岩手三陸地区の橋梁の被害

株式会社エイト日本技術開発
保全･耐震･防災事業部
東京支社　保全･耐震･防災部
美藤　友郎

１．はじめに

三陸国道事務所管内の一般国道４５号は、弊社で過去に橋梁点検、橋梁補修設計、耐震補強設計などの業務を実施しており、弊社の関係者が何度となく足を運んだ地区である。以下に、東北地方太平洋沖地震での甚大な被害を受けた三陸地区における橋梁の被害について、以下に述べる。

２．三陸地区の特徴

岩手三陸地区はリアス式海岸という地形的特徴から、陸地は起伏が多く、急な傾斜の山地が海岸にまで迫っている。そのため、平地が少なく、市街地は、港、河口を中心に集まっており、過去に多くの津波被害を受けてきた地域である。

さらに、三陸地区には南北をつなぐ高速道路は無く、現在、三陸縦貫自動車道が大船渡、釜石、宮古、久慈の市街地周辺のごく一部の範囲で開通し、鋭意建設が進められているものの、現時点では南北を縦断する道路は､国道４５号のみである。

３．調査概要

調査対象:一般国道４５号において弊社が､点検、補修設計、耐震補強設計を行ってきた橋梁の被害状況、他

調　査　者:森副事業部長、高木（PM）、美藤（PM）

調査日程：4/4（月）～4/5（火）

図１　調査位置図

４．関連業務

三陸地区において、弊社では橋梁関連で、過去に以下の業務を実施している。

【耐震補強設計】

H17 新田橋設計業務（三陸国道事務所）
※局長表彰

H21 関谷高架橋補強設計業務（三陸国道事務所）

H21 織笠高架橋補強設計業務（三陸国道事務所）

【補修設計】

H20 三陸国道構造物保全対策設計業務（三陸国道事務所）

【橋梁点検業務】

H19 三陸地区橋梁点検業務（東北技術事務所）
※事務所長表彰

H20 三陸地区橋梁点検業務（東北技術事務所）

H21 三陸地区橋梁点検業務（東北技術事務所）

H22 三陸地区橋梁点検業務（東北技術事務所）

以下に、過去に点検、補修設計、耐震補強設計を実施してきた橋梁並びにその周辺の橋梁他の被害状況について報告する。

５．調査結果

5.1　概要

岩手三陸地区は、3/11 の地震において、計測震度で５弱～６弱の地域が多く、地震による慣性力による目立った被害は確認できず、主たる被害要因は“津波”であった。

これまで、耐震補強など地震時の慣性力に対しての挙動、損傷事例およびその対策については、数多く経験しているものの、津波荷重（浮力）という橋梁設計において、これまで全く考えたことのない荷重が作用した結果を目にして、現地ではかなり頭の中が混乱した。

以下に、大きな被害を受けた橋梁だけでなく、被害の小さかった橋梁も含めて被害状況について示し、限定された事例から多少の無理を承知の上で、流失事例から流されやすいあるいは流されにくい形式、状況などについて整理する。

5.2 各橋梁の被害状況

(1)乙部橋（田老町）

橋　　長：L=38.9m
橋梁形式：PC2 径間単純プレビーム合成桁橋
海岸線からの距離：約 1km
EJEC 関連業務：H17 耐震補強、H20 橋梁点検
被害状況：防護柵破断・流失、桁・下部工は被害無し

乙部橋は、橋面の防護柵が基部から破断して一部を残してほぼ欠損している。橋梁本体については支承周り、変位制限構造、橋脚ともに損傷は見られない。また、下流側２００ｍほどの位置に架かっていたと思われる橋梁（鋼２単純Ｈ鋼桁・２連）のうち、１径間分は乙部橋の下流側すぐ近くのところにあった（**写真 1**）が、もう１径間は乙部橋を超えてさらに上流側にあった。この橋梁が津波により流され、乙部橋を超えて、防護柵をなぎ倒して通過したようである。

写真 1 乙部橋状況

(2)宮古大橋（宮古市）

橋　　長：L=308.2m
橋梁形式：鋼単純合成箱桁・２連、鋼４径間連続非合成箱桁
海岸線からの距離：約 1km
EJEC 関連業務：H20 補修設計、H22 橋梁点検
被害状況：主桁一部変形、検査路・排水管破断

宮古市役所近くに位置し、船が衝突する姿がテレビで放送されていた橋梁である（**写真 2**）。桁に船などの接触痕はあるものの、著しい損傷は見られない。津波は桁下以下の高さであったようである。

写真 2　宮古大橋

(3)宝来橋、宝来橋側道橋（下閉伊郡山田町）

■宝来橋
橋　　長：L=80.0m
橋梁形式：ＰＣ単純ポステン箱桁・２連
海岸線からの距離：約 10m
EJEC 関連業務：H22 橋梁点検
被害状況：無し（路面に土砂堆積）

■宝来橋側道橋
橋　　長：L=91.4m
橋梁形式：鋼単純鈑桁（ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ）・３連
海岸線からの距離：約 10m
EJEC 関連業務：H22 橋梁点検
被害状況：上部工流失

宝来橋は、山田湾に面しており、関口川を跨ぐ橋梁である。宝来橋は海側、宝来橋側道橋は山側に位置しているが、海側・道路橋のＰＣ桁は目立った損傷は確認できなかったものの、上流側にある鋼鈑桁（ﾃﾞｯｷﾌﾟﾚｰﾄ）は、５０ｍほど上流まで流され、上下逆さまになり、堤防の上に横たわっていた（**写真 3, 4**）。

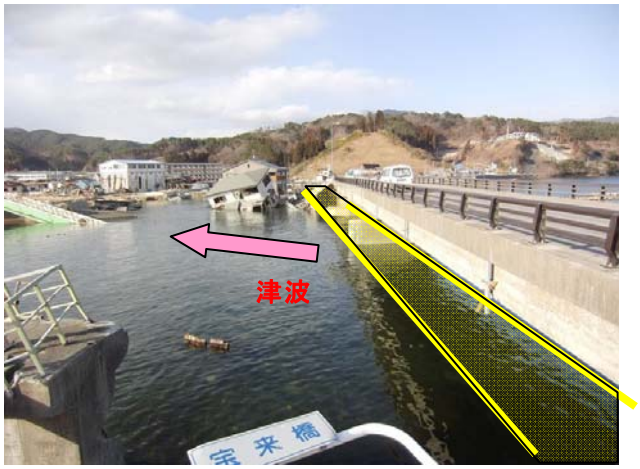


写真 3　宝来橋側道橋の流失状況

写真 4　流失し天地逆になった宝来橋側道橋

起点側の土工部が流失していたため、橋梁も含め通行止めであった。しかしながら、山田町は平行して自動車専用道路である三陸縦貫自動車道（山田道路）が一部完成しており（図 2）、緊急車両、自衛隊の車両などのうち、山田町を通過するだけの車両がそちらを通っていたため、山田町市街地には著しい渋滞は見られなかった。

図 2　山田湾周辺

(4)矢の浦橋（釜石市）

橋　　長：L=108.6m

橋梁形式：鋼 3 径間連続鋼床版鈑桁橋

海岸線からの距離：約 0m

EJEC 関連業務：H20 橋梁点検

被害状況：桁衝突痕多数、防護柵変形、背面盛土沈下

釜石港の近く、甲子川に架かる 3 径間の鋼床版鈑桁橋である（写真 5）。矢の浦橋については、鋼床版で比較的重量が軽いということもあり、流失している可能性があると想像していたが、意外にも橋梁本体には目立った損傷は見られず、防護柵が変形あるいは欠損している程度であり、仮設ガードレールが設置されていた。

しかしながら、併設している上流側の水管橋については、3 径間のうち 2 径間が流失しており、上流側の南リアス線（大船渡～釜石）よりもさらに上流まで（300m ほど）流されていた（写真 6）。

写真 5　矢の浦橋

写真 6　矢の浦橋上流側の水管橋の流失

(5)片岸大橋（釜石市）

橋　　長：L=68.0m

橋梁形式：鋼単純合成鈑桁・3 連

海岸線からの距離：約 100m

EJEC 関連業務：H22 橋梁点検

被害状況：主桁の変形、1 部防護柵流失

防潮堤のすぐ近くに位置する橋梁で 3 径間のうち、最も縦断線形が低くなっている径間についてのみ、防護柵が流失し、主桁の下フランジが大きく変形していた（写真 7）。また、すぐ海側に県道の橋梁（PC プレテン床版橋）が新たに架設されていたが、片岸大橋における水位からみて、完全に水没したと思われるものの、防護柵が変形している以外は特に損傷は見られなかった。

写真７　片岸大橋　上部工の変形

(6)荒川橋（釜石市）

橋　　長：L=40.0m

橋梁形式：PC 単純ポステンＴ桁・２連

海岸線からの距離：約 600m

EJEC 関連業務：H20 補修設計、H22 橋梁点検

被害状況：無し

（被災前：H22.10）　　（被災後：H23.4）

写真８　荒川橋

国道４５号の荒川橋については、周辺の電柱、木々、看板などは一切無くなっていた（**写真 8**）ものの、橋梁には目立った損傷は見られず、桁などの状況を見ても水位が桁付近まで上がった形跡はなかった。しかしながら、**図 3** に示すように荒川橋を挟んで海側に県道、町道の橋梁が２橋、上流側に南リアス線の橋梁が１橋の４橋が並んでいる場所であり、最も下流側にあるＰＣ場所打ち中空床版橋（図 3,①下流側市道；熊の川橋）については、パッド型ゴム支承が流失していた。また残っているゴムパッドも津波により横に移動しており、浮力を受けつつ横から押されていたことが伺えた。また、荒川橋のすぐ下流にある昭和初期に建設されたであろうと思われる３径間のＲＣ桁（図 3,③旧荒川橋）については、老朽化も著しく流失の可能性が高いと想像していたが、目立った被害は見られなかった。さらに、上流側の南リアス線の鉄道の橋梁（図 3,④）については、３径間ＰＣ桁のうち河川上の最も桁高の高い径間が流失し、上流側数十ｍのところに、横たわっており、支間中央から２つに折れ、シースがむき出しになっていた（**写真 9**）。

図３　荒川橋周辺の橋梁の状況

写真９　荒川橋上流の南リアス線の落橋

(7)沼田跨線橋（陸前高田市）

橋　　長：L=65.2m

橋梁形式：PC ポステン単純Ｔ桁・３連

海岸線からの距離：約 200m

EJEC 関連業務：H19 橋梁点検、H20 補修設計

被害状況：上部工流失

（被災前：H21.4）　　（被災後：H23.4）

写真 10　沼田跨線橋　流失状況

３径間すべての上部工が完全に流失し（**写真 10**）、上流側 20m 程度のところまで流されていた。跨線橋であったが、鉄道は機能していないため、線路上を埋める形で、盛土にて迂回路が確保されていた。また、Ｔ桁の桁間に落橋防止としてＲＣ突起が設けられていたが、ＲＣ突起の基部や橋脚の基部には水平力によるひびわれは見られなかった。つまり、衝撃的に浮力が作用し浮き上がったものと思われる。

写真 11　沼田跨線橋　橋台背面から橋脚を撮影

(8)川原川橋（陸前高田市）

橋　　長：L=28.8m

橋梁形式：PC ポステン中空床版

海岸線からの距離：約 300m

EJEC 関連業務：H20 橋梁点検

被害状況：背面土流失、防護柵変形

橋梁本体は流失等しておらず、橋梁としての構造は何とか保っているものの、A1 側背面土が流失しているため、国道が分断されていた。調査時点(4/5)では、仮橋が設置されており（**写真 11**）、片側交互通行で供用されていた。同仮設橋梁は、昭和 54 年に日本鉄塔工業(株)が北陸地方整備局に納めた製品であり、北陸で保管されていたものが利用されているとのことであった。それほど前から応急組立橋が存在していたこと、その応急組立橋が現在まで北陸地整に保管されていたこと、それが今、陸前高田市で利用されていること、に驚いた。

写真 11　川原川橋　応急橋梁による交通確保

(9)気仙大橋（陸前高田市）

橋　　長：L=181.5m

橋梁形式：鋼３径間連続非合成鈑桁橋、鋼２径間連続非合成鈑桁橋

海岸線からの距離：約 300m

EJEC 関連業務：H19 橋梁点検

被害状況：上部工流失

ダンパー設置、支承をゴム支承に取り替えなどにより耐震補強が実施されていた橋梁である。ダンパーについては、下部工付のアンカーボルトは損傷が見られなかったものの、上部工側との接合ブラケットのボルトが破断していた（**写真 12**）。また、数年前の耐震補強でダンパー設置に加えて、支承をゴム支承に交換しているが、直角方向のサイドブロックおよびアップリフト対策が施されている支承ではなかったため、浮力に抵抗するものが無く、ゴム支承が破断し（**写真 14**）、桁が流失したようである。

写真 12　気仙大橋 A1 橋台　前面の状況

写真 13　気仙大橋（起点側より撮影）

（被災前：H19.5）
P3 橋脚

（被災後：H23.4）
A1 橋台

写真 14　気仙大橋　ゴム支承破断

5.3 桁流失について

今回調査したごく限定された橋梁からの情報だけではあるが、桁流失に着目し、5.2 に示した事例から得られた知見を以下に整理する。

①ＰＣ橋の方が鋼橋よりも流れにくい

☞当然であるが、重いＰＣ桁の方が流失に対する抵抗性が高い。

例）(1)乙部橋、(5)宝来橋、宝来橋側道橋

②多主桁の橋梁は流れにくい

☞多主桁橋梁は、上向きの力に多くの支承で抵抗するため冗長性を有している。逆に２支点の場合などは、１つの支承側浮力で破壊されると、残りの支承に荷重が集中し破壊されてしまうので流されている。特に荒川橋上流の南リアス線の橋梁については、桁高が高いことに加え、浮力及び水平力により２支承のうち片側に大きな上揚力が作用し、一方の支承が壊れたのち、もう片方も損傷したものと推定できる。

例）(9)矢の浦橋、矢の浦橋の上流側水管橋、荒川橋上流側の南リアス線の橋梁

③アップリフト止めの無い橋梁は流失の可能性が高い。

☞ＰＣ橋であってもプレテン形式の場合、パッド型支承が一般的なであり、アンカーバーも設置されているものの、上向きの力には抵抗せず、浮力で流されているものが多い。

例）(14)沼田跨線橋、(16)気仙大橋

写真 14　アップリフト止めの有る支承

つまり、コンクリートの多主桁橋で、支承にピンチプレートが設置されている支承（BP 沓など）を使用している橋梁は津波による桁流失に対する抵抗性は高いと言える。

津波による損傷メカニズム及びその対策方法について、シミュレーションにより浮力を求め、対策設計の荷重を定めるのは、津波の大きさ、地形、進行速度、流失物による水平力の増大など多くの要素が関係し、困難であると現地を見て感じた。

今後、海岸線近くの同じような位置に橋梁を設置するのであれば、設計荷重の設定は困難であるものの、上記のような定性的な情報をより多く整理し、“流れにくい橋”を建設しておくことが必要である。

６．おわりに

岩手三陸地区における橋梁の被害は、地震による慣性力の影響はあまり見られず、圧倒的に津波によるものであった。

耐震補強は一定の効果があったが、細々と橋梁の予防保全的観点からの橋梁点検、補修設計、詳細調査を行ってきたことは、“流失”により一瞬にして消し去られた。

現地を見た際には、壊滅的な街の状況など、様々な被害を目にするにつれ、津波の圧倒的な破壊力に、思考回路が停止し、なぜ壊れるのか、など考えてもムダなようにも思えた。

気を取り直し、「5.3 桁の流失について」に述べたような定性的なことは言えるのではないかとも考えた。その作用荷重の大きさを求め、設定することはできなくとも、5.3 に述べたような定性的な情報をより多く集め、津波抵抗性の高い橋梁はどのようなものかを整理しておくことは重要なことである。

三陸の地形を考えた場合、海沿いに市街地が発展し、道路が必要となるのはやむを得ない状況にある。市町村道を含む全ての橋梁が津波に対して流失しないようにすることは、現地の被害状況から見て、不可能であると思われる。しかしながら、国道４５号のような被災時に緊急輸送道路となるような道路は、自衛隊の緊急車両をはじめ、復旧のための各種緊急車両が通行する。それらに限っては流失しない津波対策を講じた橋梁が必要であると強く感じた。

三陸地区は、津波に対する意識が高い地域であり、我々も橋梁点検業務などの際には、津波ハザードマップを作業計画書に入れ、津波浸水想定区域内での作業については、十分留意の上実施していた。一方、心のどこかで「ここまで津波が来るはずない」と思っていたのも事実である。この４年間ほどの間に、年間の１／３～１／２ぐらいの期間、弊社の誰かが現地で作業を行っている状態であった。その間、地震が発生したことも何度かあったが、幸いにも 3/11 の地震の際には、関係者が誰も現地に居なかった。このことは奇跡的であったと言っても過言ではない。

今後は、今回、現地で確認した事象、今後蓄積される最新の情報を踏まえた橋梁計画を行っていきたいと考えている。　（以上）

宮城県内（国道45号線沿い）の橋梁の被害

株式会社エイト日本技術開発
保全･耐震･防災事業部
関西支社　保全･耐震･防災部
古屋　知真

１．はじめに

平成 23 年 3 月 11 日午後 2 時 46 分頃に発生した東日本大震災により、多くの橋梁が損傷した。

特に、耐震対策済みの橋梁についても損傷していたことから、設計において想定していない被害が発生したということが、一つの問題点として挙げられる。

本調査では、宮城県の国道 45 号線沿いの 8 橋梁（図１）の被害状況を確認すると共に、想定外の被害について、被災状況から損傷メカニズムを分析し、今後予想される巨大地震に備え、現行の設計基準の課題を整理した。

調査日程：平成 23 年 4 月 2 日～4 月 6 日

調査エリア：図１に示す。（対象橋梁 8 橋）

図１　調査エリア

２．主な被害の概要

調査により確認された主な被災状況を表１に示す。本震災における被害は、大きく「津波による被害」と「地震動による被害」であった。中でも、津波による被害が大きく、上部構造が流されてしまった橋梁が見られた。一方で、地震動による被害については、落橋に至るような被害は無く、津波に比べ軽微であった。特に下部構造については、ほとんど被害は見られなかった。

表１　調査結果概要

	調査対象橋梁	被災状況	要因
1	歌津大橋	桁の流失 RC橋脚の損傷	津波
2	水尻橋	桁の流失 橋台背面盛土の流失	津波
3	古川橋	特に大きな損傷なし	－
4	新飯野川橋	特に大きな損傷なし	－
5	天王橋	トラス上横斜材の座屈 沓座コンクリートの損傷 支承サイドブロックの損傷	地震動
6	新天王橋	変位制限構造（鋼製ブラケット）の損傷 橋台背面土の沈下	地震動
7	鳴瀬大橋	ダンパー取付けブラケットの損傷	地震動
8	三陸道利府JCT付近	変位制限構造（鋼製ブラケット）の損傷 桁衝突	地震動

特徴的な被害を以下に示す。

２.１　津波による被害

(1) 桁の流失

沿岸部では、津波により桁が流失している橋梁が見られた（図２）。PC ケーブルやブラケットといった落橋防止構造が設置されていた橋梁についても、津波により、落橋に至っていた。落橋は、橋として「安全性」「供用性」「修復性」が確保できない致命的な被害（道路橋示方書に定義される耐震性能 3 を満足しない）であり、今回の地震被害の中で、最も大きい橋の被害と言える。

左：被災前（歌津大橋）　右：被災後（歌津大橋）

左：被災前（水尻橋）　右：被災後（水尻橋）

図２　桁の流失

(2) 盛土の流失

津波により、橋台背面の盛土が流失し、パラペット背面が見える橋梁が見られた（図３）。

（JR 気仙沼線清水浜駅付近）

図３　盛土の流失

２.２　地震動による被害

(1) 変位制限構造の損傷

橋軸直角方向の変位制限装置の損傷が一部の橋梁で見られた（図４、図５）。比較的長い継続時間の繰返し荷重により、大きい変位が発生していたと考えられる。

図４　変位制限装置の損傷（三陸道利府 JCT 付近）

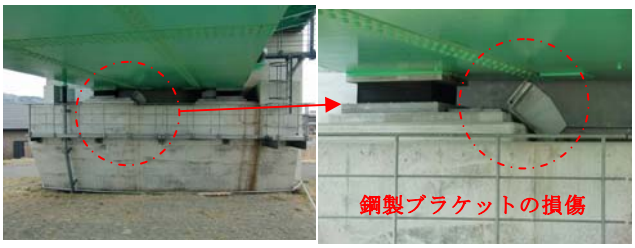
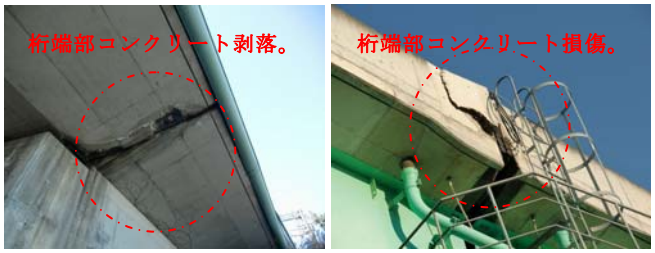


図５　変位制限装置の損傷（新天王橋）

(2) 桁衝突

橋台部、掛け違い橋脚部において、桁の衝突による桁端部の損傷が一部の橋梁で見られた（図６）。比較的長い継続時間の繰返し荷重により、大きい変位が発生していたと考えられる。



（三陸道利府 JCT 付近）

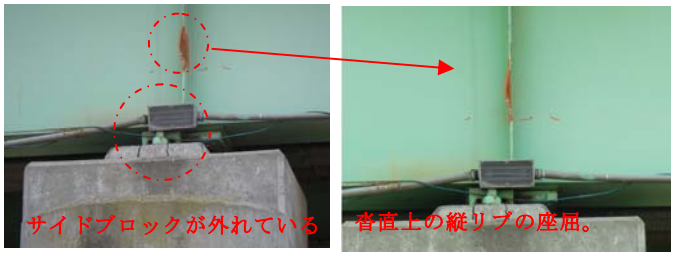
図６　桁衝突

(3) 支承の損傷

天王橋にて、固定支承の沓座コンクリートの損傷（図７）、サイドブロックの損傷（図８）、沓直上の縦リブの座屈（図８）が見られた。

左：天王橋 A2 橋台側面　右：天王橋 A2 橋台前面

図７　支承の損傷

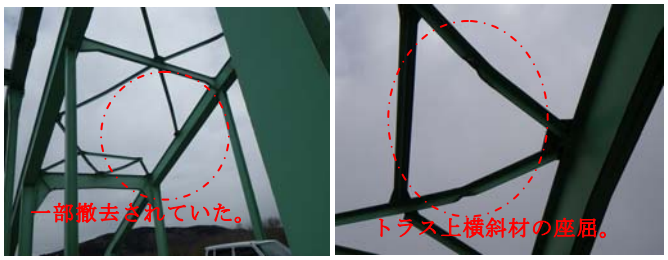


（天王橋 P6 橋脚）

図８　支承の損傷

(4) 上部構造の損傷

天王橋にて、トラス上横斜材の座屈が見られた（図９）。

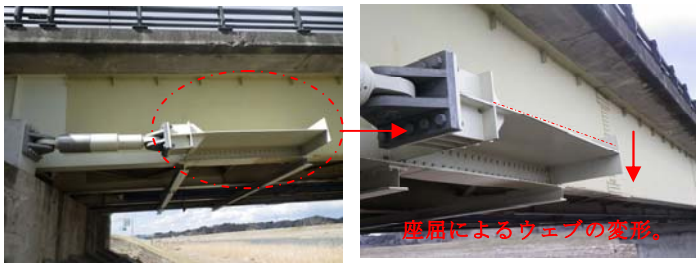


左：破断部（天王橋）　　右：座屈部（天王橋）

図９　トラス上横斜材の座屈

(5) ダンパー取付けブラケットの損傷

鳴瀬大橋 A1 橋台にて、ダンパー取付けブラケットの座屈が見られた（図１０）。座屈に対する設計がなされていなかったと考えられる。



（鳴瀬大橋 A1 橋台）

図１０　ダンパー取付けブラケットの損傷

３．歌津大橋に見る津波被害

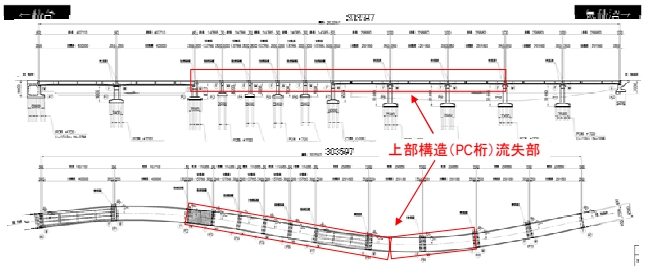
今回の調査対象橋梁のうち､津波による被害(桁の流失：図２）が最も大きかった歌津大橋の被災状況から、被災要因を考察すると共に、現行の設計基準の課題を整理した。

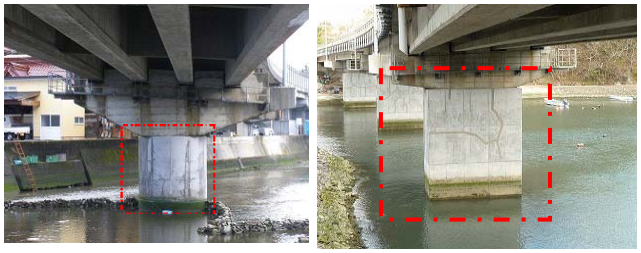
３.１　構造概要

当該橋梁は、1972 年竣工の橋長 303.6m 全 12 径間の PC 橋であり、H14 道路橋示方書に準じた橋脚の RC 巻立て補強（図１１)、落橋防止システム（図１２）の設置が実施済みであった。

表２　歌津大橋橋梁諸元

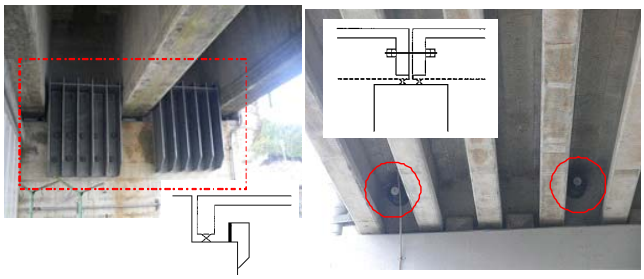
･橋長	303.60m
･総幅員	8.30m
･径間数	12径間
･上部工形式	PC2径間単純ポステンT桁橋
	＋PC5径間単純プレテンT桁橋
	＋PC5径間単純ポステンT桁橋
･下部工形式	ラーメン式橋台、T型橋脚、逆T式橋台
･基礎形式	PC杭、直接基礎
･竣工年度	1972年
･設計活荷重	TL-20
･適用示方書	昭和39年　鋼道路橋設計示方書





左：P1 橋脚　　右：P9 橋脚

図１１　橋脚の RC 巻立て補強（震災前撮影）



左：橋台部（鋼製ブラケット）
右：掛け違い部（PC ケーブル）

図１２　落橋防止システム（震災前撮影）

３.２　津波による被害

津波により両端 2 径間を除く、8 径間の PC 桁が、上流側に流されていた（図１３～図１５)。落橋防止構造である PC ケーブルは破断し、一部の鋼製ブラケットがコンクリートから剥がれ落ちている状況が確認された（図１６)。

図１３　歌津大橋_津波による桁流失

（被災前）　　（被災後）

図１４　津波による桁流失前後

図１５　上流側に流された PC 桁

図１６　落橋防止構造の損傷

３.３　桁の流失メカニズムについて

特徴的な被害が確認された P9 橋脚、P7 橋脚の被災状況より、桁の流失メカニズムについて考察した。いずれも、津波による水平力以外に、大きな上揚力が作用し、落橋に至っていることが確認できる。

(1) P9 橋脚被災状況

P9 橋脚については、梁前面に図１８、図１９に示すような桁の橋軸直角方向の移動に抵抗する鋼製ブラケットが設置されていた。しかし、この鋼製ブラケットに損傷が無く、桁のみが流失していたことから、水平力が作用する前に一度、桁がブラケット位置よりも高く浮き上がった後に、落橋したと考えられる。

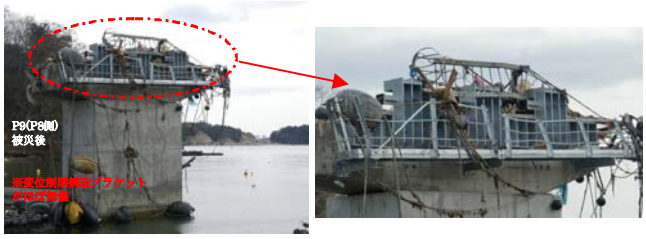
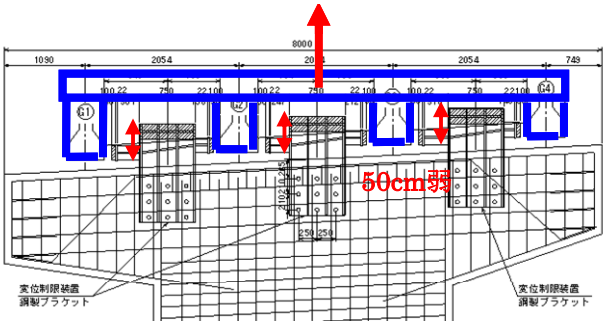


図１７　P9 橋脚の変位制限構造



※桁が 50cm 以上浮き上がらなければ、水平方向の移動に対し、ブラケットが損傷する構造であった。

図１８　P9 橋脚上の桁流失メカニズム

※橋軸直角方向への変位に対し、ブラケットが抵抗する変位制限構造が設置されていた。

図１９変位制限構造の類似構造（A2 橋台）

(2) P7 橋脚被災状況

P7 橋脚については､陸側の鋼製ブラケットが損傷しているものの、海側のものは損傷していないことが確認された。図２１に示すように、津波により桁が浮き上がった後に、落橋に至ったと考えられる。

（被災前）　　（被災後）

図２０　P7 橋脚の変位制限構造

※桁の海側が浮き上がった後に、陸側への水平力が作用していたと考えられる。

図２１　P7 橋脚上の桁流失メカニズム

(3) 類似被災事例（水尻橋）

歌津大橋同様、桁の流失が確認された水尻橋についても、支承のピンチプレートが持ち上げられる形で損傷していることから、桁が浮き上がる方向に、力を受けていたと考えられる。

図２２　類似被災事例（水尻橋）

４．今後の設計の課題

被災調査の結果、落橋防止システムが設置されていたにも関わらず、結果的には落橋してしまっている橋梁が見られた。落橋防止システムは、想定外の地震力や変位、変形に対し、橋として致命的な損傷である落橋を防ぐためのフェールセーフ機構であるが、今回の津波に対しては、機能しなかったと言える。

今後の設計では、これまで考慮されていなかった津波に対する対策が課題となる。

今回の調査では、落橋に至った要因の一つとして津波による上揚力が確認された。しかし一方で、一部の委員会（※）の実験研究より、伝播してくる波の状態（段波、孤立波、砕波等）や、橋梁の構造諸元（桁高、主桁形状等）により、津波が橋梁構造物に与える影響は、異なることが確認されている。現在、この津波による影響について、ま

だ十分な情報が蓄積されていない状況であり、今後、更なる実験研究等によるデータ蓄積に基づく設計法の確立が必要と考える。

※「地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法研究小委員会（平成 22 年（社）土木学会地震工学委員会）_津波が橋梁に及ぼす影響評価 WG」

５．まとめ

今回の橋梁を対象とした調査では、津波による被害が大きく、地震力による被害は、比較的軽微であることが確認された。特に、津波による被害については、桁が落橋しており、2 次被害、復旧性という観点からも今後避けなければいけない被害と言える。今回のような津波の影響は、現行の設計では想定されていないため、宮城県以外の地域も含め、今回の橋梁の津波被害データを整理、分析することで、津波を考慮した設計法確立のための基礎資料とすることが重要であると考える。

福島県北部沿岸部の橋梁の被害

株式会社エイト日本技術開発
保全･耐震･防災事業部
東京支社　保全･耐震･防災部
高木　正行

１．はじめに

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分ごろに三陸沖を中心とするマグニチュード 9.0 の巨大地震が発生した。この地震により東日本の太平洋沿岸を中心として高い津波が発生し、甚大な被害が生じた。本報告は、福島県北部沿岸部（新池町、相馬市）における橋梁の被災状況について速報的に報告するものである。

２．調査概要

調査対象：福島県北部沿岸部（新池町、相馬市）の津波による被災を受けた橋梁
調　査　者：森副事業部長、菖蒲迫(PM)、高木(PM)
調査日程：平成 23 年 4 月 26 日
調査位置：図-1 参照

図-1　調査位置図

３．橋梁の被害状況

3.1 小塚橋

小塚橋は、1971 年に建設された橋長 L=40.8m の PC2 径間単純プレテン T 桁橋である。海岸線沿いに架橋されている橋梁である。

道路橋の上部構造と隣接する水管橋の上部構造がともに津波により流出しているとともに、道路橋の橋脚も流出している（**写真-1**）。橋台は残っており、躯体断面の相対的に小さい橋脚が流されたものと推定される。基礎形式は不明であるが、近接する橋梁が杭基礎であることから、杭基礎であると推定される。

道路橋の上部構造は 300m～400m 程度陸側に 1 径間分が流されていることが確認できた。橋梁の上部構造や橋脚だけでなく、前後の盛土も流されており、道路として壊滅状態である。

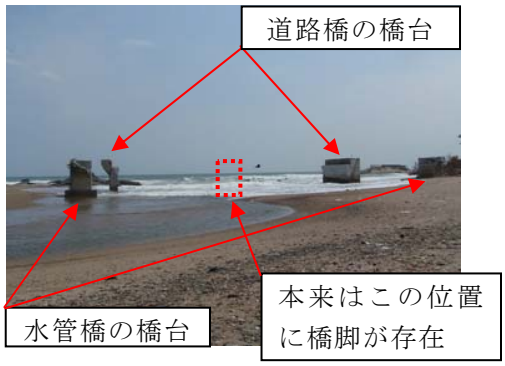


写真-1　小塚橋被災状況（その 1）

また、北側の橋台のウイング付け根部には大きなひびわれが生じており（**写真-2**）、上部構造がパラペットに衝突して生じたものと推定される。橋台には震災前からアルカリシリカ反応が原因と思われるひびわれが生じていたため、これが大きなひびわれとなった原因と推定される。

写真-2　小塚橋被災状況（その 2）

3.2 釣師橋

釣師橋は、1935 年に建設された橋長 L=13.0m の RC2 径間単純 T 桁橋である。本橋梁は海岸線から 400m 程度の位置に架橋されており、上部構造が津波により流出している（**写真-3**）。本橋梁は、河川と桁下との高さが 2m 程度と低いものの、幅員が 4m 程度と小さく、上部構造と下部構造を連結する構造はないため、流出したものと推定される。

写真-3　釣師橋被災状況

現在は、**写真-4** に示すようにコルゲート管により応急復旧が行われており、自衛隊などの車両が往来していた。

写真-4　釣師橋応急復旧状

3.3 浜畑橋

浜畑橋は、1983 年に建設された橋長 L=85.7m の PC3 径間単純ポステン T 桁橋である。本橋梁は海岸線から 100m 程度の位置に架橋されている。高欄にはガレキが残っており、津波の影響があったものと推定されるが、上部構造の流出はなかった（**写真-5**）。

写真-5　浜畑橋の状況

しかしながら、北側橋台の支承部に近接して確認したところ、海側の支承 3 基に浮き上がりが生じており（**図-2**）、津波により上部構造が持ち上げられた痕跡として確認できる。**写真-6** は G5 桁の支承の浮き上がり状況、**写真-7** は G6 桁の支承の浮き上がり状況であるが、最も海側に位置する G6 桁の支承ピンチプレートはボルト破断により脱落している。ピンチプレートのような浮き上がりに抵抗する装置がなければ、流出していた可能性も否定できない。

また、支承には震災前から腐食が発生しているため、今回の津波で海水の影響を受けたことによる今後の損傷の進行が懸念される。

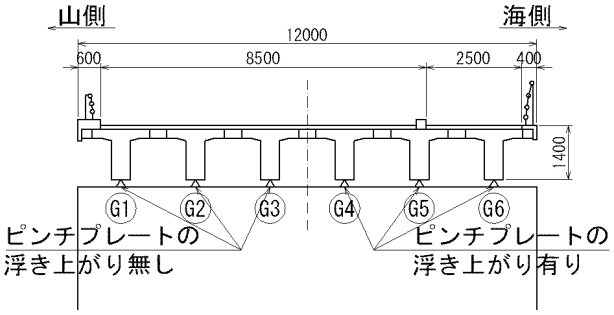


図-2　浜畑橋の支承の浮き上がり状況

写真-6　浜畑橋の支承の浮き上がり（その 1）

写真-7　浜畑橋の支承の浮き上がり（その 2）

3.4 相馬東大橋

国道 6 号の相馬東大橋は、2006 年に建設された橋長 L=669.0m の鋼鈑桁と RC ラーメンからなる混合橋である。

写真-8、**9** に示すように、鋼鈑桁と RC ラーメンとの掛け違い部の伸縮装置および地覆に損傷が生じた。

写真-8　相馬東大橋の被災状況（その 1）
（磐城国道事務所ホームページより）

写真-9　相馬東大橋の被災状況（その 2）

鋼鈑桁の支承はゴム支承であり、水平力分散支承もしくは免震支承であると推定される。伸縮装置の損傷状況から橋梁自体は相当程度揺れたものと思われるが、**写真-10** に示す通りゴム支承に残留変形は残っていない。

写真-10　支承の被災後の状況

今回の地震動は、道路橋示方書耐震設計編（H14.3）に示されるレベル 1 地震動より大きく、レベル 2 地震動より小さい、レベル 1.5 地震動クラスと言ってよいと思われる。橋梁における耐震設計思想として、伸縮装置はレベル 1 地震動に対して機能を確保するように設計し（レベル 1 地震動よりも大きい場合は壊れる）、支承はレベル 2 地震動に対しても機能を確保するように設計することを考えると、本橋梁の被災状況は耐震設計における想定通りであると考えられる。現在は、**写真-11** に示す通り、鉄板を敷いて応急復旧がなされており、緊急輸送道路としての機能を果たしている。

写真-11　伸縮装置部の応急復旧状況

3.5 新舘野橋

新舘野橋は、1991 年に建設された橋長 L=28.8m の PC 単純ポステン T 桁橋である。本橋梁は海岸線から 200m 程度の位置に架橋されており、特に橋梁本体構造に損傷は見られなかった（**写真-12**）。ただし、防護柵は破壊され跡形もなく、下流側には津波によって運ばれてきたガレキがひっかかっている（**写真-13**）。

また、南側の海側の橋台背面の土砂が津波により流出している（**写真-14**）。踏掛板の下面の土砂も流出しており、路面上ではカラーコーンで規制を行っていた。

本橋梁は、河川と桁下との高さが 2m 程度と低いため、上部構造に作用する浮力よりも上方から作用する水圧の方が大きく、上部構造が流出しなかったものと推定される。

写真-12　新舘野橋の被災状況（その 1）

写真-13　新舘野橋の被災状況（その 2）

写真-14　新舘野橋の被災状況（その 3）

3.6 上立切橋

上立切橋は、1993 年に建設された橋長 L=17.0m の PC 単純プレテン中空床版橋である。本橋梁は海岸線から 500m 程度の位置に架橋されているにもかかわらず、上部構造が津波により流出している（**写真-15**）。

写真-15　上立切橋の被災状況（その 1）

橋台には上部構造の移動制限として機能するアンカーバーが残されている（**図-16**）。アンカーバーは曲がっておらず、橋台パラペットにも損傷は見られないため、上部構造は真上に持ち上げられて流出したものと推定される。

写真-16　上立切橋の被災状況（その 2）

4．おわりに

今回調査を行った福島県北部沿岸部の橋梁は、津波により大きな被害を受けている。特に、海岸線沿いに建設されていた道路は、盛土や橋梁といった構造にかかわらず津波により流出しており、道路自体が跡形もなくなっており、壊滅的な被害を受けている。橋梁に着目すれば、橋脚が流出している橋梁も確認され、相当大きな津波力が作用したものと推定される。

また、相馬東大橋については、耐震設計における想定通りの被害が発生しており、今回作用したと思われるレベル 1.5 地震動に対しては、その妥当性が確認できたと考えられる。

今後の復旧にあたっては、ルートの見直しや道路縦断線形（高さ設定）、橋梁上部構造の津波に対する落橋防止対策など、総合的な検討が必要と考えられる。

茨城県の橋梁の被害
（常陸太田市およびひたちなか市周辺）

株式会社エイト日本技術開発
構造事業部
東京支社　構造部
鷲見英信・古閑徹也

１．はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災はマグニチュード 9.0 を記録し、東北地方を中心に、地震によって引き起こされた津波による被害がクローズアップされることとなった。

一方で地震動による被害も各所で確認されており、本報告では、茨城県常陸太田市およびひたちなか市周辺の橋梁（6 橋）の、地震動による被災状況調査結果をとりまとめたものである。

２．調査概要

調査概要を以下に示す。

【調査日時】: 平成 23 年 4 月 21 日（金）
【調査対象】: 茨城県常陸太田市～
　　ひたちなか市周辺の橋梁（図 1）
【調査方法】: 近接目視

図 1 調査位置図 [1)]

３．調査位置と地震観測結果

３.１　常陸太田市周辺

(1) 対象橋梁

調査した橋梁は表 1 に示す 3 橋であり、いずれも小規模河川を渡る橋梁であった。

表 1 常陸太田市周辺の調査対象橋梁

番号	路線名	橋名	橋長（m）	幅員（m）	橋梁形式	竣工年
1	県道61号	ハタソメバシ 機初橋	110.9	5.5	鋼ゲルバー鈑桁	1951年（昭和26年）
2	国道239号	サトガワバシ 里川橋	180.2	6.0	コンクリートゲルバー	1956年（昭和31年）
3	国道293 号（旧道）	サキクハシ 幸久橋	284.9	6.0	鋼ゲルバー鈑桁 コンクリートゲルバー	1935年（昭和10年）

(2) 地震観測結果

架橋位置最寄の地震観測所は国土交通省常陸太田事務所であり、架橋位置からの距離は 1.8～4km である（図 2）。

本地点の観測結果を国土交通省河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報 [2)]に基づき整理した。なお、地震の観測波形などは非公開である。

表 2 地震動整理結

項　目	値
震　度	6 弱
ＳＩ値	66kine
最大加速度	756gal

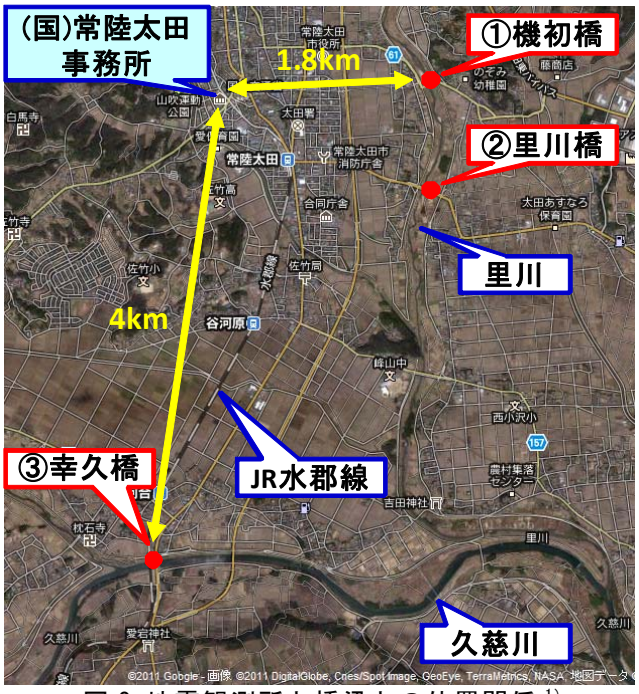


図 2 地震観測所と橋梁との位置関係 [1)]

(3) 調査結果

①機初橋（鋼ゲルバー鈑桁橋）

機初橋は**写真 1～4** に示すとおり、大規模な慣性力の作用によって、固定支承部の橋座面にひびわれ損傷が発生し、上部工の移動に伴う遊間異常が生じていた。

橋体工の損傷は見受けられなかったが、橋座面の損傷を受けて通行止めとされていた。

ひびわれの原因は、設計年次の古い橋梁であるため、橋座面の耐力不足と考えられる。

写真 1 全景

写真 2 橋台固定支承部

写真 3 固定橋脚

写真 4 遊間異常

②里川橋（コンクリートゲルバー橋）

里川橋は**写真 6** に示すとおり、大規模な慣性力の作用によって、固定線支承の脱落が発生し、これによって遊間異常が生じている。

支承が複数個所損傷しており、**写真 7** のとおり橋台に対して橋軸方向に 5cm、直角方向に 9cm と大幅なずれが確認され、通行止めの状態であった。

写真 5 全景

写真 6 固定支承脱落

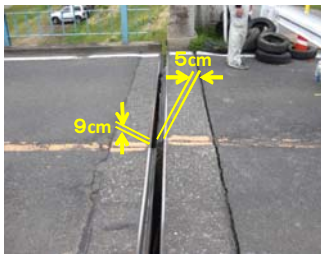


写真 7 伸縮装置ゴム破断

写真 8 隔壁ひびわれ

③幸久橋（鋼ゲルバー鈑桁橋）

幸久橋は**写真 9～12** に示すとおり、大規模な慣性力の作用によって、ピン支承部が損傷し、上部工の移動に伴う遊間異常が生じていた。

橋体工の損傷は見受けられなかったが、支承の損傷を受けて通行止めとされていた。

写真 9 全景

写真 10 ﾋﾟﾝ支承移動

写真 11 遊間異常

写真 12 支承部損傷

3.2 ひたちなか市周辺

(1) 対象橋梁

調査した橋梁は**表 2** に示す 3 橋であり、いずれも一級河川那珂川を渡る橋梁であった。

表 3 ひたちなか市周辺の調査対象橋梁

番号	路線名	橋名	橋長 (m)	幅員 (m)	橋梁形式	竣工年
4	国道245号	ミナトオオハシ 湊大橋	330.1	6.0	鋼ランガー	1952年（昭和27年）
5	東水戸道路	新那珂川大橋 アプローチ部	150.0 ～200.0	9.25	連続鋼箱桁	1999年（平成11年）
		シンナカガワオオハシ 新那珂川大橋	533.0	22.9	鋼床版斜張橋	1999年（平成11年）
6		カツタコウカキョウ 勝田高架橋	382.6	9.3	連続鋼鈑桁	1999年（平成11年）

(2) 地震観測結果

①観測結果値

架橋位置最寄の地震観測所は那珂湊であり、架橋位置からの距離は 1.8～3.5km である（**図 3**）。

本地点の観測結果を防災科学研究所の強振ネットワーク K-NET[3)]に基づき整理した。

表 4 地震動整理結果

項　目	値
震　度	6 弱
ＳＩ値	58kine
最大加速度	554gal

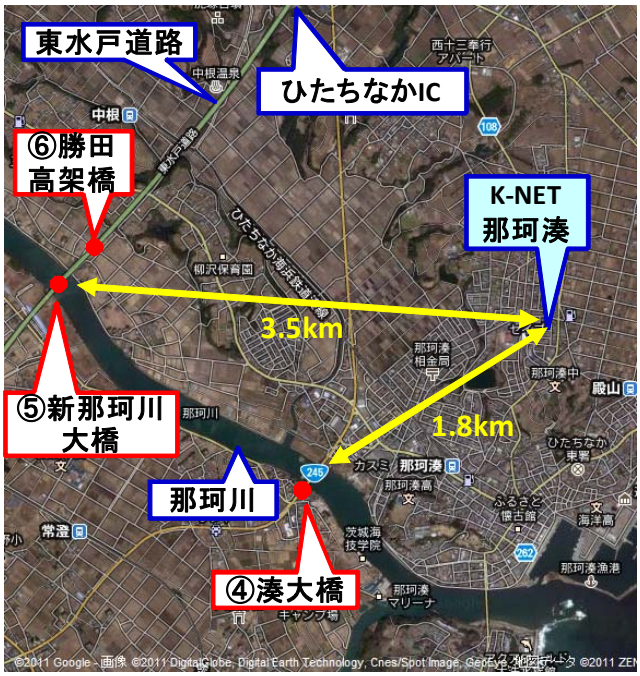


図 3 地震観測所と橋梁との位置関係 [1)]

②道路橋示方書の設計用波形との比較

K-NET では地震波形も公開されているため、那珂湊で得られた地震波形を加速度応答スペクトルに変換し、道路橋示方書 [4)]にて用いられている地震波形との比較を簡易的に行った。

架橋位置は河口付近であり、液状化も各所で確認されたことから、地盤種別はⅡ種～Ⅲ種地盤相当とし、ここでは道路橋示方書のⅡ種地盤の加速度応答スペクトルに、今回得られた値を重ねてみることとした。

【比較結果の考察】

・短周期区間（固有周期 0.7sec 以下）では、標準加速度を超過しており、レベルⅡ相当と考えられる。

・0.7sec を境に加速度は下がり、1.5sec 程度ではレベル 1 相当まで下がっている。

・1 質点系の構造（単純桁、ゲルバー桁）や橋台などについては、固有周期が短いことから大きな慣性力が作用したものと考えられる。

・計測震度や SI 値が近いことから、隣接する常陸太田市においても、同様の傾向であったと考えられる。

(3) 調査結果

①湊大橋（鋼ランガー桁）

湊大橋は**写真 13** に示すとおり、調査時は通行止めとなっていた。**写真 14～15** に示すとおり、復旧作業が進められており、詳細の確認に至らなかった。

作業中の支点上では、応急処置として桁連結工が設置されていた。他の橋同様、支承及び橋座付近が損傷したため、桁を連結し、ベントによる仮受けをしていたと考えられる。なお、現在は通行規制が解除されている。

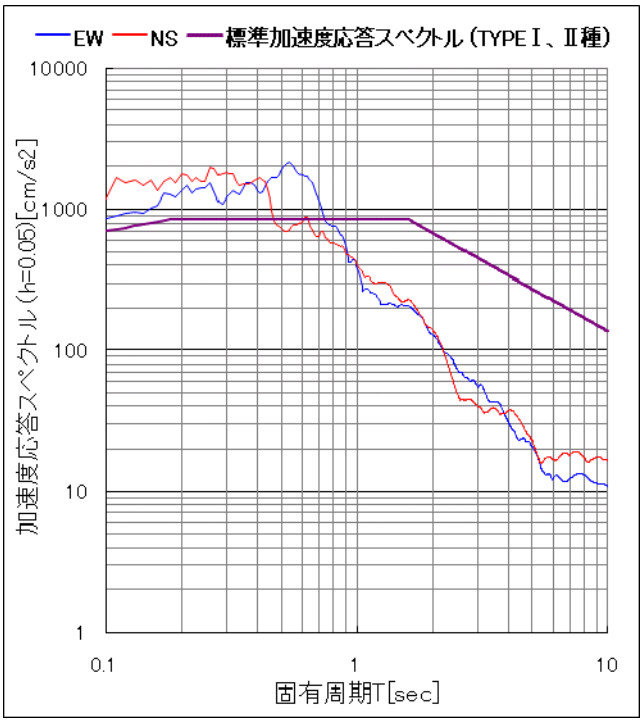


図 4 水平成分の加速度応答スペクトルと設計用応答スペクトルの比較　【H14 道示Ⅴ編、TYPEⅠ】

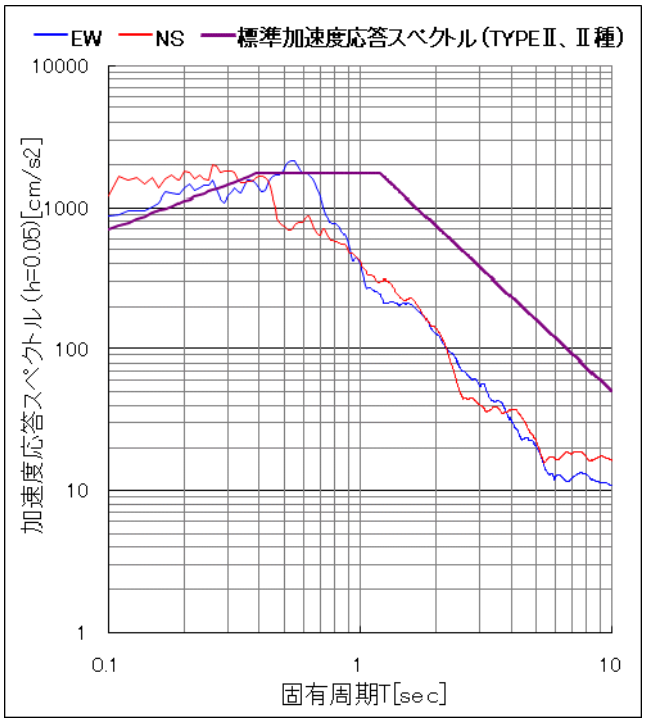


図 5 水平成分の加速度応答スペクトルと設計用応答スペクトルの比較　【H14 道示Ⅴ編、TYPEⅡ】

写真 13 全景

写真 14 桁連結工

写真 17 全景

写真 18 破断ボルト

写真 15 ベント仮受

写真 16 復旧作業状況

写真 19 伸縮装置

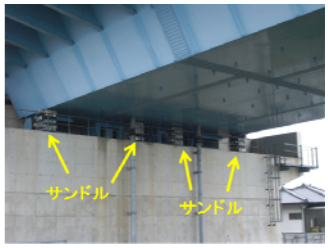


写真 20 仮受状況

写真 21 液状化痕跡

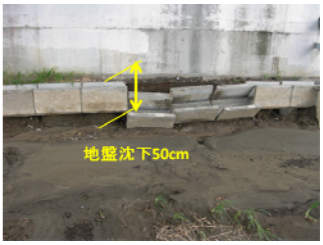


写真 22 地盤沈下跡

写真 23 全景

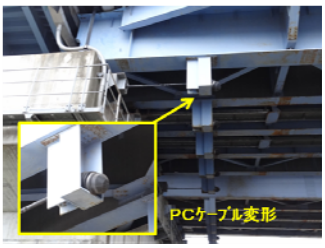


写真 24 PC ｹｰﾌﾞﾙ

写真 25 橋台前面

写真 26 変位制限構造

②東水戸道路 新那珂川大橋（鋼斜張橋）

調査時、東水戸道路は通行可能であった。他の橋と比べ、東水戸道路は比較的新しい橋である。

橋梁本体に大きな損傷は見受けられなかったが、中間橋脚付近では破断したボルト（**写真 18**）を発見した。支承付属物の部材と考えられる。端支点部（ひたちなか IC 側）では、伸縮装置の排水装置部の損傷（**写真 19**）と桁の仮受状況（**写真 20**）を確認した。下部工については、激しい液状化と地盤沈下にさらされたことを確認した（**写真 21、22**）。

③東水戸道路 勝田高架橋（連続鋼鈑桁橋）

勝田高架橋は那珂川の左岸側で、新那珂川大橋の北側に位置する。本橋は橋長が 382m と長く、支承もゴム支承による反力分散構造と見受けられる。**写真 24～26** に示すとおり、端支点部では PC ケーブルの変形や排水装置の損傷、変位制限構造の損傷を確認でき、地震により、橋軸方向に大きな変位が生じたと考えられる（端横桁と RC 突起の衝突）。

また、橋台前面には仮受用のベントが設置されていた。

4．おわりに

本報は、東日本大震災による道路橋の被災状況を地震動による影響の観点から速報的にとりまとめた。本調査の結果、いずれの橋梁も本体の損傷は少なく、付属物（支承・伸縮装置・落橋防止システム）の損傷にとどまっていることを確認した。

地震データの整理結果からは、レベル 1.5 相当の地震動であったと考えられ、タイプ A 支承の損傷により、残留変位や遊間異常、橋台部の段差等が発生したものと考えられる。

参考文献

1）Google マップ：
http://maps.google.co.jp/
2）国土交通省：河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報
http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/index.htm
3）防災科学技術研究所：K-NET 強震記録
http://www.bosai.go.jp/
4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説
V　耐震設計編