

論文 途中定着 PC 鋼材を用いたアンボンドプレストレストコンクリート部材の耐震性能評価

菅 沂雄*1・上野 彩菜*2・馬場 龍太郎*3・北山 和宏*4

要旨：PC 鋼材の長さ・径・配筋位置等を実験変数とし、PC 鋼材を途中定着したアンボンド PCaPC 梁の耐震性能を検討した。初期緊張力を PC 鋼材降伏力の半分、PC 鋼材長さを梁せいの 2 倍とした結果、PC 部の残留ひび割れ幅は極めて小さく、PC 鋼材の配置されない RC 部にもひび割れが生じたが、その最大残留ひび割れ幅は 0.03~0.06mm 以下と僅かであった。PC 鋼材の総断面積を梁せい中央部に集約配筋することで同等の耐力が発揮でき、途中定着の場合も、PC 鋼材の塑性化が抑制され大変形時にもほぼ原点指向形の履歴形状を示した。PC 鋼材を集約配筋した場合の最大耐力評価式を提案し、実験結果が精度良く評価できることを確認した。

キーワード：アンボンド PCaPC 部材, 途中定着 PC 鋼材, 集約配筋, マクロモデル, 最大耐力評価

1. はじめに

アンボンド・プレキャスト・プレストレスト・コンクリート（以下、アンボンド PCaPC）構造は、アンボンド PC 鋼材をプレキャストの RC 柱と梁部材に貫通して配筋し、その PC 鋼材を緊張して両者を一体化する圧着接合法からなる。アンボンド状態の PC 鋼材を用いる本構造形式では、プレキャスト化及びアンボンド化による施工作業の省略、緊張力による高復元性、ひび割れ発生抑制、圧着接合面付近に損傷を集中させる損傷制御効果、損傷・劣化部材の交換が可能になる等、様々な利点が得られ、高優位性を有する耐震構造になり得る。

一方、アンボンド PC 鋼材を部材途中で定着し、その長さを適宜短くすると、経済性のみならず PC 鋼材及び損傷・劣化部材の交換がより容易となり、更なる利点が得られると予想される。そこで、文献 1)及び 2)ではト形及び十字形架構に取り付く途中定着アンボンド PCaPC 梁を対象に、梁部材内の PC 鋼材の定着長さを $1.0D \sim 2.0D$ (D : 梁せい) と設定し、その構造性能について実験的に検討した。その結果、PC 鋼材の定着長さが短くなるほど PC 鋼材の応力増加が早まり最大耐力は増大するが、PC 鋼材の塑性化によって残留ひび割れ幅及び残留変形が増加する傾向であることが確認された。また、PC 鋼材の配筋されていない RC 部には多くのひび割れが発生していることから、RC 部のひび割れ制御も課題点として挙げられた。このように途中定着アンボンド PCaPC 部材の構造性能について検討されつつあるが、その研究事例は非常に少ない。よって本研究では、PC 鋼材の長さ・径・本数・配筋位置等を実験変数とし、本構造形式の耐震性能について更なる検討を行う。

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。試験体は計 4 体でト形架構に取り付く梁部材を想定し、梁断面を $250 \times 400\text{mm}$ 、スタブ断面を $650 \times 400\text{mm}$ 、梁反曲点までの距離を $1,425\text{mm}$ とする片持ち梁と設定した。PCX01 では既往研究¹⁾を参考に PC 鋼材を $\phi 21$ の上下配筋とした上、初期緊張力の低減による PC 鋼材の塑性化抑制や損傷抑制効果を検討

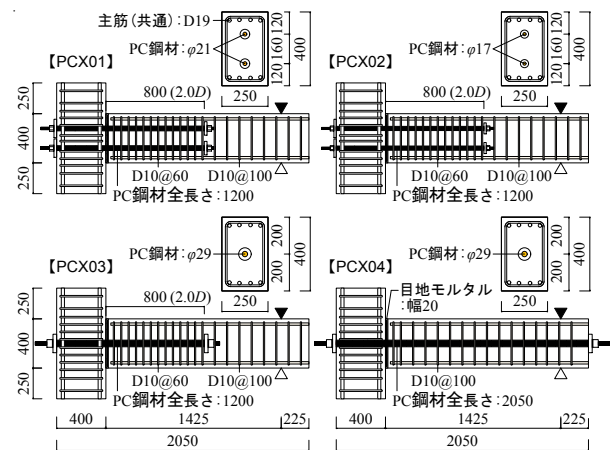


図-1 試験体概要 (単位: mm)

表-1 試験体諸元

試験体名	PCX01	PCX02	PCX03	PCX04
PC 鋼材定着長さ	800mm (2.0D)			全通し
PC 鋼材 (本数)	$\phi 21$ (2本) ^{*1}	$\phi 17$ (2本)	$\phi 29$ (1本) ^{*1}	
プレストレスレベル ^{*2}	0.5			
断面 ($b \times D$)	250mm \times 400mm			
主筋	4-D19 (SD490)			
筋筋	\square D10 (SD295A)			
コンクリート圧縮強度	95.2MPa	95.2MPa	95.5MPa	95.5MPa
目地モルタル圧縮強度	106.4MPa	106.4MPa	106.4MPa	106.4MPa

^{*1} $\phi 21 \cdot 2$ 本の断面積: 692.8mm^2 , $\phi 29 \cdot 1$ 本の断面積: 660.5mm^2

^{*2} プレストレスレベル: 初期緊張力/PC 鋼材の降伏力

*1 明治大学 理工学部建築学科専任講師 博士(工) (正会員)

*2 明治大学大学院 理工学研究科建築学専攻 博士前期課程 (学生会員)

*3 積水ハウス (株)

*4 東京都立大学 都市環境学部建築学科教授 工博 (フェロー会員)

表-2 使用鋼材の材料特性

	径	規格	ヤング係数	弾性限界ひずみ	降伏ひずみ	降伏応力度	引張強度
PC鋼材 ¹⁾	φ17	B種 1号	2.0×10^5 MPa	0.42%	0.69%	996.1MPa	1121.9MPa
	φ21		2.0×10^5 MPa	0.45%	0.71%	998.5MPa	1111.4MPa
	φ29		2.0×10^5 MPa	0.44%	0.70%	994.7MPa	1122.6MPa
鉄筋	D19	SD490	2.0×10^5 MPa	—	0.28%	524MPa	659MPa
	D10	SD295A	1.9×10^5 MPa	—	0.19%	357MPa	497MPa

¹⁾ 降伏点と弾性限界点は0.2%と0.01%オフセット法により定めた。

すべく、有効プレストレスレベル（初期緊張力/PC鋼材降伏力）を0.5と設定した。PCX02ではPC鋼材をφ17の上下配筋とし、PC鋼材の配筋量とその耐力及び変形能力に与える影響を検討する。PCX03ではPCX01のPC鋼材の総断面積（2本×φ21）をほぼ等しくしながら、その断面積を1本（φ29）に集約し梁せいの中央部に配置した。アンボンドPCaPc部材では、上下PC鋼材の引張合力の作用位置が概ね梁せいの中央部となる。よってPCX03のような集約配筋を用いると、同等の構造性能を發揮しながらもPC鋼材の配筋本数を減らすことで施工性の向上やひずみ増分の抑制効果が得られると考える。途中定着試験体であるPCX01~PCX03のPC鋼材の定着長さは2Dとし、最後にPCX04ではPC鋼材を梁全長に渡り配置してPCX03との比較を行い、PC鋼材の定着長さによる構造性能の差異を検討する。なお、既往実験²⁾にて梁主筋（組立筋）はRC部で降伏しない設定となっており、本研究では既往実験との比較のため同じ主筋とした。試験体は梁とスタブのコンクリートを別々に打設した後に目地モルタルを介して接合し、PC鋼材で圧着接合した。この際、途中定着試験体では構造性能の検討に重点をおき、梁断面内にPC鋼材を定着するディテールとした。

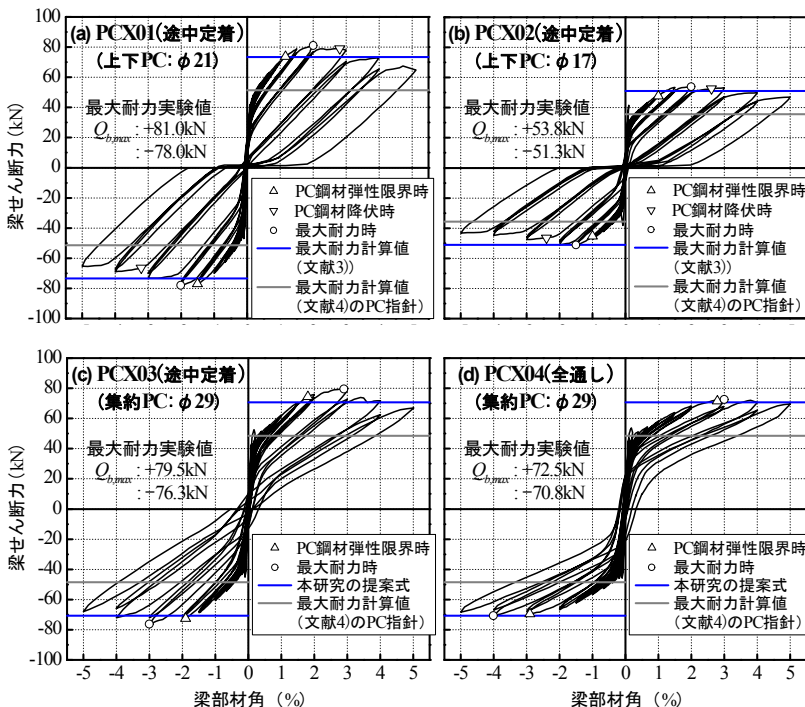


図-3 梁せん断力-梁部材角関係

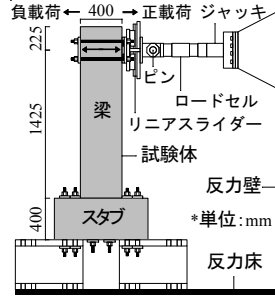


図-2 荷重装置

2.2 実験方法

図-2に荷重装置を示す。実験の際には梁が鉛直になるように試験体を固定した後、梁の反曲点長さ位置に水平ジャッキを設置し、試験体とジャッキの間にはピンとローラー（リニアスライダ）を取り付けた。その後、梁部材角（ R ：水平荷重点の水平変位/圧着面から反曲点までの長さ）の0.1・0.2・0.4・0.67・1・1.5・2・3・4%を2回、5%を1回ずつ正負交番繰返し荷重した。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-変形関係

図-3に梁せん断力-梁部材角関係を示す。図中の△、▽、○はそれぞれPC鋼材弾性限界時、PC鋼材降伏時、最大耐力時を示す。ここでPC鋼材のひずみは梁危険断面近傍に貼付したひずみゲージの出力値を判定基準とした。図-3の最大耐力計算値については次章で説明する。梁主筋、肋筋及びスタブ筋の降伏は見られなかった。

PCX01では $R=0.1\%$ 荷重時に曲げひび割れ及び圧着面での目開きが発生し、 $R=1.0\%$ 近傍からPC鋼材ひずみが弾性限界ひずみに到達した。 $R=2.0\%$ ではかぶりコンクリートの圧壊とともに最大耐力を記録し、 $R=3.0\%$ 付近でPC鋼材が僅かに降伏したが、未だ原点指向形の履歴形状を示し残留変形もほぼゼロであった。一方、 $R=4.0\%$ 以後になるとPC鋼材の塑性化がより進展して残留変形が急増し、スリップ形の履歴形状を示した。

PCX01に比べPC鋼材径を小さくしたPCX02でも $R=0.1\%$ から曲げひび割れ及び目開きが生じた。 $R=1.0\%$ 付近でPC鋼材が弾性限界ひずみとなり、 $R=2.0\%$ ではかぶりコンクリートの圧壊が発生した。正荷重時の最大耐力発揮部材角は+2.0%であり、負荷時には-1.5%であったが、かぶりコンクリートが圧壊した $R=2.0\%$ の梁せん断力(-51.0kN)とほぼ同値であった。その後、PC鋼材の降伏が見られ $R=4.0\%$ 荷重以後からは残留変形が急増し、スリップ形履歴を呈した。本試験体ではPC鋼材断面積を小さくしたためPCX01に比べ最大耐力は低い結果となったが、コンクリートへの圧縮力負担分、即ちコンクリートの損傷が減ったため最大耐力以後緩やかな耐力低下を示した。

PC鋼材の総断面積をPCX01とほぼ同

等にしながら PC 鋼材を梁せい中央部に集約配筋した PCX03 でも、PCX01 とほぼ同時点で曲げひび割れ及び目開きが発生し、 $R=0.1\%$ で確認した両試験体の初期剛性はほぼ等しかった。しかし、PC 鋼材の塑性化が遅れ $R=2.0\%$ 付近で PC 鋼材が弾性限界ひずみを越え、 $R=3.0\%$ 近傍でかぶりコンクリートの圧壊とほぼ同時に最大耐力を記録した。本試験体の最大耐力は PCX01 のそれとほぼ等しいが、PC 鋼材の塑性化が抑制されたため最大耐力発揮部材角が遅れる結果になったと考える。また、PC 鋼材を集約配筋することによって PC 鋼材は降伏せず、大変形経験後においても概ね原点指向形の履歴形状を維持できることを確認した。PCX04 では PC 鋼材を全通しとしたため PCX03 より同一変形時の PC 鋼材ひずみが小さくなり、最大耐力が若干低い結果となったが、PC 鋼材の塑性化が更に抑制され、PC 鋼材のひずみ増分が最も小さかった。

3.2 破壊性状

図-4 に試験体の最終破壊状況、正載荷時の目開き幅及びひび割れ幅の計測結果を示す。ここで目開き幅及びひび割れ幅はクラックスケールを用いて計測した。

PCX01 では $R=0.1\%$ から PC 部 (PC 鋼材定着区間) に曲げひび割れ及び目開きが生じ、PC 部と RC 部 (PC 鋼材非定着区間) の境界面にも曲げひび割れが観測された。 $R=1.5\%$ まで PC 部及び RC 部に新たな曲げひび割れが生じ曲げせん断ひび割れへの進展も見られたが、それ以後新たなひび割れの発生は無かった。梁変形が集中する目開き幅を除き、PC 部の最大残留ひび割れは 0.02mm 程度とほぼ閉じ、RC 部の最大残留ひび割れ幅も 0.06mm 以下と僅かであった。文献 1) の既往試験体 (PCJ06) と比較すると、有効プレストレスレベルの調整 (0.8 から 0.5) に

よって特に RC 部のひび割れ本数が少ない結果となった。

PCX02 の破壊性状は PCX01 とほぼ同様であったが、 $R=0.4\%$ で PC 部と RC 部の境界面に僅かな曲げひび割れが生じ、この曲げひび割れが全梁せいにわたり進展したのは $R=2.0\%$ であった。本試験体では PC 鋼材断面積を減らし梁耐力を下げたことによって、PC 部及び RC 部のひび割れ発生が他の途中定着試験体に比べ少なく、危険断面近傍のコンクリート損傷も軽減された。PCX01 と同様に目開き幅を除く PC 部の最大残留ひび割れ幅は約 0.02mm 、RC 部の最大残留ひび割れ幅は約 0.03mm となり、残留ひび割れがほぼ閉じた。

PC 鋼材を集約配筋した PCX03 の破壊性状も PCX01 とほぼ同様であり、 $R=2.0\%$ 以後新たなひび割れの発生は見られなかった。目開き幅を除く PC 部のひび割れ幅はピーク時最大で 0.03mm 程度と殆ど拡幅せず、除荷時最大で 0.01mm 程度とほぼ閉じた。RC 部においてもピーク時最大で 0.06mm と小さく、除荷時最大で 0.04mm 程度と残留ひび割れ幅は極めて小さかった。PC 鋼材を集約配筋した PCX04 では PC 鋼材を全通しとしたため、全試験体の中でひび割れの発生が最も少ない結果となった。

4. 最大耐力の評価

途中定着試験体と全通し試験体、即ち PCX03 と PCX04 での最大耐力の差が 10% 程度と比較的小さかったこと、かつ途中定着アンボンド PCaPC 梁の最大耐力算定式は無いことから、全通し PC 鋼材を対象とした既往研究 3) と 4) に基づき最大耐力を評価し、その評価精度を検討する。なお、全通しを含め PC 鋼材を集約配筋した場合の耐力算定式も殆ど見当たらないので、PCX03 と PCX04 については新たな耐力算定式を提案し最大耐力を評価する。

4.1 試験体 PCX01 と PCX02 の最大耐力評価

前述の通り、PCX01 と PCX02 の最大耐力を 2 つの方法で評価した。1 つ目は筆者らの提案した文献 3) の評価式、即ちト形架構に取り付く、全通し PC 鋼材を有するアンボンド PCaPC 梁の曲げ終局時の耐力評価式を用いたもので、算定式の詳細は同文献を参照されたい。2 つ目は文献 4) (以下、PC 指針) による方法で、圧縮側 PC 鋼材の引張力は有効プレストレス力 (初期緊張力) とし、引張側 PC 鋼材の応力度を有効プレストレス応力と PC 鋼材の応力増分 (式(1)の $\Delta\sigma_p$) の和と仮定し、梁圧着面での力のつり合いを用いたものである。両方法による最大耐力計算値を図-3 にあわせて示した。文献 3) による計算値は PCX01 と PCX02 の最大耐力実験値の約 $0.91\sim 0.99$ 倍となり良好な対応を示した。一方、PC 指針 4) による計算値は実験値の $63\sim 70\%$ 程度に留まり、実験結果をかなり過少評価した。同文献の式(1)では引張側 PC 鋼材の $\Delta\sigma_p$ の上限値を 98MPa 近くまでとしているが、両試験体の実

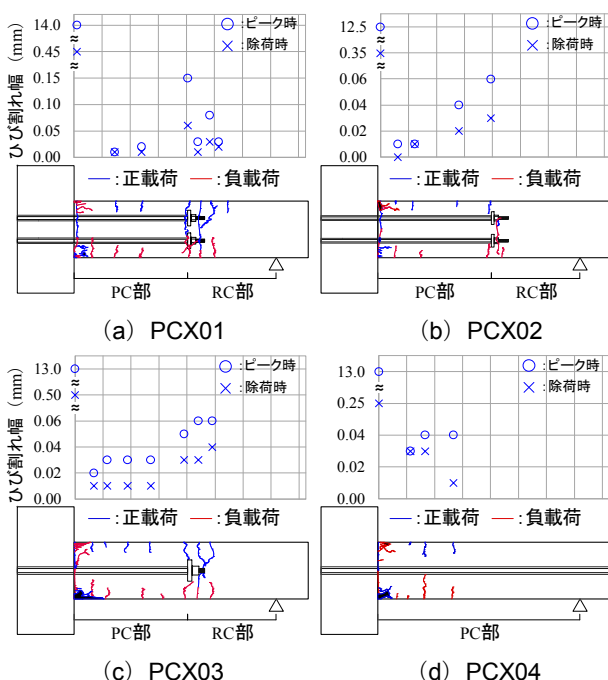


図-4 目開き及びひび割れ発生状況 (載荷終了時)

験結果では最大耐力時の $\Delta\sigma_p$ が400MPa以上上昇したことから、PC鋼材の有効プレストレスレベルが比較的低い場合は、 $\Delta\sigma_p$ が過少評価される可能性が高い。

$$\Delta\sigma_p = 98 - \frac{4.9 \times 10^5}{\sigma_c} P_p \quad (1)$$

ここで、 $\Delta\sigma_p$: 最大耐力時のPC鋼材の応力増分、 σ_c : コンクリート圧縮強度、 P_p : PC鋼材比(引張側PC鋼材断面積の和/(部材幅×コンクリート圧縮縁から引張側PC鋼材重心位置までの距離))、である。

4.2 試験体 PCX03 及び PCX04 の最大耐力評価

本節では以下に提案するマクロモデルに基づき、梁せい中央部にPC鋼材を集約配筋した場合の最大耐力算定式を作成し、PCX03及びPCX04の最大耐力を評価する。

(1) マクロモデルの概要

本研究で提案するマクロモデルを図-5に示す。既往の研究及び実験結果に基づき、本マクロモデルでは文献3)と同様に次のことを仮定する。アンボンドPCaPC梁にせん断力が作用すると梁圧着面で離間が生じ、剛体的に回転して変形する。この際、コンクリートの縮みによる梁材軸方向への軸変形($\Delta_{c,ex}$)は梁圧着面に集中し、PC鋼材位置(即ち断面中央)に発生する離間距離($\delta_{d,i}$)はPC鋼材の伸び量と等しい。また、PC鋼材の引張力(T_i)はコンクリートの圧縮合力(C_c)と等しい。

(2) コンクリート及びPC鋼材の材料特性のモデル化

アンボンドPCaPC部材では一般的に高強度コンクリートが使用され、高強度コンクリートの場合、圧縮強度(σ_B)に至るまで圧縮応力度(σ_c)がほぼ線形的に増加し、 σ_B 以降は σ_c が急激に低下する特徴を有する³⁾。そこで本研究では、上記の材料特性に基づき、かつ後述する評価式を容易に導くため、コンクリートの応力度-ひずみ関係を近似的に線形の形で仮定する(図-6(a))。

一方、PC鋼材の応力度(σ_t)-ひずみ(ε_t)関係は、図-6(b)のように弾性限界以降の非線形区間が比較的適切に表現できるトリリニア形とする³⁾。よって、PC鋼材の引張応力度(σ_t)、接線剛性(E_t)、引張力(T_i)は、それぞれ式(2)~(4)のように定義される。

$$\sigma_t = \begin{cases} E_{t1}\varepsilon_t & \varepsilon_t < \varepsilon_{te} \\ E_{t2}(\varepsilon_t - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te} & \varepsilon_{te} \leq \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \\ \sigma_{ty} & \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \end{cases} \quad (2)$$

$$E_t = \begin{cases} E_{t1} & \varepsilon_t < \varepsilon_{te} \\ E_{t2} & \varepsilon_{te} \leq \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \\ E_{t3} = 0 & \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \end{cases} \quad (3)$$

$$T_i = \begin{cases} A_t \sigma_t = A_t E_{t1} \varepsilon_t & \varepsilon_t < \varepsilon_{te} \\ A_t \sigma_t = A_t (E_{t2}(\varepsilon_t - \varepsilon_{te}) + \sigma_{te}) & \varepsilon_{te} \leq \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \\ T_{ty} & \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 ε_{te} 及び σ_{te} : PC鋼材弾性限界時のひずみ及び応力度(0.01%オフセット法)、 ε_{ty} 及び σ_{ty} : PC鋼材降伏時

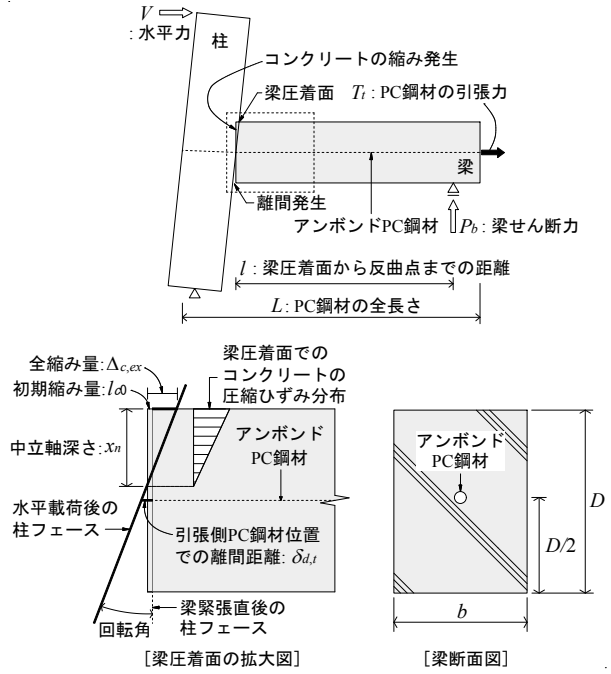


図-5 アンボンドPCaPC梁の変形状況

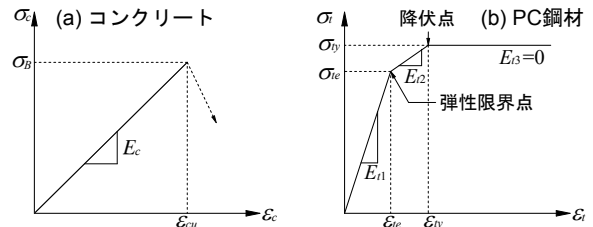


図-6 応力度-ひずみ関係

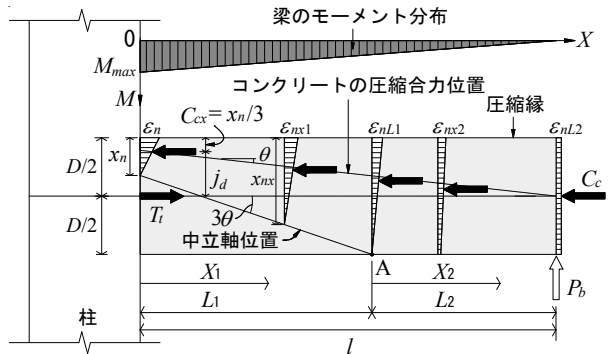


図-7 梁材軸の任意断面での圧縮合力と中立軸位置

のひずみ及び応力度(0.2%オフセット法)、 E_{t1} : PC鋼材のヤング係数、 E_{t2} : PC鋼材の2次接線剛性($\varepsilon_{te} \leq \varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$)、 E_{t3} : PC鋼材の3次接線剛性($\varepsilon_{ty} \leq \varepsilon_t$)、である。

アンボンドPCaPC梁断面に配筋される主筋は主に肋筋を保持するための組立筋として存在するため、通常RC梁に比べその主筋量が少ない。更に、梁圧着面を除き梁部材には曲げひび割れの発生が非常に少なく、梁危険断面近傍では組立筋が切断されているので、その影響は小さい³⁾。なお、その配筋量が比較的多い場合、特に圧縮側鉄筋の圧縮力により部材耐力が若干向上する可能性が考えられるが、安全側の評価かつ推定式を容易に導くため、本論文では組立筋の影響は考慮しないこととした。

(3) 梁材軸に沿った任意断面での圧縮力と中立軸位置

図-7のように梁断面に作用する曲げモーメント (M) は梁圧着面から梁材軸に沿って線形的に減少するため、コンクリート圧縮合力 (C_c) と PC 鋼材引張力 (T_t) 間の応力中心間距離 (j_d) も線形的に減少し、反曲点では C_c と T_t の作用位置が等しくなる。従って、梁材軸に沿った任意断面での圧縮縁から圧縮合力 (C_c) までの距離 (C_{cx}) は、式(5)で表わせる。また、前述した通りコンクリートの圧縮応力度分布を三角形と仮定すれば任意断面での中立軸深さ x_{nx} は C_{cx} の3倍となり、式(6)を得る。更に、中立軸深さが梁せいと丁度等しくなる A 点までの距離 (L_1) は、式(6)の x_{nx} に D を代入して式(7)から算定される。

$$C_{cx} = \frac{D/2 - x_n/3}{l} X_1 + \frac{x_n}{3} \quad (5)$$

$$x_{nx} = \frac{3D - 2x_n}{2l} X_1 + x_n \quad (6)$$

$$L_1 = (D - x_n) \left(\frac{3D - 2x_n}{2l} \right) \quad (7)$$

ここで、 x_n : 梁圧着面での中立軸深さ、 l : 梁圧着面から反曲点までの距離、である。

(4) 梁材軸に沿った任意断面に生じる圧縮縁ひずみ

まず、 x_{nx} が梁面内に存在する区間 (梁圧着面～A点までの距離 L_1) の任意断面に生じる圧縮縁ひずみ (ϵ_{nx1}) について考える。アンボンド PCaPC 梁では、 C_c の大きさが部材全長に渡り一定であるため、梁圧着面に作用する圧縮力は L_1 区間の任意断面に生じる圧縮力と同じになり (式(8))、これらの関係により L_1 区間の任意断面での圧縮縁ひずみ (ϵ_{nx1}) が式(9)のように導かれる。

$$\frac{1}{2} x_n \epsilon_n E_c b = \frac{1}{2} \left(\frac{3D - 2x_n}{2l} X_1 + x_n \right) \epsilon_{nx1} E_c b \quad (8)$$

$$\epsilon_{nx1} = x_n \epsilon_n \left(\frac{3D - 2x_n}{2l} X_1 + x_n \right) \quad (9)$$

ここで、 ϵ_n : 梁圧着面での圧縮縁ひずみ、 E_c : コンクリートのヤング係数、 b : 梁幅、である。

一方、図-7と図-8のように、 L_2 区間ではコンクリートの圧縮ひずみと圧縮応力度の分布が三角形から台形に変化し、中立軸位置が梁断面の外側に存在する。 L_2 区間の任意断面においてもコンクリート圧縮合力 (C_c) の

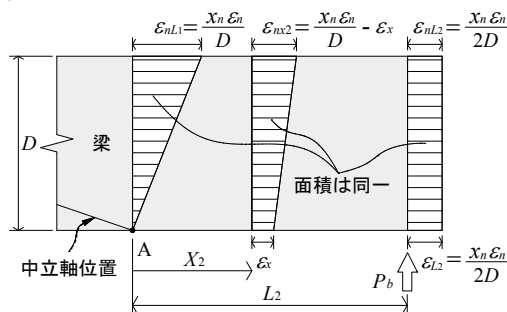


図-8 L2 区間任意断面でのひずみ分布

大きさは一定であるため、各断面における圧縮ひずみ分布の面積は変わらずその形のみが変化することとなり、圧縮縁及び引張縁でのひずみの変化量 (ϵ_x) は等しくなる (図-8)。ここで、前述の式(7)の L_1 を式(9)の X_1 に代入すると、A 点における圧縮縁ひずみ (ϵ_{nL1}) は ($x_n \epsilon_n / D$) となり、反曲点位置では圧縮縁と引張縁のひずみが等しくなるので、この位置での圧縮縁ひずみ (ϵ_{nL2}) は ($x_n \epsilon_n / (2D)$) となる。また、 L_2 区間における縁ひずみは線形的に変化するため、 L_2 区間における ϵ_x 及び圧縮縁ひずみ (ϵ_{nx2}) はそれぞれ式(10)及び式(11)より算定できる。

$$\epsilon_x = \frac{x_n \epsilon_n}{2DL_2} X_2 \quad (10)$$

$$\epsilon_{nx2} = \frac{x_n \epsilon_n}{D} - \frac{x_n \epsilon_n}{2DL_2} X_2 \quad (11)$$

(5) 梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量

L_1 及び L_2 区間における梁材軸方向の圧縮縁ひずみ (式(9)の ϵ_{nx1} と式(11)の ϵ_{nx2}) を梁全長 ($l = L_1 + L_2$) に渡って積分すると、式(12)により梁圧着面における圧縮縁コンクリートの全縮み量 ($\Delta_{c,ex}$) が求められる。

$$\begin{aligned} \Delta_{c,ex} &= \int_0^{L_1} (\epsilon_{nx1}) dX_1 + \int_0^{L_2} (\epsilon_{nx2}) dX_2 \\ &= \frac{2x_n \epsilon_n l}{3D - 2x_n} \ln \left| \frac{D}{x_n} \right| + \frac{3x_n \epsilon_n}{4d} \left(l - \frac{2(D - x_n)l}{3D - 2x_n} \right) \end{aligned} \quad (12)$$

(6) PC 鋼材位置での離間距離及び PC 鋼材のひずみ

文献3)と同様、梁圧着面における平面保持の仮定に基づき、PC 鋼材位置での離間距離 ($\delta_{d,t}$) を梁圧着面での中立軸深さ (x_n) で表わすと、式(13)となる (図-5 参照)。

$$\delta_{d,t} = \frac{D - 2x_n}{2x_n} \Delta_{c,ex} + l_0 \quad (l_0 = \epsilon_{c0} l) \quad (13)$$

ここで、 l_0 : 初期緊張力によるコンクリートの縮み量、 ϵ_{c0} : 初期緊張力によるコンクリートの圧縮ひずみ、である。

次に、梁圧着面での梁の剛体回転を仮定すると変形の適合条件により、PC 鋼材位置における離間距離 ($\delta_{d,t}$) は PC 鋼材の全伸び量 ($(\epsilon_t - \epsilon_{t0})L$) と等しいので式(14)が成り立ち、これより PC 鋼材のひずみ (ϵ_t) は式(15)となる。

$$(\epsilon_t - \epsilon_{t0})L = \delta_{d,tp} = \frac{D - 2x_n}{2x_n} \Delta_{c,ex} + l_0 \quad (14)$$

$$\epsilon_t = \frac{D - 2x_n}{2x_n L} \Delta_{c,ex} + \epsilon_{c0} l / L + \epsilon_{t0} \quad (15)$$

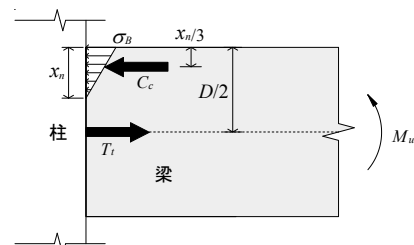


図-9 圧着接合面での応力状態

ここで、 L : PC 鋼材の全長、 ε_0 : 初期緊張力による PC 鋼材のひずみ、である。

(7) PC 鋼材の引張力及び梁圧着面での中立軸深さ

本研究では梁圧着面での圧縮縁コンクリートひずみ (ε_n) がコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} ($=0.003$) に達する時を梁曲げ終局状態と定義し、この時梁圧着面での中立軸深さ (x_n) 及び PC 鋼材の引張力 (T_i) を、以下に示す繰返し計算を用いて算出する。

図-9 に示した応力状態において、まず PC 鋼材の T_i を引張降伏力 (T_y) と仮定し、梁圧着面における力の釣り合いを用いた式(16)より x_n の初期値を仮定する。

$$x_n = 2T_i / (b\sigma_B) \quad (16)$$

次に、この x_n を用いて式(12)の $\Delta_{c,ex}$ を算出した後、式(15)と式(4)により PC 鋼材の T_i を計算し、初期に仮定した PC 鋼材の引張力 (T_y) と比較する。ここで両者が異なる場合は、得られた PC 鋼材の T_i により新たな x_n を再計算し (式(16))、この x_n により式(12)の $\Delta_{c,ex}$ を再算出した後、式(15)と式(4)から再計算される PC 鋼材の引張力が前ステップのそれと等しくなるまで繰返し計算を行う。

(8) 梁曲げ終局時の最大耐力

上記の通り PC 鋼材の T_i 及び x_n の精解が定まると、式(17)及び式(18)により梁曲げ終局耐力、即ち梁部材の最大耐力 ($P_{b,max}$) が計算できる。

$$M_u = (D/2 - x_n/3)T_i \quad (17)$$

$$P_{b,max} = M_u / l \quad (18)$$

本提案式による、PCX03 と PCX04 の最大耐力計算値を図-3 にあわせて示した。同図のように、PCX04 の計算値は最大耐力実験値の 0.97~1.0 倍となり、梁せい中央部に PC 鋼材を集約配筋した全通しアンボンド PCaPC 梁の最大耐力を精度良く評価することが確認できた。なお、最大耐力時の PC 鋼材ひずみの計算値と実験値を比較した結果、両者の差は 9%程度であり良好な対応を示した。PC 鋼材を途中定着した PCX03 では PC 鋼材長さが短くなったため部材耐力が上昇し、計算値は最大耐力実験値の 0.89~0.93 倍となったが、両者は概ね対応した。一方、PC 指針⁴⁾の評価式において圧縮側 PC 鋼材の引張力をゼロとし引張側 PC 鋼材のみで最大耐力を算出したところ、その計算値は最大耐力実験値の 61~69%程度と低く、PCX01 と PCX02 の結果と同様最大耐力実験値をかなり過少評価した。なお、本研究では全通し PC 鋼材を想定した算定式を用いて耐力評価を行ったため、途中定着アンボンド PCaPC 部材を対象とした、より精度良い耐力評価式の構築、更に変形評価式の提案が今後の課題である。

5. まとめ

本研究から得られた知見を以下にまとめる。

(1) PC 鋼材径 (断面積) が小さくなると部材耐力は減少

するが、コンクリートの損傷が軽減され最大耐力以後緩やかな耐力低下を示した。

- (2) PC 鋼材の総断面積を梁せい中央部に集約配筋することで同等の部材耐力が発揮でき、途中定着した場合も、PC 鋼材の塑性化が抑制され大変形経験後においてもほぼ原点指向形の履歴形状が維持できた。
- (3) 本実験で用いた試験体で有効プレストレスレベルを 0.5、PC 鋼材長さを梁せいの 2.0 倍と設定した結果、PC 部の残留ひび割れ幅は極めて小さくほぼ閉じた。PC 部と RC 部の境界面にもひび割れ発生が見られたが、その最大残留ひび割れ幅は大変形経験後にも 0.03~0.06mm 程度以下となり、僅かな残留に留まった。
- (4) 既往の研究 (PC 指針) に基づき途中定着及び全通し試験体の最大耐力評価を試みたところ、PC 鋼材の応力増分を過少評価するため、計算値は最大耐力実験値の 63~70%程度と小さい結果となった。よって PC 鋼材の有効プレストレスレベルが比較的低い場合は、部材耐力を過少評価する可能性が高いと予想される。
- (5) 既往の研究に基づき剛体回転モデルを構築し、PC 鋼材を梁せい中央部に集約配筋した場合の最大耐力評価式を提案した。全通し試験体に適用した場合、計算値は最大耐力実験値の 0.97~1.0 倍となり、実験結果を精度良く評価できた。一方、途中定着試験体に適用したところ、PC 鋼材長さが短くなった分部材耐力が上昇し、計算値は最大耐力実験値の 0.89~0.93 倍となったが、両者は概ね対応した。

謝辞

本研究は JCI 研究助成金 (研究代表者: 晉沂雄) により行った。また、高周波熱錬(株)・朝日工業(株)・東京鉄鋼(株)より PC 鋼材及び鉄筋を提供して頂いた。ここに記して御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 宋性勲, 晉沂雄, 金本清臣, 栗本健多, 北山和宏, 田島祐之: PC 鋼材の長さが異なるアンボンド PCaPC 圧着接合骨組の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.745-746, 2014.9.
- 2) キムキョンミン, 塩原等, 楠原文雄: 施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PCaPC 十字形架構の耐震実験, コンクリート工学年次論文集, vol.30, No.3, pp.343-348, 2008.7
- 3) 晉沂雄, 北山和宏: ト形アンボンド PCaPC 架構の梁部材における骨格曲線の評価手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.481-486, 2019.7
- 4) 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