

# 実在文教施設の加力実験に基づく 低コスト耐震補強法の開発

中原 浩之<sup>1</sup>

<sup>1</sup>九州大学大学院 人間環境学研究院 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1) .

現存する文教施設を対象として、開発中の耐震補強工事を試験的にを行い、その後、当該施設の破壊実験を実施した。施工実験により、提案している耐震補強法のコストや施工性に関して調査した結果、工期の短縮や材料費の軽減から、従来型の耐震補強の施工コストを少なくとも50%程度削減できることが分かった。また、水平加力実験の結果より、提案している耐震補強法の補強効果について定量的な評価を行い、本補強法を適用すると無補強架構の1.8倍の水平耐力、2.7倍の水平剛性が得られることが分かった。

キーワード 圧縮抵抗型CFTブレース、鉄筋コンクリート構造、都市防災

## 1. はじめに

著者らは、これまでにCFTブレースを用いた既存RC造建物の耐震補強法について、実験及び解析的研究を行ってきた<sup>1)~4)</sup>。

この耐震補強法では、ブレースに圧縮力のみを負担させ、この力を支圧によって既存躯体に応力を伝達させる。通常の補強ブレースは引張力も負担し、これを鉄骨枠を通じて水平及び鉛直方向のせん断力として既存躯体に伝達させている。本補強法は、引張力の負担を放棄することで、鉄骨枠を不要とし、あわせてスタッド・アンカーを最小限に留めることが可能となるため、材料費と工期の大幅削減が期待できる。また、垂壁、腰壁、袖壁などの除去の手間も省くことが可能で、工程中の騒音、振動を低減しつつ居ながら施工を実現できると考えられる。

これまでの研究では、実験室における1/2スケールの試験体を作成する過程で、その優れた施工性を示してきた。また、試験体に繰返し水平力を載荷する実験を行い、ブレースの破壊を避けて周辺RCフレームの柱材の引張降伏を先行させる設計を行うことで、変形性能を維持しつつ、耐力と剛性の増大を図ることができている。

本研究は、上記の耐震補強法を実在建物に適用し、その施工性と補強効果を調べることを目的とする。

## 2. 試験体

本論文で実験対象とする建物は九州大学旧六本松キャン



写真-1

写真-2

パス内の東側に位置する昭和38年竣工の3号館である（写真-1、写真-2）。所在地は、福岡市中央区六本松4丁目である。なお、既に旧六本松キャンパス内建物は解体工事を完了し、現存はしていない。3号館校舎は、東西方向に長いL字の平面形状を持つ3階建RC造校舎である。

図-1に実験区間の平面図を、図-2に立面図を示す。本実験は実在建物を図-2で示す箇所切断し、3層1スパンの実物大試験体を作成している。クリアランスは250mm以上設けるものとした。なお、基礎梁および1階スラブは切断していない。切り出した部分のスパン以外を反力壁とした。試験体はCFTブレースで補強しており、図にはその場所を示している。CFTブレースによる補強は1階と2階の⑦-⑧スパンと⑨-⑩スパンのA<sub>1</sub>通り・D<sub>1</sub>通りにおける室内側計8箇所である。加力は切り出した部分の2、3階床部分で行った。また、試験体の8通りのA-B区間、C-D区間に取り付けられていたブロック壁を全層撤去した。

加力試験では、その1階および2階部分を図のx方向に加力した。A、D<sub>1</sub>通り構面は垂壁・腰壁を持つラーメンであるが、柱の脆性的な挙動を避けるため、図-2に示す

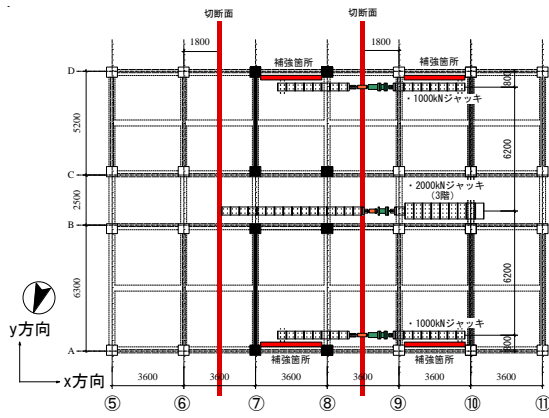


図-1 平面図

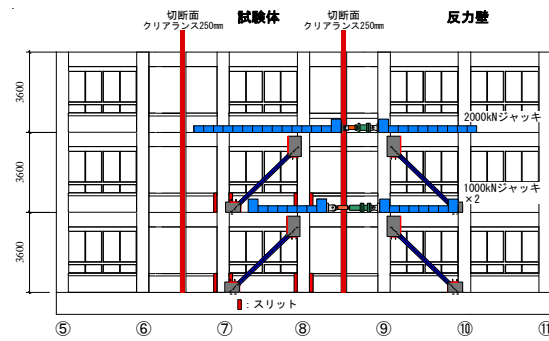


図-2 立面図

ように、腰壁に実験用スリットを設け靱性の改善を図った。実験用スリットは、実際に使用されている構造スリットとは仕様は異なり、腰壁と柱を完全に絶縁するため、幅100mm以上の十分な間隔を設けている。一方、B,C通りはオープンフレームである。実験架構は外観上全て曲げ破壊型の柱(A, D通りは内法高さ $h_0=2750\text{mm}$ , B, C通りは内法高さ $h_0=2950\text{mm}$ )で構成されている。なお、7軸A-B通り間およびC-D通り間には界壁が存在している。この壁は厚さ150mm(W150)の3連層耐震壁である。

1階柱は1種類(1C)で構成され、その断面寸法は550mm角である。2階柱、3階柱とも1種類(2C及び3C)で構成され、その断面寸法は500×550mm, 450×550mmである。現地調査により柱の断面寸法が原設計図通りであることを確認した。1階および2階の主筋はいずれも丸鋼8-22φ, 3階は丸鋼8-19φである。帯筋は共通で丸鋼9φが240mm間隔で配筋されている。これは電磁波レーダー方式の鉄筋探査機を用いて、本数、帯筋のピッチが原設計図通りであることを確認した。

実験建物の設計図書には、コンクリート及び鉄筋の仕様は記載されていなかった。よって耐震診断の際に行われている方法及び関連するJISに準じて供試体を採取、強度試験を行った。

コンクリートはφ75mmのコアを1階と2階から3本ずつ採取した。採取位置は、実験対象スパン外側の腰壁の柱側面から20cm, 床面から30cmとした。これらのコンクリートの圧縮強度試験結果を表-1に示す。同表には、強度試験前に行った中性化深さの測定結果も併記している。

表-1 コンクリート圧縮強度試験結果

	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	平均 (N/mm <sup>2</sup> )	中性化深さ(mm)		ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
			外部	内部	
1F	26.7	22.1	9	4.8	1.89
	17.6		4.4	13.2	
	22.0		5.6	12.4	
2F	26.5	22.8	0	0	2.29
	20.5		11.9	18.6	
	21.4		0	6.6	

表-2 鉄筋の引張試験結果

1F	種類	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	平均 N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	平均 N/mm <sup>2</sup>
主筋	φ22	310	308	458	454
		303		465	
		311		438	
帯筋	φ9	275	290	413	419
		307		435	
		288		409	

平均強度は、1Fで22.1N/mm<sup>2</sup>, 2Fで22.8N/mm<sup>2</sup>であり、竣工年度による推定基準強度17.6N/mm<sup>2</sup>を上回る結果となった。中性化深さはおおむねかぶり厚さ以下に留まっていた。

鉄筋は、実験対象スパン近くの3箇所柱から1本ずつ、各種類ごとに計3本となるように採取した。その際、鉄筋径と帯筋端部が90度フックに定着されていたことを確認した。鉄筋の引張試験結果を表2に示す。主筋φ22の平均強度は、308N/mm<sup>2</sup>, 帯筋φ9の平均強度は、290N/mm<sup>2</sup>であった。目視観察による鉄筋腐食は確認されていない。

### 3. 施工実験

既存RCフレームの補強として、1階と2階にそれぞれ□-200×200×6と□-175×175×6の角形鋼管にコンクリートを充填して作成したCFTブレースを設置した。

ブレースに使用した角形鋼管の機械的性質を表-3に示し、コンクリートの諸元を表-4に示す。鋼材の降伏強度は□-200×200×6が400N/mm<sup>2</sup>, □-175×175×6が405N/mm<sup>2</sup>であった。コンクリートの呼び強度は60N/mm<sup>2</sup>で、3本のシリンダー試験による平均強度は、71.4N/mm<sup>2</sup>であった。混和材に、フライアッシュを使用している。スランプフローは57.5cmで、フロー時間は18.1秒の高流動コンクリートを使用した。このコンクリートを鋼管ブレースへの充填とブレース接合部の作成に使用している。

表-3 鋼材の機械的性質

	規格	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (%)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比
□-200×200×6.0	STKR400	400	0.195	485	0.83
□-175×175×6.0		405	0.197	489	0.83

表-4 コンクリートの諸元

	呼び強度 (N/mm <sup>2</sup> )	シリンダー 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	スランプ フロー (cm)	空気量 (%)
高流動 コンクリート	60	71.4	4.22	57.5	2.9

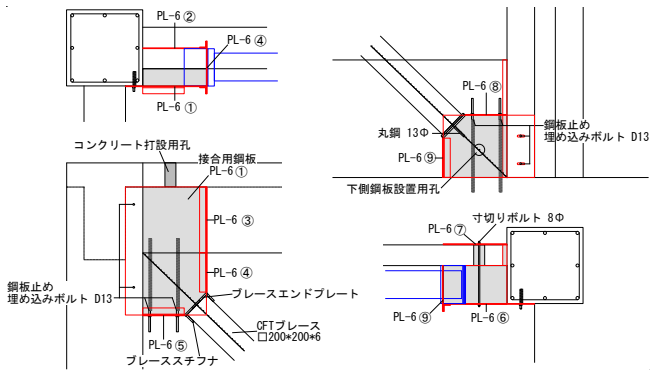


図-3 接合部詳細

図-3にブレース接合部の詳細を示す。本補強法の接合部は、ブレースを腰壁の室内側のフレームの対角線上に仮止めし、ブレースを挟み込むように接合用鋼板PL-6を取り付ける。その後、柱と梁又は腰壁の隙間に前述の高流動コンクリートを流し込んだ。ブレースの上側エンドプレート中心に、80φのコンクリート打設用孔が開いており、この孔を通して上部接合部と同時にブレース内部にコンクリートを充填した。この接合用鋼板は応力を負担せず、高流動コンクリートの型枠としてのみ機能させている。本工法では、ブレースの圧縮が消失するとブレースとRCフレームが離間するため、ブレースの落下が危惧される。これを防止するため、ブレース下側エンドプレートに13φの丸鋼を溶接し、これが実験中にブレースの位置を保持している。

ブレースの設置手順を説明する。まず、補強部分のカーテンボックスを外し、梁を露出させる。次に、写真-3に示すようにコア抜き機で、コンクリート打設孔・吊り治具用孔・接合部下側鋼板設置用孔を開ける。ブレース

の接合箇所に、接合部鋼板設置用のケミカルアンカーを上下の柱と梁それぞれに打設する(写真-4)。そして、ブレースを吊り治具とチェーンブロックで吊り上げる(写真-5)。接合部上側鋼板①を、打設孔からチェーンブロックで吊り上げ、設置する。上側鋼板②と⑤を一体化したものを下向きのアンカーに取り付け、鋼板①と②でブレースを挟み込む。その後、鋼板③と④を取り付け、ブレースを固定する(写真-6)。同様に、接合部下側鋼板⑥、⑦、⑨を設置する(写真-7)。接合部鋼板設置後に、接合部にコーキングで防水処理を施す。ブレースを吊る段階では鋼管内にコンクリートが充填されていないため約100kg程度の重量であり、手作業による搬入、吊上げが可能となっている。最後に、ポンプ車でコンクリートを上階に圧送し、コンクリート打設用孔を通じて、鋼管内部、接合部上部鋼板と躯体の隙間に高流動コンクリートを打設する。接合部下部は、別途打設を行い接合部鋼板⑧で蓋をする。鋼管内のコンクリート充填は鋼管に開けてある空気孔から確認し、確認後は木栓で蓋をする。写真-8に完成写真を示す。

本補強法は、接合部鋼板設置のためのケミカルアンカーを8本使用することとなり、従来法と比較して必要本数を大幅に削減できた。また、研究室の実験担当者3名が手作業で、実際に施工を行った結果、ブレース1本あたり最短で2時間以内に施工を行うことができた。この中にコア抜きにかかった時間は含まれていない。またカーテンボックスの取り外しとケミカルアンカー打設は専門業者に行ってもらっており、作業時間からはこれを除いている。専門業者による作業時間は、一ヶ所あたりおよそ30分であった。



写真-3 コア抜き



柱上部



柱下部



写真-5 鋼管吊上げ



写真-6 上側接合部



写真-7 下側接合部



写真-8 完成写真

#### 4. 加力装置および測定方法

水平加力実験に使用する加力装置について述べる。モルタルを露出させた試験体床スラブに樹脂カプセル型のケミカルアンカー（D13とD16）を打設し、その上に、H形鋼を連結して作成した加力梁を設置した。この形鋼の中に高流動コンクリートを打設した。この加力梁に油圧ジャッキを取り付けて加力装置とした。図-1, 2に示す位置で2階床スラブに1000kN油圧ジャッキを2機、3階床スラブに2000kN油圧ジャッキを1機設置した。油圧ジャッキからの力は、ケミカルアンカーの間接接合によりスラブに伝達させ、スラブを介して、各構面に水平力を分担させることにした。

試験体の水平変位は2階⑥-⑦スパンの切断面に取り付けた変位計、鉛直変位は1階6本の柱に取り付けた変位計によって測定した。試験体に作用する力は各油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定した。1階A8柱とD8柱の材長中央部の鉄筋を露出させて、ひずみゲージを貼付して主筋に生じるひずみを測定した。また、ブレースの中央部にも4カ所ひずみゲージを貼付して、ブレースの降伏や座屈現象の有無を調べた。

加力は、変位制御で行い、制御に用いたのは、2階⑥-⑦スパンの切断面に取り付けた水平変位計で、これらの変位の値を同一にするように加力した。すなわち、試験体にねじれが生じないように実験を行った。層間変形角 $R$ は、2階水平変位計で観測した水平変位の平均値を階高（3600mm）で除したものである。与えた変位は、層間変形角 $R=\pm 0.25/100\text{rad}$ で3回の正負交番繰返し後、 $R=0.25/100\text{rad}$ ずつ振幅を増やし、 $R=1.0/100\text{rad}$ まで各変位振幅で3回の正側繰返しとした。最後に、 $R=1.5/100\text{rad}$ で1回の正負交番繰返しを行った。なお、ここでは、処女載荷の方向を正側加力、その反対を負側加力と呼んでいる。

#### 5. 加力実験結果

実験で得られた試験体の水平力 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係を図-4に示す。正側加力時において、 $R=0.6/100\text{rad}$ で、補強架構の風上柱の主筋が降伏して、2886kNを発揮した。その後、耐力は変形とともに増大し、 $R=1.35/100\text{rad}$ で最大耐力3552kNを発揮した。補強架構の風上柱が引張降伏した後も水平耐力が増加しているのは、直交梁の押さえ効果と鉄筋のひずみ硬化によるものと考えられる。

表-5 初期剛性及び最大計測値

	初期剛性 (MN/m)			最大計測値 (kN)		
	正側	負側	正/負	正側	負側	正/負
実験値	322	121	2.7	3552	1980	1.8

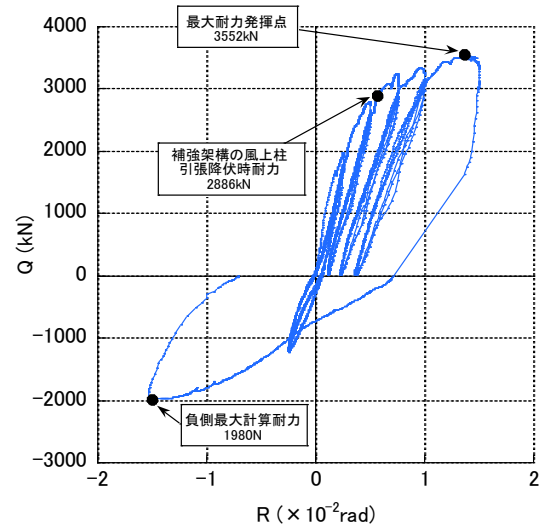


図-4 水平力 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係

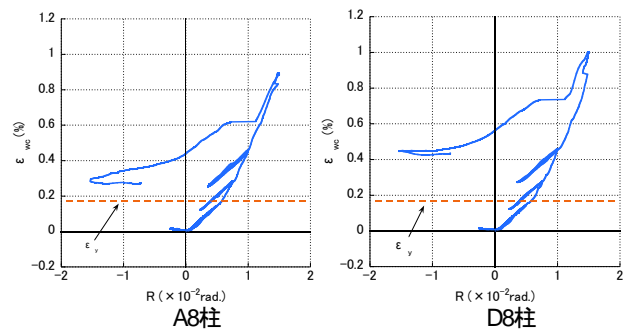


図-5 柱の鉛直ひずみ $\epsilon_{nc}$ - $R$ 関係

正側および負側加力時の初期剛性と最大水平力を表-5に示す。前述の通り、本補強法では、ブレースが圧縮のみに抵抗するため、試験体は正側加力時が補強架構、負側加力時は無補強の純フレームの性能を表す。従って、これらと比較することで補強効果を定量的に評価できる。初期剛性は、最大水平力の1/3の点と原点とを結んだ割線係数で求めた。表-5に示すように、正側と負側の初期剛性および最大計測値を比較すると、それぞれ2.7倍、1.8倍の値となった。

1階の各風上柱の鉛直ひずみ $\epsilon_{nc}$ - $R$ 関係を図-5に示す。 $\epsilon_{nc}$ は変位計より得られた柱の鉛直変形を検長で除して算定した。柱主筋の降伏ひずみは0.17%で、図に点線で示している。試験体における補強架構の崩壊メカニズムの形成は、正側載荷時の風上柱の伸びにより判定できる。補強構面であるA8柱とD8柱は、図より、 $R=0.6/100\text{rad}$ で降伏現象が確認され、その後も鉛直ひずみは漸増し、最大で1%に達している。

実験終了の $R=1.5/100\text{rad}$ までブレースの座屈及び接合部の損傷は観測されず、崩壊メカニズムは想定した風上柱の引張降伏となった。

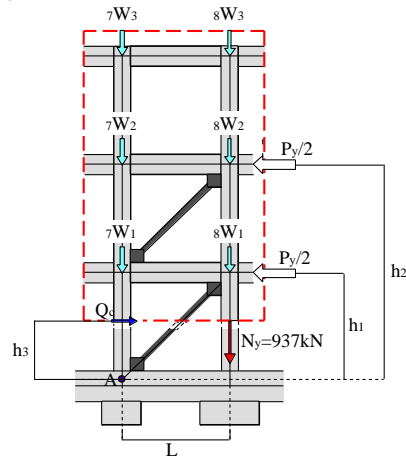


図-6 補強架構周辺を力の釣合い (A構面)

## 6. 実験値と計算値との比較

図-6に風上柱が引張降伏した時の補強架構周辺を力の釣合いを示す。  $P_y$ は風上柱の引張降伏時の水平耐力である。ここでは実験同様、2階と3階に同一の水平外力が作用すると仮定している。

1層の柱が引張降伏すると連層耐震壁同様、補強架構が全層にわたり回転すると考えられる。図-6の破線で切り出した自由体について、A点を回転中心とし、鉛直荷重  $W_i$ 、柱の降伏軸力  $N_y$  と風下柱のせん断力  $Q_c$  による力のモーメントと水平荷重  $P_y$  による力のモーメントの釣合いにより、風上柱引張降伏時の補強架構の計算耐力を求めた (図はA構面のみ記載)。補強架構が負担する水平力  $P_y$  はA構面で1063kNであった。

無補強架構においては図-7のに示す断面力図によって計算した。図-7の  $Q_c \cdot M_c$  は、柱のせん断力・曲げモーメントで、  $Q_b$  は梁のせん断力である。図の純フレームは柱が曲げ降伏するとして計算しており、柱断面の曲げ終局強度  $M_u$  が分かれば、崩壊メカニズム時の水平耐力を特定できる。  $M_u$  は耐震診断基準<sup>5)</sup> の終局曲げ耐力式で算定した。

実験値と計算値と比較を行う。各構面の正側負側の水平耐力を計算したものを表-6に、表-7にそれらを単純累加し実験値と比較したものを示す。表-7で示す通り、正側は実験値と計算値はほぼ一致し、簡易な手法により耐力を精度よく評価できると考えられる。一方で負側では

表-6 各構面の計算耐力

(kN)	A	B	C	D
正側	<b>1063</b>	401	379	<b>1039</b>
負側	504	403	381	487

太字: 補強構面

表-7 実験値と計算値の比較

	実験値(kN)	計算値(kN)	実/計
正側	2886	2882	1.00
負側	1980	1775	1.12

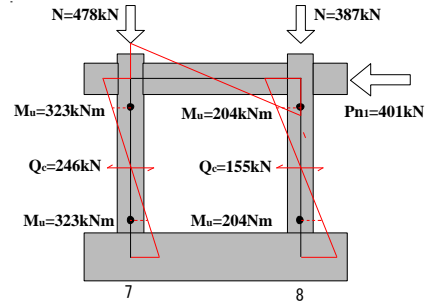


図-7 無補強架構の断面図 (B構面)

12%の誤差があり、これは鉄筋のひずみ硬化によるものと思われる。

## 7. まとめ

以下に、本研究で得られた知見について列挙する。

- 1) CFTブレースを用いた耐震補強法の施工実験において、提案補強法を実在建物に施工した結果、ブレース1本あたり最短で2時間以内で設置を行うことができ、優れた施工性能を確認できた。
- 2) 水平加力実験の結果、接合部における損傷、ブレースの座屈は観測されず、破壊性状は想定通りの風上柱の引張降伏となった。水平力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係においても耐力劣化は見られず、安定した履歴性状を示した。
- 3) ブレースによる補強効果を水平力  $Q$ -層間変形角  $R$  関係における正側と負側を比較して評価した場合、耐力で1.8倍、剛性で2.7倍向上することがわかった。
- 4) 本論で示した簡易な計算手法により補強した建物の水平耐力を概ね評価できることを確認した。

## 参考文献

- 1) 北島 幸一郎, 中原 浩之, 崎野 健治: CFT圧縮ブレースを用いたRC造架構の耐震補強法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No. 3, pp.1573-1578, 2008.7.
- 2) 中原 浩之, 北島 幸一郎, 崎野 健治: RC造建物を対象とした圧縮ブレース補強法の耐震性能改善効果に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No. 3, pp.1579-1584, 2008.7.
- 3) 北島 幸一郎, 中原 浩之, 崎野 健治: 偏芯梁を有するRC造架構のCFT圧縮ブレースによる耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No. 2, pp.1039-1044, 2009.7.
- 4) 中原 浩之, 崎野 健治, 北島 幸一郎: 地震被害にあったRC造建物の構造性能の検討とその耐震補強に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No. 2, pp.1111-1116, 2009.7..
- 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, 2005.2.