

論文 鋼板サンドイッチ工法で補強した健全及び損傷 RC 柱の耐震性能

金田 一男*1・中田 幸造*2

要旨：著者らが鋼板サンドイッチ工法を大地震後の損傷既存 RC 柱の応急兼恒久耐震補強に適用する研究を行っている。本論文は鋼板サンドイッチ工法を用い、健全の RC 柱 2 体と損傷した RC 柱 2 体に対して耐震補強を実施し、載荷実験を行い、その耐震性能を検討した。本研究のパラメーターは RC 柱の損傷の有無及び袖壁長さ比 β とした。また、RC 柱表面から補強鋼板までの距離を $t_{add}=60\text{mm}$ とし、増設袖壁のある面内方向と直交する方向（以降：面外方向と称する）に載荷を行った。その結果、補強試験体の耐力は補強していない基準試験体より 1.8～2.2 倍大きくなっており、補強した損傷 RC 柱と健全 RC 柱の耐震性能がほぼ同等である。

キーワード：ピロティ建物, 損傷 RC 柱, 耐震補強, 鋼板サンドイッチ工法, 面外方向

1. はじめに

金田らは PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法（以降：鋼板サンドイッチ工法と称する）を損傷した RC 柱の耐震補強に適用し、鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱の増設袖壁のある方向（以降：面内方向と称する）及び面内方向と直交する面外方向の耐震性能を示している^{1)~4)}。文献 1) に示す研究成果より、鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱の面内方向における曲げ耐力、初期水平剛性及び履歴エネルギー吸収能力などの耐震性能が、袖壁長さと RC 柱のせいとの比である袖壁長さ比 β の増大に伴って 2 倍以上増大できる。鋼板サンドイッチ工法を損傷 RC 柱に適用した研究成果を文献 2) に示し、補強された損傷 RC 柱の耐震性能の向上が確認されている。文献 3) は、計 4 体の損傷レベルの異なる（損傷度 II～V）試験体に対して、鋼板サンドイッチ工法（袖壁長さ比 $\beta=0.50, 0.75$ ）を用いて耐震補強を行い、一定軸力（軸力比 $\eta=0.2$ ）下の正負繰返し載荷実験を行い、各補強試験体の耐震性能向上を更に検証した。文献 4) は、RC 柱表面から補強鋼板までの距離を $t_{add}=30\text{mm}$ とし、鋼板サンドイッチ工法で補強した健全 RC 柱に対し、面外方向に載荷し、その耐震性能を示している。面内方向におけるせん断耐力は β の増大に応じて 2～4 倍程度向上できるが、面外方向におけるせん断耐力の向上は β の増大と直結していない。本文では $\beta=0.50, 0.75, t_{add}=60\text{mm}$ の条件で、健全の RC 柱 2 体と損傷した RC 柱 2 体に対して鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を実施し、面外方向に載荷し、その耐震性能を示す。

2. 実験計画

2.1 基準試験体

比較対象となる基準試験体（図-1）は文献 4) に示す基準試験体（R20-0）と同じであるため、本文はその実験結果を比較の基準とする。新規に 4 体の基準試験体を製作

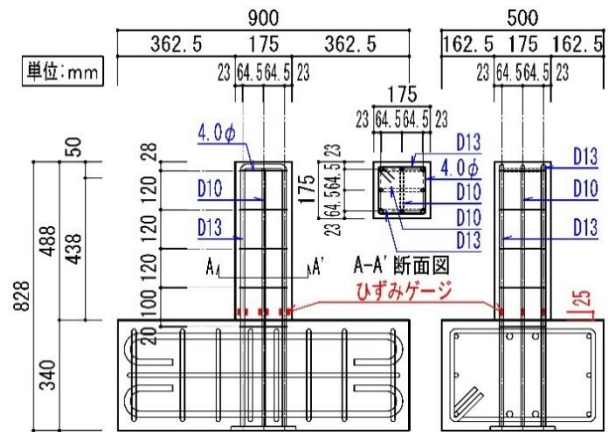


図-1 基準試験体の形状、寸法及び配筋詳細⁴⁾

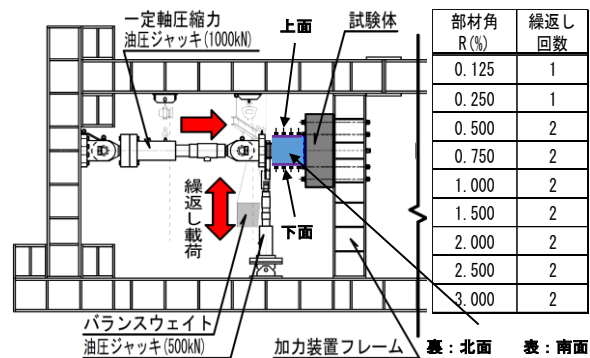


図-2 加力装置及び載荷プログラム

し、2 体は健全の状態、残った 2 体は損傷させた後に耐震補強を行う。基準試験体の柱断面は $b \times D=175 \times 175\text{mm}$ であり、スタブ表面からの柱の高さは 488mm である。柱に 4-D13（四隅）と 4-D10 の主筋（主筋比： $p_g=2.59\%$ ）、 $4.0\phi - @120$ の帯筋（帯筋比： $p_w=0.12\%$ ）を配置している。図-2 の載荷装置及び載荷プログラムに示すように載荷し、繰返し荷重の載荷位置は柱頭部から 25mm の位置にしているため、載荷位置から算出した RC 柱のせん断スパン比が 2.65 である。

*1 有明工業高等専門学校創造工学科 教授・博士（工学）（正会員）

*2 琉球大学 工学部工学科 建築学コース 教授・博士（工学）（正会員）

2.2 損傷試験体

大地震により大きく損傷したピロティ建物の既存 RC 柱を模擬するために、また、文献 3) に示す損傷試験体の損傷状況との違いを図るために、実験室で以下に示す手順で損傷試験体を用意した。

(1) 製作した基準試験体 1 体を図-2 に示す荷重装置に取り付け、軸力 N のみ続けて与え、柱部を圧壊させる。この圧壊した RC 柱を大地震で大きく損傷した既存 RC 柱とする。写真-1 (a) はこのように用意した損傷 RC 柱 1 の損傷状況を示す。その結果、RC 柱の表面 (上面、図-2 参照) にひび割れが多数確認され、片側 (北面、図-2 参照) に一部の主筋の座屈及びコアコンクリートの剥落が確認される。また、柱頭部に 11mm の残留変位と約 4.4° の傾きが残っていた。しかし、材軸方向の平均長さは殆ど変わっていない。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に基づいて、この RC 柱は最もランクの高い損傷度 V と判断した⁵⁾。

(2) 製作した基準試験体のもう 1 体を、図-3 に示すように、 $t_{add}=0\text{mm}$ と $\beta=0.50$ の条件で鋼板サンドイッチ工法を用いて補強した (仮補強)。補強後の 28 日目に、図-2 に示す荷重装置に取り付け、一定軸力 $N=0.2bD\sigma_B$ を作用させ、面外方向に正負繰り返し荷重を行った。ここでは、 σ_B は後述する既存 RC 柱の荷重時コンクリート圧縮強度である (表-2 参照)。このように事前に補強してから荷重した理由は、RC 柱の柱脚部だけに曲げ破壊した損傷試験体を用意するためである。荷重実験の結果、最も引張側の主筋が降伏していたことがわかった。また、荷重



(a) 損傷 RC 柱 1 (b) 損傷 RC 柱 2
写真-1 損傷 RC 柱の状況写真

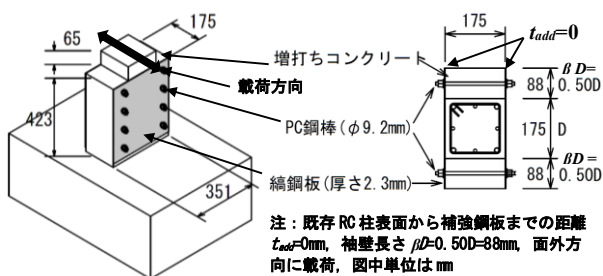


図-3 損傷試験体を用意するための事前補強

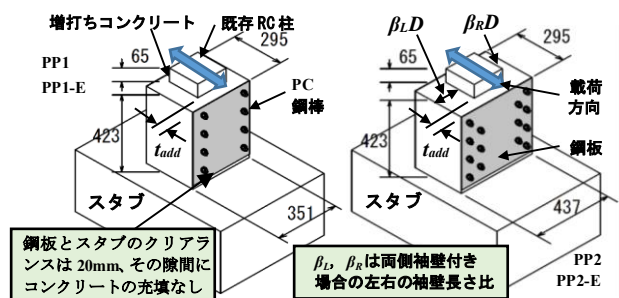
実験後に PC 鋼棒、補強鋼板及び増打ちコンクリートの除去作業を行った。除去作業を通して、荷重実験後も増打ちコンクリートと RC 柱がしっかりと密着していたことが確認している。写真-1 (b) に示すように、除去作業に伴って、コンクリート強度の低い RC 柱のかぶりコンクリートの一部が増打ちコンクリートに付随して剥がれている (主筋露出あり)。また、柱頭部に 7mm の残留変位と約 2.3° の傾きが残っていた。材軸方向の平均長さは殆ど変わっていない、損傷度は IV と判断した⁵⁾。この損傷 RC 柱 2 の一部の主筋が露出したため、補強後の主筋の挙動を把握するために主筋 (北面の露出主筋 3 本、柱脚から約 30mm の位置) にひずみゲージを貼り直した。

2.3 補強試験体

残った 2 体の基準試験体の RC 柱 (以降：健全 RC 柱 1, 2 と呼ぶ) 及び写真-1 (a), (b) に示す損傷 RC 柱 1, 2 に対して鋼板サンドイッチ工法を用いて耐震補強を行った。なお、損傷試験体 1, 2 のひび割れや剥がれたコンクリート、主筋の座屈箇所、残留変位は補修せずに耐震補強を実施した。全ての補強試験体は $t_{add}=60\text{mm}$ とした。健全 RC 柱 1 体と損傷 RC 柱 1 (写真-1 (a) 参照) は袖壁長さ比 $\beta_L=\beta_R=0.50$ で補強し、補強後の試験体名をそれぞれ R22-60-PP1, R22-60-PP1-E とした。健全 RC 柱 2 と損傷 RC 柱 2 (写真-1 (b) 参照) は $\beta_L=\beta_R=0.75$ で補強し、補強後の試験体名をそれぞれ R22-60-PP2, R22-60-PP2-E とした。以降の記述では「R22-60-」を省略する。補強試験体の形状・寸法・PC 鋼棒の配置を図-4 に示す。PP1 シリーズでは片側に 1 列 4 本の PC 鋼棒、PP2 シリーズでは片側に 2 列 7 本 (千鳥配置) の PC 鋼棒を配置した。図中の最も左下と右上の PC 鋼棒にひずみゲージを貼付け、荷重直前にすべての PC 鋼棒にレンチでナットを締め付け、ひずみゲージを貼りつけた 2 本の PC 鋼棒の平均ひずみが約 1000μ となるまでトルク管理で締め付けた。これは著者らの研究で手締め可能な範囲と考える。

2.4 補強試験体計画の目的と使用材料

補強試験体の計画目的と共に損傷試験体の詳細、袖壁長さ比、 t_{add} を表-1 に示し、基準試験体の RC 柱のコンクリート圧縮強度及び耐震補強に採用した増打ちコンク



(a) PP1 シリーズ ($\beta_L=\beta_R=0.50$) (b) PP2 シリーズ ($\beta_L=\beta_R=0.75$)

図-4 補強試験体の詳細と荷重方向 (⇔)

表一 試験体名・計画目的及び研究パラメーター

試験体	PP1	PP2	PP1-E	PP2-E
RC柱の損傷度	健全		V 残留変位11mm 柱頭傾き4.4°	IV 残留変位7mm 柱頭傾き2.3°
目的	耐震性能検証 PP1-E の比較対象	耐震性能検証 PP2-E の比較対象	耐震性能検証 β の影響検証 損傷度の影響	耐震性能検証 β の影響検証 損傷度の影響
$\beta_L = \beta_R$	0.50	0.75	0.50	0.75
t_{add} (mm)	60			

表二 コンクリートの力学特性

コンクリートの 圧縮強度 (N/mm ²)	面外試験体 R22-60-					
	PP1	PP2	PP1-E	PP2-E	平均	
4週	σ_B 18.8				18.8	
	σ_{Badd} 34.7		39.7		37.2	
載荷時	σ_B	22.2	22.9	24.4	23.8	23.3
	σ_{Badd}	39.7	40.5	44.1	44.3	42.2

注： σ_B =既存RC柱のコンクリート強度、 σ_{Badd} =増打ちコンクリート強度

表三 鋼材の力学特性

		a [mm ²]	σ_y [N/mm ²]	ϵ_y [%]	E_s [kN/mm ²]
柱主筋	D10	71	358	0.19	191
	D13	127	394	0.20	193
柱帯筋	4.0 ϕ	13	191		
PC鋼棒	9.2 ϕ	66.48	785		201
補強鋼板	2.3t	45.2	382	0.20	200

注： a :断面積、 σ_y :降伏強度、 ϵ_y :降伏点ひずみ、 E_s :ヤング係数、 t :鋼板厚さ

りートの圧縮強度(4週目、載荷時)を表二に、使用した鋼材の力学特性を表三に示す。表二より、基準試験体の設計基準強度を13.5N/mm²としたが、テストピースによる4週強度は18.8N/mm²となっている。また、耐震補強は二回に分けて行ったため、表二中に示す増打ちコンクリートの圧縮強度は僅かに異なっている。また、載荷時のRC柱及び増打ちコンクリートの平均圧縮強度はそれぞれ23.3、42.2N/mm²となっている。

表三に示す主筋(D10、D13)は全て市販しているSD345の異形鉄筋を使用する。補強鋼板(材質:SS400)の力学特性は、縞鋼板から加工した3枚の試験片(JIS Z 2201[1号試験片])の引張実験結果の平均値を示している。鋼板($t=2.3$ mm)及びPC鋼棒(9.2 ϕ)はすべて市販している最小規格のものとし、PC鋼棒の力学特性は、メーカーが提供した値を引用している。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊モード

全ての補強されたRC柱は載荷荷重の増加に伴って変形し、まず、部材角(柱高さに対する柱頭変位の比) $R = \pm 0.125\%$ において柱脚で初期の曲げひび割れを確認した。その後、補強されたRC柱の変形は柱脚断面のひび割れ箇所に集中した。 $R=3.0\%$ において生じた引張側の最

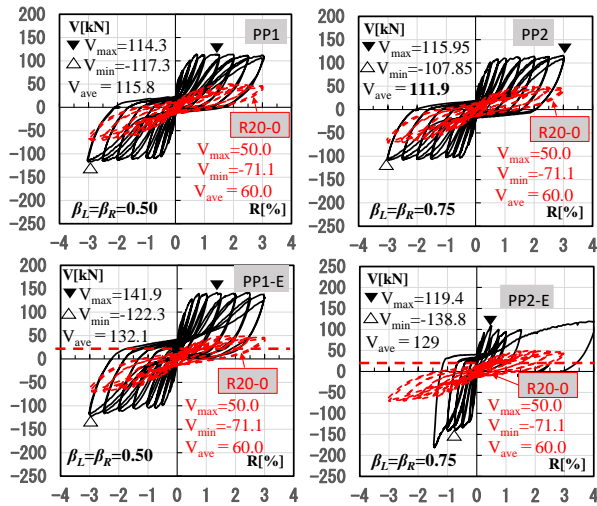
大ひび割れ幅は、補強試験体PP1、PP2では7~8mmに達し、引張主筋の引張降伏に伴う曲げ破壊モードを示した。補強試験体PP1-Eの最大ひび割れ幅は5~6mm程度であり、PP1、PP2と比較して僅かに小さかった。但し、破壊モードはPP1、PP2と同じであった。

PP2-Eは、部材角 $R=0.75\%$ の正載荷時に付け根から約100mmの位置に増打ちコンクリートにひび割れが確認され、それを要因として考えられる正負載荷時の最大ひび割れ幅は異なった。 $R=1.0\%$ (正載荷)時において生じた引張側の最大ひび割れ幅は3~4mm程度であり、 $R=-1.00\%$ (負載荷)時において生じた引張側の最大ひび割れ幅は10mmを超過した。 $R=-1.50\%$ (負載荷)時に最大ひび割れ幅が18mmに達し、柱脚近くに取り付けた柱高さ方向と直交する方向の変位計に約2mmの変位も確認された。RC柱の主筋が降伏した後に大きく伸び(後述するV-R関係から主筋がひずみ硬化領域に入ったと判断)、それに伴って、引張側のひび割れ幅及び深さが大きくなり、補強RC柱が柱脚断面でスタブに沿って全体変位が生じ、いわゆるパンチングシア破壊が発生した。文献3、4)に示す実験結果を踏まえ、パンチングシア破壊を観察されたのは初めてである。補強する前の損傷RC柱2は柱脚部で既に曲げ破壊したことは一因と考える(図-5参照)。

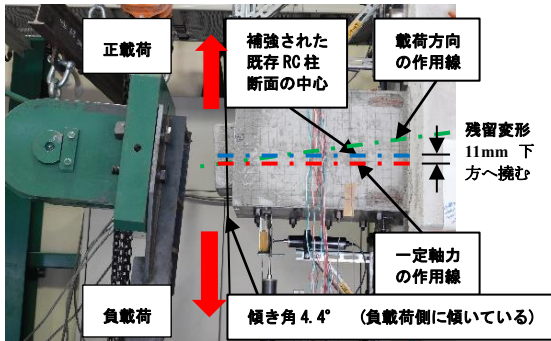
3.2 実験で得られたせん断力V-部材角R関係

補強試験体のV-R関係を図-5に示す。比較のために文献4)に示す基準試験体(R20-0)のV-R関係(破線)も同図に併記している。その結果、補強試験体の耐力は基準試験体より1.8~2.2倍大きくなっている。同図より、補強試験体PP1、PP2の正負載荷時のV-R関係は横軸に対して逆S字型分布となっており、部材角 $R=0.50\%$ の時点で最大せん断力に近い値が得られ、その後せん断力Vが僅か増大し、最大せん断力に達した後でも耐力低下は殆ど生じていない。補強試験体PP1、PP2のV-R関係を比較すると、3.1節に示した破壊モードがほぼ同じであることに加え、履歴曲線もほぼ同じである。但し、袖壁長さ比 $\beta=0.75$ の補強試験体PP2のせん断耐力平均値がPP1よりも僅かに小さく、 $\beta=0.50$ から $\beta=0.75$ まで大きくしても補強試験体のせん断耐力は殆ど変わらない結果である。

補強試験体PP1-Eの履歴関係は横軸に対して対称の逆S字型ではなく、V-R関係の重心は横軸より上方の破線位置にシフトしている。これは補強する前の損傷RC柱1の残留変位(残留変位:11mm、傾き:4.4°)によるものと考えられる。写真-2に示すように加力治具を柱頭(負載荷側に傾いている)に取り付けるため、残留変位の影響で、一定軸力の作用線が補強された柱脚断面中心より下方になる。そのために、一定軸力による初期の偏心曲げモーメントが生じる。この偏心曲げモーメントは正負載荷時のせん断力及びV-R履歴曲線の重心位置に関



図一五 せん断力 V -部材角 R 関係



写真一 残留変位による影響検討 (PP1-E)

与している。この試験体のせん断力平均値は $V_{ave}=132\text{kN}$ となり、 β が同じである健全 RC 柱 1 を補強した試験体 PP1 より約 15%大きくなっている。文献 3)に示す結論と同じく、増打ちコンクリートが損傷部へ充填し、それと RC 柱コンクリートとの一体化及び圧縮域の増打ちコンクリート強度が高いことが理由と考えられる 3)。

補強試験体 PP2-E は、部材角 $R=0.50\%$ (1 回目) の正載荷時に大きな音が発生した。その時点のせん断力は $V=108\text{kN}$ である。 $R=0.50\%$ の負載荷時には正載荷時の音は発生しなかった。その時点のせん断力 $V=-132\text{kN}$ であり、正載荷時と比較し 1.2 倍以上大きくなっている。 $R=0.50\%$ (2 回目) の正載荷時せん断力は $V=78\text{kN}$ となり、1 回目載荷時より約 30%低下し、PP1, PP2 の実験結果と比較し、2 回目の載荷時の耐力低下が非常に大きかった。それに対して、 $R=0.50\%$ (2 回目) の負載荷時せん断力は $V=-126\text{kN}$ となり、1 回目負載荷時と比較し、約 5%程度のせん断力低下となっている。 $R=0.75\%$ (1 回目) の正載荷時に再び大きな音が発生し、その時点のせん断力 $V=98\text{kN}$ であり、 $R=0.50\%$ (1 回目) 時より約 10%低下した。 $R=0.75\%$ (1 回目) の負載荷時のせん断力 $V=-139\text{kN}$ であり、 $R=0.50\%$ (1 回目) のせん断力 $V=-132\text{kN}$ より僅

かに増加した。しかし、 $R=-1.50\%$ (1 回目) の負載荷時において、大きなせん断力増加が確認された。これは引張側に生じた最大ひび割れ幅(18mm)に伴い、引張主筋がひずみ硬化領域に入ったからと考えられる。正載荷時にせん断力の増加有無を検証するため、 $R=4.00\%$ (1 回目) まで載荷して実験を終了した。 $R=4.00\%$ まで載荷しても正載荷側の耐力増加が確認できなかった。この試験体の部材角 $R=0.50\%$ (1 回目) と $R=0.75\%$ (1 回目) のせん断力平均値は $V_{ave}=129\text{kN}$ であり、正載荷時のせん断力が小さかったため、補強試験体 PP1-E より約 6%低くなっている。補強試験体 PP1-E と同様な理由で、 V - R 履歴曲線の重心が上方へ移動している。

部材角 $R=0.50\%$ (1 回目) 及び $R=0.75\%$ (1 回目) の正載荷時に発生した音及び V - R 関係から確認したせん断力の低下現象をもとに、引張側の主筋が断続的に破断したと判断したが、載荷実験後に PC 鋼棒、補強鋼板及び増打ちコンクリートを除去し、RC 柱の主筋を全て露出させ確認した結果、主筋の破断は確認できなかった。従って、音の発生源が未だに解明していない。

3.3 初期水平剛性及び PC 鋼棒の初期導入ひずみ

補強試験体の剛性増大は補強したプロティ建物の変形抑制に繋がるため、ここでは耐震性能の重要指標として検討する。本文では、目視によって初期曲げひび割れを確認し、そのときの V/R を初期水平剛性 (単位: kN/rad) と定義し、その計算結果を表一 4 に示す。同表には文献 4)に示す補強していない基準試験体 R20-0 の初期水平剛性も併記している。その結果、基準試験体の初期水平剛性 $1.16 \times 10^4 \text{kN/rad}$ に対して、補強試験体の初期水平剛性は $4.46 \sim 6.21 \times 10^4 \text{kN/rad}$ となり、すべての補強試験体は基準試験体より 4 倍程度の増大が確認された。また、PP1 と比較し、PP1-E, PP2-E の初期水平剛性が大きくなっている。この実験結果から、鋼板サンドイッチ工法を用いて補強した損傷 RC 柱の初期水平剛性が健全な RC 柱を補強した場合と同様に大きくなることがわかった。

図一 6 は PC 鋼棒の初期導入ひずみ (図中赤箇所) の平均ひずみ: 手締め可能な 1000μ を目標) 及び部材角 R に伴う PC 鋼棒のひずみ変化を示す。補強試験体 PP1, PP2 及び PP1-E の PC 鋼棒の初期導入ひずみはそれぞれ 1018, 1022 及び 1031μ であり、部材角 R に伴う変化量は非常

表一 4 せん断力 V -部材角 R 関係の初期水平剛性

試験体	初期曲げひび割れ確認時				初期水平剛性 (kN/Rad)	
	部材角 R (%)	せん断力 V (kN)			計算値	比率
		正載荷	負載荷	平均値		
文献 4)	0.125	14.2	14.7	14.5	11560	1.00
PP1	0.125	63.3	55.5	59.4	47520	4.11
PP2	0.125	54.9	56.6	55.8	44600	3.86
PP1-E	0.125	76.2	48.5	62.4	49880	4.31
PP2-E	0.125	69.5	85.8	77.7	62120	5.37

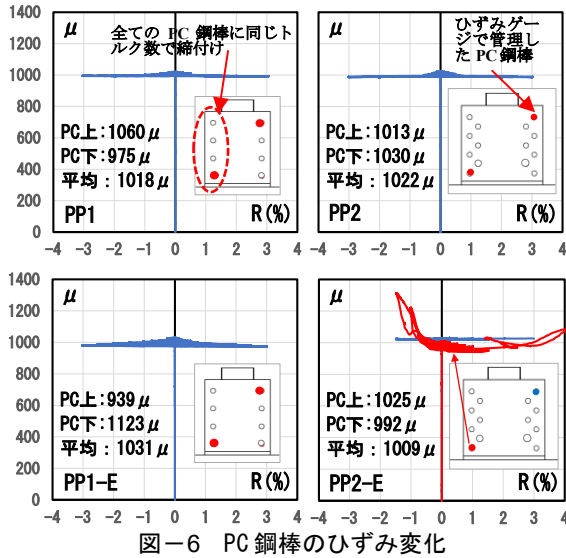


図-6 PC鋼棒のひずみ変化

に小さかった。面外方向に載荷する場合、PC鋼棒はせん断補強筋の役割を果たすが、補強された断面のせん断力は主にコンクリートによって負担されたこと、補強されたRC柱の破壊モードは柱脚での曲げ破壊であることを考え、PC鋼棒のひずみ変化が小さいことは理解できる。

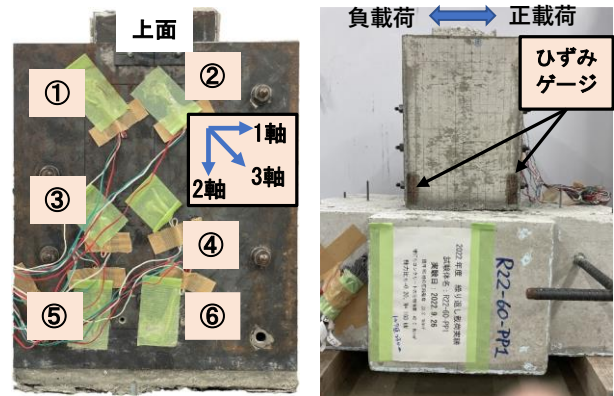
図-6の右下にある図は、補強試験体PP2-Eの下側及び上側PC鋼棒のひずみ変化についてそれぞれ示している。上側PC鋼棒のひずみは、部材角 R に伴う変化量は非常に小さいことがわかる。下側PC鋼棒のひずみは、負荷時の $R=-0.75\%$ から初期導入平均ひずみ(992 μ)を超過し、 $R=-1.50\%$ では1300 μ を超過した。左下側PC鋼棒の付近、PC鋼棒方向と平行に増打ちコンクリートにひび割れが生じたことは原因であると考えられる。耐震補強に用いた増打ちコンクリートの圧縮強度を高く設定しているため、大地震時に増打ちコンクリートの破壊は想定していない。増打ちコンクリートにひび割れが発生した原因は今後の課題とする。

3.4 鋼板の三軸ひずみゲージ及び増打ちコンクリートの圧縮ひずみゲージの実測結果

図-7(a)に示す補強試験体PP1の補強鋼板に貼り付けた三軸ひずみの測定結果を柱頭部①と②、柱脚部⑤と⑥を例として図-8に示し、図-7(b)に示す袖壁小口側の柱脚付近に貼り付けたコンクリート用ひずみゲージの計測結果を図-9に示す。

鋼板サンドイッチ工法に用いた補強鋼板は、面内方向においてせん断力を負担する役割がある。面外方向に載荷する場合、補強鋼板は補強されたRC柱断面のフランジに位置する。曲げ抵抗時には、鋼板が軸力を負担しないため、鋼板のひずみが小さいと考えられる。図-8に示す三軸ひずみの計測結果より各位置での主応力の大きさ及び方向を計算できるが、面外方向に載荷する場合、その結果の意味が薄い。ここでは柱頭部に貼り付けた三

軸ひずみゲージ(①, ②)及び柱脚部に貼り付けた三軸ひずみゲージ(⑤, ⑥)の各方向のひずみを示す。①, ②番は一定軸力の導入に伴って、どの方向においても50 μ 以下の小さい引張りひずみが確認され、一定軸力に伴って、鋼板が一定の膨張圧を受けたと理解される。①, ②番のひずみと比較し、柱脚部に貼り付けた三軸ひずみゲージ⑤, ⑥のひずみが大きくなっている。特に、一定軸力と同じ方向(2軸方向)では、最大で200 μ の圧縮ひずみが計測された。柱頭部に作用する軸力は、柱脚部に向かって分散し、増打ちコンクリートと一体化している鋼板に圧縮ひずみが生じたと理解できる。一方、⑤, ⑥番の1軸方向の引張りひずみが①, ②番のものより大きいことは、一定軸力が増打ちコンクリートへの伝達及び繰り返し荷重による圧縮力の合力に伴って大きくなったと理解できる。図-7(a)に示す鋼板は、図-2に示す加力装置で正負荷時に試験体の上方にあるため、正載荷時に圧縮フランジ側になる。そのために、図-8に示す1軸方向(2軸方向)のひずみが部材角 $R>0\%$ 側では R の増



(a) 鋼板三軸ひずみゲージ (b) コンクリート用ひずみゲージ

図-7 鋼板及び増打ちコンクリートのひずみ測定

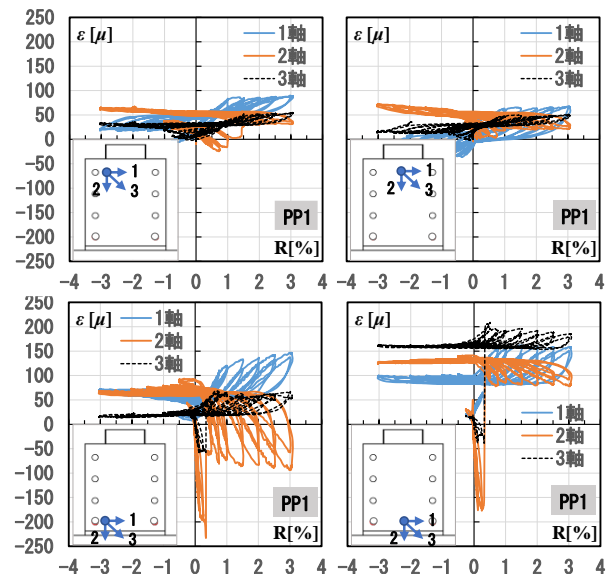


図-8 鋼板各部位のひずみ分布 (PP1)

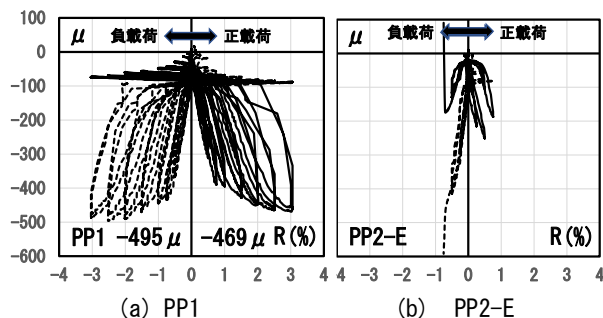


図-9 増打ちコンクリートの圧縮ひずみ

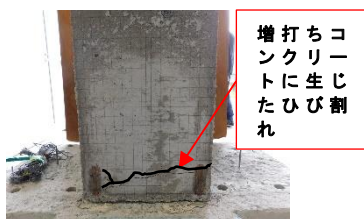


写真-3 増打ちコンクリートのひび割れ (PP2-E)

大に伴って大きく（小さく）なっている。いずれの方向においても生じたひずみが小さく、鋼板は弾性範囲で挙動していたことがわかる。

増打ちコンクリートの圧縮ひずみと部材角 R との関係を増強試験体 PP1 及び PP2-E について示す。正載荷する場合は、図-7 (b) に示すひずみゲージ①が圧縮側に位置し、負載荷する場合は、ひずみゲージ②が圧縮側に位置する。補強試験体 PP1 の場合では、正載荷する時の最大圧縮ひずみ約 -469μ であり、負載荷する時の最大圧縮ひずみ約 -495μ である。補強試験体 PP2-E の計測結果は図-9 (b) に示す。写真-3 に示すように、 $R=0.75\%$ 時点で増打ちコンクリートにひび割れが生じたため、計測不能となった。図-9 (a) に示すように、補強試験体 PP1 では、増打ちコンクリートに約 500μ の圧縮ひずみが生じているため、補強された RC 柱の全幅が圧縮力を受けることがわかる。

4. 終わりに

本論文は、鋼板サンドイッチ工法により補強した 2 体の健全 RC 柱及び 2 体の損傷 RC 柱の面外方向の荷重実験を行い、その耐震性能を比較的に検討した。明らかとなった知見を以下に示す。

- (1) 補強試験体の耐力は補強していない基準試験体より 1.8~2.2 倍大きくなっている。
- (2) 鋼板サンドイッチ工法により補強した PP1, PP2 及び PP1-E の PC 鋼棒のひずみ変化が小さかった。また、PP1 の補強鋼板及び増打ちコンクリートに生じたひずみも小さかった。
- (3) 鋼板サンドイッチ工法により補強した 2 体の健全

RC 柱の $V-R$ 関係はほぼ同じである。せん断耐力は $\beta=0.75$ の補強試験体の方が僅かに小さいため、 $\beta=0.50$ から $\beta=0.75$ まで大きくしても補強試験体のせん断耐力は殆ど変わらない結果である。

- (4) $\beta=0.50$ の補強試験体 PP1 と PP1-E を比較すると、大きく損傷した RC 柱 1 を補強した PP1-E のせん断耐力が PP1 より約 14% 増大している。鋼板サンドイッチ工法を大きく損傷した RC 柱の耐震補強に適用しても、健全 RC 柱を補強する場合と同等以上の耐震性能を確保できる。
- (5) 柱脚部曲げ破壊した損傷 RC 柱 2 を補強した RC 柱 PP2-E は、荷重時に増打ちコンクリートにひび割れが発生し、 $R=0.50, 0.75\%$ の正載荷時に異常の音も発生した。正負載荷時のせん断耐力に大きな差が生じ、柱脚断面でのパンチングシア破壊が確認した。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の令和 3 年度科学研究費助成金（基盤研究(C)21K04244）（研究代表者：金田一男）によって実施した。本実験は、有明高専の技術専門職員 田中三雄氏、技術職員 平田裕次氏及び金田研令和 4 年度の学生諸氏の協力を頂いた。試験体製作に関しては、有明高専建築コース准教授 下田誠也先生、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。ここに記して関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 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り補強した RC 柱の面内方向における耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.613~618, 2021.7
- 2) 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, 第 20 巻, pp.61~66, 2020.10
- 3) 平田裕次, 金田一男, 中田幸造, 田中三雄: 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損傷 RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.619~624, 2021.7
- 4) 黒田萌香, 金田一男, 中田幸造: 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 柱の耐震性能に関する比較的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 60 号, pp.421-424, 2022.3
- 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