

# 論文 圧縮縁応力を変数とした高応力低サイクル疲労試験によるPCaPC梁の損傷評価

浜田 公也\*1・福井 剛\*2・渡邊一弘\*3・西山 峰広\*4

要旨：限界耐力計算におけるプレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)造梁部材の損傷限界耐力時コンクリート圧縮応力度を適切に設定することを目的に、圧縮側のコンクリートに作用する縁応力度の大きさを実験変数とした試験体を用いて静的載荷実験および高応力低サイクル疲労実験を行った。高応力低サイクル疲労実験結果より、繰返し回数と剛性低下の関係、最大残留ひび割れ幅、最大残留変位およびコンクリートの損傷状態について調べ、PCaPC 梁部材の損傷限界耐力はコンクリートの高応力低サイクル疲労を考慮しても、コンクリートの圧縮縁応力度の大きさとしてコンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  の 80~90%を用いれば適切に評価できることを示した。

キーワード：PCaPC, プレキャスト, プレストレス, 動的載荷, 損傷限界耐力, 曲げ強度, 梁

## 1. はじめに

PC 造部材の短期許容応力度時曲げモーメントは、告示で定められている PC 鋼材、鉄筋およびコンクリートの短期許容応力度を用いて算定することができる。また、この短期許容曲げモーメントは、限界耐力計算において稀に発生する荷重・外力に対して建築物が損傷しないことを検証するための損傷限界耐力算定に用いることができる<sup>1)</sup>。しかしながら、降伏点強度が普通鉄筋の 3~4 倍ある PC 鋼材を使用した PCaPC 造梁は、PC 鋼材が先に短期許容応力度に達する時の曲げモーメントに較べて、コンクリートが先に短期許容応力度に達する時の曲げモーメントの方が小さくなり、コンクリートの許容圧縮応力度によって損傷限界耐力が決まる場合が多い。これに対して、PC 造は RC 造に較べて地震後における残留変形や残留ひび割れ幅が小さくなる特長を持っているため、剛性低下が殆ど無いことおよび残留変形および残留ひび割れが補修を必要としない範囲であることを確認すれば、いくつかの条件の下で、限界耐力計算における損傷限界耐力を算定する際にコンクリートの短期許容圧縮応力度 ( $2/3F_c : F_c$  は設計基準強度)より大きな応力を用いることができる<sup>1)</sup>。しかしながら、地震時の繰返し荷重を想定した、梁部材におけるコンクリートの高応力低サイクル疲労破壊に対しては実験データがほとんどなかった。

本報告は、PCaPC 造梁試験体を対象に、圧縮側のコンクリートに作用する縁応力度の大きさを実験変数とした静的載荷実験および高応力低サイクル疲労試験（動的載荷実験）を行い、剛性低下の程度、最大残留ひび割れ幅、最大残留変位およびコンクリートの損傷状態を調べ、損

傷限界耐力計算に用いる適切なコンクリートの圧縮応力度の値について検討した結果を報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体の概要

試験体の形状を図 - 1 に示す。試験体は同じ形状のもの 4 体とした。先端に載荷用のスタブ(断面：450mm × 470mm)を設けた梁(断面：250mm × 400mm)と、固定用のスタブ(断面：800mm × 800mm)を別々に製作した。両者の間に 20mm のモルタル目地を設け、モルタルの硬化後、PC 鋼より線で圧着し、最後にシーす内にグラウトを注入した。載荷点である載荷用スタブの中心から、梁と固定用スタブとの接合面までの長さは 1050mm であり、シアスパン比は  $1050/400=2.625$  となる。試験体の M -  $\phi$  関係をファイバー法を用いて算定し、コンクリート圧縮縁応

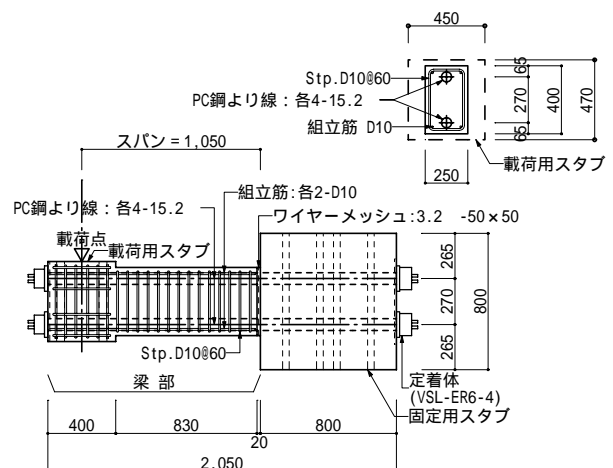


図 - 1 試験体の形状

\*1 株式会社ピーエス三菱 建築本部設計部 部長 博士(工学) (正会員)  
 \*2 株式会社ピーエス三菱 技術本部技術部 グループリーダー 博士(工学) (正会員)  
 \*3 株式会社ピーエス三菱 技術本部技術部 部長 工修 (正会員)  
 \*4 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

力度がコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  の目標値  $45\text{N/mm}^2$  に達するまで PC 鋼より線が許容応力度( $0.9P_y$ :  $P_y$  は規格降伏点強度)に達しないように試験体を計画した。ファイバー法に用いた - 関係は、コンクリートには横拘束を考慮しない NewRC モデル<sup>2)</sup>, 鉄筋には規格降伏点強度を折れ点としたバイリニアモデル, PC 鋼より線は  $0.9P_y$  と  $P_y$  を折れ点としたトリリニアモデルとした。なお, 圧着する際の緊張力は PC 鋼より線の  $P_y$  に対応する荷重の 80% を目標とした。試験体一覧を表 - 1 に示す。試験体記号の A は PCaPC 造, ST は静的載荷, DY は動的載荷, 08 ~ 10 は圧縮縁に作用させる応力度の指標でコンクリート圧縮強度の目標値  $45\text{N/mm}^2$  に対する割合(08 は 80%, 10 は 100%)を表す。ここで, コンクリートに作用させる圧縮縁応力度の下限値を  $0.8\sigma_B$  としたのは, 予め,  $100 \times 200\text{mm}$  のコンクリートシリンダーに一樣な圧縮応力を与える高応力低サイクル疲労試験を行い, 圧縮応力度が  $0.8\sigma_B$  のケースでは繰り返し回数が 1000 回程度で破壊した試験体が約半数生じた結果<sup>3)</sup>を参考にしたためである。コンクリート, 目地モルタル, PC グラウトの材料特性を表 - 2 に, PC 鋼より線, 鉄筋の材料特性を表 - 3 に示す。

表 - 1 試験体一覧

試験体記号	構造種別	載荷種別	縁応力度	PC鋼より線
A-ST08	PCaPC	静的載荷	-	4-15.2
A-DY08		動的載荷	$0.8 \sigma_B$	(SWPR7B)
A-DY09			$0.9 \sigma_B$	鋼材係数
A-DY10			$1.0 \sigma_B$	0.259
共通事項 横補強筋は D10- @60 ( $p_w=0.95\%$ , SD295A) 組立筋は 4-D10 (SD295A)				

表 - 2 コンクリート等の材料特性

材料	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
コンクリート	47.7	3.38	31.1
目地モルタル	88.1	-	29.2
PCグラウト	55.4	-	15.6

弾性係数は 1/3 圧縮強度時の割線剛性

表 - 3 PC 鋼より線, 鉄筋の材料特性

材料	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
PC鋼より線 (SWPR7B)	1824	196
横補強筋, 組立筋 (SD295A)	353	183

0.2% 永久伸びに対する応力度

## 2.2 載荷方法

載荷装置を写真 - 1 に示す。試験体を固定用スタブで反力床に固定し, 載荷スタブに取り付けたユニバーサルジョイントを介してアクチュエータで載荷した。試験体

4 体のうち 1 体(試験体記号: A-ST08)では静的載荷のみ行った。静的載荷は正負交番漸増繰り返し載荷とし載荷スケジュールを図 - 2 に示す。繰り返し点は, 圧縮縁コンクリート応力度が  $2/3\sigma_B$ ,  $0.8\sigma_B$ ,  $1.0\sigma_B$  ( $\sigma_B=45\text{N/mm}^2$ ) に達した荷重, およびその後の変形角が 1.0% 2.0% 3.0% および 3.5% に達した荷重とし, 繰り返し回数は各々 2 回とした。試験体 4 体のうち 3 体 (試験体記号: A-DY08, A-DY09, A-DY10) は図 - 3 に示すようなスケジュール



写真 - 1 載荷装置

変形角 R (%)

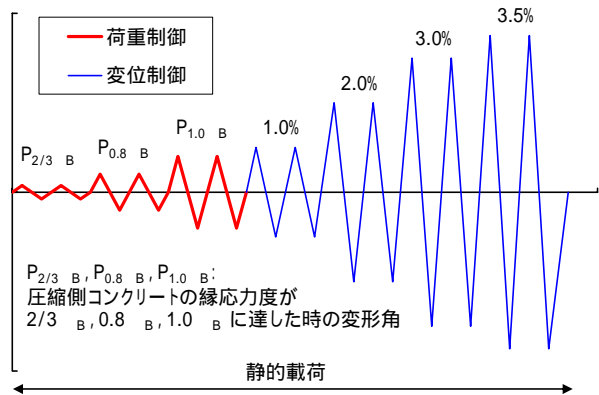


図 - 2 静的載荷のスケジュール

荷重 (P)

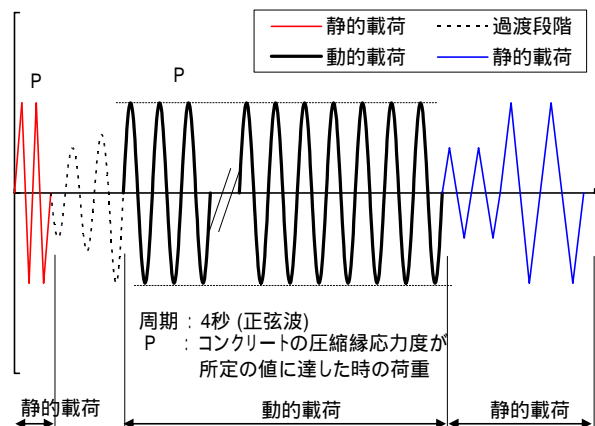


図 - 3 動的載荷のスケジュール

で載荷を行った。まずコンクリートの圧縮縁応力度が所定の値(A-DY08は $0.8\sigma_B$ , A-DY09は $0.9\sigma_B$ , A-DY10は $1.0\sigma_B$ )に達するような静的載荷を2サイクル行い、次にコンクリート圧縮縁応力度が所定の値に達する載荷を最大1000回まで繰り返す動的載荷を行った。所定の値はファイバー法によるM-φ関係より求めた。波形はsin波とし周期は免震建物を想定し4秒とした。動的載荷後、図-2に示す載荷履歴にしたがって破壊まで静的載荷を行った。荷重にはアクチュエータ先端に取り付けた1000kNロードセルを、載荷点の鉛直変形、梁材軸方向の変形および曲率には高感度変位計を、さらにはPC鋼より線のひずみおよびコンクリート表面のひずみにはひずみゲージをそれぞれ用い、動ひずみ計を介して計測した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 静的載荷実験結果(試験体記号:A-ST08)

静的載荷のみ行った試験体 A-ST08 について、荷重 - 変形関係を図-4に示す。図中にはM-φ解析から求めたコンクリートの圧縮縁応力度が $2/3\sigma_B$ ,  $0.8\sigma_B$ ,  $1.0\sigma_B$  時の荷重を点線で、目視で観察された目地モルタル部分のひび割れ発生時、PC鋼より線のひずみゲージによる計測値が急激に増加した点を引張降伏点としそれぞれとで示している。 $0.8\sigma_B$  時の荷重までは剛性低下がほとんど生じていないが、 $0.8\sigma_B$  時の荷重から  $1.0\sigma_B$  時の荷重の間に目地モルタル部分に曲げひび割れが発生したために徐々に剛性が低下している。正側の変形角が2.4%で荷

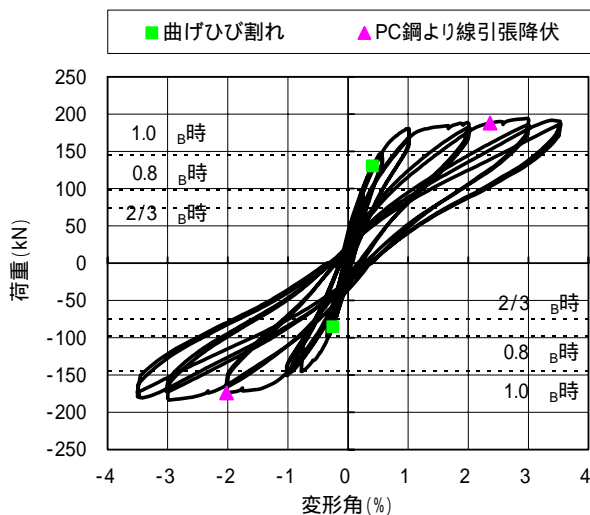


図-4 荷重 - 変形角関係

表-4 静的載荷試験体における最大ひび割れ幅、残留ひび割れ幅、残留変位およびコンクリートの損傷状態

圧縮縁 応力度	変形角	荷重 (kN)	最大ひび割れ幅		残留ひび割れ幅		残留変位	コンクリートの状態	
			目地	梁部材	目地	梁部材		目地	梁部材
$2/3 \sigma_B$	0.22%	75	-	-	-	-	0.78mm	損傷なし	損傷なし
$0.8 \sigma_B$	0.33%	98	0.17mm	-	0.0mm	-	0.96mm	損傷なし	損傷なし
$1.0 \sigma_B$	0.93%	145	0.6mm	0.15mm	0.0mm	0.0mm	2.04mm	損傷なし	損傷なし

重が188kN、負側の変形角が-2.0%で荷重が-174kNでPC鋼より線のひずみが降伏性状を示していることから、 $1.0\sigma_B$  に対応する荷重 $\pm 145$ kNではPC鋼より線は弾性状態であったと考えられる。なお、測定されたPC鋼より線のひずみは、荷重 $\pm 145$ kN時では7000 $\mu$ 程度で材料試験による $0.9P_y$ 時のひずみ8400 $\mu$ の約83%であった。

静的載荷試験体 A-ST08 における目地と梁部材の最大ひび割れ幅、除荷時における目地と梁部材の残留ひび割れ幅および載荷点と固定スタブの相対変形を表す残留変位、目地と梁部材のコンクリートの損傷状態を、圧縮縁応力度の大きさ毎に表-4に示す。コンクリート短期許容応力度に相当する $2/3\sigma_B$  時については、ひび割れ、コンクリートの損傷とも認められなかった。残留変形は0.78mmであり変形角で表すと $0.78\text{mm}/1050\text{mm} = 1/1346$ であった。圧縮縁応力度が $0.8\sigma_B$ に達すると、目地部分に載荷時0.17mm幅の曲げひび割れが生じたが、除荷時には幅が確認できない程度に閉じていた。梁部材にはひび割れ、コンクリートの損傷は認められなかった。残留変形は0.96mmであり、変形角で表すと $0.96\text{mm}/1050\text{mm} = 1/1094$ であった。圧縮縁応力度が $1.0\sigma_B$ については、載荷時に目地に幅0.6mm、梁部材に幅0.15mmの曲げひび割れが生じたが、両者とも除荷時には幅が確認できない程度に閉じており、コンクリートの損傷も認められなかった。残留変形は2.04mmであり、変形角で表すと $2.04\text{mm}/1050\text{mm} = 1/515$ であった。なお、表-4中の変形角はそれぞれの圧縮縁応力度に達した時点での変形角の平均値を示している。

#### 3.2 動的載荷の実験結果(試験体記号:A-DY08, A-DY09, A-DY10)

コンクリートの圧縮縁に作用させる応力度を $0.8\sigma_B$ ,  $0.9\sigma_B$ ,  $1.0\sigma_B$ として動的載荷を行った試験体3体について実験結果を示す。各試験体について、繰り返し回数が1~10回, 90~100回, 990~1000回(A-DY10は384~393回)を抜粋して、荷重と変形角の関係を図-5~図-7に示す。併せて縦軸を変形角、横軸を繰り返し回数で示した図を示しており、正負の変形角10回の平均値も示している。動的載荷終了後の状態を写真-2~写真-4に示し、動的載荷終了時の最大残留変位、最大残留ひび割れ幅、コンクリートの損傷状態を表-5に示す。

試験体 A-DY08 については、繰り返し回数が1回から1000回まで、ほとんど変化がない安定した荷重と変形角

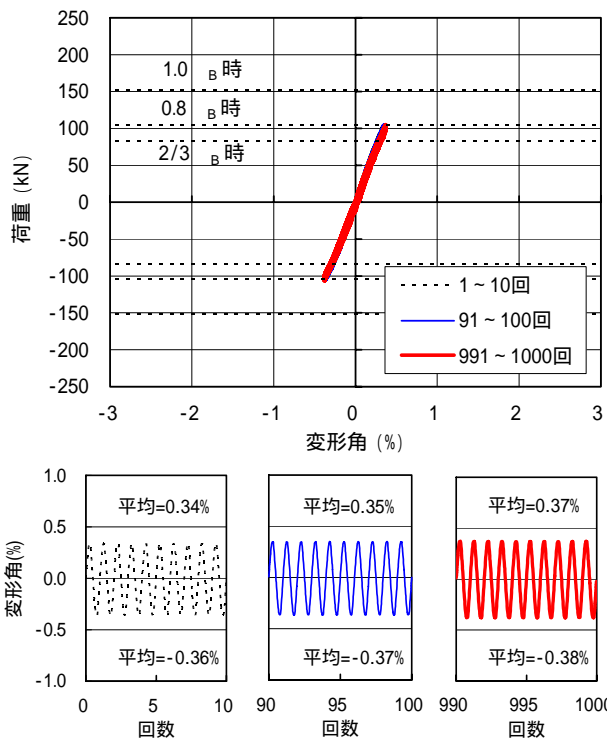


図 - 5 荷重 - 変形角関係 (A-DY08)

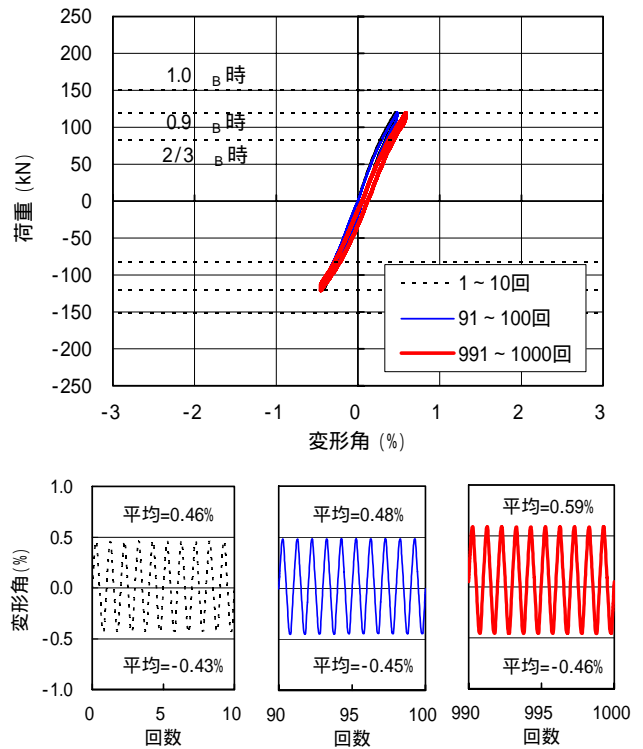


図 - 6 荷重 - 変形角関係 (A-DY09)

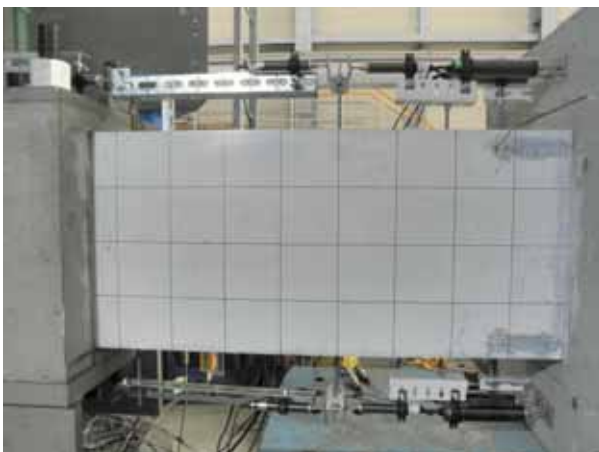


写真 - 2 動的載荷終了後の状態 (A-DY08)

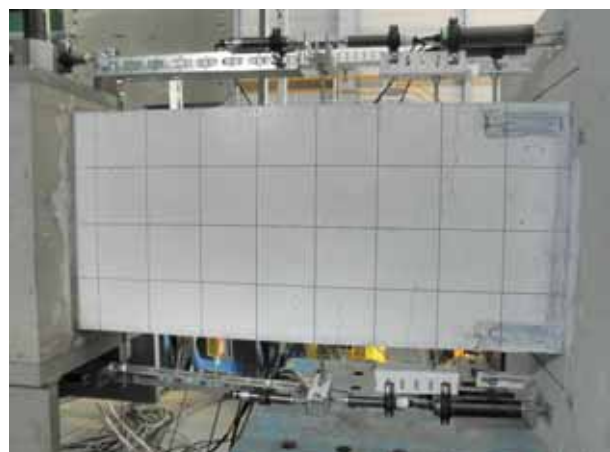


写真 - 3 動的載荷終了後の状態 (A-DY09)

の関係を示している。変形角と繰り返し回数の関係は、1~10回の变形角が正負で0.34~0.36%、90~100回の变形角が正負で0.35~0.37%、990~1000回の变形角が正負で0.37~0.38%であった。写真-2および表-5に示しているように、除荷後に閉じた曲げひび割れの形跡が見られるが、圧縮力が作用したために生じるコンクリートの剥落や圧壊の損傷は目視では認められなかった。残留変形は0.38mmであり変形角で表すと0.38mm/1050mm = 1/2763であった。

試験体 A-DY09 については、A-DY08 の荷重 - 変形関係と比較すると、繰り返し回数が増えるにつれて正荷重側の変形が若干大きくなっていることがわかる。変形角と繰り返し回数の関係は、1~10回の变形角が正負で0.46

~0.43%、90~100回の变形角が正負で0.48~0.45%、990~1000回の变形角が正負で0.59~0.46%であった。

A-DY08 と比べると初期に作用させた圧縮縁応力度が大きいため最初から剛性は若干小さく、繰り返し回数による剛性低下も若干大きい。写真-3および表-5に示しているように、除荷後に閉じた曲げひび割れの形跡が見られるが、圧縮力が作用したために生じるコンクリートの剥落や圧壊の損傷は目視では認められなかった。残留変形は A-DY08 と比べると大きく 2.06mm であり変形角で表すと 2.06mm/1050mm = 1/510 であった。

試験体 A-DY10 については、動的載荷前に行った静的載荷時には既にコンクリートのかぶり部分に圧壊が生じていた。図-7に示すように、動的載荷を始めてしばらく

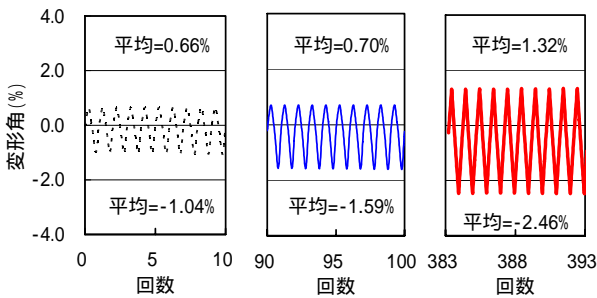
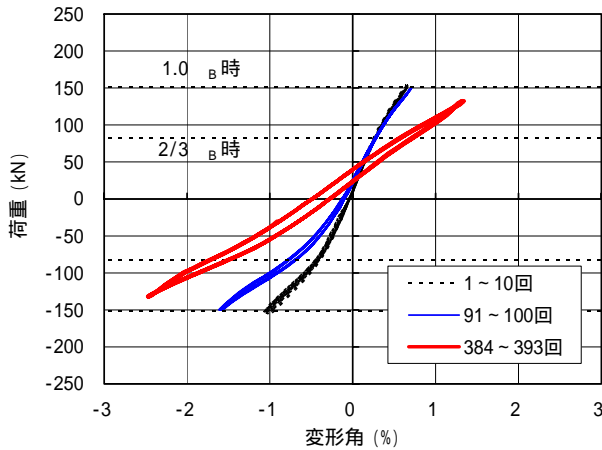


図 - 7 荷重 - 変形角関係 (A-DY10)

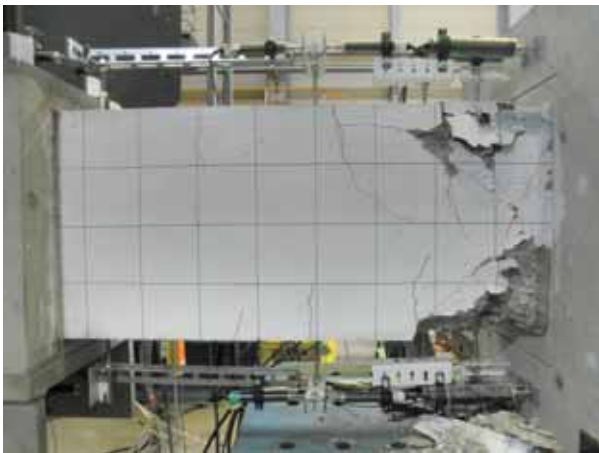


写真 - 4 動的載荷終了後の状態 (A-DY10)

表 - 5 動的載荷終了時の損傷状態

試験体記号	残留ひび割れ幅	残留変位	コンクリートの状態	
			目地	梁部材
A-DY08	0.0mm	0.38mm	損傷なし	損傷なし
A-DY09	0.0mm	2.06mm	損傷なし	損傷なし
A-DY10	-	8.22mm	剥落	圧壊

残留ひび割れ幅は目地と梁部材の両方

くは定常ループを描いていたが、徐々に負側の変形が大きくなっていった。その後、圧縮応力によるコンクリートの損傷が徐々に大きくなり所定の荷重が保てなくなり、393 回目がかぶりコンクリートが剥落したため強制的に動的載荷を終了した。終了時の損傷状態は写真 - 4 に示

すように、かなり激しく圧壊を生じている。なお参考に残留変形は 8.22mm であり変形角で表すと  $8.22\text{mm} / 1050\text{mm} = 1/128$  となる。PC 鋼より線による緊張力は実験当初に較べて 90%以上保持されていた。

#### 4. 損傷限界耐力

##### 4.1 繰り返し回数の影響による剛性低下

動的載荷を行った 3 体の試験体について、変形角と繰り返し回数の関係から 1 回目および 20, 50, 100, 1000 回目のサイクルでの等価剛性を求め、1 回目の等価剛性に対する割合で表した値を表 - 6 に、この割合と繰り返し回数の関係を図 - 8 に示す。ここで、等価剛性は荷重 - 変形関係において正負最大荷重時の点を結ぶ直線の勾配として定義した。

試験体 A-DY08 (縁応力度が  $0.8\sigma_B$ ) については、100 回程度までの剛性低下はおよそ 2%であり、ほとんど剛性低下は生じていない。動的載荷を終了する 1000 回目では剛性低下は約 7%であった。試験体 A-DY09 (縁応力度が  $0.9\sigma_B$ ) については、50 回を超えるまでの剛性低下はおよそ 3%であり、100 回目で 5%であった。1000 回目では約 16%の剛性低下を生じていた。試験体 A-DY10 (縁応力度が  $1.0\sigma_B$ ) は、10 回目で既に 7%の剛性低下を生じており、20 回目で 11%、50 回目で 21%、100 回目で 32%であった。これらのことから、作用する応力度が高くなると剛性低下も大きくなり、さらに高くなると少ない繰り返し回数で破壊を生じる傾向があることがわかる。

出水、向井らにより、大地震のランダム応答を定振幅に置き換える方法より求めた地震動の等価な繰り返し回数は、長周期の場合 10 回、短周期の場合 35 回程度であると報告されている<sup>4),5)</sup>。本報告では損傷限界耐力時の等価な繰り返し回数は、中小地震の発生頻度を考慮して

表 - 6 1 回目の等価剛性に対する繰り返し回数毎の等価剛性の割合

試験体記号	10回目	20回目	50回目	100回目	1000回目
A-DY08	1.00	0.99	0.99	0.98	0.93
A-DY09	1.00	0.98	0.97	0.95	0.84
A-DY10	0.93	0.89	0.79	0.68	-

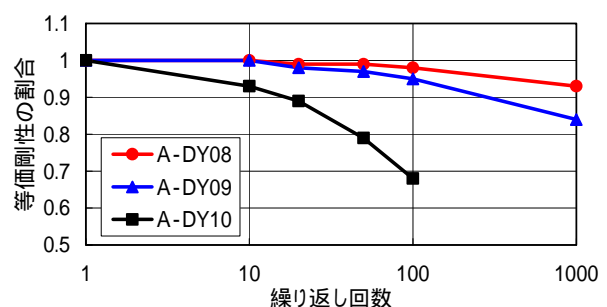


図 - 8 等価剛性の割合

表 - 7 動的載荷後の静的載荷時におけるひび割れの発生状態，コンクリートの損傷状態および残留変位

試験体記号	圧縮縁応力度	荷重 (kN)	最大ひび割れ幅		残留ひび割れ幅		残留変位	コンクリートの状態	
			目地	梁部材	目地	梁部材		目地	梁部材
A-DY08	0.8 <sub>B</sub>	105	0.25mm	0.10mm	0.0mm	0.0mm	0.73mm	損傷なし	損傷なし
A-DY09	0.9 <sub>B</sub>	120	0.45mm	0.15mm	0.0mm	0.0mm	0.74mm	損傷なし	損傷なし
A-DY10	1.0 <sub>B</sub>	151	-	-	0.0mm	0.0mm	8.22mm	剥落	圧壊

100 回程度以内と想定している。この想定された回数  
の範囲内であれば，圧縮縁応力度が  $0.8\sigma_B$  および  $0.9\sigma_B$  の  
ケースでは剛性低下は 5%以内であった。

#### 4.2 動的載荷後の最大残留変位，最大残留ひび割れ幅お よびコンクリートの損傷状態

動的載荷を行った 3 体の試験体は，動的載荷終了後に  
静的載荷を行っている。その結果のうち，圧縮縁応力度  
が  $0.8\sigma_B$ ， $0.9\sigma_B$ ， $1.0\sigma_B$  のケースについて，目地と梁部材  
のひび割れ幅，残留ひび割れ幅，コンクリートの損傷状  
態および残留変位について表 - 7 に示す。

圧縮縁応力度が  $0.8\sigma_B$  の試験体については，載荷時の  
最大ひび割れ幅が目地で 0.25mm，梁部材で 0.1mm とな  
っており，静的載荷試験体 (A-ST08) の結果 (表 - 4 中  
の 0.17mm および 0.0mm) と較べて，若干大きくなって  
いる。ただし，除荷後には目地および梁部材のひび割れ  
は閉じており，コンクリートは剥落や圧壊の損傷は生じ  
ていない。残留変位は 0.73mm で静的載荷試験体の結果  
(表 - 4 中の 0.96mm) と較べて小さくなっていたが，  
これは試験体が異なるために生じた誤差であると考えら  
れる。圧縮縁応力度が  $0.9\sigma_B$  の試験体については，載荷  
時の最大ひび割れ幅が目地で 0.45mm，梁部材で 0.15mm  
となっており， $0.8\sigma_B$  の試験体と較べて若干大きくな  
っているが，除荷後には目地および梁部材のひび割れは閉  
じている。コンクリートは剥落や圧壊の損傷は生じてい  
ない。残留変位は 0.74mm で  $0.8\sigma_B$  の試験体と同程度で  
あった。圧縮縁応力度が  $1.0\sigma_B$  の試験体については，残  
留変位は 8.22mm，コンクリートの損傷も大きく損傷限  
界耐力の検討範囲から除外する。

#### 5. まとめ

PCaPC 造梁を対象に，コンクリートに作用する圧縮縁  
応力度の大きさを変えた試験体を用いて静的載荷実験お  
よび高応力低サイクル疲労試験 (動的載荷実験) を行っ  
た結果，得られた知見は以下の通りである。

(1) コンクリートの圧縮縁応力度を  $0.8\sigma_B$  とした実験か  
らは，繰返し回数が 100 回程度までの剛性低下は  
2%程度であった。動的載荷終了後 (繰返し回数  
1000 回) は，載荷中目地および梁部材に生じた曲げ  
ひび割れは幅が測定できない程度まで閉じており，  
コンクリートの損傷は全く認められなかった。残留

変位は 0.38mm であり変形角で表すと約 1/2800 であ  
った。

- (2) コンクリートの圧縮縁応力度を  $0.9\sigma_B$  とした実験か  
らは，繰返し回数が 100 回程度までの剛性低下は  
5%程度であった。動的載荷終了後は，載荷中に生じ  
たひび割れは幅が測定できない程度までに閉じてお  
り，コンクリートの損傷は全く認められなかった。  
繰返し回数が 1000 回における残留変位は 2.06mm  
であり変形角で表すと約 1/500 であった。
- (3) 以上の知見に基づく，PCaPC 梁においてコンクリ  
ート圧縮縁応力度が  $0.8 \sim 0.9\sigma_B$  であれば，除荷後に  
ほとんど損傷が残らないという損傷限界を満足する  
ことができ，これらの応力を用いて PCaPC 梁の損傷  
限界耐力を適切に評価することができる。

#### 謝辞

本研究の実験は，在職中に傅金華博士 (現：日中コンサル  
タント株式会社，耐震解析部長) によって行われました。  
ここに感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解  
説及び設計・計算例編集委員会：2009 年版プレス  
トレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例，  
pp.89 ~ 92，141 ~ 144，2009.9
- 2) コンファインドコンクリート WG 研究成果報告書 建  
設省総合技術開発プロジェクト，RC 造建築物の超軽  
量・超高層化技術の開発，pp.2.1 ~ 2.19，1993
- 3) 杉田ようこ，坂下雅信，西山峰広：コンクリートシリ  
ンダーの高応力低サイクル疲労試験，日本建築学会大  
会学術講演梗概集，pp.973 ~ 974，2012 年 9 月
- 4) 出水俊彦，斉藤大樹，福山洋，森田高市，向井智久，  
濱田真，菊田繁美，金川基，葉研地彰，佐々木仁：長  
周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能  
(その 1 地震応答性状)，日本建築学会大会学術講演  
梗概集，pp.499 ~ 500，2009 年 8 月
- 5) 向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受ける RC  
造構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力  
算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，  
第 532 号，pp.137 ~ 143，2000 年 6 月