構造工学論文集　Vol.48A(2002年3月)　　土木学会

有珠山噴火に伴う地殻変動を受けた泉の沢橋の損傷に関する数値シミュレーション

Numerical simulation of damage of Izumi-no-sawa Bridge under crustal-movements due to eruption of Mt. Usu

岸　徳光*，小室雅人**，栗原　浩***，多田　誠****
Norimitsu KISHI, Masato KOMURO, Hiroshi KURIHARA and Makoto TADA

*工博　室蘭工業大学教授　工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）
**博（工）　室蘭工業大学助手　工学部建設システム工学科（〒050-8585 室蘭市水元町27-1）
***日本道路公団北海道支社工務助役　室蘭管理事務所（〒050-0055 室蘭市崎守町316-3）
****日本道路公団北海道支社　室蘭管理事務所（〒050-0055 室蘭市崎守町316-3）

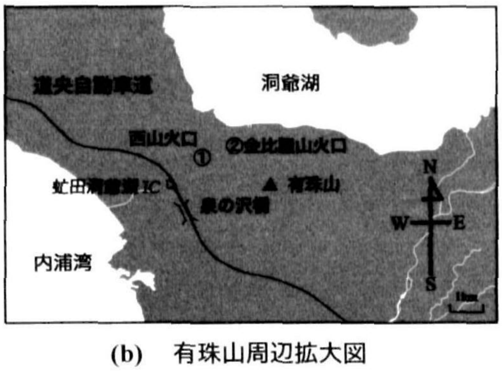
A multi-span Prestressed-Concrete hollow rigid-frame bridge has been constructed near Mt.Usu as a part of Central Hokkaido Expressway by Japan Highway Public Corporation, which is named as Izumi-no-sawa Bridge. The bridge suffered severe crustal-movements due to eruption of Mt.Usu occurred in March 2000. In this paper, in order to investigate the influence of the crustal-movements on the bridge, static force-displacement analysis is performed by means of 3D elastic finite element method taking geometrical nonlinearity into account. From this study, following results are obtained: 1) the big tensile stress develops in the bridge piers and girders due to crustal-movements ; and 2) damaged area of each Reinforced Concrete pier can be estimated by this numerical analysis.

Key Words : Mt. Usu, crustal-movements, PC rigid-frame bridge, forced-displacement analysis
キーワード：有珠山，地殻変動，PCラーメン橋，強制変位解析

1. はじめに

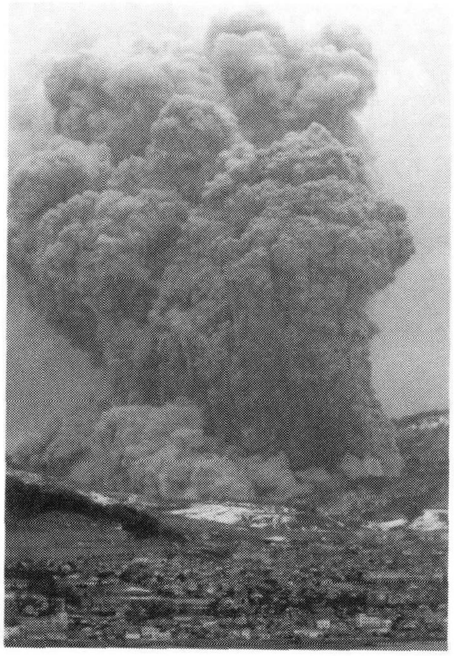
支笏洞爺国立公園に位置する有珠山（**図－1a**参照）は，平成12年3月31日13：10，23年ぶりに有珠山西方の西山・西山麓において上空3,500 mにおよぶ噴煙を上げた（**写真－1**参照）．その翌日4月1日には，北西側の金比羅山北西山腹で新たな火口が形成され，2つの火口群で活発な噴火活動が続いた．その後，地震回数は激減したものの，両火口群からの噴火活動が継続し，またそれに伴う地殻変動により各地で地表変形が発生した．有珠山南西に位置する日本道路公団北海道支社室蘭管理事務所管内の道央自動車道虻田洞爺湖IC付近の道路構造物は，火口群から700 m程度と近いため，この地表変形により，路線の水平・鉛直移動によって大きな損傷を受けた[1),2)]．**写真－2**には，その被災状況の一例を示している．写真より，噴火に伴う地殻変動および噴石により，橋梁高欄部の目地の開き（**a図**），舗装路面への噴石飛来（**b図**），飛雪防止柵の破損（**c図**）など大きな被害が生じた．特に道央自動車道虻田洞爺湖ICから伊達IC間に位置する泉の沢橋付近（**図－1b**参照）では，約5 mの地盤降

(a)　有珠山の位置

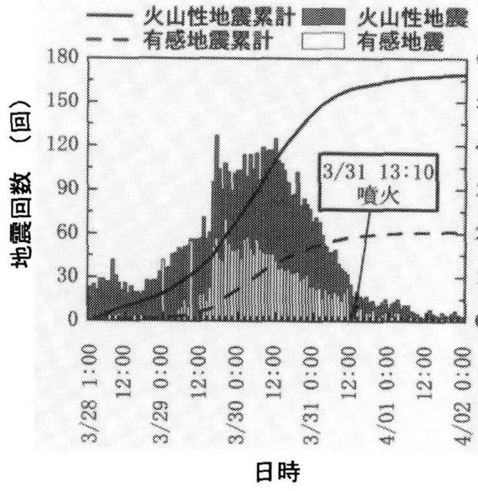


(b)　有珠山周辺拡大図

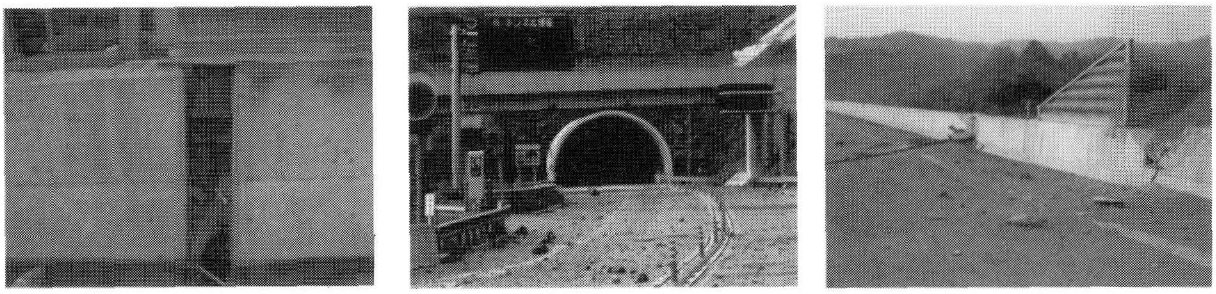
図－1　有珠山の位置および周辺拡大図



写真－１　噴火状況（毎日新聞社提供）



図－２　地震回数の時間的変化（2000.3.28～4.2）
（日本気象協会北海道支社提供資料）



(a)　高欄部目地の開き
（泉の沢橋，P4 橋脚上部）

(b)　噴石飛来による損傷
（洞爺トンネル付近）

(c)　飛雪防止柵の破損
（板谷沢橋）

写真－２　地殻変動に伴う高速道路構造物の被災状況[2)]

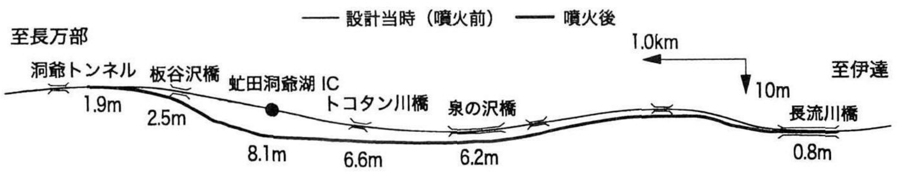
起が発生し，その影響により橋桁，橋脚および基礎杭にひび割れ等の損傷が生じた．なお，日本道路公団では，噴火直前に伊達 IC から豊浦 IC 区間においてドライバーの交通安全性を確保するため通行止めとし，また噴火直後には災害対策基本法に基づく通行止め処置を行った．その後噴火の沈静化と共に，これらの損傷を受けた道路構造物の被害状況およびその復旧対策等の調査・検討が行われた．

本論文は，有珠山噴火に伴う地殻変動により損傷を受けた道路構造物の中で，比較的損傷の程度が大きく，復旧作業が困難と予想された多径間 PC 中空ラーメン橋である泉の沢橋（全長 378 m）を対象に各橋脚フーチング部に地殻変動に伴う不等変位を入力した有限要素法による数値解析を実施した．ここでは，上部工および橋脚に関する損傷状況と比較することによって，泉の沢橋におよぼす地殻変動の影響等について詳細に検討している．さらに，復旧・補修作業を想定し，橋脚天端部に設置されているアンカーバーを除去した解析を実施し，橋梁全体の安全性に関する検討を行っている．なお，本数値解析には三次元有限要素法に基づく構造解析用汎用プログラム ABAQUS[3)]を用いている．

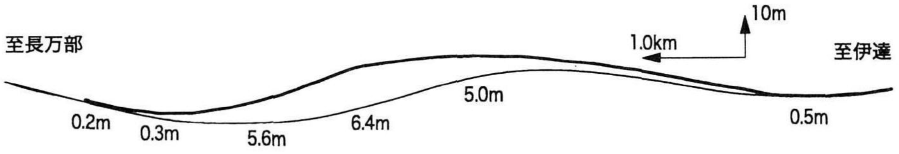
2.　有珠山噴火とそれに伴う地表変形の概要

2.1　噴火の経緯

有珠山は日本有数の活火山であり，これまで計 7 回の噴火が確認されている[4)]．今回の噴火は，1977 年に発生して以来 23 年ぶりの出来事である．図－２には，噴火前後における地震回数の時間的変化を示している[2)]．噴火の 3 日前より，有珠山周辺を震源とする無感・有感地震が急激に増加し，1 時間毎の地震回数（振幅 3 μm 以上）は，120 回程度までに達した．そして，3 月 31 日 13:10



(a)　平面変形状態



(b)　縦断変形状態

図－3　有珠山近傍道央自動車道の変形状態

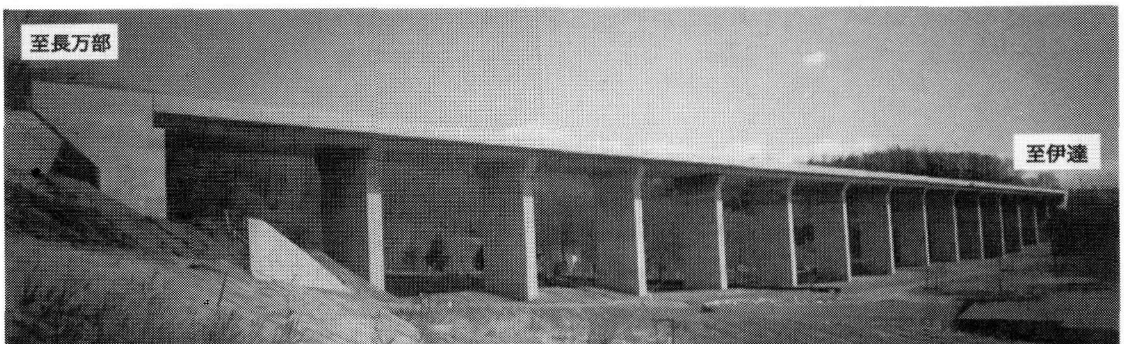
表－1　泉の沢橋の構造諸元

上 部 工 形 式

区間		A1～P4	P4～P7	P7～P10	P10～P13	P13～A2
構造形式		連続ラーメン PC 中空床版				
有効幅員 (m)		10.4				
径間数		4	3			2
橋長 (m)		93.300	79.500			46.200
桁長 (m)		93.210	79.435	79.450	79.445	46.135
支間割り (m)		22.825+2×23.350+22.825	26.050+26.500+26.050			226.25+22.625
支承条件	可動	A1, P4	P4, P7	P7, P10	P10, P13	P13
	剛結	P1, P2, P3	P5, P6	P8, P9	P11, P12	P14
	ヒンジ	–	–	–	–	A2

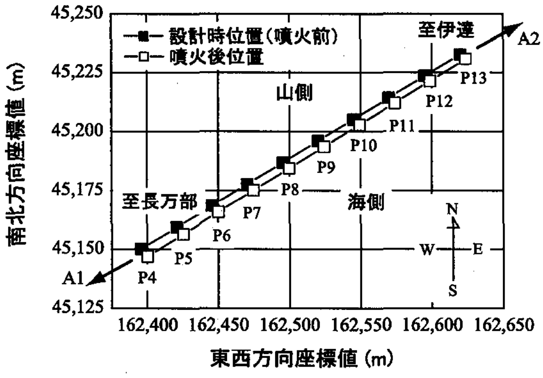
下 部 工 形 式

区間		A1	P1	P2	P3	P4,P13	P7, P10	P5, P6, P8, P9, P11, P12	P14	A2
橋脚	形式	壁式橋脚								
	寸法 (m)	–	6.5×1.8			6.5×1.9		6.5×1.8		–
	高さ (m)	12.0	18.0	18.5	19.5	20.5	22.5		14.0	9.0
基礎		場所打ち RC 杭								

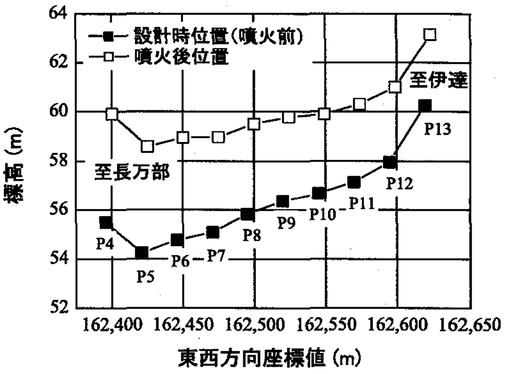


写真－3　泉の沢橋の全景（完成当時：平成 5 年）

には西山・西山麓において噴火を開始した．噴煙は上空 3,500 m にも達し，西～西南西の風に乗り支笏湖から札幌方面へと広がった．翌 4 月 1 日には再び西山・西山麓の火口から 2 回目の噴火が発生し，その後有珠山北西側の金比羅山北西山麓で新たな火口が形成された．最大地震は同日，北海道胆振支庁西部の壮瞥町壮瞥温泉にてマグニチュード 4.8, 震度 5 弱を記録した．その翌日以降, 地震回数は激減している．気象庁からは，地震回数が 2001 年 2 月の段階で 1 日当たり数回程度となっており，ほぼ噴火以前の活動レベルに戻っているとの報告がなされている．

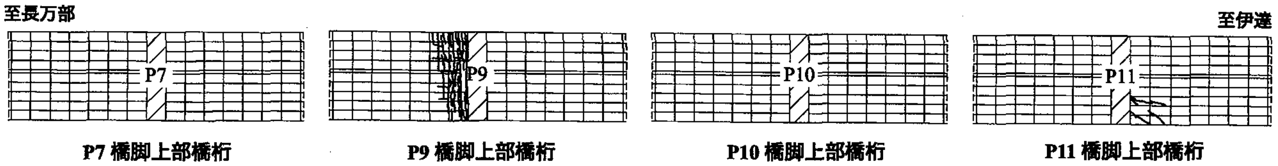


(a)　水平方向

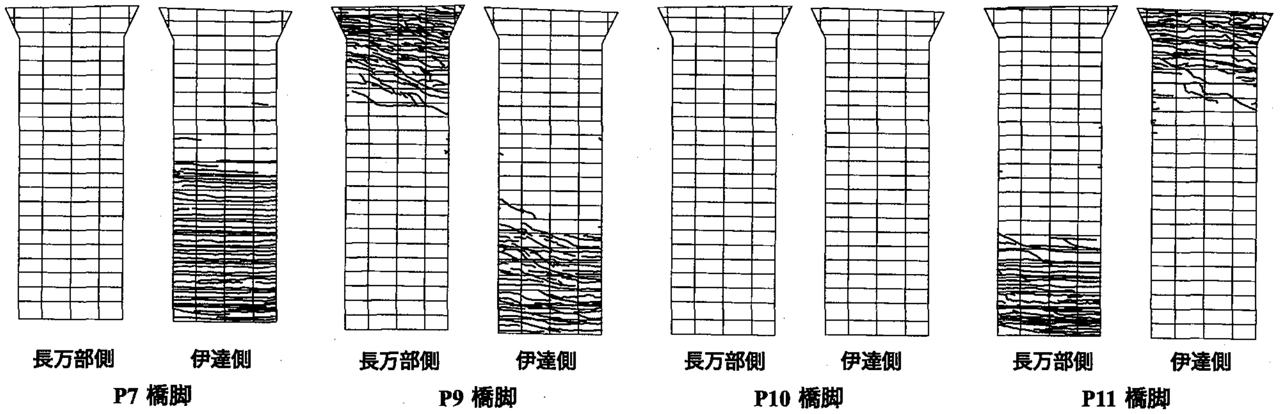


(b)　鉛直方向

図－４　噴火前後における橋脚フーチング部基準点からの座標値の比較 (P4～P13)



(a)　橋桁下面ひび割れ状況



(b)　橋脚ひび割れ状況

図－５　泉の沢橋における損傷状況

2.2　噴火に伴う道央自動車道の地表変形状況

前述のように，有珠山噴火に伴う地殻変動により虻田洞爺湖 IC から伊達 IC までの道路構造物が大きな損傷を受けた．

図－３には，洞爺トンネルから長流川橋区間の地殻変動による変形状況を示している．図より，最大水平方向変位は虻田洞爺湖 IC 地点において 8.1 m，鉛直変位はトコタン川橋地点において 6.4 m 程度であることがわかる．

本研究では，その中でも特に損傷の著しい泉の沢橋を対象とし，地殻変形により生じた変位入力による強制変位解析結果と損傷状況を比較することによって，地殻変動の本橋梁への影響について検討を行うこととした．

3.　有珠山噴火に伴う泉の沢橋の損傷状況

3.1　泉の沢橋の概要

道央自動車道泉の沢橋は，虻田洞爺湖 IC から伊達 IC 間に位置し，4 径間連続 PC 中空ラーメン橋（A1～P4），3 連の 3 径間連続 PC 中空ラーメン橋（P4～P7, P7～P10, P10～P13）および 2 径間連続桁橋（P13～A2）より構成される全長 378 m の高架橋である．**表－１**には泉の沢橋の構造諸元を，また**写真－３**には完成当時（平成 5 年）の全景を示している．

表－2　材料物性値一覧

	単位体積重量 γ_c (kN/m^3)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c	備考
鉄筋コンクリート	24.5	30.0	0.167	弾性体

3.2　損傷状況

図－4には，噴火前後の橋脚フーチング各測定位置の座標値より算出された橋脚フーチング中央部の座標値を水平方向および鉛直方向毎に比較したものである．なお，この座標値は全て測量データに基づいたものであり，測定は各橋脚フーチング4隅点の他，各橋脚上の橋桁端部(4点)について実施されている．後述の**図－8**には，橋脚フーチング部および橋桁端部の測定位置を示している．また，本解析ではこの測定位置に対応する節点に強制変位を入力している．**図－4**より，噴火後の橋脚は，水平方向で東南東（海側）に4.5~6.0 m程度，鉛直方向で2.8~4.4 m程度移動していることが確認される．

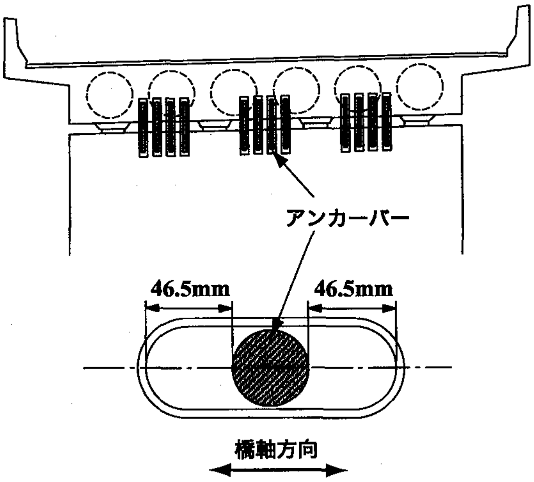
図－5には，泉の沢橋の損傷状況の一例として，P7, P9, P10およびP11橋脚上部付近の橋桁下面，またそれらの橋脚壁面（以後，単に橋脚）に生じたひび割れ状況を示している．**(a)**図より，橋桁下面ひび割れ状況に着目すると，P9橋脚上部付近では長万部側に，P11橋脚上部付近では伊達側にひび割れの発生に伴う損傷が見られる．一方，P7, P10橋脚上の橋桁にはひび割れの発生が確認されていない．これは，**表－1**からも明らかなようにP9, P11橋脚では橋桁－橋脚間が剛結接合されているのに対し，P7, P10橋脚は可動支承を有しているためと考えられる．

次に，**(b)**図より橋脚壁面に発生したひび割れ状況に着目すると，橋桁下面のひび割れ状況と同様に，P10橋脚では損傷が確認されていない．一方，P9, P11橋脚では，P10橋脚を基準にしてほぼ対称なひび割れが発生している．すなわち，P9橋脚では長万部側壁面上部および伊達側壁面下部にひび割れが発生しているのに対し，P11橋脚では，長万部側壁面下部および伊達側壁面上部に発生している．また，P7橋脚では伊達側のみにひび割れが発生している．これらのひび割れ状況より，P7, P9橋脚基部は上部工に対して相対的に伊達側に，P11橋脚基部は反対に上部工に対して相対的に長万部側に移動したものと推察される．なお，橋脚の傾きや基礎杭の損傷などに関する詳細は，文献2)を参照されたい．

4.　数値解析による損傷実態評価

4.1　数値解析仮定

本研究では，泉の沢橋の著しいひび割れが確認されているP4~P13区間を対象として数値解析を行うこととし，可動支承の存在により，上記損傷箇所への影響が小さいと判断される長万部側A1~P4，伊達側P13~A2区間は



図－6　アンカーバーの概略

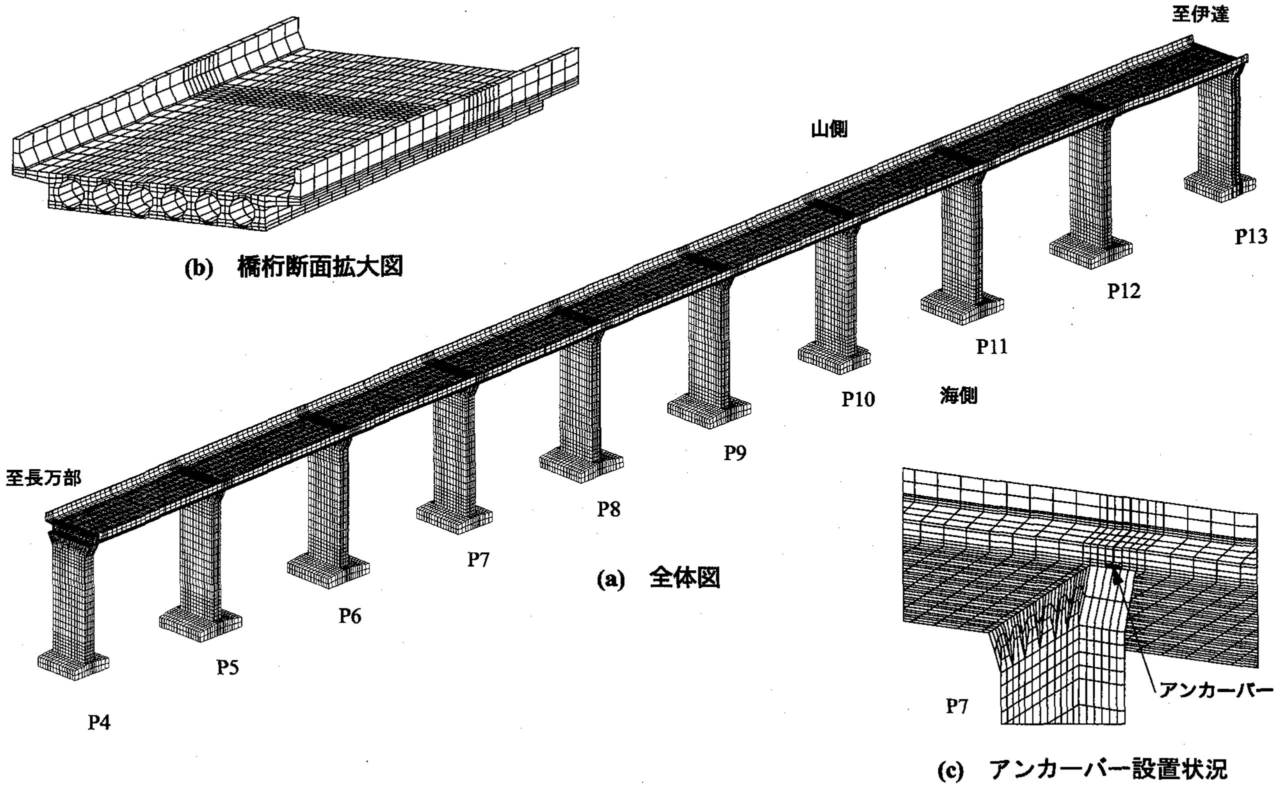
計算時間の短縮を考慮して解析対象範囲から除くこととした．また，本橋梁のP4, P7, P10, P13橋脚天端には落橋防止を目的としたアンカーバー（$\phi = 42$ mm, $L = 1{,}070$ mm）が設置されている．**図－6**にその概略を示している．図より，アンカーバーは橋軸方向に片側46.5 mmの移動が可能であるのに対し，橋軸直角方向への移動はできない構造となっている．

本解析では，以下に示す仮定に基づいて，橋桁，橋脚およびアンカーバーをモデル化することとした．すなわち，

1) 橋桁断面は実構造物に即して忠実にモデル化する．
2) 橋脚，橋桁はRC（鉄筋コンクリート）構造と仮定し，全て弾性体として取り扱う．従って，橋桁部に作用するプレストレス力は考慮しない．
3) 場所打ち杭（基礎杭）に関しては，i) 地中の変位量が正確に計測できないこと，また，ii) その損傷を適切に評価することが困難であることからこれを無視することとする．従って，iii) 解析のための強制変位は各橋脚フーチングの4隅点の他，P13橋脚に支持されている橋桁端部に入力する（強制変位に関する詳細は**4.2**参照）．
4) 可動支承を有するP4, P7, P10, P13橋脚上面と橋桁下面間には，接触および剥離が考慮可能な接触面を定義する（ただし，摩擦係数は無視する）．
5) P4, P7, P10, P13橋脚天端に設置されている落橋防止を目的としたアンカーバーに関しては，予備解析を実施し橋桁の橋軸方向変位の方向を特定後，その方向に対してその機能が満足される範囲内で簡略なモデルに置換する．なお，解析モデルのアンカー

表－３　解析ケース一覧

解析ケース	備　　考	解　析　条　件
CASE 1	有珠山噴火前における自重解析	自重
CASE 2	有珠山噴火後の変位量を与える強制変位解析	自重＋強制変位
CASE 3	アンカーバーを切断除去した場合の自重解析	自重＋強制変位＋アンカーバー除去



図－７　要素分割状況

バーは，計算の効率化を図るため，橋軸方向の移動量（最大変位量：46.5 mm）のみを制限し，橋軸直角方向の移動に関しては自由としている．また，橋桁の移動量が 46.5 mm に達した場合には，橋桁と橋脚は一体となって移動するようにモデル化を行っている．

図－７には解析対象区間の要素分割状況を示している．**(a)**～**(c) 図**には，それぞれ全体図，橋桁断面拡大図および橋脚天端（アンカーバー部）の要素分割状況を示している．使用した要素は全て 8 節点固体要素である．解析モデルの総要素数，総節点数はそれぞれ 87,610，121,130 である．なお，接触対部（例えば橋脚上面と橋桁下面）は解の安定性を図るため，一方の弾性係数を 10 倍としている．**表－２**に使用材料物性値の一覧を示している．また，本解析では全ての解析ケースにおいて幾何学非線形性を考慮している．

4.2　数値解析ケース

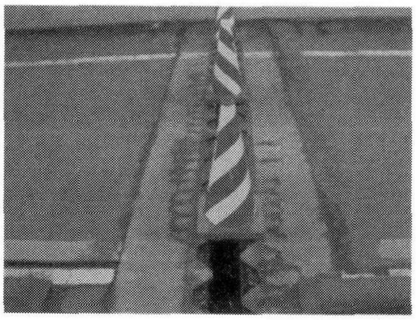
数値解析は，解析対象範囲を (i) P4～P7 橋脚区間，(ii) P7～P10 橋脚区間，(iii) P4～P10 橋脚区間に変化させた予備解析を実施し，それぞれの区間における変形状態や応力状態を確認した後，より実状に即した検討を行うため，P4～P13 橋脚区間を対象として実施した．

ここでは，有珠山噴火前後における損傷状況および復旧作業を念頭に，以下に示す 3 種類の解析を実施している．すなわち，

1) 有珠山噴火前における応力状態を確認するための自重解析（CASE 1），
2) 自重を考慮しかつ噴火後に計測された変位を入力する強制変位解析（CASE 2），
3) 復旧・補修作業を想定し，強制変位入力下で全てのアンカーバーを切断除去した場合の自重解析（CASE 3），

である．**表－３**には数値解析ケースの一覧を示している．なお，本解析では，実現象に即して全ての解析ケースにおいてステップ解析を採用している．すなわち，CASE 3 の場合には，第 1 段階で自重解析を，第 2 段階で強制変位解析を，第 3 段階でアンカーバー除去解析を実施している．

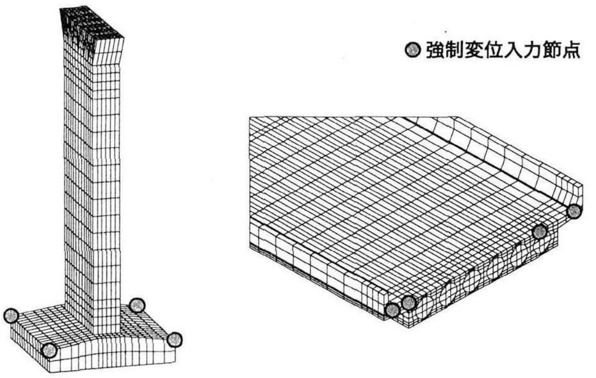
CASE 2 は，有珠山噴火前後における実測結果（座標値）から，噴火後の移動量を計算し，自重の他，橋脚お



(a) P4 橋脚伸縮ジョイントの開き

(b) P13 橋脚伸縮ジョイントのめくれあがり

写真－４　泉の沢橋の損傷状況の一例



(a) 橋脚フーチング部　(b) P13 橋脚上橋桁端部

図－８　強制変位入力節点位置

よび橋桁に強制変位を入力することにより解析を行うものである．なお，測量結果に基づく実測データ（強制変位量）は，東西，南北および鉛直方向成分で与えられている．一方，解析モデルは，要素分割の簡易化，応力分布の表示方向などを考慮し，橋軸方向を x，橋軸直角方向を y，鉛直方向を z 軸として定義していることから，測定された各変位は設定した座標系に変換している．

写真－４には，本橋の損傷状況の一例として，P4 および P13 橋脚上の伸縮ジョイントを示している．写真より，P4 橋脚上の伸縮ジョイントには開きが生じているのに対し，P13 橋脚上の伸縮ジョイントは接触し，めくれあがった状態となっている．これより，P4 橋脚上の橋桁端部は，P3 橋脚側の橋桁による拘束が無く，橋軸方向に対して自由な境界条件となっていることがわかる．従って，強制変位は P4～P13 橋脚フーチングの 4 隅点および P13 橋脚上の橋桁端部に与えることとした．**図－８**には，強制変位入力節点位置を示している．また，計算の効率化を図るため，噴火後の P13 橋脚フーチング中央部での座標値を基準とした相対変位量を強制変位量として入力している．また，CASE 3 では，復旧・補修作業を想定してアンカーバーを切断除去し，かつ P13 橋脚上の橋桁端部を可動状態とした場合についての解析を行っている．

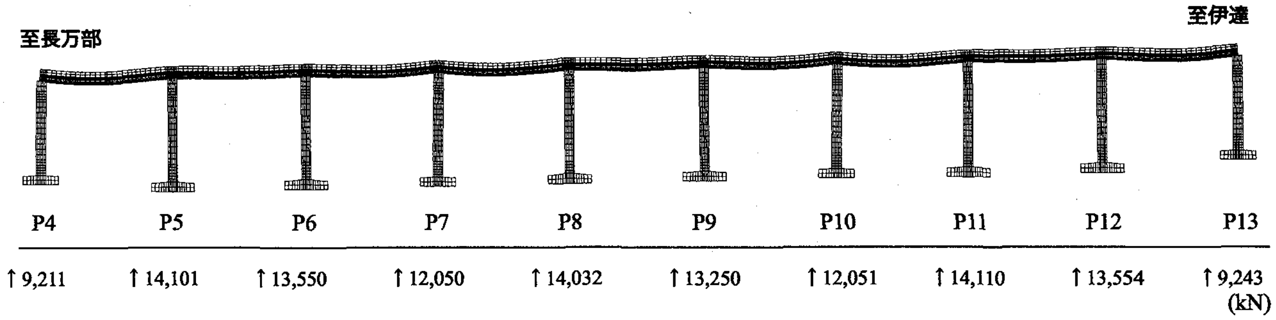
5. 数値解析結果

5.1 有珠山噴火前における自重解析（CASE 1）

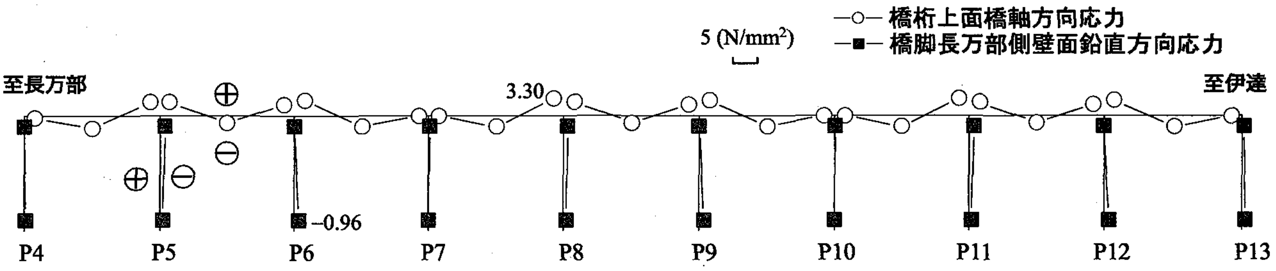
自重解析は，有珠山噴火前（設計時）を想定し，橋桁および橋脚の重量を考慮して実施した．なお，本解析では前述のように基礎杭を考慮していないことより，橋脚の支持を簡略化してフーチングの 4 隅点で行うこととし，その各点を橋軸，橋軸直角および鉛直方向に拘束することとした．このように簡略化することにより，支持点近傍部には大きな応力が発生するものと考えられるが，本研究で着目している橋脚および上部工への影響は小さいものと判断される．また，このような簡略化のための処理は，全ケース間で基本境界条件を等しくするためである．

図－９には，自重解析終了時における変形状況を鉛直方向反力と併せて示している．なお，変形倍率は，自重による変形量が極めて小さいことから，100 倍としている．また，図中の数値は鉛直方向反力値を，矢印はその方向を意味している．図より，橋桁中央部において若干変形量が大きく示されていることがわかる．また，各橋脚の鉛直方向反力は，9,200～14,000 kN 程度となっており，本解析対象範囲である P4～P13 橋脚区間の自重は，約 125,000 kN であるものと推察される．なお，橋軸および橋軸直角方向反力は，鉛直方向反力と比較して極めて小さい反力であることを確認している．

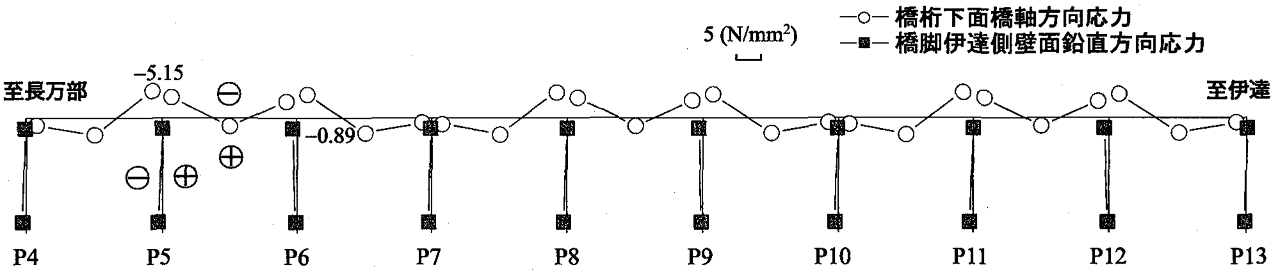
図－１０には，橋桁断面中心軸における橋軸方向応力および橋脚壁面中心軸における鉛直方向応力の分布図を示している．ここでは，簡略化のために橋脚上下端部，橋桁端部および中央点についてのみ応力を算出し，それらを直線で結んでいる．図中，**(a)**, **(b)** 図はそれぞれ橋桁上面および橋脚長万部側壁面，橋桁下面および橋脚伊達側壁面における応力分布である．図より，橋桁上下面において，最大で約 5 N/mm^2 程度の引張応力が生じていることがわかる．このように，解析結果ではひび割れが発生する程度の応力が生じている．しかしながら，これ



図－９　自重解析終了時における変形状況および鉛直方向反力一覧（変形倍率：100 倍）



(a)　橋桁部：上面，橋脚部：長万部側



(b)　橋桁部：下面，橋脚部：伊達側

図－１０　自重解析終了時における橋桁橋軸方向応力および橋脚鉛直方向応力図（⊕：引張応力，⊖：圧縮応力）

は **4.1** でも述べたように，PC 床版を RC 床版と簡略化しているためであり，実際にはプレストレス力によって発生応力が本解析値よりも大幅に低減されているものと推察される．また，可動支承を有する P4，P7，P10 および P13 橋脚上の橋桁における応力は非常に小さく単純支持状態であることが確認できる．

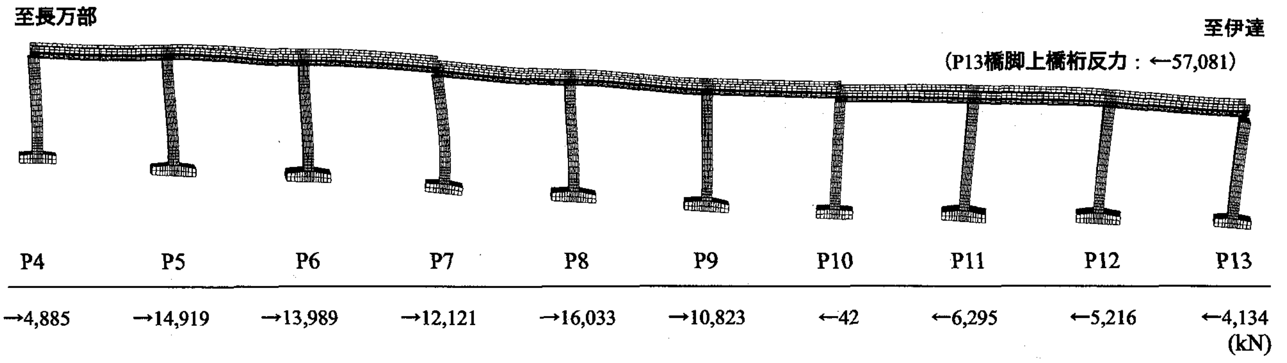
一方，橋脚部の鉛直方向応力に着目すると，全ての橋脚の長万部側および伊達側壁面における応力は，最大でも 1 N/mm^2 程度の圧縮応力で，非常に小さいことがわかる．

5.2　有珠山噴火後における強制変位解析（CASE 2）

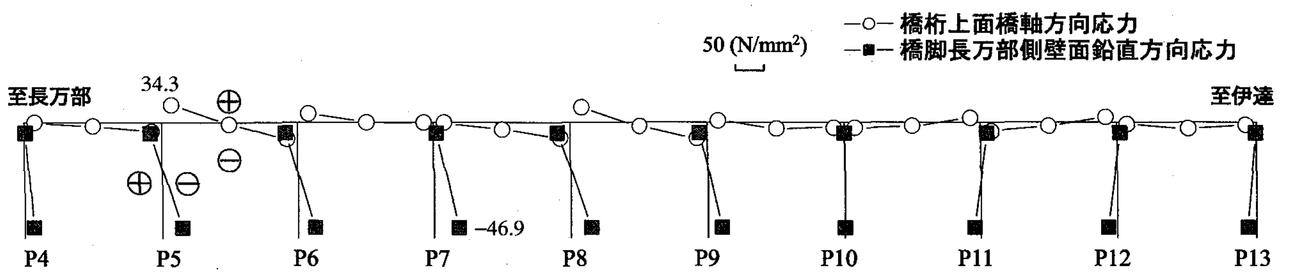
図－１１には有珠山噴火後における強制変位解析終了時の変形状況と水平方向反力を併せて示している．なお，変形倍率は 10 倍である．また，図中の数値は水平方向反力値を，矢印はその方向を意味している．図より，橋桁および橋脚が全体的に大きく変形していることがわかる．特に，P7 橋脚に着目すると，他の橋脚と比較して橋脚上部のみが相対的に長万部側に大きく変形していることがわかる．これに対して，**図－５(b)** に示すように実際の P7 橋脚におけるひび割れが伊達側下部近傍にのみ発生していることから，解析結果はほぼ実挙動に対応した性状を示しているものと推察される．

また，水平方向反力に着目すると，P4～P9 橋脚の水平方向反力は伊達方向に作用しているのに対し，P10～P13 橋脚および P13 橋脚上の橋桁の反力は長万部方向に作用している．また，P10 橋脚の水平方向反力が 42 kN と極めて小さく，P13 橋脚上の橋桁の反力は 57,000 kN 程度と極めて大きい．

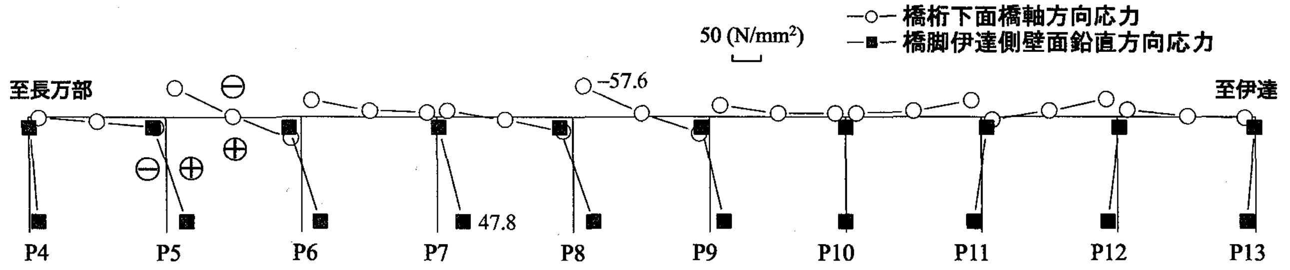
図－１２には**図－１０**と同様，橋桁断面中心軸における橋軸方向応力および橋脚壁面中心軸における鉛直方向応力の分布図を示している．なお，**(a)**，**(b)** 図はそれぞれ橋桁上面および橋脚長万部側壁面，橋桁下面および橋脚伊達側壁面における応力分布である．図より，橋桁－橋脚間が剛結接合である橋脚上の橋桁上下面において，30～60 N/mm^2 程度の極めて大きな引張および圧縮応力



図－１１　強制変位解析終了時における変形状況および水平方向反力一覧（変形倍率：10 倍）



(a)　橋桁部：上面，橋脚部：長万部側



(b)　橋桁部：下面，橋脚部：伊達側

図－１２　強制変位解析終了時における橋桁橋軸方向応力および橋脚鉛直方向応力図（⊕：引張応力，⊖：圧縮応力）

が発生していることがわかる．しかしながら，これらの応力分布と実際に発生しているひび割れ状況とは，必ずしも一致していないことが確認されている．これは，本解析が前述のように橋桁部のプレストレス力を無視し，RC構造として簡略化したことによるものと推察される．

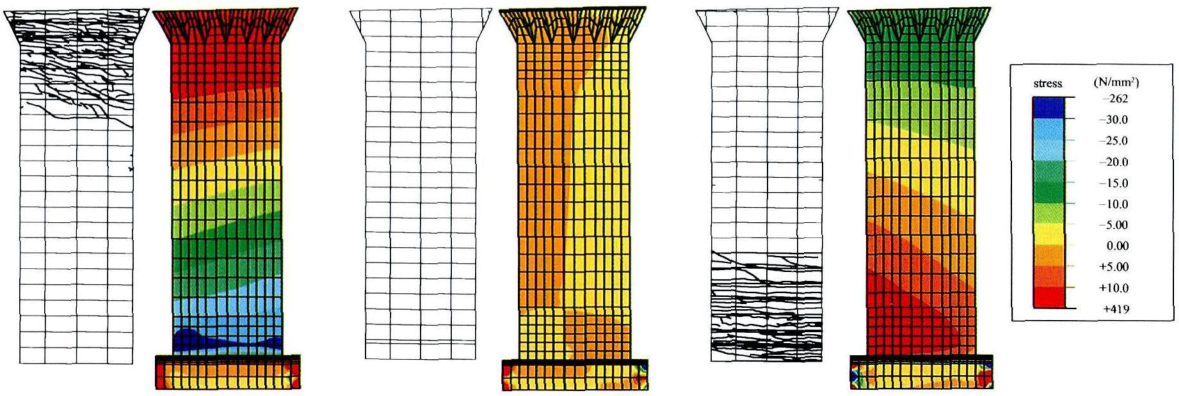
次に，橋脚部における鉛直方向応力に着目すると，P10橋脚を除いた橋脚の基部あるいは上部において，10 N/mm^2 以上の引張応力や 30 N/mm^2 以上の圧縮応力が発生している．

図－１３には，P9，P10 および P11 橋脚における壁面のひび割れ状況と解析結果の鉛直方向応力分布を比較して示している．なお，着目した壁面は長万部側である．

(a)，**(c)** 図より，橋桁－橋脚間が剛結接合である P9，P11 橋脚の場合には，実際のひび割れ発生範囲と解析結果の引張応力が 5 N/mm^2 以上を示す範囲が良く一致していることがわかる．また，**(b)** 図より，可動支承を有する P10 橋脚に着目すると，解析結果では 0~5 N/mm^2 の比較的小さな引張応力が発生しており，実際の橋脚に明確なひび割れが確認されていないことと対応している．

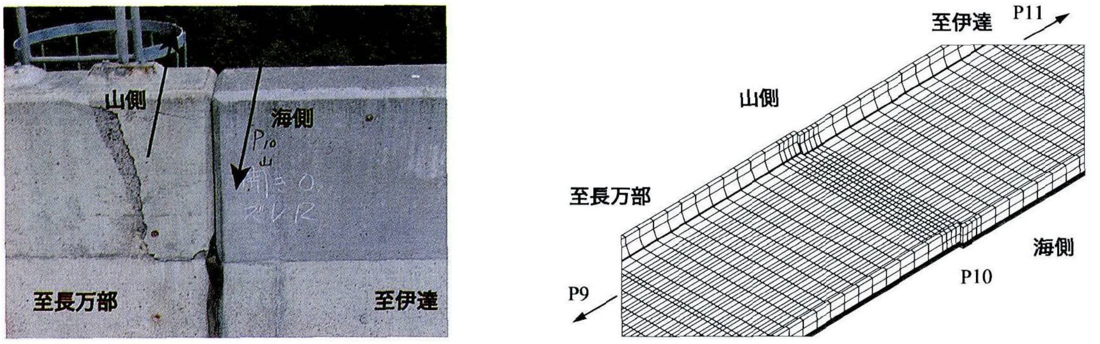
以上の結果より，解析結果は橋桁のひび割れを適切に評価できないものの，橋脚部に関しては実際のひび割れ発生範囲を大略シミュレーションしているものと考えられる．

図－１４には有珠山噴火後における P10 橋脚上の高欄部における変形状況を解析結果と比較して示している．なお，**(b)** 図における変形倍率は 1 倍に設定している．**(a)** 図より，P10 橋脚上の橋桁端部は，P9 橋脚側で山側に，P11 橋脚側で海側に移動していることがわかる．また，その移動量は 12 mm 程度となっている．一方，**(b)** 図より，本解析結果は橋軸直角方向の移動方向に関しては一致しているものの，その値が約 160 mm と実際の変形量よりも過大に評価されている．これは，**4.1** にも述べたようにアンカーバーのモデル化に際して，計算の効率化を図るために橋軸方向のみに制約を加え，橋軸直角方向の移動



(a)　P9 橋脚　　(b)　P10 橋脚　　(c)　P11 橋脚

図－１３　長万部側橋脚壁面におけるひび割れ状況と強制変位解析終了時における鉛直方向応力の比較



(a)　実変形状況　　(b)　解析結果

図－１４　強制変位解析終了時における P10 橋脚上橋桁高欄部の変形状況

量を拘束していないことに起因しているものと推察される．

以上の結果より，本数値解析は噴火後の地殻変動による泉の沢橋の損傷状況をほぼ適切に再現しているものと推察される．

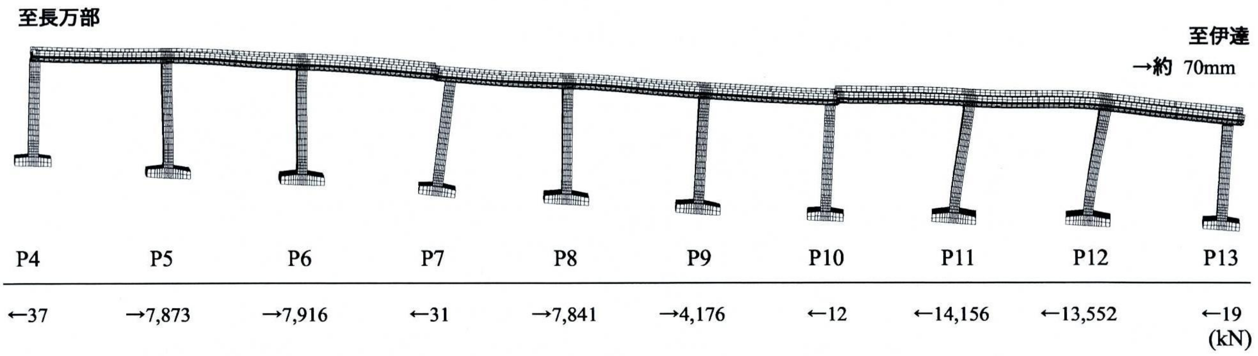
5.3　アンカーバー切断除去後の自重解析（CASE 3）

本研究では，復旧・補修作業を想定し，強制変位解析（CASE 2）の状態から橋脚天端に設置されているアンカーバーを全て切断除去した場合の数値解析も実施している．

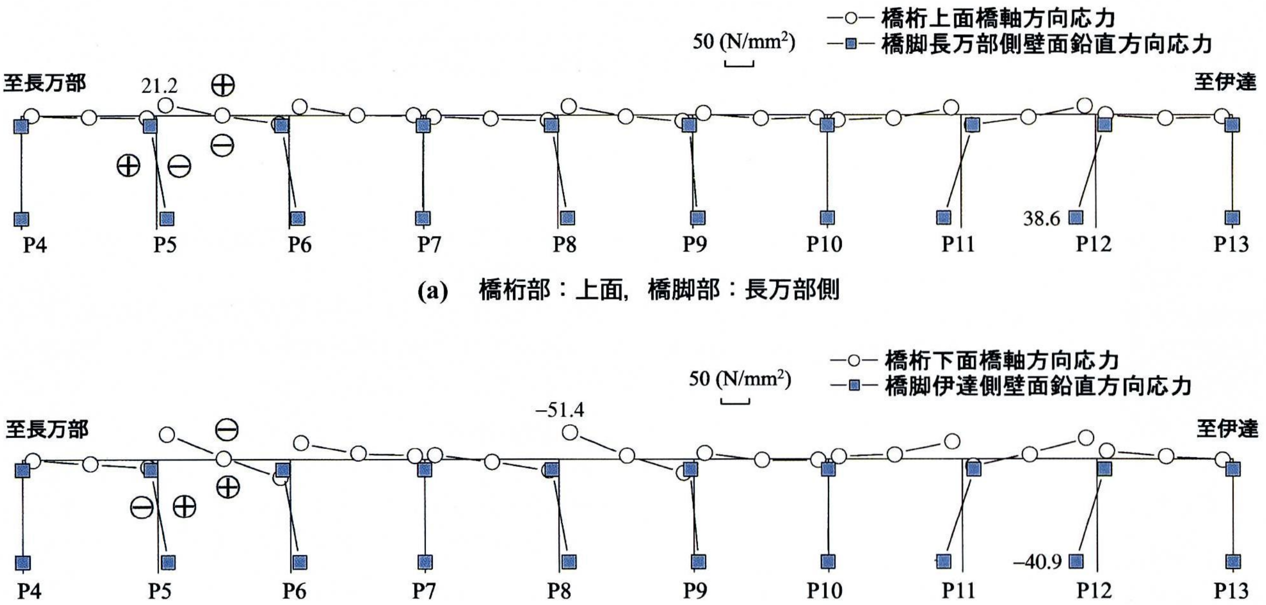
図－１５には，解析結果の変形状況と水平方向反力を併せて示している．なお，変形倍率は 10 倍である．図より，全体的な変形状態に着目すると，アンカーバーを除去したことにより橋軸方向の拘束が解放され，橋桁が全体的に伊達側に移動している．その結果，P13 橋脚上の橋桁端部の橋軸方向移動量は約 70 mm となっている．特に，P7 橋脚の変形状態に着目すると，CASE 2 の場合と比較して，橋脚上部が長万部方向から伊達方向に推移していることがわかる．また，P13 橋脚は上部が伊達方向への変形状態から噴火前に近い状態へと回復している．このような状態に対応して橋脚の水平反力分布も大きく変化している．

図－１６には，橋桁断面中心軸における橋軸方向応力および橋脚壁面中心軸における鉛直方向応力の分布図を示している．なお，**(a)**, **(b)** 図は**図－１０**と同様，それぞれ橋桁上面および橋脚長万部側壁面，橋桁下面および伊達側壁面における応力を示している．図より，アンカーバーが設置されていた P4，P7，P10，P13 橋脚における鉛直方向応力はほぼ零レベルまで減少していることがわかる．また，**図－１２**に示している強制変位解析（CASE 2）結果と比較すると，P5，P6，P8，P9，P13 橋脚および上部橋桁部近傍に発生した応力が低減しているのに対し，P11 および P12 の場合には，橋脚，橋桁部における引張応力が増加している．

図－１７には P9 および P11 橋脚における長万部側壁面の鉛直方向応力分布図を示している．なお，コンターレベルは，強制変位解析（CASE 2）結果（**図－１３**）における応力図と等しく設定している．アンカーバー除去前後における橋脚壁面の応力分布を**図－１３**，**図－１７**を用いて比較すると，両図の **(a)** 図より，アンカーバー除去により水平方向反力が 1/2 以下に減少した P9 橋脚の鉛直方向応力は，上部で 10 N/mm^2 以上の引張応力から



図－１５　アンカーバー除去後の変形状況および水平方向反力一覧（変形倍率：10 倍）



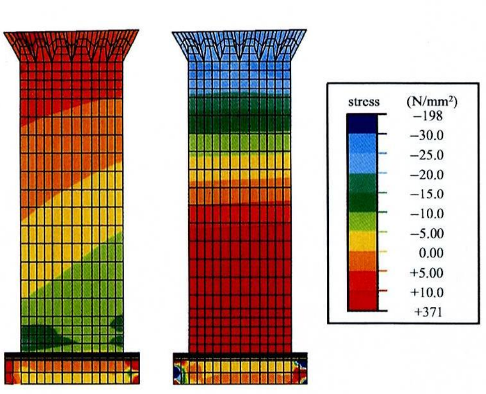
(a)　橋桁部：上面，橋脚部：長万部側

(b)　橋桁部：下面，橋脚部：伊達側

図－１６　アンカーバー除去後の橋桁橋軸方向応力および橋脚鉛直方向応力図（⊕：引張応力，⊖：圧縮応力）

5~10 N/mm^2 の引張応力に，また，下部では 30 N/mm^2 以上の圧縮応力から 10~15 N/mm^2 の圧縮応力に低減していることがわかる．一方，水平方向反力が 2 倍程度増加した P11 橋脚では，中央部から下部の領域において 0~10 N/mm^2 以上の段階的な引張応力分布から，10 N/mm^2 以上の引張応力の分布領域が増大していることがわかる．

表－４には，各解析ケースにおける水平方向反力の一覧を示している．表より，強制変位解析（CASE 2）結果とアンカーバー除去後の解析（CASE 3）結果を比較すると，P4~P9 橋脚の水平反力は 5,000~12,000 kN 程度減少することがわかる．特にアンカーバーによる拘束から解放された P4，P7 橋脚の水平反力はほぼ 0 となっている．また，その他の P5，P6，P8 および P9 橋脚においてもその水平反力は CASE 2 と比較して 1/2 程度に低減していることがわかる．



(a)　P9 橋脚　　(b)　P11 橋脚

図－１７　アンカーバー除去後の長万部側橋脚壁面の鉛直方向応力分布図

表－4　水平方向反力一覧

		(1) 自重解析結果 結果 CASE1 (kN)	(2) 強制変位解析 結果 CASE2 (kN)	(3) アンカーバー切断 除去後の解析結果 CASE3 (kN)	(3)－(2) (kN)
P4 橋脚		36	−4,885	37	4,922
P5 橋脚		133	−14,919	−7,873	7,046
P6 橋脚		−210	−13,989	−7,916	6,073
P7 橋脚		78	−12,121	31	−12,090
P8 橋脚		123	−16,033	−7,841	8,192
P9 橋脚		−202	−10,823	−4,176	6,647
P10 橋脚		78	42	12	−30
P11 橋脚		119	6,295	14,156	7,861
P12 橋脚		−198	5,216	13,552	8,336
P13	橋脚	41	4,134	19	−4,115
	橋桁	－－	57,081	0	−57,081

正：長万部方向，負：伊達方向

一方，P11，P12 橋脚の水平反力は，P4~P9 橋脚の水平反力に抵抗するため，強制変位入力時（CASE 2）と比較して 2~3 倍程度増加している．従って，全てのアンカーバーを切断する場合には，P11 および P12 橋脚の水平反力が増大することが予想される．

以上より，アンカーバー切断作業に際しては，P11 および P12 橋脚に対する安全性を十分に確保する必要があるものと考えられる．

6.　まとめ

本論文では，平成 12 年 3 月に発生した有珠山噴火に伴う地殻変動が泉の沢橋へおよぼす影響を検討するために，有限要素法を用いた数値シミュレーションを実施した．解析は，(i) 噴火前の状況を把握する自重解析，(ii) 噴火後に計測された変形量を入力して解析する強制変位解析，(iii) 復旧・補修作業を想定したアンカーバー切断除去後の解析の 3 種類について行った．本数値解析により得られた結果を整理すると，以下のように示される．

強制変位解析より，

1) 噴火に伴う地殻変動により，橋桁および橋脚に大きな引張応力が発生することを明らかにした．
2) また，その引張応力の分布性状と実際に確認されたひび割れ分布がほぼ対応していることから，本数値解析の妥当性が確認された．

アンカーバー除去後の解析より，

3) アンカーバーが設置されている橋脚（P4，P7，P10 および P13）の水平方向反力は，アンカーバーを除去することより，ほぼ 0 まで減少した．
4) また，橋桁－橋脚間が剛結接合されている P5，P6，P8 および P9 橋脚の水平方向反力は，アンカーバー切断除去前に比較して 1/2 程度まで減少するものの，P11 および P12 橋脚の水平方向反力は，約 2~3 倍に増大する．
5) これより，アンカーバーを切断除去する際には，P11 および P12 橋脚の安全性を十分に確保する必要があることを明らかにした．

本橋梁の復旧工事は，全てのアンカーバーを切断して，各橋脚に作用していた応力を解放した後に，橋桁部には連続繊維シート接着工法を，橋脚部には RC 巻き立て工法および連続繊維シート接着工法を併用することにより実施された．なお，泉の沢橋を含む有珠山近傍の道央自動車道は平成 13 年 7 月に全面開通している．

謝辞：本研究を行うにあたり，日本道路公団北海道支社旭川工事事務所長 桑原　正氏（当時室蘭管理事務所長）には資料提供等多大なるご協力を頂いた．また，室蘭工業大学工学部建設システム工学科 松岡健一教授には適切なご指導を頂いた．さらに，同大学院建設システム工学専攻の岡田慎哉君，渡部将行君にはデータ整理等多大なるご支援を戴いた．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1) 平成 12 年（2000 年）有珠山噴火災害報告，北海道開発局室蘭開発建設部，2000.12
2) 道央自動車道 有珠山噴火災害 復旧の概要，日本道路公団 北海道支社 室蘭管理事務所，2001.6
3) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.6, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 1997.
4) 有珠山－平成噴火とその記録－，室蘭民報社，2000.12

(2001 年 9 月 14 日受付)