

耐震補強による鉄道 RC1 層ラーメン橋脚の耐震安全性の 向上度に関する確率論的評価

水野 恵太¹・秋山 充良²

¹学生会員 早稲田大学大学院 創造理工学研究科建設工学専攻(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 博(工) 早稲田大学教授 創造理工学部社会環境工学科(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

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、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た。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。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、フラジリティ解析により耐震補強効果を定量的に表現することを試みる。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(例えば、地動最大加速度や加速度応答スペクトル)、縦軸が条件付き損傷確率(例えば、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。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例としては Padgett and DesRoches の研究²⁾や Kim and Shinozuka の研究³⁾などがある。Monte Carlo 法ベースで非線形動的解析を繰り返し実施し、耐震補強済みの道路橋のフラジリティ曲線を解析的に導出している。

本研究では、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評価する。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、耐震補強による条件付き損傷確率の低減の程度を確認する。

2. 東北地方太平洋沖地震後の被害調査

(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がまとめた資料⁴⁾によると、第5猪鼻高架橋 R13~R15の始点側および終点側に位置する RC 柱は、三陸南地震によりかぶりコンクリートが斜めひび割れにより剥落するほどの大きな損傷が生じている。三陸南地震後、せん断破壊型と判定された RC 柱には鋼板巻立て補強が施された。

(2) 第5猪鼻高架橋近くで観測された地震動

参考文献⁴⁾では、数値解析による被害分析も行われている。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猪鼻高架橋の被害分析には IWT0014(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、三陸南地震と東北地方太平洋沖地震において、IWT0014で観測された加速度時刻歴波形(EW成分)から求めた加速度応答スペクトルの比較を図-1に示す。後述するように、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の一次固有周期は 0.5 秒程度である。図-1より、三陸南地震と東北地方太平洋沖地震において、第5猪鼻高架橋に作用した地震力は同程度であったと推測される。

(3) 東北地方太平洋沖地震後の損傷状況

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。

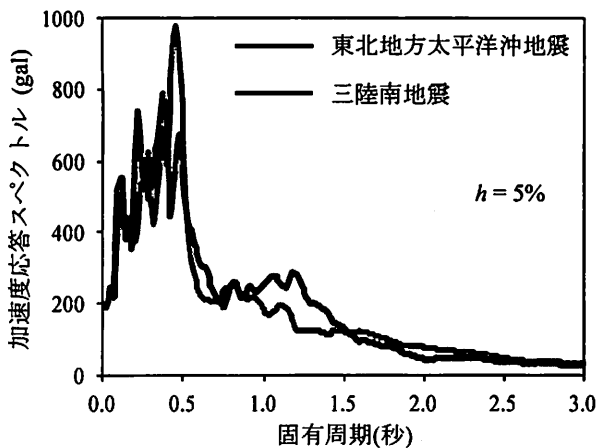


図-1 加速度応答スペクトルの比較 (IWT014)

3. フラジリティ解析による耐震補強効果の評価

(1) 概説

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により表現される。

なお、解析対象は第 5 猪鼻高架橋 R15 の端部に位置する RC ラーメン橋脚とする。動的解析に必要な諸量は参考文献⁴⁾に基づき定める。

(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。解析対象ラーメン橋脚は、図-2 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 ($M-\theta$ 関係) (図-3) は常時の軸力から求めた。数値積分には Newmark の β 法を使用し、減衰は Rayleigh 減衰とした。

$M-\theta$ 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⁵⁾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-3 に示すようにバイリニアモデルとした。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の存在は考慮せずに算定する。

θ_u は次式にて求めた⁶⁾。

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

ここに、 t は鋼板厚、 b は柱幅である。

また、 θ'_y は次式で求める。

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

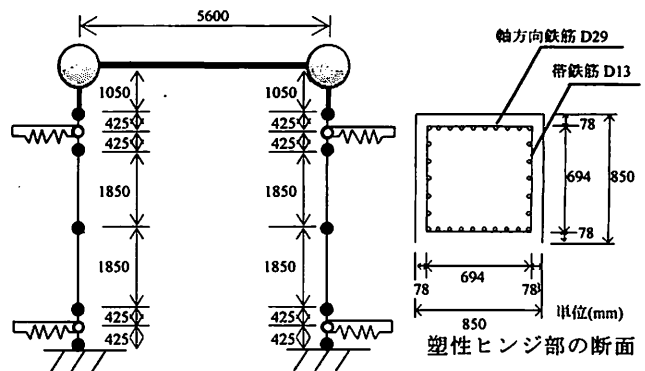


図-2 第 5 猪鼻高架橋 (R15) の解析モデル

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-3 に示すように、 θ'_y 、 θ_u および M_u の計算値と実験値の比の統計量を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 ($i=1\sim3$) を定める際は、参考文献^{7)~13)}にある 23 体の鋼板巻き RC 柱の正負交番荷重実験結果を使用した。

参考文献^{7)~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。しかし、図-3 に示すように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評価している。なお、参考文献^{7)~13)}で使用された RC 柱は、断面幅や軸力の大きさ、鋼板を RC 柱に巻立てる際の接着の方法、さらには鋼板下端とフーチング上端の間の隙間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。

正負交番荷重を受ける鋼板巻立て RC 柱の履歴則については、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、バイリニアモデルを使用する本研究では、一律、除荷剛性低下率を 0.5 とし、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の際に岩手県・宮城県・福島県で観測された 53 地点の K-NET 強震記録を使用する。EW と NS 成分の 2 つの地震波を用いることから、合計 106 波となる。地動最大加速度を 1000gal となるように振幅調整した 106 波の加速度応答スペクトルを図-4 に示す。

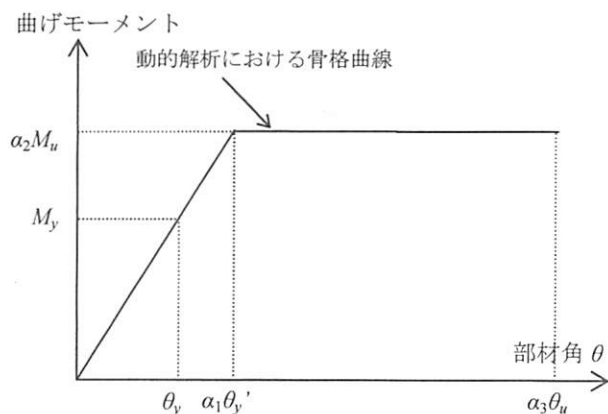


図-3 動的解析に用いた曲げモーメント-回転角関係

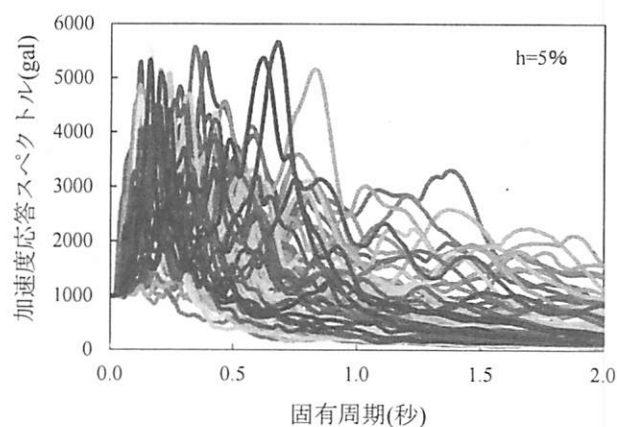


図-4 フラジリティ解析に用いる地震波の加速度応答スペクトル(PGAを1000galに統一した場合の例)

(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-5に示す。地震動強度 $\Gamma=\gamma$ (図-4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、それが部材の耐力力や変形能 C を超える割合 $P[D \geq C | \Gamma=\gamma]$ 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³⁾。

解析対象ラーメン橋脚について、 D はせん断力、または応答回転角である。耐震補強実施前の橋脚を解析する際の C は、 V_c 、 $V_{mu}(=V_c+V_s)$ 、および降伏・終局部材回転角の4つである。ここに、 V_c と V_s は、それぞれコンクリート負担分とせん断補強鉄筋負担分のせん断耐力である。耐震補強後は、鋼板により十分なせん断耐力が付与されていると判断できることから、その解析の際の C は降伏および終局部材回転角の2つのみとした。

C が V_c と V_{mu} のときには、降伏部材回転角や終局部材回転角の算定に伴うモデル誤差 α_1 や α_3 と同様に、計算値と実験値の比較から定めたモデル誤

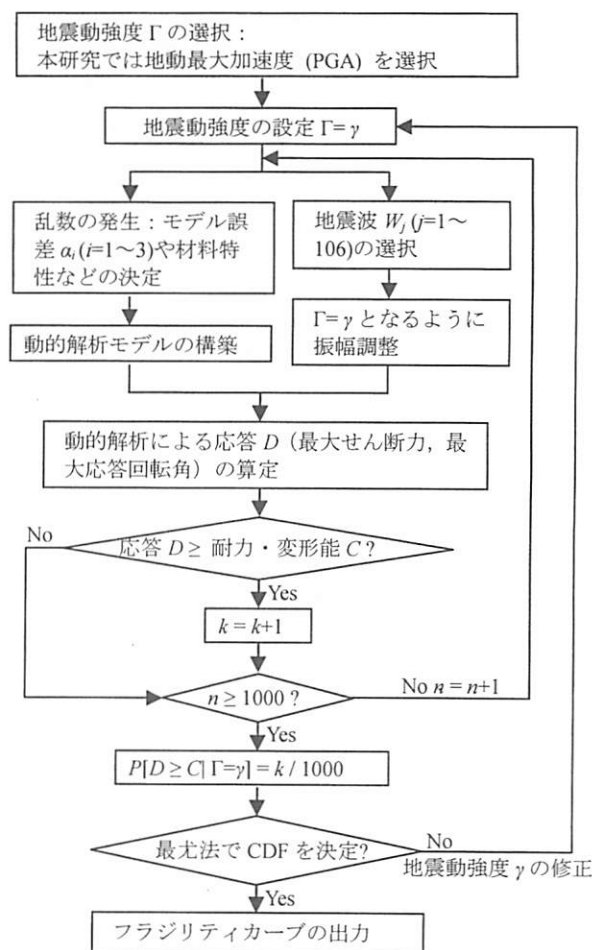


図-5 フラジリティカーブ算定手順

差を考慮する。 V_c と V_{mu} の計算方法、あるいはそれに掛けるモデル誤差の統計量は、参考文献¹⁵⁾に示されているものを用いる。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⁴⁾に示されている。

(4) 耐震補強前後のフラジリティカーブ

図-5のフローから得られたフラジリティカーブを図-6に示す。耐震補強の実施前と後の条件で計算したフラジリティカーブが示されている。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。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、図-4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当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。

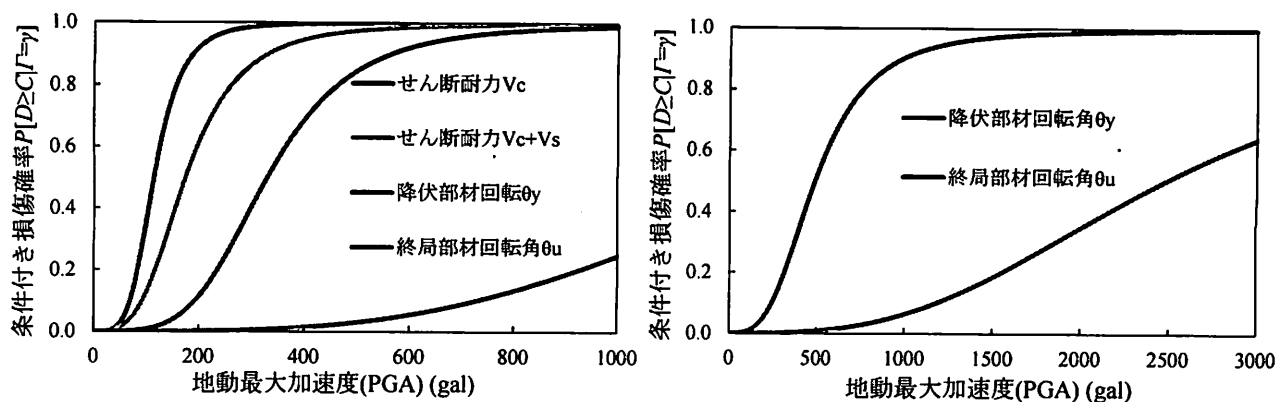


図-6 フラジリティカーブによる RC1 層ラーメン橋脚の耐震補強効果の比較 (左：耐震補強前，右：耐震補強後)

4. まとめ

将来発生する地震動を正確に予測することは難しいと考えられ、耐震設計や補強時には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。フラジリティ解析では、耐荷力や変形能の算定に伴うモデル誤差に加え、様々な特性と強度を持つ地震波の影響を考慮しており、構造物の耐震安全性の大小を条件付き損傷確率の違いとして定量的に評価できる。

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、非常に高い耐震安全性が付与されていることを確認した。

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, 2011.
- 2) Padgett, J.E. and DesRoches, R. : Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multispan bridges, Earthquake Spectra, Vol. 25, No.1, 117-141, 2009.
- 3) Kim, S.-H. and Shinozuka, M.: Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing, Probabilistic Engineering Mechanics, Vol.19, pp.105-112, 2004.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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
- 9) 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.
- 10) 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
- 11) 大塚久哲，中島裕之：RC 橋脚の高じん性化のための実験的検討，土木学会第 51 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp.1046-1047, 1996.9
- 12) 在田浩之，鎌田則夫，海原卓也：鋼板巻き補強を行った既設 RC 柱の鋼板の役割，土木学会第 52 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp.650-651, 1997.9
- 13) 中野博文，佐々木一哉，堤貞博：鋼板補強した RC 橋脚の基部に着目した静的交番載荷試験，土木学会第 52 回年次学術講演会概要集第 5 部，pp.646-647, 1997.9
- 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/mm^2 ・せん断補強鉄筋降伏強度 1200N/mm^2 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, 2004.3