

# 鋼材とモルタルから構成されるブラケットを用いた プレキャスト・プレストレスト構造に関する実験的研究

石岡 拓<sup>\*1</sup>

中原 理揮<sup>\*2</sup> 菊田 繁美<sup>\*1</sup>  
 福岡 茂<sup>\*3</sup> 佐藤 直樹<sup>\*4</sup>  
 寺本 博紀<sup>\*2</sup> 福本 直晃<sup>\*5</sup>  
 傳野 悟史<sup>\*1</sup> 森 伸也<sup>\*2</sup>

## 概 要

柱梁接合部をPC鋼材により圧着接合するプレキャスト・プレストレスト構造において、施工時荷重の仮受と地震時せん断抵抗要素として考案した鋼材とモルタルから構成されるブラケットの開発について報告する。鉄筋または鋼板とモルタルによって構成されるブラケットを用いた接合部要素実験を実施して、耐力、変形性能の確認および耐力算定式を考案した。また、柱梁部分架構実験の結果より、ブラケットを配置したプレストレスト圧着接合部ではブラケットを配置することによる性能低下などの悪影響はなく、1) 梁端部が圧壊し始めるまでは弾性的な挙動を示すこと、2) 実験終了時まで安定した履歴ループであり残留変形は小さいこと、を確認した。

## Experimental Study on Precast Prestressed Concrete Structure using Brackets with Steel Material and Mortar.

Taku ISHIOKA<sup>\*1</sup> Masaki NAKAHARA<sup>\*2</sup>  
 Shigemi KIKUTA<sup>\*1</sup> Shigeru FUKUOKA<sup>\*3</sup>  
 Naoki SATO<sup>\*4</sup> Hiroki TERAMOTO<sup>\*2</sup>  
 Naoaki FUKUMOTO<sup>\*5</sup> Satoshi DENNO<sup>\*1</sup>  
 Shinya MORI<sup>\*2</sup>

In this paper, the development of precast prestressed concrete structure using brackets composed of steel material and mortar is reported. The brackets are used as a temporary support of the load when constructing beams and as a shearing resistance element at the earthquake. By the shear tests of the brackets, the strength and the deformation performance of the beam column joint using brackets was confirmed. By the experiment of sub-assemblages with beams and columns, it was confirmed that the beam column joint using brackets showed properties similar to the joint of a general prestressed concrete structure. The following conclusions were drawn from the experiments. 1) The beam column joint using the brackets showed elastic behavior until the compressive crash occurred at the edge of the beam. 2) The hysteresis loops of the beam column sub-assemblages were the spindle-shaped until the large deflection of the finish of experiment, and the residual deformation was small.

<sup>\*1</sup> 技術研究所 <sup>\*2</sup> 本社構造設計部 <sup>\*3</sup> 名古屋支店建築積算部 <sup>\*4</sup> 本社建築工事技術部 <sup>\*5</sup> 大阪支店建築設計室

<sup>\*1</sup> Technical Research Institute <sup>\*2</sup> Structural Design Dept. <sup>\*3</sup> Estimation Dept. Nagoya Branch

<sup>\*4</sup> Architectural Engineering Dept. <sup>\*5</sup> Structural Design Dept. Osaka Branch

# 鋼材とモルタルから構成されるブラケットを用いた プレキャスト・プレストレスト構造に関する実験的研究

石岡 拓<sup>\*1</sup> 中原 理揮<sup>\*2</sup> 菊田 繁美<sup>\*1</sup>  
 福岡 茂<sup>\*3</sup> 佐藤 直樹<sup>\*4</sup> 寺本 博紀<sup>\*2</sup>  
 福本 直晃<sup>\*5</sup> 傳野 悟史<sup>\*1</sup> 森 伸也<sup>\*2</sup>

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下、PC）構造は、コンクリートを主体とする構造であるにもかかわらず、PC 鋼材の緊張力によりひび割れの発生を抑制するため耐久性が高く、大スパン架構を小断面の梁で支持できる構造である。そのため、最近では無柱空間を必要としているオフィスビルや、スラブに大きな積載荷重がかかる大型物流施設等において採用されることが多くなってきている。

PC 構造のなかでも、プレキャスト部材同士（例えば、柱部材と梁部材）をプレストレスにより接合する PC 圧着接合法においては、最近、柱梁接合部に突出部を設けて、(1) 仮設時にプレキャスト梁部材の自重を仮受けできる、(2) 地震時に圧着接合面に働くせん断力の一部を負担できる、などの機能を付加した接合部ディテールの研究が行われている<sup>1,2)</sup>。既往研究例を図-1 に示す。図-1 (a) は柱梁接合部側面にコンクリート製の梁受けであるコーベルを設けた工法、図-1 (b) は接合部側面に鋼製ブラケット、反対側の梁部材端部に鋼製の受け材を取り付けた工法である。当社においてもこれらの PC 圧着接合法に替わりうる工法を提案し、実験によりその性能を確認した。提案工法の概要を図-2 に示す。

本工法は、プレキャスト・プレストレスト工法における柱梁 PC 圧着接合部に鋼材とモルタルから構成されたブラケット（以下、SC ブラケット）を配置する工法である。ブラケットは、図-2 (a) に示すように鉄筋枠内に高靱性モルタルを充填したものと鋼板枠内に高靱性モルタルを充填したものの2通りを想定している。図-2 (b) の施工手順に示すように、SC ブラケットによりプレキャスト梁部材の自重や床重量を仮受けすることが可能となり、施工の省力化を図ることができる。

本報は、新しく考案した SC ブラケット部分の力学的性能を把握する目的で実施した要素実験と、SC ブラケットが柱梁 PC 圧着接合部に配置された場合の柱梁部分架構の力学的性能を確認するために行った架構実験に関する報告である。

## 2. 接合部要素実験

### 2.1 実験概要

要素試験体は柱梁 PC 圧着接合部を模擬した 1/2 縮小モデルとした。SC ブラケットに鉄筋を用いたものを4体、鋼板を用いたものを2体、合計6体の要素実験を実施した。試験体諸元を表-1 に示す。SC ブラ

ケットは仮設時にも梁や床の荷重を支える必要があるため、本要素実験では目地モルタルを充填しない状態での SC ブラケット接合部の耐力を求める試験体を基本にした。No.5 試験体形状を図-3 に示す。

No.1 試験体は基準試験体であり、鉄筋径を D19 とし、No.2 試験体は鉄筋径を D13 とした。No.3 試験体は本設時の耐力確認のための試験体であり、この試験体の

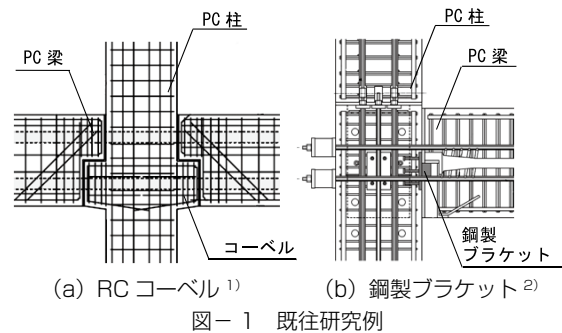
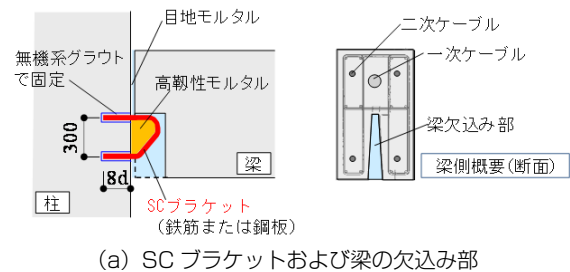
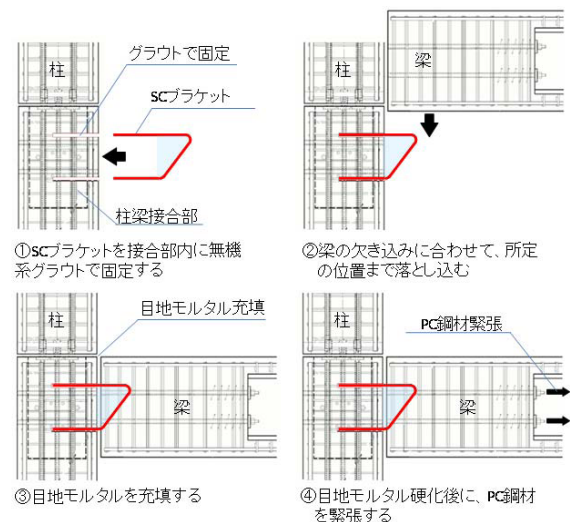


図-1 既往研究例



(a) SC ブラケットおよび梁の欠込み部



(b) 施工手順

図-2 SC ブラケット工法概要

<sup>\*1</sup> 技術研究所 <sup>\*2</sup> 本社構造設計部 <sup>\*3</sup> 名古屋支店建築積算部 <sup>\*4</sup> 本社建築工事技術部 <sup>\*5</sup> 大阪支店建築設計室

み目地モルタルを充填した。No.4 試験体は SC ブラケット内に高靱性モルタルを充填せず、鉄筋のみの耐力を確認することを目的とした。No.5 試験体は鋼板厚を 12mm、No.6 試験体は鋼板厚を 16mm とし、両試験体とも鋼板幅は 35mm で一定とした。

SC ブラケット内を充填する高靱性モルタルの厚さは、鉄筋タイプは鉄筋径の 2 倍、鋼板タイプは鋼板幅とした。

要素試験体は、柱部と梁部、SC ブラケット部から構成されており、アムスラー万能試験機によって柱上部から押し抜き荷重した。材料試験結果を表-2 に示す。

2.2 要素実験結果

2.2.1 破壊状況と荷重変形関係

SC ブラケット 1 カ所あたりの平均鉛直荷重-接合部ずれ変形関係を図-4 に、No.1 試験体と No.5 試験体の最終破壊状況を写真-1 にそれぞれ示す。

すべての試験体において、実験終了時 (= 接合部ずれ変形 40mm) まで柱部、梁部コンクリートに表面的な損傷は生じなかった。実験終了後に SC ブラケット部の破壊状況を確認したところ、SC ブラケットに鉄筋を用いた試験体と鋼板を用いた試験体とでは破壊形式に違いがあった。鉄筋を用いた場合には、鉄筋断面が円形であるため、梁欠込み部上面のコンクリートと SC ブラケット内を充填している高靱性モルタルを SC ブラケットの鉄筋が支圧するような破壊が生じていた。鋼板を用いた場合には、鋼板がコンクリートと高靱性モルタルを一様に圧縮するために支圧のような破壊は生じず、最終的に高靱性モルタルが圧壊していた。

荷重変形においては、目地モルタルを打設した No.3 試験体以外の試験体は、接合部ずれ変形が 2 ~ 4mm 程度で剛性低下を生じ、その後は実験終了時まで安定した耐力を維持した。SC ブラケットに鉄筋を用いた試験体では、鋼板を用いた試験体よりも初期剛性が低い結果となった。

No.3 試験体においては、目地モルタルと柱部コンクリート、梁部コンクリートとの付着が大きく、加力直後には接合部ずれがほとんど生じなかった。付着が切れた 569kN 時に大きな耐力低下が生じたが、その後再び耐力上昇し、安定した耐力を維持した。実際の建物では最終的に目地モルタルが打設されるので、ずれ変形を生じない十分な強度を確保できるものと考えられる。

2.2.2 剛性と耐力

初期剛性を確認するために接合部ずれ変形 2mm までの荷重変形関係を図-5 に、No.3 試験体を除いた試験体の各種耐力を表-3 にそれぞれ示す。初期剛性は、SC ブラケットに鋼板を用いた No.5、No.6 試験体で大きく、鉄筋を用いた No.1 試験体に比べて 6 倍程度となった。単純に鋼材断面積で比較すると No.1 試験体に対して、No.5 試験体で 1.5 倍、No.6 試験体で 2.0 倍であるので、鋼板を用いた試験体では充填した高靱性モルタルが効果的に SC ブラケットの剛性を上昇させていると考えられる。No.1 試験体と No.4 試験体の初期剛性にはあまり違いがみられなかったことから、

表-1 試験体諸元

試験体番号	ブラケット種別	ブラケット寸法	高靱性モルタル	目地モルタル
No.1	異形鉄筋	D19	有	無
No.2		D13	有	無
No.3		D19	有	有
No.4		D19	無	無
No.5	鋼板	PL12 × 35	有	無
No.6		PL16 × 35	有	無

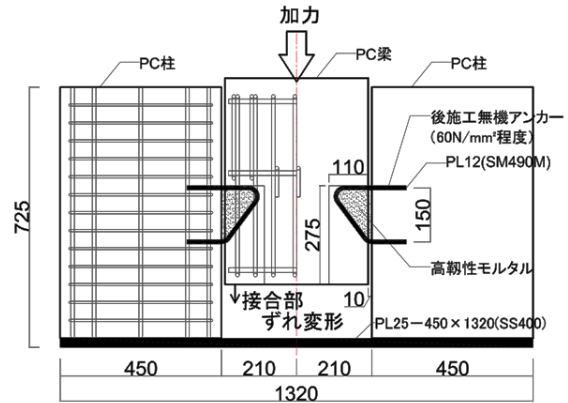


図-3 要素試験体形状 (No.5)

表-2 材料試験結果

鉄筋		弾性係数 (10 <sup>6</sup> × N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	D19 (SD390)	1.84	443	633
	D13 (SD390)	1.84	449	610
鋼板	PL12 (SM490A)	1.77	364	558
	PL16 (SM490A)	1.78	411	573

コンクリート		弾性係数 (10 <sup>6</sup> × N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	No.1 ~ No.4	0.365	70.8	4.32
	No.5, No.6	0.361	62.1	3.74
無機系グラウト	No.1 ~ No.4	0.265	71.1	3.39
	No.5, No.6	0.270	67.7	3.49
高靱性モルタル	No.1 ~ No.3	0.307	83.5	3.11
	No.5, No.6	0.271	68.4	3.46
目地モルタル	No.3	0.237	71.9	3.62

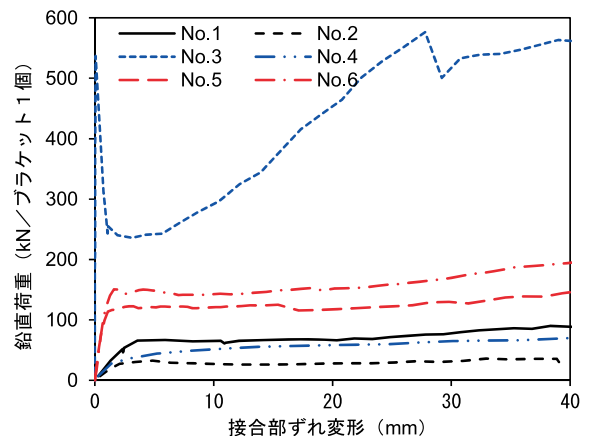
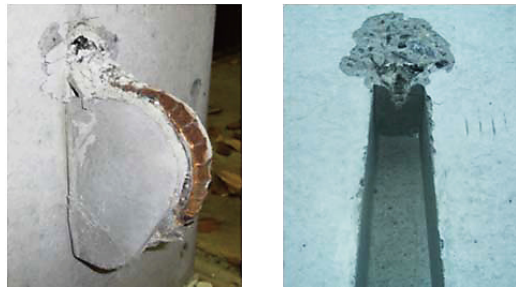
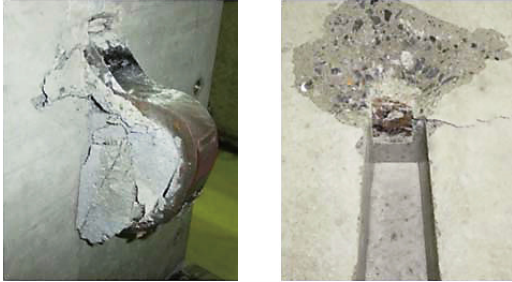


図-4 荷重変形関係



(a) No.1 試験体



(b) No.5 試験体

写真-1 最終破壊状況

(左：SC ブラケット、右：梁欠込み部)

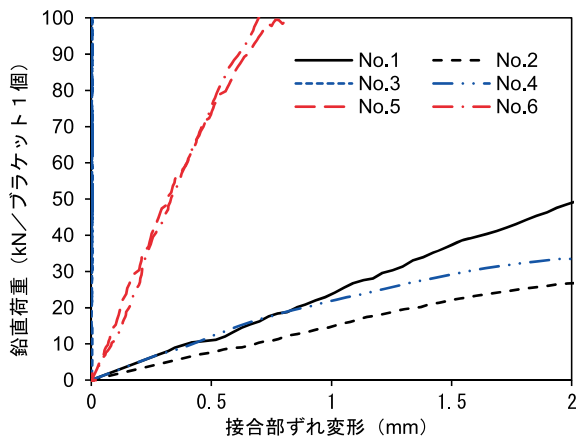
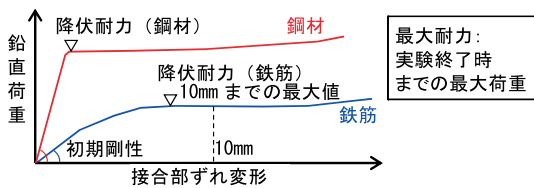


図-5 荷重変形関係 (変形 2mm まで)

表-3 各種耐力実験値

	初期剛性 K (kN/mm)	降伏耐力 $P_y$ (kN)	最大耐力 $P_u$ (kN)
No.1	23.9	68.8	90.1
No.2	14.9	32.5	38.2
No.4	22.0	51.5	90.1
No.5	145.0	113.4	158.1
No.6	148.0	154.3	203.2



SC ブラケットに鉄筋を用いた場合には高靱性モルタルが SC ブラケットの初期剛性を上昇させる効果が発揮されにくかったと予想される。

SC ブラケットの耐力を評価するために、図-6 に

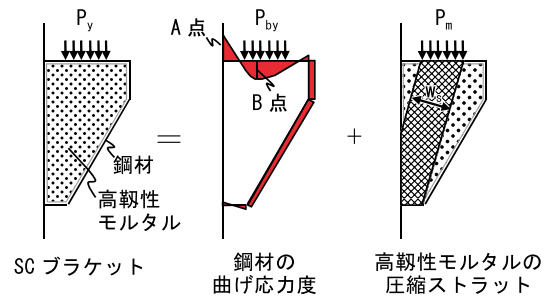


図-6 SC ブラケット耐荷機構

示す耐荷機構を仮定した。SC ブラケットの耐力を鋼材の降伏荷重と高靱性モルタル内に形成される圧縮ストラットの圧縮破壊耐力の和とした。鋼材の降伏荷重は図中の A、B 点が全塑性モーメントに達する荷重とした。圧縮ストラットの幅は梁部材の自重を受ける部分の幅とし、厚さは鉄筋径または鋼板幅とした。

仮定した耐荷機構における SC ブラケットの耐力算定式を (1) 式に示す。

$$P_y = P_{by} + P_m = \frac{Z_p \cdot \sigma_y}{a} + \phi \cdot w_s \cdot t_s \cdot \sigma_B \quad (1)$$

ここで、

$P_y$  : SC ブラケット耐力

$P_{by}$  : 鋼材の降伏耐力

$P_m$  : 高靱性モルタル内の圧縮破壊耐力

$Z_p$  : 鋼材の塑性断面係数

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏強度

$a$  : ブラケット形状と加力点位置によって決まる

係数。本試験体においては  $a = 10.2$

$\phi$  : ストラット断面積低減係数

$w_s$  : ストラット幅

$t_s$  : ストラット厚さ

$\sigma_B$  : 高靱性モルタル圧縮強度

式 (1) に本試験体の降伏荷重実験値を代入して計算すると、SC ブラケットに鉄筋を用いた試験体では、 $\phi = 0.18 \sim 0.23$ 、鋼板を用いた試験体では  $\phi = 0.41 \sim 0.43$  であった。この結果から、SC ブラケットに鉄筋を用いた場合には  $\phi = 0.2$ 、鋼板を用いた場合には  $\phi = 0.4$  として、SC ブラケット耐力を評価した。実験値と計算値の比較を図-7 に示す。No.4 試験体では高靱性モルタルを充填していないため、 $P_m = 0$  として計算した。実験結果から設定した  $\phi$  により降伏耐力を精度よく算定できている。

### 3. 架構実験

#### 3.1 架構実験概要

試験体は梁曲げ降伏を想定した十字型柱梁接合部であり、1/2 縮小模型である。試験体形状を図-8 に示す。上柱と下柱、右梁、左梁の4つのプレキャスト部材を PC 鋼棒で圧着して十字型試験体を製作した。柱断面は  $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 、梁断面は  $350\text{mm} \times 450\text{mm}$ 、コンクリート強度はいずれの部材とも  $F_c = 60\text{N/mm}^2$  とした。部材同士を圧着する PC 鋼材は、柱に 8-17  $\phi$

(SBPR1080/1230)、梁に4-23φ (SBPR1080/1230) を用いた。柱軸筋は16-D10 (SD295A)、せん断補強筋はD6@100 (SD295A)とし、梁軸筋は8-D13 (SD295A)、せん断補強筋はD6@100 (SD295A)とした。梁端部の割裂を防止するために梁支点近傍には6φのスパイラル筋を配置した。柱梁接合部に設置するSCブラケットは、D19 (SD390)として無機系グラウトで定着した。試験体は柱、梁の各部材を製作して、十字形になるように配置し、目地モルタルを打設した。目地モルタルが梁の欠込み部に充填されることを確認するために、梁の欠込み部から梁表面まで10φの貫通孔を設けて、梁表面までモルタルが出てくることを確認した。目地モルタルの硬化後にPC鋼棒を所定の緊張力で緊張して、シース管内にセメントミルクを注入した。

加力状況を写真-2に示す。試験体の柱脚をピン支持、梁の支点をピン・ローラー支持とし、柱に一定軸力(0.15Fc)を作用させた状態で柱頭に正負繰り返し漸増加力を行った。加力は柱の部材角R(rad)で制御し、R=1/1000、1/400を正負各1回ずつ、R=1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25を正負各2回ずつ、R=1/20を正負各1回ずつ繰り返し繰り返し載荷した。材料試験結果を表-4に示す。

3.2 架構実験結果

3.2.1 破壊過程と荷重変形関係

破壊状況を写真-3に、柱せん断力-柱部材角関係を図-9にそれぞれ示す。部材角R=1/400で梁端部に曲げひび割れが発生するとともに、梁端部の圧着接合面で開きが生じた。1/200では梁端部に水平方向にひび割れが生じたが、実験終了時まで支配的なひび割れとはならなかった。1/100に向かう途中で梁端部に圧壊の兆しがみられた。1/67で圧壊の進行およびPC鋼棒の引張降伏が生じた。最大耐力は正負ともに圧壊の発生した1/100時であり、正側で410kN、負側で407kNであった。1/400で圧着接合面が開いて剛性が低下したが、梁端部が圧壊し始める1/100までは弾

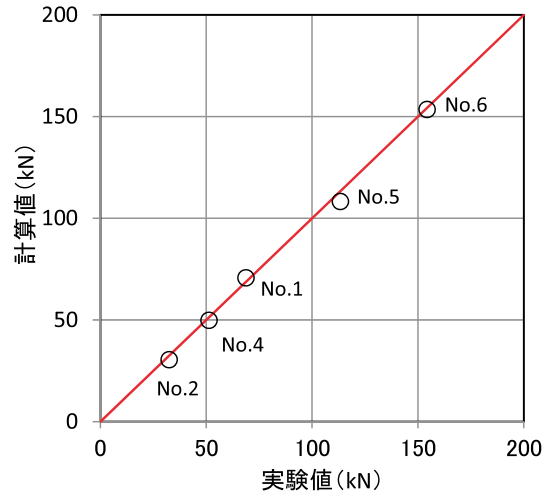


図-7 SCブラケット耐力の実験値と計算値の比較

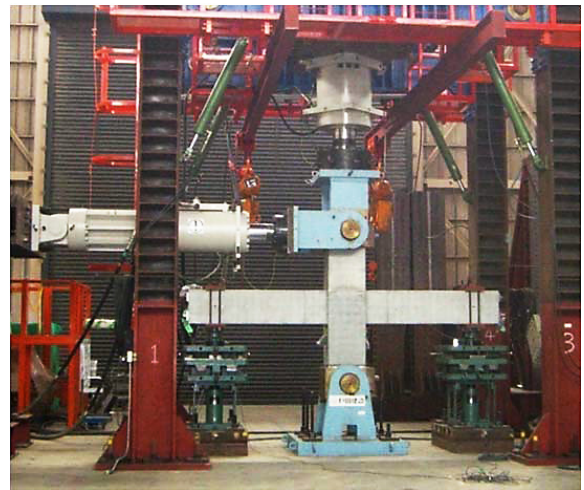


写真-2 加力状況

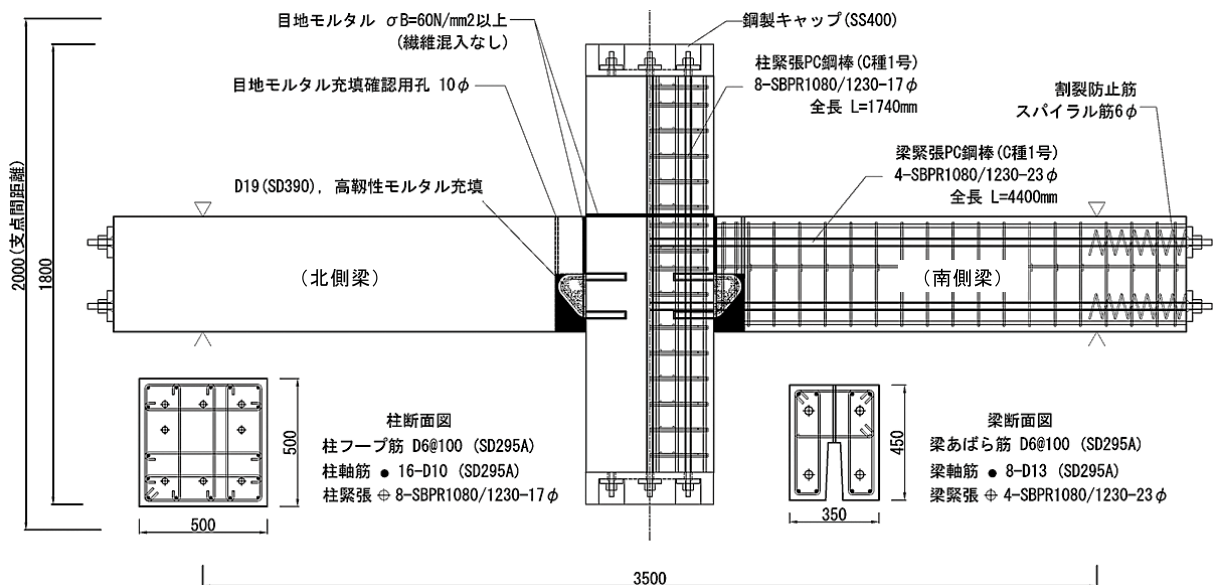


図-8 架構試験体形状

表-4 材料試験結果

	弾性係数 ( $10^5\text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
23φ (C種1号)	2.00	1203	1280
17φ (C種1号)	2.06	1167	1276
D19 (SD390)	1.85	443	633
D13 (SD295A)	1.81	371	496
D10 (SD295A)	1.82	381	514
D6 (SD295A)	1.94	307	479
6φ (SR295)	2.07	349	493

	弾性係数 ( $10^5\text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
コンクリート	0.373	76.5	4.60
無機系グラウト	0.274	65.7	3.45
高靱性モルタル	0.300	74.3	3.42
目地モルタル	0.231	72.2	2.43
セメントミルク	0.140	73.7	1.98

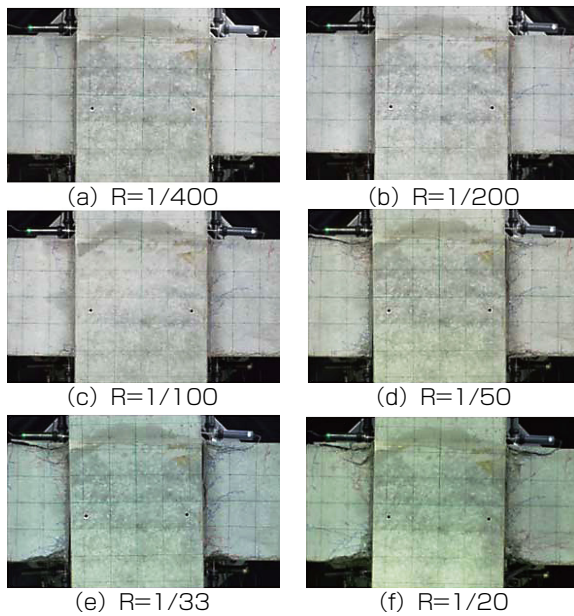


写真-3 破壊状況

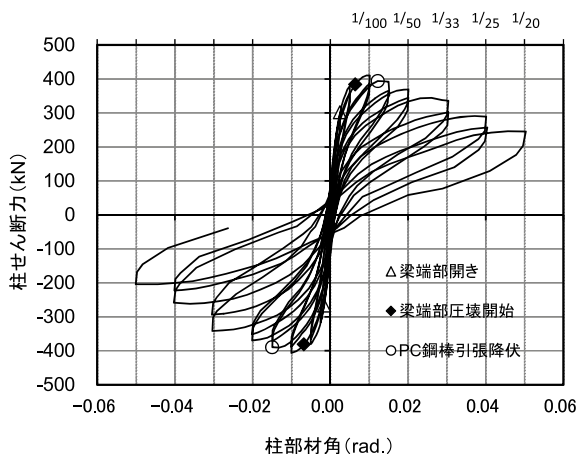


図-9 柱せん断力-柱部材角関係

性的な挙動を示した。梁端部の圧壊後は部材角の増大とともに耐力は徐々に低下した。1/20で実験を終了したが、最後まで安定した履歴ループを示し、残留変形は小さかった。

### 3.2.2 曲げ復元力特性の評価

梁曲げモーメント-梁部材角関係を図-10に示す。梁曲げモーメントは梁の支点で計測された荷重に梁端までの距離を乗じて求めた。図中には、以下の評価式<sup>3,4)</sup>で算出した剛性、耐力の計算値を併記した。図は初期の剛性低下の状況がわかるように梁部材角で1/50rad.までを拡大して示した。

(a) 曲げひびわれ耐力

$$M_{cr} = (F_{tB} + \sigma_{cp})Z_2 \quad (2)$$

(b) 曲げ終局耐力

$$M_B = (1 - 0.5q)pb d^2 \sigma_{py} \quad (3)$$

(c) 初期剛性

$$K_1 = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (4)$$

(d) 剛性低下率

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 \left( 1 + \frac{a}{D} \right) + 1.64 \left( 3.5n_p \cdot p_g \frac{d_g}{D} \right) \right\} \left( \frac{d_r}{D} \right)^2 \quad (5)$$

ここで、

$F_{tB}$ : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_{cp}$ : 有効プレストレス力  $P_e$  だけによるコンクリート下縁応力 ( $\text{N/mm}^2$ )

$Z_2$ : 引張縁に関する断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

$q$ : PC鋼材鉄筋係数、 $p$ : PC鋼材鉄筋比

$b$ : 梁幅 (mm)、 $D$ : 梁せい (mm)

$d$ : 圧縮縁からPC鋼材位置までの距離 (mm)

$\sigma_{py}$ : PC鋼材降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_c$ : コンクリートの弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$I_e$ : PC鋼材を考慮した断面2次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$L$ : 梁の内法長さ (mm)

$a/D$ : せん断スパン比

$n_p$ : PC鋼材に関するヤング係数比

$p_g$ : PC鋼材の総断面積 / コンクリート断面積

$d_r$ : 圧縮縁から引張側PC鋼材重心位置までの距離 (mm)

梁の復元力特性は、プレストレスト構造に特有の原点指向型であり、実験終了時まで残留変形は小さかった。梁端部の圧壊の進行とともに曲げ耐力は徐々に低下した。

曲げひび割れ耐力と曲げ終局耐力の実験値と計算値の比較を表-5に示す。

曲げひび割れ耐力は、計算値に対する実験値の比が0.95~1.31となり、少し差異があった。曲げ終局耐力を算出した(3)式は、いくつかの仮定を設けた実用式ではあるが、本試験体では仮定の範囲内であるため実験値との適合性は良く、計算値に対する実験値の比

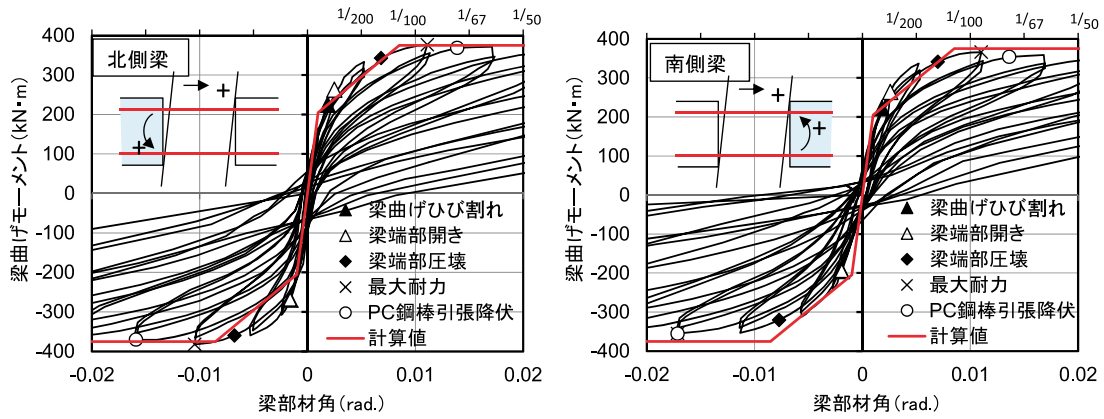


図-10 梁曲げモーメント-梁部材角関係

表-5 実験値と計算値の比較

	実験値				計算値
	正加力時		負加力時		
	北側梁	南側梁	北側梁	南側梁	
曲げひび割れ耐力	225 (1.10)	222 (1.09)	-269 (1.31)	-195 (0.95)	205
曲げ終局耐力	377 (1.00)	366 (0.98)	-382 (1.02)	-355 (0.95)	375

※ ( ) 内は実験値 / 計算値

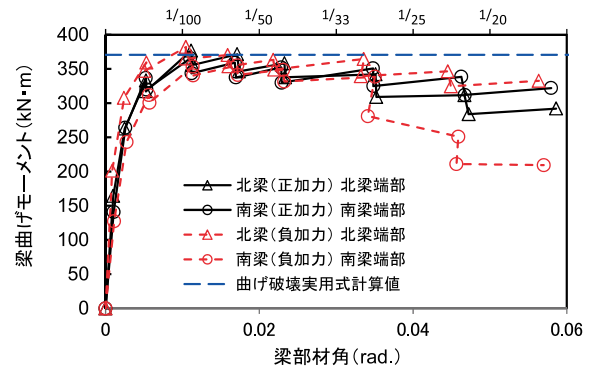


図-11 梁曲げモーメント包絡線

は0.95～1.02であった。

実験における梁の変形は目地部の回転変形が支配的であるため、曲げ変形のみを考慮した初期剛性計算値は実験値を適切に評価した。また、(5)式は付着強度の低いPC丸鋼などでは剛性低下率を過大評価する傾向があるという報告<sup>5)</sup>もあるが、本試験体では比較的精度よく算定された。

実験で得られた梁曲げモーメントの包絡線を図-11に、 $R = -1/33$  (2回目)での破壊状況を写真-4に示す。梁曲げモーメントが正負加力時で同様の包絡線となっていることから、SCブラケットの配置による復元力に対する悪影響はなかったと考えられる。南側梁端部の曲げモーメントが $-1/33$  (2回目)以降に低下していくのは、南側梁端下部の圧壊が進行し、欠込み部分に充填した目地モルタルが剥落したためであると考えられる。大変形時の靱性を向上させるためには梁端欠込み部や目地モルタルの圧壊および剥落防止が必要であることがわかった。

### 3.2.3 圧着接合面の鉛直ずれ

圧着接合面の鉛直方向のずれ変位を図-12に示す。圧着接合面の鉛直方向のずれは、PC鋼棒の引張降伏した $R = 1/67$ では0.35mmであり、大きな鉛直ずれは生じていなかった。実験終了時の鉛直ずれは北側梁で0.57mm、南側梁で0.91mmであり、欠込み部分の目地モルタルが剥落した南側梁で少し大きな鉛直ずれが生じていた。

## 4. おわりに

プレキャスト・プレストレスト工法における、柱梁PC圧着接合部に鋼材とモルタルから構成されたSCブラケットを配置する新しい工法を開発した。要素実



(a) 北側梁端部 (b) 南側梁端部  
写真-4 梁端部破壊状況 ( $R=1/33\text{rad.}2$  回目)

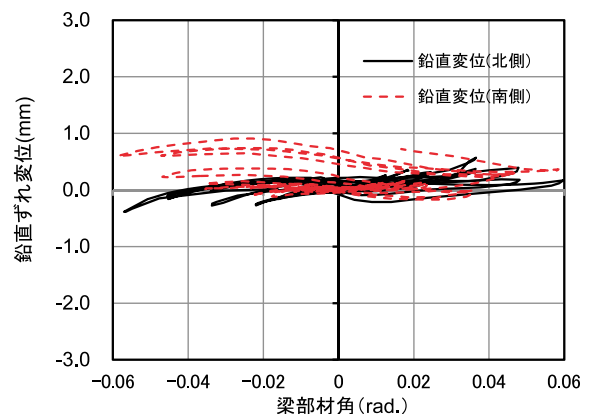


図-12 圧着接合面の鉛直方向のずれ変位

験と架構実験により、SC ブラケットの性能と柱梁接合部に適用した場合の影響について、その有効性を確認した。今後は実用化を目指して、設計法を整備する予定である。

#### 参考文献

- 1) 中野清司他：PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究（その1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.987-988、2003.9
- 2) 塩原等他：アンボンドPC 圧着プレキャストコンクリート造実大2層骨組の施工実験及び水平載荷実験（その1）～（その9）、プレストレストコンクリート技術協会 第18回シンポジウム論文集、pp.131-166、2009.10
- 3) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、pp.187-189、1998
- 4) 日本建築センター：2009年版 プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例、pp.119-133、2009.9
- 5) 増田有佑他：PC 梁部材のスケルトンカーブのモデル化の為の降伏剛性低下率算定式の評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.787-788、2009.8