なディティールであったと言える。この結果は、文献¹⁰⁾で示した安定条件とも整合している。

3.4 累積歪・累積吸収エネルギー

3.1に示した荷重-変形関係から式(1)より斜材の見かけの公称応力度-公称歪度関係($\sigma_n - \epsilon_n$ 関係)を求め、更に体積一定の仮定のもと式(2)より真応力度-真歪度関係($\sigma_t - \epsilon_t$ 関係)に置換し、各試験体の累積歪及び累積吸収エネルギーを評価する。

$$\sigma_n = N / A_b \quad \epsilon_n = \delta_b / L_b \quad (1)$$

$$\sigma_t = (1 + \epsilon_n) \sigma_n \quad \epsilon_t = \ln(1 + \epsilon_n) \quad (2)$$

ここで A_b : 芯材(鋼管)断面積、 L_b : 塑性化部(鋼管部)長さである。

表4及び図19に得られた累積歪を、表5及び図20に得られた累積吸収エネルギーを示す。座屈拘束ブレースタイプについては ϵ_t より各ループ

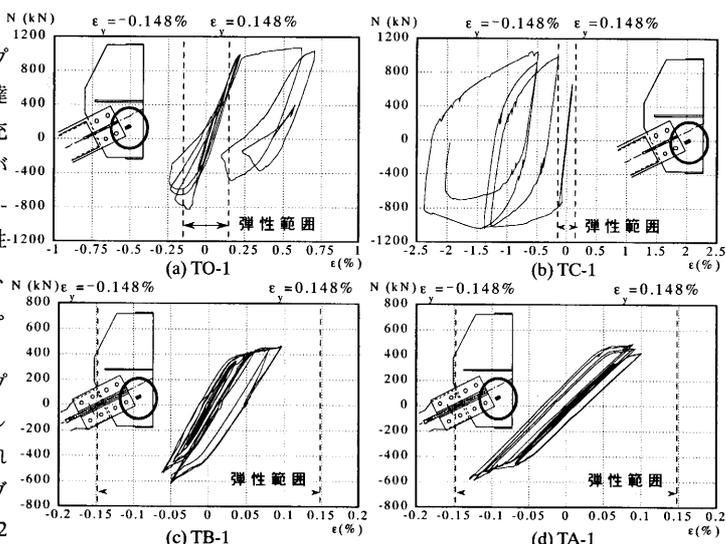
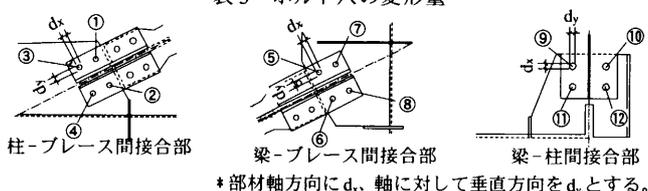


図16 ガセットプレート部歪

表3 ボルト穴の変形量



TO-1	TC-1	TA-1
d_x 方向	d_x 方向	d_x 方向
1	26.55	22.05
2	26.20	22.35
3	27.75	22.35
4	26.75	22.90
5	26.05	22.05
6	25.70	22.10
7	27.75	22.50
8	26.95	22.80
9	22.10	22.10
10	22.15	22.15
11	22.05	22.00
12	22.40	22.00

TC-1	TA-1
d_y 方向	d_y 方向
1	21.95
2	22.30
3	22.00
4	22.05
5	22.20
6	22.35
7	22.20
8	22.15
9	22.50
10	22.25
11	22.40
12	22.30

TO-2	TC-2	TA-2
d_x 方向	d_x 方向	d_x 方向
1	26.65	22.20
2	26.05	22.10
5	39.20	22.45
6	40.60	22.65
9	22.15	21.95
10	22.10	22.05
11	22.10	22.15
12	22.30	22.00

TC-2	TA-2
d_y 方向	d_y 方向
1	23.05
2	22.95
5	24.80
6	23.85
9	22.00
10	22.20
11	22.00
12	22.50

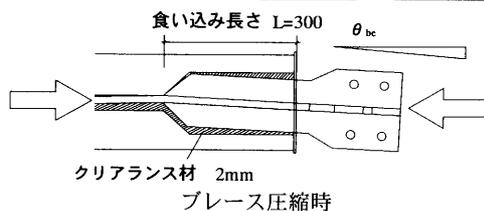


図17 芯材端部の曲げ挙動

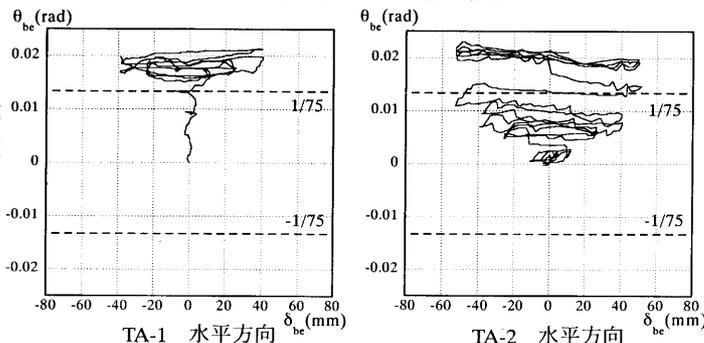


図18 芯材端部回転角-ブレース軸変位

で経験した最大歪と最小歪の差を平均した平均歪振幅 ϵ_{ave} も併せて示す。表4、表5より座屈拘束ブレースタイプは無補強タイプに対し累積歪では約5倍以上の能力、累積吸収エネルギーでは約4倍以上の吸収能力を有することがわかる。なお無補強鋼管タイプについて座屈が生じるまでの累積歪、累積吸収エネルギーで評価を行うと、座屈拘束ブレースは在来鋼管ブレースに対し双方50倍以上の能力を有し、累積歪、累積吸収エネルギー共に正負等価な能力をもつことが確認できる。座屈拘束ブレースは片振りとしたTA-1'、TA-2'についても、標準載荷と同程度の累積変形能力を発揮しており、履歴条件によらず安定してその能力を発揮することが確認できた。

4. 接合部の耐力評価

部材が所要の性能を発揮するために、接合部は部材の耐力を上回る耐力を保有する必要がある。在来の接合部での損傷は、十分なエネルギー吸収を行う前に破断につながる可能性があり、避けなければならない現象の一つである。

接合部の耐力評価モデルを図21に示す。文献(11)に示された構面外安定条件が満足される時、接合部圧縮耐力はガセットプレート面内の降伏線を仮定することにより評価できる。図21中の実線のように降伏線を仮定すると l_e 部の応力度は次式で表せる。

$$\tau_i = \frac{P_i \cos \theta_i}{t \cdot l} = \frac{P_i \cos^2 \theta_i}{t \cdot l} \quad \sigma_i = \frac{P_i \sin \theta_i}{t \cdot l} = \frac{P_i \sin \theta_i \cos \theta_i}{t \cdot l} \quad (3)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_i^2 + 3\tau_i^2} \text{より} \quad \sigma_y^2 = \frac{P_i^2 \sin^2 \theta_i \cos^2 \theta_i}{t^2 \cdot l^2} + \frac{3P_i^2 \cos^4 \theta_i}{t^2 \cdot l^2} \quad (4)$$

$$P_c = \sum_{i=1}^2 \frac{\sigma_y \cdot t \cdot l_{ei}}{\cos \theta_i \sqrt{\sin^2 \theta_i + 3 \cos^2 \theta_i}} + \sigma_y t l_c \quad (5)$$

上式をガセットプレート形状に適用し P の最小値を求めると、今回の形状では $\theta=0^\circ$ のとき P は最小となる。このときの軸力を接合部圧縮耐力設計値とする。

表6、図22、図23にブレース、接合部の各部耐力比較を示す。同図中に実験及び材料強度より得られたブレース及び接合部の圧縮耐力・引張耐力実勢値を既存鉄塔設計値と比較して表記する。表6より式(5)による接合部圧縮耐力評価値は実験結果による実勢値と良好対応を示している。

図24、図25に今回使用した鋼材種別の降伏点分布を接合部鋼材の降伏点分布(12)(13)と並べて示す。冷間成形鋼管は成形工程において大きい塑性加工を受け、素材の降伏点が著しく上昇する傾向がある。今回使用した鋼管の降伏応力も1シリーズ、2シリーズそれぞれ459N/mm²、397N/mm²と設計時に用いられる公称値325N/mm²、235N/mm²に比べ1.4~1.7倍程度高いため、図22、図23に示す無補強のTOシリーズの引張耐力実勢値は接合部耐力よりも大きな値となる。又、モルタル充填タイプは圧縮耐力も接合部耐力・ボルト耐力を大きく上回る結果となり、接合部で破壊する崩壊形式になってしまうことがわかる。従って、モルタル充填等、座屈材のみの強度型補強は有効ではなく、補強は接合部を含み行う必要がある。座屈拘束ブレースタイプでは、ブレース耐力を限定していることで大きな軸力は生じず、従って接合部は補強無しでも弾性範囲に保つことができる。応答低減効果により他部材を弾性範囲内に抑えることができれば、有効な耐震補強工法となると考えられる。

表4 累積歪

試験体名	累積歪 $\Sigma \Delta \epsilon $ (%)		total	比率 (引張/圧縮)	平均歪振幅 $\epsilon_{L,ave}$ (%)
	引張	圧縮			
TB-1	44.13	42.87	87.00	1.03	4.22
TA-1	50.40	50.22	100.62	1.00	4.35
TA-1'	51.93	49.11	101.04	1.06	4.09
TA-2	42.30	43.46	85.77	0.97	3.62
TA-2'	58.92	61.09	120.01	0.96	3.55
TO-1	7.43	8.96	16.39	0.83	
TO-1(座屈以前)	0.83	0.94	1.76	0.89	
TC-1	2.19	1.68	3.87	1.31	
TO-2(座屈以前)	0.82	1.06	1.88	0.78	
TO-2'	6.25	11.02	17.28	0.57	
TC-2	1.33	0.91	2.24	1.46	

表5 累積吸収エネルギー

試験体名	累積吸収エネルギー Σw_p (N·m)			比率 (引張/圧縮)
	引張	圧縮	total	
TB-1	215051	228010	443061	0.94
TA-1	286507	272928	559434	1.05
TA-1'	290810	273885	564694	1.06
TA-2	163507	182298	345805	0.90
TA-2'	188754	259118	447871	0.73
TO-1	46612	51405	98016	0.91
TO-1(座屈以前)	90	1196	1286	0.08
TO-2'	25097	25237	50334	0.99

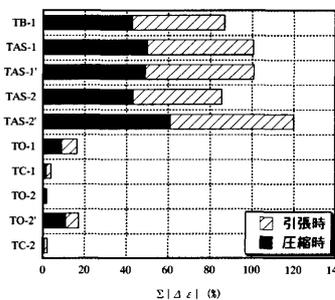


図19 累積歪

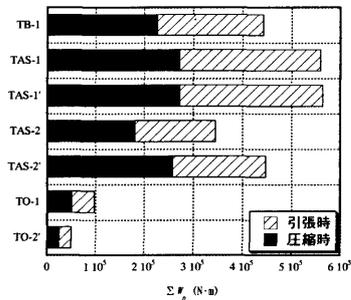


図20 累積吸収エネルギー

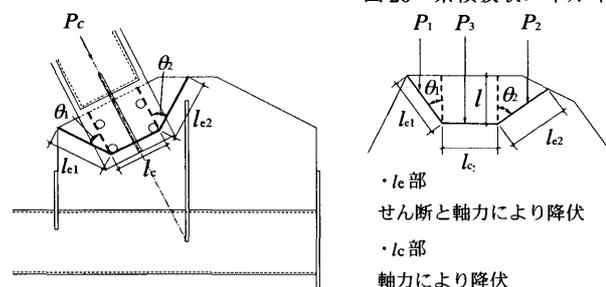


図21 接合部圧縮耐力評価モデル

表6 各部耐力比較

	ブレース部		接合部		ボルト せん断耐力(kN)
	Series1 座屈耐力(kN)	引張耐力(kN)	端空き降伏(kN)	圧縮耐力(kN)	
既存鉄塔設計値	736	818	991 ³	1079 ⁵	1479 ³
(実勢値)					
TO-1(無補強)	820	1073	-	-	-
TC-1 (モルタル充填)	2108 ²	1184 ²	-	1043	-
TA-1 (アングル接合)	327 (芯材降伏値)	491	-	-	-
Series2					
既存鉄塔設計値	401	450	270 ³	500 ⁵	739 ³
(実勢値)					
TO-2(無補強)	525	759 ¹	367 ⁴	-	-
TC-2 (モルタル充填)	1335 ²	770 ²	-	570	-
TA-2 (アングル接合)	213 (芯材降伏値)	292	-	-	-

設計用F値

1シリーズ
ブレース 325N/mm², 接合部 325N/mm²
2シリーズ
ブレース 235N/mm², 接合部 325N/mm²

*1 材料引張試験の結果 σ_t より算出

*2 材料引張試験の結果 σ_t 及び
鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説により算出

*3 高力ボルト接合設計施工指針による

*4 端空き破断による

*5 (5)式による

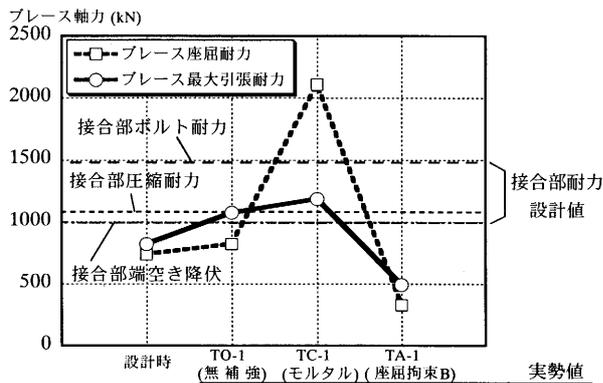


図 22 1 シリーズ試験体各部耐力

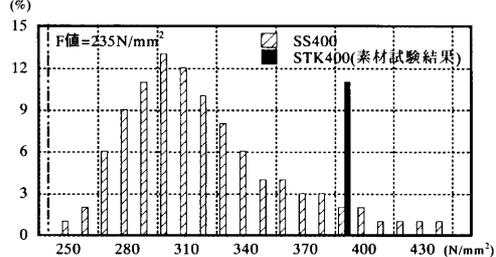


図 24 SS400、STK400 降伏点分布

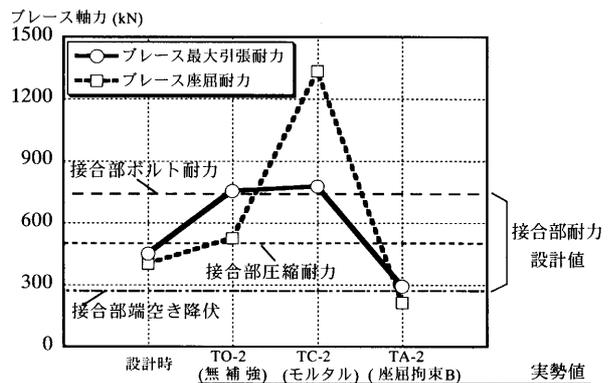


図 23 2 シリーズ試験体各部耐力

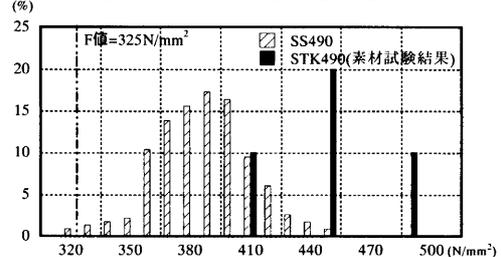


図 25 SN490、STK490 降伏点分布

5. 結

本研究では鋼管トラス架構による通信鉄塔の耐震補強構法として、座屈発生が予想される斜材を弾塑性制振ブレースに交換する構法を提案し、現状の鋼管ブレース及び斜材にモルタルを充填し、強度補強した構法と比較しながら繰返し加力実験を行い、それぞれの履歴性状及び累積変形性能について検討した。得られた知見を以下に記す。

- 1) 現状をモデル化した無補強タイプでは圧縮側でブレースが座屈し、耐力低下した。この際鋼管の降伏点がF値より高いため、引張側では接合部にも損傷が生じる可能性が高い。ブレースは座屈後も多少の累積変形能力を示すが、大きなエネルギー吸収は期待できない。
- 2) モルタル充填による強度補強ではブレース自身の圧縮耐力は向上するものの、接合部がクリティカルとなり耐力低下が生じた。ブレースにモルタル充填することで部材自身の座屈を防ぎ耐力を向上させることはできるが、相対的に耐力が低くなる接合部で破壊する崩壊系へと移行してしまう。このため架構の変形能力は小さく、ブレース部でのエネルギー吸収はほとんど見られなかった。
- 3) 斜材を座屈拘束ブレースに交換した場合、施工性に優れたアングル接合であっても接合部変形は拡大することはない安定した履歴特性、良好なエネルギー吸収能力を確認できた。ブレースにより耐力が限定されているため、接合部及び主構造への負担は低く、十分なエネルギーを吸収することが可能であった。これより応答低減効果により他部材を弾性範囲に抑えることができれば、有効な耐震補強工法となる。

謝辞

実験計画及び実行にご協力頂きました、中部電力(株)土木建築部、杉山武氏、杉山靖夫氏、大久保浩光氏に感謝します。

参考文献

- 1) S.Kato, S.Nakazawa, T.Sugiyama, N.Matsui, T.Yoshida: On An Efficient Method To Improve The Earthquake Resistant Capacity of Steel Tele Communication Towers, Proc. IASS-APCS 2003 Taipei, 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(北海道), 構造 I, pp983-984, 2004.8

- 3) 西内晃二, 穂積秀雄, 小河一裕, 平野道勝: 曲げと軸力を受ける角型鋼管柱の終局挙動に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造 III, pp349-350, 2001.8
- 4) 今西勝美, 八巻 稔, 穂積秀雄, 平野道勝: 繰返し軸力を受ける短い角型鋼管柱の局部座屈後破断に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造 II, pp567-568, 2001.8
- 5) 中村博志, 竹内 徹, 前田泰史, 中田安洋, 佐々木孝雄, 岩田衛, 和田章: 実大アンボンドブレースの疲労性能に関する研究, 新日鉄技報, No.372, pp49-55, 1999
- 6) 長谷川久巳, 竹内 徹, 岩田 衛, 山田 哲, 秋山 宏: アンボンドブレースの動的性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, No.9, pp103-106, 1999.12
- 7) 多田元英, 西 豊, 井上一郎: 管通し平板ガセット形式接合部を有する軸力材の弾性座屈挙動, 日本建築学会構造論文集, No.503, pp131-138, 1998.1
- 8) 多田元英, 山田能功: 管通し平板ガセット形式接合部を有する軸力材の非弾性座屈荷重の算定, 日本建築学会構造論文集, No.530, pp163-170, 2000.4
- 9) 多田元英, 笠原健志: 管通し平板ガセット形式で一面摩擦接合された軸力材の座屈荷重, 日本建築学会構造論文集, No.556, pp181-188, 2002.6
- 10) 天島秀秋, 髯高裕治, 井上一郎: 接合部を含む座屈拘束ブレースの構面外座屈荷重, 日本建築学会構造論文集, No.581, pp127-134, 2004.7
- 11) 竹内 徹, 山田 哲, 北川まどか, 鈴木一弁, 和田 章: 構面外剛性の低い接合部により接合された座屈拘束ブレースの座屈安定性, 日本建築学会構造論文集, No.575, pp121-128, 2004.1
- 12) 青木博文, 村田耕治: 構造用鋼材の降伏点, 引張強さおよび降伏比に関する統計的調査, 日本建築学会論文報告集, 第575号, 1984.1
- 13) 志村保美, 作本好文, 藤沢一善, 高田啓一, 塩飽豊明: SN鋼材の機械的性質に関する統計的調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造 III, pp567-568, 2001.8
- 14) 内山智晴, 竹内 徹, 鈴木一弁, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎: 通信鉄塔の耐震補強に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp219-222, 2004.3

(2004年10月8日原稿受理, 2004年12月9日採用決定)