

1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析

Earthquake Response Analysis at Port Island during the 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake

吉田 望 (よしだ のぞむ)

佐藤工業㈱中央技術研究所 主席研究員

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、多くの土木・建築構造物被害が発生した。その被害原因の究明のために多くの地震応答解析が計画・実施されている。地震動が強かったことから、これらは必然的に非線形解析となる。しかし、大きな非線形挙動を伴う地盤の非線形解析はまだ十分に安定した結果を得るレベルには至っておらず¹⁾、プログラムや、モデル化等の解析者の判断で大きな差が出るのがしばしばである。

このような解析の参考になるような解析事例ができないう執筆依頼を編集部よりいただいた。研究者としての筆者の立場からは、解析に要するデータは十分ではなく、自信を持って出せる結果を出すのは困難である。しかし、一方では実務的に多くの地震応答解析が行われるのは事実であろうから、その参考のためにと、お引き受けすることにした。

解析対象として選んだのは、ポートアイランドである。ここでは、神戸市により鉛直アレー地震記録²⁾が得られていることから評価が容易である。

地震応答解析では、結果が分かっているならば、(一般には構成則特有の)パラメータの値を調整し解析結果をよくすることは可能である。極端な言い方であるが、解析を扱った論文で解析結果が好ましくなかったという記述を見ることはほとんどないが、一方ではこれまでに行われた非線形地震応答解析に関するブライントテスト^{3,4)}では、解析結果に信じられないような大きな差が出ていることも事実である。ポートアイランドについて言えば、國生らがインバージョンにより材料物性を決め⁵⁾、実測値とよく一致した計算値を示しているが、その定数をほかのサイトに適用できないことは明らかである。

結果を合わせることは、本論で筆者が要求されている事とは異なる。本論では、データを積み上げて解析を行うこととした。また、解析に使用するプログラムも、筆者が研究用に使っているものは極力避け、多くの方が使えるプログラムや手法を用いた。

2. 地震観測位置の地盤と観測記録

地震観測位置はポートアイランドの第1期造成地の北西部に位置する(図-1)。敷地内では図に示すように建物周辺にはコンパクションによる液状化対策が施されており、この部分は液状化被害はなかったとされている。

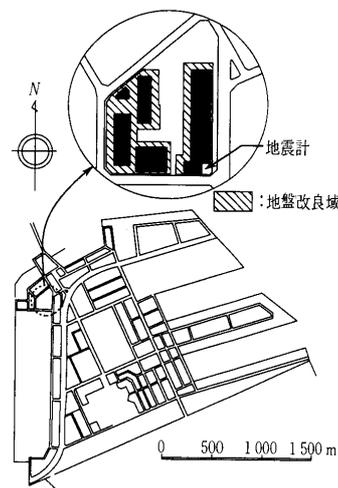


図-1 ポートアイランド第1期造成地平面図と地震計設置位置

る⁶⁾。観測位置は敷地の南東端に位置し、この部分には対策は施されておらず、液状化が発生したと想定されている。

図-2に地盤の柱状図を、地震計位置とともに示す。厚さ約18mのまき土の埋土の下部は、沖積粘性土(Ma13)があり、さらに沖積砂礫層、第1洪積砂礫層、

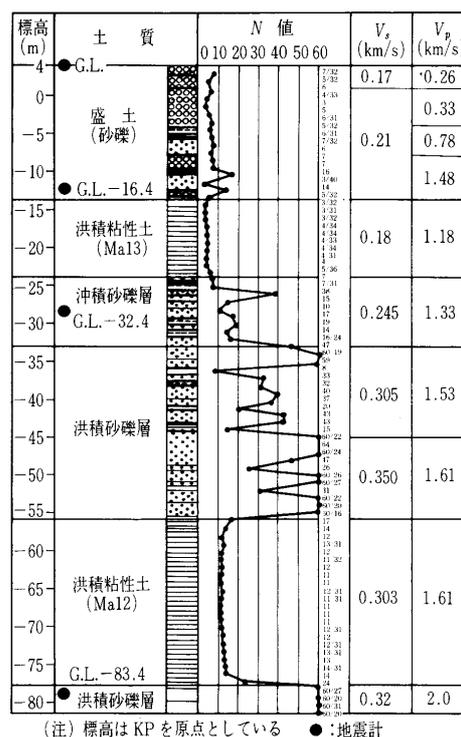


図-2 地震観測位置の柱状図(V_s , V_p は文献2)をもとに筆者が推定したもの)

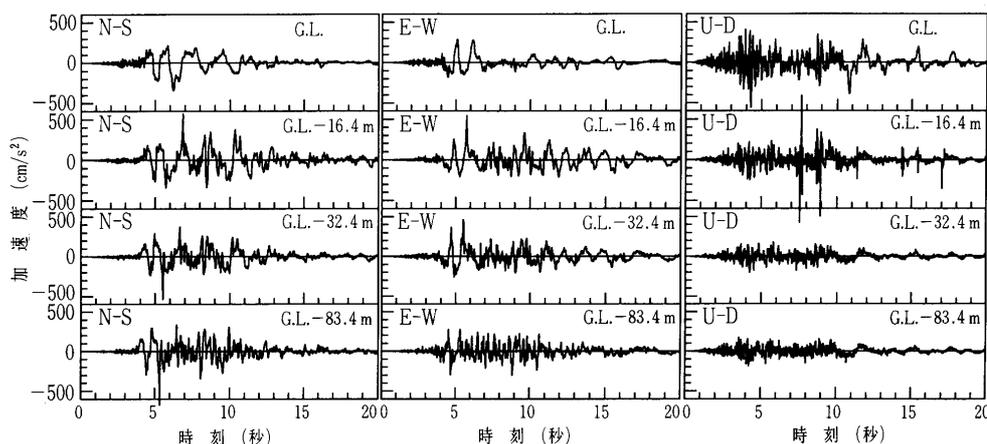


図-3 ポートアイランドで得られた強震記録

洪積粘土層 (Ma12), 第2洪積砂礫層と続いている。強震計は地表とGL-16.4m, -32.4m, -83.4mに設置されている。

図-3に本震の際得られた記録を、主要動を含む最初の20秒について示す。記録で特徴的なのは、上下成分は地表に行くにしたがって増幅しているのに対し、水平成分は振幅が次第に小さくなり、また短周期成分が見られなくなることである。これは、強い水平動により非線形挙動が卓越した結果と考えられる。

3. 地盤のモデル化と弾性定数

地震計はGL-83.4mから設置されているので、これより上を解析することが好ましい。しかし、Ma13とMa12の粘性土層の間にある砂礫層の非線形特性に関するデータを入手することができなかつたことから、ここではGL-32.4mの地震計位置より上を解析することにする。図-1に示したように、観測位置のすぐ横は地盤改良が施されており、一次元のモデル化は単純には正当化されないかもしれないが、多次元解析を行うに必要なデータが入手できないことから、解析は一次元で行うことにした。

文献2)には図-2に示した柱状図とともにPS検層結果も示されているが、PS検層の土質と深度の関係は図-2とはかなり異なっているため、そのまま用いることはできない。また、ダウンホール法によるPS検層は地層の平均的な速度が得られ、局所的な値とは対応しないことも知られている。ところで、図-2のN値分布を見ると、各層とも深さとともにN値が増加しているが、これはN値の拘束圧依存性が現れたものと考えられる。既往の地震応答解析では、同じ地層は同じ定数を用いる事例が多いが、最近の研究によれば(例えば文献7))弾性定数、非線形特性とも拘束圧依存性を考慮した方がよい。地盤のモデル化に際してはこのような諸状況を考慮した。なお、有効拘束圧 σ'_m が必要な場合には、静止土圧係数 K_0 を0.5として計算した。また、地下水水位はGL-3mに設定し、単位体積重量は図-9の値を用いた。

- ① 沖積砂礫層 (GL-28~-37m, ただし解析ではGL-32.4mまでしか使わない)

N値は深さとともに急激に大きくなる。層中央でせん断波速度が245m/s, 微小ひずみ時のせん断定数 G_{max} が有効拘束圧の平方根に比例するとの仮定を設ければ、次の式が得られる。

$$G_{max} = 831\sigma'_m{}^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots\dots\dots (1)$$

- ② 沖積粘性土 (GL-18~-28m)

文献8)にはこの地域の沖積粘性土と圧密圧力がほぼ比例していることが示されている。しかし、その関係から得られる G_{max} の値は非常に小さく、PS検層結果を説明できない。同じ文献には、この粘性土はほぼ正規圧密状態にあることが示されている。既往のデータでは正規圧密粘土では G_{max} は拘束圧の平方根に比例するというデータも多い。そこで、ここでは、層中央でせん断波速度が180m/sとなるよう、次式でモデル化する。

$$G_{max} = 448\sigma'_m{}^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots\dots\dots (2)$$

- ③ 埋土層 (地表~GL-18m)

文献2)ではGL-5mまではせん断波速度が170m/s, 以下210m/sが示されている。しかし、前述のようにN値分布には拘束圧依存性が見られる。そこで、次の様にモデル化する。

$$G_{max} = 1000\sigma'_m{}^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots\dots\dots (3)$$

式(3)によれば埋土層のせん断波速度は120~235m/sの分布となる。

4. 非線形特性の設定

- ① 沖積砂礫層 (GL-28~-37m)

参照できる動的変形試験結果を入手できなかったため、ここでは大崎の式に基づき内部摩擦角 ϕ をN値の関数として次式のように表す。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

層の平均値15を代入すると $\phi = 32.3^\circ$ を得る。

また、ひずみ依存性に関してはHardin (ハーディン) とDrnevich (ドルネビッチ) の式を用い、最大減衰比 h_{max} は22%とする。すなわち、

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \\ h = h_{max}(1 - G/G_{max}) \quad (h \geq 2\%) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 h は減衰比、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみで $\gamma_r = \tau_{max}/G_{max}$ で求められる。せん断強度 τ_{max} は内部摩擦角とモールクーロンの破壊条件より求められる。

この層が液状化した可能性が指摘されている⁹⁾が、その影響は考慮しない。

- ② 沖積粘性土 (GL-18~-28m)

文献8)には図-4に示す $G/G_{max} - \gamma, h - \gamma$ 関係が示され、地域によりあまり差がないことが記述されている。

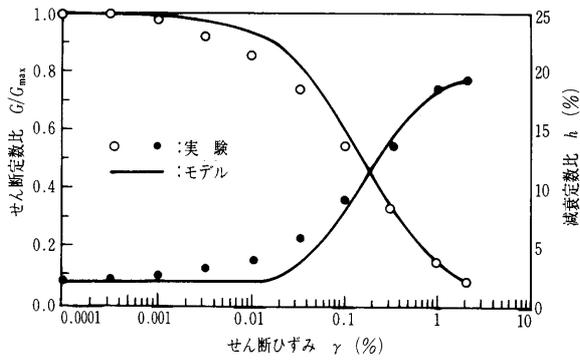


図-4 沖積粘性土のひずみ依存性

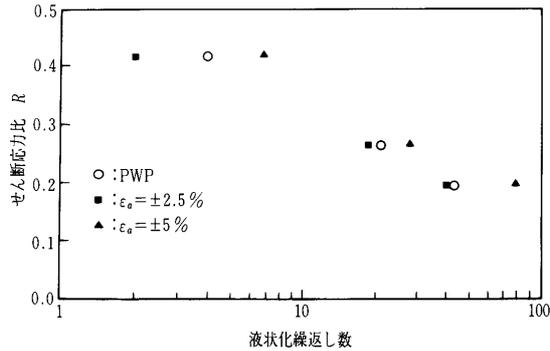


図-5 埋土の液状化特性

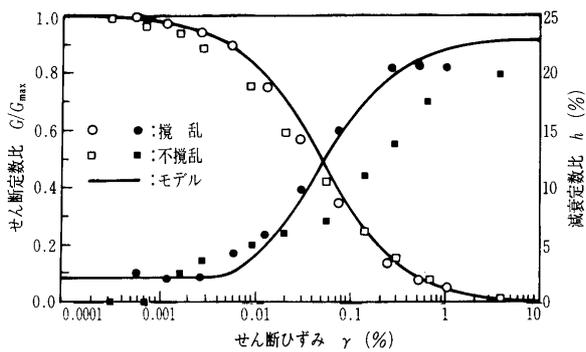


図-6 埋土のひずみ依存性

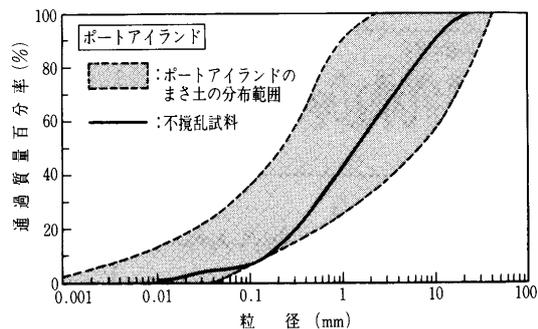


図-7 粒径加積曲線の比較

また、一軸圧縮強度 q_u と G_{max} の関係を表す実験値が示されている。ここでは、粘着力 c を q_u の $1/2$ とし、この関係を次のようにモデル化する。

$$c = q_u/2 = 0.721 \log G_{max} - 1.12 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots (5)$$

層中央におけるせん断弾性定数を用い、式(4)と同じモデルを用いれば ($h_{max} = 21\%$)、図-4に実線で示す関係が得られ、実験値とよく一致している。なお、式(5)から得られる q_u は約 1.7 kgf/cm^2 である。ポートアイランド内の別のサイトで地震前に行った一軸圧縮試験で

も $q_u = 1.6 \sim 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ が得られており、式(5)の妥当性を示している。

③ 埋土層 (地表~GL-18m)

この層は地震により液状化したと考えられる。この場合、地震後に採取した試料が地震前の材料特性を表すとは限らない。筆者らは、地震の半年ほど前に、ポートアイランド北部で不攪乱試料を採取した。その試料を用いた液状化試験結果は文献(10)に示されている。しかし、本計算にこの結果を用いるには問題もある。

この試料採取には筆者も参加しており、KP-10m程度の掘削底面の上部を少し排除し、シンウォールで採取したものであるが、礫の多い地盤で採取は非常に困難であった。いくつかの場所を試み、かなり柔らかそうな部分でやっと採取に成功した。筆者らの当時の目的は不攪乱試料の過圧密による影響を調べることであったので、その意味では問題はないが、液状化強度はかなり低い可能性もある。そこで、本解析では、ポートアイランドで地震前に行われた図-5の関係をを用いることにする。

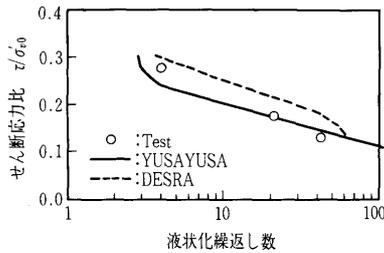
ひずみ依存性については、二つの動的変形試験を行った。一つは先に述べた不攪乱試料を用い、もう一つは同じサイトで掘削された材料である。試験には中空ねじり試験機を用いた。前者は飽和状態で行った。一方、後者は粒径 2 mm 以下となるようふるいを掛けた試料で、乾燥状態で行っている。いずれも初期有効拘束圧は 1 kgf/cm^2 である。

図-6に試験の結果を示す。また、図-7にはポートアイランドにおける埋土の粒径の範囲と文献(10)に示される粒径加積曲線の比較を示すが、実験に用いた試料は平均的な材料と考えられる。図-6を見ると、せん断定数比は両者でほとんど差がない。減衰比は不攪乱試料の方がやや小さい。不攪乱試料では過剰間隙水圧発生の影響があるかもしれない。

埋土の平均 N 値は約 5.5 であり、大崎の式より内部摩擦角を求めると、 25.5° となる。したがって、上載圧 1 kg/cm^2 に対するせん断強度は 0.477 kgf/cm^2 、基準ひずみは 0.0477% となる。一方、 $G/G_{max} = 0.5$ となるひずみは $0.035 \sim 0.039\%$ である。両者に対し式(4)を用いてひずみ依存性を計算し実験値と比較すると大きな差はないが、 0.1% を越えるひずみ域では前者の方がよく一致していること、液状化の問題なので強度も重視すべきとの考えから、前者を用いてモデル化する。次に、減衰特性については攪乱試料をターゲットに $h_{max} = 23\%$ とした。図-6にはこのようにして決めたひずみ依存性も示されている。

5. 解析手法と対応するモデル化

二つの全応力解析と二つの有効応力解析の、計四つの解析を行った。解析手法は、実務でよく使われるという観点から選び、筆者が最近の研究で用いているようなものは用いなかった。これは、はじめに述べた本論の目的に加え、より高度な構成則を使うために必要なデータが十分ではないという理由による。精度の悪いデータを用



図—8 液状化強度のモデル化

いた解析では、結果の精度はあがらないので、高度な解析を使う必然性は薄い。

5.1 等価線形手法

重複反射理論に基づく方法である。これまでに示した材料特性モデルのみで解析が可能である。

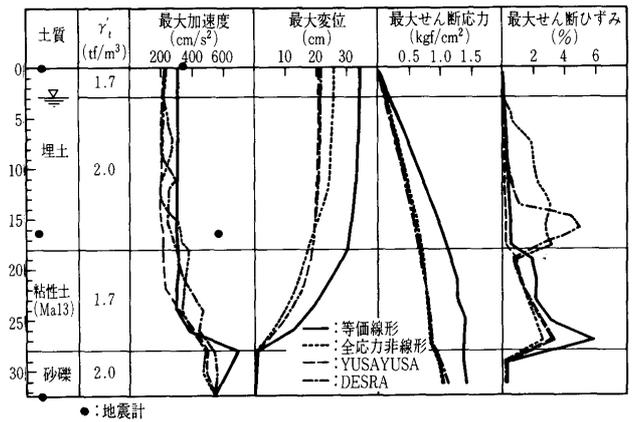
5.2 非線形全応力解析

せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係に双曲線モデルを用いた非線形解析で、逐次積分法により運動方程式を解いている。

双曲線モデルでは、前項のせん断剛性のひずみ依存性は正しく考慮できるが、減衰特性は自動的に決まってしまうので、実験結果を取り入れることはできない。特にひずみが小さい所ではモデルの履歴減衰は0になり、前項のモデルとの差が大きくなる。これを補正するために Rayleigh (レイリー) 減衰を導入する。地盤の固有値解析を行うと、一次の固有周期が0.664秒となる。一次モード減衰を2%とし、これを質量比例、剛性比例それぞれが均等に受け持つとすればそれぞれの比例定数は0.19および0.0021となる。なお、有効応力解析でも同じ考え方を用いている。

5.3 有効応力解析-1

一次元の有効応力解析で、筆者らがソースを公開している YUSAYUSA¹²⁾ を用いる。このプログラムは応力空間上での応力経路を指定することにより過剰間隙水圧



図—9 最大応答値

を発生させるモデルを用いている。

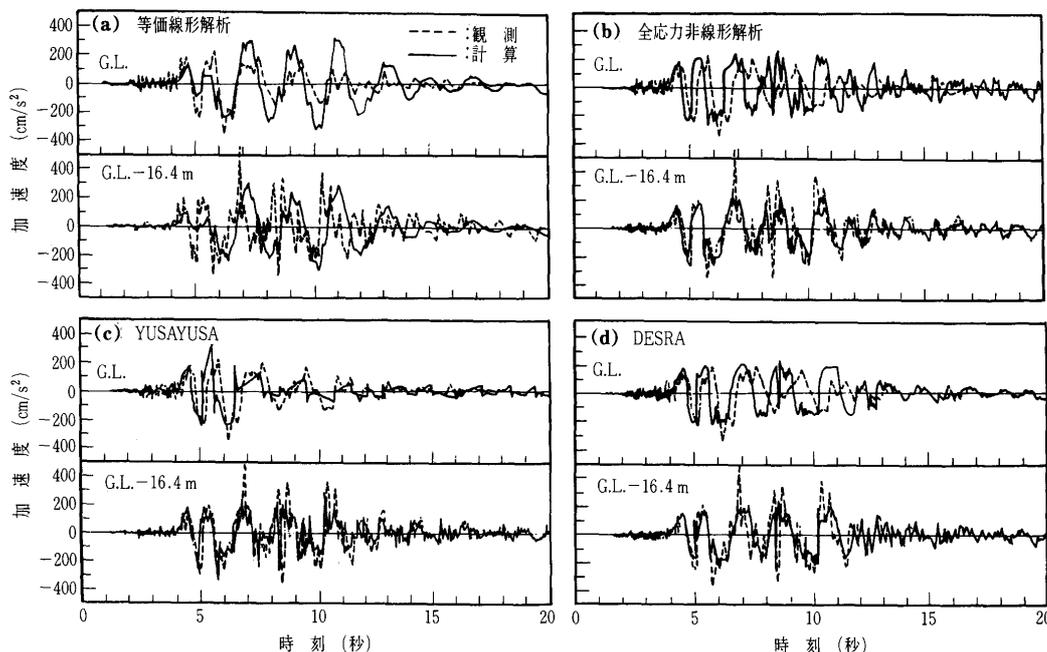
粘性土および砂礫層については過剰間隙水圧の発生は考慮しない。

埋土は液状化の発生を考慮する。過剰間隙水圧発生量を制御するパラメーターの値は、図-5に示した液状化強度をターゲットとして、単純せん断試験のシミュレーションを行い決定する。図-8にシミュレーション結果を示す。用いたパラメーターの値は、 $B_p = 2.5$, $B_u = 0.18$ である。なお、図-8は図-5と縦軸の座標値が異なっているが、これは図-5ではせん断応力振幅を初期有効拘束圧で無次元化しているのに対し、図-8では初期有効上載圧で無次元化しているためである。一次元解析では側圧の影響を考慮できない(考慮していない)ことがふつうで、そのためこのような処置が必要となる。

図-7にも示されるように、まき土は細粒分を多く含んでいる。したがって、透水性が小さいと考えられることから、解析は非排水条件下で行う。

5.4 有効応力解析-2

過剰間隙水圧の発生に Martin-Finn-Seed (マーティン・フィン・シード) モデル¹⁴⁾ を用いる。いくつか



図—10 加速度時刻歴の比較

のプログラムが作成されているが、ここでは DESRA を用いる。

Martin-Finn-Seed モデルはダイレイタンスーにより生じるであろう体積ひずみをせん断ひずみ振幅の関数として表し、これに一次元膨潤係数をかけることで過剰間隙水圧の発生を考慮している。このモデルではサイクリックモビリティの影響による体積ひずみ発生量の減少は先の関数形に含まれているが、これに伴う硬化現象は考慮されていない。図-5 の液状化特性をターゲットとして決めた液状化強度を図-8 に示す。用いたパラメータの値は、 $C_1 = 0.6$, $C_2 = 0.8$, $C_3 = 0.4$, $C_4 = 0.4$, $k_2 = 1.5/P_a^n$, $m = 0.4$, $n = 0.6$ であり、 P_a は大気圧である。

粘性土および砂礫層については、非線形全応力解析に用いたのと同じモデルを用いる。その他の基本的な方針は 5.3 と同じである。

6. 解析結果と考察

NS 方向を解析する。図-9 に最大応答値、図-10 に地震計設置位置である GL および GL-16.4 m の加速度時刻歴を計測値と比較して示す。

まず最大応答値を見ると、地表面加速度では等価線形解析が 309 cm/s^2 でほかの解析より大きい。また、せん断応力も大きい。これはこれまでも指摘されている現象である。計算による最大加速度はいずれの場合も観測値より小さいが、これは後に示すように観測値ではパルス状の非常に大きい加速度の部分があるのに対し計算では全体になめらかな形状となっているためである。

全体としての特徴は、粘性土の部分で加速度の値が非常に小さくなっていることが挙げられる。最大変位および最大せん断応力の分布を見ると、この部分ではひずみも大きく、大きな非線形挙動をしたことが分かる。最大応答値は粘性土地盤の挙動に大きく影響されている。

最大せん断ひずみ分布では、埋土層で全応力解析と有効応力解析に大きな差が見られ、有効応力解析が大きな値となっている。これは、有効応力解析では過剰間隙水圧の発生を考慮しているので、剛性がより小さくなったからである。

次に、時刻歴を比較する。全体として見れば、どの解析も観測値との一致度はかなりよく、例えば解析を提案する論文であれば、いずれのケースも解析は観測値をよく説明できたという結論が得られそうである。しかし、詳細に観察すると、解析ごとに特徴があることが分かる。

地震計は大まかに見て埋土と粘性土を挟むように設置されているので、以下の議論ではそれぞれの層を代表する応答値としてとらえる。

まず、5 秒付近の最初の大きな波に対する応答を見る。等価線形解析では地表の位相はよく一致しているが

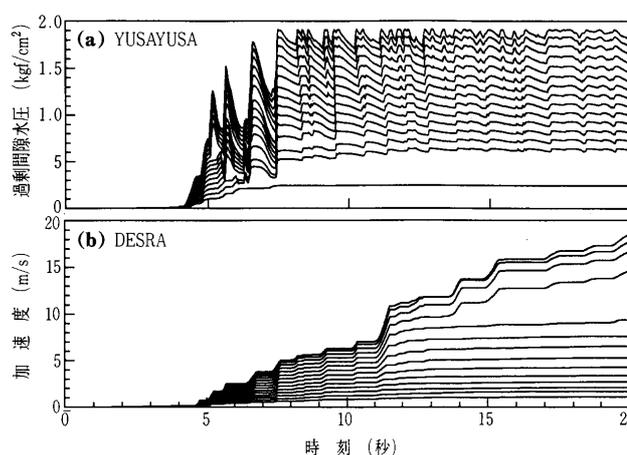


図-11 過剰間隙水圧時刻歴

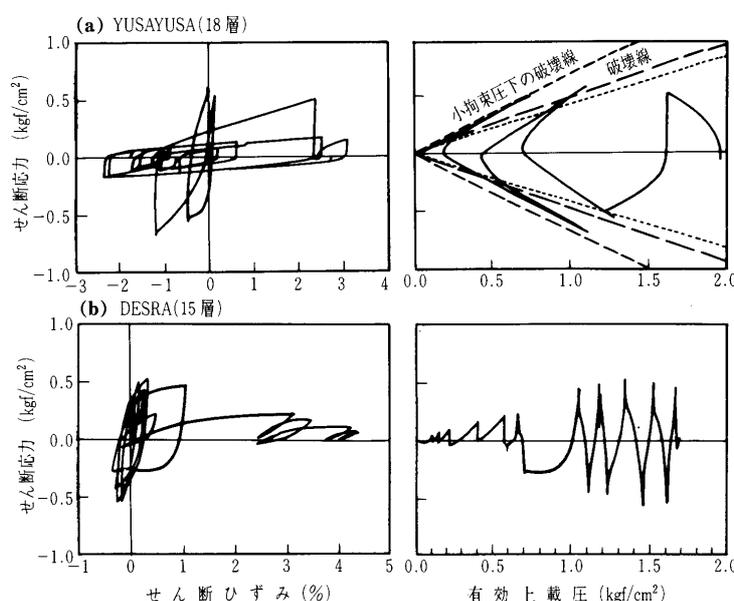


図-12 応力経路と応力-ひずみ関係

GL-16.4 m では対応していない。これは、粘性土の剛性を小さく、埋土の剛性を大きく評価したためである。後者については過剰間隙水圧の発生を考慮していないことから当然の結果といえる。全応力非線形解析では、立上りのみならず全体的に GL-16.4 m の位相の対応がよく、粘性土の非線形挙動がよく表現できていると考えられる。しかし、地表では計算値の位相が進んでおり、埋土の剛性が高く評価されていることは、等価線形解析と同様、全応力法の短所が現れたものといえる。

二つの有効応力解析でも GL-16.4 m の位置の位相はほぼ一致しているので、粘性土のモデル化は成功しているように考えられる。地表の位相は、全応力解析より改善されているがこれは過剰間隙水圧の発生を考慮したためにせん断波の伝播速度が遅くなったためで、有効応力解析の優位性が現れた結果となっている。しかし、観測値と比べると位相はまだ進んでおり、剛性を大きめに評価している。この理由として、計算で考慮しなかった EW 方向の加振に伴う間隙水圧の発生などが考えられる。

次に、GL-16.4 m 記録の時刻 7 秒強と 8 秒強の挙動を見ると、観測値では急激な加速度の変化が見られるの

に対し、等価線形では7秒の挙動はほとんど再現されず、8秒の記録は振幅が非常に小さい。全応力非線形解析では少しの改善が見られるのみである。これに対し有効応力解析ではこの部分によく再現されている。

最後に、6秒以降の地表の波形を見ると、液状化の発生を示唆するような加速度の全体的な低下と急激な加速度の増加現象が見られる。後者はサイクリックモビリティにより発生したものである。サイクリックモビリティを考慮したYUSAYUSAではこの間の経緯の多くをうまく説明しているようである。ただ、YUSAYUSAの加速度値は観測値よりかなり小さめであるが、これはすでに指摘しているようにYUSAYUSAでは応力経路が変相線を横切って以降は急激に有効応力が低下する傾向があり、これが結果に反映したものである。YUSAYUSAでは振幅は小さいものの位相特性はよく一致している。しかし、サイクリックモビリティを考慮していないDESRAでは結果に誤差が目立つようになり、全応力解析では差はさらに大きくなる。

図-11で全層の二つの有効応力解析による過剰間隙水圧発生を比べると、YUSAYUSAでは5秒付近で急激に間隙水圧を発生するのに比べ、DESRAでは過剰間隙水圧の上昇はより緩やかである。この理由は図-12で説明できそうである。すなわち、YUSAYUSAでは前述のように応力点の変相線に至って後急激に水圧を発生する。これに対しDESRAではその様な現象は生じない。さらに、図-12で分かるように、この地震に対してはせん断ひずみが1方向に蓄積される傾向がある。過剰間隙水圧発生量はせん断ひずみ振幅の関数として定義されているので、このような挙動を示す場合には過剰間隙水圧の発生量は相対的に小さくなる。この二つの違いが過剰間隙水圧変化の大きな差となったものと考えられる。

7. ま と め

兵庫県南部地震の際のポートアイランドの挙動について非線形解析を実施し、観測値と比較した。いずれの解析も観測値との一致度は悪くはなかったが、この原因の一つは粘性土の非線形挙動が支配的な要因になっているためである。しかし、有効応力解析の優位性がいくつかの面で認められた。なお、ここではデータの制約からより高度な解析は行わなかったが、データが充実すればさらに観測値と一致した結果を得ることも可能であろう。

謝辞 埋土の動的変形試験は、九州工業大学・永瀬英生助教授と基礎地盤コンサルタントに依頼して行った。急

な依頼にもかかわらず快く引き受けて下さいました。ここに感謝いたします。また、本論を書く機会を与えていただきました編集委員会にも感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 吉田 望：地盤の土質力学的性質と地震動予測—研究の現状と実用上の問題点—, 第20回記念地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, pp. 27~32, 1992.
- 2) ポートアイランド記録 (神戸市提供).
- 3) Midorikawa, S.: A statistical analysis of submitted predictions for the Ashigara Valley blind prediction test, Proc., Int. Symp. on the effect of surface geology on seismic motion, Odawara, Japan, Vol. 2, pp. 65~77, 1992.
- 4) Arulanandan, K. ed.: Proc., International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Davis, California, 1993.
- 5) 國生剛治・佐藤清隆・松本正毅：1995年兵庫県南部地震での非線形振動特性, 土と基礎, Vol. 43, No. 9 pp. 39~43, 1995.
- 6) 平成7年(1995年)兵庫県南部地震調査速報集, 不動建設, 1995.
- 7) 中村 晋：動的変形特性の拘束圧依存性が地震応答に及ぼす影響, 軟弱地盤における地震動振幅シンポジウム, 土質工学会, pp. 267~275, 1994.
- 8) 海底地盤—大阪湾を中心として, 土質工学会関西支部, pp. 169~175, 1995.
- 9) 谷本喜一：兵庫県南部地震の地盤災害, 第30回土質工学研究発表会特別セッションにおける講演, 1995.
- 10) 永瀬英生・宍道 玲・辻野修一・木村耕三：過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度, 第30回土質工学研究発表会, pp. 845~846, 1995.
- 11) 吉田 望・東畑郁生：YUSAYUSA-2 理論と使用法, 1991.
- 12) Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B.: Fundamentals of liquefaction under cyclic loading, J. Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 105, No. GT5, pp. 423~438, 1975.
- 13) Lee, M.K.W. and Finn, W.D.L.: DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential, Soil dynamics group, University of British Columbia, 1978.
- 14) 吉田 望：実用プログラムSHAKEの適用性, 軟弱地盤の地震動増幅シンポジウム発表論文集, pp. 14~31, 1994.

(原稿受理 1995.7.6)