

# 論文 鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁の構造性能

中田 幹久\*1・萩尾 浩也\*2

**要旨:** 既存建物に耐震壁を増設する際、コンクリートの打設が難しく、壁板をモルタルで構成したいという要望がある。しかし、高強度モルタルで構築した増設壁はコンクリートとモルタルの乾燥収縮量をはじめとする材料特性の違いより、一般的な増設壁と構造性能が異なると予想された。そこで美観向上のためのひび割れ誘発目地、および施工性を考慮して水平打継面を施した試験体を十分に乾燥させた状態で載荷実験を行った。その結果、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁においても誘発目地の影響は少なく、一般的な増設壁と同等の評価が可能であること、水平打継面がある場合短い鉄筋を追加する補強が有効であることを確認した。

**キーワード:** 増設壁, せん断耐力, モルタル, 乾燥収縮, 水平打継面, ひび割れ誘発目地

## 1. はじめに

既設建物の耐震補強には、鉄筋コンクリート造（以下、RC造と記す）の耐震壁を増設する方法がある。しかし、壁板にコンクリートを打設する際にポンプ車やコンクリート締めなどによる騒音が発生する他、ミキサー車やコンクリート配管のために建物内外に多くのスペースが必要となり、工事中の建物の居住性や使用性が著しく低下する。そこで、筆者らはコンクリートの代わりに、高強度モルタルによって増設壁を構築する技術の開発を進めている<sup>1)</sup>。モルタルの打設は量2枚程度の広さがあれば可能であり発生する騒音もコンクリートに比べて小さい。また、モルタルは汎用的な材料であるほか、施工はRC造増設壁の施工で既に行われているグラウト圧入とほぼ同じ手順で可能であるため、現場での採用が容易である。一方で、モルタルは粗骨材を含まないため、主に乾燥収縮に伴うひび割れやひび割れ面での応力伝達特性などに関して、コンクリートとは異なる材料特性を示す。そのため、コンクリートの代わりに高強度モルタルを打設した増設壁（以下、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁と記す）の構造性能がRC造の場合と同様であるかは明らかではない。また、モルタルは現場で練り混ぜる必要があるため、一度に打設出来る量がコンクリートよりも少ない。そのため打設の中断による水平打継面（以下、打継面と記す）が生じ、本来の性能を発揮できない可能性がある。さらに、モルタルはコンクリートよりも乾燥収縮量が大きく、乾燥ひび割れが生じやすいことから、ひび割れ誘発目地（以下、目地と記す）を併せて使用することも考えられる。目地の方式の一種として、壁板内にモルタルを充填した硬質ポリ塩化ビニル管を配置することで、壁板の厚さを局所的に薄くし、その箇所にひび割れを集中させる方式がある。このような方式の目地は、

RC造増設壁に使用する場合には耐力に影響しないことが報告されている<sup>2)</sup>が、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁に用いる場合についての確認が必要である。

本研究では、十分に乾燥した状態の鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁の構造性能を把握するため、打継面の有無、打継面の補強の有無、目地の有無をパラメーターとした計6体の縮小試験体による乾燥収縮ひび割れの観測と加力実験を実施した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

表-1に試験体一覧および概要を、図-1に代表例として試験体MJCの寸法および配筋を示す。表-2に鉄筋の材料試験結果を示す。また、表-3に載荷実験時に実施したコンクリートおよびモルタルの材料特性を示す。試験体は、既存建物を模した柱梁架構（以下、架構と記

表-1 試験体一覧

試験体		N	M	J	MJ	JC	MJC
既存 躯体	柱	B×D = 220mm×220mm(実大換算660mm×660mm) 主筋10-D13( $p_g=2.62\%$ ) 帯筋□-D6@150( $p_w=0.20\%$ )					
	梁	B×D = 170mm×280mm(実大換算510mm×840mm) 主筋4-D13( $p_t=1.20\%$ ) 肋筋□-D5@120( $p_w=0.20\%$ )					
増設 壁板	壁	$t = 60$ (実大換算180mm) 縦横D4ダブル@120( $p_w=0.39\%$ )					
	あと施工 アンカー	縦横D10シングル@70( $p_a=1.70\%$ )					
	スパイラル 筋	鉄筋径φ2mm 曲げ直径40mm ピッチ25mm					
	目地	なし	あり	なし	あり	なし	あり
	水平 打継面	なし		あり			
	打継面 補強	-		なし		コッター筋 D6ダブル@120 ( $p_w=0.88\%$ )	

\*1 (株)大林組技術研究所 修士 (工学) (正会員)

\*2 (株)大林組技術研究所 博士 (工学) (正会員)

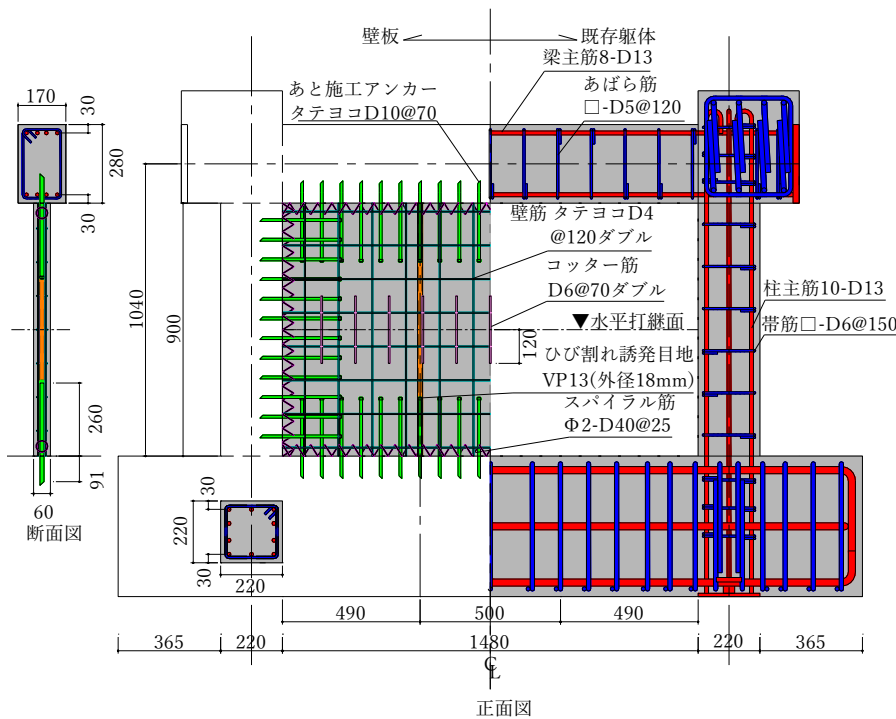


図-1 試験体 MJC の寸法及び配筋

表-2 鉄筋の材料試験

鋼材	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ N/mm <sup>2</sup>	$E_s$ kN/mm <sup>2</sup>
D13 (柱梁主筋)	344	556	195
D6 (柱帯筋・ コッター筋)	372*	591	190
D5 (梁あばら 筋)	399*	524	191
D4(壁筋)	387*	533	194
D10 (アンカー 筋)	371	542	191

$\sigma_y$  : 降伏強度  $\sigma_u$  : 引張強度

$E_s$  : ヤング率

\*降伏強度は0.2% オフセット耐力

表-3 コンクリートおよびモルタルの材料試験結果

コンクリート・ モルタル		材齢 日	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_t$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c$ kN/mm <sup>2</sup>
試験体 N・J	柱・梁	205	15.7	1.54	18.1
	J壁下部	170	57.4	3.48	26.6
	N壁	167	67.0	3.52	26.1
	J壁上部				
試験体 M・JC	柱・梁	219	12.3	1.41	15.8
	M壁	184	58.3	3.52	26.5
	JC壁下部				
	JC壁上部				
試験体 MJ・ MJC	柱・梁	234	12.1	1.31	16.5
	MJ壁下部	199	58.2	3.86	27.2
	MJC壁下部				
	MJ壁上部				
	MJC壁上部				
MJC壁上部					

$\sigma_B$  : 圧縮強度  $\sigma_t$  : 割裂強度  $E_c$  : ヤング率

す)と、増設壁板(以下、壁板と記す)から構成されている。架構は、柱はせん断破壊型、梁は曲げ破壊型として計画した。試験体は実大の約 1/3 スケールとした。使用したモルタルは、調合強度 45N/mm<sup>2</sup>、水セメント比が約 40%で膨張剤が配合されたプレミックsgラウトモルタルである。架構と壁の接合部にはあと施工アンカーを十分に配置し、接合面の破壊が先行しない設計とした。また、試験体 M, MJ, MJC の目地の間隔について、収縮ひび割れ制御指針<sup>3)</sup>では、3m 以下が推奨されているが、モルタルはコンクリートよりも乾燥収縮量が大きいために予測されたため実大換算で 2m 以下のピッチになるように配置した。打継面を貫通するコッター筋は、ダボ効果によるせん断抵抗を期待して配置したものであり、長さはダボ効果の発揮に十分な定着長となるようにした。

試験体は、まず RC 造の架構を製作し、コンクリート打設から約 1 か月後に架構と壁の接合部にあと施工アンカーを打設した。実建物では補強前の軸力は柱のみが負担していることから、実験において増設する壁板にその軸力を負担させないため、壁板の製作前に軸力を柱に導入した。導入した軸力は柱 1 本あたり約 23kN(軸力比で約 0.03)とした。軸力の導入には PC 鋼棒を用いた。その後、架構内に壁筋を配筋し、モルタルを打設して壁を構築した。この際、試験体 J, JC, MJ, MJC は、打継面を設けるため、モルタルの打設を 3 日間隔で 2 回に分けて行った。モルタルの脱型後、乾燥収縮を十分に進行させるために空調の無い室内環境にて養生を行った。最初に加力を行った GW-N の養生期間は 2023 年 8 月 9 日から 2024 年 1 月 17 日まで(脱型から加力まで 160 日間)であり、養生期間中の最高室温は 34.1℃、最低室温は 0.6℃

であった。

## 2.2 乾燥収縮ひび割れの観測

乾燥収縮ひび割れの観測はモルタルの打設から 2 週間後から開始し、1~2 週間おきに実施した。観測は壁板の両面に対して行い、ひび割れの幅の計測にはクラックスケールを用いた。

## 2.3 载荷および計測

载荷ステップおよび载荷装置を、それぞれ図-2 および図-3 に示す。载荷前に、柱に導入した軸力を鉛直ジャッキに移行し、その後各目標部材角につき、片押しでの正負 2 回ずつ繰り返し载荷を行った。加力高さはスタブ上面から 1040mm とした。また、変位の計測位置を図-4 に示す。層間変位は、試験体の柱芯と加力芯の交線上に設置したターゲットとスタブの相対変位とし、部材角は層間変位を加力高さで除したものとした。また、接

合面および打継面のすべりも図-4のように計測した。  
 なお、接合面のすべりを計測する変位計とターゲットは接合面垂直方向に50mm離れており、接合面にすべりが生じない場合変位計とターゲット間のせん断変形1%につき、0.5mmの相対変位が計測される。

### 3. 乾燥収縮ひび割れの観測結果

図-5に材齢144日時点の各試験体壁板のひび割れを示す。いずれの試験体でも、壁板の隅部に斜めのひび割れと、壁板全体に鉛直方向のひび割れが発生した。目地を含まない試験体N, J, JCでは、鉛直方向のひび割れは壁中央付近に発生したが、壁板の目地を含む試験体M, MJ, JMCでは、鉛直方向のひび割れの多くは目地に沿って発生した。また、目地を含む試験体では壁板隅部の斜めひび割れの総数が少ない傾向にあった。次に記録したひび割れについて、ひび割れ幅ごとに総延長を集計し、材齢による推移を確認した。図-6に壁板両面のひび割れ総延長の推移を示す。目地を含む試験体M, MJ, JMCでは、材齢144日時点でひび割れの進展がほぼ収束していることが確認された。また、目地の有無が異なる試験体同士(NとM, JとMJ, JCとJMC)を比較すると、いずれの組合せについても目地を含む試験体の方が、ひび割れ総延長が短くなっていることが分かる。材齢144日時点で比較すると、目地を設けることで、ひび割れ総延長が16%~40%短くなった。また、目地を含む試験体では、含まない試験体よりも目地部に幅の広いひび割れが多くなった。以上より、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁においても、目地による一定のひび割れ集約効果が確認され、目地の配置が美観の向上に有効であると考え

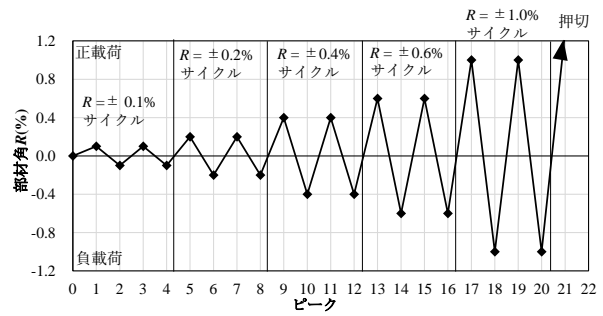


図-2 荷重ステップ

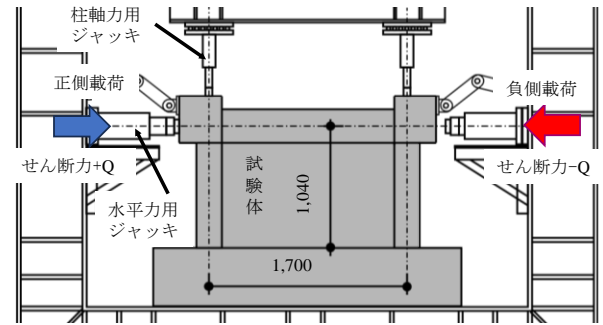


図-3 荷重装置

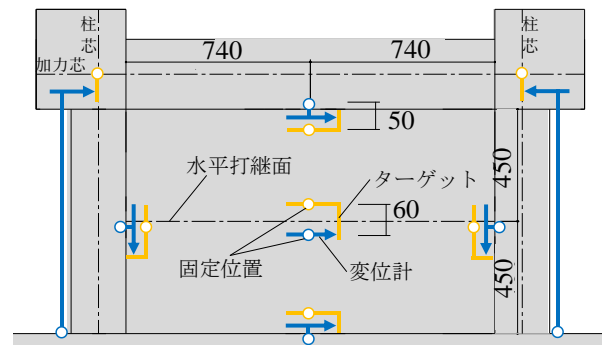


図-4 変位計位置

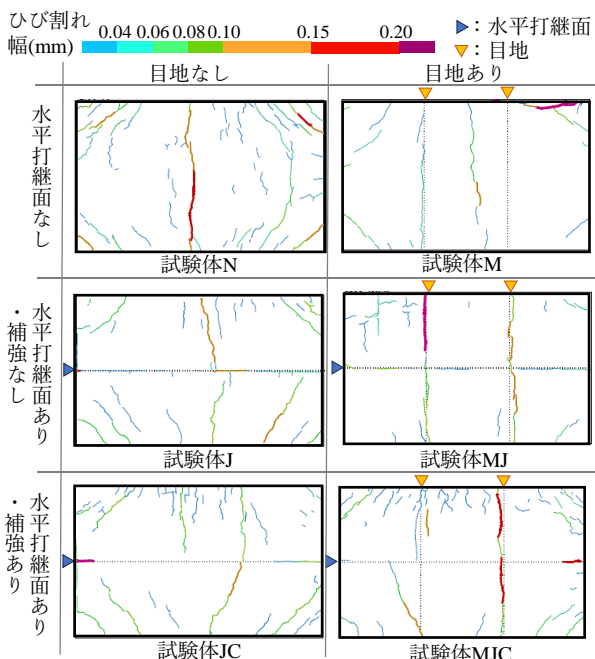


図-5 材齢144日時点の試験体壁板のひび割れ分布

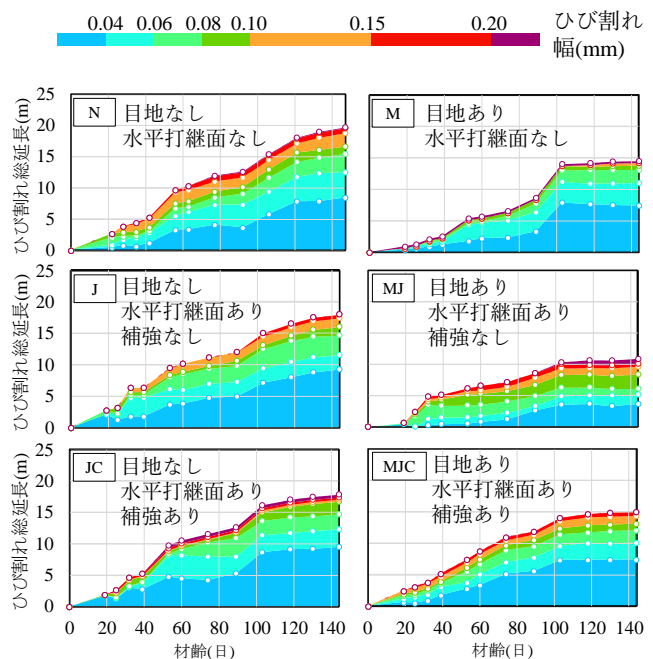


図-6 ひび割れ総延長の推移

られる。

#### 4. 荷重実験結果

##### 4.1 破壊状況および荷重変形関係

図-7 に各試験体の荷重変形関係を示す。図中に試験体のせん断耐力設計値も示す。設計値の詳細は後述する。また、写真-1 に、各試験体の最終破壊状況を示す。

いずれの試験体においても部材角  $R=\pm 0.1\%$  サイクルで柱の曲げひび割れおよび壁のせん断ひび割れが生じた。

試験体 N では、 $R=\pm 0.2\%$  サイクルでせん断ひび割れを横切る壁筋の一部が降伏した。 $R=\pm 0.6\%$  サイクルから剛性の低下が顕著に見られた。 $R=\pm 1.0\%$  サイクル中、 $R=+0.8\%$  で柱帯筋が降伏し、ほぼ同時に最大荷重の 819.3kN に到達した。そして、次の負荷荷中にせん断破壊にて終局に至った。

試験体 J では、 $R=\pm 0.1\%$  サイクルで壁筋の降伏が見られた。 $R=\pm 0.2\%$  サイクル中に打継面が破壊し、柱には打継面に接する位置から柱脚外側にかけてせん断ひび割れが生じた。 $R=\pm 0.4\%$  サイクル中に柱帯筋が降伏し、 $R=+0.4\%$  で荷重がほぼ最大の 401.7kN に達した。その後、荷重を続けたが、ピーク時の荷重はほぼ一定であった。この間、損傷は打継面周辺および柱に集中し、壁板のひび割れはほとんど増加しなかった。 $R=\pm 1.0\%$  サイクル終了後、 $R=2.5\%$  まで押切り、荷重を終了した。破壊形式は水平打継面のすべり破壊と判断した。

試験体 JC では、 $R=\pm 0.6\%$  サイクル中、 $R=+0.4\%$  を超えたあたりで顕著な剛性の低下が見られ、 $R=+0.6\%$  で柱帯筋が降伏した。その後、 $R=-0.6\%$  で最大荷重の 713.9kN

に到達した。 $R=\pm 1.0\%$  サイクルの終了時には、荷重は 7 割程度まで低下した。 $R=\pm 1.0\%$  サイクル終了後、 $R=2.0\%$  まで押切り、荷重を終了した。破壊形式は水平打継面のすべり破壊と判断した。

目地を含む試験体 M, MJ, MJC は、多少のタイミングの差はあるが、それぞれ目地を含まない試験体 N, J, JC とほぼ同様の過程を経て破壊に至った。このことから、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁においても、目地の有無は耐力に影響をほとんど及ぼさないと考えられる。

また、打継面補強の効果を確認するため、試験体 N, JC の荷重変形関係を比較した。その結果を図-8 に示す。 $R=\pm 0.4\%$  サイクルまでの荷重変形関係は試験体 N と JC でほとんど一致した。 $R=\pm 0.6\%$  サイクルで、試験体 JC の剛性低下が試験体 N よりも顕著となった。このタイミングは後述する打継面のすべりが顕著になったタイミングと一致する。また、この傾向は試験体 M と MJC においても同様であった。

##### 4.2 せん断耐力の評価

せん断耐力の評価には栗田ら<sup>4)</sup>が提案した設計式(1)を用いた。式(1)は、広沢 min 式<sup>5)</sup>に、架構と壁板のコンクリートの面積等価平均強度  $\sigma_{Be}$  を導入した式であり、架構と壁板に強度差がある鉄筋コンクリート造増設壁のせん断耐力を精度よく評価できる。ただし、文献4)内で、実験によって式(1)の適用性が確認できたとされた範囲は、 $\sigma_{B2}/\sigma_{B1} \leq 3.3$ 、 $\sigma_{B2} \leq 63.5\text{N/mm}^2$  の範囲である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_{c_e})}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_e j_e \quad (1)$$

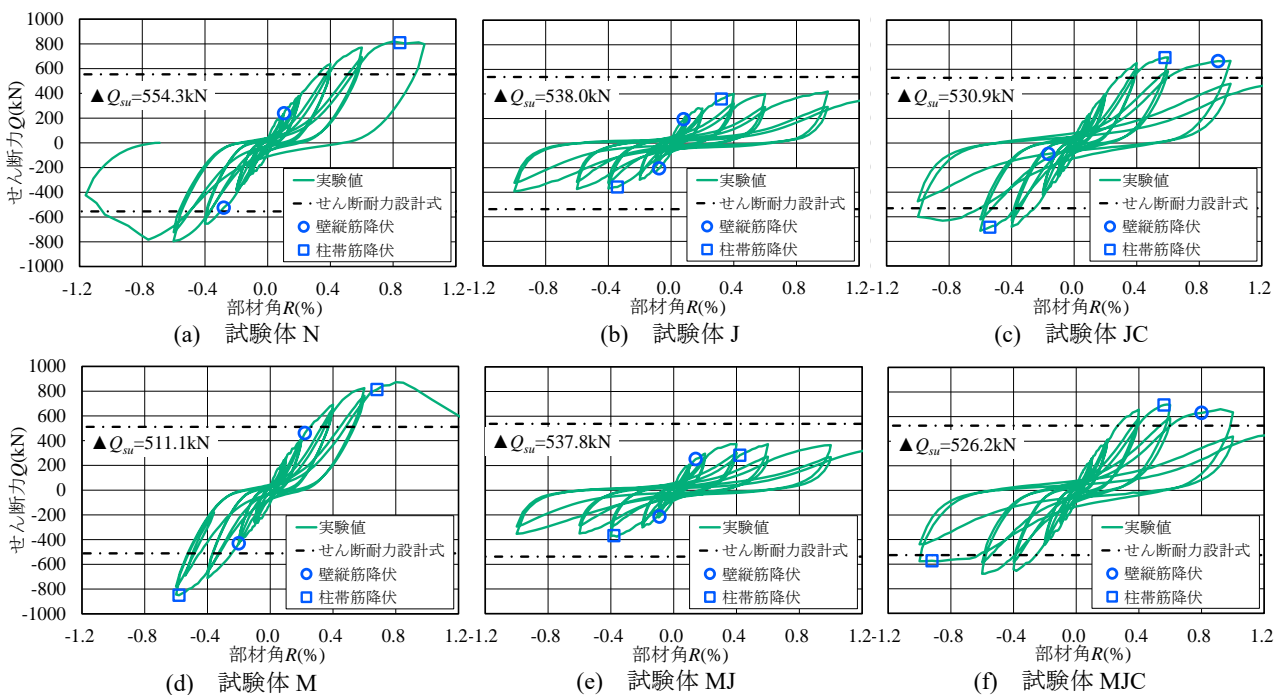


図-7 荷重変形関係

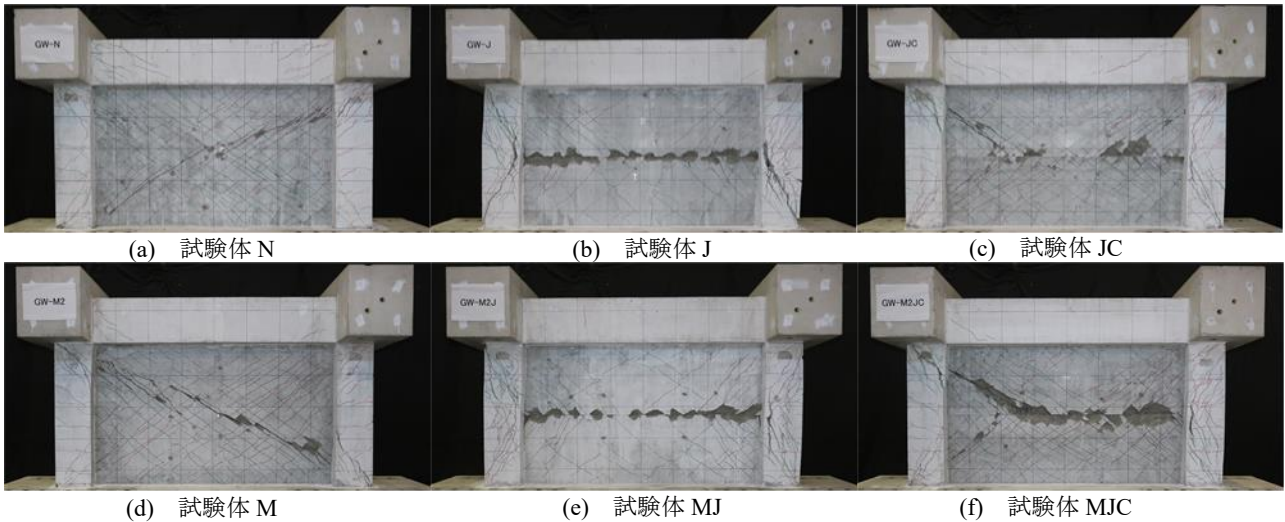


写真-1 最終破壊状況

$$\sigma_{Be} = \frac{\Sigma A_c \cdot \sigma_{B1} + t \cdot l_o \cdot \sigma_{B1}}{\Sigma A_c + t \cdot l_o} \quad (2)$$

ここに、 $p_t$ : 引張鉄筋比、 $p_s$ : 壁筋比、 $\sigma_{wy}$ : 壁筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $M/(Q \cdot l)$ : せん断スパン比、 $\sigma_o$ : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>)、 $b_e$ : 等価壁厚(=  $\Sigma A_c + t \cdot l_o$ )/L(mm)、 $L$ : 架構全長(mm)、 $j_e$ : 応力中心間距離(mm)、 $\Sigma A_c$ : 柱総断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{B1}$ : 架構のコンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_{B2}$ : 壁板のモルタル強度(N/mm<sup>2</sup>)

図-7に示した通り、試験体 N および M では最大耐力が式(3)による設計値を 2 割程度上回った。すなわち、打継面がない場合には、鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁においても栗田らの提案式で耐力を安全側に評価できることが分かった。水平打継面の補強を行わなかった試験体 J および M2J は、水平打継面のすべり破壊によって終局に至り、最大耐力は式(3)による設計値の 8 割程度にとどまった。一方、水平打継面の補強を行った試験体 JC および MJC は、試験体 J および M2J と同様水平打継面のすべり破壊によって終局に至ったと考えられるが、式(3)による設計値を 1 割程度上回った。すなわち、コッター筋による水平打継面の補強により、水平打継面のすべり耐力を壁板のせん断耐力近傍まで向上させることが出来ることが分かった。また、先述の通り、目地の有無は耐力評価にほぼ影響しないことも分かった。

#### 4.3 既存躯体と壁板間のすべり

既存躯体と壁板間のすべりの代表例として、図-9 に梁壁間の計測変位と部材角の関係を示す。このグラフは、各サイクルにおける 1 回目の変形ピークの計測値をプロットしたものである。また、接合面がすべらず、計測区間のせん断変形が部材角と等しいと仮定した時の計算値を黒点線で示す。すなわち、プロットが黒点線に近いほど、接合面のすべりは小さいことを表す。部材角  $R$  が 1% に到達したときの計測値の最大は試験体 N の 0.6mm 程

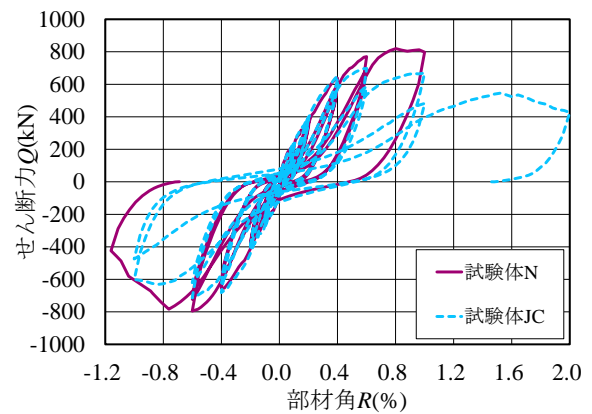


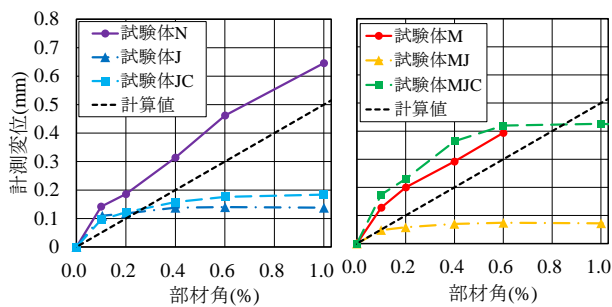
図-8 試験体 N と JC の荷重変形関係の比較

度であった。これは 2.3 節で述べた変位計とターゲット間のせん断変形によるものであり、壁板と梁の間にすべりは発生していなかったと考えられる。また、他の計測点についても、接合面のすべりに起因する大きな変位は観測されなかった。なお、試験体 J、JC および MJ において、梁壁間の計測変位が他の試験体よりも小さかった要因としては、層間変位の大部分が壁板の打継面のすべりによって生じ、計測箇所の変形が小さかったためと考えられる。

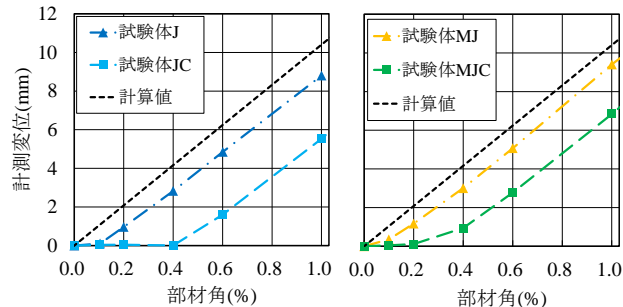
#### 4.4 壁打継面のすべり

打継面のすべりは、打継面の直上・直下に埋め込んだインサートの水平方向の相対変位より求めた。図-10 に、打継面での計測変位と部材角の関係を示す。プロットの方法は図-9 に準じる。図中黒点線は、層間変位と打継面のすべりによる計測変位が等しいと仮定した場合の部材角の計算値を示す。

目地の無い試験体 (J, JC) で比較すると、試験体 J は  $R = \pm 0.2\%$  サイクル以降で打継面のすべりが顕著に見られた。対して、試験体 JC は  $R = \pm 0.4\%$  サイクル中まではほとんど打継面のすべりが生じず、 $R = \pm 0.6\%$  サイクル以降



(a) 目地なし (b) 目地あり  
 図-9 梁壁間計測変位-部材角関係



(a) 目地なし (b) 目地あり  
 図-10 水平打継面計測変位-部材角関係

から顕著な打継面のすべりが見られた。目地のある試験体 (MJ, MJC) では、試験体 MJC において打継面のすべりの兆候が  $R=\pm 0.4\%$  サイクル中にみられる点に若干の違いがみられるが、概ね目地の無い試験体と同様の傾向となった。以上の通り、コッター筋による打継面補強は目地の有無に関わらず一定の効果が確認できた。

ここで、試験体 J および MJ において、打継面を貫通する壁縦筋の鉄筋比は 0.39% である。一方で、試験体 JC および MJC の打継面を貫通する、壁縦筋とコッター筋の鉄筋比の合計は 1.27% であり、試験体 J および MJ の 3.26 倍である。また、試験体 J において打継面がすべり始める  $R=+0.1\%$  での荷重は 233.9kN である。一方で、試験体 JC において打継面がすべり始める  $R=+0.4\%$  での荷重は 651.2kN であり、差は 2.8 倍程度である。増設壁全体のせん断力が打継面に均等にかかるかと仮定すれば、今回の検討範囲では打継面が滑り出す荷重は、概ね打継面を貫通する鉄筋量に比例すると考えられる。

## 5. 結論

鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁の構造性能を把握するため、水平打継面、打継補強およびひび割れ誘発目地の有無をパラメーターとした縮小試験体による乾燥収縮ひび割れの観測と加力実験を実施した。その結果、次のような知見を得た。

- (1) 鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁においても、目地による一定のひび割れ集約効果が確認できた。

- (2) 水平打継面がない場合の鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁の耐力は栗田らの設計式によって安全側に評価可能である。
- (3) 水平打継面がある場合においても、コッター筋を適切に配置することで、 $R=\pm 0.4\%$  サイクルまでは水平打継面がない場合とほぼ同じ構造性能を発揮した。
- (4) 目地は鉄筋高強度モルタル造耐震補強壁の構造性能にほとんど影響を及ぼさない。
- (5) 水平打継面が滑り出すときの荷重は、水平打継面を貫通する鉄筋量に概ね比例すると予測される。

## 参考文献

- 1) 中田幹久, 萩尾浩也, 栗田康平: モルタルを用いた増設壁の有限要素解析による構造性能評価手法の検討, 第 16 回地震工学シンポジウム, Day3-G419-04, 2023.11
- 2) 小柳光生, 川口 徹: 誘発目地工法「カラム目地」の開発, 大林組技術研究所報, No.63, pp.41-44, 2001.12
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御指針・施工指針・同解説, p.107, 2023.2
- 4) 栗田康平, 増田安彦: 既存躯体と強度差がある増設壁による耐震補強効果の実験的研究, 大林組技術研究所報, No.84, pp.1-8, 2020.12
- 5) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造増設壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, No.6, 1975.3