アングルをせん断伝達要素として用いる耐震補強工法の開発

DEVELOPMENT OF STRENGTHENING METHODS USING ANGLES AS SHEAR-KEYS

松浦恒久 — * 1 稲井栄一 — * 2
牧田敏郎 — * 3 星 幸男 — * 3
岩川浩二 — * 4

Tsune-hisa MATSUURA — * 1 Ei-ichi INAI — * 2
Toshiro MAKITA — * 3 Yukio HOSHI — * 3
Koji IWAKAWA — * 4

キーワード：
耐震補強, 接合部, アングル, シアキー

Keywords:
Seismic strengthening, Joint, Angle, Shear-key

In seismic retrofitting of existing R/C buildings, indirect connection by post-installed anchors is used for the load transfer mechanism between existing building frames and steel braces or extension R/C walls. A new seismic strengthening method was developed using angles as shear-keys.

In the indirect connection between the structural frame of existing buildings and earthquake resistance elements, shear force is carried by angles as shear-keys. Seismic performance of the frame strengthened by angles as shear-keys in the indirect connection was investigated experimentally. Based on the experimental results, the developed method was verified to be efficient for strengthening existing building frames.

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート造建物における耐震補強工事では、一般的に鉄筋コンクリート増設壁補強工法または枠付き鉄骨ブレース補強工法が採用されている。これらの在来工法では、既存躯体と耐震要素との接合は、あと施工アンカーを用いた間接接合形式が用いられている。あと施工アンカーの施工時には、騒音、振動が発生し、建物を使用しながらの耐震補強工事では大きな問題となっている。これらの問題を解決する手段として、接着剤により耐震要素を既存躯体に取り付ける直接接合法¹⁾、鋼管をコッターとして用いる工法²⁾などが開発されている。

本工法は、間接接合法におけるあと施工アンカーの施工時、および目荒らし時に発生する騒音、振動の低減を図る目的で開発した耐震補強工法で、問題の解決を直接接合法ではなくあくまでも間接接合法の改良により行ったものである。

工法の概要を図1に示す。本工法は、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）および鉄骨鉄筋コンクリート造（以下、SRC造）の既存建築物の既存躯体と鉄筋コンクリート増設壁または枠付き鉄骨ブレースなどの増設部との間接接合部のせん断伝達要素（シアキー）としてアングルを用いるものである。なお、既存躯体の目荒らしは行わない。アングルは既存の柱、梁のかぶりコンクリート部分に彫り込んだ溝にエポキシ樹脂接着剤により固定し、他端部を増設部材側に定着させることにより、あと施工アンカーと同様にシアキーとしての機能を持たせるものである。騒音、振動の発生を低減する以外に、①アングル取り付け用の溝の深さは、かぶり厚さ程度としているため、柱、梁主筋を傷付けることがない。加えてSRC造における内蔵

鉄骨にアングルが干渉することもない。②使用する工具は軽量で、乾式方式の電動工具であるため施工性が良い。というような特長を有している。

本工法の施工手順を図2に示す。在来工法の施工は振動ドリルで躯体に孔をあけ、あと施工アンカーを孔に固定し、スパイラル筋を配置した後、間接接合部にコンクリートまたは無収縮モルタルを充填するものである。これに対して、本工法ではまず電動カッタにより、既存の柱、梁のかぶりコンクリート部分に溝を彫り込む。彫り込んだ溝にアングルを挿入し、エポキシ樹脂接着剤で固定するものである。以降は、在来工法と同様に間接接合部にコンクリートまたは無収縮モルタルを充填するものである。

図1 工法比較

図2 施工手順

¹⁾ ハザマ技術研究所 博士（工学）
（〒305-0822 つくば市荻間 515-1）

²⁾ 山口大学大学院理工学研究科 教授・博士（工学）

³⁾ ハザマ 建築事業本部

⁴⁾ ハザマ 東京建築支店

¹⁾ Technical Research Institute, HAZAMA Corporation, Dr. Eng.

²⁾ Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

³⁾ Architectural Management Div., HAZAMA Corporation

⁴⁾ Tokyo Architectural Construction Branch, HAZAMA Corporation

2. 使用工具の騒音および振動の測定

本工法およびあと施工アンカーの施工で使用される各種工具により発生する騒音、振動を把握し、本工法による騒音、振動の低減効果を明確にすることを目的として実建物における騒音、振動を測定した。

作業位置と測定点を図3に示す。建物はRC造4階建ての事務所ビルで、作業場所を4階として2階～4階で騒音、振動の測定を行った。図4および図5は各種工具による4階と3階での音圧レベルと振動加速度レベルを実測した結果である。なお、図中の dBA は A 特性周波数重み付けを行った騒音レベルを表し、振動レベルは実測した振動加速度レベルを振動感覚補正特性によって人間の感じ方を加味して補正した値を示す。

図4(a)に示すように作業階である4階の発生騒音は各工具とも高周波数ほど大きいレベルを示し、最大値は電動カットで96dB、振動ドリルで96dBA、低騒音型ドリルは83dBA と、低騒音型ドリルの発生騒音が最も小さい。図5に示すように発生振動は電動カットで67.9dB、振動ドリルで81.2dB、低騒音型ドリルは59.7dB であり、電動カットの発生振動は振動ドリルより10dB程度小さくなっている。電動カットの発生振動は低騒音型ドリルと同程度であるが、工具自体から発生する騒音が大きいため、発生騒音は振動ドリルと同程度となっている。

図4(b)に示す3階での発生騒音は振動ドリルが大きく、騒音レベルは68dBAで、電動カットと低騒音型ドリルの発生騒音は48dBA程度で、振動ドリルよりも20dBA程度小さい数値である。図5に示すように発生振動は電動カットで26.7dB、振動ドリルで32.9dB、低騒音型ドリルは28.6dBと、電動カットの発生振動は振動ドリルよりも6dB程度小さくなっている。

各種工具により発生する騒音、振動測定の結果、本工法で用いる工具はあと施工アンカーの施工に用いられる振動ドリルに比べて、騒音、振動の発生を低減できることが確認できた。

3. 構造性能確認実験

本工法の構造性能を検討するために、接合部の要素実験³⁾および補強架構の加力実験を実施した。

3.1 接合部の要素実験³⁾

間接接合部の基本的な性能を確認するために間接接合部のみを取り出した要素実験を行った。代表的な試験体形状を図6に示す。試験体は2面せん断型で、縮尺が約1/1.4となる縮小試験体および実大スケールとし、アングルの埋め込み深さ、アングル間隔、アングルの向き、アングルとあと施工アンカーの併用および既存躯体の構造形式を実験要因とした36体とした。加力は全て、万能試験機により中央部分に荷重を作用させる押し抜き型の加力とした。

図6 試験体形状および加力方法

図3 作業位置と測定点

図4 各種工具の騒音測定結果

図5 各種工具の振動測定結果

(a) コンクリートの支圧破壊およびアングルのせん断降伏

(b) コンクリートのせん断破壊
図7 接合部の破壊形式

間接接合部における破壊形式は、図 7 (a) に示す①および③のアンクル周辺のコンクリートが圧壊する支圧破壊、図 7 (b) に示す②および④のアンクル間のコンクリートがせん断剥離されるせん断破壊、および、図 7 (a) に示す⑤のアンクル周辺のコンクリートは破壊せず、アンクルのせん断降伏が先行する 3 つに分類できる。それぞれの破壊形式の強度をコンクリートの支圧強度、コンクリートのせん断強度、アンクルのせん断強度と呼んでいる。

以下に示す設計用の接合部のせん断強度は、接合部の一体性を確保する観点、および荷重変形関係で相対ずれ変形が 2mm 程度で剛性が低下していることに基づき、文献 4) と同様に、相対ずれ変形 2mm における実験荷重をせん断強度として扱い、破壊形式別に接合部のせん断強度評価式を提案したものである³⁾。

(1) コンクリートの支圧強度

既存躯体コンクリートの支圧強度 q_1 および増設躯体コンクリートの支圧強度 q_3 は、それぞれ式 (1)、(2) により算定する。

$$q_1 = 1.66 \cdot B_a \cdot L_{e1} \cdot (B_a / t_1)^{-0.63} \cdot \beta \cdot \sigma_{t1} \quad (1)$$

$$q_3 = 1.66 \cdot B_a \cdot L_{e2} \cdot (B_a / t_2)^{-0.63} \cdot \beta \cdot \sigma_{t2} \quad (2)$$

$$L_{e1} = \min(1.5D_a / 3, L_1), \quad L_{e2} = 1.5D_a / 3$$

$$\sigma_{t1} = 0.3\sqrt{F_{c1}}, \quad \sigma_{t2} = 0.3\sqrt{F_{c2}}$$

ただし、 $L_1 < L_2$ および、 $L_2 \geq 1.5D_a$ とする。

ここで、 t_1 : 既存躯体有効幅、 t_2 : 増設躯体幅、 B_a : アンクルの幅、 D_a : アンクルのせい、 L_1 : 既存躯体側埋込み長さ、 L_2 : 増設部側埋込み長さ、 F_{c1} 、 F_{c2} : それぞれ既存躯体および増設部のコンクリートの圧縮強度、 β : コンクリート強度係数 (=17.6) である。

(2) コンクリートのせん断強度

既存躯体コンクリートのせん断強度 q_2 および増設躯体コンクリートのせん断強度 q_4 は、それぞれ式 (3)、(4) により算定する。

$$q_2 = 0.2F_{c1} \cdot A_{s1} \quad (3)$$

$$q_4 = 0.2F_{c2} \cdot A_{s2} \quad (4)$$

ここで、 A_{s1} 、 A_{s2} : それぞれ既存躯体側および増設部におけるアンクル 1 つ当たりのコンクリートのせん断断面積で、図 8 に示すようにアンクルから 45° に延びる線で囲まれる部分の面積とする。

(3) アンクル材のせん断強度

アンクル材のせん断強度 q_5 は式 (5) により算定する。

$$q_5 = \phi_1 \cdot \sigma_{yul} \cdot A_{a1} / \sqrt{3} \quad [\text{N}] \quad (5)$$

ここで、 ϕ_1 : 低減係数 (=0.85)、 σ_{yul} : アンクルの設計用材料強度、 A_{a1} : アンクルの断面積。

(4) 実験値と計算値の比較

破壊形式別に接合部のせん断強度評価式を提案した。接合部の破壊はいずれかの破壊形式が生じるため、接合部の耐力はこれらのうち最小の値となる。図 9 に全試験体の相対ずれ変形 2mm における実験値 Q_2 と計算値 Q_{cal} の比較を示す。式 (1) ~ (5) の提案式の最小値による破壊形式は実験結果と一致しており、いずれの破壊形式に対しても計算値は実験値を安全側に評価することができる。

3.2 補強架構の加力実験

本工法で補強した架構の構造性能を確認するために、約 1/2.2 の縮小模型試験体による載荷実験を行った。

図 8 コンクリートのせん断断面積

図 9 実験値と計算値の比較

表 1 試験体一覧

試験体	柱	梁	補強部材	接合面
W-1	主筋:	主筋:	D6@120(ダブル)	L-40×40×3@130
W-2	8-D13	12-D13	D6@80(ダブル)	L-30×30×3@105
W-3	帯筋:	あばら筋:	D6@80(ダブル)	L-30×30×3@130
B-1	2-D4@100	2-D4@80	H-100×100×6×8	L-30×30×3@120

(a) W シリーズ

(b) B シリーズ

図 10 試験体形状

(1) 試験体

試験体の一覧を表 1 に、その形状を図 10 に示す。試験体は、せん断破壊型の柱で構成される 1 層 1 スパンの RC 架構を RC 増設壁、または枠付き鉄骨ブレースで補強したものである。RC 増設壁により補強した W シリーズが 3 体、枠付き鉄骨ブレースとして H 形鋼を K 型に配置した B シリーズが 1 体の合計 4 体である。

試験体は接合部のせん断強度と補強部材の強度比により、破壊モードが異なるように接合部の耐力を実験要因とした。W-1 は増設部破壊が先行するように、また W-2、W-3 は接合部破壊が先行するように接合部の強度を決定した。B-1 は接合部破壊が先行する試験体とした。間接接合部のアングルは一辺が 30mm または 40mm の等辺山形鋼を使用し、躯体への埋め込み長さはアングルせい D_a の 1/2 とした。

前述したように接合部の破壊型式にはコンクリートの支圧破壊、せん断破壊、およびアングルのせん断降伏がある。試験体の接合部強度は全てアングルのせん断降伏で耐力が決まるようにアングル間隔を設定した。アングルの取り付け方向は、柱面では上向きに開いた形に、梁では柱側に開いた形となるように、梁中央で向きを変えて取り付けした。なお、W シリーズのアングルには、増設壁の定着筋として接合面から鉄筋端部までを 20d の長さとなるように D6 の鉄筋をフレア溶接で取付けている。いずれの試験体も間接接合部には割裂防止筋として、4 φ の丸鋼をアングルに干渉しない直径 60mm、ピッチを B-1 では 55mm、他の試験体は 60mm のスパイラル筋として配置した。また、RC 架構の打継ぎ面の目荒らしは施していない。

表 2 に試験体に使用したコンクリートの材料試験結果を、表 3 に鋼材の材料試験結果を示す。試験体に使用したコンクリートは、柱、梁が Fc13.5、増設壁が Fc21、充填モルタルが 49.6~79.2 N/mm² とした。鉄筋は SD295 を、鋼材は SS400 を使用した。

加力は両側柱に長期軸力を想定した軸力(コンクリート強度の 0.15 倍)を作用させた状態で、梁両側の加力スタブにより押し引き载荷を行った。加力の制御は梁中心位置での水平変位を制御変位として、層間変形角 R (梁中央の水平変位をスタブからの加力点高さ 1135mm で除した値)を漸増させながら正負繰り返し载荷を行った。载荷履歴は層間変形角 $R=1/4000, 1/2000\text{rad.}$ で正負 1 サイクルの载荷を行った後、 $R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100\text{rad.}$ で正負 2 サイクル、 $R=\pm 1/66, 1/50\text{rad.}$ の 1 サイクルの载荷を行った。

(2) 実験結果

試験体の荷重変形関係を図 11 に、加力終了時の代表的な破壊状況を図 12 に示す。

W-1 は、層間変形角 $R=6.5/1000\text{rad.}$ で圧縮柱にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/150\text{rad.}$ で最大耐力に達した。破壊型式は、明確な破壊には至っていないが壁筋の一部が降伏した後に、引張柱のパンチングシア破壊、圧縮柱のせん断破壊を伴った接合部破壊となった。なお、壁筋の降伏を確認できていることより、破壊形式は増設部破壊として扱う。

W-2 は、層間変形角 $R=-4/1000\text{rad.}$ で圧縮柱にせん断ひび割れが発生し、 $R=3.7/1000\text{rad.}$ で最大耐力に達した。破壊形式は、引張柱のパンチングシア破壊、圧縮柱のせん断破壊を伴った接合部破壊である。なお、壁筋は降伏していない。

W-3 は、層間変形角 $R=5.1/1000\text{rad.}$ で圧縮柱にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/250\text{rad.}$ で最大耐力に達した。破壊形式は、引張柱の

表 2 コンクリートの材料試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度		モルタル圧縮強度
	柱・梁	増設壁	
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
W-1	18.7	29	71.6
W-2	24.9	27.9	49.6
W-3	24.7	30.5	79.2
B-1	18.7	—	58.4

表 3 鋼材の材料試験結果

種類	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)	種類	寸法	降伏強度 (N/mm ²)
D13 (SD295)	柱・梁主筋	362	アングル	30×30×3 40×40×3	387 377
D4 (SD295)	せん断補強筋	378	H 形鋼フランジ	t=8	352
D6 (SD295)	壁筋 (W-1, W-2)	358	H 形鋼ウェブ	t=6	350
D6 (SD295)	壁筋 (W-3)	361	頭付きスタッド	9.5 φ	367

図 11 荷重変形関係

図 12 最終ひび割れ状況

パンチングシア破壊、圧縮柱のせん断破壊を伴った接合部破壊である。なお、壁筋は降伏していない。

B-1 は、層間変形角 $R=2.0/1000\text{rad.}$ で引張柱の柱頭にパンチングシア状のひび割れが発生し、 $R=1/250\text{rad.}$ で圧縮柱にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=1/50\text{rad.}$ まで加力を進めると、せん断ひび割れ幅の拡大、圧縮側柱の柱梁接合部付近の充填モルタルの圧壊などが生じたが、柱の軸力保持能力は保持していた。なお、ブレース材の降伏は生じていない。破壊形式は、引張柱のパンチングシア

破壊、圧縮柱のせん断破壊を伴った接合部破壊である。

各試験体の荷重変形関係を比較する。試験体の破壊形式が増設部破壊または接合部破壊を示したために、いずれの試験体も層間変形角 $R=1/250$ から $1/150\text{rad}$ 程度で最大耐力に達した後に、耐力低下が生じ始めている。増設壁試験体において、間接接合部強度に関わりなく初期剛性は同程度となっている。また、W-2 と W-3 は接合部の強度が異なるが、荷重変形関係に明確な差は観察されなかった。補強部材が異なる W-1 と B-1 を比較すると補強部材が増設壁である W-1 の方が、剛性が高くなっている。両試験体とも脆性的破壊形式であるため、最大耐力以降の荷重低下はほぼ同程度である。

4. 試験体の水平最大耐力の評価法と靱性指標

4.1 補強架構の終局せん断耐力

補強架構の終局せん断強度は文献 5) および文献 6) に準じて増設部破壊、接合部破壊および曲げ破壊の各強度のうち最小値とする。本工法により補強された骨組の終局せん断耐力は、間接接合部の強度により、図 13 に示すタイプ I、およびタイプ II の 2 つの破壊形式に分類される。

タイプ I は間接接合部のせん断強度が十分に大きく、補強骨組の終局せん断耐力が補強部材の破壊によって決まり、在来工法と同様に一体打ち耐震壁または鉄骨ブレースの性状に支配される破壊形式である。これに対して、タイプ II は間接接合部のせん断強度が相対的に小さく、間接接合部にずれ変形が生じて、増設部材の破壊よりも間接接合部が先行してせん断強度に達した後、これらの耐力を維持しつつ、既存の引張柱のパンチングシア破壊および圧縮柱のせん断あるいは曲げ破壊が生じ、耐力が低下する破壊形式である。

(1) RC 増設壁補強

RC 増設壁により補強された補強骨組の終局せん断耐力 Q_{su} は、以下の 1) から 3) に示す破壊形式がタイプ I の一体打ち壁としてのせん断耐力 Q_{su1} 、または増設壁の内法部分のせん断破壊型のせん断耐力 Q_{su2} 、およびタイプ II の接合部破壊型のせん断耐力 Q_{su3} のうち最小値とする。

1) 一体打ち壁としてのせん断耐力

一体打ち壁としてのせん断終局耐力 Q_{su1} は次式⁵⁾による。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_{ie}^{0.23} (18 + F_{cl})}{M / (Q \cdot \ell) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{ie} \cdot w \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e \quad (6)$$

2) 増設壁の内法部分のせん断破壊型のせん断耐力

増設壁の内法部分のせん断破壊型の破壊モードを示す場合の補強架構の終局せん断耐力 Q_{su2} は次式による。 ${}_w Q_{su}'$ は増設壁板のせん断耐力を示し、文献 6) による。

$$Q_{su2} = {}_w Q_{su}' + 2\alpha \cdot Q_{c2} \quad (7)$$

ここで、 Q_{c2} は圧縮側柱の終局耐力、 α は変形状態を考慮した低減係数で、柱せん断破壊型では 1.0、柱曲げ破壊型では 0.7 である。

3) 接合部破壊型のせん断耐力

接合部破壊型の破壊モードを示す場合の補強架構の終局せん断耐力 Q_{su3} は次式による。なお、接合部のせん断耐力 Q_{ju} は式 (1) ~ (5) による。 ${}_p Q_c$ は柱のパンチングシア耐力を示し、文献 6) による。

$$Q_{su3} = Q_{ju} + {}_p Q_c + \alpha \cdot Q_{c2} \quad (8)$$

(2) 枠付き鉄骨ブレース補強

(a) RC 増設壁補強工法

(b) 枠付き鉄骨ブレース補強工法

図 13 補強架構の破壊形式

枠付き鉄骨ブレースで補強された補強骨組の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su}$ は、以下の 1) から 2) のブレース破壊先行型の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su1}$ 、接合部破壊先行型の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su2}$ のうち最小値とする。

1) ブレース破壊型のせん断耐力

鉄骨ブレースが引張降伏あるいは座屈し、柱が曲げ破壊またはせん断破壊する場合の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su1}$ は次式による。

$${}_s Q_{su1} = \alpha (Q_{c1} + Q_{c2}) + {}_s Q_u \quad (9)$$

ここで、 ${}_s Q_u$ は鉄骨ブレースの水平せん断耐力、 Q_{c1} は引張側柱の終局耐力を示す。

2) 接合部破壊型のせん断耐力

接合部が破壊し、引張側柱頭部がパンチングシア破壊し、圧縮側柱が曲げ破壊またはせん断破壊する場合の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su2}$ は次式による。

$${}_s Q_{su2} = Q_{ju} + {}_p Q_c + \alpha \cdot Q_{c2} \quad (10)$$

(3) 補強架構の曲げ耐力

補強架構の全体曲げ耐力は、増設された RC 増設壁の壁筋、あるいはブレース架構の寄与分を無視し、既存柱の引張降伏耐力または、圧縮降伏耐力のいずれか小さい値により算定する。

$$Q_{mu} = M_u / h \quad (11)$$

$$M_u = \min(T_u, C_u) \cdot \ell$$

$$T_u = N_1 + a_g \cdot \sigma_y$$

$$C_u = 0.8(b \cdot D \cdot F_{cl} + a_g \cdot \sigma_y) - N_2 > 0$$

ここで、 N_1 、 N_2 : それぞれ引張側、圧縮側の長期軸方向力、 b : 柱幅、 D : 柱せい、 h : 反曲点高さ、 ℓ : 引張側柱および圧縮側柱の中心間距離、 σ_y : 柱主筋または柱鉄骨の設計用降伏点強度、 F_{cl} : 既存柱のコンクリートの設計用圧縮強度、 a_g : 柱主筋および柱鉄骨の全

断面積。

(4) 実験値と計算値の比較

試験体の最大耐力と計算値の比較を表4および図14に示す。実験値と計算値との比が1.26～1.48となり、いずれの試験体においても提案式は耐力を十分安全側に評価することができる。また、計算値による破壊形式と一致している。

表4 実験値と計算値の比較

試験体	RC増設壁試験体			枠付き鉄骨ブレース試験体
	W-1	W-2	W-3	B-1
最大耐力(実験値,kN)	913.3	939.4	940.9	790.3
増設部破壊(kN)	式(6)	669.9	803.6	801.3
	式(9)	-	-	-
	式(7)	616.9	753.5	745.5
接合部破壊(kN)	式(8)	706.0	746.6	648.3
	式(10)	-	-	-
曲げ破壊(kN)	1026.1	1129.9	1126.6	1047.8
計算値(最小値,kN)	616.9	746.6	648.3	615.4
計算値による破壊形式	増設部破壊	接合部破壊	接合部破壊	接合部破壊
実験値/計算値	1.48	1.26	1.45	1.28

4.2 靱性指標 F 値

柱せん断破壊型RC架構(F=1.0)の試験体を本工法を用いたRC増設壁または枠付き鉄骨ブレースで補強した試験体の荷重変形関係を図15に示す。図中には文献5)で示されている式(12)によるF値を併記する。

$$F = \sqrt{2\mu - 1} / \{0.75(1 + 0.05\mu)\} \quad (12)$$

$$\mu = R_u / R_y$$

ここで、 R_u ：限界部材角、 $R_y=1/150$ 。

RC増設壁補強の場合では、増設部破壊先行型(タイプI)となったW-1、接合部破壊先行型(タイプII)のW-2およびW-3試験体の最大耐力は、W-1で層間変形角 $R=1/150\text{rad.}$ 、W-2、W-3では層間変形角 $R=1/250\text{rad.}$ で生じている。なお、W-1の最大耐力は $R=1/250\text{rad.}$ 時耐力を $R=1/150\text{rad.}$ 時の耐力が若干上回った程度である。以上のことより、本工法で補強した架構の靱性指標F値は、RC造増設壁補強工法の場合、増設部破壊先行型(タイプI)、接合部破壊先行型(タイプII)ともに $F=1.0$ を確保できている。また、枠付き鉄骨ブレース補強の場合、最大耐力は $R=1/150\text{rad.}$ 程度で生じ、その後の耐力低下は穏やかで層間変形角 $R=1/100\text{rad.}$ においても最大耐力の80%の耐力を保持している。

以上のことより、本工法で補強した架構の靱性指標F値は、RC増設壁補強工法における増設部破壊先行型および接合部破壊先行型では $F=1.0$ 程度の変形性能を、また、枠付き鉄骨ブレース補強における柱のパンチングシアと接合部の破壊型では $F=1.27$ 程度の変形性能を有していると考えられる。

5. まとめ

施工時の振動騒音を在来工法に比べて低減する補強工法を考案し、各種工具の騒音振動測定および1層1スパンRC架構の加力実験を実施し、得られた騒音振動のレベル、最大耐力、変形性能等の実験結果を検討した結果、以下のことが明らかになった。

- (1) あと施工アンカーの施工で使用する振動ドリルに比べて、本工法では騒音振動が低減できることが確認できた。
- (2) 最大耐力は提案式による計算値を上回り、提案式は本工法による

補強架構の耐力を適切に評価できる。

- (3) 靱性指標F値は、RC増設壁補強工法における増設部破壊型および接合部破壊型では $F=1.0$ 、また、枠付き鉄骨ブレース補強工法の接合部破壊型では $F=1.27$ であることを確認した。

図14 実験値と計算値の比較

図15 荷重変形関係の包絡線

参考文献

- 1) 例えば毛井崇博, 宮内靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学, 日本建築学会構造系論文集 第539号, 103-109, 2001.1
- 2) 荒井豊人, ほか8名: 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究(その2. 耐震実験), 日本建築学会大会梗概集, 構造IV, pp. 1193-1194, 2001.7
- 3) 岩川浩二, ほか3名: 在来型耐震補強工法の改良に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会梗概集, 構造IV, pp. 585-588, 2010.9
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の「外側耐震改修マニュアル-枠付き鉄骨ブレースによる補強-」, 2002.9
- 5) 日本建築防災協会: 2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.10
- 6) 日本建築防災協会: 2001年改訂版 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, 2001.10
- 7) 日本建築総合試験所: 建築技術性能証明 評価概要報告書 Trench-A 工法-アングルをシアキーとして用いる耐震補強工法-, 2011.6

[2011年6月20日原稿受理 2011年9月15日採用決定]