

論文 RC 建物の鋼製柱外付け耐震補強工法における出っ張りのある梁への間接接合部の構造性能に関する実験的研究

藤永 隆^{*1}・宮川 和明^{*2}・喜多村 亘^{*3}・孫 玉平^{*4}

要旨:1981年の新耐震基準以前の既存不適格建物の耐震診断が積極的に行われ、耐震補強が進められている。公共建築物では鉄骨枠付きブレース工法による耐震補強法が多く採用されているが、建物の使用性や美観の低下を招く等の問題があり、民間の事務所ビルや集合住宅等では敬遠されている。著者らは、ブレースを用いない鋼製柱による RC 造の外付け耐震補強工法を提案しており、補強効果の検討を行ってきている。本論では、提案補強工法において柱部分が出っ張った梁への間接接合部の検討を行った。部分試験体による実験と簡易なモデルによる解析を行い、接合部の構造性能の検討を行っている。

キーワード: 既存不適格建築物, 鉄骨補強, 間接接合, 頭付きスタッド, あと施工アンカー

1. はじめに

兵庫県南部地震において、1981年の新耐震基準以前に建てられた建築物は大きな被害を受けたのに対し、1981年以降のものは比較的被害が軽微であったと報告されている¹⁾。1995年12月には、建築物の耐震改修の促進に関する法律が施行され、耐震診断や改修の努力義務が求められており、これらの既存不適格建築物に対して耐震診断、耐震補強が積極的に進められている。特に学校施設については既にそのほとんどに耐震診断が実施されており、順次耐震補強が進められている。

学校施設等の公共建築物では鉄骨枠付きブレース工法による補強法が数多く採用されている。しかし、この工法は斜材によって建物の使用性や美観の低下を招く問題があり、民間の事務所ビルや集合住宅等では敬遠されている。著者らは、ブレースを用いない工法へのニーズの高まりを背景に、既存鉄筋コンクリート（以下 RC）柱の補強を目的とした鋼製柱による外付け耐震補強工法を提案している²⁾。

本工法は、既存 RC 造建築物の外側に鋼製柱を取り付ける工法であるが、既存躯体と補強フレームは梁部分の間接接合部のみを介して接合される（図-1参照）。

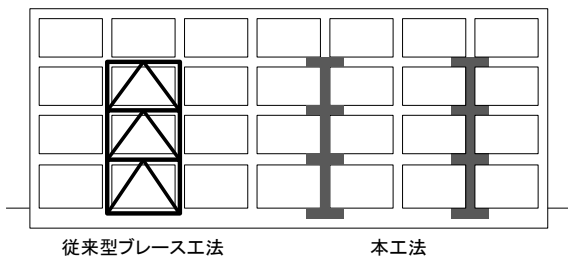


図-1 補強工法の概要

一般的な外付け鉄骨ブレース工法の間接接合部は、日本建築防災協会の「外側耐震改修マニュアル」(以下、外付けマニュアル)³⁾に従って設計され、鉄骨ブレースの軸力を既存躯体に伝達させるため、間接接合部における枠材軸方向のせん断力伝達の設計が重要であるが、本工法ではブレースが存在せず、柱の曲げに対して梁の間接接合部が回転抵抗する抵抗機構である。著者等は文献2)で、あと施工アンカーのせん断耐力の合力に柱中心からあと施工アンカー距離重心位置までの長さを乗ずることによる本工法の接合部耐力の算定法を提案している。建築物の外側では柱が梁より出っ張った形状のものが多く見られるが、文献2)の試験体には柱の出っ張りに相当する部分が無い。そこで本研究では、梁の間接接合部の応力伝達機構を明らかにすることを目的として、柱部分が出っ張った接合部試験体の実験および解析を行い、本工法の間接接合部の構造性能を把握するとともに、接合部の回転剛性および耐力算定方法の検討を行う。

2. 梁部接合部実験

2.1 試験体

試験体の一覧を表-1に示す。試験体は4体で350x500mmのRC梁に、鋼製部材の梁部の間接接合部のみを介して接合されている。RC梁には幅250mmの柱型を設け、出っ張り長さは50mmと100mmの2種類とした。梁主筋はD22を8本、あばら筋はD10を100mm間隔で配し、フック形状は135度フックである。鋼製部材は全て溶接組立で製作したH形断面とし、鋼製柱柱脚部での降伏より前に梁部間接接合部での破壊が先行するよう設計した。間接接合部は、文献3)のあと施工アンカー

*1 神戸大学 都市安全研究センター准教授 博士(工学) (正会員)

*2 JFEシビル(株) システム建築事業部 博士(工学)

*3 JFEシビル(株) システム建築事業部

*4 神戸大学 工学研究科教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体	RC梁断面	柱出張り長さ (mm)	鋼製部材断面	鋼梁張出し長さ	備考
H-15-50	350x500 (mm) 主筋8-D22 あばら筋D10@100 柱型幅250mm	50	H-250x180x12x16 (柱)	1.5D	
H-20-50				2.0D	
H-15-100		100	H-350x180x12x16 (梁)	1.5D	
H-15-100R					割裂防止筋

のせん断耐力の合力と梁片側のあと施工アンカーの重心位置によるモーメントで鋼製柱の曲げに抵抗するものとして設計を行った。試験体の形状寸法を図-2に、RC梁の配筋図およびアンカー施工位置を図-3に示す。

間接接合部は樹脂接着系のあと施工アンカーD16を有効埋め込み長さ144mm ($9d_a$, d_a : アンカー径)で打設した。頭付きスタッドはφ16を20本用いた。あと施工アンカーおよび頭付きスタッドの本数は全ての試験体で同じである。鋼製梁の柱外縁からの張出し長さを実験変数とし、1.5D, 2.0D (D: 柱せい)の2種類の実験を行った。使用した材料の機械的性質を表-2および表-3に示す。RC梁に用いたコンクリートは低強度コンクリートであり、間接接合部の挙動はあと施工アンカーのコンクリート部の支圧で決定される。なお、1体のみ間接接合部無収縮モルタル内に割裂防止筋を配している。

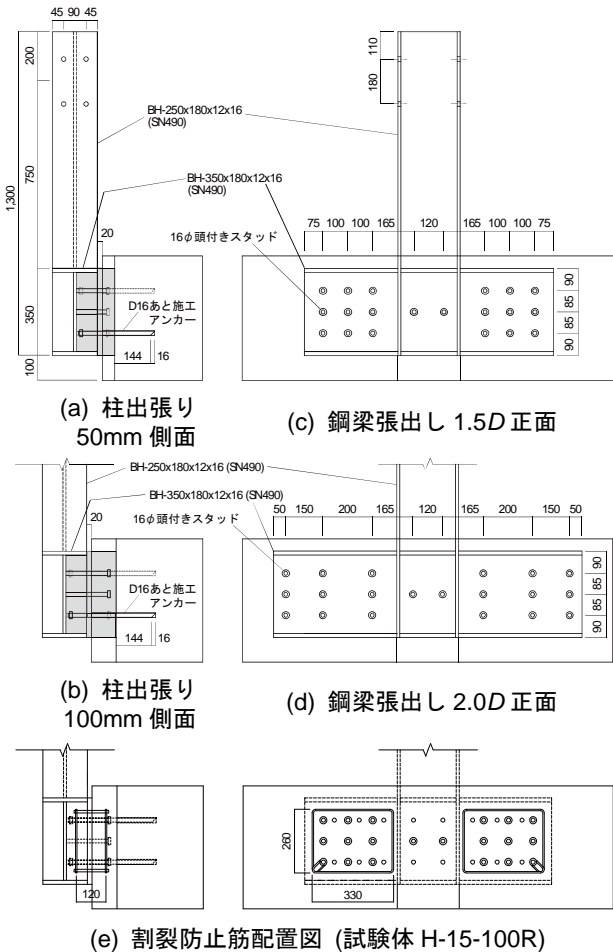


図-2 試験体形状

2.2 実験方法

荷重装置図を図-4に示す。押し500kN引き300kNの油圧ジャッキを用いて鋼製柱柱頭に繰返し水平力を載荷することで梁の間接接合部に曲げモーメントを作用させた。荷重は載荷点の水平変位を鋼製梁上端部からの距離 $L=750\text{mm}$ で除した部材角による変位制御で行った。

2.3 測定方法

鋼製柱柱頭部の水平変位を変位計で測定した。また、補強鋼製梁とコンクリート梁間の相対ずれ変位の計測と鋼製梁の相対回転角の計測のため、鋼製梁の端部4点で鉛直、水平方向の相対ずれ変位を高感度の変位計(感度

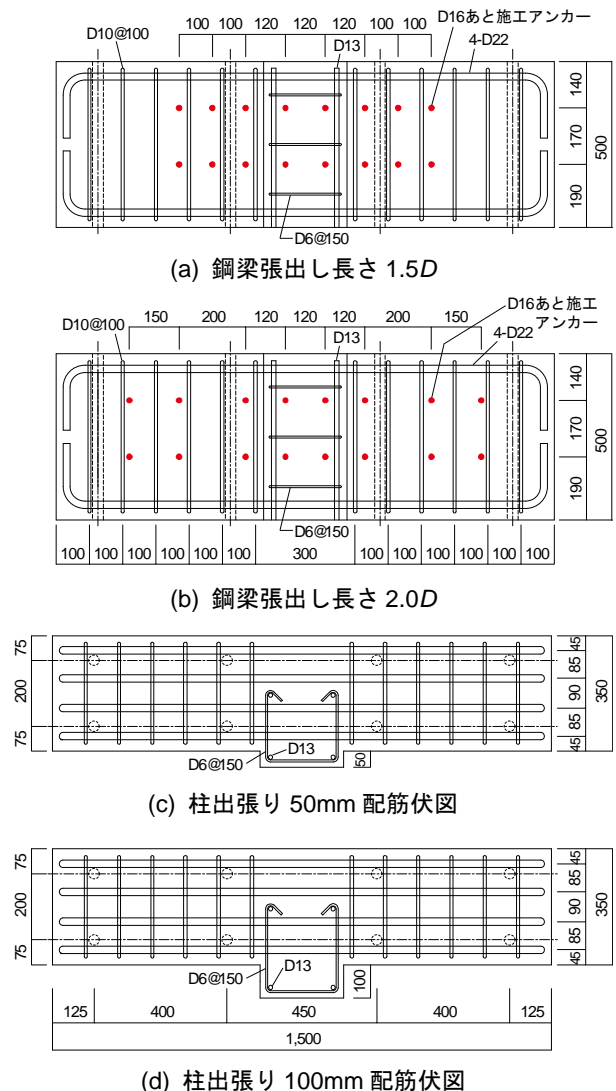


図-3 RC配筋およびあと施工アンカー配置

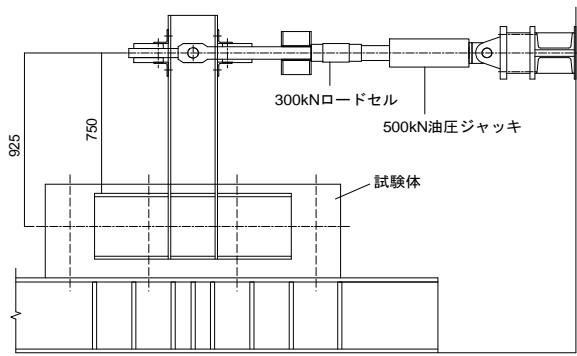


図-4 荷重装置

表-2 鋼材の材料特性

部位	種別	降伏点応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	破断伸び (%)
H形鋼(SN490)	PL12	372	536	197	32.1
	PL16	372	550	197	30.4
RC梁主筋	D22	373	573	215	22.9
RC梁あばら筋	D10	370	516	188	23.7
RC柱型部帯筋	D6	370 ^{*1}	551	187	23.1
割裂防止筋	D6	424	566	187	21.9
あと施工アンカー	D16	390	589	183	19.3
頭付きスタッド ^{*2}	L=80mm	401	465	-	-
	L=130mm	380	458	-	-
	L=180mm	349	449	-	-

*1: 0.2%オフセット値, *2: ミルシート値

2000 μ /mm)で測定している(図-5参照)。また、大変形域まで計測するため、鉛直方向の相対ずれ変位は感度500 μ /mmの変位計でも測定した。また、鋼製柱脚部と鋼製梁の上下フランジに1軸のひずみゲージ、柱梁接合部の中央部に3軸ゲージを貼付した。鋼製梁フランジ材軸方向のひずみゲージ貼付位置は、頭付きスタッドの設置位置の中間位置となるようにした。

2.4 実験結果

(1) 荷重-変形関係

水平荷重 Q -部材角 R (柱頭変位を鋼柱長さ $L=750$ mmで除した値)関係を図-6に示す。図中の青破線は外付けマニュアル³⁾のあと施工アンカーのせん断耐力式を用いた耐力計算値、緑一点鎖線は文献4)の山本らの低強度コンクリートに対するあと施工アンカーのせん断耐力式(以下、山本らのせん断耐力式(単体))を用いた計算耐

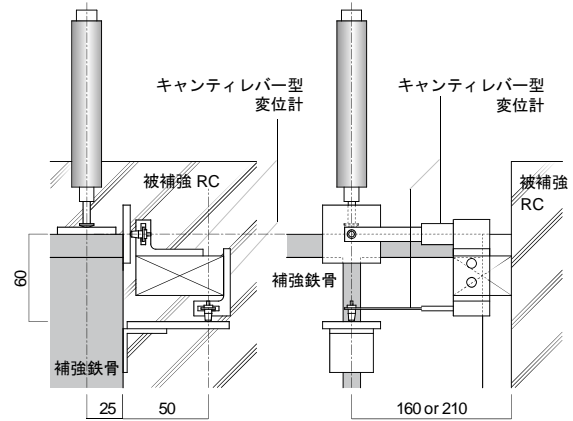


図-5 相対ずれ変位測定状況(梁上部)

力を示している($\phi_s=1.0$)。

全ての試験体で早期($R=0.0025\sim 0.0075$ rad.)にモルタルやコンクリートにひび割れが発生し、その後 $R=0.015$ rad.で最大耐力を迎えたのち緩やかに耐力は低下するが、実験終了時 $R=0.04$ rad.までは外付けマニュアルによる計算耐力を保持していた。間接接合部のモルタルでの破壊が顕著であり0.03rad.付近で一部剥落するに到ったが、割裂防止筋を配した試験体H-15-100Rでは実験終了まで間接接合部のモルタルが激しく損傷することはなかった。

(2) 初期剛性

文献5)を参考にして、あと施工アンカーのせん断横ずれ剛性を $k=250$ kN/mmとして初期剛性を計算した。初期剛性の実験値と計算値の比較を表-4に示す。本実験の実験値は計算剛性の70~80%程度で、文献2)の試験体では80~90%であり、比較的精度良く予測できている。本実験のコンクリート強度は 8.5 N/mm²程度で、文献2)の強度(13.2 N/mm²)より小さく、あと施工アンカーのせん断横ずれ剛性がより小さくなる可能性が考えられる。

(3) 最大耐力

表-4に実験最大耐力と外付けマニュアルのせん断耐力式および山本らのせん断耐力式(単体)による接合部耐力の計算値の比較を示す。外付けマニュアルによる耐力に対しては実験値が約45~65%上回っており、文献2)の実験結果の誤差と比較してかなりの安全側の評価をしているが、山本らのせん断耐力(単体)では誤差5%の範囲

表-3 コンクリート・モルタルの材料特性

試験体	コンクリート				無収縮モルタル			
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	強度時ひずみ	割裂強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	強度時ひずみ	割裂強度 (N/mm ²)
H-15-50	8.64	11.8	0.00275	0.81	28.9	21.8	-	3.02
H-20-50	8.43	12.2	0.00224	0.89	26.4	12.9	-	3.46
H-15-100	8.55	12.8	0.00240	0.89	30.2	22.3	0.00167	3.92
H-15-100R								

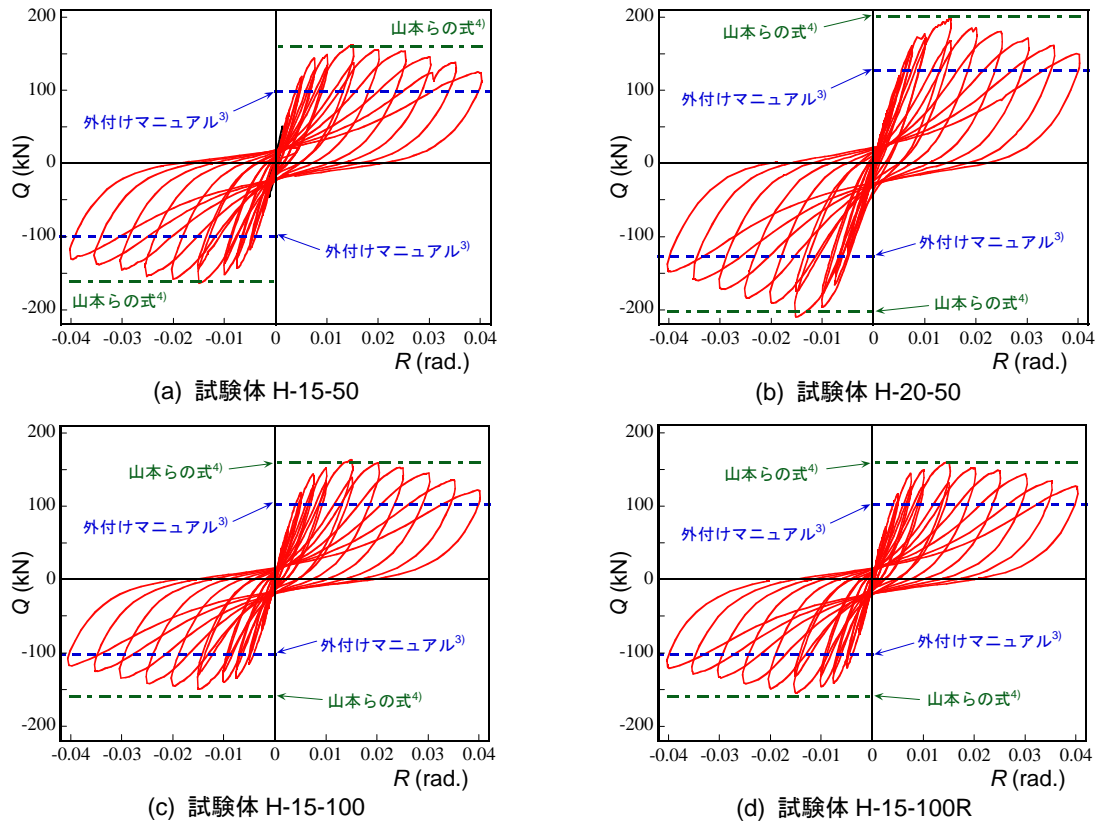


図-6 水平荷重一部材角関係

内にあり精度良く予測できている。RC 梁に柱型の出っ張りがあり間接接合部の長さが大きくなっても、既往のあと施工アンカーのせん断耐力式を使用して十分安全側の評価が可能である。

表-5 に各耐力時の相対回転角を示す。回転角 θ はRC 梁に対する鋼製梁の相対回転角で、鋼製梁端部におけるRC 梁と鋼製梁間の鉛直方向相対変位より算出した。算定には感度 $2000 \mu/\text{mm}$ の変位計の値を用いている。柱型

の出っ張りが大きい試験体のほうが最大耐力時の相対回転角が大きい。割裂防止筋を入れた試験体 H-15-100R では小さく抑えられている。外付けマニュアル耐力時の相対回転角は部材角と比較して非常に小さく、せん断耐力の低減係数 0.7^3 を考慮した外付けマニュアル耐力時の相対回転角はさらに小さいことが分かる。文献 2) の試験体と比較しても回転量はむしろ小さく、柱型の出っ張りがあるとしても十分な回転拘束が可能であることがわかった。

表-4 実験値と計算値の比較²⁾

試験体名	実験値			計算初期剛性 (kN/mm)	実験値 / 計算値	計算鋼柱脚降伏耐力 (kN)	外付けマニュアル ³⁾		山本等らの式(単体) ⁴⁾	
	初期剛性 (kN/mm)	最大耐力 (kN)	最大耐力時部材角 (rad.)				耐力 Q_A (kN)	実験値 / 計算値	耐力 Q_B (kN)	実験値 / 計算値
C-15 ²⁾	29.9	169	0.0248	34.4	0.87	160	156	1.08	198	0.85
		-174	-0.0196					1.12		0.88
H-15 ²⁾	52.0	189	0.0149	56.5	0.92	395	158	1.19	196	0.96
		-170	-0.0150					1.07		0.87
H-20 ²⁾	50.2	227	0.0149	61.6	0.82	395	209	1.09	257	0.88
		-247	-0.0151					1.18		0.96
H-25 ²⁾	48.4	245	0.0148	62.3	0.78	395	205	1.19	261	0.94
		-232	-0.0150					1.13		0.89
H-15-50	42.4	162	0.0151	51.3	0.83	360	99	1.64	160	1.01
		-163	-0.0150					1.65		1.02
H-20-50	39.6	198	0.0148	55.4	0.71	360	127	1.56	202	0.98
		-210	-0.0152					1.65		1.04
H-15-100	38.3	164	0.0149	51.3	0.75	360	102	1.60	159	1.03
		-150	-0.0150					1.46		0.94
H-15-100R	42.5	161	0.0149	51.3	0.83	360	102	1.57	159	1.01
		-154	-0.0151					1.51		0.97

表-5 各耐力時の鋼製梁の相対回転角

	最大耐力時 部材角 (rad.)	最大耐力時 鋼梁回転角 (rad.)	Q_A 時 鋼梁回転角 (rad.)	$0.7Q_A$ 時 鋼梁回転角 (rad.)
H-15-50	0.0151	0.0023	0.00057	0.00028
	-0.0150	-0.0049	-0.00054	-0.00027
H-20-50	0.0148	0.0037	0.00065	0.00032
	-0.0152	-0.0037	-0.00032	-0.00012
H-15-100	0.0149	0.0050	0.00077	0.00040
	-0.0150	-0.0060	-0.00087	-0.00047
H-15-100R	0.0149	0.0027	0.00075	0.00036
	-0.0151	-0.0012	-0.00074	-0.00033

3. 簡易モデルによる実験挙動の追跡

3.1 解析方法

補強鋼製部材と間接接合部を剛の柱梁部材と横ずれバネの簡易なモデルで模擬し、鋼製部材とコンクリート間の鉛直方向相対変位をバネの横ずれに置き換えて挙動追跡を行った。図-7 に解析モデルを示す。柱と梁は材軸線上に配し、柱梁接合部は完全に剛であるとした。横ずれバネの位置は試験体のあと施工アンカーの施工位置と同じとした。横ずれバネの挙動は図-8 に示す荷重-ずれ関係を仮定した⁵⁾。初期剛性を 250kN/mm とし、アンカーのせん断耐力の 8 割の耐力まで上昇し、0.5mm で最大せん断耐力に達し、2mm 時まで最大耐力の 8 割まで低下、それ以降は耐力一定とした。本実験では RC 躯体コンクリートに低強度コンクリートを使用しており、間接接合部の耐力はあと施工アンカー部で決定されるため、

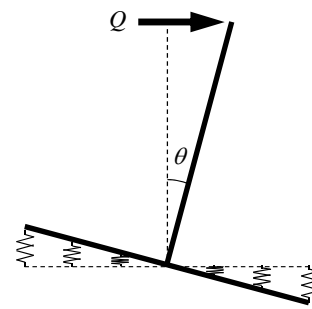


図-7 解析モデル

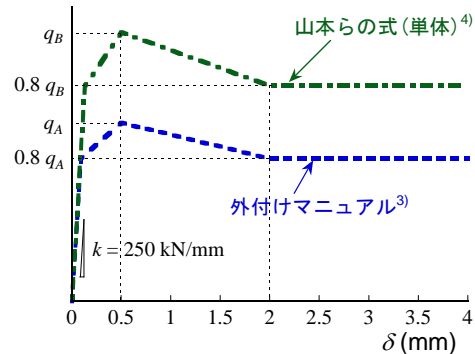


図-8 横ずれバネの荷重-ずれ関係⁵⁾

最大耐力はあと施工アンカーのせん断耐力式を用いた。なお、外付けマニュアルのせん断耐力式³⁾、山本らのせん断耐力式(単体)⁴⁾の 2 種類で検討をしている。

3.2 実験結果との比較

図-9 に曲げ耐力 M -回転角 θ 関係の解析と実験の比較を示す。図中赤実線は実験結果で感度 $500 \mu / \text{mm}$ の変位計による相対回転角のものである。青破線で外付けマ

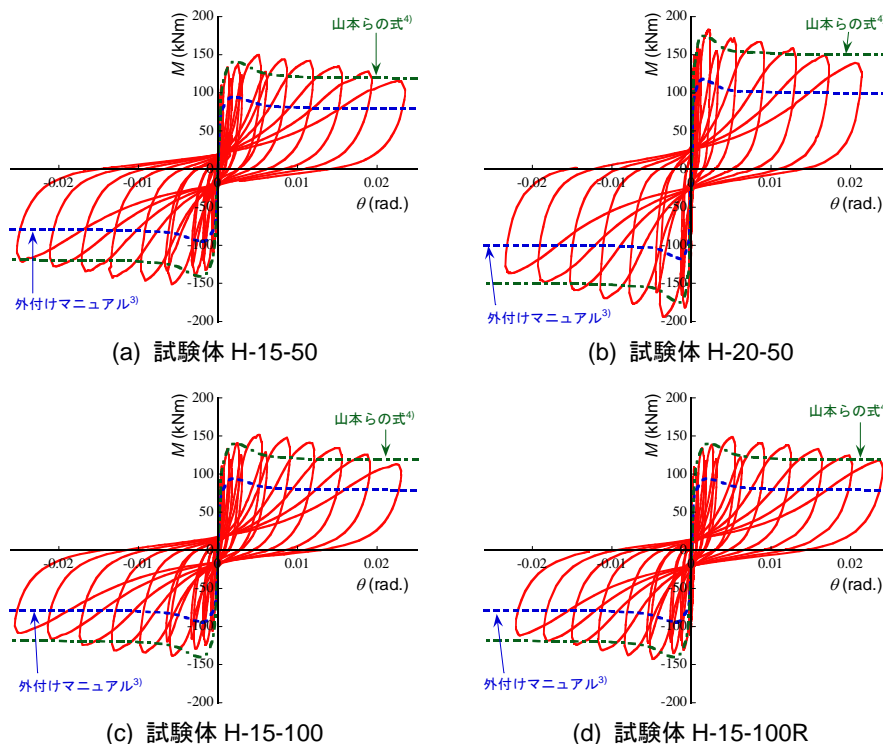


図-9 曲げ耐力-回転角関係の比較 (柱型出張りあり, $c\sigma_B = 8.5 \text{ N/mm}^2$)

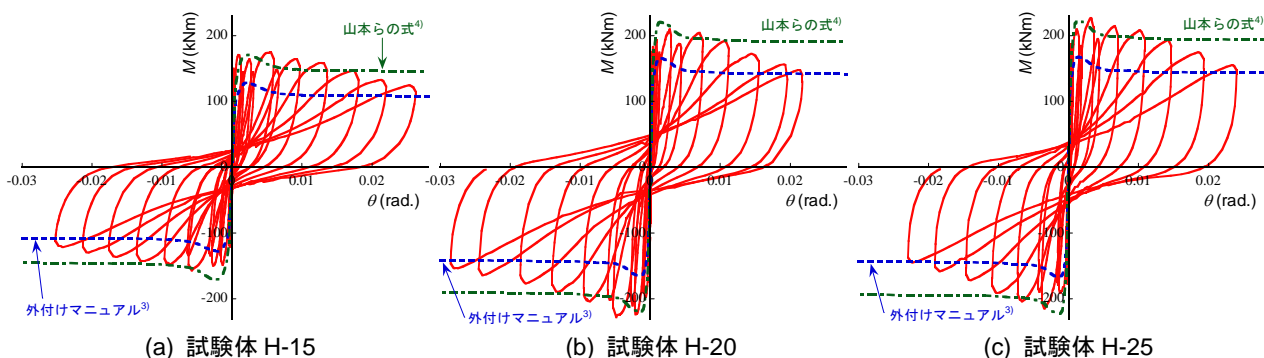


図-10 曲げ耐力-回転角関係の比較²⁾ (柱型出張り無し, $c_{\sigma B} = 13.2 \text{ N/mm}^2$)

マニュアルのせん断耐力式を使用した解析結果を、緑一点鎖線で山本らのせん断耐力式(単体)による解析結果を示す。図より、外付けマニュアルのせん断耐力式の結果が実験結果を概して安全側に評価していることが分かる。ここでは低減係数 $\phi_s=1.0$ として算定しているが、実際の設計においては $\phi_s=0.7$ とすることとなっているため更に安全側の評価となる。山本らのせん断耐力式(単体)を用いたものは、実験挙動をよく追跡している。

図-10 に柱型の出っ張りの無い文献²⁾の曲げ耐力 M - 回転角 θ 関係の比較を示す。外付けマニュアルのせん断耐力式の結果は実験結果を安全側に評価しており、山本らのせん断耐力式(単体)を用いたものは、最大耐力の実験値を危険側に評価をすることがあるが、 $\theta=0.01\text{rad.}$ までは実験挙動をよく追跡している。

4. まとめ

鋼製柱による既存不適格 RC 造建物の外側耐震補強工法に関して、梁部分の間接接合部の性能について検討をした。柱型の出っ張り長さや鋼製梁の張出し長さを実験変数として接合部の部分試験体の実験を行った。また、簡易なモデルによる挙動の追跡を行い実験結果との比較を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) あと施工アンカーのせん断横ずれ剛性を $k=250 \text{ kN/mm}$ として算定した計算初期剛性で実験値を精度良く予測した。
- (2) 実験最大耐力はすべての試験体で外付けマニュアルのせん断耐力($\phi_s=1.0$)を用いて算定した接合部耐力を約45~65%上回ったが、山本らのせん断耐力(単体)では誤差5%の範囲内にあり精度良く予測した。
- (3) 外付けマニュアル耐力時の相対回転角、および低減係数 $0.7^3)$ を考慮した耐力時の相対回転角は小さく、柱型の出っ張りがあっても十分な回転拘束が可能である。

- (4) 剛体とバネの簡易なモデルによる解析で実験挙動を予測することができた。外付けマニュアルのせん断耐力式を用いると実験結果を安全側に評価し、山本らのアンカー筋せん断耐力式(単体)を用いると実験挙動はよく評価した。

謝辞

本研究を進めるにあたり、北村研士氏(神戸大学大学院生)より多大なご協力を得ました。ここに記して感謝の意を申し上げます。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告／建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物, 1997.7
- 2) 藤永隆, 宮川和明, 喜多村亘, 孫玉平：鋼製柱による RC 造建築物の外付け耐震補強工法に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, 第 25 巻 1 号, pp.13-22, 2014.1
- 3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「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
- 4) 山本泰稔, 秋山友昭, 市橋重勝, 片桐太一, 藤山知繁, 加藤三晴, トンプソン ジム, 有木克良, 上田洋一：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究(その1)~(その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.397-408, 2000.9
- 5) 北村研士, 藤永隆, 宮川和明, 喜多村亘, 孫玉平：鋼製柱による既存 RC 造の耐震補強法における接合部の挙動に関する一考察, 第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, No.60, pp.60-1-60-6, 2013.11