

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 24～平 27
 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。本研究の結果として、細粒分を含む砂の液状化強度および地震時せん断応力比の低減係数について、新たな評価式を提案した。また、土の液状化特性に与える年代効果の影響について、一定の知見を得た。

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。

本研究では、液状化の発生に及ぼす細粒分の影響、年代効果の影響、地震動特性および地盤の応答特性の影響について、原位置地盤調査、室内試験、模型実験、強震記録の分析など、様々なアプローチによる検討を行った。その結果に基づき、細粒分を含む砂の液状化強度の評価方法および地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数について新たな評価式を提案し、液状化・非液状化事例に適用することで妥当性の検証を行った。

2. 細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直し

2.1. データ収集

兵庫県南部地震後、凍結サンプリングを基にした液状化試験データが数多く蓄積され、レベル2 地震動に対応可能な液状化強度評価式が提案された。しかし、当時の調査は密な砂、砂れきの液状化強度の評価に主眼が置かれていたため、細粒分を含む砂に関するデータが少ない。また、細粒分を含む砂は凍結時の膨張によって土の骨格構造に乱れが生じる可能性があることから、液状化特性に及ぼす細粒分の影響の評価方法は課題として残されている。

そこで、本研究では、細粒分を含む砂～細粒土を対象として、数多くの原位置試験・室内試験データを収集し、液状化強度と標準貫入試験 N 値、物理特性の関係について分析を行った。図-2.1 は、東北地方太平洋沖地震の後に土木研究所が実施した試験データ²⁾に、兵庫県南部地震の後に土木研究所が7河川で採取した凍結サンプリング試料に関するデータ³⁾、国土政策技術総合研究所が東北地方で採取した凍結サンプリング試料に関するデータ

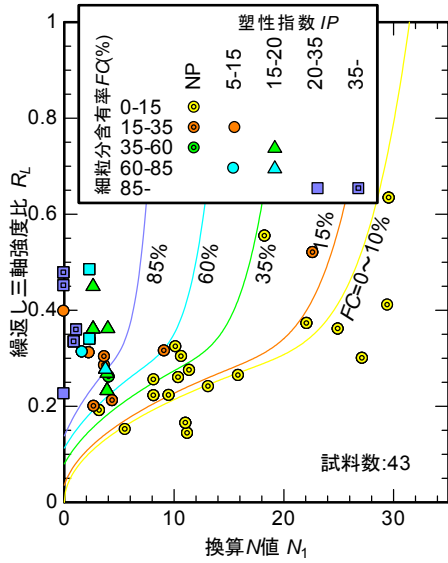


図-2.1 細粒分を含む砂の $R_L \cdot N_1$ 関係と 現行の液状化強度評価式

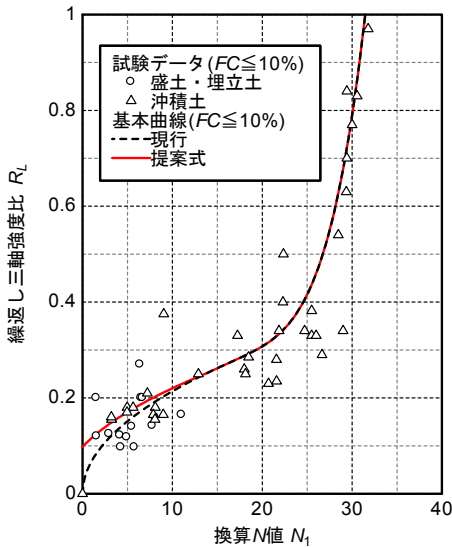


図-2.2 $FC < 10\%$ の砂質土に関する凍結サンプリング 試料の液状化試験データと基本曲線

を追加してプロットしたものである。収集したデータについて分析を行ったところ、採取試料は原位置と室内での物理・力学特性のばらつきが大きいものの、細粒分含有率 FC 、乾燥密度 r_d 、初期せん断剛性 G_0 を指標としてばらつきの小さなデータに絞り込むことで、 FC 、あるいは塑性指数 I_p に応じて液状化強度が増加する傾向が明瞭となるとともに、既往の液状化強度式では FC が大きい場合に液状化強度を小さめに評価しており、改善の余地があることを明らかにした。

以下、収集された上記のについてさらなる検討を加え、細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直しを行う。

2.2. 現行の液状化強度評価式と基本曲線の見直し

細粒分を含む砂に関する現行の液状化強度評価式¹⁾は次のとおりである。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (2.1)$$

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad (2.2)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \quad (2.3)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (2.4)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (2.5)$$

ここに、 R_L は繰返し三軸強度比、 N は標準貫入試験による N 値、 N_1 は有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値、 N_a は粒度の影響を考慮した補正 N 値、 σ'_v は有効上載圧、 c_1, c_2 は細粒分含有率による N 値の補正係数である。これは、細粒分を含まない砂 ($FC < 10\%$) に関する凍結サンプリング試料の液状化試験データから回帰された $R_L \cdot N_1$ 曲線 (式(2.1) の N_a を N_1 に読み替えたもの。以下、基本曲線という) を、粒度に応じて補正するものである。図-2.1 には、いくつかの FC に対する現行の $R_L \cdot N_1$ 関係を併記している。

図-2.1 から分かるように、この基本曲線は、 N_1 が小さくなり 0 付近に近づくとき R_L が急激に減少する特性を有するため、 N_1 が小さな場合に R_L を過小評価しやすく、 FC が大きくても R_L が大きくなりやすい。この点を改善するため、まず、基本曲線の見直しを行うこととする。

現行の基本曲線と、その基になった $FC < 10\%$ の砂質土に関する凍結サンプリング試料の液状化試験データを図-2.2 に示す。なお、チューブサンプリング試料による $FC < 10\%$ の砂質土に関する $R_L \cdot N_1$ 関係データも得られているが、試料採取時の乱れの影響を受けている可能性が高いことから、ここでは使用していない。

現行の基本曲線は N_1 がゼロに近づくとき R_L もゼロに近づく形となっているが、実際には、盛土・埋立土に関する $FC < 10\%$ の緩い砂であっても、最小でも 0.1 程度の R_L を有している。そこで、式(2.1) のうち、 $N_a < 14$ の部分を見直した次式を提案する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (2.6)$$

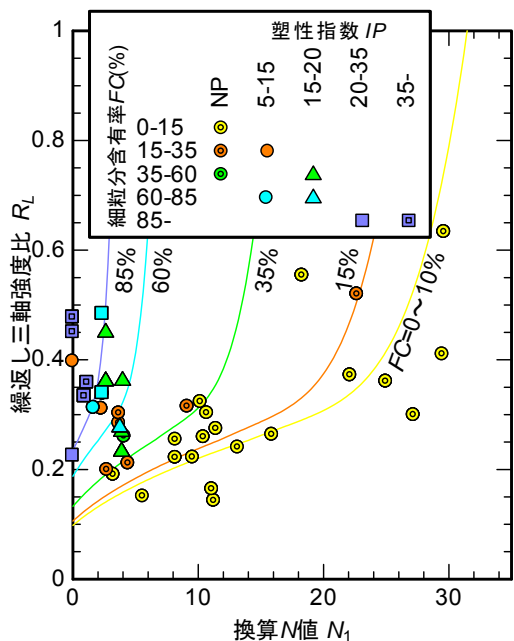


図-2.3 液状化試験データ（グループA）と提案式の比較

これは、 R_L の下限値が 0.10 程度であること、基本曲線のうち $N_a \geq 14$ の領域との連続性を考慮して修正したものである。

2.3. FC による N 値の補正方法の検討

次に、FC による N 値の補正方法について検討する。現行の FC による N 値の補正式である式(2.2)は、 $R_L \cdot N_1$ 関係図上で、 c_1 が基本曲線を横軸方向に縮尺させ、 c_2 が基本曲線を左側に平行移動させるような形となっている。補正式の基本的な関数形は、現行との整合性を勘案して設定する。

式(2.6) の基本曲線は、 $N_a < 0$ の領域まで含めてプロットすると、図-2.4 のように $R_L = 0$ のとき $N_a = -2.47$ となる。これを原点として、FC に応じて基本曲線を横軸方向に縮尺するように補正を行うこととする。式で書くと次のようになる。

$$(N_a + 2.47) = c_1(N_1 + 2.47) \tag{2.7}$$

ここでは、基本曲線を左側に平行移動させる補正係数 c_2 を用いていないが、これは、新たに提案した基本曲線がすでに現行の基本曲線を左側に平行移動させたような形となっていることによるものである。また、補正係数を 1 つに絞ることで、液状化試験データに基づく補正係数の回帰が容易となるためである。

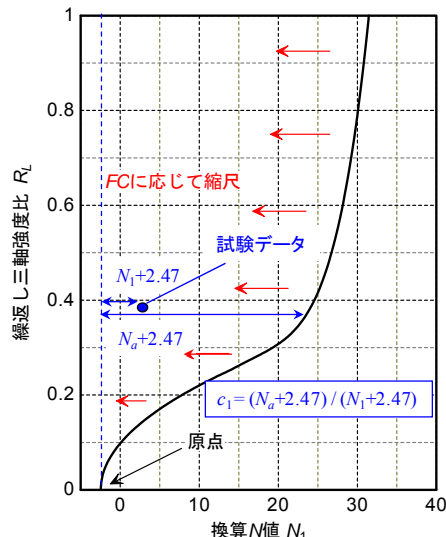


図-2.4 提案する基本曲線と FC による補正方法

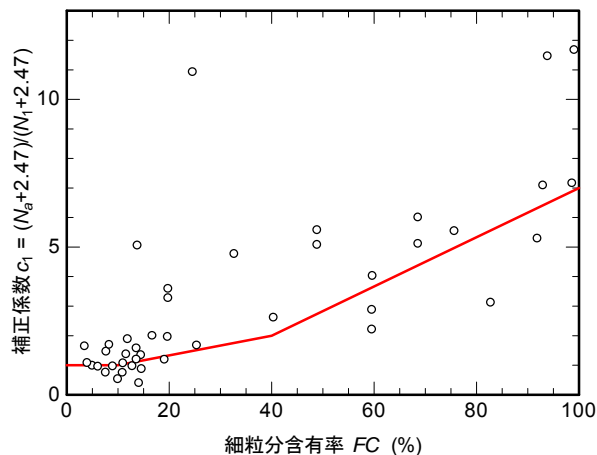


図-2.5 補正係数 c_1 と FC の関係

この方針の下に、補正係数 c_1 の回帰を行う。液状化試験データから求めた補正係数 $c_1 = (N_a + 2.47) / (N_1 + 2.47)$ と FC の関係を図-2.5 に示す。ここで、 N_a は、液状化試験で得られた各試料の R_L と新たに提案した基本曲線である式(2.6) から逆算することで求めた補正 N 値である。また、 N_1 は液状化試験データが得られた深度に対応した換算 N 値である。

液状化試験データには c_1 が 10 以上と極端に大きな値を示すものがあるが、これらはいずれも $N_1 = 0 (N = 0)$ を示したデータであった。 $N = 0$ の場合、N 値に基づいて液状化強度を評価することは困難である。そこで、 $c_1 \geq 10$ のデータを除き、液状化試験データの概ね平均を与えるような $c_1 \cdot FC$ 関係を折れ線で回帰した結果、次式が得られた。

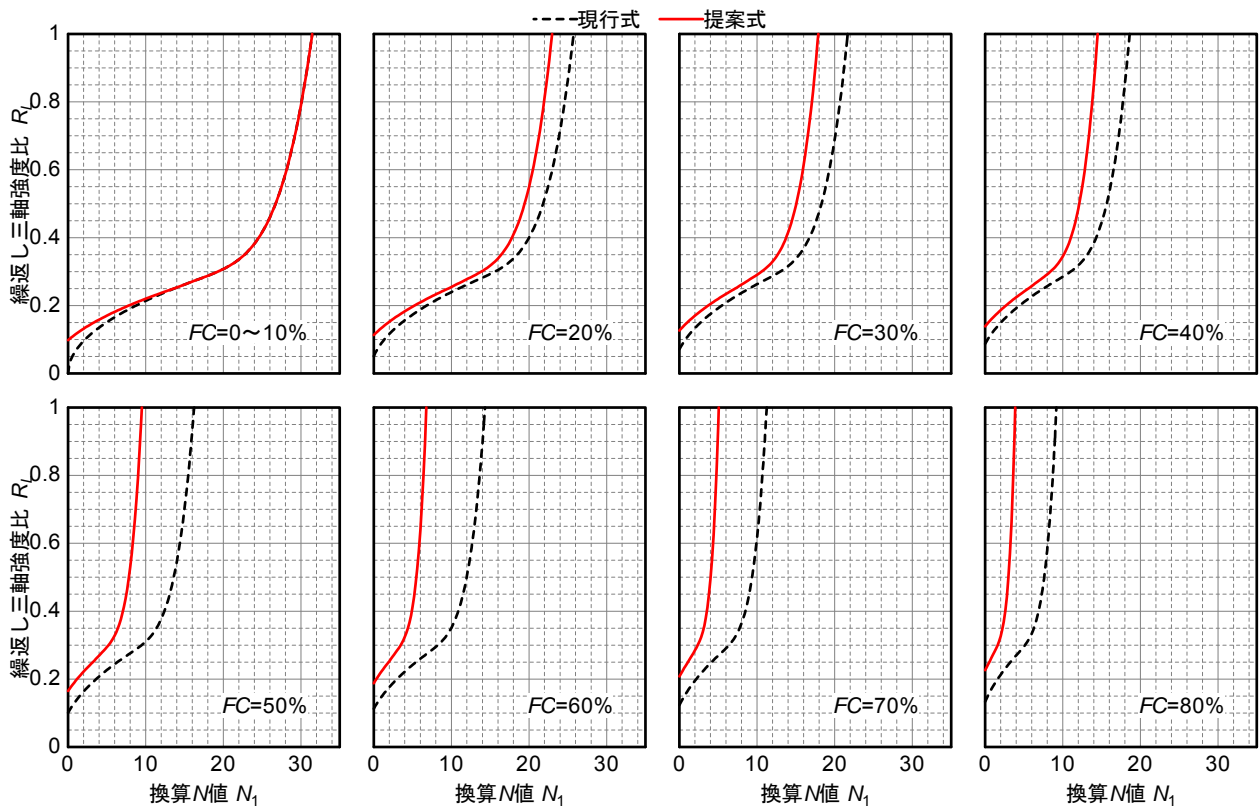


図-2.6 現行式と提案式の比較

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} & (10\% \leq FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (2.8)$$

なお、補正係数 c_1 が細粒分含有率 FC 以外の要因、例えば塑性指数 I_p 、液性限界 w_L 、塑性限界 w_p 、粘土分含有率 CC に応じて変化するような傾向は特に認められなかった。

以上をまとめると、細粒分を含む砂質土～細粒土に関して新たに提案する液状化強度評価式は次のとおりである。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (2.6)$$

$$(N_a + 2.47) = c_1(N_1 + 2.47) \quad (2.7)$$

$$N_1 = 170N/(\sigma'_v + 70) \quad (2.3)$$

2.4. 提案式による $R_L \cdot N_1$ 関係

表-2.1 提案式の検証に用いた既往の液状化・非液状化事例³⁾

地震名	発生年	マグニチュード	地震動タイプ	液状化	近傍で液状化	非液状化	計
新潟地震	1964	7.5	I	18	0	6	24
十勝沖地震	1968	7.9	I	3	0	0	3
宮城県沖地震	1978	7.4	I	16	0	17	33
日本海中部地震	1983	7.7	I	34	0	12	46
千葉県東方沖地震	1987	6.7	I	9	3	72	84
釧路沖地震	1993	7.8	I	3	0	2	5
北海道南西沖地震	1993	7.8	I	4	0	2	6
兵庫県南部地震	1995	7.2	II	94	0	14	108
東北地方太平洋沖地震	2011	9.0	I	29	2	54	85
計				210	5	179	394

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} & (10\% \leq FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (2.8)$$

図-2.3 に、液状化試験データによる $R_L \cdot N_1$ 関係と比較する。提案式は、液状化試験結果を比較的良好に近似していることが分かる。

また、参考までに、現行式と提案式による $R_L \cdot N_1$ 関係を図-2.6 に比較する。 N_1, FC によらず、提案式による R_L は現行式による R_L 以上となっており、 FC が大きくなるほど提案式による R_L が大きくなっていること、 FC が小さい場合でも N_1 の小さな領域で提案式による R_L が大きくなっていることが分かる。

2.5. 提案式の検証

土木研究所では、液状化判定法の検証材料として、既

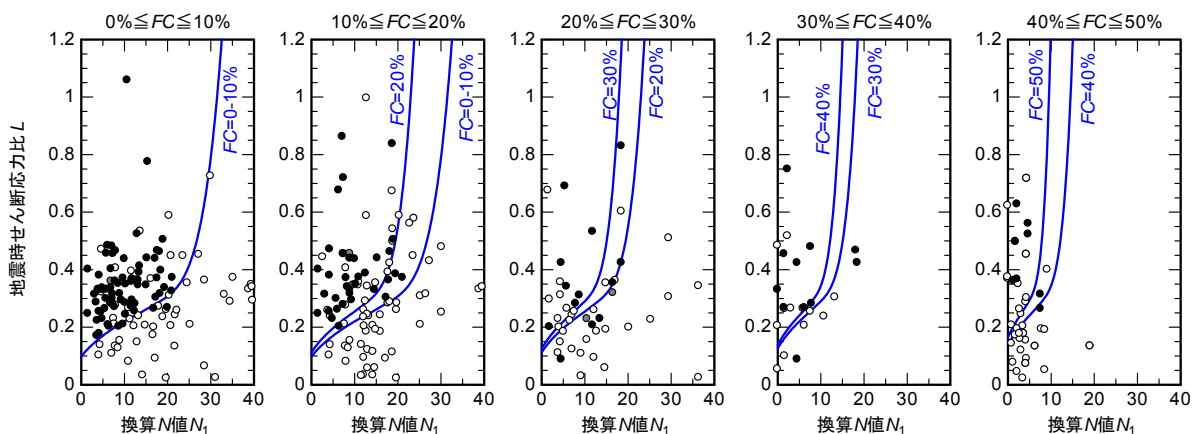
往の代表的な地震における各地点での液状化発生の有無と地震時せん断応力比 L 、換算 N 値の関係を収集してきた³⁴⁾。ここでは、室内試験データの回帰により作成した提案式を、実地盤における液状化・非液状化事例と対比することで検証を行った。検証の対象としたのは表-2.1 に示す9地震であり、ボーリングデータは全394本である。ここに、地震動タイプ I はプレート境界型地震、II は地殻内地震である。

まず、表-2.1 のデータ作成方法について述べておく。

個々のボーリング地点における液状化発生の有無は、地表に生じた噴砂・噴水あるいは地盤、構造物基礎に生じた変状の状況から区分されている。ただし、ボーリング位置で液状化の発生は確認されず、せいぜい数百 m 以内の近傍で液状化の発生が確認された場合は「近傍で液状化」に区分されている。

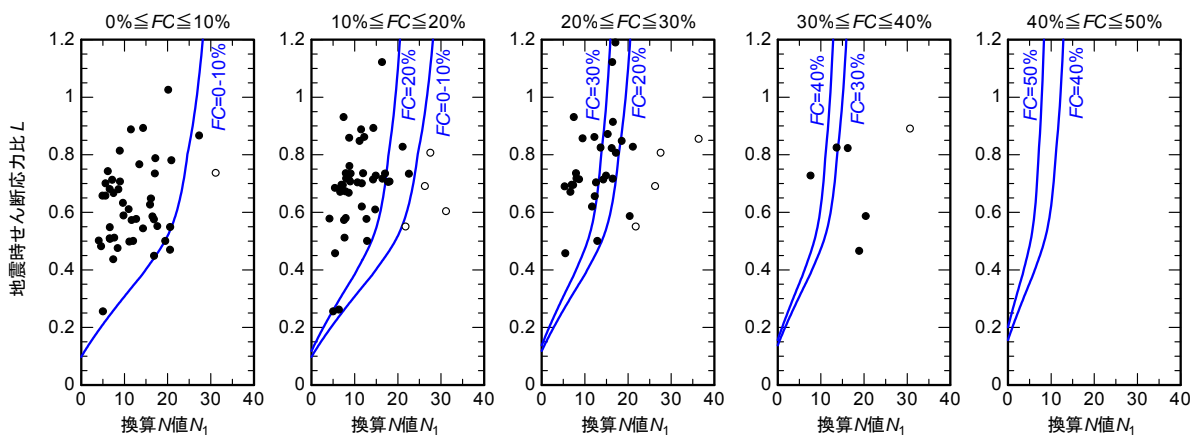
また、各ボーリングデータから、液状化発生の可能性が高い 1 深度における L, N_1 が抽出されている。その選

● 液状化 ● 近傍で液状化 ○ 非液状化 — 提案式



(a) タイプ I の地震動

● 液状化 ● 近傍で液状化 ○ 非液状化 — 提案式



(b) タイプ II の地震動

図-2.7 提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例の比較

定にあたっては、液状化による変状が地表に生じる場合に想定される影響範囲として 10m 以浅の範囲に着目し、液状化判定の対象となる物理特性 (粒度、コンシステンシー) を有する土層の中から、 N 値ないしは F_L が 2 番目に小さな値となる深度とされている。 N 値ないしは F_L が 2 番目に小さな値となる深度が採用されているのは、収集したボーリングデータでは 1 層あたり 1 試料程度の物理試験が行われているものが大半であり、貫入抵抗と物理特性が必ずしも同一深度で得られていないことから、局所的な粘性土の薄層の N 値を採用することを避けるための配慮によるものである。また、液状化に伴う地盤変状が生じるためには、少なくとも層厚 2m 程度が液状化したものと考えたことによる。

地震時せん断応力比 L は次式により算出されている。

$$L = r_d \cdot (PGA/g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v) \quad (2.9)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (2.10)$$

ここに、 r_d は地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数、 PGA は当該地点において推定された地表面最大加速度、 g は重力加速度、 z は着目する深さ、 σ_v, σ'_v は深さ z におけるそれぞれ全上載圧、有効上載圧である。 PGA は近傍の強震記録から設定することが基本とされているが、近傍に地震観測所がない場合は最大加速度分布図あるいは距離減衰式に基づいて設定されている。

これらのデータと提案式を比較するとき、室内と原位置による応力状態の違いや、地震動の繰返し回数の影響を加味する必要がある。そこで、提案式については、繰返し三軸強度比 R_L を次式により動的せん断強度比 R に換算して比較した。

$$R = c_W \cdot R_L \quad (2.11)$$

<タイプ I の地震動>

$$c_W = 1.0 \quad (2.12a)$$

<タイプ II の地震動>

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (2.12b)$$

ここに、 c_W は地震動特性を含めた室内と原位置による液状化強度の違いに関する補正係数である。

提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例を、地震動のタイプ、細粒分含有率 FC ごとに比較した結果を図-2.7 に示す。液状化判定法では、 $L \geq R$ の場合に液状化が生じる、 $L < R$ の場合に液状化が生じないと判定する。提案式による R は液状化事例と非液状化事例の概ね境界付近に位置していることから、実地盤における液状化・非液状化事例ともよく対応していることが分かる。

3. 液状化に関する地盤の年代効果の影響

3.1. 鉛直アレー記録における埋立地盤の液状化深度の評価

3.1.1. はじめに

東北地方太平洋沖地震による広域的な液状化の発生および甚大な液状化被害を受けて、同地震による多数の液状化地点・非液状化地点に対して液状化判定法を適用することで、判定法の検証が行われた^{4) 5)}。その結果は、危険側の判定結果を与えていたケースは確認されず、むしろ、合理化の余地が残されていることを示すものであった。

上記の検証作業を行う上での問題点として、液状化の発生範囲が平面的には把握されているものの、深さ方向の液状化発生範囲を特定することができていない点、本震直後の強い余震により多量の噴砂が発生したといった映像記録⁶⁾もある中で、地表に現れた液状化の痕跡がどの時点で発生したものであるかが不明確である点が挙げられる。今後、液状化判定法の改善を図る上での質の高い検証を行っていくためには、液状化の発生深度とそのタイミングを解明することが重要なステップである。

また、東京湾沿岸では、地表に現れた噴砂等の変状の平面分布の状況より、浚渫埋立てにより造成された地点に顕著な液状化が生じたことが明らかであることから、液状化発生有無に対しては人工地盤と自然地盤での年代効果の違いが強く影響したものと考えられているところである。しかし、この議論の上でも、人工地盤の下位の自然地盤における液状化発生の有無を明らかにすることが重要である。

本研究では、東京湾沿岸の埋立地盤で得られた鉛直アレー記録から水平動の位相速度およびせん断ひずみの経時変化を直接的に求めることで、本震・余震の際の液状化発生深度とそのタイミングの特定を試みた。また、同地点において液状化判定を行い、推定された液状化発生深度と比較することで、現行の液状化判定法の検証を行った。

3.1.2. 地震観測点の概要および地盤調査結果

分析対象とするのは、平成8年に旧建設省土木研究所が設置した地震観測所の一つである花見川緑地 (千葉県千葉市美浜区打瀬地先) の地震記録である。図-3.1(a) に示すように、本観測所は花見川河口付近右岸の公園内に位置する。

図-3.1(b) は、1975年、1979年、1983年に撮影された航空写真から水際線を読み取り、地震観測所の周辺地域の地図に重ねたものである。同図からは、1970～80年代に2

回にわたる埋立てが行われたこと、1回目の埋立て後における水際線が現在の花見川緑地内を縦断していることが分かる。そして、**図-3.1(c)**には、2011年3月30日に撮影された航空写真に見受けられる亀裂、噴砂の発生位置を示しているが、その発生位置は1回目の造成後における水際線とほぼ同一線上にある。**写真-3.1**から分かるように、地震後に発生したこの亀裂の位置では明瞭な段差が発生しており、亀裂から内陸側では沈下と大量の噴砂が生じている一方、亀裂から川側の公園内には液状化の痕跡が見受けられない。また、現地では段差部に木杭の存在が認められた。これらの状況から、埋立地の造成時にお

ける施工方法の違い等が液状化発生状況の違いに影響した可能性が考えられるが、詳細は明らかとなっていない。

なお、地震当時の状況の目撃者へのヒアリングから、次の証言が得られている。

- ・本震中に公園内に泥水が噴出した。泥水が多量であったため、歩けない箇所があちこちにあった。
- ・本震中に公園を縦断する亀裂が一気に走り、段差が生じた。

したがって、**図-3.1(c)**および**写真-3.1**に示す噴砂、段差を伴う亀裂は、本震によって発生したものと考えられる。

地震計はG.L.-2m,9m,19m,45mの4深度に設置されており、地中地震計設置孔 (bor.11-4) で標準貫入試験およびPS検層が実施されている。ただし、このときには室内土質試験 (物理、力学) が行われていなかったため、震災後に追加調査として、南西側に約20m離れた位置で標準貫入試験、PS検層 (No.15-P)、乱れの少ない試料採取 (No.15-S) 等を行った。これらの柱状図を地震計設置深度とあわせて**図-3.2**に示す。

ここに、 $w_p, w_n, w_L, FC, SC, GC$ はそれぞれ塑性限界、自然含水比、液性限界、細粒分含有率、砂分含有率、礫分含有率である。 $D_{10} \sim D_{90}$ は、1m 間隔で採取した標準貫入試験試料の粒度試験結果に基づき、10%間隔の通過質量百分率に対応する粒径を求めて図示したものである。なお、bor.11-4 は地震前の平成8年、No.15-P および No.15-S は地震後の平成25年に実施された調査の結果である。両地点の地層構成はよく類似しているが、bor.11-4 のAc3層が粘性土主体であるのに対し、No.15-Pの概ね同一深度にあるAs2層が砂質土主体である点のみが異なる



写真-3.1 花見川緑地における地震後の噴砂および地表面の沈下の状況



図-3.1 地震観測点の概要 ³⁰⁾加藤

る。観測点は公園内の植樹帯に設けられており、その盛土によって周囲よりも地盤面が少し高い位置にあるため、地下水位はG.L.-4.65mとやや深い。なお、観測所が設置されている植樹帯には地震後に噴砂、亀裂等の変状が確認されていないが、公園を縦断する亀裂より内陸側に位置していることから、植樹帯の下位において液状化が発生した可能性は十分に考えられる。

No.15-PのボーリングのうちG.L.-11.7~12.4mでは、強い臭気を帯びたヘドロが付着した木片のみがコアとして採取され、その繊維方向を見ると概ね鉛直方向と一致していた。自然地盤中に流木が直立した状態で存在していたとは考えにくい。偶然にも木材(人工物)を軸方向に打ち抜くような形で採取したものと考えられ、また、付着していたヘドロが海底面の堆積物を示唆するものであることから、この付近が人工地盤と自然地盤の境界であると判断される。

人工地盤のうち地下水位以深では、いずれの深度においてもブロック状あるいは薄層状のシルトを所々に介在するが、上部(Bs2)に比べて下部(Bs3)の方が主体を成す砂がやや粗く、貝殻片を多く混入している点に違いがある。その下位の自然地盤としては、bor.11-4の位置で見ると、非塑性~低塑性のシルト(Ac1)、低液性限界~高液性限界のシルト(Ac2)、ゆるいシルト質細砂(As1)、ゆるい砂混じりシルト(Ac3)、半固結状の硬質なシルト質砂(Ds1)、軟質なシルト(Dc1)、非常に締まった砂(Ds2, Ds3)

が続いている。

3.1.3. 地震記録

ここでは、2011年3月11日14:46頃の本震記録⁷⁾と同日15:15頃の余震記録に着目する。残念ながら、G.L.-9mではNS成分の記録が得られていないため、EW成分を分析対象とした。地震記録の加速度時刻歴を図-3.3に示す。G.L.-2mにおける水平2成分合成の最大加速度は、本震で238.1Gal(N15W)、余震で81.0Gal(N42W)であった。また、G.L.-2mの記録による*S_I*値は本震で45.1cm/s(N52W)、余震で19.8cm/s(N28W)であった。同図(b)には本震の主要動付近の時間帯を拡大した時刻歴を示しているが、波形の目視からは、スパイク状のピークなど、明らかな液状化の発生を示唆するような特徴は見受けられない。

次に、加速度時刻歴の1回積分により算出した速度時刻歴を図-3.4に示す。G.L.-2mにおける水平2成分合成の最大速度は本震で40.6cm/s(S60E)、余震で18.6cm/s(N47W)であった。速度時刻歴で見ると、本震の主要動後に波形が長周期化する傾向が明瞭に認められるが、その傾向は全深度にわたって見受けられることから、コーダ部に現れた表面波の影響であると考えられる。この長周期化には液状化の影響が含まれている可能性も考えられるが、波形の目視のみからそれらの違いを判別することは難しい。

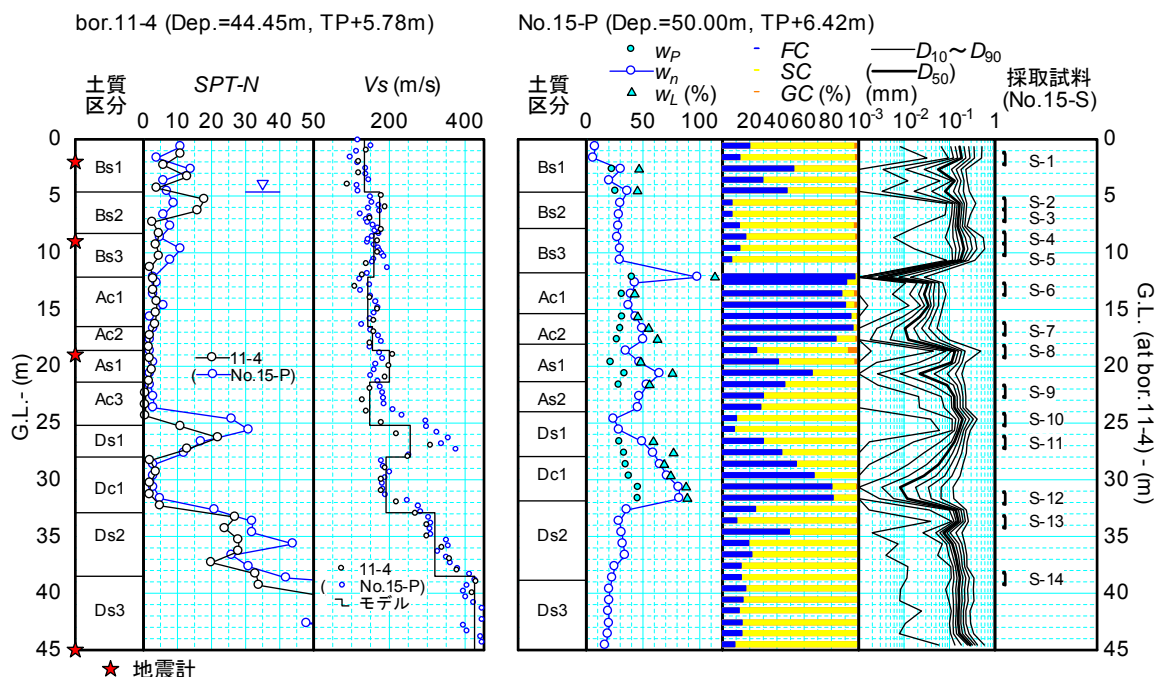
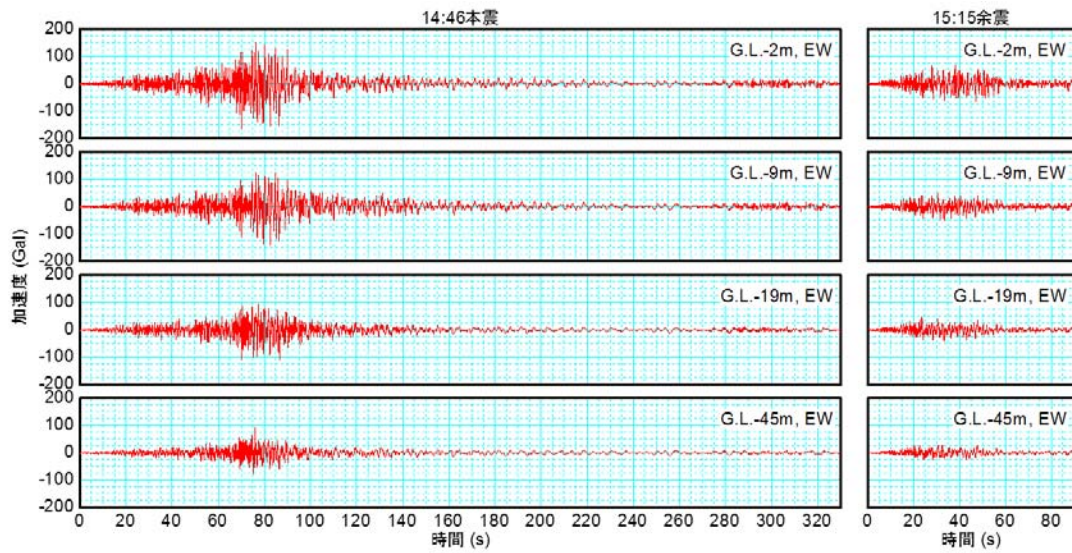
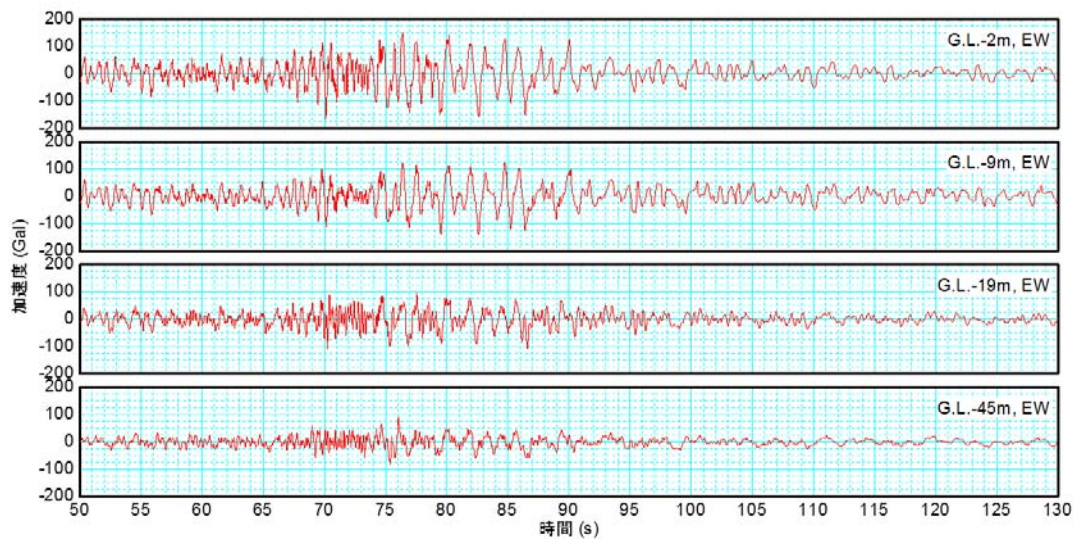


図-3.2 花見川緑地における地震計設置深度および柱状図



(a) 本震0~330s および余震0~90s



(b) 本震50~130s

図-3.3 加速度時刻歴 (EW成分)

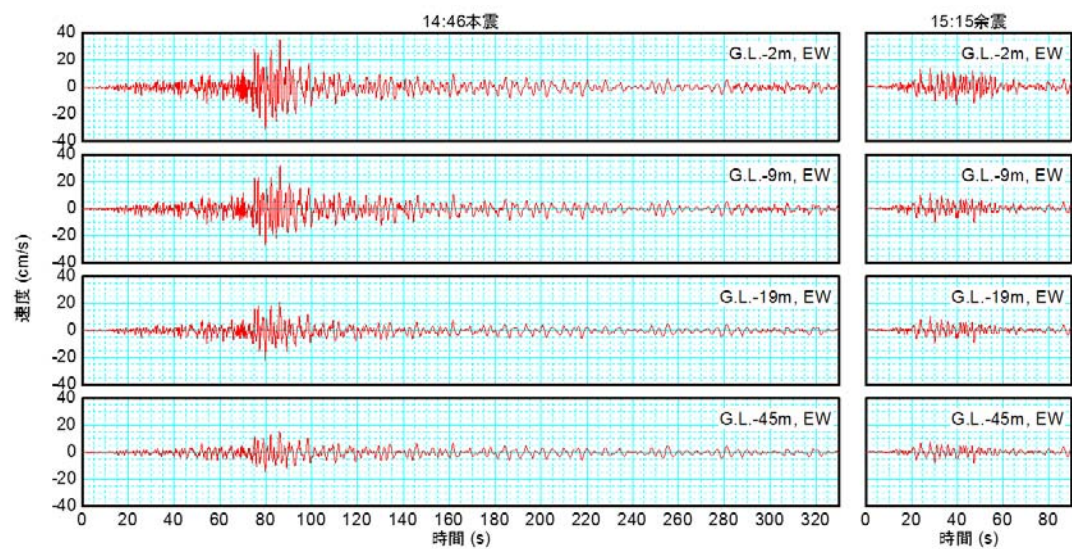


図-3.4 速度時刻歴 (EW成分)

G.L.-2mの記録の加速度応答スペクトルを図-3.5に示す。

道路橋示方書¹⁾(以下、道示という)の標準加速度応答スペクトルと比べると、本震記録は概ね全周期帯でレベル1地震動を包絡するものの、いずれの周期帯において

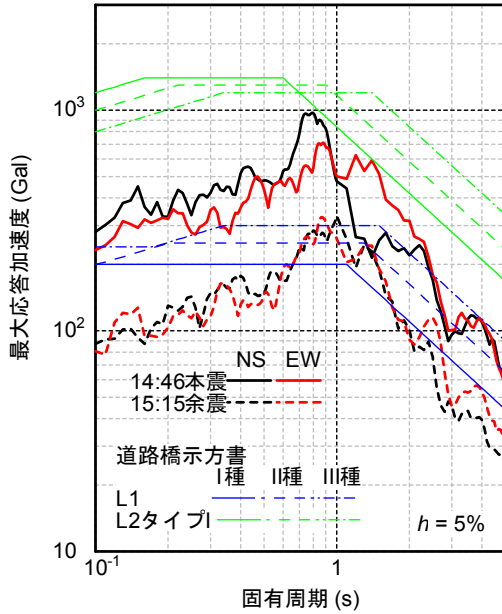


図-3.5 加速度応答スペクトル (G.L. -2m)

もレベル2地震動には達していない。また、余震記録は概ね全周期帯でレベル1地震動を下回っている。

3.1.4 位相速度と平均せん断ひずみの評価方法

地震記録の分析にあたっては、地震応答解析によって記録を再現し、各層の応答値、状態量を評価する方法もあるが、ここでは数値モデルの構築に必要な多くの仮定を設けることなく、鉛直方向に伝播する水平動の位相速度とせん断ひずみの経時変化を観測記録から直接的に求めることで、液状化の発生状況を評価することを試みた。鉛直下方からのSH波が卓越する場合、鉛直方向に伝播する水平動の位相速度はS波速度と一致するため、液状化に伴って地盤の剛性が経時的に変化していく様子を捉えることができる可能性がある。

位相速度の計算手順は次のとおりである。まず、4深度のEW成分の加速度波形をバンド幅2.56sの台形ウィンドウ(前後テーパー各0.28s、有効区間2.00s)で切り出し、上下隣接する地震計による波形のフーリエ位相スペクトルの差分 $\Delta\phi$ を求めた。同一形状でタイムラグ τ を有する2つの時刻歴波形のフーリエ位相スペクトルの差分 $\Delta\phi$ は次式のようになるため⁸⁾、

$$\Delta\phi = 2\pi f \cdot \tau \tag{3.1}$$

$\Delta\phi$ と周波数 f の関係を10~20Hz程度以下の範囲で直線近似したときの勾配から τ を求め、2深度間の位相速度 $c = \Delta z / \tau$ (Δz は地震計間の鉛直距離)を求めた。このとき、算出された τ の正負から、卓越する水平動の伝播方向(上昇成分、下降成分)を判別した。台形ウィンドウの時間帯を2.00sずつスライドさせて同様の計算を行うことで、各深度区間における位相速度の経時変化を求めた。これを本震・余震の記録に対して行った。なお、台形ウィンドウのバンド幅については、広げすぎると時間に関する分解能が低下するため、 c の経時変化が顕著となる時間帯(特に主要動前後)において、算出される τ の精度が低下する。一方で、バンド幅を狭めすぎても、データ点数が少なくなるため算出される τ のばらつきが大きくなる。上述のバンド幅は、これらを勘案して試行錯誤により設定したものである。

なお、地震中における飽和土層のせん断剛性 G は、せん断ひずみ γ 、過剰間隙水圧比 R_u に応じて経時的に変化する。主要動部のように、大きなひずみが生じる時間帯では、せん断剛性 G の経時変化に及ぼすひずみ依存性の影響と過剰間隙水圧の影響を分離することが難しい。しかし、主要動部を除いた初動部やコーダ部においては、せん断剛性 G に対して過剰間隙水圧比 R_u が強く影響すると考えられる。そこで、初動部やコーダ部においてはせん断ひずみ γ の影響が小さいと考え、土のせん断剛性の拘束圧依存性の表現によく用いられるべき乗則を利用すると、

$$G = A(\sigma_m')^n \tag{3.2}$$

本震の初動部における平均有効応力 σ_{m0}' 、せん断剛性 G_0 およびS波速度を V_{S0} と、本震のコーダ部、あるいは余震の初動部・コーダ部におけるそれら σ_{m1}' 、 G_1 、 V_{S1} の間に、次の関係を導くことができる。

$$R_u = 1 - (V_{S1} / V_{S0})^{2n} \tag{3.3}$$

例えば、本震初動部の V_{S0} と余震初動部の V_{S1} が分かれば、余震開始時点での R_u を概略推定することができる。なお、 n は G の拘束圧依存性に関するパラメータであり、液状化の進行あるいは収束過程においてどのような値をとるかは十分に知られていないが、一般的な範囲として $n = 0.3 \sim 0.7$ として式(3)を図示すると図-3.6のようになる。特に、 $V_{S1} / V_{S0} \leq 0.4$ の範囲では、過剰間隙水圧比が0.95付近まで上昇し、液状化していると概略判断することができる。

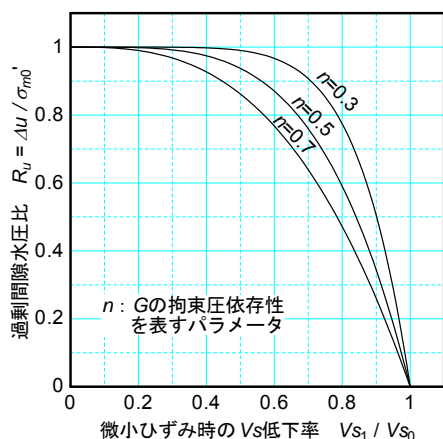


図-3.6 過剰間隙水圧比 R_u と微小ひずみ時の V_s 低下率の関係

また、上下隣接する地震計による波形から相対加速度を求め、0.2Hz 程度のハイパスフィルタとともに周波数領域で2回積分し、これを Δz で除すことにより、平均せん断ひずみの時刻歴を求めた。

なお、上記の手法から得られる位相速度およびせん断ひずみは、上下隣接する地震計間での平均的な値であり、局所的な値ではないことに注意を要する。ある深度区間に液状化した領域としていない領域が混在している場合、液状化した領域のみに関する位相速度に比べると計算結果は大きめとなり、また、せん断ひずみの計算結果は小さめの値が得られることになる。

3.1.5. 位相速度およびせん断ひずみの計算結果

位相速度の経時変化および平均せん断ひずみの時刻歴の算出結果をそれぞれ図-3.7および図-3.8に示す。以下、深度区間ごとに挙動の特徴を示す。

(1) G. L. -19~45mの挙動

この深度区間には、沖積シルト質砂層As1や洪積砂層Ds1~Ds3が含まれる。本震~余震にわたり、位相速度がPS検層で得られた地震計間の平均 $V_s = 243\text{m/s}$ と概ね一致しており、上昇成分が卓越している。この挙動は、材料非線形性の影響の小さい地盤のSH波による振動として解釈することができる。平均せん断ひずみの最大値は本震で0.051%、余震で0.022%と非常に小さい。これらの状況から、G.L.-19m以深には本震~余震を通じて液状化が発生しなかったものと見られる。

(2) G. L. -9~19mの挙動

この深度区間には、埋立砂層Bs3下部、沖積の非塑性~低塑性のシルト層Ac1、シルト質砂層As1上部等が含まれる。本震開始直後の位相速度は160m/s程度であり、平均 $V_s = 152\text{m/s}$ と概ね一致するが、本震65s程度より低下し始め、本震78s付近から非常に小さな値を示している。その後、位相速度は概ね10~30m/s付近を推移し、本震の主要動後も低下した状態が続いている。これは、過剰間隙水圧の上昇により著しく剛性低下した土層のSH波に対する挙動と解釈され、本震時にこの深度区間のどこかに液状化が発生したことを表している。

余震開始時点での位相速度は140m/s程度まで上昇しており、330s~1,692sの約23分間で過剰間隙水圧の消散が進んだことが窺えるものの、本震開始前に比べるとやや小さく、図-3.6に照らすと少なくとも0.3~0.6程度の過剰間隙水圧比が残留していたと考えられる。その後、余震における位相速度は100~120m/s程度と低下度合いが顕著でなく、液状化発生にまでは至らなかったと見られる。

平均せん断ひずみの最大値は、本震で0.65%、余震で0.041%であった。例えば、兵庫県南部地震におけるポートアイランドの鉛直アレー記録の解析⁹⁾¹⁰⁾からは埋立まき土層に1~2%程度のせん断ひずみが発生したとされており、こうした事例と比較すると、本地点における本震時のせん断ひずみは、液状化層にしては小さく感じられるかもしれない。しかし、前述のように、本手法で得られるのはあくまでも上下隣接する地震計間の平均せん断ひずみである。このため、G.L.-9~19mの深度区間に非液状化層が含まれていれば、当然のことながら小さめの平均せん断ひずみが算出されることとなる。ただし、本震と余震でせん断ひずみに10倍以上の差が生じていることから、定性的には、本震で液状化し、余震では液状化しなかったという上記の考察を裏付けていると考えられる。また、本震では、地表加速度と本深度区間のひずみの波形形状を比べるとエンベロープに大きな違いが見られ、主要動の収束後も比較的大きなせん断ひずみが発生し続けているという特徴も認められる。

なお、Ac1,Ac2はいずれもシルトを主体とし、透水性が低いと考えられること、Ac1上部は粒径が非常に細かい1m弱のヘドロで被覆されていることを考えると、仮に本震でAc1以深に液状化が生じたとしても、本震後330s~余震開始1,692sの約23分間では過剰間隙水圧が消散しない可能性がある。この点については、さらなる検討を行った結果を次章に示している。

(3) G. L. -2~9mの挙動

この深度区間には、埋立砂層Bs2およびBs3上部が含ま

れる。本震開始直後の位相速度は150m/s程度であり、平均 $V_s = 155\text{m/s}$ と概ね一致するが、本震68sから低下し始めている。その後、大局的に見ると位相速度は低下し、40～80m/s程度を示す時間帯が多く見受けられる。しかし、本震90s以降では下降成分が卓越していること、位相速度のばらつきが非常に大きくなっていることが特徴的であり、鉛直下方からのSH波の重複反射のみでは説明できない特異な挙動を示している。

この解釈は容易でないが、一因としては、写真-3.1からも分かるように花見川緑地内では縦断方向の亀裂を境

界として液状化箇所・非液状化箇所が存在していたため、地震中においても平面的に液状化の進行度合いが異なっていたものと推察され、例えば、液状化が生じていない領域から観測点の地表付近に回り込むような波動伝播経路が存在したこと等が可能性として考えられる。

余震開始時点における位相速度が110m/s程度であることから、図-3.6に照らすと、少なくとも0.6程度の過剰間隙水圧比が残留していたものと考えられる。また、1,730s程度より位相速度が20～40m/s程度まで比較的単調に低下していることから、余震については、この深度区間に

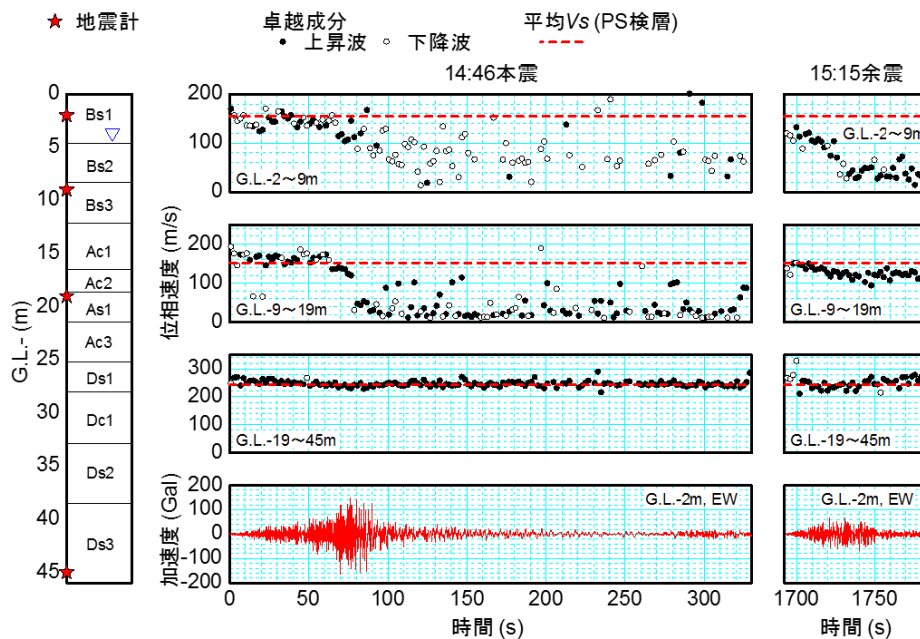


図-3.7 本震、余震における各深度の位相速度の経時変化

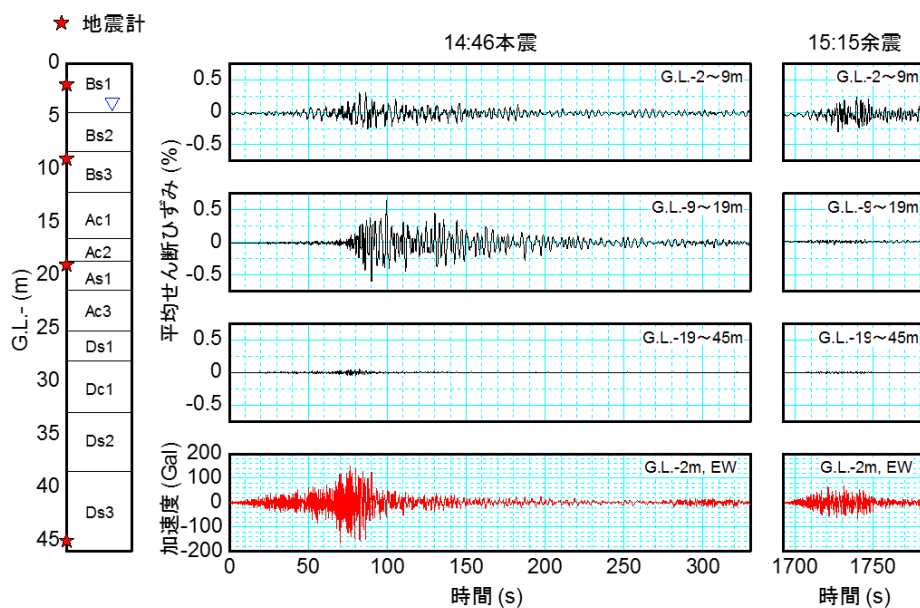


図-3.8 本震、余震における各深度の平均せん断ひずみ時刻歴

液状化が生じたと容易に理解することができる。

平均せん断ひずみの最大値は本震・余震ともに 0.31% であった。地下水位以浅の不飽和層も含めた平均せん断ひずみであるため、絶対値としては小さいが、着目すべき点は、本震・余震のいずれにおいても発生したせん断ひずみの大きさが同程度であったことである。これに加え、余震開始時点で位相速度が完全に回復していなかったことに鑑みれば、やはり、G.L.-2~9m 間では本震においても液状化が生じたと解釈するのが順当である。

3.1.6. 液状化後の水圧消散（圧密）解析

(1) 考え方と計算条件

本震後～余震開始前におけるG.L.-9~19m間での位相速度の経時変化は、液状化後の過剰間隙水圧の消散とそれに伴うS波速度の回復の様子を捉えたものと考えられる。そこで、圧密解析によって水圧消散時間を求め、S波速度の回復の状況を検討することで、推定液状化範囲をさらに絞り込むことを試みる。

G.L.-9~19m区間の中でも、自然地盤の最上位に位置する低塑性～非塑性シルトAc1は、液状化が発生し得る物理特性を有するものの、砂質土ほどに透水性が高くないと考えられるため、仮に本震で液状化が発生したとしても、余震開始までの間に剛性が回復しない可能性がある。この仮説が成立し得るかどうかに着目点を絞り、圧密解析を行うこととする。本サイトにおける各層の圧密特性を得ることを目的とした特別な試験を行っているわけではないため、パラメータ設定には不確実性を伴うが、こ

した不確実な条件については、水圧消散時刻が早くなる結果となるように設定することとした。

なお、Ac1のさらに下位のシルト質砂As1は上面深度がG.L.-18.6mであるため、As1上部に液状化が発生した可能性も想定し得るが、液状化後の上向き浸透流がAc2, Ac1を通過して上位の埋立層に到達する必要があるため、Ac1に液状化が生じた場合に比べてより長い水圧消散時間を要するものと考えられる。そこで、表-3.1に示すとおり、Case1では、本震による想定液状化範囲をBs2およびBs3とし、これらを解析対象とした。これに対して、Case2はAc1に液状化が生じたと仮定したケースであり、計算対象には含めていないもののG.L.-9m以浅 (Bs2およびBs3上部) にも液状化が生じたと仮定している。これは、Bs3のうち地震計設置深度であるG.L.-9mを境界として、その上方には液状化が生じ、下方には液状化が生じていないという極端な仮定ではあるが、こうすることでAc1の体積ひずみ ε_v および圧縮指数 C_c (設定方法は後述) が小さめに設定され、Case2の水圧消散時間が短めに算出されることとなる。

液状化後の砂層の過剰間隙水圧分布の経時変化について、大林・佐々木¹¹⁾が行った模型実験では、砂層の上方には間隙水圧が高い状態が一定時間継続しつつ下方から水圧消散が進むこと、Terzaghiの圧密理論ではこのような水圧分布の経時変化を適切に表現することができないこと、圧密中での体積圧縮指数の変化が顕著であることが明らかにされている。また、佐々木¹²⁾は、三笠の自重圧密理論¹³⁾¹⁴⁾に基づく解析を行った結果から、この実験結果を再現するためには圧密中に圧密係数 c_v が100~250倍に増加

表-3.1 解析ケース

Case	想定液状化範囲	解析対象範囲	上載荷重の 荷重開始時刻 (s)	圧密中の c_v の変化率 δ
1-1	G.L.-4.65~12.20m (Bs2, Bs3)	G.L.-4.65~12.20m (Bs2, Bs3)	5	100
1-2			10	250
2-1	G.L.-4.65~9.00m (Bs2, Bs3 上部),	G.L.-13.00~16.50m (Ac1)	155	100
2-2	G.L.-13.00~16.50m (Ac1)		340	250

表-3.2 解析対象層に関するパラメータ

	Case1-1, 1-2	Case2-1, 2-2
想定体積ひずみ ε_v (%)	4.0	3.8
土粒子の比重 G_s	2.736	2.752
初期体積比 f_0	1.878	2.191
圧縮指数 C_c	0.0139	0.0169
透水係数 k_f (m/s)	3.76×10^{-5}	4.91×10^{-7}

することを考慮する必要があると指摘している。これを参考に、本研究においても三笠の自重圧密理論を適用することとした。

計算は差分法により行った。液状化層内の差分点は0.01m間隔程度に設け、時間刻み Δt はCase1で 2.0×10^{-5} s、Case2で 2.0×10^{-3} sとした。境界条件は、上面を排水境界、下面を非排水境界とした。

パラメータ設定および検討の手順は次のとおりとした。使用したパラメータは表-3.2のとおりである。なお、添え字の0および y_f は、それぞれ圧密の初期状態および最終状態を表す。

- 1) まず、本震時のG.L.-9~19mに認められた極めて低い位相速度 $c = 10 \sim 30$ m/sは、過剰間隙水圧の上昇によって低下した V_s に対応するものと考え、その上で、想定液状化範囲内では V_s が様な比率で低下したと仮定し、式(3)により圧密前(本震終了時点)の有効応力 p_0 の分布を求める。
- 2) 想定液状化範囲で飽和度 $S_r = 100\%$ であることを仮定し、No.15-P孔の標準貫入試験試料で得られた土粒子密度 ρ_s 、自然含水比 w_n より、水圧消散後の体積比 $f_f (=1 + \text{間隙比}e_f)$ を求めた。
- 3) 地震観測所付近に発生した段差(写真-3.1)は0.3m程度であった。そこで、これが想定液状化範囲の体積圧縮に伴う沈下量に相当すると考え、想定液状化範囲の全層厚で除すことにより体積ひずみ ε_v を求め、これを用いて水圧消散前の体積比 f_0 を逆算した。これを上記1)による p_0 とあわせて圧密計算の初期条件とした。また、地震後の有効上載圧 p_f と体積比 f_f を最終状態とした。以上により、想定液状化範囲に対して次式の $f \cdot \log p$ 関係を設定することができる。

$$f = f_0 - C_c \log(p/p_0) \quad (3.4)$$

- 4) 三笠の方法に倣い、圧密係数の変化を次式によりモデル化した。

$$f = f_0 - C_{\alpha} \log(c_{yf}/c_{i0}) \quad (3.5)$$

$$C_{\alpha} = (f_0 - f_f) / \log \delta \quad (3.6)$$

ここに、 C_{α} 、 $\delta (= c_{yf}/c_{i0})$ は圧密係数 c_{yf} の変化を表すパラメータである。 δ については佐々木ら¹²⁾を参考に、 $\delta = 100, 250$ の2とおりに設定した。水圧消散後の圧密係数 c_{yf} は次式で求めることとした。

$$c_{yf} = k_f / m_{yf} \cdot \gamma_w \quad (3.7)$$

$$m_{yf} = 0.4343 C_c / f_f p_f \quad (3.8)$$

ここに、 $k_f m_{yf}$ はそれぞれ水圧消散後のそれぞれ透水係数、体積圧縮指数、 γ_w は水の単位体積重量である。式(8)は m_{yf} を $f \cdot \log p$ 曲線上の接線勾配として求めるものである。透水係数 k_f については、Creager¹⁵⁾および福田・宇野¹⁶⁾の方法で求めた k のうち、後者が大きな値を与えていたため、これを採用した。

- 5) G.L.-9~19mでは、余震開始時点(本震の主要動の収束から約1,500秒後)における位相速度 $c = 140$ m/s程度であったことが推定されている。これと対比するため、圧密解析により得られた各時刻における有効応力分布と式(2)の仮定に基づき、G.L.-9~19mの平均 V_s (以下、 $AVS_{9,19}$ と表記する)の経時変化を算出した。

なお、液状化層の上に非液状化層がある場合、液状化層の自重圧密、上部非液状化層からの上載荷重による圧密の両者を考慮する必要がある。しかし、圧密の進行に伴う状態量・物性値の著しい変化を考慮する計算の中で、上載荷重による液状化層上面からの圧密の進行と、液状化層上部の大部分が圧密初期段階でほぼ圧密されることなく剛体的に沈降しようとする挙動を同時に解くと、計算上、液状化層の最上面付近に局所的な体積膨張域が発生し、これによって体積ひずみの分布に著しい凹凸を生じるため、差分計算が不安定化し解が得られない。このような液状化層上面付近の体積膨張域の出現は、液状化層上部への水膜の形成過程に相当し、実際にも生じうる現象であるが、水膜の消失時間は噴砂・噴水の発生タイミングに支配されると考えられるため、正確な評価は極めて困難である。そこで、本解析では、最初は自重のみによる圧密計算を行い、その後、解が得られるような範囲で、なるべく早い時刻から上載荷重を与え始めることとした。つまり、荷重条件についても圧密時間を早めに評価するような方針で設定している。表-3.1に示す上載荷重の載荷開始時刻は、このことを意味している。

(2) 計算結果

図-3.9に、過剰間隙水圧 Δu の等時線の例を示す。ここに示していないCase1-2,2-2では、水圧消散時間にわずかな違いが見られたものの、 Δu の分布形状の推移に大きな差異が認められなかった。前述のように、ある程度の自重圧密が終了した段階で上載荷重を与え始めたため、圧密はどちらかと言えば上部から下部に向かって進行するような傾向が得られた。

また、図-3.10に示すG.L.-9~19mにおける平均S波速度 $AVS_{9,19}$ の経時変化を見ると、想定液状化範囲をAc1としたCase2では、 $AVS_{9,19}$ が140m/s程度に回復するまでの所要時間として5,000~6,000sが得られた。一方、想定液状化範

囲をBs2,Bs3に設定したCase1では、 AVS_{9-19} が140m/s程度に回復するまでの所要時間として200~240sが得られた。

前述のような計算条件の設定方針から、本解析では水圧消散時間を早めに評価していることを考えると、液状化発生範囲はBs2,Bs3であると考えるのが自然であり、Ac1に液状化が発生した可能性は低いとすることができる。

3.1.7. 現行の液状化判定法の適用性と今後の課題

前章までの分析からは、花見川緑地の地震観測点では本震による液状化発生範囲がせいぜいBs2,Bs3に限られることが推定された。本地点について、現行道示に基づく液状化判定を行った結果を深さ方向の液状化発生状況と対比することで、今後改善していくべき点について考察を行う。なお、余震については、その開始時点で本震時の過剰間隙水圧が残存していたことを考えて検討対象外とし、本震のみを検討対象とした。

地震時せん断応力 L については、本震時の地表最大加速度 PGA (水平2成分合成) と岩崎ら¹⁷⁾による深さ方向の低減係数 $r_d (=1-0.015z)$ から設定した。また、繰返し三軸強度比 R_L は、 N 値と物理試験データから現行道示¹⁾の式を用いて算出した場合、乱れの少ない試料に対する液状

化試験結果から設定した場合の2とおりに示している。ここで、乱れの少ない試料は、G.L-7, 10m付近についてはロータリー式三重管サンプラー、G.L-14, 17.5, 19.5m付近については固定ピストン式シンウォールサンプラーにより採取したものであり、いずれもいわゆるチューブサンプリングによるものである。当然のことながら、試料採取時の乱れの影響や地盤材料の空間的ばらつきが試験結果に影響を与えることが考えられるため、原位置と室内試験試料での粒度、密度、初期剛性が著しく異なる供試体の試験データを除外するとともに、軸差応力を十分に制御しきれていない室内試験データを除外することで、品質の高いと考えられる試験データに限定して慎重に R_L を評価した。

液状化判定の結果を図-3.11に示す。非塑性~低塑性シルトから成るAc1については、 $FC = 90\%$ 程度であるものの塑性指数 $IP < 15$ であるため、液状化の判定対象となっている。

N 値および液状化試験に基づいて評価した R_L を比較すると、同程度か後者がやや大きな値を示している。 N 値から求めた R_L は0.11~0.30、液状化試験から求めた R_L は0.21~0.28であり、いずれについても、人工地盤と自然地盤に明瞭なコントラストはない。そればかりか、埋立砂

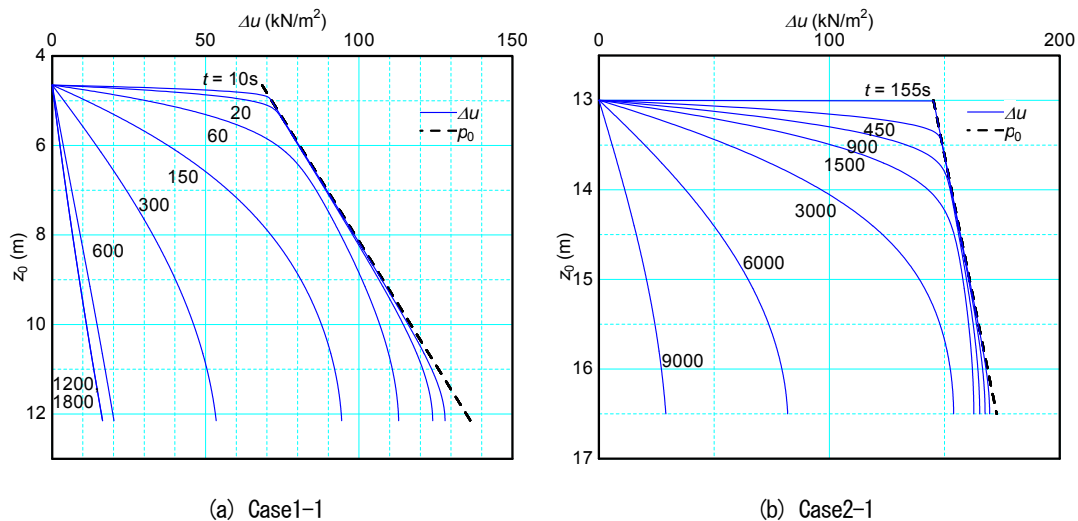


図-3.9 過剰間隙水圧の等時線の例

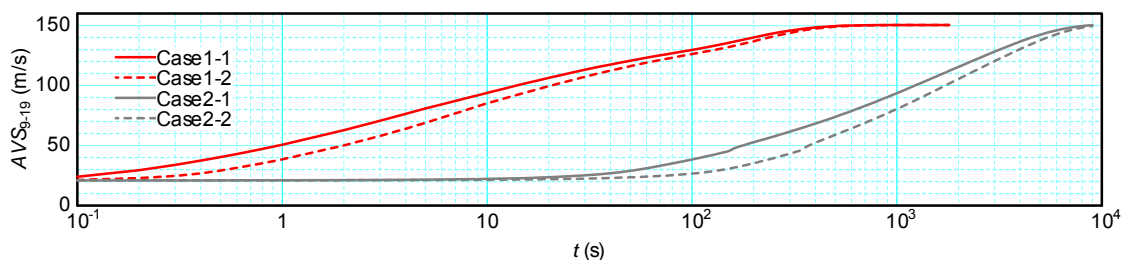


図-3.10 AVS_{9-19} の時刻歴

Bs2, Bs3に比べて沖積シルト質砂As1の方が低いN値を示しているため、N値から求めた R_L は、自然地盤の方が小さいという結果を与えている。

F_L に着目すると、 R_L の評価方法によらず、液状化判定の対象となるほぼ全域にわたって1.0を下回り、強震記録の分析結果とは一致しない結果が得られた。この判定結果は安全側ではあるものの、過度に安全側であることから、こうした差異を今後解消していく必要がある。そのために考えられる今後の課題について、いくつか考察しておく。

地震時の地盤の応答特性の面から考えると、図-3.2から分かるように、本地点では人工地盤と自然地盤の境界付近においてS波速度の急変は認められないことから、その境界部以浅で地盤の応答が急変したことは考えにくい。また、参考までに記しておく、 L の深さ方向の低減係数 r_d の算出に使用した岩崎らの式では地震動特性や表層地

盤の非線形応答特性の影響が加味されないことから、著者ら²⁸⁾が別途提案している地震時の地中せん断応力の評価方法に基づいて r_d の深さ方向分布を計算してみたところ、今回の地震記録に対する r_d 分布は岩崎らの式と概ね一致していた。

その一方で、深さ方向の液状化発生範囲は人工地盤に限定的であったと推定された。東京湾沿岸域における平面的な液状化発生範囲が人工地盤に限定されていた状況とあわせて考えると、人工地盤と自然地盤による液状化発生状況の違いには、液状化強度に対するいわゆる年代効果が影響を及ぼした可能性が考えられる。しかし、N値と物理試験データから間接的に求めた場合、チューブサンプリング試料の液状化試験によった場合のいずれから、造成・堆積年代による液状化強度の明瞭なコントラストを見出すことができなかった。一般に、ゆるい砂質土層を有する地盤では、原位置液状化強度を把握する

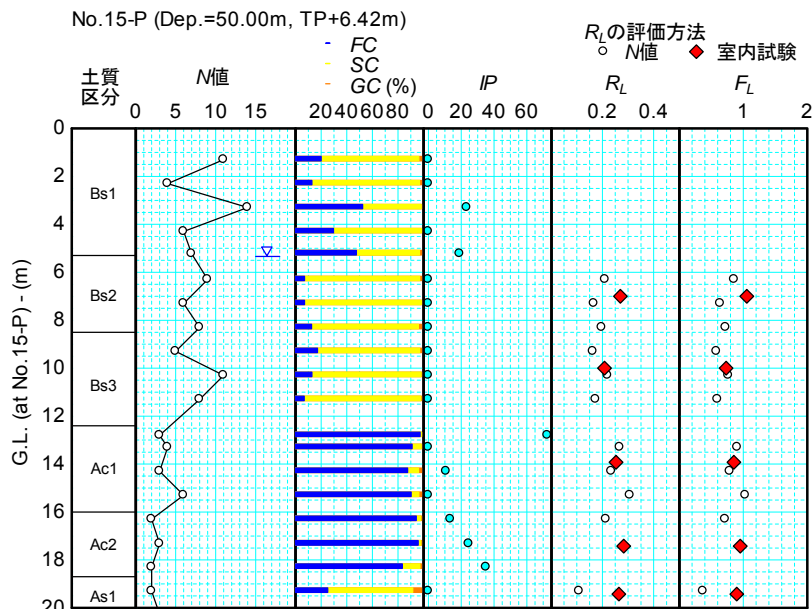


図-3.11 液状化判定の結果

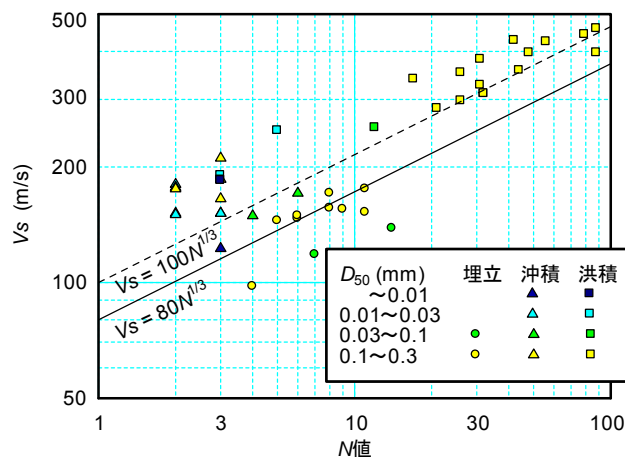


図-3.12 V_s ・N値および D_{50} の関係

ための高品質な試料を採取すること自体に大きな困難を伴い、このことが研究の進展を阻害する大きな要因となっている。こうした現状を打破するためには、サンプリング品質の向上や、さらには原位置における液状化試験法の開発を視野に入れた検討も必要である。

また、土木研究所による過去の検討結果³⁾では、繰返し三軸強度比 R_L と N 値の間に一定の相関関係が見出されているものの、本サイトでは人工地盤よりも自然地盤の方がむしろ小さな N 値を示しており、 N 値のみによって年代効果による原位置液状化強度の差を見出すことは難しいと考えられる。そこで、既往の研究³⁾において、 N 値が同程度であっても V_s は堆積年代によって異なることがよく知られていることから、本サイトにおいても $V_s \cdot N$ 値および D_{50} の関係を整理してみると(図-3.12)、 N 値 D_{50} が同程度であっても人工地盤では V_s が小さいことが分かる。 N 値は土の大ひずみ域(破壊域)の力学特性を反映した指標である一方、 V_s は微小ひずみレベルの力学特性を反映するものであるため、ここに見られる V_s の差異は、造成・堆積以降の経過時間や応力履歴の違いに起因する土の骨格構造の安定度合いの違いを反映している可能性がある。このように、 N 値に加えて年代効果の影響を反映した指標も加味した上で原位置液状化強度を評価するといった視点も必要であると考えられ、今後の検討課題としたい。

3.1.8. まとめ

本研究では、今後の液状化判定法の発展に資するための質の高い検証材料を得ることを目的とし、東京湾沿岸の埋立地盤で得られた鉛直アレー記録の分析を行い、東北地方太平洋沖地震の本震とその直後の余震における液状化発生深度の特定を試みた。分析の結果から推定された液状化発生の深度とタイミングは次のとおりである。

- 1) 埋立砂層 Bs2 および Bs3 上部では、本震により位相速度が低下し、液状化の影響が窺えるものの、本震 90s 以降で位相速度のばらつきが非常に大きくなり、下降成分が卓越するといった特異な挙動を示した。原因としては観測点付近における三次元的な液状化の進行状況の違いの影響等が考えられる。また、余震開始時点においても少なくとも 0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留しており、余震を受けることで再び液状化が生じた。
- 2) 埋立砂層 Bs3 下部、非塑性～低塑性シルト層 Ac1、沖積シルト質砂層 As1 上部のいずれかが本震によって液状化した。余震開始時点までの剛性回復(水圧消散)状況から、本震による液状化発生箇所は Bs3 下部である可能性が高い。また、余震ではその

開始時点で 0.3～0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留しており、余震によってさらに過剰間隙水圧が上昇した可能性があるものの、液状化の発生にまでは至らなかった。

- 3) GL-19m 以深の沖積シルト質砂層 As1 や洪積砂層 Ds1～Ds3 には、本震、余震を通じて液状化が生じることはなかった。

以上のように、東京湾沿岸域における液状化の発生範囲が平面的にも深さ方向にも人工地盤に限定的であったことを示唆する結果が得られた。

これに加えて、同サイトに対して液状化判定法を適用したところ、 N 値に基づく場合もチューブサンプリング試料の液状化試験データに基づく場合も、液状化の判定対象となる人工地盤・自然地盤のほぼ全域に液状化が生じるという判定結果が得られた。実際のところ、人工地盤と自然地盤の液状化強度に明瞭なコントラストが存在したものと考えられるが、 N 値、物理特性および液状化試験データからはそのようなコントラストが認められなかった。今後は、原位置液状化強度をより正確に把握できるような調査・試験技術の開発や、液状化強度の間接的な評価にあたり、年代効果の影響を加味することのできる指標を織り込むことについても検討していく必要がある。

3.2. 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

3.2.1. 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¹⁹⁾、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²⁰⁾。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、後者で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。

3.2.2. 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。

(1) 模型地盤および加振条件

模型概要を図-3.13に示す。模型地盤は東北珪砂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¹⁾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、1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-3.14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-3.15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、

表-3.3 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。

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-3.3に示す。CASE1

は深さ方向に一様な相対密度 $Dr=38.3\%$ 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。

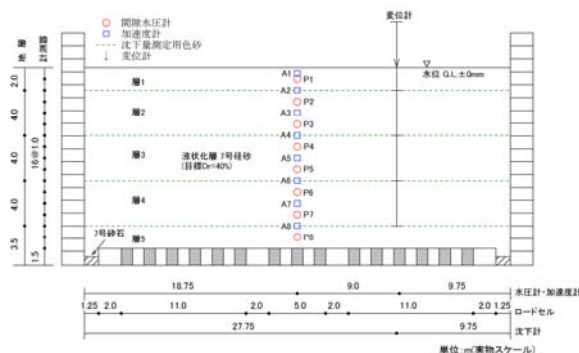
CASE3ではCASE2と実験順序を逆転させ、地震履歴を与えていない状態で最初に30%加振を行い、続けて50%加振、100%加振を行った。いずれのケースについても、加振前やある程度地盤の密度が変化しと考えられる時点でコーン貫入試験を実施した。

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-3.13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-3.3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。

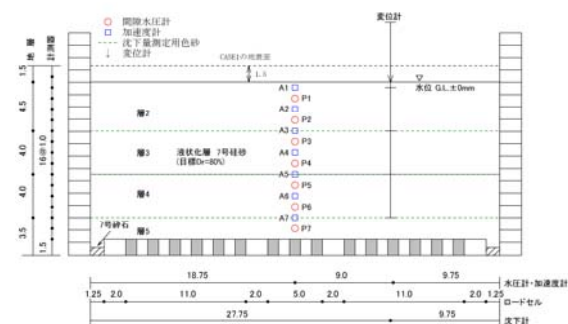
(2) コーン貫入試験

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²¹⁾。しかし、実務においては Dr が指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。



(a) CASE1



(a) CASE2・3

図-3.13 模型概要

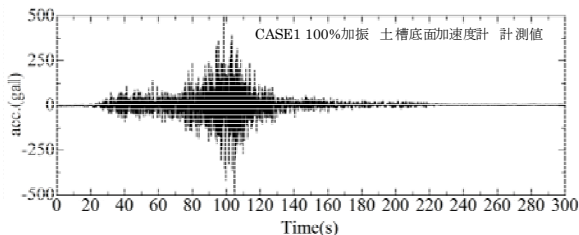


図-3.14 入力地震動

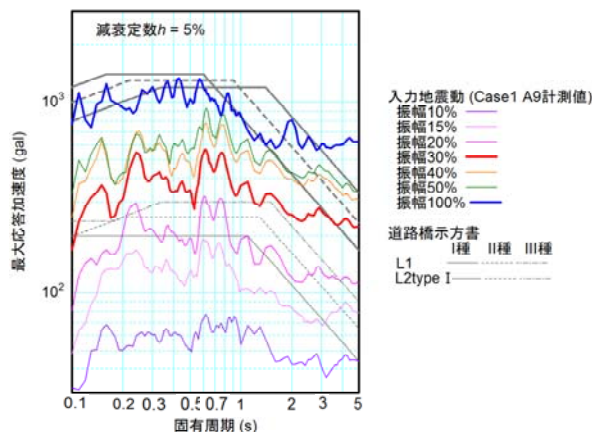


図-3.15 加速度応答スペクトル

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_n と等しいため、測定された先端抵抗 q_{tc} は補正先端抵抗 q_t と等しい。

(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。

3.2.3. 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。

(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(3.9)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(3.10)により近似されることを仮定する²²⁾。

$$R = a(N_d/20)^b \quad (3.9)$$

$$R_u = N_c/N_d \quad (3.10)$$

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(3.10)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。

$$R_L = \frac{a}{(1+2K_0)/3} \quad (3.11)$$

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) 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(3.9)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、

$$N_{cl,j} = 20(L_j/a)^{-1/b} \quad (3.12)$$

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で得られる。このため、式(3.10)、(3.11)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。

$$\Delta R_{u,j} = \frac{0.5}{N_{cl,j}} = \frac{1}{40} (L_j/a)^{1/b} \quad (3.13)$$

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。

$$R_{u,m} = \sum_{j=1}^m \frac{1}{40} (L_j/a)^{1/b} \quad (3.14)$$

(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(3.14)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。

$$S = \sum_{m=1}^n \left\{ \sum_{j=1}^m \frac{(L_j/a)^{-1/b}}{40} - R_{u,m} \right\} \quad (3.15)$$

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、3.2.3.(1)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²³⁾を選定することとした。

(4) 本手法の適用範囲

式(3.14)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(3.14)の特性上、R_uが1.0に達した後も、せん断履歴を受け続ければ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。

- a) 加振によりR_u ≒ 1.0に達した後の挙動
- b) 加振後にR_uが低下(水圧消散)していく挙動
- c) 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
- d) 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 ≤ 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(3.15)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。

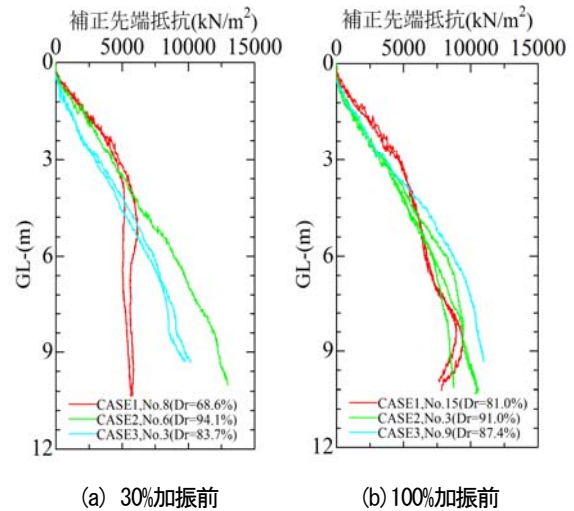


図-3.16 コーン貫入試験結果

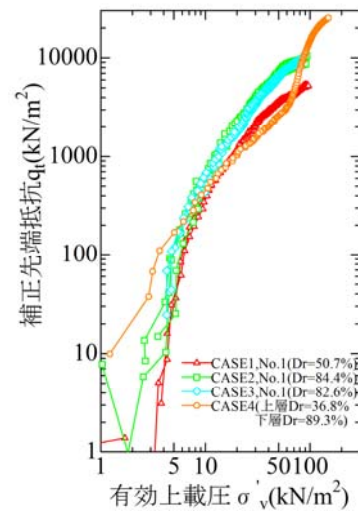


図-3.17 先端抵抗 qt と有効上載圧 σ'v の関係

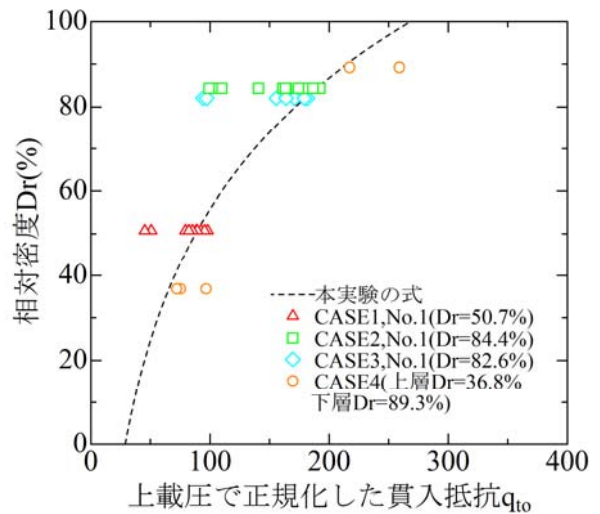


図-3.18 対密度 Dr と正規化先端抵抗 qt0 の関係

3.2.4. 実験結果

(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-3.16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/m^2) 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²⁴⁾。

$$Dr = -98 + 66 \log \frac{(q_t/9.8)}{\sqrt{\sigma'_{v0}/9.8}} \quad (3.16)$$

ここに、 σ'_v は有効上載圧 (kN/m^2) 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。

$$q_{t0} = \frac{q_t}{(\sigma'_v)^a} \quad (3.17)$$

$$Dr = -b + c \log q_{t0} \quad (3.18)$$

ここに、 q_{t0} 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¹⁸⁾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-3.17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(3.17)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-3.18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(3.18)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 $Dr \cdot q_{t0}$ 関係を与える。

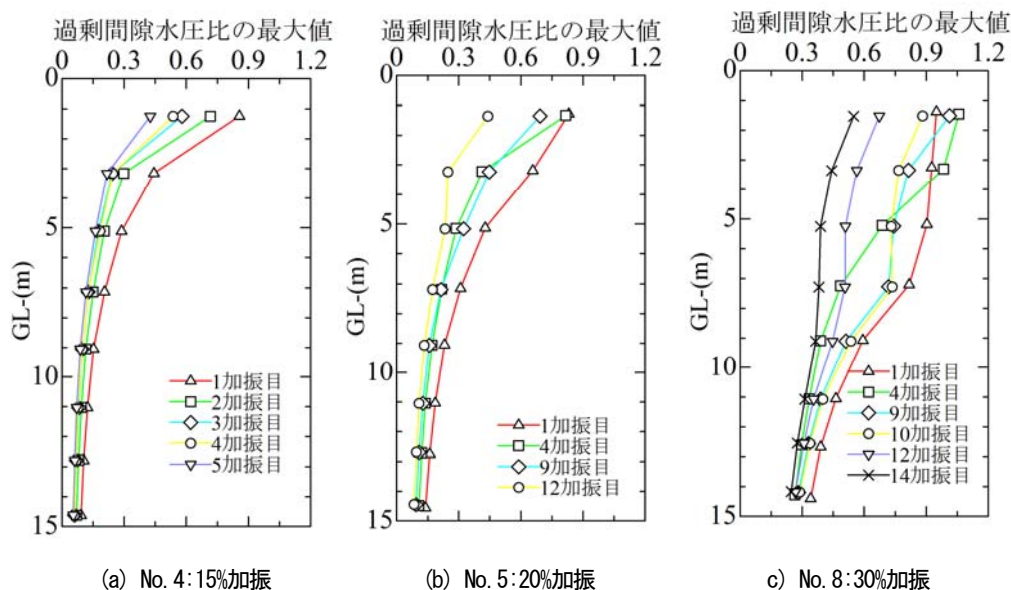


図-3.19 地震履歴による過剰間隙水圧比の最大値分布の変化 (CASE1)

(2) CASE1における過剰間隙水圧比の変化

CASE1では、表-3.3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す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-3.19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、地震履歴を繰り返す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。

(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-3.20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。

(4) 液状化強度曲線の推定

3.2.3項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-3.22に示

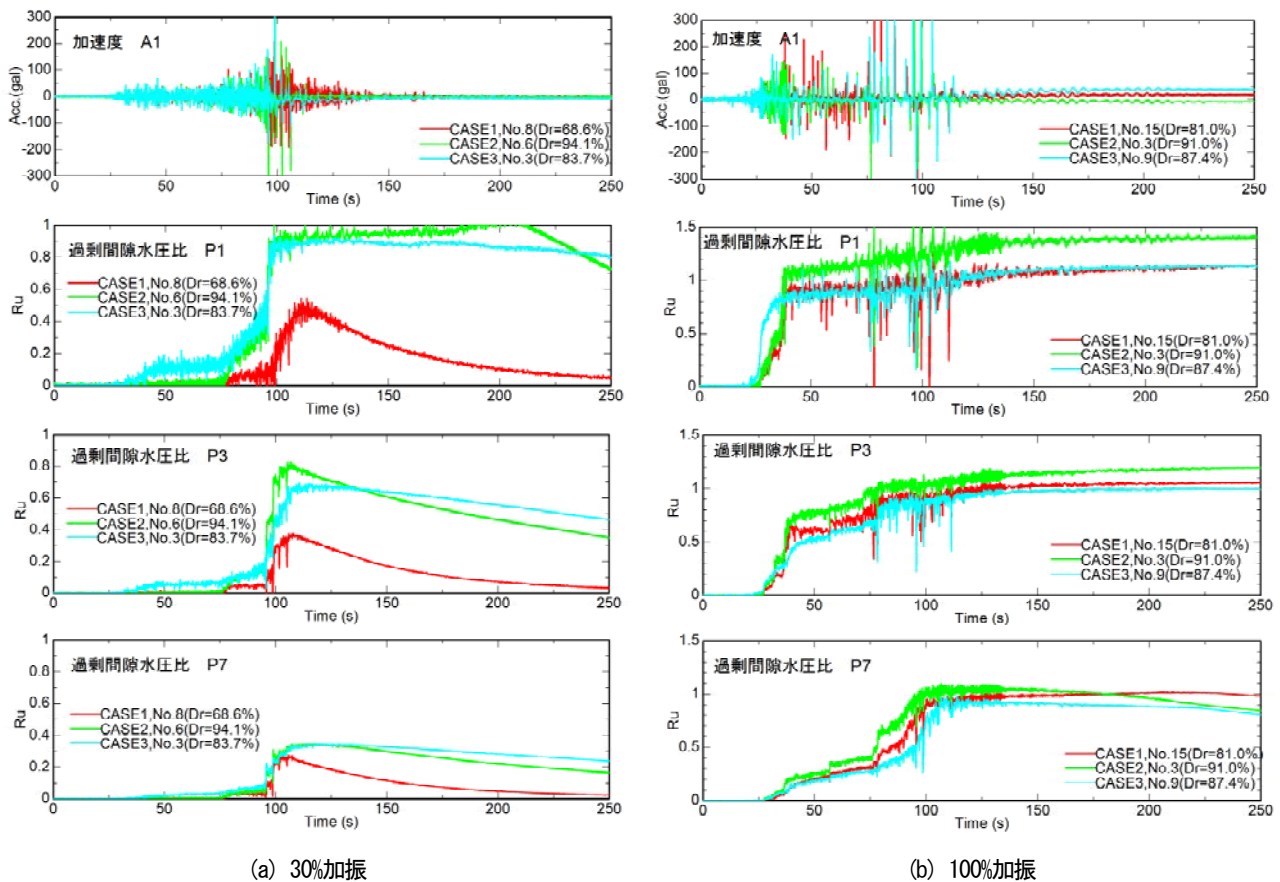


図-3.20 地震履歴による過剰間隙水圧比の最大値分布の変化(CASE1)

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(3.11)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-3.21に示す。

まず、東北硅砂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-3.22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、3.2.3項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。ここから、

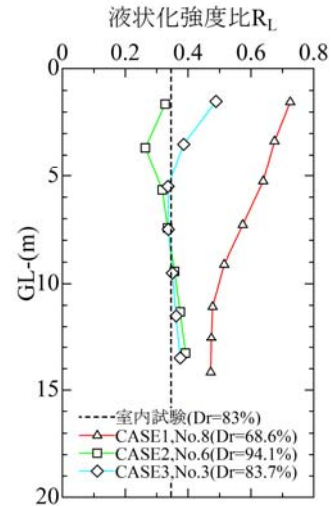


図-3.21 R_L の深さ方向分布 (30%加振)

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、

$$R_u = (N_c / N_{cl})^d \quad (3.19)$$

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(3.14)は次のように書き直される。

$$R_{u,m} = \left\{ \sum_{j=1}^m \frac{1}{40} (L_j/a)^b \right\}^d \quad (3.20)$$

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(3.10)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

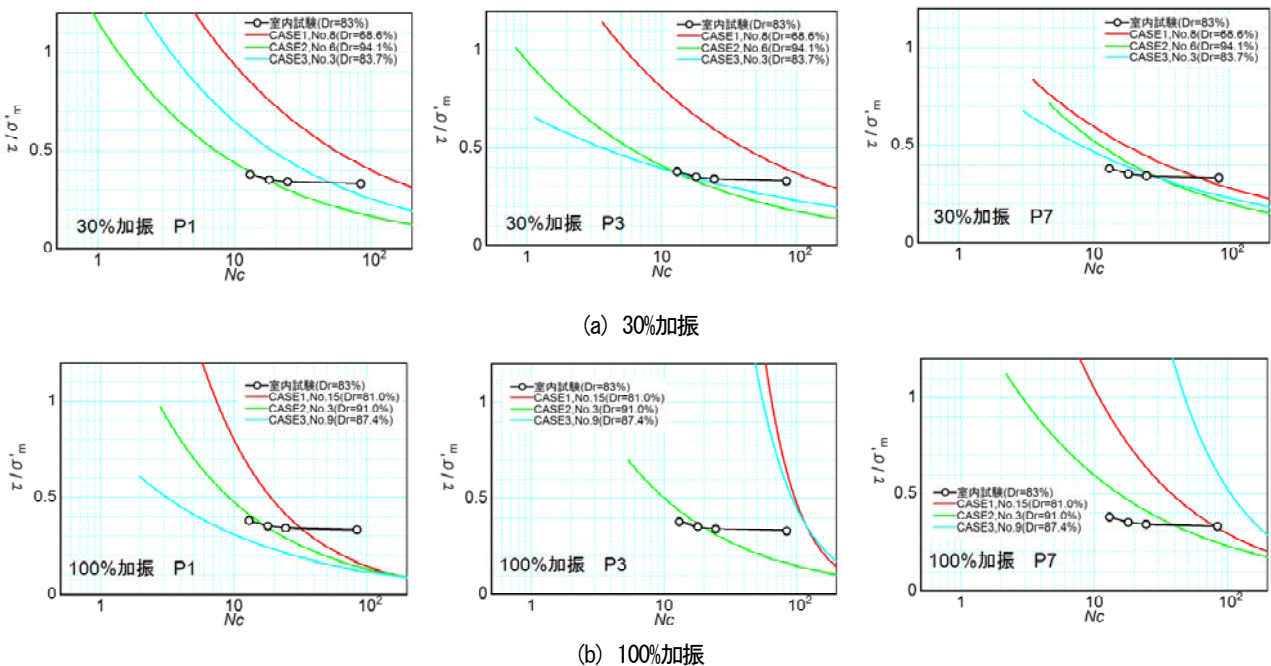


図-3.22 液状化強度曲線算出結果

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-3.19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

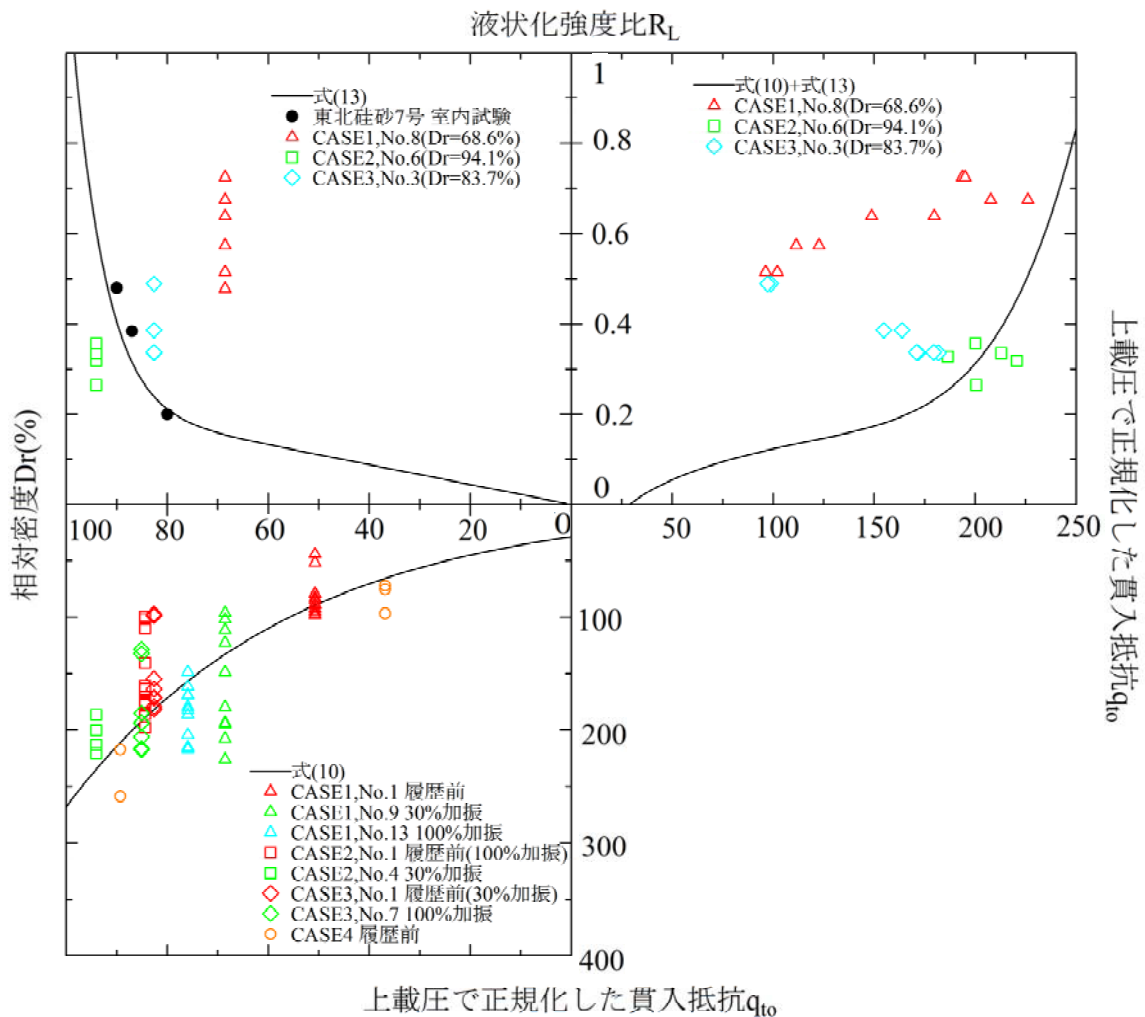


図-3.23 液状化強度比 R_L ・ 相対密度 D_r ・ 正規化先端抵抗 q_{t0} の関係

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-3.20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-3.24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、下向きの動水勾配が形成されていることが分かる。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_u 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。

3.2.5. 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_{0n} 、相対密度 D_r 、液状化強度比 R_L の関係を図-3.23にまとめた。以下、個々の関係について考察を行う。

(1) 相対密度 D_r と正規化先端抵抗 q_{0n} の関係

図-3.23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_{0n} 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_{0n} は式(3.18)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。

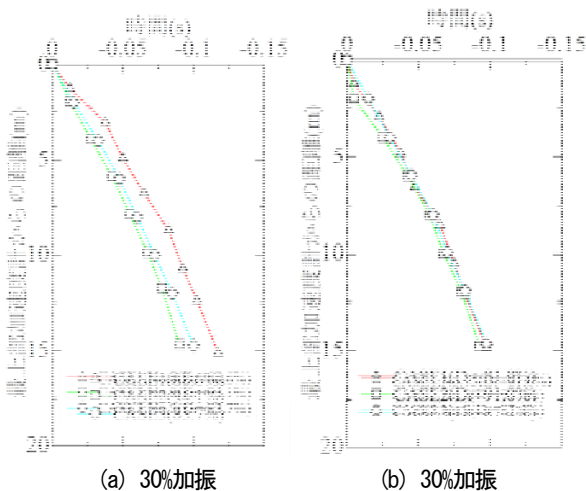


図-3.25 インパルス加振による走時曲線

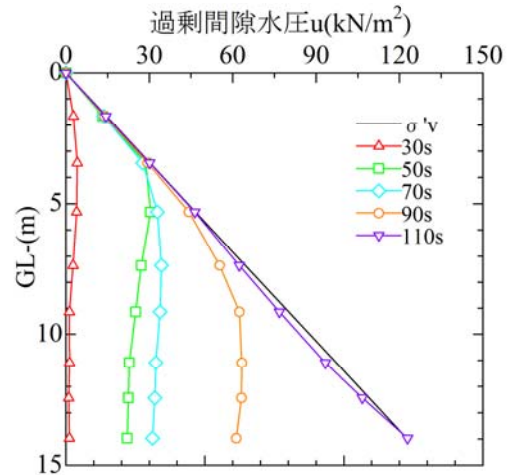


図-3.24 過剰間隙水圧分布の経時変化 (CASE1, No. 15, 100%加振)

(2) 液状化強度比 R_L と相対密度 D_r の関係

図-3.23 左上には、各ケースにおける相対密度 D_r と3.2.4項(4)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²⁵⁾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。

$$R_L = 0.22 \left(\frac{D_r}{100} \right) + 1.5 \left(\frac{D_r}{100} \right)^{15} \quad (3.21)$$

前述のように、本実験より得られた D_r 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 D_r 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 D_r 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 D_r 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 D_r 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 D_r 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 $R_L \cdot D_r$ 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。

(3) 液状化強度比 R_L と正規化先端抵抗 q_{t0} の関係

図-3.23右上には、本実験で得られた R_L と q_{t0} の関係に加え、式(3.18) および(3.21) 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²⁶⁾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。

(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-3.25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²⁷⁾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²⁸⁾。

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。

3.2.6. 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。

3.3. 堆積年代の古いシルト質砂とその再構成試料の繰返しせん断特性

3.3.1. はじめに

これまでの震災経験から、堆積年代の古い地盤ほど液状化被害が生じにくいことが知られており、これは、液状化に対する「年代効果」によるものと考えられている。東北地方太平洋沖地震による東京湾沿岸北部の液状化発生範囲が埋立地の平面範囲とよく対応していた³⁰⁾ことはよく知られており、年代効果が表れた典型的事例として挙げることができる。その後、若松・先名³¹⁾は東北地方太平洋沖地震による液状化発生箇所を東北地方、関東地方にわたって網羅的に調査し、液状化の発生範囲は埋立地等の人工造成地盤や河川による堆積地形に多く、台地や丘陵地帯では谷埋造成地に多いと結論付けている。これも、液状化の発生に対して造成・堆積年代が強く影響を及ぼしていることを示唆している。

ここで、造成・堆積年代の異なる地盤に関する液状化の評価方法について、実務的な取扱いの現状を簡単に紹介しておく、例えば、平成24年に改定された道路橋示方書³²⁾では、堆積年代の比較的古い洪積層については原則として液状化の判定を行う必要はないとされており、液状化の判定対象から除外している。また、既設構造物の耐震診断や防災ハザードマップの作成のように、液状化被害の可能性を広域的かつ概略的に評価するような場面では、微地形区分による液状化危険度の区分がなされることがある^{例えは32B33)}。このように、造成・堆積年代の違いは定性的な判断指標として考慮されることがある。しかし、その定量評価にあたっては多くの課題が残されている。

土木研究所では過去に、数多くの凍結サンプリング試料の液状化試験データを収集し、細粒含有率 $FC < 10\%$ の砂に関する繰返し三軸強度比 R_L と有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値 N_1 の結果をとりまとめている³²⁹⁾。その結果は図-3.26のとおりであり、同じ N_1 に対しても造成・堆積年代が古くなるにつれて R_L が大きくなる傾向が認められることから、少なくとも定性的には液状化強度に対する年代効果が表れていると考えることができる。しかし、定量的に見るとその差は必ずしも大きいものではなく、たとえ洪積砂であっても、この R_L を機械的に F_L の計算式に当てはめれば、液状化が生じると判定されるケースが少なからず出てくる。その一方で、洪積砂が各種構造物の液状化被害を引き起こした事例はこれまでに報告されておらず、評価法と実態との間に乖離が認められる。

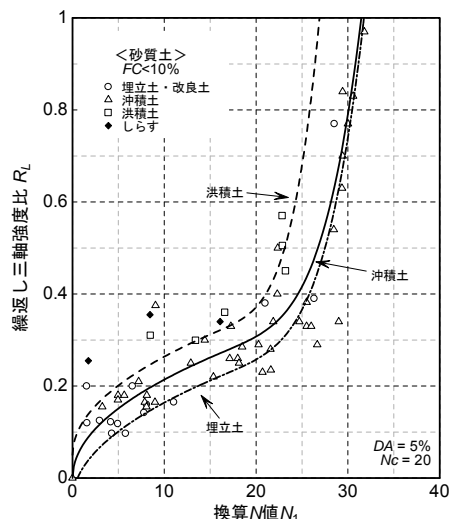


図-3.26 凍結サンプリング試料の液状化試験により得られた繰返し三軸強度比 R_L と換算 N 値 N_1 の関係³²⁹⁾

また、著者ら²⁸⁾が行った東京湾沿岸域の鉛直アレー観測地点における地震記録の波形処理解析からは、深さ方向に見ても液状化の発生範囲が人工地盤に限定的であったとの推定結果が得られているが、その一方で、同サイトの人工埋立層と自然堆積層では繰返し三軸強度比 R_L には顕著な差がなく、現行の液状化判定法に基づく、造成・堆積年代の区別なく液状化が発生するとの判定結果が得られている。

以上の事実から、造成・堆積年代による土の液状化特性の違いが、従来の液状化判定法の枠組みでは適切に区別できていない可能性が考えられる。したがって、年代効果の有無による液状化特性の違いを調査・試験によって適切に区別し、評価・設計法に適切に取り込むためには、まず、年代効果の有無による基本的な力学特性の違いから把握することが必要である。そこで、本報では、洪積層から採取したシルト質砂とその再構成試料を対象としてひずみ制御による繰返しせん断試験を行うことで、年代効果の有無による土の力学特性の違いを評価した結果を報告する。

3.3.2. 試験方法

(1) 試料の採取方法と物理特性

試験対象試料は、千葉市内を流れる花見川の河口付近右岸に位置する花見川緑地²⁸⁾(千葉県千葉市美浜区打瀬地先)で採取された乱れの少ない試料の一部である。試料採取深度はGL-34.0~34.8mであり、当該深度における標準貫入試験 N 値は32、PS検層によるS波速度 $V_s = 311\text{m/s}$ であった。ボーリングコアを観察したところ、採

取対象層は均質な細砂から成り、よく締まっていたもののセメンテーションの発達は認められなかった。試料採取はロータリー式三重管サンプラー（いわゆるチューブサンプリング）により行っており、採取後に現場で水抜きを行った後、ドライアイスにより凍結させて試験室に搬送した。

供試体の物理・安定化特性を表-3.5、粒径加積曲線を図-3.29に示す。粒径は0.1~0.2mmが主体であり、その主成分は豊浦砂に比べるとやや細かい。また、細粒分含有率 $FC=31.3\sim35.8\%$ と細粒分を多く含むものの非塑性であることが特徴である。試験に供した3供試体の粒度分布はよく一致しており、供試体ごとのばらつきは小さい。

表-3.5 供試体の物理・安定化特性

供試体名		4-c, 5-c	4-d1, 5-d1	4-d2, 5-d2
物理	土質区分	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.714	2.712	2.707
	50%粒径 D_{50} (mm)	0.1294	0.1172	0.1191
	均等係数 U_c	48.16	72.47	61.45
	細粒分含有率 FC (%)	31.3	35.8	33.7
	塑性指数 IP		N.P.	
安定化	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.707	
	最小間隙比 e_{min}		0.562	
	最適含水比 w_{opt} (%)		12.9	

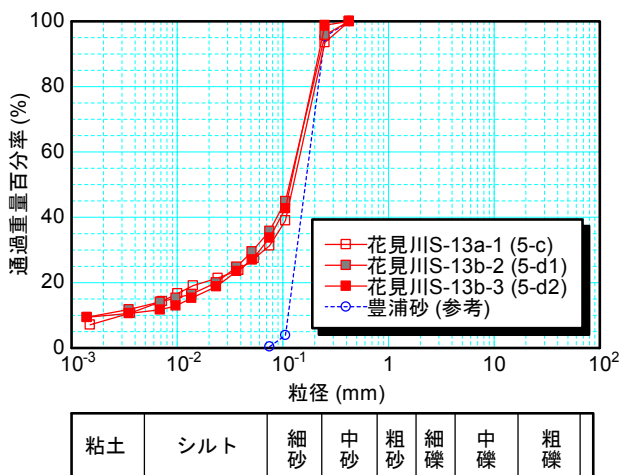


図-3.29 粒径加積曲線

(2) 荷重方法および試験ケース

液状化は非排水に近い条件下での繰返しせん断履歴に対するダイレイタンスの累積によって生じるため、本質的な挙動の違いを理解するためには、ダイレイタンスの累積状況を詳細に把握したいところである。その一方で、体積を一定とする非排水条件では、時々刻々のダイレイタンスの累積状況の測定が不可能である点に難しさがある。

そこで、本研究では、中空ねじりせん断試験装置を用

いて、ひずみ制御による繰返しせん断試験を排水条件および非排水条件で実施することとした。海野ら³⁴⁾が指摘するように、繰返しせん断による体積収縮量がせん断応力履歴よりもせん断ひずみ履歴とよい相関を示すため、同一材料に対して同一のせん断ひずみ履歴を与える実験

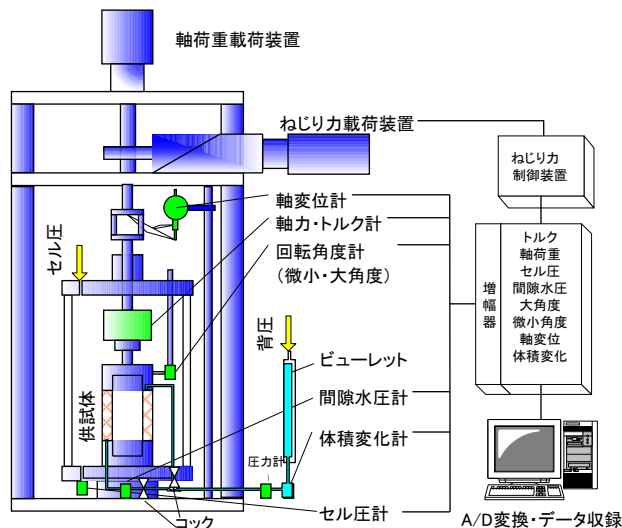


図-3.27 中空ねじりせん断試験装置の概要

表-3.4 各荷重ステージのひずみ振幅

荷重ステージ	せん断ひずみ片振幅 γ_{SA} (%)
1	0.001
2	0.002
3	0.005
4	0.01
5	0.02
6	0.05
7	0.1
8	0.2
9	0.5
10	1
11	2
12	5

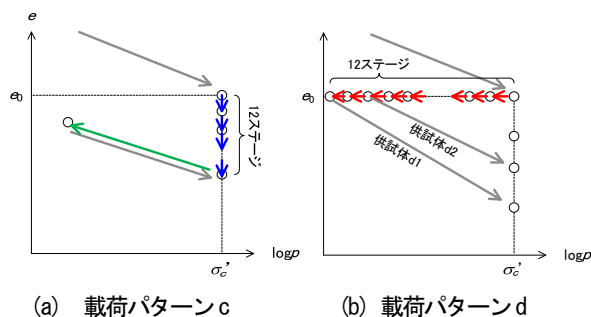


図-3.28 荷重手順の概念図

表-3.6 試験ケース

供試体名	材料No.	供試体 作製方法	拘束圧 σ'_c (kN/m ²)	載荷方法	排水条件	載荷 ステージ	初期圧密後 の間隙比 e_c	初期圧密後の 乾燥密度 ρ_{dc} (kN/m ²)
4-c	4	トリミング 法	210	c	排水	12	0.915	1.417
4-d1				d	非排水	12	0.915	1.416
4-d2				d	非排水	10	0.886	1.435
5-c	5	突き 固め法	210	c	排水	12	0.905	1.424
5-d1				d	非排水	12	0.870	1.450
5-d2				d	非排水	10	0.872	1.446

を排水条件および非排水条件の下で実施することで、非排水繰返しせん断挙動だけでなく、それを影で操るダイレイタンスーの変化とあわせて把握できると考えたためである。試験装置の概要を図-3.27に示す。三軸試験でなく中空ねじりせん断試験としたのは、排水条件によらず同一のせん断ひずみ履歴を与えることができるためである。

繰返しせん断試験の載荷方法は、パターンc、パターンdの2種類とした。載荷パターンcは、繰返しせん断中のダイレイタンスーの累積状況を詳細に把握することを目的として、排水条件で実施したものである。その手順は次のとおりである。

- c1) 軸差せん断を与えないように注意しつつ、所定の圧密応力 σ'_c (等方) に達するまで軸応力とセル圧を段階的に増加させる。以降、この圧密過程を初期圧密と呼ぶこととする。初期圧密過程における圧縮特性を把握するため、状態量を連続的に計測する。
- c2) 排水条件下でひずみ制御により繰返しせん断を与える。1ステージの繰返し回数は5サイクルとし、全12ステージにわたってひずみ振幅を漸増させる。各ステージにおけるひずみ片振幅 γ_{s4} は表-3.4のとおりである。ただし、 γ_{s4} が0.1%程度のひずみ振幅までは、ひずみ制御により一定振幅を精度よく与え続けることが難しかったため、応力制御により載荷した。
- c3) 背圧を調整することで供試体を段階的に膨潤させた後、段階的に σ'_c まで圧密させる。この過程においても状態量を連続的に計測する。

また、載荷パターンdは液状化特性の把握を目的とし、非排水条件で実施したものである。その手順は以下のとおりである。

- d1) 上記c1) と同一の手順により供試体を圧密させる。
- d2) 非排水条件下でひずみ制御により繰返しせん断を与える。1ステージの繰返し回数は5サイクルとし、表-3.4に示す全12ステージにわたってひずみ振幅を漸増させる。ただし、供試体名にd2を付したケースでは10ステージで繰返しせん断を終了する。また、 γ_{s4} が0.1%程度のひずみ振幅までは、応力制御により

載荷する。各載荷ステージの終了後、供試体を圧密させることなく、非排水条件のまま次の載荷ステージに移行した。

d3) ビューレット側に設けた圧力計で監視しつつ、供試体とビューレットの前後での水圧差が5kN/m²となるように背圧を増加させた後、排水コックをゆっくり開放する。その後、背圧を段階的に減少させることで供試体を σ'_c まで圧密させ、そのときの状態量の変化を連続的に計測する。

参考までに、 $e \cdot \log p$ 空間上で見た載荷手順のイメージを図-3.28に示す。圧密応力 σ'_c は、想定される原位置の平均有効応力として210kN/m²とした。

試験ケース一覧を表-3.6に示す。試験対象は、上述の原位置採取試料 (材料 No.4) とその再構成試料 (材料 No.5) であり、本報では便宜的に前者を不攪乱試料、後者を再構成試料と呼ぶこととする。ただし、不攪乱試料と言ってもチューブサンプリング試料であり、採取時の乱れの影響を受けている可能性は否定できない。しかしながら、完全に乱された再構成試料とは異なり、原位置での長期的な時間経過、応力履歴の影響がある程度は残っているものと考えられるため、再構成試料による試験結果との対比により、少なくとも定性的には年代効果の影響を把握することができると考えられる。

不攪乱試料については、トリミング法により供試体を作製し、試験機に設置して20kN/m²の拘束圧の下で融解させた後に飽和させた。供試体は表-3.6に示す4-c, 4-d1, 4-d2の3つである。

再構成試料は、試験後の不攪乱試料を一度完全に乱し、密度を一致させて突き固めることにより作製したものである。不攪乱状態での試験後の3供試体を混ぜ合わせていないため、不攪乱試料4-c, 4-d1, 4-d2を再構成したものがそれぞれ5-c, 5-d1, 5-d2に対応している。供試体作製にあたっては、不攪乱試料の初期状態 (初期圧密前の拘束圧20kN/m²の状態) における含水比に一致するように含水調整した上で、不攪乱試料の初期状態における乾燥密度を目標として密度を調整した。その後、供試体を試験機に設置し、20kN/m²の拘束圧の下で飽和させた。細

粒分の多い試料を湿潤状態で突き固めることによって供試体を作製したが、飽和過程における体積収縮傾向（コラプスの進行）は見受けられなかった。

初期圧密後の間隙比 e_0 、乾燥密度 ρ_{dk} は表-3.6 に示すとおりであり、表-3.5 の最大乾燥密度 ρ_{dmax} から算出される締固め度 D_c は、不攪乱、再構成の全試料を含めて 82~85%であった。なお、初期圧密過程では、不攪乱試料に比べて再構成試料の方が大きな体積圧縮を生じたため、結果的に、不攪乱試料よりも再構成試料の ρ_{dk} がわずかながら大きくなっている。

3.3.3. 試験結果

(1) $G \cdot \gamma$ 関係

試験結果から $G \cdot \gamma$ 関係を整理したものを図-3.30 に示す。ここでは、ひずみレベルの増大に伴う剛性低下度合いを強調するため、縦軸 (G) を対数で表示している。また、同図には各ステージの最終サイクルだけでなく、全サイクルの試験結果を示している。

まず、小ひずみ域 ($\gamma_{sf}=10^{-3}$ %オーダー) のせん断弾性係数 G_0 に着目する。速度検層に基づく原位置でのせん断弾性係数 G_0 は 190 MN/m^2 程度であった。同一材料で同程度の密度を有する供試体 4-d1, 5-d1 を比較すると、不攪乱試料 4-d1 の G_0 が原位置と同程度、再構成試料 5-d1 の G_0 が原位置の半分程度である。一方、同一材料で同程度の密度を有する供試体 4-c, 5-c を比較すると、不攪乱試料 4-c の G_0 が原位置の半分以下、再構成試料 5-c の G_0 が原位置と同程度となっている。この解釈は難しいが、不攪乱試料が採取時の乱れを受けていたことによる影響や、不攪乱試料と再構成試料の初期圧密後における密度の違いの影

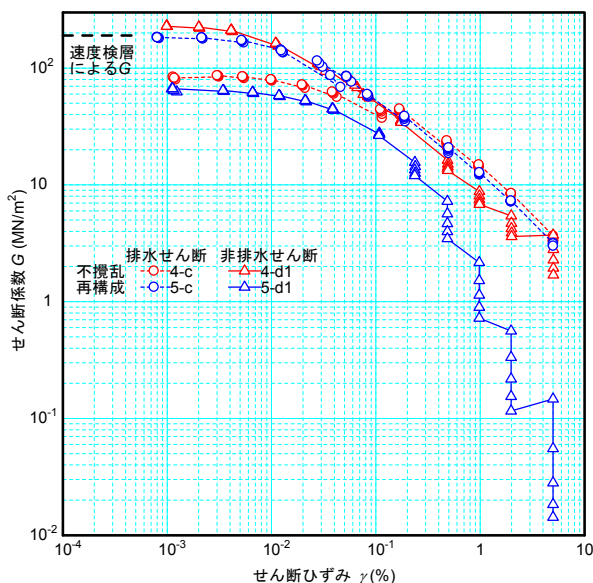


図-3.30 $G \cdot \gamma$ 関係

響、密度のみをあわせた再構成試料では原位置の粒子構造を再現できていないことによる影響などが考えられる。いずれにせよ、年代効果によって G_0 が増加するといった単純な関係を見出すことはできない。

次に、ひずみレベルの増大に伴う剛性低下に着目する。排水繰返しせん断を与えたケースでは、過剰間隙水圧が上昇しないため、試験結果には単にひずみ依存性の違いのみが反映されることとなる。最終サイクル ($\gamma_{sf}=5\%$ 、5 サイクル目) のときの G/G_0 を求めると、不攪乱試料 4-c で 0.039、再構成試料 5-c で 0.016 であった。不攪乱試料の方が剛性低下度合いが小さく、年代効果の影響である可能性も考えられるが、むしろ、ひずみレベルが大きくなるほど両供試体の G が近い値を示していることから、 G/G_0 の差は単なる G_0 の差であると見ることもでき、有意な差とは言い難い。

一方、非排水繰返しせん断を与えたケースでは、ひずみ依存性に加えて過剰間隙水圧の影響が試験結果に反映されることとなる。最終サイクル ($\gamma_{sf}=5\%$ 、5 サイクル目) における G/G_0 を求めると、不攪乱試料 4-d1 で 0.0074、再構成試料 5-d1 で 0.00022 と顕著な差が生じている。再構成試料については、ひずみレベルの増大に伴う剛性低下もさることながら、 $\gamma_{sf}=0.5\%$ 以降では同一ひずみ振幅でサイクル数を重ねることによる剛性低下も顕著である。

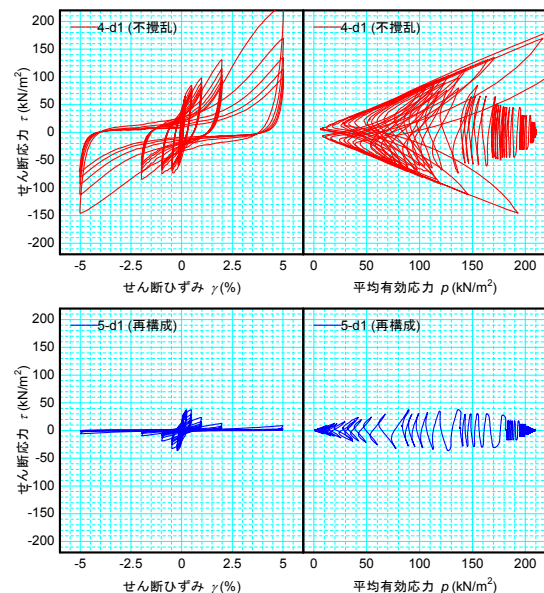


図-3.31 $\tau \cdot \gamma$ 関係および有効応力経路 (非排水条件)

(2) 非排水繰返しせん断に対する応力・ひずみ関係および有効応力経路

不攪乱試料と再構成試料に非排水条件下で12ステージ

まで繰返しせん断を与えたケース (4-d1,5-d1) について、せん断応力 τ ・せん断ひずみ関係 γ および有効応力経路を図-3.31に示す。

図から明らかなように、不攪乱試料4-d1は平均有効応力 p が一時的にゼロ付近まで低下するものの、有効応力の回復を伴う大きなせん断応力の発現 (サイクリックモビリティ) が顕著であり、粘り強い挙動を示している。

図-3.30に示すように、 $G \cdot \gamma$ 関係が排水繰返しせん断 (4-c) による結果と遜色ないものとなっているのは、このためである。一方、再構成試料5-d1は水圧上昇後の有効応力の回復が乏しく、発揮されたせん断応力も小さなものとなった。

(3) 排水せん断に対する応力・ひずみ関係およびひずみ経路

不攪乱試料と再構成試料に排水条件下で12ステージまで繰返しせん断を与えたケース (4-c,5-c) について、 $\tau \cdot \gamma$ 関係およびひずみ経路 ($\varepsilon_v \cdot \gamma$ 関係) を図-3.32に示す。なお、本報に示す体積ひずみ ε_v は、全て初期圧密終了時をゼロとして算出している。

$\tau \cdot \gamma$ 関係のループ形状は両供試体でよく似ている。しいて言えば、不攪乱試料では12ステージ目 ($\gamma_{5d1} = 5\%$) の第1サイクルで、 τ が一度ピークを示したのちに低下する傾向 (ひずみ軟化) が認められる点と、せん断ひずみ最大時に発揮されるせん断応力が再構成試料に比べて不攪乱試料の方がわずかに大きい点に違いがある。

次に、ひずみ経路に着目する。ダイレイタンシーには、非可逆的に収縮側へと累積する成分と、半サイクルのせん断の載荷・除荷に伴って膨張・収縮を繰返す成分があり、ここでは前者を累積成分、後者を増減成分と呼ぶこととする。両供試体を比較すると、累積成分の大きさに顕著な差が生じており、最終的な体積収縮量は不攪乱試料では3%程度であるのに対し、再構成試料では8%程度に達した。ダイレイタンシーの累積成分は、せん断に対する土粒子の微視構造の攪乱に起因するものであるため、年代効果による微視構造の安定度合いの違いが表れたものと考えられる。

(4) 体積収縮と過剰間隙水圧の累積

せん断履歴の累積に伴う体積ひずみの累積状況を図-3.33に示す。せん断履歴の指標は次式により算出される累積せん断ひずみ γ_{acm} とした。

$$\gamma_{acm} = \int |\dot{\gamma}| dt \quad (3.22)$$

ここに、ドット ($\dot{\cdot}$) は時間微分を表す。排水繰返しせ

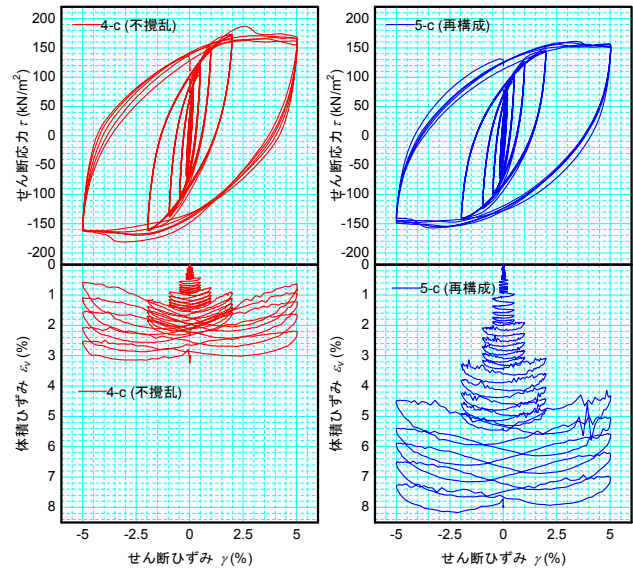


図-3.32 $\tau \cdot \gamma$ 関係およびひずみ経路 (排水条件)

ん断を行ったケースでは、測定されたダイレイタンシーの連続的な変化を示している。非排水繰返しせん断を行ったケースでは、繰返しせん断後の圧密排水が終了した時点の体積ひずみのみを示している。

累積成分の進行速度が再構成試料に対して不攪乱試料の方が遅いことは、前述のとおりである。その一方で、増減成分の振幅は、両供試体で同程度である。ダイレイタンシーの増減成分は土粒子同士の幾何学的な干渉によって生じるため、微視構造よりも粒子径、粒度組成、粒子形状等により決まっていると考えられる。

12ステージまで非排水繰返しせん断を行ったケースにおける最終的な体積収縮量は不攪乱試料で1.8%、再構成試料で5.8%である。きれいな砂に対する石原・吉嶺³⁵⁾の試験結果によれば、非排水繰返しせん断後の体積ひずみはせいぜい4%程度であり、これに比べると再構成試料5-d1の体積ひずみはやや大きい。しかし、近年の石原ら³⁶⁾の試験結果によれば、細粒分を多く含む土ほど非排水繰返しせん断後に大きな体積ひずみを生じる傾向があり、大きなもので6%を超えていることから、これと調和的な結果が得られていると言える。

なお、いずれの供試体についても、非排水繰返しせん断後の体積収縮量は、排水繰返しせん断後のそれに比べて小さい。せん断中の体積収縮量には拘束圧依存性があり³⁷⁾、拘束圧が小さいほど収縮傾向が弱まるため、非排水繰返しせん断に伴う平均有効応力 p の低下によって、ダイレイタンシーの累積速度が低下した結果であると考えられる。

次に、非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧の累積

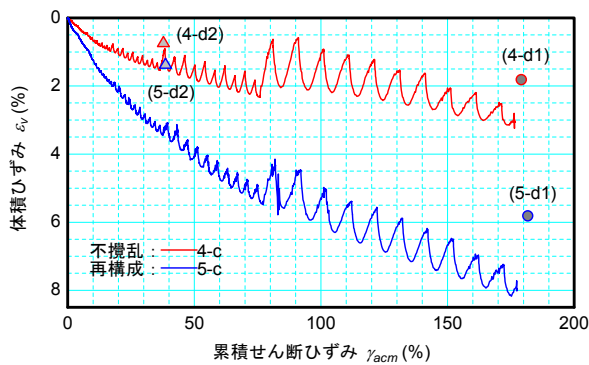
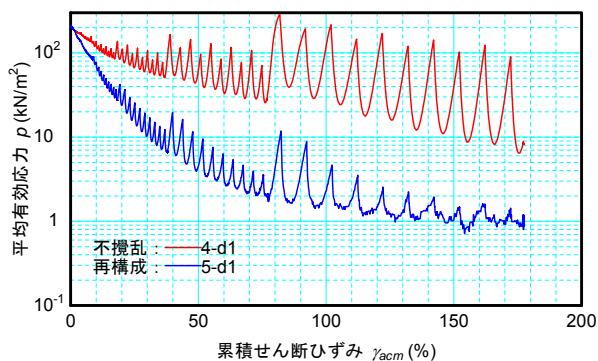
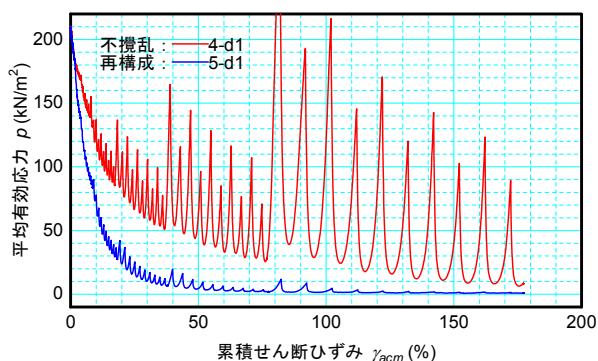


図-3.33 累積せん断ひずみ γ_{acm} と体積ひずみ ϵ_v の関係



(a) 縦軸を対数表示



(b) 縦軸を実数表示

図-3.34 累積せん断ひずみ γ_{acm} と平均有効応力 p の関係

傾向として、累積せん断ひずみ γ_{acm} と平均有効応力 p の関係を図-3.34に示す。同図(a)では縦軸(p)を対数で表示し、(b)では実数で表示している。

図-3.33に見られたダイレイタンスの累積傾向と同様に、全サイクルを通じた有効応力の低下速度は、再構成試料に比べて不攪乱試料の方が明らかに遅い。また、有効応力の増減成分の振幅は、同図(a)のように p を対数表示すれば、再構成試料のおおよそ $p < 1.5 \text{ kN/m}^2$ の範囲を除き、不攪乱試料と再構成試料で概ね一致している。有効応力の増減成分はダイレイタンスの増減成分に起因

するものであり、ダイレイタンスの増減成分の振幅が不攪乱試料と再構成試料で同程度であったことを考えると、これは、非排水せん断中に生じているダイレイタンス（実際には測定することができないが）と平均有効応力の対数 $\log p$ が概ね比例することを示唆している。ただし、実数表示で見れば、再構成試料に比べて不攪乱試料の p の増減成分の振幅は非常に大きい。したがって、非排水繰返しせん断中の非可逆的な収縮傾向が強い再構成試料では、ダイレイタンスの増減成分が有効応力の増減に寄与しにくく、その結果としてサイクリックモビリティの発現が弱まったものと理解される。逆に、非可逆的な収縮傾向が弱い不攪乱試料では、ダイレイタンスの増減成分が有効応力の増減に寄与しやすく、サイクリックモビリティを発現しやすいため、挙動の粘り強さが生まれたものと理解することができる。

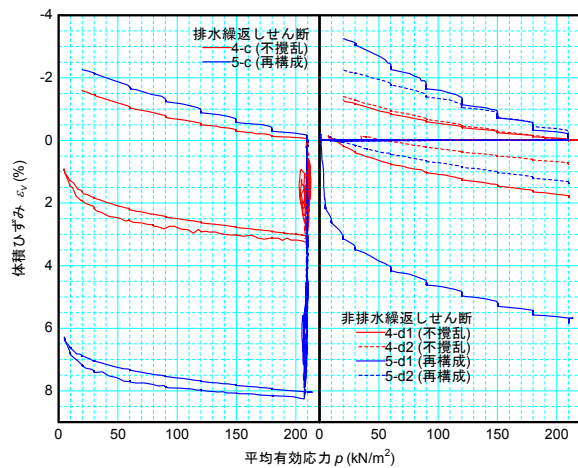
なお、水圧上昇後の低拘束圧域における $\epsilon_v \cdot \log p$ 関係の線形性（あるいは $e \cdot \ln p$ 関係の線形性）が存在するかどうかについて、砂の構成モデルに関する既往の研究では、 $p \approx 0$ 付近では線形とならないとの指摘³⁸⁾³⁹⁾や、セル圧と間隙水圧の差として得られる平均有効応力の測定精度に限界があるとの指摘⁴⁰⁾もある。構成モデルを扱う上で $p \approx 0$ 付近でのモデル化が重要であり、シビアな評価が要求されるが、ここで述べた $\epsilon_v \cdot \log p$ 関係の線形性は、定性的な挙動の理解のためのラフな見方であることを断っておく。

(5) 圧縮特性

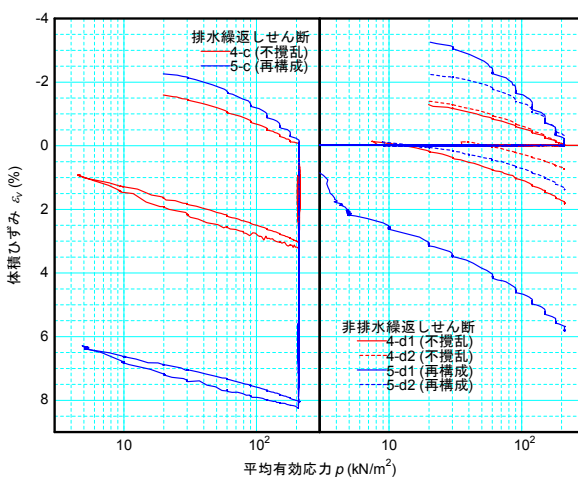
初期圧密～繰返しせん断～繰返しせん断後の圧縮・膨潤過程における体積ひずみ ϵ_v ・平均有効応力 p 関係を図-3.35に示す。同図(a)では横軸(p)を実数で表示し、(b)では対数で表示している。いずれも左図は排水繰返しせん断（载荷パターンc）を行ったケース、右図は非排水繰返しせん断（载荷パターンd）を行ったケースである。繰返しせん断中の体積ひずみの累積や有効応力の低下については前述のとおりであるため、ここでは特に言及しない。

初期圧密過程における圧縮曲線（ $\epsilon_v \cdot p$ 関係）に着目すると、再構成試料よりも不攪乱試料の方がゆるい勾配を示しており、圧縮性（ $d\epsilon_v/dp$ ）が小さいことが分かる。これは応力履歴（過圧密比）の違いによるものと捉えるのが素直であり、一種の年代効果と言えるのかもしれない。

排水繰返しせん断後の圧密過程については、いずれのケースも、初期圧密過程に比べて著しい圧縮性の変化が認められない。 p を対数で表示した図-3.35(b)で見れば、繰返しせん断後の方がどちらかと言えば勾配がゆるくな



(a) 横軸を実数表示



(b) 横軸を対数表示

図-3.35 体積ひずみ ε_v ・平均有効応力 p 関係

っており、密実化や過圧密化が影響した可能性も考えられる。

一方、非排水繰返しせん断後の圧縮過程に着目すると、12ステージ目 ($\gamma_{sr}=5\%$) までのせん断履歴を与えた再構成試料5-d1では、繰返しせん断直後の圧縮曲線が著しく非線形であり、低拘束圧域 (概ね $p < 20\text{kN/m}^2$) に極めて高い圧縮性を示す領域が出現しているのが特徴的である。砂が非排水繰返しせん断を受けた後に低拘束圧域で高い圧縮性を示す傾向は、例えば仙頭ら³⁹⁾の実験においても確認されている。これに対して、12ステージ目 ($\gamma_{sr}=5\%$) までの非排水繰返しせん断履歴を与えた不攪乱試料4-d1については、初期圧密時と同程度の圧縮性を示している。

ところで、圧縮性の増加が非排水繰返しせん断中のどの時点から生じ始めるのかは、興味深い点である。10ステージ目 ($\gamma_{sr}=1\%$) までのせん断履歴を与えた再構成試料5-d2では、過剰間隙水圧比がちょうど0.95程度に達

した時点で繰返しせん断を終了することとなったが、微視構造の不安定な再構成試料であっても、この程度のせん断履歴を受けた直後では圧縮曲線が概ね線形である。したがって、著しい圧縮性の増加は、それ以降に受けるせん断履歴によって生じているようである。

3.3.4. 考察

以上の試験結果に基づくと、年代効果の有無による土の力学特性の差異とそのメカニズムは、次のように説明することができる。

年代効果を有し、微視構造が安定している場合は、繰返しせん断による負のダイレイタンスの累積速度が遅く、また、低拘束圧域における圧縮性の増加も生じにくいいため、正のダイレイタンスが平均有効応力の増加に寄与しやすい。このため、非排水繰返しせん断に対して顕著なサイクリックモビリティを發揮し、水圧上昇後も粘り強い挙動を示すことができる。

一方、弱齢で微視構造が安定していない場合は、繰返しせん断による負のダイレイタンスの累積速度が早い。また、水圧上昇後のせん断履歴の累積によって低拘束圧域における圧縮性の急増が生じることがあり、その場合は正のダイレイタンスが平均有効応力の増加に寄与しにくくなる。その結果として、水圧上昇後のサイクリックモビリティの発現が弱く、急激な剛性低下を生じることとなる。

その他、水圧上昇後の低拘束圧域における土の圧縮性の高まりは、地震動後の圧密挙動 (ポスト液状化過程) に対しても悪影響を及ぼす。大林・佐々木¹¹⁾の模型実験のように、液状化後の水圧消散過程では、砂層上部に圧密がほとんど進行しない (有効応力がほとんど回復しない) 領域がしばらくの間残存することがあり、このような間隙水圧の深さ方向分布は、自重圧密が完了していない地盤の自重圧密過程で、圧密係数 $c_v (=k/m_v\gamma_w)$ 、 k : 透水係数、 m_v : 体積圧縮指数、 γ_w : 水の単位体積重量) が増加する場合に形成されることが知られている¹²⁾¹³⁾。本報に示した再構成試料5-d1では、繰返しせん断中に圧縮性が急激に増加したものと見られるが、繰返しせん断後の圧密過程で見れば、圧縮性 (m_v) が急激に低下していくこととなるため、圧密中の c_v の増加をもたらすこととなる。このように、非排水繰返しせん断に伴う圧縮性の変化は、地震動後に有効応力がほとんど回復しない領域の長時間にわたる継続をもたらす、地盤に流動的な大変形が生じさせることで液状化被害に関与している可能性も考えられる。

今後、今回の試験で見られたような年代効果による挙

動の違いを、どのような調査・試験によって把握することができるか、液状化判定や各種構造物の耐震性評価にどのような形で取り込むことができるかについて、さらなる検討を続けていく必要がある。

3.3.5. まとめ

本研究では、年代効果の有無が異なる2種類のシルト質砂を対象に、ひずみ制御による繰返しせん断試験を行い、その力学特性の違いを詳細に調べた。得られた知見は次のとおりである。

- 年代効果を有する不攪乱試料は、非排水繰返しせん断を受けたときにサイクリックモビリティを顕著に発揮し、水圧上昇後も粘り強い挙動を示した。その結果、不攪乱試料に非排水繰返しせん断を与えたときの $G \cdot \gamma$ 関係は、排水繰返しせん断を与えた場合に比べて遜色のないものとなった。
- 年代効果によってサイクリックモビリティの発現状況に差異が生じた原因は、繰返しせん断履歴に対する負のダイレイタンスの累積速度の違いと、水圧上昇後の低拘束圧域における圧縮性の急変の有無にある。
- せん断弾性係数、排水強度といったせん断特性や、正のダイレイタンスの大きさに対しては、年代効果による著しい差異が認められなかった。

今後、今回の試験で見られたような年代効果による挙動の違いを、どのような調査・試験によって把握することができるか、液状化判定や各種構造物の耐震性評価にどのような形で取り込むことができるかについて、さらなる検討を続けていく必要がある。

4. 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数の見直し

4.1. 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

4.1.1. 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¹⁷⁾²²⁾については、大きな見直しがなされていない。

現行の液状化判定法¹⁾では、地震時の地中せん断応力 τ を次式により求める。

$$\tau = r_d k_{hg} \sigma_v \quad (4.1)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (4.2)$$

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(4.1)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²²⁾。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(4.2)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¹⁷⁾。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⁴¹⁾⁴²⁾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、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⁴³⁾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。

4. 1. 2. 理論的考察

(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、右向きの水平変位 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-4.1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様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、次式のようになる。

$$\tau_0 = -k_{hg} \sigma_v = \ddot{u}_s (\sigma_v / g) \tag{4.3}$$

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(4.3)は次のように書き換えられる。

$$\tau_0 = -2E_1 \omega^2 (\sigma_v / g) e^{i\omega t} \tag{4.4}$$

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。

$$\tau_j = i\omega \rho_j V_{Sj}^* \left[E_j e^{i\omega z_j / V_{Sj}^*} - F_j e^{-i\omega z_j / V_{Sj}^*} \right] e^{i\omega t} \tag{4.5}$$

$$V_{Sj}^* = V_{Sj} / \sqrt{1 - i \cdot 2h_j} \tag{4.6}$$

ここに、 $z_j, \rho_j, V_{Sj}^*, E_j, F_j$ 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^* を変形したものである。

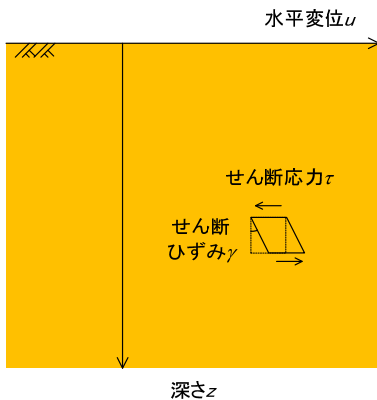


図-4.1 深さ z 、水平変位 u 、せん断ひずみ γ およびせん断応力 τ の正方向

液状化判定で用いる深さ方向の低減係数 F_r 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。

$$F_r = \tau / \tau_0 = -\frac{i\rho_j g V_{Sj}^*}{2E_1 \omega \sigma_v} \left[E_j e^{i\omega z_j / V_{Sj}^*} - F_j e^{-i\omega z_j / V_{Sj}^*} \right] \tag{4.7}$$

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。

$$\tau = F_r \tau_0 = F_r \ddot{u}_s \cdot (\sigma_v / g) \tag{4.8}$$

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(4.7)を展開すると、次の単純化された調和振動解が得られる。

$$F_r = \frac{\sin \omega z / V_{Sj}^*}{\omega z / V_{Sj}^*} \tag{4.9}$$

また、地震時の地盤の応答特性に対しては、地盤物性 (V_{Sj}, h_j) 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_{Sj} に、ひずみ依存性による低下率 $c_v (= (G/G_0)^{0.5})$ を乗ずることで、次のように表すこととする。

$$F_r = \frac{\sin \omega z / c_v V_{Sj}^*}{\omega z / c_v V_{Sj}^*} \tag{4.10}$$

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(4.8)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のように、 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 F_r を求めることができる。

(2) F_r の周波数特性と物理的意味

式(4.10)による F_r の周波数特性を図-4.2に示す。ここに、 $|F_r|, \phi_r$ 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 $\omega z / c_v V_{Sj}$ 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、 $\omega z/c_s V_s = \pi$ 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 $c_s V_s$ 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 $z/c_s V_s$ (=地表から z までの波動伝播時間)の大きさに応じて、図-4.2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、 ωz が大きいほど、あるいは $c_s V_s$ 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 $\omega z/c_s V_s \leq 2$ 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 $\omega z/c_s V_s \geq 2$ 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 $\omega z/c_s V_s$ 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 $\omega z/c_s V_s$ が大きくなると ω に対する ϕ_{Fr} の接線勾配 $d\phi_{Fr}/d\omega$ (= 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-4.2に示した ϕ_{Fr} 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 $t_{gr} = z/c_s V_s$ 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(4.10)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) 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44)5)。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-4.2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_{Fr} が初めて -180° に達するとき(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_{cr} 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(4.10)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(4.10)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(4.11)のとおりである。図-4.3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 $z/c_s V_s$ 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。

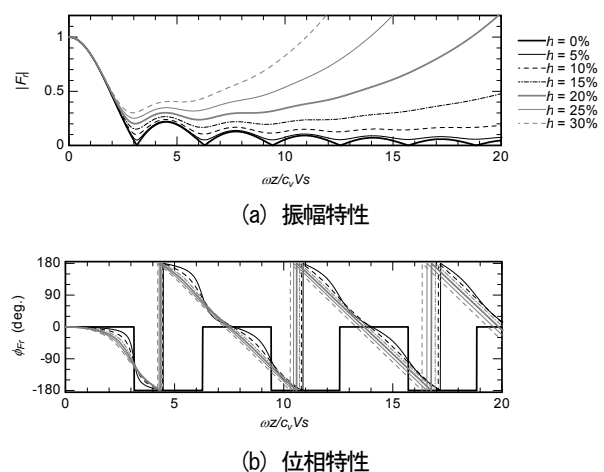


図-4.2 式(4.10)による F_r の周波数特性

$$F_r(\omega) = \begin{cases} F_{r0}(\omega) & (\omega \leq \omega_{rev}) \\ |F_{r0}(\omega_{rev})| \cdot \exp[-i \cdot \phi_{Fr0}(\omega)] & (\omega_{rev} < \omega) \end{cases} \quad (4.11a)$$

$$F_{r0}(\omega) = \frac{\sin \omega z / c_v \cdot V_s^*}{\omega z / c_v \cdot V_s^*} \quad (4.11b)$$

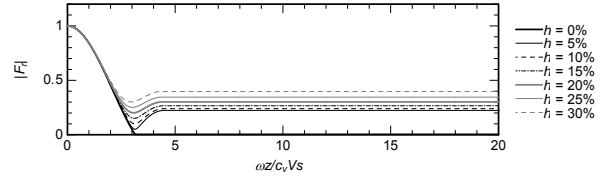
(4) 提案手法のフローとパラメータ設定方法

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-4. 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。

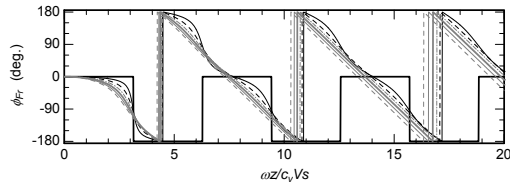
式(4.9)の誘導にあたっては、地表～着目深さ z までの V_s が一定であるとして単純化した。この平均 V_s は、表層地盤全体で一定値であるとして扱う方法も考えられるが、むしろ、着目深さ z ごとに異なる値として扱うことで、地層構成の影響をある程度反映させることができる。つまり、 V_s が深さ方向に非一様な実地盤に対しては、地表から微小なS波を発振したときの深さ方向の走時曲線（ダウンホール方式のPS検層で得られる走時曲線と同義）における着目深さ z での走時 t_p の割線勾配を平均 V_s ($= z/t_p$)として扱うこととする。見方を変えると、これは、各深さ z における走時 t_p を式(4.11)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⁴⁶⁾⁵¹⁾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⁸⁾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⁵²⁾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、



(a) 振幅特性



(b) 位相特性

図-4.3 式(11)による F_r の周波数特性(提案手法)

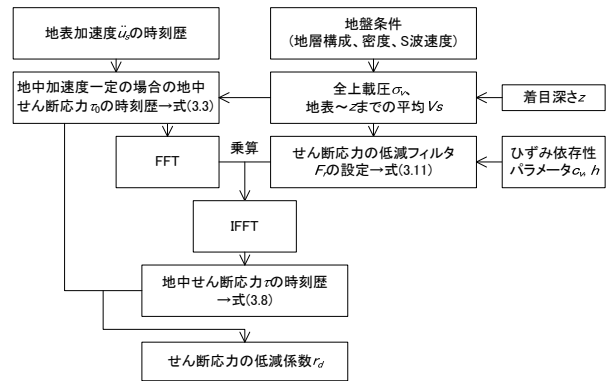


図-4.4 提案手法による地中せん断応力 τ および低減係数 r_d の評価フロー

h_{max} の統計量を求めている。

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) = h_{max} (1 - c_v^2) \quad (4.12)$$

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。

4.1.3. 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。

(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き合う。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。

$$\tau_j = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^j \rho_k (\ddot{u}_{k-1} + \ddot{u}_k) (z_k - z_{k-1}) \quad (4.13)$$

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(4.13)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2³³⁾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。各実験の模型概要については川口ら¹⁸⁾を参照されたい。実験1の模型地盤は、層厚5.72mで $Dr=56\%$ の上部砂層と、層厚10.02mで $Dr=90\%$ 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 $Dr=82\%$ 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。

入力地震動波形については川口ら¹⁸⁾を参照されたい。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I、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(4.3)により τ_0 を、式(4.13)により τ を求めた。なお、実験2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。

(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⁸⁾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(前後テーパーは各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 z を τ

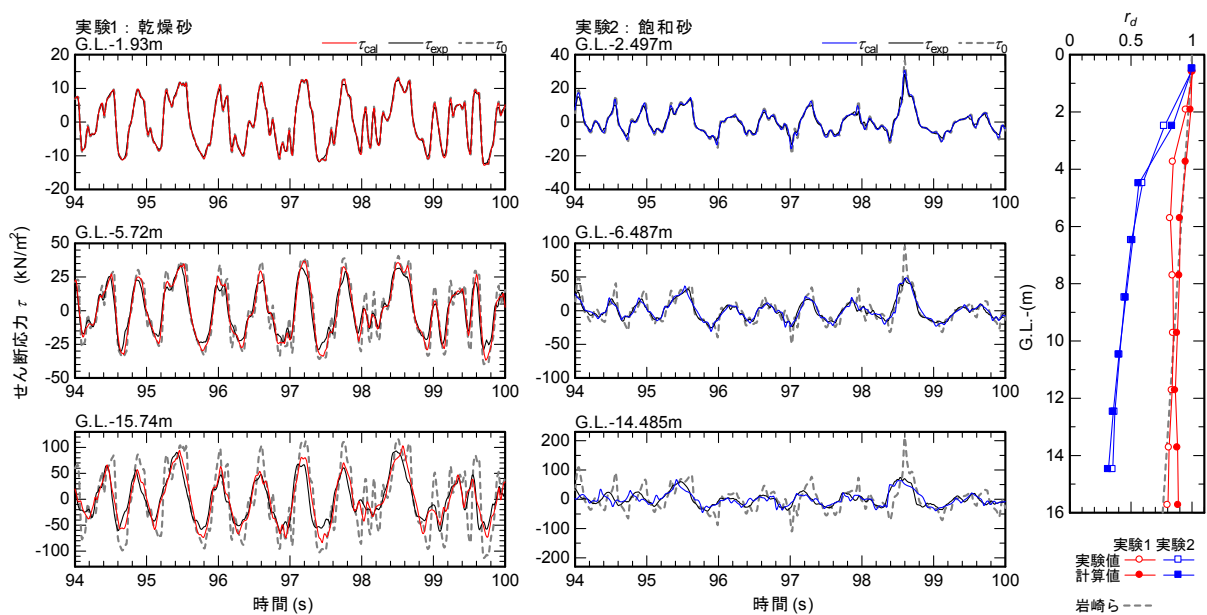


図-4.5 ピーク時刻周辺の τ の時刻歴および r_d の深さ方向分布

で除すことで、ひずみ依存性の影響を含めたS波速度 c_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) 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-4.5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/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(4.2)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(4.2)の半分以下となっている。

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。

4.1.4. 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様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/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ができる τ/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 τ/τ_0 ($=F_r$) 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_r は、高振動数域で τ の振幅特性を発散させるという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/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。

4.2. ひずみ依存性によるS波速度低下率 c_v の設定方法

4.2.1. はじめに

本研究では、4.1に示す手法の適用範囲の拡大を図るため、強震記録から地中せん断応力を直接的に推定する際にポイントとなる表層地盤のひずみ依存性によるS波速度の低下率 c_v について、地表の地震記録から簡易に設定する手法を検討し、鉛直アレー記録および模型実験を対象に、一連の手法の適用性について検証した。

4.2.2. 鉛直アレー記録の波形解析

実地盤における表層の非線形応答に関するデータを得るため、鉛直アレー記録の波形処理解析を行った。ここでは、地盤条件が明らかであり、かつ、少なくとも1度は大規模地震動を記録した観測地点として、ポートアイランド⁵⁴⁾(GL.およびGL.-32m.以下、PI)、小名浜港湾事務所⁵⁴⁾(GL.およびGL.-11.05m.以下、小名浜)、山崎

震動観測所⁵⁵⁾(小段および小段-22m.以下、山崎)の3サイトを選定し、1サイトあたり約20地震の記録について解析を行った。

波形処理解析においては、水平動の位相速度 c 、平均せん断ひずみ γ を算出した。位相速度 c は、大町・田原⁸⁾の方法により算出した。平均せん断ひずみ γ は、地表・地中の相対加速度の2回積分によって相対変位を求め、それを単に地震計間距離で除すことによって算出した。

4.2.3. c_v , γ と地表地震動指標の相関

c_v, γ と地表地震動指標(PGA, PGV, PGD, SI)の相関関係を図-4.6に示す。同図に示す c_v, γ は、1地震ごとのそれぞれ最小値、最大値である。 c_v については、どの指標で見ても地震動強さに応じて低下する傾向がある。一方、 γ は PGV, PGD, SI に対して線形に近い関係を有し、 PGA との相関が悪いことが分かる。各指標の優劣を見極めるためにはさらなるデータの充実を図る必要があるが、ここでは c_v の簡易評価に用いる指標として PGV を選定することとする。これは、後述のように地表速度が地中せん断ひずみとの間に理論的關係を有し、定式化を行う上で有利となると考えたためである。

c_v と PGV の相関をより詳細に調べるため、各地震記録において、 c_v と PGV を約2.56秒間隔で求めた。その結果を図-4.7に示す。個々のサイトで見れば、 c_v と PGV の相関は良好である。一方、軟弱粘土を主体とする山崎では c_v が低下しにくく、砂を主体とする小名浜では c_v が低下しやすいなど、サイト依存性が認められる。

4.2.4. S波速度低下率 c_v の簡易設定法の定式化

上記の検討結果を踏まえ、 c_v の簡易設定法の定式化について検討する。表層地盤を一樣とみなして単純化すると、地中せん断ひずみ $\gamma(z, t)$ 、地表速度 $\dot{u}_s(t)$ の關係は次式

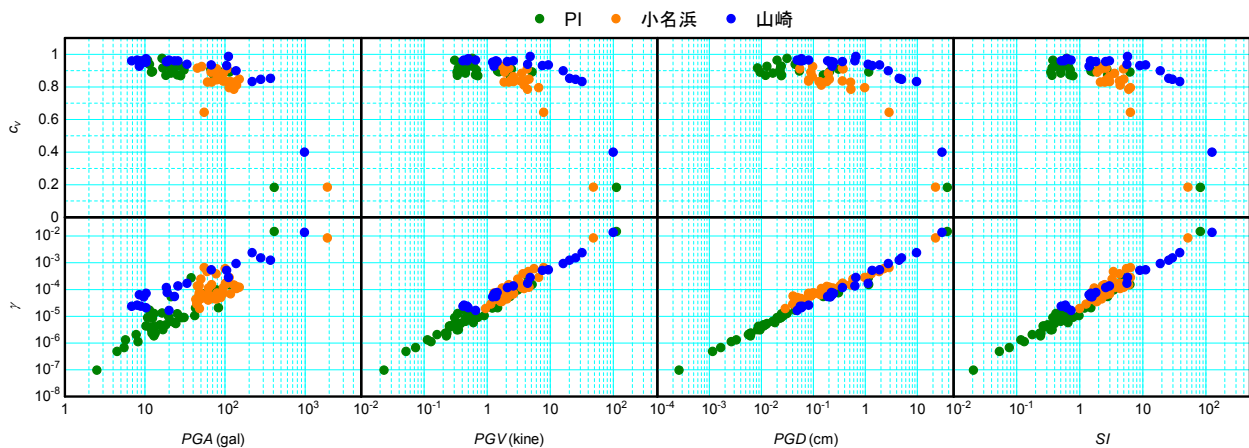


図-4.6 S波速度低下率 c_v 、平均せん断ひずみ γ と地表地震動指標の相関関係

となる⁴⁶⁾。

$\gamma(z,t) = \{ \dot{u}_i(t+z/c, AVS) - \dot{u}_i(t-z/c, AVS) \} / (2c, AVS)$ (4.14)
 右辺{ }内の第1項、第2項はそれぞれ速度の上昇成分、下降成分である。これを变形し、 $\gamma_{max} \cdot PGV$ 関係に直す。

$$\gamma_{max} = \alpha_v \cdot PGV / c, AVS \quad (4.15)$$

α_v は速度の上昇・下降成分の重ね合わせに関する定数であり、1次モードが卓越する場合は0.5~1.0をとるものと考えられる。

次に、表層地盤の平均的な動的変形特性を、Hardin-Dmievichモデルにより近似的に与えることとする。

$$G/G_0 = c_v^2 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_r), \quad h = h_{max} (1 - G/G_0) = h_{max} (1 - c_v^2) \quad (4.16)$$

γ_r は表層地盤全体の平均的な規準ひずみ、 h_{max} は最大減衰定数であり、これらの設定方法は後述する。式(2)により得られる最大ひずみ γ_{max} を上式の γ に代入して整理することで、次式が得られる。

$$c_v = \sqrt{1 + (PGV/V_r)^2} - PGV/V_r, \quad V_r = 2AVS \cdot \gamma_r / \alpha_v \quad (4.17)$$

V_r は表層地盤のS波速度とその低下特性を簡潔に表す定数であり、規準速度と呼ぶこととする。式(5)による $c_v \cdot PGV$ 関係をいくつかの V_r に対して描いてみると、 V_r の適切に設定すれば実地盤におけるS波速度の低下傾向を再現できそうなことが分かる。

4.2.5. PGVと非線形応答の関係

$c_v \cdot PGV$ 関係のさらなる検証は後述するものとし、ここでは式(4.15)を検証するため、地震記録から算出した平均せん断ひずみ γ と、 $PGV/c (=PGV / (c_v AVS))$ の関係を図-4.8で確認する。サイトごとに見れば γ と PGV/c の相関は良好であり、比例定数 α_v を適切に設定できれば一定の適用性があると考えられる。ただし、 α_v はサイトによって異なり、表層地盤の主体が粘性土となるほど α_v が小さくなる傾向が認められる。これは、高次モードの影響によるものと考えられる。つまり、縦軸 γ は地震計間の相対変位を単に距離で除したものであるため、高次モードが卓越する場合はひずみを過小評価する。一方、式(4.14)、(4.15)から分かるように PGV/c は深さ方向の局所的なひずみに相当するため、高次モードが卓越してもひずみを過小評価することはない。この違いが α_v のサイト依存性として現れたものと考えられる。

以上の考察に基づくと、 α_v をサイトごとに与えることは容易でない。そこで、本検討の最終目的である液状化判定で安全側の結果を得ることを考え、 $\alpha_v = 0.5$ 程度と小さめに設定することを提案する。

4.2.6. 表層地盤全体系の基準ひずみ γ_r の設定手法

表層地盤の地震応答解析では、レベル2地震動と呼ばれるような極めて強い地震動に対して、地中のごく一部の地層にひずみが局所化する結果となりやすく、かつ、局所化の発生位置は各層の剛性・強度バランスや地震動によって複雑に変化する。こうした問題の性格上、ひずみ依存性の影響を含めたS波速度の深さ方向分布を精度よく把握することは容易でないため、非線形応答の影響を一定の精度で推定する上での工学的判断として、表層地盤の非線形性を地盤全体で平均的に捉える方法があると考えられる。

そこで、坂井・室野⁵⁶⁾が提案している簡易な地震応答解析手法(等価1自由度モデル)を参考に、表層地盤全体系の平均的な $G/G_0 \cdot \gamma$ 関係を次の手順で設定した。

- 1) 表層地盤を構成する各層を水平成層状と見なし、各層の層厚 H_j 、密度 ρ_j 、S波速度 $V_{sj}(j=1 \sim n)$ を設定する。

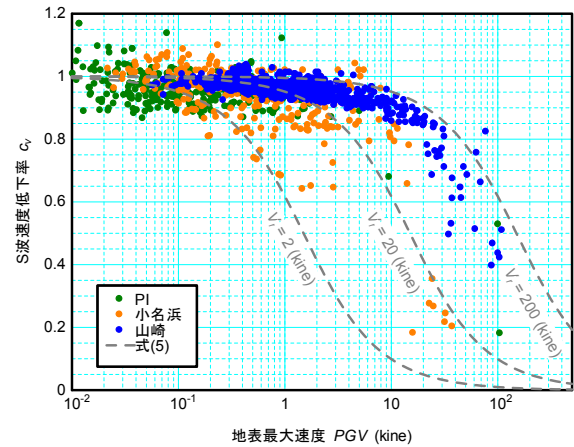


図-4.7 $c_v \cdot PGV$ 関係

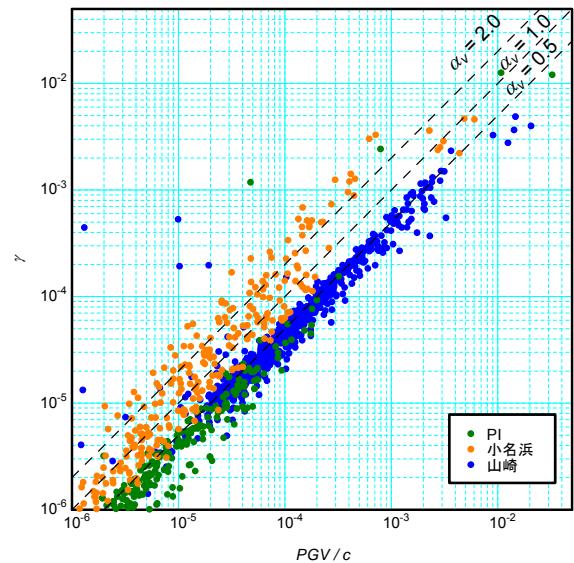


図-4.8 γ と PGV/c の関係

また、各層の $G/G_0 \cdot \gamma$ 関係を Hardin-Dmievich モデルによって簡易に近似することとし、各層の規準ひずみ γ_{vj} を設定する。

- 2) 適当な平均せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ を設定し、これに対応した地表変位 u_s を次式により算出する。

$$u_s = \bar{\gamma} \sum_{j=1}^n H_j \quad (4.18)$$

- 3) 重複反射理論に基づいて 1 次モードの変位分布を計算し、地表変位を u_s としたときの各層のひずみ γ_j を算出する。1 回目の計算では各層の S 波速度低下率 $c_{vj} = 1$ とし、2 回目以降の計算では前回の計算における γ_j から c_{vj} を次式とする。

$$c_{v,j} = 1 / \sqrt{1 + \gamma_j / \gamma_{r,j}} \quad (4.19)$$

各層の S 波速度低下率 c_{vj} が収束するまでこの計算を繰り返す。

- 4) 表層地盤全体系の平均的な S 波速度低下率 c_v を次式により算出する。

$$c_v = \left(\sum_{j=1}^n H_j / V_{s,j} \right) / \left(\sum_{j=1}^n H_j / c_{v,j} V_{s,j} \right) \quad (4.20)$$

- 5) 上記 2)~4) の計算をいくつかの $\bar{\gamma}$ に対して行うことで表層地盤全体系の $c_v \cdot \bar{\gamma}$ 関係を求め、さらにそれを Hardin-Dmievich モデルの式で近似することにより、表層地盤全体系の平均的な規準ひずみ γ_r を得る。

以上に示した手順の多くは坂井・室野⁵⁰⁾の方法と共通するが、Hardin-Dmievich モデルを用いた点と $c_v, \bar{\gamma}$ の算出方法が異なっている。以下、上記 1)~4) の手順と式(4.17)を組み合わせて S 波速度低下率 c_v を推定する手法を、簡易設定法と呼ぶこととする。

各層の規準ひずみは、室内試験データが得られている場合はそれを使用し、得られていない場合は吉田・若松⁵²⁾を参考に設定した。また、減衰定数 h の設定においても、Hardin-Dmievich モデルによる次式を用いることとした。

$$h = h_{max} (1 - c_v^2) \quad (4.21)$$

h_{max} についても吉田・若松⁵²⁾を参考に、砂質土、粘性土の両者の平均的な値として $h_{max} = 20\%$ とした。

4. 2. 7. 鉛直アレー記録に対する検証

解析対象とした 3 サイトに対して、4.2.6 に示した方法により地盤全体系の規準ひずみ γ_r を算出したところ、山崎で 0.247%、小名浜で 0.083%、PI で 0.074% であった。この γ_r を用いて、式(4.17)により算出される $c_v \cdot PGV$ 関係を図-4.9 に示す。また、各地点の観測記録のうち最も強い地震動（山崎、小名浜は東北地方太平洋沖地震、PI は兵庫県南部地震）に対する PGV から式(4.17)により算

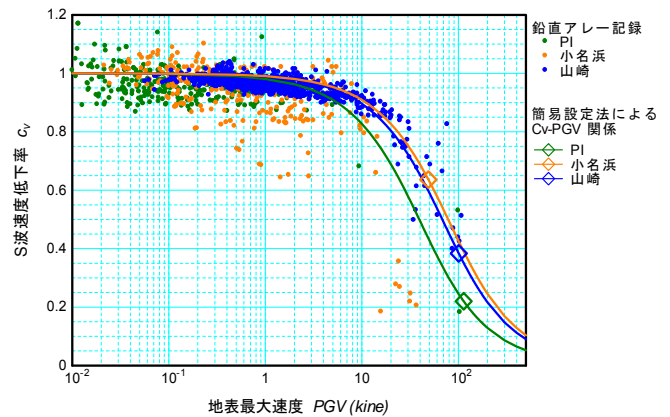


図-4.9 $c_v \cdot PGV$ 関係

出した c_v を図-4.9 中に◇印でプロットした。

山崎および PI は、鉛直アレー記録と比べて PGV の増加による c_v の低下傾向を概ね捉えており、最も強い地震動に対する PGV から式(4.17)により算出した c_v についても鉛直アレー記録と同等となった。小名浜は、鉛直アレー記録と比べて大きな c_v を与えており、改善の余地がある。ただし、本検討の目的である地中せん断応力の評価に用いることを想定すると、 c_v が大きい場合ほどせん断応力が低減しにくいと、安全側の評価となる。

4. 2. 8. 模型実験に対する検証

次に、2 ケースの動的遠心模型実験に対して、式(4.17)により算出される c_v を用いて、地中せん断応力の最大値 τ_{max} およびその低減係数 r_d の深さ方向分布を算出した。計算対象とした実験は、川口¹⁸⁾が解析対象とした実験であり、模型地盤内に設置された多数の加速度計から地中せん断応力の時刻歴が算出されている。実験 1 では乾燥砂地盤、実験 2 では飽和砂地盤に対して、レベル 2 地震動に概ね相当する地震動が入力されている。

模型概要図を図-4.10 に、地表の加速度時刻歴を図-4.11 に示す。

同実験では、 PGA が記録された時刻を含む 95~99s 間における模型地盤全体の平均的な S 波速度低下率 c_v とし、実験 1 で $c_v = 0.66$ 、実験 2 で $c_v = 0.39$ が得られている。これに対して、簡易設定法によると実験 1 で $c_v = 0.52$ 、実験 2 で $c_v = 0.44$ が得られ、加速度計測値より算出した c_v と比べ 1 割程度の差が生じる結果となった。続けて、両ケースについて、式(1)により各深度におけるせん断応力 τ を算出し、その最大値 τ_{max} と r_d を算出した。その結果を図-4.12 に示す。一連の手法によって算出された τ_{max} および r_d の深さ方向分布は、多数の加速度計測値から直接的に算出されたそれらとよく一致して

いる。このことは、式(5)を用いて算出される c_v が、 r_d の深さ方向分布を得る上で十分な精度を有していることを意味している。

4. 2. 9. 結論

簡易液状化判定に用いる地震時せん断応力比の低減係数 r_d ($= 1-0.015z$) の検証および見直しに資するため、強震記録から地中せん断応力を直接的に推定する手法においてポイントとなる表層地盤のひずみ依存性による S 波速度低下率 c_v について、簡易設定法の構築を試みた。また、鉛直アレー記録および模型実験を対象に同手法の検証を行った。その結果は次のとおりである。

1) PGV を指標とし、坂井・室野の等価 1 自由度モデルに Hardin-Dmevich モデルを組み込むことで、地盤全体の平均的な S 波速度低下率 c_v を簡易的に設定する手法を

構築した。

2) 鉛直アレー記録について簡易設定法により算出した結果、 PGV の増加による c_v の低下傾向および最も強い地震動に対する PGV から算定した c_v は鉛直アレー記録と同等、またはそれ以上の値が得られた。なお、 c_v が大きな値となることは、 c_v が大きい場合ほどせん断応力が低減しにくいいため、液状化判定においては安全側の評価が得られることとなる。

3) 模型実験において、簡易設定法により算出した c_v は、加速度計測値より算出した c_v と比べ 1 割程度の差が生じたが、 τ_{max} および r_d の深さ方向分布を算出した結果、多数の加速度計測値から直接的に算出されたそれらとよく一致した。

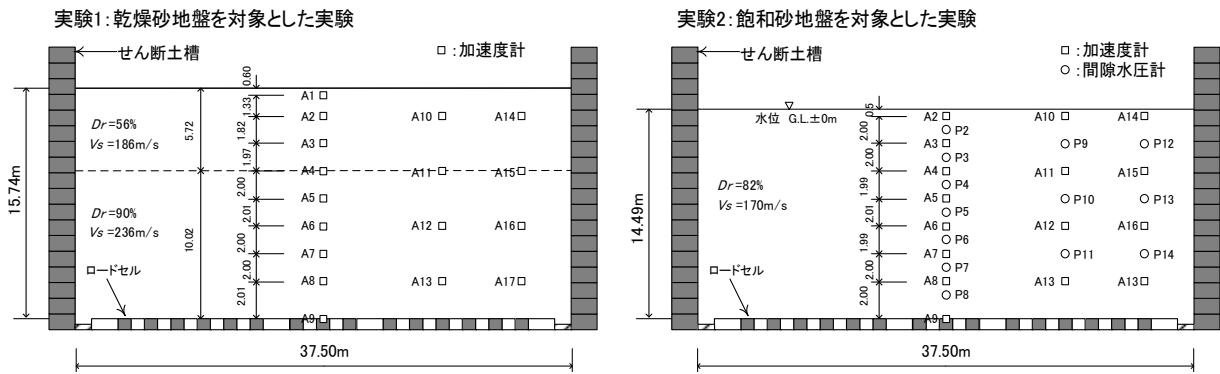


図-4.10 実験概要図 c_v ・ PGV 関係

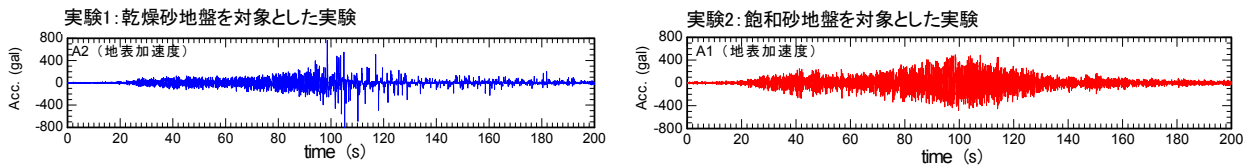


図-4.11 地表加速度波形

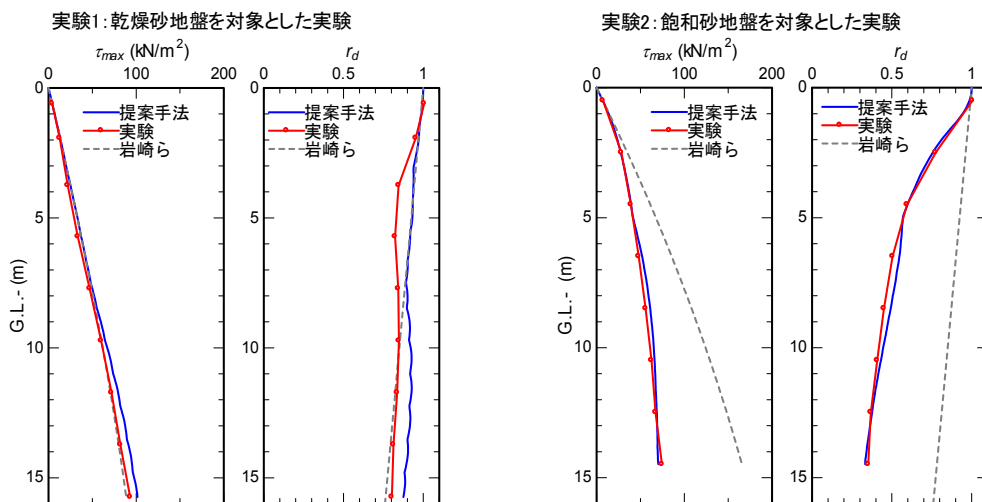


図-4.12 地中せん断応力および r_d 深さ方向分布図

4.3. 数多くの強震記録における地中せん断応力の低減係数の算出および回帰

4.3.1. はじめに

多数の強震観測地点において、4.1 に示した手法を用い計算した地中せん断応力の低減係数と地表地震動や地盤特性の関係について回帰分析を行い、地表地震動や地盤特性から各地点の r_d 深度分布を設定することを目的とし回帰式を組み立てた。

4.3.2. 強震記録の選定

検討対象とする強震記録の選定については、収集した全 1905 地震観測記録から地震、地域、地盤種別が大きく偏らないこと、また、地中せん断応力の評価手法における地震動指標として採用した PGV が上位となる記録を優先して K-NET, KiK-NET⁵⁷⁾、港湾地域強震観測⁵⁴⁾、気象庁、国土技術政策総合研究所等⁵⁸⁾⁵⁹⁾の記録から 152 記録を選定した。表-4.1, 表-4.2 に地盤種別ごとに PGV および PGA について分類した結果を示す。

表-4.1 地盤種別毎の PGV による地震記録の分類

単位：記録

PGV(kine)	I 種地盤	II 種地盤	III 種地盤	計
0~20	0	2	2	4
20~40	15	29	22	66
40~60	21	23	7	51
60~80	2	10	3	15
80~100	2	3	0	5
100~	1	6	4	11
計	41	73	38	152

表-4.2 地盤種別毎の PGA による地震記録の分類

単位：記録

PGA(gal)	I 種地盤	II 種地盤	III 種地盤	計
0~200	0	4	9	13
200~400	5	26	20	51
400~600	12	21	7	40
600~800	6	8	0	14
800~1000	7	6	2	15
1000~	11	8	0	19
計	41	73	38	152

4.3.3. 強震記録の cv - PGV 関係

4.2 に示した一連の手法により 152 地点の強震記録について cv を算出した。に 152 地点の cv - PGV 関係について平均 S 波速度 AVS により分類したものを図-4.13 に示す。図中の右上側にあるほど剛性が低下しにくい地盤で

あり、 AVS が大きい地盤ほどその傾向が現れている。図中下側にプロットされた極端に cv が小さい地点があるが、これらの地点は、S 波速度が低い砂質土層が存在している地点で、剛性が急激に低下することが要因である。

鉛直アレー地点について、PI は比較的剛性低下しやすい地盤であったと言える。また、山崎は、粘性土が卓越する地盤であり中間的な剛性低下の傾向を示した。小名浜は、表層の緩い層で剛性低下するが、全体的に見ると平均よりも剛性低下しにくい地盤といえる。

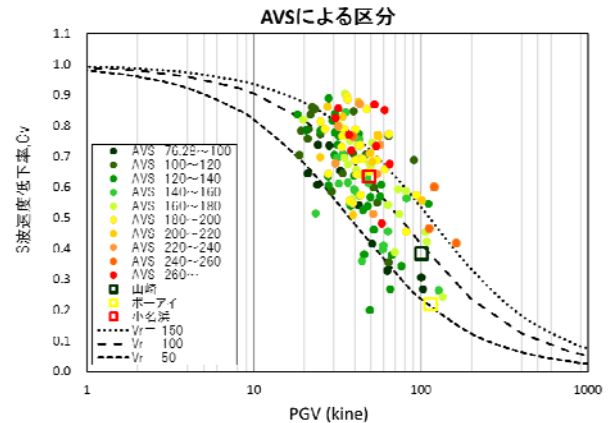


図-4.13 強震記録 152 地点の Cv - PGV 関係

4.3.4. 強震記録における地中せん断応力の低減係数の計算結果

地震記録 152 地点について、前述の 4.1 の手法を用いて地中せん断応力の低減係数 r_d の深さ方向分布を計算した。計算の結果は図-4.14 に示すように、表層において急激に低減するケースやほぼ直線的に低減するケース等、

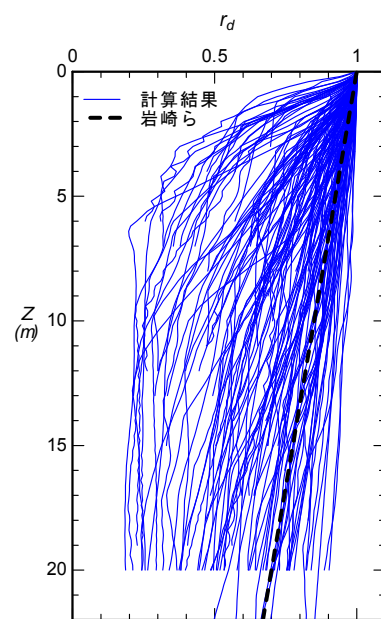


図-4.14 Fr による 150 地点における r_d 深度分布の計算結果

サイトごとに低減形状が様々であるが、岩崎らの提案した直線式と比べ r_d が小さくなるケースが多いことが分かった。

4.3.5. 地表地震動および地盤特性による r_d 回帰分析

152 地点の r_d 深さ方向分布について地震動や地盤特性との関係性から回帰式を作成する。

(1) r_d 深さ方向分布の近似式の作成

個々の地震記録から計算した地中せん断応力の低減係数 r_d の深度分布は式(4.22)の双曲線関数により近似することで、図-4.15 に示すように様々な r_d 深さ方向分布を捉えることができる。

$$r_d(z) = 1 - \frac{z}{\alpha + \beta z} \tag{4.22}$$

近似式の特徴として、図-4.16 に示す近似の例のように深度 z が極限值となる場合の r_d は、 $r_d(\infty) = 1 - 1/\beta$ であり、 β は深度 z が極限值における r_d を規定する変数となる。また、地表における r_d の接線は、 $r_d = 1 - 1/\alpha \cdot z$ であり、 α は曲線の初期勾配を規定する変数となる。

基盤深度を z_b としたときの r_d を r_{db} として、以下の式で表すこととする。

$$r_{db} = 1 - \frac{z_b}{\alpha + \beta z_b} \tag{4.23}$$

ここに、

z_b : 各地点の最下端深度で20mを下限

r_{db} : 深度 z_b における地中せん断応力の低減係数

なお、検討地点の約 1/3 の地点が基盤深度に関わらず深度 20m までしか地盤データが存在しないため、 r_{db} の最下端深度が20mより深いもの(8 地点)は、最下端深度を液状化判定の下端深度でもある 20mに統一することとした。

式(4.23)において $\beta=0$ の時、 r_d は α の一次関数となる。 $\beta < 0$ となると α の値によっては r_d が負となる範囲が存在するため $\beta \geq 0$ として α に条件を設けた。

式(4.23)を展開して

$$\beta = \frac{1}{1+r_{db}} - \frac{\alpha}{z_b} \geq 0 \tag{4.24}$$

$$\alpha \leq \frac{z_b}{1-r_{db}} \tag{4.25}$$

なお、 $\beta=0$ で $\alpha=66.666$ の時、 r_d の深度分布は岩崎らの式 $r_d = 1 - 0.015z$ に相当する。

(2) 回帰変数の設定

ある地点における地表地震動諸元や地盤特性から r_d 深度分布を求める式を作成するため、式(4.22)の変数に対

して、地表地震動諸元及び地盤特性との回帰式を導く。

地表地震動諸元及び地盤特性との回帰変数については、式(4.22)の変数 α, β に相当する2つの値を設定する必要がある。

変数 α は図-4.16 に示すように r_d の曲線の初期勾配を規定する値で、これを1つ目の回帰変数とする。

変数 β は z が極限值における r_d を規定する値であるが、 z の値は着目範囲である基盤深度以浅の r_d との関連性が薄く、地震動諸元や地盤特性との相関が悪いため回帰変数として適さない。

β の代替としてある特定の深さにおける r_d を回帰変数とする。 r_d を回帰変数とする場合、ある特定の深さを設定する必要があるが、図-4.16 に示す $r_d(20)$ のように r_d が負となる範囲が存在する。これは、近似式が計算領域外であるためであり、I種地盤のような基盤面深度が浅い場合には $r_d(10)$ 等についても同様に r_d が負となる範囲が存在するケースがあるため、 r_d の特定の深さについては各サイトの計算領域の最下端深度 z_b (m)とし、深度 z_b (m)の低減係数 r_{db} を2つ目の回帰変数とした。

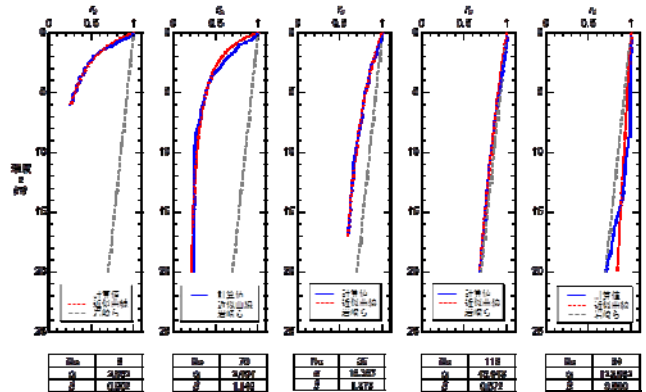


図-4.15 近似曲線代表例

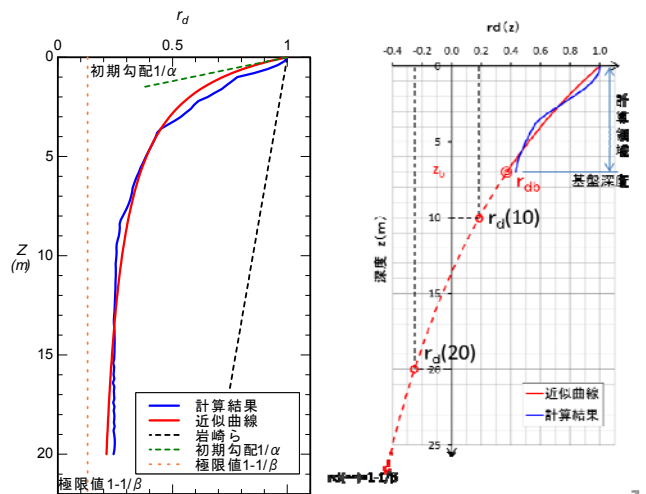


図-4.16 r_d 近似式の例

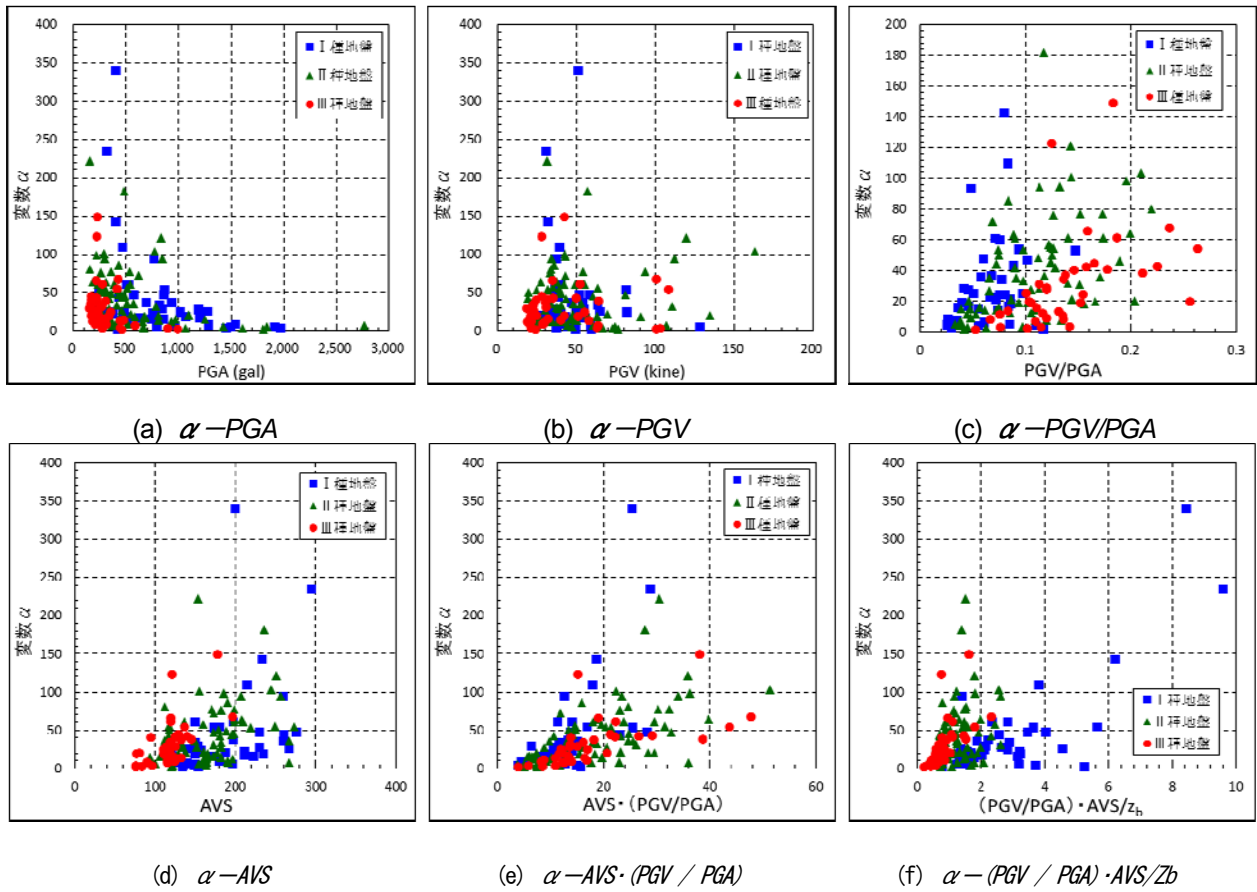


図-4.17 α と地震動諸元および地盤特性との相関関係

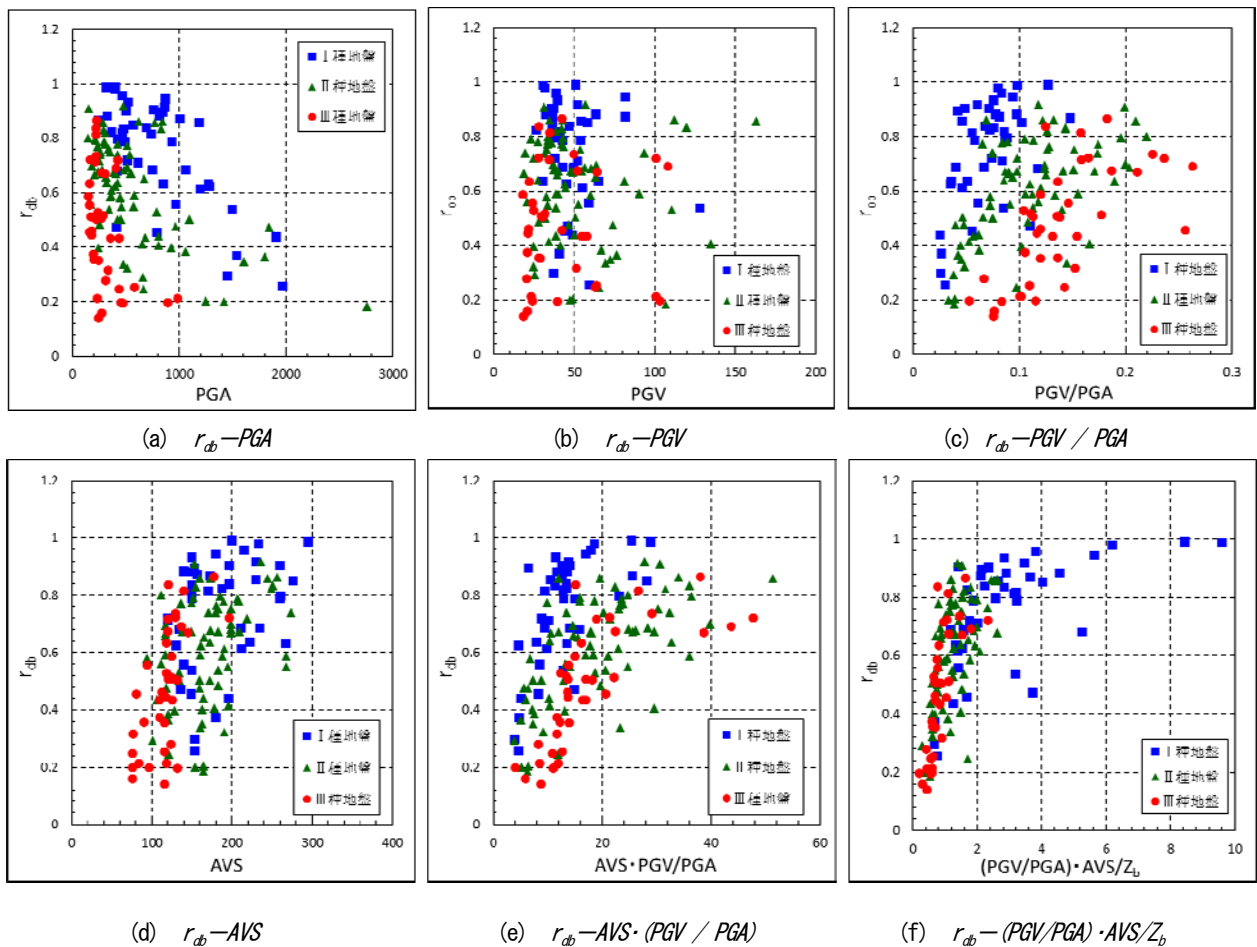


図-4.18 r_{db} と地震動諸元および地盤特性との相関関係

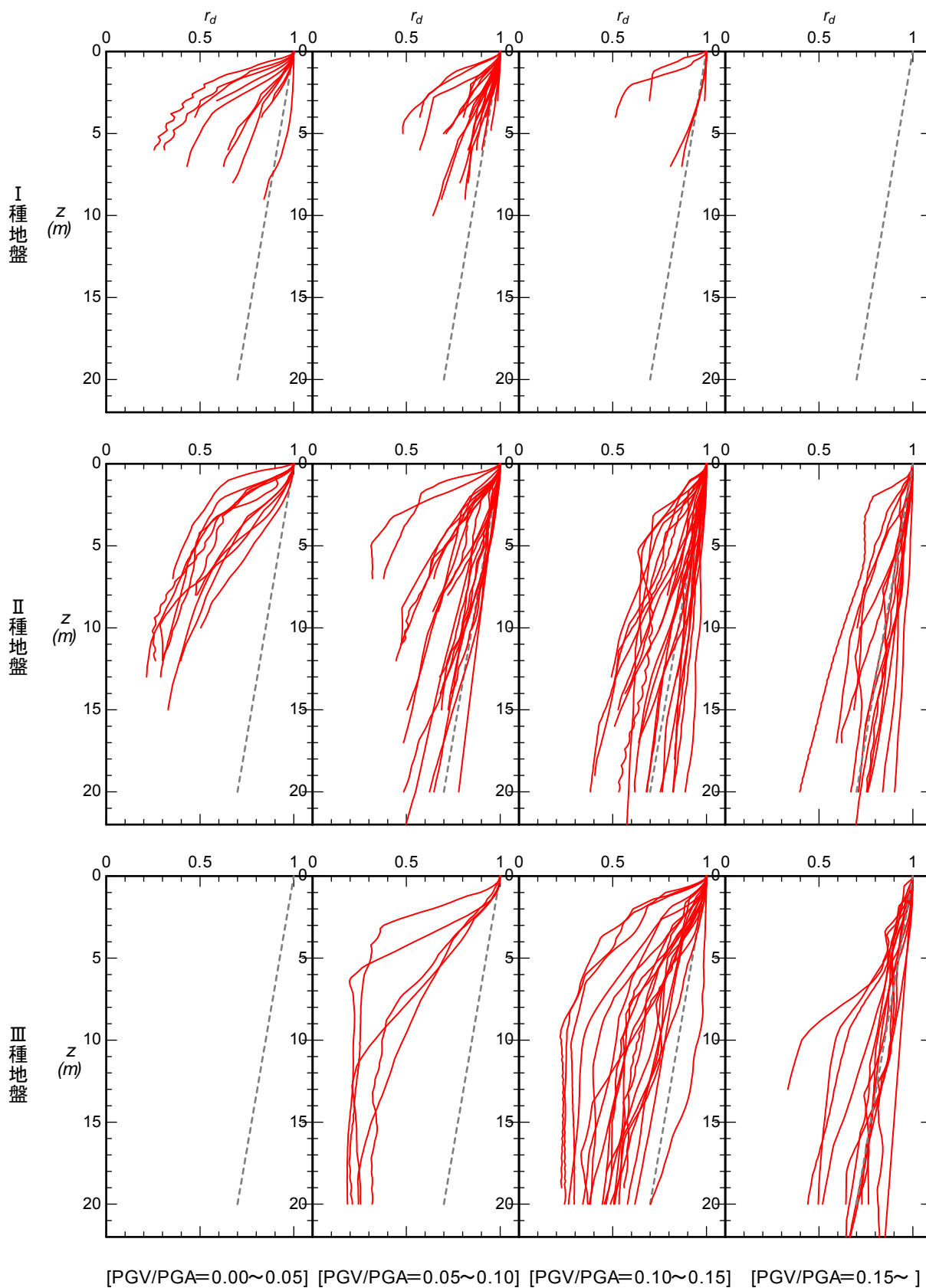


図-4.19 PGV/PGA区分による地中せん断応力の低減係数 r_d の深度分布傾向

(3) 理論的考察

地中せん断応力の低減係数と地震動及び地盤特性について理論的な関連性について以下に示す。

重複反射理論から地中せん断応力は以下の式で表すことができる。

$$\tau = \rho \cdot (cv \cdot AVS) \cdot \left\{ \dot{u}_s \left(t + \frac{z}{cv \cdot AVS} \right) - \dot{u}_s \left(t - \frac{z}{cv \cdot AVS} \right) \right\} \quad (4.26)$$

上式より τ_{max} は以下のように表すことができ、

$$\tau_{max} = \rho \cdot (cv \cdot AVS) \cdot \alpha v \cdot PGV \quad (4.27)$$

r_d は地中せん断応力と地盤面のせん断応力の比率であるため式(4.28)を式(4.27)に代入して解くと、ある深度における地中せん断応力の低減係数は式(4.29)となり、 r_d と地表地震動および地盤特性を表す指標との関係性を導くことができる。

$$\begin{aligned} r_d &= \frac{\tau_{max}}{k_{hg} \cdot \sigma_v} \quad (4.28) \\ &= \frac{g}{PGA} \cdot \frac{\rho \cdot (cv \cdot AVS) \cdot \alpha v \cdot PGV}{\rho \cdot g \cdot z} \\ &= \frac{PGV}{PGA} \cdot \alpha v \cdot \frac{cv \cdot AVS}{z} \quad (4.29) \end{aligned}$$

式(4.29)について、基盤面深度における z を z_b とし、深度 z_b における地中せん断応力の低減係数を r_{db} とすることで、式(4.30)のように表すことができる。この式から基盤面深度 z_b における地中せん断応力の低減係数 r_{db} は地表地震動諸元 PGA, PGV および地盤の特性を表す S 波速度低下率 cv 、表層地盤全体の平均 S 波速度 AVS 、基盤面深度 z_b と一定の関係を持つことが分かる。

$$r_{db} = \frac{PGV}{PGA} \cdot \alpha v \cdot \frac{cv \cdot AVS}{z_b} \quad (4.30)$$

(4) 変数 α, r_{db} と地表地震動及び地盤特性との相関

r_d と理論的な関係性をもつ PGA, PGV, AVS, z_b について単独、または組み合わせた複数のケースについて回帰変数 α および r_{db} との相関を検討した。 α との相関図を図-4.17に、 r_{db} との相関図を図-4.18に示す。なお、 S 波速度低下率 cv については、設計式とすることを前提とした場合、PS 検層等により S 波速度の把握が必須条件となることから指標から除外することとした。

検討結果は、 α と地震動諸元等との相関性が低いのに対し、 r_{db} と地震動諸元等との相関が良い結果となった。これは、 α が地表地点の r_d 深度方向分布の勾配をあらわす変数であるのに対し、 r_{db} は基盤深度における r_d を表すもので、表層地盤全体の地震動および地盤特性の傾向を示すものであり、表層地盤の振動周期をあらわす PGV/PGA や、表層地盤全体の平均 S 波速度 AVS との相

関は良い結果となった。

さらに、図-4.19に示すように152地点について r_d と相関の良かった PGV/PGA の大小および地盤種別で区分し r_d 深さ方向分布の傾向を確認した。

地中せん断応力と地盤振動周期との関係は、地盤の卓越周期が長周期となる程、地盤の慣性力が大きくなり、地中せん断応力は低減しないという関係性がある。そのため、地盤の卓越周期の指標である PGV/PGA が大きく、長周期が卓越する地盤ほど、地中せん断応力は低減しにくい傾向となる。また、地盤種別については、軟弱なIII種地盤ほど地中せん断応力は低減しやすく、硬質なI種地盤ほど低減しにくい傾向となる。

図-4.19の r_d 深さ方向分布においても PGV/PGA が大きい右側の範囲のケースほど地中せん断応力が低減せず、左側の範囲のケースはよく低減する傾向を概ね捉えている。

(5) $\alpha \cdot r_{db}$ 関係式

変数 α については、地震動諸元等との相関が悪いため、図-4.20に示す r_{db} との相関関係から導くこととした。

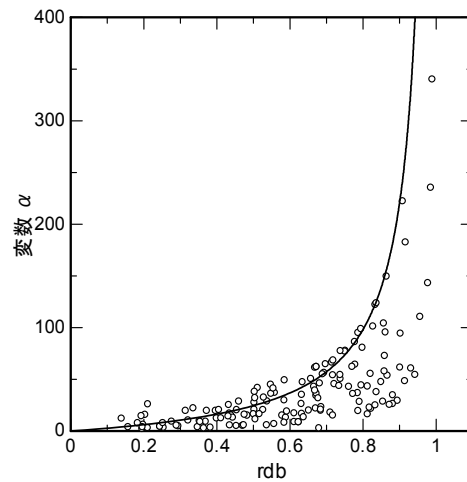


図-4.20 $\alpha - r_{db}$ の相関図

$\alpha - r_{db}$ の関係について、前述したように r_d は 1.0 を超えないため、 r_{db} が 1.0 に漸近する下に凸の双曲線型の回帰曲線式(4.31)で近似することとした。回帰曲線の変数 a は初期勾配を規定する変数であり、 n は α が極限值における r_{db} を示す変数である。変数 n は r_{db} の漸近値を示す値であるため、1.0 とする。変数 m については、最小二乗法による平均をとる曲線とした場合、 r_d 深度分布の初期勾配を表す α を小さく評価するケースが多くなる。 α を小さく評価することは、 r_d 深度分布の初期勾配が水平に近い勾配となり、地中せん断応力が表層付近で大きく低

減することを示す。これは設計上危険側の結果となるため、設計上安全側となるように、曲線が $\alpha \cdot r_{db}$ プロットの概ね上側を通るように α と $r_d(20)$ とのプロットの平均から $m=24.5$ に設定することとした。よって、 α は式(4.32)であらわされる。

$$r_{db} = \frac{\alpha}{m + n\alpha} \tag{4.31}$$

$$\alpha = 24.5 \times \frac{r_{db}}{1 - r_{db}} \tag{4.32}$$

ただし、前述したように、 α は式(4.25)の制約条件が付き、式(4.33)により導くことができる。

$$\alpha = \min\left(\frac{24.5r_{db}}{1 - r_{db}}, \frac{z_b}{1 - r_{db}}\right) \tag{4.33}$$

(6) rd 回帰式の設定

図-4.18 に示した r_{db} と理論的關係性をもつ各種指標との相関モデルのうち、最も相関性が高く AVS 及び z_b を含むことで各サイトの地盤特性の違いを捉えることのできる $PGV/PGA \cdot AVS/z_b$ を選定し、図-4.21 に示すように r_{db} との回帰式を設定した。

回帰式は前述したように r_d は 1 を超えないため、1 に漸近する上に凸の双曲線関数により概ね平均をとる以下の曲線式とした。

$$r_{db} = \frac{A \cdot x}{1 + A \cdot x} \tag{4.34}$$

$$x = \frac{PGV}{PGA} \cdot \frac{AVS}{z_b}$$

$$A = 1.5$$

なお、図-4.22 に示すように r_{db} と PGV/PGA の関係は地盤種別毎に分かれる傾向があり、これを指標とし地盤種別で分ける式もケース2として作成した。地盤種別ごとに原点を通る直線近似により概ね平均をとる一次関数を設定した。ただし、 r_{db} が 1 を超えることはないため、 $r_{db} \leq 1.0$ とし、 r_{db} が 1.0 を越えるものについて $r_{db}=1.0$ とすることとした。

$$r_{db} = \begin{cases} 10.06(PGV/PGA) & \text{I種地盤} & (4.35) \\ 5.19(PGV/PGA) & \text{II種地盤} & (4.36) \\ 3.53(PGV/PGA) & \text{III種地盤} & (4.37) \end{cases}$$

ただし、 $r_{db} \leq 1.0$

4.4. r_{db} 式の検証

図-4.27 に示す東北地方太平洋沖地震における液状化

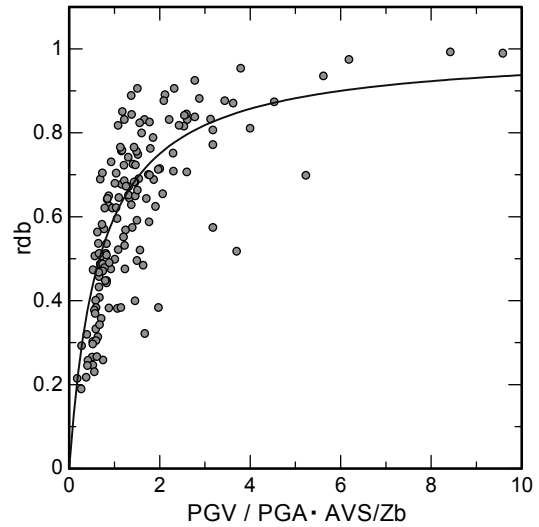


図-4.21 r_{db} と $PGV/PGA \cdot AVS/z_b$ の関係

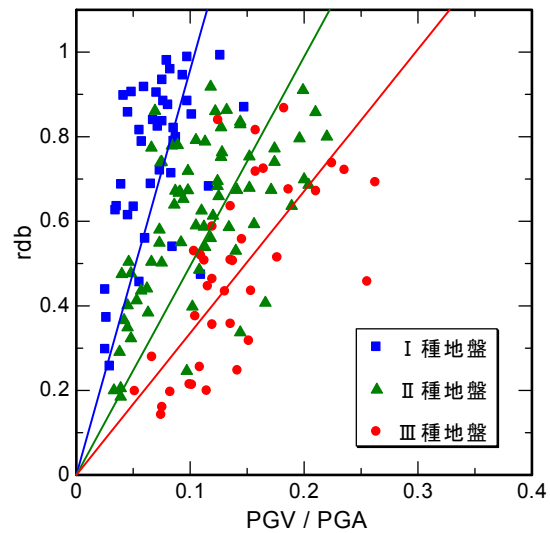


図-4.22 r_{db} と PGV/PGA の関係

地点 54 地点を含む 194 地点において、地表地震動および地盤特性より回帰した地中せん断応力の低減係数 r_{db} 式(4.31)および細粒分を含む砂の液状化強度評価式を適用し、液状化判定を行い、現行基準である H24 道路橋示方書による液状化判定結果と比較した。

r_d のパラメータとなる PGA, PGV は国総研地震動メッシュ推定値⁵⁵⁾から地点ごとに設定し、 AVS, z_b は各地点の N 値から設定した。

比較においては、液状化の有無と地盤の強度の影響を検討するために、図-4.23, 図-4.24 に示すように換算 N 値 N_1 と地震時せん断応力比 L との関係図を作成した。図中のプロットは各地点で最小 FL 値となった深度の $N_1 \cdot L$ をプロットし、曲線は液状化強度推定式(細粒分含有率の区分に対応した換算 N 値と液状化強度比 R_L の

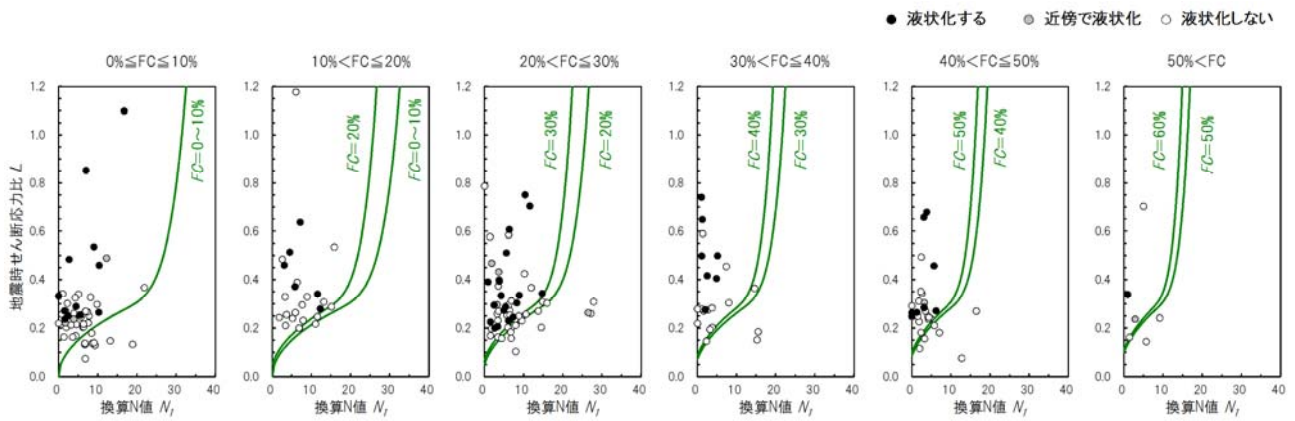


図-4.23 現行道路橋示方書による 液状化判定 最小FL深度の $L \cdot N_1$ 図 (全データ)

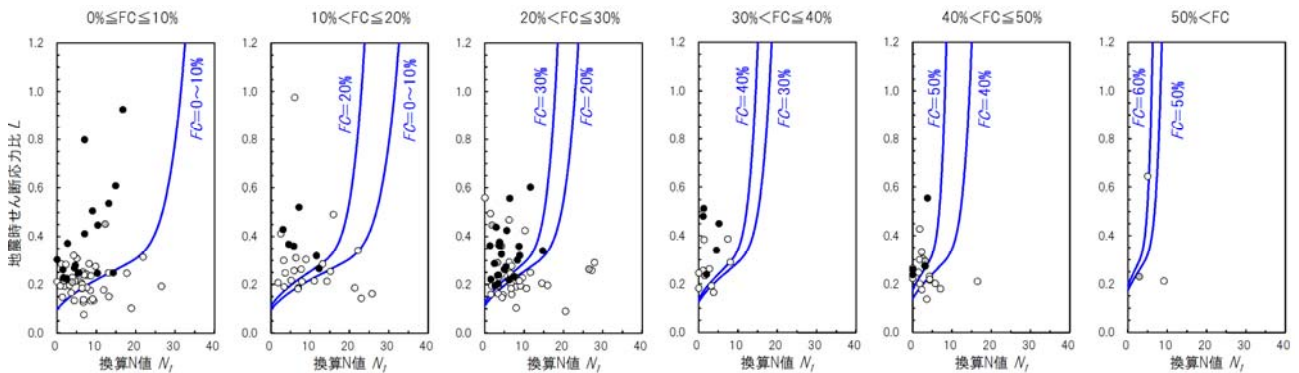


図-4.24 r_d 提案式による 液状化判定 最小FL深度の $L \cdot N_1$ 図 (全データ)

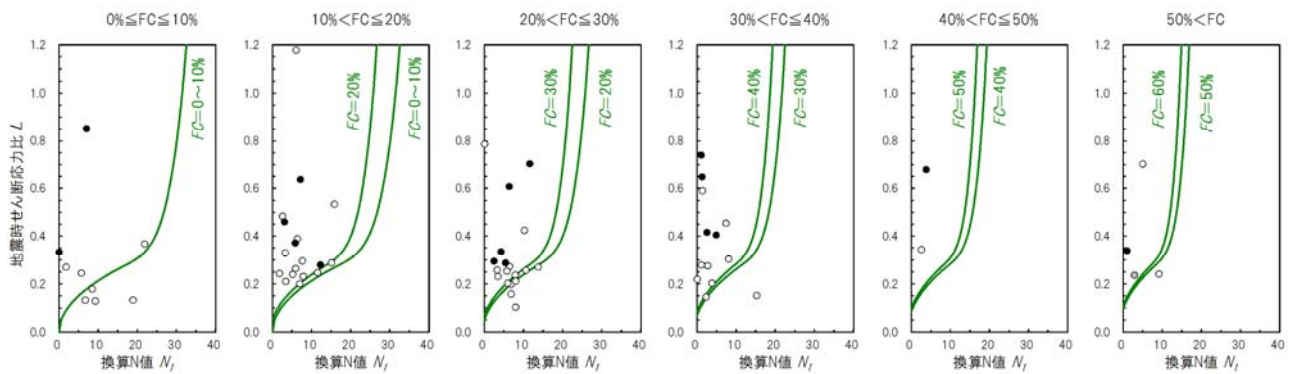


図-4.25 現行道路橋示方書による 液状化判定 最小FL深度の $L \cdot N_1$ 図 (物理試験結果のあるデータのみ)

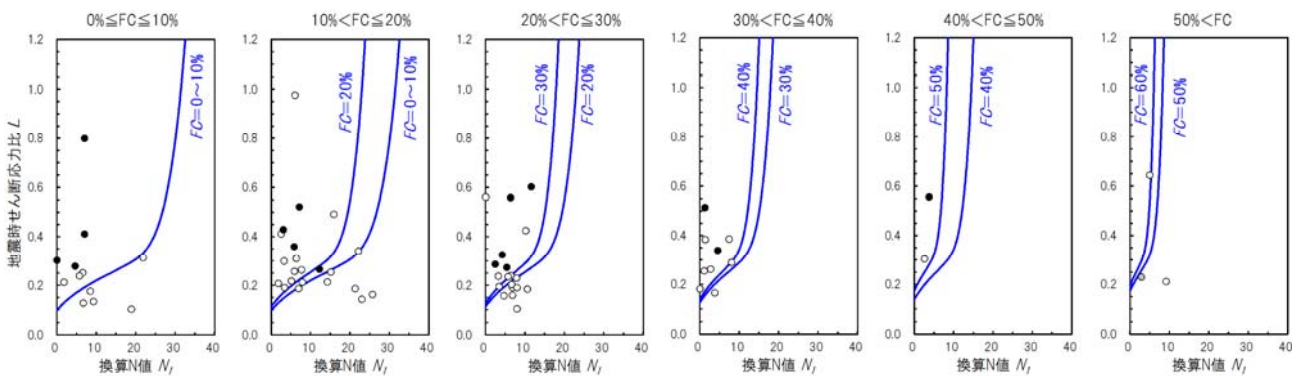


図-4.26 r_d 提案式による 液状化判定 最小FL深度の $L \cdot N_1$ 図 (物理試験結果のあるデータのみ)

関係)を示しており、この曲線の上側では液状化すると判定され、これより下側では液状化しないと判定されることになる。図-4.23は道路橋示方書の細粒分による液状化強度推定式、図-4.24は、前述の細粒分による液状化強度推定式を適用した曲線としている。

図-4.23に示すH24道路橋示方書による液状化判定結果においては、液状化強度推定式の左上に液状化しなかった箇所が多数存在したが、図-4.24に示す本検討で提案した r_d による地中せん断応力比 L の補正を行った結果は、右下に存在する液状化しない箇所が増えていることから所謂「空振り」箇所が減少したことが確認できた。このことから、細粒分含有率による液状化強度の見直しおよび地中せん断応力比の低減係数の見直しにより液状化しない箇所の判定精度が向上したといえる。

ただし、図-4.24のケースでは液状化した箇所でもわずかに $FL>1$ となる所謂「取りこぼし」箇所が数箇所存在する結果となった。これは、細粒分含有率の値を代表粒径による一般値により設定していることが要因と考えられたため、図-4.25、図-4.26に示すように、最小 FL となっている深度で細粒分含有率を物理試験により評価している箇所のみを抽出した結果、「取りこぼし」は存在しない結果となった。また、図-4.25、図-4.26を比較すると、 $10\%<FC\leq 20\%$ 、 $20\%<FC\leq 30\%$ のグラフで液状化しなかった地点が R_L 曲線よりも右下側に移動してはつきりと分かれており、精度の向上が確認できた。

なお、式(4.35)~(4.37)を用いた液状化判定による $L \cdot N_1$ 図についても式(4.32)とほぼ同様の結果であった。

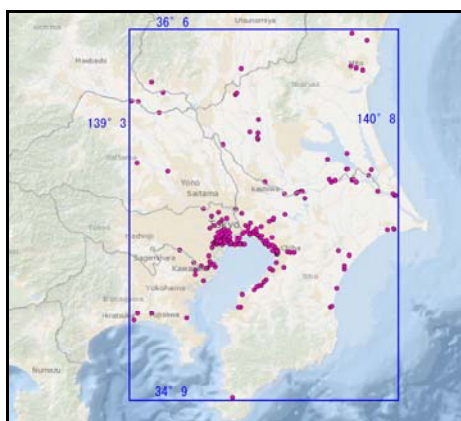


図-4.27 液状化判定地点とその範囲

5. まとめ

本研究では、液状化判定法の高精度化を図ることを目的として、特に、液状化の発生に及ぼす細粒分の影響、年代効果の影響、地震動特性および地盤の応答特性の影響に着目し、原位置地盤調査、室内試験、模型実験、強

震記録の分析など、様々なアプローチによる検討を行った。

得られた知見、成果をまとめると次のとおりである。

- 1) 細粒分を含む砂～細粒土を対象として数多くの原位置試料の液状化試験データを収集した。細粒分を含む砂～細粒土については、物理特性、力学特性に大きなばらつきが認められたものの、データの品質に留意して分析を行った結果に基づき、繰返し三軸強度比 R_L 、換算 N 値 N_1 と細粒分含有率 FC に関する新たな相関式を作成した。
 - 2) 液状化の発生に及ぼす年代効果の影響を明らかにするため、鉛直アレー記録の分析、動的遠心模型実験、不攪乱試料およびその再構成試料の繰返し中空ねじりせん断試験を行った。その結果はいずれも、造成・堆積年代によって液状化の生じやすさが異なることを示すものであったが、その一方で、造成・堆積年代によるコーン貫入抵抗、排水強度、 S 波速度の差異が小さいことが明らかとなった。このことは、年代効果による液状化特性の差異を現在のサウンディング、物理検層等の手法によって検出することが難しいことを示唆するものであり、液状化判定のための地盤調査手法の面で、今後のさらなる課題が残されることとなった。
 - 3) 実地盤で得られた強震記録を基に、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のせん断応力分布を算出する方法を提案した。この手法を数多くの強震記録に適用することで、実地盤・実地震における数多くの地中せん断応力分布を算出した。また、その結果と地表地震動および地盤に関する指標との関係について相関性を分析し、回帰式を作成した。
 - 4) 細粒分を含む砂の液状化強度および地震時の地中せん断応力分布に関する新たな評価式を、東北地方太平洋沖地震における液状化・非液状化事例に適用することで、その妥当性および改善状況を確認した。
- 上記に示したとおり、土の液状化特性に与える年代効果の評価方法については、定性的傾向を把握することはできたものの定量評価の面では課題が残されたため、今後、さらなる検討を続けることが必要である。
- また、社会資本の液状化対策を合理的に進める上では、各種構造物に対する液状化の影響評価、すなわち、液状化判定の結果に基づいて各種構造物の応答評価をいかに合理的に行うかという観点で、さらなる検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編, 2012.3.
- 2) 谷本俊輔, 鷺見浩司, 江川拓也, 石原雅規, 佐々木哲也：細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査(その1, その2), 第48回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.487-490, 2013.7.
- 3) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.1-20, 2004.
- 4) 佐々木哲也, 石原雅規, 谷本俊輔, 増山博之：東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討, 土木研究所資料, 第4280号, 2014.1.
- 5) 国土交通省, 液状化対策技術検討会議：「液状化対策技術検討会議」検討成果, 2011年
- 6) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会, (公社)地盤工学会, (公社)土木学会, (一社)日本建築学会：第II編 地盤特性の把握・液状化の要因分析, 平成23年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書, 2012年3月, pp.56-57.
- 7) 国土交通省国土政策技術総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による強震記録, 国総研資料, 第726号, 2013年2月
- 8) Ohmachi, T. & Tahara, T.: Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.2, 2011.4, pp.227-238.
- 9) 風間基樹, 柳澤英司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史：アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.547/III-36, 1996年, pp.171-182.
- 10) 國生剛治, 松本正毅, 佐藤清隆：非線形地盤応答から同定された土の動的物性のひずみ依存性, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997年1月, pp.91-98.
- 11) 大林享, 佐々木康：ポスト液状化地盤の体積圧縮特性とボーリング継続時間, 土木学会論文集, No.680/III-55, 2001年6月, pp.169-182.
- 12) 佐々木康, 中山修, 柳畑亨：液状化後の地盤内間隙水圧消散解析への自重圧密理論の適用～河川堤防の地震被害軽減策の合理化を目指して～, JICE REPORT, Vol.18, 2010年12月, pp.18-25.
- 13) 三笠正人：軟弱粘土の圧密-新圧密理論とその応用, 鹿島出版会, 1963年10月
- 14) 高田直俊：軟弱粘土の自重圧密過程の数値解析, 土木学会論文集, No.334, 1983年6月, pp.113-121.
- 15) 地盤工学会：土質試験 基本と手引き, 第一回改訂版, 2001年3月
- 16) 福田光治, 宇野尚雄：透水係数に関する粒度分布と間隙指標, 土木学会論文集, No.561/III-38, 1997年3月, pp.193-204.
- 17) 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回土質工学会研究発表会発表講演集, pp.473-476, 1978.
- 18) 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, 日本地震工学論文集, Vol.16, No.1, pp.1_106-1_125, 2016.1.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 吉見吉昭：砂地盤の液状化(第二版), 技報堂出版, 1991.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) 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.
- 26) 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回土質工学会研究発表会発表講演集, pp.1063-1066, 1992.6.
- 27) Imai, T.: P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE, Tokyo, Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 28) 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.
- 29) 松尾修, 東拓生：液状化の判定法, 土木技術資料, No.39, Vol.2, pp.20-25, 1997.2.
- 30) 国土交通省国土地理院：電子国土基本図(地図情報), http://www.gsi.go.jp/kibanjoho/mapinfo_what.html, 2014年5月
- 31) 若松加寿江, 先名重樹：2011年東北地方太平洋沖地震による東北地方と関東地方の液状化発生地点とその特徴, 第14回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2281-2290, 2014.12.

- 32) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.2.
- 33) 国土庁防災局震災対策課：液状化地域ゾーニングマニュアル（平成10年度版），1999.1.
- 34) 海野寿康，風間基樹，渦岡良介，仙頭紀明：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係，土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.757-766, 2006.11.
- 35) Ishihara, K. & Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.173-188, 1992.
- 36) 石原研而，原田健二，酒井運雄：攪乱・不攪乱試料に基づく液状化による体積変化特性，第48回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1865-1866, 2013.7.
- 37) 國生剛治：地震地盤動力学の基礎 エネルギーの視点を含めて，鹿島出版会，2014.1.
- 38) 吉田望，規矩大義：液状化解析に用いる砂の体積変化特性モデルに関する検討，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.889-890, 2007.7.
- 39) 仙頭紀明，風間基樹，渦岡良介：非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化，土木学会論文集，No.764/III-67, pp.307-317, 2004.
- 40) 渦岡良介，仙頭紀明，清水智子，加村晃良，風間基樹：有効応力解析における最小有効応力の設定方法と沈下の簡易予測，土木学会論文集 C, Vol.63, No.3, pp.806-811, 2007.8.
- 41) 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.
- 42) 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.
- 43) 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.
- 44) 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.
- 45) 吉田望：DYNEQ A computer program for DYNAMIC response of level ground by Equivalent linear method Version3.34, 2010.12.
- 46) 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.
- 47) 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.
- 48) 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.
- 49) 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.
- 50) 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.
- 51) 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.
- 52) 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.
- 53) 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.
- 54) 港湾空港技術研究所ほか：港湾地域強震観測，<http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/>
- 55) 国土交通省国土技術政策総合研究所 防災研究所国土防災研究室：東日本大震災関連情報，<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/earthquake/2011ej.htm>
- 56) 坂井公俊，室野剛隆：地盤の等価1自由度モデルを用いた動的解析法の提案，第14回日本地震工学シンポジウム，2014
- 57) 防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net)，<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 58) 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による強震記録，国総研資料726号
- 59) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No.21)，土木研究所彙報第64号，1995.6

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. As the result of this study, we proposed new evaluating methods on liquefaction resistance of fine contained sand and reduction factor of seismic shear stress ratio of ground. And a certain knowledge was obtained about aging effect to soil liquefaction.

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