

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

炭村 透¹・張 広鋒²・中尾 尚史³・星隈 順一⁴

¹正会員 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: sumimura44@pwri.go.jp

²正会員 合肥工業大学教授 土木与水利工程学院 (230009 安徽省合肥市屯溪路193号)
(前 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員)

E-mail: zhgf@hfut.edu.cn

³正会員 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: nakao55@pwri.go.jp

⁴正会員 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: hosikuma@pwri.go.jp

本研究では、津波の影響を受けた橋梁の抵抗特性の検証を目的として、東日本大震災における橋の流出モードを踏まえ、支承部の抵抗特性に着目した実験を行った。4本の主桁で構成される上部構造を有する実橋梁を対象に、上下部構造を含めた縮小供試体を作成し、上部構造に津波によって生じる作用を模した荷重を載荷し、その時の個々の支承の破壊形態と、一支承線全体としての終局耐力について考察した。その結果、支承の破壊は設計計算で最も上向きの終局耐力が小さくなるサイドブロック本体ではなく、サイドブロック取付ボルトの破断によることや、その耐力は標準設計手法に基づく耐力よりも大きくなることを確認した。また、上部構造を含めた梁ばねモデルにより、一支承線全体に対する構造解析を行った結果、実験結果を比較的精度よく再現することが可能であることがわかった。

Key Words : tsunami-induced force, steel bearing support, loading test, vertical capacity

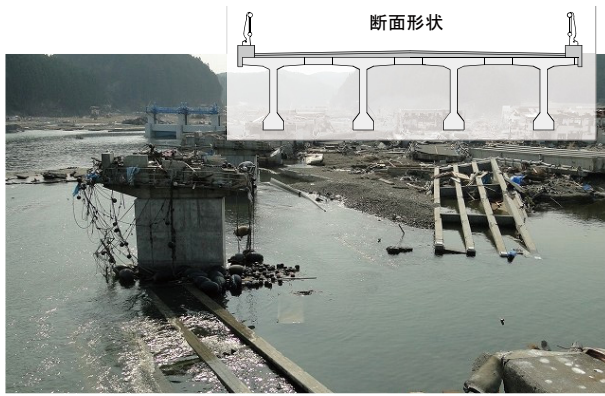
1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、津波による橋梁の被害が多数発生した¹⁾。被害の中には、津波によって支承が損傷し、上部構造が流出することによって避難路や緊急輸送路としての機能を喪失するような事例もみられた。

地震後の現地調査から、上部構造の流出形態として、図-1(a)に示すような裏返しになって流出したケースと、図-1(b)に示すように裏返しにならずに流出したケースの両方が見られた¹⁾。裏返しになったケースにおいて、下部構造天端の状況に着目すると、図-2に示すように主桁を挟み込むように5個所に設けられたコンクリート製の落橋防止構造は、陸側に位置する3個所のみ大きく損傷し、海側に位置する2個所は、主桁との接触部でやや角部の欠け落ちが見られるものの、軽微な損傷となっている。これらの状況からは、津波によって上部構造は海側

(津波作用側) から持ち上げられるように回転しながら流出したものと推測される。

津波の影響による橋梁上部構造の流出過程を詳細に分析するためには、津波そのものの作用特性および橋梁側の抵抗特性の双方の検討が必要となるが、本研究では、後者の橋梁側の抵抗特性に着目した。すなわち、東日本大震災における橋の流出モードを踏まえ、橋梁の部材の中でも支承部の抵抗特性に着目することとした。支承部の抵抗特性について検証するには、橋脚上の複数の支承に同時に荷重が作用する状態での検証が必要になると考えられる。しかし、これまでの鋼製支承の抵抗特性に関する実験的研究事例は、単体の鋼製支承を対象に実施されたものがほとんどであり^{例えば2)~5)}、複数の支承を組み合わせた系に対して行われた研究事例はない。また、被害のパターンから上部構造の回転挙動を考えると、支承に上向き力を作用させた時の抵抗特性の評価が重要になると考えられるが、水平力に比べ、上向き力作用時に着



(a) 裏返しになって流出したケース



(b) 裏返しにならずに流出したケース

図-1 上部構造の流出状況

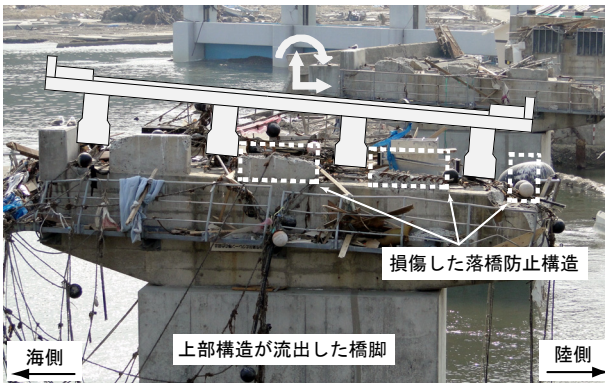


図-2 損傷痕跡から推定される上部構造の流出挙動



図-3 被災後の小泉大橋

目した研究事例は非常に少ないのが現状である。

このような状況を踏まえ、本研究では東日本大震災において、上部構造の流出被害が生じた実橋梁を対象に、上下部構造および支承を模した大型供試体を製作し、上部構造に津波によって生じる作用を模した荷重を載荷して、津波の影響を受ける時の支承の破壊形態と、上下部構造を含めた全体系の終局耐力の把握を目的とした載荷実験を行った。さらに、上部構造を含めた梁ばねモデルによる解析を実施し、実験結果と解析結果の整合についても検証を行った。

2. 津波の作用を受ける支承部の載荷実験概要

(1) 供試体

a) 検討対象橋梁

本研究では、実験供試体の設定にあたって、東北地方太平洋沖地震で実際に上部構造の流出被害が生じた、国道45号線の小泉大橋を対象とした。小泉大橋は2連の3径間連続非合成鋼鈑桁橋で、主桁本数は4本、支間長は30.1mであり、図-3に示すように津波により支承が破損し、上部構造が2連とも上流側に流出した。また、掛け違いのP3橋脚も上部構造同様に流出している。小泉大

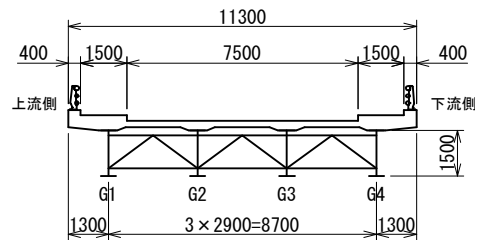


図-4 小泉大橋の上部構造断面図

橋の上部構造断面図を図-4に、全体側面図を図-5に示す。

津波被災後の固定支承を有する橋脚天端の状況を図-6に示す。小泉大橋では、密閉ゴム支承板支承（BPB 支承）が用いられているが、海側に位置する2つの支承は支承の一部が残し、陸側に位置する2つの支承は全体が流出している。海側に位置する支承は、拡大図に示す通り上向き力抵抗機構の一つであるサイドブロックが破損して失われており、図-2の事例と同様に、津波によって海側から上部構造が持ち上げられるように回転して流出したものと推測される。

b) 上下部構造

小泉大橋では、津波の影響によりT型橋脚の横梁付け

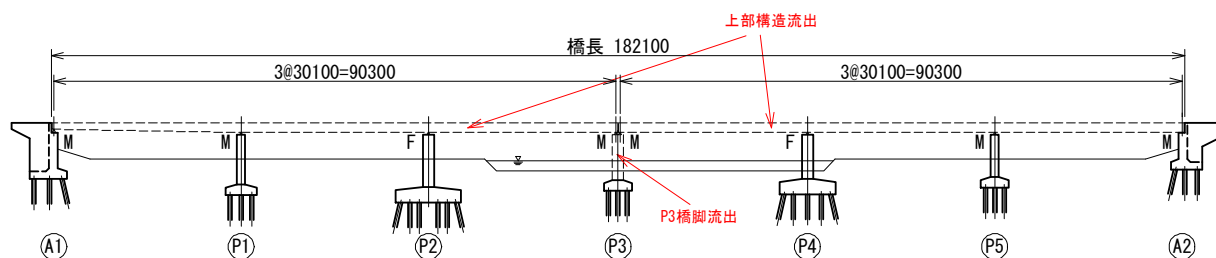


図-5 小泉大橋の側面図

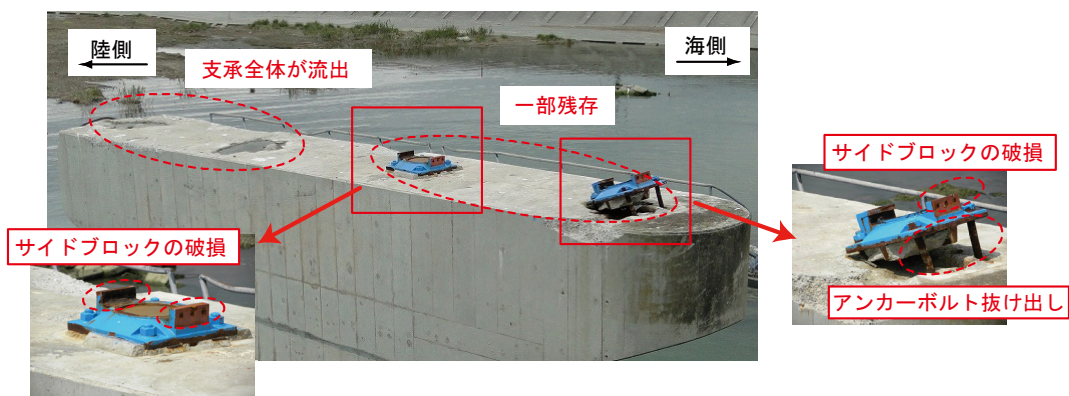


図-6 固定橋脚の天端の状況

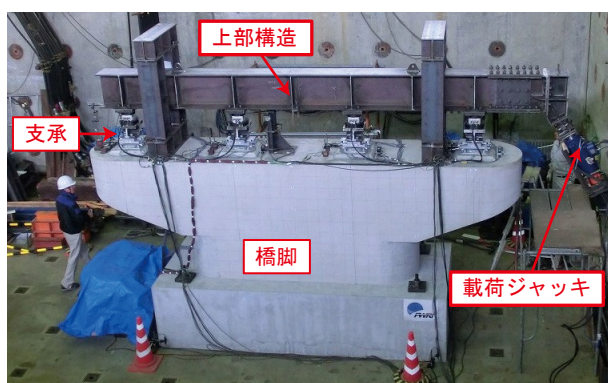


図-7 供試体全景

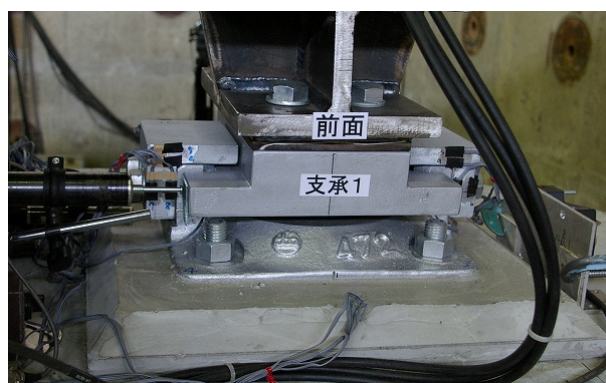


図-8 支承の設置状況

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するために、下部構造の供試体は、小泉大橋のP2、P4固定橋脚を配筋も含めて1/2にできる限り忠実に縮小したものを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図-7に示す。

c) 支承

供試体に用いた支承としては、小泉大橋で実際に用い

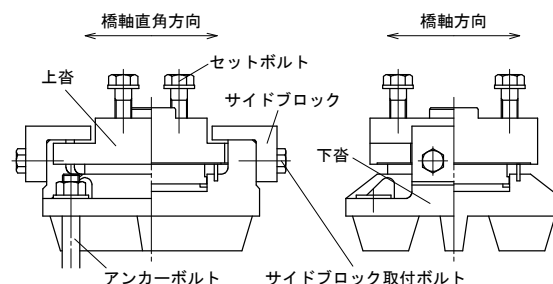


図-9 BPB 支承の構造例

られていたBPB支承を用いることとした。支承供試体の設置状況を図-8に示す。本実験においては、日本道路協会の道路橋支承標準設計⁶⁾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。BPB支承の構造図を図-9に示す。BPB支承は主に鋳鋼品などの鋼製部材で構

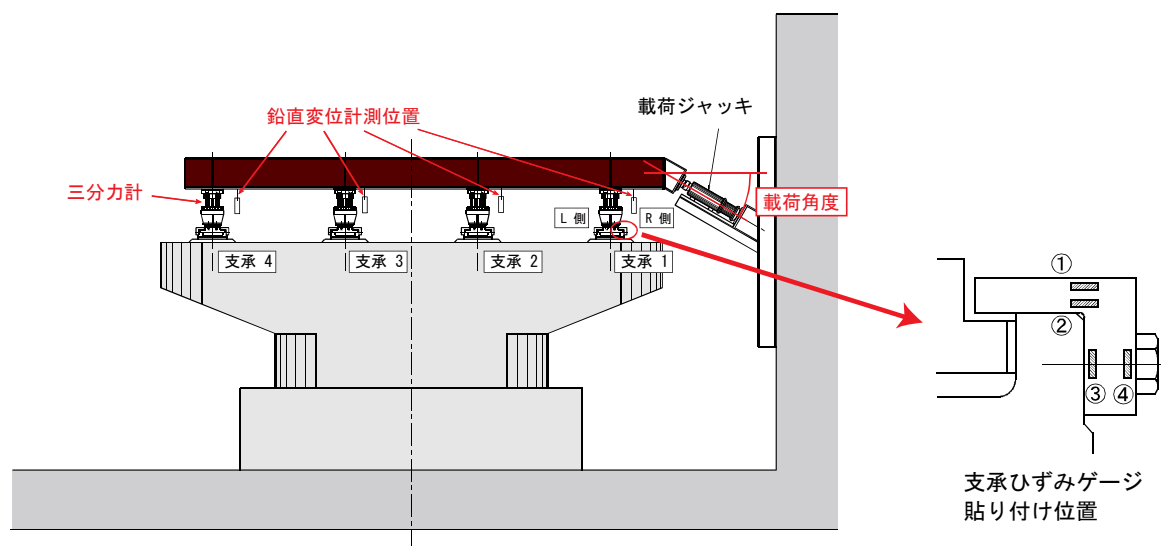


図-11 変位，荷重，ひずみの計測位置

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．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，あるいは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．

(2) 荷重方法

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．本研究では，著者らが別途実施した橋梁模型に対する水理実験の結果，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⁷⁾，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，図-10に示すように上部構造の張出し部に荷重点を設け，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荷重を行うこととした．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，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荷重すると，本実験供試体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．

(3) 計測方法

計測項目は，荷重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

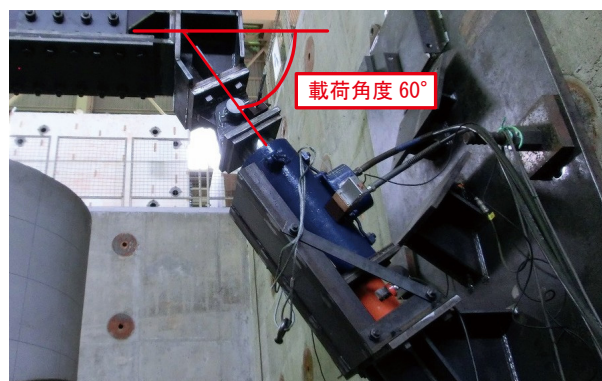


図-10 ジャッキの設置状況

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-11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．支承のひずみは，後述する支承の上向き耐力の計算結果から，橋軸直角方向に設置されるサイドブロック本体の耐力が最も小さく，本体の破壊が予想された．したがって，図-11に示す応力計算の照査断面位置（L字の付け根部および取付ボルト貫通部）である①～④の位置にひずみゲージを貼り付けて計測した．なお，ひずみゲージは図-11に示す支承のL側，R側の両方のサイドブロックに貼り付けている．

3. 実験結果

(1) 支承の終局耐力の評価

BPB支承は，文献6)に示されている設計計算手法に基づく，上向き力単独を作用させた場合，図-12に示すサイドブロック本体（X-X断面またはY-Y断面）および

表-1 サイドブロック本体および取付けボルトの応力計算

断面	項目	計算式
X-X断面	曲げ引張応力度	$\sigma = \frac{V/2 \times L_2}{1/6 \times (b - n \times d) \times t_2^2} + \frac{V/2}{(b - n \times d) \times t_2}$
Y-Y断面	曲げ応力度	$\sigma = \frac{V/2 \times L_1}{1/6 \times b \times t_1^2}$
	せん断応力度	$\tau = \frac{V/2}{b \times t_1}$
	合成応力度	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2$
取付ボルト	引張応力度	$\sigma_t = \frac{V/2 \times L_1/L_3}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$
	せん断応力度	$\tau = \frac{V/2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$
	合成応力度	$U = \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2$

ここに、 t_1 , t_2 , b : サイドブロック本体寸法
 L_1 , L_2 , L_3 : 作用距離
 d_0 : サイドブロック取付ボルト谷径
 n : サイドブロック取付ボルト本数

サイドブロック取付ボルトのいずれかの耐力が最も小さくなることが多い。文献6)に記載されている各部位の応力計算手法は表-1に示す通りであるが、この計算式からサイドブロックX-X断面、Y-Y断面およびサイドブロック取付ボルトの任意の応力状態に対する上向き力 $V_1 \sim V_3$ の算出式を整理すると、それぞれ次の(1)~(3)式に示す通りとなる。

$$V_1 = \frac{\sigma \times 2 \times (b - n \times d) \times t_2^2}{6 \times L_2 + t_2} \quad (1)$$

$$V_2 = \frac{2 \times \sigma \times b \times t_1}{\sqrt{(6 \times L_1/t_1)^2 + 3}} \quad (2)$$

$$V_3 = \frac{\sigma \times \pi \times d_0^2 \times n}{2 \times \sqrt{(L_1/L_3)^2 + 3}} \quad (3)$$

(1)~(3)式の右辺の σ として、表-2に示す本実験供試体で用いた支承に使用した材料のJISに規定された引張強さを適用すると、予想される終局耐力は表-3の通りとなる。なお、表-3には本実験で用いた支承の材料検査証明書に記載された、実際の引張強さ時に対する終局耐力も併記している。本実験で用いた支承の計算上の終局耐力は、サイドブロック本体のY-Y断面が136kNで最も小さくなり、本体X-X断面はそれより若干大きい142kN、取付けボルトは本体の終局耐力の約1.6倍の213kNとなった。

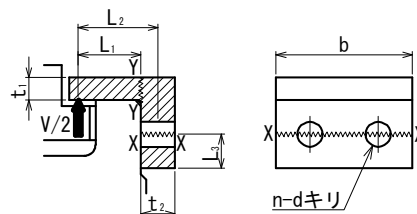


図-12 サイドブロックの応力計算

表-2 使用材料の引張強さ

部位	材質	引張強さ(N/mm ²)	
		規格値	実測値
サイドブロック	SS400	400	461
取付ボルト	強度区分4.8	400	565

表-3 各部位の上向き計算終局耐力一覧

部位	計算終局耐力(kN)	
	規格値による	実測値による
X-X断面	123	142
Y-Y断面	118	136
取付ボルト	150	213

(2) 支承の破壊の進展

図-13は、ジャッキの载荷軸方向に対する荷重-変位関係を、図-14(a)~(d)はサイドブロックY-Y断面のひずみとジャッキ変位の関係をそれぞれ示したものである。ひずみデータは、図-11に示す①、②の位置（サイドブロックY-Y断面）における、L側、R側の両方の計測値を示している。

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。図-14(a)において、支承1のサイドブロックにひずみが発生していることから、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、载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、サイドブロックが脱落することによって上下が分離した。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。

最も载荷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、図-14(b)に示す通り、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図-15に示す。図-15(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。図-15(b)に示すL側のサイドブ

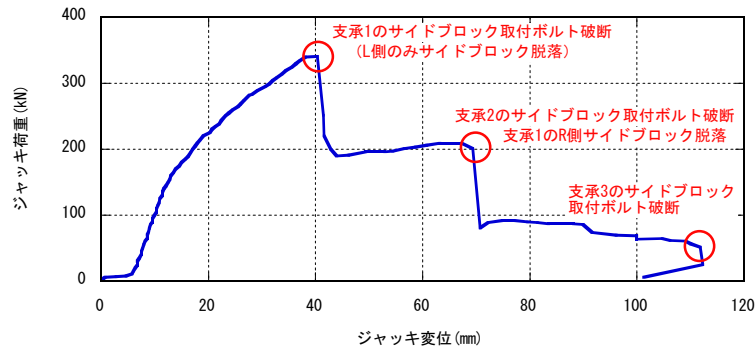


図-13 ジャッキの载荷軸方向に対する荷重-変位関係

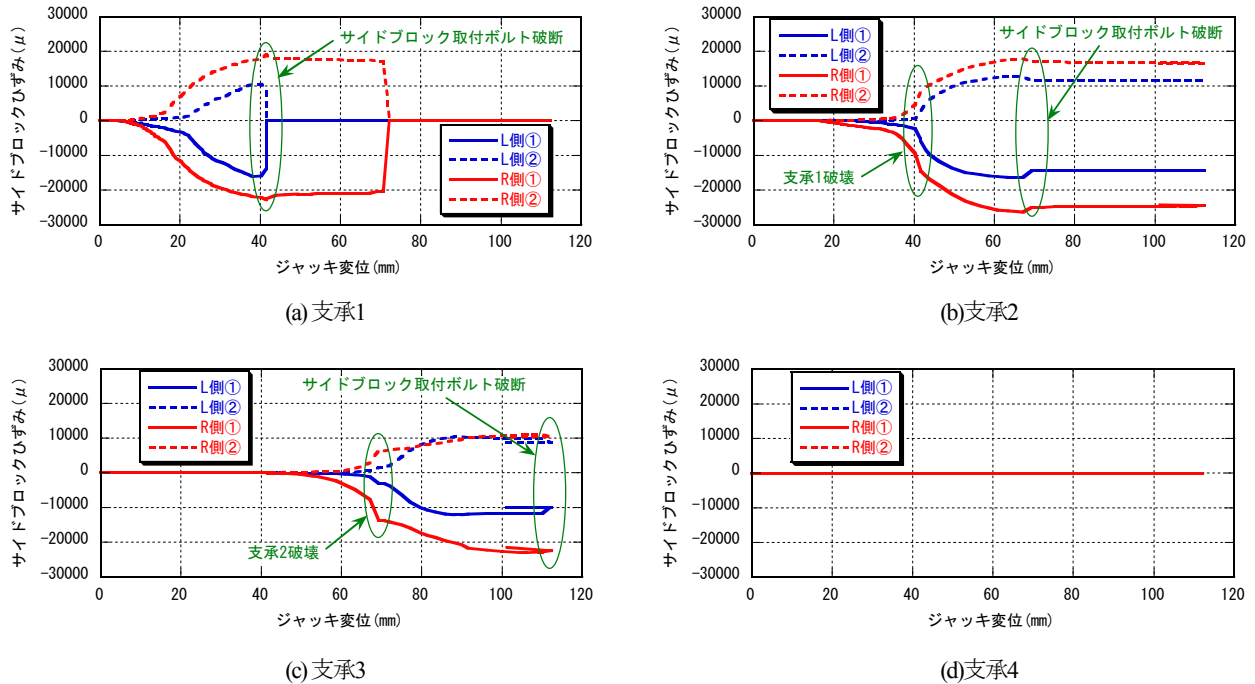
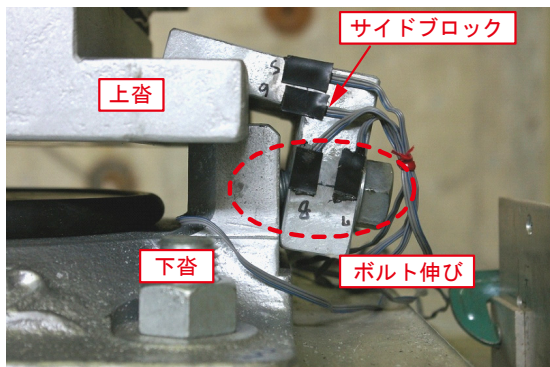
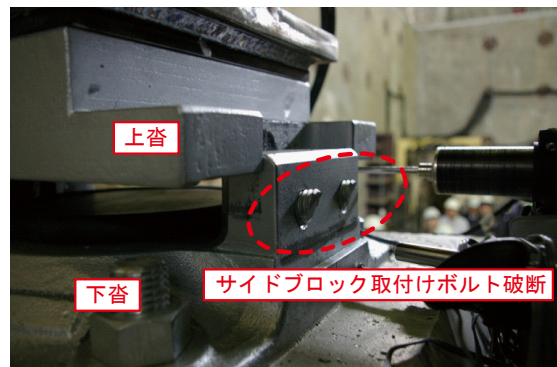


図-14 サイドブロック Y-Y断面のひずみとジャッキ変位の関係



(a) R側サイドブロック



(b) L側サイドブロック

図-15 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

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前提条件はあるものの、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

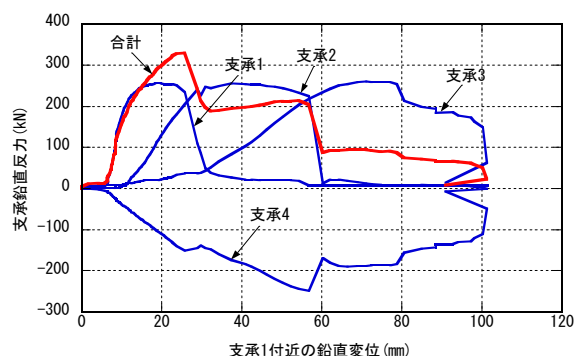


図-16 支保鉛直反力と支保1付近の鉛直変位の関係

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。

(3) 支保の抵抗特性

図-16に支保1付近の鉛直変位と、支保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、支保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。載荷点から最も遠い位置にある支保4は、下向き力のみが発生している。図-16には、支保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、支保1破壊時が約330kNで最大となり、支保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、支保1が破壊した時点では、支保2が200kN程度、支保3も40kNほど抵抗していることがわかる。

図-17に各支保付近の鉛直変位と、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、支保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。

(4) 支保の耐力評価

図-18に表-3に示したサイドブロック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BPB支保の標準設計に基づく設計上向き力を点線で示している。

一般に支保の設計で用いられている表-1の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保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。

また、図-18にY-Y断面（①②位置）とX-X断面（③④

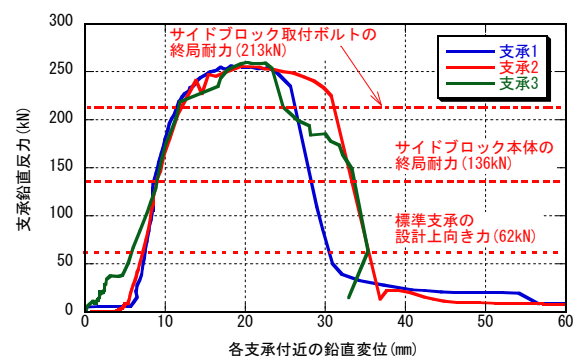


図-17 支保鉛直反力と各支保付近の鉛直変位の関係

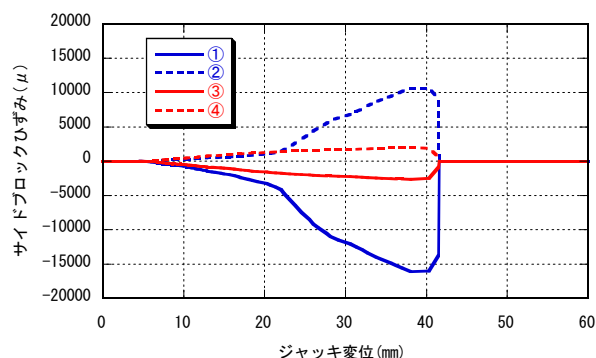


図-18 Y-Y断面とX-X断面のひずみ比較例

位置)のひずみを比較した一例として、支保1のL側のグラフを示す。上向き力に対して発生するサイドブロック本体のX-X断面およびY-Y断面のひずみは、Y-Y断面の方が圧倒的に大きい値を示している。これは、破壊に至ったすべての支保において同様の傾向が見られた。表-3からは、両断面ともに終局耐力に差はなく、応力計算上の負荷は大きく異ならない。既往の研究においても、実験により得られた終局耐力が計算による推定値を上回る事例は報告されているが²⁾、本実験で用いた供試体においても、鋼材の塑性変形に伴う荷重作用位置の変動による曲げモーメントの変化などにより、応力計算時の想定と実現象で相違の相違があるものと考えられる。

4. 支保部の抵抗特性の評価

(1) 上部構造を含めた梁ばねモデル

4基の支保により支持された上部構造に対し、前述のような荷重を与えると、載荷点に近い支保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保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、支保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、支保部は水平および鉛直のばねを

用いてモデル化した。図-19に解析モデルを示す。載荷位置は上部構造の張出し位置とし、載荷実験と同様に60° 上向きに強制変位を与えた。

(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-20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。

(3) 解析結果と実験結果の比較

解析結果を図-21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-20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。

5. まとめ

本研究では、津波により流出被害の生じた実橋梁を対象として、上下部構造および支承を模した供試体を製作し、上部構造に段波状の津波が作用した時の状況を表した荷重を載荷して、津波の影響を受けた際の支承の破壊形態と、一支承線全体系としての終局耐力の把握を目的とした載荷実験を行った。本研究により得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 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

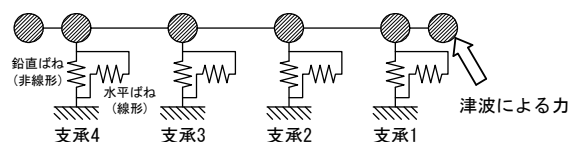


図-19 解析モデル

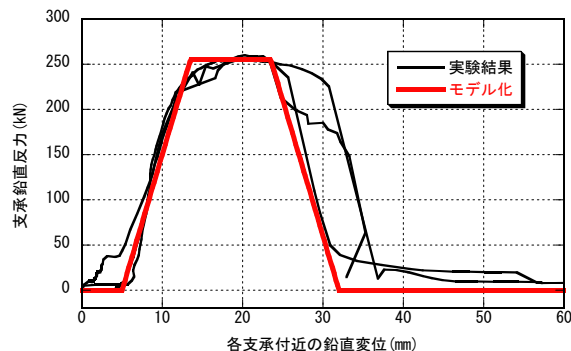


図-20 支承のモデル化

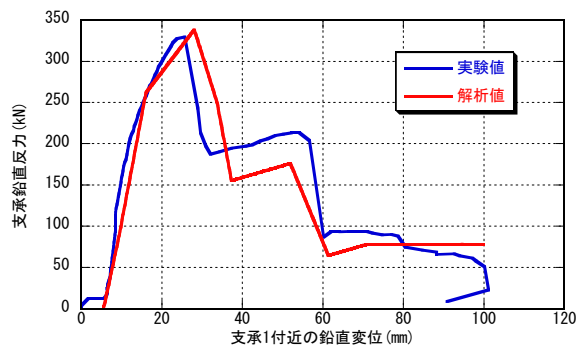


図-21 解析結果

付ボルトであった。

- (2) 実験による上向き力に対する破壊部位はサイドブロック取付けボルトであったが、支承の標準設計の考え方に基づく計算上の最弱部位はサイドブロック本体のY-Y断面であり、実験と応力計算で異なる結果となった。
- (3) 実験から得られた支承の上向き力に対する荷重－変位特性をモデル化し、上部構造を含めた簡易な梁ばねモデルによる解析にて、一支承線上の支承全体系としての耐力を精度よく評価することが可能である。

参考文献

- 1) 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報, 国総研資料 第 646 号, 土研資料 第 4202 号, 2011.7
- 2) 阿部雅人, 吉田純司, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 宇佐美哲: 金属支承の水平終局挙動, 土木学会論文集, No.773/ I -69, pp.63-78, 2004.10
- 3) 長谷川秀也, 前野裕文, 澤田敏幸, 青木徹彦, 水野

- 豪, 大畑和夫, 生野英治: 既設鋼製支承 (BP-A) の水平耐荷力に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部, Vol.57, pp.797-798, 2002.9
- 4) 長谷川秀也, 前野裕文, 澤田敏幸, 鵜野禎史: 既設鋼製支承 (ピボット, ピボットローラー支承) の水平耐荷力に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 1 部, Vol.58, pp.51-52, 2003.9
- 5) 大塚久哲, 山平喜一郎, 増田耕一, 栗木茂幸: 兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察, 鋼構造論文集, Vol.7, No.28, pp.19-31, 2000.12
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋支承標準設計 (すべり支承編), 1993.5
- 7) 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, 2012.7
- (2012.9.21 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON RESISTANCE CAPACITY OF STEEL BEARING SUPPORTS IN BRIDGES UNDER TSUNAMI-INDUCED LOADING

Toru SUMIMURA, Guangfeng ZHANG, Hisashi NAKAO and Jun-ichi HOSHIKUMA

In this study, a bridge model with steel pot bearings was tested with the purpose to investigate the resistance capacity of bearing supports under tsunami-induced loading. The load was applied in a direction of 60 degree to the horizontal direction based on the results of the flume test for bridge model. It was found that the ultimate damage of the bearing supports due to the uplift force was caused by the fracture of the bolts for fixing the side block, and the maximum load exceeded the capacity of bearing supports estimated by the standard design procedure. Furthermore, static analysis with the simple frame model was proposed and analytical results of the vertical capacity of steel bearing supports coincided with test results.