

論文 鋼-コンクリートの摩擦特性を利用した鉄骨ブレース耐震補強

金田 和浩^{*1}・菊地 憲一^{*2}

要旨：既存骨組の内側に鉄骨ブレースを組込んで耐震補強する際に、両者間の応力伝達をアンカー筋のダボ効果ではなく、目地部分に生じる摩擦によって行う補強法を開発した。この補強効果と補強した骨組の終局耐力を調べるために、1層1スパンにモデル化したRC骨組のせん断載荷実験を行うと共に、鋼とコンクリートの接合部の一面せん断実験から得られた値を用い、摩擦による結合強度を考慮して終局耐力を評価した。

キーワード：せん断圧縮面、摩擦係数、付着強度、交差鉄筋、ダボ効果

1. はじめに

耐震補強に鉄骨ブレースを用いる場合、躯体にアンカー筋を打設し、目地をグラウトすることで全体を一体化するのが一般的である。

本研究では地震時における補強骨組のせん断抵抗機構を仮定し、躯体と鉄骨が接する面での摩擦によって両者間の応力伝達を行う方法を開発した。鉄骨は面内を強軸とし、向い合う躯体とフランジ面の間をグラウト材で充填して剛性の高い目地を形成するが、シアコネクタは設けていない。

この補強骨組の性状や摩擦による応力伝達を評価するために、1層1スパンRC骨組の載荷実験と、拘束力を変化させた鉄骨フランジ-コンクリート接合部の一面せん断実験を実施した。

2. 接合部での応力伝達要因

図1に従来補強との相違を示すが、応力伝達に寄与する要因として、以下の項目が考えられる。

1. 鋼とグラウト、またはグラウトとコンクリートの付着強度
2. アンカー筋やスタッドのダボ効果
3. 架構の拘束反力と摩擦

Mattock¹⁾はコンクリートの接合面でのせん断摩擦による伝達強度を次式で表している。

$$V_n = 1.4 + 0.8 (p \cdot f_y + \sigma_{nx}) \leq 0.3 f_c' \quad (1)$$

ここに、 $p \cdot f_y$ ：せん断面を交差する鉄筋の面積比と降伏点 (MPa)、 σ_{nx} ：せん断面と直交方向に働く拘束応力 (MPa)、 f_c' ：コンクリート強度 (MPa)

(1)式では第1項が付着の効果、第2項が補強筋のせん断摩擦効果、第3項がせん断面を拘束する力を表す。せん断摩擦では、接合面の変位が生じないとその効果が期待できない上、交差鉄筋の定着長が確保できない場合はダボ効果となる。

(1)式は単調載荷時の強度で、繰返し載荷では20~40%低下すると言われている²⁾。また斎藤³⁾は0.8 ($p \cdot f_y + \sigma_{nx}$)が小さい時には付着力は不確定であるとし、シアコネクタのない接合面の伝達強度の下限値を、拘束圧縮力Nだけで表した。

$$jQu = 0.8N \quad (2)$$

上式の0.8は摩擦係数を表し、その大きさは面の粗さだけでなく、Nに対しても変化する。特に架構式プレキャスト造の危険断面のように高応力が生じる打継ぎ面では、一体打ちに近いせん断伝達性能が有ると言われている。塩原⁴⁾は高い圧縮力とせん断力が同時に作用する打継ぎ面のせん断実験を行ない、鉄板型枠面でも摩擦係数は0.8に相当し、1~2mmの刷毛引き処理を施すだけで最大せん断力は大きく上昇することを示した。

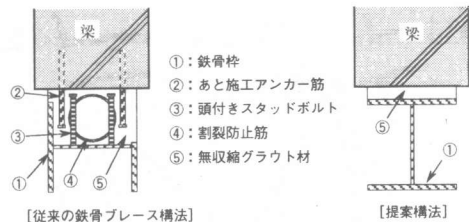


図1 接合部の比較

*1 大成建設株式会社技術研究所副課長 (正会員)

*2 大成建設株式会社設計本部 シニアエンジニア

3. 補強骨組の耐力設計式

既存躯体に鉄骨ブレースなどの補強部材が接合された場合の耐力は、指針⁵⁾で示された下式のうち、小さい方で計算される。

$$sQ_{su} = sQ_u + Q_{c1} + Q_{c2} \quad (3)$$

$$sQ_{su} = Q_j + pQ_c + Q_{c2} \quad (4)$$

ここに、 sQ_{su} ：鉄骨架構部のせん断耐力 (kN)、 Q_j ：梁下面にある結合材のせん断耐力の和 (kN)、 pQ_c ：片側柱の柱頭のパンチングシア耐力 (kN)、 Q_{c1} 、 Q_{c2} ：圧縮、引張側柱の終局耐力 (kN)

一般的に躯体と補強部材との接合にはアンカー筋を用いるが、接合面を交差する鉄筋がなくても一定の性能を発揮するという報告がある⁶⁾。また著者らは壁筋を定着しないプレキャスト耐震壁で、壁板が圧縮ブレースとして柱、梁と鈎合えば、トラス状の機構が成立することを示した^{7), 8)}。

図2に応力伝達の模式図を示す。躯体と鉄骨を繋ぐ鉄筋がない場合、終局で Q_j を確保できるものは、フランジ面と躯体コンクリートの間に生じる摩擦以外にない。 Q_j は鉄骨から梁に作用する鉛直せん断力に依存し、外力や躯体の強度によっても変化するが、簡単のために、上記の機構に基づいて柱頭部における力の鈎合い条件を仮定する。本補強骨組ではブレースは降伏せず、梁が鉛直せん断力でパンチングシア破壊する時を終局として、接合部の Q_j を次式で評価する。

$$Q_j = pQ_b \times \mu \quad (5)$$

ここに、 pQ_b ：梁のパンチング耐力

μ ：本接合部の摩擦係数、ただし

$$pQ_b \leq \Sigma A_{st} \times f_y + Cc1 \quad (6)$$

ΣA_{st} 、 f_y ：引張側柱主筋の断面積、降伏点、 $Cc1$ ：引張側柱の軸力 (圧縮を正) (kN)

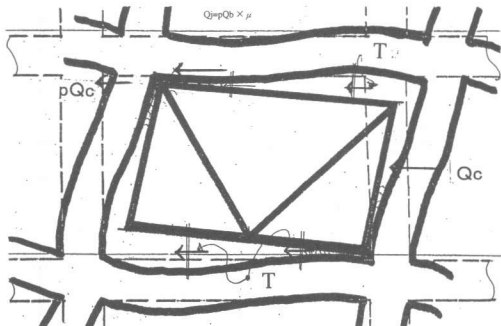


図2 応力伝達機構

4. 躯体-鉄骨接合部の一面せん断実験

4.1 試験体および荷重方法

本接合部のせん断伝達性能や摩擦係数を調べるために、図3に示すシアコネクタのない試験体で、目地に均等な拘束応力を与えた一面せん断実験を行なった。コンクリートは呼び強度18、骨材15mmの軽量1種、鉄骨はH-300*300*10*15 (SS400)を用いたが、フランジ面は特に加工していない。接合面積は幅200×長さ500mmで一定とし、目地の厚さは20、35、50mmの3種類設定し、無収縮グラウト材を注入した。実験時の圧縮強度はコンクリートが23MPa、グラウトが52MPaだった。

荷重は先ず目地と直交方向の変位を拘束し、片側のジャッキで目地の中心位置を押し抜いた。次に拘束応力を1MPa作用させた状態で反対側に押し抜き、以降は拘束応力を1MPaづつ上げながら変位を拘束した状態で交互にせん断力を荷重した。

4.2 実験結果

図4に全計測ステップにおけるせん断力 Q と拘束力 T の推移を示す。3体とも最初に付着が切れて滑りを生じた面で分離し、以後その位置は変わらなかった。目地厚が35mmのS35は、グラウト不良が原因でコンクリート面で滑ったが、他の2体はいずれもフランジ面で滑り破壊した。拘束力 T が0の初期荷重で滑った時のせん断力 Q は、S20、S50では各々40、29kNであった。この値を接地面積で割って付着強度を求めると、 $\tau = 0.4$ 、0.3MPaとなり、平滑なフランジ面に対して大きな付着は期待できないと思われる。続いて拘束力を増加させると、これに比例して滑り発生時のせん断力も上がっている様子が分かる。

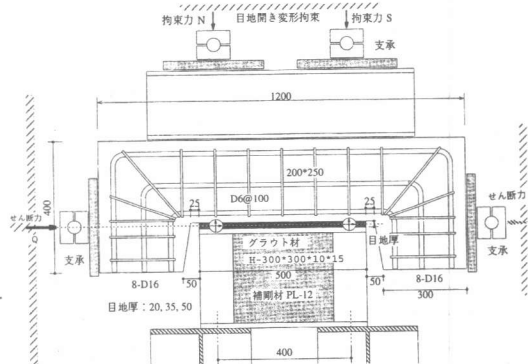


図3 試験体の形状および荷重方法

図5にせん断力と平均滑り変位の関係を示す。拘束応力 σ が摩擦係数に与える影響を調べるために、図中にせん断力 Q を拘束力 T で除した値 μ を拘束応力ごとにプロットした。せん断力は滑りが生じるまでは μ に対して線形的に増加し、拘束力の変化による影響は見られない。同図の最大値が静止摩擦係数に相当するが、コンクリート面で滑ったS35の $\sigma=1\text{MPa}$ の μ が最大で1.17となり、

S20の $\sigma=4\text{MPa}$ の μ が最小で0.73だった。拘束応力ごとの静止摩擦係数を平均すると、S50, 35, 20の順で $\mu=0.88, 0.96, 0.84$ となり、コンクリート面で滑った μ が最も大きかった。

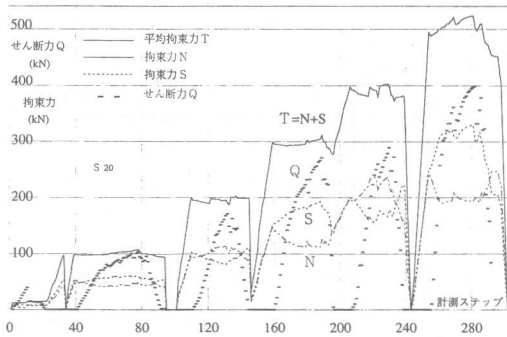


図4 拘束力とせん断力の変化

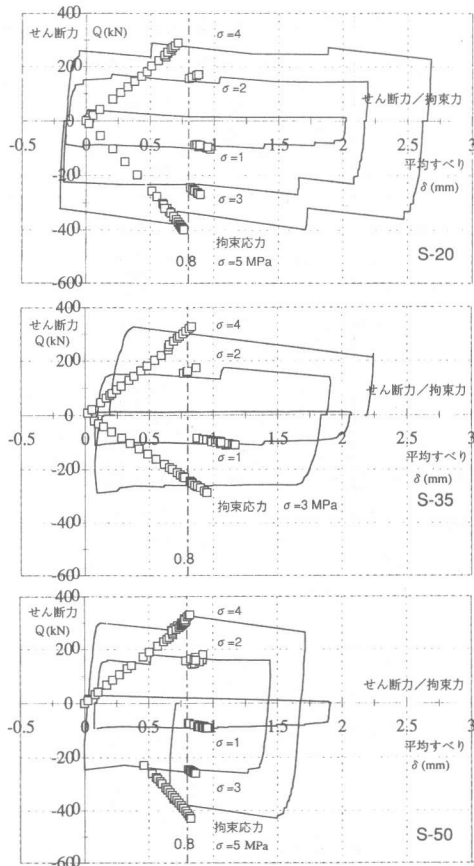


図5 せん断力-平均滑り関係

5. 1層1スパン骨組の載荷実験

5.1 抵抗機構の検討

地震時における圧縮域の範囲や作用する力の大きさを調べるために、躯体と補強鉄骨を各々の断面性能と材料特性を持つ線材に分割し、目地は節点間をコンクリートと同じ剛性を有するバネで結んだモデルを図6に示す。目地は引張力を負担せず、各柱頭部に2450kNの水平力を作用させ、引張を受けたバネを解放しては再び同じ荷重を載荷するステップ状の弾性解析を行った。柱の断面は 800×800 、梁は 450×750 、スパン6200mmとし、鉄骨は $350 \times 350 \times 12 \times 19$ 、目地厚は50mmとした。

図7にその結果を示すが、最終まで圧縮領域だったのは圧縮側柱の頭部と、その対角にある柱脚部、および不釣合いが生じたブレースの結合点近傍だけだった。次にスパンの約1/4の所に ϕ

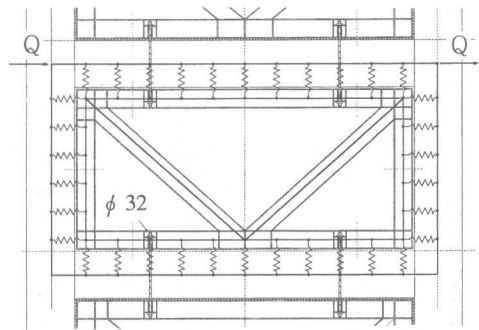


図6 躯体と補強鉄骨のモデル化

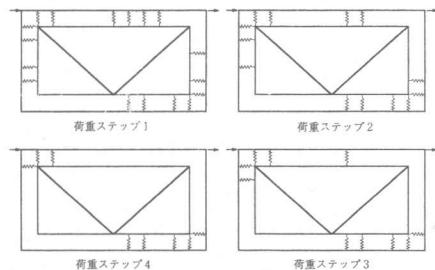


図7 各荷重段階における圧縮バネの位置

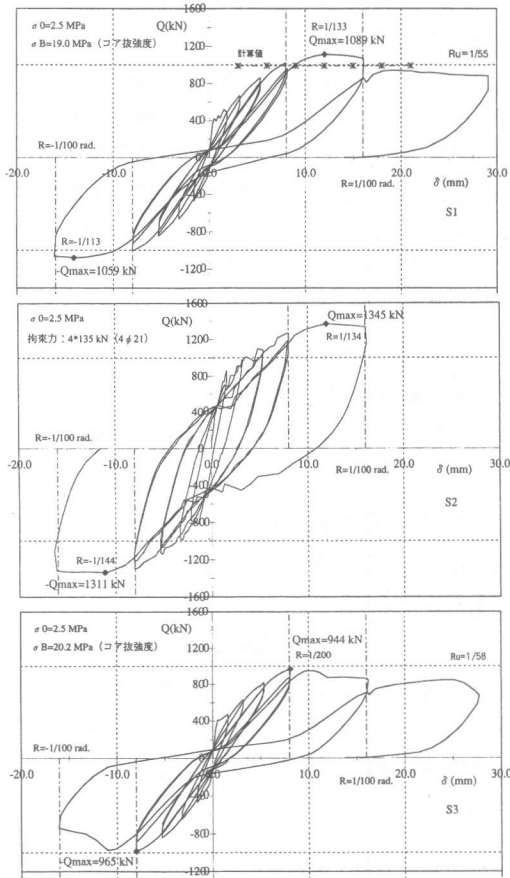


図10 層せん断力-層間変位関係

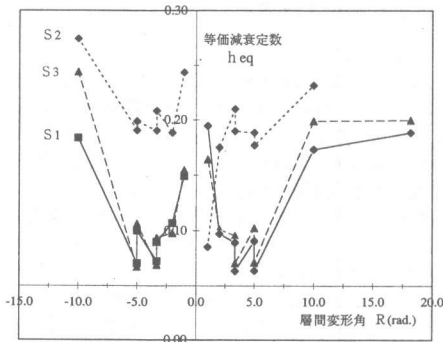


図11 等価減衰定数の推移

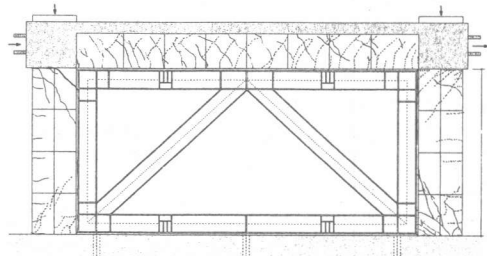


図12 終局時ひびわれ図 S1

あった。最大耐力は柱頭部のパンチング破壊で決定したが、 $R=1/55$ でも最大耐力の約80%を保持しており、脆性的な破壊は起こさなかった。

S2は、剛性、耐力とも顕著に高く、ループ形状も紡錘形に近い。S1と同様に目地の付着が切れて剛性が低下したが、この時の荷重はS1の2倍以上ある。以降はこの耐力差を維持する形で $R=1/100$ まで推移し、包絡線の第2剛性はS1と大差ない。S2では柱主筋の外側以外は降伏しなかったが、柱頭、柱脚部のせん断ひびわれが支配的になって耐力が決定した。

S3は $R=1/200$ まではS1とほぼ同様の経過をたどり、大きな相違は見られない。しかし $R=1/160$ 付近で柱頭部のパンチングシアによるひびわれが顕著になり、以後耐力は上昇しなかった。

5.4 エネルギー吸収能

S2のループ面積が、他の2体より大きいのは図10からも明らかであるが、目地を拘束する圧縮力によって滑りが減少して除荷時の剛性が高くなり、最大耐力も上昇するという効果が現れた。

これを定量的に表すために、各サイクル毎に求めた等価減衰定数を図11に示す。目地部の付着が切れなかった初期载荷以外は、S2は他の2体の1.2~2倍程度の値を示した。これより、鉄骨を梁に圧着することによって耐力と共にエネルギー吸収能も改善できることが理解できる。

5.5 破壊性状

図12にS1の終局時ひびわれ図を示す。いずれも最初に梁端部の下面から曲げひびわれが発生し、徐々に梁全体に広がった。 $R=1/200$ までは梁のひびわれ本数の方が柱よりもが優勢だったが、徐々に柱のせん断ひびわれが支配的になり、S1、S3では最大耐力時にパンチングシアによる柱頭、柱脚のせん断ひびわれが顕著に開いた。これは目地部の付着が失われるに従い、応力伝達は拘束反力と摩擦のみで行なわれ、鉄骨は斜め圧縮材として周辺骨組と釣合うためと考えられる。またS2では、水平目地を拘束する鋼棒の緊張力がせん断力の伝達に直接寄与したため、他の2体に比べて柱の損傷は軽微だった。これより、水平目地の拘束力は、柱頭や柱脚に作用するせん断力の負荷を軽減し、最大耐力の増大に有効と考えられる。

6. 摩擦によるせん断伝達性能の評価

摩擦による躯体と補強鉄骨との結合耐力を算定するためには、地震時にブレースから梁に作用する鉛直方向分力を定める必要がある。簡単のために(5)式で示したように梁がパンチングシア破壊する時を終局とし、(4)式を用いて最大耐力の実験値から摩擦係数を逆算した。その結果を表2に示す。ただし梁は23cm×38cmの矩形断面で計算し、載荷用の鉄筋については、最大耐力時の引張荷重分を差し引いた残りを有効とした。また水平目地に拘束力を与えたS2については、Mattockの式に基づいて緊張力の80%を拘束効果に算入し、次式によって結合耐力 Q_j を評価した。

$$Q_j = (pQ_b + 0.8T) \times \mu \quad (6)$$

ここに、T：拘束力（鋼棒の緊張力の総和）

その結果、圧縮側柱のせん断強度を採ったS1の摩擦係数が1.12であったのに対し、主筋量を半分に減じたために曲げで決まったS3でも同じ値になった。これらの値は接合部の一面せん断実験から得られた結果の上限に近い。またS2の場合は0.87となり、拘束力の効果が単純な累加では現れていない。しかし一面せん断実験でフランジ面で滑った時の摩擦係数とはほぼ一致し、(2)式の値や塩原の実験結果を上回っている。

以上のようにシアコネクタがない補強骨組でも、鉄骨を斜め圧縮材として周辺骨組と釣合うトラス状の機構が成立する。また終局では摩擦による結合強度を上記の方法で定めれば、既往の設計式を用いて耐力を評価することができる。

7. まとめ

シアコネクタのない鋼-コンクリート接合部のせん断伝達性能と、本補強法を適用した骨組の終局耐力について検討し、以下の結論を得た。

1. 目地に直交する拘束力が大きくなるにつれて、せん断伝達強度も大きくなる。せん断力を拘束力で除した摩擦係数の平均は、平滑なフランジ面で滑った場合、0.84、0.88であった。
2. 同様に、コンクリート面で滑った場合は0.96となり、約10%高くなった。
3. 鋼棒で鉄骨を梁に圧着し、水平目地に拘束力

表2 最大耐力と摩擦係数

	最大耐力 Qu(kN)	柱パンチング pQc(kN)	柱耐力 Qc2(kN)	梁パンチング pQb(kN)	摩擦係数 μ_{ex}
S1	1089	506	158	380	1.12
S2	1345	506	158	380+509*0.8	0.87
S3	965	393	136	389	1.12

を与えることで、剛性、耐力とともにエネルギー吸収能も改善することができる。

4. 規準の耐力式を用いてシアコネクタがない場合の結合耐力 Q_j を、梁のパンチング耐力と摩擦係数の積で評価し、実験値から摩擦係数 μ を逆算すると1.12となった。

5. 水平目地を拘束する緊張力を、そのまま結合耐力に加算すると過大評価になり、有効係数を考慮する必要がある。

6. 上記の値は一面せん断実験から得られた摩擦係数の範囲内にあり、提案した摩擦によるせん断伝達の評価法により、シアコネクタのない補強骨組の耐力を算定できることを示した。

[謝辞]

本研究を実施するにあたり、東京理科大学工学部寺本隆幸教授より貴重な御助言を頂きました。ここに記して深く感謝いたします。

[参考文献]

- 1) A.H.Mattock, N.M.Hawkins, 'Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research', PCI Journal, March-April 1972, pp.55~75.
- 2) A.H.Mattock, 'Cyclic Shear Transfer and Type of Interface', ASCE, V.107, ST10, Oct.1981, pp.1945-1964.
- 3) 斎藤辰彦, 'プレキャスト鉄筋コンクリート構造におけるウエットジョイントのせん断抵抗', コンクリート工学, Vol.16, No.1 1978.1, pp.111~119.
- 4) 塩原等, 佐藤幸史: コンクリート打継ぎ面の簡易型一面せん断試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2 1991, pp.653~658.
- 5) 日本建築防災協会: 改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, 1990年4月
- 6) 浜田大蔵他: エキスパンドメタルを用いたRC部材の実験的研究, 第15報, 日本建築学会関東支部研究報告集, 昭和50年度, pp.121~124.
- 7) 金田和浩: 梁型を内蔵したプレキャスト耐震壁の地震荷重下での挙動, 大成建設技術研究所報第22号, 1989, pp.193~200.
- 8) 金田和浩他: 地震荷重下におけるプレキャスト耐震壁の性状, 大成建設技術研究所報第24号, 1991, pp.193~200.