ファイバーモデル解析を用いたアンボンド PCaPC 造梁の損傷評価

DAMAGE EVALUATION OF PRECAST CONCRETE BEAMS POST-TENSIONED
WITH UNBONDED TENDONS USING FIBER BASED MODEL ANALYSIS渡邊 秀和^{*1}, 森口 佑紀^{*2}, 小原 拓^{*2}, 河野 進^{*3}, 竹中 啓之^{*4}

Hidekazu WATANABE, Yuki MORIGUCHI, Taku OBARA,

Susumu KONO and Hiroyuki TAKENAKA

In order to fully take advantage of low damage characteristics of unbonded prestressed precast concrete structures, it is important to develop a numerical model to simulate their structural performance with high accuracy. This study focuses on developing a simple fiber based model and simulating damage of post-tensioned precast concrete members for function continuity and quick recovery. First, four limit states were defined for unbonded prestressed concrete beams based on the 2015 AIJ prestressed concrete guidelines and applied to test results of six unbonded prestressed precast concrete beams. Then, a fiber-based model was developed to simulate the test results in term of load – displacement relation, strain and stress conditions of concrete, mild reinforcement and tendons. It was confirmed that the proposed model is able to simulate the test results in such good accuracy from stress and deformation aspects that appearance of limit states also agreed well with experimental data.

Keywords : Damage evaluation, Precast pre-stressed concrete beam, Fiber based model, Limit state

損傷評価, PCaPC 造梁, ファイバーモデル, 限界状態

1. はじめに

2011 年のクライストチャーチ地震や東北地方太平洋沖地震のような都市型地震災害では建物が倒壊しなかった場合でも、多くの建物が様々な損傷により継続使用不可能となった。この稼働停止時間（ダウンタイム）が原因による経済的損失は、被害を受けた建物の修復費用以上になることもある。1981 年の新耐震設計法以降、中小地震に対しては建物が継続使用できること、大地震に対しては建物が倒壊しないことを基本方針としていたが、近年の社会的要求はより高い水準へ移行している。そこで、出来る限り地震時の損傷を低減し、地震動の大きさに関わらず、地震後の早期復旧や機能維持を実現する構造形式が必要である。こうした需要に対する解決策として、エネルギー消費要素を有する圧着型プレキャスト（以下、PCa）プレストレスト（以下、PC）構造が挙げられる。この構造は、梁部材内に配置された PC 緊張材を柱内に通し、モルタルを介して梁と柱を圧着接合するものである。圧着面における離間（目開き）を許容することで、変形を圧着面に集中させて、部材の損傷を最小限に留める損傷制御型構造を実現できる。さらに、PC 緊張力による高い復元性を有するため、地震後の残留変形を抑制できる。エネルギー

を消費するデバイスを付加すれば、履歴面積が大きく、地震後の残留変形が小さい理想的なフラッグシェイプ型の履歴復元力特性を有する構造システムを実現できる。このシステムは、施工面においても現代のニーズに即した長寿命型建築およびスケルトン・インフィルに適した構造と言える。梁部材にアンボンド PCaPC を用いた場合、プレストレスによる緊張力を解放すれば梁部材の取替えが容易となり、地震後に梁部材が損傷した場合の早期復旧および建物の機能維持に繋がる。

米国の PRESSS プログラムで開発された Hybrid Framing System¹⁾²⁾³⁾では、梁断面にアンボンド PC 鋼材を用い、エネルギー消費要素として同断面上下縁に普通鉄筋を配した。梁部材の損傷はほぼ皆無に等しく、架構は非常に高い復元力を示した。このシステムは海外ですでにカリフォルニア州にある 39 階建てビル⁴⁾や橋梁⁵⁾で実用化されている。しかし、同システムは PC 鋼材とエネルギー消費要素が、同断面に配置されており非常に複雑な断面を有している。そこで Marriott 等⁶⁾はより簡便な断面を実現するため PC 鋼材とエネルギー消費要素の分離を図った。

本研究では、アンボンド PC 鋼材を用いた PCaPC 造部材とエネ

^{*1} 東京工業大学 助教・博士(工学)^{*2} 東京工業大学大学院 修士(工学)^{*3} 東京工業大学 教授・博士^{*4} 戸田建設技術開発センター 修士(工学)

Assistant Professor, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Professor, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

Research and Development Center, Toda Corporation, M.Eng.

ルギー消費要素の分離を前提とし、フラッグシェイプ型の履歴復元力特性を実現可能な構造の開発を目的として研究を行う。その構造のなかでも、本研究では特にアンボンド PC 鋼材を用いた PCaPC 造梁に焦点を当て、アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価に関する研究を行う。

2. 既往の研究と本研究の目的

アンボンド PCaPC 造梁部材を対象とした実験的研究は、例えば 7)は、梁曲げ破壊型のスラブ付アンボンド 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た。菅田ら 8)は、アンボンド PCaPC 造梁試験体を用いて、荷重変形関係の包絡線の評価を行った。その中で、梁の部材変形が端部の回転変形と弾性変形の和として計算できると報告している。また、竹中ら 9)は、アンボンドタイプとボンドタイプの PCaPC 梁部材について、多数回繰り返し外力下における損傷および劣化挙動を調べるため、載荷実験を行っている。解析的な研究では、例えば竹本 10)は、剛接フレームをシミュレートしたアンボンド PRC 梁モデルの載荷試験によって、緊張材の挙動を追跡し、アンボンドであるための構造的特性を把握すると共に、既往の実験データを用いて、鋼材および tendon 長さをパラメータとする、断面曲げ終局時アンボンド tendon 応力度計算式(設計用)を導き、提案した。その他の研究では、松茂良ら 11)は、アンボンド PCaPC 部材を対象とした断面解析モデルを提案し、実験結果との比較を通じた解析モデルの適合性についての検討およびパラメトリック解析を用いてアンボンド PCaPC 部材の曲げ終局耐力式を提案している。

一方で、アンボンド PCaPC 造梁部材を対象として、具体的に損傷度の定量的な評価を行った研究は少ない。アンボンド PC 鋼材を用いた損傷制御型構造の実現のためには、アンボンド PCaPC 造梁部材について、損傷度を含めた部材の構造性能を定量的に評価できる実験データの蓄積と、これらの損傷度を評価可能な設計手法の開発が求められている。そこで本研究では、森口ら 12)13)が行った構造実験を対象として、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 14)を用いて損傷度の評価を行う。さらに、損傷度を含めた部材の構造性能を評価可能な数値解析の開発を行い、実験結果を用いてその適用性についての検討を行う。

3. アンボンド PCaPC 造梁の静的載荷実験

文献 12)13)では、同断面のアンボンド PCaPC 造梁部材について、PS 導入率やせん断スパン比を変化させた時の部材の損傷評価を目的として、静的載荷実験が実施された。本論文では、これら既往の実験試験体について損傷評価を実施する。

3.1. 実験概要

3.1.1. 試験体概要

表 1 に試験体諸元を、図 1 に加力装置図および試験体配筋図を示す。試験体スケールは約 1/2 とし、梁幅 500mm、梁せい 600mm、梁固定端から加力点までを 1800mm (PCa12 のみ 3300mm) とした。全試験体で、PC 鋼棒を内径 50mm のシース管内に挿入した。PC 鋼棒以外の配筋は全試験体共通とし、曲げ破壊型になるように設計した。スタブと梁を別々に打設後、無収縮目地モルタル(20mm)

を介してスタブと梁を圧着した。PC 鋼棒の緊張力を測定するためのロードセルは、危険断面を通る 4 本すべての PC 鋼棒のスタブ端に一個ずつ配置した。PC 導入力は、PC 鋼棒規格降伏強度の 80%を目目標値(PCa3 のみ 85%)とし、 $\pm 4.1\%$ の範囲で導入した。鋼材とコンクリートの力学特性は文献 12)に記載されているため省略する。

2013 年度に実験を行った 15)PCa3(ハーフプレキャスト。上部 100mm のコンクリートは後打ち。)を基準試験体とし、5 体の試験体(フルプレキャスト)を準備した。PCa11,13,14 は、基準試験体 PCa3 のコンクリート強度および PC 鋼棒の断面積を変化させることで PS 導入率を変化させ、PCa12 はせん断スパン比を変化させる。この PS 導入率やせん断スパン比の違いが履歴性状や損傷性状に与える影響を検討した。さらに、補修性能を確認することを目的として、PCa15 は一度部材角 2%まで載荷をした試験体(PCa15A)と、その後 PCa15A を補修した PCa15B の載荷を行った。

表 1 試験体諸元

試験体名		PCa3	PCa11	PCa12	PCa13	PCa14	PCa15A (補修前)	PCa15B (補修後)
梁形式		PCaPC						
コンクリート強度		60MPa		30MPa		100MPa +鋼繊維※2	60MPa	
梁	梁幅×せい		500mm×600mm					
	軸方向組立筋		上下端とも4-D19(SD345)					
	PC鋼材		4-Φ32 (C種1号)	4-Φ23 (C種1号)	4-Φ32 (C種1号)			
	シース管		#1050					
	スタ ラップ	外周筋 中子筋	4-D10@100 (SD295A) (p _w =0.51%)					
	せん断スパン比		3.0		5.5	3.0		
鋼材係数 (α)※1		0.24	0.13	0.22	0.43	0.15	0.22	0.19
プレストレス率 (λ)		1.0						
PS導入率(η)※1		0.16	0.07	0.13	0.25	0.09	0.13	0.10
PC導入力合計 (kN)		2859	1468	2818	2709	2774	2719	2382
試験体の特徴		基準	低軸力	a/d大	低f _c	高f _c	基準を補修	

※1 終局モーメントに占める普通鉄筋とPC鋼材の寄与分から求めた値であり、計算時のコンクリート強度および鋼材の降伏強度は材料試験結果を使用した。
※2 体積比混入率0.5%、直径0.62mm、長さ30mm、アスペクト比48、引張強度最低保証値1080MPa 端部フック付のものを使用

(a) 加力装置図および試験体配筋図 (立面)

(b) 試験体配筋図 (断面)

図 1 加力装置図および試験体配筋図 (単位:mm)

3.1.2. 加力計測方法

図 1 に示すように、試験体は 9 本の PC 鋼棒を用いてスタブを反

力床に固定し設置した。梁自由端に取り付けたジャッキを用いて鉛直方向に押引して片持ち梁形式による载荷を行った。部材角 $R=\pm 0.125\%, \pm 0.25\%, \pm 0.5\%, \pm 1\%, \pm 0.5\%, \pm 1.5\%, \pm 2\%, \pm 0.5\%, \pm 3\%, \pm 4\%, \pm 5\%, \pm 6.7\%$ で各 2 回の正負繰返し载荷を行った。ただし、 $\pm 1\%$ および $\pm 2\%$ 後の $\pm 0.5\%$ 振幅での繰返し回数は 1 回である。その後、正側 10% まで押切り载荷を行った。ただし、加力装置の都合により変位計測点は加力点から 100mm 水平に移動した危険断面から 1900mm (ただし、PCa12 は 3400mm) の位置で計測した。

3.2. 実験結果

3.2.1. 荷重変形関係

実験結果一覧を表 2 に、代表的な試験体 PCa11 の荷重変形関係を図 2 に示す。全試験体で、部材角 $R=1\%$ を超えると耐力上昇が頭打ちとなり、3%程度までの間に最大耐力が発生した。最大耐力後の耐力劣化は小さく、 $R=10\%$ でも耐力劣化は 1 割以下で明確な曲げ破壊は観察されなかった。全試験体で、大きく S 字型にくびれたアンボンド PCaPC 特有の履歴性状が得られた。ただし、 $R=4\%$ を超えるあたりから、コンクリートの圧壊などの損傷によって残留変形が大きくなる傾向が見られた。PCa3 を除いて、負側耐力は正側より 1 割程度小さい値となっている。これは、正側で PC 鋼棒が大きな引張力を受けて非線形化すると、除荷した際に初期導入力よりも PC 鋼棒に作用する力が低下し、負側における PC 鋼材の寄与率が低下するためである。危険断面手前でカットオフされている軸方向組立筋は、最大耐力時には圧縮降伏するほど歪みが進展している。軸方向組立筋は引張力には寄与しないが圧縮力は負担しており、曲げ耐力計算には、この効果を考慮する必要がある。

図 2 実験で得られた荷重変形関係 (PCa11)

表 2 実験結果一覧

実験結果		曲げひび割れ発生※1		圧壊※2		PC鋼材降伏※3		軸方向組立筋圧縮降伏※4		最大耐力	
		Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
		Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)	Q(kN)	R(%)
PCa3 ¹³⁾	正	198	0.11	450	3.58	422	3.58	450	1.39	458	1.81
	負	-211	-0.12	-450	-2.66	-450	-2.66	-453	-1.83	-476	-1.89
PCa11	正	173	0.10	263	1.50	-*6	-*6	-	-	276	3.05
	負	-156	-0.10	-237	-2.02	-244	-2.80	-	-	-245	-3.06
PCa12	正	173	0.26	239	1.50	231	4.08	248	1.44	259	1.22
	負	-118	-0.16	-217	-1.50	-211	-3.06	-213	-1.49	-229	-1.49
PCa13	正	241	0.17	346	0.76	404	3.78	380	1.32	404	3.78
	負	-251	-0.18	-374	-1.50	-387	-3.06	-377	-1.74	-406	-1.38
PCa14	正	314	0.14	483	1.50	512	2.98	481	1.98	512	2.98
	負	-284	-0.14	-457	-1.55	-472	-2.82	-459	-3.07	-472	-2.01
PCa15A	正	226	0.19	442	1.47	-	-	434	1.46	461	1.90
	負	-250	-0.18	-434	-1.51	-	-	-423	-1.50	-443	-2.03
PCa15B	正	186	0.14	433	2.00	-*6	-*6	410	1.92	469	3.03
	負	-145	-0.10	-436	-3.06	-433	-3.67	-412	-1.88	-440	-3.02

※1 Q-R 関係の剛性が低下し始めた時点とした。
※2 目視で圧縮ひび割れ発生を確認した点とした。(表 3 の修復限界 II と同じ判定基準)
※3 PC 鋼材が降伏歪みに達した点とした。(表 3 の修復限界 II と同じ判定基準)

※4 軸方向組立筋が降伏歪みに達した点とした。(表 3 の使用限界と同じ判定基準)

3.2.2. 試験体の損傷概要

PS 導入率の小さな PCa11 は、試験体に発生した曲げひび割れやコンクリートの圧壊程度が基準試験体 PCa3 よりも小さい結果となった。せん断スパン比が大きい PCa12 は、曲げひび割れの数 PCa3 よりも多く発生した。コンクリート強度の低く PS 導入率の大きな PCa13 は、コンクリートの圧壊が早期に発生した。特に打設上面の圧壊程度が大きく、危険断面の目地部分から主筋に沿って 400mm 程度のひび割れが進展した。鋼繊維を用いた高強度コンクリートを用いた PCa14 では、部材角 1% における損傷が、他の試験体と比べて最も小さい。しかし、目地位置で生じた曲げひび割れが梁部材に 50mm 程度入り込んで進展した。補修を施した PCa15A および PCa15B は、基準試験体 PCa3 と比べ曲げひび割れの数が少なかった。3.2.4 項で、より具体的な損傷評価を行う。

3.2.3. 変形分離

実験における変形分離は試験体に設置した変位計の値を用いて曲げ変形とせん断変形に分離する。曲げ変形は梁側面の軸方向変位計を使用し、せん断変形は、梁側面に斜めに設置した変位計を使用した。計算は、各変形角における第 1 サイクルピーク時とした。図 3 に示すように、設置した変位計の領域を梁固定端から自由端に向かって、第 1~4 領域とする。この 4 つの領域で測定した曲げ変形およびせん断変形について、それぞれの変形によって計算される変位測定点における鉛直変位を曲げ変位(Df1~Df4)およびせん断変位(Ds1~Ds4)とする。ただし、Df1 は、危険断面から 50 mm (第 0 領域) とそれ以外の領域 (第 1' 領域) に分離し、それぞれの変形による鉛直変位を Df0 および Df1' とした。図 4 に、代表的な試験体 PCa11 の変形割合一部材角関係を示す。ただし、各変位を変位計測点で直接計測した変位 Dd で除しているため、計測誤差により合計が 100% にはならない。

図 3 変位計設置図および変形分離 (単位:mm) (例:PCa11)

図 4 変形割合一部材角関係

図 4 を見ると、曲げ変形 D_f ($D_{f0} \sim D_{f4}$ の合計) は、全体の 9 割程度と高くなった。特に、 D_{f0} の寄与分は、部材角が大きくなると 8 割を超えることもある。目地の開きが、曲げや全体変形に大きな影響を与えていることが分かる。また、小さな変形角では計測誤差があるものの、変形角 0.75% 以降では誤差が 5% 未満となったおり、本実験では、精度良く変形を分離できたことが確認できた。

3.2.4. 損傷評価

表 3 に文献 14) を参考に、本研究で用いた曲げ破壊する PCaPC 造梁部材の限界状態の判断基準を示す。ただし、文献 14) では、具体的な判断基準が示されていない箇所があるため、本研究では判断基準を表 3 中の括弧内のように追記した。本研究では、実際の設計で用いられる部材角を考慮し、 $R=4.0\%$ まで損傷評価を行う。表 3 における PC 鋼材の「弾性限界」は、材料試験により得られた 0.02% オフセット強度時の歪みを弾性限界の歪みとした。また、軸方向組立筋および PC 鋼材の「わずかな降伏」は材料試験により得られた 0.2% オフセット強度時の歪みを用いて評価した。危険断面から 300mm 位置に設置した変位計から計測された縮み量を計測範囲の 300mm で除した値をコンクリートの歪みとして、その値が材料試験による $0.9\sigma_B$ 時の歪みを超えたときに使用限界と判断した。また、コンクリートの表面に圧縮によって材軸方向の軽微なひび割れを目視で確認した変形角を修復限界 I、かぶりコンクリートが剥落したときを修復限界 II、コアコンクリートの圧壊を確認できたときを安全限界とし、全て目視で判定した。残留ひび割れ幅は、試験体に発生したひび割れに跨がって貼付した PI 型変位計の値を用いた。本研究で定義した判断基準では、試験体に発生した小さなひび割れやごく狭い範囲の剥落も損傷として判断するため、実際よりも厳しい判断基準となるが、安全側の判定基準として採用した。

表 4 に限界状態における各事象発生時の部材変形角を示す。表中の網掛けとなっている箇所は、それぞれの限界変形角を決定した要因を表している。図 5 に、代表的な試験体 PCa11 の負側包絡線と各種限界状態を示す。各項目で判定された限界変形角を縦の直線で示している。決定要因となった事象は実線、決定要因ではない事象は点線で示す。

表 4 に示すように、全ての限界状態においてコンクリートの圧縮

応力状態が決定要因となった。PS 導入率の大きい PCa13 は、 $R=0.27\%$ で使用限界、 $R=0.64\%$ で損傷限界 I、 $R=0.76\%$ で損傷限界 II に達しており、その他の試験体と比べるとそれぞれの限界変形角が小さくなる結果となった。一方で、PS 導入率の小さい PCa11 では、それぞれの限界変形角がその他の試験体よりも大きくなった。このことから、PS 導入率が小さくなるほど、コンクリートへの圧縮力による損傷が抑えられることで、それぞれの限界変形角が大きくなることが確認できた。PCa13 を除き、全試験体で $R=0.5 \sim 1.0\%$ 時まで使用限界となり、優れた機能維持性能を確認できた。また、全試験体において、 $R=4.0\%$ まで安全限界に達することはなかった。残留変形角や残留ひび割れに関しては、 $R=4.0\%$ でも使用限界の基準に到達していない試験体がほとんどで、アンボンド PCaPC 造梁部材の高い損傷制御性能が確認できた。コンクリートの使用限界の評価では、PCa14 の正側で損傷限界 I と逆転する現象が見られた。

表 3 曲げ部材の限界状態の判断基準

限界状態	軸方向組立筋	PC 鋼材	コンクリート	残留変形	残留ひび割れ幅
		付着がわるい	一般の曲げ部材		
使用限界	わずかな降伏を許容 (降伏歪みに達した時)		0.9 σ_B 以下 (歪みで判断)	ほぼゼロ (0.1%以下)	0.2mm 以下
修復限界 I	鉄筋降伏を許容 (歪みが 1.0% に達した時)	弾性範囲 (0.02% オフセット歪みに達した時)	軽微なかぶりコンクリートの圧壊を許容 (軸方向のひび割れを目視により確認)	1/400 以下	1.0mm 以下
修復限界 II	主筋が座屈しないこと (目視で確認)	わずかな降伏を許容 (材料試験降伏歪み)	コアコンクリート部分が健全であること (圧縮線のかぶりコンクリート剥落)	1/200 以下	2.0mm 以下
安全限界	主筋の破断が生じないこと (目視で確認)	降伏許容 (破断しないこと)	コアコンクリートに圧壊が生じないこと (目視で確認)	部材角の上限值 4.0%

図 5 包絡線と各種限界状態のまとめ (PCa11・正側)

表 4 限界状態時の部材変形角 (実験結果)

PCa11実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界		PCa14実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負
軸方向組立筋	-	-	-	-	-	-	-	-	軸方向組立筋	1.98%	-3.07%	-	-	-	-	-	-
PC鋼棒	-	-	2.31%*	-1.67%	-*	-2.80%	-	-	PC鋼棒	-	-	1.51%	-1.21%	2.98%	-2.82%	-	-
コンクリート	0.93%	-0.85%	0.99%	-1.00%	1.50%	-2.02%	-	-	コンクリート	0.86%	-0.75%	0.75%	-1.00%	1.50%	-1.55%	-	-
残留変形角	-	-	-	-	-	-	-	-	残留変形角	-	-	-	-	-	-	-	-
残留ひび割れ幅	-	-	-	-	-	-	-	-	残留ひび割れ幅	-	-0.75%	-	-	-	-	-	-
限界変形角	0.93%	-0.85%	0.99%	-1.00%	1.50%	-2.02%	-	-	限界変形角	0.86%	-0.75%	0.75%	-1.00%	1.50%	-1.55%	-	-
PCa12実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界		PCa15A実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負
	軸方向組立筋	1.44%	-1.49%	-	-	-	-	-		軸方向組立筋	1.46%	-1.50%	-	-	-	-	-
	PC鋼棒	-	-	1.98%	-1.59%	4.08%	-3.06%	-		PC鋼棒	-	-	1.61%	-1.39%	-	-	-
	コンクリート	0.67%	-0.69%	0.98%	-0.99%	1.50%	-1.50%	-		コンクリート	0.52%	-0.44%	0.89%	-1.00%	1.47%	-1.51%	-
	残留変形角	-	-	-	-	-	-	-		残留変形角	-	-	-	-	-	-	-
PCa13実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界		PCa15B実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負
	軸方向組立筋	1.32%	-1.74%	-	-	-	-	-		軸方向組立筋	1.92%	-1.88%	-	-	-	-	-
	PC鋼棒	-	-	2.50%	-1.88%	3.78%	-3.06%	-		PC鋼棒	-	-	2.30%*	-2.19%*	-*	-3.67%*	-
	コンクリート	0.27%	-0.28%	0.64%	-0.75%	0.76%	-1.50%	-		コンクリート	0.50%	-0.50%	0.75%	-0.99%	2.00%	-3.06%	-
	残留変形角	3.06%	-	-	-	-	-	-		残留変形角	-	-	-	-	-	-	-
PCa15実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界		PCa15C実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負
	軸方向組立筋	-	-	-	-	-	-	-		軸方向組立筋	-	-	-	-	-	-	-
	PC鋼棒	-	-	-	-	-	-	-		PC鋼棒	-	-	-	-	-	-	-
	コンクリート	0.27%	-0.28%	0.64%	-0.75%	0.76%	-1.50%	-		コンクリート	0.50%	-0.50%	0.75%	-0.99%	2.00%	-3.06%	-
	残留変形角	3.06%	-	-	-	-	-	-		残留変形角	-	-	-	-	-	-	-
PCa16実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界		PCa16B実験結果	使用限界		修復限界I		修復限界II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負
	軸方向組立筋	-	-	-	-	-	-	-		軸方向組立筋	-	-	-	-	-	-	-
	PC鋼棒	-	-	-	-	-	-	-		PC鋼棒	-	-	-	-	-	-	-
	コンクリート	0.27%	-0.28%	0.64%	-0.75%	0.76%	-1.50%	-		コンクリート	0.50%	-0.50%	0.75%	-0.99%	2.00%	-3.06%	-
	残留変形角	3.06%	-	-	-	-	-	-		残留変形角	-	-	-	-	-	-	-

* PC 鋼棒の歪みが正確に計測できなかったため、ロードセルの値から弾性限界および降伏を評価した。

4. 断面解析を用いた数値解析

本章では、設計時に損傷度を含めたアンボンド PCaPC 梁部材の構造性能を評価可能な解析ツールの開発を行う。また、これらの解析と実験結果を比較し、その適用性についての検討を行う。既往の研究として、松茂良ら¹⁴⁾は、アンボンド PCaPC 部材を対象とした断面解析モデルを提案し、解析と実験の荷重－変形関係の比較を通した解析モデルの適合性についての検討を行っている。本研究ではこれらの研究をさらに発展させ、アンボンド PCaPC 梁部材の設計において特に重要な損傷を評価可能な設計ツールの開発を行う。

4.1. 解析概要

4.1.1. 部材の変形分離

本研究におけるアンボンド PCaPC 造梁の自由端鉛直変位 $_{cal}\delta$ は、式(1)のように梁固定端の回転による変位 $_{cal}\delta_r$ 、梁－スタブ境界面の滑りによる自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_t$ 、梁中央部の曲げ変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_f$ 、梁のせん断変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_s$ の和として計算する。同様に、部材変形角 $_{cal}R$ は、それぞれの部材変形角を用いて式(2)で計算できる。本研究では、図 6(a)に示すように試験体の各部分をそれぞれスタブ、変形集中領域、梁中央部と呼ぶこととする。変形集中領域とは、スタブから L_p までの距離の範囲とし、それ以外の範囲を梁中央部とする。 L_p の具体的な計算方法は、以降の 4.2 節に示す。それぞれの変形の概要図を図 6 に示し、次節以降にこれらの変形についての解説を記述する。

$$_{cal}\delta = _{cal}\delta_r + _{cal}\delta_t + _{cal}\delta_f + _{cal}\delta_s \quad (1)$$

$$_{cal}R = _{cal}R_r + _{cal}R_t + _{cal}R_f + _{cal}R_s \quad (2)$$

ただし、

$$_{cal}R = \frac{_{cal}\delta}{L} \quad _{cal}R_r = \frac{_{cal}\delta_r}{L} \quad _{cal}R_t = \frac{_{cal}\delta_t}{L} \quad _{cal}R_f = \frac{_{cal}\delta_f}{L} \quad _{cal}R_s = \frac{_{cal}\delta_s}{L}$$

図 6 部材変形の定義

4.1.2. 各変形の計算法

(1) 固定端の回転による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_r$ の計算方法

アンボンド PCaPC 造梁では、梁とスタブの間はアンボンドの PC 鋼棒で圧着接合されている。梁に、曲げモーメントが作用するとき、危険断面位置（梁とスタブの圧着面）の引張側では梁とスタブの目開きが生じる。梁の危険断面位置以外の箇所にも曲げひび割れが発生するが、ほとんどの変形は梁とスタブの目開きに集中している。一方、危険断面位置の圧縮側では、コンクリートが圧縮され一部に圧壊が生じる。このような変形は、図 6(c)のように変形集中領域のみ変形し、梁中央部を剛体として考える変形状態に置換することで、計算することができる。本研究では、このような変形状態による自由端鉛直変位を固定端の回転による変位 $_{cal}\delta_r$ と定義する。この固定端の回転による変位 $_{cal}\delta_r$ は梁固定端の回転による変位だけでなく、変形集中領域の弾塑性変形による変位も含んでいることに注意が必要である。実際の実験でも、圧縮側のコンクリートの変形集中範囲は必ずしも梁全体に存在するわけではなく、梁の危険断面位置からある程度の距離までの範囲に限る。また、梁の損傷が増えるにつれてこの範囲は広がっていく。本研究では、この範囲を変形集中領域と定義し、さらにその範囲は図 6(a)のように危険断面位置からの距離 L_p で表すこととする。本研究では、梁固定端の回転による変位 $_{cal}\delta_r$ および梁端部の曲げモーメント $_{cal}M$ を、2 次元非線形断面解析を用いて計算する。図 6(c)の変形に対し、図 7 で示すように複数の弾塑性バネ要素、接触要素、節点、剛体を用いてモデル化を行う。まず、スタブおよび梁中央部を剛体とする。変形集中領域にはコンクリートおよび軸方向組立筋を軸方向の弾塑性バネ要素に置き換えて配置する。このとき、梁とスタブの離間を表現するために、この弾塑性バネ要素に接触要素を直列に配置する。また、PC 鋼棒は定着板から定着板までの長さをもつ弾塑性バネに置き換えて、これを図 7 で示すように並列に設置する。このとき、PC 鋼棒の弾塑性バネと一方の定着板には接触要素を逆向きに直列配置し、コンクリート要素とは非接触・非接合とする。これらの弾塑性バネ要素は全て部材軸方向の一軸バネ要素であり、それぞれの要素長さを持つ。また、接触要素は接触面に対して法線方向（部材軸方向）の自由度を持つ要素であり、長さが 0 の要素である。一般的な接触要素では、接触面に対して接線方向（部材軸直交方向）の自由度を持つ場合があるが、本研究では考慮していない。一般的な RC 造部材における断面解析では、部材断面の平面保持を仮定することで断面内の軸方向弾塑性バネ要素の歪みを計算している。しかし、アンボンド PCaPC 造梁では、PC 鋼棒とコンクリート間の付着がないため PC 鋼棒とコンクリートの平面保持が成立しない。そこで、図 7 のように PC 鋼棒弾塑性バネ要素の固定位置を実情に即してモデル化することでアンボンド PCaPC 造梁の特性を再現した。今回の解析では、目地部のモルタルはコンクリートと同等のものと考え、コンクリートに置き換えてモデル化を行っている。また、変形集中領域の軸方向組立筋は直線定着であるが、梁とスタブ間の目開き変形により梁端部の軸方向組立筋は引張力を目開き部では負担しないため、変形集中領域の塑性化時であっても、付着滑りまたは定着破壊が起こる可能性は低い。そこで、これらの効果は無視しコンクリートと軸方向組立筋間は完全付着としてモデル化を行った。一方、軸方向組立筋は圧縮力を負担するが、本試験体では軸方向組立筋の座屈は観察されておらず、座屈の影響も無視して解析を行った。

図7 断面解析モデル

図8 $_{cal}\theta$ と U の定義 (図6(c)の拡大図)

図9 断面解析のフローチャート

本研究で用いたアンボンド PCaPC 造梁における断面解析では、実際の実験と同様に部材に PC 緊張作業を行い、コンクリートおよび軸方向組立筋にプレストレスを加える。その後、変位制御で部材に曲げせん断力を作用させる。このとき制御に用いる変位は図8に示すような変形集中領域の回転角 $_{cal}\theta$ である。各弾塑性バネ要素は接触要素と直列に接続されているが、計算を簡単にするために、弾塑性バネ要素と接触要素を直列で接続した要素を、一つの非線形バネ

として考える。このことにより、入力回転角 $_{cal}\theta$ から各非線形バネの変形を計算できる。また、断面解析では軸方向の力の釣り合い条件を満足する必要がある。本解析では、図8に示すような梁断面図心位置の軸方向変形 U を用いて、軸方向力が釣り合うように収束計算を行った。本研究で用いたアンボンド PCaPC 造梁における断面解析の解析手順を図9に示す。また、図9に示した式を以下に示す。

$$_s\epsilon_i = \frac{(_{cal}\theta_i - _{cal}\theta_{i-1})_s y + U_i}{_s L} + _s\epsilon_{i-1} \quad (3)$$

ただし、

$_{cal}\theta_i$: i step の入力回転角 (rad)

$_{cal}\theta_{i-1}$: $i-1$ step の入力回転角 (rad)

$_s y$: s 番目非線形バネ要素の断面図心からの鉛直距離 (mm)

$_s L$: s 番目非線形バネ要素の長さ (mm)

U_i : 断面図心位置の軸方向変形 (mm)

$_s\epsilon_{i-1}$: s 番目非線形バネ要素の $i-1$ step の歪み

$$\sum_s \sigma_i A = N_i \quad (4)$$

ただし、

$_s\sigma_i$: s 番目非線形バネ要素の i step の応力 (MPa)

A : s 番目非線形バネ要素の断面積 (mm²)

N_i : i step の軸方向外力 (N)

$$_{cal}M_i = \sum_s \sigma_i A_s y \quad (5)$$

$$_{cal}R_{i,i} = _{cal}\theta_i \quad (6)$$

(2) 梁-スタブ境界面の滑りによる自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_i$ の計算方法
アンボンド PCaPC 造梁では、梁とスタブの間はアンボンドの PC 鋼棒で圧着接合されているため、梁-スタブ境界面の滑りは、境界面の粘着抵抗と摩擦抵抗によって抑制されている。例えば、PC 鋼棒の緊張力が低下する場合、梁とスタブの間の滑りが大きくなることが考えられる。

しかし、本研究で対象とした試験体では、梁-スタブ境界面の滑りによる自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_i$ は固定端の回転による変位 $_{cal}\delta_r$ と比べ非常に小さい値となった。そのため、梁-スタブ境界面の滑りによる自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_i$ を式(7)のように 0 として計算を行った。

$$_{cal}\delta_i = 0 \quad (7)$$

(3) 梁中央部の曲げ変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_f$ の計算方法

梁中央部の曲げ変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_f$ は、以下の式で示すように曲げ弾性変位 $_{cal}\delta_{fe}$ と曲げ塑性変位 $_{cal}\delta_{fp}$ の和で計算できる。本研究で対象とした試験体では、梁中央部は曲げひび割れが確認できず、ほとんど塑性化していないと考えられるため、曲げ塑性変位 $_{cal}\delta_{fp}$ を無視して計算を行った。

$$_{cal}\delta_f = _{cal}\delta_{fe} + _{cal}\delta_{fp} \quad (8)$$

$$_{cal}\delta_{fe} = \frac{_{cal}M(L - L_p)^3}{3E_c I_e L} \quad (9)$$

ただし、

$$\begin{aligned}
&_{cal}M: \text{断面解析から得られるモーメント計算値 (Nmm)} \\
&E_c: \text{コンクリートヤング係数 (MPa)} \\
&I_e: \text{軸方向組立筋を考慮した等価断面二次モーメント (mm⁴)} \\
&L: \text{梁内法スパン (mm)} \\
&L_p: \text{等価長さ (mm)} \\
&_{cal}\delta_{fp}=0
\end{aligned} \tag{10}$$

(4) 梁のせん断変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_s$ の計算方法

梁のせん断変形による自由端鉛直変位 $_{cal}\delta_s$ は、以下の式で示すようにせん断弾性変位 $_{cal}\delta_{se}$ とせん断塑性変位 $_{cal}\delta_{sp}$ の和で計算できる。本研究で対象とした試験体では、梁中央部および変形集中領域にはせん断ひび割れが確認できず、せん断に関してほとんど塑性化していないと考えられるため、せん断塑性変位 $_{cal}\delta_{sp}$ を無視して計算を行った。

$$_{cal}\delta_s = _{cal}\delta_{se} + _{cal}\delta_{sp} \tag{11}$$

$$_{cal}\delta_{se} = \frac{\kappa_{cal} M}{GA} \tag{12}$$

ただし、

$_{cal}M$: 断面解析から得られるモーメント計算値 (Nmm)

G : コンクリートせん断弾性係数 (MPa)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : コンクリートポアソン比 (0.2 として計算を行った)

A : 梁の断面積 (mm²)

κ : せん断形状係数 (矩形断面の時は、1.2)

$$_{cal}\delta_{sp}=0 \tag{13}$$

4.1.3. 数値解析のフローチャート

図 10 に本論文で提案する数値解析のフローチャートを示す。ただし、図中の $_{cal}\theta$ は実験により計測された変形集中領域 (図 3 における領域 1) の回転角を用いて解析を行う。そのため、実験で計測できた部材角 $R=3.0\%$ までの範囲で解析を実施する。

図 10 数値解析のフローチャート

4.2. 解析試験体概要

図 11 に断面解析で用いた断面分割図を示す。本研究では、PCa11

～PCa14 までの試験体を解析対象とし、補強効果確認のための試験体 PCa15 は除外した。全試験体で共通の断面分割を実施した (ただし、PCa11 のみ PC 鋼棒の面積が違う)。なお、せん断補強筋で囲まれたコンクリートはコンファインド効果を考慮している。コンクリートの材料モデルは、修正 Kent-Park model¹⁶⁾ (ただし、内部ループは Karsan らのモデル¹⁷⁾ を、PC 鋼棒は修正 Menegotto-Pinto model¹⁸⁾ を、軸方向組立筋の材料モデルは、Bilinear model を用いた。各モデルの材料定数はそれぞれの材料試験結果の値を用いた。図 12 に材料モデルを示す (引張正、圧縮負、各記号はそれぞれの文献を参照のこと)。接触要素は、図 12(d) のように圧縮方向の剛性が無限大、引張方向の剛性が 0 となるモデルを用いた。

PCaPC 梁部材の圧縮破壊領域の軸方向の長さについては、いくつか既往の研究があり、例えば文献 8) では、アンボンド PCaPC 梁部材の場合は 0.5D (D は部材せい)、文献 19) では、ボンド PCaPC 梁部材の等価塑性ヒンジ長さは 0.3D とする実験結果が得られている。本研究では、文献 8) の値を参考に変形集中領域の長さ $L_p=300\text{mm}$ (0.5D) とした。

図 11 断面分割図

図 12 材料モデル

4.3. 解析結果

4.3.1. 荷重変形関係

図 13 に代表的な試験体 PCa11 の解析および実験によって得られた各変形モードにおける荷重－変形関係を、表 5 に解析結果一覧を

示す。ただし、表 5 中の括弧内の値は、解析値を表 4 に示した実験値で除した値を示している。図 13 を見ると、各変形において実験結果を精度良く再現できていることがわかる。特に、図 13(b)を見ると、本研究で提案する断面解析手法を用いることで、荷重－変形関係の骨格曲線だけでなく、除荷剛性や残留変形といった内部ループの履歴性状を精度良く評価することができた。また、曲げ変形やせん断変形についてもそれぞれの変形を評価することができた。しかし、図 13(d)を見ると負側荷重において、実験結果のせん断変形は線形ではなく、スリップのような挙動が見られる。この現象は他の試験体でも観察された。しかし、本研究で対象とした試験体では、このスリップ変形は全体の変形に比べると無視できるほど小さな変形であった。

図 13 荷重－変形関係(PCa11)

図 14 荷重－変形関係(PCa12~PCa14)

表 5 解析結果一覧

解析結果	曲げひび割れ時荷重 (kN)	圧壊時荷重 (kN)	PC鋼材降伏時荷重 (kN)	軸方向組立筋圧縮降伏時荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
PCa11	正 138 (0.80) 負 -135 (0.87)	277 (1.05) -273 (1.15)	273 (-) -271 (1.11)	261 (-) -257 (-)	277 (1.00) -276 (1.13)
PCa12	正 135 (0.78) 負 -140 (1.19)	238 (1.00) -239 (1.10)	243 (1.05) -242 (1.15)	235 (0.95) -229 (1.08)	243 (0.94) -243 (1.06)
PCa13	正 212 (0.88) 負 -220 (0.88)	361 (1.04) -361 (0.96)	- -	368 (0.97) -366 (0.97)	368 (0.91) -368 (0.91)
PCa14	正 246 (0.78) 負 -258 (0.91)	499 (1.03) -498 (1.09)	477 (0.93) -472 (1.00)	482 (1.00) -473 (1.03)	501 (0.98) -502 (1.06)

図 14 に、PCa12~PCa14 の解析および実験によって得られた Q-R 関係を示す。PCa12 および PCa14 では、除荷剛性や内部ループも含めて評価することができている。一方、PS 導入率の大きな PCa13 では R=2%を超える範囲で解析によるせん断力が実験のせん断力を下回る傾向が見られた。この原因は、4.3.4 項で詳しく述べる。

表 5 を見ると、曲げひび割れ荷重は解析値/実験値が 0.78~1.19 の範囲で、コンクリート圧縮ひび割れ発生時の荷重は 0.96~1.15 の範囲で、PC 鋼棒降伏時の荷重は 0.93~1.15 の範囲で、最大荷重は 0.91~1.13 の範囲で精度良く評価することができた。実験値では、負側の荷重が正側荷重よりも小さくなっている。解析でもわずかながら負側荷重が小さくはなっているが、実験値と比べると変化が小さかった。

4.3.2. PC 緊張力－部材変形角関係

図 15 に代表的な試験体 PCa11 の PC 緊張力－部材角関係を示す。実線が解析値、破線が実験値を示す。実験値の PC 緊張力は PC 鋼材に設置したロードセルの値を使用した。変形角 1%~2%程度の範囲において、実験値と解析値に差が見られるものの、全体的な履歴性状は実験を再現することができた。

4.3.3. 変形分離

図 16 に代表的な試験体 PCa11 の変形割合について実験値と計算値を示す。ただし、固定端の回転による変形のみ数値を表示している。ここで、固定端の回転による変形による実験値 $\exp R_r$ は、図 4 の領域 1 の曲げ変形から計算した値である。全ての部材角において誤差 1%以内であり、精度良く再現できた。また、実験と同様に部材変形角が大きくなると固定端の回転による変形がほとんどの変形を占める傾向を再現できた。

図 15 PC 緊張力－部材角関係

(a) 実験結果

(b) 解析結果

図 16 変形割合 (PCa11)

4.3.4. カバーコンクリート歪み-部材変形角関係

図 17 に代表的な試験体 PCa11 および PS 導入率の大きな PCa13 のカバーコンクリート歪み-部材変形角関係を示す。図には、変形集中領域 ($L_p=0.5D$) における梁最外縁のカバーコンクリートの歪みを示している。図 17(a) に示すように、PCa11 ではコンクリートの歪みの履歴を精度良く評価することができた。図には示していないが、PCa12 および PCa14 も同様の結果であった。しかし、PS 導入率の大きな PCa13 では、図 17(b) に示すように $R=2.0\%$ を超えた付近から解析における歪み値が大きくなり実験と比べてコンクリートの損傷が進んでいる。このことが原因で、図 14 の荷重変形関係において $R=2\%$ を超える範囲の解析精度が悪くなっていると考えられる。

(a) PCa11

(b) PCa13

図 17 カバーコンクリートの歪み

4.4. 損傷評価

解析結果を用いて、実験と同様に表 6 で示した限界状態の判断基準に基づき、部材の損傷を評価する。PC 鋼材、軸方向組立筋は実験の損傷評価と同様に、材料の歪みにより損傷を評価する。ただし、解析モデルでは軸方向組立筋の座屈は評価できない。しかし、コア

コンクリートの圧壊と鉄筋の座屈は強い関連があるということが文献 14) でも言及されており、軸方向組立筋の座屈とコアコンクリートの圧壊が同時に発生すると仮定すれば、コンクリートの損傷評価を用いて代替できると考える。コンクリートでは、要素の歪みが圧縮強度時歪みに到達した時に最外縁のコンクリートの要素が圧壊したと仮定し、「軽微なカバーコンクリートの圧壊」とした。また、圧縮側のカバーコンクリート全ての要素が圧壊した時を「カバーコンクリートの圧壊」とし、コアコンクリートの圧縮側の要素が式(14)で計算される終局歪み¹⁶⁾を超えた時を「コアコンクリートの圧壊」と定義した。

本解析手法では、残留変形は定義できるが、残留ひび割れ幅は定義できない。しかし、文献 14) でその関係式が提案されているように、残留ひび割れ幅と残留変形の相関性は高く、マクロな視点で考えると残留変形の評価を用いて代替できると考える。表 7 に解析による損傷評価の結果を示す。

$$\varepsilon_u = 0.004 + 0.9\rho_s(f_{yh}/300) \quad (14)$$

ただし、

ρ_s : セン断補強筋のコアコンクリートに対する体積比

f_{yh} : セン断補強筋降伏強度 (MPa)

表 6 解析における限界状態の判断基準

限界状態	軸方向組立筋	PC 鋼材 付着がわるい	コンクリート 一般の曲げ部材	残留変形	残留 ひび割れ幅
使用限界	降伏歪み以下		コンクリート要素の応力が $0.9\sigma_u$ 以下	残留変形 0.1% 以下	判定できない
修復限界 I	歪み 1.0% 以下	0.02% オフセット歪み以下	最外縁のコンクリート要素が最大強度以下	1/400 以下	
修復限界 II		0.2% オフセット降伏歪み以下	カバーコンクリートの要素が全て最大強度以下	1/200 以下	
安全限界	破断歪み 以下	破断歪み 以下	コアコンクリートのいずれかが終局歪み ε_u 以下	部材角の上限值 4.0%	

表 7 限界状態時の部材変形角 (解析結果)

PCa11 解析結果	使用限界		修復限界 I		修復限界 II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負
軸方向組立筋	2.58%	-3.03%	-	-	-	-	-	-
PC 鋼棒	-	-	1.24%	-1.27%	1.68%	-1.68%	-	-
コンクリート	0.83%	-0.78%	1.46%	-1.31%	1.98%	-2.00%	-	-
残留変形角	-	-	-	-	-	-	-	-
限界変形角	0.83%	-0.78%	1.24%	-1.27%	1.68%	-1.68%	-	-

PCa12 解析結果	使用限界		修復限界 I		修復限界 II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負
軸方向組立筋	1.16%	-1.22%	-	-	-	-	-	-
PC 鋼棒	-	-	1.86%	-1.93%	2.86%	-2.66%	-	-
コンクリート	0.63%	-0.61%	0.92%	-0.95%	1.16%	-1.22%	-	-
残留変形角	-	-	-	-	-	-	-	-
限界変形角	0.63%	-0.61%	0.92%	-0.95%	1.16%	-1.22%	-	-

PCa13 解析結果	使用限界		修復限界 I		修復限界 II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負
軸方向組立筋	0.56%	-0.61%	1.89%	-1.89%	-	-	-	-
PC 鋼棒	-	-	2.43%	-2.00%	-	-	-	-
コンクリート	0.28%	-0.28%	0.45%	-0.44%	0.53%	-0.55%	1.89%	-1.89%
残留変形角	2.97%	-3.08%	2.97%	-3.08%	-	-	-	-
限界変形角	0.28%	-0.28%	0.45%	-0.44%	0.53%	-0.55%	1.89%	-1.89%

PCa14 解析結果	使用限界		修復限界 I		修復限界 II		安全限界	
	正	負	正	負	正	負	正	負
軸方向組立筋	1.58%	-1.69%	-	-	-	-	-	-
PC 鋼棒	-	-	1.25%	-1.22%	1.92%	-1.82%	-	-
コンクリート	0.77%	-0.75%	1.25%	-1.26%	1.58%	-1.69%	-	-
残留変形角	-	-	-	-	-	-	-	-
限界変形角	0.77%	-0.75%	1.25%	-1.22%	1.58%	-1.69%	-	-

表 7 を見ると、PCa12 と PCa13 では実験結果と同様に全ての限界変形角がコンクリートによって決定された。また、PCa14 においても、修復限界 I において PC 鋼棒とコンクリートの損傷判定が逆転しているものの、ほぼ同程度の評価であり十分に評価することが

できた。表 4 と表 7 を比べると、コンクリートの使用限界は実験を精度良く再現できた。損傷限界 I および II の判定では、PS 導入率の低い PCa11 と PCa14 では過大評価、PS 導入率の高い PCa13 では過小評価となったが、PCa12 では精度良く評価できた。PC 鋼棒の評価では、実験値と比べ過小評価することもあるが、概ね評価することができた。残留変形角による評価では、実験と同様に PCa13 以外の試験体では使用限界の基準に到達していない。一方 PCa13 では、実験とほぼ同様の変形角で使用限界の基準に達しており、同時に損傷限界 I の基準に達しているものの、十分精度良く評価することができた。

本研究では、既往の文献を参考に変形集中領域の長さ $L_p=0.5D$ としてファイバー解析を行いその結果を用いて損傷評価を実施した。その結果、実施した実験の範囲において、おおむね精度良くコンクリートの損傷を評価できた。しかし、PS 導入率の高い PCa13 の大変形領域では必ずしもコンクリートの歪みが実験と一致しているわけではない。また、限られた実験結果を用いて評価を行ったことを考えると、今後変形集中領域の長さ L_p についての詳細な検討が必要である。

5. 結論

アンボンド PCaPC 造梁の静的加力実験を対象として、部材の損傷評価を行った。さらに、断面解析を用いた損傷評価手法の提案を行った。本論文で得られた知見を以下に示す。

- (1) アンボンド PCaPC 造梁の損傷度について、文献 14) を参考に定量的な評価を行った。実施した実験の範囲では、アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価はほとんどコンクリートの損傷によって決定された。また、PS 導入率が小さいほど損傷度が小さくなることが確認できた。
- (2) 提案した断面解析を用いた解析について精度検証を行った結果、実験の荷重変形関係を骨格曲線だけでなく除荷剛性や内部ループも含めて評価することができた。さらに、実験と同様の損傷評価を実施した結果、損傷もおおむね評価することが可能であった。

謝辞

本研究は、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もので、国土交通省の平成 24 年度および 25 年度住宅市場整備推進等事業費補助金を受け実施しました。本研究の推進に際し、一般社団法人長寿命建築システム普及推進協会及び一般社団法人新都市ハウジング協会長寿命建築システム普及推進委員会の皆様に多大の協力を頂きました。また、実験補助をいただいた東京都市大学の大村哲矢研、東京工業大学篠原研究室の皆様には感謝いたします。

参考文献

- 1) Priestley, M.J.N.: Overview of the PRESSS Research Program, PCI Journal, 36(4), pp. 50-57, 1991
- 2) Priestley, M.J.N.: The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III, PCI Journal, 41(2), pp. 22-40, 1996
- 3) Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R. and Pampanin, S.: Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test-Building, PCI Journal, 44(6), pp. 42-67, 1999
- 4) Englekirk, R.E.: Design-Construction of the Paramount - A 39-story Precast Prestressed Concrete Apartment Building, PCI Journal, 47(4), pp. 56-71, 2002
- 5) Palermo, A., Pampanin, S. and Marriott, D.: Quasi-static Tests of Seismic Resistant Bridge Piers with Hybrid Connections: Comparison with Monolithic Solutions, Proceedings of the 2nd fib Congress, Naples, Italy, ID 8-31, 2006
- 6) Marriott, D., Pampanin, S. and Palermo, A.: Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.857, www.interscience. wiley.com, 2008
- 7) 晉 沂雄, 宋 性勲, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐之: 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 737-738, 2015.9
- 8) 菅田昌宏, 中塚 佑: アンボンド RC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元性部材の荷重-変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文 No.584, pp.153-159, 2004.10
- 9) 竹中啓之, 岩渕一徳, 藤井 睦, 福井 剛, 杉本訓祥, 岡安隆史, 依田昌典, 中島崇裕: 多数回繰返し載荷を受ける PC 梁に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 919-920, 2012.9
- 10) 竹本 靖: アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報, No.28, pp.49-54, 1984
- 11) 松茂良諒, 越川武晃, 菊地 優: アンボンド PCaPC 梁部材を対象とした断面解析モデルの適用性評価に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.59B, pp. 73-80, 2013.3
- 12) 宮本 皓, 森口佑紀, 河野 進, 渡邊秀和, 小原 拓, 竹中啓之, 高森直樹, 平田延明, 藤井 睦: アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価を目的とした実験的研究 その 1 実験概要と結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.733-734, 2015.9
- 13) 森口佑紀, 宮本 皓, 河野 進, 渡邊秀和, 小原 拓, 江頭 寛, 樋渡健, 岡安隆史: アンボンド PCaPC 造梁の損傷評価を目的とした実験的研究 その 2 損傷評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.735-736, 2015.9
- 14) 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.
- 15) 森口佑紀, 渡邊秀和, Gianluca Gioia, 河野 進: スラブ付きアンボンド PC 梁の曲げ性状に関する実験的研究, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, JPCI, pp. 161-166, 2014.
- 16) B.D. Scott, R. Park, M.J.N. Priestley: Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates ACI Journal, 79 (1), pp. 13-27, 1982.
- 17) Karsan, I.D. and Jirsa, J.O.: Behavior of Concrete under Compressive Loadings, J. Struct. Eng. ASCE, 95, pp. 2543-2563, 1969.
- 18) Filippou, F. C., Popov, E. P., Bertero, V. V.: Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- 19) 石井孝幸, 中塚 佑, 阿波野昌幸, 上東弘英, 岸本一蔵: 等価塑性ヒンジ長さと断面曲げ解析による PC 梁の荷重-変形関係の推定, AIJ 近畿支部研究報告集, 構造系(39), pp. 353-456, 1999

DAMAGE EVALUATION OF PRECAST CONCRETE BEAMS POST-TENSIONED WITH UNBONDED TENDONS USING FIBER BASED MODEL ANALYSIS

*Hidekazu WATANABE^{*1}, Yuki MORIGUCHI^{*2}, Taku OBARA^{*2},
Susumu KONO^{*3} and Hiroyuki TAKENAKA^{*4}*

^{*1} Assistant Professor, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*2} Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*3} Professor, Tokyo Institute of Technology, Ph.D.

^{*4} Research and Development Center, Toda Corporation, M.Eng.

Unbonded prestressed concrete structures have been attracting attention in terms of their excellent low damage performances. They are able to sustain seismic force with small residual deformation. Unbonded prestressed concrete members may crack for large scale earthquakes but cracks tend to close due to the prestressing force. In order to fully take advantage of low damage characteristics of unbonded prestressed precast concrete structures, it is important to develop a numerical model to simulate their structural performance with high accuracy. This study focuses on developing a simple fiber based model and simulating damage of post-tensioned precast concrete members for function continuity and quick recovery.

In experimental part, damage evaluation was conducted using six unbonded prestressed concrete beams. In this study, four limit states (Serviceability limit state, Reparability limit state I, Reparability limit state II and Safety limit state) of unbonded prestressed concrete beam are defined based on the 2015 AIJ prestressed concrete guideline¹³⁾. Drift angle of specimens at each limit states was determined by considering strain and stress state of concrete, tendon and mild steel reinforcement, residual crack width and residual drift angle. As a result, the drift angle of the specimens at each limit states were determined.

In numerical part, damage evaluation was conducted using a proposed fiber-based model. For damage evaluation, it is important to simulate hysteresis curves for unbonded prestressed concrete members with different material properties. The hysteresis characteristics of unbonded prestressed concrete members have been studied for many years. Many of them are used for design purposes but unable to predict hysteresis curves and damage states. In addition, very few models are able to simulate unloading part of hysteresis loops with good accuracy. Since the unloading part is a key factor to determine residual displacement, it is quite important to evaluate residual crack width and deformations.

This study proposes a fiber-based model to simulate unbonded prestressed concrete beams. In this study, beam end displacement was assumed as the sum of four components. The components are rocking displacement, flexural displacement, shear displacement and slip displacement between beam and stub. The rocking displacement of beam is calculated using the fiber-based model, the flexural and shear displacement of beam was assumed as elastic, and the slip displacement is ignored in this simulations since it is small in the experiment. The model consists of fibers for cover concrete, core concrete, mild steel reinforcement, and unbonded prestressing tendons. Length of fiber elements were varied to consider effects of unbonded prestressing tendons. Menegotto-Pinto model was used for tendons; bi-linear model was used for mild steel reinforcement; and modified Kent-Park model was used for cover and core concrete. The proposed model was validated using four post-tensioned concrete beams.

After all, the proposed model simulated hysteresis loops of tested specimens with good accuracy. Furthermore, drift angle of the specimens at each limit states was calculated using analytical data in the same way as experimental part.

(2016年4月8日原稿受理, 2016年8月15日採用決定)