

履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響

吉田望¹・澤田純男²・竹島康人³・三上武子⁴・澤田俊一⁵

¹応用地質・地震防災センター技師長 (〒331-8688 さいたま市北区土呂町2-61-5)

E-mail:yoshida-nozomu@oyonet.oyo.co.jp

²京都大学防災研究所助教授 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

E-mail:sawada@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

³応用地質・地震防災センター (〒331-8688 さいたま市北区土呂町2-61-5)

E-mail:takeshima-yasuto@oyonet.oyo.co.jp

³応用地質コアラボ (〒330-0038 さいたま市宮原町1-66-2)

E-mail:mikami-takeko@oyonet.oyo.co.jp

³応用地質・地震防災センター副部長 (〒331-8688 さいたま市北区土呂町2-61-5)

E-mail:sawada-shun@oyonet.oyo.co.jp

地盤の地震応答解析に用いられる多くの構成則はMasing則を用いて骨格曲線から履歴曲線を作っている。しかし、実材料ではMasing則は成立しない。両者の差は大きいひずみ領域で著しくなる。本論文では履歴曲線の除荷時の剛性と減衰を実材料とあわせることの出来るモデル化手法を提案する。また、このモデルを適用する際の除荷時の剛性のひずみ依存性を実験より求め、これが最小値を持つ双曲線モデルで表現できることを示す。最後に東京の地盤を対象にしたケーススタディを行い、履歴曲線の形状が地震応答に大きな影響を与えることを示し、さらに、これまでの常識とは反対に、履歴減衰が大きいほどせん断ひずみは大きくなるが重要な周波数帯域の地震動は大きくなることを示す。

Key Words : *Earthquake response analysis, hysteretic damping, Masing's rule, Elastic modulus, Surface ground*

1. はじめに

表層地盤を構成している砂や粘土などの地盤材料は小さいひずみ域から非線形挙動を示すため、大地震に対する地震応答解析を行うには非線形性の考慮が必須である。

地盤材料に関する多くの応力-ひずみ関係モデルでは応力-ひずみ関係は処女載荷時の挙動に対応する骨格曲線と除荷、再載荷時の挙動に対応する履歴曲線で構成される。一方、地盤材料の動的な問題に対する非線形性はせん断定数 G と減衰定数 h のせん断ひずみ γ に対する依存性として表現され、 G - γ 関係と h - γ 関係として用いられる。両者を比較すると、 G - γ 関係が骨格曲線、 h - γ 関係が履歴曲線と対応している。

ところで、多くのモデルでは履歴曲線は骨格曲線にMasing則を用いて求めている。これは、骨格曲線を決めれば履歴曲線が自動的に決まるなど、扱いやすいところがあることが原因と考えられる。しかし、

実材料ではMasing則は成立しない。このことは、例えば実験値の整理方法としてもよく用いられるHardinとDrnevichの提案式¹⁾で骨格曲線からMasing則を用いて得られた履歴曲線の減衰特性が提案式とあわないことで確認することが出来る²⁾。

この様な欠点を解消するために筆者の一人は減衰特性を満たすような仮想の履歴曲線を考えることで任意の減衰定数を持つ履歴曲線を作る方法を提案し²⁾、実験で得られる減衰特性を完全に満たすことを可能にした。この考え方はその後いくつかのモデルに取り入れられている³⁾⁴⁾。著者らはその後骨格曲線を部分線形関数またはスプライン曲線などで実験値として与えられる G - γ 関係を完全に満たす方法を示した⁵⁾。これにより、動的変形特性を完全に満たす、逐次積分型非線形解析に用いることができる応力-ひずみ関係を作ることが可能となった。

筆者らは、その後このモデルを用いて作った履歴曲線とMasing則を用いて作ったモデルを大地震が作用する地盤を対象として行った地震応答解析で比較

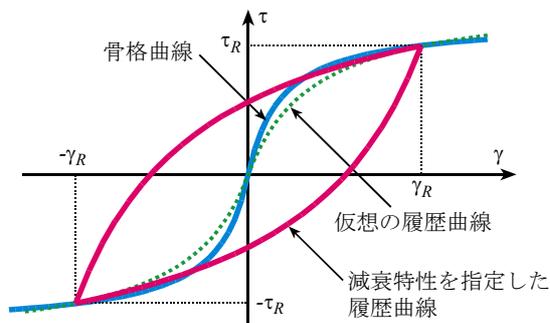


図-1 仮想の骨格曲線から作られる履歴曲線

し⁶⁾、減衰定数のみならず除荷時の剛性などが地震応答に影響を与える可能性を指摘した。本論では、減衰特性の他に除荷直後の接線剛性にも着目した応力-ひずみ関係モデルを提案し、履歴曲線の形状が地震時挙動に与える影響を調べるものである。

2. 履歴曲線のモデル化

図-1にせん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係で任意の減衰特性を持つ履歴曲線の作り方を模式的に示す。履歴曲線は、状態 (τ_R, γ_R) で除荷したときの履歴曲線の元となる仮想の骨格曲線は除荷点を通る、Masing則を適用して得られる履歴曲線の減衰定数が指定した値であるの二つの条件を満たせばよい。従って二つ以上のパラメータを持つモデルであればどのようなモデルでも仮想の骨格曲線の対象となる。そのうち最も簡単なモデルは、双曲線モデルである²⁾。このモデルは次のように表される。

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

ここで、 G_0 は除荷時剛性である。このモデルを骨格曲線に適用する際には G_0 を微小ひずみ時のせん断剛性または弾性剛性 G_{max} に置き換えることになる。また、 γ_r は基準ひずみで、骨格曲線ではせん断強度 τ_f より $\gamma_r = \tau_f / G_{max}$ で計算することもできるが、履歴曲線ではこのような物理的な意味を持たないパラメータである。このモデルの減衰定数は0から理論

上の最大値である $2/\pi$ まで変化するので、どのような条件下でも履歴曲線の二つのパラメータ G_0 と γ_r を決めることができ、実用的には使いやすい。しかしながら、一方では本来弾性定数を表す G_0 が単なるパラメータとして使われ、その物理的な意味が失われているという欠点もある。しかし、その使いやすさから既往の研究でもこのモデルが普通に用いられている。

履歴曲線にこれ以上の条件を与えようとするれば、パラメータが二つしかない双曲線モデルは使うことができず、よりパラメータの多いモデルが必要となる。

除荷時剛性 G_0 も合わせたいとすれば、パラメータが三つ以上のモデルが必要となる。このようなモデルの内、よく使われるモデルとしてRamberg-Osgoodモデルを使うことにする。このモデルは α 、 β をパラメータとして次のように表される。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \{1 + \alpha \tau^{\beta-1}\} \quad (2)$$

また、Masing則を用いればその減衰定数 h は次式で表される。

$$h = h_{max} (1 - G / G_0) \quad (3)$$

ここで h_{max} は最大減衰でパラメータ β を用い

$$h_{max} = \frac{2}{\pi} \frac{1 - \beta}{1 + \beta} \quad (4)$$

と表される。

除荷点では h 、 G 、 G_0 の値は既知であるので式(3)より h_{max} が求まり、これを式(4)に代入することにより β が求まる。最後にこれらを式(2)に代入することで α の値を求めることができる。履歴曲線に双曲線モデルを用いたときにはモデルパラメータを求めるのに非線形方程式を解く必要があったが、Ramberg-Osgoodモデルを用いるとその値は順番に求めることができる。

なお、履歴曲線の形状は骨格曲線からの除荷が起こるたびに変わるので、パラメータの値もそのたびに計算する。

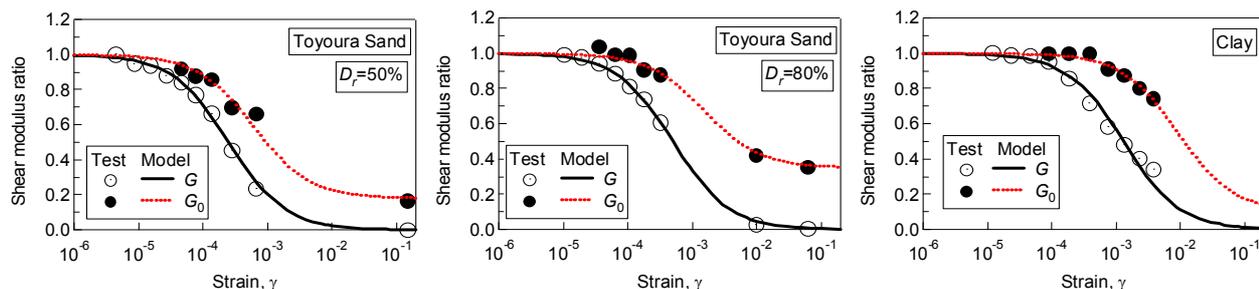


図-2 せん断定数と除荷時剛性のひずみ依存性

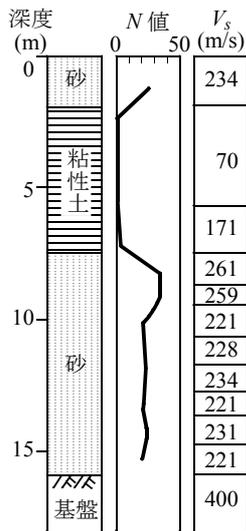


図-3 解析した地盤の柱状図

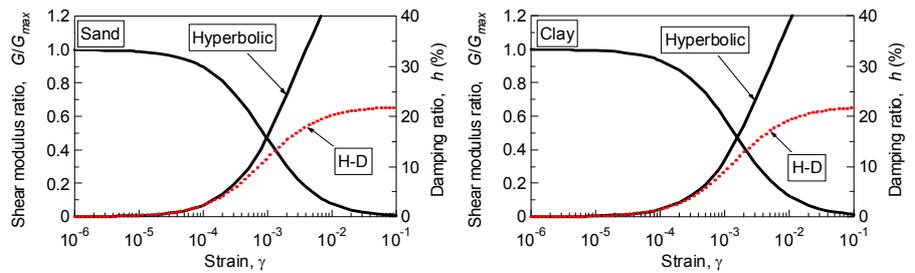


図-4 砂と粘土の動的変形特性

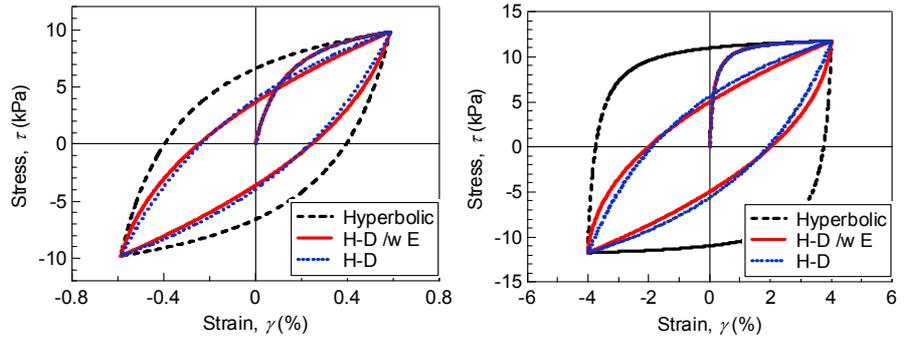


図-5 粘土の応力-ひずみ関係の例

表-1 モデルパラメータの値

材料	γ_r	γ_{r0}	G_{min}/G_{max}
砂 ($D_r=50\%$)	0.00025	0.0006	0.18
砂 ($D_r=80\%$)	0.0005	0.0015	0.35
粘土	0.0013	0.013	0.1

表-2 モデル地盤のモデルパラメータの値

材料	γ_r	h_{max}	γ_{r0}	G_{min}/G_{max}
砂	8.63×10^{-4}	0.22	0.002	0.4
粘土	1.42×10^{-3}	0.22	0.013	0.1

3. 除荷時剛性の定式化

前章で提案した式を用いるには除荷時剛性のひずみ依存性を求める必要がある。そこで、動的変形特性試験で G - γ 、 h - γ 関係を読みとった履歴曲線を用いてこれらの値を求める。

検討に用いたのは相対密度 $D_r=50\%$ と 80% の豊浦砂および東京で採取された粘土である。履歴曲線より除荷直後で直線的に並んでいると見られる数点の計測点から最小自乗法で剛性を計算し、正負両側で計測した剛性を平均しものを除荷剛性とした。

図-2に計測結果を示す。図の○が G 、●が G_0 のひずみ依存性である。また、図の実線は実験値にフィットするように設定した双曲線モデル

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (5)$$

で、その際の基準ひずみの値は表-1に示されている。なお、式(5)は式(1)と同じものである。

図より、除荷時剛性 G_0 は一定というわけではな

く、ひずみに依存して小さくなる。そこで、これに対しても次式のように双曲線モデルを適用する。

$$\frac{G_0}{G_{max}} = \frac{1 - G_{min}/G_{max}}{1 + \gamma/\gamma_{r0}} + \frac{G_{min}}{G_{max}} \quad (6)$$

ここで、 G_{min} は最小の除荷時剛性、 γ_{r0} は除荷時剛性の用の基準ひずみである。式(6)を実験データに適用したものを図-2に点線で示す。また、パラメータの値を表-1に示す。実験値との一致度は G に対する双曲線モデルの関係と同程度である。

事例が少ないので断定的に性質を論じることは困難であるが、次のような傾向が読みとれる。

- ① γ_r が大きければ γ_{r0} は大きい。
- ② 砂の方が G_{min}/G_{max} の値は大きい。

このうち、②の性質は、砂では振幅が大きくなると過剰間隙水圧が発生するようになると同時にサイクリックモビリティ挙動を示すようになるが、これは硬化現象であるので、剛性も小さくなりにくいことと関連していると考えられる。また、サイクリックモビリティが起こりやすい $D_r=80\%$ の方が最小剛性が大きいのもこの推定の正しさを裏付けている。

4. ケーススタディ

ケーススタディにより、履歴減衰の差が地震応答に与える影響を検討する。

(1) 地盤と材料特性

検討に用いたのは文献7)に示される東京に対する

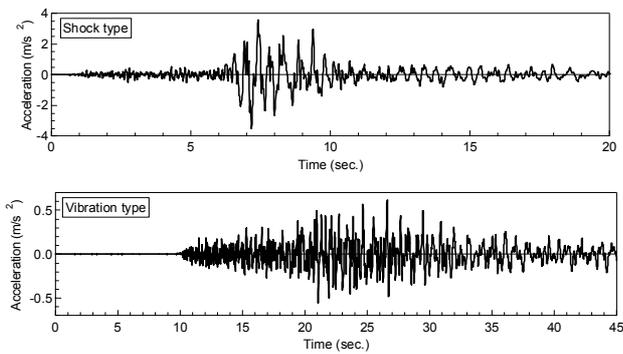


図-6 入力地震動

モデル地盤の一つである。図-3に地盤の柱状図を示す。

文献7)では砂と粘土のそれぞれに対してHardin-Drnevichモデルによる動的変形特性が設定されており、これを図-4に、パラメータの値を表-2に示す。

本論では三つのモデルで解析を行う。すなわち、双曲線モデル（以下、図ではHyperbolicとして示す）、Hardin-Drnevichモデル（以下H-D）および除荷時剛性を考慮したHardin-Drnevichモデル（以下H-D /w E）である。いずれのモデルでも骨格曲線は双曲線モデルを用いており、履歴曲線の決め方が異なっている。すなわち、HyperbolicではMasing則を用いて履歴曲線を決め、H-Dでは式(1)を用い減衰定数をあわすように履歴曲線を決め、H-D /w Eでは式(2)を用いて減衰定数と除荷時の剛性をあわすように履歴曲線を決めている。

なお、HardinとDrnevichによる原論文¹⁾では減衰特性については減衰定数を与えているだけであるが、本論ではこの減衰特性を満たす履歴曲線モデルを用いているという意味でHardin-Drnevichモデルの名称を用いている。二つのHardin-Drnevichモデルの差を論じる際には図ではH-D、H-D /w Eの区別、文章では除荷時剛性の考慮の有無を用いる。

図-4には双曲線モデルによる減衰特性も示されているが、Hardin-Drnevichモデルとの差はひずみの大きいところで現れる。そこで、粘土についてひずみ振幅約0.6%と4%の二つについて履歴曲線の差を示したのが図-5である。双曲線モデルとHardin-Drnevichモデルの差は大きい、履歴曲線に双曲線モデルを用いたものと除荷時剛性を考慮しRamberg-Osgoodモデルを用いたものの差は大きくない。また、二つのHardin-Drnevichモデルの履歴曲線の面積が同じであることも確認できる。

(2) 入力地震動

入力地震動として文献7)に示される波形のうち、

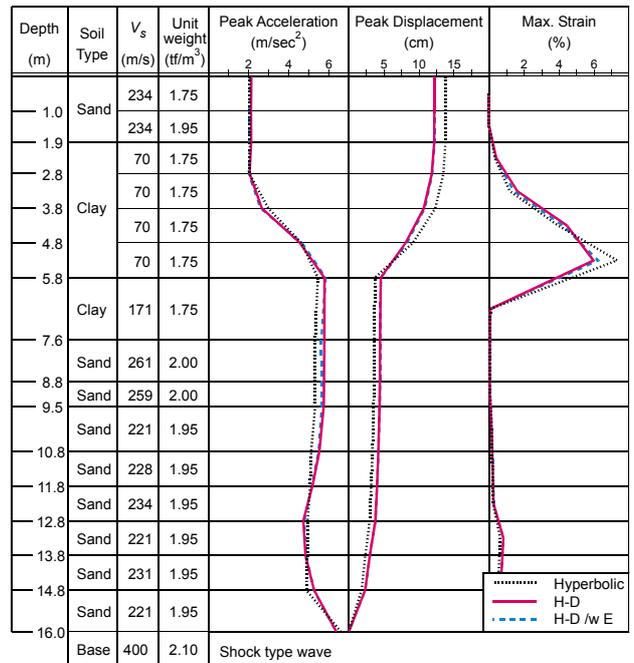


図-7 最大応答値（衝撃型）

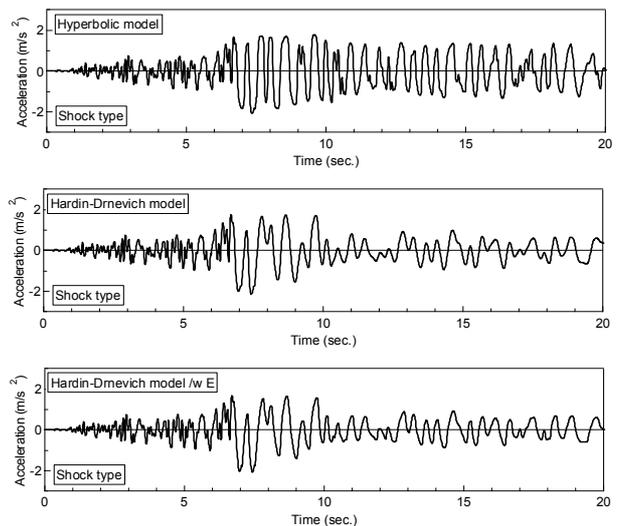


図-8 地表の加速度時刻歴（衝撃型）

大きな振幅の波動の数が少ないケース（以下、衝撃型と呼ぶ）と多いケース（以下、振動型と呼ぶ）の二つを選んだ。図-6にこれら二つの波形を示す。なお、これら二つの解析結果は図ではshock type, vibration typeと表されている。

図-4および図-5に示されるように、履歴曲線の違いはひずみが大きいところで顕著になる。そこで、図-6の波形を最大加速度が解放基盤複合波で8m/s²になるように正規化したものを入力波とした。

(3) 衝撃型に対する解析結果と考察

図-7に最大応答値を示す。最大加速度はGL-5.8m以浅で急激に減少しているが、対応する層のひずみ

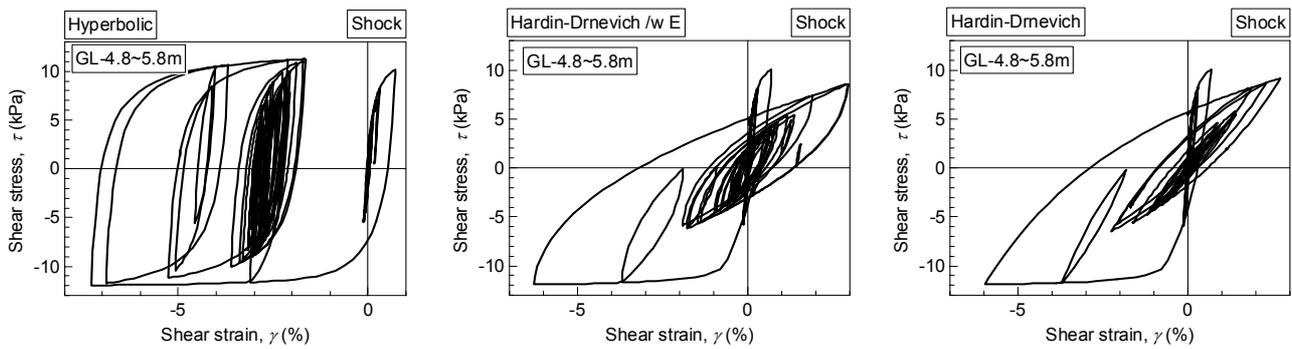


図-9 第6層の応力-ひずみ関係（衝撃型）

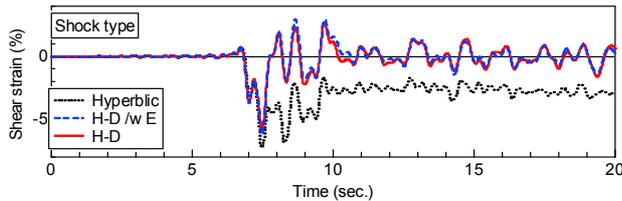


図-10 第6層のひずみ時刻歴（衝撃型）

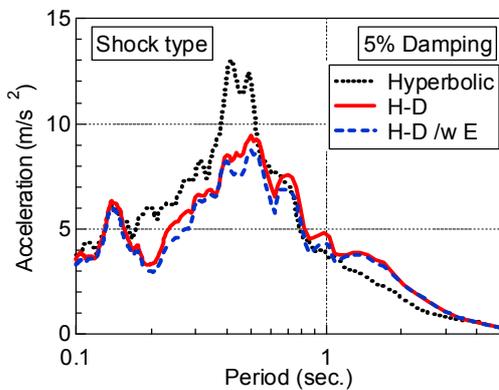


図-11 応答スペクトル（衝撃型）

が数%のオーダーであり、せん断応力がほぼせん断強度に等しい状態で、上層への加速度の伝播を抑制したのが原因⁸⁾と考えられる。また、GL-5.8~11.8mの区間で双曲線モデルとHardin-Drnevichモデルで若干の差が見られる。次に、GL-5.8mより以浅で最大変位に差が見られ、双曲線モデルの方が大きくなっているが、これは、第6層（GL-4.8~5.8m）で双曲線モデルのひずみが一番大きくなっていることと対応している。

図-8に地表の加速度時刻歴を比較して示す。前述のように最大加速度には若干の差があるが、実務的にはほとんど差がないといえるオーダーである。しかし、加速度時刻歴を見ると明瞭な差が見られる。すなわち、どのケースでも最大加速度は約7秒であるが、双曲線モデルではその後も同じような振幅の波動がいくつも現れるのに対して、Hardin-Drnevichモデルのケースでは加速度振幅は非常に小さい。

文献⁸⁾で地表の最大加速度が非線形性の著しい層

のせん断強度に支配されることを述べていることから分かるように、地表の加速度と非線形性の著しい層のせん断応力の相関は高いと考えられる。そこで、前記の差が現れる原因を検討するため、一番ひずみの大きい第6層（GL-4.8~5.8m）の応力-ひずみ関係を図-9に示す。また、この層のひずみの時刻歴を図-10に示す。

いずれのケースでも最大ひずみは約7.5秒に起こっており、この前に約6.5秒に正側への1%弱の振動を経た後最大ひずみに至るわけであるが、正側、負側のいずれにおいても双曲線モデルのひずみが一番大きくなっている。双曲線モデルは履歴減衰が一番大きく、一般に履歴減衰が大きい方が応答は小さくなると考えられているが（例えば文献⁴⁾）、計算の結果はそれとは反対の傾向を示している。

もし、地震入力が単一のパルス波であれば、骨格曲線による挙動のみが最大ひずみに影響し、履歴曲線には影響を受けないはずである。従って、このような差が発生するのは履歴曲線の挙動の違いが解析結果に反映されたものと見ることが出来る。

この原因は次のようなものと推定される。すなわち、双曲線モデルでは除荷後の剛性が大きいので早くせん断応力の値が大きくなり、完全塑性に近い状態をより長く維持している。これに対して、Hardin-Drnevichモデルは剛性が小さいのでせん断応力が増加するためには双曲線モデルのひずみより大きいひずみが必要となる。このためにはより多くの時間が必要になる。実際、図-10を詳細に見ると例えば7~7.5秒付近挙動に見られるように双曲線モデルの方がひずみが早く大きくなっている。また、Hardin-Drnevichモデルを用いた二つのモデルでは除荷時剛性を考慮したケースの方が除荷時の剛性は大きく、最大ひずみもやや大きくなっているがこのこともこの推定が妥当であることを裏付けている。

次に、最大ひずみが発生して以後の除荷時の挙動を見ると、双曲線モデルでは剛性が大きいため少しのひずみの変化でせん断応力が大きくなり、ほぼせ

せん断強度に近い値となっていることが図-9から見る
ことが出来る。これに対してHardin-Drnevichモデル
では履歴減衰の値が小さいことに対応して除荷後の
剛性が小さく、このためせん断応力を変化させるた
めには双曲線モデルに比べて非常に多くのせん断ひ
ずみの変化が要求され、そのためには双曲線モデル
より多くの時間が必要となる。そして、そのために
必要な時間が経つより前に地震動の方向が変わるの
でせん断応力が大きくなる。これがHardin-
Drnevichモデルの方が最大ひずみ発生後のせん断応
力が小さい理由である。そして、せん断応力が小さ
いので、地表の最大加速度以後の加速度が小さくな
っている。

文献8)では最大加速度が一番弱い層のせん断強度
の関係していることを示しているが、本論で示した
ような挙動を見ると、履歴曲線の違いは加速度時刻
歴に大きく反映されているということがいえる。

最後に、図-11には地表の加速度時刻歴から求め

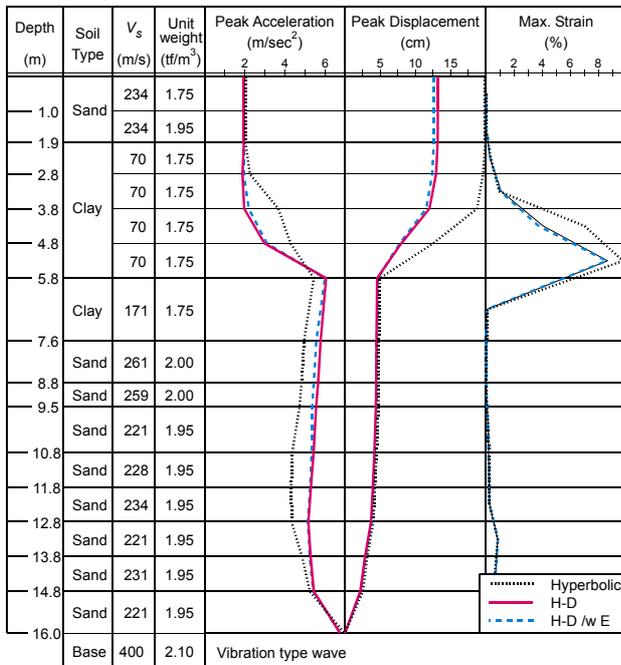


図-12 最大応答値 (振動型)

た加速度応答スペクトルを示している。周期約1秒
より長周期側では双曲線モデルの加速度はHardin-
Drnevichモデルの加速度よりやや小さいが、周期約
0.5秒より短周期側では双曲線モデルの加速度の方
が相当大きく、特に周期0.3~0.5秒付近ではその差
は大きい。この様な周波数帯は構造物の設計等にお
いても無視できるような周波数帯ではなく、履歴曲
線の形状が地震応答に与える影響は大きいといえる。

本論文で新しく提案した除荷剛性の考慮の有無の
影響は、減衰定数のみを考慮したモデル (H-D) と
減衰定数と除荷剛性の両方を考慮したモデル (H-D
/w E) の解析結果の比較から必ずしも大きいとはい
えない。除荷時剛性はひずみとともに小さくなる。
一方、減衰定数のみを考慮したモデル (H-D) では
除荷剛性の制御はしていないが、やはり除荷時の剛
性はひずみとともに小さくなる。除荷剛性が低減す
る程度は両モデルで異なるが、図-5に見られるよう
にこの両方で履歴曲線の形状は大きくは変わらない。
これが、H-DとH-D/w Eの二つのケースで差が大き
くなかった原因と考えられる。

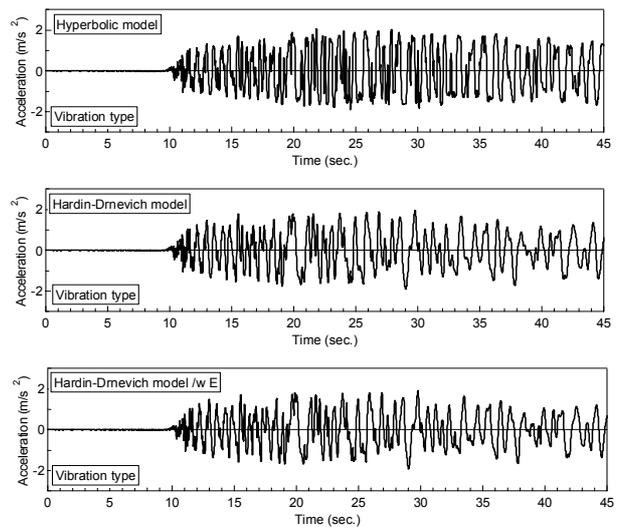


図-13 地表の加速度時刻歴 (振動型)

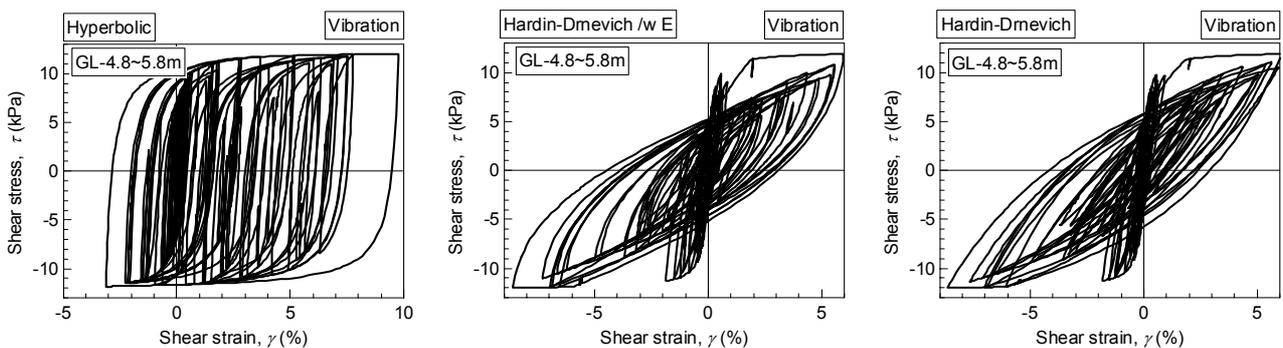


図-14 第6層の応力-ひずみ関係 (振動型)

(4) 振動型に対する解析結果と考察

衝撃型と同様に、図-12に最大応答値、図-13に地表の加速度時刻歴、図-14に第6層の応力-ひずみ関係、図-15にせん断ひずみの時刻歴、図-16に地表の加速度から求めた応答スペクトルを示す。

最大加速度分布の全体的な傾向は振動型とほぼ同じであるが、双曲線モデルと他のモデルの差はより大きくなっている。さらに、GL-2.8~5.6mの層では最大加速度が小さくなっているが、これはこの区間での双曲線モデルのせん断ひずみがHardin-Drnevichモデルのせん断ひずみよりも大きいことが原因と考えられる。これに対応して、最大変位も双曲線モデルの方が大きくなっている。

地表の加速度時刻歴を見ると、衝撃型のケースと同様、後半の地震動でHardin-Drnevichモデルの方が振幅が小さいことが多い。また、全体的にHardin-Drnevichモデルの方が長周期成分が多いように見える。この原因は図-14の応力-ひずみ関係を見れば明らかで、Hardin-Drnevichモデルの方が剛性が小さいことが応答の長周期化を起しているからである。

図-14の応力-ひずみ関係、図-15のひずみ時刻歴から、26秒付近で双曲線モデルは正の側に大きくひずみがシフトし、最大ひずみが大きく異なっていることが分かる。

最後に、地表の応答スペクトルを見ると、周期1秒を境として長周期側ではHardin-Drnevichモデルの方が大きい応答となっているのに対し、1秒より短周期側では双曲線モデルの方が大きな応答となっている。

これらの挙動の違いは衝撃型の入力に対しても見られたことである。しかし、振動型の地震動に対する方が差がより大きくなっている。これは、振動型の入力の方が履歴曲線を使う機会が多くなっているためと考えられる。すなわち、履歴曲線の違いが地震応答に与える影響は振動型の入力の方が大きいといえる。

5. まとめ

本論文では、履歴曲線の特性が地震応答解析に与える影響を調べるため、多くの構成則で用いているMasing則により骨格曲線から履歴曲線を作る方法により作った応力-ひずみ関係、減衰特性を実験値と一致させるように履歴曲線に双曲線モデルを用いて作った応力-ひずみ関係、減衰特性と除荷時剛性を実験値と一致させるように履歴曲線にRamberg-Osgoodモデルを用いて作った応力-ひずみ関係を用いた検討を行った。また、最後の応力-ひずみ関

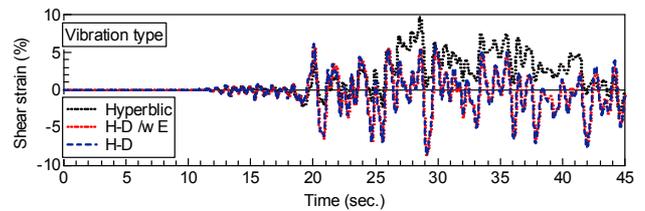


図-15 第6層のひずみ時刻歴 (振動型)

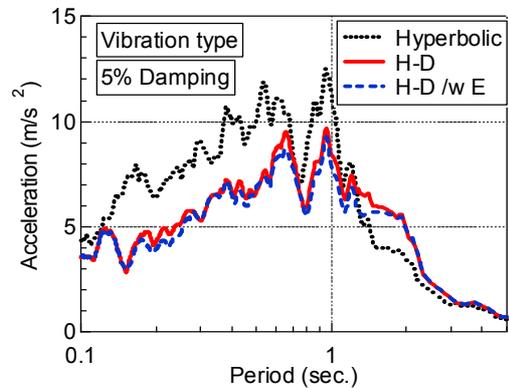


図-16 応答スペクトル (振動型)

係を作るために動的変形特性試験より除荷時剛性を算出し、そのひずみ依存性を求めた。これらの結果をまとめると次のようなことがいえる。

- 1) 除荷時剛性はひずみとともに減少する。そのひずみ依存性は最小値を持つ双曲線モデルで表現することが可能である。
- 2) 履歴曲線の持つ減衰特性は地震応答解析結果に大きく影響を与える。
- 3) 双曲線モデルは減衰が大きいので応答が小さくなるといわれているが、このことは必ずしも正しくない。特に短周期領域では双曲線モデルの方が大きな応答を与える。短周期領域とはいつでも周期0.5~1秒以下の領域であり、構造物などにとっても重要な周期帯域である。
- 4) 除荷時剛性を考慮するケースと考慮しないケースの差は大きくなかった。これは、ひずみが大きくなると除荷時剛性が小さくなり、除荷時剛性を考慮しないケースとの差が小さかったからである。

なお、上記3)の結論は、従来実務で良く行われている等価線形解析では減衰を決めると履歴曲線の形状が決まるのに対し、逐次積分型の非線形解析ではこれまでの検討で見たように履歴曲線の形状の違いにより挙動が異なり、ランダムな地震動の元では比較的小さい振幅時の挙動、すなわち、除荷直後の挙動も応答に影響することが原因である。一般に減衰がMasing則で用いているものより小さくなれば除荷

時減衰も小さくなり、その結果挙動が長周期するという傾向がケーススタディの結果より見て取れる。従って、長周期側の応答が大きくなるのに対して短周期側の応答が小さくなる。

次に、4)についてみると、今回ケーススタディに用いたモデルはHardin-Drnevichの提案による動的変形特性試験の整理を行ったものと見なせるが、本論で対象としたような大きいひずみ領域ではこの式の適用性も十分に検証されているとはいえ、従って、絶対的な結論とは言い難い。今後、多くの材料を用いた検証が必要であると考えている。

参考文献

- 1) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of the American Society of civil engineers, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972
- 2) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 373-380, 1985
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 4) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.
- 5) 吉田望，辻野修一，石原研而：地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp. 1639-1640, 1990.
- 6) 竹島康人，澤田俊一，藤井紀之，吉田望：非線形解析による地盤応答に及ぼす履歴挙動の影響について，第57回土木学会年次学術講演会講演概要集，2003（投稿中）
- 7) 佐藤正行，安田進，吉田望，増田民夫（1998）：地盤の地震時せん断応力の簡易推定法，土木学会論文集，No. 610/III-45, pp. 83-96
- 8) 末富岩雄，沢田純男，吉田望，土岐憲三：地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係，土木学会論文集，No. 654/I-52, pp. 195-206, 2000.

(2003. 6. 30 受付)

EFFECT OF HYSTERETIC DAMPING CHARACTERISTICS ON EARTHQUAKE RESPONSE OF GROUND

Nozomu YOSHIDA, Sumio SAWADA, Yasuto TAKESHIMA,
Takeko MIKAMI and Shun-ichi SAWADA

Although many stress-strain models used in the dynamic response analysis of ground employ Masing rule to build hysteresis curves from a skeleton curve, actual damping characteristics does not follow it. The difference between the hysteresis curves made by Masing rule and those obtained in the laboratory test becomes significant at large strains. A rule to build hysteresis curves that satisfy both damping characteristics and modulus at unloading point is presented. In order to use this method, modulus at unloading point is obtained from the dynamic deformation characteristics test result, and it is shown that this modulus can be expressed by a hyperbolic model with respect to strain, with minimum modulus. Finally a case study is conducted to examine the effect of hysteretic damping characteristics on the dynamic response. It is shown that hysteretic damping characteristics affect the dynamic response significantly. Moreover, in contrary of common sense, earthquake motion at ground surface is larger as hysteretic damping becomes larger.