

論文 曲げ補強筋にあと施工アンカーを用いた耐力壁の性能確認実験

中村 聡宏*1・向井 智久*2・有木 克良*3・日高 悠樹*4

要旨：本研究では、既存の壁式構造住宅に対して新設開口を設けた場合の、開口周辺耐力壁の性能および補強方法を明らかにすることを目的として、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いた耐力壁の構造実験を実施した。曲げ補強筋にあと施工アンカーを用いた場合で、十分な埋め込み長さを確保することで、曲げ補強筋を先付け鉄筋とした場合と同等の耐震性能を有することが確認された。また、曲げ補強部のあと施工アンカー量を増大させることで、剛性・耐力が向上することが確認された。

キーワード：鉄筋コンクリート、壁式構造、耐震性能、補強、接着系あと施工アンカー

1. はじめに

既存の壁式構造住宅に対して、社会的なニーズ（室内規模の多様化、バリアフリー化）に応じて新設開口を設けることがあるが、その際に、開口周辺部材に対して、開口周辺部に生ずる曲げモーメントやせん断力に対する補強が必要となる。

石川、田才ら¹⁾は、炭素繊維シート貼り付けによる新設開口周辺の補強効果を明らかにするための構造実験を実施した。曲げモーメントによる開口周辺部の引張力に対して抵抗するように炭素繊維シートを張り付け、シート端部は定着金物により既存部へ定着された。実験より、特に両面に炭素繊維シートを貼り付ける方が効果的であることが示された一方で、定着金物の面外方向への変形等により、最大耐力以降の耐力低下が見られたことも報告されている。また、渡辺ら²⁾は、連層新設開口に対して開口周辺部を RC フレームにより補強する方法について解析的に検討し、提案手法による補強効果を明らかにした。

本研究では、既存の壁式構造住宅に対して新設開口を設けた場合の開口周辺耐力壁の性能および補強方法を明らかにすることを目的として、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いる場合を対象として実施した構造実験について述べる。

に、開口に挟まれた壁梁に曲げ補強が必要となることが想定されるため、外付け補強された壁梁に対しての耐力壁の曲げ補強筋の定着について確認するための実験も併せて実施した。

試験体の配筋図を図-2 に示す。試験体は計 4 体である。試験体のスケールは 1/1 とした。試験体のパラメータは、補強部詳細である。試験体 W-1 は、既設開口周辺耐力壁試験体として、壁式構造設計指針³⁾で規定される開口補強筋 (2-D16) が先付け鉄筋として配された基準試験体であり、先付鉄筋は鋼板定着されている。想定する耐力壁は、壁厚 150mm であり、壁縦横筋がシングル配筋されている。また、直交壁側については、直交壁有効幅を壁厚の 6 倍とした場合の有効縦筋量と同等の縦筋を入れた柱型とした。

試験体 W-2 は、試験体 W-1 と同等の曲げ補強量 (2-D16) をあと施工アンカーにより導入した補強試験体である。補強部の厚さ (せい) は既存部壁厚と同等と

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験対象の概要図を図-1 に示す。既存耐力壁に対して、直交壁近傍に新設開口を設けた場合の、せいの短い壁を検討対象とした。新設開口を設けた場合には、新たに壁端部となる新設開口周辺部に曲げ補強筋を設ける必要がある。本研究では、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いる。連層開口を設けた場合

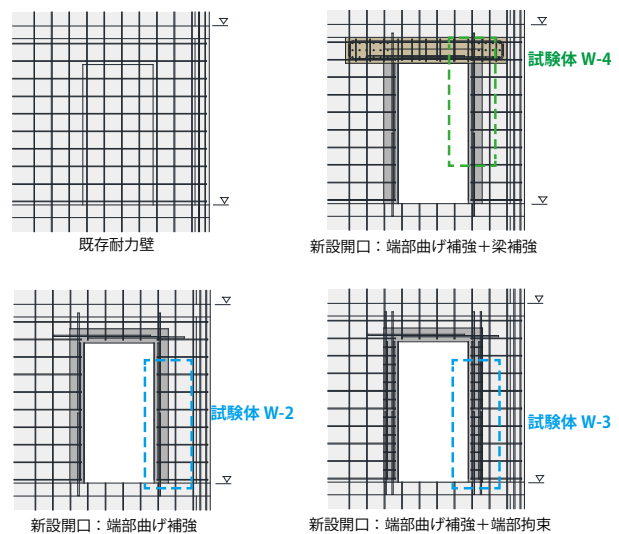


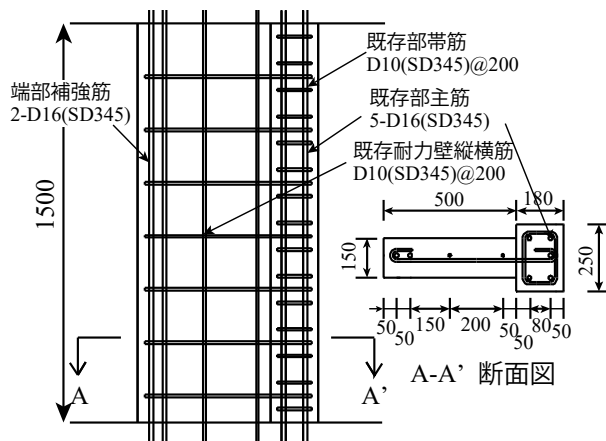
図-1 試験体概要図

*1 国立研究開発法人建築研究所 研究員 博士 (工学) (正会員)

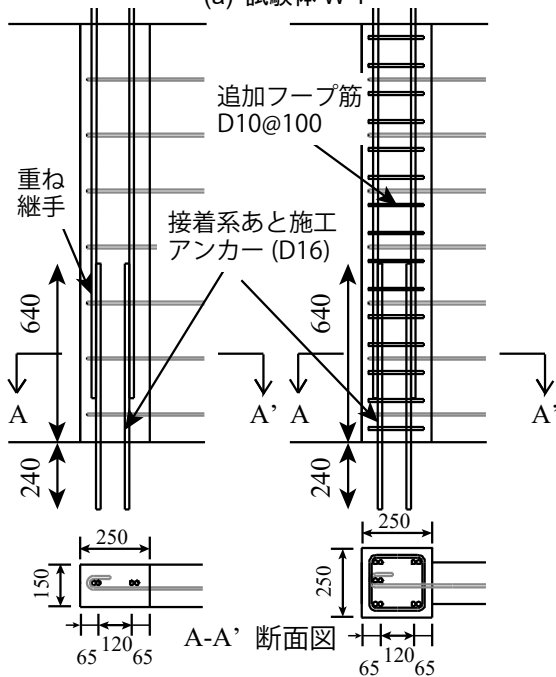
*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*3 都市再生機構 (非会員)

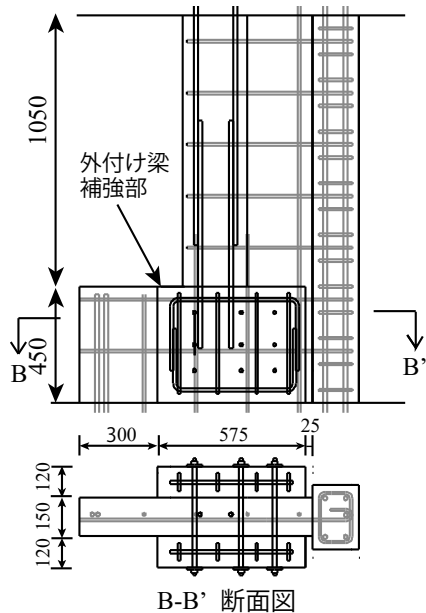
*4 東京理科大学 学生 (非会員)



(a) 試験体 W-1



(b) 試験体 W-2(補強部) (c) 試験体 W-3(補強部)



(d) 試験体 W-4

図-2 試験体配筋図

表-1 使用コンクリートの材料特性

試験体	部位	設計基準	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
		強度[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
W-1	既存部、上スタブ	13.5	2.16×10 ⁴	21.6	2.15
	補強部	30	2.81×10 ⁴	36.3	3.27
	下スタブ	18	2.64×10 ⁴	29.1	2.67
W-3	既存部、上スタブ	13.5	2.24×10 ⁴	22.7	2.30
	補強部	30	2.83×10 ⁴	37.5	3.04
W-4	下スタブ	18	2.66×10 ⁴	29.5	2.79

表-2 使用鉄筋の材料特性

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]	[N/mm ²]
D10	SD345	1.80×10 ⁵	382	2174	529
D16	SD345	1.87×10 ⁵	384	2155	569

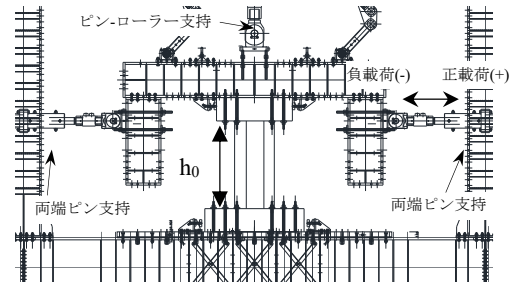


図-3 加力装置セットアップ図

した。試験体 W-3 は、補強側端部に試験体 W-1 よりも多く曲げ補強筋を配し (5-D16)、柱型を設けるとともに補強部をフープ筋により拘束した。試験体 W-4 は、あと施工アンカーを上部壁梁の曲げ補強部に対して施工することを想定した試験体である。アンカー配置等の仕様は W-2 と同一であり、加力の都合上、定着部 (壁梁部) が下側になるように上下反転させている。梁曲げ補強部の仕様については、既往の文献⁴⁾を参考に決定した。

試験体 W-2, W-3, W-4 については、壁端部をはつり出した状態を模した既存部試験体を製作し、補強部との接合面に目荒らしを施した後に、試験体 W-2, W-3 では下スタブに、試験体 W-4 では壁梁部に接着系あと施工アンカー (エポキシ樹脂、注入式、コアドリル穿孔) を打ち込んだ。あと施工アンカーの有効埋込長さについては、アンカー母材が降伏する $15d_a$ (d_a : アンカー径) とした。アンカー設計の際に、コン破壊強度は、合成構造設計指針⁵⁾を参考に、コン領域の重複を考慮した。また、付着破壊強度については、付着強度確認用に下スタブに別途打設したあと施工アンカー単体の拘束引張試験結果を参考に設計用付着応力度を 20N/mm^2 とし、合成構造設計指針⁵⁾を参考にアンカー筋のへりあきやピッチの影響を考慮した低減係数を乗じた。あと施工アンカー施工後に、補強部主筋と重ね

継手を行い、試験体 W-3 ではフープ筋を設置したのちに補強部コンクリートを打設した。重ね継手長さについては、短期設計に基づき 480mm (鉄筋径の 30 倍) とした。

使用コンクリートの材料特性を表-1 に、使用鉄筋の材料特性を表-2 に示す。

2.2 加力方法

加力装置セットアップ図を図-3 に示す。加力方式は、所定の軸力 194.4kN (全断面に対する軸力比 0.075) を作用させた状態での片持ち梁形式での正負交番繰返載荷とした。反曲点高さについては、既往の研究を参考に、新設開口最上部を想定して $h_o=1500\text{mm}$ とした。正載荷は補強部が引張側となる方向である。加力サイクルは、相対変形角 (下スタブ上端位置に対する反曲点高さ位置の相対水平変位/反曲点高さ) 制御とし、変形角 $R=0.0625\%$, 0.125% , 0.25% , 0.5% , 0.75% , 1.0% , 1.5% , 2.0% , 3.0% の各サイクルを最大 2 回繰り返した。

3. 実験結果

壁脚部曲げモーメント-変形角関係および最終サイクルピーク時の破壊状況を図-4 に示す。なお、壁脚に作用する曲げモーメントは、次式により算定した。

$$M = Q \cdot h_o + N \cdot \delta_N \quad (1)$$

ここに、 Q : 作用せん断力、 h_o : せん断スパン、 N : 作用軸力、 δ_N : 鉛直ジャッキの下端ピン位置の壁脚位置に対する相対水平変位

試験体 W-1 は、正載荷では $R=+0.40\%$ で曲げ補強筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では、 $R=-0.70\%$ で直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部の圧壊が確認された。 $R=-1.36\%$ で、最大耐力を記録した。その後、 $R=-2.0\%$ サイクルの 2 回目に、端部曲げ補強筋の座屈および圧縮側コンクリートの大きな剥落が観測された。

試験体 W-2 は、正載荷では $R=+0.22\%$ で曲げ補強筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では、 $R=-0.51\%$ で直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部の圧壊が確認された。 $R=-1.5\%$ で、最大耐力を記録した。その後の耐力低下は試験体 W-1 に比べて緩やかであった。

試験体 W-3 は、正載荷では $R=+0.61\%$ で曲げ補強筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負

載荷では、 $R=-0.66\%$ で直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部の圧壊が確認されたが、 $R=-3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。

試験体 W-4 は、正載荷では $R=+0.42\%$ で曲げ補強筋が壁梁上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=0.72\%$ で、壁梁縦筋が下スタブ上端位置で降伏し、壁梁と下スタブの境界面付近から進展した曲げひび割れが大きく広がる様子が確認され、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では、 $R=-0.75\%$ で直交壁縦筋が降伏し、 $R=-1.12\%$ で、最大耐力を記録した。最大耐力時、圧縮側端部で圧壊が生じるとともに、斜めせん断ひび割れが拡幅し、耐力低下を起こした。

4. 考察

4.1 最大耐力の評価

補強した耐力壁の耐力を、壁式構造計算基準³⁾に示される強度評価式により評価する場合の評価精度について検討する。

耐力壁の曲げ強度 M_u は、耐力壁の曲げ強度算定式略算式(2)を、耐力壁のせん断強度は、耐力壁のせん断強度式略算式(3)を適用して算定した。

$$M_u = \Sigma (a_t \sigma_y) l^2 + 0.5 \Sigma (a_w \sigma_{wy}) + 0.5 N l' \quad (2)$$

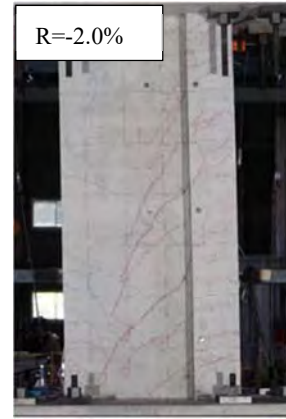
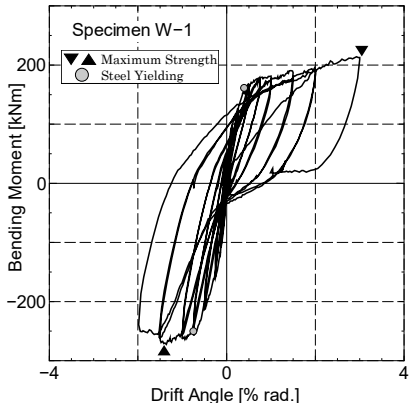
ここに、 a_t : 引張鉄筋の断面積、 σ_y : 引張鉄筋の降伏強度、 l' : 耐力壁長さの 0.9 倍、 a_w : 壁縦筋の断面積の和、 σ_{wy} : 壁縦筋の降伏強度、 N : 作用軸力

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Q + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wye} + 0.1 \sigma_{oe}} \right\} t_e j \quad (3)$$

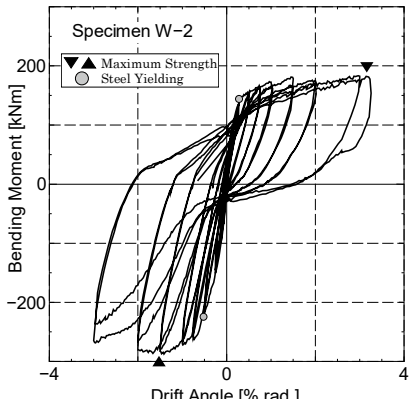
ここに、 p_{te} : 等価断面の引張鉄筋比、 F_c : コンクリート強度、 l : 耐力壁長さ、 t_e : 等価壁厚、 j : 応力中心距離、 p_{we} : 等価補強筋比、 σ_{wye} : 補強筋等価降伏強度

補強した試験体 (W-2, W-3, W-4) については、正載荷方向の曲げ強度算定時には、曲げ補強筋として導入したあと施工アンカーを引張鉄筋とみなした。また、せん断強度算定時のコンクリート強度については、既存部と補強部でコンクリート強度が異なるため、水平断面積による重みづけ平均値を採用した。

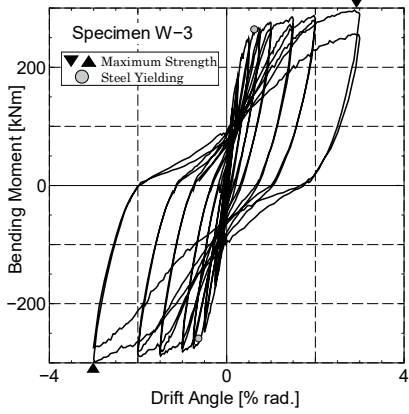
実験時最大耐力と計算強度を比較した結果を表-3 に示す。曲げ補強部が引張側となる正載荷では、曲げ耐力を概ね安全側に評価できていることが確認できる。ただし、試験体 W-4 では壁脚部以外の部分での破壊が支配的となったと考えられるため、参考値としている。曲げ補強部が圧縮側となる負載荷では、曲げ耐力をやや危険側に評価しているが、先付け鉄筋を用いた試験体 W-1 に比べて、あと施工アンカーを用いた試験体 W-2, W-3 では精度が同程度以上となっている。せん断破壊した試験体 W-4 では、せん断耐力を 2 割程度安全側に評価された。



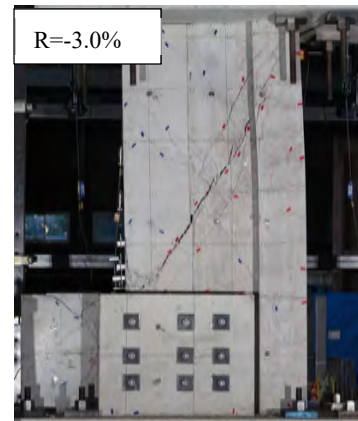
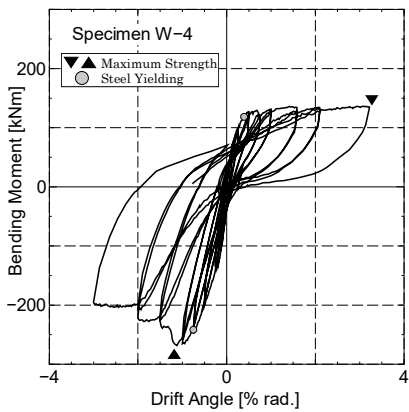
(a) 試験体 W-1



(b) 試験体 W-2



(c) 試験体 W-3



(d) 試験体 W-4

図-4 壁脚部曲げモーメント-変形角関係と最終サイクルピーク時の損傷状況

表-3 実験時最大耐力と計算耐力の比較

Specimen	Direction	$Q_{e,max}$	$M_{e,max}$	Failure Mode	M_u	Q_{mu}	Q_{su}	Q_{su} / Q_{mu}	$M_{e,max} / M_u$	$Q_{e,max} / Q_{su}$
		[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
W-1	(+)	127.6	214.0	FF	153.9	99.3	137.2	1.38	1.39	0.93
	(-)	171.0	272.4	FF	294.2	189.8	150.9	0.80	0.93	1.13
W-2	(+)	108.2	183.2	FF	153.9	99.3	144.0	1.45	1.19	0.75
	(-)	180.0	287.0	FF	294.2	189.8	159.3	0.84	0.98	1.13
W-3	(+)	181.5	296.7	FF	294.2	189.8	184.5	0.97	1.01	0.98
	(-)	182.9	298.7	FF	294.2	189.8	184.5	0.97	1.02	0.99
W-4	(+)	114.7	136.5	(FY)*	153.9	139.9	171.2	1.22	0.89	0.67
	(-)	240.3	268.2	FS	294.2	267.5	192.9	0.72	0.91	1.25

$Q_{e,max}$: 最大作用せん断力, $M_{e,max}$: 壁脚部最大モーメント

Failure Mode: FF/曲げ破壊, FS/曲げ降伏後せん断破壊, FY/曲げ降伏

M_u : 壁脚部曲げ耐力, Q_{mu} : 壁脚部曲げ耐力時せん断力, Q_{su} : せん断耐力

4.2 壁脚曲げモーメントー変形角関係の比較

壁脚曲げモーメントー変形角関係の包絡線を比較した結果を図-5に示す。曲げ補強筋に先付け鉄筋を用いた試験体 W-1 とあと施工アンカーを用いた試験体 W-2 を比較すると、同様の包絡線性状を示していることが分かる。また、あと施工アンカーを増やした試験体 W-3 は、補強部が引張側となる正方向では剛性が向上していることが分かる。

曲げモーメントー変形角関係から、下式により等価粘性減衰定数 h_{eq} を算定する。

$$h_{eq} = (1/4\pi) \cdot (\Delta W / W) \quad (4)$$

ここに、 ΔW : 履歴エネルギー, W : 等価ポテンシャルエネルギー

ただし、特に試験体 W-1, W-2 において正負非対称の履歴特性を示しているため、ここでは各サイクルの正側・負側それぞれで等価粘性減衰定数を求めることとし、それぞれの履歴面積を2倍とすることで履歴エネルギー ΔW を算定した。また、等価ポテンシャルエネルギー W についても、各サイクルの正側・負側それぞれの最大耐力・最大変形角を用いて算定した。

各サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} を算定した結果を図-6に示す。図より、試験体 W-1 と W-2 でほぼ同様の等価粘性減衰定数となっていることが分かる。また、試験体 W-3 の等価粘性減衰定数は、試験体 W-1, W-2 に比べて、正側では小さく、負側では大きくなっていることが分かる。なお、諏訪ら⁹⁾は最外縁主筋にあと施工アンカーを用いた耐力壁の曲げせん断実験において、埋め込み長さが十分でない場合に、等価粘性減衰定数が低下することを示しており、本実験で確認された等価粘性減衰定数を確保するためには十分な埋め込み長さを確保する必要がある。

4.3 壁脚部挙動

壁脚部から 25mm の位置で計測した下スタブとの相対伸び変位について、試験体 W-1, W-2 の引張側伸び

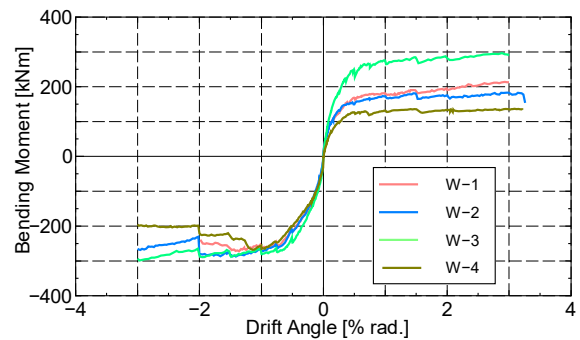


図-5 曲げモーメントー変形角関係包絡線

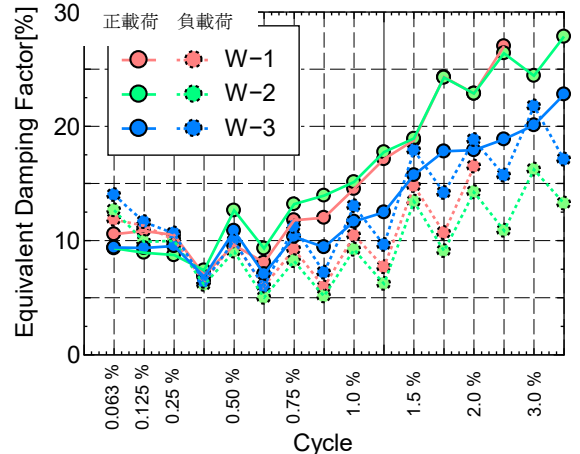


図-6 等価粘性減衰定数

変位（ピーク時および除荷時）と相対変形角の関係を図-7に示す。図より、補強部が引張側となる正側において、試験体 W-1 に比べて試験体 W-2 のほうがピーク時伸び変位が大きい。除荷時の伸び変位はほぼ同値となっており、これは、打ち継ぎ部での応力集中の影響であると考えられ、あと施工アンカーの抜け出しは生じておらず定着は十分に確保されていると言える。いずれの試験体においても、 $R=0.5\%$ サイクルまでは残留伸び変位がほとんど生じておらず、 $R=0.75\%$ サイクルでは 0.5mm 程度、 $R=1.0\%$ サイクルでは正側で 1.7mm 程度、負側で 1mm 程度となっている。

試験体 W-2 および W-4 の正側サイクルピーク時のアンカー筋の付着応力分布を図-8 に示す。また、同図中に付着強度確認用に下スタブに別途打設したあと施工アンカー単体の拘束引張試験結果を点線で示す。ここで、付着応力実験値は、応力ひずみ関係を材料試験値に基づくバイリニア型と仮定し、各計測位置での歪履歴から応力に換算し、応力差から算定した。図より、壁梁内にアンカー筋を打設した試験体 W-4 においても試験体 W-2 と同様に付着が有効に働いていることが分かる。また、付着応力は付着強度に達しておらず、付着破壊は生じていないものと推察される。ただし、実際の架構では壁梁部に曲げ変形が生じることが想定されるため、それらの影響を部分架構実験によって確認する必要がある。

5. まとめ

- ・ 曲げ補強筋にあと施工アンカーを用いる場合に、十分な埋め込み長さを確保することで、曲げ補強筋を先付け鉄筋とした場合と同等の耐震性能を有することが確認された。
- ・ 曲げ補強部のあと施工アンカー量を増大させることで、剛性・耐力が向上することが確認された。
- ・ 外付け梁で補強された壁梁に対してあと施工アンカーを打ち込んだ場合においても、あと施工アンカーは有効に働いていることが確認された。

謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の空間拡大技術の開発」の一環として実施した。また、実験実施にあたり、東京理科大衣笠研究室学生各位にご助力いただいた。記してここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 石川星児ほか：耐力壁に設けた後施工開口の炭素繊維シートを用いた開口補強に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.56B，pp.93-98，2010.3
- 2) 渡辺一弘ほか：既存壁式鉄筋コンクリート構造の躯体改造に関する検討（その1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.867-874，2017.9
- 3) 日本建築学会，壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.2
- 4) 田内浩喜ほか：外付け壁梁と壁の接合部耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，2009.7
- 5) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 6) 諏訪愛ほか：接着系あと施工アンカーを用いた部

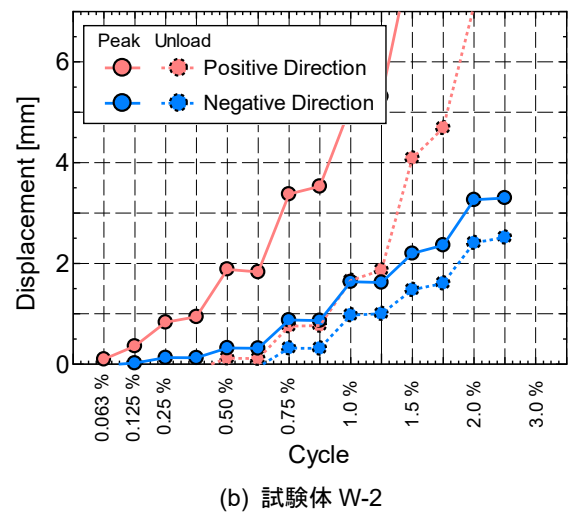
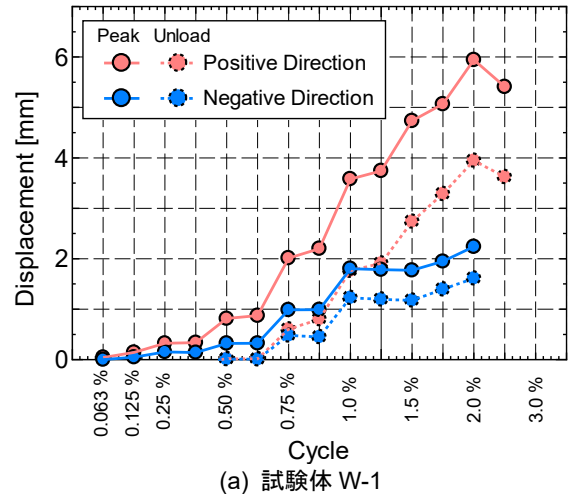


図-7 引張側伸び変形-変形角関係

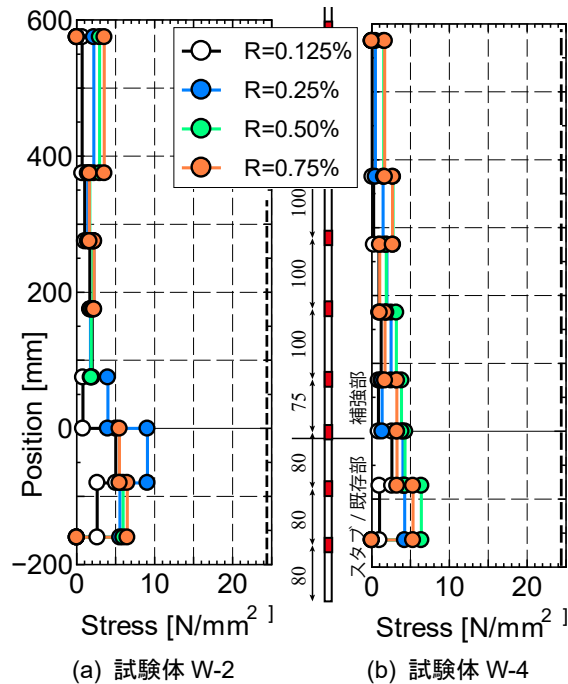


図-8 アンカーの付着応力分布

材の構造特性評価に関する研究その5～6，日本建築学会学術講演梗概集（九州），pp.541-544，2016.9