

千代田大橋の損傷に関する数値シミュレーション

小室雅人¹・岸 徳光²・依田忠雄³・石川博之⁴

¹正会員 博士（工学） 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）

²フェロー会員 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)

³北海道開発局 帯広開発建設部 工務課 課長補佐（〒080-8585 北海道帯広市西4条南8丁目）

⁴正会員 (独)北海道開発土木研究所 構造研究室 室長 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

1. はじめに

平成 15 年 (2003 年) 9 月 26 日に発生した「平成 15 年十勝沖地震」により、十勝川に架かる千代田大橋 (国道 242 号線) も大きな損傷を受けた。本研究では、今回の地震で被災した千代田大橋のうち、損傷の程度が比較的大きい P-8 橋脚および P-13 橋脚を対象に、その耐荷性状や地震時の動的応答性状を把握することを目的として 3 次元弾塑性有限要素解析を実施した。ここでは、被災前の耐荷性状や振動特性を把握するためのプッシュオーバー解析および固有振動解析の他、実地震動を入力した動的応答解析を実施し、これらの橋脚に関する耐震性について検討を行っている。なお、数値解析には構造解析用汎用プログラムである DIANA¹⁾を使用している。

には、千代田大橋の概要図を示している。

各橋脚は、中央径間部が小判型壁形式、側径間部が小判柱張出し形式であり、基礎は全てオープンケーソン形式である。また、橋台は控え壁形式であり、直接基礎を採用している。支持層は凝灰岩を主体とする新第三期の池田層である。

今回の地震によって中央径間部の P-8 橋脚では、写真-1 に示すように橋座部に大きなひび割れが発生した。また、側径間部の複数の橋脚 (P-2~P-4 橋脚、P-11~P-14

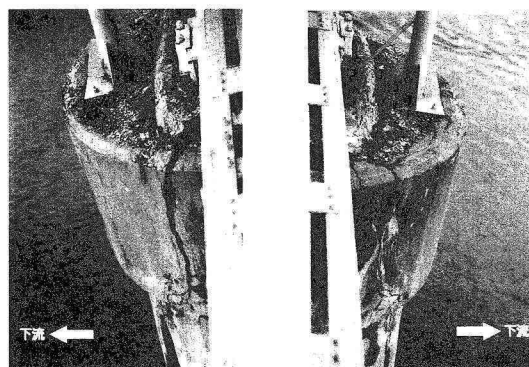


写真-1 P-8 橋脚の損傷状況

2. 千代田大橋の概要と被災概要

千代田大橋は、一般国道 242 号の池田町と幕別町の間に位置し、十勝川を渡る橋長 706 m の橋梁であり、5 連の曲弦ワーレントラス橋と PCT 桁橋から構成されている。中央径間部のワーレントラス橋は昭和 29 年に、側径間部の PCT 桁橋は昭和 41 年に架設されている。図-1

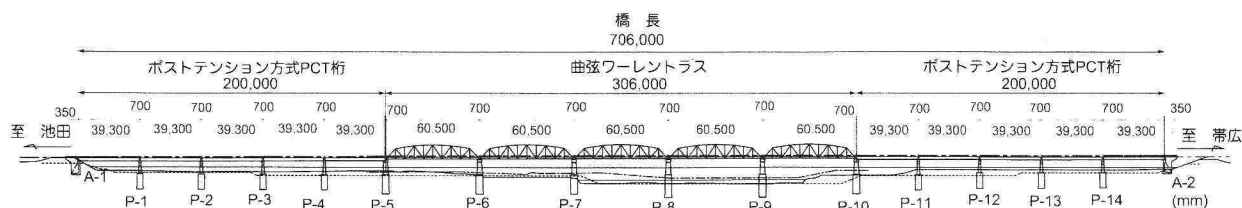
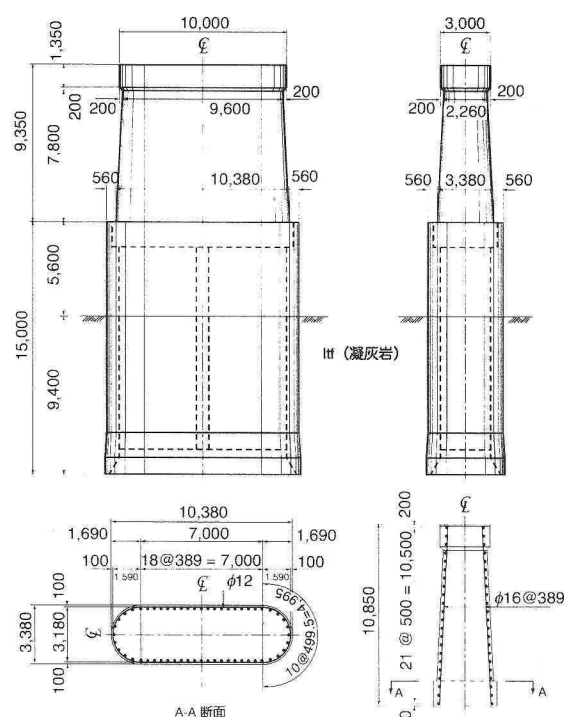
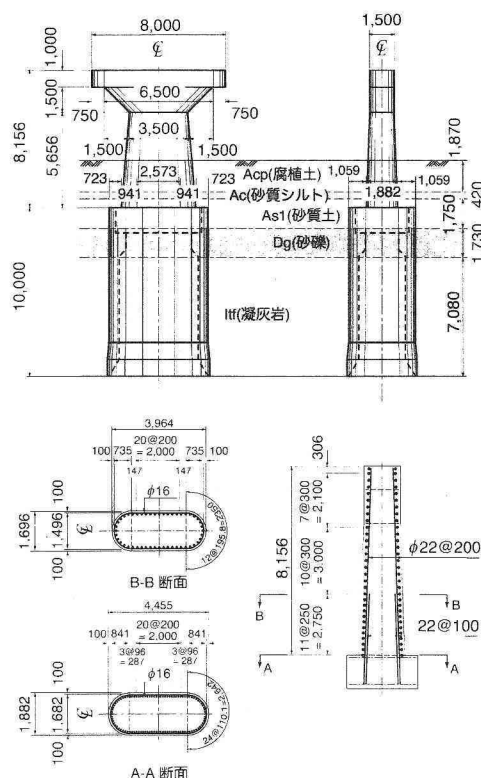


図-1 千代田大橋の概要

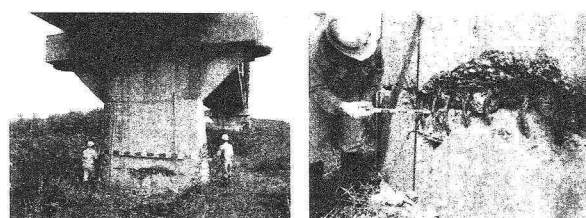


(a) P-8 橋脚



(b) P-13 橋脚

図-2 各橋脚の形状寸法および配筋状況



(a) 全景

(b) 拡大

写真-2 P-13 橋脚の損傷状況

橋脚)には、主鉄筋段落し部に損傷が確認された。最も損傷の大きいP-13橋脚では、写真-2に示すように曲げひび割れ、かぶりコンクリートの剥落および主鉄筋のはらみ出しがみられた。ここでは、これらの被災状況を踏まえ、中央径間部のP-8橋脚および最も損傷の大きい側径間部のP-13橋脚に着目し、その耐荷性状や地震時動的応答性状に関する検討を行うこととする。

図-2には、P-8橋脚およびP-13橋脚の形状寸法および配筋状況を示している。なお、P-8橋脚およびP-13橋脚の橋脚基部における主鉄筋比は、それぞれ0.033%、0.50%となっており、前者は極めて小さな値となっている。また、P-13橋脚には、段落しが設けられており、その位置は地表面とほぼ同じ高さとなっている。

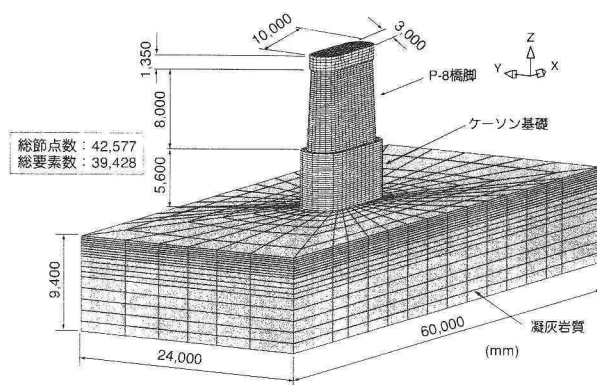
3. 数値解析仮定

本研究では、P-8橋脚およびP-13橋脚の耐荷性状や地震時の動的応答性状の検討を行うために、プッシュオーバー解析、固有振動解析、および地震波入力による動的応答解析の3種類の解析を実施した。以下、それらの解析仮定について述べる。

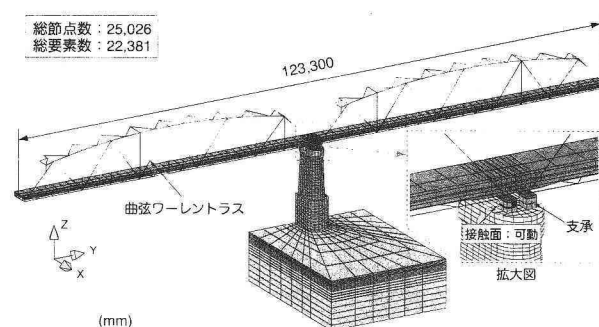
(1) 解析モデル

図-3および図-4には、それぞれP-8橋脚およびP-13橋脚の要素分割状況を示している。(a)図はプッシュオーバー解析および固有振動解析の場合、(b)図は動的応答解析(橋軸方向加振)の場合の分割状況である。ここでは、可能な限り実構造に忠実に解析を行うこととし、橋脚部、ケーソン部、上部工および周辺地盤を考慮し、全て3次元固体要素でモデル化している。ただし、鉄筋に関しては、DIANA¹⁾に組み込まれている埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化している。

プッシュオーバー解析および固有振動解析の場合(a図)には、計算の簡略化のために上部工を固体要素でモデル化せずに、その質量のみを考慮する形で解析を行っている。なお、その質量を付加する位置は、道路橋示方書に準拠して橋軸方向の解析に関しては橋脚天端、橋軸直角方向の解析に関しては上部工重心位置に設定した。

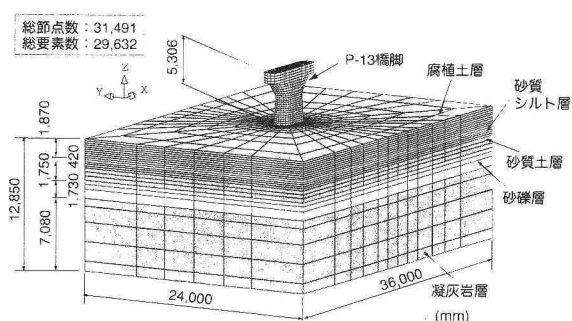


(a) プッシュオーバー解析&固有振動解析

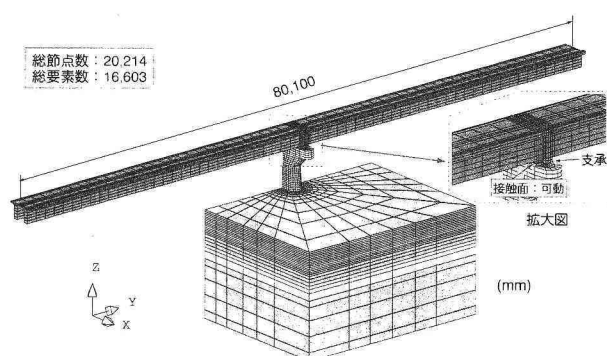


(b) 動的応答解析（橋軸方向加振の場合）

図-3 P-8 橋脚の要素分割状況



(a) プッシュオーバー解析&固有振動解析



(b) 動的応答解析（橋軸方向加振の場合）

図-4 P-13 橋脚の要素分割状況

表-1 境界条件

	載荷（加振）方向	
	橋軸（y）方向	橋軸直角（x）方向
(a) プッシュオーバー解析&固有振動解析		
基盤底面	完全固定	
周辺地盤側面	x-z 方向を拘束	y-z 方向を拘束
(b) 動的応答解析		
基盤底面	完全固定	
周辺地盤	x-z 面 z 方向を拘束	x-z 面 y-z 方向を拘束
側面	y-z 面 x-z 方向を拘束	y-z 面 z 方向を拘束
支承	可動 / 固定	固定
桁端部	z 方向を拘束	y 方向を拘束

一方、動的応答解析（b 図）では、橋軸方向加振の場合には橋軸直角方向に、橋軸直角方向加振の場合には橋軸方向に 2 等分した 1/2 モデルを用いて、後述の地震動をケーソン下面位置に入力することにより解析を実施している。表-1 には、各解析における境界条件を示している。

(2) 材料物性値

表-2 には、本解析で使用了材料物性値を一覧にして示している。コンクリートに関しては、被災前に実橋脚から採取したコンクリートコアを用いた材料試験結果より得られたものである。鉄筋の物性値は設計当時の示方書からの推定値である。また、地盤の物性値は、周辺地盤のボーリング結果から算出したものである。

(3) 材料構成則

図-5 (a) には、コンクリート部材に適用した材料構成則を示している。圧縮側に関しては、圧縮強度 f'_c を用いて、圧縮ひずみ $\epsilon_{cu} = 3,500 \mu$ までは土木学会コンクリート標準示方書に基づいて定式化し、 $3,500 \mu$ 以後は初期弾性係数の 0.05 ($E_{c1} = 0.05E_c$) 倍で $0.2 f'_c$ まで線形軟化するモデルを設定した。一方、引張側に関しては、線形引張軟化モデルを用いることとした。終局ひずみ ϵ_{tu} には鉄筋の降伏ひずみ ϵ_y ($= f_y/E_s$) とほぼ等しい値 ($\epsilon_{tu} = 1.200 \mu$) を設定した¹⁾。また、降伏の判定には von Mises の降伏条件を採用している。また、後述の動的応答解析時に重要となる除荷方法に関しては、圧縮側に

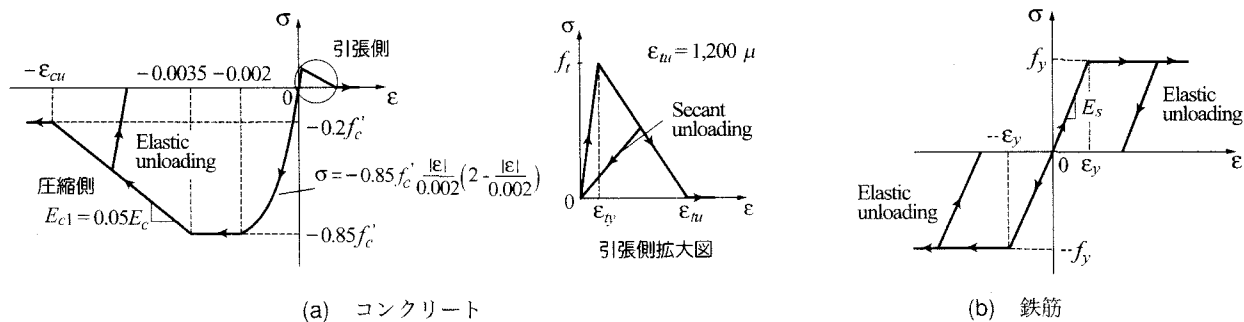


図-5 材料構成則

表-2 材料物性値

	圧縮 強度 f'_c (MPa)	引張(降伏) 強度 f_t or f_y (MPa)	弾性 係数 E (MPa)	ポアソン 比 ν	単位体 積質量 ρ (kg/m ³)
(a) コンクリート					
P-8 橋脚					
橋脚	38.0	2.91	24×10^3	0.16	2,350
ケーソン	35.0	2.72	27×10^3	0.16	2,350
P-13 橋脚					
橋脚	48.0	3.53	31×10^3	0.16	2,350
ケーソン	35.0	2.72	27×10^3	0.16	2,350
(b) 鉄筋					
SS400	—	225	200×10^3	0.30	7,850
(c) 地盤					
腐植土	—	—	24.6	0.45	1,330
砂質シルト	—	—	104.5	0.45	1,700
砂質土	—	—	105.4	0.495	1,730
砂礫	—	—	293.4	0.495	2,040
凝灰岩	—	—	403.7	0.40	1,600

は“elastic unloading”を、引張側には“secant unloading”を定義している。

図-5 (b) には、鉄筋要素の材料構成則を示している。鉄筋要素は、図に示すように、降伏後の塑性硬化を考慮しない等方弾塑性体モデルを仮定している。また、降伏条件には von Mises の降伏条件を適用しており、除荷方法には圧縮側および引張側とも“elastic unloading”を採用している。なお、周辺地盤要素は全て弾性体と仮定している。

(4) 入力地震波

本解析で使用する地震波形（入力加速度波形）は、今回の地震で収録された K-NET 池田の EW 成分波形（地表面）、およびその波形を重複反射理論によって工学的基盤面まで引き戻した基盤上の地震波形の 2 種類である。図-6 には、上述の 2 種類の地震波形およびそれ

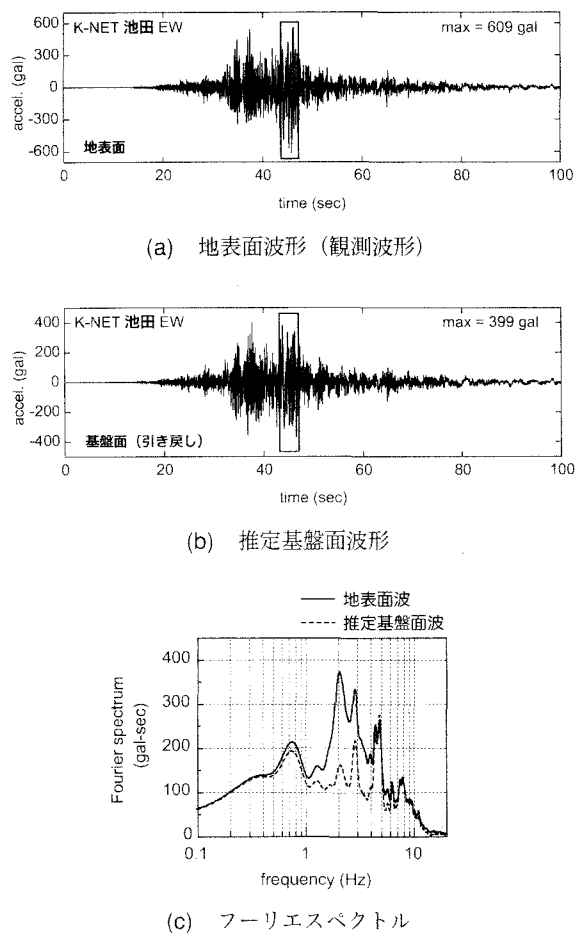


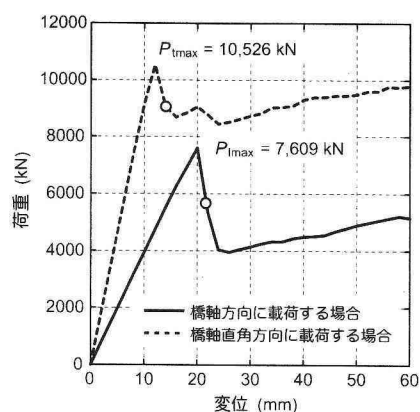
図-6 解析に用いた加速度波形とフーリエスペクトル

らのフーリエスペクトルを比較して示している。なお、解析には、計算時間の節約と効率化を図るため、図-6 (a), (b) に示す加速度波形の 3 ～ 4 秒間（枠で囲まれた部分、図-9 参照）のみを使用した。

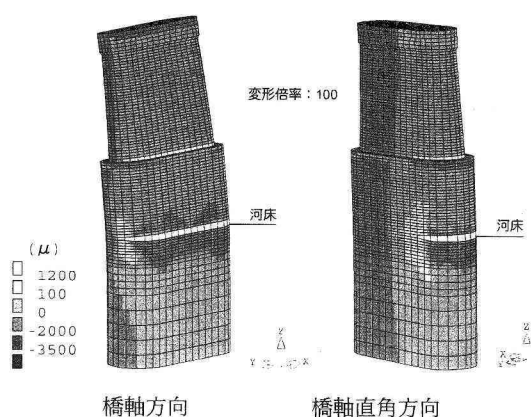
4. 解析結果および考察

(1) プッシュオーバー解析結果

図-7 には、プッシュオーバー解析から得られた P-8

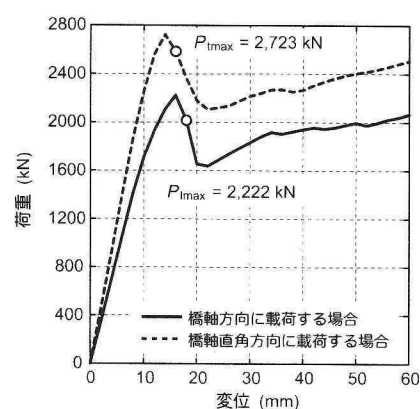


(i) 水平荷重－水平変位関係

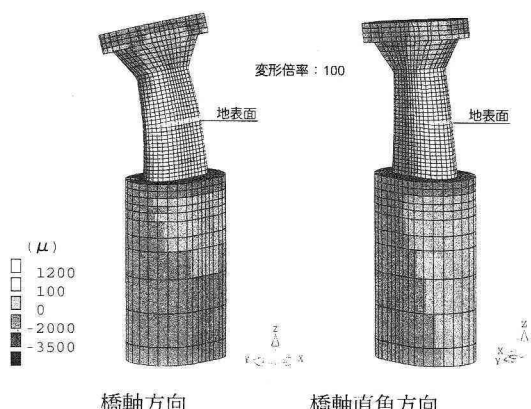


(ii) 変形形状および鉛直方向ひずみ分布

(a) P-8 橋脚の場合



(i) 水平荷重－水平変位関係



(ii) 変形形状および鉛直方向ひずみ分布

(b) P-13 橋脚の場合

図-7 プッシュオーバー解析結果

表-3 最大耐力および変位の比較

荷重方向	最大耐力 (kN)	最大耐力時変位 (mm)
(a) P-8 橋脚		
橋軸方向	7,609	10,526
橋軸直角方向	20	12
(b) P-13 橋脚		
橋軸方向	2,222	2,723
橋軸直角方向	16	14

橋脚および P-13 橋脚の水平荷重－水平変位関係と最大耐力到達直後 (○印) の変形形状および鉛直方向ひずみ分布を示している。なお、変形倍率は 100 倍である。また、表-3 には、各橋脚の最大耐力および最大耐力時変位を一覧にして示している。

図-7 (a) より、P-8 橋脚の場合には、橋軸および橋

軸直角方向ともケーソン基礎の河床位置近傍部が塑性化したことによって水平荷重が低下することが分かる。また、表-3 より、橋軸直角方向の最大耐力は、橋軸方向最大耐力の 1.4 倍程度であることが分かる。

図-7 (b) より、P-13 橋脚の場合には、橋軸および橋軸直角方向とも段落し (地表面) 近傍部が塑性化することによって水平荷重が低下することが分かる。また、橋軸直角方向の場合には、張出し下端近傍部にも塑性化が進行している。なお、表-3 より、橋軸直角方向の最大耐力は、橋軸方向最大耐力の 1.2 倍程度であることが分かる。

P-8 橋脚と P-13 橋脚の最大耐力を比較すると、前者は後者の 3.4～3.8 倍程度の耐力を有しているものと推察される。

(2) 固有振動解析結果

表-4 には、解析から得られる固有振動数を一覧にして示している。表より、P-8 橋脚の橋軸および橋軸直角

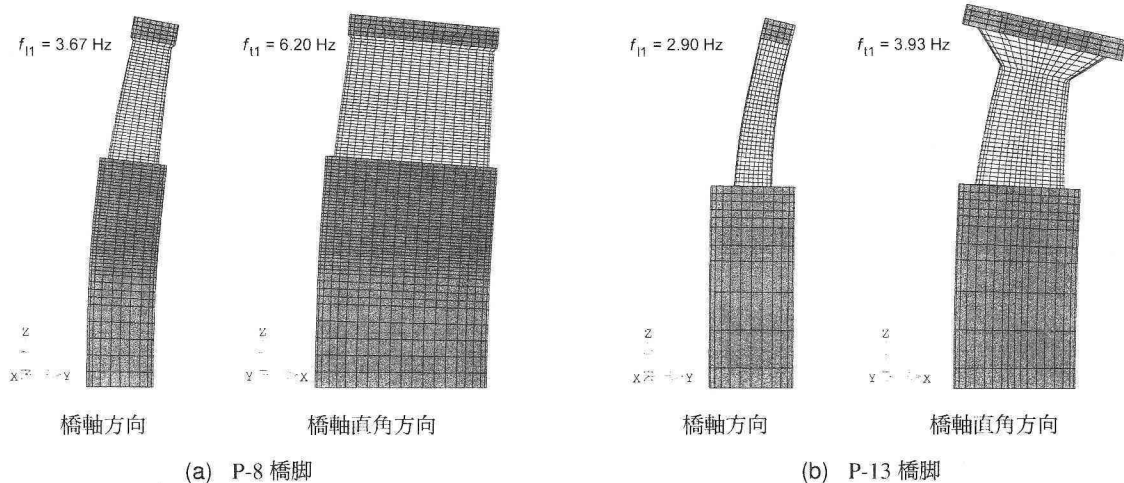


図-8 固有振動モード

表-4 固有振動数の一覧

振動モード	固有振動数 (Hz)	
	橋軸方向	橋軸直角方向
(a) P-8 橋脚		
1 次振動	3.67	6.20
2 次振動	7.45	7.89
(b) P-13 橋脚		
1 次振動	2.90	3.93
2 次振動	5.10	5.29

方向の最低次固有振動数は、それぞれ 3.7 および 6.2 Hz 程度であることが分かる。また、P-13 橋脚の場合には、それぞれ 2.9 および 3.9 Hz 程度となっている。図-8 には振動モードの一例として、P-8 橋脚および P-13 橋脚における橋軸および橋軸直角方向の最低次固有振動モードを示している。なお、ここでは、橋脚本体の振動モードに着目しているため、周辺地盤を除いて示している。

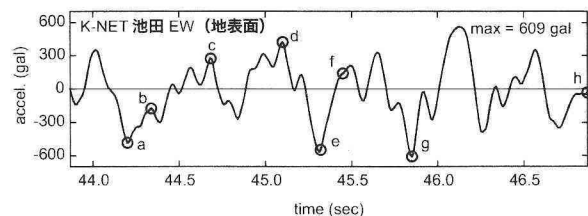
(3) 動的応答解析結果

図-9 には、解析に使用した部分の K-NET 池田で観測された地表面波形、およびそれを基盤面まで引き戻した波形の 2 種類を比較して示している。また、図中のアルファベットは後述に示す解析結果の出力点を示している。

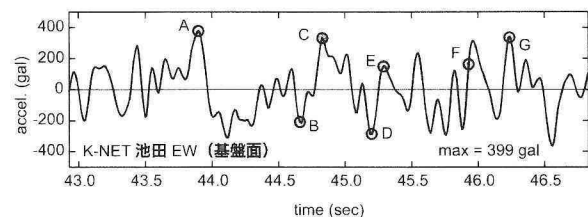
本研究では、P-8、P-13 橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向にこれらの波形を入力することにより応答解析を実施している。

a) P-8 橋脚

図-10 には、2 種類の波形を橋軸方向に入力する場合における P-8 橋脚の変形状況および鉛直方向ひずみ分布を比較して示している。なお、変形倍率は 10 倍である。



(a) 地表面波形



(b) 推定基盤面波形

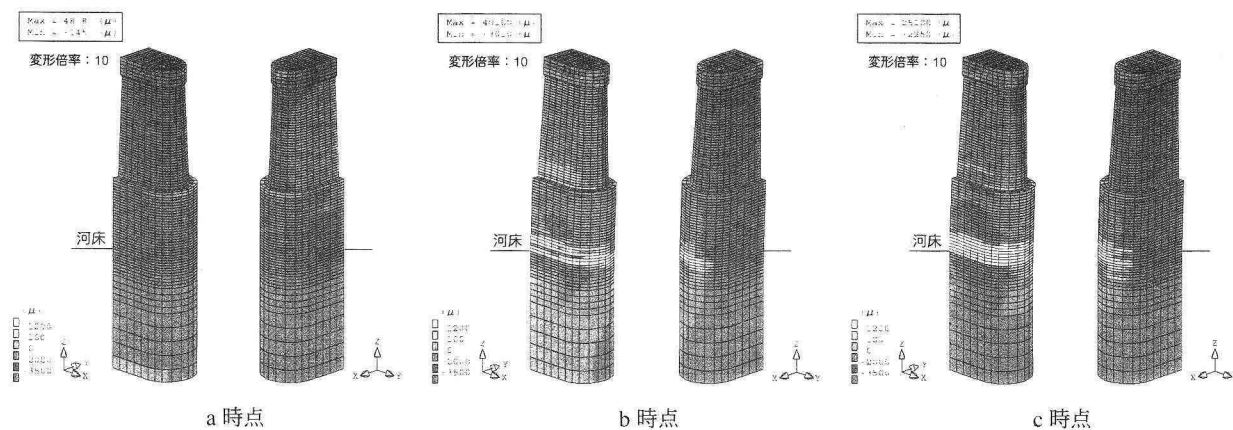
図-9 入力加速度波形と解析結果の出力点

(a)、(b) 図より、入力波形によって損傷の発生時刻およびその程度は若干異なるものの、いずれの場合も時刻の進行とともにケーソン基礎の河床位置近傍部に 1,200 μ 以上のひずみが発生しており、損傷を受けている可能性があることが示唆される。

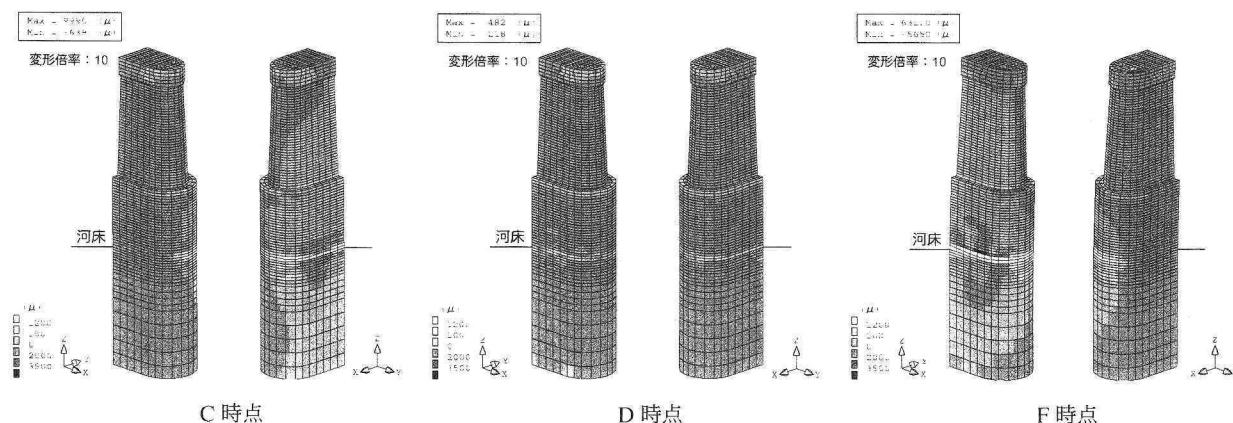
図-11 には、P-8 橋脚を対象として橋軸直角方向加振の場合における応答結果を比較して示している。図より、地表面および推定基盤面波形のいずれを入力する場合も、橋軸方向入力、橋軸直角方向入力にかかわらずケーソン基礎の河床位置近傍部が損傷する傾向にあることが分かる。

b) P-13 橋脚

図-12 には、2 種類の波形を橋軸方向に入力する場合における P-13 橋脚の変形状況および鉛直方向ひずみ分布を比較して示している。(a)、(b) 図より、入力波形に



(a) 地表面波形を入力する場合



(b) 推定基盤面波形を入力する場合

図-10 各時点における P-8 橋脚の変形性状と鉛直方向ひずみ分布 (橋軸方向加振, 動的応答解析)

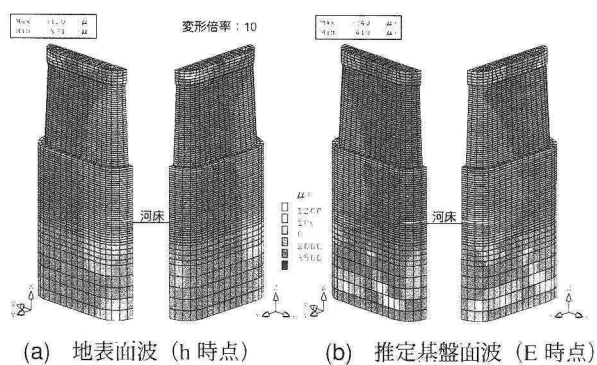


図-11 P-8 橋脚の変形性状と鉛直方向ひずみ分布
(橋軸直角方向加振)

よって損傷の程度は若干異なるものの、いずれの場合も時刻の進行とともに段落し (地表面) 近傍部に 1,200 μ 以上のひずみが発生していることが確認される。また、このひずみ分布性状は、写真-2 に示した実際の被災状況と概ね一致していることが分かる。

図-13 には、橋軸直角方向加振に関する応答結果を比較して示している。図より、橋軸直角方向に関しても

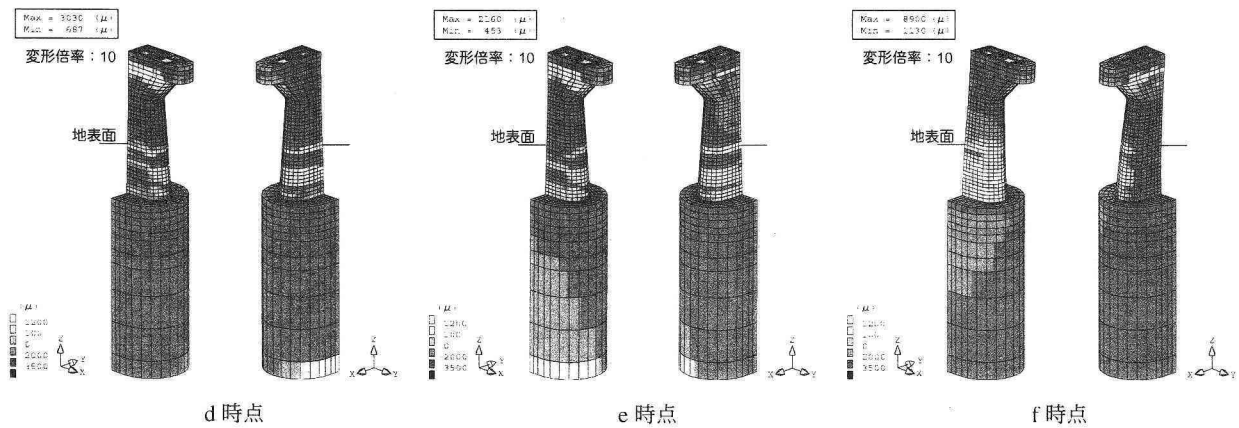
入力波形にかかわらず、いずれの場合も段落し (地表面) 近傍部が損傷することが分かる。

5. まとめ

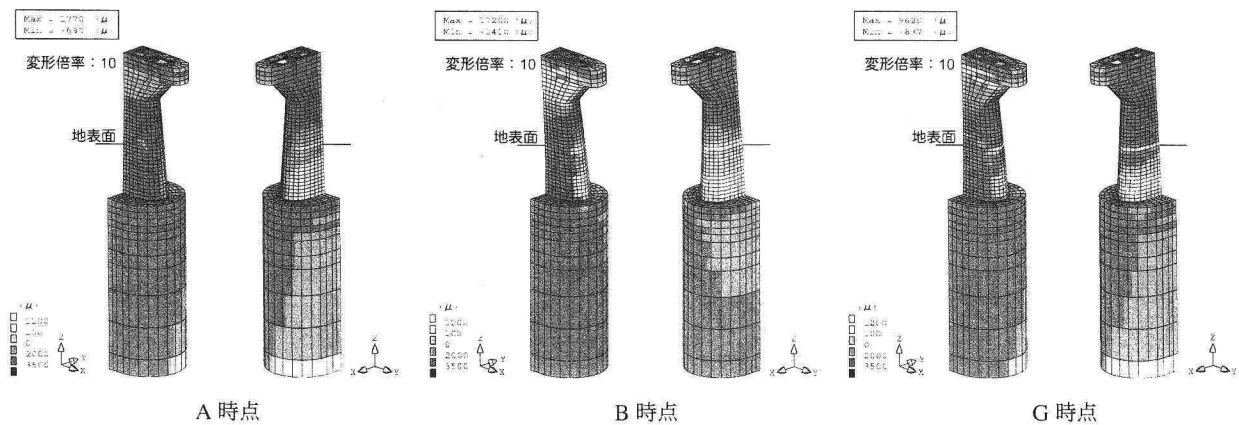
平成 15 年 (2003 年) 十勝沖地震によって、千代田大橋では、中央径間部の 1 橋脚において橋座部にひび割れが、また側径間部の複数の橋脚において段落し部に曲げひび割れが生じた。本論文では、損傷程度の比較的大きいこれらの 2 つの橋脚を対象に、被災前の耐荷性状や動的応答性状の把握を目的に、3 次元弾塑性有限要素解析を実施した。本研究の範囲で得られた結果を整理すると、以下の通りである。

プッシュオーバー解析結果より、

- 1) P-8 橋脚の橋軸直角方向最大耐力は、橋軸方向の 1.4 倍程度であることが確認された。また、橋軸および橋軸直角方向ともケーソン基礎の河床位置近傍部が損傷することにより、耐力が低下することが確認された。



(a) 地表面波形を入力する場合



(b) 推定基盤面波形を入力する場合

図-12 各時点における P-13 橋脚の変形性状と鉛直方向ひずみ分布 (橋軸方向加振, 動的応答解析)

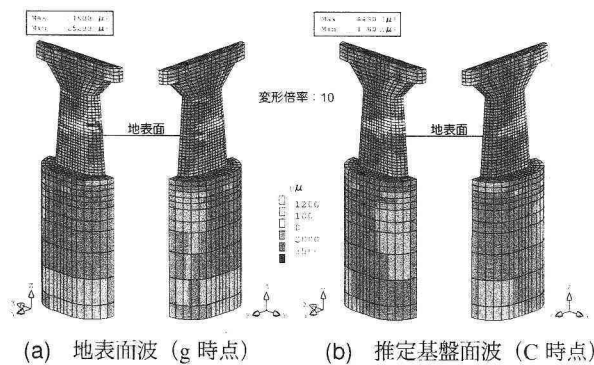


図-13 P-13 橋脚の変形性状と鉛直方向ひずみ分布 (橋軸直角方向加振)

2) P-13 橋脚の橋軸直角方向最大耐力は、橋軸方向の 1.2 倍程度であることが確認された。また、橋軸および橋軸直角方向とも段落し (地表面) 近傍部が損傷することにより、耐力が低下することが確認された。

固有振動解析結果より、

3) P-8 橋脚および P-13 橋脚の最低次固有振動数は、それぞれ橋軸方向で 3.7Hz, 2.9 Hz, 橋軸直角方向で 6.2Hz, 3.9 Hz 程度である。

動的応答解析結果より、

4) P-8 橋脚および P-13 橋脚では、地表面波形と基盤に引き戻した波形を入力する場合によって損傷レベルに差はあるものの、いずれも概ね同様の損傷傾向を示すことが明らかになった。

5) P-8 橋脚の場合には、ケーソン基礎の河床位置近傍部が損傷する傾向にあることが明らかになった。

6) また、P-13 橋脚の場合には、段落し (地表面) 近傍部が損傷することが明らかになった。これは、実際の被災状況と概ね一致していることが確認された。

参考文献

- 1) Nonlinear Analysis User's Manual (7.2), TNO Building and Construction Research.