

論文 2011年東北地方太平洋沖地震とフラジリティ解析による鉄道RC1層ラーメン橋脚の耐震補強効果の評価

水野 恵太^{*1}・秋山 充良^{*2}

要旨：2011年東北地方太平洋沖地震により、鉄道構造物の一部が強震動により損傷あるいは津波の作用により流出した。一方で、耐震補強が施されていたコンクリート構造物はほぼ無損傷であった。本研究では、耐震補強実施済みのRC1層ラーメン橋脚に着目し、その効果を検証した。耐震補強の効果は、東北地方太平洋沖地震で観測された多くの強震動を使用し、また終局部材回転角などの評価に伴う不確定性を陽に考慮したフラジリティカーブ(横軸：地震動強度, 縦軸：損傷確率)で表現した。解析の結果、相当に大きな地震動強度を持つ地震波が作用しても、耐震補強後のRC1層ラーメン橋脚の損傷確率は十分に小さく抑えられていることを確認した。

キーワード：2011年東北地方太平洋沖地震, フラジリティ解析, RC層ラーメン橋脚, 耐震補強

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(モーメントマグニチュード = 9.0)により、岩手県、宮城県、そして福島県内にある一部の鉄道コンクリート構造物が強震動の作用を受けて損傷し、また、これら地域の沿岸部では、津波により高架橋が流失、あるいは倒壊した。一方で、東北新幹線は、2003年の三陸南地震や2004年の新潟県中越地震による被災を受けて、鉄筋コンクリート(RC)柱に関しては、せん断破壊型と判定されるものを中心に既に鋼板巻立てによる耐震補強が施されていたものがある。東北地方太平洋沖地震後に実施した被害調査において、耐震補強実施済みのRC高架橋はほぼ無損傷であることが確認されている¹⁾。

本研究では、この耐震補強実施済みの東北新幹線RC1層ラーメン橋脚に着目し、耐震補強効果を評価する。例えば、2011年東北地方太平洋沖地震では無損傷であったが、現行の各種の耐震設計規準で規定されるようなレベル2地震動など、さらに大きな強震動を受けた場合の耐震補強済みRC1層ラーメン橋脚の耐震性能を評価する。コンクリート構造物の耐震性能評価法には種々のアプローチがあるが、本研究では、フラジリティ解析により耐震補強効果を定量的に評価することを試みる。フラジリティ解析により得られるフラジリティカーブは、横軸が地震動強度(地動最大加速度や加速度応答スペクトル)、縦軸が損傷確率(部材が保有するせん断耐力を超えるせん断力が作用する、あるいは終局部材回転角を超える応答が生じる確率)を表現するものである。フラジリティカーブを得る方法は幾つかあり、地震発生後の被害調査結果を統計的に処理して得るものから、Monte Carlo法により多くの動的解析を繰り返し実施する数値シミュレーションによる方法などがある²⁾。フラジリティ解析の特

徴は、構造物や部材の耐荷力や変形能評価に伴う不確定性(モデル誤差)や材料強度のバラツキなどを陽に考慮していること、および、入力する地震動は、ある地震動強度を持つように振幅調整した多数の観測波あるいは人工地震動を使う点にある。コンクリート構造物の耐震性能をフラジリティ解析により評価した最近の例としては、参考文献^{3), 4), 5)}などがあり、また、横軸を飛来塩分量、縦軸を鋼材腐食の発生確率としたフラジリティカーブなど、RC構造物の耐久性能評価に応用した例⁶⁾も報告されている。横軸の地震動強度の生起確率を地震ハザードカーブから評価し、これとフラジリティカーブを掛け合わせることで地震リスクの算定なども可能になる。しかし、既往の研究において、耐震補強によるコンクリート構造物の耐震性能の向上の程度をフラジリティ解析により評価した事例は少ない。

本研究では、まず最初に、2003年三陸南地震と2011年東北地方太平洋沖地震後に行った被害調査に基づき、東北新幹線RC1層ラーメン橋脚の耐震補強の効果を概観する。次いで、耐震補強実施前後の東北新幹線RC1層ラーメン橋脚のフラジリティカーブをMonte Carlo法に基づき算定し、耐震補強の効果を評価する。

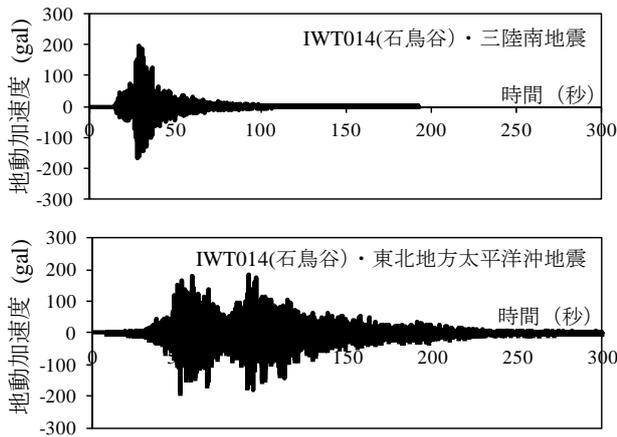
2. 東北地方太平洋沖地震後の被害調査

2.1 三陸南地震による被害

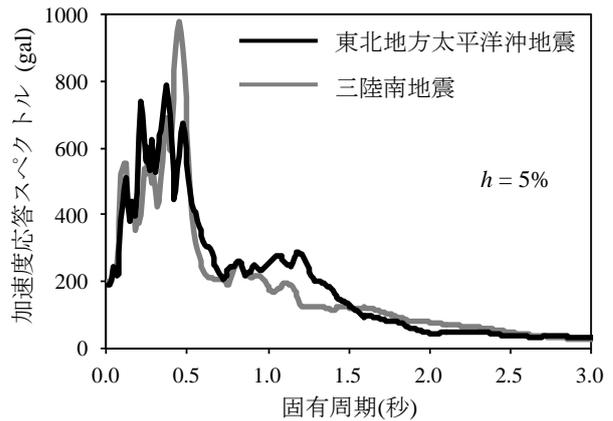
東北新幹線RC1層ラーメン高架橋のうち、第5猪鼻高架橋(新花巻駅～盛岡駅間)に着目し、三陸南地震後の被害調査結果について述べる。土木学会コンクリート委員会三陸南地震被害分析研究小委員会(委員長:名古屋工業大学梅原秀哲教授)がまとめた資料⁷⁾によると、第5猪鼻高架橋R13～R15の始点側および終点側(端部)に位置するRC柱は、三陸南地震によりかぶりコンクリ

*1 早稲田大学 創造理工学部社会環境工学科(学生会員)

*2 早稲田大学 創造理工学部社会環境工学科教授 博士(工学)(正会員)



図一 第5猪鼻高架橋の近傍で観測された地震動



図二 加速度応答スペクトルの比較 (IWT014)



(a) 2003年撮影(三陸南地震後)



(b) 2011年撮影(東北地方太平洋沖地震後)

図三 東北新幹線第5猪鼻高架橋 (R13・R14)

ートが斜めひび割れにより剥落するほどの大きな損傷を受けた。この種のラーメン高架橋は、各高架橋ブロックの間に架かるRC単純桁を受ける横はりの存在のため、高架橋端部にある柱は中間位置にある柱に比べて長さが短く、せん断スパン比が小さいことが端部にあるRC柱にせん断による損傷が表れやすい理由である。

柱の曲げせん断耐力比は、端部に位置する柱(桁受け部)で0.70、中間位置にある柱で0.78である。第5猪鼻高架橋の設計時の断面諸量を以下に示す。

端部に位置するラーメン橋脚の柱(桁受け部)；

- ・断面寸法：85cm×85cm ・せん断スパン比：3.43
- ・軸方向鉄筋比 (D29)：2.85%
- ・帯鉄筋比：0.1～0.2% (D13 150-300mm 間隔)

中間位置にあるラーメン橋脚の柱；

- ・断面寸法：85cm×85cm ・せん断スパン比：3.69
- ・軸方向鉄筋比 (D29)：2.67%
- ・帯鉄筋比：0.1～0.2% (D13 150-300mm 間隔)

三陸南地震後、第5猪鼻高架橋のRC柱には、厚さ6mmの鋼板を用いた鋼板巻立て補強(せん断・靱性補強)が施されている。

2.2 第5猪鼻高架橋近くで観測された地震動

参考文献⁷⁾では、数値解析による被害分析も行われて



図四 東北新幹線第5猪鼻高架橋 (R15)

いる。地震動は、防災科学研究所 K-NET 強震記録が用いられている。対象高架橋との距離、および周辺地盤の類似性から、第5猪鼻高架橋の三陸南地震による被害の分析には IWT 0014 (石鳥谷) の観測点で得られた地震動が用いられている。そこで、東北地方太平洋沖地震の際に IWT 0014 で観測された加速度時刻歴波形 (EW 成分) を三陸南地震の際に観測されたものと一緒に図一に示す。また、それらの加速度応答スペクトルを図二に示す。

継続時間に大きな違いが見られるものの、地動最大加速度の値や、加速度応答スペクトルの値と形状は、両地

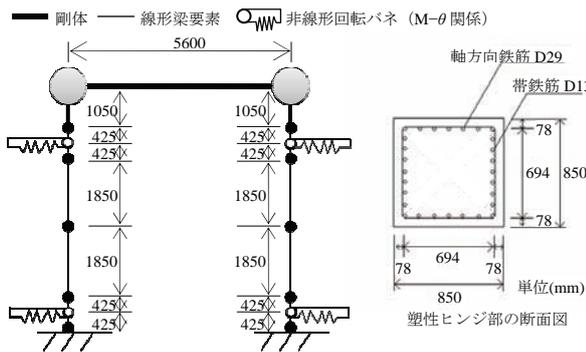


図-5 第5猪鼻高架橋 (R15) の解析モデル

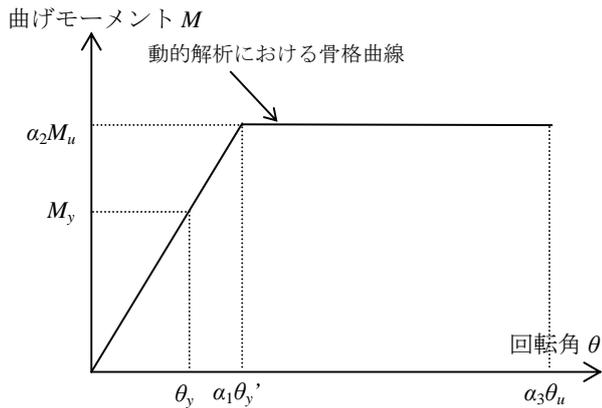


図-6 動的解析に用いたモーメント-回転角関係

震で近いものとなっている。後述する動的解析モデルから、第5猪鼻高架橋 R15 のうち、端部に位置する RC1 層ラーメン橋脚は、基礎固定の条件で計算される橋軸直角方向に対する一次固有周期が 0.43 秒である。図-2 より、第5猪鼻高架橋には、三陸南地震と東北地方太平洋沖地震で同程度の地震力が作用したと推測される。

2.3 東北地方太平洋沖地震後の損傷状況

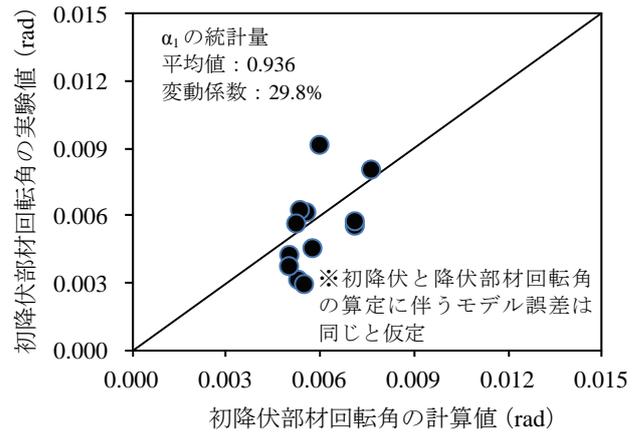
三陸南地震と東北地方太平洋沖地震の後に撮影した第5猪鼻高架橋 R13~R15 の様子を図-3 と図-4 に示す。三陸南地震の際は、せん断により大きく RC 柱は損傷したが、三陸南地震後に実施された耐震補強が機能し、東北地方太平洋沖地震では、第5猪鼻高架橋の耐震補強済み RC 柱に損傷は特に観察されなかった。

3. フラジリティ解析による耐震補強効果の評価

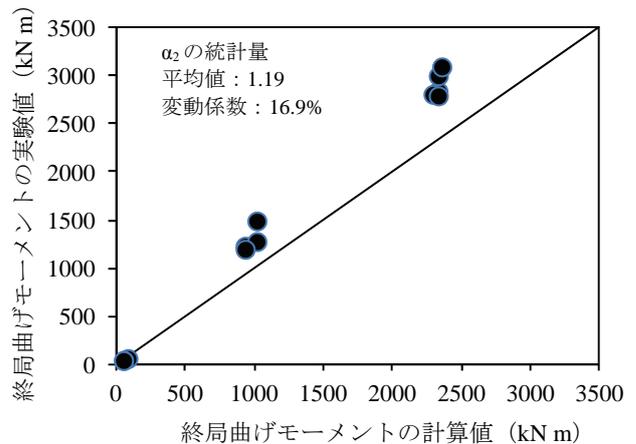
3.1 概説

前記したように、2011 年東北地方太平洋沖地震では、RC 柱に対して実施されている耐震補強の有効性が示された。ここでは、異なる地震動特性やより大きな地震動強度を持つ地震波の作用を受けた場合の RC ラーメン橋脚の耐震性能をフラジリティ解析により評価する。耐震補強前後の耐震性能の違いがフラジリティカーブの違いとして表現される。

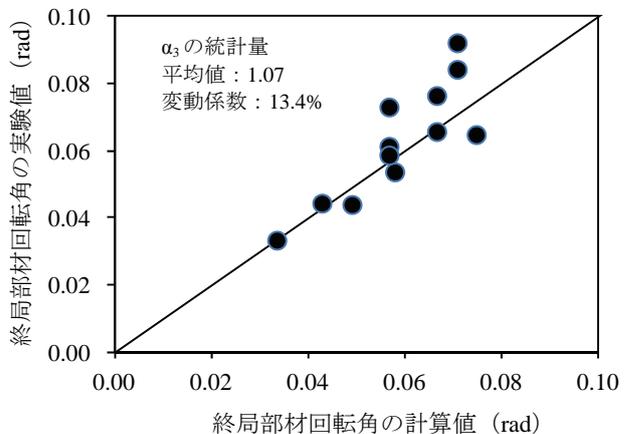
なお、解析対象は第5猪鼻高架橋 R15 の端部に位置する RC1 層ラーメン橋脚に限定する。以下で言及しない動



(a) 降伏部材回転角算定に関するモデル誤差



(b) 終局曲げモーメント算定に関するモデル誤差



(c) 終局部材回転角算定に関するモデル誤差

図-7 フラジリティ解析に用いるモデル誤差の評価

動的解析に必要な諸量は参考文献⁷⁾に基づき定めている。

3.2 動的解析モデルの概要

本研究では、フラジリティカーブは Monte Carlo 法に基づき算定する。この中では、相当量の動的解析を繰り返し実施することから、解析対象ラーメン橋脚は、図-5 に示すように 2 次元でモデル化し、地震動の入力方向は橋軸直角方向に限定する。基礎はモデル化せず、柱の下端部を固定している。また、加振中に生じる軸力変動は考慮せず、曲げモーメントと回転角の関係 (M-θ 関係) (図-6) は常時の軸力から求めた。数値積分には

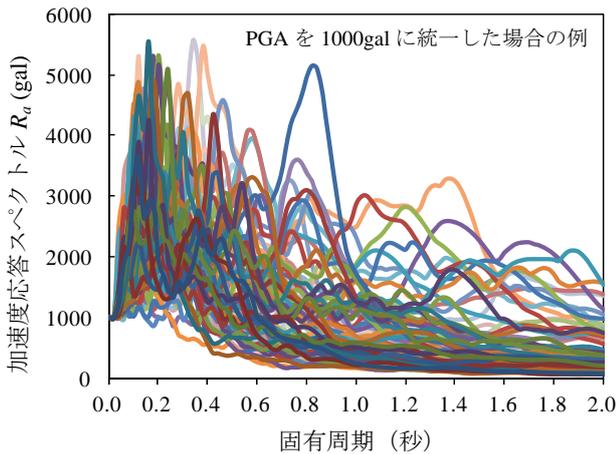


図-8 フラジリティ解析に用いる地震波の加速度応答スペクトルの例 ($h=5\%$)

Newmark の β 法を使用し、減衰はモード減数定数を 5% と仮定した Rayleigh 減衰とした。なお、軸力変動の考慮や、3次元動的解析を用いた場合のフラジリティカーブに与える影響は、別途、検証が必要である。

$M-\theta$ 関係は、鋼板巻立てを行った RC 柱の正負交番荷重実験結果に基づき提案されている参考文献⁸⁾の手法を基本として定めた。ただし、簡単化のため、骨格曲線は図-6に示すように2直線でモデル化した。図中、 M_y と θ_y は最外縁軸方向鉄筋が降伏する時の曲げモーメントと初降伏部材回転角であり、 M_u は終局曲げモーメントである。 M_y と M_u は巻立てられた鋼板は考慮せずに算定する。終局部材回転角 θ_u は次式にて求めた⁸⁾。

$$\theta_u = \frac{4.657t}{b} + 0.024 \quad (1)$$

ここに、 t は鋼板厚、 b は柱幅である。

また、降伏部材回転角 θ'_y は次式で求める。

$$\theta'_y = (M_u / M_y) \theta_y \quad (2)$$

θ_y の算定時に軸方向鉄筋の定着部からの抜け出しの影響を考慮する際は参考文献⁹⁾の手法を用いた。

フラジリティ解析では、このようにして定められる骨格曲線と実際の差をモデル誤差として考慮する。本研究では、図-6に示すように、 θ'_y 、 M_u 、および θ_u の計算値と実験値の比の統計量をそれぞれモデル誤差パラメータ α_1 、 α_2 、および α_3 に与える。なお、 θ'_y のモデル誤差は、 θ_y の計算値と実験値の比の統計量と同じと仮定した。 α_i ($i=1\sim 3$) を定める際は、参考文献^{10)~13)}にある 12 体の鋼板巻き RC 柱の正負交番荷重実験結果を使用した。計算値と実験値の比較を図-7に示す。フラジリティ解析の際には、モデル誤差を表す α_i ($i=1\sim 3$) を図-7に示す統計量を持つ対数正規変数として扱っている。

参考文献^{10)~13)}にある柱は、第5猪鼻高架橋と同じく、せん断補強と靱性補強を目的として鋼板が巻立てられており、鋼板はフーチングに定着されていないが、鋼板の存在を考慮しないで求めた M_u は実験結果を総じて過小

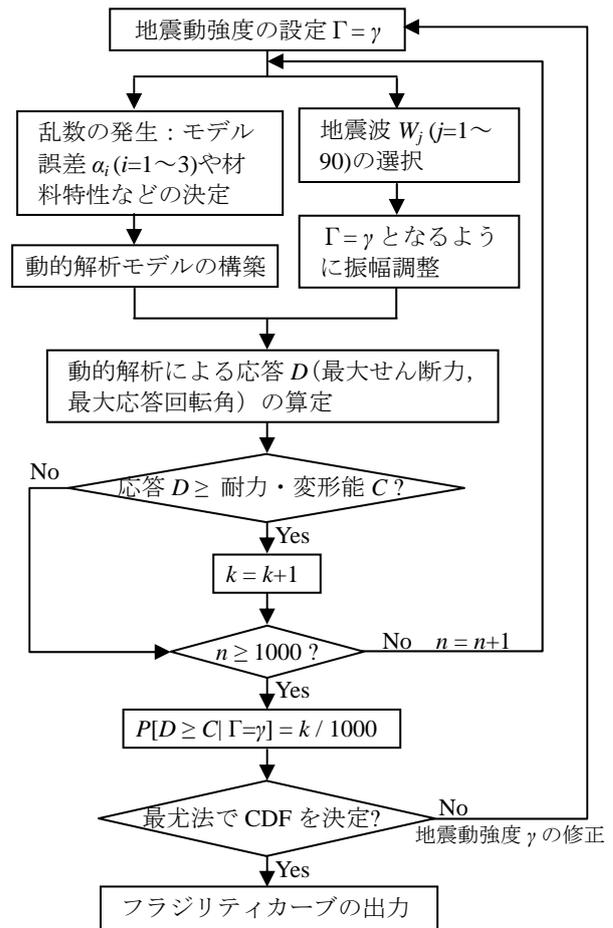


図-9 フラジリティカーブの算定手順

表-1 着目する限界状態の一覧

	耐力力や変形能 C	最大応答値 D
補強前	コンクリート負担分のせん断耐力 V_c	作用せん断力
	せん断耐力 V_{mu} ($=V_c+V_s$, V_s : せん断補強鉄筋負担分のせん断耐力)	作用せん断力
	降伏部材回転角	応答回転角
補強後	降伏部材回転角	応答回転角
	終局部材回転角	応答回転角

評価している。なお、参考文献^{10)~13)}で使用された RC 柱は、断面幅や軸力の大きさ、また、鋼板を RC 柱に巻立てる際の接着の方法や鋼板下端とフーチング上端の間隙の大きさなどが様々に異なる。計算値と実験値の差を個別に検討しても、特定の偏りは観察されておらず、計算により鋼板巻立て RC 柱の降伏や終局点を概ね評価できていると考えるが、実験供試体の数は十分と言えず、今後、さらに多くの実験結果に基づいた検証と α_i の統計量の見直しが必要である。

正負交番荷重を受ける鋼板巻立て RC 柱の履歴則につ

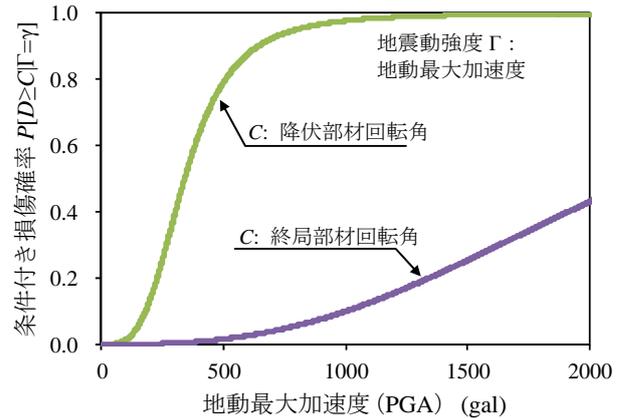
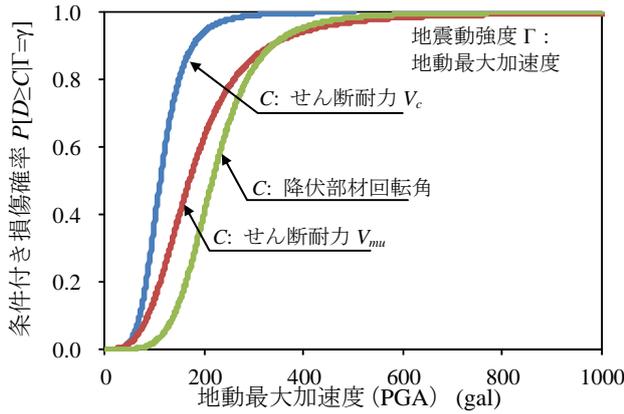


図-10 フラジリティカーブによるRC1層ラーメン橋脚の耐震補強効果の比較（左：耐震補強前，右：耐震補強後）

いては、最大荷重到達前では除荷剛性低下率を0.4、その後には0.6とすることで実験的に得られる除荷剛性をTakedaモデルにより評価できるとの報告がある¹⁴⁾。そこで、2直線で骨格曲線をモデル化した本研究では、一律、除荷剛性低下率を0.5としたTakedaモデルにより動的解析を行う。なお、この変数を0.4～0.6の一様分布に従うと仮定し、フラジリティカーブを得ても、除荷剛性低下率を0.5に固定した場合とほとんど同じ結果になることを確認している。

地震波は、2011年東北地方太平洋沖地震で岩手県・宮城県・福島県で観測された45地点のK-NET強震記録を使用する。各地点のEWとNS成分の2つの地震波を用いることから、合計90波となる。地動最大加速度が1000galとなるように振幅調整した90波の加速度応答スペクトルを図-8に示す。本研究では、フラジリティカーブの横軸の指標として地動最大加速度を用いるが、例えば、横軸を1000galにした場合には、図-8に示される加速度応答スペクトルを持つ90波が入力され、それらに対する損傷確率を計算することになる。

3.3 フラジリティ解析

フラジリティカーブの算定手順のフローを図-9に示す。地震動強度 $\Gamma = \gamma$ （図-8の例は $\Gamma = 1000\text{gal}$ ）を持つ地震波を入力した動的解析から応答値 D を求め、それが部材の耐力や変形能 C を超える条件付き確率 $P[D \geq C | \Gamma = \gamma]$ をMonte Carlo法で計算する。これを γ の値を適当に変更して繰り返し、離散的に得られる P の値を対数正規分布（累積分布関数）で近似したものがフラジリティカーブである。対数正規分布のパラメータは最尤法で定める。

解析対象ラーメン橋脚について、耐震補強前後の D と C はそれぞれ表-1のように設定した。耐震補強後は、十分にせん断耐力を有していると判断できることから、曲げによる損傷のみを考慮している。 C が V_c と V_{mu} のときには、降伏部材回転角と終局部材回転角の算定値にモデル誤差である a_1 と a_3 をそれぞれ掛けるのと同様に、

計算値と実験値の比較から定めたモデル誤差を考慮する。 V_c と V_{mu} の計算方法は、参考文献¹⁵⁾に示されているものを用いる。そして、 V_c のモデル誤差は、平均値1.02、変動係数8.2%、 V_{mu} のモデル誤差は、平均値1.02、変動係数8.2%の統計量を与えた対数正規変数で表現する¹⁵⁾。このほかに、Monte Carlo法を行う際は、コンクリート圧縮強度と鉄筋降伏強度、およびそれらのヤング係数も確率変数として扱っている。これらの統計量は参考文献⁵⁾に示されている。

3.4 耐震補強前後のフラジリティカーブ

図-9のフローから得られたフラジリティカーブを図-10に示す。耐震補強の実施前は、せん断耐力が曲げ耐力に比べて小さく、モデル誤差などの不確定性の存在下でも、 V_c や V_{mu} を超過するせん断力が生じる可能性の方が降伏部材回転角を超える応答値が生じる可能性よりも高いことが示されている。なお、図-5の部材モデルを用いた動的解析では、せん断による損傷は考慮されないため、別途、作用せん断力とせん断耐力の比較を行っているが、Monte Carlo法の各試行の中ではせん断破壊の判定に関わらず、降伏や終局部材回転角を超える応答が生じているのかを比較している。図-1から推測されるように、東北地方太平洋沖地震の際には、凡そながら200gal程度の地動最大加速度を持つ波がRCラーメン橋脚に作用したと思われる、RC柱に耐震補強が仮に施されていなかった場合には、せん断により大きな損傷が生じていた可能性がある。

一方、耐震補強の実施後は、十分に大きな靱性がRCラーメン橋脚に与えられ、 C として降伏部材回転角と終局部材回転角を用いた場合のフラジリティカーブの差が大きくなっている。図-8に示すような様々な特性を持つ波が作用する可能性や、終局部材回転角などの評価に伴うモデル誤差（図-7）を考慮しても、終局部材回転角を超過する応答が生じる確率は相対的に小さく抑えられていることがフラジリティカーブにより確認される。当然、地震動強度を大きくすれば、耐震補強後であっても終局

部材回転角を超過する応答が生じる確率は増加するが、地震動強度が大きくなるほどそのような強度を持つ地震が発生する確率は小さくなる。どこまでの安全性を高架橋に与えるのかの判断は、地震ハザード曲線とフラジリティカーブの掛け合わせとして得られる高架橋の損傷確率の大きさを判断されるべきものである。

なお、フラジリティカーブの傾きは、条件付き損傷確率の算定時に扱ったパラッキの大きさを表現する。別途実施した感度解析から、この傾きに最も影響する要因は、フラジリティ解析に用いる地震動群の選択にあることを確認した。例えば、2003年の三陸南地震で観測された地震動群を用いると、耐震補強によりフラジリティカーブが大きく右に移動するなど、全体的な傾向は図-8の地震動群を用いた場合と同じであるが、フラジリティカーブ自体は図-10とは異なった曲線となる。

4. まとめ

将来発生する地震動の特性を正確に予測することは現状の技術でも難しいと思われ、様々な特性と強度を持つ地震波に対して構造物の安全性を確保する必要がある。フラジリティ解析は、耐荷力や変形能の算定に伴うモデル誤差に加え、そのような様々な特性と強度を持つ地震波の影響を反映して、構造物の耐震性能の大きさを定量的に評価することができる。

本研究で実施したフラジリティ解析から、東北新幹線RC1層ラーメン橋脚（解析対象は第5猪鼻高架橋R15の端部に位置する橋脚）は、耐震補強前は、せん断力に対して脆弱であったが、鋼板巻立てを施すことにより、非常に高い耐震性能が付与されていることを確認した。

なお、本研究では対象としていない、曲げ耐力とせん断耐力の値が近く、大きな変形能を期待できないRCラーメンに対する検討も必要である。また、本研究では、構造物の限界状態として単に部材のせん断耐力や変形能のみに着目しており、強震動作用下の列車走行性や強震動作用後の供用性などは考慮していない。これらを含めたフラジリティ解析は今後の課題である。

謝辞：本研究の一部は、科学技術振興機構の国際緊急共同研究・調査支援プログラム（J-RAPID）（日本側研究代表者：東京工業大学 川島一彦教授，米国側研究代表者：ネバダ大学リノ校 イアン・バックル教授）による支援を受けて実施したものです。また、防災科学技術研究所 K-NET 強震記録を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) Kawashima, K., Kosa, K., Takahashi, Y., Akiyama, M., Nishioka, T., Watanabe G, Koga, H. and Matsuzaki H.:

Damage of Bridges during 2011 Great East Japan Earthquake, Proc. 43rd Joint Meeting, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Tsukuba Science City, Japan, Sep. 2011.

2) Shinozuka, M., Feng, M., Lee, Q. and Nagnuma, T.: Statistic analysis of fragility curves, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 12, pp. 1224-1231, Dec. 2000.

3) Padgett, J.E. and DesRoches, R.: Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No.12, pp.1710-1718, Dec. 2007.

4) Simon, J., Bracci, J.M., and Gardoni, P.: Seismic response and fragility of deteriorated reinforced concrete bridges, Journal of Structural Engineering, Vol.136, No.10, pp. 1273-1281, Oct. 2010.

5) Akiyama, M., Frangopol, D.M. and Matsuzaki, H.: Life-cycle reliability of RC bridge piers under seismic and airborne chloride hazards, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.40, No.15, pp.1671-1687, Jan. 2011.

6) Akiyama, M., Frangopol, D.M. and Yoshida, I.: Time-dependent reliability analysis of existing RC structures in a marine environment using hazard associated with airborne chlorides, Engineering Structures, Vol.32, pp.3768-3779, Nov. 2010.

7) 土木学会 コンクリート委員会三陸南地震被害分析小委員会：2003年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析，コンクリートライブラリー114，2004.

8) 玉井真一，瀧口将志，服部尚道：耐震補強された RC 柱の変形性能に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp.1111-1116, 1996.7

9) 土木学会：鉄筋コンクリート部材の靱性率評価式について，土木学会コンクリート技術シリーズ12，1996.

10) 宮本征夫，石橋忠良，斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9, pp.275-280, 1987.7

11) 田畑裕，佐藤勉，渡辺忠明，安原真人：鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究，土木学会第51回年次学術講演会概要集第5部，pp.1056-1057, 1996.9

12) 西川佳佑，渡辺忠明，佐藤勉，谷村幸裕：鋼板巻き補強柱部材の変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp.1505-1510, 1996.7

13) 谷村幸裕，宮村正博，奥井明彦，佐藤勉，渡辺忠明：RC柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究，土木学会第51回年次学術講演会概要集第5部，pp.1058-1059, 1996.9

14) 玉井真一，佐藤勉：鋼板巻立て補強した RC 柱の変形性能，鉄道総研報告，Vol.12, No.9, pp.39-44, 1989.9

15) 秋山充良，王衛倫，前田直己，鈴木基行：コンクリート圧縮強度 130N/mm²・せん断補強鉄筋降伏強度 1200N/mm²までを用いた RC はりのせん断耐力算定式，構造工学論文集，Vol.50A, pp.907-917, 2004.