

等価線形解析パラメータに及ぼす 地震動のひずみレベルと繰返し回数の影響

副田 悦生¹・玉井 秀喜²・田中 昌廣²・竹澤請一郎³・前川 太⁴

¹正会員 工修 関西電力㈱ 総合技術研究所 (〒661-0974 兵庫県尼崎市若王寺 3-11-20)

²正会員 関西電力㈱ 総合技術研究所 (〒661-0974 兵庫県尼崎市若王寺 3-11-20)

³正会員 ㈱ニュージェック 技術開発部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19)

⁴正会員 工修 ㈱ニュージェック 港湾・空港部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19)

表層地盤の地震応答を精度良く評価することは耐震設計上重要な課題である。地盤の非線形性が增大するような場合、等価線形解析法の適用が困難といわれているが、等価線形解析の適用範囲を広げることができれば、実務的には非常に有効である。本研究では、まず不攪乱試料を用いた動的変形特性試験から、動的変形特性に与えるせん断ひずみと載荷繰返し回数の影響を把握し、等価線形解析に用いられている最大せん断ひずみから有効せん断ひずみへの換算係数を地震動のせん断ひずみの大きさと繰返し回数から与える方法を提案した。そして、5地点の鉛直アレー観測記録を用いて、その妥当性を検証した。

Key Words: *equivalent linear model, ratio between effective strain and maximum strain, cyclic number of seismic motions, vertical seismic array records.*

1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震を契機に、設計にレベル2地震動が考慮されるようになり、大地震時の表層地盤の地震応答を精度良く評価することが構造物設計の重要な課題となっている。

地盤の地震応答解析で簡便な方法は、SHAKE¹⁾に代表される等価線形解析である。この方法は地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみに対する非線形な関係を等価な線形関係とする方法で、実験値をそのまま利用できるため、解析結果から個人差の影響を排除できる大きな利点があり、実務で広く利用されている。またこの解析は上昇波と下降波の分離ができるなど工学的に重要な計算が可能である。しかし、軟弱地盤では地震動増幅を小さく予測する²⁾こと、適用範囲が最大ひずみで0.1%程度である^{3,4)}ことなど、軟弱地盤における強震動に対する適用性に問題点があると指摘されている。

一方、神戸ポートアイランドの鉛直アレー記録では、埋立地盤のせん断剛性に対し、液状化を考慮した動的変形特性を用いた等価線形解析により、予測精度の向上が図られている⁵⁾。また等価線形解析で

はないが、兵庫県南部地震の鉛直アレー強震記録をインバージョン解析により再現した事例では、4地点の記録に対し、再現性の良いことが確認されている⁶⁾。このインバージョン解析では神戸ポートアイランド記録に対し、液状化した埋立地盤の減衰定数を50%程度と通常あり得ないような大きな値となっているが、等価線形解析の強震動への適用の可能性を示したもので、等価線形解析は、従来考えられているひずみの適用範囲を超えた場合でも、利用可能であると考えられる。

等価線形法はひずみが增大するとせん断剛性が低下し、減衰定数が増大する関係($G-\gamma$ および $h-\gamma$ 関係;以下これを動的変形特性という)を利用する。その際最大ひずみに換算係数 α を乗じて有効ひずみを求め、動的変形特性からこのひずみに対応するせん断剛性と減衰定数を計算に用いている。このことより、動的変形特性と換算係数の評価が予測精度に大きな影響を与えることが理解される。

動的変形特性試験は通常、規則的な正弦波形による応力載荷をステージ載荷により実施される。動的変形特性は各ステージでの繰返し回数 $n=10$ 波目の応力-ひずみ関係におけるせん断ひずみと割線剛性

や減衰定数で設定されている。各ステージの割線剛性や減衰定数が繰返し回数に関係なく一定と評価されれば、特に問題はないが、ひずみレベルが大きくなると繰返し回数によりこれらの材料物性が変化する可能性が高いと考えられる。このことは不規則な現実の地震動の等価繰返し回数が 10 回でない場合、別の繰返し回数による動的変形特性が必要なことを示唆している。なお地震動の等価繰返し回数は、加速度および速度波形の主要動部の繰返し回数を想定しているが、それについては後述する。

繰返し回数の影響については、森本ら⁷⁾が直下型地震の繰返し回数が少ないことに着目し、動的変形特性の繰返し回数の違いが等価線形解析に与える影響を検討し、軟弱な地盤において、その影響が大きいことを示した。軟弱地盤の場合発生するひずみも大きくなるため、ひずみレベルが大きいと等価線形解析に繰返し回数の影響が現れてくることを示唆した結果と考えられる。

換算係数 α は、地震動の不規則性を考慮した係数で、解析では全解析対象層に 0.65 が一般的に用いられている。大崎は非線形解析と比較し、換算係数の適切な設定方法は決定できないが、ひずみに依存すると推定した⁸⁾。

大型せん断土槽による振動台模型を用いた実験研究では、最大加速度を変化させたエルセントロ波を入力地震動に用いているが、等価線形解析の予測精度は加速度が大きくなった場合、 α を 0.65 より小さくした方が良いと報告されている⁹⁾。この結果は、同じ地震動で同じ地盤条件であれば、ひずみレベルが大きいほど換算係数が小さくなることを示していると考えられる。

実地震動による鉛直アレー観測記録に対して解析精度を評価した研究によると、SHAKE では $\alpha=0.4$ とした結果が最も良い予測精度を与えたが、最大加速度が観測値に対し 7 割程度小さくなった¹⁰⁾。一方他の鉛直アレー観測地点に対する等価線形解析では、 $\alpha=0.65$ よりも $\alpha=0.80$ と換算係数を大きくした方が加速度波形や最大加速度の再現性が良いとされている³⁾。このように地震動や地盤が異なると、最適な換算係数も変化する。したがって、換算係数は地震動と地盤の条件も考慮する必要がある。

また、等価線形解析の問題点である高周波成分の再現性について、有効ひずみの算出法に周波数依存性を考慮して解析法を改良し、予測精度の向上が図られている^{11),12)}。これらの研究は地震波に含まれる一般にひずみ振幅の小さい高周波成分の増幅特性が大きくなるように改良されたものである。なお、杉戸らの研究¹¹⁾では、最大加速度に着目すると換算係

数が 0.65 よりも大きいとし、吉田ら¹³⁾はある周波数より小さい換算係数は 1 であると評価している。しかし、これらは有効ひずみの算出に周波数依存性を考慮していることから、SHAKE の換算係数とは異なるものとなっており、また地震動の繰返し回数の影響についても特に考慮されていない。

以上の理由から、本研究では従来から行われていた等価線形解析の方法を大きく変更することなく、解析精度を向上させる方法を提案する。すなわち、不撓乱試料を用いた動的変形特性試験結果からひずみレベルや繰返し回数の動的変形特性に及ぼす影響を検討し、その特徴を考慮して、ひずみレベルと繰返し回数をを用いた換算係数の推定式を提案する。さらに換算係数の推定式をいくつかの鉛直アレー観測記録に適用し、推定式の妥当性を検証する。

2. 換算係数の基礎式

せん断剛性は、繰返し回数が多くなるほど低下する可能性があると考えられる。これは、繰返し載荷されるひずみレベルや応力レベルが大きくなるほど顕著になるであろう。

繰返し回数による変形係数やせん断剛性の低下率 $\delta(N)$ は、繰返し回数の関数であると仮定して、次式のように定義した¹³⁾。

$$\delta(N) = \frac{G_N}{G_1} \quad (1)$$

ここに、 G_1 が繰返し回数 1 回目のせん断剛性、 G_N が繰返し回数 N 回目のものである。

せん断剛性のひずみ依存性については、H-D モデルの骨格曲線である双曲線関数¹⁴⁾を改良・修正した研究^{15),16)}があるが、ここでは以下の換算係数の基礎式をわかりやすく展開するために、要素試験の傾向を再現できる次に示す H-D モデルを採用した。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2)$$

ここに γ_r は基準ひずみで、せん断ひずみが $G/G_0=0.5$ のときのひずみである。式(2)を以下のように書き換える。

$$\frac{G_N}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{r,N}} \quad (3)$$

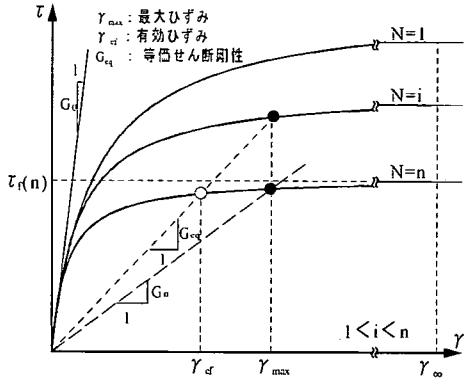


図-1 骨格曲線の概念図

$$\frac{G_n}{G_{eq}} = \frac{\delta(n)}{\delta(i)} \quad (4)$$

一方、 $N = n$ の応力-ひずみ関係が式(3)に従い、この曲線で G_{eq} のときのひずみを γ_{ef} とすると、

$$\frac{G_n}{G_{eq}} = \frac{1 + \gamma_{ef} / \gamma_{r,n}}{1 + \gamma_{max} / \gamma_{r,n}} \quad (5)$$

となる。式(4)と式(5)を等値すれば次式が導かれる。

$$\alpha \equiv \frac{\gamma_{ef}}{\gamma_{max}} = \frac{\delta(n)}{\delta(i)} \cdot \left(1 + \frac{\gamma_{r,n}}{\gamma_{max}}\right) \cdot \frac{\gamma_{r,n}}{\gamma_{max}} \quad (6)$$

式(6)が本研究で提案する換算係数の基礎式であり、ひずみと繰返し回数を含んだ式となっている。

3. 繰返し回数によるせん断剛性の低下率

既往研究では、式(1)に示した繰返し回数によるせん断剛性低下率を、軟弱粘性土のひずみ制御の動的変形特性試験から、次式の関係を得ている¹³⁾。

$$\delta(N) = \frac{G_N}{G_1} = N^{-t} \quad (7)$$

t は低下パラメータ (degradation parameter) と呼ばれている。ここでは、後の解析に用いる 2 地点の鉛直アレー観測点の近くで採取した不攪乱試料を用いて実施した 45 供試体の動的変形特性試験の結果から、この式に示したようなせん断剛性の繰返し回数に対する変化を評価する。

動的変形特性試験はステージ載荷、繰返し載荷は非排水応力振幅一定条件で、粘性土は中空ねじり試験、砂質土は中実ねじり試験、礫質土は三軸試験で実施した。なお、試験方法は新規制定地盤工学会基準・同解説^{17),18)}に準じている。繰返し回数 $n=10$ 回の試験結果は図-2のような動的変形特性で示される。この図は、各土質ごとに分類して、主にせん断剛性比のひずみ依存性がほとんど重なるようなデータの集積結果が、粘性土は(a)図に示すような塑性指数の範囲、砂質土と礫質土は(b)図に示すような試験時の拘束圧の範囲となったため、各範囲における平均的な曲線で示している。

図-3は、代表的な試験結果について、ひずみ、せん断剛性および減衰定数の繰返し回数に対する変

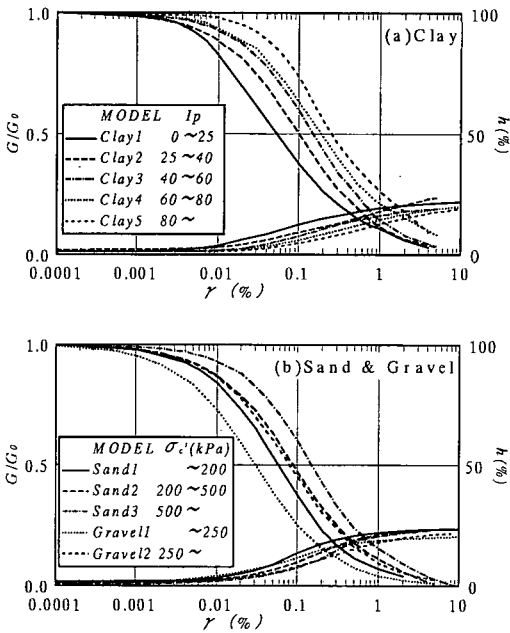


図-2 繰返し回数 10 回での動的変形特性

ここに、 G_N 、 $\gamma_{r,N}$ は、それぞれ繰返し回数 N 回の際のせん断剛性と基準ひずみである。

図-1は繰返し回数による応力-ひずみ関係の骨格曲線を概念図で示したものである。 G_0 は、図中に示す 3 本の応力-ひずみ関係に共通の初期接線勾配である。これはひずみが非常に小さい場合、せん断剛性の繰返し回数による低下がないことを仮定しているが、後に示す実験データもこれを裏づけている。また、 γ_{max} は等価繰返し回数が i 回の地震動で発生する最大ひずみであり、 G_{eq} がそのときの等価なせん断剛性とする。今、動的変形特性が n 回の繰返し回数で与えられた場合、 γ_{max} に対応するせん断剛性 G_n は、式(1)を用いて次のようになる。

化を異なる応力振幅ごとに一連のプロットで示している。図-3 (a)のひずみとの関係では、繰返し応力レベルが小さい間は発生するひずみも小さく、繰返し回数に係わらずほぼひずみが一定であるが、応力レベルが大きくなると、繰返し回数とともにひずみも大きくなる単調増加傾向が顕著となっていく、この傾向は土質の種類に関係なく現れている。しかし、粘土の場合は、応力レベルが大きくなっていても直線的な増加のみであるが、非常に大きな応力レベルでは、砂質土が直線的な増加から上に凸の曲線的増加傾向、礫質土が直線的な増加から下に凸の曲線的増加傾向を示している。

図-3 (b)のせん断剛性は応力レベルが大きくなると繰返し回数に対し単調に減少する傾向となる。この関係でも応力レベルが大きくなっていくと、粘土は直線的な関係のままであるが、砂質土は直線的な減少から上に凸の減少傾向、礫質土は直線的な減少から下に凸の減少傾向の曲線を示す。

図-3 (c)の減衰定数は载荷応力が小さいときに大きなばらつきがあり、ある程度の応力载荷を受け、 $h=2\sim 3\%$ 程度となるまでは繰返し回数との相関が明確ではない。その後、 h が3%程度以上の応力载荷を受けようになると、粘土の場合繰返し回数とともに、若干の減少傾向を示していた関係が、さらに応力レベルが大きくなると直線的に増加する傾向を示している。砂質土の場合は、1~2波目で大きな減少を示し、その後は繰返し回数とともに直線的に若干の減少を示し、さらに応力レベルが大きくなると粘性土と同じように繰返し回数とともに直線的に増加する。また、礫質土も砂質土と同じような傾向を示しているが、応力レベルが大きくなっても1~2波目は減少を示した後、直線的な増加を示している。

図-3 (a), (b)から明らかなように、ひずみが $10^4\sim 10^3\%$ の非常に小さい領域では繰返し回数によりせん断剛性がほとんど変化せず、図-1に示した初期の共通接線の仮定を裏づけたものとなっている。

さて、式(6)に示した換算係数の基礎式をさらに展開するために、式(7)が示すような繰返し回数に伴うせん断剛性の変化に着目する。図-3 (b)のように、载荷応力レベルが大きくなると、繰返し回数とともに単調にせん断剛性が減少し、片対数上で直線的な減少、もしくは非常に大きな応力レベルではやや下に凸の減少 (sand2)、またはやや上に凸の減少 (gravel2) を示すことから、直線として表すことが妥当と考えられる。なお、片対数軸上で曲線的なデータも含め、最小自乗法で求めた直線式を求めたが、相関係数が0.95以上であることを確認している。このような実験結果を考慮して、式(7)に代えて、以下

の近似式を用いる。

$$\delta(N) = \frac{G_N}{G_1} = \exp[-T(N-1)] \quad (8)$$

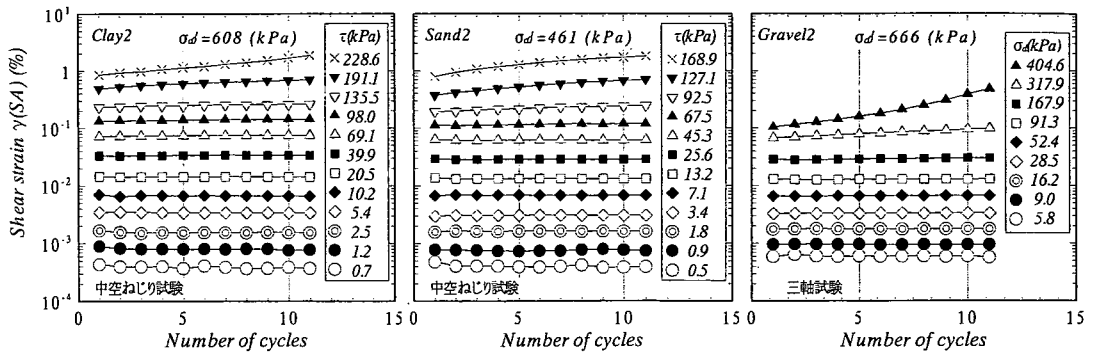
ここで T は片対数上での近似直線の勾配であり、以下これを繰返し载荷回数による剛性低下パラメータと呼ぶこととする。剛性低下パラメータについても動的変形特性試験から求めることが可能であり、その結果を図-4に示している。

この図は試験で得られた繰返し回数10回目のひずみをH-Dモデルで近似した曲線で $G/G_0=0.5$ に対応する基準ひずみ γ_r で正規化し、剛性低下パラメータ T との関係を3種類の土質別に両対数軸上にプロットしている。 T は基準ひずみで正規化したひずみに対しばらつきはあるが、土質の違いのみでその変化を表せるようである。さて、この図の関係をみると、土質に関係なくひずみが基準ひずみの1/10以下であれば、 T は0.001程度を中心にばらつく。この0.001を式(8)に代入すれば明らかなように、繰返し回数 N が10回のオーダーであれば、 $\delta(N)$ がほぼ1と大きな変化はない。一方、ひずみが基準ひずみの1/10より大きくなると図上で直線的に T が単調増加していく。しかし、ひずみが基準ひずみの10倍前後になると砂質土や礫質土の T はほとんど増加しなくなる。このひずみの大きいところでの砂質土や礫質土の T の値は間隙水圧の上昇や液状化の影響が関係していると推察されるが、さらに詳細な議論は後に述べることにする。なお、図中に示した一点鎖線は、 γ_r に対し1/10~10倍の範囲におけるデータを用いて最小自乗法で求めた近似曲線である。このように剛性低下パラメータ T についてもひずみが増大すると大きくなるひずみ依存のパラメータと考えられる。

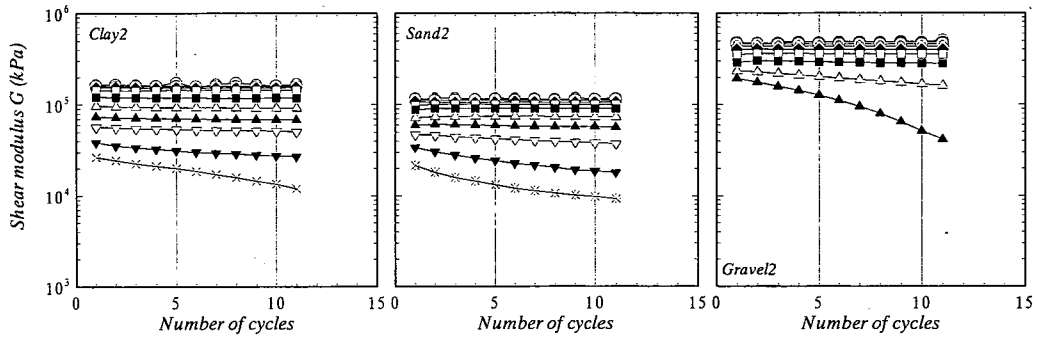
以上の関係から、本研究で提案する換算係数の推定式は、繰返し回数 i, n に留意し、式(8)を実験式として式(6)に代入した以下の式となる。

$$\alpha = \exp[-T(n-i)] \cdot \left(1 + \frac{\gamma_{r,n}}{\gamma_{\max}}\right) - \frac{\gamma_{r,n}}{\gamma_{\max}} \quad (9)$$

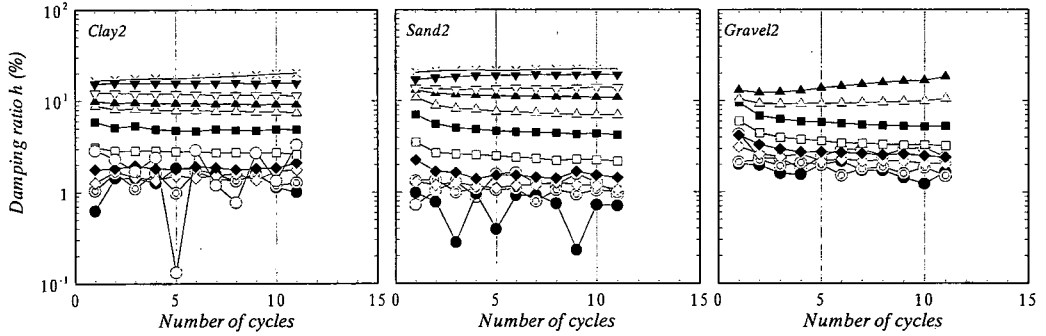
なお、剛性低下パラメータ T は、解析対象とする地点で得られた動的変形特性試験から設定するのが最適である。しかしデータがない場合には、図-4に示した結果が参考になるが、図-4の信頼性を向上させるためにはさらなるデータの集積が望まれる。



(a) 繰返し回数とせん断ひずみの関係



(b) 繰返し回数とせん断剛性の関係



(c) 繰返し回数と減衰定数の関係

図-3 動的変形特性に及ぼす繰返し回数の影響

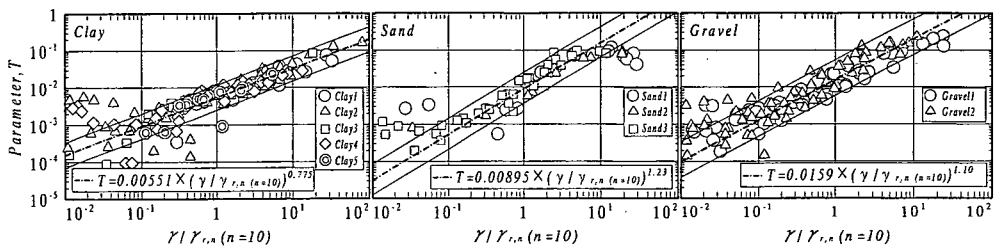


図-4 剛性低下パラメータ T

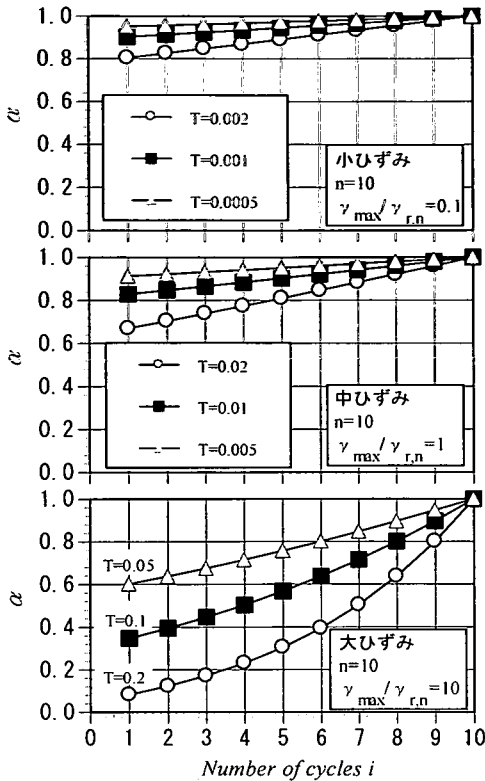


図-5 換算係数推定式による α の性質

4. 換算係数推定式の性質

(1) ひずみと繰返し回数の影響

図-5は式(9)による換算係数推定式の α の繰返し回数に対する変化を示したもので、ひずみレベルで分類している。すなわち、基準ひずみ $\gamma_{r,n}$ を0.1%程度に仮定し、小ひずみレベルで地震動の最大ひずみ γ_{max} を基準ひずみの0.1倍、中ひずみレベルで1倍、大ひずみレベルで10倍として計算を実施した。剛性低下パラメータ T は各ひずみレベルに相当した範囲の値を3種類選定した。

全般では繰返し回数 i が大きくなると α が大きくなる単調増加傾向を示し、 $i = n = 10$ のとき、 $\alpha = 1$ となる。また、 $i \leq n$ では、ひずみレベルが大きいほど α が小さい値となる。

次にひずみレベルの特徴をみると、小ひずみレベルでは α は繰返し回数に関係なくほぼ1と変化が小さく、ひずみレベルが大きくなり、加えて剛性低下パラメータが大きいほど、繰返し回数による α の変化が大きくなる。これを図-6に示すようなせん断ひずみに依存するせん断剛性の変化率を参考にすれば、ひずみが小さい微小地震動の場合には換算係数 α が変化してもせん断剛性がそれほど変化せず、解

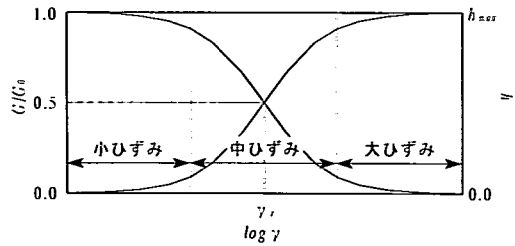


図-6 動的変形特性とひずみレベルの概念図

析結果にほとんど影響を与えない。一方、ひずみが基準ひずみに近づく中ひずみレベルを超えるような規模の地震動では、ひずみに対するせん断剛性の変化率が大きいので、 α の値が異なるとせん断剛性も大きな差となり、解析結果に大きな影響を与える。

以上のことから、 $\alpha = 1$ を基準とすれば、実地震動の繰返し回数と動的変形特性の繰返し回数が大きいほど、 α の変化が大きく、しかもひずみレベルが大きいほど α の変化が大きくなることを式(9)が示すことがわかる。またひずみレベルに対応して剛性低下パラメータが変化するため、この値を適切に設定することも重要である。

換算係数とせん断剛性の変化率の関係は今まで示した関係式から以下のように求められる。

$$\frac{G_i}{G_n} = \frac{1 + \gamma_{max}/\gamma_{r,n}}{1 + \alpha \cdot \gamma_{max}/\gamma_{r,n}} \quad (10)$$

また減衰定数は、H-Dモデルによる次式¹⁴⁾、

$$h = h_{max} \cdot \left(1 - \frac{G}{G_0}\right)$$

と、先に示した関係式により以下の式が導かれる。

$$\frac{h_i}{h_n} = \frac{\alpha \cdot \left(1 + \gamma_{max}/\gamma_{r,n}\right)}{1 + \alpha \cdot \gamma_{max}/\gamma_{r,n}} = \alpha \cdot \frac{G_i}{G_n} \quad (11)$$

図-7は、式(10)および(11)によるせん断剛性および減衰定数の変化を繰返し回数に対して示したものである。なお、 T は各ひずみレベルで特徴的な値を与えた。せん断剛性はひずみレベルが大きくなるほどその変化が大きく、図-3(b)を参考にすれば、実験値の傾向を良く再現していると考えられる。特に

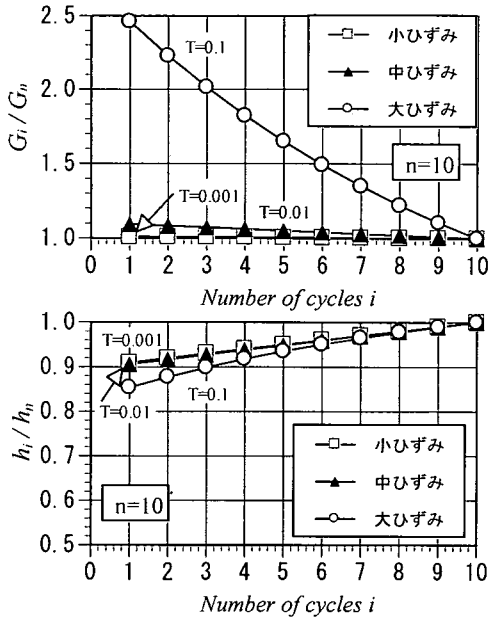
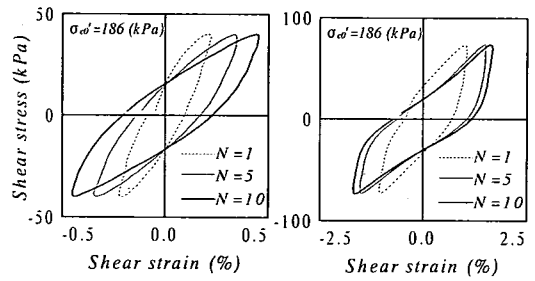


図-7 繰返し回数によるせん断剛性，減衰定数の変化率

ひずみレベルが 1%程度の繰返し回数によるせん断剛性の変化は，実験では繰返し回数 1 回と 10 回で 2～3 倍の差があるが，図-7 の結果はそれと同程度となっている。また図-3 ではひずみレベルが 10^2 程度でせん断剛性の繰返し回数によりほとんど変化しないが，推定式では大きめの T を用いても繰返し回数 1 回と 10 回の差が 2%以下である。

一方減衰定数は推定結果では，ひずみレベルに関係なく繰返し回数とともに増加する傾向にある。小ひずみレベルや中ひずみで繰返し回数 1 回と 10 回で 10%程度の差がある。これば図-3 (c) が繰返し回数とともに減少の傾向を示すことと差が認められるが，大ひずみレベルになると実験も増加傾向を示すので，図-7 の結果と同じ傾向となる。なお，図-7 は H-D モデルを仮定しているため，減衰定数はひずみが非常に小さいと図-6 のように 0 が始点となるが，実際の動的変形特性試験を用いると図-2 のようにひずみが非常に小さくても数%の減衰があり，しかも小ひずみレベルではほとんど変化しないため，結果としてはこのレベルでは繰返し回数により減衰定数がほとんど変化しない。また，図-3 (c) Gravel2 のようにひずみが大きいと実験の減衰定数が 2 倍程度の変化を示すものもあるが，これは剛性低下パラメータ T が大きく，換算係数 α が小さく推定される場合に再現できる。

以上のようにここで提案した換算係数推定式は，室内試験結果の傾向をほぼ再現可能と考えられる。



(a) 中ひずみレベル (b) 大ひずみレベル
図-8 繰返し載荷に伴う応力-ひずみ関係

(2) 剛性低下パラメータ

図-4 に示したように基準ひずみ γ_r で正規化されたひずみと剛性低下パラメータ T の関係は， γ_r の 1/10～10 倍程度の範囲で直線関係を示しているが，特に砂質土，礫質土は 10 倍程度を境に T がほとんど増加しない傾向にある。これは，大きなひずみレベルになると，供試体で過剰間隙水圧が発生し，H-D モデルで仮定しているものと異なった非線形挙動を示すことに起因していると考えられる。図-8 は，動的変形特性試験でのひずみレベル（応力レベル）が異なる応力-ひずみ関係で，それぞれ繰返し載荷回数 1 回目，5 回目，10 回目の関係を示している。中ひずみレベルの応力-ひずみ関係は，繰返し回数の増加に伴い履歴ループの傾きが楕円形状を保ったまま小さくなっていく。これに対し，大ひずみレベルでは繰返し回数が増すと 1 回のループの中でひずみ小さい場合に接線剛性が小さく，ひずみが大きくなると接線剛性が大きい弓なりの形状が目立つようになる。このような形状がもっと顕著になるのが，液化試験で得られる応力-ひずみ関係である。動的変形特性試験ではこのような形状になっても，せん断剛性は，一つのループの中で例えば正負の応力最大点を結ぶ直線の傾きで評価する。このため，見かけの剛性が大きくなり，剛性の低下傾向は，繰返し回数に対して緩やかとなってしまふ。このことが図-4 の砂質土や砂礫で現れる基準ひずみの 10 倍程度を越えると剛性低下パラメータ T が増加しない原因と考えられ，この程度のひずみが換算係数推定式の適用限界に当たるものと考えられる。

砂層と砂礫層については以下の計算で，発生したひずみが基準ひずみの 10 倍より大きい場合に， T は増加しないようにしている。

(3) 換算係数推定式の留意点

以上の議論から明らかのように，換算係数 α は土質材料ごとに与えられる材料パラメータのような性

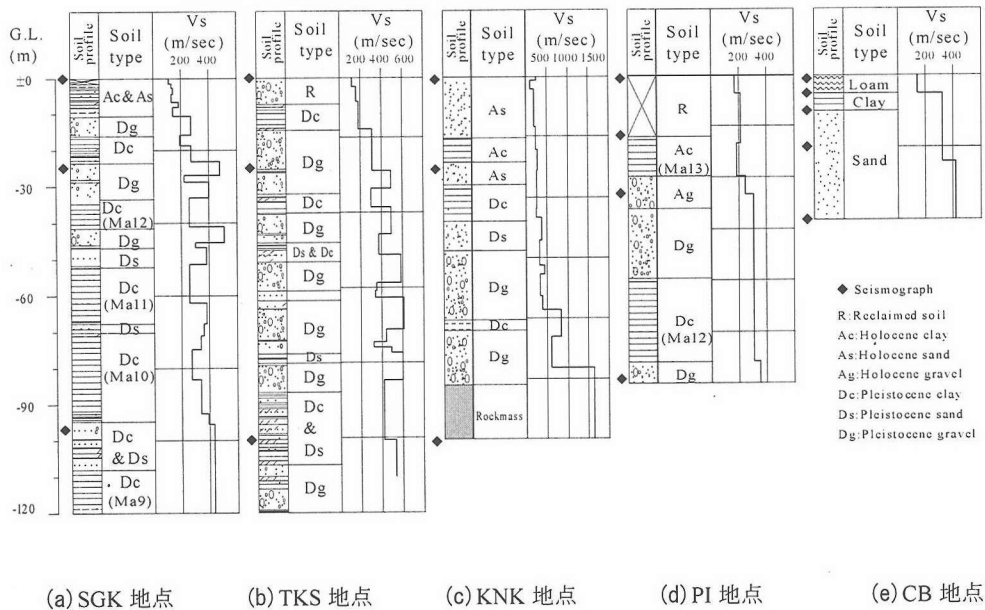


図-9 鉛直アレー観測点の地盤構成

表-1 解析対象とした鉛直アレー観測点

記号	観測地点	観測地震	観測深度
SGK	関西電力 総合技術研究所	兵庫県南部地震	地表面(GL) GL-24.9m GL-97.0m
TKS	関西電力 高砂発電所	同上	地表面(GL) GL-25.0m GL-100.0m
KNK	関西電力 海南港変電所	同上	地表面(GL) GL-25.0m GL-100.0m
PI	神戸市 ポートアイランド	同上	地表面(GL) GL-16m GL-32m GL-83m
CB	東京大学 生産技術研究所 千葉実験所	千葉県東方沖地震	GL-1.0m GL-5.0m GL-10.0m GL-20.0m GL-40.0m

PI: 「強震動アレー観測記録データベース」 ((財) 震災予防協会) および「兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査報告書」¹⁹⁾ (神戸市開発局) より
 CB: 「強震動アレー観測記録データベース」 ((財) 震災予防協会) および鹿らの論文²⁰⁾ より

質を示すことになる。しかし本来、等価線形解析では、 α は非定常な応力-ひずみ関係を定常な応力-ひずみ関係で近似する数値計算上の換算係数であり、層毎に与えるべきところを簡易性を旨として、全層で一定の値を用いてきた。また先に示した文献 3) や 10) も解析は全層一定で実施されている。本研究でも同様に扱うことを考え、全層一定のパラメータとし、最大ひずみが発生する層の材料特性に着目して α を与える方法を提案し、検証する。なお α は、解析時間に対しても全時間一定とする。

5. 鉛直アレー記録を用いた換算係数推定式の適用性の検証

(1) 鉛直アレー記録から得られる最適換算係数

1995年兵庫県南部地震および1987年千葉県東方沖地震で観測された図-9および表-1に示す5地点、3深度以上の鉛直アレー記録の水平2成分に対して最深部の記録を入力地震動として、換算係数 α をパラメータとした解析を実施した^{21)~23)}。次に解析による地中および地表面の応答加速度と観測記録を比較し最も一致度の高い α を求めた。解析結果の一致度は、最大加速度の再現性や位相差も含め、最も厳しい条件で判定するものとし、各記録の主要動付近を対象に加速度時刻歴に対して解析値と観測値の差を2乗和平均してその平方根(RMS)を観測最大加速度で除した値(以下、解析誤差という)で評価する。田蔵ら¹⁰⁾の解析精度の評価も同じような方法である。なお主要動付近の選定は、最深部の入力地震動の最大加速度に対し、加速度時刻歴波形で加速度振幅(片振幅)が50%以上の値を示す時点の波形までを考えた。

図-10に α と解析誤差の関係の一例として SGK の EW 成分の結果を示す。 $\alpha=0.32$ の解析が地表面および GL-24.9m とともに最も解析精度の高い結果となった。これに対し、通常用いられる $\alpha=0.65$ の解析誤差が2倍程度となっている。

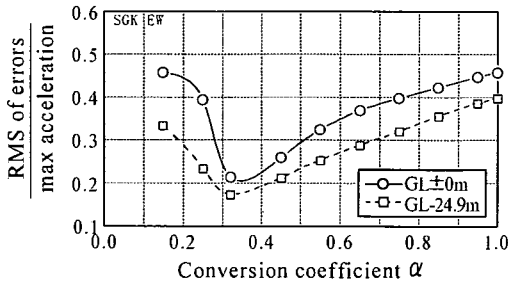
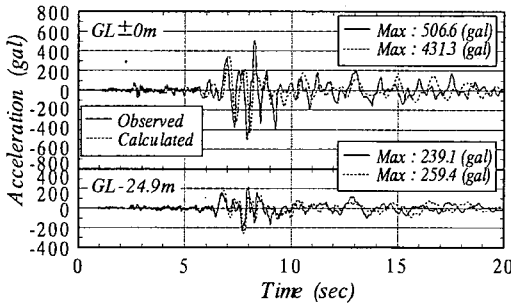
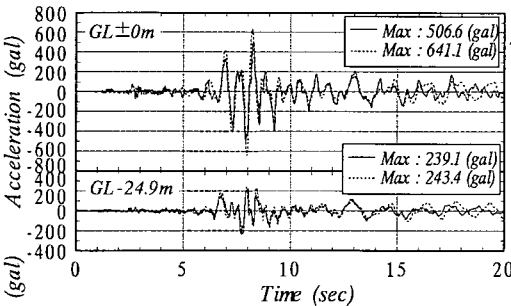


図-10 SGK 地点 EW 成分の換算係数と解析誤差



(a) $\alpha=0.65$



(b) $\alpha=0.32$

図-11 SGK 地点 EW 成分の解析と観測値の比較

図-11に $\alpha=0.65$ および $\alpha=0.32$ について解析結果と観測記録の加速度時刻歴を比較して示す。どちらの結果も主要動部において、比較的良好に観測結果を再現できているものと考えられるが、 $\alpha=0.32$ の方が位相を含めて良く一致していることがわかる。なお、ここに示した地表面の観測記録は加速度が500galを超えたところで振り切れたことがわかっており、当該地点の最大値ホルダーには最大加速度

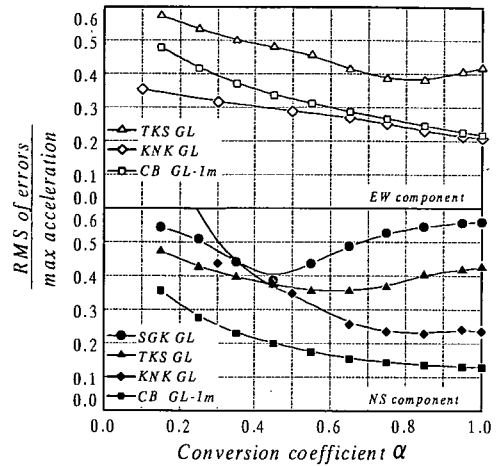


図-12 TKS 地点などの換算係数と解析誤差

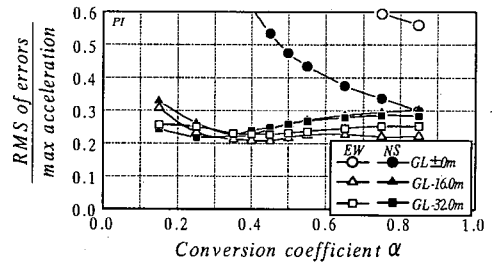


図-13 PI 地点の換算係数と解析誤差

648gal が記録されていた。この最大加速度に対し、 $\alpha=0.32$ の解析結果が非常に近い値となっていることもわかる。

図-12にPIを除く他の鉛直アレーデータの地表面波形に関する α と解析誤差の関係を示す。なお、CB地点は地表面ではなく観測点で最も浅い深度のGL-1.0mの解析誤差を示している。解析誤差が最小となるのは必ずしも $\alpha=0.65$ ではないことがわかる。

PI地点は表層部の埋立土が液状化したことが報告されているが、ここでも同様の検討を実施したところ図-13に示す結果となった。なお、解析では α が0.85より大きくなると埋立層の動的変形特性の設定範囲を超えるひずみが発生するため、収束しなかった。PI地点ではSGK地点の傾向と異なり、地表面と地中部で最適な換算係数が全く違うことがわかる。液状化が生じている埋立層では、せん断剛性をより小さく、減衰定数をより大きくする有効ひずみへの換算が解析誤差を小さくする傾向を示すようである。これは、地表面の α が1.0に向けて解析誤差が小さくなっていることと対応している。逆に上部の液状化の影響よりも下部から伝播する地震動の影響の大きい地中部では、最適な α が小さくなったものと推

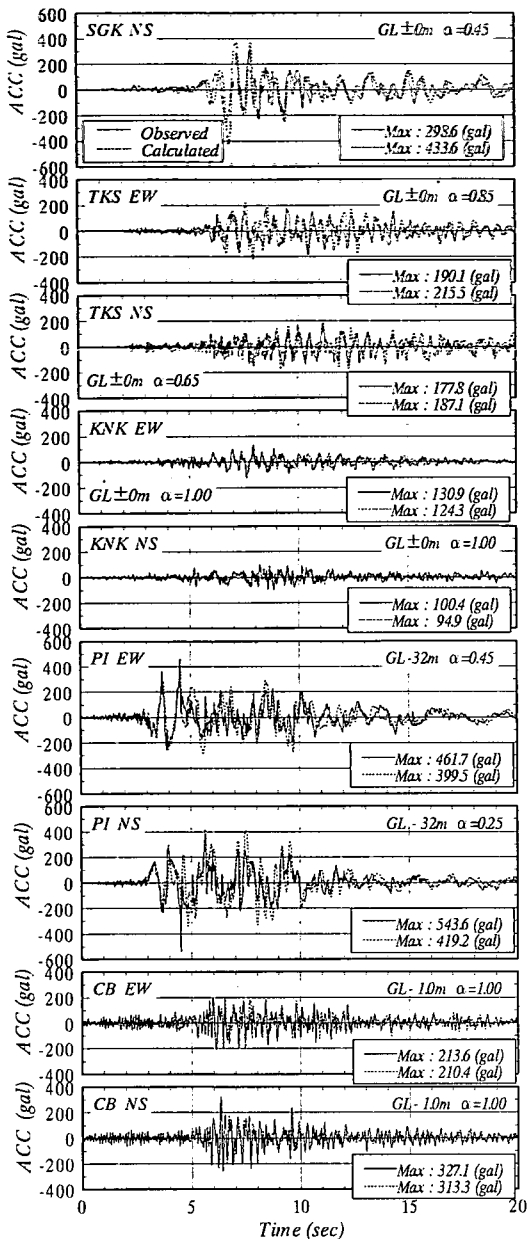


図-14 最適換算係数による解析と観測値の比較

定される。したがってPI地点については液状化の影響が最も少ないと考えられるGL-32mの記録を対象とする。

図-14に各地点の最適な換算係数による解析結果と観測値を加速度時刻歴により比較して示す。これらの図から明らかなように解析結果が観測値を良好に再現していることがわかる。

(2) 換算係数推定式の適用と検証

ここでは式(9)で推定される換算係数と(1)の最適換算係数の比較と検証を行う。

式(9)では、地震動の等価繰返し回数 i と最大せん断ひずみ γ_{max} が必要であり、剛性低下パラメータ T も設定する必要がある。

本研究は以下の手順により、 γ_{max} と T を設定する。

- ①まず、 $\alpha=0.65$ で応答解析を実施する。
- ②応答最大せん断ひずみから、最大の γ_{max} を求める。
- ③最大の γ_{max} が発生した層での動的変形特性から基準ひずみ $\gamma_{r,n}$ を求める。
- ④図-4に示した関係より、 $(\gamma_{max}/\gamma_{r,n})$ の関数である T を求める。

④に示しているようにここでは、剛性低下パラメータを図-4に示した関係に従うものとした。

一方、地震動の等価繰返し回数 i については、入力地震動の波形において、最大値に対する比率(しきい値)を設定し、しきい値を超える波数(ゼロクロスごとに正負の片側を越えた場合に、0.5波とする)を繰返し回数とする。入力地震動の波形は、加速度と速度の両方に対して、しきい値は最大値に対して30~90%(しきい値の比率を β とする)の幅として、最適な等価繰返し回数の設定法について検討した。なお、速度波形は加速度波形を積分するとき0.1Hzのハイパスフィルターをかけて求めている。

図-15が加速度波形による結果で、図-16が速度波形によるもので、これらの図で α は(1)で実施した結果得られた最適な換算係数であり、 α^* が式(9)を用いて推定したものである。 $\alpha=\alpha^*$ に近い結果を与えるしきい値は加速度波形で $\beta=55\sim70\%$ 、速度波形で $\beta=50\sim70\%$ と幅をもって与えることが可能で、速度波形が少し小さいしきい値となるようである。このようにしきい値を適度な値で与えると、等価線形解析が図-10~14で示したような解析精度が得られることになる。

表-2にそれぞれ加速度波形および速度波形による $\beta=55\%$ 時の等価繰返し回数 i 、最大ひずみ γ_{max} 、とその層の基準ひずみ $\gamma_{r,n}$ および推定した剛性低下パラメータ T と換算係数 α^* を示している。加速度波形と速度波形で求められる等価繰返し回数 i は違いが大きいものもあり、全く同じものもある。その違いが比較的大きい地点は、ひずみレベルが大きい場合、得られる α^* に差が見られるので、注意が必要である。このような観点で図-14、15を比較すると全般的に速度波形による方の変化が緩やかであり、しきい値による繰返し回数の変化が小さいことがわ

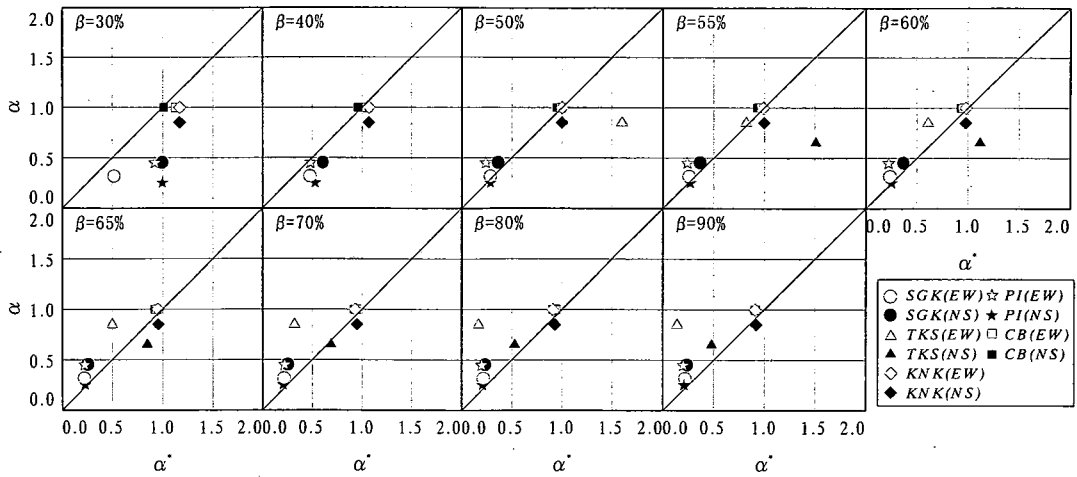


図-15 $\alpha \sim \alpha^*$ 関係 (加速度波形で波数を設定)

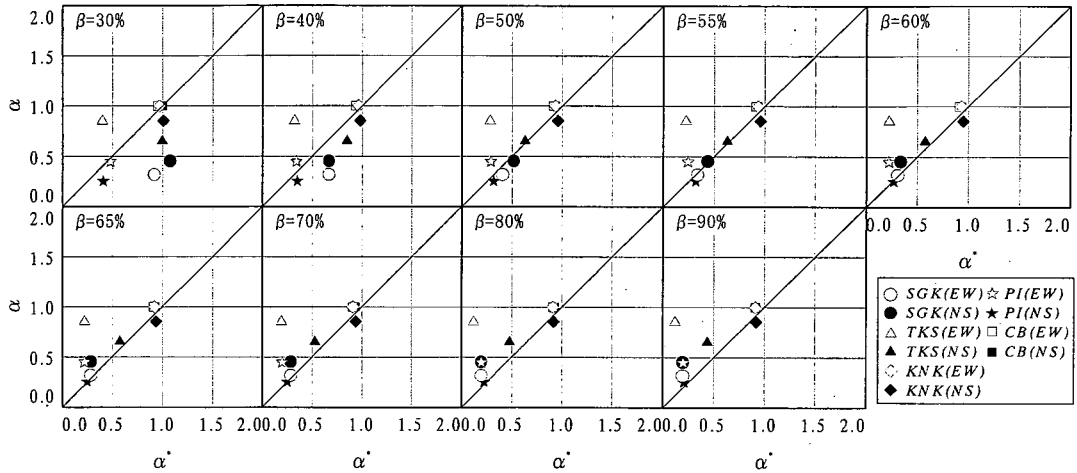


図-16 $\alpha \sim \alpha^*$ 関係 (速度波形で波数を設定)

表-2 換算係数 α^* の推定のための各種データ

SITE	速度波形 i	加速度 波形 i	基準 ひずみ γ_s (%)	最大せん断ひずみ		T	α^* (加速度)	α^* (速度)	
				γ_{max} (%)	発生層				
SGK	EW	3.5	2	0.06	1.30	沖積砂層	0.154	0.26	0.34
	NS	5	4	0.06	1.25	沖積砂層	0.154	0.37	0.44
TKS	EW	4.5	9	0.03	0.26	埋立層(礫質土)	0.172	0.82	0.32
	NS	3	15.5	0.03	0.10	埋立層(礫質土)	0.060	1.51	0.55
KNK	EW	2	9	0.15	0.06	沖積粘土層	0.003	0.99	0.93
	NS	6	10	0.15	0.06	沖積粘土層	0.003	1.00	0.96
PI	EW	1.5	1.5	0.06	1.24	埋立層(砂質土)	0.154	0.24	0.91
	NS	3	2	0.06	1.81	埋立層(砂質土)	0.154	0.27	0.93
CB	EW	0.5	6.5	0.30	0.05	粘土層	0.001	0.97	0.24
	NS	3	3	0.30	0.07	粘土層	0.002	0.93	0.32

$\beta=55\%$

かる。このことより、しきい値の違いによっても安定した結果が得られ、またひずみとの関連性が直接的にある速度波形によりしきい値を設定する方が有利と考えられる。

また、加速度波形、速度波形ともTKSの事例が β の違いによる α^* の変化が大きいが、これは基準ひずみが最も小さい礫質土層で最大ひずみが生じたこと、等価繰返し回数のしきい値による差が大きいたことが大きな原因である。なお、TKS観測地点は埋立地の隅角部近く、特にEW方向は護岸から20m程度と非常に近いため、1次元解析では計算できない成分が含まれている可能性がある。

以上のことから、地震動の等価繰返し回数、最大せん断ひずみおよび剛性低下パラメータをここで示したような方法で設定し、式(9)に示した換算係数推定式を適用すれば、多くの地点で解析精度が向上する可能性を示すことができたと考えられる。

6. まとめ

本研究では、鉛直アレー観測記録および動的変形特性試験結果に基づき、問題点も多く指摘されているが実務で多用されている等価線形解析の適用範囲を広げることを目的として、解析に用いられている換算係数の見直しを行った。結論は以下通りである。

- ① 換算係数について、地震動のひずみレベルと等価線返し回数との関数として評価する簡便な推定式を提案した。
- ② 鉛直アレー観測点から採取した不攪乱試料による動的変形特性試験結果から、大きなひずみレベルでは、線返し回数が増加すると、せん断剛性は低下し、減衰定数は増加する傾向を示すことがわかった。
- ③ 上記試験結果を用いて、提案した簡便な推定式に含まれる線返し回数による剛性低下パラメータ α が異なる土質ごとに、ひずみレベルに対し単調増加することを示した。
- ④ また減衰定数についても提案した推定式を用いることで、ひずみレベルが大きい場合には試験結果と同様な線返し回数の影響を間接的に考慮できていることを示した。
- ⑤ 換算係数の推定式の性質から、換算係数、せん断剛性は中ひずみレベルから大ひずみレベルで大きな変化があるが、小ひずみレベルではほとんど変化せず、 α の値としては 0.65 よりも 1 に近くなる。
- ⑥ この提案式による換算係数を用いることにより、5 地点の鉛直アレー観測データによる地表加速度の予測精度が向上することを実測記録との比較により示した。

提案した換算係数の推定式には、地震動の不規則性による影響は含まれていない。この点については今後の課題であるが、本研究では、地震動のひずみレベルと等価線返し回数の影響の方が支配的であると考えている。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、本研究の全般について京都大学 土岐憲三教授にご指導を賜りました。中央大学 國生剛治教授には、動的変形特性試験の評価について、多くの御助言をいただきました。また(株)ニュージェック 天野真輔氏には、本研究のデータ整理や図表作成をしていただきました。ここに記して感謝の意を表します。さらに本研究で利用した鉛直アレー記録は、地震計を設置した機関や当時の担当者のご努力により得られたものです。これ

らの方々のご努力に深謝致します。

参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Site Report, No.EERC, 72-12, University of California, 1972.
- 2) 例えば、東畑郁生：地盤振動解析法に関する検討、軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集 委員会報告 2章 2.1, p.2, 土質工学会, 1996.10.
- 3) 吉田望：実用プログラム SHAKE の適用性, 軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集 委員会報告 2章 2.2, pp.14-31, 土質工学会, 1996.10.
- 4) 池田隆明, 森伸一郎, 三輪滋, 西川純一, 林宏規, 谷口啓二郎：液状化アレー観測記録に対する等価線形法の適用性, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.125-128, 土木学会, 1997.7.
- 5) 風間基樹, 鈴木崇弘, 柳沢栄司：地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No.631/Ⅲ-48, pp.161-177, 1999.9
- 6) Sato, K., Kokusho, T., Matsumoto, M. and Yamada, E.: Nonlinear Seismic Response and Soil Property during Strong Motion, Special Issue of Soils and Foundations, pp.41-52, 1996.
- 7) 森本巖, 亀井祐聡, 池端譲, 土谷尚：線返し回数による $G, h-\gamma$ 曲線の変化が地震応答に及ぼす影響, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.771-772, 地盤工学会, 1998.7.
- 8) Ohsaki, Y. : Dynamic nonlinear model and one-dimensional nonlinear response of soil deposits, Research Report 82-02, Dept. of Architectural Faculty of Engineering, University of Tokyo, 1982.
- 9) 松田隆, 後藤洋三：地盤の非線型を考慮した地震応答解析について一等価線形化法の適用性に関する検討一, 大林組技術研究所報, No42, pp.37-42, 1991.
- 10) 田蔵隆, 佐藤正義, 清水勝美, 小山和夫, 渡辺修：地層分割数および有効ひずみ換算係数が地盤の非線形地震応答解析結果に及ぼす影響度に関する基礎的検討, 第 22 回土質工学研究発表会, pp.655-658, 土質工学会, 1987.6.
- 11) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫：周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集 No.493/Ⅲ-27, pp.49-58, 1994.6.
- 12) 吉田望, 小林悟, 三浦均也：大ひずみ領域を考慮した等価線形地震応答解析手法, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.297-300, 土木学会, 1999.7.

- 13) Idriss, I.M., Dobry, R. and Sigh, R.D.: Nonlinear Behavior of Soft Clays During Cyclic Loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol.104, No.GT12, pp.1427-1447, 1978.
- 14) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. : Shear Modulus and Damping in Soils – Design Equations and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1966.
- 15) 西村昭彦, 室野剛隆 : GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.309-312, 土木学会, 1999.7.
- 16) 國生剛治, 本山隆一 : 等価線形解析の大ひずみレベルへの適用の試み (せん断剛性比, 減衰定数のひずみ依存性の定式化), 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.773-774, 地盤工学会, 1998.7.
- 17) 土の動的変形定数試験方法基準化委員会 : 地盤材料の変形係数を求めるための繰返し三軸試験方法, 新規制定地盤工学会基準・同解説, pp.69-99, 地盤工学会, 1996.
- 18) 土の動的変形定数試験方法基準化委員会 : 土の変形係数を求めるための繰返し中空ねじり試験方法, 新規制定地盤工学会基準・同解説, pp.111-135, 地盤工学会, 1996.
- 19) 鹿林, 山崎文雄, 片山恒雄 : 千葉実験所における地震動観測—その 5 自由地盤の伝達特性について—, 第 20 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.93-96, 土木学会, 1989.
- 20) 神戸市開発局 : 「兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査報告書」, 1995
- 21) Soeda, Y., Tamai, H., Nakatsu, N., Takezawa, K. and Maegawa, F. : Nonlinearity and irregularity on strong motions by vertical arrays during the 1995 Kobe Earthquake, *Proc. of Earthquake Geotechnical Engineering*, pp.225-230, 1999. Balkema.
- 22) 副田悦生, 玉井秀喜, 仲津直之, 竹澤請一郎, 前川太 : 鉛直アレー強震記録の地震応答解析例 (その 2), 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集 I—B, pp604-605, 土木学会, 1997.9.
- 23) 副田悦生, 玉井秀喜, 田中昌廣, 竹澤請一郎, 前川太 : 基盤が岩盤である鉛直アレー観測記録とその地震応答解析, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集 I—B323, 土木学会, 2000.9.

(2001. 2. 14 受付)

EFFECTS OF STRAIN LEVEL AND NUMBER OF CYCLES OF SEISMIC MOTIONS ON EQUIVALENT LINEAR MODEL

Yoshio SOEDA, Hideki TAMAI, Masahiro TANAKA,
Koichiro TAKEZAWA and Futoshi MAEGAWA

For earthquake resistant design, especially against seismic motions, it is very important to estimate ground surface motions during earthquake. It is well known that equivalent linear method cannot be applied easily to seismic response analysis in cases of strong seismic motions with severe nonlinear behaviors. However, this method may be useful in practice if its applicability comes more extended with good precision to strong seismic motions of ground.

In the study, shear strain levels and number of cycles of loading, which may have effects on modulus and damping factor of dynamic deformation property of soil, have been examined with the data obtained by cyclic deformation test using undisturbed soil samples. Then, the conversion ratio from maximum strain to effective strain used to decide the modulus and the damping factor in the equivalent linear method can be given simply in an expression of the strain amplitudes and the number of cycles of the seismic motions. The proposed expression in the method has shown good applicability to simulate the vertical array records of seismic observations at five sites.