

## 波形鋼板を用いた履歴型ダンパー付 PCaPC 架構の力学的性状

京都大学工学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC 正会員 ○市岡有香子  
 京都大学工学研究科 正会員 河野 進  
 京都大学工学研究科 正会員 渡邊 史夫  
 株式会社竹中工務店 正会員 太田 義弘

## 1. はじめに

構造物の耐震性能において、安全性確保は言うまでもなく、地震後の機能維持や補修可能性を重視する傾向がますます顕著になっている。特にここ数年の都市型地震の被害から、損傷を修復不要なレベルに低減し、地震後ただちに復旧が可能となるような構造物の必要性が明らかになった。しかし建物の応答を弾性範囲に留めると大変不経済な設計となる。また免震構造は損傷低減に効果的だが、建物の周囲にクリアランスが必要であり、高価な点がデメリットである。

筆者らは従来の比較的 low 価格な構法を活かした構造形式として、圧着型プレキャスト（以下 PCa と略記）プレストレスト（以下 PC と略記）構造の高復元性に着目し、変形を目地部に集中させて部材を健全に保つことで即時復旧の可能な構造物の開発を目指している。特に PC 鋼材をアンボンドとした場合には、鋼材にも損傷が生じず、より復元性の高い構造の実現が期待できる。ただし PCaPC 構造は（アンボンドの場合は特に）エネルギー消費性能に乏しく、地震時の応答が過大になる問題を抱えているため、これを補うダンパー要素として、本研究では波形鋼板を使用した。波形鋼板は図-1 に示すように鋼板を波状に折り曲げたものであり、従来は橋梁のウェブ材としての使用が主であったが、RC 架構の耐震壁として用いる構法が開発され<sup>[1]</sup>、建築分野にも普及し始めている。軸剛性及び曲げ剛性が小さくせん断変形にのみ抵抗する特性を有し、せん断剛性は波の折り曲げ幅により可変である。

本研究では波形鋼板の上下に剛体部分として平鋼板を接合することにより、波形鋼板降伏時の変形角を制御し、架構の小変形時から効果を発揮するダンパーを開発した。この波形鋼板ダンパーを設置したアンボンド PCaPC 門型架構は、静的載荷実験の結果、等価粘性減衰定数が倍増すること、層間変形角 2% 超の変形時まで部材のひび割れが軽微で、RC 架構と比較して残留変形が半減することが確認できた。また、架構とダンパーの復元力特性をモデル化することにより、ダンパー付架構の等価粘性減衰定数及び残留変形を比較的簡単に予測できることがわかった。

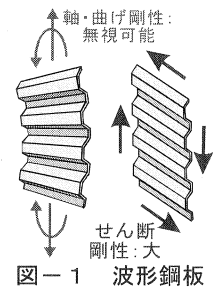


図-1 波形鋼板

## 2. 実験概要

## 2.1 実験目的

ダンパーは、なるべく早期に降伏してエネルギー消費効果を発揮するように設計した（詳細は 2.2 節に示す）。実験目的は、(1) 予測変形角においてダンパーの波形鋼板部分が降伏することの確認、(2) ダンパーの使用により、エネルギー消費量が增大することの確認、(3) 最大耐力経験後の架構全体の耐力劣化及び変形性能の確認、及び(4) 終局状態に至るまでの損傷状況の確認、である。

## 2.2 試験体概要

試験体種類を表-1 に、試験体詳細を図-2~4 に示す。実験変数は架構の構造種類とし、RC 造、アンボンド PCaPC 造の 2 体を用いた。いずれも中低層建物の下層階中央部分を想定した 40% スケール 1 層 1 スパンの門型架構であり、スパン中央部にインサートを設けて波形鋼板ダンパーを高力ボルト接合により設置した。接合面を密着させるため鋼板一部材間にはモルタルを充填した。試験体の外形及びせん断補強筋は 2 体で共通とし、曲げ耐力が同程度となるよう主筋及び PC 鋼材量を決定した。

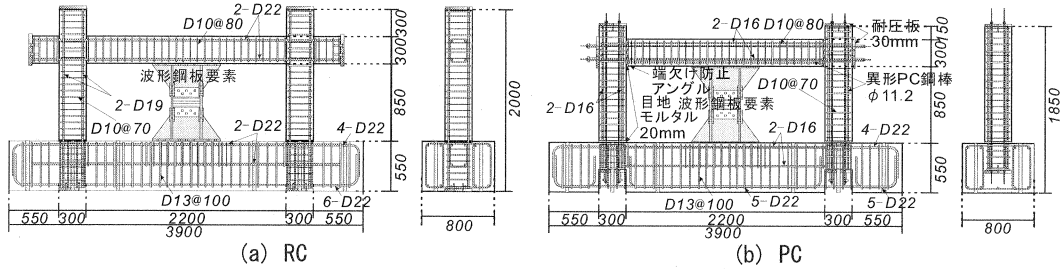


図-2 試験体寸法・配筋詳細 (単位: mm)

表-1 試験体種類

試験体	部材	軸方向鉄筋	導入PC力 (kN)	柱軸力 (kN)	軸力比 (PC力含む)
RC	柱	4-D19	-	900	0.20
	梁	4-D22	-	0	0
PC	柱	4-φ11.2	434	900	0.30
	梁		434	0	0.12

ダンパーは両試験体で共通であり、詳細を図-3に示す。波形鋼板の形状は、最小単位の波が形成できる高さとして  $h_p = 190 \text{ mm}$  とした。平鋼板は、曲げ変形を抑制して波形鋼板に変形を集中させるために板厚 22 mm とし、更に左右鋼板フランジ外側に三角形の張り出し部を設けた。

波形鋼板降伏時の架構全体の变形角  $R_p$  は、ダンパーの下半分を切り出したH型断面片持ち梁を仮定して予測値を求めた。その際、波形鋼板部分はせん断剛性を波形形状に基づいて補正し、等価な平板に置換した<sup>[2]</sup>。式(1)、(2)より、仮定した片持ち梁(以下「仮定梁」と記述)の自由端に波形鋼板のせん断降伏荷重  $Q_p$  を作用させたときのたわみ量  $\delta_y$  を算出し、架構の階高で除して  $R_p$  とした。なお、平鋼板の三角形張り出し部は考慮していない。 $R_p$  の予測値は 0.10%、 $Q_p$  の予測値は 111kNであった。

$$\delta_y = Q_p I^3 / (3EI) + 1.2 Q_p I / (GA) \quad (1)$$

$$Q_p = \tau_y \times A_s \quad (2)$$

ここに、 $I$ : 仮定梁の長さ、 $E$ : 仮定梁の弾性係数、 $I$ : 仮定梁の断面 2 次モーメント、 $G$ : 仮定梁のせん断弾性係数、 $A$ : 仮定梁の断面積、 $\tau_y$ : 波形鋼板のせん断降伏強度 (= 降伏強度 /  $\sqrt{3}$ )、 $A_s$ : 波形鋼板せん断断面積 (左右鋼板は含まない)。

使用した鉄筋及びPC鋼材、コンクリート及びモルタル、鋼板の材料特性を表-2~4に示す。

表-3 コンクリート及びモルタルの材料特性

使用箇所	圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
RC	52.7	2.9	26.8
PC 柱・梁	45.4	3.4	25.7
PC 基礎	45.7	-	25.6
PC 梁目地	52.6	3.6	23.4
PC 柱目地	42.4	3.2	29.6

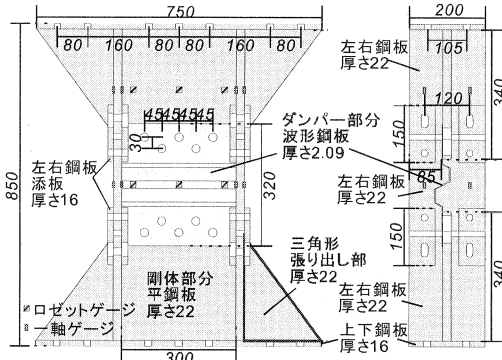


図-3 波形鋼板要素 (単位: mm)

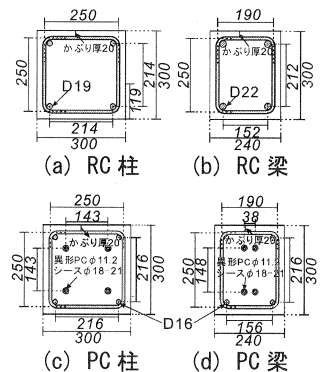


図-4 断面形状 (単位: mm)

表-2 異形鉄筋及び異形PC鋼棒の材料特性

呼び名	断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
D10	71.33	360	499	184
D13	126.7	327	470	172
D16	198.6	349	527	184
D19	286.5	389	585	196
D22	387.1	381	587	189
φ11.2	100	1410*	1500	200

\* 異形PC鋼棒ウルボンを使用し、0.2%オフセット時の値

表-4 鋼板の材料特性

使用箇所	板厚 (mm)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
波形鋼板	2.09	307	400	193
上下鋼板	16.0	283	443	216
剛体部分 左右鋼板	22.0	268	442	208

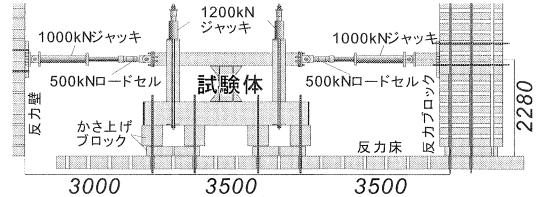


図-5 荷重装置 (単位: mm)

2.3 荷重装置

荷重装置を図-5に示す。鉛直方向は上部2台のジャッキを用いて、柱の軸力を一定値900kN(軸力比0.20)に保った。水平力は梁両端のジャッキを用いて左右同じ大きさの力を作用させた。荷履歴は、ひび割れ前となる初回のサイクルのみ荷重制御で1回、その後は層間変形角(梁中央高さの水平変位を階高=1000mmで除したもので、以下Rと略記)=±0.1%, ±0.2%, ±0.4%, ±0.6%, ±1.0%, ±2.0%, ±3.0%, ±4.0%で各2回ずつ繰り返した後、押し切った。

3. 実験結果

3.1 履歴復元力特性

表-5にダンパーの波形鋼板降伏時、及び最大耐力時の水平荷重と層間変形角を、図-6に水平荷重-層間変形角関係を示す。図中には、(1)波形鋼板降伏、(2)梁主筋降伏(RCのみ)、(3)柱主筋降伏(RCのみ)の各点をマーカーで示している。

R<sub>y</sub>は両試験体とも0.1%弱でほぼ予測値どおりであった。最大荷重経験後の耐力劣化はいずれの試験体でも緩やかであり、押し切り時にも最大耐力の7~8割の耐力を保持して靱性ある挙動を示した。

履歴ループの形状には2体で顕著な差が生じなかった。理由として、RC試験体が軸力の影響によりやや原点指向性を示したことで、PC試験体で期待したほど残留変形が抑制されなかったことが挙げられる。これは設計時に波形鋼板の降伏後の耐力上昇を考慮していなかったため、フレームに対しダンパーの水平荷重負担割合が大きくなったためと考えられ、詳細を3.2節で検討する。なお、通常設計で考慮する変形範囲として、以下ではR=2.0%サイクルまでの範囲について考察する。

表-5 波形鋼板降伏時及び最大荷重時の層間変形角及び水平荷重

試験体	ダンパー降伏時		最大荷重時	
	変形角 (%)	水平荷重 (kN)	変形角 (%)	水平荷重 (kN)
RC	0.086	355	3.015	854
	-0.086	-322	-2.928	-846
PC	0.097	328	1.551	811
	-0.076	-318	-1.971	-811

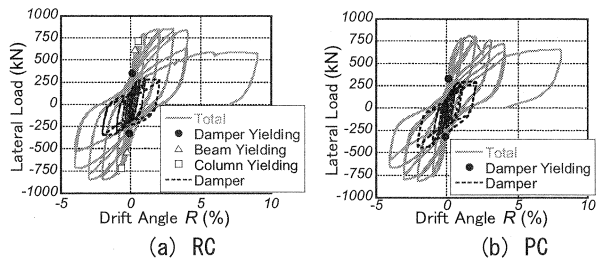


図-6 水平荷重-層間変形角関係

3.2 ダンパーの負担水平荷重

ダンパーの負担水平荷重は、ダンパーの剛体部分平鋼板が考察範囲で弾性であることから、ここに貼付したロゼットゲージの計測値を用いた(ゲージ貼付位置は図-3参照)。計測値から平鋼板に生じたせん断ひずみを算出し、平鋼板のせん断剛性及びせん断断面積を乗じることで算出した。図-6に試験体全体の水平荷重と重ねて、波形鋼板ダンパーの負担水平荷重を示す。

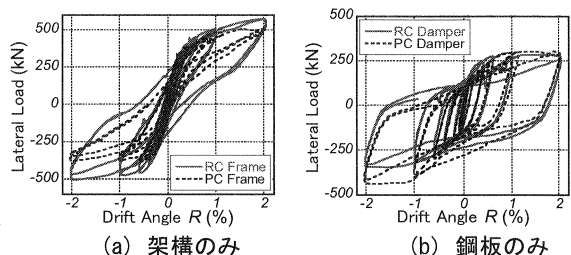


図-7 架構及び鋼板負担水平荷重比較

ダンパーは架構全体の水平荷重の 1/4 程度を負担する予測だったが、実際は 1/3 程度を負担したことがわかった。図-7 (a) に架構全体の水平荷重からダンパーの負担水平荷重を差し引いて求めた、架構のみの負担水平荷重を示す。架構のみの履歴では PC 試験体は復元性の高い S 字型のループを描き、一方の RC では残留変形が顕著に現れた。図-7 (b) に示したダンパーの負担水平荷重は、架構の構造種類によらず両試験体でほぼ同じであった。

### 3.3 等価粘性減衰定数

図-8 に試験体全体及び架構のみの負担水平荷重一層間変形角関係から求めた等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を示す。いずれも定常ループとなる第 2 サイクルの履歴から算出した。PC 試験体は、架構のみでは変形角によらず  $h_{eq} = 6\%$  程度の値であるのに対し、試験体全体では  $R = 0.2\%$  という小変形時から  $h_{eq} = 12 \sim 14\%$  程度に増加し、波形鋼板ダンパーによりエネルギー消費性能が大幅に改善された。RC 試験体でも  $h_{eq}$  は 5% 以上の増加があり、特に  $R = 1\%$  以下の範囲でエネルギー消費性能の改善効果が高かった。両試験体とも試験体全体では  $R = 2\%$  まで安定した  $h_{eq}$  を示し、波形鋼板ダンパーは  $R = 0.1\%$  程度で降伏後、十分なエネルギー消費性能向上効果を示したといえる。

### 3.4 残留変形率

図-9 に残留変形率一層間変形角関係を示す。残留変形率  $r_d$  は各サイクルにおける正負の残留変位の平均を正負の最大経験変位の平均で除したもので、第 2 サイクルの履歴から算出した。RC 試験体では経験変位の増加に伴って残留変形率も増加し、 $R = 2.0\%$  時には  $r_d = 40\%$  以上に達したのに対し、PC は  $R = 0.2\%$  以降で常に  $r_d = 20\%$  程度であり、RC の 1/4~1/2 程度に残留変形が抑制された。早期復旧の可能な構造物の実現にはより  $r_d$  を抑制することが望ましいが、図-7 (a) の PC 架構は残留変形がごく小さいことから、波形鋼板の履歴の影響が大きいと考えられる。鋼板の負担荷重の影響に関しては、4 章で考察する。

### 3.5 ひび割れ及び損傷状況

図-10 に  $R = 2.0\%$  時の損傷状況を示す。RC 試験体は  $R = 0.1\%$  時、PC は  $R = 0.4\%$  時にダンパー端部から梁下端に曲げひび割れが生じ、ダンパーアンカーの引き抜きに起因するせん断ひび割れへと進展した。RC は梁端・柱脚に生じた多数の曲げひび割れが、 $R = 0.2\%$  以降は曲げせん断ひび割れとなって進展し、 $R = 2.0\%$  時に柱脚のコンクリートが剥落した。PC 試験体は図-11 に拡大図を示すように梁端及び柱脚の角に端欠け防止アングルを設置しており、コンクリートの剥落はほとんど生じなかった。また、PC では梁端・柱脚とも曲げひび割れは生じたが、目地のひび割れが貫通した  $R = 0.6\%$  以降はひび割れ本数、長さともに増加せず、 $R = 2.0\%$  時まで部材の損傷は非常に軽微であった。

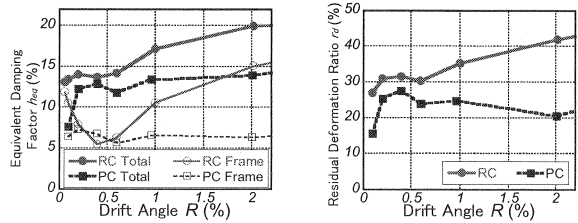


図-8 等価粘性減衰定数

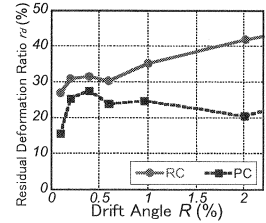


図-9 残留変形角率

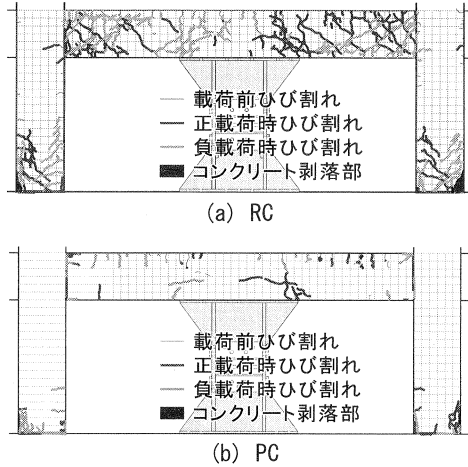


図-10  $R = 2.0\%$  時損傷状況



図-11 アングル詳細

4. ダンパーの最適化に関する検討

実験では、PC 試験体における残留変形が、RC 試験体よりは小さかったものの、通常の PC 構造架構に比べて大きな結果となった。即時復旧が可能な構造物を実現するには、残留変形をなるべく抑制し、かつ応答低減に十分な  $h_{eq}$  を確保できるようにダンパーを最適化しなければならない。そこで波形鋼板ダンパー付門型架構の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  と残留変形率  $r_d$  を予測し、ダンパーの水平荷重負担率を最適化することを考えた。以下では架構及びダンパーの復元力特性をそれぞれ簡単にモデル化して重ね合わせることで、 $h_{eq}$  と  $r_d$  を算出した結果、及びダンパーの荷重分担率について考察する。

4.1  $h_{eq}$  及び  $r_d$  の予測

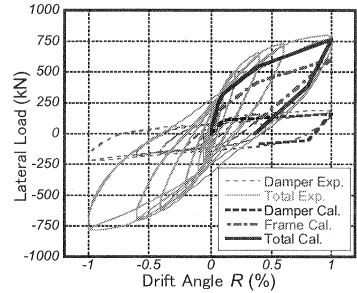
4.1.1 ダンパーの復元力特性

ダンパーの復元力特性は 2.2 節で示したせん断降伏時変形角及び荷重を折れ点とするバイリニアにモデル化した。降伏後の剛性は初期剛性の 0.05 倍、除荷時の剛性は初期剛性と等しいとした。

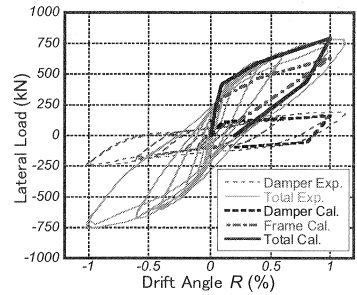
4.1.2 架構の復元力特性

架構の復元力特性は、浜原らにより提案されたモデル<sup>[3]</sup> (以下日大モデルとする) を補正して用いた。補正点は以下である。

- 曲げ終局強度は ACI の応力ブロック<sup>[4]</sup> を用いて求めた。その際アンボンド PC 部材に関しては、PC 鋼材の張力変動がないと仮定した。またコンクリートは Mander の拘束効果<sup>[5]</sup> による強度上昇及び終局時ひずみの増大を考慮し、コアコンクリートの断面積のみを用いた。
- 日大モデルに基づき求めた  $M - \theta$  関係から、柱脚及び梁端にヒンジを仮定し、 $M - \theta$  関係の各折れ点において水平変位及び荷重を算定した。その際荷重が実験結果を下回ったため、 $R = 1.0\%$  時の水平荷重を基に、柱・梁とも曲げひび割れ強度、曲げ終局強度を 1.15 倍して用いた。
- 除荷時の剛性は特に残留変形に影響を及ぼすが、計算結果が実験結果と比較してやや小さくなったため、 $R = 1.0\%$  サイクル時の残留変形を基に剛性を 1.05 倍した。



(a) RC



(b) PC

図-12 モデル化した履歴

図-12 にダンパー、架構、及び両者を足し合わせた  $R = 1.0\%$  サイクル時の履歴 (正方向のみ) を示す。

4.2  $h_{eq}$  及び  $r_d$  の算出結果

ダンパー及び架構の復元力特性を重ね合わせたモデルから、 $h_{eq}$  及び  $r_d$  を算出した。架構の復元力特性は 4.1.2 節に示すように  $R = 1.0\%$  時の水平荷重及び残留変形が実験結果に合うよう若干の補正を行っている。モデルの妥当性を検証するため、 $h_{eq}$  及び  $r_d$  は  $R = 0.1, 0.5, 1.0, 2.0\%$  の各サイクルにおいて算出した。結果を図-13 に示す。

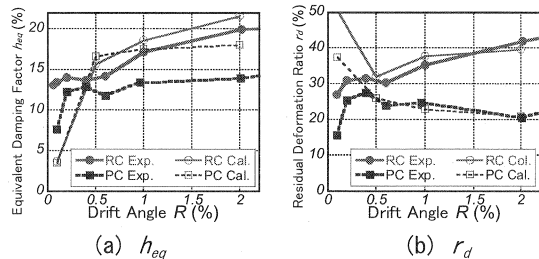


図-13  $h_{eq}$  及び  $r_d$  予測結果

$r_d$  は  $R = 0.1\%$  時は差が大きいものの、 $R = 0.5\%$  以降で実験結果と非常に精度良く一致した。 $h_{eq}$  も  $R = 0.1\%$  時は実験結果から外れるが、 $R = 0.5\%$  以降では RC で 2%、PC で 4% 程度大きいものの、実験結果と傾きが一致し  $h_{eq}$  の推移を追うことができた。

### 4.3 負担荷重の適正分担率

図-14 及び図-15 に、 $R = 1.0\%$  サイクル時におけるダンパーの荷重分担率  $\beta$  と  $h_{eq}$  及び  $r_d$  の関係を示す。 $\beta$  はダンパーの降伏時負担荷重を、ダンパーを含む架構全体の最大水平耐力で除したものである。実験結果は  $R = 1.0\%$  の第 2 サイクル時の値である。 $\beta$  が大きくなるとダンパーのエネルギー消費分担割合は増すが降伏が遅れるため、図-14 のように  $h_{eq}$  は最大値を持つ。しかし  $h_{eq}$  を最大にする  $\beta = 0.3$  を採用すると、図-15 における  $r_d$  は 50~60% と大きくなりすぎてしまう。 $h_{eq}$  が 10~12% 程度で良いならば、 $\beta = 0.1$  弱とし、PC 架構では  $r_d$  を 10% 程度に低減することが可能である。以上の計算手法を用いて、設計クライテリアに合わせて  $\beta$  を最適化することができる。

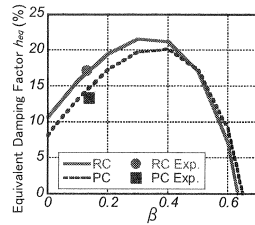


図-14  $h_{eq}-\beta$  関係

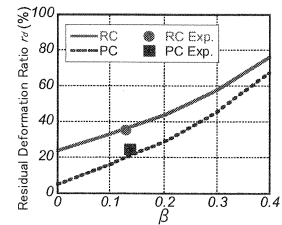


図-15  $r_d-\beta$  関係

図-14 のように  $h_{eq}$  は最大値を持つ。しかし  $h_{eq}$  を最大にする  $\beta = 0.3$  を採用すると、図-15 における  $r_d$  は 50~60% と大きくなりすぎてしまう。 $h_{eq}$  が 10~12% 程度で良いならば、 $\beta = 0.1$  弱とし、PC 架構では  $r_d$  を 10% 程度に低減することが可能である。以上の計算手法を用いて、設計クライテリアに合わせて  $\beta$  を最適化することができる。

## 5. 結論

本研究から得られた結論は以下である。

- (1) 波形鋼板ダンパーを復元性の高いアンボンド PC 架構と組み合わせることで、損傷を抑制したままエネルギー消費性能を改善し、損傷が軽微で安価な構造形式を実現した。(2)~(4)に根拠となる知見を示す。
- (2) 波形鋼板ダンパーにより、アンボンド PC 架構のエネルギー消費性能が改善できた。等価粘性減衰定数は、鋼板が降伏した  $R = 0.1\%$  以降の範囲で 6% から 12% 以上に増加し、 $R = 2\%$  まで安定した値を示した。
- (3) 波形鋼板ダンパーを設置した架構は、梁下端にダンパー端部から曲げせん断ひび割れが生じるが、アンボンド PC 架構と組み合わせた場合には部材の損傷が軽微であることが確認できた。
- (4) 波形鋼板ダンパーを設置した架構は、最大耐力経過後も大きな耐力劣化を生じず、 $R = 8\%$  以上でもピーク時の 7~8 割の耐力を保有した。
- (5) 架構の復元力特性に日大モデルを用いることで波形鋼板ダンパー付架構の等価粘性減衰定数及び残留変形率が予測可能であり、ダンパーの荷重分担率を最適化できることがわかった。

### [謝辞]

本研究は、平成 18 年度国土交通省建設技術研究開発助成 (代表: 渡邊史夫)、平成 18 年度科学技術振興機構シーズ発掘試験 (代表: 河野進) 及び平成 18 年度東京工業大学建築物理研究センター共同利用研究 (受入: 林静雄教授) を用いて行なわれたものです。また南尚孝氏 (当時 M2)、花房広哉氏 (当時 B4) には研究全般を通して、大変貢献していただきました。ここに謝意を表します。

### [参考文献]

- [1] 帖佐和人, 柏井康彦, 河野進, 渡邊史夫: 波形鋼板ウェブを耐震壁として用いるための基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, Vol. C2, pp. 721-722, 2006. 9
- [2] 山崎正直: 波形鋼板ウェブの座屈耐荷力, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 19-26, 2001. 3
- [3] 岡田満, 浜原正行, 末次宏光, 本岡順二郎: プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 410 号, pp. 63-69, 1990. 4
- [4] ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05), American Concrete Institute, 2005
- [5] 日本コンクリート工学協会編: コンクリート便覧, 第 2 版, pp250, 1996