既存 RC 梁の外付けせん断補強工法におけるせん断伝達機構

SHEAR TRANSFERRING MECHANISMS OF EXISTING RC BEAMS
WITH AN OUTSIDE ATTACHED SHEAR STRENGTHENING METHOD掛 悟史^{*1}, 倉本 洋^{*2}, Juan Jose CASTRO^{*3}, 加々良 昌史^{*4}樋渡 健^{*5}, 阿部隆 英^{*6}, 久保田 雅春^{*6}

Satoshi KAKE, Hiroshi KURAMOTO, Juan Jose CASTRO,

Masashi KAGARA, Takeshi HIWATASHI, Takahide ABE

and Masaharu KUBOTA

In this study, shear transferring mechanisms of an outside attached shear strengthening method for existing RC beams were examined by three-dimensional FEM analysis. The analytical parameters were cross-section shape, number of connecting anchors, embedded length of anchors and strengthening element width. The analytical results for the shear force versus drift angle relationships showed good agreements with experimental values. The analysis indicated that the arch mechanism is also formed in the strengthening element of the RC beams. Through the analysis it was verified that the effective width of the strengthening element is approximately 75mm when the maximum shear force is reached.

Keywords : RC beams, Outside strengthening, Shear transferring mechanism, Effective width, FEM analysis

RC 梁, 外付け補強, せん断伝達機構, 補強部有効幅, FEM 解析

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以来, 既存鉄筋コンクリート (以下, RC と略記) 造建物に対する耐震補強工法が数多く提案されている。それらの中には梁および柱のせん断補強工法も含まれているが, 繊維シートや鋼板を巻き付けたり, コンクリートを増打ちしたりするものであり, 梁部材の両側面および底面を補強するため建物内部の工事を伴う場合が多い (例えば 1), 2)。一方, 既存 RC 造集合住宅等の場合には, 居住しながらの耐震補強が強く要求されている。

そこで, 筆者らは既存 RC 造集合住宅等の梁の外付けせん断補強工法の開発に着手した。文献 3) では, せん断破壊と判定された梁部材に対して, 建物外側のみからの簡易な補強を施し, 早期に発生していたせん断破壊を遅延させる工法の実験を目的として, 7 体の試験体を用いた矩形梁の静的載荷実験を実施した。また文献 4) では, 既存梁のせん断余裕度およびスラブの影響の把握を目的として, 9 体の試験体を用いた矩形および T 形梁の静的載荷実験を実施した。その結果, 既存 RC 梁に補強を施すことにより, 最大耐力およびせん断剛性を上昇させることを示した。また, 補強試験体の終局強度は学会 RC 規準 5) による既存梁の曲げ終局強度, 既存梁の付着割裂

強度, および補強部の有効幅を考慮した靱性保証型指針 6) によるせん断強度のいずれか小さい値で概ね評価できることも示した。

これらの評価において, 補強試験体のせん断強度は既存梁および補強部のそれぞれのせん断強度を単純累加させることにより算出した。すなわち, 既存梁のせん断強度は靱性保証型指針より求め, 補強部のせん断強度は, 既存部位から接続アンカー筋を介してせん断力が伝達され, 補強部においてアーチ機構が形成されると仮定し, 靱性保証型指針のアーチ機構の項のみを用いて算出した。なお, アーチ機構に用いる断面の幅には補強部有効幅として既報 3) で提案した 75mm を用いた。しかし, 補強部のせん断応力伝達メカニズムとしてアーチ機構を仮定することが妥当であるか, また応力が伝達される範囲が既報 3) で提案した補強部有効幅 75mm としてよいかについては, 合理的に説明するまでには至っていない。

そこで本論文では, 補強 RC 梁の 3 次元非線形 FEM 解析を実施し, FEM 解析の仮定およびモデル化の妥当性を検証する。さらに, 補強部について変形や応力を直接的に求めることにより, 外付け補強を施した RC 梁の応力伝達メカニズムについて考察する。

*1 元 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
大学院生・修士 (工学)

(現 ㈱竹中工務店)

*2 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
教授・博士 (工学)

*3 琉球大学工学部環境建設工学科 准教授・博士 (工学)

*4 東亜建設工業㈱建築事業本部設計部

*5 東亜建設工業㈱技術研究開発センター 博士 (工学)

*6 飛鳥建設㈱建設事業本部トグル事業部

Former Graduate Student, Div. of Global Architectural, Graduate School of Eng., Osaka Univ., M. Eng.

Prof., Div. of Global Architectural, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Civil Eng. and Arch., Faculty of Eng., Univ. of Ryukyus, Dr. Eng.

Design Department, Architectural Headquarters, Toa Corporation

Research and Development Center, Toa Corporation, Dr. Eng.

Toggle Department, Architectural Business Div., Tobishima Corporation

表 1 試験体諸元

試験体名		A1	B1-1	B1-2	AST	BST-1	BST-1A
実験変数	既存梁断面形状	矩形			T 形		
	接続アンカー筋本数	-	20 (@150mm)	10 (@300mm)	-	20 (@150mm)	
	接続アンカー筋埋込み長さ	-	7d _a (=91mm)			-	7d _a (=91mm)
既存梁	断面 (mm)	350×650					
	主筋	3-D25/2-D22 (p _t =1.16%)					
	せん断補強筋	□-D10@150 (p _w =0.27%)					
	内法長さ (mm)	1,600 (a/d=1.42)					
補強部	断面 (mm)	-	150×650		-	150×540	
	軸筋	-	2-D10 (p _t =0.16%)		-	2-D10 (p _t =0.20%)	
	あばら筋	-	□-D10@150 (p _w =0.63%)		-	□-D10@150 (p _w =0.63%)	
	内法長さ (mm)	-	1,500 (a/d=1.26)		-	1,500 (a/d=1.55)	

2. 解析対象試験体の概要

2.1 試験体概要

図 1 に解析対象とした試験体の形状および配筋詳細を、表 1 に試験体諸元をそれぞれ示す。なお、本論では文献 3) および 4) に示された試験体のうち、最終破壊モードをせん断破壊と判定した試験体のみを対象とした。試験体は実物大で、無補強試験体 2 体および補強試験体 4 体の計 6 体である。実験変数は断面形状 (矩形および T 形)、接続アンカー筋本数 (20 本および 10 本) および接続アンカー筋有効埋込み長さ (7d_a および 12d_a, d_a: 接続アンカー筋径) とした。補強部はすべての試験体について補強幅を 150mm とし、既存梁のせん断耐力の増加のみに寄与させるため両端部に 50mm のクリアランスを設け、接続アンカー筋により既存梁片面に接続している。なお、接続アンカー筋には D13 を用い、定着長さはすべての試験体について 6d_a とした。

補強試験体の作成は以下の手順で行った。すなわち、既存梁を打設した後、既存梁の片面に先端部が平先寸切状の接続アンカー筋を注入型の接着系樹脂により固着させた⁷⁾。その後、補強部と既存梁の界面での目荒らし処理は行わず、補強部を打設した。なお、既存梁および補強部の両部位のコンクリートは水平打設とした。

2.2 材料特性

表 2 および表 3 にコンクリートの材料特性を、表 4 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。既存梁に使用したコンクリートの目標強度は 15N/mm² であり、補強部に使用したコンクリートの目標強度は 30N/mm² である。既存梁の主筋は SD390 を使用し、スラブ筋、補強部軸筋、接続アンカー筋、既存梁および補強部あばら筋は SD295A を使用した。

2.3 荷荷方法

図 2 に荷荷装置を示す。試験体は反力フレームに PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し荷荷は反力壁に取り付けたオイルジャッキ (2,000kN) によって行った。さらに、反力フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキ (各 2,000kN) により、試験体軸力 N=0kN を保持するように当該ジャッキを制御した。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を試験体の内法長さ (l=1,600mm) で除した相対部材角 R=δ/l で北側方向を正として制御した。

2.4 実験結果の概要

図 3 に無補強試験体のせん断力一部材角関係および補強試験体のせん断力一部材角包絡関係を示し、図 4 に試験体 B1-1 および BST-1 の最大耐力時における破壊状況を一例として示す。なお、図 4 中の灰色部分は補強部を示す。

すべての試験体で、R=0.25×10⁻²rad. の荷荷サイクルにおいて既存

※無補強試験体の形状は補強部を除いた部分
図 1 試験体形状および配筋詳細

図 2 荷荷装置

表 2 既存梁コンクリートの材料特性

試験体	σ _B (MPa)	ε _B (μ)	E _c (GPa)	σ _{sp} (MPa)	ρ (kN/m ³)
A1	13.3	1909	20.3	1.32	21.7
B1-1	12.8	1819	20.5	1.88	21.6
B1-2	14.2	1737	22.7	1.42	21.7
AST	12.5	1970	18.8	1.36	21.5
BST-1	14.1	1968	18.2	1.52	21.3
BST-1A	16.1	2058	21.6	1.73	21.5

表 3 補強部コンクリートの材料特性

試験体	σ _B (MPa)	ε _B (μ)	E _c (GPa)	σ _{sp} (Mpa)
B1-1	33.6	1638	32.9	2.61
B1-2	29.9	1691	29.9	2.14
BST-1	42.0	2173	30.2	3.21
BST-1A	43.7	2187	31.9	3.25

σ_B:圧縮強度, ε_B:圧縮強度時ひずみ, E_c:ヤング係数, σ_{sp}:割裂強度, ρ:密度

表 4 鉄筋の材料特性

種別	使用箇所	σ _y (MPa)	E _s (GPa)	σ _u (MPa)
D25 (SD390)	既存梁主筋	429	188	603
D22 (SD390)		446	187	621
D13 (SD295A)		340	196	493
D10 (SD295A)	スラブ筋 補強部軸筋 あばら筋	354	194	506

σ_y:降伏点, E_s:ヤング係数, σ_u:引張強さ

梁のせん断ひび割れ発生に起因する剛性低下が確認され、 $R=0.5\sim 0.75\times 10^{-2}\text{rad}$ の荷重サイクルにかけて既存梁せん断補強筋の降伏が認められた。その後、 $R=0.75\sim 1.5\times 10^{-2}\text{rad}$ の荷重サイクルにかけて最大耐力に達し、最大耐力点以降は補強部の損傷は大きく進行せず、既存梁のせん断破壊および付着割裂破壊に伴う緩やかな耐力低下が確認された。矩形断面の補強試験体の最大耐力は、無補強試験体 A1 に対して 1.26 倍 (B1-1) および 1.19 倍 (B1-2) となった。また、T 形断面の補強試験体の最大耐力は、無補強試験体 AST に対して 1.16 倍 (BST-1) および 1.31 倍 (BST-1A) となり、補強試験体は無補強試験体に対して約 1.1~1.3 倍耐力が上昇した。

接続アンカー筋本数の比較では、接続アンカー筋本数の多い試験体 B1-1 の最大耐力は接続アンカー筋本数の少ない試験体 B1-2 と比べて大きいことが確認された。断面形状の比較では、T 形梁の最大耐力は矩形梁の最大耐力と比べて同程度であり、スラブの有無による最大耐力の変化は見られなかった。また、接続アンカー筋埋込み長さによる比較では、埋込み長さが深い試験体 BST-1A は $R=1.5\times 10^{-2}\text{rad}$ の荷重サイクルにおいて最大耐力に達し、他の試験体と比べて大きな部材角まで耐力を保持する結果となった。

3. 三次元有限要素解析

3.1 解析概要

解析では前述した 6 体の試験体に加え、試験体 B1-1 のシアスパン比を 1.0 および 2.0 に変化させた解析モデル B1-1(a/D1.0)および B1-1(a/D2.0)、および試験体 BST-1A の補強幅を 250mm まで増加させた解析モデル CST-1A の 3 体も対象とした。表 5 に試験体の解析

図 3 せん断力-部材角包絡関係

図 4 最大耐力時ひび割れ状況一例

変数を示す。

図 5 に試験体の要素分割を示し、図 6 に試験体 B1-1、B1-2 および BST-1A の梁断面の解析モデル詳細を一例として示す。各要素は、試験体の主筋、スラブ筋、軸筋、および接続アンカー筋の配筋位置に準じて分割した。加力はスタブ下端において試験体に作用する軸力 $N=0\text{kN}$ を保持し、スタブ上端に実験と同じ部材角となるよう強制変位を与えた。本解析では変位制御による正負交番繰り返し荷重とし、解析モデル B1-1(a/D2.0)では $R=1.0\times 10^{-2}\text{rad}$ 以降で、その他の試験体では $R=1.5\times 10^{-2}\text{rad}$ 以降で解析結果が不安定になったため、その時点で計算を終了した。なお、解析は 3 次元非線形解析ソフト「FINAL⁸⁾」を用いて行った。

3.2 コンクリートモデル

コンクリートは 8 節点アイソパラメトリック立体要素でモデル化し、既存梁および補強部ともに共通の材料構成則を仮定した。本解析では既存梁および補強部のコンクリートについて、あばら筋により拘束された要素（以下、コアコンクリートと呼称）とかぶり要素（以下、カバーコンクリートと呼称）を異なる材料構成則により定義した。応力-ひずみ関係については、圧縮側の応力上昇域および軟化域は修正 Ahmad モデル⁹⁾ (図 7 (a) 参照) とした。三軸応力下

表 5 解析変数

変数	断面形状	シアスパン比 a/D	アンカー間隔 (mm)	アンカー埋込み長さ	補強幅 (mm)
A1	矩形	1.23	-	-	-
B1-1			150	7da	150
B1-2			300		
B1-1(a/D1.0)		1.00	150		
B1-1(a/D2.0)	T 形	2.00	150	7da	150
AST		1.23	-	-	-
BST-1			150	12da	250
BST-1A			150	12da	
CST-1A			150	12da	250

図 5 要素分割

図 6 梁モデル断面詳細一例

の圧縮破壊条件は、コアコンクリートにおいてはあばら筋による拘束効果を考慮して Ottosen の 4 パラメータモデルに畑中らの係数¹⁰⁾を採用したものを適用した。カバーコンクリートは、拘束効果を考慮せず一軸圧縮強度まで到達すると仮定した。引張側についてはひび割れ発生点までは線形で、ひび割れ後のテンションスティフニング特性は出雲らのモデル¹¹⁾(図 7 (b) 参照)を適用し、係数はコアコンクリートを $C=0.4$ 、カバーコンクリートを $C=1.0$ とした。コンクリートの繰り返し応力下の履歴特性は除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル¹²⁾(図 7 (c))を使用した。ひび割れ後のせん断伝達モデルには Al-Mahaidi モデル¹³⁾(図 7 (d))を適

用した。

本論では、乾燥収縮ひび割れ等の初期ひび割れによる剛性低下を考慮するため、靱性保証型指針⁹⁾を参考にして既存梁コンクリートのヤング係数 E_c を下式により修正し、既存梁コンクリートの引張強度 σ_{sp} は下式⁹⁾を用いて算定した。既存梁コンクリートの圧縮強度、圧縮強度時ひずみおよび補強部コンクリートの各値については材料試験結果を用いた。なお、解析モデル B1-1(a/D1.0)および B1-1(a/D2.0)のコンクリートの諸値は試験体 B1-1 と同様とし、解析モデル CST-1A の諸値は、試験体 BST-1A と同様の値を設定した。

図 7 コンクリートの材料構成則

図 8 接合面における固着応力-相対すべり関係

図 9 鉄筋とコンクリートの付着応力-相対すべり関係

図 10 実験および解析におけるせん断力-部材角関係

$$E_c = 21000 \times \left(\frac{\rho}{23}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{\sigma_B}{20}} \quad (N/mm^2) \quad (1)$$

$$\sigma_{sp} = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (N/mm^2) \quad (2)$$

また、本実験では補強部コンクリート打設の際に、既存梁コンクリート表面に目荒らし処理は行っていない。しかし、接続アンカー筋による接合面には目荒らしを行っていない場合においても、コンクリートの引張強度と同程度の固着力が発生し、最大固着応力後は固着による抵抗力は急激に低下するが、接続アンカー筋のダボ作用による効果が期待できることが知られている¹⁴⁾。そこで、本解析では実験同様、既存梁および補強梁の界面のずれを表現するため、既存梁と補強部の間に離散ひび割れ要素を使用し、せん断伝達特性として図8に示す接合面の固着特性を考慮した。なお、固着強度には既存梁コンクリートの引張強度を設定した。また垂直方向（試験体面外方向）の特性は、両者が密着する方向には応力を伝達し、離開する方向には応力を伝達しないように接合要素の特性を定義した。

3.3 鉄筋および接続アンカー筋モデル

既存梁主筋および補強部軸筋はトラス要素でモデル化し、既存梁および補強部のせん断補強筋については埋め込み鉄筋として六面体要素内に層状置換し、コンクリート要素に対する鉄筋比として入力した。また、接続アンカー筋は曲げ変形およびせん断変形を考慮できる円形中実断面の積層シェル要素によりモデル化し、ダボ効果を表現した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル¹⁵⁾とし、材料定数は材料試験結果

図11 実験および解析における既存梁あばら筋応力-部材角関係

(a) 既存梁あばら筋

(b) 接続アンカー筋

図13 ひずみゲージ貼付位置

を用いた。

また、既存梁主筋、スラブ筋、補強部軸筋および接続アンカー筋定着側・埋込み側とコンクリートとの間での付着すべりを考慮するため、鉄筋要素とコンクリート要素の節点間に接合要素を挿入した。既存梁主筋、スラブ筋、補強部軸筋および接続アンカー筋定着側の付着応力-相対すべり関係は、CEB/FIP Model Code 1990¹⁶⁾により図9(a)の曲線のように設定し、最大付着応力 τ_u は耐震性能評価指針¹⁷⁾より算出した。また、接続アンカー筋の埋込み側の付着応力-相対すべり関係は文献18)より、図9(b)の曲線のように設定し、最大付着応力 τ_u は耐震改修設計指針⁷⁾より算出した。

4. 解析結果

4.1 履歴特性

表6に各試験体の実験値と解析値の最大耐力値の比較を示し、図10に実験および解析におけるせん断力-部材角関係を示す。

解析結果より、すべての試験体で履歴性状は実験結果と比べて原点を指向する傾向が認められた。矩形断面試験体では、負載荷側の最大耐力の解析値は実験値と比べて小さくなる傾向が見られたが、最大耐力までの剛性および正載荷側の最大耐力の解析値は実験値と概ね一致しており、各変形角の第2サイクルおよび $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. までの耐力低下も精度良く再現できている。T形断面試験体では、補強試験体において $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. の正載荷までの解析の耐力は実験値と比べて大きくなる傾向が認められたが、正負両載荷の最大耐

表6 実験値および解析値における最大耐力値の比較

	A1	B1-1	B1-2	AST	BST-1	BST-1A
実験値 $Q_{exp}(kN)$	359.3	447.0	428.3	368.0	412.5	471.8
解析値 $Q_{ana}(kN)$	348.5	423.0	436.0	366.8	455.0	473.0
Q_{ana}/Q_{exp}	0.97	0.95	1.02	1.00	1.10	1.00

図12 実験および解析における接続アンカー筋応力-部材角関係

力の解析値は実験値と概ね一致しており、矩形断面試験体同様、各変形角の第2サイクルおよび $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ までの耐力低下も精度良く再現できている。

また、解析モデル B1-1(a/D1.0)は試験体 B1-1 と同様の履歴性状を示したが、最大耐力が 456kN となり試験体 B1-1 と比べて大きくなる傾向が確認された。解析モデル B1-1(a/D2.0)では、初期剛性および最大耐力値が試験体 B1-1 と比べて小さくなり、曲げ降伏型の履歴性状を示した。さらに、解析モデル CST-1A では、正負両载荷の最大耐力は試験体 BST-1A と同程度となり、履歴性状についても試験体 BST-1A とほぼ同様になる結果となった。

4.2 鉄筋ひずみ

図 11 に $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ までの実験と解析における既存梁あばら筋応力一部材角関係を示し、図 12 に $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ までの接続アンカー筋応力一部材角関係を示す。既存梁あばら筋および接続アンカー筋応力は、鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ(図 13 参照) から得られた測定値を用いて計算した。

既存梁あばら筋では、応力発現時の部材角は解析結果と実験結果にばらつきが見られた。しかしながら、応力発現以降の部材角においては、あばら筋応力の解析結果は実験結果と概ね一致おり、あばら筋降伏時の部材角についても、精度良く再現できている。接続アンカー筋では、試験体 B1-2 および BST-1 について $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以降の解析結果は実験結果と比べて小さくなる傾向が見られた。しかしながら、解析結果は実験結果同様、弾性域内に留まっており、各部材角における接続アンカー筋応力の解析結果は実験結果と概ね一致している。なお、図 11 および図 12 には一部の結果のみ示しているが、その他の計測位置についても解析結果は実験結果と概ね一致している。

以上の解析結果から、本解析モデルにおいて RC 梁の履歴特性は $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ まで概ね模擬できたと判断し、次章からは本解析結果を用いて RC 梁の内部応力状態について検討を進める。

5. 内部応力状態

5.1 最小主応力分布

図 14 に $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ の1サイクル目正載荷ピーク時における各切断面の最小主応力分布(圧縮応力分布)を示す。なお解析結果において、すべての試験体で同様な傾向が見られたため、図 14 は試験体 A1, B1-1, AST および BST-1 のみを示す。

無補強試験体 A1 および AST では、いずれの切断面においても一端から他端(図中の上端から下端)にかけて圧縮ストラットが明確に形成されており、圧縮側端部に高い圧縮応力が生じている。一方、補強試験体 B1-1 および BST-1 では、切断面 1 では無補強試験体同様、一端から他端にかけて圧縮ストラットが明確に形成されており、圧縮側端部に高い圧縮応力が生じている。しかしながら、切断面 2 では、切断面 1 のような明確な圧縮ストラットが形成されておらず、切断面上で応力が分散していることが確認できる。また切断面 3 では、補強部において接続アンカー筋を介して圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。その分布は界面から面外方向に離れていくにつれて補強部端部の圧縮応力が小さくなっており、補強部において立体的なアーチ機構を形成していることがわかる。

以上の考察を踏まえて、補強試験体における応力伝達メカニズム

図 14 最小主応力分布 ($R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ ピーク時)

図 15 補強試験体破壊メカニズム

の概念図を図 15 に示す。同図に示すように、既存梁のコンクリート応力が梁中央部で圧縮強度に達したとき、補強部のコンクリート応力も有効幅の範囲で中央部において圧縮強度に到達するものとして立体的なアーチ機構を仮定した。なお、この場合部材端部では局部支圧による応力上昇が生じていると仮定し、部材中央部の圧縮強度

と補強による有効幅を用いて靱性保証型指針を適用することとした。

5.2 補強部有効幅の推移

図 16 にコンクリートの要素位置を示し、図 17 に最大耐力時および $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. ピーク時における補強試験体の補強部有効幅の分布を示す。図 17 中には既報³⁾で提案した有効幅 75mm を併せて示す。

5.1 節でも述べたように、既存梁から補強部へは複数の接続アンカー筋により応力が伝達されているため、部材中央部付近でコンクリートの圧縮応力が最大となるものと仮定した。そこで、この仮定の妥当性ならびに部材中央部における補強部の有効幅の検討を行う。

補強部有効幅 b_e は図 16 に示す要素位置における補強部分の負担せん断力 V_u を用いて下式より算出した。なお、下式は靱性保証型指針⁹⁾のアーチ機構の項を変形したものである。

$$b_e = \frac{2V_u}{\nu \sigma_b D \tan \theta} \quad (3)$$

ここで、 ν は補強部コンクリート圧縮強度の有効係数、 σ_b は補強部コンクリートの圧縮強度、 D は梁せい、 $\tan \theta$ はアーチ機構の圧縮束角 ($\approx 0.9 \times D/2L$, L : 補強部内法長さ) である。なお、補強部への応力伝達は接続アンカー筋および界面での固着力によるものと考えられるため、 $\tan \theta$ は固着力が作用する補強部の形状とした。

図 17 より、すべての補強試験体において最大耐力時の補強部有効幅の最大値は、部材中央部付近で 75mm 付近に分布していることが見てとれる。また図 17 より、 $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad. のピーク時における各試験体の有効幅の最大値の比較では、接続アンカー筋本数の少ない試験体 B1-2 の補強部有効幅は、接続アンカー筋本数の多い試験体 B1-1 と比べて小さく、また接続アンカー筋埋込み長さが浅い試験体 BST-1 の補強部有効幅は、埋込み長さが深い試験体 BST-1A および解析モデル CST-1A と比べて小さくなる傾向が認められる。また補強幅の比較では、解析モデル CST-1A の補強部有効幅は試験体 BST-1A と同程度であり、最大耐力も同程度であることから補強幅を増加させたことによる補強増大効果は認められない。このことは文献³⁾の矩形断面試験体でも同様な傾向が確認されている。

また、最大耐力時における補強部有効幅の分布形状について、T 形断面試験体では矩形断面試験体と比べて補強部上端の有効幅が小さくなっていることが見てとれる。これは図 18 の既存梁の圧縮ストラット形状モデルに示すように、T 形断面ではスラブが圧縮される既存梁上端において、スラブ全体で圧縮力を負担するため、既存梁の圧縮ストラット上端の幅は細くなり、接続アンカー筋を介して補強部に作用するせん断力が小さくなるためと考えられる。

さらに、シアスパン比の変化における最大耐力時の補強部有効幅の比較では、解析モデル B1-1(a/D1.0)の有効幅は 68mm となり、75mm に到達していないことが確認された。一方、解析モデル B1-1(a/D2.0)の有効幅は 122mm となっており、75mm を大幅に上回る結果となっている。しかしながら、B1-1(a/D2.0)の破壊モードは曲げ降伏先行型となっているため、その影響も考慮する必要がある。

以上のことから、シアスパン比が $a/D=1.23$ の試験体について、せん断破壊型の補強試験体の最大耐力時において、補強部有効幅の最大値は部材中央部付近で 75mm 程度となっていることが確認された。また、接続アンカー筋埋込み長さが深いほど、および接続アンカー筋本数が多いほど補強部が負担するせん断力は大きくなるが、補強部の幅を大きくしてもせん断耐力の増加はほとんど期待できないと

いえる。さらに、スラブの有無による既存梁の圧縮ストラットの形状の違いにより補強部のせん断伝達機構に差異あることなども併せて確認された。なお、シアスパン比が大きくなるほど補強部有効幅が大きくなる傾向も確認されたが、これに関しては実験等も含めたより詳細な検討が必要であり、今後の課題としたい。

6. まとめ

本論では、外付け補強を施した矩形および T 形 RC 梁の 3 次元非線形 FEM 解析を実施し、解析モデルの妥当性の検討、RC 梁のせん断伝達機構および実験変数が補強部のせん断伝達機構に及ぼす影響について検討を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 補強 RC 梁の挙動は本論で提案した 3 次元 FEM 解析モデルによって概ね再現することができる。
- 2) 補強 RC 梁では、既存梁の断面形状、接続アンカー筋の本数および埋込み長さに関係なく、接続アンカー筋を介して既存梁から補強部に立体的なアーチ機構が形成される。
- 3) 補強部有効幅は最大耐力時において、既報で提案した 75mm 付近に分布する。また、接続アンカー筋埋込み長さが深いほど、および接続アンカー筋本数が多いほど補強部のせん断耐力は大きくなるが、補強部の幅を大きくしてもせん断耐力の増加はほとんど期待できない。
- 4) T 形断面を有する補強 RC 梁では、既存梁スラブが圧縮力を負担するため、矩形断面を有する RC 梁と比べて有効幅が最大となる位置が中央部からスラブ圧縮端とは逆方向に移行する傾向がある。
- 5) 補強 RC 梁のシアスパン比が大きくなるほど補強部有効幅が大きくなる傾向があるが、この影響に関しては実験等も含めたより詳細な検討が必要である。今後の課題としたい。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省「平成 23・24 年度住宅・建築関連先端技術開発助成事業」の助成を受けて東亜建設工業、飛鳥建設および大阪大学の 3 機関により共同で実施した。また梁補強実験の実施および解析実施にあたり、元大阪大学の前田敦志氏(現 (株)奥村組)および大阪大学大学院生の倉本真氏ならびに鈴木卓氏の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 帆足勇磨, 増田安彦, 田才晃, 楠浩一: 低強度コンクリート RC 構造物の付着性状および炭素繊維シート補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 31 巻, 第 2 号, pp.1003-1008, 2009
- 2) 大石祐太, 三島直生, 畑中重光: 低強度コンクリートを用いた RC 梁の破壊挙動と CFRP による補強効果に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.639-640, 2010
- 3) 掛悟史, 阿部隆英, 加々良昌史, 倉本洋: 既存梁部材の外側せん断補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, 第 34 巻, 第 2 号, pp.1027-1032, 2012
- 4) 倉本真, 掛悟史, 加々良昌史, 樋渡健, 阿部隆英, 久保田雅春, カストロ ホワン ホセ, 倉本洋: スラブ付き RC 梁に対するせん断破壊遅延型補強工法に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 第 53 号, 構造系, pp.309-312, 2013.6
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説, 1997
- 7) (財)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
- 8) 伊藤忠テクノソリューションズ (株): FINAL/V11 HELP, 2010.3
- 9) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 10) 水野英二, 畑中重光: 塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学年次論文集, 第 2 巻, 第 2 号, pp.85-95, 1991.7
- 11) 出雲淳一他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 12) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.10
- 13) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- 14) 榎本将弘, 山田和夫, 神谷隆, 上田洋一: あと施工アンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 28 巻, 第 2 号, pp.1111-1116, 2006
- 15) Ciampi, V, et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No.UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
- 16) CEB/FIP Model Code 1990, First Draft, Bulletin d'Information, No.195, CEB, 1990.3
- 17) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針・同解説, 2004
- 18) 福本晃治, 清原俊彦, 中野克彦, 松崎育弘: 接着系あと施工アンカーの構造性能に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.719-720, 1998.7

(2013年3月22日原稿受理, 2013年10月3日採用決定)