

論文 新設開口を想定した片側柱付き RC 耐力壁の構造性能

中村 聡宏^{*1}・向井 智久^{*2}・有木 克良^{*3}

要旨：本研究では、1 層のみに新設開口を設けた連層耐力壁の、開口横の片側柱付き RC 耐力壁を模擬した部材実験を実施し、その損傷性状や補強に用いたあと施工アンカーの挙動について明らかにする。開口上部の耐力壁の転倒モーメントによる変動軸力と反曲点高さの変動を適切に模擬することで、損傷性状を再現することができた。十分な埋込み長さを確保したあと施工アンカーが曲げ補強筋として有効であることが確認された。また、既往の評価式を用いて終局強度を評価することで、破壊モードは適切に判定され、せん断強度については安全側の評価となることが確認された。

キーワード：片側柱付き RC 耐力壁、接着系あと施工アンカー、新設開口、補強

1. はじめに

1960 年代から 70 年代にかけて多く建設された鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）共同住宅において、建築物の長寿命化を図るためには、利用者のニーズに合わせた空間改造が求められる。空間改造を行う場合に、戸境壁等の構造躯体に手を入れる躯体改造が計画されることがある。躯体改造の 1 ケースとして、水平 2 戸 1 化・3 戸 2 化や 1 階部分への供用空間設置等を目的とした、戸境耐力壁への新設開口の設置が挙げられる。戸境耐力壁に新設開口が設けられる場合には、新設開口周辺の耐力壁に適切な開口補強を行い、構造物全体で危険性が增大しないよう配慮した設計を行う必要がある。

筆者らは、既存 RC 造共同住宅の躯体改造を目的として、実大 2.5 層連層耐力壁架構試験体（以下、2.5 層試験体）の 1 階部分に縦長開口を設け、接着系あと施工アンカーを用いて周辺部材を補強した場合の、架構の構造性能を実験的に明らかにした¹⁾。1 階部分のみに新設開口を設けた場合に、新設開口周辺の耐力壁では上部耐力壁の転倒モーメントによる変動軸力や反曲点の変動があり、損傷は 1 階部分に集中するとともに、補強部に設けたあと施工アンカー筋の仕口部には繰り返し応力が作用することが確認されている。しかし、開口周辺のそれぞれの耐力壁が負担している軸力やせん断力等の応力は 2.5 層試験体の実験では把握できなかった。谷らは、2.5 層試験体を対象とした非線形有限要素解析を実施し、開口周辺のそれぞれの耐力壁が負担する応力や反曲点高さの変動について解析的に明らかにした²⁾。

本稿では、2.5 層試験体の実験および解析により明らかとなっている開口周辺の耐力壁の応力状態を再現した片側柱付き RC 耐力壁試験体の構造実験を実施し、損傷性状を明らかにする。また、曲げ破壊型となるように反曲点高さを設定した片側柱付き RC 耐力壁試験体の

構造実験も実施し、アンカー部に繰り返し応力が作用した場合の影響について考察する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

対象建物は、1960 年代に設計された 5 階建て RC 造連層耐力壁を有する共同住宅であり、1 階部分の中央に新設開口を設けることを想定する。本稿で対象とする試験体は、新設開口横の片側柱付き RC 耐力壁を模擬した部材試験体とし、試験体スケールは 1/2 とし、同配筋の試験体を 2 体（以下、試験体 A、B）製作した。試験体配筋図を図-1 に示す。試験体脚部には基礎梁上部に相当する梁断面を設けた。試験体製作においては、開口周辺部に相当する補強部以外の既存部分をまず製作し、既存部コンクリート打設後 2 週間で脱型をして、補強部

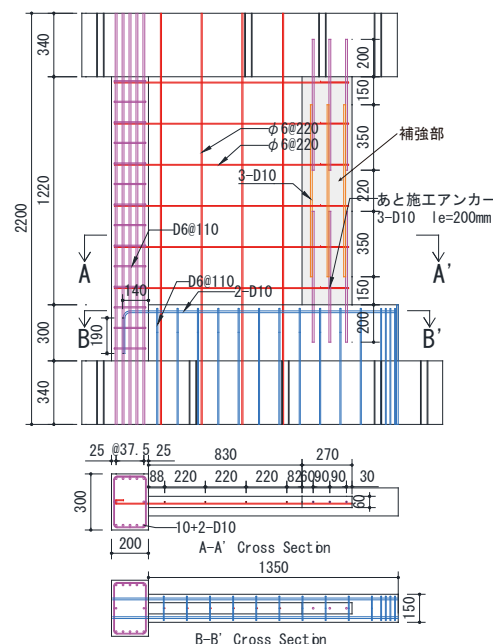


図-1 片側柱付き RC 耐力壁試験体 配筋図

*1 (国研) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*2 国土交通省国土技術政策総合研究所 構造基準研究室 室長 博士 (工学) (正会員)

*3 (独) 都市再生機構 東日本賃貸住宅本部 修士 (工学) (正会員)

との接合面に目荒らしを施した。補強部に接着系あと施工アンカー（3-D10）を施工した。アンカーの穿孔は湿式コアドリルを用い、接着剤はエポキシ樹脂系を使用した。埋込み長さはアンカー筋の降伏が先行するように $20d_a$ (d_a は鉄筋径) とした。あと施工アンカーに同径の縦筋を重ね継手で配筋した。重ね継手は壁脚部および壁頭部から 150mm 離れた位置（壁厚さの 2.5 倍相当）を始点として、RC 規準³⁾における長期・短期及び大地震時の必要継手長さ L_a を満足するように重ね継手長さを 350mm とした。コンクリート強度は実強度として RC 規準に従った必要継手長の計算結果を表-1 に示す。2.5 層試験体の計算結果も同表に示す。いずれも必要継手長さを満足しているが、その余裕度 (L_a/L) は今回の試験体の方がやや低い。

2.2 使用材料

使用コンクリートの材料特性を表-2 に、使用鉄筋の材料特性を表-3 に示す。使用コンクリートは、既存部は呼び強度 18N/mm² の普通コンクリートであり、補強部は設計基準強度 45N/mm² の普通コンクリートである。鉄筋は、壁筋に使用した丸鋼 6φ が SR235、異形鉄筋 D6 は SD295、その他は SD345 とした。

2.3 あと施工アンカーの設計

2.3.1 アンカー付着試験

あと施工アンカーの付着性能を確認するため、文献⁴⁾に従い、直径 200mm の厚さ 30mm のコンクリート供試体に対して施工したあと施工アンカーの拘束付着試験を実施した。拘束付着試験のセットアップを図-2 に示す。付着破壊が先行するように、付着長さは $3d_a$ とした。試験体数は 5 体である。付着試験における引き抜き力と拔出し変位の関係を図-3 に示す。式(1)により計算した基準付着強度 $\tau_{n,i}$ より、式(2)により 95%信頼付着強度 $\tau_{0.95}$ を算定した。

$$\tau_{n,i} = P_{max,i} / (\pi \cdot d_a \cdot l_e) \cdot \sqrt{21/\sigma_B} \quad (1)$$

$$\tau_{0.95} = \frac{\sum \tau_{n,i}}{5} - t \cdot s \quad (2)$$

ここに、 $P_{max,i}$: i 番目供試体の最大耐力、 l_e : 埋込み長さ、 σ_B : コンクリート強度、 t : t 分布による係数（試験体数 5 であるため、 $t=2.132$ ）、 s : 不偏標準偏差

1 体のみ他と比べて強度が低くなっているものの、95%信頼付着強度 $\tau_{0.95}$ は 16.58N/mm²（基準付着強度の平均値 24.44N/mm²、標準偏差 3.68N/mm²）となり、文献⁴⁾に従って指定できる付着強度の上限値 15N/mm² 以上であることが確認された。

2.3.2 アンカーの耐力算定

想定するアンカーの破壊モードとしては、鉄筋降伏、コーン破壊、付着破壊の 3 種とした。アンカー筋 1 本あたりの鉄筋降伏強度 T_{a1} については、表-2 に示す材料試験結果に基づき算定した。アンカー筋 1 本あたりのコ

表-1 重ね継手長さの設計

	実継手長さ L [mm]	必要継手長さ L_a [mm] $[L/L_a]$		
		長期荷重	短期荷重	大地震時
試験体A,B	350	229 [1.53]	245 [1.43]	199 [1.76]
2.5層試験体	700	366 [1.91]	392 [1.79]	316 [2.21]

表-2 使用コンクリートの材料特性

打設箇所	E_c	σ_B	σ_t	E_c : ヤング係数(N/mm ²) σ_B : 圧縮強度(N/mm ²) σ_t : 割裂強度(N/mm ²)
下スラブ	1.91×10^4	24.9	1.89	
梁・壁・上スラブ	1.91×10^4	25.1	2.10	
補強部	2.83×10^4	54.1	3.18	

表-3 使用鉄筋の材料特性

呼び名	材質	E_s	σ_y	ε_y	σ_u	E_s : ヤング係数(N/mm ²) σ_y : 降伏強度(N/mm ²) ε_y : 降伏歪(μ) σ_u : 引張強度(N/mm ²)
6φ	SR235	2.19×10^5	339.1	1550	488.3	
D6	SD295	1.98×10^5	405.9	2055	554.2	
D10	SD345	1.91×10^5	395.6	2068	555.2	

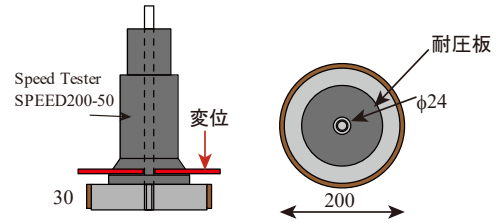


図-2 アンカー拘束付着試験

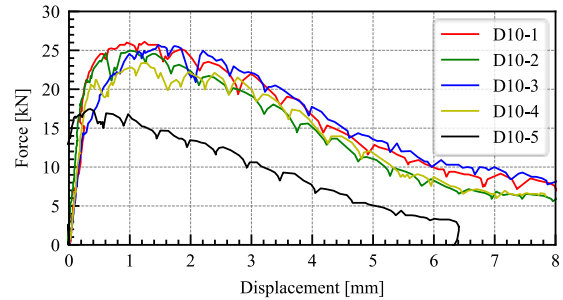


図-3 付着試験結果

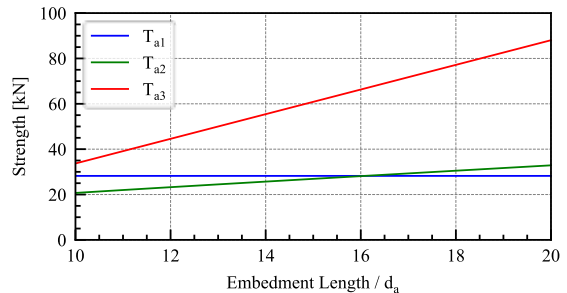


図-4 アンカー耐力計算結果

ーン破壊強度 T_{a2} については、文献⁵⁾に従って次式で算定した。なお、コーン投影面積 A_c については、隣接するアンカーのコーン面積の重複を勘案している。

$$T_{a2} = \sigma_t \cdot A_c = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (3)$$

アンカー筋 1 本あたりの付着破壊強度 T_{a3} については、文献⁶⁾を参考に、へりあき、はしあき、ピッチによる付着強度の低減を考慮して、次式で算定した。なお、基準付着強度 k については、2.3.1 節のアンカー拘束付着試

験結果を参考に 15N/mm^2 とした。

$$T_{a3} = \phi_a \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (4)$$

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot k \sqrt{\sigma_B / 21} \quad (5)$$

$$\alpha_n = 0.5(c_n / l_e) + 0.5 \quad (6)$$

ここに、 ϕ_a : 低減係数 (終局評価のため 1.0 とする), l_e : 埋込み長さ, l_{ce} : 有効埋込み長さ ($=l_e - 2d_a$), $c_{1,2,3}$: ヘリあき/はしあき/ピッチ寸法

各破壊モードの耐力と埋込み長さの関係を図-4 に示す。埋込み長さは $20d_a$ としたため、いずれの判定においても鉄筋降伏 (T_{ai}) が先行する計算結果となった。

2.4 加力・計測方法

試験体 A,B の加力装置セットアップ図を図-5 に示す。軸力および反曲点高さを鉛直ジャッキ 2 本で制御し、水平ジャッキ 1 本でせん断力を導入した。既往の実験¹⁾および FEM 解析²⁾より、上部壁の転倒モーメントによる変動軸力が作用するため、軸力は変動軸力として圧縮軸力側の最大軸力比 $\eta=+0.12$ と設定した。具体的な軸力制御ルール例を図-6 に示す。正載荷 (圧縮軸力側) ではせん断力に比例した変動軸力とし、計算せん断強度の 90%到達時に最大圧縮軸力 (全断面に対する軸力比 $\eta=+0.12$) となるように設定した。負載荷 (引張軸力側) は、先に実施する正載荷で結果として得られる軸力と変形角の関係をバイリニア置換したうえで反転して、変形角に応じた変動軸力となるように設定した。最小引張軸力比は全引張降伏耐力に対する軸力比で $\eta=-0.63$ である。反曲点高さは、既往の実験¹⁾および FEM 解析²⁾より圧縮軸力側となる壁では開口高さの中央付近に、引張軸力側では開口頂部付近になることから、ジャッキで制御した反曲点高さ h_0 は、試験体 A は 2.5 層試験体を参考に正載荷側で 850mm, 負載荷側で 1220mm とし、試験体 B は曲げ破壊型とするために 2360mm (正負一定) とした。

加力サイクルは、全試験体共通で変形角 R ($=$ 上スタブ下面位置と下スタブ上面位置の相対水平変位/内法高さ) で制御し、 $R=0.0625\%(1), 0.125\%(1), 0.25\%(2), 0.5\%(2), 0.75\%(2), 1.0\%(2), 1.5\%(1), 2.0\%(1), 3.0\%(1)$ rad. の各サイクルを行った。()内は繰り返し回数を示す。

3. 実験結果および考察

3.1 損傷過程

試験体 A の水平荷重-変形角関係を図-7 に、 $R=1.0\%$ rad. サイクル終了時および載荷終了時のひび割れ状況を図-8 に示す。また、参考に、2.5 層試験体のひび割れ状況を図-9 に示す。

試験体 A では、 $R=0.0625\%$ rad. サイクルで曲げひび割れの発生を、 $R=0.25\%$ rad. サイクルでせん断ひび割れの発生を確認した。また、 $R=0.5\%$ rad. サイクルで、正載荷

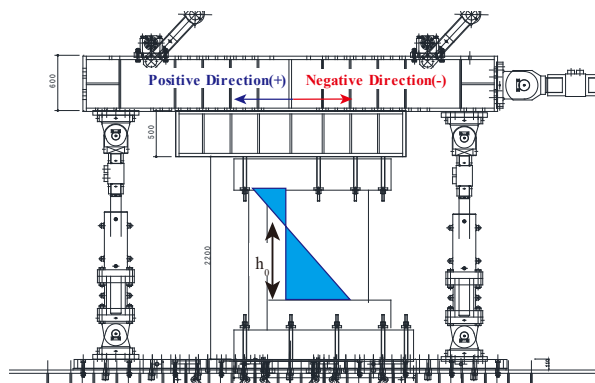


図-5 加力セットアップ

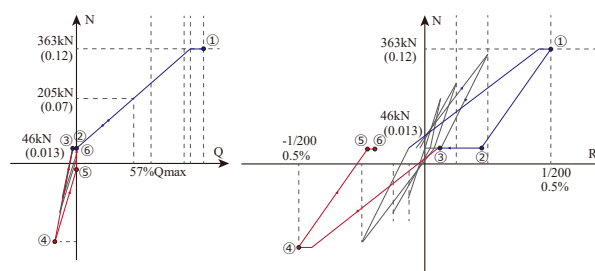


図-6 軸力制御

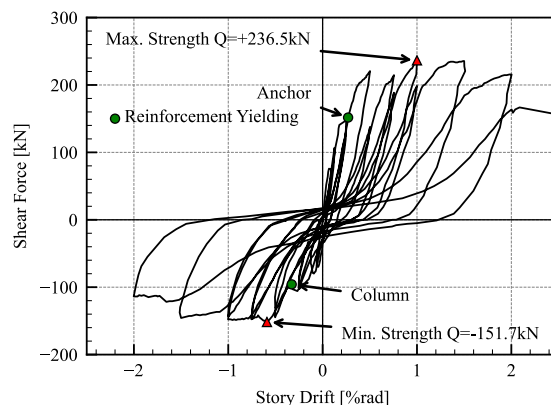
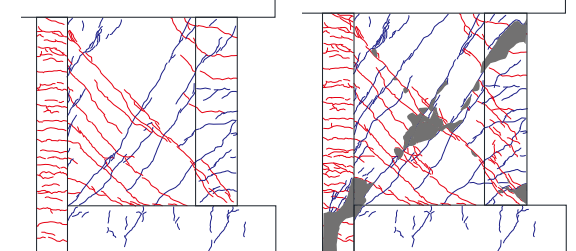
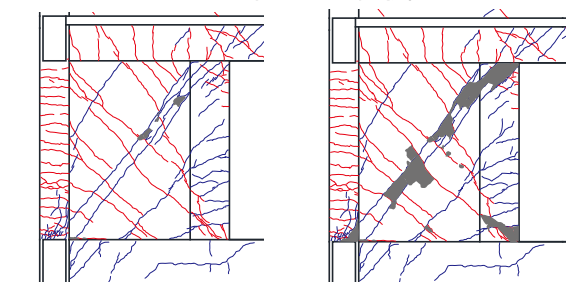


図-7 荷重変形関係 (試験体 A)



(a) $R=1.0\%$ rad サイクル終了時 (b)載荷終了時

図-8 ひび割れ状況 (試験体 A)



(a) $R=1.0\%$ rad サイクル終了時 (b)載荷終了時

図-9 ひび割れ状況 (2.5 層試験体¹⁾)

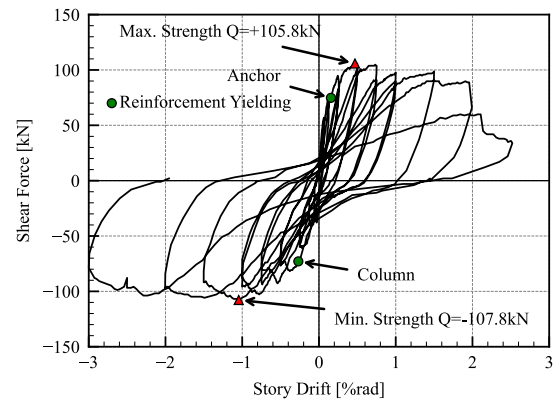
側では端部アンカー筋（A1～A3）の引張降伏が，負荷荷側では側柱主筋の降伏が確認された。正載荷側では $R=+1.0\%$ rad. 時に最大耐力 $Q=+236.5\text{kN}$ となり， $R=+2.09\%$ rad. 時に圧縮側となる側柱脚部のせん断ひび割れの拡幅が確認され，急激に耐力低下した。負載荷側では， $R=-0.59\%$ rad. で最大耐力 $Q=-151.7\text{kN}$ となり，その後は徐々にせん断ひび割れが拡幅していった。後述のようにせん断変形が卓越していることから，壁部材としては曲げ降伏していないと考えられるため，最終破壊性状は，正載荷，負載荷ともにせん断破壊と判断した。2.5 層試験体と比較して，ひび割れ角度やひび割れ性状について遜色がなく，おおよそ損傷性状を再現できたと思われる。

続いて，試験体 B の水平荷重－変形角関係を図－10 に， $R=1/100$ サイクル終了時および載荷終了時のひび割れ状況を図－11 に示す。

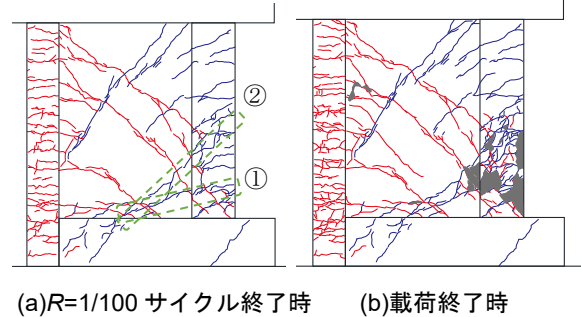
試験体 B では， $R=0.0625\%$ rad. サイクルで曲げひび割れの発生を確認し， $R=0.25\%$ rad. サイクルでせん断ひび割れの発生を確認した。また， $R=0.25\%$ rad. サイクルの正載荷側では端部アンカー筋（A1～A3）の引張降伏が， $R=0.5\%$ rad. サイクルの負載荷側では側柱主筋の降伏が確認された。正載荷側では $R=+0.47\%$ rad. 時に最大耐力 $Q=+105.8\text{kN}$ となり，その後，端部の曲げひび割れ（図中の①）だけでなく少し上側の曲げひび割れ（図中の②）が拡幅し，徐々に耐力低下していき， $R=+2.1\%$ rad. で急激に耐力低下した。耐力低下性状を示している間に拡幅した曲げひび割れは，アンカー筋と縦筋の脚部重ね継手部の上下端に位置するひび割れであり，それらのひび割れが拡幅することで耐力低下したことから，重ね継手部に損傷が集中したことが要因となっていることが示唆される。負載荷側では， $R=-0.47\%$ rad. で最大耐力となったのちに， $R=-1.5\%$ rad. で圧縮側端部の圧壊が確認され，徐々に耐力低下した。最終破壊性状は，正載荷側は曲げ降伏後の重ね継手部の破壊，負載荷側は曲げ破壊と推察される。

軸変位の分布から，図－12 に示すように曲げ変形を算定した。壁脚部の梁との界面位置での軸変位にはアンカー筋の拔出し変位も含まれることが想定されるため，曲げ変形は壁脚部を除いた上部の曲げ変形 df_1 ，壁脚部での曲げ変形 df_2 ，梁部分での曲げ変形 df_3 に分けて算定した。

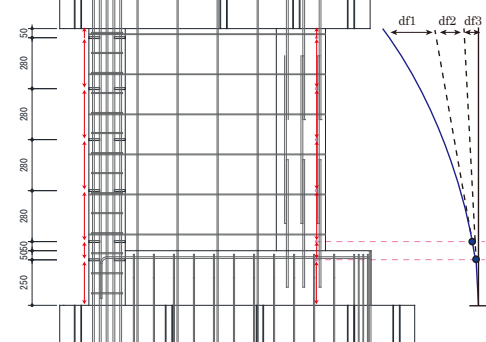
荷重変形関係の包絡線上での，全体変形に対する各曲げ変形成分の割合（それぞれ R_{df1} ， R_{df2} ， R_{df3} ）を図－13 に示す。試験体 A では，拔出し変形を含む壁部分の曲げ変形割合 $R_{df1}+R_{df2}$ は最大耐力時（ $R=+0.5\%$ 時）で約 30% となり，その後耐力低下に伴い曲げ変形割合が減り，せん断変形に相当すると思われる変形の割合が増えてお



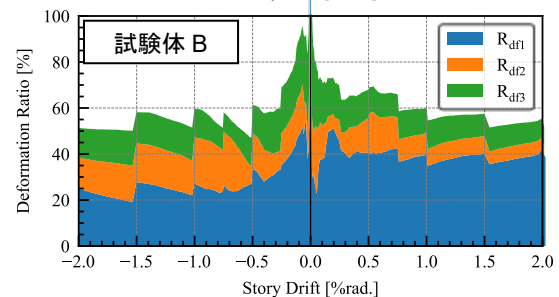
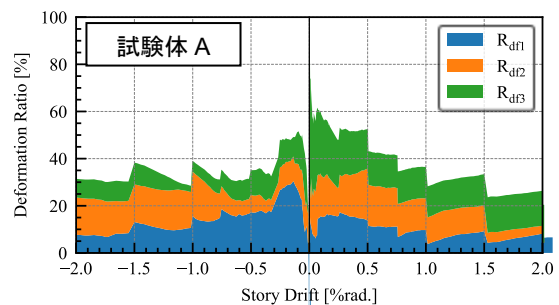
図－10 荷重変形角関係（試験体 B）



図－11 ひび割れ状況（試験体 B）



図－12 曲げ変形の計算假定



図－13 曲げ変形割合

り、せん断変形が支配的となっている。試験体 B では、特に正載荷側で拔出し変形を含む曲げ変形の割合 $R_{d1}+R_{d2}$ が約 60% となっており、終局までその割合はおおよそ維持されているため、曲げ変形が支配的であったといえる。

3.2 あと施工アンカー埋込み部の挙動

あと施工アンカーの特に埋込み部の挙動を確認するため、埋込み内部のアンカー筋のひずみ計測値から、計測位置の応力を換算した。ひずみ計測位置図を図-14 に示す。アンカー筋の応力ひずみ関係は同図に示すようにバイリニアを仮定し、ひずみの履歴から応力を換算した。計測位置間の応力差から計測区間の平均付着応力度を計算した。

アンカー筋 A3 における正載荷の包絡線上での平均付着応力度の推移を図-15 に示す。図より、いずれの試験体においても、最大耐力に到達する $R=+0.5\%$ rad. 以前に、埋込み長さ $5d_a$ までの浅い部分での付着応力が低下しており、付着応力がやや深い位置に推移している傾向がみられる。この傾向は既往の研究⁹⁾でも確認されているものであり、アンカー筋の降伏が先行することを保証する設計においては、この浅部の付着劣化については考慮しておく必要があることが示唆される。

3.3 最大耐力評価

既往の評価式を用いて試験体の最大耐力を評価する。曲げ終局強度 M_u は、靱性指針⁷⁾に示される平面保持を仮定した断面計算により求める。終局時の圧縮側コンクリートの応力分布はストレスブロックを仮定し、圧縮縁のひずみを 3000μ として算定した。曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} は曲げ終局強度をせん断スパンで除することで算定されるが、引張軸力側について、図-16 に示すように縦方向全鉄筋の重心位置と加力装置の軸力作用位置にずれがあり、偏心モーメントが作用して部材内の反曲点の変動することが想定されるため、曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} は偏心モーメントによる部材内の反曲点の変動を考慮して計算した。せん断終局強度 Q_{su} は、文献⁸⁾を参考に式(7)で算定した。ただし、本式は引張軸力が作用する場合の適用性については保証されていない。ここでは、2.5 層試験体の最大耐力評価に用いた考え方⁹⁾に準拠し、せん断終局強度 Q_{su} は全引張降伏軸力 N_{min} 時点で 0 となると仮定し、軸力 0 での計算値 Q_{su} ($N=0$) と N_{min} 時点の $Q_{su}=0$ の点を直線補完することで引張軸力下でのせん断終局強度 Q_{su} を推定した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} t_{ej} \quad (7)$$

実験における作用軸力とせん断力の関係を図-17 に示す。同図中に上記の曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} 、せん断終局強度 Q_{su} の計算値もプロットした。図より、試

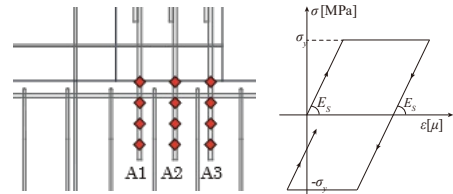


図-14 アンカー筋のひずみ計測と応力変換

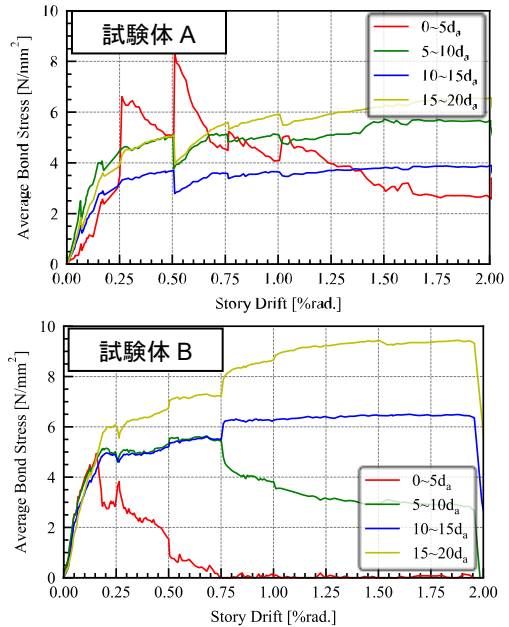


図-15 平均付着応力度の推移

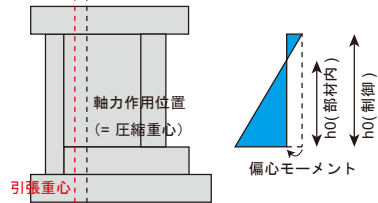


図-16 偏心モーメントによる反曲点変動

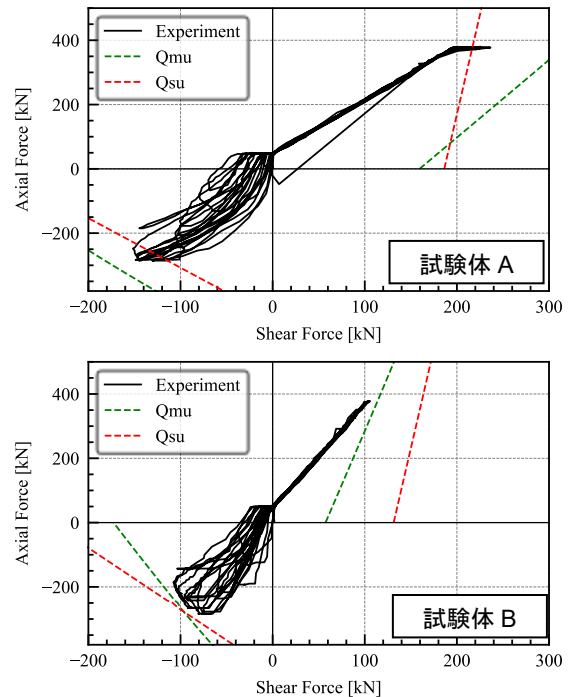


図-17 軸力とせん断力の関係および計算強度

験体 A においては、最大耐力付近ではせん断終局強度 Q_{su} が曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} を下回り、せん断終局強度計算値は実験値を安全側に評価する傾向にある。試験体 B においては、最大耐力付近で曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} がせん断終局強度 Q_{su} を下回っているが、正載荷側では最大耐力が曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} に到達していないことが確認される。到達していない要因として、端部圧壊を伴う曲げ破壊が生じる前に引張側アンカー筋の重ね継手部での損傷が進行したことが考えられる。

3.4 設計における留意点

曲げ破壊型として設計した試験体 B の正載荷側（圧縮軸力側）において、端部のアンカー筋 A3 が降伏する時点、および、アンカー筋 A1～A3 がすべて降伏する時点での、平面保持を仮定した曲げ解析結果を表-4 に示す。アンカー筋が降伏する時点の計算において、圧縮側コンクリートの圧縮応力分布は三角形分布を仮定し、作用軸力は実験でそれぞれの計算条件となった時点の軸力を用いた。また、終局条件（圧縮縁コンクリートのひずみが 3000μ ）での計算値も同表に示す。アンカー筋降伏時の曲率に比べ、終局時の曲率は 10 倍以上となっている。試験体 B の正載荷側最大耐力は 105.8kN であり、A1～A3 降伏条件での計算耐力を上回るが、終局条件での計算耐力には到達していない。アンカー筋のひずみ ε_{A3} に着目すると、終局時のひずみは 36600μ と算定され、鉄筋のひずみ硬化が始まって応力が降伏応力よりも上昇していることが推察される。RC 規準³⁾の大地震時の重ね継手長さの検討を参考に、鉄筋の存在応力が引張強度（表-3）だった場合の必要重ね継手長さ L_a を算定したところ、279mm となる。実重ね継手長さ以下ではあるものの、重ね継手周辺に曲げひび割れが発生しているため、その影響で重ね継手の付着強度が低下していた可能性がある。

以上のことから、試験体 B で確認されたような重ね継手部の損傷は、新設開口を設けその周辺をあと施工アンカーにて補強する場合、開口周辺部材が比較的壁長さの長い片側柱付き壁となり、かつ、計算上曲げ破壊型となる場合に懸念されるものと考えられ、設計上留意する必要がある。

4. まとめ

1 層のみに新設開口を設けた連層耐力壁の、開口横の片側柱付き RC 耐力壁を模擬した部材実験を実施し、その損傷性状や補強に用いたあと施工アンカーの挙動から、以下の知見を得た。

- ・片側柱付き RC 耐力壁部分の配筋や応力状態（変動軸力、反曲点高さ）を適切に模擬することで、損傷性状

表-4 試験体 B の曲げ解析結果

計算条件	N [kN]	ϕ [1/km]	ε_{cu} [μ]	ε_{A3} [μ]	M_y, M_u [kNm]	Q_m [kN]
A3降伏	290	1.86	434	1930	203.2	86.1
A1～A3降伏	380	2.27	549	2339	244.2	103.5
終局	380	31.19	3000	36600	269.0	114.1

を再現することができた。再現した結果、せん断破壊型となることが確認された。

- ・補強部のあと施工アンカーについて、設計のとおり鉄筋降伏が先行し、開口周囲の補強筋として有効であったことを確認した。
- ・せん断破壊型試験体ではせん断変形が、曲げ破壊型試験体では曲げ変形が支配的となることが確認された。
- ・既往の評価式を用いて最大耐力を評価することで、破壊モードは適切に判定され、せん断強度については安全側の評価となることが確認された。
- ・曲げ破壊型として設計した片側柱付き RC 耐力壁において、開口横の補強部が引張側となる方向で、重ね継手部に損傷が集中することがあることが示唆される。

謝辞

本研究は、(国研) 建築研究所研究課題「増改築規模に応じて改修された既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価技術の開発」の一環として実施した。また、実験実施にあたり、東京理科大学学生各位にご助力いただいた。関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 中村聡宏, 向井智久, 有木克良:1 層のみに新設開口を設けた RC 造実大連層耐力壁架構の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.313-318, 2022.7
 - 2) 谷昌典, 吉田遥夏, 山田諒, 向井智久, 中村聡宏:1 層のみに新設開口を設けた RC 造実大連層耐力壁架構の有限要素解析, 日本地震工学会大会, TS20220060, 2022.12
 - 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2024
 - 4) 日本建築防災協会:あと施工アンカーの強度指定申請ガイドライン (改訂版 2024 年), 2024.3
 - 5) 日本建築防災協会: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, 2017
 - 6) 日本建築学会:各種合成構造設計指針・同解説, 2023
 - 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針, 1999
- 国土技術政策総合研究所, 建築研究所監修:2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10