

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

Dynamic behavior of viaducts using steel damper and braces by shaking table tests

岡野 素之*・松本 信之**・曾我部 正道***

室野 剛隆****・大内 一*****・大野 了*****

Motoyuki OKANO, Nobuyuki MATSUMOTO, Masamichi SOGABE

Yoshitaka MURONO, Hajime OHUCHI, Satoru OHNO

* 大林組技術研究所 土木構造・材料研究室 主任研究員 (〒204-8558 清瀬市下清戸 4-640)

** M.S. 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 室長 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

*** 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 副主任研究員 (同上)

**** 工博 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 副主任研究員 (同上)

***** 工博 大林組技術研究所 企画管理部 担当部長 (〒204-8558 清瀬市下清戸 4-640)

***** 大林組技術研究所 土木構造・材料研究室 副主任研究員 (同上)

A new railway viaduct structure was proposed aiming at high seismic performance in addition to improvement of running safety during earthquake. The structure is RC rigid frame with high damping braces inside of it. The damping brace consists of shear yielding type steel panel and elastic diagonal members. Focusing on the seismic performance of the structure, shaking tests of 1/2.5 scale specimens were carried out. The test specimens are 1) non-bracing model and 2) bracing model. Ultimate lateral strength of both specimens was almost equivalent. After the tests, time dependent non-linear response analysis was conducted to evaluate test results, then, non-linear design spectrum was produced.

The following results were obtained ; 1) The damping braces significantly contribute on the lateral stiffness and reduction of lateral deflection. 2) Design lateral strength can be reduced by damping brace.

Key Words : railway viaduct, steel damper, braces, shaking table tests, dynamic non-linear analysis

1. まえがき

兵庫県南部地震においては、ビームスラブ式の鉄筋コンクリート（以下RCと呼ぶ）造ラーメン高架橋に甚大な被害が発生し、その後より高い耐震性能を確保するじん性設計が用いられている。一方、鉄道構造物としては、地震時における列車走行性の配慮も重要である。同地震では高架橋上の走行中の車両において、橋軸直角方向の振動が原因とみられる脱線の事例が報告¹⁾された。

これを受けて、鉄道車両の振動特性に関する解析的研究²⁾、及び構造物と鉄道車両の相互作用を含めた全体系の解析的研究³⁾が行われ、高架橋の固有周期が短い方が、地震時の走行安全性に関して有利であることが示された。これらは新しい耐震設計標準⁴⁾に盛り込まれた。

以上の背景の下、固有周期が短く、高減衰性が期待できる形式として、RC高架橋内部の橋軸直角方向にダンパー・ブレースを用いる構造（写真-1）を提案し、構造実験によりその高剛性・高減衰性を把握し^{5)~8)}、動的解析により走行安全性に関する有効性を示した⁹⁾。これらは高架橋の設計指針¹⁰⁾としてまとめられている。

しかし、同設計指針では、暫定的に上記鉄道標準の設

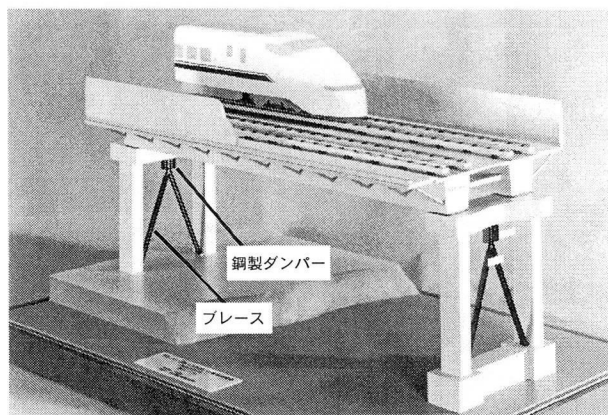


写真-1 構造概要

計スペクトルを準用しているため、ダンパーの高減衰性が適切に評価されていない。また、架構全体の固有周期の評価にも検討すべき点がある。

そこで、これらの地震応答性状を確認することを目的とし、1/2.5モデルの振動台実験を行い、実験結果を質点系の非線形時刻歴応答解析により評価した。そしてダンパー・ブレース高架橋の履歴モデルを提案し、降伏震度スペクトルを試作し検討した。

2. 振動台実験の概要

2.1 相似則

本実験における相似則の一覧を表-1に示す。長さの相似率は施設的能力から $1/\lambda = 1/2.5$ とした。加速度の相似率を1, 実物と同じ材質の鋼材・コンクリートを使うため、応力度の相似率を1とした。

2.2 試験体

試験体は $1/2.5$ の縮尺の模型（合計2体）で、図-1に示すように柱2本のRC架構と鋼製ダンパーおよびブレース材で構成されている。試験体BODはRC架構だけで降伏震度を0.4程度に設定した。試験体BLDは、BODより低強度のRC架構（降伏震度：0.2）に、履歴減衰型ダンパーとブレース（同：0.2）を加え、全体の降伏震度をBODと同程度に設定した。

試験体BODの柱部分は断面 $280 \times 280 \text{ mm}$ 、引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.3, 0.5\%$ とし、はり部分は、断面 $360 \times 800 \text{ mm}$ 、引張鉄筋比 $p_t=1.0\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.4\%$ とした。

試験体BLDは柱部分が断面 $200 \times 200 \text{ mm}$ 、引張鉄筋比 $p_t=1.3\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.25, 0.5\%$ である。鋼製ダンパーは、せん断パネル型を用い、ブレース材は終局まで弾性範囲で挙動する設計で、ダンパー・ブレースとRC架構はアンカーボルトで接合した。

柱の軸応力度はBODで実高架橋を参考に 2.1 N/mm^2 とし、断面の小さいBLDは 4.0 N/mm^2 となった。

2.3 使用材料

使用した材料の性質を表-2, 3にそれぞれ示す。ダンパーのウェブには低降伏点鋼材BT-YP235を用いた。コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用いた、呼び強度18, スランプ12cm, 粗骨材最大寸法13mmのレディーミクストコンクリートである。

表-1 相似則

項目	記号	単位	相似率
長さ	a	mm	$1/\lambda$
応力度	σ	N/mm^2	1
加速度	a	m/sec^2	1
質量	m	t	$1/\lambda^2$
力	Q	kN	$1/\lambda^2$
剛性	K	kN/m	$1/\lambda$
時間	T	sec	$1/\lambda^{0.5}$
固有振動数	f	1/sec	$\lambda^{0.5}$

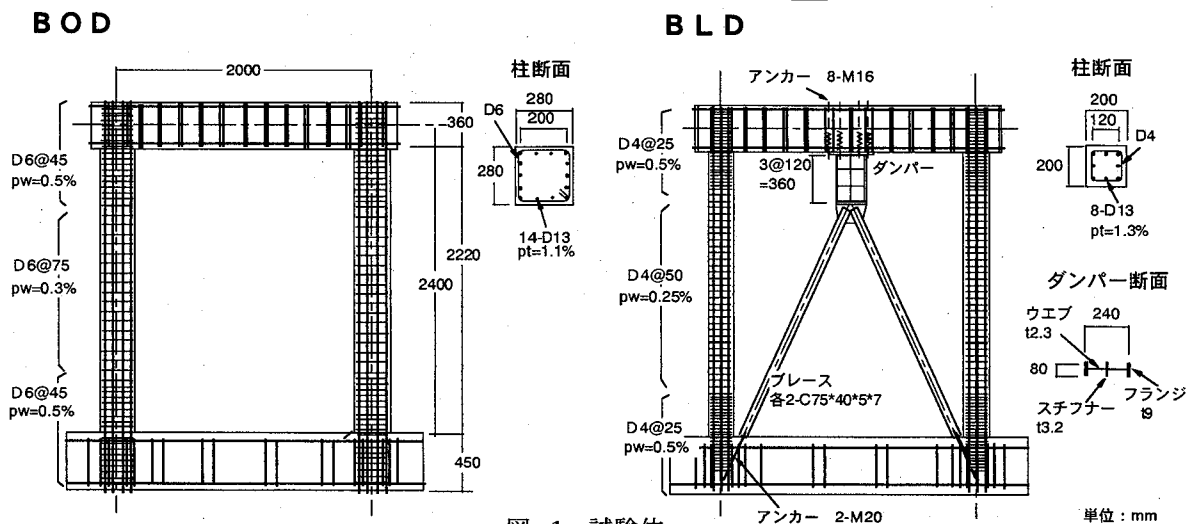
表-2 鋼材の性質

使用部位		材質	降伏点*1 fy N/mm ²	引張強度 fu N/mm ²	ヤング係数 Es×10 ⁵ N/mm ²
鉄筋	D4	SD345	366*2	569	1.92
	D6	SD345	348	473	1.95
	D13	SD345	351	500	1.86
	D19	SD345	370	542	1.87
アンカー ボルト	M16	S45C	851*2	989	1.92
	M20	S45C	707*2	935	1.89
ダンパー	ウェブ t2.3	LYP-235	253	333	2.05
	フランジ t9	SMA490	396*2	574	2.06

*1 降伏点で評価。 *2 0.2%オフセットで評価。

表-3 コンクリートの性質

試験体	基部・柱・はり		
	圧縮強度 f'_c N/mm^2	ヤング係数 E_c $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$	引張強度 f_t N/mm^2
BOD	32.9	2.40	3.26
BLD	37.2	2.50	3.46



2.4 入力波と加振プログラム

入力地震波として、観測された地震波と鉄道標準（耐震設計）⁴⁾ で示された、以下の人工地震波を用いた。

- 1) 八戸（NS）
- 2) 新菊川（EW）
- 3) L2地震動スペクトルIG1地盤
- 4) L2地震動スペクトルIG4地盤
- 5) L2地震動スペクトルII G4地盤

これらの地震波形を図-2に示す。入力波は、最大加速度を調整（BOD：150～550gal，BLD：150～700gal）し段階的に加振した。長い場合には、加速度の大きな主要動を中心として終わりの部分は省略した。時間軸は相似率にしたがって圧縮した。

2.5 加振システムと測定

加振の状況を図-3に示す。台上に試験体をボルトで固定し、柱頭部に付加マスをボルトで設置した。柱2本で構成されたラーメンが面外に揺れる可能性があり、試験体にとって弱軸方向となるため、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。

振動台は、6自由度、最大積載重量50tf、テーブル寸法5m×5m、最大加速度は3000galである。振動台の性能を図-4に示す。加振システムは反力補償機能¹⁾を有している。一般に、塑性化する構造物の振動実験は、試験体の固有周期が連続的に変化するため、目的とする入力波を正確に再現することが難しい。本システムでは、加振中に入力を逐次フィードバックさせ、連続的に入力を補正し、破壊に至るまで入力波を精度よく再現することができる。

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

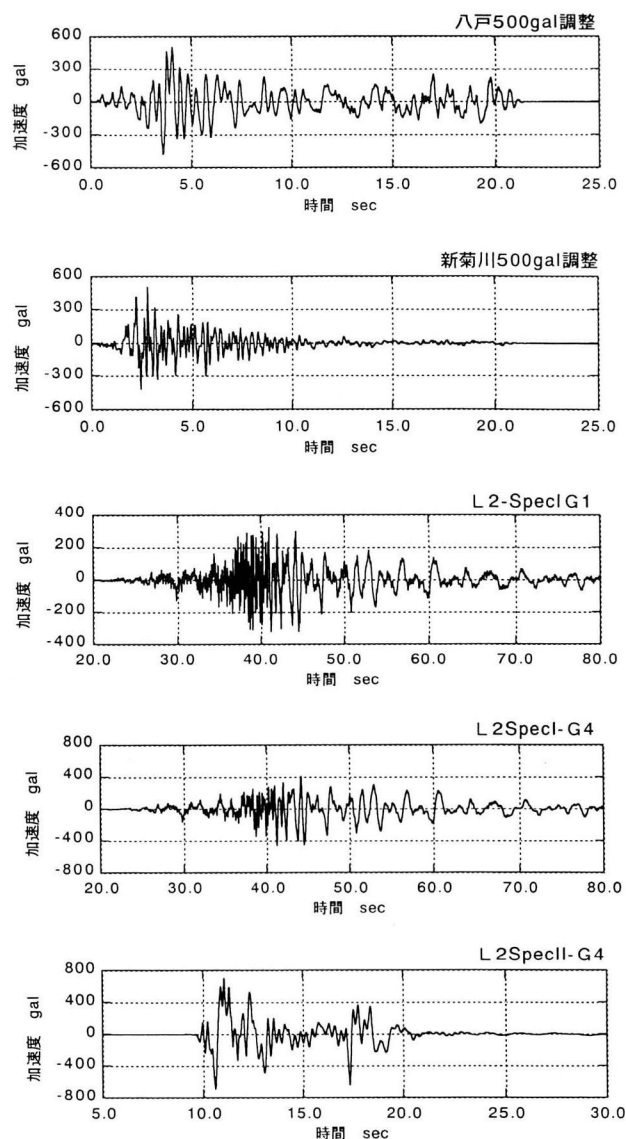


図-2 入力した地震波の種類

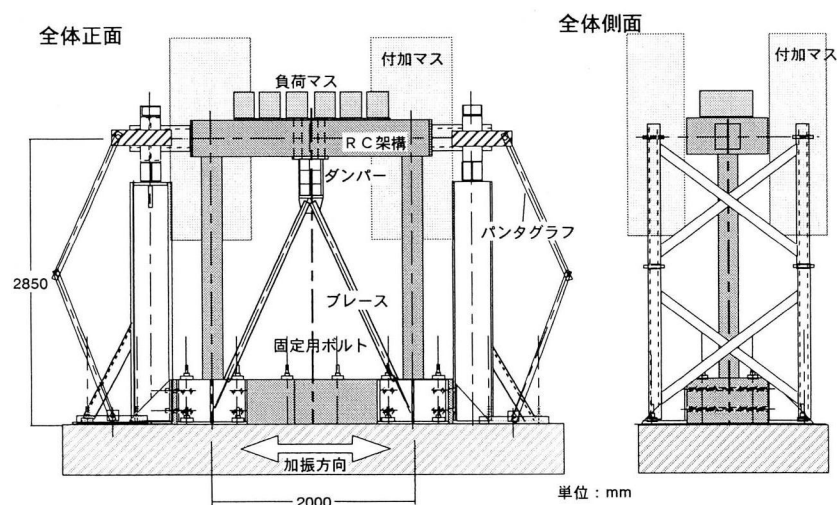
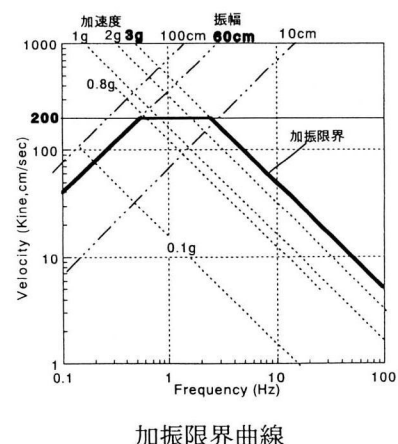


図-3 加振の状況



加振限界曲線

図-4 振動台の性能

3. 実験結果と評価

3.1 破壊性状

各試験体の加振時の性状を表-4、5にそれぞれ示す。

試験体BODは、新菊川波160galでひびわれが発生（鉄筋のひずみから判断）し、八戸波271galで片方の柱で鉄筋が降伏した。次のL2SpecIG1波347galで柱の上下4箇所が降伏した。その後L2SpecIIG4波549galで柱上下端でコンクリートが剥落し主筋が座屈した、このとき最大応答は111mmで、部材角1/20に達し加振を終了した。

試験体BLDは、新菊川波197galでひびわれが発生し、L2SpecIIG4波197galでダンパーのウェブが一部せん断降伏し、その後、新菊川波379galで全てのウェブが降伏した。L2SpecIIG4波791galではダンパーのウェブに塑性座屈が観察された。さらにL2SpecIIG4波1117galでブレースを固定するボルトが一部破断し、加振を終了した。ダンパーの最終状況を写真-2に示す。

3.2 固有周期の変化

各加振後の固有周期の変化を図-5に示す。これは一般的な共振検索加振により測定した。図中にRCの降伏割線剛性、ダンパー・ブレース剛性、及びこれらを合わせた初期剛性で評価したそれぞれの計算値を示した。

試験体BODでは、固有周期は全体に加振にしたがい長周期化しており、降伏時で降伏割線剛性に一致している。一般的なRCの挙動といえる。

試験体BLDは、加振前は接合部の隙間などの影響で計算値より低い傾向である。ダンパー降伏後数回の加振

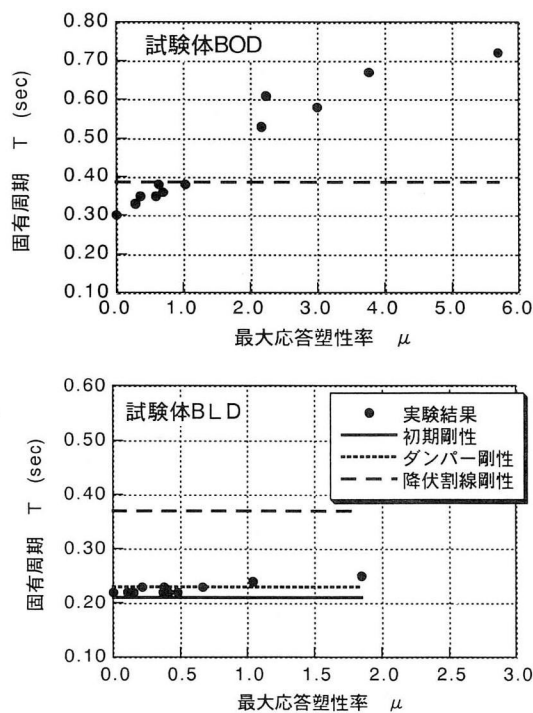


図-5 固有周期の変化

表-4 BOD 試験体の性状

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	0.30
1	新菊川	160/150	主筋 ε max=791 μ 曲げCr発生	5.5	0.33
2	八戸	156/150	主筋降伏未滿	7.0	0.35
3	L2 SplG1	169/150	主筋降伏未滿	11.5	0.35
4	L2 SplG4	166/150	主筋降伏未滿	12.3	0.38
5	新菊川	326/300	主筋降伏未滿	13.6	0.36
6	八戸	271/300	主筋 ε max=2640 μ 片柱上下端降伏	20.1	0.38
7	L2 SplG1	347/300	両柱上下端降伏	42.3	0.53
8	L2 SplG4	349/300		58.5	0.58
9	L2 SplIIG4	293/300	Con圧壊・剥落	43.7	0.61
10	L2 SplIIG4	446/450	付着Cr発生	73.5	0.67
11	L2 SplIIG4	549/550	片柱上下端Con圧壊、剥落 最大荷重低下	111.0	0.72

表-5 BLD 試験体の性状

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	0.22
1	新菊川	197/150	ダンパー弾性 曲げCr発生	2.1	0.22
2	八戸	186/150	ダンパー弾性	2.8	0.22
3	L2 SplG1	197/150	ダンパー ε max=1300 μ 一部降伏	3.0	0.22
4	L2 SplG4	203/150	ダンパー ε max=1280 μ 一部降伏	2.8	0.22
5	新菊川	379/300	ダンパー ε max=4950 μ パネル全て降伏	4.2	0.23
6	八戸	379/300	主筋降伏未滿	7.2	0.22
7	L2 SplG1	433/300	主筋降伏未滿	8.1	0.22
8	L2 SplG4	395/300	主筋降伏未滿	9.4	0.22
9	L2 SplIIG4	356/300	主筋降伏未滿	7.4	0.23
10	L2 SplIIG4	545/450	主筋降伏未滿 ダンパーウェブ座屈発生	13.0	0.23
11	L2 SplIIG4	659/550	主筋降伏未滿	20.3	0.24
12	L2 SplIIG4	791/700	両柱上下端降伏	36.1	0.25
13	L2 SplIIG4	1117/1000	ブレース固定ボルト破断 ダンパーウェブ破断発生 柱上下端Con圧壊、剥落	>80	—

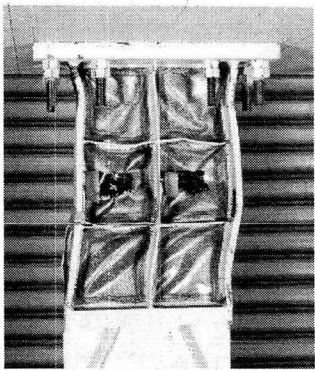


写真-2 ダンパー最終状況 (BLD)

の後も、最大応答塑性率で $\mu=2.0$ 程度まで固有周期はほとんど変化しない。また、固有周期はダンパー剛性により評価した値に近似している。これは、鋼製ダンパーは降伏に至る加振終了後も、弾性範囲では初期剛性が保持されること、また剛性はRC架構に比較しダンパー・ブレースが支配的なことによる。本実験結果は $\mu=2.0$ 程度の最大応答塑性率の範囲であるが、参考文献⁸⁾によれば、同様のダンパー付き試験体を用いた振動実験で、 $\mu=4.0$ 程度まで固有振動数に変化ない事が報告されており、ダンパー・ブレース付き架構の安定した振動性状が示されている。

3.3 動的解析による実験値との比較

時刻歴応答非線形解析を実施し、各試験体における履歴性状を比較した。入力波は振動台上で計測された加速度を用いた。試験体BODでは鉄筋降伏以降、BLDではダンパー降伏以降、各加振を連続解析した。

3.3.1 解析モデル

RC架構とダンパー・ブレースをバネとした1質点系せん断バネモデル(図-6)を用いた。減衰はダンパー・RC架構とも2.5%の瞬間剛性を考慮した。

3.3.2 履歴モデル

RC架構は、主筋の抜けだしを考慮したファイバーモデルによる静的非線形解析結果(ソフト名:FINAL)を用い、図-7に示すように決めた。履歴則は武田モデルとし、剛性低下の係数は $\alpha=0.4$ とした。

ダンパーの降伏付近の実測値として図-8に新菊川波379gal入力時のダンパー・ブレースの応答と入力モデルを示した。荷重はブレースの軸ひずみから算出した。図-9には、設計指針¹⁰⁾から算出したダンパーのモデルと、動的解析に用いた入力モデルを示した。ここでは、降伏点を図-8の加振結果にしたがい、二次勾配は設計指針と同じ弾性の1%、塑性座屈を、静的試験結果¹⁰⁾の下限值で部材角8%としてモデル化した。第一折れ点(せん断降伏)は設計指針に比較して入力モデル(加振結果)の方が明らかに高く、鋼材の降伏点の速度依存性が示唆される。履歴則は、鋼材で一般的な移動硬化則と、既往の実験結果¹²⁾を参考として等方硬化則を一部考慮した。図-10にその履歴則を示す。

3.3.3 全体架構の履歴

代表的な加振における全体架構の履歴について、実験と解析の比較を図-11(試験体BOD)、および図-12(試験体BLD)にそれぞれ示す。荷重は柱中央以上の全質量にはりの水平加速度を乗じて求めた。

試験体BODでは、降伏前から終局に至る各加振において、解析は実験を精度よく評価している。

試験体BLDは、両者は整合する傾向だが、全般に実験値の方が解析値よりも小さく、最大応答に関しては解析値は安全側の評価を与えている。

両試験体を比較すると、BLDは最大応答変位が小さく、例えば550gal程度の入力では1/5以下である。ダンパーによる変位低減効果が明らかである。

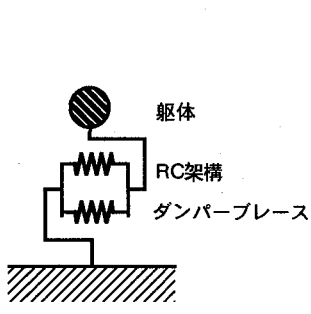


図-6 解析モデル

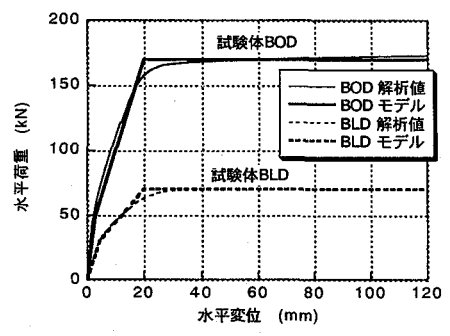


図-7 RC架構の入力モデル

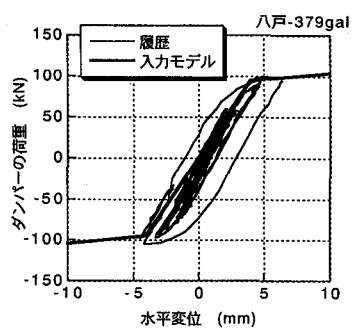


図-8 降伏付近のダンパーの履歴

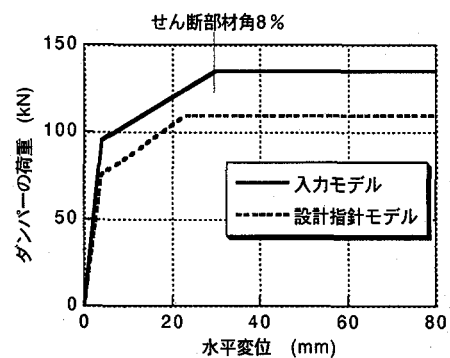


図-9 ダンパー・ブレースの入力モデル

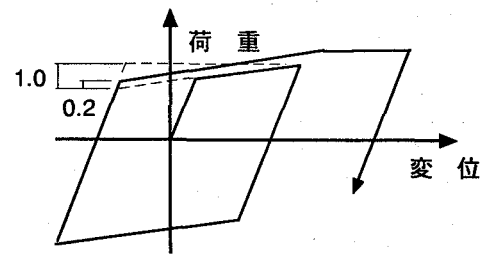


図-10 ダンパーの履歴則

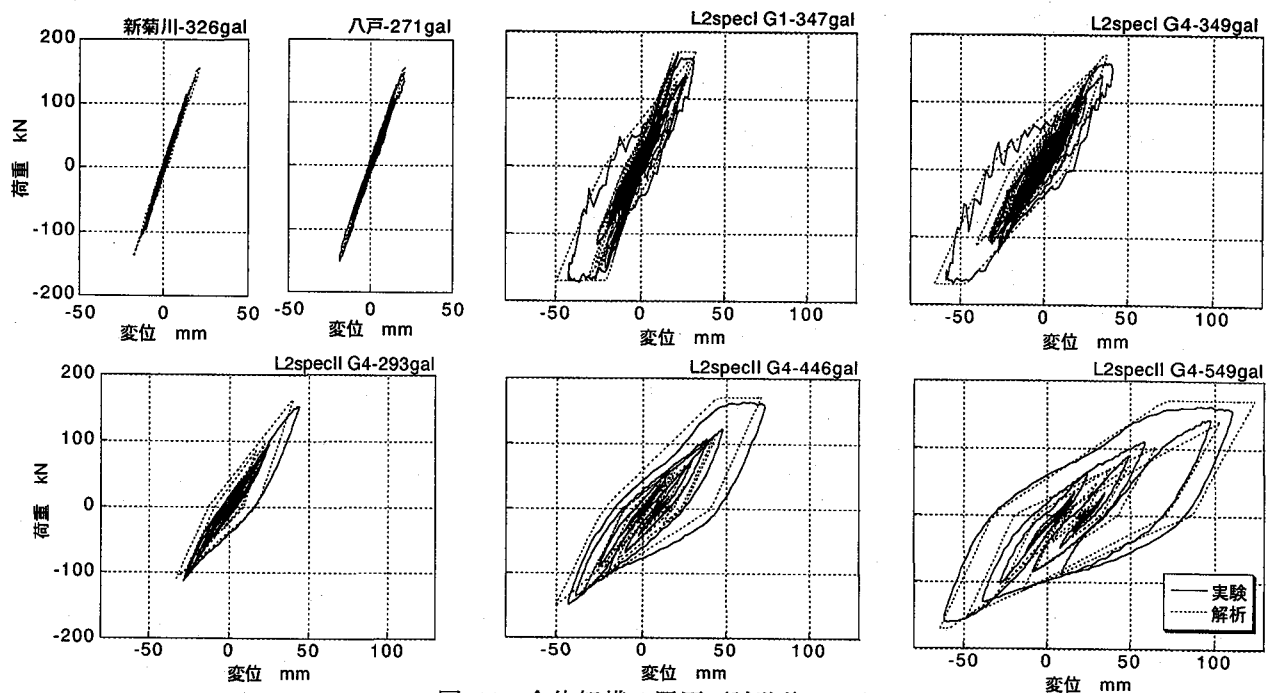


図-11 全体架構の履歴（試験体BOD）

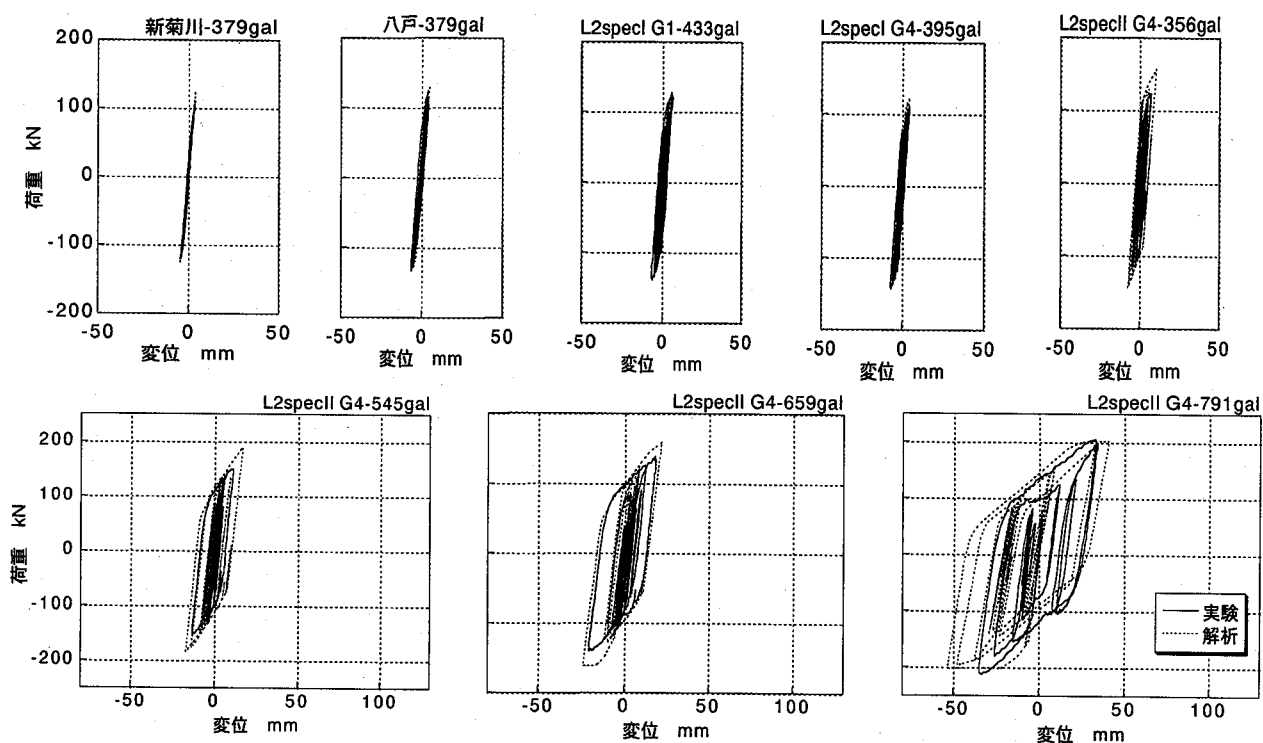


図-12 全体架構の履歴（試験体BLD）

3.3.4 ダンパーの履歴

代表的な加振における、ダンパー・ブレースの履歴について、実験と解析の比較を図-13に示す。

八戸-379gal, L2specII G4-659gal 加振では解析値は実験を精度よく評価できているが、L2specII G4-791gal 加振では、解析値の方が応答が大きい。この加振では全般に実験値の方がエネルギー吸収の高い履歴性状を示してい

る。図-11で想定した履歴則よりも鋼材の等方硬化則が効果的に作用しているものと考えられる。

以上から、ダンパーの降伏荷重の増大を考慮し、既往の実験結果を用いたモデルで試験体の履歴を適切に評価できた。また、指針モデルは強度を低めに評価しているため安全側のモデルと判断できる。

3.4 ダンパーのエネルギー吸収

試験体 BLD におけるダンパーの累積エネルギー吸収量を相対せん断変位と荷重の積で算出し、加振の順に図-14に示した。ダンパーが降伏した後エネルギー吸収量が増大している。RC 架構の主筋が降伏するまでの7回の加振で、ダンパーは降伏以降まで変形・損傷している。しかし、直後の12回目の加振 (L2specII G4-791gal) では、この波の原波 (700.3gal) 以上の加速度の入力に対して十分なエネルギー吸収性能を示している。この前の7回の加振には L2 地震動クラスの地震波が相当数含まれていること、及び本試験体は降伏震度が 0.4 程度で比較的低いことを考慮すると、L1 地震動に対してダンパーの塑性化を許しても、L2 地震動に対して破壊せず耐震性能が確保されていると言える。

4. 設計用降伏震度スペクトルの試算

4.1 基本方針

鉄道標準 (耐震設計)⁴⁾ では、L1 地震動では耐震性能 I として、地震後補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じないことが規定され、RC 部材が降伏しないことと地震時における変位制限をチェックする。ダンパー高架橋は、被災後も固有周期が変化せず、降伏後数回に及ぶ加振の後も L2 レベルの入力に対して有効に機能し、ダンパー降伏後も架構全体の機能は保持されている。また、応答変位は大幅に抑制できるため、過大な変位の生ずる可能性は低い。このような観点から、L1 地震時にダンパーが降伏しても耐震性能 I を満たすと評価し、弾性応答スペクトルでなく、降伏震度スペクトルで設計することを考えた。ここでは、L1 地震動、L2 地震動スペクトル II の2種類について G4 地盤の降伏震度スペクトルを試作した。なお、実設計では、ダンパーと RC 架構の降伏変位のバランスを考慮する必要がある。

4.2 スペクトルの試算モデル

設計スペクトルの解析モデルを図-15に示す。解析モデルは鉄道標準 (耐震設計)⁴⁾ を参考に、1 質点系せん断形モデルとし、RC とダンパー・ブレースの各バネを用い、地盤の逸散減衰を固有周期依存型で考慮した。

入力モデルは過去の実験結果等^{6),10)} を参考に図-16に示すように決めた。ここではダンパーの降伏変位は RC 架構の降伏変位の $1/4$ とし、降伏後のダンパーの耐力上昇を2倍とした。ダンパーの塑性座屈は RC 降伏変位の3倍とした。なおこのダンパーのモデルは3.3.2項 (図-9) で用いた動的解析の入力モデルより低い耐力評価である。履歴則並びに地盤の逸散減衰は同様に鉄道標準 (耐震設計)⁴⁾ にしたがった。せん断パネル型ダンパーは3.3.2項 (図-10) で示したように実際には一部等方硬化則が作用するが、安全側のモデルとして移動硬化則だけを考えて、ここでは試算のため固有周期は3.2節にし

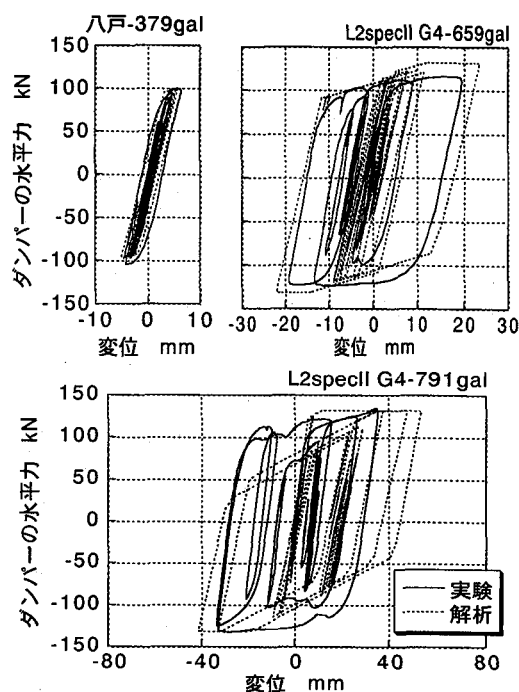


図-13 ダンパー・ブレースの履歴

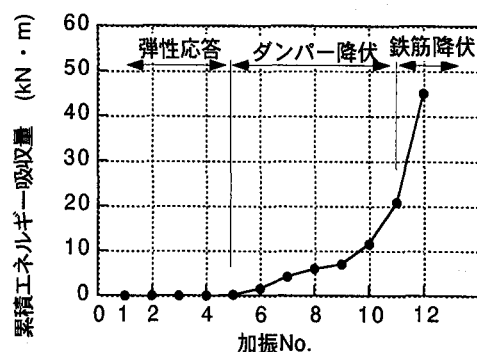


図-14 ダンパーの累積エネルギー

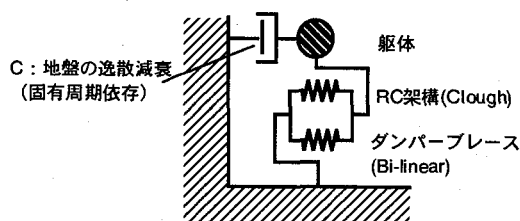


図-15 設計スペクトル解析モデル

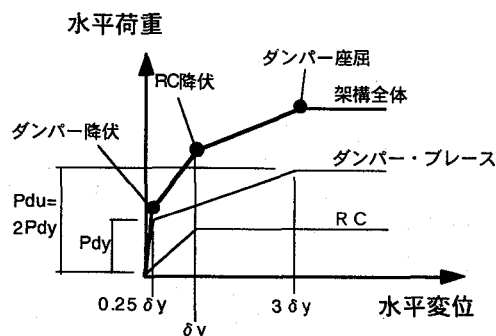


図-16 ダンパー付き架構の入力モデル

たがってダンパー剛性を用いた。

4.3 降伏震度スペクトル

L1地震動とL2時震動スペクトルⅡ（共にG4地盤）における試算の結果を図-17, 18にそれぞれ示す。L1地震動ではダンパーの降伏を主筋降伏前を想定し $\mu=1$ に相当する応答変位となる場合を、L2地震動では $\mu=3$ となる場合をそれぞれプロットした。この図には、ダンパーが全体の終局耐力の50, 75%を分担する場合、並びにRC架構単独の場合を示してある。降伏震度はRC架構の降伏時点で評価した。

ともに、RC架構単独に比較してダンパー付はダンパーの分担が大きいほど降伏震度が低下することがわかる。ダンパー付き高架橋は固有周期が短くなるので、L2地震動でRC架構を降伏させる設計の場合、RC高架橋に比較して、一概に降伏震度が低下するとは言えないが、L1地震動では降伏震度の大幅な低下が可能とみられる。

5. まとめ

鋼製ダンパー・ブレースを有するRC架構において振動台実験により地震応答性状を調査し、動的非線形解析で評価し、評価モデルをもとに降伏震度スペクトルを試作した。以下に知見をまとめる。

- (1) 全体架構の固有周期は、RC単独では応答変位が大きくなると長くなるが、ダンパー付きの場合はダンパーが破壊しない限り一定で長周期化しない。
- (2) 応答変位は、鋼製ダンパーの履歴減衰により同程度の降伏震度のRC架構に比較して大幅に低減される。
- (3) 履歴はダンパー・ブレースとRC架構をそれぞれバネで評価した質点系モデルで評価可能である。
- (4) RC架構の降伏までは、ダンパーの損傷は軽微であり、L1地震動に対し塑性化を許すことにより、降伏震度を低減した経済設計が可能である。
- (5) ダンパーの履歴減衰によりL2地震動に対して降伏震度を低減させる可能性がある。

謝辞

動的応答解析にはソフトウェア「ERA」を使用しました。同ソフトの開発者で本実験に貢献していただいた大林組技術研究所勝俣英雄主任研究員に深謝します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告特別4号，1996.4.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道施設の耐震基準に関する調査報告書，1996.3.
- 3) 宮本岳史，石田弘明，松尾雅樹：地震時の鉄道車両の挙動解析（上下，左右に振動する軌道上の車両運動シミュレーション），日本機械学会学会論文集（C編），64巻，626号，pp.236-243，1998.10.

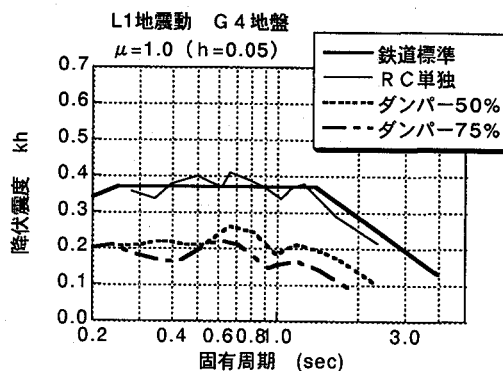


図-17 L1 G4降伏震度スペクトル

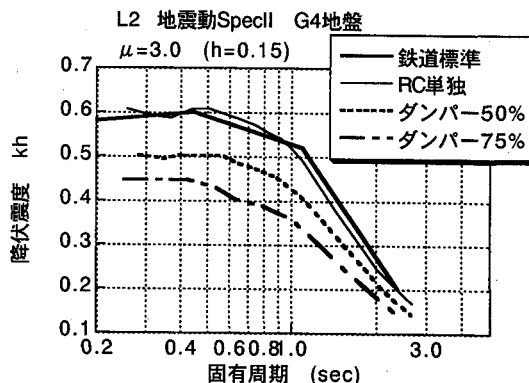


図-18 L2 G4降伏震度スペクトル

- 4) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計 1999.10
- 5) 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年3月）pp.1411-1422.
- 6) 松本信之，岡野素之，大内一，在田浩之：鋼製ダンパー・ブレースを用いたRC鉄道高架橋の水平交番載荷試験，コンクリート工学年次論文集 Vol.22，No.3，2000，pp.1465-1470.
- 7) 岡野素之，松本信之，大内一：鋼製ダンパーで耐震補強されたRC鉄道高架橋の水平交番載荷試験，コンクリート工学年次論文集 Vol.23，No.1，2001，pp.1033-1038.
- 8) 松本信之，岡野素之，小林俊彦，曾我部正道：鋼製ダンパーブレースを用いたRC橋脚の載荷試験，鉄道総研報告 Vol.15，No.12，2001，pp.33-38.
- 9) 松本信之，曾我部正道，岡野素之，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年3月）pp.547-554.
- 10) 鉄道総合技術研究所，大林組：ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針，2000.1.
- 11) 堂園美礼，堀内俊彦，勝俣英雄，今野隆雄：非線形供試体反力の実時間補償による振動台制御，第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，2001年3月，pp.53-58.
- 12) 高橋泰彦，品部祐児：せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集第494号 1997年4月，pp.107-114.

(2002年9月13日受付)