

3Q-Wall®と3Q-Brace®の軽量コンクリート躯体への適用性の検討

栗田 康平 増田 安彦

Applicability of “3Q-Wall” and “3Q-Brace” to Lightweight Concrete Structure

Kohei Kurita

Yasuhiko Masuda

Abstract

“3Q-Wall” and “3Q-Brace” are earthquake-resistant reinforcement construction methods that install reinforcing members to existing buildings with adhesives. Although these methods were developed for ordinary concrete structures previously, many requests have emerged recently that demand applying them to lightweight concrete structures. Therefore, experiments were conducted to verify the applicability of those seismic retrofitting methods to lightweight concrete structures. By the loading shear force to the bonded joint where the existing lightweight concrete structure is bonded to the reinforcing member, we confirmed that the shear strength of the bonded joint must be reduced from the value obtained by the equation for ordinary concrete. Subsequently, the reinforcement effect of both seismic retrofitting methods on the existing lightweight concrete structures was examined. We found that the reinforcement strength to lightweight concrete skeleton can be evaluated by reducing the joint strength.

概 要

3Q-Wallと3Q-Braceは、あと施工アンカーを極力使用せず、既存躯体に補強部材を接着して増設する耐震補強工法で、主に普通コンクリートの既存躯体に適用している。昨今では軽量コンクリート躯体に対する適用要望も多いことから、両工法の適用性を確認するために、2種類の実験を実施した。軽量コンクリートによる既存躯体と補強部材の接着接合部にせん断力を加力する実験1では、接着接合部のせん断耐力は、普通コンクリートを対象とした耐力式を低減して評価できることを確認した。軽量コンクリートによる既存躯体に対する3Q-Wallと3Q-Brace工法の補強効果を確認する実験2では、軽量コンクリート躯体への補強耐力は、低減した接合部のせん断強度を用いることで、普通コンクリートと同程度の余裕度で評価できることを確認した。

1. はじめに

3Q工法®は、建物の使いながらの耐震補強に適した工法の総称で、Fig. 1に示す多くのバリエーション¹⁾²⁾³⁾⁴⁾を展開している。この内、小型PCaブロックを組積する増設壁”3Q-Wall¹⁾”では、増設壁の周囲に配した鋼材(以後、ガイドスチール)を、エポキシ樹脂、もしくはエポキシ樹脂とあと施工アンカーを併用して既存躯体に接着している。分割された鉄筋内蔵のモルタル充填鋼管を用いる”3Q-Brace²⁾”でも同様に、周囲枠材を既存躯体に接着している。これにより、あと施工アンカーを用いない、もしくは少ないあと施工アンカーでも、増設壁や枠付きブレースと既存躯体との高い一体性を確保でき、低騒音・低振動な施工を実現できる。本工法は主に普通コンクリートの既存躯体に適用しているが、昨今では軽量コンクリート躯体に対する適用要望も多い。そこで、軽量コンクリート躯体に適用した3Q-Wall, 3Q-Braceの耐力評価を目的とした、以下の2種類の実験を実施した。

・実験1: 軽量コンクリートに対する接着接合部のせん断耐力を確認するせん断実験。

・実験2: 軽量コンクリート躯体を3Q-Wall, 3Q-Braceで補強した補強耐力を確認する水平加力実験。

2. 実験1 接着接合部のせん断実験

2.1 実験計画と試験体

実験1の目的は、軽量コンクリートに対する接着接合部

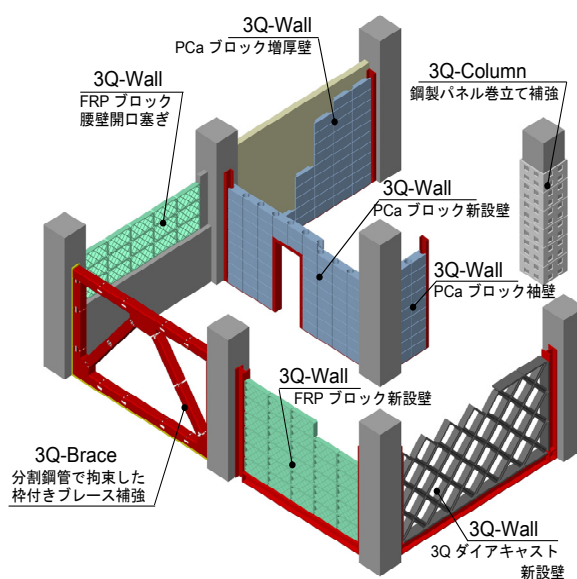


Fig. 1 3Q工法のバリエーション
Variations of Seismic Retrofitting method “3Q series”

のせん断耐力の定量化である。実験方法は、3Q-Wall, 3Q-Braceの接着接合部を模した試験体による直接せん断実験とした。実験因子は、軽量コンクリートの圧縮強度2種類(実験時の $\sigma_B=24.0\text{N/mm}^2$, 26.5N/mm^2)、接着接合部に併用して打設するあと施工アンカー筋比3種類($p_a=0\%$, 0.35% , 0.7% 、アンカー筋比 $p_a = \sum a_a / Ab$, $\sum a_a$: アンカー筋面積 $[\text{mm}^2]$, Ab : 接着面積 $[\text{mm}^2]$)とした。これらを組み合わせた5種類の試験体の一覧をTable 1に、試験体の詳細計画を、加力計画と合わせてFig. 2に示す。同一パラメータの試験体を各3体とし、試験体数は合計15体とした。

試験体の既存躯体側は、軽量コンクリートを打設した幅220mm×高さ290mm×せい220mmの直方体とした。増設部材側は、3Q-Wallの増設壁周囲のガイドスチール、もしくは3Q-Braceの周辺枠材を構成する角鋼管を模した接着用の鋼材(C200×80×7.5×11)を配して無収縮モルタルを打設した、ほぼ同形状の直方体幅200mm×高さ290mm×せい215mmとした。試験体の製作は、まず既存躯体側の軽量コンクリートを打設し、養生後にカプセル型のあと施工アンカーを打設した。既存躯体側の接着面は、サンドペーパーで表面のレイタンスを除去したが、目荒らしは行わずにエポキシ樹脂を塗布した。接着用の鋼材は、樹脂の厚さを5mmに調整しながらエポキシ樹脂のみ、もしくはエポキシ樹脂とあと施工アンカーを併用して、既存躯体側に接着した。エポキシ樹脂の硬化後に、増設部材側に型枠を建込み、無収縮モルタルを打設した。

2.2 使用材料

試験体の既存躯体側には、軽量コンクリート1種を用いた。試験体を使用した軽量コンクリート、無収縮モルタル、鋼材およびエポキシ樹脂の材料特性を、Table 2に示す。

Table 1 試験体一覧
List of Specimens

試験体	既存躯体側	増設部材側	あと施工アンカー	アンカー筋比 p_a	試験体数
A	軽量Con	無収縮モルタル 59.5N/mm ²	無し	0.00%	3体
B	24.0N/mm ²		2-M12	0.35%	3体
C			4-M12	0.70%	3体
D	軽量Con		無し	0.00%	3体
E	26.5N/mm ²		4-M12	0.70%	3体

Table 2 使用材料の材料特性
Mechanical Properties of Materials

軽量コンクリート・無収縮モルタル					
実験シリーズ1 軽量コンクリート・無収縮モルタル			σ_B	σ_T	E_c
部位	シリーズ	種類	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
既存側	A,B,C	軽量Con	24.0	2.40	17.4
	D,E	軽量Con	26.5	2.54	18.1
増設側	共通	無収縮モルタル	59.5	3.72	24.0

鋼材					
実験シリーズ1 鋼材			σ_y	σ_u	E_s
部位	使用材	鋼材種	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
両側	主筋	D16 (SD295)	344	500	195
	あばら筋	D10 (SD295)	352	500	194
増設側	アンカー筋	M12 (SWCH)	449	568	203
	ガイドスチール	C200x80x7.5x11	312	442	—

2.3 載荷・計測方法

試験体Cの実験状況をPhoto 1に示す。載荷は、既設躯体側と増設部材側の両端部に加力治具を取付け、垂直にした接合面に偏芯が生じないように直接せん断力 Q を作用させた。接合面に垂直の面圧は作用させなかった。載荷は万能試験機による静的単調載荷とし、既存躯体側と増設部材側のずれ変位 δ は、試験体両面で計測した平均値を用いた。

2.4 実験結果

2.4.1 破壊性状 最大耐力時の実験結果をTable 3に、せん断力 Q -ずれ変位 δ 関係をFig. 3に示す。接着のみの試験体A,Dの、最大耐力 Q_e 時のずれ変位 δ_e は0.02~0.03mmで、既存躯体-エポキシ樹脂間の接合面に沿って生じたひび割れから既存躯体と増設部材が剥離し、耐力を喪失した。あと施工アンカーを併用した試験体B,C,Eの δ_e は0.06~0.08mmで、最大耐力以降も剥離はせず、既存躯体側にもひび割れを生じさせながら変位が増大した。

2.4.2 接着接合部のせん断強度の評価 接着接合部のせん断強度 τ_{ju} の評価式には次式を用いた。

$$\tau_{ju} = \alpha \cdot \sigma_B + k \cdot \tau_a \quad [\text{N}] \quad (1)$$

$$\tau_a = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{Ec \cdot \sigma_B}) \cdot p_a \quad [\text{N}] \quad (2)$$

ここで式(1)の第1項は、接着のみで得られる接着せん断強度を示し、 α は既存躯体の圧縮強度 σ_B に対する接着せん断強度の有効係数である。第2項は、接着接合部に併用して打設されるあと施工アンカーによる付加強度を示し、 k はあと施工アンカーのせん断強度 τ_a に対する有効係数である。あと施工アンカーのせん断強度 τ_a は、あと施工アンカーのせん断降伏強度 $0.5\sigma_{ay}$ とコンクリート支圧強度 $0.3\sqrt{Ec \cdot \sigma_B}$ のいずれか小さい値とした。本式の軽量コンクリートへの適合性を、普通コンクリートによる実

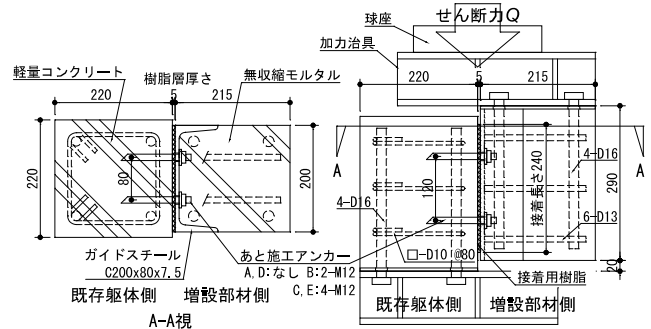


Fig. 2 試験体および加力計画
Specimen and Loading Apparatus

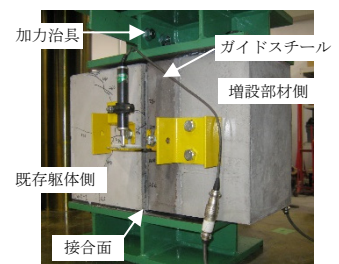


Photo 1 実験状況
Experiment situation

験結果⁵⁾と合わせて検討する。

最大耐力 Q_e を接着面積 Ab で除した実験値 τ_e と、あと施工アンカーによる付加強度 τ_a との関係をFig. 4に示す。ここでコンクリートの圧縮強度ごとに τ_e と τ_a の関係を直線回帰式で求めた。同図における y 切片は、接着のみで得られる接着せん断強度 $\alpha \cdot \sigma_B$ を示すが、この y 切片と σ_B から係数 α を求め、本実験と文献⁵⁾を比較してTable 4に示す。軽量コンクリートの係数 α の平均値0.095は、普通コンクリートの0.119に対して0.791倍になった。次に、あと施工アンカーによる付加強度に対する係数 k を求め、Table 5に示す。軽量コンクリートの係数 k の平均値0.702は、普通コンクリートの0.933に対して0.753倍になった。

筆者らはこれまでに、普通コンクリートに対する接着接合部のせん断耐力 Q_{ju} を次式⁷⁾で示した。

$$Q_{ju} = 0.08Fc \cdot Ab + Q_a \quad [\text{N}] \quad (3)$$

$$Q_a = \min(0.5\sigma_{ay}, 0.3\sqrt{Ec \cdot Fc}) \cdot \Sigma a_a \quad [\text{N}] \quad (4)$$

ここで、 Fc は既存躯体の圧縮強度、 Q_a はあと施工アンカーによる付加耐力で、式(1)の係数 α を安全側に0.08、係数 k を1.0に単純化して構成したものである。軽量コンクリートにおける係数 α と k は、それぞれ普通コンクリートの0.791倍、0.753倍であったことから、軽量コンクリートの接着せん断耐力の設計値 Q_{ju} は、普通コンクリートの Q_{ju} に低減係数0.75を考慮した次式で示されるとした。

$$\text{軽 } Q_{ju} = 0.75Q_{ju} = 0.75 \cdot (0.08Fc \cdot Ab + Q_a) \quad [\text{N}] \quad (5)$$

式(3)、(5)による計算値を接着面積 Ab で除した τ_{ju} を、実験値 τ_e と比較してFig. 5に示す。式(3)による普通コンクリートの実験値/計算値(以後、実/計)が平均1.44であるのに対して、式(5)による軽量コンクリートの実/計は平均1.43となった。よって式(5)による軽量コンクリートの接着接合部せん断耐力は、普通コンクリートと同程度の余裕度で実験値を評価できることが分かった。

3. 実験2 補強架構の水平加力実験

3.1 実験計画

実験2の目的は、軽量コンクリートによる既存躯体に対する3Q-Wall、3Q-Braceの補強効果の確認である。実験では、軽量コンクリートによる一層スパンの既存躯体を

3Q-Wall、3Q-Braceで補強し、同試験体に水平せん断力を加力した。実験因子は、補強工法と接着接合部の接合方

Table 3 実験結果
Test Results

試験体	実験因子		最大耐力実験値		
	$0.5\sigma_{ay} \cdot p_a$ [N/mm ²]	$0.3\sqrt{Ec \cdot \sigma_B} \cdot p_a$ [N/mm ²]	せん断力 Q_e [kN]	応力度 τ_e [N/mm ²]	変位 δ_e [mm]
A	0.0	0.0	105.8	2.20	0.028
B	0.8	0.7	133.2	2.77	0.070
C	1.6	1.4	153.1	3.19	0.078
D	0.0	0.0	122.3	2.55	0.019
E	1.6	1.5	170.0	3.54	0.058

$\tau_e = Q_e / Ab$ 実験値 Q_e , τ_e , δ_e は同一仕様の試験体3体の平均値

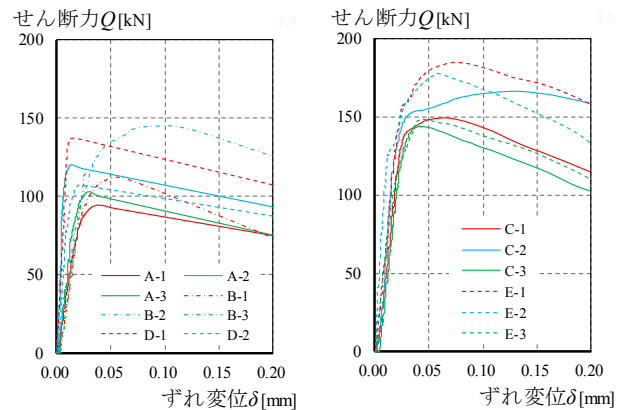


Fig. 3 せん断力-ずれ変形関係
Example of Load - Deformation Relationship

Table 4 係数 α の比較
Comparison of coefficients α

	Con 種類	既存側 σ_B [N/mm ²]	$\alpha \cdot \sigma_B$ [N/mm ²]	α 平均	軽量Conと 普通Conの比
本実験	軽量	24.0	2.231	0.093	0.791
		26.5	2.547	0.096	
文献 5)	普通	34.1	4.075	0.119	0.119

Table 5 係数 k の比較
Comparison of coefficients k

	Con 種類	既存側 σ_B [N/mm ²]	k 平均	軽量Conと 普通Conの比
本実験	軽量	24.0	0.723	0.753
		26.5	0.682	
文献 5)	普通	34.1	0.933	0.933

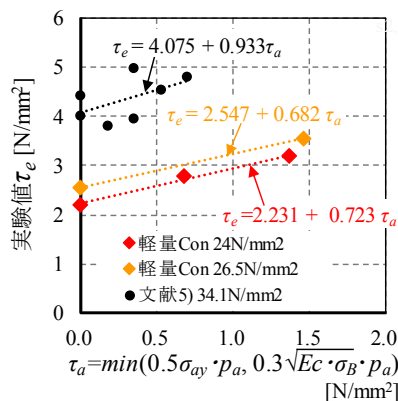


Fig. 4 τ_e と τ_a の関係
Relationship between τ_e and τ_a

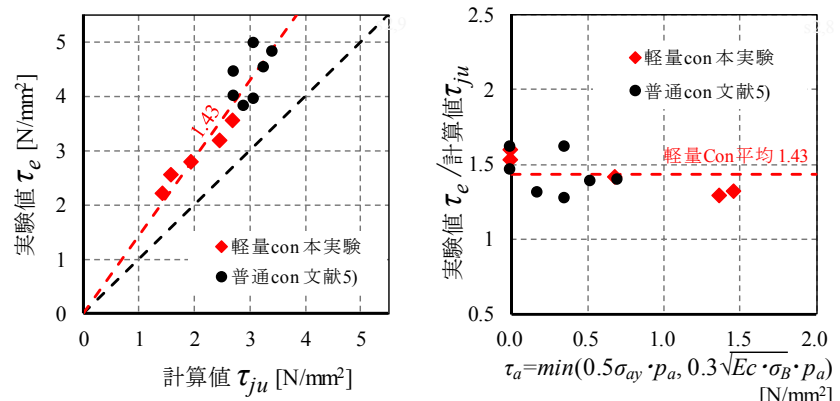


Fig. 5 実験値と計算値の比較
Comparison of Test and Calculation Results

法で、Lw-Wは3Q-Wallで既存躯体との接合部を接着のみとした試験体、Lw-Bは3Q-Braceで既存躯体との接合部にあと施工アンカーを併用した試験体とし、各試験体を1体ずつ、合計2体とした。2体の既存躯体の仕様は共通とし、縮尺は約1/3とした。既存躯体の柱はせん断破壊型、梁は曲げ降伏型の梁とした。下部ベースは、補強後の加力に対しても十分な耐力と剛性を持たせた。試験体の諸元を合わせて示した一覧をTable 6に、試験体の既存躯体および補強部材の詳細計画をFig. 6にそれぞれ示す。

3.2 使用材料

試験体に使用した低強度の軽量コンクリート1種、無収縮モルタル、および鋼材の材料特性を、Table 7に示す。既存躯体に用いた軽量コンクリートの調合条件は、実験シリーズ1と同様としたが、実験時の圧縮強度は、Lw-Wは12.1N/mm²、Lw-Bは22.4N/mm²になった。接着接合部に用いたエポキシ樹脂は、実験シリーズ1と同じものとした。

3.3 実験・計測状況

実際の補強工事では、補強前の長期作用軸力は既存柱のみが負担するため、本実験では増設壁の設置前に初期柱軸力を導入した。初期柱軸力 N は、 $N=\eta \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B'$ (η : 柱軸力比で0.12, b : 柱断面幅[mm], D : 柱断面せい[mm], σ_B' : 既存躯体の目標強度)としたが、実験時には圧縮強度に応じた軸力に修正した。試験体への水平せん断力 Q [N]は、柱頂部の水平油圧ジャッキによる圧縮力で加力した。載荷履歴は、層間変形角 R (=載荷高さの水平変位 δ [mm]/壁底部からの載荷高さ H (=1040mm))で求められる目標所定値 $R=1.0, 2.0, 4.0, 6.0, 10, 15, 20 \times 10^{-3}$ radの各ステップで2回ずつ繰り返す正負交番繰り返し載荷とし、最後は $R=40 \times 10^{-3}$ rad付近まで変形させた。

3.4 実験結果

3.4.1 各種耐力・破壊状況 実験結果による各種強度の一覧をTable 8に、水平せん断力 Q -層間変形角 R 関係と、 $R=15 \times 10^{-3}$ rad時の破壊状況をFig. 7に示す。

Lw-Wの接着接合面に沿ったひび割れは、引張側壁脚部で $R=0.8 \times 10^{-3}$ rad、 $Q=270$ kNに発生し、以後柱側にも拡大しながら、 $R=\pm 4.0 \times 10^{-3}$ radサイクル時にはほぼ壁全周に及んだ。壁板のひび割れはほとんど発生せず、 $R=10 \times 10^{-3}$ radでは最大耐力 $Q=398$ kNを示しながらも、繰り返しのスリップと耐力低下は大きかった。本試験体の破壊性状は、柱頭のパンチングシア破壊をとまう増設壁の接着接合面破壊である。

Lw-Bは、 $R=\pm 2.0 \times 10^{-3}$ radサイクル時に下隅部の接着接合面に沿ったひび割れが生じたが拡大せず、 $R=\pm 6.0 \times 10^{-3}$ radサイクル時に下枠鋼管の接着接合部のひび割れと梁のせん断ひび割れが発生し、引張側柱脚の柱主筋と引張ブレースのブレース筋も引張降伏した。 $R=\pm 10 \times 10^{-3}$ radサイクルのピーク時に最大耐力 $Q=797$ kNを示し、それ以降は接着接合面のずれが徐々に大きくなった。

Table 6 試験体一覧
List of Specimens

試験体(工法)	Lw-W (3Q-Wall)	Lw-B (3Q-Brace)
躯体Con	低強度軽量コンクリート1種	
柱諸元	せん断破壊型として計画 $b \times D \times h=220 \times 220 \times 900$ [mm] 10-D13 (SD345, $p_g=2.62\%$)、D6@140 (SD345, $p_g=0.21\%$)	
梁諸元	曲げ破壊型として計画 $b \times D \times L$ (内法)= $170 \times 280 \times 1480$ [mm] 3-D16 (SD345, $p_g=1.41\%$) □-D6@140 (SD345, $p_g=0.27\%$)	
補強部材	壁厚70mm小型ブロック	ブレース鋼管 □125×125×3.2
配筋	縦D6@120 (SD345, 0.38%) ×横D5@72 (SD345, 0.44%)	ブレース筋 2-D19ネジ (SD390) 枠筋 連続2-D13ネジ (SD345) 断続2-D10 (SD345)
接合部の工法	ガイトスチール上横C70×25×3.2 下PL4.5×70 (SS400) 接合筋 縦D6@120×横D5@72	枠鋼管 □125×125×3.2 (SS400)
あと施工アンカー	なし	D10@120 (SD345, $p_g=0.48\%$) 埋込み70mm, 定着85mm先端ナット付

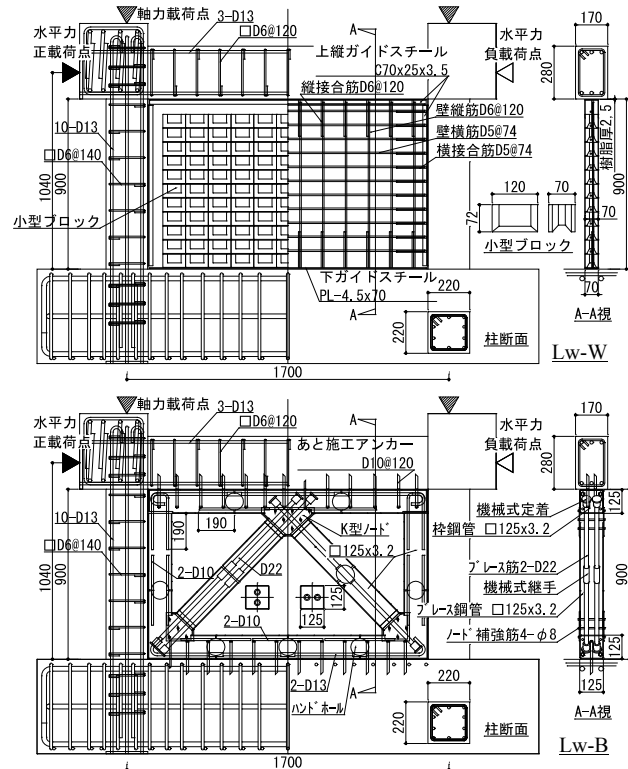


Fig. 6 試験体および加力計画
Specimen and Loading Apparatus

Table 7 使用材料の材料特性
Mechanical Properties of Materials

実験シリーズ2 軽量コンクリート・無収縮モルタル			σ_B	σ_T	E_c	γ
部位	部材	種類	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	単位重量 [kN/m ³]
Lw-W	既存柱梁	軽量Con	12.1	1.28	14.0	17.5
	小型ブロック	無収縮モルタル	84.4	3.14	31.4	21.9
	壁充填	無収縮モルタル	94.3	3.16	31.0	21.8
Lw-B	既存柱梁	軽量Con	22.4	2.11	17.1	18.6
	ブレース充填	無収縮モルタル	59.5	3.72	24.0	20.9

実験シリーズ2 鋼材			σ_y	σ_u	E_s	ϵ
部位	部材	鋼材種	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	伸び [%]
既存躯体	柱筋	D13 (SD345)	395	571	194	24.7
	梁筋 Lw-W	D16 (SD345)	372	560	194	25.4
	梁筋 Lw-B	D16 (SD345)	371	573	195	23.0
Lw-W	帯筋、肋筋	D6 (SD345)	371	540	195	14.6
	壁縦筋	D6 (SD345)	371	540	195	14.6
	壁横筋	D5 (SD345)	378	522	192	—
	ガイトスチール	PL-3.2 (SS400)	311	456	210	25.7
Lw-B	ブレース筋	D19 (SD390)	449	631	192	19.1
	連続枠筋	D13 (SD345)	383	541	193	23.4
	アンカー筋	D10 (SD345)	372	547	195	23.8
	鋼管	PL-3.2 (SS400)	459	531	211	22.9

が耐力の低下は緩やかだった。本試験体の破壊性状は、ブレース筋の引張降伏破壊であるが、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ を超える大変形時には、柱頭・柱脚のパンチングシア破壊をともなう枠材の接合面破壊となった。

3.4.2 3Q-Wallの終局耐力 軽量コンクリート躯体に適用した3Q-Wallの終局せん断耐力 wQ_{su} は、文献¹⁾に示す式に、軽量コンクリートのための低減を考慮した計算値①、②のいずれか小さい値とした。

計算値①：軽量コンクリートによる既存柱梁躯体と増設壁が、一体のまません断破壊する破壊モードを「一体壁破壊」とし、その終局せん断耐力 wQ_{su1} は次式による。

$$wQ_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + (0.9 F_{c1}))}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{sy}} + 0.1 \sigma_o \right\} b_e j_e \quad [N] \quad (6)$$

ここで既存躯体の圧縮強度 F_{c1} は、軽量コンクリートの圧縮強度として $0.9 F_{c1}$ に読み替えて用いた⁶⁾。他の記載のない記号は、耐震診断基準⁷⁾による。

計算値②：増設壁と既存躯体の水平接合部が破壊する破壊モードを「接合面破壊」とし、その終局せん断耐力 wQ_{su2} は、接着接合面のせん断耐力と柱パンチングシア耐力を考慮した次式による。

$$wQ_{su2} = \min \left\{ \begin{array}{l} Q_{ju} + pQ_c + \alpha \cdot Q_c \\ wQ'_{su} + 2\alpha \cdot Q_c \end{array} \right. \quad [N] \quad (7)$$

ここで Q_{ju} ：軽量コンクリートに対する接着接合面のせん断強度で、実験1の知見による低減を用いた次式による。

$$Q_{ju} = 0.75 \cdot (0.08 F_{c1} \cdot Ab + Q_a) \quad [N] \quad (8)$$

pQ_c ：軽量コンクリートによる片側柱の柱頭のパンチングシア耐力で、次式による

$$pQ_c = K_{\min} \cdot \tau_o \cdot b \cdot D \quad [N] \quad (9)$$

$$K_{\min} = 0.34 / (0.52 + a / D) \quad (10)$$

Q_c ：もう一方の柱の曲げ終局強度時のせん断力、または終局せん断耐力の小さい方。

pQ_c 、 Q_c および両式中の記号は、耐震改修指針⁷⁾による。ただし F_{c1} は $0.9 F_{c1}$ に読み替える。

3.4.3 3Q-Braceの終局耐力 軽量コンクリート躯体に適用した3Q-Braceの終局せん断耐力 bQ_{su} は、文献²⁾に示す式に、軽量コンクリートのための低減を考慮した計算値①、②のいずれか小さい値とした。

計算値①：ブレース筋が引張降伏する破壊モードを「ブレース降伏」とし、その終局せん断耐力 bQ_{su1} は、ブレースの負担耐力と既存柱耐力を考慮した次式による。

$$bQ_{su1} = Q_{bu} + Q_{c1} + Q_{c2} \quad [N] \quad (11)$$

ここで $Q_{bu} = ({}_B N_c + {}_B N_t) \cdot \cos \theta$ ：一対のブレースが負担する水平せん断耐力。

${}_B N_t = {}_B a_t \cdot {}_B \sigma_y$ ：引張側ブレースの引張強度。

${}_B N_c = {}_B a_t \cdot {}_B \sigma_y + \min(\alpha_k \cdot F_{c2} \cdot {}_B b \cdot {}_B D, P_B / \sin \theta)$ ：圧縮側ブレースの圧縮強度。ここで ${}_B a_t$ 、 ${}_B \sigma_y$ ：ブレース内の鉄筋断面積(mm²)と降伏強度(N/mm²)。 ${}_B b$ 、 ${}_B D$ ：ブレースの断面幅とせいで、鋼管の板厚を除く。

F_{c2} ：充填グラウトの圧縮強度。 α_k ：ブレース内グラウトの圧縮強度の有効係数で $\alpha_k=0.5$ 。ただし、過大な梁への突

Table 8 実験結果一覧

Test Results						
試験体			Lw-W		Lw-B	
			正側	負側	正側	負側
荷重	部材角	$4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$	392	-378	640	-645
	R	$6.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$	390	-393	753	-743
	最大耐力 Q_e		398	-394	797	-792
	(部材角 R_e)		(10.0)	(-9.5)	(10.0)	(-10.0)
試験体の破壊型式			接合面破壊		ブレース引張降伏	
ひび割れ	柱	曲げひび割れ	220	-160	240	-291
		せん断ひび割れ	300	-349	424	-461
	接着接合面脚部ひび割		270		424	
	壁 ひび割れ		284	-282		
降伏材	ブレース ひび割れ				110	-90
	柱	柱主筋	417		728	-733.6
		柱帯筋	-374.3		499	
		ブレース筋			728	-652
単位: kN ()内: $Re [\times 10^{-3} \text{ rad}]$						

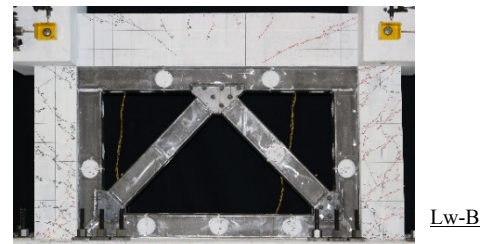
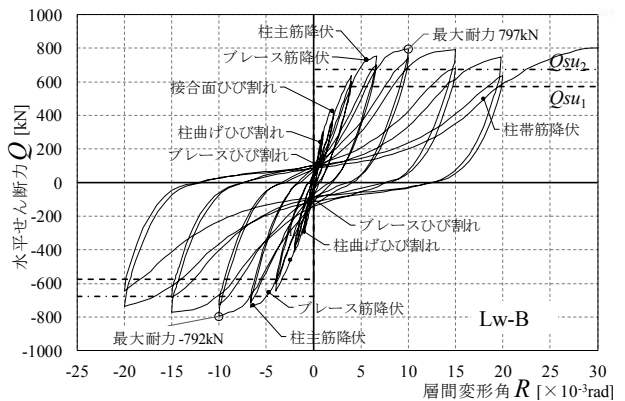
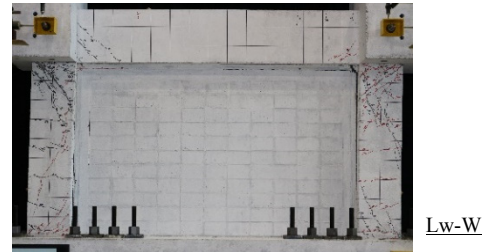
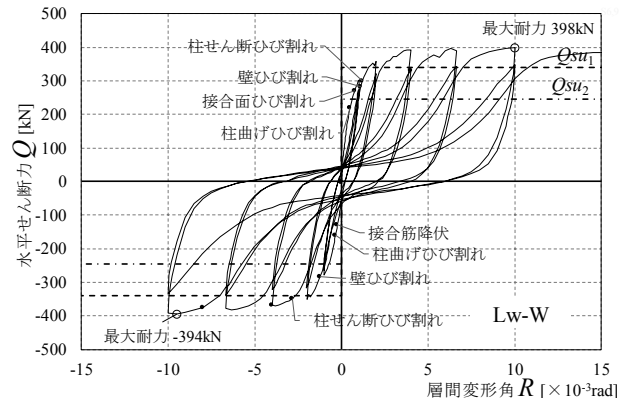
 単位：kN ()内： $R_e [\times 10^{-3} \text{rad}]$

 Fig. 7 荷重－変形関係と $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の破壊状況
Relationships between Share Force and Deformation Angle
Failure State of Specimens

Table 9 実験値と計算値の比較
Comparison of Test and Calculation Results

試験体		Lw-W	Lw-B
実験値	最大耐力 Q_e [kN]	398	797
	試験体の破壊モード	接合面破壊	ブレース降伏
計算値	wQ_{su1}^{*1} [kN]	341	573
	wQ_{su2}^{*2} [kN]	245	675
	$wQ_{su} = \min(wQ_{su1}, wQ_{su2})$	245	573
	想定される破壊モード	接合面破壊	ブレース降伏
	実験値 Q_e /計算値 wQ_{su}	1.63	1.39
	bQ_{su1}^{*1} [kN]	349	581
	bQ_{su2}^{*2} [kN]	284	772
	$bQ_{su} = \min(bQ_{su1}, bQ_{su2})$	284	581
	想定される破壊モード	接合面破壊	ブレース降伏
	実験値 Q_e /計算値 bQ_{su}	1.40	1.37

いずれの計算値も軽量コンクリート圧縮強度に対する $0.9F_c$ の読み替えは考慮

※1: 一体打ち壁 or ブレース引張降伏による終局せん断耐力

※2: 接合耐力を考慮した終局せん断耐力

き上げ力を制限するため、 $B N_c / b N_t \leq 2$ 。 θ : ブレースと水平面のなす角度で、 $\theta = h_o / (l_o / 2)$ 。 h_o , l_o : 柱と梁の内法長さ。 P_B : ブレースの不釣合い力で生じる梁への鉛直方向の許容突き上げ力で、 $P_B = 1.5 B Q_u$ 。 $B Q_u$: 梁の端部とブレースのK型ノードの支点間の梁の終局耐力。

計算値②: 枠鋼管と既存躯体の水平接合部が破壊する破壊モードを「接合面破壊」とし、その終局せん断耐力 bQ_{su2} は、接着接合面のせん断耐力と柱パンチングシア耐力を考慮した次式による。

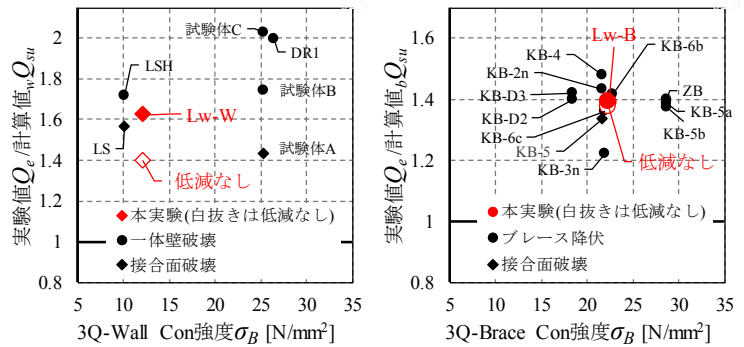
$$bQ_{su2} = Q_{ju} + pQ_c + Q_c \quad [N] \quad (12)$$

ここで Q_{ju} , pQ_c , Q_c は、それぞれ3.4.2節と同じ。

3.4.4 実験値と計算値の比較 実験値と計算値を比較してTable 9に示す。同表では、接着接合部のせん断耐力に対して、実験1の知見による低減係数0.75を考慮した計算値と、低減しなかった計算値を合わせて示して比較した。Lw-Wは接合面破壊と判断され、接着接合部のせん断耐力を低減しない実験値/計算値(以後、実/計)=1.40は、低減を考慮することで実/計=1.63になった。Lw-Bは、軽量コンクリートの強度が目標強度を上回ったため、破壊モードがブレース降伏に移行し、接着接合部のせん断耐力の低減の有無による実/計の差は小さくなった。

次に普通コンクリートによる文献^{1),2),8),9)}の実験結果と本実験結果を合わせて、実/計をコンクリート強度の関係でFig. 8に示す。同図中において本実験結果は、軽量コンクリートによる接着接合部のせん断強度の低減を考慮した場合◆と、低減しない場合◇を合わせて示した。左図中の試験体LSは、接合面破壊による普通コンクリートの低強度試験体である。このLSの圧縮強度 $\sigma_B = 10.2 \text{ N/mm}^2$ は、Lw-Wの圧縮強度(12.1 N/mm^2)と同程度であるが、接着接合部のせん断耐力を、軽量コンクリートとして低減することで、LSと同程度の実/計を得ることができた。一方、Lw-Bの実/計も、他のブレース降伏による試験体で得られた実/計と同程度であることが確認できた。

以上から、軽量コンクリート躯体に適用した3Q-Wall, 3Q-Braceの終局耐力は、接着接合部のせん断耐力を低減して考慮することで、普通コンクリート躯体への補強と同程度の余裕度で、実験値を評価できることが分かった。

Fig. 8 実験値と計算値の比較
Comparison of Test and Calculation Results

4. まとめ

3Q-Wallと3Q-Braceは、接着工法を用いて既存躯体に補強部材を増設する耐震補強工法である。本工法の軽量コンクリート躯体に対する適用性を確認する2種類の実験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 軽量コンクリートに対する接着接合部のせん断耐力は、普通コンクリートを対象とした耐力式を0.75倍に低減することで評価できた。
- 2) 軽量コンクリートによる既存躯体を、3Q-Wall, 3Q-Braceで補強した架構の終局耐力は、低減した接着接合部のせん断耐力を用いることで、普通コンクリートへの補強と同程度の余裕度で評価できた。

参考文献

- 1) 増田安彦, 他: 低騒音・低振動を達成した耐震補強工法「3Q-Wall」の開発, 大林組技術研究所報No.68, 2004
- 2) 栗田康平, 他: ブレース型耐震補強工法「3Q-Brace」の開発, 大林組技術研究所報No.73, 2009
- 3) 岡野素之, 他: 鋼製パネル組立による既存高架橋柱のじん性補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, 2007
- 4) 穴吹拓也, 他: 鋳鉄ブロックを用いた耐震補強工法「3Q-Wall」の開発, 大林組技術研究所報No.81, 2017
- 5) 栗田康平, 他: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.567-568, 2005.9
- 6) 建築研究振興協会: 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル, 2012
- 7) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修指針・同解説, 2017
- 8) 栗田康平, 他: 小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発(その9 低強度コンクリートへの適用), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.29-32, 2008.9
- 9) 萩尾浩也, 他: 分割鋼管を用いた枠付RCブレースによる耐震工法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.857-858, 2012.9