

RC造4層建物補修補強試験体の振動台実験

三浦 耕太 穴吹 拓也 増田 安彦
米澤 健次 諏訪 仁 栗田 康平

Shake-Table Test of Four-Story Repaired and Retrofitted RC Structure

Kota Miura Takuya Anabuki Yasuhiko Masuda
Kenji Yonezawa Hitoshi Suwa Kohei Kurita

Abstract

To evaluate the seismic performance of repaired and retrofitted RC buildings, a four-story RC structure damaged in a previous shake-table test was shaken again after repair and retrofitting. The longitudinal direction of the specimen was repaired using general methods. In the transverse direction, shear walls using reinforcement blocks were installed replacing the damaged RC walls. In the test, the damage of the repaired specimen was not more severe than that of the newly built specimen, and no buckling or dropping of the reinforcement blocks was observed for large seismic forces and out-of-plane deformations. The recovery ratios of the stiffness, strength and damping and effectiveness of crack repair were evaluated quantitatively. These results will contribute to the continuous use of buildings.

概要

補修補強したRC造建物の性能を明らかにすることを目的として、既往の新設試験体の振動台実験で損傷したRC造4層建物縮小試験体を補修補強し、再度振動台実験を行った。建物平面の長辺方向は、一般的な補修工法で性能を回復させる計画とした。短辺方向は、RC壁の一部を撤去し、鋳鉄製の補強ブロックによる耐震壁を新設して性能を向上させる計画とした。新設試験体時に実施した実験を超える入力倍率で加振を行ったが、補修試験体の損傷は新設試験体の実験と同等以下に収まった。また、設計終局耐力を超える地震力を受けてもブロックは座屈せず、壁面外方向に大変形を受けてもブロックは脱落しなかった。補修試験体と新設試験体双方の応答と損傷状況を比較し、剛性、耐力及び減衰の回復率とひび割れの補修効果を定量的に把握した。本成果は、今後、適切な補修補強による建物の継続利用に貢献するものと期待される。

1. はじめに

地震被害を受けた建物を補修補強によって復旧する際には、補修補強後の建物の性能の回復を定量的に把握する必要がある。RC造建物について、日本建築防災協会の被災度区分判定基準¹⁾には、補修した部材の性能の回復係数の値が示されているが、実験データは十分とは言えず、回復係数は安全側の値として定められている。また、補修した架構全体の性能を実験的に検証した例はほとんど見られない。一方、RC造建物の補強に用いられる耐震壁の性能については、これまでも実験等による検証が行われているが²⁾、面外方向の挙動を含めて、補強した耐震壁を含む架構の性能を総合的に検証した例は少ない。

そこで、本研究では、補修補強した建物の性能を明らかにすることを目的として、2019年度に実施した振動台実験³⁾で損傷したRC造4層建物縮小試験体を補修補強し、再度振動台実験を行った。本報では、補修補強試験体(以下、補修試験体)の実験計画と常時微動測定による補修補強効果の確認結果、実験結果の概要、長辺方向(X方向)の補修による架構の性能回復の検討結果、補強した耐震

壁を含む短辺方向(Y方向)の挙動について述べる。

2. 試験体の補修補強計画

2.1 新設試験体の振動台実験における損傷状況

2019年度に実施した振動台実験の試験体(以下、新設試験体)は、Fig. 1に示すような1/4スケールのRC造4層連層耐震壁付ラーメン建物である。同実験においては、長辺方向(X方向)の1階耐震壁脚部が曲げ破壊し、コンクリートの剥落と主筋の座屈が発生した(Photo 1(a))、短辺方向(Y方向)では、1階及び2階の耐震壁がせん断破壊した(Photo 1(d))。また、各階の梁端及び1階の柱脚に曲げ降伏ヒンジが発生した(Photo 1 (b)(c))。

2.2 補修補強方針

X方向は、一般的に使用されている補修工法によって性能を回復させる計画とした。Y方向は、RC壁の一部を撤去し、鋳鉄製の補強ブロック(3Qダイアキャスト[®])によるブロック耐震壁(3Q-Wall[®])²⁾を新設することで性能を回復、向上させる計画とした。

2.3 各部材の補修補強方法

せん断破壊したY方向1, 2階のRC壁は撤去し、新たにブロック耐震壁と基礎梁を設置した。ブロック耐震壁の詳細は2.4に示す。その他の部材は、損傷程度に応じて4種類の方法で補修した。補修補強方法の種類をTable 1に、

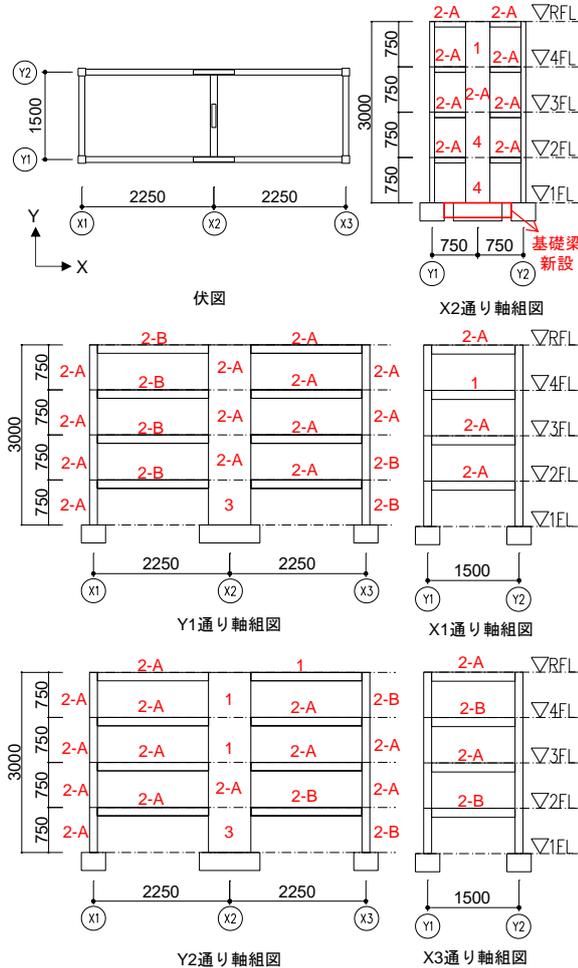


Fig. 1 新設試験体の伏図軸組図と部材の補修補強方法 Plan and Elevation Views of the Newly Built Specimen and Repair and Retrofit Methods of Each Member

方法3の詳細をFig. 2に、各部材に適用した補修補強方法をFig. 1の軸組図に赤字で示す。エポキシ樹脂の注入は、柱、壁、梁では、ひび割れ幅に関わらず、目視で確認された全てのひび割れに対して、スラブでは、目視で確認されたひび割れの内、梁まで達しているものに対して行った。剥落部の補修は、軽微な箇所には、比較的安価なポリマーセメントモルタル、大きな箇所には、接着性に優れ、厚塗りが可能なエポキシ樹脂モルタルを使用した。剥落が顕著となって主筋が座屈し、主筋の交換を伴う大断面の補修が必要な箇所では、コンクリートを再打設した。補修に使用した材料の特性(材料試験結果)をTable 2, Table 3に、方法1~3による補修の様子をPhoto 2に示す。既存部分の材料特性は文献3)を参照されたい。

なお、試験体移動時の安全性確保等の理由により、新設試験体の加振終了後に、ジャッキを用いて残留変位をゼロ付近に戻す作業を行った。

Table 1 補修補強方法の種類 Repair and Retrofit Methods

方法	損傷状態	補修内容			補強内容
		ひび割れ	剥落	鉄筋	
1	剥落なし	エポキシ樹脂注入			
2-A	軽微な剥落(鉄筋露出無し)	エポキシ樹脂注入	ポリマーセメントモルタル補修		
2-B	大きな剥落(鉄筋露出)	エポキシ樹脂注入	エポキシ樹脂モルタル補修		
3	顕著な剥落 主筋の座屈	エポキシ樹脂注入	コンクリートの一部撤去と再打設	座屈主筋の交換、横補強筋の一部交換	
4	せん断破壊				RC壁の撤去 ブロック耐震壁と基礎梁の新設

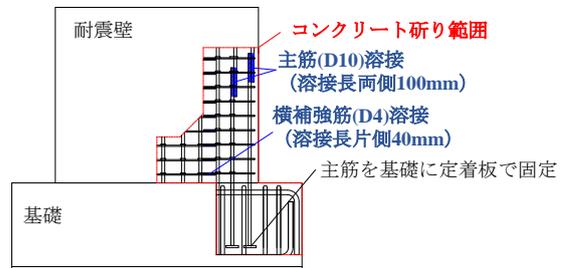


Fig. 2 1階X方向耐震壁の補修方法(方法3)詳細 Detail of the Repair Method of 1st Floor Wall in the X-Dir.

Table 2 補修モルタル・コンクリートの材料特性 Material Properties of Mortar and Concrete for Repair

種別	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
コンクリート(Fc30)	51.1	2.67×10 ⁴
エポキシ樹脂モルタル	53.9	0.55×10 ⁴

※ポリマーセメントモルタルは使用量が少ないため省略

Table 3 耐震壁の補修用鉄筋の材料特性

Tested Material Properties of Reinforcement for Repair				
径 (mm)	材種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D4	SD295	384	528	※
D10	SD345	350	558	1.95×10 ⁵

※十分な計測精度が得られなかったため省略

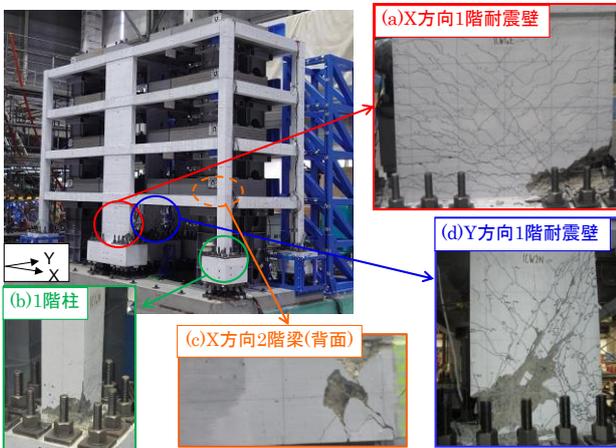


Photo 1 新設試験体の振動台実験後の損傷状況 Damage State of the New Specimen after the Shake-Table Test

2.4 Y方向増設ブロック耐震壁の詳細

Y方向の1階及び2階のブロック耐震壁は、最初に壁とRC造架構の間にガイドスチールと称する鋼製の枠を、エポキシ樹脂接着剤（以下、接着剤と称す）を用いて取付け、その内側にブロックを、接着剤を用いて組積して構築した²⁾。ブロック耐震壁の形状をFig. 3に、ブロック耐震壁の設置状況をPhoto 3に示す。

ブロック耐震壁は、斜め圧縮束により面内水平荷重に抵抗する。ここで、ブロックが圧縮力によって面内方向に座屈すると、抵抗力を失うだけでなく、ブロック同士の接着部分に離間が生じ、ブロックが壁面外方向に脱落する危険がある。そのため、通常はブロック座屈を許容せず、既存躯体とブロック耐震壁の接合部における破壊が先行するよう設計する²⁾。しかし、本実験においては壁面外方向加振によりブロックが脱落する変形レベルを把握するため、ブロックの座屈が先行するよう設計した。本報では、ブロック耐震壁が設計座屈荷重に達するときの層せん断力をその層の設計終局耐力と称する。

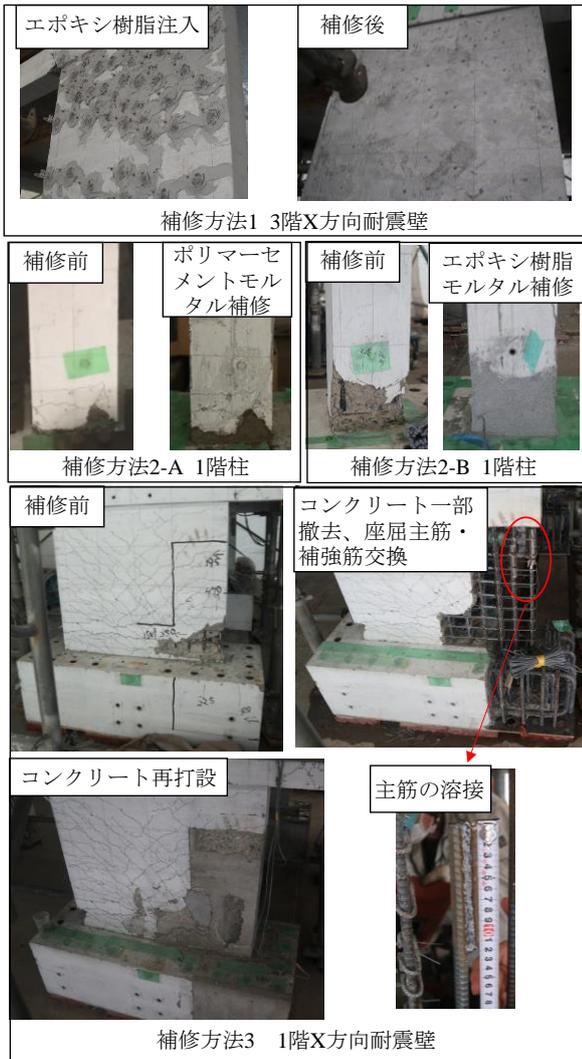


Photo 2 各方法による補修状況
Repair Work by Each Method

3. 常時微動測定による補修補強効果の確認

3.1 測定計画

各部材の補修補強による剛性の回復効果を明らかにするため、補修補強工事の各段階（第1回：工事開始前、第2回：X方向1階壁補修、Y方向1,2階壁撤去・基礎梁新設後、第3回：柱・壁のひび割れ・剥落補修後、第4回：梁・スラブのひび割れ・剥落補修後、第5回：Y方向1,2階ブロック耐震壁設置後、第6回：振動台に移動、基礎固定後）において常時微動測定を行った。工事中の測定は、基礎を固定しない状態でを行った。1階及びR階の床に加速度計を設置して10分間の計測を行い、1階に対するR階の伝達関数のピークから、試験体の1次固有振動数を算出した。

3.2 測定結果

試験体の1次固有振動数の推移をFig. 4に示す。図中には、参考として、新設試験体の実験前の固有振動数との比を合わせて示している。なお、実験前の固有振動数は、試験体に付加錘が設置されている状態での測定値 f_0' を、(1)式を用いて錘が無い状態（工事中と同じ状態）の値 f_0 に換算している。なお、正確には、全質量ではなく、1次の有効質量を用いて計算すべきであるが、(1)式では、1次の有効質量の比率が全質量の比率と等しいと仮定して計算を行っている。

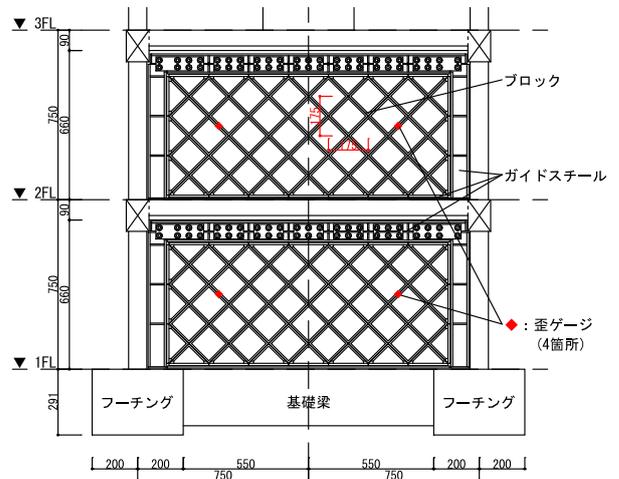


Fig. 3 ブロック耐震壁 (X2通) の形状
Detail of Shear Wall Using Reinforcement Blocks

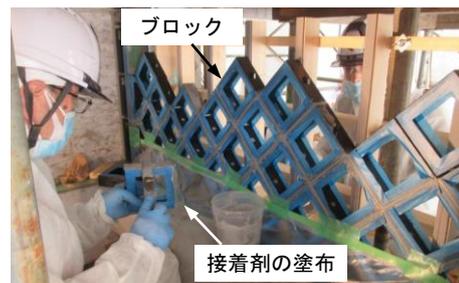


Photo 3 ブロック耐震壁の設置状況
Construction of Shear Wall Using Reinforcement Blocks

$$f_0 = \sqrt{(m + M)/m} \times f_0' \quad (1)$$

m : 試験体の全質量, M : 付加錘の質量

固有振動数は、X方向の1階壁の補修（鉄筋交換とコンクリートの打替え）により15%増加した。柱・壁のひび割れ・剥落補修では、X方向で7%、Y方向で18%増加した。梁・スラブのひび割れ・剥落補修では、X方向で48%、Y方向で56%の増加が見られ、補修による剛性回復効果が最も大きかった。Y方向の1,2階のブロック耐震壁の設置では59%増加した。また、基礎の固定により、X方向で34%、Y方向で23%の増加が見られた。実験前と比較すると、工事開始前にX方向で41%、Y方向で43%まで低下した固有振動数が、X方向では87%（剛性では75%）まで回復し、Y方向では148%（剛性では219%）に向上した。

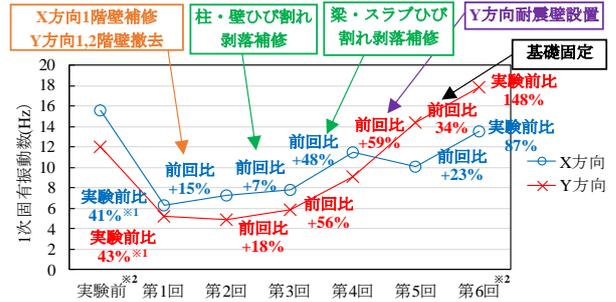
4. 加振計画

入力地震波は、2019年度の新設試験体の実験と同様に、建設省告示1457号に規定される、第2種地盤の応答スペクトルに適合する人工地震波とした。位相は、1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸の位相（X方向はNS位相、Y方向はEW位相）を用いた。入力波の時刻歴波形と加速度応答スペクトルをFig. 5に、加振倍率をTable 4に示す。ここで、入力波の時間軸は相似則に基づいて原波形の1/2に縮小している。Fig. 5(c)には、Run1加振前及びRun10加振後のランダム波加振で算定したR階/1階の伝達関数のピークから算出した実験前後の試験体の1次固有周期を併せて示している。加振実験は、入力倍率を順次増加（一部低減）させながら、水平2方向の同時加振（Run4~5はX方向一軸加振、Run10はY方向一軸加振）を合計11回行った。X方向の入力倍率は、事前の解析結果と前加振までの実験結果を基に、実験中に随時、次加振の応答を予測し、応答変形が新設試験体と同程度となるような倍率を設定した。Y方向の入力倍率は、加振を3つの段階に分け、以下の方針で設定した。第1段階（Run1~3）は、ブロック同士の接着部にひび割れが生じる荷重レベルとした。これは、ブロックが面外方向により脱落しやす状況をつくるためである。第2段階（Run4~5）は、ブロック耐震壁が接続するX方向耐震壁に局所的な破壊を生じさせないため、Y方向の加振は行わなかった。第3段階（Run6~10）は、1階及び2階の層せん断力が設計終局耐力を超えるレベルとした。

5. 実験結果

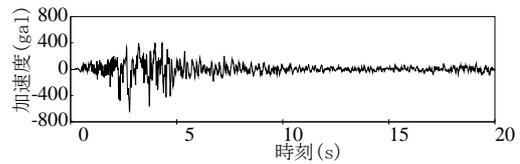
5.1 X方向（補修方向）の実験結果

X方向（補修方向）について、各加振における最大応答層間変形角と1層の最大応答層せん断力、損傷経過をTable 5に、最終加振終了後の試験体の損傷状況をPhoto 4に示す。Table 5には、新設試験体の実験結果を合わせて示している。層せん断力は、各階床の四隅に設置した加

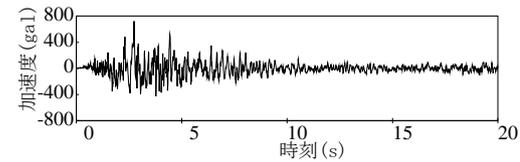


※1基礎が固定されていないことによる固有振動数低下の影響を含む
 ※2実験前・第6回は基礎固定状態での測定（その他は基礎非固定状態での測定）

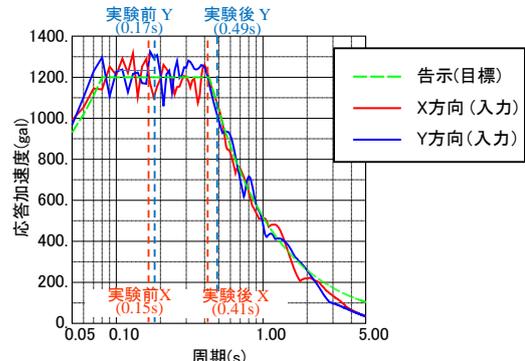
Fig. 4 補修工事の各段階における試験体の固有振動数 Natural Frequency of the Specimen in Repair Work



(a) X方向入力地震波の時刻歴波形（神戸NS位相）



(b) Y方向入力地震波の時刻歴波形（神戸EW位相）



(c) 入力地震波の加速度応答スペクトル

Fig. 5 入力地震波の時刻歴と加速度応答スペクトル Time Histories and Response Spectra of Input Waves

Table 4 各加振における入力倍率

Run	2019新設試験体		2020補修試験体	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
1	20%	20%	20%	20%
2	80%	60%	80%	100%
3	160%	100%	120%	120%
4	240%	150%	180%	0%
4-2			240%	0%
5	260%	170%	260%	0%
6	130%	100%	220%	70%
7	220%	120%	280%	100%
8	220%	0%	300%	130%
9	260%	0%	300%	150%
10			0%	200%

Table 5 各加振における X 方向の最大応答値と損傷状況
Maximum Response and Damage State for Each Excitation in the X-Direction

Run	新設試験体				補修試験体			
	入力倍率	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [層]**	損傷状況	入力倍率	Q _{1max} (kN)*	R _{max} (rad.) [層]**	損傷状況
1	20%	51.2	1/1384[2層]	壁及び柱梁の曲げひび割れ	20%	50.6	1/918[3層]	壁及び柱梁の新たな曲げひび割れ発生、補修箇所ひび割れの再発生・拡幅
2	80%	167.0	1/320[2層]		80%	169.8	1/208[3層]	
3	160%	292.4	1/154[2層]	1階柱脚と壁脚の主筋降伏	120%	251.4	1/138[3層]	
4	240%	402.9	1/73[3層]	崩壊メカニズム到達	180%	360.0	1/101[4層]	1階壁脚と各階梁端の主筋降伏
4-2					240%	462.0	1/67[4層]	崩壊メカニズム到達
5	260%	437.8	1/34[2層]	1階の壁脚・柱脚のコンクリート剥落	260%	494.8	1/47[2層]	
6	130%	290.1	1/45[3層]	小振幅による残存耐震性能の確認	220%	451.8	1/46[4層]	小振幅による残存耐震性能の確認
7	220%	406.7	1/29[2層]		280%	514.3	1/33[2層]	1階の壁脚のコンクリート剥落
8	220%	427.8	1/25[2層]		300%	518.0	1/24[2層]	
9	260%	444.2	1/18[2層]	1階壁の終局(曲げ破壊)	300%	486.1	1/17[2層]	1階壁の終局(曲げ破壊)

*Q_{1max}: 1層応答せん断力最大値 (加速度の計測値から算出した慣性力から計算)

**R_{max}: 最大応答層間変形角 [層間変形角が最大となった層] (レーザー変位計で計測)

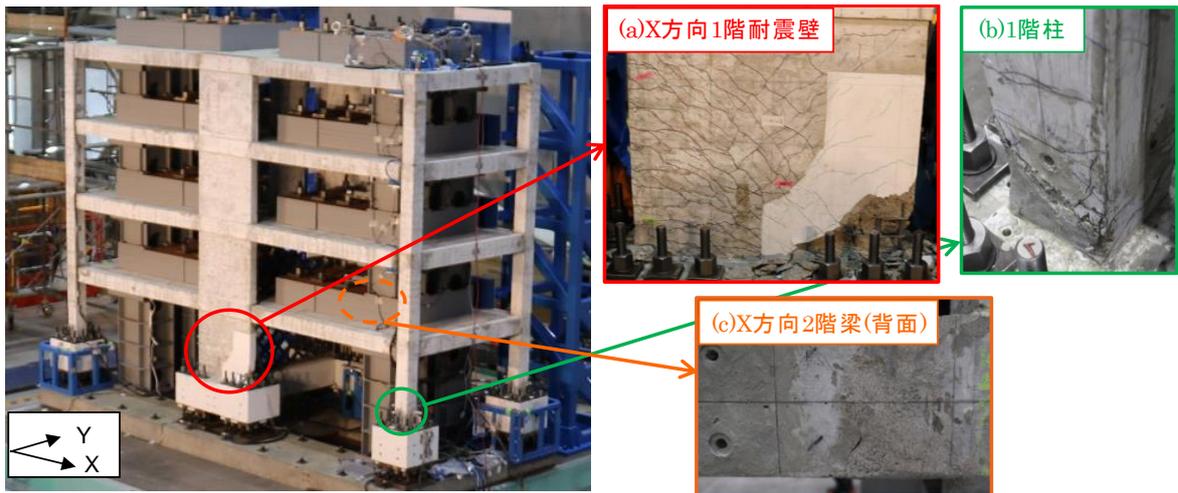
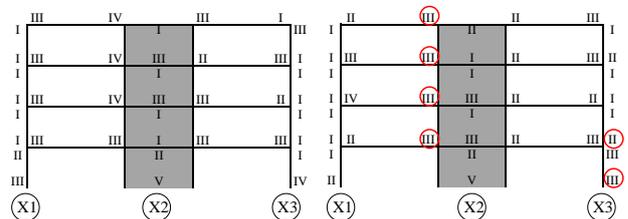


Photo 4 最終加振終了後の試験体の損傷状況
Damage State of Structural Members after the Final Excitation

速度計の計測値の平均値に層重量を乗じて求めた平均慣性力から算出した。層間変形角は、各層の対角2箇所を設置したレーザー変位計の計測値から求めた。各加振終了後 (Run4, 6, 8, 9を除く) において、損傷観察を実施し、各部材の損傷度の判定とひび割れの記録を行った。部材損傷度は、被災度区分判定基準¹⁾に従い、無損傷及び損傷度I~Vの6段階で評価した。

Run1 では、耐震壁と一部の柱梁の端部に新たな曲げひび割れが発生し、補修箇所のひび割れの再発生・拡幅も確認された。Run4 では、1階の壁脚と各階の梁端で主筋が降伏した。Run4-2 では、1階の柱脚で主筋が降伏し、架構が崩壊メカニズムに達した。Run7 では、1階の X 方向の壁脚及び柱脚でコンクリートの剥落が生じた。Run8 においては、新設試験体の最大入力倍率(260%)を超える



○ エポキシ樹脂モルタルによる補修を行った箇所
新設試験体 補修試験体

Fig. 6 最終加振終了後の部材損傷度 (Y1通)
Damage Level of Each Member after the Final Excitation

大きさの地震動(300%)を入力したが、破壊には至らず、試験体が最大耐力に達した。Run9 では Photo 4(a)に示すように、1階の壁脚部で、主筋の屈曲とコアコンクリー

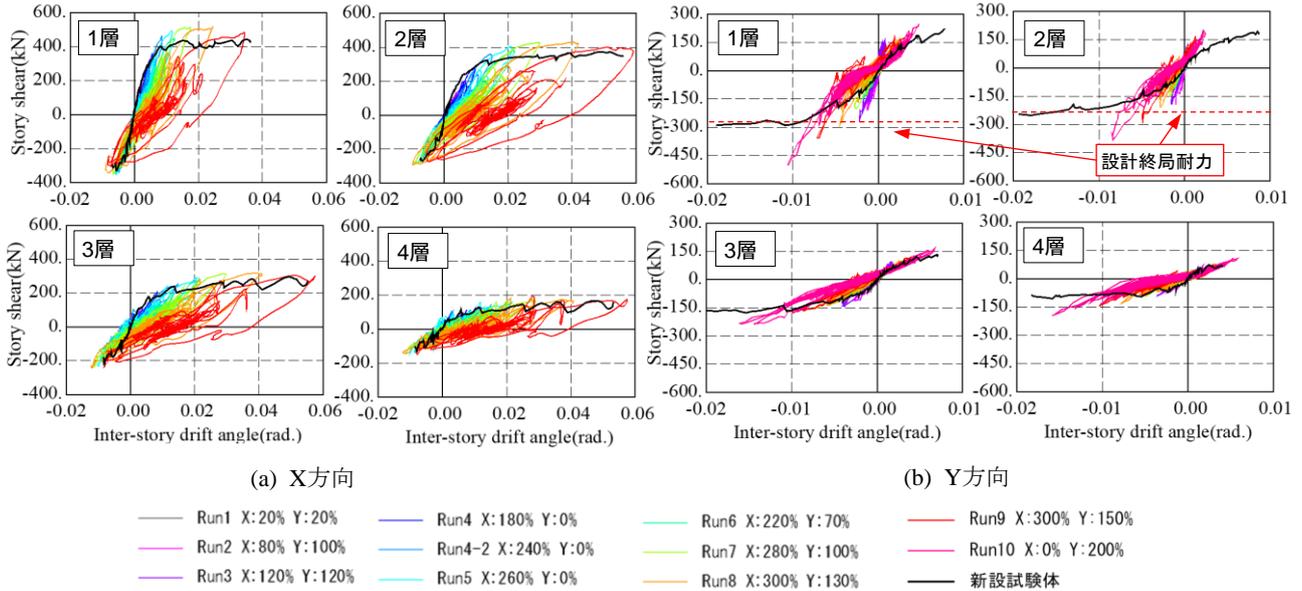


Fig. 7 層せん断力-層間変形角関係
Story Shear - Drift Angle Relationships

トの圧壊が生じ、曲げ破壊に至った。新設試験体において、かぶりコンクリートの大きな剥落が生じた1階柱脚と2階梁端(Photo 1(b)(c))には、最終加振においても剥落はほとんど生じなかった(Photo 4(b)(c))。これは、かぶりコンクリートの剥落補修に用いたエポキシ樹脂モルタルの剛性がコンクリートよりも低く、かつ強度が高いため、補修部分に損傷が生じにくくなったためと思われる。最終加振終了後の部材損傷度(Fig. 6)を見ると、エポキシ樹脂モルタルによる補修を行った箇所では、補修試験体における損傷度が小さくなっていることがわかる。その他の補修方法を適用した部材については、損傷状況に大きな違いは見られなかった。

X方向各層の層せん断力-層間変形角関係を Fig. 7(a)に示す。Fig. 7(a)には、新設試験体の実験における包絡線を合わせて示している。補修試験体では、新設試験体と比較して耐力が上昇していることが分かる。また、各層の変形が、加振に進むにつれて正方向にドリフトしているが、これは、地震波の位相の影響で片側(X3通側)の柱脚に損傷が集中したためと考えられる。

各加振における最大層間変形角の分布を Fig. 8に示す。ここでは、応答変形が同程度となる加振同士で、新設試験体との比較を行っている。補修試験体では、新設試験体と比べて上層の変形がやや大きくなっているが、両者の差は小さく、モード形の顕著な変化は起きていないものと判断できる。なお、連層耐震壁付ラーメンでは、1階の壁脚に損傷(変形)が集中した場合、全層の層間変形角が等しくなるはずであるが、両試験体とも、1層の層間変形が小さく、2層以上ではほぼ等しくなっている。これは、本試験体においては、2階の耐震壁にも比較的大きな損傷(変形)が生じていたためと考えられる。

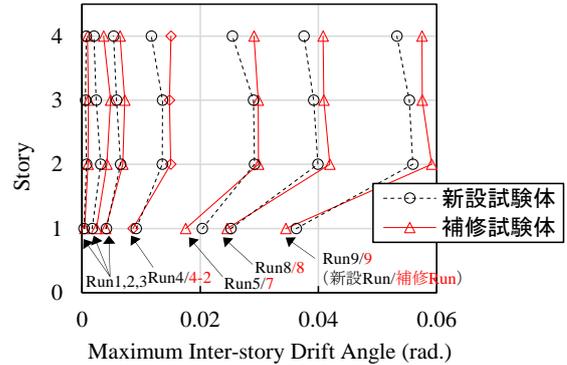


Fig. 8 各加振におけるX方向の最大層間変形角分布
Maximum Inter-Story Drift Angle in the X-Direction

5.2 Y方向(補強方向)の実験結果

Y方向(補強方向)について、各層の層せん断力-層間変形関係をFig. 7(b)に、各加振における1層及び2層の層間変形角の最大値をFig. 9に、ブロック耐震壁(3Q-Wall)の接着部のひび割れ分布状況をFig. 10に、ブロック接着部の代表的なひび割れ状況をPhoto 5に示す。

5.2.1 第1段階: Run1~3 Run3終了時のY方向(壁面内方向)最大層間変形角は0.002 rad.程度であり、1階、2階共にブロック同士の接着部の一部にひび割れが生じた。ひび割れは、Fig. 10の観察面において、左上から右下に向かう方向にのみ生じ、これに直交する方向のひび割れは見られなかった。

5.2.2 第2段階: Run4~5 Run5終了時には、1階ブロック耐震壁脚部が取り付け基礎梁の上面にひび割れが生じた。これは、ブロック耐震壁が面外方向の層間変形に追従した際に、基礎梁上面に曲げ引張力を生じたためと推定される。

5.2.3 第3段階: Run6~10 Run10では、新設試験体の実験の最大入力(170%)を超える倍率(200%)で加振を

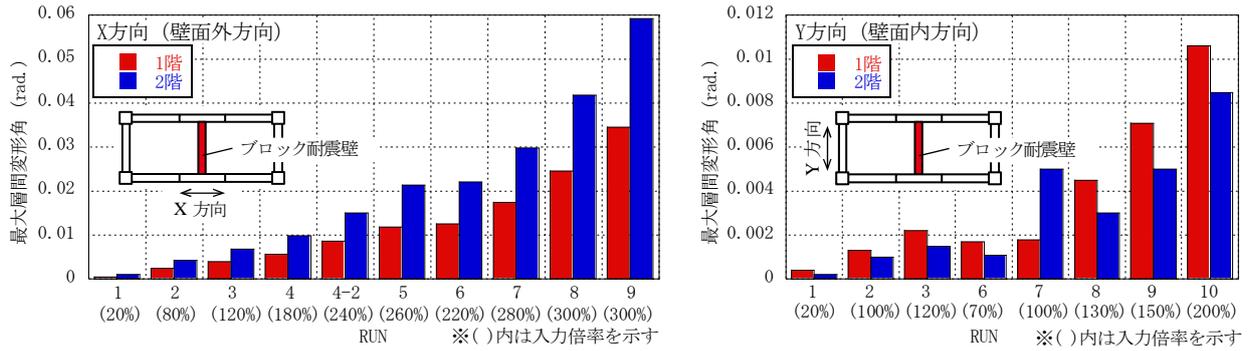


Fig. 9 最大層間変形角の推移
Maximum Drift Angle of Each Excitation

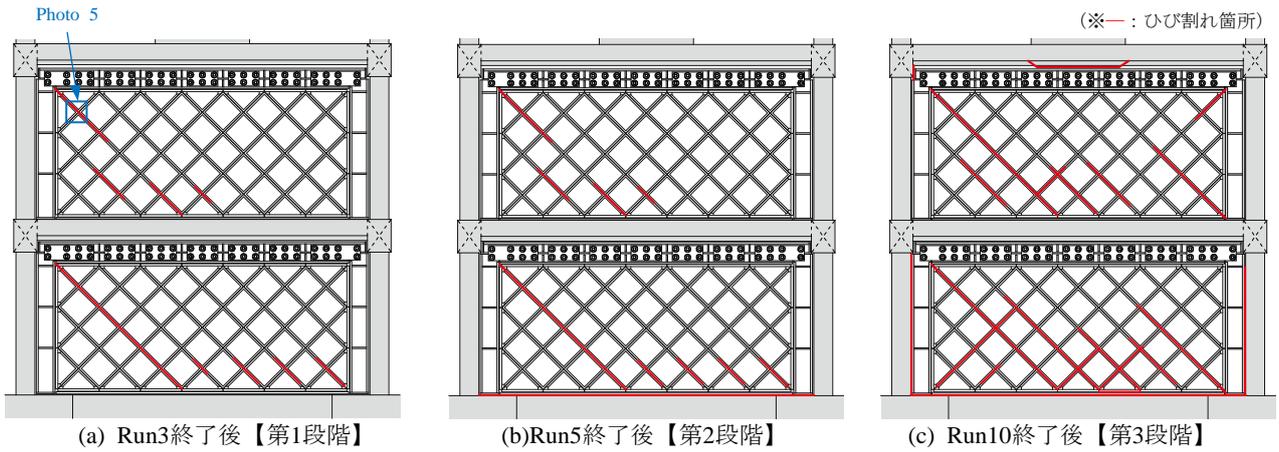


Fig. 10 ブロック耐震壁の接着部におけるひび割れ分布状況
Crack Distributions of Shear Walls Using Reinforcement Blocks

行った。層間変形角の最大値は、X方向（壁面外方向）で0.059 rad.、Y方向（壁面内方向）で0.011 rad.であった。Fig. 11に示すブロックの歪ゲージ位置（Fig. 3参照）における最大圧縮歪より、2階のブロック耐震壁では、設計用座屈強度時歪を超える圧縮歪が生じた。1階、2階共に層せん断力は設計終局耐力を超えたが、ブロックに座屈変形は見られず、ブロックの壁面外方向への脱落は生じなかった。従って、設計用座屈強度の算定において、座屈強度の評価値に対する安全率が十分であったと考えられる。以上のことから、本実験の範囲においては、水平2方向に加振を受けた場合でも、ブロック耐震壁の性能が大きく低下することはないことがわかった。

6. 補修によるX方向の性能回復率の検討

6.1 ひび割れの補修効果

本実験では、Y1構面を対象として、各加振終了後（Run4, 6, 8, 9を除く）の残留ひび割れの観察を行った。ひび割れ幅の測定とひび割れ本数の集計は、各柱・梁・壁の両縁と壁の中央部分で行った。補修箇所のひび割れ（以下、旧ひび割れ）は、Fig. 12に示すように、各加振終了後に計測したひび割れ幅が、実験前よりも大きくなった場合に本数にカウントし、両者の計測値の差をひび割れ幅として記録した。旧ひび割れは、加振中（最

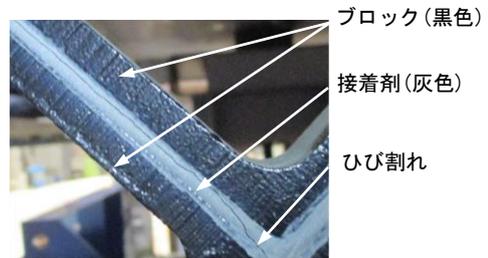


Photo 5 ブロック接着部のひび割れ
Cracks on Adhesive between Reinforcement Blocks

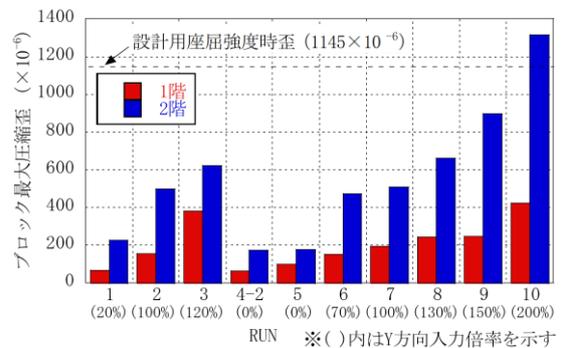


Fig. 11 ブロック最大圧縮歪の推移
Maximum Compressive Strain of Reinforcement Blocks

大応答時）においては、ひび割れが再発生することで拡幅する場合とエポキシ樹脂が伸びることで拡幅する場合

の両方が考えられる(Fig. 12(2))。ここで、エポキシ樹脂の伸びは、加振終了後には無視できるほど小さくなっていると考えられるため、損傷観察時に旧ひび割れとした箇所では、ひび割れが再発生しているものと推測される(Fig. 12(3)(a))。各加振におけるひび割れ本数の推移をFig. 13に示す。新ひび割れは、実験時に補修箇所以外で新たに生じたひび割れを表している。Fig. 13では、最大応答変形が概ね等しくなったRun同士で比較を行っているが、ひび割れの本数が、補修試験体は新設試験体に比べて少なくなっている。一方、平均残留ひび割れ幅の値(Fig. 14)を見ると、補修試験体の値がRun4-2及びRun7では新設試験体よりも小さく、その他の加振では同程度となっている。ここで、最大応答変形角が概ね等しかったRun同士における残留層間変形角を比較すると、補修試験体の方が小さくなっていることがわかる(Fig. 15)。これは、補修試験体における平均残留ひび割れ幅が新設試験体と同程度であっても、ひび割れ本数が少なくなるというFig. 13の傾向と対応している。最終加振後(Run10/Run9)における残留変形角を比較すると、補修試験体が新設試験体の70~80%程度となっているが、これは、Fig. 13に示したひび割れ本数の比率(77%)に対応している。補修試験体で残留変形角が小さくなった原因としては、主筋の付着劣化の影響等が考えられる。主筋が付着劣化すると、歪が特定箇所に集中せずに平均化されて、塑性化する領域が小さくなるため、一般に、残留変位は生じにくくなる。なお、文献5)では、付着割裂破壊した部材をエポキシ樹脂で補修すると、主筋の周囲に充填されたエポキシ樹脂の効果で付着強度が上昇することが示されている。本実験では、新設試験体の各部材は付着割裂破壊には至っておらず、主筋とコンクリートの隙間がエポキシ樹脂が十分に充填される程開いていなかったため、付着強度が回復しなかったものと推定される。

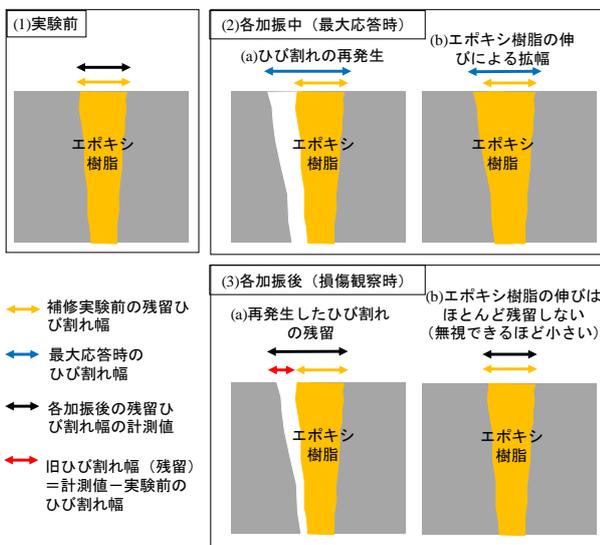


Fig. 12 補修箇所のひび割れの計測方法
Measurement Method of Repaired Cracks

新設試験体における最終加振後(Run9)のひび割れの合計本数(約410本)を補修箇所数とすると、それに対する補修試験体の最終加振後(Run10)における旧ひび割れ(約30本)の割合は10%以下であり、90%以上のひび割れは、補修後に再発生や拡幅することがないことから、補修による効果が得られたと推測した。

6.2 補修による架構の性能回復

6.2.1 剛性 補修試験体における各加振の荷重変形関係(1層せん断力-頂部変形角関係)と新設試験体の荷重変形関係の包絡線の比較を、Fig. 16に示す。また、剛性について、補修試験体の新設試験体に対する比率(回復率)をTable 6に示す。新設試験体と比べて初期剛性(Run1の最大応答点における割線剛性)が正側で66%、

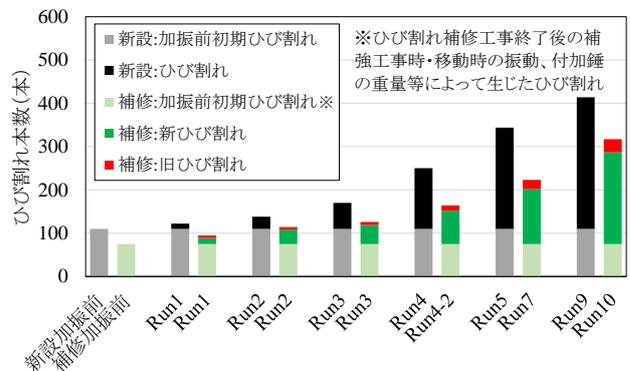


Fig. 13 Y1構面のひび割れ本数
Crack Numbers in Y1 Frame

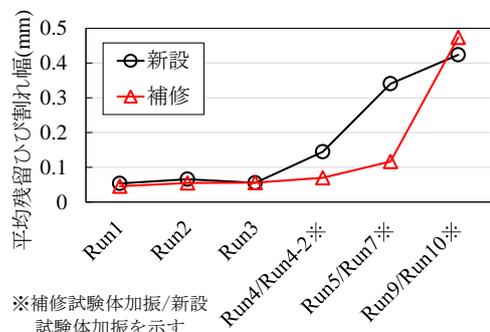


Fig. 14 Y1構面の平均ひび割れ幅
Average Crack Width in Y1 Frame

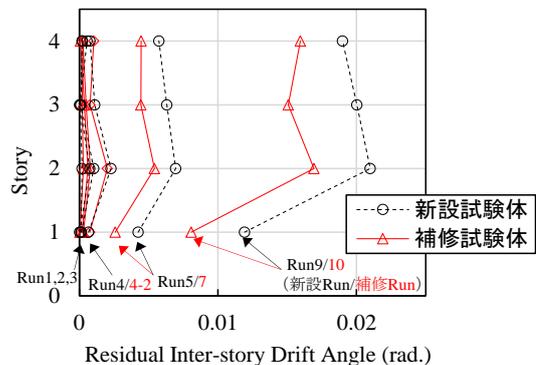


Fig. 15 各加振の残留層間変形角分布
Residual Inter-Story Drift Angle

負側で81%まで回復している。負側の回復率が大きいのは、耐震壁の負側の変形時に引張側となる側は、補修時にコンクリートの打替えを行っており、新設試験体に近い状態になっていたためと考えられる。

文献4)の定義に従って算定した新設試験体と補修試験体の降伏点を、Fig. 16に示している。補修試験体の降伏変形が新設試験体よりも大きく、降伏時割線剛性の回復率は84%となった(Table 6)。降伏変形が大きくなった原因として、Table 2からもわかるように、柱や梁の補修に使用したエポキシ樹脂モルタルの剛性が小さい(コンクリートの20%程度である)ことや、主筋の付着劣化が生じていることなど考えられる。各層の荷重変形関係(Fig. 7)において、各加振の頂部変形最大時刻における割線剛性の回復率(新設試験体に対する比率)を計算した結果をFig. 17に示す。降伏前(層間変形角約0.01rad.以下)の傾向として、割線剛性の回復率が上層になるにつれて減少していることが分かる。この原因として、1階の耐震壁ではコンクリートの打替えと鉄筋の交換による補修(Table 1の補修方法3)を用いており、新設試験体と近い状態になっているが、上層ではひび割れ補修とモルタル補修(Table 1の補修方法1,2-A,2-B)を適用しており、新設試験体と同じ状態まで剛性が回復していないことが考えられる。なお、降伏後(変形角約1%以上)の範囲で回復率が大きくなったが、これは、5.1にも示したように、補修試験体において耐力が上昇したためである。

6.2.2 耐力 Table 6に示すように、補修試験体の降伏耐力及び最大耐力は、新設試験体よりも大きく、回復率は共に117%であった。Fig. 8に示した様に、試験体のモード形は新設試験体から大きく変化していないことから、補修試験体において、各部材の耐力が上昇したものと考えられる。この要因として、新設試験体の実験で降伏した主筋の歪硬化と時効硬化⁹⁾の影響が考えられる(Fig. 18)。時効硬化とは、降伏した鉄筋を除荷した後、長時間経過した後に再度荷重を加えた際に、降伏強度が上昇する現象であり(Fig. 18に示す(b))、文献7)においても、補修後の部材耐力が上昇した要因として挙げられている。しかしながら、本実験において同現象が生じていたかは、現状では明らかではなく、今後、鉄筋の要素試験等による検討が必要である。また、鉄筋に時効硬化が生じると最大強度後の延性が低下することが示されている⁹⁾。これにより、補修後の部材や建物の変形性能の低下を招く可能性がある点についても今後検討が必要である。

6.2.3 減衰 各加振において、平均等価減衰定数 h_s ⁸⁾を算定した結果をFig. 19に、補修試験体の新設試験体に対する比率(減衰の回復率)をFig. 20に示す。 h_s は、各層の層せん断力-層間変形角関係(Fig. 7)を動的縮約⁹⁾した等価1自由度系の応答に基づき、(2)式で求められる。

$$h_s = -\sum_{i=1}^n (a_0(i) \times \Delta d(i)) / \{2\omega_e \sum_{i=1}^n (v(i)^2 \times \Delta t)\} \quad (2)$$

n : 計測データの総ステップ数 (=T/Δt), T: 加振波の

継続時間, Δt: 計測データの時間刻み, $a_0(i)$: iステップにおける1階の加速度, Δd(i): iステップにおける等価1自由度系の応答変位の(i-1ステップからの)増分, v(i): iステップにおける等価1自由度系の応答速度(変位を微分して算定), ω_e : 正負の最大応答点(応答変位最大点)を結んで算定した等価剛性から計算した等価固有振動数

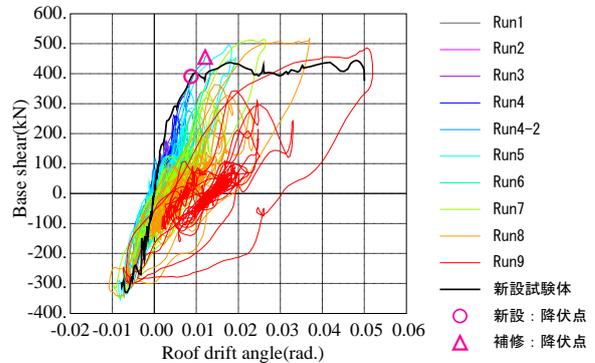


Fig. 16 1層せん断力-頂部変形角関係
Base Shear - Roof Drift Relationship

Table 6 剛性と耐力の回復率
Recovery Ratio of Stiffness and Strength after Repair

	新設試験体	補修試験体	回復率
初期剛性(正)(kN/m)	36.2	24.0	66%
初期剛性(負)(kN/m)	40.3	32.6	81%
降伏時割線剛性(kN/m)	14.8	12.5	84%
降伏耐力(kN)	390.5	455.3	117%
最大耐力(kN)	444.2	518.0	117%

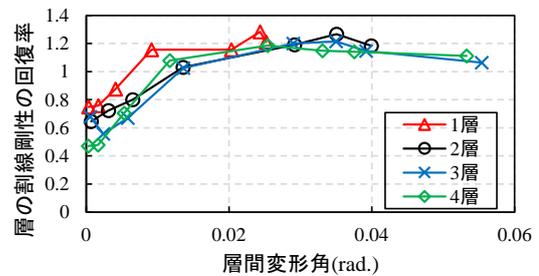


Fig. 17 各加振における各層の割線剛性回復率
Recovery Ratio of Secant Stiffness of Each Story

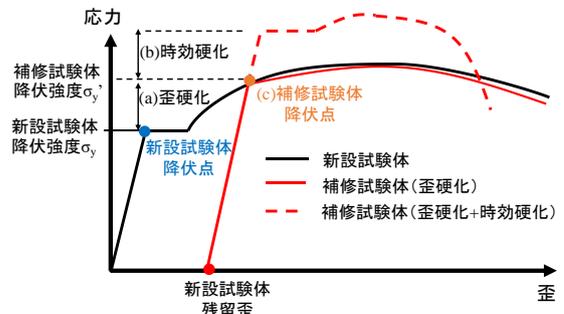


Fig. 18 鉄筋の歪硬化と時効硬化による耐力上昇
Strength Increase of Reinforcement by Strain Hardening and Age-Hardening

Fig. 19, Fig. 20 では、横軸に等価1自由度系の応答変位(代表変位 S_d)の値を用いている。代表変位 $S_d \approx 60\text{mm}$ 程度(変形角約2.5%)までは、補修試験体における減衰の回復率は、大凡80%程度となっており、更に変形が大きい領域においては、補修前後の値がほぼ一致する結果となった。

7. まとめ

補修補強したRC造建物の性能を明らかにすることを目的として、2019年度に実施した振動台実験(新設試験体の実験)で損傷したRC造4層建物縮小試験体を補修補強し、再度振動台実験を行った。X方向は、一般的に使用されている補修工法によって性能を回復させる計画とした。Y方向は、RC壁の一部を撤去し、鋳鉄製のブロック耐震壁(3Q-Wall)を新設することで性能を向上させる計画とした。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 補修補強工事の各段階において常時微動測定を行い、補修補強による剛性回復の効果を確認した。補修方向(X方向)では、新設試験体の75%程度まで剛性が回復した。補修の内容及び対象部材毎に見ると、梁・スラブのひび割れ・剥落補修による回復効果が最も大きかった。補強方向(Y方向)では、剛性が2倍以上に増大した。
- 2) 補修試験体の振動台実験では、新設試験体の実験を超える入力倍率で加振を行なったが、補修試験体の損傷は新設試験体と同等以下に収まった。
- 3) ブロック耐震壁は、設計終局耐力を超える地震力を受けても座屈変形は見られず、壁面外方向に大きな変形を受けてもブロックの脱落は生じなかった。
- 4) エポキシ樹脂で補修したひび割れの内、加振により再度拡幅したひび割れは1割以下であり、ひび割れ補修の有効性が確認できた。
- 5) 補修試験体の新設試験体に対する性能の回復率を定量的に評価し、初期剛性が約0.7倍、最大耐力が約1.2倍、減衰が約0.8倍に回復することを確認した。

本研究は、補修補強後の建物の耐震性能の正確な評価を目的としたものであるが、将来的には、補修補強に要する費用や期間等を含めた建物の回復性能を総合的に評価する手法の開発に繋げることを目指している。今後、開発した評価法に基づいて、適切な補修補強による建物の継続利用が可能となれば、持続可能な社会の構築に貢献できるものと期待できる。

謝辞

本研究における振動台実験は、東北大学との共同研究として実施したものである。また、本研究の一部は、JST産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム・大規模都市建築における日常から災害時まで安心して社会活動が継続できる技術の創出(領域代表者:吉敷祥一 東

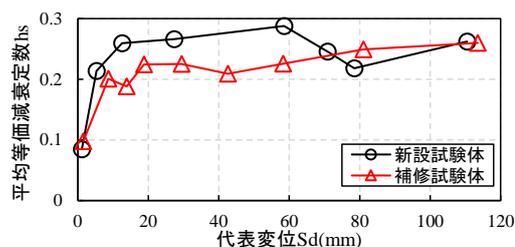


Fig. 19 平均等価減衰定数の推移
Average Equivalent Damping Factor

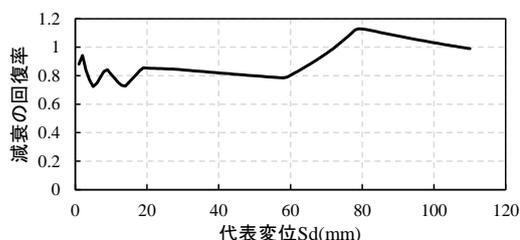


Fig. 20 減衰の回復率
Recovery Ratio of Damping after Repair

京工業大学准教授、課題番号JPMJOP1723)の支援を受けた。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2016.3
- 2) 穴吹拓也，萩尾浩也，増田安彦，小林正和，三浦憲：鋳鉄製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. 81，2017.12
- 3) 三浦耕太，米澤健次，増田安彦，諏訪仁：連層耐震壁を有するRC造4層建物縮小試験体の振動台実験，大林組技術研究所報，No. 84，2020.12
- 4) Park, R.: Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing, Bulletin NZ National Society of Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 155-166. 1989.9
- 5) 田才晃，小谷俊介，青山博之：エポキシ樹脂注入補修後の付着割裂強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp. 193-198, 1993.6
- 6) Lakshman, N. P.: Strain age embrittlement in reinforcing steels, A thesis presented for the Degree of Doctor of Philosophy in Mechanical Engineering in the University of Canterbury, 1978
- 7) 田才晃，山田哲弥，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造曲げ部材の補修後の耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 7, No. 1, pp. 653-656, 1985.5
- 8) 柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版株式会社，1981.6
- 9) 倉本洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，No. 580, pp. 61-68, 2004.6