

2011年東北地方太平洋沖地震により被災した 既設免震橋の損傷要因分析

藤田 亮一¹・貞松 昌憲²・高橋 良和³

¹正会員 株式会社エイト日本技術開発 関西支社 (〒532-0034 大阪市淀川区野中北1-12-39)

E-mail: fujita-ryo@ej-hds.co.jp

²正会員 株式会社エイト日本技術開発 東京支社 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

E-mail: sadamatsu-ma@ej-hds.co.jp

³正会員 京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

本研究では、2011年東北地方太平洋沖地震の際に支承部に被害を受けた既設免震橋を対象として、損傷要因を分析することを目的に再現解析を行った。対象橋梁はランプ部と本線から構成されており、ランプ部では免震支承に亀裂が生じ、本線では支承のサイドブロックを固定するボルトの抜け出しや破断が生じていた。再現解析では、近傍で観測された地震動に加え、余震観測記録に基づいて架橋地点の地盤特性を考慮して作成された地震動も用いて試算を行った。解析の結果、ランプ部の支承に大きなせん断力に加えて上揚力が作用していること、本線のサイドブロックの転倒モーメントによりボルトに大きな引抜力が生じることが確認でき、これらが被害を生じた一因であると考えられた。

Key Words : seismic isolation bridge, seismic damage, rubber bearing, reproduction analysis, 2011 Great East Japan Earthquake

1. 概要

2011年東北地方太平洋沖地震の際、ゴム支承を有するいくつかの橋梁において、支承部の被害¹⁾が確認されている。本文では、これらの被災した橋梁から選んだ免震橋を対象として動的解析を用いた再現解析を行い、損傷要因の分析を試みた。以下、その結果について報告する。

ものの、免震支承部で亀裂を含む損傷が発生した。地震による免震支承の被害としては、支承側面の亀裂、防錆のための被覆ゴムとサイドブロックの干渉などがあげられる。特にランプ橋As1橋台上には、1支承線上に3基の免震支承(円形の鉛プラグ入り積層ゴム支承)が設置されており、そのうち海側のG1支承に長さ41cmにわたる水平方向の亀裂が生じていた。その詳細を図-3に示す。

2. 対象橋梁の諸元と被害の概要

対象橋梁は、橋長981.2m、幅員8.250m(本線)の18径間の橋(PC7径間連続箱桁×2連(本線部)+PC4径間連続箱桁(ランプ橋))である。下部構造は、躯体がRC小判型橋脚、ラーメン式橋台、逆T式橋台、基礎は直接基礎(As1橋台～P4橋脚)、鋼管矢板基礎(P5～P14橋脚)、杭基礎(A2橋台)となっている。支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承が用いられている。適用基準は平成8年版道路橋示方書²⁾である。対象橋梁の橋脚一般図を図-1、平面図を図-2に示す。

本橋梁は、橋脚及び桁には損傷を見受けられなかった

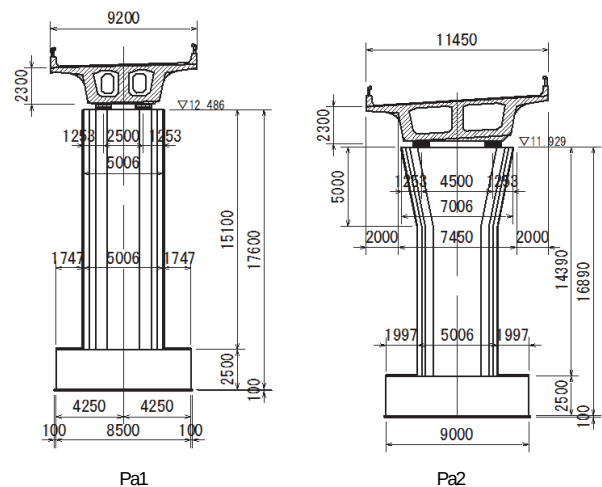


図-1 橋脚一般図

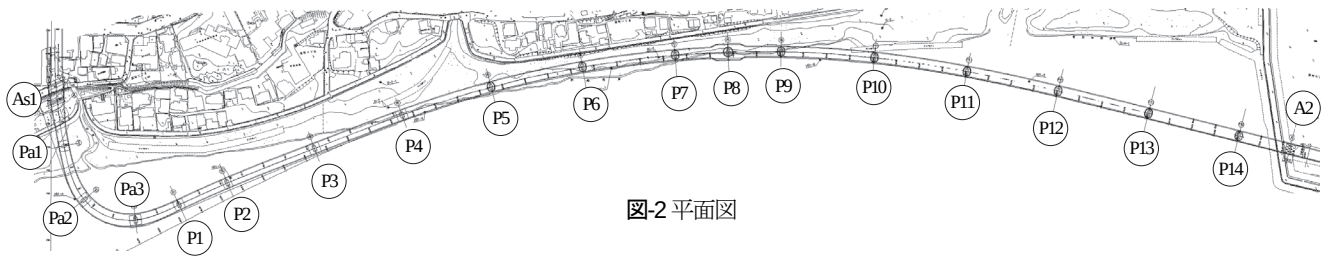
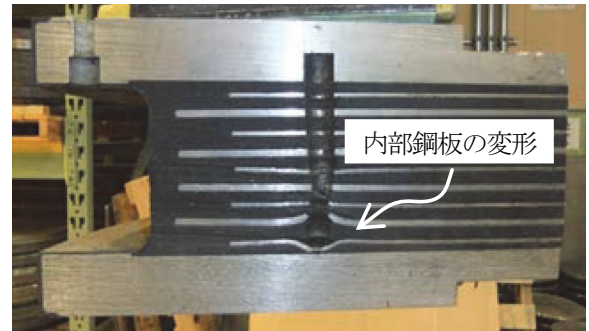


図-2 平面図

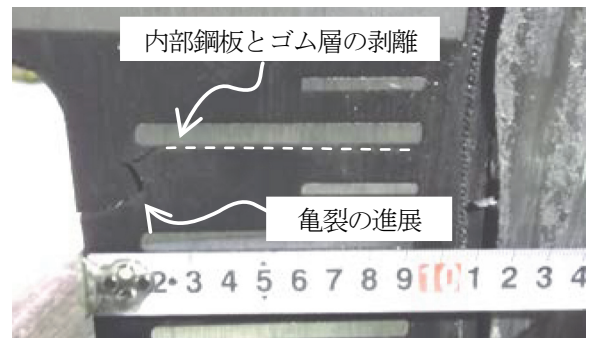


亀裂深さを調べるために刺した針

図-3 As1橋台G1支承の亀裂



(a) 位置決め孔周りの内部鋼板の変形



(b) 亀裂の進展方向

図-4 As1橋台G1支承の切断面

亀裂は雁行状であり、針金で亀裂の深さを測ると、5cm程度の深さがあることが確認された。一般にゴム支承の破断実験では、引張応力が卓越する上下縁部に水平で直線状の亀裂が生じることが多い。これに対し本支承は雁行状の亀裂を示していることから、高橋³⁾は雁行状地震断層亀裂との類似性を指摘している。これは地盤深部で直線のせん断変形が生じたとしても、地表面ではその亀裂が雁行状になって現れるというものであり、堀ら⁴⁾によって実験、解析が行われている。高橋は、支承内部(鋼板とゴムの接着部など)でせん断応力により亀裂が生じたものと推定している。また、免震支承の取替え工事において撤去された支承を観察すると、鉛プラグの一部がアンカーボルト孔に流出しているのが確認された。このように免震支承内部の鉛体積が減少すると、免震支承の降伏荷重や減衰力が低下していた可能性がある。篠原ら⁵⁾は、亀裂が生じたAs1-G1支承などを撤去・切断して、内部を詳細に観察した。表面の亀裂は支承の内部鋼板とゴムの接着面とつながっており、表面から約9cmの

ところまで内部鋼板とゴムが剥離していることが明らかとなった(図-4)。また、P1-G2、P8-G1支承も切断し、支承の鉛プラグがゴムと分離していること、さらにP1-G2の鉛プラグが酸化され、一部茶色の酸化鉛になっていることが明らかとなった。

また、免震支承本体以外の被害としては橋軸直角方向に設置されている鋼製サイドブロックの損傷が生じていた(図-5)。P1支承(終点側)のサイドブロックは外側に傾斜しており、P8支承(終点側)では固定ボルトが破断してサイドブロックがずれる被害が生じた。また、A2支承をはじめとした複数の支承において、サイドブロックの支承フランジの被覆ゴムへの食い込みが認められた。本橋はPC箱桁であり、クリープ収縮を調整するため、支承に予備せん断を与えている。その载荷治具がそのままサイドブロックとして利用されているが、これが被覆ゴムに食い込み、変形を拘束している。このサイドブロックとの接触による支承の被覆ゴム損傷はP1橋脚のP2側からA2橋台まで、全体的に発見された。



図-5 サイドブロックの損傷状況⁵⁾

3. 周辺の観測記録と推定された地震波

本高架橋周辺の地震波形観測箇所として、K-NET日立(IBR003)、NEXCO日立北IC、MLIT日立観測点が、いずれも本高架橋から5km以内の距離に位置している。しかし、これらの地震記録の特性は固有周期0.8秒より大きくなると急激に小さなスペクトルを示し(図-6~7)、免震橋梁の被害をうまく表現できない可能性がある。秦ら⁶⁾の余震観測によると、K-NET日立と本高架橋地点では、H/Vスペクトルの形状やピーク周波数に非常に大きな差異が確認されており、本高架橋サイト周辺に

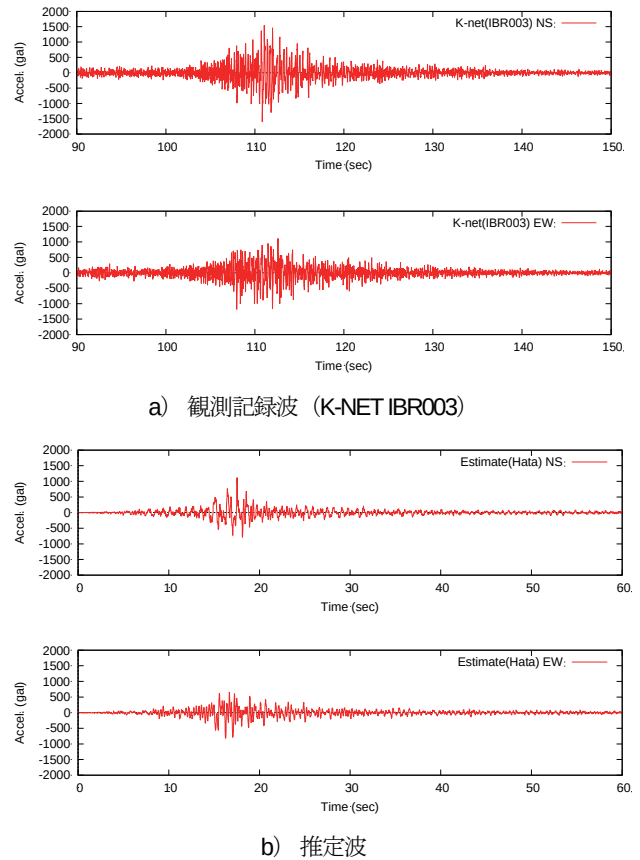


図-6 周辺の観測記録と推定波の加速度波形

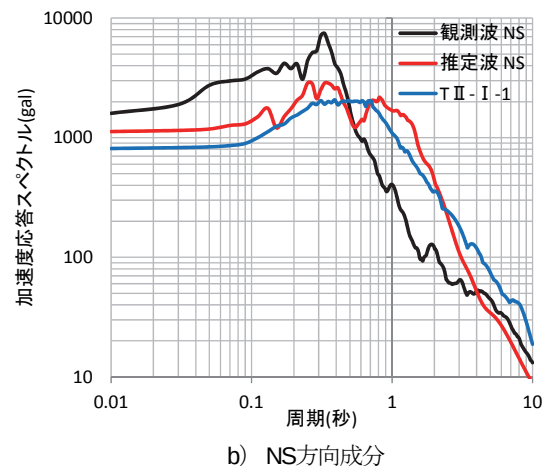
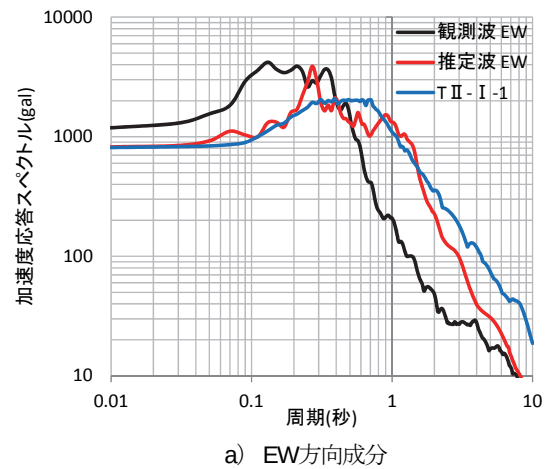


図-7 周辺の観測記録と推定波の加速度応答スペクトル

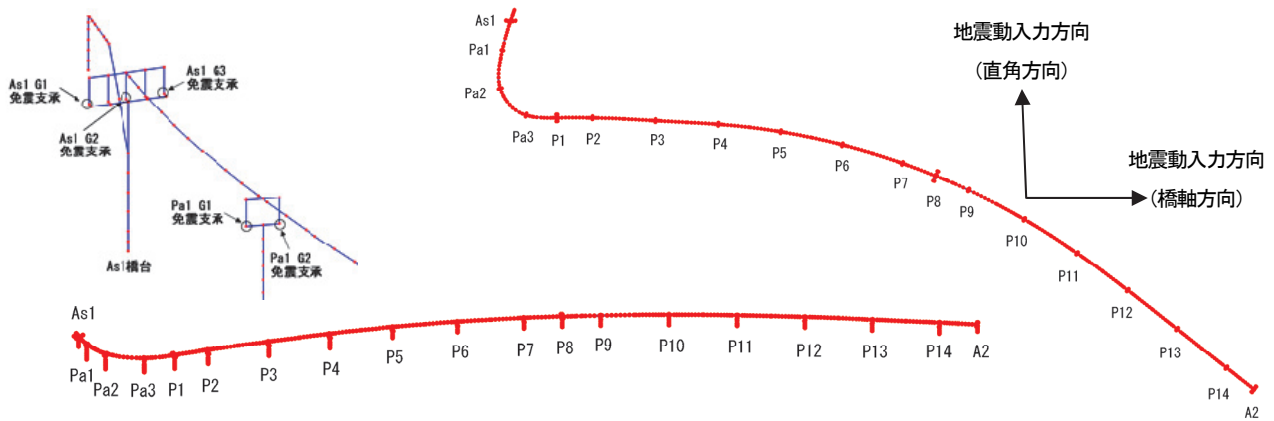


図-8 解析モデル (左下：鳥瞰図, 右上：平面図, 左上：支承部詳細)

表-1 橋脚の非線形特性

	橋軸方向						直角方向					
	曲げモーメント(kN・m)			曲率(1/m)			曲げモーメント(kN・m)			曲率(1/m)		
	ひび割れ	初降伏	終局	ひび割れ	初降伏	終局	ひび割れ	初降伏	終局	ひび割れ	初降伏	終局
	Mc	My0	Mu	ϕ_c	ϕ_{y0}	ϕ_u	Mc	My0	Mu	ϕ_c	ϕ_{y0}	ϕ_u
Pa1	19324	79934	101489	7.400E-05	9.460E-04	7.033E-03	29083	109939	162059	4.400E-05	5.510E-04	4.522E-03
Pa2	21058	83224	104867	8.100E-05	9.640E-04	6.584E-03	31693	114910	167246	4.800E-05	5.610E-04	4.325E-03
Pa3	20456	82087	103702	7.800E-05	9.580E-04	6.736E-03	30787	113193	165454	4.700E-05	5.580E-04	4.392E-03
P1	13241	45669	59780	7.300E-05	9.230E-04	7.274E-03	16480	54493	78182	5.500E-05	6.800E-04	6.540E-03
P2	22459	68904	84734	9.100E-05	9.620E-04	6.759E-03	34121	97576	136984	5.500E-05	5.610E-04	4.602E-03
P3	24124	88913	110558	9.200E-05	9.960E-04	5.910E-03	36307	123501	175981	5.500E-05	5.790E-04	4.023E-03
P4	24062	88800	110447	9.200E-05	9.950E-04	5.922E-03	36214	123330	175808	5.500E-05	5.790E-04	4.029E-03
P5	18837	72096	86781	1.170E-04	1.238E-03	7.076E-03	33590	114475	165487	5.800E-05	5.920E-04	4.342E-03
P6	18879	72169	86850	1.170E-04	1.239E-03	7.063E-03	33663	114603	165612	5.800E-05	5.930E-04	4.338E-03
P7	17798	59541	70587	1.150E-04	1.203E-03	7.892E-03	31947	95362	136061	5.800E-05	5.770E-04	4.834E-03
P8	13309	38321	48444	7.600E-05	9.060E-04	8.197E-03	16579	45644	63307	5.700E-05	6.690E-04	7.334E-03
P9	17623	59216	70264	1.140E-04	1.200E-03	7.968E-03	31633	94786	135463	5.700E-05	5.760E-04	4.863E-03
P10	18537	64212	76686	1.180E-04	1.221E-03	7.412E-03	33250	103282	147818	5.900E-05	5.850E-04	4.591E-03
P11	18193	63587	76078	1.160E-04	1.215E-03	7.541E-03	32634	102174	146698	5.800E-05	5.830E-04	4.640E-03
P12	18921	72257	86858	1.160E-04	1.237E-03	7.076E-03	33721	114711	165705	5.800E-05	5.920E-04	4.347E-03
P13	18694	71854	86478	1.150E-04	1.233E-03	7.149E-03	33316	114004	165001	5.800E-05	5.900E-04	4.374E-03
P14	17979	63195	75696	1.140E-04	1.212E-03	7.623E-03	32249	101480	145996	5.700E-05	5.810E-04	4.671E-03

おいてサイト特性が急変していると考えられることを指摘している。そして、余震観測によるサイト特性を評価し、サイト特性置換手法に基づき地震動を推定している。これにより推定した地震動は、タイプⅠ地震動スペクトルは超過し、タイプⅡ地震動スペクトルに対してはほぼ同等程度または一部の帯域でやや上回る程度の加速度応答となる特性を有している。

表-2 支承諸元 (ランプ部)

	設計変位	等価剛性	平面寸法	ゴム総厚
	mm	kN/mm	mm	mm
As1	203	4	ϕ 720	110
Pa1	128	12	ϕ 1120	99
Pa2	142	15	ϕ 1170	87
Pa3	161	14	ϕ 1170	93
P1(Pa3側)	158	4	ϕ 720	108

表-3 支承諸元 (本線部)

	設計変位	等価剛性	平面寸法	ゴム総厚
	mm	kN/mm	mm	mm
P1(P2側)	201	3	$\square$ 1060 $\times$ 740	152
P2	206	13	$\square$ 1620 $\times$ 1620	132
P3	196	18	$\square$ 1720 $\times$ 1720	120
P4	195	18	$\square$ 1670 $\times$ 1620	108
P5	201	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	102
P6	202	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	108
P7	202	14	$\square$ 1670 $\times$ 1620	132
P8(P7側)	195	4	$\square$ 1240 $\times$ 740	153
P8(P9側)	199	3	$\square$ 920 $\times$ 810	153
P9	212	14	$\square$ 1620 $\times$ 1620	136
P10	206	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	108
P11	206	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	108
P12	206	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	108
P13	206	17	$\square$ 1620 $\times$ 1620	108
P14	212	14	$\square$ 1620 $\times$ 1620	136
A2	222	3	$\square$ 910 $\times$ 800	152

4. 解析モデル

本高架橋で大きな亀裂が発生したランプ橋は曲線橋であり、また本線部では支承のサイドブロックに損傷がみられた。そこでここでは、支承のサイドブロックに損傷がみられた本線部も含めた全体系のモデルによる動的解析を実施した。解析モデルを図-8に示す。橋脚は曲げの非線形性 (Takedaモデル) を考慮した梁要素でモデル化し、非線形特性は平成8年版道路橋示方書に従って算出した (表-1)。免震支承はそれぞれの設置位置に非線形ばね (バイリニアモデル) でモデル化した。支承の設計変位 (平成8年版道路橋示方書のレベル2地震動に対する応答変位) とそれに対応した等価剛性、平面寸法、ゴム総厚を表-2~3に示す。

表-4 解析条件

項目		設定条件	
動的解析条件	運動方程式の解法	直接積分法	
	数値積分法	Newmark-β法(β=1/4)	
	積分間隔	0.01秒(収束条件を満足しなかった場合自動細分割)	
	減衰マトリックス	固有値解析の結果からレーリー減衰を設定	
	非線形解析	不平衡力は残差荷重として次のステップに加える	
	非線形要素の剛性定義	梁要素材端モーメントの平均化したもので非線形判定を行う	
構造条件	モデル		
	部材のモデル化	上部構造	線形梁要素
		橋脚	非線形梁要素
		免震支承	非線形バネ要素
	重量のモデル化	上部構造	節点重量
		橋脚	節点重量
		フーチング	節点重量
	部材の減衰定数	上部構造	3%
		支承	0%
		橋脚	2%
		基礎	10%(Ⅰ種地盤)
		剛部材	0%
	部材の非線形特性	上部構造	—
		支承	バイリニアモデル
		橋脚	トリリニア型骨格曲線 (Take daモデル)

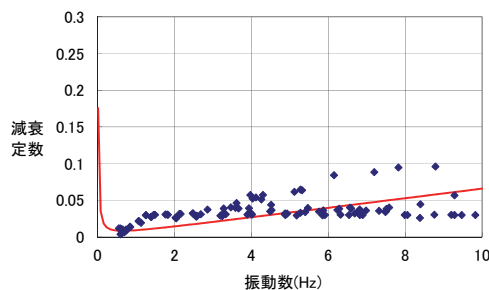


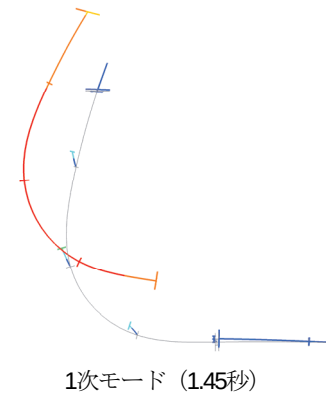
図-9 設定したRayleigh減衰

解析条件を表-4に示す。部材の減衰定数は道路橋示方書を参考に設定し、固有値解析結果に基づいてひずみエネルギー比例減衰の考え方に従ってモード減衰定数を算出した上で、主要モードを包絡するようにRayleigh減衰を設定した。設定したRayleigh減衰を図-9に、固有振動モードを図-10～11に示す（免震支承部は等価剛性を使用した）。

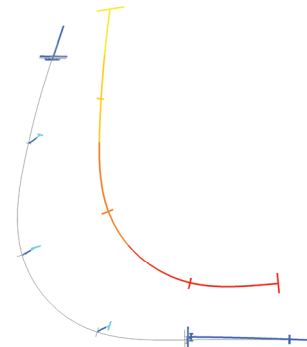
5. ランプ部免震支承の被害に着目した解析

(1) 検討概要

免震支承の主な損傷は、As1橋台G1支承（以下As1支承、Pa2～P1橋脚G1支承についても同様にPa2～P1支承とする）に生じた亀裂である。先に示したように、As1支承は雁行状の亀裂を生じており、せん断変形により支承が破断したと推測できる。それ以外にもP1支承（終点側）やP8支承に軽微な亀裂が認められるが、ここでは大きな損傷であるAs1支承に着目し、これを動的解析で再現することで被害要因を推定する。解析に際し、解析条件は道路橋の耐震性能照査で一般的に用いられるものを基本としているが、橋梁の地震時挙動に影響すると考え

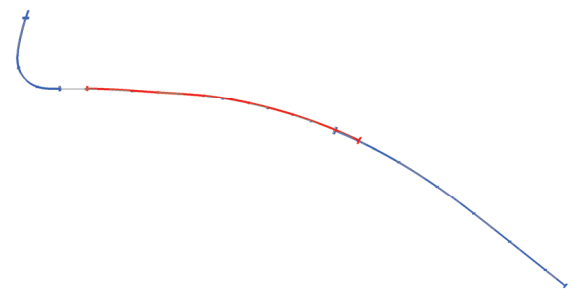


1次モード (1.45秒)

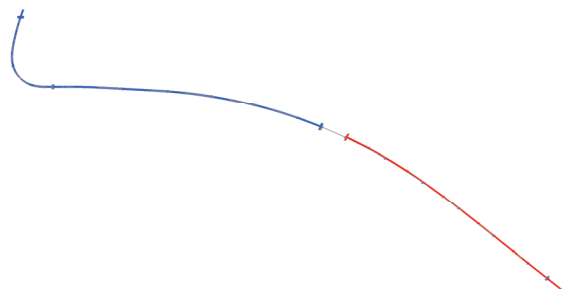


2次モード (1.44秒)

図-10 ランプ部固有振動モード



1次モード (1.62秒)



2次モード (1.59秒)

図-11 本線部固有振動モード

られる以下の条件や応答値に着目した比較検討を行った。

- ①入力地震動
- ②変位制限構造の影響
- ③隣接桁による拘束
- ④支承に作用する鉛直力

以下、それぞれの結果について詳述する。

表-5 支承の応答変位 (単位: mm)

入力地震動			許容変位	観測波	推定波	道示波	
						橋軸方向 加振	直角方向 加振
橋軸方向	As1	G3	275	58	376	63	213
		G2	275	56	377	62	214
		G1	275	54	379	61	216
	Pa1	G2	248	42	209	29	143
		G1	248	42	209	29	144
	Pa2	G2	218	56	220	55	155
		G1	218	56	218	57	156
	Pa3	G2	233	114	347	171	62
		G1	233	113	338	171	61
	P1 (Pa3側)	G2	270	113	322	177	27
G1		270	112	324	177	34	
直角方向	As1	G3	275	87	404	133	40
		G2	275	87	404	134	39
		G1	275	88	404	135	39
	Pa1	G2	248	74	347	140	24
		G1	248	74	347	140	24
	Pa2	G2	218	126	313	162	50
		G1	218	126	313	162	50
	Pa3	G2	233	61	293	41	170
		G1	233	61	294	41	170
	P1 (Pa3側)	G2	270	68	303	37	216
		G1	270	68	303	37	216

(2) 入力地震動に着目した計算結果

動的解析に用いる入力地震動は、前述のK-NET日立での観測波（観測波），余震観測に基づく推定波（推定波），および道路橋示方書V耐震設計編に示される加速度波形Ⅱ-I-1（道示波）とした。道示波は橋軸方向（南北方向）および直角方向（東西方向）の1方向入力とし、観測波と推定波は水平2方向の入力とした（入力方向は図-8参照、鉛直方向には入力していない）。

まず、各種地震動を入力した動的解析による支承の最大応答変位を表-5に、As1支承の応答結果を図-12～14に示す。支承の変位はいずれも道路軸線接線方向を橋軸方向、それに直交する方向を直角方向として示している。観測地震動による免震支承の最大応答変位は橋軸方向で54mm、直角方向で88mmであり、許容変位275mm（250%ひずみ時の変位）の約3割程度にすぎない。篠原らの実験⁵⁾では、撤去した免震支承（As1橋台G2支承）はせん断ひずみ250%での繰り返し載荷でも安定した履歴を描き、破断ひずみは276%であったことから、観測地震動では支承に亀裂などの変状が生じるとは考えにくい。道示波を入力した場合、支承は許容変位の8割程度の応答を示している。一方、推定波では、許容変位の1.5倍程度の応答を示している。

次に免震支承の許容変位と最大応答値の比率を整理した結果を図-15に示す。また支承の水平2方向の変位の様子を図-16～17に示す。推定波を入力した場合の解析結果に着目してみると、As1支承の橋軸方向の変位は許容値を5割ほど超過しており（せん断ひずみ367%）、設計の想定を越えた変位が生じていることが確認できる。ただし、その他の橋脚上の支承についても橋軸方向ないしは直角方向で許容値を超過しており、変位の絶対値としてはAs1支承の変位が大きいが、許容値に対する超過

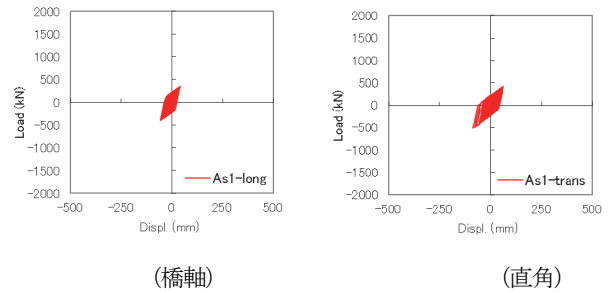


図-12 As1 支承の荷重－変位履歴（観測波）

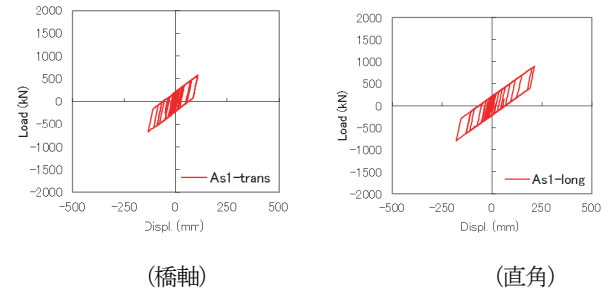


図-13 As1 支承の荷重－変位履歴（道示波）

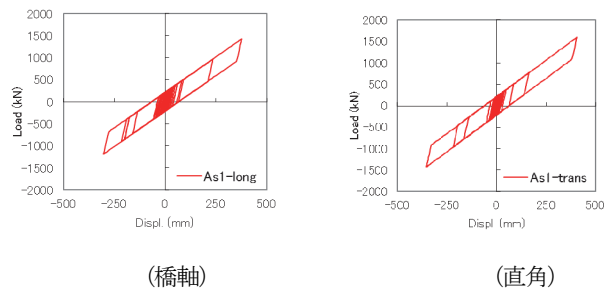


図-14 As1 支承の荷重－変位履歴（推定波）

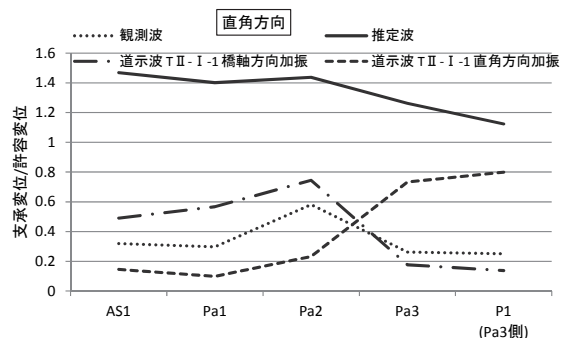
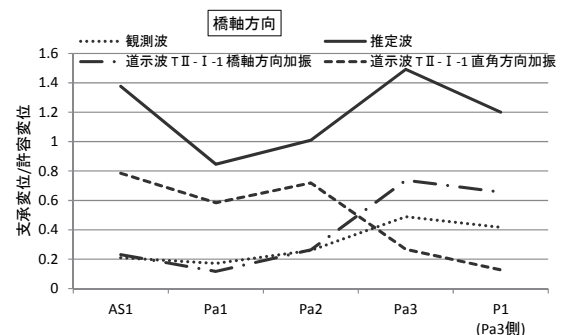


図-15 免震支承の変位と許容変位の比率

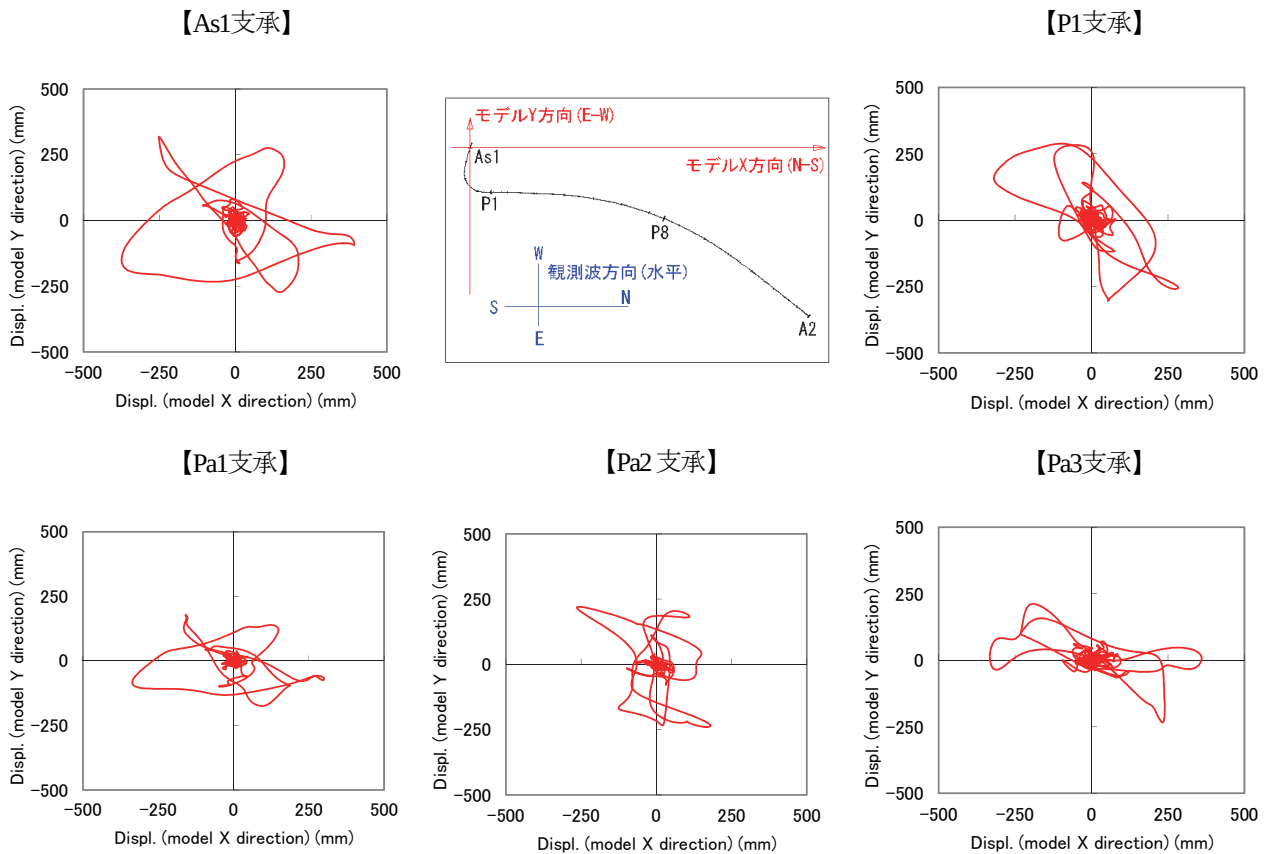


図-16 全体座標系で見た支承の変位 (推定波入力)

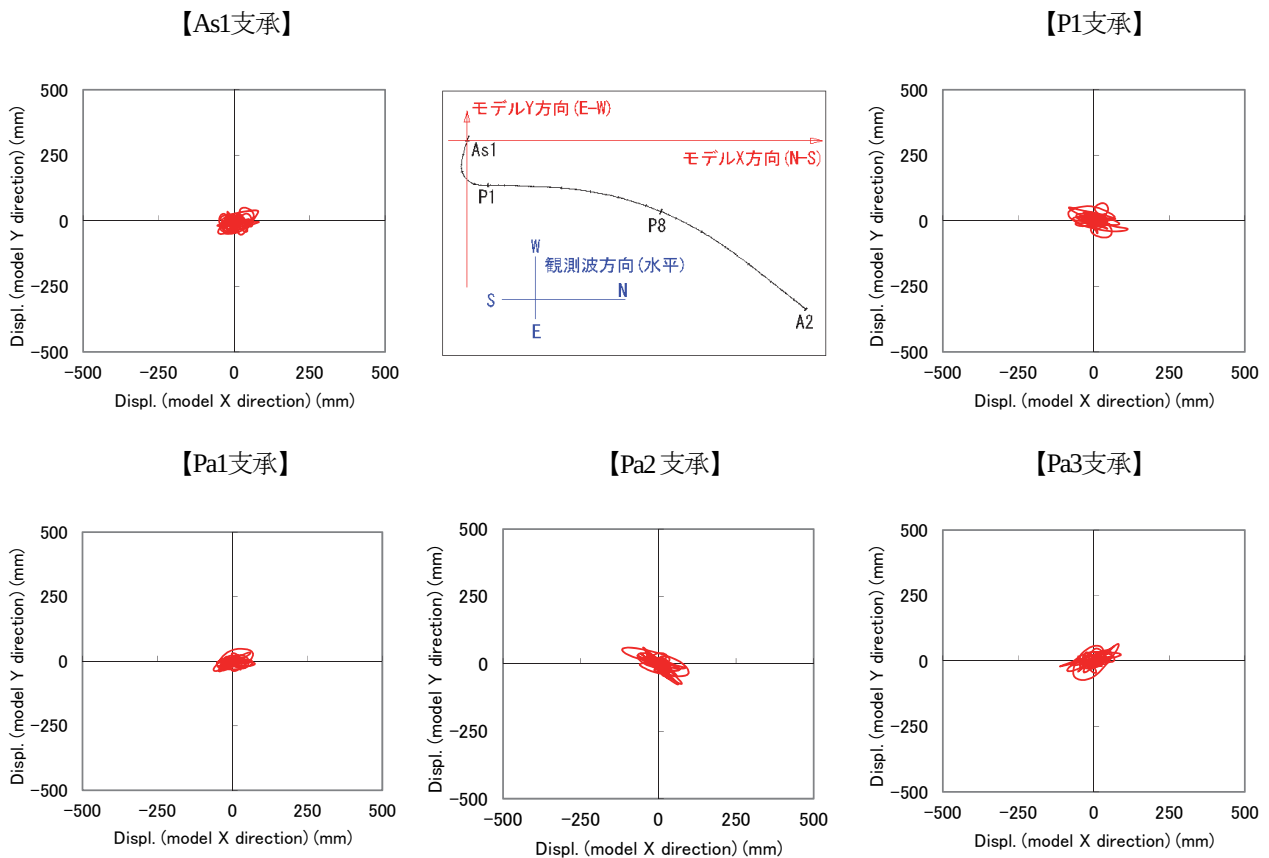


図-17 全体座標系で見た支承の変位 (観測波入力)

率はランプ部のいずれの支承でも大きくなっており、この結果だけでは損傷の大きかった As1 支承が他に比べて顕著に厳しい状態であったとは言いきれない。また、図-18 に示す橋脚の履歴応答を見ると、P1 橋脚の橋軸直角方向で軽微な降伏が発生するとともに、P8 橋脚では大きな非線形応答を示している。被害調査結果では、橋脚には地震による損傷は確認されておらず、解析結果と整合していない。

しかしながら、支承の変位が許容値を超過したのは推定波だけであり、観測波や道示波ではすべて応答値が許容値未満となっていることから、推定波は観測波に比べると当該地点に生じたであろう地震動をある程度再現できていると考えられる。したがって、被害を再現するために想定する地震動としては推定波が妥当であると判断し、次節以降の計算では入力地震動として推定波を用いることとする。

(3) 変位制限構造の影響に着目した計算結果

ランプ部のAs1橋台とP1橋脚には変位制限構造（図-19）が設置されており、支承に大きな変位を生じた場合にはそれを抑制するようになっている．設計計算ではそのような大変位を生じた状態を想定していないため変位制限構造を無視して解析を行うが、実際には存在している桁の移動を抑制する可能性があることから解析モデルに組み込んで計算した（実際に変位制限構造が機能したかどうかは確認されていない）．変位制限構造の遊間は橋軸方向に300mm、直角方向に200mmであり、この遊間以上の変位に対しては十分大きな剛性（ 10^7 kN/m ）になる非線形弾性ばね（衝突ばね）としてモデル化した．結果は図-20に示すとおりであり、変位制限構造を考慮するとAs1橋台とP1橋脚の支承の応答は小さくなり、実現象と整合していない．したがって、変位制限構造は橋梁全体の地震時挙動に影響を及ぼすものの、As1支承に損傷が集中した主要因ではないと考えられる．

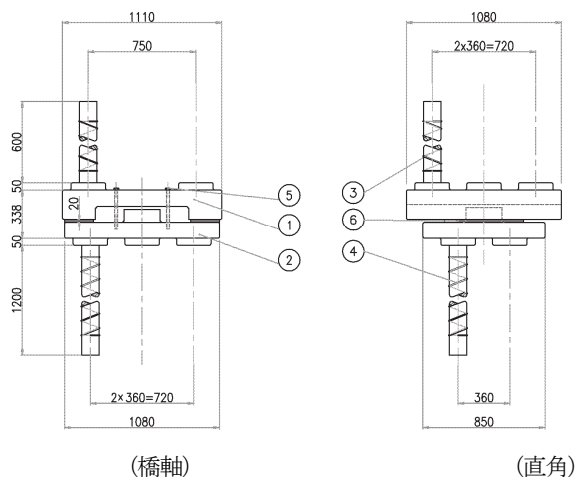


図-19 ランプ部の変位制限構造

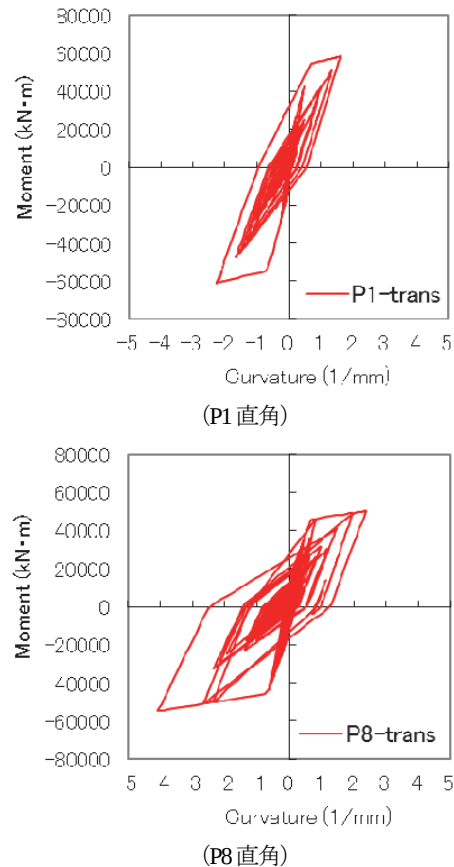


図-18 推定波を入力した場合の橋脚応答

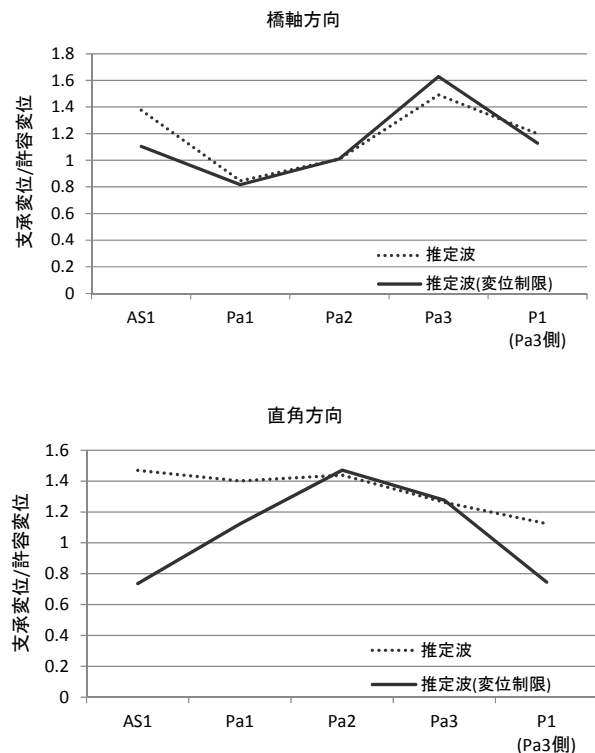


図-20 免震支承の変位と許容変位の比率（変位制限構造に着目した計算結果）

(4) 隣接桁による拘束に着目した計算結果

ランプ部は橋軸・直角両方向に免震化されているため、桁端のジョイントも両方向への桁移動に追従できるような機構になっている。しかしながら、橋軸方向については遊間以上の変位が生じた場合には隣接桁同士が衝突する可能性が考えられることから、桁端が完全に自由に移動できる状態ではなかったと推測できる（隣接する防護柵同士が衝突した痕跡があり桁が何らかの拘束を受けた可能性がある）。そこで橋軸方向に桁同士の衝突が生じる状態を想定して動的解析を実施した（衝突後ばね剛性を $10^4 \sim 10^8 \text{ kN/m}$ とした）。結果は図-21に示すとおりであり、衝突による支承変位への影響はほとんど見られない。したがって、隣接桁による拘束はAs1支承に損傷が集中した主要因ではないと考えられる。

(5) 支承に作用する鉛直力に着目した計算結果

a) 引張応力に着目した分析

前節までに着目した事項は、いずれもAs1に損傷が集中した主要因ではないことが試算により確認されたことから、支承の水平方向の応答だけでは実現象を十分表現できないと考えた。

そこで、水平方向だけでなく鉛直方向の挙動（桁の橋軸回りのロッキング振動に伴って支承に生じる鉛直引張力）に着目して支承の最大応答値を整理したものが図-22である。同図に示すとおり、As1およびP1の支承に引張力が生じており、特にAs1では設計上の許容引張応力である 2N/mm^2 の約2倍となっている。連続桁の端部は中間部に比べて死荷重が小さくなりがちであり、その結果支承の面積も小さくなりやすく、また解放端であることから桁のねじりに対する抵抗も小さいため、桁端部の支承に生じる鉛直引張応力が大きくなっていると考えられる。

As1支承に作用する鉛直力の時刻歴波形（図-23）を見ると、G1とG3の支承に作用する鉛直力がほぼ逆位相になっており、桁の直角方向への回転（ロッキング）により端部の支承に大きな鉛直力を生じていると推測できる。またAs1は一支承線上に3基の支承が設置されており、死荷重反力はやや偏りがあるものの3支承で分担しているが、地震時に生じる桁の回転に対しては両端の2支承（G1とG3）で分担することになる。時刻歴波形から中央のG2支承に発生する最大鉛直引張力がG1支承やG3支承に比べて明らかに小さいことがわかる。支承の断面積は死荷重反力に対して決まることが多く、一支承線上の支承数が増えるほど個々の支承の断面積は減少する傾向になる。このため、As1の支承は一支承線あたり2支承で構成される他橋脚の支承に比べて断面積が小さく、同じ鉛直力でも引張応力としては大きくなる傾向にあるといえる。

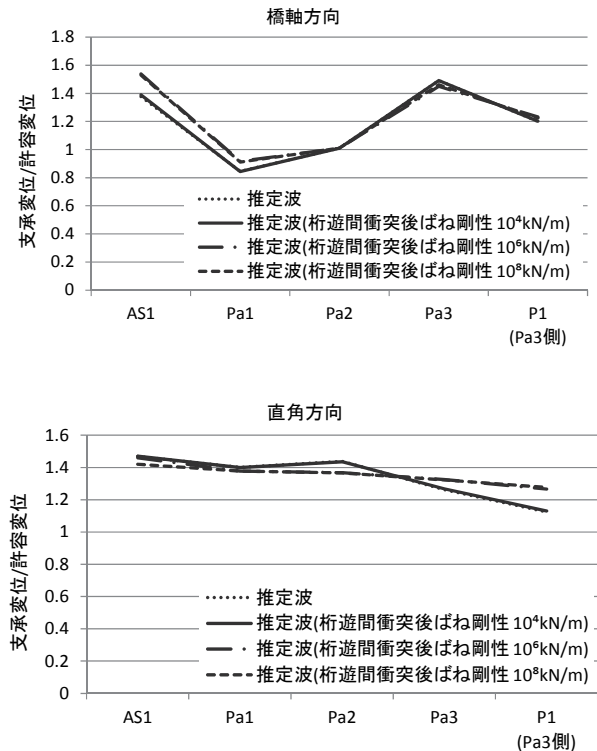


図-21 免震支承の変位と許容変位の比率（桁端の衝突に着目した計算結果）

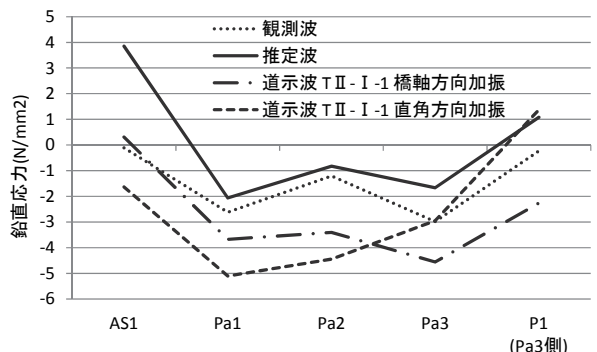


図-22 免震支承に生じた引張応力（引張が正）

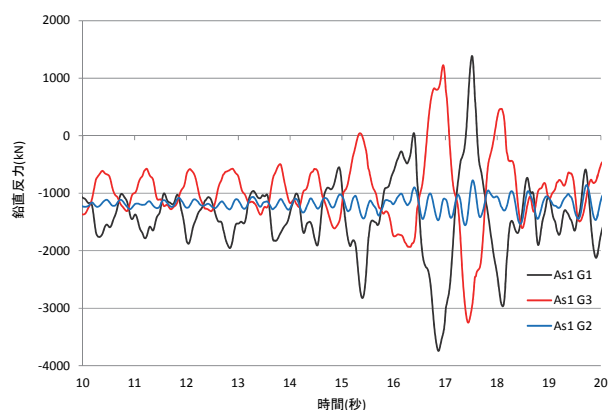


図-23 免震支承に生じた鉛直力の時刻歴（引張が正）

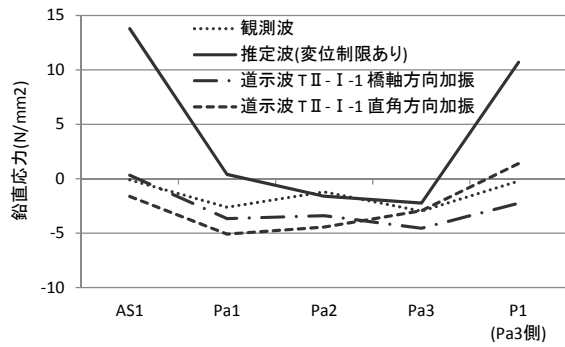


図-24 免震支承に生じた引張応力 (変位制限考慮)

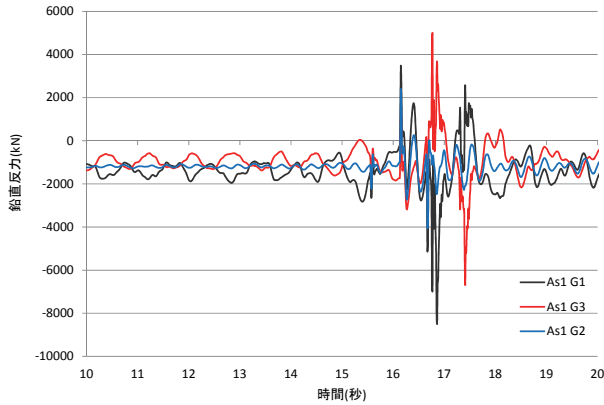


図-25 免震支承に生じた鉛直力の時刻歴 (変位制限考慮)

なお、変位制限構造を考慮するとAs1支承の水平変位が減少することは前述したとおりであるが、支承に発生する鉛直力は逆に3~4倍程度に大幅に増え、最大応答値及び時刻歴波形は図-24~25のようになり、主として鉛直方向の引張力により支承が損傷したとすると、変位制限構造が被害を助長した可能性がある。

b) 支承の有効面積に着目した分析

続いて、支承の有効引張面積（水平移動量を控除した引張力を受け持つゴム面積）に着目して解析結果を分析する。支承のせん断変形が大きくなると有効引張面積が小さくなるため、破断引張強度が低下すること、有効引張面積を考慮した破断応力はばらつきがあるものの 5N/mm^2 程度であることが実験⁷⁾ で確認されており、この観点から応答値の大きい10秒~20秒の区間の計算結果を確認する。図-26~27に示すAs1支承の変位時刻歴から有効引張面積を算出した結果が図-28であるが、支承の水平変位が大きくなる16秒、17秒、17.5秒付近で有効引張面積が小さくなっている様子がわかる。この結果と鉛直反力（図-23）を用いて有効引張面積に対応した鉛直応力を算出したのが（図-29）であり、有効面積が小さくなる17秒付近でのG3支承の引張応力と17.5秒付近でのG1支承の引張応力が破断強度である 5N/mm^2 を上回っている。これらの時刻では各支承に作用する鉛直引張力が大きくなっており、大きく水平変位した支承に大きな引張力が作用してゴムが破断した可能性が考えられる。

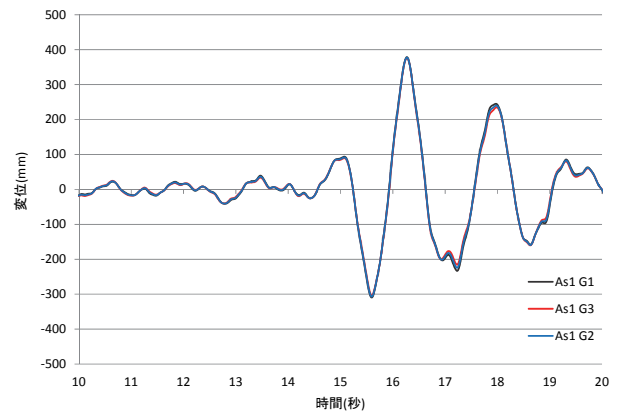


図-26 As1支承に生じた橋軸方向変位時刻歴

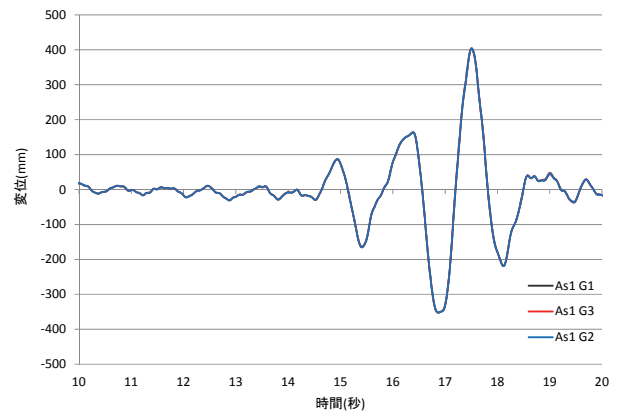


図-27 As1支承に生じた直角方向変位時刻歴

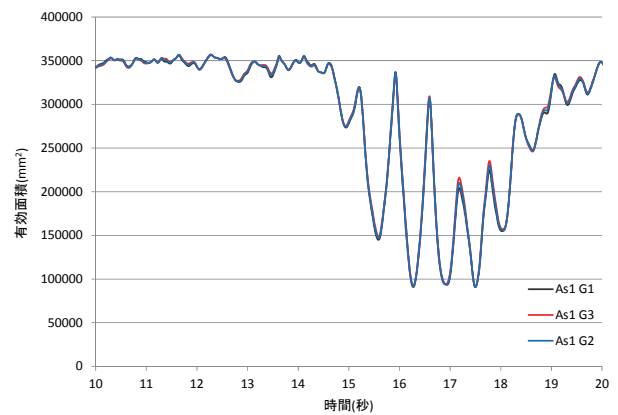


図-28 As1支承の有効引張面積時刻歴

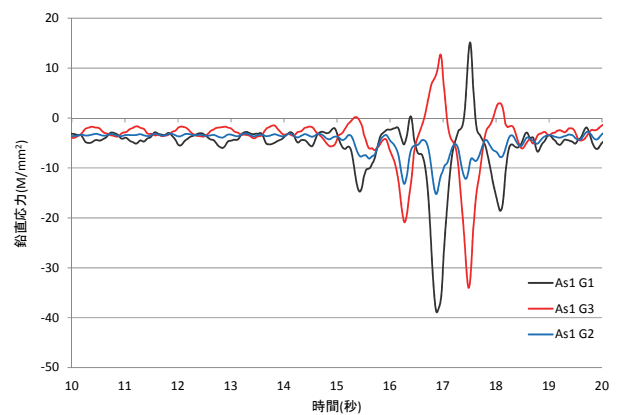


図-29 As1支承に生じた鉛直応力時刻歴 (引張が正)

同様な整理を変位制限構造の影響を加味した計算結果についても行ったのが図-30～33である。変位制限構造により橋軸方向は±300mmで変位が抑制され、16秒および17秒付近で衝突が生じていることが変位波形で確認できる(図-30)。直角方向は±200mmで変位が抑制され、17秒および17.5秒付近で衝突が生じている(図-31)。変位制限構造を無視した場合に比べて支承の変位が小さくなるため有効引張面積の減少は軽減されているが(図-32)、鉛直力は逆に大きくなるため(図-25)、結果として支承に生じる鉛直応力は大きくなっている(図-33)。

以上の計算結果から、支承に作用する鉛直力によって生じる引張応力は破断強度を超過していたと考えられ、As1支承の損傷要因の一つであると推測できる。

(6) 解析結果に基づく損傷要因の推定

a) 支承の損傷要因について

以上、以下の4項目に着目して動的解析を行い、被害状況を再現することを試みた。

- ①入力地震動
- ②変位制限構造の影響
- ③隣接桁による拘束
- ④支承に作用する鉛直力

解析結果から、①入力地震動については当該地点での地震力は近傍の観測記録によるものよりも大きかったと考えた。

②変位制限構造の影響については、影響を考慮すると支承の水平方向の移動を制限するため損傷を抑制して実被害と整合しないが、支承に作用する鉛直力は増加するため、支承の損傷の主要因が鉛直力によるものだとすると変位制限構造によって損傷が助長された可能性があるといえる。

③隣接桁による拘束の有無は支承の最大応答変位に対する感度が小さく、主たる損傷要因ではないと考えた。

④支承に作用する鉛直力は、支承の水平変位による引張有効面積の減少とあいまって支承に大きな引張応力を生じさせた可能性があり、As1支承を破断させる主たる要因であったといえる。

b) 支承に生じた亀裂について

As1支承は前述のとおり、支承側面中央付近に雁行状の亀裂を生じており、その亀裂は支承内部でゴムと鋼板が剥離した部分とつながっている。その亀裂の形状から、ゴムと鋼板の剥離は鉛直方向の引張により生じ、雁行状の亀裂は支承のせん断変形により生じたと考えられる。この状況と計算結果をあわせて損傷のメカニズムを推定すると、以下の順で状態が推移した可能性が考えられる。

- ① 支承が水平変形して有効引張面積が減少した状態で鉛直方向の引張力が作用。

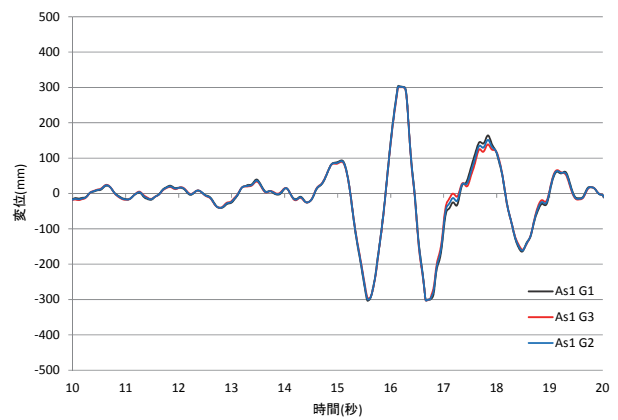


図-30 As1支承に生じた橋軸方向変位時刻歴 (変位制限考慮)

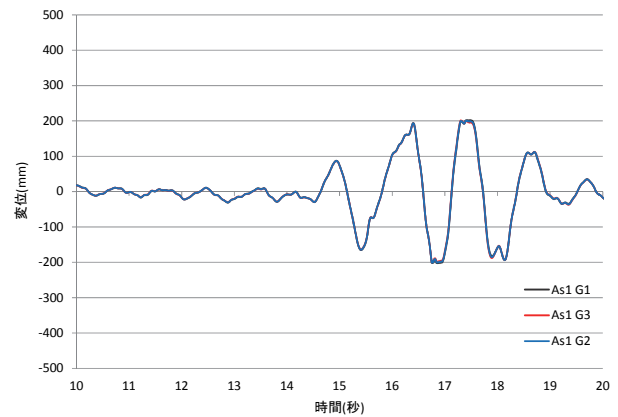


図-31 As1支承に生じた直角方向変位時刻歴 (変位制限考慮)

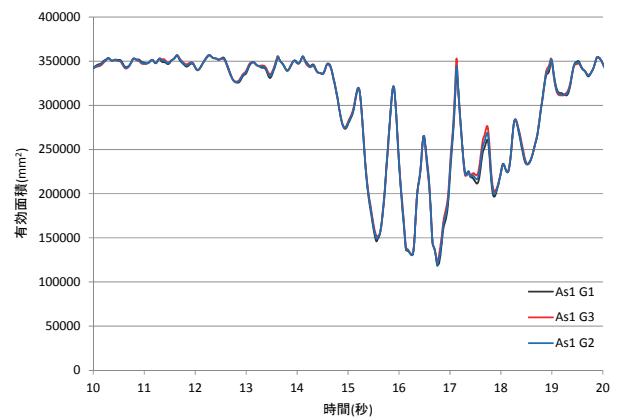


図-32 As1支承の有効引張面積時刻歴 (変位制限考慮)

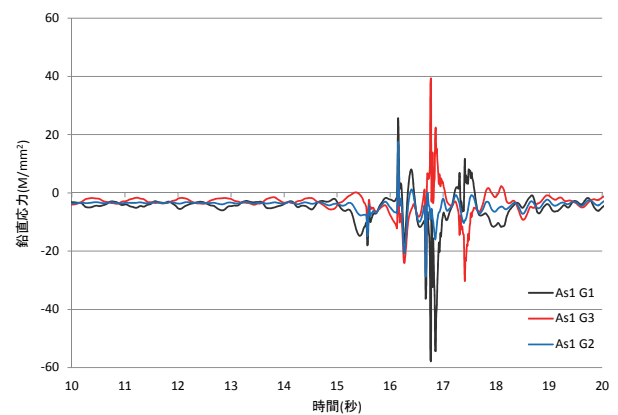


図-33 As1支承に生じた鉛直応力時刻歴 (変位制限考慮)

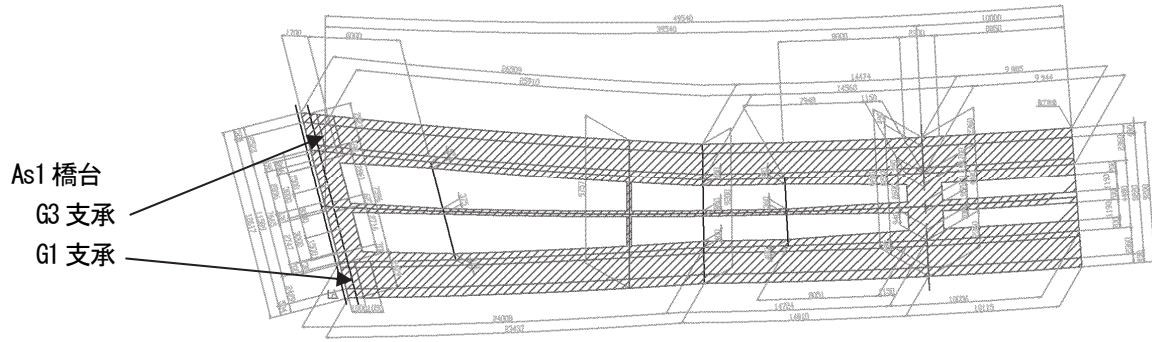


図-34 As1 橋台～Pa1 橋脚間の桁の平面形状

- ② 支承内部でゴムと鋼板が剥離.
- ③ 支承の水平変形が逆向きに進行すると同時に支承に作用する鉛直方向力も反転し圧縮力が増加.
- ④ 支承内部でゴムと鋼板がずれて生じたせん断変形が支承表面に伝達し雁行状の亀裂が発生.
- ⑤ ゴムの損傷で鉛プラグの拘束が緩みゴムと分離するとともに一部が流出.

一方、引張力作用下において支承のせん断変形性能が低下することも当該橋梁の支承を用いた実験結果⁵⁾から指摘されており、先に支承のせん断変形により損傷した可能性もある。しかしながら、同実験では支承の上端で損傷が生じており、中間部で損傷した被害状況とは一致していない。したがって、前述の鉛直力による損傷が先行した仮説の方が被害状況とは整合していると言える。

c) G1支承とG3支承の損傷の差異について

今回の解析結果ではAs1橋台G1支承とG3支承の応答に顕著な差は生じていないが、実際にはAs1橋台の中でG1支承が特に大きな被害を受けている。その理由としては、G1支承とG3支承の初期状態での鉛直力の違いが考えられる。As1橋台～Pa1橋脚間の桁は図-34のようなバチ状になっており、G3支承の方がG1支承よりも分担重量が大きく初期の鉛直圧縮力は大きいため、G1支承の方が地震時に鉛直引張力が生じやすく、前述のような損傷を生じやすかった可能性がある。今回の解析モデルでは桁を一本の梁としてモデル化しているため、初期の荷重の偏りを表現できていないが、桁を格子やプレート等により詳細にモデル化すればG1支承とG3支承の差をより詳細に確認できると考えられる。

なお、変位制限構造を考慮した計算ではG1支承の鉛直引張応力のはじめに 5N/mm^2 を超過している(図-33)ことから、G1支承が最初に損傷してスムーズに変形しなくなり、その後のG3支承の変形が抑制されたと考えることも可能ではある。しかしながら、地震動の位相特性が変わると損傷の順番が変わる可能性があるため、今回の計算結果だけでこのように損傷が進行したと断言することは難しく、損傷のシナリオの可能性の一つである。

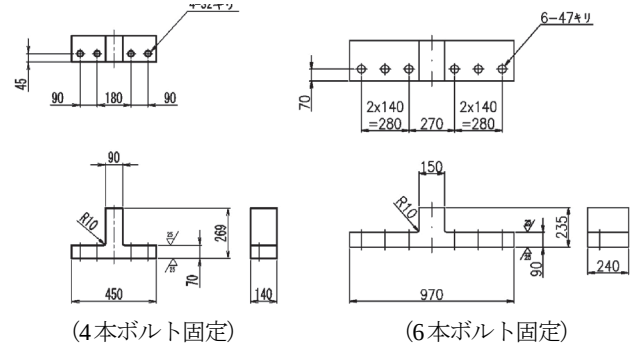


図-35 サイドブロックの形状

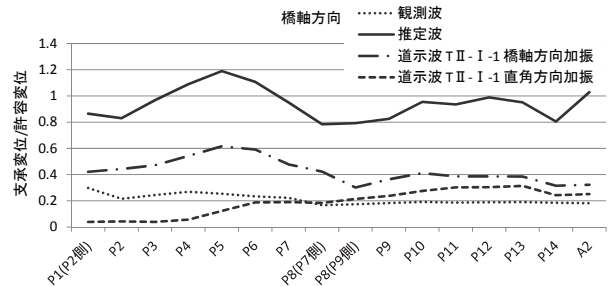


図-36 免震支承の変位と許容変位の比率

6. 本線部サイドブロックの被害に着目した解析

(1) サイドブロックの概要

サイドブロックは本線部の支承に設置されており、4本のボルトで固定されているものと6本のボルトで固定されているものの2種類が存在する(図-35)。本橋で損傷が認められたP1支承(終点側)、P8支承(終点側)、A2支承はいずれも4本のボルトで固定されたものである。サイドブロックの被害で最も顕著であったのは、P8支承(終点側)のサイドブロックの固定ボルトが破断していたものである(図-5)。

(2) 免震支承の応答

まず、本線部の支承の応答に着目して動的解析結果を整理する。各地震動を入力した解析結果より、本線橋の免震支承の変形率を図-36に示す。P1～A2の本線部は直角方向がサイドブロックで固定されている(解析上はサ

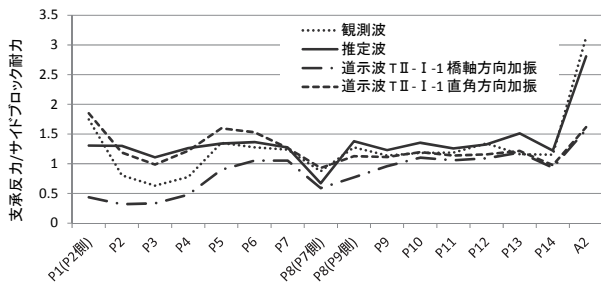


図-37 ボルトに発生するせん断力とせん断耐力の比率

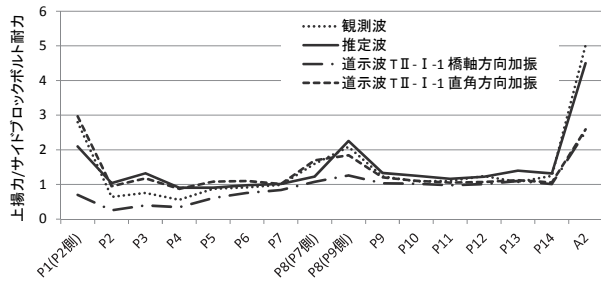


図-38 ボルトに発生する引張力と引張耐力の比率

イドブロックが損傷しない前提としている) ことから橋軸方向変位のみを示している。推定波を入力した場合の変位が最も大きくなっており、支承の応答変位は許容変位の80%~120%程度である。一部許容値を越えているところもあるが、桁の橋軸方向の移動がサイドブロックと支承の接触により抑制された可能性を考えると、本線部の免震支承の損傷が限定的かつ軽微であった実態と解析結果はおおむね対応しているといえる。

(3) サイドブロックの損傷に着目した解析結果の整理

次に、ブロックを固定していたボルトが変形・破断していることから、各支承のボルトに発生するせん断力に着目してせん断耐力との比率を整理した。結果は図-37のとおりであり、推定波を入力した場合をみると、最も損傷の激しかったP8支承（終点側）が特に厳しい結果にはなっておらず、実現象との整合がとれていない。そこで、サイドブロック天端が支承に押される際にボルトに生じる引張力（ボルト配置がサイドブロック中心よりも支承側に偏心しており、サイドブロックが外側に倒れる際にボルトに引張力が生じる）に着目して引張力と引張耐力を整理した。結果は図-38に示すとおりであり、サイドブロックが傾斜していたP1支承（終点側）、サイドブロックが破断していたP8支承終点側の応答値が他支承に比べて大きくなっており、実際の損傷状態と傾向が整合していることがわかる。したがって、アンカーボルトに作用するせん断力よりも引張力が支配的となって損傷が生じたと考えられる。前述のとおりサイドブロックの形状は2種類あり、4本のボルトで固定されているも

のの方が6本のものよりも平面寸法は小さいが高さは大きく、上査からの水平力がサイドブロック天端に作用することを考えると4本のボルトで固定しているものの方が基部に発生するモーメントが大きくなりやすいと言え、この形状のサイドブロックのみが損傷したと整合しているといえる。

なお、A2支承の応答が極端に大きい但实际上にはサイドブロックの損傷が軽微（ゴム支承に食い込んでいるのみ）である点については、サイドブロックがゴムに食い込むことによって結果として安定性が保たれたため解析と実現象が整合していないのではないかと推測している。

7. まとめ

本文では、2011年東北地方太平洋沖地震により支承に被害を生じた既設免震橋を対象に、動的解析を用いて被害状況を再現することを試みた。再現解析に用いる入力地震動や支承の変形を拘束する可能性のある変位制限構造・桁端衝突の影響に着目して試算を行い、解析結果を比較することで被害を生じた要因を推定した。また、支承の変位を制限するサイドブロックの損傷原因についても検討を行った。一連の解析検討から得られた知見を以下に整理する。

- ① 架橋地点近傍の観測記録を用いた場合の橋梁の応答値は小さかったが、周辺地盤の影響を加味して作成された推定波を用いた計算では支承の水平変位が許容変位を超過する応答となった。被害との対応は推定波を用いた結果の方が整合しており、地震時には周辺の観測点よりも大きな地震動が生じていた可能性が高いと考えられた。
- ② 変位制限構造や桁端衝突の影響を無視して動的解析を行った結果、ランプ部の全ての支承において許容値を越えるせん断変形が生じたため、As1支承に損傷が集中した原因が別途存在すると考えられた。
- ③ 変位制限構造の影響を考慮して動的解析を行った結果、As1支承のせん断変形は抑制され、実際の被害とは乖離する傾向であった。したがって、変位制限構造がAs1支承のせん断変形に及ぼした影響は小さいと考えられた。ただし、後述するように変位制限構造により桁の水平移動が抑制されると支承に生じる鉛直力が大きくなり、鉛直力に起因する損傷が変位制限構造によって助長された可能性があった。
- ④ 桁端の衝突の影響を考慮して動的解析を行った結果、支承に生じるせん断変形は桁端衝突を無視した場合とほとんど変わらなかった。したがって、桁端の衝突がAs1支承のせん断変形に及ぼした影響は小さいと考えられた。

- ⑤ ②③④の結果から支承の水平方向の応答だけでは実現象を十分表現できないと考えられた。そこで桁のロッキング振動に伴って支承に生じる鉛直方向の引張力に着目したところ、As1支承に大きな鉛直力が作用し、支承の水平変形による有効引張面積の減少とあいまって大きな引張応力が発生して、これがAs1支承の主な損傷要因であると考えられた。この鉛直方向の引張力は桁の橋軸回りの回転によるものであり、特に一支承線上の支承数が多い場合は端部の支承の負担が大きくなる傾向にあることから、As1橋台の中でも特に端部の支承に損傷が集中したと推測された。
- ⑥ As1支承の損傷状況と計算結果をあわせて損傷のメカニズムを推定すると、以下の順で状態が推移した可能性が考えられる。
- ・ 支承が水平変形して有効引張面積が減少した状態で鉛直方向の引張力が作用。
 - ・ 支承内部でゴムと鋼板が剥離。
 - ・ 支承の水平変形が逆向きに進行すると同時に支承に作用する鉛直方向力も反転し圧縮力が増加。
 - ・ 支承内部でゴムと鋼板がずれて生じたせん断変形が支承表面に伝達し雁行状の亀裂が発生。
 - ・ ゴムの損傷で鉛プラグの拘束が緩みゴムと分離するとともに一部が流出。
- ⑦ 今回の解析結果ではAs1橋台G1支承とG3支承の応答に顕著な差は生じていないが、実際にはAs1橋台の中でG1支承が特に大きな被害を受けている。その理由としては、G3支承の方がG1支承よりも初期の鉛直圧縮力が大きいので、G1支承の方が地震時に鉛直引張力が生じやすく、損傷を生じやすかった可能性がある。今回の解析モデルでは桁を一本の梁としてモデル化しているため、初期の荷重の偏りを表現できていないが、桁を格子やプレート等により詳細にモデル化すればG1支承とG3支承の差をより詳細に確認できると考えられる。
- ⑧ 本線部のサイドブロックを固定するアンカーボルトには許容値を越えるせん断力が作用していた可能性があるが、特にP1(終点側)とP8で損傷が大きかったのは、サイドブロックの転倒によりアンカーボルトに生じる引張力の影響であると推測できた。

以上のことから、いくつかの要因に着目した一連の試算により、As1支承の破断や本線部サイドブロックの損傷といった実際の現象に対してひとつの説明がつけられたと考えられる。もちろん地震時の橋梁の実挙動は多くの要素に影響を受け複雑であるため、一つの原因で全てを説明することは不可能であるが、数値解析を用いた感度分析により主たる要因の有力な候補を見いだすことができたと言える。免震支承が耐震性向上に有効なデバ

イであることは、当該橋梁に大きな地震力が作用した可能性があるにも関わらず被害が限定的であったことから明かであるが、その一方で設計の想定よりも大きな地震力を受けた時に周囲の部材によりその動きが拘束されて思わぬ荷重の集中が生じる可能性も今回の検討で確認できた。

謝辞：本文の作成にあたっては(独)防災科学研究所のK-NET、国土交通省、NEXCO東日本の観測記録を使用させていただきました。また、(公社)土木学会地震工学委員会の「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会(委員長：幸左九州工業大学教授)」の委員の皆様からは有益御意見を多数いただきました。ここに記して深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Yoshikazu Takahashi, Y.: Damage of Rubber Bearings and Dampers of Bridges in 2011 Great East Japan Earthquake, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, 2012.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996.
- 3) 高橋良和：地震被害からの教訓と免震・制震構造に関する研究動向、橋梁の免震設計に関する講習会, http://www.pwrc.or.jp/koen_siryou011206.htm, 2011. (2015年11月6日閲覧)。
- 4) 堀宗朗, 中川英則：非線形スペクトル確率有限要素法の提案と断層問題への適用に関する基礎的研究, 土木学会論文集A, Vol.66, No.4, pp.643-652, 2010.
- 5) 篠原聖二, 星隈順一：地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究, 土木学会第34回地震工学研究発表会講演論文集, 2014.
- 6) 秦吉弥, 高橋良和, 後藤浩之, 野津厚：余震観測記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震におけるゴム系支承の被災橋梁での地震動の評価, 日本地震工学会論文集, Vol.13, No.3, pp.30-56, 2013.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧, 2004.

(2015.11.6受付, 2016.2.7修正, 2016.2.20受理)

ANALYSIS ON DAMAGE OF THE EXISTING SEISMIC ISOLATION BRIDGE DUE TO THE 2011 GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE

Ryoichi FUJITA, Masanori SADAMATSU and Yoshikazu TAKAHASHI

Due to the 2011 Great East Japan Earthquake, some seismic isolation bridges were severely damaged by ground motion and cracks of isolation bearings were observed. In this paper, one of the damaged bridges was picked and dynamic analyses were conducted to clarify the cause of damage of the bridge. As a result of the reproduction analyses of the bridge using the estimated ground motion based on aftershock observations, it is estimated that the isolation bearings were damaged by shearing and vertical force due to rocking vibration of the superstructure.