

## 非線形地震応答解析によるRC単柱橋脚の被災要因分析

## Nonlinear Dynamic Analysis of RC Bridge Pier Damaged in Kobe Earthquake

孫 利民\* 林 秀侃\*\* 幸左賢二\*\*\* 後藤洋三\* 大内 一\*

Limin SUN, Hidenao HAYASHI, Kenji KOSA, Yozo GOTO and Hajime OHUCHI

\*工博 (株)大林組技術研究所 (〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

\*\*工学士 阪神高速道路公団工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

\*\*\*Ph. D. 阪神高速道路公団工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

This paper reports an investigation on seismic damages of RC bridge column during Kobe Earthquake. The study was carried out by nonlinear dynamic analysis with considering soil-structure interaction. The effects of several parameters were illustrated based on the analysis results. The analysis approach and the modelling techniques were described in detail. It is hoped that the research results will be helpful for seismic-resistant design and damage mechanism analysis of bridges.

Keyword: RC Bridge, Nonlinear Dynamic Analysis, Strong Earthquake, Damage Mechanism

## 1. はじめに

兵庫県南部地震において多数の高架道路橋が被害を受けた<sup>1)</sup>。橋梁の被害形態は基礎、橋脚、支承、桁の損傷及び落橋等に分類できる。これらの被害形態の中、橋脚の崩壊によりもたらされた落橋が一番大きな被害と思われる。一方、同じ構造形式、規模の橋脚で、同じ強震区域に位置していたにもかかわらず、橋脚によって被災程度に差異が生じていたことが認められた。その原因としては地震入力、隣接橋脚の相互作用など以外に、個々の橋脚の構造構成要素及び周辺地盤などの差によるものが考えられる。

本論文は単柱のRC橋脚の橋軸直角方向の被害に着目し、地盤～基礎の相互作用を考慮した非線形動的解析により橋脚の被災度に差をもたらした幾つかの要因を定量的に分析したものである。解析手法及び検討結果は橋梁被害のメカニズムの解明と今後の橋梁耐震設計、耐震補強に有意な参考データになることを期待する。

## 2. 解析概要

## 2.1 橋脚構造諸元及び地盤条件

解析対象のT型単柱RC橋脚を図一1に示す。高さ(基部から天端まで)は12.74mで、断面は直径3.5mの円形断面である。橋脚躯体の配筋を図一1に示す。主鉄筋は3段のD35×225本で、最内段の45本は基部から6.45mのところまで段落としをしてある。帯鉄筋は橋脚全長にわ

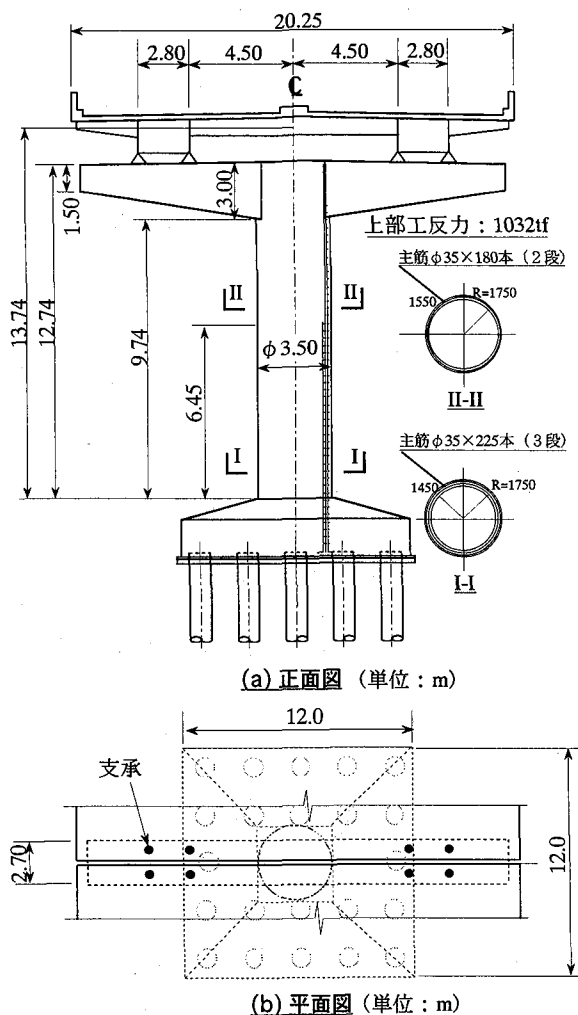
たりD16@300で配置されている。上部工構造はスパンが60m、幅員が約20mの箱桁で、上部工重量が1032tf、8個の金属製支承板支承により支持されている。基礎は杭基礎であり、フーチングは12m×12m、厚さ3mで、杭は直径1.0m×長さ14mの22本の現場打ち杭である。地盤のボーリング柱状図は図一2に示すとおりで、地盤種別は道路橋示方書<sup>2)</sup>の基準によるとII種地盤に分類される。

## 2.2 解析手法

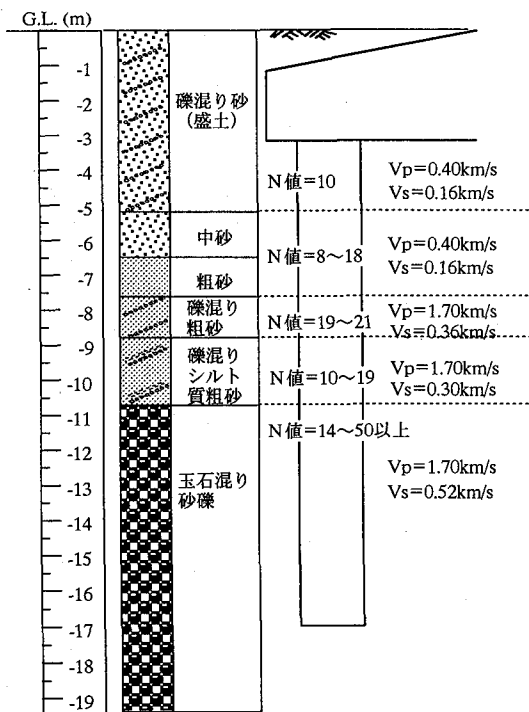
本論文では、橋の上部構造、基礎及び地盤を含んだシステムを解析の対象範囲とした。上部構造と地盤を分離して、いわゆる、サブストラクチャ法によって解析を行った<sup>3)</sup>。

解析のアプローチとして(図一3)、まず、兵庫県南部地震における代表的な地震記録である神戸海洋気象台の強震記録のNS成分(図一4)から基盤に於ける地震波を逆解析によって推定した。得られた波形を解析対象橋脚のサトの基盤入力波とし、橋脚サトの地盤のみ(図一2)の応答解析を行って地盤の収束物性(剛性と減衰)を求めた。これらの物性値は後の有効地震動入力を計算するための地盤～基礎系のFEM解析の地盤定数として用いる。これらの解析は表層地盤の非線形性を等価線形化法によって考慮する1次元波動理論を用いた手法によって行った。

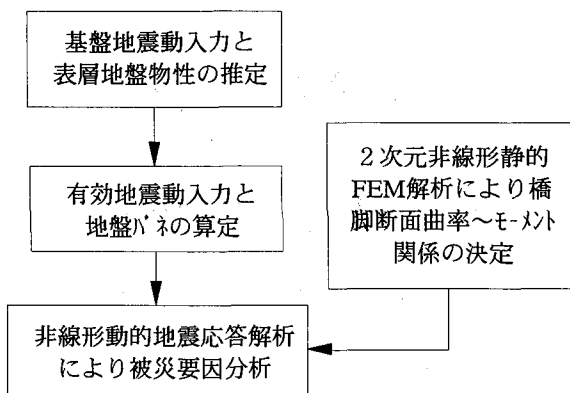
次に、地盤と構造物の間のキネマティック(幾何学的)相互作用の影響を円筒座標により3次元性を考慮した群杭基礎のFEM動的応答解析によって検討した。基礎は質量のな



図一 1 解析対象のT型単柱RC橋脚



図一 2 地盤ボリング柱状図



図一 3 解析フローチャート

い剛性のみ考慮した要素でモデル化し、地盤要素の中に埋め込んで応答解析し、フーチング中央における有効地震入力波と地盤バネ、減衰を求めた(節2.3)。

最後に、上部工を質点系モデルに置き換え、橋脚の材料非線形(節2.4)を考慮して動的解析を行った。地盤との相互作用は前述した解析で求められた地盤バネとダッシュポットにより表現した。基礎への地震入力は求められた有効地震入力を用いた。

地盤ダッシュポットによる減衰に加え、構造系全体に対して5%のレーリ減衰を与えた。解析方法はNewmark- $\beta$ 直接積分法を用い、時間刻み $\Delta t=0.01\text{sec}$ で、各ステップで剛性マトリクスを10回反復補正した。

### 2.3 有効入力地震動と地盤バネ

軸対称有限要素法を用いたため、基礎を等価軸対称モデルで置き換える必要がある。図一5のように群杭が一群の同心円上に分布していると仮定し、フーチング部分も同じ断面2次元モデルを有する円断面で代表した。基礎の右半分のFEMモデルを図一5に示す。

解析結果は図一6に示す。基礎入力最大加速度の606gal(図一6c)に対し、フーチング中央には812gal(図一6a)、自由地盤では983gal(図一6b)の最大応答加速度が出ている。自由地盤と比べ、フーチング中央の有効入力地震動の最大値が小さくなっており、相互作用によって低減されたことが分かる。ここで求められた有効入力地震動は上部工質点系の非線形動的解析のフーチング部の地震入力として用いられる。基礎、地盤の伝達関数(図一7)から、地盤の一次固有振動数は2.2Hz(固有周期0.45sec)で、II種地盤に分類される。

地盤バネの作用点はフーチング中央上面から下方へ1.1mのフーチングの中心付近にした。この点に単位振幅の正弦波強制変位を与え、FEM解析により反力を求めた。その反力は複素形式になっており地盤の複素剛性(イビダ)となる(図一8)。複素剛性の実数部はバネ値を表し、虚数部からは減衰定数を算定できる。地盤複素剛性は振動数に依存しており、振動数の増大に連れて剛性が小さくなり、逆に減衰が大きくなる特性を持つ。本研究で上部工の解析ではこの周波数依存性を無視して、橋脚の一次固

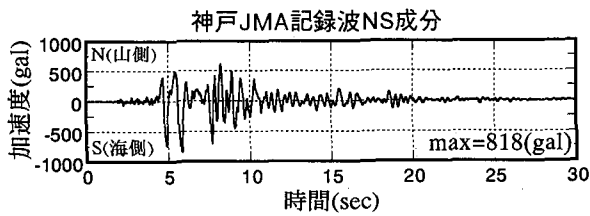


図-4 入力波：神戸海洋気象台NS成分

有周期（節4.1）付近に固定して一定の $\beta$ 係数と減衰係数の形に近似した。

地盤複素剛性から求めた地盤 $\beta$ と減衰は次の通りである。

水平方向： $\beta$ 値 $=1.75 \times 10^5 \text{tf/m}$ 、

減衰定数 $=15\%$ ；

回転方向： $\beta$ 値 $=1.42 \times 10^6 \text{tf-m/rad}$ 、

減衰定数 $=5\%$ ；

上下方向：本研究では考慮せず、固定とした。

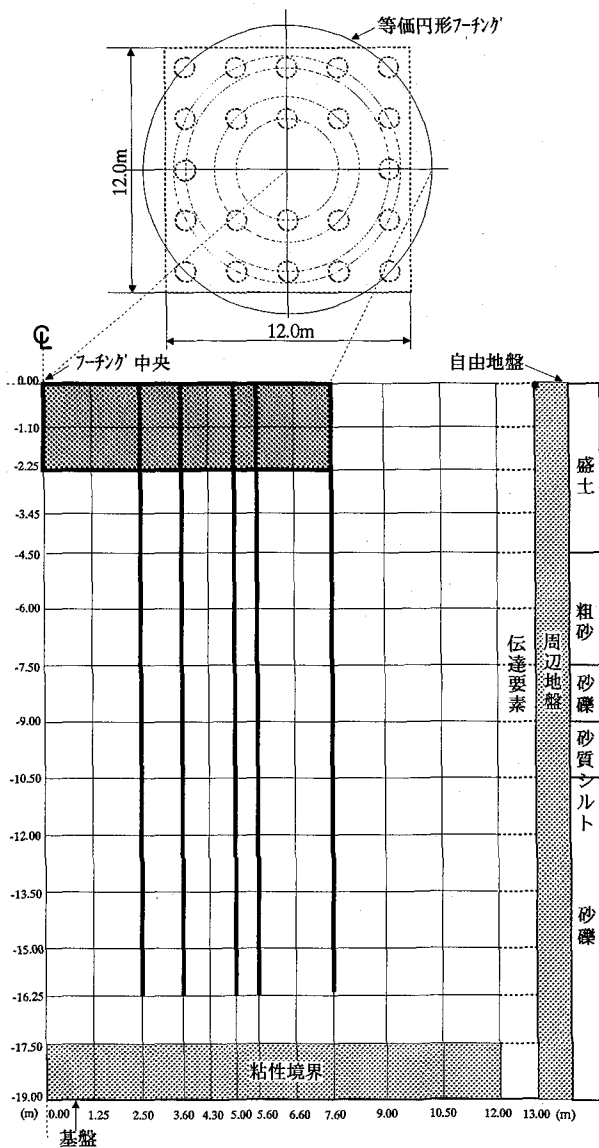


図-5 等価円形基礎と基礎～地盤系軸対象FEMモデル

## 2.4 橋脚非線形材料モデル

橋脚の材料モデルはトリニアの武田モデルを用い、そのパラメータは文献4)で行われた非線形2次元FEM静的解析結果により設定した。このFEMモデルでは、橋脚を2次元モデル化し、コンクリートを平面応力要素、鉄筋をトラス要素とした。

求められた橋脚基部、段落とし部の断面モーメント～曲率関係（ $M \sim \phi$ 関係）を図-9に示す。この $M \sim \phi$ 関係を用いた橋脚の基本モデル（節2.5）の橋脚頂部に水平力を作用させて静的水平力載荷非線形解析を行った。得られた水平力～変位関係（ $P \sim \Delta$ 関係）を図-10に示す。基部固定（地盤 $\beta$ 定数が無限大）の場合の結果も参考として図-10に示した。

## 2.5 橋脚の基本モデル

橋脚は多質点系でモデル化した（図-11）。最下端のフーチング部と最上端のはり部要素は剛はり要素でモデル化した。橋脚各要素内の曲率分布は線形とし、モーメント～曲率（ $M \sim \phi$ ）関係は断面に応じて図-9に示した骨格曲線を有するトリニア型武田モデルを用いた。又、要素のせん断材料特性を弾性とした。ここで、主鉄筋段落し位置は鉄筋の有効定着長（約90cm）を考慮して、基部から5.5m

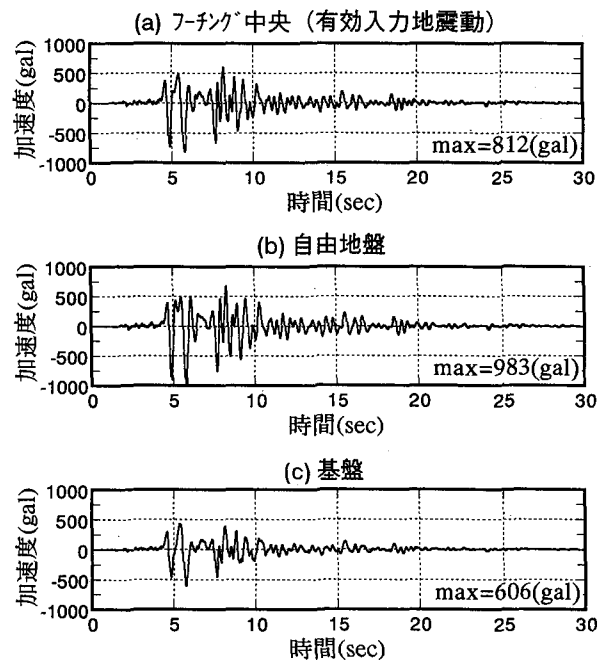


図-6 有効入力地震動

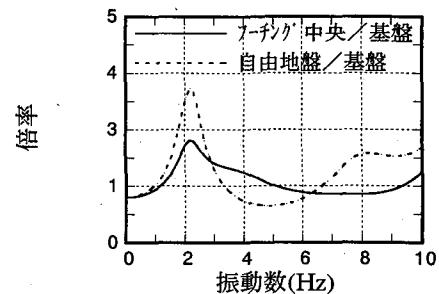
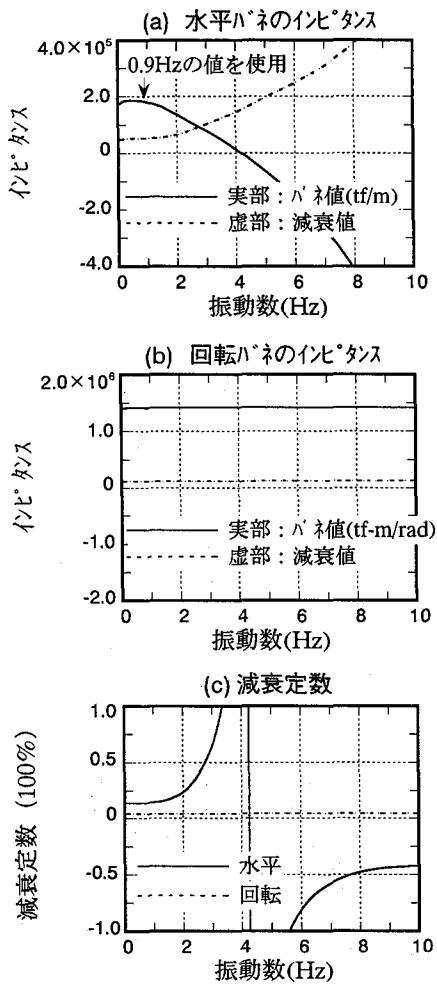


図-7 基礎、地盤の伝達関数



図一八 地盤の復元剛性

の位置とした。

横梁と桁はそれぞれ5質点系(中心位置に1質点と左右支承位置に各2質点)でモデル化し、要素は弾性とした。

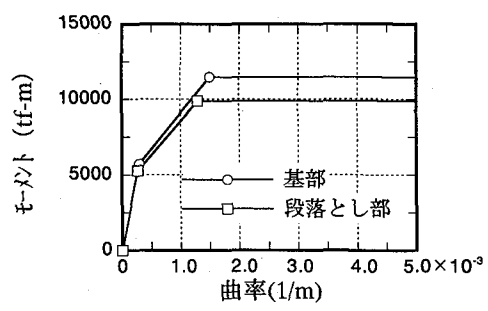
支承のモデル化に於いては、地震時に隣接パンの桁が橋軸直角方向に同じ応答をすると仮定し、プロタイプには両側パン4個づつ計8個の支承板支承があるが、これを2個一組として計4個の支承モデルを水平と上下のバネでモデル化した。バネの剛性は、水平方向を支承のサイドブロックのせん断剛性により、上下方向を支承板の圧縮剛性により決めた。

3. 各影響要因のモデル化手法

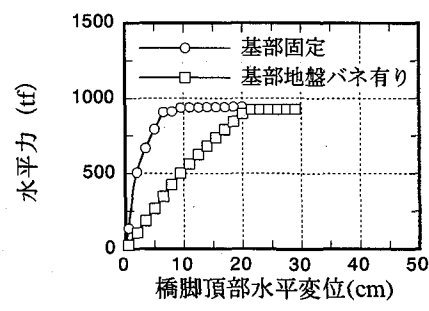
橋脚の解析では、基本モデル(節2.5)をベースにして各被害要因パラメータを変動させ、それらの影響を検討した。各影響要因(表一1)のモデル化手法については本章で述べる。

3.1 杭頭ひび割れ

震災後の調査により、杭基礎の杭頭とフーチングの接合部で杭体のひび割れが確認された。橋脚被災度に対する杭頭ひび割れの影響を検討するため、ひび割れを考慮した



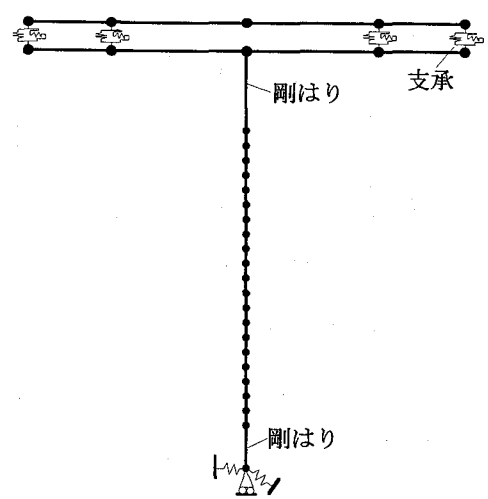
図一九 橋脚断面のモーメント～曲率 (M～φ) 関係



図一十 橋脚頂部水平力～変位 (P～Δ) 関係

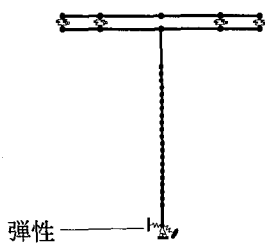
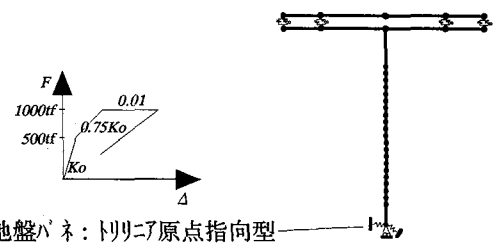
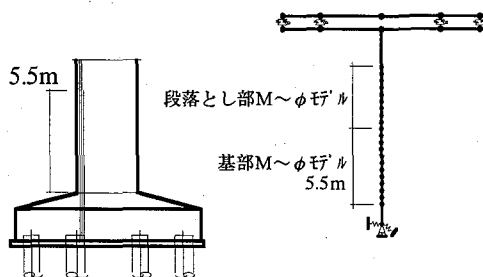
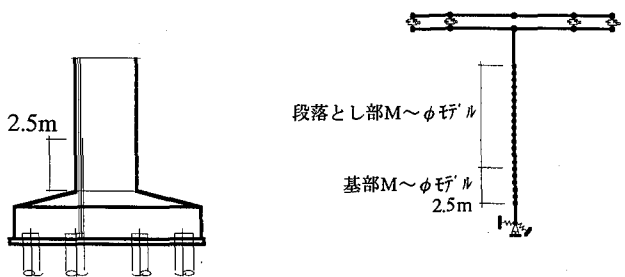
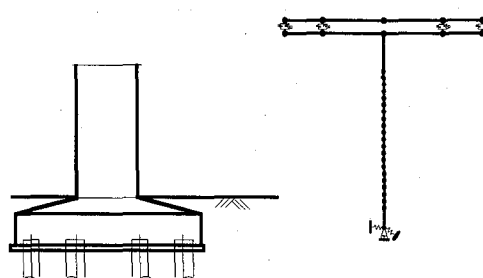
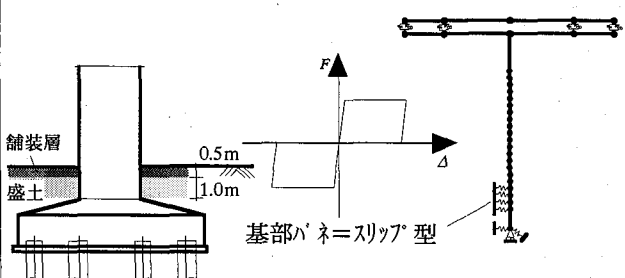
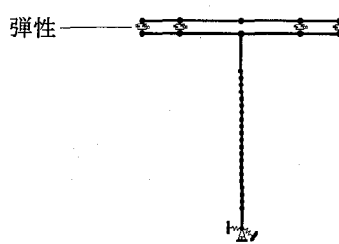
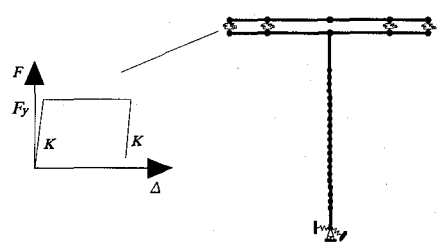
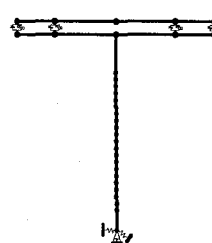
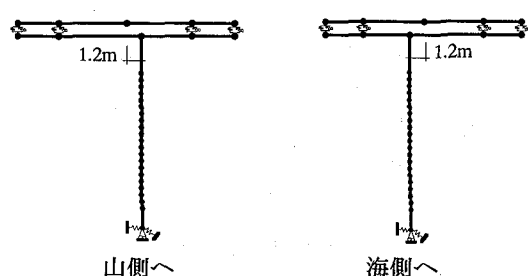
地盤バネを用いる必要がある。

そのため、まず、杭頭とフーチングが基本モデルのように剛結するのではなく、ヒンジで連結するとモデル化し、節2.3と同様な手法で解析した。その結果、回転バネ値はほぼ変わらないが、水平バネ値はひび割れがない場合の約0.75倍まで低下することが分かった。次に、同規模の群杭水平載荷試験の結果<sup>5)</sup>を参考にし、地盤水平バネの材料特性を次のように仮定した。地盤水平バネの非線形履歴特性をトリニア原点指向型とし、バネの初期剛性値 $K_0$ は杭頭とフーチングが剛結、即ち、杭頭にひび割れが生じていない場合のバネ値を用いた。杭頭のひび割れは基礎に作用する水平力が500tfで生じると仮定し、第2勾配のバネ値は $0.75K_0$ とした。さらに水平力が1000tfに達すると、バネが第2降伏



図一十一 動的解析用質点系モデル

表一 諸影響要因のモデル化手法

| 影響要因                | 基本ケースの場合   | 該当要因を検討する場合  |
|---------------------|--|--|
| (1)<br>基礎杭頭<br>ひび割れ | 考慮しない。地盤バネ=線形。<br> 弾性                             | 考慮する。地盤バネ(水平)=非線形。<br> 水平地盤バネ: トリニア原点指向型                           |
| (2)<br>主筋段落<br>とし位置 | 基部から+5.5m<br> 5.5m<br>段落とし部M~φ寸<br>基部M~φ寸<br>5.5m | 基部から+2.5m (基準位置から-3.0m)<br> 2.5m<br>段落とし部M~φ寸<br>基部M~φ寸<br>2.5m    |
| (3)<br>橋脚基部<br>埋め戻し | 考慮しない。<br>                                      | 考慮する。埋め戻し部に地盤バネを用いる。<br> 舗装層<br>盛土<br>0.5m<br>1.0m<br>基部バネ=スリップ型 |
| (4)<br>支承破断         | 破断しない。支承バネ=線形。<br> 弾性                           | 破断する。水平支承バネ=バリエア弾塑性。<br>   |
| (5)<br>桁の偏心         | 考慮せず。<br>                                       | 考慮する。<br> 1.2m<br>山側へ<br>海側へ                                     |

表一 2 動的解析結果の最大値

| ケースNo.             | 1                     | 2                     | 3                     | 4                     | 5                     | 6                     |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 影響要因<br>評価尺度       | 基本ケース                 | 杭頭ひび割れ                | 主筋段落とし                | 基部埋め戻し                | 支承破断                  | 桁偏心(山側)               |
| 基部せん断力 (tf)        | 925                   | 889                   | 917                   | 1180 (1050*)          | 899                   | 951                   |
| 基部モーメント (tf-m)     | 11800                 | 11800                 | 11800                 | 11600 (11700*)        | 11800                 | 11900                 |
| 基部曲率 (1/m)         | $4.23 \times 10^{-3}$ | $5.00 \times 10^{-3}$ | $3.57 \times 10^{-3}$ | $2.48 \times 10^{-3}$ | $3.26 \times 10^{-3}$ | $8.00 \times 10^{-3}$ |
| 基部曲率塑性率            | 2.82                  | 3.33                  | 2.38                  | 1.65                  | 2.17                  | 5.33                  |
| 段落とし部せん断力 (tf)     | 899                   | 889                   | 903                   | 900                   | 858                   | 905                   |
| 段落とし部モーメント (tf-m)  | 9110                  | 8780                  | 10100                 | 8730                  | 8880                  | 9930                  |
| 段落とし部曲率 (1/m)      | $1.09 \times 10^{-3}$ | $1.02 \times 10^{-3}$ | $3.20 \times 10^{-3}$ | $1.01 \times 10^{-3}$ | $1.04 \times 10^{-3}$ | $1.29 \times 10^{-3}$ |
| 段落とし部曲率塑性率         | -                     | -                     | 2.46                  | -                     | -                     | -                     |
| 橋脚頂部変位 (cm)        | 25.7                  | 30.2                  | 25.7                  | 22.8                  | 24.3                  | 31.7                  |
| 橋脚頂部速度 (kine)      | 169                   | 170                   | 166                   | 155                   | 166                   | 157                   |
| 橋脚頂部加速度 (gal)      | 646                   | 637                   | 640                   | 680                   | 699                   | 642                   |
| 脚頂部残留変位 (cm)       | 1.7                   | 2.7                   | 1.7                   | 1.5                   | 1.5                   | 10.5                  |
| 支承部せん断力/1ピル (tf)   | 159.8                 | 158.3                 | 156.9                 | 164.3                 | 88.0                  | 154.6                 |
| 脚頂部～桁相対変位 (cm)     | 0                     | 0                     | 0                     | 0                     | 2.6                   | 0                     |
| フチング 水平変位 (cm)     | 0.8                   | 7.4                   | 0.8                   | 0.8                   | 0.8                   | 0.8                   |
| 水平地盤バネ力 (tf)       | 1378                  | 1118                  | 1388                  | 1115                  | 1344                  | 1471                  |
| 回転地盤バネモーメント (tf-m) | 14343                 | 14586                 | 14138                 | 11715                 | 13939                 | 14790                 |

\*地表高さ断面の値

段階に入り、第3勾配は0.01と仮定した。この非線形地盤バネは杭頭のひび割れの有無の影響を検討する際に用いられた。一方、杭頭ひび割れがない場合は線形の地盤バネ値 $K_0$ を用いた。

### 3.2 橋脚主筋段落とし位置

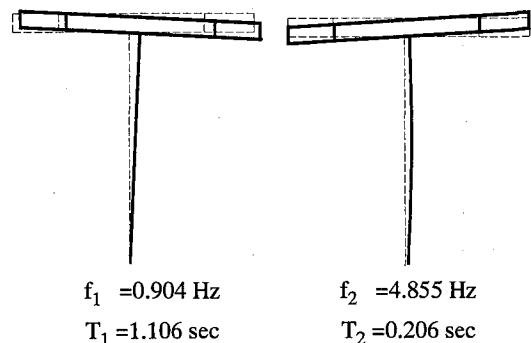
基本モデルでは、橋脚主筋の段落とし位置は基部から5.5mで相対的に高い位置にある。震災調査では橋脚の段落とし位置が低かったことによる被害が報告されているので、ここでは、基本モデルから3.0mを下がった段落とし位置の影響を検討した。段落とし位置の上部と下部の橋脚要素の履歴特性のモデル化にはそれぞれトリニア型の武田モデル(図一9)を用いた。

### 3.3 橋脚基部埋め戻し

都市部高架高速道路の直下には一般自動車道が走っていることが多い。その場合は、高架橋脚の基部が盛土と固い路面舗装により埋め戻される。ここで、フチング天端から盛り土が1.0m (N=15と仮定)、更にその上に0.5m

の舗装層があると仮定し、基部埋め戻しの橋脚の被災度への影響を検討した。

埋め戻し土と路面舗装の影響をスリップ型の履歴特性を有する非線形地盤バネで考慮した。初期バネ定数は道路橋示方書に従って地震時の地盤バネとして算出した。



図一12 一次と二次モード型

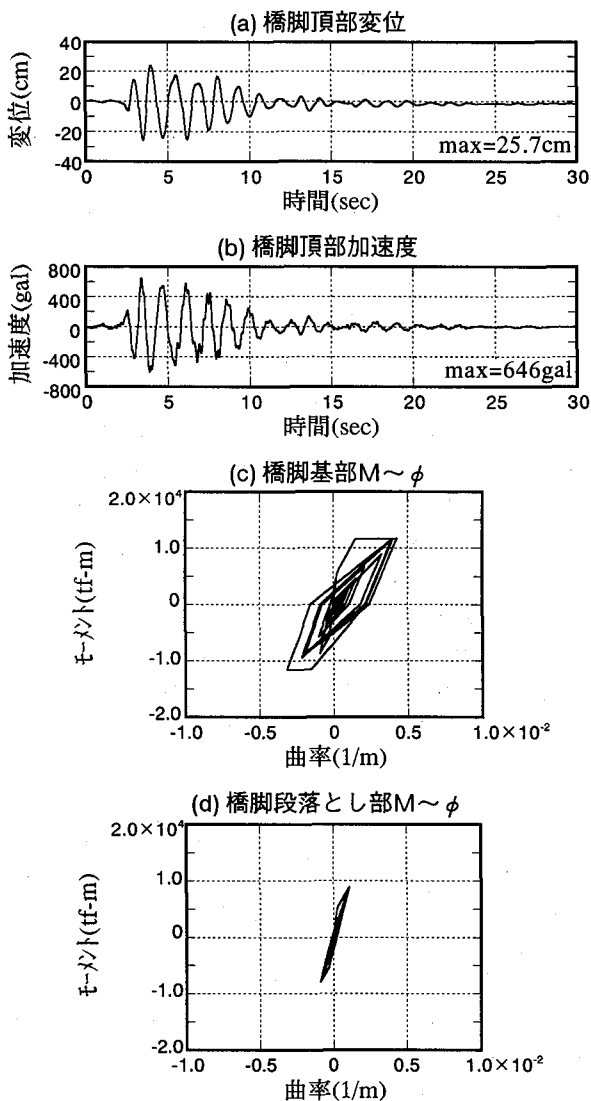


図-13 地震応答解析結果  
ケース1：基本モデル

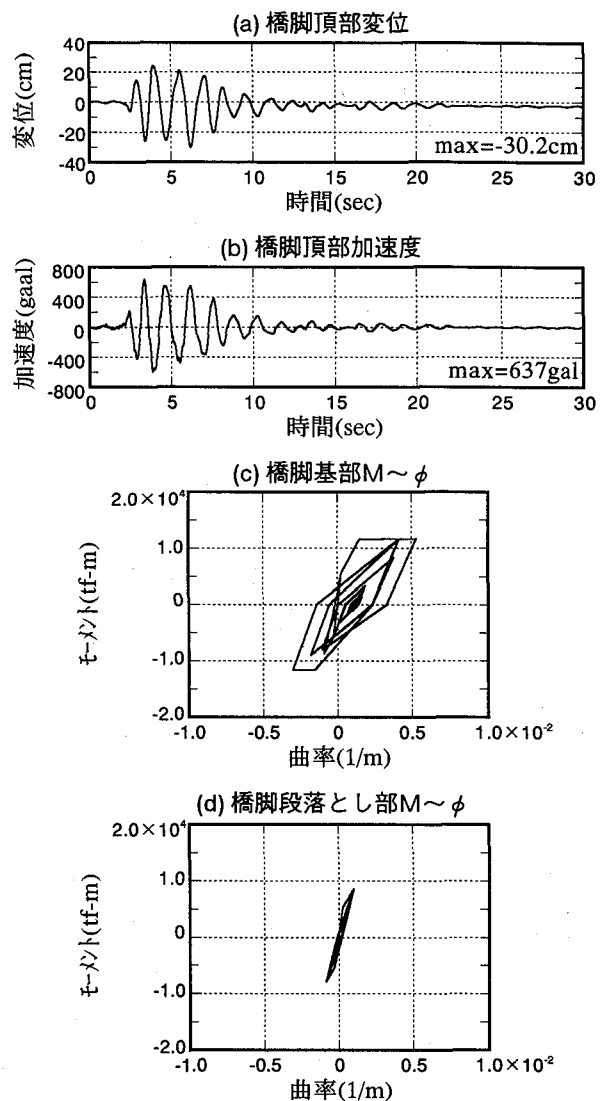


図-14 地震応答解析結果  
ケース2：杭頭ひび割れの影響

舗装層のバネ係数は均しコンクリートの $1/10$ 、 $1929 \text{ kgf/cm}^3$ 、土の部分は $7 \text{ kgf/cm}^3$ と仮定した。また、舗装層の強度は $f'_{ck}=180 \text{ kgf/cm}^2$ 、土の一軸圧縮強度 $=10 \text{ kgf/cm}^2$ とした。これらの値により設定したバネ型のスリップバネモデルを表-1の中の図に示す。

### 3.4 支承

支承モデルにおいては、上下バネは線形、水平バネは非線形とし、水平バネの破壊耐力には支承の設計許容耐力 $\times$ 安全率、即ち、上部支持重量 $(1032/4) \times$ 設計震度 $(0.2) \times$ 安全率 $(1.7) = 87.7 \text{ tf}$ の値を用いた<sup>6)</sup>。支承破壊後の挙動は複雑であり、かつそれに関する理論的又は実験的な研究が少ないのが現状であるが、ここでは支承破壊後の挙動を摩擦型の復元力モデルと仮定した。鉄とコンクリート間の摩擦係数を $0.3 \sim 0.4$ とすると、支承破壊後の摩擦力は破壊耐力に近いことが計算から分かった。そこで、簡単のため、破壊を考慮した支承の材料特性をバネ型モデルで表現した。

### 3.5 桁の偏心

横はりと桁の重心を橋脚位置から山側あるいは海側に $1.2 \text{ m}$ 偏心したモデルを用いて偏心による影響を検討した。

## 4. 解析結果の考察

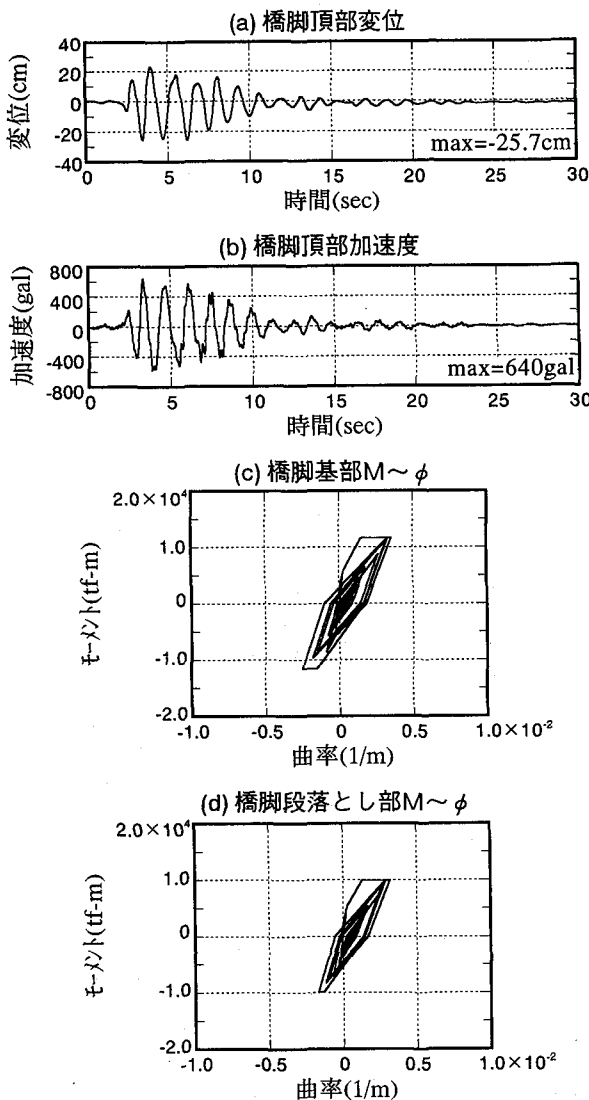
### 4.1 固有値解析

図-12に示すように、基本モデルの一次固有振動数は $0.904 \text{ Hz}$  (周期 $1.106 \text{ sec}$ )、二次は $4.855 \text{ Hz}$  (周期 $0.206 \text{ sec}$ )である。モード型を見ると、一次は橋脚の曲げ変形によるもので、二次は地盤の水平バネの変形と桁の回転によるものと判断できる。用いた神戸海洋気象台波は $1 \text{ 秒}$ 付近で卓越しており、橋脚の一次曲げモードが励振されやすいことが予想される。

### 4.2 動的解析結果の評価尺度

動的解析により橋脚の被災程度を検討する際、下記応答量を評価尺度(表-2)として用いた。

- (1)橋脚基部、段落とし部のせん断力、モーメント及び曲率



図—15 地震応答解析結果  
ケース3：主筋段落とし位置の影響

橋脚の二つのクリティカルな断面で断面力の大きさを調べる。断面が降伏した場合には、曲率からその損傷具合が判断できる。

(2) 橋脚頂部変位、速度、加速度及び残留変位

橋全体の応答の目安とする。また、残留変位は橋脚降伏後被害の進展具合を反映している。

(3) 支承部せん断力及び相対変位

支承が破断する場合の影響を検討する際に用いる。

(4) 地盤バネ反力、モーメント及びフチング水平変位

杭基礎の負荷を判断する。

4.3 動的解析結果

基本モデルを含め6ケースを解析した。各評価尺度の最大値を表—2に示す。各ケースの橋脚頂部応答変位、応答加速度の時刻歴、及び橋脚基部、段落とし部のモーメント～曲率関係などの解析結果を図—13～18に示す。

(1) 基本モデル (ケース1)

橋脚頂部の最大応答変位は25.7cm、最大絶対加速度

は646galであった。橋脚変形が塑性領域に入ったため、頂部変位に若干の残留変位(1.7cm)が残った(図—13)。段落とし部は位置が高いため、その断面は降伏に達しなかったが、橋脚基部断面は曲げ降伏し、曲率塑性率は2.82に達した。支承は1個当たり160tfを負担しており、計640tfの水平力を橋脚に伝達し、基部の弾性せん断力は925tfであった。弾性の水平地盤バネ反力は1378tfであり、ケース2で考慮している降伏力の1000tfを超えていた。フチング部の最大水平変位は0.8cmであった。

(2) 杭頭ひび割れの影響 (ケース2)

水平地盤バネが降伏したため、フチング部は7.4cmの最大水平変位が生じた。その影響を受けて、橋脚頂部の最大応答変位は基本ケースより大きく、30.2cmにも達した。応答加速度は若干小さくなっており、時刻歴(図—14)には基本ケースに現れていた高周波数成分が見られなかった。基部せん断力も若干小さくなった。

(3) 主筋段落とし位置の影響 (ケース3)

段落とし位置を低くしたことで、段落とし部断面が降伏に至った(図—15)。橋脚頂部最大応答変位は基本ケースとほぼ同じ程度であったが、橋脚全体の破壊形態は変わった。

(4) 基部埋め戻しの影響 (ケース4)

橋脚基部埋め戻し部の地盤バネの影響で、基部断面の最大曲率、段落とし部の最大モーメント及び地盤バネの最大水平反力が小さくなった。一方、橋脚基部断面及び地表面高さの断面でのせん断力が基本ケースより1割強増大し、その周辺の断面にせん断破壊が発生し易くなった。4本の基部バネの反力～変位関係も図—16に示した。最上部のバネは最大2.6cmを变形した。

(5) 支承破断の影響 (ケース5)

支承の破壊により橋脚頂部最大変位と橋脚最大せん断力が若干低減された(図—17)。又、文献7)によると支承耐力が低ければ、その傾向も強くなる。一方、支承が破壊する際の剛性の急変により大きな加速度が生じたため、橋脚の最大加速度は逆に増大された。橋脚基部に曲げ降伏が生じたため、基本ケースと比べ最大モーメントの変化は少なかったが、最大曲率はある程度低減された。

(6) 桁偏心の影響 (ケース6)

桁が海側と山側へ1.2m偏心した2ケースを解析したが、その内の不利なケースの山側へ偏心したケースを図—18に示す。頂部最大応答変位が31.7cmになっており、残留変位も10.5cmに達した。橋脚降伏後、偏心モーメントが破壊の進展を助長したと言えよう。

4.4 諸要因の影響傾向のまとめ

(1) 本解析の例では、杭頭ひび割れにより水平地盤バネの剛性値は約75%まで低下することが分かる。ただし、水平作用力が更に増加しバネが第二降伏点に達すると、フチング部には大きな水平変位が生じる。一方、橋全体が長周期化し、橋脚に作用するせん断力が低減される傾向も見られる。

(2) 主鉄筋段落とし位置が低い場合、段落とし部が基部



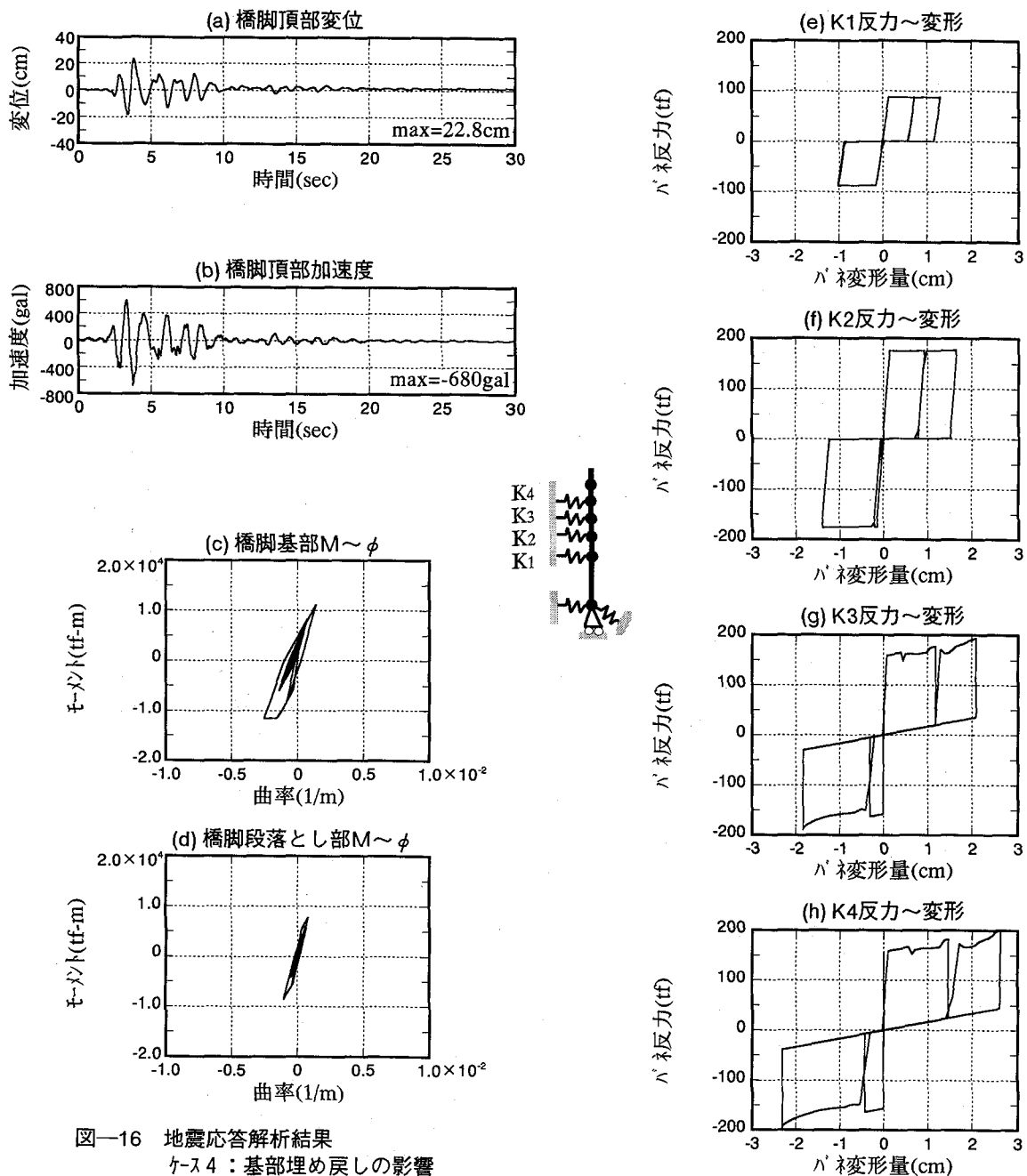


図-16 地震応答解析結果  
 ケ-4：基部埋め戻しの影響

より先に降伏する可能性があり、橋脚全体の耐震性能が低下する。

(3) 橋脚基部が埋め戻され、特に地表に固い舗装層がある場合、橋脚基部及び杭の負担が軽減されるが、地表付近の橋脚断面にせん断力が集中し、せん断破壊が発生し易くなる。設計時には配慮すべき点であろう。

(4) 支承の破断により橋脚に作用されるせん断力が低減され、橋脚の被害が軽減されることもあると考えられる。

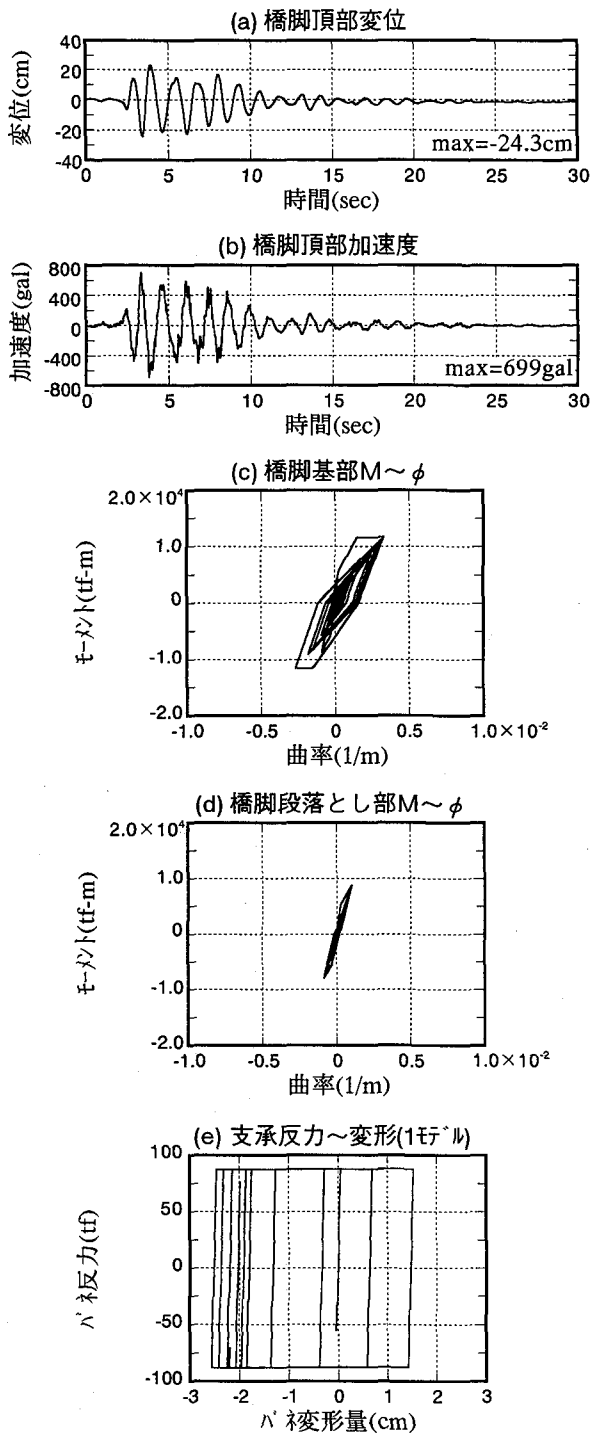
(5) 偏心による影響は偏心の方向と入力地震動の主要動の方向との関係によって、不利が有利な場合がある。不利な場合は、単柱橋脚降伏後の被害（転倒）の進展を助長すると考えられる。

以上、被害要因を解析により個々に分析したが、実際

にこれらの要因は同時に橋脚に影響し、総合した結果として橋脚の被害形態と被害程度に反映する。

### 5. 今後の課題

本研究において用いた地震波は強震記録であるため地盤に大きな歪みが生じ、地盤の応答解析に等価線形化手法を適用しその収束剛性から求めた地盤 $\beta$ 値は既に低減された値になっている。その低減された $\beta$ 値を上部工の時刻歴非線形解析の地盤 $\beta$ 値の初期勾配として用いることは応答の最初段階で地盤 $\beta$ 値を過小評価している可能性が考えられる。また、神戸海洋気象台の地震波は加速度レベルが大きいため、本論文で検討した被害の影響要因においてクリティカルな値を超えた場合があり、影響度がはっきり示されなかった面もあった。以上の問題点は研究課題とし

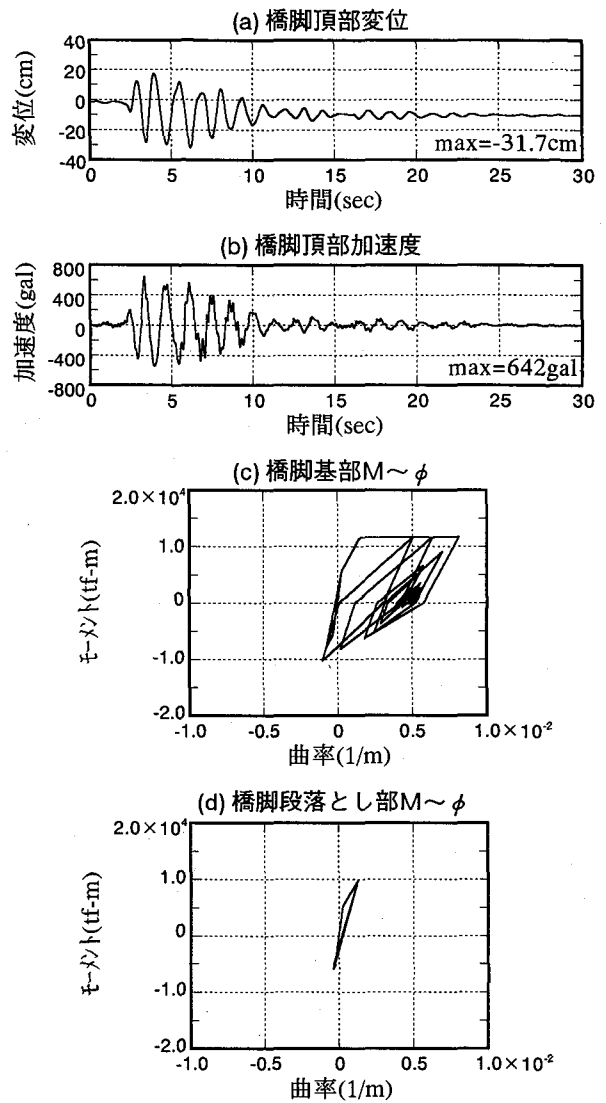


図一17 地震応答解析結果  
ケース5：支承破断の影響

て今後検討する予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災報告、土木構造物の被害 第一章橋梁、H8.10。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編、H8.10。



図一18 地震応答解析結果  
ケース6：桁偏心（山側）の影響

- 3) 土木学会：動的解析と耐震設計、第2巻—動的解析方法、技報堂、1989年。
- 4) 大内一、林秀侃、幸左賢二、田坂幹雄：数値解析によるRC橋脚の破壊メカニズムに関する検討、JCI年報、平成9年6月。
- 5) 坂本真徳、林秀侃、森田悠紀夫、笹尾昌靖、友永則雄：実杭を用いた9本群杭の大変形水平載荷試験、第29回土質工学研究発表会、p1595-1598、平成6年6月。
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧、平成3年7月。
- 7) 孫利民、林秀侃、幸左賢二、後藤洋三、大内一：非線形動的解析によるRC橋脚の被害程度と支承耐力の関連性分析、土木学会第52回年次学術講演会、I-B、p722-723、平成9年9月。

(1997年9月26日)