

鋼製ノックオフ部材の破断特性および免震高架橋への適用に関する研究 STUDY ON BREAKING CHARACTERISTICS OF KNOCK-OFF MEMBERS MADE OF STEEL AND THEIR APPLICATIONS TO AN ISOLATED VIADUCT

橋梁工学分野 金田貴洋

常時に変位を拘束し、強地震時にスリット部が破断して変位を解放するノックオフ部材を設置するゴム支承やすべり支承の解析手法はあまり検討されていない。また、ノックオフ部材の、破断荷重式は提案されているが、ばらつきや速度による影響については明らかでない。本研究では、高架橋へ適用するときの動的挙動について明らかにするため、実験と解析により、ノックオフ部材の破断特性と、ノックオフ部材を設置する構造物に対する解析手法を検討した。

An adoption of knock-off members, which restrict the displacement of superstructure against a small and medium earthquake ground motion and release it against a strong earthquake ground motion in addition to the rubber bearings and the sliding bearings, is considered. It is revealed that the knock-off members break at an intended load. Influences the breaking characteristics on dynamic behaviors and analysis procedures have not been verified. In this study, dynamic response of the isolated viaduct is discussed through the analysis by focusing on the breaking characteristics of the knock-off members and analysis procedures. Also the breaking characteristics and analysis procedures of structures installed the knock-off members are checked.

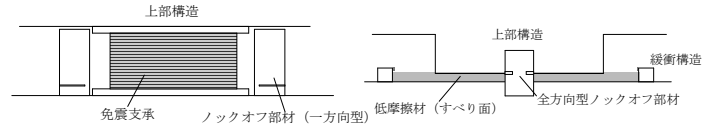
1. 研究背景および目的

上部構造と下部構造との水平相対変位を許容し、地震による慣性力を低減する免震支承および上部構造の移動を制限している固定支承が適用されている。高架橋の支承部は、地震による上部構造への慣性力の低減を目的として、構造物の長周期化を図る免震ゴム支承、支承部に復元力を持たないため、地震による加速度を上部構造へ伝達せず、周期依存性をかなり小さくできるすべり支承¹⁾がある。すべり支承は過大な変位が生じるため、変位制限装置が必要である。

ここで、常時は上部構造と下部構造との移動を固定する(FIX)固定支承でも、強地震時に変位を解放し(FREE), 免震効果が得られれば、耐震設計上有利である。

そこで、図-1のようなノックオフ部材を設置したゴム免震支承(以下、ゴム型)およびノックオフ部材を設置したすべり支承(以下、すべり型)に着目している。

耐震設計では、動的解析による照査が行われており、表-1に示す減衰の設定方法¹⁾が用いられる。一般的に減衰の設定は、各ばね要素の初期剛性から固有値解析を行い、卓越する2つのモードから減衰定数を決定するレーリー減衰である。時間とともに変



(a) ゴム支承 (ゴム型) (b) すべり支承 (すべり型)

図-1 ノックオフ部材を有する支承構造

表-1 減衰の設定

減衰の設定方法の種類	イベント 前	イベント 後	備考
(a) Rayleigh減衰 (FIX)	$C = \alpha_1[M] + \beta_1[K]$		各ばね要素の初期剛性から固有値解析を行い、卓越する2つのモードから減衰係数を決定する。
(b) Rayleigh減衰 (FREE)	$C = \alpha_2[M] + \beta_2[K]$		α_1, β_1 はイベント前, α_2, β_2 はイベント後の固有値解析より求める。
(c) Rayleigh減衰 (α, β 変更)	$C = \alpha_1[M] + \beta_1[K]$	$C = \alpha_2[M] + \beta_2[K]$	イベント時に減衰設定を(a)から (b)に変更する。 3章のゴム型の再現解析により検討している。
(d) 瞬間剛性Rayleigh型 (FIX)	$C = \alpha_t[M] + \beta_t[K(t)]$		時間とともに変化する瞬間剛性を用いて、部材の非線形性による剛性の変化をRayleigh型減衰の減衰効果に見込む。
(e) 瞬間剛性Rayleigh型 (FREE)	$C = \alpha_t[M] + \beta_t[K(t)]$		
(f) 瞬間剛性Rayleigh型 (要素別)	$C = \alpha_t[M] + \beta_t[K(t)]$ 要素別 β_e		減衰設定(c)に要素が β_e を設定する。設定した要素は全体の β ではなく、 β_e で減衰係数を計算される。 4章のすべり型の再現解析により検討している。
(g) 瞬間剛性Rayleigh型 (α, β 変更)	$C = \alpha_1[M] + \beta_1[K(t)]$	$C = \alpha_2[M] + \beta_2[K(t)]$	減衰設定(c)かつ瞬間剛性を用いて、減衰を設定する。

化する瞬間剛性を用いて、部材の非線形性による剛性の変化を Rayleigh 型減衰の減衰効果に見込む瞬間剛性レーリー減衰が提案されているが、非減衰振動から求めた減衰係数と逐次変化する剛性からなる減衰力が振動応答に与える影響は明らかでないことが指摘されている。また、ロックオフのような剛性や振動モードが変化するイベント時に、剛性や減衰条件を変更する減衰設定(c)を提案している。

$$C = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

本研究では、ロックオフ部材を設置する支承を高架橋へ適用を検討する。ロックオフ部材の設計式を示すため、ロックオフ部材の破断実験により破断特性について検討する。ゴム型およびすべり型の動的挙動、解析手法を明らかにするため、振動台実験、その再現解析を実施する。最後に、ロックオフ部材を設置する高架橋をモデル化し、動的解析を実施する。

2. ノックオフ形状の提案

2.1 ノックオフ部材と破断荷重式

これまで、鋼製サイドブロックの根元にスリット加工したサイドブロック型ノックオフ部材に、ある荷重が作用するとスリット部で破断し、FIX から FREE へと支承条件を変更できることがわかっている。さらに、作用力による方向依存性の解消と設置数の低減を目的として、鋼製の円柱に円形断面のスリットを加工した図-2 に示す鋼製ピン型ノックオフ部材²⁾が提案されている。同形状であれば破断荷重のばらつきが小さいこ

とと、スリット部の形状から破断荷重を求める設計式を提示されている³⁾。

M12・F10T スリット型高力ボルトを用いたせん断実験の結果から、破断荷重算定式を、式(2)および(3)により算定できる。

$$H_j = \alpha \cdot \beta \cdot \tau_u \cdot A \quad (2)$$

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (3)$$

α は実破断荷重に対する補正係数であり、既往の研究によると 1.02 である。 β は動的な荷重载荷を考慮するための補正係数であり、既往の研究によると 1.1 である。 A はスリット部の断面積(mm²)、 σ_u は鋼材の引張強さ(N/mm²)、 τ_u はせん断強さ(N/mm²)である。

2.2 実験条件

直径 16mm の鋼製ピンに、直径 d 、スリット高さ h の円形断面のスリットを施した実験供試体を用いる。スリット径は、14, 10.4, 3.5 mm、スリット高さは、0.8, 1.2, 1.8, 2.4 mm に設定した。载荷速度は、0 ~ 1.2 m/s である。実験ケースは、静的実験か動的実験(S, D)、スリット径(数字 2 文字)、スリット高さ(数字 2 文字)、载荷速度(数字 2 文字)、そして、同じスリット形状、同载荷条件によりばらつきを検討した実験回数(-数字 1 文字)により名付けている。

2.3 実験結果

2.2.1 静的実験

図-3 に径 10.4 mm のせん断荷重と相対変位の関係を示す。最大荷重を破断荷重 P_u とする。図-4 に破断荷

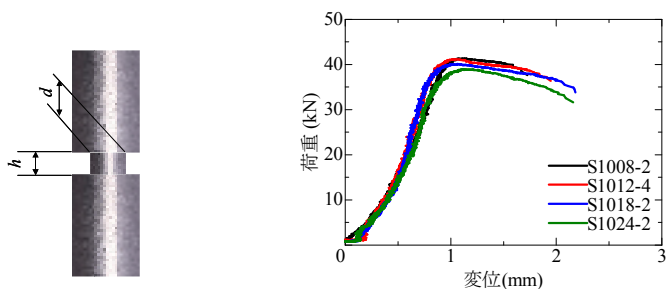


図-2 ノックオフ部材

図-3 荷重変位関係

表-2 標準偏差とひずみ速度

	V (m/s)	V/h (1/s)	実験回数 (回)	P_u/P_u'' (平均値)	標準偏差 σ
D141606	0.56	347	4	1.04	0.019
D141612	1.16	725	4	1.15	0.037
S0308	0	0	4	0.99	0.053
D030804	0.42	522	2	1.28	0.140
D030812	1.18	1475	2	0.98	0.535
S1008	0.00	0	2	0.99	0.011
D100812	0.12	155	2	1.02	0.038
S1012	0.00	0	5	0.97	0.031
D101202	0.18	150	2	1.02	0.025
D101204	0.38	317	4	1.04	0.004
D101206	0.58	480	2	1.09	0.146
D101208	0.78	649	2	1.00	0.050
D101212	1.20	996	2	1.50	0.065
S1018	0.00	0	2	0.96	0.022
D101804	0.39	215	3	1.02	0.006
S1024	0.00	0	2	0.94	0.012
D102412	1.18	493	3	1.53	0.020

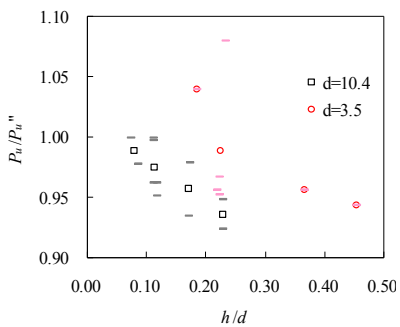


図-4 荷重制御率とスリット形状

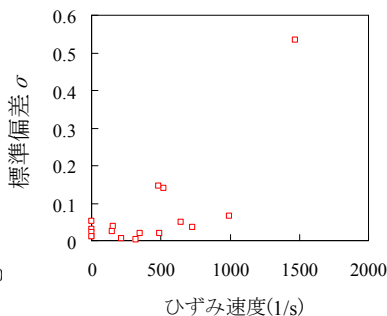


図-5 標準偏差とひずみ速度

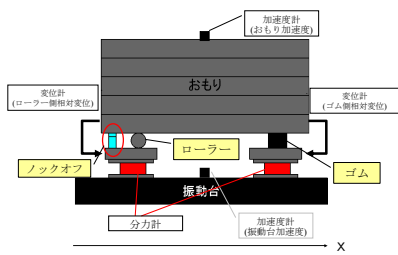


図-6 ゴム型振動模型

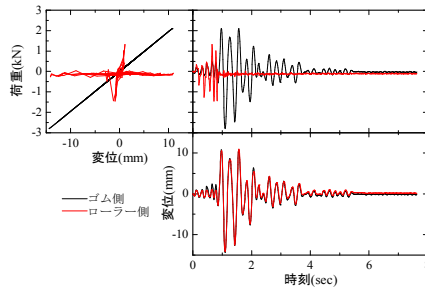


図-7 荷重変位と時刻歴

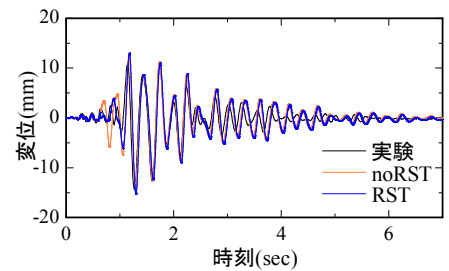


図-8 減衰設定(c)による影響

重を設計荷重 P_u で除した破断荷重制御率 P_u/P_u とスリット高さ h をスリット径 d で除したスリット形状比 h/d の関係を示す。静的実験は、破断荷重制御率 P_u/P_u の $\pm 10\%$ 以内に収まっており、式(2)、(3)により破断荷重を制御できている。径 10.4 mm の供試体で、スリット高さが 0.8~2.4 mm に変化すると、最大荷重が 5.6% 低下するが、同じスリット形状の最大荷重のばらつきよりも小さいため、許容できる範囲に収まっている。なお、破断荷重制御率が 1 となるスリット形状比 h/d は 0.043 である。

2.2.2 動的実験

図-5、表-2 に標準偏差とひずみ速度の関係を示している。ひずみ速度は、せん断ひずみ増加量を時間で除した値であり、速度をスリット高さで除して求めた。ひずみ速度で 500 までは、標準偏差の値より、ばらつきが小さい。ひずみ速度 1,000~1,500 以上で想定 of ノックオフ荷重で制御できない恐れがある。

3. ゴム型の動的挙動および解析手法の検討

図-6 に示すように、実験に用いる振動模型は、重り (3.77 kN) をローラーと防振ゴムにより支持する振動系である。ロックオフ部材は直径 3 mm のスリット部を有した直径 8 mm の鋼製ピンをローラー側に挿入する。

振動台には、レベル 2 地震動の標準波形として道路橋示方書⁴⁾に示されている JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分波 (II-II-1 地震動, 最大加速度 6.87 m/s²) の、加速度振幅を 80%, 時間軸を 17% に縮小した加速度波形を入力する。

計測項目は、重りと振動台との相対変位、重りと振動台の加速度、支持部の水平方向反力であり、計測間隔は 100 Hz である。

図-7 に支承部の変位および荷重の時刻歴応答および荷重変位関係を示す。ロックオフ部材の復元力により支承部の変位が制限され、ロックオフ後は、ロックオフ部材を設置しないケースとほぼ同じ挙動を示した。

振動模型を一質点系のばね-マスにモデル化する。ゴム、すべり、およびロックオフのばね定数は、振動台実験により得られた荷重-変位関係の勾配をばね定数として入力する。ロックオフの前後で振動モードや減

衰等の条件が大きく変化する。そのため、ここでは、表-1 に示す減衰設定 (c) を用いて、振動中に部材がロックオフする振動系の応答の再現を試みた。減衰設定 (b) のケース noRST と減衰設定 (c) のケース RST で、解析途中に減衰の設定を変更する手法の有効性の検証も行っている。

図-8 に実験結果、ケース noRST およびケース RST の変位時刻歴を示す。noRST では、ロックオフ直後の 0.6~1.0 sec の間で応答変位が実験結果と異なり、変位が過大となる。一方、解析途中に減衰の設定を変更する減衰設定 (c) により、ロックオフ直後振動応答を、より正確に再現できる手法は有効である。

4. すべり型の動的挙動および解析手法の検討

図-9 に振動模型および計測項目を示す。おもりの重量は 8.57 kN であり、おもりは 12 個のローラーによって支持されている。おもりの中央部にロックオフ部材を設置するため直径 16 mm の孔をあけ、直径 16 mm の孔を空けた板を振動台に設置している。また、おもりの両側に変位制限装置を模した山形鋼を振動台に固定し、緩衝材を焼き付けた鋼板を山形鋼に設置している。計測項目は、おもりの加速度、振動台の加速度およびおもりと振動台の相対変位である。

振動台には、レベル 2 地震動の標準波形として道路橋示方書に示されている平成 7 年兵庫県南部地震ポートアイランド内地盤上 EW 成分波 (II-III-3 地震動) および平成 23 年東北地方太平洋沖地震土浦出張所構内地盤上 EW 成分波 (I-III-3) の、時間軸を 31.6% に縮小した加速度波形を入力する。

表-3 に示す実験ケースは、ローラーによって支持した FREE、スリットを有しない鋼製ピンを挿入し、おもりの変位を拘束した FIX、およびスリット部断面の直径 d が 3.5 および 4.3 mm、スリット高さ h が 0.8 および 1.6 mm のロックオフ部材を用いたケースである。おもりと緩衝材の遊間は、15 mm、および 45 mm とした。

図-10 (a), (b) に地震波 II-III-3 および I-III-3 の荷重-相対変位関係とその時刻歴を示している。ロックオフ以前では、相対変位が小さく、ロックオフ後には相対変位が大きくなり、設置した緩衝材に衝突している。

また、同じ供試体でも破断のタイミングがコントロールし難いが、破断のタイミングが同じであると、破断直後の挙動は似ている。

振動台実験で用いたモデルを一質点ばね-マス系にモデル化し、再現解析を行う。ロックオフ部材は、2章で実験したスリット径 $d = 3.5 \text{ mm}$ 、スリット高さ $h = 0.8 \text{ mm}$ の供試体、4体の剛性の平均値でモデル化する。減衰は、表-1の減衰設定(f)により減衰を設定している。ロックオフのばね要素は、ロックオフ後、剛性が0になり、減衰力が作用しない振動台実験で計測した加速度を入力する。

図-11に実験結果と再現解析の結果を示す。ロックオフ部材が破断し、その後、緩衝材により変位を制御する挙動と相対変位が大きくなっている時間(2~3秒)の挙動は、概ね再現できている。10秒以降は、すべり支承の復元力が小さいため、実験の挙動を解析による再現は難しいと考えられる。

5. 鋼製ロックオフ部材を設置する高架橋の動的挙動

5.1 ゴム型

5.1.1 解析概要

図-12に示す道路橋示方書を参考に試設計された、橋長200mの5径間連続高架橋(地盤種別III種地盤、基礎形式:鋼管杭)から、図-13に示すように地盤バネ-鋼製橋脚-免震支承-上部構造からなる部分振動系を取り出した。

減衰は減衰設定(c)により考慮する。ゴム支承にSB

を設置しないFREE、支承の両側のSBが破断しない場合を想定したFIX、片方のSB型ロックオフ部材が破断し、片側のみの変位を解放する状態を想定したFREE'の3ケースで固有値解析を行い、それぞれの条件で減衰を設定する。そこで、FIX、FREE', FREEのイベントの間で減衰設定(c)により2度減衰条件を変更して、地震応答解析を実施する。入力地震加速度は、道路橋示方書で示されるIII種地盤用のレベル2タイプIIの3波を、橋軸直角方向に入力する。ここで、SB型ロックオフ部材は、道路橋示方書に記載されているレベル1地震時におけるジョイントプロテクターの設計地震力(式(1.1))を破断荷重($P_u = H$)とするケース(-P)、剛性 k_l を変えず、破断荷重および破断変位を1.8倍とするケース(-1.8P)の2ケースを設定する。

5.1.2 解析結果

表-4に解析ケースと主な解析結果をまとめて示す。ロックオフ部材は、支承の両側にロックオフ部材を設置しているため、先に破断した方を1st、後に破断した方を2ndと表記している。

図-15には、FIX、FREE、および各解析ケースの最大応答変位を δ_{\max}/δ_y でそれぞれ示す。同図より、ロックオフ部材を設置すると、橋脚の最大応答変位はFREEに比べ小さくなるか同程度であり、FIXの場合よりも20~40%低減できることがわかる。ロックオフ部材を破断することを想定し設計するため、破断しない場合橋脚の応答変位が過大となり、橋脚が大きな損傷を受ける場合がある。

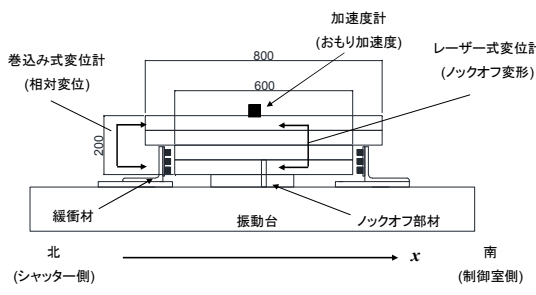
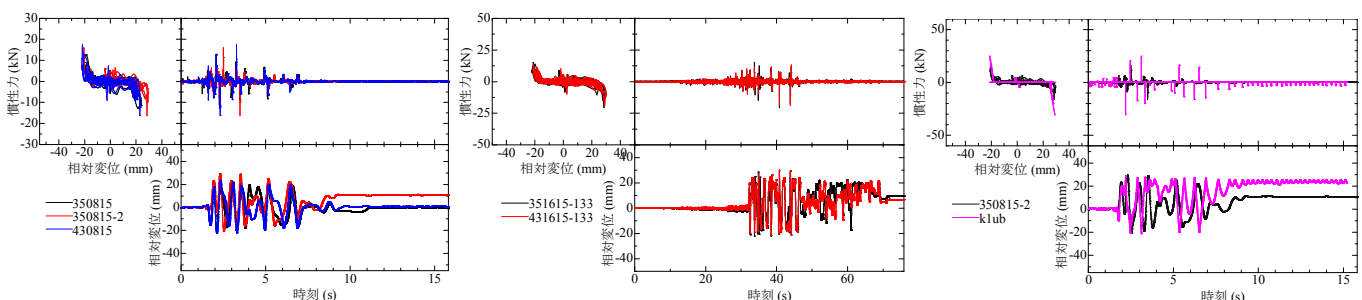


図-9 すべり型振動模型 (単位: mm)

表-3 すべり型実験ケースおよび結果

実験ケース	地震波	遊間 (mm)	d (mm)	h (mm)	断面積 (mm ²)	P_u^* (kN)	P_u (kN)	t (s)	P_{\max} (kN)	P_{\min} (kN)	P_{\max}/P_{FREE}	
FIX		-	-	-	-	-	-	-	18.6	-13.1	0.69	
FREE_15		-	-	-	-	-	-	-	26.9	-21.1	1.00	
350815	II-III-3	15	0	0	-	0.00	5.24	1.564	12.9	-12.8	0.48	
350815_2'			3.47	0.82	9.46	4.59	5.46	1.778	16.2	-16.4	0.60	
351615			3.49	1.57	9.57	4.64	4.08	1.677	26.0	-28.0	1.04	
430815			4.32	0.82	14.66	7.11	5.56	1.598	16.2	-17.5	0.65	
431615			4.25	1.57	14.19	6.88	5.90	1.588	17.3	-17.6	0.65	
FREE_45			-	-	-	-	-	-	-	29.7	-19.4	1.00
350845	II-III-3	45	3.52	0.82	9.73	4.72	7.02	1.588	25.9	-14.1	0.87	
351645			3.49	1.57	9.57	4.64	6.79	1.604	25.3	-16.1	0.85	
430845			4.25	0.82	14.19	6.88	8.54	1.609	21.3	-11.2	0.72	
431645			4.29	1.58	14.45	7.01	5.74	1.577	24.4	-15.0	0.82	
FIX_133				-	-	-	-	-	-	10.4	-8.2	0.55
FREE_133				-	-	-	-	-	-	17.6	-19.0	1.00
351615_133	I-III-3	15	3.48	1.56	9.51	4.61	4.48	32.228	15.4	-20.6	1.08	
431615_133			4.24	1.55	14.12	6.85	4.23	32.244	13.4	-18.7	0.99	



(a) Type II

(b) Type I

図-11 すべり型再現解析結果

図-10 すべり型実験結果

5.2 すべり型

5.2.1 解析概要

5.1 で用いた解析モデルの支承部に、すべり支承、ロックオフ部材および緩衝材をばね要素によりモデル化する。すべり支承の摩擦係数は、すべり系支承を用いた地震時遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル¹⁾を参考に、SUS と PTFE との摩擦係数を想定し $\mu=0.1$ と設定し、すべり支承の初期剛性を橋脚剛性の100倍とする。変位制限装置として用いる緩衝材は、形状を $500\text{ mm} \times 3000\text{ mm} \times t 100\text{ mm}$ 、金物 $t 20\text{ mm}$ 硬度 55 度として、設置遊間を 380 mm とした。以上の条件を標準型とし、各種検討を行う。

地震波は、道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動 Type II の III 種地盤の計 3 波について検討する。

5.2.2 減衰設定の検討

解析ケースは、初期剛性により計算するレーリー減衰(減衰(a), (b)), 解析ステップごとに剛性マトリックスを更新する瞬間剛性レーリー減衰(減衰(e), 減衰(e)に加えロックオフ前後で β を更新する減衰(f), α と β をロックオフ時に変更して瞬間剛性レーリー減衰(減衰(g))による設定方法について検討する。これまでの検討により、減衰(g)が実構造物の挙動を再現できると示しており、実務への適用を考えると現実的では

ないが、その他の解析手法の確認のために解析を実施する。

図-16 および図-17 に主な結果の時刻歴と減衰の設定ごとの橋脚の最大応答変位を示す。相対変位の時刻歴より、レーリー減衰による解析ケース(a), (b)が瞬間剛性レーリー減衰による解析ケース(e), (f), (g)に比べ、ロックオフ後、相対変位および上部構造変位がかなり小さくなっている。レーリー減衰は初期剛性を剛性マトリックスとして用いて減衰定数 C を計算し、ロックオフ後も、ロックオフ部材の剛性が減衰に考慮され、過大な減衰が作用しているためである。

瞬間剛性レーリーを用いる場合のケース(e), (f)とケース(g)で、上部構造変位および相対変位は、ロックオフ後から、地震波 II-III-2 で 10.5 秒、地震波 II-III-3 で 12.4 秒ほどまで概ね同じ挙動を示している。ケース(g)は、 α の値がケース(e), (f)と異なっているが、緩衝材に衝突して、緩衝材のばねが支承部の挙動に支配的であるとき、 α の値による影響が小さいと考えられる。

ロックオフや衝突など剛性変化時に、剛性および減衰の設定を変更することが一番良いが、煩雑さやプログラムの制限があるため、要素別の β_e を設定し解析途中に自動で剛性および β の値を変更できる減衰(f)が

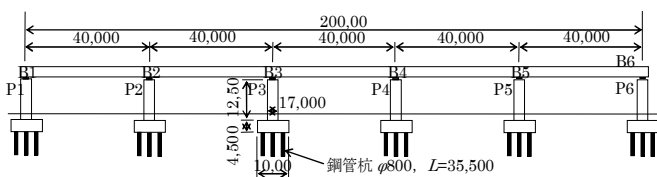
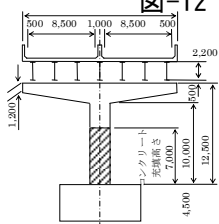
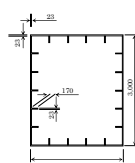


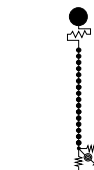
図-12 5径間連続高架橋



(a) 対象橋脚



(b) 橋脚断面



(c) 解析モデル

図-13 対象橋脚と解析モデル

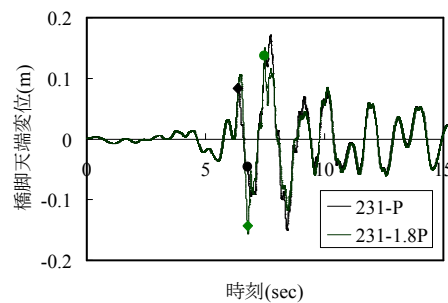


図-14 橋脚天端変位の時刻歴

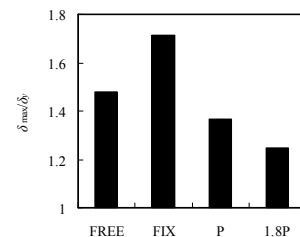


表-4 解析ケースと主な結果 図-15 橋脚天端変位最大応答変位

解析ケース	地震波	ロックオフ部材			ロックオフ時刻		橋脚天端変位(m)			δ_{\max}/δ_y					
		P_v (kN)	δ_v (m)	k_f (kN/m)	1st (s)	2nd (s)	1st	2nd	δ_{\max}	FREE	FIX	FREE	FIX		
231-P	II-III-1	2,690	0.00550	489,000	6.380	- 6.766	+	0.076	0.086	0.171	0.185	0.214	1.37	1.48	1.72
231-1.8P		4,840	0.00990	489,000	6.768	+ 7.472	-	0.134	0.156	0.156			1.25		
232-P	II-III-2	2,690	0.00550	489,000	4.230	+ 5.172	-	0.066	0.082	0.148	0.147	0.183	1.19	1.18	1.46
232-1.8P		4,840	0.00990	489,000	5.192	- 5.950	+	0.141	0.147	0.147			1.18		
233-P	II-III-3	2,690	0.00550	489,000	5.116	+ 5.652	-	0.078	0.102	0.152	0.152	0.190	1.22	1.22	1.52
233-1.8P		4,840	0.00990	489,000	5.166	+ 5.798	-	0.125	0.136	0.136			1.09		

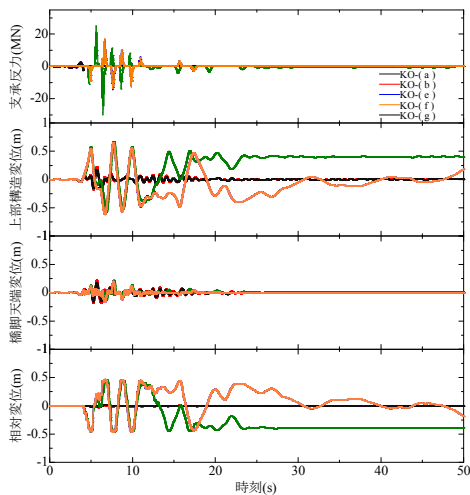


図-16 減衰の設定による影響

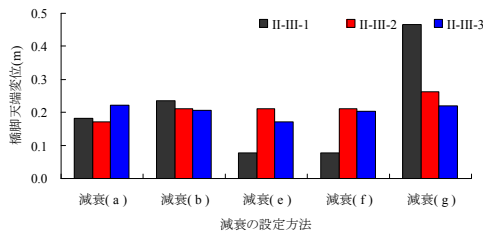


図-17 減衰の設定ごとの最大応答値

表-5 ケース FIX, FREE, 標準型

	地震波II-III-1		地震波II-III-2		地震波II-III-3	
	δ_{max}	P_{max}	δ_{max}	P_{max}	δ_{max}	P_{max}
FIX	0.204	11.1	0.183	10.2	0.188	10.2
FREE	0.123	10.3	0.044	3.4	0.116	8.5
標準型	0.078	6.9	0.211	14.9	0.202	17.1

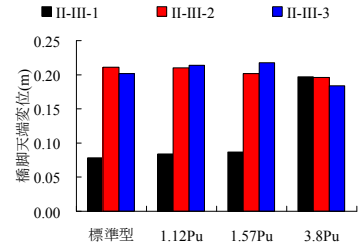


図-18 P_u による影響

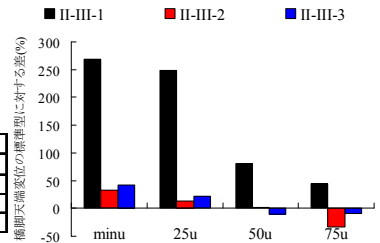


図-19 u による影響

簡易的かつ適切な減衰設定である。

5.2.3 パラメトリック解析

表-5 にケース FIX, FREE, およびロックオフ部材を設置するケース標準型の橋脚天端変位および支承部に作用する荷重を示す。ロックオフ部材を考慮する場合の減衰は、減衰(f)により設定する。

速度による影響を考慮し、標準型のロックオフ部材の設計荷重に対して1.12倍、1.57倍に変動する場合について検討する。また、大きい設計荷重を想定して、ケース FIX より最大荷重を求め、破断するように標準型の設計荷重の3.8倍に設定し、解析を行った。

図-18 に各ケースの最大の橋脚天端変位をプロットしている。設計荷重の1.57倍程度では橋脚の応答変位に大きな影響はないと考えられる。また、大きい設計荷重を想定したケースにおいて、地震波 II-III-2 および II-III-3 では、橋脚の変形量は同程度もしくは小さくなっているが、地震波 I-III-1 では標準型の2.5倍に増加している。これは地震波の特性により、上部構造が緩衝材に衝突する速度が原因である。

図-19 に緩衝材の設置距離を最小設置距離5mm、標準型の25、50、75%と変化させた解析結果を示す。地震波により変動量が異なっているが、設置距離が大きいほど橋脚に作用する慣性力が小さくなる傾向にある。

しかし、今回の検討した解析ケースでは、ケース FIX の応答変位を上回る場合があり、ロックオフのタイミングと緩衝材の設置位置について更なる検討が必要である。

6. 結論

本研究では、鋼製ロックオフ部材を設置する免震高架橋の動的挙動を明らかにするため、動的解析を実施した。また、ロックオフ部材の破断特性、ゴム型、すべり型の動的挙動を実験により明らかにし、その再現

解析により解析手法を提案した。本研究で得られた結果は以下に示す。

- 1) ロックオフ部材の破断実験より、ロックオフ部材のスリット径 d とスリット高さ h の比 h/d と破断荷重の制御性の関係を明らかにし、最適なスリット形状として $h/d=0.043$ を提案した。
- 2) ロックオフ部材のように地震による振動解析途中に剛性に変化する場合、剛性マトリックスを更新しないレーリー減衰では、過大な減衰が作用する。
- 3) 瞬間剛性レーリー型減衰を用いることで、動的解析により支承部にロックオフ部材を設置する橋梁の動的応答を、簡易的かつ適切に評価できる。
- 4) 高架橋から取り出した部分振動系の動的解析を行い、ロックオフの破断荷重がばらついていても、構造物の挙動に大きな影響はなく、緩衝材の設置位置により橋脚の応答変位に影響が大きく、設計時に設置位置の検討は必要である。

参考文献

- 1) (独)土木研究所：すべり系支承を用いた地震時遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案), 2006.10.
- 2) 佐合大, 西幡巨千昭, 大前暢, 永木勇人：既設支承をロックオフ機能付すべり支承に改造した耐震補強工事, 土木学会第67回年次学術講演会 pp.797-798, 2012.9
- 3) 松村政秀, 石原和之：軸部にスリットを設けた M12 高力ボルトの引張およびせん断破断実験, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.83-91, 2012.3
- 4) (社)日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 2012.3
- 5) 矢田部浩, 運上茂樹：すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.428-430, 2004.1

討議等

◆討議 [吉中 進 准教授]

ゴム型の再現解析結果は良くあっているが、すべり型は途中から(10秒以降)ずれているのはなぜ.

◆回答 :

すべり支承の復元力が小さいため、とくに 10 秒以降の構造物の挙動を解析による再現が難しいと考えます.

◆討議 [角掛 久雄 講師]

ひずみ速度によって、静的時と衝撃時で強度が変わるのはなぜ.

◆回答 :

せん断ひずみ速度が大きくなると、せん断剛性が大きくなり、強度が大きくなるためです.

◆討議 [角掛 久雄 講師]

動的解析でロックオフ部材の履歴特性は、どう考えているのか. 降伏域、軟化などを考慮しているのか.

◆回答 :

破断までは線形で、破断荷重になると、それ以降、剛性が 0 になるようにモデル化している. 降伏域および軟化は考慮していません.

◆討議 [松村 政秀 准教授]

梗概の表-1 の減衰(a), (b)では、ロックオフ部材を設置する場合の挙動を解析で評価できないのか.

◆回答 :

ゴム型では、ロックオフ後の挙動は減衰(b)により評価できる. すべり型では、ロックオフ前後の剛性の差が大きいため、減衰(a)および減衰(b)で評価することが難しいと考えます.

◆討議 [松村 政秀 准教授]

ゴム型とすべり型の違いは、剛性の大きさであり、剛性と解析の適用範囲はどう考えればよいか.

◆回答 :

実験では、すべり構造としてボールローラーを用いたため解析により再現するには、剛性が小さすぎたと考えます. 実際に用いられる、PTFE と SUS による橋梁用すべり支承のように、ある程度剛性が大きいすべり構造を対象に再現性を検討する必要があります. その場合、再現性が良くなると考えられます.