

アンボンドPC鋼材で圧着接合されたスラブ付きプレストレストコンクリート造骨組の梁曲げ破壊時の耐震性能評価

正会員 ○晉 沂雄*1 同 宋 性勲*2
同 北山 和宏*3 同 金本 清臣*4
同 田島 祐之*5

PCaPC 圧着工法 アンボンド PC 鋼材 十字形柱梁骨組
梁曲げ破壊 復元力特性 スラブの協力幅

1. はじめに

付着の無いアンボンド PC 鋼材にプレストレスを導入してプレキャスト RC 梁と柱を一体化する圧着工法（以下、PCaPC と略記）は、地震後に部材の損傷を部材端部に集中させ損傷制御ができ、損傷した部材を比較的簡易に交換することが可能な工法である。これまでに本工法に関する研究はいくらか行われてきたが、実構造を想定してスラブを取り付けた当該部分架構の研究事例は数少ない。そこで本研究では、梁曲げ破壊型のスラブ付きアンボンド PCaPC 造架構の耐震性能を検討するとともに、柱周りのスラブ筋の貫通の有無がスラブの損傷に与える影響を実験的に調べることにした。

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に使用材料の力学特性を示す。試験体はスラブと直交梁を有する立体十字形2体（PCJ01S, PCJ02S）であり、梁幅を250mm、梁せいを400mm、柱断面を350mm×350mm、柱芯から梁端部支持点までを1600mm、梁芯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、使用材料は両試験体共通とした。また、スラブの協力幅の検討のため、片側のスラブ幅は梁スパン(L)の約0.3倍と設定した。試験体は柱と梁（スラブ厚さ70mm分を除く）を別々に打設した後、幅20mmの目地モルタルを介して接合し、アンボンドPC鋼材に緊張力を導入して圧着接合した。次に、スラブの打設を行い、スラブと梁を一体化させた。ただし、試験体PCJ01Sは従来の通り柱周りの全スラブ筋を貫通させたのに対し、試験体PCJ02Sは柱周りのスラブ筋の一部を非貫通とし（図1参照）、柱周りのスラブ筋の貫通の有無がスラブの損傷に及ぼす影響を検討することとした。柱梁曲げ耐力比（柱の曲げ終局耐力¹⁾／梁の曲げ終局耐力²⁾）は試験体PCJ01Sで1.67、試験体PCJ02Sで1.83である。

2.2 実験方法

図2に加力装置を示す。梁の両端はローラー支持、柱脚はピン支持とし、柱頭の加力点に鉛直・東西・南北方向のジャッキを取り付けた。柱に一定の圧縮軸力（800kN、 $\eta=0.1$ ）を導入後、層間変形角（R：頂部加力点の水平変位／頂部加力点から下柱支持点までの距離）0.125, 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 3, 4%を2回ずつ1方向正負交番繰り返し繰り返し載荷した。

3. 実験結果

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（R）関係を示す。層せん断力は測定した梁端せん断力を用いて力の釣り合いより求めた。図中の△、□、◇、○および×は、梁の圧着接合部離間発生時、梁曲げひび割れ発生時、PC鋼材弾性限界時、最大

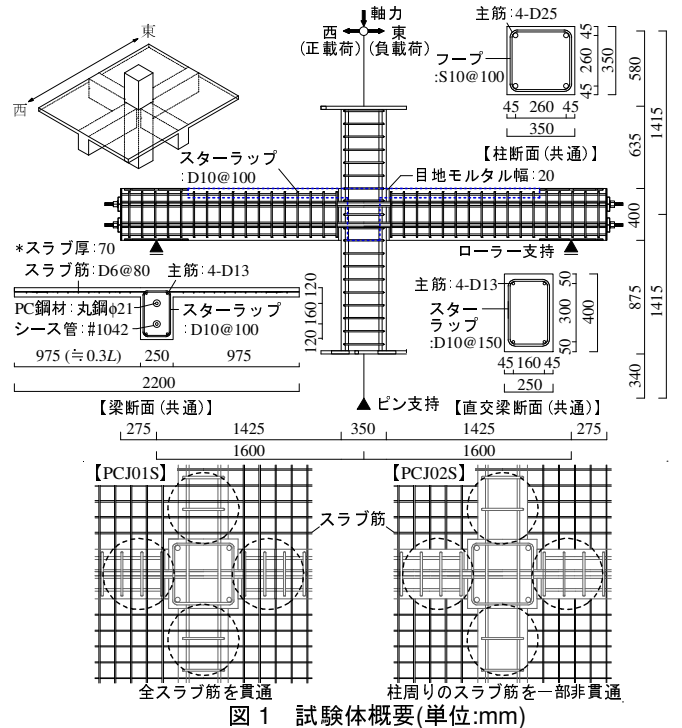


図1 試験体概要(単位:mm)

表1 試験体諸元

試験体名	PCJ01S	PCJ02S
試験体形状	スラブ付き立体十字形	
実験変数	柱周りのスラブ筋貫通	柱周りのスラブ筋非貫通
断面(bxD)	250mm×400mm	
主筋	4-D13(SD295A)	
PC鋼材	2-φ21(B種1号)	
PC鋼材緊張力	273(kN/本)	
スターラップ	D10@100(SD295A)	
断面(bxD)	350mm×350mm	
主筋	4-D25(SD390)	
フープ	S10@100(KSS785)	
スラブ配筋	D6@80(SD295A)	
柱梁曲げ耐力比	1.67	1.83

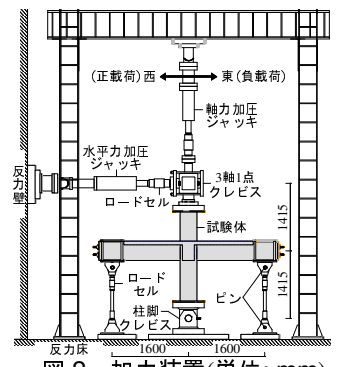


図2 加力装置(単位:mm)

表2 材料特性

コンクリート	PCJ01S			PCJ02S		
	柱・梁	スラブ	目地グラウト	柱・梁	スラブ	目地グラウト
圧縮強度	68.0MPa	65.2MPa	91.5MPa	71.2MPa	71.0MPa	108.9MPa
割裂強度	2.6MPa	2.7MPa	2.9MPa	3.0MPa	2.1MPa	4.3MPa
鉄筋/鋼材	径	規格	降伏応力度	引張強さ	降伏ひずみ	弾性限界ひずみ ^{※2}
	D6 ^{※1}	SD295A	358MPa	525MPa	0.37%	-
	D10	SD295A	364MPa	509MPa	0.18%	-
	S10 ^{※1}	KSS785	969MPa	112MPa	0.74%	0.43%
	D19	SD490	529MPa	715MPa	0.26%	-
	D25	SD390	457MPa	653MPa	0.22%	-
PC鋼材 ^{※1}	φ21 B種1号	1006MPa	1124MPa	0.70%	0.46%	

※1 鉄筋 D6, S10, PC鋼材の降伏点は0.2%オフセット法により定めた。
※2 弾性限界ひずみは0.01%オフセット法により定めた。

層せん断力時およびかぶりコンクリート圧壊時を示す。ここで、梁曲げひび割れ発生点は剛性急変点と目視により、かぶりコンクリート圧壊は目視により判断した。両試験体で柱主筋、梁主筋、接合横補強筋は降伏しなかった。PC鋼材は降

伏ひずみまでは至らなかったものの、両試験体共に弾性限界を超え、その応力度がほぼ降伏強度に達した。図中に示す最大層せん断力計算値は文献 2)の略算式より算定し、この際に全幅のスラブ筋を有効とし、スラブ筋は柱周りに貫通するもののみを考慮した。その結果、両試験体における最大層せん断力実験値は計算値の約 0.98~1.10 倍となり、概ね安全側の評価となった。なお、試験体 PCJ02S ではコンクリートの強度が若干高く、柱周りのスラブ筋の一部は非貫通だったが、柱面から直交梁に向かって約 8.3d (d:スラブ筋の径) の定着長があったため、非貫通スラブ筋も引張力を負担し、層せん断力実験値も上昇する結果になったと考えられる。また、前述した通り PC 鋼材は降伏ひずみまでは至っていないため、両試験体の履歴形状は概ね原点指向型を示した。

3.2 破壊性状

図 4 にスラブ上面と南面の最終的なひび割れ発生状況を示す。黒いハッチングはコンクリートの剥落を表す。両試験体で R=0.25%時に圧着接合面の目開きが確認された。また、両試験体共に最大層せん断力付近で梁の圧着接合面近傍のかぶりコンクリートが圧壊し、これが最大層せん断力以降の耐力低下の要因となった。両試験体でスラブの曲げひび割れの発生や進展が顕著であったが、柱周りのスラブ筋を非貫通とした試験体 PCJ02S の方がスラブのひび割れ発生本数が若干少なかった。これについて試験体 PCJ02S では層間変形が大きくなるにつれ、以前までは引張力を負担した非貫通スラブ筋の定着が一部劣化し、スラブ危険断面近傍での力の伝達が相対的に小さくなったことが一つの要因と考えられる。それでも両試験体における圧着接合面の目開き幅は、荷重ピーク時最大で約 13~14.5mm、除荷時最大で約 1.5~2.3mm となり、ほぼ同程度であった。最終的に柱主筋、接合部横補強筋および PC 鋼材が降伏しなかったこと、梁の圧着接合面近傍のかぶりコンクリート圧壊後に耐力が低下したことから、両試験体の破壊モードは梁曲げ圧壊と判断した。

3.3 スラブの等価協力幅

図 5 にスラブの等価協力幅の算定結果を示す。本研究では梁危険断面位置に貼付したスラブ筋のひずみゲージに対応する応力度を算出し、文献 3)の式(1)よりその等価協力幅を評価した。この際、スラブ筋の応力度-ひずみ関係はバイリニアとし、降伏ひずみを超えたスラブ筋の応力度を降伏応力度と見なした。

$$B \cdot t \cdot p_t = A_{ef} = \sum_{i=1}^n (\sigma_{ii} \cdot A_i) / \sigma_y \quad (1)$$

ここで、B はスラブの等価協力幅、t はスラブ厚、p_t はスラブ筋比、A_{ef} は有効スラブ筋量、n、σ_{ii}、A_i および σ_y は引張側スラブ筋の本数、応力度、断面積および降伏応力度である。

両試験体におけるスラブの等価協力幅は梁部材角の増加に伴い徐々に増大したが、試験体 PCJ02S では前述した通り非貫通スラブ筋の定着が一部劣化し、そのひずみゲージの出力

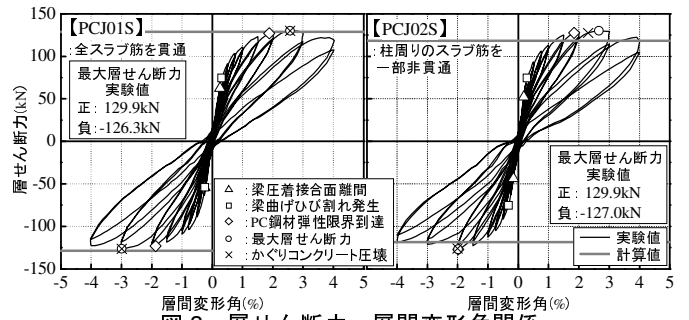


図 3 層せん断力-層間変形角関係

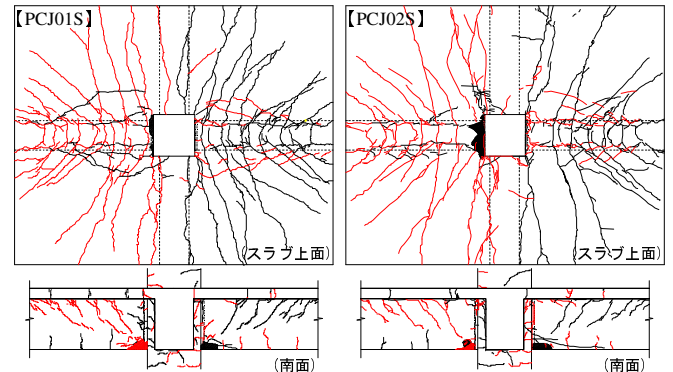


図 4 ひび割れ発生状況 (R=4.0%)

からこれ以上引張力を負担しないと判断されるスラブ筋が生じたため、スラブの等価協力幅が若干減少する結果となった。両試験体におけるスラブの等価協力幅は梁部材角 0.4%程度で梁スパンの 0.1 倍を、梁部材角 1.2%程度で梁スパンの 0.2 倍を超え、文献 1)の協力幅より梁曲げ耐力に大いに寄与した。

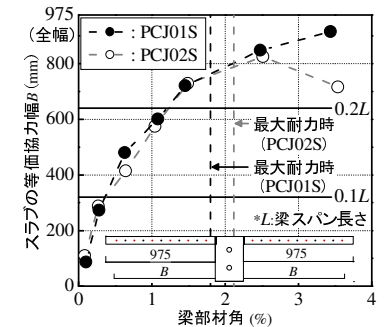


図 5 等価協力幅-梁部材角関係

4. まとめ

- (1) 最大層せん断力実験値は既往の耐力式より概ね安全側で評価可能であり、柱周りのスラブ筋の貫通の有無に関わらず両試験体の履歴形状は原点指向型を示した。
- (2) 本実験の限りでは柱周りのスラブ筋を一部非貫通とした場合、スラブの損傷が若干軽微になったが、全スラブ筋を貫通させた試験体と比べ顕著な差は見られなかった。
- (3) 柱周りのスラブ筋の貫通の有無に関わらず、スラブの等価協力幅は梁部材角 0.4%程度で梁スパンの 0.1 倍を超え、最大耐力に達する前に梁スパンの 0.2 倍以上となった。

[謝辞] 本研究は国土交通省平成 25 年度住宅市場整備推進等事業費補助金を受けて一般社団法人長寿命建築システム普及推進協会による「長寿命建築システム普及推進事業」の一環として行われた。また、本学の特別研究として取り組んだ黒川涼太さん(現株式会社大林組)にも、ここに記して御礼申し上げる。
[参考文献] 1)日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010 年 2)日本建築学会:プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015 年 3)島哲也, 北山和宏, 遠藤俊貴: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と各種限界状態の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.727-732, 2014 年 7 月

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科 特任助教 博士(工学)
 *2 首都大学東京 大学院生 修士(工学)
 *3 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博
 *4 清水建設株式会社 技術研究所 修士(工学)
 *5 アシス株式会社 博士(工学)

*1 Research Assistant Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
 *2 Graduate Student, Tokyo Metropolitan Univ. M. Eng.
 *3 Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
 *4 Institute of Technology, Shimizu Corporation, M. Eng.
 *5 Asiss Corporation, Dr. Eng.