

有珠山噴火に伴う地殻変動により損傷を受けた 多径間ラーメン橋の解析

A Fiber Element Analysis on a Multi-span Continuous Bridge which suffered Damage due to Crustal Movement
resulted by Eruption of Mt. Usu

松川亮平¹⁾, 川島一彦²⁾, 渡邊学歩³⁾

Ryohei MATSUKAWA and Kazuhiko KAWASHIMA

1) 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

2) 工博, 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

3) 工博, 東京工業大学助手, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

The seismic performance of bridges which are subjected to fault displacements is of great importance. However because data available for such analysis is limited, damage of Izumino-sawa bridge resulted from crustal deformation by the eruption of Mt. Usu was analyzed for clarifying the dependence of damage on ground deformation. Damage data as well as crustal deformation which were carefully measured and recorded by JH and Professor N. Kishi was used. Based on a fiber element analysis on piers which suffered damage, it is found that the predicted damage degree correlates the actual damage degree.

Key Words: bridge, seismic design, fault displacement, fiber element analysis, seismic damage

キーワード: 橋梁, 耐震設計, 断層変位, ファイバー要素解析, 地震被害

1. まえがき

1999年トルコのボル地震やドュツェ地震, 台湾の集集地震では, 断層変位によって橋梁に甚大な被害が生じた。内陸活断層が多い我が国では, 将来, 活断層により橋梁に被害が生じることが懸念されている。しかしながら, こうした実例がまだ少ないことから, 断層変位による橋梁被害の実態がよくわかっていない。

2000年3月31日～4月1日に支笏洞爺国立公園に位置する有珠山で一連の噴火活動が生じ, これにより, 地殻変動による地表変動が生じた。このため, 有珠山の南西に位置する北海道自動車道虻田洞爺湖IC～伊達IC間の泉の沢橋においては, 約5mに及ぶ地盤の隆起が生じ, 桁や橋脚に大きな被害を受けた。被害状況はJH室蘭工事事務所と室蘭工業大学によって詳細に記録される¹⁾と同時に, 岸らによって桁および橋脚の三次元有限要素法を用いた数値解析が実施されている²⁾。また, Higashidaらによって, 復旧方法の検討が行われている³⁾。

噴火による地殻変動は, 地震時の断層変位のように断層面を境にして地盤の破壊が生じる訳ではなく, さらに, 地震動の同時作用もない。このため, 断層変位による橋梁の被害を推定するためには限界があるが, 地盤変動に

よって生じる橋梁の被害という視点では, 役に立つ情報が得られると考えられる。

このような視点から, 本文では, JHおよび室蘭工業大学における調査報告および岸らの解析に基づいて, 噴火活動による地殻変動による地表変状を断層変位と見立てて, 橋脚の被害に注目してこれと地表変状との関係を解析した。

2. 解析対象とする橋と損傷状況

泉の沢橋の特徴と被害状況, 周辺の地表変動に関しては, JH室蘭工事事務所・室蘭工業大学, および, 岸らによって詳細に報告されているので¹⁾²⁾, ここでは, 以下の解析に必要な最小限の事項についてのみ示すこととする。

泉の沢橋は, 4径間連続(A1～P4), 3@3径間連続(P4～P7, P7～P10, P10～P13), 2径間連続(P13～A2)のPCラーメン構造であり, 橋長は378mである。橋全体に被害を受けているが, ここでは, 図-1に示すように, P7～P10間の3径間連続部を取り出し, この部分を解析対象とすることとする。なお, 図中には後述する解析モデルも示している。P8, P9はラーメン構造であり桁と剛結されている。P7, P10では桁は積層ゴム支承で支持されている。

図-2に示すように, 桁はPCホロースラブである。図-3に示すように, P7～P10間の橋脚はRC製で, 橋軸方向の

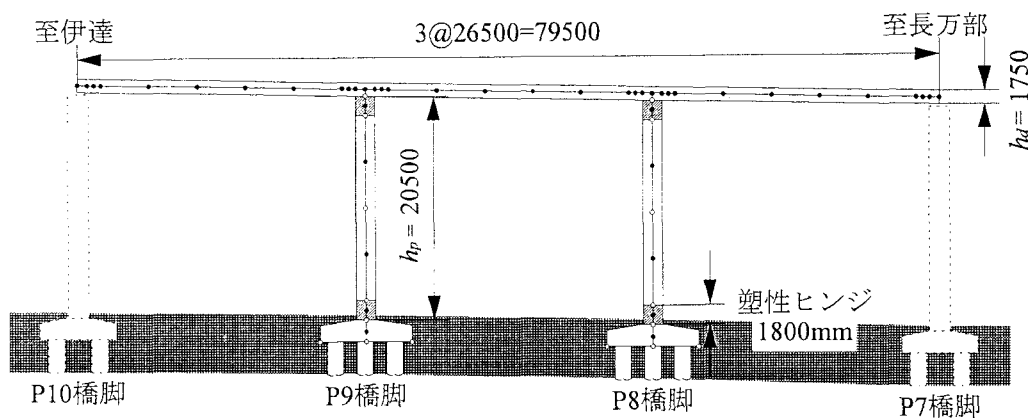


図-1 解析対象橋および解析モデル

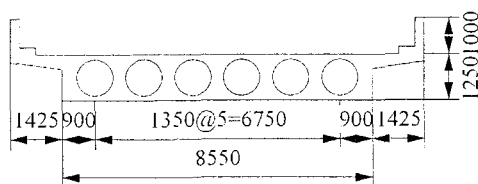


図-2 桁の断面

幅1.8m、橋軸直角方向の奥行き6.5mの矩形断面である。橋脚上部には橋軸直角方向に幅1.025mの張り出しが頂部から2mの範囲に設けられている。橋脚高さは約20.5mである。

橋脚断面は図-4に示すとおりであり、軸方向鉄筋にはD32 (SD295) が配置されており、橋脚頂部及び基部で軸方向鉄筋比を求めると、それぞれ1.13%、1.43%である。また、帯鉄筋、中間帯鉄筋にはD19 (SD295) が300mm間隔で配置されている。道路橋示方書に基づいて帯鉄筋比 (体積比) ρ_s を求めると、0.52%となる。コンクリートの設計基準強度は24MPaである。

P9橋脚周辺の地盤条件を示すと、図-5の通りである。地表面下28mにあるれき混じり砂質土層上面を耐震設計上の基盤面とみなすと、微小ひずみ時のせん断剛性を用いた表層地盤の固有周期は1.14秒程度であり、耐震設計上の地盤種別はIII種地盤と判定される。道路橋示方書に基づいて地震時保有耐力法に基づき耐震計算を行うと、直下型地震に相当するタイプII地震動に対するクラック、初期降伏、終局曲げモーメント M_c 、 M_{y0} 、 M_u はそれぞれ、11.16MN・m、33.33 MN・m、36.85 MN・m、この時の曲率 ϕ_c 、 ϕ_{y0} 、 ϕ_u はそれぞれ、 1.22×10^{-4} 、 1.27×10^{-3} 、0.0063となる。せん断耐力 P_s は8.23MNと終局曲げ耐力 M_u の1.74MNを上回っており、この橋脚は曲げ破壊先行型と判断される。

噴火前および噴火後のP7～P10のフーチングおよび桁の位置 (東西、南北、上下方向) が詳細に測定されている。図-6に示すように、フーチングに対しては4隅で移動量が測定されており、フーチングの並進、回転を求めることができる。また、桁の移動は中間橋脚上および端部において、それぞれ両端2カ所、中央部2カ所の計4箇所、

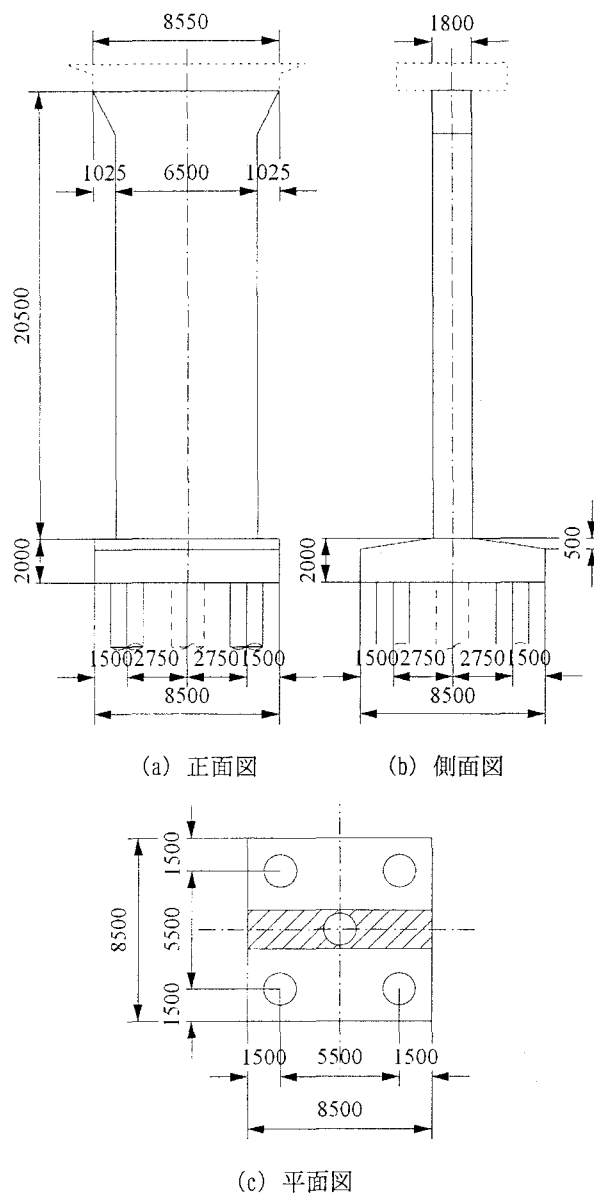


図-3 下部構造

上記のフーチング位置の測定に用いたと同一座標系を用いて測定されている。噴火前における東西(EW)、南北(NS)、上下(UD)方向に対するフーチングおよび桁のi点の位置をそれぞれ x_i^P 、 y_i^P 、 z_i^P 、噴火後におけるi点の

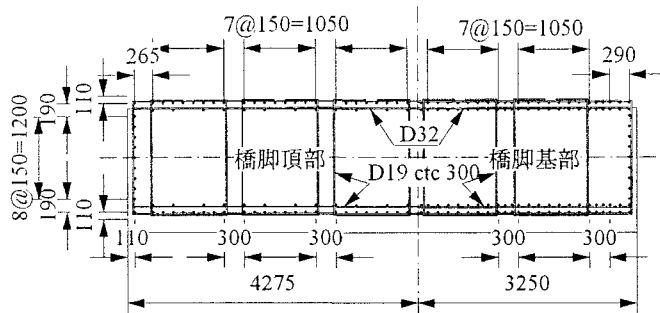


図-4 橋脚頭部および橋脚基部の配筋

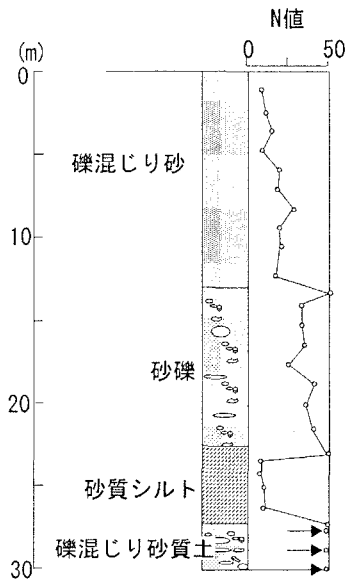


図-5 地盤条件

位置をそれぞれ x^E_i , y^E_i , z^E_i とすると、これらの座標値は表-1に示す通りである。ただし、ここには、P10のフーチング位置において、 $x^P_{10} = y^P_{10} = z^P_{10} = 0$ となるように座標軸を平行移動させた結果を示している。これによれば、噴火前に比較して噴火後には橋脚は、東西方向に4~4.5m程度、南北方向に2.3~2.6m程度、上下方向に0.7~3.5m程度移動していることがわかる。

噴火後のP7のフーチング中心とP10のフーチング中心を直線で結び、これを橋軸方向、これに直角方向を橋軸直角方向と定義し、表-1に示した変位を次式より橋軸方向成分 X^K_i 、橋軸直角方向成分 Y^K_i 、上下方向成分 Z^K_i に変換する。

$$\begin{bmatrix} X^K_i \\ Y^K_i \\ Z^K_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta^K & \sin\theta^K & 0 \\ -\sin\theta^K & \cos\theta^K & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x^K_i \\ y^K_i \\ z^K_i \end{bmatrix} \quad (K = P, E) \quad (1)$$

ここで、上添字PおよびEは、それぞれ、噴火前および噴火後の値であることを示す。また、 θ^K ($K = P, E$) は橋軸方向とEW方向とがなす角である。さらに噴火前に対する噴火後の相対移動量 ΔX_i , ΔY_i , ΔZ_i を次式のよう

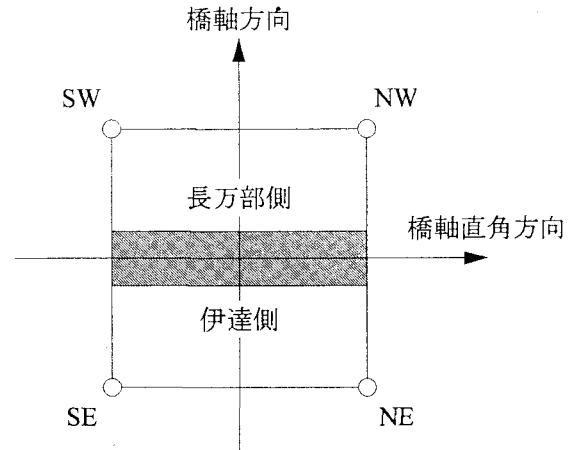


図-6 フーチングの4隅における上下方向相対移動量の測定位置

に定義する。

$$\begin{aligned} \Delta X_i &= X^E_i - X^P_i - X_0 \\ \Delta Y_i &= Y^E_i - Y^P_i - Y_0 \\ \Delta Z_i &= Z^E_i - Z^P_i - Z_0 \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} X_0 &= X^E_{10} - X^P_{10} \\ Y_0 &= Y^E_{10} - Y^P_{10} \\ Z_0 &= Z^E_{10} - Z^P_{10} \end{aligned} \quad (3)$$

式(3)で、 X_0 , Y_0 , Z_0 はP10のフーチング中心における相対移動量 ΔX , ΔY , ΔZ であり、P10位置のフーチングの中心において噴火後の相対移動量を0と見なした場合の各位置における“相対的な”相対移動量を求めるために式(2)に加えたものである。以下には、式(2)で求められる ΔX_i , ΔY_i , ΔZ_i を単に相対移動量と呼ぶこととする。

式(1)および式(2)により表-1に示した値から、相対移動量 ΔX_i , ΔY_i , ΔZ_i を求めると、表-2のようになる。これによれば、フーチング中央は橋軸方向や上下方向にはそれぞれ0.1~0.2m, 3.2~4m程度の相対移動をしているが、橋軸直角方向に対する相対移動は0.01m程度と限られた値である。一方、桁には、橋軸方向には0.13~0.19m, 橋軸直角方向には0.25~0.28m程度の相対移動が生じている。特に、橋軸直角方向の相対移動は橋脚によらずほぼ同程度である。これにはフーチングの回転も寄与しているため、橋軸まわりおよび橋軸直角軸まわりのフーチングの相対回転角 θ_x および θ_y を次式により求める。

$$\theta_x = \frac{\Delta Z_{SW} + \Delta Z_{SE} - (\Delta Z_{NW} + \Delta Z_{NE})}{2W_1}$$

$$\theta_y = \frac{\Delta Z_{NE} + \Delta Z_{SE} - (\Delta Z_{NW} + \Delta Z_{SW})}{2W_2} \quad (4)$$

表-1 地表変状によるフーチング及び桁の座標(m)

位置		噴火前						噴火後					
		x^P_i	y^P_i	z^P_i				x^E_i	y^E_i	z^E_i			
				NW	SW	NE	SE			NW	SW	NE	SE
フーチング	P7	74.60	-27.47	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	70.12	-30.03	2.38	2.30	2.29	2.21
	P8	49.74	-18.31	-0.84	-0.84	-0.84	-0.84	45.36	-20.80	2.91	2.81	2.85	2.76
	P9	24.87	-9.16	-0.31	-0.31	-0.31	-0.31	20.59	-11.54	3.19	3.11	3.12	3.05
	P10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-4.05	-2.31	3.30	3.20	3.26	3.18
桁	P7	74.12	-27.49	20.96				69.56	-30.33	24.83			
	P8	49.67	-18.49	21.48				45.21	-21.21	25.08			
	P9	24.80	-9.33	22.01				20.38	-11.94	25.34			
	P10	0.36	-0.33	22.53				-4.01	-2.85	25.68			

表-2 相対移動量 ΔX_i , ΔY_i , ΔZ_i

位置		ΔX_i	ΔY_i	ΔZ_i			
				NW	SW	NE	SE
フーチング	P7	-0.22	0.01	3.97	3.89	3.88	3.80
	P8	-0.15	-0.01	3.75	3.65	3.69	3.60
	P9	-0.10	0.01	3.50	3.42	3.43	3.36
	P10	0.00	0.00	3.30	3.20	3.26	3.18
桁	P7	-0.19	-0.28	3.86			
	P8	-0.15	-0.26	3.60			
	P9	-0.15	-0.25	3.33			
	P10	-0.13	-0.26	3.15			

ここで、 ΔZ_i ($i = NW, NE, SW, SE$)は表-2、図-6に示したフーチング4隅における上下方向の相対移動量、 W_1 、 W_2 はそれぞれ橋軸直角方向および橋軸方向のフーチング幅である。ここでは $W_1 = W_2 = 8.5m$ である。

フーチングが θ_x 、 θ_y だけ回転し、橋脚がこれに追従して回転したと仮定すると、橋脚上端に生じる橋軸方向、橋軸直角方向の水平変位 u_{py} 、 u_{px} は

$$\begin{aligned} u_{py} &= \theta_x \cdot (H_p + H_d) \\ u_{px} &= \theta_y \cdot (H_p + H_d) \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 H_p は橋脚高さ、 H_d は桁高である。

式(4)および(5)により、 θ_x 、 θ_y および u_{px} 、 u_{py} を各橋脚ごとに求めると、表-3のようになる。これによれば、式(5)による u_{py} は0.21~0.25mで、式(3)に示した橋軸直角方向への相対移動量0.25~0.28mとおおむね同程度である。したがって、表-2に示した橋軸直角方向への相対移動量は、橋軸直角方向へのフーチングの相対回転によって剛

表-3 フーチングの回転 θ_x 、 θ_y によって生じる橋脚上端における水平変位 u_{py} 、 u_{px}

位置	フーチングの回転角(rad)		橋脚頂部の変位(m)	
	θ_x	θ_y	u_{py}	u_{px}
P7	-0.0095	-0.010	-0.21	-0.23
P8	-0.011	-0.015	-0.25	-0.33
P9	-0.0093	-0.012	-0.21	-0.27
P10	-0.011	-0.014	-0.24	-0.31

体的に生じたものと考えることができる。

以上の点から、泉の沢橋のP7~P10の損傷は、主として橋軸方向面内の変形によって生じており、橋軸方向面外（橋軸直角方向）にはフーチングの回転に伴う剛体的な変形をしたと見ることができる。剛体的な回転によって、橋脚には変形や損傷は生じない。もちろん、橋軸直角方向にもフーチングの回転角がごくわずかに異なることに伴う橋全体系としての変形も生じたと考えられるが、この影響は限られていると考えられる。

P7~P9の損傷状況は、図-7に示す通りである。P10は目視可能な損傷を受けていないため、ここには示していない。P8、P9橋脚は、ともに橋脚上部では長万部側の面に、橋脚基部では伊達側の面に曲げ引張りひ割れが生じている。P7橋脚では伊達側の基部にだけ曲げクラック生じ、橋脚上部には損傷が生じていないが、これはP7橋脚が単柱式橋脚であるためである。

P8橋脚の水平クラックは、橋脚頂部（長万部側）では最大0.45mm程度、平均で0.3mm程度であり、また、橋脚基部（伊達側）では、最大0.35mm、平均で0.25mm程度である。水平クラックは橋脚基部の方が橋脚頂部よりも著しい。橋脚基部ではフーチングから7m程度の範囲にまでクラックが生じているが、ほとんどの水平クラックはフーチングから約3.6mの間に生じている。橋脚幅は1.8mであるから、これは橋脚幅の約2倍に相当する。橋脚上部

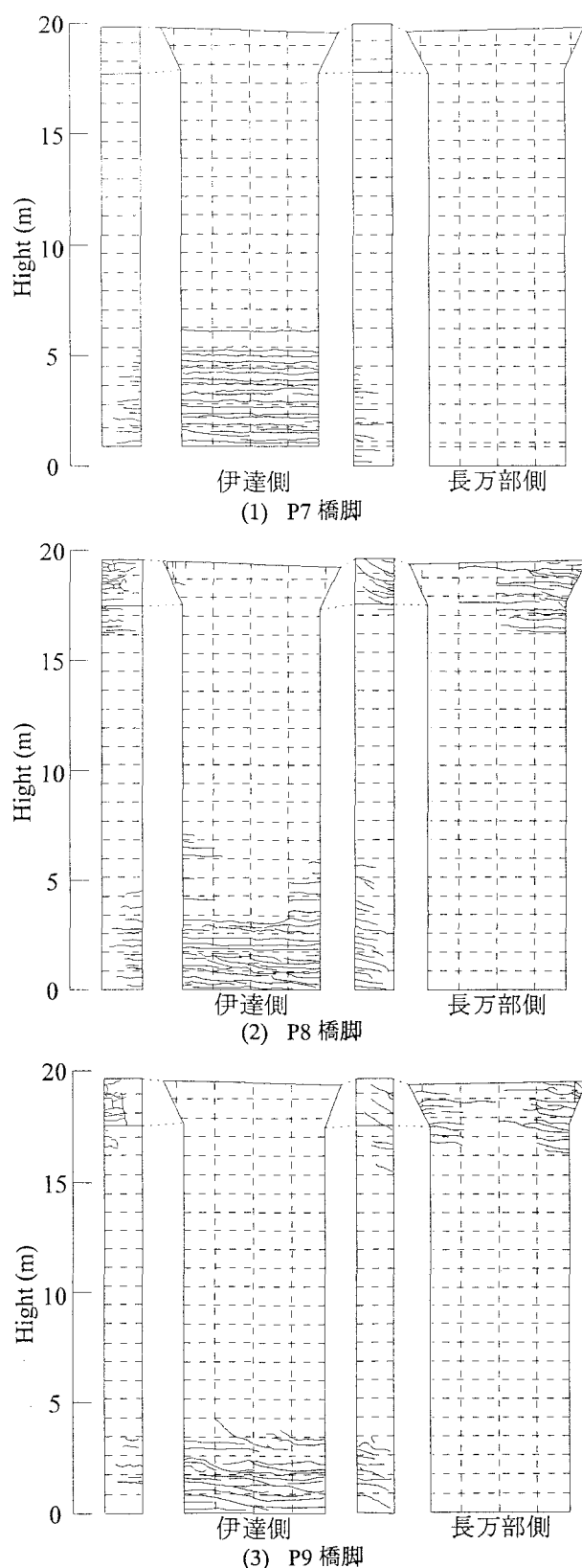


図-7 橋脚に生じた損傷状況

では、張り出しを含めて、橋脚頂部から3.5m程度の範囲にまでクラックが生じている。

これに対して、P9では、P8よりもクラックの本数が少ない。橋脚基部（伊達側）では、フーチングから3.6m程度の範囲に、最大で0.35mm、平均0.3mm程度の水平クラ

ックが、また、橋脚上部（長野側）では、橋脚頂部から3.5m程度の範囲に最大で0.4mm、平均0.25mm程度の水平クラックがそれぞれ生じている。

既往のRC橋脚の繰返し載荷実験結果から判断すると、このような損傷はどの程度の塑性変形を受けたことを表しているかの判断が重要である。1方向単調載荷を受けた場合には、繰返し載荷を受ける場合に比較して損傷が小さいこと⁴⁾、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の明らかな座屈等は生じていないこと等を総合すると、P8およびP9橋脚は降伏変位の2～4倍程度の塑性変形を受けたのではないかと推定される。

3. 橋脚の解析モデル化

P7およびP10は積層ゴム支承で支持されていることから、ここでは、P7～P10橋脚間の3径間連続桁とP8、P9から構成される構造系を前出の図-1に示すように取り出し、これを2次元骨組みモデルによって表すこととする。このモデルに対して、P8、P9のフーチング位置と、P7上、P10上の桁端部の相対移動量 ΔX_i 、 ΔZ_i を強制変位としてプッシュオーバーアナリシスを行うこととした。プッシュオーバーアナリシスでは相対移動量を50分割して構造系に与えた。

解析モデルでは、橋脚の塑性ヒンジ区間をファイバー要素によってモデル化した。塑性ヒンジ区間長は、図-7に示した損傷状況から橋脚幅に相当する長さとして仮定し、この区間を2層の1次元ファイバー要素によってモデル化した。1層のファイバー要素では、コアコンクリートを46、かぶりコンクリートを50分割した。

この区間では、コアコンクリートとかぶりコンクリートに分け、コンクリートの応力～ひずみ関係は、Hoshikumaらの横拘束モデル⁵⁾を用いてモデル化した。ただし、コアコンクリートにおいては最大応力 σ_{cc} に達した後、応力低下が $0.2\sigma_{cc}$ に達した段階では、それ以上のひずみ ϵ_c に対して応力は $0.2\sigma_{cc}$ を保つと仮定した。また、かぶりコンクリートでは、最大応力 σ_{cc} に達した後、応力は0にまで低下すると仮定した⁶⁾。

また、鉄筋の応力～ひずみ関係は、Menegotto and Pintoモデル⁷⁾をBauschinger効果をうまく再現できるようにした修正MPモデル⁸⁾を用いてモデル化した。

なお、コンクリート強度としては前述した設計基準強度を、また鉄筋強度としては、SD295の公称強度を用いた。

4. プッシュオーバーアナリシスによる橋脚の損傷

プッシュオーバーアナリシスによってフーチングに対するP8およびP9橋脚頂部の橋軸方向の相対変位を求めると、それぞれ-0.01m、-0.04mとなる。符号がマイナスということは、フーチングに対して桁は相対的に伊達側

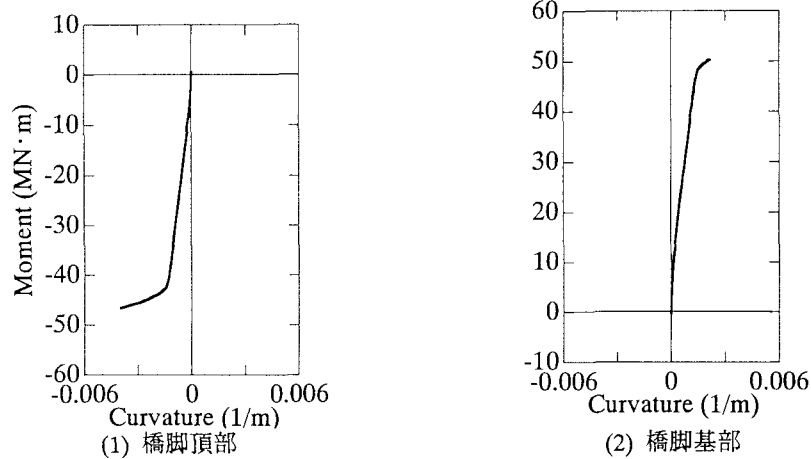
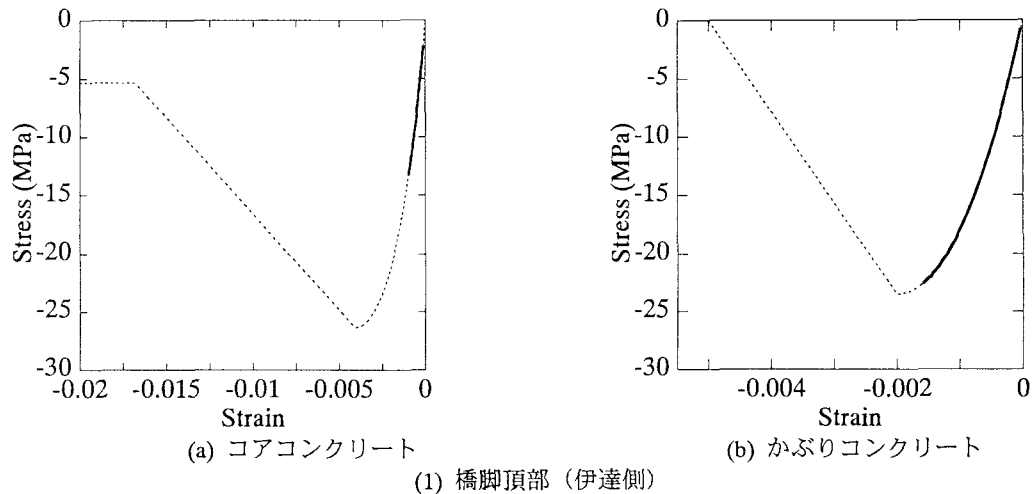
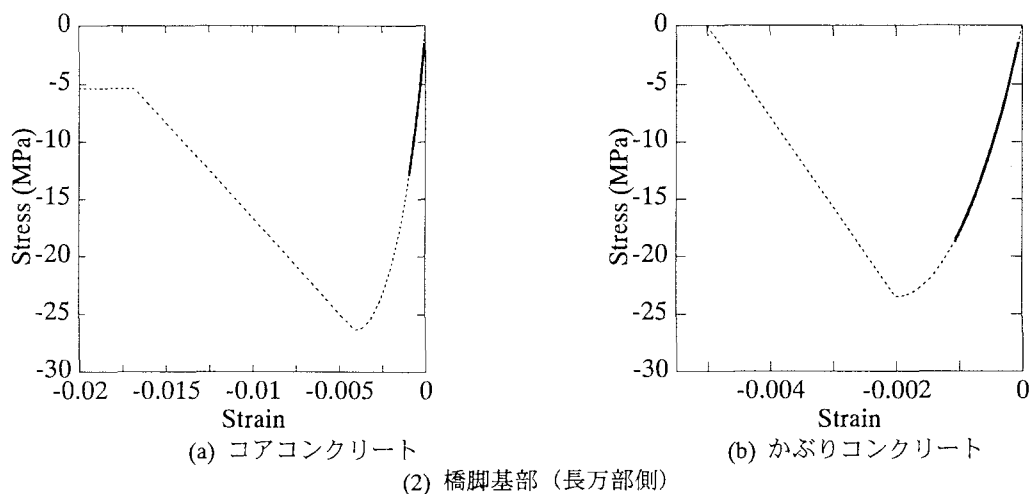


図-8 P8 橋脚のモーメント～曲率関係



(1) 橋脚頂部（伊達側）



(2) 橋脚基部（長万部側）

図-9 コアコンクリートおよびかぶりコンクリートの応力～ひずみ関係（P8 橋脚）

に移動したことを示している。一方、表-2に示した実測値からフーチングに対する桁の橋軸方向の相対変位をP8およびP9で求めると、それぞれ、0m、-0.05mとなり、プッシュオーバーアナリシスから求められる値と大きな矛盾はない。ただし、橋軸方向の相対変位はこのような小さく、これが泉の沢橋の被害に与えた影響は限定的であると考えられる。したがって、泉の沢橋の被害に寄与したのは地盤の隆起に伴うフーチングの橋軸直角まわりの回転と橋脚の上下方向変位と考えられる。

P8橋脚基部の塑性ヒンジに生じたモーメント～曲率関係を示すと、図-8のようになる。橋脚は頂部、基部ともに塑性化し、曲率応答じん性率は、橋脚頂部では3、橋脚基部では1.7となる。

一方、このときにコアコンクリートおよびかぶりコンクリートに生じる応力～ひずみ関係を橋脚頂部では伊達側の側面、橋脚基部では長万部側の側面に対して示すと図-9のようになる。いずれも断面の最外縁に位置するファイバーで計算された応力～ひずみ関係である。橋脚頂

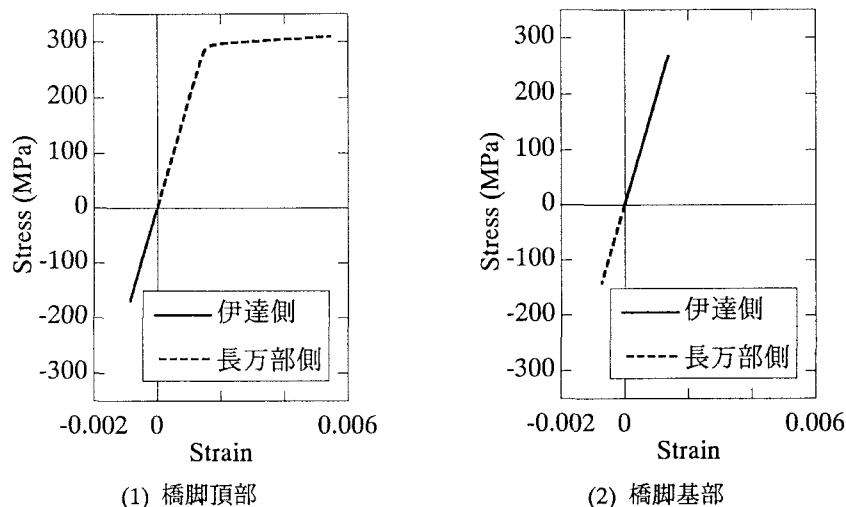


図-10 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係 (P8 橋脚)

部を例にとると、かぶりコンクリートではほぼ最大応力 σ_{cc} に達しているが、コアコンクリートでは、まだ最大応力は最大応力 σ_{cc} の60%程度に過ぎない。また、鉄筋の応力～ひずみ関係は、図-10のようになる。引張側および圧縮側の両方の結果を示している。これによれば、橋脚基部および頂部ともに引張側には軸方向鉄筋は降伏し、橋脚頂部では5,500 μ 程度のひずみが生じている。

すなわち、P8橋脚では、引張側軸方向鉄筋は降伏し、圧縮側ではかぶりコンクリートは最外縁位置においてほぼ最大応力 σ_{cc} の手前あたりにきているが、コアコンクリートは最外縁位置においてもまだ最大応力 σ_{cc} の60%程度の値であるといえることができる。

したがって、既往のRC橋脚の繰り返し載荷実験とファイバー要素解析との比較から見ると、この程度の段階では橋脚には引張側に水平クラックが生じ、かぶりコンクリートはごく部分的に剥離するが、まだ剥落しない^{9), 10)}。コアコンクリートは最大応力 σ_{cc} に達しておらず、軸方向鉄筋は引張降伏するが、まだ座屈は生じない程度の状態と推測される。

以上のように、噴火前後のフーチング及び桁の変位を基にプッシュオーバーアナリシスによって求めた橋脚の損傷状況は、従来の橋脚モデルの繰り返し載荷実験から推定される損傷状況と大きな矛盾はない。本解析は噴火による地殻変動に対する橋梁の損傷を対称としているが、本解析から得られた知見は断層変位による橋梁の損傷を解析する際に有効であると考えられる。

5. 結論

噴火に伴う地殻変動によって生じた泉の沢橋の被害を断層変位に伴う被害と見立てて、P8, P9橋脚の損傷に注目したプッシュオーバーアナリシスを行った。実測値とファイバー要素解析に基づく被災度の推定はいずれもかなりの幅を有しているため、概略の推定しかできないが、本検

討から得られた泉の沢橋の被災度について得られた結論は、以下の通りである

- 1) P7~P10間のラーメン橋は、式(1)による座標系において、橋軸まわりのフーチングの回転に伴い、橋軸直角方向へはおおむね剛体的に回転した。ただし、この方向に対するP7~P10間のフーチングの相対移動量は小さい。したがって、噴火による被害は主として橋軸直角方向軸まわりのフーチング回転と上下方向への地盤変動に伴って生じたと考えられる。
- 2) プッシュオーバーアナリシスにより、境界部（フーチングおよび桁端）で観測された相対移動量を強制変位として橋に与えると、おおむね損傷状態と矛盾のない変形が生じる。
- 3) P8およびP9橋脚をファイバー要素モデルで解析すると、これらの橋脚では、かぶりコンクリートの最外縁では最大応力かその手前、コアコンクリートの最外縁では最大応力 σ_{cc} の60%程度の応力となっている。また、軸方向鉄筋は引張側で降伏している。これを現在までに行われた繰り返し載荷実験とファイバー要素解析との比較に基づいて判断すると、橋脚には水平曲げひび割れが生じる程度の損傷と推測される。これは、実際に生じた損傷状態と大きな矛盾はない。

謝辞

本解析を実施するに際して、室蘭工業大学の岸徳光先生及びJH本社構造技術課の角昌隆課長（当時）に大変お世話になった。特に、岸徳光先生には資料の収集を始め、被害状況全般に関して懇切にご指導いただいた。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) JH室蘭管理事務所、室蘭工業大学：有珠山火山災害を受けた多径間PC中空ラーメン橋の復旧工法に関する数値解析的検討，2001

- 2) 岸徳光, 小室雅人, 栗原浩, 多田誠: 有珠山噴火に伴う地核変動を受けた泉の沢橋の損傷に関する数位置シミュレーション, 構造工学論文集, Vol. 48A, 999-1010, 2002
- 3) Higashida, N., Tamura, Y., Nakamura, H., Miyake, M. and Kikuchi, H.: Repairing Mesasures for Expressway Bridges Damaged by the Eruption of the Mount Usu, Structural Engineers World Congress, Paper No. T8-1-1 (CD-ROM), 1-6, 2002, Osaka, Japan
- 4) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 43A, 849-858, 1997
- 5) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, 125-5, 624-633, 1997.
- 6) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No. 654/I-52, 297-316, 2000
- 7) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of LABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp15-22, 1973.
- 8) 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, pp. 159-169, 2003
- 9) 松川亮平, 川島一彦, 庄司学: 載荷履歴が円形断面鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力及び変形性能に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 752/I-66, pp. 105-117, 2004
- 10) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 2方向地震力を受けるRC橋脚の耐震性に関する研究, 土木学会論文集, No. 759, pp. 79-98, 2004

(2004年9月17日受付)