

# 論文 外付け梁補強と既存梁との接合部破壊性状と耐力評価

蛭田 駿<sup>\*1</sup>・中村 聡宏<sup>\*2</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*3</sup>・田口 孝<sup>\*4</sup>

**要旨：**袖壁補強を施した骨組は、梁降伏型の崩壊メカニズムになりやすいため、梁の曲げ補強を施すことで袖壁による補強効果を十分に発揮できるようになる。本研究では、外付け補強梁と既存梁の接合部に生じる破壊を実験により把握し、その耐力評価方法を提案することを目的とした。実験では、外付け補強梁と既存梁の軸心のずれにより、補強梁と既存梁の接合部が一体となつてねじれる破壊が生じた。補強梁と既存梁の接合部のずれを伴うせん断破壊、曲げ破壊に加え、実験で確認されたねじれ破壊の耐力の評価方法を提案し、実験値との比較を行ったところ、概ね評価できることが確認された。

**キーワード：**耐震補強, 袖壁補強, 梁補強, 接合部, せん断摩擦

## 1. はじめに

袖壁補強を施した骨組は、袖壁補強柱の強度や剛性が高くなり、梁降伏型の崩壊メカニズムになりやすい。そのため、梁の曲げ補強を施すことで、袖壁による補強効果も十分に発揮できるようになり、骨組の保有水平耐力が向上する。

中村ら<sup>1)</sup>は袖壁補強を施した骨組の既存梁に対する外付け補強の効果を確認するために、外柱梁を模擬した加力実験を行い、その補強効果を実験的に明らかにした。一方で、外付け補強梁と既存梁の軸心のずれに伴う偏心モーメントによる、外付け補強梁と既存梁の接合部の破壊が確認された。

そこで、本研究では文献1)の実験結果を踏まえて外付け補強梁と既存梁の接合部に生じる破壊モードを明らかにし、その耐力の評価方法を提案することを目的とする。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

鉄筋コンクリート造建物の外柱梁接合部周辺を模した試験体を製作した。試験体の縮尺は1/2である。

試験体は、既存の柱梁の打設後に、袖壁部分のコンクリートを打設した。その後、既存梁の表面に目荒らしを施し、あと施工アンカーを打設したのちに、補強梁の打設を行った。既往の研究<sup>2)</sup>において、柱と袖壁の接合が

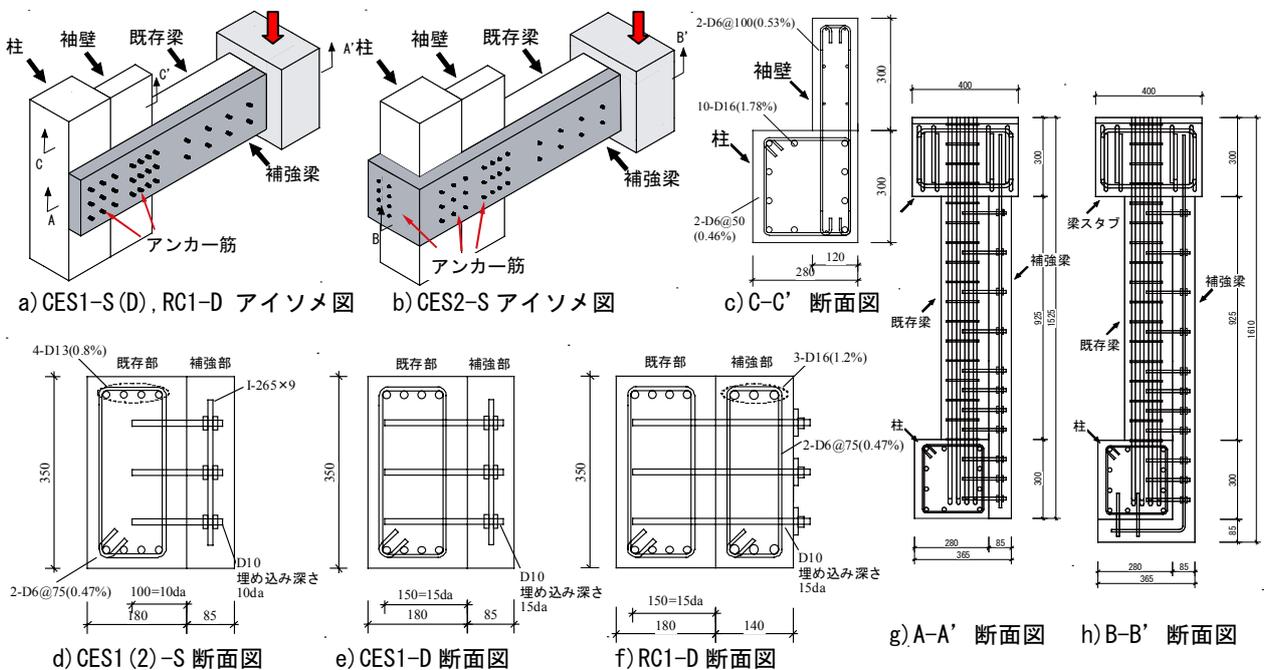


図-1 試験体配筋図

\*1 名古屋大学工学部 学部生 (学生会員)

\*2 名古屋大学大学院 助教 博士 (工学) (正会員)

\*3 名古屋大学大学院 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

\*4 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所 博士 (工学) (正会員)

表-1 使用材料一覧

使用部位	コンクリート種類	弾性係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
既存梁	普通コンクリート	$1.83 \times 10^4$	8.3	1.17
補強梁(CES)	繊維補強コンクリート	$2.39 \times 10^4$	38.0	3.40
補強梁(RC)	普通コンクリート	$2.61 \times 10^4$	38.0	2.28

使用部位	呼び径(材質)	弾性係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏歪[μ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
梁補強筋	D6(SD295A)	$1.84 \times 10^5$	400	2177	501
アンカー筋	D10(SD295A)	$1.93 \times 10^5$	357	1853	506
梁主筋	D13(SD295A)	$1.74 \times 10^5$	351	2024	500
内蔵鋼板	PL9(SN400B)	$1.99 \times 10^5$	290	1458	447

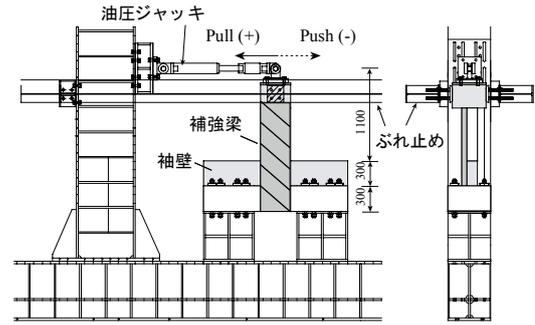


図-2 加力セットアップ図

十分になされていれば、袖壁を後打ちした柱と一体打ちの柱は同等の性能を有することが示されているため、袖壁横筋を通し配筋による定着とした。また、実設計では、既存梁に対する縦筋の定着は取りづらいことが想定されるため、縦筋の確保はしていない。

試験体のパラメータは、埋め込み深さおよび補強梁の構造とした。試験体は、埋め込み深さが  $10d_a$  ( $d_a$ : アンカー径)のあと施工アンカーを用いてCES構造<sup>3)</sup>(繊維補強コンクリートを用いた鋼板を内蔵する鉄骨コンクリート構造)の梁の外付け補強を施した試験体CES1-S、同様に埋め込み深さ  $15d_a$  で補強を施した試験体CES1-D、埋め込み深さ  $10d_a$  のあと施工アンカーを用いて補強を妻面まで伸ばして施した試験体CES2-S、埋め込み深さ  $15d_a$  で鉄筋コンクリート構造の梁の外付け補強を施した試験体RC1-Dの計4体である。試験体の配筋図を図-1に、使用材料一覧を表-1に示す。RC1-Dのアンカー筋の定着は、補強梁がCES構造<sup>3)</sup>の試験体と違い内蔵鋼板がなく、定着長さが足りないため、外側でプレートによる定着を施した。

## 2.2 加力方法

加力は図-2のように梁端部をピン支持として水平ジャッキにより既存梁および補強梁にせん断力を導入した。加力サイクルは、変形角  $R$  (加力点の水平変位と梁端から袖壁端までの梁長さ(=1100mm)の比)制御の正負交番繰り返し载荷とし、 $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25, 1/15$ の各サイクルで繰り返した。なお、()内の数字は繰り返し回数を表す。

## 3. 実験結果

### 3.1 最大耐力

各試験体の荷重変形関係および最終ひび割れ状況を図-3に示す。

CES1-Sは  $R=1/100$  サイクルで補強梁内蔵鋼板、既存梁引張主筋の降伏が確認された。 $R=1/50$  サイクル以降は耐力がほぼ一定値を保ち、最終サイクルまで耐力低下がほとんど生じなかった。最大耐力は87.5kNであった。

CES1-Dは、 $R=1/100$  まではCES1-Sと同様の挙動をしたが、 $R=1/50$  サイクルでCES1-Sと比べて耐力が上昇し、その後は最終サイクルまで耐力低下がほとんど生じな

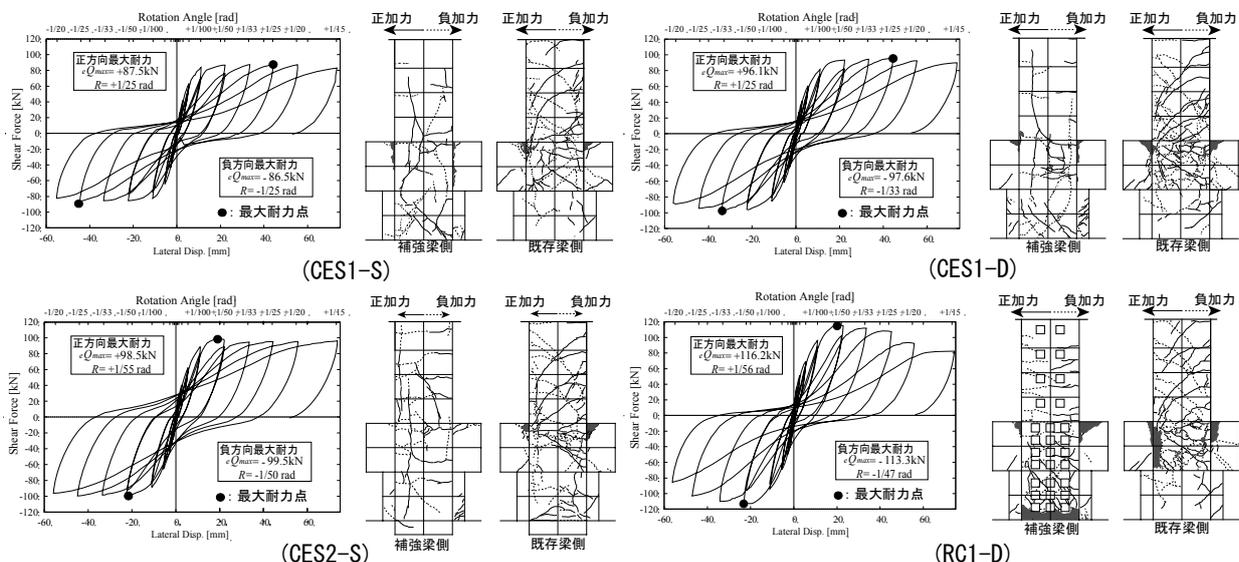


図-3 荷重変形関係及び最終ひび割れ状況

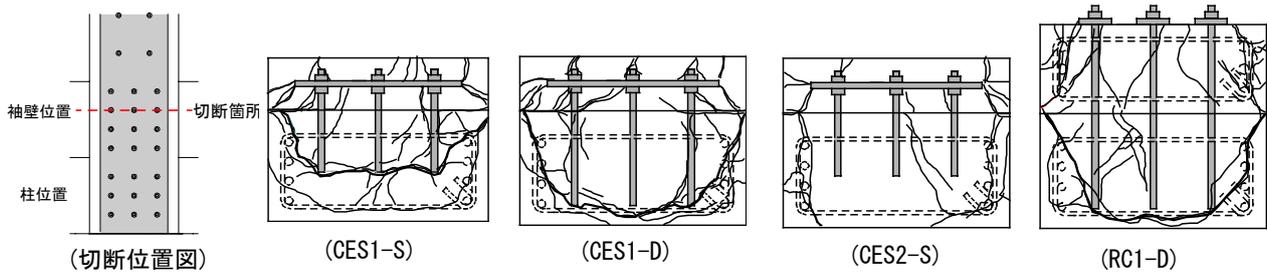


図-4 切断面ひび割れ状況

った。最大耐力は 96.1kN であった。

CES2-S も、 $R=1/100$  までは CES1-S と同様の挙動をしたが、 $R=1/50$  サイクルで CES1-S と比べて耐力が上昇し、その後は最終サイクルまで耐力低下がほとんど生じなかった。最大耐力は 98.5kN であった。

RC1-D は、 $R=1/50$  サイクルで補強梁や既存梁の引張主筋が降伏し最大耐力となった。最大耐力以後、最終サイクル付近では補強梁の柱側端部のコンクリートが大きく剥落し、耐力が 30%ほど低下した。最大耐力は 116.2kN であった。

### 3.2 補強梁と既存梁の接合部破壊状況

加力終了後に各試験体の袖壁に囲まれた部分を切断し、補強梁と既存梁の接合部のひび割れ状況を確認した。切断工法はフラットソーイング工法とした。切断面のひび割れ状況を図-4 に示す。

CES1-S, CES1-D, RC1-D の 3 体は、梁主筋からアンカー筋底面に沿ったひび割れ(図-4 中の太線)が見られた。これは補強梁と既存梁の材軸心がずれていることによる偏心モーメントにより、アンカー筋で接合された補強梁と既存梁が一体となってねじれたため、アンカー筋底面位置で既存梁のコンクリートがせん断破壊したと考えられる。本研究では、このような破壊形式を「ねじれ破壊」と表す。

CES2-S では他の 3 体のようなひび割れが見られず、接合部での破壊は生じていないと考えられる。また、最大耐力も既存梁と補強梁の曲げ耐力の合計値に近いことから、梁の曲げ破壊が発生したものと考えられる。

## 4. 既存梁と補強梁の接合部耐力評価

補強梁と既存梁の接合部で生じる破壊形式としては、ずれを伴うせん断破壊、補強梁と既存梁の軸心のずれに

よる偏心曲げ破壊、そして、今回の実験で確認されたねじれ破壊が考えられる。

### 4.1 アンカー筋の破壊性状と耐力評価

補強梁と既存梁の接合部における耐力の評価には、アンカー筋の破壊形式とその耐力の評価を行う必要がある。

本研究では補強梁と既存梁の接合には、接着系あと施工アンカーを用いた。接着系あと施工アンカーの破壊形式には、2001 年度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<sup>4)</sup>より、アンカー筋の降伏、アンカー筋周りのコンクリートのコーン状破壊、アンカー筋とコンクリートとの付着破壊の 3 つがあげられている。

さらに既往の研究では、アンカー筋の埋め込み深さによってはコンクリートのコーン状破壊と付着破壊が複合して起こる破壊が生じるとされている。本研究ではアンカー筋の埋め込み深さが十分にあるので、アンカー筋の降伏(式(1))に加えてこの複合破壊(式(2))との 2 つの破壊形式を想定する。コーン状破壊と付着破壊の複合破壊に関しては、松崎ら<sup>5)</sup>による付着領域長さの提案式(式(4))を用いて検討を行う。付着領域長さの取り方を図-5 に示し、本研究で行った実験でのアンカー筋の耐力評価の結果を表-2 にまとめる。計算の結果、複合破壊が先行する形となった。

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_o \quad (1)$$

$$T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c + \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_b \quad (2)$$

$$\tau_a = 10\sqrt{\sigma_B} / 21 \quad (3)$$

$$L_b = 0.73L_c - 30 \quad (4)$$

ここで、 $T_{a1}$ : アンカー筋降伏時のアンカー筋 1 本当たりの張力(N)

$\sigma_y$ : アンカー筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

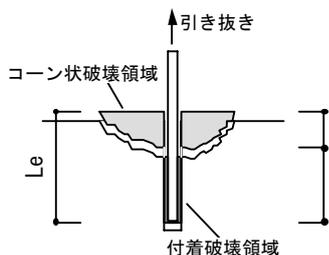


図-5 付着領域

表-2 アンカー筋の耐力評価

埋め込み深さ	各破壊形式の耐力(kN)	
	鉄筋降伏 $T_{a1}$	複合破壊 $T_{a2}$
10da(100mm)	25.46	12.99
15da(150mm)	25.46	20.60

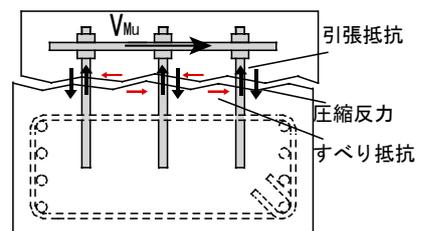


図-6 接合面のせん断破壊

- $a_0$ : アンカー筋の断面積(mm<sup>2</sup>)
- $T_{a2}$ : コーン状破壊と付着破壊の複合破壊時のアンカー筋 1 本当当たりの張力(N)
- $\sigma_B$ : 既存部コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$ : コーン状破壊面のアンカー 1 本当当たりの有効水平投影面積(mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$ : アンカーの引き抜き力に対する付着強度(N/mm<sup>2</sup>)
- $d_a$ : アンカーの直径(mm)
- $L_b$ : 付着破壊長さ(mm)
- $L_e$ : 埋め込み深さ(mm)

#### 4.2 ずれを伴うせん断破壊

補強梁と既存梁の接合部で生じる破壊形式として、図-6 のような接合面にずれを伴うせん断破壊があげられる。図-6 中の接合面の凹凸は既存梁側の破壊面の凹凸を表している。本研究ではこの破壊形式について、せん断摩擦理論を用いて評価する。せん断摩擦理論は、せん断力によって接合面がずれることにより接合筋に引張力が生じ、その反力として接合面に作用する圧縮力によるすべり抵抗機構である。本研究では、Mattock ら<sup>6)</sup>の提案式(式(5)~(7))により評価する。なお、この提案式中のアンカー筋の強度は、4.1 節で評価したアンカー筋の引張耐力を用いて算定する。

$$\tau_M = \begin{cases} 2.25 p_{wa} \sigma_w & p_{wa} \sigma_w \leq K_1 / 1.45 \\ K_1 + 0.8 p_{wa} \sigma_w & p_{wa} \sigma_w > K_1 / 1.45 \end{cases} \quad (5)$$

$$K_1 = 0.1 f_c \leq 5.5 (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

$$V_{Mu} = \tau_M b D \quad (7)$$

ここで、 $\tau_M$ : 平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$p_{wa}$ : アンカー筋の鉄筋比

$\sigma_w$ : アンカー筋の強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f_c$ : 既存部コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

$V_{Mu}$ : 接合面のせん断力(N)

$b$ : 接合面の幅(mm)

$D$ : 接合面のせい(mm)

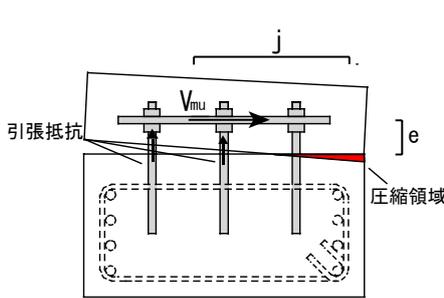


図-7 偏心曲げ破壊

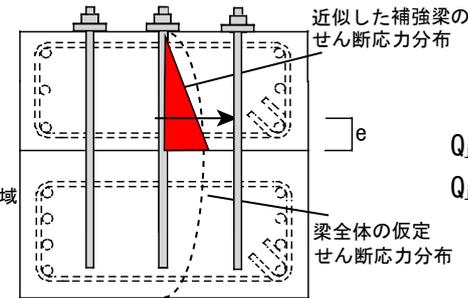


図-8 RC1-D のせん断応力分布

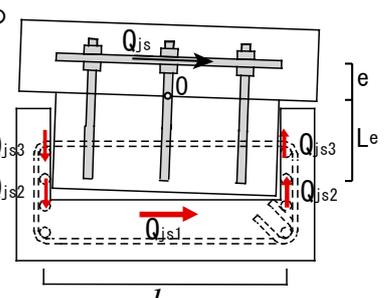


図-9 ねじれ破壊

#### 4.3 偏心曲げによる破壊

補強梁と既存梁の接合部で生じる破壊形式には、偏心曲げによる破壊も考えられる。偏心曲げによる曲げ抵抗力は、図-7 のような応力状態を想定する。すなわち、接合面は平面を保持すると仮定し、力の釣り合いから中立軸を算定して、曲げモーメント  $M_{ju}$  を計算する(式(8))。曲げ抵抗力を偏心距離  $e$  で割ることにより、曲げ破壊時の接合面のせん断力  $V_{mu}$  を算定する(式(9))。

$$M_{ju} = \sum T_a \cdot j \quad (8)$$

$$V_{mu} = M_{ju} / e \quad (9)$$

ここで、 $T_a$ : 引張側アンカー筋の 1 本当当たりの張力(N)

$j$ : 応力中心間距離(mm)

また、偏心曲げによる引張側のアンカー筋の耐力は、4.1 節で求めたものを使用する。その際、表-2 よりアンカー筋の破壊形式が、コンクリートの破壊であるコーン状破壊と付着破壊の複合破壊であり、脆性的な破壊をする可能性があるため、引張側最外縁のアンカー筋がその耐力に達した時点でのモーメントを用いる。

補強梁の軸心はせん断応力の中心と考え、CES 梁の場合は鋼板中心位置とする。RC1-D に関しては図-8 の破壊部のようにせん断応力が全体に楕円形に分布すると仮定し、補強部のせん断応力を図中の塗りつぶし部分のように三角形分布に近似し偏心距離  $e$  を計算する。

#### 4.4 ねじれ破壊

ねじれ破壊は補強梁断面の中心と接合面の偏心( $e$ )による偏心モーメントに対し、既存部のアンカー筋底面のコンクリートのせん断抵抗( $Q_{js1}$ )、梁主筋に沿った部分のコンクリートのせん断抵抗( $Q_{js2}$ )、およびあばら筋のせん断抵抗( $Q_{js3}$ )が釣り合うと仮定して算出する。ねじれ破壊時の応力状態を図-9 に示す。ここで、コンクリートやあばら筋のせん断強度については鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>7)</sup>に示される短期許容せん断応力度を用いる。アンカー筋底部位置のコンクリートの影響面積は袖壁幅と梁主筋間距離の積と仮定し、梁主筋に沿った位置のコンクリートの影響面積は、アンカー筋の埋め込み深さと袖壁幅と仮定する。接合面中央の O 点を中心に補強部のせ

ん断抵抗によるモーメントと既存部のねじれ抵抗によるモーメントが釣り合うと考え、(10)式を用い、ねじれ破壊時の補強梁と既存梁の接合部のせん断抵抗を求める。

$$Q_{js} \cdot e = Q_{js1} \cdot L_e + 2Q_{js2} \cdot l_b / 2 + 2Q_{js3} \cdot l_b / 2 \quad (10)$$

ここで、 $Q_{js}$ ：補強梁と既存梁の接合部せん断抵抗(kN)

$Q_{js1}$ ：アンカー筋底部のせん断耐力(kN)

$Q_{js2}$ ：梁主筋に沿った部分のせん断耐力(kN)

$Q_{js3}$ ：梁あばら筋のせん断耐力(kN)

$l_b$ ：梁主筋間距離(mm)

## 5. 接合部破壊時の補強梁の耐力評価

### 5.1 CES1-S, CES1-D, RC1-D の耐力評価

CES1-S, CES1-D, RC1-D の3体において、補強梁と既存梁の接合部において各破壊形式を想定した際のせん断抵抗力を表-3にまとめる。表-3より接合面破壊とねじれ破壊が生じる時の接合部耐力の値が近くなり、この2つの破壊形式が支配的になると考えられる。実験においては切断面のひび割れから付着破壊の様相やコン状破壊が確認されず、ねじれ破壊が生じたと考えられ、CES1-S, RC1-D の袖壁に囲まれた位置の接合部耐力の計算値は実験における接合部破壊状況と整合性がとれた。

袖壁に囲まれた位置のせん断抵抗力が柱に囲まれた位置のせん断抵抗力より大きくなることを考慮して、補強梁のモーメント分布を図-10のように仮定し、袖壁に囲まれた位置の補強梁と既存梁の接合部のせん断抵抗力から補強梁が負担するせん断抵抗力を求める(式(11)、式(12))。

$$Q_{jc} - Q_{jw} + Q_b = 0 \quad (11)$$

$$Q_{jw} \cdot l_2 - Q_b \cdot (l_2 + l_1) = 0 \quad (12)$$

ここで、 $Q_{jc}$ ：柱位置のせん断抵抗力

$Q_{jw}$ ：袖壁位置のせん断抵抗力

$Q_b$ ：補強梁のせん断抵抗力

$l_1$ ： $Q_{jw}$ と $Q_b$ との距離(=1250mm)

$l_2$ ： $Q_{jc}$ と $Q_{jw}$ との距離(=300mm)

補強梁のせん断抵抗を求め、既存梁の曲げ破壊時のせん断力と合計して、実験結果と比較する。計算結果と実験時耐力の一覧を表-4に示す。この表中には最も耐力の低い破壊形式の値と実験値との比も併せて示す。CES1-Sは耐力の実験値と計算値の比が1.01となり、整合性が取れている。CES1-Dは耐力の計算値が実験値を上回り、過大評価している。RC1-Dは耐力の計算値が実験値を下回り、過小評価している。

### 5.2 CES2-S の耐力評価

CES2-Sの補強梁の耐力評価には、袖壁に囲まれた位置のせん断抵抗力が柱に囲まれた位置のせん断抵抗力より大きくなることを考慮した、図-11のようなモーメント

表-3 袖壁に囲まれた位置の補強梁と既存梁の接合部耐力

試験体	各破壊形式の耐力(kN)		
	接合面破壊 $V_{Mu}$	曲げ破壊 $V_{mu}$	ねじれ破壊 $Q_{js}$
CES1-S	211.7	367.6	215.0
CES1-D	284.8	470.6	298.1
RC1-D	284.8	428.5	271.5

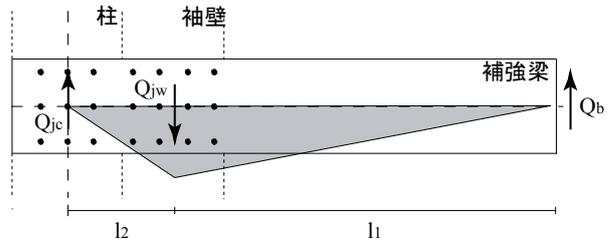


図-10 CES1-S(D), RC1-Dの補強梁のモーメント分布

表-4 接合部破壊時の補強梁の耐力

試験体	各破壊形式時の梁の耐力(kN)			実験値(kN)	実験値/計算値
	接合面破壊	曲げ破壊	ねじれ破壊		
CES1-S	87.5	117.6	88.1	87.5	1.00
CES1-D	101.6	137.6	104.2	96.1	0.95
RC1-D	101.6	129.4	99.1	116.2	1.17

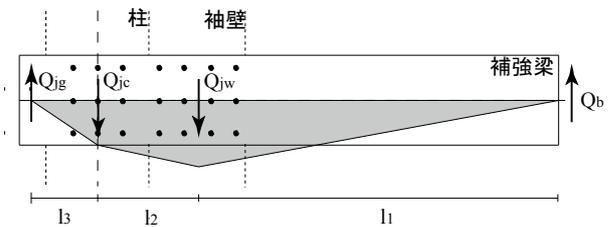


図-11 CES2-Sの補強梁のモーメント分布

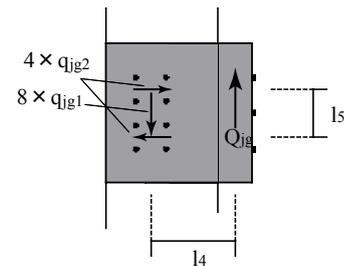


図-12 妻面の応力状態

表-5 妻面位置の補強梁と既存梁の接合部耐力

試験体	各破壊形式の耐力(kN)		
	接合面破壊 $V_{Mu}$	曲げ破壊 $V_{mu}$	ねじれ破壊 $Q_{js}$
CES2-S	166.00	239.88	173.50

表-6 接合部破壊時のCES2-Sの補強梁の耐力

試験体	各破壊形式時の梁の耐力(kN)			実験値(kN)	実験値/計算値
	接合面破壊	曲げ破壊	ねじれ破壊		
CES2-S	93.79	96.31	94.04	98.5	1.05

分布の仮定に加え(式(13), 式(14)), 図-12のように妻面側の補強部における偏心についても考える必要がある。妻面部分での力の釣り合いは、鉛直方向に働くせん断力の釣り合いと偏心モーメントの釣り合いを考慮した。偏心モーメントに対しては、妻面上部4本と下部4本のアンカー筋の水平方向に働く力が逆方向に作用し、偶力モーメントで抵抗すると仮定する(式(15), 式(16))。

$$Q_{jg} - Q_{jc} - Q_{jw} + Q_b = 0 \quad (13)$$

$$Q_{jc} \cdot l_3 + Q_{jw} \cdot (l_3 + l_2) - Q_b \cdot (l_3 + l_2 + l_1) = 0 \quad (14)$$

$$Q_{jg} - 8 \cdot q_{jg1} = 0 \quad (15)$$

$$Q_{jg} \cdot l_4 - 4 \cdot q_{jg2} \cdot l_5 = 0 \quad (16)$$

ここで、 $Q_{jg}$ ：妻面位置のせん断抵抗力

$l_3$ ： $Q_{jg}$ と $Q_{jc}$ との距離(=192.5mm)

$q_{jg1}$ ：鉛直方向に働くアンカー筋1本当たりのせん断力

$q_{jg2}$ ：水平方向に働くアンカー筋1本当たりのせん断力

$l_4$ ： $Q_{jg}$ と鉛直方向に働くアンカー筋のせん断抵抗力との距離(=235mm)

$l_5$ ：水平方向に働くアンカー群の偶力の距離(=120mm)

妻面位置のアンカー筋には、鉛直方向と水平方向の2方向の力が働くので、アンカー筋の破壊の判定式には式(17)を用いる。

$$\sqrt{q_{jg1}^2 + q_{jg2}^2} = q_{jg} \quad (17)$$

ここで、 $q_{jg}$ ：妻面のアンカー筋1本あたりの最大耐力アンカー筋1本当たりの最大耐力 $q_{jg}$ の値は、妻面位置に対して袖壁位置と同様にせん断力のみが生じた場合の、補強梁と既存梁の接合部の耐力を求め、その値をアンカー筋の本数で除することで算出した。妻面位置の補強梁と既存梁の接合部にせん断力のみが作用した場合の耐力の計算結果を表-5にまとめる。

図-11, 図-12の仮定を用い、5.1節と同様に袖壁に囲まれた位置が最大耐力に達するとし、さらに妻面部分でも補強梁と既存梁が接合部破壊するとして補強梁が負担するせん断抵抗力を求め、既存梁の曲げ破壊時のせん断力と合計して実験結果と比較する。なお、 $Q_{jw}$ の値はCES1-Sの算定に用いたねじれ破壊時の値を用いている。妻面部分の補強梁と既存梁の接合部が、各破壊形式を生じる際の、計算結果と実験時耐力の一覧を表-6に示す。この表中には最も耐力の低い破壊形式の値と実験値との比も併せて示す。

図-4より、実験ではCES2-Sの袖壁に囲まれた位置では接合部のねじれ破壊が確認されていない。一方袖壁に囲まれた位置と妻面において接合部破壊を想定した計算

値は実験値を過小評価しているため、実験結果と異なる。これはCES2-Sの補強梁の耐力は曲げ破壊時と接合部破壊時とで近い値であることや、妻面位置のアンカー筋の耐力が柱の鉄筋から影響を受けて、実際には計算値より高くなっていることが原因と考えられる。

## 6. まとめ

外付け補強梁を施した場合の補強梁と既存梁の接合部が接合面の破壊や、偏心モーメントによる曲げ破壊、および既存側のコンクリートがねじれ破壊する場合について耐力評価方法を提案した。袖壁位置を対象とした検討の結果、ねじれ破壊の耐力の計算結果は文献1)における実験結果と比較したところおおむね良い対応を示した。

妻面まで補強を施した場合の補強梁の耐力を、妻面位置の補強梁と既存梁の接合部の耐力から計算した。実験結果と対応がとれていない部分もあるが、折り曲げによる偏心の影響が原因と考えられる。

こうした結果から外付け補強梁を施す場合、既存梁のコンクリート強度が低いと、補強梁と既存梁の接合部において、既存梁のねじれ破壊が起こる可能性があることを確認した。

今後の課題として、耐力評価、特にねじれ破壊の提案式は多くの仮定を含んでいることから、要素実験等により詳細な検討をしていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 荻前圭介, 中村聡宏, 清水啓介, 鈴木峰里, 田口孝, 神谷隆, 勅使川原正臣：袖壁補強骨組を対象とした外付け補強工法に関する実験的検討(その4~6), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.885-890, 2012.9
- 2) 中村聡宏, 勅使川原正臣, 井上芳生：鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.661, pp.619-627, 2011.3
- 3) 田口孝, 神谷隆, 倉本洋：CES外付耐震補強フレームの開発研究(その11), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.1151-1152, 2009.8
- 4) 日本建築防災協会：2001年度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, 2001
- 5) 松崎育弘, 川瀬清孝, 永田守正, 丹羽亮：樹脂アンカーの支持耐力に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.6, pp.393-396, 1984
- 6) Mattock, A.H., "Shear Friction and High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, V.98, No.1, pp.50-59, Jan.-Feb., 2001
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010