

# 東日本大震災による津波の影響を受けた 沼田跨線橋の損傷判定

佐々木 達生<sup>1</sup>・幸左 賢二<sup>2</sup>・付 李<sup>3</sup>・木下 和香<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 大日本コンサルタント(株)東北支社 (〒980-0021 仙台市青葉区中央1-6-35)

E-mail:tatsuo@ne-con.co.jp

<sup>2</sup>正会員 Ph.D., 九州工業大学教授, 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail:kosa@civil.kyutech.ac.jp

<sup>3</sup>学生会員 九州工業大学 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail:fuli1211@gmail.com

<sup>4</sup>学生会員 九州工業大学 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

E-mail:loadcase22@yahoo.co.jp

プレストレストコンクリート橋である対象橋梁は、2011年3月11日、東北地方太平洋沖地震により発生した津波により、上部構造流失という甚大な被害を受けた。被災後に筆者らが実施した現地調査より、被害の状況や損傷メカニズムを整理した。被害の状況は、下部構造は衝突物による断面欠損は確認されるものの、主だった損傷が生じていない。一方で、3径間単純桁である上部構造が全径間流失している他、橋台背面の盛土が流失している。本分析で対象橋梁の $\beta$ 値（桁の抵抗力と水平波力の比）、並びに $\gamma$ 値（桁の抵抗力と上揚力の比）を算出し、桁が十分な鉛直耐性を持っていないことを確認した。一方で、津波作用力による橋脚影響評価により、橋脚に損傷が生じないことも確認した。

**Key Words :** tsunami , bridge damage , velocity measurement , damage analysis

## 1. はじめに

2011年3月11日14時46分、宮城県牡鹿半島東南東約130km付近を震源として発生した東北地方太平洋沖地震は、日本の観測史上最大のM9.0を記録し、震源域は岩手県沖から茨城県沖までの南北約500km、東西約200kmの広範囲に及んだ<sup>1)</sup>。この地震により、波高10m以上、最大遡上高40.5mにもものぼる大津波が発生し、東北地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害をもたらした。著者らは、津波被害を受けた道路橋の被害状況を確認するため、東北地方太平洋沿岸の被害調査を実施し、多数の橋梁が流失しているのを確認している。

今回対象とする道路橋は、図-1に示す岩手県陸前高田市の海岸付近に位置する一般国道45号の沼田跨線橋であり、3月11日本震の震源より約150kmに位置している。3径間の単純PCプレテンションT桁である橋長 $L=65.240\text{m}$ の対象橋梁は、第1, 2, 3径間の支間長がそれぞれ23.0m, 20.0m, 20.0mである。



図-1 対象橋梁位置図

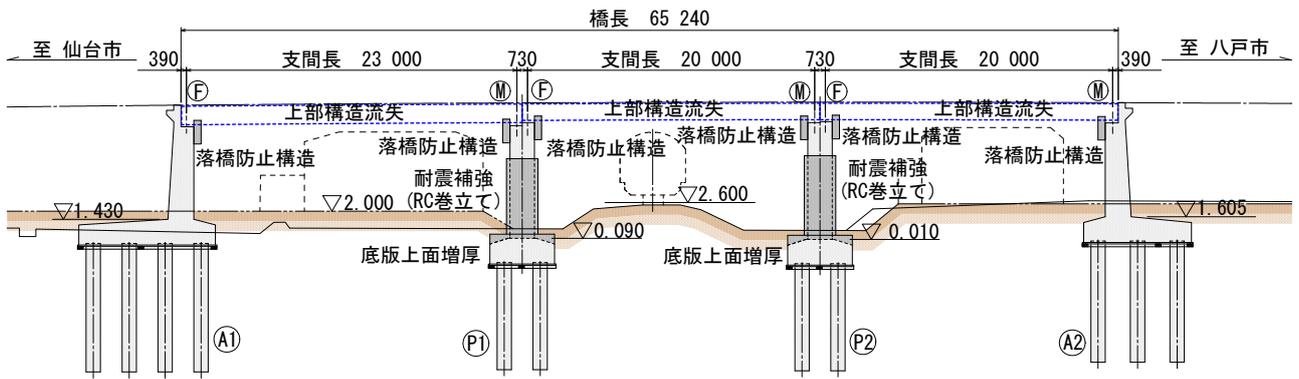


図-2 沼田跨線橋一般図

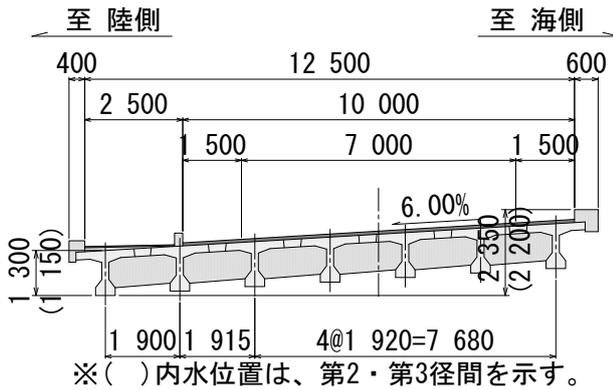


図-3 沼田跨線橋一般図



図-4 上部構造流失状況

対象橋梁の津波による被害状況は次章にて詳述する。本論文では、対象橋梁の架橋位置における津波の速度と高さの設定方法を示している。また、上部構造の流失と橋脚の損傷を判定するために、津波の作用力と抵抗力の比較を実施している。

## 2. 津波による橋梁の被害状況

### (1) 対象橋梁の概要

対象橋梁は、図-2、並びに図-3に示すとおり、第1径間支間長が23.0m、第2径間と第3径間の支間長が20.0mの2タイプの上部構造により構成される3径間単純プレテンションT桁橋である。いずれの径間も主桁数は7本であり、全幅員はW=13.5mである。便宜上、起点側を仙台市、終点側を八戸市として、それぞれの上部構造を起点側より第1径間、第2径間、第3径間と呼称する。下部工は逆T式橋台が2基、張出し式橋脚が2基であり、起点側より、A1橋台、P1橋脚、P2橋脚、A2橋台である。橋脚は我が国の耐震基準を満たすべく、7.0m×2.0mの矩形断面に、RC巻立てによる耐震補強が施されており、橋軸方向(橋脚柱の弱軸回り曲げ方向)のじん性確保のため、基部に貫通PC鋼棒が設置されている。また、各下部工の橋座部には落橋防止構造である耐震壁が設置さ



写真-1 第3径間流失上部構造

れている。支承条件はA1橋台が固定、P1橋脚とP2橋脚は起点側可動、終点側固定の掛け違いであり、A2橋台は可動である。基礎構造は全て、場所打ち杭φ1000である。なお、地表面から桁下までの高さはおよそ6.0mであり、第1径間は都市計画道路を、第2径間はドラゴンレール大船渡線を、第3径間は県道を跨いでいる。

### (2) 上部構造の流失状況

対象橋梁の流失状況を、図-4、写真-1に示す。筆者らの被害調査実施の時点では、交差道路上の上部構造は解体されており、第3径間のみが残置していた。従って、図-4に示すのは震災直後の衛星写真で

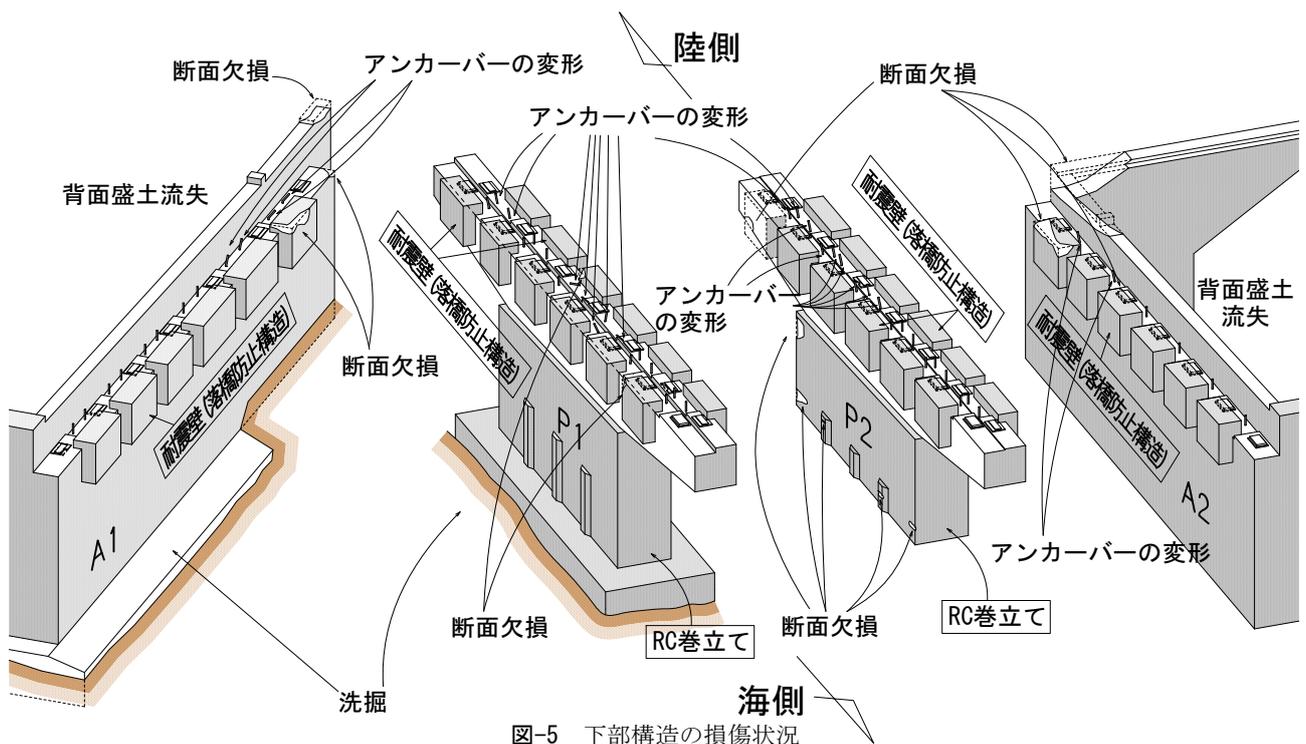


図-5 下部構造の損傷状況



写真-2 A1 袖擁壁の断面欠損と傾斜



写真-3 A2 背面の盛土流失状況

ある。この状況より、単純桁の3連全ての上部工が流失しており、残存する第3径間の位置によれば、A2橋台より約30m内陸側に流されている。震災後の空撮写真より、第1径間と第2径間も同程度の位置に確認される。なお、流失した上部構造は、震災前と同姿勢を保ったまま、内陸側へ移動した。

なお、残存する第3径間上部工工構造上の防護柵は、一部を除き、全て流失している（写真-1）。

### (3) 下部構造の損傷状況

橋脚には、耐震補強のためのRC巻立て、耐震壁が設置されている。下部工自体に、甚大な損傷（下部工の傾斜、主要部材の著しい断面欠損等）は確認されなかったが、図-5に示すように、流失した上部構造や、漂流物の衝突痕と思われる断面欠損が確認

される。特に、A2橋台は、内陸側のパラペットに著しい断面欠損が見られる。耐震壁は、上部構造流失の際に主桁が衝突して生じたと考えられる欠損部が一部に認められるが、概ね健全な状態で残置される。ゴム支承は全て残るが、アンカーバーは、折れ曲がったものと、垂直を保つものに分類される。上部構造流出の際には、上揚力で浮き上がった後、アンカーボルトが抜け切る前に水平波力を受け、水平移動したことを伺わせる。なお、アンカーバーは、支承の水平方向固定装置であり、桁内のアンカーキャップ（固定部では円形断面、可動部では小判断面）に差し込まれた構造のため、上揚力への抵抗はない。

その他、A1橋台袖擁壁の断面欠損や沈下・移動・傾斜が見られる他（写真-2）、橋台背面の盛土流失（写真-3）や基礎の洗掘状況が著しい。ただし、洗



写真-4 A1橋台基礎部の洗掘状況



写真-5 P1橋脚基礎部の洗掘状況

掘の状況は、基礎構造が露頭するには至っておらず、A1橋台、P1橋脚でフーチング上部の露頭が確認される程度である（写真-4、5）。また、橋台ウイング上の防護柵は全て流失している。

### 3. 津波の流速と高さ

対象橋梁の上部構造と橋脚への津波による波の作用を評価するために、その場所における波の流速と高さを想定する必要がある。本章では波の速度と高さの想定に焦点を当てている。

#### (1) 流速

著者らは、沿岸部における津波の状況を撮影した多数のビデオを、インターネットを利用して検索した。対象橋梁位置における津波到来時の波の流速を推定するため、表-1に示す対象地域、陸前高田市に5箇所の沿岸部を加えた、合計6箇所の地域（便宜上、A～Fと呼称する）で撮影されたビデオを適用した。

流速の測定プロセスの概要を次に示す。上述の撮影ビデオより、漂流物が通過する二つのポイントを検索する。この2点間について、Google Earthにて計測した距離と、ビデオのタイムカウンタにて計測した時間により、式(1)を使用し、漂流物のおおよその速度を算出した。この速度は、ビデオ撮影地域での波の流速とみなすことができる。

$$v = \frac{l}{t} \quad (1)$$

ここで、 $v$ は波の流速(m/s)、 $l$ は2点間の距離、 $t$ は2点間の漂流時間である。

表-1 ビデオ撮影箇所

撮影箇所	海岸線からの距離 (m)	漂流物数	
A	仙台市若林区	1,100	3
B	南三陸町/陸上	1,200	3
C	南三陸町/八幡川	1,200	6
D	釜石港	0	2
E	石巻市北上川	4,100	2
F	陸前高田市	1,000	3



図-6 漂流物の計測開始点 (a点)



図-7 漂流物の計測終了点 (b点)

精度を向上するために、それぞれの地域、場所で何種類かの異なる漂流物を選出している。各地域、場所で選出した漂流物の量を表-1に示す。

場所F（陸前高田市）での漂流物の速度計測を例として説明する。漂流時間は、ビデオから得られた2点間を移動する時間である。図-6は、漂流物の2点のうち、開始点を示している。この時点のビデオタイマーは18秒を示す。図-7は、2点のもう一方の点、すなわち到達点を示す。このポイントを通る時間は32秒である。これらより、漂流物の漂流時間は、2点間で $32-18=14$ 秒と計算される。

次に、2点の位置を Google Earth の距離測定機能を利用し、2点間の距離を98mと求めた（図-8）。これら、漂流時間と2点間の距離を用い、式(1)を適用し、漂流物の流速を7.0m/sと算出した。同様に、場所Aにおける流速は、漂流物の他、津波の頂点部2山にて測定し、平均流速は6.4m/sであった。このようにして残りの各地域を含めた平均流速を求めると、図-9に示す通り、5.5m/sと計算され、東北地方沿岸部の平均的な津波の流速と見なせる。

これら19のデータの中でも、陸前高田市における平均流速は、7.5m/sと比較的速い結果となっている。これは、対象とした漂流物は家屋であるが、家屋が倒壊する前後で時間を計測しているため、破壊時の移動速度となっていることが原因である。すなわち、津波が家屋に衝突し、1~2秒程度津波に抵抗し、突然動きだすためと考えらる。従って、ここでは陸前高田市固有の平均流速は用いず、全体の平均流速の小数点以下第1位を切り上げた6.0m/sを流速として定義した。

## (2) 波高

波の高さは、現地被害調査にて確認したビルの津波痕跡、並びに、近隣住民へのヒアリング結果に基づき設定した。

図-9に示す、対象橋梁より約470m西方に残存する雇用促進住宅陸前高田第二宿舍1号棟における津波痕跡は約13.2m(5階まで水没)であった。

また、近隣住民のヒアリングより、対象橋梁より西北西に約2km離れた県立高田高等学校の4階まで浸水したとの証言を得ている。同様に、波は一度にきた感じは無く、水かさがどんどん上がってくる感じで、海に面した松林（高田松原）が完全に見えなくなったとの証言も得ている。従って、最低でも陸地の地表面より10m以上の高さがあったと想定され、第一波で徐々に浸水高が増し、続く第二波でさらに急激に水位が上昇し、浸水高が13m付近に到達したと想定する。一方、対象橋梁の上部構造の流失のタ

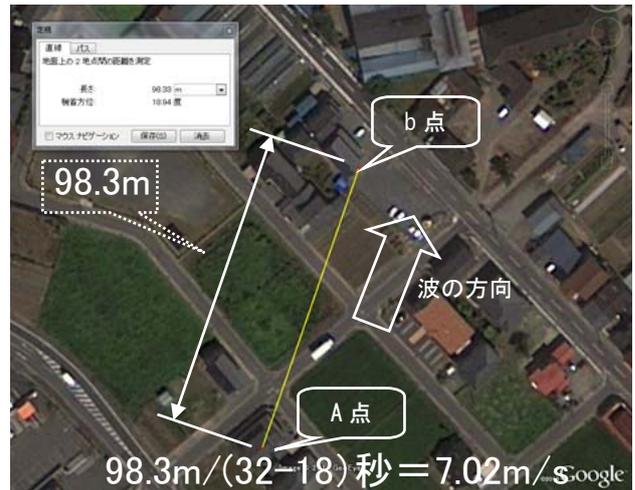


図-8 漂流物の計測開始点

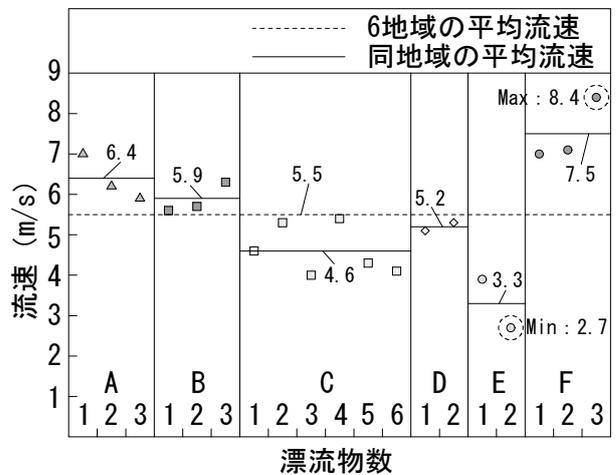


図-9 速度算出結果



図-10 雇用促進住宅の浸水状況

イミングは第一波、第二波到達時のいずれであるかは確定が困難であるが、急激に水位が上昇したと想定される第二波到達時と仮定した。

図-11は、対象橋梁のP1橋脚を代表として、橋梁の正面図（基点側から終点側を望む）に津波波高をプロットした図である。波高の設定は、静水面より13mと定義した。

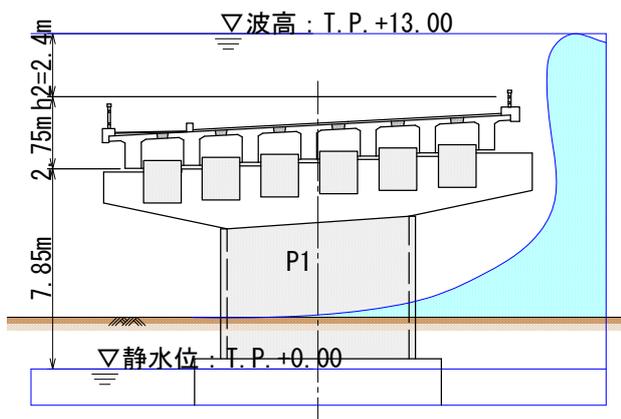


図-11 P1 橋脚の波高

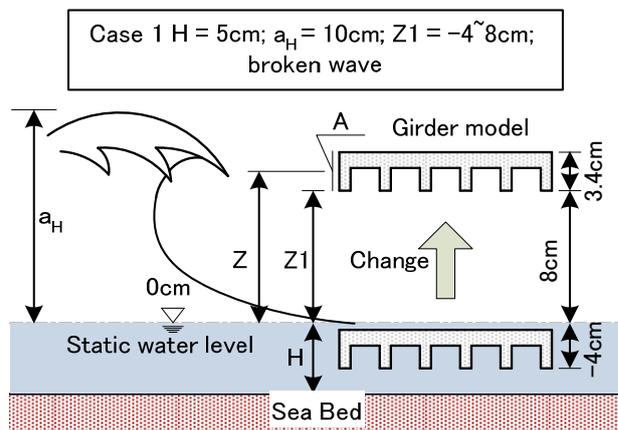


図-12 実験の概要

#### 4. 上部構造の流失判定

津波による浸水の他、現地では3径間分の上部構造の流失が観察される。本章では、津波被災時における上部構造の挙動を確認することを目的として、水平方向、並びに垂直方向の両方向に作用する津波作用力と、上部構造の抵抗値との比較を行った結果を示す。

##### (1) 水平波力との比較による判定

津波による対象橋梁と他の損傷橋梁との比較の簡素化のため、上部構造の水平抵抗値と津波による水平波力との比による $\beta$ の概念が提案されている。本節では、津波による水平波力の計算方法について、2つの方法を示した上で、 $\beta$ 値判定による損傷分析を行っている。

##### a) 簡便式による波の水平波力

これまでの調査<sup>2)</sup>より、津波の水平波力は簡便式(2)により計算が可能である。

$$F = \frac{1}{2} \rho C_d v^2 A \quad (2)$$

ここで、 $F$ は波の水平波力(kN)、 $\rho$ は水の密度(1.03g/cm<sup>3</sup>)、 $C_d$ は抗力係数(道路橋示方書<sup>3)</sup>により決定)、 $v$ は波の速度(=6.0m/s、第3章より)、 $A$ は上部構造の側面投影面積(m<sup>2</sup>)である。

式(2)に基づいて算出される波の水平波力は、第1径間、第2径間、第3径間それぞれで、1,887kN、1,524kN、1,524kNとなる。

##### b) 実験式による波の水平波力

先の単純式により求めた波の水平波力の妥当性を

評価するため、2009年度に実施した実験結果より得られた実験式を適用し検証する<sup>4)</sup>。実験は、桁に発生する力(集中荷重)に着目し、砕波有りとした2種類の波と、砕波無しとした1種類の波の異なる2種類の波力に対し、水平波力と上揚力を評価している。

実験で使用されるパラメータを図-12に示す。パラメータは、静水深( $H$ )、静水面から桁下までの距離を示す桁下高( $Z1$ )、静水面から桁中心までの距離( $Z$ )、波高( $a_H$ )であり、以下より各パラメータで記載した記号を使用する。なお、本論文では、海底床上面から静水面までの高さを静水深と呼ぶ。

実験は、2004年のスマトラ沖地震にて発生した津波によって損傷した橋梁を対象とし、縮尺1/50の橋梁模型で行った。実験に用いた長水路は、長さ41m、幅80cmの片面ガラス張りの水槽であり、橋梁模型は、長水路の一方の端に設置し、反対の端にはスライド式造波板による造波装置を設置している。パソコン制御により、指令波高値と実験時の初期水深(水槽底から静水面までの高さ)を入力する。本実験に使用する波は孤立波と呼ばれるもので、基本的な形状は凸型である。波高の変化により、「砕波有り」と「砕波無し」とに波形状が変化するため、これを区分し、[CASE1:  $H=5\text{cm}$ ,  $a_H=10\text{cm}$ ,  $Z1=-4\sim 8\text{cm}$ , 砕波有り], [CASE2:  $H=15\text{cm}$ ,  $a_H=11\text{cm}$ ,  $Z1=-4\sim 10\text{cm}$ , 砕波無し], [CASE3:  $H=15\text{cm}$ ,  $a_H=25\text{cm}$ ,  $Z1=-4\sim 18\text{cm}$ , 砕波有り]を各実験ケースの詳細な条件としている。ここでCASE1を代表例として説明する。波の作用力の測定前に、図-12に示すように波高と静水深はそれぞれ、10cmと5cmの固定値として設定された。その後、 $Z1$ を-4cm~8cmまで1cm刻みで変化させた。 $Z1$ の各高さに対し、水平波力と上揚力について3~5回測定し、最大波力を観測した。CASE2とCASE3も同様の手順で実施している。

このようにして得られた3ケースの $Z$ と水平波力の関係を、図-13に示す。実験結果の一般化のために、

水平波力とZは無次元化の処理を行っている。実際に対象橋梁に作用した波の種類（砕波有り、または砕波無し）が不明確なため、水平波力の計算に用いる計算式は、実験結果の平均値を用いるものとした。平均値より導かれる水平波力の計算式を式(3)に示す。

$$Z/a_H \geq 0.5$$

$$F_x = \rho g L \int_{Z_1}^{Z_2} (2.10a_H - z/0.64) dz \quad (3a)$$

$$Z/a_H < 0.5$$

$$F_x = 1.30 \rho g L D a_H \quad (3b)$$

ここで、 $F_x$  は水平波力 (kN) ,  $\rho$  は水の密度 ( $1.03\text{g/cm}^3$ ) ,  $g$  は重力加速度 ( $=9.8\text{m/s}^2$ ) ,  $L$  は支間長 (m) ,  $d$  は上部構造の全幅 (m) である。また、 $Z_1$  は桁下高 (m) であり、 $Z_2$  は静水位から桁上面までの高さ (m) ,  $a_H$  は波高 (m) である。

図-14は対象橋梁の第1径間、P1橋脚上の断面を示しており、水平波力を算出するための必要データは次の通りである。  $Z_1=7.85\text{m}$  ,  $Z_2=10.60\text{m}$  ,  $a_H=13.0\text{m}$  (第3章より) ,  $L=23.0\text{m}$  ,  $Z/a_H \geq 0.5$  となるため、式(3a)に上述の必要データを代入し、第1径間の水平波力を算出した。同様に、第2径間、第3径間を算出し、第1径間に作用する水平波力  $F_{x1}=9,599\text{kN}$  , 第2径間に作用する水平波力  $F_{x2}=7,768\text{kN}$  , 第3径間に作用する水平波力  $F_{x2}=7,768\text{kN}$  を得た。これらの水平波力は、簡便式(2)にて算出される水平波力よりも非常に、大きいことに留意されたい。なお、同様にして波高を上部構造頂点の高さ (10.60m) と仮定した場合の水平波力を求め、 $F_{x1}=6,381\text{kN}$  ,  $F_{x2}=5,123\text{kN}$  ,  $F_{x2}=5,123\text{kN}$  を得ている。

### c) 上部構造の水平抵抗力

津波に対する上部構造の水平抵抗力  $S$  は、式(4)に示す、摩擦係数  $\mu$  と上部構造鉛直力の積によって計算された摩擦力と見なすことができる。

$$S = \mu W \quad (4)$$

ここで、 $\mu$  は摩擦係数 (Rabbatらの実験結果<sup>5)</sup> より、コンクリートと鋼、またはコンクリートとの間の摩擦係数を0.6と仮定) ,  $W$  は上部工重量 (kN) である。また、浮力が作用したことも想定し、上式(4)における  $W$  を、有効重量  $W'$  とし、 $S$  については2

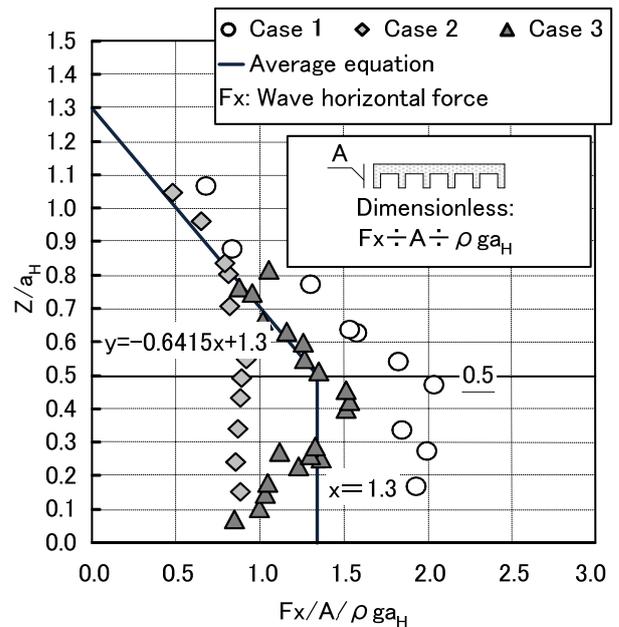


図-13 実験結果 (水平波力)

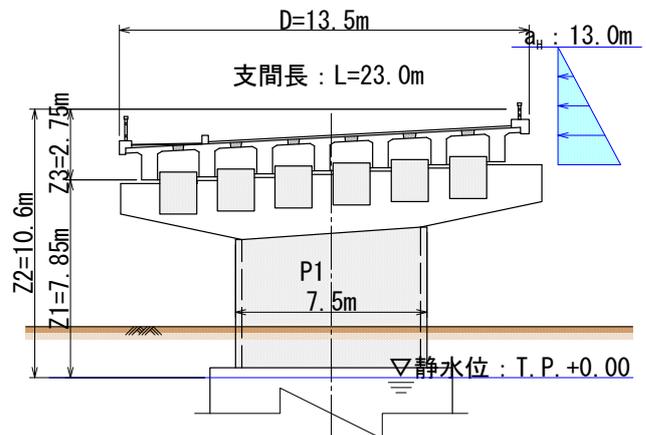


図-14 第1径間の例 (P1橋脚)

ケース算出しており、それぞれ  $S_1 = 2,520\text{kN}$  (1,484kN) ,  $S_2 = 2,280\text{kN}$  (1,341kN) ,  $S_3 = 2,280\text{kN}$  (1,341kN) と算出される。なお、上述のうち、( ) 内は、有効重量  $W'$  とした場合を示す。

次に、各下部構造の橋座に設置される耐震壁 (落橋防止構造) の水平耐力を算出した。主桁と耐震壁の遊間は50mm程度となるため、上述の摩擦抵抗以上の水平波力が発生したとしても、次に耐震壁が水平方向に抵抗する。耐震壁の橋軸直角方向の水平耐力は、1,098kN/基と計算され、1支承線上に6基設置されるため、1,098kN/基  $\times$  6基=6,588kN、1径間当りでは2倍の13,176kNとなる。ここで、耐震壁と主桁には遊間があるため、摩擦と耐震壁は、同時に抵抗しないと仮定した。

以上より、上部構造の水平抵抗力は、摩擦力と耐震壁の水平耐力を比較し、大きい値となる耐震壁抵

抗力を用いた  $S=13,176\text{kN}$  となる。

#### d) 水平方向の波力と抵抗力の関係

水平作用力と水平抵抗力の関係は、上部構造の抵抗力  $S$  を津波による水平波力  $F$  で除す式(5)に基づいて、桁抵抗力津波作用力比  $\beta$  を求め、桁移動発生の有無を判断する。ここで、 $\beta$  が大きい場合は、上部構造の抵抗力が大きく、移動しにくい橋梁であることを示す。

$$\beta = \frac{S}{F} \quad (5)$$

図-15に、第1径間から第3径間までの  $\beta$  値を整理したものを示す。波高は、津波痕跡より設定した最大13.0mと、上部構造頂部と仮定した10.6mを併記した。浮力を無視したケースでは、作用力として簡便式を用いた場合、または実験式を用いた場合のいずれも、摩擦抵抗に対する  $\beta$  値は1.0以上となる。一方、浮力を考慮した場合は、 $\beta$  値は1.0未満となり、作用力に対して抵抗力は小さい。ただし、摩擦抵抗を失った後に抵抗する耐震壁を考慮すると、 $\beta$  値は最少でも  $\beta=1.5$  となり、水平波力による大きな変位は生じない結果となる。

#### (2) 鉛直力との比較による判定

本節では、上揚力等の上向きの作用力に対して、対象橋梁の上部構造の十分な鉛直抵抗の有無を検証している。4. (1) 節と同様の思想により、鉛直抵抗力と上揚力との比較を行う。支承、アンカーバー、耐震壁等、いずれのデバイスも鉛直方向上向きの作用力に対して抵抗しないため、これらのデバイスは抵抗力として考慮しないものとした。従って、上部構造の有効重量を唯一の抵抗力として考慮することが適切である。

#### a) 上揚力

4.(1).b)項で述べた実験では、水平波力を測定したのと同時に、鉛直方向の上向きの力を測定している。上揚力と  $Z1$  の関係を、水平波力と同様に無次元化した上で図-16に示す。さらに、平均値より導かれる上揚力算出式を式(6)に示す。

$$F_y = 0.4\rho g A_h (a_H - Z1) \quad (6)$$

ここで、 $F_y$  は上揚力 (kN) ,  $\rho$  は水の密度

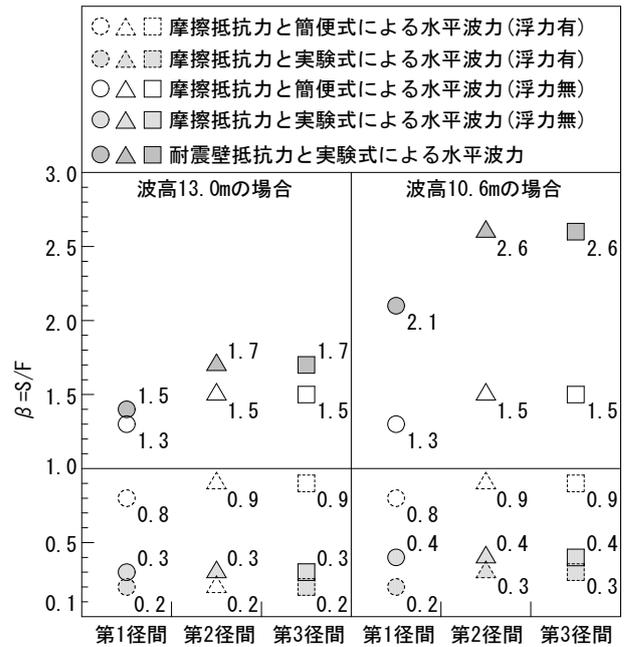


図-15  $\beta$  値 (桁抵抗津波作用力比)

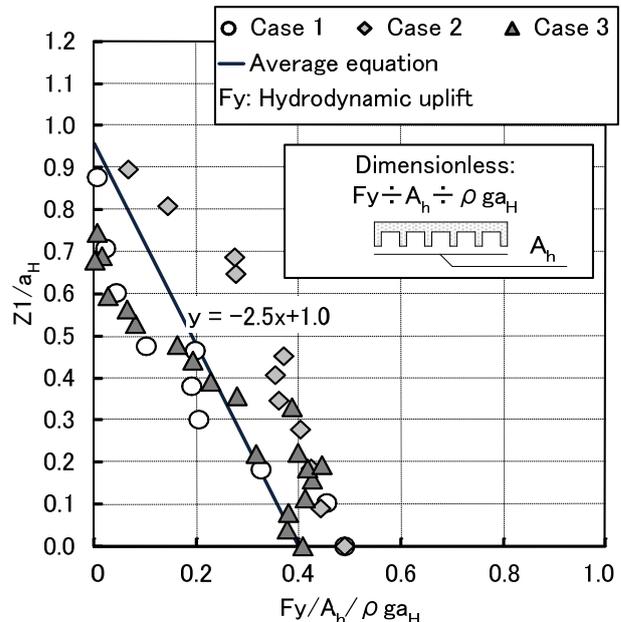


図-16 実験結果 (上揚力)

( $1.03\text{g/cm}^3$ ) ,  $g$  は重力加速度 ( $=9.8\text{m/s}^2$ ) ,  $A_h$  は上部構造の底面積 ( $\text{m}^2$ ) ,  $a_H$  は波高 (m) ,  $Z1$  は桁下高 (m) である。上式(6)に基づき、第1径間から第3径間に作用する上揚力は、それぞれ、6,456kN, 5,451kN, 5,451kNと得られる。なお、同様にして波高を上部構造頂点の高さ (10.60m) と仮定した場合の上揚力を求め、それぞれ、3,448kN, 2,834kN, 2,834kNを得ている。

#### b) 上部構造の有効重量

上部構造が水没する状況を仮定し、上部構造に作用する浮力を考慮する必要がある。浮力を考慮した

上部構造の有効重量は、式(7)、並びに式(8)により算出した。

$$U = \rho g V \quad (7)$$

$$W' = W - U \quad (8)$$

ここで、 $U$ は上部構造に作用する浮力 (kN) ,  $\rho$ は水の密度 (1.03g/cm<sup>3</sup>) ,  $g$ は重力加速度 (=9.8m/s<sup>2</sup>) ,  $V$ は上部構造の体積 (m<sup>3</sup>) であり、 $W'$ は上部構造の有効重量 (kN) ,  $W$ は上部構造重量 (kN) である。前節における式(4)において、有効重量を用いる場合も、式(7)と式(8)を用いている。

### c) 鉛直方向の作用力と抵抗力の関係

上揚力と鉛直抵抗力の関係は、上部構造有効重量  $W'$  を上揚力で除す式(9)に基づき、有効重量上揚力比  $\gamma$  を求めた。

$$\gamma = \frac{W'}{F} \quad (9)$$

併せて、浮力が作用しなかった場合も考慮し、上式(9)における  $W'$  を  $W$  とした2ケースを算出した。

図-17に、第1径間から第3径間までの  $\gamma$  値を整理したものを示す。波高は、津波痕跡より設定した最大13.0mと、上部構造頂部と仮定した10.6mを併記した。波高10.6m、浮力無視のケースを除き、 $\gamma$  値は1.0未満となり、作用力に対する抵抗力が小さい結果を得る。

なお、浮力を無視した場合で、5章にて詳述する橋脚基部に作用するモーメントが降伏モーメントを超過せず、上揚力による上部構造の浮き上がる波高閾値は、11.8mと逆算される。よって、対象橋梁の上部構造流失の要因は、津波作用による上揚力の作用と考えられる。

## 5. 橋脚の損傷判定

対象橋梁における全下部工は、津波の影響下にあっても倒壊を免れている。本章では、津波による水平波力に起因する橋脚基部の発生断面力を算出し、橋脚基部の耐力と比較することで、橋脚の損傷判定を行った結果を示す。図-2より、全径間の上部工が流失した状況下において、津波による水平波力が最大となるP1橋脚を代表橋脚として損傷分析を示す。

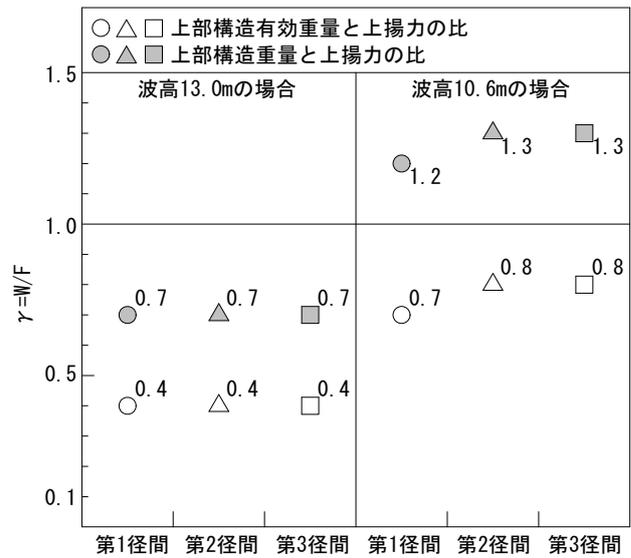


図-17  $\gamma$  値 (死荷重上揚力比)

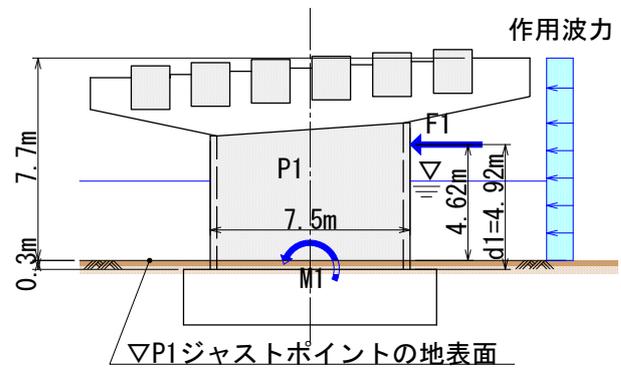


図-18 作用波力 (P1橋脚)

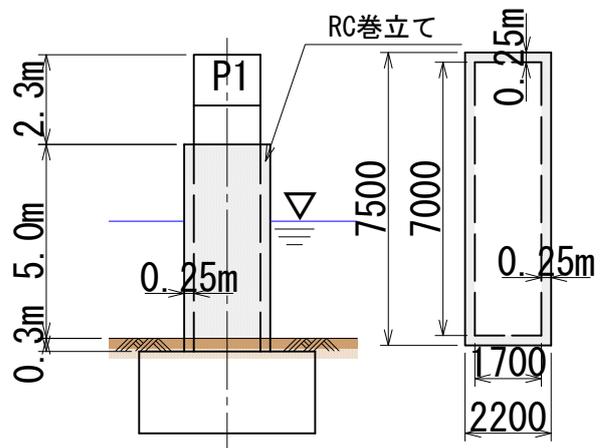


図-19 耐震補強諸元 (P1橋脚)

対象橋梁の橋脚は、全てRC巻立てによる耐震補強が実施されており、補強による耐力増加も考慮し、P1橋脚基部の降伏モーメントは、61,638kN・mと算出される。橋脚基部の発生断面力は、津波による水平波力に加え、上部構造流失の際に発生すると考えられる摩擦力と耐震壁による抵抗力を上部構造に起因する作用力として考慮した。

(1) 津波作用力による基部の発生モーメント

P1橋脚に作用する水平波力は、図-18に示すように、道示 I<sup>4)</sup>に基づいて、式(10)により算出される。

$$P = Kv^2 A_t \quad (10)$$

ここで、 $P$ は作用水平波力 (kN) ,  $K$ は橋脚の断面形状により決定される抵抗係数 (道示 I に基づき 0.7とする<sup>6)</sup> ) ,  $v$ は流速 (=6.0m/s) ,  $A_t$ は津波の進行方向に対する橋脚の投影面積 (m<sup>2</sup>) である. P1橋脚は、図-19に示すようにRC巻立てによる耐震補強が実施されていたことから、 $A_t = 5.0 \times 2.2 + 2.3 \times 1.7 = 14.91 \text{ m}^2$ にて計算される. これらを式(10)に代入し、作用水平力 $P$ は、376kNと計算される. 続いて、水平力の作用位置は4.92mであり、これを柱基部からのアームとして、作用モーメント1,850kN・mと計算される.

(2) 上部構造に起因する発生モーメント

上部構造流失の際、橋脚には津波による水平波力に加えて、図-20に示すように、上部構造移動による摩擦力、並びに耐震壁への作用力の影響を受けると考えられる. P1橋脚では、第1径間、第2径間のいずれの上部構造も流失しており、かつ、それぞれ単純桁であるため、それぞれの有効重量の1/2と摩擦係数との積より、摩擦力は2,400kNと計算される. 柱基部より、摩擦力の作用、すなわち橋座面までの高さをモーメントアームとして、18,420kN・mの値が得られる.

また、耐震壁への上部構造の衝突による作用力を算出する. ここでは、便宜上、4.(1).c)項で得た実験式による水平波力を使用するものとした. 波高は、最大波高13.0mと上部構造頂部10.6mの両ケースを考慮するものとし、これにモーメントアームを考慮し、作用モーメントの値を得る.

この摩擦力による作用モーメントと耐震壁への衝突による作用モーメントは、4.(1).c)項で述べたように、同時に橋脚に作用することはないため、上部構造からの発生モーメントは、より大きな値となる耐震壁への衝突による発生モーメントを用いる.

結果を、図-21に示すが、波高13.0mの場合では、柱基部の降伏モーメントよりも大きい値となるが、現地の被害調査によれば、橋脚に損傷は認められない. 一方、波高10.6mの場合の作用モーメントは、降伏モーメントよりも小さく、津波による作用によりP1橋脚が倒壊・損傷が生じないことが確認された. なお、P2橋脚も同様に倒壊・損傷が生じないことを

P1橋脚上の上部構造の流失方向

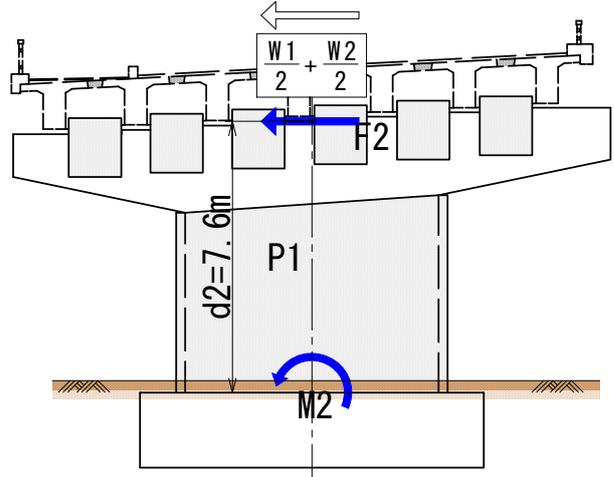


図-20 摩擦力と耐震壁への作用力 (P1橋脚)

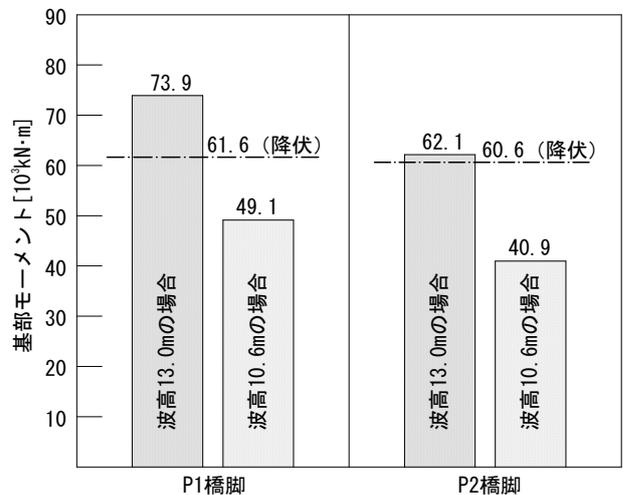


図-21 柱基部の作用、降伏モーメント比較

確認している. この結果より、上部構造は、波高13.0mとなる以前に流失したと言える.

6. まとめ

本論文では、沼田跨線橋を対象橋梁とし、現地の被害調査を実施した上で上部構造の流失分析、並びに橋脚の損傷分析を実施した. 以下に検討の結果得られた知見を示す.

- (1) 現地の被害調査に基づけば、下部工自体、また、落橋防止構造である耐震壁には、機能を喪失するような被害は確認されないが、全径間の上部構造が流失するという、甚大な被害を被った.
- (2) 設計流速は、沿岸部5地域の津波映像の漂流物の流速に基づき、6.0m/sと推定される.
- (3) 沼田跨線橋における $\beta$ 値による損傷判定では、

耐震壁が設置されている影響から、流失しない結果が得られた。従って、流失した要因は他にあるものと考えられる。

- (4) 上揚力と上部構造の有効重量との比較から、上部構造頂部程度の波高にて、全径間の上部構造は上揚力に対して十分な抵抗力を有していない結果が得られた。このことは、上部構造の流失メカニズムとして、津波による上揚力によって上部構造が一度浮き上がり、その後水平波力によって内陸側に移動したと推定される。
- (5) RC巻立てによる耐震補強が施された橋脚は、津波痕跡に基づく最大波高13.0mとすると、降伏モーメントを超過するモーメントが作用する。ただし、橋脚に損傷は認められないため、波高10.6m程度で上部構造が流失し、降伏モーメント未満の作用モーメントに留まったと推測される。

#### 参考文献

- 1) 防災科学研究所：東北地方太平洋沖地震について（速報），2011.3.
- 2) 幸左賢二，二井伸一，庄司学，宮原健太：スマトラ沖地震に伴う津波による橋梁の被害分析，構造工学論文集，Vol.56A，pp.454-463，2010.3.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp.52，2002.3.
- 4) 二井伸一，幸左賢二，庄司学，木村吉郎：津波形状の違いによる橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.56A，pp.474-485，2010.3
- 5) Rabbat， B.G. and Russel， H.G. : *Friction coefficient of steel on concrete or grout*， Journal of Structural Engineering， ASCE， Vol.111， No.3， pp.505-515， 1985
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp.43-44，2002.3.

## DAMAGE JUDGEMENT OF NUMATA KOSEN BRIDGE AFFECTED BY TSUNAMI DUE TO GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE

Tatsuo SASAKI, Kenji KOSA, Li FU and Waka KINOSHITA

Numata Bridge, a prestressed concrete bridge, suffered enormous damage from the destructive tsunami waves triggered by Great East Japan Earthquake, on March 11<sup>th</sup>, 2011. Based on the field survey, the damage condition and the possible mechanisms of Numata Bridge have been summarized. It has been found that all girders suffered serious displacements while all piers did not flow out. By comparing the  $\beta$  values (ratio between girder resistance and wave horizontal force) and  $\gamma$  values (ratio between girder resistance and wave vertical force), it was confirmed that the girders did not have sufficient resistance. On the other hand, the acting moment is less than the yield moment at the base of pier column, therefore the piers did not collapse.