

2. 被害とその要因，復旧および対策

2.1. 道路施設

ここでは道路施設の被害状況に関して，道路橋の地震被害の分析，国道および地方道と高架橋が多い高速自動車道路とに分けて，被害と要因および復旧状況をまとめ，加えて津波により被害を受けた道路橋とその復旧状況について報告する．

2.1.1. 道路橋の地震被害の概要

(1) 関係機関による緊急調査の概要

国土交通省国土技術政策総合研究所・土木研究所，日本橋梁建設協会，東日本高速道路，首都高速道路における緊急点検の概要を表 2.1.1 に示す^{1)～4)}．国土技術政策総合研究所・土木研究所の調査は，主に道路管理者からの要請による調査であり，調査地域は太平洋側の岩手県南部から千葉県および神奈川県に及ぶ．一方，日本橋梁建設協会の緊急点検は，会員会社の自主点検も含み広範囲な地域で調査が実施された．

表 2.1.1 緊急点検調査の概要^{1)～4)}

機関	調査対象橋梁	調査対象橋梁の内訳および特徴	調査地域・点検道路
①国土交通省・国土技術政策総合研究所・土木研究所	160 橋 うち被害 132 橋 主に道路管理者からの要請による調査・のべ 158 人日	国道 65 橋 県道および市町村道 88 橋 自動車専用道 7 橋 特徴 国道の割合が比較的高い 主に被災橋梁が対象	岩手県・宮城県・福島県・栃木県・茨城県・千葉県・神奈川県 
②日本橋梁建設協会	3,004 橋 うち被害 611 橋（鋼橋のみ） 会員会社の自主点検および道路管理者からの要請による調査・のべ 2,310 人日	国道 594 橋 県道および市町村道 2,301 橋 自動車専用道 74 橋 JR 管理・農政局管理他 35 橋 特徴 県道と市町村道の割合が高い 自主点検の対象は震度 5 強以上の地域	青森県・岩手県・秋田県・宮城県・山形県・福島県・栃木県・群馬県・茨城県・埼玉県・千葉県・東京都・神奈川県・新潟県・長野県
③東日本高速道路	東日本高速道路の橋梁 被害約 250 橋	特徴 一般道に比べ橋梁の維持管理体制が整っている	東北自動車道・常磐自動車道・仙台東部/北部道路・三陸自動車道・磐越自動車道・山形自動車道・東水戸道路
④首都高速道路	首都高速道路の高架橋 地震直後緊急点検でのべ 300 人日	特徴 全体の 8 割が高架区間 一部は 40m 以上の高架部	首都高速道路全路線（総延長 301.3km）

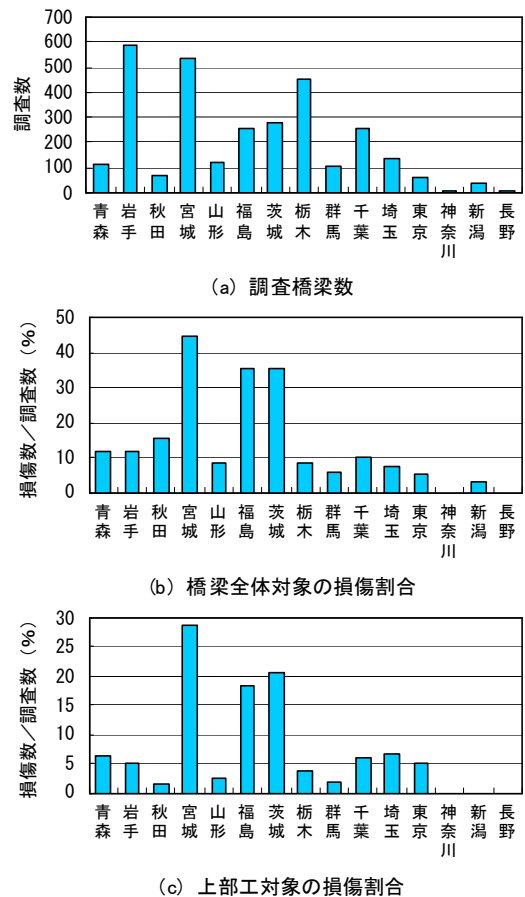
(2) 損傷橋梁分布

損傷橋りょうの分布として、広範囲な調査が実施された日本橋梁建設協会の分析結果が参考にできる。図 2.1.1 に東日本大震災橋梁被害報告書による橋りょう所在地と損傷割合の関係を示す。橋りょう所在地別の調査橋りょう数は、岩手県 591 橋、宮城県 533 橋、栃木県 449 橋の 3 県が突出して多い。福島県は震度 6 弱以上の地域も多く津波被害も大きかったが、福島第一原子力発電所周辺の立ち入り禁止区域の影響で 253 橋と調査数は少なめである。その他、青森県、秋田県および山形県の橋りょう数は 100 橋程度と少ない。損傷割合は橋りょう全体と上部工を対象とした場合を示しているが、宮城県、福島県および茨城県の損傷割合が高い調査結果となった。特に、橋りょう全体を対象とした場合の宮城県は 45% と非常に高い損傷割合であった東日本高速道路管内における被害は、東北道、常磐道をはじめ、震央に近い仙台東部道路、三陸道、仙台北部道路、さらに磐越道、山形道、東水戸道路など広範囲に及んでおり、図 2.1.2 に橋りょう被害が多い区間の分布を示す。これは、上記の図 2.1.1 の被害の分布とほぼ対応しているといえる。

一方、首都高速道路における被害分布は図 2.1.3 に示す 29 箇所であり、その内訳は、ジョイント破損 10 箇所、支承脱落 1 箇所（大黒 JCT 連結路）、トラス部材損傷 1 箇所（荒川湾岸橋）に加え、橋りょう以外の損傷として路面損傷（隆起、陥没、段差、ひび割れ、液状化など）11 箇所、トンネル内漏水 5 箇所、料金所損傷 1 箇所であった。



図 2.1.2 高速道路橋の被害分布
(東日本高速道路資料提供)



(c) 上部工対象の損傷割合

図 2.1.1 地域による損傷橋梁の割合²⁾

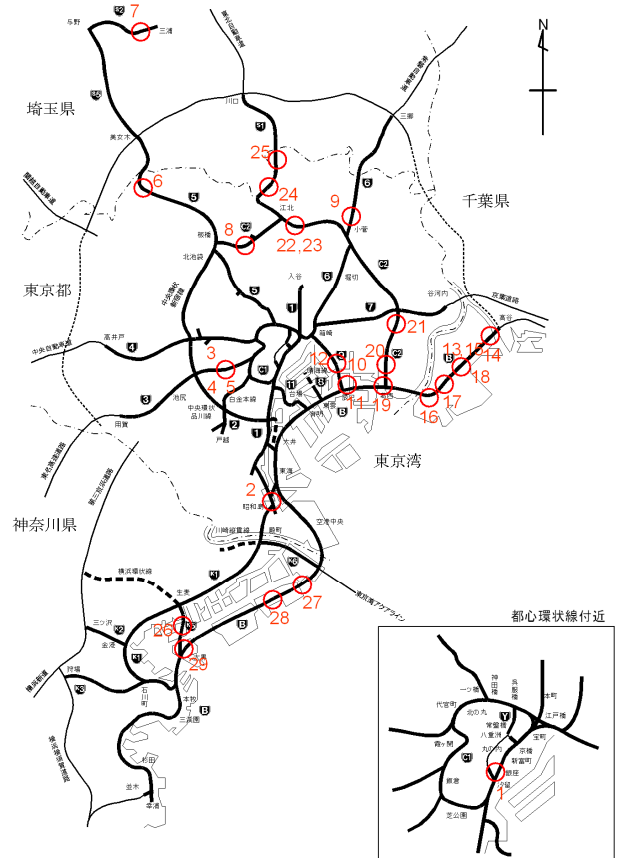


図 2.1.3 首都高速道路の被害分布
(首都高速道路資料提供)

(3) 損傷部位の分析

地震被害を受けた橋りょうについて、それぞれの機関で損傷部位の内訳がまとめられており、図 2.1.4～図 2.1.7 にそれらの概要を示す。図 2.1.4 は、国総研資料第 646 号にまとめられている国土技術政策総合研究所・土木研究所による点検結果、図 2.1.5 は日本橋梁建設協会の東日本大震災橋梁被害報告書にまとめられている点検結果、図 2.1.6 は東日本高速道路における点検結果、図 2.1.7 は首都高速道路における点検結果における損傷の内訳である。なお、図 2.1.5 と図 2.1.6 については、同一橋りょうにおいて複数の部位で損傷がある場合について、それぞれでカウントしている。

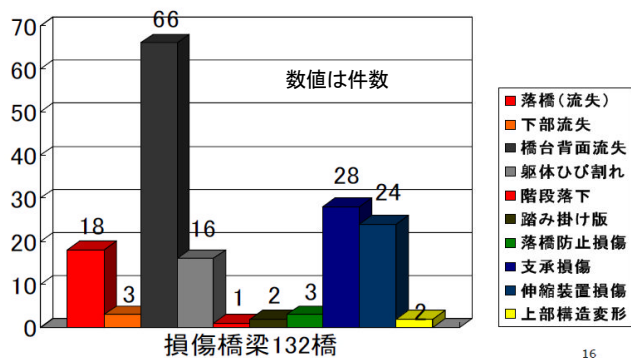


図 2.1.4 国総研および土木研究所の点検調査における被害橋梁の損傷内訳¹⁾
(津波流失橋含む、鋼橋、コンクリート橋含む)

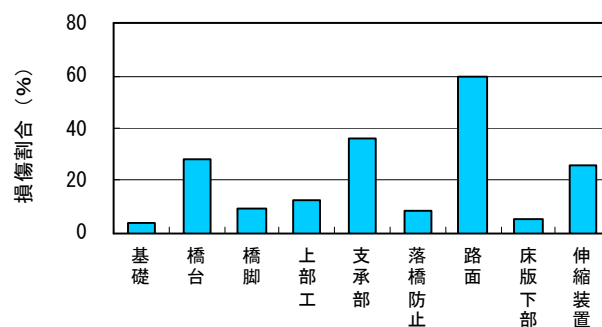


図 2.1.5 日本橋梁建設協会の点検調査における被害橋梁の損傷部位割合²⁾
(津波流失橋除く、鋼橋のみ)

図 2.1.4 で「橋台背面流失」と図 2.1.5 の「路面」については表現が異なるが、いずれも橋台背面の路面沈下による損傷をあらわしている。国道および一般道が多い図 2.1.4、図 2.1.5 の点検における被害橋りょうの内訳から、共通して橋台背面の沈下、支承部および伸縮装置の損傷の割合が高いことがわかる。一方、「落橋防止」は損傷割合が低かった。これは平成 8 年制定の道路橋示方書以前の耐震設計では、桁かかり長か落橋防止装置のいずれか一つが設置されていればよいため落橋防止装置を設置した橋りょうが限られていたことや、落橋防止装置が支承の損傷後に機能する部材であるため、損傷割合が低くなったものと推定される。

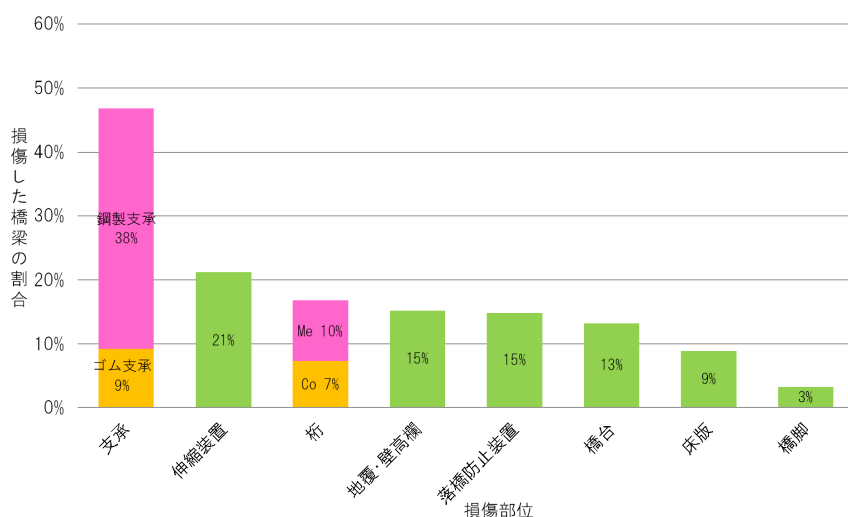


図 2.1.6 東日本高速道路の点検調査における被害橋梁の損傷部位割合
(東日本高速道路資料提供 鋼橋・コンクリート橋含む)

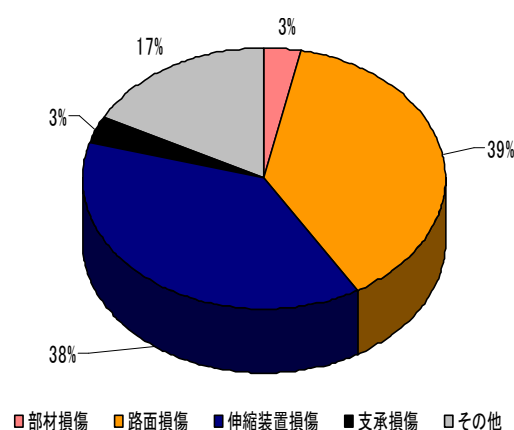


図 2.1.7 首都高速道路の点検調査における被害の損傷内訳
(首都高速道路資料提供 橋梁以外を含む)

東日本高速道路の点検結果では、被害橋りょうはコンクリート橋を含めて約 250 橋であり、内訳は、支承の損傷が 47%、伸縮装置の損傷が 21%であり、耐震補強を進めてきた橋脚については大きな損傷は見つかっていない。多くの損傷は、中越地震や中越沖地震と同様の傾向で、鋼製支承や伸縮装置の損傷が主だったが、今までにない新たな損傷として、仙台東部道路 東部高架橋などにおいて、ゴム支承の破断が生じている。支承および伸縮装置の損傷は多く、これは国土交通省や日本橋梁建設協会の点検結果と同様である。

一方、図 2.1.7 の首都高速道路の点検結果によれば、支承の損傷は少なく、伸縮装置と路面の損傷が多い。ここでの路面損傷とは「橋台背面の沈下」とは異なり、液状化、隆起、段差、陥没などの橋りょう以外の損傷である。岩手県南部から茨城県にわたって強い短周期の加速度が計測された地域と、首都圏における長周期の地震動が計測された地域では、損傷状況が異なっている。

(4) 橋りょう竣工年と損傷割合の関係

日本橋梁建設協会の東日本大震災橋梁被害報告書²⁾では、橋りょうの竣工年と損傷割合の関係についてもまとめている。表 2.1.2 に竣工年と主な道路橋示方書の改訂年、図 2.1.8 に竣工年と損傷割合の関係を示す。

表 2.1.2 道路橋示方書の改訂

竣工年	道路橋示方書改訂年
1920～1959	
1960～1969	
1970～1979	
1980～1989	1980年(昭和55年)
1990～1999	1990年(平成2年) 1996年(平成8年)
2000～2011	2002年(平成14年)

竣工年別の調査橋りょう数は 70 年代から 90 年代にかけての 30 年間で特に多いことがわかる。橋りょう全体の部位を対象とした場合には、80 年代以降の損傷割合が 20% 以下の低い割合で推移していることがわかる。これは 80 年発刊の昭和 55 年道路橋示方書や 90 年発刊の平成 2 年道路橋示方書では、RC 橋脚の耐震性能が向上したことが影響していると考えられる。

また、支承部のみを対象とした場合には、損傷割合は右肩下がりで推移し 2000 年代は 5% 程度の損傷割合まで低下している。これは 96 年発刊の平成 8 年道路橋示方書ではレベル 2 地震動に対応したタイプ B 支承が規定されるなど、支承部の耐震性能の向上によると考えられる。これらの統計の分析結果は、国総研資料第 646 号で報告されている国土交通省による点検結果と対応した結果になっている。

(5) 橋梁形式と損傷

日本橋梁建設協会の東日本大震災橋梁被害報告書²⁾では、損傷の多い橋りょう形式についても分析を行っている。ここでは示さないが、報告によれば、上部構造では、連続桁橋よりも単純桁橋の損傷割合が低い傾向が見られ、さらに、トラス橋の損傷割合が桁橋やアーチ橋、ラーメン橋に比べて高い結果である。トラス橋の損傷割合が高い原因としては、トラス橋には背の高い鋼製支承(ローラー支承、ピン支承等)が採用されるケースが多く、それらが損傷した割合が高いためと推定している。

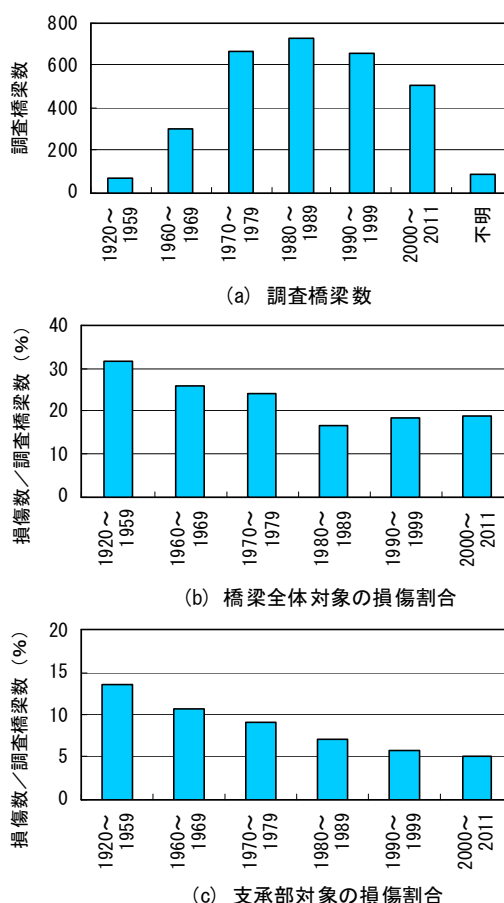


図 2.1.8 竣工年と損傷割合²⁾

2.1.2. 国道および地方道

(1) 鋼製支承および落橋防止システム

前出の損傷箇所の分析結果から鋼製支承の被害が多く報告されており、損傷形態は中越地震や中越沖地震と同様の傾向であった。地震時における支承部の損傷形態としては、過去の地震時における調査結果から図 2.1.9 のようにまとめられており、これをもとに今回の地震でみられた損傷例を報告する。

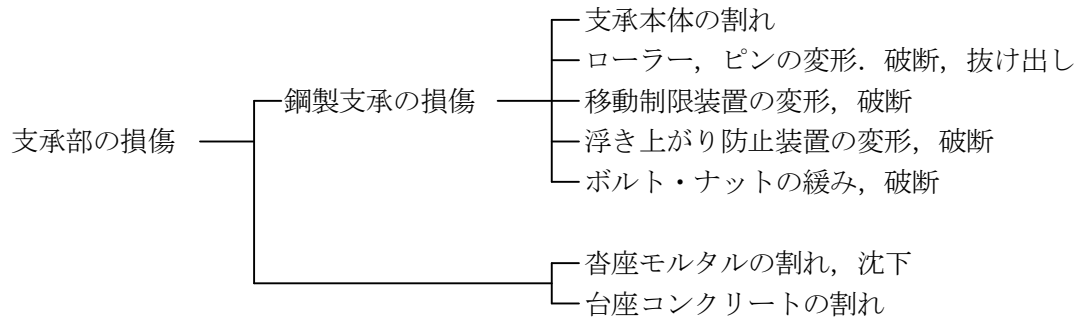


図 2.1.9 地震時における支承部の損傷形態⁵⁾

図 2.1.9 に示した支承部の損傷形態で、今回の地震でも沓座モルタルや台座コンクリートの割れがみられた。



写真 2.1.1 沓座モルタルの損傷例



写真 2.1.2 沓座モルタルの損傷例



写真 2.1.3 沓座モルタルの損傷例²⁾



写真 2.1.4 沓座コンクリートの損傷例²⁾

鋼製支承は使用の歴史は古く、ゴム支承に比べて多く用いられていることから、必然的に損傷事例は多くなる。今回の地震においても、過去の地震と同様な被害例が報告されているが、これらは現行の耐震基準に準拠していない形式のものであった。

また、線支承あるいは支承板支承において上沓の損傷が多く報告されている。



写真 2.1.5 ピン支承の損傷例²⁾



写真 2.1.6 ローラー支承の損傷例²⁾



写真 2.1.7 支承板支承(固定)の上沓の損傷例²⁾

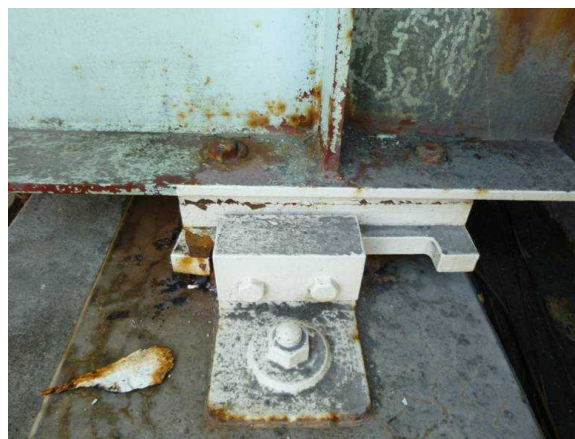


写真 2.1.8 支承板支承(可動)の上沓の損傷例²⁾



写真 2.1.9 支承板支承の上沓の損傷例
(国総研から写真提供)



写真 2.1.10 支承板支承の上沓の損傷例
(舘石教授・奥井教授から写真提供)

写真 2.1.11、写真 2.1.12 は損傷した線支承と落橋防止構造の本震後と余震後の状況である。本震時にピンチプレートが損傷して移動制限機能が失われ、余震時にはピンチプレートが破断して落橋防止構造で抵抗したことが推測される。最後は、せん断ピンが破断している。この写真から、余震による被害のほうが大きい地域があったことが伺える。



写真 2.1.11 線支承の上沓の損傷
(本震後)



写真 2.1.12 せん断ピンの破断
(余震後)

現行の道路橋示方書では、原則としてレベル2地震が発生した場合でも支承の損傷は想定しておらず、レベル2以上の地震動に対しては落橋防止システムで対応するという考え方をとっている。本橋は、現行の耐震基準には準拠していない構造で支承の移動制限構造は損傷したものの、大規模地震動に対する落橋防止システムとして、終局状態において落橋防止構造で抵抗させる道路橋示方書の考え方の妥当性を示していると思われる。

今回の地震では前出の図 2.1.4 や図 2.1.5 に示すように、支承の損傷例が多く報告されたが、落橋防止システムとしての損傷例は少なく、落橋防止構造が効いていることが推測される。そのことが大きな鋼橋の被害を免れている主な要因であると考えられる。

一方、維持管理の不行き届きが原因で、支承の損傷を助長させている例がある。写真 2.1.13、写真 2.1.14 は、排水型の伸縮装置が採用されている橋の支承の腐食状況と地震によるピンチプレートの損傷状況である。国総研資料第 646 号においても同様な腐食の例が報告されている。ピンチプレートは腐食によりかなりの断面欠損を生じているが、この腐食の原因は、排水型の伸縮装置からの土砂の堆積である。写真 2.1.15 は別の橋りょうの例であるが、排水型の伸縮装置は、維持管理上での課題であることが指摘されており、震災調査を通して維持管理上の課題が改めて認識させられた。



写真 2.1.13 線支承の上沓の腐食と地震による損傷例



写真 2.1.14 土砂堆積の原因である排水型の伸縮装置



写真 2.1.15 土砂が堆積していた例

道路橋示方書では、橋の耐震性能として表 2.1.3 のように規定している。鋼橋上部構造においては、レベル 2 地震動以上が作用した場合に、具体的にどのような挙動をすべきかについては触れられていない。以下に、支承部周辺の、伸縮装置および主構造の被害例を報告する。

表 2.1.3 目標とする橋の耐震性能

設計地震動	A 種の橋	B 種の橋
レベル 1 地震動	地震によって橋として健全性を損なわない性能	
レベル 2 地震動	地震による損傷は橋として致命的と ならない性能	地震による損傷が限定的なものに留 まり、橋としての機能の回復が速やか に行い得る性能

(2) 伸縮装置

前出の図 2.1.4～図 2.1.6 において、支承とともに被害が多く報告されているのが伸縮装置である。伸縮装置の被害として、支承の逸脱や沓座モルタルの損傷により段差を生じた例と、橋台背面土の沈下にもなう段差および遊間異常の例に大別される。前者の被害に対して、支承の損傷状態によっては通行止めを伴う例があったが、後者の被害に対しては徐行による対応がとられている例が多く、損傷が限定的な範囲に留まっているとみなしてよいと考えられる。

写真 2.1.16 は、支承の逸脱により伸縮装置に段差を生じた例であり、通行止めの措置がとられていた。本橋は落橋防止構造が設置されておらず、けたかかり長を確保する補修工事がなされていたことで落橋を免れている。写真 2.1.17～写真 2.1.19 は、橋台背面土の沈下にもなう段差および遊間異常の例であり、写真 2.1.20 はフェースプレートの破損にまで至った例である。



写真 2.1.16 支承の逸脱により段差が生じた伸縮装置の例

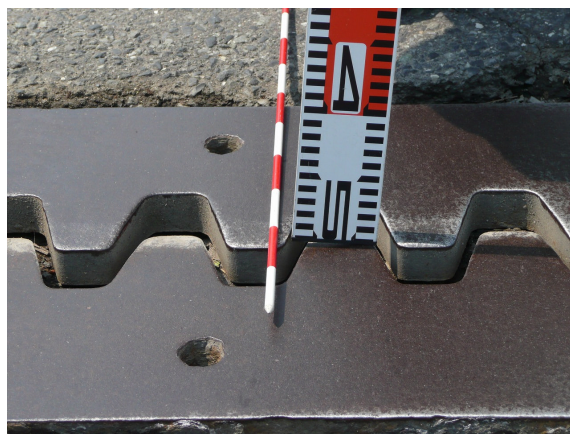


写真 2.1.17 段差が生じた伸縮装置の例



写真 2.1.18 背面土の沈下に伴う遊間異常



写真 2.1.19 背面土の沈下に伴う遊間異常



写真 2.1.20 フェースプレートの破損例（舗装後に徐行にて通行）

（2）床版

背面土の沈下に伴うパラペットの傾きは、鋼製の伸縮装置を介して床版に圧縮力を作用させることになる。ゴム製の伸縮装置では、直接床版に力が伝達され、場合によっては床版損傷をもたらす。写真 2.1.21 はパラペットと床版の衝突による床版損傷例である。損傷はかぶりの剥離に留まっており、限定的なものであると考えられる。



写真 2.1.21 床版の損傷例

（3）支点部補剛材

過去の地震の事例からは、端支点部の下フランジや補剛材については、地震時の慣性力を1点で受けやすく局所的な座屈が生じることが報告されている。上部構造の主桁側の耐力が十分に確保されていないと重大な損傷が生じる可能性が高く、このような部位に被害が生じた場合は復旧の緊急性を要するが、復旧作業自体が容易でないため、避けるべき破壊形態であることが指摘されている。

今回の地震では、写真 2.1.22 や写真 2.1.23 に示すように変形は顕著ではないものの、座屈がみられた橋があった。



写真 2.1.22 主桁下フランジの局部変形



写真 2.1.23 垂直補剛材の局部変形



写真 2.1.24 支承からの逸脱でも主桁に
損傷がなかった例

これらは、いずれも支点上の垂直補剛材が1段で構成されている。一方、写真 2.1.24 は、垂直補剛材が2段で構成されており、この橋の場合は支承が逸脱しながらも主桁については損傷が生じておらず、支点上の垂直補剛材はリダンダンシーの観点から複数で抵抗することが望ましいことが伺える。なお、写真で変形しているのは移動制限のためのプレートである。

(4) アーチ橋およびトラス橋の被害

写真 2.1.25 は、下路ランガーアーチ橋で横構が損傷した例である。本橋は昭和31年道路橋示方書により設計されており、この橋の桁橋部の支承サイドブロックが損傷していることから、慣性力としての横力が大きいことが推定される。横つなぎ材は、橋が立体的に機能する構造となるように配置され、現行の道路橋示方書では、桁橋で風荷重や地震の慣性力による横力に対して、床版と横構がそれぞれ50%力を分担するとして照査される。トラス橋やアーチ橋の横構に対しても同様であるが、レベル2の地震力に対する機能についての具体的な記述はなく、横つなぎ材そのものの役割を議論するうえでの参考資料になると考えられる。

写真 2.1.26 は、下路トラス橋の下弦材に落橋防止構造を取付けた部位付近の格点部の損傷を示している。落橋防止構造が機能すると、トラス橋ではこのような部位での損傷が想定される。



写真 2.1.25 アーチ橋における横構の座屈
およびガセットの破断
(国総研から写真提供)

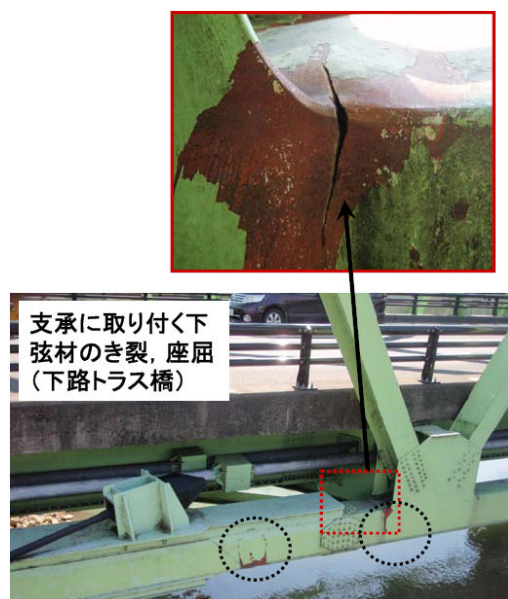


写真 2.1.26 トラス橋における下弦材
格点部の損傷
(国総研から写真提供)

(5) 2主桁橋の被害について

最近、合理化構造として横構を省略した合成床版2主桁橋が三陸自動車道で採用されている。アーチ橋における横構の損傷例は上述したが、高耐久性床版で水平力が負担できるとして横構を省略した三陸自動車道の2主桁橋では、損傷は報告されていない。

一方、堤防の崩壊により通行止めになった橋りょうとして土木学会・東日本大震災特別委員会総合調査団・調査速報会⁶⁾で報告されている志田橋は、昭和33年竣工の2主桁橋であり、橋長266.2m、幅員7.2mの9径間ゲルバーヒンジ桁である(写真2.1.27, 2011年11月14日復旧後通行再開)。すぐ下流側に新橋が建設中のこともあり、維持管理について必ずしも行き届いていると言えないが、当時の設計者の思想が伺えるのでここで概要を紹介する。

本橋はRC床版が縦桁を介して横桁で支持された構造であり、このような床組構造は米国で多くみられ、わが国では例が少ない。写真2.1.28に示すように本橋の横構は横桁位置に配置されているため、せん断中心は床版に近く開断面桁としての挙動をすると考えられる。横荷重やねじれ荷重に対して、鉄道橋にみられるような2主桁橋では上下の横構がフランジ付近に位置するために擬似箱桁として挙動するが、この橋は、最近の横構が省略された2主桁橋と同じように開断面桁として挙動する。開断面桁は重心位置が高く、床版重量も重くトップヘビイでねじれ剛性が小さいために地震に対して不利な構造と思われるが、本橋では主構造としての損傷はみられなかった。なお、前出の写真2.1.24および写真2.1.29は本橋の桁端の垂直補剛材であり2段配置されている。



写真2.1.27 堤防の崩壊により通行止めとなった志田橋の全景



写真2.1.28 床組構造と横構の配置



写真2.1.29 左岸側の桁端部・支点上補剛材は2段

2.1.3. 東日本高速道路

東日本高速道路(株)で管理する橋りょうの被害は、東北道、常磐道をはじめ、震央に近い仙台東部道路、三陸道、仙台北部道路、さらに磐越道、山形道、東水戸道路など広範囲に及び、小さな損傷を含め、損傷した橋りょう数は約 250 橋であった。このうち、大多数の損傷は、中越地震や中越沖地震と同様の傾向で、鋼製支承や伸縮装置の損傷が主だったが、今までにない新たな損傷として、仙台東部道路 東部高架橋において、ゴム支承の破断が生じている。以下に、東日本高速道路(株)で管理する橋りょうのうち代表的な損傷について紹介する。

(1) 東北道 新滑川橋の損傷事例

新滑川橋は、福島県(須賀川 IC~郡山南 IC)に位置する昭和 48 年に開通した PC 2 径間連結桁橋である(橋長 $L=61\text{m}$)。各支点は BP-B 支承を有し、支点条件は A1 橋台と中間橋脚が可動で A2 橋台が固定である。また、橋台、橋脚とも斜角が 50° である(図 2.1.10)。

新滑川橋では、BP-B 支承および簡易型鋼製フィンガージョイントに損傷が生じた。BP-B 支承の損傷状況を写真 2.1.30 に示す。サイドブロックが破損し、ベアリングプレートが逸脱している。写真 2.1.31 は伸縮装置に生じた遊間異常の状況を示しており、A1 橋台位置で約 20cm 橋軸直角方向に移動している。

この遊間異常は、斜角の影響により桁の回転が生じたことが主たる要因と推察される。被害状況から推定される桁の回転および遊間異常のメカニズムは、図 2.1.12 に示すように P1 橋脚部を支点として A1 橋台側に回転が生じたものと考えられる。

参考に、新滑川橋近傍の加速度応答スペクトルを図 2.1.11 に示す。特に短周期成分でレベル 1 地震力を大幅に超えた値を示していることがわかる。

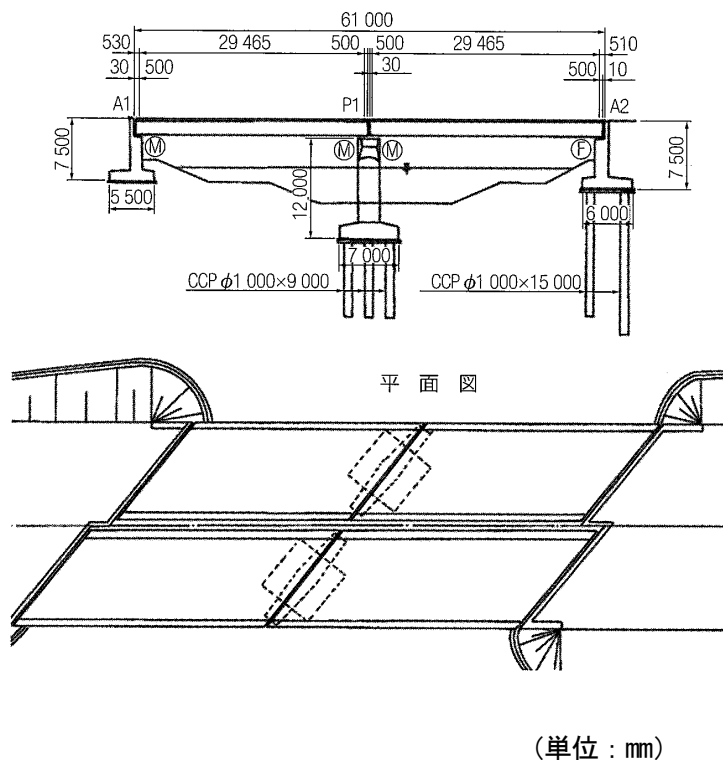


図 2.1.10 新滑川橋 橋梁一般図

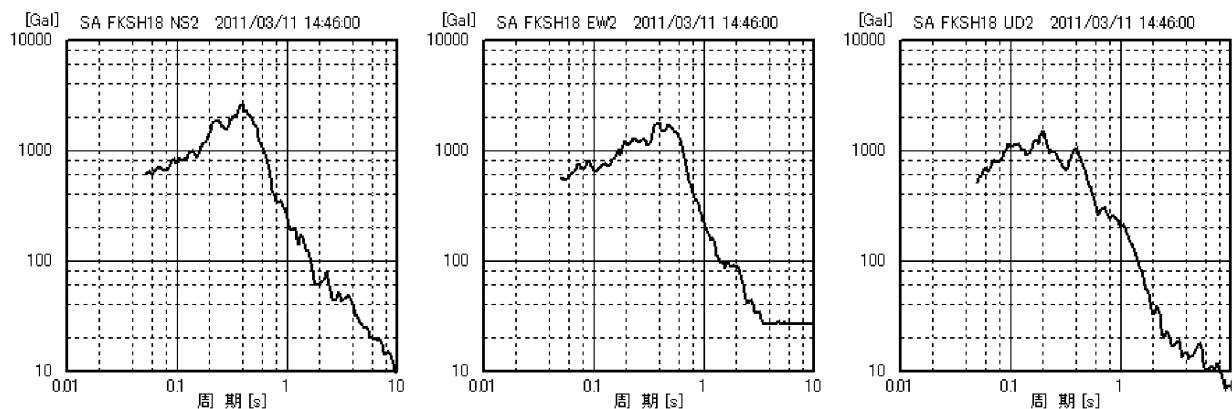


図 2.1.11 近傍の加速度応答スペクトル (k-net 郡山, $h=0.05$)



写真 2. 1. 30 BP-B 支承の損傷



写真 2. 1. 31 伸縮装置の遊間異常



写真 2. 1. 32 桁のずれ状況



写真 2. 1. 33 路面の状況

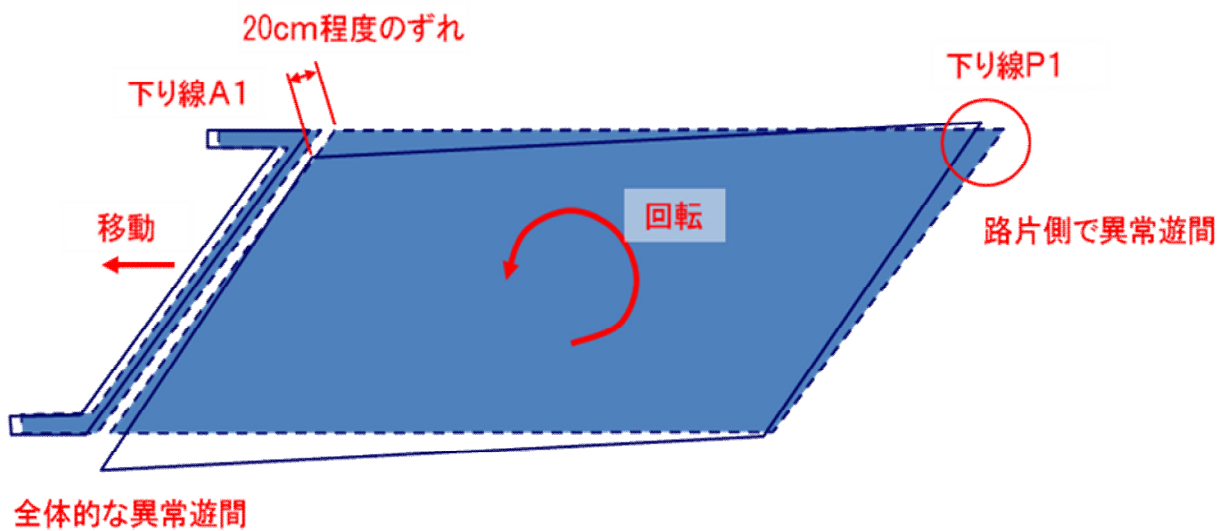


図 2. 1. 12 新滑川橋 桁回転および遊間異常の発生メカニズム（推定）

一般に、建設年次の古い既設鋼製支承の設計は、レベル2地震力相当に耐える構造となっていないため、今回のような大規模地震を受けた際に、サイドブロックが破損する事例が多い。サイドブロックの破損は今回の地震においても、随所で見られた代表的な損傷事例であり、新潟県中越地震などの既往の大規模地震においてもこの種の損傷はよく見られた。さらに、本橋では斜角が 50° と非常に小さく、桁の回転が生じやすい構造であったため、支承部の損傷に加えて橋軸直角方向に桁がずれる事象が生じたと考えられる。

本橋では、支承部の損傷が生じたものの橋軸直角方向の橋台幅が十分に広がったため、落橋に至るような危険な状態には至っていない。また、本橋のBP-B支承は、ベアリングプレートが逸脱するほどの損傷を受けたものの、段差が生じにくい構造であったため、路面に大きな段差は生じなかった。このことは、既設鋼製支承の耐震性を評価するうえで、参考になる事例と考えられる。

応急復旧としては、余震での移動による支承からの脱落やジョイント部の段差を防ぐため、被災後速やかにサンドルによる仮支持を行うとともにワイヤによるラッシングを応急措置として実施（写真2.1.34）し、交通運用を図っている（写真2.1.35）。

なお、今後の本復旧時に、水平ジャッキにより桁を水平移動させてもとの位置に戻すとともに、支承、伸縮装置の交換を実施する計画となっている。

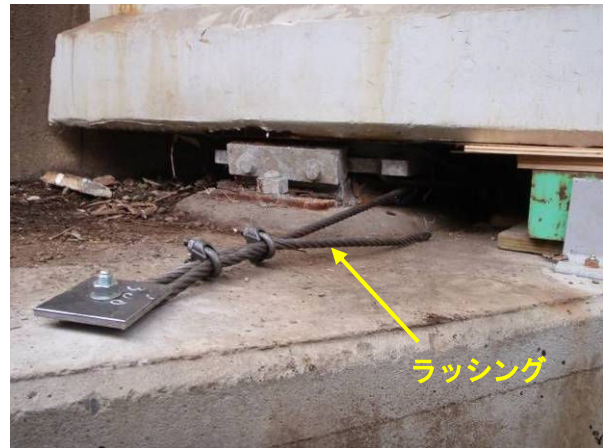


写真 2.1.34 サンドル支持およびラッシングによる応急措置



写真 2.1.35 暫定交通運用の状況

(2) 仙台東部道路 東部高架橋 (P52~P58) の損傷事例

東部高架橋は平成 13 年に開通した仙台東部道路(仙台東 IC~仙台港北 IC)の連続高架橋(L=4,390m)であり、東日本高速道路㈱が管理する橋りょうの中で最も被害が大きかった橋りょうである。

1) 東部高架橋の概要

東部高架橋は、全体で 4,390m を有する連続高架橋であるが、このうち主たる損傷があったのは、鋼 4 径間連続箱桁橋 (P52~P56) + 鋼 2 径間連続 I 桁橋 (P56~P58) の区間である。

この区間は、上部構造が上下線一体の広幅員断面である。また、本区間は新設工事の仙台港 IC (仮称) の拡幅ランプ部に位置し、橋脚は鋼製門型橋脚、鋼製 T 形橋脚に加え、鋼製 + RC (有支承) 門型橋脚が複雑に混在している。基礎構造は、場所打ち杭 $\phi 1.2\text{m}$ の杭長約 22m ~ 25m で、地盤種別は II 種地盤であり液状化判定を考慮した設計が行われていた。

東部高架橋の橋りょう一般図および標準断面図を図

2.1.14、図 2.1.15 に示す。



図 2.1.13 東部高架橋 位置図

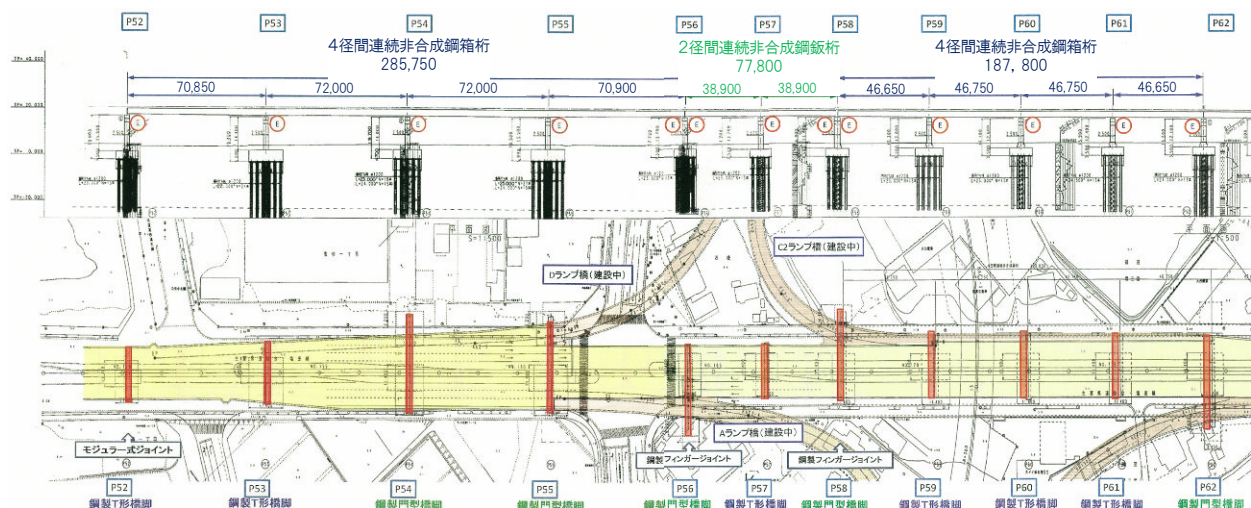


図 2.1.14 東部高架橋 (P52~P56) 橋梁一般図

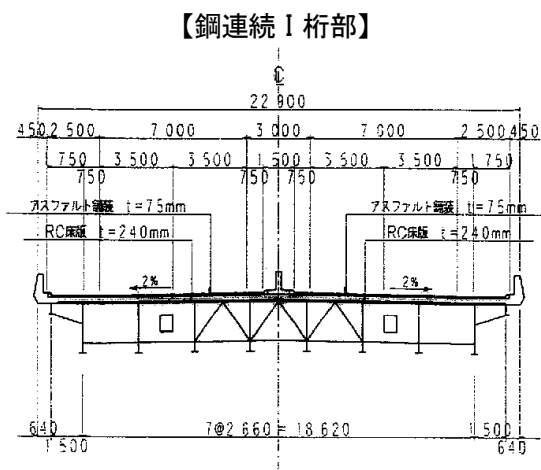
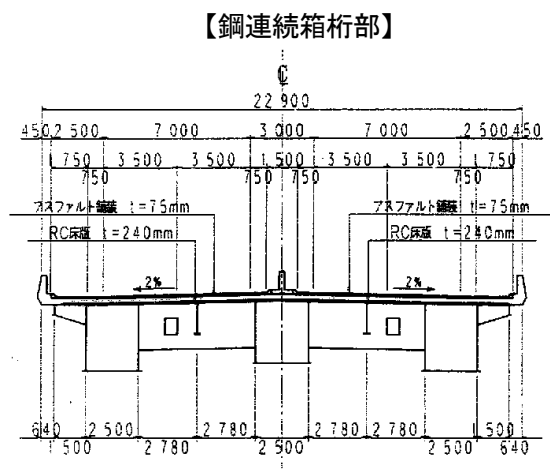


図 2.1.15 東部高架橋 (P52~P56) 標準断面図

(単位 : mm)

2) 被災状況

東部高架橋（P52～P58）の主な被災内容は、桁全体の横ずれ（約 60cm）、伸縮装置の段差（最大で約 40cm）及び破損、ゴム支承の破断及びき裂、ジョイントプロテクターの破断に加え、P56 付近の桁端部の主桁（I 桁）や補剛材等に損傷が生じた。

この中で特に注目されたのは、積層ゴム支承の破断である。本橋の支承は、1995 年の兵庫県南部地震を教訓に改訂された平成 8 年道路橋示方書に基づき設計された地震時水平力分散ゴム支承（タイプ B 支承）であり、地震により初めて大規模な破断状況が確認された事例である。

ゴム支承の破断が生じたのは、図 2.1.16 に●で示す箇所であり、このうち P52（箱桁側）及び P56（I 桁側）の支承は 8 個全数破断した。

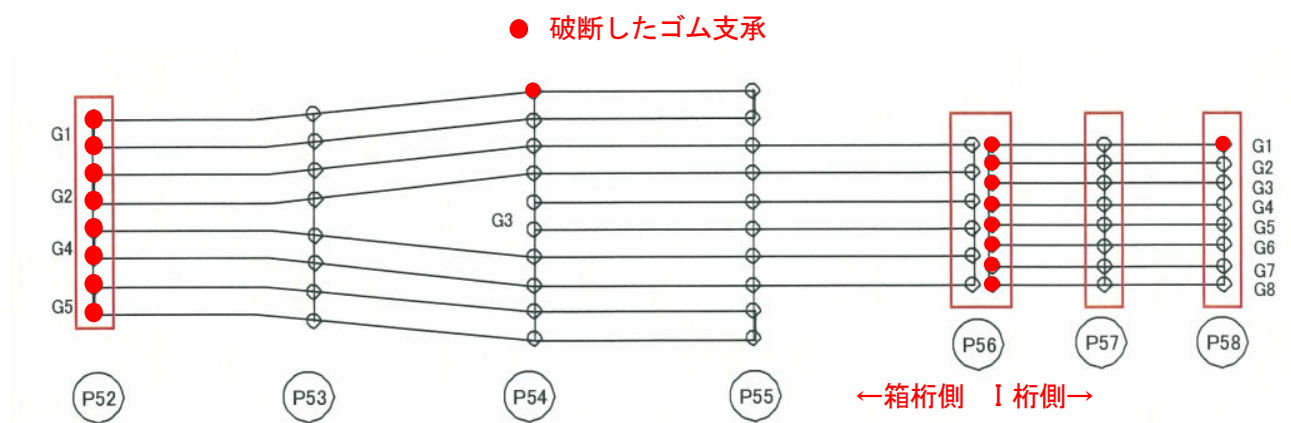


図 2.1.16 ゴム支承破断位置図

特に、P56（I 桁側）の損傷状況が最も大規模であり、橋軸直角方向へ大きく桁がずれるとともに、支承 8 個全数が破断した。また、P52（箱桁側）においても 8 個の支承全数に破断が見られた。その概況を写真 2.1.36、2.1.37 に示す。



写真 2.1.36 P56（I 桁側）支承部及び路面の被災概況



写真 2.1.37 P52（箱桁側）支承部及び路面の被災概況

P56（I 桁側）の支承破断状況を写真 2.1.38 に示す。支承の破断によりゴム支承 1 つ分以上の相対変位が橋軸直角方向に生じていることがわかる。



写真 2.1.38 P56（I 桁側）の支承の損傷状況

また、P56（I 桁側）の桁端部において、腹板、下フランジ支点上補剛材、端対傾構の斜材、ガセットプレートなどに座屈またはき裂の発生が見られた。その状況を図 2.1.17 に示す。これらの損傷は、ゴム支承の破断により上下方向に段差が生じ、その後に移動が拘束された状態で橋軸直角方向に大きな水平力を受けたことによるものと推察される。

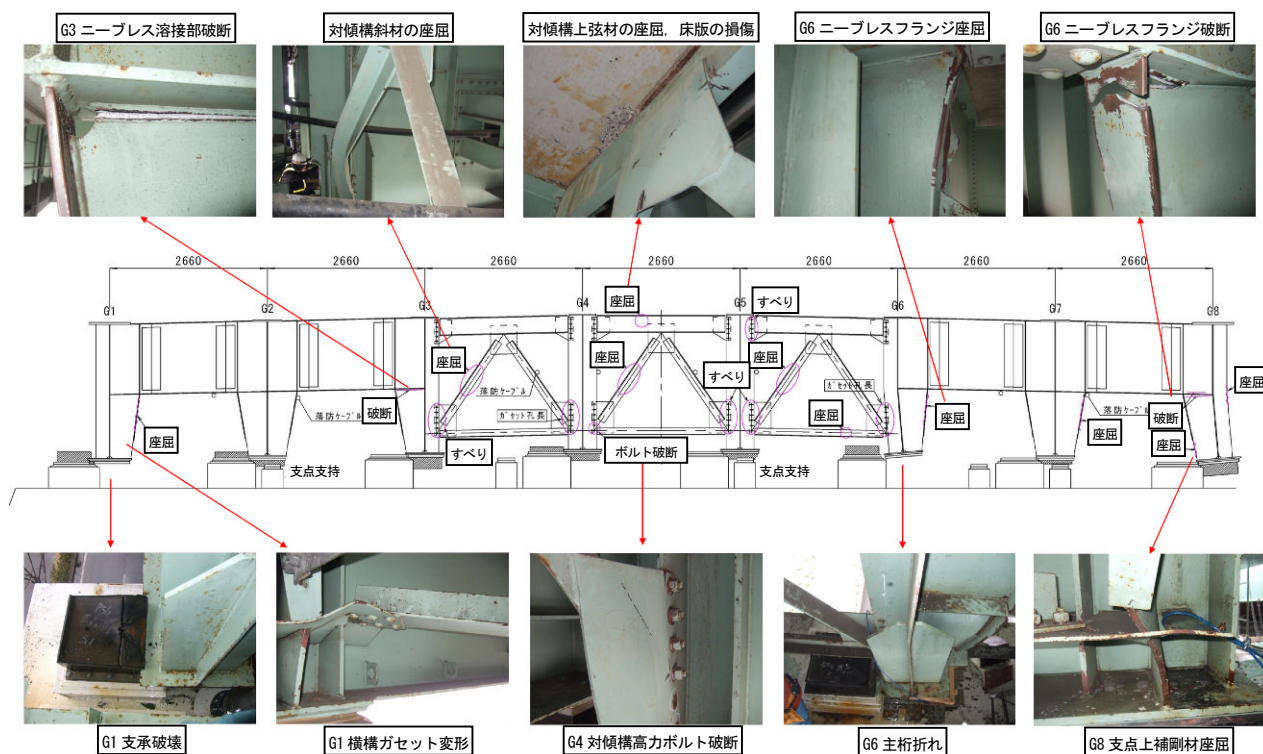


図 2.1.17 P56（I 桁側）桁端部の損傷状況

写真 2.1.39 は、ニーブレスフランジ付きの垂直補剛材（G8 桁）の破断状況である。これは、腹板下端の変形により生じたものである。腹板の変形は、剛な横桁の下端を起点に生じており、設計で想定した以上の力が作用したことによるものである。



写真 2.1.39 垂直補剛材の損傷状況

写真 2.1.40 は、P56 の掛け違い部に設置されていた落橋防止ケーブルの状況を示している。ここには箱桁と I 桁をつなぐ落橋防止ケーブルが各主桁に設置されていたが、その大多数に強い緊張力が作用している状況が確認された。これにより落橋に至るといふ大惨事を防止できたものと考えられる。



写真 2.1.40 P56 の落橋防止ケーブル

その他の損傷として、ジョイントプロテクター（橋軸直角方向）の大多数が破損していた（写真 2.1.41）事例が挙げられる。これはレベル 1 地震力程度の耐力しか期待していなかったためやむを得ない。ただし、ボルトの破断面を確認すると、作用面側のボルトにおいて曲げ引張が作用したことを表す破断状況が確認された（写真 2.1.42）。この装置のボルトはせん断のみの照査がなされているが、作用位置を考慮した引張力についても検討する必要があると考えられる。なお、本装置には脱落防止チェーンが設置されていたため、多くは落下を免れている。

なお、本橋に限らず鋼製フィンガージョイントの場合には、レベル 1 地震時に破断に至らない耐力を有している場合が多いと考えられる。このため、今後ジョイントプロテクター設置の要否を検討する際には、伸縮装置の耐力も確認して判断するのがよいと思われる。



写真 2.1.41 ジョイントプロテクターの
損傷状況



写真 2.1.42 ボルト破断面

3) ゴム支承の破断要因

東部高架橋で生じたゴム支承破断の要因については、東日本高速道路㈱に設置された「災害復旧検討委員会（委員長：鈴木基行・東北大学大学院教授）」により検討が進められている。ここでは、本調査委員会のメンバーで実施した現地調査結果、及びこの際に受領した資料などをもとに、推定される破断要因の概要について述べる。

① P56 (I 桁側)

P56 橋脚は鋼 4 径間連続箱桁と鋼 2 径間連続 I 桁の掛け違いであるが、このうち I 桁側のみにゴム支承破断が生じ、箱桁側には破断は見られなかった（写真 2.1.43）。P56 上には鋼製フィンガージョイントが設置されており（写真 2.1.44）、フィンガー同士の接触跡が認められた。すなわち、地震初動時にはフィンガー同士が接触して箱桁（P52～P56）に引きずられるように I 桁（P56～P58）が挙動し、ゴム層厚の小さい I 桁側のゴム支承が破断して、路面に大きな段差を生じさせた可能性が高い。



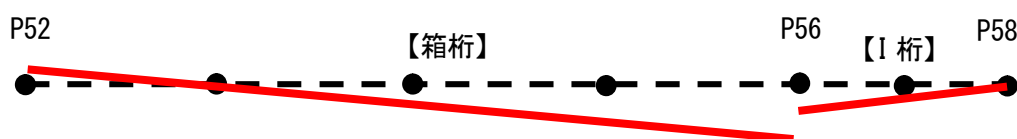
写真 2.1.43 P56 ゴム支承破断状況



写真 2.1.44 P56 鋼製フィンガージョイント

本橋設計時のレベル 2 地震に対する耐震設計は、地震時保有水平耐力法により行われており、動的解析による照査は実施されていなかったが、一般に動的解析時のモデルにおいて、掛け違い部の鋼製フィンガージョイントによる拘束は考慮しない。しかし、伸縮装置の拘束により橋軸直角方向に 2 連の桁が連動して移動することを考慮すると、単体の場合の応答値と大きく異なる場合があり得る。特に本橋 P56 のように隣接する桁の重量が大きく異なる場合、支承変形性能が小さい側のゴム支承に過大な変位が生じることが推定できる。その主要モードが変化するイメージを図 2.1.18 に示す。

<伸縮装置のモデル化なし>



<伸縮装置のモデル化あり>

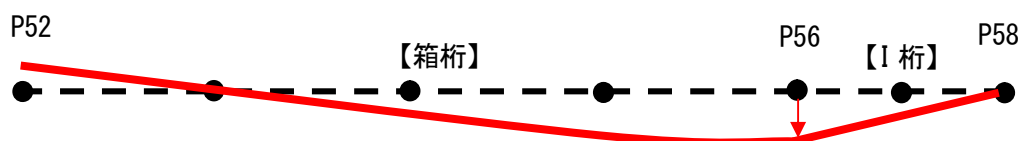


図 2.1.18 橋軸直角方向の主要モードのイメージ

東部高架橋近傍における加速度応答スペクトルを図 2.1.19 に示す。道路橋示方書に規定されるタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトル値を若干超える周期帯もあるが、本橋の主要モードの固有周期が 1 s を超えることを考慮すると、道路橋示方書の規定を大幅に超過するものではないことがわかる。

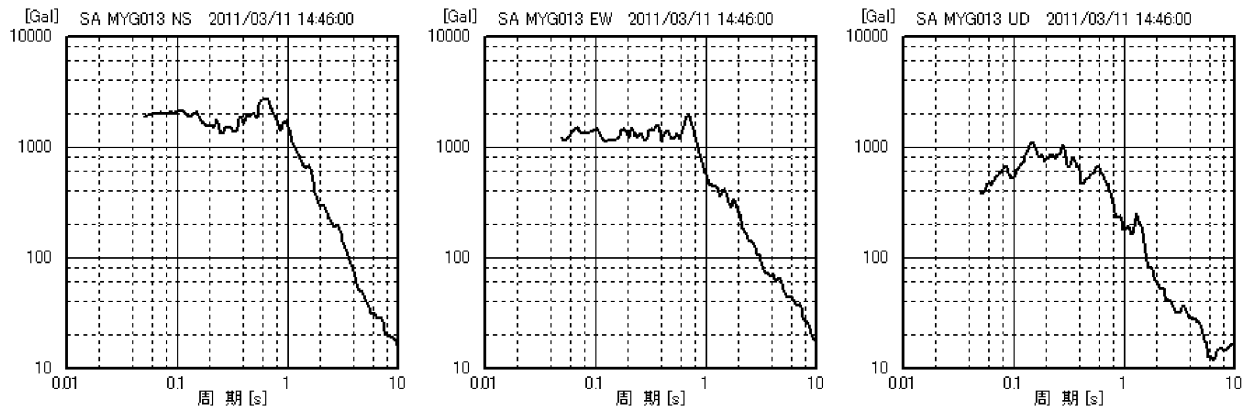


図 2.1.19 近傍の加速度応答スペクトル (k-net 仙台, $h=0.05$)

なお、ゴム支承破断面の形態は、ゴム体での破断やゴムと内部鋼板との接合面での破断など各種様々であった。各ゴム支承の破断面の状況を写真 2.1.45 に示す。



写真 2.1.45 P56 ゴム支承の各破断面の状況

② P52 (箱桁側)

P52 の支承破断状況を写真 2.1.46 に示す。P52 のゴム支承の主たる破断要因として、二次形状係数が小さいことが挙げられる。ここで、二次形状係数とは支承平面寸法の短辺をゴム層厚で除した値であり、せん断変形後の安定性を表す指標である。

現行の設計基準では、二次形状係数4以上という条件が規定されているが、本橋の設計時にはその規定がなく、P52の支承の二次形状係数は3程度であった。すなわち、せん断変形後に有効な平面寸法がゴムの高さと比べて十分でなかったことが、破断に至った要因の一つと考えられる。

4) 応急復旧

東部高架橋では、本復旧に先立ち当面の交通運用を図るために応急復旧が実施されている。応急復旧では支承部及び鋼桁端部の復旧に加え、横ずれに対する桁の横移動が実施された。以下にその概要を示す。

① 支承の応急復旧

支承部の応急復旧は、大きく3段階に分けて実施された。まずは、本震発生以降に頻発していた余震に対する応急措置として、支承の破断が生じた全箇所に対し、サンドル材による仮受け架台が設置された(写真2.1.47)。これに加え、後述する主桁横移動を実施後に、橋軸直角方向のジョイントプロテクターが破損した全ての箇所に対し、鋼製の仮設ジョイントプロテクターが設置された(写真2.1.48)。



写真 2.1.46 P52 ゴム支承の破断状況



写真 2.1.47 震災直後の仮受状況 (P56)



写真 2.1.48 仮設ジョイントプロテクター (P56)

その後、鋼桁端部の補修や横ずれ矯正を実施後に、緊急性重視のため破断したゴム支承と同様のゴム支承が製作・設置された(写真2.1.49)。これは、余震の状況を鑑み、地震時水平力分散支承の性能を早急に確保することを目的としたものである。



写真 2.1.49 支承取替え後の状況 (P56)

② 鋼桁端部の応急復旧

鋼桁端部のうち最も大きな損傷を受けたのはP56（I桁側）であった。ここでは、その応急復旧の概要を述べる。

鋼桁端部の座屈損傷に対する復旧方針は、損傷した支点上補剛材、対傾構、ガセットプレートを取替え及び変形した主桁の矯正を極力無応力状態で実施することであった。このため、まずはP56から約4mに位置する第一格点の下に仮設ベントを設置し（写真2.1.50、写真2.1.51）、ジャッキアップ用補剛材の取付けが行われた（写真2.1.52）。

その後、これらの仮設備を用いてジャッキアップを行い（写真2.1.53）、極力無応力の状態で、損傷部材を切断除去後、工場製作した当該部材の取付けが溶接またはボルト接合により行われた。



写真 2.1.50 仮設ベント設置状況（P56）



写真 2.1.51 設置が完了した仮設ベント（P56）



写真 2.1.52 ジャッキアップ用補剛材



写真 2.1.53 仮設ベント上でのジャッキアップ状況

写真 2.1.54 は、対傾構部材の応急復旧状況である。また、端対傾構のニーブレースのき裂に対しては、ボルトによる当て板補強が実施された（写真 2.1.55）。



写真 2.1.54 対傾構補修部材の取付け状況

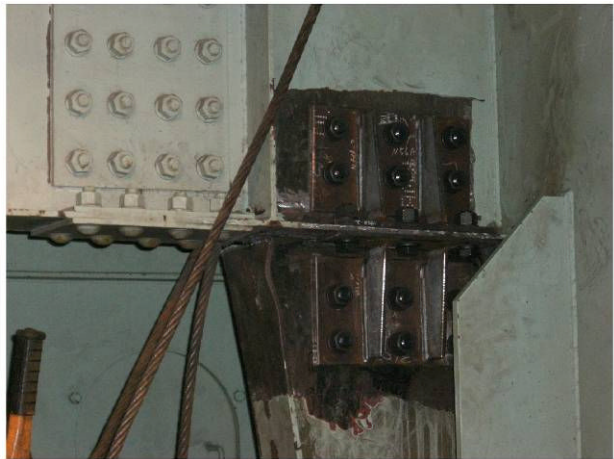


写真 2.1.55 ニーブレース当て板状況

③ P56（I 桁側）の横移動

P56 上で海側に約 60cm 主桁の横ずれが生じた東部高架橋では、3 月 27 日の通行止めにて、P56 上及び前述したジャッキアップベント上で油圧ジャッキによるジャッキアップ及び主桁横移動が実施された（図 2.1.20、写真 2.1.56）。当初、正規の位置までの横移動が予定されていたが、主桁の変形や仮設ベントの沈下の影響により、残り約 24cm の時点でそれ以上水平力を加えても移動できない状態となった。このため、製作中であったゴム支承の取替え完了までの措置として、横ずれが残った状態で仮設架台（サドル）の組み直しや仮設ジョイントプロテクターの設置が実施された。

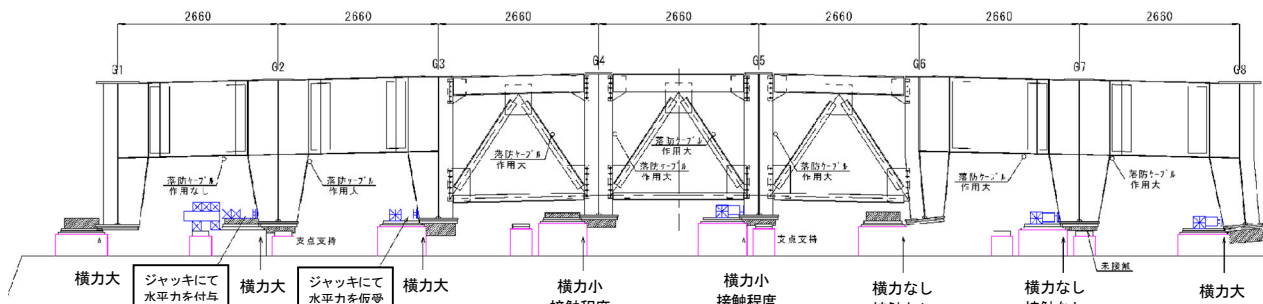


図 2.1.20 P56 支点上での横移動ジャッキ配置図



写真 2.1.56 ジャッキアップ及び桁横移動の状況

5) 震災直後の交通運用

東部高架橋の被災状況を勘案し、仙台東部道路の当該区間においては、3月11日の震災発生時から通行止めが実施されてきたが、被災地への支援物資、緊急車両の輸送及び復興の人員輸送等で緊急車両指定道路として早期の交通解放が要求された。

このため、通行に制限を課した中での交通解放が実施された。P56 上の走行範囲は、主桁等の損傷がほとんど生じていない G1～G3 桁上（下り線走行車線）に限定された（図 2.1.21）。ただし、震災直後のサンドル材による仮受け状態で交通運用を行うに当たり、下記の対策を実施された。

- ① トラック走行載荷試験によるたわみ測定にて、桁の健全度確認
- ② 常温合材、敷き鉄板、及び土のうによる段差修正（写真 2.1.57）
- ③ 手前 IC での通行車両重量確認（25t 以下に制限）
- ④ ガードマンを配置し、1 台ごとの一時停止及び徐行の徹底
- ⑤ 仮受け架台への荷重分散用 H 鋼の設置（写真 2.1.58）

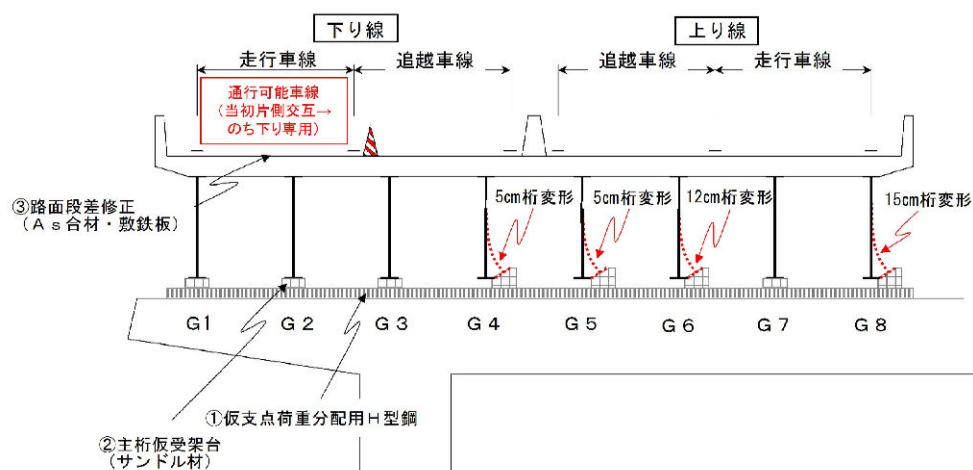


図 2.1.21 P56 上の走行範囲



写真 2.1.57 段差すりつけ状況と
緊急車両走行状況

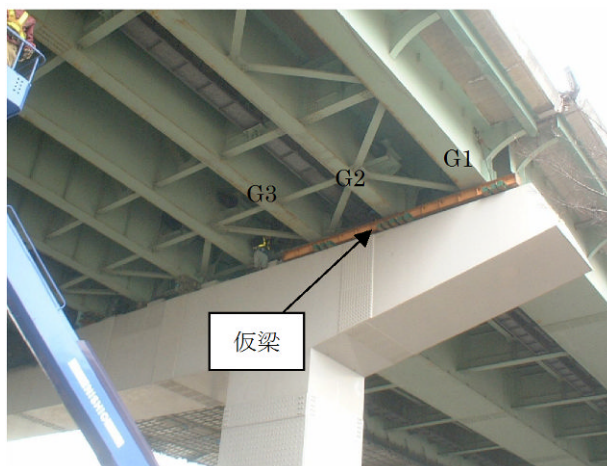


写真 2.1.58 荷重分散用 H 鋼配置状況

その後、東部高架橋では、段差修正や横ずれ矯正完了後、全線通行止め解除が行われている（震災発生から 19 日後）。また、5 月中旬及び 6 月中旬に夜間通行止めにてゴム支承の交換が実施され、現在に至っている。

2.1.4. 首都高速道路

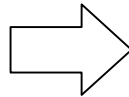
首都高速道路(株)で管理する橋りょうの主な被害は、伸縮装置の破損に伴う路面損傷が大多数を占める。湾岸エリアでは液状化による土工部の路面損傷があったが、液状化による橋りょうの損傷、地震動による橋脚の損傷は見つかっていない。橋りょう全体としての損傷は軽微であったものの、湾岸エリアでは荒川湾岸橋及び大黒 JCT 連結路において部材損傷を含む複数の被害を受けた。以下に、首都高速道路(株)で管理する橋りょうのうち代表的な損傷について紹介する^{4), 7)}。

(1) 伸縮装置、支承

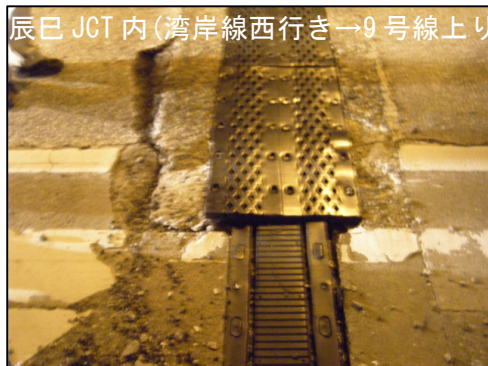
伸縮装置周りの損傷は、ゴム製及び簡易鋼製継手の前後において後打ちコンクリート部が損傷したものと鋼製継手のフェースプレートが損傷したものに大別され、その多くは後打ちコンクリート部の損傷による路面損傷であった(写真 2.1.59)。路面に段差が生じた箇所もあったが、損傷が軽微であったこと、緊急補修材料などによる補修が可能であったことから、比較的早く損傷の応急復旧は終了した。



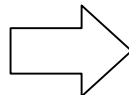
路面の段差・コンクリートの損傷



伸縮装置取り替え



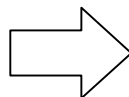
コンクリートの損傷



コンクリート打ち替え



コンクリートの損傷



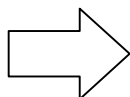
コンクリートの補修

写真 2.1.59 伸縮装置周りの損傷と補修

神奈川 5 号大黒線（上り）大黒大橋においては、鋼製継手の櫛先端同士がぶつかり合ったと考えられるフェースプレートの破損が生じた。応急復旧は、破損したフェースプレートを撤去し、伸縮装置の下面を保護した後、舗装緊急補修材料などにより路面を仮補修した（写真 2.1.60）。



鋼製継手の損傷



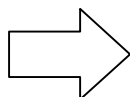
緊急補修材料による路面養生

写真 2.1.60 鋼製継手のフェースプレートの損傷と補修

大黒 JCT 連結路においては、支承の上沓及びサイドブロックが外れたことにより支承が脱落し、路面段差を伴う損傷が生じた。応急復旧工事として、仮設支柱（ベント）により桁を持ち上げた後、鋼材を加工して上沓及びサイドブロックを仮補修した（写真 2.1.61）。



上沓・サイドブロックの損傷



鋼材による仮復旧

写真 2.1.61 支承の損傷と補修

路面損傷が生じた地域の地震記録の特徴を知るために、首都圏で観測された地震動（防災科学技術研究所 K.NET, Kik.NET の観測記録）から水平及び垂直成分の加速度応答スペクトル ($h=5\%$) を算出した。Ⅲ種地盤の事例として TKY027 瑞江, KNG002 横浜の地震動データによるものを図 2.1.22 に示す。道路橋示方書におけるⅢ種地盤のレベル 1 及びレベル 2 の加速度応答スペクトルを重ねて示した。周期帯によっては、レベ

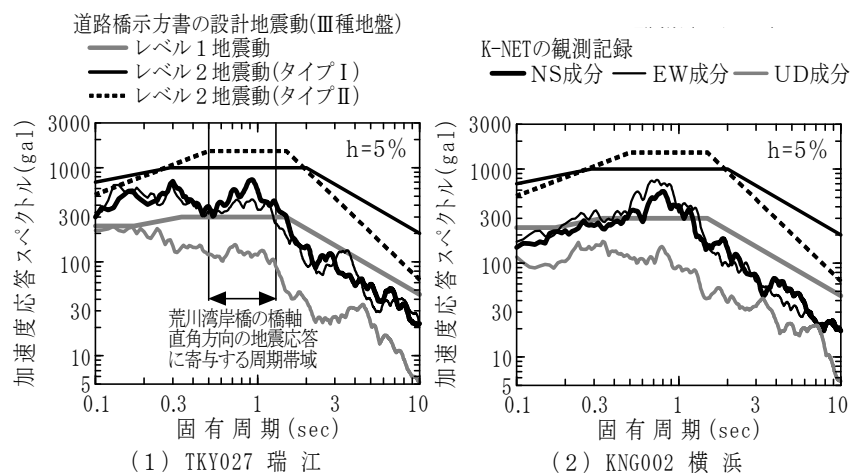


図 2.1.22 首都圏の地震動

ル1地震動を超える加速度応答スペクトルであることがこの図からわかる。

伸縮継手前後の後打ちコンクリート部の破損は、桁の揺れに伴う床版端部同士の衝突による衝撃が原因と推測される。また、鋼製継手のフェースプレートの破損は、鋼製継手を挟む桁が橋軸方向及び橋軸直角方向に揺れ、戻るときにフェースプレートの榫先端が元通りの隙間に戻らずに先端同士が衝突したことが原因と推測される。

(2) 大黒JCT連結路の損傷と対応

大黒JCT連結路の損傷は、1989年9月に建設された3径間連続鋼箱桁ラーメン曲線橋と5径間連続鋼床版箱桁ラーメン曲線橋との切欠き部を有するゲルバー構造で生じた(図2.1.23)。ゲルバー構造で支承を支える側(下沓側)は、高さが約40mの橋脚に剛結されている(図2.1.24)。損傷は、支承及びその周辺に発生し、支承の上沓が脱落したことから、路面に約20cmの段差が発生した(写真2.1.62左、2.1.63左)。ゲルバー構造の上面側主桁の損傷が著しく下フランジの大きな変形や一部破断が発生(写真2.1.62右)していたが、下面側主桁は健全であることが確認されたため、高さ約40mの仮設支柱(ベント)を設置した状態(写真2.1.64)で応急復旧工事を進めた。仮設支柱(ベント)により桁を持ち上げ支承を仮補修し、段差を修正した後、伸縮装置や路面の補修を行い(写真2.1.63右)応急復旧工事は完了した。なお、工事完了後、荷重車による走行試験を行い、安全性を確認のうえ交通開放を行った。



図2.1.23 大黒JCT連結路の損傷箇所

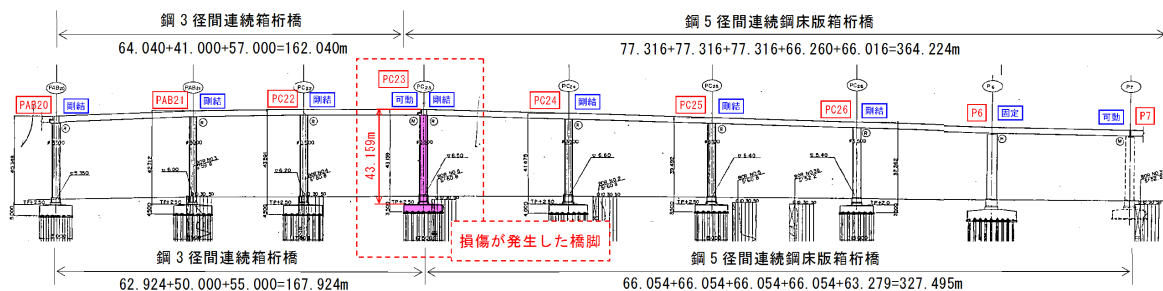


図2.1.24 大黒JCT連結路の側面図及び損傷した場所



路面に20cm段差(PC23橋脚)

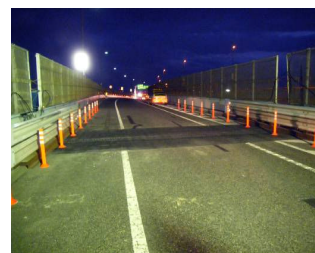


ゲルバー構造上面側主桁の損傷

写真2.1.62 路面と支承周りの損傷



路面損傷状況



段差修正、舗装・伸縮装置の補修

写真2.1.63 路面損傷と応急復旧



写真 2.1.64 仮設支柱（ベント）による応急復旧

本復旧は、著しく変形したゲルバー構造の上面側主桁（鋼箱桁）及び支承の取替えが必要であったため、通行止めを伴う工事となった。主な工種と内容は次の通りである（写真 2.1.65）。

- ① 橋面撤去工：壁高欄の撤去、床板の撤去
- ② 既設桁撤去工：主桁添接部ボルトの撤去、主桁ブロックの撤去、既設支承の撤去
- ③ 新設桁設置工：新設支承の設置、新設主桁ブロックの架設、添接部ボルトの締付、落橋防止装置及び伸縮装置の設置
- ④ 床版・橋面工：型枠の設置、鉄筋の組立、床板コンクリートの打設、壁高欄コンクリートの打設、舗装及び区画線の設置



既設主桁ブロックの撤去



既設桁撤去後の状況



新設主桁ブロックの架設



ゲルバー構造（上面），支承の取替完了



本復旧後の路面状況

写真 2.1.65 本復旧の状況

損傷メカニズムを推測するため、3次元非線形フレームモデルによる動的解析を行った。大黒JCTの三次元フレームモデルを図 2.1.25 に示す。動的解析による地震時橋りょう挙動から損傷の原因は次のように推定している。

- ① 動的解析の入力地震動として用いた今回地震による観測波は、損傷した PC23 橋脚のゲルバー構造を境とする 2 つの構造系（橋りょう）の固有周期帯において、レベル 1 地震動より若干大きなものとなった。

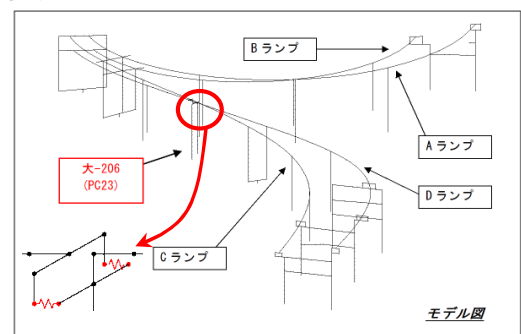


図 2.1.25 三次元フレームモデル

- ② 損傷したゲルバー構造において支承の耐力を超える大きな荷重が作用した。
- ③ 損傷したゲルバー構造において大きな相対変位が発生した。
- ④ ゲルバー構造において、2つの構造物をつなぐ支承に大きな荷重が作用した要因としては、ゲルバー構造を境とする2つの構造系に固有周期の差が見られること、損傷したゲルバー構造付近の橋脚は特にハイピアであるために振幅が大きくなること、曲線橋であるため加振方向に対する応答の方向性が複雑となることが考えられる。
- ⑤ 損傷を受けた支承は、レベル1対応のタイプA支承であり、設計外力を越える外力が地震時に作用したことが損傷の原因と考えられる。

(3) 荒川湾岸橋の損傷と対応

荒川湾岸橋は、1977年1月に開通した橋長840mの7径間ゲルバートラス橋で、RC床版を含む上部工重量は約39,000tである。標準部の幅員構成は片側3車線（幅員30.5m）であるが、中央環状線への分岐線があるため最大で片側5車線（幅員48.5m）となる。下部構造は、両端はRC壁式橋脚、中央の6基は鋼製橋脚、基礎は杭径1,500mm、長さ36.5～48.0mの杭基礎である（図2.1.26）。

本橋は、2001～04年に支承の変位制限構造及び段差防止構造を設置し、2008～09年に橋脚耐震補強工事として鋼製橋脚の内部にコンクリート充填を実施した。また、2012年度の完成を目指して上部工の耐震補強工事を実施している途中で今回の地震に見舞われた。実施していた補強内容は、可動脚及び吊トラス可動部への制振装置の設置、上下弦材などの1次部材への当て板による断面補強、道路床組み（RC床版及び縦横桁）の落橋防止システム設置などである。地震が発生した時は、全面的に足場が架設された直後であり、当て板及び道路床組みの落橋防止システムの設置が概ね完了していたものの、支点上対傾構の当て板補強や制振装置は設置されていない状況であった。

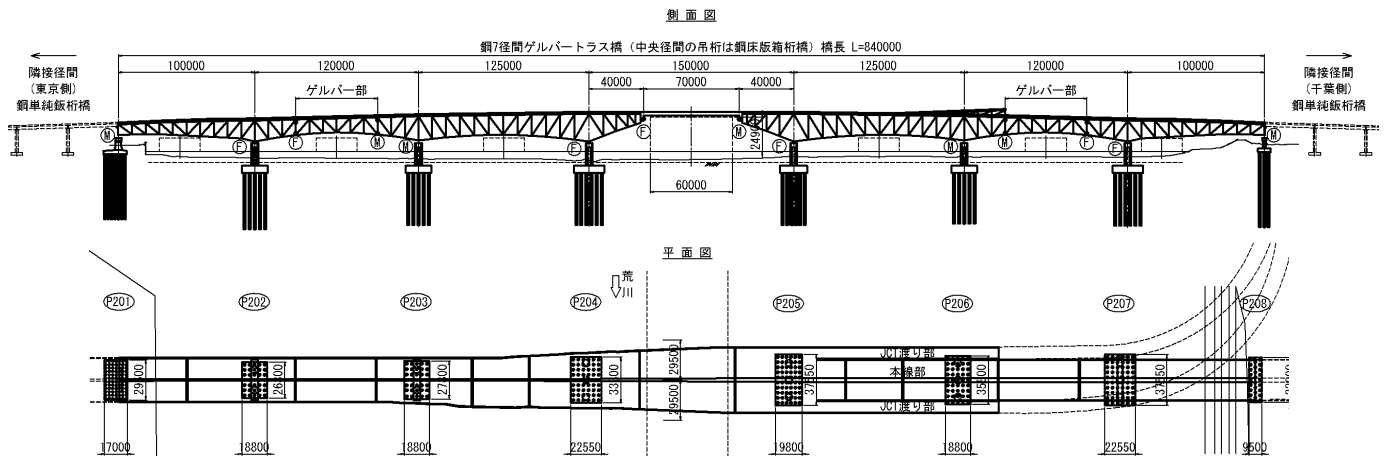


図 2.1.26 荒川湾岸橋の一般図

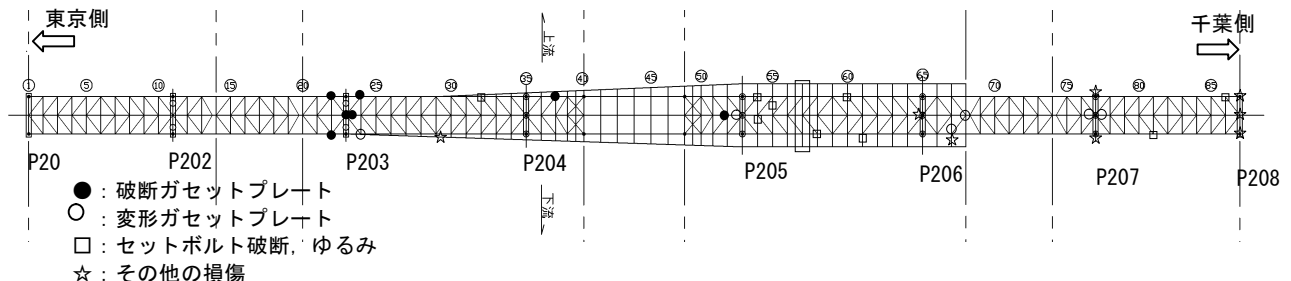


図 2.1.27 地震による荒川湾岸橋の損傷状況

地震による損傷状況を図2.1.27に示す。破断したガセットを始め損傷した多くの部材が橋軸直角方向の水平力に抵抗する部材であった。3月11日の本震後も規模の大きな余震が頻発していたため、余震による地震時水平力に対する安全性を確保するために橋軸直角方向の耐力回復を優先して応急復旧を実施した。なお、工事完了後、荷重車による走行試験を行い、安全性を確認したうえで交通開放を行った。



写真 2.1.66 ガセットの損傷状況

ガセットの損傷状況を写真2.1.66に示す。

P203 橋脚（湾-754, 755）付近の横支材中央には図 2.1.28 に示すように損傷が集中した。下横構と下弦材ガセット 3 箇所（図中①, ②, ③）、横支材と下横構ガセット 1 箇所（④）、下横構と対傾構ガセット 1 箇所（⑤）の計 5 箇所のガセットに破断を含む損傷が見られ、⑥ガセットは変形のみが生じていた。写真 2.1.66 左に示すように、特に⑤対傾構ガセットでは千葉側のガセットが対傾構添接ボルト部で破断しており、ガセットと横支材の溶接部も部分的に破断した。損傷した部材は全て橋軸直角方向の水平力に抵抗する部材であることから、橋軸直角方向に大きな荷重や変形が生じたものと推測される。

破断した既存のガセット厚は 9mm（⑤ガセット）又は 11mm（⑤以外のガセット）で、下横構や対傾構の部材断面に比べ薄く、ガセットに損傷が集中したと考えられる。

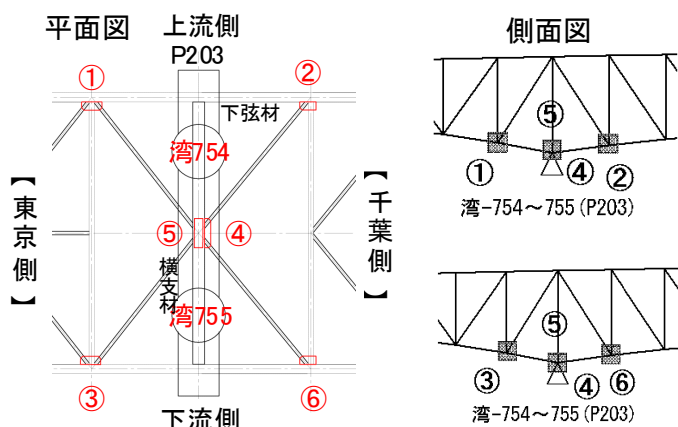


図 2.1.28 P203 橋脚付近ガセット損傷位置図

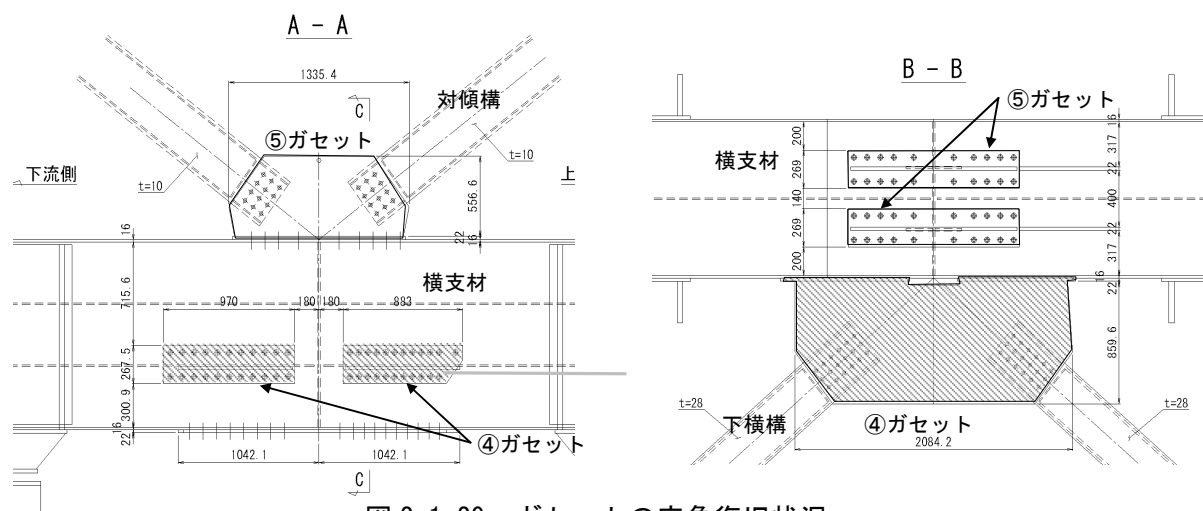
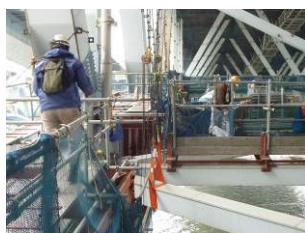
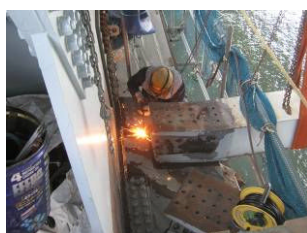


図 2.1.29 ガセットの応急復旧状況

早期に性能を回復させるために、既存部材厚以上で入手が可能であった $t=22\text{mm}$ の鋼材で応急復旧として新規のガセットを製作し、損傷したガセットと交換した。下弦材及び横支材との取り付けは基本的にはボルト接合とし、密閉部材はワンサイドボルト、それ以外はトルシアボルトを使用した。耐震補強部材の当て板がすでに設置されている箇所では、ボルト添接が困難なため溶接とし、ボルト耐力と同等の溶接量を確保した。応急復旧状況を図 2.1.29、ガセットの施工状況と完成状況を写真 2.1.67 に示す。



(a) 下横構，横支材仮吊上げ



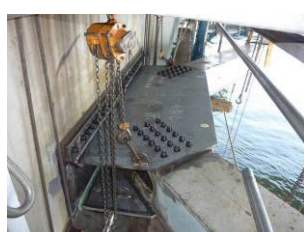
(b) 既設ガセット撤去



(c) ボルト削孔



(d) ガセット交換完了



(e) ④ガセット交換完了



(f) ⑤ガセット交換完了

写真 2.1.67 ガセット施工状況とガセット交換完了状況

床組縦桁支承セットボルトは、1 縦桁あたり M22 の H.T.B.4 本で構成されている。床組縦桁下フランジやトラス横桁に変形は生じていなかったため、破断したボルトの交換を直ちに実施した。また、一つの支承線の全体にわたってボルトの破断が発見された箇所においては、全箇所のボルトを交換した。既設のセットボルトは M22 の H.T.B であったが、応急復旧では入手が容易で孔の加工が不要のように、サイズダウンした M20 のトルシアボルトとした。応急復旧ボルトは、せん断力と浮き上がりに抵抗するためのものであるため、大きな軸力を導入する必要がないことから、本復旧時の施工が容易なように、写真 2.1.68 右に示すようにピンテールが切れない範囲で締め付けを行った。

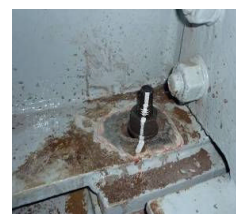


写真 2.1.68 床組み縦桁支承セットボルトの損傷状況と復旧状況

東北地方太平洋沖地震の影響で、トラス橋の対傾構ガセット等に損傷の生じた荒川湾岸橋の損傷メカニズムを推測するため、三次元フレームモデルによる解析を行った。解析に用いる三次元立体骨組みモデルは、施工時の状況を再現するため、すでに設置・搬入されていた補強部材の重量、当て板補強を考慮した剛性及び足場の重量を考慮した。

荒川湾岸橋の振動特性として、橋軸直角方向の主要な固有振動モードを図 2.1.30 に示す。今回の地震でガセット破断などの損傷の大きかった P203 橋脚近辺で大きな変形が出ているモードであり、主要な固有周期は 1.23 秒(7 次)である。

解析による地震時の橋りょう挙動から、荒川湾岸橋の主たる損傷の原因を以下のように推定した。

周辺観測地震動の加速度応答スペクトル(図 2.1.22 TKY027 瑞江を参照)を比較したところ、荒川湾岸橋の固有周期と一致する周期 1 秒前後で 400~600gal を記録しており、道路橋示方書(Ⅲ種地盤)のレベル 1 以上レベル 2 未満の加速度が作用したと考えられる。損傷の激しかった P203 橋脚付近が大きく変形する周期帯(1.2s 程度)においてレベル 1 以上の加速度が作用したことにより、橋軸直角方向の荷重を支える下横構或对傾構に設計で考慮した以上に大きな力が作用し、耐力が比較的小さいガセットに損傷が発生したものと推定される。

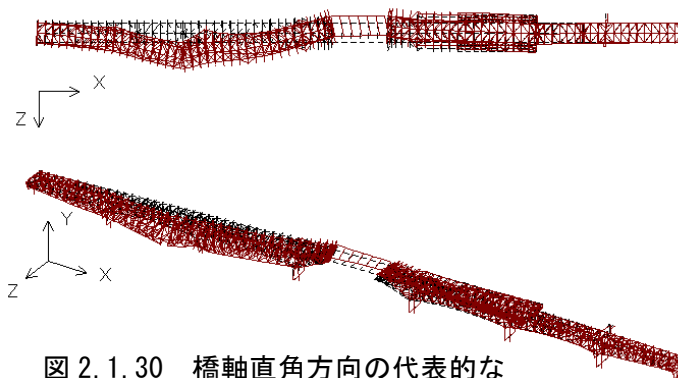


図 2.1.30 橋軸直角方向の代表的な固有振動モード図

2.1.5. 津波による被害と応急復旧

津波による被害は、波力による橋の流失と、船舶等が桁に衝突し損傷した被害、炎上した流失重油による火災の被害が報告されている。津波の波力に関する検討やその評価方法については、土木学会コンクリート委員会「津波による橋梁構造物に及ぼす波力の評価に関する調査研究委員会」で検討が行われており、委員会の成果が待たれるところであるが、桁に作用した流体力や桁の流失メカニズム等の解明については、その損傷形態が参考になると考えられる。ここでは、津波で流失した鋼橋の損傷状況と復旧、船舶の衝突による損傷と復旧、火災の被害を受けた橋りょう、および応急復旧に用いられた仮橋について報告する。

(1) 新北上大橋（流失）

国道 398 号の新北上大橋は、橋長 565.7m の 2 径間×2 連＋3 径間 1 連のトラス橋であり、左岸に位置する 3 径間部が流失した（写真 2.1.69）。右岸に比べ左岸の水深が浅く、左岸の波高が高くなった可能性や、下流側に位置する歩道部がめくれ上がって水平波力が大きくなった可能性などが流失に関係するものと推測される。写真 2.1.70、写真 2.1.71 に示した損傷部位は、一連の連続トラス間を結ぶ連結構と、耐震補強で橋脚に取付けられた落橋防止構造である。連結構は一般に架設時の機材荷重に対して設計されるので、連結構の連結部はトラス上弦材の連結部よりも弱い。また、津波で最後まで抵抗したのは写真 2.1.71 に示した落橋防止構造であることが伺え、落橋防止ケーブルの伸びと破断、アンカーボルトの破断が見られた。

復旧中の鋼桁の仮橋による建設状況を写真 2.1.72 に示す。



写真 2.1.69 流失した新北上大橋の状況 (2011 年 4 月 13 日撮影)



写真 2.1.70 連結構の破断
(2011 年 4 月 13 日撮影)



写真 2.1.71 落橋防止構造の損傷
(2011 年 8 月 12 日撮影)



写真 2. 1. 72 鋼鈑桁の仮置きおよび仮橋の建設状況（2011 年 8 月 11 日撮影）

（2）横津橋（流失）

国道 398 号の横津橋は、橋長 65.0m の単純合成 H 形鋼橋 2 連であり、流失橋は上下逆さまで、床版が下面になった状態であった。支承は線支承であり、ピンチプレートの変形形状からは、大きな上揚力が働いたことが伺える（写真 2. 1. 73、写真 2. 1. 74）。



写真 2. 1. 73 流失した横津橋の状況（2011 年 4 月 15 日撮影）



写真 2. 1. 74 横津橋の支承と落橋防止構造取付ボルトの状況（2011 年 4 月 15 日撮影）

上揚力に対して落橋防止構造で抵抗して、主桁側のプレートが大きく変形して、最後は落橋防止構造のアンカーボルトが切断され、橋が流失したものと推測される。アンカーボルトは亜鉛メッキボルトであり、軸部での破断とねじ部が潰れてナットが引き抜かれて破断する2つの破壊パターンがみられた。

本橋は橋長が比較的短く、応急復旧としてコルゲート管に盛土で対応された。その後、鋼鈑桁の仮橋で応急復旧された。



写真 2.1.75 復旧状況 (2011 年 4 月 15 日撮影)



写真 2.1.76 復旧状況 (2011 年 8 月 11 日撮影)

(3) 水尻橋 (流失)

国道 45 号の水尻橋は一部が流失した。写真 2.1.77 に流失した水尻橋と支承の状況を示す。支承のピンチプレートの変形からは、横津橋と同様に大きな上揚力が働いていたことが推測される。2011 年 4 月 15 日時は、写真 2.1.78 のような自衛隊の鋼トラス形式の仮橋により重量制限のもとで通行可能であり、その後、写真 2.1.79 に示す鋼鈑桁の仮橋で応急復旧された。



写真 2.1.77 流失した水尻橋と支承の状況 (2011 年 4 月 15 日撮影)



写真 2. 1. 78 復旧状況 (2011 年 4 月 15 日撮影)



写真 2. 1. 79 復旧状況 (2011 年 8 月 11 日撮影)

(4) 小泉大橋 (流失)

国道45号の小泉大橋は、橋長182m, 3径間連続鋼鈑桁 2 連, 支間長30. 1m, 幅員11. 3mの橋りょうであり、流失した状況を写真2. 1. 80に示す。津波により上部構造は著しく変形し450m程度上流に流されており、鋼桁の状況からはどこで抵抗してどのようにして流されたのか判断がつかない。



写真 2. 1. 80 流失した小泉大橋 (2011 年 4 月 14 日撮影)

写真 2. 1. 81 に示されているのは桁端の支承と落橋防止構造の状況であり、支承の上沓のセットボルトが破断していることや落橋防止構造の損傷状況から、桁端では大きな上揚力が働いたものと推定される。



写真 2. 1. 81 残された落橋防止構造と支承 (2011 年 4 月 14 日撮影)

写真 2. 1. 82 に鋼鈑桁の仮橋の応急復旧の状況を示す。



写真 2. 1. 82 復旧状況 (2011 年 8 月 11 日撮影)

(5) 気仙大橋 (流失)

国道45号の気仙大橋は、橋長182m、3 + 2 径間連続鋼鈑桁橋であり支間長36. 0m、幅員は13. 3mの橋りょうで、津波により全径間の上部構造が流出した。小泉大橋同様に、津波により上部構造は著しく変形して上流に流されており、鋼桁の状況からはどこで抵抗してどのようにして流されたのか判断がつかない状況であった。写真2. 1. 83に残された橋脚と桁端の状況を示す。



写真 2. 1. 83 残された橋脚と桁端
(2011 年 4 月 14 日撮影)

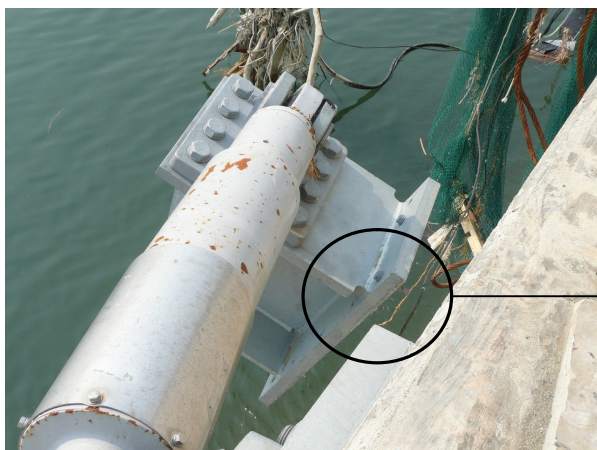
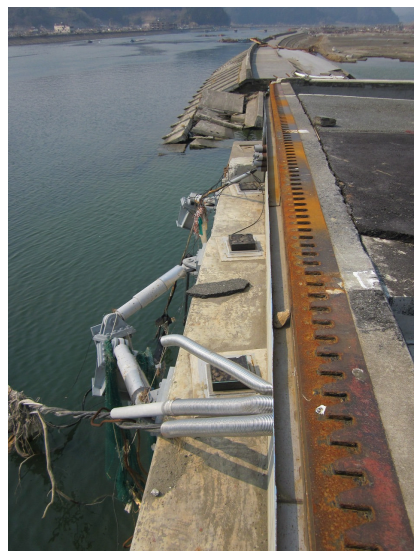


写真 2. 1. 84 落橋防止構造と残されたボルトの状態 (2011 年 4 月 14 日撮影)

気仙大橋はゴム沓であり、落橋防止構造で流失に抵抗したと思われる。写真2.1.84に示す落橋防止構造に残っていた亜鉛メッキボルトを観察すると、ボルトはねじが潰れた状態でナットが抜けており、せん断で抵抗した跡が見られず、横津橋や小泉大橋と同様に桁端では大きな上揚力が作用したものと推測される。

写真2.1.85に鋼鈑桁の仮橋の応急復旧の状況を示す



写真2.1.85 復旧状況 (2011年8月12日撮影)

(6) 二十一浜橋 (流失)

国道45号の二十一浜橋は支間長16.0m、幅員8.3mの単純PCプレテンT桁橋で、写真2.1.86に示すように、津波により車道部の桁は流出しなかったが、橋台背面土が流出し通行止めになった橋である。本橋は、鋼鈑桁の仮橋により4月2日に応急復旧された。鋼製の仮橋の建設状況を写真2.1.87に、その構造を写真2.1.88に示す。



写真2.1.86 橋台背面土が流失した二十一浜橋²⁾



写真2.1.87 鋼製仮橋による建設状況²⁾
(2011年4月1日撮影)



写真2.1.88 急速施工が行われた鋼鈑桁の仮橋の構造 (2011年8月11日撮影)



(7) 歌津大橋とウタちゃん橋（流失と流失を免れた橋）

国道45号の歌津大橋は、橋長304m、幅員8.3mの橋りょうで、支間長40.0mのポステンT桁（2径間）、支間長13.8mのプレテンT桁（5径間）、支間長29.2mのポステンT桁（5径間からなり、全12径間のうち8径間の上部構造が流出した。写真2.1.89に示すように、桁は裏返しに着地しており、流失しなかった径間についても高欄等の流出跡がみられた。流失した歌津大橋に対して、その上流約100mに位置する写真2.1.90の鋼橋「ウタちゃん橋」については流出を免れており、架橋位置や構造特性により流出形態が異なる可能性が考えられる。横津橋、水尻橋、小泉大橋、気仙大橋などの桁橋については桁間に空気が溜まりやすく、太鼓橋であるウタちゃん橋は空気が溜まりにくく浮力の作用をうけにくい構造であり、流失を免れたひとつの要因であるかもしれない。



写真 2.1.89 流失した歌津大橋
(2011年8月12日撮影)



写真 2.1.90 流失を免れたウタちゃん橋
(2011年8月12日撮影)

(8) 船舶の衝突による損傷

津波による桁の流失は免れたものの、津波により流された船舶等が桁に衝突し損傷した事例は多い²⁾。写真2.1.91に船舶衝突の例を示す。文献2)の報告では、箱桁の下フランジがえぐれてしまった損傷に対して、ベント支持により応力を解放した上で、損傷部分をガス切断により部分切除し、写真2.1.92に示すような当て板で補修することが有効であると述べている。



写真 2.1.91 津波で流された船舶による桁の損傷
(国総研から写真提供)



写真 2.1.92 当て板補修の例²⁾

(9) 火災による損傷

写真2. 1. 93は津波の漂流物により火災損傷を受けた橋である。最近の合理化構造である合成床版2主桁橋であり、縦断勾配の低い側径間では高欄が流失しているが、中央径間では高欄は残されている。火災損傷は中央径間で見られ、塗装の損傷と合成床版側鋼板の変形がみられた。



写真 2. 1. 93 漂流物により火災損傷を受けた橋
(2011年8月12日撮影)

2.1.6. 仮橋

橋りょうの落橋や流出は、ライフラインの寸断を意味し、緊急輸送路の確保という点からもその早期復旧が非常に重要である。東日本大震災においても、早期に緊急輸送路を確保するという観点から、様々な形式の橋りょうが要求性能に応じて架設されている。ここでは、これらの仮橋について報告する。

仮橋は、既に述べたように、要求性能に応じて、自衛隊などが所有する機動支援橋、国土交通省が保有する応急組立橋、さらには、工事用などで多く使われている仮設橋などがある。

(1) 機動支援橋

陸上自衛隊の装備品であり、河川や地隙に架設して、部隊の機動を容易にするためのものである。そのため、有事や災害時に重車両（戦車）の走行を想定したものであり、架設の容易さ、迅速性が重視されたものとなっている。また、洪水時などの悪条件においても架設可能なものを準備されている。機動支援橋の概要を表 2.1.4 に示す。

表 2.1.4 機動支援橋の概要※

	07 式機動支援橋	パネル橋 MGB	81 式自走架柱橋	92 式浮橋
開発時期	平成 17-21 年度	平成 15-17 年度	—	—
橋長・支間長	60m	60m	最長 10m×6 径間	最長 100m
幅員	4.0m	4.2m	3.75m	—
車両積載性	90 式戦車 (50tf)	90 式戦車 (50tf)	42tf	90 式戦車 (50tf)
特徴	支柱がなく、架設高の影響を受けない。	荷台から滑り落として人力でつなぎ展開する。	架設時間：60m を 2 時間 適用可能水深：4m	架設時間：100m を 3 時間
画像	—			

※写真出典：防衛省・陸上自衛隊ホームページより <http://www.mod.go.jp/gsdf/equipment/ee/index.html>

写真 2.1.94 は、水尻川に架設されたパネル橋 MGB である。機動支援橋は有事・災害時を対象としていることから、図に示すように、速度と荷重を制限しながら供用している点が特徴である (16km/h, 30tf)。また、写真 2.1.94 (b) に示すように架設性や可搬性を重視していることから、接合構造はピン構造が一般的となっている。



(a) 車両通行の様子



(b) パネル部分の拡大

写真 2.1.94 水尻川に架設されたパネル橋 MGB

(2) 応急組み立て橋

国土交通省が所有する、災害時などの橋りょうの落橋や崩落した道路の復旧を早期に実現するための橋りょうであり、運搬が可能、支間の調節が可能、架設時間が1週間から1ヶ月程度であるなどの特徴を有している。自衛隊の機動支援橋と異なり、B活荷重を対象に設計されており、道路橋として位置づけられる。これらの橋りょうは各地方整備局においてそれぞれ1から2橋、水災害の多い九州、四国地方においては4橋が保管されている。

長期に保管されることなどから、一般的には溶融亜鉛めっき塗装されている。橋りょう形式は、ポニーワーレントラス形式、もしくはトラスガーダー形式となっている。また、ブロックとブロックとの接合はピン結合を採用しているものも多い。適用支間長は15m程度から50m程度のものが多く、ブロック長の関係で4mピッチで可変できるものが多い。一般的にはトラッククレーンによる主構一体架設、もしくは橋体一括架設で架設されるが、送り出し架設を想定して、手延べ桁を保有しているものもある。応急組み立て橋の例を写真2.1.95に示す。



(a) トラスガーダー形式（陸前高田市川原川橋） (b) ワレントラス形式（近畿地整提供）
写真 2. 1. 95 応急組み立て橋

(3) 仮設橋

工事用仮橋としては、様々なものがあり、迂回路、歩道橋、工事用道路、工事用栈橋に使われ、災害時には、災害復旧橋りょうとしても使われている。応急組み立て橋と同様に、ワレントラス形式、トラスガーダー形式があり、さらに鉸桁形式もある。対応する荷重は、A活荷重およびB活荷重であり、支間長は15m程度から30m程度までが一般的であり、ブロック長の長さに応じて可変できる。幅員は4mから8mが一般的である。ブロック間の接合はボルト接合が用いられ、床版には覆工板が用いられることが多い。仮設橋の例を写真2.1.96に示す。



(a) 新北上大橋 (b) 水尻川橋
写真 2. 1. 96 仮設橋の例（鉸桁形式）

参考文献

- 1) 国土技術総合研究所，土木研究所；平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号，2011. 7
- 2) 日本橋梁建設協会；東日本大震災被害調査報告書 <http://www.jasbc.or.jp/> より，2011
- 3) 水木隆夫，広瀬剛，大塚行輝；東北地方太平洋沖地震による高速道路の被害報告，橋梁と基礎，2011-6.
- 4) 高野正克；東日本大震災における首都高速の対応，土木学会誌，2011-7.
- 5) 土木学会・鋼構造委員会；道路橋支承部の改善と維持管理技術，鋼構造シリーズ 17，2008.
- 6) 東畑郁生；土木学会・東日本大震災特別委員会総合調査団・調査速報会報告
http://committees.jsce.or.jp/report/system/files/3_1_2_0.pdf より，2011
- 7) 小河正次；東北地方太平洋沖地震による荒川湾岸橋の損傷と応急復旧，第 14 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，28, 7, 2011