

論文 モーメントとせん断力を伝達するあと施工アンカー接合部の耐力

蛭田 駿^{*1}・中村 聡宏^{*2}・勅使川原 正臣^{*3}

要旨: 外付けの耐震補強を施した場合、既存部材と補強部材の接合部には偏心モーメントが生じる。本研究では、こうした偏心モーメントによる破壊も考慮し、既存部材と外付け補強部材の接合部で生じる破壊形式の確認と耐力評価を目的とした。既存部材と外付け補強部材の接合部を模した試験体の要素実験を行い、接合部で生じる破壊形式として想定した、接合面のせん断破壊、偏心曲げ破壊、局所ねじれ破壊を確認した。さらに、それぞれの破壊形式に対する耐力評価方法を検討し、実験結果を概ね評価できることを示した。

キーワード: 外付け耐震補強, 接合部, せん断摩擦, あと施工アンカー

1. はじめに

既存柱を袖壁により補強した骨組では、崩壊メカニズムが梁降伏型になりやすい。このとき、梁の耐力が低いと、袖壁による補強効果を十分に発揮できない恐れがある。そこで、中村らは袖壁補強骨組を対象とした外付け梁補強を提案し、内柱梁接合部、および外柱梁接合部を模した試験体の加力実験を行い、その補強効果を確認している^{1), 2)}。

外柱梁接合部の加力実験の試験体を図-1に示す。外柱梁接合部の試験体では、既存梁と補強梁を接合するアンカー筋を、柱梁接合部、袖壁に挟まれた部分の2か所(図-1中アンカー筋の矢印)に密に配置している。外柱梁接合部の加力実験では、加力終了後に図-1に示す試験体の袖壁に挟まれた位置で試験体を切断し、切断面のひび割れ状況を確認した。図-2に示すように、既存梁と補強梁の接合部でアンカー筋底面に沿ったひび割れが生じていた。これは、既存梁と補強梁の間でせん断力とモーメントを伝達する際に生じた偏心モーメントにより、既存梁側のコンクリートが破壊したものと考えられる。本研究ではこのような破壊を局所ねじれ破壊と称している。外付けの片面補強では、このように既存部材と補強部材の接合部が偏心モーメントにより破壊する恐れがある。

そこで本研究では、既存梁と補強梁の接合部の要素実験を行い、接合部で生じる破壊形式の確認とその耐力評価について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1の袖壁に挟まれた位置の既存梁および補強梁を想定し、鉄筋コンクリート造既存梁の中央部に、内蔵鋼板と繊維補強コンクリートによる補強梁を施した試験体

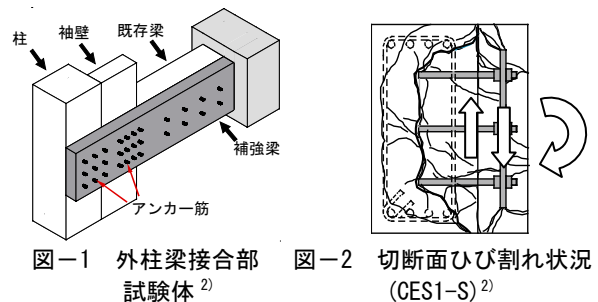
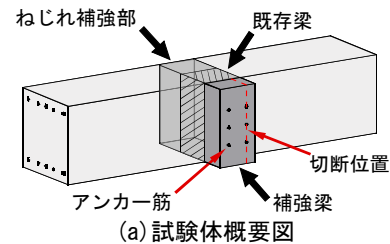
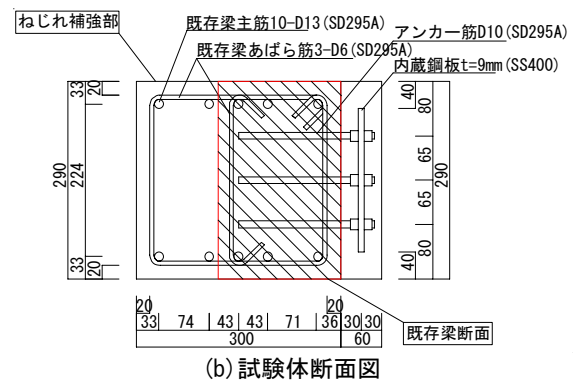


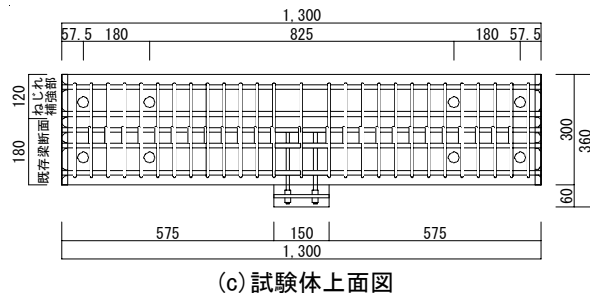
図-1 外柱梁接合部 試験体²⁾ 図-2 切断面ひび割れ状況 (CES1-S)²⁾



(a) 試験体概要図



(b) 試験体断面図



(c) 試験体上面図

図-3 試験体図 (D10-e30-FC9 (18))

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 (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)

を計5体製作した。試験体図を図-3に、試験体一覧を表-1に示す。縮尺は1/2である。試験体のパラメータは既存梁のコンクリート設計基準強度(9N/mm², 18N/mm²), 既存梁と補強梁の接合部から補強梁の材軸までの偏心距離(30mm, 80mm), あと施工アンカー径(D6, D10)とした。繊維補強コンクリートには設計基準強度30N/mm²のベースコンクリートに、ポリプロピレンの繊維材を混入率1%で混入したものを用いた¹⁾。材料試験結果一覧を表-2に示す。ただし、既存梁と補強梁の接合部に偏心モーメントが生じた際に、既存梁がねじれ破壊しないよう、図-3に示すようなねじれ補強部を既存梁断面に足した形として設計した。ねじれ補強部は既存梁と補強梁の接合部の耐力(4.2-4.4節)には影響しないと考えられる。

2.2 加力概要

加力概要図を図-4に示す。外柱梁接合部の実験では既存梁の主筋の降伏が確認されており、また加力後の切断面において梁主筋に沿ったひび割れが入っていたことから、梁主筋の付着が切れることで局所ねじれ破壊が誘発された可能性がある。そこで、予備加力として既存梁とねじれ補強部の中心に加力を行い、既存梁の引張側主筋を降伏させた。

その後、一度除荷してから既存梁の想定断面中心と補強梁の中心を同時に逆方向に加力し、既存梁と補強梁の接合部偏心モーメントを発生させた。加力は計算耐力 cP_u (4.2-4.4節)をもとに4サイクル($1/3cP_u$, $2/3cP_u$, cP_u , 押切)の一方方向加力とした。

また、加力後に試験体を図-3(a)に示す補強梁のついで位置で切断し、切断面のひび割れ状況を確認した。

3. 実験結果

各試験体の補強梁の荷重-変形関係、最終サイクルピーク時(D10-e30-Fc18のみ加力終了後)破壊状況および切断面ひび割れ状況を図-5に示す。図-5の荷重-変形関係の横軸には、補強梁と既存梁の鉛直方向のずれ変位を用いている。このずれ変位は、図-4および図-5(D10-e30-Fc9)中に示す計4か所に設置した亀裂変位計により測定し、その平均値を用いた。

D10-e30-Fc9試験体は、3サイクル目の cP_u のサイクルでアンカー筋の降伏や補強梁のひび割れが生じ始め、剛性が低下した。最終サイクルでは最大耐力115kNを記録した後、補強梁が破壊した。切断面には特にひび割れは生じていなかった。

D10-e30-Fc18試験体は、サイクルを追うごとに剛性が低下していき、3サイクル目の cP_u サイクルで最大耐力162kNを記録した。その後最終サイクルでは徐々に荷重が保てなくなり、補強梁と既存梁のずれ変位が大きく進行した。ずれ変位が増大したところで、亀裂変位計による計測を終了した。切断面には特にひび割れは生じていなかった。D10-e80-Fc9試験体は、3サイクル目の cP_u のサイクルでは目立った変形やひび割れは確認されなかった。最終サイクルでは剛性が低下しながらも荷重は上がり続け、既存梁側のコンクリートと一体的に補強梁が

表-1 試験体一覧

試験体名	D10-e30-Fc9	D10-e30-Fc18	D10-e80-Fc9	D10-e80-Fc18	D6-e80-Fc18
梁	断面(mm)		既存梁断面: b×D=290×180 ねじれ補強部: b×D=290×120		
	主筋		既存梁断面: 6-D13(SD295A) ねじれ補強部: 4-D13(SD295A)		
	引張鉄筋		既存梁断面: 3-D13(SD295A) ねじれ補強部: 2-D13(SD295A)		
	帯筋		補強梁取付部分: 3-D6@75(SD295A) それ以外: 3-D6@45(SD295A)		
	Fc(N/mm ²)		9	18	9
補強梁	断面(mm)		B×D=60×290		B×D=160×290
	あと施工アンカー径		D10(SD295A)		D6(SD295A)
	アンカー埋め込み深さ		15da(150mm)		25da(150mm)
	Fc(N/mm ²)		30		
	偏心距離(mm)		30		80

表-2 材料試験結果一覧

(a) コンクリート材料試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
既存梁(Fc9)	7.8	1.0	19.1
既存梁(Fc18)	13.4	1.4	20.8
補強梁(繊維補強コンクリート, Fc30)	30.7	2.6	23.5

(b) 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D6(アンカー筋,せん断補強筋)	412	504	174	2378
D10(アンカー筋)	359	510	184	1953
D13(既存梁主筋)	353	515	188	1880

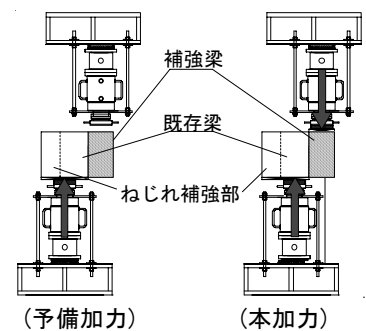
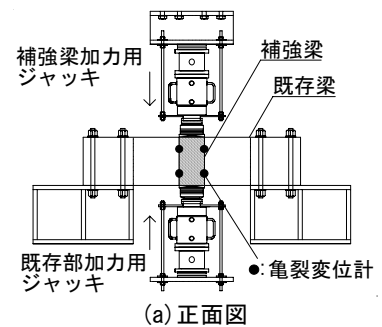
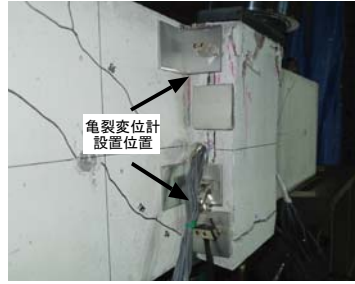
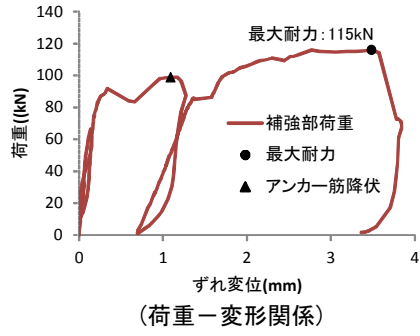
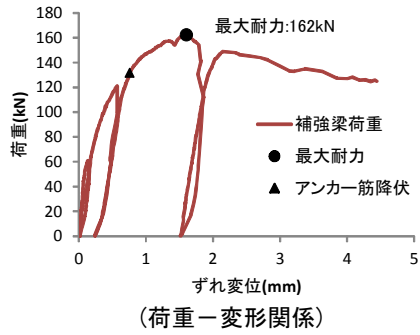


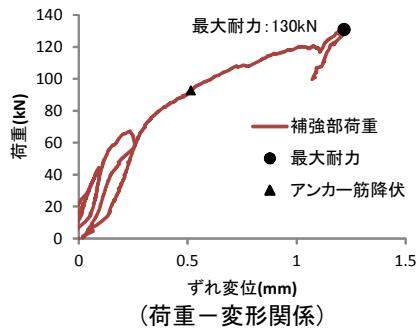
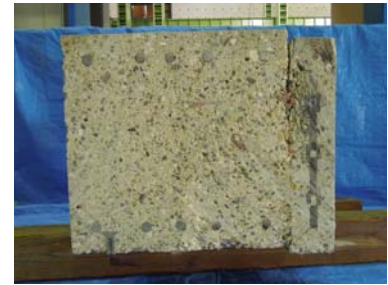
図-4 加力概要図



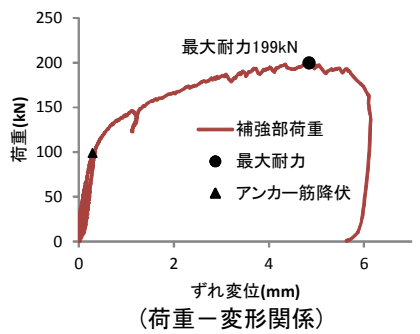
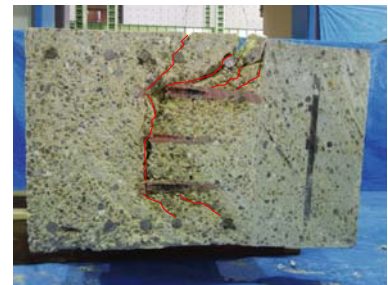
(破壊状況)
(a) D10-e30-Fc9



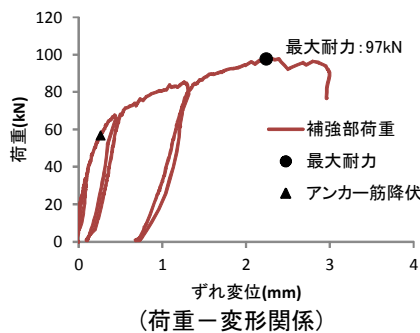
(b) D10-e30-Fc18



(c) D10-e80-Fc9



(d) D10-e80-Fc18



(e) D6-e80-Fc18



図-5 荷重変形関係および破壊状況(最終サイクルピーク時)

既存梁から浮き上がっていき、浮き上がり変形が著しく大きくなったことから加力を終了した。最終サイクルで最大耐力 130kN を記録した。切断面では局所ねじれ破壊のひび割れとみられる、アンカー筋底面から既存梁と補強梁の接合面の上下端にむかってひび割れが入っていた。

D10-e80-Fc18 試験体は、3 サイクル目の P_u サイクルでは目立った変形やひび割れは確認されなかった。最終サイクルでは剛性が低下しながらも荷重は上がり続け、最大耐力 199kN を記録し、補強梁の既存梁からの浮き上がりが増大した。切断面では既存梁上部に D10-e80-Fc9 に似たひび割れが生じ、既存梁下部にも圧壊とみられるひび割れが生じていた。

D6-e80-Fc18 試験体は、3 サイクル目の P_u サイクルで剛性が低下していき、補強梁の既存梁からの浮き上がりが増大していたため、 P_u に達する前に一旦除荷をし、最終サイクルへと移行した。最終サイクルでは剛性が低下しながらも荷重は上がり続け、最大耐力 97kN を記録した。切断面では既存梁下部に圧壊とみられるひび割れが入っていた。

図-6 に偏心距離の小さい D10-e30-Fc18 試験体と偏心距離の大きい D10-e80-Fc18 試験体の最大耐力の 2/3 の時点での補強梁の浮き上がり変位を示す。図-6 の浮き上がり変位は、図-4、および図-5 に示す補強梁の上部と下部につけた 2 か所ずつの亀裂変位計の測定値の平均値を用いている。図-6 によると、偏心距離の小さい場合には、補強梁は全体的に浮き上がり変位が生じている。しかし、偏心距離の大きい場合には、補強梁上部の浮き

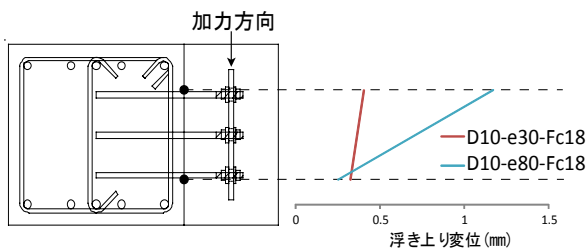


図-6 補強梁の既存梁からの浮き上がり

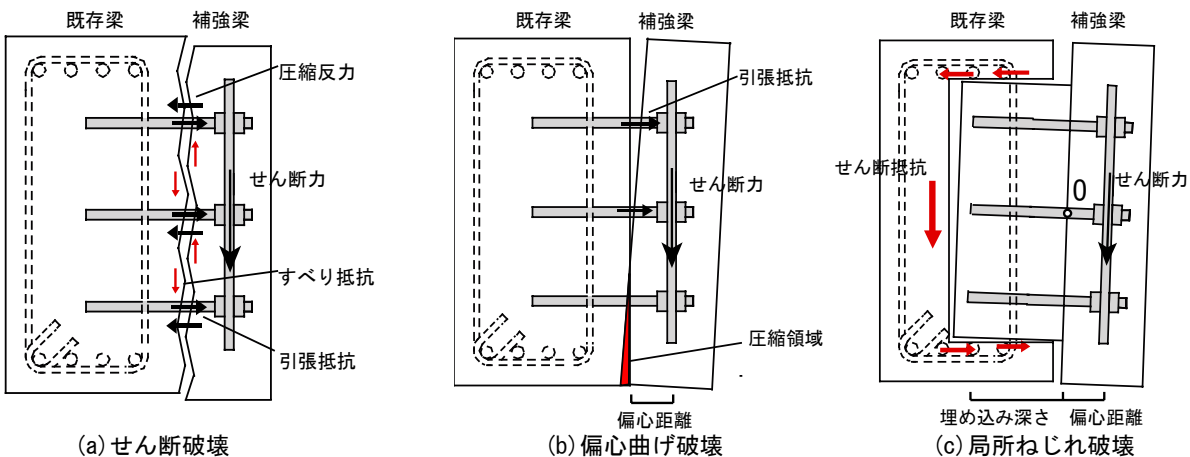


図-7 接合部破壊形式

上がり変位が卓越する結果となった。

4. 耐力評価の検討

補強梁と既存梁の接合部で想定する破壊形式は、図-7 に示す接合面のせん断破壊、偏心曲げ破壊、そして外柱梁接合部の実験で確認された局所ねじれ破壊³⁾の3つとした。補強梁で破壊が生じていた D10-e30-Fc9 試験体を除いて、破壊状況と切断面のひび割れから、接合面のせん断破壊は D10-e30-Fc18 試験体、偏心曲げ破壊は D10-e80-Fc18 試験体と D6-e80-Fc18 試験体、局所ねじれ破壊は D10-e80-Fc9 試験体で生じたと考えられる。

4.1 アンカー筋の引張耐力

接合面のせん断破壊、偏心曲げ破壊の耐力はアンカー筋の引張耐力に依存すると考えられる。アンカー筋 1 本あたりの引張耐力は、図-8 のようなコンクリートのコーン状破壊と付着破壊の複合破壊、および鉄筋の降伏を想定して式(1)~(3)⁴⁾により評価した。コーン状破壊と付着破壊の複合破壊における付着領域長さについては、松崎らの提案式⁵⁾を用いて算定した(式(4))。またアンカー筋を密に打ち込んでいることから、コーン破壊の影響面積の重なりによる低減を考慮した。各試験体のアンカー筋 1 本あたりの引張耐力を表-3 にまとめる。コンクリート強度が低い場合には複合破壊が生じ、コンクリート強度が高い場合には鉄筋の降伏が生じる結果となった。

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

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

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

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

ここで、

T_{a1} : アンカー筋降伏時のアンカー筋 1 本あたりの張力(N)

σ_y : アンカー筋の降伏強度(N/mm²)

a_o : アンカー筋の断面積(mm²)

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 本当たりの張力(N)

σ_b : 既存梁コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

A_c : コーン状破壊面のアンカー1 本当たりの有効水平投影面積(mm²)

τ_a : アンカーの引き抜き力に対する付着強度(N/mm²)

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 接合面のせん断破壊

接合面のせん断強度は、せん断摩擦理論を仮定し、Mattock の提案式⁶⁾を用いて式(5)~(7)により評価した。なお、偏心曲げによる浮き上がりや偏心モーメントの影響はここでは考慮していない。

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

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

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

ここで、

τ_M : 平均せん断応力度(N/mm²)

p_{wa} : アンカー筋の接合面に対する鉄筋比

σ_w : アンカー筋の強度(N/mm²)

f_c : 既存梁コンクリート強度(N/mm²)

V_{Mu} : 接合面のせん断耐力(N)

b : 接合面の幅(mm)

D : 接合面のせい(mm)

4.3 偏心曲げ破壊

偏心曲げ強度については、平面保持を仮定して式(8)、(9)により評価した。ただし、D10-e30-Fc9、D10-e80-Fc9の試験体では、アンカー筋が既存梁コンクリートの脆性的な破壊である複合破壊を起こすと考えられることから、引張側最外縁のアンカー筋が耐力に達した際の曲げモー

メントを曲げ耐力とした。また、アンカー筋が降伏を起こすと考えられる D10-e30-Fc18、D10-e80-Fc18、D6-e80-Fc18 の試験体では、コンクリートの圧縮縁のひずみが 0.3%に達した際の曲げモーメントを曲げ耐力とした。

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

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

ここで、

M_{ju} : 偏心曲げ耐力(N・mm)

T_a : 引張側アンカー筋の 1 本当たりの張力(N)

j : 応力中心間距離(mm)

V_{mu} : 偏心曲げ耐力時せん断力(N)

e : 偏心距離(mm)

4.4 局所ねじれ破壊

局所ねじれ破壊は、これまでの知見により、図-7に示すようにアンカー筋底面と梁主筋に沿った面を破壊面と考え、図-9のような影響面積を想定していた。しかし、今回の実験による D10-e80-Fc9 試験体のひび割れ状況を考慮すると、図-9のような矩形ではなく、図-10のようにアンカー筋底面から既存梁の軸方向にもコーン状にひび割れが広がったと考えられる。そこで、今回の実験に関しては局所ねじれ破壊の耐力計算に用いる影響面積を、①梁の軸方向にアンカー筋の底から 45 度で広がる面(図-10(a))と、②アンカー筋の底から補強梁と既存梁の接合面上下端に広がる面(図-10(b))、そして③この2つの面をつなぐ面と④アンカー筋の底の面(図-10(c))とし、式(10)~(12)により評価した。図-10にこれらの4種類の面の番号を示す。計算式(10)はアンカー筋底面のコンクリートと梁主筋に沿った面のコンクリートが一体的な挙動を起こし、コンクリートのせん断抵抗と、せん断補強筋のせん断抵抗が図-9に示す接合面中央の軸 O-O' を基準に偏心モーメントと釣り合うと仮定してい

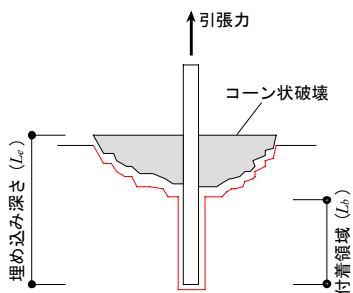


図-8 アンカー筋の複合破壊

表-3 アンカー筋引張耐力

試験体	T_{a1} (kN) (鉄筋降伏)	T_{a2} (kN) (複合破壊)
D10-e30-Fc9	25.63	19.84
D10-e80-Fc9	25.63	25.69
D6-e80-Fc18	13.06	25.86

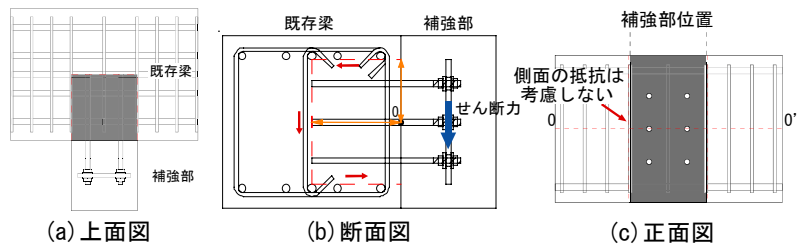


図-9 予備計算時の局所ねじれ破壊の影響面積

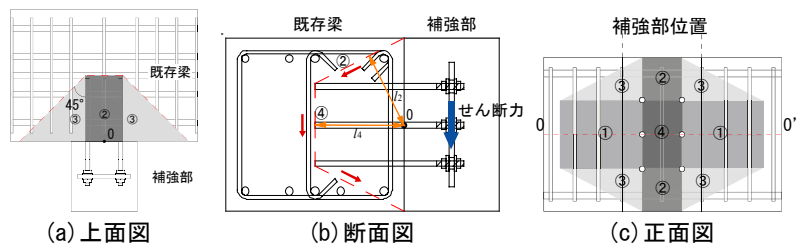


図-10 実験結果に即した局所ねじれ破壊の影響面積

る。なお、せん断補強筋の抵抗は補強梁のついている位置にある3本分のせん断抵抗を考慮した。またコンクリートとせん断補強筋のせん断強度には鉄筋コンクリート構造計算規準⁷⁾に示される短期許容せん断応力度を用いた。

$$V_{js} \cdot e = \sum V_{jsi} \cdot l_i + V_{jss} \cdot l_s \quad (10)$$

$$V_{jsi} = A_i \cdot \tau \quad (11)$$

$$\tau = 1/20f_c \quad (12)$$

ここで、

V_{js} : 局所ねじれ破壊時せん断力(N)

V_{jsi} : i (図-10(c)正面図中の①~④)面のコンクリートのせん断抵抗力(N)

l_i : 接合面中央の軸(O-O')から i 面までの距離(mm)

V_{jss} : せん断補強筋のせん断抵抗力(N)

l_i : 接合面中央の軸(O-O')から影響面とせん断補強筋の交点までの距離(mm)

A_i : i 面の面積(mm²)

τ : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

A_i, l_i については3次元の座標系を用いて計算した。

4.5 実験値との比較

各試験体について、破壊形式ごとの計算耐力と、実験での最大耐力および破壊形式を表-4にまとめる。局所ねじれ破壊については影響面積の修正前の計算結果を併せて示す。

接合面のせん断破壊は、破壊が生じていたD10-e30-Fc18試験体を見ると、耐力の計算値は実験値を概ね評価できている。しかし、偏心距離を大きくしたD10-e80-Fc9, D10-e80-Fc18試験体では、計算耐力が実験値を下回っているにも関わらず、せん断破壊は生じなかった。これは接合面に作用する偏心モーメントが、せん断耐力に影響を及ぼしていることが原因と考えられる。

偏心曲げ破壊は、破壊が生じていたD10-e80-Fc18, D6-e80-Fc18試験体を見ると、計算耐力は実験値を概ね評価できている。平面保持を仮定した耐力評価は妥当であると考えられる。

局所ねじれ破壊は、破壊が生じていたD10-e80-Fc9を見ると、局所ねじれ破壊の影響面積を修正する前の計算耐力は実験値を大きく下回っているが、影響面積を修正した結果、計算耐力は実験値とよく対応しており、今回の実験のひび割れ状況を考慮して影響面積を設定することで、局所ねじれ破壊の耐力は概ね評価できたと考察できる。

5. まとめ

あと施工アンカーを密に配置した場合の外付け補強梁と、既存梁の接合部における破壊を確認するための要素

表-4 計算耐力および実験結果一覧

	計算耐力(kN)			実験結果(kN)	
	せん断	偏心曲げ	局所ねじれ	破壊形式	耐力
D10-e30-Fc9	102	329	187→360	補強部の破壊	115
D10-e30-Fc18	180	505	277→485	せん断	162
D10-e80-Fc9	102	123	70→135	局所ねじれ	130
D10-e80-Fc18	180	189	104→182	偏心曲げ	199
D6-e80-Fc18	123	118	104→182	偏心曲げ	97

※局所ねじれ破壊の計算耐力は(修正前)→(修正後)

実験を行い、その耐力評価の検討を行った。実験により、補強梁と既存梁で生じる破壊として、接合面のせん断破壊、偏心曲げ破壊、局所ねじれ破壊を確認した。各破壊形式の耐力評価を検討したところ、接合面のせん断破壊については偏心距離の小さい場合はある程度評価できているが、偏心モーメントが大きくなる場合についてはより詳細な検討が必要だと考えられる。偏心曲げ破壊については平面保持を仮定した曲げ耐力計算により、概ね評価できた。局所ねじれ破壊については影響面積を今回の実験に即して設定したところ、概ね評価できた。

謝辞

実験および実験結果の評価を行うにあたり、矢作建設工業(株)地震工学技術研究所の田口氏、清水氏にご協力を賜りました。記してここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 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梁補強工法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.49-56, 2012.4
- 2) 苔前圭介, 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梁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, pp885-890, 2012.9
- 3) 蛭田駿, 中村聡宏, 清水啓介, 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梁補強工法に関する実験的検討(その7), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.377-388, 2013.9
- 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, pp393-396, 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