

## ステンレス鉄筋使用パネルと PC ストランド併用による RC 柱のじん性補強工法

東京工業大学大学院 立石和也  
 日本コンクリート技術(株) 篠田佳男  
 フジミコンサルタント(株) 大嶋義隆  
 東京大学生産技術研究所 松本浩嗣  
 東京工業大学大学院 二羽淳一郎

### 1. はじめに

RC 柱の耐震補強工法として、鋼板巻立て工法や RC 巻立て工法が一般的である。しかし、鋼板巻立て工法では、鋼板が腐食する可能性があるため、施工後も定期的なメンテナンスが欠かせない。一方で、RC 巻立て工法は、コンクリートの増し厚により、断面の仕上がり厚さの増加が大きい。このため、建築限界の制限を満足できなくなることから適用不可となる場合もある。本工法は、図-1 に示すように、母材 RC 柱に PC ストランドを巻き立て、その周囲に細径のステンレス鉄筋を用いた高強度の薄肉モルタルパネルを設置し、内部を無収縮モルタルで充填するものである。本工法の利点は、汎用的で最細径である SUS304 ステンレス D4 鉄筋を曲げ加工したものを、パネル間の接合のためのループ継手かつスペーサとして利用し、パネルをモルタル充填時の型枠として利用できることである。そのため、母材 RC 柱に対する穴あけ等は不要となり、表面処理だけで施工可能である。PC ストランドは巻立てのみで施工可能で、これにより、鉄筋工・型枠組立・脱型が不要となり省力化が可能である。さらに、高強度薄肉モルタルパネルと細径のステンレス鉄筋を併用することで、巻立て厚が小さくても耐久性を確保し、建築限界の制限にも対応できるなどのメリットがある。

著者らは、本工法を RC はり試験体のせん断補強に適用し、無補強試験体と比較して、最大荷重が 3.0 倍程度まで向上することをすでに確

認している<sup>1)</sup>。

本研究では、帯鉄筋なしのせん断破壊型 RC 柱にこの補強工法を適用し、ステンレス鉄筋使用パネルと PC ストランドがじん性補強効果に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。そこでまず、ステンレス鉄筋使用パネル間の継手の性能について、図-1 に示すループ継手模擬部を有する RC はり試験体を用いて検討を行った。続いて、PC ストランド巻立て量とステンレス鉄筋使用パネルの有無を実験パラメータとして、補強 RC 柱の静的正負交番載荷試験を行い、補強効果を検討した。

### 2. 実験概要

#### 2.1 RC はり試験概要

RC はり試験では、3 体の試験体を作製した。実験パラメータは、ループ内への差込み筋の有無と、ループ同士の施工誤差の有無である。ループ継手には差込み筋が用いられるのが普通であるが、施工性を考慮すると、差込み筋は無い方がよい。また、施工時に隣接するパネルが上

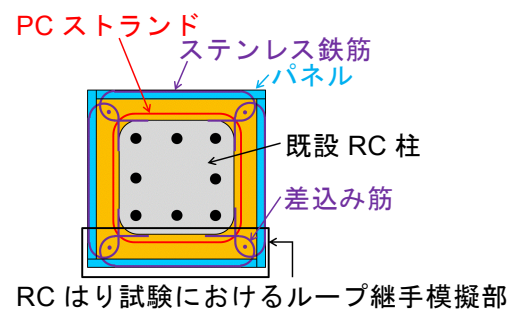


図-1 補強概念図

表-1 RC はり試験体一覧

試験体名	差込み筋有無	施工誤差(mm)	コンクリート		充填モルタル	パネルモルタル
			圧縮強度(MPa)	弾性係数(GPa)	圧縮強度(MPa)	圧縮強度(MPa)
I-E0	有	0	37.8	26.0	70.8	88.9
NI-E0	無	0	30.9	24.9	62.7	86.8
I-E25	有	25	36.6	31.1	57.3	81.7

下方向にずれる可能性を想定し、その影響についても検討した。RC はり試験体の一覧を表-1に示す。母材 RC はりは図-2のように、断面が200mm×200mm、せん断スパンが200mmである。ステンレス鉄筋使用パネルは、図-3のように、厚さ15mm、幅200mm、長さ300mmであり、図-1のループ継手部分を模擬するため、パネルのD4 ステンレス軸方向鉄筋(降伏強度561MPa)には曲げ加工がなされている。また、RC はりの下部にも同様に曲げ加工されたステンレス鉄筋を配置した。補強としては、RC はりの下面にステンレス鉄筋使用パネルを40mmの間隔を空けて設置し、隙間に無収縮モルタルを充填した。このRC はりの4点曲げ載荷試験を行い、図-2、図-3に示すパネル内軸方向ステンレス鉄筋のひずみを測定した。

## 2.2 RC 柱試験概要

### (1) RC 柱試験体概要

本研究では、3体の試験体を作製した。その一覧を表-2に示す。母材 RC 柱試験体は、図-4、図-5に示すように、柱部断面が200mm×200mmで、隅角部はPCストランドを巻き立てるために面取りを行っており、せん断スパンは700mm、せん断スパン比は4.24である。試験体に用いた軸方向鉄筋、PCストランド、ステンレス鉄筋の材料特性を表-3に、コンクリート、モルタルの力学特性を表-4に示す。実験パラメータは、PCストランド巻立て間隔とステンレス鉄筋使用パネルの有無である。

RC 柱の降伏時耐力、曲げ耐力は、側方鉄筋の圧縮力、引張力を考慮し算定した。また、コンクリートの圧縮合力の算定には、等価応力ブロックを用いた。

RC 柱のせん断耐力 $V_y$ 算定には、式(1)~(3)を

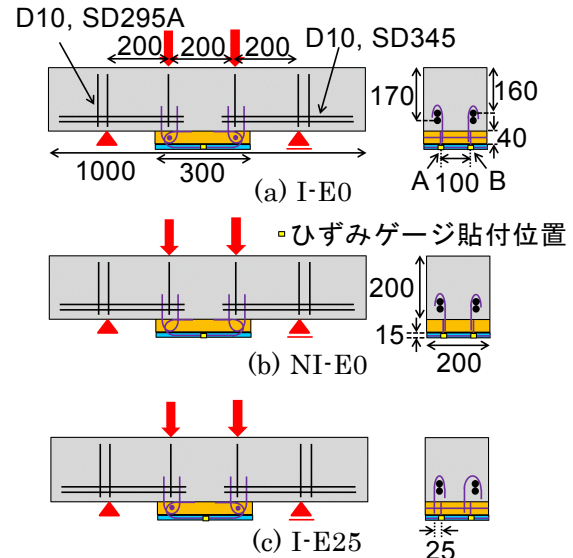


図-2 はり試験体寸法図(単位:mm)

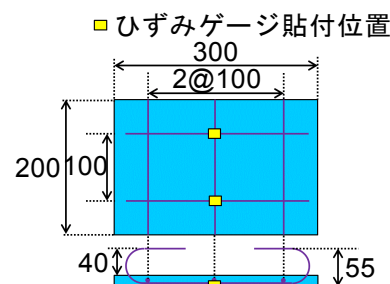


図-3 ステンレス鉄筋使用パネル(RC はり試験)寸法図(単位:mm)

表-2 RC 柱試験体一覧

試験体名	パネル	PCストランド巻立て間隔(mm)	補強帯鉄筋比(%) (母材 RC 断面換算)
S150-NP	無	150	0.26
S150-P	有	150	0.38
S50-P	有	50	0.91

用いた<sup>2)</sup>。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.2f_c^{1/3} p_w^{1/3} (10^3/d)^{1/4} (0.75 + 1.4d/a) b_w d \quad (2)$$

$$V_s = \frac{A_{str} f_{str} z (1 + \cot \alpha)}{s_{str}} \cdot \sin \alpha + A_{sus} f_{sus} \frac{z}{s_{sus}} \quad (3)$$

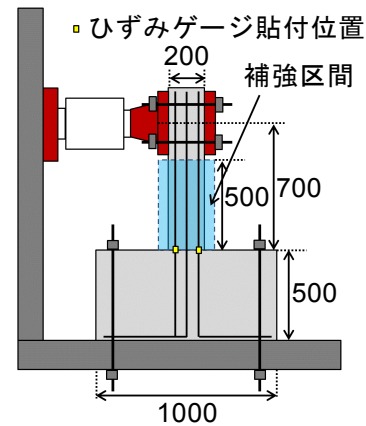
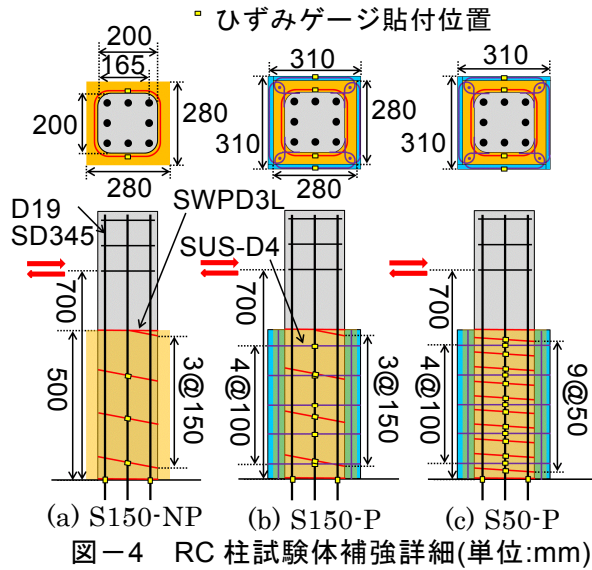


表-3 鉄筋とPCストランドの材料特性

種類	呼び名	公称 断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	弾性 係数 (GPa)
柱軸方向鉄筋	D19	286.5	383	575	200
ステンレス鉄筋	D4	11.99	561	720	200
PCストランド	SWPD3L	19.82	1887	1973	202

表-4 RC 柱試験体のコンクリート、モルタルの力学特性

試験体名	柱部 コンクリート		フーチング部 コンクリート		充填 モルタル	パネル モルタル
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)
S150-NP	29.7	29.8	36.7	32.4	62.2	
S150-P	34.3	39.5	37.9	31.4	61.8	90.8
S50-P	27.8	22.3	39.2	31.7	52.9	77.2

ここで、 $V_c$ :コンクリートのせん断抵抗(N),  
 $V_s$ :せん断補強鋼材のせん断抵抗(N),  $f'_c$ :コンク  
 リートの圧縮強度(MPa),  $d$ :有効高さ(mm),  $p_w$ :  
 引張鉄筋比(%),  $a$ :せん断スパン(mm),  $b_w$ :部材  
 断面幅(mm),  $A_{str}$ および $A_{sus}$ :それぞれ $s_{str}$ および  
 $s_{sus}$  区間における PC ストランドとステンレス  
 鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>),  $f_{str}$ および $f_{sus}$ :それぞれ PC  
 ストランドとステンレス鉄筋の降伏強度(MPa),  
 $z = 7d/8$ ,  $\alpha$ :PCストランドの部材軸に対する傾  
 斜角度(度),  $s_{str}$ および $s_{sus}$ :それぞれ PC ストラ  
 ンドとステンレス鉄筋の配置間隔(mm)である。

モルタルを充填する RC 柱とパネルの表面は,  
 打込み時に表面処理用の遅延剤を塗布し, 脱型  
 時に水洗いすることで目粗しを行った。補強手

順としては, まず, PC ストランドを巻き立て,  
 上下の端部はワイヤークリップを用いて定着す  
 る。次に厚さ 15mm のステンレス鉄筋使用パネ  
 ルを RC 柱の周囲に設置する。パネル中のステ  
 ンレス鉄筋は, 図-4 に示すように, 曲げ加工  
 がされており, RC 柱との隙間のスペーサを兼  
 ねるようになっている。また, 隣接パネル間は  
 ステンレス鉄筋同士のループを組み, ループ内  
 には D4 ステンレス鉄筋を 1 本, 軸方向に差込  
 んだ。最後にパネル内側の空間に無収縮モルタ  
 ルを充填し, 補強完了となる。S150-NP につい  
 ては, PC ストランドを巻き立て, モルタルを打  
 込んで補強した。

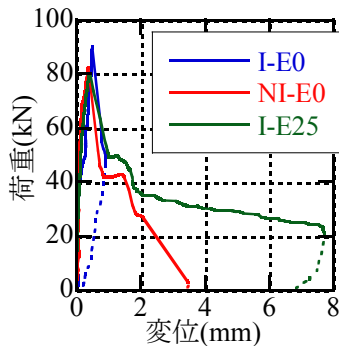


図-6 荷重－変位関係

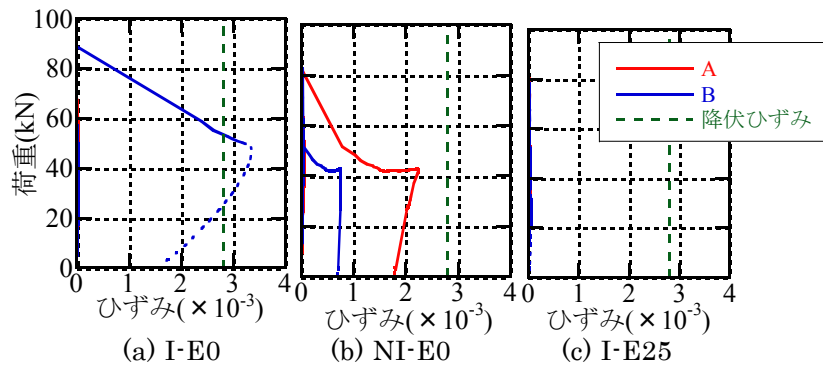


図-7 荷重－ステンレス鉄筋ひずみ関係

## (2) RC 柱載荷試験概要

載荷試験には、油圧式 200kN 水平サーボアクチュエータを使用し、変位制御による静的正負交番載荷試験を行った。本試験では挙動が複雑化しないように、軸力を加えず、水平方向のみの載荷を行った。軸方向鉄筋の降伏を確認するため、図-5 に示すように、試験体基部に設置した引張側軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみに達するまで載荷を行い、その変位を降伏変位  $\delta_y$  として、1 サイクルの正負交番載荷を行った。以降は  $2\delta_y$ ,  $3\delta_y$ , と  $\delta_y$  ずつ変位を増加させながら、各サイクル内での最大荷重が降伏荷重を十分に下回るか、アクチュエータの作動ストロークの限界まで載荷を行った。なお、各載荷サイクルの繰り返し回数は 1 回とした。載荷点変位を測定する変位計は、アクチュエータと試験体を固定する鋼板の中央に取り付けた。また、フーチングの水平移動と浮き上がりによる変位を補正するため、フーチング上面の載荷正負両側にそれぞれ 1 か所、フーチング側面に 1 か所の変位計を取り付けた。載荷中のひずみ性状を把握するため、図-4 に示すように、PC ストラッド、パネル内ステンレス鉄筋のひずみを測定した。

## 3. 試験結果と考察

### 3.1 RC はり試験

図-6 に各試験体の荷重－変位関係(破線部は除荷時)、図-7 に各試験体の荷重－ステンレ

ス鉄筋ひずみ関係、図-8 に載荷試験終了後のひび割れ性状を示す。図-6、図-8 に示すように、どの試験体も、まず等モーメント区間に曲げひび割れが入り、荷重低下を生じた。I-E0 では図-7(a)のように軸方向鉄筋の 1 本がすぐに降伏に至ったため、そこで載荷を終了した。NI-E0 では、図-7(b)のように、2 本の軸方向鉄筋がひずみ始めたが、ループ筋同士の隙間をひび割れが進展し、降伏に至る前に荷重低下となり、鉄筋のひずみも小さくなった。I-E25 では、ループ部から載荷点直下に向けてひび割れが進展した。これにより、差込み筋周囲のモルタルが損傷し、ループ継手が破壊してしまったため、差込み筋によるダウエル作用が失われ、図-7(c)のように軸方向ステンレス鉄筋のひずみは増加しなかったものと思われる。

以上より、I-E0 のみステンレス鉄筋の降伏を確認した。これは帯鉄筋が降伏するまでループ継手が機能することを示すもので、この継手方法を RC 柱に適用した。ただし、D4 ステンレス鉄筋の付着性能を明らかにすることが、今後の課題である。

### 3.2 RC 柱試験

#### (1) 破壊性状

図-9 に各試験体の終局変位に達する直前の載荷サイクル終了時の損傷状況、図-10 に各試験体の荷重－部材角関係を示す。部材角を算出するための変位は、載荷点変位から基部の水平変位と、フーチングの回転変位を差し引いたも

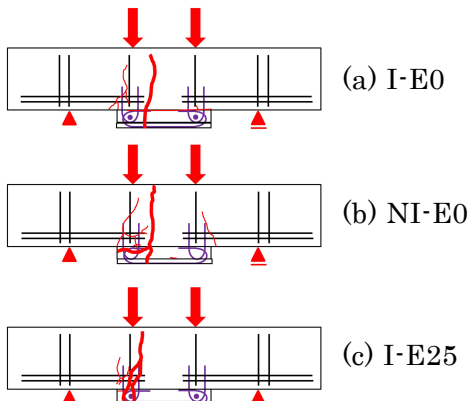


図-8 試験後のひび割れ性状  
(太線は顕著なもの)

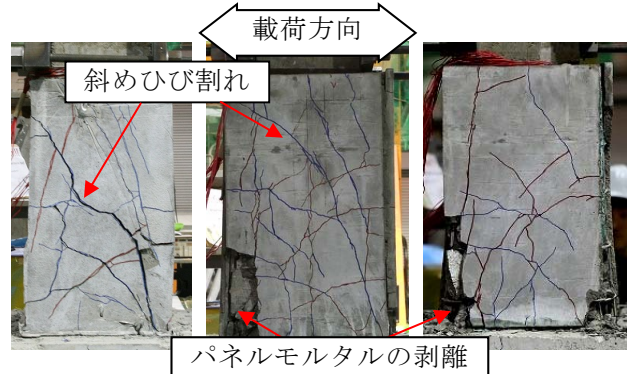


図-9 終局変位直前荷重サイクル終了時のひび割れ性状

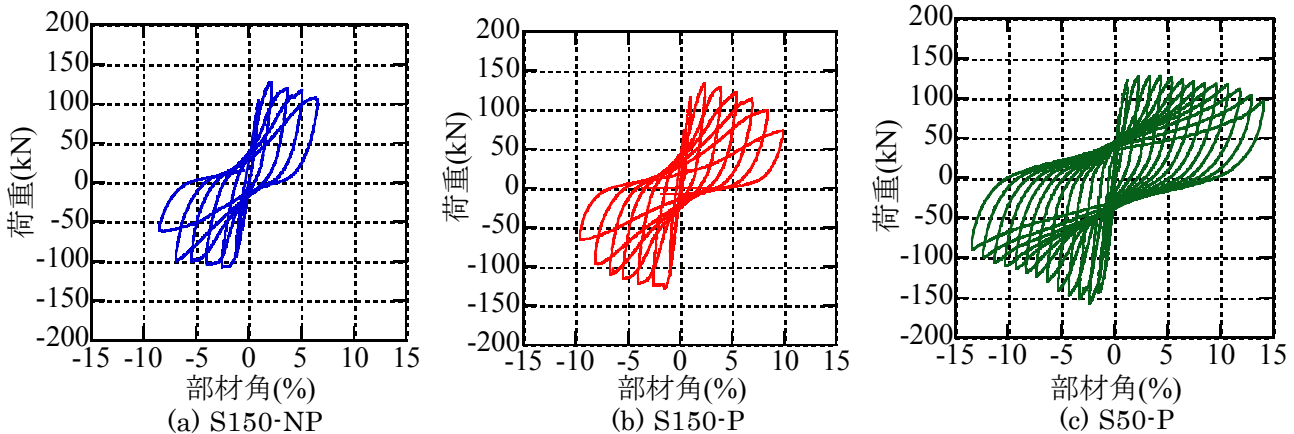


図-10 荷重-部材角関係

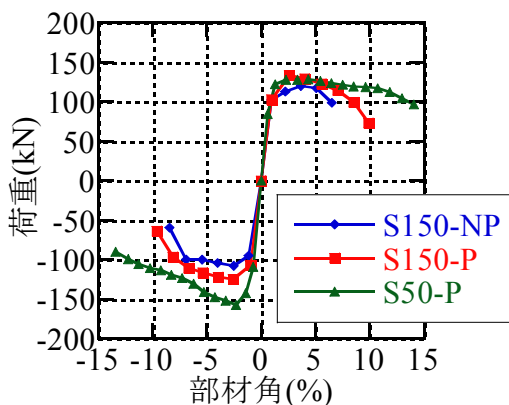


図-11 荷重-部材角包絡線

のである。いずれの試験体も、軸方向鉄筋の降伏後に曲げ破壊に至った。S150-NPでは、 $6\delta_y$  荷重時に巻き立てたモルタルが剥離し、図-10(a)に示すような急激な荷重低下に至った。S150-Pでは、 $2\delta_y$  時に最大荷重を迎えた。その後、図-9(b)に示すように、 $5\delta_y$  荷重時に基部近

くのパネルの隅角部のモルタルが剥離し始めた。これは、パネルが柱の変形によって圧縮力を受け、圧壊したためと考えられる。 $7\delta_y$  荷重時には、柱基部のパネルが膨れ始め、差込み筋の変形が進行した。最終的にはS150-NPと同様なひび割れ性状であったが、ひび割れ幅は小さくなった。S50-Pでは、正側で $5\delta_y$  時、負側で $3\delta_y$  時に最大荷重に達した。S50-Pでは、図-9(c)に示すように、基部に近い部分のひび割れが卓越した。 $7\delta_y$  荷重時に基部近くのパネルの隅角部のモルタルが圧壊により剥離し始め、その後は基部のパネルが膨れるような挙動が見られ、差込み筋の変形が進行した。

## (2) 荷重-変位関係

図-11に荷重-部材角包絡線を示す。表-5には、降伏荷重、最大荷重の実験値と計算値、降伏変位 $\delta_y$ 、終局変位 $\delta_u$ と式(4)から求まるじん

表-5 RC柱試験結果一覧

試験体名		降伏変位 $\delta_y$ (mm)	降伏荷重 (kN)	降伏荷重計算値 (kN)	最大荷重 (kN)	曲げ最大荷重計算値 (kN)	終局変位 $\delta_u$ (mm)	$\mu_{exp}$	$\mu_{cal1}$	$\mu_{cal2}$
S150-NP	正	6.50	102.1	99.6	119.9	109.7	43.66	6.7	5.5	2.5
	負	-8.22	-94.9		-107.6		-49.54	6.0		
S150-P	正	6.49	102.9	116.5	133.4	130.2	56.75	8.7	6.0	2.9
	負	-6.89	-105.0		-125.1		-49.31	7.2		
S50-P	正	4.26	84.6	108.0	128.5	122.4	109.82	25.8	18.5	11.3
	負	-4.95	-108.8		-157.1		-74.33	15.0		

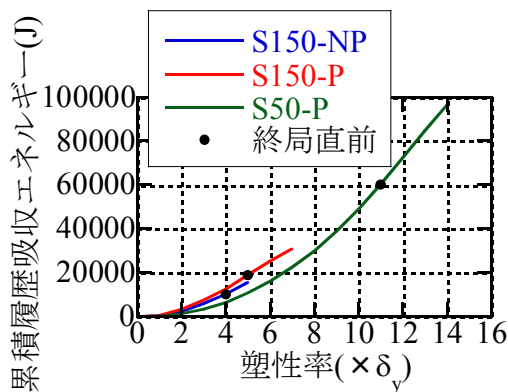


図-12 累積履歴吸収エネルギーの推移

性率の実験値  $\mu_{exp}$ 、また、式(5)(6)から求まる、鉄道 RC 標準に基づく、コンクリート系材料による部材増厚法に適用可能な RC 柱のじん性率の計算値  $\mu_{cal1}$ <sup>3)4)</sup>と、式(3)における  $f_{str}$  を 345MPa とした場合の計算値  $\mu_{cal2}$  を示している。終局変位  $\delta_u$  は、図-11 の荷重-部材角包絡線上において、最大荷重到達後、降伏荷重を下回らない最大の変位とした。ただし、S50-P 正側については、荷重が降伏荷重まで低下する前に試験機のストローク限界に達したため、得られた荷重-変位包絡線の終端を直線で延長する形で終局変位を求めた。

$$\mu_{exp} = \delta_u / \delta_y \quad (4)$$

$$\mu_{cal1} = \frac{\mu_0 \delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}} \quad (5)$$

$$\mu_0 = -1.6 + 5.6(V_c + V_s) / V_{mu} + (11.4r_w - 1.4)r_w \quad (6)$$

ここで、 $\delta_{y0}$ :降伏時の躯体部分の変形量(mm),  $\delta_{u1}$ :終局時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位(mm),  $\delta_{y1}$ :降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位(mm),  $V_{mu}$ :曲げ耐力時の最大作用せん断

力(N),  $r_w$ :帯鉄筋比(%)である。ただし、せん断耐力、帯鉄筋比の算定の際は、コンクリートと比較して骨材のかみ合わせ抵抗が小さいこと、PCストランドが母材 RC 断面に近いことを考慮し、巻立てモルタルは無視している。

図-12 に塑性率とその時点までの累積履歴吸収エネルギーの関係を示す。履歴吸収エネルギーは、各載荷サイクルにおける荷重-変位履歴曲線に囲まれた面積であり、それを総和したものを累積履歴吸収エネルギーとする。

表-5 より、降伏荷重、最大荷重、じん性率ともに、計算値と概ね一致した。また、帯鉄筋比を増加させるにつれて、じん性率も顕著に大きくなるのが分かる。ただし S50-P については、正負の降伏荷重の差が大きい。降伏荷重は軸方向鉄筋の平均ひずみが降伏ひずみに達した時の荷重としたが、載荷の不具合により、1 回目の正側載荷時に軸方向鉄筋が降伏に至らなかったことが影響していると考えられる。また図-10(c)の荷重-部材角関係における正負の差については、帯鉄筋のひずみ性状に正負で差がないことから、配筋の誤差が考えられる。

ここで、無補強 RC 柱の場合、コンクリート強度、弾性係数を柱 3 試験体の材料試験の平均値(コンクリート強度 30.6MPa, 弾性係数 30.5GPa)とした場合のせん断耐力は 57.1kN, 曲げ降伏荷重は 72.7kN となる。つまり無補強 RC 柱は曲げ降伏せずにせん断破壊になると推定されるが、本補強工法により、曲げ降伏先行とした上で、大幅に変形能力を向上できることが明

らかになった。また、 $\mu_{cal1}/\mu_{cal2}$  はいずれも 1.5 以上となり、PC ストランドの高強度性が活かされていることが分かる。図-10、図-11 からは、帯鉄筋比を増やすにつれ、終局付近での部材の剛性低下が緩やかになることが分かる。これは、後述する累積履歴吸収エネルギーの増大に貢献している。

図-12 を見ると、終局直前までの累積履歴吸収エネルギーは帯鉄筋比を増すごとに増加しているが、S150-P と S150-NP の差が 1.8 倍であるのに対し、S50-P は S150-P の 3.2 倍になっている。このため、PC ストランドの巻立て間隔を小さくすることが、耐震補強に非常に有効であるといえる。

### (3) 補強帯鉄筋のひずみ性状

図-13、図-14 には、各試験体の PC ストランド、パネル内ステンレス鉄筋のひずみ分布を示す。

図-13 を見ると、パネルありの S150-P と S50-P の終局部材角時の PC ストランドのひずみが S150-NP に比べて小さくなっている。パネ

ルを設置することで、PC ストランドのひずみは小さくなる傾向にあると言える。また、S150-P や S150-NP では、ひずみが上部で増加しているのに対し、S50-P では基部でもひずみが増加している。これは補強量を増やすことによって、破壊性状がせん断破壊寄りの破壊から曲げ破壊に変わったことを示しており、これにより S50-P はじん性に優れた変形をしたものと考えられる。なお、いずれの試験体においても、PC ストランドの降伏(降伏ひずみ  $11400\mu$ )は確認されなかった。

図-14 より、S150-P、S50-P とともに、部材角の増加につれてステンレス鉄筋のひずみは増加している。しかし、PC ストランド量の多い S50-P の方がひずみは小さい。つまり、母材 RC 柱に対する拘束力が、補強帯鉄筋比に対して頭打ちになるという傾向を示している。また、ステンレス鉄筋のひずみ推移を見ると、基部からの高さが 50mm、150mm の位置で、ある時点からひずみが小さくなる。この位置でステンレス鉄筋のひずみが最大となったのは、S150-P で  $3\delta_y$  時、

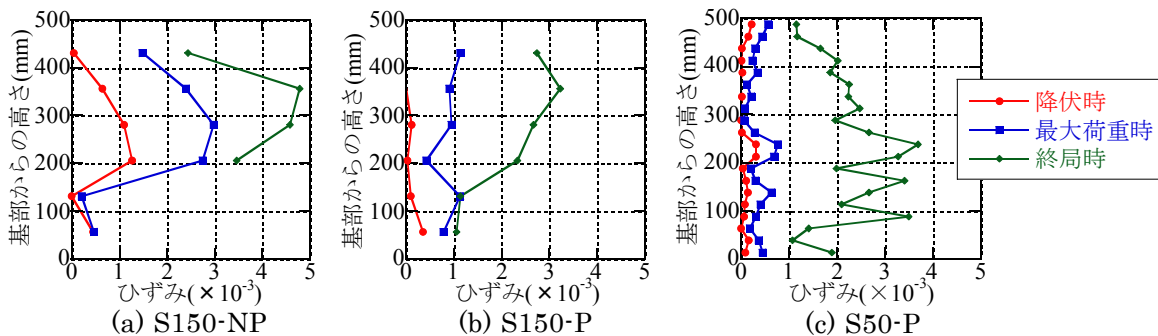


図-13 PC ストランドのひずみ分布

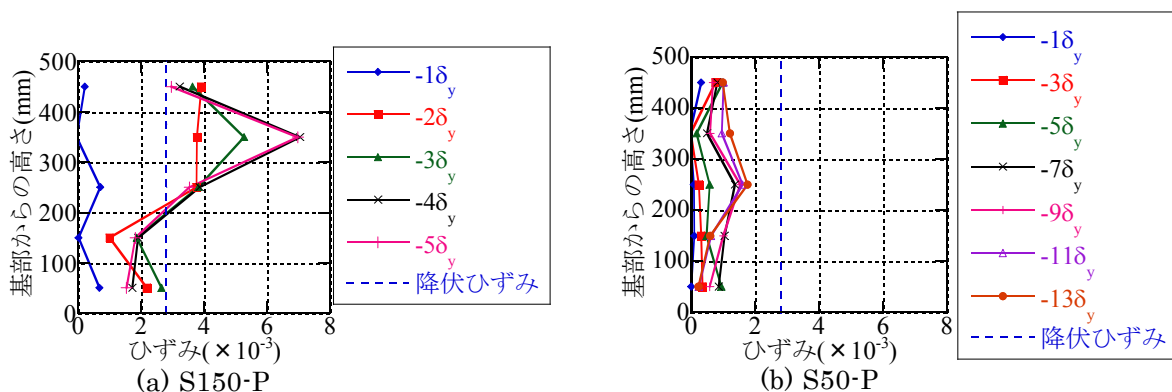


図-14 ステンレス鉄筋のひずみ分布

S50-P で  $7\delta_y$  時であり、これはパネル隅角部のモルタルの剥離が観察される前である。つまり、パネル隅角部のモルタルが剥離することで、ループ継手における荷重伝達性能が失われてしまい、ひずみの低下につながったと考えられる。先述したように、モルタルの剥離は RC 柱の変形によりパネルが基部から圧縮力を受けてしまったことが原因と考えられる。巻立て厚 55mm の場合、パネル設置位置を基部から 10mm 離すことで、変形角 15%においても圧縮力を受けずに済む。このような改善を施し、モルタルパネルの圧壊と、ループ継手の損傷を防ぐことで、ステンレス鉄筋による拘束効果が高まり、補強 RC 柱の変形能力をさらに改善できる可能性がある。

#### 4. まとめ

ステンレス鉄筋使用パネルと PC ストランド併用による補強 RC はり、補強 RC 柱の試験から、以下の知見を得た。

- 1) 補強 RC はりでの検討より、ステンレス鉄筋使用パネル間の接続方法として、差込み筋を用いたループ継手が最も有効である。
- 2) 補強 RC 柱の試験より、補強帯鉄筋比を増加させるにつれて、せん断破壊型 RC 柱のじん性率が顕著に増加する。このじん性率は、補強帯鉄筋比とせん断耐力を母材 RC 柱断面において計算することにより、既存の計算式により概ね評価可能である。
- 3) 補強 RC 柱の終局直前までの累積履歴吸収エネルギーは、帯鉄筋比が大きくなるにつ

れて増加し、特に PC ストランドの巻立てを 50mm 間隔にしたものは、150mm 間隔のものに比べて 3.2 倍の値となり、PC ストランドの巻立て間隔を小さくすることが、耐震補強に非常に有効であることが示された。

- 4) パネルを設置することで、終局時の PC ストランドのひずみは小さくなる傾向にある。
- 5) ステンレス鉄筋使用パネルを基部直上に設置すると、パネルが柱の変形に伴う圧縮力を受け、ループ継手近くのモルタルが部分的に圧壊することで、継手の性能を十分に発揮できない可能性があるため、パネルを基部からある程度離すことにより、より変形能力を改善できる可能性がある。

#### 参考文献

- 1) 立石和也，篠田佳男，大嶋義隆，二羽淳一郎：細径ステンレス鉄筋を用いたパネルと PC ストランド併用による RC はりに対するせん断補強効果，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.69，pp.247-248，2014
- 2) 二羽淳一郎：コンクリート構造の基礎，数理工学社，2010
- 3) 土木学会編：コンクリートライブラリー95 コンクリート構造物の補強指針(案)，丸善，1999
- 4) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，Vol.390，pp.57-66，1988