

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

Seismic Behavior of Railway Viaducts with Steel Damper and Braces

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*****

Nobuyuki MATSUMOTO, Motoyuki OKANO, Hiroyuki ARITA, Masamichi SOGABE,

Hajime WAKUI, Hajime OHUCHI, Yasuhiko TAKAHASHI

*M.S. 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム主任技師 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

** 大林組技術研究所 土木第4研究室 主任研究員 (〒204-0011 清瀬市下清戸 4-640)

*** 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム技師 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

**** 工博 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム主幹技師 (同上)

***** 工博 大林組技術研究所 土木第4研究室 室長 (〒204-0011 清瀬市下清戸 4-640)

***** 工修 大林組技術研究所 構造第1研究室 室長 (同上)

The RC rigid frame structure is popularly used as a railway viaduct. The viaduct is comprised of heavy superstructure supported on slender columns, so it may produce a large lateral displacement under earthquake loading. To improve the vehicle running safety under earthquakes by restricting such displacement, the authors developed a new-type RC viaduct appended with steel braces and steel damper link. Cyclic loading tests are conducted focusing on its seismic performance. The specimens are 1/2.5 scale models of actual viaducts.

High transverse rigidity and high energy dissipation capacity are observed with the brace and damper link members. It was also found that the superposition of capacity of RC frame and that of brace is adequate to predict the total capacity of RC frame with brace and damper link members.

Key Words : railway viaduct, steel damper, braces, cyclic loading tests

1. まえがき

鉄道高架橋として一般に用いられるビームスラブ式の鉄筋コンクリート(以下、RCと呼ぶ)造ラーメン高架橋は、厚いスラブと軌道などによる重量の大きい上部構造を、水平方向剛性の低い複数の柱部材で支えるトップヘビーな構造形式である。兵庫県南部地震では、この種の構造形式の鉄道高架橋が柱のせん断破壊を主因とする甚大な被害を受けた。鉄道構造物の耐震設計にあたっては、せん断耐力を適切に高めて脆性的な破壊を防ぐとともに、じん性能を増し、地震動のエネルギーを吸収する方法が一般に用いられるが、建築分野ではラーメン架構内部にダンパーを用いてその減衰性能を利用する方法が実用化されている¹⁾。

一方、鉄道構造物としては、耐震安全性だけでなく、地震時における列車走行性への配慮も重要である。兵庫県南部地震では、軽微な被害をうけた高架橋上において、走行中の列車が脱線した事例が²⁾報告されており、その中には高架橋の橋軸直角方向の振動が原因と見られるものも含まれている。鉄道車両と線路構造物との動的相互作用解析シミュレータ³⁾を用いた地震動に対する列車走行性解析⁴⁾によると、車両の基本振動数に近い固有振動数を有する高架橋では地震時の列車走行性が低下し、高架橋の固有振動数が高くなるほど走行性が向上す

る結果が得られている。したがってこれを向上させるためには高架橋の高剛性化が重要となる。

以上の背景の下で、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を試みた。エネルギー吸収をダンパーで、剛性をブレース材でそれぞれ受け持つため、上記耐震性能と列車走行性を共に期待できる。この種のダンパー・ブレースは、既に建築の分野で偏心ブレースとして鉄骨構造で実用化⁵⁾されており、RCの架構では耐震補強工法として枠付きの鉄骨ブレースを用いた報告⁶⁾がある。しかしRC架構に直接使われた例はなく、その耐震性能を把握するため、模型試験体による水平交番載荷実験を実施した。ここでは実験結果を既往の手法により評価した後、解析的検討を加え考察する。

2. 構造概要と設計概念

本構造は図-1に示すようにラーメン高架橋(以下RC架構と呼ぶ)の内側に逆V型の鋼製ブレースを配置し、はりとブレースの間にダンパーを設けた形式である。ダンパーは、コスト、維持管理を考慮し、また高い剛性を必要とするため、せん断降伏型の鋼製リンク材とした。

設計概念と性能を図-2に示す。弾性領域では、高い剛性により列車走行性が確保される。この場合、リンク

材とブレース材は弾性で、RC架構は鉄筋が降伏しない状態である。塑性領域では、RC架構の鉄筋が降伏するまではリンク材の減衰効果が期待でき、鉄筋降伏後はRC架構も減衰効果を発揮し高い耐震性能が確保できる。

また本構造では上記以外に以下の特長が挙げられる。

- (1) 水平剛性が高く、場合により基礎ばりが不要。
- (2) リンク材の交換が可能で大地震後の復旧が容易。
- (3) またその際ブレース材を反力として残留変形の補正が容易。
- (4) 既存高架橋の耐震補強工法として適用可能。

3. 実験の概要

3.1 試験体

試験体は1/2.5の縮尺の模型合計3体で、図-3に示すようにRC架構 (A)、リンク材 (B: 鋼製ダンパー) およびブレース材 (C) で構成されている。試験体の諸元と設計の方針を表-1、図-4にそれぞれ示す。試験体BOはRC架構のみの場合で、降伏震度を0.4に設定した。試験体BS, BHは、BOと同じRC架構に、降伏震度0.4と0.8のリンク材とブレース材を加え、全体の降伏震度をそれぞれ0.8, 1.2に設定した。試験体BH2は大地震発生後の復旧性を意図し、試験体BHで加力した後、損傷したリンク材を取り替え再び加力した。兵庫県南部地震の観測波を参考として設計震度を1.7Gに設定した場合の、各試験体におけるエネルギー一定則に基づく必要じん性率を図-4に示した。試験体BS, BHでは、それぞれ $\mu = 2.8, 1.5$ 程度のじん性率を必要としている。

RC架構の柱部分は断面280×280mm、引張鉄筋比

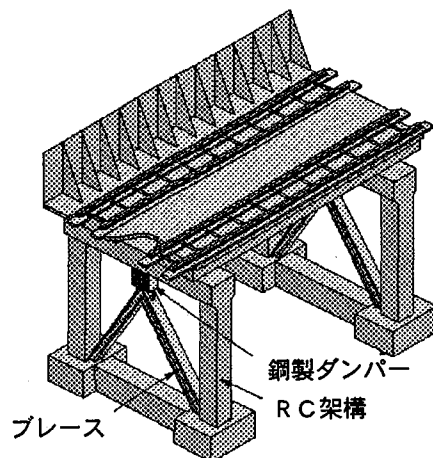


図-1 構造概要

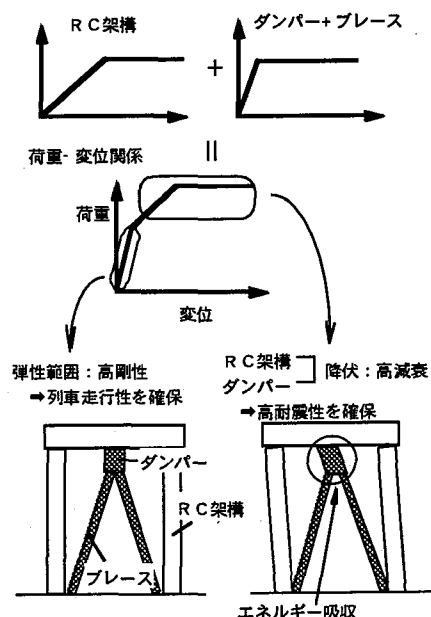


図-2 設計概念と性能

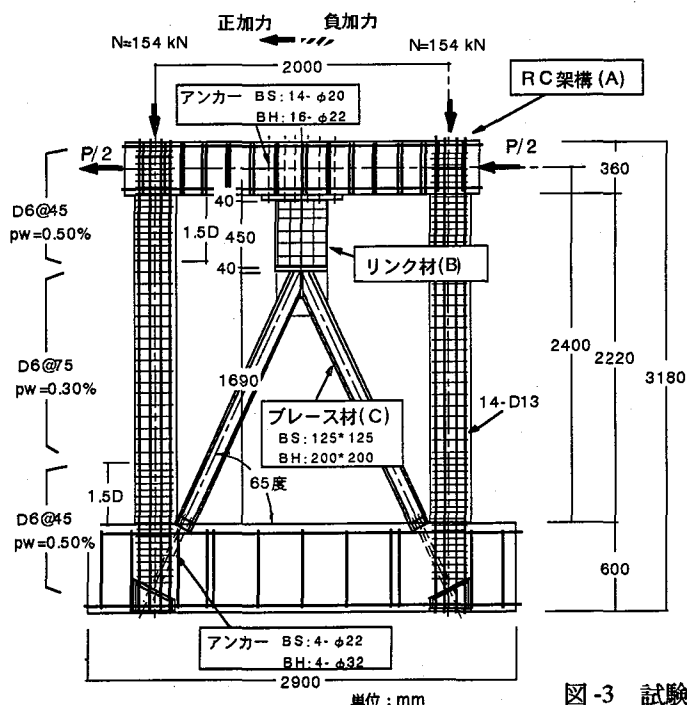


図-3 試験体

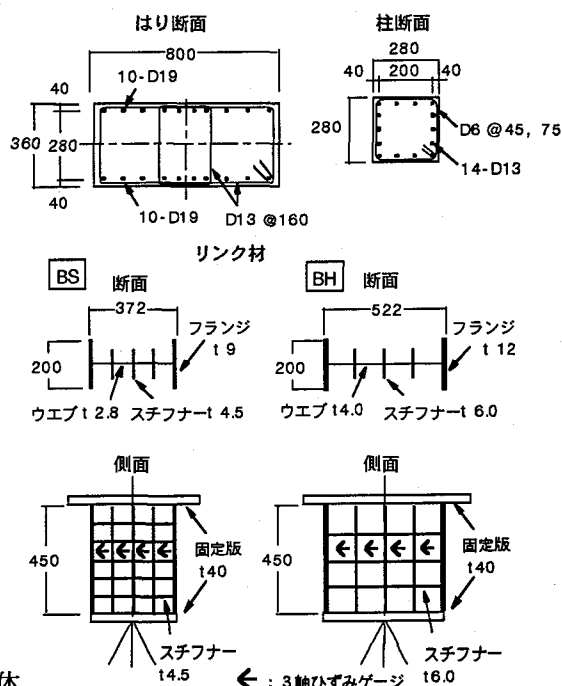


表-1 試験体の諸元

試験体	降伏震度			RC架構 (A)		リンク材 (B) t×b×h×l×ts	ブレース材 (C) b×h×t1×t2	備 考
	RC架構	リンク材	合 計	柱	はり			
BO	0.4	0.0	0.4	・断面 280×280	・断面 h360×b800			
BS		0.4	0.8	・軸方向鉄筋 14-D13 pt=1.1%	・軸方向鉄筋 20-D19 pt=1.0%	2.8×200×354 ×450×4.5	125×125 ×9×9	
BH (BH2)		0.8	1.2	・せん断補強筋 D6@45~75 pw=0.30~0.50%	・せん断補強筋 D13@160×2 pw=0.40%	4×200×498 ×450×6	200×200 ×8×12	損傷復旧

pt=1.1%, せん断補強筋比pw=0.30, 0.50%とし、はり部分は、断面360×800mm, 引張鉄筋比pt=1.0%, せん断補強筋比pw=0.40%とした。減衰効果を期待するリンク材は、H型断面とし、ウェブがせん断降伏する設計とし、曲げ降伏とウェブの早期の座屈を防ぐためにフランジとスチフナーで補強している。ブレース材は終局に至るまで弾性範囲で挙動するように設計している。リンク材とはりの接合部およびブレースと基部の接合にはアンカーボルトを用いた。

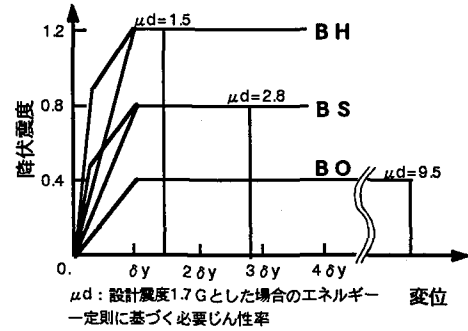


図-4 試験体の降伏震度と必要じん性率

3.2 使用材料

使用した鋼材とコンクリートの性質を表-2, 3にそれぞれ示す。リンク材のウェブには低降伏点鋼材BT-LYP235を用いた。この鋼材は、普通鋼材に比較しヤング係数が同じで降伏点が低いため、剛性を高くかつ強度を抑えることができ、これらを調節する本構造に適している。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18N/mm², 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を用いた。

3.3 試験方法

3.3.1 载荷

载荷装置を図-5に示す。試験体を床に固定し、2本の柱に一定軸力を保持した状態で、押し引きジャッキ2台を用いてはりの左右の荷重が均等になるように、水平荷重(P)を载荷した。軸力は、柱の軸応力度を実物(列車荷重を含め $\sigma_o=2.1\text{N/mm}^2$)と試験体で合わせ、1柱あたり154kNとした。载荷サイクルは、荷重制御によりリンク材の降伏荷重で正負1回载荷後、変位制御によりRC架構の降伏変位 δy の整数倍の変位で各3回正負繰り返した。ここで δy は、各試験体共通とし、試験体BOにおいて柱の上下端4箇所の最外縁の軸方向鉄筋がすべて引張降伏した時点でのはり中央の水平変位とした。

なお、試験体BH, BH2は、以下の順序で行なった。

- ①試験体BHを3 δy まで加力した後ガス溶断により損傷したリンク材を撤去。
- ②ブレース材を反力としてジャッキでRC架構の残留変形を補正。
- ③新たなリンク材の設置(溶接)とエポキシ樹脂注入。
- ④試験体BH2として新たに载荷。

表-2 鋼材の性質

使用部位		材質	降伏点 f_y (N/mm ²)	引張強度 f_u (N/mm ²)	ヤング係数 $E_s \times 10^5$ (N/mm ²)
鉄筋	D6	SD345	371	509	2.01
	D13		345	514	1.98
	D19		384	582	1.95
リンク材	ウェブ	LYP-235	225	331	2.05
	フランジ	SMA490	371	561	2.22
			375	561	2.18
アンカーボルト	φ20	S45C	640	856	2.07
	φ22		584	728	2.08
	φ32		594	719	2.07
ブレース材	I9	SMA490	371	561	2.22
	I12		364	548	2.07

表-3 コンクリートの性質

試験体	使用部位	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	ヤング係数 $E_c \times 10^4$ (N/mm ²)
BO	柱	19.7	2.15	2.04
	はり	20.4	1.88	2.12
BS	柱	22.3	2.26	2.13
	はり	22.5	2.20	2.19
BH	柱	23.9	2.61	2.17
	はり	25.1	2.12	2.25
BH2	柱	25.8	2.77	2.21
	はり	26.0	2.77	2.03

3.3.2 測定

各荷重段階で、载荷力、各部位の変位、鉄筋・ブレースおよびリンク材のひずみを測定した。

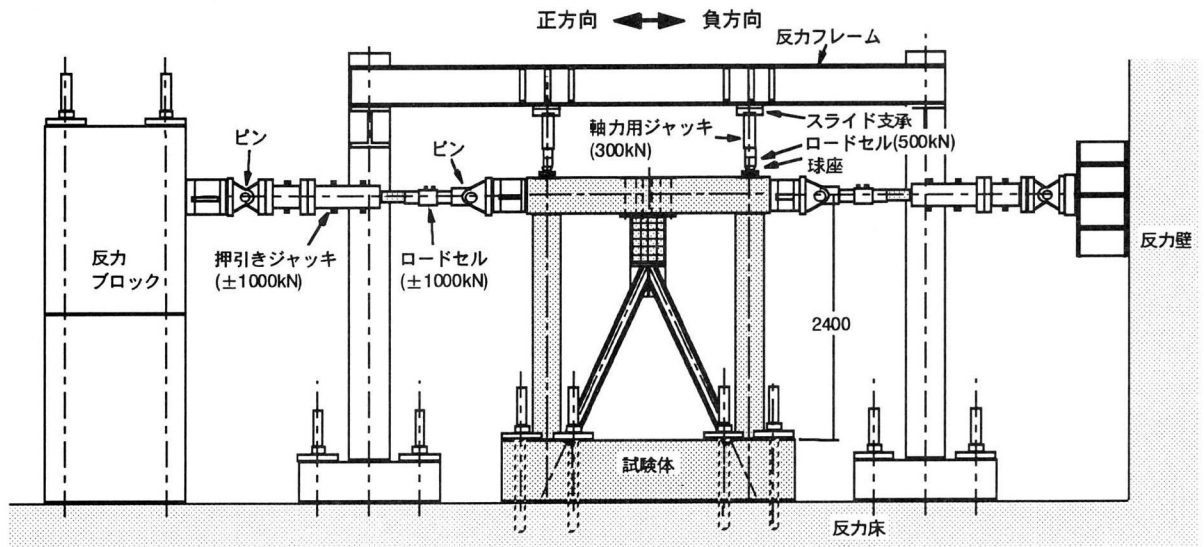


図-5 荷装置

単位：mm

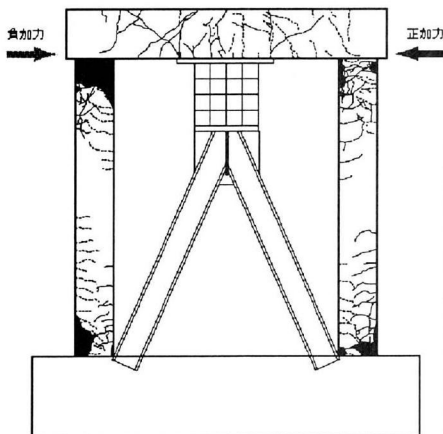


図-6 最終破壊状況 (BH2)

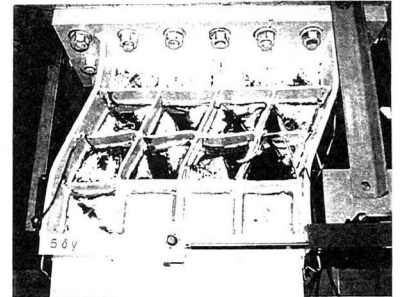
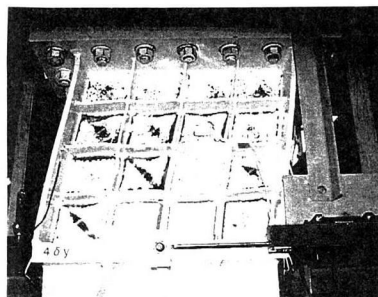


写真-1 リンク材の破壊に至る状況 (試験体 BH2)

4. 実験結果と評価

4.1 破壊と変位の性状

試験体 BH2 における最終破壊時のひび割れ発生状況とリンク材の破壊に至る状況を図-6 と写真-1 にそれぞれ示す。さらに水平荷重 (P) とはり中央の水平変位 (δ) の関係を図-7 に示す。同図中の解析値は以下の仮定と方法で材料試験結果を用い求めた。

- ①全体の挙動は RC 架構の挙動とブレース・リンク材の挙動の重ね合わせとする。
- ②RC 架構は基部の鉄筋の抜け出し⁷⁾を考慮し、材料モデルを図-8 としたファイバーモデルで解析。
- ③リンク材の強度は、以下の文献⁸⁾ のモデルで計算。

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{1.02}{D/tw - 0.26} + 0.60$$

$$\overline{D/tw} = (D/tw) \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

ここに、

τ_y : セン断降伏応力度, τ_{cr} : 塑性座屈応力度,
 tw : ウェブ厚さ, D : スチフナー間の距離,
 D/tw : 幅厚比, $\overline{D/tw}$: 一般化幅厚比

- ④ブレース・リンク材の弾性剛性は、図-9 に示すモデルで断面性能を考慮してフレーム解析で計算し、リンク材のせん断降伏後の剛性は弾性剛性の 1% とする。

(1) 試験体 BO

加力にしたがい柱に曲げひび割れが発生し、正側で $P = +140kN$ 、負側は $-135kN$ で柱上下 4 箇所最外縁主筋がすべて降伏した (降伏変位 $\delta y = 19.5mm$)。その後、 $2\delta y$ で正負とも最大荷重 ($P_{max} = +159kN, -145kN$) を示し、 $4 \sim 5\delta y$ まで安定した紡錘形の履歴を示した。 $4\delta y$ では柱のコンクリートがはらみ出し、 $5\delta y$ で主筋の座屈に至った。これ以降荷重が低下し、 $7\delta y$ で右側柱上端の塑性ヒンジ領域内でせん断ずれが発生し、鉛直荷重を保持できなくなり破壊した。解析値は試験体の性状を比較的精度よく評価している。

(2) 試験体 BS

$P = +224kN$ でリンク材ウェブの横一列がすべて降伏

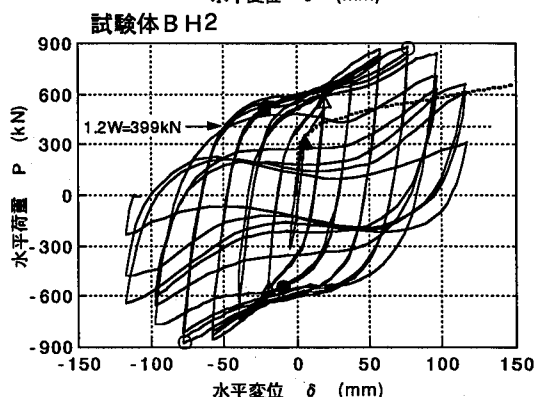
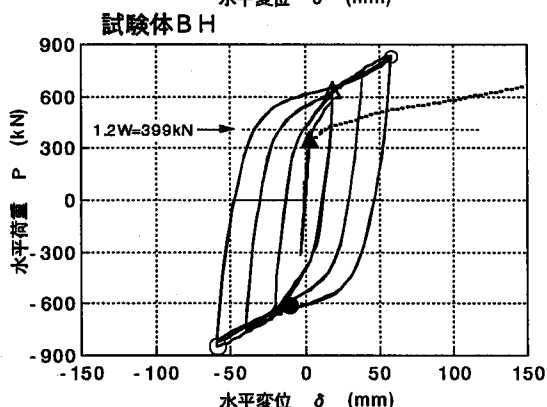
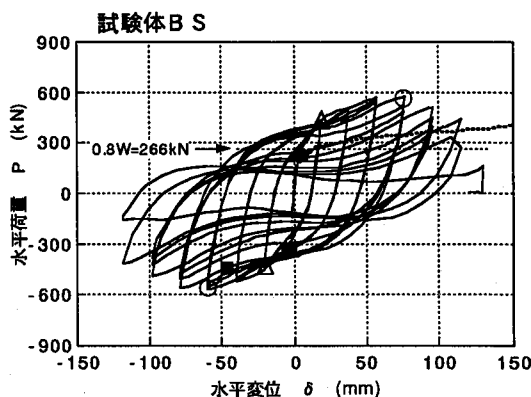
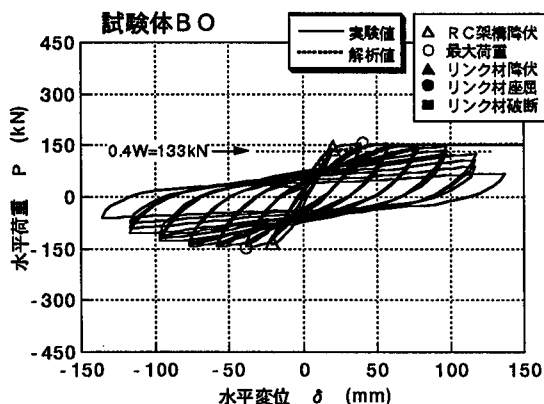


図-7 水平荷重と水平変位の関係

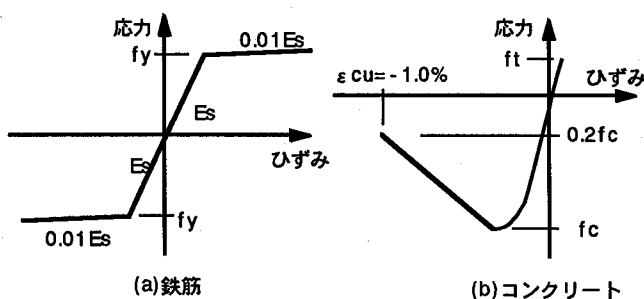


図-8 材料モデル

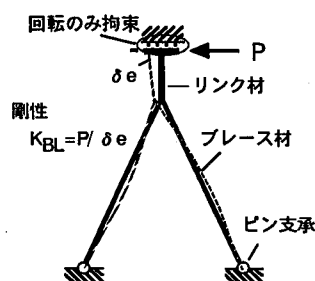


図-9 剛性計算のモデル

した（リンクの降伏変位 $\delta ly=3.8\text{mm}$ ）。加力にしたがい柱に曲げひび割れが発生し、1 δy 時点では柱上下4箇所の最外縁主筋はすべて降伏していた。2 δy の3回目にウェブの座屈が確認されたが、3 δy （部材角1/37）まで荷重が上昇しながら安定した紡錘形の履歴を示し、3 δy で負側で最大荷重（ $P_{\max}=-570\text{kN}$ ）を示した後、左右の柱上部でコンクリートがはらみ出した。4 δy で正側で最大荷重（ $P_{\max}=+576\text{kN}$ ）を示した後、リンク材ウェブが破断した。それ以降ピーク荷重は降伏荷重を維持するが、水平変位が小さい領域で荷重が次第に低下する逆S型の履歴となった。その後荷重が低下し、5 δy で主筋の座屈、リンク材のスチフナーが破断した。最終的には試験体B Oと同様に右側柱上端の塑性ヒンジ領域内でせん断ずれにより破壊した。解析値は試験体の性状を安全側に評価している。また、はりには2 δy で曲げひびわれ、3 δy でせん断ひび割れが発生した。

(3) 試験体B H

$P=+341\text{kN}$ でリンク材ウェブの横一列がすべて降伏

した（ $\delta ly=3.5\text{mm}$ ）。加力にしたがい柱に曲げひび割れが発生し、1 δy 時点では柱上下4箇所の最外縁主筋はすべて降伏していた。2 δy の3回目にウェブの座屈が確認され、3 δy では正負側で最大荷重（ $P_{\max}=+832\text{kN}$ 、 -846kN ）を示した後、左右の柱上部でコンクリートがはらみ出した。3 δy （部材角1/37）まで荷重が上昇しながら安定した紡錘形の履歴を示した。解析値は試験体の性状を安全側に評価している。また、はりには1 δy で曲げひびわれ、2 δy でせん断ひび割れが発生した。その後除荷し、リンク材を溶断したが応力開放は緩やかであった。残留変形は、リンク材切断前が -49mm 、切断後は -29mm であった。

(4) 試験体B H2

$P=+329\text{kN}$ でリンク材ウェブの横一列がすべて降伏した（ $\delta ly=5.5\text{mm}$ ）。2 δy の3回目にウェブの座屈が確認されたが、3 δy （部材角1/37）まで荷重が上昇しながら安定した紡錘形の履歴を示した。4 δy では正負側で最大荷重（ $P_{\max}=+876\text{kN}$ 、 -873kN ）を示した後、左

右の柱上部でコンクリートがはらみ出し、さらにリンク材ウェブの破断が発生した。その後試験体BSと同様に逆S型の履歴の傾向となり荷重が低下し、 $5\delta y$ で主筋の座屈、リンク材のスチフナー破断が発生した。最終的には試験体BO、BSと同様に左側柱上端の塑性ヒンジ領域内でせん断ずれにより破壊した。解析値は試験体の性状を安全側に評価している。

4.2 固有振動数

列車走行性に寄与する固有振動数の比較を図-10に示す。ここで固有振動数は、実験・解析時の荷重と変位の関係から割線勾配を剛性として等価固有周期を算定し、逆数をとった。固有振動数は弾性時がRC架構降伏時に比較して1.5倍以上あり、これにより列車走行が向上することとなる。試験体BS、BHは、弾性固有振動数が解析値とほぼ一致している。RC架構降伏時の固有振動数は解析値より高い傾向があるが、リンク材の強度上昇が原因である。試験体BH2で、弾性固有振動数は実験値が解析値を大きく下回るがこれはRC架構が予め応力履歴を受けて剛性が低下していることに起因する。

4.3 諸強度とじん性

実験結果の一覧を表-4に示す。

(1) リンク材の降伏荷重

各試験体の実験値の解析値に対する比は1.07～1.33で安全側に評価している。同比は試験体BSでは1.33で高い傾向にあるが、測定間隔がやや粗かったこととリンク材のパネル横一列が全て降伏した点を採用したためと考えられる。

(2) RC架構の降伏荷重

実験値の計算値に対する比は、試験体BOが正側1.08、負側1.04でほぼ解析値と一致するのに対し、試験体BS、BHは1.37～1.60で相当大きい。これは文献⁸⁾

で報告されたリンク材の繰返しによる強度の上昇に起因する。試験体BH2の同比は、正側1.19、負側1.29で試験体BS、BHよりやや低い、これはリンク材の強度の上昇がRC架構の応力履歴による強度低下と相殺されるためである。

(3) 最大荷重

試験体BOは、実験値の解析値に対する比は0.95～1.03で精度よく評価できた。試験体BS、BH2では同比は1.26～1.40で大きい。やはりリンク材の繰返しによる強度の上昇が原因である。最大荷重はリンク材の耐力上昇が著しいのでRC架構の強度低下は同比に反映されなかった。

(4) 終局変位とじん性

終局変位は、降伏荷重を保持するピーク荷重の最大値とした。試験体BOはじん性率4～5（部材角で1/29～1/23）程度なのに対し、試験体BS、BH2はじん性率5～6（同1/23～19）を確保し、図-4に示した必要じん性率を確保し、さらに高い変形性能を示した。また、リンク材の取り替えにより耐震性能が復旧されている。

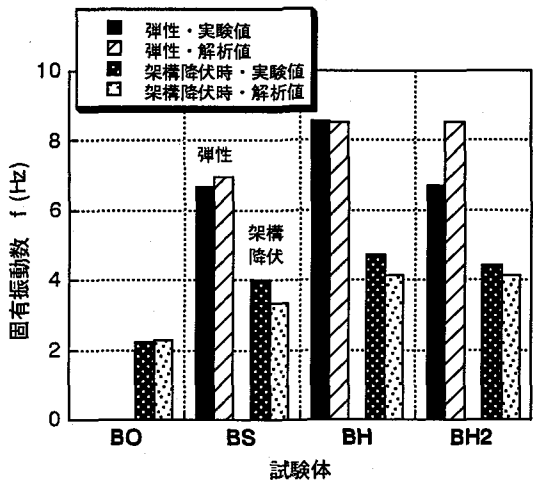


図-10 固有振動数の比較

表-4 実験結果の一覧

試験体	載荷 方向	リンク材降伏時 ^{*1)}				R C架構降伏時 ^{*2)}				最大荷重時			終局変位時 ^{*3)}			破壊形態
		荷重			変位 δy mm	荷重			変位 δy mm	荷重			変位 δu mm	部材 角 θ Rad.	じん 性率 μ	
		実験値 Hby kN	解析値 Hby.a kN	実/ 解		実験値 Py kN	解析値 Py.c kN	実/ 解		実験値 Pmax kN	解析値 Pmax.c kN	実/ 解				
B O	正					140	130	1.08	19.5	156	152	1.03	97.5	1/23	5	柱の曲げ圧 壊
	負					135		1.04		145		0.95	78.0	1/28	4	
B S	正	224	169	1.33	3.8	418	279	1.50	19.5	576	412	1.40	117.0	1/19	6	リンク破断 後の柱の曲 げ圧壊
	負					446		1.60		570		1.38	97.5	1/23	5	
B H	正	341	308	1.11	3.5	583	427	1.37	19.5	832	661	1.26				破壊前に終 了
	負					633		1.48		846		1.28				
(BH2)	正	329	308	1.07	5.5	509	427	1.19	19.5	876	661	1.32	117.0	1/19	6	リンク破断 後の柱の曲 げ圧壊
	負					549		1.29		873		1.32	117.0	1/19	6	

*1)ウェブの横一列がすべて降伏した点。*2)柱上下のすべての最外縁主筋が降伏した点。*3)降伏荷重まで荷重が低下した点。

5 考察

5.1 リンク材の挙動

5.1.1 変位性状

リンク材に作用する水平力 (Hb) とせん断変形 (δ_{rs}) の関係を図-11に示す。リンク材に作用する荷重は、図-12に示すようにブレース材 (弾性範囲内で挙動) で測定したひずみから、ブレースの応力と基部の反力を特定し算出した。解析値は4.1節にしたがった。各試験体とも当初鋼材特有のエネルギー吸収の大きな紡錘型の履歴となっているが、リンク材ウェブの破断が発生する4 δ_y 以降は逆S型の履歴となる。また繰り返しの荷重が増大し解析値を大きく上回っている。文献⁹⁾に示される提案モデルを用いた計算値は、単調载荷モデルで、繰り返しの評価していないためと考えられる。

加藤らの累加経験則⁹⁾により、繰り返しの荷重の上昇を単調载荷として評価した補正実験値を図-11中に併せて示した。各試験体の補正実験値はすべて解析値よりも高い傾向にある。

5.1.2 初期剛性とせん断降伏

初期剛性の比較を前節と同様にHbと δ_{rs} の関係で図-13に示す。計算値とともにHbを用いて、はりに固定さ

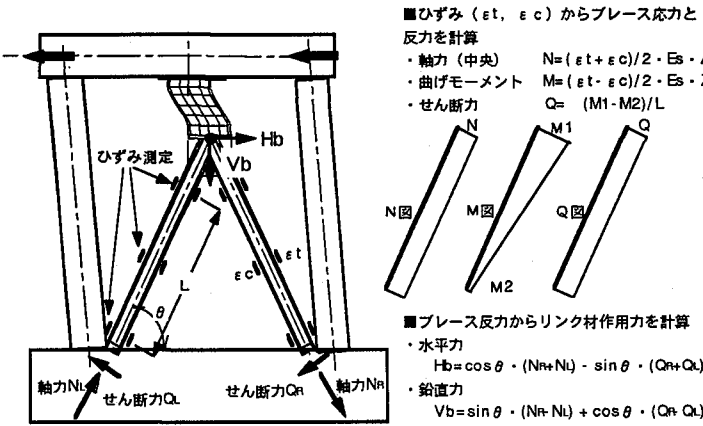


図-12 ブレース材の応力とリンク材作用力の算定

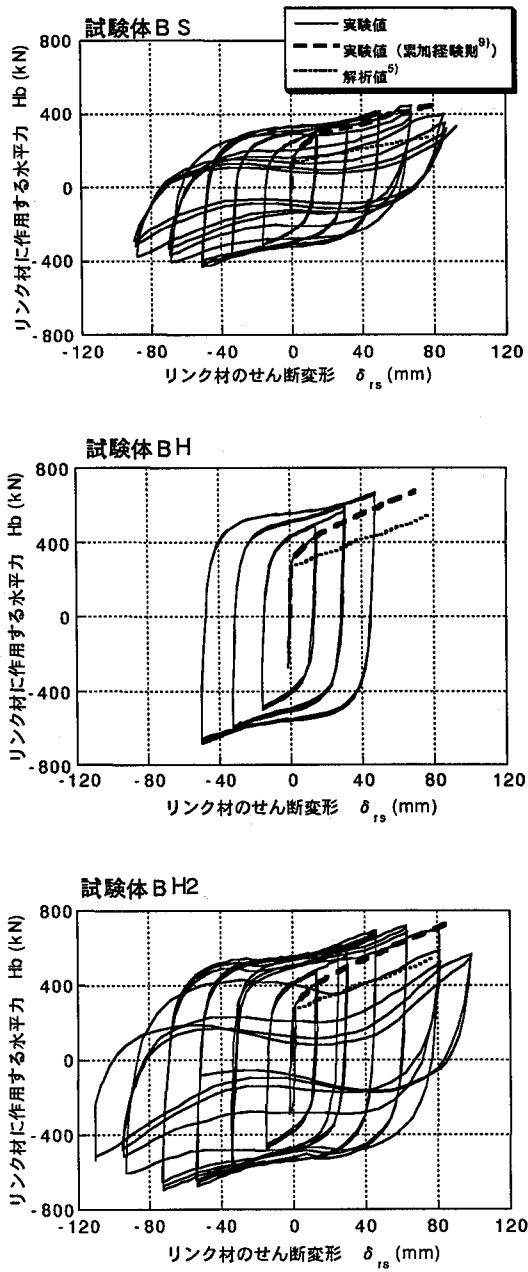


図-11 リンク材に作用する水平力とせん断変形の関係

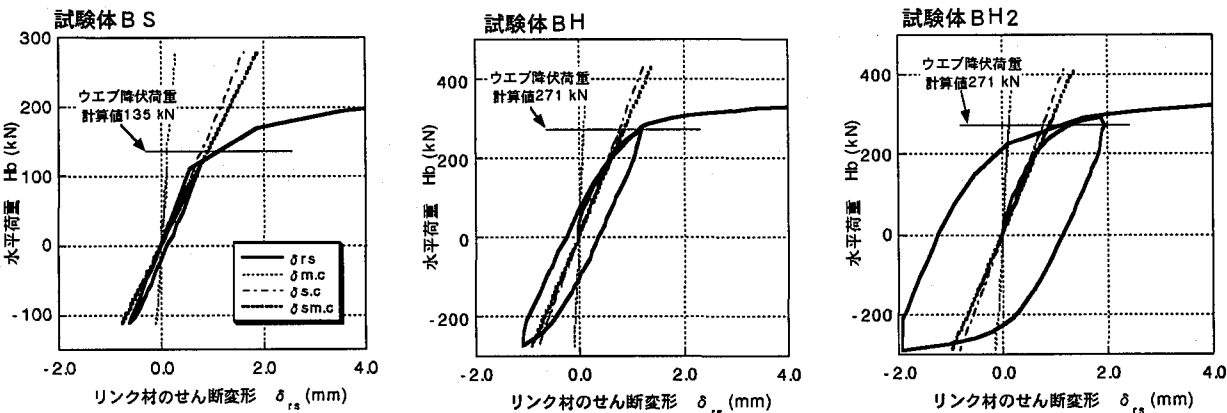


図-13 初期剛性の比較

れた片持ばりとしてHbによる曲げ変形 ($\delta_{m.c}$) とせん断変形 ($\delta_{s.c}$) およびその合計 $\delta_{sm.c}$ を弾性計算した。またウェブのせん断降伏荷重計算値を併記した。弾性剛性の実験値は $\delta_{sm.c}$ と良い整合を示す。また降伏荷重も計算値と整合している。

リンク材のウェブ内でのせん断応力の分布の例を図-14に示す。w1～w4はそれぞれ試験体BSにおけるリンク材の水平方向の位置である。せん断応力度は材料試験結果を用い3軸ひずみ測定値から繰返しを考慮して処理したものである。ここでは、von Mises の降伏条件とし、ひずみ硬化域の勾配を弾性の0.1%として、等方硬化則にしたがっている。リンク材の降伏荷重である224kNまではばらつく傾向があるが、それ以降均等に応力を分担しているのがわかる。

5.1.3 リンク材内の応力の分担

リンク材は、せん断降伏→塑性座屈→破断の経緯で破壊する(4.1節)が、破断後もピーク時のリンクの耐力は急激に低下せず、またピーク付近で荷重が上昇する(図-11)。この理由としてフランジの引張抵抗が考えられる。そこでリンク材内部でフランジの分担を検討した。試験体BH2におけるリンク材のウェブとフランジのせん断力の分担を図-15に示す。ここでは包絡線を用い、フランジの分担は、フランジ自身の曲げにともなうせん断力と、軸力の水平成分(リンク材のせん断変位を用いて計算)の和とし、フランジのひずみ測定値をもとに算出した。4 δ_y ($\delta_{rs}=70\text{mm}$ 程度)以降急激にウェブの分担が減少しフランジの分担が増加している。ウェブの破断によりウェブのせん断抵抗機構からフランジの引張抵抗機構に変化することがわかる。

5.1.4 3次元非線形FEMによるせん断挙動の検討

リンク材のせん断降伏以降の性質を把握するために、材料非線形を考慮した3次元FEM¹⁰⁾による評価を試みた。解析は板材をすべてシェル要素でモデル化し、リンク材下端に実験時のプレース反力から求めた水平力(Hb)、鉛直力(Vb)および曲げモーメント(Mb)を入力した。材料常数は引張試験結果をもとに、2軸への拡張はvon Misesの降伏条件を用いた。

試験体BSにおけるせん断応力の分布図を図-16に示す。この分布図は、せん断変形が0.9mm (0.002 rad.) 時点のもので、実験ではほぼ降伏変位に相当する。ウェブ全体にわたって降伏応力度(130N/mm²)付近まで応力が上がり全体に応力を負担していることがわかる。しかし、スチフナー・フランジの補強版付近では拘束されて降伏域が小さくなっている。

せん断応力度のせん断降伏応力度に対する比とせん断変形の関係を図-17に示す。実験値は繰返しによる強度増大を加藤らの累加経験則⁹⁾にしたがい単調載荷モデルに補正している。解析値は降伏までは実験値と剛

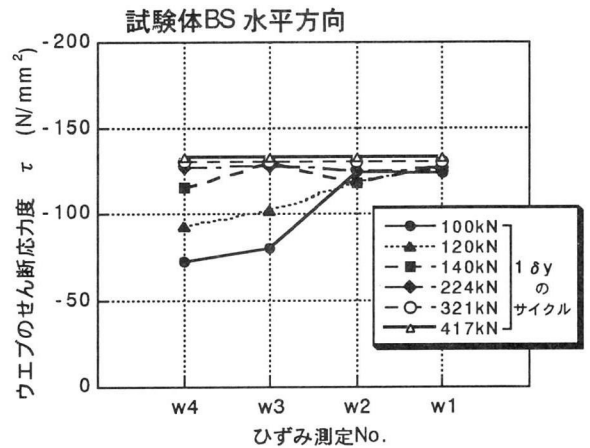


図-14 リンク材内のせん断応力分布

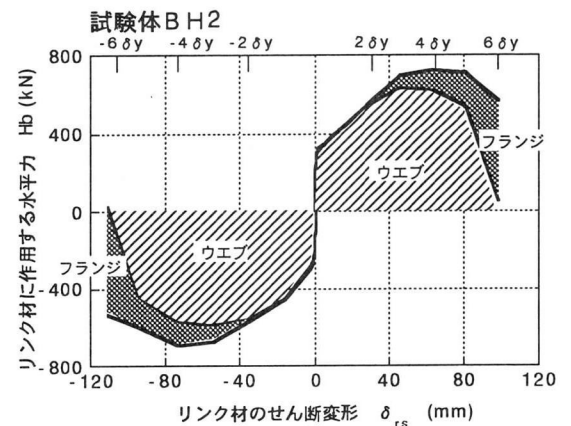


図-15 ウェブとフランジの応力分担

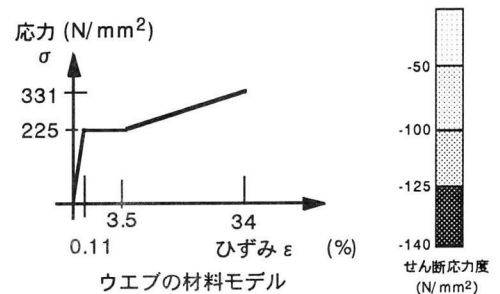


図-16 せん断応力度の分布
(試験体BH2)

性・強度とも一致するが、フランジとスチフナーを考慮しているモデルにも関わらず降伏後の二次勾配は安全側に評価する結果である。今後これらの効果を包含した二次勾配における合理的なマクロモデルの提案が今後の課題である。

5.2 RC架構の挙動

5.2.1 軸力変動

図-18にブレースの反力から算出したブレース・リンク材に作用する鉛直力 (V_b) と、水平変位 (δ) の関係を示す。 V_b は繰返しにしたがい水平変位の大きな領域で上昇し、はりの主筋の降伏の後、最大鉛直力はそれぞれ707kN (BS), 619kN (BH2)であった。この鉛直引張力は反力としてRC架構に圧縮力として累加されるので、試験体BS, BH2の柱の平均軸圧縮応力度はそれぞれ6.6, 6.0 N/mm²まで増加し、加力前の2.1N/mm²の3倍程度の軸応力度となる。主筋の座屈は試験体BOよりも、BS, BHの方が小さな変位レベルで発生しており軸力の上昇がじん性に影響を与えていると推察される。なお終局状態ではブレースの圧縮力が卓越しているが、これは柱が破壊し耐力が低下する領域である。軸力の増大の理由として以下のことが考えられる。

① 柱の伸び変形

荷重 (P) と左右の柱の平均鉛直変位 (δ_{vm}) との関係を図-19に示す。試験体BOは最大6mm程度まで繰返しにしたがい柱が伸びているのに対して、試験体BS, BH2は柱の伸びはそれぞれ最大2.5, 2mm程度と小さい。一般にRC部材は繰返し曲げ塑性変形により部材軸方向に伸長するが、本構造でははりにブレース・リンク材が剛結されているため、ブレース・リンク材には柱の鉛直方向伸びに抵抗する力が発生する。

② リンク材の幾何変形

リンク材が大きくせん断変形するとフランジが斜めに変形し、鉛直方向の長さが短くなる。したがって鉛直方向への変位が強制され軸力が発生する。

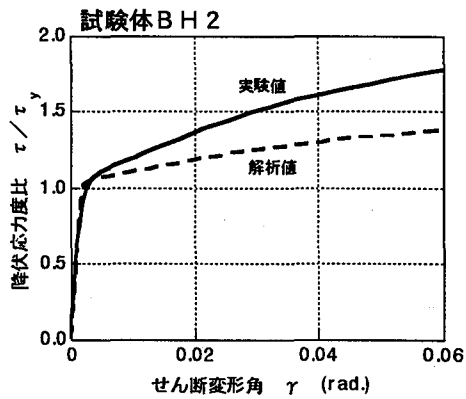


図-17 せん断応力度比とせん断変形角の関係

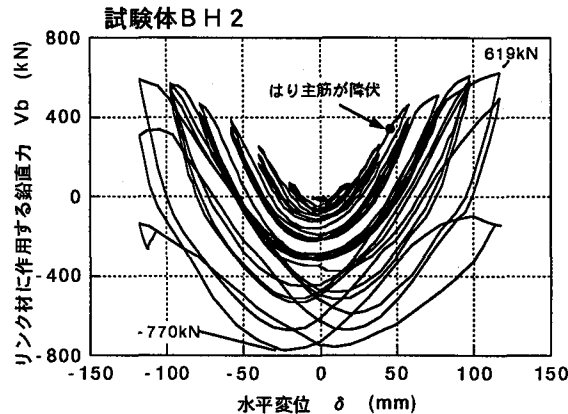
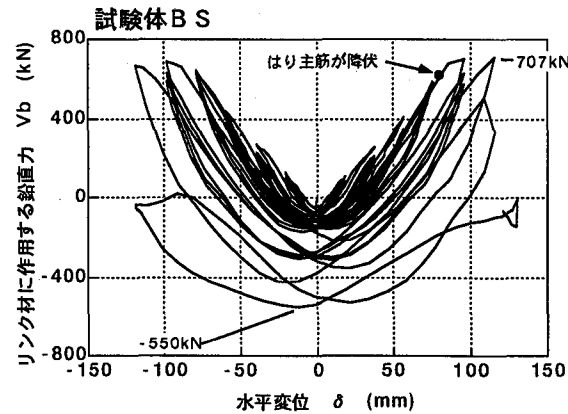


図-18 リンク材に作用する鉛直力

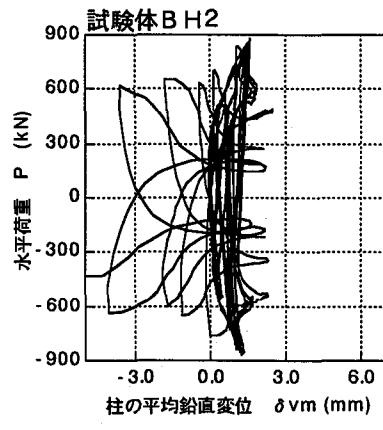
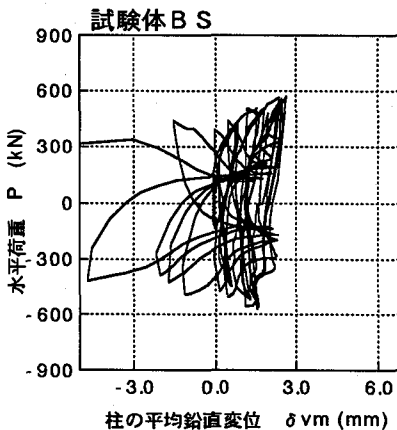
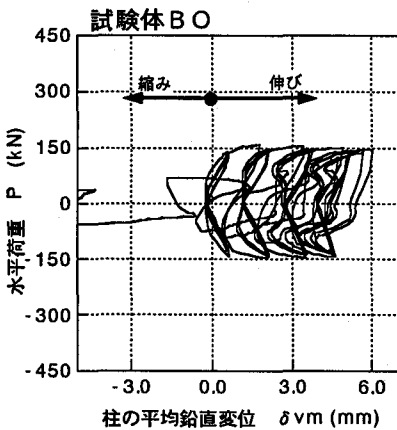


図-19 柱の平均鉛直変位

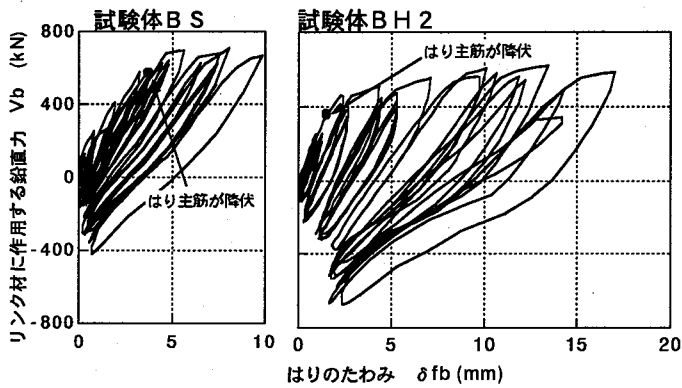


図-20 鉛直力とはりのたわみの関係

試験体BS, BH2におけるリンク材に作用する鉛直力 (V_b) とはりのたわみ (δ_{fb}) の関係を図-20に示す。ここで、 δ_{fb} ははり中央の鉛直変位から前述した柱の平均鉛直変位 (δ_{vm}) を差し引いて求めた。両試験体とも、はりの主筋が降伏した後 V_b があまり上がらず、たわみが増大している。はりの曲げ降伏により鉛直力の上昇が緩和されたことを示している。したがってはりの主筋量が多く降伏しない場合には、さらに鉛直力は上昇するものと推察できる。

はりのたわみは、柱部材の伸びとリンク材の幾何変形に伴う鉛直方向の縮み (δ_{vL}) で構成されている。その構成を包絡線で図-21に示す。 δ_{vL} とはりのたわみは、水平変位の大きい領域で次第に増大するが、柱部材の伸びはこの領域では逆に縮む方向である。この理由はRC架構の幾何変形に伴う鉛直方向の縮みと推察される。全般に $2 \sim 3 \delta_y$ までの領域では、柱部材の伸びがはりのたわみの大部分を占めるが、それ以降では δ_{vL} の分担が増大し、 $5 \delta_y$ ではすべてを占めている。

5.2.2 変位性状とじん性

RC架構の受け持つ水平力 (P_{rc}) と水平変位 (δ) の関係を図-22に示す。 P_{rc} は外力からリンク材の受け持つ水平力 (H_b) を差し引いて求めた。図の中で降伏線とは、降伏荷重を鉛直力の変動による二次曲げの影響を補正した境界値で次式にしたがった。降伏線より大きい場合には、架構としては降伏荷重を維持していることを示す。

$$P_{y'} = P_y - \frac{(N_0 + V_b - V_{by}) \cdot (\delta - \delta_y)}{H}$$

ここに、 $P_{y'}$ = 降伏荷重の補正值

P_y : 降伏荷重, N_0 : 初期軸力

V_b : プレース・リンク材の鉛直力

V_{by} : 降伏荷重時のプレース・リンク材の鉛直力

δ : 水平変位, δ_y : 降伏変位

H : 荷重の作用高さ (2400mm)。

履歴を見る限り、試験体BS, BH2はじん性が低い印象を受けるが、降伏線で評価すると、 V_b が大きいため二次曲げが大きく発生し、どちらも $5 \delta_y$ を確保して

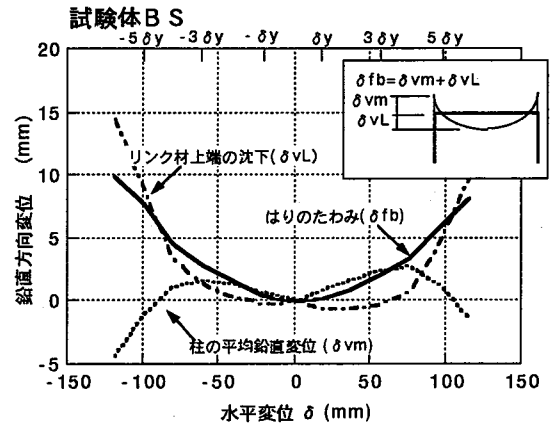


図-21 はりのたわみの構成

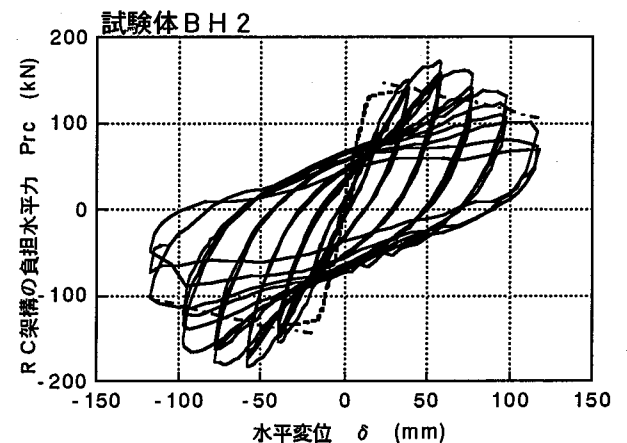
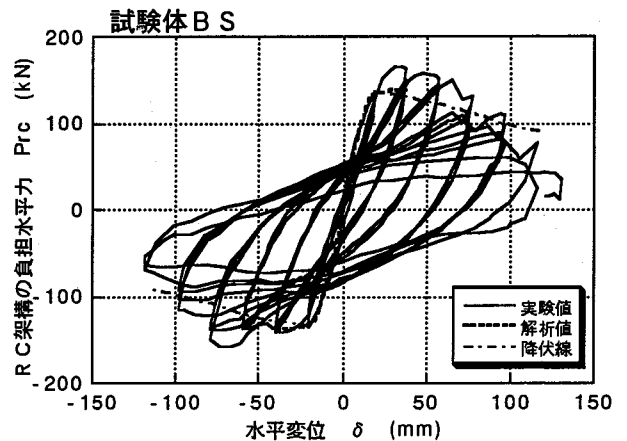
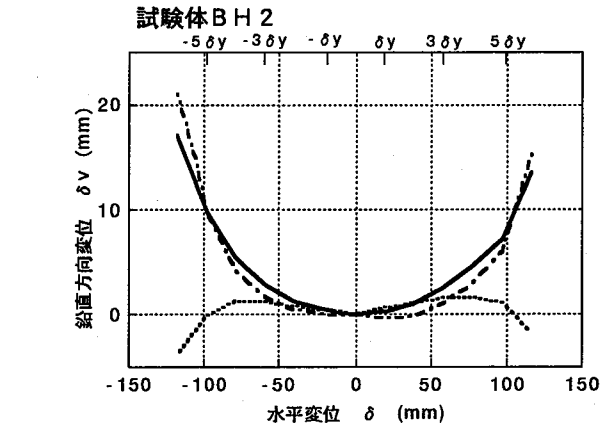


図-22 RC架構の荷重と変位の関係

いるのがわかる。したがって、主筋の座屈はやや早く発現したが、試験体BS、BH2のRC架構は試験体BOと同程度のじん性を保有すると評価できる。また3δyまでは、RC架構の耐力低下はなく、ブレース・リンク材との重ね合わせが成立する。

5.2.3 ファイバーモデル解析による軸力変動の検討

前節では軸力の増大を柱の平均軸力で扱ったが、架構では柱の軸力は左右で違い、またリンク材から作用する曲げモーメントが影響する。そこでこれらによる軸力変動を検討するためファイバーモデルで解析した。解析モデルを図-23に示す。リンク材のせん断降伏後の挙動が明確でないのでRC架構のみのラーメンとし、材料モデルは4.1節と同一とした。荷重は、実験結果から水平荷重(P)をはりの両端に、リンク材から作用する荷重(Vb, Hb, Mb, ブレース反力から計算)を外力としてはり中央にそれぞれ作用させた。解析はδ=30mm前後で軸力が釣り合わなくなり終了した。解析による水平荷重と変位の関係は図-22中に既に示した。降伏付近まで解析値は実験値を精度よく評価しているが、その後は強度を安全側に評価する結果である。

各試験体における柱の軸応力度(σn)と水平変位(δ)の関係を図-24に示す。RC架構の降伏は18mm程度で発生した。この変位付近まで柱の軸応力度は、右側が引張側、左が圧縮側に変動するが、その後RC架構の水平耐力が上がらなくなるため変動は緩やかになる。左右の柱の平均値からの変動の最大値は、小さい順に試験体BO、BS、BH、BH2である。リンク材から発生する曲げモーメントによる軸力変動を各試験体の変動から試験体BOの変動を除外した分と仮定すると、試験体のリンク材の曲げモーメントによる軸力変動は、1.3~2.0 N/mm²で、初期軸応力度の62~95%におよぶ。また圧縮側の柱の最大軸応力度は初期が2.1N/mm²であるのに対して、解析値は3.3~6.7N/mm²で、1.6~3.2倍まで至る。以上からファイバーモデルでの解析によって、水平変位30mmまでの範囲で柱の軸応力度が大幅に上昇することが検証された。実際はより大きな荷重が作用するため、柱には解析値以上の軸力変動が発生していると推察される。今後、実際の軸力の測定などにより終局に至るまでの軸力変動を把握することが課題である。

5.3 エネルギー吸収性能

5.3.1 エネルギー吸収量

各試験体のエネルギー吸収量(E)と累加変位(Σδ)の関係を図-25に示す。リンク材を取り付けた試験体BS、BH2は、試験体BOに比較してそれぞれ4.5、6.6倍のエネルギー吸収性能を示していた。両者の耐力比はそれぞれ3.7、5.6倍であり、耐力比以上のエネルギー吸収性能が得られることがわかった。

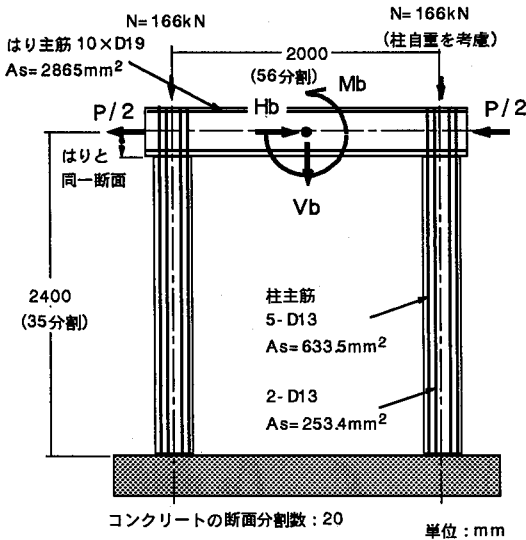


図-23 解析モデル

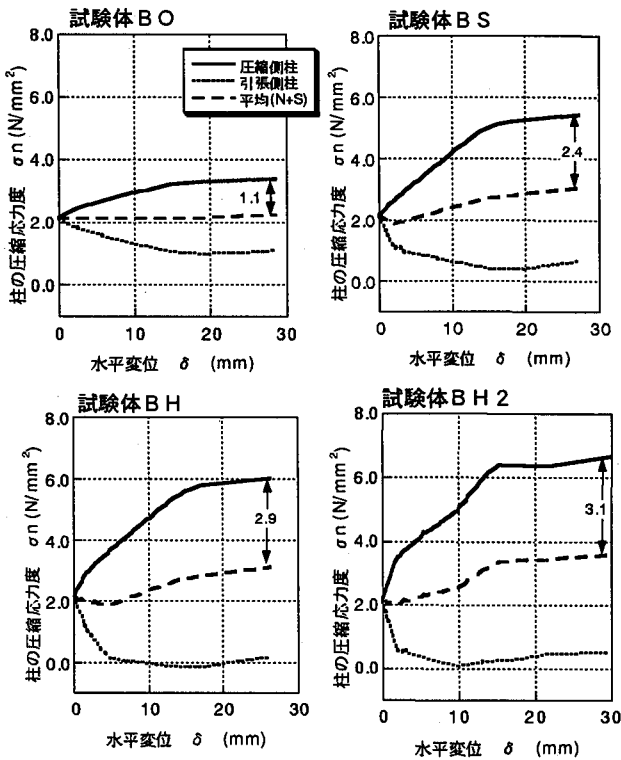


図-24 軸応力度と水平変位の関係

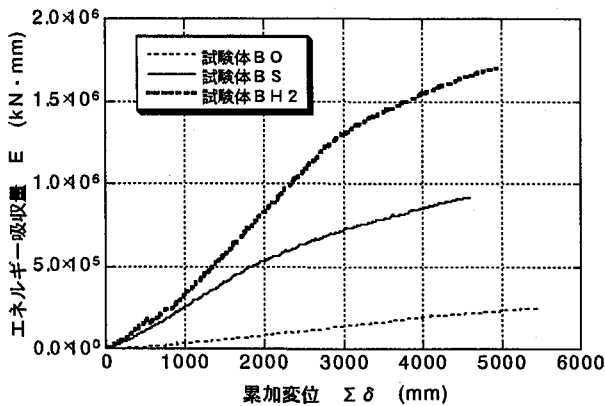


図-25 エネルギー吸収

5.3.2 等価減衰定数

各サイクルでの等価減衰定数を図-26に示す。等価減衰定数は、全体に正負加力で同様の性状を示し、RC架構のみの試験体BOは、6~7 δy まで全体に上昇する傾向を示すのに対し、リンク材を取り付けた試験体BS、BH2は、4 δy 程度まで高く、4 δy 付近でリンク材ウェブが破断した後はRC架構と同程度まで低下し、6 δy では逆に低くなる。リンク材の履歴が紡錘型から逆S型に変わっていくことと整合する結果である。

6. まとめ

鋼製ダンパーブレースを有するRC架構において正負交番荷重試験を実施し解析等により検討した。本研究で得られた主な成果を以下にまとめる。

- (1) せん断降伏型鋼製ダンパーを用いた架構は、高い水平剛性・高いエネルギー吸収性能および高い減衰性能を確保できる。
- (2) 全体架構は、ダンパーに損傷を集中させる設計が可能であり、その場合リンク材のせん断降伏→塑性座屈→破断→柱主筋の座屈、の順で破壊する。
- (3) RC架構をファイバーモデルの解析値、ブレース・リンク材を既往の評価式を元にした弾性計算とした両者の重ね合わせにより、全体架構の固有振動数は精度よく評価でき、また耐力は安全側に評価できる。
- (4) 上記評価方法により、3 δy 程度まではRC架構とリンク・ブレース材の挙動の重ね合わせが成立する。
- (5) 鋼製ダンパーのせん断性状はシェル要素を用いた3次元非線形FEM解析を用いて初期剛性と降伏荷重を精度よく評価するが、せん断降伏後の二次勾配は低めに評価する傾向がある。
- (6) 鋼製ダンパーはウェブの破断によりウェブのせん断抵抗機構からフランジの引張抵抗機構に変わり、履歴性状は紡錘型から逆S型に変化する。
- (7) RC架構には、水平荷重による左右の軸力の差以外に以下の要因により軸力変動が発生する。
 - ① RC柱の繰返し荷重による軸方向の伸長
 - ② 鋼製ダンパーの幾何変形に起因する鉛直方向の縮み
 - ③ ブレースの反力によるはり中央部での曲げモーメント
- (8) 鋼製ダンパー・ブレースを有する架構におけるRC架構は、RC架構のみの場合と同程度のじん性能を保有する。
- (9) 鋼製ダンパーの取り替えにより全体架構の耐震性能は復旧する。

今後、リンク材のせん断降伏後の耐力上昇の評価、終局に至る軸力変動の把握、及びこれらを考慮した設計方法の立案にむけて検討を進めたい。

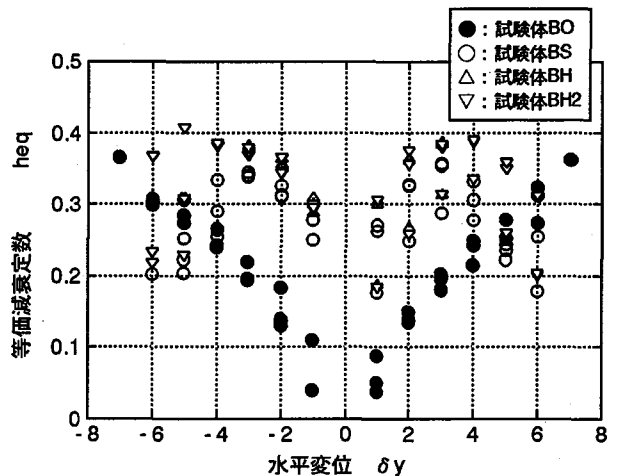


図-26 等価減衰定数

謝辞：試験に使用した低降伏点鋼材は、新日鐵よりご提供いただきました。ここに深謝いたします。

参考文献

- 1) 例えば、武田寿一、高橋泰彦、竹本靖、古屋則之：鉄骨ブレース付きラーメンの実験的研究 その3、日本建築学会大会学術講演概要集、pp.1989-1990, 1972
- 2) 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
- 3) 涌井一、松本信之、松浦章夫、田辺誠：鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究、土木学会論文集、No.513/ I -31, pp.129-138, 1995.4
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道施設の耐震基準に関する調査研究報告書、1996.3
- 5) 高橋泰彦、田中耕太郎：偏心ブレースを利用した履歴減衰型制震ダンパーの実用化、鋼構造論文集第4巻第14号 1997.6
- 6) 勝俣英雄、関松太郎、隈沢文俊、岡田恒男：既存鉄筋コンクリート造架構の靱性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強、コンクリート工学年次論文報告集 11-2, pp.263-268, 1989.6
- 7) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号/V-8, pp.57~66, 1988.2.
- 8) 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、pp.107~114, 1997.4.
- 9) BEN KATO: Beam-To-Column Connection Research In Japan, Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 108, No. ST2, pp.343-360, 1982.2
- 10) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法とせん断強度に関する研究、学位論文(千葉大学工学部)、1993年9月。

(1998年9月18日受付)