

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3 スラブの等価協力幅)

正会員 ○北山 和宏 1*
同 島 哲也 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 梁曲げ破壊 等価協力幅

1. はじめに

2013年度の既報¹⁾²⁾では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4体の試験体に静的荷重実験を行い、残留変形率および等価粘性減衰定数等の比較検討を示した。本報は(その2 実験結果の検討)²⁾に引き続き、スラブの等価協力幅を明らかにした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体概要、表-1に試験体諸元、表-2に使用鋼材の材料特性を示す。対象試験体は既往研究³⁾を含めた計4体のPRC柱梁十字形部分架構である。試験体SS-1およびSS-2はスラブおよび直交梁を有し、試験体SP-3およびRD-2は平面十字形とした。PC鋼材は梁の上下端から90mm位置にそれぞれ1本ずつ配置し、種類は全て丸鋼で、試験体SS-1およびSP-3はφ11、試験体SS-2およびRD-2はφ21を用いた。梁幅を250mm、梁せいを400mm、柱断面を350mm×350mm、柱心から梁支持点までを1600mm、梁心から上柱加力点および下柱支持

点までをそれぞれ1415mmとし、梁主筋およびせん断補強筋に使用する鉄筋は全試験体共通とした。楠原ら⁴⁾によると柱梁曲げ耐力比が2.4以上では接合部破壊を生じなかったことから、全試験体において柱梁曲げ耐力比は2.4以上とし、梁曲げ破壊型の試験体となるよう設計した。

2.2 実験方法

図-2に加力装置を示す。試験体の梁両端はローラー支持、下柱はピン支持とし、柱頭の加力点に鉛直方向・東西方向のジャッキを取り付けた。柱に一定の圧縮軸力(780kN)を導入後、層間変形角0.25%を1サイクル、0.5%を2サイクル、1.0、1.5、2.0、3.0、4.0%を3サイクルずつ繰り返し載荷した後、正(西)方向に5.0%まで押切載荷した。試験体SS-1およびSP-3は、層間変形角4.0%で正(西)方向に押切載荷した。層間変形角は頂部加力点の水平変位を頂部加力点から下柱支持点までの距離(2830mm)で除した値とした。

3. 実験結果および検討

3.1 層せん断力-層間変形角関係

図-3に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は軸力によるP-δ効果の補正を加えたものである。図中には梁主筋、スラブ筋およびPC鋼材の降伏時を示

表-1 試験体諸元

試験体名	SS-1	SS-2	SP-3	RD-2 ³⁾	
試験体形状	立体(スラブおよび直交梁付き)		平面		
コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	84.6	81.2	84.6	65	
グラウト圧縮強度(N/mm ²)	74.5	71.4	74.5	65.4	
梁	幅×せい 250mm×400mm				
	幅×せい(直交方向) 250mm×400mm				
	上下端主筋 2-D13(SD295A)				
	PC鋼材	2-φ11 (B種1号)	2-φ21 (B種1号)	2-φ11 (B種1号)	2-φ21 (B種1号)
	シース管	#1032	#1042	#1032	#1042
	スターラップ	D13(SD345)@80			
スターラップ(直交方向)		D13(SD345)@160			
柱	幅×せい 350mm×350mm				
	全主筋	12-D22(SD490)		12-D22 (SD390)	
	フープ	D10(SD345)@100			
スラブ	厚さ	70mm			
	スラブ配筋	D4(SD295A)@80 or 160			
プレストレス率 ^A	柱梁曲げ耐力比 ^{※1}	4.6	2.4	6.1	2.5
	導入プレストレス力(kN/本)	64.9	226.4	63.3	238.0
	上端引張時	0.36	0.66	0.50	0.78
	下端引張時	0.49	0.76		

※1 柱梁曲げ耐力比は梁断面の最大耐力に対する柱断面の最大耐力の節点での比
 ※2 λ=Mp/(Mp+Mr)、ここでMp:最大耐力におけるPC鋼材の曲げモーメントの負担分、Mr:最大耐力における主筋の曲げモーメントの負担分

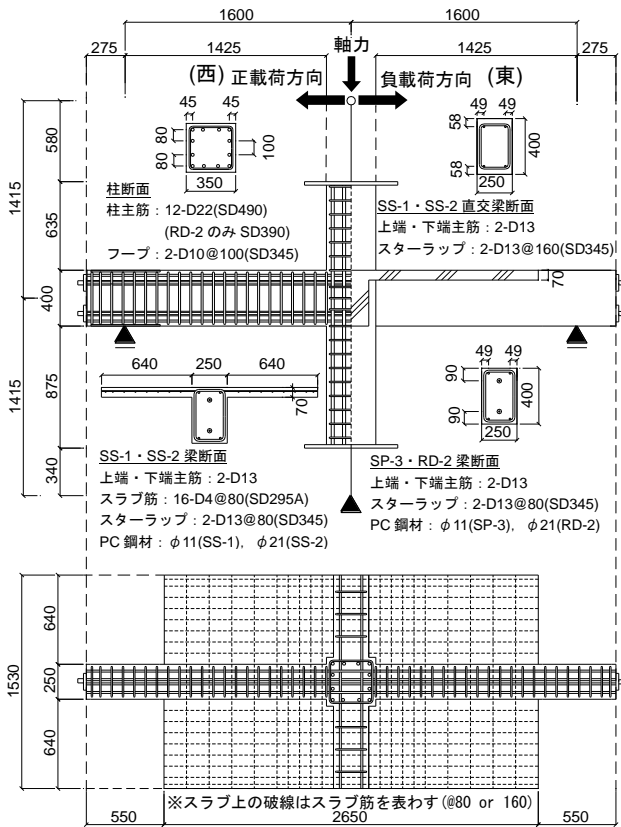


図-1 試験体概要(単位:mm)

した。全試験体で柱主筋およびスターラップは降伏しなかった。立体試験体 SS-1 および SS-2 は主筋降伏後にスラブ筋が降伏し、PC 鋼材降伏と同時に最大せん断力に達した。平面試験体 SP-3 および RD-2 は主筋降伏後に PC 鋼材が降伏し、その後、最大層せん断力に達した。全試験体で最大層せん断力後に梁主筋の座屈および破断、梁危険断面付近のコンクリートが剥落し耐力低下に至った。図中の水平の破線は梁の終局曲げモーメント略算式⁵⁾より求めた最大層せん断力である。ここで、2 体の立体試験体においては、全幅のスラブ筋を有効とした。全試験体で最大層せん断力の実験値は正負ともに計算値を上回り、計算値との差は 1.2 倍以内であった。

3.2 梁の変形成分

各試験体の層間変位構成成分を求めたところ、最大層せん断力時の梁の変形成分割合は試験体 SS-1 で 86%、SS-2 で 71%、SP-3 で 91%、RD-2 で 74%であり、梁の変形成分が層間変位の 7 割以上を占めた。以上、前述の鋼材の降伏状況、破壊性状および変形成分から全試験体の破壊モードを梁曲げ破壊と判断した。

3.3 スラブの等価協力幅

立体試験体 SS-1 および SS-2 のスラブ幅は RC 規準⁶⁾で T 形梁上端引張り時の短期許容耐力に考慮できる協力幅を梁スパン $L(3200\text{mm})$ の 0.1 倍と規定していることから、その妥当性を評価するために $0.2L(640\text{mm})$ とした。

図-4 に立体試験体 SS-1 および SS-2 におけるスラブの等価協力幅の推移を示す。スラブの等価協力幅は、実験で得られた全スラブ筋の応力を得るために、そのスラブ幅(片側)のスラブ筋は全て降伏したとして、鉄筋の位置を考慮せずにスラブ筋比を用いて式(1)より求めた。スラブ筋の測定したひずみは Ramberg-Osgood モデルを用いて応力変換した。スラブ筋応力度には PC 鋼材緊張による圧縮力負担を考慮した。試験体 SS-1 の等価協力幅は梁部材角 0.2% の時に全幅に達した。この時、梁主筋は降伏し、PC 鋼材は未降伏の状態であった。試験体 SS-2 の等価協力幅はひずみゲージ不良により、梁部材角 0.83% 時で等価協力幅 625mm 以降のデータが得られなかったが、等価協力幅—梁部材角関係の傾きより、最大層せん断力時の梁部材角 1.4% 前に全幅 640mm に達したと判断した。また両試験体ともに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% 程度で部材スパンの 0.1 倍(320mm)を超えた。

4. まとめ

本報のまとめおよび参考文献は(その 4 各種限界状態の評価)に示す。

謝辞 本研究は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C (研究代表者：北山和宏)により行った。

*1 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
*2 株式会社 大林組 (元首都大学東京 大学院生) 修士(工学)

表-2 使用鋼材の材料特性^{*1}

	径	規格	降伏応力度 (N/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)	破断伸び (%)
鉄筋	D4 ^{**2}	SD295A	367	858	0.42	14.0
	D10	SD345	419	711	0.24	21.9
	D13	SD295A	376	584	0.21	23.1
	D13	SD345	379	626	0.21	19.5
	D22	SD490	549	724	0.29	14.0
	PC鋼材 ^{**2}	φ 11	B種1号	1089 ^{**3}	1148	0.78
	φ 21	B種1号	1000 ^{**3}	1115	0.74	13.8

※1 試験体 RD-2 は除く

※2 鉄筋 D4 と PC 鋼材の降伏点は 0.2% オフセット法により定めた

※3 PC 鋼材には降伏応力度の 0.7~0.8 倍の緊張力を与えた

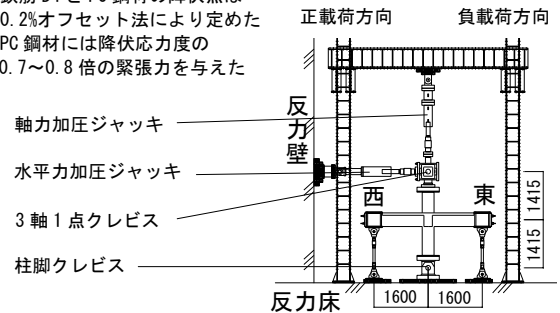


図-2 加力装置(単位:mm)

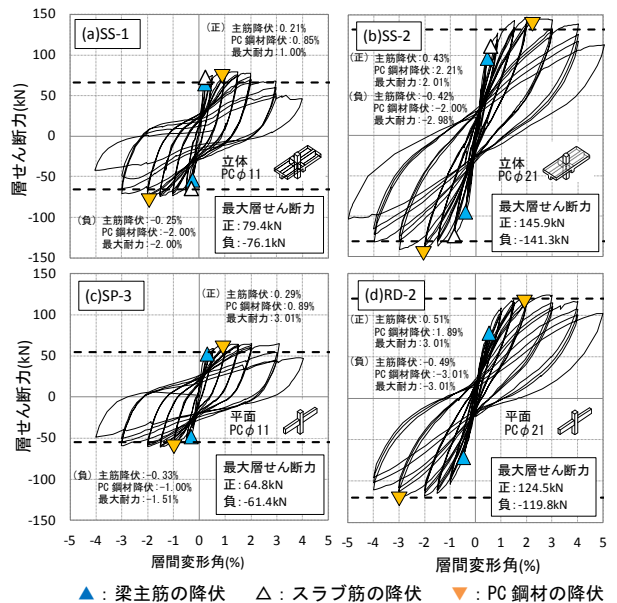


図-3 層せん断力—層間変形角関係

$$B \cdot h \cdot p_t = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_{ti} \cdot a_i)}{\sigma_y} \quad \text{—(式 1)}$$

B : 等価協力幅
 h : スラブ厚
 p_t : スラブ筋比
 n : スラブ筋の本数
 σ_{ti} : 各スラブ筋の応力(測定値)
 a_i : 各スラブ筋の断面積
 σ_y : スラブ筋の降伏応力

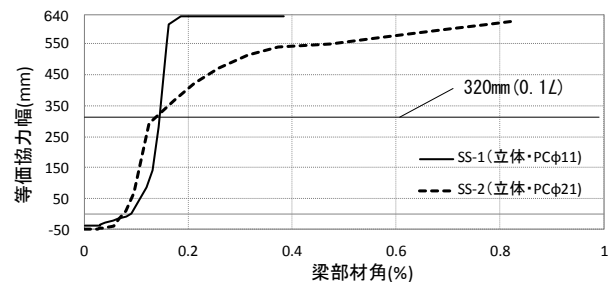


図-4 等価協力幅—梁部材角関係

*1 Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

**2 OBOYASHI CORPORATION

(former Graduate Student, Tokyo Metropolitan University), M.Eng