

招待論文

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

SIMPLIFIED PROCEDURE FOR ASSESSING LIQUEFACTION POTENTIAL OF SOILS
IN THE SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES

松尾修

Osamu MATSUO

正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究官
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

Key Words : liquefaction potential, sand, gravel, SPT N-value, field performance data

1995年兵庫県南部地震の後に改訂された道路橋示方書において、液状化判定法も大幅に見直されたが、本論文ではその改訂成案に至る根拠資料を提示するものである。主な項目は、液状化する可能性のある土の範囲、原位置液状化抵抗の簡易評価法、および簡易液状化判定法である。また、液状化判定法についての残された技術的課題についても最後に言及する。

1. まえがき

今でも記憶に新しい1995年兵庫県南部地震（以後、阪神地震と略称する）は神戸およびその周辺部に甚大な災害をもたらした。そして、近年経験しなかった強い地震動を引き起こしたものであったために、耐震工学の面から見て注目すべき各種の災害事象が見られた。液状化に伴う災害も同様であり、人工埋立地における大粒径の礫を含むまさ土の液状化や液状化に伴う沿岸地盤の流動現象等が注目を集めた。そして、この地震を契機として、耐震設計をその内容に含む多くの土木・建築関係の基準・指針類の見直しが行われたことはすでに周知のことである。

土木構造物の設計基準類のひとつである「道路橋示方書」((社)日本道路協会)も例外ではなく、地震発生から間をおかず多くの中堅技術者により見直し作業が行われ、1996年12月に改訂版が刊行された¹⁾。この改訂では液状化判定法も全面的に見直された。

本論文は、上に述べた液状化判定法の見直し作業の一端を担当した者として、成案に至る根拠となつた各種の検討材料を提示することを第一の主眼とするものである。また、筆者個人として認識する今後の技術的課題についても最後に言及したい。

2. 従来の液状化判定法の技術的課題

液状化判定法の観点から阪神地震での震災経験により顕在化した技術的課題は次のように整理されている。

- ① きわめて強い地震動が作用したこと
- ② 磯を含む土（礫質土）が液状化したこと

当時、土木・建築関係の耐震基準類で強い地震動まで考慮した液状化判定法が示されていたのは原子力発電所に関する耐震設計基準²⁾および建築基礎構造設計指針³⁾があった。しかし、旧道路橋示方書（1990）⁴⁾ではいわゆるレベル1地震動を対象とした液状化判定法が示されているのみであった。強い地震動を対象とした液状化判定を行うためには、対象とする地震動を規定するとともに、広い範囲（土質および締まり具合）の土について液状化強度を推定する手法を確立しておく必要が生じる。上記の液状化判定法では室内試験データ等に基づいて液状化強度を推定する手法が定められていたが、根拠となるデータが必ずしも十分とは言えないこと、および今回の震災事例に対して検証する必要があることから、改めて見直す必要が生じた。

また、従来は液状化する可能性のある土としては基本的に沖積の砂質土とされていたが、これは液状化判定用の地震外力が小さめであったためである。阪神地震において礫質土の液状化が注目されたが、それ以前にも同様の事例が散見された⁵⁾。しかし、これらは例外的な扱いを受けていたようである。阪神地震以後の耐震基準の改訂においては、実際に記録された地表面最大加速度800 gal程度が液状化判定用の地震外力として採用されることが避けられないため、このようなきわめて強い地震動の作用の下ではどれくらいの範囲の土が液状化し得るのかを見直す必要が生じた。なお、ここで言う土の範囲とは、土質（粒度分布）および締まり具合の双方の意味を含むものである。

3. 検討項目

上に述べたことを踏まえて、液状化判定法に関して阪神地震以後に実施した検討項目は以下のとおりである。

- (1) 液状化する可能性のある土の範囲
- (2) 液状化する可能性のある土の液状化強度推定法
- (3) 液状化判定法の提案および検証
- (4) その他（液状化判定のための地盤調査手法、 N 値・粒度に基づく手法以外の液状化判定手法の適用性）

本論文で主に述べる項目は(1), (2), (3)である。液状化判定の前提となる液状化判定用地震外力については、耐震設計の基本となるものであり、別途検討された結果を利用したものであるため、本論文ではあえて詳述しない。また、(4)については、後出の5.において述べる標準貫入試験を用いる以外の、3成分電気式コーン貫入試験およびS波速度を用いる手法の適用性の検討を行ったものであるが、紙数の制約もありここでは省略する（詳細は文献6）を参照されたい。

4. 「液状化する可能性のある土」の見直し

旧道路橋示方書⁴⁾では、液状化判定の対象となる土は、平均粒径 D_{50} が 0.02~2.0 mm の沖積砂質土とされていた。本章の目的は阪神地震での事例をも含めてこれを見直すことである。

(1) 「液状化する可能性のある土」の定義と根拠とすべきデータ

地震時に液状化する可能性のある土の範囲に関しては多くの議論・研究がなされている（たとえば⁷⁾）。この問題の本質は以下の2点に集約されると考えられる。すなわち、

- (a) 何をもって「液状化」を定義するのか？
- (b) どれくらいの大きさの地震動の作用を想定するのか？

上記(a)の液状化の定義の仕方については、材料力学的観点から見る立場と、構造力学的観点から見る立場がある。すなわち前者は要素としての挙動から、後者は噴砂等の地盤変状から、それぞれ液状化現象というものを表現ないしは定義しようとするものである。

また、上記(b)について、液状化する可能性のある

土の範囲は、想定する地震動の大きさにより拡大するということである。このことは、阪神地震において、従来より一般には液状化しないと考えられていた礫質土が液状化し、広く注目を集めたことからも明らかであろう。たとえば、旧道路橋示方書⁴⁾では、液状化判定を行う際に想定される地震動の大きさは地表面最大加速度が 180 gal 程度であり、礫質土が検討対象に含まれていないことは、それまでの事例から見てもほぼ妥当なものであった。また、建築基礎構造設計指針(1988)³⁾では礫質土を含んでいたが、これはいわゆるレベル2クラスの地震動が設計で考慮されていることが背景にあると考えられる。

以上のことから、本論文では液状化し得る土質材料をつぎのように取り扱うこととする。

- (1) 室内要素試験においては、繰返せん断応力の作用により、有効応力がゼロあるいはそれに近い応力状態が一時的であっても出現し得る材料を液状化の可能性のある材料とする。
- (2) 実地盤にあっては、噴砂を発生した土層、あるいは構造物の変位・変形の発生をもたらした要因となったと思われる砂質系の土層を液状化した土層とする。

なお、本研究では、粒度分布の異なる多様な土質材料について室内液状化試験を行っているわけではなく、実際にはもっぱら上記(2)の事例データから、液状化する可能性のある土質材料の範囲を調べた。

また、液状化事例を根拠にする場合、従来の調査では、原地盤における土質材料の粒度データを分析する方法と、その代用として噴砂の粒度を分析する方法とがとられていた。たとえば、旧道路橋示方書⁴⁾参考資料では標準貫入試験により採取された乱した試料の粒度データと噴砂の粒度データが混在して示されていた。他方、森ら⁸⁾は、1987年千葉県東方沖地震での噴砂事例を調査した結果として、噴砂は概ね原地盤の粒度分布を維持していると述べた。なお、これに対し、吉見⁹⁾は、否定的な見解、すなわち分級作用が生じるということを述べた。筆者は、模型振動実験で、液状化した砂が噴砂する過程で明らかに分級するのを観察した経験がある。このようなことから、今回、液状化する可能性のある土の粒度特性の範囲を定めるにあたっては、原則として、液状化したと判断される原地盤内の土層の粒度特性に基づくべきであるという立場で調査分析を行った。

(2) 調査結果

a) 砂質土の液状化事例

まず、阪神地震における事例データを示す。

図-1 は、阪神高速道路の橋梁基礎 37 地点における

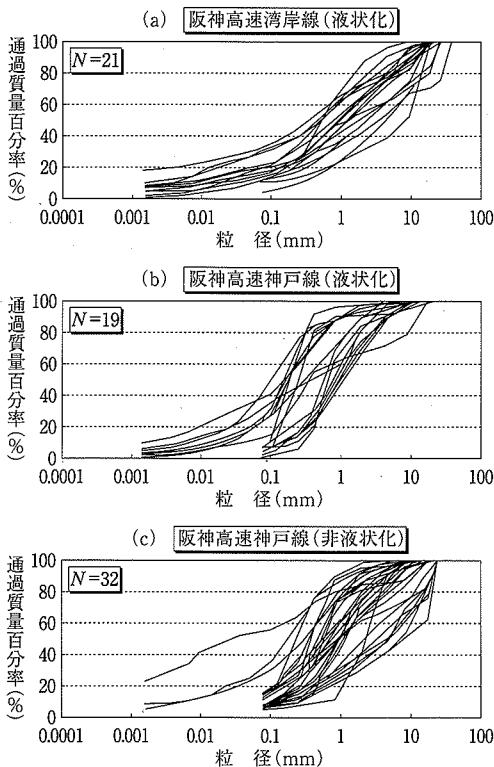


図-1 液状化・非液状化地点における粒度分布

基礎地盤の粒度分布曲線を液状化・非液状化地点に分けて示したものである。ただし、湾岸線の非液状化地点のデータはない。ここで、その地点が液状化したか否かの判断は、以下のいずれかの場合に該当する場合を「液状化した」、それ以外を「液状化しなかった」とした。

- (a) その地点の近傍に噴砂が見られる、あるいは
- (b) 近傍に噴砂はないが、地盤変状ないしは構造物基礎の変状があり、地下水位以深の比較的浅部に層厚2m程度以上の緩い砂質土層（一般にはN値が15以下）が存在する。

また、「液状化した」と判断した地点については、「液状化した」と推定される土層は以下の判断基準を設定して決めた。なお、「液状化しなかった」と判断した地点についても以下の判断基準により代表的な土層のデータを採用した（1地点当たり平均2データを採用）。

- (c) 地下水面以深の最も緩い砂質土層、あるいは砂質土層が存在しない場合には最も緩い礫質土層、および
- (d) 深さ10m程度までの土層。

このように、実事例から液状化データを抽出する場合には、相当の程度、定性的、工学的判断によらざるを得ないが、やむを得ないであろう。

図-1において、液状化した材料の粒度の細かい方に注目すると、平均粒径 D_{50} は旧道路橋示方書⁴⁾で示される0.02mmよりも大きく、また、細粒分（粒径0.075mm以下の土粒子）含有率で見ると30ないし40%以下となっているのがわかる。粒度の粗い方について見ると、平均粒径が5mm程度に達するデータもあるのがわかる。なお、神戸線と湾岸線の粒度分布を比べると、湾岸線の方が粒径が大きく、均等係数も大きいのがわかる。

b) 磯質土の液状化事例

つぎに、阪神地震における礫質土の液状化に焦点を絞って調査した2事例の結果を示す¹⁰⁾。

1つは甲子園浜埋立地の事例である。当地では噴砂がかなり広範囲に認められ、ケーソン護岸等の海側への変位が生じた。地震後の地盤調査により得た地盤柱状図を図-2に示す。調査地は、地震で落橋した西宮港大橋の橋台からおよそ60m内陸側に位置する。地表から14mまでが礫混じり土の埋立層、それ以深が旧海底地盤である粘土層となっている。図-2に示した2深度より採取した凍結不攪乱試料、および同じく標準貫入試験試料（ペネ試料）を粒度分析して得られた粒度分布を図-3に示す。同図には、1993年北海道南西沖地震で液状化した森町の岩屑なだれ堆積物⁵⁾および1964年新潟地震で液状化した砂質土の粒度分布⁴⁾を併記した。甲子園浜のまさ土の平均粒径は、凍結不攪乱試料で0.5~3mm、標準貫入試験試料で0.7~0.9mmとなっている。

2つめは、武庫川高水敷での事例である。この事例は、阪神地震における自然堆積砂礫地盤の液状化について報告された唯一の事例と思われる。武庫川新橋の架かる地点の右岸高水敷において、南北120m、東西80mの拡がりで噴砂が認められた¹¹⁾。当地は、震度7のいわゆる激震の帶の東端に位置する。噴砂は地割れから噴出し、地表に堆積した部分はほとんど砂であったが、地割れの中には、下部より運ばれたと思われる玉石があった。ちなみに、その範囲に位置する橋台A1が6~7cm川側に水平変位した。地震後に実施されたボーリング調査の結果および標準貫入試験試料より得られた粒度分布を図-4に示す¹⁰⁾。調査した深度13mの範囲ではほとんど沖積の砂礫となっている。地表から4~5mまではN値が8~15とやや低く、地下水位は地表面下2mである。平均粒径が2.5~8mm、最大粒径は40mm程度、礫分含有率は50~70%となっている。他方、近傍の橋脚基礎工事において掘削面を観察して得られた情報を参考にして記述されたボーリング記事によると、深度1~5m（標高で20~16m）の層は「玉石混じり砂礫。茶褐色

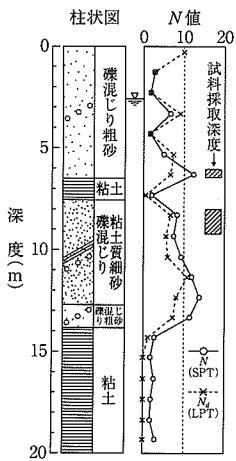


図-2 ポーリング柱状図（甲子園浜）

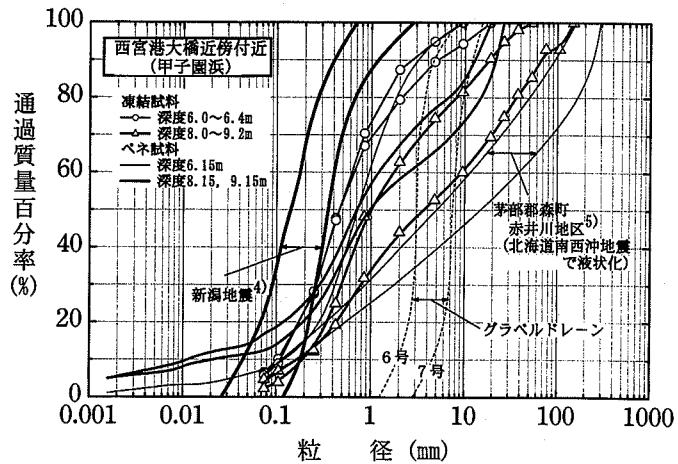


図-3 液状化した土の粒度分布（甲子園浜）

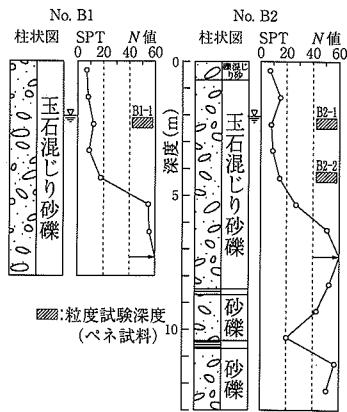
～褐色。緩い～中位。中粗砂（粗砂）， $\phi 3 \sim 5$ ($5 \sim 30$) mm 位の亜角礫主体。 $\phi 150$ (100~150) mm 位の玉石混入。」とされている（前者と後者カッコ書きは近接する2つの位置に対応）。また、深度 5~8 m の層は、「非常に締まっている。 $\phi 300$ mm 位の玉石多量に混入。」とされている。すなわち、記事中の玉石の最大径と貫入試験試料の最大径とは大きく食い違っているが、これは言うまでもなく、貫入試験試料ではシェーの内径以上の玉石は貫入できないためである。以上のことから、この地点では少なくとも地下水位以下約 3 m の砂礫層が液状化したものと推定される。また、貫入試験試料の粒度は原位置のそれとは大きく異なっていること、および、液状化したと推定される層より上部の地表面まで透水性の高い砂礫層であるのも注目に値する。

c) 液状化する可能性のある土の範囲に関する考察

以上の調査結果をもとに、液状化する可能性のある土の粗い方の上限として次のように設定するのが妥当であると考えた。

まず、森町の岩屑なだれ堆積物、甲子園浜等の湾岸埋立地で液状化したまさ土あるいは武庫川高水敷の平均粒径は、旧道路橋示方書⁴⁾において定められた平均粒径の上限値 2 mm を明らかに超えており、原位置の粒度で見ると、森町で平均粒径が最大で 14 mm に達しており、武庫川高水敷ではこれよりさらに大きいと思われる。他方、一般的地盤調査で利用可能な土の試料は標準貫入試験により得られるものである。図-5 は後出の 5. で述べる各調査地で、5 m 程度離れた位置で行われた凍結不攪乱試料採取と標準貫入試験により得られた試料の平均粒径および細粒分含有率を比べたものである。凍結不攪乱試料の粒度は原位置の粒度

(a) 地盤柱状図



(b) 粒径加積曲線

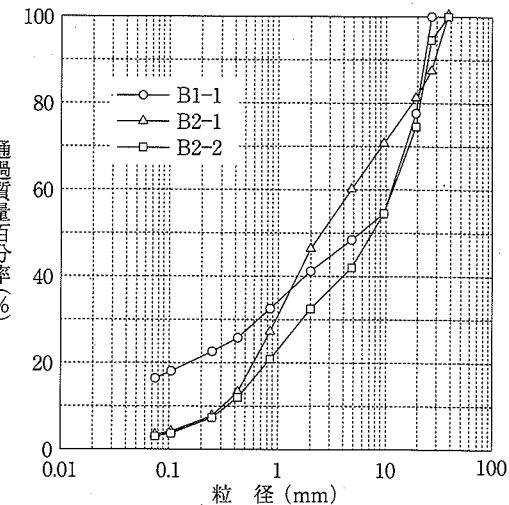


図-4 武庫川新橋近傍高水敷における土質柱状図および液状化した土の粒度分布

を保持していると考えてよい。同図より、標準貫入試験採取試料の粒度は原位置の粒度に比べて、平均粒径 D_{50} が特に粗粒材料で小さめ、また、細粒分含有率 F_c は大きめであることがわかる。これは、貫入試験の際の粒子破碎等によるものである。また、標準貫入試験により得られる試料の最大平均粒径は約 10 mm である。これらのことから勘案して、液状化する可能性のある土の上限値として、平均粒径 D_{50} を 10 mm とした。言い換えれば、標準貫入試験が実施できる程度の礫質土は液状化の可能性のある土とみなしたということになる。また、図-3 には、液状化対策のひとつであるグラベルドレーン工法に用いられる碎石の粒度曲線も示しているが、これも平均粒径は 3~7 mm となっている。このような透水性の高い均一材料は工学

的判断として液状化しにくい（このために液状化対策に用いられる）とし、液状化する可能性のある土から除外する必要がある。このため、透水性との相関が高いとされている 10% 粒径 D_{10} が 1 mm 以上の土は液状化検討対象から除外することとした。

つぎに、細かい方の下限については次のように考えた。まず、阪神地震での事例（図-1）を見ると、平均粒径の下限値は旧道路橋示方書⁴⁾において定められた 0.02 mm よりもかなり大きい。すでに述べたように、0.02 mm 以上とされた根拠には、噴砂の粒度分析の結果が含まれていたことが関係していると想定される。図-1 で最も細かい粒度の細粒分含有率は 30% ないし 40% となっている。これらのことより、粒度の下限値を細粒分含有率 35% 以下とするのが適切であろうと判断した。

さらに、細粒分含有率がこれより高くても塑性指数の低い土では液状化した事例があるという報告がある^{3),8),12)}。今回の地震での液状化事例ではこのことを確認することはできなかったが、安全のためこのような土も含めることとし、塑性指数の制限値 (=15) については建築基礎構造設計指針³⁾を準用することとした。

また、土の液状化を阻害するのは土の中に含まれる粘土分の粘着性（あるいは塑性）であるという考えがある（たとえば^{13),14)}。このことから、粘土分含有率を制限値に用いる方法もある³⁾。幸いに、粘土分含有率と塑性指数の間にはある程度の相関が存在する。たとえば、田中ら¹⁵⁾は、我が国の港湾地域における土を統計的に分析した結果、次式で定義される活性度は 0.8 から 1.5 程度であることを明らかにしている。

$$A = I_p / C_c \quad (1)$$

ここに、

A : 活性度,

I_p : 塑性指数,

C_c : 粘土分含有率 (%) (粒径 5 μm 以下の土粒子)。

これによれば、塑性指数 15 の土は少なくとも 10% の粘土分を含んですることになる。これより、建築基礎構造設計指針³⁾に提案されている粘土分含有率 10% という制限値は、塑性指数 15 という制限値により包含されているとみなされることになる。また、粘土分含有率が液状化の発生の有無に及ぼす影響については定量的にはつきりしていないこと、砂質土において粘土分含有率を求める沈降分析試験が一般に行われることはないこと等から、粘土分含有率の制限値を含めず、塑性指数の制限値を設定することでよいと考えた。

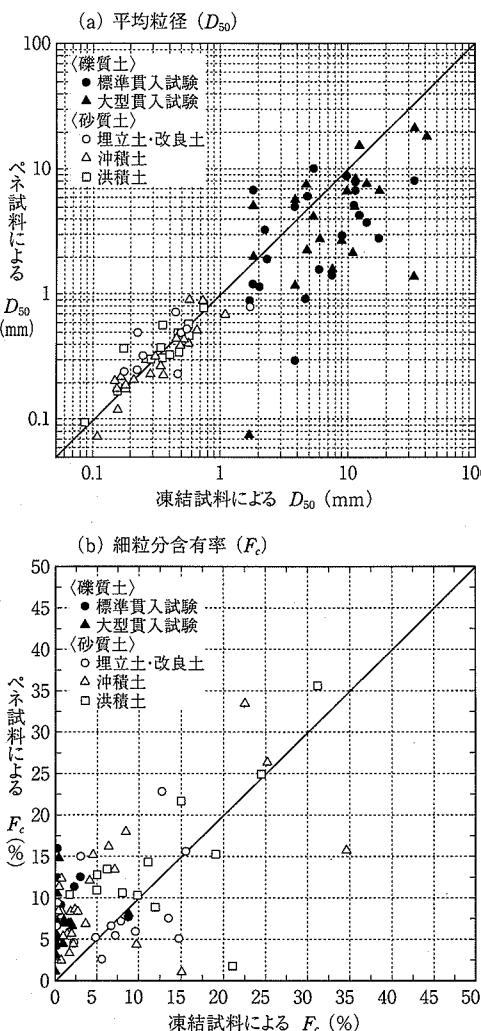


図-5 凍結試料とペネ試料の粒度の比較

d) 洪積土の液状化の可能性

つぎに、液状化対象土層として洪積砂質土層を含めるべきかどうかについて述べる。まず、これまでに洪積砂質土層が液状化したという報告は森ら¹⁶⁾の報告以外には見られない。森らは、遺跡の発掘現場での調査から、洪積層である東京層砂層が江戸時代の地震で液状化した痕跡があることを報告している。このように液状化事例の報告がほとんどない理由は、洪積砂質土層は一般に N 値が高く、続成作用によりセメントーション効果が発達していること、過圧密の効果があること、などによるものと一般に考えられる。他方、たとえば名古屋市周辺の熱田層や千葉房総半島に分布する成田層等においては、 N 値が 15 前後の低めの貫入抵抗を示すものがある（ただし、熱田層は細粒分を多く含む砂質土であることが主要因であると思われる）。洪積層の液状化抵抗は同じ N 値を有する沖積砂質土層に比べて高い傾向にあるが（5.(3)に後述）、これらが大規模地震時においても液状化しないということは言いかねない。そこで、実務的には、対象土層を「原則として」洪積土層とするが、 N 値の低い洪積土層に遭遇した場合には、詳細な検討により判断するという対処が妥当と考えた。

e) 液状化する可能性のある土層の深さ

対象とする土層の深さについては、設計地震動が大きくなるのに伴い、従来より深くする必要があるのでないかとの議論があった。阪神地震ではポートアイランドの深度 33 m の沖積砂質土層で約 50% の過剰間隙水圧比の上昇が記録された例があった¹⁷⁾が、液状化には至らなかったこと、一般的な土木構造物では 20 m を超える深さの土層のみが液状化したとしても重大な被害に至る可能性は低いと考えられること（杭基礎については必ずしもこの限りではないかも知れない）、それより浅い部分の土層も液状化すれば構造物に与える影響は浅部の方がはるかに大きいと考えられること、等から、工学的には従来通り 20 m でよいものとえた。

(3) 液状化する可能性のある土に関する提案

以上のこととを総合的に勘案して、最終的には、液状化する可能性のある土を以下のように規定した。

「以下の 3 つの条件すべてに該当する原則として沖積層の飽和砂質土層。

- 1) 地下水位が現地盤面から 10 m 以内、かつ現地盤面から 20 m 以内の深さに存在する飽和土層、
- 2) 細粒分含有率 F_c が 35% 以下、または塑性指数 I_p が 15 以下、
- 3) 平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下、かつ 10% 粒径

D_{10} が 1 mm 以下。」

なお、上記のように液状化する可能性のある土の範囲を定量的な値で示すのは、実務上は必ずしも適切でないことがある。具体的な例として、砂質土層の粒度特性が深さ方向に連続して遷移している場合、細粒分含有率 F_c が 35% より大きいか否かで単純に区分してよいかという疑問にしばしば遭遇することがある。本来、連続的に遷移する土質材料の力学特性は連続的に遷移しているであろう。したがって、液状化に対する抵抗を表す指標がこのようになつていれば問題は少ないはずである。しかし、液状化抵抗については 5. で述べるが、この問題は未解決である。よって、実務上は工学的判断により対処せざるを得ない部分が残されていることに留意することが必要である。

5. 液状化強度推定法の見直し

(1) 原位置調査および室内試験の方法

a) 概要

従来（1995 年以前に）得られた凍結不攪乱試料を用いた砂質土の液状化試験データは、比較的細粒分の少ない緩い砂質土地盤のデータがほとんどであり、密に締まった砂質土地盤や粒度の大きい礫質土地盤のデータが稀薄であった。そこで、ここではこれらの試験データを補完すべく、全国から 7 地点を選定して、原位置調査試験、凍結不攪乱試料採取および室内土質試験を行った。

調査地としては、 N 値が 20~30 程度で深度方向にばらつきが少なくかつ土層の平面方向への連続性が良好な、細粒分の少ない砂質土層ないしは礫質土地盤を選定した。なお、凍結サンプリング等、調査規模が大きがりであったため、現地調査試験実施のための用地交渉を比較的円滑に行える直轄河川の河川敷から選定した。また、候補地においてはパイロットボーリングをあらかじめ実施して土層構成の概要を把握した上で調査地とすることを決定した。

その結果、以下の 7 地点を調査地と決定した。

- ① 砂質土層を主対象とする地点：名取川、利根川、江戸川、淀川
- ② 礫質土層を主対象とする地点：多摩川、九頭龍川、武庫川

b) 調査試験項目および試験方法

今回の調査で行った原位置調査試験、不攪乱試料採取および室内土質試験のうち、主要な試験項目の方法を以下に述べる。

(イ) 原位置調査試験

標準貫入試験は JIS A 1219 に基づく方法によって

行った。(社)全国地質調査業協会連合会が定める重錘の自動落下装置および自動記録装置¹⁸⁾を用いた。他方、大型貫入試験は、標準貫入試験が適用し難い密な地盤や砂礫地盤等を対象とすべく開発された装置であり¹⁹⁾、今回礫質土層で実施した。

調査地の地盤をサスペンション式 PS 検層器により深度 1 m ごとに P 波・S 波速度を測定した。

(ロ) 不攪乱試料採取

凍結サンプリングは部分コアリングによる方法²⁰⁾により行った。

また、砂質土層において、いわゆる乱さない試料の品質を凍結サンプリング法のそれと比較することにより評価することを目的としてチューブサンプリングを実施した。ロータリー式三重管サンプラー（通称トリプルチューブサンプラー）を用いて実施した。シャーの内径は 72 mm、先端角は 6~20°、ライニングチューブ（ライナー）は塩化ビニル製でありその内径は 75 mm で、シャーとライナーの内径差は 3 mm ほどである。所定の深度において約 1 m をサンプリングした。採取した試料は、チューブを鉛直に立てて自然脱水させて不飽和状態にしてからドライアイス等で凍結させた後、サンプリングチューブの両端をパラフィンシールした。自動車での運搬中に受ける振動や変形の影響を軽減するためにチューブ全体をウレタン等のクッション材で保護して運搬し、室内試験に供した。

(ハ) 室内土質試験

標準貫入試験および大型貫入試験により得られた乱した試料（ペネ試料）、凍結サンプリングおよびチューブサンプリングにより得られた乱さない試料のそれぞれについて、室内土質試験を実施した。

非排水繰返し三軸試験（液状化試験）の条件を表-1 にまとめて示す。

表-1 非排水繰返し三軸試験（液状化試験）条件

項目		試験条件
試料寸法	砂質土	直径 50 mm、高さ 100 mm
	礫質土	直径 300 mm、高さ 600 mm
圧密条件		等方状態
圧密時間		1 時間以上
圧密圧力		原位置有効上載荷 σ'_v
背圧		196 kPa
制御方法		応力制御
載荷波形（周波数）		正弦波 (0.1 Hz)
排水条件		圧密・非排水
飽和方法		炭酸ガス置換法および背圧法
飽和条件		B 値 0.95 以上

① 砂質土

砂質土の非排水繰返し三軸試験は、凍結試料およびチューブ試料の直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体に対し、地盤工学会基準の「土の非排水繰返し三軸試験方法」(JGS 0541) に準じて行った。ただし、凍結試料の解凍は 29 kPa の拘束圧の下で行った。また、本試験直前に微小加振（ひずみ領域 2.0×10^{-5} 程度）を行って、初期せん断剛性を測定した。

② 矶質土

礫質土の非排水繰返し三軸試験は、大型の繰返し三軸試験装置を用い凍結試料の直径 30 cm、高さ 60 cm の供試体に対して行った。供試体寸法が異なる他は、基本的に砂質土の場合と同じである。

(2) 原位置採取試料の品質について

次節以降で原位置液状化抵抗の推定法を構築するのに先立ち、凍結不攪乱試料採取法とチューブサンプリング手法による試料の品質について考察する。

図-6 は、それぞれの試料の初期せん断剛性 G_L （軸ひずみが 10^{-5} 程度におけるせん断剛性）を原位置における S 波検層による初期せん断剛性 G_F と比較したものである。いずれの採取試料の G_L も、原位置における G_F に比べて等しいかあるいは下回っていることがわかる。また、採取試料のせん断剛性が原位置せん断剛性に対して下回る程度は、原位置せん断剛性が大きいほど顕著になることがわかる。つまり、よく締まった硬い地盤であるほど、採取試料のせん断剛性的低下度は大きいということを示している。これは安田・山口²¹⁾がチューブサンプリング試料について提示した結果と同様である。試料採取法の違いに着目すれば、凍結不攪乱試料の方がチューブサンプリング試料よりもややせん断剛性的低下度が低いという程度であ

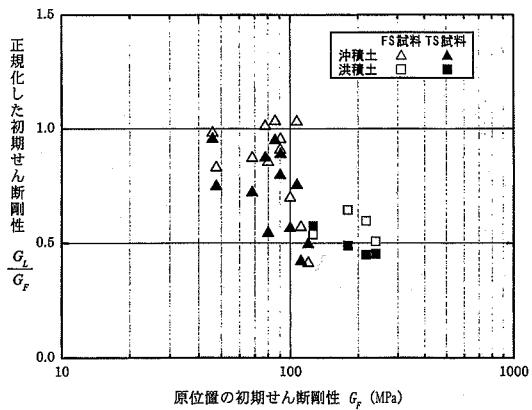


図-6 採取試料の初期せん断剛性 (G_L) と原位置での初期せん断剛性 (G_F) の比較

る。この原因として、繰返し三軸圧縮試験におけるベディングエラーによる測定誤差の可能性も考えられるが、凍結試料においてもかなり密な地盤から得られた試料にはある程度の乱れが生じている可能性も捨てきれない。

つぎに、吉見²²⁾に倣い、細粒分含有率 $F_c < 10\%$ の砂質土試料について、試料の相対密度と換算 N 値の関係について調べた結果を図-7 に示す。なお、換算 N 値 (N_1) は、 N 値に及ぼす有効上載圧 σ'_v の影響を補正するものであり、次式で与えられる²³⁾。

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'_v / 98 + 0.7) \quad (2)$$

ここに、有効上載圧 σ'_v (kPa) は原位置での土被り圧である。

同図より、凍結 (FS) 試料の相対密度は換算 N 値とよい相関があり、反対に、チューブ (TS) 試料の

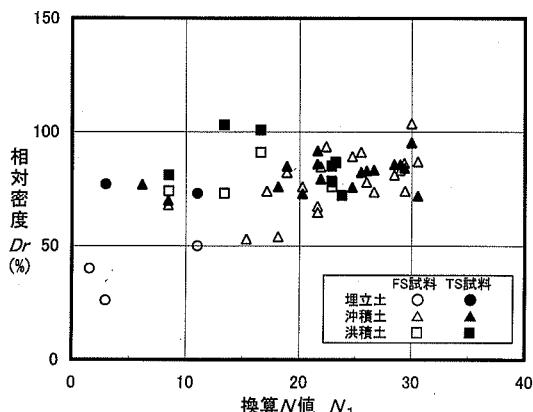


図-7 N_1 値と相対密度の関係

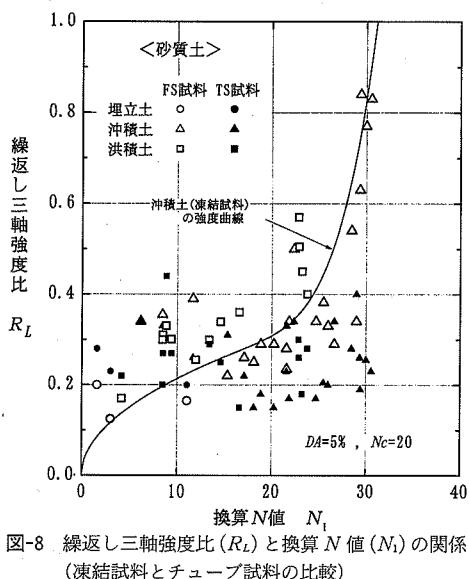


図-8 繰返し三軸強度比 (R_L) と換算 N 値 (N_1) の関係
(凍結試料とチューブ試料の比較)

相対密度と換算 N 値は無相間に近いことがわかる。

最後に、繰返し三軸強度比 (R_L) と換算 N 値 (N_1) の関係を図-8 に示す。ここに、繰返し三軸強度比 (R_L) とは、非排水繰返し三軸圧縮試験において、繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅 5% を生じさせるのに必要な繰返せん断応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_c$ (σ_d : 繰返し軸差応力片振幅, σ'_c : 初期有効拘束圧) である。なお、同図には、凍結試料のデータに基づいて描いた、細粒分の少ない ($F_c < 10\%$) 砂についての関係曲線を併せて示している。凍結 (FS) 試料の R_L は N_1 が 20 付近から急増しているのに対し、チューブ試料では N_1 値の変化に対し $R_L = 0.18 \sim 0.40$ の範囲にほぼ横ばいに分布しているのがわかる。 N_1 値が小さいところでチューブ試料の R_L は凍結試料の R_L を上回り、 N_1 値が大きいところではその逆になっている。この結果は吉見²²⁾の指摘のとおりであり、原位置の液状化強度を求める観点からは、少なくとも比較的きれいな砂に対してチューブサンプリング法の適用性は低いと言わざるを得ない。他方、図-6 に示したように凍結試料においても締まった地盤に対しては初期せん断剛性の低下が見られることから、図-8 で N_1 値が大きいところでの R_L の真値は試験値よりもさらに大きい可能性がある。

以上の考察より、原位置液状化強度の推定法を構築する次節以降では、凍結不搅乱試料による繰返し三軸強度比を採用することとした。

(3) N 値と繰返し三軸強度比の関係

本節では、前節において述べた試験結果に加え、既往の研究により得られた同様の試験結果を分析の対象にした。以下では土質分類毎に結果を述べる。ここで砂質土とは、平均粒径 D_{50} が 2 mm 未満の土質材料、また、礫質土とは平均粒径 D_{50} が 2 mm 以上の土質材料のことである。

a) N 値と繰返し三軸強度比の関係（砂質土）

はじめに、繰返し三軸強度比 (R_L) と換算 N 値 (N_1) の関係を図-9 に示す。なお、ここに示した砂質土の粒度の範囲は、平均粒径 D_{50} が 0.09 ~ 1.1 mm、細粒分含有率 F_c が 0 ~ 50% である。つぎに、細粒分含有率の比較的小ない ($F_c < 10\%$) きれいな砂質土試料についての試験データのみを抽出して結果をまとめたのが図-10 である。

これらの図から以下のことが読みとれる。

- (1) 繰返し三軸強度比 R_L は N_1 値が 20 を超えるあたりから急激に大きくなりはじめ、30 を超えると R_L は 1.0 あるいはそれを超えるようであり、液状化現象が起こる限界の値と考えられる。

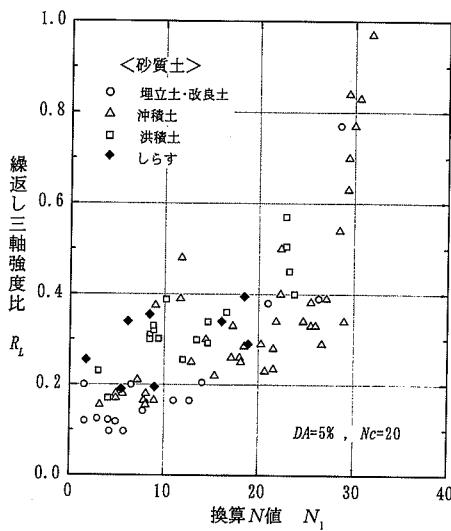


図-9 繰返し三軸強度比 (R_L) と換算 N 値 (N_1) の関係

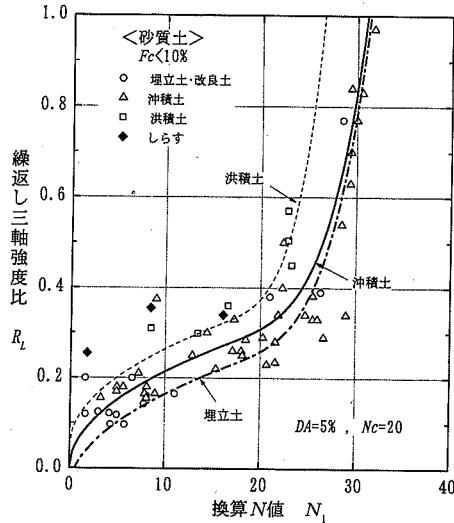


図-10 きれいな砂質土試料 ($F_c < 10\%$) の繰返し三軸強度比 (R_L) と換算 N 値 (N_1) の関係

(2) 繰返し三軸強度比 R_L は埋立土・改良土、沖積土、洪積土の順に大きくなる傾向が見られる。堆積年代により差別化するのが望ましいことを示唆している。

また、紙数の制約上、図示しないが、同じ N_1 値でも細粒分含有率 F_c の値が大きいほど繰返し三軸強度比 R_L が大きくなる傾向が窺われた。他方、平均粒径 D_{50} の影響についてはそれほど明瞭な傾向が見られなかつた。

また、図-10には、上記(2)の観察結果に対応して、堆積年代別に近似曲線を併記した。これらは以下

のような式で表される。

(a) 沖積砂質土

$$R_L = 0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} \quad (N_1 \leq 14)$$

$$0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} + 1.57 \cdot 10^{-6} \cdot (N_1 - 14)^{4.5} \quad (N_1 > 14) \quad (3)$$

(b) 埋立砂質土・改良砂質土

$$R_L = 0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} - 0.05 \quad (N_1 \leq 14)$$

$$0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} - 0.05 + 1.57 \cdot 10^{-6} \cdot (N_1 - 14)^{4.5} \quad (N_1 > 14) \quad (4)$$

(c) 洪積砂質土

$$R_L = 0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} + 0.05 \quad (N_1 \leq 14)$$

$$0.0882 \sqrt{(N_1/1.7)} + 0.05 + 6.0 \cdot 10^{-6} \cdot (N_1 - 14)^{4.5} \quad (N_1 > 14) \quad (5)$$

上式を設定した背景・根拠について若干の説明を以下に補足する。

- 式(3)の第1式が旧道路橋示方書⁴⁾に採用されていた式である。同書によれば、同式は相対密度が概ね60%以下の砂質土に適用できるとされていた。この値を Meyerhof による式(6)と式(3)から換算 N 値 (N_1) に置き換えると、およそ14である。

$$D_r = 21 \cdot \sqrt{(N/(\sigma'_v/98 + 0.7))} \quad (6)$$

そして、換算 N 値が14を超える範囲において曲線が急激に立ち上がるよう項を付加したのが式(3)の第2式である。

- 埋立砂質土・改良砂質土の R_L については、沖積砂質土の評価式よりも0.05だけ小さくした。
- 洪積砂質土の R_L については、沖積砂質土の評価式に0.05を加えるとともに、 $N_1 > 14$ において曲線の立ち上がり勾配をより大きくした。

同じ N 値であっても、粒度の細かい（細粒分が多い、あるいは平均粒径が小さい）土層の液状化抵抗は大きくなる傾向にあることは從来から知られており、上に示したデータでも同じ傾向が認められた。そこで、以下では粒度特性による N_1 値と繰返し三軸強度比 (R_L) 関係の補正方法について検討した結果を述べる。

国内の設計指針類等を概観すれば、粒度特性による液状化抵抗の補正方法は以下の2つの方法に大別されるようである。

- 粒度特性の影響を液状化抵抗 R の増分として補正する方法

$$R = R_0(N_1) + \Delta R \text{ (粒度特性)} \quad (7)$$

- 粒度特性の影響を N 値の増分として補正する方法

$$R = R_0(N_1 + \Delta N \text{ (粒度特性)}) \quad (8)$$

ここに, R : 液状化抵抗

R_0 : 代表的な材料特性を有する砂質土についての液状化抵抗を換算 N 値 N_1 の関数として表す式

ΔR : 粒度特性による液状化抵抗の増分

ΔN : 粒度特性による N 値の増分

方法(a)を採用している指針類として、旧道路橋示方書¹⁾、原子力発電所耐震設計技術指針²⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説²⁴⁾、方法(b)を用いている指針類としては建築基礎構造設計指針³⁾、港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁵⁾が代表的なものである。

ここでは、上記2方法に以下の方法を加えた3つの方法について比較検討した。

(c) 換算 N 値を細粒分含有率により次式のように補正する方法

$$R_L = R_0(c_1(F_c) \cdot N_1 + c_2(F_c)) \quad (9)$$

比較検討の途中経過を省略するが、最終的には上記(c)の方法による補正法を採用することとした。式で表すとつぎのようになる。

$$R_L = 0.0882 \sqrt{(N_a/1.7)} \quad (N_a \geq 14)$$

$$0.0882 \sqrt{(N_a/1.7)} + 1.57 \cdot 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 < N_a) \quad (10)$$

ここに、

N_a : 粒度特性について補正された N_1 値

$$(N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2) \quad (11)$$

c_1 : 粒度特性による N_1 値の補正項

c_2 : 粒度特性による N_1 値の補正項

$$c_1 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 40)/50 & (10\% \leq F_c < 60\%) \\ F_c/20 - 1 & (60\% \leq F_c) \end{cases} \quad (12)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ ((F_c - 10)/18) & (10\% \leq F_c) \end{cases} \quad (13)$$

また、これを図示すると図-11のようになる。細粒分含有率の高い砂質土の N_1 値 - R_L 関係は、きれいな砂のそれに比べてより急激に立ち上がるようになっていることが特徴である。ちなみにこの傾向は、Seed et al.²⁶⁾が液状化・非液状化事例の分析に基づいて描いた曲線に類似している。

最後に、砂質土の繰返し三軸強度比 R_L の評価式から得られる値を試験値と比較した結果を図-12にまとめて示す。全体的には 1:1 の直線のまわりに位置していることがわかる。ただし、 R_L が比較的小さい領域での再現性は必ずしもよいとは言えない。分析に用いたデータについて、凍結試料では F_c が多い土での凍結膨張による品質劣化により、試験結果が原位置地盤の液状化強度を反映していない可能性があるため、今回の F_c による補正法は一つの自安と考えられる。

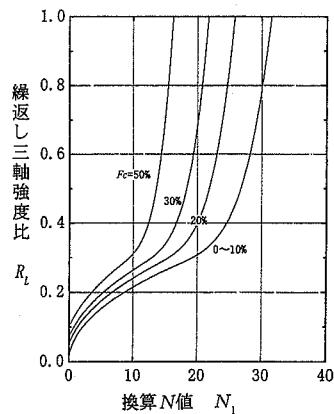


図-11 提案した繰返し三軸強度比 (R_L)～換算 N 値 (N_1) 関係

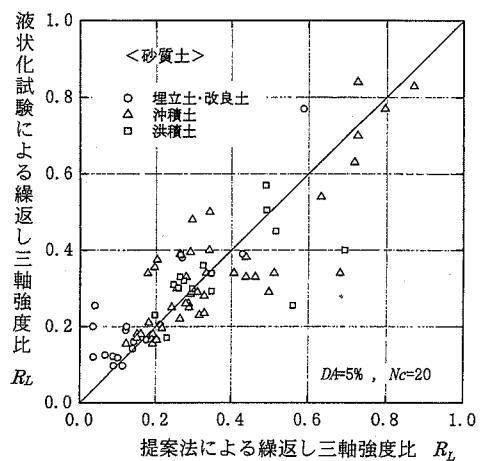


図-12 繰返し三軸強度比 (R_L) の試験値と予測値の比較

b) N 値と繰返し三軸強度比の関係 (特殊土 (しらす))

しらす (埋立土、沖積土) の R_L と N_1 値の関係を図-9 に併記した。自然堆積のしらすの R_L は同じ N_1 値に対する冲積層の R_L に比べかなり高いように見える。しらすは、それを構成する粒子自身がもろく破碎性が強いという特質がある。このことは、 N 値が低めに測定される要因になると考えられる。他方、一次堆積しらすはセメントーションを有するという指摘がある。セメントーション効果は液状化抵抗の増大に寄与しているのではないかと考えられる。

一口にしらすと言っても、地域による違い、あるいは一次堆積、二次堆積、人工埋立などの違いなどにより、それらの物理・力学特性の多様性は大きいものと推測される。いずれにしても、しらすなどのようないわゆる特殊土についても、一般の土粒子よりも砂質土と同じ液状化抵抗予測式を用いることは留保するの

がよいと考えられる。

c) N 値と繰返し三軸強度比の関係（礫質土）

分析には既往の論文に示されたデータ、建設省保有のデータおよび別途、九頭竜川・多摩川および武庫川の冲積砂礫地盤で原位置試験を行って得たデータを用いた。なお、ここに示す礫質土の細粒分含有率は、ほとんどが5%未満であった。

また、礫質土の繰返し三軸試験においては軸ひずみが5%に達するより前に供試体の変形状態が一様でなくなり、供試体のある高さで直径が異常に細くなるいわゆるネッキング現象がしばしば生じた。そこでここでは、試験データのうち、ネッキング現象を起さず5%以上のひずみ振幅まで正常に試験を行うことができたもの、および外挿により5%ひずみに至る回数を無理なく推定できるデータを主に用いて以下の分析を行った。

(イ) N 値—繰返し三軸強度比の関係

礫質土は、砂質土と同じ時期に堆積しても、礫が混入することにより液状化抵抗は砂質土に比べて大きくなると考えられている。他方、礫分の卓越する礫質土層で標準貫入試験を行うとシューが礫粒子を打撃することにより打撃回数が多くなることがあり、この場合、 N 値は必ずしもその土層の締まり具合に対する適切な指標にならない。このようなことから、礫質土の液状化抵抗を標準貫入試験の N 値から推定するのは困難とされている。そこで、ここでは標準貫入試験(SPT)と大型貫入試験(LPT)¹⁹⁾の2つの試験から得られる貫入抵抗と液状化抵抗との関係について分析した。

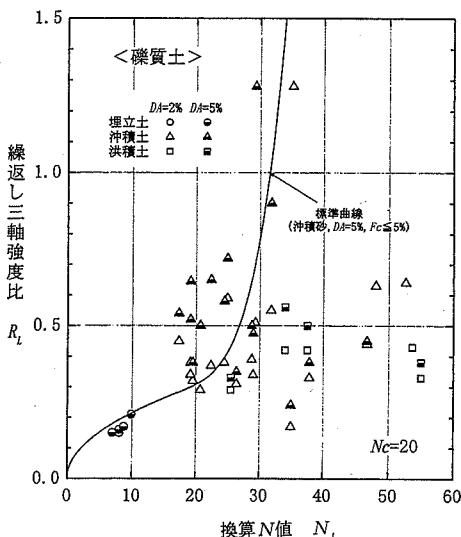


図-13 細粒分含有率の異なる礫質土の繰返し三軸強度比(R_L)と換算 N 値(N_1)の関係

まず、図-13にSPTによる換算 N 値と R_L の関係を示す。同図には図-10で示したきれいな砂($DA=5\%$, $F_c \leq 10\%$)の関係曲線を併せて示した。砂質土の場合に比べてデータのばらつきがかなり大きい。また、予想に反して、きれいな砂についての関係曲線よりも左上に位置するデータが少なからずある。このようにばらつきが大きくなる理由の一つとして、礫地盤では砂質土地盤に比べて、堆積材料や密度の空間的なばらつきが大きい傾向にあり、凍結サンプリング実施地点と標準貫入試験実施地点との間の10m足らずの離隔が原因した可能性がある。

一般に砂礫の貫入抵抗値は礫をたたく時に打撃回数が増えるので、礫以外のマトリクス部分を貫入する際の抵抗値をとる方が液状化抵抗との対応が良いとの考えもある²⁷⁾。そこで、3種類の N 値を比較してみた。すなわち、 N 値は本打ち30cmでの打撃回数(通常の測定法)， $N_{1(10)}$ 値は貫入長30cmを3分割してそのうちの最少の打撃回数を3倍したもの、 $N_{1(\min)}$ 値は最も貫入速度勾配の大きい部分を30cm貫入に換算したものである。図-14に分析結果を示す。予想通り、 $N_{1(\min)}$, $N_{1(10)}$, N_1 の順でばらつきは小さくなるものの、 R_L との相関性はあまり改善されていない。

(ロ) 大型貫入試験による N 値と繰返し三軸強度比の関係

大型貫入試験(LPT)¹⁹⁾は砂礫地盤の貫入抵抗を調べる目的で開発されたものであり、礫粒子を打撃することによる影響を緩和するために、標準貫入試験に比べてサンプラーの内径が大きく、かつ打撃エネルギーも大きくなっている。LPTの貫入抵抗値 N_d について

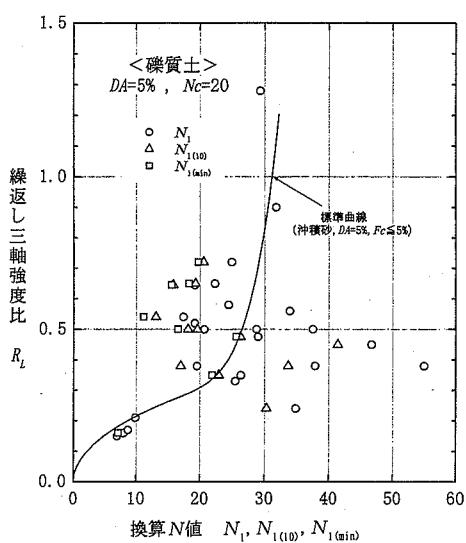


図-14 細粒分含有率の異なる礫質土に対する各種 N 値と繰返し三軸強度比(R_L)の関係

では、従来より砂で次式が経験的に成り立つとされている²⁸⁾。

$$N = 1.5 \cdot N_d \quad (14)$$

ここに、 N ：標準貫入試験の N 値、 N_d ：大型貫入試験の N 値。

また砂礫では上式の係数が粒径に応じて大きくなるとの報告もある^{29),30)}。そこで、ここでも両者の関係を分析してみたところ、ばらつきは大きいが、平均的には式(14)の関係が成り立っていた。

以上のことから、ここでは式(14)を参照して、繰返し三軸強度比 R_L と貫入抵抗値の関係をプロットした結果を図-15に示す。なお、大型貫入試験の N_d 値も標準貫入試験の N 値と同様、式(2)により有効上載圧98 kPa相当に換算した N_{d1} を用いている。この図より、 R_L と N_{d1} 値の関係は極めて大きくばらついており、標準貫入試験の N 値を用いた場合の図-13の結果と比べても改善されていないことがわかる。そこで、標準貫入試験において図-14で行ったような各種の貫入抵抗値を用いて同様の分析を試みたが、さほど改善は得られなかった。

なお、一般的地盤調査では標準貫入試験が実施されることが多い。仮に現場で砂礫層が認められた場合、追加的に大型貫入試験を実施するとすれば、時間・費用の面で大幅な負担増となる（ちなみに、大型貫入試験の試験コストは標準貫入試験の2~3倍である）。さらに、上に示したように、大型貫入試験によれば、礫質土層の液状化抵抗とより良い相関が得られるとも言えない。このようなことから、以下では標準貫入試験のデータを主体に礫質土層の液状化抵抗の推定式を構

築することを試みる。

(ハ) 粒径による N 値一繰返し三軸強度比の関係の補正

図-13に戻り、礫質土の貫入抵抗値は礫径に影響されると予想された²⁹⁾ので、ここでは平均粒径 D_{50} による N_1 値の補正を試みた。すなわち図-14を参照して、あるデータ (N_1, R_L) と同じ R_L の値を示すきれいな砂の N_1 値を N_{10} として、それらの比 N_{10}/N_1 と平均粒径との相関をとった。その結果を図-16に示す。同図の横軸 D_{50} はSPTのペネ試料から得られたデータおよび凍結試料から得られたデータを用いている。SPTのペネ試料から得られた D_{50} は、粒子破碎などにより10 mmを越えず、 N_{10}/N_1 との間に有意な関係はみられない。一方、凍結試料の D_{50} を用いた場合には、 D_{50} が大きくなるほど N_{10}/N_1 は小さくなる傾向にあるようにも見えるが、未だ工学的見ても満足すべき相関とは言えない。この他、粒度のパラメータとして礫分含有率や最大粒径、貫入抵抗値として図-13に示した各種の貫入抵抗値を用いて同様の関係を調べたが、ばらつきの程度はさほど改善されなかつた。

実務においては、凍結不攪乱試料のような粒子破碎等の影響を受けない正しい粒度特性データを得ることは期待できず、SPTのペネ試料によるデータによらざるを得ない。そこで、既往の研究^{たとえば29)}を参考にしつつ、ある程度の割り切りも含めて、同図中に関係曲線を示した。これを式で表すと次のようになる。

$$N_{10}/N_1 = 1.0 - 0.36 \cdot \log_{10}(D_{50}/2) \quad (15)$$

ただし、実際のSPTによる分析においては、貫入抵抗値や粒度特性がかなりばらつくことが予想されるため、採用する試験結果が原地盤の物性を代表しているかどうかを適切に判断するとともに、このような試験データを今後数多く蓄積していくことが大切である。

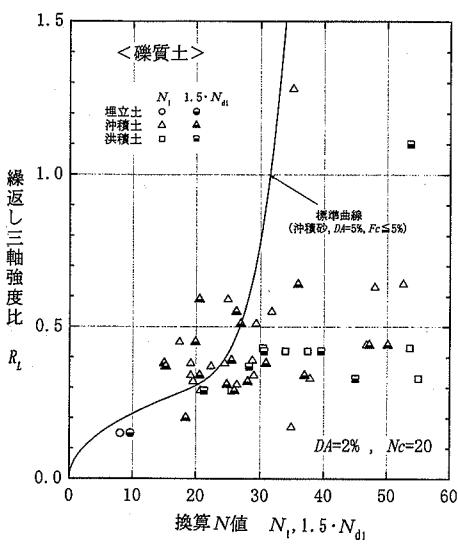


図-15 標準貫入試験と大型貫入試験による貫入抵抗値と繰返し三軸強度比(R_L)の関係(礫質土)

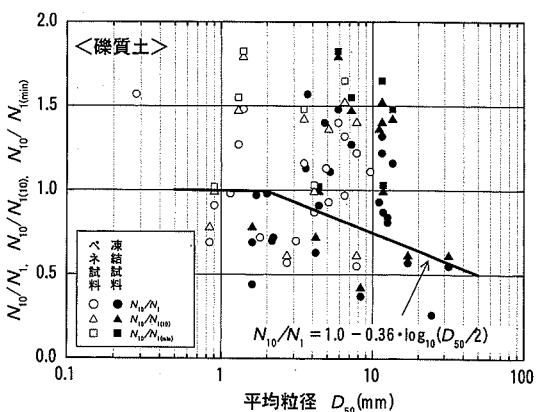


図-16 N_{10}/N_1 と平均粒径との関係

う。

(二) まとめと課題

礫質土の貫入抵抗値と液状化強度の関係を分析した結果を述べた。結果は満足すべきレベルからは遠く、今後さらなる研究を要する。最後に留意点として、つぎの2点を指摘しておきたい。

一つは、現実の礫質土層は粒度や物性の空間的なばらつきが大きいこと、ペネ試料の脱落が起こりやすいこと、粒子形状・粒子破碎等の影響、礫質土の液状化には透水性の影響も考慮する必要があることである。

いま一つは砂質土と礫質土の粒度補正の不整合の問題である。すなわち、礫質土の粒度補正においては、パラメータとして平均粒径 D_{50} のみを用いた。砂質土の場合には細粒分含有率 F_c を補正パラメータとして用いており、連続性に欠けるのは否めない。すなわち、平均粒径が 2 mm 未満の土の場合には F_c の値により R_L-N_1 値関係を補正し、2 mm を超える土の場合には平均粒径 D_{50} の値により R_L-N_1 値関係を補正することになる。したがって、土質材料が連続的であっても、平均粒径 2 mm を境に繰返し三軸強度比 R_L の推定値が不連続になり得る。また、粒度配合が良く、細粒分から礫まで含むような礫質土材料の場合、果たして平均粒径のみ考慮すればよいかという疑問が残る。今回の分析では残念ながら細粒分含有率の高い礫質土のデータがなかったのでこの点の検討ができなかつた。

ちなみに、沖積の砂礫地盤は主に河川の營力により形成されるものであり、このため、河床材料の粒度分布はどのようにになっているのかを調べてみたのが図-17 である。これは、全国の直轄河川において、河道および高水敷の表層ないし深部 (0.3~1.5 m 程度) の材料を粒度分析して得られたものであり³¹⁾、ここでは平均粒径が 2 mm 以上のデータのみを示している。ただし、大粒径のデータはかなりの程度間引きして示している。この図より、少なくとも河床材料については、平均粒径が 2 mm 以上であれば細粒分含有率はきわめて小さいことがわかる。まさ土で埋め立てられ

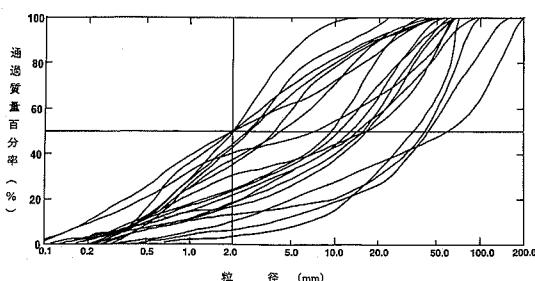


図-17 河床砂礫の粒度分布

た、きわめて広い粒度分布を有する地盤が阪神地震により液状化して関心を呼んだが、沖積砂礫地盤の粒度分布がここに示したきわめて若齢の河床堆積地盤と大きく違ないとすれば、沖積地盤では上に述べたようなきわめて粒度配合の良い砂礫層が存在する可能性は低いと考えてよいように思われる。そうであるとすれば、液状化強度の推定に細粒分含有率を考慮していないことは実用上さして問題ではなかろう。

6. 液状化・非液状化事例に基づく動的せん断強度比推定式の検証

本章では、はじめに阪神地震を含む既往の地震における液状化・非液状化事例をもとに、地震時に地盤内に発生したであろう最大せん断応力比と N 値の関係を分析する。つづいて、この事例データを用いて、前章で提案した繰返し三軸強度比の推定式を用いた液状化判定法により適切に判別できるかどうかを検証する。

(1) 検証方法

液状化判定法を確立するために、実際の地震で液状化した地域および液状化しなかった地域に位置する既往の標準貫入試験データを収集し、 N 値（あるいは換算 N 値： N_1 ）と推定最大せん断応力比の関係を検討した研究は過去にいくつか行われてきた^{26),32)-37)}。ここでは、上記の分析に用いるデータをできるだけ客観的に選別し、信頼性の高い結果を得るよう努めた。

a) 分析に用いたデータ

分析の対象とした地震は 1964 年に発生した新潟地震から 1995 年の阪神地震までの計 8 地震である。表-2 に示すように、最終的に採用した事例データの内訳は、液状化事例 173 地点、比液状化事例 54 地点の合計 227 地点である。同表中、地震動タイプとは、阪神地震における構造物被害に鑑み、土木構造物の耐震性能の照査で考慮する地震動として、土木学会³⁸⁾により提起されたものである。これら 2 つの設計地震動はつぎのように位置づけられている。

- ・ タイプ I 地震動：大正 12 年の関東地震などのように発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋性振動型の大規模地震動のことをいう。大きな振幅が長時間繰り返して作用するタイプの地震動を表す。
- ・ タイプ II 地震動：兵庫県南部地震のように断層近傍あるいは内陸性直下型の衝撃型大規模地震動のことをいう。大きな振幅が短時間かつ衝撃的に作用するタイプの地震動を表す。

ここでは、表-2 に示した地震がプレート境界型であるか、あるいは内陸直下型であるかにより分類され

表-2 分析に用いた液状化・非液状化事例データ

地震名	発生年	マグニチュード	地震動タイプ	液状化	非液状化	計
新潟	1964	7.5	I	18	6	24
十勝沖	1968	7.9	I	3	0	3
宮城県沖	1978	7.4	I	16	17	33
日本海中部	1983	7.7	I	34	12	46
千葉県東方沖	1987	6.7	I	1	1	2
釧路沖	1993	7.8	I	3	2	5
北海道南西沖	1993	7.8	I	4	2	6
兵庫県南部	1995	7.2	II	94	14	108
			計	173	54	227

ている³⁹⁾。

b) 液状化・非液状化、および液状化した土層の判断基準

まず、ボーリングデータ（地盤柱状図）を収集できた地点が液状化したか否かの判断基準については、液状化範囲や噴砂分布図などの既存文献で明記されているものについてはそれを採用し、それ以外の地点では4.(2)a)の(a), (b)のいずれかに該当する場合を「液状化した」とした。

また、「液状化した」と判断した地点については、「液状化した」と推定される土層を以下の判断基準を設定して決めた。なお、「液状化しなかった」と判断した地点についても以下の判断基準に準じて代表的な土層のデータを採用した。

(c) 地下水面以深の最もゆるい砂質土層、あるいは砂質土層が存在しない場合には最も緩い礫質土層、および

(d) 深さ 10 m 程度までの土層。

ここに、項目(c)については、砂質土層が存在している場合には、これを最も液状化する可能性のある土層と先駆的に絞り込んでいることになる。また、「最も緩い砂質土層」という点については、対象土層の中で最も低い N 値を採用するのではなく、2番目に小さい N 値を採用することにした。これは、機械的に最小の N 値を採用すると局所的に細粒分の多い薄層である場合があること、および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 2 m 程度が液状化したものと考えてよいと判断したことによる。

また、項目(d)については、噴砂・噴水などの地盤変状が地表に生じるためには、地下水位より 8 m 程度、あるいは地表面から 10 m 程度の浅い地層で液状化が生じたと考えるのが自然であろうと判断したことによる。

c) 地表面最大加速度および地震時最大せん断応力比の推定

上記事例において、当該地点において生じたであろう地表面最大加速度を既存資料等から推定した。地表面最大加速度を推定するのに使用できる既存資料にはいくつかの種類があるが、以下の優先順に利用した。

- (a) 近傍地点における強震記録、
- (b) 対象とする地震についての最大加速度分布図あるいは距離減衰式、
- (c) 旧道路橋示方書⁴⁾の距離減衰式（地盤種別を考慮した）

なお、ここで推定した地表面最大加速度は、その地点が液状化することにより、地盤の加速度応答が変化するということは考慮されていない。厳密に考えれば、地盤中のどこかの土層が液状化に至ると、地盤中の任意の土要素に生じる地震時応力および地表面最大加速度は変化するはずであり、このことを考慮すべきではないかとの考え方がある。そうであるからと言って、液状化することの影響を考慮に入れた地表面最大加速度ないしは地中最大せん断応力の大きさを推定しようとすることはつぎの 2 つの意味において妥当ないと考えられる。すなわち、(1) 液状化の影響を考慮に入れると言うことは、すなわち液状化予測をしていることであり、このことは間隙水と土の連成を考慮した地震応答解析では可能であっても、いわゆる簡易判定法である F_L 法では不可能である。また、(2) F_L 法は安全率法であり、一般に安全率法では、外力の大きさに比例して応力が生じることを仮定し、その応力が材料の有する抵抗応力を上回るか否かを判定するものである。以上のような意味から、以後の分析で、地盤が液状化することの影響を考慮に入れない推定最大加速度を用いるものである。

地盤中に生じる地震時最大せん断応力比 L_{max} は、旧道路橋示方書⁴⁾ に従い、次式により求めた。

$$L_{max} = r_d \cdot (\alpha_{smax}/g) \cdot (\sigma_v/\sigma'_v) \quad (16)$$

ここに、

L_{max} ：地震時最大せん断応力比、

r_d ：地震時最大せん断応力比の深さ方向の低減係数 ($r_d = 1.0 - 0.015z$)、
 z ：地表面からの深さ (m)、

a_{smax} ：地表面最大加速度、

g ：重力の加速度、

σ_v ：全上載圧、

σ'_v ：有効上載圧。

(2) 地震時最大せん断応力比と換算 N 値の関係の分析

図-18 に換算 N 値と地震時最大せん断応力比の関係を示す。図中、黒丸がそれぞれ「液状化」、「非液状化」データである。なお、同図の作成にあたっては、以下の工学的判断基準（例外措置）を設けてデータを修正ないし削除している。

- ① 砂質土層が薄く、下部に締まった砂層が出現するような液状化地盤では、2番目に小さい N 値を機械的に採用すると締まった砂層の N 値をとるような場合には、層厚は薄いが上部の緩い砂質土層の N 値を採用する。
- ② 採用した N 値がその上下の N 値に比べて極端に突出して小さい場合には、平均的な N 値を採用する。
- ③ 「非液状化」と判断した地点において N 値の小さい砂質土が存在しているが、地下水位がかなり低かったり、表層にシルト・粘土などの不透水層がある場合は、必ずしも「非液状化」との判断が妥当とも言えないので、分析対象からはずす。

この図から、阪神地震で経験されたようなきわめて

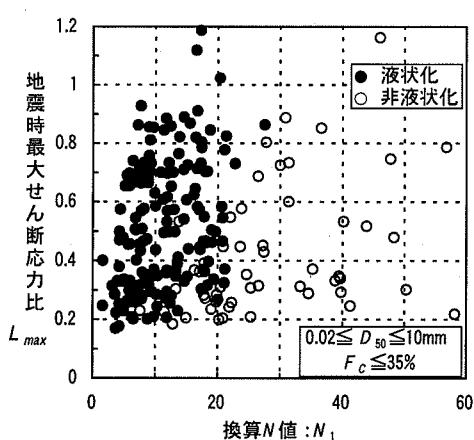


図-18 地震時最大せん断応力比 (L_{max}) と換算 N 値 (N_c) の関係

強い地震動までを考慮に入れても、換算 N 値が 25 程度以上であれば実質的に（地盤ないしは構造物に有意な変形を生じさせるような）液状化は生じていない、ということがわかる。

また、図-18 のデータを細粒分含有率 F_c の大きさに応じて 3 つのグループに分けて前図と同様のプロットをした結果を図-20 に後述するが、これによれば「液状化」と「非液状化」データの境界線は、細粒分含有率 F_c が大きくなるほど、左方に寄っているのが認められる。言うまでもなく、この境界線こそが換算 N 値と液状化強度の関係を意味するものであり、同図の結果は、ある一定の液状化強度を示す土層の換算 N 値は、細粒分含有率が大きいほど小さくなることを示している。このことは、前章において室内試験結果から得た結果とよく符合するものである。

(3) 事例データを用いた繰返し三軸強度比の推定式のキャリブレーション

本節では、上に述べた事例データを用いて前章において提案した繰返し三軸強度比の推定式のキャリブレーションを行い、定量的な液状化判定法を提案することを試みる。

a) 原位置液状化抵抗と繰返し三軸強度比の関係

水平地盤が地震動の作用を受けると地盤中の土要素にはせん断波により繰返しせん断応力が作用する。仮にその地震動の波形を一定に保ったままで地震動の大きさを変化させると、その土要素がちょうど液状化するに至るような地震動の大きさが存在する。このときの最大せん断応力度を原位置液状化強度と呼ぶことにする。従来から知られているように、原位置液状化強度を有効上載圧で無次元化した動的せん断強度比 R と繰返し三軸強度比 R_L の間には、一般に以下の関係が存在する³³⁾。

$$R = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot R_L \quad (17)$$

ここに、

R ：動的せん断強度比 ($= \tau_1 / \sigma'_v$)、

τ_1 ：原位置液状化強度、

σ'_v ：有効上載圧、

c_1 ： K_0 壓密状態（原位置）と等方圧密状態（三軸試験）の違いおよびせん断モードの違いに関する補正係数、

c_2 ：地震動の不規則性に関する補正係数、

c_3 ：サンプリングの過程における試料の乱れに関する補正係数、

c_4 ：試料の密度化に関する補正係数、

c_5 ：地震動の多方向性、地盤内の飽和度などに関する補正係数、

R_L ：繰返し三軸試験から得られる繰返し三軸強度

比。

補正係数 c_1 は、従来の研究によれば、概ね $(1 + 2K_0)/3$ で近似できるとされている。

補正係数 c_2 については、Ishihara & Yasuda⁴⁰⁾ が比較的緩い砂質土に対して $1/0.55 \sim 1/0.7$ という値を実験的に見出し、 N 値の比較的低い砂質土を対象としていた旧道路橋示方書⁴¹⁾ でもその平均的な値 $1/0.65$ が採用されていた。その後、Tatsuoka et al.⁴¹⁾ は広い密度の範囲の砂質土に対して実験的に調べた結果、この補正係数は大きく変動し、特に密な砂質土に対しては補正係数が大きくなる傾向にあることを明らかにした。さらに、東ら³⁹⁾ は、豊浦砂を対象にして、繰返し三軸試験と累積損傷度法を併用し、図-19 に示す結果を提示した。プレート境界型の地震動波形の場合には、繰返し三軸強度比 R_L が大きくなるにつれて c_2 がいったん大きくなるがその後低下傾向を示すのに対し、内陸直下型の地震動波形については著しく右上がりのプロットになっているのがわかる。これは、内陸直下型の地震動波形はプレート境界型に比べ、液状化を引き起こすのに有効な波数が少ないと、また、内陸直下型地震動に対しては、液状化強度比が高い試料ほどねばりがあることを示している。

補正係数 c_3 , c_4 については、今回の研究では凍結試料を用いて繰返し三軸強度を求めたことから、1.0 に近いと仮定してよいと考えられる。

補正係数 c_5 のうち地震動の多方向性については、 $1/0.9$ 程度の値が用いられていることが多い³⁴⁾。

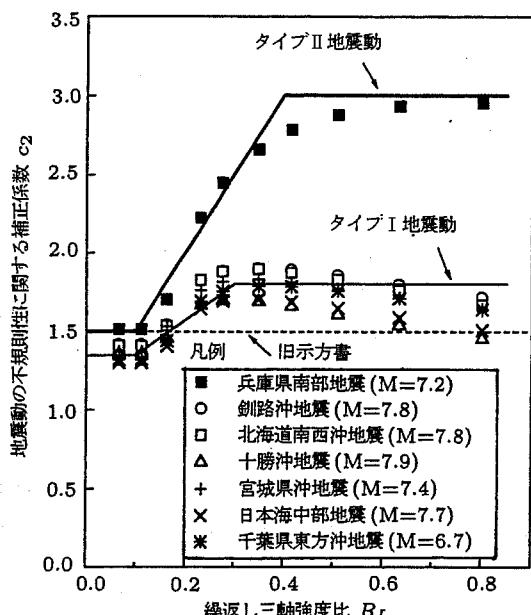


図-19 地震動の不規則性に関する補正係数³⁹⁾

液状化判定において強い地震動を考慮する場合には、比較的密な砂質土も液状化の対象となり得るので、上記の補正係数 c_2 は重要な役割を果たす。このため、以下では東ら³⁹⁾ により提案された図-19 を以下のキャリブレーションに用いるものとする。また、補正係数 c_1 は、静止土圧係数 $K_0=0.5$ と仮定し、 $2/3$ とする。補正係数 c_5 についても、ここでは簡単のため 1.0 とおく。そうすると、式(17)は簡単化されて次式のようになる。

$$R = c_1 \cdot c_2 \cdot R_L \\ = c_w \cdot R_L \quad (18)$$

ここに、 c_w ：地震動の不規則性および圧密応力状態に関する補正係数。図-19 より、補正係数 c_w は地震動のタイプ別に次式で近似される⁴²⁾。

(タイプ I : プレート境界型)

$$c_w = 1.0 \quad (19)$$

(タイプ II : 内陸直下型)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 \cdot R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (20)$$

なお、上式でプレート境界型については安全側をとり、旧道路橋示方書⁴¹⁾と同じ値にしている。

b) キャリブレーション結果

前章において定式化した繰返し三軸強度比 R_L 、および式(18)を用いて推定される動的せん断強度比 R が、液状化・非液状化事例データをうまく判別しているかどうかを見るために、両者を重ね書きして示したのが図-20 である。左がタイプ I 地震動、右がタイプ II 地震動の事例であり、それぞれ細粒分含有率別に 3 区分して示している。なお、ほとんどの事例データは沖積層の砂質土であるため、ここでは沖積砂質土の強度曲線を示している。液状化判定法では $L_{max} \geq R$ のとき液状化する、 $L_{max} < R$ のとき液状化しない、と判定する。同図より、いずれの地震動タイプ、細粒分含有率においても、設定した動的せん断強度比曲線は、液状化と非液状化データの境界付近を表しているといえる。

c) 液状化指標 P_L による液状化判定法の妥当性の検証

以上に、新たに提案した液状化判定法が液状化・非液状化事例を概ね矛盾なく説明できることを示したが、事例検証の対象とされたデータのほとんどが沖積砂質土であった。したがって、沖積砂質土以外の土層に対する液状化判定法の妥当性については未だ検証できていない。他方、沖積砂質土を含まない、たとえば洪積砂質土のみ、あるいは礫質土のみで構成される地盤は稀であり、現に本研究で収集した事例データにもごく稀にしか含まれていない。したがって、土層の種

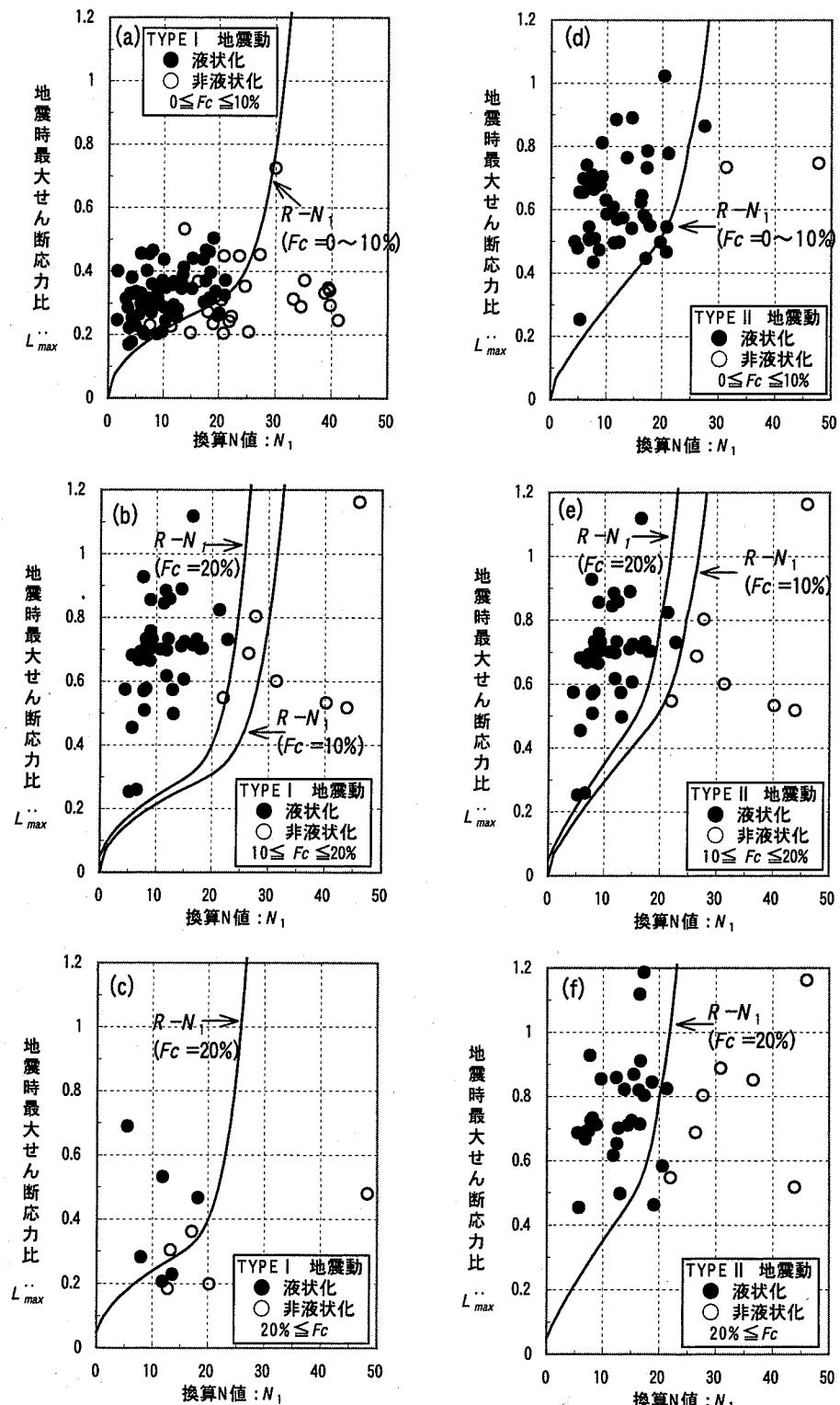


図-20 液状化・非液状化事例の地震時最大せん断応力比 (L_{max})—換算 N 値 (N_1) 関係

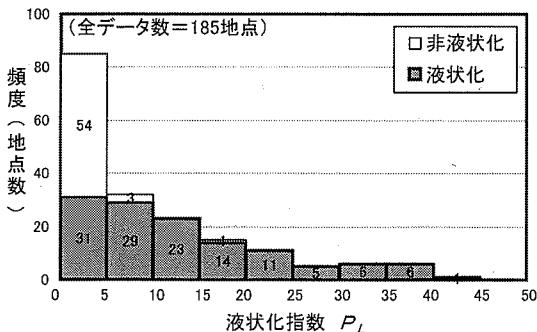


図-21 液状化・非液状化事例の P_L 値の頻度分布

類毎に液状化判定法の妥当性を検証することは困難であり、そこで、ここではその代償措置として、液状化指数 P_L により地盤全体の液状化程度を評価することにより、各種の土に対する液状化判定法の妥当性について検討してみる。

液状化安全率 F_L および液状化指数 P_L はつぎのように定義されている³³⁾。

$$F_L = R/L \quad (21)$$

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5z) dz \quad (22)$$

ただし、 $F_L > 1$ のとき $(1 - F_L) = 0$ 。

ここに、

R : 動的せん断強度比 ($= \tau_i / \sigma'_v$)、

L : 地震時最大せん断応力比 (式(16)の L_{max} と同じ)、

z : 地表面からの深さ (m)。

表-2 に示した 227 事例データのうち、6.(2)③に該当したデータ、および、深さ 20 m にわたり N 値ないしは粒度データが十分に揃っていないデータを除外したもの、および収集したデータのうち表-2 の段階で除外したものの中から一部を追加したものを加えた合計 185 本のボーリングデータを対象に液状化指数 P_L をそれぞれ計算した。結果を頻度分布にまとめて図-21 に示す。同図より、「非液状化」と判定された全 58 地点のうちの 93% にあたる 54 地点について P_L が 0~5 であり、他方、「液状化」と判定された全 127 地点のうちの 75% にあたる 96 地点について P_L が 5 以上となっており、「液状化」、「非液状化」地点が P_L によってもよく判別できていることがわかる。

7. まとめ

阪神地震における強い地震動と広域にわたる液状化現象が発生したことを受け、レベル 2 地震動にも対

応し得る液状化判定法を新たに提案した。主な点は以下のようにまとめられる。

- 1) 液状化する可能性のある土の範囲を提案した。
- 2) 凍結不攪乱試料を用いた非排水繰返し三軸試験の結果にもとづき、標準貫入試験の N 値および粒度特性データから沖積砂質土、若齢埋立砂質土、洪積砂質土、礫質土の繰返し三軸強度比 R_L を推定する式を提案した。
- 3) 上記の繰返し三軸強度比および地震動の不規則性に関する経験式などを用いて、簡易液状化判定法を提案した。
- 4) 簡易液状化判定法は、過去の地震における液状化・非液状化事例を概ね適切に判別することができた。

8. 今後の課題

地盤の液状化予測に関して今後解明すべきと考える主な点を以下に列記する。

- 1) 砂礫地盤の液状化強度の推定法

これについては本研究では信頼性の高い結果を得ることができなかった。弾性波速度を利用する方法が有力な手法の一つとして研究されているが、多様な土質材料の下で微小ひずみレベルの弾性波速度と大ひずみレベルの液状化強度の間に相関が成立するか否かが鍵であると考えられる。また、礫分が卓越する材料では液状化してもひずみが伸びにくい性質があり、これを考慮することも実務上必要であろう。

- 2) 簡易液状化判定法の位置づけ⁴³⁾

簡易液状化判定法は、現在、液状化ハザード予測と構造物設計に利用されている。特に後者においては、構造物は簡単な力学モデルに置き換えられ、その中で液状化判定の結果は地盤定数の低減という形で取り込まれる。ここでの課題は、液状化判定の結果（たとえば液状化安全率 F_L ）と地盤定数の低減との間に一意性があるか、動的相互作用の影響をどのように取り込むか、が解明されるべきであろう。

また、液状化判定法では、材料の特性が液状化強度比 R_L のように、一つの指標で表されている。しかし、地盤の液状化による構造物被害は、地盤材料が液状化した後のせん断ひずみの伸び易さにも強く支配されているのもよく知られている。多様な土質材料において、液状化抵抗の大きさとその後のひずみの伸び易さには必ずしも一意的な関係は成立しない。この 2 つの特性を適切に表そうとすれば 2 つの指標が必要になる。そうすれば液状化する可能性のある土とそうでない土との間の不連続性の問題もある程度解消できる可

能性がある。他方、煩雑にもなるという問題が生じる。

3) 簡易液状化判定法は液状化実態を説明できているか

最近の2003年に頻発した地震で地表面最大加速度が0.5g程度を上回るような揺れを生じたが、その割には地盤の液状化に伴う地盤変形が少なかった。これに対して、地表面最大加速度を用いて簡易液状化判定を行えば、より広い範囲で液状化したという結果が得られるのではないかと推察される。もしそうであるとすれば、実態との乖離の原因として、地震動の卓越周波数の問題（高周波数の地震であれば式(16)中の r_d は小さくなる）、液状化の程度（たとえば式(22)の P_L ）と地盤変形の関係、あるいは液状化判定法自身の妥当性などが考えられる。追試により検証することが望まれる。

謝辞：本研究は阪神地震が発生してから2年の間に行つたものである。この間、建設省（現国土交通省）河川局、道路局には予算措置の面で、地方建設局には現地試験実施の面で、旧土木研究所動土質研究室の職員には業務遂行の面で、また特に㈱東京ソイルリサーチの村田健司氏にはデータ整理の面で全面的な協力を得た。さらに、作業の過程では（社）日本道路協会に設けられた道路橋震災対策特別委員会の分科会（座長：川島一彦東京工業大学教授）で審議していただいたが、その過程で、龍岡文夫・古関潤一東京大学教授、安田進東京電機大学教授、濱田政則早稲田大学教授からはあらゆる点で大変貴重なアドバイスをいただいた。東京工業大学時松孝次教授には本文式(9)への示唆をいただいた。さらに、阪神高速道路公団には液状化事例データを、また、畠中宗憲千葉工業大学教授、電力中央研究所田中幸久博士には既往の凍結不攪乱試料のデータを御提供いただいた。その他、凍結試料を用いた既往の試験データを多くの文献資料より利用させていただいた。最後に、土木学会論文集編集委員会第3小委員会には本稿を掲載する機会を与えていただいた。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V. 耐震設計編, 1996.
- 2) (社)日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針, JEAG 4601, 1987.
- 3) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V. 耐震設計編, 1990.
- 5) 田中幸久, 国生剛治, 岡本敏郎, 楠建一郎, 河井正, 鈴木浩一, 工藤康二, 片岡哲之, 遠田晋次, 阿部信太郎, 本莊静光：1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明（その1）—地盤調査・試験と液状化判定一, 電力中央研究所報告 U 94007, 1994.
- 6) 松尾修, 堤達也, (社)全国地質調査業協会連合会地盤の液状化抵抗評価調査手法実証実験グループ：地盤の液状化抵抗の評価に関するサウンディング・サンプリング手法の実証実験, 地質と調査, '98 第4号, pp. 47-53, 1998.
- 7) 液状化メカニズム・予測法と設計法に関する研究委員会：液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 239-248, (社)地盤工学会, 1999.
- 8) 森伸一郎他：埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, Vol. 39, No. 2, pp. 17-22, 1991.
- 9) 吉見吉昭：浚渫埋立土の粒度・塑性特性と液状化抵抗, 土と基礎, Vol. 39, No. 8, pp. 49-50, 1991.
- 10) 松尾修, 島津多賀夫：兵庫県南部地震における礫混じり土の液状化事例, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集III, pp. 216-217, 1996.
- 11) 宝塚市道路部街路建設課：武庫川新橋土質調査, 1995, および、地震による被害調査結果とその対策工についての報告書（武庫川新橋下部工）, 大豊建設株式会社受託, 1995.
- 12) Ishihara, K., Yasuda, S. and Yokota, K.: Cyclic strength of undisturbed mine tailings, *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, pp. 53-58, 1981.
- 13) Ishihara, K. and Koseki, J.: Cyclic shear strength of fines containing sands, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 101-106, 1989.
- 14) Ishihara, K.: Evaluation of liquefaction potential and consequent deformations in sand fills, 1993.
- 15) 田中洋行, 榎原基生：港湾地域における土の一次的性質の統計解析, 港湾技研資料, No. 719, 運輸省港湾技術研究所, 1991.
- 16) 森伸一郎：東京層砂層の液状化強度に関する一考察, 土木学会論文集, No. 589/III-42, pp. 141-154, 1998.
- 17) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド, 六甲アイランド）報告書, 1995.
- 18) 藤城泰行：総説 標準貫入試験の自動化と品質管理, 基礎工, Vol. 25, No. 12, pp. 20-24, 1997.
- 19) 貝戸俊一, 坂口理, 西垣好彦, 三木幸蔵, 湯上英雄：大型貫入試験, 土と基礎, Vol. 19, No. 7, pp. 15-21, 1971.
- 20) 牧原依夫, 大原淳良, 鈴木善雄, 後藤茂, 大岡弘, 時松孝次：砂礫の原位置凍結サンプリング, 昭和63年度サンプリングシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 61-64, 1989.
- 21) 安田進, 山口勇：室内および原位置で求めた動的せん断定数：砂試料および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 115-118, 1984. または地盤工学会：地盤調査法, pp. 143-151, 1995.
- 22) 吉見吉昭：砂の乱さない試料の液状化抵抗～N値～相対密度関係, 土と基礎, Vol. 42, No. 4, pp. 63-67, 1994.
- 23) Meyerhof, G. G.: "Discussion of session 1," Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 3, 1957.
- 24) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案), 1998.
- 25) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説,

- 1999.
- 26) Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M.: Influence of SPT procedure in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of the Geotechnical Engineering*, Proc. ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445, 1985.
 - 27) Franklin, A. G.: Personal communication, 1995.
 - 28) 地盤工学会：地盤調査法, pp. 258-267, 1995.
 - 29) Tokimatsu, K.: Penetration tests for dynamic problems, *Penetration Testing 1988, ISOPT-1*, Balkema, pp. 117-136, 1988.
 - 30) Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y. and Kokusho, T.: Undrained cyclic strength of gravelly soil and its evaluation by penetration resistance and shear modulus, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 4, pp. 128-142, 1992.
 - 31) 建設省技術研究会編：全国河川粗度係数資料集, (社)日本河川協会発行, 1974.
 - 32) Seed, H. B., Mori, K. and Chan, C. K.: Influence of the seismic history on the liquefaction characteristics of sands, Report No. EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
 - 33) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム発表論文集, pp. 641-647, 1978.
 - 34) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, *Soils & Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74, 1983.
 - 35) 井上素行, 安田進：液状化判定法の選択および適用性に関する研究, 第7回地震工学シンポジウム発表論文集, pp. 667-671, 1986.
 - 36) 井合進, 小泉勝彦, 土田肇：粒度とN値による液状化予測法, 第7回地震工学シンポジウム講演集, pp. 673-678, 1986.
 - 37) Yasuda, S., Harada, K. and Shinkawa, N.: Soil conditions at liquefied and non-liquefied sites during the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, *Proceedings of the 14th ISSMFE*, pp. 1657-1660, 1997.
 - 38) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」, 土木学会誌, Vol. 81, No. 2, pp. (1)-(10), 1996.
 - 39) 東拓生, 田村敬一, 二宮嘉朗：地震動波形の繰返し特性を考慮した液状化判定法に関する研究, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集III-A, pp. 196-197, 1996.
 - 40) Ishihara, K. and Yasuda, S.: Undrained Deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, pp. 45-59, 1975.
 - 41) Tatsuoka, F., Maeda, S., Ochi, K. and Fujii, S.: Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loading, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 2, pp. 73-90, 1986.
 - 42) 松尾修, 東拓生：液状化の判定法, 土木技術資料, Vol. 39, No. 2, pp. 20-25, 1997.
 - 43) 松尾修：液状化判定法と構造物設計, 1995年兵庫県南部地震5周年特別企画「日本 地震 あれから これから」, 土木学会地震工学委員会, pp. 75-76, 2000.

(2004.1.19 受付)

Immediately after the occurrence of the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake, the Japan Road Association revised the Specifications for Highway Bridges in late 1996. In the course, the author took a role to revise the simplified procedure for assessing liquefaction potential of soils. The main points to be revised were the extent of liquefiable soils, estimation of liquefaction strength of in-situ soils based on penetration blow counts and soil gradation data, and the simplified liquefaction potential assessment procedure. The intent of this paper is to present and interpret the background data, both field and laboratory, that were obtained by a comprehensive study. In particular, a large amount of laboratory liquefaction data are based on those of in-situ frozen samples. At the end of the paper, technical issues to be further studied are also mentioned.