

梁曲げ破壊型のスラブ付きプレストレスト鉄筋コンクリート骨組の耐震性能  
(その4 各種限界状態の評価)

正会員 ○島 哲也 1\*  
同 北山 和宏 2\*\*

プレストレスト鉄筋コンクリート 十字形部分架構 スラブ  
プレストレス率 各種限界状態 梁曲げ破壊

1. はじめに

本報では(その3)に引き続き、スラブの有無およびPC鋼材径の組み合わせによってプレストレス率を変数とした柱梁十字形部分架構の4体の試験体に対し行った静的載荷実験の結果の検討として、各種限界状態の評価を示す。

2. 最大曲げ耐力時の各鋼材曲げモーメント寄与率

表-1に梁の終局曲げモーメント略算式<sup>5)</sup>より求めた最大曲げ耐力時の梁主筋、スラブ筋およびPC鋼材の曲げモーメント寄与率を示す。立体試験体SS-1およびSS-2において、最大曲げ耐力時のスラブ筋の曲げモーメント

表-1 最大曲げ耐力時の各鋼材曲げモーメント寄与率

試験箇所 鋼材種	SS-1(立体・PCφ11)		SS-2(立体・PCφ21)		SP-3 (平面・PCφ11)	RD-2 (平面・PCφ11)
	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時		
梁主筋	0.34	0.51	0.18	0.24	0.50	0.21
スラブ筋	0.30		0.16			
PC鋼材 (プレストレス率)	0.36	0.49	0.66	0.76	0.50	0.79

寄与率は0.30および0.16である。

3. 梁部材の各種限界状態

使用限界、修復限界I、修復限界IIおよび安全限界を青、緑、橙および赤で色分けし、表-2に梁部材の各種限界状態を規定する損傷状況<sup>5)</sup>を、表-3に西梁の各種限界状態時の梁部材角とその決定要因を、図-1に西梁のせん断力と梁部材角関係(包絡線)と各種限界状態を示す。図-1(a)および(b)の実線は上端引張時を、破線は下端引張時を示し、(c)の実線は試験体SP-3を、破線は試験体RD-2を示し、縦実線および縦破線は表-3に記載した各種限界状態の梁部材角とその決定要因を示す。表-2におけるPC鋼材の損傷状況は「付着が悪い」で検討した。普通鉄筋およびPC鋼材の「僅かな降伏」は材料試験より得られた降伏ひずみのそれぞれ2倍および1倍とした。PC鋼材の「弾性限界」は材料試験より得られた0.01%オフセット法によるひずみとした。使用限界決定要因であ

表-2 各種限界状態を規定する損傷状況<sup>5)</sup>

限界状態	具体的な損傷の状態							
	プレストレス率 λ	普通鉄筋	PC鋼材		コンクリート		残留 変形角	残留 ひび割れ幅
			付着が良い	付着が悪い	一般の曲げ部材	その他		
使用限界	1~0.75 0.75~0.5 0.5以下	僅かな 降伏を許容 弾性範囲	弾性範囲 0.2%オフセット 耐力点以下	弾性範囲	0.9σ B以下 (14/15λ + 0.2)σ B以下 2/3σ B以下	0.75σ B以下	ほぼゼロ	0.2mm程度以下
修復限界I		鉄筋降伏を許容	僅かな降伏を許容	弾性範囲	軽微なかぶりコンクリートの圧壊を許容		1/400程度以下	1mm程度以下
修復限界II		主筋が座屈しないこと	降伏を許容	僅かな降伏を許容	コアコンクリート部分が健全であること		1/200程度以下	2mm程度以下
安全限界		主筋の破断が生じないこと	破断しないこと	降伏を許容	コアコンクリートに圧壊が生じないこと		部材角の上限値	4%以下

表-3 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角(%)

各種限界状態要因項目	試験体箇所	SS-1 (立体・PCφ11)		SS-2 (立体・PCφ21)		SP-3 (平面・PCφ11)	RD-2 (平面・PCφ21)
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時		
		梁主筋	僅かな降伏 座屈 破断	0.28 2.66 無し	0.46 無し 3.39		
PC鋼材	弾性限界 僅かな降伏	0.24 1.62	0.26 0.86	0.35 1.05	1.04 不明	0.44 0.93	0.90 1.69
コンクリート	かぶりコンクリートの軽い圧壊 かぶりコンクリートの圧壊 コアコンクリートの圧壊	0.77 1.16 2.66	2.21 無し 無し	1.05 1.63 2.77	2.98 無し	0.82 1.35 2.97	1.17 2.74 4.36
残留変形角	1/400 (0.25%) 1/200 (0.5%)	0.46 0.76	0.50 0.85	1.56 2.10	1.03 1.71	0.45 0.78	1.54 2.43
残留ひび割れ幅	0.2mm 1.0mm 2.0mm	0.16 0.58 1.17	0.26 0.56 0.92	0.66 1.59 2.04	0.61 1.01 1.60	0.15 0.42 0.69	0.88 1.75 不明
決定要因	使用限界 修復限界I 修復限界II 安全限界	残留ひび割れ幅 0.2mm (0.16%) PC鋼材 弾性限界 (0.24%) 残留変形角 1/200 (0.76%) コアコンクリート 圧壊 (2.66%)	残留ひび割れ幅 0.2mm (0.16%) PC鋼材 弾性限界 (0.26%) 残留変形角 1/200 (0.85%) 梁主筋 破断 (3.39%)	残留ひび割れ幅 0.2mm (0.16%) PC鋼材 弾性限界 (0.35%) 残留ひび割れ幅 1.0mm (1.01%) PC鋼材 僅かな降伏 (1.05%) コアコンクリート 圧壊 (2.77%)	残留ひび割れ幅 0.45mm (0.45%) 残留ひび割れ幅 1.0mm (1.01%) 残留ひび割れ幅 2.0mm (1.60%) 梁主筋 破断 (4.37%)	残留ひび割れ幅 0.2mm (0.15%) 残留ひび割れ幅 1.0mm (0.42%) 残留ひび割れ幅 2.0mm (0.69%) コアコンクリート 圧壊 (2.97%)	残留ひび割れ幅 0.2mm (0.53%) PC鋼材 弾性限界 (0.90%) PC鋼材 僅かな降伏 (1.69%) コアコンクリート 圧壊 (4.36%)

るコンクリートの損傷および残留変形角，安全限界決定要因である部材角の上限値は無視した。使用限界を決定する普通鉄筋の状態はプレストレス率 $\lambda$ が0.5以下の場合「弾性範囲」であるが，本研究ではプレストレス率 $\lambda$ の値に関係なく「僅かな降伏」とした。本研究では各種限界状態の決定要因となるコンクリートの損傷具合を目視によって次のように判定した。材軸方向の圧縮ひび割れが発生した時を「軽微なかぶりコンクリートの圧壊」，かぶりコンクリートの剥落した直前までを「コアコンクリート部分が健全であること」と判定した。「コアコンクリートの圧壊」はコンクリートの剥落によって主筋の表面が見え，かつ梁全幅に渡りコンクリートが剥落した時とした。

図-1には残留変形角  $1/400 \cdot 1/200$  となる点を◆，残留ひび割れ幅  $0.2 \cdot 1.0 \cdot 2.0\text{mm}$  となる点を■で示し，立体試験体 SS-1 および SS-2 では上端・下端引張時それぞれの同事象を実線で結んだ。各事象ともに上端・下端引張時どちらが早期に生じるか顕著な傾向はなく，最大耐

力時のスラブ筋の曲げモーメント寄与率が 0.30 および 0.16 の立体試験体 SS-1 および SS-2 では残留変形角および残留ひび割れ幅にスラブによる影響は見られなかった。

「主筋の破断」はすべて「コアコンクリートの圧壊」後に同箇所が生じた。梁下端のコアコンクリート圧壊は立体試験体 SS-2 では梁部材角 2.77%の時に，平面試験体 RD-2 では梁部材角 4.36%の時に生じた。また平面試験体 RD-2 では生じなかった主筋の破断が立体試験体 SS-2 では梁部材角 4.37%の時に生じた。スラブ付きの T 形梁では上端引張時最大曲げ耐力が下端引張時と比べ大きくなり，矩形断面と比べて上端引張時には早期に下端コアコンクリートが圧壊し，主筋の座屈および破断を誘発したと考えられる。

使用限界は梁部材角 0.15~0.53%で「残留ひび割れ幅 0.2mm」および「主筋の僅かな降伏」によって，修復限界 I は 0.24~1.01%で「PC 鋼材の弾性限界」および「残留ひび割れ幅 1.0mm」によって，修復限界 II は 0.69~1.69%で「残留変形角 1/200」，「PC 鋼材の僅かな降伏」および「残留ひび割れ幅 2.0mm」によって，安全限界は 2.66~4.37%で「コアコンクリートの圧壊」および「主筋の破断」によって各々決定した。

#### 4. まとめ

スラブの有無および PC 鋼材径の組み合わせによってプレストレス率を変数とした PRC 柱梁十字形部分架構の静的荷重実験を実施し，曲げ破壊する梁部材の耐震性能についての検証を行った。(その 3)および本報で得られた知見を以下に示す。

- (1) スラブの等価協力幅は梁主筋降伏と同時の梁部材角 0.15%程度で梁スパンの 0.1 倍を超え，最大層せん断力に達する前に梁スパンの 0.2 倍に達した。
- (2) 最大耐力時のスラブ筋の曲げモーメント寄与率が 0.3 程度以下の場合，層せん断力除荷時の残留変形角および残留ひび割れ幅にスラブの影響は見られなかった。
- (3) 上端曲げ耐力が下端曲げ耐力よりも大きい PRC 造の T 形梁断面では，矩形断面と比べて上端引張時には早期に下端コアコンクリートが圧壊し，主筋の座屈および破断を誘発した。

#### 参考文献

- 1) 森口佑紀，島哲也，野中翔太，北山和宏，遠藤俊貴：梁曲げ破壊型のスラブ付きプレレスト鉄筋コンクリート骨組の耐震性能(その 1 実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造 IV，pp.893-894，2013.8
- 2) 島哲也，森口佑紀，野中翔太，北山和宏，遠藤俊貴：梁曲げ破壊型のスラブ付きプレレスト鉄筋コンクリート骨組の耐震性能(その 2 実験結果の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造 IV，pp. 895-896，2013.8
- 3) 村上友梨，北山和宏：プレレスト鉄筋コンクリート骨組における梁部材の耐震性能評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第 34 巻，第 2 号，pp.451-456，2012.7
- 4) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす設計因子の影響，第 13 回日本地震工学シンポジウム，pp.1398-1405，2010.11
- 5) 北山和宏ほか：3.部材性能評価法，日本建築学会大会 PC 部門パネルディスカッション「プレレストコンクリート(PC)建築物性能設計・施工指針(案)制定に向けて」資料，pp.24-40，2011.8
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・解説，pp.120-129，2010.2

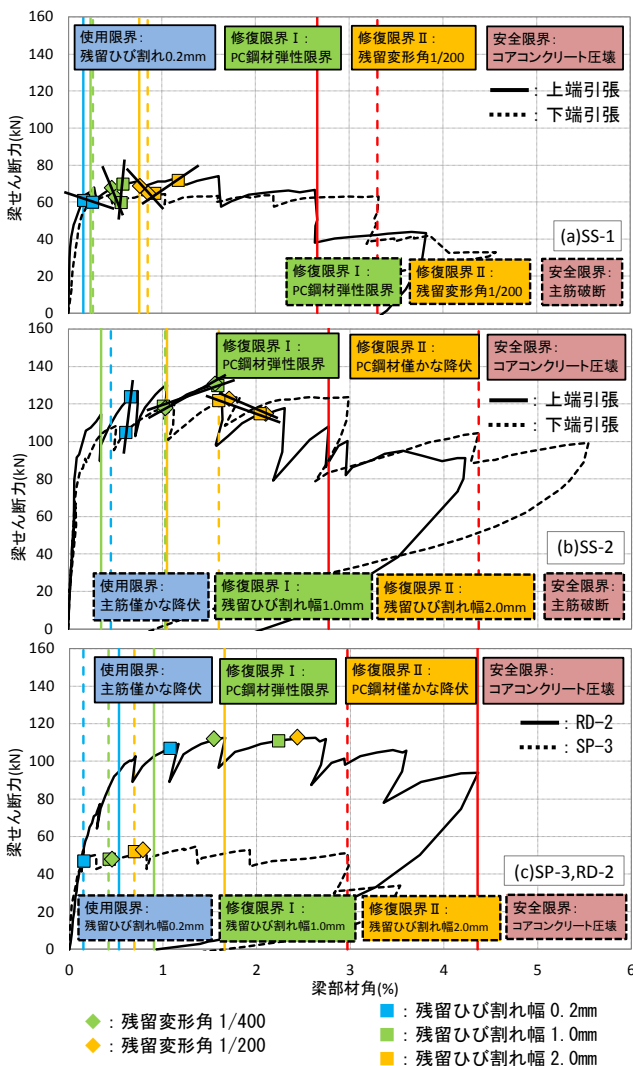


図-1 荷重—変形角関係の包絡線と各種限界状態

\*1 株式会社 大林組 (元首都大学東京 大学院生) 修士(工学)  
 \*\*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博

\*1 OBAYASHI CORPORATION  
 (former Graduate Student, Tokyo Metropolitan University), M.Eng  
 \*\*2 Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.