

3.8 液状化判定法の高精度化に関する研究①

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
 研究期間：平成24年度～27年度
 担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）
 研究担当者：佐々木哲也，石原雅規，谷本俊輔

【要旨】

東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害は，社会に大きな影響を与えた。次なる大地震による液状化被害の軽減に向け，社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は，我が国における多様な土質，地質構造を有する地盤を対象に，液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し，真に危険性の高い構造物の的確な抽出に寄与すべく，液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するものである。

平成26年度は，年代効果の一つとして考えられる地震履歴の影響に着目し，地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響を動的遠心模型実験により評価するとともに，砂の年代効果を評価するための指標について検討を行った。また，地震時の実地盤における地中せん断応力の評価式の改善に資することを目的として，地表加速度の時刻歴波形から地中せん断応力の低減係数 r_d を評価する方法を新たに提案した。

キーワード：液状化判定，地震履歴，動的遠心模型実験，地中せん断応力，地震動特性，非線形応答特性

1. はじめに

これまで，産官学の各方面において液状化対策に関する様々な技術開発がなされてきたものの，一般に多大なコストを要することから，液状化対策はほとんど進んでいない。また，液状化対策の実施が必要とされる箇所について十分な対策効果を得るためには，地中の広い範囲にわたる地盤改良等が必要となることから，対策コストの縮減にも限界がある。

このような状況の下，東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害が，社会に大きな影響を与えた。東北地方太平洋沖地震による液状化被害を踏まえ，国土交通省は「液状化対策技術検討会議」において，液状化被害の実態把握，現行の液状化発生の予測手法（液状化判定法）の検証を行った。その結果，現在の液状化判定法が今回の地震による液状化の発生を見逃した事例は確認されなかった。一方で，実際には噴砂等の液状化の痕跡が確認されないにもかかわらず液状化すると判定される箇所が多く確認されたことから，地震動の継続時間の影響，細粒分の影響，造成年代の影響等の評価について継続的に検討する必要があると結論付けられた。

次なる大地震による液状化被害の軽減に向け，社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。そこで，本研究は，我が国における多様な土質，地質構造を有する地盤を対象に，液状化に対する各種構造物の

耐震性能をより合理的に評価し，真に危険性の高い構造物の的確な抽出に寄与すべく，液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するものである。

平成26年度は，砂の液状化特性に及ぼす年代効果の一つとして地震履歴に着目し，地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響について，動的遠心模型実験により検討した。また，液状化判定に用いる地震時せん断応力比の算出式を再検討するための準備として，強震記録から地震動特性と表層地盤の非線形応答特性を考慮した地中せん断応力の新たな評価方法を提案した。

2. 地震履歴が砂の液状化強度およびコーン貫入抵抗に及ぼす影響に関する動的遠心模型実験

2.1. はじめに

関東地方では，東北地方太平洋沖地震により地表に現れた噴砂等の変状の有無から，液状化の発生範囲が広範囲に調査されており¹⁾，弱齢の人工造成地盤に顕著な液状化が生じたことが明らかとなっている。また，東京湾沿岸域の埋立地における鉛直アレー地震記録の分析²⁾からは，本震・余震を通じて，液状化の発生範囲は深さ方向にも埋立砂層に限定的であったことが確認されている。その要因の一つとして，砂の液状化強度に対する年代効果が影響したものと考えられており，液状化判定法の精度向上を図る上で着目すべき重要な要因として考えられている。

砂の年代効果に影響を及ぼす具体的な作用としては、大別して、時間経過と応力履歴によるものの2つが考えられている³⁾。時間経過による年代効果としては、砂粒子のかみ合わせの変化、粒子接点に沈殿する物質による接着、粒子同士の接触点でのセメンテーションの発達(続成作用)などが考えられている。また、応力履歴による年代効果としては地下水位、堆積環境の変化や過去に受けた地震の影響等による砂粒子のかみ合わせの安定化が考えられている。

このように、砂の年代効果には様々な影響要因が考えられるが、中でも、地震履歴が砂の年代効果に支配的な影響を及ぼしている可能性が考えられる。例えば、比較的規模の大きな地震の発生頻度が概ね100年に1回程度であると考えたとき、造成後にせいぜい数十年しか経過していない人工地盤と、3千年前に堆積した自然地盤では、その経験回数は前者で0~1回、後方で30回程度と大きな違いがあることが容易に理解される。

そこで、平成26年度は、年代効果の一つとして考えられる地震履歴の影響に着目し、地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響を動的遠心模型実験により評価するとともに、砂の年代効果を評価するための指標について検討を行った。

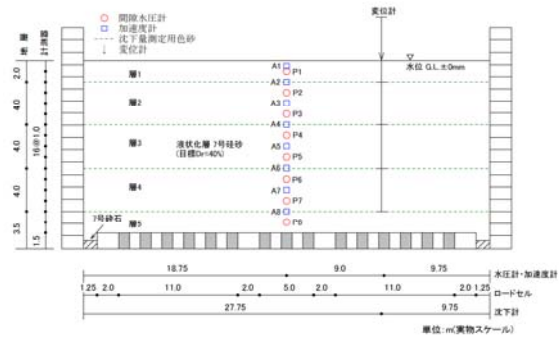
2.2 実験条件

実験は独立行政法人土木研究所所有の大型動的遠心力載荷試験装置により、50Gの遠心力場でを行った。以降に示す数値は、全て実物スケールに換算した値を示す。

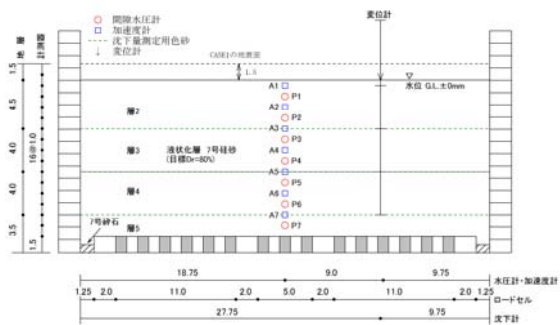
2.2.1 模型地盤および加振条件

模型概要を図-2.1に示す。模型地盤は東北産砂7号(土粒子密度 $\rho_s = 2.624\text{g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.162\text{mm}$ 、細粒分含有率 $FC = 2.9\%$ 、均等係数 $U_c = 1.50$)を用いてせん断土槽内に水平成層状に作製したものであり、間隙は水の50倍の粘性に調整したメトロゾ水溶液で飽和した。この模型地盤に対して、遠心力場の下に静的コーン貫入試験、インパルス加振、地震波加振を実施した。

地震波加振では、道路橋示方書⁴⁾に示される動的解析用地震動波形I-I-3(レベル2地震動タイプI, I種地盤, 新晩翠橋周辺地盤NS成分)を土槽底面から入力した。ただし、土槽下面以深への逸散減衰の影響や振動台の加振能力を勘案し、振幅を80%に調整して入力した。以降では、このように振幅調整した地震動による加振を100%加振と呼んでいるため、例えば「10%加振」と表記する加振では、原波形(道示I-I-3)を80%に振幅調整したものを、さらに10%に振幅調整して入力したものであり、結



(a)CASE1



(a)CASE2・3

図-2.1 模型概要

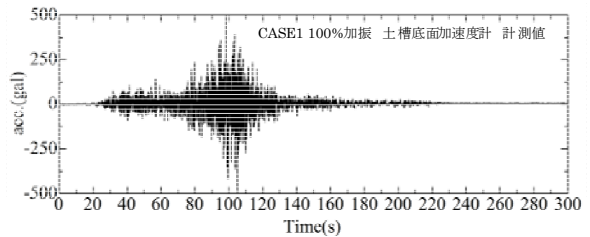


図-2.2 入力地震動

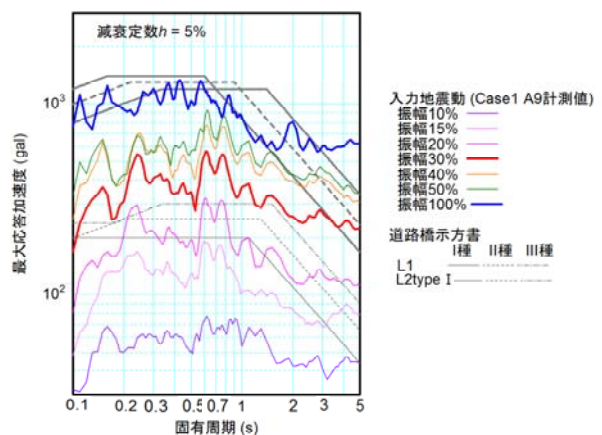


図-2.3 加速度応答スペクトル

果的に振幅は原波形から $80\% \times 10\% = 8\%$ に調整されている。「100%加振」の際に土槽底面で計測された加速度時刻歴を図-2.2に示す。また、振幅の異なる加振を行った

際に、土槽底面で計測された加速度時刻歴から求めた加速度応答スペクトルを図-2.3 に示す。道路橋示方書に示されている標準加速度応答スペクトルと比較すると、30%加振はレベル1地震動よりやや強く、100%加振は概ねレベル2地震動と同等の強さを有していることが分かる。

CASE1～3における実験手順を表-2.1 に示す。CASE1は深さ方向に一樣な相対密度 $Dr=38.3\%$ で層厚 17.5m の模型地盤を作製したものであり、10%加振から開始し、徐々に入力地震動の振幅を増加させることで、多くの地震履歴を与えたものである。15%加振、20%加振、30%加振については、1 回目の加振では液状化が生じたが、その後、液状化が生じなくなるまで同じ振幅の加振を複数回行った。地震履歴を与えるにしたがって地盤が徐々に密実化し、100%加振の開始前では層厚 16.1m、 $Dr=81.0\%$ となった。

CASE2 および3は、地震履歴がないもののCASE1の100%加振時点と同程度の相対密度を有する地盤を模したものであり、模型作製時の相対密度はCASE2で $Dr=82.9\%$ 、CASE3で $Dr=82.6\%$ であった。層厚はいずれのケースもCASE1の100%加振時点にあわせて16.0mとした。CASE2では、CASE1と比較するため、地震履歴を与えていない状態で最初に100%加振を実施し、その後30%加振を行った。

CASE3ではCASE2と実験順序を逆転させ、地震履歴を与えていない状態で最初に30%加振を行い、続けて50%加振、100%加振を行った。いずれのケースについても、加振前やある程度地盤の密度が変化しと考えられる時点でコーン貫入試験を実施した。

なお、実験中の模型地盤の相対密度の深度方向分布を把握するため、図-2.1 に示すように深さ方向に概ね4m間隔で沈下板を設け、各々の沈下量を変位計で計測した。しかし、加振により何度も液状化が発生したためか、地中に設置した沈下板の沈下量が異常に大きな値を示し、比較的精度よく把握することができたのは地表の沈下量のみであった。そこで、地表の沈下量から模型地盤全体の平均的な相対密度を求めた。表-2.1 および以降に示す相対密度は、このようにして得られた各加振直前の値である。

2.2.2 コーン貫入試験

再構成砂の相対密度 Dr が同一であっても供試体作製方法により液状化強度が異なり、両者の関係が微視的な骨格構造の違いによって変化することは、古くから知られているとおりである⁹⁾。しかし、実務においては Dr が指

表-2.1 実験順序及び実験中の相対密度

(a) CASE-1

No.	実験項目	回数 (回)	相対密度 Dr (%)
1	コーン貫入試験	2	50.7
2	インパルス加振	10	50.7
3	10%加振	1	51.7
4	15%加振	5	52.0~52.5
5	20%加振	12	54.2~58.5
6	コーン貫入試験	1	58.5
7	インパルス加振	10	58.5
8	30%加振	14	60.0~68.6
9	コーン貫入試験	2	68.6
10	インパルス加振	10	68.6
11	40%加振	1	68.8
12	50%加振	3	70.8~75.8
13	コーン貫入試験	2	75.9
14	インパルス加振	10	75.9
15	100%加振	1	81.0
16	コーン貫入試験	2	81.1
17	インパルス加振	10	81.1

(b) CASE-2

No.	実験項目	回数 (回)	相対密度 Dr (%)
1	コーン貫入試験	3	84.4
2	インパルス加振	10	84.4
3	100%加振	1	91.0
4	コーン貫入試験	1	91.0
5	インパルス加振	10	91.0
6	30%加振	1	94.1

(c) CASE-3

No.	実験項目	回数 (回)	相対密度 Dr (%)
1	コーン貫入試験	2	82.6
2	インパルス加振	10	82.6
3	30%加振	1	83.7
4	コーン貫入試験	2	83.7
5	インパルス加振	10	83.7
6	50%加振	1	85.1
7	コーン貫入試験	2	85.1
8	インパルス加振	10	85.1
9	100%加振	1	87.4
10	コーン貫入試験	2	87.4
11	インパルス加振	10	87.4

※相対密度は地表面沈下計から層全体の平均相対密度を算出した。

標とされることはなく、標準貫入試験による貫入抵抗である N 値と採取試料の物理特性に基づいて液状化判定を実施するのが一般的である。そこで、本実験では、動的貫入試験の代わりに静的なコーン貫入試験を実施し、地

震履歴による液状化強度の違いが貫入抵抗の違いとして表れるかどうかを検討した。

コーン貫入試験は全て50Gの遠心場において実施した。計測項目は深さと先端抵抗であり、コーン径は実物スケールで50.0cm、貫入速度は電気式静的コーン貫入試験と同様に2.0cm/sとした。貫入位置は、以前の貫入孔周辺の乱れの影響を考慮し、常に4.0m以上の離間を確保するように設定した。本実験で用いたコーンの断面積 A_c はシャフトの断面積 A_s と等しいため、測定された先端抵抗 q_{cl} は補正先端抵抗 q_t と等しい。

2.2.3 インパルス加振

模型地盤のS波速度を把握するため、微小インパルス加振 ($PGA=10gal$ 程度) を実施した。計測ノイズを除去するため、10回の連続加振による計測データを1セットとし、これを重合処理 (スタッキング) することで得た時刻歴波形から走時の読み取りを行った。

2.3. 加速度、間隙水圧の計測データに基づく液状化強度曲線の推定方法

加振実験により模型地盤の加速度および間隙水圧を計測すれば、複数の実験ケース間で生じたこれらの差異から、相対的な液状化強度の大小関係を類推することはできる。しかし、これだけでは液状化強度の差異を定量的に把握することができない。そこで、本研究では、最適化手法を用いることで、加速度と間隙水圧の計測データから液状化強度曲線 (繰返し応力比 R ・繰返し回数 N_c 関係) を逆解析的に推定する方法を考案した。以下、その方法について述べる。

2.3.1 加速度、間隙水圧の計測データに基づく液状化強度曲線の推定方法

まず、繰返し応力比 R と液状化に達するときの繰返し回数 N_d の関係 (液状化強度曲線) が式(2.1)の指数関数により近似されること、一定振幅の繰返し応力を受ける土の過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 N_c/N_d の関係が式(2.2)により近似されることを仮定する⁶⁾。

$$R = a(N_{cl}/20)^{-b} \quad (2.1)$$

$$R_u = N_c/N_{cl} \quad (2.2)$$

ここに、 a は20回の繰返し回数に対する液状化強度比、 b は液状化強度曲線の勾配を表すパラメータであり、 N_c は繰返し回数である。一定振幅の繰返し応力に対する過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数 N_c の関係を線形として扱う式(2.2)はラフな仮定であり、実際には液状化強度や

繰返し応力振幅等によって多様な関係を示すと考えられる。この仮定の影響については後述する。また、以降の式展開から分かるように、本手法により直接得られるパラメータ a は有効上載圧 σ'_{v0} により正規化された液状化強度比であるため、等方応力条件下での室内試験により得られる繰返し三軸強度比 R_L と対比するためには、次式により拘束圧の違いを補正する必要がある。

$$R_L = \frac{a}{(1+2K_0)/3} \quad (2.3)$$

ここに、 K_0 は静止土圧係数であり、本実験では全ケースについて0.5とした。

2.3.2 不規則なせん断履歴と過剰間隙水圧比 R_u の関係

鉛直方向に伝播するSH波を考えると、地震中のいずれの瞬間においても、ある深さにおける地中せん断応力と、以浅の地盤の単位平面積当たりの慣性力が常につき合う。本実験のように加速度計を鉛直方向に多数配置して土槽底面から一方向の水平動を与えた場合、各瞬間における地中加速度分布は加速度計による計測値の線形補間によって一定の精度で近似することができるため、これに土の密度を乗じて深さ方向に積分することで、任意の深度における地中せん断応力の時刻歴 $\tau(t)$ を算出することができる⁷⁾。また、これを初期有効上載圧 σ'_{v0} により除すことで、地中せん断応力比の時刻歴 $L(t)$ が得られる。

式(2.1)を N_d について解き、 R の代わりにせん断応力比の半パルス列 $L_j(j=1, 2, \dots, m)$ を用いて表した次式の $N_{cl,j}$ は、

$$N_{cl,j} = 20(L_j/a)^{-1/b} \quad (2.4)$$

振幅 L_j のせん断応力比を繰返し与えたときに、液状化に達するまでに必要な繰返し回数 N_d を表す。ここで、半パルス列 L_j は、せん断応力比の時刻歴 $L(t)$ からゼロクロスピーク点を抽出し、その絶対値を離散的に連ねることによって得られる。このため、式(2.2)、(2.4)より、半サイクル($\Delta N_c=0.5$)のせん断応力比に対する過剰間隙水圧比の増分 $\Delta R_{u,j}$ を次式のように表すことができる。

$$\Delta R_{u,j} = \frac{0.5}{N_{cl,j}} = \frac{1}{40} (L_j/a)^{1/b} \quad (2.5)$$

ここで、沿え字の j は、 L_j が得られた j 番目のゼロクロスピーク区間を意味する。これを半パルスの発生時刻順に総和すれば、次式により、 m 番目のゼロクロス区間における過剰間隙水圧比 $R_{u,m}$ が求まる。

$$R_{u,m} = \sum_{j=1}^m \frac{1}{40} (L_j/a)^{1/b} \quad (2.6)$$

2.3.3 最適化問題への帰着

過剰間隙水圧比 R_u は、実験により計測値が得られており、また、せん断履歴 L_j と仮定したパラメータ a, b を用いて式(2.6) から計算することもできる。そこで、解析対象とする全てのゼロクロス区間 ($m=1, 2, \dots, n$) における $R_{u,m}$ の計測値と計算値の誤差の総和 S を次のように定義する。

$$S = \sum_{m=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^m \frac{(L_j/a)^{-1/b}}{40} - R_{u,m} \right\} \quad (2.7)$$

上式の S を目的関数とし、これを最小化するように求められたパラメータ a, b は、3.1節で設けた仮定の下で、せん断履歴と過剰間隙水圧比の計測値に最も適合した液状化強度曲線を与える。このような最適化問題に帰着させることで、計測データから液状化強度曲線を逆解析的に求めることができる。例えば、同様の加速度応答を示しつつも R_u の上昇度合いが異なる2種類の計測データが得られた場合、本手法を適用すれば、その差異は液状化強度曲線の違いとして反映されることになる。同定すべきパラメータは2つだけであるため、解法には比較的単純な方法として最急降下法⁹⁾を選定することとした。

2.3.4 本手法の適用範囲

式(2.6) は、非排水繰返しせん断に対して R_u が単調に増加していく挙動を定式化したものである。また、式(2.6) の特性上、 R_u が1.0に達した後、せん断履歴を受け続けられ R_u が1.0を超えて増加し続ける。このため、本実験のように水平地盤を対象とした場合、次の挙動に対しては本手法を適用することが難しいと考えられる。

- 加振により $R_u \simeq 1.0$ に達した後の挙動
- 加振後に R_u が低下 (水圧消散) していく挙動
- 繰返しせん断に対し、正のダイレイタンスを發揮することで瞬間的に R_u が低下する挙動
- 繰返しせん断中における着目土要素の著しい吸水・排水による水圧変動

上記a), b) から、解析対象とする時間帯は、加振により水圧が順調に上昇し、かつ、 $R_u \leq 1.0$ となる時間帯に限定する必要がある。上記c) については、式(2.7) を適用する際に、加振開始から m 番目の半パルス区間における R_u 計測値の最大値を選定することである程度回避することができる。しかし、機械的に抽出した最大値は計測値の微細な変動の影響により大きめの値となることがあるため、移動平均により R_u の計測波形をあらかじめ平滑化し、その区間最大値を用いることとした。上記d) については、吸水・排水による水圧変動が軽微であれば、その影響も

含めた液状化強度曲線が求まると考えられる。しかし、対象とする土の透水係数が高い場合や地震動の継続時間が長い場合等で、間隙水の移動 (吸水・排水) の影響が無視できない場合は、せん断履歴とは無関係に大きな水圧変動が生じることとなるため、適切な液状化強度曲線が得られない可能性が考えられる。

2.4 実験結果

2.4.1 静的コーンによる先端抵抗と相対密度の関係の定式化

相対密度 Dr や繰返し三軸強度比 R_L と対比するため、補正先端抵抗 q_t を有効上載圧 σ'_v により正規化し、正規化した補正先端抵抗 q_{t0} と相対密度 Dr の関係の定式化を試みる。なお、図-2.4に示すように、同一ケースで同一の実験条件の下で実施した複数本のコーンによる先端抵抗 q_t のばらつきは小さく、深さ方向の q_t のわずかな増減傾向も含めてよく一致している。したがって、模型地盤は平面方向に比較的均質であり、かつ、貫入抵抗が精度よく測定されているものと考えられる。

本実験のように再構成砂を対象とした静的コーン貫入試験による補正先端抵抗 q_t (kN/m²) と相対密度 Dr (%) の関係としては、数種類の砂に対する室内土槽実験から得られた Lancellotta の式がある⁹⁾。

$$Dr = -98 + 66 \log \frac{(q_t/9.8)}{\sqrt{\sigma'_{v0}/9.8}} \quad (2.8)$$

ここに、 σ'_v は有効上載圧 (kN/m²) である。これを参考に、本実験によるコーン貫入試験結果を次式により回帰する。

$$q_{t0} = \frac{q_t}{(\sigma'_v)^a} \quad (2.9)$$

$$Dr = -b + c \log q_{t0} \quad (2.10)$$

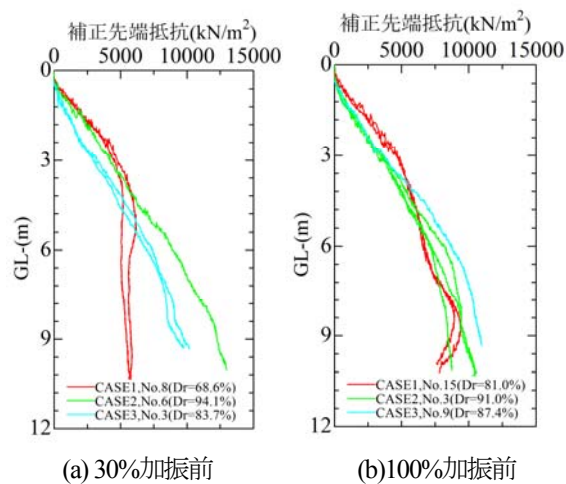


図-2.4 コーン貫入試験結果

ここに、 q_0 は有効上載圧で正規化した先端抵抗、 a , b , c は回帰パラメータである。

地震履歴によって静的コーンによる砂の貫入抵抗 q_t と相対密度 Dr の関係が変化する可能性も考えられるため、ここでは、各ケースにおける加振を行う前に実施したコーン貫入試験結果を検討対象とした。また、この検討にあたっては、別途実施された乾燥砂地盤の動的遠心模型実験⁷⁾で実施したコーン貫入試験結果も対象に加えた。

まず、先端抵抗 q_t と有効上載圧 σ'_v の関係を図-2.5に示す。 σ'_v が小さい領域を除けば $\log(q_t) \cdot \log(\sigma'_v)$ 関係に概ね直線性が認められ、その勾配は個々の試験結果で概ね類似していることが分かる。また、個々の試験における貫入抵抗の大小関係は Dr の大小関係とよく対応している。そこで、1本1本のコーン貫入試験結果を式(2.9)により回帰したところ、パラメータ $a=0.921$ が平均値として得られた。

次に、相対密度 Dr と正規化先端抵抗 q_{t0} の関係を図-2.6に示す。これらは間隙水圧計設置深度の正規化先端抵抗をプロットしたものである。なお、CASE4は上層と下層の密度が大きく異なるため、両者を分けてそれぞれプロットした。CASE1, 2, 3では相対密度に対して小さな貫入抵抗となる点がある。これらの点は全て地表付近の値であり、コーン貫入時の乱れに起因すると考えられる。このため、浅部のデータは棄却して式(2.10)で回帰したところ、 $b=185$, $c=121$ が得られた。

以上の深部のみでの回帰結果はLancellottaの式と異なるものとなったが、これはコーン径の違いが一因として考えられる。したがって、本実験で回帰したパラメータ a , b , c の適用範囲は、せいぜい砂を対象に本実験で使用

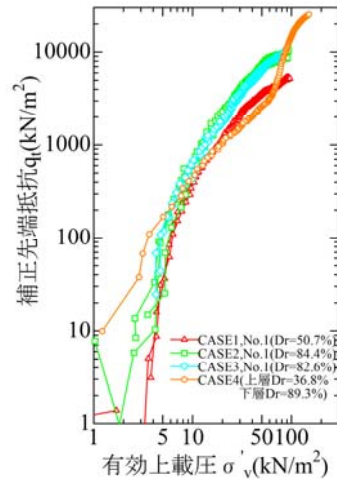


図-2.5 先端抵抗 q_t と有効上載圧 σ'_v の関係

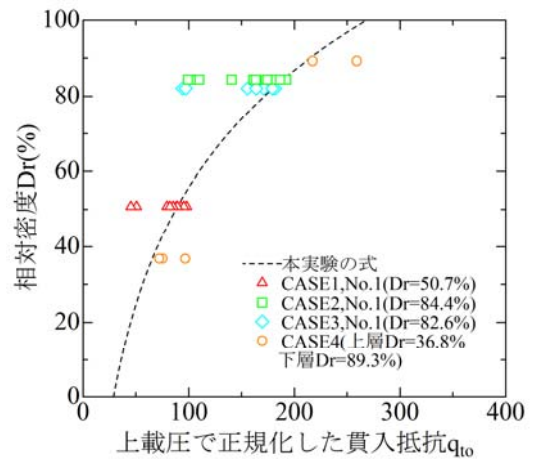
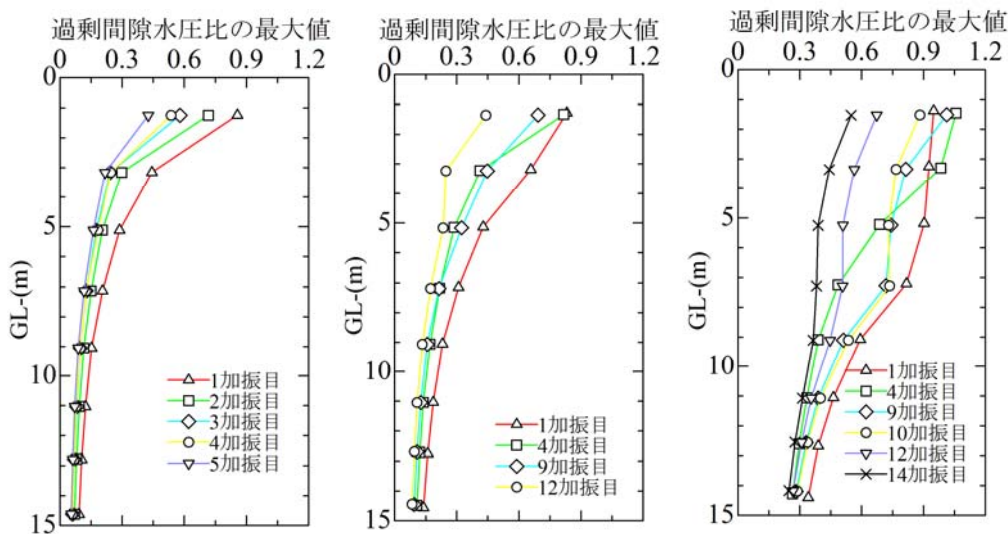


図-2.6 相対密度 Dr と正規化先端抵抗 q_{t0} の関係



(a) No.4:15%加振

(b) No.5:20%加振

(c) No.8:30%加振

図-2.7 地震履歴による過剰間隙水圧比の最大値分布の変化(CASE1)

したコーン貫入試験装置を使用する場合に限られると考えられるが、少なくとも本実験における最適な $Dr \cdot q_{00}$ 関係を与える。

2.4.2 CASE1における過剰間隙水圧比の変化

CASE1では、表-2.1に示すように15%加振を5回、20%加振を12回、30%加振を14回と多数の加振を行った。同一振幅の加振を繰り返して行う過程における加振回数と過剰間隙水圧比の最大値分布の変化を図-2.7に示す。いずれの振幅レベルにおいても、加振回数の少ないうちは浅部～深部にわたって過剰間隙水圧が上昇するものの、加振回数を重ねると過剰間隙水圧の上昇範囲が徐々に地盤の上部に限定的となり、最終的には過剰間隙水圧が上昇しにくくなっている様子が分かる。このように、地震履歴を繰り返して受けることによる液状化強度の変化が明瞭に認められ、その傾向は砂層上部ほど顕著であった。

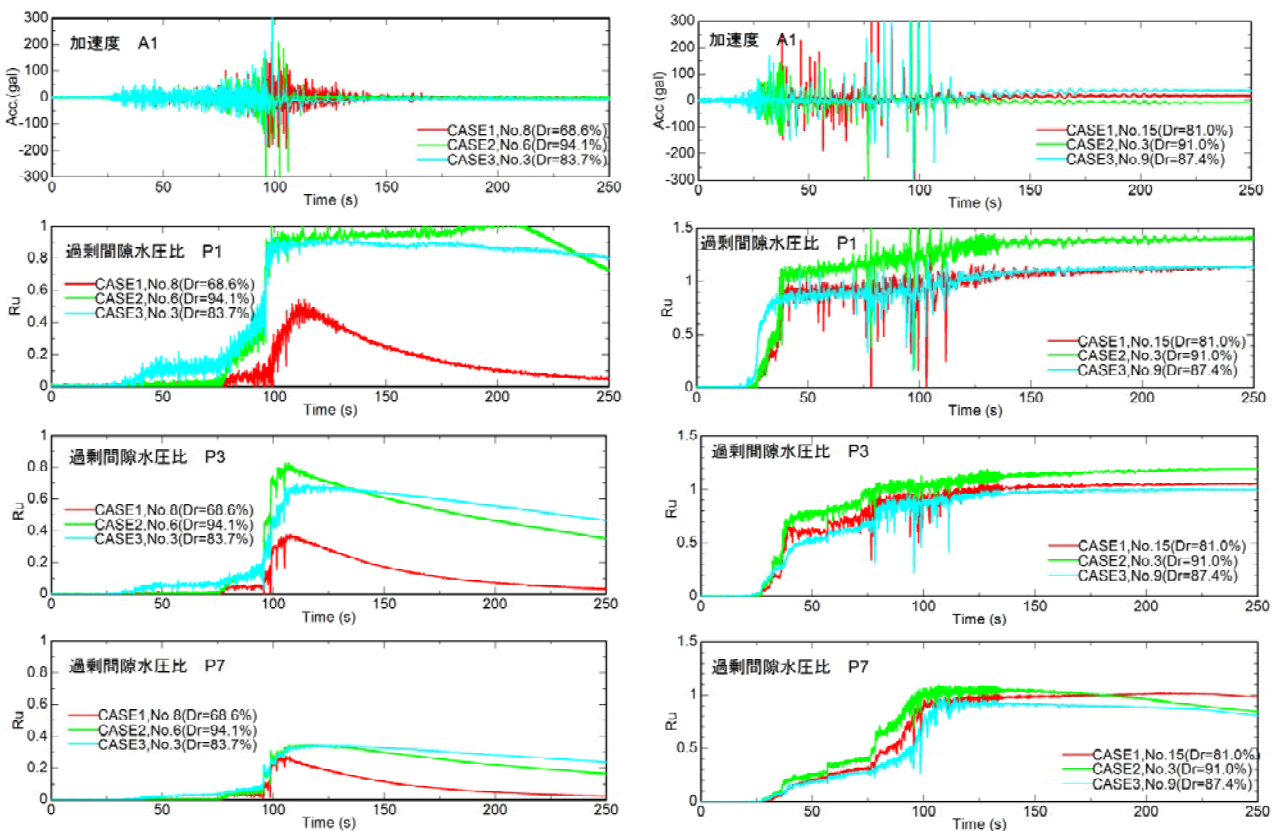
2.4.3 加速度と過剰間隙水圧比

各ケースにおける30%加振、100%加振の際の加速度、過剰間隙水圧比の時刻歴を図-2.8に示す。加速度計については地表に最も近いA1の計測値、過剰間隙水圧比についてはP1、P3、P7の3深度の時刻歴を示している。なお、一

部データに過剰間隙水圧比が1.0を大きく上回る箇所が見受けられるが、これは、著しい液状化により間隙水圧計が沈下したことによるものと考えられる。

30%加振時におけるCASE1～3の相対密度はそれぞれ $Dr=68.6\%$ 、 94.1% 、 83.7% であり、CASE1が最もゆるい。しかし、P1の過剰間隙水圧比を見るとCASE2、3では液状化が生じているのに対し、CASE1では液状化が発生していないことが分かる。P3、P7の位置ではいずれのケースも液状化に達していないが、CASE1における水圧上昇が最も鈍いことが分かる。CASE2、3では、液状化が発生した98s程度以降の時間帯で、地表加速度にスパイク状のピークの発生と著しい減衰が認められる。

100%加振については、いずれのケースにおいても、全深度にわたって液状化が発生した。過剰間隙水圧比がほぼ1.0となった時刻は、P1の位置では40s程度、P3、P7の位置では70～100s程度であり、深さ方向に液状化発生時刻が異なっている。しかし、実験ケース間でのこれらの挙動に際立った違いは見られなかった。なお、100%加振時におけるCASE1～3の相対密度はそれぞれ81.0%、91.0%、87.4%であった。



(a) 30%加振 (b) 100%加振

図-2.8 地震履歴による過剰間隙水圧比の最大値分布の変化(CASE1)

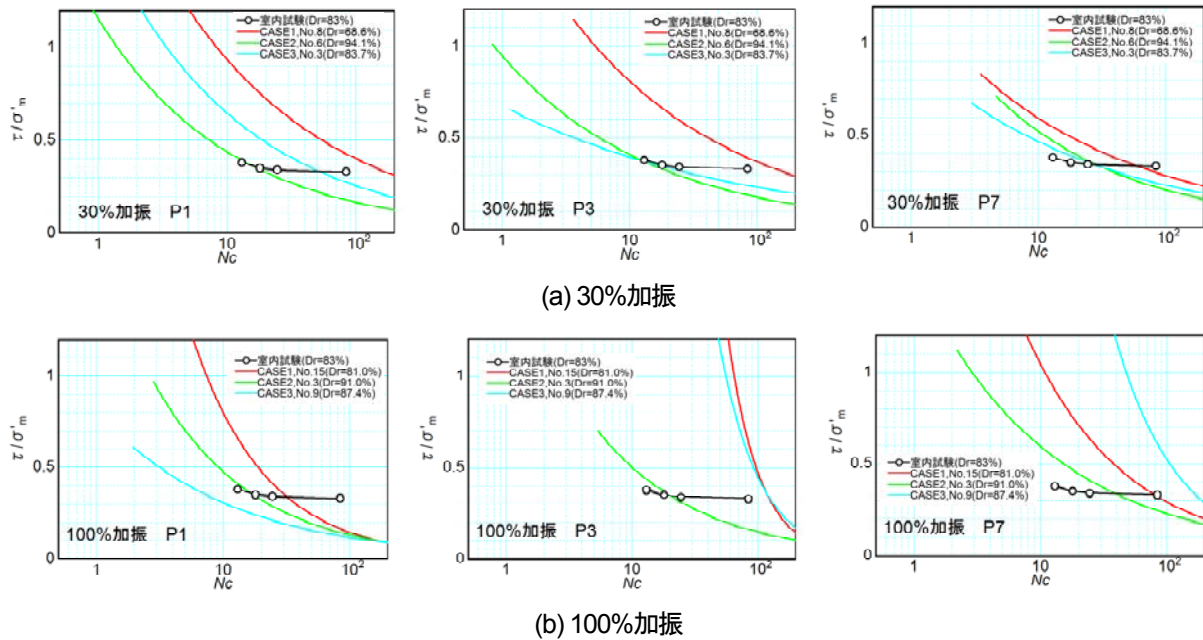


図-2.9 液状化強度曲線算出結果

2.4.4 液状化強度曲線の推定

2.3節に示した方法を用いて、各ケースの30%加振および100%加振について、加速度、間隙水圧の計測データから液状化強度曲線を推定した結果の例を図-2.9に示す。なお、ここに示す液状化強度曲線は間隙水圧計の設置深度にて算出したものであり、式(2.3)により、繰返し応力振幅を平均有効応力 σ'_m (室内試験の場合は圧密応力 σ'_c)で正規化して表示している。また、30%加振の繰返し三軸強度比 R_L の深さ方向分布図を図-2.10に示す。

まず、東北砂7号による $Dr = 83\%$ (有効拘束圧 $\sigma'_c = 70.0\text{kN/m}^2$)の再構成試料に対する非排水繰返し三軸試験結果との比較を行う。相対密度とせん断履歴がこの室内試験の条件に近いCASE3の30%加振に着目すると、室内試験結果と加振実験データからの推定結果はP1で若干大きな値が得られているが、P3、P7は概ね対応している。また、図-2.9より、CASE3の液状化強度比 R_L は、室内試験結果と加振実験データからの推定結果が概ね一致していることが分かる。ここから、2.3節で考案した方法により、一定の精度で液状化強度比を推定することができる。

なお、液状化強度曲線の推定手法を誘導する過程で、一定振幅の繰返し応力比を与えたときの過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数 N_c の関係を単純化して線形として扱ったが、仮に次式のような調整パラメータ d を導入すると、

$$R_u = (N_c / N_{c1})^d \tag{2.11}$$

せん断履歴 L_j と過剰間隙水圧比 $R_{u,m}$ の関係を表す式(2.6)

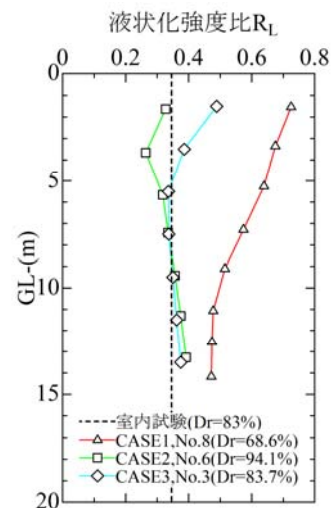


図-2.10 R_L の深さ方向分布 (30%加振)

は次のように書き直される。

$$R_{u,m} = \left\{ \sum_{j=1}^m \frac{1}{40} (L_j / a)^{1/b} \right\}^d \tag{2.12}$$

ここから、液状化強度曲線の勾配 b と水圧上昇カーブ($R_u \cdot N_c$ 関係)の形状を決定づけるパラメータ d は、せん断履歴と過剰間隙水圧比の関係に与える影響がよく似ていることが推察される。同一材料であっても水圧上昇カーブの形状は繰返し応力比の大きさによって異なるため、 b, d の両者を精度よく推定することが困難であると考え、本研究ではごく単純な式(2.2)を採用することとしたが、本手法により繰返し三軸強度比 R_L のみが精度よく推定

され、液状化強度曲線の勾配が一致しないという傾向は偶然ではなく、水圧上昇カーブのモデル誤差がパラメータ b に影響を与えた結果であると考えられる。

30%加振を見ると、液状化強度比は概ねCASE2 \leq CASE3<CASE1である。多くの地震履歴を受けたCASE1では、相対密度が $D_r=68.6\%$ と低いにも関わらず $R_L=0.478\sim 0.725$ と全深度にわたり他のケースよりも大きな液状化強度を示している。一方、CASE3が30%加振の前に地震履歴を全く受けていないのに対し、CASE2は100%加振の履歴を受けているが、P1, P2の位置での液状化強度比は相対密度が最も大きいCASE2において最小となっている。このことから、CASE2のP1, P2位置における液状化強度比は、100%加振の後に低下している結果となっており、大規模地震動を受けることで地中浅部の液状化強度が低下していることが分かる。この原因としては、大規模地震動により著しく液状化した直後の水圧消散(土粒子の沈降)過程で、沈降量が比較的大きい地表付近の砂が再構成され、骨格構造の安定度合いが低下したことが考えられる。これは、地震履歴を重ねることで砂の液状化強度が単純に増加するのみでないことを意味し、一度液状化した地盤が小さな地震動により容易に再液状化することのメカニズムと対応している可能性も考えられる。また、CASE1では、地中浅部ほど液状化強度比が大きくなっていることも特徴的である。図-2.7に示したように、CASE1では浅部ほど過剰間隙水圧が上昇しやすく何度も液状化しているが、地震動の入力回数を重ねるうちに浅部も液状化発生範囲が徐々に限定的となり、最終的には過剰間隙水圧が最大でも0.5程度にとどまるまでに至った。このように、地震履歴によって浅部ほど骨格構造が安定したことが液状化強度比の差として現れたものと考えられる。

次に100%加振を見ると、地震履歴を受けていないCASE2については、いずれの深度についても算出された液状化強度曲線が再構成試料の室内試験結果と概ね一致した。また、P1の位置における液状化強度比は、地震履歴を最も多く受けたCASE1が最大、30%加振、50%加振による2度の地震履歴を受けたCASE3が最小となっており、30%加振による結果と同様の傾向を示している。しかし、P3の位置ではCASE1, 3で R_L が極端に大きな値が算出された。この原因は次のように考えられる。図-2.8に示したように、100%加振では地中浅部(P1)と深部(P3, P7)で液状化の発生時刻が異なっていた。図-2.11にCASE1, 100%加振時の過剰間隙水圧分布の経時変化を示す。30s, 50sに着目すると、概ねG.L.-5m以深において、下方に向かい過剰間隙水圧が小さくなっていること、すなわち、下向きに動水勾配が形成されていることが分か

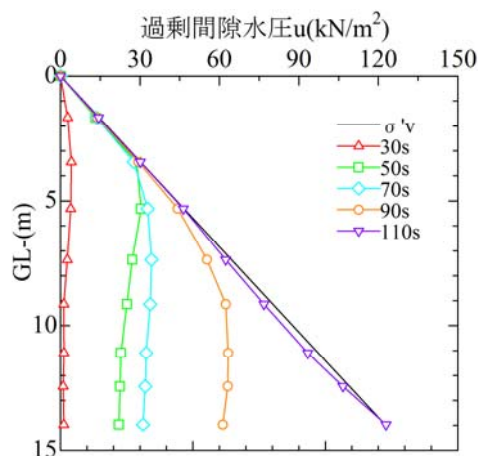


図-2.11 過剰間隙水圧分布の経時変化 (CASE1, No.15, 100%加振)

る。また、70s以降では下向きの動水勾配が緩やかになっていることが分かる。このため、70s程度までの間に地中浅部で発生した過剰間隙水圧が下方に伝播した可能性が考えられる。極端に大きな液状化強度比が算出されたことの一因としては、算出の基となる R_L の計測値に水圧伝播の影響が含まれていたことが考えられる。

2.5 地震履歴と相対密度、コーン貫入抵抗、S波速度、液状化強度比の関係

本実験により得られた正規化先端抵抗 q_0 、相対密度 D_r 、液状化強度比 R_L の関係を図-2.12にまとめた。以下、個々の関係について考察を行う。

2.5.1 相対密度 D_r と正規化先端抵抗 q_0 の関係

図-2.12左下には、地震履歴を受けたもの、受けないものを含めて、本実験により得られた正規化先端抵抗 q_0 と相対密度 D_r の関係を示している。これを見ると、地震履歴によらず、 D_r と q_0 は式(2.10)と概ね整合している。逆に言えば、静的コーン貫入試験で測定される先端抵抗は D_r の違いをよく反映するものの、地震履歴の違いをあまり反映しないことが分かる。

2.5.2 液状化強度比 R_L と相対密度 D_r の関係

図-2.12左上には、各ケースにおける相対密度 D_r と2.4.4項に示した液状化強度比 R_L の関係に加え、東北硅砂7号に関する室内試験(非排水繰返し三軸試験)の結果と、東ら¹⁰⁾による次式の豊浦砂の $R_L \cdot D_r$ 関係式を併記している。東北硅砂7号と豊浦砂はいずれも粒度のそろった砂であり、粒径も比較的近いため、室内試験による $R_L \cdot D_r$ 関係はよく一致している。

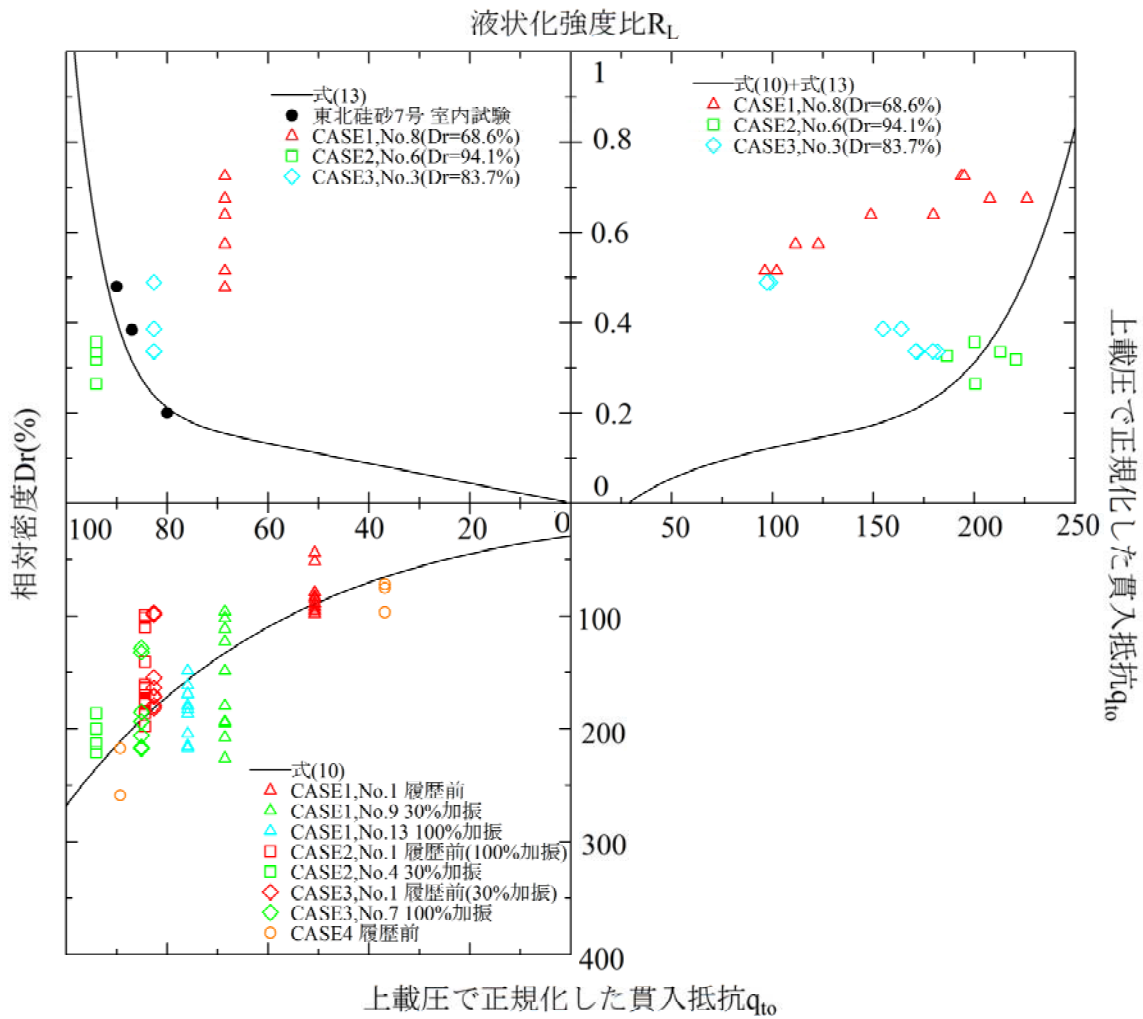


図-2.12 液状化強度比 R_L ・相対密度 Dr ・正規化先端抵抗 q_{t0} の関係

$$R_L = 0.22 \left(\frac{D_r}{100} \right) + 1.5 \left(\frac{D_r}{100} \right)^{15} \quad (2.13)$$

前述のように、本実験より得られた Dr は地表面沈下計から求めた模型地盤全体の平均値であり、深さ方向の Dr の違いを把握することができていないが、CASE1~3における R_L と Dr は明らかに負の相関関係となっている。

多くの地震履歴を与えた後に30%加振を行ったCASE1は、他のケースに比べて Dr が小さいものの、 R_L が大きくなっている。これは、明らかに地震履歴の影響によるものである。一方、地震履歴のない条件で30%加振を行ったCASE3、あるいは1回の100%加振を実施した後に30%加振を行ったCASE2における R_L は、再構成試料の室内試験結果と比較的近い値を示している。ただし、大規模地震動の履歴を1度受けているCASE2の方が大きな Dr に反して小さな R_L を示している。

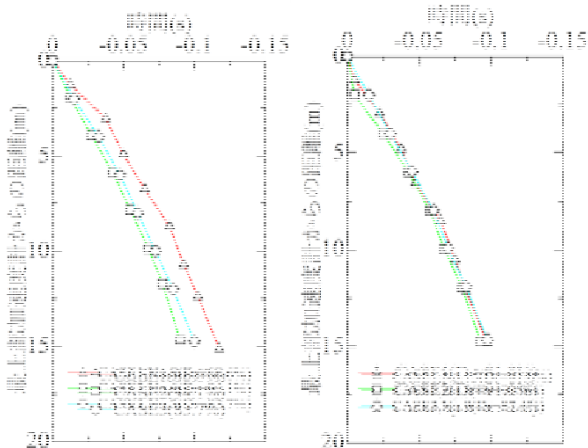
このように、砂の R_L と Dr の間に一意的な関係は存在せ

ず、両者の関係は地震履歴によって変化する。特に、CASE1とCASE2における $R_L \cdot Dr$ 関係は対照的であり、地震履歴もその内容によって砂の液状化強度が増加する場合と低下する場合があることが分かる。

2.5.3 液状化強度比 R_L と正規化先端抵抗 q_{t0} の関係

図-2.12右上には、本実験で得られた R_L と q_{t0} の関係に加え、式(2.10) および(2.13) を統合することで求めた $R_L \cdot q_{t0}$ 関係を示している。

$R_L \cdot q_{t0}$ 関係はばらつきを有するものの、実験ケース間で比較すると、ここでも負の相関関係が認められる。つまり、静的コーン貫入試験では、相対密度と地震履歴の両者の影響を含めた砂の液状化強度の違いを捉えることができていないことが分かる。なお、若松ら¹¹⁾は、コーン貫入抵抗に比べ、標準貫入試験による N 値は土粒子の微小な構造変化に基づく(液状化)強度を十分反映していない可能性を指摘している。このことを考えると、標準



(a) 30%加振 (b) 30%加振
図-2.13 インパルス加振による走時曲線

貫入試験の N 値によって相対密度と地震履歴の両者の影響を含めた砂の液状化強度の違いを捉えることは、さらに難しいのかもしれない。

2.5.4 液状化強度比 R_L 、相対密度 D_r と S 波速度 V_s の関係

インパルス加振の結果から読み取った走時曲線を図-2.13に示す。ここで、横軸の値を負としたのは、土槽下面から上方に伝播する波動から走時を読み取り、最上部加速度計にS波が到達した時間を基準として作図したためである。深さ方向の V_s 分布の算出結果は非常に大きくばらついた。これは、模型スケールで約4cm間隔で配置した加速度計間の波動伝播時間を読み取ることの難しさによるものと考えられる。そこで、全層平均の V_s を求めたところ、30%加振についてはCASE1~3でそれぞれ128.8m/s, 163.2m/s, 143.9m/sであり、100%加振についてはCASE1~3でそれぞれ152.4m/s, 163.8m/s, 150.3m/sであった。この V_s の大小関係は、 D_r やコーン貫入抵抗の大小関係とは定性的によく対応しているが、 R_L の大小関係とは対応していない。

一方、既往の研究¹²⁾からは、沖積層に比べて洪積層の V_s が大きな値を示すことが知られており、東京湾沿岸で行った調査でも、埋立層に比べて沖積層の V_s が大きい傾向が認められている²⁾。

実地盤と本実験によるこの傾向の違いを説明するためには、堆積・造成年代が V_s に及ぼす影響としては時間経過の影響が支配的であり、応力履歴の影響は小さいと考える必要がある。なお、本実験のCASE1は、造成直後の砂地盤に対して、わずか10時間弱の間に37回もの地震動を与えるような実験であったため、実地盤で通常想定さ

れる時間スケールとは大きく異なっていたことを付記しておく。

2.6. 結論

砂の液状化強度に対する年代効果について、影響要因の一つとして考えられる地震履歴の影響に着目した動的遠心模型実験を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 加振実験による加速度、間隙水圧の計測データを基に、模型地盤の液状化強度曲線を逆解析的に求めた結果、地震履歴を与えていない砂地盤の加振実験から逆算された液状化強度比は、再構成試料の非排水繰返し三軸試験結果と概ね対応することが確認された。
- 2) 30%加振による計測データから逆解析的に求めた液状化強度比 R_L は、CASE2 ($D_r=94.1\%$, 1度の大地震履歴あり) \leq CASE3 ($D_r=83.7\%$, 地震履歴なし) $<$ CASE1 ($D_r=68.9\%$, 地震履歴多数) という結果であった。1度の大地震履歴を受けただけの地盤では液状化強度が低下したり、多くの中小地震履歴を受けた場合は液状化強度が増加するなど、地震履歴もその内容によって砂の液状化強度に与える影響は異なる。
- 3) 各CASEの30%加振結果より、地震履歴による年代効果の発現が明瞭に見られたが、一方で100%加振では、地震履歴を多く受けたCASE1と地震履歴をほとんど受けていないCASE2, 3とで差が見られなかった。つまり、地震動強さによって地震履歴の影響の現れ方が異なる傾向が認められた。
- 4) 静的コーン貫入試験による先端抵抗 q_t の大きさは、相対密度 D_r の大小関係とよく一致する一方で、液状化強度比 R_L の大小関係とは一致しなかった。したがって、地震履歴による砂の骨格構造の安定化~液状化強度の増加傾向を貫入抵抗のみでは把握することは困難であると考えられる。
- 5) 微小インパルス加振による V_s の大きさも、相対密度 D_r の大小関係とよく一致する一方で、液状化強度比 R_L の大小関係とは一致しなかった。実地盤では堆積・造成年代が古い地層ほど大きな V_s を示すことが知られているが、本実験の結果を踏まえると、堆積・造成年代による V_s の増加に対しては時間経過が支配的な影響を及ぼし、応力履歴の影響は小さい可能性が考えられる。

3. 地震動特性と地盤の非線形応答特性を考慮した地中せん断応力の評価方法

3.1. はじめに

F_L に基づく簡易液状化判定法では、地盤の液状化強度と地震時に発生する地中せん断応力の比較により、液状化の発生有無を判定する。兵庫県南部地震以降、地盤の液状化強度の評価方法については多くの知見が蓄積され、技術基準類への反映がなされてきたが、地震時の地中せん断応力の評価方法¹³⁾¹⁴⁾については、大きな見直しがなされていない。平成26年度は、これらのうち地中せん断応力の評価方法に着目して検討を行ったものである。

現行の液状化判定法では、地震時の地中せん断応力 τ を次式により求める。

$$\tau = r_d k_{hg} \sigma_v \quad (3.1)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (3.2)$$

ここに、 r_d は深さ方向の低減係数、 k_{hg} は地表の水平震度、 σ_v は深さ z における全上載圧である。実際には、式(3.1)の両辺を有効上載圧 σ_v' で正規化した式が用いられるが、本報では正規化せずに表記することとする。 r_d は、地盤が剛体であると仮定したときの地中せん断応力 τ_0 の最大値に対する実際のせん断応力 τ の最大値の比であると説明されている¹³⁾。地盤が剛体であるとするこの仮定は、地中加速度の深さ方向分布が常に地表加速度と等しく一定であるという仮定に相当するため、具体的に言えば、 r_d は地中加速度分布の非一様性によるせん断応力の低減特性を表すものである。

式(3.2)は、いくつかの地震応答解析の結果から、基盤入力地震動の卓越周期と r_d の間に一定の相関が認められたものの、定式化には至らず、最終的に深さ z のみの関数として提案されたものである¹⁴⁾。当時の地震応答解析における入力地震動は、今日的に考慮されるようになった大規模地震動に比べると小さいため、表層地盤に現れた非線形性はさほど顕著でなかったものと考えられる。このため、いわゆるレベル2地震動を含めた場合の式(3.2)の適用性は十分に明らかにされていない。

r_d に与える地震動特性や地盤条件の影響を反映すべく、従来手法を改善するための試みもなされてきた¹⁵⁾¹⁶⁾が、これらの研究では、多様な条件下での r_d を地震応答解析により求め、経験式を導くという手法がとられてきた。しかし、非線形性の強い数値モデルで大規模地震動を入力する方法を基本としたこの種のアプローチでは、数値モデルが常に信頼性の高い解を与えているとは限らず、また、得られた統計量や構築された経験則も数値モデル自体の特性を反映したものになってしまう可能性がある。地震

応答解析の実施を必要としない簡易液状化判定法に対しては、個々のサイトの増幅特性の忠実な再現までは期待できずとも、地震時の実地盤に発生する地中せん断応力の大局的傾向を反映させることが望まれる。

そこで平成26年度では、これまでに数多く蓄積されてきた強震記録を基にした経験則を構築することを念頭に、地表加速度の時刻歴波形から、地盤の非線形応答特性を考慮したせん断応力の深さ方向の低減係数 r_d を評価する方法を新たに提案する。なお、ここで提案する手法は、風間¹⁷⁾が2層地盤を対象に導いた理論的手法と類似しているが、本手法では高振動数域での解の発散の問題に対応しつつ、地盤物性のひずみ依存性を考慮している点が大きく異なる。

3.2. 理論的考察

3.2.1 せん断応力の低減特性に関する調和振動解

ここでは重複反射理論に基づき、せん断応力の低減特性に関する調和振動解を誘導する。

鉛直伝播するSH波を考え、地表を零、鉛直下方を正とする座標 z を定義し、右向き水平変位 u を正とする。このとき、せん断ひずみ γ 、せん断応力 τ の正方向は図-3.1のようになる。座標系をこのように定義すると、地中加速度分布が一樣であるとした場合の地中せん断応力 τ_0 は、慣性力が右向きに作用($k_{hg} > 0$)するときに負となるため、符号に注意しつつ正確に書くと、次式のようにになる。

$$\tau_0 = -k_{hg} \sigma_v = \ddot{u}_s (\sigma_v / g) \quad (3.3)$$

ここに、 \ddot{u}_s は地表加速度、 g は重力加速度であり、ドット(\cdot)は時間微分を表す。

次に、調和振動状態を考える。重複反射理論による表現方法を用いると、式(3.3)は次のように書き換えられる。

$$\tau_0 = -2E_1 \omega^2 (\sigma_v / g) e^{i\omega t} \quad (3.4)$$

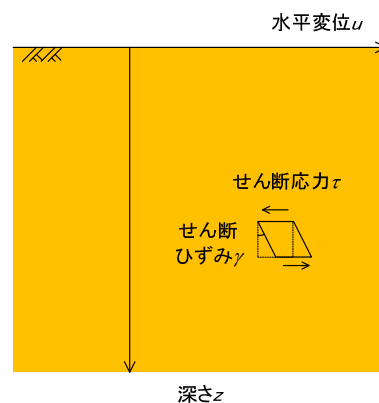


図-3.1 深さ z 、水平変位 u 、せん断ひずみ γ およびせん断応力 τ の正方向

ここに、 E_1 は地表における上昇波の変位振幅、 ω は円振動数、 t は時間、 i は虚数単位である。

一方、地表から第 j 層目におけるせん断応力 τ_j についても重複反射理論による表現方法を用いると、次式のようになる。

$$\tau_j = i\omega\rho_j V_{Sj}^* \left[E_j e^{i\omega z_j / V_{Sj}^*} - F_j e^{-i\omega z_j / V_{Sj}^*} \right] e^{i\omega t} \quad (3.5)$$

$$V_{Sj}^* = V_{Sj} / \sqrt{1 - i \cdot 2h_j} \quad (3.6)$$

ここに、 z_j , ρ_j , V_{Sj}^* , E_j , F_j は、第 j 層のそれぞれ上面からの深さ、密度、複素S波速度、上昇波の変位振幅、下降波の変位振幅である。複素S波速度 V_{Sj}^* は、第 j 層のS波速度 V_{Sj} に減衰定数 h_j の影響を加味したものであり、等価線形化法で用いられる複素せん断剛性 G_j^* を变形したものである。

液状化判定で用いる深さ方向の低減係数 r_d は τ の最大値と τ_0 の最大値の比であるが、これに対応するものとして、調和振動状態における τ と τ_0 の比を F_r とすると、 F_r は次式のようになる。

$$F_r = \tau / \tau_0 = -\frac{i\rho_j g V_{Sj}^*}{2E_1 \omega \sigma_v} \left[E_j e^{i\omega z_j / V_{Sj}^*} - F_j e^{-i\omega z_j / V_{Sj}^*} \right] \quad (3.7)$$

これがせん断応力の低減特性に関する調和振動解である。 F_r を用いれば、地表加速度 \ddot{u}_s から次式により地中せん断応力 τ を求めることができる。

$$\tau = F_r \tau_0 = F_r \ddot{u}_s \cdot (\sigma_v / g) \quad (3.8)$$

さらに簡単のため、地表～着目深さ z までの間の地盤物性値を一様と見なして式(3.7)を展開すると、次の単純化された調和振動解が得られる。

$$F_r = \frac{\sin \alpha z / V_s^*}{\alpha z / V_s^*} \quad (3.9)$$

また、地震時の地盤の応答特性に対しては、地盤物性 (V_s , h) のひずみ依存性が影響を及ぼすことを考慮する必要がある。減衰特性は複素S波速度に織り込まれているが、剛性低下特性については、微小ひずみ域でのS波速度 V_s に、ひずみ依存性による低下率 c_v ($= (G/G_0)^{0.5}$) を乗ずることによって、次のように表すこととする。

$$F_r = \frac{\sin \alpha z / c_v V_s^*}{\alpha z / c_v V_s^*} \quad (3.10)$$

調和振動状態に対して誘導されたせん断応力の低減特性 F_r は、着目深さおよび地層構成・地盤物性を既知量として与えれば、円振動数 ω のみの関数となることが分かる。このため、実際の地表加速度 \ddot{u}_s の時刻歴が不規則で様々な周波数成分を含んだものであっても、 \ddot{u}_s を個々の周波数成分に分解(フーリエ変換)し、式(3.8)により周波数成分ごとにせん断応力を求め、これらを周波数で積分(逆フーリエ変換)することで、せん断応力 τ の時刻歴を得るこ

とができる。この流れから明らかなように、 F_r は、地表加速度から地中せん断応力を推定するための逆増幅関数に相当する簡易なフィルタである。

これを用いて求めた地中せん断応力には、地震動特性と地盤の非線形応答特性が反映されることになる。また、このようにして求めた地中せん断応力 τ の最大値を、地表最大加速度 PGA から求めた τ_0 の最大値で除すことで、簡易液状化判定に用いる低減係数 r_d を求めることができる。

3.2.2 F_r の周波数特性と物理的意味

式(10)による F_r の周波数特性を図-3.2に示す。ここに、 $|F_r|$, ϕ_{F_r} はそれぞれ F_r の振幅、位相である。同図の横軸は正規化した周波数 $\alpha z / c_v V_s$ としている。前述のとおり、 F_r は着目深さ z までの地盤の逆増幅関数に相当するものであるため、 $\alpha z / c_v V_s = \pi$ 付近で $|F_r|$ が極小となる点は、地表から深さ z までの間の地盤の1次ピークに相当する。仮に $c_v V_s$ が深さ方向に100m/sで一般的な地盤を考えたとき、1次ピークに相当する周波数は深さ1mの位置で50Hz、深さ20mの位置では2.5Hzとなる。このように、着目深さをS波速度で除した $z/c_v V_s$ (=地表から z までの波動伝播時間)の大きさに応じて、図-3.2の形状を有する曲線を横軸方向に拡大あるいは縮尺させたものが F_r の周波数特性となる。これによって、 ω , z が大きいほど、あるいは c_v , V_s が小さいほど、地中せん断応力が低減しやすいという大局的な傾向が表現される。

F_r の振幅特性に着目すると、① $\alpha z / c_v V_s \leq 2$ 程度の範囲では、 h によらず $|F_r|$ が1.0から0.4程度まで急激に減少すること、② $\alpha z / c_v V_s \geq 2$ 程度の範囲では $|F_r|$ に対する h の影響が強まり、 h が大きいほど $|F_r|$ が大きくなること、③ $\alpha z / c_v V_s$ が大きくなると $|F_r|$ が1.0を超えて急増し、その傾向は h が大きい場合ほど顕著となることが分かる。①は、1次ピーク

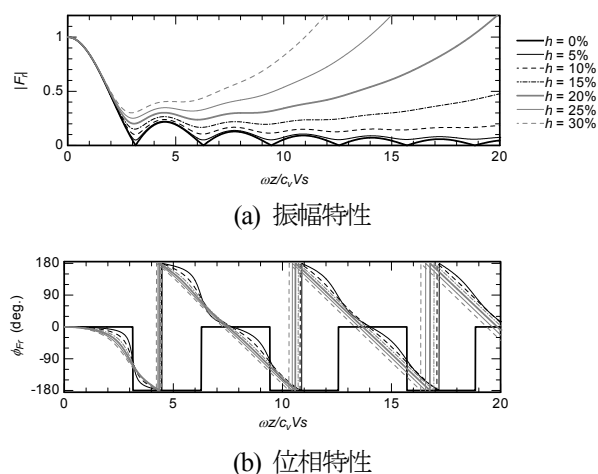


図-3.2 式(3.10)による F_r の周波数特性

周波数の2/3程度以下の低振動数域では地盤の増幅特性に減衰が影響を及ぼしにくいことと対応している。逆に②は、それ以上の周波数帯では減衰特性の影響が強まり、減衰が大きいほど地盤の応答が増幅されにくいことと対応している。③は、地表の地震動を地中に引き戻す逆増幅解析において高振動数域が発散するという不具合と本質的に共通するものであり、ここで考える地中せん断応力の計算においても同様の問題に直面することが容易に想像される。

位相特性に着目すると、④ $h=0\%$ の場合は不連続な階段状となること、⑤ $h>0\%$ の場合は $\omega z/c_v Vs$ が大きくなると ω に対する ϕ_r の接線勾配 $d\phi_r/d\omega$ (= 群遅延時間 t_{gr})が一定の値に収束していくことが分かる。⑤は、波動が地中から上昇する際にタイムラグを伴うことと対応している。なお、図-3.2に示した ϕ_r のデータから数値的に群遅延時間 t_{gr} を求めてみると、高振動数側で概ね $t_{gr} = z/c_v Vs$ に収束する傾向が確認された。④は、 $h=0$ とした場合は地中～地表間における波動のタイムラグが表現されないことを表している。

このように、式(3.10)を用いて地表加速度から地中せん断応力を評価するとき、1次ピーク周波数の周辺やそれ以降の周波数帯における低減度合いの表現、あるいは波形の位相特性の表現の観点からは、減衰定数 h の考慮が必要となるものの、これを考慮することで高振動数域の振幅特性を発散させるという不具合をもたらすことが分かる。

3.2.3 高振動数域の振幅特性の修正

周波数領域における地盤の地震応答解析手法として有名なSHAKEが、上記と同一の問題を有していることはよく知られている。このため、応答計算結果をフィードバックさせる収束計算の中で、周波数帯により異なる地盤物性を与えることにより、この問題の改善を図る解析手法も提案されている(例えば8)19)。しかし、ここでは、地表で得られた多数の強震記録から地中せん断応力を概略的に評価することを想定し、高振動数域における振幅特性の発散の問題をより簡便な形で回避することを考える。

既往の鉛直アレー記録やその地震応答解析による知見から、周波数領域における地震応答解析手法では、減衰定数 h を全周波数帯にわたって一定として扱うことにより、高振動数域で表層地盤の増幅関数が過小評価されることが知られている。したがって、実際には表層地盤の逆増幅関数が図-3.2のように急増することはなく、より平坦なものとなる。これを単純化し、ある周波数を境界として高振動数側の $|F_r|$ を一定値として扱うこととする。また、その境界としては、位相 ϕ_r が初めて -180° に達する

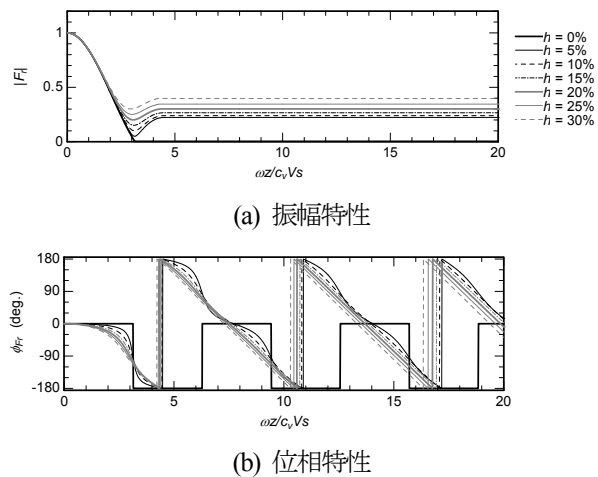


図-3.3 式(11)による F_r の周波数特性(提案手法)

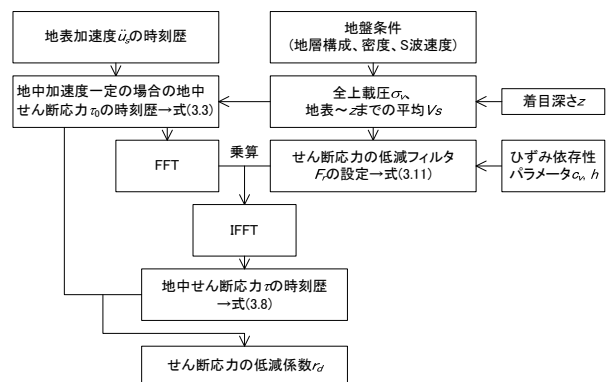


図-3.4 提案手法による地中せん断応力 τ および低減係数 r_d の評価フロー

とき(地表加速度に対する地中せん断応力の位相がちょうど 180° に反転するとき)の円振動数 ω_{rev} を選定する。この周波数は表層地盤の1次ピークと2次ピークの概ね中間に相当するため、式(3.10)のように地表～深さ z までの地盤物性を一様とみなすという単純化を行っても、表層地盤の逆増幅特性を大局的に捉えることは可能であると考えられる。一方、 F_r の位相特性については、波動のタイムラグを表現することができるように、式(3.10)を活かすこととした。

以上をまとめると、本研究で提案する F_r は式(3.11)のとおりである。図-3.3に示すように、提案する F_r の周波数特性はローパスフィルタの形を成しており、地表から着目深さ z までの波動伝播時間 $z/c_v Vs$ と平均的な減衰定数 h がその遮断特性と群遅延特性を決定することとなる。

$$F_r(\omega) = \begin{cases} F_{r,0}(\omega) & (\omega \leq \omega_{rev}) \\ |F_{r,0}(\omega_{rev})| \cdot \exp[-i \cdot \phi_{Fr,0}(\omega)] & (\omega_{rev} < \omega) \end{cases} \quad (3.11a)$$

$$F_{r,0}(\omega) = \frac{\sin \omega z / c_v Vs^*}{\omega z / c_v Vs^*} \quad (3.11b)$$

3.2.4 提案手法のフローとパラメータ設定方法

前項で提案した F_r の周波数特性を用いて、地表加速度の時刻歴から地中せん断応力 τ の時刻歴およびせん断応力の低減係数 r_d を評価するためのフローを図3.4に示す。

提案手法を実地盤の地震記録に適用するにあたっては、表層地盤の非線形応答特性に関する情報である平均 V_s 、S波速度低下率 c_v 、減衰定数 h の設定が特に重要となる。以下、これらの設定方法について説明する。

式(3.9)の誘導にあたっては、地表～着目深さ z までの V_s が一定であるとして単純化した。この平均 V_s は、表層地盤全体で一定値であるとして扱う方法も考えられるが、むしろ、着目深さ z ごとに異なる値として扱うことで、地層構成の影響をある程度反映させることができる。つまり、 V_s が深さ方向に非一様な実地盤に対しては、地表から微小なS波を発生したときの深さ方向の走時曲線（ダウンホール方式のPS検層で得られる走時曲線と同義）における着目深さ z での走時 t_r の割線勾配を平均 $V_s (= z/t_r)$ として扱うこととする。見方を変えると、これは、各深さ z における走時 t_r を式(3.11)の z/V_s の代わりにそのまま使用することと等価である。

S波速度低下率 c_v については、実地盤に生じる材料非線形性の発現度合いを適切に反映した値とする必要がある。例えば、時松ら²⁰⁾²¹⁾²²⁾²³⁾²⁴⁾²⁵⁾は強震記録のランニングスペクトルから卓越周期の経時変化を求め、実地盤に生じた材料非線形性 (G/G_0) を直接的に評価している。これとは解析手法が異なるが、大町・田原²⁶⁾はフーリエ位相スペクトルを利用することで、鉛直アレー記録における2点の地震計間の波形形状のタイムラグを求め、高い分解能で位相速度の経時変化を求めている。これらの解析により得られた G/G_0 や c_v は、表層地盤が発揮した材料非線形性の実測値に相当するものであり、非線形性の強い数値モデルから得られる計算値に比べて高い信頼性を有している。このようなデータを数多く蓄積し、経験則を導くことができれば、強震記録が得られていない地点に対しても妥当な c_v を設定することができるが、これについては今後の課題とする。当面は、当該地点の強震記録から c_v を評価した上で本提案手法を適用することとする。

減衰定数 h について、吉田・若松²⁷⁾は、原位置で採取された482試料の土の繰返し変形特性試験データを次式により近似し、 $G/G_0 \cdot h$ 関係の線形性を確認するとともに、 h_{max} の統計量を求めている。

$$h = h_{max}(1 - G/G_0) = h_{max}(1 - c_v^2) \quad (3.12)$$

このような知見を参考にすれば、減衰定数 h を c_v の関数として与えることができると考えられる。当然のこと

ながら、室内土質試験データが得られている場合は、それを上式で近似した上で使用することができる。

3.3 動的遠心模型実験と提案手法による水平地盤のせん断応力低減特性の比較・検証

前節で提案した地中せん断応力の評価方法を、水平地盤を対象に実施された動的遠心模型実験に適用し、実験結果と比較することで検証を行う。

3.3.1 実験概要

SH場では、地震中のいずれの瞬間においても、ある深さにおける地中せん断応力と、以浅の地盤の単位面積当たりの慣性力が常につり合う。したがって、地中に数多くの加速度計が鉛直アレー状に配置されている場合、地震中の各瞬間での加速度分布を計測値の線形補間によっても精度よく再現することができる。このとき、地表から j 番目の加速度計設置深度 z_j におけるせん断応力 τ_j は、加速度計測値から次式により直接的に算出することができる。

$$\tau_j = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^j \rho_k (\ddot{u}_{k-1} + \ddot{u}_k) (z_k - z_{k-1}) \quad (3.13)$$

ここに、 \ddot{u}_k は深さ z_k における加速度計測値、 ρ_k は深さ $z_{k-1} \sim z_k$ の間の地盤の密度である。通常、実地盤の鉛直アレー観測では、式(3.13)を適用できるほどの間隔で地震計が配置されることはないので、ここでは模型実験を対象に地中せん断応力 τ を求め、その低減特性について考察を行うこととする。

検討対象としたのは、乾燥砂地盤を対象とした実験1、飽和砂地盤を対象とした実験2²⁸⁾の2ケースの動的遠心模型実験である。いずれもせん断土槽内に水平な模型地盤のみを作製したものであり、50Gの遠心力場の下で行われたものである。各実験の模型概要を図3.5に示す。実験1の模型地盤は、層厚5.72mで $D_r=56\%$ の上部砂層と、層厚10.02mで $D_r=90\%$ の下部砂層から構成されている。また、実験2の模型地盤は層厚14.49mで $D_r=82\%$ の砂層から構成されている。センサー配置は同様であり、加速度計は深さ方向に2m程度の間隔で配置されている。

入力地震動波形を図3.6に示す。両実験における入力地震動は、道路橋示方書 (H24) に示されている動的解析用地震動波形のうちI-I-3 (レベル2タイプ1, I種地盤, 新晩翠橋周辺地盤NS成分) を基に、実験1では80%、実験2では64%に振幅調整したものであり、これを土槽底面から入力した。

両実験で得られた各深度の加速度波形に基づき、式(3.3)により τ_0 を、式(3.13)により τ を求めた。なお、実験2

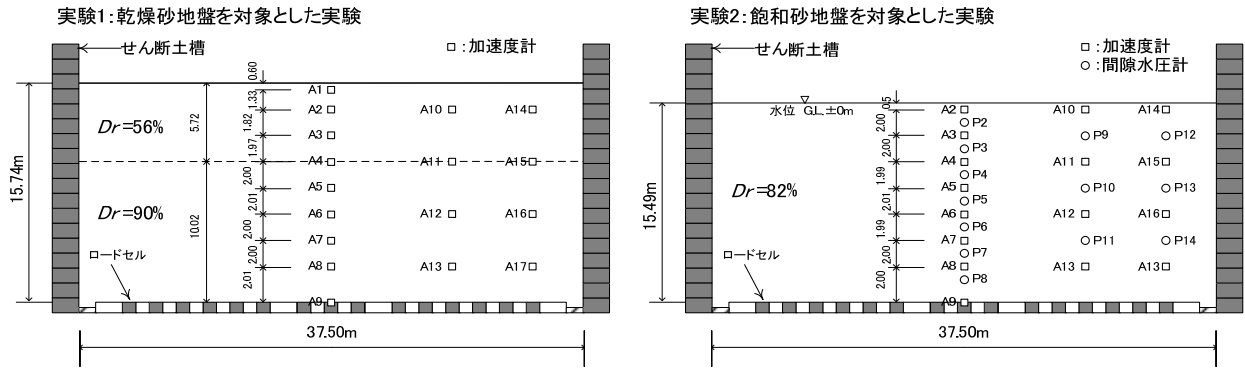


図-3.5 模型概要

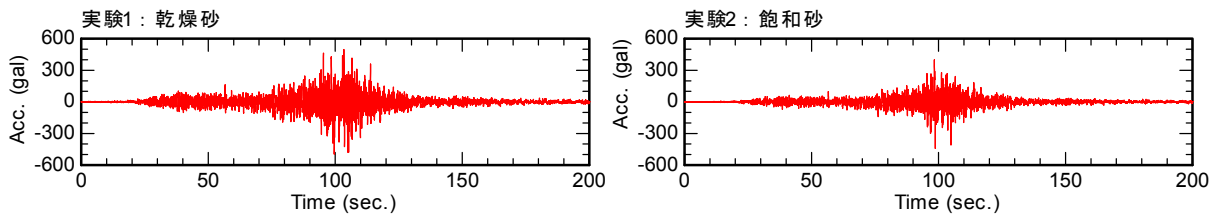


図-3.6 入力地震動波形

では加振開始から100s程度で液状化が発生し、以降の時間帯ではそれに伴う著しい長周期化やスパイク状のピークが発生したが、道路橋示方書による液状化判定は液状化が発生しない場合の地表加速度を基に行うものであるため、実験2に関する最大応答値は100sまでの時間帯での最大値とした。100s以降を除けば、両実験の全深度について、 τ が最大値を示した時間帯は95~99sであった。

また、地盤の材料非線形性の影響とこれによる本手法の適用性を調べるため、材料非線形性の影響がさほど強くない時間帯として、50sまでの時間帯にも着目し、 τ 、 τ_0 およびこれらの最大値の比 r_d を求めた。両実験ともに、50sまでの範囲で τ が最大値を示した時刻は40~42sであった。

3.3.2 提案手法を適用する際のパラメータ設定方法

提案手法を適用する際の平均 V_s 、 c_v および h の設定方法は3.2.4項に述べたとおりである。本実験に適用するにあたっての具体的なパラメータ設定方法を以下に示す。

- 1) 本加振とは別に、土槽底面から微小なインパルスを与える加振を行っており、その結果から走時曲線を作成し、各深度の平均 V_s を設定した。
- 2) 地震波加振による計測データから、大町・田原²⁶⁾の方法を用いて模型地盤全体の平均的なS波速度低下率 c_v を求めた。具体的には、まず、地表(加速度計A1あるいはA2)と土槽底面(加速度計A9)で得られた2つの加速度波形を、PGAが記録された時刻を含めた有効区間2.00sの台形ウィンドウ(前後テーパは

各0.28s)で切り出し、各々のフーリエスペクトルの差分を直線近似することで2波形間のタイムラグ τ を求めた。地表~土槽底面の加速度計間の距離 dz を τ で除すことで、ひずみ依存性の影響を含めたS波速度 $c_v V_s$ を求めた。これを、上記1)の走時曲線から求めた地盤全体の平均 V_s で除すことにより、 c_v を求めた。なお、算出された c_v は、95~99s間では実験1で0.66、実験2で0.39であり、40~42s間では実験1で0.77、実験2で0.68であった。

- 3) 過去に実施した豊浦砂の繰返し変形特性試験結果を参考に $h_{max} = 35\%$ とし、式(3.12)により c_v に応じた減衰定数 h を求めた。

なお、実験では深さ方向に加速度計が多数配置されているため、発揮されたひずみ依存性の深さ方向の違いを詳細に評価することもできるが、今後、地表で得られた強震記録から地中せん断応力を概略的に評価することを想定したとき、前述のように c_v 、 h を表層地盤全体の平均的な値として設定することを念頭に想定し、あえて模型地盤全体としての平均的な値を求めて計算に使用している。

3.3.3 τ/τ_0 の周波数特性

まず、2ケースの実験による代表的な深度での τ/τ_0 の周波数特性について、図-3.7に実験値と計算値を比較する。 τ/τ_0 の実験値としては、全250sにわたる τ 、 τ_0 の時刻歴から求めたフーリエスペクトル比(全時間帯)と、95~99sおよび40~42sのそれぞれの時間帯において、 τ のピーク

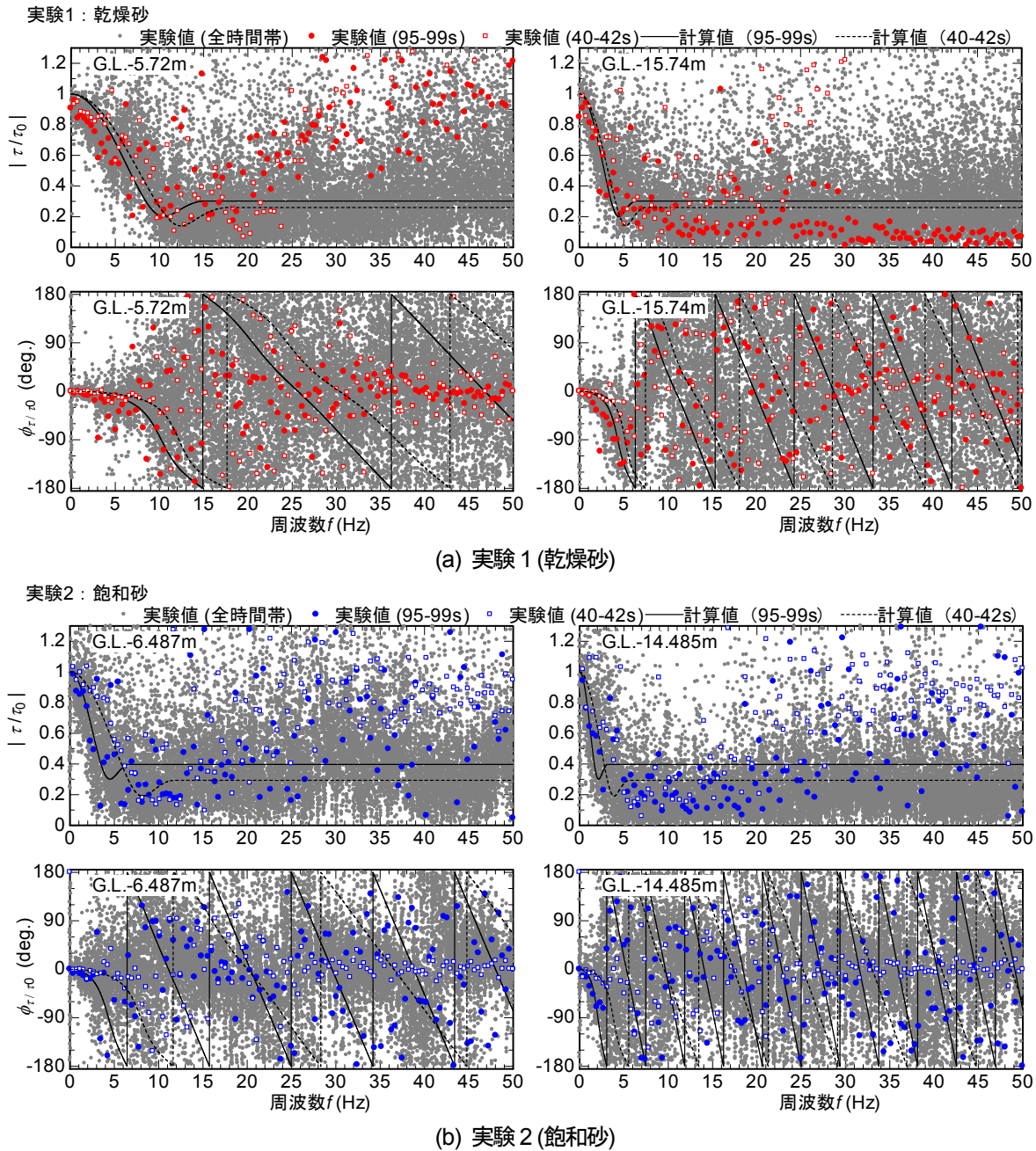


図-3.7 実験と提案手法による $d\tau$ の周波数特性

時間を含む台形ウィンドウで切り出した τ , τ_0 の時刻歴から求めたフーリエスペクトル比の3種類を示している。

まず、振幅特性 $d\tau/d\tau_0$ の実験値を見ると、0~5Hzないしは10Hz程度の範囲に単調な減少が見られ、図-3.2における $\alpha/c_vVs = 0 \sim 3$ 程度の範囲の曲線形状とよく対応している。これより高い周波数帯に着目すると、全時間帯でのスペクトル比で見れば40Hz程度までの範囲で $d\tau/d\tau_0$ が概ねフラットになっている。95~99sの時間帯における $d\tau/d\tau_0$ は著しくばらついているが、全時刻の $d\tau/d\tau_0$ に比べて大きくなる傾向が認められ、材料非線形性の発現による減衰定数 h の増加が影響したものと思われる。40~42sにおける $d\tau/d\tau_0$ を見ても同様の結果である。 $d\tau/d\tau_0$ の実験値と計算値を比較する

と、 $|d\tau/d\tau_0|$ が単調に減少する範囲、つまり、1次ピーク周波数程度までの範囲については振幅特性を概ね再現できている。しかし、それ以上の周波数帯における $|d\tau/d\tau_0|$ の再現性は、高いとは言い難い。

次に、位相特性 ϕ_{τ, τ_0} に着目すると、実験値からは0~2Hzないしは4Hz程度の範囲では減少していく傾向が認められ、計算値はこれをおある程度再現することができている。ただし、実験1のG.L.-15.74mについては、5~10Hzの範囲で ϕ_{τ, τ_0} の実験値が増加していく傾向が認められ、実験1における上部砂層と下部砂層の速度コントラストに起因した反射波の影響を受けている可能性が考えられる。また、それ以降の周波数帯では ϕ_{τ, τ_0} の実験値が著しくばらつき、

95～99sおよび40～42sにおける ϕ_{τ_0} の実験値からも、何らかの傾向を見出すことは難しい。当然のことながら、これらは提案手法により再現できていない。

3.3.4 τ の時刻歴および r_d の深さ方向分布

続けて、2ケースの実験の代表的な深度での τ の時刻歴と r_d の深さ方向分布について、95～99sの時刻における実験値と計算値を図-3.8に比較する。

両ケースのいずれの深度についても、 τ の時刻歴は実験値と計算値が高い精度で一致していることが分かる。その結果として、 r_d の深さ方向分布についても実験値と計算値がほぼ一致している。 τ_0 の周波数特性はせいぜい1次ピーク付近までしか再現できなかったが、逆に、1次ピーク付近までの地盤の逆増幅特性をある程度の精度で評価することができれば、提案手法により τ の時刻歴およびその最大値が高い精度で再現されることが分かる。

ここで、G.L.-5m以深の τ の時刻歴を見ると、いずれのケースも波形のピーク形状はなだらかである。一方、 τ_0 の時刻歴を見ると両ケースでピーク形状が著しく異なる。すなわち、大ひずみ域における応力・ひずみループ形状が紡錘型となる乾燥砂の場合は τ_0 のピーク(\ddot{u}_s のピーク)が比較的なだらかであり、ループ形状が逆S字型となる飽和砂の場合は τ_0 のピークが鋭く尖っていることから、このピーク形状の違いは地盤の材料非線形性の違いを反映したものと考えられる。そして、実験1における τ_0 (あるいは \ddot{u}_s)のなだらかなピークは高振動数成分をあまり含まないため、波長が長く地中加速度分布が比較的一様となり、結果として地中せん断応力のピークが深さ方向に低減しにくい。一方、実験2における τ_0 の鋭いピークは、強い高

振動数成分を含むだけに、波長が短く地中加速度分布の非一様性が顕著となるため、地中せん断応力のピークが深さ方向に低減しやすい。両ケースで r_d の深さ方向分布に明瞭な差が生じた理由は、このように説明される。結果として、実験1における r_d 分布は式(3.2)と同等、実験2における r_d 分布は最深部G.L.-15m付近で式(3.2)の半分以下となっている。

次に、材料非線形性の影響がさほど顕著でない40～42sにおける τ の時刻歴と r_d の深さ方向分布の実験値と計算値を図-3.9に比較する。95～99sと同様に、両ケースのいずれの深度についても、 τ の時刻歴、 r_d 分布が実験値と計算値でよく一致していることが分かる。

τ_0 の波形のピーク形状を見ると、実験2に比べて実験1の方がやや鋭いピークを有しているが、実験2の95～99sほどに鋭いピーク形状ではない。このように、40～42sでは両実験ともに τ_0 に含まれる高振動数成分がさほど大きくないため、地中加速度分布の非一様性も顕著でなく、結果として r_d が深さ方向にあまり低減しない結果となっていると解される。ただし、40～42sでは τ_0 のピーク形状がやや鋭い実験1の方が、実験2に比べて r_d がよく低減しており、95～99sの r_d 分布とは逆の傾向を示している。

このように、本報で比較対象とした2ケースの実験は、地盤の材料非線形性～地表加速度の時刻歴のピーク形状～地中せん断応力の低減特性の因果関係が明確であり、かつ好対照であったと言える。特に、液状化判定で着目する飽和砂地盤では、地震動が強く顕著な逆S字型の履歴ループ形状を示す場合ほど、PGAに比して地中せん断応力が小さくなるため、従来手法では地中せん断応力を過大評価する可能性が高いと言える。提案手法では、地表

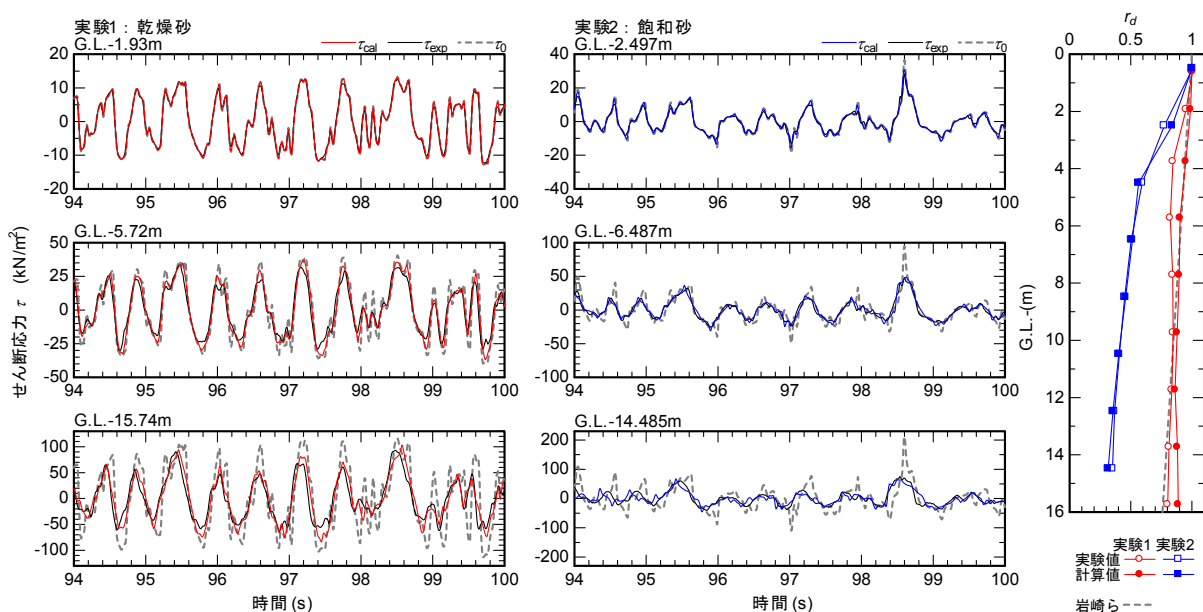


図-3.8 ピーク時刻周辺の τ の時刻歴および r_d の深さ方向分布

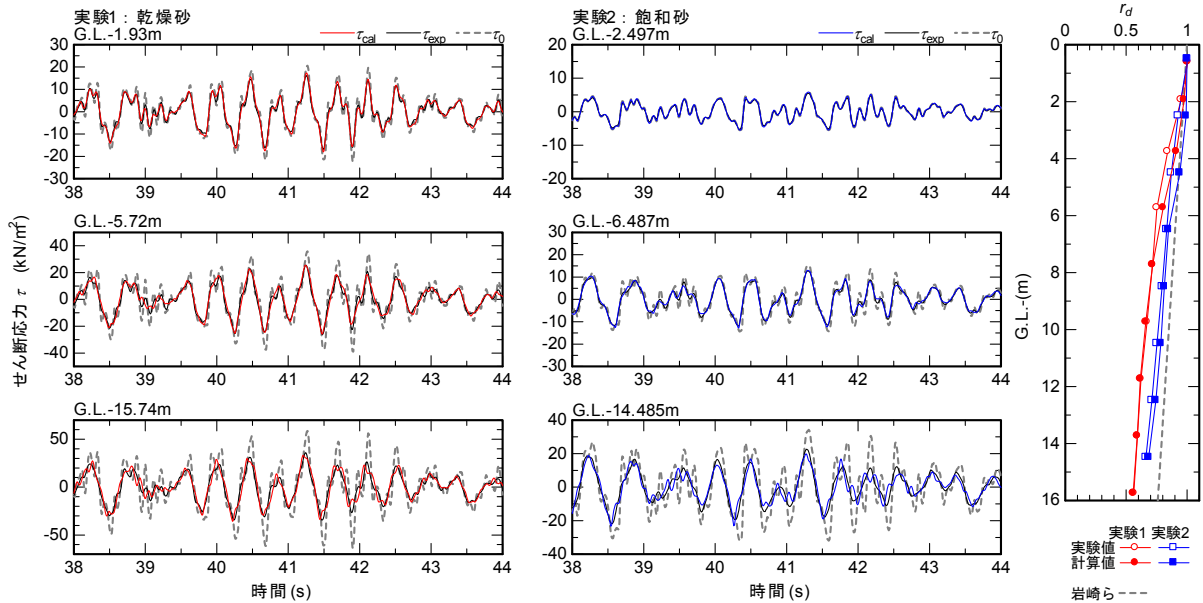


図-3.9 40s 周辺の r の時刻歴および r_d の深さ方向分布

加速度に含まれる周波数成分ごとに地中せん断応力の低減特性の違いを考慮しているため、材料非線形性の影響の強弱によらず、両実験における地中せん断応力を高い精度で再現することができている。

3.4 鉛直アレー記録に対する提案手法の適用

3.4.1 観測地点と観測記録

次に、提案手法を鉛直アレー記録に適用することで、実地盤に対する適用性を確認する。ここで検討対象としたのは、山崎震動観測所で観測された2011年東北地方太平洋沖地震の記録である。強震記録の場合、計測値のみから地中せん断応力を直接的に求めることはできないため、本地点で採取された乱れの少ない試料に対する繰返し変形特性試験結果と比較することとした。

山崎震動観測所は、鳴瀬川水系吉田川の河口から16.1kmの右岸堤防に設置された地震観測所である。堤防断面図と地震計配置を図-3.10に、地中地震計設置孔とそのごく近傍の調査孔 (H25-No.3) の柱状図を図-3.11に示す。また、地震観測所から堤防縦断方向に約50m離れた地点の裏のり尻で採取された乱れの少ない試料に対する繰返し変形特性試験データが得られている。

地震計は、高さ 8.5m 程度と比較的高い堤防の天端、裏のり尻 (小段)、裏のり尻の地中 (小段-22m) の3箇所に設置されている。最下部の風化軟岩 (BR) は $V_s = 448\text{m/s}$ であるのに対して以浅の堆積層が $V_s < 125\text{m/s}$ と著しい速度コントラストを有すること、厚く堆積している軟弱粘性土層 Ac2 は $V_s = 71\text{m/s}$ と極めて軟弱であること、Ac2 の上位で複雑な互層状を呈する Bs~Asc は $V_s =$

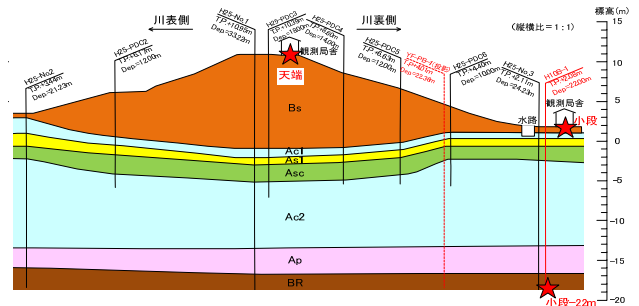


図-3.10 堤防断面図と地震計の配置

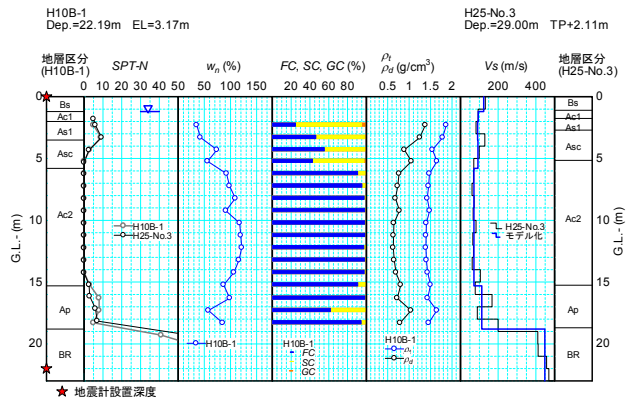


図-3.11 地中地震計設置孔 (H10B-1) およびごく近傍の調査孔 (H25-No.3) の柱状図

91~123m/s であり、逆転した速度構造を有することが特徴的である。

ここでは、裏のり尻 (小段) とその地中 (小段-22m) の記録に着目する。盛土のり尻部で得られた地震記録には盛土の振動特性の影響が含まれている可能性が考えられるため、その影響を受けにくい堤防縦断方向成分 (LG) を抽出した。図-3.12にLG成分の記録を示す。東北地方で

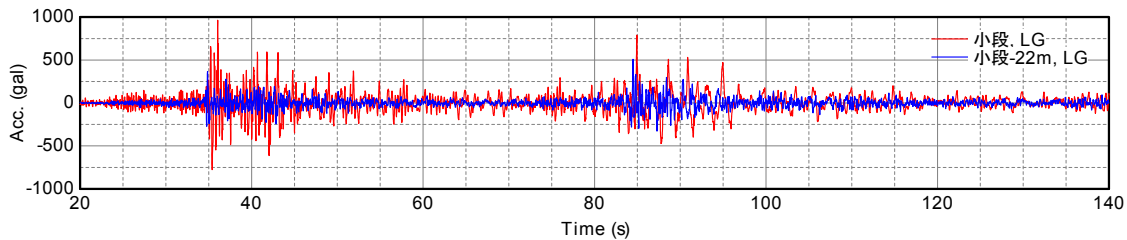


図-3.12 山崎震動観測所における地表加速度記録

観測された東北地方太平洋沖地震の記録には2つの主要動が見られるが、ここでは30～60s付近を第一主要動、80～120s付近を第二主要動と呼ぶこととし、両主要動を検討対象とした。最大加速度に着目すると、第一主要動では地中で365gal、地表で963galであり、第二主要動では地中で509gal、地表で790galである。軟弱地盤では、各地層が発揮することのできるせん断応力に上限値(せん断強度)が存在すると仮定した地震応答解析を行うと、計算結果として得られる地表加速度にもせん断強度に対応した上限が現れることが知られている²⁹⁾。このような傾向とは全く異なり、本地点では表層地盤が極めて軟弱であるにもかかわらず、地表に非常に大きな加速度が発生していることが分かる。また、第一主要動と第二主要動では地表加速度の卓越周期が明らかに異なるが、別途求めた非定常スペクトルからは、それぞれ表層地盤の二次固有周期、一次固有周期に対応していることが確認されている。

3.4.2 地中せん断応力の評価におけるパラメータ設定方法

評価手法を適用する際のパラメータ設定方法は以下のとおりとした。

- 1) 地震計に隣接する位置(図-3.10中のH25-No.3孔)で実施したPS検層の結果から走時曲線を求め、各深度の平均 V_s を算出した。
- 2) 小段および小段-22mの記録を有効区間2.56s、前後テークは各1.28sの台形ウィンドウで切り出し、各時間帯における位相速度を大町・田原²⁶⁾の方法により算出した。この位相速度がひずみ依存性の影響を含めたS波速度 $c_v V_s$ に相当するものと考え、上記1)の平均 V_s で除すことで c_v を求めた。結果として、第一主要動で $c_v=0.66$ 、第二主要動で $c_v=0.44$ であった。
- 3) S波速度低下率 c_v に応じて、式(3.12)により減衰定数 h を求めた。最大減衰定数 h_{max} は、原位置で採取した乱れの少ない試料に対する繰返し変形特性試験結果より19%とした。

3.4.3 原位置のせん断強度 τ_f の算定

本地点は極めて軟弱な粘性土を主体とする地盤であり、

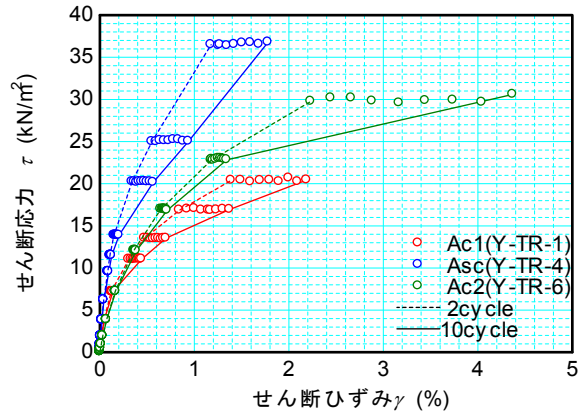


図-3.13 堤防断面図と地震計の配置

かつ、東北地方太平洋沖地震では非常に強い地震動が観測されている。そこで、地震観測所の近傍で採取された乱れの少ない試料の繰返し変形特性試験結果からせん断強度 τ_f を算出し、提案手法と比較することとした。

試料採取地点は地震観測所から約50m離れた地点であり、地層構成は同様であるものの個々の地層の層厚に多少の差異があるため、試験時の供試体の拘束圧は地震観測所における拘束圧と一致していない。そこで、吉田ら³⁰⁾の方法に基づき、拘束圧による $G/G_0 \cdot \gamma$ 関係の補正を行った。せん断強度 τ_f の算出にあたっては、大ひずみ域の試験結果を極力活かすため、得られた n 点の $G \cdot \gamma$ 関係の内、 $n-1$ 番目及び n 番目の2点を通過する双曲線関数(Hardin-Drnevichモデルによる骨格曲線の式)を求め、これにより得られた値を用いた。具体的には、この双曲線関数に係る初期せん断剛性 \tilde{G}_0 および規準ひずみ $\tilde{\gamma}_r$ の算出式は次式のようになり、これら乗じることで τ_f を設定した。

$$\tilde{\gamma}_r = -\frac{G_n \gamma_n - G_{n-1} \gamma_{n-1}}{G_n - G_{n-1}} \quad (3.14)$$

$$\tilde{G}_0 = G_n + G_n \cdot \frac{\gamma_n}{\tilde{\gamma}_r} \quad (3.15)$$

$$\tau_f = \tilde{G}_0 \cdot \tilde{\gamma}_r \quad (3.16)$$

試験時における一定振幅の繰返し応力の作用に対し、

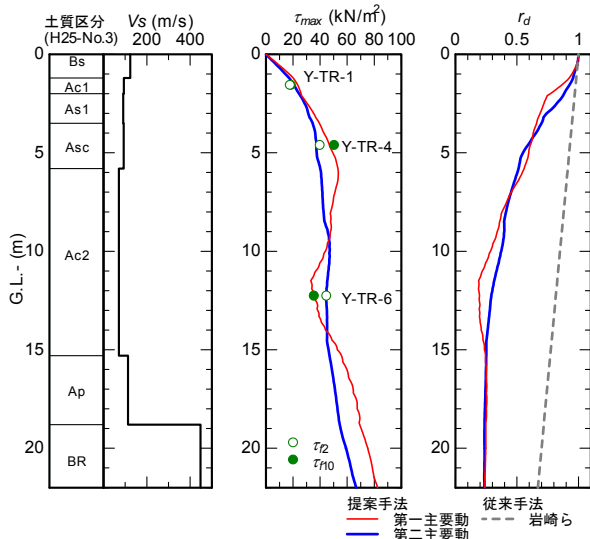


図-3.14 τ_{max} および r_d の深さ方向分布

土の挙動は徐々に非正常性を強めるため、図-3.13にも見られるように、大ひずみ域ほど繰返し回数によるひずみの違いが顕著である。そこで、各載荷段階での2回および10回の繰返し回数における試験結果からせん断強度を求めた。これらをそれぞれ τ_2 および τ_{10} と表記する。

3.4.4 τ_{max} および r_d の深さ方向分布

提案手法による τ_{max} および r_d の深さ方向分布を図-3.14に示す。同図には、時間帯ごとに τ_{max} を算出した結果と、それに対応する r_d の深さ方向分布を示している。

一般に、1次モードが卓越する場合の地中せん断応力の最大値分布は放物線に近い形状を示すが、提案手法による推定結果を見ると、軟弱粘性土層Ac2の下部でややくびれた分布形状を示している。これは、ごく軟弱で大きなせん断応力を発揮することのできないAc2層が、基盤から入射された強震動による応力伝播を制限した結果を示している可能性が考えられる。ただし、前述のように、第二主要動の卓越振動数は表層地盤の二次固有周期に概ね一致している。提案手法は重複反射理論に立脚するものであり、周波数による振動モードの違いを反映することができる手法であることから、第一主要動における τ_{max} 分布に見られるG.L.-12m付近の極小値は単に二次モードによる振動の「節」に対応するものであると解される。したがって、Ac2層により応力伝播が制限されるような挙動を示した可能性があるのは第二主要動である。

次に、同図に示す室内試験による τ を見ると、同一供試体であっても繰返し回数によって異なり、Asc層(Y-TR-4)では10回目、Ac2層(Y-TR-6)では2回目の方が大きな値を示している。これは、砂質土、粘性土を問わず、大ひずみ域における土の応力・ひずみ関係からせん

断応力の上限值 τ_f なるものを設定することが困難であることを示唆するものかもしれないが、少なくとも、各層が極めて強い非線形挙動を示すような応力レベルに概略対応するものと考えられる。このような観点から、提案手法により推定された地中せん断応力分布と比較すると、いずれの深度においても両者が概ね一致している。本サイトでは強震動の入力に対し、表層地盤の各層が強い非線形性を発揮しつつ、軟弱粘性土層が地中せん断応力の伝播を制限したのと考えれば、提案手法は本サイトにおける地中せん断応力分布を概ね再現しているものと考えられる。また、式(3.2)による r_d 分布は、提案手法により推定された r_d 分布に対して最深部G.L.-22m付近で3倍程度の大きさとなっており、明らかに地中せん断応力を過大評価することが分かる。

3.5. 結論

F_L に基づく簡易液状化判定法では、地中加速度分布を一樣と仮定したときのせん断応力 τ_0 を基に、地中加速度分布の非一樣性を考慮した低減係数 r_d を乗ずることで、せん断応力 τ を求める。平成26年度は、この r_d について、既往の強震記録を基にした経験則を構築することを念頭に、地表加速度の時刻歴から地中せん断応力を評価する方法を提案した。また、提案手法を模型実験および強震記録に適用することで、妥当性の検証を行った。平成26年度の検討結果をまとめると次のとおりである。

- 1) τ_0 が深さのみならず、地震動の周波数特性、地盤の非線形応答特性の影響を受ける傾向を簡潔に表現することのできる τ_0 の調和振動解を誘導した。調和振動状態の下で定義する $\tau_0(=F_0)$ は地表～着目深さ z における地盤の逆増幅関数に概ね相当するため、これを τ_0 の時刻歴のフーリエ変換に乘じ、逆フーリエ変換することで τ の時刻歴を得ることができる。
- 2) ただし、調和振動解から単に誘導された F_0 は、高振動数域で τ の振幅特性を分散させるというSHAKEと同様の不具合に直面することが考えられるため、高振動数域の振幅特性を修正した F_r を提案した。
- 3) 水平地盤を対象とした動的遠心模型実験による加速度計測値から、地中せん断応力 τ を直接的に求めるとともに、提案手法により算出した τ と比較することで手法の検証を行った。 τ_0 の周波数特性については、提案手法では地表～ z 以浅の地盤の概ね1次ピーク付近までしか再現することができなかったが、それでも τ の時刻歴および r_d の深さ方向分布は実験値と高い精度で一致した。
- 4) 実験結果からは、地中せん断応力の低減係数 r_d が地表

加速度の時刻歴のピーク形状に強く依存する傾向が認められ、表層地盤の材料非線形性(大ひずみ域での応力ひずみループ形状)～地表加速度の時刻歴のピーク形状～地中せん断応力の低減特性に一貫した関連性が存在することが明らかとなった。特に、液状化判定で着目する飽和砂地盤では、地震動が強い場合ほど顕著な逆S字型の履歴ループ形状を示し、地表加速度波形のピーク形状が鋭く尖ったものとなるが、それだけに波長が短く、地中加速度分布の非一様性が顕著となるため、地中せん断応力は深さ方向に低減しやすい。

- 5) 軟弱粘性土地盤で強震動を捉えた鉛直アレー記録に対して提案手法を適用したところ、推定された地中せん断応力の最大値は、乱れの少ない試料の繰返し変形特性試験結果から評価されるせん断強度 τ と概ね一致する結果が得られた。

4. まとめ

本研究は、我が国における多様な土質、地質構造を有する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し、真に危険性の高い構造物の的確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するものであり、平成26年度は、地震履歴が液状化強度に及ぼす影響を明らかにするとともに、地表加速度の時刻歴波形から地中せん断応力の低減係数 r_d を評価する方法を新たに提案した。

今後は、砂の液状化強度に及ぼす年代効果の影響についてさらなる検討を行うとともに、地震時の地中せん断応力について提案した簡易評価法を多数の強震記録に適用して統計量を求め、液状化判定法への反映について検討する予定である。特に、地震時の地中せん断応力の簡易評価法については、表層地盤の材料非線形性を表現するパラメータであるS波速度低下率 c_v が一つのポイントとなることから、その設定方法についてもあわせて検討を行う必要がある。

また、実地震による液状化・非液状化事例に対して、細粒分を含む砂の液状化強度と地震時の地中せん断応力に関する新たな評価手法を適用することで、新しい液状化判定法の検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局、公益社団法人地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明 報告書，2011.8。
2) 谷本俊輔，川口剛，佐々木哲也：鉛直アレー記録に基づく埋立地盤の液状化発生深度の評価，第14回日

本地震工学シンポジウム論文集，pp.2301-2310，2014.12。

- 3) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：4.1.3 砂の液状化抵抗における年代効果，東日本大震災合同調査報告書 共通編3 地盤災害，2014.4。
4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012.3。
5) 吉見吉昭：砂地盤の液状化(第二版)，技報堂出版，1991。
6) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，1981。
7) 川口剛，谷本俊輔，佐々木哲也：地震動特性と地盤の非線形応答特性を考慮した地中せん断応力の評価方法，第14回日本地震工学シンポジウム論文集，pp/1847-1856，2014.12。
8) 太田裕：地盤工学への最適化法の適用-1. 八戸港湾SMAC設置点の地下構造推定，日本建築学会論文報告集，第229号，pp.35-41，1975.3。
9) 三村衛，吉村貢：講座 室内試験・原位置試験結果の設計への反映 6.原位置試験による液状化評価，地盤工学会誌，Vol.61，No.8，pp.65-72，2013.8。
10) 東拓生，大塚久哲，二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化，土木学会年次学術講演会，第49回III-269，pp.528-529，1994。
11) 若松加寿江，安田進，吉田望，吉原正：埋立地における液状化履歴(その3) エージングが液状化抵抗に及ぼす影響，第27回土質工学研究発表会発表講演集，pp.1063-1066，1992.6. x
12) Imai, T.: P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE, Tokyo, Vol.2, pp.257-260, 1977。
13) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，1981.9。
14) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一：N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討，第13回土質工学研究発表会発表講演集，pp.473-476，1978。
15) 佐藤正行，安田進，吉田望，増田民夫：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.630/III-45，pp.83-96，1998.12。
16) 小林寛，田村敬一，谷本俊輔：地盤の周期特性を考慮した地震時せん断応力比の簡易評価手法に関する検討，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，2002.9。
17) 風間基樹：地震時の地中せん断応力比の再考察，土

- と基礎, Vol.47, No.8, pp.13-16, 1999.8.
- 18) 杉戸真太, 会田尚義, 増田民夫: 周波数特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.
- 19) 吉田望: DYNEQ A computer program for DYNamic response of level ground by Equivalent linear method Version3.34, 2010.12.
- 20) 時松孝次, 翠川三郎: 地表で観測された強震記録から推定した表層地盤の非線形性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第388号, pp.131-137, 1988.6.
- 21) 時松孝次: 1964年新潟地震における川岸町アパートの被害と強震記録, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集, pp.44-49, 1989.
- 22) 時松孝次, 古山田耕司, 岩崎友洋: 鉛直アレー強震記録から推定した地盤の動的特性, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1139-1140, 1993.6.
- 23) 時松孝次, 翠川三郎, 関口徹, 三浦弘之: K-NET・JMA小千谷の強震記録から推定される表層地盤の非線形性状, 第40回地盤工学研究発表会発表講演集, No.1058, pp.2111-2112, 2005.
- 24) 時松孝次, 関口徹: 室内試験から求めたK-NET・JMA小千谷の動的変形特性と強震記録に見られる非線形性状との関係, 第40回地盤工学研究発表会発表講演集, No.1059, pp.2113-2114, 2005.
- 25) 鈴木比呂子, 時松孝次, 新井洋, 翠川三郎: 2007年能登半島地震におけるK-NET穴水・JMA輪島の強震記録から推定した粘性土地盤の非線形性状, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.645, pp.2003-2010, 2009.11.
- 26) Ohmachi, T. & Tahara, T.: Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.2, pp.227-238, 2011.4.
- 27) 吉田望, 若松加寿江: 土の繰返しせん断特性のモデル化と地質年代・堆積環境の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.2, pp.265-284, 2013.6.
- 28) 脇中康太, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也: 地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響に関する動的遠心模型実験, 第14回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2321-2330, 2014.12.
- 29) 末富岩雄, 澤田純男, 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, 2000.7.
- 30) 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, 2820, pp.1639-1640, 1990.1.

RESEARCH ON A HIGH-PRECISION ASSESSMENT METHOD OF SOIL LIQUEFACTION

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2012-2016

Research Team : Geology and Geotechnical Engineering
Research Group (Soil Mechanics and Dynamics Research
Team)

Author : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

TANIMOTO Shunsuke

Abstract : In The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Great liquefaction damage occurred over a very wide area, and had large influence on society. It is the urgent subject to advance the countermeasure of infrastructures against liquefaction for mitigation of the damage caused by next large earthquake. The purpose of this study is to establish a high-precision assessment method of soil liquefaction for the ground which has various soil properties and geological structure in Japan. In FY 2014, dynamic centrifugal model tests which focused on the earthquake history were conducted. And The tendency of the seismic shear stress which occurs in the actual ground can be reflected on the assessment method of liquefaction by applying the proposed method to a large amount of strong motion record obtained on the ground surface.

Key Words : Assessment of soil liquefaction, Earthquake history, Dynamic centrifuge model test, Seismic shear stress, Earthquake motion characteristics, Non-linear site response characteristics