

戦-49 大規模地震による橋梁への影響予測と被害軽減技術に関する調査研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 19～平 22

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，堺淳一，張広鋒

【要旨】

本研究は、橋梁の性能に及ぼす大規模地震による地震動や津波の影響を把握するとともに、大規模地震時における橋の性能の評価および効果的な被害軽減技術の確立に関する検討を行ったものである。検討では、近年の大規模地震において、固定支承周りに損傷が生じた鋼トラス橋、橋脚に損傷が生じた多径間高架橋、周辺地盤の大変位によって落橋した鋼鈑桁橋、地震動の影響を受けた免震高架橋等を対象として、地震応答解析により地震動の影響を把握したとともに、大規模地震時における橋の性能の評価に関する検討を行った。また、橋梁模型に対する水路実験に基づき、津波による橋梁構造物の被災メカニズムの解明および橋梁上部構造への津波作用力の軽減対策の提案に関する検討を行った。

キーワード：大規模地震，津波，被災分析，津波作用の軽減対策，水路実験

1. はじめに

中央防災会議や地震調査研究推進本部の調査によれば、近い将来の発生が懸念されている首都直下や東海・東南海・南海、宮城県沖地震等の大規模地震により、現在の耐震設計レベルを大きく超過する地震動や長周期地震動の発生、さらには沿岸部では 10m 規模の津波の発生も予測されている。道路構造物は、このような大規模地震災害発生時においても避難路・緊急輸送路としての機能を果たすことが強く求められている。一方、道路構造物に及ぼす大規模地震の影響については未だ十分に解明されていないことがあり、また、大規模地震に対する橋の性能の評価、被害軽減技術の開発に向けた検討も必要とされている。

このような背景より、本研究では、長周期地震動を含む大規模地震による地震動及び津波が橋梁の性能に及ぼす影響特性を把握するとともに、大規模地震時における橋の性能の評価および効果的な被害軽減技術の開発に関する検討を行った。大規模地震時における地震動の影響については、2004 年 10 月 23 日に発生した新潟中越地震において固定支承周りに損傷が生じた鋼トラス橋および橋脚に損傷が生じた多径間高架橋、2008 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震において周辺地盤の大変位によって落橋した鋼鈑桁橋、および 2009 年 8 月 11 日に発生した駿河湾地震において地震動の影響を受けた免震高架橋等を対象として、地震応答解析に基づき、地震時の橋梁の挙動およびその性能に関する検討を行った。また、大規模地震に対する被害軽減技術の開発について

は、橋梁模型に対する水路実験を用い、津波による橋梁構造物の被災メカニズムの解明に関する検討を行うとともに、橋梁構造物への津波作用力の軽減対策として、フェアリングを用いる対策の軽減効果およびその最適なフェアリングの形状を提案した。

2. 実地震における橋野被害とその数値解析

2.1 鋼トラス橋

2.1.1 地震および橋の概要

2004年10月23日17時56分頃、新潟県中越地方を震源とするマグニチュードM6.8の地震が発生した。震源深さは13kmと浅かったこともあり、地震の規模の割に大きな被害が生じた。ここでは、この地震で被災した塩殿橋を対象として、鋼トラス橋の被災メカニズムの分析およびその性能の評価を行った。

図-1に塩殿橋に生じた損傷状況の概要を示す。本橋は、平成8年度以前の設計基準を用いて設計された上路式連続鋼トラス橋である。架橋地点周辺には、架橋地点から半径2km以内に関越自動車道の越後川口IC、半径5km以内にはK-NETの小千谷と気象庁の川口町の地震計が設置されている。ここでは、架橋地点に最も近いことから、関越自動車道の越後川口ICで観測された地震動を被災分析に用いる入力地震動とした。越後川口ICで観測された地震動は、建物内に設置された地震計で観測されたものであるが、加速度応答スペクトルに建物の固有振動特性に相当する極端なピークが現れていないため、観測された地

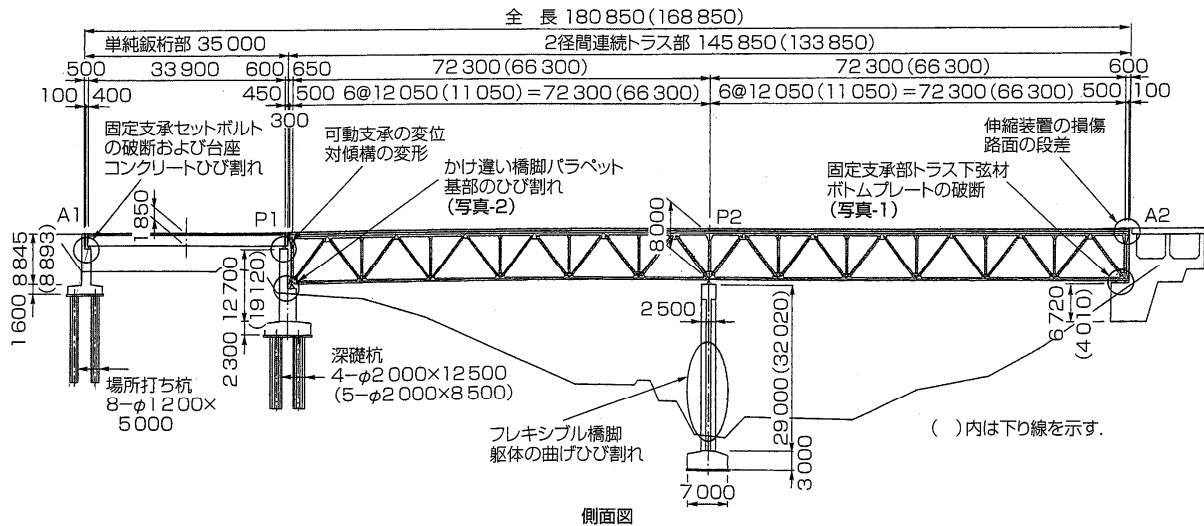


図-1 塩殿橋の損傷の概要

震動を地盤上で観測された地震動とみなすことにした。また、その観測波形を用いた動的解析では、地震開始から20秒間の間に全ての応答値の最大値が生じているため、地震開始から20秒間を対象とした。図-2に解析に用いた地震動の概要を示す。

2.1.2 解析の概要

動的解析では、鋼トラス桁と合成桁は線形要素としてモデル化した。支承は、仮想部材と境界条件および部材の結合条件によってモデル化した。A1橋台とP1橋脚は、損傷が生じていないので線形要素としてモデル化した。P2橋脚は、曲げひび割れが生じていたので非線形梁要素（曲げモーメント-曲率関係）としてモデル化した。A2橋台は、その構造形式と設置状況から地盤と一体となって振動するとみなされるので、支承部のみをモデル化した。なお、かけ違い部であるP1橋脚上のパラペット基部には、ひび割れが生じているが、パラペットの軸方向鉄筋量が少なく、塑性化した際にパラペット基部が曲げ部材として効果的にエネルギー吸収を行うとは考えにくい。そのため、パラペット基部を線形要素としてモデル化を行い、耐力については損傷度の評価の段階で考慮することにした。A1橋台の場所打ち杭とP1橋脚の深礎杭は、フーチング底面位置の杭頭ばねとしてモデル化した。P2橋脚の直接基礎は、フーチング底面位置でのSway-rockingばねとしてモデル化した。また、解析では、Rayleigh型粘性減衰を用いた。

また、地震応答解析結果に基づく損傷度の評価については、1) 鋼上部構造は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて照査を行った。道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による照査は、線形の地震応答値を用いた照査とし、全体座屈、局部座屈

および座屈に影響を与える初期不整（溶接部の残留応力や初期たわみ）の影響については、照査で用いる許容値において考慮する。2) 端対傾構の損傷度は、部材の発生応力度と許容応力度を比較することによって評価を行う。

2.1.3 解析結果

動的解析では、NEXCO 越後川口 ICで観測された新潟県中越地震波を用いた解析とともに、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに相当する標準加速度波形を用いた解析も行った。解析結果は、以下のとおりである。

1) 単純合成桁-A1 支点部のセットボルトの破断

検討では、上弦に作用する曲げモーメントによってセットボルトに作用する引張応力度と降伏応力度の大きさを比較し、セットボルトの損傷状況の照査を行った。表-1に示す解析結果より、新潟県中越地震や道路橋示方書Ⅴ耐震設計編におけるタイプⅡ地震動が橋軸方向に作用すると、降伏応力度の5倍以上の応力度が発生したことが分かる。この値は、ボルトの引張強度（降伏応力度の約2.2倍）を大きく超過し、計算上も破断が生じる結果となった。

2) 単純合成桁とトラス部のかけ違い部-P1橋脚パラペット基部のひび割れ

地震では、図-3に示すように、単純合成桁とトラス桁のかけ違い部のP1橋脚上のパラペットにひび割れが生じていることが報告されている。解析では、観測波形やタイプⅡ地震動を用いた解析のいずれも、パラペット基部に降伏相当の損傷が生じる結果となっている。また、P1橋脚上の橋軸方向の支承条件は単純桁とトラス桁と

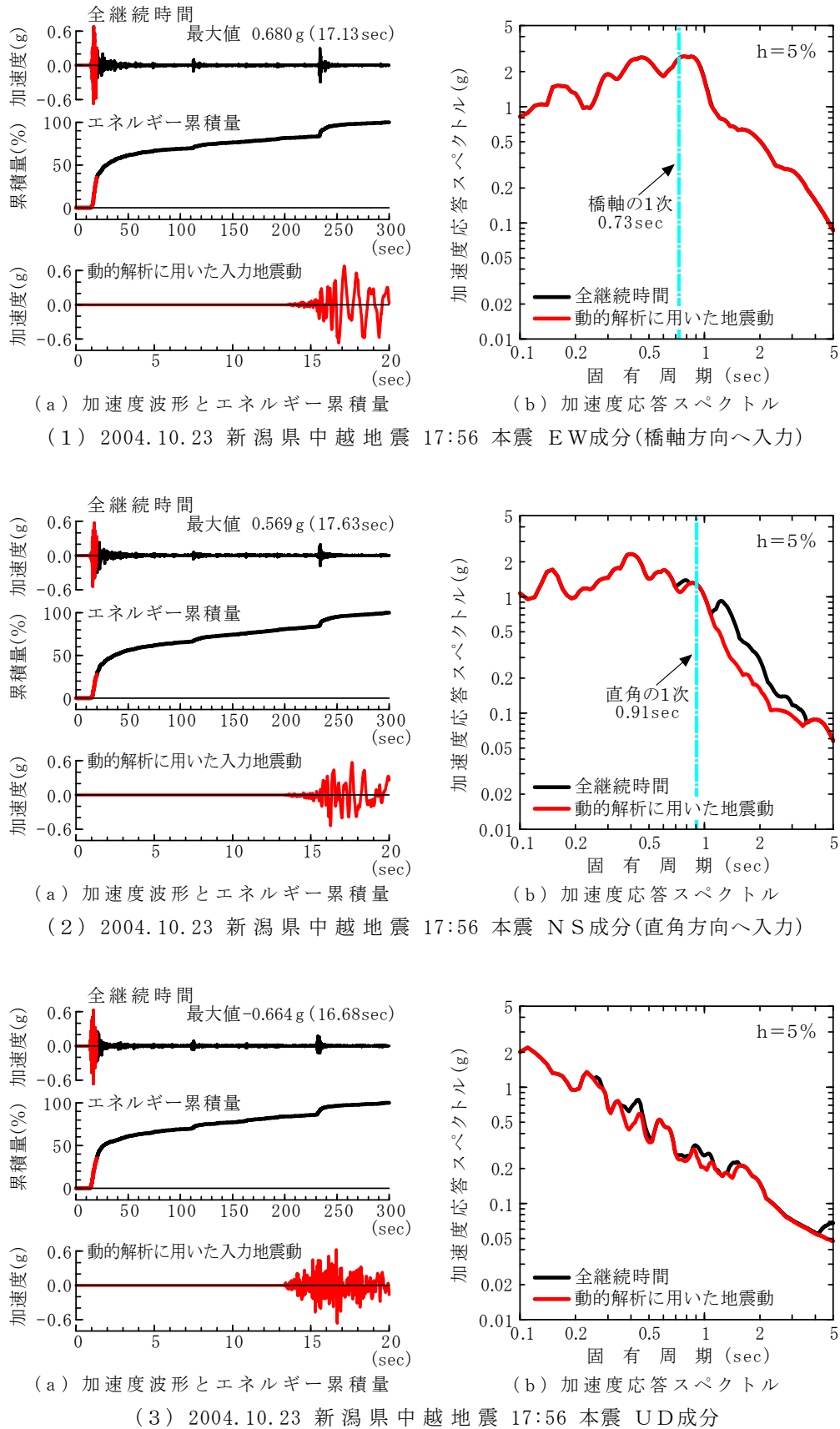


図-2 動的解析に用いた地震動

表-1 A1 橋台上の上沓セットボルトの引張応力度

地震動		125tf支承	100tf支承
		$\sigma_{\max}/\sigma_y$	$\sigma_{\max}/\sigma_y$
中越地震		9.26	6.37
道示	レベル2 1-1-1	2.02	1.31
道示	レベル2 1-1-2	2.42	1.66
道示	レベル2 1-1-3	2.10	1.47
道示	レベル2 2-1-1	5.24	4.45
道示	レベル2 2-1-2	5.36	4.55
道示	レベル2 2-1-3	8.73	6.34

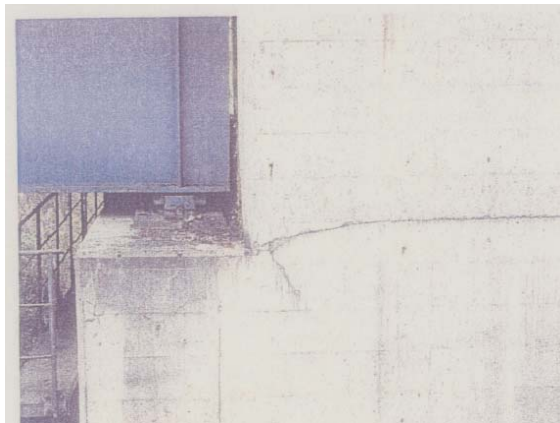


図-3 上り線かけ違い橋脚 P1 上パラペット基部に生じたひび割れ
(NEXCO 東日本新潟支社より)

も可動であることを考慮すると、この損傷はパラペット自身の慣性力によって生じたものと推定される。

3) トラス部-P2橋脚のひびわれ

トラス橋の中間橋脚である P2 橋脚（フレキシブル橋脚）は、今回の地震によって躯体部に曲げひび割れが生じている。観測波形を用いた解析結果は、橋軸方向については、橋脚基部付近で降伏を超えた損傷が生じており、橋軸直角方向については、橋脚の中間部から基部までの範囲に降伏を超えた損傷が生じた。これらの結果より、P2 橋脚のひび割れは、橋軸方向よりも橋軸直角方向に作用する地震動によって生じた可能性が高いと考えられる。

4) トラス部-A2支点部固定支承周りのトラス下弦材下フランジの亀裂

図-4 に示すように、A2 橋台支点部の固定支承が設置されている下弦材の下フランジに亀裂が生じている。支点部に作用する水平地震荷重は、床版から下弦材上フランジ、下弦材腹板、下弦材下フランジ、ソールプレート、上支承、下支承の経路を経て伝達することを考慮に入れ、本研究では、溶接部のせん断耐力と動的解析の応答水平力との比較を行うことにより、これらの部位の損傷を調査した。A2 橋台上固定支承に作用する水平力は 29, 297

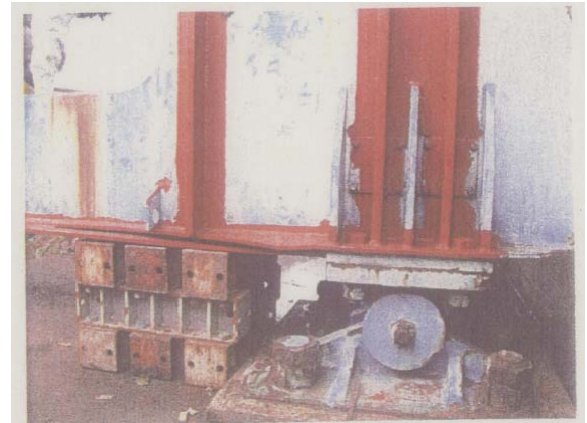


図-4 A2固定支承付近の補強後の状況
(NEXCO東日本新潟支社より)

kN/脊となっていることと比べ、下フランジとソールプレートの溶接継手部のせん断耐力は 3, 570 kN/脊、腹板と下フランジの溶接継手部のせん断耐力は 2, 423 kN/脊となっており、いずれも地震荷重よりも小さい値となっている。また、耐力から損傷順序を推定すると、下弦材の腹板と下フランジの溶接継手が先に損傷し、次に下弦材の下フランジとソールプレートの溶接継手が損傷したものと推定される。

5) トラス桁の鋼部材（支承近傍を除く）の損傷なし

被災調査結果によると、支承近傍を除くトラス桁の鋼部材は外観上損傷が見あたらなかった。解析では、観測波形と道路橋示方書のレベル2地震動（タイプⅠとタイプⅡ）を入力した動的解析結果から得られた各部材の断面力をもとに、トラス桁鋼部材の耐震性評価を行った。鋼部材の耐震性能評価は、照査において初期不整や座屈の影響を考慮した道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて照査を行った。照査項目は、全体座屈に対する照査、局部座屈に対する照査、安定に対する照査、せん断力に対する照査および合成応力度の照査であり、許容応力度の割増し係数は 1.7 とした。解析結果より、レベル2タイプⅡ地震動を用いた解析結果と比べ、観測波形を用いた解析結果は、損傷する部材の数も多く、損傷程度も若干大きい。

2.1.4 考察結果

以上の被災分析より得られた結果は以下のとおりである。

- 1) 下弦材の腹板と下フランジがすみ肉溶接によって溶接する場合は、設計当初の小さい荷重によってすみ肉溶接のサイズが決定されているため、レベル2地震動が作用した場合は、すみ肉溶接を起点に鋼部材に亀裂を生じる可能性がある。

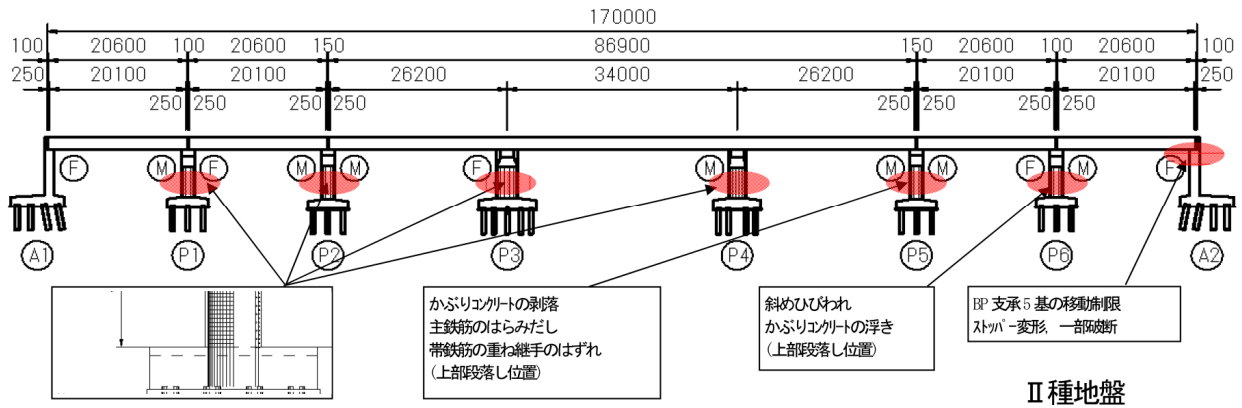


図-5 解析対象橋梁と被災状況

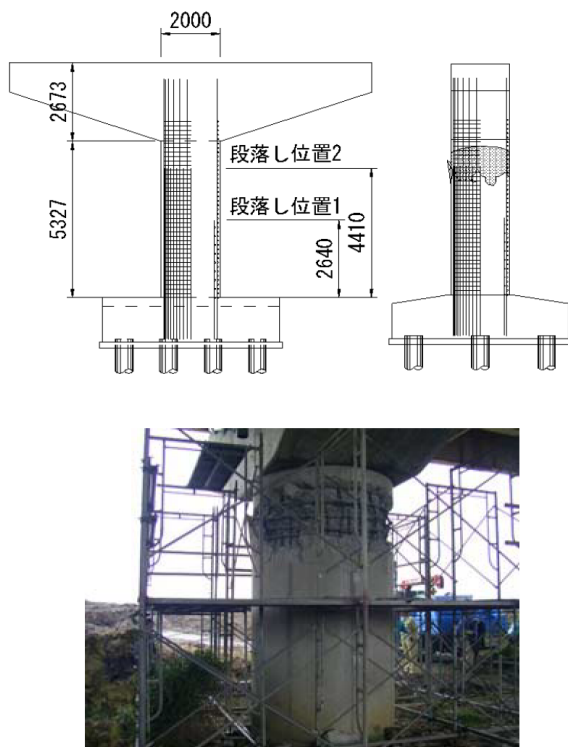
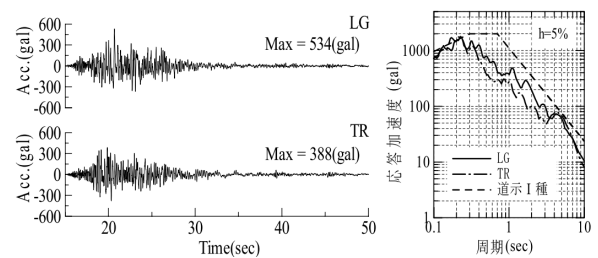
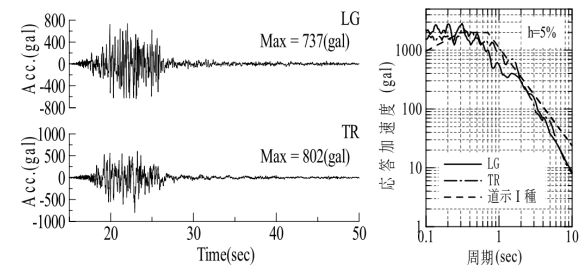


図-6 損傷の大きかったP5橋脚



(a) 加速度波形・加速度応答スペクトル(K-NET 長岡)



(b) 加速度波形・加速度応答スペクトル(K-NET 長岡支所)

図-7 損傷の大きかったP5橋脚

- 2) パラペットは、橋脚や橋台躯体に比較してその鉄筋量が少ないため、橋脚や橋台の躯体部との接合部に損傷が生じる可能性がある。
- 3) 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定される部材の座屈や局部座屈の影響を考慮した照査式により鋼部材の損傷度を評価した結果、実際に生じた損傷度と比べて安全側の結果となった。塩殿橋の鋼部材が、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定される部材の座屈や局部座屈の影響を考慮した照査を行って設計されたため、新潟県中越地震に対して大きな損傷が生じなかったと考えられる。

2.2 多径間連続高架橋

2.2.1 橋の概要

本研究では、新潟県中越地震に被災した図-5 に示す橋梁を対象として、大規模地震時における多径間連続高架橋の耐震性能を検討した。本高架橋は、橋長 170m の上下線を有する跨線橋である。上部構造は 2@単純鋼 I 桁+3 径間連続鋼 I 桁+2@単純鋼 I 桁である。橋脚は円形断面 RC 単柱橋脚であり、昭和 55 年の基準よりも前に設計されたものである。P1・P6 橋脚、P2・P5 橋脚は同形状・同配筋である。P4 橋脚は柱中央部で段落しされており、その他の橋脚は柱上部、中央部の 2 箇所で段落しされている。基礎は鋼管杭である。新潟県中越地震では、橋脚の段落し部に被害が生じた。被災の程度は $P1 < P2 < P3 < P4$ で、P5 橋脚は本橋の中で最も被害が大きかった。図-6 に示すように、かぶりコン

表-2 水平震度-水平変位

下部構造	水平震度 Kh	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 $\delta(m)$	橋脚の状態
P1 P6	0.363	0.033	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.403	0.045	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.451	0.066	上部段落し位置が終局に達する
P2 P5	0.320	0.040	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.350	0.050	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.384	0.069	柱基部が初降伏に達する
	0.393	0.074	上部段落し位置が終局に達する
P3	0.612	0.019	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.715	0.035	柱基部が初降伏に達する
	0.736	0.039	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.787	0.055	上部段落し位置が終局に達する
P4	0.358	0.028	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.375	0.034	柱基部が初降伏に達する
	0.451	0.081	中央段落し位置が終局に達する

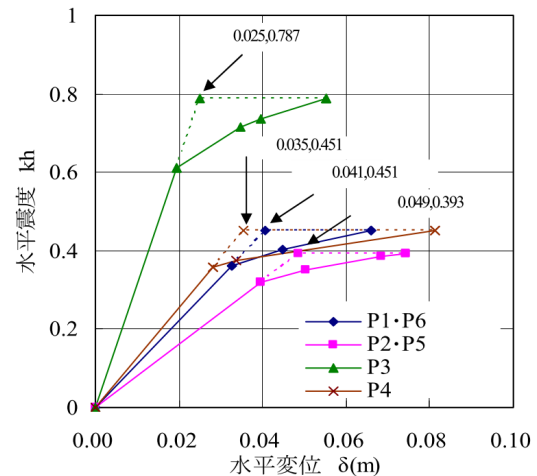


図-8 各橋脚の水平震度-水平変位関係

表-3 最大応答変位, 最大応答曲率および被災状況の一覧

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
変位(橋脚天端)	時刻(sec)	6.64	8.07	8.09	8.10	8.09	7.96
	最大応答変位(cm)	4.96	9.60	11.45	13.71	13.92	4.99
曲率(上部段落し位置)	初降伏曲率(1/m)	0.00136	0.00138	0.00077	0.00105	0.00138	0.00136
	終局曲率(1/m)	0.00618	0.00580	0.00504	0.00515	0.00580	0.00618
	最大応答曲率(1/m)	-0.00167	-0.00558	-0.00772	-0.00797	-0.00912	-0.00197
	初降伏曲率に対する比率	1.23	4.04	10.03	7.59	6.61	1.45
	終局曲率に対する比率	0.27	0.96	1.53	1.55	1.57	0.32
被災状況	被災箇所・上部段落し位置	水平応答耐力を超過し、めくり割れ	水平応答耐力を超過し、めくり割れ	水平応答耐力を超過し、めくり割れ	水平応答耐力を超過し、めくり割れ	コンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の浮き、継手のはずれ	斜め方向のめくり割れ、コンクリートの浮き
	被災程度	P1 < P2 < P3 < P4	最も被害大				

クリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋のはずれが生じており、被災断面が上り線側であることから、橋軸直角方向に作用した地震力によって橋脚が被災したと推定される。

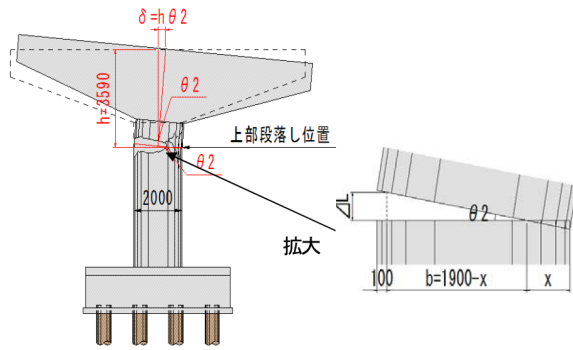
解析では、本橋梁の最寄の強震記録である K-NET 長岡と長岡支所の強震観測記録データを用いた。図-7 に、本橋梁の橋軸および橋軸直角方向に変換した加速度波形・加速度応答スペクトルを示す。K-NET 長岡の最大加速度は LG 成分で 534(gal)、TR 成分で 388(gal) となっており、固有周期が 0.5 秒以下の構造物に影響の大きい地震動であったことがわかる。K-NET 長岡支所の最大加速度は LG 成分で 737(gal)、TR 成分で 802(gal) となっており、固有周期が 0.7 秒以下の構造物に影響の大きい地震動であったことがわかる。

被災分析では、損傷を受けた橋軸の直角方向を対象としたプッシュオーバー解析を行うことによって橋脚の変形性

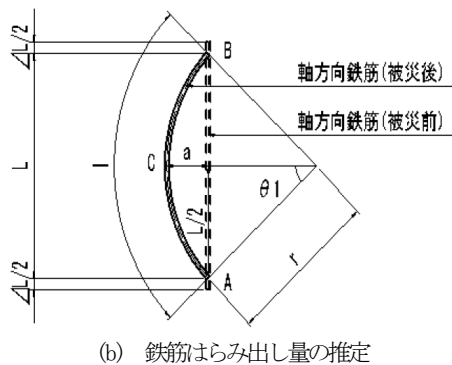
能を把握したとともに、橋全体系を平面骨組み構造にモデル化し、図-7 に示した地震動を用いた動的解析を実施した。動的解析では、上部構造は線形より要素、RC 橋脚の塑性ヒンジ区間はトリリニア型の非線形回転ばね ($M-\theta$)、これ以外の柱部はトリリニア型の非線形より要素 ($M-\phi$)、杭基礎は線形の水平および回転ばねでフーチング底面にモデル化した。

2.2.2 解析結果

図-8 と表-2 に、プッシュオーバー解析の結果を示す。全ての橋脚で上部 (P4 橋脚は中央) 段落し位置から降伏し、この位置で終局状態となることが分かる。各橋脚の降伏震度を見ると、P1・P6 橋脚が 0.36、P2・P5 橋脚が 0.32、P3 橋脚が 0.61、P4 橋脚が 0.36 となっており、地震による損傷が最も大きかった P5 橋脚が最も鋼降伏耐力が低くなっており、地震による実際の損傷と一致する。しか



(a) 損傷モードによる橋脚天端変位



(b) 鉄筋はらみ出し量の推定

図-9 軸方向鉄筋のはらみ出しと橋脚天端の変位

しながら、同じ断面特性を有するP2橋脚はひび割れ程度と損傷程度が低くなっている。

全体系の動的解析結果については、K-NET 長岡 TR の地震記録を入力した場合は、全ての部材において弾性域の応答を示した。表-3 に、K-NET 長岡支所 TR の地震記録を用いた場合の最大応答値を示す。損傷の最も大きかったP5橋脚の最大応答変位が一番大きく13.92cmとなった。最大応答曲率は、全ての橋脚で降伏し、P3～P5橋脚では計算上の終局限界を超える結果となった。ここで、損傷の最も大きかったP5橋脚について、実際に被災した状況から地震時の応答変位の推定を試みた。図-9 に示すように、軸方向鉄筋に生じたはらみ出し形状から橋脚天端での水平変位を推定した。上部段落し位置で最大応答変位時に軸方向鉄筋位置で $\angle L$ だけ変位し、終局時の中立軸 $x=346(\text{mm})$ を中心に橋脚がロッキング変位したとすると、回転角は $\theta/2=\angle L/b=0.018(\text{rad})$ となり、橋脚天端の上部段落し位置に対する変形量は $\delta=h\cdot\theta/2=6.46(\text{cm})$ となる。一方、動的解析により算出された橋脚天端の上部段落し位置に対する変形量は $\delta r=7.91(\text{cm})$ となり近似する結果が得られた。

2.2.3 考察結果

本橋に対する検討結果は以下の通りである。


図-10 落橋した橋の被害状況
(上：全体、下：P2橋脚)

- 1) プッシュオーバー解析では、橋脚の上部段落し位置から損傷がはじまり、この位置で終局状態となる結果を得られた。これらの結果は、地震における橋脚の被害状況と一致している。また、プッシュオーバー解析より、被害の最も大きかったP5橋脚は、他の橋脚と比べると耐力やじん性が最小となることが確認された。
- 2) 近傍で観測された地震記録を用いた地震応答解析から求められた応答値は概ね被災状況に対応する傾向を示した。また、被災状況から逆算された橋脚天端の変位は、動的解析の応答変位と概ね一致した。

2.3 鋼鉄桁橋

2.3.1 地震および橋の概要

2008年6月14日に岩手県内陸南部を震源とするマグニチュード7.2、震源深さ8kmの地震(平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震)が発生し、KiK-NETの一関西の観測所では、上下方向に38.66 m/sec (3,866ガル)という観測史上最大の加速度を観測した。道路橋では、震源の近くにある鋼鉄桁橋が落橋したという甚大な被害

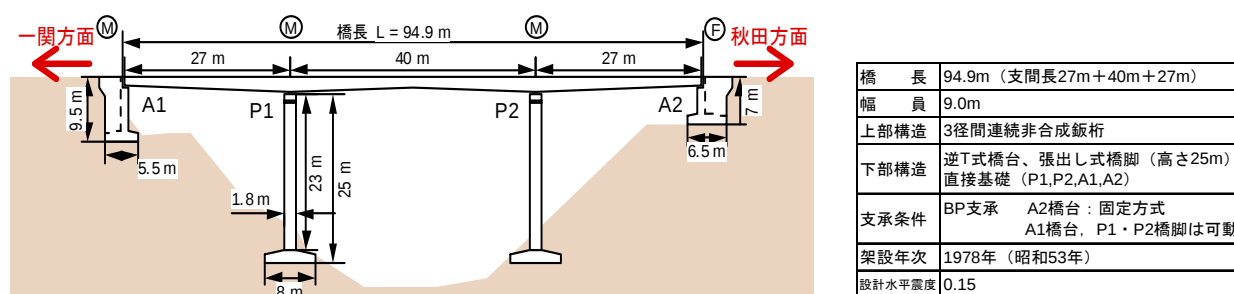


図-11 橋梁の諸元

害が生じた。図-10に橋梁の被害状況写真を示す。今回の落橋は、1995年の兵庫県南部地震以降、我が国の道路橋で生じた初めての地震による大規模な落橋被害である。この被災は橋台や橋脚を支持する地盤のすべりによる移動が原因と推定されており、こうした被害事例はこれまでにはない。

図-11に橋梁の側面図と橋梁諸元を示す。図-12に推定された落橋までの挙動を示す。図-12に示すように地山の崩壊により、A2橋台とP2橋脚がともに前方に移動し、上部構造をA1橋台の方へ押し出したことで、P1橋脚の倒壊を招き、この結果、支持を失った上部構造が落下した可能性が高いと推定された。また、詳細な測量調査により、A1橋台～P1橋脚間の距離は0.07m大きくなったこと、P1橋脚～P2橋脚間の距離は10.6m小さくなったこと、P2橋脚～A2橋台間の距離は0.5m小さくなったことが明らかとなった。

2.3.2 動的解析モデル

本橋の被災に関しては、地盤変状の影響が主たる要因であることが報告されているが、架橋地点近傍において大きな加速度記録が観測されており、もし地盤変位が生じなかった場合にこうした地震動によってどのような損傷を受けた可能性があるかを調べるために、地震応答解析を行った。ここでは、橋脚上の支承の破壊の有無に着目した検討を行った。

解析モデルは、3次元骨組みモデルとした。橋脚は、P1橋脚、P2橋脚ともにファイバー要素でモデル化した。橋脚のモデル化及び耐力は3に示したとおりである。橋台のパラペットおよび堅壁は線形はり要素でモデル化した。A1橋台がパラペットと堅壁の境界部で破壊したことをモデル化するために、パラペットと堅壁の境界部には弾完全塑性バイリニア型の非線形せん断バネを組み込んだ。ここで、このバネの耐力には、パラペット基部に対してそれぞれ1,936 kN, 1,978 kNである。なお、

の曲げ耐力がせん断耐力よりも小さかったため、曲げ耐力を用いることとした。曲げ耐力は、A1橋台、A2橋台

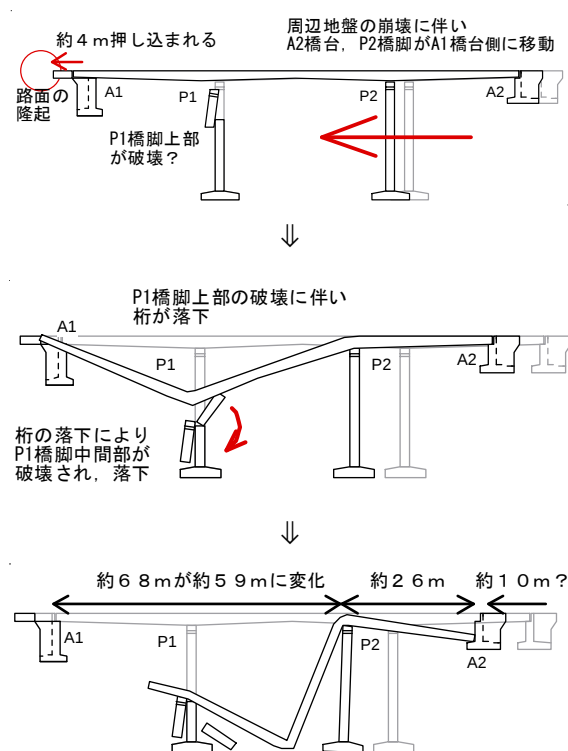


図-12 推定された落橋までの挙動

橋台と桁との遊間は0.2mであり、解析にもこの遊間量を考慮した。

上部構造は、4つの主桁、2次部材等は個別にモデル化することとし、これらをすべて線形部材でモデル化した。支承部は、A2橋台上の固定支承は支承の耐力を考慮した弾完全塑性モデルでモデル化した。A1橋台上の可動支承は、初期遊間(55mm)を設定し、これに達した後は水平力が増加し、支承の耐力に達すると再び水平力がゼロとなるモデルとした。一方、橋脚上の可動支承は、支承が破壊するケースと破壊しないケースを検討対象としたため、それぞれに対してモデル化を行った。な

表-4 主要モードの固有振動数とモード減衰定数

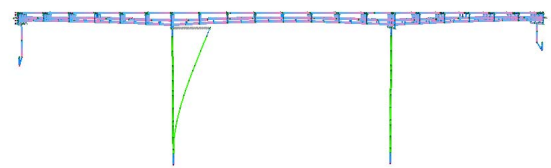
モード 次数	振動数 (Hz)	固有周期 (s)	モード 減衰定数	有効質量比			備考
				LG (X)	TR (Z)	UD (Y)	
1	1.693	0.591	0.020	12	0	0	P1 橋脚
2	1.693	0.591	0.020	11	0	0	P2 橋脚
3	2.459	0.407	0.012	1	0	1	桁橋軸-鉛直 1 次
20	3.839	0.261	0.012	6	0	1	桁橋軸-鉛直 1 次
21	3.841	0.260	0.019	0	32	0	全体直角
34	4.867	0.205	0.012	1	0	6	桁橋軸-鉛直 3 次
55	6.856	0.146	0.017	0	0	0	全体直角 2 次

お、後述のように支承の耐力は橋脚の耐力の 4 倍以上のため、橋軸方向の応答では支承が破壊することはないと考えられるが、3 次元応答の場合には、4 主桁のそれぞれの支承が各個に破壊される場合もあるため、こうしたケースを想定したものである。支承が破壊するケースは上述の A1 橋台上の支承と同じモデル化とした。一方、支承が破壊しないケースは、遊間の設定は破壊する場合と同じとしたが、遊間に達した後は、耐力の上限値を設けず、力学的特性を線形としたモデルとした。鉛直方向には弾性バネを用いた。橋軸方向に着目すると、A2 橋台上の固定支承の耐力は 1812 kN、橋脚上の可動支承の耐力は 4860 kN、A1 橋台上の可動支承の耐力は 1456 kN である。橋脚及び橋台は、I 種地盤上にあることから、橋脚と橋台のフーチングの下面で固定点とした。

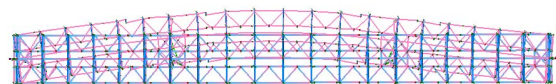
2.3.3 固有振動特性と入力地震動

解析モデルの各部材の減衰定数としては、鋼部材には 1%、鉄筋コンクリート部材には 2%、支承部には 0%をそれぞれ与えた。本来ならば、地盤への逸散減衰があると考えられるが、橋脚と橋台のフーチングの下面を固定点としてモデル化したため、本解析ではこれを考慮しないこととした。

このモデルに対して、振動モードおよびモード減衰定数を求めた結果を主要なモードについて表-4、図-13 に示す。1, 2 次モードは、橋軸方向の橋脚の応答が卓越しており、その周期は 0.59 秒である。この結果より、橋脚は支承条件が可動であるため、橋脚躯体の自重により振動することが分かる。直角方向の振動が卓越するのは、周期が 0.26 秒の 21 次モードである。また、鉛直方向の振動が卓越するのは周期が 0.21 秒の 34 次モードである。図-14 は、モード減衰定数と固有周期の関係と本解析で仮定した Rayleigh 減衰を示した結果である。本解析では、橋軸方向、直角方向の主要な振動モードの減衰を適



(a) 1 次モード (側面から見た図)



(b) 21 次モード (上方から見た図)

図-13 主要モードの振動モード

切にモデル化することと固有値解析では基礎への逸散減衰を考慮していないが実際にはこの影響があることや数値解析上の安定性から大きめの粘性減衰を与えるほうがよいと考え、基準振動数として 1 次と 21 次を選択した。

入力地震動としては、架橋地点近傍の KiK-NET の一関西の観測所における記録（一関西記録）を用いることとし、解析ではモデルの橋軸方向、直角方向にそれぞれ入力するために、観測記録を 113° 回転させて、これらの方向の成分を求めた。解析に用いた入力地震動の応答スペクトルを図-15 に示す。最大加速度は、橋軸方向、直角方向、鉛直方向にそれぞれ 13.3 m/s²、12.6 m/s²、38.7 m/s²である。いずれも短周期に卓越した地震動であり、例えば 0.1~0.15 秒では、40 m/s²を超える応答加速度が生じるが、本橋の 1 次モードの固有周期帯では、15 m/s²の応答となり、現行設計で考慮している 20 m/s²よりも小さい。

2.3.4 解析結果の地震応答特性

図-16 は、一関西記録を 3 方向同時入力したときの主桁と橋脚天端の応答変位を比較した結果である。また、図-17 は、P1 橋脚の径落し部 2（高さ 15.74 m）と柱基

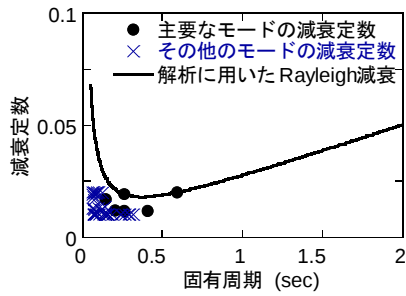
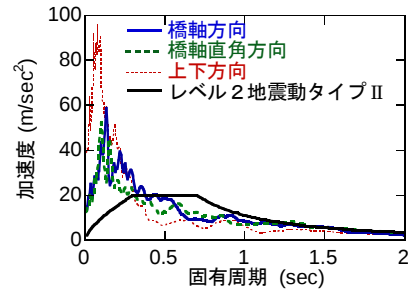
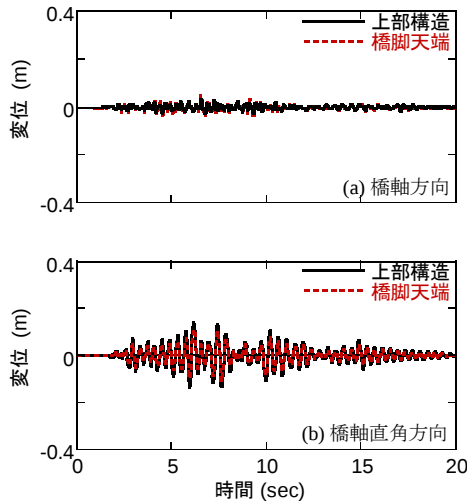
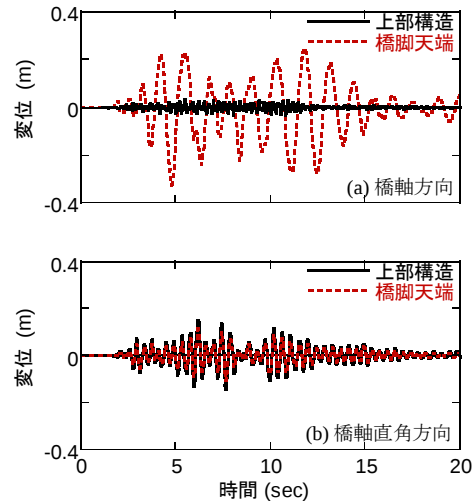


図-14 解析に用いた粘性減衰


図-15 入力地震動の加速度応答スペクトル ($h=0.05\%$)


(a) 支承の破壊を考慮しない場合



(b) 支承の破壊を考慮する場合

図-16 上部構造と P1 橋脚天端の応答変位

部の応答曲率の比較を示す。なお、以下には P1 橋脚の結果のみを示すが、P2 橋脚にも同様の応答が生じるという結果となっている。これによれば、上部構造は、橋軸方向にはほとんど振動しないため、橋脚上の支承の破壊の有無に関わらず、応答変位は最大で 0.03 m 程度であることが分かる。これは、A2 橋台上において固定されているためである。この結果、橋脚上の支承の破壊を考慮しないケースでは、橋脚は可動支承の遊間量 (0.055 m) までは応答するが、それ以上は上部構造に応答が拘束されるため、橋脚天端の応答変位は最大で 0.05 m となる。一方、橋軸直角方向には、橋脚と上部構造は同じ位相で振動する。この結果、橋脚天端で 0.11 m、上部構造位置で 0.14 m の応答変位が生じる。P1 橋脚の径落し部 2 の位置では、橋軸方向の応答曲率が最大で 0.018 /m に達するが、これは終局曲率の 64% に相当する。また、柱基部では終局曲率の 48% に相当する応答が生じる。橋脚天端の応答が 0.05 m 程度にも関わらず、このような大きな応答曲率が生じたのは、上部構造が橋脚の応答を拘束したため、径落し部 2 において橋脚の振動方向とは

逆方向に曲率が生じたためである。

一方、橋脚上の支承の破壊を考慮するケースでは、橋脚が上部構造に拘束されなくなるため、橋脚天端の応答変位は 0.32 m に達する。一方、直角方向の応答は支承の破断を考慮しないケースとほとんど同じとなる。P1 橋脚の径落し部 2 の位置では、橋軸方向の応答曲率が最大で 0.012 /m と、支承の破断を考慮しないケースより小さく、柱基部での応答曲率も終局曲率の 36% と比較的小さい。

2.3.5 検討の結果

以上の検討より、以下のことが分かる。

- 1) P1 橋脚の曲げ塑性変形性能を評価した結果、道路橋示方書の手法によれば、橋軸方向の終局変位は 0.45 m と推定された。上部構造と橋台の遊間は 0.2 m であり、橋台が破壊しなければ橋脚には終局変位相当の応答は生じなかったと考えられる。

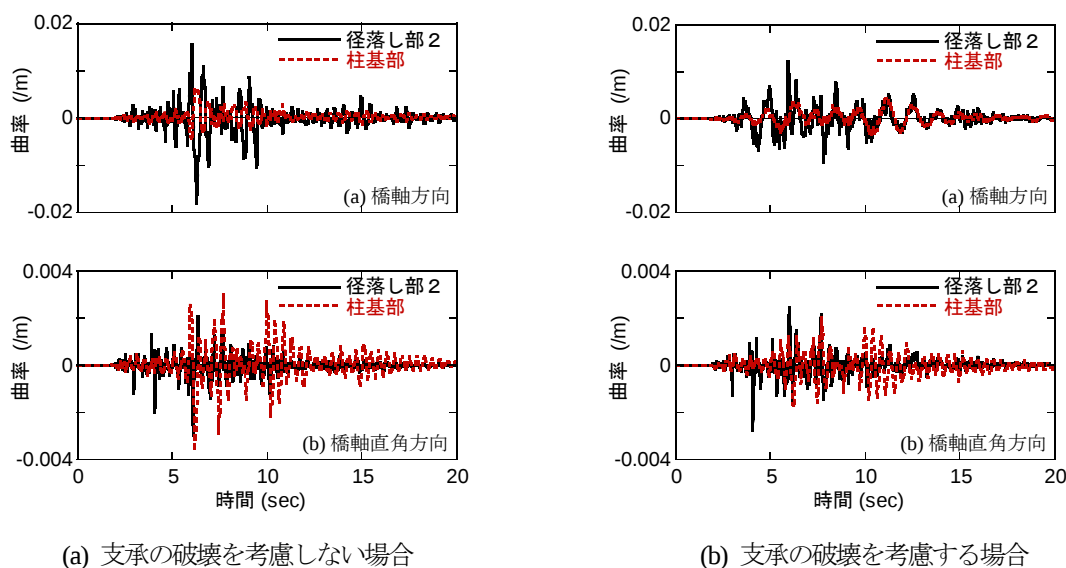


図-17 P1 橋脚の径落し部 2 と柱基部の応答曲率

2) 支承破壊の考慮の有無をパラメータとした地震応答解析より、支承が破壊しなければ、橋脚は上部構造に応答が拘束されて橋脚天端の応答変位は 0.05 m 程度と小さくなるが、柱基部から 15.74 m の位置の径落し部の応答曲率が大きくなること、支承の破壊を考慮すると橋脚天端の応答変位は 0.32 m にまで達することが推定された。いずれの場合にも、断面変化点の橋軸方向の応答曲率は終局曲率以下の応答であり、また、せん断耐力には余裕があったことから、仮に地盤変位がなく、地震動の影響のみを受けた場合には、橋脚には塑性化が生じるが、橋脚の倒壊等の致命的な被害を生じさせるレベルの損傷にはならなかったと推定される。

2.4 免震橋

2.4.1 地震および橋の概要

2009 年 8 月 11 日 5 時 7 分頃、駿河湾を震源とするマグニチュード(M)6.5 の地震が発生した。この地震では、東名高速道路の法面が崩落する被害はあったものの、橋梁の大きな被害はなかった。本研究では、今回の地震において地震動の影響を受けたと考えられる免震橋を対象として、実地震時における免震橋の挙動を検討した。

図-18, 19 に、対象免震橋の側面図および地震観測装置の設置位置およびその状況写真を示す。本橋は、橋長 725 m を有する PC29 径間連続高架橋であり、上部構造は PC 中空床版構造、橋脚は壁式 RC 橋脚である。免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)であり、単体サイズ 680mm(B)×680mm(L)×130mm(H)のものを各橋脚に

4 個を設置している。また、本橋では、上部構造、橋脚天端、フーチングおよびその位置にある地表地盤と地中地盤に地震観測装置が設けられており、地震動の他、主要な位置での応答加速度や応答変位が記録されている。

図-20 に、静岡県駿河湾地震の際に 2P14 橋脚地表地盤で観測された加速度波形、図-21 に、観測された加速度波形と道路橋示方書に示されているⅡ種地盤の標準波形(レベル 1, レベル 2)の加速度応答スペクトルを示す。図-21 によると、対象とした地震動は固有周期 0.5sec 近傍で 1000gal 程度の加速度応答スペクトルとなっているが、それ以降の周期帯ではスペクトルが低下しており、1.0 秒付近で 200gal 程度となっている。本検討では、この観測された地震動を用いて時刻歴応答解析を行うこととした。

2.4.2 解析手法の概要

解析モデルは、桁、橋脚、フーチングは線形より要素、基礎-地盤系はフーチング底面位置の線形バネ要素(水平、回転、鉛直)としてモデル化を行った。免震支承は線形バネ要素とし、等価剛性と等価減衰定数を用いてモデル化を行った。免震支承の等価剛性および等価減衰定数の算定については、2.3 で詳述する。現地の地盤条件は、道路橋示方書に示されるⅡ種地盤である。また、各構造部位に与えた減衰定数は、道路橋示方書で提案されている値を参考とし、表-5 に示すように設定した。材料強度は、桁： $\sigma_{ck}=35\text{N/mm}^2$ 、橋脚： $E_c=3.10 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、フーチング： $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ とした。

解析手法については、モード解析法を用いた線形時刻

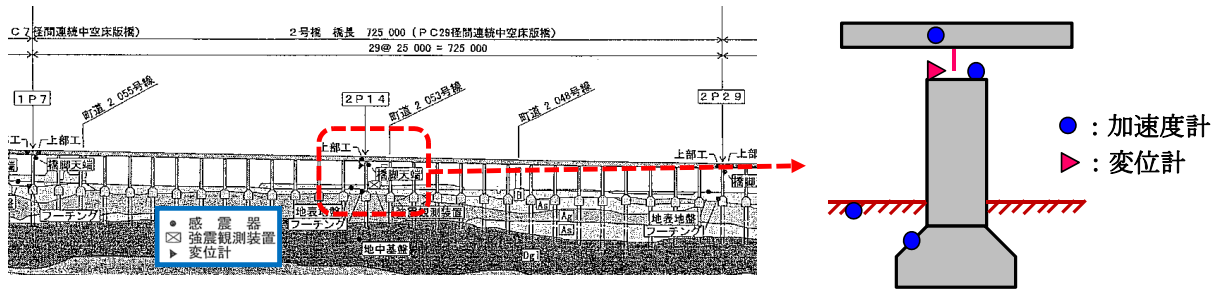


図-18 対象橋梁の側面図および強震観測装置の設置位置図



(a) 対象橋梁の全景

(b) 観測記録装置(2P14橋脚上)

図-19 対象橋梁および観測記録装置の写真

歴応答解析を行った。モード解析法を用いた理由は、対象とする地震動に対する橋梁の応答は非線形性が小さく、免震支承を等価剛性と等価減衰定数でモデル化した等価線形解析でも十分に応答を評価できること、またモード解析は各部材の減衰の影響を明確に把握できるためである。各次のモード減衰は、ひずみエネルギー比例によって評価した。入力地震動は図-20 に示した 2P14 橋脚の地表地盤で観測された加速度波形データを用い、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ単独加震を行った。

本免震橋では、免震橋としての特性および免震支承の特性を確認するために、過去に起振機実験と自由振動実験、免震支承の工場性能試験が行われている。文献 13) では、これらの実験および試験結果を基に免震支承の等価剛性および等価減衰定数が求められているが、ばらつきがあるため免震支承の等価剛性および等価減衰定数と支承変位の回帰式を求めた。図-22は、免震支承の等価剛性および等価減衰定数と支承変位の関係について各種の試験により得られた結果と、道路橋支承便覧および道路橋の免震設計法マニュアル(案)により算出される値を比較して示したものである。試験結果と道路橋支承便覧を比較してみると、免震支承の変位が45.5mm(せん断ひずみ35%)以下の領域においては、両者が大きく異なっていることがわかる。ここで、道路橋支承便覧による算定基準は、せん断ひずみして一定値を与えることになっており、これは、免震支承

が35%以下の領域において、等価剛性と等価減衰定数に対

表-5 各構造部位の減衰定数

構造部位	減衰定数
桁	0.03
橋脚	0.05
フーチング	0.00
基礎-地盤系	0.24(橋軸)、0.21(直角)

のせん断ひずみが35%以下の場合、等価剛性や等価減衰定数などの免震支承の特性値にばらつきが大きくなり、かつ試験時の計測における誤差などもあると考えられるためである。

本検討では、静岡県駿河湾地震により観測された免震支承の最大相対変位を用いて免震支承の等価剛性と等価減衰定数を算定することとし、ケース1では試験結果から求めた回帰式を用いて、ケース2では道路橋支承便覧を用いて免震支承の等価剛性と等価減衰定数を算定した。今回の地震による観測変位は、橋軸方向で37.6mm、橋軸直角方向で23mmであり、それぞれの方向に対して免震支承の等価剛性と等価減衰定数を求めたのが表-6である。橋軸方向に関しては、観測変位が道路橋支承便覧と回帰式による算定値が大きく異なる基準となる45.5mmに近い値のため、ケース1とケース2の等価剛性および等価減衰定数の差が小さい。一方、橋軸直角方向に

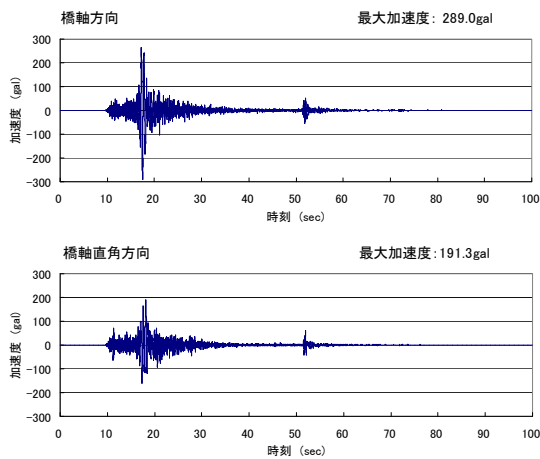


図-20 P14橋脚地表地盤位置の観測記録

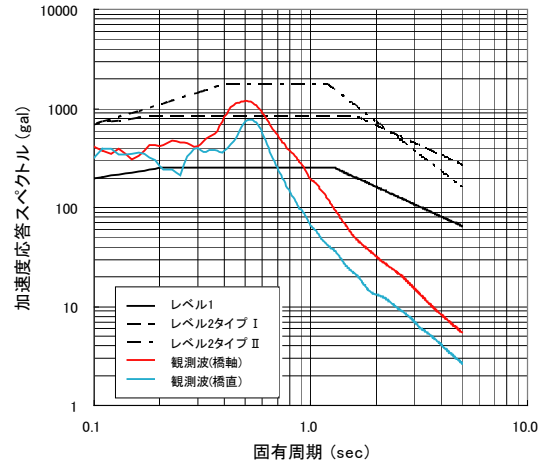


図-21 加速度応答スペクトル(2P14橋脚)

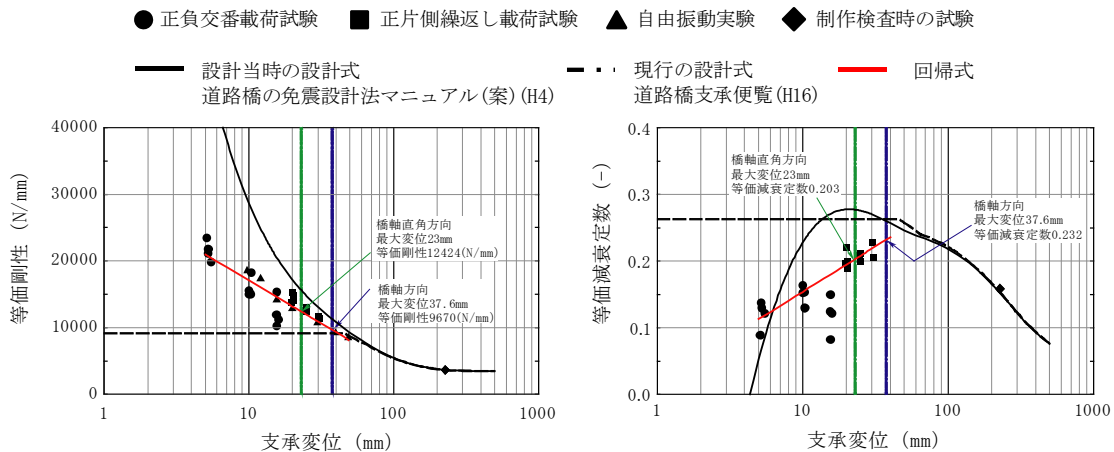


図-22 免震支承の等価剛性および等価減衰定数と支承変位の関係（実験結果、設計基準）

表-6 免震支承の等価剛性および等価減衰定数（1支承）

項目	方向	ケース1	ケース2	実験値 設計値
		実験結果から推定した値	道路橋支承便(H16)の 提案式から求めた値	
等価剛性 (N/mm)	橋軸方向	9670	9175	1.05
	橋軸直角方向	12424	9175	1.35
等価減衰定数	橋軸方向	0.232	0.263	0.88
	橋軸直角方向	0.203	0.263	0.77

関しては、観測変位が橋軸方向より小さいため、ケース1とケース2の等価剛性および等価減衰定数の差が橋軸方向より大きいことが分かる。

2.4.3 解析結果および考察

高架橋の場合、橋梁全体で支承部が弱部材と評価されることが多く、主要変形モードは支承部の大きな変形を伴うことから、支承部の剛性が橋梁全体の固有周期に与える影響は大きい。本検討では、免震支承の等価剛性をパラメータとしているため、ケース1とケース2において固有周期の変化が見られた。両ケースの固有値解析

結果の橋軸方向と橋軸直角方向の1次モードは、ケース1の場合はそれぞれ0.830と0.749、ケース2の場合はそれぞれ0.848と0.844となっている。これらの結果を見ると、橋軸方向の場合ケース2の方が0.018秒長く、橋軸直角方向の場合ケース2の方が0.095秒長くなっている。橋軸方向に対しては、両ケースの免震支承の等価剛性の差が小さいため、両者の固有周期に大きな差がないものの、橋軸直角方向に対しては、両者の免震支承の等価剛性の差が大きいこと、橋軸方向より固有周期に大きな差が生じたと見られる。

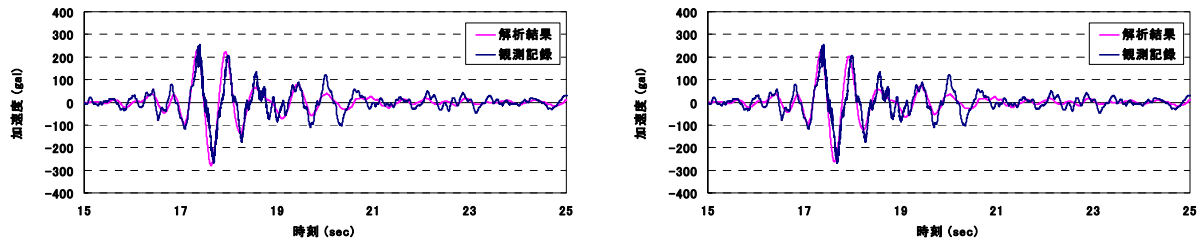


図-23 桁の時刻歴加速度応答の比較（橋軸方向、左：ケース1 右：ケース2）

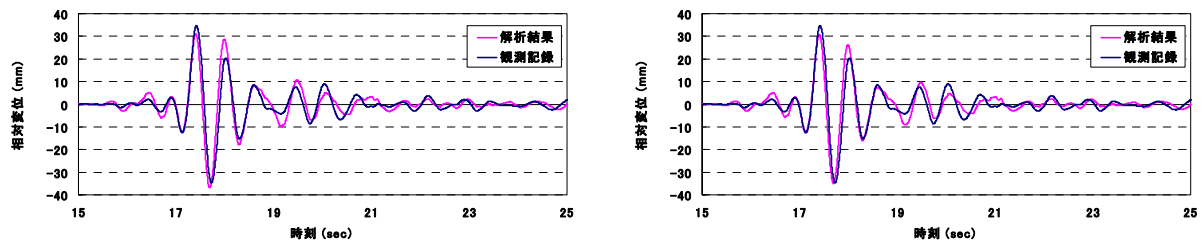


図-24 支承部の相対変位の比較（橋軸方向、左：ケース1 右：ケース2）

表-7 最大応答の比較（橋軸方向）

項目	対象位置	ケース1			ケース2		
		観測記録	解析結果	解析 観測	観測記録	解析結果	解析 観測
最大加速度(gal)	桁	269.5	278.8	1.03	269.5	262.9	0.98
相対変位(mm)	支承部	34.8	36.9	1.06	34.8	35.0	1.01

図-23は、2P14橋脚位置の桁の加速度応答に対し、観測記録と解析結果を時刻歴でプロットしたものである。また、この橋脚位置における支承部の相対変位の時刻歴を図-24に示す。応答振幅が小さい領域においては観測記録と解析結果の応答傾向が若干異なるものの、最大振幅発生領域においてはケース1、ケース2ともに観測記録に近い応答傾向が見られた。応答振幅が小さい領域において観測記録と解析結果の応答差が生じる原因は、免震支承はひずみ領域によって免震支承の等価減衰定数が異なるが、解析モデルで設定した減衰定数は支承最大変位を用いて算定していたため、結果的に解析では減衰を大きく評価したためであると考えられる。また、2P14橋脚天端の加速度応答についても桁の加速度応答と同様、最大振幅発生領域においてケース1とケース2ともに観測記録に近い結果が得られており、最大振幅発生領域に関しては、本免震橋の実地震挙動が地震応答解析により精度良く評価できたといえる。

表-7は、桁と橋脚天端位置における最大応答加速度と、支承部の最大相対変位をまとめたものである。各位置の応答加速度、支承部の相対変位ともに、観測記録に対する解析結果の差が2%～10%であることがわかる。また、ケース1とケース2を比較してみると両者の違いが最大で5%程度であり、免震支承の等価剛性と等価減衰定数

の違いによる影響は見られなかった。橋軸方向に関しては、地震観測記録をもとに算定した免震支承の等価剛性と等価減衰定数において、ケース1とケース2の差が小さいことから、両者同程度の応答が得られたと考えられる。

2P14橋脚位置の桁の加速度応答に対し、観測記録と解析結果を時刻歴でプロットしたものを図-25に、またこの橋脚位置における支承部の相対変位の時刻歴を図-26に示す。橋軸方向応答に関しては、ケース1とケース2の応答にほとんど差が見られなかったが、橋軸直角方向に関しては応答差が生じており、この応答差は特に最大振幅発生領域で生じる結果となった。また、前述のように、今回の地震の際に地震観測装置から得られた橋軸直角方向への支承部相対変位は23mm(せん断ひずみ18%)とせん断ひずみ35%以下領域にあるため、ケース1とケース2において免震支承の等価剛性と等価減衰定数が異なり、各位置の応答結果に応答差が生じたと考えられる。

表-6は、桁と橋脚天端位置における最大応答加速度と、支承部の最大相対変位をまとめたものである。観測記録に対する解析結果の比率を見ると、ケース1に比べケース2の方が小さく、ケース1の応答値が観測記録に近いことがわかる。一方、ケース2の場合、桁の応答加速度において

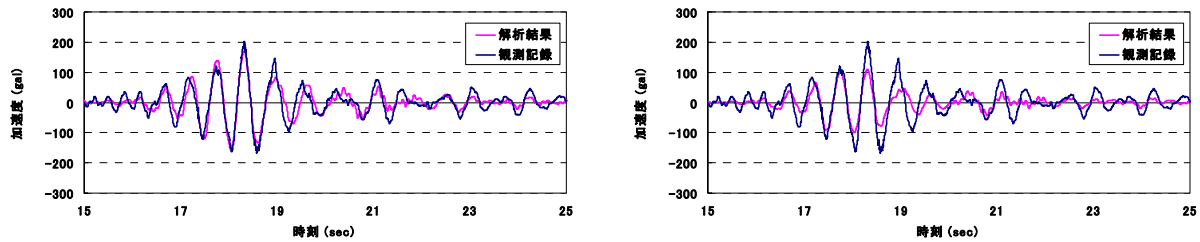


図-25 桁の時刻歴加速度応答の比較（橋軸直角方向、左：ケース1 右：ケース2）

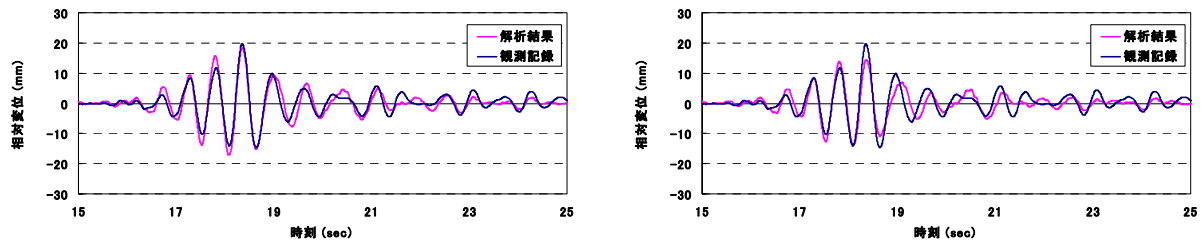


図-26 支承部の相対変位の比較（橋軸直角方向、左：ケース1 右：ケース2）

表-7 最大応答の比較（橋軸直角方向）

項目	対象位置	ケース1			ケース2		
		観測記録	解析結果	解析 観測	観測記録	解析結果	解析 観測
最大加速度 (gal)	桁	203.0	170.9	0.84	203.0	109.5	0.54
相対変位 (mm)	支承部	19.7	18.4	0.93	19.7	14.5	0.74

解析結果が観測記録より46%程度、支承部の最大相対変位において解析結果が観測記録より26%程度小さい。すなわち、橋軸直角方向に関しては、免震支承に生じた変位が橋軸方向よりもさらに小さく、免震支承の等価剛性と等価減衰定数を各種試験結果に基づいて算定した方が、実挙動により近い解析結果を得ることがわかった。

2.4.4 考察結果

以上の検討より、以下のことが分かる。

- 1) 橋軸方向加震時の解析では、ケース1とケース2ともに観測記録に近い応答が得られており、本免震橋の実地震挙動が精度良く評価できた。また、ケース1とケース2の応答差は少なく、免震支承の等価剛性と等価減衰定数の設定方法の違いによる影響は小さかった。
- 2) 橋軸直角方向に対しては、免震支承に生じた変位が橋軸方向よりもさらに小さく、道路橋支承便覧より各種試験結果に基づいて免震支承の等価剛性と等価減衰定数を設定して解析を行った方が、実挙動により近い結果を得ることがわかった。また、免震支承の等価剛性と等価減衰定数を道路橋支承便覧に基づいて解析を行った場合、解析結果が観測記録より小さく評価される結果となったが、今回の地震に対しては免震支承の最大せん断ひずみが小さいレベルであることから、

このことが直ちに本免震橋の耐震性に大きな影響を及ぼすものではないと考えられる。

3. 津波による橋梁の被災メカニズムと津波作用力の軽減対策の提案

海洋性の大規模地震時における橋梁構造物は、地震動そのものによる被害を受けることがあるが、地震動に誘起される津波によりも甚大な被害を受けることもある。その代表例の一つとして、2004年に発生したスマトラ沖地震およびインド洋津波による被災事例が取り上げられる。2004年のインド洋津波では、上部構造が完全に流失されることや、落下まで至っていないが上部構造が橋軸直角方向に大きく移動し交通が寸断される被害が多く発生している。一方、日本では、近い将来の発生が懸念されている東海・東南海・南海等の地震による大規模な津波の発生が予測されている。このような大規模な地震・津波の発生時には、重要路線の避難路・緊急輸送路としての機能を確保することが重要であり、路線の骨幹をなす橋梁構造物の地震動・津波作用力に対する挙動を把握することが必要である。地震動に対しては、今まで耐震設計や耐震補強が実施されてきているが、津波作用力については、橋梁構造物に与える影響が十分に把握

されておらず、その被害を軽減させるための対策も未だ構築されていないのが現状である。

2004 年のインド洋津波をきっかけとして、津波による橋梁構造物の被災メカニズムの解明、橋梁構造物に与える津波作用力の評価等に関する研究が数多く行われている。構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）では、2004 年のインド洋津波に被災を受けた橋梁を対象とし、被災メカニズムの解明と津波作用力の把握を目的とした水路実験及び数値解析シミュレーションを実施してきている。本研究では、今までの研究成果に基づき、橋梁構造物への津波作用力を軽減させるための簡易な対策の提案を試みた。

3.1 津波作用力の特性とその軽減対策の一提案

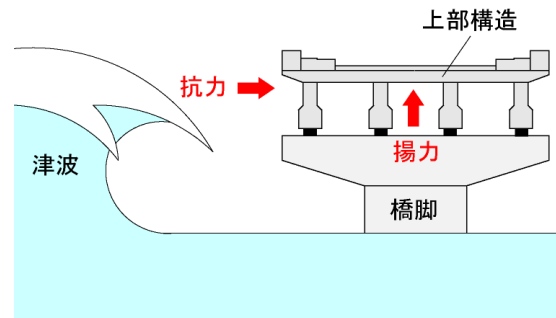
津波による橋梁上部構造への作用力は、水平方向（抗力）と鉛直方向（揚力）の2方向に発生する。図-27に、橋梁上部構造への津波作用力の一例を示す。図に示すように、津波作用力は、衝突時に生じる衝撃的な力と衝突後の一定時間に継続的に作用する定常的な力が存在することが分かる。津波襲来時の橋梁上部構造は、揚力によって持ち上げられながら、抗力によって水平方向に押され、また、衝突時に瞬間的に衝撃的な外力を受け、その後も継続的に外力を受けることが考えられる。

津波による橋梁構造物の被害を軽減させるためには、津波作用力に対する橋梁構造物の抵抗力を向上させる方法や、津波作用力そのものを軽減させる方法等が考えられる。本研究では、津波作用力を軽減させる方法に着眼し、簡易な軽減対策を考案することとした。図-28に、考案している津波作用力の軽減対策のイメージ図を示す。本対策は、従来耐風分野で主に長大橋の制振対策として用いられているフェアリングに着目し、橋梁上部構造の側面（津波の作用面）にフェアリングを取り付けることによって、上部構造への津波作用力を軽減させることを図れないかという着想に基づくものである。もともと複雑な断面形状を持つ津波作用面は、フェアリングを取り付けることによって2つの斜面を有する単純な形状となり、津波波力に対する抵抗を小さくしようとするものである。

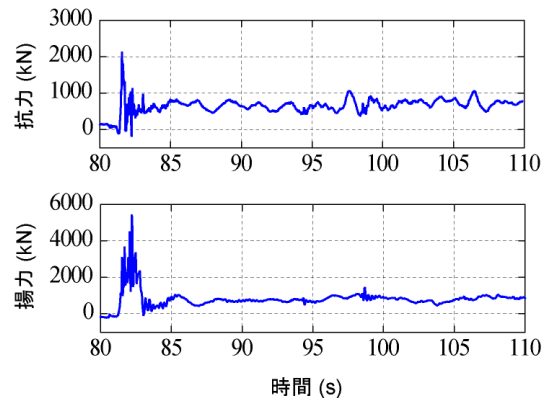
本研究では、軽減対策の提案に向けた第1歩として、小型の橋梁模型に対する水路実験に基づき、フェアリングによる津波作用力の軽減効果の確認およびその軽減効果に及ぼすフェアリングの形状の影響に関する検討を行うこととした。

3.2 水路実験の概要

図-29に、実験に用いた水路の概要図を示す。水路は長さ20 m、幅1 m、高さ0.8 mである。実験では、2004年のイン



(a) 橋梁に作用する津波波力



(b) 抗力と揚力の時刻歴の一例

図-27 橋梁上部構造への津波作用力の一例

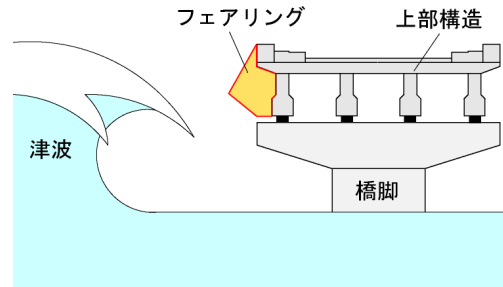


図-28 考案の軽減対策のイメージ図

ド洋津波より被害を受けたLueng Ie Bridgeの縮小模型を対象とした。本橋梁は、橋長19.1 mのRC単純桁橋で、津波によって上部構造が橋軸直角方向に約3 mの移動が生じた。図-30に橋梁模型の概要図を示す。模型の縮尺は、実験に用いた水路の寸法及び水路における津波の造波高さを考慮して1/50とした。図-30 (b), (c) にフェアリングを取り付ける前と取り付け後の断面図を示す。図-31に実験のセットアップ状況写真を示す。

本実験に用いた模型と実橋梁間の相似則については、粘性の影響より重力の影響が卓越することを考慮し、レイノルズ数を考慮せずにフルード数のみを満足させることとした。フルード相似則により、実橋梁の津波高と津波波力は、式(1)と式(2)を用いて計算できる。

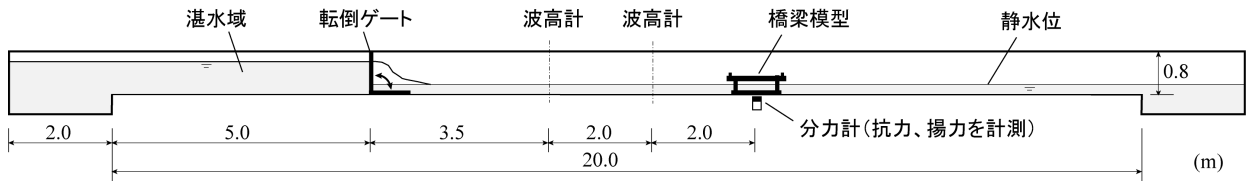


図-29 実験に用いた水路の概要図

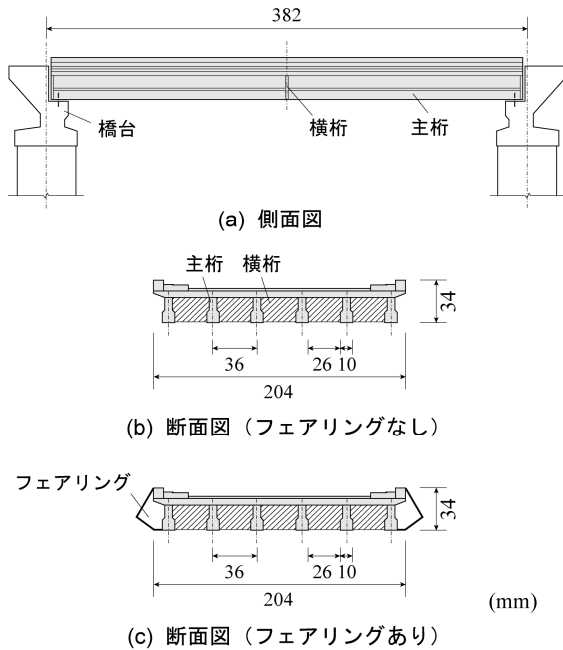


図-30 実験対象の橋梁模型

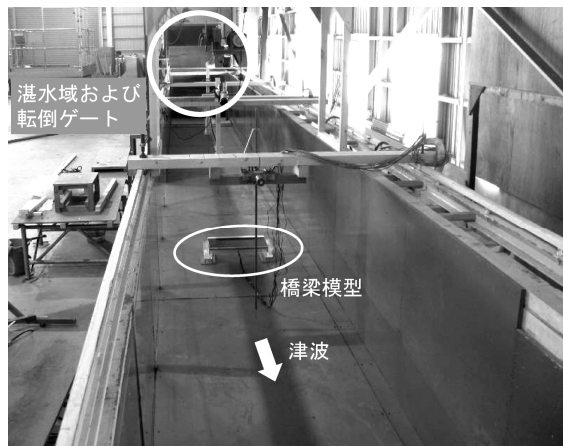


図-31 水路実験の状況写真

$$H_R = \frac{H_m}{\lambda} \quad (1)$$

$$P_R = \frac{P_m}{\lambda^3} \quad (2)$$

ここに、 H_m 、 P_m は模型の津波高と津波波力、 H_R 、 P_R は実橋梁の津波高と津波波力、 λ は縮尺である。以下の検討では、実橋梁規模における比較検討を行いやすくするため、これ

表-8 実験ケースの一覧

実験目的と 実験ケース数	実験パラメータ		
	水深 (m)	津波高 (m)	フェアリング の形状
津波作用力に及ぼす 津波高と水深の影響	1.0	3.0	—
	1.5	5.0	
	2.0		
	2.5		
	3.0		
実験ケース数：10			
フェアリングによる 津波作用力の低減効果	3.0	3.0	$H_h/D = 0.25, 0.50,$ $0.75, 1.00$ $H_v/D = 0.00, 0.25,$ $0.50, 0.75,$ 1.00
		5.0	
実験ケース数：40			計：20 ケース

らの式を用い、津波高や津波波力等を全て実橋梁規模に換算して示している。

実験では、湛水域のゲートを転倒させて生じた段波性状の津波を用い、転倒ゲートから 7.5m のところに設置している橋梁模型に衝突させることにより、衝突時および衝突後の一定継続時間における模型桁への津波作用力である抗力と揚力を計測した。抗力及び揚力の時刻歴は、桁下に設置している分力計によって記録した。計測時のサンプリング周波数は 500 Hz とした。分力計は、水槽の底面に固定し、取付治具を用いて模型の桁と連結させた。

なお、実験に先立ち、模型設置地点における所定の津波高が得られるように、橋梁模型の上流側 2m と 4m のところ、橋梁模型の上方の計 3 箇所に波高計を設置し、津波高と湛水深の関係を事前にキャリブレーションした。実験時では、このキャリブレーション結果を用い、所定の津波高に応じた湛水深を決定した。

表-8 に実験ケースの一覧を示す。津波作用力に及ぼす津波高と水深の影響を検討するためには、水深を 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 m の 5 ケースとし、各ケースに対してそれぞれ津波高を 3.0 m と 5.0 m の 2 ケースを実験した。フェアリングによる津波作用力の軽減効果を検討するためには、フェアリングの形状と津波高をパラメータとし計 40 ケースを実験した。図-32 に各実験ケースのイメージ図を示す。ここで、図-32 (b) に示すように、検討では、フェアリングの頂点 A の B 点に対する水平方向の位置 H_h 及び

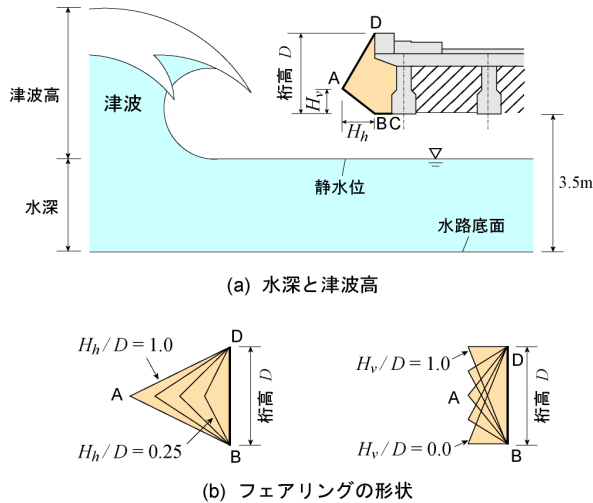


図-32 実験ケース

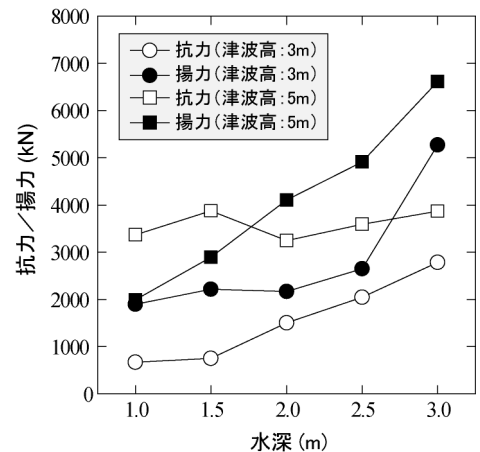
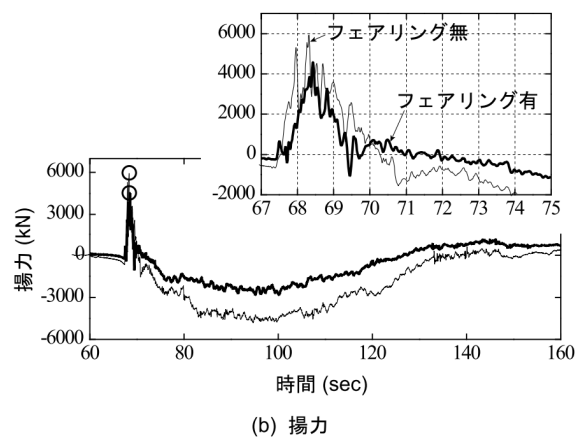
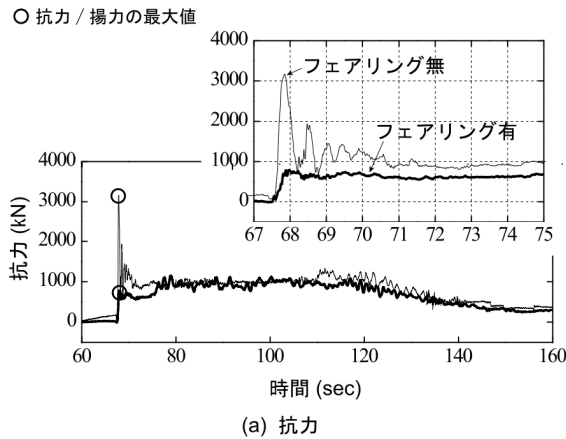


図-33 津波作用力に及ぼす津波高と水深の影響


図-34 波力の時刻歴の一例 (フェアリング有 : $H_h/D=0.50$, $H_v/D=0.25$, 津波高 5.0m)

鉛直方向の位置 H_v を変化させることによって各実験ケースを設定した。具体的には、 H_h/D を 0.25, 0.50, 0.75 および 1.0 の 4 ケース、 H_v/D を 0.0, 0.25, 0.50, 0.75 および 1.0 の 5 ケースとし、これらの組み合わせの計 20 種類の形状を設けた。また、各形状のフェアリングに対して、津波高 3.0 m と 5.0 m の 2 ケースを実施した。

3.3 実験結果および考察

3.3.1 津波作用力に及ぼす津波高と水深の影響

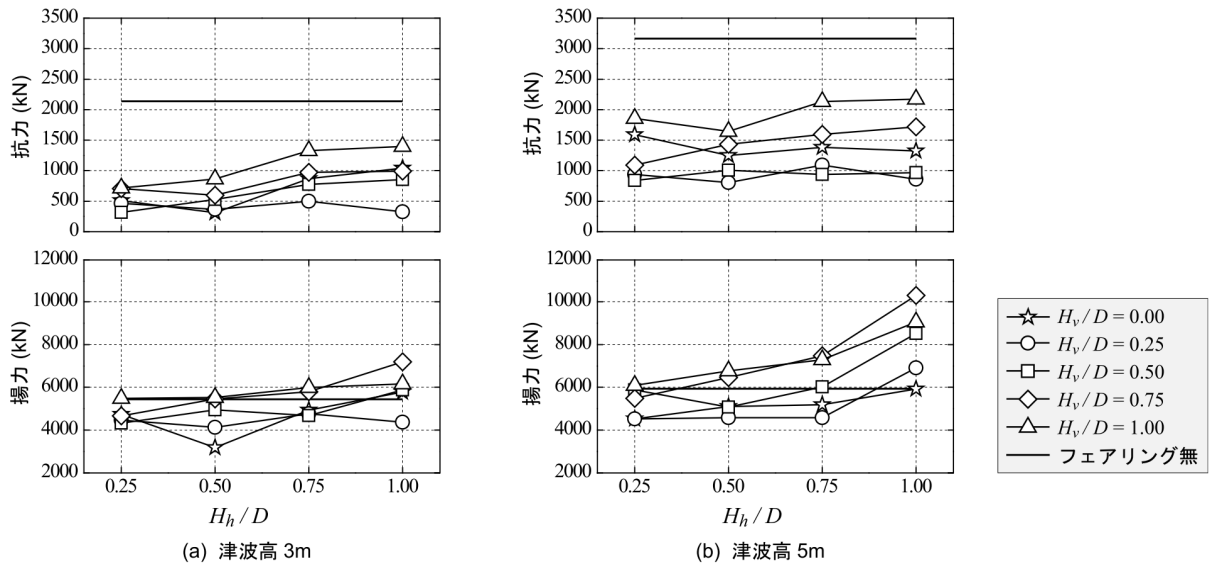
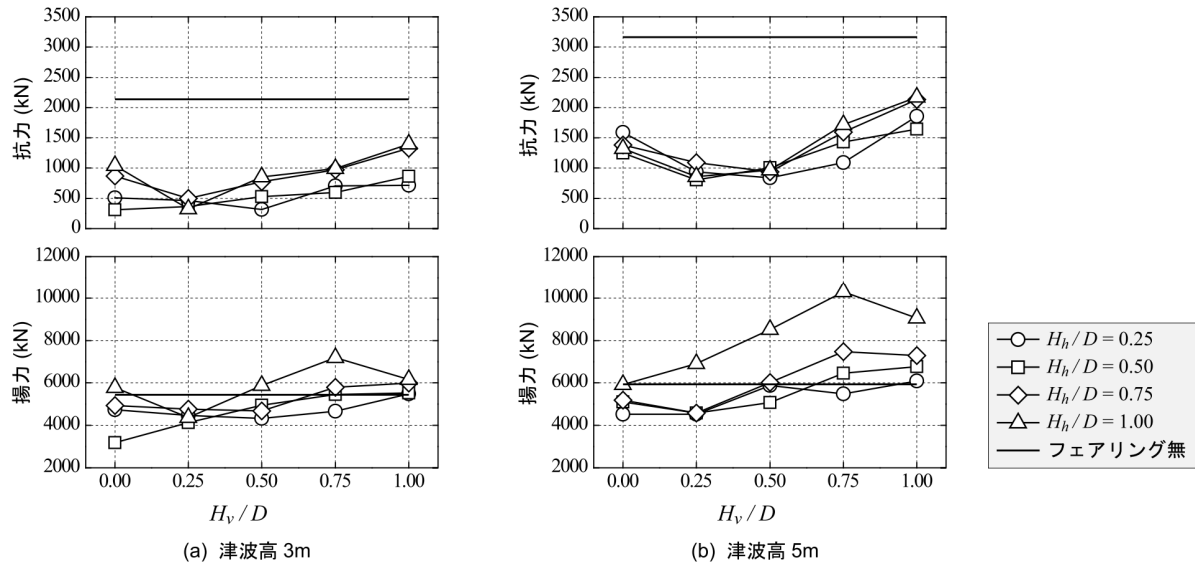
図-33 に、津波作用力に及ぼす津波高と水深の影響を検討するための各実験ケースの最大抗力と最大揚力を示す。ここで、図に示す抗力 (白抜き) と揚力 (黒塗り) は、いずれも衝突時の波力の最大値である (図-34 を参考)。

図-33 より、津波高 3.0 m の場合と 5.0 m の場合のいずれにおいても、水深が増加して桁下とのクリアランスが狭くなるほど抗力や揚力が概ね増加する傾向が見られる。ここで、クリアランスが 0.5 m となる水深 3.0 m の場合とクリアランスが 2.5 m となる水深 1.0 m の場合の結果を比

較すると、水深 3.0 m の場合は、抗力は最大 4 倍程度 (津波高 3.0 m の場合)、揚力は最大 3.3 倍程度 (津波高 5.0 m の場合) 大きくなっていることが分かる。また、津波高の影響については、いずれの水深においても、津波高さが高くなれば抗力や揚力が増加することが分かる。

3.3.2 フェアリングによる津波作用力の軽減効果

図-34 に、一例として、 $H_h/D=0.50$, $H_v/D=0.25$, 津波高 5.0 m の場合とフェアリング無の場合の波力の時刻歴を示す。図-34 (a) の抗力の時刻歴については、フェアリング無の場合は、衝突時に大きなピークが現れ、衝突の直後も抗力の変動が大きく生じていることが見られる。これらの結果と比べ、フェアリング有の場合は、衝突時に明確なピークが現れず、衝突直後の抗力の変動も少ないことが分かる。また、図-34 (b) の揚力の時刻歴については、フェアリング有の場合はフェアリング無の場合より最大値が低くなっているが、両者が類似な分布形状を示す。なお、衝突後には両者とも負の値となっている。これは、床版を越流した波の量が多く、



下向きの荷重が発生したためである。

図-35, 36 に、フェアリングの形状を変化させた各実験ケースの最大波力を示す。最大抵抗力の比較より、1) いずれの実験ケースにおいてもフェアリングを取り付けることにより最大抵抗力が大幅に軽減できた、2) $H_v/D = 0.25$ と $H_v/D = 0.5$ の場合はより小さくなる傾向にある、3) 最大抵抗力に与える H_h/D の影響が小さい、ことが分かる。一方、最大揚力については、フェアリング有の場合は、フェアリング無の場合よりも大きくなっているケースがあり、また、津波高が高くなると、このようなケースがさらに増えていくことが見られる。これらのことより、フェアリングの形状が適切でない場合は、フェアリング無の場合より最大揚力が大きくなることがあると言える。なお、図-35, 36 の結果を総合的に考

察すると、 $H_h/D = 0.50$, $H_v/D = 0.25$ の場合は、最大抵抗力と最大揚力とも最も低い値となっていることが分かる。

図-37, 38 に、例として、それぞれ、 $H_h/D = 0.50$ として H_v/D を変化させた各実験ケース、および $H_v/D = 0.25$ として H_h/D を変化させた各実験ケースの波力の時刻歴を示す。まず、抵抗力については、図-37(a) より、 $H_v/D = 0.00$, 0.25 , 0.50 の3 ケースは、衝突時の抵抗力が低く安定な分布性状を示している。これに対し、 $H_v/D = 0.75$, 1.00 の両ケースは、衝突時の抵抗力の変動が大きく、フェアリング無の場合と類似な分布性状を示している。 $H_v/D = 0.00$ を除いた各実験ケースは、いずれもフェアリング無の場合より全体的に低い抵抗力を示している。なお、図-38(a) に示す各比較図を見ると、いずれの実験ケースにおいても、衝突時の抵抗力

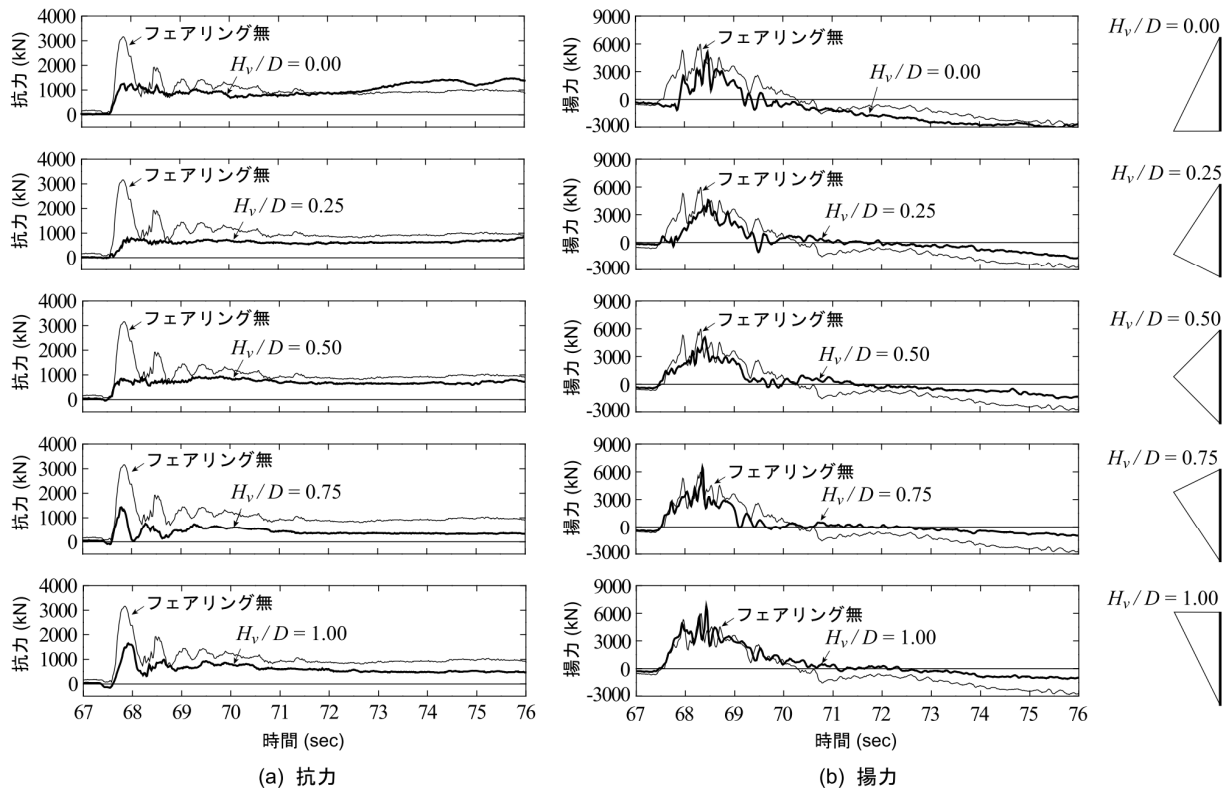


図-37 $H_h/D=0.50$ の各実験ケースの抵抗力と揚力の時刻歴 (津波高: 5.0m)

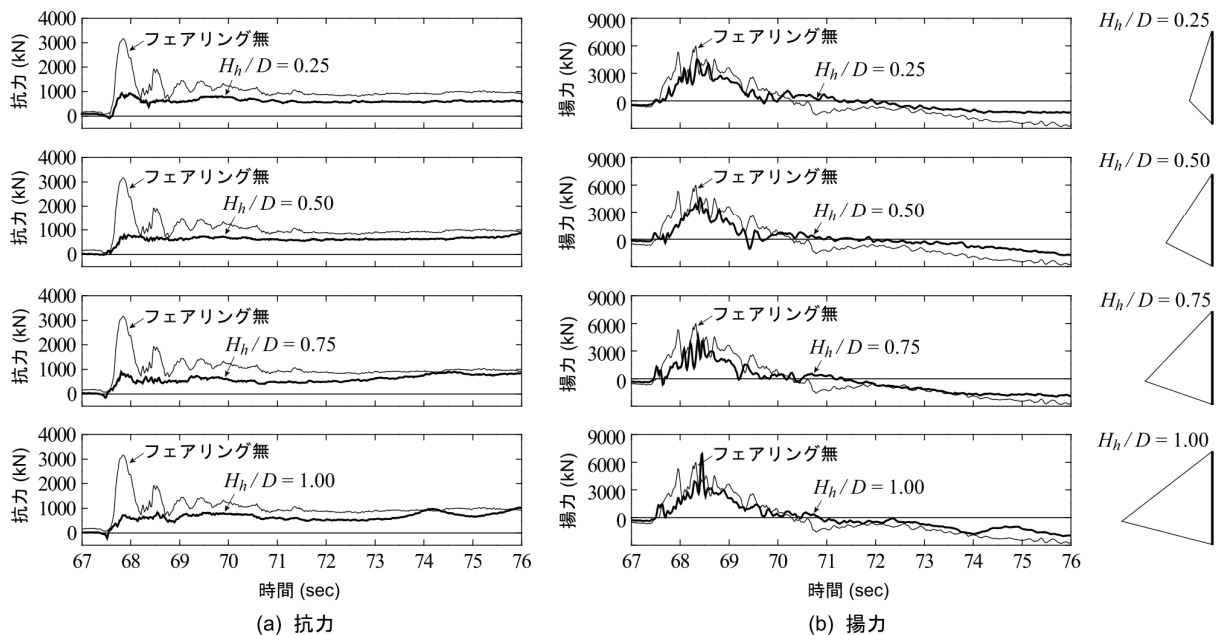


図-38 $H_v/D=0.25$ の各実験ケースの抵抗力と揚力の時刻歴 (津波高: 5.0m)

の分布が安定であり、各ケース間の差異も少ないことが見られる。これらのことより、抵抗力の軽減効果に及ぼすフェアリングの形状の影響については、フェアリングの頂点の水平方向の位置 H_h/D の変化より、上下方向の位置 H_v/D の変化による影響が顕著であることが分か

る。次に、揚力については、図-37(b)、図-38(b) より、フェアリング有の場合は、いずれもフェアリング無の場合と類似な分布性状を示し、揚力の軽減効果に及ぼすフェアリングの形状の影響が明確に認められなかった。

以上の検討より以下のことが分かる。

- 1) 津波による橋梁上部構造への作用力は、津波高・水深と概ね正比例の関係がある。同じ津波高においても、水深が増加して桁下とのクリアランスが狭くなるほど津波作用力が増加する傾向が見られる。
- 2) 適切な形状を有するフェアリングを上部構造に取り付けることにより、津波による上部構造への作用力を軽減させることができるが、その形状により軽減効果が変わる。また、揚力の軽減効果と比べ、抗力の軽減効果の方が大きい。
- 3) 抗力の軽減効果に及ぼすフェアリングの形状の影響については、フェアリング頂点の水平方向の位置の変化より、上下方向の位置の変化による影響が顕著であることが分かる。今回の実験の範囲内においては、 $H_h/D = 0.50$ 、 $H_v/D = 0.25$ の場合は最も軽減効果が見られた。

4. まとめ

本研究では、長周期地震動を含む大規模地震による地震動及び津波が橋梁の性能に及ぼす影響特性を解明したとともに、大規模地震時における橋の性能の評価および効果的な被害軽減技術の開発に関する検討を行った。大規模地震時における地震動の影響については、近年の大地震において被災もしくは地震動の影響を受けた橋を対象として、地震応答解析に基づいた検討より、地震時の橋梁の挙動を把握した上、大規模地震時の橋の性能の評価に関する考え方を整理した。また、大規模地震に対する被害軽減技術の開発については、橋梁模型に対する水路実験を用い、津波による橋梁構造物の被災メカニズムの解明に関する検討を行ったとともに、橋梁構造物への津波作用力の軽減対策として、フェアリングを用いる対策の軽減効果およびその最適なフェアリングの形状を提案した。

参考文献

- 1) 内閣府：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震について、
<http://www.bousai.go.jp/kinkyu/iwate2/2008-iwate-ca-o-030.pdf>
- 2) 岩手県：第 2 回 国道 342 号祭時大橋被災状況調査検討委員会資料、
<http://www.pref.iwate.jp/view.rbz?of=1&ik=0&pnp=14&cd=15284>
- 3) 内閣府：平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震について、

- http://www.bousai.go.jp/kinkyu/080107jishin_niigata/080107jishin_niigata.pdf
- 4) “The Damage Induced by Sumatra Earthquake and Associated Tsunami of December 26, 2004, A Report of the Reconnaissance Team of Japan Society of Civil Engineers”, Japan Society of Civil Engineers, 2005
- 5) 杉本健，薄井稔弘，運上茂樹：津波及び高潮の橋梁への影響に関する水路実験，土木技術資料，Vol.50 No.11，pp. 24-29，2008
- 6) 杉本健，薄井稔弘，運上茂樹：津波による被災橋梁に対する水路実験の再現解析，第 12 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論文集，pp. 81-84，2009
- 7) 内閣府：駿河湾を震源とする地震について，
<http://www.bousai.go.jp/090810/091028surugawanhi-gaizyoukyou007.pdf>
- 8) 静岡県沼津土木事務所 財団法人国土開発技術研究センター：平成 9 年度（国）136 号橋梁整備（2A）工事に伴う振動性状検討業務委託，1998
- 9) 薄井稔弘，星隈順一：津波による橋梁の被害軽減に関する水路実験，第 13 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論文集，pp.163-166，2010
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002 年
- 11) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004 年
- 12) (財)土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992 年
- 13) 山野辺慎一，安藤祐副，榊原正彦，大保直人：免震橋（大仁高架 2 号橋）の実橋振動実験，第 10 回日本地震工学シンポジウム，1998 年，pp.2795-2800
- 14) 大住道生，運上茂樹，横山功一：超多径間連続免震橋の地震応答特性と耐震設計法，構造工学論文集，Vol.44A，1998 年，pp.719-724
- 15) 堀松正芳，小松郁夫，佐々木伸幸，中山真二：免震支承を用いた松の浜工区鋼桁の振動実験および動的応答解析，橋梁と基礎，1994 年，pp.25-32
- 16) Zhang, G.F, Hoshikuma, J. and Usui, T.: A Study on Countermeasure for Reducing Effect of Tsunami on Highway Bridges, Proceedings of the 26th US-Japan Bridge Engineering Workshop, pp.175-83, 2010.9
- 17) 堺淳一，運上茂樹，星隈 順一，張 広鋒：平成 20 年岩手・宮城内陸地震により落橋した祭時大橋の被害と地震応答特性に関する一検討，第 3 回近年の国内外で発生した大地震の記録と課題に関するシンポジウム発表講演会，pp.107-114，2010.11
- 18) 崔準祐，薄井 稔弘，星隈順一，張広鋒：実地震観測記録に基づく超多径間連続免震橋の地震時挙動分析，第

- 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.3240-3246, 2010.11 造への作用力の軽減対策に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) [特] 地震工学論文集, Vol.66, No.1, pp. 425-433, 2010.12
- 19) 張広鋒, 薄井稔弘, 星隈順一: 津波による橋梁上部構

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION FOR BRIDGES AGAINST LARGE-SCALE EARTHQUAKES AND THE DISASTER MITIGATION TECHNOLOGY

Budged : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2007-2010

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : Jun-ichi HOSHIKUMA

Junichi SAKAI

Guangfeng ZHANG

Abstract : This research was conducted with the purpose to develop countermeasures for mitigating disaster of bridges induced by large earthquake with strong and/or long-period ground motions or by tsunami. In the FY 2010, a countermeasure by means of installing fairing on the side of superstructure of bridge was proposed for mitigating the tsunami effects. A series of hydraulic flume tests taking into account of twenty kinds of fairing shapes and two kinds of tsunami wave heights were conducted for investigating the influence of fairing shapes on reduction effect on tsunami wave forces. Furthermore, bridges washed out in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake were investigated and traces of damage were collected in order to study the behavior of bridges under the affect of tsunami.

Key words : large-scale earthquake, tsunami, seismic performance, performance evaluation