

床スラブに接着したシアキープレートによる 鋼構造用耐震補強ブレースの接合方法に関する実験研究

EXPERIMENTAL STUDY ON JOINT OF SEISMIC RETROFITTING BRACE FOR STEEL STRUCTURE USING SHEAR-KEY PLATE ADHERED TO CONCRETE SLAB

市川 康*1, 岡安垂倫*2, 中村博志*3, 山田 哲*4, 和田 章*5

Yasushi ICHIKAWA, Tsugutomo OKAYASU, Hiroshi NAKAMURA,

Satoshi YAMADA and Akira WADA

Incorporating additional braces is representative method for seismic retrofit for steel structure. On this occasion, noise and vibration often break out by welding and floor concrete removal during the site work, so seismic retrofits are hard to enforce. The former report proposed a joint method using epoxy resin and chemical anchors. This joint method had less noise and vibration, on the other hand, caused tension stress on the surface of concrete. This paper proposes the improved joint method by using a shear-key plate. This method doesn't directly adhere the joint element to a concrete, adheres a shear-key plate to concrete. This paper reports about the loading tests of the joint portion and the cyclic loading tests of frames to evaluate the dynamic characteristics of this joint.

Keywords ; Seismic Retrofitting Brace, Epoxy Resin, Chemical Anchor

耐震補強用ブレース、エポキシ樹脂、接着系アンカー

1. 序

兵庫県南部地震以降、既存不適格建築物を対象とした耐震診断、耐震補強の必要性が認識されている。研究・開発分野においても補強技術に関心が向けられ、新しい補強法についての研究^{1)~2)}も報告されるようになってきている。また、地震エネルギーを塑性仕事に変換する鋼材ダンパーや摩擦熱に変換する摩擦ダンパーなど、エネルギー吸収性能に優れたダンパーの開発が盛んに行われており、これらのダンパーを適切に組み込んだ場合、応答変位や応答層せん断力について低減効果があることが明らかにされている。

鋼構造建築での耐震補強工法としてブレースやダンパーを組み込む場合、在来工法では現場溶接やスラブコンクリートのはつり工事が伴い、騒音、振動、粉塵が生じやすいため建物を使用しながらの補強工事が困難な場合が多い。

騒音、振動、粉塵等をできるだけ発生させない工法として、前報³⁾ではエポキシ樹脂とケミカルアンカーを用いた座屈拘束ブレースの既存鉄骨造への接合方法を提案し、接合部周辺を切り出した実大試験体による実験によりブレース接合部の力学性状に関する基本的知見を得た。さらに実験結果と有限要素法解析からブレース接合部の耐力評価を試みた。エポキシ樹脂とケミカルアンカーによる接合方法は最終的な破壊性状としては脆性的であるが、座屈拘束ブレース

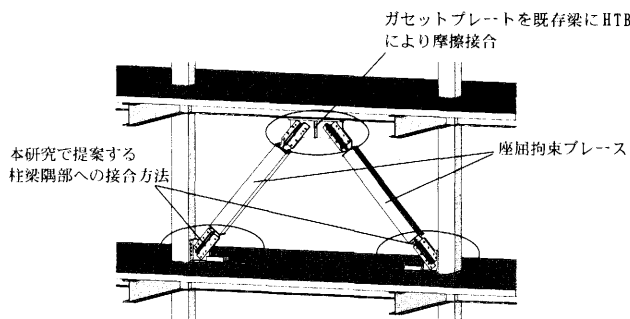


図1 提案する補強法の概念図

を対象としてその心材に降伏応力の上限が管理された鋼材を用いれば充分実用に耐えられるものとする。

本報では、前報で提案したブレースの接合方法から応力伝達機構に改良を加えた新たなブレースの接合方法を考案し、前報同様にブレース接合部周辺を切り出した接合部実験を行い、ブレース接合部に関する基礎データを蓄積する。さらに、1層1スパンの床スラブ付きブレース部分架構のフレーム実験を行い、より現実的な条件下における接合部の骨組への応力伝達、変形追従性能を確認する。

*1 新日本製鐵(株)建築事業部 マネジャー・工修

*2 元 東京工業大学 大学院生・修士(工学)

*3 新日本製鐵(株)建築事業部 マネジャー・博士(工学)

*4 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

*5 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Nippon Steel Corporation, M. Eng.

Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Nippon Steel Corporation, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

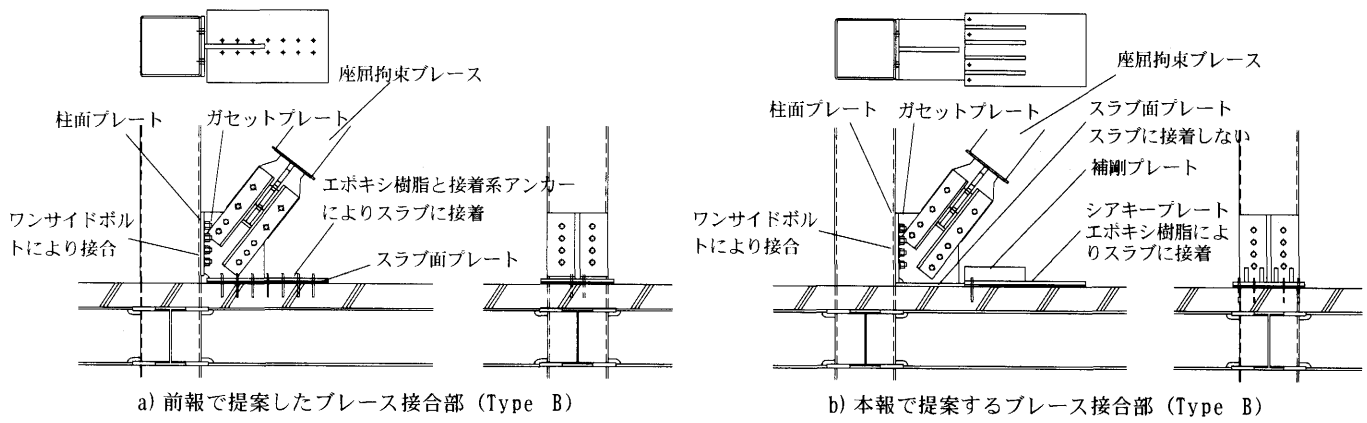


図2 柱梁隅部へのブレースの取り付け方法

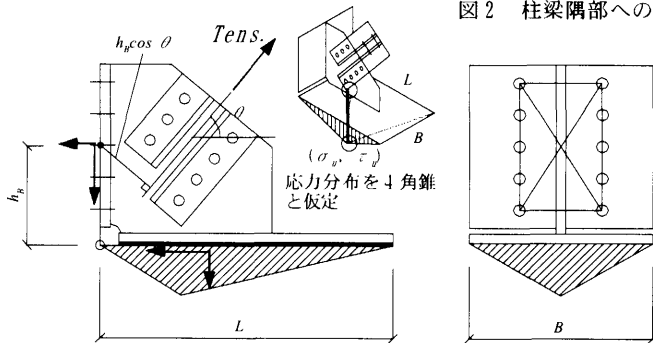


図3 Type Aの応力伝達モデル

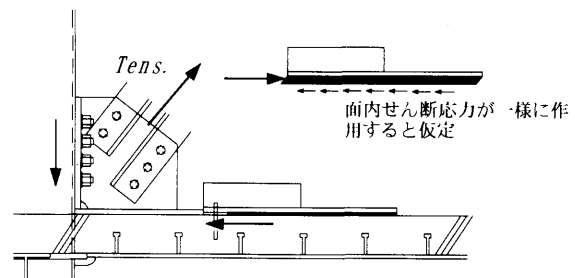


図4 Type Bの応力伝達モデル

2. 既存骨組へのブレースの接合方法

2.1 前報³⁾で提案した接合方法 (以下Type A、図2a) 参照)

前報³⁾では以下のようなブレース接合方法を提案した。

ブレースを既存フレームへ接合するための接合金物はガセットプレート、柱面プレート、スラブ面プレートから構成され、柱面プレートはワンサイドボルトにより鋼管柱スキムプレートに接合し、スラブ側にはスラブ面プレートをコンクリートスラブ表面にエポキシ樹脂により接着し、さらに接着系アンカーにより接合する。

本接合方法はブレース引張り力に対し、柱面の垂直応力、摩擦力、エポキシ樹脂接着面でのコンクリートの垂直応力、せん断応力により抵抗するが、柱面での耐力、変形性能が充分高ければ、エポキシ樹脂接着面でのコンクリートの引張り、せん断強度で接合部耐力が決定することになる。この部分は変形性能に乏しいことから応力分布の設定が重要であり、また局所的な応力が破壊条件に達した時点で耐力が決定することとなる。前報³⁾ではエポキシ樹脂接着面での応力分布を図3に示す様に引張り応力 σ とせん断応力 τ が4角錐分布になると仮定し、スラブから高さ h_b の位置にあるボルト図心位置でのモーメントの釣り合いから接合部の耐力を算定した。その際、4角錐の頂点の応力 (σ, τ) が、破壊条件 (σ_u, τ_u) に達したときを接合部の終局耐力とすると実験値と良い対応を示した。ただし、本接合方法ではエポキシ樹脂接着面に局所的な応力が発生するため、それを既設のスタッドコネクタから梁に伝えきれない場合があることが予想される。

2.2 本報で提案する接合方法 (以下Type B、図2b) 参照)

ブレース軸力を鉛直成分と水平成分に分解して負担させる接合方法である。鉛直成分は柱面プレートを鋼管柱スキムプレートにボルト接合し、摩擦力により柱に伝達させる。水平成分はスラブ面プレートの先端に設けた別のプレート (以下シアキープレート) をエ

ポキシ樹脂によりコンクリートスラブ表面に接着し、それにより面内せん断力として伝達させ、梁上のスタッドコネクタを介して梁に伝達させる (図4)。接合金物はコンクリートスラブに接着していないためスラブには引張り応力は発生しないことになる。Type Aと同様、柱面での耐力、変形性能が高ければシアキープレート下部での面内せん断応力が接着面でのすべり強度に達した時点で耐力が決定されるが、この場合の面内せん断応力はType Aに比べて一様分布に近いものと予想できる。

ただし、シアキープレートとスラブの間にはエポキシ樹脂を充填するため6mm程度のクリアランスを設ける必要があり、またシアキープレートの厚さを考えると、スラブ面には曲げモーメントが作用し、スラブ面に若干の引張り応力が働くことが予想される。コンクリートスラブ接着面で微小部分の主応力がコンクリートの引張強度に達したとき、その部分を基点としていわゆるジッパーフェイルが発生すると考えられる。これに対しスラブ面での引張り応力を小さくし、引張り力に抵抗するため、補剛プレートと接着系アンカーを設ける。

3. ブレース接合部の実験

3.1 実験目的

ブレース接合部に要求される性能は、単に力を伝達するだけではなく、多数回の繰り返し荷重に対し、ずれや緩みが生じずに十分な剛性が確保されなければならない。ここでは、提案するブレース接合部Type Bの単体での性能をブレース接合部周辺部材を切り出した実大の試験体により検証する。

3.2 実験計画

3.2.1 試験体

試験体は図5に示すスパン6.4m、階高4mの一般的な中規模建築を

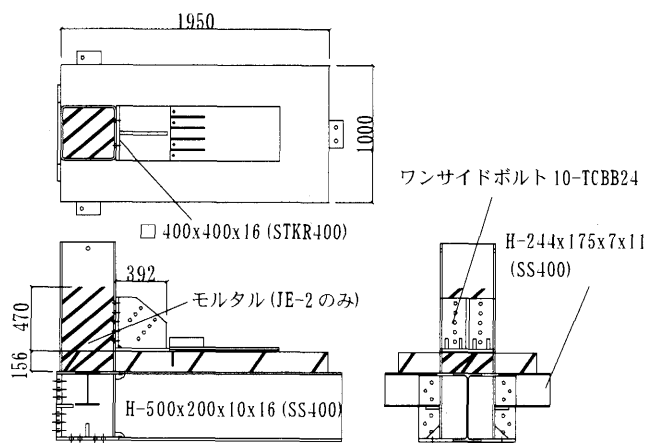


図5 試験体の形状

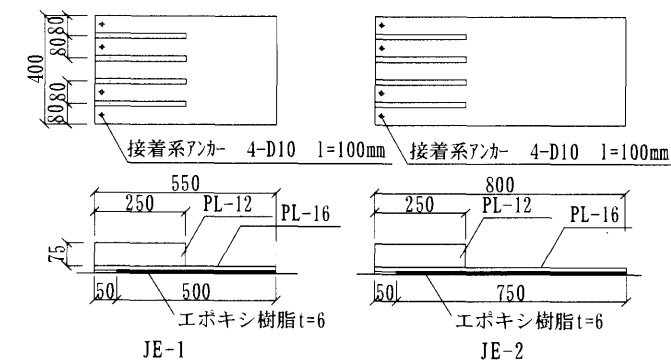


図6 シアキープレートの形状

表1 実験パラメーター

| 試験体名 | 鋼管柱 | 接合方法 | 接着面積 | シアキープレート剥離時の ブレース軸方向力 (kN) (計算値) |
|------|--------|--------|---------|--|
| JE-1 | 中空鋼管 | Type B | 500×400 | 370kN |
| JE-2 | モルタル充填 | Type B | 750×400 | 560kN |

表2 コンクリート圧縮試験結果

| 試験体名 | JE-1 | JE-2 | |
|---------------------------|-------|-------|--------|
| | | スラブ | 充填モルタル |
| 材齢 (日) | 33 | 34 | 21 |
| 圧縮強度 (N/mm ²) | 14.50 | 14.70 | 54.80 |
| 引張強度 (N/mm ²) | 1.58 | 1.59 | |

想定したフレームのブレース接合部周辺を切り出した実大試験体であり、柱フランジの面外変形等、ブレース接合部周辺部材の局所変形の影響を反映できるようにしたものである。試験体はシアキープレートの接着面積の差異による剥離時耐力を確認するため表1に示す2体を用意した。シアキープレートの形状を図6に示す。また、1体には圧縮時に鋼管フランジが面外方向に変形することを防ぐ目的で鋼管柱にモルタルを充填した。実施工でのモルタル充填は、既存柱に100φ程度の開孔を設けることで可能であり、また、ダイヤフラムに開孔がある場合は、発泡ウレタンにより開孔を塞ぎ、その後、モルタルを充填する等の施工方法が考えられる。接合金物を構成する板厚はすべて22mmのプレートであり、2体とも共通である。柱面プレートをワンサイドボルトにより鋼管柱スキンプレートに接合、シアキープレートをエポキシ樹脂(層厚6mm)により接着、さらに接着系アンカー(l=100mm、埋め込み長さ110mm)により接合する。コンクリートスラブは各試験体とも厚さ156mmで、梁及び直交梁とはスタッドコネクターで定着されている。スタッドコネクターは本実験で用いた200mm幅の梁に一般的に配置される径、ピッチを19φ

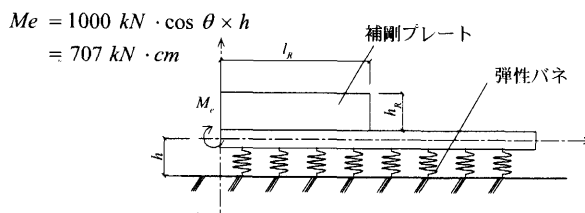


図7 弾性支承上の梁としてのシアキープレートのモデル化

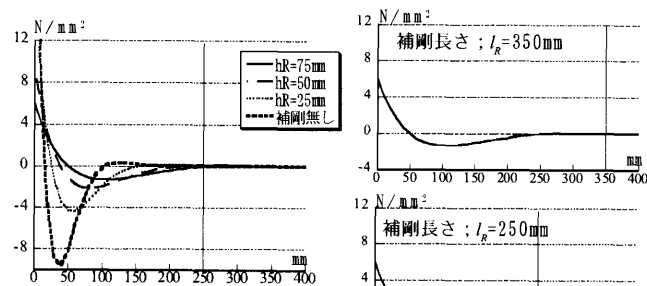


図8 補剛プレートの高さによる反力の差異

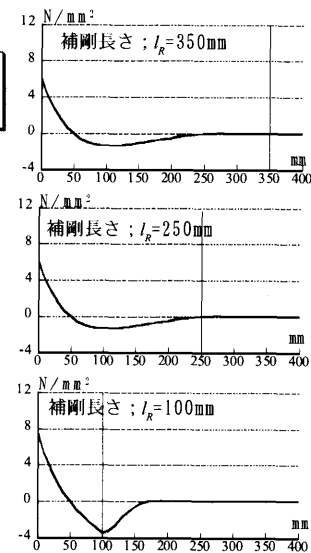


図9 補剛長さによる反力の差異

(h=80mm)@300とし、本実験で想定したフレームの半スパン(3.2m)に@300で配置される本数を、試験体の梁長さ内に配置することとして@150とした。また、コンクリートスラブ内にはφ6-100x100のワイヤメッシュを配筋した。

なお、使用したエポキシ樹脂は圧縮強さ110~120N/mm²、引張り強さ40~60N/mm²、ヤング係数3000~3600N/mm²であった。

3.2.2 シアキープレートの設計

シアキープレートとコンクリートスラブ接着面には面内の水平力とともに水平力の作用点がスラブ面より上にあることによる鉛直方向力が作用する。これを算定する簡易なモデルとして、図7に示すようにシアキープレートを弾性支承上の梁として先端に偏心曲げモーメントを作用させるモデルを用い、補剛プレートの剛性・長さを変化させて偏心曲げによるスラブ面の応力を算出した。弾性支承の剛性は厚さ6mmのエポキシ樹脂の弾性剛性のみを評価し、スラブは剛体としている。エポキシ樹脂の弾性剛性は3300N/mm²とし、厚さ6mmで剛性を考慮した。シアキープレート先端には偏心曲げモーメントM_eを作用させた。

図8に補剛プレートの高さによる鉛直方向反力の差異を、図9に補剛プレートの長さによる鉛直方向反力の差異を示す。補剛プレートが無い場合はシアキープレート端面で局所的に引張り応力が働くが補剛プレートが有ることで引張り応力が緩和されていることがわかる。また補剛プレートの長さを増加させた場合、長さが250mm以上となるとシアキープレート先端部分に発生する引張り応力の変化は少なくなる。

本実験ではブレース軸方向力1000kNで発生するシアキープレート先端の引張り応力に抵抗できるよう、シアキープレートにはPL12、

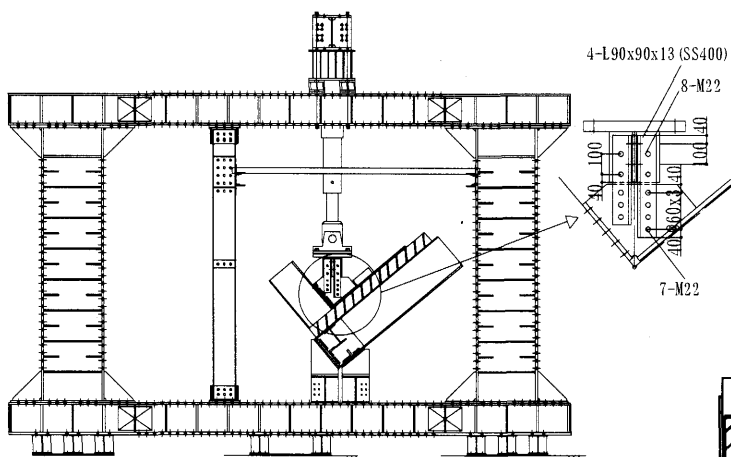


図10 プレース接合部実験のセットアップ図

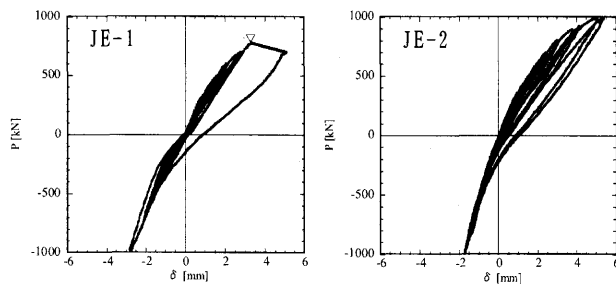


図13 荷重-変形関係

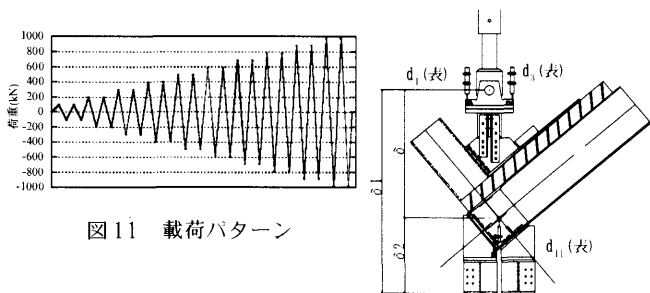


図11 荷重パターン

図12 変位計測位置

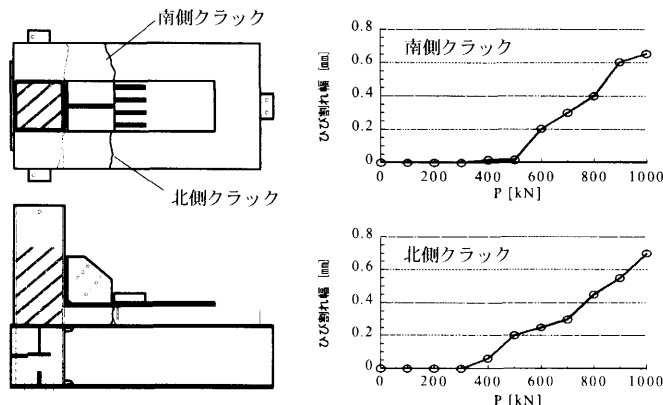


図14 JE-2 ひび割れ幅の進展

$l_R=250\text{mm}$, $h_R=50\text{mm}$ の補剛プレートを4枚設置し、接着系アンカーとして4-D10、 $l=100\text{mm}$ のアンカーを設けた。

3.2.3 接合部の予想最大耐力

柱面での面内せん断耐力が十分に高いため、スラブ面の面内せん断力により接合部の耐力は決定される。偏心曲げモーメントによりスラブ面に作用する引張り力には接着系アンカーで抵抗できると考えると、水平力が作用したときの接着面の耐力は接着面積×コンクリート面のすべり強度とし評価できる。コンクリート面すべり強度は文献2)から $0.313\sqrt{F_c}$ (N/mm^2)とし、ブレース軸方向力として算出した値をシアキープレート剥離時のブレース軸方向力として表1に示す。

3.2.4 荷重方法

実験装置は図10のように、K型にブレースを取り付ける際に想定した取り付け角度に合わせて試験体を50度傾けて反力治具にセットし、油圧式100tfジャッキを用いてガセットプレートに荷重する。ジャッキは座屈拘束ブレース心材端部を模した十字断面加力治具を介してアングルによりガセットプレートと接合し、試験体はパネルゾーンを介し高力ボルトにより反力治具に接合されている。荷重パターンは図11に示すように引張りを正とし、98kNピッチで2回ずつ荷重制御の繰り返す正負交番繰り返し荷重を行った。なお、アングルとガセットプレート接合部の短期許容耐力は高力ボルトの摩擦耐力で決まり、1170kNである。

3.3 実験結果

図13にジャッキ荷重と接合部のブレース軸方向変位の関係を示す。ブレース軸方向変形は図12に示す δ の値である。

3.3.1 最大耐力

引張り側では、JE-1は784kNでシアキープレートがスラブ面で剥

離し、最大耐力に達した(図13中の▽)。JE-2ではジャッキ能力の980kNまで荷重させたがシアキープレートでの剥離は起こらなかった。圧縮側では両方とも980kNまで荷重したが顕著な耐力低下はなかった。引張り側では柱スキンプレートの面外曲げもブレース軸力の水平成分に対する抵抗要素となり、実験値は当初想定した予想最大耐力を上回ったものと考えられる。また、鋼管の面外曲げに対しては、充填モルタルの影響は少ないものと思われる。

3.3.2 剛性

引張り側の剛性はJE-1、JE-2共に大きな違いはない。ただしJE-2では800kN付近から剛性が低下している。図13にはアングルの軸変形も含まれるが、ジャッキ能力である100tfに対し、約0.049mmと小さい。一方、図14に示すように、シアキープレート先端部のスラブに400kN付近からクラックが発生していることから剛性低下はクラックが原因であると考えられる。圧縮側ではコンクリートを充填していないJE-1でも引張り側の剛性に比べてやや高い傾向にある。またコンクリートを充填したJE-2ではJE-1に比べてさらに1.5倍程度高い剛性を示した。

4. フレーム実験

4.1 実験目的

接合部実験により、シアキープレートによる接合方法でブレース軸力の伝達を確認できた。しかしながら、前節の実験では接合部周辺部材の局所変形は考慮しているものの架構としての変形は考慮できていない。ここでは、柱、梁、ブレースからなるフレーム実験により本接合方法の変形追従性能と接合部耐力を確認する。さらにType Aの接合方法についてもフレーム実験により性能を確認する。

4.2 実験計画

4.2.1 試験体

基本となる試験体は図15に示すように中層の鋼構造建物を想定す

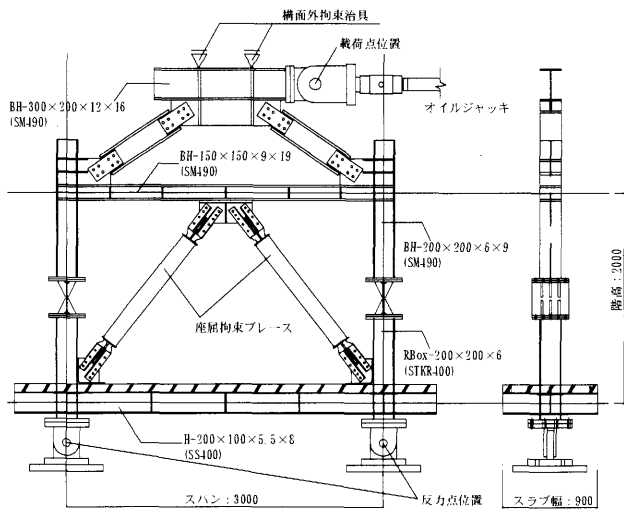


図15 フレーム実験

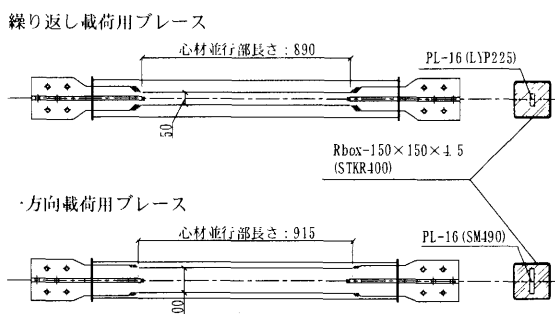


図18 座屈拘束ブレース

表3 実験パラメーター

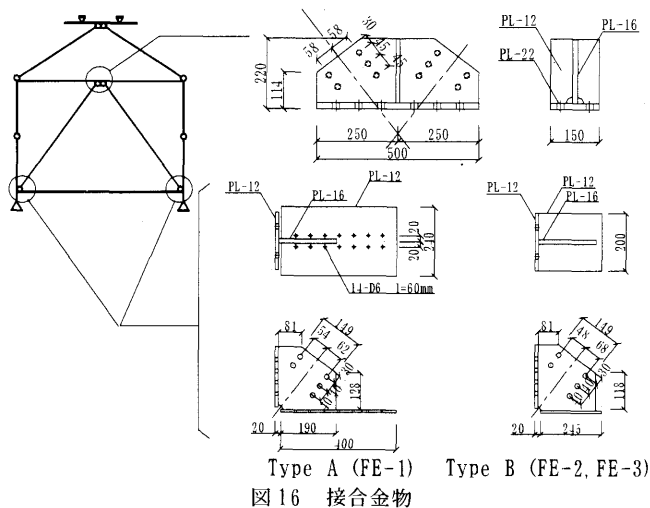
| 試験体名 | 接合方法 | 接着面積 | アンカー本数 | 梁上スタッド | シアキープレート剥離時のブレース軸方向力(kN) (計算値) |
|------|--------|---------|--------|--------|--------------------------------|
| FE-1 | Type A | 400×240 | 14-D6 | 密 | - |
| FE-2 | Type B | 350×240 | 4-D6 | 密 | 198kN |
| FE-3 | Type B | 500×300 | 5-D6 | 粗 | 363kN |

表4 スラブコンクリート圧縮試験結果

| 試験体名 | FE-1 | FE-2 | FE-3 |
|---------------------------|-------|-------|-------|
| 材齢 (日) | 22 | 25 | 30 |
| 圧縮強度 (N/mm ²) | 20.29 | 21.51 | 22.72 |
| 引張強度 (N/mm ²) | 1.69 | 1.78 | 1.94 |

る縮尺約1/2の1層1スパンのラーメン骨組であり、この骨組みに載荷ブレース、反力治具を取り付けるための突出部を加えた形状である。本載荷装置は文献4)を参考にしてしている。この基本試験体に、図18に示す心材を鋼管とモルタルで拘束した座屈拘束ブレースを取り付け角度52度でK型に配置した。また、フレーム全体を試験体とするのではなく、柱中央の板ピンを介し、上側を治具、下側を試験体とした。加力治具には強度の高い鋼材を用いることで塑性化しないように設計した。

コンクリートスラブは、各試験体とも厚さ80mmで、梁及び直交梁とはスタッドコネクターで定着されている。スタッドコネクターは、試験体の本接合部で破壊する前に梁スラブ間で破壊しないよう密に配置したものと、やや粗く配置した2パターンを考え、それぞれ径、ピッチをφ8(h=60mm)@60、φ8(h=60mm)@150とした。また、コンクリートスラブ内にはφ3.2-100x100のワイヤーメッシュを配筋した。試験体は図16に示すようにType Aの接合方法のものを1体、Type Bについてはシアキープレートの大きさを換え、エポキシ樹脂



Type A (FE-1) Type B (FE-2, FE-3)
図16 接合金物

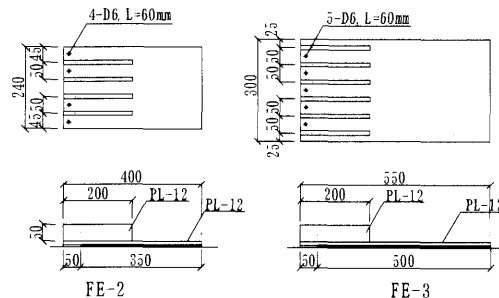


図17 シアキープレート

の接着面積を変化させた2体(図17)とした。Type Bについては3.2.2で行った検討と同様の検討を行い、シアキープレートに補剛プレート(PL12)と接着系アンカー(D6)を設けている。3.2.3と同様に接着面のすべり強度を $0.313\sqrt{f_c}$ (N/mm²)として算定したブレース軸方向力の耐力と試験体の一覧を表3に示す。またスラブコンクリートの載荷にあわせて行った圧縮、引張試験結果を表4に示す。

4.2.2 載荷方法

本実験では、接合方法のフレームへの変形追従性の確認と接合耐力を確認するため、図18に示す2種類のブレースを用意し載荷を行う。最初にブレース心材にLYP225を使用した座屈拘束ブレースを設置し、繰り返し載荷を行う。次に接合部の最大耐力を確認するために、心材にSM490材を使用した接合部に比べて耐力の大きいブレースに取り替え、一方向載荷を行う。

繰り返し載荷は図19に示す様に、柱脚部ピン位置と柱板ピン下部との変位 δ_j を元に変位制御で行い、最大変形角は1/75とした。

4.3 実験結果

4.3.1 繰り返し載荷

図20に荷重-変形関係を示す。横軸は図19に示す柱脚部ピン位置と上部大梁との間での水平変位 δ ($\delta_j, \delta_p, \delta$ の平均値)と変形角 γ であり、縦軸はロードセルから得られた載荷荷重 Q_p である。

FE-1

変形角1/100までは安定した剛性を保っていたが、1/75に向かう途中で、当初予想していた引張りブレース側接合部ではなく、圧縮ブレース側接合部のコンクリートスラブにクラックが入り耐力が低下した(図中▽の位置)。これは圧縮ブレース側接合部では柱梁が広がる方向に変形するため、スラブ面プレートの接着面でコンクリートスラブに面外引張り力が発生したためと考えられる(写真1)。その

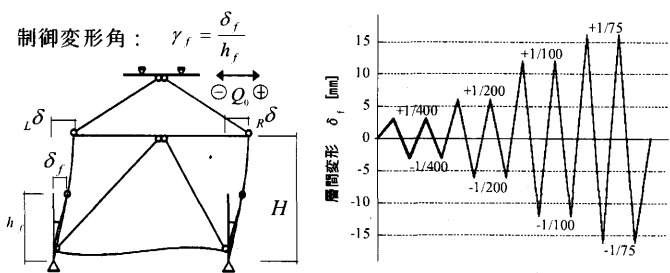


図19 制御変形角

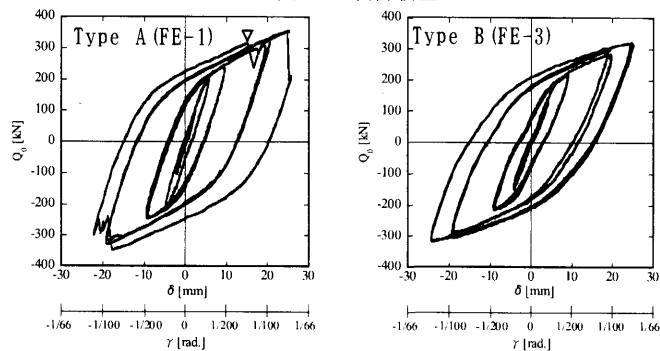


図20 繰り返し載荷 荷重 - 変形関係

後、接合部の破壊性状を見るために正方向に載荷したが、引張りブレース側接合部では破壊せず、圧縮ブレース側接合部近傍でのコンクリートスラブのクラックが進展する結果となった。

・FE-3

変形角1/75まで安定した挙動を示した。シアキープレートの始端、終端でコンクリートスラブにクラックが確認できたが、FE-1に比べてクラックは大きくなり、その他の部位においても大きな損傷は見られなかった。FE-2もFE-3と同様の結果であった。

4.3.2 一方向載荷

試験体FE-2、FE-3で耐力の大きい座屈拘束ブレースに取り替え、一方向載荷を行った。取り替えた座屈拘束ブレースの心材断面積は、図18に示すように、繰り返し載荷時のブレースの2倍であるため、層間変形角は繰り返し載荷に比べると小さくなる。結果を図21に示す。FE-2ではジャッキ荷重412kNで引張り側ブレースのシアキープレートが剥離した(写真2)。FE-3ではシアキープレートは剥離せず反力治具側が滑ったため載荷を中止した。

引張り側ブレース軸方向力を文献5)を参考に、図22に示すように、ジャッキ荷重 Q_0 から支点の鉛直反力 N_0 を求め、載荷治具側の柱に添付した歪ゲージから柱の軸力 N_L 、 N_R とせん断力 Q_L 、 Q_R を求め、力の釣り合いから下式により算定した。

$${}_d N_L = \frac{{}_c N_R - {}_c N_L}{2 \sin \theta} + \frac{{}_d Q}{2 \cos \theta} \quad (2)$$

$${}_d N_R = \frac{{}_d Q}{\cos \theta} - {}_d N_L \quad (3)$$

$${}_d Q = Q_0 - ({}_c Q_L + {}_c Q_R) \quad (4)$$

FE-2でのブレース軸方向の最大耐力は340kNであり、コンクリートのすべり耐力を $0.313\sqrt{F_c}$ (N/mm²)とした予想耐力を上回った。これはブレース接合部の実験と同様、鋼管スキンプレートの面外曲げが抵抗したためと考えられる。

4.3.3 接合金物の変位

図23に示すように、接合金物周囲に設置した変位計から接合金物

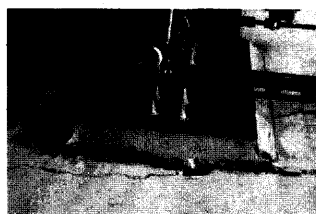


写真1 FE-1の破壊性状

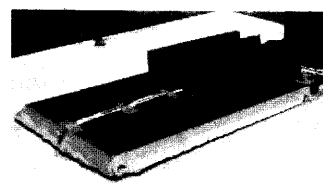


写真2 FE-2の破壊性状

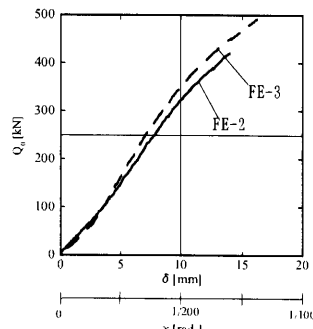


図21 一方向載荷 荷重 - 変形関係

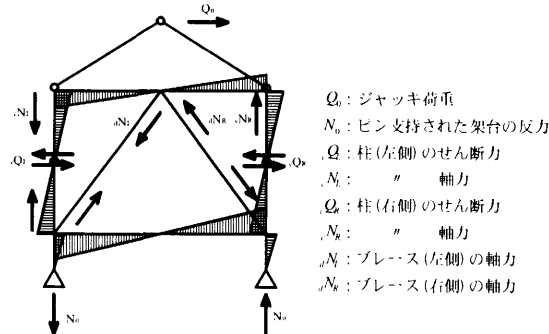


図22 試験体の応力状態

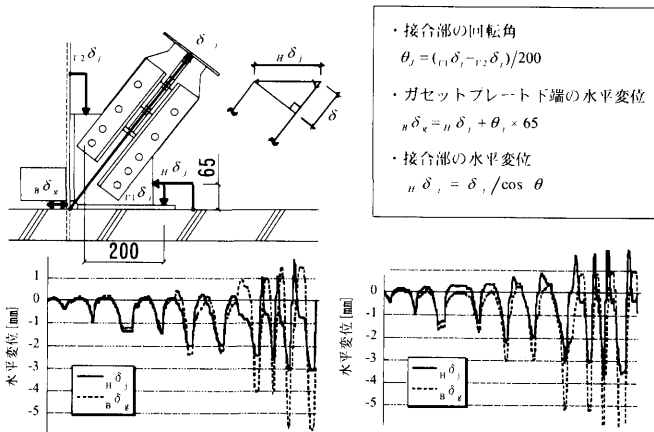


図23 繰り返し載荷での接合金物の水平変位

下端での変位 δ_B を算定した。変位計による測定値はスラブおよび柱を起点とした鉛直方向の変位 ${}_{11} \delta_j$ 、 ${}_{12} \delta_j$ とスラブを起点とした水平方向変位 ${}_H \delta_j$ である。3節の接合部実験では圧縮時よりも引張り時の変位がやや大きかったが、フレーム実験では接合金物下端の変位は引張り時に比べ圧縮時に大きな値を示している。これはガセットプレートに設けたスカラップにより、スラブ面プレートが直接柱に接触せず、圧縮時の水平力を主に鋼管スキンプレートと柱面プレートの面外曲げで負担したためと考えられる。

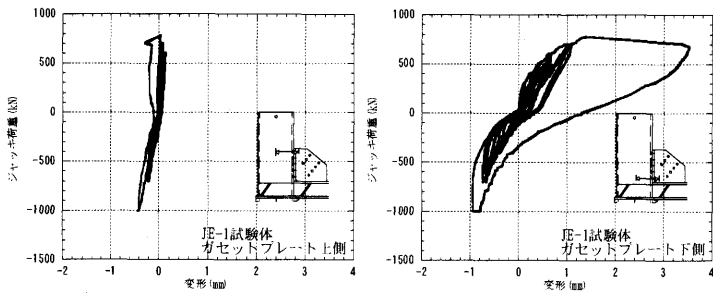


図24 鋼管柱側面とガセットプレート間の変位 (接合部実験)

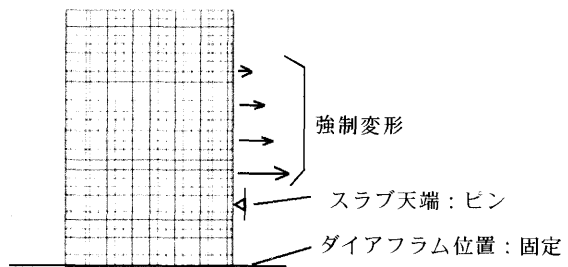


図25 引張り時の解析モデル

5. 耐力評価

5.1 引張り方向の耐力評価

ブレースに引張り軸力が作用する場合はシアキープレートとコンクリート面でのすべり耐力により決まることが予想されるが、接合部実験、フレーム実験ともに実験値は試験体設計時に想定した耐力を上回る結果となった。これは鋼管スキンプレートの面外曲げ耐力が影響しているものと考えられる。鋼管スキンプレートのウェブに相当する鋼管側面とスラブコンクリートにより拘束される。図24は接合部実験でのガセットプレートと鋼管側面との変位の測定結果である。これによると柱上側の変形はほとんど発生しないが、下側では1mm程度変形している。そこで図25に示すような鋼管柱を板要素によりモデル化し、柱面のボルト位置に強制変形を与えた。強制変形は最下段のボルト位置で1.0mm、最上段で0mmとしその間は線形とした。図26に板要素の曲げモーメントをメッシュ幅で除した単位幅あたりの曲げモーメント分布を示す。最下段ボルトに近いスラブ天端で曲げモーメントが大きくなっていることがわかる。ここでは接着面でのすべり耐力を安全側に評価するために、図27に示すように鋼管スキンプレートのスラブ天端と鋼管隅角部に降伏線を仮定した。この降伏線での鋼管スキンプレートの耐力 P_c を下式により計算した。

$$P_c = 2 \cdot M_u \cdot (b/l_h + h/l_b) \quad (5)$$

ここで M_u は単位長さあたりの鋼管スキンプレートの全塑性モーメントである。 M_u を用いることでシアキープレート接着面でのすべり強度を安全側に評価している。実験から得られた最大耐力の水平方向分力 (P_u) から P_c を差し引きシアキープレート接着面でのすべり強度を以下のように求める。

$$\tau_u = (P_u - P_c) / A_e \quad (6)$$

A_e : シアキープレートの接着面積

τ_u : シアキープレート接着面でのすべり強度

接合部実験のJE-1、フレーム実験のFE-2での計算結果と試験体設計時に想定した接着面でのすべり耐力 $\tau_d = 0.313\sqrt{F_c}$ と τ_u との比 (k) を表5に示す。今回用いた試験体では鋼管スキンプレートの面外曲げ耐力を考慮してもシアキープレート接着面でのすべり強度 τ_u は τ_d の1.3倍以上あった。

5.2 圧縮方向の耐力評価

ブレースに圧縮力が作用する場合、高力ボルト摩擦接合により鉛直方向の耐力が充分にあれば、水平方向の抵抗要素となる鋼管スキンプレートの面外曲げとスラブ面での摩擦抵抗で耐力が決まると考えられる。接合部実験ではジャッキ能力範囲では圧縮側での耐力低下は見られなかったが、ここでは接合部実験の試験体についてFEM



図26 引張り時解析結果 (単位幅あたりの曲げモーメント分布)

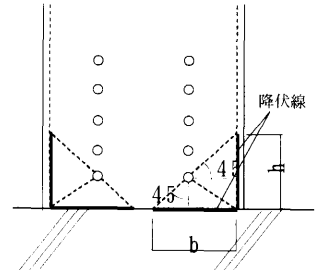


図27 降伏線の仮定

表5 接着面すべり耐力の計算結果

| 試験体名 | P_c (kN) | P_u (kN) | $P_u - P_c$ (kN) | τ_u 実験値 (N/mm ²) | τ_d 計算値 (N/mm ²) | $k = \tau_u / \tau_d$ |
|------|---------------|---------------|---------------------|---|---|-----------------------|
| JE-1 | 134.3 | 506 | 372 | 1.858 | 1.203 | 1.54 |
| FE-2 | 18.3 | 207 | 189 | 1.971 | 1.465 | 1.34 |

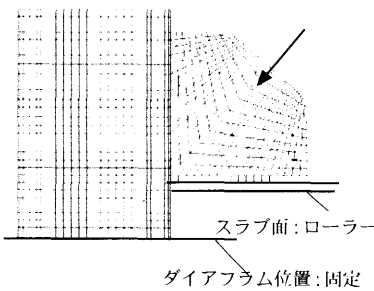


図28 圧縮時の解析モデル

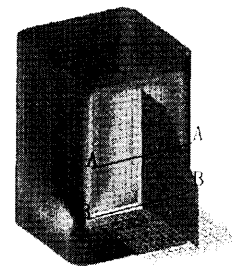


図29 圧縮時解析結果 (単位幅あたりの曲げモーメント図)

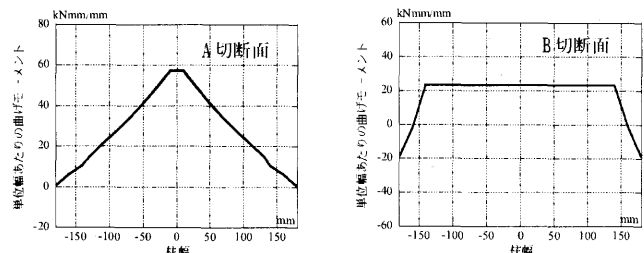


図30 各切断面での曲げモーメント

解析を行うことで鋼管スキンプレート、柱面プレートの応力状態を仮定し耐力評価を試みる。図28に接合部の解析モデルを示す。鋼管スキンプレート、ガセットプレート、柱面プレートは板要素でモデル化し、スラブ面プレートは柱面プレートを面外に押す場合の板厚の影響を表すためにソリッド要素でモデル化する。鋼管スキンプレートと柱面プレートが接する部分は両方の板厚を考慮している。鋼管はダイアフラム位置で固定とし、スラブ面プレート下面はローラー支持とする。解析結果を図29に示す。また、ガセットプレート

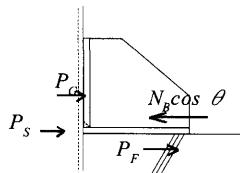


図 31 圧縮時の水平方向の抵抗要素

背面 (A-A 断面) とスラブ面プレート背面 (B-B 断面) での鋼管スキンプレート面外の応力状態を図 30 に示す。ガセットプレート背面ではガセットプレートからの集中荷重により山形の曲げモーメント分布となり、スラブ面プレート背面では 2 点集中荷重を受けた状態に近い曲げモーメント分布になる。

これらの結果から図 31、図 32 に示すような抵抗機構、応力状態を仮定し、ガセットプレート背面での面外曲げによる耐力 P_G 、スラブ面プレート部分の面外曲げによる耐力 P_S 、さらにスラブ面での摩擦抵抗 P_F を下式により求める。

$$P_G = 2 \times \frac{(cM_U + {}_G M_U)h_{G1} + cM_U \cdot h_{G2}}{W_G} \quad (7)$$

$$P_S = 2 \times \frac{cM_U(2Y_S + 2e_s)}{X_S} \quad (8)$$

$$P_F = \mu \times N_B \sin \theta \quad (9)$$

ここで cM_U : 鋼管スキンプレート単位幅あたりの全塑性モーメント

${}_G M_U$: 柱面プレート単位幅あたりの全塑性モーメント

N_B : プレース軸力

θ : プレースの傾き

μ : プレートとコンクリートの摩擦係数 ($\mu = 0.5$)⁶⁾

また、

$$N_B \cos \theta = P_G + P_S + \mu \times N_B \sin \theta \quad (10)$$

$$N_B = \frac{P_G + P_S}{\cos \theta - \mu \sin \theta} \quad (11)$$

以上の計算結果を表 6 に示す。JE-1、FE-2 とも圧縮側では降伏していないため載荷荷重の最大値と比較すると、評価式は載荷荷重の最大値を上回っており、この点は実験結果と対応する。本実験の範囲では本接合方法は引張り側で設計しておけば圧縮側の耐力は余裕があること、また鋼管内へのモルタル充填による耐力の増加が可能であることから、圧縮側の耐力はこの方法による評価で実用に耐えられるものと考えられる。

6. まとめ

本研究ではエポキシ樹脂と接着系アンカーを用いた座屈拘束ブレースを既存鉄骨造に組み込むための施工性の良い接合方法について実大モデルを想定し、その接合部周辺を切り出した接合部実験、1/2 モデルによるフレーム実験を行い、本接合方法の性能を検討した。

以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) 接合金物をエポキシ樹脂によりスラブコンクリートに接着する接合方法 (Type A) では、柱梁接合部の変形角を拘束するため層間変形角 1/100 程度のフレーム変形までの追従性があるがそれを超える変形には追従できない。
- 2) 接合金物をスラブコンクリートには接着せず、シアキープレート

$$Y_G = \sqrt{(2W_G + e_t G) \cdot W_G / 2}$$

$$Y_S = \sqrt{(2X_S + W_S) \cdot X_S / 2}$$

$e_t G$: ガセットプレート厚に溶接脚長を考慮した厚さ

$e_t S$: スラブ面プレート厚に柱面プレート厚を加えた厚さ

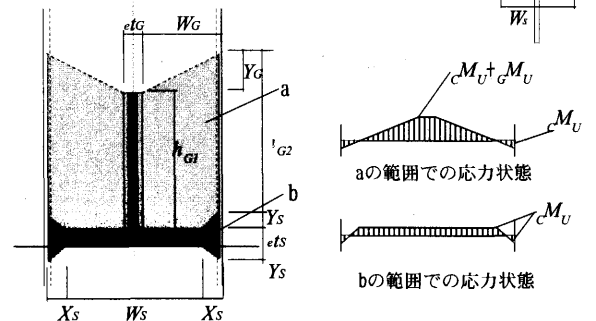


図 32 圧縮時の柱スキンプレート応力状態の仮定

表 6 圧縮時接合部耐力の計算結果

| 試験体名 | P_G (kN) | P_S (kN) | ブレース軸方向力 計算値 N_B (kN) | ブレース軸方向力 載荷荷重の最大値 $E N_B$ (kN) |
|------|------------|------------|----------------------------|-----------------------------------|
| JE-1 | 324 | 218 | 2087 | 980 |
| FE-2 | 98 | 0 | 441 | 340 |

により梁材軸方向力を負担させる接合方法 (Type B) では、柱梁接合部を拘束しないためフレームへの変形追従性が高く、フレーム繰り返し実験において、層間変形角 1/75 程度までの変形追従性が確認された。

3) Type B でのブレース引張り時の耐力は接着面積にすべり強度 ($0.313\sqrt{F_c}$ N/mm²) を乗じた梁材軸方向の耐力により安全側に評価できる。圧縮側の耐力は鋼管スキンプレートの面外曲げ耐力とスラブ面の摩擦力により評価できると推測できる。また、圧縮側で耐力が不足する場合は鋼管内にコンクリートを充填する等で耐力を補うことも可能である。ただし引張り耐力、圧縮耐力共に現状では試験体数が少ないため詳細な耐力評価は今後の課題である。

謝辞

本研究を行うにあたりフレーム実験については独立行政法人建築研究所の施設をお借りし、緑川光正博士、加藤博人氏にご協力戴きました。またエポキシ樹脂について (株) 東邦アーステック樋口哲郎氏、米田信一氏にご協力を戴きました。ここに感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 久木田 貞一, 荻野谷 学, 宮川 和明, 木下 陵二, 藤澤 一善, 藤永 隆, 大谷 恭弘, 三谷 勲: 鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 (その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp377-378, 2000. 9
- 2) 毛井 崇博, 宮内 靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性, 日本建築学会構造系論文集 第 539 号, pp103-109, 2001. 1
- 3) 市川 康, 山田 努, 中村 博志, 山田 哲, 竹内 徹, 和田 章: エポキシ樹脂と接着系アンカーによる鋼構造建築物耐震補強ブレースの接合方法に関する実験研究, 日本建築学会論文集 第 585 号, pp23-30, 2004. 11
- 4) S. Mahin & P. Uriz, 2002. "Full Scale Brace Frame Tests Containing Unbonded Braces". US Berkeley PhD thesis.
- 5) 吉敷 祥一, 山田 哲, 竹内 徹, 鈴木 一弁, 佐伯 栄一郎, 和田 章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組, 日本建築学会論文集 第 585 号, pp177-184, 2004. 11
- 6) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, pp218-220, 2001. 11

(2005年5月9日原稿受理, 2005年7月11日採用決定)