

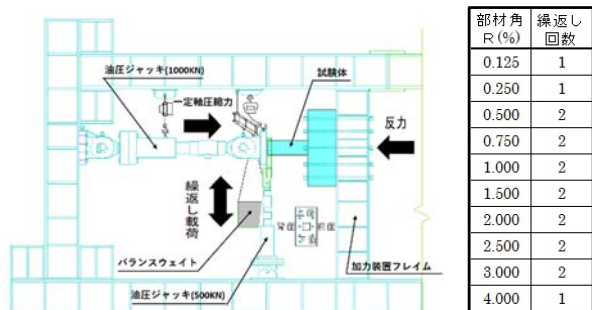
表－1 基準試験体・損傷試験体と補強試験体の詳細

年度	基準試験体	損傷試験体	補強試験体
2019	名称：R19-0 軸力比： $\eta=0.1$ $\sigma_B(N/mm^2)$ ：24	ひび割れ： せん断破壊ひび割れ有 残留変位：無 劣化度区分：III	名称：R19-0-PP1' 軸力比： $\eta=0.1$ $\sigma_B(N/mm^2)$ ：27 $F_{c,add}$ ：49 ⇒ 高性能 AE減衰剤使用
2020	名称：R20-0 軸力比： $\eta=0.2$ $\sigma_B(N/mm^2)$ ：23	ひび割れ： せん断ひび割れ有 付着割裂ひび割れ有 残留変位：有 $R=3\%$ 劣化度区分：III	名称：R20-0-PP1' 軸力比： $\eta=0.2$ $\sigma_B(N/mm^2)$ ：26 $F_{c,add}$ ：42 ⇒ 高性能 減衰剤使用

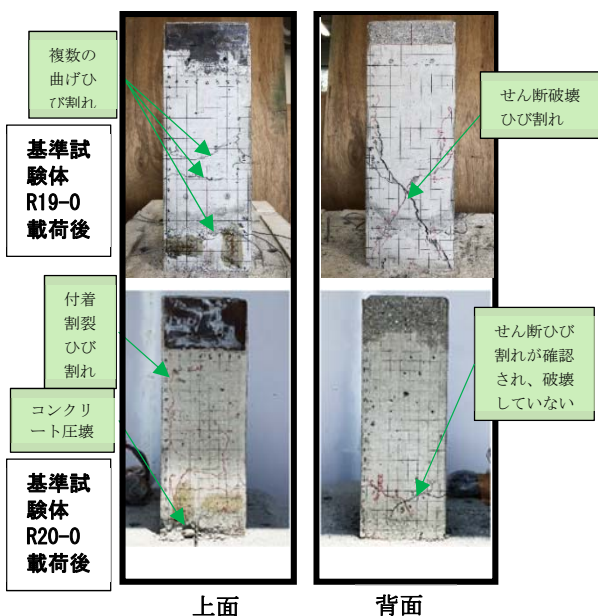
注： σ_B ：載荷時RC柱のコンクリート圧壊強度
 $F_{c,add}$ ：載荷時増し打ちコンクリートの圧壊強度

表－2 鋼材の力学特性

		$a[mm^2]$	$\sigma_y[N/mm^2]$ R19/R20	$\varepsilon_y[\%]$ R19/R20
柱主筋	D10	71	353/358	198/191
	D13	127	343/394	193/193
PC鋼棒	9.2 ϕ	66	795	201
補強鋼板	2.3t		382	200



図－2 加力装置及び載荷プログラム



写真－1 損傷試験体の破壊状況（損傷度 III）⁵⁾

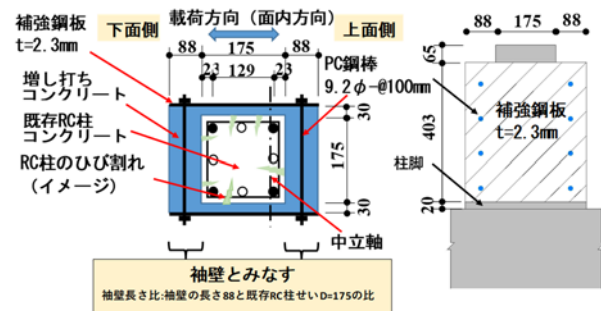
基準試験体 R20-0 は、背面において斜め方向のせん断ひび割れが確認されたが、せん断破壊に至っていなかった。載荷は部材角 $R=\pm 3\%$ まで継続し、その時点において更に主筋沿いの付着割裂ひび割れが表れた。また、損傷試験体に残留変位を残させるために、押し側に部材角



(a)補強型枠設置状況

(b)補強した試験体

写真－2 損傷試験体の鋼板サンドイッチ工法補強



図－3 補強した既存 RC 柱断面の詳細

$R=4.0\%$ まで載荷した後に除荷した。最終に確認した柱頭部残留変位約 15mm であり、部材角 $R=3.0\%$ に相当する。

写真－1 に示す損傷試験体に対して、写真－2 に示すように、補強鋼板および型枠を設置し、その中に設計基準強度 $36N/mm^2$ の増し打ちコンクリートを充填し、補強試験体を製作した。補強試験体を年度ごとに R19-1'-PP1' と R20-0-PP1' と称する。補強された試験体の断面および立面詳細を図－3 に示す。補強鋼板と既存 RC 柱表面の距離を 30mm とし、片側に 4 本ずつの 9.2 ϕ の PC 鋼棒を用いて鋼板を緊結している。PC 鋼棒には、初期ひずみとして手締め可能な 1000μ を導入している。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊モード

基準試験体は、せん断破壊先行型試験体として計画したが、載荷時のコンクリート強度 ($23\sim 24N/mm^2$) は設計基準強度 ($15N/mm^2$) を大幅に超過したなどの原因で、基準試験体 R19-1' は、曲げ降伏後のせん断破壊モードとなった。基準試験体 R20-0 は、曲げ降伏後にせん断ひびわれ、主筋沿いの付着割裂ひび割れも確認された。

鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体 R19-1'-PP1' と R20-0-PP1' は、載荷実験の結果、部材角 $R=0.125\%$ において柱脚に初期曲げひび割れが確認された。その後、正負繰返し変位の増加に伴ってこの初期曲げひび割れが大きくなっている。図－3 に示す柱脚以外では、増し打ちコンクリートのひび割れ・鋼板と増し打ちコンクリートとのずれの及び PC 鋼棒の変状などは確認されなかった。補強された範囲が剛体のように挙動し、鋼板と増し打ちコ

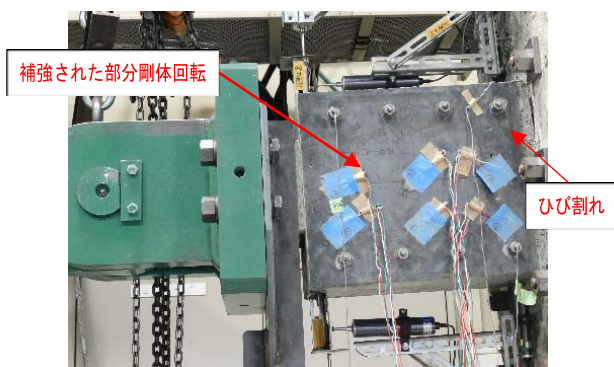


写真-3 補強試験体の破壊モード

ンクリートおよび損傷 RC 柱との一体化が確認された。部材角 $R=3.0\%$ において、既存主筋の降伏に伴う大きな伸びが確認され、増打ちコンクリート範囲中にある中立軸に対して剛体回転が生じ、曲げ破壊モードが確認された。部材角 $R=3.0\%$ （1 回目载荷）時の全体状況および柱脚部ひび割れ発生状況を写真-3 に示す。また、その時点での柱脚部ひび割れの最大幅は 15mm 程度であることを確認した。

3.2 セン断力 V -部材角 R 関係

载荷実験で得られた基準試験体（R19-1'、R20-0）及び補強試験体（R19-1'-PP1'、R20-0-PP1'）のせん断力 V と部材角 R との関係を図-4 に示す。コンクリートの設計基準強度（ 15N/mm^2 ）を用いて計算した基準試験体のせん断余裕度は 0.8 であり、せん断破壊先行の試験体として計画していたが、载荷時のコンクリートの圧縮強度などの影響で、明確なせん断破壊現象（耐力の急な低下など）を確認することが出来なかった。そのため、基準試験体 R19-1' は $R=2.0\%$ 、R20-0 は $R=3.0\%$ までそれぞれ载荷することができた。また、基準試験体 R20-0 は $R=-1.0\%$ 時に圧縮側のコンクリートが圧壊されたため、引き方向载荷時の耐力増加は出来なかった。表-1 に示すように、基準試験体 R19-1' と R20-0 のコンクリート設計基準強度はほぼ同じであり、軸力比 $\eta=0.2$ で载荷した試験体 R20-0 の耐力 (61kN) は R19-1' (44kN) と比較し約 1.4 倍大きくなっている。軸力が増えるとせん断破壊が生じにくくなることが確認された。

一方、補強試験体 R19-1'-PP1' および R20-0-PP1' の平均耐力はそれぞれ 99kN 、 132kN となり、それぞれの基準試験体と比較し、両方とも約 2.2 倍の増加となっている。軸力比 $\eta=0.2$ で载荷した補強試験体 R20-0-PP1' の耐力を、軸力比 $\eta=0.1$ の補強試験体 R19-1'-PP1' と比較して約 1.3 倍増大した。また、R20-0-PP1' の V - R 関係が R19-1'-PP1' と比較し、地震時エネルギー吸収能力が若干大きくなっている。但し、R20-0-PP1' の押し側の耐力は小さかった原因が、元々 $R=3.0\%$ の頭部残留変位があったからと考えられる。

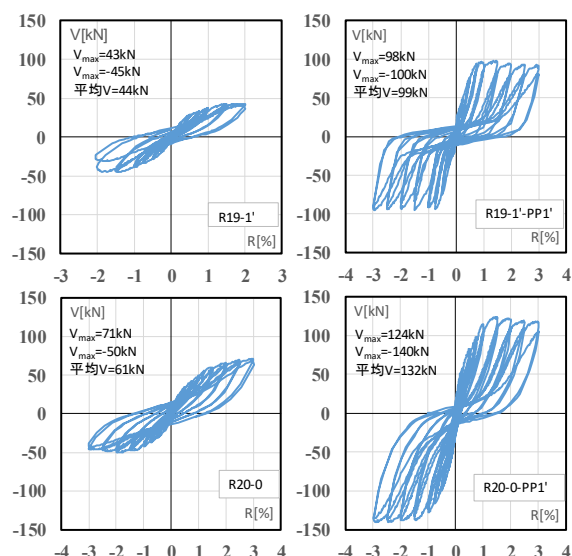


図-4 セン断力 V と部材角 R との関係

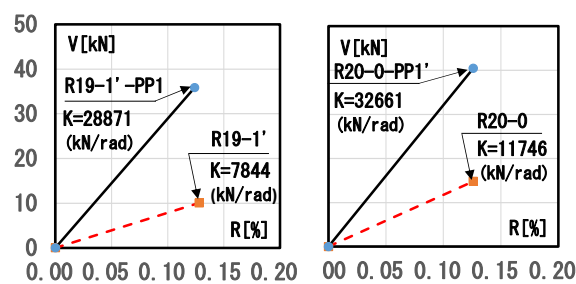


図-5 初期水平剛性 K と部材角 R との比較

3.3 初期水平剛性の比較

図-4 に示す V - R 関係において、初期曲げひび割れ発生時のせん断力 V とその時点の部材角 R との比を初期水平剛性 K と定義し、その結果を図-5 に示す。図-5 より、基準試験体 R20-0 ($K=11746\text{kN/rad}$) と R19-1' ($K=7844\text{kN/rad}$) 比較し、初期水平剛性が約 1.5 倍増加し、作用軸力が大きい場合、曲げひび割れが発生しにくいことを示唆している。補強試験体 R19-1'-PP1' ($K=28871\text{kN/rad}$) と基準試験体 R19-1' ($K=7844\text{kN/rad}$) と比較し、初期曲げひび割れ発生時のせん断力が約 3.5 倍、初期水平剛性が約 3.7 倍増加した。また、補強試験体 R20-0-PP1' ($K=32661\text{kN/rad}$) と基準試験体 R20-0 ($K=11746\text{kN/rad}$) と比較し、初期曲げひび割れ発生時のせん断力が約 2.7 倍、初期水平剛性が約 2.8 倍増加した。耐震性能の重要指標として、鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体の初期水平剛性が大きく増加したことが検証できた。

3.4 スケルトンカーブの比較

各試験体の V - R 関係から求めた押し側のスケルトンカーブを図-6 に示す。図-6 より、補強試験体 R19-1'-PP1' の最大せん断力が基準試験体 R19-1' と比較し、2.5 倍程度増大している。耐力後の耐力低下が 10% 以内に留まっ

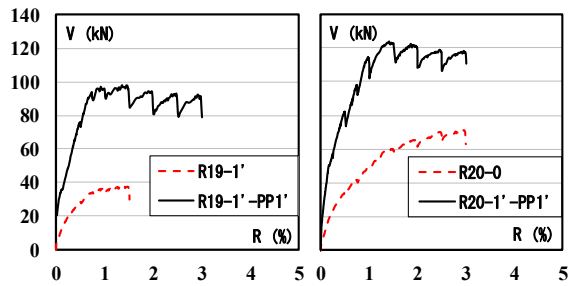


図-6 スケルトンカーブの比較

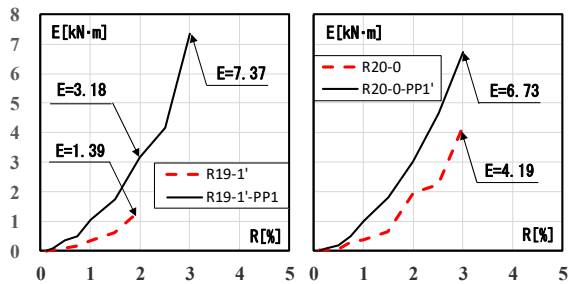


図-7 履歴エネルギー吸収能力の比較

ている。補強試験体 R20-0-PP1' の最大せん断力が基準試験体 R20-0 と比較し、2.0 倍程度増大しており、耐力後の耐力低下が 10% 以内に留まっている。

3.5 履歴エネルギー吸収能力の比較

各試験体の V - R 関係から計算した履歴吸収エネルギー量を図-7 に示す。履歴エネルギー吸収量は各サイクルの履歴曲線の面積を累積したものである。基準試験体 R19-1' の履歴エネルギー吸収量は約 $1.39\text{kN}\cdot\text{m}$ であることと比較し、部材角 $R=2.0\%$ において補強試験体 R19-1'-PP1' の履歴エネルギー吸収量は $3.18\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。その増加は約 2.3 倍である。部材角 $R=3.0\%$ において、基準試験体 R20-0 の履歴エネルギー吸収量は約 $4.19\text{kN}\cdot\text{m}$ であることと比較し、補強試験体 R20-0-PP1' の履歴エネルギー吸収量は $6.73\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。その増加は約 1.6 倍である。

以上の実験結果から、基準試験体と比較し、鋼板サンドイッチ工法を用いた補強試験体の地震時エネルギー吸収能力が大幅に向上できる。

3.6 増打ちコンクリートの軸力負担率

損傷した RC 柱に対して鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を行うため、既存 RC 柱と増打ちコンクリートとの一体化が図れる。そのために載荷実験の際に既存 RC 柱柱頭に加わった軸力が増打ちコンクリートまで伝達することを期待している。柱脚付近の増打ちコンクリート（フランジ面）に貼りつけたコンクリートゲージの測定結果と部材角 R との関係を図-8 に示す。一定軸力による増打ちコンクリートの圧縮ひずみは、補強試験体 R19-1'-PP1' においては 34μ であり、R20-0-PP1' においては、

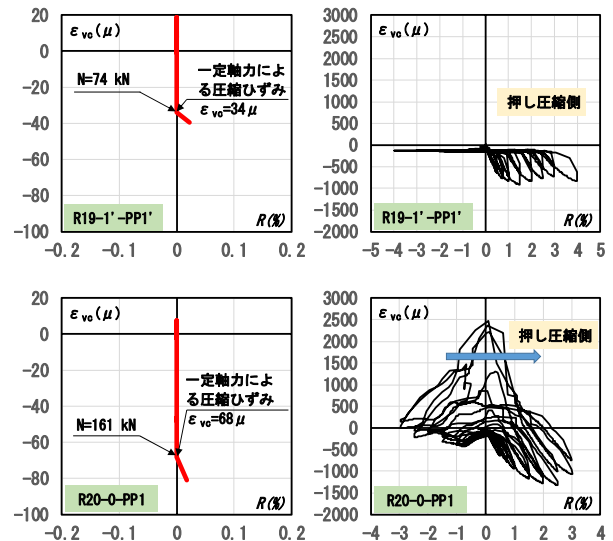


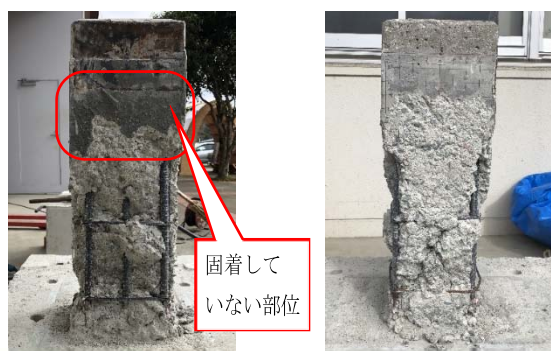
図-8 増打ちコンクリートの負担軸力

68μ である。R20-0-PP1' の軸力比が $\eta=0.2$ であるため、増打ちコンクリートに生じた圧縮ひずみが 2 倍程度増加したものと考える。コンクリートのヤング係数を $2.0 \times 10^4\text{N/mm}^2$ として計算した増打ちコンクリートの圧縮応力度は、補強試験体 R19-1'-PP1' では 0.68N/mm^2 、R20-0-PP1' では 1.36N/mm^2 となり、これを増打ちコンクリートの断面積と乗じて算出した負担軸力は両方とも作用軸力の約半分となる。

3.7 補強試験体の一体化確認

鋼板サンドイッチ工法を大地震で大きく損傷した RC 柱の耐震補強に適用する場合、施工条件による影響がなく、増打ちコンクリートと既存 RC との一体化の確保が必要である。そのため、本年度では、施工性による補強試験体の一体化を検討するために、増打ちコンクリートの調合条件を、骨材・セメント・水の使用は同量とし、文献 6) とは異なる混和剤を使用した。補強試験体 R19-1'-PP1' には高性能 AE 減水剤（標準型 I 種）、R20-0-PP1' には高性能減水剤（I 種）を使用し、増打ちコンクリートを調合した。高性能 AE 減水剤（標準型 I 種）を使用したコンクリートは粘りのある流動性も良いコンクリートが得られ、増打ちコンクリートの打設も容易にできた。しかし、本年度の高性能減水剤（I 種）を用いたコンクリートは、練り混ぜ後すぐに流動性を失い、コンクリートの凝結及び硬化が速かった。そのため、増打ちコンクリートの打設も困難なものとなった。

実験終了後に補強鋼板と増打ちコンクリートとの付着状況を確認した。その結果、両試験体共に、縞鋼板と増打ちコンクリートとがよく固着しており、付着が切れる箇所は確認されなかった。更に削岩機で増打ちコンクリートを取り除き、増打ちコンクリートと既存 RC との一体化を確認した。その結果を写真-4 に示す。



下面(フランジ) 前面(ウェブ)
(a)R19-1'-PP1'の増し打ちコンクリート除去後状況



下面(フランジ) 前面(ウェブ)
(b)R20-0-PP1'の増し打ちコンクリート除去後状況

写真-4 補強試験体の一体化確認

補強試験体 R19-1'-PP1' は、柱頭部付近に完全に固着していない箇所が確認され、それ以外の箇所はしっかり固着しており、増打ちコンクリートを剥がすと、既存 RC 柱の表面コンクリートと一緒に剥がれた。補強試験体 R20-0-PP1' は、既存 RC 柱の四面の全補強範囲において増打ちコンクリートと既存 RC との一体化が確認され、増打ちコンクリートを剥がすと、既存 RC 柱の表面コンクリートと一緒に剥がれた。

3.8 PC 鋼棒のひずみ変化

補強鋼板と増打ちコンクリートおよび既存 RC 柱の一体化を図るために、載荷直前において PC 鋼棒に手締め可能な 1000μ の初期ひずみを導入した。PC 鋼棒の緊張力は補強鋼板を通して増打ちコンクリートに横拘束圧を与え、鋼板と増打ちコンクリートとのずれ防止と同時に増打ちコンクリートに能動的な横拘束効果を与えた。そのために、荷重の変化に伴って PC 鋼棒の緊張力維持が必要である。載荷荷重に伴う PC 鋼棒のひずみ変化と部材角 R との関係を図-9 に示す。図中赤○で囲まれた PC 鋼棒にはひずみゲージを貼りつけ、ひずみ導入時の PC 鋼棒におけるひずみ管理を行った。トルクレンジですべての PC 鋼棒に同じトルクで緊張し、ひずみ管理のある 2 本の PC 鋼棒の平均ひずみが約 1000μ となるように行った。図-9 に示す実験結果からわかるように、載荷荷重に伴って、PC 鋼棒のひずみ変化が見られたが、その変

化量が 10%以内に留まった。従って、PC 鋼棒が載荷荷重の変化に追跡でき、初期導入したひずみをほぼ維持できた。

3.9 補強鋼板のひずみ

補強鋼板は増打ちコンクリートと既存 RC 柱との一体化を図る役割以外に、直接せん断力を負担する役割もある。そのために、本研究では補強鋼板に縞鋼板を用い、縞鋼板の縞目模様を増打ちコンクリート側に取り付けた。図-10 に示すように、鋼板用三軸ひずみゲージを用いて、載荷荷重に伴う補強鋼板のひずみ変化を計測した。ひずみゲージは補強した試験体の軸力中心位置において、柱脚部から 70mm の位置から 152mm の間隔で 1 列 3 枚を貼りつけ、88mm 離れた横にもう 1 列を貼りつけた。すべての三軸ひずみゲージの 1 軸は載荷方向に合わせて貼りつけた。補強試験体 R20-0-PP1' の 5 番ひずみゲージの計測結果に乱れが生じたが、そのほかはほぼ同ような結果が計測できた。一例として柱脚付近に貼り付けた 6 番の三軸ひずみゲージの計測結果を図-11 に示す。その結果、載荷方向と同じ方向のひずみ (6-1) および載荷方向と 45° 方向に生じるひずみ (6-3) が正の結果となり、繰り返し載荷方向と関係なく、一定のせん断力を負担していることを示唆している。載荷方向と垂直となる方向 (一定軸力作用方向) のひずみ (6-2) は、つねに負の結果となり、正負繰り返し荷重および一定軸力による圧縮ひずみが生じていた。しかし、各方向の最大ひずみが、

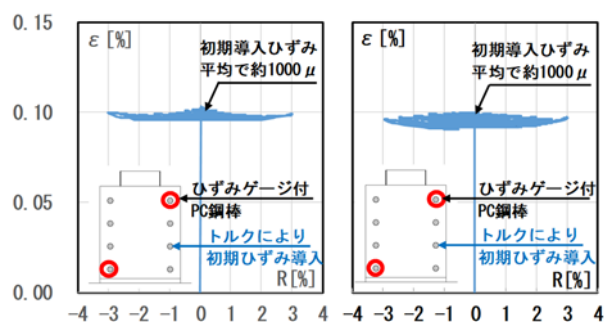


図-9 PC 鋼棒のひずみ ε と部材角 R との関係

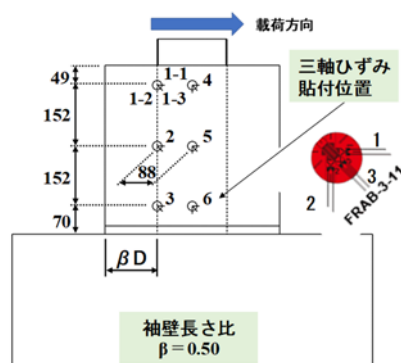
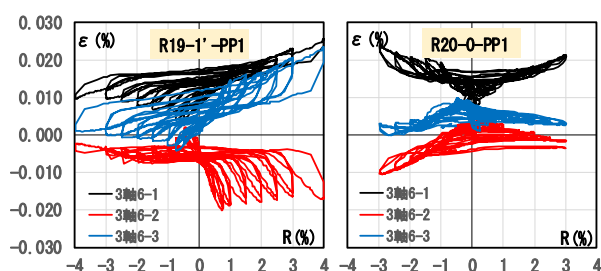


図-10 三軸ひずみゲージの貼り付け位置



図ー11 補強鋼板に貼り付けた三軸ひずみゲージ

0.02%程度である。図ー11に示す補強試験体 R19-1'-PP1' および R20-0-PP1' の部材角 $R=3.0\%$ における3方向ひずみより算出した最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ はそれぞれ 0.052%, 0.035%である。応力に換算してそれぞれ 104, 71N/mm² である。これは鋼板の降伏応力度の約 1/3~1/5 である。

4. おわりに

本論文では、損傷度 III に相当する大地震で大きく損傷した試験体に対し、鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を実施し、載荷実験を行った。一定軸力比($\eta=0.1, 0.2$)、残留変形の有無および増打ちコンクリート施工性（混和剤の種類）をパラメーターとして、文献5)の実験結果との比較検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 基準試験体 R19-1' と R20-0 を比較し、軸力比の大きい試験体 R20-1 の耐力は約 1.2 倍大きくなり、軸力比の大小が基準試験体の破壊モードに多少影響を与えているものと考えられる。
- (2) 鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体の曲げ耐力は、それぞれの基準試験体と比較すると約 2.2 倍の増加が確認され、 $V-R$ 関係から変形能力および靱性の大幅の改善が確認された。
- (3) 初期ひび割れ時のせん断力とその時の部材角 R の比で定義した初期水平剛性が、基準試験体と比較し、補強試験体が 2.8~3.7 倍上昇した。
- (4) 補強した試験体の履歴エネルギー吸収力は、それぞれの基準試験体と比較して、補強試験体 R19-1'-PP1' は 2.3 倍、R20-0-PP1' は 1.6 倍上昇した。
- (5) 補強試験体の耐力増加およびエネルギー吸収能力の増加などから総合的判断すると、試験体 R20-0-PP1' 柱頭部の残留変位 ($R=3\%$) の影響は少ないが、押し側の耐力上昇が少なかった。
- (6) 補強試験体 R20-0-PP1' の耐力増加や変形能力などから判断すると、増打ちコンクリートの種類および施工性の良し悪しは、増打ちコンクリートと既存 RC との一体化および耐震性能に影響を及ぼすことは殆どなかった。
- (7) 本工法のデバイスである補強鋼板に生じた最大せん断ひずみは約 800 μ となり、一定のせん断力を負担していることがわかった。また、PC 鋼棒の初期導入ひずみの変動が 10%以内であるため、大地震時においても PC 鋼棒による横拘束効果が期待できると考える。

謝辞

本実験は 2019 年度および 2020 年度有明高専本科生の卒業研究に併せて実施したため、試験体準備及び載荷実験に際し、卒業生の諸氏の協力を頂いた。また、専攻科生の稲葉淑貴君、中村友哉君の協力を頂きました。試験体製作に関しては、熊本県荒尾市にある三池生コンクリート工業株式会社から多大のご支援を頂いた。ここで関係者に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tetsuo YAMAKAWA, Md. Nafiur RAHMAN, Kozo NAKADA and Yoichi MORISHITA : Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid-walls, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.131-138, 2006-12.
- 2) 金田一男, 他 4 名 : PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ補強法により補強した既存 RC 柱の耐力評価, その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp. 421-422, 2018. 7
- 3) 中村友哉, 金田一男, 中田幸造, 上原修一 : PC 鋼棒により緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No. 2, pp. 787-792, 2020.7
- 4) 稲葉淑貴, 金田一男, 中田幸造, 山川哲雄 : PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の曲げ耐力に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No. 2, pp. 793-798, 2020.7
- 5) 日本建築防災協会 : 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016. 3
- 6) 金田一男, 中田幸造, 下田誠也, 山川哲雄 : PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法による大地震で損傷した既存 RC 柱の耐震補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No. 2, pp. 799-804, 2020.7
- 7) 金田一男, 中田幸造, 山川哲雄, 下田誠也 : 大地震で損傷した RC 柱の鋼板サンドイッチ工法による耐震補強に関する研究, 第 20 回 コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム pp.61-66, 2020.10