論文 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

島 哲也*1·北山 和宏*2·遠藤 俊貴*3

要旨: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(PRC)骨組の耐震性能を評価するため、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試 験体に対して静的載荷実験を行った。スラブが付くことで梁下端コンクリートの圧壊は早期に起こり、梁主 筋の座屈および破断を誘発させた。梁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。 キーワード:プレストレスト鉄筋コンクリート、柱梁十字形部分架構、プレストレス率、限界状態

1. はじめに

275

現在, プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC)造建 物の耐震設計は大地震による設計用応力に対する終局 強度設計を行うことを基本としている。一方, 今後求 められる性能設計への移行に向け, PRC 部材の耐震性 能を評価する手法が最新の研究成果より提示されつつ ある¹⁾。しかし, 実建物に即しスラブを考慮した PRC 部材の耐震性能を評価した既往研究²⁾は限られており, 特に性能設計に当たって考えるべき各種限界状態(使 用限界・修復限界 I・修復限界 II・安全限界)に達する 変形および要因を詳しく検証した実験的研究はほとん

輔力

T

1600

負載荷方向 (東)

1425

275

1600

(西) 正載荷方向

1425

どない。そこで本研究ではスラブ付き PRC 骨組の主に 各種限界状態を中心として耐震性能を評価するために, 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 構試験体に対して,静的載荷実験を行った。

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本づつ配



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。立体試験体 SS-1 および SS-2 のスラブ幅は RC規準⁴⁾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(3200mm)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(640mm)とした。楠原ら5)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, すべての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に設計した。こ こで、式(1)で表される従来のプレストレス率んに加え て,スラブ付き十字形試験体の接合部節点周りのプレ ストレス率λ;を表す式(2)を提案した。式(2)はT形梁の ような上下引張時で曲げ耐力が異なる断面に対して梁 部材の上端引張時と下端引張時の両方を考慮した一つ のプレストレス率を定義することができるため、プレ ストレス率による耐震性能の違いを矩形断面とT形断 面で一貫して評価できる利点がある。本報ではこのプ レストレス率 λ_iと層せん断力除荷時の PC 鋼材残留応 力度との関係性を後述する「3.6 層せん断力除荷時の PC 鋼材緊張力」において示した。式(2)を用いると立 体試験体 SS-1 および SS-2 の接合部周りのプレストレ ス率 λ_iは 0.41 および 0.70 となる。また、立体試験体 SS-1 および SS-2 の上端引張時最大耐力でのスラブ筋 の曲げモーメント寄与率は0.30および0.16である。

$\lambda = \frac{Mp}{Mu} = \frac{Mp}{Mp + Mr}$	—(1)
$\lambda_j = rac{Mp(ext{Lmd})(ext{md})(ext{md}))}{Mu(ext{Lmd})(ext{md})(ext{md})(ext{md})(ext{md}))}$	—(2)

Mu:最大耐力曲げモーメント 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

2.2 実験方法

図-2 に加力装置を示す。試験体の梁の両端はロー 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,1,1.5,2,3,4%を3 サイ クルずつ繰り返し載荷した後,正(西)方向に5%まで押 切載荷した。試験体 SS-1 および SP-3 においては,層 間変形角4%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。

表-2 使用鋼材の材料特性^{※2}

	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 ^{%3}	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 ^{※3}	φ11	B種1号	1089 ^{%4}	1148	0.78	12.3
	m 21	B種1号	1000 ^{%4}	1115	0.74	13.8

※2 試験体 RD-2 は除く



150 主筋降伏:0.21% PC 鋼材降伏:0.85% 最大耐力:1.00% (a)SS-1 (b)SS-2 主筋降伏:0.4 PC 鋼材降伏 最大耐力:2.0 100 ■ 50 0 -50 -50 主筋降伏:-0. PC 鋼材降伏 最大耐力:-2. 立体 PC ø 11 立体 PC 0 21 最大層せん断力 最大層せん断力 -100 (負) 主筋降伏 正:145.9kN 負:-141.3kN 正:79.4kN PC 鋼材降伏:-2.00 最大耐力:-2.00% 負:-76.1kN -150 150 (正) 主筋降伏:0.29% PC 鍋材降伏:0.89% 最大耐力:3.01% (d)RD-2 (c)SP-3 100 (正) 主筋降伏:0.51% PC 鋼材降伏:1.89% 最大耐力:3.01% 主筋降伏:-0.49 PC 编材降伏:-3 最大耐力:-3.019 (負) 平面 PCø11 平面 PC Ø 21 ¥ -50 nia. 最大層せん断力 最大層せん断力 -100 (伯) 正:64.8kN 正:124.5kM 負:-61.4kN 負:-119.8kN -150 -5 -4 -3 -2 -1 0 1 2 3 4 5 -5 -4 -3 -2 -1 0 1 2 3 4 5 層間変形角(%) 層間変形角(%) ▲:梁主筋の降伏 △:スラブ筋の降伏 ▼ : PC 鋼材の降伏 図-3 層せん断力—層間変形角関係

3. 実験結果および検討

3.1 層せん断カー層間変形角関係

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層せん断力に達した。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¹⁾より求めた最大層せん断 カである。ここで、立体試験体 SS-1 および SS-2 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 変形成分

図-4 に立体試験体 SS-1 および SS-2 の正載荷時の 層間変位構成成分の推移を示す。縦破線は最大層せん 断力時を示す。試験体 SP-3 は試験体 SS-1 と,試験体 RD-2 は試験体 SS-2 と同等の変形成分構成であったた め省略する。直接測定した層間変形(横軸)から直接測 定した梁および柱の変形成分を控除したものを柱梁接 合部の変形成分とし、この三つの変形成分を縦軸とし た。最大層せん断力時の全変形に対する梁の変形割合 は試験体 SS-1 で 86%, SS-2 で 71%, SP-3 で 91%, RD-2 で 74%であり,全サイクルを通して梁の変形成分が層 間変形の7割以上を占めた。

3.3 破壊性状

図-5 に実験終了時のスラブ上面と南面のひび割れ 状況を示す。全試験体で変形の増大に伴い,梁の曲げ ひび割れが発生し,その後危険断面付近でコンクリー トの圧壊・剥落,主筋の座屈・破断が生じた。立体試 験体 SS-1 および SS-2 では上端と下端で破壊性状が異 なった。両試験体の上端ではコンクリートの軽微な剥 落のみが生じたのに対して,下端ではコンクリートが 激しく剥落し,最終的に主筋が座屈・破断した。試験 体 SP-3 は SS-1 の下端と,試験体 RD-2 は SS-2 の下端 と同等の損傷であった。以上,前述の鋼材の降伏状況, 変形成分および破壊性状から全試験体の破壊モードを 梁曲げ破壊と判断した。

3.4 スラブの等価協力幅

図-6 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(3)より 求めた。スラブ筋のひずみの応力変換には Ramberg-Osgood モデルを使用した。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。



3.5 PC 鋼材の付着性状

図-7に接合部中央 1/3 区間(区間長 110mm)での PC 鋼材の付着応力度と層間変形角関係の一例を示す。PC 鋼材の各区間両端に貼付した歪ゲージの出力を応力変 換し,各区間両端の引張力の差分を付着力とした。応 力変換には材料試験より得られた PC 鋼材の応力一ひ ずみ関係から弾性限界点(0.01%オフセット)を含む7折 れ線にし,除荷時の剛性は初期剛性としたモデル(図-8)を使用した。全試験体で,最大層せん断力に達する 前に付着応力度が低下したことから,付着劣化したと 判断した。PC 鋼材 φ11 の上下 2 本の接合部中央 1/3 区間の平均付着強度は 2.8N/mm², PC 鋼材 φ21 の平均 付着強度は 2.4N/mm²であった。

3.6 層せん断力除荷時の PC 鋼材緊張力

図-9に立体試験体 SS-1 および SS-2 の危険断面付 近での PC 鋼材ひずみ-応力度関係を示す。図中の破 線は実験直前の PC 鋼材応力度(以下,初期応力度と呼 ぶ)を示し,☆は層せん断力除荷時の一例を示す。PC 鋼材降伏後の層せん断力除荷時の PC 鋼材残留応力度 は載荷ピーク時から層せん断力除荷時までに減少する ひずみ量に依存する。ここで,このひずみ減少量を評 価する指標としてプレストレス率を用いる。式(2)で提 案した接合部節点周りのプレストレス率 λ_j を用いると, プレストレス率 λ_j が 0.41 の試験体 SS-1 では載荷ピー クから層せん断力除荷にかけてのひずみ減少量が小さ く降伏後も初期応力度を上回ったのに対し,プレスト レス率 λ_j が 0.70 の試験体 SS-2 ではピークから層せん 断力除荷にかけてのひずみ減少量が大きく,降伏が進 むに従い初期応力度を下回った。

図-10に立体試験体 SS-1 および SS-2 の層せん断力 除荷時の東梁上端および下端の PC 鋼材残留応力度— 経験最大梁部材角関係を示す。プレストレス率 λ_i が 0.41 の試験体 SS-1 では梁部材角が大きくなるに従い PC 鋼材残留応力度は上昇したのに対し、プレストレス 率 λ_i が 0.70 の試験体 SS-2 は梁部材角が大きくなるに 従い鋼材残留応力度は低下した。プレストレス率 λ が 0.50 の試験体 SP-3 は SS-1 と、プレストレス率 λ が 0.50 の試験体 SP-3 は SS-1 と、プレストレス率 λ が 0.50 の試験体 RD-2 は SS-2 と同様の性状を示した。これは 梁部材角が大きくなるに従い PC 鋼材ひずみが増加し、 図-9 に示したように各試験体で除荷時のひずみ減少 量に違いが生じたためである。また、立体試験体 SS-1 および SS-2 において同一試験体の上端 PC 鋼材の層せん断力除荷時の残留応力度推移を比較 するとスラブによる影響は見られなかった。

図-11 に試験体 SS-1 の層せん断力除荷時の西梁下 端の PC 鋼材残留応力度の推移と、●で示したコンク リートの圧縮による損傷事象との関係を示す。かぶり コンクリートが剥落してコアコンクリートの圧壊に至 るまで、PC 鋼材残留応力度は低下しなかった。PC 部 材はコンクリートの圧壊によって部材長さが短くなり、 PC 鋼材応力度が減退すると考えられるが、本試験体に 関しては残留応力度推移とコンクリートの圧壊との間 に関係性は見られなかった。これは PC 鋼材の接合部 内での付着劣化によって PC 鋼材応力度が接合部から 両側梁せい程度の範囲で均一に分布し、局所的なコン クリートの圧壊によるひずみの減少の影響が緩和され





たことが一因であると考えられる。

図-12 に PC 鋼材緊張力残留率-プレストレス率関 係を示す。PC 鋼材緊張力残留率は層せん断力除荷時の PC 鋼材応力度の初期応力度に対する比と定義する。プ レストレス率 λ_i および λ が 0.41 および 0.50 の試験体 SS-1 および SP-3 では梁部材角が大きくなるに従い緊 張力残留率は増加したのに対し, プレストレス率 λ_i お よび λ が 0.70 および 0.78 の試験体 SS-2 および RD-2

では梁部材角が大きくなるに従い緊張力残留率は低下 した。プレストレス率が 0.41, 0.50, 0.70 および 0.78 と大きくなると、PC 鋼材降伏後の梁部材角 1.5%時の 緊張力残留率はそれぞれ 1.29, 1.14, 0.86 および 0.85 と小さくなった。PC 鋼材が柱梁接合部内で付着劣化し コンクリートの圧壊による PC 鋼材応力度の減退へ与 える影響が小さくなり、かつ PC 鋼材のひずみが弾性 限界を超えた場合、プレストレス率の減少に伴って、 緊張力残留率は増加した。

4. 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-3に梁部材の 各種限界状態を規定する損傷状況¹⁾を,**表-4**に西梁 の各種限界状態時の梁部材角とその決定要因を、図ー 13 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-13(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-4 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-3 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。使用限界を決 定する普通鉄筋の状態はプレストレス率 んが 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 ス率んの値に関係なく「僅かな降伏」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「軽 微なかぶりコンクリート圧壊」,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。「コアコンクリート圧壊」はコ ンクリート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。使用限界 決定要因であ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。

図-13には残留変形角 1/400・1/200 となる点を◆, 残留ひび割れ幅 0.2・1.0・2.0mm 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, 上端引張時最大曲げ耐力でのスラブ筋の寄与率が 0.30 および0.16の立体試験体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「コアコンクリート圧壊」 後に同箇所で生じた。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

表-3	各種限界状態を規定する損傷状況
表-3	各種限界状態を規定する損傷状況

	具体的な損傷の状態							
限界状態	プレストレス率	並活建な	PC鋼材		コンクリー	ŀ	残留	残留
	λ	百进跃肋	付着が良い	付着が悪い	一般の曲げ部材	その他	変形角	ひび割れ幅
	1~0.75	僅かな	弾性範囲		0.9σ B以下			
使用限界	0.75~0.5	降伏を許容	0.2%オフセット	弾性範囲	(14/15λ +0.2)σ B以下	0.750 日以下	ほぼゼロ	0.2mm程度以下
	0.5以下	弾性範囲	耐力点以下		2/3σ B以	T		
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	限值 4%以下

表-4 谷裡限券状態次定要因と各事家発生時の梁部材用(%)							
試験体箇所 各種限界状態要因項目		SS-1		SS-2		SP-3 (平面:(0.11)	RD-2
		(立体・φ 11)		(立体・φ 21)			(平面・m 21)
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	(тшψп)	
	僅かな降伏	0.28	0.46	0.51	0.45	0.29	0.53
▲:梁主筋	座屈	2.66	無し	2.30	無し	1.92	不明
	破断	無し	3.39	無し	4.37	3.36	無し
▼.po御井	弾性限界	0.24	0.26	0.35	1.04	0.44	0.90
▼ :PC 测例	僅かな降伏	1.62	0.86	1.05	不明	0.93	1.69
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.77	2.21	1.05	2.00	0.82	1.17
●:コンクリート	かぶりコンクリート圧壊	1.16	無し	1.63	2.96	1.35	2.74
	コアコンクリート圧壊	2.66	無し	2.77	無し	2.97	4.36
▲. 矿网亦叱ん	1/400 (0.25%)	0.46	0.50	1.56	1.03	0.45	1.54
▼:残留変形用	1/200 (0.5%)	0.76	0.85	2.10	1.71	0.78	2.43
	0.2mm	0.16	0.26	0.66	0.61	0.15	0.88
■:残留ひび割れ幅	1.0mm	0.58	0.56	1.59	1.01	0.42	1.75
	2.0mm	1.17	0.92	2.04	1.60	0.69	不明
	使用限界	残留ひび割れ幅			梁主筋	残留ひび割れ幅	梁主筋
		0.2mm			僅かな降伏 (0.45%)	0.2mm	僅かな降伏 (0.52%)
		(0.10%) PC鋼材	PC鋼材	PC鋼材	(0.45%) 残留7\75割れ幅	(0.15%) 残留7\75割れ幅	(0.33%) PC鋼材
決定要因	修復限界I	弾性限界	弾性限界	弾性限界	1.0mm	1.0mm	弾性限界
		(0.24%)	(0.26%)	(0.26%)	(1.01%)	(0.42%)	(0.90%)
	佐 佐四田五	残留変形角	残留変形角	PC鋼材	残留ひび割れ幅	残留ひび割れ幅	PC鋼材
	修復限界Ⅱ	1/200	1/200	1生かな降伏 (1.05%)	2.0mm (1.60%)	2.0mm (0.69%)	1生かな降休 (1.69%)
		コアコンクリート	梁主筋	コアコンクリート	梁主筋	コアコンクリート	コアコンクリート
	安全限界	圧壊	破断	圧壊	破断	圧壊	圧壊
		(2.66%)	(3.39%)	(2.77%)	(4.37%)	(2.97%)	(4.36%)

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「コアコンクリート圧壊」およ び「主筋の破断」によって各々決定した。

5. 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



架構の静的載荷実験を実施し、曲げ破壊する梁部材の 耐震性能について以下の知見を得た。

- (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) 提案した接合部節点周りのプレストレス率λ_iとPC 鋼材の残留緊張力との関係性を示した。PC鋼材の 残留緊張力は、プレストレス率が0.45程度の場合, 梁変形の増大とともに初期緊張力よりも増加した が、プレストレス率が0.75程度の場合には逆に低下 した。PC鋼材降伏後の梁部材角1.5%時の緊張力残 留率は0.85~1.29となった。
- (3) スラブ筋の最大曲げ耐力時の寄与率が 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。
- (4) 上端曲げ耐力が下端曲げ耐力よりも大きい 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。

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。試験体の一部は,一般 社団法人建築システム普及推進協議会による「長寿命 建築システム普及推進事業」(国土交通省平成 24 年度 住宅市場整備推進等事業費補助金)の援助を得て作製 した。また田島祐之博士(アシス株式会社)に試験体の 設計・製作,実験のご指導・ご協力を頂いた。

参考文献

- 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「プレスト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
- 2) 伊藤央, 渡邉哲巳, 塩原等, 小谷俊介: PRC 造ト型 骨組みの復元力特性に及ぼすスラブおよびせん断 スパンの影響, コンクリート工学年次論文報告集, 第 20 巻, 第 3 号, pp.751-756, 1998.7
- 3) 村上友梨,北山和宏:プレスト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
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説, pp.120-129, 2010.2
- 5) 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