

既存低強度コンクリート RC 建物に対する
ハイブリッド耐震補強工法の適用に関する実験

実験報告書

2009 年 10 月 31 日

福山大学工学部建築・建設学科 南研究室
広島工業大学工学部建築工学科 貞末研究室

目次

1. 実験目的	…1
2. 要素実験	…2
2.1 母体となる低強度コンクリートおよびその他の素材特性	…2
2.2 試験体形状	…7
2.3 載荷方法および変位計測	…10
2.4 破壊状況	…12
2.5 荷重－変形関係	…16
2.6 せん断強度	…18
2.7 まとめ	…19
3. 骨組実験	…20
3.1 母体となる低強度コンクリートおよびその他の素材特性	…20
3.2 試験体形状	…25
3.3 載荷方法および変位計測	…27
3.4 破壊状況	…28
3.5 荷重－変形関係	…29
3.6 終局耐力	…31
3.7 まとめ	…32
参考文献	…33

1. 実験目的

既存 RC 建物の耐震改修として、枠付き鉄骨ブレース補強を行う場合、既存躯体と鉄骨枠組との間接接合部には、あと施工アンカーを用いて接合する工法（以下、在来工法と称す）が多く用いられている。この接合工法を用いた枠付き鉄骨ブレース補強は、これまでに多くの施工実績があり、日本建築防災協会の「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¹⁾（以下、耐震改修設計指針と称す）」に設計法が示されている。しかしながら、耐震改修設計指針は、コンクリート圧縮強度 σ_B が 13.5N/mm^2 以上の建物を適用範囲としており、 σ_B が 13.5N/mm^2 以下のコンクリートに対して、この耐震補強構法を適用できるのか十分に検討されていなかった。また、間接接合部の工法に関しては、騒音、振動などの工事環境の改善、工期短縮等の要求を満たすために、在来工法に代わる接合工法として、多様な接合工法が提案されており²⁾⁵⁾、これらの工法に関しても、 σ_B が 13.5N/mm^2 以下の低強度コンクリートに対して適用することが可能なのか十分に検討されていなかった。

そこで、近年、上記の接合工法を σ_B が 13.5N/mm^2 以下の低強度コンクリートに対して適用することの妥当性を検討するための実験が積極的に行われるようになり、特に、「在来工法」および「エポキシ樹脂を用いた接着工法」に関しては、低強度コンクリートに対する「間接接合部の要素実験」と「枠付き鉄骨ブレース補強した骨組実験」が行われ、関連する委員会や学術論文に実験成果が報告された⁶⁾⁷⁾。

本報告書では、既存 RC 建物の枠付き鉄骨ブレース補強における接合工法のひとつであるハイブリッド耐震補強工法⁸⁾を対象として取り上げ、 σ_B が 13.5N/mm^2 を下回る低強度のコンクリートを有する既存 RC 建物に対してハイブリッド耐震補強工法適用することの妥当性を検討することを目的として行なわれた、鉄骨枠組と既存躯体部分の接合部を想定した「要素実験」と実際にハイブリッド耐震補強工法を適用した「骨組実験」の実験結果について報告する。

ハイブリッド耐震補強工法は、アンカー筋と接着剤を併用して用いる「アンカー併用接着接合部」と「間接接合部」で構成される。アンカー併用接着接合部は、既存躯体に接合鋼板をエポキシ樹脂で接着接合し、必要に応じて接着系アンカーを併用して構築される。間接接合部は、接合鋼板と鉄骨ブレース枠材の間接接合部側にそれぞれ頭付きスタッドをアークスタッド溶接により取り付け、それらの両側より軸筋と割りフープよりなる籠筋を挿入した後、無収縮グラウトモルタルを充填して構築される。ハイブリッド耐震補強工法枠付き鉄骨ブレースの設計・施工指針⁸⁾（以下、ハイブリッド指針と称す）では、既存躯体のコンクリート圧縮強度が 15N/mm^2 以上であることが適用範囲とされている。

2. 要素実験

2.1 母体となる低強度コンクリートおよびその他の素材特性

ハイブリッド耐震補強工法の適用を検討する既存建物の RC 躯体を想定した低強度コンクリートは、設計基準強度 $F_c=9\text{N/mm}^2$ として、既往の研究⁹⁾を参考にして調合設計を行った。低強度コンクリートの調合表を表 2.1-1 に示す。本研究で用いた低強度コンクリートは、炭酸カルシウム (CaCO_3) を混入して、セメントの性能を劣化させることでコンクリートの強度を低下させることを試みた。打設したフレッシュコンクリートの性状を表 2.1-2 に示す。

コンクリートの材料試験方法を写真 2.1-1 に示す。コンクリートの材料試験片は、100φ(高さ 200mm) の試験片を用いており、ひずみゲージ(検長 60mm)と変位計(検長 50mm)によってひずみ度の計測を行った。間接接合部のグラウト材として用いた無収縮モルタルの材料試験片は、50φ(高さ 100mm) の試験片を用いて、ひずみゲージ(検長 30mm)によってひずみ度の計測を行った。コンクリートおよび無収縮モルタルの材料試験結果一覧表を表 2.1-3、材齢とコンクリート強度の関係を図 2.1-1、コンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を図 2.1-2 にそれぞれ示す。また、要素実験の試験体に用いたエポキシ樹脂の材料試験結果を表 2.1-4、鋼材の材料試験結果を表 2.1-5 に示す。

表 2.1-1 低強度コンクリート調査表

レディーミクストコンクリート配合報告書										No. _____	
平成 20 年 9 月 24 日											
広島県府中市高木町 1565											
高月ナマコン株式会社											
低強度コンクリート研究会 殿											
配合計画者名 安達 良夫											
工事名称		低強度コンクリート製造に関する実験									
所在地											
納入予定時期											
本配合の適用期間											
コンクリートの打込み箇所											
配 合 の 設 計 条 件											
呼び方	コンクリートの 種類による記号	呼び強度	スランプ又は スラグ/cm	粗骨材の最大寸法 mm	セメントの 種類による記号						
	普通	9	18	20	N						
指定事項	セメントの種類	呼び方欄に記載		空気量	%						
	骨材の種類	使用材料欄に記載		軽量コンクリートの単位容積質量	kg/m ³						
	粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載		コンクリート温度	最高・最低 °C						
	AHリソル反応抑制対策の方法	A		水セメント比の上限値	%						
	骨材のAHリソル反応性による区分	使用材料欄に記載		単位水量の上限値	kg/m ³						
	水の区分	使用材料欄に記載		単位セメント量の下限值又は上限値	kg/m ³						
	混和材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載		流動化後のスランプ増大量	cm						
	塩化物含有量	kg/m ³ 以下									
呼 び 強 度 を 保 証 す る 材 齢											
使 用 材 料											
セメント	生産者名	太平洋セメント㈱			密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq %	0.69			
混和材	製品名	炭酸カルシウム	種類		密度 g/cm ³		Na ₂ Oeq %				
骨材	No.	種類	産地又は品名	AHリソル反応性 による区分	粒の大きさ の範囲	粗粒率又は 実積率	密度 g/cm ³				
							絶乾	表乾			
細骨材	①	砕砂	広島県府中市荒谷町	A 化学法	5以下	2.90	2.65				
	②	高炉スラグ細骨材	福山市鋼管町1番地		5以下	2.55	2.76				
	③										
粗骨材	①										
	②	砕石2015	広島県府中市荒谷町	A 化学法	20~15	57.0	2.70				
	③	砕石1505	広島県府中市荒谷町	A 化学法	15~5	56.0	2.70				
混和剤①	製品名	ウイソル		種類	AE剤		Na ₂ Oeq %				
混和剤②											
細骨材の塩化物量				水の区分		地下水・上澄水					
配 合 表 kg/m ³											
セメント	混和材	水	細骨材 ①	細骨材 ②	細骨材 ③	粗骨材 ①	粗骨材 ②	粗骨材 ③	混和剤 ①	混和剤 ②	
134	189.5	210	504	351	---	---	513	340	2.58	---	
水セメント比		---		水結合材比		---		%		細骨材率	50.1 %
備考 細骨材容積混合比 60 : 40 粗骨材容積混合比 60 : 40											

表 2.1-2 フレッシュコンクリート

打設日	2008年9月8日
スランプ	18.0cm
スランプフロー	32cm×30cm
空気量	5.00%
コンクリート温度	29.0℃

表 2.1-3 コンクリート材料試験結果

コンクリートの種類	材齢 (日)	供試体 番号	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数	
					ゲージ・ E_c (N/mm ²)	変位計・ E_c (N/mm ²)
低強度コンクリート 9N/mm ² (打設日:2008年9月8日)	7	1	3.43	-	7768	7419
		2	3.34	-	9289	8247
		3	3.31	-	6694	6606
		平均値	3.36	-	7917	7424
	14	1	3.92	-	9484	7134
		2	4.09	-	11399	9572
		3	3.98	-	9534	7714
		平均値	4.00	-	10139	8140
	28	1	5.20	0.87	8564	11755
		2	5.30	0.84	10086	10086
		3	4.70	0.99	11423	11077
		平均値	5.07	0.90	10024	10973
	81 実験前(11/28) (割裂は83)	1	8.13	1.26	14897	13939
		2	8.48	1.33	14206	12473
		3	7.49	1.09	15429	11638
		平均値	8.03	1.23	14844	12683
	90 実験時(12/6)	1	8.88	1.09	15694	11124
		2	8.11	1.21	17004	14725
		3	8.95	0.99	16862	14109
		平均値	8.65	1.10	16520	13319
	99 実験時(12/15)	1	8.63	0.85	12245	13686
		2	8.27	1.05	13771	16708
		3	7.99	0.99	16557	20546
		平均値	8.30	0.96	14191	16980
104 実験時(12/20)	1	7.77	1.06	21088	16351	
	2	7.75	0.94	16817	17135	
	3	7.01	1.00	16350	13791	
	平均値	7.51	1.00	18085	15759	
グラウトモルタル 60N/mm ² (打設日:2008年10月20日)	3	1	63.15	-	-	-
		2	41.79	-	-	-
		3	32.90	-	-	-
		平均値	45.95	-	-	-
	7	1	65.45	-	-	-
		2	70.54	-	-	-
		3	51.42	-	-	-
		平均値	62.47	-	-	-
	14	1	40.24	-	-	-
		2	44.63	-	-	-
		3	41.09	-	-	-
		平均値	41.99	-	-	-
	28	1	58.81	4.99	28648	-
		2	56.56	5.70	30334	-
		3	46.68	5.44	26259	-
		平均値	54.02	5.38	28414	-
	47 実験時(12/6)	1	37.74	4.68	27569	-
		2	63.05	4.38	25392	-
		3	43.98	4.32	30118	-
		平均値	48.26	4.46	27693	-
	56 実験時(12/15)	1	47.18	4.62	26700	-
		2	49.32	3.97	32800	-
		3	62.10	3.99	23900	-
		平均値	52.87	4.19	27800	-
91 実験時(12/20)	1	68.15	6.35	30813	-	
	2	55.76	6.56	30250	-	
	3	64.15	4.23	33013	-	
	平均値	62.69	5.71	31359	-	
スタブコンクリート 30N/mm ² (打設日:2008年9月1日)	106 実験時(12/16)	1	30.95	3.04	-	-
		2	30.66	2.94	-	-
		3	28.38	2.50	-	-
		平均値	30.00	2.83	-	-

註) ヤング係数は、圧縮強度の1/3の応力度におけるsecant modulusを示す。



写真 2.1-1 コンクリートの材料試験

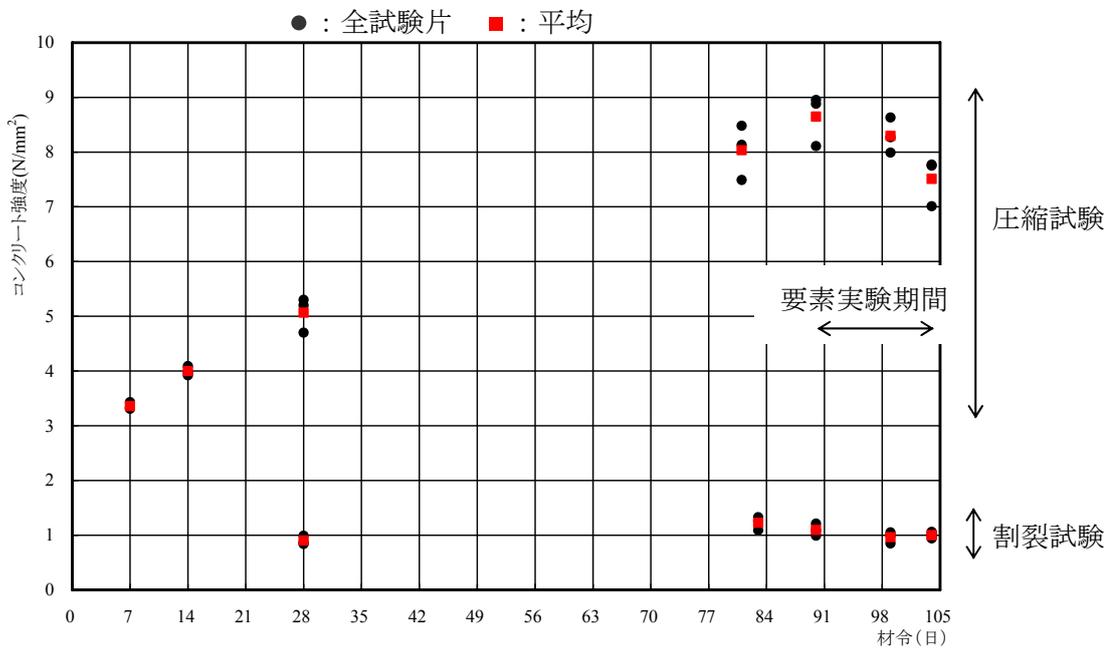


図 2.1-1 材齢とコンクリート強度の関係

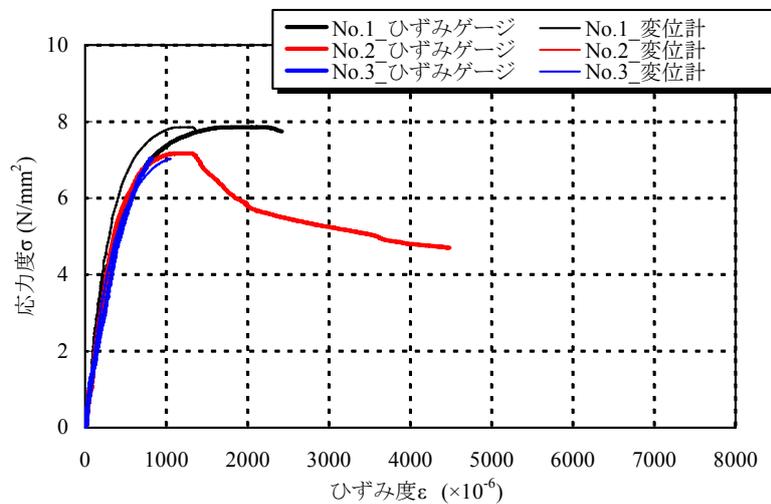


図 2.1-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係 (材齢 104 日)

表 2.1-4 エポキシ樹脂の材料試験

曲げ強さ N/mm ²	圧縮降伏強さ N/mm ²	圧縮弾性率 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	引張せん断接着強さ N/mm ²
87.1	91.1	2380	56.9	14.8

表 2.1-5 鋼材の材料試験

鋼材の種類		試験片番号	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏比	伸び δ (%)	絞り ϕ (%)
鉄筋	D16(SD345)	1	359	468	0.77	18.3	44.8
		2	381	480	0.79	18.8	58.2
		3	383	480	0.80	18.9	56.9
		平均値	374	476	0.79	18.6	53.3
鉄筋	D13(SD345)	1	375	502	0.75	24.4	56.6
		2	377	470	0.80	24.0	48.7
		3	375	467	0.80	23.4	57.7
		平均値	376	479	0.78	23.9	54.3
鉄筋	$\phi 13$	1	341	423	0.80	31.8	63.0
		2	347	421	0.82	29.3	65.3
		3	347	423	0.82	29.2	60.7
		平均値	345	422	0.82	30.1	63.0
鉄筋	$\phi 6$	1	420	572	0.73	14.7	65.8
		2	417	558	0.75	10.3	68.9
		3	388	537	0.72	13.3	68.9
		平均値	408	556	0.73	12.7	67.9
スタッド	$\phi 13$	1	333	483	0.69	37.0	-
		2	331	480	0.69	36.0	-
		3	332	481	0.69	37.0	-
		平均値	332	481	0.69	36.7	-
鉄筋	D6(SD295)	1	355	572	0.62	14.6	70.0
		2	325	556	0.58	11.6	73.7
		3	296	532	0.56	11.3	69.8
		平均値	325	553	0.59	12.5	71.1
アンカー筋	D13 (SD345)	1	339	474	0.71	16.3	44.7
		2	353	484	0.73	18.0	48.8
		3	346	491	0.70	21.2	57.4
		平均値	341	501	0.68	17.0	55.5

2.2 試験体形状

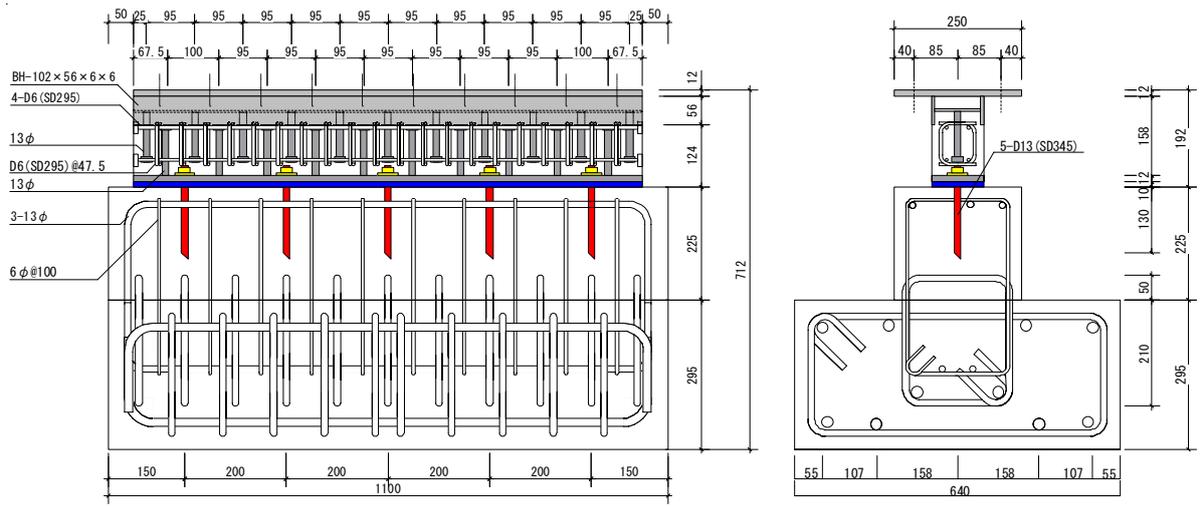
要素実験の試験体計画を表 2.2-1 に示す。要素実験は、同一試験体を 3 体ずつ合計 9 体の試験体を製作した。試験体の形状を図 2.2-1 に示す。また、試験体外観を写真 2.2-1、間接接合部の配筋状況を写真 2.2-2 にそれぞれ示す。

試験体のコンクリートは、スタブ部分（普通強度コンクリート）、既存躯体部分（低強度コンクリート）、間接接合部（無収縮モルタル）で構成されている。コンクリート設計基準強度 $F_c=9\text{N/mm}^2$ の既存躯体部分は $250\text{mm}\times 350\text{mm}$ の断面を有しており、既存躯体の一部は $640\text{mm}\times 295\text{mm}$ の断面を有するスタブコンクリートに埋め込まれた形状となっている。また、間接接合部には、グラウト材として無収縮モルタルを用いている。アンカー筋には D13 (SD345) の異形鉄筋を用いている。

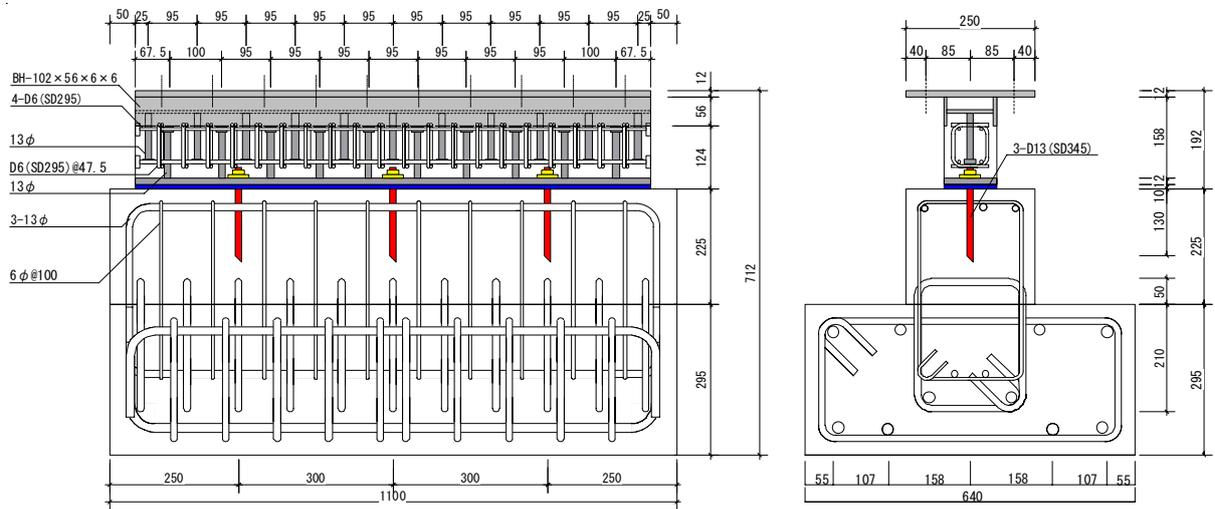
表 2.2-1 要素実験試験体計画

試験体番号	試験体名	既存部コンクリート強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	アンカー筋	アンカー筋間隔(mm)	アンカー本数(本)
1	H21	9	D13(SD345)	200	5
2	H22				
3	H23				
4	H31			300	3
5	H32				
6	H33				
7	H61			600	2
8	H62				
9	H63				

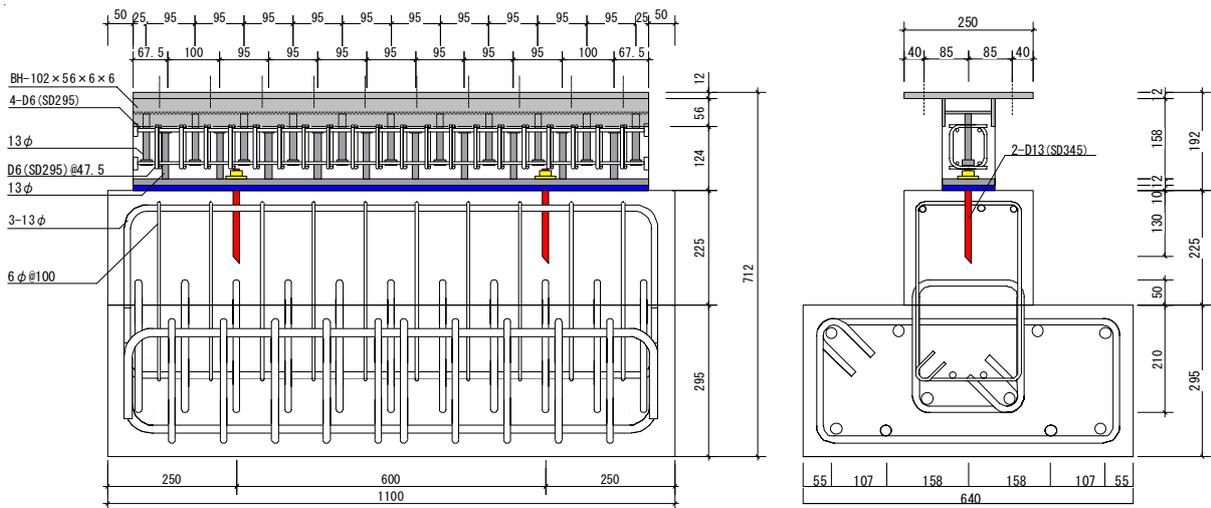
注) F_c :コンクリート設計基準強度



(a) アンカー筋間隔 200mm (H21, H22, H23)



(b) アンカー筋間隔 300mm (H31, H32, H33)



(c) アンカー筋間隔 600mm (H61, H62, H63)

図 2.2-1 試験体形状 (単位 : mm)



写真 2.2-1 試験体形状



(a) アンカー筋間隔 200mm (H21, H22, H23)



(b) アンカー筋間隔 300mm (H31, H32, H33)



(c) アンカー筋間隔 600mm (H61, H62, H63)

写真 2.2-2 間接接合部

2.3 載荷方法および変位計測

載荷装置を図 2.3-1 および写真 2.3-1 に示す。載荷は載荷装置反力床上に試験体下部スタブを PC 鋼棒で固定し、試験体上部鋼板を L 型フレームに高力ボルトで固定した後、L 型フレーム側面の油圧ジャッキにより、試験体の既存躯体部と間接接合部の接合面の位置に純せん断力を作用させた。載荷プログラムを図 2.3-2 に示す。載荷は既存躯体部と間接接合部の相対ずれ変位 δU を変位制御して、正負繰り返しの漸増荷重を載荷した。変位の計測状況を図 2.3-3、写真 2.3-2 にそれぞれ示す。変位の制御は、既存躯体部に埋め込んだ変位計測用ボルトと鉄骨枠組部分に溶接した変位計測用ボルトの相対変位に従った。

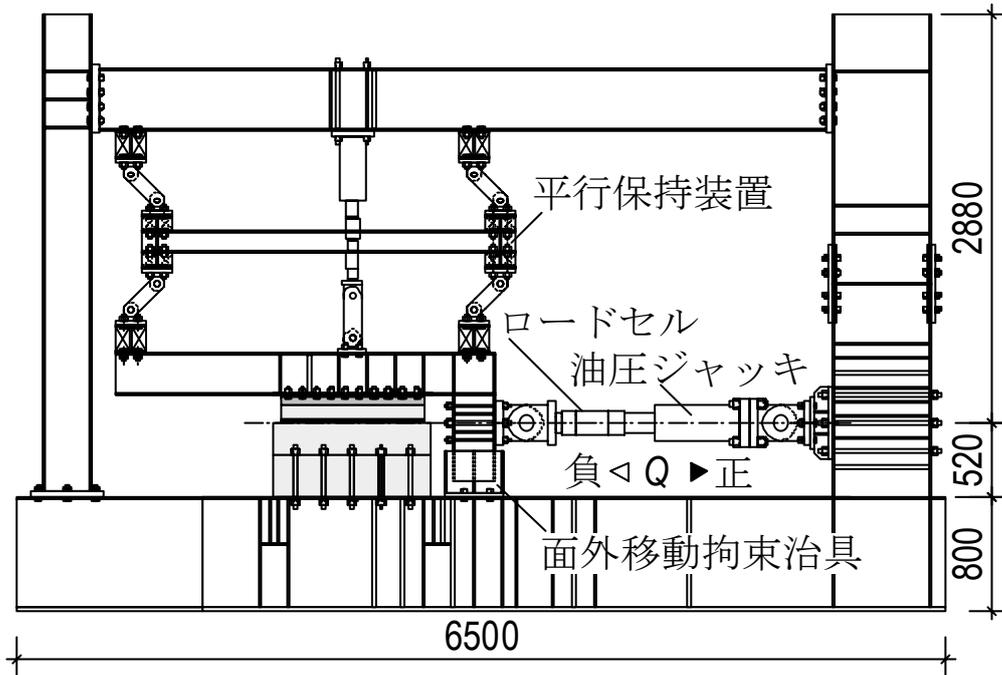


図 2.3-1 載荷装置 (単位 : mm)



写真 2.3-1 載荷装置

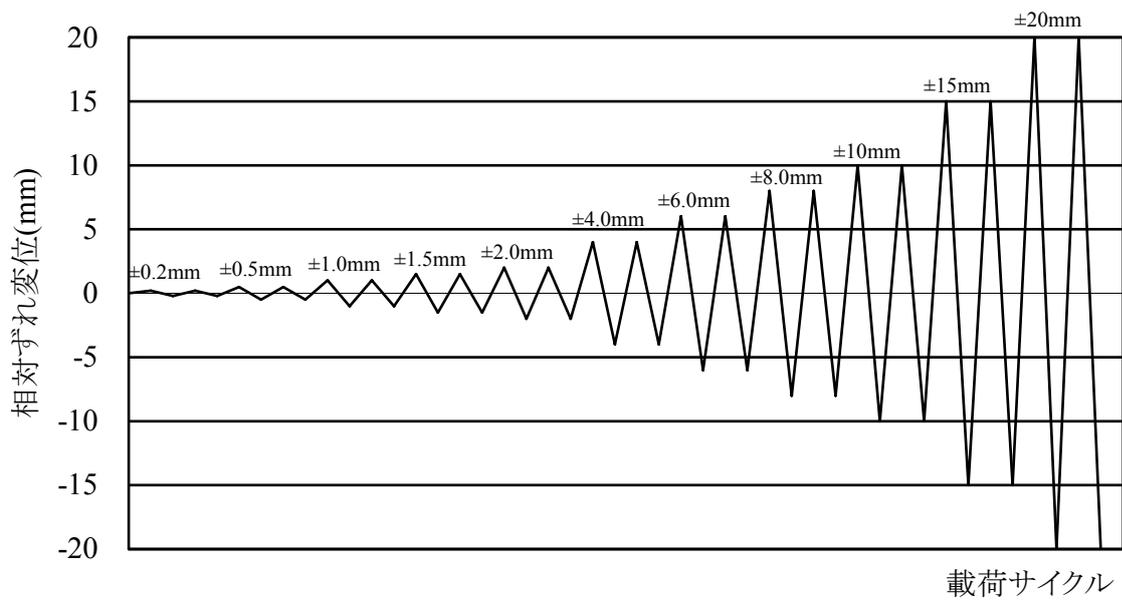


図 2.3-2 载荷プログラム

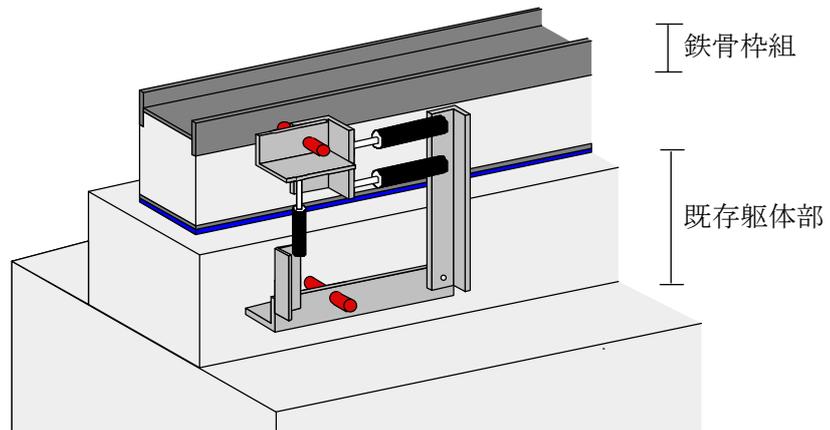


図 3.3-3 変位計測 (単位 : mm)



写真 2.3-2 変位計測

2.4 破壊状況

既存躯体部と間接接合部の相対ずれ変位 δU の漸増に伴う、ひび割れの発生および破壊の進展状況を写真 2.4-1(a)～2.4-1(c)に示す。破壊状況の写真において、黒線のひび割れは正荷重時のひび割れ、赤線のひび割れは負荷重時のひび割れ、青線のひび割れは載荷前に発生していた乾燥収縮によるひび割れである。

破壊の進展状況としては、いずれの試験体とも、載荷初期時に既存躯体部とエポキシ樹脂の接合面において亀裂を生じた。その後は、振幅の増大に伴い、既存躯体部、間接接合部ともに若干の斜めひび割れの発生が確認されたが、外観上、大きなひび割れと破壊には進展していないため、アンカー筋がコンクリートを支圧することで、既存躯体部コンクリート内で支圧破壊が進展していったものと思われる。

その後、さらに振幅を増大させると、アンカー筋がエポキシ樹脂を支圧することで、エポキシ樹脂が割れを生じて、最終的には、いずれの試験体とも全てのアンカー筋が破断を生じた。破壊進展状況および最終破壊状況に関しては、外観上、実験変数の違いによる影響は見られなかった。本実験では、いずれの試験体とも、間接接合部のせん断強度に対してアンカー併用接着接合部のせん断強度が下回るように設計されており、実験においても、アンカー併用接着接合部において、せん断すべりが卓越する破壊形式となることが確認された。



写真 2.4-1(a) 破壊進展状況



写真 2. 4-1 (b) 破壊進展状況



写真 2.4-1(c) 破壊進展状況

2.5 荷重－変形関係

せん断力 Q －相対ずれ変位 δU 関係を図 2.5-1、骨格曲線を図 2.5-3 示す。全体的に見ると、アンカー筋間隔が小さい試験体の方が小さな変位で最大耐力に達する傾向が見られるが、全試験体とも、概ね $\delta U = \pm 0.5 \sim 1.0 \text{mm}$ の振幅で最大耐力に達し、その後の振幅では、急激に耐力低下を生じることが確認された。また、同一条件の試験体において、最大耐力にバラツキが見られるが、アンカー筋間隔が小さく、アンカー筋本数が多くなるほどせん断強度が大きくなることが確認された。

全ての試験体の初期剛性の比較を図 2.5-2 に示す。同一条件の実験によっても剛性にバラツキが見られるが、 $\delta U = 2.0 \text{mm}$ 時の割線剛性 $K (=Q/\delta U)$ の平均値を比較すると、アンカー筋間隔 200mm で $K = 865 \text{kN/mm}$ 、300mm で $K = 741 \text{kN/mm}$ 、600mm で $K = 637 \text{kN/mm}$ となり、アンカー筋間隔が小さくなるほど剛性が大きくなることが確認された。

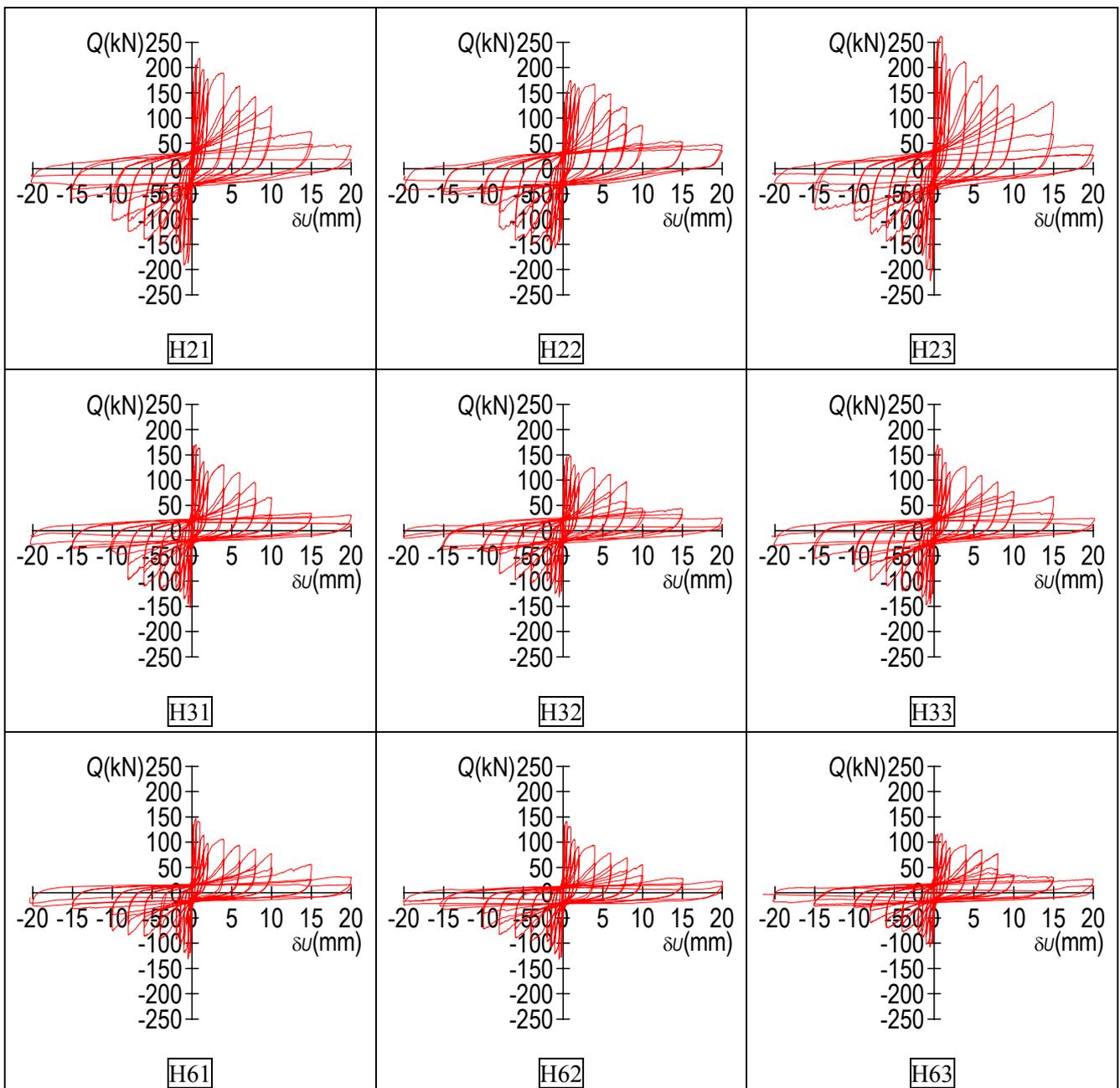


図 2.5-1 せん断力－相対ずれ変位関係

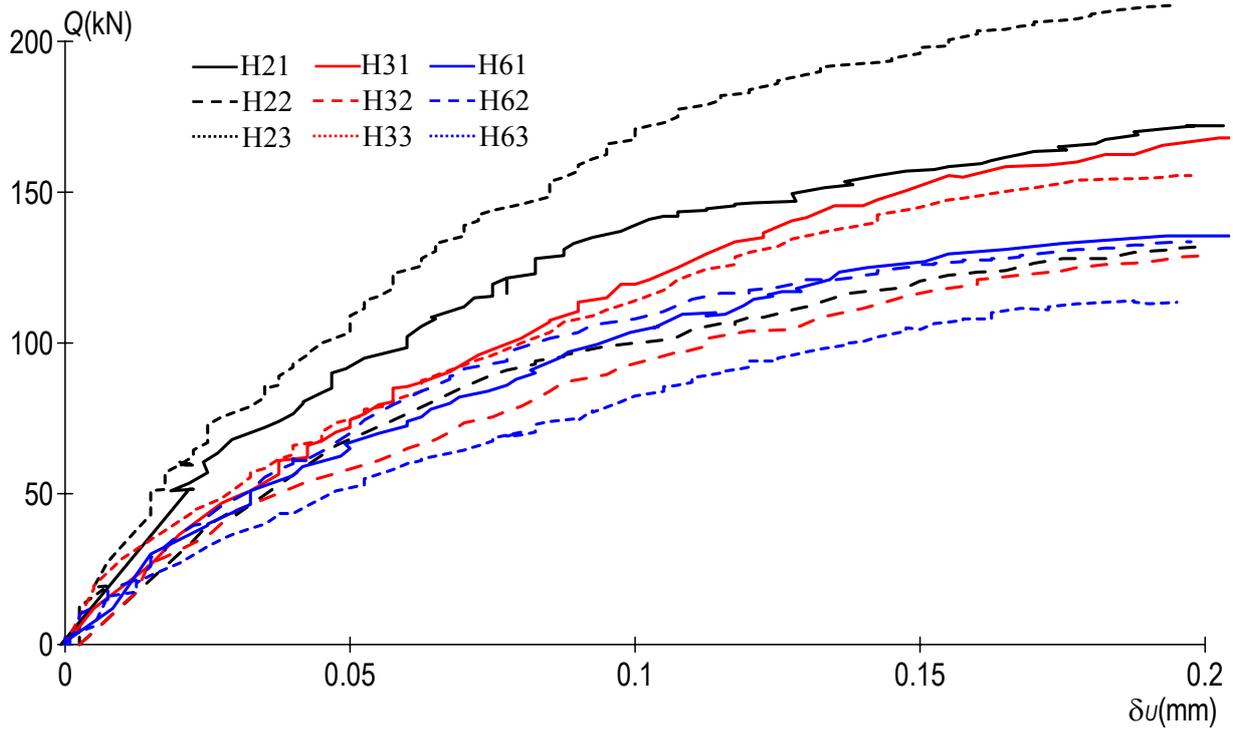


図 2.5-2 剛性の比較

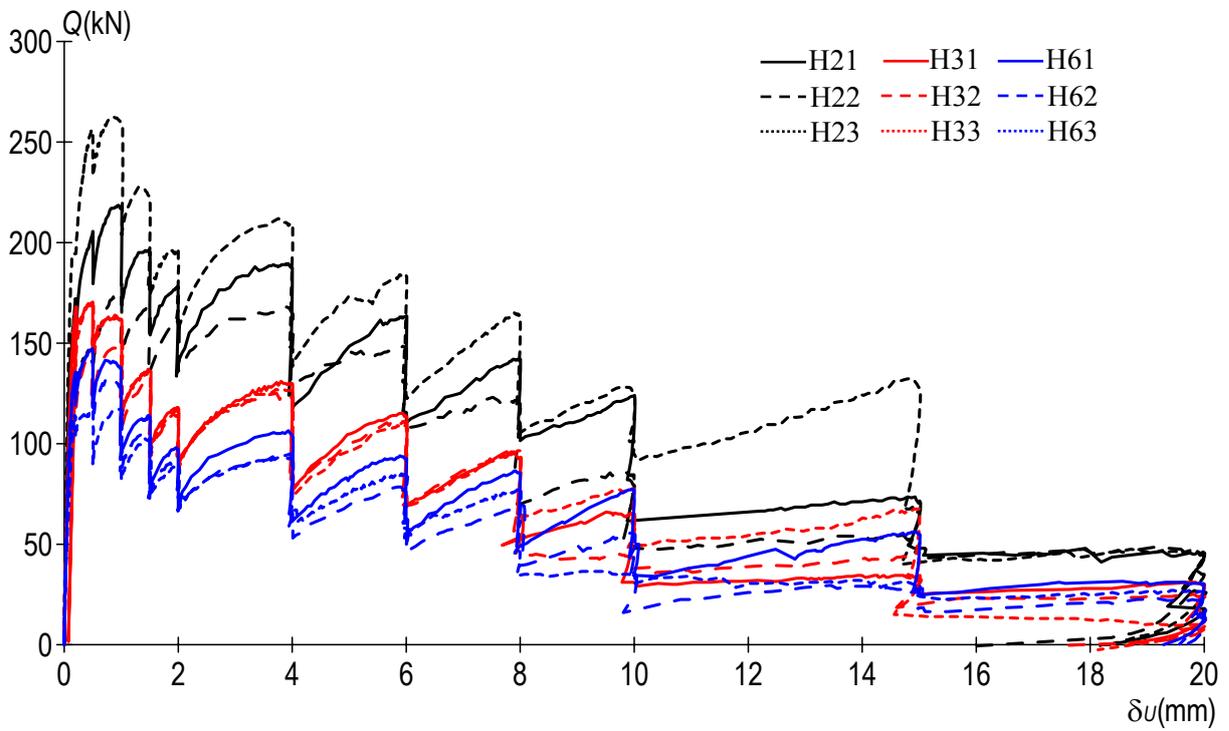


図 2.5-3 骨格曲線の比較

2.6 セン断強度

ハイブリッド耐震補強工法における接合部のせん断強度は、アンカー併用接着接合部と間接接合部のいずれかせん断強度が小さい部分の破壊によって、終局せん断強度が決定される。アンカー併用接着接合部の終局せん断強度 bQ_{ju} と間接接合部の終局せん断強度 sQ_{ju} の評価に関しては、ハイブリッド指針¹⁾に下式が示されている。本実験で用いた試験体は、 $bQ_{ju} < sQ_{ju}$ となる設計が行われている。

$$bQ_{ju} = 0.08 \cdot \sigma_B \cdot A_b + \tau_{ay} \cdot \sum a_a \quad (2.6-1)$$

$$\tau_{ay} = \min(\tau_{ay1}, \tau_{ay2}) \quad (2.6-2)$$

$$\tau_{ay1} = 0.5 \cdot \sigma_{ay} \quad (2.6-3)$$

$$\tau_{ay2} = 0.3 \sqrt{\sigma_B \cdot E_{cl}} \quad (2.6-4)$$

ここに、

σ_B : 既存コンクリート圧縮強度

A_b : 接着接合部の面積

$\sum a_a$: アンカー筋の断面積

σ_{ay} : アンカー筋の降伏強度

E_{cl} : コンクリートのヤング係数

せん断強度の計算値と実験で得られたせん断強度の最大値を表 2.6-1 および図 2.6-1 にそれぞれ示す。全ての試験体において、本実験で得られたせん断強度の最大値は、ハイブリッド指針に示されるせん断強度の評価式による計算値を大きく上回ることが確認された。

表 2.6-1 セン断強度の実験値

試験体	実験最大値 Q_{max} (kN)		計算値 Q_{cal} (kN)	$ Q_{max} / Q_{cal}$		最大荷重時の相対ずれ変位 δ_{max} (mm)	
	正	負		正	負	正	負
H21	219	-191	135	1.62	1.41	0.94	-1.01
H22	175	-158		1.29	1.17	0.98	-0.99
H23	263	-222		1.94	1.64	0.86	-0.48
H31	171	-153	107	1.59	1.43	0.50	-0.22
H32	148	-132		1.38	1.23	0.86	-0.49
H33	170	-147		1.59	1.37	0.49	-0.99
H61	147	-131	94	1.56	1.39	0.48	-0.50
H62	141	-132		1.50	1.40	0.46	-0.51
H63	117	-108		1.24	1.14	0.89	-0.52

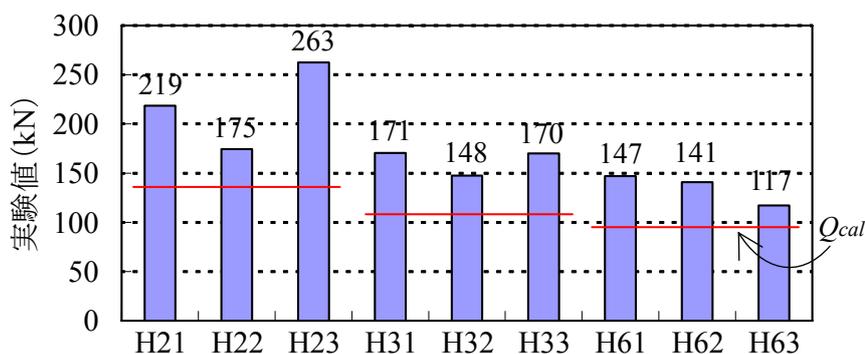


図 2.6-1 セン断強度の実験値と計算値の比較

3. まとめ

要素実験の結果より，以下の知見が得られた。

- 1) アンカー筋間隔に関わらず，接合部の破壊はエポキシ樹脂注入部に集中し，低強度コンクリートを有する既存部および間接接合部の損傷は軽微である。
- 2) 履歴ループの形状はスリップ型となり，最大耐力に達した以降，急激に耐力低下を生じる。
- 3) アンカー筋間隔を小さくし，単位接合面積当たりのアンカー筋を増やすことで，剛性，せん断強度共に大きくなる。
- 4) ハイブリッド耐震補強工法における接合部のせん断強度は，低強度コンクリートに対しても，ハイブリッド指針に示されるせん断強度評価式を用いて大きく安全側に評価できる。

3. 骨組実験

3.1 母体となる低強度コンクリートおよびその他の素材特性

ハイブリッド耐震補強工法の適用を検討する既存建物の RC 躯体を想定した低強度コンクリートは、要素実験と同一の調合設計を行なった。低強度コンクリートの調合表を表 3.1-1、打設したフレッシュコンクリートの性状を表 3.1-2 に示す。

コンクリートの材料試験方法は要素実験と同一である。コンクリートおよび無収縮モルタルの材料試験結果一覧表を表 3.1-3、材齢とコンクリート強度の関係を図 3.1-1、コンクリートの応力度-ひずみ度関係の一例を図 3.1-2 にそれぞれ示す。あわせて、骨組実験の試験体に用いたエポキシ樹脂の材料試験結果を表 3.1-4、鋼材の材料試験結果を表 3.1-5 に示す。

表 3.1-1 低強度コンクリート調査表

レディーミクストコンクリート配合報告書										No. _____		
低強度コンクリート研究会 殿										平成21年 4月21日		
										 広島県府中市高木町1-5-6-5 高月ナマシ株式会社		
										配合計画者名 安達 良夫 		
工 事 名 称		低強度コンクリート製造に関する実験										
所 在 地												
納 入 予 定 時 期												
本配合の適用期間												
コンクリートの打込み箇所												
配 合 の 設 計 条 件												
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランブ [※] 又はスランブフー	粗骨材の最大寸法	セメントの種類							
	普通	9	cm	mm	N							
指 定 事 項	セメントの種類	呼び方欄に記載	空気	量	4.5%							
	骨材の種類	使用材料欄に記載	軽量コンクリートの単位容積質量		kg/m ³							
	粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載	コンクリートの温度		℃							
	アルカリシリカ反応抑制対策の方法		水セメント比の上限値		%							
	骨材のアルカリ反応性による区分	使用材料欄に記載	単位水量の上限値		kg/m ³							
	水の区分	使用材料欄に記載	単位セメント量の下限值又は上限値		kg/m ³							
	混和材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載	流動化後のスランブ増大量		cm							
	塩化物含有量	0.30 kg/m ³ 以下										
呼び強度を保証する材齢		日										
使 用 材 料												
セメント	生産者名	太平洋セメント株式会社		密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq %	0.68					
混和材①	製品名	石粉	種類	炭酸カルシウム	密度 g/cm ³	2.72	Na ₂ Oeq %					
混和材②												
骨 材	No.	種類	産地又は品名	アルカリシリカ反応性による区分	粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度 g/cm ³	絶	乾	表	乾	
	細①	砕砂	広島県府中市荒谷町	A 化学法	5以下	2.95	2.65					
	骨②	高炉スラグ	福山市鋼管町1番地		5以下	2.55	2.76					
	材③											
	粗①											
	骨②	碎石1505	広島県府中市荒谷町	A 化学法	15~5		2.70					
	骨③											
	材④											
混和剤①	AE	種類	AE剤I種									
混和剤②	製品名											
混和剤③												
細骨材の塩化物量		水の区分 地下水										
配 合 表 kg/m ³												
セメント	混 和 材		水	細 骨 材			粗 骨 材				混 和 剤	
	①	②		①	②	③	①	②	③	④	①	②
142	193		218	504	351		821			1.34		
水セメント比		153.5%		水結合材比		65.1%		細骨材率		51.0%		
備考		細骨材容積混合比 60 : 40										

表 3.1-2 フレッシュコンクリート

打設日	2009年5月9日
スランブ	18.0cm
スランブフロー	32.5cm×32cm
空気量	5.50%
コンクリート温度	20.0℃

表 3.1-3 コンクリート材料試験結果

コンクリートの種類	材齢 (日)	供試体 番号	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数		
					E_c (N/mm ²) ゲージ(検長30mm)	E_c (N/mm ²) ゲージ(検長60mm)	E_c (N/mm ²) 変位計(標点間50mm)
低強度コンクリート 9N/mm ² (打設日:2009年5月9日)	7	1	2.87	0.50	10510	9977	9334
		2	2.97	0.40	9673	8786	10545
		3	2.85	0.33	8670	8103	-
		平均値	2.90	0.41	9618	8956	9940
	28	1	5.54	0.74	18897	15296	16857
		2	4.62	0.76	17875	19720	19301
		3	5.29	0.64	13663	21196	10527
		平均値	5.15	0.71	16812	18737	15562
	42 ※福山大学で材料試験	1	7.60	-	-	-	-
		2	7.55	-	-	-	-
		3	7.97	-	-	-	-
		平均値	7.71	-	-	-	-
	75 実験時(7/22)	1	7.28	1.01	20018	18639	20441
		2	7.64	0.96	18717	17597	15927
		3	7.74	0.86	19872	20217	28714
		平均値	7.55	0.94	19536	18818	21694
	82 実験時(7/29) ※福山大学で材料試験	1	8.21	-	-	-	-
		2	8.31	-	-	-	-
		3	8.63	-	-	-	-
		平均値	8.38	-	-	-	-
	124 再実験時(9/9)	1	7.74	1.04	-	19338	21512
2		7.29	1.00	-	20863	20174	
3		7.86	1.06	-	18265	15558	
平均値		7.63	1.03	-	19489	19082	
133 実験時(9/19) ※福山大学で材料試験	1	10.28	-	-	-	-	
	2	10.19	-	-	-	-	
	3	9.45	-	-	-	-	
	平均値	9.97	-	-	-	-	
グラウトモルタル 60N/mm ² (打設日:2009年6月17日)	3	1	35.0	-	-	-	-
		2	17.1	-	-	-	-
		3	26.4	-	-	-	-
		平均値	26.1	-	-	-	-
	7	1	29.1	-	-	-	-
		2	36.0	-	-	-	-
		3	39.6	-	-	-	-
		平均値	34.9	-	-	-	-
	14	1	38.4	-	-	-	-
		2	42.0	-	-	-	-
		3	44.1	-	-	-	-
		平均値	41.5	-	-	-	-
	28	1	48.9	3.77	-	-	-
		2	54.2	4.87	-	-	-
		3	49.5	4.09	-	-	-
		平均値	50.9	4.24	-	-	-
	54 実験時(7/27)	1	60.9	4.53	18375	-	-
		2	48.9	3.65	22476	-	-
3		26.0	3.87	40739	-	-	
4		46.7	-	-	-	-	
5		63.9	-	-	-	-	
6		53.5	-	-	-	-	
平均値	54.8	4.02	27197	-	-		
上部スタブコンクリート 30N/mm ² (打設日:2009年5月9日)	28	1	32.7	2.84	30443	29051	27266
		2	30.6	2.41	32076	34920	32993
		3	32.1	2.58	31352	27158	20145
		平均値	31.8	2.61	31291	30376	26802
	75 実験開始確認時(7/22)	1	34.2	-	-	34903	44136
		2	35.9	-	-	32719	27960
		3	38.6	-	-	33020	34813
		平均値	36.2	-	-	33547	35636
下部スタブコンクリート 30N/mm ² (打設日:2009年4月24日)	28	1	32.3	3.09	-	30697	31557
		2	31.5	2.50	-	30577	28339
		3	35.0	2.97	-	28176	24010
		平均値	32.9	2.85	-	29816	27969
	89 実験開始確認時(7/22)	1	36.0	-	-	32715	31959
		2	37.5	-	-	34350	39089
		3	36.3	-	-	34367	32904
		平均値	36.6	-	-	33811	34651

註) ヤング係数は、圧縮強度の1/3の応力度におけるsecant modulusを示す。

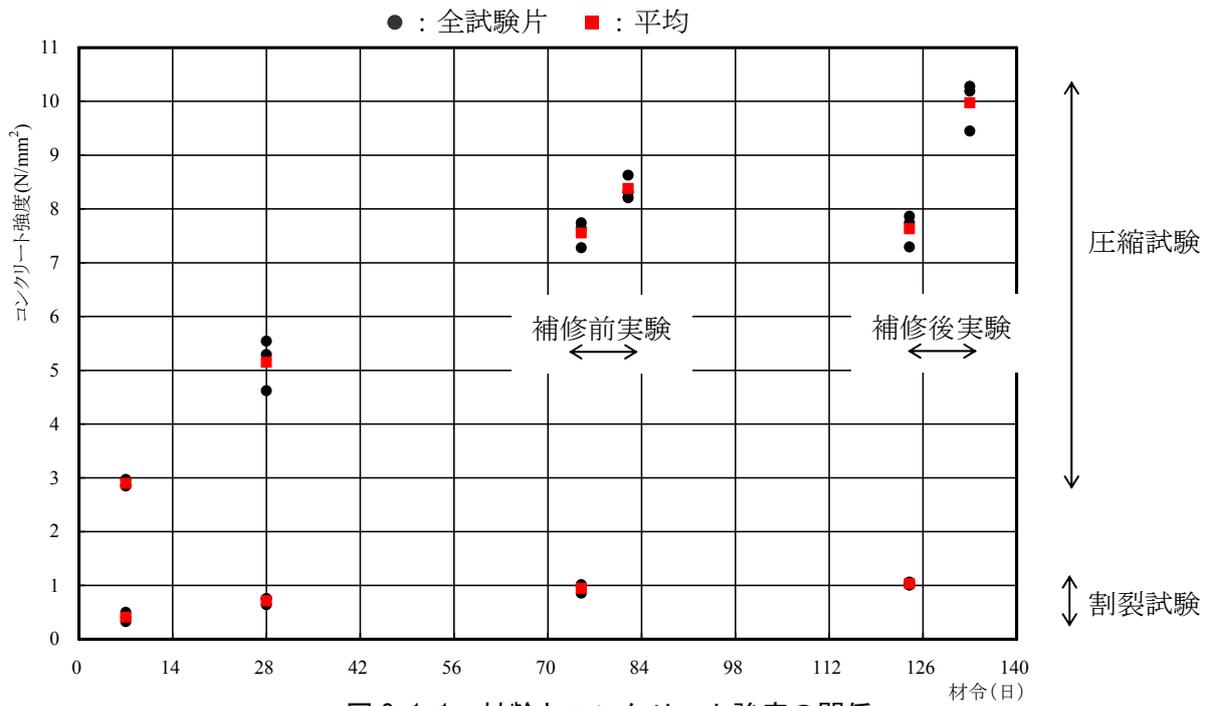


図 3.1-1 材齢とコンクリート強度の関係

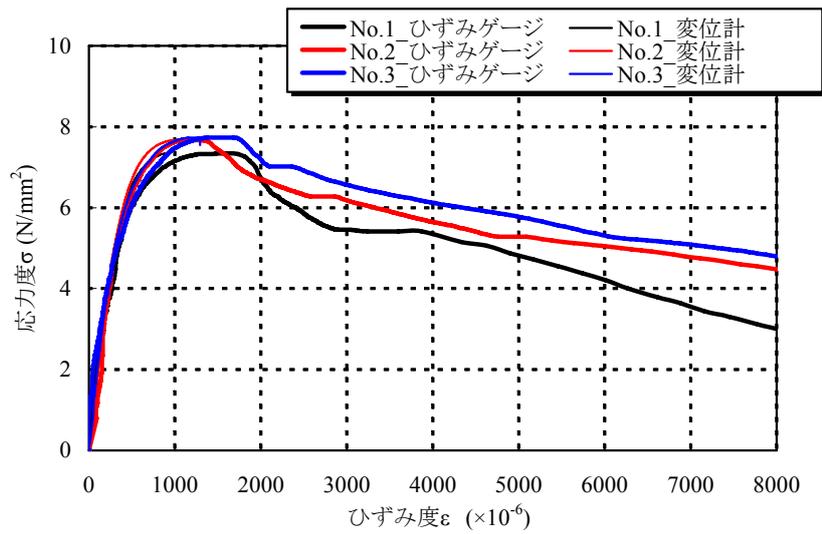


図 3.1-2 コンクリートの応力度—ひずみ度関係 (材齢 75 日)

表 3.1-4 エポキシ樹脂の材料試験

曲げ強さ N/mm ²	圧縮降伏強さ N/mm ²	圧縮弾性率 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	引張せん断接着強さ N/mm ²
95.1	99.8	2530	64.6	17.8

表 3.1-5 鋼材の材料試験

鋼材の種類			試験片番号	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	降伏比	伸び δ (%)	絞り ϕ (%)
骨組部 鉄筋	柱・梁主筋	13φ (SR295)	1	333	-	-	-	-
			2	326	440	0.74	25.7	28.0
			3	315	436	0.72	31.2	33.2
			4	324	432	0.75	33.1	30.5
			平均値	325	436	0.74	30.0	30.6
	柱・梁芯筋	16φ (SR295)	1	347	467	0.74	26.4	33.1
			2	335	459	0.73	32.2	33.1
			3	331	456	0.73	33.7	31.7
			平均値	338	461	0.73	30.8	32.6
	柱・梁せん断補強筋	6φ	1	308	569	0.54	24.9	27.4
			2	301	-	-	-	-
			3	277	459	0.60	27.3	33.2
			4	278	447	0.62	-	28.3
			平均値	291	492	0.59	26.1	29.6
	接合部	D19 (SD345)	1	398	561	0.71	21.6	38.6
			2	395	562	0.70	17.2	46.8
			3	392	564	0.70	17.1	52.4
			平均値	395	562	0.70	18.6	45.9
	接合部・下部スタブあばら筋	D13 (SD295)	1	354	501	0.71	18.05	44.5
			2	347	483	0.72	19.81	42.9
			3	358	490	0.73	16.78	47.4
平均値			353	491	0.72	18.2	45.0	
下部スタブ主筋	D22 (SD345)	1	396	559	0.71	-	42.6	
		2	388	556	0.70	15.7	53.9	
		3	389	558	0.70	18.2	43.2	
		平均値	391	558	0.70	16.9	46.6	
補強部 鉄骨	ブレース・枠組フランジ	PL-6 (SS400)	1	297	450	0.66	17.4	21.9
			2	299	459	0.65	16.4	22.5
			3	282	443	0.64	25.4	21.6
			平均値	293	451	0.65	19.8	22.0
	ブレース・枠組ウェブ	PL-4.5 (SS400)	1	347	428	0.81	15.5	27.4
			2	349	421	0.83	15.0	25.4
			3	332	415	0.80	16.3	23.7
			平均値	343	421	0.81	15.6	25.5
	ブレース座屈止め	PL-7 (SS400)	1	316	429	0.74	19.9	16.8
			2	307	407	0.75	23.1	16.7
			3	306	424	0.72	26.6	15.6
			平均値	309	420	0.74	23.2	16.4
	ブレース座屈止め	PL-5 (SS400)	1	346	449	0.77	15.5	23.6
			2	343	450	0.76	24.9	25.8
			3	352	461	0.76	21.0	27.3
			平均値	347	453	0.77	20.5	25.6
	ガセットプレート	PL-9 (SS400)	1	349	431	0.81	27.8	13.0
			2	331	421	0.79	29.4	12.6
			3	323	408	0.79	28.8	12.7
			平均値	334	420	0.80	28.7	12.8
	ガセットプレート	PL-6 (SS400)	1	298	441	0.67	21.9	20.4
2			274	428	0.64	22.2	22.4	
3			285	438	0.65	24.4	20.7	
平均値			286	435	0.66	22.8	21.1	
接合部	スタッド	13φ	1	364	487	0.75	35.6	-
			2	-	-	-	-	-
			3	-	-	-	-	-
			平均値	364	487	0.75	35.6	-
	割裂防止筋	D6 (SD295)	1	321	508	0.63	19.1	50.8
			2	310	502	0.62	20.6	45.4
			3	330	527	0.63	16.7	55.3
			平均値	321	512	0.63	18.8	50.5
	アンカー筋	D13 (SD345)	1	387	557	0.69	17.49	54.7
			2	381	553	0.69	16.62	48.5
3			377	545	0.69	16.63	42.9	
平均値			366	552	0.69	16.9	48.7	

3.2 試験体形状

試験体の形状を図 3.2-1、写真 3.2-1～写真 3.2-3 に示す。試験体は実大建物に対して 1/1.75 程度の寸法を有しており、柱 350mm×350mm、梁 250mm×350mm の断面の 1 層 1 スパンのラーメン架構をハイブリッド耐震補強工法によって補強したものである。柱と梁のコンクリートは、要素実験と同様に、 $FC=9N/mm^2$ で調合設計を行い、主筋には 13ϕ (SR235) の丸鋼、せん断補強筋には 6ϕ の丸鋼を用いている。ただし、柱、梁ともに 16ϕ (SR235) の芯筋を配している。

本実験では、柱脚側の柱梁接合部がパンチング破壊を生じたため、載荷実験終了後、既存躯体と鉄骨枠組の接合部の破壊箇所のエポキシ樹脂を再充填し、さらに、既存躯体部分に生じているひび割れにもエポキシ樹脂を注入した後、柱脚側の柱梁接合部に根巻き鉄筋コンクリート補強を行い、再度載荷実験を行って、地震による倒壊を免れた被災建物を補修することで、どの程度耐震性能の回復が図れるかについても検討した。以後、補修前の試験体を F4 試験体、補修後の試験体を F4-R 試験体と称す。

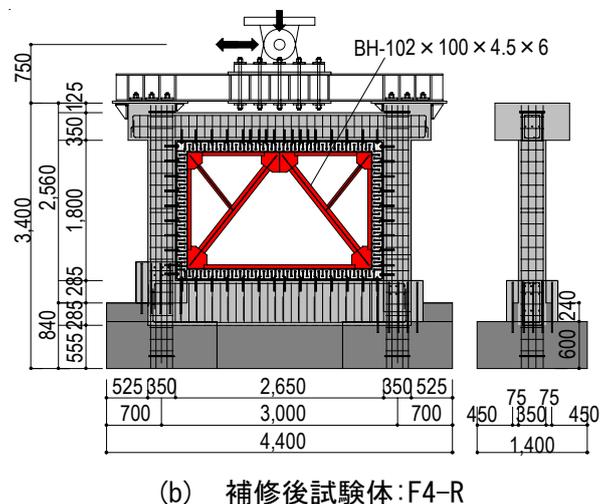
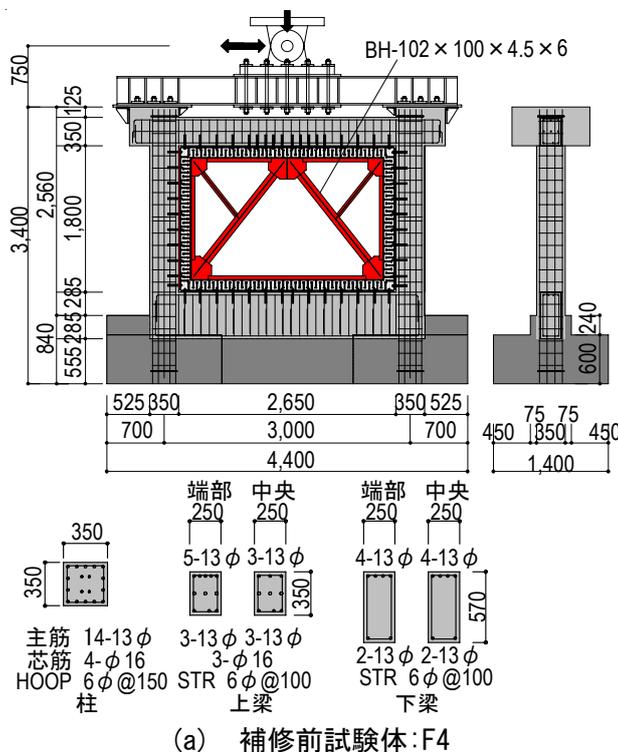


図 3.2-1 試験体形状 (単位: mm)



写真 3.2-1 補強前



写真 3.2-1 ブレース設置後



写真 3.2-1 補強後

3.3 載荷方法および変位計測

載荷装置を図 3.3-1 および写真 3.3-1 に示す。本実験で用いた試験体は、1 層 1 スパンの基礎固定骨組であり、直交梁や境界梁はなく、2 層の反曲点として想定した位置に、一定圧縮軸力下（600kN）で正負繰返しの漸増水平載荷を行った。

載荷は、層間水平変位 δ を層間高さ L で割った層間変形角 R を変位制御して、 $R=\pm 0.8\% \text{rad.}$ までは $\pm 0.2\% \text{rad.}$ の漸増を 2 サイクルずつ繰返し、それ以降は $\pm 0.4\% \text{rad.}$ の漸増を $R=\pm 3.2\% \text{rad.}$ まで 2 サイクルずつ繰返した。なお、 R は $L=2000\text{mm}$ ((柱内のり+梁せい)/2) として算定している。

R を靱性指標 F 値に換算した値を表 3.3-1 に示す。 R と F 値の関係は、日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準¹⁰⁾に示される曲げ破壊を生じる場合の R と F 値の関係に基づいて算定したものである。

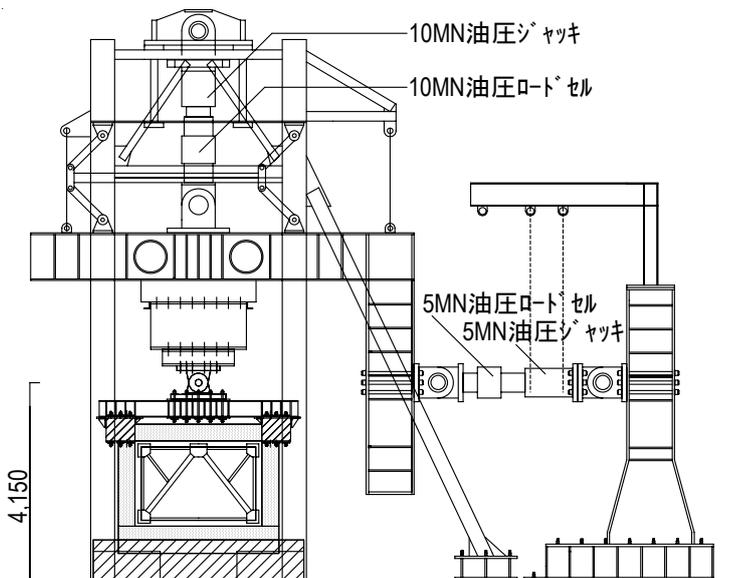


図 3.3-1 載荷装置 (単位 : mm)

表 3.3-1 層間変形角と F 値の関係

層間変形角 R (%rad.)	層間水平変位 δ (mm)	F 値
0.2	4	0.8
0.4	8	1.0
0.6	12	1.2
0.8	16	1.5
1.2	24	2.0
1.6	32	2.3
2.0	40	2.6
2.4	48	2.8
2.8	56	3.0
3.2	64	3.2



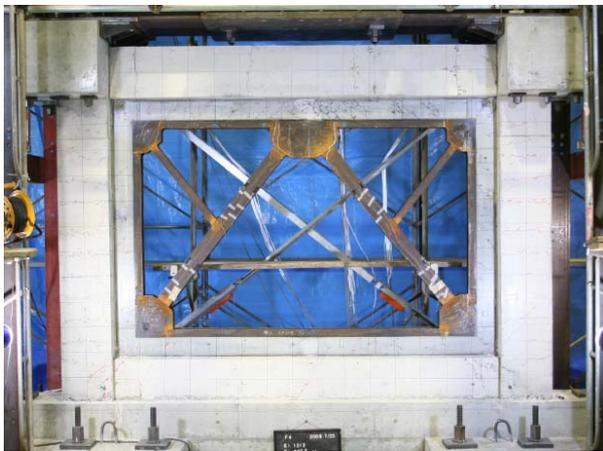
写真 3.3-1 載荷装置

3.4 破壊状況

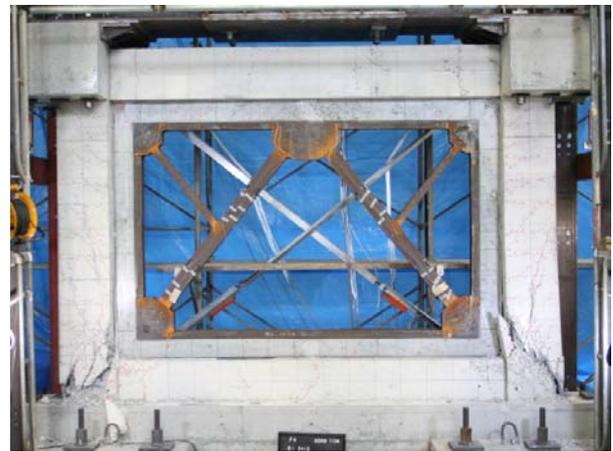
F4 試験体, F4-R 試験体のそれぞれについて, 最大耐力時の破壊状況と最終破壊状況を写真 3.4-1 に示す。

F4 試験体は, 変位振幅を増大するにつれて, 鉄骨枠組下側位置のアンカー併用接着接合部が破壊を生じると共にずれを生じて, その後, 両側柱の柱脚側において, 柱梁接合部がパンチングシア破壊を生じ, 耐力低下を生じてきたため, $R=\pm 1.6\% \text{rad}$ の振幅で実験を終了した。最終破壊状況としては, 柱に曲げひび割れ, せん断ひび割れ, 梁にも若干のひび割れを生じているものの, 鉄骨枠組下側位置のアンカー併用接着接合部の破壊および柱脚側柱梁接合部のパンチングシア破壊が卓越していることが確認された。

F4-R 試験体は, F4 試験体と破壊の様相が異なり, 鉄骨ブレースが局部座屈を生じ, その後の振幅の増大では, 鉄骨枠組上側のブレースの交差部が下側に引張られて間接接合部およびアンカー併用接着接合部が大きく損傷し, さらに近郊位置の既存骨組の梁も大きく損傷して, アンカー筋が引き抜けた。



最大耐力時 ($R=0.6\% \text{rad}$.)



最終破壊状況 ($R=1.6\% \text{rad}$.)

(a) F4 (補修前)



最大耐力時 ($R=1.2\% \text{rad}$.)



最終破壊状況 ($R=3.2\% \text{rad}$.)

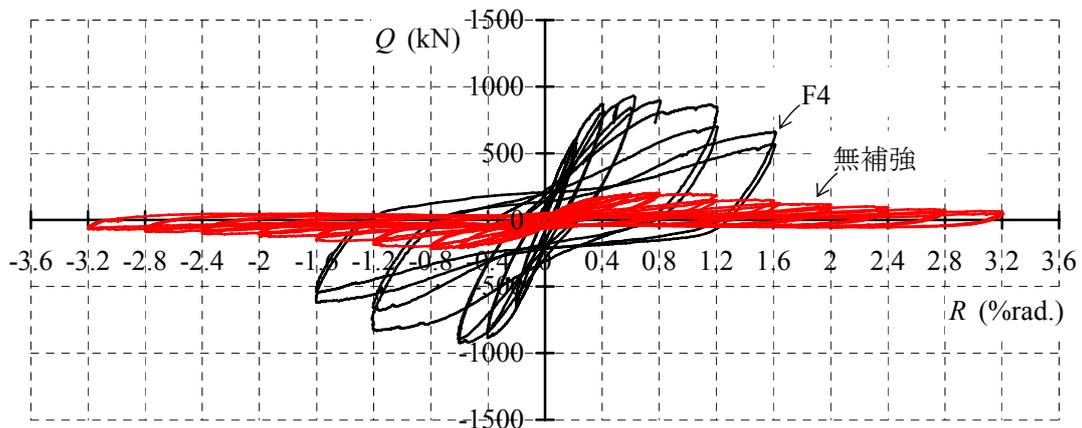
(b) F4-R (補修後)

写真 3.4-1 破壊状況

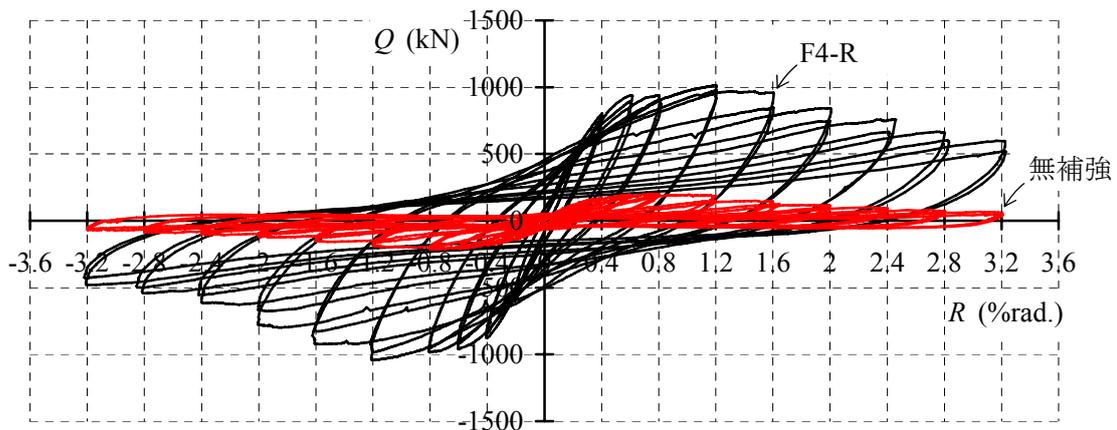
3.5 荷重－変形関係

水平力 Q －層間変形角 R の履歴曲線を図 3.5-1、骨格曲線を図 3.5-2 示す。図 3.5-1、図 3.5-2 には、補強の効果を比較するために、既往の研究で報告されている同形状で無補強の試験体の結果⁷⁾を合わせて示した。

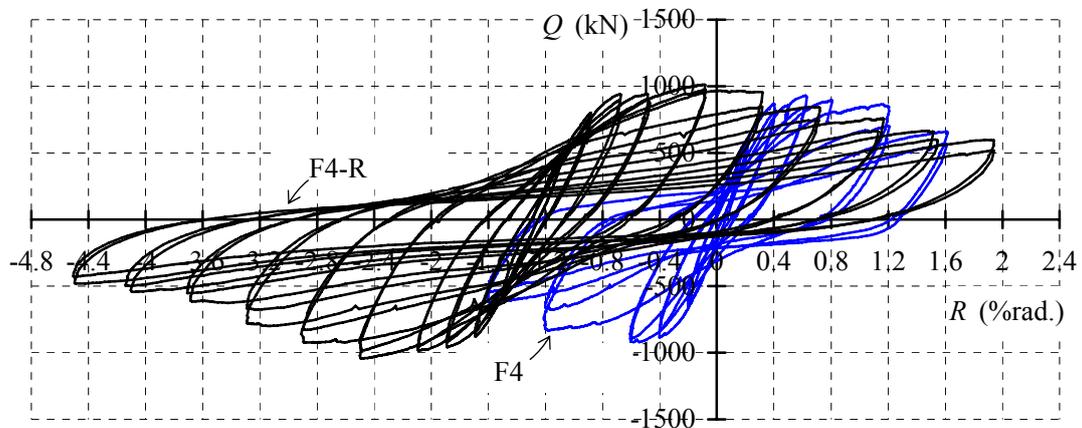
F4 試験体、F4-R 試験体は、無補強試験体と比較して最大耐力と剛性が大きく向上しており、低強度コンクリートを有する既存 RC 骨組に対しても、ハイブリッド耐震補強工法によって補強の効果が表れていることがわかる。



(a) F4, 無補強試験体⁷⁾



(b) F4-R, 無補強試験体⁷⁾



(c) F4, F4-R

図 3.5-1 履歴曲線

F4 試験体と F4-R 試験体を比較すると、補修によってほぼ等しい剛性に回復することが可能であり、既存躯体の柱および接合部のパンチング破壊を免れ、鉄骨ブレースの補強効果を十分に発揮できるような設計が行なわれた場合は、最大耐力が大きくなり、最大耐力以降のじん性も向上することが確認された。

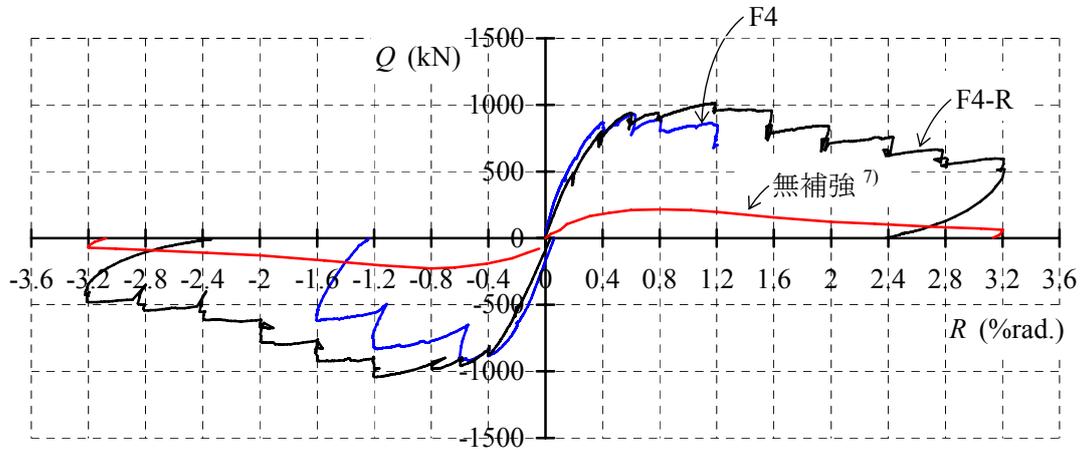


図 3.5-2 骨格曲線

3.6 終局耐力

F4 試験体, F4-R 試験体および無補強試験体それぞれの最大耐力の実験値を表 3.6-1 に示す。

F4 試験体, F4-R 試験体とも無補強試験体の最大耐力を上回っていることがわかる。また, F4 試験体と F4-R 試験体は破壊の様相が異なっていることが確認されているが, 破壊モードの違いにより, 最大耐力に達する時の層間変形角の大きさが異なることがわかる。

表 3.6-1 最大耐力の実験値

試験体	最大耐力 Q_{max} (kN)		最大耐力時の層間変形角 R_{Qmax} (%rad.)	
	正	負	正	負
F4	931	-936	0.62	—
F4-R	1013	-1043	1.19	-1.20
無補強 ⁷⁾	200	-215	0.74	-0.80

3.7 まとめ

骨組実験の結果より、以下の知見が得られた。

- 1) 柱梁接合部の設計の違い（補修前と補修後）により、骨組全体の破壊モードが大きく変わる。
- 2) 柱あるいは柱梁接合部がパンチング破壊を生じる場合と比較して、パンチング破壊を生じない場合は、最大耐力および最大耐力に達する時の層間変形角が大きくなり、じん性も向上する。
- 3) 補修前および補修後の骨組の剛性は、ほぼ等しく、補修によって骨組の耐震性能の回復が図れる。
- 4) ハイブリッド耐震補強工法を低強度コンクリートを有する既存 RC 骨組に適用することで、最大耐力以降の急激な耐力低下もなく、骨組の最大耐力を大きくすることが可能である。

参考文献

- 1) 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，2001.1
- 2) 毛井崇博，宮内靖昌：接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性，日本建築学会構造系論文集，第 539 号，pp103-109，2001.1
- 3) 益尾潔，小宮敏明：接着接合と間接接合併用工法による鉄骨増設ブレースの補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp1651-1656，2000.6
- 4) 菊田繁美，三輪明広，中原理輝，向井幸一：鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp1183-1188，2008.6
- 5) 須賀俊順，細川洋治ほか：既存建物の耐震補強に関するディスク型高性能せん断接合方法の実験的研究 その 2～その 3，日本建築学会大会学術講演梗概 C-2，pp.293-296，2008.9
- 6) 低強度コンクリートに関する特別研究委員会：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会中国支部，2008.2
- 7) 石村光由，貞末和史，藤井稔己，宮内靖昌，南宏一：鉄骨ブレース補強した低強度コンクリート学校校舎の耐震強度に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 第 74 巻 第 644 号，pp.1813-1820，2009.10
- 8) 耐震補強システム工事グループ：ハイブリッド耐震補強工法枠付き鉄骨ブレースの設計・施工指針，2001.7
- 9) 根口百世，南宏一ほか：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp157-162，2007.6
- 10) 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診断基準同解説，2001.1