

3.9 津波の影響を受ける橋の挙動と抵抗特性に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～平 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一、中尾尚史

【要旨】

4年間の研究期間で津波の作用を受けた橋梁上部構造の流出メカニズムを解明、津波に対する橋の抵抗特性の評価手法の提案および津波による上部構造への作用力低減対策の開発を目標に研究を行った。

その結果、水路実験や数値解析により、段波状の津波や徐々に水位が上昇する津波における上部構造の挙動を明らかにすることができた。そして、得られた知見より、橋に影響を及ぼす津波の作用状態を示すとともに、津波により橋桁に作用する力の評価方法を提案することができた。

橋の抵抗特性を検証するため、BP-B 支承や線支承の載荷実験を行い、その破壊形態の特徴を明らかにするとともに、実際に損傷を受けた線支承がどのような方向に支配的に力を受けたのかを推定できた。

上部構造への津波作用力低減対策として、半円フェアリング設置による作用力低減効果の検証およびフェアリングの具体的な設置方法や、フェアリング設置時の橋の維持管理における課題を抽出した。また、津波による橋の破壊モードを確実化させる損傷制御型支承を提案し、損傷制御部位として予め設定した部位に損傷を誘導させることが実験により実証できた。そして、橋梁全体としての破壊特性に関する検証実験では、津波の影響に対して損傷制御型支承がねらい通りの機能を果たすこと、高い信頼性をもって下部構造に損傷を移行させずに支承部の鉛直耐力を制御することが可能であることが確認できた。

キーワード：津波、上部構造、支承、挙動メカニズム、抵抗特性、フェアリング、損傷制御型支承

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波による橋梁の被害が多数発生した¹⁾。被害の中には、支承部が破壊して上部構造が流出し、さらにその橋の架橋条件によっては応急的な措置による迂回路の仮設も難しく、緊急輸送路としての機能が速やかに回復させることが難しかった事例もあった。今後発生が予想されている、東海・東南海・南海地震においても、大規模な津波が襲来する可能性が指摘されており、このような津波によって橋梁が受ける影響とその対策について、研究が急がれている。

今回の地震のみならず、我が国では、東海・東南海・南海地震を始めとする大規模な海洋性地震並びに地震に伴う津波の発生の切迫性が指摘されており、このような大規模災害発生時においても、避難路・緊急輸送道路として道路ネットワークの機能を早期に確保することが喫緊の課題となっている。平成24年の道路橋示方書では、津波に対しては、地域の防災計画をも考慮した上で橋の構造を計画することが規定されており、道路橋の設計に

おいては、地域の防災計画等に基づいて設定される当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要と示されている。また、構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的な配慮をすること等が挙げられている。津波により橋梁に生じる影響は、津波と橋梁との間の相互作用によって生じるものであるが、橋梁側での構造的な工夫により津波の影響を受けにくくする対策を講じていくためには、津波に対して橋梁がどのようなメカニズムに基づいて挙動しようとするのかをまず解明していくことが必要である。さらに、2011年の東日本大震災における経験から、地震や津波の影響によって設計で想定している状況を超える状況が生じたとしても、機能損失による社会的影響を最小化できるように予め配慮しておくことが、減災対策上重要となっている。このような観点から、「耐える」設計や「粘る」設計思想だけでなく、「賢く壊し、賢く直す」思



写真-2.1 津波により橋桁が流出した橋梁



写真-2.2 橋桁が流出しなかった橋梁

想も津波対策として重要である。

このような背景から、本研究では、津波の影響を受ける橋の挙動に着目し、東日本大震災の被災経験を基に、津波による上部構造の流出メカニズムの解明をするとともに、津波に対する橋の抵抗特性の評価手法および主として既設橋を対象とした津波作用の軽減対策の開発を行う。具体的には、①津波に対する橋の挙動メカニズムの解明、②津波に対する橋の抵抗体力の評価手法の提案、③津波による上部構造への作用力の軽減対策の開発を目標に研究を行った。

研究初年度である平成 24 年度は、東日本大震災における橋梁の被災状況と構造形式の関連性の整理、および津波の影響を受ける橋の挙動メカニズムを解明するために、津波により被災した橋梁の調査等から分析を行った。また、実橋梁構造の特徴を模した縮小模型に対する水路実験を行い、津波による支承部への作用力に及ぼす上部構造の構造形式の影響について、実験及び解析により検討した。さらに、津波に対する橋の抵抗耐力の評価手法を提案するために、支承の載荷試験を行い、津波作用時の支承の特性について検討した。

研究 2 年目である平成 25 年度は、橋桁各部位に生じる圧力を詳細に計測し、各部位に作用する圧力の分布、および津波速度と圧力の関係を検討した。そして、得られた結果と、初年度で得られた知見を基にして、津波の影響を受ける橋の挙動評価手法の提案を行った。また、津波により橋に作用する力の軽減対策方法を水理実験及び数値解析により検討した。

研究 3 年目である平成 26 年度は、津波の影響を軽減させることを目的として、過年度までに検討してきたフェアリングによる対策について、今年度は具体的な取り付

け方法について概略検討を行った。さらに、津波に対する橋の抵抗特性を評価する上で重要となる支承部の評価、その中でも既設橋に多く用いられている線支承に着目し、その破壊特性と耐荷力の検証を行った。また、津波の影響に対する橋の最終的な破壊モードとして応急復旧がしやすい形態に確実化させる「ダメージコントロール」の考え方を導入し、確実に支承本体を最終的な破壊部材とすることができる損傷制御型支承を提案し、その検証を載荷実験により行った。

研究最終年度である平成 27 年度は、津波の影響に対する橋の最終的な破壊モードとして応急復旧がしやすい形態に確実化させる「ダメージコントロール」の考え方を導入し、津波の影響を受ける桁橋の支点部(支承部)を損傷制御部材の 1 つとして選定し、耐力と損傷形態のコントロールを高い信頼性をもって行うことが可能な損傷制御型支承を試作し、その機能を載荷実験により検証した。さらに、損傷制御型支承を 1 支線上に設置した場合における橋梁全体としての破壊特性についても、実験より検証を行った。

2. 津波の影響による道路橋の被害分析

2011 年東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方にかけての太平洋沿岸部の広い範囲において大きな津波の影響を受けたが、その沿岸地域に架かっていた道路橋も津波により上部構造が流出するなどの被害が生じた¹⁾。

津波の影響を受けた道路橋の被災モードとしては、支承の破壊に伴う上部構造の流出、下部構造の折損とその一部流出、橋台背面土の流出、橋脚周辺や基礎の洗掘などがあげられる。



写真-2.3 橋桁が裏返しになって流出した橋梁



写真-2.4 橋桁が裏返しにならずに流出した橋梁

今回の地震において、津波の高さが上部構造の高さを超えたと考えられる橋の被災に着目すると、写真-2.1のように上部構造が流出した橋がある一方で、写真-2.2のように流出しなかった橋もある。さらに上部構造が流出した橋の中には、写真-2.3のように上部構造が裏返しになったものと、写真-2.4のように裏返しにはならなかったものがある。すなわち、橋が津波によって受ける影響は、外的な津波の条件(高さや流速など)以外に、桁高さ、外側の桁からの床版の張出し長、空気溜りとなる可能性のある部位の大きさなどの上部構造の構造条件や静水面から上部構造までの高さによっても有意に変わってくるものと考えられる。また、津波の影響に対する橋の抵抗特性についても、支承部周辺の構造条件だけでなく、上部構造の幅と主桁間隔、支間長などとも関係してくることも考えられる。

図-2.1は、橋梁形式による上部構造流出、上下部構造流出、未流出橋梁の割合である。図より、鋼橋、コンクリート橋いずれの場合も床版下面が、鉸桁(I桁)、H桁、T桁のように桁間が閉塞されていない断面形状の場合、箱桁や床版橋のように桁間が閉塞されている断面形状より流出した割合が高い傾向にあることが分かった。さらに、支承形式による上部構造流出、上下部構造流出、未流出橋梁の橋梁数を図-2.2に示した。図より、線支承より反力規模の大きい支承板支承(BP-B)の方が、桁が流出しなかった割合が高く、また、ゴム支承においては、パッド型ゴム支承より固定可動型ゴム支承、反力分散支承の方が、橋桁が流出しなかった割合が高い傾向にある。

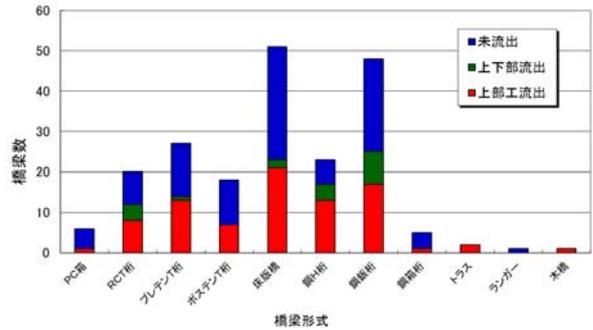


図-2.1 橋梁形式の違いによる橋桁流出の割合

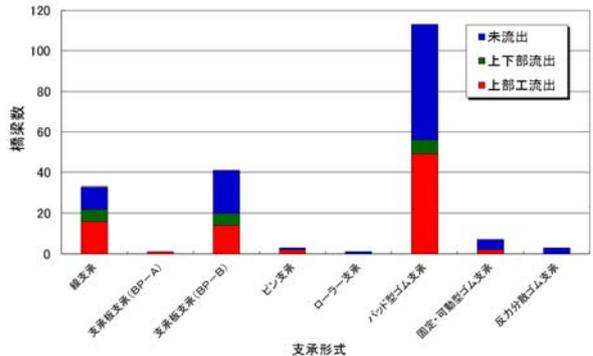


図-2.2 支承形式の違いによる橋桁流出の割合

3. 津波に対する橋の挙動メカニズムの検討

3.1 検討の概要

津波による橋の挙動メカニズムを把握するためには、どのような津波が作用するのか、津波の特性を知る必要がある。発生する津波は様々な特性があるが、幸左らが実施した2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波の映像分析によると²⁾、主に段波状の津波が発生して橋桁の一部(主に津波作用側)に作用するケースと、津波の到達に伴って徐々に水位が上昇して、橋桁全体が浸水していくケースがあると考えられる。これら2つのパターンでは橋に生じる挙動は大きく異なってくることが考えられる。そのため、これらの津波のケースそれぞれについて検討を行う必要がある。

そこで本章では、これら2つのパターン(段波状の津波および水面が徐々に上昇する津波)の津波が橋桁に作用するときの橋の挙動について実験により検証した。

3.2 段波状の津波が作用した場合の検討

3.2.1 実験装置及び模型設置方法、実験方法

実験は図-3.1および写真-3.1に示すような長さ30m、幅1mの水路を用いて行った。本研究では、表-3.1に示すように、桁下の半分まで水位が上昇してから(初期水深を0.1mおよび0.15mに設定)、橋桁上部と同じ高さの段波状の津波が橋桁に作用した場合と、桁下まで水位が上昇してから(初期水深を0.2mに設定)、橋桁上部と同

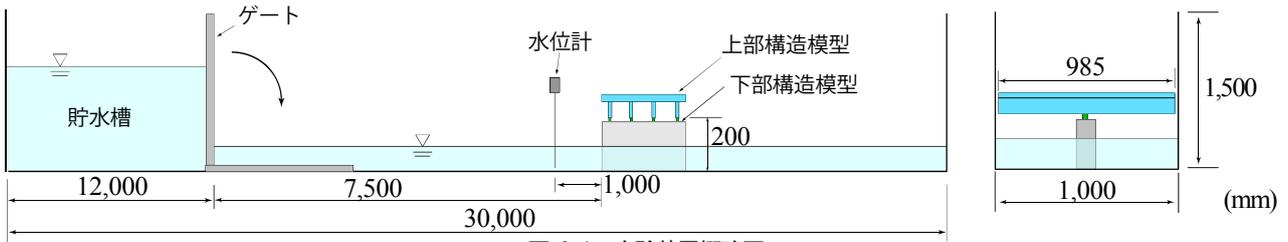


図-3.1 実験装置概略図

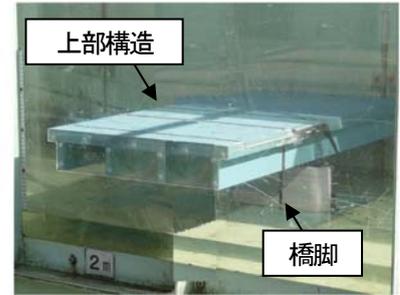
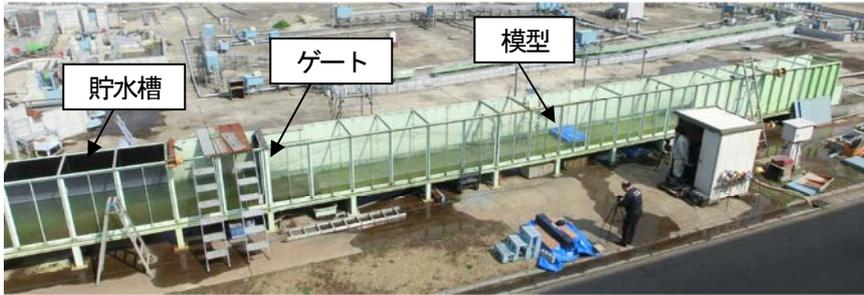


写真-3.1 実験装置全体および橋梁模型

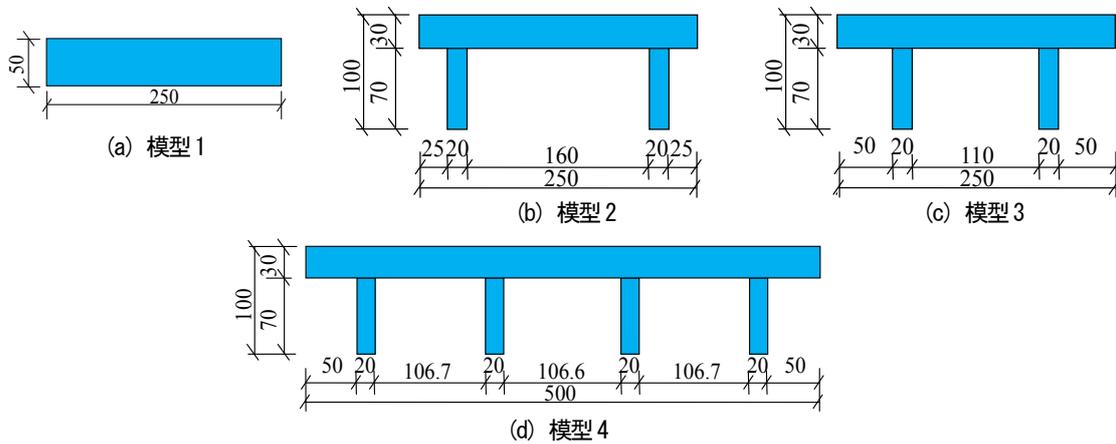


図-3.2 上部構造模型

表-3.1 実験条件

初期水深	目標津波高
10cm (2.0m)	15cm (3.0m)
	20cm (4.0m)
	35cm (7.0m)
15cm (3.0m)	10cm (2.0m)
	15cm (3.0m)
	35cm (7.0m)
20cm (4.0m)	5cm (1.0m)
	10cm (2.0m)
	15cm (3.0m)
	20cm (4.0m)

じ高さの段波状の津波が橋桁に作用した場合を想定した。段波状の津波を造波させるため、貯水槽に一定量の水をため、水槽と水路の間に設けたゲートを急速に倒すことで、段波状の津波を発生させる仕組みになっている。橋桁模型はゲートから 7.5m 離れた位置に設置した。また橋桁模型から 1m および 2m ゲート側の位置に波高計、

橋桁模型から 1m ゲート側の位置に流速計を設置して、津波高および流速を計測した。

橋桁模型は橋脚と連結材で連結し、その連結材に自作の小型分力計を設置することで支点反力(水平 F_H および鉛直 F_V) を計測した。この小型分力計は実験前に検定を行い、適切な精度が得られていることを確認している。また、橋桁や床版の部位に作用する圧力は直径 5mm の圧力計により計測した。なお、本論文では水槽側(津波が作用する側)の支承から順番に支点 1、支点 2 というように呼称する。

本実験では床版張出部の影響および主桁数の影響について検討するため、図-3.2 に示す模型の幅 B と模型の高さ D の比が $5.0(B/D=5.0)$ の長方形断面、2 主桁断面模型、4 主桁断面模型(縮尺 1/20)を製作した。また図-3.3 に示す位置の圧力を計測して、支承反力のとの関係について検討した。

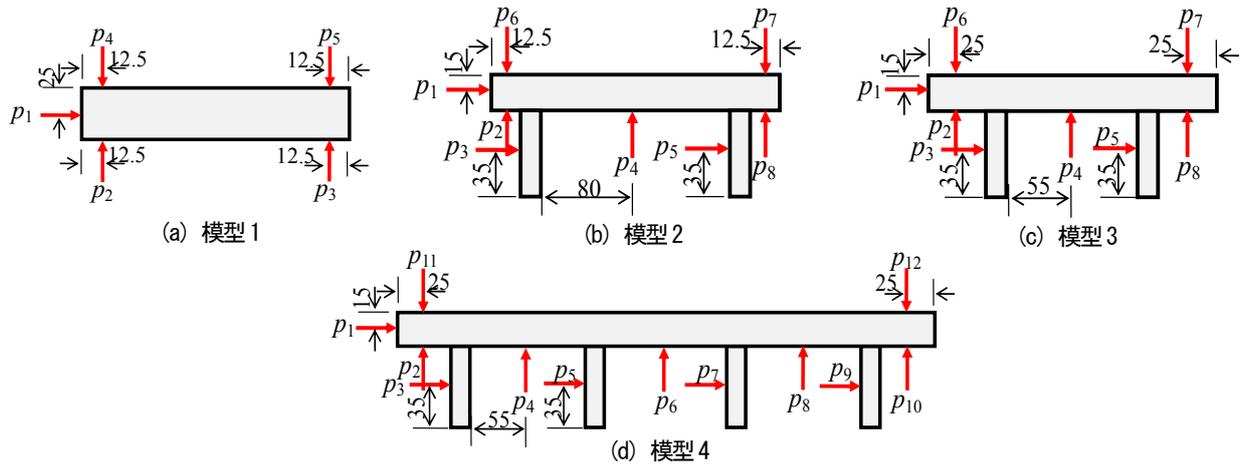
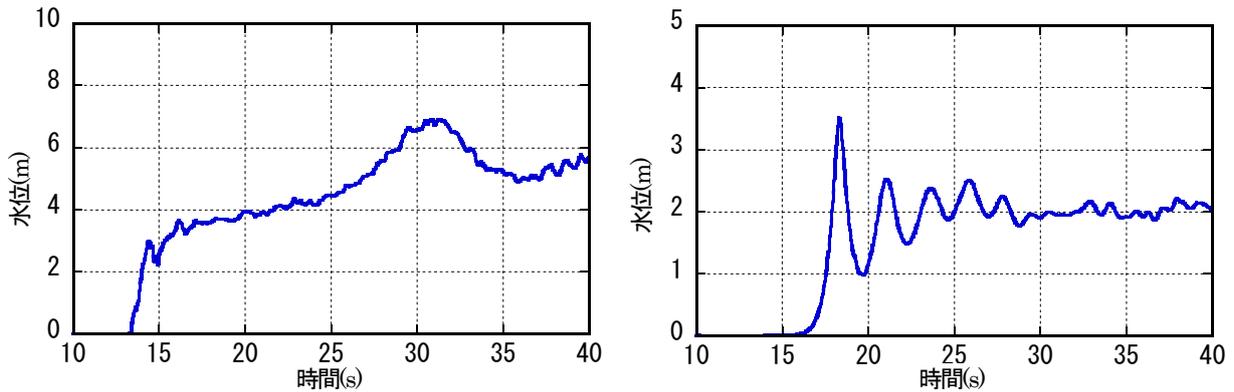


図-3.3 圧力計測位置



(a) 初期水位 0.1m



(b) 初期水位 0.2m

図-3.4 水位の時刻歴波形と流れの様子

なお、本実験で用いた橋桁模型の質量は、実橋梁で想定している質量と相似にできていない。しかし、本実験では、津波からの作用に対して、支承に生じる水平力と鉛直力を把握することを目的としており、また橋桁模型の重さによる支承の変形は生じないようにしているため、本実験では、橋桁模型の質量が相似則に則した値でないことの影響は小さいと考えた。

実験のサンプリング間隔は 0.002 秒で行い、実験により得られたデータは模型の固有振動数以上の成分をカットするため、10Hz 以上の成分をカットするローパスフィルタをかけた。同時にハイスピードカメラを用いて、橋桁周辺の流況を撮影した。本実験では目標とする津波高を 0.15m、0.2m(模型 1 は 0.15m のみ) に設定して実験を行った。

3.2.2 初期水位の違いによる流れの影響

図-3.4 は実験で得られた橋桁より 1m 手前の水位の計測波形である。横軸は時間、縦軸は水位である。ここでは、初期水深が桁下半分(0.1m、実物換算値 2.0m)で目標津波高が橋面まで(0.2m、実物換算値 4.0m)の結果と、初期水深が桁下までの高さ(0.2m、実物換算値 4.0m)で目標津波高が橋面まで(0.1m、実物換算値 2.0m)の結果を示した。なお、本文で示した計測値は、全て実物の値に換算したものである。同時に津波が橋桁に作用する直前の流況を示した。

初期水深が桁下半分までの高さ(0.1m)の場合、津波が計測点に到達すると、急激に水位が上昇する。また流況の映像から、波の前面が砕けるような段波状の津波(砕波段波)が発生している。初期水深が桁下までの高さ(0.2m)の場合も同様に、津波が計測点に到達すると、急激に

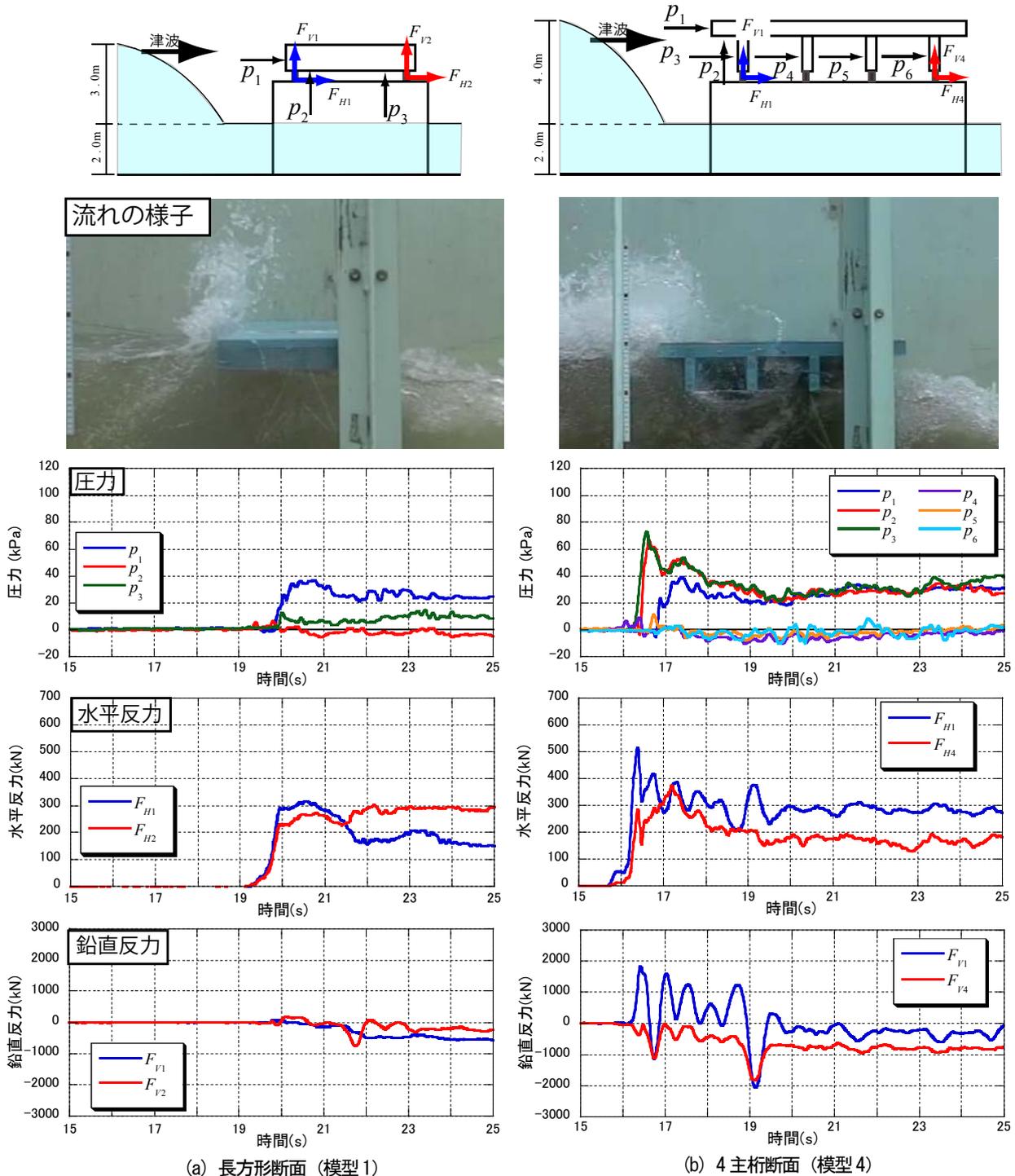


図-3.5 圧力と支承反力の関係

水位が上昇する。その後、波が上下に振動している。映像より、この場合は波が上下に振動するような津波(波状段波)が発生している。

3.2.3 圧力と支承反力の関係

図-3.5)は一例として、長方形断面(模型1)と4主桁断面(模型4)において、初期水深が桁下半分までの高さとなっている状態で、橋面位置の高さに相当する津波が作用したときの圧力や支承反力の計測結果を示したものである。

ここで、図中の縦軸の正は、圧力は模型を押し向き、水平反力は津波の進行方向、鉛直反力は上向きを示している。

津波が桁に当たった直後、長方形断面は水平、4主桁断面は水平反力と鉛直反力が急激に増加して、ピーク値に達している。その時刻における長方形断面では津波作用側側面、4主桁断面では津波作用側の張出し部底面および主桁に作用する圧力は、ほぼ同じ時刻でピーク値に

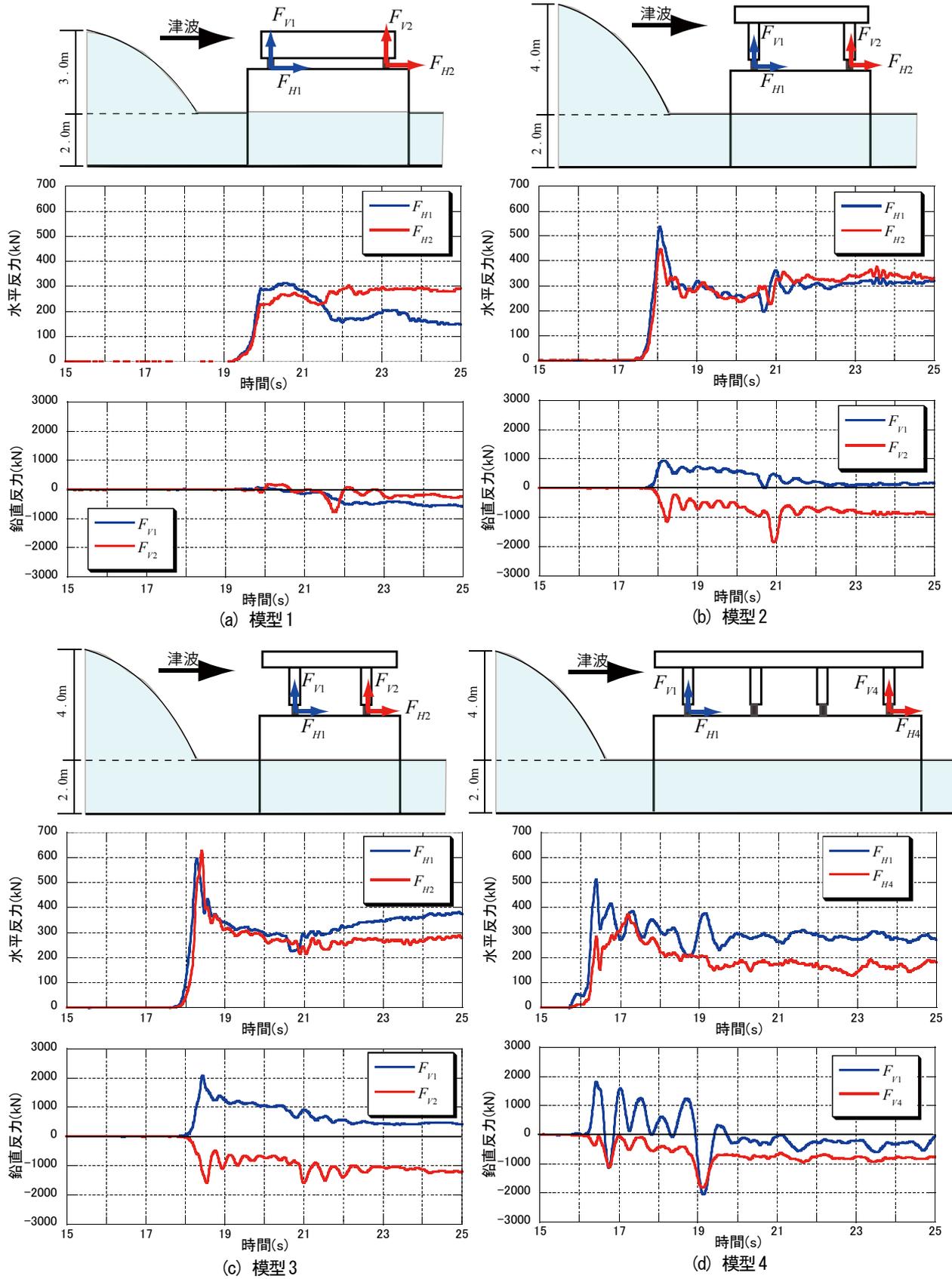


図-3.6 支承反力の時刻歴波形 (初期水深：桁下半分まで水位)

なっている。そのため、津波作用直後の水平反力および鉛直反力は、これらの部分に生じる圧力が大きく影響し

ていることがわかる。

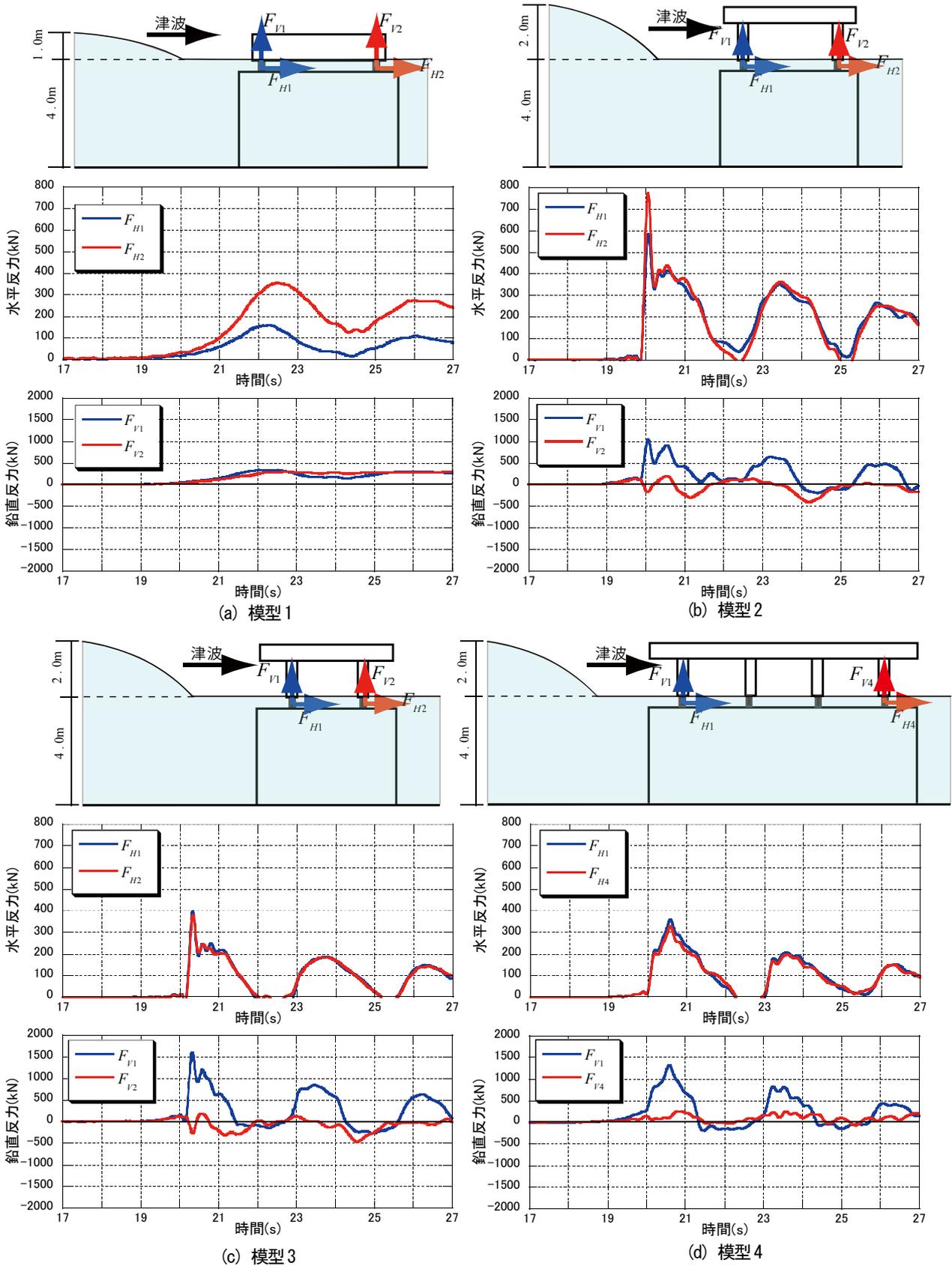


図-3.7 支承反力の時刻歴波形 (初期水深: 桁下まで水位)

3.2.4 構造形式および津波形状による支承反力の影響

図-3.6は初期水位が桁下半分の高さで、橋面高さの津

波が上部構造に作用した時に生じる支承反力の時刻歴波形である。横軸は時間、縦軸は支承反力である。構造形

式による違いに着目した場合、長方形断面(模型1)では、床版張出部がないために、上向きの圧力が発生せず、結果的に上部構造全体を押し下げるような挙動を示している。一方、床版張出部が存在する2主桁断面(模型2,3)や4主桁断面(模型4)では、津波作用側の耳桁支点部に上向きの力、反対の支点部で下向きの力が作用している。すなわち、津波作用側の床版が持ち上がるように回転するような挙動をしていることがわかる。また、2主桁断面と4主桁断面を比較すると、4主桁断面の方が津波作用力を受け持つ支点数が多くなるため、2主桁断面に比べて1支点当たりの反力は小さくなっている。さらに床版張出し長の長さが半分になると、水反力にはあまり変化がないが、鉛直反力は半減している。

および図-3.7は初期水位が桁下までの高さで、橋面高さの津波が上部構造に作用した時に生じる支承反力の時刻歴波形である。長方形断面(模型1)では、波の上下変動にあわせて、反力の増加、減少が見られる。特に、水平方向の支承反力はこの影響が顕著に表れている。また、鉛直方向の支承反力は、図-3.6で示した初期水位が桁下半分の高さの場合と異なり、両支承共に上向きの力が生じている。よって、全体的に上向きで若干の上下振動をする挙動を示している。床版張出部が存在する2主桁断面(模型2,3)や4主桁断面(模型4)では、作用する津波が上下に振動しており、この波によって、各部位に作用する支承反力も波の振動に合わせて大きな変動を生じている。そして、先ほどと異なり、津波作用側の反対側の耳桁支点部に作用する力は小さくなっている。

3.3 津波速度と圧力の関係

3.3.1 概要

津波による桁に作用する力の評価方法や、力の低減させる方法を検討するには、橋桁の各部位に生じる圧力を詳細に分析する必要がある。初年度の計測では、各部位の中心部のみ計測を行っていたために、どのような圧力分布になるのか詳細な検討ができなかった。そこで本章では、橋梁の各部位に生じる圧力を詳細に調べることで、どのような圧力分布になるのか、また、津波速度と橋梁各部位に生じる圧力にはどのような関係があるのか水路実験により検討を行った。

初年度に行った実験では、初期水位が低くて、比較的大きな津波が作用した場合を想定して実験を行った³⁾。しかし、東日本大震災において津波により被災した構造物の分析に関する幸左らの研究から⁴⁾⁵⁾、少なくとも橋が流出した地点での津波速度は最大でも5.0m/sから8.0m/s程度と推定されている。そこで本研究では、このように

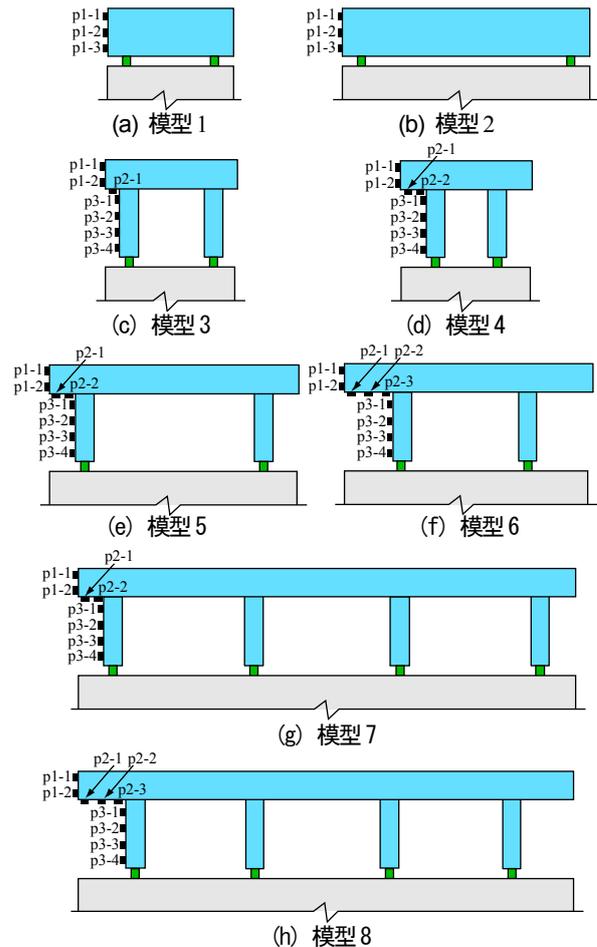


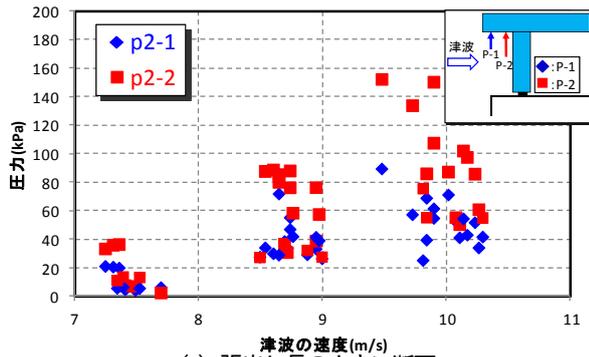
図-3.8 圧力計設置状況

推定されている津波速度を水理実験で再現できるように、寸法の縮尺スケールは1/20で設計した。津波には段波状の津波と、徐々に水位が上昇する津波があるが、初年度の実験により、津波作用直後の衝撃的な力が作用するのは、段波状の津波が作用した場合であり、この力による影響が大きいことがわかっている³⁾⁶⁾。したがって、本実験では、段波状の津波のみを対象として実験を行った。

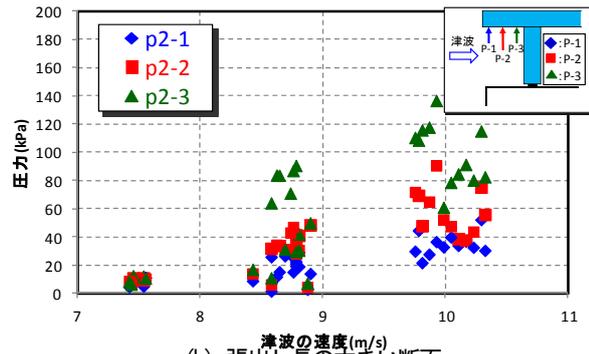
本実験で用いた橋梁模型は、図-3.2および図-3.8に示すように、長方形断面、2主桁断面、4主桁断面模型を用いて実験を行った。長方形断面は床版橋をイメージしたものであり、2主桁および4主桁断面模型は、幅員、床版張出長、主桁数の異なる桁橋をイメージしたものである。図-3.8に示す位置に圧力計を設置した。

3.3.2 上部構造の各部位に作用する圧力の分布

図-3.9および図-3.10は各計測位置に作用する圧力を示したものである。横軸は津波速度、縦軸は橋梁の各部位に生じる圧力である。ここでは2主桁断面と4主桁断面における、津波作用側の張出底面および主桁に作用する圧力を示した。

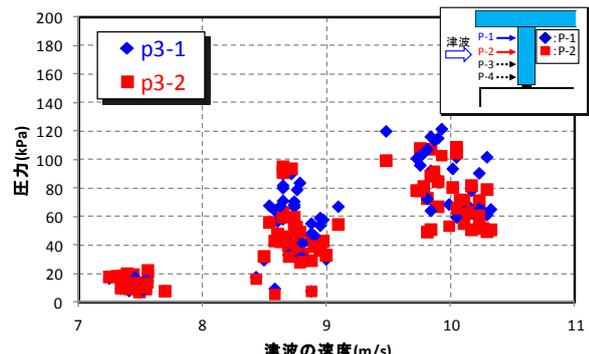


(a) 張出し長の小さい断面

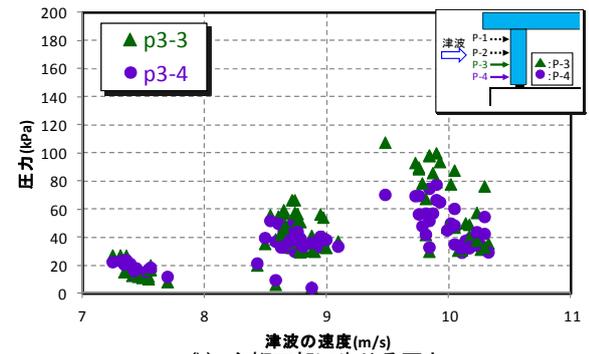


(b) 張出し長の大きい断面

図-3.9 張出し部底面に生じる圧力



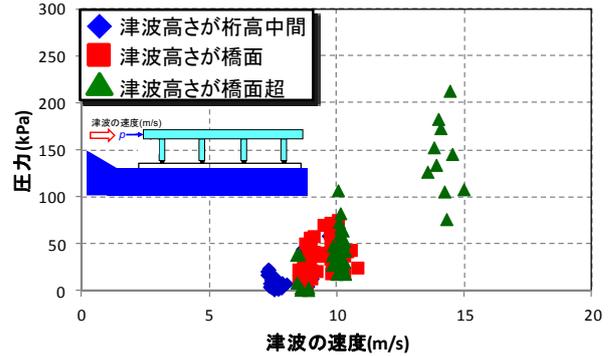
(a) 主桁上部に生じる圧力



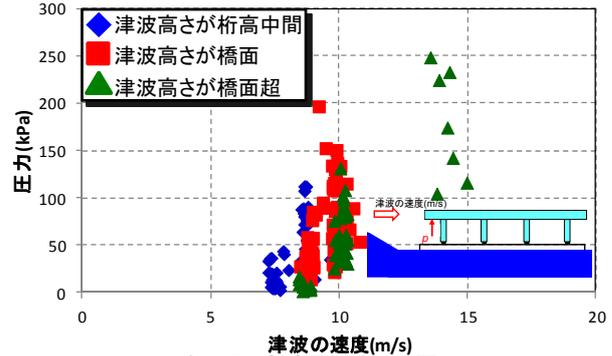
(b) 主桁下部に生じる圧力

図-3.10 主桁に生じる圧力

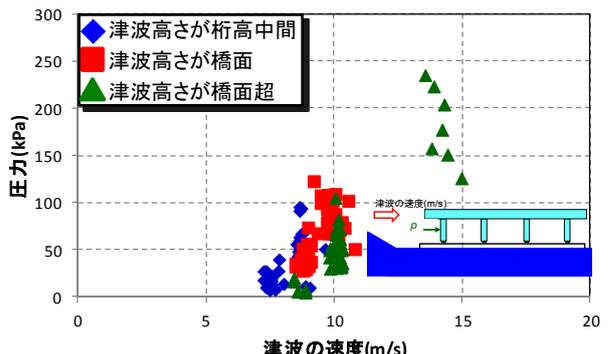
津波速度が小さいケースは、全体的に圧力のばらつきは小さい。そのため、一部を除きほぼ様な圧力分布になっている。津波速度が大きいケースでは、各位置における圧力に差が生じる。主に、主桁に近い位置の圧力(p-2またはp-3)は大きくなっており、外側の圧力(p-1)に



(a) 床版側面に生じる圧力



(b) 床版張出部底面に生じる圧力



(c) 津波作用側の主桁に生じる圧力

図-3.11 津波速度と橋梁部材に生じる圧力の関係

対して、約1.5倍～3.0倍の大きさになっている。よって、圧力分布は、主桁側の圧力が大きくなるような台形分布になっている。

主桁に作用する圧力は、主桁上部の圧力(p-1)が大きくなる傾向になっている。その傾向は、津波速度が大きくなるにつれて大きくなっており、主桁上部に作用する圧力は、主桁下部に作用する圧力(p-4)の約2.5～3.0倍になっている。また、張出底面に作用する圧力と同様に、津波速度と張出部側面に作用する圧力には、実験の範囲で線形的な傾向がある。

3.3.3 津波速度と上部構造の各部位に作用する圧力の関係

図-3.11は、津波速度と上部構造の各部位に作用する圧力の関係を示したものである。横軸は津波速度、縦軸は

上部構造の各部位に作用する圧力である。ここでは、著者が既に別途実施した水路実験(初期水深が0.1mで設定津波高が0.15m、0.20m、0.35m、初期水深が0.15mで設定津波高が0.10m、0.15m、0.35m)の結果も図中に示した³⁾。なお比較のため、別途実施した水路実験において計測した圧力の計測位置に近い位置の圧力(1~2点)を、代表値としてここでは示している。

津波速度と上部構造の各部位に作用する圧力との間には、相応のばらつきがあるが、実験範囲内では、ほぼ線形または2次関数の関係がある傾向になっている。また、津波作用側の張出底面に作用する圧力と主桁に作用する圧力の結果は、比較的似た傾向になっている。さらに、津波作用側の張出し側面に作用する圧力は、主桁に作用する圧力や張出し底面に作用する圧力に対して、1割程度小さくなっている。

3.4 水面が徐々に上昇する津波が作用した場合の検討

3.4.1 実験装置及び模型設置方法

本検討では、図-3.12および写真-3.2に示すような実験装置を用いた。すなわち、波長の長い津波が発生して水位が徐々に上昇し、橋桁に作用する現象を再現するために、幅1mの実験装置に止水板を用いて止水域を設け、そこにポンプから水を供給することにより、水位を一定速度で上昇させた。ここで、水面の上昇速度は、湛水域を変化させることで調整できるようにした。また、整流域を設けることで、給水時に生じる波の発生を抑えた。

橋桁模型は橋脚に設置し、橋桁模型と橋脚の間に分力計を取り付け、水平方向と鉛直方向の支点反力を計測した。ここでは左側の支点を支点1、右側の支点を支点2とする。また、橋桁模型の左右に波高計を設置し、波の勾配があるかを調べた。同時にカメラにより橋桁周辺の流況を撮影した。

実験で使用する橋桁模型は、図-3.13に示す2主桁断面模型を使用した。桁間の空気溜りの有無による浮力の影響を検討するために、模型端板により桁間の空気溜り

が生じるようにしたケースと、模型端板の上部に空気孔をあけ、空気溜りが生じないようにしたケースの実験を行った。さらに空気溜りが半分となるように、模型端板の半分の高さの位置に空気孔を設けたケースも比較のため設定した。なお、端板に空気孔をあけたのは、実橋における具体的な対策方法として示したのではなく、あくまでも浮力の影響に関するメカニズムを調べるために工作したものである点に注意されたい。

津波の上昇速度は、2011年東北地方太平洋沖地震による津波が河川を遡上するときに記録された水位の観測結果に基づいて設定した⁷⁾。すなわち成瀬川(野蒜)に津波が到達した第1波の水位上昇速度は0.8m/minであったことから、本実験では津波水位の上昇速度は1.0m/min(相似側に基づき実験での速度に換算すると0.22m/min)に設定した。さらに津波の上昇速度の違いによる影響を検討するため、上記の津波の上昇速度に加えて、津波の上昇速度0.1m/min(相似側に基づき実験での速度に換算すると0.022m/min)に対する実験も行った。

3.4.2 実験結果

図-3.14は津波による水位上昇で橋桁が浸水していく状況下での支承部に作用する鉛直方向の支点反力を示したものである。ここで横軸は時間であり、水面が模型下部に接した時間を $t=0$ としてプロットしている。また支承部の作用力は鉛直方向の支点反力を合計して図中に示した。さらに、図中には橋桁の浸水に伴って生じる浮力の数値計算を行った結果も示した。

端板上部に空気孔がある場合、桁部が浸水すると、その後は徐々に鉛直反力が増加する。そして床版部まで浸水する($t=5$ minのころ)と、鉛直反力が急激に増加している。そして模型が完全に水中に没した($t=7$ minのころ)後は、鉛直反力は一定値になる。本実験では空気孔がある場合の鉛直反力は最大で約50Nになったが、これは浮力により支承部に生じる鉛直反力の数値計算結果とほぼ一致している。

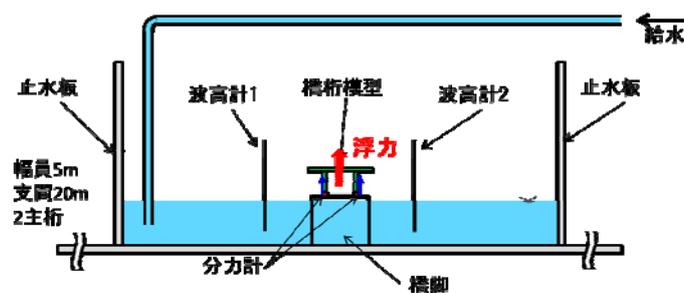


図-3.12 実験装置概略図

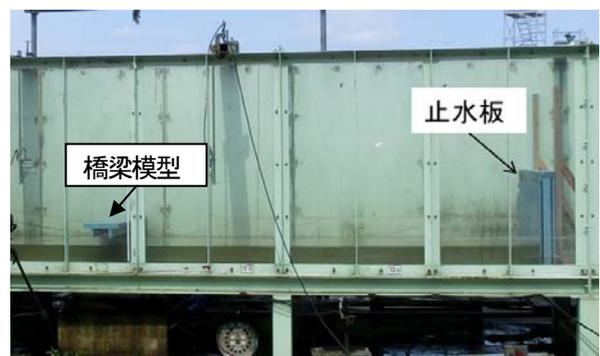


写真-3.2 実験装置

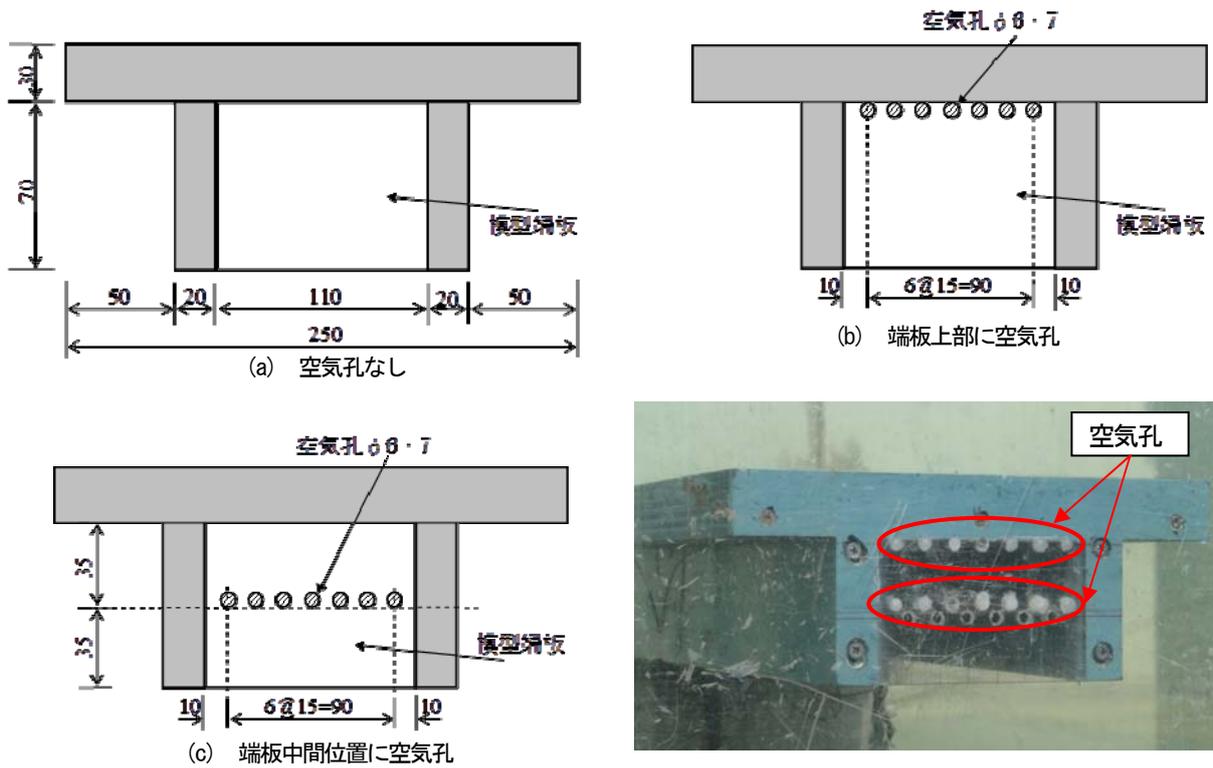


図-3.13 実験模型

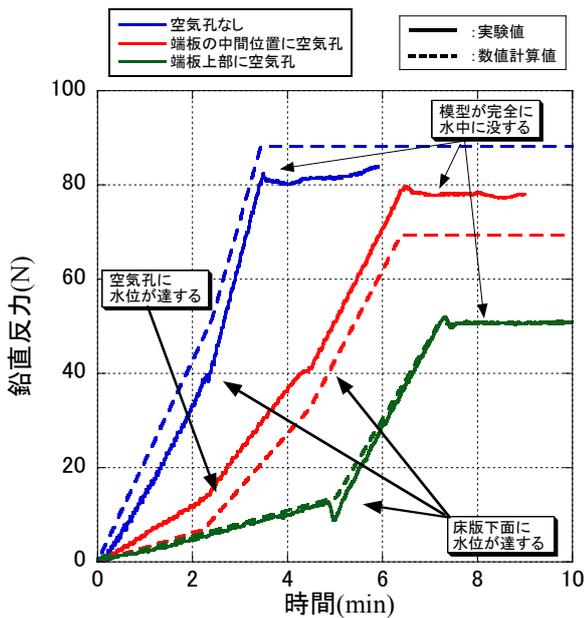


図-3.14 鉛直反力の計測波形

空気孔がない場合も同様に、床版の高さまで浸水し始めると($t=2\text{min}$ のころ)、鉛直反力の増加率が大きくなる。そして模型が完全に水中に没したとき($t=3.5\text{min}$ のころ)の鉛直反力は約80N~90Nとなり、空気溜りが無い場合に比べ約1.7倍となった。また、数値計算の結果と比較すると、実験結果の方が約9%小さい結果となった。

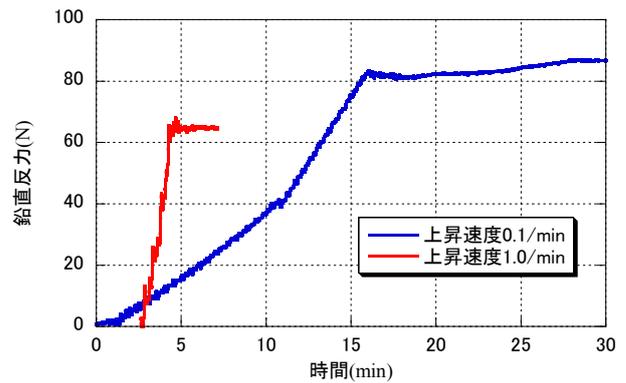


図-3.15 上昇速度の違いによる鉛直反力の影響

端板の中間位置に空気孔を設けた場合、数値計算では端板上部に空気孔がある場合とない場合のほぼ中間の大きさの浮力になるが、実験では空気孔がない場合と同等の鉛直反力が生じる結果となった。

以上の結果から、桁間に空気溜りが生じるような構造では浮力が大きく作用することが分かる。津波による橋桁に作用する鉛直反力を小さくするには、この空気溜りを出来るだけ発生させないような工夫が必要であると考えられる。

図-3.15 は津波による水位の上昇速度を0.1m/min(実験での上昇速度0.022m/min)と1.0m/min(実験での上昇速度0.22m/min)にしたときの鉛直反力の計測結果である。ここでは空気孔がないケースを示している。

上昇速度が1.0m/min と上昇速度0.1m/minに比べると、上昇速度が1.0m/min の鉛直反力が若干小さくなっているが、波の影響により桁間の空気が若干減少したと考えられ、上昇速度の変化による支承部に作用する鉛直反力はほとんど影響がないと考えられる。

4. 津波の影響を受ける橋の挙動評価手法の提案

4.1 本章の概要

東日本大震災以降、津波が橋梁に与える影響について実験及び解析的研究が幾つか行われているが、支承部などの部材状態の評価を行うために、津波の作用によって橋に生じる力を定量的に評価した検討例は少ない。

本章は、津波によって橋桁に作用する力を評価する手法を構築することを目的として、橋に影響を与える津波の作用状態と橋桁に生じる力の評価方法について、これまでに行った実験結果を基に検討した。

4.2 実験から推定される上部構造の挙動メカニズム

4.2.1 段波状の津波が橋梁に作用したときに推定される上部構造の挙動メカニズム

前章で実施した水路実験の結果を基に、津波作用時に推定される上部構造の挙動メカニズムを検討する。段波状の津波が橋に作用した場合、図-4.1 に示したように、津波作用直後は床版張出部底面や津波作用側の主桁に津波が作用し、津波作用側の支承(海側の支承)には上向きの反力、反対の支承(山側の支承)には下向きの反力が生じる。そのため、津波作用側が持ち上がるような挙動を示す。

そして、津波作用側の支承が破壊することで、上部構造は回転しながら上流側に押され、最終的に橋桁が裏返って流出すると考えられる。図で示した被災写真から、下流側の桁が持ち上がるように回転して流出したために、上流側1個目から3個目の落橋防止装置が破壊していることが分かる。

4.2.2 水位が徐々に上昇する津波が橋梁に作用したときに推定される上部構造の挙動メカニズム

水位が徐々に上昇する津波が作用した場合、浮力等による上向きの力が橋全体に作用するため、上部構造全体が上向きに上昇する挙動を示す。そして、支承がほぼ同時に損傷することで、上部構造が浮き上がり、そのまま流出すると推定される(図-4.2)。図で示した被災写真を見ると、橋桁が浮き上がって流出したために、変位制限構造には、損傷の痕跡がなく、横構に刺さっていたアンカーバーもほぼ真直ぐの状態に残っている。

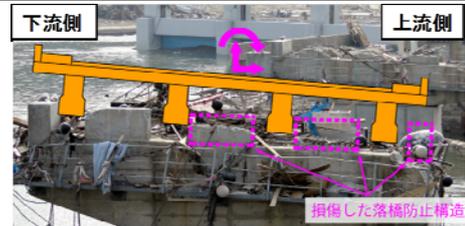
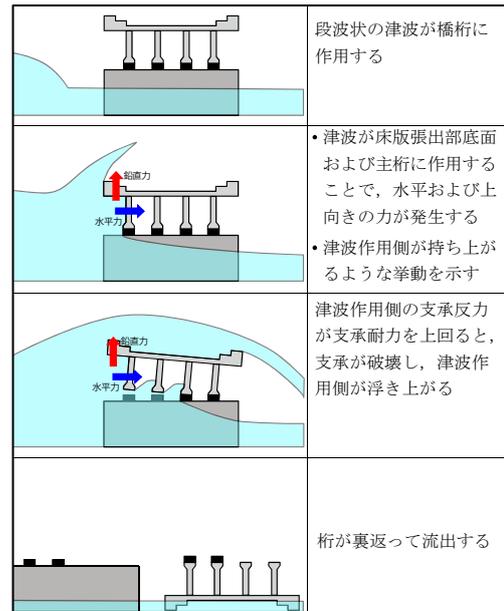


図-4.1 段波状の津波が作用したときの想定される上部構造の挙動メカニズム

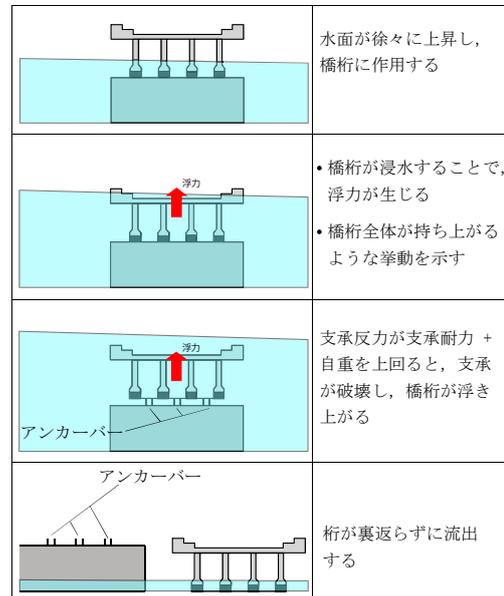


図-4.2 水位が徐々に上昇する津波が作用したときの想定される上部構造の挙動メカニズム

4.3 橋に影響を与える津波の作用状態

初年度に行った実験や、東北地方太平洋沖地震により発生した津波が橋に作用している時の映像解析による幸左らの研究⁴³⁾から、津波により桁下の高さまで水位が上昇し、その後に段波状の津波が作用する状況に着目した時、橋梁に最も影響を及ぼす状態として以下の2つの段階があると考えた。

4.3.1 津波が橋桁に到達した段階 (状態Ⅰ)

津波が橋桁に到達した直後に桁の状態では、図-4.3に示すように、橋桁には津波により津波作用側の耳栓に作用する力が水平方向に、また、床版張出し部底面に作用する力 f_{vdI} と、緑色で示した部分の浮力 (ただし桁間の空気はそのまま保持される) f_{VsI} が上向きに作用する。

4.3.2 津波が橋桁の上を通過している段階 (状態Ⅱ)

津波が橋桁の上を通過しているときには、津波が橋桁に到達した直後に作用する衝撃的な力は作用せず、橋桁を通過する流れによって作用する力が作用する。また図

-4.4に示すように、橋桁が完全に水没する状態となるため、桁間の空気溜りを含む橋桁全体が浮力として作用する。

4.3.3 橋桁が完全に水没した状態 (状態Ⅲ)

図-4.5に示すように、徐々に水位が上昇した津波が作用したときに、橋桁が完全に水没した場合、津波速度はほぼ0と仮定すると、水平方向の津波による力と、床版張出し部底面に作用する力は0になり、浮力 ($F_{VⅢ}$) のみ作用する。

4.4 橋桁に作用する力の評価式

次に、上述した3つの状態を対象として、橋桁に作用する水平方向および鉛直方向に作用する力を検討する。実際の現象は非常に複雑であると考えられるが、ここでは先述した以外の外力は小さく無視できると仮定し、各状態(状態Ⅰ、状態Ⅱ、状態Ⅲ)において橋桁に作用する単位長さあたりの力を次式のように表すことを考えた。

各状態(状態Ⅰ、状態Ⅱ、状態Ⅲ)において上部構造に

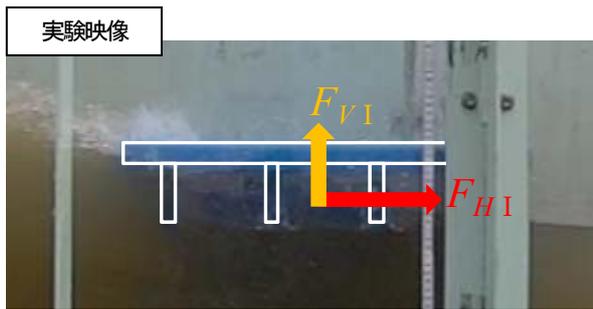


図-4.3 津波が橋桁に到達した段階の流況と桁に生じる力の関係 (状態Ⅰ)

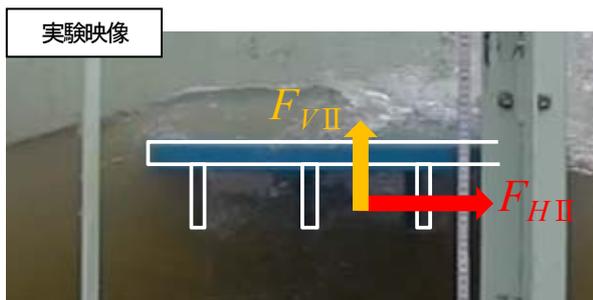
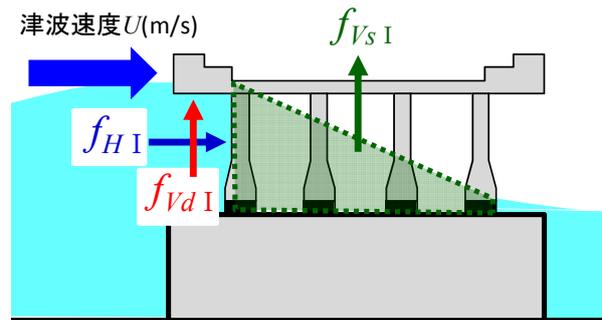


図-4.4 津波が橋桁の上を通過している段階の流況と桁に生じる力の関係 (状態Ⅱ)

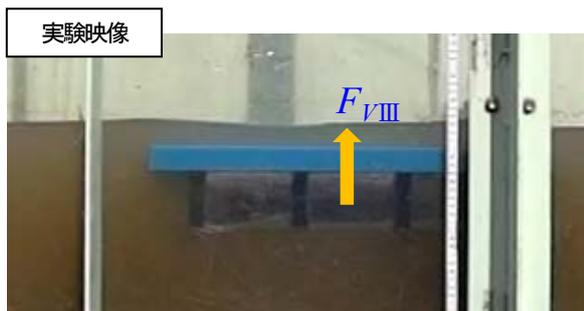
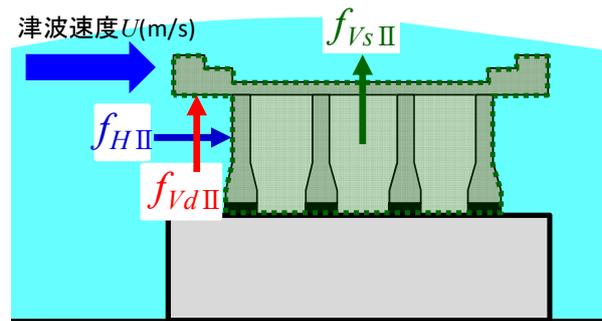
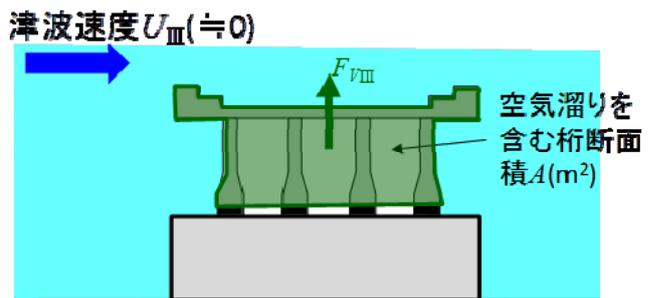


図-4.5 津波が橋桁の上を通過している段階の流況と桁に生じる力の関係 (状態Ⅲ)



作用する単位長さあたりの力は、次式で示したオレゴン州立大学で提案された式⁹⁾を参考にした。

(水平波力)

$$F_H = \{1 + C_r(N - 1)\}C_h\gamma(\Delta h_{\max})b + 0.5C_d\rho b(\Delta hu^2)_{\max} \quad (1)$$

(鉛直波力)

$$F_V = \gamma(\Delta h_{\max})A_v + 0.5\rho u^2_{\max}A_v \quad (2)$$

(C_r : 内桁に作用する圧力に関する低減係数 (=0.4)、 N : 桁本数、 C_d : 抗力係数、 C_h : 変動係数、 ρ : 海水の密度、 $(hu^2)_{\max}$: 最大流量モーメント、 b : 桁高、 Δh : 波高、 u : 流速、 γ : 海水の単位体積重量、 A_v : 幅員)

水平波力に対して、(1)式の第1項は、津波作用側以外の主桁には静的な力が作用していると考えているが、本研究では、動的な力も津波作用側以外の主桁に作用していると考え次式のように式を考えた。

水平方向に作用する単位長さあたりの力

$$\text{状態Ⅰ: } f_{H1} = 0.5\rho U_1^2 d C_{D1} C_{H1} C_r \quad (3)$$

$$\text{状態Ⅱ: } f_{H2} = 0.5\rho U_2^2 D C_{D2} C_{H2} \quad (4)$$

$$\text{状態Ⅲ: } f_{H3} = 0 \quad (5)$$

また、鉛直波力に対して、(2)式では、第1項および第2項ともに桁幅に一樣な力が作用した場合を想定しているが、ここでは水路実験で得られた結果を用いて、第1項は張り出し部底面、第2項は桁幅にそれぞれ台形の圧力分布が作用している場合を想定して式を修正した。

鉛直方向に作用する単位長さあたりの力

状態Ⅰ:

$$\begin{aligned} f_{V1} &= f_{V1} + f_{Vd1} \\ &= 0.5\rho U_1^2 C_{L1} b' C_{Vd1} + 0.5\rho g h b C_{V1} \end{aligned} \quad (6)$$

状態Ⅱ:

$$\begin{aligned} f_{V2} &= f_{V2} + f_{Vd2} \\ &= 0.5\rho U_2^2 C_{L2} b' C_{Vd2} + \rho g A \end{aligned} \quad (7)$$

状態Ⅲ:

$$f_{V3} = \rho g A \quad (8)$$

ここで、 ρ は水の密度(1000kg/m³)、 g は重力加速度(9.8m/s²)、 d は主桁の高さ(m)、 b は耳桁間の距離(m)、 b' は床版張出し部の長さ(m)、 D は上部構造の高さ(m)、 A は桁間に生じる空気溜りを含めた桁断面積(m²)、 h は波高($h \geq d$ のときは d)(m)、 U_1, U_2 は各状態における津波速度

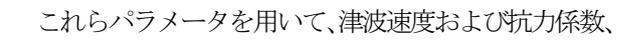
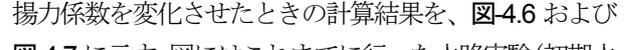
(m/s)、 $C_{D1}, C_{D2}, C_{L1}, C_{L2}$ は津波到達時および津波通過時の抗力係数および揚力係数である。また、 C_{H1}, C_{H2} と $C_{V1}, C_{V2}, C_{Vd1}, C_{Vd2}$ は津波特性による補正係数であり、各部位に生じる圧力分布から算出される値である。 C_r は浸水率であり、波高と主桁の高さの比(h/d)から算出でき、波高が主桁の高さよりも大きいときは1となる。

水平方向に作用する単位長さあたりの力において、状態Ⅰでは作用面積は主桁の高さであり、状態Ⅱでは上部構造の高さになる。状態Ⅲでは津波速度は0に近くなると考えているため、水平方向に作用する力は0と考えている。なお、状態Ⅰでは水位差による静水圧が生じており、抗力係数 C_{D1} はこの動的な力に加えて、静水圧による静的な力も含まれている。鉛直方向に作用する単位長さあたりの力において、状態Ⅱでは、津波により上部構造が水没している状態を想定しているため、第2項は桁間の空気溜りを含む橋桁の全浮力になっている。また状態Ⅲでは、津波速度を0と想定しているため、第1項は0になっており、空気溜りを含む橋桁の全浮力のみになっている。

橋梁に対する津波の影響を評価する場合、この3つの状態に対して、橋桁に作用する力を評価する。そして、大きい力が発生する方の値を、津波により橋桁に作用する力とし、この値を用いて橋梁各部位に対して評価を行っていく。

4.5 試算結果

上述した評価式を用いて、床版張出し長の異なる2主桁(主桁高 $d=1.4$ m、橋桁幅 $b=5$ m)および4主桁断面(主桁高 $d=1.4$ m、橋桁幅 $b=10$ m)に生じる力を試算した。本研究では、津波が橋桁に到達した段階(状態Ⅰ)における、単位長さにおける津波により橋桁に作用する力を求めた。式中の補正係数は、著者らが別途行った実験⁸⁾から、主桁下部に生じる圧力は、主桁上部に生じる圧力の40%となる圧力分布を仮定し、作用高さ(ここでは主桁高 d)で積分することにより C_{H1} は0.7に設定した。同様に、床版張出し部底面先端の圧力は、床版張出し部底面の主桁側の圧力の25%となる圧力分布を仮定し、床版張出し長 b' で積分することにより C_{Vd1} は0.625、津波作用側と反対側の桁底面に生じる圧力は、津波作用側の主桁底面に生じる圧力の40%になる圧力分布を仮定し、耳桁間の距離 b で積分することにより C_{V1} は1.4にそれぞれ設定した。

これらパラメータを用いて、津波速度および抗力係数、揚力係数を変化させたときの計算結果を、 および  に示す。図にはこれまでに行った水路実験(初期水位が桁下まであり、橋面および橋面を超える高さの津波

が作用する条件⁸⁾による計測値(津波が橋桁に到達した時の最初のピーク値)も示した。水平方向に作用する力については、図-4.6より式(1)において実験値は抗力係数の1.0~2.0範囲に入っている結果となる。鉛直方向に作用する力については、図-4.7より一部の計算結果を除き、式(2)における揚力係数を1.5~2.5にすると実験値は計算値の範囲に入っていることがわかる。

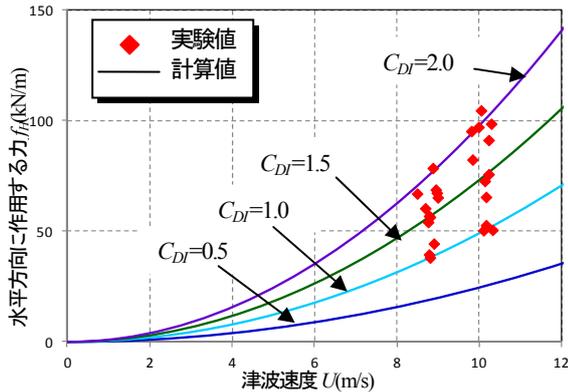


図-4.6 水平方向に作用する力の試算結果

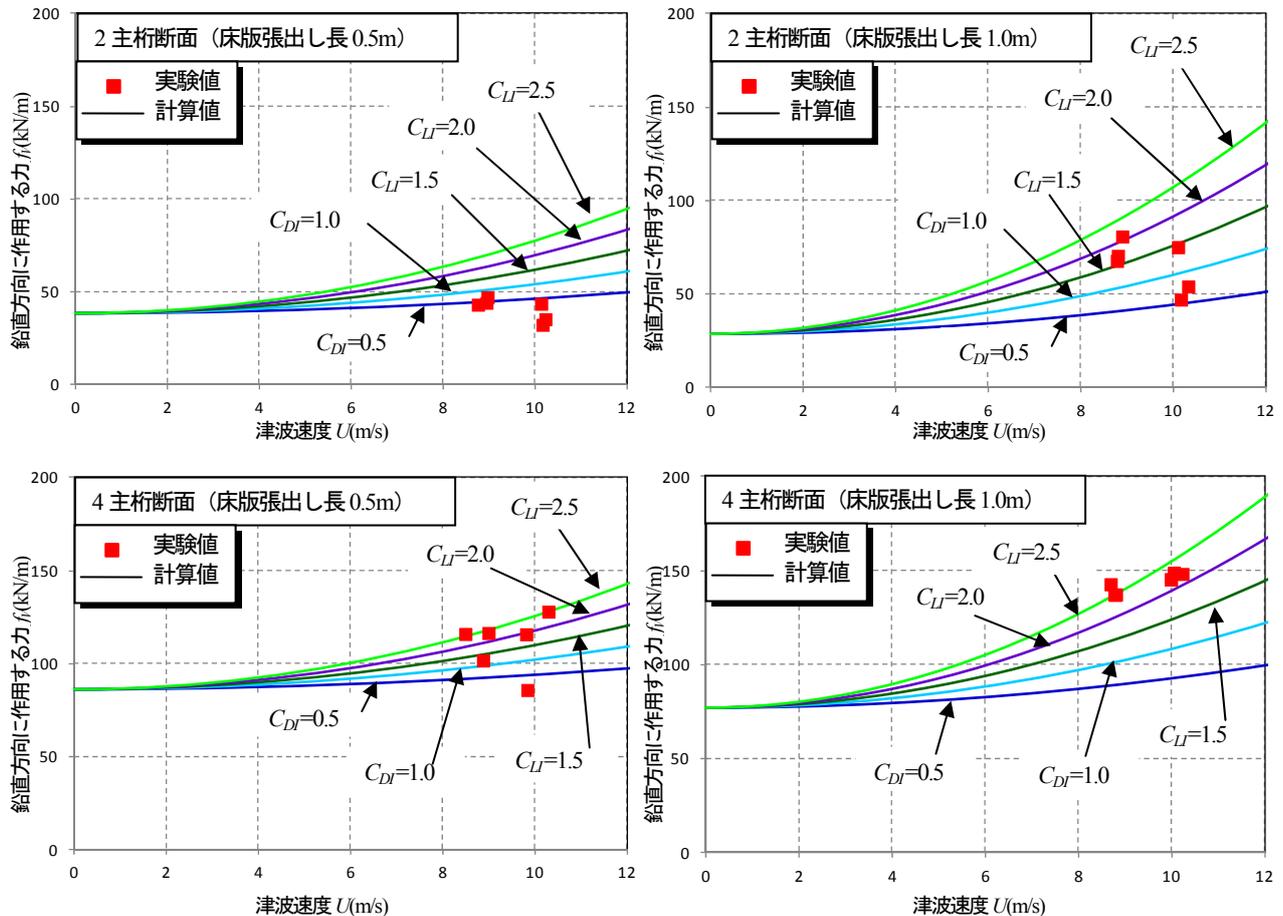


図-4.7 鉛直方向に作用する力の試算結果

5. 数値解析による段波津波実験の再現

5.1 数値解析の概要

5.1.1 解析モデル

橋桁模型に対する水路実験の解析による再現性を検証するため、本研究では解析ソフト(CADMAS- SURF/3D)を用いて検討を行った¹⁰⁾。本解析ソフトは自由表面の運動を PC 上で精度よく追跡できる VOF 法に着目し、Navier-Stokes 方程式および質量保存則からなる基礎方程式をコントロールボリューム法で離散化する。そして方程式の移流項以外の空間方向の差分は、2次精度の中心差分。移流項は風上差分を行うことで方程式を解く数値計算ソフトである。この解析ソフトは、粒子法などに比べ解析速度が速いという利点があり、メッシュ間隔を調節することで、比較的短時間に解析結果を得ることができる。このため、既往の研究でもこのソフトを用いた解析的な研究が行われている^{11)~14)}。

解析モデルを図-5.1に示す。奥行きを単位長さとする2次元モデルで解析を実施した。解析領域は、上部構造模型の周囲の格子間隔を5mmにし、それ以外の領域の格子間隔は10mmおよび20mmに設定した。

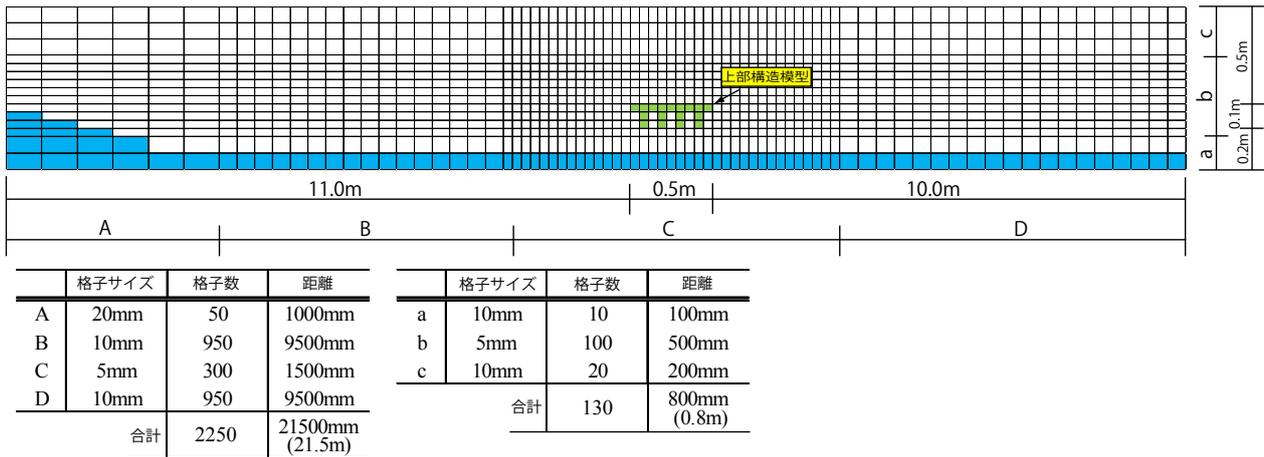


図-5.1 解析モデル

初期水深および河床から模型下面までの高さは実験と合すために、初期水深を 100mm および 200mm、河床から模型下面までの高さを 200mm に設定した。本研究では 15 秒間の解析を行った。

解析で用いる上部構造模型モデルは、水路実験で使用した長方形断面 (図-3.2(a)、模型1) および4主桁断面模型 (図-3.2(d)、模型4) を剛体要素としてモデル化した。

5.1.2 造波方法

造波位置は造波境界から造波した。造波波形は図-5.2 に示すような段波型の波形とし、波高および流速が一定になるような造波を行った。波高および流速を制御しつつ一定の造波を行うために、下に示す段波の波速および流速を満たすように初期水位、津波高および流速を設定した¹⁵⁾。いずれか2つの要素を設定できれば、残りの1つを決めることができるので、本研究の場合、初期水深を 0.1m、目標津波高を 0.15m にしたケースと、初期水深が 0.2m で、目標津波高を 0.10m に設定した。目標津波高になるように造波津波高を設定し、流速 U を算定した。

$$C = \sqrt{\frac{g(h+\zeta)(2h+\zeta)}{2(h+\zeta-\eta\zeta)}} \quad (9)$$

$$U = \frac{\zeta C}{h+\zeta} \quad (10)$$

式中の h は初期水位(m)、 ζ は造波津波高(m)、 η は抵抗係数であり、ここでは 1.03 に設定した¹⁵⁾、 g は重力加速度 (9.8m/s^2) である。

解析では造波津波高および立ち上がり時間について設定して解析を行い、実験値と比較して最適な造波津波高および立ち上がり時間を設定した。造波条件は表-5.2 に示した通りである。

なお、実験で得られた津波を再現するには、(9)式および

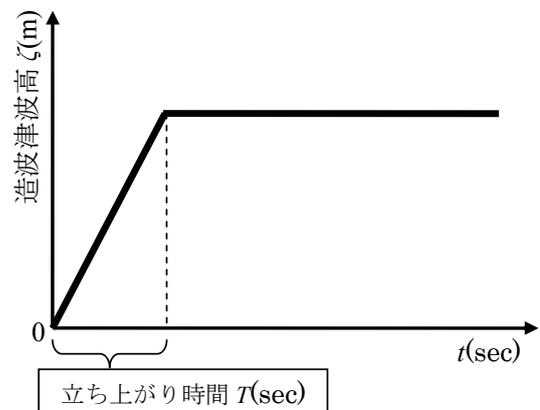


図-5.2 造波モデル

表-5.2 造波条件

目標津波高	造波条件		
	造波津波高 ζ	初期水深 h	立ち上がり時間 T
0.10m	0.09m	0.20m	1.0s
0.15m	0.14m	0.10m	2.5s

ひ(10)式を満たすように初期水位、津波高および流速を設定した上で、さらに目標とする造波津波高に達する時間(立ち上がり時間)を設定する必要がある、この立ち上がり時間が波の形状に影響を与える。著者らが事前に検討を行った結果、本解析では表-5.2 に示すように設定して解析を行った。

5.2 解析結果と実験結果の比較

5.2.1 水位 (津波高)

図-5.3 は解析で得られた橋桁から 1m ゲート側の位置における水位(津波高)の結果を実験結果と比較して示したものである。横軸は時間、縦軸は水位である。比較するために、津波高の立ち上がり時間を揃えて示した。解析における津波高は、実験で津波高を計測した位置の津波高である。なお、解析で得られた波形は 0.1 秒の移動平均を行い、波形を処理した。津波通過時である 6 秒以降は実験結果より若干低い。これは、模型作用後の造波

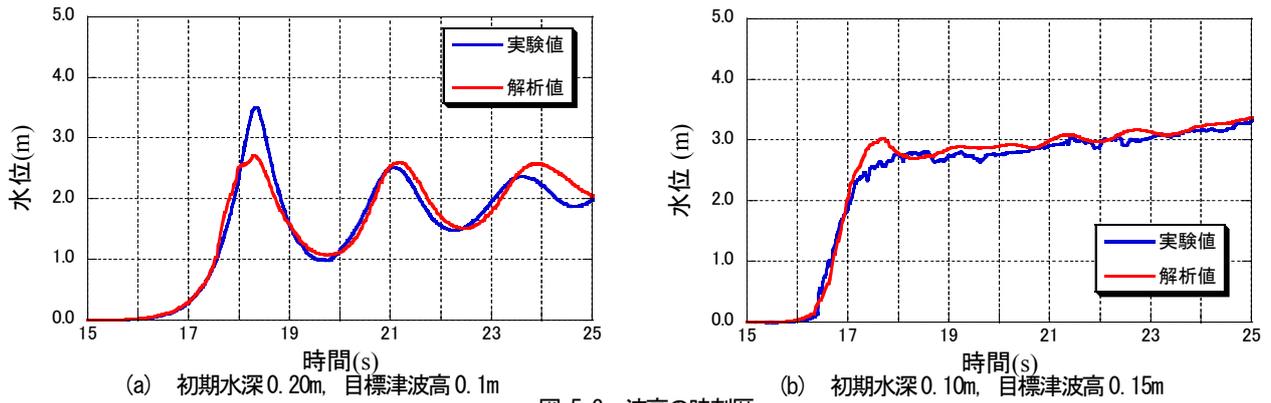
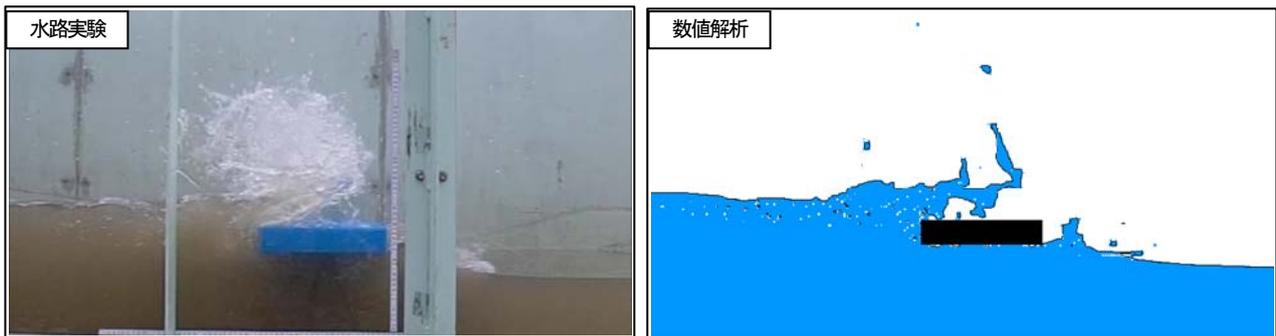
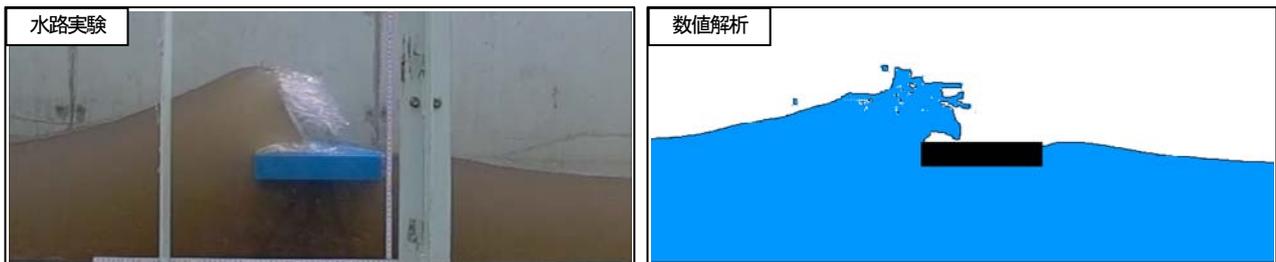


図-5.3 波高の時刻歴

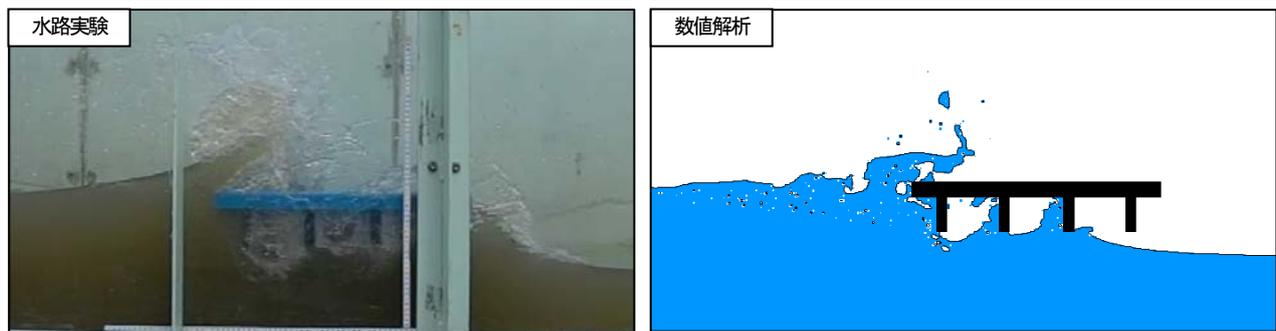
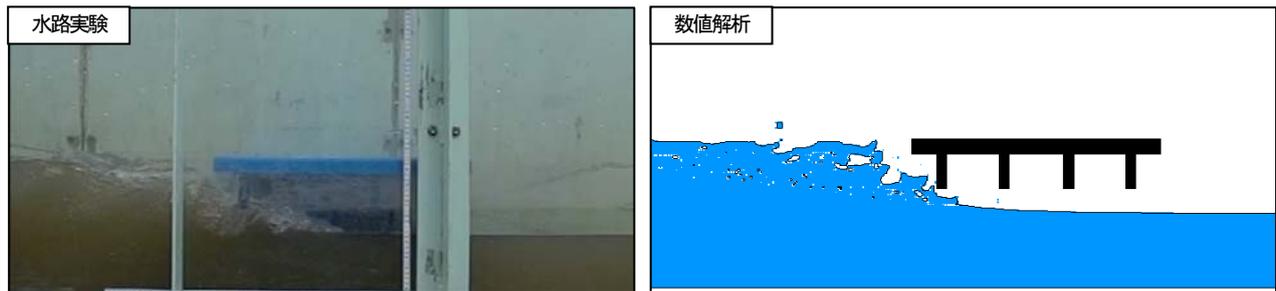


(a) 初期水深0.10m, 目標津波高0.15m



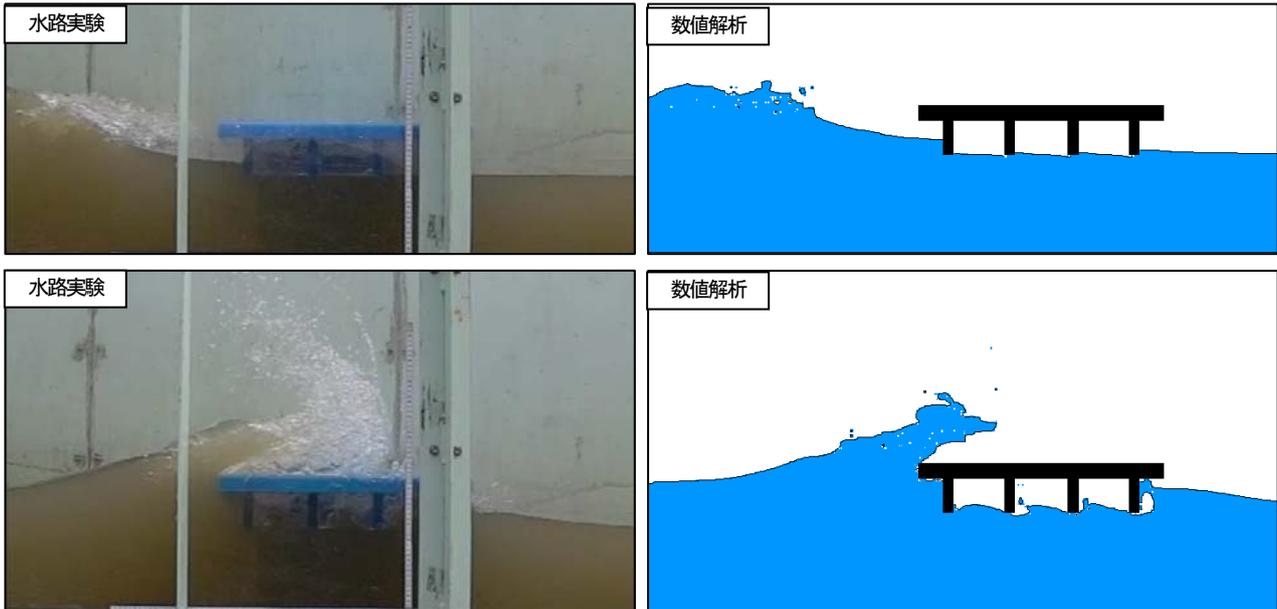
(b) 初期水深0.20m, 目標津波高0.10m

図-5.4 橋梁周辺の流況（長方形断面）



(a) 初期水深0.10m, 目標津波高0.15m (上: 津波作用直前, 下: 津波作用直後)

図-5.5 橋梁周辺の流況（4主桁断面）



(b) 初期水深0.20m, 目標津波高0.10m (上: 津波作用直前, 下: 津波作用直後)
 図-5.6 橋梁周辺の流況 (4主桁断面)

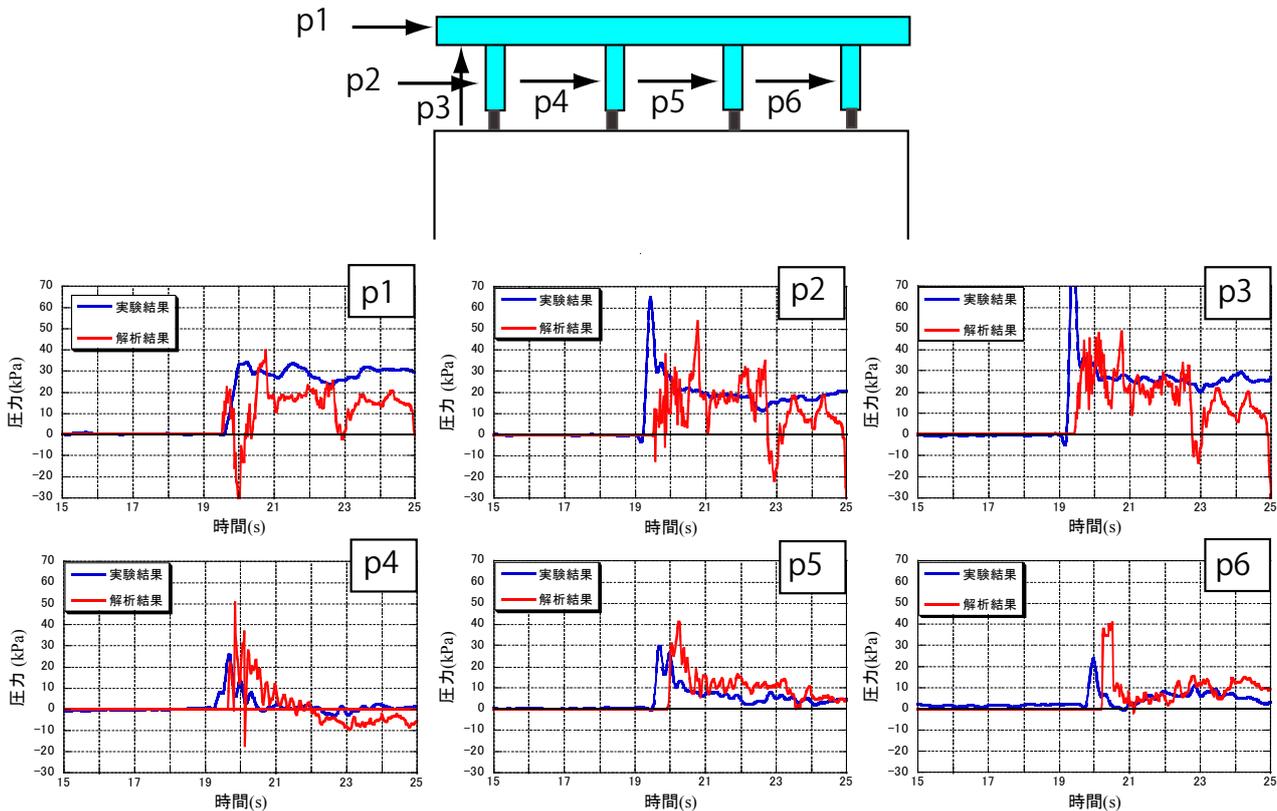


図-5.7 橋梁部材に作用する圧力の時刻歴波形 (4主桁断面: 初期水深0.15m, 津波高0.15m)

量が、若干実験よりも少なかったためと考えられるが、立ち上がり後である3秒付近の津波高の解析結果は実験結果とよく一致しており、また目標津波高とも一致していることが確認されている。したがって、本解析手法により津波高は実験結果をほぼ再現できていると考えられる。

5.2.2 橋梁周辺の流況

図-5.4 および図-5.6 は橋桁周辺の流況を示したものである。ここでは橋桁に津波が作用した直後と、津波が橋桁を通過しているときの流況を示した。

長方形断面の場合、津波作用直後は図-5.4(a)に示すように、模型上面からの水の上昇の様子は実験結果を再現

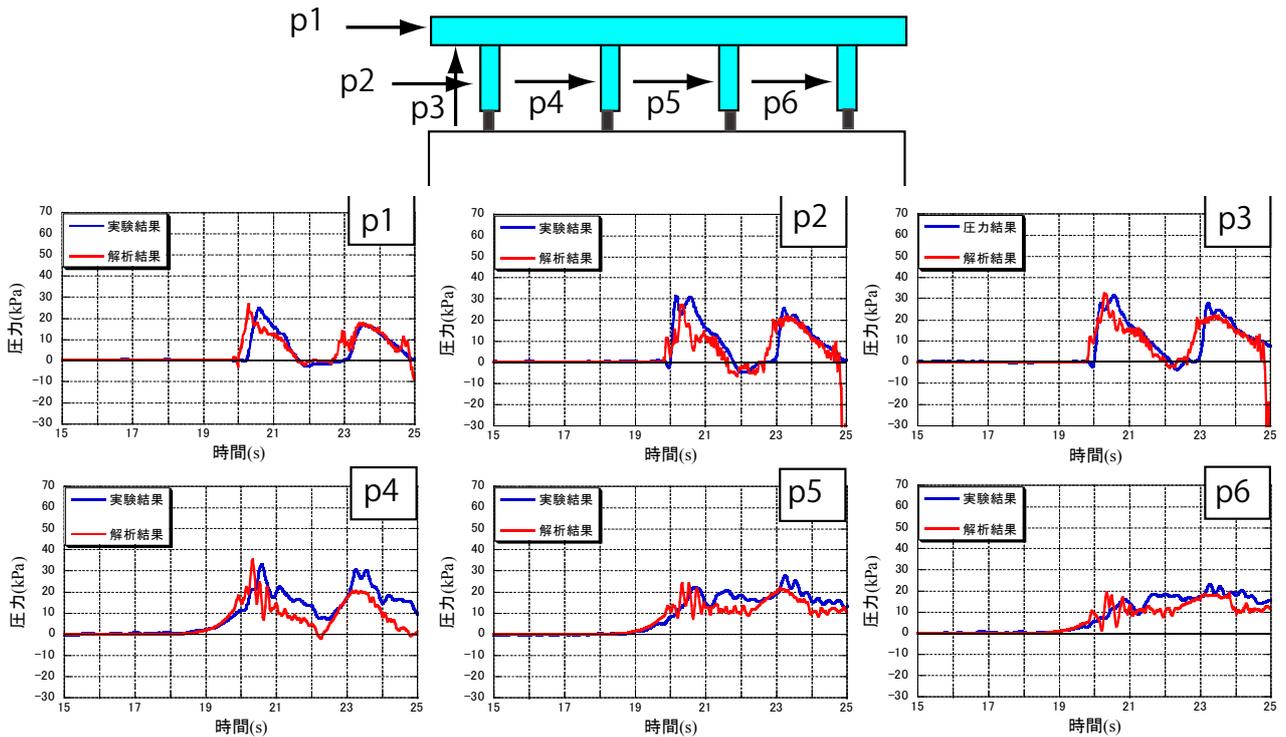


図-5.8 橋梁部材に作用する圧力の時刻歴波形 (4 主桁断面：初期水深 0.20m, 津波高 0.10m)

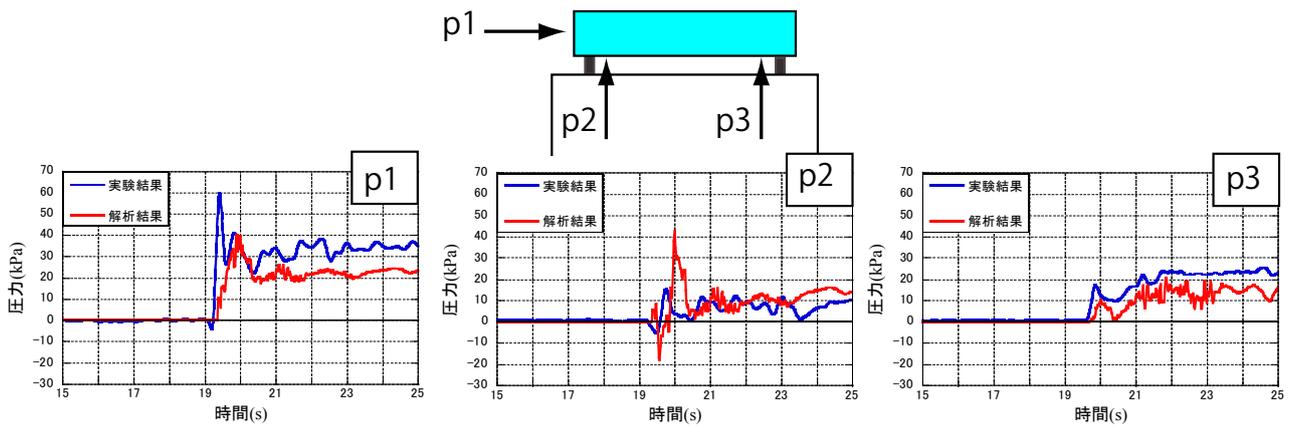


図-5.9 橋梁部材に作用する圧力の時刻歴波形 (長方形断面，初期水深 0.15m, 津波高 0.15m)

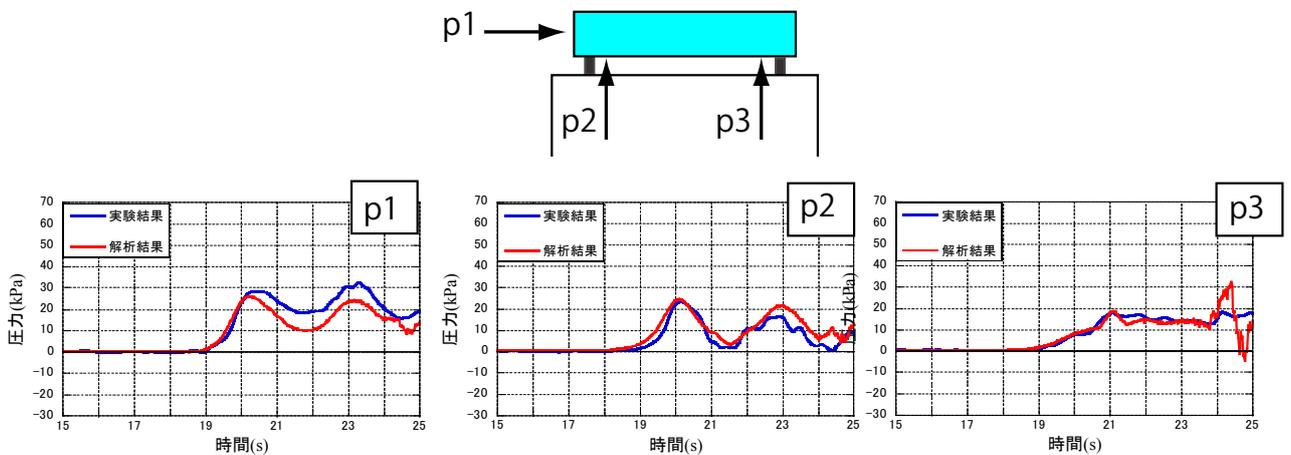


図-5.10 橋梁部材に作用する圧力の時刻歴波形 (長方形断面，初期水深 0.20m, 津波高 0.10m)

できている。しかし模型下面は、少し見にくいですが実験では模型下面前面から剥離が生じているのに対し、解析ではこの現象を再現できていない。

4主桁断面の場合、図-5.5や図-5.6に示すように、実験では津波作用直後に津波作用側のフランジから剥離が生じており、桁間の空間に水が流入しているが、解析でもこの現象を再現できており、また津波通過時の流況も再現できていることがわかる。

5.2.3 圧力

図-5.7から図-5.10は橋梁の各部位に作用する圧力の時刻歴波形である。ここで横軸は時間、縦軸は圧力であり、同時に実験結果も図中に示した。また、津波高と同様に、0.1秒の移動平均を行い、波形を処理した。圧力の立ち上がり時刻も、実験値を合わせた。

図-5.7は初期水深が0.15mの場合の4主桁断面における圧力の時刻歴波形である。主桁に作用する圧力(p3~p6)は実験値と比較的再現できている。一方、床版側面や床版張出部底面に作用する圧力(p1,p2)は津波作用直後のピーク値に大きな誤差が生じる。模型に作用した津波による衝撃力のような力が作用すると考えられるが、解析ではこの力を過剰に計算していると考えられる。

一方、初期水深が0.2mの場合の4主桁断面における圧力は、図-5.8に示したように、実験値と良く一致している。同様に長方形断面においても、図-5.9や図-5.10に示すように、同様の傾向が得られている。橋桁空間がある場合、橋桁に津波が衝突すると、模型下面より発生する剥離などにより、桁内の流れが乱れる。その影響により、実験値と解析値に誤差が生じていると考えられる。

6. フェアリングを設置した橋梁上部構造の津波の作用による挙動メカニズムの検討

6.1 本章の概要

津波の影響に対する橋梁の対策の一つとして、津波によって橋に生じる作用力そのものを軽減させる手法が考えられる。土木研究所では、これまで主に長大橋で風による制振対策として用いられるフェアリングを設置することによって、津波が衝突する上部構造の橋軸直角方向側面の形状を流体力が作用しにくくすることにより、津波による影響を軽減できるのではないかと考え、その検証実験を行っている¹⁶⁾。

しかし、これまでの実験は模型の縮尺率が大きく、小さな模型であったために上部構造の中心の一点のみでしか反力を計測することができず、個々の支承反力や上部構造の詳細な挙動についてまでは確認できていなかった。

そこで、ここでは、フェアリングが支承反力や上部構造の挙動に与える影響と挙動メカニズムについて、大型の水路実験を行い、さらに数値解析による検証を行った。

6.2 水路実験の概要

6.2.1 実験装置

実験装置および実験模型は、水路実験で使用した実験装置(図-3.1および写真-3.1)および4主桁断面模型(図-3.2(d))を使用して実験を行った。東北地方太平洋沖地震による橋桁の流出被害や、津波が橋に作用している時の映像解析等から^{4,5)}、主に段波状の津波が橋桁に作用したケースと、徐々に水面が上昇して橋桁に作用したケース(またはこれらが複合的に発生するケース)に分類される。本論文で対象としているフェアリングは、もともと長大橋の風対策として用いられていることに鑑みれば、その効果は段波状の津波に対して有意であると考えられる。このため、本実験では、段波状の津波のみを対象として実験を行った。

実験で発生させた津波は、桁下の半分まで水位がある状態で、橋面までの高さの津波が橋桁模型に作用したと想定して、初期水深を100mm(実際の水位に換算すると2.0m)、津波高さは200mm(実際の津波高に換算すると4.0m)に設定した。計測については、橋梁模型の1.0m手前の波高と流速、2.0m手前の波高および支承部の水平反力、鉛直反力を時刻歴で記録した。以降は津波が作用する側は下流側、その反対を上流側と呼ぶこととする。計測方法等は3章で示した水路実験と同じである。

また、本実験で発生させた段波状の津波は、同じ形状を保ったまま進行しており、途中で波の形状は変化していない。そのため、設置した2本の波高計に段波状の津波の先端が到達した時間差から、津波の伝播波速を求めた。本論文では、この伝播波速を津波速度と呼称する。

実験では、できる限り東北地方太平洋沖地震による橋桁の流出被害や、津波が橋に作用している時の映像解析

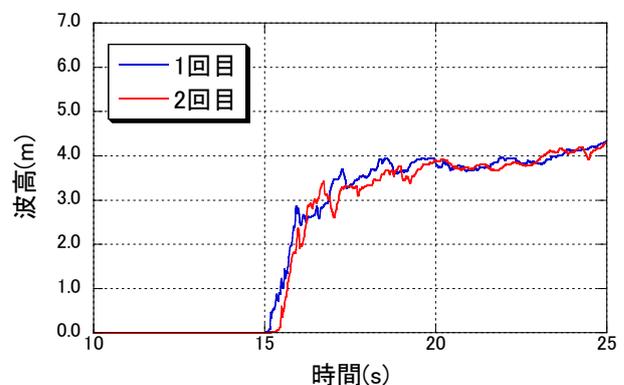


図-6.1 波高の計測結果

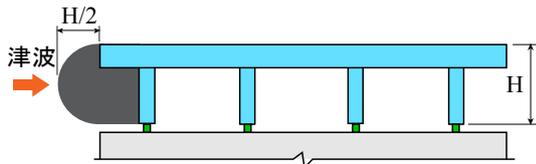
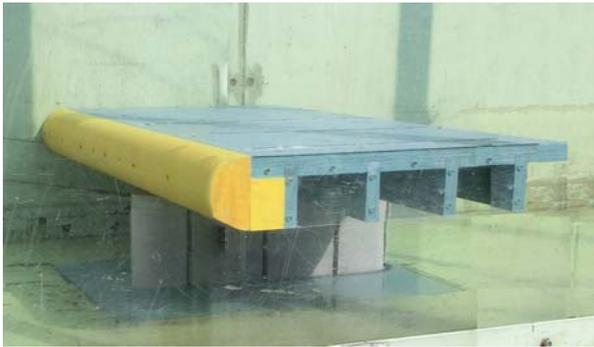


図-6.2 半円フェアリングを設置した模型



(a) フェアリングなし



(b) 半円フェアリング

写真-6.1 津波が模型に衝突したときの状況

等から推定される津波速度(最大で 5.0m/s から 8.0m/s 程度)⁴⁾⁵⁾に合うように、津波条件を設定したが、実験水路のスケール等の制約により、得られた津波速度は 2.0~2.4m/sec(実規模で 9.0~11.0m/sec)と、若干速い速度になった。図-6.1 に模型 1.0m 手前の波高の計測波形を示すように、津波高は各回再現性があるが、波高の立ち上がりについては、若干の違いが見られ、そのために津波速度にばらつきが見られた。

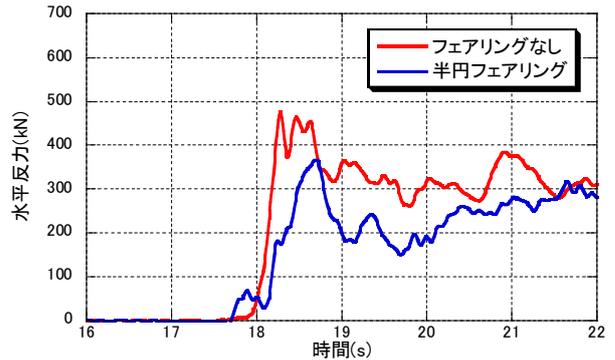


図-6.3 水平反力の応答波形

6.2.2 フェアリング

本実験で用いたフェアリングは、図-6.2 に示すような半円形のフェアリングを用いた。本研究では、津波が来襲したときについて検討しており、その後の引き波の影響については検討の対象としていない。そのため、本実験では、フェアリングは津波が作用する側の上部構造側面にのみ設置した。

6.3 実験結果

6.3.1 橋梁周辺の流況

写真-6.1 に、フェアリングなし、半円フェアリングを取付けたそれぞれのケースについて、津波が橋梁模型に衝突する瞬間の状況を示す。フェアリングを取り付けたケースの方が衝突時の水の跳ね上がりが小さくなっていることがわかる。本実験における条件では、4 主桁断面模型では、フェアリングを設けない場合は最も下流側に位置する桁間の空間のみ波が流れ込んでいないが、フェアリングを設けた場合は回転流が生じており、フェアリングの有無による流況の違いが確認できた。

6.3.2 水平方向の支承反力

図-6.3 にフェアリングなしおよび半円フェアリングによる水平反力の計測結果を示す。横軸は時間、縦軸は水平反力であり、反力値は相似則を考慮して実橋梁規模の値に換算した値を示している。ここでは、津波作用側の支承反力を示した。グラフは、津波が衝突する前後の時間のみを拡大して示している。

フェアリングがないケースでは、津波作用直後(18 秒から 19 秒付近)に反力はピーク値に達しており、津波作用側の支承は約 500kN になっている。フェアリングを設置すると、津波作用直後の衝撃的な力が小さくなり、半円フェアリングでは約 50% 小さくなっている。

6.3.3 鉛直方向の支承反力

鉛直反力の計測値には、津波による浮力や、鉛直、水平反力によって生じる回転モーメント、さらに橋梁模型を越流した波の自重による影響等が含まれるため、模型

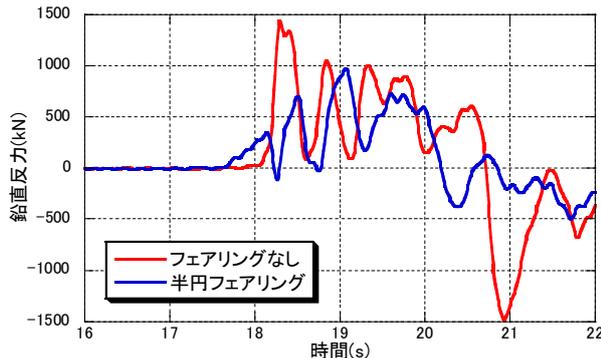


図-6.4 鉛直反力の応答波形

の構造特性の影響も考慮された計測値となる。既往の研究では、津波の作用によって、上部構造には下流側を持ち上げるような曲げモーメントが発生し、下流側の支承に上向き反力が、上流側の支承に下向き反力が発生する傾向にあることが、同様の橋梁模型を用いた水路実験より明らかにされている。その傾向は、上部構造の断面高さが高く、床版張出し部を有する桁形式の橋梁において顕著に見られる¹⁷⁾。

また、東北地方太平洋沖地震時の津波による橋梁上部構造の流出被害事例にも、下流側から持ち上げられるように回転しながら流出したと考えられる被害が見られた。したがって、ここでは最も下流側に位置する支承に発生する鉛直反力に着目して、フェアリングの効果について検証することとした。

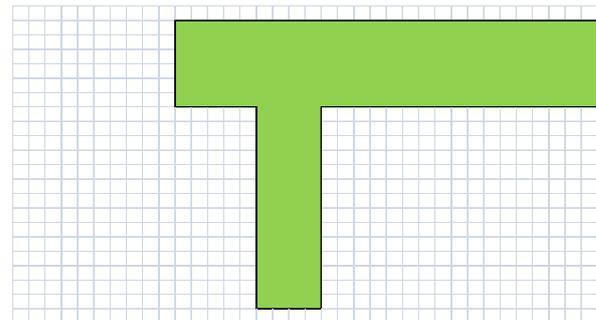
図-6.4に鉛直反力の計測結果を示す。横軸は時間、縦軸は鉛直反力を示しており、上向きの反力を正としている。フェアリングを設置すると、下流側の支承に作用する上向きの力は小さくなっており、張出し長が大きい模型3では、フェアリングを設置していない場合に比べて、半円フェアリングを設置すると約33%小さくなっている。鉛直反力は、津波作用直後に床版張出部底面に生じる圧力の影響が大きいと考えられ、フェアリングを設置することにより床版張出し部に生じる圧力が低下したために、上向きの鉛直反力が小さくなったと考えられる。

6. 4 数値解析の概要

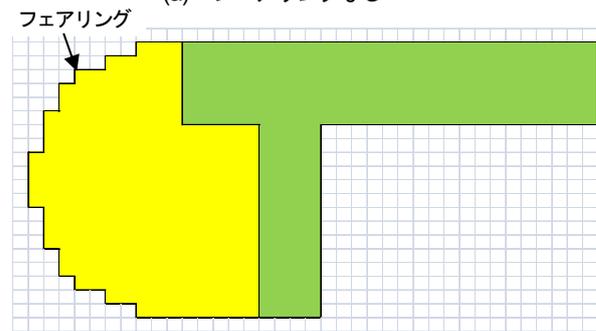
6.4.1 解析モデル

水理実験で得られた上部構造の挙動メカニズムを把握するために、数値解析により検討を行った。本研究では、前章で使用した解析ソフト(CADMAS- SURF/3D)¹⁰⁾を用いて検討を行った。解析モデルは再現解析で使用したモデル(図-5.1)と同じである。

解析で用いる橋桁は図-6.5のようにモデル化した。フェアリング部は前述したように格子間隔を細かくしてモデル化し、河床から模型下面までの高さは実験条件と同



(a) フェアリングなし



(b) 半円フェアリング

図-6.5 橋梁モデル(津波作用側付近)

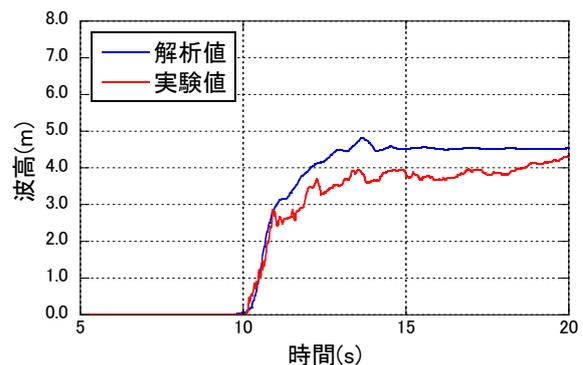


図-6.6 波高の時刻歴波形

じく 200mm に設定した。また、解析では空気圧を考慮した。これは、空気圧を考慮することにより、桁間に発生する空気溜りを再現でき、かつ、空気溜りを介して橋梁の各部位に発生する圧力を計算することができるためである。ここで、空気圧の考え方としては、 $pV^\gamma = \text{const}$ (γ : 比熱比(空気の場合 1.403))の関係あることを利用し(波により取り込まれた気体が漸熱状態で変化すると仮定すると、上式の関係がある)、初期における気体の圧力と体積から一定値を計算しておき、各ステップにおいて、気体の体積を計算することにより、気体の圧力を算出する方法である¹⁰⁾。造波方法は前章と同じ方法で波を発生させた。

解析により、橋梁模型周辺の圧力を求め、フェアリングがある場合とない場合について検討した。

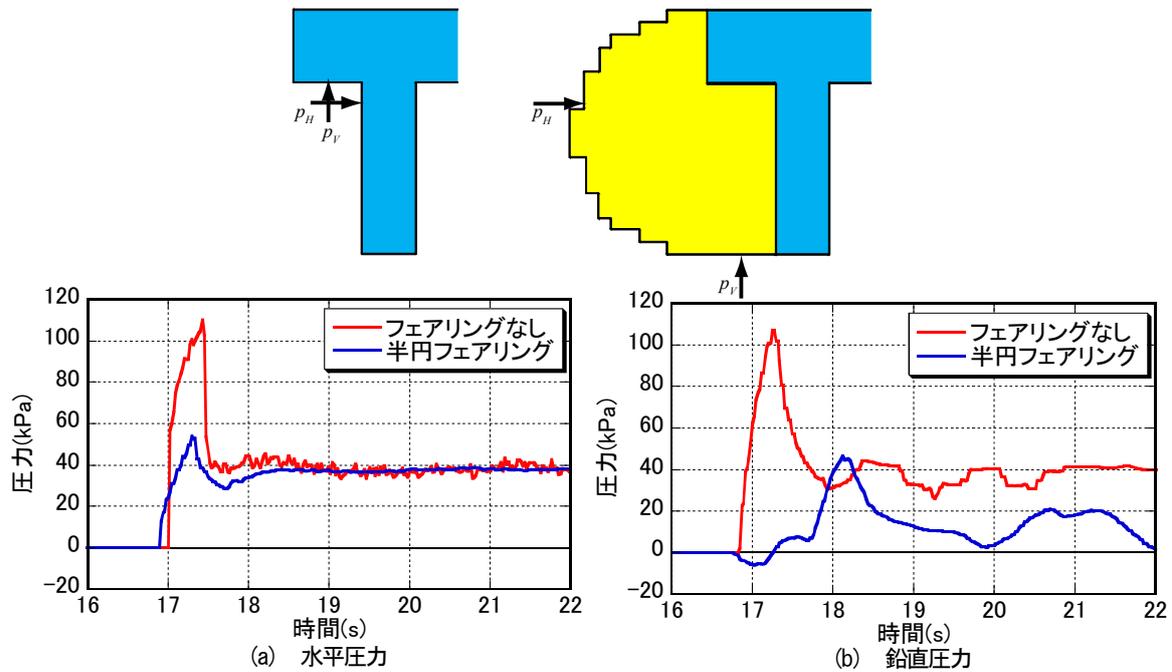


図-6.7 主桁と床版張出部底面に生じる圧力

6.5 解析結果

6.5.1 波高

図-6.6は、模型から1m手前の波高の時刻歴波形である。ここでは実験で得られた波高も示している。図より、ピーク値が解析値の方が大きくなっているが、波の立ち上がりなどは実験値を再現できている。

6.5.2 橋梁部材に作用する圧力（水平方向）

図-6.7は津波作用側主桁および床版張出部底面に生じる圧力の応答波形である。ここでは圧力の差が顕著に表れている2箇所を示している。フェアリングがない場合、津波作用側の主桁の最上部に作用する圧力が約110kPaになっているのに対し、半円フェアリングを設置すると、フェアリングなしに比べて圧力が約1/2になっている。図-6.7で示した位置に生じる圧力が最大になる時刻における主桁、床版側面および床版張り出し部底面に生じる圧力の分布と水の流れのベクトルを、それぞれ図-6.8および図-6.9に示す。図-6.8より、フェアリングを取り付けることにより、主桁や床版張り出し部底面に生じる圧力は小さくなっている。このような圧力低減が、水平方向および鉛直方向の支承反力の低減に貢献しているものと考えられる。また、図-6.9からは、フェアリングがない場合、主桁上部で回転渦発生していることがわかる。この回転渦の発生によりこの付近の流れが滞り、圧力増加に影響しているのではないかと考えられる。その一方で、半円フェアリングを取り付けると水の流れが曲面に沿って後部へ流れており、回転渦は発生していない。このような流況の変化により、橋に作用する圧力が小さくなったと考えられる。

6.6 津波の影響を受ける橋の上部構造へのフェアリングの取り付け方法の検討

6.6.1 概要

ここでは、上部構造に作用する津波の影響を低減させる工法の構築を目的として、これまでに水路実験や数値解析で検討したフェアリングの上部構造への取り付け方法および取り付けに伴って生じる課題について検討する。

6.6.2 フェアリング装置および取り付け構造の検討

・対象モデル

本研究では4主桁の鋼橋を対象とし、この橋梁へのフェアリングの取り付け方法について検討を行う。フェアリングは別途実施^{18),19)}した水路実験および数値解析より、段波状の津波が作用した場合に上部構造に作用する力を軽減させる効果が見られた半円形のフェアリングを対象として検討した。

・フェアリングの設置方法

本研究ではフェアリングの設置方法に際し、図-6.10に示すように、フェアリングを橋梁本体に直接取り付けの方法を検討対象とした。この方法は、フェアリングは橋梁本体が支持するため、橋梁本体の自重増加により橋梁本体が所定の性能を満足しなくなる場合には、別途の対策が必要となる点に留意する必要があるが、既設の上部構造物に直接取り付けのため、用地や河川条件等の制約条件を受けにくい。

図-6.11は、鋼桁におけるフェアリングの設置構造の例を示したものである。本研究では、フェアリングの外形をなす「外装板」と、それを支持および本体へ接続する「骨組構造」からなる構造で、主桁にはボルトで接合

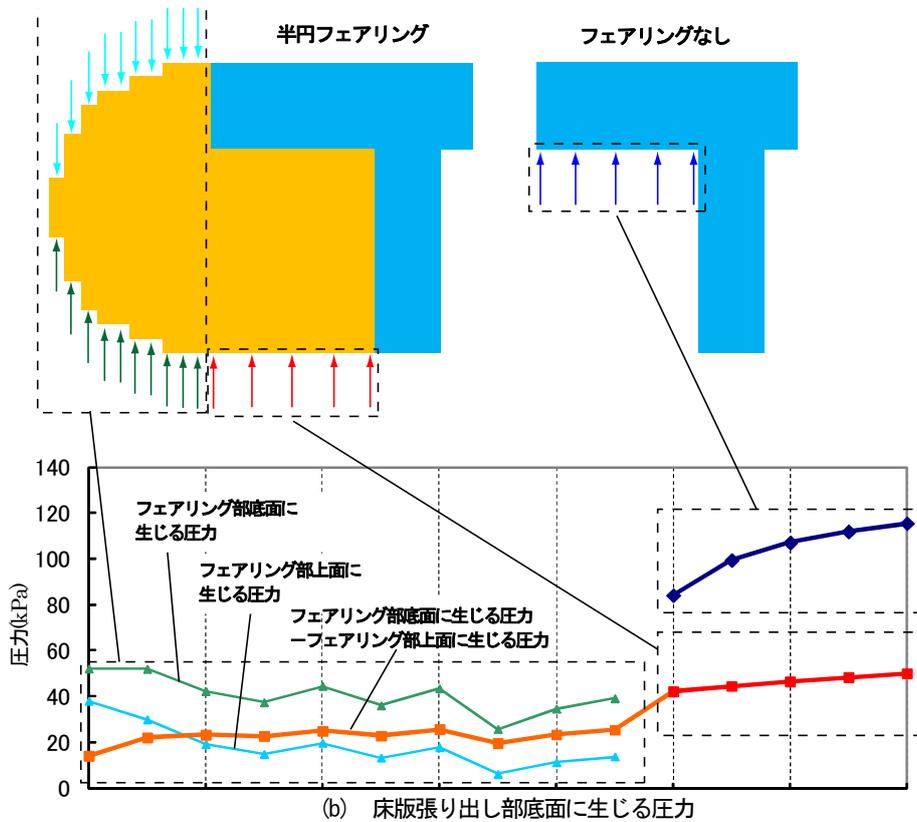
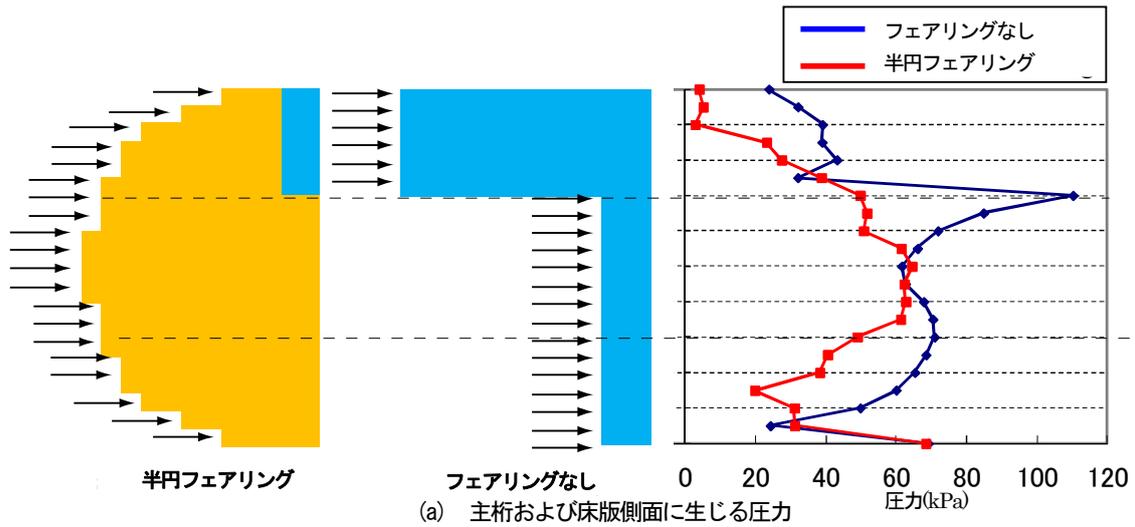


図-6.8 津波作用直後の圧力分布（圧力が最大になる時刻の圧力分布）

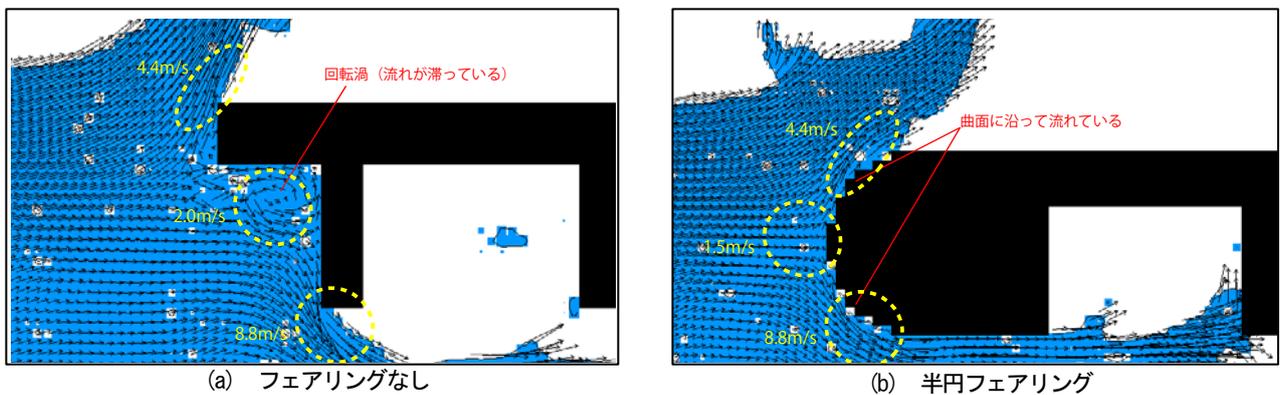


図-6.9 津波作用直後の流れの様子

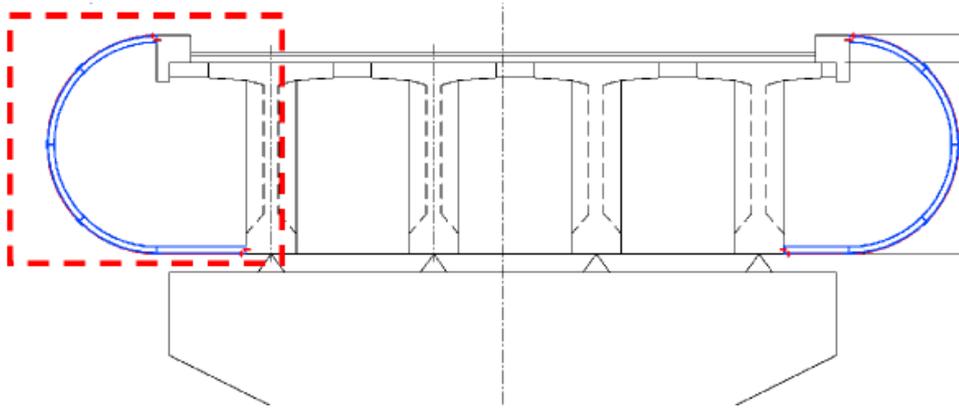


図-6.10 提案したフェアリングの設置構造

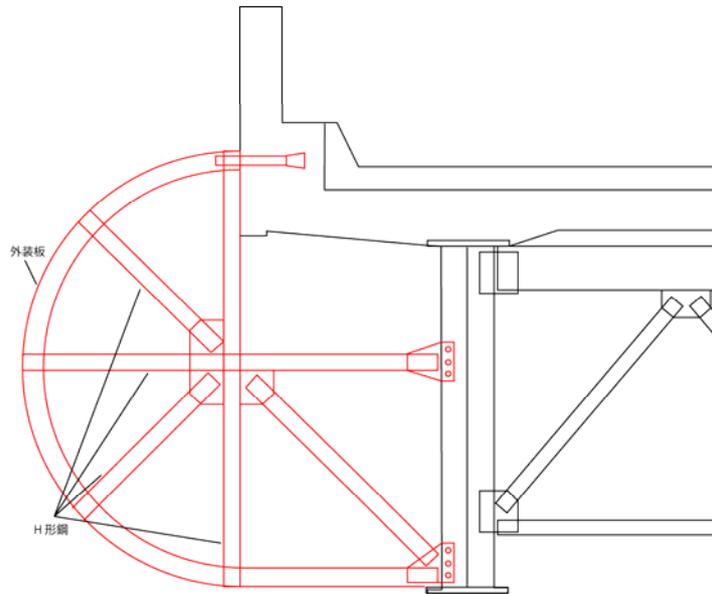


図-6.11 鋼橋にフェアリングの設置した場合の例

表-6.1 フェアリングへの適用が検討される材料

材料種別	名称	材質	重量 (kg/m ²)	引張強度 (Mpa)
金属系	ステンレス外装板	外皮材: SUS塗装板 芯材: ポリイノシアヌレートフォーム 内皮材: ガルバリウム鋼板	底面パネル w=12kg/m ² 側面パネル w=20kg/m ²	許容曲げ応力度 120MPa
	チタン外装板	外皮材: チタンパネル 芯材: ポリイノシアヌレートフォーム 内皮材: ガルバリウム鋼板	底面パネル w=10kg/m ² 側面パネル w=19kg/m ²	許容曲げ応力度 120MPa
	ZAM鋼板	亜鉛-6%アルミ-3%マグネシウム 前処理(プレメッキ)鋼板 +塗装コーティング	25.5kg/m ² t=3.2mm HK400-K27	400KPa(HK400)
FRP系	FRP板	ガラス繊維補強不飽和ポリエステル板	防食タイプ w=5.8kg/m ² 補強タイプ w=5.8kg/m ²	防食タイプ 60MPa以上 補強タイプ 290MPa以上
	ポリカーボネード板	ポリカーボネード	比重 4mm厚 w=4.8kg/m ²	55MPa以上
	FRP無機材料複合板	ガラス繊維FRP板 内装用オートクレープセメントボード	8.7kg/m ² FRP 1.6kg/m ² 無機 7.1kg/m ²	186MPa(FRP板)

する。また、フェアリングが鉛直方向に変位しないように、斜材を取り付けている。なお、コンクリート部位へ取り付けをする場合には、津波の影響を受ける橋が主に沿岸付近にあることを踏まえ、塩害対策等の耐久性にも配慮した取り付け方法について留意する必要がある。

・フェアリングに使用する材質の検討

フェアリングへの適用が考えられる材質を抽出し、それぞれの特性についてまとめた一覧を、表-6.1 に示す。これより、構造的(強度)、耐久性、重量、経済性との観点から、鋼材系では「ZAM 鋼板」、非鋼材系では「FRP 無機材料複合板」の適用性が考えられる。

6.6.3 フェアリングを設置する場合の課題

・構造上の課題

ここでは、フェアリングを橋梁本体に取り付けた場合の、橋梁本体に与える影響について検討を行った。

前述したように、フェアリングを取付けることで、フェアリングの重量が増加するため、橋梁本体に生じる応力度は取付け前に比べて大きくなると考えられる。

そのため、フェアリングを実際に上部構造に取り付ける場合には、フェアリングの重量を考慮して取り付けられる部位側の照査を実施し、特に張出床版付根部では許容応力度を超過する場合には、当該部位の負担を小さくできるように、フェアリングの固定箇所を張出床版先端にしない等の対策等が必要となることに留意する必要がある。

・維持管理上の課題

橋梁点検は近接目視により行われるが、フェアリングが桁側面に設置された場合、桁側面の近接目視ができなくなる可能性がある。このため、近接目視による点検時にフェアリングを一時撤去しなければならない場合、クレーン等の重機が必要となる等、煩雑な作業となるため現実的ではない。そのため、例えば、フェアリングを上

下に開くことができるような構造としておく等の工夫が考えられる。この方法では、クレーン等の重機を使用する必要はなく、地震後の緊急点検等でも円滑に対応が可能になると考えられる。

7. 津波による本橋部の挙動に及ぼす側道橋の影響検討

7.1 本章の概要

今回の東北地方太平洋沖地震による津波では、多くの橋梁が流出する被害を受けが、その中には写真-7.1 に示すように、側道橋が並列している橋梁で、津波の影響により側道橋は流出したが、本橋は流出しなかったケースが数橋で確認されている。側道橋が近接して並列しているような構造の場合、側道橋がない場合よりも津波作用時の橋桁間の流れがさらに複雑になると考えられるが、側道橋があることにより、本橋部に作用する津波による影響度合いに有意な違いがあったのだとすれば、挙動解明のためのヒントにもなる。そこで、ここでは、側道橋を設置した場合に、津波による本橋部の挙動がどのように影響を受けるのかについて検証するために、水路実験により検討を行った。

7.2 水路実験の概要

7.2.1 実験装置

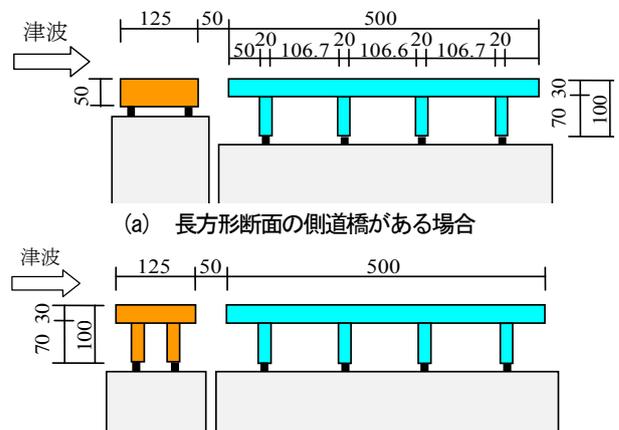
実験装置および実験模型は、図-3.1 で示した実験装置および実験模型を使用して実験を行った。実験装置は貯水槽に目標とする津波高を発生させることができる量の水をため、水槽と水路の間に設けたゲートを倒すことで、段波状の津波を発生させる仕組みになっている。計測方法は3章で示した内容と同様の方法で実験を行った。

7.2.2 側道橋模型

上部構造模型は図-7.1 に示すように、4 主桁断面模型(本橋模型)と側道橋模型を並列させるように設置した。上部構造模型は橋脚と連結材で連結し、連結材に分力計



写真-7.1 側道橋は流出したが、本橋は流出しなかった例 (浪板橋)



(a) 長方形断面の側道橋がある場合
(b) 2主桁断面の側道橋がある場合
図-7.1 側道橋設置状況

を設置することで、津波が上部構造に作用したときの支点反力(水平 F_H および鉛直 F_V)を計測した。本論文では津波が作用する側の支点から、支点1、支点2、支点3、支点4とする。

側道橋は、長方形断面模型(桁幅0.125m、桁高0.05m) および2主桁断面模型(桁幅0.125m、桁高0.10m)を用いた。4主桁断面模型と側道橋模型の橋面は同じ高さにし、両模型の間隔は実際の本橋と側道橋の間隔を参考にして、0.05mに設定した。

本実験では、津波作用時の本橋に作用する支承反力を

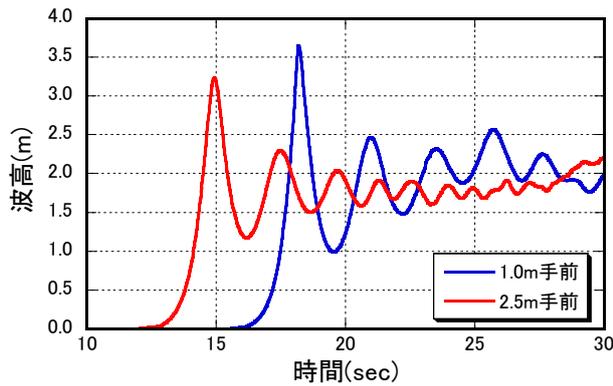


図-7.2 計測された波高の時刻歴

計測した。そして、得られた結果から、側道橋がある場合における、本橋に与える影響について検討した。

7.3 実験結果

7.3.1 波高

図-7.2は実験により得られた計測波形である。横軸は時間、縦軸は波高である。なお、本論文では、計測された数値は全て実物換算した値で示している。同時に発生した段波の写真を写真-7.2に示す。

図より、発生した段波は、設定した波高(実物換算2.0m)に対して、最大値が約1.5倍大きな値になってい



写真-7.2 発生した段波

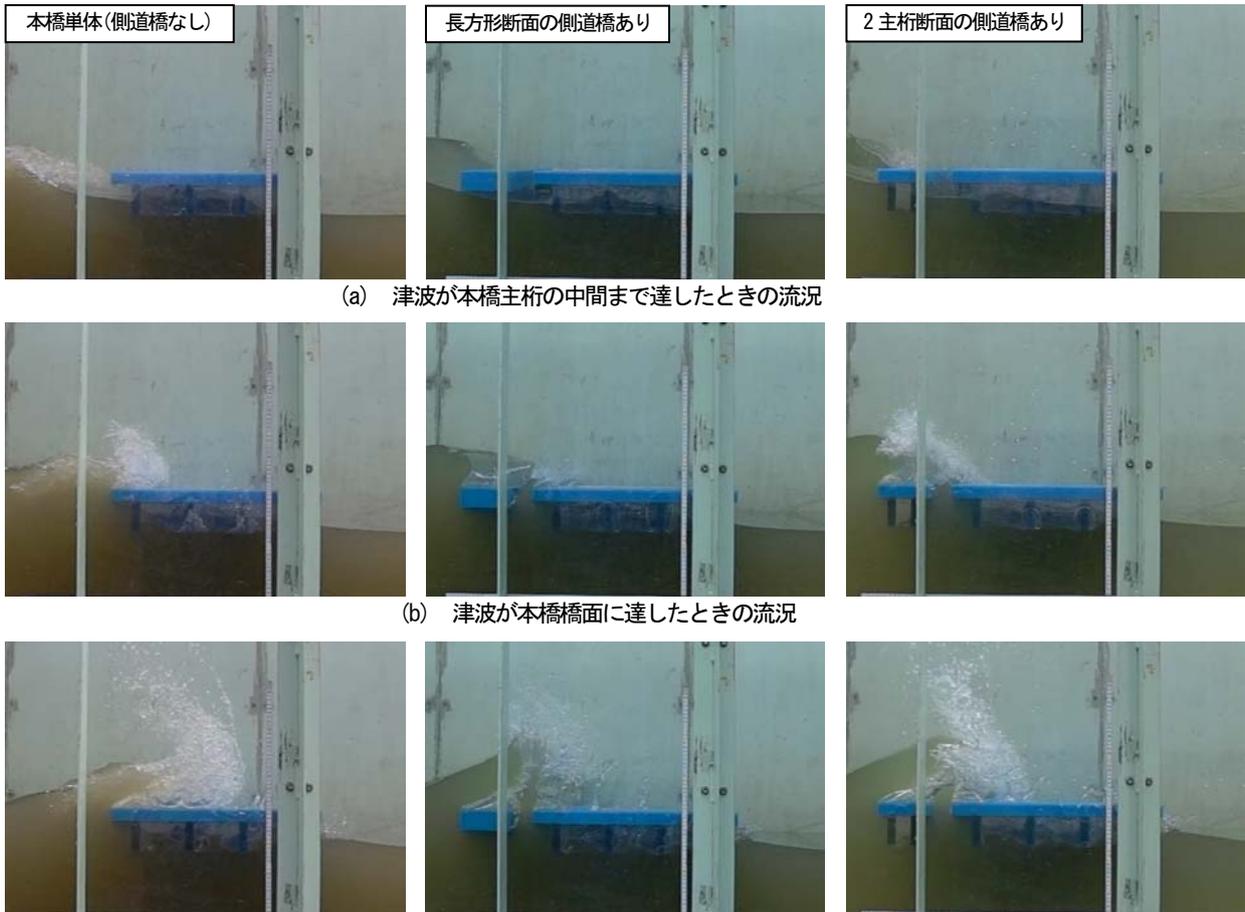


写真-7.3 橋梁周辺の流況

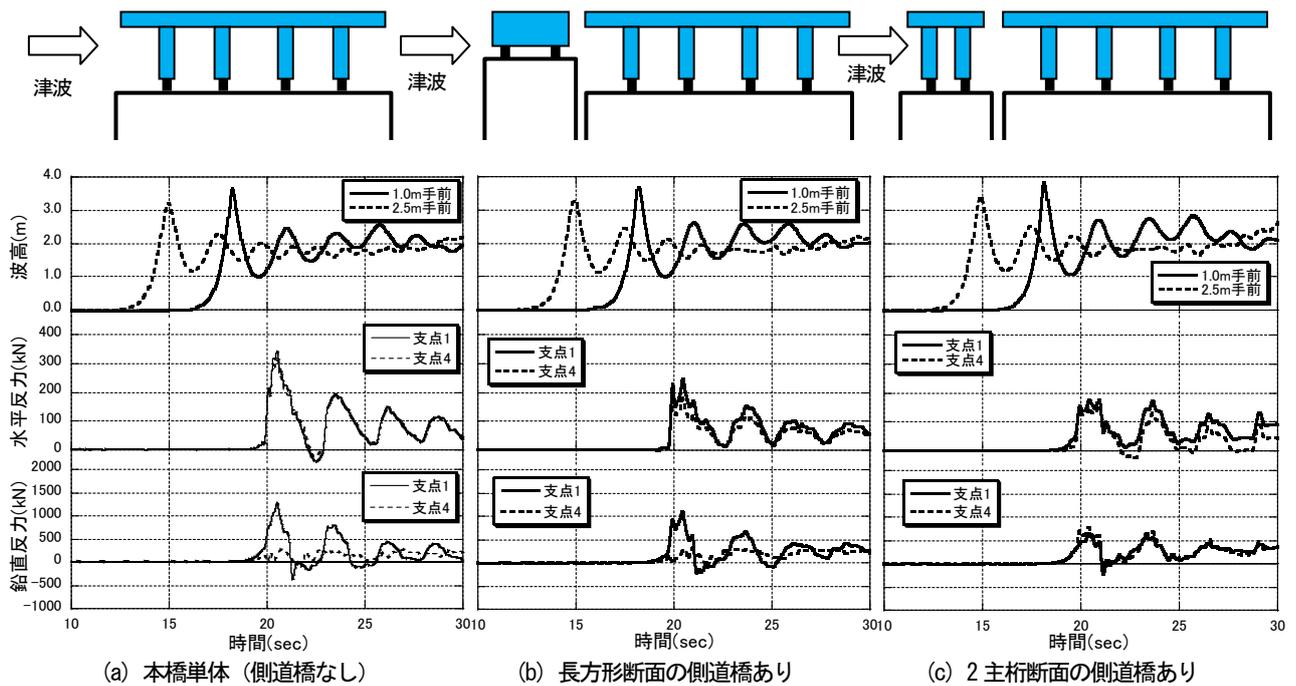


図-7.3 支点反力の計測波形

る。その後、波高は増加減少を繰り返す挙動を示している。同様に、実験映像も波高が上下に振動している波が発生している。このことから、本実験で発生した津波は、最大3.5mの波高の波状段波であるといえる。

7.3.2 橋梁周辺の流況

写真-7.3は、各時刻(津波が本橋主桁中間まで達したとき、津波が本橋橋面に達したとき、津波が本橋を越波したとき)における橋梁周辺の流況を比較したものである。なお、ここでの時刻は、本橋単体を基準としている。本橋主桁の中間まで津波が達したとき(写真-7.3(a))、いずれのケースでも、流況に大きな変化はない。波の先端が崩れて作用する砕波段波では、波が砕けるために、波が前進して橋桁に作用するが、本実験で得られた波状段波は、砕波段波と異なり、側道橋があっても、桁下から水面が盛り上がり本橋や側道橋に作用するため、ほぼ同じような流況になったと考えられる。

津波が本橋橋面まで達したとき(写真-7.3(b))、側道橋がある場合、長方形断面、2主桁断面共に側道橋の橋面を越波して水が上昇している。同時に本橋と側道橋の間にも水が浸入して、水が上昇している。また、本実験の津波では、全てのケースで模型下面からの剥離が見られなかった。この模型下面からの剥離がなかったのも、本橋と側道橋の間に水が浸入した原因の1つと考えられる。

津波が本橋を越波した場合(写真-7.3(c))、側道橋から越波した水と、本橋と側道橋の間から上昇した水が、

本橋に着水している。また、全ケースで空気溜りが生じている。前述したように、模型下面からの剥離が生じなかったために、桁間内に水が浸入しなかったのが原因と考えられる。そのため、空気溜りによる浮力の影響を考慮する必要があると考えられる。

7.3.3 支承反力

図-7.3は津波作用時に支承部に作用する反力の計測結果を示したものである。横軸は時間、縦軸は上から波高、水平反力、鉛直反力である。なお、ここでは両端の支承部(支点1および支点2)の結果を示した。なお、波高計から津波の速度(波速)を計算すると、平均で8.8m/sであった。

側道橋がない場合、水平反力は両支点とも350kN程度作用するが、長方形断面の側道橋があると約250kN、2主桁断面の側道橋があると約150kNになる。同様に鉛直反力も、津波作用側の支点1では、側道橋がない場合では約1300kNになっているのに対し、長方形断面の側道橋があると約1100kN、2主桁断面の側道橋があると約750kNになっており、側道橋があることで、本橋に作用する支承反力は、水平および鉛直ともに小さくなる挙動を示している。写真-7.3で示したように、側道橋が津波の力のある程度受けたことで、本橋に作用する力が低減したと考えられる。

長方形断面の側道橋と2主桁断面の側道橋では、2主桁断面の側道橋がある場合の方が、本橋に作用する支承反力が小さくなっている。写真-7.3より、長方形断面の

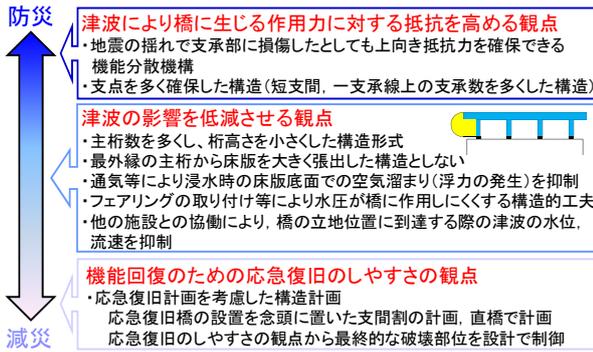


図-8.1 津波の影響を受ける一般的な桁橋における構造計画の考え方の提案

側道橋は桁下空間が2主桁断面の側道橋よりも大きいため、側道橋が受ける面積も小さくなったためと考えられる。

以上のことから、橋面が同じ高さで、本橋との間隔が0.05m(模型での値)の側道橋を設置し、桁下まで水位がある条件で橋面までの高さの津波を発生させた場合、側道橋の存在により、本橋に作用する支承反力が小さくなるような挙動を示すことが確認できた。このように、側道橋の存在により、本橋が受ける津波からの作用に有意な影響が生じると考えられる。

8. 津波の影響を受ける一般的な桁橋における構造計画の考え方

本研究において実施してきた実験的な検討結果の傾向、ならびに津波の作用によって支点部に力が生まれるメカニズムをも踏まえ、津波の影響を受ける桁橋の構造計画に関する知見として、防災目的としての対策から減災目的としての配慮事項までを中間的に整理すると図-8.1のようにまとめられる。

9. 津波の影響に対する支承部の抵抗特性とその評価

9.1 载荷実験の概要

9.1.1 供試体

本研究では、実験供試体の設定にあたって、東日本大震災で実際に上部構造の流出被害が生じた橋梁を対象とした。この橋梁は、2連の3径間連続非合成鋼鈹桁橋で、主桁本数は4本、支間長は30.1mであり、密閉ゴム支承板支承(BP-B 支承)が用いられている。

この橋梁では、津波の影響によりT型橋脚の横梁付け根部に、縦方向のひび割れが生じていた¹⁾。したがって、本研究では支承、支承取付部および橋脚全体系に対し、津波による力を受けた際の下部構造への影響も検証できるようにするために、下部構造の供試体は、固定橋脚を

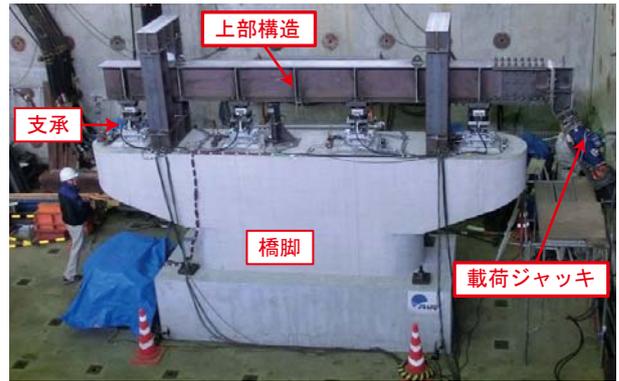


写真-9.1 供試体全景



写真-9.2 支承の設置状況

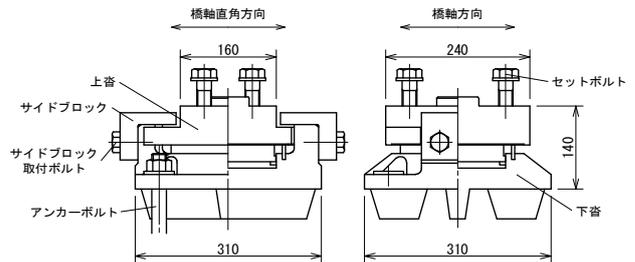


図-9.1 供試体 (BP-B 支承)

配筋も含めて1/2にできる限り忠実に縮小したものを用いることとした。なお、対象橋梁の流出後の状況から、支承部または支承部と下部構造の取付部の破壊が上部構造の流出という被害をもたらしたと考えられる。したがって、上部構造は詳細にモデル化せず、高さ440mm、幅300mmのH形鋼を用いて、十分な剛性を持たせた。供試体の全景写真を写真-9.1に示す。

供試体に用いた支承としては、実際に用いられていたBP-B 支承を用いることとした。供試体を図-9.1に、設置状況を写真-9.2に示す。BP-B 支承は主に鋳鋼品などの鋼製部材で構成された支承装置で、水平力は上沓と下沓のかみ合わせにより伝達され、上向き力は下沓の橋軸直角方向側の両側面にボルトで固定されたサイドブロックと上沓とのかみ合いにて伝達される。本実験においては、日本道路協会の道路橋支承標準設計²⁰⁾に定められている標準支承を新たに製作し、下部構造の縮小率に合

わせて、全反力400kNタイプの固定支承を用いた。なお、実際の橋梁では、津波が到達する前に地震動によって支承に損傷が生じていることや、腐食による経年的な劣化等により、本来有する終局耐力を下回っている状態となっていることも十分考えられるが、本実験は、あくまで支承が健全であるという仮定に基づいて検討を行ったものである。

9.1.2 載荷方法

津波が橋に作用することによって生じる複雑な力を、単純な静的な荷重に置き換えるためには様々な仮定が必要である。3章で示した橋梁模型に対する水理実験の結果橋梁では、津波が到達する前に地震動によって支承に損傷から、床版の張出し部を有する桁橋の上部構造が段波状の津波の作用を受けた際には、支承部に水平、鉛直の両方向の反力が発生することが確認されており、その両方向の反力値から上部構造に作用させる静的な荷重の向きを決めることとした。すなわち、写真-9.3に示すように上部構造の張出し部に載荷点を設け、上部構造梁とジャッキの軸線を60°と設定して、支承が破壊するまで載荷を行うこととした。なお、実橋の状態を厳密に再現するには、死荷重反力の影響を考慮する必要がある。しかし、死荷重反力に相当する重量のウェイトを載せること、あるいはジャッキを用いて上部構造梁に死荷重反力を

模した下向き力を載荷することは、本実験におけるセットアップの手法では安全性に問題があると判断したため、本実験においては死荷重反力の影響は考慮しないこととした。

9.1.3 計測方法

計測項目は、載荷ジャッキの荷重と変位、上部構造梁の水平、鉛直変位、支承の反力と変位およびひずみとした。ジャッキの荷重はロードセルにて、変位はジャッキの両側に設けた変位計を用いて計測した。上部構造梁の水平、鉛直変位は、図-9.2に示す位置において変位計を用いて計測した。支承部の反力は、支承と上部構造梁の間に三分力計を設置し、鉛直、水平(橋軸、橋軸直角方向)方向の反力を計測した。

9.2 実験結果

9.2.1 支承の破壊の進展

図-9.3は、ジャッキの載荷軸方向に対する荷重-変位関係を示したものである。

実験開始後、ジャッキは5mm程度ほとんど抵抗なく変形するが、その後急激に荷重が上昇していく。この付近から支承1が上向き力に対して抵抗し始めていることがわかる。変位40mm、荷重340kN付近でジャッキの荷重はピークに達し、この直後、載荷点に最も近い支承1のサイドブロック取付けボルトが上向き力により破断し、

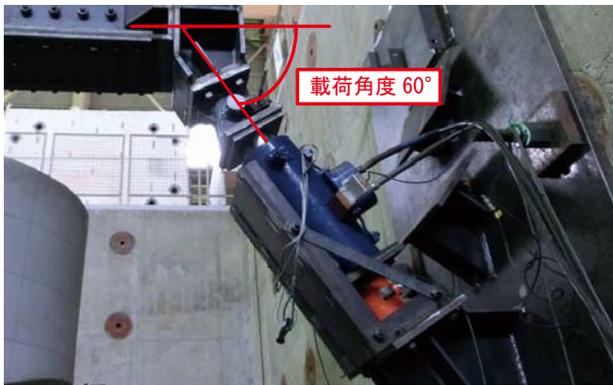


写真-9.3 ジャッキの設置状況

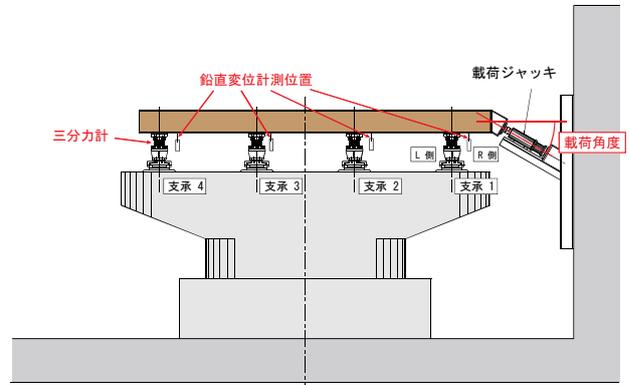


図-9.2 変位、荷重、ひずみの計測位置

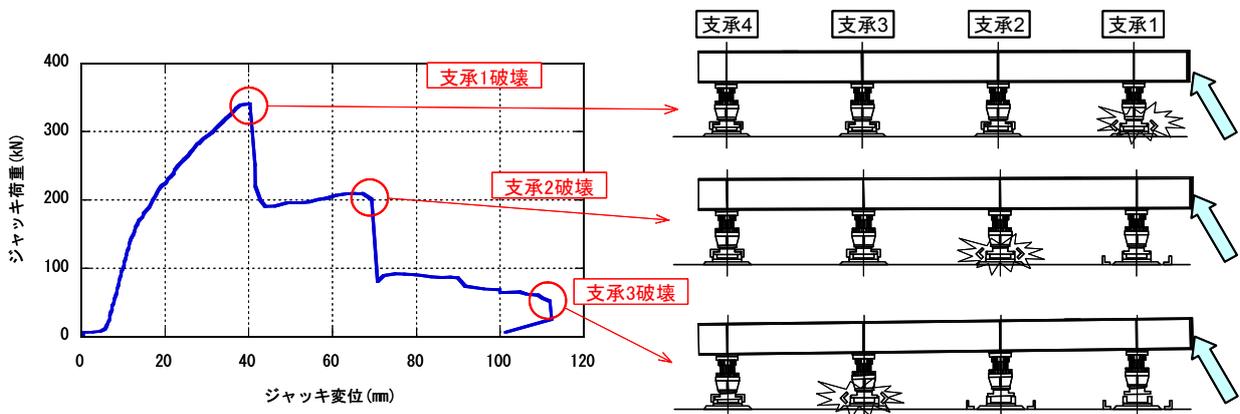


図-9.3 ジャッキの載荷軸方向に対する荷重-変位関係

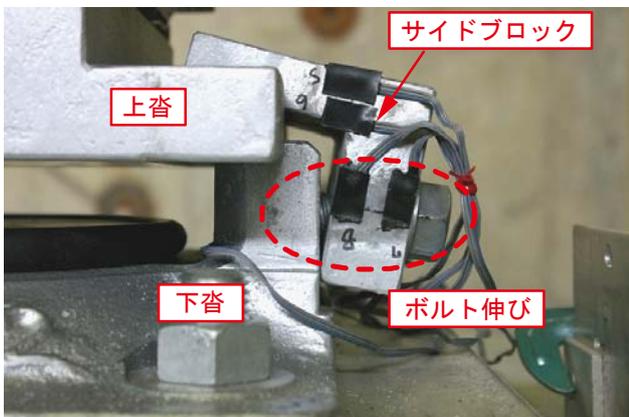
サイドブロックが脱落することによって上下沓が分離した。そのため、ジャッキの荷重は急激に低下するが、支承1破壊時は他の支承も上向き力に対して抵抗しているため、荷重の低下幅は150kN程度である。最も荷重点寄りに位置する支承1が破断し、上部構造梁の上向き方向の拘束が開放されたことから、支承2においてもその時点でひずみが急増している。サイドブロック取付けボルトの破断状況およびサイドブロックの脱落状況を写真-9.4に示す。写真-9.4(a)に示すR側のサイドブロックは、脱落には至っていないものの、取付けボルトは大きく伸び、ほぼ破断に近い状態であると考えられる。写真-9.4(b)に示すL側のサイドブロックは、取付けボルトが引張およびせん断が混在した形で破断したものと考えられる。その後、ジャッキの荷重は緩やかに上昇するが、ストローク70mm付近で支承2のサイドブロック取付けボルトが支承1と同様の形態で破断し、荷重が急激に低下した。なお、ほぼ同時に支承1のR側サイドブロックも脱落している。その後、荷重は漸減し、ストローク110mm付近で同様に支承3のサイドブロック取付けボルトが破断した時点で実験を終了した。なお、死荷重反力を考慮していないという実験条件が関係してくるとは考えられるが、本実験では、東日本大震災において対象橋梁で確認

された下部構造横梁付け根部のひび割れや、支承のアンカーボルトの損傷などは、最後まで発生しなかった。

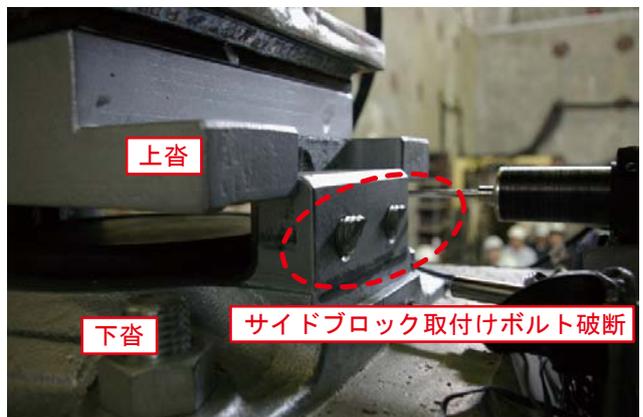
9.2.2 支承の抵抗特性

図-9.4に支承1付近の鉛直変位と、支承1~4の3分力計で測定した鉛直反力の関係を示す。なお、鉛直反力を示すグラフの縦軸は、+が上向きである。グラフからは、鉛直変位の増加に伴い、支承1から3の順に徐々に上向き力が発生し、いずれも約250kNでピークに達した後に破断して、荷重が低下していることが確認できる。荷重点から最も遠い位置にある支承4は、下向き力のみが発生している。図-9.4には、支承1~4の各反力値を合計した値も赤線で示している。合計反力値は、支承1破壊時が約330kNで最大となり、支承単体が破壊する時の鉛直反力の約250kNの1.3倍程度である。また、支承1が破壊した時点では、支承2が200kN程度、支承3も40kNほど抵抗していることがわかる。

図-9.5に各支承付近の鉛直変位と、3分力計で測定した鉛直反力の関係を示す。実験において、支承1~3が上向き力で破壊したが、いずれも250kN程度の同等の最大耐力を示しており、最大耐力付近に達した後の変形性能には若干の違いはあるものの、荷重-変位関係はほぼ同じような挙動を示している。



(a) R側サイドブロック



(a) L側サイドブロック

写真-9.4 支承1破壊時（ジャッキ変位40mm付近）におけるサイドブロックの状況

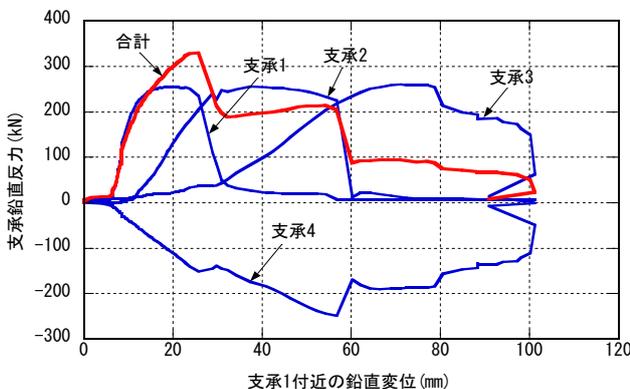


図-9.4 支承鉛直反力と支承1付近の鉛直変位の関係

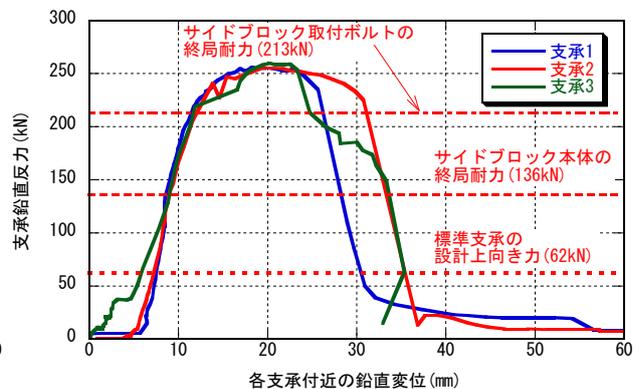


図-9.5 支承鉛直反力と各支承付近の鉛直変位の関係

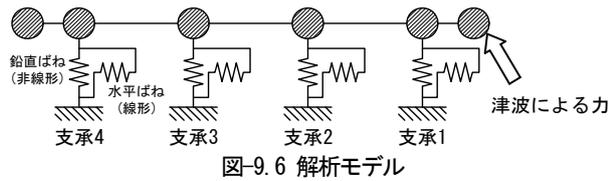


図-9.6 解析モデル

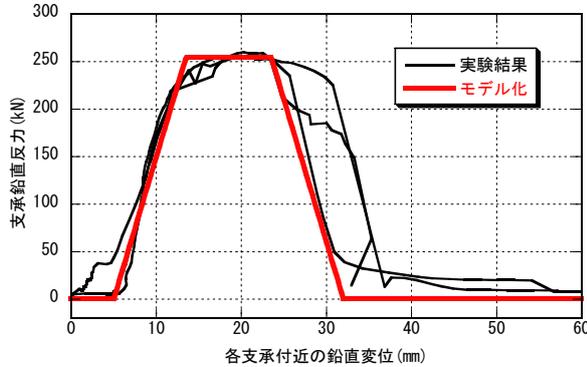


図-9.7 支承のモデル化

9.2.3 支承の耐力評価

図-9.5 にサイドブロック Y-Y 断面の終局耐力を破線で、サイドブロック取付ボルトの終局耐力を一点鎖線で、供試体として使用した BP-B 支承の標準設計に基づく設計上向き力を点線で示している。一般に支承の設計で用いられている応力計算式から算出した終局耐力は、サイドブロック Y-Y 断面の方が小さい。しかし、実験による破壊部位はサイドブロック取付けボルトであり、実験から得られた支承単体が破壊する時の鉛直反力は、応力計算式より算出したサイドブロック取付けボルトの終局耐力の1.2倍程度であった。

9.3 支承部の抵抗特性の評価

9.3.1 上部構造を含めた梁ばねモデル

4 基の支承により支持された上部構造に対し、段波状の津波が作用した時に上部構造に負荷されると考えられる荷重を与えると、載荷点に近い支承から順次反力が発生して破壊に至ることになるが、ここでは、上部構造を含めた簡易な梁ばねモデルを用い、本実験における上部構造や支承の挙動について解析的に再現することが可能かどうかの検討を行った。解析は TDAP-III を用いて行い、支承部および上部構造をモデル化することとした。上部構造は剛なはり、支承部は水平および鉛直のばねを用いてモデル化した。図-9.6 に解析モデルを示す。載荷位置は上部構造の張出し置とし、載荷実験と同様に 60° 上向きに強制変位を与えた。

9.3.2 実験結果に基づく支承のモデル化

支承部のばねのモデル化に際しては、水平方向は線形特性を与え、鉛直方向は図-9.7 に示すような非線形特性を与えた。この非線形特性は、実験において上向き力で

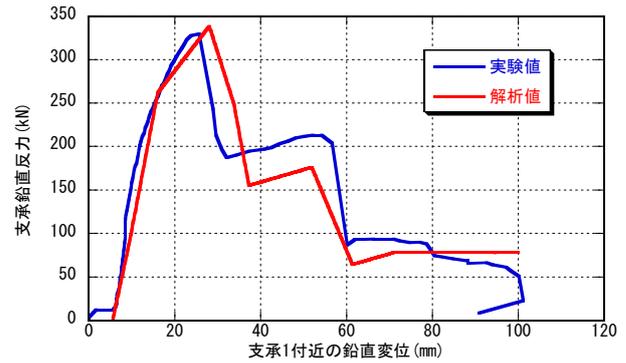


図-9.8 解析結果

破壊した支承 1～3 がほぼ同じような荷重-変位関係を示したことから、上り勾配は各支承の実験結果を元に平均的な値を設定した。また、破壊後の下り勾配は、上り勾配と同じとした。なお、荷重が増加し始める変位を 5mm と設定したが、これは、供試体として用いた支承の上巻とサイドブロックの物理的遊間寸法に基づくものである。終局耐力は、支承 1～3 の実験結果から得られた支承単体が破壊する時の鉛直反力の最小値を用いることとし、255kN と設定した。終局耐力に達してからの伸び変形量は、同じく実験結果から最も伸び変形量が小さかった供試体の結果を参考に 10mm と設定した。

9.3.3 解析結果と実験結果の比較

解析結果を図-9.8 に示す。実験結果と比較すると、最も重要となる最大荷重は、実験結果と解析結果でほとんど差はないことが確認される。図-9.7 に示した支承のモデル化では、塑性変形による伸びを過小評価していることもあり、最大荷重に到達した後の荷重-変位関係はやや差異が生じるが、支承が段階的に破壊していく過程をよく表現できていると考えられる。したがって、本研究で対象としたような津波からの作用に対して、一支承線上の支承全体系としての耐力は、支承単体としての鉛直抵抗特性を実挙動に即して適切にモデル化することにより、前述した解析手法により評価することが可能であると考えられる。

10. 津波による損傷を受けた線支承の耐力と破壊形態

10.1 本章の概要

橋に及ぼす津波の影響に関する既往の研究では、津波の影響によって上部構造が流出するかしなないかを照査する手法あるいは津波の影響に対する設計法の開発に目標を置いた研究が多いが、その中でも、津波の影響によって上部構造に作用する波力の評価手法を水路実験や数値解析、被災事例に基づいて提案する研究が多い(例えば²¹⁻²⁴)。津波の影響によって生じる橋への作用力を精度よく評価

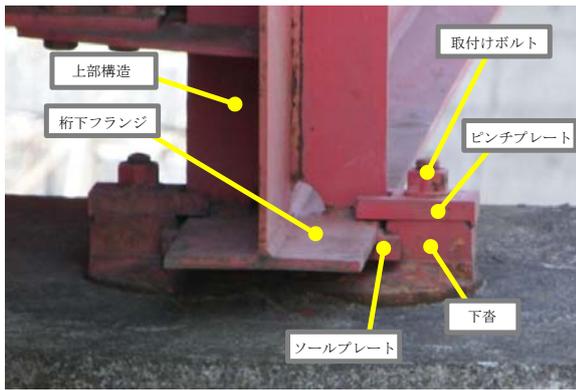
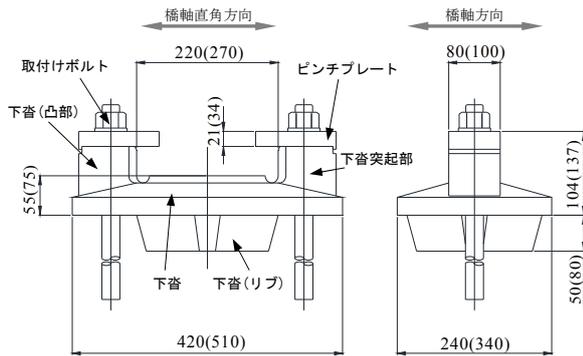


写真-10.1 線支承設置状況



※()内寸法は700kNタイプ支承を示す。単位はmmとする。

図-10.1 実験供試体寸法

する手法の検討はもちろん必要であるが、照査や設計への反映という観点からは、作用力の評価だけではなく橋側の抵抗力の評価手法についても合わせて精度を高めていく必要がある。しかしながら、津波の影響に対する橋側の抵抗特性の評価に関する研究はあまりなされていない²⁵⁾。

2011年東北地方太平洋沖地震により発生した津波により、橋の上部構造が流出する等の被害が生じたが、その流出した橋の多くは支承部の損壊による被害形態であったため¹⁾、土木研究所では津波の影響によって生じる作用に対する支承部の抵抗特性に関する研究を行っている²⁵⁾²⁶⁾。既設橋の支承構造には様々な種類のものがあるが、支間長の短い鋼桁橋においては線支承が用いられていることが多く、東北地方太平洋沖地震による津波の影響によっても、様々な形態の破壊性状が確認されている。そのため、線支承の抵抗特性と破壊性状を明らかにする必要があると考えられる。

線支承の抵抗特性に関しては、過去に下沓部のみを対象とした水平載荷実験や解析等により破壊形態や耐荷力の検討がされた例がある²⁷⁾²⁸⁾。これらの研究では地震時の水平方向の荷重に対する抵抗特性について検討がなされているが、津波のような鉛直方向の作用力の影響も受ける場合の破壊形態や耐荷力に関する検討は行われてい

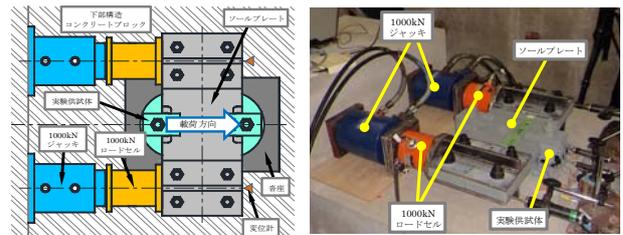


図-10.2 水平載荷実験セットアップ図

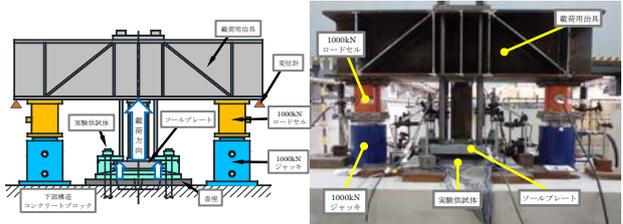


図-10.3 鉛直載荷実験セットアップ図

ない。さらに、写真-10.1のように実橋に取り付けられた状態(下沓にピンチプレートとアンカーボルトが取り付けられた状態)を想定した条件下での水平及び鉛直載荷試験による検討は行われていない。

そこで本研究では、津波の影響に対する線支承全体としての実際に近い耐荷力とその破壊形態の特性を検証することを目的とし、下部構造を模したコンクリートブロックに線支承を据付けた状態で、橋軸直角方向ならびに鉛直上向き方向への一軸載荷実験を実施し、線支承における各作用方向の抵抗特性について検証を行った。さらに、これらの載荷実験の結果を踏まえ、津波の影響により実際に損壊が生じた道路橋の線支承を対象として、当該線支承に生じた作用力の方向についても考察を加えた。

10.2 線支承載荷実験の概要

10.2.1 実験供試体

実験供試体および寸法を図-10.1に示す。実験供試体は、昭和51年に(社)日本道路協会から出版された道路橋支承標準設計²⁰⁾における300kNならびに750kNタイプ支承の実物大相当の2種類の線支承を使用し、橋軸直角方向、鉛直上向き方向に荷重を載荷していく実験をそれぞれ行った。実験供試体の材質は当時使用されていた材質とし、下沓部にねずみ鋳鉄品(FC250)、ピンチプレートとアンカーボルトは一般圧延鋼材鋼材(SS400)とした。下沓上部に設置されるソールプレートについてはSS400とし、十分な剛性を確保するように設定した。この実験供試体を下部構造側の橋座部を模した鉄筋コンクリートブロックに設置した。橋座部のコンクリートの設計基準強度は21N/mm²とし、内部の鉄筋材の材質は異形鉄筋(SD345)とした。コンクリートブロックは、実験供試体の終局耐力に相当する荷重に対し、ひび割れが生じないよ

うに十分な耐力が確保されるように設計を行った。沓座部と箱抜き部に関しては、道路橋支承便覧²⁹⁾に基づき設計、施工し、沓座部については無収縮モルタルにより施工した。

10.2.2 実験方法

水平载荷実験のセットアップ状況を図-10.2 に、鉛直载荷実験のセットアップの状況を図-10.3 に示す。セットアップにおいては、1000kN まで载荷可能なジャッキとロードセルを2基用いて、実験供試体を挟み込むような形で左右1点ずつ設置した。また、载荷治具の傾きを防止するために、ジャッキ設置部の延長線、または近傍に変位計を1点ずつ設置し変位計測による確認を行った。载荷用横梁と実験供試体との間には、実橋に近い構造とするため、下沓上部にソールプレートを設け、ピンチプレートはソールプレートに引っ掛かるように設置した。

実験供試体のひずみゲージと変位の計測は、図-10.4 に示す位置とした。前述の線支承の損傷状況を元に、水平载荷実験用の実験供試体には、下沓突起部の隅角部周辺と基部、及び下面部のリブの終端部周辺に取り付けた。

実際の線支承の損傷状況より、下沓突起部とアンカーボルトが橋軸直角方向に曲げ変形が生じていることから、下沓突起部側面には変位計、アンカーボルトにはひずみゲージを設置した。

鉛直上向き载荷実験用の実験供試体については、ピンチプレートとアンカーボルトに着目し、ピンチプレートの側面部とアンカーボルトの下沓下面と沓座部の境界にひずみゲージを設置した。また、ピンチプレートの切欠き部と外側に箇所に変位計を設置し、ピンチプレート本体の変位を計測した。アンカーボルトは、鉛直上向き方向に変形しながら橋軸直角方向へと曲がるように変形す

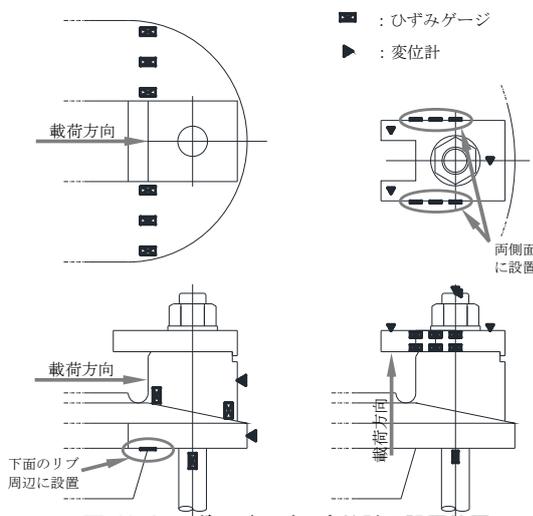


図-10.4 ひずみゲージ・変位計の設置位置 (左：水平载荷用, 右：鉛直载荷用)

ることを予測し、ボルト頂部において鉛直上向きと橋軸直角方向の2点の変位を計測した。

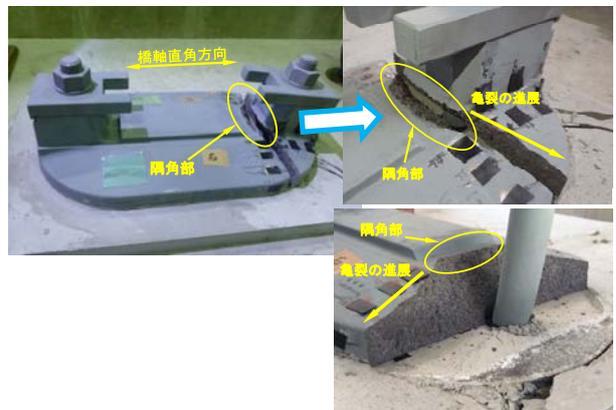
水平载荷実験は、橋軸水平方向の一方向の漸増载荷とし、ソールプレートを介して下沓突起部の側面部から荷重を与えた。鉛直载荷実験は、鉛直上向き方向の一方向の漸増载荷とし、ソールプレートをピンチプレートの切欠き部に接触させて荷重を与えた。

载荷に関しては、支承部の荷重支持機能が失うまで行った。载荷速度に関しては、手動のジャッキによる载荷のため、ゆっくりとした速度で荷重を与えた。また、図-10.2 および図-10.3 に示すように载荷中にジャッキ付近に設置した変位の計測を行い、加圧毎に2点の変位が同値となる様にジャッキ荷重を調整し、荷重が偏载荷することがないように行った。

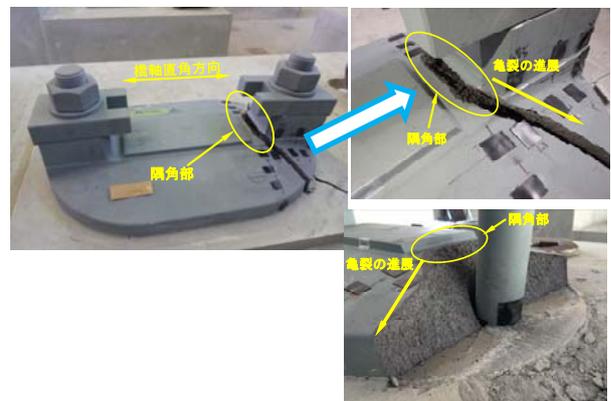
10.3 線支承の破壊形態および耐力評価 (水平载荷)

10.3.1 破壊形態

橋軸直角方向に相当する向きへの载荷実験終了後の線支承の状況を写真-10.2 に示す。300kN タイプ支承と750kN タイプ支承ともに、下沓突起部の隅角部から亀裂が入り始め、下沓下面のアンカーボルト穴部に向かって生じた。亀裂が入り始めた直後に急速に進展し割れるような挙動を示したことから、脆性的な破壊に近い現象が



(a) 300kN タイプ支承



(b) 750kN タイプ支承

写真-10.2 水平载荷実験後の供試体損傷部

生じたと考えられる。これは、損傷部の下沓に脆性破壊を起こしやすい鋳鉄材料(FC250)による影響と考えられる。下沓突起部の隅角部が損傷した後は、下沓突起部とアンカーボルトが同時に橋軸直角方向(支点中心から外側)へ曲げ変形する挙動を示した。なお、荷重方向と反対に位置する下沓突起部の隅角部やアンカーボルトに関しては、損傷は見られなかった。

10.3.2 損傷のメカニズム

図-10.5 は水平荷重-水平変位の関係を示したものである。300kN タイプ支承は 431.1kN、750kN タイプ支承は 569.8kN に相当する水平荷重(最大水平荷重 P_{max})に達した直後に荷重の低下し変位の増大が見られる。水平荷重-ひずみの関係を図-10.6 に示す。両支承ともほぼ同じ傾向であったため、ここでは 300kN タイプ支承の結果を示した。下沓上面および下沓底面突起部の基部に着目すると(図-10.6(a), (b))、最大水平荷重に達したと同時に下沓突起部の隅角部の近傍部(グラフ線番号(2),(3),(5),(7))において引張ひずみが最も卓越していることから、最大水平荷重に達したと同時に下沓突起部の隅角部において亀裂が入り始め、下沓下面のアンカーボルト穴まで急激に損傷したものと考えられる。

さらに、図-10.6(c)で示した下沓下面と下沓突起部の隅角部の真下に位置する下沓下面部に着目すると、最大水平荷重に達するまで圧縮ひずみが生じていることが分かる。したがって、ひずみ分布の関係から損傷した断面部においては曲げによる影響が支配的となり損傷したものと考えられる。

また、図-10.6(b)に示す下沓突起部の基部に位置するひずみにおいても、隅角部近傍(グラフ線番号(5),(7))に引張ひずみ、外側に位置する部分(グラフ線番号(6),(8))に圧縮ひずみが生じていることから、下沓突起部の基部においても曲げによる損傷が支配的となる可能性が高いと考えられる。

10.3.3 耐力の評価

文献 20)に規定されている設計法(許容応力度法)においては、水平終局耐力が最も低いと予想される断面部は、図-10.7 に示す下沓突起部の基部の断面部(X-X 断面部)とされている。しかし、今回の荷重実験の結果より、下沓突起部の隅角部から下面の取付けボルト穴に向かって損傷が生じる結果となったことから、これは、線支承の耐力の評価を行う場合には、許容応力度法による設計の時と同じ X-X 断面部で一律に耐力の算定を行うという考え方は適用できないことを示唆するものである。

また、線支承には、図-10.1 に示すように、下沓下面

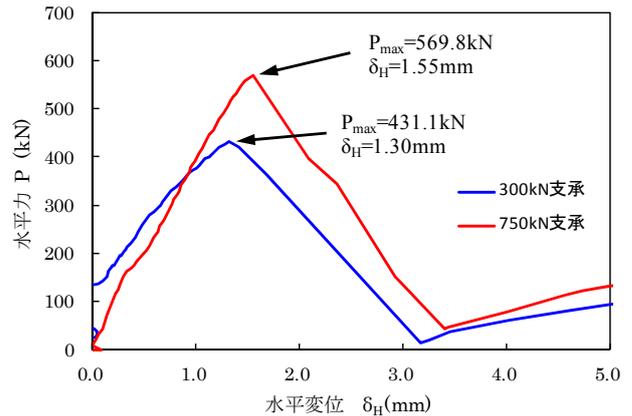
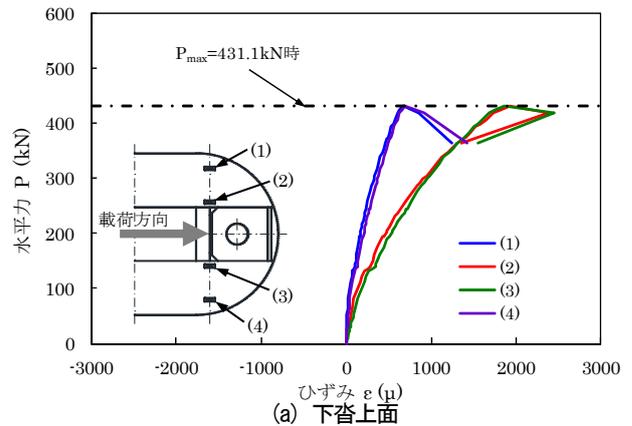
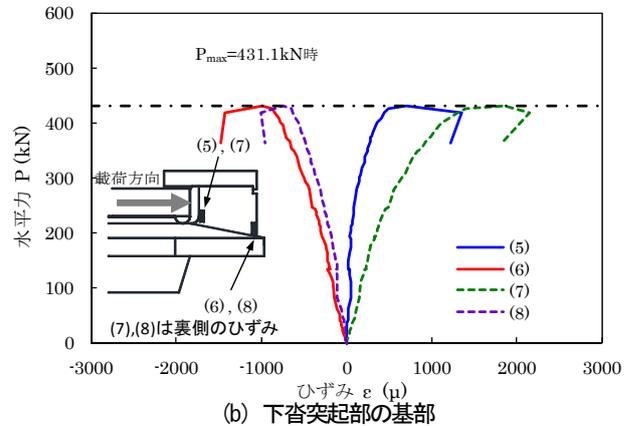


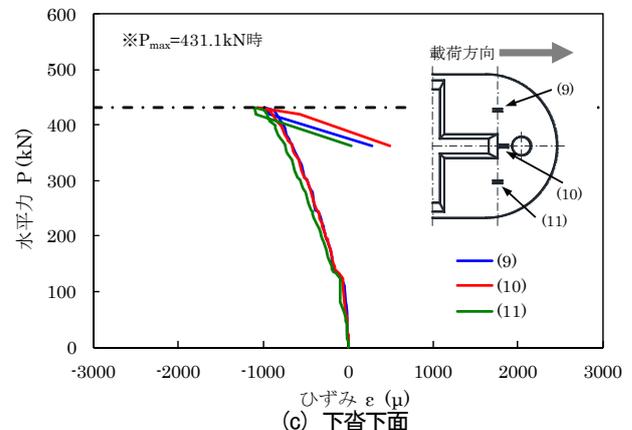
図-10.5 水平荷重試験 荷重-変位図



(a) 下沓上面



(b) 下沓突起部の基部



(c) 下沓下面

図-10.6 水平荷重試験 荷重-ひずみ図 (300kN タイプ支承)

に水平力を下部構造に伝達させるリブが設けられている。しかし、アンカーボルトの位置の関係上、下沓突起部の隅角部位置を境にそのリブが途切れた構造となっており、結果的にこの部分においては極端な曲げ剛性の変化が生じている。表-10.1に示すように、実験供試体のX-XとY-Y断面部との断面二次モーメントの比較を行なった結果、Y-Y断面部の方が小さい傾向を示している。

したがって、線支承の水平終局耐力の評価にあたっては、下沓突起部の隅角部近傍の断面領域(X-X断面、Y-Y断面部)において曲げ剛性の比較を行い、津波によって作用する水平力に対して最弱部となる断面を特定し耐力の評価を行う必要があると考えられる。

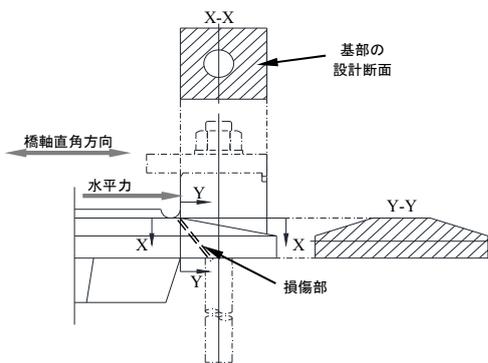
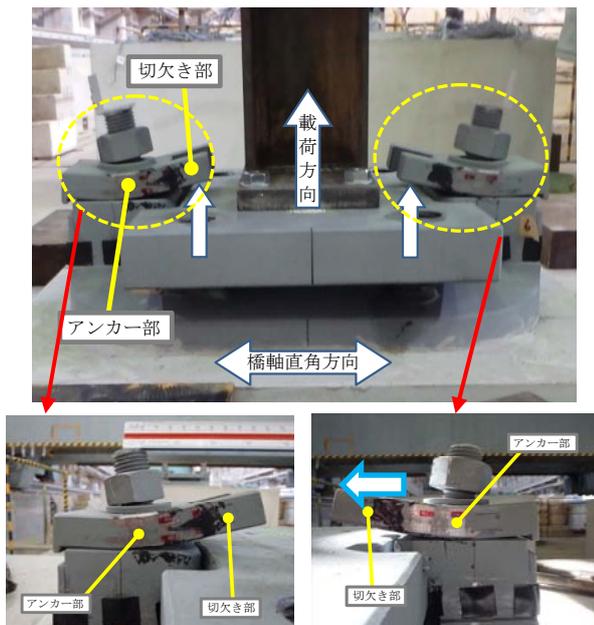


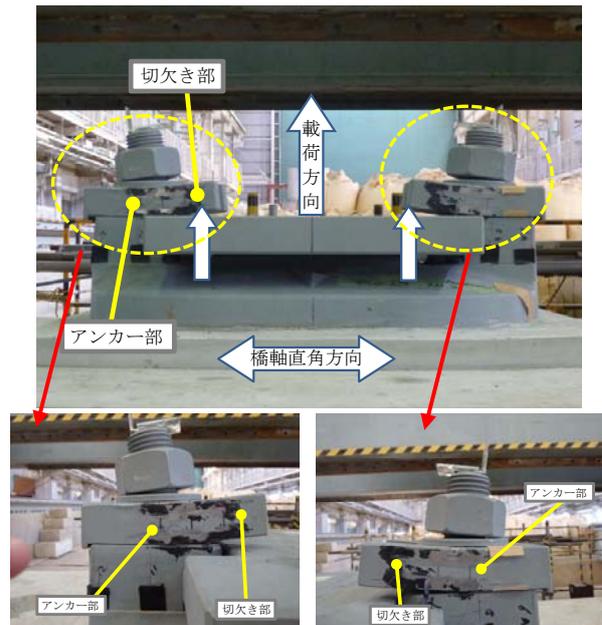
図-10.7 下沓突起部の設計断面

表-10.1 下沓突起部周辺の断面部の断面二次モーメント

支承タイプ	1 × 10 ⁶ (mm ⁴)	
	X-X断面	Y-Y断面
300kN	4.73	1.31
750kN	12.8	5.42



(a) 300kN タイプ支承



(b) 750kN タイプ支承

写真-10.3 鉛直載荷実験後の供試体の損傷部

10. 4 線支承の破壊形態および耐力評価 (鉛直載荷)

10.4.1 破壊形態

鉛直上向きへの載荷実験終了後の線支承の状況を写真-10.3に示す。300kN、750kN タイプ支承ともに、ピンチプレートのアンカーボルトが設置されている位置(アンカー部)を支点とし切欠き部にかけて鉛直上向き方向に曲げ上がる挙動を示した。アンカーボルトは、ピンチプレートの曲げ上がる変形により、同様に曲げと引張に相当する反力を受けている。

載荷初期においては、ピンチプレートのみに変形が生じていたが、荷重を載荷していくにつれピンチプレートとともにアンカーボルトが鉛直上向き方向に引張られながら橋軸直角方向(支承中心に対し外側方向)へ曲がる挙動を示した。また、下沓部には損傷は見られなかった。

10.4.2 損傷のメカニズム

図-10.8に鉛直上向き荷重-変位の関係を示す。300kNタイプ支承は鉛直上向き力が120kN、750kNタイプ支承は鉛直上向き力が250kN程度になるまで載荷した後から、鉛直剛性が小さくなる挙動を示した。剛性が低下した後、荷重が急激に落ち込むような挙動は示さず、変位の増加に合わせ荷重も漸増する傾向を示している。実験終了時、変位が25mmに達した時点の鉛直上向き荷重は、300kNタイプ支承では166.0kN、750kNタイプ支承では450.5kNであった。

図-10.9および図-10.10に鉛直上向き荷重-ひずみの関係を示す。300kNタイプ支承においては、図-10.9(a)、(b)に示すピンチプレートとアンカーボルトの荷重-ひずみ分布に着目すると、ピンチプレートが先に

引張降伏ひずみに達し、後にアンカーボルトが引張降伏ひずみに達する傾向を示した。図-10.9(c)のピンチプレート本体の断面部に着目した荷重-ひずみ分布によると、アンカー部の断面部が先に降伏引張ひずみに達し、後にアンカー部の近傍(グラフ線(2),(5))、切欠き部の順番に引張降伏ひずみに達する傾向を示している。また、鉛直剛性が低下した120kN付近には、アンカーボルトとピンチプレートのアンカー部付近の断面部が引張降伏ひずみに達することから、双方の部品が降伏ひずみに達したこ

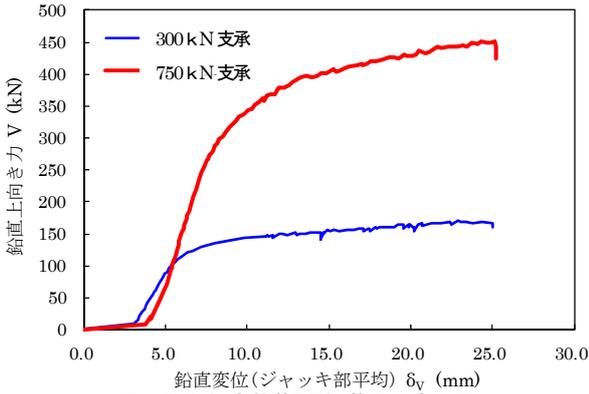
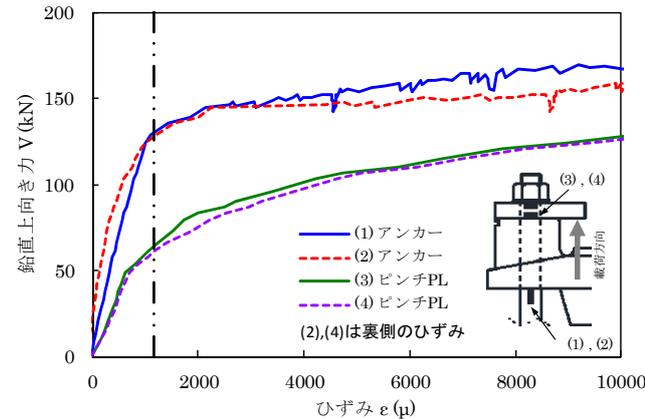


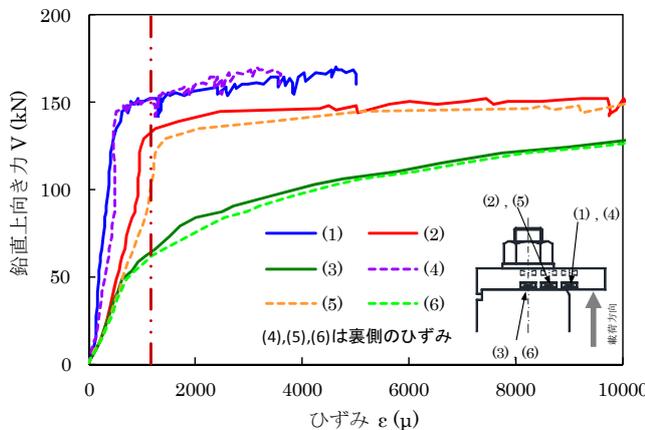
図-10.8 鉛直載荷試験 荷重-変位図

とが要因と考えられる。

750kN タイプ支承においては、図-10.10(a), (b)に示すピンチプレートとアンカーボルトの荷重-ひずみ分布に着目すると、ピンチプレートとアンカーボルトの双方が約150~200kNの鉛直上向き力に達した時点で降伏ひずみに達する傾向を示した。図-10.10(c)のピンチプレート本体の荷重-ひずみ分布に着目すると、アンカー部(グラフ番号(3),(6))が先に引張降伏ひずみに達し、アンカー部付近(グラフ番号(2),(5))は、鉛直上向き力が220kNに達した時に引張降伏ひずみに達している。鉛直上向き力が250kNに達した時に鉛直剛性が低下した要因としては、ピンチプレートのアンカー部付近の断面が降伏ひずみに達したものと考えられるが、ピンチプレートのアンカー部周辺の断面とアンカーボルトの降伏ひずみに達する荷重が近い傾向を示していることから、750kN タイプ支承においても300kN タイプ支承と同様に、ピンチプレートアンカー部とアンカーボルトの双方が降伏ひずみに達したことにより鉛直剛性が低下したものと考えられる。

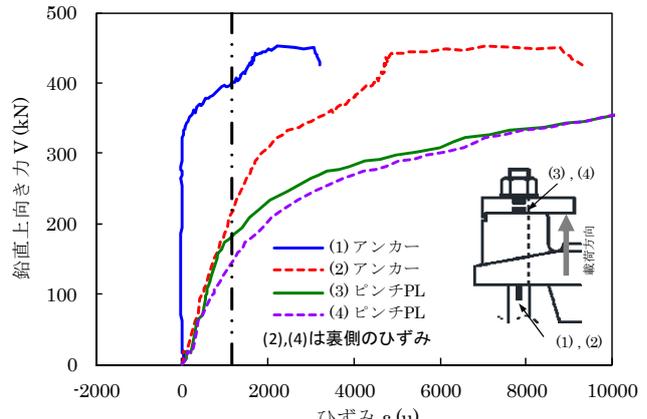


(a) ピンチプレートと取付けボルト

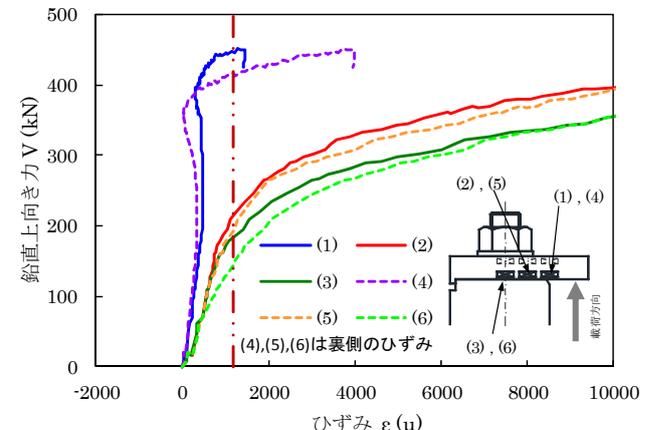


(b) ピンチプレート本体

図-10.9 鉛直載荷試験 荷重-ひずみ図 (300kN タイプ支承)



(a) ピンチプレートと取付けボルト



(b) ピンチプレート本体

図-10.10 鉛直載荷試験 荷重-ひずみ図 (750kN タイプ支承)

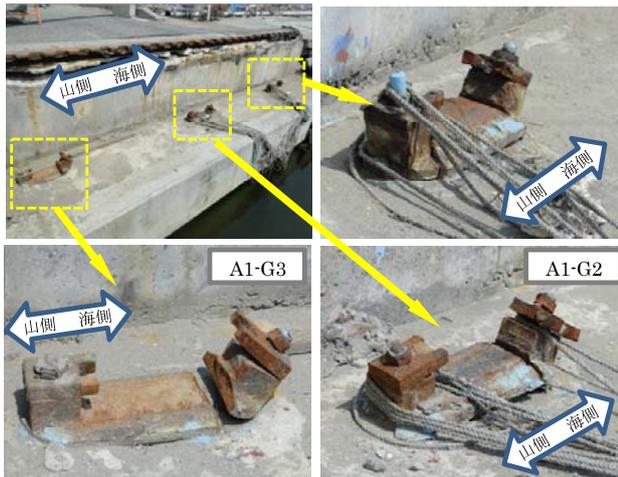


写真-10.4 水尻橋の損傷した支承部

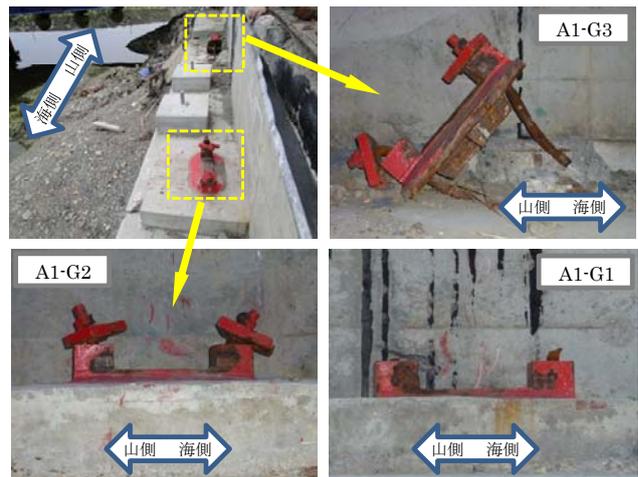


写真-10.5 横津橋の損傷した支承部

10.4.3 耐荷力の評価

本載荷実験において、損傷が確認された部位については、文献 20)において考慮されている設計断面と一致する傾向を示しているが、設計上、最弱部となるのは、写真-10.3 よりピンチプレートのアンカー部となる。

津波により被災した橋梁部の線支承部の損傷を見ると、ピンチプレートの曲げによる損傷は少なく、アンカーボルトの鉛直上向き方向や橋軸直角方向への曲げ変形、アンカーボルトの破断により、ピンチプレートと上部構造との引掛りが外れている傾向が多く見られている。本実験においても、ピンチプレートの曲げ変形が確認されているが、同時にアンカーボルトの曲げ上がる変形も大きく出ておりことから、実際の損傷と似た傾向を示すと考えられる。

したがって、このような挙動特性を踏まえると、線支承の鉛直上向き耐力を精度よく評価するためには、アンカーボルト本体の引張や曲げ耐力だけでなく、アンカーボルトの変形に伴うピンチプレートの抵抗機能の低下の影響についても考慮していく必要がある。

10.5 津波の影響による線支承の損傷状況との比較

本研究で実施した線支承に対する載荷実験により得られた破壊性状を踏まえ、津波の影響により実際に損壊が生じた道路橋の線支承を対象として、当該線支承に生じた作用力の方向について検討する。ここで、作用力の方向に着目したのは、当該橋の上部構造が津波の影響によってどのように挙動しようとしたのかを支承部に残された破壊性状の痕跡から分析する際に重要な情報となるためである³⁰⁾。

まず、写真-10.4 に示す水尻橋(宮城県南三陸町)に設置されていた線支承に着目する。本橋は、橋長 31.95m (10.7m+10.6m+10.45m) の3連鋼単純桁橋であり、上部

構造は桁高 700mm の H 型 3 主桁橋である。支承部の損傷状態から、すべての支承線で水平方向の作用力に抵抗する下沓突起部の近傍部に損傷が確認され、下沓突起部とアンカーボルトが橋軸直角方向へ曲げ変形している。実験結果と比較すると、本線支承では橋軸直角方向の水平力による影響を支配的に受けたものと考えられる。

次に、写真-10.5 に示す横津橋(宮城県南三陸町)に設置されていた線支承に着目する。本橋梁は、橋長 32.4m(2×16.2m)の2連鋼単純合成桁橋であり、上部構造は桁高 850mm の H 型 3 主桁橋である。支承部の損傷状態から、鉛直上向き方向に抵抗する部品であるピンチプレートの曲げ変形や損失、ピンチプレートを取付けているアンカーボルトの曲げ変形や破断、下部構造からの抜けによる損傷が多く見られる。前述した実験結果と比較すると、アンカーボルトによる損傷状態と似た傾向を示していることから、線支承は鉛直上向き方向の荷重による影響の方が支配的であったと考えられる。

11. 津波の影響を受ける橋に対する損傷制御型支承の提案

11.1 本章の概要

2011 年東北地方太平洋沖地震により発生した津波で、多くの橋梁が上部構造が流出する等の被害を受けた¹⁾。また、近い将来発生されると予想される、東海・東南海・南海地震では津波により多くの橋梁が被害を受けると考えられ、橋梁の津波対策は重要な課題となっている。これを受け、平成 24 年に改定された道路橋示方書³¹⁾では、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すことが例示されている。

これまでに、津波により上部構造や支承部に作用する力について、水路実験^{例えば 17),32)}や数値解析^{例えば 3),13)}、映像



(a) 橋脚の倒壊も伴って機能損失した橋

(b) 支承部の破壊により機能損失した橋
写真-11.1 津波による橋の機能損失

による分析^(例えば4)33)から検討が行われている。そして、これら得られた知見を基に、フェアリングを用いて津波による力を軽減させる方法^{例えば¹⁸⁾²²⁾}や、支承部をPCケーブルや緩衝ピンなどで補強して、耐力を向上させる方法³⁴⁾について検討が行われている。

これらの対策は、上部構造を流出させないようにする方法、すなわち大きな被害を生じさせないという視点からの対策である。しかし、2011年の東日本大震災における経験から、地震や津波の影響によって設計で、想定している状況を超える状況が生じたとしても、写真-11.1に示すように、機能損失による社会的影響を最小化できるように予め配慮しておくことが、減災対策上重要である³⁵⁾。そのため、津波による橋の挙動の特性に応じて、相対的に機能回復力の高い破壊シナリオを選択し、その上で確実に当該破壊シナリオとなるように各部材の設計を行うことがポイントとなる。この破壊シナリオを確実化するためには、想定を超える作用力が生じた時に破壊を誘導する部材（損傷制御部材）が明確となっていることが重要である。

そこで本研究では、上述の観点を踏まえ、津波の影響を受ける桁橋の支点部（支承部）を損傷制御部材の1つとして選定し、耐力と損傷形態のコントロールを高い信頼性をもって行うことが可能な損傷制御型支承を試作し、その機能を載荷実験により検証した。

11.2 損傷制御型支承の概要

11.2.1 損傷制御型支承の設計思想

2011年東北地方太平洋沖地震による津波で致命的な被害を受けた桁橋の状況を見てみると、写真-11.1に示すように支承部が破壊して致命的な状態に至った橋、橋脚の倒壊も伴って致命的な状態に至った橋等があり、破壊シナリオが複数あることはこれらの被害事例からも確認できる³⁶⁾。いずれも上部構造が流出しており、橋としての機能が喪失している点では同じであるが、これらの

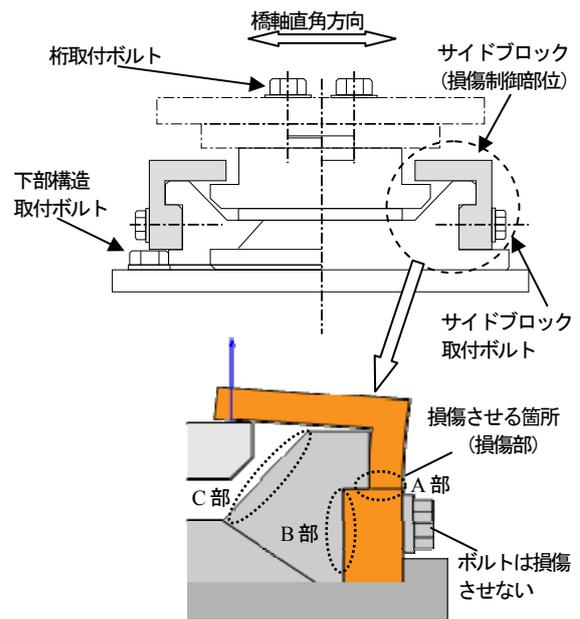


図-11.1 損傷制御型支承の概要図

状態からの機能回復のしやすさという観点で考えると、写真-11.1(a)のように下部構造が倒壊している状態よりも、写真-11.1(b)のように下部構造は倒壊せずに鉛直方向の力だけでも支持できる状態に留まっている方が望ましい³⁷⁾。

本研究で提案する損傷制御型支承は、上記の考え方を踏まえ、地震力に対して支承の機能を確保し、津波による力に対しては、必要とする耐力を確保しつつ、津波の影響により想定外の力が作用した場合でも、下部構造に損傷が生じないように支承を確実に損傷させようという考え方の構造である。最終的な破壊シナリオとして、下部構造が倒壊に至る前にあえて上部構造を流出させようという考え方のもとである。

11.2.2 損傷制御型支承の構造コンセプト

既往の研究では、ゴム支承に用いるサイドブロックを高い変形能を有するように改良した研究はあるが³⁸⁾、本研究で考案している損傷制御型支承は、既設道路橋において広く使われているBP-B支承（密閉ゴム支承板支承）の一部を損傷制御部品に改良したものである。すなわち、支承本体に損傷を制御する部品を取り付け、支承と一体化させていることが、本研究で提案する支承の大きな特徴である。

これまでに著者らは、桁取り付けボルトやサイドブロック取り付けボルトを破断させて損傷を制御する構造と、サイドブロックを曲げ変形させることで損傷を制御する方法を提案²⁶⁾し、その検証を行っている。これらより得られた知見やボルトの載荷試験に関する研究³⁹⁾⁴⁰⁾から、

ボルトを破断させて損傷を制御する方法は、想定耐力以上の荷重で破断したり、耐力がばらつくことから、損傷を制御する部品としては好ましくないと考えた。そこで、本研究で提案する損傷制御型支承は、サイドブロックを損傷制御部品とし、この部品を曲げ変形させて損傷を制御する構造を採用した。

サイドブロックは、著者らのグループが過年度に実施した従来タイプのBP-B支承の載荷実験²⁵⁾により検証されている同支承の損傷メカニズムを踏まえ、図-11.1に示すような鉛直上向き力に抵抗する逆L型サイドブロックとし、サイドブロックの一部を窪ませて(図-11.1中のA部で、「損傷部」と呼ぶ)、その部分において曲げ損傷させる構造とした。また、損傷部が確実に曲げ損傷を生じさせるため、損傷制御部位全体が回転しないように下沓のB部(図-11.1)に損傷制御部品を引掛けるように設置している。

11.2.3 損傷制御型支承の損傷制御メカニズム

損傷制御型支承の損傷イメージは図-11.2に示したとおりである。支承部に鉛直上向き方向ならびに斜め方向の力が作用した場合に対しては、上沓が左右の損傷制御部品(サイドブロック)の張出し部に接触した後、損傷部を曲げ変形させて上沓と損傷制御部品の張出し部との引掛りが外れることにより支持機能が損失する仕組みとなっている。

また、橋軸直角方向に対しては下沓突起部に傾斜部を設けることにより(図-11.1, C部)、上沓が下沓傾斜部に接触した後に傾斜面に沿って鉛直上向き方向へ移動させ、損傷制御部品の損傷部を曲げ変形させて上沓と損傷制御部品の張出し部との引掛りが外れることにより支持機能が損失するメカニズムとなっている。

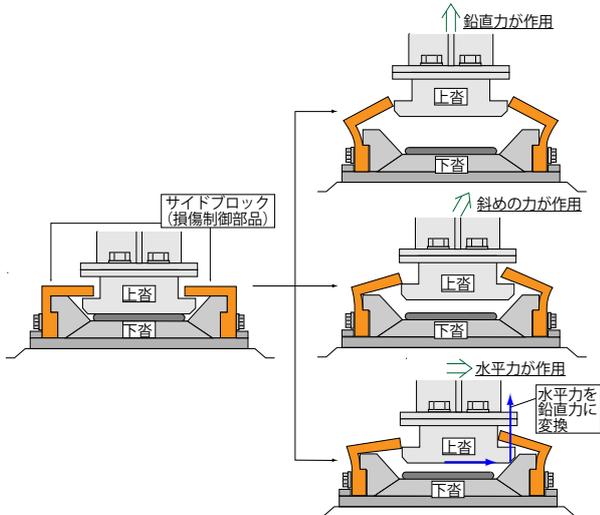


図-11.2 損傷制御型支承の制御メカニズム

11.3 傷損傷制御型支承の設計

11.3.1 損傷制御型支承の材料

前述した構造コンセプトおよび設計思想に基づいて、損傷制御型支承を設計する。本研究では、400kNタイプのBP-B支承を使用した。

損傷制御型支承各部位の材料は、図-11.3に示すように、上沓は溶接構造用圧延鋼材(SM490)、下沓を溶接構造用鋳鋼品(SCW480)、セットボルト(上,下)と損傷制御部品取付けボルトは強度区分8.8と、一般のBP-B支承で使用されている材料を用いた。また、損傷制御部品であるサイドブロックは、コンパクト化が図れること、降伏後の2次剛性が小さい、すなわち降伏後の挙動において変形能力を発揮できることを考慮して高強度鋼材(SM520)を用いた。

11.3.2 損傷制御型支承の構造設計

前章で述べた損傷制御型支承の設計思想より、損傷制御型支承は、耐震設計で考慮する設計地震力に対して支承の機能を確保すること、津波による力に対しては、最終的には下部構造に損傷が生じず支承を確実に損傷させることを踏まえて設計を行う。したがって、図-11.4に示すように設計においては、確保すべき耐力の順序を低い方から、①耐震設計で考慮する設計地震力(Pc1)、②損傷制御部品の損傷部の設計耐力(Pc2)、③損傷部を除く損傷制御支承の設計耐力または下部構造の設計耐力(Pc3)の順となるように損傷部と損傷部を除く損傷制御型支承の部品の設計を行うものとしている。

①耐震設計で考慮する設計地震力(Pc1)に対しては、損

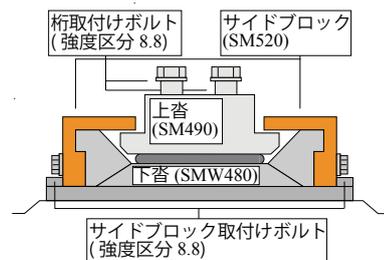


図-11.3 損傷制御型支承の使用材料

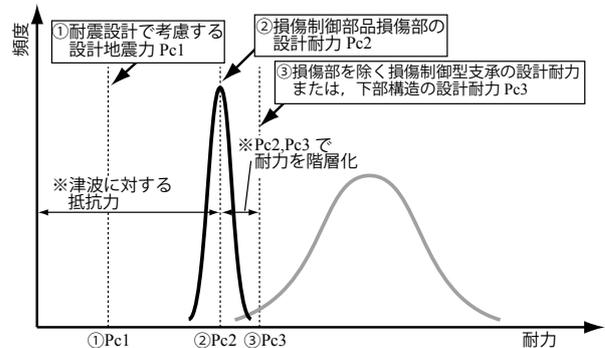


図-11.4 損傷制御型支承の耐力の考え方

傷制御型支承を構成する全部品において設計地震力に対して弾性限界を超えない範囲で設計を行うものとした。

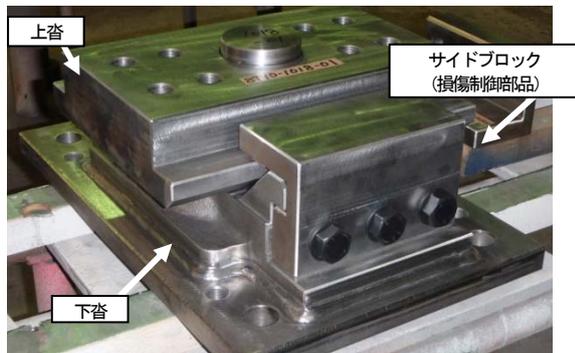
②損傷部の設計耐力($Pc2$)は、前章で述べた損傷制御部品の損傷メカニズムを踏まえ、損傷制御部品と上沓との引掛りが外れることによって荷重支持機能が損失される時の荷重としている。上記のとおり、設計耐力 $Pc2$ は耐力値の範囲が定められており、より確実性の高い耐力値の評価が必要となる。すなわち、 $Pc2$ の算出においては、損傷部の材料強度の頻度(ばらつき)ならびに荷重変位(曲率)の関係性の2つ要素を評価した上で設計耐力を求めることとし、不確実性の影響を低減し設定している。なお、 $Pc2$ と後述する③損傷部以外の損傷制御支承の設計耐力($Pc3$)の間には階層化を図るべきで $Pc3$ による設計耐力を考慮した場合において、支承あるが、形状が一樣に大きくなる可能性を考慮し、本研究では $Pc2 \leq Pc3$ となるように設計耐力を設定した。

③損傷部を除く損傷制御型支承の設計耐力($Pc3$)は、本研究では最弱となる部品(損傷部を除く)の耐力とし、②損傷部の設計耐力($Pc2$)に対して弾性限界を超えないように設計した。なお、設計耐力($Pc3$)を算出するとき使用する材料強度については、材料の実強度の平均値ではなく、JIS規格に記載のある材料強度(下限値)とした。

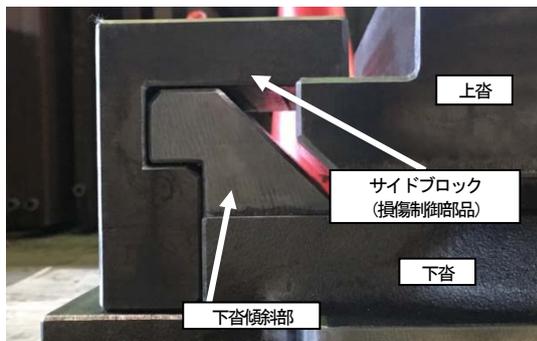
11.4 損傷制御型支承の検証実験

11.4.1 損傷制御型支承の試作

設計した損傷制御型支承に対して、想定通りの損傷形



(a) 損傷制御型支承全体



(b) 損傷制御部品とその周辺

写真-11.1 試作した損傷制御型支承

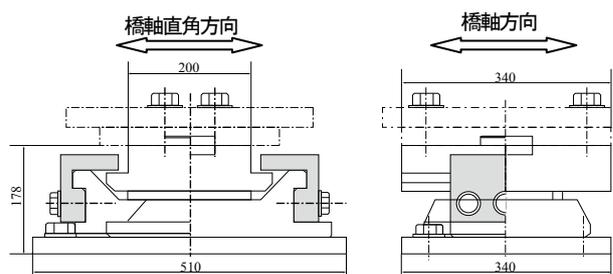
態および耐力となるかどうかについて、検証実験を行った。損傷制御型支承は図-11.4を基に試作した。試作した損傷制御型支承を写真-11.1に示す。

11.4.2 荷重方向および荷重方法

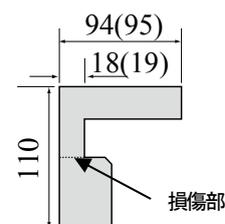
荷重実験は、高速2軸試験機を用いて実験を行った。本実験では、写真-11.2に示すように、水平方向(橋軸直角方向)、鉛直上向き方向、斜め方向について、それぞれ一方方向の漸増荷重実験を行った。試験機は2方向同時に荷重させることができない。そのため、水平方向については、製作した荷重用治具で上沓に取り付けている治具(この治具は荷重試験機には取り付けしていないため、自由に動くことが可能)を水平方向に押すことで、上沓とそれを取り付けている治具が鉛直方向に移動できるようにした(写真-11.2(c))。斜め方向の荷重については、治具を用いて損傷制御型支承を斜めに設置することで、鉛直上向き方向の荷重で斜め方向の力が与えられるようにした(写真-11.2(b))。なお斜め方向については、著者らグループが過年度に実施した従来タイプのBP-B支承の荷重実験²⁹⁾を参考に60°とした。荷重ロックから外れるか、荷重試験機の限界ストローク方法は変位を漸増させる方式とし、上沓がサイドブロックに達するまで荷重を行った。荷重速度は0.1mm/sとした。

11.4.3 計測項目および計測位置

本研究では、損傷制御型支承の水平および鉛直方向の荷重、および損傷制御型支承各部位の変位およびひずみを計測した。損傷制御型支承の荷重は、荷重試験機で計測した。また、支承各位置の変位は、変位計により計測した。損傷制御型支承各部位のひずみは、損傷制御部位



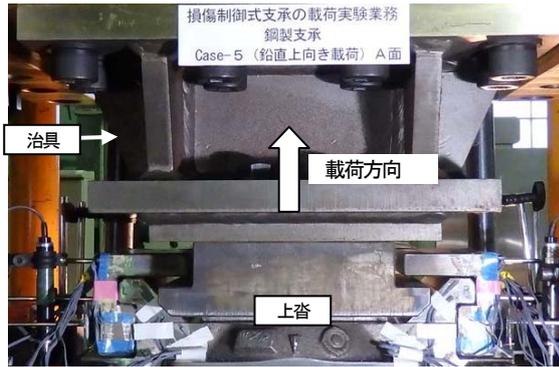
(a) 全体



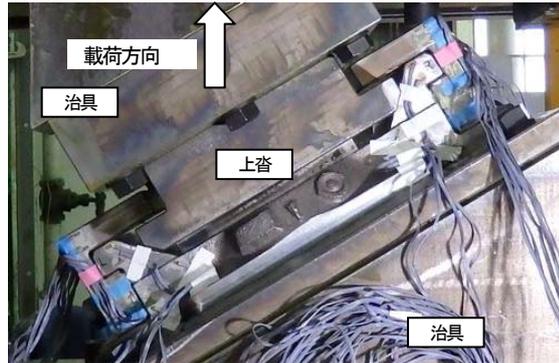
※ () 内は、鉛直上向き荷重用の寸法

(b) サイドブロック(損傷制御部品)

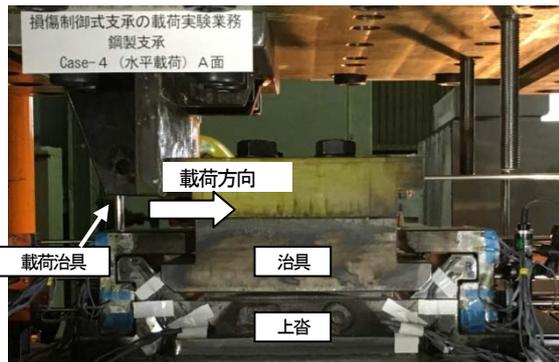
図-11.4 損傷制御型支承の外形図



(a) 鉛直方向荷重試験



(b) 斜め 60° 方向荷重試験



(c) 水平方向(橋軸直角方向)荷重試験

写真-11.2 損傷制御型支承の荷重実験セットアップ

で損傷が制御できているか、またそれ以外の部位が損傷していないか確認することができるように、図-11.5 に示す位置にひずみゲージを貼り付けて計測した。

11.4.4 損傷制御部位の簡易解析

サイドブロック(損傷制御部位)が荷重時にどのような挙動を示すのか把握するために解析を行った。本研究では、簡易的にサイドブロックを片持ち梁のファイバー要素にモデル化した。ファイバー要素に適用する材料特性は、図-11.6 に示すように弾塑性モデルとした。図中の初期剛性 E は高強度鋼材の弾性係数(210GPa)にし、降伏後の剛性は初期剛性の $1/100$ という小さな剛性を設定した。また、初期降伏点の応力度 σ_y については、土木研究所資料に示されている SM520 材の実降伏強度の頻度分布⁴⁾を基に、発生頻度の最も大きい実降伏強度(頻度分

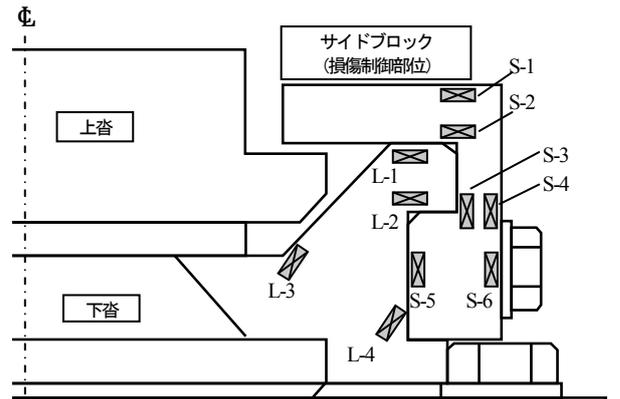


図-11.5 ひずみ計測位置

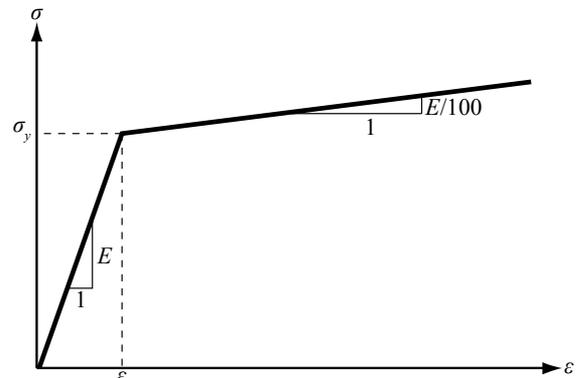


図-11.6 損傷制御部位の非線形モデル

布の平均値)を用いることとした。降伏ひずみは、初期降伏応力度を初期剛性で割ることで算出した。以上の条件より解析を行い、サイドブロックの挙動を求めた。

11.4.5 荷重実験の結果

・ 損傷制御型支承の損傷形態

実験終了後の損傷制御型支承の状況を写真-11.3 に示す。各ケースとも損傷制御型支承全体と左右のサイドブロック部の拡大写真を示している。

鉛直上向き方向に荷重したケースは写真-11.3(a)に示すように、左右のサイドブロックが損傷部で曲げ変形している。また、その変形量も左右ほぼ同じくらいである。斜め 60°方向に荷重したケースでは、写真-11.3(b)に示すように、斜めに荷重しているので、支承に対して上向きと右側のサイドブロック側に上咨が移動しているため、左側のサイドブロックから上咨が外れている。両ケースとも、構想通りの損傷形態となっている。また写真からもわかるとおり、その他の部位や取付けボルト等に損傷は見られなかった。

一方、水平方向(橋軸直角方向)に荷重した結果、写真-11.3(c)に示すように、図-11.2 に示した損傷形態とは異なり、上咨の側面が右側のサイドブロックと下咨突

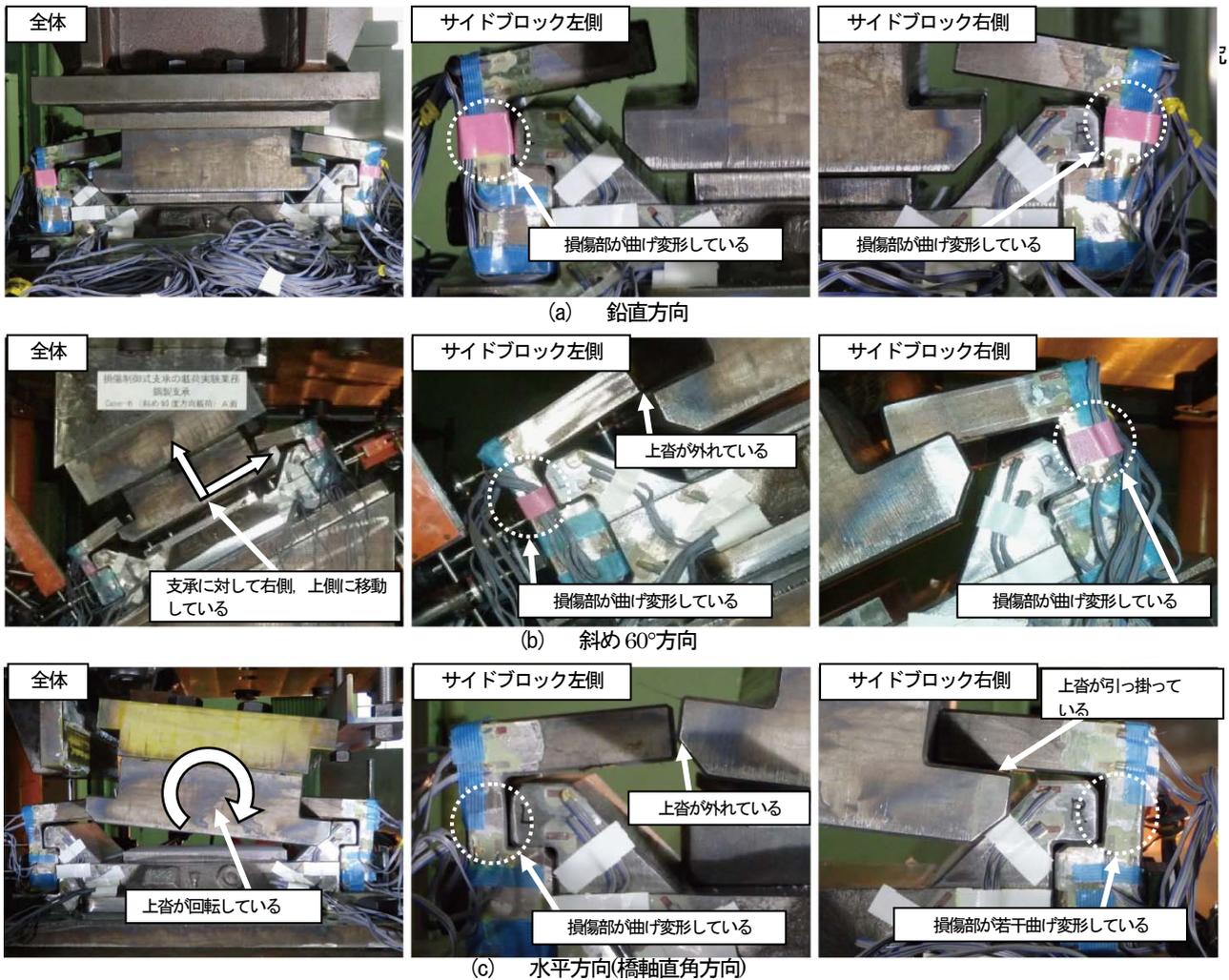


写真-11.3 実験終了後の損傷制御型支承の状況

起との間で引っ掛かり、そこが回転中心となって上脊全体が回転する挙動となっている。そのため、真直ぐ上向きに上脊が移動せず、最終的に想定した右側のサイドブロックではなく、左側のサイドブロックの損傷部が曲げ変形により上脊が外れている。実橋では支承部の補剛リブや横桁等により、上脊が橋軸回りに回転する挙動が生じにくい構造になっている。しかし、本実験では、実橋のように上脊が橋軸回りに回転しにくくなるような拘束条件にできなかったために、上脊全体に回転挙動が生じたことが考えられる。その他の部位や取付けボルト等の損傷は、写真から発見できなかった。

・ 荷重－ひずみの関係

図-11.7 および図-11.8 は、損傷制御部品であるサイドブロックと下脊の荷重－ひずみの関係について示したものである。横軸はひずみ、縦軸は鉛直荷重である。斜め方向の載荷ケースは、支承に対して鉛直成分に換算した値である。なお、水平方向（橋軸直角方向）は、前述したように、橋軸回りの回転が生じないように上脊を拘束できなかったために、上脊が橋軸回りに回転してしまい、想定した損傷制御のメカニズムと異なる挙動となった。そのため、ここでは、想定したとおりの損傷制御のメカ

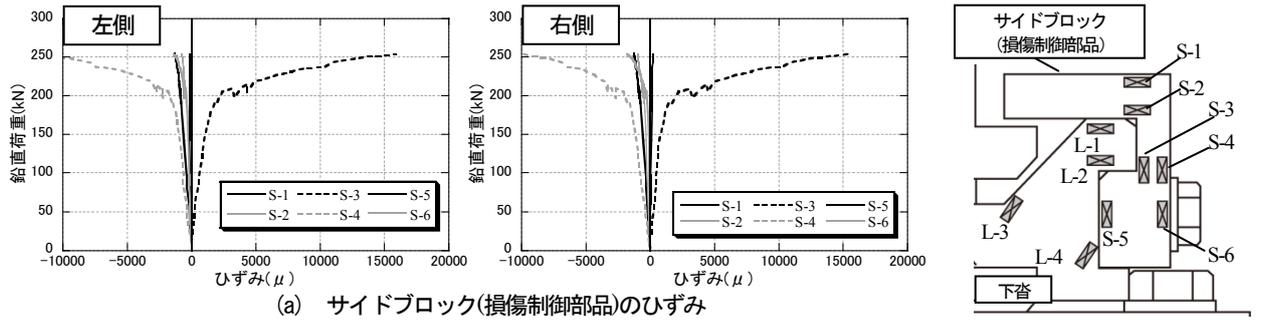
ニズムとなった鉛直上向き方向と斜め 60°方向の結果を示す。図より、サイドブロックの損傷部(S-3 および S-4)で降伏しているのがわかる。損傷部以外の箇所では、ほとんどひずみは発生していない。したがって、試作した損傷制御型支承は想定通りの箇所での損傷を制御できている。また、下脊にはほとんどひずみが発生していないことから、下脊に力が伝達していないこともわかる。

損傷部のひずみ(S-3)に関して、前述した解析と比較した結果を図-11.9 に示す。荷重－ひずみの関係は、解析値と実験値ともほぼ一致している結果となった。このことから、試作した損傷制御部品(サイドブロック)を簡易的なファイバー要素モデルで評価することにより、想定した荷重におけるひずみ(変形量)を精度よく評価できているものと考えられる。

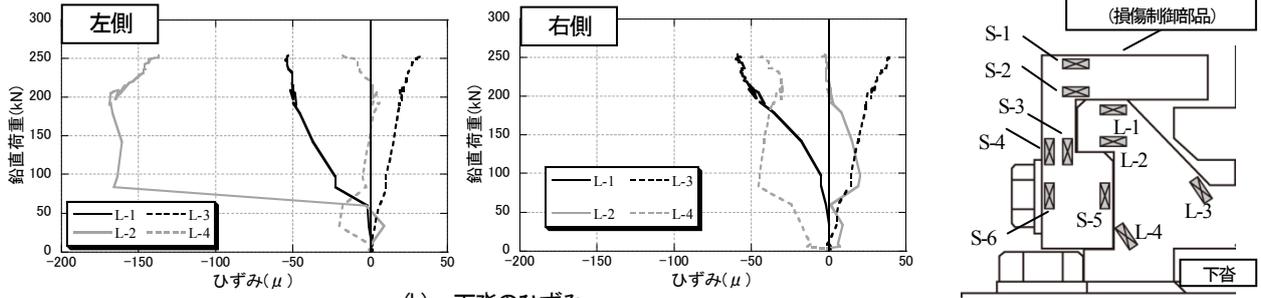
・ 鉛直変位－鉛直荷重の関係

図-11.10 は損傷制御部品の損傷部の変位－荷重の関係を示したものである。横軸は上脊の鉛直変位、縦軸は鉛直荷重である。斜め方向に載荷したケースは、支承に対して鉛直成分に換算したものである。

各載荷方向に用いたサイドブロックの厚さが異なるため、降伏荷重に違いがみられるが、降伏荷重に達した後

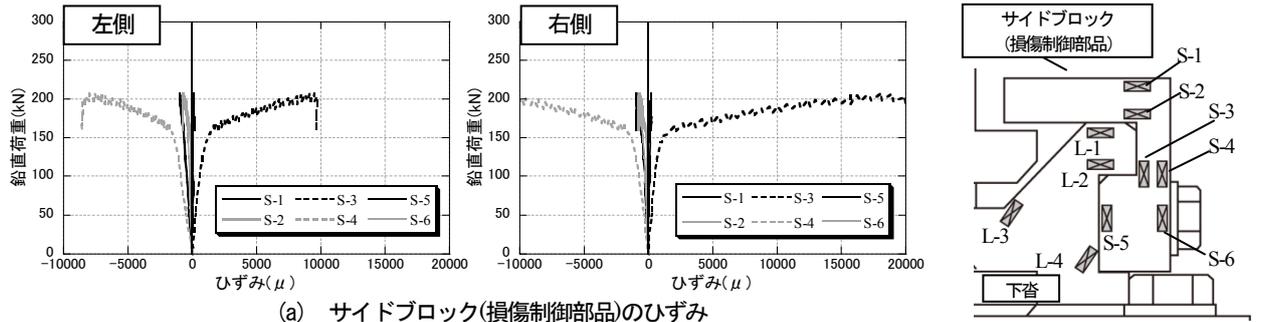


(a) サイドブロック(損傷制御部品のひずみ

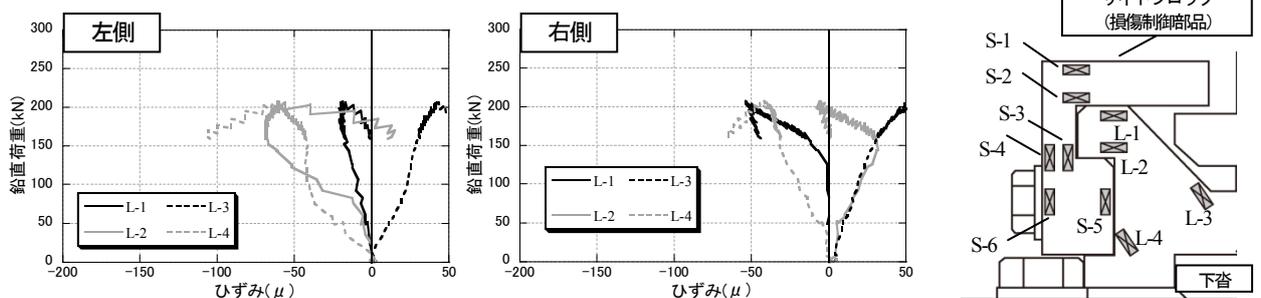


(b) 下沓のひずみ

図-11.7 サイドブロックおよび下沓の荷重-ひずみ関係 (鉛直方向)

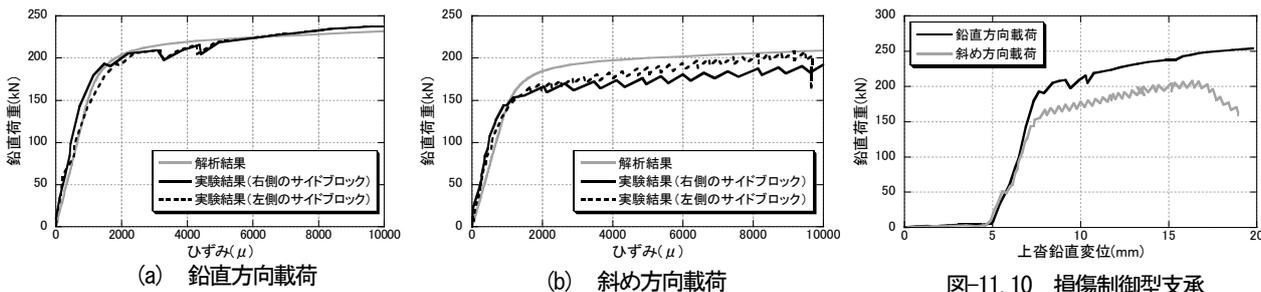


(a) サイドブロック(損傷制御部品のひずみ



(b) 下沓のひずみ

図-11.8 サイドブロックおよび下沓の荷重-ひずみ関係 (斜め60° 方向)



(a) 鉛直方向載荷

(b) 斜め方向載荷

図-11.9 損傷部の荷重-ひずみ関係の比較

図-11.10 損傷制御型支承の変位-荷重の関係

の2次勾配は、0ではなく若干の勾配をもっていることがわかる。斜め方向に荷重したケースでは、上沓の鉛直変位が17mm程度に達すると、左側のサイドブロックが上沓から外れるため、鉛直荷重が下がっている。鉛直方向に荷重したケースでは、20mm(ストローク限界)まで変位を与えたが、サイドブロックが上沓から外れなかったために、鉛直荷重の低下は見られなかった。

12. 損傷制御型支承を設置した支承-橋脚系における耐荷力特性の検証

12.1 本章の概要

前章では、提案した損傷制御型支承について、想定した部位および耐力で損傷を高い信頼性で制御できるか、損傷制御型支承単体の荷重実験により検証を行った。しかし、既設橋の津波対策に際して、支承部の耐力を高め過ぎてしまうと、津波の影響による最終的な損傷が支承部から橋脚や基礎に移ってしまうことになる。上部構造が流出した後の機能回復の観点からは、従来よりも支承部の耐力を高めつつも、最終的な損傷が下部構造に移行することのないよう、支承部の耐力を制御する必要がある。そのため、上記を満足するような損傷制御型支承を設計するためには、損傷制御型支承単体での検証だけではなく橋全体系で考えた場合、橋全体として津波の影響に対する抵抗力が向上しているかという視点とともに、下部構造に損傷を誘発させないかという視点での検証が必要である。

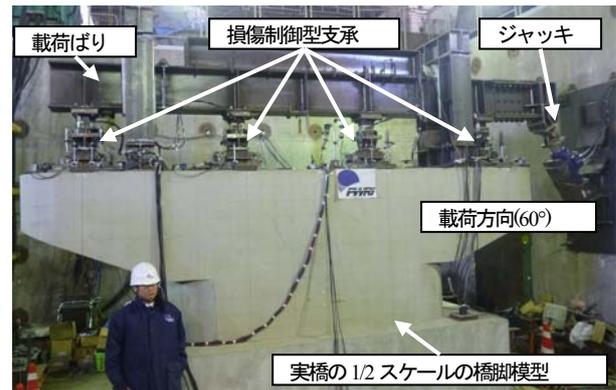
ここでは、橋全体系としての破壊形態および耐力特性を検討するために、過年度に実施したBP-B支承の荷重実験で使用した橋脚模型を用いて、損傷制御型支承を1支線上に設置した場合の荷重実験を行った。

12.2 実験の概要

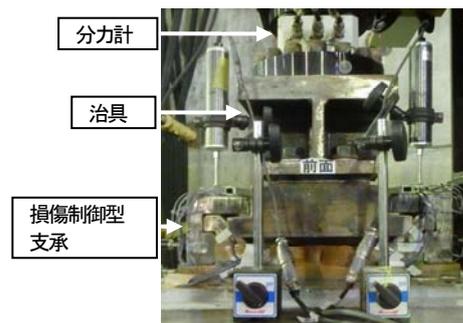
12.2.1 実験模型

実験は、過年度に実施した従来タイプのBP-B支承の荷重実験²⁵⁾で使用した橋脚模型を使用した(写真-12.1および図-12.1)。橋脚模型は、東日本大震災において実際に津波の影響により被災した橋の約1/2縮尺に相当する橋脚を検討対象としている。

損傷制御型支承は、津波の影響により支承から伝達されてくる作用力に対して、下部構造に生じる応力が厳しい条件となる張出し横梁部下端(支承1-2間)の断面力を基に設定した。すなわち、支承から伝達される力によりこの断面に生じる曲げモーメントが曲げ耐力を上回らないように、損傷制御部品の降伏耐力を設定した。計算した結果、従来タイプのBP-B支承の降伏耐力(別途実施し



(a) 全体のセットアップ状況



(b) 損傷制御型支承のセットアップ状況
写真-12.1 荷重実験セットアップ状況

た荷重試験²⁵⁾より降伏耐力は220kN)を約1.63倍まで向上させても、横梁部下部の断面の曲げモーメントは曲げ耐力を上回らないことが分かった。したがって本研究で使用する損傷制御型支承の損傷制御部品は、従来タイプのBP-B支承の降伏荷重²⁵⁾に対して1.6倍(350kN)の降伏荷重になるように設計した。設計した損傷制御型支承の外形図および写真を図-12.2および写真-12.2に示す。この製作した損傷制御型支承を橋脚模型に取り付けた。なお、損傷制御型支承の取り付け位置は、過年度の荷重実験²⁵⁾において従来タイプのBP-B支承を取り付けていた位置と同じである。

12.2.2 荷重及び計測方法

従来タイプのBP-B支承の荷重試験²⁵⁾と比較検討ができるように、上部構造の張出し部に荷重点を設け、荷重ばりとジャッキの軸線を60°と設定して、支承が破壊するまで荷重を行った(図-12.1)。

計測項目は、荷重ジャッキの荷重と変位、支承の反力と変位とした。ジャッキの荷重はロードセル、変位はジャッキの両側に設けた変位計を用いて計測した。支承の反力は、支承と荷重ばりの間に3分力計を設置し(写真-12.1(b))、鉛直、水平(橋軸、橋軸直角方向)方向の反力を計測した。また、各支承近傍に変位計を設置し、各支承位置の鉛直変位を計測した。

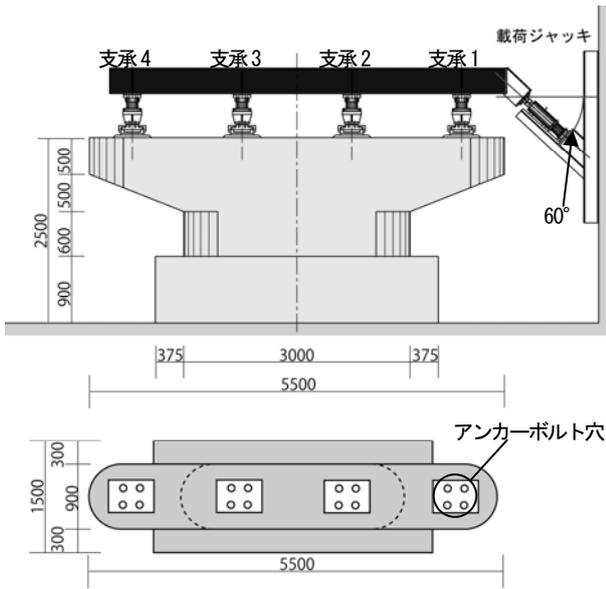


図-12.1 橋脚模型の外形図

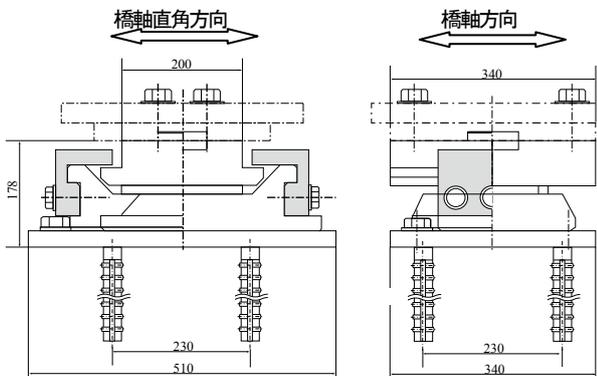


図-12.2 損傷制御型支承の外形図

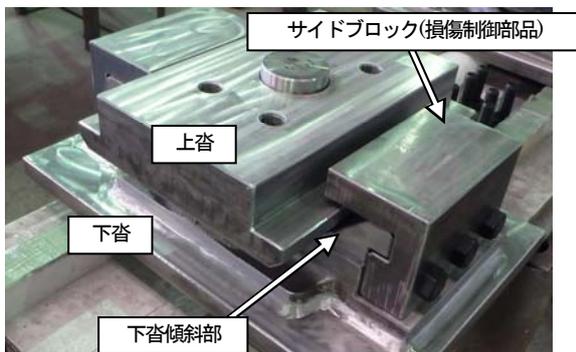


写真-12.2 損傷制御型支承

12.3 解析による支承—橋脚系の挙動分析

設計した損傷制御型支承が支承—橋脚系でどれだけの耐力を有するのか、予め解析により検討した。

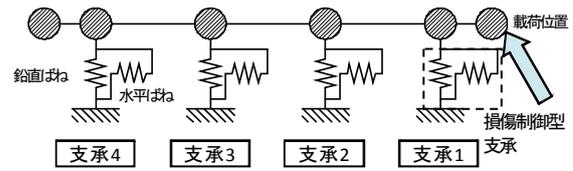


図-12.3 解析モデル

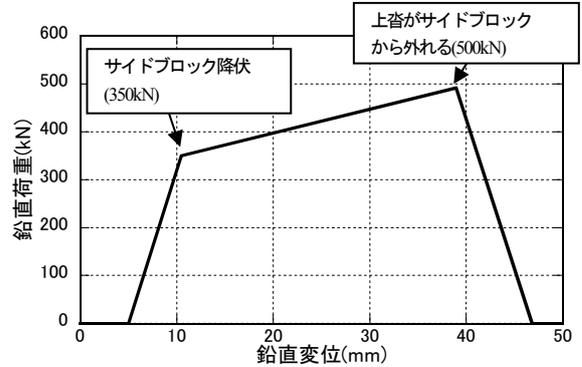


図-12.4 鉛直ばねの非線形モデル

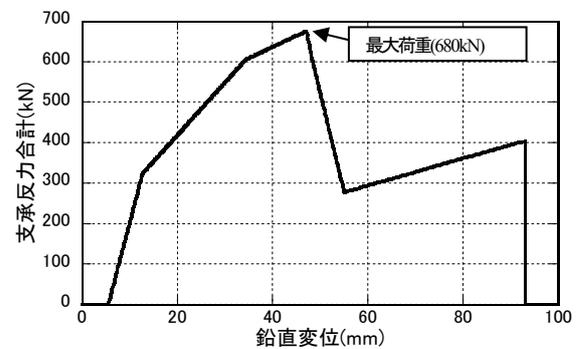


図-12.5 解析による鉛直変位—鉛直荷重関係

損傷制御型支承の単体としての損傷制御の設計思想は前章で示したとおりであるが、橋脚との耐力階層化を図るため、一支承線全体としての支承部の鉛直耐力は、図-12.3に示すような载荷ばりと同損傷制御型支承をはりばねにモデル化して解析を行った。

床版張出し部を有する構造形式の場合、津波の影響により支承部に作用する力としては水平方向の力よりも鉛直方向の力が支配的であることが、水路実験や数値解析により確認されていることから^{3),17)}、ここでは支承本体の鉛直ばねにのみ非線形特性を与えた。非線形特性は、損傷制御型支承単体に対する検証実験で得られた変位—荷重関係の結果を参考に、図-12.4に示すような非線形モデル化とした。実験条件と合わせるために、60°上向き方向に強制変位を与えた。

以上の条件で解析を行い、得られた変位—荷重関係を図-12.5に示す。横軸は载荷位置における鉛直変位、縦軸は鉛直荷重で、ここでは4基の支承反力を合計した値である。この解析の結果、本载荷条件における载荷位置での荷重の鉛直方向成分の最大値は680kNと評価された。

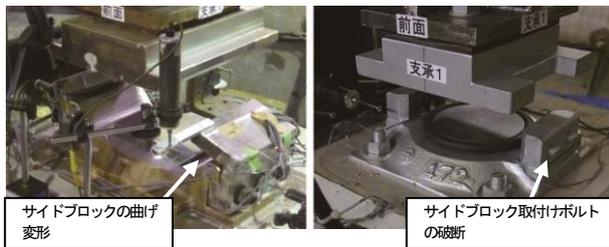
12. 4 載荷実験の結果

12.4.1 損傷制御型支承の破壊モード

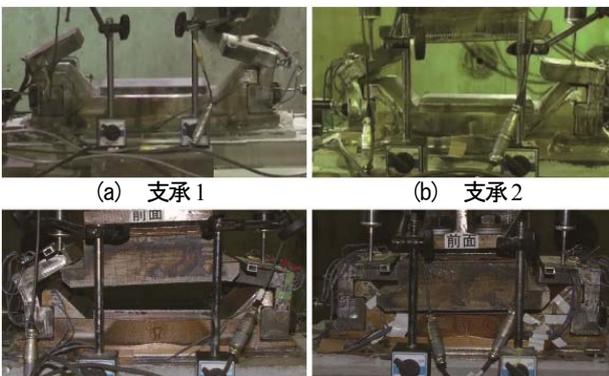
写真-12.3 は、損傷制御型支承と従来タイプの BP-B 支承の破壊モードを示したものである。従来タイプの BP-B 支承は、サイドブロック取付けボルトで破断しているのに対し、損傷制御型支承は、サイドブロック取付けボルトでは破断せず、損傷制御部品であるサイドブロックで損傷(曲げ変形)している。また写真-12.4 に示すように、支承1~3は損傷制御部位であるサイドブロックで損傷し、上査がサイドブロックから外れている。したがって、設計思想通りの破壊モードとなっている。なお、支承4は後述するとおり、今回の載荷条件下では下向きの力が作用する状態となるため、他の支承のようなサイドブロックでの損傷は生じていない。

12.4.2 変位-荷重関係

図-12.6 は支承1(載荷側)における鉛直変位と鉛直荷重の関係を示したものである。横軸は支承近傍で計測した鉛直変位、縦軸は支承反力である。比較のため、過年度に実施した従来タイプの BP-B 支承の結果も図中に示した²⁵⁾。支承の鉛直反力が約350kNで損傷制御型支承は降伏し、約500kNで上査がサイドブロックから外れた。このように、降伏荷重は従来タイプの BP-B 支承の降伏耐力の1.6倍程度となっており、支承一橋脚系においても、設計思想通りの過不足が小さい耐力向上が得られている。



(a) 損傷制御型支承 (b) 従来タイプのBP-B支承
写真-12.3 支承損傷状況の比較



(a) 支承1 (b) 支承2
(c) 支承3 (d) 支承4
写真-12.4 各支承の支承損傷状況

橋梁全体系における載荷位置の鉛直変位と鉛直荷重の関係を図-12.7 に示す。横軸は載荷位置の鉛直変位、縦軸は鉛直荷重(各支承部で計測された鉛直反力の合計値)である。図中には、先ほどと同様に従来タイプの BP-B 支承を設置した場合の載荷実験により得られた結果²⁵⁾も示している。損傷制御型支承の最大鉛直荷重は約650kNで、従来タイプの BP-B 支承の約2倍の耐力を有している。これは、前述した解析で得られた最大鉛直荷重(680kN)とほぼ一致している。したがって、本研究で設計した損傷制御型支承は、過不足の少ない耐力向上となっている。

図-12.8 は各支承の鉛直変位と鉛直反力の関係を示したものである。横軸は載荷位置の鉛直変位、縦軸は鉛直反力である。解析で図-12.4 に示した鉛直ばねの降伏荷重(350kN)と、サイドブロックが上査から外れるときの荷重(500kN)も併記した。支承1~3を見ると、解析で設定したサイドブロックの降伏荷重で損傷制御部位であるサイドブロックが降伏し、上査がサイドブロックから外れる荷重で、上査が外れているのがわかる。支承1を見ると、鉛直変位が70mmのとき、写真-12.5(a)のように右側のサイドブロックが上査から外れている。90mm程度変位すると、左側のサイドブロックも上査から外れて、完全に支持機能を失っている(写真-12.5(b))。解析では、上査がサイドブロックから外れる荷重で両サイドブロッ

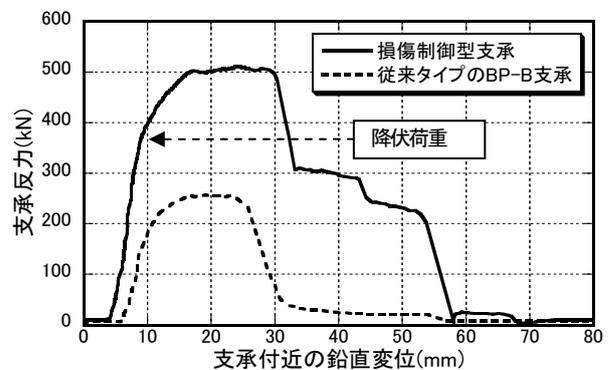


図-12.6 支承単体における変位-荷重の関係

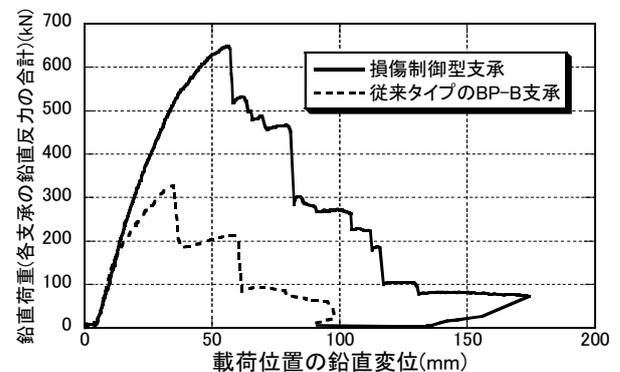


図-12.7 支承一橋脚系における変位-荷重の関係

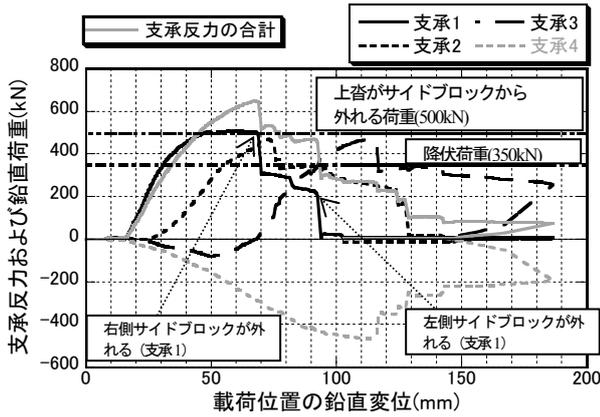
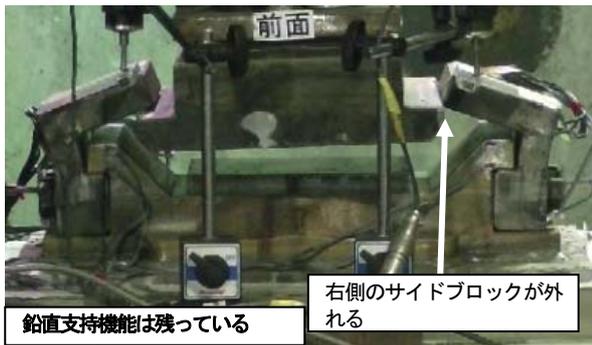
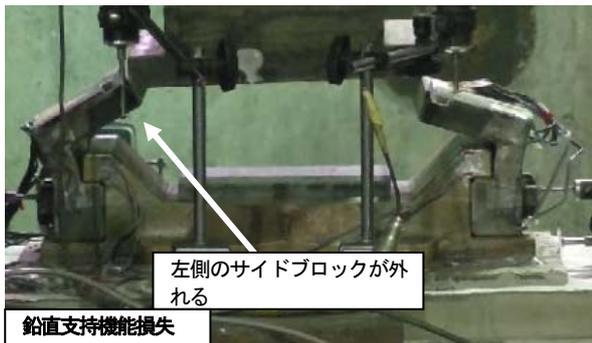


図-12.8 各支承の鉛直変位と鉛直荷重の関係



(a) 右側のサイドブロックが外れた状況



(b) 左側のサイドブロックが外れた状況
写真-12.5 支承1の損傷状況

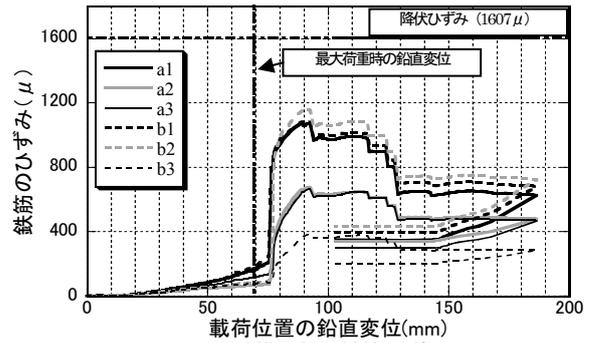
クが同時に上沓から外れて支持機能を失うような非線形モデルにしている。そのため、図-12.5 で示した最大荷重に達した後の挙動は実験値と異なっている。

なお、支承4は図-12.8に示すように、载荷の全過程で、下向きの力が作用している。

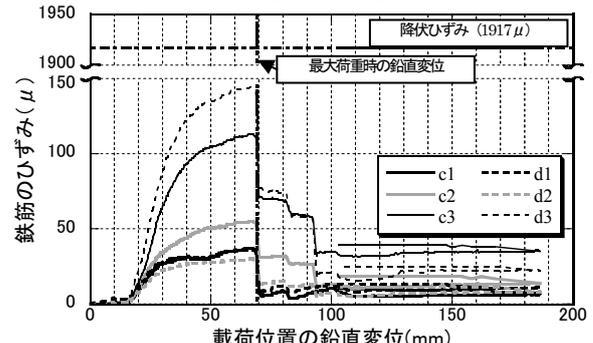
12.4.3 下部構造への影響

下部構造への影響度合いを確認するため、本研究では、津波の影響に対して応力が厳しい条件となると考えられる張出横梁部上端(支承3,4間)、張出横梁部下端(支承1,2間)、及び橋脚柱部(载荷側)の断面の挙動について検証した。

張出横梁部の鉄筋ひずみと载荷位置での鉛直変位の関係を示したものが図-12.9である。横軸は载荷位置での鉛直変位、縦軸は鉄筋のひずみである。図中には各位置



(a) 上端横梁部の鉄筋ひずみ



(b) 下端横梁部の鉄筋ひずみ

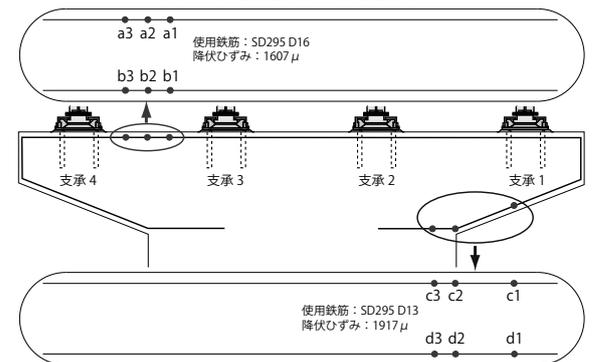


図-12.9 張出し横梁部の鉄筋ひずみ

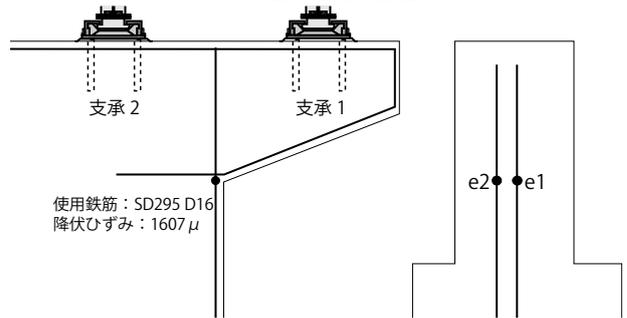
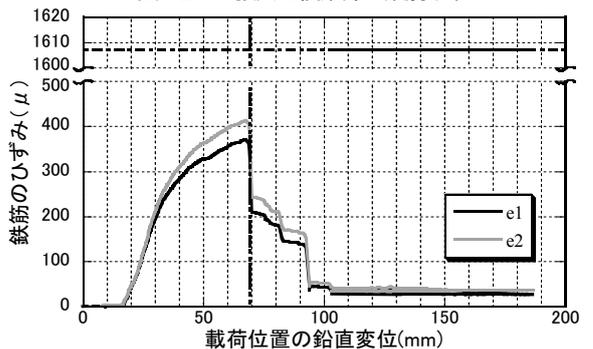
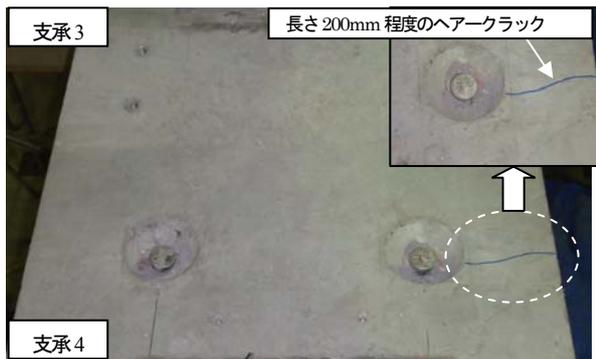


図-12.10 柱部の軸鉄筋ひずみ



(a) 橋脚天端（支承3,4間）



(b) 下端横梁部および柱部（支承1側）



(c) 基礎部（支承1側）

写真-12.6 実験終了後の橋脚模型

で使用されている鉄筋の降伏荷重と、最大荷重時の鉛直変位も示している。なお、張出横梁上端に使用されている鉄筋はSD295,D16(降伏ひずみ 1607μ)、張出横梁下端に使用されている鉄筋はSD295,D13(降伏ひずみ 1917μ)である。張出横梁部上端の鉄筋は、最大荷重に達し、支承1の右側のサイドブロックが外れたあたりから、急激にひずみが増加し、最大で 1200μ 程度まで達する。しかし、降伏ひずみまでは達していない。張出横梁部下端の鉄筋は、支承1に上向きの荷重が加わると同時にひずみが増加し、最大で 140μ に達したが、降伏ひずみには達していない。

橋脚柱部の軸方向鉄筋の鉛直変位－ひずみ関係を図-12.10に示す。橋脚柱部の軸方向鉄筋(使用鉄筋：SD295,D16(降伏ひずみ 1607μ))も最大鉛直荷重に達するまでひずみが増加し、最大 400μ 程度までひずみが増加す

るが、降伏ひずみには達していない。最大荷重を過ぎると、ひずみは急激に低下する。

実験終了後の橋脚模型の状況を写真-12.6に示す。写真-12.6(a)に見られるように、橋脚天端の支承3,4間で長さ200mm程度のヘアークラックが生じていたが、張出横梁部下端部や柱部(写真-12.6(b))、基部(写真-12.6(c))など他の箇所で、ひび割れは見られなかった。

したがって、本研究で設計した損傷制御型支承では、設計思想通り下部構造に損傷を与えることなく、支承部で損傷を制御することができた。

13. まとめ

本研究では、津波の作用に対する橋梁の流出メカニズムや抵抗特性の津波の作用を受けた橋梁上部構造の流出メカニズムを解明、津波に対する橋の抵抗特性の評価手法の提案および津波による上部構造への作用力低減対策の開発を目標に研究を行った。本研究の範囲ではあるが、得られた知見は以下のとおりである。

- ① 水路実験の結果から、床版の張出し部を有する場合は、津波作用側の主桁を支持する支承部に大きな上向き反力が発生することが確認された。これは、津波の作用により張出し部に上向きの揚力が生じ、下流側の主桁を持ち上がろうとする挙動が生じるためであると考えられる。
- ② 床版張出し部がなく高さの低い長方形断面の上部構造形式では、支承部に上向きの反力はほとんど生じなかった。これに対し、2主桁模型の結果からは、床版の張出し長が長いほど、また、桁間隔が狭いほど、支承部の上向きの反力が大きくなる傾向がみられた。
- ③ 4主桁模型の結果では、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た。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、津波によって個々の支承部に生じる上向きの反力を抑えることができる。
- ④ 橋桁が水に没したとき、桁間に空気溜りがあると、桁間に空気溜りが無い場合に比べて鉛直方向の作用力は増加するが、水位の上昇速度が支承部に生じる鉛直方向の反力に及ぼす影響は有意ではない。
- ⑤ 差分法による数値解析の結果、長方形断面における橋桁周辺の流況は、津波作用側の模型下面に生じる剥離を精度よく再現できなかったが、2主桁断面では、津波作用側のフランジから生じる剥離を再現できた。また、橋桁に作用する圧力に関しては、津波

が直接作用する面に対しては、実験結果を比較的再現できたものの、桁間部のように、津波が直接作用しないような面に対しては、今回の解析手法では精度よく再現できなかった。

- ⑥ 既設橋の支承構造として多く用いられている支承板支承に対する載荷実験より、上部構造に段波状の津波が作用した時を想定した荷重を載荷させると、支承部は上向き力によって破壊に至るが、その部位は全てサイドブロック取付ボルトとなることを確認した。また最大耐力は、サイドブロック取付ボルトが応力計算において終局に至る状態として評価することができた。
- ⑦ 提案した損傷制御型支承について、鉛直上向き方向と斜め 60°方向に載荷したケースに対しては、損傷部で損傷しており、また、損傷部以外の部位には損傷は見られなかった。これらの実験条件下では、本研究で提案する損傷制御型支承は、想定した思想とおりの損傷形態を呈示することが確認できた。
- ⑧ 損傷部をファイバー要素モデルとした解析方法を使用し、さらに材料の弾塑性特性や材料の実強度の発生頻度を考慮した上で評価を行うことにより、試作した損傷制御型支承の実際の耐力を精度よく評価できることが確認できた。
- ⑨ 損傷制御型支承—橋脚系の実験条件においては、津波の影響に対して、予め設定した損傷部でかつ過不足の少ない耐力で損傷を制御できることが確認できた。
- ⑩ 予め下部構造側の耐力を確認することにより、下部構造に損傷を移行させずに支承部の鉛直耐力を制御することが可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国総研資料第 814 号，土研資料第 4295 号，2014 年 12 月。
- 2) 中野亜美，幸左賢二，佐々木達生，付李：映像解析による歌津大橋の流出メカニズムの推定，第 15 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，pp. 17-24，2012。
- 3) 中尾尚史，張 広鋒，炭村 透，星隈 順一：上部構造の断面特性が津波によって橋に生じる作用に及ぼす影響，土木学会地震工学論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69, No.4, I_42-I_54, 2013。
- 4) 佐々木達生，幸左賢二，付李，田崎賢治：津波による津谷川周辺の PC 桁橋梁を含む構造物の損傷分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.1117-1122, 2012。
- 5) 神宮司博志，幸左賢二，佐々木達生，佐藤崇：画像及び数値解析手法を用いた気仙大橋の津波被害分析，構造工学論文集，Vol.60A, pp.271-281, 2014。
- 6) 中尾尚史，張広鋒，星隈順一：津波により上部構造の高さまで水位が上昇した時に橋に作用する浮力に関する研究，第 15 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.151-154, 2012。
- 7) 河川への津波対策に関する緊急提言「河川における津波対策の考え方（骨子）」国土交通省 HP：www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/.../dai01kai/dai01kai_siryou6.pdf
- 8) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：津波速度の違いが上部構造の挙動に与える影響に関する実験的研究，第 16 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. 421-428, 2013。
- 9) Harry Yeh: Design Tsunami Forces for Onshore Structures, Journal of Disaster Research, Vol.2, No.6, pp531-536, 2007。
- 10) 沿岸技術ライブラリーNo.39：CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発，財団法人 沿岸技術研究センター，2010。
- 11) 嶋原良典，藤間功司，庄司学：橋梁構造物に作用する津波波力の数値計算，地震工学論文集，Vol.30, pp.899-904, 2010。
- 12) 吉野広一，野中哲也，原田隆典，坂本佳子，菅付絏一：I 桁橋に対する津波作用力特性の解析的検討，第 15 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，pp.73-80, 2012。第 15 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，pp. 73-80, 2012。
- 13) 奈良崎泰弘，田崎賢治，佐々木達生：橋梁上部工に作用する津波波力の特性に関する解析的検討，第 15 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，pp. 167-174, 2012。
- 14) 片岡正次郎，金子正洋，松岡一成，長屋和宏：道路橋の地震・津波複合応答解析，第 15 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，pp. 9-16, 2012。
- 15) 福井芳郎ほか：津波の研究（I）—段波津波の波速について—，第 9 回海岸工学講演会論文集，pp.44-49, 1962。
- 16) 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，土木学会地震工学論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.66, No.1, pp.425-433, 2010。
- 17) 張広鋒，中尾尚史，星隈順一：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，

- 第 15 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.97-102, 2012.
- 18) 炭村透, 張広鋒, 中尾尚史, 星隈順一: 津波により橋に生じる作用力に及ぼすフェアリングの影響, 第 16 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.429-434, 2013.
- 19) 中尾尚史, 張広鋒, 炭村透, 星隈順一: フェアリングを設置した橋梁上部構造の津波の作用による挙動メカニズム, 土木学会論文集 A1 (地震工学論文集第 33 巻), p.I_110-I_120, 2014.
- 20) (社)日本道路協会: 道路橋支承標準設計 (すべり支承編), 1993.
- 21) 濱井翔太郎, 幸佐賢二, 佐々木達夫, 佐藤崇: 孤立波形状の津波によって橋梁へ作用する鉛直波力の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.565-570, 2014.
- 22) 川崎佑磨, 伊津野和行, 生島直輝, 山中拓也, 四井早紀: 津波による流体力軽減に有効な整流板形状に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.1, pp.129-136, 2014.
- 23) 田邊将一, 浅井光輝, 中尾尚史, 伊津野和行: 3次元粒子法による橋桁に作用する津波外力評価とその精度検証, 土木学会構造工学論文集, Vol.60A, pp.293-302, 2014.
- 24) 中村友昭, 水谷法美, Xingyue REN: 津波による桁の移動に与える津波力低減対策の影響に関する研究, 土木学会論文集 B3(海洋工学), Vol.69, No.2, pp.I_821-I_825, 2014.
- 25) 炭村透, 張広鋒, 中尾尚史, 星隈順一: 津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I_102-I_110, 2013.
- 26) 森屋圭浩, 中尾尚史, 星隈順一: 津波の影響を受ける橋に適用する損傷制御型支承の検討, 第 18 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, 2015.
- 27) 安原真人, 藤橋秀雄, 市川篤志, 水谷太作: 既設鋼鉄道橋の鋼製支承の水平耐力評価法に関する実験および解析的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.49A, pp.633-644, 2003.
- 28) 中原正人, 池田学, 豊岡亮洋, 永井紘作: 鋳鉄製支承の地震時耐荷力特性と復元力モデル, 鉄道総合技術研究所報告, Vol.22, No.3, p.23-28, 2008.
- 29) (社)日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.
- 30) 中尾尚史, 森屋圭浩, 井上崇雅, 星隈順一: 気仙大橋の損傷跡から推定される上部構造の挙動メカニズム, 第 18 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, 2015.
- 31) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 32) 佐藤崇, 幸佐賢二, 佐々木達生, 付李: 橋桁に作用する準定常的な持続波力の実験的検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, I_876-I_880, 2014.
- 33) 中尾尚史, 森屋圭浩, 榎本武雄, 星隈順一: 宮古橋周辺での津波の特性と橋に及ぼした影響の評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.71, No.4(地震工学論文集第 34 巻), p.I_317-I_328, 2015.
- 34) 東日本大震災による橋梁等被害分析小委員会: 東日本大震災最終報告書, 土木学会地震工学委員会, 2015.
- 35) 星隈順一: 道路構造物の巨大地震対策—橋に起きる事象の思考と防災・減災対策—, 基礎工, Vol.43, No.4, pp.14-18, 2015.
- 36) 星隈順一, 張広鋒, 中尾尚史, 炭村透, 森屋圭浩: 津波の影響に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的研究, 土木研究所資料第 4319 号, 2016 年 1 月.
- 37) 星隈順一, 中尾尚史, 森屋圭浩: 損傷制御による橋の機能回復力の向上を目指して, 土木技術資料, 2016 年 4 月.
- 38) 張広鋒, 蔵治賢太郎, 右高裕二, 大住圭太: 地震時の損傷を制御する新型支承サイドブロックに関する研究, 第 18 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, pp.1-6, 2015.
- 39) 杉岡弘一, 間嶋 信博, 松下裕明, 姫野岳彦, 松村政秀: スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強, 構造工学論文集 A, Vol.57A, pp.467-478, 2011.
- 40) 本庄清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集 A, Vol.55A, pp.506-514, 2009.
- 41) 土木研究所: 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料第 4090 号.

STUDY ON BEHAVIOR AND RESISTANCE CAPACITY OF BRIDGE UNDER TSUNAMI-INDUCED FORCE

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2015

Research Team : Bridge and Structural Engineering
Research Group

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi, NAKAO Hisashi

Abstract : In the research period of four years, the elucidation of the hydrodynamic behavior mechanism of bridge under the tsunami-induced loading, the proposed evaluation method of simple static force represented the tsunami-induced force to the bridge and development of the reduced tsunami-induced force to the bridge were conducted through flume test, loading test and numerical analysis.

Flume tests were conducted with the 1/20 scaled bridge models and the effect of the cross-sectional configuration of the superstructure on the reaction force applied to bearing supports. Test results indicated that the long overhang slab increased the hydrodynamic uplift force applied to the overhang slab, which would cause the superstructure in the girder bridge to overturn. It was also observed that the air was trapped in the space between adjacent girders while the superstructure was inundated with the tsunami, and the trapped air caused the buoyancy force.

Static loading test for a bearing-column system was also performed to study the resistance capacity of the system to the tsunami-induced force. In this test, failure of the steel bearing supports in existing bridges designed prior to 1980 occurred at the bolt connecting the side block to the lower shoe. It was also found that larger number of bearing supports in the transverse direction would exhibit larger resistance capacity for the overturning moment applied to the superstructure. The damage mode of the line bearing was discussed through the loading tests. Results of loading tests clarified the failure mode for the horizontal and uplift forces. Those failure modes were compared with the damage observed at the tsunami-inundated bridges, to discuss the direction of the significant force applied to the line bearings.

Experimental results indicated that the semicircular fairing effectively reduced the tsunami-induced horizontal and vertical forces applied to bearing supports. Analytical results also showed that the significant hydrodynamic pressure was observed at the top of web and the bottom of overhang slab in the conventional superstructure, while such hydrodynamic pressure was effectively reduced by equipping both type of the fairing with the superstructure.

The damage-controlled bearing for bridges subjected to the tsunami effect was proposed through the loading tests. Results of loading tests for the damage-controlled bearings showed that those bearings failed at the target element as expected in design.

Key words : tsunami, bridge, bearing, fairing, damage control bearing