

論文 プレストレス率及び鋼材付着を変数としたスラブ付きプレストレスト鉄筋コンクリート架構の耐震性能

晋 沂雄*1・北山 和宏*2

要旨：スラブ付き PRC 柱梁十字形部分架構試験体を用い、T 形梁の上下端引張時のプレストレス率と PC 鋼材付着性能の違いがその耐震性能に与える影響を検討した。上端と下端引張時のプレストレス率を約 0.4 と 0.8 とした場合、各々の最大残留変形率が 0.5 以上と 0.1 程度以下となり、残留変形率に顕著な差が生じた。スラブが付いても梁上下端引張時のプレストレス率が 0.5 以上で同等の場合は上下端引張時での残留変形率、残留ひび割れ幅、等価粘性減衰定数が概ね等しくなった。PC 鋼材付着の良い場合はその塑性化が早まり、残留変形率と残留ひび割れ幅が増大した。T 形梁では上端引張時で早期にコンクリート損傷が生じ、この進展により安全限界が定まった。

キーワード：プレストレスト鉄筋コンクリート、スラブ、プレストレス率、鋼材付着性状、耐震性能評価

1. はじめに

プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 建造物の耐震設計は終局強度型設計から性能評価型設計に移行しつつあり、性能評価型に基づく PRC 部材の耐震性能評価手法¹⁾が最新研究成果より提示された。しかし、実建物を模擬し直交梁を含むスラブを有する実験研究²⁾は限られている。スラブが付くと梁上下端引張時のプレストレス率 (部材断面の曲げ終局強度に対する PC 鋼材の寄与率³⁾) が大きく異なる可能性があり、これが梁部材の耐震性能に与える影響が高いと考えられるが、スラブを付加し梁上下端引張時のプレストレス率の違いに着目した実験結果は非常に少ない。またこの際、PC 鋼材の付着性状が梁部材の各種限界状態等の耐震性能に影響することになるが、スラブを付加した上で PC 鋼材の付着性能の違いを考慮した実験事例も殆どなく、性能評価型設計法を確立するための資料は未だ十分とは言えない。

そこで本研究では、直交梁を含むスラブ付き PRC 柱梁十字形部分架構の静的載荷実験を行い、T 形梁の上下端引張時のプレストレス率と PC 鋼材の付着性能の違いが架構及び梁部材の耐震性能に及ぼす影響を検討した。

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。試験体はスラブと直交梁を有する立体十字形 3 体であり、PC 鋼材の緊張直後シース管にグラウトを注入した。試験体 No.1 では上下 PC 鋼材に $\phi 21$ を使用し、梁上下引張時のプレストレス率 (λ) の違いによる影響を検討する。PC 鋼材の付着性状による影

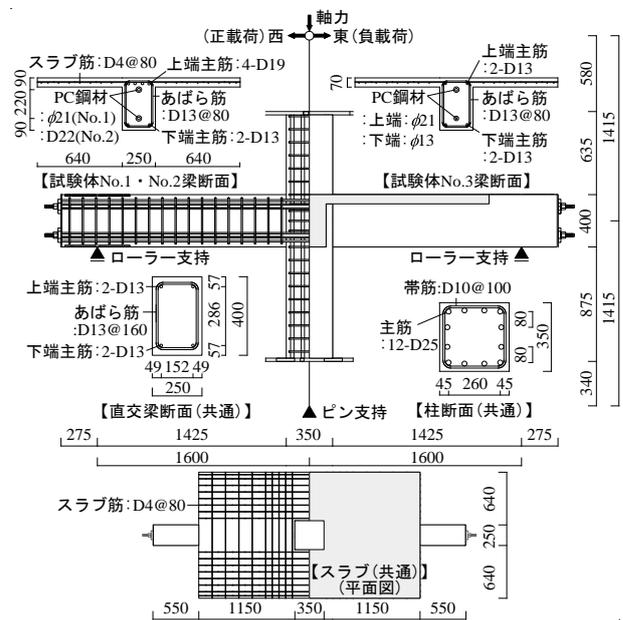


図-1 試験体概要 (単位:mm)

表-1 試験体諸元

試験体名	No.1	No.2	No.3	
コンクリート圧縮強度	67.7MPa	68.1MPa	67.9MPa	
グラウト強度	53.5MPa	53.5MPa	57.2MPa	
梁	断面 250mm × 400mm			
	PC 鋼材	上下共 1- $\phi 21$ (B 種 1 号)	上下共 1-D22 (B 種 1 号)	1- $\phi 21$ (B 種 1 号) 1- $\phi 13$ (B 種 1 号)
	主筋	上端 4-D19 (SD345) 下端 2-D13 (SD345)	2-D13 (SD345)	
	あばら筋	□D13@80 (SD345)		
	プレスト	上端引張 0.40 下端引張 0.79	0.43 0.81	0.64
柱	断面 350mm × 350mm			
	主筋	12-D25 (SD490)		
	帯筋	□D10@100 (SD345)		
	軸力 (軸力比)	760kN (η :0.1)		
ス	幅	1530mm		
	厚	70mm		
ラ	スラブ筋 (本数)	D4@80 (SD295A) (総 16 本)		
ブ	柱梁曲げ耐力比	2.3	2.2	3.8

* $\lambda = M_p / (M_p + M_r)$, ここで M_p : 終局曲げ強度の PC 鋼材負担分, M_r : 終局曲げ強度の普通鉄筋負担分

*1 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 特任助教・博(工) (正会員)

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博 (正会員)

表-2 使用鋼材の材料特性

	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}
鉄筋	D4 ^{*)1}	SD295A	368MPa	444MPa	0.37%	-
	D10	SD345	367MPa	541MPa	0.21%	-
	D13	SD345	371MPa	571MPa	0.18%	-
	D19	SD345	357MPa	538MPa	0.19%	-
	D25	SD490	534MPa	713MPa	0.30%	-
	PC鋼材 ^{*)1}	φ13	B種 1号	1033MPa	1106MPa	0.73%
φ21		1001MPa		1126MPa	0.73%	0.43%
D22		1007MPa		1137MPa	0.73%	0.42%

^{*)1} 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。

^{*)2} 弾性限界ひずみは 0.01% オフセット法により定めた。

響を検討すべく、試験体 No.2 では上下 PC 鋼材に D22 を用いた。試験体 No.3 では上端 PC 鋼材に φ21, 下端 PC 鋼材に φ13, 梁上端主筋に 2-D13 を配筋し, 上下 PC 鋼材量と梁主筋量を変化させることで上下端引張時の λ を等しく設定した。表-1 に示す λ の計算の際, 上端引張時には全幅のスラブ筋耐力を考慮し, 下端引張時にはスラブ筋耐力を無視した。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 1,600mm, 梁芯から上柱加力点及び下柱支持点までを 1,415mm とした。また, 梁あばら筋, 直交梁, 柱とスラブの配筋は全試験体共通とし, スラブの協力幅の検討及び既往研究²⁾との比較のため片側のスラブ幅は梁スパン (3,200mm) の 0.2 倍 (640mm) とした。全試験体は柱梁曲げ耐力比 (梁曲げ終局強度に対する柱曲げ終局強度の比) を 2 以上とし, 梁曲げ破壊するように設計した。柱と梁の曲げ耐力は文献1)と3)より算出した。

2.2 実験方法

図-2 に加力装置を示す。梁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(2,830mm)) 0.25% を 1 回, 0.5% を 2 回, 1, 1.5, 2, 3,

4% を 3 回ずつ 1 方向正負交番繰り返して繰り返し載荷し, 試験体の損傷状況に応じて正方向に 5% まで押切載荷した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

図-3 に層せん断力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係を, 図-4 に $R=+4.0\%$ の 1 サイクルまでの東梁せん断力 (Q_b) - 梁部材角 (R_b) 関係を示す。層せん断力は梁端せん断力を用いた釣り

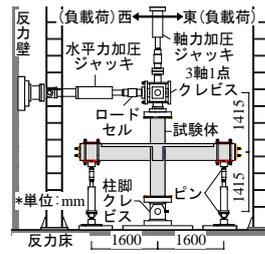


図-2 加力装置

合いにより求めた。両図には, 梁主筋降伏時, PC 鋼材弾性限界時, PC 鋼材降伏時及び目視で確認したかぶりコンクリート圧壊時を併せて表す。スラブ筋は梁主筋より僅かに早く若しくはほぼ同時に降伏し始まり, あばら筋と柱主筋は全試験体で降伏しなかった。丸鋼 PC 鋼材を使用した試験体 No.1 では梁主筋降伏後 PC 鋼材が弾性限界に達したのに対し, 後述するように付着の良い試験体 No.2 では先に PC 鋼材の弾性限界に至り, PC 鋼材降伏も最も早かった。相対的に細い PC 鋼材を配した試験体 No.3 の下端引張時には PC 鋼材の弾性限界到達が梁主筋降伏より若干早かった。全試験体で梁危険断面近傍のコンクリートが剥落し耐力低下が生じ, 特に PC 鋼材降伏が先行した試験体 No.2 ではコンクリートの損傷進展に伴い耐力低下が著しかった。図中の水平線は文献1)より算出した梁曲げ終局耐力とその時の層せん断力計算値である。この際, 梁上端引張時のスラブ筋は全幅有効とし, その結果最大耐力の計算値は実験値とほぼ一致した。

図-4 より, T 形梁の上下端引張時のプレストレス率 (λ) に差異が生じるほど上下引張時の履歴特性及び挙動が異なり, スラブが付く場合にも λ が等しいと梁変形及び残留変形が概ね同程度になること等が確認できる。 λ 及び PC 鋼材の付着性能の違いが梁部材の耐震性能に与える影響については, 次章でより詳細に検討する。

3.2 破壊性状

図-5 に実験終了時のひび割れ状況を示す。全試験体

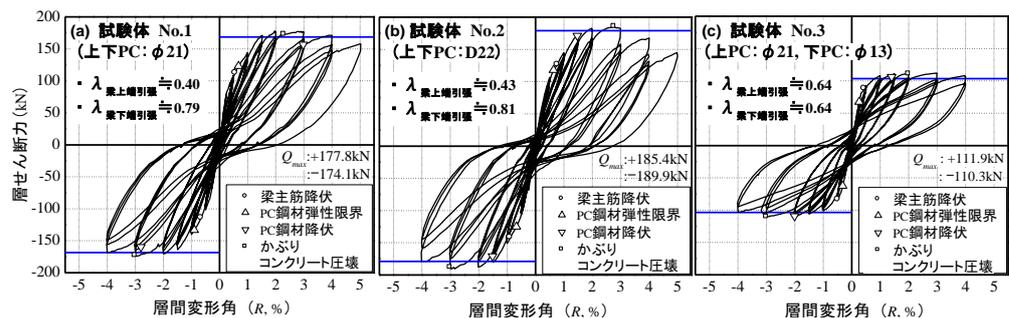


図-3 層せん断力-層間変形角関係

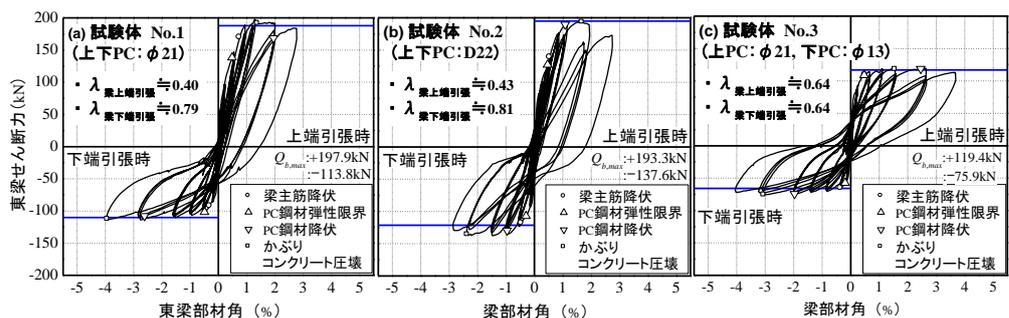


図-4 梁せん断力-梁部材角関係 (東梁)

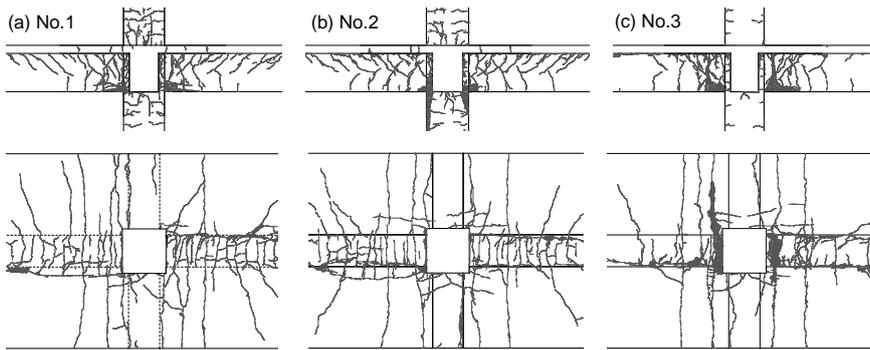


図-5 ひび割れ状況

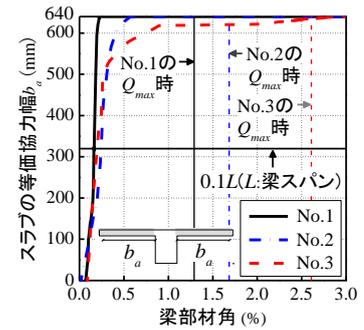


図-6 等価協力幅の推移

で変形の増大に連れ梁曲げひび割れが生じ、その後梁危険断面近傍でコンクリートの圧壊と剥落が進行した。梁上下引張時のプレストレス率 (λ) の異なる試験体 No.1 と No.2 では、 λ の小さい上端引張時の損傷が下端引張時のそれより激しかった。また、異形 PC 鋼材を用いた試験体 No.2 のひび割れ発生が若干多かった。一方、梁上下引張時の λ を同値とした試験体 No.3 では梁上下のひび割れ状況がほぼ等しかった。スラブが付く場合、下端引張時の中立軸深さが相対的に小さくなるため、梁上端のコンクリート損傷が梁下端に比べ軽微となり、全試験体で梁下端筋の座屈と試験体 No.3 ではその破断もみられた。

変形成分の検討結果、最大層せん断力時で層間変形に対する柱、梁及び柱梁接合部の変形成分は、試験体 No.1 でそれぞれ 24%、63%、13% であった。試験体 No.2 では 24%、66%、10%、試験体 No.3 では 9%、83%、8% となり、全試験体で梁の変形成分が最も大きく、相対的に柱梁曲げ耐力比が大きい試験体 No.3 で梁の変形がより卓越した。前述した鋼材の降伏状況、破壊性状及び変形成分により全試験体の破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。

3.3 スラブの等価協力幅

図-6 にスラブの等価協力幅 (b_a) の算定結果を示す。ここでは正載荷時に引張側となる東スラブを対象とし、全スラブ筋 (片側) が降伏した時に対し、実験から得られた梁危険断面位置のスラブ筋引張力の合計が占める割合として b_a を評価した (式(1)²⁾)。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。その結果、全試験体において b_a は概ね同様に増加し、梁部材角 0.3% 以前に梁スパンの 0.1 倍を超え、最大層せん断力以前に梁スパンの 0.2 倍に達した。なお、小変形時には b_a が零となっている個所があるが、これは初期導入緊張力によってスラブ筋も圧縮力を受け、その力の合計が圧縮となっていたためである。以上の結果は、文献 2) のスラブ付き立体十字形 PRC 試験体の b_a の算出結果とほぼ同様である。同文献では丸鋼 PC 鋼材を用いており、梁上下端引張時のプレストレス率が本実験とは異なるが、これらのことから梁上下端引張時のプレストレス

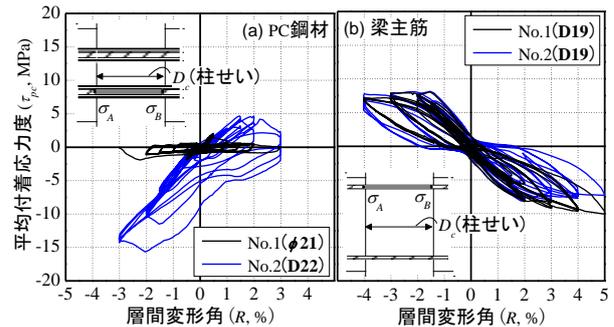


図-7 鋼材の付着応力度-層間変形角関係

率及び PC 鋼材の付着性状の違いはスラブの協力幅に殆ど影響しないと考えられる。

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

ここで、 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_{ti} 、 A_i 及び σ_y は引張側スラブ筋の本数、応力度、断面積及び降伏応力度である。

4. プレストレス率と鋼材付着の違いによる影響

4.1 鋼材の付着性状

PC 鋼材にそれぞれ $\phi 21$ と D22 を用いた試験体 No.1 と No.2 における接合部全区間での付着応力度-層間変形角関係の一例を図-7(a) に示す。ここでは同図の位置に貼付した 2 つのひずみゲージの出力を材料試験結果に基づき応力変換し、両者 (σ_A 及び σ_B) の引張応力の差分から付着応力度を求めた。応力変換の際、除荷時剛性は初期剛性とした。 $\phi 21$ では早い段階で付着劣化が生じ、D22 では梁危険断面でのひずみ集中により最大層せん断力以前に付着劣化したものの、 $\phi 21$ に比べ PC 鋼材付着が十分良好と判断された。接合部全区間での最大付着応力度は、試験体 No.1 で 1.9MPa、試験体 No.2 で 9.4MPa、試験体 No.3 で 1.4MPa であった。

図-7(b) に試験体 No.1 と No.2 における梁主筋 (D19) の接合部全区間での付着応力度-層間変形角関係の一例を示す。梁主筋のひずみは Ramberg-Osgood モデルを用い応力変換し、付着応力度の算出法は PC 鋼材と同様である。試験体 No.3 を含め全試験体での梁主筋の付着は良好であったが、文献 4) の付着強度 ($\tau_u=12.7\text{MPa}$) には

至らなかった。一方、PC 鋼材の付着性状を変数とし平面十字形 PRC 部分架構試験体を用いた文献 5)では、PC 鋼材の付着性能が梁主筋の付着に影響し、PC 鋼材の付着が悪い場合はシース管のフシからコンクリートへ作用する圧縮力が小さくなり、梁主筋の付着も悪くなるとされた。しかし本実験では、全試験体の直交梁主筋のひずみ計測値から直交梁の拘束効果が確認でき、これによって梁主筋の付着性能が良くなり、PC 鋼材の付着性状による影響は殆どなかったと考えられる。

4.2 梁部材の残留変形率

梁部材の残留変形率 (r_b : 残留梁部材角 / ピーク時梁部材角) と梁部材角関係を図-8 に示す。梁上下端引張時のプレストレス率 (λ) が異なる試験体では、 λ の高い下端引張時の r_b が小さくなった。PC 鋼材付着の良好な試験体 No.2 では PC 鋼材の塑性化が先行し、試験体 No.1 より r_b が大きい傾向であったが、 λ が相対的に低い上端引張時には PC 鋼材よりも梁主筋及びスラブ筋の残留ひずみ等が残留梁部材角に影響し、両試験体の r_b に大きな差は生じなかった可能性もある。梁上下端引張時の λ が等しい試験体 No.3 では r_b が概ね同様に推移し、スラブによる影響は少なかった。上端引張時における最大層せん断力 (Q_{max}) 時の r_b は試験体 No.1 で 0.26, No.2 で 0.49, No.3 で 0.24 であり、下端引張時には試験体 No.1 と No.2 で 0.1 未満となり、No.3 では 0.34 であった。

図-8 の破線は文献 1) の提案式(2)による梁部材の残留変形角 (r) を残留変形率 ($r_b=r/R_p$) に直したものである。 λ が 0.5 以下の場合 (図-8(a)), 推定値が実験値と対応する個所もあるが、小変形時の r_b と鋼材降伏後の r_b の急増は殆ど推定できず、実験結果を過小評価した。また、 λ が相対的に高い 0.5 以上の場合には実験結果の r_b を過大評価する傾向であった。

$$r = 0.3(1 - \lambda_r) \cdot (R_p \times 100)^{(3+\lambda_r)/2} / 100 \quad (2)$$

ここで、 R_p は経験最大部材角であり、 λ_r はプレストレス率とし試験体 No.1 と No.2 ではその平均値を用いた。

4.3 梁部材の残留ひび割れ幅

梁部材の最大残留ひび割れ幅 (w_{max}) と梁部材角との関係を図-9 に示す。本研究では梁部材の w_{max} を梁危険断面位置に生じるものとし、同図に示す梁危険断面近傍 (柱面から 50mm, 梁面から 25mm) に設置した変位計出力を用い、両変位計測定値を直線補間した時の引張縁の変位を梁部材の w_{max} とした。図-9(a)の上端引張時において、プレストレス率 (λ) が等しい試験体 No.1 と No.2 では梁主筋降伏後に w_{max} が大きく増加した。PC 鋼材付着の良い試験体 No.2 では PC 鋼材の降伏時期が他の試験体よりも早く、これによって w_{max} がさらに急増した。また、 λ が相対的に低い試験体 No.3 でも梁主筋降伏に伴い w_{max} が大きくなったが、他の試験体に比べ w_{max} は小さ

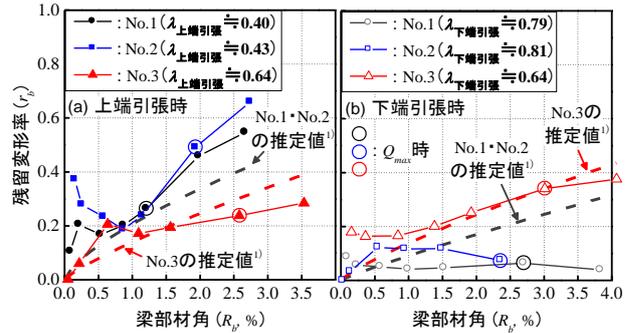


図-8 梁部材の残留変形率-梁部材角関係

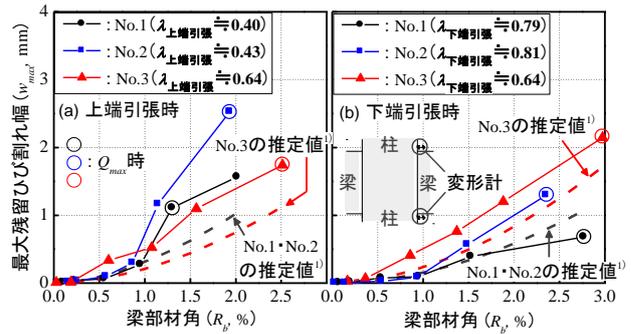


図-9 梁部材の最大残留ひび割れ幅-梁部材角関係

い傾向を示し、これは λ に起因するものである。一方、図-9(b)の下端引張時には梁主筋降伏後も w_{max} の急増はみられず、これは λ が相対的に高いためと考えられる。それでも PC 鋼材付着の良好な試験体 No.2 では PC 鋼材降伏以降 w_{max} が大きく増大した。試験体 No.3 の w_{max} は上端引張時と概ね同様に進展した。上端引張時における最大層せん断力 (Q_{max}) 時の w_{max} は試験体 No.1 で 1.1mm, No.3 で 1.7mm, No.2 で 2.5mm と順に大きく、下端引張時には試験体 No.1 で 0.7mm と小さく、No.2 と No.3 ではそれぞれ 1.3mm と 2.1mm となった。

図-9 の破線は、文献 1) の提案式(3)により計算した梁部材の残留ひび割れ幅 (w_{rf}) の推定値である。小変形時には実験結果と良く対応し、推定値が実験値を概ね評価できたが、梁部材角の増大に連れ実験値を過少評価する結果となり、PC 鋼材降伏発生後の急激な w_{max} の増大については精度良く推定できなかった。

$$w_{r,f} = \alpha \cdot (D - x_n) \cdot r / n_f \quad (3)$$

ここで、 n_f は最大曲げひび割れ幅に対する曲げひび割れ幅総和の比(2 と設定¹⁾)、 α は全残留変形に対する曲げ残留変形の割合(0.95 と設定¹⁾)、 D は梁せい、 x_n は断面の圧縮縁から中立軸までの距離で梁上端引張時には $0.2D$ 、梁下端引張時には $0.1D$ と仮定し、 r は式(2)のものである。

4.4 梁部材の等価粘性減衰定数

図-10 に梁部材の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) と梁部材角との関係を示す。梁せん断力-梁部材角関係における同一変形の繰り返し载荷の 2 回目の加力サイクル時の h_{eq} を用いた。全試験体でスラブ及びプレストレス率 (λ) の違いにより上下端引張時で梁せん断力-部材角関係

の形状が異なるため、1 サイクルを上端と下端引張時に分け、それぞれ半サイクルでの h_{eq} を求めた。上端引張時における最大層せん断力 (Q_{max}) 時の h_{eq} は試験体 No.1 で 5.6%, No.2 で 8.2%, No.3 で 15.6% と順に大きく、下端引張時には試験体 No.1 で 14.0%, No.2 で 12.8%, No.3 で 18.4% であった。試験体 No.1 と No.2 の h_{eq} には顕著な差が生じず、PC 鋼材の付着性状による影響は少なかった。一方、試験体 No.1 と No.2 では上下端引張時の λ が異なるにも関わらず上端と下端引張時の h_{eq} が同様となったが、これは λ の高い下端引張時には残留変形が小さいため上端引張時の履歴ループの面積が相対的に狭くなり、逆に λ の低い上端引張時には残留変形が大きいため下端引張時の履歴面積が広がったためである。また、試験体 No.3 では上下端引張時の λ が等しいため上端と下端引張時の h_{eq} がほぼ同じく、この結果は本試験体とほぼ近い λ (T 形梁の上下端引張時の λ が約 0.7) を有する既往研究²⁾の結果と同様であった。

鋼材の付着性状と λ を主な変数とした田島・北山による h_{eq} の推定値³⁾を図-10 に併せて破線で示す。同図で推定値の左端が梁部材の塑性率が 1 になる時点であり、ここで試験体 No.2 の降伏時変形は PC 鋼材の降伏時点とし、試験体 No.1 と No.3 では梁部材の復元力特性における接線剛性が初期弾性剛性の 6% 以下になった時点とした。図-10 より、ばらつきがみえる試験体もあるものの、 h_{eq} の推定値が実験値を安全側に評価し、実験結果を概ね評価できたと考えられる。

4.5 梁部材の各種限界状態

梁部材の各種限界状態が規定された文献¹⁾の損傷状況に従い、使用限界、修復限界 I、修復限界 II 及び安全限界を青、緑、橙及び赤で色分けし、各種限界状態時の梁部材角 (東梁) とその決定要因を表-3 にまとめた。ここで試験体 No.1 と No.3 では PC 鋼材付着を悪いとし、試験体 No.2 では付着を良いとした。文献¹⁾の使用限界

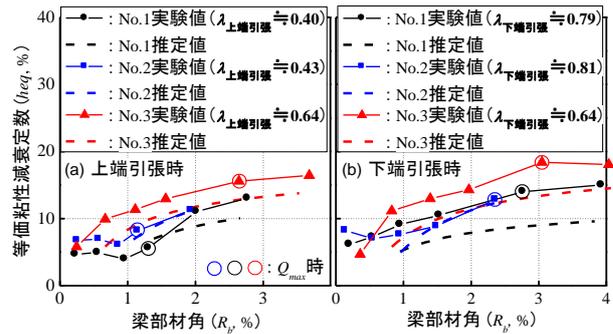


図-10 梁部材の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) - 梁部材角関係

を定める梁主筋の損傷状況はプレストレス率 (λ) に関係なくここでは僅かな降伏と設定し、PC 鋼材及び梁主筋の僅かな降伏は材料試験による降伏ひずみ到達時とした。コンクリートに材軸方向の圧縮ひび割れが発生した時をかぶりコンクリートの軽い圧壊、かぶりコンクリートの剥落直前までをコアコンクリート部分が健全であると判定し、コアコンクリート圧壊は梁全幅に渡りコンクリートが剥落し梁主筋の表面が見える時とした。また、使用限界の決定要因であるコンクリートの損傷は無視した。表-3 の結果を梁せん断力と梁部材角関係の包絡線に併せ図-11 に示す。同図の実線は上端引張時、破線は下端引張時を表し、それぞれの同事象を実線で結んだ。

PC 鋼材付着の悪い試験体 No.1 と No.3 では梁上下端引張時ともに PC 鋼材弾性限界により修復限界 I が決まったのに対し、試験体 No.2 ではその付着が良いとされているため PC 鋼材降伏により決定された。図-11 に示すように PC 鋼材の付着性能の違いにより修復限界 I の決定部材角には差が生じたが、その部材角は上下端引張時で概ね等しかった。 λ が 0.64 以下の全試験体の上端引張時には、かぶりコンクリート剥落あるいは残留変形角 0.5% 発生により修復限界 II が定まり、コアコンクリート圧壊が安全限界の決定要因となった。特に λ の低い試験体 No.1 と No.2 の上端引張時にはかぶりコンクリート剥落

表-3 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角 (%)

各種限界状態決定要因項目	試験体個所	試験体 No.1		試験体 No.2		試験体 No.3	
		上端引張時	下端引張時	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 (降伏)	0.76	0.30 (○)	0.54	0.46	0.50	0.35
	座屈	2.77	—	—	—	2.83	—
	破断	—	—	—	—	—	3.93 (□)
PC 鋼材 ¹⁾	弾性限界	0.49 (▲)	0.49 (▲)	0.46 (●)	0.30 (○)	0.47 (▲)	0.20 (▲)
	僅かな降伏 (降伏)	1.96	2.62 (▽)	1.08 (▲)	0.96 (▲)	2.46	1.97
コンクリート	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.29	2.77	1.14	2.36 (▽)	0.90	—
	かぶりコンクリート剥落	1.39 (▼)	3.93	1.68	—	1.56 (▼)	3.05
	コアコンクリート圧壊	2.77 (■)	—	2.74 (■)	—	2.64 (■)	4.04
残留変形角	1/400(0.25%)	1.06	—	1.09	—	1.52	1.25
	1/200(0.5%)	1.53	—	1.41 (▼)	—	2.38	1.94 (▽)
残留ひび割れ幅	0.2mm	0.81	1.15	0.72	1.07	0.43	0.56
	1.0mm	1.26	—	1.09	2.00	1.48	1.65
	2.0mm	2.30	—	1.63	—	2.80	2.80
部材角の上限值	4.0%	4.0	4.0 (□)	4.0	4.0 (□)	4.0	4.0

¹⁾ PC 鋼材の付着の悪い場合 (試験体 No.1, No.3) は弾性限界時を修復限界 I、僅かな降伏時を修復限界 II の決定要因とし、付着の良い場合 (試験体 No.2) は弾性限界時を使用限界、僅かな降伏時を修復限界 I の決定要因と設定した¹⁾。

—: データ無し, 不明あるいは該当無し

●・○, ▲・△, ▼・▽, ■・□: 上端引張時・下端引張時における使用限界, 修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界の決定要因 (図-11 参照)

と残留変形角 0.5%発生時点がほぼ等しく、上下端引張時の λ が同じ試験体 No.3 では上端と下端引張時で修復限界Ⅱの決定部材角が最も近かった。一方、 λ が 0.79 以上の試験体 No.1 と No.2 の下端引張時には残留変形角及び残留ひび割れ幅が小さいため、PC 鋼材降伏あるいはかぶりコンクリート剥落により修復限界Ⅱが決まった。これらの試験体より λ が若干低い試験体 No.3 の下端引張時には残留部材角 0.5%発生で修復限界Ⅱが定まったが、PC 鋼材降伏もほぼ同時に生じた。

PC 鋼材弾性限界若しくは降伏より定まった修復限界Ⅰ点は梁の骨格曲線上の剛性低下点と概ね対応した。また、残留部材角 0.5%発生時に比べかぶりコンクリート剥落より決まった修復限界Ⅱ点が骨格曲線上の耐力低下点と対応した。各種限界状態の決定要因はそれぞれ異なるが、上端引張時における使用限界の梁部材角は 0.46%、修復限界Ⅰは 0.47~1.08%、修復限界Ⅱは 1.39~1.56%、安全限界は 2.64~2.77%であり、下端引張時における使用限界の梁部材角は 0.3%、修復限界Ⅰは 0.2~0.49%、修復限界Ⅱは 1.94~2.62%、安全限界は 3.93~4%であった。以上より、スラブ付き T 形梁の修復限界Ⅱ及び安全限界は主に上端引張時の損傷状況により決定され、この結果は既往研究²⁾と同様であった。なお、T 形梁の下端引張時にはスラブの存在により中立軸深さが相対的に小さくなるため、コアコンクリートまでの損傷進展が上端引張時より遅れ、梁主筋破断若しくは部材角上限値 4%によって安全限界に至る可能性が比較的高いと考えられる。

5. まとめ

本研究では T 形梁の上下端引張時のプレストレス率と PC 鋼材の付着性状の違いが PRC 架構及び梁部材の耐震性能に及ぼす影響を検討した。そのまとめを以下に示す。

- (1) スラブの等価協力幅はプレストレス率と PC 鋼材付着の違いに依存せず、梁部材角 0.3%前に梁スパンの 0.1 倍、最大層せん断力以前にその 0.2 倍に達した。
- (2) T 形梁の上端と下端引張時のプレストレス率を約 0.4 と 0.8 とした場合、各々の最大残留変形率が 0.5 以上と 0.1 程度以下となり、残留変形率に顕著な差がみられた。スラブが付いても梁上下端引張時のプ

レストレス率が 0.5 以上で同等の場合は、上下端引張時での損傷度合、残留変形率、残留ひび割れ幅及び等価粘性減衰定数等が概ね等しくなった。

- (3) 異形 PC 鋼材の付着性能は丸鋼 PC 鋼材に比べ良好であったが、梁危険断面でのひずみ集中により最大層せん断力以前に付着劣化した。直交梁の拘束効果が梁主筋の付着性能を向上させる場合があった。
- (4) PC 鋼材付着の良い試験体では PC 鋼材の塑性化が先に生じて残留変形率及び残留ひび割れ幅が増大し、この傾向は PC 鋼材の寄与度が高くプレストレス率の大きい方が顕著であった。
- (5) 既往研究¹⁾による残留変形率、残留ひび割れ幅、等価粘性減衰定数の推定値は実験値と概ね対応したが、評価精度を高めるべく更なる検討が必要である。
- (6) PC 鋼材弾性限界若しくは降伏により定まる修復限界Ⅰ点は梁の骨格曲線上の剛性低下点と、コンクリート損傷による修復限界Ⅱ点及び安全限界点はその耐力低下点と概ね対応した。T 形梁では上端引張時で早期に梁下端付け根コンクリートの損傷が生じ、この進展により安全限界が決定された。

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。実験を実施した川嶋裕司氏と鈴木拓也氏に御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレス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
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5) 村上 友梨, 北山 和宏：プレストレス鉄筋コン

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, Vol.34, No.2, pp.451-456, 2012

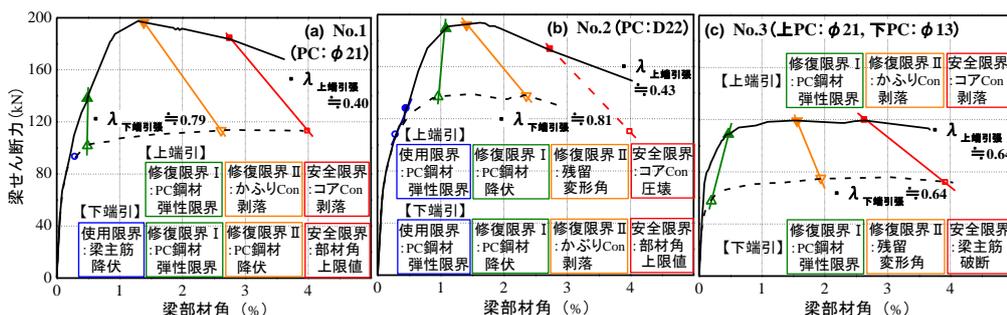


図-11 梁せん断力-梁部材角関係の包絡線と各種限界状態