

# 鉛直アレー強震記録による地盤剛性ならびに ダンピングの非定常変動の解析

神山 眞<sup>1</sup>・吉田 勝<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 東北工業大学教授 工学部土木工学科 (〒982-0381 宮城県仙台市太白区八木山香澄町 35 番 1 号)

<sup>2</sup>学生会員 東北工業大学大学院生 土木工学専攻 (〒982-0381 宮城県仙台市太白区八木山香澄町 35 番 1 号)

本論文は実測の鉛直アレー強震記録を用いて地盤の剛性とダンピングを逆解析する手法について述べたものである。軟弱地盤では強震時に地盤剛性の低下、ダンピングの増大とともに非線形応答が生じる。このような剛性低下とダンピングの増加は強震時に刻々と変化する非定常な特性を示すことが多い。本論文は地盤剛性ならびにダンピングの非定常変動を逆解析する手法に重きを置いたものである。ここでは従来の応力—ひずみのローカスを図的に解く手法と異なり、コンプレックスエンベロップを用いたより定量的な解析法が提示される。この手法は1995年兵庫県南部地震のポートアイランドでの鉛直アレー強震記録に適用され、液状化に伴う同地盤の剛性とダンピングの非定常変動が解析される。

**Key Words:** rigidity modulus, damping factor, non-stationary variation, strong motion, complex envelope, stress, strain, 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake

## 1. まえがき

構造物の強震時応答はその立地する地盤の挙動に強く支配される。したがって、地盤の強震時挙動を明らかにすることが求められるが、このとき問題となるのが地盤物性の取り扱ひである。これまで地震学、地震工学の分野の研究者は主に物性として線形弾性を仮定し、地盤構造の不整形性の影響を詳細に検討する立場をとってきた。これに対して地盤工学の研究者は室内の要素試験の知見に基づき、ひずみの大きくなる強震時では非線形応答が卓越するとしてきた。ところが最近、地震学、地震工学の分野でも強震時ではもはや線形応答は成立せず、非線形応答を導入する必要があるとする「転向派」が現れ始めており、これらの研究者と線形応答を考えれば十分とする「従来派」とも言える研究者との間で論争が起きている<sup>1)</sup>。一方、非線形応答を支持する立場でも、等価線形化法で十分とする考えとさらに高度な応答を導入すべきとの主張が存在する<sup>2)</sup>。これら各種の論争の原因は応答結果を根本的に支配する地盤剛性と地盤減衰特性の動的変動に関して未知な部分が多いことにあると考えられる。その意味から、実地盤での応答観測結果に基づく適切な地盤物性変化の逆解析手法が求められると同時に、それらの結果をデータベースとして蓄積していく必要がある。本論文は実地盤における強震記録を用いて当該地盤の剛性率ならびに減衰比の動的変動を逆解析する手法について述べたものである。

上述の逆解析の目的を達成するためには対象とする地盤の記録は何らかのアレー観測により得られていることが必要であるが、その意味での格好の強震記録が1995年兵庫県南部地震の際にポートアイランドで得られている。これらは鉛直アレーシステムで得られたものであり、本震、余震による振幅レベルの異なる記録を提供していることから工学的に極めて貴重である。それ故、これまで多くの研究者が種々の観点からこれらの記録に検討を加えている。これらの研究には震動レベルによる非線形応答の度合いの差異を検討した論文<sup>3)</sup>、本研究と同じ地盤物性の逆解析を扱った論文<sup>4)</sup>、<sup>5)</sup>など各種ある。このうち、地盤物性の逆解析を扱った研究では応力—ひずみ関係のローカスを利用して図的に剛性率や減衰比を求めている。このような図的な手法は簡易であるが、定量的厳密性に欠けると同時に、ローカスの変動が複雑な場合は変動に十分追従できない難点があると考えられる。

一般に地震動は時間的に非定常な変動特性を有する。したがって、このような非定常な入力によって地盤物性も非定常な変動を示し、ひいては非線形応答も非定常な時間変動をもって生じる。このように、非定常性は物性変動を支配する基本的特性と考えられるので、非定常特性を考慮した物性変動の定量的解析法が必要であろう。ここでは、特に地盤物性の非定常変動を分析する手法を検討するとともに、その手法による結果の妥当性について議論する。

以下では、最初にポートアイランドの鉛直アレー記

録を対象にスペクトル比法を用いて、本震では余震に比し、いかに非線形応答が顕著であったかを検証する。次に、これらの記録に相互相関解析を実施して本震と余震における当該地盤の地盤物性を求め、非線形応答に伴う平均的な地盤物性の変化を明らかにする。さらに、地盤物性の非定常変動を求めるための手法をコンプレックスエンベロップ法を利用して開発し、これをポートアイランドの鉛直アレー記録に適用する。最後に、平均的な地盤物性と非定常な地盤物性との関係を考察する。

## 2. ポートアイランドの鉛直アレー記録にみられる非線形応答

図-1 にポートアイランドの概略図を示す。同人工島の地震動特性を観測するため 1991 年に神戸市により図-1 の黒丸で示す地点に鉛直アレー観測システムが構築された<sup>6)</sup>。この観測システムは 0m, 16m, 32m, および 83m のそれぞれの深さに施設された 3 成分加速度計から構成されている。図-2 は同観測システムの加速度計設置位置を地盤構造とともに示したものである。この観測システムは 1995 年 1 月 17 日発生の兵庫県南部地震 ( $M=7.2$ ) の本震ならびに幾つかの余震をほぼ完全な形で記録した。表-1 に本研究で解析対象とする本震ならびに幾つかの余震の震源要素を示す。ポートアイランドは本震の際、港湾施設を中心に広範囲な液状化現象が発生し多くの構造物が被害を受けた。

同観測システム近傍の地表では噴砂などの直接的な液状化現象は目視されていないが、同島全体の液状化の広域性から、この観測システムの本震記録にも液状化の影響が混入されていると考えられる。図-3~図-5 は本震で得られた各深さの加速度強震記録を成分別に示したものである。図-3、図-4 の NS 成分、EW 成分の記録をみると、深さ 0m の記録はそれ以深の記録と明らかに様相が異なり、地表付近で液状化に関連した非線形応答が生じたことが推定される。これに対して、図-5 の鉛直動の記録では深さ 16m の観測ノイズと考えられるパルス状の振幅を除き、深い位置から浅い位置に向かい振幅が大きくなっており、線形応答特有の一般的な増幅特性を示している。このことから、本震では地表付近の浅層部で水平動に顕著な非線形応答が発生して、鉛直動は地盤物性の非線形性の影響をさほど受けていないと考えられる。一方、図-6~図-8 は表-1 の余震 6 で得られた記録を成分別に示したものである。余震 6 の記録にみられるように、若干程度が異なるものの、表-1 の余震記録ではすべての成分に深い位置から浅い位置にかけての増幅が共通に認められ、明らかに本震記録と異なる様相が観察される。したがって、ここでの余震記録程度の振幅レベルでは地盤剛性の低下が大きくなり、線

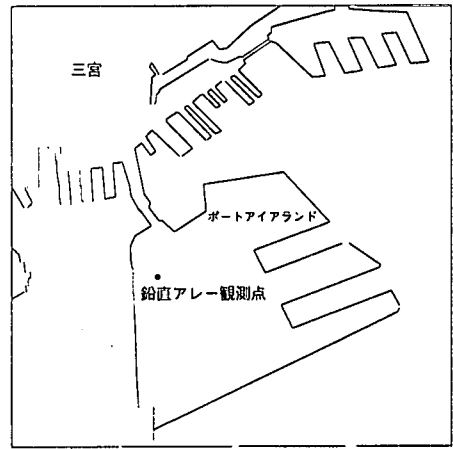


図-1 ポートアイランド位置

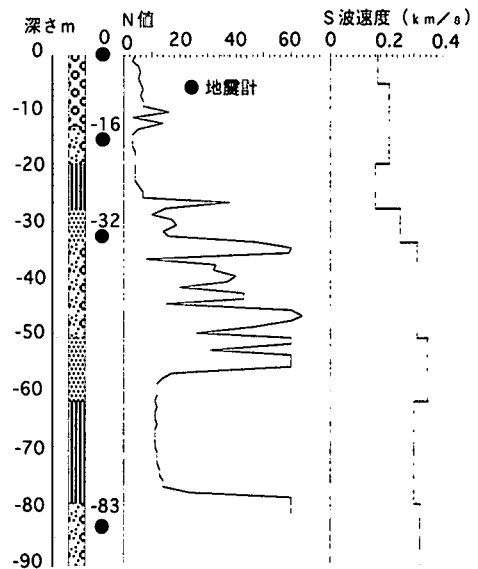


図-2 鉛直アレー配置と地盤構造

表-1 ポートアイランド強震記録一覧

地震	マグニチュード	震源 (北緯)	震源 (東経)	震源深さ (km)
本震	7.2	34.6° N	135.0° E	20
余震 1	4.7	34.6° N	135.0° E	19
余震 2	4.5	34.7° N	135.2° E	15
余震 5	4.2	34.7° N	135.2° E	18
余震 6	4.9	34.5° N	135.2° E	13

形応答が卓越しているものと想像される。以上のように本震と余震の波形記録からの特性だけからでも本震の水

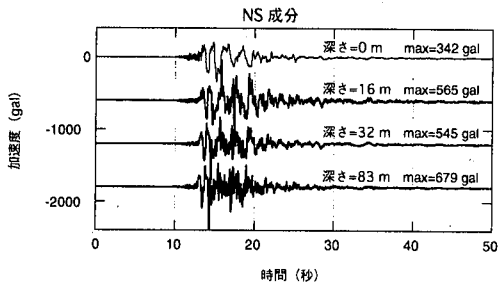


図-3 本震の加速度記録 (NS成分)

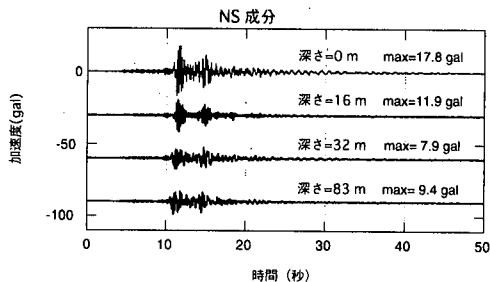


図-6 余震6の加速度記録 (NS成分)

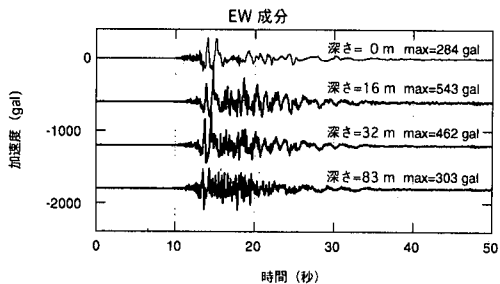


図-4 本震の加速度記録 (EW成分)

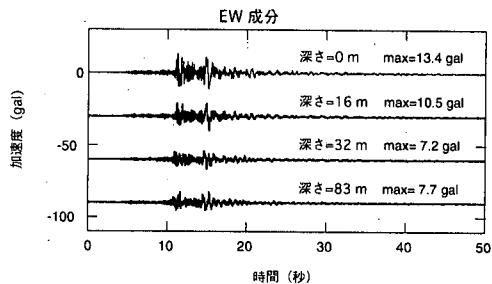


図-7 余震6の加速度記録 (EW成分)

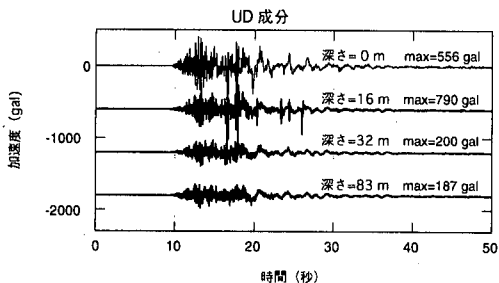


図-5 本震の加速度記録 (UD成分)

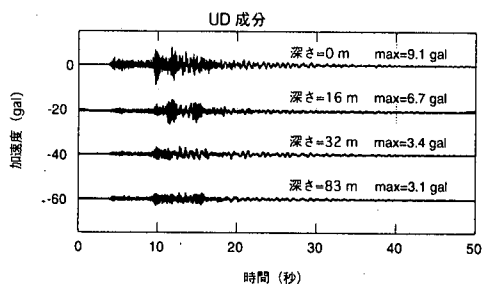


図-8 余震6の加速度記録 (UD成分)

平動に地盤浅層部で顕著な非線形応答が生じたことが確認できる。

次に、これらの波形記録に見られる非線形応答をさらに確認するため、周波数領域での解析を行った。図-9～図-11は0mと83mの深さの記録の主要動部におけるフーリエスペクトルを求め、83mでのスペクトルに対する0mのスペクトルのスペクトル比をプロットしたものである。このようなスペクトル比は同深さ間の近似的な周波数応答関数(増幅スペクトル)に相当する。図-9～図-11では成分毎に本震と余震のスペクトル比が重ねてプロットされている。NS,EWの水平動成分では余震のスペクトル比がイベントにかかわらず同一の傾向を示しているのに対して、本震のスペクトル比は大きく異なる特性を有していることがわかる。すなわち、本震では1秒以下の短周期の増幅度が大幅に小さくなる

など全体に増幅が小さく、かつ卓越周期が長くなっている。一方、図-11のUD成分では、本震、余震に明瞭な違いは認められず、同一の増幅傾向を示している。このように周波数領域の考察でも、本震の際に水平動に明瞭な非線形応答が発生したこと、余震ではこれが顕著でないことを確認できる。

### 3. 相互相関解析からみた非線形応答の地盤物性変化

以上のように、本震における非線形応答の存在は明瞭であるが、このような非線形応答に伴い地盤物性も何らかの変化を示していることが予想される。そこで本震と余震の強震記録から平均的な地盤物性を算定することを試みた。

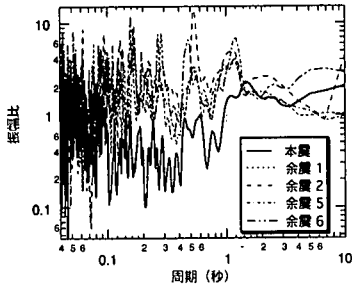


図-9 NS成分のスペクトル比

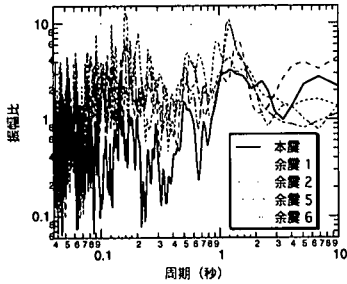


図-10 EW成分のスペクトル比

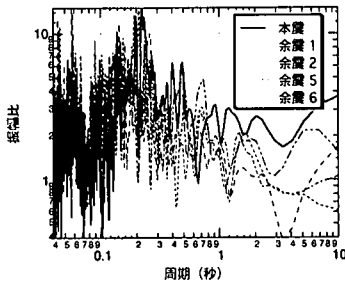


図-11 UD成分のスペクトル比

地盤物性を強震記録から算定するには、周波数領域から導く方法と時間領域から導く方法の2つが考えられる。本章では後述する地盤物性の非定常変動を算定する手法に合わせ時間領域での方法を採用する。なお、ここでは地盤物性を代表する定数としてS波速度、P波速度をとりあげる。

一般に、異なる地点間で同期に取得された波形記録が存在する場合、それらの記録の相互相関を考えることにより、地点間の見かけの波動伝播速度を算定できることは周知のことであり、物理探査など多くの地球物理の問題で応用されてきた。この原理は鉛直アレー観測記録に対しても上昇波と下降波の分離を合理的に行うことにより用いることができる。この手法を最初に鉛直アレーに適用したのは Elgamal et al.<sup>4)</sup> である。ここでもポー

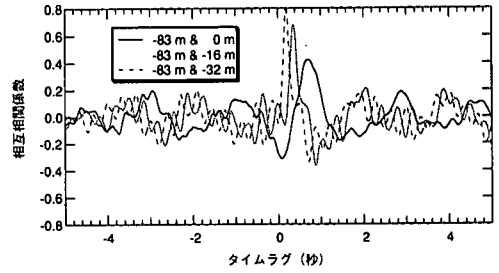


図-12 本震の相互相関係数 (NS成分)

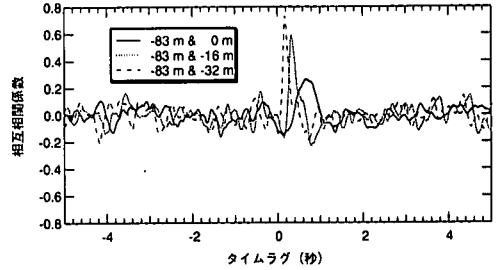


図-13 本震の相互相関係数 (EW成分)

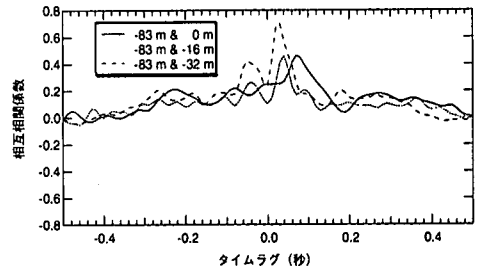


図-14 本震の相互相関係数 (UD成分)

トアイランドの本震と余震の鉛直アレー記録から地盤物性の変化を逆解析するためにこの手法を用いる。

いま、鉛直アレー観測システムの地震計設置位置  $i$  と地震計設置位置  $j$  で加速度記録  $a_i(t)$ ,  $a_j(t)$  が同時に取得されたとする。このとき、二点間の相互相関関数は次で与えられる。

$$R_{ij}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T a_i(t) a_j(t + \tau) dt \quad (1)$$

ここに  $\tau$  は時間遅れ (タイムラグ)、 $T$  は継続時間。

一方、工学で多用される相互相関係数  $\rho_{ij}(\tau)$  は式 (1) の相互相関関数から次のように求められる。

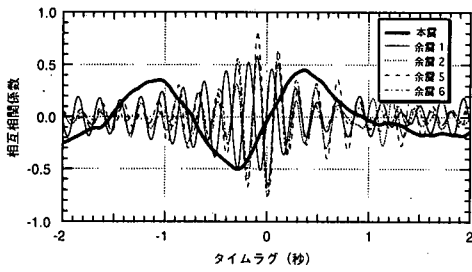


図-15 深さ 0m と深さ 16m の相互相関係数 (NS 成分)

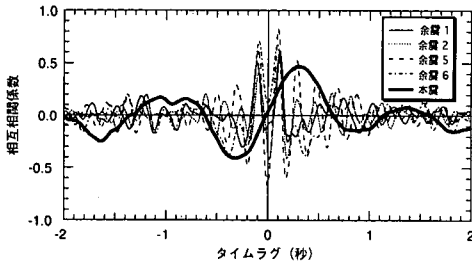


図-16 深さ 0m と深さ 16m の相互相関係数 (EW 成分)

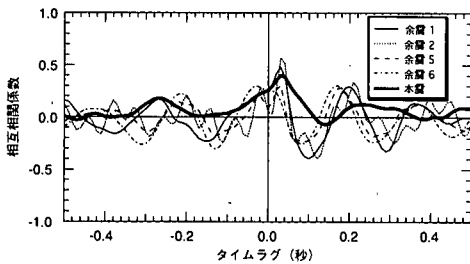


図-17 深さ 0m と深さ 16m の相互相関係数 (UD 成分)

$$\rho_{ij}(\tau) = R_{ij}(\tau) / \sqrt{R_{ij}(0)R_{ij}(0)} \quad (2)$$

式 (2) の相互相関係数は地震計設置位置  $i$  の主たるフェーズが地震計設置位置  $j$  に到達するのに要する時間に等しいタイムラグで最大となり、このタイムラグで二点間の距離を除することにより二点間の見掛け上の波動伝播速度を算定できる。

図-12～図-14 は本震で得られた深さ 0m, 16m, 32m, 83m の記録から求めた相互相関係数を成分別に示したものである。これらは深さ 83m での記録に対する他の深さの相互相関として求められたものであり、正の

タイムラグ領域が深さ 83m のステーションから以浅の各深さのステーションに至る直達波における主フェーズの到達時間に対応する。図-12～図-14 をみると、いずれの成分においても相互相関係数の最大ピークを示すタイムラグは正領域において深さ 32m から深さ 0m にかけて順に大きくなっており、ここでの波動伝播が主に下方から上方にむけて伝播する波動からなることが推定される。ただし、NS, EW 成分の水平動のタイムラグと UD の鉛直成分のそれとはオーダーが一桁異なることに注意されたい。この差異は水平成分が S 波、鉛直成分が P 波から主に構成されると解釈することにより合理的に説明でき、一般の地盤震動の性質にも矛盾しない。

次に、本震と余震の相互相関係数の違いを求めた例が図-15～図-17 である。図-15～図-17 は深さ 16m のステーションに対する深さ 0m のステーションの相互相関係数を本震と余震について重ねてプロットしたものである。これらの本震と余震の相互相関係数の比較からいくつかの特徴をみつけることができる。まず、水平動 NS, EW 成分では本震の相互相関係数の挙動が余震の挙動と大きく異なるのに対して、鉛直動 UD 成分では本震と余震との差異が小さいことがあげられる。これは前述のスペクトル比の比較に整合している。第二に、水平動における本震、余震の違いはそれぞれ固有な挙動をもって現れていることである。例えば、余震では程度の差こそあれ、イベントにかかわらず同一の相互相関係数の変化傾向がみられると同時に、P 波から S 波への変換が考えられる UD 成分は別にして、S 波が主成分と考えられる水平動においてタイムラグ 0 を中心に正負の領域で対称の挙動を示す。特に、正負の両域における相互相関係数の最大ピークにおけるタイムラグはその絶対値がほぼ同じ値であることがわかる。先に述べたように、ここでの正領域のタイムラグは下方から上方への伝播を表し、逆に負領域のタイムラグはこれと反対の伝播に対応する。この原理、および図-15、図-16 の水平動の余震での相互相関係数の挙動から余震では上方伝播と下方伝播の伝播速度に差異がないと解釈できる。もし、地盤が地震時に大幅な非線形応答を示すなら下方伝播と上方伝播は伝播速度ならびに伝播モードが異なるはずである。特に、下方への伝播は地表付近の非線形応答により地表で線形弾性応答とまったく異なる不規則な反射を受け、波形も大幅に擾乱を受けると考えられる。この解釈から、余震では線形応答が成立していることが結論づけられる。この推論の延長として、図-15、図-16 の水平動の本震の相互相関係数の挙動はタイムラグの正負領域でまったく異なり、対称性も失われており、しかも正領域の最大ピークを示すタイムラグが余震のそれに比し大幅に大きくなっていることから非線形応答が卓越していることが導かれる。

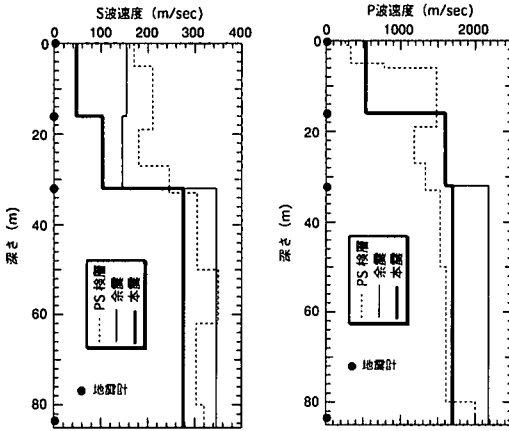


図-18 相互相関解析によるS波、P波速度

以上のように相互相関係数の挙動から水平動では本震の際に非線形応答が顕著であったことが理解できるが、次にこれらの相互相関係数の正領域における最大ピークに対応するタイムラグを用いて各深さのステーション間の平均的な伝播速度を算定した。ここでは、水平動、鉛直動はそれぞれS波、P波から構成されるものと仮定してS波、P波の平均伝播速度を求めた。なお、このような伝播速度はS波についてはNS、EW成分ごとに別個に求められるが両者の算術平均をもって平均速度とした。また、余震ではイベント毎にこれらの値が求まるが、ここで対象とする全余震の算術平均で余震における平均伝播速度とした。図-18はこのようにして求められた各深さの加速度計間のS波、P波の平均伝播速度をプロットしたものである。ここでは本震、余震の記録から求められたS波、P波の速度に加え、PS検層によるS波、P波の速度もプロットしてある。ここに、PS検層によるS波、P波速度は微小ひずみでの物性を代表するものとしてプロットしてある。これらのP波、S波の分布をみると本震、余震の記録から求められた速度はPS検層と比較しても矛盾しないことがわかる。本震、余震の記録からの速度は地震計間の平均速度であること、その算定方法は波動の鉛直伝播を仮定していること、水平動はS波、鉛直動はP波によると仮定していることなど幾つかの不確定要因を含んでいるが、図-18におけるPS検層の結果の分布との整合性はここでの強震記録からの算定が一定の信頼度を有していることを示しているものと考えられる。このことは先に述べた増幅スペクトル(深さ83mと深さ0mのスペクトル比)の水平動と鉛直動の違い、すなわち水平動では本震と余震の増幅スペクトルが大きく異なることに対し、鉛直動の増幅スペクトルでは本震、余震でほぼ同じ特性であることに符合して、浅い表層においてS波の伝播速度は本震と余震

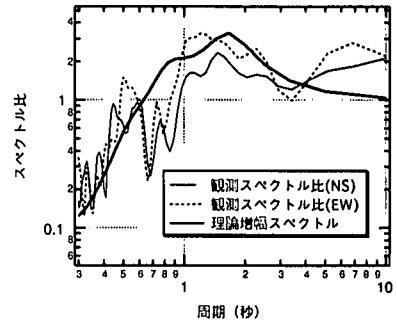


図-19 実測スペクトル比(深さ0m/深さ83m)と理論増幅スペクトルの比較(本震)

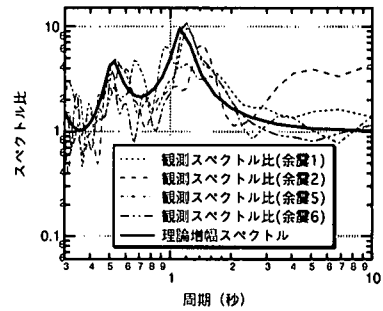


図-20 実測スペクトル比(深さ0m/深さ83m、EW成分)と理論増幅スペクトルの比較(余震)

で大きく異なること、P波ではさほどの違いがないこと、などによっても支持されると思われる。このように図-18の結果は物性変化の実態をかなりの正確性をもって反映したものと考えられる。このことを踏まえて、図-18を詳細にみると本震では地盤剛性がかなり低下していることが指摘できる。特に、深さ0m~16mの層の剛性低下が著しく、S波速度の剛性換算では余震のレベルに対して約30%まで低下していることがわかる。このことは剛性率Gで1/10程度の低下があったことを意味する。

次に、減衰比の本震と余震の違いを検討してみる。上述の相互相関解析でも相互相関係数のピーク値の大きさの減衰から一定の算定は可能であるが、精度に問題があるのでここでは別の方法を採用する。すなわち、先に述べた実測の増幅スペクトルとS波重複反射に基づく理論増幅スペクトルとの最適な適合を検索することにより減衰比を評価してみる。ここで、理論増幅スペクトルはS波の垂直入射を仮定して、かつ減衰比は周波数に依存しないとして算定する。いま、本震、余震それぞれの各層におけるS波伝播速度は上述のように求められ

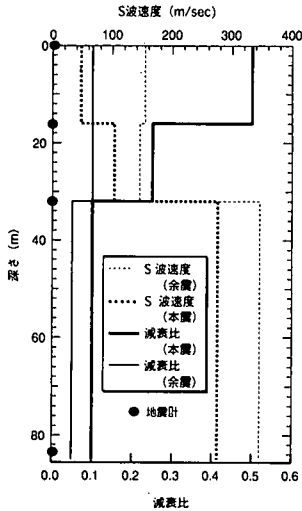


図-21 実測と理論増幅スペクトルの最適適合による減衰比

ているので、この値を固定して各層の減衰比のみ変化させ理論増幅スペクトルを繰り返し求めてみる。そして、このような繰り返し求まる理論増幅スペクトルと実測増幅スペクトルとの最適な適合を与える減衰比を本震、余震での減衰比とする。ここに、最適適合の探索は理論と実測の増幅スペクトルにおける増幅度に関する最小自乗法による。図-19、図-20 は各々本震、余震に対して最適適合として求められた理論増幅スペクトルと実測増幅スペクトルを比較して示したものである。さらに、図-21 はそのときの減衰比を S 波速度とともに示したものである。図-21 をみると S 波速度の低下に対応して減衰比が本震で大きく増大していることがわかる。特に、深さ 0m~16m の表層で増大が著しく、余震での減衰比に対して本震では約 5 倍の増大を示している。

#### 4. 強震時における地盤物性の非定常変動の解析

前節では相互相関解析を通して本震と余震における平均的な地盤物性の変化を明らかにした。このような解析はいわば地震記録の全継続時間の平均的な特性、もしくは最も卓越するフェーズの特性を明らかにしたことに相当する。ところが地震動は一般に非定常な時間変動として生じる。したがって、これに伴い地震時の地盤物性も非定常に変動すると考えられる。本節では、このような地震時の地盤物性の非定常な変動を解析する手法を検討するとともに、その手法をポートアイランドの鉛直アレー記録に適用し、地盤が 1995 年兵庫県南部地震の際どの程度まで非定常な変動を示したかを明らかにする。

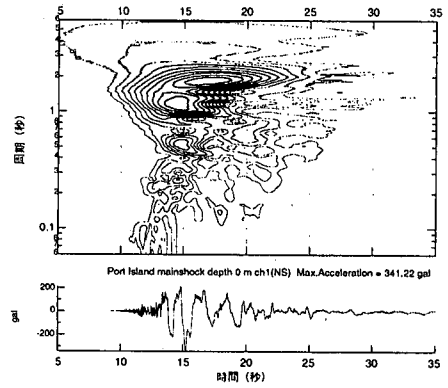


図-22 本震記録の非定常スペクトル (NS成分: 深さ0m)

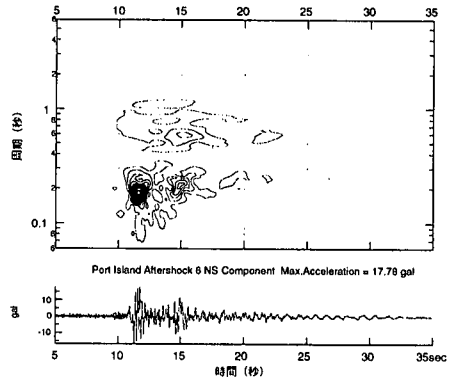


図-23 余震6の記録の非定常スペクトル (NS成分: 深さ0m)

##### (1) 強震記録の非定常特性

地盤物性の非定常変動を解析する前にまずポートアイランドの強震記録の非定常特性をみてみる。図-22、図-23 は本震と余震の代表的記録の非定常スペクトル<sup>7)</sup>を求めたものである。図-22 は本震の深さ 0m の NS 成分、図-23 は余震 6 の深さ 0m の NS 成分の非定常スペクトルである。これを見ると、余震 6 では卓越周期の時間変動が僅少なに対して本震では卓越周期が時間をおって複雑に変動していることがわかる。このように本震と余震では明らかに非定常特性が異なり、入力地震動の非定常性ととも地盤物性も本震と余震では異なった非定常変動を有することが推定される。

##### (2) 強震記録による地震時における地盤物性の非定常変動解析

実測された強震記録を用いて地盤物性を逆解析する

手法としては前節で述べた相互相関解析の他に強震記録から応力とひずみを算定して、この応力—ひずみ関係を通して剛性率、減衰比を求める手法が考えられる。事実、これまでの地盤剛性の逆解析ではこの手法が多く用いられてきた<sup>4), 5)</sup>。この手法では応力—ひずみ関係をオービットで整理して、そのオービットから図的に割線剛性率と減衰比を求めることが普通である。しかし、この方法では算定値が定量的厳密性に欠けると同時に、オービットが複雑な変動を示す場合、経時的変動が細かい時間間隔で追従できないという問題がある。そこで、ここでは応力—ひずみ関係を通してせん断剛性率と減衰比の両者の非定常変動が定量的に算定可能な方法を検討する。

いま、地盤震動はせん断波 (S 波) の鉛直伝播により生ずると仮定する。このとき、運動方程式は次のようになる。

$$\rho(z) \frac{\partial u^2}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau(t, z)}{\partial z} \quad (3)$$

ここに、 $\rho(z)$  は密度、 $u(t, z)$  は変位、 $\tau(t, z)$  はせん断応力、 $t$  は時間、 $z$  は鉛直下方を正とする座標。

ここで、地盤は非粘性履歴減衰<sup>8)</sup>を有するとすると式 (3) のせん断応力はせん断ひずみと複素数を介して結ばれ、次のように与えられる。

$$\tau(t, z) = G(t, z) \{1 + i2h(t, z)\} \gamma(t, z) \quad (4)$$

ここに、 $\gamma(t, z)$  はせん断ひずみ、 $G(t, z)$  はせん断剛性率、 $h(t, z)$  は減衰比。

せん断ひずみ  $\gamma(t, z)$  は変位  $u(t, z)$  と次の関係で結ばれている。

$$\gamma(t, z) = \frac{\partial u(t, z)}{\partial z} \quad (5)$$

せん断剛性率、減衰比などの物性の空間的变化は変位のそれに比し小さいと仮定すると、式 (3) は次のようにも書ける。

$$\rho(z) \frac{\partial u^2(t, z)}{\partial t^2} = G(t, z) \{1 + i2h(t, z)\} \frac{\partial^2 u(t, z)}{\partial z^2} \quad (6)$$

以上から、せん断剛性率  $G(t, z)$  および減衰比  $h(t, z)$  を算定するのに式 (4) の応力—ひずみ関係を用いる場合と式 (6) の運動方程式を用いる場合とが考えられる。

筆者らは式 (6) を用いる場合についての解析を既に報告しているが<sup>10)</sup>、式 (4) の応力—ひずみ関係を利用する方法は室内要素試験で得られるデータにも適用できる利点がある。そこで、本報告では既報告とは別に式 (4) の応力—ひずみ関係を用いてせん断剛性率と減衰比の変動を非定常に算定する方法について述べる。

いま、地盤構造の変化に対応して十分密な間隔で地震計が配置された鉛直アレー観測により幾つかの深さで同時に加速度記録が得られているとすると任意の深さの加速度は Lagrange 法など適当な内挿法により補間できる。このような補間法により任意の加速度を利用することにより、式 (3) を  $z$  に関して積分して任意深さのせん断応力は次のように得られる。

$$\tau(t, z) = \int_0^z \rho(z) \frac{\partial u^2(t, z)}{\partial t^2} dz \quad (7)$$

一方、せん断ひずみについては実測で得られている加速度記録から何らかの数値積分により変位記録を求め、かつ式 (5) の空間微分を差分で近似して数値的に算定することができる。

次に、以上のように用意されるせん断応力、せん断ひずみのデータを用いて式 (4) によりせん断剛性率  $G(t, z)$  および減衰比  $h(t, z)$  を非定常に評価する方法について述べる。

式 (4) をみても明らかなように、非粘性履歴減衰の構成則ではせん断応力とせん断ひずみはせん断剛性率  $G(t, z)$  および減衰比  $h(t, z)$  を通して複素数表示として与えられる。従って、何らかのテクニックを勞しないかぎり  $G(t, z)$  および  $h(t, z)$  は求めることができない。そこで、そのテクニックとしてここではせん断応力、せん断ひずみも複素数表示することを考える。その場合、せん断応力、せん断ひずみが時刻履歴として与えられることを考慮すると、最も妥当な複素数表示はコンプレックエンベロップ<sup>11)</sup>を用いることである。

コンプレックエンベロップは原時刻歴を実部、そのヒルベルト変換を虚部とする複素数時刻歴である。この概念は地震記録の包絡線を求めるときによく用いられる。これから理解できるように、式 (4) のせん断応力、せん断ひずみにそれらのコンプレックエンベロップを代入することはせん断応力とせん断ひずみの包絡線時刻歴の比としてせん断剛性率  $G(t, z)$  を評価して、かつそれらの位相差から減衰比  $h(t, z)$  を算定することに相当する。いま、せん断応力  $\tau(t, z)$ 、せん断ひずみ  $\gamma(t, z)$  のコンプレックエンベロップをそれぞれ  $T(t, z)$ 、 $\Gamma(t, z)$  と記すと、それらは次のように表される。



$$T(t, z) = \tau(t, z) + iH[\tau(t, z)] \quad (8)$$

$$\Gamma(t, z) = \gamma(t, z) + iH[\gamma(t, z)] \quad (9)$$

ここに、 $i$ は虚数単位、 $H[\ ]$ はヒルベルト変換。

式(8)、(9)を式(4)の $\tau(t, z)$ 、 $\gamma(t, z)$ の代わりに代入すると、せん断弾性率 $G(t, z)$ 、減衰比 $h(t, z)$ は各々次のように求められる。

$$h(t, z) = \frac{1}{2} \tan\{\varphi(t, z) - \psi(t, z)\} \quad (10)$$

$$G(t, z) = \frac{1}{\sqrt{1 + (2h(t, z))^2}} \frac{|T(t, z)|}{|\Gamma(t, z)|} \quad (11)$$

ここに、

$$|T(t, z)| = \sqrt{\tau(t, z)^2 + \{H[\tau(t, z)]\}^2} \quad (12)$$

$$\varphi(t, z) = \tan^{-1}\{H[\tau(t, z)] / \tau(t, z)\} \quad (13)$$

$$|\Gamma(t, z)| = \sqrt{\gamma(t, z)^2 + \{H[\gamma(t, z)]\}^2} \quad (14)$$

$$\psi(t, z) = \tan^{-1}\{H[\gamma(t, z)] / \gamma(t, z)\} \quad (15)$$

なお、式(10)、(11)の具体的な適用はアレー観測の実加速度記録からせん断応力、せん断ひずみの時刻歴を求め、それらをヒルベルト変換した後に、コンプレックスエンベロップを構成して行われる。

### (3) コンプレックスエンベロップを用いた地盤物性の非定常変動解析の理論的妥当性

前節では地盤物性の非定常変動解析をコンプレックスエンベロップにより行う方法を論じたが、やや天下りの的にコンプレックスエンベロップを導入した。そこで、本節では調和振動するせん断応力、せん断ひずみを対象にコンプレックスエンベロップ法を適用して、その妥当性を理論的に検証する。

いま、振幅 $\sigma_0$ 、円振動数 $\omega_0$ を有する調和振動のせん断応力 $\sigma$ を地盤要素に加えたとする。すなわち、

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cos(\omega_0 t) \quad (16)$$

このとき、地盤要素が割線剛性率 $G_0$ 、減衰比 $h_0$ を有す

るとき、ひずみ $e$ は次のように振動することが知られている<sup>8)</sup>。

$$e(t) = \frac{\sigma_0}{G_0} \cos\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} \quad (17)$$

ここで、応力、ひずみが式(16)、式(17)のように与えられたとき前節の方法でせん断定数と減衰比を求めてみる。フーリエ変換の知識から余弦関数のヒルベルト変換は正弦関数となるので、式(16)、式(17)のコンプレックスエンベロップ $\Sigma(t)$ 、 $E(t)$ はおおの次のようになる。

$$\Sigma(t) = \sigma_0 \cos(\omega_0 t) + i\sigma_0 \sin(\omega_0 t) \quad (18)$$

$$E(t) = \frac{\sigma_0}{G_0} \cos\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} + i \frac{\sigma_0}{G_0} \sin\{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\} \quad (19)$$

故に、式(10)、(11)に従い、このときの減衰比 $h(t)$ 、剛性率 $G(t)$ は次のように算定される。

$$h(t, z) = \frac{1}{2} \tan\{\omega_0 t - \{\omega_0 t - \tan^{-1}(2h_0)\}\} = h_0 \quad (20)$$

$$G(t, z) = \frac{1}{\sqrt{1 + (2h(t, z))^2}} \frac{\sigma_0}{G_0} = \frac{G_0}{\sqrt{1 + 4h_0^2}} \quad (21)$$

ここで、これまでの室内実験、原位置試験で得られている多くの $h_0$ の値を参照して<sup>9)</sup>、 $h_0$ は1よりずっと小さいと仮定する。さらに、式(21)の分母が平方根で与えられることを考慮すると、

$$G(t, z) \cong G_0 \quad (22)$$

以上から、コンプレックスエンベロップ法は地盤要素の有するもとの割線剛性率、減衰比をほぼ正確に評価できることがわかる。

### (4) コンプレックスエンベロップ法によるポートアイランド地盤の物性変動算定の条件

前節のように導いたコンプレックスエンベロップ法をポートアイランドの鉛直アレー観測システムによる

1995年兵庫県南部地震の記録に適用した。ポートアイランドの観測システムは応力やひずみを評価するのに理想的な観測点の深さ間隔で展開されていない。したがって、このような限界を有する観測システムによる剛性率と減衰比の評価には制約条件がともなう。ここで、本研究で用いた仮定と条件をまとめておく。

一つには、せん断波の垂直入射による地震動を仮定していることである。従って、P波や表面波が卓越すると考えられる記録の初期動部やコーダ部では評価結果に誤差が大きく含まれる。このことはS波が主と考えられる主要動部でも注意すべきことである。例えば、筆者の一人はポートアイランドの1995年兵庫県南部地震(本震)の主要動部には表面波が混在することを指摘したが<sup>12)</sup>、ここでの剛性率、減衰比の評価にはこのような他の波動の影響が混入している可能性を念頭においておく必要がある。

二つには、原強震記録にバンドパスフィルターをかけて応力、ひずみを求めていることである。図-2に示すように、ここでの地震計間隔は最大51mを有する。つまり、この観測システムの空間的サンプリング間隔は最大51mという制約条件がある。周知のように、種々のパラメータの算定の際に、サンプリング間隔の限界はエイリアジングという見かけの誤差をもたらす。このような空間的なエイリアジング誤差をさけるためには最大の空間サンプリング間隔の2倍程度以上の波長のみを対象として、それより短い波長を有する地震動は除く必要がある。また、加速度記録から変位記録を数値的に求める際、記録のSN比による誤差が拡大するので長周期地震動成分も記録のSN比に応じて除去する必要がある。このような理由により、本研究では両端にコサインテーパを持つバンドパスフィルターをかけて求めた加速度記録、変位記録を用いてせん断応力、せん断ひずみを算定した。適用したバンドパスフィルターの上下限周波数は本震、余震別に波動の地盤内の伝播速度、記録の加速度振幅の大きさを勘案して次のように設定した。

本震記録	1.5Hz~0.1Hz
余震記録	3.0Hz~0.5Hz

なお、深さ83mの地震計には設置における方位誤差が22度ほどあることが指摘されているので<sup>13)</sup>、深さ83mの水平動記録はこの誤差を修正したものをを用いている。

三つには、上記の地震計設置の空間間隔に関連して、それ以外の深さの記録をいかに内挿するかである。原理的には、四つの深さで地震計が展開されているので、3次関数を用いたLagrange法が適用できる。筆者らは別紙論文<sup>10)</sup>で3次関数を用いたLagrange法でポートアイランドの地盤剛性率と減衰比の非定常変動を求めているが、この方法は任意の深さの算定が可能である反面、地震計が等間隔で展開されていないときには3次関数

特有の誤差をもたらす可能性を持つ。そこで、本研究ではこのような誤差をさけるため、各地震計の間では加速度、変位ともに線形に変化することを仮定して、各地震計で挟まれる層の平均的なせん断ひずみを求め、それを各層の中間点で代表させるとともに、その中間点で求められるせん断応力とからせん断剛性率と減衰比を評価した。なお、加速度を深さ方向で積分して応力を求める式(7)の数値積分は0.5mの間隔の台形公式によった。

四つには、式(10)、(11)によって求められる $G(t, z)$ 、 $h(t, z)$ の時間変動についてである。これらは式(10)に明らかなように、位相関係から求められるので、位相関係特有の時間変動を受けやすい。そこで、これを考慮して本研究では式(10)、(11)により算定される $G(t, z)$ 、 $h(t, z)$ に移動平均によるスムージングを加え、時間変動に平滑化を施した。その際のスムージングのウィンド幅は強震記録の卓越周期に近い1秒とした。また、式(10)による $h(t, z)$ は正接により算定されるので位相差の誤差があるときには数値的には異常に大きな値が求められることがあり得る。そこで、文献9)により多くの室内実験、原位置試験で得られている減衰比は1より小さいことを考慮して $h(t, z)$ の最大は1とした。

以上が本研究で用いた制約条件である。以下に示すせん断剛性率、減衰比にはこれらの条件の影響が含まれることに注意する必要がある。

#### (5) せん断剛性率、減衰比の非定常変動の算定結果

図-24~図-29は各加速度計で挟まれた層の中間的な深さの深さ8m、24m、57.5mでの本震のせん断剛性率、減衰比の時間変動をプロットしたものである。図-24~図-26はNS成分、図-27~図-29はEW成分である。これらの図ではS波が到達したと考えられる主要動の開始時刻13.1秒から40秒までをプロットしてある。また、これらの変動には図-21で示した相互相関解析から求められた本震でのそれぞれの層の平均的S波速度による換算せん断剛性率、および減衰比が比較してプロットされている。これらを見ると、ここで算定されたせん断剛性率、減衰比は相互相関解析によるそれらと比較的よく整合していることがわかる。また、定常的にプロットしてある相互相関解析からのせん断剛性率、減衰比との比較を通して、ここでの算定が非定常変動をよく分析していることが理解できる。これらの非定常変動は図-29の本震EW成分の深さ57.5mの変動を除き、全般にせん断剛性率と減衰比の増減が逆になる傾向を示している。これは剛性が低下すると、それに反して減衰は大きくなる履歴減衰体の特徴を反映したものと考えられる。このようなせん断剛性率と減衰比の非定常変動は後述のオービットで表示される応力-ひずみ関係の時間

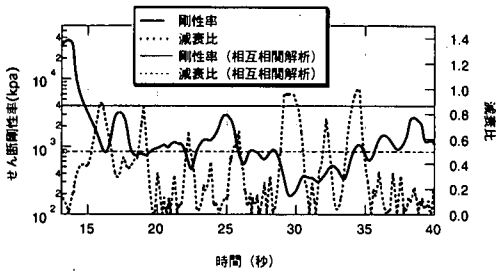


図-24 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, NS 成分, 深さ 8m)

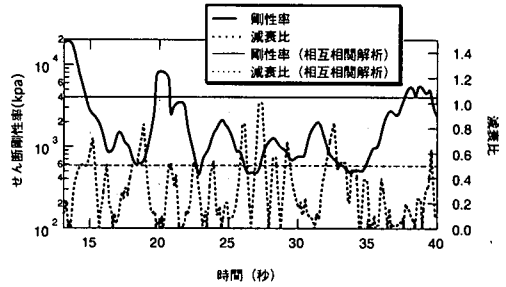


図-27 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, EW 成分, 深さ 8m)

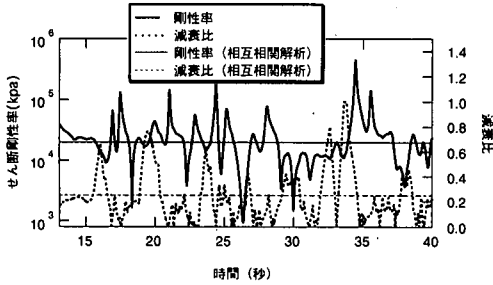


図-25 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, NS 成分, 深さ 24m)

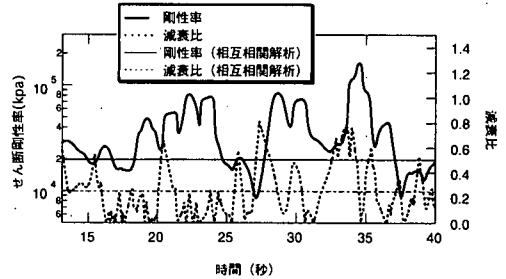


図-28 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, EW 成分, 深さ 24m)

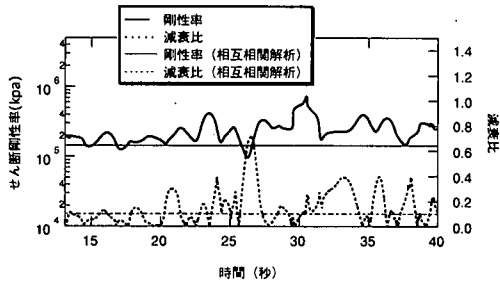


図-26 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, NS 成分, 深さ 57.5m)

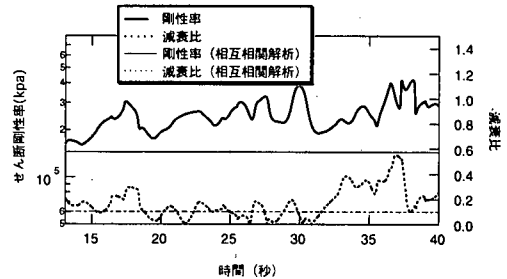


図-29 セン断剛性と減衰比の時間変動  
(本震, EW 成分, 深さ 57.5m)

変動に対応しており、図-29 の後半部分のせん断剛性率と減衰比が共に増加する変動も応力-ひずみ関係の時間変動を反映したものと考えられる。これらの図で特徴的なことは、最も浅い深さ 0m~16mの層においてせん断剛性率、減衰比とも時間変動が著しく、それに比較して他の層、とりわけ最も深い 32m~83mの層での変動が相対的に小さいことである。このようなせん断剛性率、減衰比の時間変動から表層で非線形応答が極めて顕著であったことが首肯できる。深さ 0m~16mの表層では主要動の始まった約 5 秒間程度の短い時間でせん断剛性率が 1/50 程度まで大きく低下したことがわかる。これ

らのせん断剛性率、減衰比の時間変動を応力、ひずみの変動と関係づけるため応力-ひずみ関係のオービットをプロットしたのが図-30~図-35である。図-30~図-35をみても表層での軌跡が他の層の軌跡に対して複雑であることが理解できる。応力-ひずみの軌跡から図的にせん断剛性率、減衰比を算定する従来の方法では図-30、図-33のような複雑な軌跡からでは正確な評価は困難であるが、ここでの算定がこれを可能にしていることが逆にクローズアップされる。

図-36、図-37 は NS 成分から求められた各層のせん断剛性率、減衰比を比較してプロットしたものである。

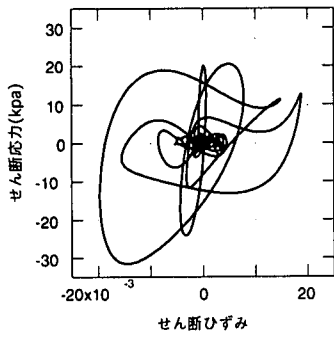


図-30 応力とひずみのオービット  
(本震, NS 成分, 深さ 8m)

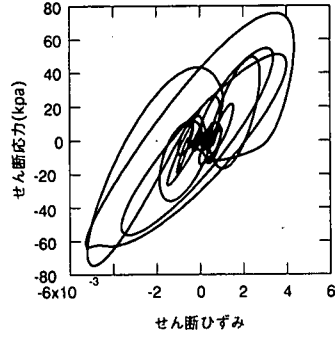


図-31 応力とひずみのオービット  
(本震, NS 成分, 深さ 24m)

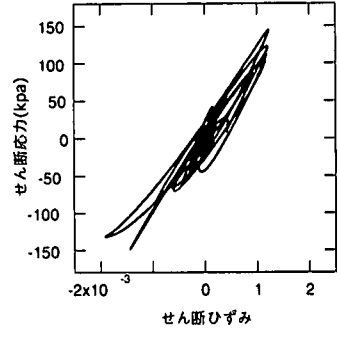


図-32 応力とひずみのオービット  
(本震, NS 成分, 深さ 57.5m)

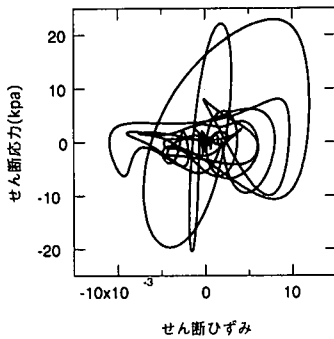


図-33 応力とひずみのオービット  
(本震, EW 成分, 深さ 8m)

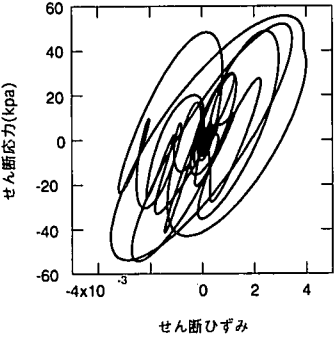


図-34 応力とひずみのオービット  
(本震, EW 成分, 深さ 24m)

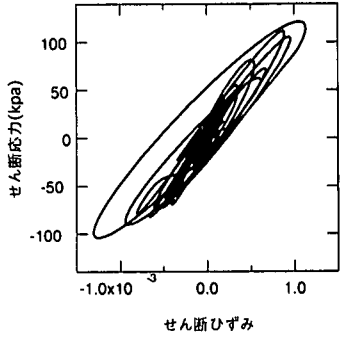


図-35 応力とひずみのオービット  
(本震, EW 成分, 深さ 57.5m)

また、EW 成分に対して同様にプロットしたものが図-38、図-39 に示されている。図-2 に示した PS 検層による S 波速度は 0m~16m の層と 16m~32m の層でほぼ同じであることが伺い知ることができるが、これに対応して図-36、図-38 で主要動の始まる時刻 13.1 秒付近ではそれぞれの層がほぼ同じせん断剛性率であり、0m~16m の層のみがそれ以降、急激にせん断剛性率の低下を示している。図-36~図-39 のような時間的に複雑に変動する非定常なせん断剛性率、減衰比の挙動を考えると、地盤の地震時応答手法としての等価線形化法には限界があるのは明らかであろう。

一方、ひずみ依存性の観点からみるため用意した図が図-40~図-43 である。図-40、図-41 は深さ 0m~16m の層におけるせん断剛性率、減衰比がひずみとともにどのように変化しているかをプロットしたものである。図-42、図-43 は深さ 32m~83m の層の同様なプロットである。これらはいずれも NS 成分から求められたものである。なお、これらの図はひずみ時刻歴の包絡線絶対値の時間変動とせん断剛性率、減衰比の時間変動を時間をおってローカスとして描いたものである。これらを

みると、ひずみ増加とともにせん断剛性率の低下、減衰比の増加が全般的に生じており、これまでなされている実験室内での要素試験結果の知見と一致する傾向を示している。もちろん、剛性低下と減衰増加の度合いは深さ 0m~16m の表層と深さ 32m~83m の深い層では著しく異なっている。このような剛性低下で注目すべきことが図-40、図-42 に認められる。すなわち、表層では大きな剛性低下が後にあるものの初期剛性率 (PS 検層の低ひずみ程度での剛性率) はひずみ 0.003 程度まで維持される。さらに、それ以降の剛性低下はひずみ変化とともに漸減するのではなく、急減する。一方、これとは逆に初期剛性率の大きな深い層ではひずみ 0.0001 程度でも剛性低下が生じている。このようなひずみ依存性の特徴はこれまでの実験室における要素試験の知見に照らして、今後さらなる検討が必要であろう。

次に、余震記録によるせん断剛性率と減衰比の算定結果を提示する。当然のことであるが、ここでの余震記録の原加速度記録の振幅は本震のそれに比し小さく、SN 比の点で精度が落ちる。特に、ひずみ算定でこの影響が大きい。ここでは、紙数の関係からすべてを示し得

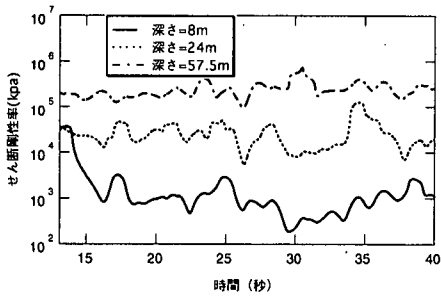


図-36 各深さのせん断剛性の時間変動の比較  
(本震,NS成分)

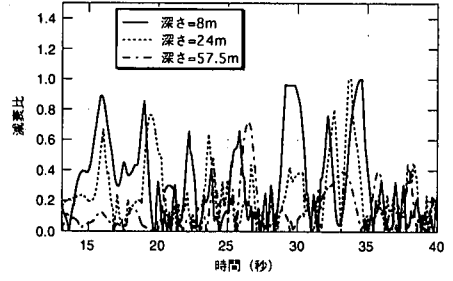


図-37 各深さの減衰比の時間変動の比較  
(本震,NS成分)

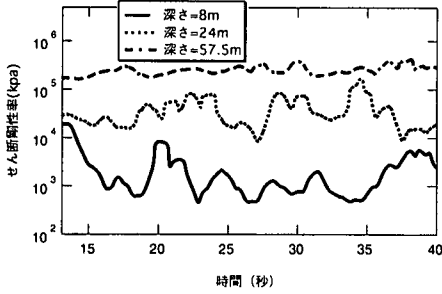


図-38 各深さのせん断剛性の時間変動の比較  
(本震,EW成分)

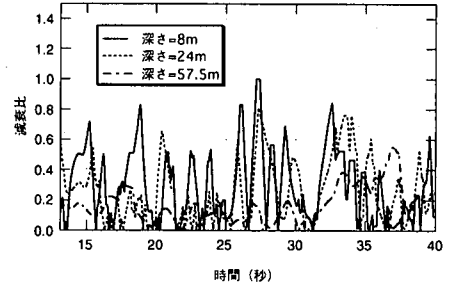


図-39 各深さの減衰比の時間変動の比較  
(本震,EW成分)

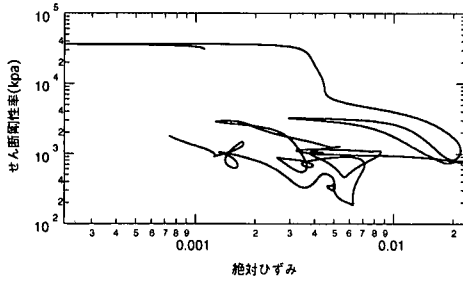


図-40 せん断剛性のひずみ依存性  
(本震,NS成分,深さ8m)

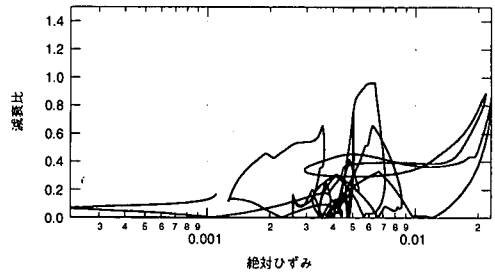


図-41 減衰比のひずみ依存性  
(本震,NS成分,深さ8m)

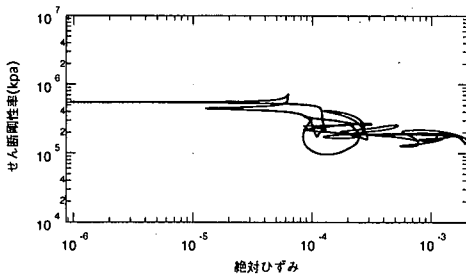


図-42 せん断剛性のひずみ依存性  
(本震,NS成分,深さ57.5m)

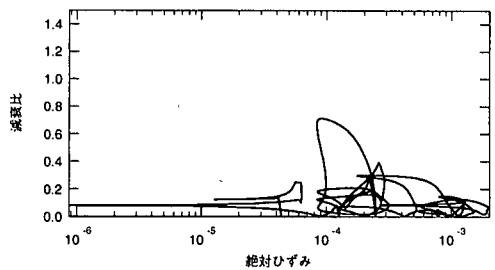


図-43 減衰比のひずみ依存性  
(本震,NS成分,深さ57.5m)

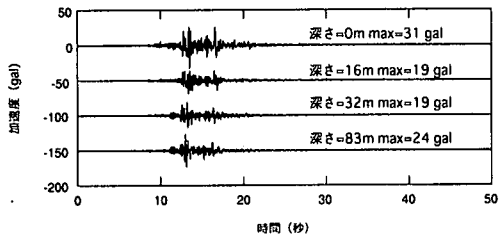


図-44 余震1による各深さの加速度記録 (EW成分)

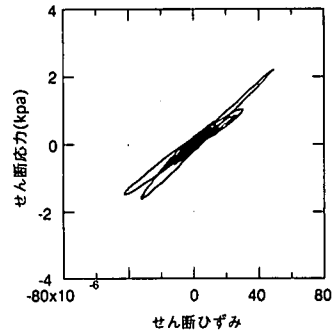


図-48 応力とひずみのオービット (余震1,EW成分,深さ8m)

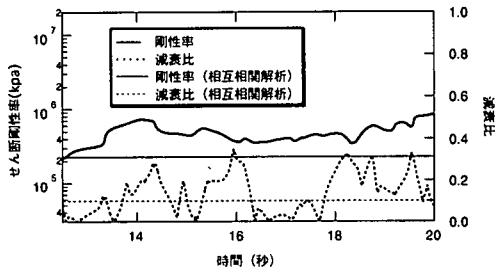


図-45 セン断剛性と減衰比の時間変動 (余震1,EW成分,深さ8m)

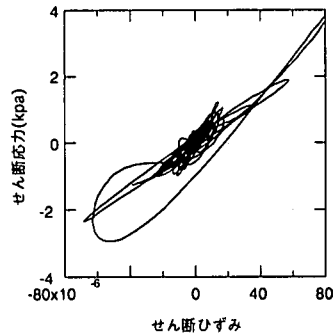


図-49 応力とひずみのオービット (余震1,EW成分,24m)

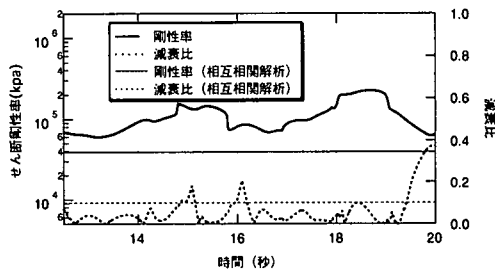


図-46 セン断剛性と減衰比の時間変動 (余震1,EW成分,深さ24m)

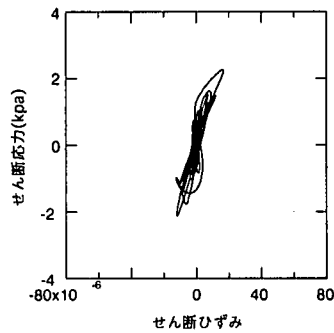


図-50 応力とひずみのオービット (余震1,EW成分,深さ57.5m)

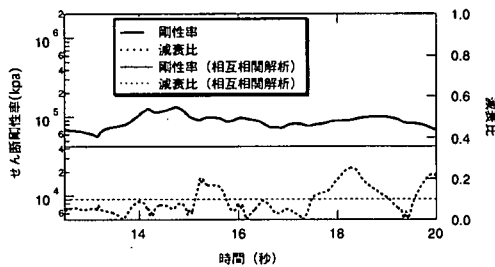


図-47 セン断剛性と減衰比の時間変動 (余震1,EW成分,深さ57.5m)

ないので、代表的事例として余震1のEW成分の結果を示す。図-44は余震1のEW成分の各深さの原加速

度記録をペーストアップしたものである。また、図-45～図-47に各層のせん断剛性率、減衰比の時間変動、図-48～図-50に各層における応力、ひずみのオービット、図-51に各層のせん断剛性率の比較、図-52に各層の減衰比の比較を示す。なお、図-45～図-47では余震を対象として相互相関解析から求められているせん断剛性率、

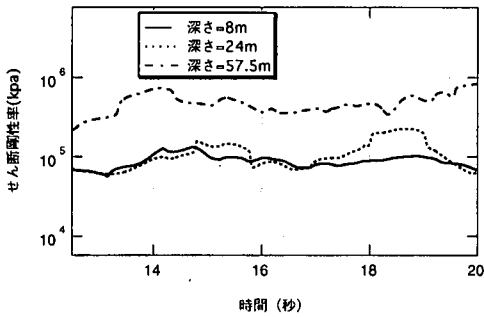


図-51 各深さのせん断剛性の時間変動の比較 (余震 1,EW 成分)

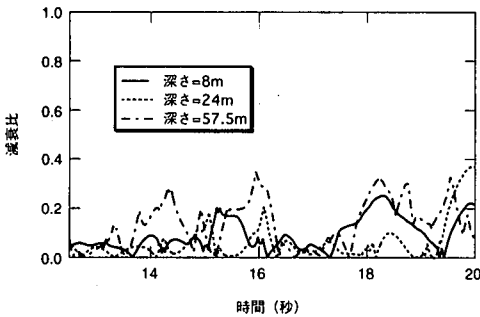


図-52 各深さの減衰比の時間変動の比較 (余震 1,EW 成分)

減衰比が比較の意味から併せてプロットされている。また、これらは余震 1 の記録の S 波卓越部分と考えられる時刻 12.5 秒から 20 秒までの変動がプロットされている。まず言えることは、これらの余震のせん断剛性率、減衰比の時間変動は本震のそれらと全く異なるということである。特に、深さ 0m~16m の表層でのせん断剛性率、減衰比の時間変動の違いが顕著であり、この層では本震でみられたせん断剛性率の低下が余震で認められない。また、相互相関解析によるせん断剛性率と減衰比との比較からはせん断剛性率の違いが目立つものの、それほど矛盾しない値が本解析から得られていることがわかる。

なお、図-45~図-47 の余震に対するせん断剛性と減衰比にも本震ほどではないにしても非定常な時間変動がみられる。この時間変動は図-45~図-47 と図-48~図-50 の比較から応力-ひずみ関係の時間変動に対応して現れていることがわかる。実地盤での不規則な震動条件では応力-ひずみ関係も実験室での調和振動による現象と異なり、複雑に変動すると考えられる。図-45~図-47 の時間変動は、このような応力-ひずみ関係の複雑な変化に追従したものであるが、ここでせん断剛性率、せん断

ひずみの時刻歴は加速度記録から数値的に求めたものであり、数値的算定の誤差が混入している可能性もある。したがって、余震のような微小震動でせん断剛性と減衰比が図-45~図-47 の程度に変動するかどうかは、さらに多くの記録を解析した上で明確にする必要があると考えられる。

## 5. まとめ

本研究ではポートアイランドの 1995 年兵庫県南部地震の本震と余震の強震記録を用いて地盤物性の変動を考察した。そこでは、特に地盤物性の非定常変動に焦点を合わせ、それに有効な逆解析手法を考案するとともに、その手法の妥当性を理論と実測の両面から検証した。ここで得られた結論をまとめると以下のようである。

1) ポートアイランドの本震記録では非線形応答が顕著に現れている。特に、水平動にこの傾向が強く、鉛直動にはさほどの非線形応答がみられない特徴を有している。この非線形応答は深さ 0m~16m の表層のせん断剛性率の低下と減衰比の増加に由来している。本研究で行った相互相関解析による余震に対する本震の平均的なせん断剛性率低下は表層で 1/10 程度 (S 波速度の低下で 1/3 程度)、減衰比の増加で 5 倍程度を示している。

2) 以上のようなせん断剛性率と減衰比の変化は強震記録の全継続時間を通じた平均的な値に相当するが、ここではこのような平均値の変動に加え、時間的に非定常な変動を解析する方法を考案した。これは、応力とひずみの時刻歴にコンプレックスエンベロップの概念を導入するものである。最初に、算定のための定式化を行い、さらに調和振動を対象にその妥当性を理論的に検証した。それによれば、この手法はほぼ正確に割線剛性率と減衰比を逆解析できる。

3) コンプレックスエンベロップ法による解析でせん断剛性率、減衰比は表層において著しい非定常変動を示していることが明らかとなった。特に、表層においてはせん断剛性率で 1/50 程度の低下が約 5 秒間の短い時間で急激に生じている。このような短い時間の急激な剛性低下を考えると、多用される地震応答解析法としての等価線形化法はその適用に限界があると指摘できる。

この種の実地盤でのアレー観測記録を用いる手法は地震計間隔が重要な影響を及ぼす。本論文の手法は十分密な間隔で地震計が配されたアレー観測システムの記録に適用されるべきものであり、今後鉛直アレー観測システムを展開するに際しては、本研究のような手法の適用も考慮して地震計を配置することが望まれる。ここでは、ポートアイランドの強震記録を対象に応力とひずみを算定して、それを通してせん断剛性率と減衰比の非定常変

動を求めたが、ここでのコンプレックスエンベロップ法が実験室で得られる動的応力、ひずみのデータ解析に有効なのはもちろんである。また、本報告では応力、ひずみから物性を逆解析することに力点をおいたが、この逆、つまり物性の非定常変動の条件が与えられたときに応答を求める問題にも拡張できる可能性を秘めている。今後、さらに検討をすすめて、ここでの結果を新しい非線形応答解析法に発展させたいと考えている

謝辞：本研究では関西地震観測協議会（代表：土岐憲三 京都大学教授）により提供されたポートアイランドの強震記録を使用させていただいた。ご便宜いただいた関係各位にお礼申し上げます。

本研究は科学研究費補助金：基盤研究(A)(1)（研究代表者：柳澤栄司東北大学教授）の援助により行われたものであることを付記する。

#### 参考文献

- 1) Field, E.H., Kramer, S., Elgamal, A., Bray, J.D., Matasovic, N., Johnson, P.A., Cramer, C., Roblee, C., Wald, D.J., Bonilla, L.F., Dimitriu, P.P. and Anderson, J.G.: Nonlinear site response: Where we're at (A Report from a SCEC/PEEW seminar and workshop), *Seismological Research Letters*, Vol.69, pp.230-234, 1998.
- 2) Yu, G., Anderson, J.G. and Siddharathan, R.: On the characteristics of nonlinear soil response, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.83, No.1, pp.2189-244, 1992.
- 3) Anguine, J. and Irikura, K.: Nonlinearity, liquefaction, and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.87, No.5, pp.1244-1258, 1998.
- 4) Elgamal, A. W., Zeghal, M. and Parra, E.: Identification and

- modeling of earthquake ground response, In: K. Ishihara(ed), *Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.3, pp.1368-1406, 1995.
- 5) 風間基樹, 柳沢栄司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣絃史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, *土木学会論文集*, NO.547, pp.171-182, 1996.
- 6) Iwasaki, Y. and Tai, M.: Strong Motion Records at Kobe Port Island: *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.29-40, 1996.
- 7) 神山 眞: 強震地震動の非定常スペクトル特性とその波動論的考察, *土木学会論文報告集*, 284 号, pp.35-48, 1979.
- 8) Ishihara, K.: *Soil behavior in earthquake geotechnics*, Oxford University Press, pp.16-39, 1996.
- 9) Ishihara, K.: *Soil behavior in earthquake geotechnics*, Oxford University Press, pp.127-151, 1996.
- 13) Kamiyama, M., Matsukawa, T. and Yoshida M.: Non-stationary variation of soil rigidity observed during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, *Proc. of the 10<sup>th</sup> Japanese Earthquake Eng. Symposium*, pp.1193-1198, 1998.
- 11) Fambach, J. S.: The complex envelope in seismic signal analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.65, No.4, pp.951-962, 1975.
- 12) 神山 眞, 松川忠司: 1995年兵庫県南部地震で得られた強震記録の最大地動ならびに波動特性, *土木学会論文集*, No.568, pp.49-66, 1997.
- 13) Sugito, M., Sekiguchi, K., Yashima, A., Oka, F., Taguchi, Y. and Kato, Y.: Correction of orientation error of borehole strong motion array records obtained during the South Hyogo Earthquake of Jan. 17, 1995, *Structural Eng. / Earthquake Eng.* Vol.12, No.3, pp.95-107, 1996.

(1999.6.2 受付)

## NON-STATIONARY ANALYSIS OF SOIL RIGIDITY AND DAMPING BY USE OF ARRAY STRONG-MOTION RECORDS

Makoto KAMIYAMA and Masaru YOSHIDA

This paper deals with a method for analyzing the non-stationary variations of soil rigidity and damping using array strong-motion records. The concept of the "Complex Envelope" is used as a basic tool to analyze such non-stationary variations. The dynamic stress-strain relation of soils, which is usually available from array strong-motion records, is converted into an imaginary system by use of the "Complex Envelope" so that the rigidity modulus and damping ratio of soils are estimated in terms of time. The authors applied the method to the strong-motion records observed at Port Island during the 1995 Kobe Earthquake. This application confirms the validity and usefulness of the method.