

アンカーレス耐震補強法の開発

補強部材が比較的弱い場合

中村 敏治*¹・金田 和浩*²・藤村 太史郎*³・鈴木 裕美*³・西川 泰弘*³

Keywords : anchorless, strengthening method, steel brace, R/C shear wall

アンカーレス, 耐震補強法, 鉄骨ブレース, RC耐震壁

1. はじめに

ここ約 10 年の間に、兵庫県南部地震、鳥取県西部地震、芸予地震、宮城県沖の地震、十勝沖地震など人的・物的被害を生じる地震が発生している。また近年、地震予知技術の発展に伴い東海地震、南海地震、東南海地震等の巨大地震の発生が予測されており、地震に対する対応が求められている。

このような状況の中、既存建物の耐震診断およびこれに基づく耐震補強等を早急に行う必要があるが、民間建物についてはなかなか進まないのが現状である。鉄筋コンクリート（以下 RC）造建物や鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC）造建物を耐震補強する場合、一般に、既存フレームと耐震補強部材とをあと施工アンカーを用いて一体化する方法が採られる。しかし、あと施工アンカー工事には、振動・騒音・粉塵の発生が伴うため、建物を使用しながらの工事が困難となり、耐震補強計画・実施の促進を妨げる大きな要因となっている。

この問題を解決する構工法として、あと施工アンカーを用いず、既存フレームと補強部材間の接合目地にグラウト材を圧入するのみのアンカーレス耐震補強法を考案し、鉄骨ブレース・RC耐震壁（開口付き、増打ちを含む）を対象に実用化している^{3)~8)}。これらは補強部材である鉄骨ブレース、RC耐震壁をほぼ弾性に留めた耐震補強方法である。早急に耐震補強を行わなければならない建物は、耐力が小さく、変形能力に乏しい建物であり、今までの開発は、これに焦点を合わせたものといえる。

しかし、古い SRC 造建物の場合、柱内蔵鉄骨により大きなパンチングシア耐力を有していたり、保有耐力は小さいものの、比較的大きな変形能力を有するものも少

くない。このような場合、補強部材を弾性に留めることが困難であったり、アンカーレス耐震補強架構の変形能力の方が小さくなってしまいう可能性がある。

そこで、補強部材の耐力が比較的小さいアンカーレス耐震補強架構を対象に、その変形能力や耐力評価について実験により確認する。

2. 試験体および載荷実験方法

2.1 試験体概要

対象としたアンカーレス耐震補強は、大別して、鉄骨ブレースを用いたもの（S51, S52）、RC耐震壁を用いたもの（S54, S55）の2種類、計4体である。試験体は、1/2スケールの1層1スパンで、RC柱梁フレーム構内に補強部材（鉄骨ブレース及びRC耐震壁等）を設置した形状である。全試験体とも、補強部材とRC柱梁フレーム間にあと施工アンカーは設けず、高強度無収縮グラウト材を充填している。試験体の概略寸法は、スパン3.0m（内法スパン2.65m）、基礎上端からの梁芯高さ1.6m（内法高さ1.41m）、柱350×350mm、梁230×380mm（幅600mm、厚さ100mmのスラブ付き）である。試験体の形状・配筋図を図-1に示す。

S51はブレースが先行降伏するように設計された試験体で、枠鉄骨材としてH-125*125*6.5*9を、ブレース材としてH-100*50*5*7を使用した。ブレースは構面内弱軸に用い、中央位置にてブレースと同一断面部材で屈曲補剛している。枠水平材は、上下とも2-M20埋込みボルトで梁と基礎に固定した。梁下面及び基礎上面には、柱フェイスから梁せい分の領域を目荒しし、柱梁フレームと枠フランジとの間の全接合目地部に高強度グラウト材を充填した。なお、枠水平材フランジ外面のシアキーは設けていない。

*1 技術センター建築技術開発部建築生産技術開発室

*2 技術センター知的財産部特許室

*3 設計本部構造グループ

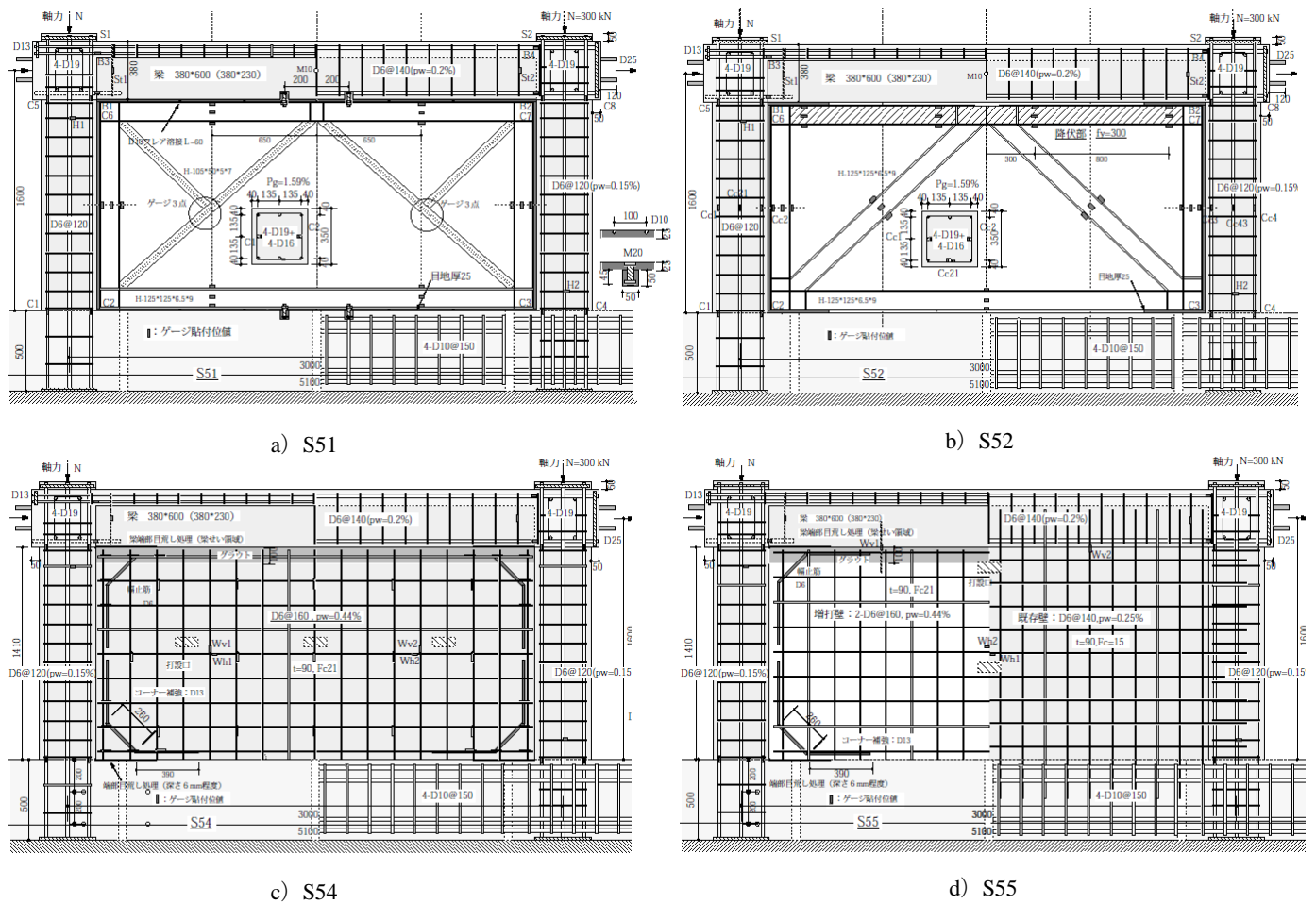


図-1 試験体および配筋図
Fig.1 Specimens and bar arrangement

S52 は枠鉄骨が降伏する場合の挙動・破壊状況の把握を意図した試験体である。ブレース、枠鉄骨はともに、H-125*125*6.5*9 を使用したが、枠水平上材を降伏させるため、そこだけ降伏点の低い材に置換えた。接合目地部に埋込ボルトは設けず、梁下面及び基礎上面に S51 と同様の目荒しを施し、接合目地部に高強度グラウト材を充填した。なお、梁との接合目地部のグラウトは目荒し部分のみとし、中央部はグラウトしていない。枠水平材フランジ外面のシアキーは設けていない。

S54 試験体は、RC柱梁フレームに定着しない壁筋を有する補強壁を打設した後、梁下に設けた打設用の隙間（約 100mm）を高強度無収縮グラウト材で充填して全体を一体化しただけの試験体である。2006 年度に同様の試験体（S31）^{6)~8)}について実験を行っているが、S31 との違いは壁厚とコンクリート強度で、S54 は相対的に RC耐震壁の耐力を小さくした試験体である。S31 の壁厚 120mm、コンクリート強度 Fc27 に対し、S54 の壁厚 90mm、コンクリート強度 Fc21 である。なお、壁補強筋比は 0.44% で共通である。

S55 は厚さ 90mm の既存 RC 壁に 90mm の RC 耐震壁を

増打ちした試験体で、両者を繋ぐ鋼材はセパレータではなく、コンクリートの付着力だけで一体化した。既存 RC 壁に配した 0.27% の壁筋は柱・梁に定着されているが、増打ち部の 0.44% の壁筋は S54 と同様に柱・梁に定着されず、またメッシュ筋と同様に先端にはフックもなく耐震壁内部に直線状のまま打込まれている。2006 年度に同様の試験体（S33）^{6)~8)}について実験を行っているが、S55 は S33 に比べ厚い既存 RC 壁に増打ち補強を施した試験体であり、相対的に補強効果が小さい場合を想定したものである。なお、壁筋比は両試験体とも同じである。

2.2 使用材料

試験体の RC 部分に用いた材料は以下に示すとおりである。なお、コンクリートには普通コンクリート、鉄筋には電炉鋼を用いている。接合目地に用いたグラウト材は、全試験体とも、マスターフロー 870 である。

（コンクリート呼び強度）

- ・基礎・柱・梁・スラブ・既存壁 Fc13.5
- ・新設 RC 耐震壁 Fc21
- ・増打ち RC 耐震壁 Fc30

(鉄筋)

- ・ D25 (基礎主筋) SD345
- ・ D25 (荷重用鉄筋：梁内) SD390
- ・ D19, D16 (柱・梁主筋) SD345
- ・ D6 (せん断補強筋、壁筋) SD295A

鉄骨ブレース及び枠鉄骨に用いた鋼材は全て SS400 である。表-1 に材料試験結果を試験体別に示す。

2.3 荷重方法

試験体への荷重は、柱への柱軸方向荷重と上部梁芯位置への正負繰り返し水平荷重である。柱への柱軸方向荷重は $N=300kN$ ($\sigma=2.5N/mm^2$) の一定軸外力とし、水平加力時にも一定に保った。正負繰り返し水平荷重はアクチュエータを用いて荷重し、梁両端からの押し・引きの両方で与えた。図-2 に荷重図を示す。荷重履歴は層間変形角で制御した。層間変形角 $R=1/2000, 1/1000, 1/500$ で正負荷重を各 1 回行った後、 $R=1/300, 1/200, 1/100$ で正負荷重を各 2 回行った。その後、 $R=1/50$ で正負荷重を各 1 回行った。

3. 実験結果

3.1 荷重一層間変形角関係及び破壊性状

実験より得られた全試験体の荷重一変形関係を図-3 に、最大耐力近傍におけるひび割れ状況を図-4 に示す。ブレース降伏を想定した S51 は、層間変形角

$R=1/1000$ から目地の付着が部分的に失われ始め、 $R=1/500$ 付近で RC 柱、はりに曲げひび割れが発生し、 $R=1/300$ 付近で圧縮側ブレースのウェブが降伏し始めた。 $R=1/185$ 時に正荷重時圧縮側ブレースが面内座屈(弱軸方向)してしまっただため、以後は反対側のブレースに座屈補剛を施して負加力側のみの片振り荷重を行った。 $R=1/200$ 近傍から剛性低下が著しくなり $R=1/51$ で最大耐力に達した。最大耐力後、 $R=1/40$ まで荷重したが耐力の低下はほとんど見られなかった。最終破壊はブレースの降伏であり、柱に曲げせん断ひび割れが生じるものの顕著なパンチングシア破壊は生じなかった。

枠水平上材の降伏を想定した S52 も $R=1/300$ までは S51 とほぼ同様な性状を示した。 $R=1/200$ 近傍で柱頭にパンチングシアによるひび割れが発生し始め、 $R=1/99$ で最大耐力に達した。最大耐力近傍から枠水平上材が面外(弱軸方向)に変形し始め、最大耐力後 $R=1/80$ でフランジ・ウェブとも降伏した。 $R=1/50$ まで荷重したが耐力の低下はほとんど見られなかった。最終破壊は主として枠水平上材の軸降伏であるが、柱頭のパンチングシア破壊も生じている。

比較的薄い RC 耐震壁を増設した S54 は、 $R=1/2000$ から目地部の付着が部分的に失われ始め、 $R=1/1000 \sim 1/500$ にかけて柱及びはりに曲げひび割れが発生すると同時に RC 耐震壁にもせん断ひび割れが発生した。その後、繰り返し荷重と水平荷重増加に伴い剛性が低下し、

$R=1/300$ 付近で引張側柱にパンチングシアによるひび割れが発生し始めた。 $R=1/200$ を超えた頃から柱パンチングシアによるひび割れが多数発生し、 $R=1/107$ で最大耐力に達した。最大耐力後、正荷重では耐力が徐々に低下するものの $R=1/50$ まで比較的安定した荷重一変形角関係を示しているが、負加力では柱のパンチングシア破壊が顕著になり最大耐力の半分程度までしか荷重できなかった。最終破壊は正負加力とも柱のパンチングシア破壊であり、RC 耐震壁は破壊には至らなかった(正負それぞれ 4~5 本のひび割れ程度である)。

既存の RC 壁 ($t=90mm$) に RC 耐震壁 ($t=90mm$) を増打ちした S55

表-1 材料試験結果一覧
Table 1 Material test results

| 試験体名 | コンクリート | | 柱・梁主筋 | | せん断 | グラウト材 | 鉄骨ブレース | | 鉄骨枠 | |
|------|--------|------|-------|-----|-----|-------|--------|-----|------|-----|
| | 柱・梁既存 | 補強壁 | D16 | D19 | D6 | | フランジ | ウェブ | フランジ | ウェブ |
| S51 | 21.1 | — | 359 | 408 | 240 | 64.5 | 328 | 329 | 294 | 350 |
| S52 | 22.4 | — | | | | | 294 | 350 | 284 | 311 |
| S54 | 21.1 | 31.5 | | | | | — | — | — | — |
| S55 | 22.4 | 31.5 | | | | | — | — | — | — |

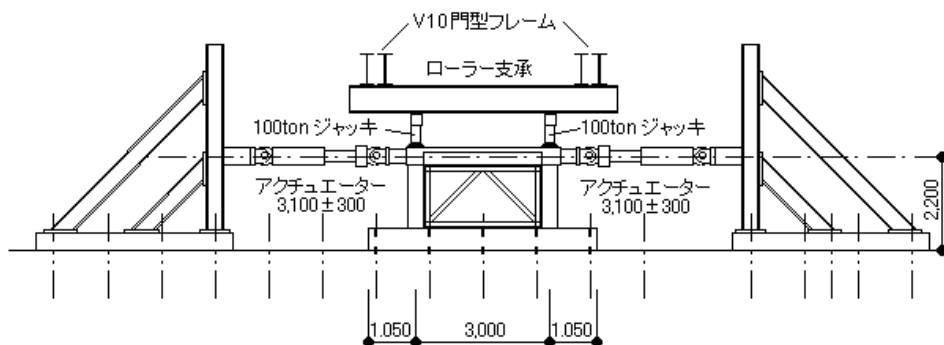
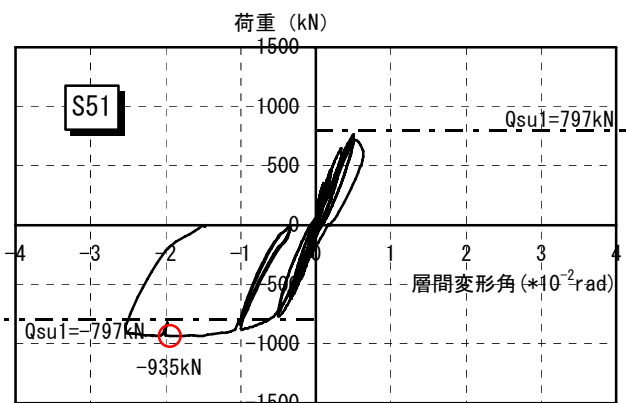
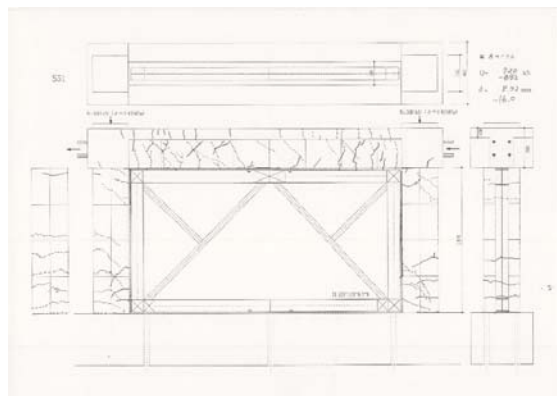


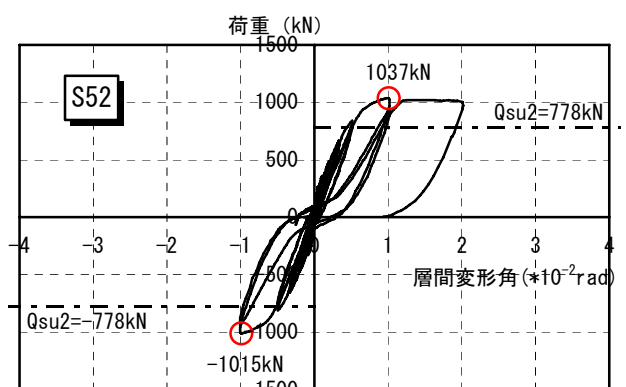
図-2 荷重装置図
Fig.2 Loading system



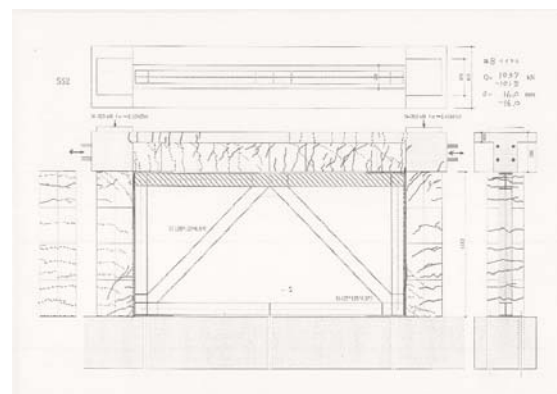
a) S51



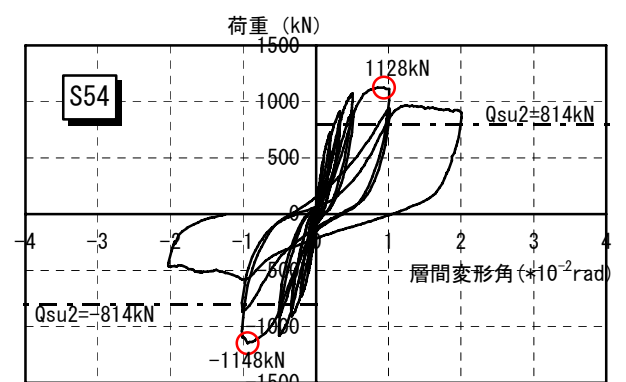
a) S51 (R=1/100)



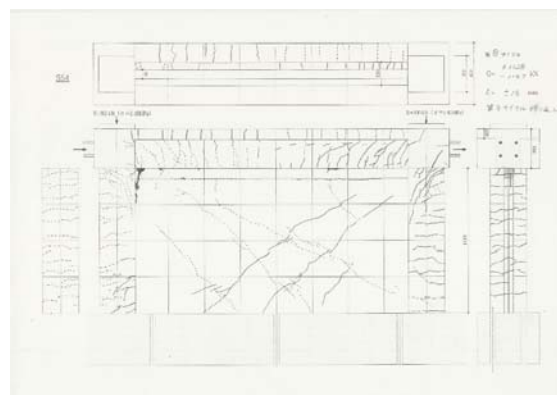
b) S52



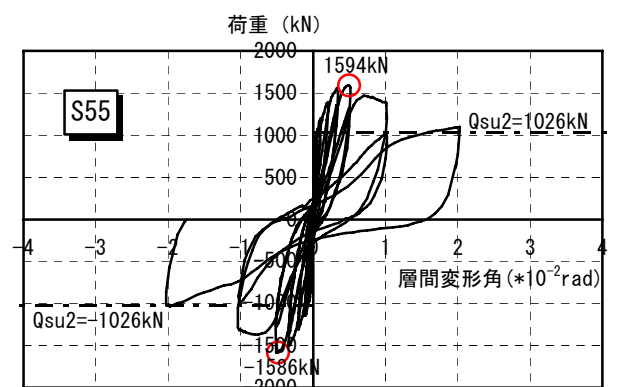
b) S52 (R=1/100)



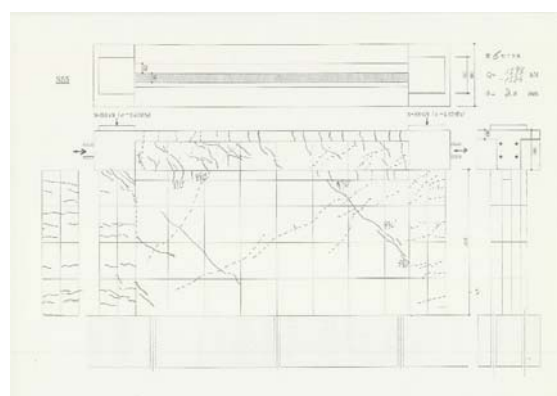
c) S54



c) S54 (R=1/100)



d) S55



d) S55 (R=1/200)

図-3 荷重-層間変形角関係
Fig.3 Load - drift angle relationship

図-4 ひび割れ図
Fig.4 Crack view

表-2 実験結果一覧
Table 2 Experimental results

| 試験体 | 計算耐力 | 最大耐力 | | | | 最大耐力/計算耐力 | |
|-----|------|-------|---------|-------|--------|-----------|------|
| | | 正加力 | | 負加力 | | 正加力 | 負加力 |
| S51 | 797 | (767) | (1/198) | -935 | -1/ 51 | (0.96) | 1.17 |
| S52 | 778 | 1037 | 1/ 99 | -1015 | -1/101 | 1.33 | 1.30 |
| S54 | 801 | 1128 | 1/106 | -1148 | -1/107 | 1.41 | 1.43 |
| S55 | 1026 | 1594 | 1/200 | -1586 | -1/208 | 1.55 | 1.55 |

は、R=1/2000 の時点で既存 RC 壁、増打ち RC 耐震壁ともにせん断ひび割れが生じた。増打ち RC 耐震壁のひび割れは数本のひび割れが斜めに大きく生じたのに対し、既存 RC 壁のひび割れは壁上部に細かく多数発生した。R=1/300 近傍から既存 RC 壁上部のせん断ひび割れが著しく発生し、R=1/200 近傍で柱のパンチングシアによるひび割れが顕著になって最大耐力に達した。最大耐力後、R=1/50 まで載荷したが、正負加力とも徐々に耐力が低下するものの、比較的安定した荷重-変形関係を示している。最終破壊は柱のパンチングシア破壊と既存 RC 壁のせん断摩擦破壊であり、増打ち RC 耐震壁の破壊は顕著ではない。

3.3 実験耐力と計算耐力の比較

計算耐力は基本的には(財)日本建築防災協会の耐震改修設計指針²⁾に従うが、アンカーレス架構では接合目地の耐力として(1)式で評価する摩擦耐力を考慮する。

$$fQ_j = \text{Min} (\mu \cdot pQ_b, \mu \cdot pQ_c \cdot H/L) \quad (1)$$

ここに、 μ : 摩擦係数、 pQ_b, pQ_c : 梁及び柱のパンチングシア耐力、 H, L : 階高及びスパンである。また、既存壁の耐力はせん断摩擦耐力として、補強壁の耐力は対角状に形成されるストラッドの圧縮耐力として(2), (3)式に拠った。

$$wpQ_{su} = 1.4 (pw \cdot \sigma_{wy} + \sigma_o) \cdot tw \cdot lw \quad (2)$$

$$wsQ_{su} = c \sigma_b \cdot D' \cdot t \quad (3)$$

ここに、 pw, σ_{wy} : 既存壁の壁筋比及び降伏点、 σ_o : 既存壁の軸応力度、 tw, lw : 既存壁の厚さ及び長さ、 $c \sigma_b$: 補強壁のコンクリート圧縮強度、 D', t : 圧縮ストラッドの幅、 t : 補強壁の厚さである。

計算耐力及び実験より得られた最大耐力を表-2 に一覧にして示す。表中には最大耐力に達した層間変形角も併記している。また、右欄には、計算耐力に対する最大耐力の比率を示す。

S51 は正載荷において圧縮側ブレースが座屈を生じて

しまったため、同表中では耐力比が 0.96 と計算耐力に達していない。しかし、S51 の正載荷を除けば、耐力比は 1.12~1.55 であり、以前に行った鉄骨ブレース(弾性)を用いたアンカーレス耐震補強の結果(1.2~1.4)と同程度である。

3.4 靱性指標 F

靱性指標 F の評価にあたり、各試験体の限界変形角を最大耐力から 20%耐力低下した時点(80%耐力)の変形角として検討した。評価する靱性指標 F を 1.0 (R=1/250)、1.27 (R=1/150)、1.5 (R=1/125)、2.0 (R=1/82)、2.6 (R=1/50) として、結果を表-3 に示す。同表より、補強部材が降伏する場合(S51, S52)には 2.6 以上の F 値が、耐力が相対的に小さい RC 耐震壁を用いた場合(S54, S55)でも 1.5 以上の F 値が期待できる。この結果は 2003 年度以前に行ったアンカーレス架構の実験結果 ($F \geq 1.5$)^{3)~8)}と整合している。

3.5 強度寄与係数 α_j

アンカーレス耐震補強架構に十分な変形能力があったとしても、耐震補強すべき既存建物に変形能力がない場合、アンカーレス耐震補強架構の耐力が十分に発揮されない。このような場合、建物の変形能力に応じて、アンカーレス耐震補強架構の耐力を低減する必要がある。(財)日本建築防災協会の耐震診断基準においては、強度寄与係数 α_j として考慮することになっている。

図-5 に、比較的小さな靱性指標 F 値 ($F=0.8, 1.0, 1.27, 1.5$) に対応する層間変形角時の耐力と計算耐力の関係を示す。同図a)は鉄骨ブレースを用いた試験体(S51, S52)、b)は RC 耐震壁を用いた試験体(S54, S55、他)である。なお、RC 耐震壁を用いた試験体については、2003 年度の試験体^{6)~8)}の結果もプロットした。図中の横軸は計算耐力、縦軸は実験耐力である。同図より RC 耐震壁を用いた試験体は、既存建物の靱性指標 $F=0.8$ であれば計算耐力の 0.9 倍以上の耐力を、 $F \geq 1.0$ であ

表-3 靱性指標一覧
Table 3 Ductility factor

| 試験体 | 靱性指標 F | | 備考 |
|-----|--------|-------|--------|
| | 正加力 | 負加力 | |
| S51 | — | > 2.6 | 鉄骨ブレース |
| S52 | > 2.6 | — | |
| S54 | > 2.0 | > 1.5 | RC耐震壁 |
| S55 | > 1.5 | > 1.5 | |

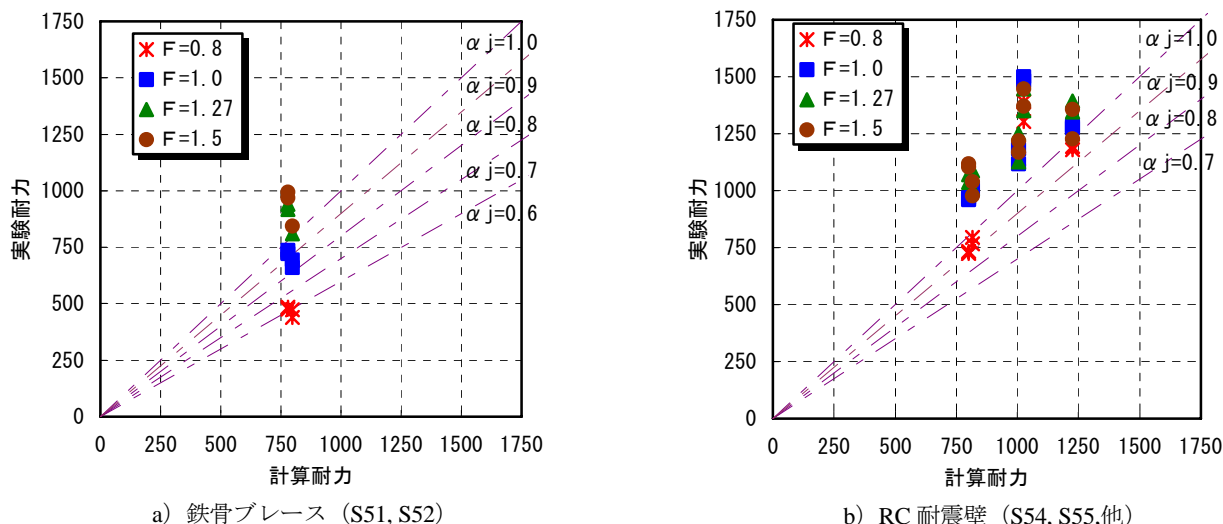


図-5 実験耐力—計算耐力関係

Fig.5 Experimental strength – calculational strength relationship

ば、計算耐力を発揮することができそうである。また、鉄骨ブレースを用いて補強部材を降伏させる場合には、既存建物の靱性指標 $F \geq 1.27$ でなければ補強耐力を発揮することができないようである。

4. まとめ

補強部材の耐力が比較的小さい場合のアンカーレス耐震補強を対象に水平載荷実験を行った結果、以下のような結果を得た。

(1)補強部材（鉄骨ブレース、枠鉄骨）が降伏するアンカーレス耐震補強架構の荷重—層間変形角関係および破壊性状は、概観して以下のものである。層間変形角 $R=1/1000$ から接合目地の付着が切れ始め、 $R=1/300 \sim 1/200$ で鉄骨ブレースが部分降伏を始め、 $R=1/50$ 近傍で最大耐力に達する。最大耐力以後、耐力の低下はほとんどなく、安定した復元力特性を示す。鉄骨ブレースが先行降伏する場合は柱のパンチングシア破壊はほとんど生じない。

(2)RC耐震壁（増打ちを含む）を用いたアンカーレス耐震補強架構の荷重—層間変形角関係および破壊性状は、概観して以下のものである。層間変形角 $R=1/2000$ から接合目地の付着が切れ始め、 $R=1/500$ 近傍で補強壁に数本のせん断ひび割れが発生し、 $R=1/200$ 近傍で最大耐力に達する。最大耐力以後、耐力は低下するが急激な耐力低下ではなく、安定した復元力特性を示す。なお、大変形領域（ $R=1/100 \sim 1/50$ ）に至っても補強壁に顕著な破壊は生じない。破壊形式は柱パンチングシア破壊と接合目地の付着破壊である。増打ち RC耐震壁の場合、既存

壁の破壊はせん断摩擦破壊である。

(3)耐震改修設計指針の補強耐力式に、接合目地の摩擦耐力、既存壁のせん断摩擦耐力を考慮して求めた計算耐力は、実験耐力を安全側に評価し、その比率は 1.12～1.55 である。

(4)アンカーレス耐震補強架構の靱性指標 F は、鉄骨ブレースを用いて補強材を降伏させた場合は $F=2.6$ とすることができ、RC耐震壁を用いた場合は $F=1.5$ とすることができる。

(5)アンカーレス耐震補強架構の強度寄与係数 α_j は、RC耐震壁を用いた場合、既存建物の靱性指標 $F \geq 1.0$ であれば、 $\alpha_j \geq 1.0$ となり補強耐力を発揮することができる。また、鉄骨ブレースを用いて補強材を降伏させた場合、既存建物の靱性指標 $F \geq 1.27$ でなければ補強耐力を発揮することができない。

参考文献

- 1) (財) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001
- 2) (財) 日本建築防災協会：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，2001
- 3) 金田，菊池：構—コンクリート接合の摩擦特性を利用した耐震補強法，JCI，耐震補強の評価に関する研究委員会論文集，pp.553-560，2000.6
- 4) 菊池，前澤，他：摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強その4～6，日本建築学会大会梗概集，C-2，2002
- 5) 金田，前澤，他：摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強その7,8，日本建築学会大会梗概集，C-2，2003
- 6) 金田，前澤，他：摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強その9,10，日本建築学会大会梗概集，C-2，2004
- 7) 中村，金田，他：RC耐震壁を用いたアンカーレス耐震補強構法の開発，大成建設技術センター報，2004
- 8) 中村，金田，他：あと施工アンカーを用いない耐震補強法，コンクリート工学，Vol.43，No.8，pp.25-33，2005.8