ファイバーモデルを用いた橋りょうにおける 本震後の残存耐力に関する検討

本山 紘希1・室野 剛隆2・西村 隆義3

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) Email:motoyama@rtri.or.jp

²正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) Email:murono@rtri.or.jp

> ³正会員 JR総研エンジニアリング (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) Email: t_nisimura@jrseg.co.jp

巨大地震を対象とした構造物の耐震設計においては、本震に対する耐震性能を確保するだけではなく、 想定される余震に対しても十分な耐震性能(残存耐力)を有していることが重要である.著者らのグルー プでは、この残存耐力を定量的に評価するため、耐震性能残存率という指標を提案している.耐震性能残 存率は、「本震後に耐えることが可能な地震動の規模」の「健全な状態で耐えること可能な地震動の規 模」に対する比で表現される値である.ここでは、提案手法を用いた残存耐力の試算として、詳細に構造 物の損傷程度を表現可能なファイバーモデルを用いて、鉄道橋りょうの残存耐力の試算を試み、考察を行 った.

Key Words : residual bearing capacity, main shock, aftershock, fiber model

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では、 本震の規模が史上稀に見る大きさであっただけでなく、 その余震においてもマグニチュード7を超える規模のも のが発生している.実際に、鉄道施設の被害を見ると、 本震による被害だけでなく、4月7日に発生した余震にお いても、復旧作業中の各種施設において被害が発生した ことが報告されている¹⁾.また、余震については、この ような施設における被害の拡大だけでなく、本震後の再 液状化の可能性についても指摘されている²⁾.今後発生 が危惧されている南海トラフ地震などにおいても、その 予想される地震規模から、本震だけでなく余震も考慮し た耐震対策が必要であると考えられる.

一方,一般的な土木構造物の耐震設計は,地震動の繰 り返しの影響を安全側に設定しているとは言え,本震に おける地震動のみを考慮したものとなっている.鉄道の 耐震設計標準³⁾では,余震は地震随伴事象として整理さ れており,構造計画により配慮する体系となっている. 現状の設計体系を発展させて,本震後の構造物において 要求される耐震性能(残存耐力)を直接的に議論するに は,余震も含めた地震動の評価技術,および残存耐力の 定量的な評価技術が必要である.これに対して,余震も 含めた地震動の評価については、坂井ら⁴によって時刻 歴波形の評価手法が提案されている.また、著者らのグ ループでは、残存耐力を定量的に評価するために耐震性 能残存率という指標を提案しており、その適用性に関す る検討を行っている⁹.

本研究は、上記を踏まえ、残存耐力評価手法の適用性 に関する検討の一貫として、時々刻々の損傷程度を詳細 に評価可能なファイバーモデルを用い、鉄道橋梁を例に 耐震性能残存率の試算を行うものである.以下の章にお いては、耐震性能残存率の概要および本研究で使用した ファイバーモデルの概要と構造物への適用性を示し、そ の上で、鉄道橋梁での残存耐力の評価例を示す.

2. 残存耐力の評価手法

本章では、提案している耐震性能残存率について概説 する.本手法は、構造物の性能をその構造物が耐えるこ とができる地震動の大きさで表現することに特徴がある. 図-1に耐震性能残存率の考え方を示す.図-1に示した曲 線(ここでは性能曲線と呼称している)は、地表面最大 加速度(PGA)とその時の構造物または部材の応答塑性 率をプロットしたものとなっている. 具体的に性能曲線を用いて耐震性能残存率を算定する 手法を示す.まず,地震を一波のみ入力して,性能曲線 を作成し,構造物が終局に至るPGA₁を算定する.図に おいては,青で示された性能曲線と終局限界との交点と してPGA₁が示される.次に,本震+余震を考慮した波 形を作成し,余震におけるPGAと構造物または部材の応 答塑性率の関係で示される性能曲線を算定する.この時, 構造物が終局に至る余震の地表面最大加速度をPGA₂と する.図では,黄色で示した性能曲線と終局限界との交 点としてPGA₂が示される.PGA₁およびPGA₂を用いて耐 震性能残存率*R*は次の式で表現される.

$$R = \frac{PGA_2}{PGA_1} \tag{1}$$

つまり、耐震性能残存率は「本震を受けてある程度損 傷した状態で耐えることが可能な地震動の大きさ (PGA₂)」の「無損傷の状態で耐えることが可能な地 震動の大きさ(PGA₁)」に対する比で表現されている と整理される.

以下の章では,鉄道橋梁について,時々刻々の損傷程 度を評価可能な数値解析モデルを用いて,ここで提案し た耐震性能残存率の試算を行う.

3. 詳細な解析による残存耐力の評価

鉄道における橋梁や高架橋の設計等で用いられる構造 解析においては、一般的に部材を梁要素でモデル化し、 要素に対してM-o関係により非線形性を与えるのが一般 的である².鉄道の耐震設計においては、部材の3回繰 り返しによる正負交番載荷試験の結果を包絡するように M-の関係を設定しており、本モデルを用いることにより、 試験と同条件の荷重に対しては、十分な精度で応答値お よび部材の損傷程度を評価可能である.一方, M-o関係 による非線形性の表現では、時々刻々変化する部材断面 内の損傷状況を評価するものではないため、任意の入力 に対する精度は保証されていない.一般的には、3回繰 り返しによる交番載荷は、想定される地震荷重に対して 繰り返しの影響が大きいものとなっており, 耐震設計に おいて安全側の評価が可能となるよう配慮されたもので ある.しかし,残存耐力を算定する場合には,繰り返し の影響により、時々刻々の損傷程度を評価し、最終的に は終局状態に達しているか判定できる手法である必要が ある.

ここでは、部材断面の時々刻々の損傷状況を表現でき る手法として、橋梁や高架橋における応答解析として実 績もあるファイバーモデル⁰を用いることとした.まず、 使用するファイバーモデルの適用性を確認し、その後、 鉄道橋梁について実際にファイバーモデルにより、性能



図-3 Menegotto-Pinto モデル+座屈モデル

曲線および残存耐力について評価を行った.

(1) 適用モデル

ファイバーモデルは、断面をファイバーと呼ばれる小 断面に分割し、部材軸方向の応力–ひずみ関係を各ファ イバーに与え、それを足し合わせることで、一つの梁要 素の非線形性を表現している.本研究では、かぶりコン クリートおよびコアコンクリートにManderモデル⁷を考 慮する.また、鉄筋においては、修正Menegotto-Pinto モ デル⁹に田上・中村らの提案している座屈モデル⁹を考慮 する.それぞれの応力–ひずみ関係のイメージ図を図-2 および図-3に示す.コンクリートの圧縮・引張における 非対称な挙動や鉄筋の座屈が表現されているため、荷重 の方向の偏りがあった場合にも適用可能なモデルとなっ ている.また、コンクリート・鉄筋それぞれで剛性が負 になる領域まで表現するものであり、梁要素の適用範囲 内で、部材の終局やそれに近い領域まで評価可能なモデ ルである.



図4 検証に用いる鉄筋コンクリート部材





(2) 鉄筋コンクリート部材におけるモデルの適用性

ここで、上記で示したモデルの鉄筋コンクリートの柱 部材への適用性について、実験の再現解析により示す.

実験は、図-4に示すようなRC部材を作成して、3回 繰り返しの正負交番載荷および片方向載荷を行ったもの である.図-5に試験結果を示す.載荷パターンの違いに よって、終局までの変形が大きく変わっており、片方向 載荷の終局変位は正負交番載荷の二倍程度まで伸びてい る. また、図-5には試験結果に重ねて、計算値として、 鉄道橋梁の設計で使用するRC部材の非線形特性を示し ている. 正負交番載荷においては、実験値と計算値は 整合する結果となっているが、片方向載荷においては、 特に終局変位において、実験値と計算値の乖離が見られ ているのが分かる.

これに対して、上述の非線形特性を使用したファイバ ーモデルを用いて再現解析を行った.結果を図-6に示す. 耐力の劣化のタイミングや最大変位時の耐力などが実験 と整合していることが分かる.

以上をもって,ここで使用した非線形モデルを使用す ることで、ファイバーモデルにより橋梁の損傷程度をそ の載荷履歴に応じて時々刻々適切に表現できることが確 認できた.



(3) ファイバーモデルによる応答解析 a)対象構造物およびモデル化

対象構造物は、図-7に示す杭基礎形式の橋脚とする. 解析対象とするのは図に示す線路方向の断面とした。地 盤条件の概要は表-1にまとめたものであり、地盤の固有 周期Tg=0.46 secとなった.これは、鉄道の耐震設計にお いては、普通地盤(G3地盤)と分類される地盤である。

モデル化においては、部材を梁要素、地盤をばね要素 で表現する質点系モデルを用いる。また、柱部材を表現 する梁要素の非線形特性の表現には、上記で適用性を確 認したファイバーモデルを用いる. ファイバーモデルの

表-1 地盤条件の概要

層番号	層厚 (m)	土質区分	N値	Vs (m∕s)
0	3.3	砂質土	-	-
1	2.6	砂質土	10	147
2	5.0	砂質土	15	168
3	4.0	粘性土	4	135
4	6.4	粘性土	10	183
5	(1.0)	砂質土	50	251

= <u></u>	
 _/	

コンクリート			軸方向鉄筋(SD390)		
+	ング係数	設計基準強度	ヤング係数	引張降伏強度	
(kN/mm²)	(N/mm^2)	(kN/mm2)	(N/mm2)	
	25 24		200	390	
	表-3	座屈挙動に閉	身する設定値	iの概要	
-					
	座屈応力	残存応力	座屈長	細長比※	





設定に必要なコンクリート・軸方向鉄筋の材料物性の概要を表-2に示した.なお,帯筋は150mmピッチで配置されている.

ここで、田上・中村らの提案している座屈モデル⁹に より鉄筋の座屈を考えるには、座屈長および座屈応力を 算定する必要がある.ここで、座屈長の算定には、浅津 らの手法¹⁰を使用した.ここで得られた座屈長から、田 上・中村の手法により、座屈応力および座屈後の残存応 力を算定した.ただし、表に示したように、座屈長の考 え方が田上・中村ら研究と浅津らの研究で異なることか ら、田上・中村らの手法を適用する際に、浅津らの手法 で算定した座屈長を2倍にして細長比を計算し、各応力 を算定した.最終的に設定した値を表-3に示す.



図-10 構造物天端の変位応答



図-11 柱基部の曲げモーメントー曲率関係



図-12 引張側鉄筋の応力--ひずみ

なお、構造解析においては幾何非線形も設定した. 以下では、ここで作成した解析モデルを用いた検討を 実施する.

b) 地震応答解析例

作成した数値解析モデルによる解析例として,鉄道の 設計標準で使用するL2地震動を入力した解析を行う. 使用した入力地震動(L2地震動スペクトルII)を図-8に 示す.

図に示した入力地震動を用いて地震応答解析を実施し た結果として、橋脚天端の加速度・変位応答、柱基部の 梁要素の曲げモーメントー曲率関係および引張側鉄筋の 応カーひずみ関係を示す(図-9~図-12).通常の設計 で使用するモデルに比較して、複雑な非線形性が表現さ れている.特に図-12から分かるように、鉄筋が降伏し た後、圧縮応力を受ける際に座屈している様子が表現さ れている.

(4) 本震による性能曲線

前節において作成した解析モデルに対して,入力地震 動を振幅調整することにより解析を実施した.得られた 解析結果について,地表面最大加速度と応答塑性率の関 係を整理することで,本震による性能曲線を作成した. 性能曲線を算定する際の応答塑性率としては,構造物全 体の応答塑性率(最大変位の柱降伏時の変位に対する 比)に加えて,柱基部の応答塑性率(最大応答曲率の基 部降伏時の曲率に対する比)を算定した.結果を図-13 に示す.

ここで、図には終局を併記しているが、構造物の終局 を下記の2つを満たす場合と設定した。

①柱基部の要素が最大耐力点を超えている

②柱基部の要素が負担できるモーメントが降伏時のモ ーメントを下回っている

本条件は、構造物の設計において使用される終局判定の 条件を援用するものである.なお、著者らがここで提案 する残存耐力評価方法は、終局の判定条件によらず使用 できるため、より詳細に構造物の終局を判定可能な手法 を使用できる場合には、それを用いても同様の検討が可 能である.

上記の条件で終局を判断し、性能曲線をプロットする 上で必要になる、入力地震動、応答塑性率および柱基部 の要素おける発生モーメントを表4に整理した.ここで 得られた結果より、入力地震動を1.08倍した地震動では じめて構造物が終局に達していることが分かる.つまり 式(1)においてPGA₁ = 760 gal(想定する本震の1.08倍)と 算定される.

(5) 余震による性能曲線

ここでは、本震に加えて余震を連続的に入力波として 設定し、解析を行う.一例として、本震後(L2地震動 スペクトルII)に本震の75%の振幅の余震が考慮した場 合の地震応答解析について結果を示す.入力波形を図-14に示した.地震応答解析を実施した結果として、橋 脚天端の加速度・変位応答、柱基部の梁要素の曲げモー メントー曲率関係および引張側鉄筋の応力-ひずみ関係 を示す(図-15~図-18).変位応答(図-16)から分かる



図-16 構造物天端の変位応答

ように、余震により残留変位が累積していることが分かる.

余震の振幅を調整して解析を行い,得られた解析結果 について,余震の地表面最大加速度と応答塑性率の関係 を整理することで,余震による性能曲線を作成した.性 能曲線を算定する際の応答塑性率としては,構造物全体 の応答塑性率(最大変位の柱降伏時の変位に対する比)

表4 終局評価のための曲げモーメントの整理

入力地震動	PGA	応答 塑性率	柱下端 塑性率	降伏時柱下端 曲げモーメント	柱下端最大 曲げモーメント	最大変形時 曲げモーメント	終局 判定
L2spcII(50%)	416.7	1.00	1.37	-3.143.E+04	-3.243.E+04	-3.056.E+04	
L2spcII(75%)	572.9	2.82	3.29	-3.232.E+04	-3.641.E+04	-3.330.E+04	
L2spcII(80%)	602.2	2.95	3.80	-3.226.E+04	-3.686.E+04	-3.335.E+04	
L2spcII(90%)	659.9	3.21	4.56	-3.293.E+04	-3.745.E+04	-3.366.E+04	
L2spcII(100%)	716.1	3.51	5.71	-3.304.E+04	-3.739.E+04	-3.379.E+04	
L2spcII(105%)	743.5	3.65	6.14	-3.340.E+04	-3.730.E+04	-3.355.E+04	
L2spcII(107%)	754.5	3.71	6.29	-3.357.E+04	-3.729.E+04	-3.366.E+04	
L2spcII(108%)	760.0	3.74	6.38	-3.363.E+04	-3.728.E+04	-3.337.E+04	終局
L2spcII(110%)	770.9	3.79	6.44	-3.389.E+04	-3.727.E+04	-3.343.E+04	終局

に加えて,柱基部の応答塑性率(最大応答曲率の基部降 伏時の曲率に対する比)を算定した.結果を図-19に示 す.

性能曲線で,構造物全体の応答塑性率に着目すると, 終局限界を超えるのは,余震として本震の81%を考慮し た際に,終局を超えることが分かった.また,柱下端要 素の応答塑性率に着目すると,終局限界を超えるのは, 余震として本震の58%を考慮した際に,終局を超えるこ とが分かった.ここで,二つの値に大きな乖離が見られ るが,地震動の振幅の増加に対して構造物全体の応答の 感度が小さいのは,構造物全体の応答には,実際に損傷 が発生している橋脚基部に加えて,地盤の非線形化の影 響なども含まれるためであると考察される.そのため, 本検討では,全体型の挙動よりも柱下端の応答塑性率の 方が,直接的に構造物の損傷を表現していると考え,本 震の58%の余震を考慮することで,構造物が終局に達す ると判断した.式(1)においてPGA2=479 galと計算される.

(6) 耐震性能残存率の算定

本橋脚が本震を受けた後の耐震性能残存率を式(1)に より算定する.

$$R = \frac{PGA_2}{PGA_1} = \frac{479.0}{760.0} = 0.63$$
 (2)

耐震性能残存率が6割程度となっているため、本震後 の損傷状態から余震を受ける場合、6割程度の規模の地 震動でも、構造物が終局をむかえる可能性がある.本震 において、既に最大耐力点を超えて応答していること、 応答塑性率で見ても、終局の9割に近い応答が発生して いることを考えると、残存耐力が小さくなっている現象 は、比較的、現実とも整合的であると考えられる.ただ し、本手法の適用性の確認には、今後、より詳細な検討 が必要であると考えられる.

4. まとめ

本研究では,残存耐力の定量的な評価指標として著者 らが提案している耐震性能残存率をファイバーモデルを 使用した詳細な解析により試算した.本研究において, 下記を実施した.

- ①使用するファイバーモデルを用いてRC部材の載荷 試験の再現解析を行い、使用するモデルの適用性 を確認した
- ②適用性の確認されたファイバーモデルを使用して鉄 道橋梁をモデル化し、地震応答解析を実施した
- ③本震および本震+余震を考慮した地震波を用いてそれぞれ性能曲線を作成し、それを用いて終局限界に達する際のPGAを算定した



図-17 柱基部の曲げモーメントー曲率関係



(a)構造物全体 (b)柱基部要素 図-19 余震による性能曲線

④本検討で使用した橋梁では耐震性能残存率が6割程 度まで減少していることを確認した

今後は、本手法の適用性を定量的に確認するとともに、 地震動を変えた検討や構造形式を変えた検討を行うこと により、耐震性能残存率による残存耐力評価手法につい て、より深度化していく.

参考文献

- 松尾伸二,下山貴史:東北新幹線の被災状況と復旧, 建設マネジメント技術, Vol. 401, pp. 32-36, 2011.
- 2) 上田恭平,井澤淳,室野剛隆,井合進:余震の発生 が地盤の液状化挙動に及ぼす影響に関する解析的検 討,,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 70, No. 4, pp. 578-585, 2014.

- 国土交通省鉄道局監修,鉄道総合技術研究所編:鉄 道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,2012.
- 坂井公俊,室野剛隆:土木構造物の性能照査のための本震-余震波形群の評価に関する基礎的検討,土 木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 70, No. 4, pp. 644-653, 2014.
- 5) 西村隆義, 室野剛隆: 複数の地震動を受ける構造物 の残存耐力評価方法に関する研究, 第 17 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論文集, pp. 287-292, 2014.
- 6) 土木学会:橋の動的耐震設計,丸善,2003.
- 7) J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park : Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete, Journal of Structural Engineering,

Vol.114, No.8, pp1804-1826, 1988.

- 堺淳一,川島一彦:部分的な除荷・再載荷を含む履歴を 表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案,土木学会論文集, No.738, I-64, pp159-169, 2003.
- 9) 田上和也,中村光,斉藤成彦,檜貝勇:繰り返し荷重を 受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究,構造工学論文集, Vol47A, pp725-734, 2001.
- 10) 浅津 直樹,運上茂樹,星隈順一:鉄筋コンクリート橋 脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式、コンクリート工 学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1477-1482, 2000.

(2015.9.11 受付)

A Study on the Residual Bearing Capacity after Main Shock by Fiber Model Aanalysis

Hiroki MOTOYAMA, Yoshitaka MURONO and Takayoshi NISHIMURA,

Considering the seismic design on huge earthquakes, it is important to ensure the residual bearing force for aftershock as well as the performance to the main shock. Our group proposed the index for estimating the residual bearing force quantitatively. This index is the ratio of "the scale of the afterquake which the sturucture can bear after main shock" to " the scale of the earthquake which the undamaged structure can bear." In this study, we tried to calculate the index for estimating the residual bearing force of a bridge column by using a fiber model which can express the degree of damage.