

12. 液状化

昨年度の報告¹⁾では、阪神淡路大震災における液状化被害について、液状化判定及び液状化解析手法の現状、さらに液状化対策法など、全般的な検討を加えた。ここでは、液状化被害の内、埋立材料の液状化問題について焦点を絞って考察する。埋立材のような土質材料に対する今後の液状化検討に参考になれば幸いである。

液状化被害を受けた埋立材の特徴としては、六甲山系の風化花崗岩を主とするまさ土（例：神戸ポートアイランド、PI）や神戸層群の圧砕泥岩（例：六甲アイランド、RI）は、最大径が 100 mm を越えるような粗粒材であり、同時に細粒分を 10%前後含むといった、非常に粒度特性が良いことである。すなわち、1986 年の新潟地震で特徴的であった、緩い均一なきれいな砂の液状化とは異なり、粒度特性や相対密度あるいはN値を用いて液状化判定すると、今回の埋立材は従前の判定法では「液状化し難い土」と判定される傾向があったと言える。以下では、ポートアイランド（PI）及び六甲アイランド（RI）の埋立材について実施された一連の液状化試験結果^{2,3)}を用いて、1) 粒度特性と液状化強度、2) 相対密度と液状化強度、3) 地震動タイプと液状化強度の関係に視点を絞って検討を加える。

12.1 埋立材の粒度・締固め特性

図-12.1.1 に示すような、現場から得られたまさ土と泥岩土の尖頭粒度試料について中型三軸装置（供試体直径 100mm）による液状化試験を行った。また、まさ土と泥岩土の平均的な粒度を持ち、細粒分含有量が同一になるように、各試料をそれぞれ調整したもの（図中の平均粒度試料）についても液状化試験を行った。なお、まさ土、泥岩土、平均粒度試料の細粒分含有量は 8.4、18.6、13.5%である。

図-12.1.2 に各試料の締固め曲線を示す。締固めエネルギーは標準試験の 0.4～2.2 倍の範囲で変化させている。図のように、まさ土の締固め特性は泥岩土に比べて非常に良い。締固め試験結果と現場での調査結果を基に、まさ土（PI）では ρ_d ≈約 1.90t/m³、泥岩土（RI）では ρ_d ≈約 1.70t/m³が代表的な現場密度であると判断し、その密度を中心にまさ土では ρ_d ≈約 1.8～2.0t/m³、泥岩土では ρ_d ≈約 1.65～1.75t/m³の範囲で供試体密度を変化させて液状化強度の変化を検討している。また、平均粒度及び原粒度試料の標準エネルギーでの締固め特性は、試料毎にばらつきはあるが、両試料はおおむね一致した結果を示す。このため平均粒度試料の液状化試験についても、まさ土で ρ_d ≈約 1.90t/m³、泥岩土で ρ_d ≈約 1.70t/m³の密度を用いた。

12.2 粒度特性と液状化強度

図-12.2.1 は上記の代表的な密度での液状化強度曲線を示したものであるが、両埋立材では液状化強度特性は異なり、現場状態に近い粒度・密度では、泥岩土の方が液状化強度が大きいと判断される。しかしながら、両埋立材で液状化強度が異なる理由については、①細粒分含有率の違い、あるいは②構成粒子の鉱物的な違いによるためなのか、

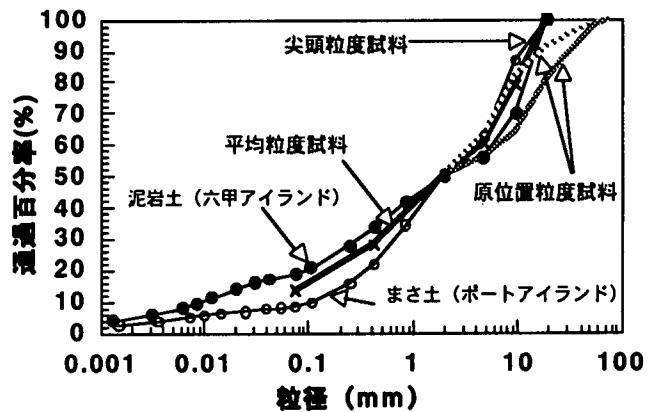


図-12.1.1 ポートアイランドと六甲アイランド埋立材の粒度特性

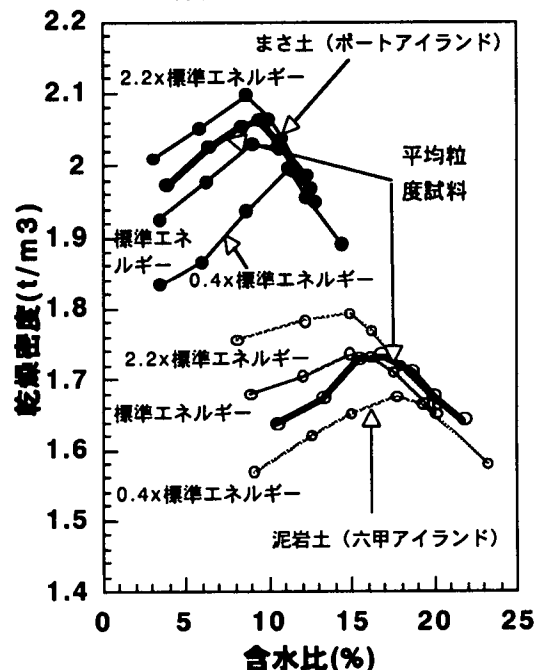


図-12.1.2 埋立材の締固め特性

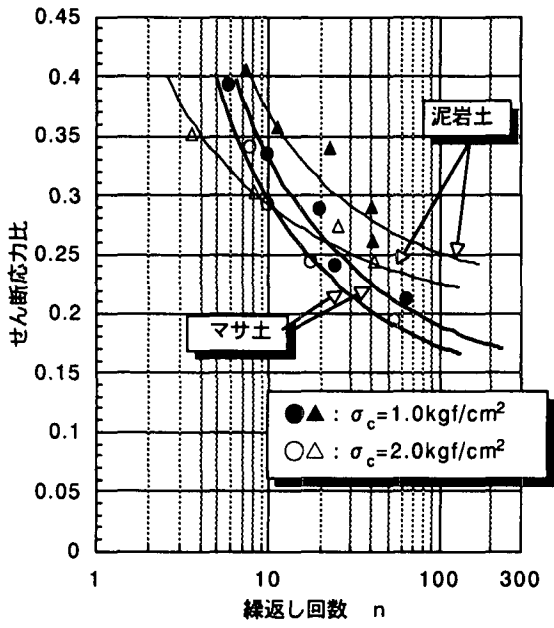


図-12.2.1 埋立材・原粒度での液状化強度

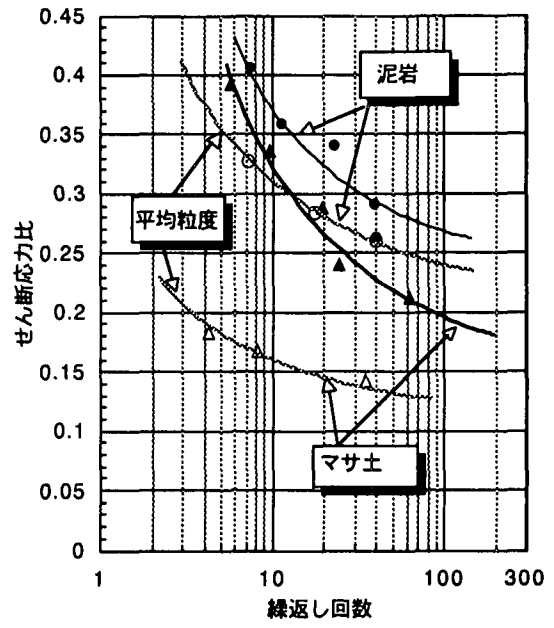


図-12.2.2 平均粒度試料の液状化強度との比較

この結果からは確定できない。平均粒度に調整したまさ土と泥岩土の液状化強度と原粒度での強度とを比較したものが図-12.2.2である。図から明らかなように、平均粒度すなわち同一細粒分含有率状態では、まさ土の液状化強度は泥岩土のものに比べてかなり低い値を示している。さらに、それぞれの材料について平均粒度と原粒度での強度を比較すると、まさ土では細粒分が増加した平均粒度試料で液状化強度が大きく低下しているが、反対に泥岩土では細粒分が多い原粒度の方が液状化強度が大きくなっている。すなわち、細粒分の増加による液状化強度の変化は、まさ土と泥岩土で逆の結果を示している。

細粒分の増加は一般に液状化強度を増加するものと考えられているが、図-12.2.2の結果は粒子材料の違いで細粒分の液状化強度に及ぼす影響の仕方が変化することを示している。図-12.2.3は、まさ土締め試料について、細粒分含有量を変化させた場合の液状化強度の増減を検討した結果⁴⁾である。図のように、細粒分含有量の増加により液状化強度は低下しており、まさ土のように粘性に乏しい材料では、細粒分は液状化抵抗を減少させると考えられる。一方、桑野等⁵⁾は、細粒分が粘土分或いは塑性指数の増加を示す場合には、細粒分(粘性分)は液状化強度の増加に一致すると報告している。

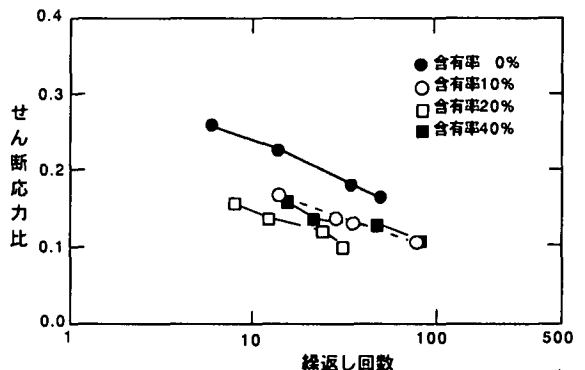


図-12.2.3 細粒分含有量の増加による強度低下⁴⁾

震災後にポートアイランドと六甲アイランドでの液状化程度の違いについて議論され、両者の細粒分含有量の違いがその要因とする意見があった。実験結果より、現場密度条件でのまさ土と泥岩土では液状化強度に差があり、液状化抵抗の大きい泥岩土で埋立した六甲アイランドでは液状化が少なかったと考えられる。しかし、液状化強度の違いは粒度特性すなわち細粒分含有率の違いによるものではなく、構成粒子に鉱物的相違があるためと考えられる。同じ細粒分含有率での試験結果から明らかなように、粘性に富む泥岩土の方が液状化強度が大きくなった。さらに、構成粒子の材料特性の違いは、細粒分含有率の増減による液状化強度の変化に全く異なる傾向を与えた。震災後に改訂された液状化判定法では、従前と同じく、細粒分含有量は液状化強度を増加するとしているが、細粒分の大小により一律的に液状化強度の増減を判定することは、少なくとも今回検討した埋立材のように、構成粒子の材料特性が異なる場合には適切でないと判断される。

12.3 相対密度と液状化強度

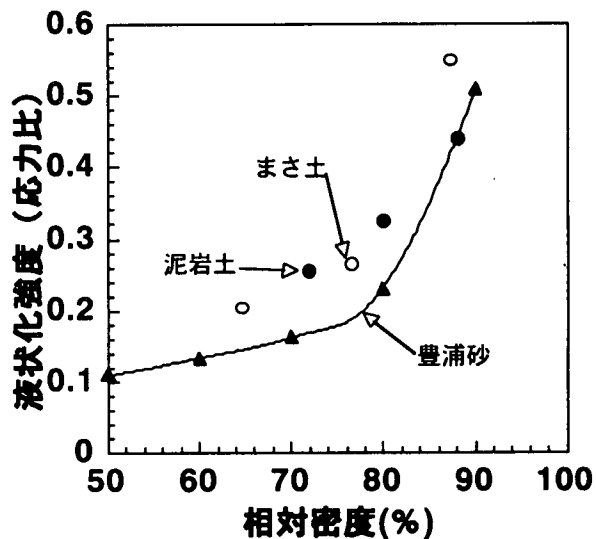
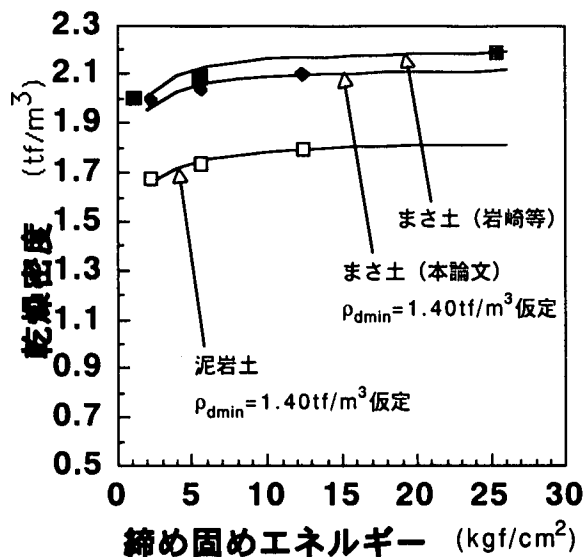


図-12.3.1 締固試験による最大乾燥密度の推定

図-12.3.2 埋立材の相対密度 (推定) と液状化強度

土の相対密度は、細粒分のないきれいな砂に対しては、土質試験法のように試験方法が確立されているが、まさ土や泥岩土のように、粗粒分を含み広範囲の粒径からなる材料については、相対密度の評価が困難な場合が多い。例えば、畑中等⁶は乱さないまさ土では、基準法による測定結果は原位置での相対密度(Dr)を過大評価すると報告している。畑中等⁶は現場での乾燥密度は約1.65~2.00t/m³程度であるが、土質試験法に準じた相対密度試験からDrは100~140%としている。原位置でのN₁値は約10程度又はそれ以下の緩い状態に対応すると考えられるため、得られた相対密度は過大評価と判断される。特に最大密度に関して、基準法で得られたρ_{dmax}の値が約1.65~1.90t/m³程度であるため、原位置での相対密度が100%を越える結果を与えている。一般的に、まさ土の締固め特性は非常に良く、締固め密度として約2.0t/m³以上の値が簡単に得られることから、最大密度の測定方法に改善の余地があるように思われる。

岩崎等⁷⁾は、埋立材のN値と相対密度との関係を検討しているが、最大密度を決定する方法として締固め試験結果の援用を提案している。具体的には、種々の異なる締固めエネルギー(Ec)のもとで得られた最大乾燥密度(ρ_d)とEcとの間にρ_d=ρ_{dmin}+Ec/(a+bEc)といった、双曲線関係が存在すると仮定し、この曲線から求められる最大値を最大密度ρ_{dmax}とする方法である。但し、式中のρ_{dmin}は最小乾燥密度である。

前出の図-12.1.2のまさ土と泥岩土についての締固め試験結果を、岩崎等の実験と同様にρ_dとEcとの関係を整理すると、図-12.3.1のような関係が得られる。同図には、岩崎⁷⁾が検討したまさ土の結果も示されている。なお、岩崎等のまさ土の粒度は、最大粒径139mm、均等係数143、平均粒径7mmと粗粒分が多い。また、最小密度に関しては、空中落下法と水中落下法の両方を検討し、空中落下法によるρ_{dmin}=1.35t/m³を得ている。図中の実線に示したように、双曲線近似を行うと、本論文のまさ土については、ρ_{dmax}=2.13t/m³、泥岩土についてはρ_{dmax}=1.84t/m³の値が得られた。但し、いずれの場合も、最小密度として1.40t/m³を仮定しているが、まさ土のρ_{dmin}については畑中等の結果⁶⁾からおおよそ1.40t/m³の値が推定され、また岩崎等が示した1.35t/m³の値からも、今回採用した値は妥当であると判断される。なお、双曲線近似の精度に及ぼす最小密度値の影響を検討するため、ρ_{dmin}を1.3~1.5t/m³の間で変化させてρ_{dmax}の変化を調べたが、まさ土でρ_{dmax}=2.132~2.134t/m³、泥岩土でρ_{dmax}=1.837~1.852t/m³と小数点以下約3桁が変化する程度で、計算結果に殆ど影響は無かった。このため、泥岩土についてのρ_{dmin}もほぼ妥当な仮定であると考えられる。

以上の計算結果を基に、まさ土と泥岩土の液状化強度と締固め密度との関係を再整理すると表-12.3.1及び図-12.3.2のようである。多少のばらつきはあるが、材料の違いによらず、相

表-12.3.1 相対密度と液状化強度の関係

まさ土 (ρ _{dmax} =2.13t/m ³ , ρ _{dmin} =1.4t/m ³)		
乾燥密度(t/m ³)	相対密度(%)	繰返しせん断応力比
1.80	64.7	0.205
1.90	76.6	0.265
2.00	87.3	0.550
泥岩土 (ρ _{dmax} =1.84t/m ³ , ρ _{dmin} =1.4t/m ³)		
乾燥密度(t/m ³)	相対密度(%)	繰返しせん断応力比
1.65	72	0.255
1.70	80	0.325
1.75	88	0.440

対密度の増加と共に液状化強度が増加する傾向を示していると考えられる。一方、同図には豊浦標準砂の液状化強度の変化⁸⁾も示したが、盛土材料と多少の相違はあるものの、定性的な傾向の一致が見られる。

12.4 地震動タイプの違いと液状化強度

平成7年末に改訂された道路橋示方書耐震設計編⁹⁾においては、地震動をタイプ1と2に区別して、上部構造の保有水平耐力や地盤の液状化判定を検討することになった。このような不規則的な地震動の波形の違いによって、地盤の液状化発生に差異が生じることは実験的に検証されている。例えば石原・安田¹⁰⁾の実験によると、衝撃型地震動に対しては、地盤の繰返しせん断強度(RL20)が地盤内で生じる最大せん断応力 τ_{max} の約0.55倍以下であれば液状化が生じるとされ、その反対に、振動型地震動に対してはRL20が τ_{max} の約0.7倍以下で液状化するとされている。すなわち、振動型地震波の場合は $RL20 < \tau_{max} \times 0.7$ 、衝撃型地震波の場合は $RL20 < \tau_{max} \times 0.55$ で液状化と判定する方法である。なお、この方法では地震波形の違いのみが考慮され、地盤の強弱は液状化判定に反映されていない。このような実験成果に基づく液状化判定に対して、近年は、実際の不規則地震波形と室内試験から得られた相対密度～液状化強度関係を組み合わせる液状化判定を行う方法、いわゆる累積損傷理論を利用した液状化判定が活用されることがある^{8),11)}。改訂された道路橋示方書においても、累積損傷理論を用いて地震波形の違いによる地盤の液状化抵抗の変化を算定しており、地震動タイプ1と2の各々について、液状化抵抗の判定を地盤の強弱に合わせて変化させて良いとしている。改訂道路橋示方書で示された、タイプ1と2の地震動における液状化抵抗の変化を示すと図-12.4.1となる。同図は、相対密度の異なる豊浦標準砂について、衝撃型地震波形の2ケースと振動型地震波形の5ケースについて、累積損傷理論により液状化発生時の $\tau_{max}/RL20 (=c2)$ 値の変化を求めたものである。図のように、密な材料(すなわち液状化強度が大きい)ほど衝撃型地震に対する抵抗が大きくなる。このように道路橋示方書では、地盤の液状化強度の変化と地震動のタイプの違いの両方を考慮して、液状化判定を実施することが必要である。

ここで問題となるのは、図-12.4.1の基礎となる液状化強度曲線が、図-12.4.2に示す豊浦標準砂の液状化強度曲線を標準としている点である。粒度が豊浦砂と大きく異なるまさ土や泥岩土等の埋立材において、液状化強度曲線の形状がどの程度豊浦砂のものから異なるかによって、道路橋示方書判定法の適用性に影響及ぼすことになる。なお、先節で議論したように、RL20の相対密度による変化は埋立材と豊浦砂との間で定性的な一致を示しているが、ここでは材料の違いにより液状化強度曲線の形状が大きく変化するかどうかの問題となる。このため、東等⁸⁾が道路橋示方書の改訂で用いたと同じ手法を、まさ土と泥岩土で3種の締固め密度について得られた液状化強度曲線に適用して、衝撃型と振動型の地震波に対する液状化抵抗の変化を評

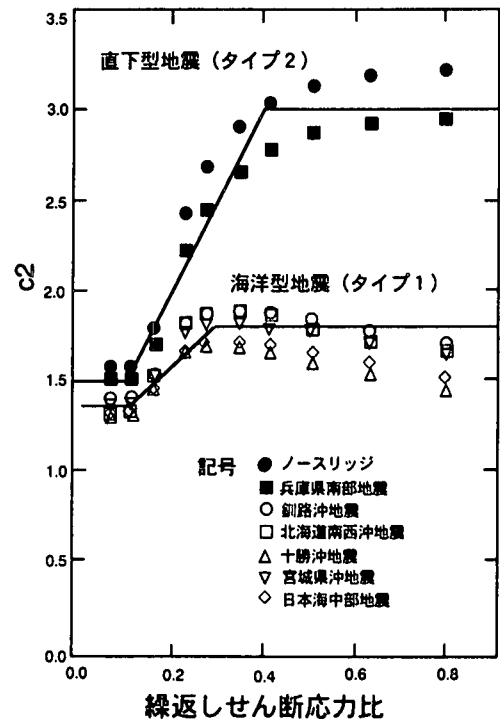


図-12.4.1 地震動タイプ～液状化強度関係 (豊浦砂)

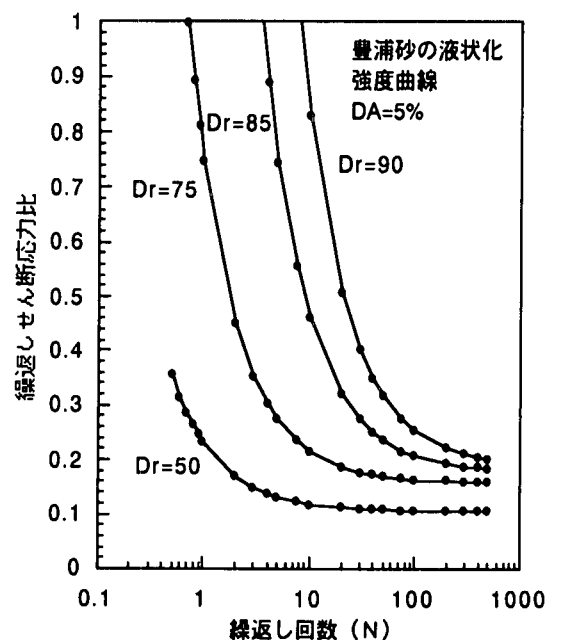


図-12.4.2 豊浦砂の液状化強度特性

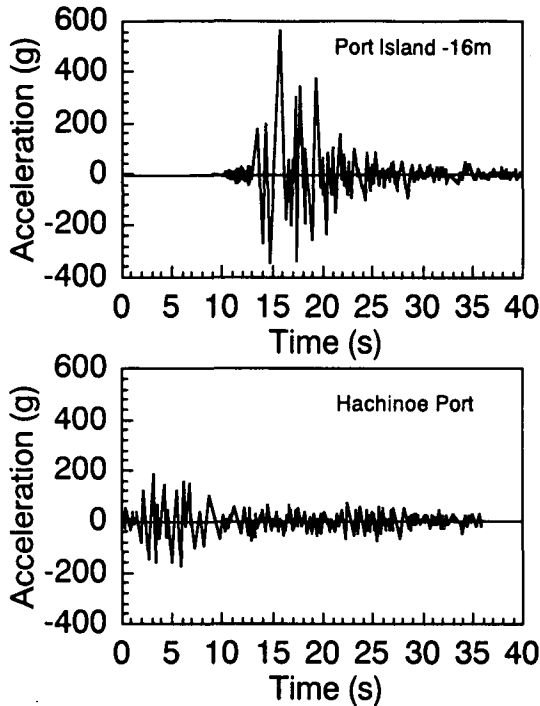


図-12.4.3 直下型及び海洋型入力地震動

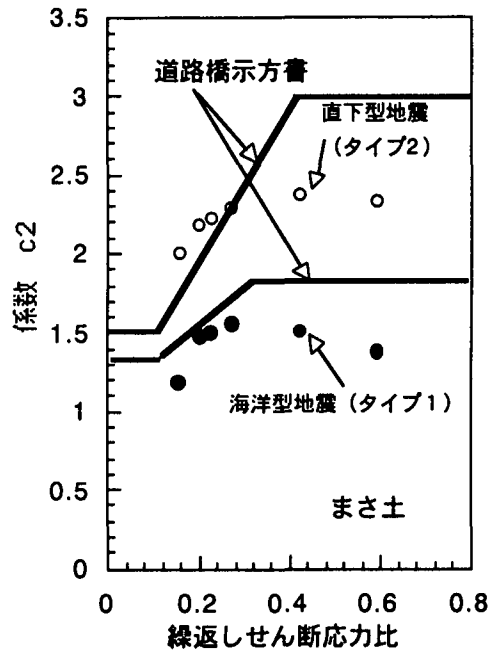


図-12.4.4 まさ土の液状化強度補正曲線

価した結果を報告する。なお、算定に当たっては強度曲線の形状を $SR=ca/N+cb$ といった双曲線に近似する必要があるが、今回検討したまさ土と泥岩土の実験曲線については、先の図-12.2.1 に示した液状化試験結果を用いている。

得られた近似強度曲線にたいして、図-12.4.3 に示すような衝撃型地震波である兵庫県南部地震のポートアイランド観測波と、振動型地震波である八戸地震波を当てはめて、それぞれの土に対する液状化抵抗と強度との関係 ($c2=\tau_{max}/RL20$ の変化) について試算した結果を示したものが、図-12.4.4, 12.4.5 である¹²⁾。なお、図中の実線は、改訂道路橋示方書で用いられ $c2$ の変化である。今回検討に用いたまさ土と泥岩土の液状化曲線は3ケースといった限られた条件での実験に基づくものであるが、豊浦砂の強度曲線とは大きく異なる結果を与えている。埋立材としてのまさ土ならびに泥岩土のように、粗粒分を含み粒度の良い材料については、相対密度の決定法が不確定であることや、これらの材料に対する液状化強度特性そのものの研究データが不足していることなど、液状化判定法の規準化を行うには困難な面もあるが、従来のように、液状化強度特性の代表値として豊浦標準砂の実験結果を、広範囲な地盤条件に適用することに再考が必要な状況となっていると考えられる。

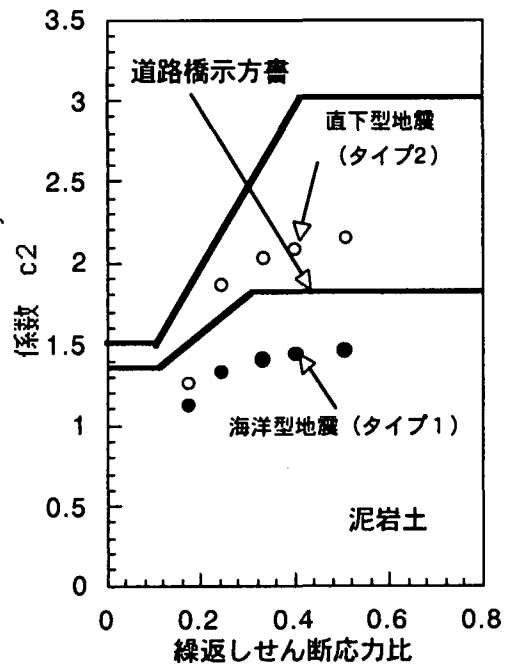


図-12.4.5 泥岩土の液状化強度補正曲線

12.5 まとめ

本文では神戸埋立地のまさ土と泥岩土の液状化特性について、液状化強度に及ぼす細粒含有率の影響、相対密度の影響について検討した。検討に当たっては、震災以降に実施された両埋立材料についての室内液状化試験結果を整理して、液状化強度に及ぼす影響因子が明瞭となるように務めた。これらの検討から、「きれいな砂」に基づく従来の液状化影響因子の考え方には再検討の余地があり、広範囲な種類の土の液状化判定を精度良く実施するには、今後さらに多くの実験データの集積と、その解釈が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会関西支部(1998)：大震災に学ぶ-阪神淡路大震災調査研究委員会報告書、第1巻、地盤基礎分科会
- 2) 田中泰雄, 山田耕一郎, 長谷川憲孝, 平岡呂晃(1996)：神戸ポートアイランド及び六甲アイランドの埋立材の液状化特性, 建設工学研究所報告第38-B号, 阪神・淡路大震災特集号, 97-106
- 3) 田中泰雄(1997)：神戸ポートアイランド及び六甲アイランドにおける兵庫県南部地震の余震記録分析と地盤特性について, 建設工学研究所報告第39-B号, 阪神・淡路大震災特集号, 65-74
- 4) 佐藤正行・小瀬木克己・小田匡寛・風間秀彦・柴田昌則(1996)：埋立地盤の液状化特性に及ぼす細粒分の影響(その2), 第31回地盤工学研究発表会, 975-976
- 5) 桑野二郎・中野博志・杉原弘一・矢部浩史(1996)：細粒分を含む砂の非排水繰返し強度に影響を与える因子, 第31回地盤工学研究発表会, 989-990
- 6) Hatanaka, M., Uchida, A, and Ohara, J. (1997): Liquefaction characteristics of a gravelly fill liquefied during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, No.3, 107-115
- 7) 岩崎好規・諏訪靖二・本郷隆夫・藤原正明・山内淑人・柴田徹(1986)：粗粒材の密度変化に伴うN値特性とその施工管理への利用, 「粗粒材の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム」, 土質工学会, 99-104
- 8) 東拓生・田村敬一(1997)：地震動波形の繰返し特性を考慮した液状化強度評価法, 土木技術資料, 39-9, 50-55
- 9) 日本道路協会(1996)：道路橋示方書・同解説・耐震設計編
- 10) Ishihara, K. and S. Yasuda (1975): Soil Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation, Soils and Foundation. Vol.15, No.1, 45-59
- 11) 龍岡文夫(1985)：講座「土の動的性質, 2.2 動的強度特性」, 土と基礎, No.9, 63-70
- 12) Tanaka, Y. and Okimura, T(1998)：Evaluation of Liquefaction Resistance of Reclaimed Fill under Various Types of Earthquakes, Third China-Japan-US Trilateral Symposium on Lifeline Earthquake Engineering