

道路橋の地震・津波複合応答解析

片岡正次郎¹・金子正洋²・松岡一成³・長屋和宏⁴

¹正会員 博（工） 国土技術政策総合研究所地震防災研究室 主任研究官（〒305-0033 つくば市旭1）

²正会員 工修 国土技術政策総合研究所地震防災研究室長（〒305-0033 つくば市旭1）

³非会員 国土技術政策総合研究所地震防災研究室 研究官（〒305-0033 つくば市旭1）

⁴正会員 国土技術政策総合研究所地震防災研究室 主任研究官（〒305-0033 つくば市旭1）

1. はじめに

平成23年東北地方太平洋沖地震では多数の橋梁が被災し、特に津波による上部構造の流出は交通機能に多大な影響を及ぼした。本年2月に改定された道路橋示方書V耐震設計編¹⁾では、津波の影響を考慮した構造計画を行うことが新たに規定された。一方、津波の影響が避けられない場合に設計で用いることになる具体的な津波作用等は示されておらず、津波による上部構造の移動や流出を考慮した実験^{2), 3)}および数値解析⁴⁾の事例も限られていることから、今後の調査研究が必要とされているところである。

気仙沼市本吉町の津谷川河口部に架かる国道45号小泉大橋は、上部構造全6径間のみならず橋脚1基や橋台背面盛土も流出する甚大な被害を受けた⁵⁾。本稿では、道路橋の設計に用いる津波作用の検討に向けて、小泉大橋を対象に、架橋地点の本震時の地震動と津波特性を推定した上で、本橋の構造解析モデルに作用させる地震応答解析と津波応答解析を順次実施した結果を報告する。また、応答解析結果を実際の被災状況と比較し、本橋に作用した津波外力を検討した結果をあわせて報告する。

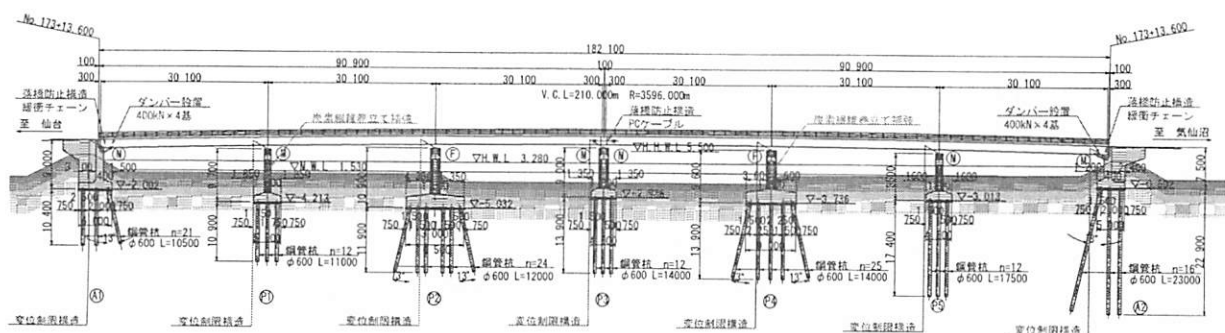
2. 解析モデル

小泉大橋の側面図を図-1に示す。小泉大橋は橋長約182m、幅員約11mの鋼径間連続非合成1桁橋2連および壁式橋脚と逆T式橋台からなり、図の通りP1、P4橋脚に炭素繊維巻立て補強を施しているほか、PCケーブルと緩衝チェーンによる落橋防止、粘性ダンパーおよび変位制限構造が設置されている。

作成した構造解析モデルの概要を図-2に示す。橋脚を非線形ファイバー要素、上部構造を弾性はり要素でモデル化し、それぞれ可視化もしくは波力作用のためのダミー要素・ダミー節点を設けた。なお、後述の数値波動水槽解析で得られた波圧を橋のほぼ同じ位置に作用させられるよう、構造解析モデル上に節点を設けてある。

橋脚ファイバー断面のモデル化では平成14年道路橋示方書V耐震設計編⁶⁾の応力度-ひずみ曲線を設定した。基礎-地盤系は線形スウェーローッキングばね要素でモデル化した。

支承は上部構造の流出を再現できる非線形ばねでモデル化した。支承の耐力を超える力が作用すると支承の機能を受け持たないものとし、鉛直下向きに



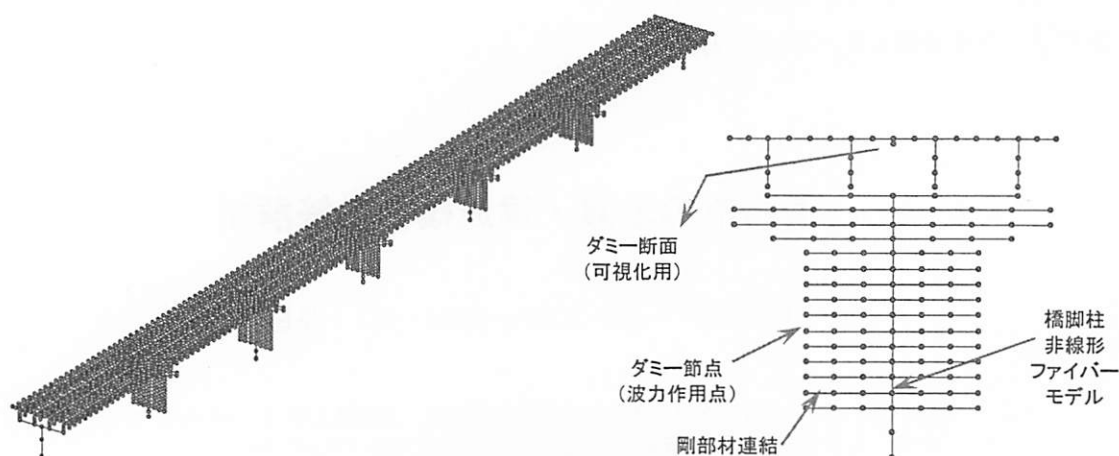


図-2 小泉大橋の構造解析モデル概要

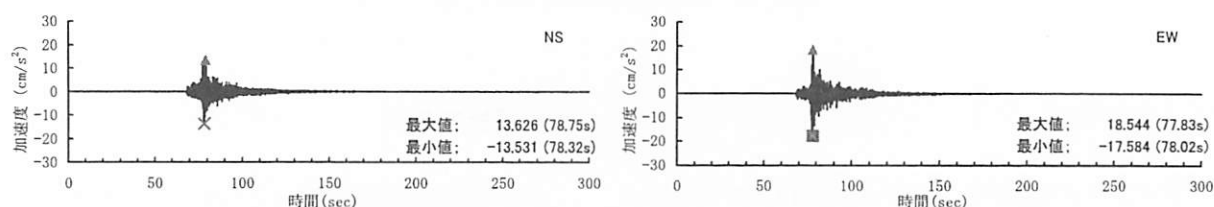


図-3 小泉大橋周辺地盤上で得られた余震（2012年1月26日，M5.2）の強震記録

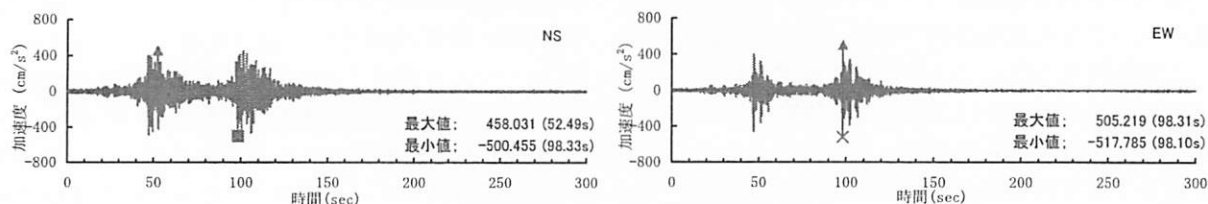


図-4 推定した本震時の地震動

は剛性の高い線形ばねとした。また、橋台部に設置されている粘性ダンパーは、最大ストローク100mmのバイリニアモデルによりモデル化した。

橋脚と支承の耐力は当初設計図書および耐震補強設計図書から算出した。また、応答解析に用いる減衰は剛性比例型の部材減衰とし、振動モードに対応する減衰定数算出時の等価減衰定数は上部構造と橋脚0.02、橋台0.05、支承0.0、基礎―地盤系0.2とした。

3. 地震応答解析

(1) 本震時の地震動の推定

小泉大橋架橋地点は、N値10～20の砂質土が15～25m程度卓越したⅡ種地盤である。本震時の地震動を精度良く推定するには、この地点でのサイト特性が必要となる。そこで、架橋地点から北に約200mの場所に地中観測用のセンサーを地下75cmの位置に設置し、2011年11月から2012年3月にかけて余震観測を行った。1ヶ月に1度、バッテリー交換と記録の

回収を行った。

得られた記録のうち、本震時に大きく破壊したと考えられており架橋地点にも影響の大きい宮城県沖で発生し、本震に近い走向・傾斜角をもつ逆断層の余震による記録を選定した結果、2012年1月26日に発生した余震（M5.2）の強震記録を用いることとした。

この余震記録を用いた本震時の地震動の推定には、余震記録に含まれるサイト増幅・位相特性を比較的簡便に考慮することができる拡張型サイト特性置換手法⁷⁾とよばれる手法を用いた。サイト特性を置換する強震記録としては、南に4kmほど離れているものの地盤条件の良いK-NET⁸⁾歌津で得られた本震時の記録を用いた。

推定結果の波形を図-4に、加速度応答スペクトルを図-5に示す。K-NET歌津の記録を前半（第1波）と後半（第2波）に分割し、それぞれに対してサイト特性の置換を行い、最後に足し合わせる⁷⁾ことにより、2つの振幅の大きい波群が卓越する地震動が推定されていることがわかる。

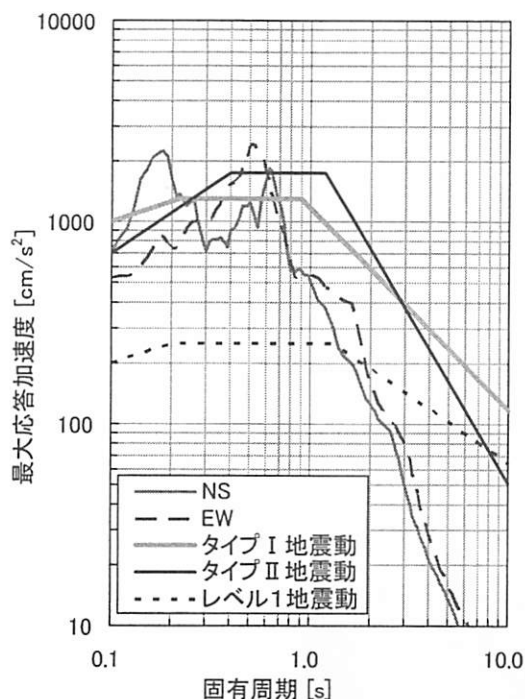


図-5 推定地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）と道路橋示方書的设计地震動¹⁾との比較

(2) 推定地震動を作用させた地震応答解析

小泉大橋の橋軸方向は北から26° 東の方向であることから、この角度を補正した上で、水平2成分の推定地震動を作用させる地震応答解析を実施した。上下動の影響は大きくないと考え無視した。

橋脚に作用するせん断力は、いずれの橋脚も橋軸、橋軸直角方向ともにせん断耐力を超えておらず、地震動によるせん断破壊は生じない結果となった。

橋軸方向の応答塑性率は、固定橋脚のP4橋脚において1.03と降伏限界をごくわずかに超過するのみである。また、橋軸直角方向ではP3橋脚のみ応答塑性率4.1となったが、平成24年道示の式¹⁾で計算される許容塑性率13.7に対しては余裕がある。なお、解析結果では、応答塑性率が最大となるのは第2波が作用している時間帯（98.4[s]）であった。

以上より、いずれの橋脚も地震作用では大きな損傷には至らなかったものと考えられる。

支承については、地震作用により発生する鉛直上向きの力が全ての支承で降伏耐力を超過した。橋軸方向に作用する力は、固定橋脚（P2, P4）の一部のみ支承の耐力を超過した。また、橋軸直角方向に作用する力は、A2橋台の支承線内の全4点で、A1橋台と固定橋脚（P2, P4）の支承の一部で耐力を超過した。耐力を超過する力が作用したのは、地震動の第1波よりも、第2波によるものの方が多い（後出表-1参照）。

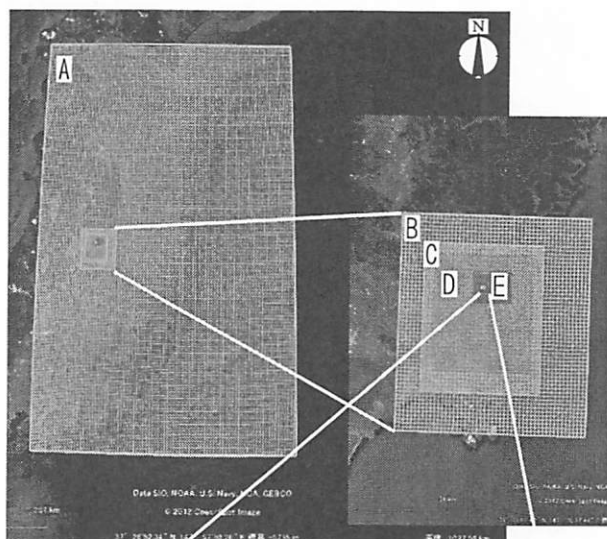


図-6 津波伝播・遡上解析領域

4. 津波応答解析

(1) 津波再現解析

小泉大橋周辺の津波特性を再現するため、非線形長波理論による津波伝播・遡上解析を行った⁹⁾。図-6は解析領域を示したものであり、A～Hの全8領域を結合している。領域が最小のHではグリッド間隔を2mとしているが、その理由は、国土地理院が被災後に計測した2mメッシュ標高データを用いて陸上の地形データを作成するためである。大小領域の結合は3倍間隔であるため、領域が最大のAではグリッド間隔は4,374mとなる。

陸上の地形データのうち、浸水域とその近傍は上述の通り国土地理院が被災後に計測した2mメッシュ標高データを、それ以外は同じく国土地理院の数値地図50mメッシュ（標高）をもとに作成している。

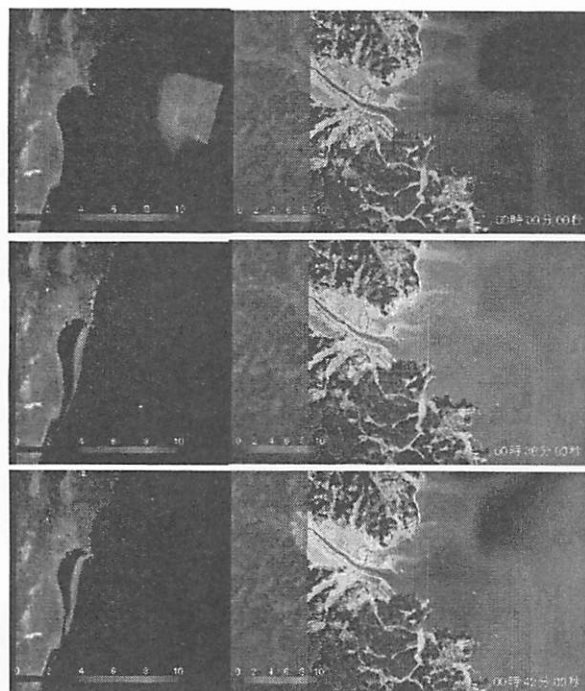


図-7 広域および小泉大橋周辺の津波再現解析結果
(上から地震発生時, 38 分後, 42 分後)

被災後の標高データでは津谷川の堤防が一部破堤した状態になっているため、被災前の状態になるよう当該部分のデータを修正した。海底地形データは、(財)日本水路協会の海底地形デジタルデータと日本近海30秒グリッド水深データおよびNOAAのETOPO2を用いて作成した。

津波波源モデルは40枚の小断層からなる藤井・佐竹モデル¹⁰⁾のVer. 4.6を基本に、宮城北部沖に設置されたGPS波浪計¹¹⁾による沖合での津波高さ5.7mが再現できるよう、2枚の小断層(E05, E14)のすべり量を1.5倍した波源モデルを用いた。この結果、波浪計設置位置での津波高さの計算結果は5.8mとなり、ほぼ観測記録を再現することができた。広域および小泉大橋周辺の津波再現解析による水位の分布を図-7に示す。

この結果をもとに、痕跡高と計算値の平均的な対応関係および対応関係のばらつきを示す幾何平均 K と幾何標準偏差 κ ¹²⁾を小泉大橋周辺を対象に算出すると、それぞれ $K=0.99$ 、 $\kappa=1.11$ となり、実測とよく一致する計算結果となっていることがわかった。また計算で得られた浸水域も、国土地理院の判読による浸水域¹³⁾とよく一致していた。

図-8は津波再現解析で得られた小泉大橋地点の浸水深、流速、流向の時刻歴である。浸水深が5.1mになった時点で橋の路面まで水位が上昇し、そこから浸水深や流速が最大となる時点を含め流向はN290°E

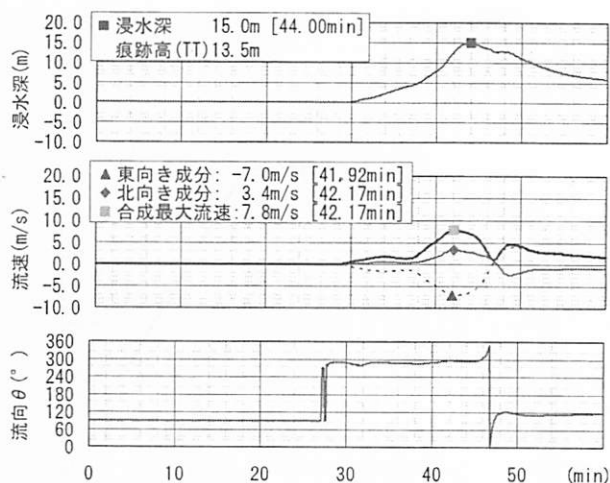


図-8 小泉大橋地点の浸水深、流速、流向の時刻歴

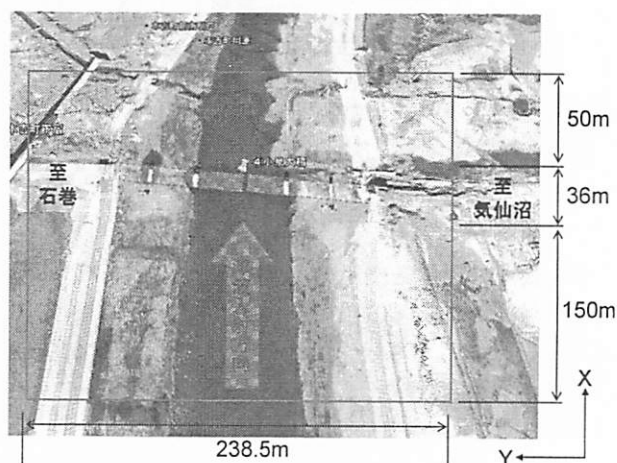


図-9 数値波動水槽解析の解析範囲

ではば一定であるが、これは津波の流れがほぼ橋軸直角方向であったことを意味する。

(2) 数値波動水槽解析

上記(1)で計算された特性をもつ津波により小泉大橋に作用した力を推定するために、解析プログラムCADMAS-SURF/3D¹⁴⁾による数値波動水槽解析を実施した。本プログラムは自由表面の運動を精度良く追跡できるVOF法¹⁵⁾に基づく数値解析を実行するものである。

計算量および必要な記憶容量が大きいことから、反射波の影響がない十分広い領域をモデル化することや、図-8と全く同じ条件となるよう造波することが困難である。そのため、ケーススタディを実施した結果、解析結果に影響が少なくなるよう、対象施設の背面に50m程度の領域を確保することとした。結果として、図-9の示す矩形を解析範囲として設定し、入射方向236mを298セル、入射直交方向238.5m

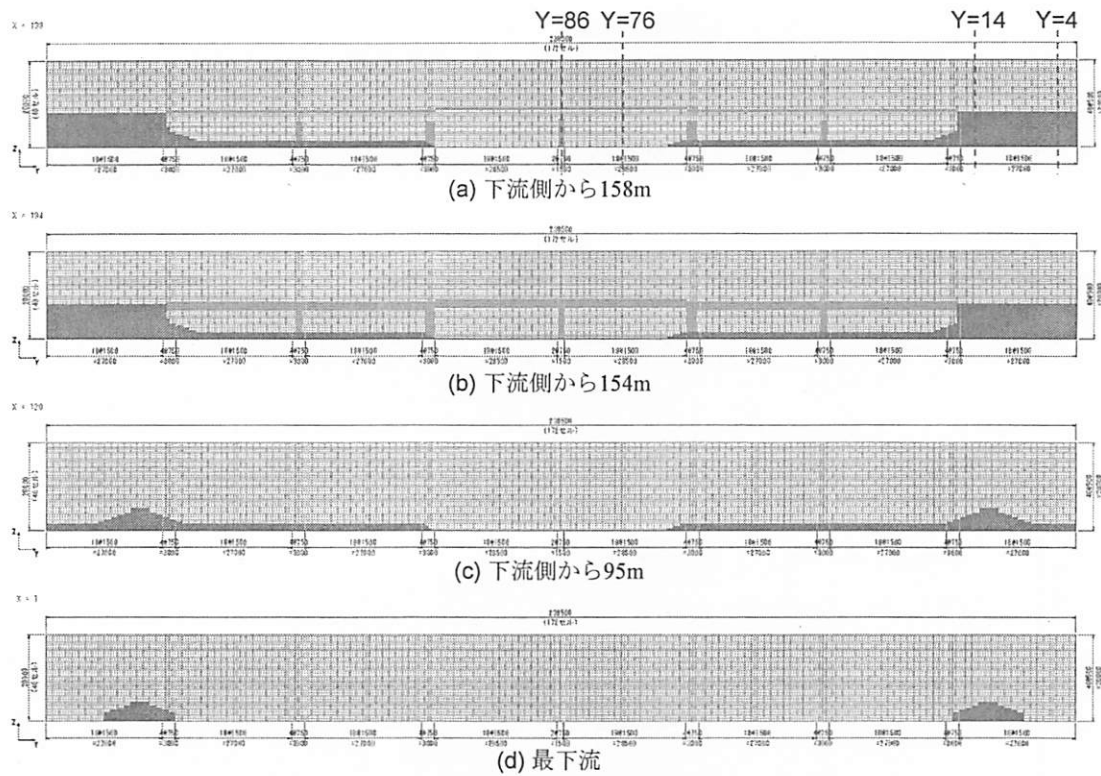


図-10 数値波動水槽解析モデルの横断面

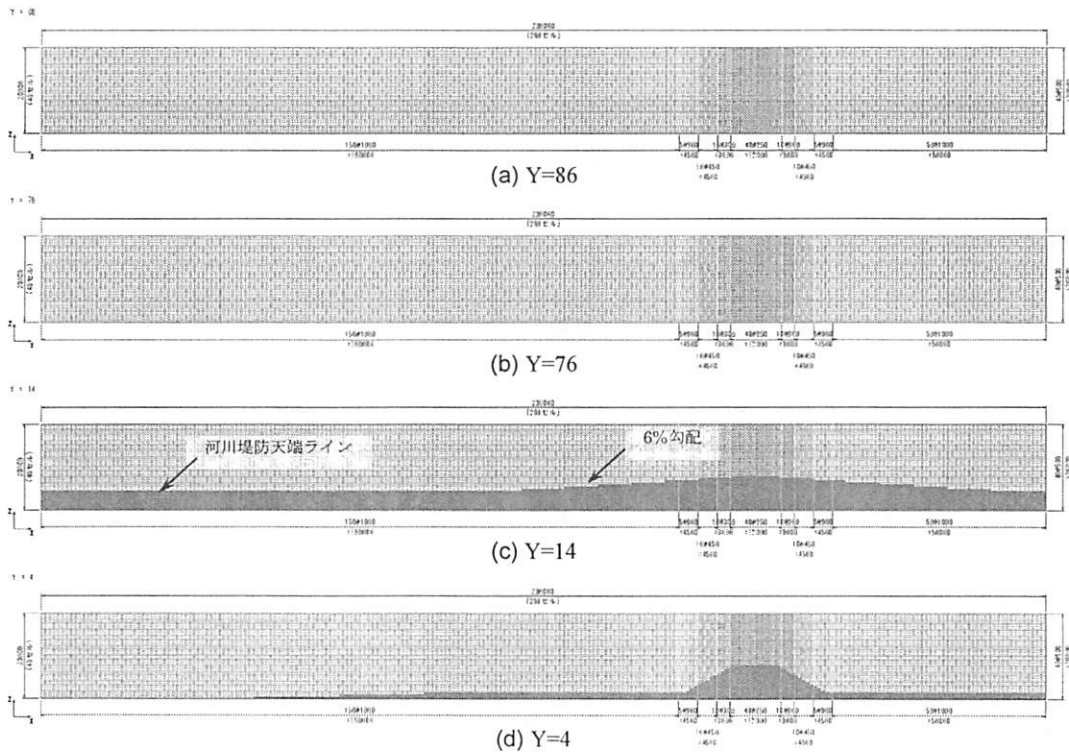


図-11 数値波動水槽解析モデルの縦断面図（各断面の位置は図-10(a)参照）

を172セル、鉛直方向21mを40セルでモデル化する約205万セルの解析モデルを作成した。モデルの横断面と縦断面を図-10、図-11に示すが、国土地理院の標高データと小泉大橋の設計図書から、三次元的に変化する詳細なモデルを作成している。

造波条件についてもケーススタディを実施した結果、30秒間かけて目標の流速・波高になるように造波することとした。ただし、造波条件に制限があるため、流速は最大流速の7.8m/s、波高は最大流速時の越流水深にできるだけ近くなる設定で造波した。

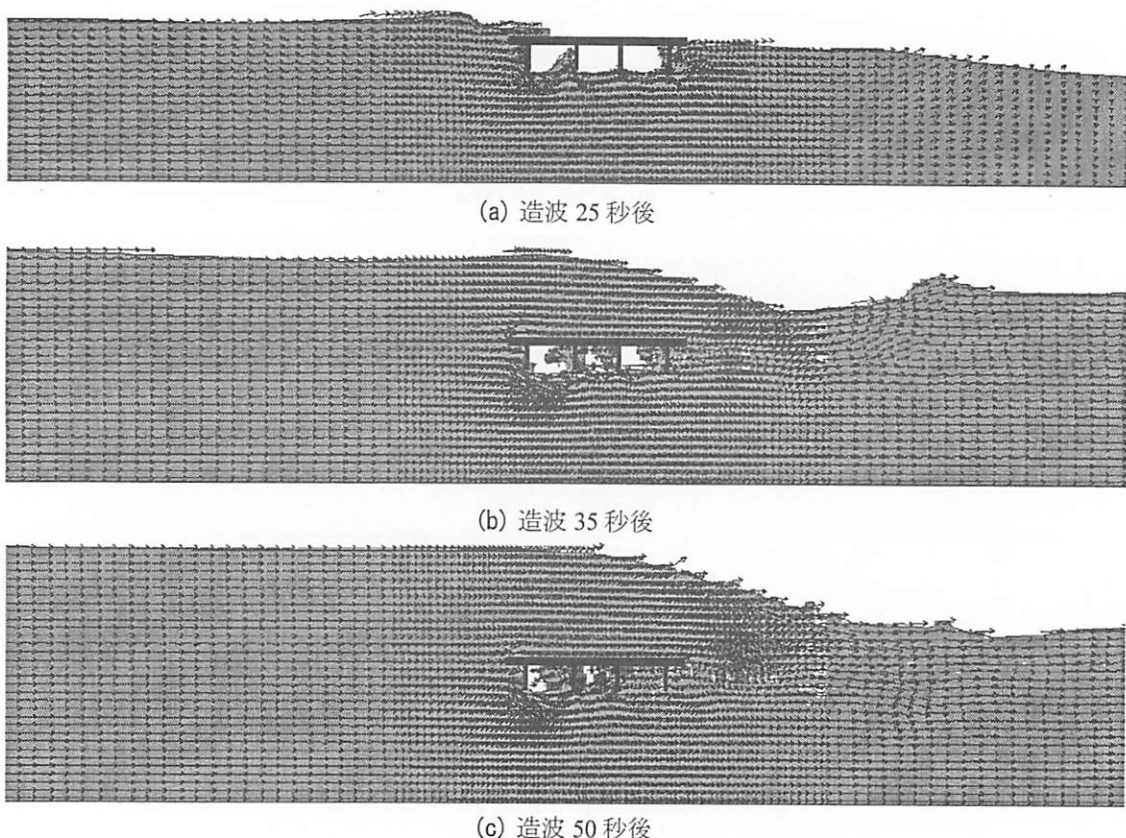


図-12 数値波動水槽解析により得られた流速ベクトル (P3-P4 支間中央の縦断面図)

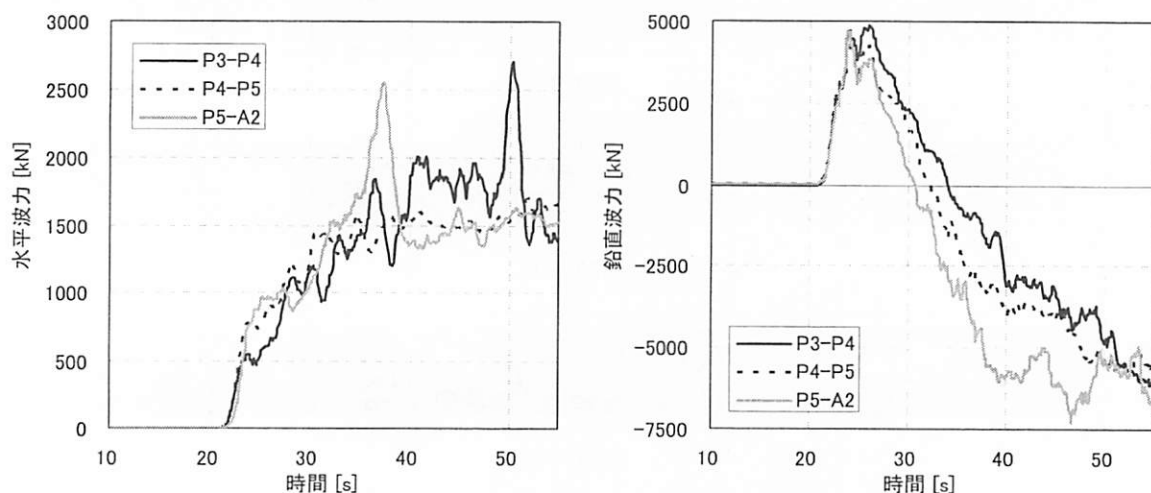


図-13 1 径間ごとに集計した波力 (左：水平波力，右：鉛直波力)

そのため、静水深等の条件が(1)の解析結果とは同一になっていない。

解析の結果得られた流速ベクトルをP3-P4支間中央の縦断面図として図-12に示す。また、1径間ごとに集計した水平波力と鉛直波力を図-13に示す。水平波力が徐々に増大していくのに対して、鉛直波力はまず上向きに水平波力を上回る最大値となったのち、橋桁に乗り上げた波の水圧により下向きの力が支配的となっていくことがわかる。

(3) 推定津波波力を作用させた津波応答解析

上記(2)で得られた津波波力を2.の構造解析モデルに作用させる津波応答解析を行った。このとき、3.の地震応答解析により耐力を超過した部材等はその状態を引き継ぎ、また津波波力は時刻歴の波圧を節点荷重へと変換して構造解析モデルの節点位置に作用させた。

地震応答解析と津波応答解析の結果をあわせて、支承とP3橋脚の橋軸直角方向を対象に、作用する力

表-1 支承（陸側が1）と P3 橋脚の橋軸直角方向を対象とした耐力を超過する時間と順序

箇所	条件	支承	水平方向		判定	耐力超過時刻 s	順序	備考
			直角 kN	耐力 kN				
A1	M	1	348	348	OUT	54.8	33	地震作用 第1波
		2	348	348	OUT	105.7	45	地震作用 第2波
		3	348	348	OUT	20.5	47	津波作用
		4	348	348	OUT	97.3	34	地震作用 第2波
P1	M	1	891	891	OUT	20.6	48	津波作用
		2	891	891	OUT	21.3	56	津波作用
		3	891	891	OUT	20.6	48	津波作用
		4	891	891	OUT	20.4	46	津波作用
P2	F	1	1042	1042	OUT	97.6	39	地震作用 第2波
		2	1042	1042	OUT	22.4	63	津波作用
		3	1042	1042	OUT	20.6	48	津波作用
		4	1042	1042	OUT	97.3	34	地震作用 第2波
P3	M	1	891	891	OUT	21.7	59	津波作用
		2	891	891	OUT	22.2	62	津波作用
		3	418	891	OK			超過せず ^a
		4	891	891	OUT	22.1	61	津波作用
P3	M	1	891	891	OUT	20.9	54	津波作用
		2	891	891	OUT	21.3	56	津波作用
		3	282	891	OK			超過せず ^a
		4	891	891	OUT	21.1	55	津波作用
P4	F	1	1042	1042	OUT	97.6	38	地震作用 第2波
		2	1042	1042	OUT	22.5	64	津波作用
		3	1042	1042	OUT	97.3	34	地震作用 第2波
		4	1042	1042	OUT	97.3	34	地震作用 第2波
P5	M	1	891	891	OUT	20.7	52	津波作用
		2	891	891	OUT	21.3	56	津波作用
		3	891	891	OUT	20.7	52	津波作用
		4	891	891	OUT	20.6	48	津波作用
A2	M	1	348	348	OUT	50.3	32	地震作用 第1波
		2	348	348	OUT	105.1	44	地震作用 第2波
		3	348	348	OUT	46.5	9	地震作用 第1波
		4	348	348	OUT	46.5	9	地震作用 第1波

箇所	条件	位置	水平方向		判定	耐力超過時刻 s	順序	備考
			直角 kN	せん断耐力 kN				
P3	橋脚	基部	2682	2664	OUT	21.8	60	津波作用

箇所	条件	位置	水平方向		判定	最大値 発生時刻 s	順序	備考
			応答塑性率 μ _r	許容塑性率 μ _a				
P3	橋脚	基部	4.1	13.7	塑性化	98.4	40	地震作用 第2波
P3	橋脚	基部	15.6	13.7	OUT	23.0	65	津波作用

が耐力を超過する時間とその順序を整理すると表-1
のようになる。この表から、支承部とP3橋脚が損傷
する順序を推定すると以下のようになる。

- ①地震作用によりA1, A2支承の一部が損傷
- ②地震作用によりP2, P4支承が一部損傷
- ③地震作用によりP3橋脚基部が塑性化
- ④地震作用によりA2支承が損傷
- ⑤津波作用によりA1, P1, P5支承が損傷
- ⑥津波作用によりP3支承およびP2, P4支承の残り
が損傷, P3橋脚がせん断破壊

これは小泉大橋の実際の被災状況⁵⁾と大局的には
矛盾しない結果となっている。

5. 上部構造への津波作用の考察

図-8に示したとおり、小泉大橋周辺では津波高さが
比較的ゆっくりと上昇し、津波の到達から流速が
最大になるまで12分間、波高が最大になるまで14分
間程度を要している。したがって小泉大橋地点での
津波は段波や碎波状ではなく、上部構造には主として
抗力が作用したものと考えられる。図-13に示した
数値波動水槽解析結果から、P3-A2径間（桁長
90.9m）に作用する水平波力の最大値は6,000kN程度
である。

水路模型実験との比較により、橋桁に作用する津

波による抗力は、直立壁に作用する非砕波の津波波力の算定式¹⁶⁾（以下、港湾基準式）によって安全側の評価ができる¹⁷⁾という結果が得られている。

そこで、数値波動水槽解析と同条件で港湾基準式により上部構造に作用する水平波力を推定すると14,000kNとなり、数値波動水槽解析による結果の2倍以上の値となった。ただし、静水深が深く桁下空間がないケースでは、港湾基準式が実験結果の2倍程度になる傾向があり¹⁷⁾、港湾基準式による推定値との比較という点では、今回の数値波動水槽解析の結果は水路実験結果と整合している。今後、水路実験や数値波動水槽解析の結果に対する説明性の高い新たな推定式の構築も含めた検討が必要である。

6. まとめ

国道45号小泉大橋の構造解析モデルを作成し、余震観測結果をもとにサイト特性を考慮して推定した本震時の地震動を作用させる地震応答解析、津波伝播遡上解析と数値波動水槽解析により推定した津波波力を作用させる津波応答解析を実施した一連の結果を示した。解析結果は実際の被災状況と矛盾しないことが確認できた。

解析の結果得られた津波波力は、水路模型実験による従来の知見と整合するものであった。今後、津波の影響を受けたものの被災しなかった橋梁等も含め、さらに検討を進める必要がある。

謝辞：本研究では、（独）防災科学技術研究所の強震観測網K-NETによる観測記録および国土地理院の「東日本大震災からの復旧・復興及び防災対策のための高精度標高データ」を使用した。また、余震観測に際しては仙台河川国道事務所にご協力いただいた。記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，丸善，2012。
- 2) 庄司学，森洋一郎：橋桁の津波被害再現実験，海岸工学論文集，第53巻，pp. 801-805，2006。
- 3) 杉本健，運上茂樹：津波による橋梁の被災メカニズムに関する実験的研究，第11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. 97-100，2008。
- 4) Kataoka, S.: Dynamic response analysis of road bridges struck by tsunami, 6th International Conference on Urban Earthquake Engineering, pp. 807-810, 2009。
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国土技術政策総合研究所資料第646号／土木研究所資料4202号，2011。
- 6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，丸善，2002。
- 7) 秦吉弥，野津厚，中村晋，高橋良和，後藤浩之：拡張型サイト特性置換手法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震による新幹線橋梁被災地点での地震動の推定，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 227-234，2011。
- 8) （独）防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 9) 国土交通省水管理・国土保全局，国土交通省国土技術政策総合研究所海岸研究室：平成23年東北地方太平洋沖地震による津波の対策のための津波浸水シミュレーションの手引き，2011。
- 10) 藤井雄士郎，佐竹健治：2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の津波波源，http://iisee.kenken.go.jp/staff/fujii/OffTohokuPacific2011/tsunami_ja.html
- 11) 国土交通省港湾局：全国港湾海洋波浪情報網，<http://www.mlit.go.jp/kowan/nowphas/index.html>
- 12) 相田勇：三陸沖の古い津波のシミュレーション，地震研究所彙報，Vol. 52, pp. 71-101, 1977。
- 13) 国土地理院：2万5千分1浸水範囲概況図，<http://www.gsi.go.jp/kikaku/kikaku40014.html>
- 14) 沿岸技術研究センター：CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発，沿岸技術ライブラリー，No. 39, 2010。
- 15) Hirt, C. W. and Nichols, B. D.: Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *J. Comput. Phys.*, Vol. 39, pp. 201-225, 1981。
- 16) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，p. 237, 2007。
- 17) 片岡正次郎，日下部毅明，長屋和宏：津波衝突時に橋桁に作用する波力，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 154-157, 2006。