

津波の影響を受ける橋の挙動に及ぼす上部構造の構造特性 の影響に関する水路実験

張 広鋒¹・中尾 尚史²・星隈 順一³

¹正会員 博(工) (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員 (〒 305-8516 つくば市南原 1-6)

²正会員 博(工) (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 専門研究員 (〒 305-8516 つくば市南原 1-6)

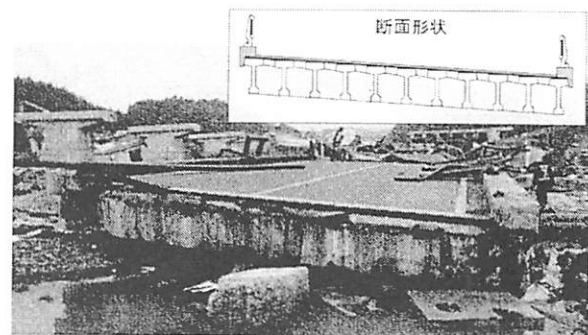
³正会員 博(工) (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 (〒 305-8516 つくば市南原 1-6)

1. はじめに

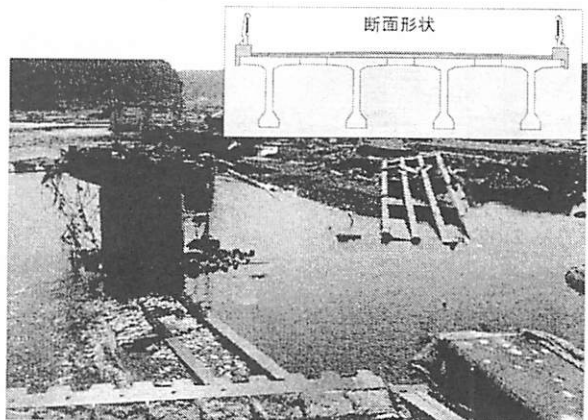
2011年3月11日に発生した東日本大震災では、津波によって上部構造の流出などの橋梁の被害が多数発生した¹⁾。地震後の現地調査により、上部構造の流出形態が様々であることが分かった。その中、図-1(a), (b)に示すように、上部構造が裏返し状態となって流出した場合と裏返し状態となっておらず流出した場合は、特徴的な流出形態としてが取り上げられる。また、図-1(c)に示す裏返し状態となって流出した場合の損傷状況を見ると、落橋防止構造として設けたコンクリートブロックは、海側の1個目と2個目はほぼ健全であるのに対し、3～5個目は大きく損傷していることが分かる。これらのコンクリートブロックの損傷形態より、上部構造は津波によって回転しながら流出したと推測される。

上部構造の流出挙動は、橋の立地条件や津波の特性の他、上部構造の構造特性にも影響される。床版の張出し部の長さ、主桁の有無およびその本数、上部構造の高さ、幅員等によって、津波による作用力の大きさおよび作用形式が変化し、それによる上部構造の損傷形態も変わると考えられる。現在まで、津波による橋梁への影響に関する実験的研究は数多く実施されている^{2)~5)}。しかしながら、これらの研究では、橋梁模型の中心の一箇所だけで津波による力を計測する方法が採用されているため、橋梁の各支承部の反力や津波による上部構造の回転挙動を適切に検討するためのデータが報告されていないのが現状である。

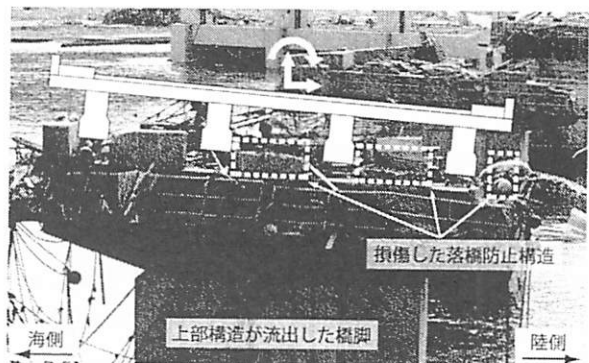
このような状況を踏まえ、著者らは、今回の地震における橋梁の被害状況を詳細に調査・分析した上、実橋梁構造に即した橋梁模型に対する水路実験を用い、上部構造の流出メカニズムや津波作用力に及ぼす上部構造の構造特性の影響等に関する一連の検討を進めている。本論



(a) 裏返し状態となっていない上部構造の流出例

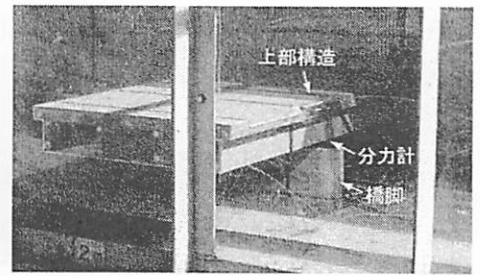
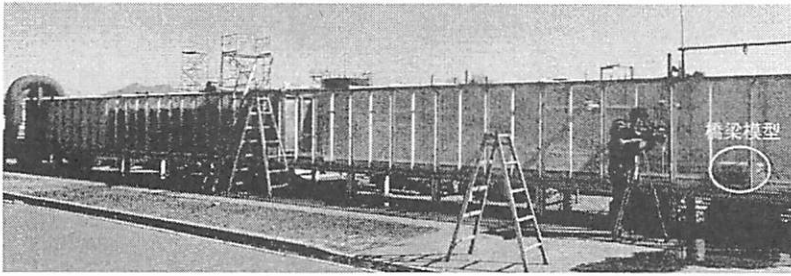


(b) 裏返し状態となった上部構造の流出例

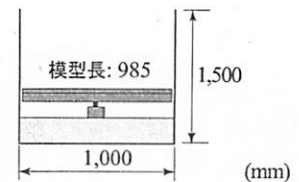
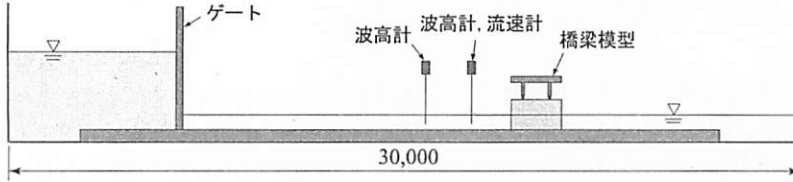


(c) 裏返し状態となった上部構造の流出挙動のイメージ図

図-1 上部構造の流出状況例



(a) 水路の状況写真（左：全体系、右：橋梁模型の設置状況）



(b) 水路のセットアップ概要（左：側面図、右：断面図）

図-2 水路実験のセットアップの概要

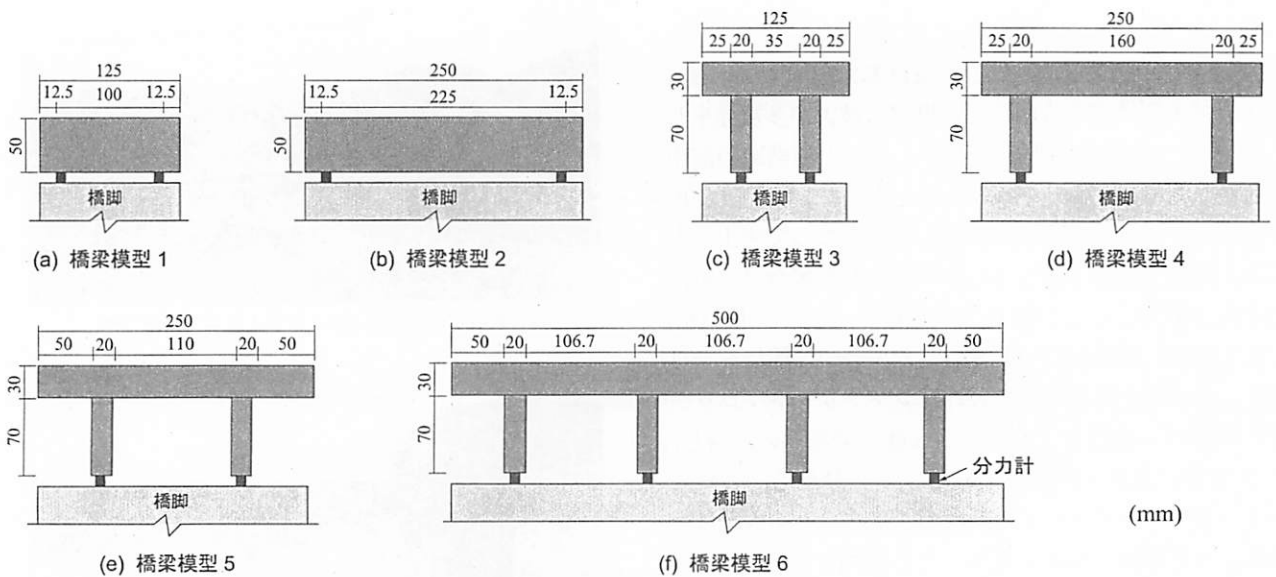


図-3 橋梁模型の断面寸法の詳細

文は、その一部として、津波による橋梁上部構造への作用力に及ぼす上部構造の構造形式の影響に関する実験結果を報告するものである。

2. 実験概要

陸地や河川を遡上する津波は、津波先端部の形態によって碎波段波と波状段波の2種類に大別できる。本研究では、碎波段波形態を有する津波が橋梁に作用する場合を想定し、津波による上部構造への波圧や支承部反力に及ぼす上部構造の構造形式の影響を実験的に検討することとした。図-2に、本実験に用いた水路の状況写真および実験のセットアップ概要を示す。水路の断面寸法は、幅は1.0 m、高さ1.5 mである。実験では、湛水域

のゲートを転倒させることによって段波状の津波を発生させる方法を用いた。

図-3に、本実験に用いた橋梁模型の橋軸直角方向の断面形状を示す。これらの模型は、実設計において考えられる規模の橋梁を想定して1/20で縮小した模型である。模型1と2は幅員が異なる床版橋、模型3～6は幅員や主桁本数、張出し長が異なる桁橋である。模型1と3は、幅員2.5 mの側道橋、模型2, 4, 5は、幅員5.0 mの一般道を想定したものである。また、模型3と4は張出し長が同じで幅員が異なる。模型4と5は幅員が同じで張出し長が異なる。模型6は、幅員が大きい4主桁を想定したもので、張出し長や桁高は模型5と同様である。これらの模型の橋軸方向の幅は、全ての模型は985 mmと設定している。この長さは、実験に用いた水路の幅に応じて決定したものである。図-4に橋梁模型の全体図を示

表-1 橋梁模型の諸元

橋梁 模型名	長さ (橋軸方向) (mm)	幅 (橋軸直角方向) (mm)	上部構造高さ (床版+主桁) (mm)	張出し長 (mm)	主桁本数	主桁間隔 (mm)
橋梁模型 1	985	125	50 (50+0)	0	-	-
橋梁模型 2	985	250	50 (50+0)	0	-	-
橋梁模型 3	985	125	100 (30+70)	25	2	35
橋梁模型 4	985	250	100 (30+70)	25	2	160
橋梁模型 5	985	250	100 (30+70)	50	2	110
橋梁模型 6	985	500	100 (30+70)	50	4	106.7

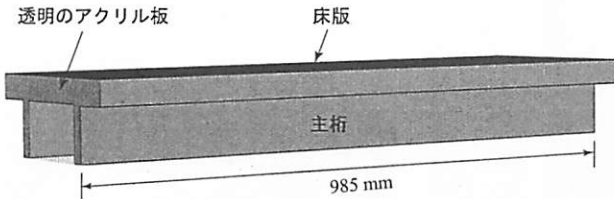


図-4 橋梁模型の全体図

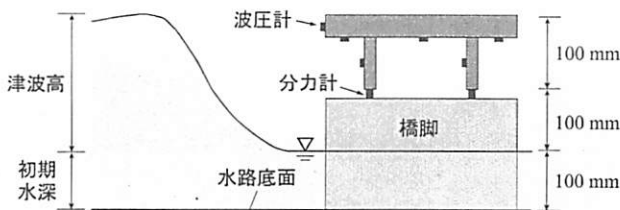


図-5 橋梁模型の設置状況 (模型3の場合)

す。全ての橋梁模型においては、端横桁を有する上部構造を想定していることより、模型の両端に透明のアクリル板を設置することとした。そのため、桁間の空間は両端に板がある密封空間となる。模型端部と水槽間には、両端にそれぞれ5mmの隙間を設けている。表-1にこれらの橋梁模型の諸元の一覧を示す。なお、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⁶⁾。

図-5に橋梁模型の設置状況の一例を示す。実験では、初期水深とクリアランスの両方とも100mm(実規模で2.0m)とし、橋面高さまでの津波が発生する場合を想定して津波高を設定した。そのため、各模型に作用する津波の高さは、模型1と2の場合は150mm(実規模で3.0m)、その以外の場合は全て200mm(実規模で4.0m)となる。計測では、橋梁模型の1.0m手前の波高と流速、2.0m手前の波高、橋梁模型の床版や主桁に生じる波圧、支承部の水平反力および鉛直反力の時刻歴を記録した。計測のサンプリング数は500Hzとした。なお、以下の検討では、津波が衝突する側は下流側、その反対側は上流側と呼ぶ。

3. 実験結果

本実験では、いずれのケースにおいても同じ条件で2回実験を実施した。波の発生特性などの微小な違いによって実験結果間のばらつきが見られたが、本論文では、2回の実験結果のうちの1回だけを用いることとした。今後、ばらつきの評価等についてさらなる検討を予定している。

(1) 流況の比較

図-6に、津波が橋梁模型に衝突した瞬間の各模型の流況写真を示す。図より、いずれの模型においても、下流側の床版縁端部から波が剥離し、大きくせり上がっている様子が見られる。また、模型下面の剥離や桁間の流況については、実験時のスローモーション映像より確認した結果は以下のようなものである。図-6に示すように、波の剥離は、模型1と2の場合は床版下面の縁端、模型3～6の場合は主桁の下面フランジに発生していることが分かる。桁間区間の流況については、模型3～5は、波が殆ど桁間区間に流れ込んでおらずほぼ空洞状態のままとなっていることが確認された。模型6は、最も下流側の桁間区間には波が殆ど桁間区間に流れ込んでいない状態であるが、下流側から2個目と3個目の桁間空間には回転流が生じていることが分かった。これらの結果より、上部構造の構造形式によって波の剥離する場所が異なり、流況も変わってくる事が分かる。

図-7に、模型6を例として、津波の先端部が主桁に衝突し始まっている時、床版に衝突し始まっている時およびその後の越流している時における流況写真を示す。図に示すように、津波が橋梁模型に作用する際には、波の先端部が先に主桁の側面に衝突し、その後床版の側面に衝突する。この点については、後述の図-8(c)～(f)に示す波圧の時刻歴よりも確認できる。床版側面P1の波圧のピーク値は、床版下面P2や主桁側面P3より遅れていることが見られる。また、図-7(c)より、波が越流している時では、最も下流側の桁間区間は空洞状態のまま、下流側から2個目と3個目の桁間空間に回転流が生

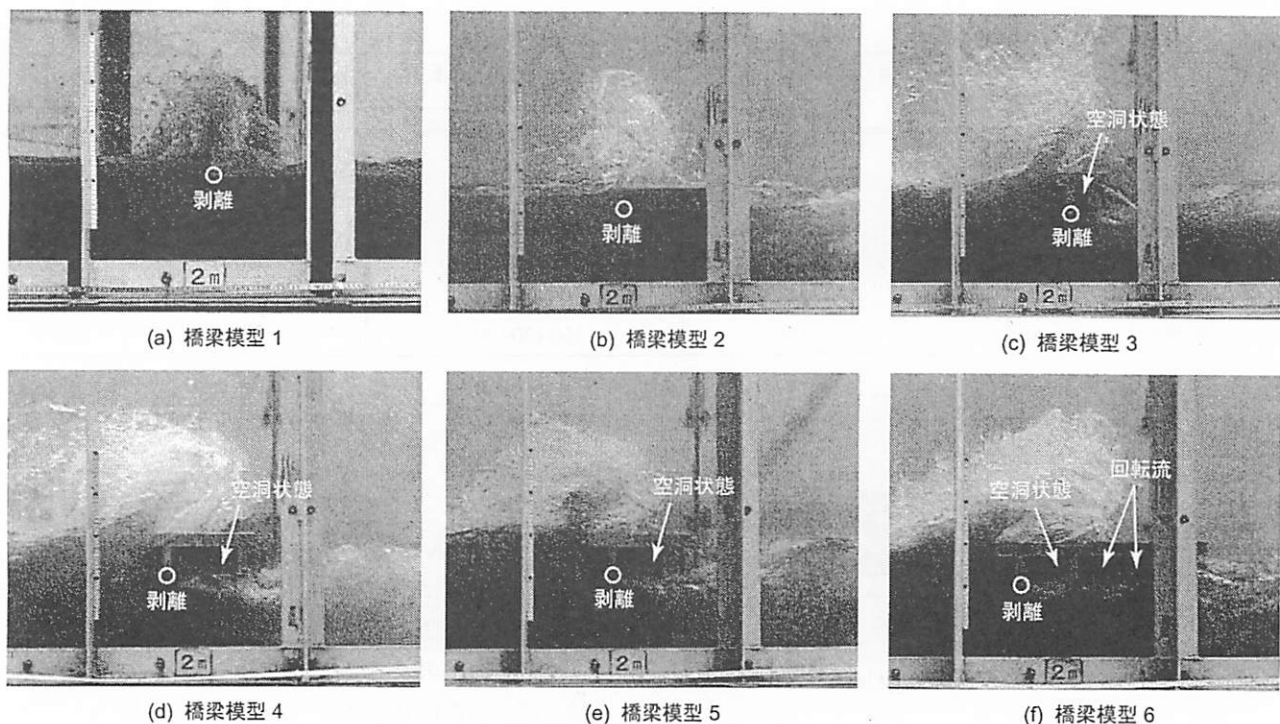


図-6 津波が橋梁模型に衝突する際の流況写真

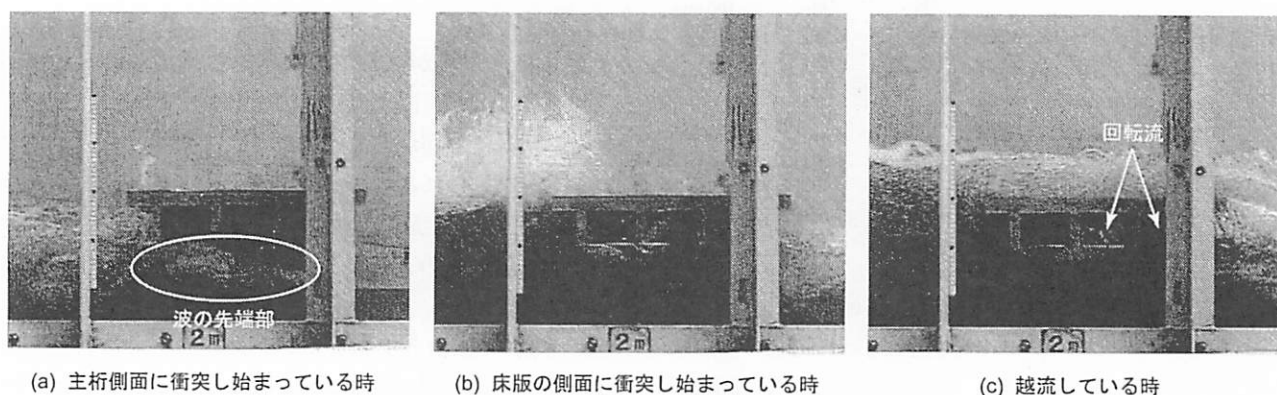


図-7 模型6の流況写真

じていることが見られる。

(2) 支承部反力および模型に作用する波圧の比較

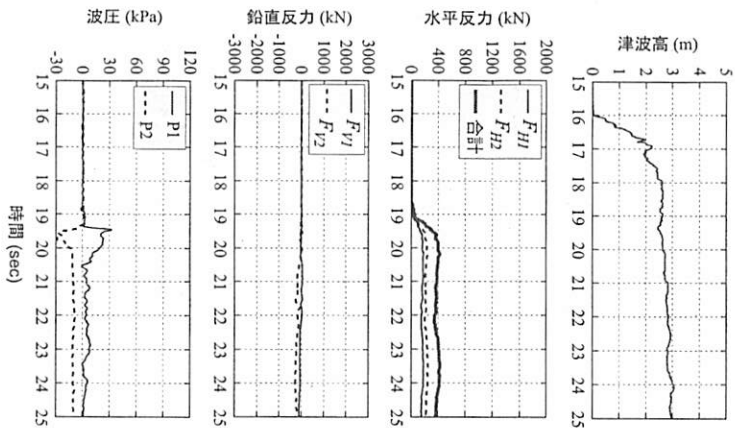
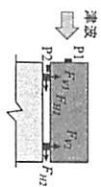
図-8に、橋梁模型の1.0m手前の波高、支承部反力および上部構造に生じた波圧の時刻歴を示す。ここで、図に示す値は、時間を含め全て相似則に従って実規模に換算したものである。また、横軸に示す25秒までの範囲は、模型の1m手前の位置において、津波高がある程度所定の高さを保持している範囲である。図に示す津波高の計測値を見ると、時間に伴って変動が生じているが、いずれの実験ケースにおいても概ね目標とした津波高となっていることが分かる。すなわち、模型1と2は3.0m（模型値150mm）、模型3～6は4.0m（模型値200mm）である。25秒程度以降については、ここに示していないが、橋梁模型の堰き止めによって津波高が所定の高さより高くなる傾向が見られた。

a) 支承部の水平反力

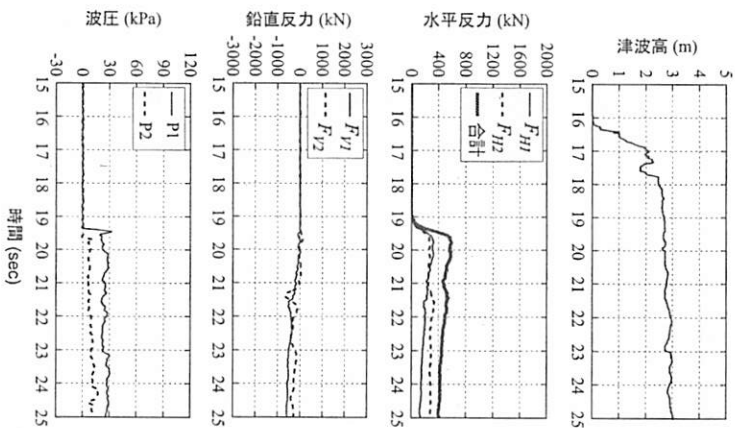
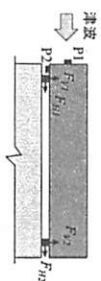
津波が橋梁模型に衝突した際のピーク値の合計は、模型1と2は約400kN～600kN、模型3～6は1,000kN～1,900kNとなっている。前者は後者の約1/3程度であることが分かる。この反力は、津波が橋梁模型に衝突して生じた水平力と釣り合っていると考えられる。衝突時における単位面積あたりの水平力（Surge force） F_S の評価については、City and County of Honolulu Building Codeには以下の評価式が採用されている。

$$F_S = 4.5\rho gh^2 \quad (1)$$

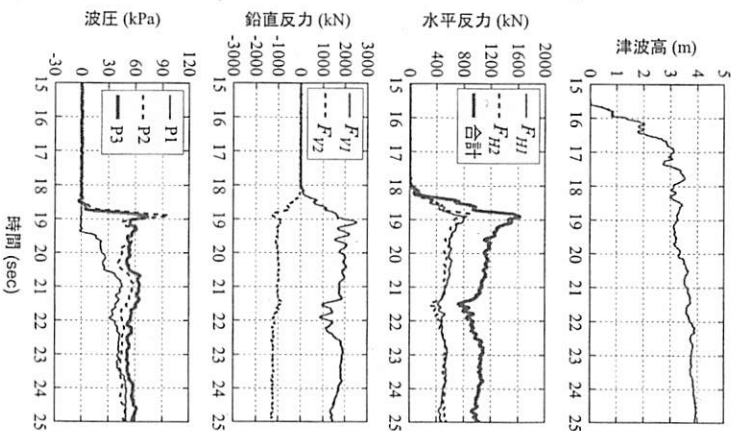
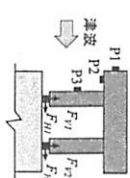
ここに、 h は津波高である。これより、衝突時の抗力 F_S は、津波を受ける面の面積や津波高の二乗と比例していることが分かる。式(1)に基づき、各模型に生じる抗力の大小関係を考察すると以下ようになる。模型1と2の場合は、津波作用を受ける面の面積は模型3～6の場



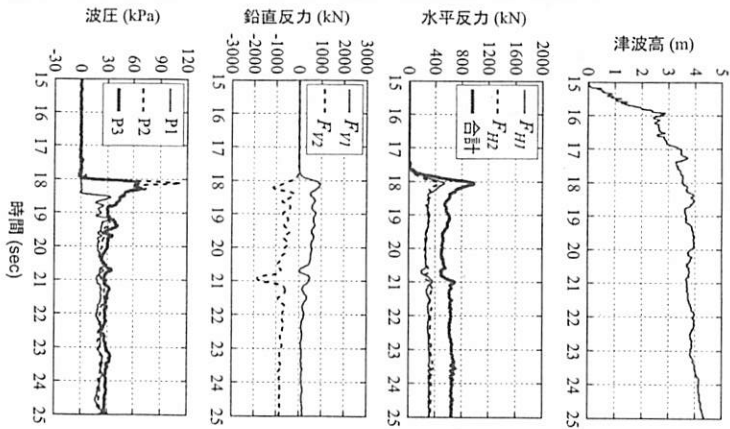
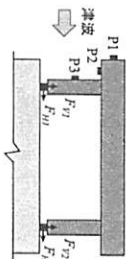
(a) 橋梁模型 1



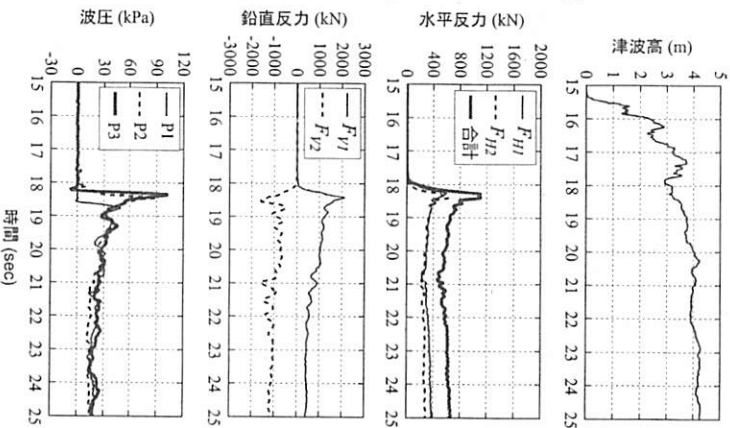
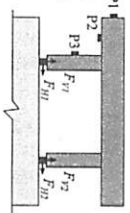
(b) 橋梁模型 2



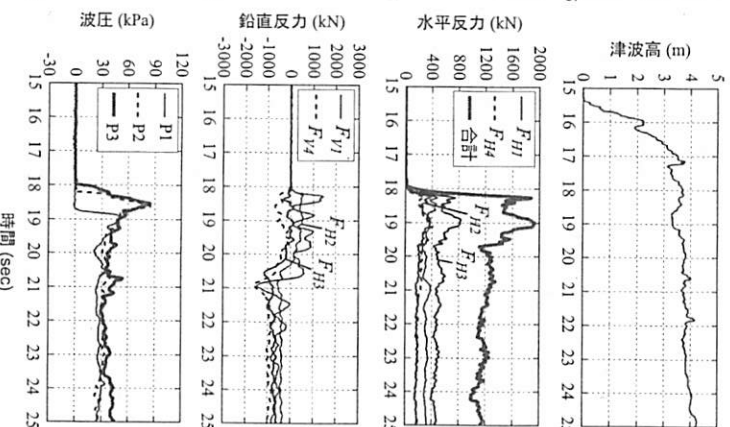
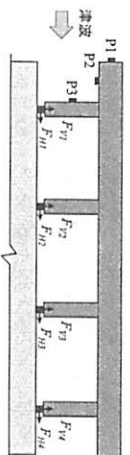
(c) 橋梁模型 3



(d) 橋梁模型 4



(e) 橋梁模型 5



(f) 橋梁模型 6

図 8 支承部反力と上部構造に生じた波圧の時刻歴

合の半分で、津波高は模型 3~6 の場合の 3/4 という条件を考慮すると、模型 1 と 2 に生じる抗力は、模型 3~6 の場合の $(1/2) \times (3/4)^2 = 0.3$ 倍程度となると考えられる。実験結果は、これと概ね一致していることが分かる。また、条件の最も近い模型 4 と 5 の合計値に着目すると、両模型はほぼ同様な時刻歴を示していることが分かる。これより、本実験の範囲内では、張出し長の違いによる抗力への影響は明確に認められない。

b) 支承部の鉛直反力

図-8 の支承部の鉛直反力は、津波による揚力によって生じた反力、抗力や揚力によって生じる回転モーメントによる反力、さらに越流した波の自重などが含まれていると考えられる。そのため、これらの鉛直反力は、純粋な津波による揚力ではなく、模型の構造特性の影響も考慮したものである。

図より、模型 1 と 2 は上向きの反力は殆ど生じておらず、21 秒あたりからは下向きの反力が生じていることが分かる。この下向きの反力は、主に越流した波の自重によるものと考えられる。模型 3~6 は、桁に回転モーメントが生じたため、下流側の支承部には上向きの反力、上流側の支承部には下向きの反力が生じている。模型 3 と 4 の比較より、模型 3 は、上向きの反力は模型 4 より倍以上大きくなっていることが分かる。これは、両模型の張出し長が同じであるが、模型 3 の桁間隔が狭く、回転モーメントのアーム長が短いためである。また、模型 4 と 5 の比較より、模型 4 は上向きの反力と下向きの反力の両方とも、模型 5 を上回っていることが分かる。これは、主に張出し部に受ける揚力の違いによるものと言える。張出し長が長いほど、張出し部に作用する揚力も大きく、模型に生じる回転モーメントも大きくなると考えられる。模型 6 は、18 秒~20 秒あたりは、最も上流側の支点 F_{v4} は負の値で、下流側の F_{v1} と F_{v2} は正の値となっているが、21 秒あたりからは全て負の値になっている。これは、越流した波の自重によるものと考えられる。一方、同じ張出し長を有する模型 5 と比較すると、模型 6 は桁数が多くかつ幅員も大きいいため、支承部の上向きの反力はいずれも模型 5 を下回っていることが分かる。一般的な支承部に対しては、上向きの力は最も厳しい外力である。

c) 主桁および張出し部の波圧

模型 1 と 2 については、床版側面の P1 では、衝突時に 30kPa 程度の波圧が生じている。床版下面の P2 では、模型 1 は負の値で、模型 2 はほぼ生じていない。ここでの負圧は波の剥離によるものと考えられる。模型 2~6 については、いずれの模型においても、床版下面の P2 と主桁側面の P3 では概ね同様な分布性状を示す。床版側面の P1 の値は、ピーク値は P2 や P3 より小さく、その発生時刻も遅れていることが分かる。発生時刻の遅れ

は、図-7 に示すように、津波の先端部は先に P2 や P3 に衝突し、その後 P1 に衝突したことによるものである。波圧の大きさの違いは、これは流速によるものと考えられる。また、衝突の数秒後、流れは定常流となり、3 つの波圧はほぼ同程度の値になっている。

4. まとめ

本研究では、実橋梁構造に即した橋梁模型に対する水路実験を用い、津波による橋梁上部構造への作用力に及ぼす上部構造の構造形式の影響に関する実験的検討を行った。本論文の知見を整理すると以下ようになる。

- 1) 床版の張出し部を有する場合は、津波による張出し部への揚力によって、上部構造に回転モーメントが生じ、その回転モーメントによって支承部に大きな上向きの反力が生じることがある。一方、本実験の範囲内では、張出し部のない床版橋の場合は、支承部に上向きの反力は殆ど生じていない。
- 2) 2 主桁の場合は、床版の張出し長が長いほど、また、桁間隔が小さいほど、支承部の上向きの反力が大きくなる傾向がある。
- 3) 4 主桁の模型は、同じ桁高や張出し長を有する 2 主桁の模型より、支承部の上向きの反力が小さくなっている。これより、桁数が多くかつ幅員も大きい上部構造形式の場合は、個々の支承部に生じる上向きの反力が低く、津波対策上有利な構造形式であると考えられる。

参考文献

- 1) 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, 国総研資料 第 646 号, 土研資料 第 4202 号, 平成 23 年 7 月
- 2) 片岡正次郎, 日下部毅明, 長屋和宏: 津波衝突時の橋桁に作用する波力, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp.154-157, 2006.
- 3) 庄司学, 森山哲雄, 藤間功司, 嶋原良典, 笠原健治: 単径間橋桁に作用する碎波津波の荷重に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.460-470, 2009.3.
- 4) 幸左賢二 ほか: 津波による道路構造物の被害予測とその軽減策に関する研究, 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, 新道路技術会議, No.19-2, 2010.6.
- 5) 張広鋒, 薄井稔弘, 星隈順一: 津波による橋梁上部構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, 2012.12
- 6) 須賀堯三編著: 水理模型実験, 山海堂, 1990.