

# 2011年東北地方太平洋沖地震による 橋梁被害のマクロ分析

畑 明仁<sup>1</sup>・片岡 正次郎<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 大成建設株式会社 技術センター（〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1）  
E-mail:hata@ce.taisei.co.jp

<sup>2</sup>正会員 国土交通省 国土技術政策総合研究所（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）  
E-mail:kataoka-s92rc@nilim.go.jp

2011年東北地方太平洋沖地震は東北地方から関東地方に渡る広範な地域に渡り、多数の橋梁に対し様々な被害をもたらした。その被害は津波によるものだけでなく、地震動によって被災した橋梁も多数あることが報告されている。本論は、東日本全域にわたる推定地震動強度と橋梁被害データとを関連付け、東日本大震災における地震動強度と橋梁被害の関係についてマクロ分析を行った結果をまとめたものである。検討の結果、橋梁の橋長が長くなった場合や構造形式が連続桁であるような複雑な構造形式の橋梁の被害率が高いこと、竣工年代と被害率の関係には必ずしも強い相関が表れないことなどが統計的に示された。

**Key Words :** 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku, roadway bridge, damage investigation data, statistical analysis, damage ratio

## 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震は我が国観測史上初めて経験したモーメントマグニチュードMw9の地震であり、東北地方から関東地方に渡る広範な地域に多くの被害を及ぼした。海溝部の大きなすべりにより生じた大規模な津波による被害やそれにもなう原子力災害、また震源域から比較的速くに位置する関東地方における液状化や長周期地震動による高層ビルの大きな揺れなど、その影響の様相も多岐に渡る。

2011年東北地方太平洋沖地震は東北地方を中心に多数の橋梁にも被害を及ぼした。これら橋梁への被害については、それぞれの橋梁管理者により詳細な調査が実施され、地震動や津波による被害に関する膨大なデータが蓄積されている。すでに多くの報告がなされている通り、沿岸部に位置する橋梁に多数の津波被害が生じるとともに、一方で地震動による被害も少なからず生じている。本論はこうした地震動により生じた橋梁被害を対象に、被害調査の結果得られたデータをもとにそのマクロ的な統計分析を行った結果を報告するものである。

（公社）土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長：幸左賢二九州工業大学教授）（以下、橋梁被害分析委員会）においては、東日本に位置する橋梁の各管理者（国土交通省、

NEXCO東日本、岩手県、宮城県、福島県、JR東日本、他民間鉄道事業者等）により集計された橋梁被害データを、各機関の協力のもと一元的にとりまとめるとともに整理、分析を行っており、これらの結果は当該委員会の最終報告書<sup>1)</sup>にまとめられている。

一方、2011年東北地方太平洋沖地震の強震動については、国土交通省地震計ネットワーク、気象庁、（国研）防災科学技術研究所などにより設置された地震計により、被害の大きかった東北地方から関東地方における強震動波形が多数得られており、国土交通省国土技術政策総合研究所（以下、国総研）では、これらの強震動波形をもとに東北地方各地における地震動強度を250mピッチの格子点上で推定し、その結果をインターネット上で公開している<sup>2)</sup>。

本論は、上記橋梁被害分析委員会で集計された橋梁被害データとその位置における地震動強度推定値を関連づけることにより、2011年東北地方太平洋沖地震により生じた橋梁被害と橋梁位置の地震動強度との関係を統計的に整理し、その全体像をマクロ的に捉えようとするものである。東日本大震災で生じた被害に関する報告はすでに多数あるものの、橋梁の被害状況について統計的に整理した報告はいまだ見当たらず、橋梁被害データを橋梁管理者の枠組みを超えて整理することは今後の防災対策を検討する際に有用な基礎資料となるものと考えている。

以後、2章においては、国総研における地震動強度推定方法の概要を述べ、3章においてはマクロ分析で用いた橋梁被害データの概要とマクロ分析の結果を示す。4章においては被害率を地震動強度の関数として示すとともに、過去の地震における被害率関数と比較、考察し、最後に5章においてまとめを示す。

## 2. 地震動分布の推定方法

本章では、国総研による地震動分布推定の概要を示す。なお、詳細は国総研ホームページ<sup>2)</sup>にも示されているので参照されたい。

### (1) 地震動分布の推定手順と使用データ

図-1に地震動分布推定手順を示す。地震動分布推定の具体的手順はYamazaki et al.<sup>3)</sup>と同様の方法を用いており、地表面で観測された地震動強度を観測点における地盤増幅率で割り戻して基盤における地震動強度を算定した後、観測点基盤における地震動強度から推定点基盤における地震動強度をKrigging法により推定する。その後、推定点基盤における地震動強度から地盤増幅率を考慮して推定点地表面における地震動強度を推定するという手順である。

使用した観測データは表-1に示すとおり気象庁、(国

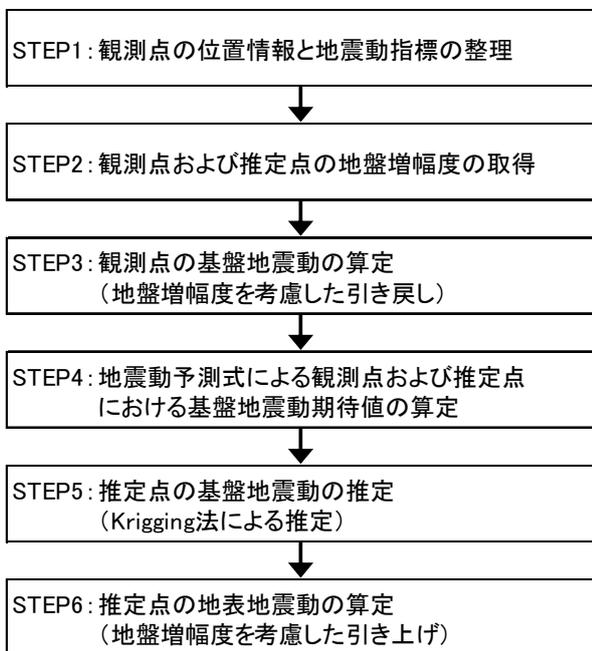


図-1 地震動分布推定手順

表-1 使用データの観測点数

総数	JMA	NIED	MLIT	JR	NEXCO
2193	417	1223	427	12	114

研) 防災科学技術研究所, 国土交通省, JR, NEXCO東日本など各機関により取得されたデータを集計し計2193か所の観測点におけるデータを用いている。また、地震動強度推定範囲は東北・関東甲信越の1都15県としている。

### (2) 地盤増幅の考慮方法

地盤増幅データはJ-SHIS<sup>4)</sup>で公開されている震度30mまでの平均S波速度 (AVS30) を用い、既往文献等<sup>2), 5), 6)</sup>で提案されている計算式から算定する。使用した増幅率計算式を以下の式(1)~(4)に示す。各地震動強度の引き戻し、引き上げにおいて、最大速度、最大加速度、SI値においては地盤増幅率を乗ずるあるいは除することにより考慮し、計測震度においては加減することにより考慮している。

(最大速度) <sup>5), 6)</sup>

$$ARA = 10^{\{g(AVS30) - g(AVS30_{700})\}} \quad (1)$$

$$\text{ただし, } g(AVS30) = \sum_{k=0}^4 \frac{1}{k+1} ak (\log(AVS30))^{k+1}$$

(最大加速度) <sup>5), 6)</sup>

$$ARV = 10^{\{g(AVS30) - g(AVS30_{700})\}} \quad (2)$$

$$\text{ただし, } g(AVS30) = \sum_{k=0}^4 \frac{1}{k+1} ak (\log(AVS30))^{k+1}$$

(SI値) <sup>2)</sup>

$$\log(SI) = 0.046 + 1.000 \log(PGV) \quad (3)$$

$$\text{ただし, } ARSI = ARV$$

(計測震度) <sup>2)</sup>

$$I = 1.220 + 1.015 \log(PGA \times PGV) \quad (4)$$

$$\text{ただし, } \Delta I = 1.015 \log(ARA \times ARV)$$

なお、本推定では表層地盤のひずみが大きくなる場合、その塑性化の影響を考慮した増幅率が用いられている。具体的には、下式で求められる疑似有効ひずみ  $\gamma_{eff}$  が  $3 \times 10^4$  を超過していた場合、非線形性を考慮した増幅率を求める。すなわち

$$\gamma_{eff} = 40PGV/AVS30 > 3 \times 10^4 \quad (5)$$

のとき、地盤増幅率として以下の式を用いる。

$$ARV' = \left( \frac{\gamma_{eff}}{3 \times 10^4} \right)^{-0.13} \cdot ARV \quad (6)$$

$$ARA' = \left( \frac{\gamma_{eff}}{3 \times 10^4} \right)^{-0.30} \cdot ARA \quad (7)$$

### (3) Krigging法による地震動強度推定

(1)に記したとおり，本推定においては観測点における基盤地震動強度から推定点における基盤地震動強度をKrigging法により推定している．具体的にはSimple Krigging<sup>7)</sup>を用いており，地震動強度の期待値は地震動予測式で算定される地震動強度と仮定し，残差成分は観測値のばらつきに基づいて補完する．すなわち，推定点の地震動強度は下式により求める．

$$\hat{W}_K(x_r) = m(x_r) + \sum_{i=1}^N \lambda_i (W(x_i) - m(x_i)) \quad (8)$$

ただし，

$\hat{W}_K(x_r)$  : 推定点の地震動強度推定値

$m(x_r)$  : 推定点の地震動強度期待値  
(地震動予測式による値)

$W(x_i)$  : 観測点の観測地震動強度

$m(x_i)$  : 観測点の地震動強度期待値  
(地震動予測式による値)

$\lambda_i$  : 重み係数

$N$  : 観測地点数

ここで重み係数 $\lambda_i$ は，以下の連立方程式を解くことにより求める．

$$\sum_{j=1}^N \lambda_j C(W(x_i), W(x_j)) = C(W(x_i), W(x_r)) \quad (9)$$

ただし， $C(W(x_i), W(x_j))$  : 地点 $x_i$ と $x_j$ における観測値の共分散である．

共分散 $C(W(x_i), W(x_j))$ の算定にあたっては以下の指数型の共分散関数が用いられている．

$$C(h) = b \exp(-h/a) \quad (10)$$

ただし， $h$  : 観測点間距離， $a$  : 相関距離， $b$  : 分散である．

$a$ は末富<sup>8)</sup>らを参考に20kmとし， $b$  : は標本分散を用いている．

### (4) 地震動強度の期待値算定に用いた地震動予測式

地震動強度の期待値算定においては，地震動予測式を用いている．断層モデルには気象庁<sup>9)</sup>によるモデルを用い，パラメータの値は以下のとおりとしている．

- ・モーメントマグニチュード  $M_w=9$
- ・震源深さ  $D=23.7\text{km}$

- ・断層の北東端 北緯 39.66 度，東経 144.43 度
- ・走向 201 度，傾斜角 9 度
- ・断層長さ 475km，断層幅 175km

上記のパラメータを用いて，片岡ら<sup>10)</sup>が求めた地震動予測式により各観測点および推定点の地震動強度を算定する．震源距離については，算定点の緯度経度および震源位置（断層面位置）情報より計算する．以下に用いた地震動予測式を示す．

(最大加速度)

$$\log_{10} PGA = 0.358Mw + 0.00837D + 0.013Mw^2 - 0.00412X - 1.02 - \log_{10}(X + 0.0073 \cdot 10^{0.5Mw}) \quad (11)$$

(最大速度)

$$\log_{10} PGV = 0.67Mw + 0.00638D - 0.00593Mw^2 - 0.00335X - 1.45 - \log_{10}(X + 0.0056 \cdot 10^{0.5Mw}) \quad (12)$$

(SI値)

$$\log_{10} SI = 0.725Mw + 0.00633D - 0.01137Mw^2 - 0.00349X - 1.49 - \log_{10}(X + 0.0053 \cdot 10^{0.5Mw}) \quad (13)$$

(計測震度)

$$I = 1.597Mw + 0.01391D - 0.04566Mw^2 - 0.00907X - 2.52 - \log_{10}(X + 0.0023 \cdot 10^{0.5Mw}) \quad (14)$$

### (5) 地震動分布の推定結果

図-2に地震動強度分布の推定結果を示す．東北から甲信越に渡る1都15県の地震動強度を推定している．最大速度，SI値，計測震度においては，宮城県中部（仙台周辺），福島県東岸中部，茨城県東岸南部において地震動強度が大きい地域があることが分かる．

## 3. 橋梁被害のマクロ分析

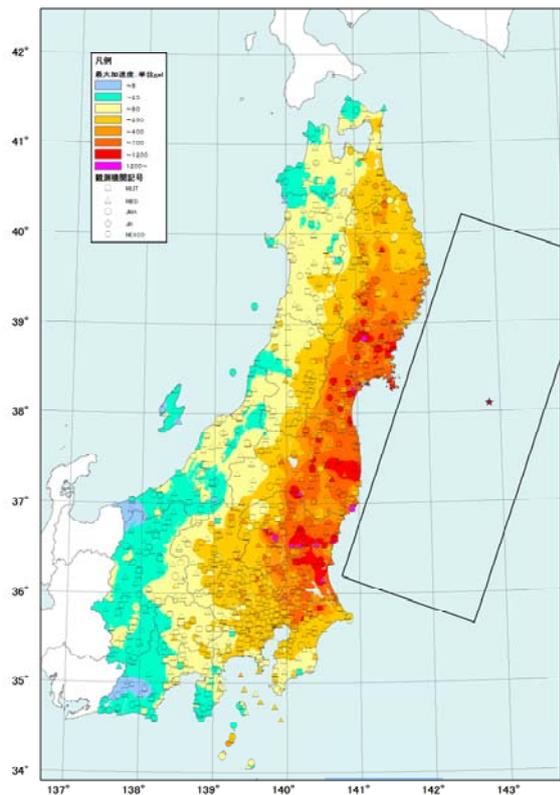
本章では，橋梁被害データの概要とその地震動強度との関連で整理したマクロ分析結果を示す．

### (1) 橋梁被害データの概要

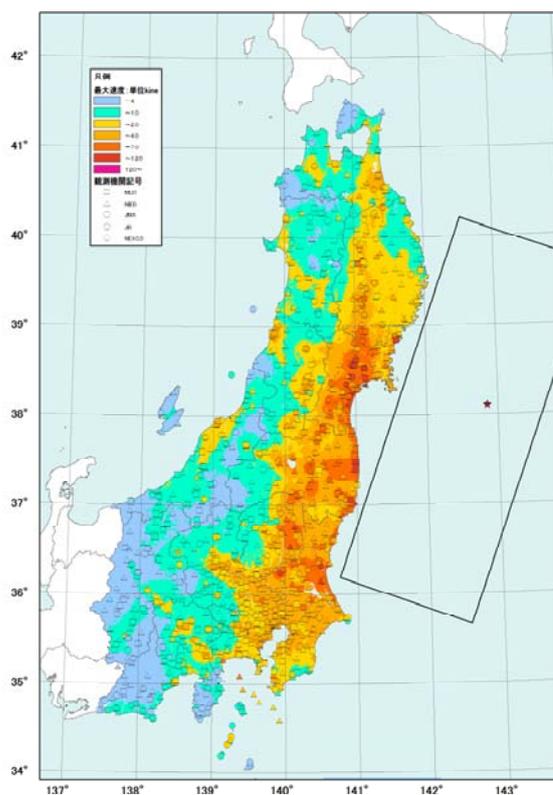
橋梁被害データは前述の橋梁被害分析委員会においてまとめられたデータを用いた．上記委員会では，国土交通省，NEXCO東日本，岩手県，宮城県，福島県，JR東日本，その他民間鉄道事業者などにより集積された被害調査データを一元的に取りまとめている．本分析では被害要因を地震動とする道路橋データに限定して抽出し，分析を行った．表-2に用いたデータ数を，図-3にデータに含まれる橋梁位置を示す．橋梁データ総数は5000橋を超えるが，地震動を損傷要因とするものに限定すると対象橋梁数は4190橋である．被災橋梁は東北地方東部全域にわたることが分かる．なお損傷ランクについては，各

橋梁管理者保有のデータに示される損傷ランクを一元的に見直し、改めて表-3に示す4段階で整理がなされている。

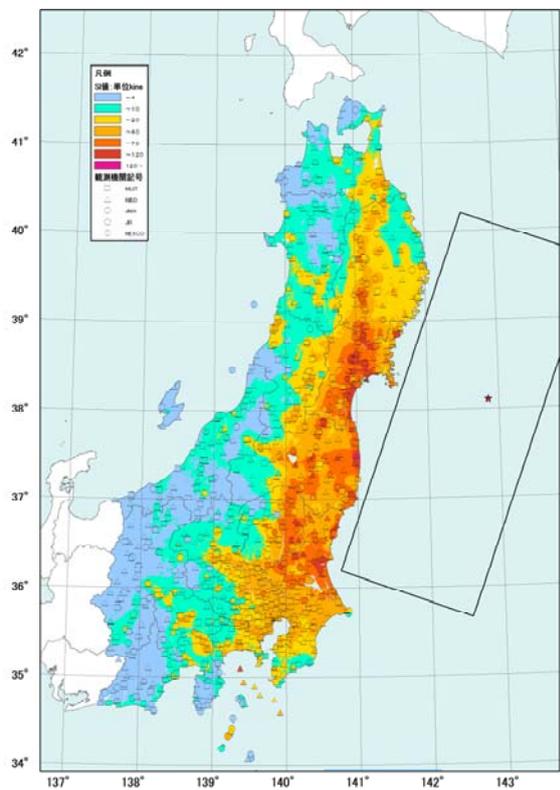
図-4に橋梁データの頻度分布を、橋梁が位置する県毎に整理して示す。頻度分布の分布形状が地震動強度毎に



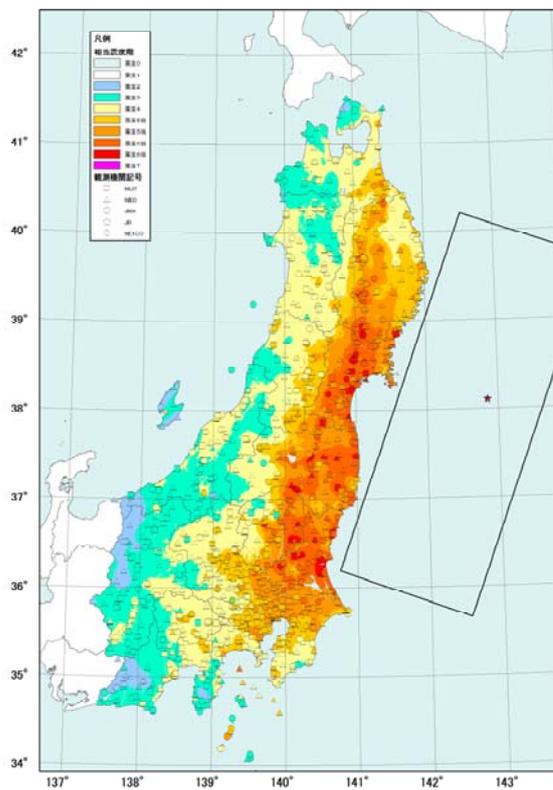
(a) 最大加速度



(b) 最大速度



(c) SI値



(d) 計測震度

図-2 地震動分布推定結果

異なり、最大加速度は強度指標の大きい側の裾部が長く、計測震度については逆に強度指標の小さい側の裾部が長い。また最大速度、SI値については比較的分布が平坦であり、その形状が類似している。これらのグラフから宮城県、福島県において強い地震動を受けた橋梁が多く、岩手県では相対的に地震動強度が小さかったことが分かる。

表-2 橋梁被害データ数

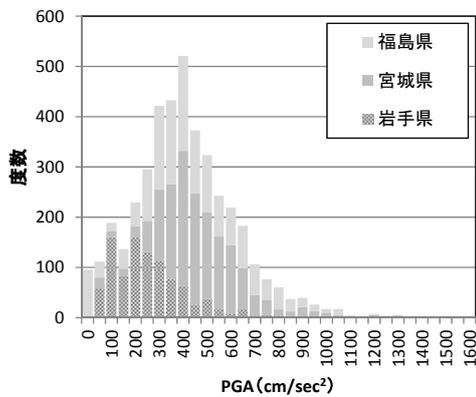
管理者	橋梁数	マクロ分析対象橋梁数			
		総数	異常有	異常無	被災率
国土交通省	1909	1343	412	931	0.31
NEXCO 東日本	225	222	222	0	-
岩手県	660	517	37	480	0.07
宮城県	1309	1062	348	714	0.33
福島県	1532	1046	319	727	0.30
合計	5635	4190	1338	2852	-

表-3 橋梁被害データにおける損傷ランク

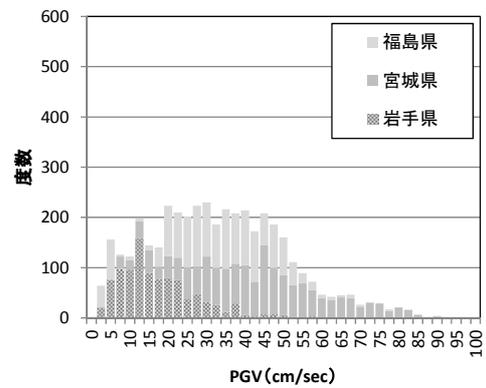
損傷ランク	被害の程度
A	落橋および大被害
B	中被害
C	小被害
-	異常無し



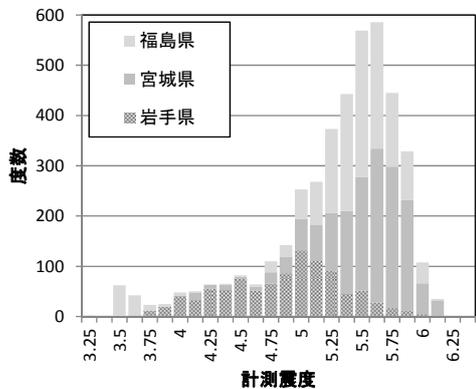
図-3 対象橋梁位置



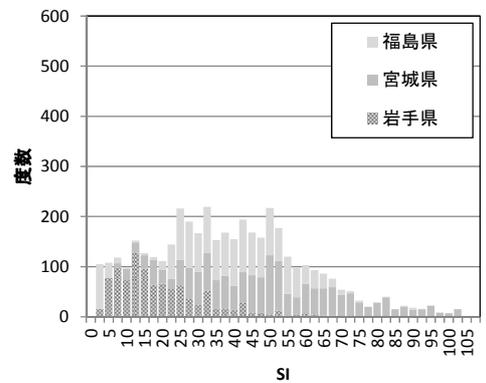
(a) 最大加速度PGA



(b) 最大速度PGV



(c) 計測震度



(d) SI値

図-4 被害橋梁データ頻度分布

## (2) 地震動強度と損傷ランクの関係

本節以降では主に橋梁の被害率に着目して議論を進める。橋梁の被害率に着目する場合、調査の結果、異常が見つからなかった橋梁のデータも必要となる。前節で示したとおり、NEXCO東日本のデータには異常があった橋梁のデータしか含まれないため、以後はNEXCO東日本のデータを除いて整理した結果を示す。

図-5に被害橋梁の地震動強度と損傷ランクの関係を頻度で整理した結果を、また図-6には構成比率で整理した結果を示す。頻度で整理した結果(図-5)では、地震動強度毎の橋梁数に違いがあるため、橋梁の被害と地震動強度との関係は判別しにくい。一方で図-6の結果を見ると、地震動強度指標毎に頻度分布の形状は異なるにも関わらず、どの指標に対しても地震動強度と橋梁に異常が発生する頻度(損傷ランクC以上の頻度)に正の相関があることが分かる。とりわけ最大速度PGV、計測震度、SI値については損傷ランクC以上の割合が地震動強度に対してほぼ線形に増加している。最大加速度PGAについても地震動強度と損傷ランクC以上の割合に相関が見られるが、他の指標に比べると明瞭ではない。

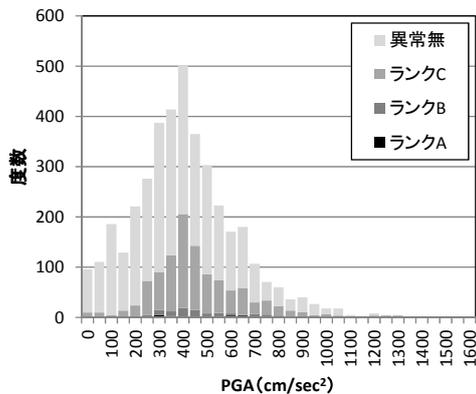
なお、損傷ランクA, B, Cの割合、すなわち橋梁に生じる損傷の程度と地震動強度の関係については、計測震

度で整理した結果については若干の相関があるようにも見えるが、その関係は必ずしも明瞭ではない。これは、大きな損傷を受けるかどうかには構造特性の影響が大きく、地震動強度は支配的な要因ではないことを示しているが、損傷の程度と地震動強度の関係を評価するためにはデータ数が十分ではない可能性もある。

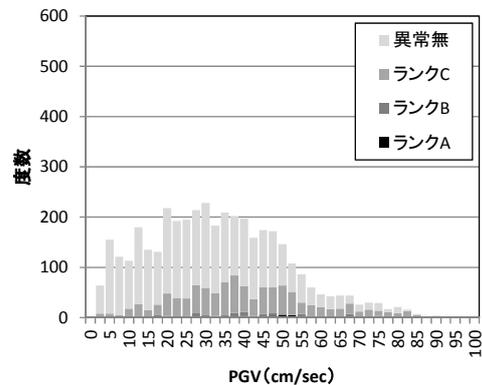
## (3) 橋長、桁構造と橋梁被害の関係

本節では橋長および単純桁と連続桁の桁構造種別に着目して被害特性を整理する。図-7, 図-8はそれぞれ竣工年度ごとの橋長の変化および桁の構造形式の変化を整理したものである。これを見ると20世紀初頭には橋長20m未満の橋梁の割合が多いのに対して、時代の進展とともに橋長の大きな橋梁の割合が増え、特に1970年代以降は橋長50mを超える橋梁の割合が約4~5割を占め、橋長20m未満の橋梁の割合が約2割以下となっていることが分かる。また、連続桁の採用については1930年代以降徐々に増加し、21世紀初頭では約4割が連続桁形式となっている。

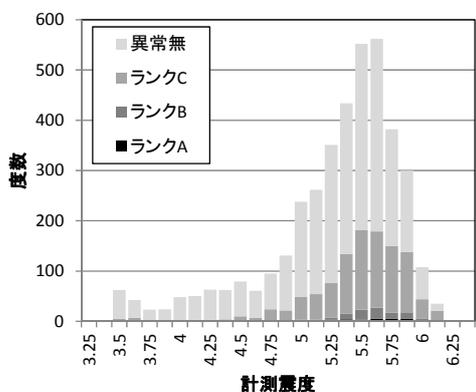
図-9, 図-10には橋長毎に地震動強度と損傷ランクの関係をまとめた結果を示す。なお、ここでは比較的損傷ランクの説明性が高いと思われる最大速度PGVと計測震



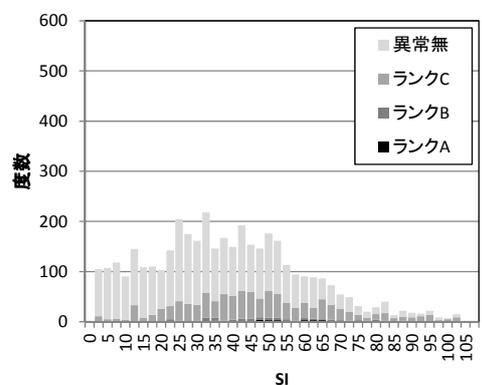
(a) 最大加速度PGA



(b) 最大速度PGV

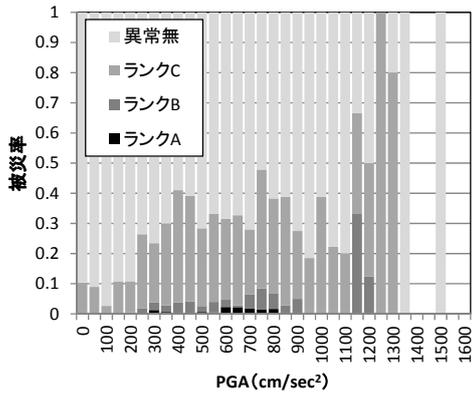


(c) 計測震度

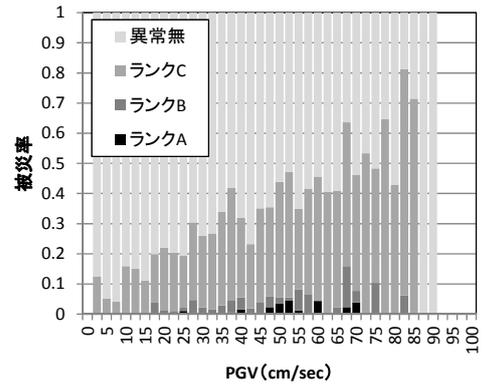


(d) SI値

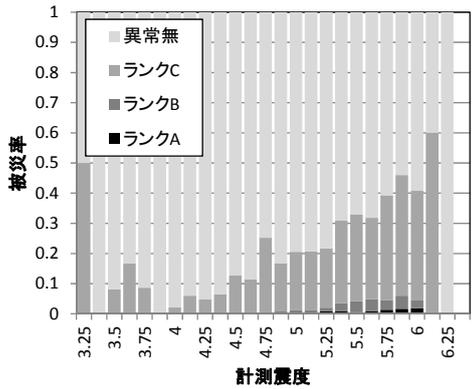
図-5 地震動強度指標と損傷ランクの関係



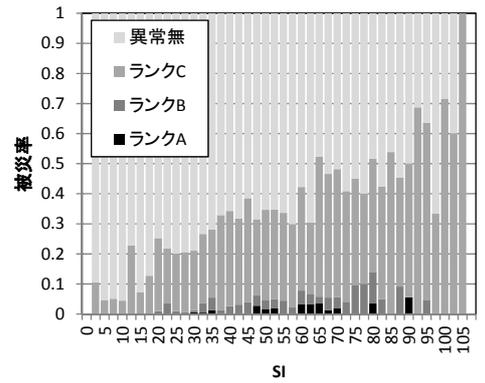
(a) 最大加速度PGA



(b) 最大速度PGV

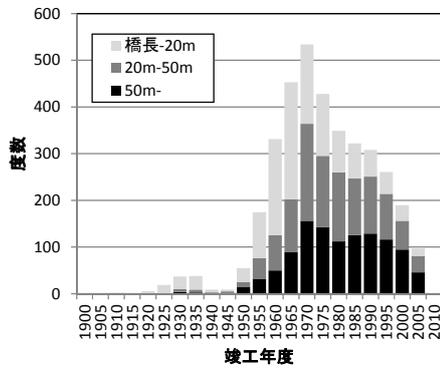


(c) 計測震度

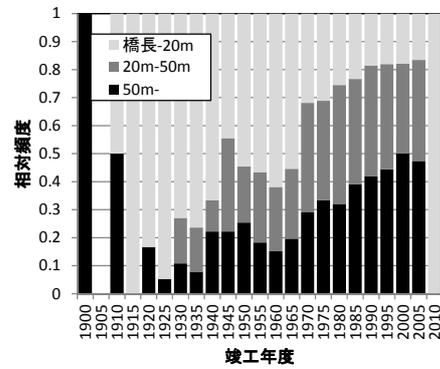


(d) SI値

図-6 地震動強度指標と損傷ランクの関係

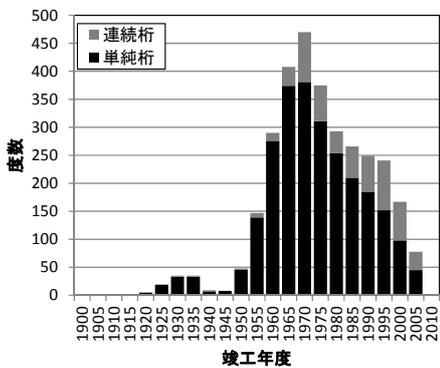


(a) 頻度分布

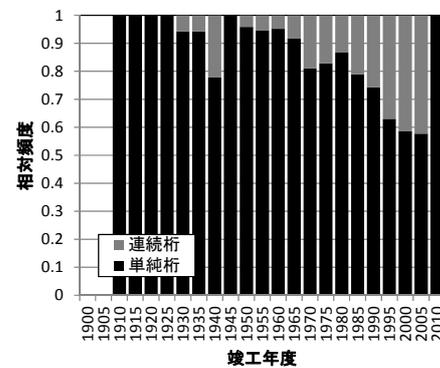


(b) 構成比率

図-7 竣工年度と橋長との関係



(a) 頻度分布



(b) 構成比率

図-8 竣工年度と桁構造形式との関係

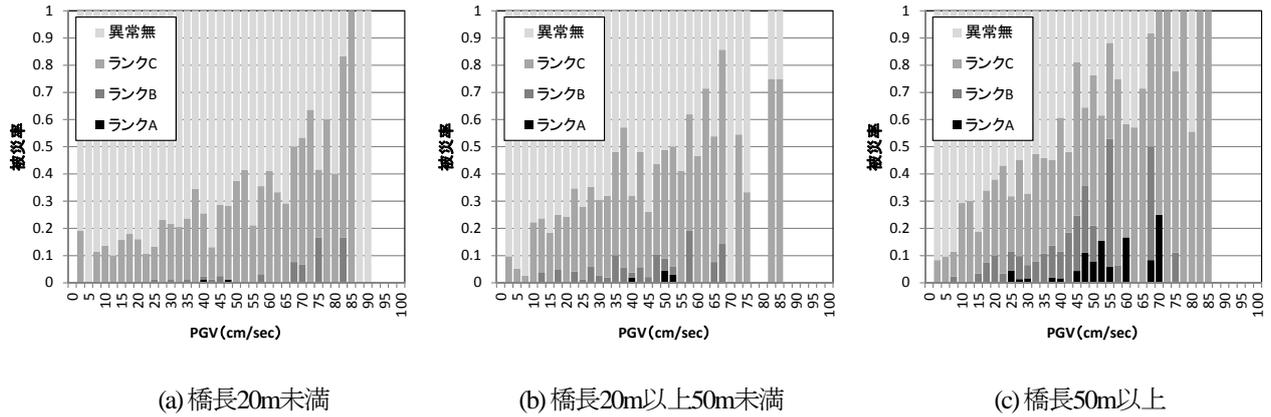


図-9 橋長毎の最大速度 PGV と損傷ランクの関係

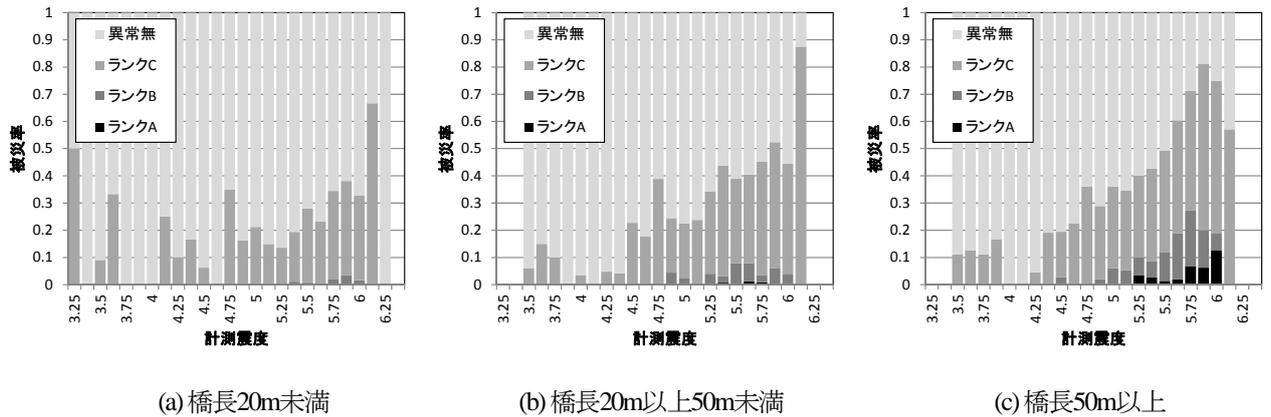


図-10 橋長毎の計測震度と損傷ランクの関係

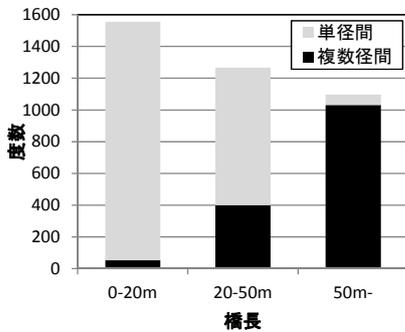


図-11 橋長と径間数の関係

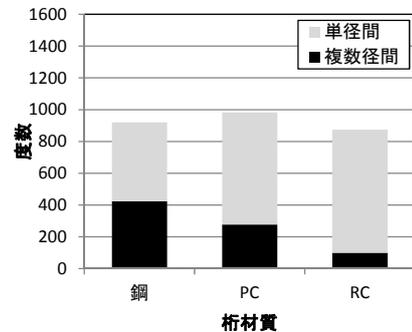


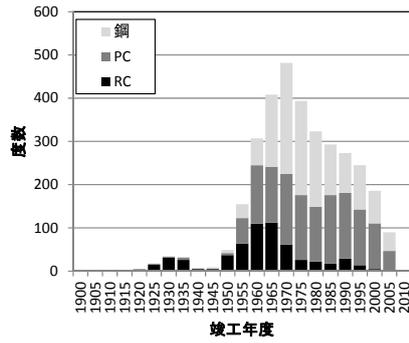
図-16 桁材質と径間数の関係

度について、損傷度ランク毎の構成比を整理した結果を示している。これらの結果を見ると橋長が長くなるにつれて損傷ランクAおよびBの割合が増加する傾向が見られることが分かる。この結果を補足するデータとして、橋長毎に単径間橋梁と複数径間を有する橋梁の構成比率を整理したものを図-11に示す。これを見ると橋長20m未満では大半が単径間橋梁であり、一方橋長50m以上では大半が複数径間を持つ橋梁で構成されることが分かる。したがって、橋長の大きな橋梁では径間数が増え、結果として構造が複雑となり支承部や橋脚など損傷要因となる箇所が増えるために損傷ランクAやBの被害が発生する確率が高まるものと考えられる。また、図-7(b)からは

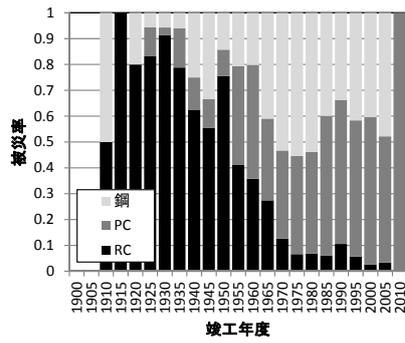
橋長の大きな橋梁では比較的竣工年度が新しいものの割合が高まると考えられるが、新しい橋梁が増えるにも関わらず必ずしも被害率が小さくなっているわけではないことを示している。なお、竣工年代と被害率については後に(5)で改めて示す。

#### (4) 桁材質、支承材質と橋梁被害の関係

本節では桁の材質（鋼、PC、RC）および支承材質（鋼、ゴム）に着目して被害特性を整理する。図-12、図-13はそれぞれ竣工年度ごとの桁材質の変化および支承材質の変化を整理したものである。これを見ると、20世紀前半はRC橋梁の割合が圧倒的に大きかったが、

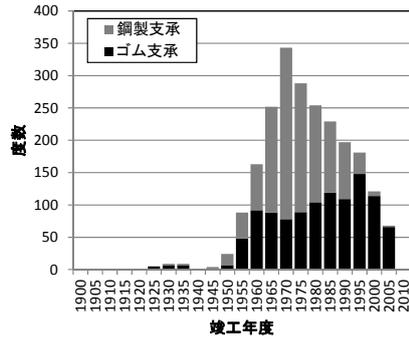


(a) 頻度分布

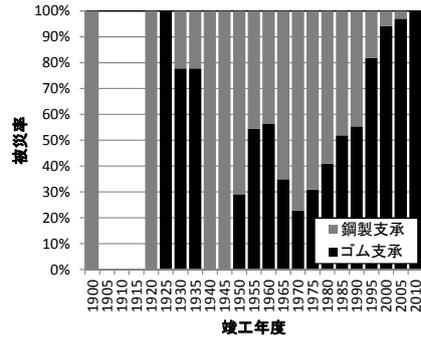


(b) 構成比率

図-12 竣工年度と桁材質との関係

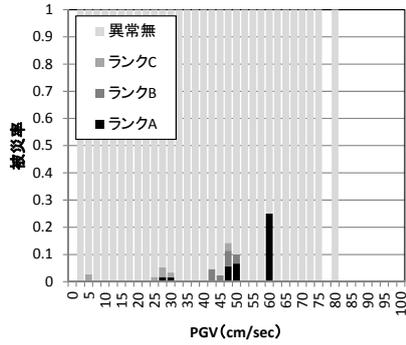


(a) 頻度分布

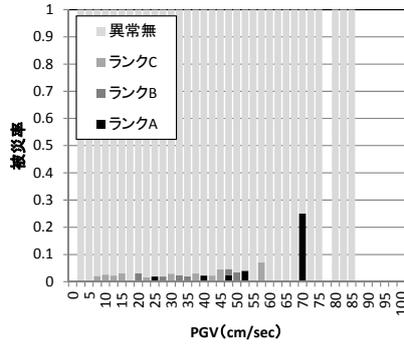


(b) 構成比率

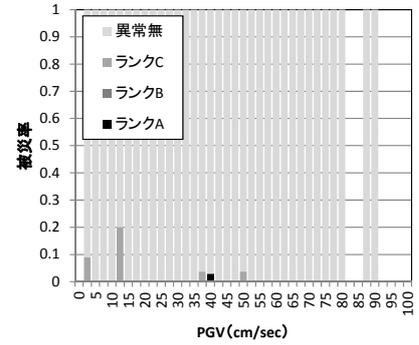
図-13 竣工年度と支承材質との関係



(a) 鋼橋

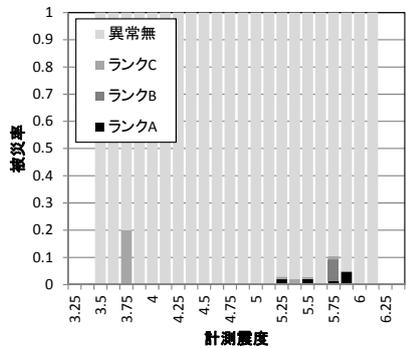


(b) PC橋梁

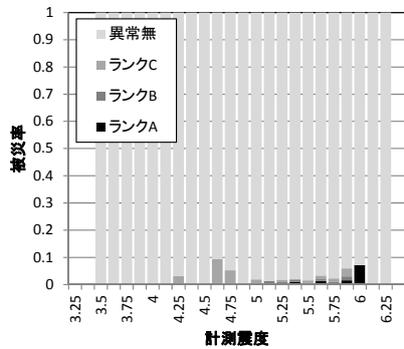


(c) RC橋梁

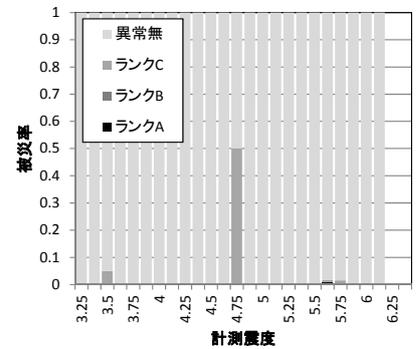
図-14 桁材質毎の最大速度 PGV と損傷ランクの関係



(a) 鋼橋

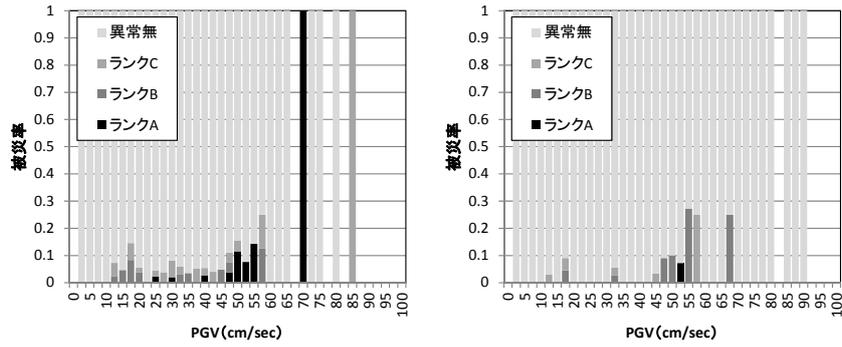


(b) PC橋梁



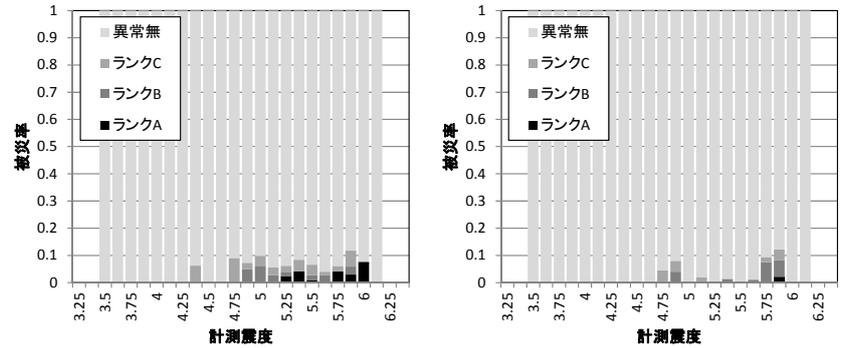
(c) RC橋梁

図-15 桁材質毎の最大速度 PGV と損傷ランクの関係



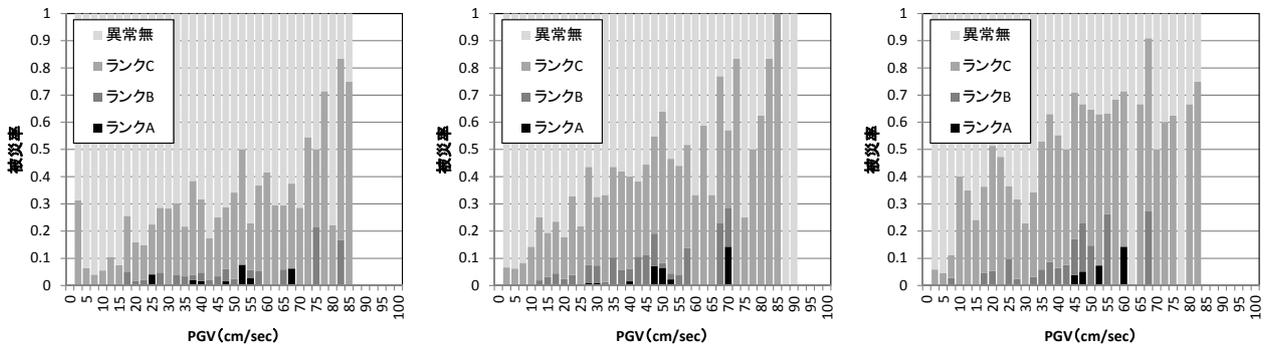
(a) 鋼製支承 (b) ゴム支承

図-17 支承質毎の最大速度 PGV と損傷ランクの関係



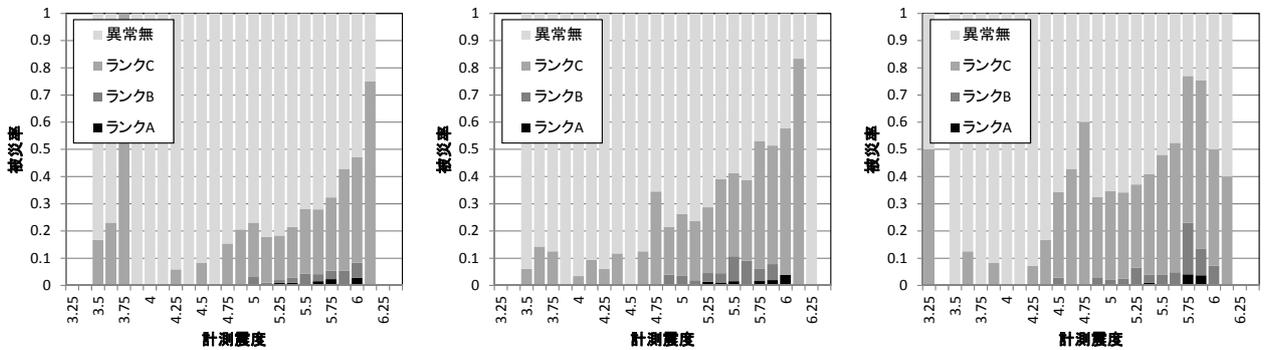
(a) 鋼製支承 (b) ゴム支承

図-18 支承質毎の計測震度と損傷ランクの関係



(a) 1970年以前 (b) 1971～1990年 (c) 1991年以降

図-19 桁材質毎の最大速度 PGV と損傷ランクの関係



(a) 1970年以前 (b) 1971～1990年 (c) 1991年以降

図-20 桁材質毎の計測震度と損傷ランクの関係

1960年頃からRC橋梁の割合が減少し、とりわけPC橋の割合が顕著に増加していることが分かる。また支承の材質については1960年代頃以降ゴム支承の使用が多くなり特に今世紀に入ってからにはゴム支承の使用比率が極めて高くなっていることが分かる。

図-14、図-15には桁材質毎に地震動強度と損傷ランクの関係をまとめた結果を示す。なお、前節と同様に最大速度PGVと計測震度について、損傷度ランク毎の構成比を整理した結果を示している。これらの結果を見ると鋼橋、PC橋梁に比較してRC橋梁の被害率が若干低いように見える。こうした傾向が表れた要因として、図-16に示すようにRC橋梁には単径間橋梁が圧倒的に多いことが挙げられる。RC橋梁には竣工年度の古いものが多く、結果として橋長が短く単純桁構造の橋梁が多く、地震による損傷が少なかったものと考えられる。

図-17、図-18には支承材質毎に地震動強度と損傷ランクの関係をまとめた結果を示す。これらの結果を見ると必ずしも明瞭ではないものの、鋼製支承の被害率が若干高いように見える。支承に発生した被害については、鋼製支承には竣工年代が古いために腐食が進行していたことが地震による損傷の要因となったと考えられる例があることや、ゴム製支承には竣工年代が新しいにも関わらずゴムの破断等の損傷が生じた例があることなどが報告されており<sup>9)</sup>、本結果を評価するにはそれぞれの条件と特性に留意して、より慎重な分析と考察を行うことが必要と思われる。

#### (5) 竣工年と橋梁被害の関係

図-19、図-20には竣工年代別に地震動強度と損傷ランクの関係をまとめた結果を示す。竣工年代については、1970年に道路橋示方書の耐震設計編が初めて導入されたこと、および1990年に地震時保有水平耐力法が初めて導入されたことに着目して、1970年と1990年をマイルストーンとして整理した。しかしながら結果的に、本整理では竣工年による被害率の変化に明確な傾向は認められなかった。このような結果が得られる要因として、Kawashima<sup>10)</sup>が指摘するように、2011年東北地方太平洋沖地震による被災地域は1978年宮城県沖地震の被災地域と重なることから、耐震性が低い橋梁が1978年段階で被害を生じたことにより補強あるいは更新が完了していたこと、また1995年阪神大震災以後橋梁の耐震補強が着実に進められたこと等が考えられる。

### 4. 橋梁の被害率曲線の算定

3. までの検討で、地震の被害率と地震動強度に強い相関があることが示された。本章ではこれらのデータをもとに被害率曲線の算定を行う。

#### (1) 被害率曲線の算定方法

被害率曲線の算定に際しては、Porterら<sup>12), 13)</sup>が示した方法を採用する。Porterらは米国緊急事態管理庁 (FEMA) が主導する建築物・橋梁を対象とした性能に基づく耐震設計法 (Performance-based Earthquake Engineering) 導入の取組として、被害率曲線 (Fragility Function) を求める標準的な手法を示している。PorterらはFragility Functionを算定する方法として、被災データから地震動強度毎に算定された被害率を仮定された分布関数でフィッティングする方法 (方法1) と被災データを二項データとして取り扱い直接被害率曲線をフィッティングする方法 (方法2) を示している。両者とも分布関数として過去の実績等も踏まえて対数正規分布を採用することとしており、本検討でも対数正規分布を採用する。

対数正規分布を仮定した被害率曲線は以下のように定式化される。

$$F(IM) = P(DL > dl | IM = im) = \Phi\left(\frac{\ln im - \lambda}{\xi}\right) \quad (15)$$

ただし、

IM: 地震強度 (Intensity Measure)

DL: 損傷度 (Damage Level)

$\Phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi}\right)$ :  $\lambda$ を平均、 $\xi$ を標準偏差とする  
正規分布の累積分布関数

Porterらの方法1、すなわち橋梁被災データから地震動強度毎に被害率を算定する方法においては、まず被災データを地震動強度順に並べ替え、以下の個数で分割する。

$$N_{bin} = \frac{\sqrt{M}}{4} \quad (16)$$

ただし、M: 使用する被災データ個数

ここでPorterらは分母に1を用いているが、本検討では同一階級内のデータ個数を十分に大きくとることを配慮してKwakら<sup>14)</sup>にならい分母を4とした。

このときそれぞれの階級における平均的な被害率は以下により算定される。

$$P_j(DL > dl | IM = im_j) = \frac{ND_j}{N_j} \quad (17)$$

ただし、

$$ND_j = \frac{M}{N_{bin}} \quad (18)$$

上記の処理を行うことで $N_{bin}$ 個の地震動強度と被害率の関係が得られるので、これらに対して対数正規分布の

最尤推定（最小二乗近似）を行うのが方法1である。

一方で、方法2では橋梁の被災データを二値データのまま直接取り扱って被害率曲線の推定を行う。すなわち、式(15)を用いて尤度関数を以下のように規定する。

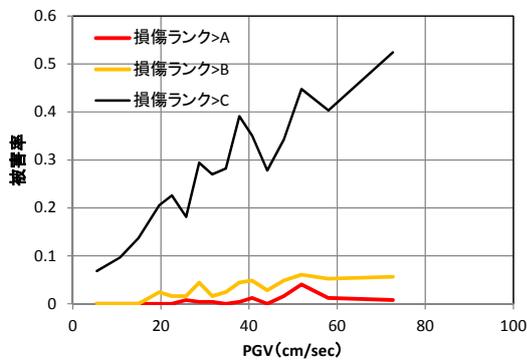
$$L = \prod_{i_1=1}^{M_1} F(IM_{i_1}) \prod_{i_2=1}^{M_2} \{1 - F(IM_{i_2})\} \quad (19)$$

上記尤度関数の対数を取り、対数尤度の最大化を図ると被害率曲線が算定できる。

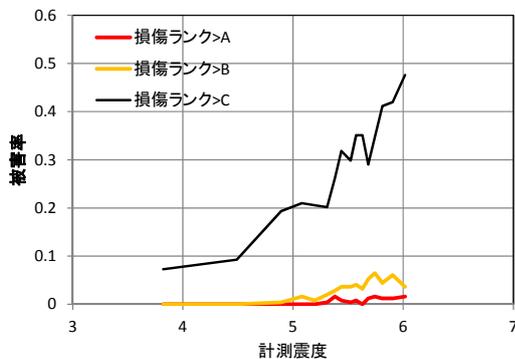
## (2) 算定した被害率曲線の特徴

被害率曲線の算定に先立ち、実測被害率をまとめた結果を図-21に示す。なおここで示した被害率は前節に示したPorterらの方法1に則って算定している。これらの結果を見るとPGV=10cm/sec程度、計測震度=4以下の段階で損傷ランク>Cという条件での損傷が生じており、比較的小さな地震動レベルで異常有りと判定されていることが分かる。このことは、本検討で用いた橋梁被害データには、経年劣化の進行等何らかの要因により脆弱化した部位が軽微な地震動の影響で異常をきたしたような例も含まれていることを示していると考えられる。

一方で、損傷ランクB以上になるとPGV=70cm/sec程度、計測震度=6程度まで被害率は5%程度以下と小さい値となっており、2011年東北地方太平洋沖地震で生じた橋梁



(a) PGVによる整理

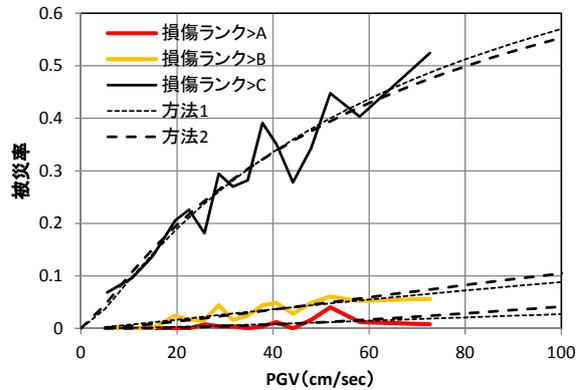


(b) 計測震度による整理

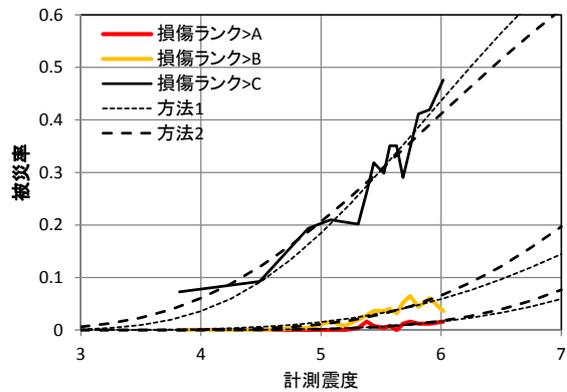
図-21 実測被災率

被害は、大規模な被害の発生率という観点からは、必ずしも大きなものではなかったことを示している。

図-22、表-4に被害率曲線の算定結果を示す。これらの結果より2011年東北地方太平洋沖地震の被災データよ



(a) PGVによる整理



(b) 計測震度による整理

図-22 被害率曲線の算定結果

表-4 (a) 被害率曲線の推定パラメータ

損傷ランク	方法	PGV	
		対数平均μ	対数標準偏差σ
C以上	1	4.39	1.63
	2	4.34	1.53
B以上	1	6.71	1.68
	2	7.41	2.08
A以上	1	6.86	1.30
	2	8.37	1.96

表-4 (b) 被害率曲線の推定パラメータ

損傷ランク	方法	計測震度	
		対数平均μ	対数標準偏差σ
C以上	1	1.86	0.31
	2	1.83	0.25
B以上	1	2.15	0.23
	2	2.27	0.30
A以上	1	2.27	0.23
	2	2.36	0.27

り推定される被害率は最大速度100cm/secで落橋あるいはそれに準ずる被害の発生確率が5%程度、中程度以上の被害の発生確率が10%程度、計測震度7に対しては、落橋あるいはそれに準ずる被害の発生確率が10%程度、中程度以上の被害の発生確率は20%程度と推定される。

### (3) 過去の地震で得られた被害率曲線との比較

本検討により得られた最大速度PGVに対する被害率曲線を過去の検討と比較してその特性を考察する。表5～表7および図23～図25はそれぞれ阪神大震災における高速道路橋216橋に対してYamazaki et al.<sup>3)</sup>により得られた結果、1946年南海地震から2003年十勝沖地震まで1995年兵庫県南部地震を含む16地震における被害橋梁データに対して山村ら<sup>15)</sup>により得られた結果、2011年東北地方太平洋沖地震におけるJR高架橋を対象としたデータに対し

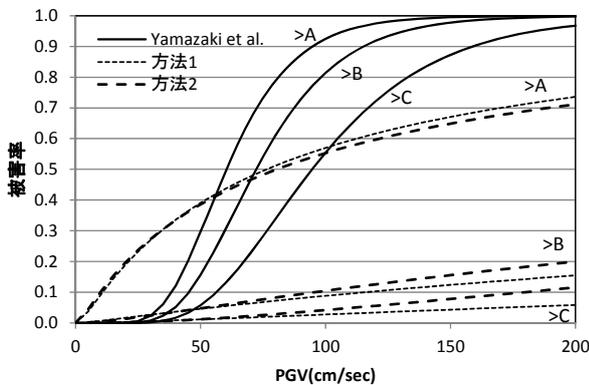


図-23 Yamazaki et al.の被害率曲線との比較

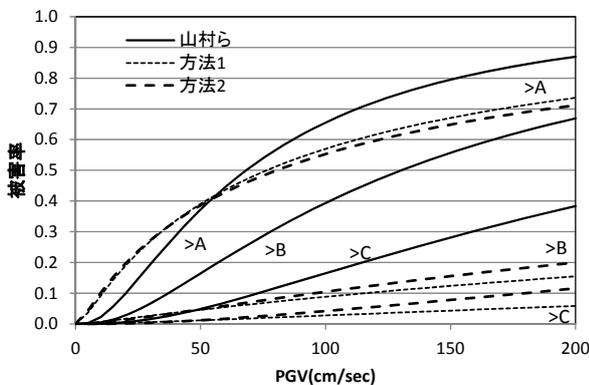


図-24 山村らの被害率曲線との比較

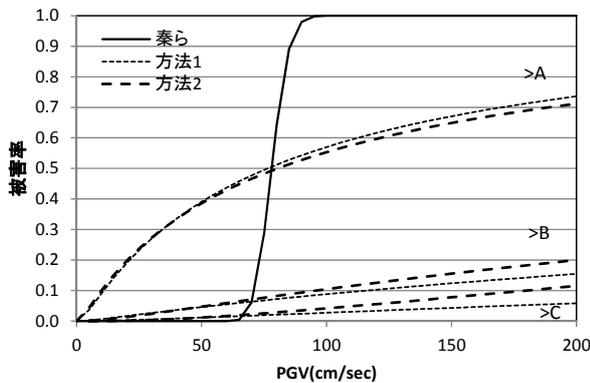


図-25 秦らの被害率曲線との比較

て秦ら<sup>16)</sup>により得られた結果である。

図-23を見ると本検討により得られた被害率曲線はYamazaki et al.の結果に比べPGVの増加に対する感度が小さい。Yamazaki et al.が用いたデータは高速道路を対象としており、一方本検討では3.(2)で述べたように高速道路を除くデータを用いているため、対象とする橋梁の特性が異なり単純な比較は困難であるが、2011年東北地方太平洋沖地震における橋梁被害は比較的大きな地震動を受けた場合であっても被害率の観点からは1995年兵庫県南部地震に比べ小さいという結果となった。一方、図-24に示した山村らの結果に対しては、地震動強度に対して被害率が緩やかに増加するという傾向について本検討結果と類似の特性を示しているが、地震動が大きい場合の被害率は本検討の方が小さい結果となっている。被害率曲線が緩やかに増加する傾向が類似のものとなった要因については、山村らのデータでは1946年南海地震から2003年十勝沖地震にいたる50年以上の期間に生じた16地震を対象としており、対象とする橋梁の竣工年代や形式、対象とした地域も広いという点で、データの構成条件が本検討に比較的近いことが考えられる。また、大きな地震動強度に対する被害率が山村らの結果に比べ小さくなっている要因については、山村らのデータには兵庫県南部地震より前に発生した地震のデータを含むことことから、本整理結果は現行の耐震設計法に準じて設計された橋梁や昨今の耐震補強の進展の効果を示している可能性があると考えられる。

図-25に示す秦らの結果との比較では本検討の被害率曲線はPGVの増加に対して立ち上がりは緩やかであるが、秦らの結果では被害率曲線が特定の地震動強度で急激に立ち上がるのが特徴である。これは秦らが対象としたデ

表-5 被害率曲線のパラメータ (Yamazaki et al.)

損傷ランク	計測震度	
	対数平均 $\lambda$	対数標準偏差 $\sigma$
C以上	4.10	0.352
B以上	4.28	0.364
A以上	4.55	0.404

表-6 被害率曲線のパラメータ (山村ら)

損傷ランク	計測震度	
	対数平均 $\lambda$	対数標準偏差 $\sigma$
C以上	1.834	0.415
B以上	2.115	0.426
A以上	2.433	0.444

表-7 被害率曲線のパラメータ (秦ら)

損傷ランク	計測震度	
	対数平均 $\lambda$	対数標準偏差 $\sigma$
被害あり	4.36	0.07

ータは鉄道高架橋の連続する約3kmの区間を対象としたものであり、橋梁形式が特定された条件での破壊率曲線を算定しているため、橋梁が被災する地震動強度がほぼ特定される結果と考えられる。

上記一連の比較から、2011年東北地方太平洋沖地震では多くの橋梁の被災事例が報告されたものの、被害率の観点からは、1995年兵庫県南部地震や他の地震での被害に比べて被害率が小さいという結果となった。

## 5. まとめ

土木学会と国総研で整理されたデータを用いて2011年東北地方太平洋沖地震により被害を受けた道路橋梁の地震動強度と被害率の関係についてマクロ分析を行った。その結果、橋梁の橋長が長くなった場合や構造形式が連続桁であるような複雑な構造形式の橋梁の被災率が高いこと、竣工年代と被害率の関係には必ずしも強い相関が表れないことなどが統計的に示された。また、本検討で用いたデータから橋梁の被害率曲線を求め、過去の地震で得られた被害率曲線と比較したところ、2011年東北地方太平洋沖地震により生じた橋梁被害率は過去の地震被害に比べ小さい結果となった。

過去の被災データとの比較においては、データの集計条件の不確実性もあるため慎重に判断する必要があるが、本検討の結果が一つの統計的な整理結果として、今後の防災対策を検討するための一助となれば幸いである。

**謝辞：**本検討は橋梁被害分析委員会の活動の一環として実施したものである。また、本検討の前提となる被災橋梁データベースは、被害調査結果をご提供頂いた関連諸機関のご協力を得て、橋梁被害分析委員会に設置された被災橋梁データの分析WGにより作成されたものである。ここに記して関係する皆様のご協力に御礼申し上げる。

## 参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：最終報告書，土木学会，2015.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所国土防災研究室：東北地方太平洋沖地震の地震動分布(Ver.3.0)の算出手順，国総研国土防災研究室ウェブサイト，

<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm> (2015年9月1日閲覧).

- 3) Yamazaki, F., Motomura, H. and Hamada, T. : Damage Assessment of Expressway Networks in Japan based on Seismic Monitoring, *Proc. of 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering.*, CD-ROM, 2000.
- 4) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 5) 山口亮，翠川三郎：地盤の平均 S 波速度を用いた地盤増幅率の推定手法の改良，日本地震工学会論文集，第11巻，第3号，pp.85-101，2011.
- 6) 山口亮，翠川三郎：観測記録に基づく地盤増幅率の非線形特性のモデル化，日本地震工学会論文集，第14巻，第1号，pp.56-70，2014
- 7) H. Wackernagel (地球統計学研究委員会訳)：地球統計学，pp.22-24，森北出版，2003.
- 8) 末富岩雄，石田栄介，磯山龍二：空間補間による地震動分布推定の高精度化のための一検討，第28回地震工学研究発表会論文集，pp.1-8，2005.
- 9) 気象庁：「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」について(第28報)，2011.
- 10) 片岡正次郎，金子正洋，松本幸司：地震動予測式と南海トラフ巨大地震の強震動との比較，第14回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1993-2000，2014.
- 11) Kawashima, K. : Damage of bridges due to the 2011 Great East Japan Earthquake, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering.*, Vol.12, No.4, pp.319-338, 2012.
- 12) Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R. : Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering, *Earthquake Spectra*, Vol.23, No.2, pp. 471-489, 2007.
- 13) Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R. : Creating Fragility Functions for Building Components, Report to ATC-58, Applied Technology Council, 2006.
- 14) Kwak, D.Y., Stewart, J.P. and Brandenberg, S.J. : Characterization of Seismic Levee Fragility Using Field Performance Data, *Earthquake Spectra (In-Press)*, 2015.
- 15) 山村猛，三神厚，辻原治，澤田勉：道路橋の地震被害率関数の一作成法，土木学会地震工学論文集，pp.674-679，2007.
- 16) 秦吉弥，秋山充良，高橋良和，後藤浩之，野津厚，一井康二：SPGAモデルと経験的サイト増幅・位相特性を考慮した2011年東北地方太平洋沖地震における長町高架橋での地震動とフラジリティカーブの評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.214-227，2014.

(2015.〇.〇受付)

# STATISTICAL ANALYSIS OF DAMAGES TO ROADWAY BRIDGES CAUSED BY 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Akihito HATA and Shojiro KATAOKA

2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake caused diversified damages to many bridges in broad area, from Tohoku region to Kanto region of Japan. It is reported by many experts or authorities that damages were caused by not only tsunami but also earthquake ground motion. This paper reports the statistical analysis results of damages to roadway bridges caused by the earthquake ground motion, with linking damage investigation results of bridges and estimated seismic intensity measure at their location, such as PGA, PGV, SI or seismic intensity. The statistical analysis results showed that the longer bridges or bridges with more complicated structure, such as continuous girder type of bridges, tend to have larger damage ratio, and that year of completion of bridges does not have strong correlation with their damage ratio.