

# 動的上下動が水平成層地盤中の鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能に与える影響評価

Effect of vertical ground motion on seismic performance verification system of RC underground structures embedded in horizontally layered ground

松井 淳\*, 大友敬三\*\*, 佐藤浩章\*\*\*, 福本彦吉\*\*\*\*  
Jun Matsui, Keizo Ohtomo, Hiroaki Sato, Hikoyoshi Fukumoto

\*工修 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

\*\* 博 (工) 電力中央研究所 地球工学研究所 構造工学領域リーダー (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

\*\*\*工修 (財) 電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

\*\*\*\*工修 日本原子力発電株式会社 開発計画室 土木設計グループ (〒101-0053 東京都千代田区神田美土代町 1-1)

The objective of this study is to evaluate vertical ground motion on the seismic performance verification method for underground RC structures embedded in horizontally layered ground. A soil-structure interaction model was prepared and nonlinear earthquake response of the model was discussed under observed earthquake ground motion.

Horizontal component of seismic load is hardly affected by vertical ground motion. On the other hand, the vertical ground motion brings a slight increase of axial force on upward columns, however that has little effect on limit state value which are affected by axial force fluctuation. In addition, response and limit state values are almost stable regardless of time instant difference of the peak acceleration between horizontal and vertical ground motions.

*Key Words: Underground structure, Reinforced concrete, Vertical ground motion, Seismic performance verification*

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震による社会基盤施設の甚大な被害を教訓に、各種土木構造物に関する耐震性能照査法の高度化が図られている。このうち、上下地震動については、水平方向の照査用地震動の最大加速度振幅の1/2を震度に換算し、これを静的地震力として考慮されるのが通例である。しかしながら、より実現象を考慮した耐震性能照査の観点からは、上下動についても今後は動的地震力として取り扱われるべきであると考えられる。

鉄筋コンクリート製(以下、RC)地中構造物の応答に及ぼす動的上下動の影響について考えた場合、その研究例は、建屋などの地上構造物のそれに比べてきわめて少ない。上西ら<sup>1)</sup>は、函型トンネルを対象に、その損傷の機構を理論的に解明することを試み、兵庫県南部地震における神戸高速鉄道の大開駅での中柱の損壊を対象に、地震動の周波数特性から、土被りが大きい方が、相対的に中柱が共振を起こしやすいことを示し、被害の特徴を理論的に裏付けている。伊東<sup>2), 3), 4)</sup>らは、参考文献5)で示された海水管ダク

トなどを対象に、上下動が構造物の応答に及ぼす影響などについて検討している。しかし、その塑性変形に及ぼす影響については、詳細には議論していない。

また、Anら<sup>6)</sup>は地盤および構造物を履歴依存型の非線形モデルで評価し、大開駅における中柱の損壊を対象にして、構造物が崩壊に至るまでの過程に及ぼす上下動の影響について解析的な検討を行っている。土木学会コンクリート委員会311委員会(阪神淡路大震災被害分析委員会)においても、同様に大開駅を対象とした地震応答解析などを実施しており、上下動の影響について論じている<sup>7)</sup>。しかし、これらの研究では、上下動が地中構造物の応答に及ぼす機構やその限界値に対する影響には言及していない。

本研究では、代表的な地中構造物の一つとして、海水管ダクトを対象に、塑性応答を示す領域において、基盤面から入射される上下動の影響の程度を解析的に把握することを試みた。すなわち、水平成層地盤中に埋設された海水管ダクトを対象に、地盤-構造物連成系モデルによる実観測記録に対する時刻歴非線形有限要素解析を実施し、①上下動を動的に取り扱った場合の構造物の応答特性、②水平

動と上下動のPGA（最大加速度；peak ground motion）の特性の一つとして、両者の発生時刻差が構造物の応答に及ぼす影響など、について検討した。

## 2. 解析の概要

### 2.1 解析の対象とした構造物

原子力発電所屋外重要土木構造物の一つである海水管ダクトを検討の対象とした。構造物とその周辺の地盤条件の概要を図-1に示す。これは、参考文献8)で示した実規模構造モデルを基本とし、構造物に塑性率4程度の応答を生じさせるために、表層地盤のせん断波速度の値を若干変更したモデルである。構造物は岩盤上に設置され、地下水面以下の砂層中に埋設されている。埋設深さは、実際の構造物の埋設条件から、その上限に近い値とし、上載土の影響（上載土中の慣性力は構造系全体のせん断変形に大きく影響する；後述）が最も顕著に表われるようにした。

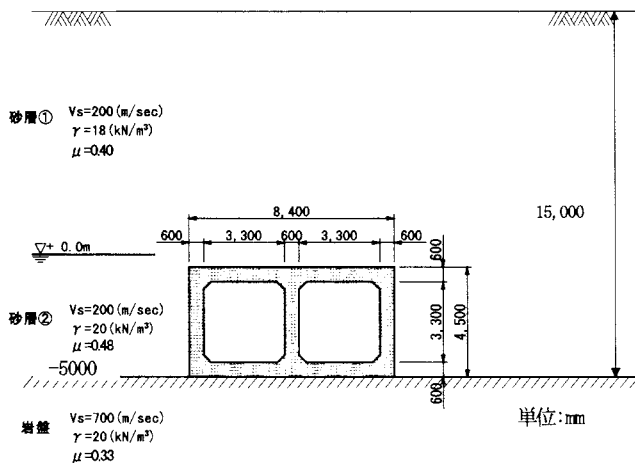


図-1 解析の対象とした構造物(海水管ダクト)の概要

### 2.2 検討用地震動の設定

#### (1) 検討用地震動の特徴

ここでは、動的上下動が、地中構造物の応答に及ぼす影響を把握することを検討の目的とする。そこで、顕著な上下成分が生じた強震観測記録の一つとして、1995年兵庫県南部地震における神戸大学での観測記録のうち、水平成分としてNS成分、上下成分としてUD成分を用いることとした（以後、それぞれNS成分、UD成分という）<sup>9),10)</sup>。神戸大学の観測記録には、以下のような特徴が挙げられる。

- ・ 波形には、複数の断層破壊によってもたらされたパルス波が明瞭に認められる。このパルス波は、構造物へ甚大な被害を及ぼす要因となったことがその後の研究によって指摘されている<sup>10),11)</sup>。
- ・ UD成分のPGAがNS成分のそれよりもかなり大きい（1.6倍程度）。これは、第2回目の断層破壊によるSV変換波と第3回目の断層破壊による直達P波が重畳したと考えられる。なお、既往の研究によれば、岩盤上の観測記録での水平動と上下動のPGAの比はおおむね0.6程度である<sup>12)</sup>。
- ・ UD成分のPGAの発生時刻がS波の主要動部にあり、

かつS波よりも短周期成分を多く含んでいることから、他のタイプの地震動に比べて、構造物がより大きく応答する可能性がある<sup>13),14)</sup>。

これらの特徴から、神戸大学の記録を用いることは、極めて大きな動的上下動を与えることになることから、本研究における検討用入力地震動として、神戸大学のNS成分およびUD成分を用いることとした（図-2）。

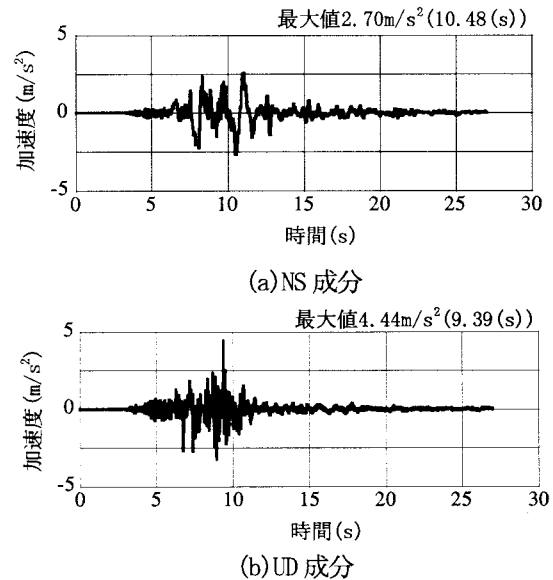


図-2 兵庫県南部地震における神戸大学の観測記録<sup>15)</sup>

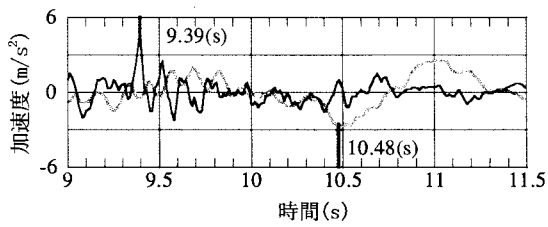
#### (2) 水平動・上下動のPGAの発生時刻差が構造物の応答に及ぼす影響評価に用いる入力加速度波形

ここでは、水平動・上下動のPGAの発生時刻差が構造物の応答に及ぼす影響を把握するために、(1)で設定した検討用地震動（神戸大学観測記録のNS成分とUD成分）に対して、断層破壊時の過程に基づいて、両成分間のPGAの発生時刻差を変更した入力加速度波形を作成し、検討用入力地震動とした。

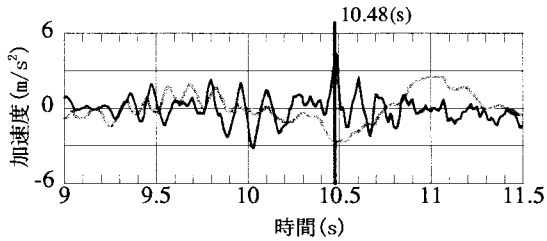
神戸大学の観測記録のNS成分とUD成分では、そのPGAの発生時刻は、それぞれ10.48(s), 9.39(s)であり、1.09(s)の時間差が生じている（図-3(a)）。上下動のPGAの発生要因は、2回目と3回目の断層破壊の発生に時間差が生じたことによると解釈されている<sup>10),11)</sup>。仮に、2回目と3回目の断層破壊の発生時刻差が異なれば、水平動と上下動のPGAの発生時刻が一致する可能性がある。そこで、UD成分の時刻歴のデジタルデータについて、先頭の値が0のデータを1.09(s)分追加し、さらに後ろのデジタルデータ（値はほぼ0）を除去し、NS成分とUD成分のPGAが同一の時刻（10.18(s)）となる入力加速度波形を作成した（波形1：図-3(b)）。

さらに、NS成分が最大値から0まで低下する波形部分の時間帯（0.27(s)）を3等分し、それぞれ10.57(s), 10.66(s)および10.66(s)においてUD成分のPGAが生ずるように、同様な手順で加速度波形を作成した（それぞれ、波形2：図-3(c), 波形3：図-3(d), 波形4：図-3(e)）。

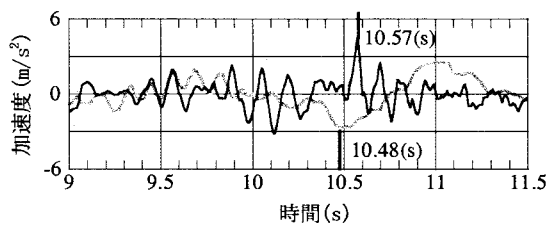
以上のような手順で作成した波形1～4を、ここでの検討に用いる入力加速度波形とした。



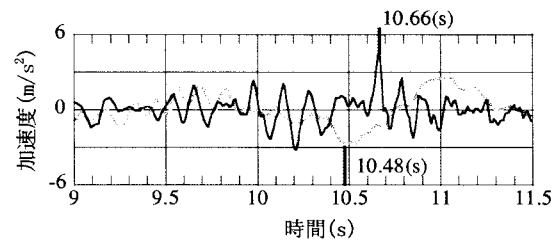
(a) 実観測記録 (発生時刻差 1.09(s))



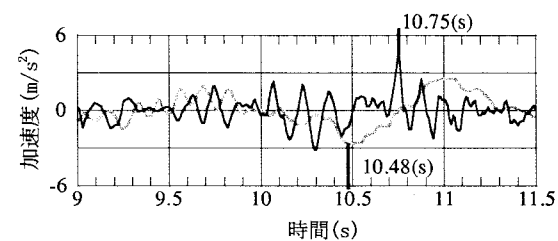
(b) 波形 1 : 発生時刻差が 0.00(s) の場合



(c) 波形 2 : 発生時刻差が 0.09(s) の場合



(d) 波形 3 : 発生時刻差が 0.18(s) の場合



(e) 波形 4 : 発生時刻差が 0.27(s) の場合

図-3 水平動と上下動のPGAの発生時刻差が構造物の応答に与える影響評価に用いる入力加速度波形

### 2.3 解析条件

#### (1) 有限要素モデル

解析は、地盤-構造物連成系モデルによる二次元有限要素解析とした。図-4に、解析に用いた有限要素分割図を示す。地盤要素には、4節点平面ひずみ要素(積分点 $2 \times 2$ )を用い、側方および底面境界には粘性要素を設定した。構造物要素には、はり要素を用いた。さらに、岩盤-構造物間以外の地盤-構造物間には、ジョイント要素を定義した。

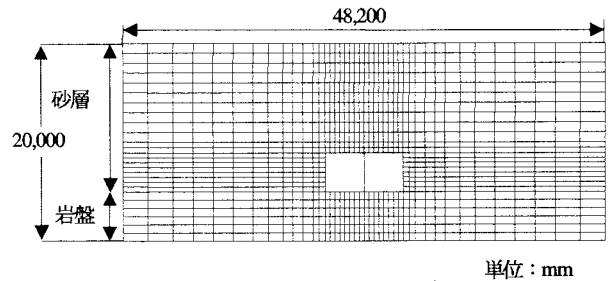


図-4 解析に用いた有限要素分割図

#### (2) 地盤のモデル化<sup>16),17)</sup>

地盤のモデルには、せん断応力-せん断ひずみに関する非線形性を考慮した式(1)~式(3)で表わすような全応力・履歴依存型のモデルの一つである Ramberg-Osgood モデルを用いた。ここでは、予め実施した次元重複反射理論による等価線形解析結果に基づき、想定されるせん断ひずみの最大値から、 $\alpha$ 、 $\beta$ を定めた。

$$\gamma = \frac{S_u}{G_0} s (1 + \alpha |s|^\beta) \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{S_u / G_0} - 1 \quad (2)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left( 1 - \frac{G}{G_0 / S_u} \right) \quad (3)$$

ここに、 $\gamma_f$  : 想定されるせん断ひずみの最大値、 $h$  : 減衰比、 $G_0$  : 微小ひずみレベルのせん断弾性係数、

$\gamma$  : せん断ひずみ、 $G$  : せん断弾性係数 (せん断ひずみの増加に応じて低下)、 $\tau$  : せん断応力、 $s$  : 基準化せん断力 ( $= \tau / S_u$ )、 $S_u$  : せん断強度

図-5に、Ramberg-Osgood モデルで計算したせん断剛性比 ( $G/G_0$ ) と減衰比のひずみ依存関係を示す。また、地下水水位面以深の飽和地盤では、上下動は間隙水中を伝播することから、このような現象をモデル化するために、既往の研究成果に基づき、せん断剛性の低下に拘らず、その体積弾性係数を一定とした。一方、地下水水位面以上の不飽和地盤ではポアソン比を一定とし、体積弾性係数は、せん断弾性係数に応じて低下させた<sup>18),19)</sup>。

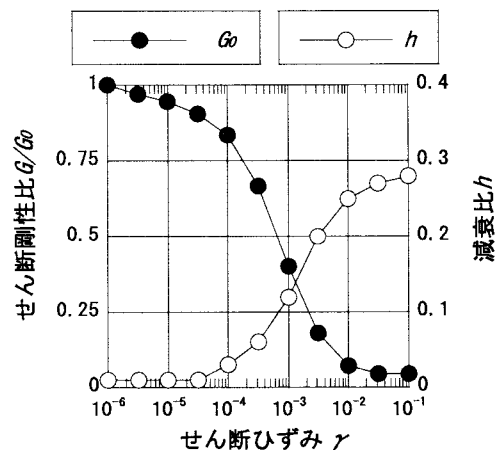


図-5 地盤の動的変形特性

### (3) 構造物のモデル化

構造物は、部材の有効高さ程度で要素分割を定義したはり要素でモデル化し、RC部材の曲げに関する非線形性を考慮した軸力変動型トリリニアモデルを用いた。これは、復元力特性・履歴特性として、Takedaモデル<sup>20)</sup>を基本にしたものである(図-6)。復元力特性は、「曲げひび割れ」、「断面降伏」および「断面終局」の3つを特性点とし、時間ステップ毎に、当該時間での軸力を参照して逐次特性点を変更する。履歴特性も同様であり、Takedaモデルで定める履歴則(最大点指向;曲げモーメントの符号が反転した時、過去に経験した最大値を指向、内部履歴経路則;過去に経験した曲げモーメントや曲率よりも小さい値で再载荷や最終荷を繰り返す時の履歴則など)を、当該時刻の軸力を参照し、指向点などを逐次変更していくものである。除荷時の曲げ剛性については、式(4)にて与えている<sup>21)</sup>。応答値の算出は、先ず直前の時間ステップの復元力・履歴特性にて行い、その後修正Newton-Raphson法を用いて、不平衡力の解消と復元力・履歴特性の変更を行った。

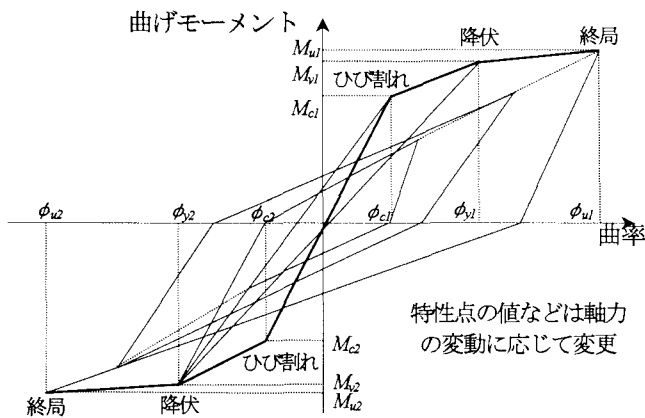


図-6 RC部材の復元力・履歴特性<sup>20)</sup>

$$K_d = \frac{M_c}{\phi_c} \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_c} \right|^p \quad (4)$$

ここに  $K_d$ : 除荷時の曲げ剛性  $M_c$ : ひび割れ発生時の曲げモーメント,  $\phi_c$ : ひび割れ発生時の曲率,  $\phi_{\max}$ : 最大曲率,  $p$ : 除荷剛性係数

### (4) 地盤-構造物間のモデル化

地盤-構造物間では、地震動強度、地盤および構造物の剛性の大小関係などにより、その境界面において剥離・相対変位などの幾何学的な非線形現象が生じる場合がある。そこで、側壁-地盤間および頂版-地盤間において、次式に示すようなMohr-Coulombの摩擦則に従うジョイント要素<sup>22)</sup>を適用し、その影響を考慮した。

$$\tau_f = c - \sigma \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 $\tau_f$ : 破壊せん断応力,  $\sigma$ : ジョイント要素中の直応力,  $c$ : 粘着力 (=0),  $\phi$ : 摩擦角 (=地盤の内部摩擦角  $38^\circ$ )

### (5) 数値解析の条件

時刻歴応答解析の実行にあたっては、粘性減衰特性には、予め実施した初期の全体剛性行列に対する固有値解析の結果をもとに、一次モード減衰比を1.0%とした剛性比例型のRayleigh減衰を考慮した。また、運動方程式の直接積分法には、Newmarkの $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用いた(数値積分の時間刻み:  $1/3000$ (s), 応答値の抽出:  $1/100$ (s)間隔)。

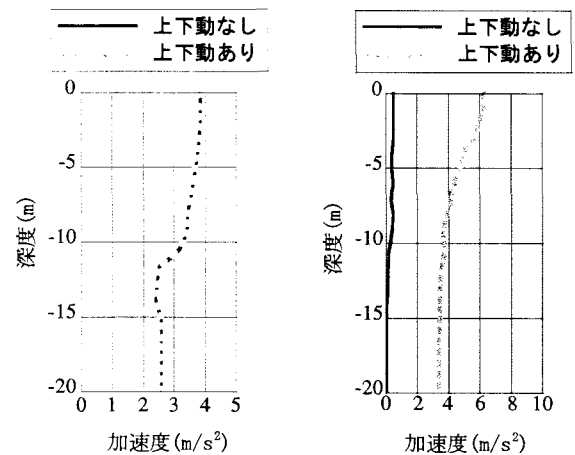
### 3. 解析結果

#### 3.1 動的上下動が構造物の応答に及ぼす影響

上下動を動的に与えた場合の応答特性について考察する。ここでは、別途実施した水平動のみを与えた場合(図-2(a)のNS成分のみを与えた)と水平・上下同時入力の場合(図-2(a), (b)を共に与えた)の結果を相互比較した。

##### (1) 地盤の応答に対する影響

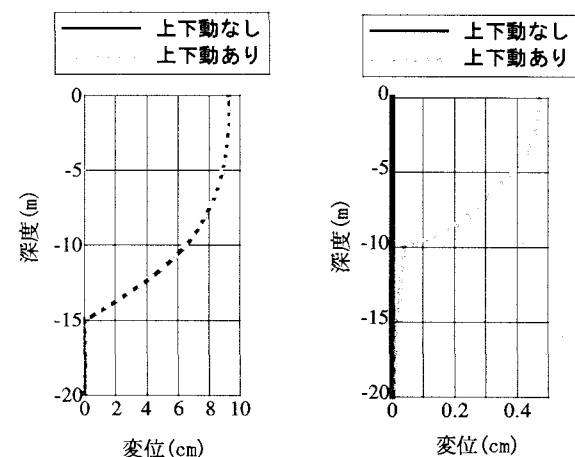
ここでは、構造物から水平方向に十分離れた位置の地盤要素の加速度と変位の最大値の深度分布を比較し、上下動が地盤の動的応答特性に及ぼす影響について検討する。その結果を図-7および図-8に示す。これから、以下のような結果が見出される。



(a) 水平成分

(b) 鉛直成分

図-7 地盤の最大加速度の深度分布



(a) 水平成分

(b) 鉛直成分

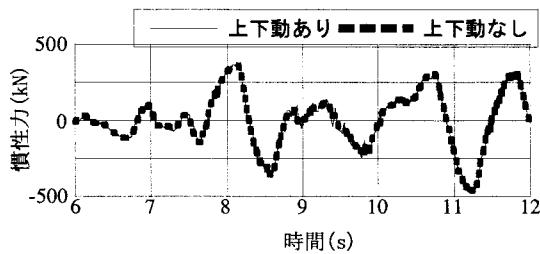
図-8 地盤の最大変位の深度分布

- ・ 加速度および変位の水平成分に対して、上下動の影響は見出されず、水平動のみを与えた場合とほぼ同じ分布となることが確認される。
- ・ 加速度および変位の鉛直成分には、上下動の影響が認められる。特に加速度については、表層付近で2.0倍程度の増幅が見られる。

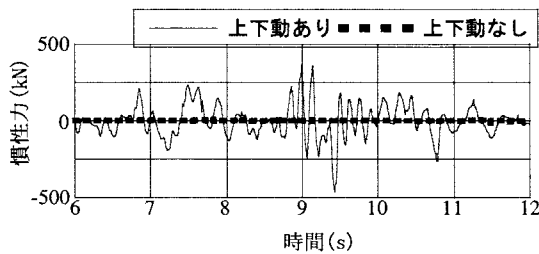
## (2) 地震荷重に対する影響

ここでは、地震荷重に対する上下動の影響について評価する。海水管ダクトのような土被りを有する地中構造物においては、構造物直上の上載土中に発生する慣性力（上載土中に発生した応答加速度にその質量を乗じたもの；以降、上載土慣性力という）の水平成分が、構造物上版の摩擦を介して作用し、構造系全体のせん断変形に関する卓越した地震荷重となることが解明されている<sup>23)</sup>。このことから、ここでは、上載土慣性力の水平成分さらには鉛直成分を比較した（図-9）。まず、水平成分については、水平動・上下動同時入力（以降、上下動あり）の場合と水平動のみ（以降、上下動なし）の場合で、ほとんど相違がみられず、上下動が構造系全体のせん断変形にほとんど寄与しないことが予想される。一方、鉛直成分については、上下動の影響は明らかであり、これらの慣性力の鉛直成分が上下動のみによってもたらされることがわかる。

これらの結果から、上載土慣性力の水平成分によって引き起こされる構造系全体のせん断変形には上下動の影響は見られないこと、一方、上載土慣性力の鉛直成分によって、構造物の鉛直方向部材の軸力などには、何らかの影響が現れることが推察される。



(a) 水平成分



(b) 鉛直成分

図-9 上載土慣性力の比較

た部位の分布を比較したものを示す。構造物は全ての隅角部において、降伏に至っており、塑性変形領域に達している。両者の間では、降伏した部位の分布は、ほぼ同一であり、上下動の影響はほとんどみられないことがわかる。頂版の右端近傍の要素では、上下動ありの場合に降伏した要素が、上下動なしの場合には降伏には至っていない。しかし、これらの要素における発生曲げモーメントは、降伏曲げモーメント比に換算して比較すると、その差は0.03未満と極めて微小であることから両者に大きな相違はない。

次に、構造系全体の曲げ破壊を照査する際に用いられる層間変位（頂版-底版間相対変位）に対する影響について検討する（図-11）。層間変位の時刻歴の位相は、変位が最大値を記録し、いくつかの断面が降伏に至った11.2(s)付近、およびそれ以外の時刻帯のいずれにおいても、上下動の影響は見出されない。また、その最大値についても、上下動ありの場合に3.50cm、上下動なしの場合に3.38cmであり、ほぼ同一である。これから、(2)で推察されたように、上下動は、構造系のせん断変形に対してはほとんど無視しうる荷重成分であることがわかる。

以上の結果を総括するために、全体荷重を上載土慣性力の水平成分で、全体変位を層間変位で、それぞれ定義した構造系全体の荷重-変位曲線を比較したものを図-12に示す。ここでは、初めて断面が降伏した時の層間変位を基準にした応答塑性率も示している。これから、荷重-変位曲線の形状（復元力・履歴特性）、降伏した断面が発生した時期、塑性の程度などがほぼ同一であることが確認され、構造系全体のせん断変形に対して、上下動はほとんど影響を及ぼしていないことが示される。

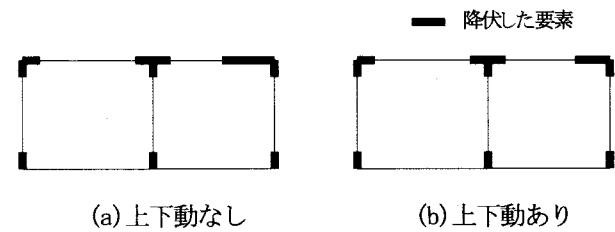


図-10 構造物の損傷分布

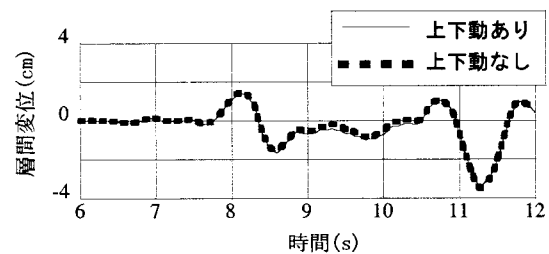
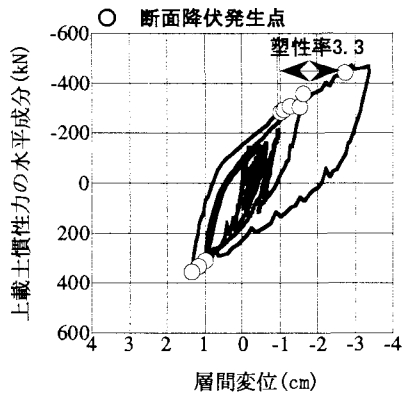


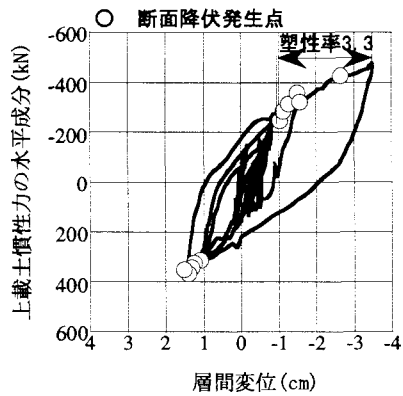
図-11 層間変位の時刻歴の比較

## (3) 構造系全体のせん断変形に対する影響

ここでは、構造系全体のせん断変形に対する影響について評価する。図-10に構造物の損傷分布として、降伏し



(a) 上下動なし



(b) 上下動あり

図-12 荷重-変位曲線の比較

#### (4) 断面力および曲率に対する影響

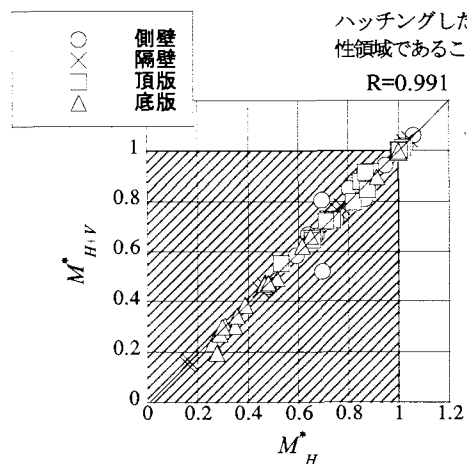
より詳細に上下動の影響を評価するために、構造物の各要素の断面力および曲率に対する影響について検討した。時刻歴応答解析においては、時々刻々と部材の軸力が変動し、それに伴って断面耐力などの値も変動する。このことから、ここでは、構造物を構成する全てのはり要素について、曲げモーメントは降伏曲げモーメントで、せん断力はせん断耐力で、曲率は降伏曲率でそれぞれ除した。軸力については軸応力に換算した後、コンクリートの圧縮強度で除した軸力比を算出し、これらの最大値を抽出した（以降、それぞれ最大降伏曲げモーメント比、最大せん断耐力比、最大降伏曲率比、最大軸力比）。

これらの結果を部材の種類（頂版、底版、側壁、隔壁）毎に分類して示したものが、図-13である。横軸には上下動なしの場合の解析結果における最大降伏曲げモーメント比 ( $M_H^*$ )、最大せん断耐力比 ( $S_H^*$ )、最大軸力比 ( $N_H^*$ ) および最大降伏曲率比 ( $\phi_H^*$ ) を、縦軸には上下動ありの場合の最大降伏曲げモーメント比など（それぞれ、同様に  $M_{H-V}^*$ 、 $S_{H-V}^*$ 、 $N_{H-V}^*$ 、 $\phi_{H-V}^*$ ) をプロットしている。さらに、両者の対応関係を見るために、相関係数  $R$  も示した。最大降伏曲げモーメント比および最大降伏曲率比については、図中で値が 1.0 未満の範囲をハッチングして区別し、弾性域と塑性域での傾向の相違についても考察した。これらから、以下のような傾向が見出される。

- 構造物の各断面の曲げ変形に対する上下動の影響（最大降伏曲げモーメント比、最大曲率比）はほとんどなく、相関係数もほぼ 1 に近い値となっている。部材の種類別による傾向の相違も見出されない。特に、曲率については、最大降伏曲率比が 1.0 以上の塑性域においても、上下動の影響は見出されない。これは、上下動が RC 部材の局所的な曲げ破壊を促進する要因にはなっていないことを示唆している（図-13(a), (d)）。
- せん断変形（最大せん断耐力比）に対する影響も、曲げ変形と同様である。特に、最大せん断耐力比が 1.0 に近い場合において、上下動の影響は見出されない。これは、上下動が RC 部材の脆性的な破壊を促進する要因にはなっていないことを示唆している（図-13(b)）。
- 最大軸力比については、上下動の影響がわずかに認められ、特に鉛直方向部材（側壁、隔壁）では、圧縮力の値がやや増加する傾向にある（図-13(c)）。

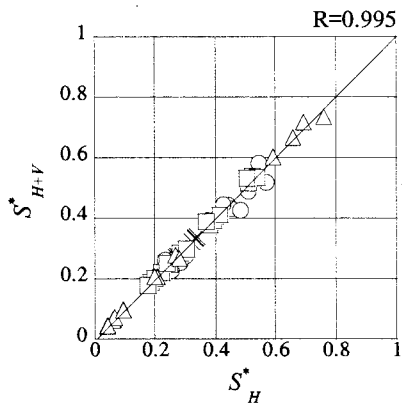
鉛直方向部材の軸力が増加した要因として、図-9(b)に示した上載土慣性力の鉛直成分が挙げられる。このことを検証するため、図-14(a)に最も軸力が変動した隔壁下端部の軸力の動的増分値（応答値から初期軸力を差し引いた値）と上載土慣性力の鉛直成分の時刻歴を併記した。さらに、図-14(b)には、両者の対応関係を示した。これらから、上載土慣性力の鉛直成分と軸力の動的増分値の位相は、全時間帯にわたって、よく一致していることがわかり、上下動は上載土慣性力の鉛直成分に影響を及ぼすことにより、主に構造物の鉛直方向部材の軸力の変動をもたらすことがわかる。また、両者の間では、その時刻歴波形が相似形であることも確認される。

さらに、図-13(d)で示した軸力の動的増分値を軸応力に換算すると、最大でも  $0.4\text{N/mm}^2$  程度と微小な範囲にある。また、図-1に示したような地中構造物の軸力のレベルは低く、一般に軸力比で 0.1 未満である<sup>24)</sup>。このことから、たとえ上下動によって、部材の軸力の変動が認められたとしても、この程度の軸力の変動が部材の耐力などに及ぼす影響は、無視できる範囲にあることが推察される。

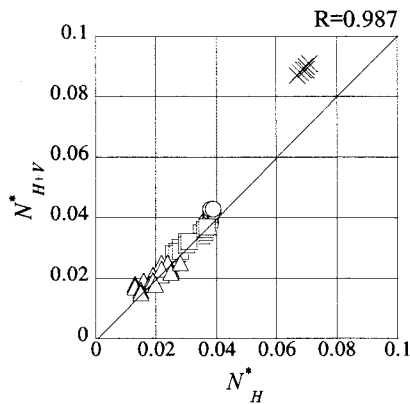


(a) 曲げモーメント

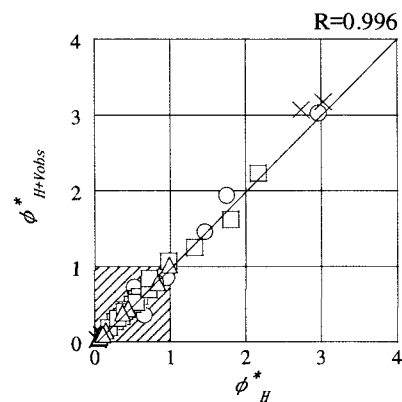
図-13 断面力・曲率に及ぼす影響



(b)せん断力

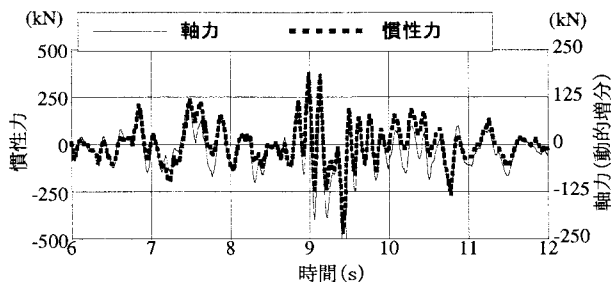


(c)軸力



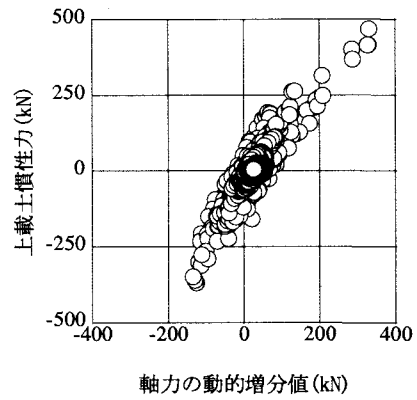
(d)曲率

図-13 断面力・曲率に及ぼす影響 (続き)



(a)時刻歴波形

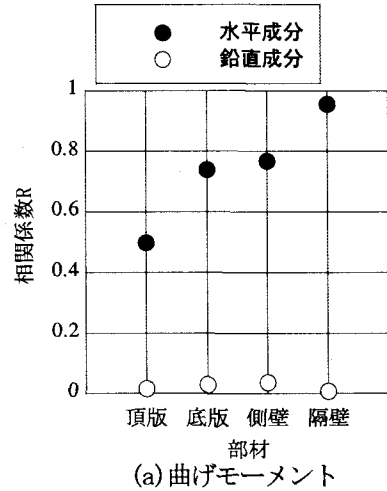
図-14 隔壁の軸力増分と上載土慣性力の鉛直成分との比較



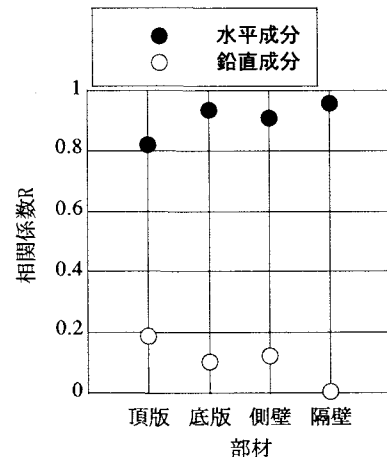
(b)対応関係

図-14 隔壁の軸力増分と上載土慣性力の鉛直成分との比較 (続き)

図-14(b)で示した対応関係を、全ての断面力の動的増分値と上載土慣性力(水平/鉛直成分)について調べた(図-15)。ここでは、その対応関係を $y=\alpha x$ に関する相関係数( $x$ :断面力の動的増分値, $y$ :上載土慣性力の水平成分/鉛直成分)で比較した。これから、曲げモーメントおよびせん断力が、上載土慣性力の水平成分によって生じることが改めて確認されると共に、軸力については、隔壁は鉛直成分、底版は水平成分によって、それぞれ生じていること、側壁については水平成分と鉛直成分の寄与の程度がほぼ同程度であることが示される。



(a)曲げモーメント



(b)せん断力

図-15 断面力の動的増分値と上載土慣性力との対応

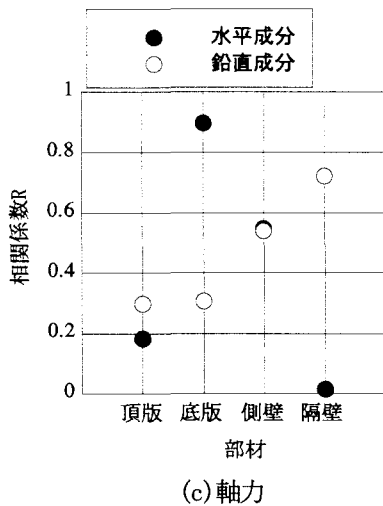


図-15 断面力の動的増分値と上載土慣性力との対応 (続き)

(5) 限界値に対する影響

せん断耐力などは、応答中の断面力(軸力など)を参照して算出されることから、軸力の変動に伴ってその値も変動する。そこで、ここでは、参考文献24)で定める限界層間変形角(曲げ破壊に関する限界値)とコンクリート標準示方書 構造性能照査編<sup>25)</sup>で定めるせん断耐力(せん断破壊に関する限界値)に及ぼす上下動の影響を検討する。

① 限界層間変形角

参考文献24)では、構造物の曲げ破壊に対して、構造系全体のせん断変形の程度を層間変形角で照査することとし、その許容限界(限界層間変形角)を一律1/100と規定している。さらに、その値を部材毎により合理的にその限界値を設定するために、次式で示す算定式も併せて提示している。

$$\gamma_{lim} = \gamma_{lim,gr} + \frac{0.1 - \sigma_0 / f'_c}{0.1} (\gamma_{lim,air} - \gamma_{lim,gr}) \quad (4)$$

$$\gamma_{lim,air} = K \left( 0.00005 \left( \frac{\rho_t f_y}{f'_c} \right)^{-1} + 0.026 + 0.003 \frac{f_y}{200} \right) \quad (5)$$

$$\gamma_{lim,gr} = K \left( 0.010 + 0.002 \frac{f_y}{200} \right) \quad (6)$$

$$K = 0.84 t^{-0.22} \left( 0.2 + 0.1 \frac{h}{t} \right) \frac{h}{H} \quad (7)$$

ここに、 $\gamma_{lim}$  : 限界層間変形角、 $\gamma_{lim,air}$  : 軸力比0の場合の限界層間変形角、 $\gamma_{lim,gr}$  : 軸力比0.1の場合の限界層間変形角、 $\sigma_0$  : 鉛直方向部材に作用する軸圧縮応力、 $f'_c$  : コンクリートの圧縮強度、 $\rho_t$  : RC部材断面の引張鉄筋比(%),  $f_y$  : 鉄筋の降伏点強度、 $t$  : RC部材の部材厚さ、 $h$  :

構造物の高さ(内空高さ)、 $H$  : 構造物の高さ(軸心間距離)、 $K$  : 構造物の高さに関する補正係数

限界層間変形角の算出にあたっては、式(4)にて鉛直方向部材に作用する軸圧縮応力、すなわち軸力を参照していることから、軸力の変動に伴う変形性能(限界層間変形角)の変動の程度を調べた。ここでは、上下動の影響が相対的に大きい鉛直方向部材(隔壁、側壁)について、層間変位が最大を記録する時刻における軸力を参照して限界層間変形角を算出し、比較した(図-16)。これから、部材毎に軸力の値が異なるために、個々の値は異なるものの、上下動の影響は極めて小さいことが確認される。

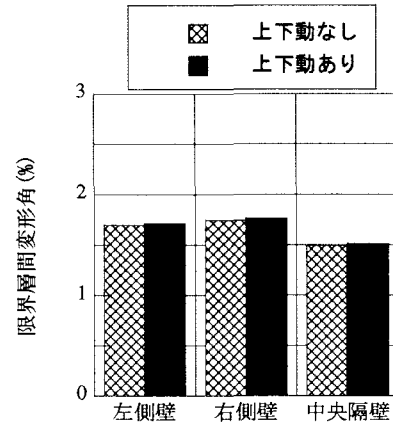


図-16 限界層間変形角に対する影響

② せん断耐力

コンクリート標準示方書<sup>25)</sup>では、棒部材における斜め引張破壊に対するせん断耐力に対するせん断耐力は、次式によって算出される。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (8)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b1} \quad (9)$$

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \} z / \gamma_{b2} \quad (10)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c} \quad \text{ただし } f_{vcd} \leq 0.72 \quad (11)$$

ここに、 $\beta_d = (1/d)^{1/4}$  ( $\beta_d > 1.5$  の場合には1.5) : 部材の寸法がせん断耐力へ及ぼす影響を考慮する項、 $\beta_p = (100 p_w)^{1/3} p_w = A_s / (b_w d)$  ( $\beta_p > 1.5$  の場合には1.5) : 鉄筋比がせん断耐力へ及ぼす影響を考慮する項、 $\beta_n = 1 + M_o' / M_d$  ( $N'_d \geq 0$  の場合) ( $\beta_n \geq 2$  となる場合は2) =  $1 + 2 M_o' / M_d$  ( $N'_d < 0$  の場合) ( $\beta_n \geq 2$  となる場合は2) : 軸力がせん断耐力へ及ぼす影響を考慮する項、 $A_s$  : RC部材断面の引張側鉄筋の断面積、 $N'_d$  : RC部材に作用する軸力、 $M_o'$  : 設計曲げモーメント  $M_d$  に対して部材の引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント(ディコンプレッションモーメント)、 $V_{yd}$  : せん断耐力、 $V_{cd}$  : せん断耐力のうち、コンクリートの寄与分、 $V_{sd}$  : せん断耐力のうち、せん断補強筋の寄与分

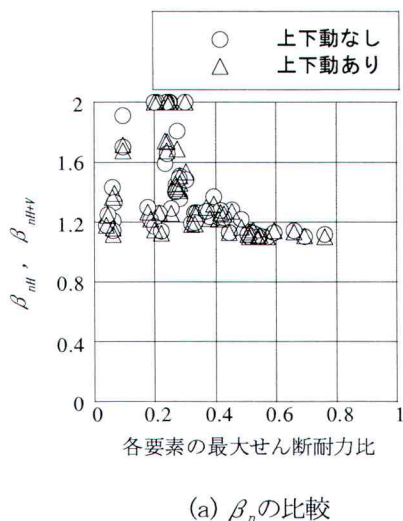


$$M_0 = \frac{N'_d}{A} z = \frac{N'_d}{b_w \cdot h} \cdot \frac{b_w \cdot h^2}{6} = \frac{h}{6} \cdot N'_d \quad (12)$$

$\gamma_{b1}$ : 標準値として、1.56 とする (高応力繰返しを想定),  $A_w$ : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積,  $f_{wyd}$ : せん断補強筋の降伏点強度で  $400\text{N/mm}^2$  以下とする,  $\alpha$ : せん断補強筋と部材軸のなす角度,  $s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔,  $z$ : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離で、一般に  $d/1.15$  としてよい,  $\gamma_{b2}$ : 標準値として、1.32 とする (高応力繰返しを想定).

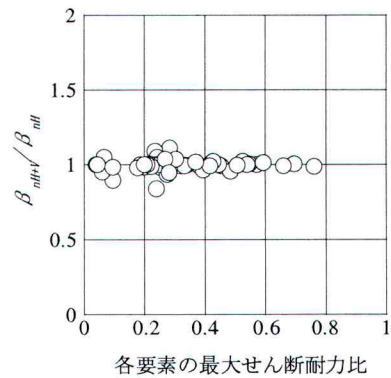
せん断耐力の算定にあたって、 $\beta_n$  の算出時に、部材に作用する軸力および曲げモーメントを参照することから、①と同様に鉛直方向部材について、せん断耐力比が最大を記録する時刻において、軸力の影響を評価する項 ( $\beta_n$ ; 上下動なし ( $\beta_{nH}$ ), 上下動あり ( $\beta_{nH+V}$ )) を比較した (図-17). ここでは、横軸は発生せん断力の程度を示すために、最大せん断耐力比としている. 最大せん断耐力比が 0.3 未満と発生せん断力が小さい場合には、 $\beta_n$  が上限の 2.0 となる場合がみられる. これは、曲げモーメントの値が非常に小さかったり、軸力の変動が相対的にやや大きかったことによるが、せん断力の値が小さいため、実用上問題となる結果ではない. 一方、せん断破壊の照査が重要となってくる 1.0 に近い領域では、 $\beta_n$  は 1.2 程度でほぼ一定である (図-17(a)). さらに、発生せん断力の程度の大小にかかわらず、 $\beta_n$  に対して、上下動はほとんど影響していないことがわかる (図-17(b)).

以上の検討より、本研究で実施した範囲では上下動がせん断耐力に及ぼす影響は微小な範囲であるといえる.



(a)  $\beta_n$  の比較

図-17 せん断耐力に対する影響



(b)  $\beta_n$  の比の比較

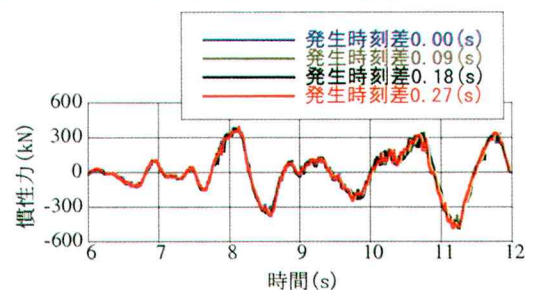
図-17 せん断耐力に対する影響(続き)

### 3.2 水平動と上下動のPGAの発生時刻差が構造物の応答に及ぼす影響

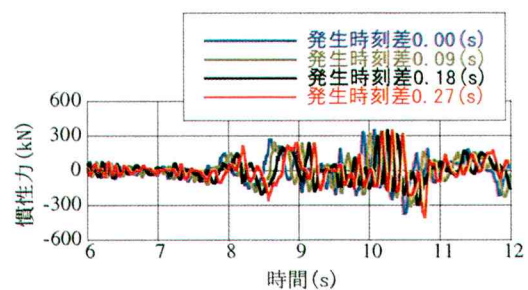
本項では、3.1の結果を踏まえ、図-3の波形1~4を検討用地震動として、PGAの発生時刻差が構造物の応答に及ぼす影響を評価する. ここでは、PGAの発生時刻差が異なっているととしても、3.1で把握した基本的な傾向に変わりはないと考え、これらの傾向に及ぼす影響の程度(ゆらぎの程度)を把握するという観点で結果の評価を行う.

#### (1) 地震荷重に対する影響

図-18に、上載土慣性力の時刻歴を比較したものを示す. これから、その水平成分については、PGAの発生時刻差に対する影響がほとんど見られないことがわかる. 一方、鉛直成分については、その影響は明確であり、その波形が大きく変化することなく、PGAの発生時刻差にほぼ対応して時間軸に沿った変動であることがわかる.



(a) 水平成分



(b) 鉛直成分

図-18 上載土慣性力に対する影響

#### (2) 構造系全体のせん断変形に対する影響

図-19に、PGAの発生時刻差が層間変位の最大値に及ぼす影響を示す. ここでは上下動として実観測記録を用

いた応答解析結果(発生時刻差:1.09(s))も併せて示した。層間変位が最大となる時刻(上載土慣性力の水平成分が最大となる時刻にほぼ対応)における拘束圧(上載土慣性力の鉛直成分の値に対応)は、PGAの発生時刻差によって異なっている。しかし、3.1(4)で考察したように、部材に作用する軸応力のレベルが低く、かつその変動の範囲が微小であることから、層間変位の最大値に対する影響は微小な範囲にとどまっている。

同様な観点で、図-1 2で示したような荷重-変位曲線における応答塑性率に対するPGAの発生時刻差の影響を示す(図-2 0)。曲線上における初降伏点(初めて断面が降伏した点)や変位の最大値は、その時刻における拘束圧(上載土慣性力の鉛直成分に対応)がわずかに変動したことによって、応答塑性率も変動している。しかし、前述の通り、拘束圧のレベルとその変動の範囲が極めて小さいことから、その変動の範囲(ゆらぎ)はきわめて小さい。

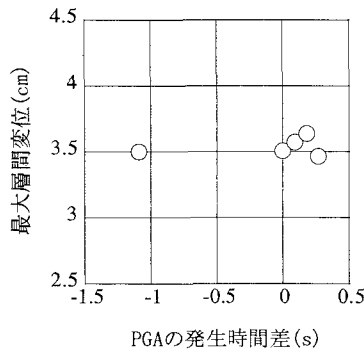


図-1 19 層間変位の最大値に対する影響

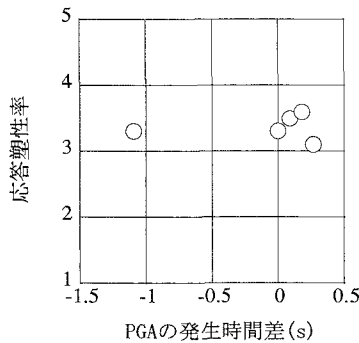


図-1 20 応答塑性率に対する影響

### (3) 断面力および曲率に対する影響

ここでは、断面力および曲率に及ぼす影響を評価する。3.1と同様にこれらを最大降伏曲げモーメント比などに換算している。その結果を図-2 1に示す。横軸には上下動として神戸大学観測記録のUD成分を用いた場合の解析結果に対する最大降伏曲げモーメント比( $M_{H+Vobs}^*$ )、最大せん断耐力比( $S_{H+Vobs}^*$ )、最大軸力比( $N_{H+Vobs}^*$ )、最大降伏曲率比( $\phi_{H+Vobs}^*$ )を、縦軸には、発生時刻差を0.0(s)から0.27(s)まで0.09(s)刻みで変動させた場合の解析結果に対して、同様に最大降伏曲げモーメント比などをプロットした。以下に記号を説明する。

- 発生時刻差が0.0(s)の場合；

$$M_{H+Vpeak0.0}^*, S_{H+Vpeak0.0}^*, N_{H+Vpeak0.0}^*, \phi_{H+Vpeak0.0}^*$$

- 発生時刻差が0.09(s)の場合；

$$M_{H+Vpeak0.09}^*, S_{H+Vpeak0.09}^*, N_{H+Vpeak0.09}^*, \phi_{H+Vpeak0.09}^*$$

- 発生時刻差が0.18(s)の場合；

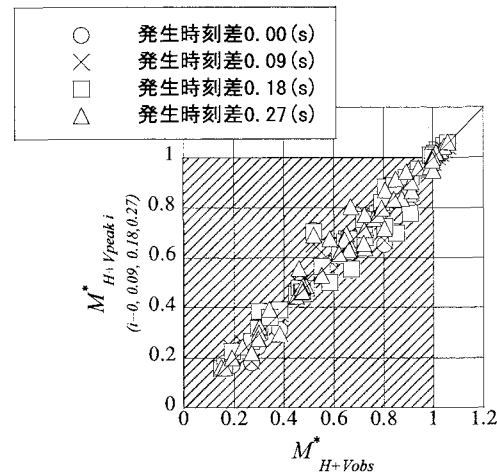
$$M_{H+Vpeak0.18}^*, S_{H+Vpeak0.18}^*, N_{H+Vpeak0.18}^*, \phi_{H+Vpeak0.18}^*$$

- 発生時刻差が0.27(s)の場合；

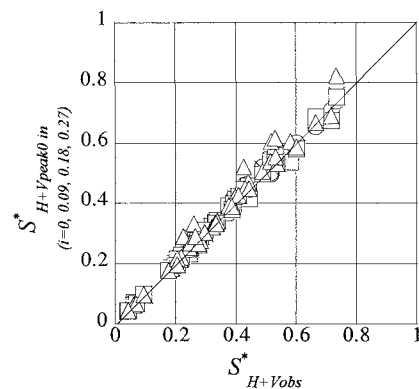
$$M_{H+Vpeak0.27}^*, S_{H+Vpeak0.27}^*, N_{H+Vpeak0.27}^*, \phi_{H+Vpeak0.27}^*$$

これらから、以下のような傾向が見出される。

- 各断面の曲げ変形(最大曲げモーメント比および最大曲率比)に対するPGAの発生時刻差の影響はほとんど認められず、発生時刻差による応答の変動(ゆらぎ)はほとんど見られない。特に最大降伏曲率比は、その値が1.0以上の塑性域でも影響が認められない。
- 各断面のせん断変形(最大せん断力比)についても、PGAの発生時刻差の相違による影響は認められず、ゆらぎの範囲も最大曲げモーメント比のそれと比べて小さい。
- 上下動の影響を直接被る最大軸力比については、他の最大断面力比および最大曲率比と比較するとわずかに影響が認められ、発生時刻差によって応答がやや変動する結果となっている。特に、最大軸力比0.03以上の領域ではその他の応答値に比べて発生時刻差の影響を受けて、圧縮力が若干大きくなる傾向になる。しかし、先に示したように、上下動の影響による軸力の増加は軸応力に換算すると、極めて微小な範囲である。

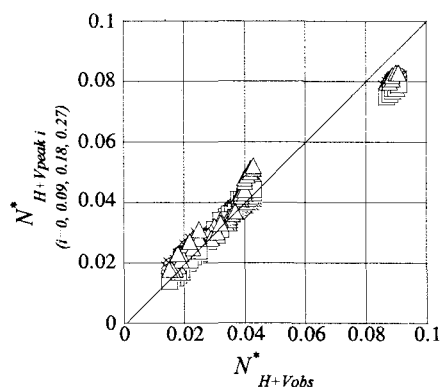


(a) 曲げモーメント

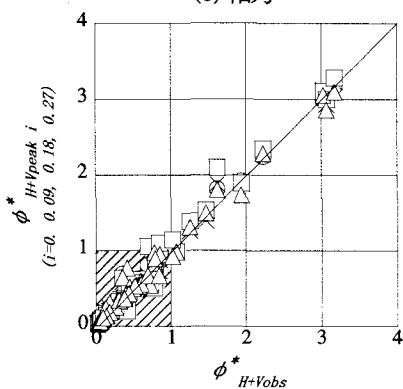


(b) せん断力

図-2 1 断面力・曲率に及ぼす影響



(c) 軸力



(d) 曲率

図一 2 1 断面力・曲率に及ぼす影響 (続き)

これらの結果を相関係数で評価し、PGA の発生時刻差との関連としてまとめたものが表一である。これらの相関係数は全てほぼ1となっていることが確認される。言い換えれば、水平動の上下動のPGAの発生時刻差による構造物の応答のゆらぎはほとんど生じないことを示す結果となっている。

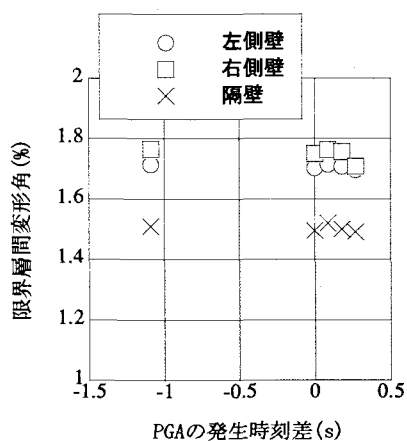
表一 1 相関係数の比較

応答値	PGA の発生時刻差			
	0.00(s)	0.09(s)	0.18(s)	0.27(s)
曲げモーメント	0.984	0.992	0.984	0.984
軸力	0.995	0.998	0.991	0.983
せん断力	0.998	0.997	0.996	0.990
曲率	0.995	0.997	0.992	0.993

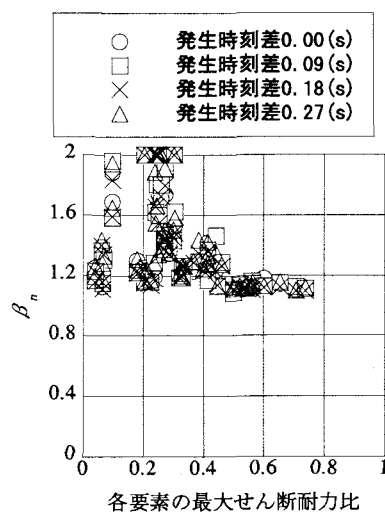
#### (4) 限界値に対する影響

3.1(5)と同様に、限界値 (限界層間変形角とせん断耐力) に与える影響の程度についても検討した (図一 2 2, 2 3)。これらの結果から、限界層間変形角とせん断耐力に対して、PGA の発生時刻差はほとんど影響を及ぼしていないことがわかる。

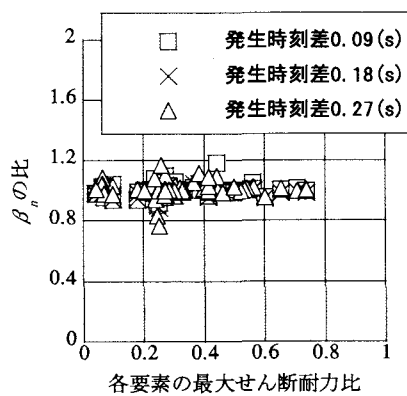
以上の結果から、本研究の検討範囲内では、水平動と上下動のPGAの発生時刻差によって、構造物の応答値 (断面力や曲率) や限界値 (変形性能, 断面耐力) に対して有意な相違 (ゆらぎ) は認められないことが示された。



図一 2 2 限界層間変形角に対する発生時刻差の影響



(a)  $\beta_n$  の比較



(b)  $\beta_n$  の比の比較

図一 2 3 せん断耐力に対する発生時刻差の影響

## 5. まとめ

本研究では、水平成層地盤中に埋設された地中構造物の応答に対する基盤面から入射される上下動の影響を評価した。その結果をまとめると、以下のようなものである。

- (1) 構造系全体のせん断変形に対しては、上下動は弾性域から塑性域に至るまでほとんど影響を及ぼさず、層間変位や部材の曲げモーメント、曲率およびせん断力などの応答値は、水平動のみの場合とほぼ一致する。

- (2) 上下動は、構造物に作用する地震荷重(上載土慣性力)の鉛直成分に転化し、主に鉛直方向部材の軸力の変動をもたらす。しかし、構造物の軸力比のレベルが低く、かつその変動の範囲が極めて小さいことから、軸力に依存して変動する限界値(限界層間変形角、せん断耐力)についても顕著な変動は見られない。
- (3) 水平動・上下動のPGAの発生時刻差に伴う構造物の応答値や限界値のゆらぎは、これを無視し得る程度に小さい。

以上の結果から、仮に照査用地震動として、水平動・上下動のいずれもが動的に与えられた場合、両者のPGAの発生時刻の一致性が議論されることも想定される。しかしながら、本研究の結果を踏まえれば、策定された地震動に対して、時刻差の調整などの手続きを踏むことなく、同時入力により応答値を算出して良いと考えられる。

### 謝辞

本研究は、電力9社、日本原子力発電(株)および電源開発(株)による電力共通研究および土木学会 原子力土木委員会 耐震性能評価部会での研究成果の一部を取りまとめたものである。関係各位に厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 上西幸司, 溝口俊介, 櫻井春輔: 上下動を受ける地中構造物の力学的挙動に関する理論的研究, 第30回 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, (社)土木学会自由投稿論文(1), pp.43-47, 2000.
- 2) 伊東 守, 大塚久哲, 豊永臣悟: 鉛直アレー観測加速度波形を用いた地中構造物の応答に及ぼす鉛直動の影響, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1591-1598, 1999.
- 3) 伊東 守, 大塚久哲, 豊永臣悟: 地下構造物の断面力に与える鉛直地震動の影響について, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1757-1763, 2000.
- 4) 伊東 守: 上下地震動の地中構造物に与える影響評価と耐震設計に関する研究, 九州大学学位申請論文, 2003.
- 5) 土木学会 原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物に関する安全性照査マニュアル, 第3編 例示設計編, 1992.
- 6) An X. and Maekawa K.: Failure analysis of underground RC frame subjected to seismic actions, J. Materials, Conc. Struct., Pavements, JSCE, No.574/V-36, pp.251-267, 1997.
- 7) 土木学会 コンクリート委員会 阪神淡路大震災被害分析小委員会: 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証 —解析手法の適用と比較—, コンクリート技術シリーズ No.49, 2002.
- 8) 土木学会 原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針 <照査例>, 2002.
- 9) 香川敬生, 入倉孝次郎, 横井 勇: 速度サーボ型強震計の飽和特性について —兵庫県南部地震における飽和記録復元の試み—, 日本地震学会講演予講集, No.2, A91, 1995.

- 10) Kawase, H., : The cause of the damage belt in Kobe “the basin-edge effect”, constructive interference of the direct S wave with the basin-induced diffracted/Rayleigh waves, Seismo. Res. Lett., 67, pp.25-34, 1996.
- 11) 川瀬 博: 強震動特性と地下構造—兵庫県南部地震における震災帯の生成メカニズム—, 第26回 地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp.9-20, 1998.
- 12) 佐藤浩章, 芝 良昭: 岩盤上記録における上下動と水平動最大値の出現時間差に関する基礎的検討, 日本建築学会 大会学術講演概要集, 構造2, pp.211-212, 2000.
- 13) 若松邦夫: 震源域での強震動, 日本建築学会 第23回 地盤震動シンポジウム講演概要集, pp.3-5~3-14, 1995.
- 14) 若松邦夫, 江尻謙嗣, 野畑有秀, 奥田 暁: 兵庫県南部地震の強震記録にみられる地震動特性, 大林組技術研究所報, pp.3-5~3.23, 1996.
- 15) 関西地震観測記録研究協議会における観測記録
- 16) 大崎順彦, 原 昭夫, 清田芳治: 地盤振動のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回 日本地震工学シンポジウム論文集, pp.697-704, 1978.
- 17) 河井 正, 金谷 守, 大友敬三, 松井 淳, 松尾豊史: 鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高高度化(その2) —密な乾燥砂地盤・構造物連成系解析における地盤非線形モデル—, 電力中央研究所報告, 研究報告 U02018, 2003.
- 18) 金谷 守, 石川博之, 金戸俊之: 水平・上下動の同時入力を伴う等価線形解析における体積弾性係数の設定, 土木学会 第58回 年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), III-117, 2003.
- 19) 金谷 守, 石川博之, 金戸俊之: 等価線形解析を用いた地盤の上下動応答解析に関する一考察, 第11回 日本地震工学シンポジウム, pp.757-762, 2002.
- 20) Takeda T., Sozen A. and Nielsen N.: Reinforced concrete response to simulated earthquake, 第3回 日本地震工学シンポジウム論文集, pp.357-364, 1970.
- 21) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑一郎: 3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2. 実験結果の検討), 日本建築学会関東支部 第44回 研究報告集, pp.45-48, 1973.
- 22) 例えば, 土木学会: 動的解析と耐震設計 [第2巻] 動的解析の方法, pp.123-125, 技報堂, 1989.
- 23) 大友敬三, 末広俊夫, 河井 正, 金谷賢生: 強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.714/ I -62, pp.157-175, 2003.
- 24) 土木学会 原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル, 2002.
- 25) 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002年制定, 2002.

(×年×月×日受付)