

U. D. C 624. 012. 35:624. 072. 22

現場打ち部分を異種強度コンクリートで打ち継いだ ハーフPCa梁の曲げ性能確認実験

佐藤 良介* 小澤 潤治* 渡邊 高朗*
鶴田 賢二** 宮崎 嘉生*** 阪井 由尚***

要約： 断面を構成する現場打ち部分とPCa部分のコンクリート強度が異なるハーフPCa梁に、逆対称曲げを伴うせん断力を作用させた際の構造的な性能が、実験結果に基づいて評価されている。

通常の設計においてスラブに梁同等のコンクリート強度が求められることが少ない現状を考慮すると、ハーフPCa梁の現場打ち部分をスラブに合わせたコンクリート強度でスラブと同時に打設することには、多くの利点が内包されている。本実験は、現場打ち部分を普通強度コンクリートで、PCa部分を高強度コンクリートで構成されたハーフPCa梁の実用化を意図して計画されたものであり、この種の梁の曲げ挙動と、在来的なハーフPCa梁のそれとの比較・検討をその主たる目的としている。

実験の結果より、本実験の条件下において、この種のハーフPCa梁は、耐力の推移、履歴性状等の構造性能を、在来的なハーフPCa梁と殆ど変容させることなく挙動させ得ることが確認された。

キーワード： ハーフPCa梁, 打ち継ぎ, コンクリート強度, 逆対称曲げ, 耐力, 履歴性状

目次： 1.はじめに
2.実験計画

3.実験結果
4.まとめ

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RCと略記する)造建物の架構にハーフプレキャスト梁(以下、ハーフPCa梁と略記する)を採用する場合、梁断面上部の現場打ち部分のコンクリートはスラブと同時に打設されることが多い。現状においては、この際に設定されるコンクリート強度は、構造設計上梁に合わせられているが、通常、スラブに梁同等のコンクリート強度が求められることが少ないにも関わらずこのような対応が見られているのは、両者を個別に打設する際の施工上の問題の回避に依るところが大きい。

しかしながら、これは同時に、構造体に高強度コンクリートを用いられるこの種の建物の多くが、スラブのコンクリート強度を過大に設定したままに設計・施工されていることを意味しており、適正な強度であれば十分に回避可能なスラブコンクリートのひび割れ発生をはじめ、施工性やコストの面において合理性が損なわれていることを指摘せざるを得ないのが現状である。

すなわち、ハーフPCa梁を用いた架構の構築にあつて、現行の施工手順を変えずに「スラブコンクリートのひび割れ発生の防止」、「スラブコンクリートのひび割れ対策の軽減」、「施工性の向上」、および派生的に期待される「コンクリート強度の低減に伴うコスト圧縮」を可能とするために、ハーフPCa梁の現場打ちコンクリートをスラブに合わせた設計基準強度で打設する

技術を開発することには大きな意義がある。

以上のような背景から、現場打ち部分のコンクリートをスラブに合わせて普通強度で打設するハーフPCa梁の実用化を目的に、その構造性能の確認実験を行った。本報は、開発の初期段階としてこの種のハーフPCa梁の曲げ性能を把握するために実施した実験について、その計画ならびに結果を提示し、実験結果に若干の検討を加えることで、本技術の実用化の可能性について言及するものである。

2. 実験計画

本実験は、この種のハーフPCa梁の開発の初期段階として、最も基本的な曲げ性能の確認を試みることを目的に計画されたものである。実験結果の提示に先立ち、本実験計画の骨子となる試験体の仕様と実験の概要をここに明らかにしておく。

2.1 試験体

試験体は、本技術の迅速な実用化を目的に、モデルとなる既往の実施物件(30階程度の集合住宅)を見定め、その仕様を元に縮尺を1/2として3体製作した。ここでは、これら3体の試験体の仕様を共通因子と変動因子とに分離し、この順に詳解することとする。

2.1.1 共通因子

表1に試験体一覧を、図1に試験体の形状と配筋を示す。表1、図1が示すように、試験体は、3体ともクリアスパンを2000mmとした断面寸法350mm×400mm

* 建築エンジニアリング部 先端技術グループ ** 同 生産技術グループ *** 構造設計部 第3グループ

表1 試験体一覧

試験体		No.1	No.2	No.3
クリアスパン	(mm)	2000		
コンクリート	現場打ち部 (N/mm ²)	48	24	24
設計基準強度	PCa部 (N/mm ²)	48	48	48
断面	(mm×mm)	350×400		
	現場打ち部高さ (mm)	150	150	200
	PCa部高さ (mm)	250	250	200
せん断スパン比		2.5		
主筋	鋼種	SD490 (ネジシ棒鋼)		
	上端(現場打ち部)筋	6-D22 (2.05%)		
	下端(PCa部)筋	6-D22 (2.05%)		
せん断補強筋	鋼種	SHD685(溶接閉鎖形)		
	配置(中子筋あり)	4-UHD6@50 (0.73%)		
破壊形式		曲げ		

のハーフ PCa 梁であり、配筋の詳細は、鋼種等を含めて全て同一となっている。

主筋は SD490 のネジシ棒鋼 (D22)、せん断補強筋は UHD685 の溶接閉鎖形 (SHD6) とし、後者には中子筋が 2 本配されている。なおこれらの試験体は、主筋、せん断補強筋ともにモデルとなった実施設計に鉄筋比を近接させているため、その値がやや大き目となっている。

主筋の両端は 9 mm の定着プレートに溶接し、所定の定着長を確保できるようにスタブ内に埋め込む設計としている。また、鉛直接合面となる PCa 部表面にはシアコッターを設けることによって、水平接合面にはごく一般的な粗面仕上げを施すことによって、当該箇所におけるせん断伝達能力の向上が図られている。

2.1.2 変動因子

上に見た共通因子を踏まえて設けられた変動因子は、PCa 部分と現場打ち部分のコンクリートの目標圧縮強度 σ_b 、ならびに断面に占める両者の打ち分け高さの割合であり、PCa 部分の σ_b を 3 体ともに 48 N/mm² としたうえで、No. 1 試験体の現場打ち部分の σ_b を 48 N/mm² とし、従来のハーフ PCa 梁を、No. 2 試験体と No. 3 試験体の現場打ち部分の σ_b を 24 N/mm² とし、本開発の対象となる強度を打ち分けたハーフ PCa 梁を模している。

強度を打ち分けた No.2 試験体と No.3 試験体における現場打ち部分の打込み高さはそれぞれ 150 mm、200 mm であるが、これは実際の鉄筋組みにおける納まりを考慮して決定されたものであり、柱・梁接合部において平面的に交差するこれらの主筋を立体的に納めることを前提と

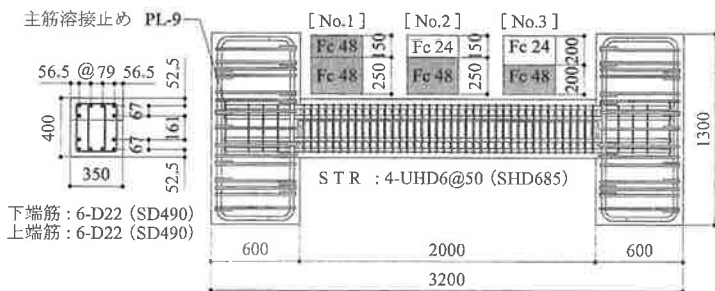


図1 試験体形状と配筋

している。なおこれらの試験体は、全断面が 24 N/mm² のコンクリートで構成されている場合にあってもせん断破壊が生じないように設計されている。

2.2 実験方法

本実験は、この種のハーフ PCa 梁の開発にあたっての初期段階のテーマとして、RC 部材の構造性能の中でも最も基本的な曲げ性能の確認を掲げたものである。ここでは、RC 梁材の曲げ性能を確認するために採用された実験方法を載荷と計測とに大別し、それぞれの詳細を明らかにしておく。

2.2.1 載荷

図2に載荷装置と載荷状況を示す。載荷装置は所謂建研式であり、2本の3000 kN アクチュエータで、相対するスタブ同士の平行を保ちつつ梁に軸力が作用しないよう制御しながら1500 kN アクチュエータを伸縮させることで、梁に理論上の逆対称曲げに伴うせん断力を加えた。梁の曲げ性能は、これに与えられる正負交番の静的漸増繰返し荷重に対する耐力と応答変位をして評価することとし、その際の載荷スケジュールは図3に示す通りとする。

なお装置の構成上、実験は、図2のように梁が直立した状態で行われるが、「水平接合面」、「鉛直接合面」に関する記述は、以後もこれまでどおりの関係が維持されるものとする。すなわち、今後も前者は梁材軸に、後者はこれに直交する方向に平行な打ち継ぎ面を指す。

2.2.2 計測

本実験で計測の対象となった項目のうち、本報における曲げ性能の評価に用いられるのは、せん断力、全体変形、水平接合面におけるすべり変位であり、ここではそ

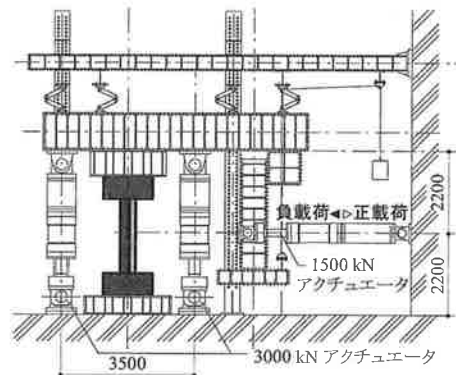


図2 載荷装置と載荷状況

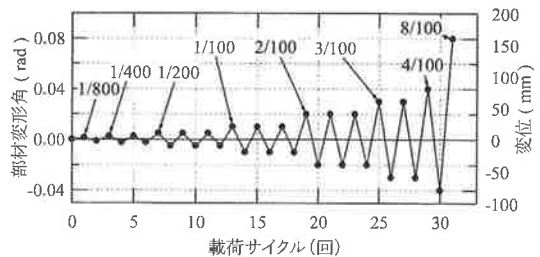


図3 載荷スケジュール

表2(a) コンクリートの材料試験結果

打設部位		PCa部	現場打ち部
圧縮強度 (N/mm ²) ※()は強度比	No.1	64.04 (1.11)	57.77 (1.00)
	No.2	62.27 (2.11)	29.51 (1.00)
	No.3	64.47 (2.17)	29.68 (1.00)
ヤング係数 (N/mm ²)	No.1	26700	27400
	No.2	26730	22500
	No.3	27070	21240
圧縮強度時 ひずみ (μ)	No.1	3206	3048
	No.2	3031	2207
	No.3	2964	2388

表2(b) 鉄筋の材料試験結果

使用部位	主筋	せん断補強筋
鉄筋の種類	SD490	SHD685
径	D22	UHD6
降伏強度 (N/mm ²)	542.1	681.1*
降伏時ひずみ (μ)	3092	6167*
ヤング係数 (N/mm ²)	189200	166800
破断強度 (N/mm ²)	716.8	899.2

* せん断補強筋の降伏強度ならびに降伏時ひずみは0.2%オフセット耐力時の値を指す。

表3 実験結果一覧

試験体 No.	コンクリート 圧縮強度 $\sigma_B^{1)}$ (N/mm ²)	降伏耐力 $Q_y^{2)}$ (kN)	降伏時 部材変形角 R_y (%)	最大耐力 $Q_{max}^{3)}$ (kN)	破壊経過	曲げ強度 $Q_{mu}^{4)}$ (kN) (Q_{max}/Q_{mu})	
						正	負
1	57.77	正 360.7	正 0.012	正 394.7	降伏 ↓ 曲げ圧縮 (現場打ち部分)	正(1.05)	負(1.04)
	64.04	負 320.3	負 0.010	負 389.9		正(1.04)	負(1.02)
2	29.51	正 361.3	正 0.012	正 387.2	降伏 ↓ 曲げ圧縮 (現場打ち部分)	正(1.11)	負(1.10)
	62.27	負 300.1	負 0.009	負 386.3		正(1.02)	負(1.02)
3	29.68	正 359.1	正 0.013	正 387.1	降伏 ↓ 耐力低下 曲げ圧縮 (現場打ち部分)	正(1.11)	負(1.10)
	64.47	負 300.4	負 0.009	負 385.5		正(1.02)	負(1.01)

1) 実験日の材料試験結果(上段:現場打ち部分 下段:PCa部分)

2) 1本目の主筋が降伏に到った時点におけるせん断力(実験値)

3) 部材変形角が初めて4/100に到った時点におけるせん断力(実験値)

4) ストレスブロック法による曲げ終局耐力(上段:現場打ち部分 下段:PCa部分 ※当日の材料試験結果を代入した再計算値)

のそれぞれの計測の詳細について触れておくこととする。

せん断力は、既に触れたように1500kNアクチュエータの伸縮に対して梁が発揮する耐力のことを指すこととし、その値の計測は、前掲図2に掲げるように正負を定義したうえで、アクチュエータに内蔵されたロードセルによって行う。

全体変形は、載荷に伴って平行移動するスタブ間の材軸直交方向の相対変形を指すこととし、その値の推移は、相対するスタブから材軸に沿って向かい合うようにはね出した2本の計測治具(角パイプ)同士の相対距離をストローク100mmの変位計で捉えることによって記録することとする。またその正負は、梁に加えらるせん断力のそれと一致させることとし、以後、この値をクリアスパン(2000mm)で除して得られる値を「部材変形角」と呼称する。

また、試験体1体につき2箇所、梁両端から50mm試験体の図心側に寄った位置において、水平接合面を挟んで28mm離れた地点同士の材軸方向の相対変形の推移をストローク10mmの変位計で記録し、水平接合面におけるすべり変位の有無の確認を試みる。

3. 実験結果

以下に、これまで見てきた計画に従って実施された実験の結果を示す。ここでは、先ず初めに載荷実験に先立って行われた各種材料試験の結果を、その後に載荷実験の結果

を提示するが、後者においては、示された結果より得られる各試験体固有の曲げ性能についても若干の検討を加える。

3.1 材料試験

表2(a)に、コンクリートの材料試験結果の一覧を示す。同表より明らかなように、いずれのコンクリートからも想定より大きめの強度が得られているが、PCa部分と現場打ち部分との強度比は、試験体の計画段階で想定した1.00:1.00(No.1)、ならびに2.00:1.00(No.2およびNo.3)とほぼ同程度であった。

また、主筋ならびにせん断補強筋に用いられた各種鉄筋の材料試験結果は表2(b)に示す通りであり、いずれも所定の性能を満足するものであった。

3.2 載荷実験

3体の試験体に同一のスケジュールで正負交番の静的漸増繰返し載荷を与えて得られる応答の推移を掲げ、在来的なハーフPCa梁であるNo.1試験体を基準とした相互比較を基軸に、個々の試験体の曲げ性能についての若干の検討を試みる。ここでは、先ず初めに実験の過程において観察されたこれらの試験体の定性的な挙動について述べた後に、耐力、履歴性状についてやや詳細な検討を加える。また本報では、表記の簡略を意図して、以後、部材変形角をRと呼称する。

3.2.1 実験経過

表3に、実験結果一覧を示す。表3に見るように、いず

れの試験体においても、 $R = \pm 1/800$ サイクル内に初曲げひび割れが発生し、 $R = \pm 1/100$ 近傍で主筋の降伏が確認された。その後、部材変形角の増大に伴った若干の耐力上昇を経て曲げ圧縮を受ける現場打ちコンクリートが圧壊に到る点も共通していたが、No.3 試験体のみ、 R が二度目に $+4/100$ を超えるあたりで現場打ちコンクリートの曲げ圧縮破壊が顕著となり、耐力が低下した。なおいずれの試験体からも降伏したせん断補強筋は確認されず、せん断破壊に到った試験体はなかった。また水平接合面におけるすべり変位についても過大な計測値が検出されることはなく、実験後の目視観察によっても、計測点以外における顕著なすべり変位が認められることはなかった。

以上より、一般的な設計上、終局限界状態にある建物における梁の変形が目安として $R = 2/100$ 程度とされている¹⁾ことを考慮に入れば、No. 3 試験体の耐力低下がその値を大きく超える $R = +4/100$ 程度で見られていることから、本実験より得られた変形、耐力の推移の定性的な傾向は、通常の設計で用いられる範囲において、全

ての試験体がいずれも基準となる No. 1 試験体と大差ない挙動を呈していたと言えそうである。

3.2.2 耐力

図 4(a)～図 4(c) に、3 体の試験体への荷重実験より得られたせん断力-部材変形角関係の全履歴を、また図 5 に、全試験体の正方向処女荷重時のせん断力-部材変形角関係の包絡曲線を重ね描いて示す。ここでは、前節に見た実験の過程で各試験体が示した耐力の推移ならびにその値について、これらの図と前掲表 3 を用いた定量的な評価を試みる。

まず降伏時の耐力について見てみると、表 3 および図 4(a)～図 4(c) ならびに図 5 より、特に正方向荷重時において、全ての試験体がほぼ同程度のせん断力で主筋の降伏に到っていることがわかる。一方、負方向荷重に関して、若干のバラつきこそ見られるが、その値が正方向荷重時のそれよりもやや小さめに得られる点等も含め、試験体間に大きな差異が見られることはなかった。

次いで最大耐力について見てみると、ここでもほぼ同

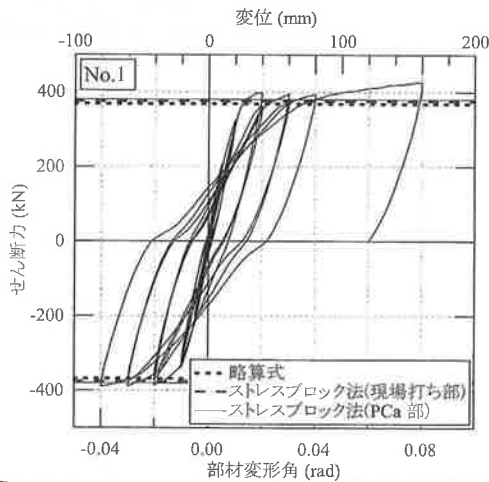


図 4 (a) No. 1 のせん断力 - 部材変形角関係 (全履歴)

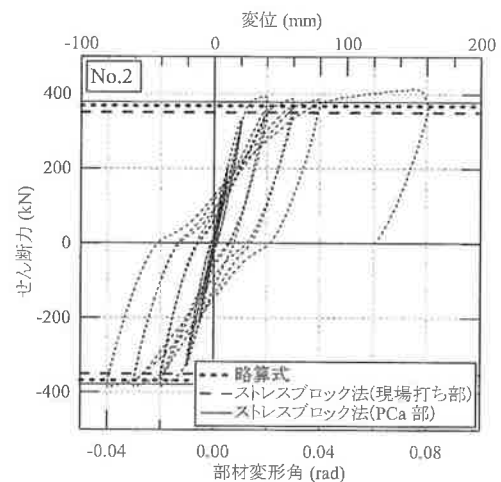


図 4 (b) No. 2 のせん断力 - 部材変形角関係 (全履歴)

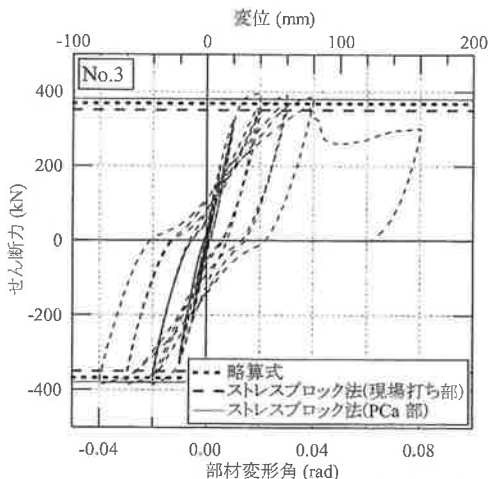


図 4 (c) No. 3 のせん断力 - 部材変形角関係 (全履歴)

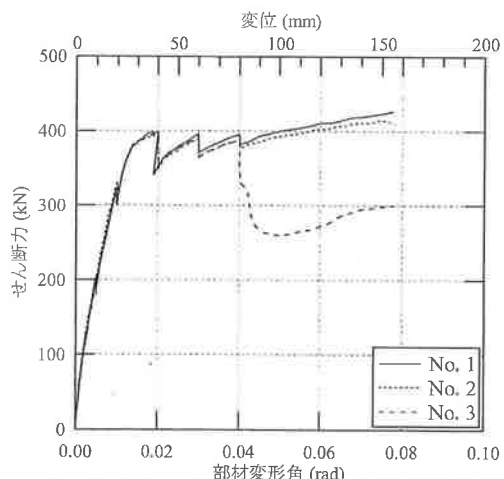


図 5 全試験体のせん断力 - 部材変形角関係 (正方向処女荷重時包絡線)

様の傾向が看取されている。すなわち「正方向荷重時の方が負方向荷重時よりもやや大きい耐力を發揮する傾向にあるものの、試験体相互に大きな差異はない」ようであるが、この最大耐力の値については、既往の評価式を用いて更に詳しく見てみることにする。

先に掲げた表3には、ストレスブロック法による計算値を意味する「曲げ強度」の欄も設けられているが、ここには、全断面が現場打ち部分として、あるいはPCa部分として打設されたコンクリートで構成されているものと仮定して算出された曲げ終局強度の予測値が記入されている。ただし、この計算の過程で求められるコンクリートの圧縮強度 σ_g の値は、表2(a)で示した実験日の材料試験結果が代入されており、表3中、網掛けの箇所が前者、その他の箇所が後者による結果となっている。また、この曲げ強度の欄には、実験から得られた正負の最大耐力をこれらの計算値で除した結果も併せて掲載されている。

表3より、すべての計算値が実験値よりも小さい値を与えていることが分かる。これは、実際の曲げ破壊が、いずれの予測値よりも先んじることがなかったことを意味するが、その精度に着目すれば、全試験体ともに、断面がPCa部分のコンクリートで占められていると仮定して計算した結果が最も良好な値を与えている。

上で述べた実験値と既往の評価式との対応関係は、これらの予測値が重ね描かれている図4(a)～図4(c)からもよく見て取れるが、この事実が、「全般に正方向荷重時よりも小さい耐力値を呈する傾向にあった負方向荷重時の全ての結果」においても「現場打ち部分のコンクリートが断面の半分を占めているNo.3試験体の結果」においても確認されていること、そして「これらを含めた全ての結果において、実験値と計算値の比のバラつきが小さい」ことは注目に値するものであり、これより、先に述べた「実験の過程における耐力の推移に関する定性的な評価」が数値的に裏付けられるものと思われる。なお、No.3試験体の大変形時に見られた耐力低下の原因については、今後の検討課題としたい。

3.2.3 履歴性状

図4(a)～図4(c)に示した3体の試験体のせん断力-部材変形角関係を改めて概観すると、これらは、先の表3を根拠に述べられた点のみならず、繰り返し挙動にあっても殆ど差異のない応答をしているように見える。そこで、この履歴性状について更に詳細な検討を加えるために、3体の試験体のせん断力-部材変形角関係の履歴より等価粘性減衰定数 h_{eq} を求め、その値の変形レベルの増大に伴う推移を図6に示した。

図6より、3体の試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} が、特に部材変形角 $R = \pm 2 / 100$ 以内の範囲において、荷重方向の正負を問わずほぼ同程度の値の下に挙動していることが読み取られる。すなわち、これらの試験体はいずれも、変形レベルの増大に伴い、はじめに h_{eq} の値をやや緩やかに低下させた後に、部材変形角 $R = \pm 1 / 100$ (主筋の降伏) を境にこれを増加傾向に転じさせ、その後、徐々にその値を収束させていく性質を有するようである。

また、この過程において同一変形レベルの繰り返し ($R = \pm 1 / 400 : 2$ 回、 $R = \pm 1 / 200 : 3$ 回、 $R = \pm 1 / 100 : 3$ 回、 $R = \pm 2 / 100 : 3$ 回、 $R = \pm 3 / 100 : 2$ 回) がある場合に、繰り返しを重ねるごとに h_{eq} の値が低減する傾向も見受けられるが、この低減傾向にも大きな乖離が見られることはないようである。

以上に見てきた等価粘性減衰定数 h_{eq} の傾向より、現場打ち部分のコンクリートを普通強度で打設したNo.2試験体、No.3試験体とともに、正方向荷重時であっても負方向荷重時であっても、在来的なハーフPCa梁とほぼ同等のエネルギー吸収能を有していると判断しても差し支えないものと思われる。

4. まとめ

現場打ち部分をPCa部分とは異なる強度のコンクリートで打ち継いだハーフPCa梁の開発を目的に、その曲げ性能の確認実験を行った。

現場打ち部分を普通強度コンクリートで、PCa部分を

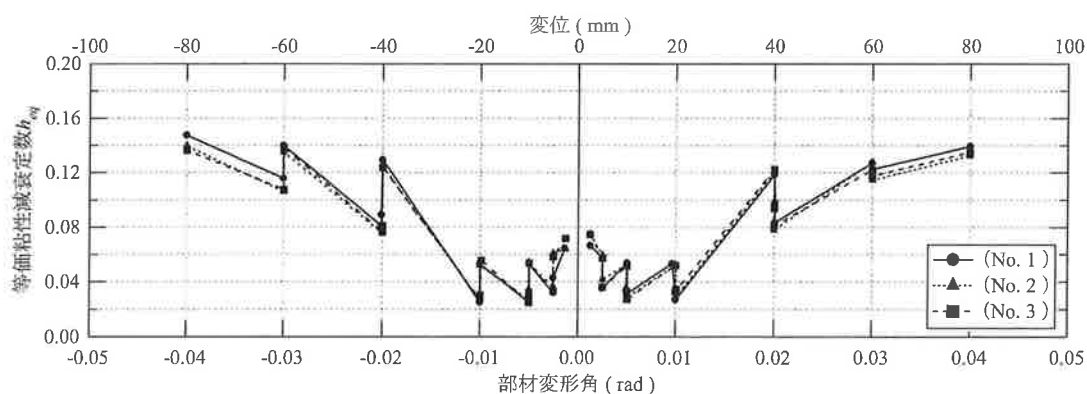


図6 全試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移

高強度コンクリートで構成されたハーフ PCa 梁に、正負交番の、静的な逆対称曲げを伴うせん断力を漸増させながら繰り返し加えた際に得られた構造的な挙動を、全断面が高強度コンクリートで構成された在来的なハーフ PCa 梁のそれと比較することで得られた本報における知見を列記すると、以下ようになる。

- i) 断面が強度の異なるコンクリートによって構成されるハーフ PCa 梁のせん断力-部材変形角関係は、特に一般的に設計で用いられる範囲において、在来的なハーフ PCa 梁とほぼ同様の挙動を呈した。
- ii) 実験より得られたハーフ PCa 梁の降伏時耐力ならびに最大耐力は、いずれの試験体も同等の値を示し、特に後者に関しては、現場打ち部分に普通強度コンクリートが打設されている場合にあっても、全断面が高強度コンクリートで構成されているとの仮定の下に既往の評価式を用いて算出した予測値が、最も良好な適合性を見せた。
- iii) 実験の結果得られたせん断力-部材変形角関係より求められる等価粘性減衰定数 h_{eq} の値が、全ての試験体ともにほぼ同様の推移を見せたことから、繰り返し載荷に対するハーフ PCa 梁のエネルギー吸収能は、現場

打ち部分を普通強度コンクリートで構成された場合にあっても大きく劣化することはないものと思われる。以上に見てきた本実験の結果より、この種のハーフ PCa 梁が、「曲げに関しては十分に実用に耐え得る構造性能を有している」可能性が示されたものと思われる。

ただし、既に触れたように、本実験の対象となった試験体は、実施設計をモデルに鉄筋比が大きめに設定されたものであるため、曲げに抵抗する際の断面力に占める鉄筋の負担分が比較的大きい。したがって、鉄筋比を減少させてコンクリートの負担分を増加させた場合には、断面内に存在する普通強度コンクリートの影響が顕在化する可能性も十分に考えられ、より安全な設計を期するならば、その影響を考慮した設計条件等を整備しておくことが必要となると思われる。

また、曲げ同様せん断破壊に対しても、現場打ち部分の普通強度コンクリートがその構造的な性能に及ぼす影響について確認することが不可欠となるのは自明であり、今後は、これら残された課題を究明するための実験を実施するとともに、実験を補間してより詳細にこの種のハーフ PCa 梁の構造性能を評価するための解析的な技術の開発も必要となるものと思われる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999. 8. 30

STRUCTURAL PERFORMANCE OF HALF PRECAST BEAMS WITH DIFFERENT CONCRETE STRENGTH FOR PRECAST AND CAST-IN-PLACE PORTION UNDER BENDING LOADS

R. Sato, J. Ozawa, T. Watanabe
K. Tsuruda, Y. Miyazaki and Y. Sakai

The structural performance of half precast beams, with different concrete strength for the precast and cast-in-place portion, subjected to shear load that causes antisymmetric bending moment distribution are evaluated based on experimental results.

The experiment is planned in order to put this kind of half precast beams, composed of high strength concrete for precast portion and normal strength concrete for cast-in-place portion, to practical use. And in this report, it is tried to compare structural behavior of these half precast beams against bending loads with that of so-called normal half precast beam.

The results derived from this experiment show that half precast beams have a capability to keep structural performances, like restoring force and hysteresis characteristics, without drastic deterioration even under the condition that concrete for precast and cast-in-place portion have different material properties.