免震高架橋へのノックオフ型サイドブロックの設置効果

Application effect of rapture controllable steel side blocks for viaduct with isolation bearings

松村政秀*，越智内士**，吉田雅彦***
Masahide Matsumura, Nobuhito Ochi, Masahiko Yoshida

*博(工)，大阪市立大学講師，大学院工学研究科都市系専攻（〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138）
**博(工)，明石工業高等専門学校講師，都市システム工学科（〒674-8501 兵庫県明石市魚住町西岡 679-3）
***博(工)，㈱川金コアテック，技術本部技術 1 部（〒332-8502 埼玉県川口市宮町 18-19）

Steel side blocks are set besides the seismically isolating bearings of a viaduct and are designed as a joint protector against the Level 1 earthquake. The authors suggested the CSB as rapture controllable steel side block with knock-off function and as a trigger to provide isolation effect not only in the direction of the bridge axis but also in the transverse direction against the Level 2 earthquake. In this study, the knock-off effect of the CSB in a vibration system consisting of bridge pier-rubber bearing-mass is investigated through shaking table test. Also the installation effect of the CSB is verified through seismic response analysis of a viaduct with isolating bearings.

Key Words: Side block, viaduct, shaking table test, seismic response analysis
キーワード：サイドブロック，高架橋，振動台実験，地震応答解析

１．はじめに

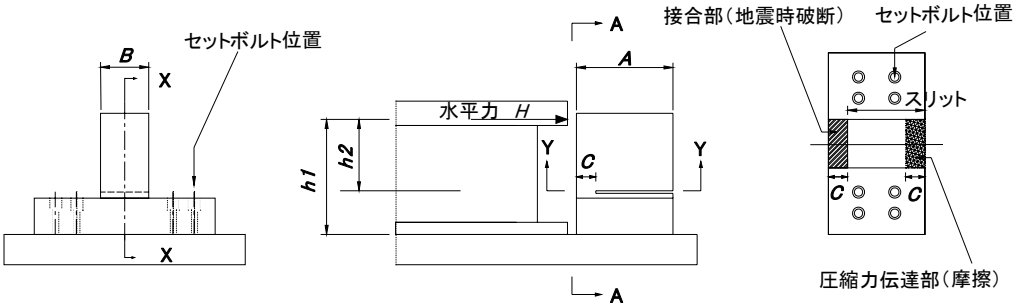
免震支承を設置し，高架橋全体の長周期化を図り，下部構造へ作用する地震時の慣性力を低減できる免震化高架橋の採用が増えている．免震高架橋では，橋軸方向のみの免震効果に期待して，橋軸方向には可動，橋軸直角方向にはジョイントプロテクターを設置し，地震時の伸縮装置の損傷を防止すべく上部構造の移動を制限し固定とするのが一般である．ここで，ジョイントプロテクターの 1 つに支承に近接して設置可能な鋼製支承サイドブロック（以下，SB という）が挙げられる．この支承 SB に，i)常時やレベル 1 地震動（L1 地震）程度の発生頻度の高い地震に対するジョイントプロテクターとしての機能に加え，ii)レベル 2 地震動（L2 地震）などの強地震時に上部構造の移動制限を速やかに解放するノックオフ機能を付与することができれば，強地震に対してのみ機能する免震効果を期待できる [1), 2)]．このような作用地震レベルに応じたノックオフ機能を有するノックオフ型 SB は，より合理的な免震高架橋の設計，および既設の高架橋の耐震性向上に有用であると考えられる [3), 4)]．このとき，ノックオフ型 SB のノックオフ時の荷重や変位など破断特性の制御の容易さに着目して，著者らは，これまでに，従来の柱形式の SB 構造にスリット加工を施したノックオフ型 SB（CSB：Rapture Controllable Steel Side Block）構造を提案するとともに，ノックオフ型 SB の破断特性を，実寸法模型および縮小模型を用いる静的および動的な荷重を載荷する要素実験により明確にして，破断特性の制御が容易な寸法形状を決定し，動的な荷重作用を考慮したノックオフ型 SB の設計式を提案している [5)]．

本研究では，ノックオフ型 SB のノックオフに伴う振動系の動的な応答特性を，免震高架橋を模した，橋脚-ゴム支承-重り（上部構造）からなる振動系を用いた振動台実験により検討する．つぎに，振動台実験による結果をノックオフ型 SB 用の解析要素を組入れた数値解析により再現する．さらに，ノックオフ型 SB を設置した免震高架橋を対象とした地震応答解析を行い，ノックオフ型 SB の免震高架橋への適用効果を明らかにしている．

２．ノックオフ型 SB および破断特性 [5)]

ノックオフ型 SB は，SB 柱基部に圧縮側からスリット加工を施し，高精度に破断特性の制御を期待した構造である（図-1 参照）[1)]．この構造では，水平力が SB 柱部に

作用すると，破断部（スリット接合部）には，せん断応力τと偶力による鉛直応力σが作用する．図-2 に示すように，設計で想定する破断荷重よりも，小さい荷重がノックオフ型 SB に作用する場合には免震支承の変形を拘束し，上回る場合には破断部（スリット接合部）の作用せん断応力を卓越させることによって，破断部で脆性的に破壊し，免震支承の変形の拘束を速やかに開放できることを期待している．また，適切なスリットの深さや SB 柱部の形状寸法を設定することによって，ノックオフ荷重をコントロールすることも期待している．



(a) 断面 A-A　　(b) 断面 X-X　　(c) 断面 Y-Y

図-1　ノックオフ型 SB[1)]

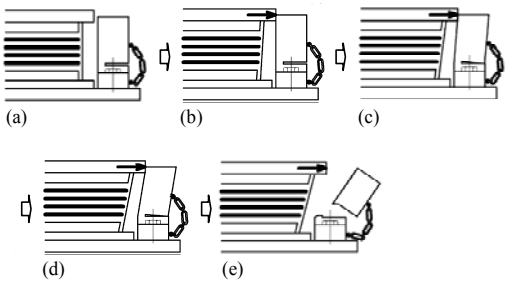


図-2　ノックオフ型 SB の設置および破断過程

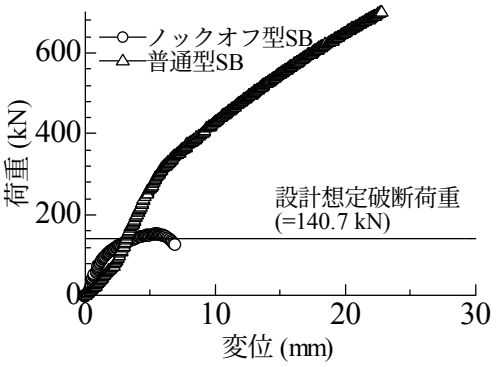


図-3　荷重-変位関係

表-1　静的載荷実験より得られた主な結果[5)]

Specimen No.	Type	(A-C)/A (%)	A/B	C/B	Breaking displacement (mm)	Breaking load [1] (kN)	Design breaking load [2] (kN)	Test breaking load divided by design one [1] / [2]
A-1-1	CSB	85	3.86	0.57	5.6	152.1	140.7	1.08
A-1-2					5.4	155.8		1.11
A-1-3					4.4	155.0		1.10
A-1-avg*					5.2	156.1		1.10
A-2	CSB	80	3.86	0.79	6.8	215.3	188.2	1.14
A-3		90	3.86	0.39	5.1	109.3	93.6	1.17
A-4		80	4.70	0.96	6.8	191.3	157.4	1.22
A-5		90	2.51	0.26	6.0	184.8	144.6	1.28
B	Normal	—	4.70	—	25.7	751.4**	140.7	5.34
C	Notch	—	2.51	—	19.5	751.2**	140.7	5.34

*: averaged value of specimens A-1.　**: loading is stopped before breaking.

表-2　動的載荷実験により得られた主な結果[5)]

Specimen No.	Loading speed (m/s)	(A-C)/A (%)	Breaking displacement (mm)	Breaking load [1] (kN)	Design breaking load [2] (kN)	Test breaking load divided by design one [1] / [2]	Breaking load increment due to loading speed ([1] /161.4)	θ (degree)
A-1-4	0.00003	85	5.5	161.4	141.5	1.14	-	12.6
A-1-5	0.05		5.2	174.8		1.24	1.08	8.4
A-1-6	0.1		4.6	174.8		1.24	1.08	6.7
A-1-7	0.15		4.8	177.0		1.25	1.10	6.0
A-1-8	0.3		3.5	187.0		1.32	1.16	4.3
A-1-9	0.5		2.4	176.4		1.25	1.09	3.8

このノックオフ型 SB の破断荷重の制御性，およびゴム支承上板とノックオフ型 SB の衝突速度が破断特性に与える影響を明らかにするため，これまでに，実寸法のノックオフ型 SB の静的載荷実験, および 1/2 縮小サイズのノックオフ型 SB の静的および動的載荷実験を実施している [5)].

詳細は文献 5)を参照されたいが，1/2 縮小模型を用いた静的および動的載荷実験により得られた主な結論は次のとおりである．なお，比較のため従来型の普通型 SB の載荷実験も実施している．

1)静的載荷実験の結果に基づくと，図-3 に示すように，鋼材の公称降伏点σ_y を用いて設計される普通型 SB は，設計で想定される破断荷重を超えても荷重が上がり続けノックオフ荷重の制御は困難であり，かつノックオフまでの SB 柱部の曲げ変形も著しい. 一方, 鋼材の公称引張強度σ_u を用いて設計するノックオフ型 SB は, 設計想定破断荷重を若干上回る荷重で破断し，破断時の SB の変形量も小さい.

2)スリットの深さや SB 柱部の寸法を複数設定した静的載荷実験の結果に基づくと，表-1 に示すように，ノックオフ型 SB は，*A*/*B*　4，*C*/*B*　0.6，スリット率 (*A*-*C* /*A*)を 85 %に設定すると，式(1)および式(2)により算定される設計破断荷重と実験より得られた破断荷重がほぼ等しく，かつ，破断荷重のばらつきも小さい.

3)載荷速度を考慮した動的載荷実験の結果に基づくと，表-2 に示すとおり，動的載荷実験より得られた破断荷重は，静的載荷実験得られた破断荷重より 1 割程度上昇する．式(2)において，この影響をβ=0.9 により考慮する.

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{H \cdot h_2}{(A-C) \cdot B \cdot C} \leq \sigma_y \qquad (1)$$

$$\tau = \frac{\beta \cdot H \cdot (A - C - \mu \cdot h_2)}{(A-C) \cdot B \cdot C} = \tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \qquad (2)$$

ここに，σ_c：破断時にスリット部に作用する平均圧縮応力度，σ_t：破断時に破断部に作用する平均引張応力度，H：設計破断荷重（=レベル 1 地震時の作用水平力），h_2：破断部から水平荷重の作用位置までの距離（アーム長），σ_y：降伏点，τ：破断時せん断応力度，τ_u：せん断強度，σ_u：引張強さ，μ：スリット部の摩擦係数（0.07），β：動的な荷重載荷の影響を考慮した係数（0.9）

ノックオフ型 SB の破断過程を動的載荷実験における観察に基づくと, 図-4 および図-5 のとおりである. まず, 作用荷重の増加に伴って, スリットが閉口する (図-4(b)). つぎに，せん断応力が卓越するスリット接合部がせん断変形し (図-4(c))，スリット先端を起点として割れが発生する（図-4(d)および図-5）．その後，作用荷重の増加に伴って割れが進展し（図-4(d)），SB が破断する（図-4(e)）．なお，載荷速度が早いほど，スリット接合部の破断面の角度（図-5）が水平に近づき，ノックオフ時の SB 柱部の変位が小さくなる．この傾向は，ノックオフ型 SB に作用する速度が大きいほど，ノックオフ型 SB の機能が確実に発現できることを意味している.

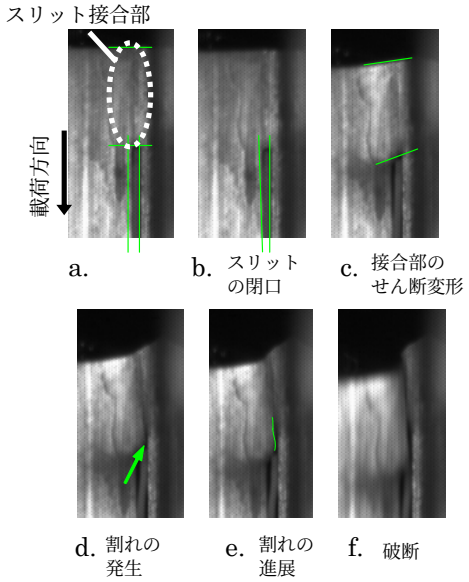


図-4　ノックオフ型 SB の破断過程（載荷速度 0.5m/s）

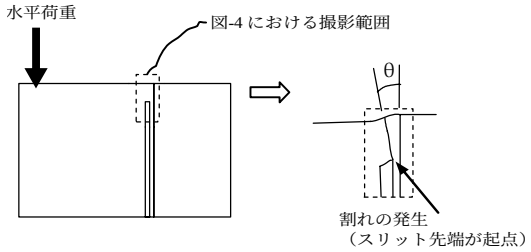


図-5　スリット先端でのクラック発生と起点

3．簡易橋脚模型を用いた振動台実験

3.1　実験概要

ノックオフ型 SB を設置した橋脚-ゴム支承-上部構造を対象として，図-6 に示す簡易橋脚模型を用いて振動台実験を実施し，振動中の部材のノックオフが振動性状に及ぼす影響を実験的に検討している.

実験供試体は，振動台上にラーメン形式の簡易橋脚を 2 体並列に固定し，各橋脚上に免震用のゴムを 2 つずつ設置し，その上に 10 kN のおもりを載せた橋脚-ゴム支承-重り（上部構造）からなる振動系である．ここで，前述のノックオフ型SBの破断実験には鋼製のSB模型を使用したが，この振動台実験では，橋脚模型の寸法の制約により，CSB と同様な鋼製（SM490A 製）の製作が困難であるため，CSB のノックオフのみを再現できるようにアクリル製の CSB を用いている．アクリル製の CSB と鋼

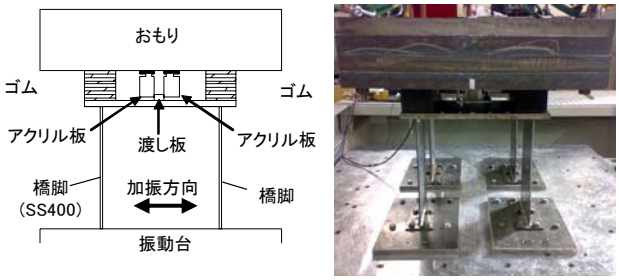


図-6　振動台実験の概要

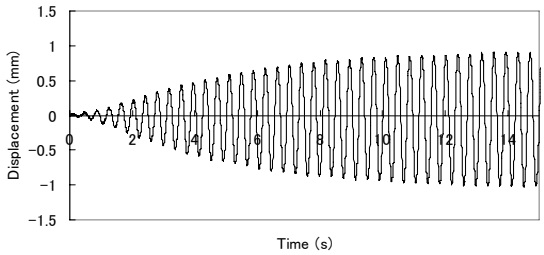


図-7　漸増正弦波形

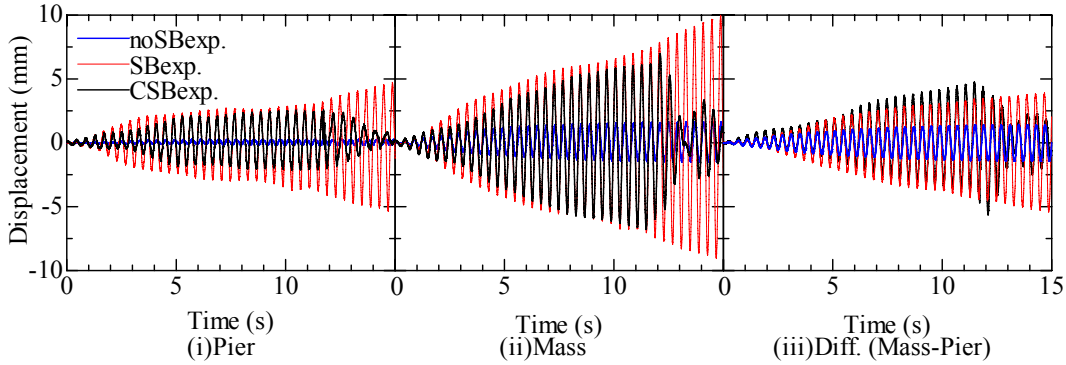


図-8　橋脚および重りの応答変位の時刻歴（実験）

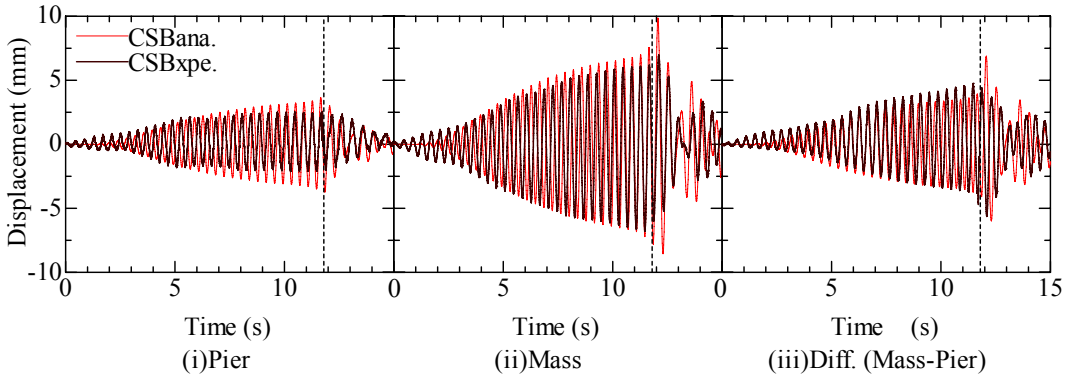


図-9　橋脚および重りの応答変位の時刻歴（実験および解析）

製の CSB では，破断に至る荷重-変位挙動は異なる．しかし，アクリル製 CSB を用いる場合でも，鋼製 CSB と同様に，所定の荷重作用時に確実にノックオフすることが別途実施した予備実験により確認できたことから，振動台実験にはアクリル製の CSB を用いている．すなわち，図-6 に示したように，2 体の橋脚天板間を渡し板で連結し，この渡し板の両側に SB を模したアクリル板を一対設置する．アクリル板には，ノックオフ機能を持たせるためスリット加工を施し作用力が約 50 N で破壊するように製作したアクリル CSB，およびスリットを設けず作用力が 500 N でも破壊しないアクリル SB の，2 種類を設定した．なお，このアクリル製 SB の設置方法は，図-2 に示した鋼製 SB の設置方法とは異なるが，橋脚天板に設置した渡し板を介してアクリル製 SB に水平力が作用するため，重りと橋脚天板間に相対変位が生じると SB に荷重が作用する点は共通である．

実験は，アクリル板を設置しない noSBexp.，アクリル SB を設置する SBexp.，アクリル CSB を設置する CSBexp.，の 3 パターンを行う．入力波は，図-7 に示すように，SBexp. の固有振動数に相当する 2.5 Hz で振幅 1 mm まで漸増する漸増正弦波である．

3.2　実験結果

図-8 に，橋脚および重りの応答変位の時刻歴を示す．免震系に相当する noSBexp.では加振開始時より橋脚の応答変位が小さい．共振状態にある SBexp.では橋脚および重りの応答変位が漸増する．ただし，アクリル SB（後述のとおりバネ定数 k=130 N/mm）の変形によりゴムの変形は完全に固定された状態ではないため，アクリル SB の場合にも重りと橋脚との相対変位が生じている．なお，

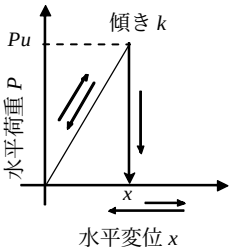


図-10　ノックオフ型 SB のモデル化

表-3　解析モデルの内訳

Condition of bearing	Stiffness of SB, k (N/mm)	Breaking load of CSB, P_u(N)	Displacement at breaking of SB, δ_u (mm)	f (Hz)	h (%)	α_R	β_R
Move	-	-	-	2.04	3.24	0.5242	0.0019
Fix	60	No breaking		2.32	4.20	0.7695	0.0021
	130			2.53	4.20	0.8131	0.0021
	250			2.77	4.20	0.8573	0.0020
CSB	60	500	8.33	2.28	4.20	1.0944	0.0005
	130	300	2.31	2.51	4.20	1.2022	0.0005
		500	3.85				
		700	5.38				
	250	300	1.20	2.75	4.20	1.3217	0.0004
		500	2.00				
		700	2.80				

SBexp.および noSBexp.の固有振動数は，それぞれ，2.51 および 1.90 Hz であった．一方，CSBexp.では，アクリル CSB が破壊するまでは，SBexp.とほぼ同様な応答波形を呈し応答変位が漸増するが，破壊後は速やかに noSBexp. の応答波形へと移行している．これより，ノックオフ型 SB のノックオフ後に，免震装置が有効に機能し，免震系の応答へ移行することが確認できる．また，動的解析および解析結果の詳細は後述するとおりであるが，図-9 より，振動台実験により得られた橋脚-ゴム支承-重りからなる振動系の動的応答は，動的解析によっても良好に再現できること，および提案したノックオフ要素のモデル化が妥当であったことが確認できる．ただし，動的解析の結果では，CSB 破断時の反動によって，ノックオフ直後に重りの応答変位が急増していることが確認できる．同様な CSB 破断直後の重りの応答変位の急増は振動台実験の結果でも若干認められたものの，動的応答解析の結果ほど顕著ではなかった．

3.3 動的解析

ここでは，数値解析において，ノックオフ型 SB を再現できるノックオフ要素の妥当性を検証し，および図-9 に示したノックオフ直後の応答変位の急増を動的応答解析により検討している．

(1)解析モデル

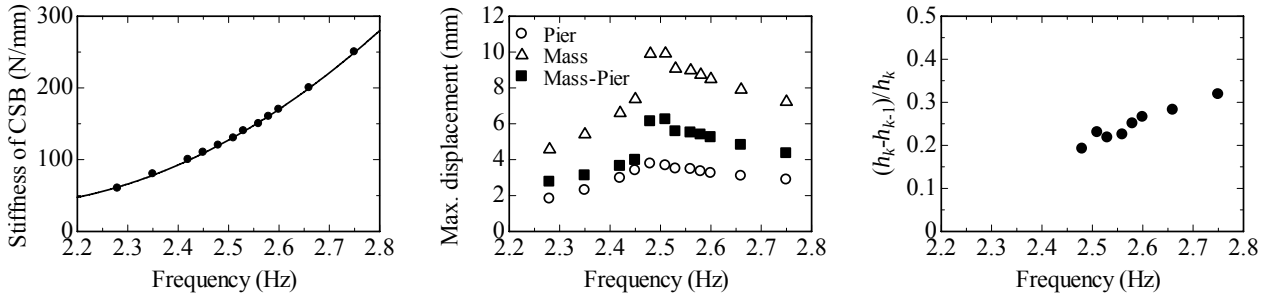
振動台実験に用いた橋脚-ゴム支承-重りからなる振動系を，重りおよび橋脚ははり-柱要素，ゴム支承および SB をバネ要素のよりモデル化する．なお，ゴム支承は，水平方向のバネ定数を 55 N/mm，鉛直方向を 1.0×10^6 N/mm に，それぞれ設定した．水平方向のバネ定数は上述の実験結果（noSBexp.）を再現できるように試行により同定した値である．アクリル SB のバネ定数は 130 N/mm である．また，解析では，振動台実験と同様な，周波数 2.5 Hz，振幅 1 mm の漸増正弦波形の変位を，橋脚基部に入力した．ここで，図-10 に示すように，CSB の荷重-変位関係は，簡単のための線形な荷重-変位関係を設定し，ノックオフ型 SB（CSB）を想定する際には，バネ定数 k を有する CSB 要素（水平変位 x>0 のとき k, x<0 のときゼロ）への作用荷重が予め設定した破断荷重 P_u に到達するとそれ以降の耐力がゼロとなり，一度経験した荷重-変位経路は二度とたどらない履歴特性を設定した．したがって，解析モデルには，加振方向のプラス側およびマイナス側で計 2 つ，すなわち一対の CSB 要素を設置する．

また，解析では，CSB 要素の荷重-変位関係を変化させて，CSB の破断の有無により，振動台実験に用いた CSBexp.，SBexp.，noSBexp.に相当する 3 種類の解析モデルを設定し，動的解析による振動台実験の再現性を確認した．つぎに，表-3 に示すように，バネ定数 k および破断荷重 P_u をそれぞれ 60～250 N/mm の 3 段階，および 300～700 N の 3 段階に変化させて，CSB の k および P_u のバラツキが系の動的挙動に及ぼす影響を検討している．なお，k=130 N/mm が上述の振動台実験に用いたアクリル製 SB のバネ定数である．また，表中のα_Rおよびβ_Rは主要な 2 つの振動モードより算出したレーリー減衰の係数であり，h は自由振動実験から得た減衰定数で，それぞれ，3.24%および 4.2%である．

(2)解析結果

まず，図-9 に示したとおり，CSB ノックオフ直後のゴム支承の変形量の急増を除けば，本モデル化によって，上述の振動台実験の数値解析による動的応答は良好に再現できていることが確認できる．なお，SB および noSB の固有振動数は，それぞれ，2.53 および 2.03 Hz であり，3.2 で述べた実験結果とほぼ等しい．また，解析結果によると，11.7 s に一方の，12.5 s にもう一方のアクリル CSB が破断し，渡し板の両側に設置したアクリル CSB がほぼ同時に破断したことが確認できる．

つぎに，表-3には，CSBのkやP_uを変動させた場合の振動系の固有値解析および動的解析の結果，ならびにレーリー減衰を算定するための係数αおよびβ，減衰定数hをまとめて示している．同表によると，CSBの破断前の系の固有振動数は，CSBのバネ定数kの値により変動し，k=60 N/mmの場合には2.28 Hz，k=250 N/mmの場合には2.75 Hzとなり，剛なCSBほどSB破断前の系の固有振動数は大きい値をとることが確認できる．



(a) SBのバネ定数 k　　(b) 橋脚および重りの最大応答変位　　(c) $(h_k-h_{k-1})/h_k$

図-11　系の固有振動数と動的応答解析の結果

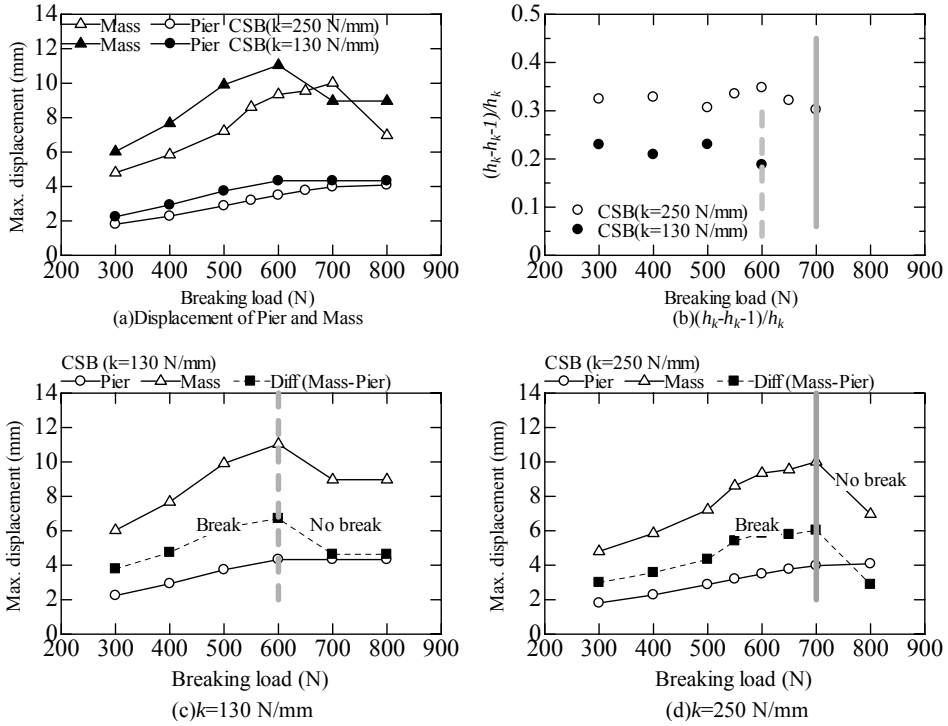


図-12　ノックオフ型 SB の破断荷重 P_u と橋脚および重りの最大応答変位

図-11(a)および(b)に示すように，SBのバネ定数kが剛になるにつれてCSB破断前の系の固有振動数も大きくなり，系の固有振動数と入力波の振動数がほぼ等しい共振時に，橋脚および重りの応答変位が最大となる．また，CSB破断後のゴム支承の変形量（重りと橋脚の相対変位）も共振時に最大となり，系の固有振動数が加振振動数より大きい領域で，ゴム支承の変形量が大きいことが確認できる．図-11(c)には，系の固有振動周波数と$(h_k-h_{k-1})/h_k$との関係を示す．$(h_k-h_{k-1})/h_k$はCSB破断直後の重りの応答変位の急増の程度を表しており，h_kおよびh_{k-1}は，それぞれ, CSB破断直前および直後のゴム支承の変形量である．

同図によると，剛なCSBほどCSB破断時の反動が顕著であり, $(h_k-h_{k-1})/h_k$が大きくなっていることが確認できる．

つぎに，図-12 には，CSB のバネ定数 k が 130 および 250 N/mm の場合を例に，CSB の破断荷重 P_u の変化と最大応答変位の関係を示している．いずれの k の設定においても，CSB が破断する場合には，破断荷重 P_u が大きいほど，遅い時刻で CSB が破断するため，重りおよび橋脚の最大応答変位が大きくなる．また，CSB の破断の有無にかかわらず，CSB の P_u が大きいほど橋脚の最大応答変位は大きくなる．重りの最大応答変位は，CSB が破断すると破断しない場合に比べて大きくなるが，CSB が破断する場合の重りの応答変位が必ずしも最大とはなっていない．例えば，k=130 N/mm の場合では，CSB が破断しない P_u=700 N よりも CSB が破断する P_u=500 N の方が重りの応答変位が大きいが, P_u=700 N よりも P_u=400 N の応答変位が小さい．また，CSB 破断直後のゴム支承の応答変位の急増$(h_k-h_{k-1})/h_k$は，k=130 よりも k=250 N/mm の方が大きい値を示すが, 同じ k の値で比較すると, CSB の破断荷重 P_u の変化が$(h_k-h_{k-1})/h_k$ の値に及ぼす影響はほとんど認められないことが確認できる．このことは，入力波の振動特性との関連は別途議論する必要があるものの，CSB の破断特性が橋脚や重りの最大応答変位に及ぼす影響が大きく，CSB の柱部形状から決定されるバネ定

数kに応じて適切な破断荷重P_uを設定する必要があること，CSB の破断荷重の精度良い制御が振動系の応答値のコントロールに不可欠であること，CSB のノックオフ直後に生じる免震支承の変形増加をチェックする必要があること，を示唆している．

以上の解析的検討では，橋脚-ゴム支承-重り（上部構造）からなる振動系に漸増正弦波を入力した実験結果を再現するための CSB のモデル化とその妥当性を検証し，CSB 破断に伴う橋脚および重りの応答性状について考察した．ただし，橋脚-ゴム支承-重り（上部構造）の振動系に漸増正弦波形の加速度を入力しており，実際の高架橋の動的応答を必ずしも保証できるものではないため，以下では，実際に近い高架橋を対象に，CSB の設置効果を検討する．

４．ノックオフ型 SB を設置した高架橋の地震応答解析

4.1　対象高架橋

ノックオフ型 SB の免震高架橋への適用性を検討するため，文献 6)を参考にして，図-13 に示す各支承を高減衰積層ゴムとして設計した 3 径間連続箱桁免震橋を対象として地震応答解析を行う．解析ケースは，ノックオフ型SB（P_u=1,305 kN）を設置する場合（Case-CSB），P_u=4,661 kN で破断しない従来型の普通型 SB を設置する場合（Case-SB），および支承 SB を設置しない場合（Case-noSB）の 3 ケースである．

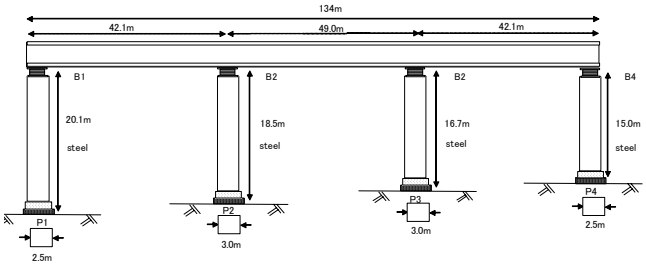


図-13　免震高架橋モデル 1

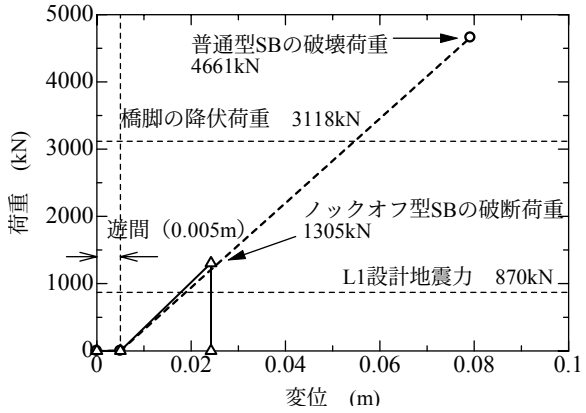


図-14　橋脚（P2 橋脚）および支承 SB の荷重-変位関係

ここで，CSB の荷重変位関係は，文献 5)および 2.で述べた縮小要素実験および実寸法実験の結果を参考にして決定しており，図-14 に示すとおり，最も降伏荷重が小さい橋脚 P2（降伏荷重および降伏変位は，それぞれ，3,118 kN および 0.098 m）を例にとると，Case-CSB は CSB の破断荷重 P_u は，橋脚の降伏荷重の約 4 割，および L1 に相当する設計地震荷重の 1.5 倍であり，Case-SB の破断荷重は橋脚の降伏荷重の 1.5 倍である．なお，実際の高架橋への CSB の設置を考慮して，支承上板と CSB との設置遊間を 5 mm とし，免震支承をモデル化するバネ要素の橋軸直角方向の左右それぞれに，CSB 要素を配置している．

動的解析には，解析プログラム EPASS/USSP[7]を用い，積分刻みは 0.01 秒，減衰にはレーリー減衰を用いた．入力地震波は，板島で観測された L1 地震動を標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整を行った地震加速度波形（以下，L1 地震動）および兵庫県南部地震において東神戸大橋で観測された加速度波形（以下，L2 地震動）の 2 波[8]であり，橋軸直角方向に入力する．

4.2　解析結果

(1) L1 地震動入力時の応答特性

L1 地震動の入力時，すべてのモデルの橋脚 P2 の最大応答変位は，橋脚の降伏変位以下であった．橋脚 P2 と上部構造の相対変位（支承の変形量）は，Case-noSB が最も大きな値を示した．すなわち，L1 地震時に対して伸縮装置同士を衝突させずに，伸縮装置の損傷を防止するためには，ジョイントプロテクターの設置が必要である．

(2) L2 地震動入力時の応答特性

図-15 および図-16 に，それぞれ，橋脚 P2 の応答変位の時刻歴，支承の相対変位の時刻歴を示す．図-17 には，免震支承の荷重-変位関係および支承 SB の作用力の時刻歴を示す．

まず，免震状態にある高架橋に相当する Case-noSB は，地震波入力当初より支承部の相対変位が大きくなり，橋脚の応答変位は降伏変位以下であることがわかる．つぎに，普通型 SB を設置した Case-SB では，SB は破壊せず免震支承の変形を拘束するため，L2 地震動に対して設計で期待する免震効果が得られないため，橋脚には降伏変位を上回る過大な応答変位が生じている．一方，ノックオフ型 SB を設置した Case-CSB では，ノックオフ型 SB の破断（約 5.6 s）までは，免震支承の変形が拘束されるため，Case-SB と同様な応答を示す．CSB の破断後は，免震支承の変位拘束が解放され，速やかに免震状態，すなわち，Case-noSB と同じ応答へと移行し，橋脚の応答変位も降伏変位以下となる．また，高架橋を対象とした地震応答解析では，3.で認められたノックオフ型 SB の破断直後の急激な支承の変形量の顕著な増加は認められず，Case-noSB の応答変位と同程度もしくはそれを若干上回る程度の応答しか生じていないことが確認できる．

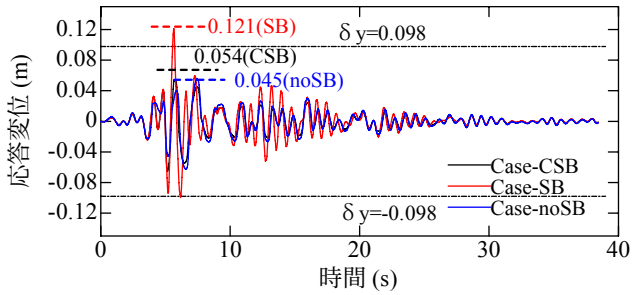


図-15　橋脚 P2 の応答変位の時刻歴（L2 地震動）

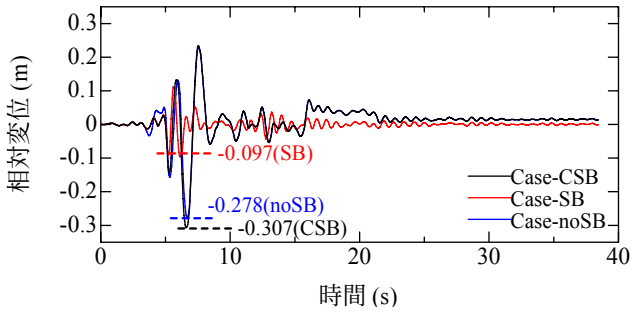


図-16　支承の相対変位の時刻歴（L2 地震動）

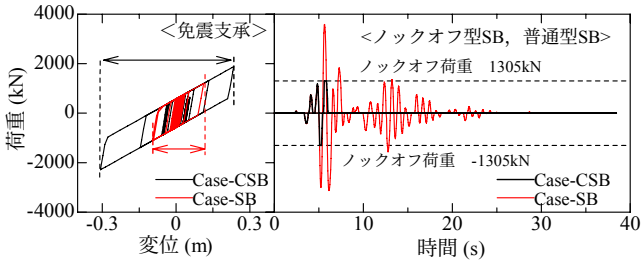


図-17　支承の荷重-変位関係および支承 SB の応答

5．伸縮装置の衝突を考慮した高架橋の地震応答解析

5.1　対象高架橋

隣接する上部構造間で固有周期が異なる場合の，伸縮同士の衝突の影響やノックオフ型 SB の破断後の橋軸直角方向の応答挙動を検討するため，図-18 に示す免震連続高架橋を対象に地震応答解析を実施する．図-18 に示した免震高架橋は，図-13 に示した免震高架橋解析モデルの P3 橋脚上の連続桁を不連続とし，2 径間連続桁橋 U1 と単純桁 U2 が隣接する連続高架橋モデルであり，P3 橋脚上の上部構造間には伸縮装置を設置している．橋軸直角方向の地震時応答に着目しているため，伸縮装置は，橋軸直角方向に隣接桁間を繋ぐ非線形バネによりモデル化する．また，免震高架橋の地震時応答に及ぼす影響が大きいと想定される隣接桁間の固有周期の差，および伸縮装置の種類に着目して，表-4 に示す解析ケースを設定した．伸縮装置には，ゴムジョイントおよび鋼製フィンガージョイントの 2 種類に相当する荷重-変位関係を，表-5 に示すとおり設定した．ここで，ゴムジョイントは，橋軸方向の標準床版遊間が 100 mm で，橋軸直角方向に対して，常時の最大遊間量が 120 mm，地震時の最大遊間量が 146 mm のゴムジョイントを，鋼製フィンガージョイントは，フィンガー板厚が 38 mm，クシの長さが 110 mm でレベル 1 地震時の水平力の静的作用に対して弾性挙動を示すような鋼製フィンガージョイントを想定しており，対象高架橋を対象として試設計したものである．ただし，降伏後の荷重変位関係については，適当な数値データが得られなかったため，いずれの伸縮装置を対象とする場合にも，降伏後の二次勾配は．初期剛性の 1/10 と仮定している．

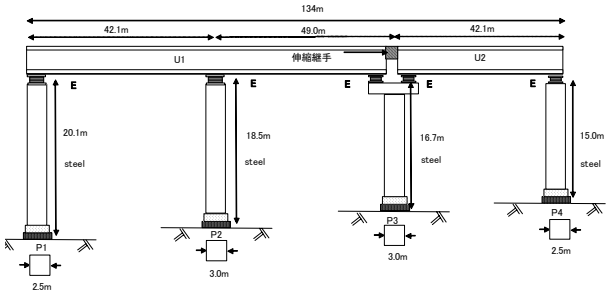


図-18　免震高架橋モデル 2

表-4　解析ケース

検討項目	解析ケース
隣接桁間の固有周期の差	1.1 倍，1.5 倍，2.0 倍，
伸縮の違い	鋼製フィンガー，ゴムジョイント，伸縮設置なし

表-5　伸縮装置のモデル特性

伸縮の種類	初期剛性 (kN/m)	降伏荷重 (kN)	伸縮の遊間
ゴムジョイント	6.87×10^{1}	±687	設定なし
鋼製フィンガー	1.35×10^{6}	±1697	±5mm

5.2　解析結果

(1)　隣接桁間の固有周期の差による影響

図-19 には，ゴムジョイントを用いた場合の橋軸直角方向における隣接桁間の相対変位（伸縮装置間の相対変位）の時刻歴を示す．図-20 には，伸縮装置間の相対変位と作用力（反力）の関係，および伸縮装置とノックオフ型 SB の作用力の時刻歴を併せて示す．これらより，ノックオフ型 SB および伸縮装置を設置した高架橋の地震時挙動は，i)地震発生直後から，ノックオフ型 SB への作用水平力が増加する，ii)ノックオフ型 SB の破断後は，隣接桁間に相対変位が顕著に認められ，伸縮装置同士が接触する，その後，iii)伸縮装置同士が繰返し衝突する，という挙動を呈する．

ノックオフ型 SB の破壊後の応答は，隣接桁間の固有周期の差に大きく依存し，固有周期の差が大きくなるにつれ，伸縮装置への作用力は増加する．

(2)　伸縮装置の種類による影響

図-21 に，隣接桁間の固有周期の差が 1.5 倍のモデルを例に，橋軸直角方向における伸縮装置間の相対変位の時刻歴を示す．図-22 には，伸縮装置間の相対変位と作用力の関係，および伸縮装置とノックオフ型 SB の作用力の時刻歴を示す．比較のため，伸縮装置を設置しない場合の結果も示す．図-21 より，伸縮装置として，剛性の小さいゴムジョイントを用いる場合には，伸縮を設置しない場合とほぼ同様な挙動を示していることがわかる．

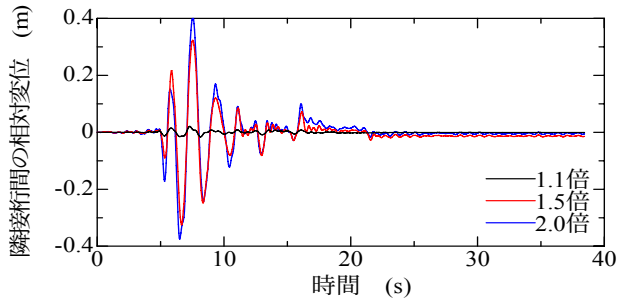


図-19　隣接桁間の相対変位

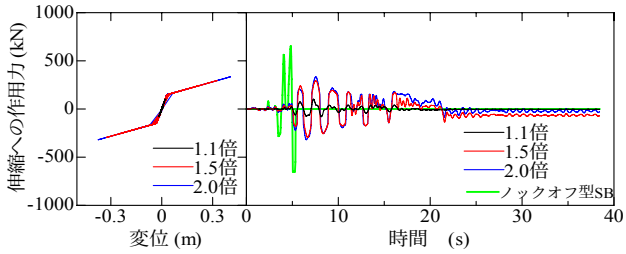


図-20　伸縮装置の荷重-変位関係および作用力の時刻歴

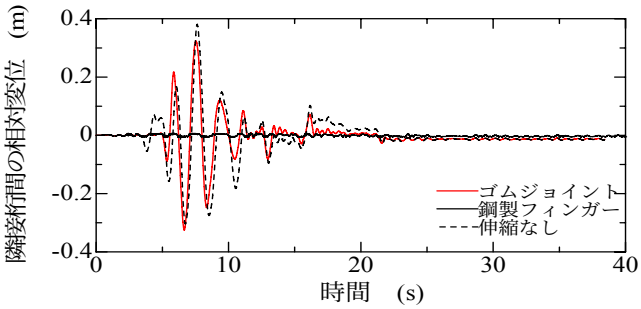


図-21　隣接桁間の相対変位

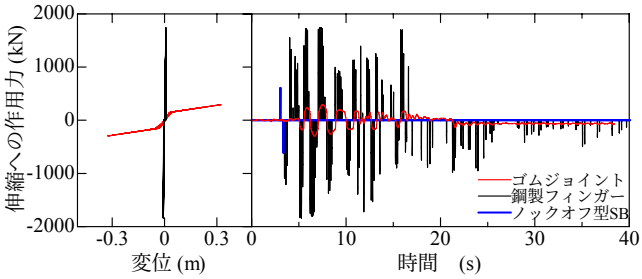


図-22　伸縮の荷重-変位関係および作用力の時刻歴

一方，鋼製フィンガーを用いた場合は，伸縮装置が干渉するため隣接桁間の相対変位は抑制されるものの，とりわけ，伸縮装置が強地震時に破断，損傷しないと仮定する場合には，図-22 に示すように，伸縮装置への作用力は最大で約 1,800kN に達している．

以上より，連続免震高架橋の強地震時の応答には，隣接桁間の振動特性の差違だけでなく，上部構造間に設置される伸縮装置の衝突・干渉の影響が大きい．したがって，例えば，文献 9)でも指摘されているよに，免震高架橋の強地震時の応答および耐震性を評価する上で，設計上，伸縮装置間の衝突・干渉が無視できない場合には，伸縮装置の影響を考慮する必要がある．

6．まとめ

本研究では，ノックオフ型 SB（CSB）の免震高架橋への設置効果を検討するため，簡易橋脚模型を用いた振動台実験を行い，振動台実験結果に基づいて妥当性を検証したノックオフ型 SB のモデル化手法を用いて，免震高架橋を対象とした地震応答解析を行った．本研究により得られた結果を以下に示す．

1) 橋脚-ゴム支承-重り（上部構造）からなる振動系の振動台実験を実施し，ノックオフ型 SB の破断後，振動系は速やかに免震系へと移行し，ノックオフ機能を備えるノックオフ型 SB の有効性を確認した．
2) ノックオフ型 SB の簡易非線形モデルを提案し，簡易免震橋脚模型を用いた振動実験と比較した．その結果，ノックオフ機能を有するデバイスが機能した時の振動応答を数値解析により再現可能であることを明らかにした．また，ノックオフ時の荷重を高精度に制御することの重要性を示した．
3) 免震化高架橋の解析モデルを用いた地震応答解析により，従来の普通型 SB では，免震支承の変形が拘束されるため，橋軸直角方向の免震効果を期待できず，下部構造への作用水平力が大きくなること，所定の荷重および変位で破断するノックオフ型 SB では，SB の破断後，スムースに免震系の振動へと移行し，橋軸直角方向に対する免震効果が期待できることを明らかにした．
4) 伸縮装置同士の衝突も考慮した地震応答解析により，隣接高架橋間で固有周期の差が大きい場合には，伸縮装置の衝突や破壊が，高架橋の強地震時の応答性状および耐震性の評価に及ぼす影響が大きいことを明らかにした．

以上のとおり，本論文では，ノックオフ型 SB によるノックオフの有用性を明確にした．ただし，ノックオフ型 SB の破断特性が橋脚や上部構造の最大応答変位に及ぼす影響が大きく，ノックオフ型 SB 柱部のバネ定数 k に応じた適切な破断荷重 P_u の設定，ならびに，ノックオフ型 SB ノックオフ直後に生じる免震支承の変形増加に

ついて引き続き検討が必要である．

謝辞

数値解析の実施には浅田直宏氏（現，三菱重工業株式会社）の協力を得た．また，本研究の一部は，文部科学省科学研究費（課題番号：21686042，研究代表者：松村政秀）の補助により実施することができました．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

1) 坂井田 実，吉田雅彦，北田俊行，松村政秀：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案，土木学会地震工学論文集，Vol. 27，p.259，2003.12
2) 吉田雅彦，坂井田 実，松村政秀，北田俊行，森田征樹：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破断実験，土木学会地震工学論文集，vol. 27，p.260，2003.12
3) 松村政秀，吉田雅彦，坂井田実，北田俊行，森田征樹:縮小模型による支承サイドブロックの破断特性の検証，第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演会論文集，pp.191-196，2005.2
4) 池田　学, 豊岡　亮洋, 家村　浩和, 比志島　康久, 鵜野　禎史，池永　雅良，原田　孝志，鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.177-184，2005
5) 松村政秀, 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏, 免震桁橋用ノックオフ型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, 日本鋼構造協会, 第 15 巻, 第 59 号, pp.45-56, 2008.9
6) (財)土木研究センター：建設省・道路橋の免震設計法・マニュアル（案），1992.12
7) Masato KANO, Masahide Matsumura, Toshiyuki Kitada, Development of an elasto-plastic and finite displacement dynamic analysis system for spatial bridge structures consisting of thin-walled steel and composite members, IABSE Reports, Volume 92, pp.102-103，2006.9
8) 道路橋示方書・同解説 V.耐震設計編，(社)日本道路協会，2002.3
9) 全　貴蓮，川島一彦：フィンガー型 Expansion Joint が橋梁の地震応答特性に及ぼす影響，土木学会論文集 A，Vol.65，No.1，pp.243-254，2009.2

（2009 年 9 月 24 日受付）