

# 論文 柱中央部定着型ダンパー・ブレースを有するRC高架橋の耐震性能

松本信之<sup>\*1</sup>・岡野素之<sup>\*2</sup>・曾我部正道<sup>\*3</sup>・小林俊彦<sup>\*4</sup>

要旨：鋼製ダンパー・ブレースを構面内に有するRCラーメン構造において、ブレース端部を柱中央部にピン結合で接合する方法を提案し、実構造の1/2.5モデルに対し静的交番載荷試験および振動台を用いた加振試験を行い耐震性能を把握した。また、ファイバーモデルによる静的非線形解析および質点系振動モデルによる動的非線形解析により試験結果の評価を行った。これらより、柱を接合点で降伏させない構造とすると柱上下端のヒンジ区間外はほぼ剛な挙動をするため、ブレースの接合高さ $h$ と柱高さ $H$ の比に応じた水平変位がダンパーに導入され、制振要素として有効に機能することが得られた。

キーワード：鉄道高架橋，制振，耐震性能，正負交番載荷試験，加振試験，非線形動的解析

## 1. はじめに

鋼製ダンパー・ブレースをRCラーメン橋脚の構面内に有し、ブレースを基礎部に定着した構造については、静的交番載荷試験など<sup>1)</sup>を行い設計法の提案<sup>2)</sup>を行った。また、本橋脚構造と軽量上部構造との組合せにより、2 Hz以上の固有振動数を持つ高架橋が可能となるため、地震時の列車走行安全性に優れることが得られている<sup>3)</sup>。しかし、ブレースを基部に定着した構造では桁下空間が制限されることや、ダンパーに大きな変形性能が要求されるなどの課題があるため、ブレースを柱中央部でピン構造により定着する構造を提案し、実構造の1/2.5モデル試験体を用いて正負交番載荷試験と静的非線形解析により変形性能を検討し、振動台を用いた加振試験と動的非線形解析に

より履歴モデルの考え方について検討を加えた。

## 2. ブレースの柱中央部定着の考え方

ブレースを柱中央部にピン結合で定着した時のダンパーに加わる変位をブレースを基礎部に定着した場合と比較して図-1に示す。柱を上下端に塑性ヒンジがある剛体と考えると、幾何的にダンパーに入る水平変位が接合位置高さ $h$ と柱高さ $H$ の比から求められる。また、ダンパーが負担する水平力の考え方を図-2に示す。全体水平力 $P$ をダンパー負担分 $P_{db}$ とRC架構負担分 $P_{rc}$ に分け、 $P_{db}$ は各部材がピンで接合された剛な架構と考える。 $P$ は、A点におけるモーメントの釣合により求める<sup>db</sup>ことができ、ブレースに加わる水平力 $Q$ から、 $h/H$ の比で低減される。

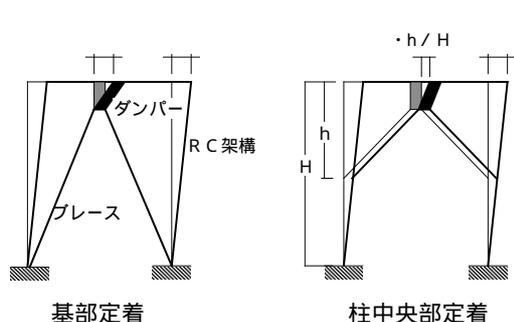


図-1 変位の考え方

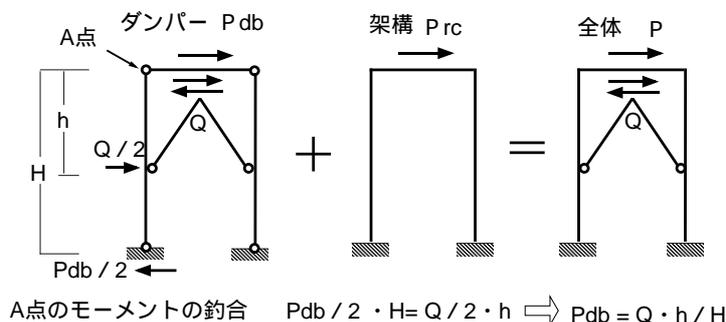


図-2 ダンパーが負担する水平力の考え方

\*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造力学研究室 室長 M.S.(正会員)

\*2 (株)大林組技術研究所 土木構造・材料研究室 主任研究員(正会員)

\*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造力学研究室 副主任研究員(正会員)

\*4 西日本旅客鉄道(株) 鉄道本部 技術部(正会員)

### 3. 正負交番载荷試験

#### 3.1 試験概要

##### (1) 試験体

試験体(SC)の概要を図-3に示す。試験体は実構造の1/2.5縮尺モデル1体で、柱梁からなるRC架構と鋼製ダンパー・ブレースから構成されており、ブレースの両下端が柱中央部に簡易なピン構造を介して接合されている。試験体設計における降伏耐力は、震度表現でRC架構が0.4、ダンパーによる増分( $P_{db}$ に相当)は0.2程度を目途とした。RC架構の柱は、断面が280×280mm、引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$ で、せん断補強筋比は中央部、上下端それぞれ $p_w=0.2\%$ 、 $0.57\%$ とした。はり断面が360×800mm、引張鉄筋比 $p_t=1.0\%$ で、せん断補強筋比は $p_w=0.4\%$ とした。ダンパー(せん断パネル型)

の詳細を図-4に示す。ダンパーのウェブには低降伏点鋼材(YP-235)を用いた。また、ブレースは架構が終局に至るまで弾性挙動するように計画し、ブレースに導入された水平力を求めるためにゲージを貼付けるとともに検定も行った。使用した鋼材とコンクリートの性質をそれぞれ表-1、表-2に示す。

##### (2) 载荷方法

载荷装置を図-5に示す。試験体を反力床に固定し、柱に一定軸力を保持した状態で、左右の押し引きジャッキで左右均等な水平荷重(合計 $P$ )を加えた。軸力は、柱断面の軸心力度レベルを実構造( $2.1\text{N/mm}^2$ )と合わせ、1柱あたり154kNに設定した。交番载荷は、ダンパーの降伏時で1回繰り返した後、柱下端の主筋が降伏した変位を1 $\gamma_y$ とし、その整数倍で各3回繰り返した。

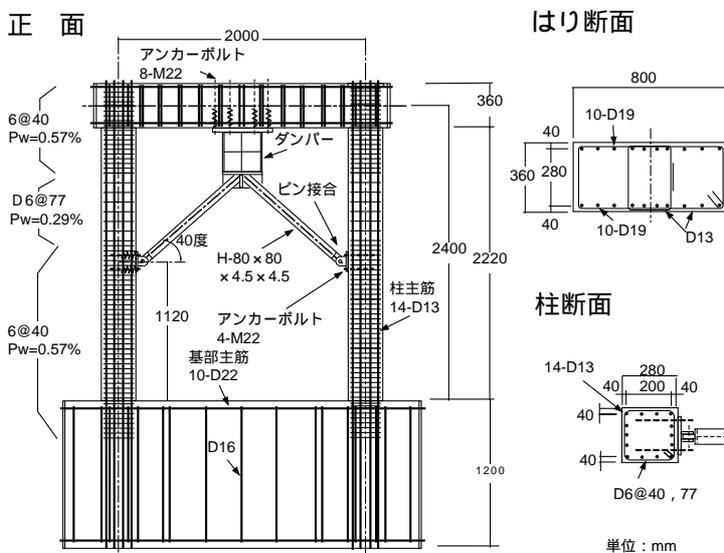


図-3 試験体(SC)の概要

表-1 鋼材の性質(SC)

使用材料	種類	材質	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 ×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	D6	SD345	340	460	2.06
	D13	SD345	365	542	1.89
	D19	SD345	372	546	1.92
アンカーボルト	M22	S45C	689	877	1.83
ダンパー	ウェブ t3.2	YP235	220	328	2.01
	フランジ t9	SM490	350	516	2.12

表-2 コンクリートの性質(SC)

使用部位	圧縮強度 $f_c$ N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 $E_c$ ×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	引張強度 $f_t$ N/mm <sup>2</sup>
はり	24.4	1.75	2.56
柱	28.6	1.71	2.45
基部	27.4	1.74	2.71

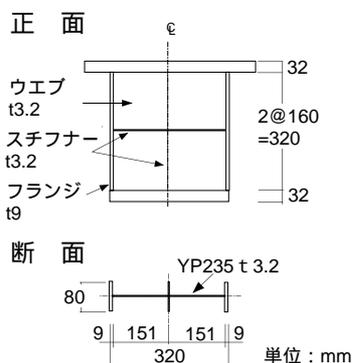


図-4 ダンパーの詳細

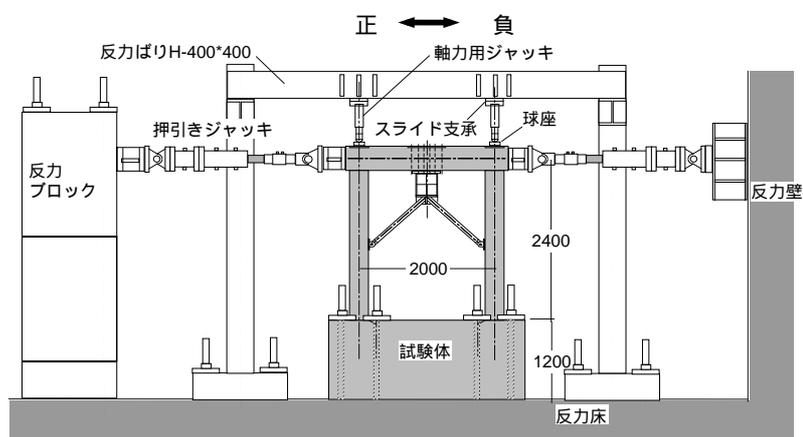


図-5 载荷装置

### 3.2 試験結果と考察

#### (1) 破壊性状

RC架構の最終ひび割れ状況を図 - 6に示す。正負とも水平力 $P$ が140kNでダンパーの各ウェブパネルがせん断降伏した。両柱下端の降伏変位は正負平均で19.5mmで、RC架構のみでの試験結果<sup>1)</sup>(19.8mm)とほぼ同じであった。柱上端の軸方向鉄筋は2<sub>y</sub>時に降伏した。柱上部は部材軸に直交する曲げひび割れが卓越し、柱下部は逆対称的な曲げせん断ひび割れが見られた。最終的には5<sub>y</sub>で柱下端の塑性ヒンジ領域で横ずれが生じて破壊した。また、終局までブレース定着部周辺の軸方向鉄筋は降伏しなかった。

#### (2) 変位性状

載荷試験に伴い静的非線形解析を行い、試験体の変位性状を検討した。解析モデルを図 - 7に示す。柱、はりおよびブレースはファイバーモデルによる線材要素(部材長さを20分割)とし、柱上下端の軸方向鉄筋の抜出しの影響を考慮した。ダンパーは文献2)に従い非線形バネ要素とした。

架構全体の荷重と変位との関係、ダンパーの荷重とせん断変位との関係を図 - 8、図 - 9にそれぞれ示す。両図とも解析による結果は、4<sub>y</sub>まで実験値の包絡と近似しており、解析モデルの妥当性を示している。

RC架構の荷重と変位との関係を図 - 10に示す。RC架構が負担する水平力( $P_{rc}$ )は2章の全体荷重からダンパー負担分を図 - 2に従って低減して差し引いて算出した。また、図 - 10にはRC架構のみで行った試験結果<sup>1)</sup>の包絡線を同時に示す。ただし、両者の降伏点の違いを修正している。RC架構のみの試験結果と本試験のRC架構が近似すること、これらが概ね解析結果と整合することから、2章で想定した考え方が妥当と考える。

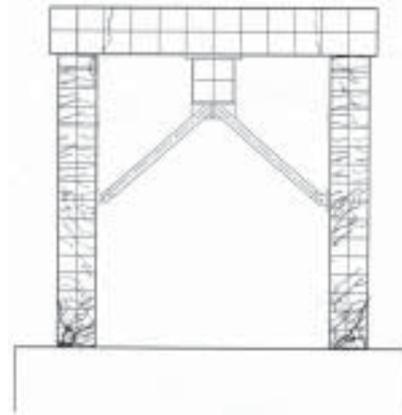


図 - 6 最終ひび割れ状況

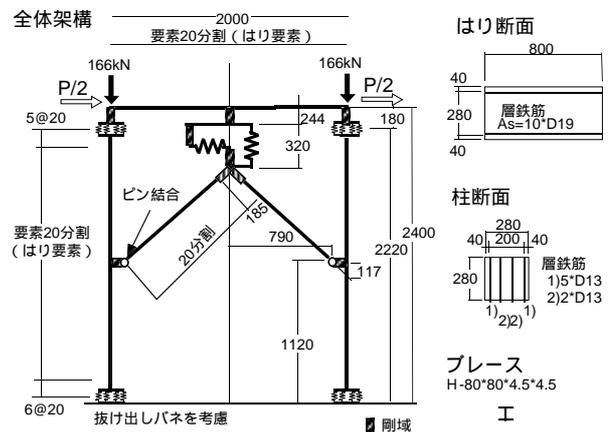


図 - 7 解析モデル

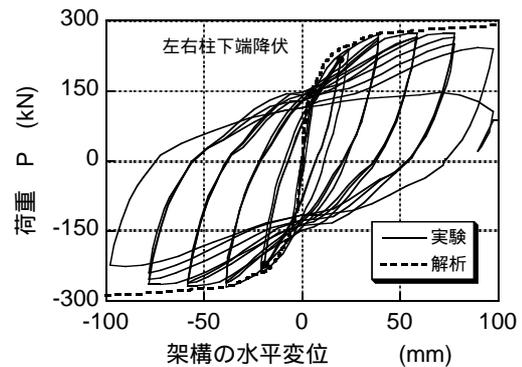


図 - 8 全体架構の荷重 - 変位関係

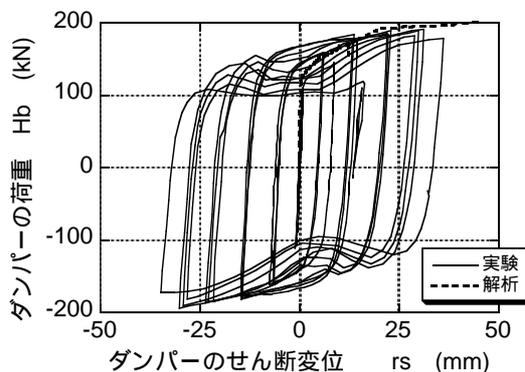


図 - 9 ダンパーの荷重 - せん断変位関係

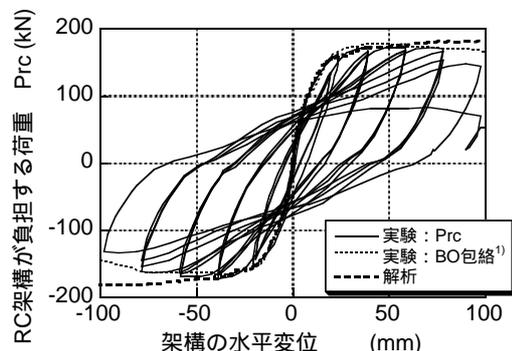


図 - 10 RC架構の荷重 - 変位関係

#### 4. 加振試験

##### 4.1 加振概要

静的交番載荷試験による構造特性の把握に加え、本構造の地震時の応答特性や制振効果を得るために振動台を用いた加振試験を行った。

##### (1) 試験体

試験体（SCD）の形状・寸法および配筋は基部の厚み（800mm）を除いて静的試験と同一である。相似則は、寸法が1/2.5、加速度と応力度を1とした。使用材料の性質を表-3、表-4に示す。

##### (2) 入力地震波と加振プログラム

入力地震波は、観測地震動（八戸波(NS)、新菊川波(EW)、神戸波(NS)）と、鉄道設計標準（耐震設計<sup>5)</sup>に示されたスペクトル適合設計地震動（L2地震動スペクトルI適合波(G1地盤)、L2地震動スペクトルI適合波(G4地盤)およびL2地震動スペクトルII適合波(G4地盤)）を用いた。

これらの内、主な地震波形を図-11に示す。入力波は最大加速度を調整し、段階的に大きな加速度となるよう加振した。時間軸は相似率にしたがって1/2.5<sup>0.5</sup>に圧縮した。

##### (3) 加振システムと測定

加振の状況を図-12に示す。台上に試験体をボルトで固定し、柱頭部とはり上に付加マスをボルトで設置した。付加マスの質量は静的実験の軸力に相当する。架構が面外に揺れるのを防ぐために面外拘束を目的として付加マスにパンタグラフを取り付けた。

加振中200Hzのステップで、各部位の加速度、変位、鉄筋・プレースおよびダンパーのひずみを測定した。

##### 4.2 加振結果と考察

##### (1) 破壊性状

各加振における応答性状の一覧を表-5に示す。加振No.8の八戸波344gal入力でダンパーの降伏が始まり、L2スペクトルII波612gal入力で両柱下端の軸方向鉄筋が降伏した。その後応答変位が大きくなり、加振No.16の神戸波1710gal1入力で柱下端で座屈および圧壊が観察され、次のL2スペクトルII

表-3 鋼材の性質（SCD）

使用部位	材質	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 ×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	D6	SD345	348	473
	D13	SD345	351	500
	D19	SD345	370	542
アンカーボルト	M22	S45C	706	890
ダンパー	ウエブ t3.2	YP-235	253	333
	フランジ t9	SM490	396	574

表-4 コンクリートの性質（SCD）

試験体	基部・柱・はり		
	圧縮強度 f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 E <sub>c</sub> ×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	引張強度 f <sub>t</sub> N/mm <sup>2</sup>
SCD	34.7	2.40	3.07

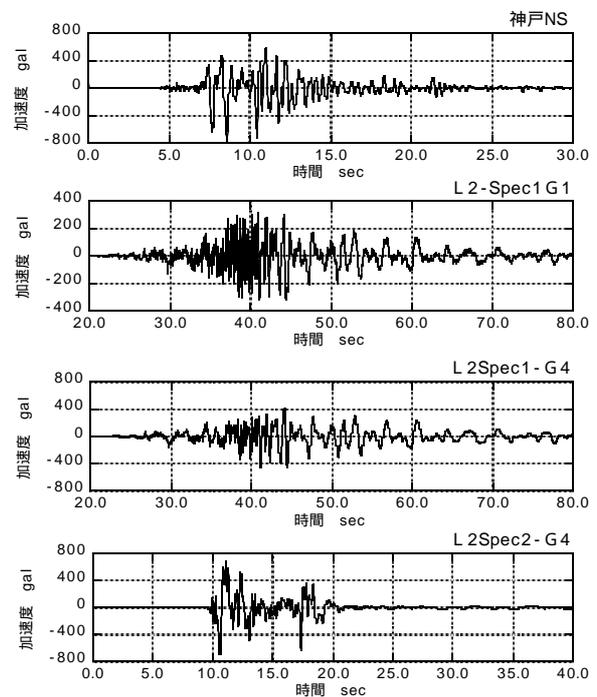


図-11 入力した主な地震波形

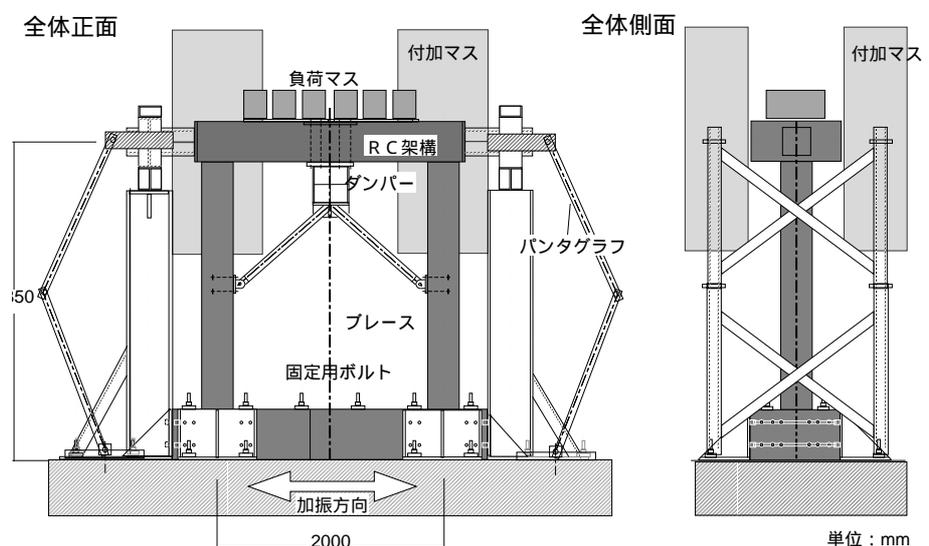


図-12 加振の状況

波 939gal 入力で、右柱下端にせん断破壊が生じ、柱が大きく沈下して終局となった。

(2) 履歴性状の比較

加振試験の結果を評価するために、時刻歴応答非線形解析を行い、履歴性状の比較を行った。振動モデルは、図 - 13(1)に示すせん断型バネ結合による質点モデルとし、RC 架構とダンパー・ブレースを並列バネとしてモデル化した。両者とも瞬間剛性の2.5%の減衰を考慮した。RC 架構の履歴則はRC 単独による静的非線形解析結果(図 - 13(2))から武田モデルを用いた。ダンパーは、文献<sup>2)</sup>を参考に2章に従い求めた図 - 13(3)に示す荷重と変位との関係を用い、履歴則はトリリニア型とした。

代表的な架構全体の履歴を図 - 14 に示す。ダンパー降伏が始まった八戸波344gal入力時ではほとんど弾性的な応答に収まっている。L2 スペクトルII 波 612gal 入力時に両柱下端の軸方向鉄筋が降伏した。このとき水平変位は最大 14.5mm で静的試験における降伏変位(19.5mm)<sup>1)</sup>に比較し小さな変位であったが、解析による応答は実験値を近似している。両柱上端の軸方向鉄筋が降伏した L2 スペクトルII 波 731gal 入力時においても解析による応答は実験値を近似していた。また、次の L2 スペクトルII 波 946gal 入力時では、柱下端のせん断ひび割れがみられ、剛性が低下したため、試験による変位は解析による応答より大きくなった。

L2 スペクトルII 波 731gal 入力時のダンパーおよびRC 架構が負担した水平力を図 - 15 に示す。各部材の負担分とも解析値は実験値をよく近似しており、この加振ケースにおいて解析モデルによ

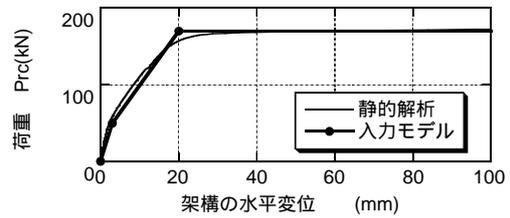
表 - 5 応答性状の一覧 (SCD)

加振No.	入力		所見	最大応答変位 mm	加振後の固有周期 Hz
	地震波	最大加速度測定 / 目標 gal			
実験前				0.0	0.20
1 - 7			弾性範囲加振		
8	八戸	344 / 300	w13=1946 μ	5.1	0.22
9	L2 SpII G1	330 / 300	ダンパー 4点降伏	7.4	0.22
10	L2 Sp I G4	314 / 300	主筋降伏未滿	8.0	0.22
11	L2 Sp IIG4	481 / 450	主筋降伏未滿	8.4	0.23
12	L2 Sp IIG4	612 / 600	両柱主筋下降伏	14.5	0.24
13	L2 Sp IIG4	579 / 600		15.9	0.27
14	L2 Sp IIG4	731 / 800	両柱主筋上升伏	27.3	0.31
15	L2 Sp IIG4	946 / 1000		54.5	0.44
16	kobe1995Ns	1710 / 1300	両柱下端圧壊座屈	135.2	0.72
17	L2 Sp IIG4	939 / 1000	片柱下端せん断ずれ	-	-

(1) 振動モデル



(2) RC 架構



(3) ダンパー・ブレース

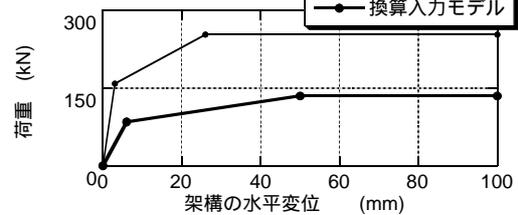


図 - 13 解析に用いたモデル

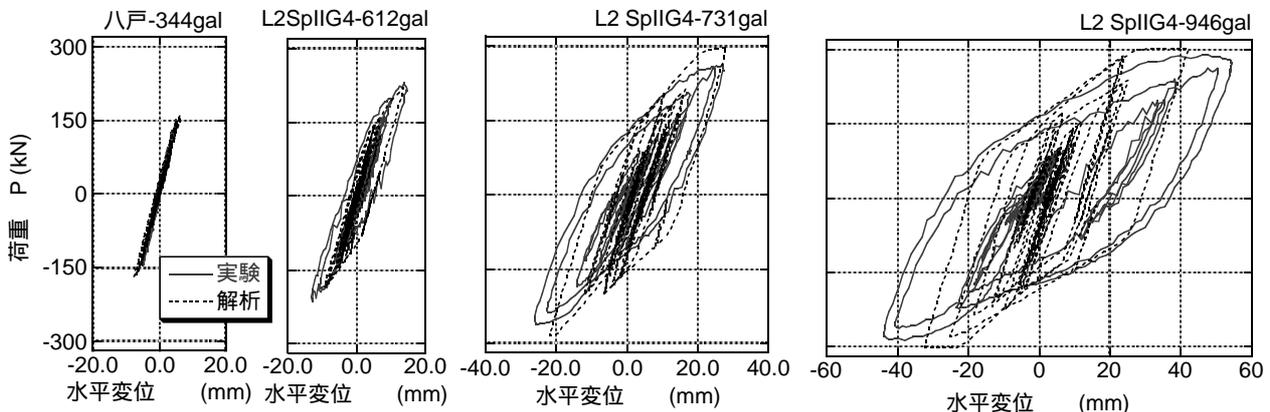


図 - 14 全体架構の履歴

る評価が可能であることを示している。

### (3) 柱の水平変位の分布

図 - 16に右側柱の高さ位置に応じた水平変位の分布を、各加振における最大応答変位により示す。柱中間部で少し折れ、柱下部の変位が若干大きくなる傾向が見られるが、実務的に見て全体として剛な挙動をしていると評価することが可能である。

## 5. まとめ

柱中央部にブレース端部をピン結合で定着したダンパーを有する高架橋に対して、静的正負交番荷重試験および振動台を用いた加振試験により耐震性能を把握し、次の知見を得た。

- (1) 柱途中に定着した鋼製ダンパー・ブレースは、制振要素として機能する。
- (2) ブレース定着部の柱軸方向鉄筋が降伏しない場合、柱の上下端の塑性ヒンジ領域が変形に支配的であり、柱中間部は剛体的に挙動する。
- (3) ダンパーの水平変位は、ブレースの定着高さの柱高さに対する比により架構全体の変位から低減され、ダンパーに加わる水平力の架構全体への寄与も同じ比で低減される。
- (4) 架構全体は、塑性ヒンジをもつ剛体で構成されたRC架構と、ダンパーを組み込んだピン接合の架構との重ね合わせで評価が可能である。
- (5) 動的性能は、上記モデルにより得られた荷重変位関係を有する2つの並列バネとして評価可能である。
- (6) 大変形領域では柱のせん断変形が増えるため評価に留意する必要がある。

## 謝 辞

解析ソフトは、静的非線形モデル:「FINAL」、動的非線形モデル:「ERA」を使用した。それぞれの開発者の大林組技研長沼一洋博士ならびに勝俣英雄主任研究員に深謝します。

## 参考文献

- 1) 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曾我部正道, 涌井一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC 鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集 Vol.45A, 1999.3, pp.1411-1422
- 2) 鉄道総合技術研究所編: ダンパー・ブレースを

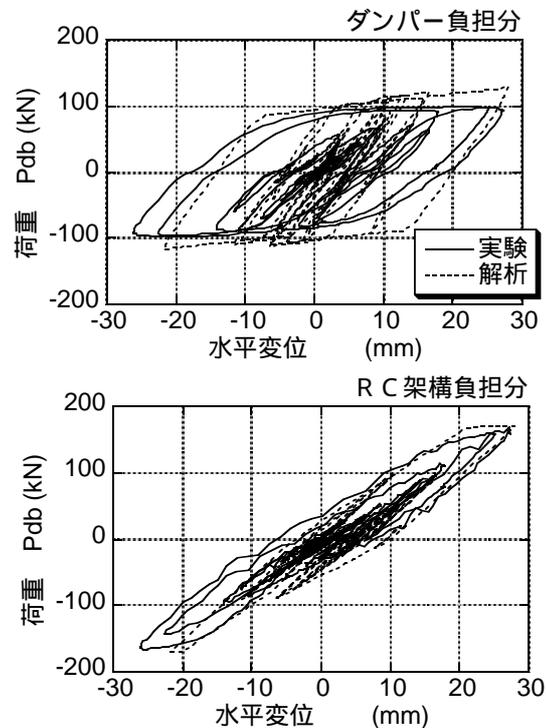


図 - 15 各成分の解析値との比較

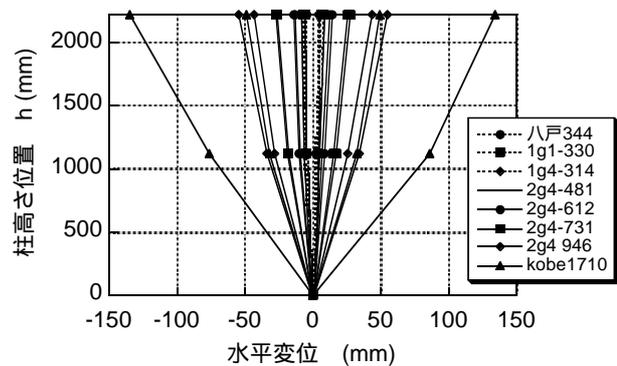


図 - 16 柱水平変位の分布

用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1

3) 岡野素之, 松本信之, 曾我部正道, 室野剛隆, 大内一, 大野了: 振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の地震応答性状, 構造工学論文集 Vol.49A, 2003.3, pp.963-970

4) 松本信之, 曾我部正道, 岡野素之, 在田浩之, 涌井一, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集 Vol.46A, 2000.3, pp.547-554

5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10