論文 損傷を受けた鋼板巻き立て補強RC柱の補修効果に関する研究

松枝 修平*1・田所 敏弥*2・岡本 大*3・谷村 幸裕*4

要旨:兵庫県南部地震以降,鋼板巻き立て補強が実施されてきた。今後,これらの構造物が被災することも 想定されるが,耐震補強した柱の損傷状況,補修方法や補修後の部材特性などの研究は十分ではない。そこ で,本研究では,静的載荷実験により鋼板補強した柱の部材角と内部損傷の関係を明らかとした。次に,早 期復旧を目的とした補修方法を提案し,静的載荷実験によって,剛性および耐荷力の回復の程度を把握した。 また,鉄道 RC ラーメン高架橋を対象に補修後の構造物の耐震性能について動的解析を行い,本検討で用い た諸元の構造物については,初期損傷時の8割程度の地震動であれば,耐震性能を満足することを確認した。 キーワード:鋼板巻き立て補強,補修,鉄道 RC ラーメン高架橋,交番載荷実験,動的解析

1. はじめに

兵庫県南部地震以降,主に,せん断破壊形態の部材に 対して耐震補強が実施されてきた。鉄道 RC ラーメン高 架橋では,一般に,鋼板巻き立て補強が行われている¹⁾。 新潟県中越地震では,耐震補強した柱は軽微な損傷であ った²⁾が,東海地震,南海地震,東南海地震等の大規模 地震時には,ある程度の損傷を受けることが想定される。

一方,近年,損傷を受けた柱の復旧性に関する研究が 行われている。仁平ら³⁾は,RC柱に対して,損傷後に柱 の一部を鋼板巻き立て補強することで部材性能が回復 することを確認している。また,稲熊ら⁴⁾は,鋼板巻き 立て補強柱と上層梁との接合部が損傷した場合の補修 を行い,その後の載荷実験により,もとの部材性能まで 回復することを確認している。しかし,既往の研究では, 部材角に応じた補強鋼板内部の損傷状況は十分に把握 されていない。また,コアコンクリートが損傷した場合 には,コアコンクリートを十分に撤去する必要があるな ど,復旧に時間を要することが考えられる。

そこで、本研究では、鋼板巻き立て補強した柱の部材 角と内部損傷状況の関係を把握することを目的に載荷 実験を行った。次に、早期復旧を目的として、補強鋼板 内部の損傷したコアコンクリートを除去せずに、セメン トスラリーを充填する補修方法を提案し、その効果を確 認するため、補修後に、再度交番載荷実験を行った。ま た、実験結果に基づいて補修後の部材特性をモデル化し、 鉄道 RC ラーメン高架橋を対象に動的非線形解析を実施 し、補修後の構造物の耐震性能について検討した。

2. 鋼板巻き立て補強柱の載荷実験

2.1 実験概要

実験は,鉄道 RC ラーメン高架橋の鋼板巻き立て補強

*1	(財)	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造 工修 (正会員)
*2	(財)	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造 工博 (正会員)
*3	(財)	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	耐震構造 工修 (正会員)
*4	(財)	鉄道総合技術研究所	構造物技術研究部	コンクリート構造 工博 (正会員)

柱を対象とし, 試験体 2 体の正負交番載荷実験とした。 試験体 No.1 は, 実験中に取り外しができるように加工し た補強鋼板を巻き立て, 柱の部材角と内部コンクリート の損傷状況の関係について観察を行った。また, 試験体 No.2 は, 予め載荷実験を行い, ひび割れ, はく離・はく 落させて, かつ, 軸方向鉄筋を座屈させ, その後, 損傷 部を補修し, 再度載荷実験を行った。これにより損傷を 受けた鋼板巻き立て補強柱の補修前後の耐荷力や変形 性能を比較し, 補修効果について考察した。ここで, No.2 試験体については, 1 度目の載荷実験を「初期損傷時」, 補修後の 2 度目の載荷実験を「補修後」とする。

2.2 試験体の諸元

試験体 No.1 および No.2 の構造一般図を, 図-1 および図-2 に示す。材料試験結果を, 表-1 に示す。また, 試験体 No.1 の外観を, 写真-1 示す。



材料		コンクリート			間詰め		+= 107++		軸方向鉄筋		帯鉄筋		鋼板		
		柱部		フーチング部 モルク		タル	佣修材		(D32-SD345)		(<i>\alphi</i> 9-SR235)		(t=6,SS400)		
試験体		f'c	Ec	f'c	Ec	f'c	Ec	f'c	$E_{\rm c}$	$f_{\rm sy}$	$E_{\rm s}$	$f_{\rm wy}$	$E_{\rm s}$	f_{sy}	E_s
No.1		29.5	23.7	33.4	—	—	—			361	191	371	201	294	210
No.2	初期損傷	23.4	24.8	23.9	25.3	61.0	21.5			202	100	276	212	202	102
	補修後	24.3	26.2	24.9	25.0	65.2	22.1	65.2	18.5	382	382 182	182	2 370	213	303

表-1 コンクリート, 鋼材および補修材の材料試験結果

f'c: 圧縮強度(N/mm²), E_c, E_s: ヤング係数(kN/mm²), f_{sy}, f_{wy}: 降伏強度(N/mm²), 表は試験日の材料試験結果

試験体 No.1 および No.2 は, 鉄道 RC ラーメン高架橋 の実大柱を模擬し, 800mm 角の RC 柱に間詰めモルタ ル分 30mm を考慮して 860mm 角とし,補強鋼板 t=6mm を巻き立てた試験体である。せん断スパン比 a/d=3.9(a: せん断スパン, d: 有効高さ), 骨材の最大粒 径 D_{max}=25mm とした。試験体 No.1 の補強鋼板は, 取り 外しができるようにせん断面の中央で縦に 2 分割し,

ボルトにより締結した。試験体 No.2 の基部は,50mm のあきを設け,800mm 角の断面とした。また,試験体 No.1 および No.2 の配筋状態は同一とし,帯鉄筋比 p_w は柱基部が 0.22%,柱一般部が 0.11%とした。無補強の 場合には,耐力比 $V_{mu}/V_{yd}(V_{mu}=M_u/a, M_u:曲げ耐力, V_{yd}:$ せん断耐力)は,試験体 No.1 が 1.47,試験体 No.2 が 1.54であり,せん断破壊型となる。軸方向力 N は,地震時に発生する軸圧縮力を想定し,2,352kN(軸方向応力 $<math>\sigma_N=3.68N/mm^2$)とした。間詰めモルタルは,補強工法で 一般的に用いられているセメント系材料を用いた¹⁾。

2.3 載荷方法

載荷は、部材角を 1/200, 1/100, 2/100, 3/100, 4/100, 5/100 および 6/100 と増加させる 3 回繰返しの正負交番載 荷とした。ここで、部材角 1/200 は $1\delta_y$ (δ_y : 軸方向鉄筋 が初めて降伏ひずみに達したときの変位)程度である。 なお、試験体 No.2 に与えた初期損傷時の最大変位は、終 局状態程度とし、部材角 5/100 までとした。

2.4 補修材料および補修方法

補修材の材料試験結果を,表-1 に示す。また,損傷 した柱基部の補修材の注入状況を,写真-2 に示す。

補修は、損傷したコアコンクリートは撤去せず、セメ ントスラリーを注入する方法とした。なお、補強鋼板下 端の除去できる範囲にある、はく離・はく落したかぶり コンクリートは撤去した。補修方法は、まず、写真-2 に示すように補強鋼板がはらみ出した 1D 区間程度に対 して、ドリルで鋼板に穴を開け、注入用のパイプ(φ10mm) を設置した。パイプの位置は、損傷範囲の上部、中部、 下部とした。次に、写真-2 に示すように、急結無収縮 モルタルを柱下部に設置することによりシーリングを 行い、補修材の目詰まりを防ぐため、電動ポンプを用い て下部から 100L 程度の水通しを行った。その後、補修 材を注入した。補修材の注入はパイプや空気抜き穴を確





写真-1 試験体 No.1

|写真-2||補修材の注入状況|

認しながら電動ポンプを用いて下部のパイプから 60 分かけて 80L 程度を注入し、続いて、手押しポンプを用い て中上部から 30 分かけて 10L 程度を注入した。補修後 は、柱下端の断面形状が初期損傷時とほぼ同じとなるように、硬化したシーリング用のモルタルをはつりとった。

補修材は、早期復旧を目的として、比較的安価で震災 時にどの地域でも入手が可能と考えられる、無収縮セメ ントスラリーとし、3 日強度が既存 RC 柱の設計基準程 度に達する早強タイプを用いた。また、補修材の充填性 を確認するために、柱の損傷部を模擬した試験体を製作 し、充填状況の確認を行った。その結果、コンクリート のはく離・はく落や軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコン クリートの損傷程度と考えられる、2mm 程度以上の隙間 であれば十分充填が可能であることを確認した。載荷試 験時の補修材の配合などは、セメント 20kg、水 6.4kg、 W/C=32%、水温 24℃、練り上がり温度 31℃、J14 ロート 流下時間 4.9sec、JA ロート流下時間 156sec である。

2.5 試験体 No.1 の実験結果

(1) 損傷状況

写真-3に、試験体 No.1 の部材角 1/200, 3/100, 4/100 および 6/100 における柱基部の損傷状況を示す。表中の 内部の損傷状況は、3 回繰返し載荷後に水平変位をゼロ とした時のものである。部材角 3/100 時の補強鋼板の取 り付け時には、荷重低下の懸念から、はく落したかぶり コンクリートをできるだけ元の位置に戻すこととした。

表より、1 δ_y 程度となる部材角 1/200 では曲げひび割れ が発生し、最大荷重付近となる部材角 3/100 では内部コ ンクリートに多数の曲げひび割れが発生し、補強鋼板を 取り外すと、載荷面のかぶりコンクリートのはく離が生 じていた。このとき、補強鋼板は若干はらみ出した。こ の段階では、軸方向鉄筋の座屈は確認できなかったこと や、後述する、柱下端に補強鋼板のあきを 50mm 確保し た試験体 No.2 の部材角 3/100 では同様なはらみ出しは確 認できなかったことから、主に、補強鋼板下端がフーチ ング上面に接触したことにより補強鋼板のはらみ出し が生じたものと考えられる。荷重低下が始まった段階と なる部材角 4/100 では、補強鋼板のはらみ出しが顕著と なり、はらみ出し量は 60mm 程度であった。部材角 5/100 では、さらに増加し 80mm 程度となった。終局状態とな る部材角 6/100 では、軸方向鉄筋は座屈し、内部コンク リートは大きく損傷した。また、補強鋼板も著しくはら み出し、内部のかぶりコンクリートが砕け、ガラとなっ て補強鋼板の下から崩れ出した。この時の最大はらみ出 し量は、85mm 程度となった。

(2) 荷重-変位関係

試験体 No.1 の荷重-変位関係を,図-3 に示す。図中 には、軸方向鉄筋の降伏点と、鋼板巻き立て補強指針¹⁾ に基づいた荷重-変位関係(以下,骨格曲線という)の 計算値を示す。

試験体 No.1 の荷重-変位関係は,部材角 1/200 程度で 軸方向鉄筋が降伏し,部材角 3/100 程度で最大荷重に達 した。その後,部材角 4/100 で荷重が低下し,部材角 6/100 で終局状態となった。計算値と実験結果を比較すると, 降伏荷重点および最大荷重点では,実験結果の方が大き な値となっている。これは,計算上は,補強鋼板を考慮 しない RC 断面から荷重を算定しているが,補強鋼板の 拘束等による効果が影響しているものと考えられる。こ れについては,既往の研究⁶においても同様な傾向がみ られている。また,ほぼ終局変位である部材角 6/100 で 実験値が計算値を下回った。これは,補強鋼板を取り外 した際に,かぶりコンクリートがはく落し,その一部を 完全にもとに戻すことができなかったことが影響して いると考えられる。

載荷実験より,最大荷重付近までは軸方向鉄筋は座屈 せず,それ以降に座屈や耐力低下が確認されたことから, 既往の RC 部材に対する研究³⁾と同様に,最大荷重付近 までは耐荷性能上は補修は必要なく,それ以降は部材性 能の回復のための補修が必要になると考えられる。

2.6 試験体 No.2 の実験結果

(1) 初期損傷時の荷重-変位関係および損傷状況

試験体 No.2 の初期損傷時の荷重-変位関係を,図-4 に示す。図中には、軸方向鉄筋の降伏点と骨格曲線の計 算値¹⁾を示す。

図に示すように,部材角 1/200 程度で軸方向鉄筋が降 伏し,部材角 3/100 付近が最大荷重となった。その後, 荷重低下が顕著となった部材角 5/100 で載荷を終了した。 図-3 と図-4 の初期損傷時を比較すると,両者の荷重







-変位関係の傾向は概ね一致する結果であった。

(2) 補修後の損傷状況

試験体 No.2 の補修後の損傷状況を,写真-4 に示す。 部材角 3/100 程度までは補強鋼板のはらみ出し量は大 きくかわらず,初期損傷時のはらみ出し量から 10mm 程 度の増加であった。また,部材角 3/100 以降では補強鋼 板のはらみ出しが除々に進行し,部材角 6/100 になると 鋼板の最大はらみ出し量は 150mm 程度となり,初期損 傷時の最大はらみ出し量の 1.8 倍程度となった。さらに, 部材角 6/100 では,補強鋼板の隅角部に亀裂が入り,3 回繰返し載荷した後には大きく開いた。また,補強鋼板 内部については,部材角 3/100 程度までは補修材等の損 傷は軽微であったが,部材角 3/100 以降では,補修材が ガラとなって補強鋼板下端から排出され始め,部材角 6/100 では柱下端に多く排出された。

(3) 補修後の荷重-変位関係

補修後の荷重-変位関係を,初期損傷時と併せて,図 -4 に示す。また,表-2 に,初期損傷時と補修後の試 験体の剛性および荷重との比を示す。ここで,初期損傷 時の試験体の初期剛性は,全断面有効として計算より求 めたひび割れ荷重と,計算ひび割れ荷重時の変位の実験 値から求めた割線剛性とした。補修後の試験体の初期剛 性は,初期損傷時の計算ひび割れ荷重と,そのときの補 修後試験体の変位の実験値から求めた割線剛性とした。 また,初期損傷時の降伏剛性は,軸方向鉄筋の降伏点と 原点とを結ぶ割線剛性とし,補修後の試験体の降伏剛性 は,初期損傷時の降伏荷重とほぼ荷重が等しい部材角 2/100 のピークと原点とを結ぶ割線剛性とした。

図および表に示すように、初期剛性は損傷前の 0.45 倍, 最大荷重は 0.85 倍となった。部材性能は、損傷前の剛性 および耐荷力までは回復しなかったが、早期復旧を目的 とした簡易な補修方法における剛性,最大荷重の回復の 程度を把握できた。

3. 本補修方法の適用性に関する動的解析

3.1 解析概要

解析では、地震により被災し、損傷を受けた鋼板巻き 立て補強柱を有する鉄道 RC ラーメン高架橋を対象とし て、補強柱を応急復旧した場合を想定した解析モデルを 構築した。そして、動的解析法を用いて、構造物の耐震 性能の照査⁷¹および列車の走行安全性の照査⁸⁰を行った。 応急復旧の方法としては、本研究で行った補強鋼板を撤 去せずに、柱基部の損傷部に補修材を注入するものを想 定した。ここで、本研究では、補修後の部材性能を一般 化するまでには至っていないため、解析においては、RC ラーメン高架橋の使用材料や柱の形状および配筋状態 は、実験と同一とし、実験により得られた補修後の荷重 一変位関係をモデル化したものを用いた。

3.2 解析条件

(1) 対象構造物

解析対象とした鉄道 RC ラーメン高架橋の一般図,お よび鋼板巻き立て補強柱の断面図を,図-5 に示す。構 造物は, RC ビームスラブ式ラーメン高架橋で,基礎は, 杭長 5.0m の群杭式で,地中梁を有するものとした。地 盤は G2 地盤^のであり,良質な地盤である。

(2) 解析モデル

解析モデルおよび柱の非線形モデルを、図-6 および 図-7 示す。解析モデルは、多質点系のはりーばねモデ ルとして、構造部材をはりに、柱および地盤の非線形特 性をばねによりモデル化し構造物自重や列車荷重を、図 -6 に示すように、はりの端部に質点として与えた。鋼

写真-4 柱基部の損傷状況(試験体 No. 2 の補修後)



図-4 荷重-変位関係(試験体 No. 2)

表 — 2	初期損傷時	と補修後の剛性お	よび荷重の比較
1 4	の方見の町		6 0 P ± V - L + X

試験体	初期剛性 (kN/mm)	降伏剛性 (kN/mm)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
初期損傷	92.9	38.9	752	957
補修後	41.6	12.2	735 ^{**2}	818
比率*1	0.45	0.31	0.98	0.85

*1:比率は、補修後の値と初期損傷時の値の比

**2: 部材角 2/100 における荷重の値

板巻き立て補強した柱の非線形特性は、図-7のように モデル化し、初期損傷時については図-4中の計算値(初 期損傷)の骨格曲線¹⁾とした。補修後については表-2 の剛性および荷重の比較結果を参考に、初期剛性を初期 損傷時の0.45倍、最大荷重を0.85倍とし、図-4中に示 す骨格曲線とした。降伏荷重は、最大荷重と同様に、初 期損傷時の0.85倍とし、第2剛性倍率(第2剛性と初期 剛性の比)、第3勾配および第4勾配は初期損傷時のも のと同一とした。上層梁と地中梁は、兵庫県南部地震等 の過去の地震被害でも軽微な損傷であったことから、弾 性モデルとした。減衰は、部材別剛性比例減衰とし、RC 部材は5%、地盤は10%とした。また、地震動は、単一 入力として、各地盤ばねに同一の加速度波を入力した。

(3) 解析方法

解析は、汎用の非線形骨組み解析プログラム RESP-T

を用いて,直接積分法(ニューマーク法 β=0.3)により, 積分間隔 0.001sec とし行った。

(4) 入力地震動

入力地震動は、本震が発生し構造物を応急復旧した後 に余震が発生することを想定し、本震と余震を設定した。

本震を想定した入力地震動は,鉄道標準^つに示される 内陸直下型地震動である,L2 地震動スペクトル II の G2 地盤用の地表面波形をもととし,初期損傷時の構造物の 損傷状態が終局状態程度になるように,振幅を 1.5 倍に 調整したものを用いた。このときの入力波の最大加速度 a_{max} は 1,364gal である。

余震規模については、不明な点が多く、新潟県中越地 震などのように本震に匹敵する余震が発生こともある が、本震に比べて地震動の規模は小さくなる傾向にあり、 最大余震のマグニチュードMは平均して本震のMより1 程度小さくなるといわれている⁹ことや、断層までの距 離を10kmと仮定すると、M8とM7では地表面加速度が 0.8倍程度になるという報告¹⁰⁾があることから、余震を 想定した入力地震動として、本震を想定した入力地震動 を 0.8倍に振幅調整した a_{max}=1,091gal の波を用いた。

3.3 解析結果

(1) 柱の変形性能について

本震が作用した場合の初期損傷時と補修後,および余 震が作用した場合の補修後における,左柱下端の曲げモ ーメントー部材角関係を図-8 に示す。なお,構造物全 体系の変形性能の照査は,最も損傷の進行が早い左柱下 端部の変形性能を照査することで確認することとした⁷⁾。 また,図中には,鉄道構造物の設計において部材の終局 状態として図-7 に示すように定義されている損傷レベ ル3の限界値⁷を示す。

解析結果より,補修後に本震が作用した場合には,応 答部材角が損傷レベル3の限界値を超える結果となった。 一方,余震の場合には,限界値以下となった。本研究の 範囲では平均的な余震相当の地震動であれば,実験で示 した補修方法を用いた場合には,変形性能を確保できる ことがわかった。

(2) 列車の走行安全性について

一般的に、鉄道構造物については、損傷に対する照査 のほか、列車の走行性に対する照査が行われる。地震等 による損傷によって剛性が低下すると、列車の走行性の 低下が懸念される。そこで、補修後の構造物を対象とし て、地震時の列車の走行安全性に関する検討を行った。 なお、列車の走行安全性⁸⁹は、L1 地震動(*a*_{max}=137gal) ⁷⁾を対象としている。

検討方法は、図-9 に示すノモグラム⁸⁾を用いるもの で、地盤条件と構造物の等価固有周期がわかれば、簡易 的に列車の走行性の照査を行えるものである。図中のス



ペクトル強度 SI は、列車の走行安全性の指標であり、限 界値 SI_L より上側は走行性が危険な領域、下側は安全な 領域を示す。G0~G7 地盤は、地盤の状態を区別したも のであり、G0~G2 地盤は良質地盤、G3~G4 地盤は普通 地盤、G4~G7 地盤は軟弱地盤を示す。また、図中に初 期損傷時および補修後の T_{eq} を示す。

図に示すように、補修後の構造物の *T*_{eq} は、補修前の 1.2 倍程度となった。解析モデルは G2 地盤なので、図中



図-9 列車の走行安全性の判定図

の丸印に示すように、列車の走行安全性は問題ない。補 修後の実験結果では、剛性、荷重ともに初期損傷時に比 べて小さくなったが、*T*_{eq}は1.2倍程度であり、列車の走 行性に与える影響は小さいことがわかった。

また、一般的なラーメン高架橋の T_{eq} は、 $0.6\sim0.8sec$ 付近であることから、補修後においても、いずれの地盤 でも列車の走行性は満足されると考えられる。したがっ て、今回の研究で用いた補修方法を応急復旧として用い ても、列車の走行安全性に大きな影響を与えないと考え られる。ただし、2層高架橋など T_{eq} が大きくなる場合に は、軟弱地盤で問題となる場合があるので、別途検討が 必要であると考える。

4. まとめ

鋼板巻き立て補強柱の載荷実験,および補修後の構造 物を対象とした動的解析より,以下の知見が得られた。 (1)載荷実験による内部損傷状況の観察の結果,最大荷 重付近までは軸方向鉄筋は座屈せず,それ以降に座

屈や耐力低下が確認された。最大荷重付近までは耐 荷性能的には,補修は必要なく,それ以降は部材性 能回復のための補修が必要になると考えられる。

- (2) 補修後の実験結果から、剛性と最大荷重は補修前に 比べて低下し、損傷前の状態までは回復しないこと がわかった。また、提案した補修方法を用いること による剛性、最大荷重の回復の程度を把握できた。
- (3) 実験結果をもとに、補修後の鉄道 RC ラーメン高架橋 をモデル化し、動的解析により構造物の耐震性能に ついて検討した。その結果、柱の変形性能について は初期損傷時レベルの地震動に対しては限界値を超 えるものの、平均的な余震を想定し設定した、振幅 を 0.8 倍に調整した地震動は限界値以下となった。
- (4) 今回提案した方法により補修した場合,柱部材の剛 性に対しては低下するものの,構造物の固有周期は それほど長期化しなかった。そのため,列車の走行 安全性については,一般的な RC ラーメン高架橋であ れば安全領域にあることがわかった。

今後は,本補修方法を用いた場合の補修後の部材性能 の定式化等の検討を行う必要があると考える。

参考文献

- (財)鉄道総合技術研究所:既存鉄道コンクリート 高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て 補強編,1999.7
- 管野貴浩,土田大輔,松尾伸二,鈴木裕隆,高橋宏 幸,荻原郁男,森島啓行:新潟県中越地震を受けた 鋼板巻き耐震補強高架橋の調査,No.23, SED, 2005.2
- (二平達也,渡辺忠朋,滝本和志,笹谷輝勝,土屋智 史,原夏生,谷村幸裕,岡本大:損傷履歴を考慮し た修復部材の性能評価に関する一考察:土木学会論 文集 E, Vol.65, No.4, pp.490-507, 2009.11
- 4) 稲熊弘,関雅樹:鉄道高架橋の鋼板巻き補強柱の復 旧方法に関する実験的研究,コンクリート工学年次 論文集, Vol.27, No.2, 2005
- (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物),2004.4
- 5) 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, 1998.9
- (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計),1999.10
- (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限標準),1999.10
- 9) 気象庁ホームページ:http://www.seisvol.kishou.go.jp /eq/aftershocks/index_whats_aftershock.html
- 10) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮 した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築 学会構造系論文集, 第 523 号, pp.63-70, 1999.9