

講座

液状化メカニズム・予測法と設計法

4. 液状化判定法 (その2)

岡 二 三 生 (おか ふさお)
京都大学大学院工学研究科土木工学専攻

角 南 進 (すなみ すずむ)
㈱日建設計 中瀬土質研究所

山 本 陽 一 (やまもと よういち)
三井建設㈱ 技術研究所

4.3 液状化強度に影響を及ぼす要因の取り扱い

4.3.1 密度 (細粒土の少ない密な砂の取り扱い)

N 値は密度のみならずその他の要因の影響が入った指標であるが、細粒分の少ないきれいな砂に対しては、相対密度との間に良い相関があることが知られているので、ここでは、粒径の揃ったきれいな砂に対する密度 (相対密度, N 値) の影響とその取り扱いについて示す。

Ishihara¹¹⁾は、繰返し三軸試験から得られる砂の液状化強度 R_l (繰返し回数20回, 軸ひずみ両振幅5%時の $\sigma_{dl}/2\sigma'_0$) は、相対密度 D_r が50%の砂の実験をもとに、 D_r (%) に対してほぼ比例関係が成立つものとして、次式を与えている。

$$R_l = 0.0042D_r \dots\dots\dots (1)$$

液状化強度は過去、同義で繰返し応力比, 液状化強度比, 応力比が用いられているため、本章では文献に応じて、そのまま使用している。

図-4.3は、Tatsuoka ら¹²⁾が実施した種々の相対密度に対する豊浦砂の繰返しねじりせん断試験結果の一例である。液状化強度と相対密度の関係は、相対密度80%以下ではほぼ比例関係にあるが、それ以上の相対密度に対して液状化強度は急激に増大している。したがって、Tatsuoka ら¹²⁾は上式で表される強度と密度の比例関係は、相対密度80%以下の条件でほぼ成立するものとしている。また、Tokimatsu and Yoshimi¹³⁾は、原位置凍

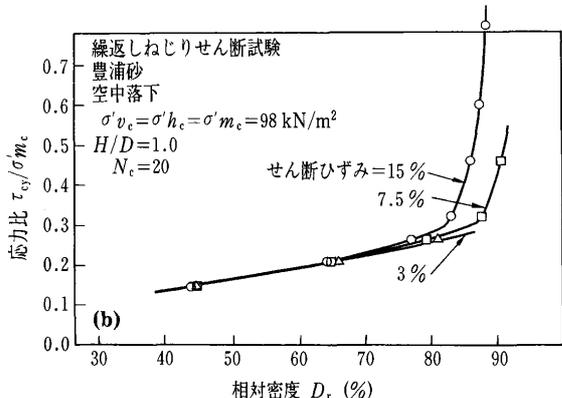


図-4.3 中空ねじり試験より得られた繰返し回数 $N=20$ 回における豊浦砂の液状化強度と相対密度の関係¹²⁾

結サンプリング法により採取した密な砂の不攪乱試料に対する繰返し三軸試験結果より、図-4.3と同様に相対密度80%以上で液状化強度が急激に増大するという結果を得ている。

図-4.4¹⁴⁾は、原位置地盤で採取された凍結試料に対する非排水繰返し三軸試験結果の内、細粒分含有率 $F_c \leq 5\%$ の砂質土に対する液状化強度 R_l と換算 N 値 N_1 の関係を表している (N_1 は有効上載圧98 kN/m² 相当の N 値)。同図は道路橋示方書 (1996)²⁾ (以下、道路 (1996) の基準と略称する) における判定法の根拠となった試験結果である。ここで N_1 は次式で定義される (ただし、有効上載圧 σ'_v の単位を kN/m² として原式を修正)。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\sigma'_v/98 + 0.7} \dots\dots\dots (2)$$

図の結果は、 N_1 が20を越えるあたりで液状化強度 R_l が急増する傾向を示している。ここで、換算 N 値を用いるのは N 値の拘束圧依存性の影響を補正するためである。

これらの結果は、いずれも細粒分含有率の少ないきれいな砂に対する結果であり、 N 値の増加、すなわち相対密度がある値以上になると砂質土の液状化強度は急増するという、先に示した液状化強度と相対密度の関係に対応したものとなっている。ちなみに次式で表される

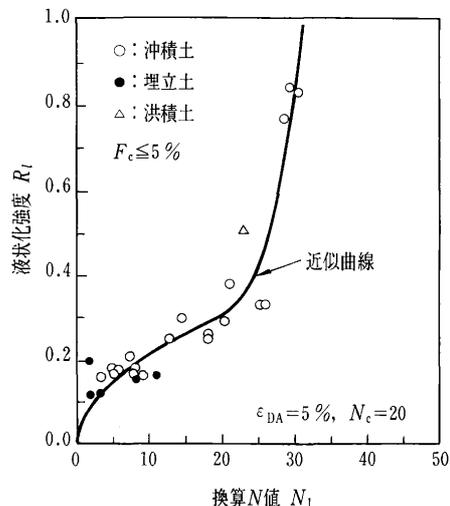
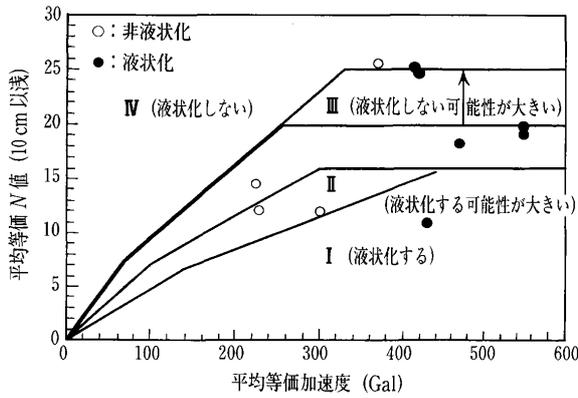
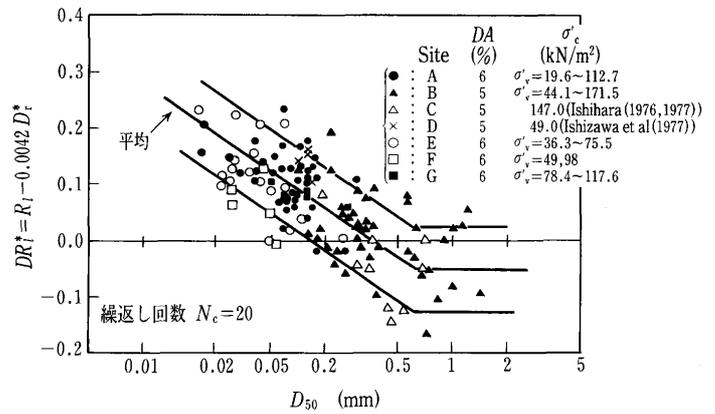


図-4.4 きれいな砂質土 ($F_c \leq 5\%$) の液状化強度比と換算 N 値 N_1 の関係¹⁴⁾

講座



図—4.5 等価 N 値の境界¹⁵⁾



図—4.6 DR₁*と平均粒径 D₅₀ の関係¹⁷⁾

Meyerhof (マイヤホフ) の式で計算すると、 $N_1 = 14$ で $D_r = 60\%$ 、 $N_1 = 25$ で $D_r = 80\%$ 相当となる。

$$D_r(\%) = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v / 98 + 0.7}} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、道路 (1996) の基準におけるきれいな砂質土 ($F_c < 10\%$) の評価を示すと以下ようになる。

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{N_1 / 1.7} \quad (N_1 < 14) \dots\dots\dots (4)$$

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{N_1 / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} (N_1 - 14)^{4.5} \quad (N_1 \geq 14) \dots\dots\dots (5)$$

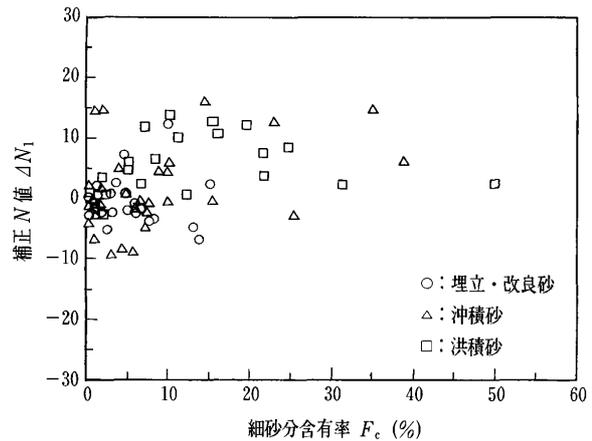
ここで、式(4)は改訂前の道路 (1990) の基準⁷⁾と同じである。また、同式は式(3)を式(1)に代入して得られるものであり、 $N_1 < 14$ 、すなわち、 $D_r < 60\%$ の比較的緩い砂質土に対する試験結果を踏まえた液状化強度の予測式となっている。また、改訂で新たに追加された式(5)の右辺第2項は、 $N_1 \geq 14$ 以降で液状化強度が急増する図—4.4の関係を近似する曲線となるよう設定されている。したがって、式(4)と式(5)より、緩い砂から密な砂までいずれも繰返し三軸試験結果を踏まえた形で、きれいな砂の液状化強度の予測式としては十分な妥当性を与えるものとなっている。

港湾の基準 (1997)³⁾では、図—4.5に示すように液状化しないとするIVとIIIの境界が、等価 N 値 (換算 N 値と同様に拘束圧の補正を行うが、用いる式は異なる) で以前¹⁶⁾の20から25に引き上げられている。等価 N 値25は、図—4.4からも示されるように液状化を生じ難いと判断される砂の N 値に対応している。

ここに示した以外の基準類についても、その多くは密な砂特有の傾向を表現し得るものとなっており、細粒分の少ない砂質土に対する液状化強度の予測値は、改訂前に比べて定性的には各判定法の差がほとんど生じなくなっている。

4.3.2 細粒土の取り扱い

一般に液状化強度 (非排水繰返しせん断強度) は細粒土を多く含んでいるほど、塑性指数が高い場合ほど大きくなる傾向がある。また、同じ細粒分含有率でも細粒土がシルトと粘土では、普通後者をより多く含んでいるほど強度は大きくなるのが知られている。基準類にはこの影響を取り入れるために、細粒分含有率、平均粒径、塑性指数のいずれかを用いて、液状化強度を直接補正す



図—4.7 砂質土の細粒分含有率と補正項 ΔN_1 の関係¹⁹⁾

る場合と N 値を補正して評価する場合がある。

図—4.6は、広い範囲の粒径について測定された液状化強度 R_1 と式(1)で表されるきれいな砂に対する液状化強度の予測式との差 $DR_1^* = R_1 - 0.0042D_r$ と平均粒径 D_{50} の関係をまとめた図である。図は、細粒土になるほど DR_1^* が大きくなる、すなわち、液状化強度が高くなる傾向を表しており、細粒土側の平均的な関係として次式が与えられている。

$$DR_1^* (= R_2) = 0.225 \log_{10} (0.35 / D_{50}) \dots\dots\dots (6)$$

$$(0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm})$$

上式は、道路 (1990) の基準で適用されていたほか、現在でも平均粒径を用いて細粒分の影響を考慮している原子力発電所耐震設計指針¹⁸⁾ (以下、原子力の指針と略称する) 等で適用されている。

図—4.7は、細粒分を含む砂質土と同じ液状化強度を有する細粒土の少ない砂の換算 N 値 N_1 との差を、細粒分含有率との関係でまとめた結果である。図のデータにばらつきはあるが、右肩上がりの傾向が伺える。道路 (1996) の基準では、このデータを参考に細粒分含有率に応じて N 値を増加させる方向に補正している。

建築基礎構造設計指針⁴⁾ (以下、建築の指針と略称する) では細粒土の影響を補正するための暫定的な資料として細粒分含有率と補正 N 値増分の関係を与えている。吉見²⁰⁾は、この補正がおそらく安全側の評価であると述べている。また、細粒土が多い土層については、細粒

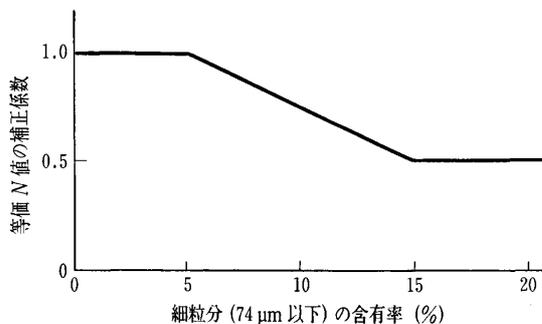


図-4.8 細粒分に応じた等価 N 値の補正係数³⁾

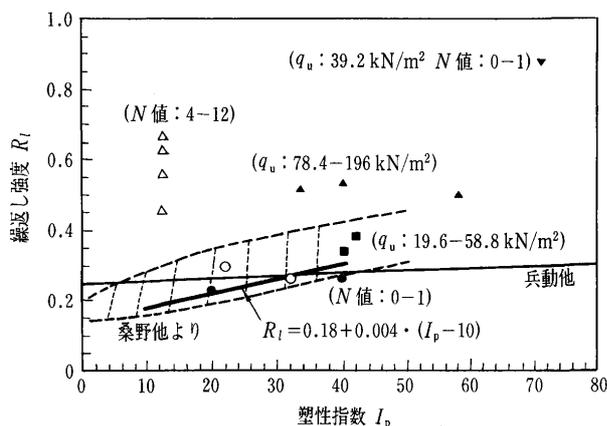


図-4.9 繰返し強度と塑性指数の関係²¹⁾

分含有率だけでなく、粘土含有率や塑性指数の測定を行っておくのが良いとしている。

図-4.8は、港湾の基準(1997)で採用されている細粒分含有率と N 値の補正係数の関係を表している。港湾の基準では、 $F_C < 15\%$ の場合に図に示す補正係数で等価 N 値を除いた値を用いることにしている。また、細粒分含有率が15%以上で、塑性指数が20を越える場合については、次式のように塑性指数 I_p から加算する N 値の増分量 ΔN を算出している。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10) \dots\dots\dots (7)$$

図-4.9は、上式の導出に際して検討された試験結果である²¹⁾。図は、塑性指数が大きくなるほど、繰返しせん断強度は高くなる傾向にあることを表している。ここで、 N 値が0~1のデータに重点をおいて、両者の関係を直線で表すと、繰返し強度 R_t は、

$$R_t = 0.18 + 0.004(I_p - 10) \dots\dots\dots (8)$$

と近似される。また、等価 N 値 N_e が20以下の細粒分の少ないきれいな砂については、おおむね次のような関係にあることが示されている。

$$R_t = 0.1 + 0.01N_e \dots\dots\dots (9)$$

ここで、式(8)が N 値0~1のデータに基づいていることから、式(8)と式(9)が等価であるとし、 N_e についてまとめると、それが加算される ΔN として式(7)で与えられる。

これら細粒土の取り扱いの内、細粒分含有率 F_C を用いる方法は、直接液状化強度を予測するのではなく、 N 値を補正する形で与えてあるところに特徴がある。この理由として、道路(1996)の基準には繰返し強度の増

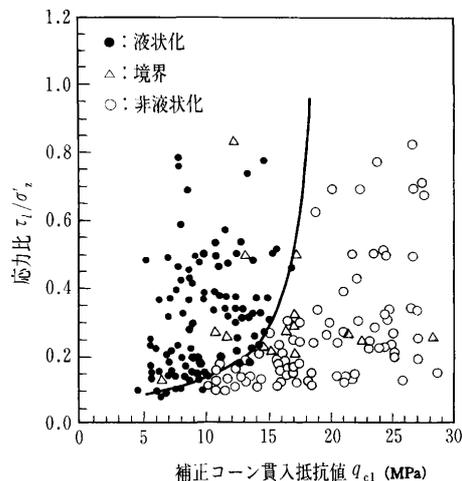


図-4.10 コーン貫入抵抗値と液状化強度の関係²⁴⁾

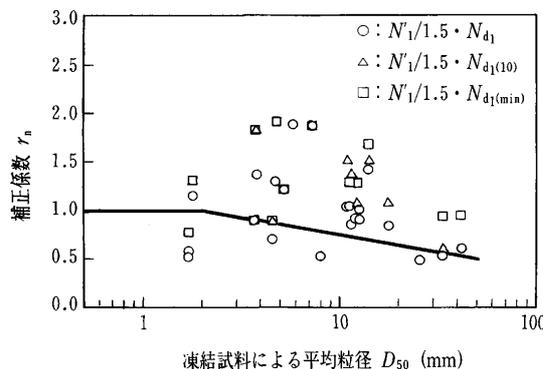


図-4.11 礫質土の平均粒径と N 値の補正係数の関係²⁶⁾

分として考慮する方法に比べて、 N 値の増分として考慮する方法の方が、細粒分含有率が比較的高い土についても、強度をより適切に評価できるとしてある。

しかしながら、これまで示されている細粒分含有率に対する整理では、図-4.7に示した N 値の増分との関係や繰返し強度との関係^{22)~24)}についても、ばらつきが大きく良い相関は認められていない。細粒土を多く含んでいる土の繰返し強度は、細粒分含有率よりもむしろ粘土分含有率や塑性指数との相関性の高いことが知られている^{22),23)}。このため各指針では現状の対策として、細粒分含有率が比較的高く N 値の信頼性が低い場合には不攪乱試料から液状化強度を求めることを推奨している。

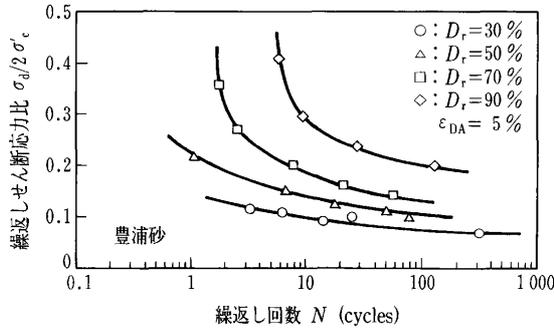
また、建築の指針では今回の改定で細粒土が多い場合の液状化強度を、コーン貫入抵抗値から推定する方法について新たに示している(図-4.10²⁴⁾)。

4.3.3 礫質土の取り扱い

道路(1996)の基準では図-4.11に示す平均粒径と N 値の補正係数の関係をもとに、礫質土に対して図の線の式表示をして、標準貫入試験から求められる N 値を補正することとしている。同図の N_d は大型貫入試験の抵抗値であり、従来、砂で $N = 1.5N_d$ が経験的に成立つとされている。建築の指針でもデータを収集して、図-4.11と同様な補正係数を示している⁴⁾が、道路(1996)の基準よりは低減の程度が大きいようである。

礫質土の標準貫入試験から得られる N 値は礫部分か

講座



図—4.12 相対密度に対する砂の液状化強度曲線の比較²⁷⁾

礫以外のマトリックスを打撃しているのかや、粒子の硬さや粒径によっても異なることが経験的に知られているようにその信頼性は低い。また、定量的な評価に必要なデータの蓄積が十分とは言えないことから、これらの補正は暫定的な処置に留まっている。このため、実施可能な場合にはS波速度等の原位置試験結果に基づく推定法²⁵⁾を活用するなどして検討することが望ましい。

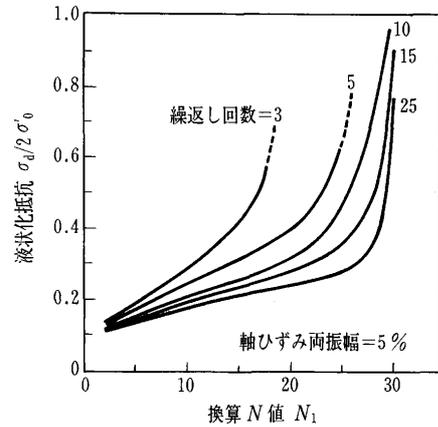
4.3.4 繰返し回数、地震動波形の不規則性

図—4.12は、軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ で規定した液状化強度曲線を相対密度に対して比較した豊浦標準砂の繰返し三軸試験結果を示している²⁷⁾。繰返し強度は、密度の増加とともに強度増加を示す。さらに、その形状は繰返し回数の少ないところにおける顕著な強度の立ち上がりを示すようになる。このような強度曲線に見られる立ち上がりの傾向は、変相後の膨張性挙動に起因したサイクリックモビリティによる強度増加を強く反映したものである。このため、 N 値が比較的大きい場合などでは、繰返し回数に対して強度は大きく変化することになる。

図—4.13は、軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ で規定した場合の繰返し回数3~25回に対応する液状化抵抗を、図—4.4と同様に換算 N 値 N_1 との関係で整理した原位置凍結試料の繰返し三軸試験結果である²⁸⁾。この図から、 $N_1 < 15$ 程度の比較的緩い砂では、基準等でよく用いられる10~30回の範囲の液状化抵抗に回数の影響が少ないことが分かる。しかしながら、 N_1 が大きい場合や繰返し回数の少ないところでは、図—4.12の強度曲線の特徴を反映するように繰返し回数の影響が無視できない大きさであることが分かる。

現在、 F_L 法に相当する基準では液状化抵抗を規定する繰返し回数として、10~30回の範囲が採用されている(建築、水道⁵⁾等15回、道示等20回、原子力の指針では、10, 20, 30回)。これは、表—4.4のSeed (シード)ら²⁹⁾の検討結果が示すように、本来不規則な波である地震動を等価な一定せん断応力に換算した場合、この範囲の繰返し回数(等価繰返し回数)が、地震マグニチュード $M=7$ 程度に相当するという知見に基づいている。

1995年兵庫県南部地震以降、基準の改訂で特に問題とされたポイントの一つは、直下型大規模地震時の液状化の予測である。この場合には、地震のマグニチュード

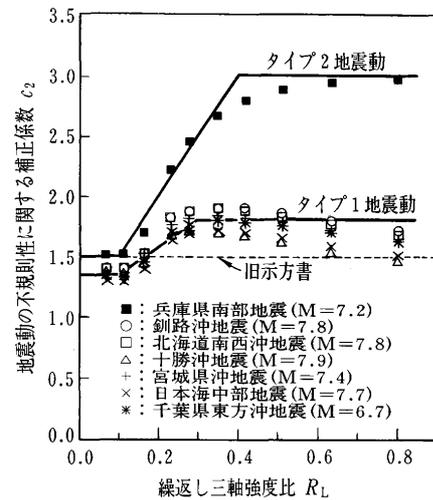


図—4.13 液状化抵抗、換算 N 値および繰返し回数の関係²⁸⁾

表—4.4 $\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ に対応する等価繰返し回数²⁹⁾

地震マグニチュード	8.5	7.5	6.8	6	5.3
等価繰返し回数 N_{eq}	26	15	10	5	2~3

τ_e : 等価な一定せん断応力, τ_{max} : 最大せん断応力



図—4.14 地震動の不規則性に関する分析結果³²⁾

は必ずしも大きくはないが、震源距離が近いために加速度は大きくなる。したがって、直下型の地震動に対して繰返し回数で液状化抵抗が大きく変化する砂質土については、繰返し回数の少ないところの強度を用いる方が適当である。また、さまざまな地震動波形に対応するように、繰返し強度・繰返し回数関係(強度曲線)に累積損傷理論を適用させる方法^{30),31)}等を用いる方が、土の性質をより適切に評価することにつながると考えられる。つまり、不規則な波形を有する地震動については、任意の繰返し回数に対する強度の評価、液状化の予測が必要であり、改訂された基準類ではこのことが何らかの形で評価されている。

図—4.14は、道路(1996)の基準での検討結果を示している³²⁾。同図の縦軸は、液状化を生じさせるに必要な地震動波形の最大振幅と20回の繰返し回数を有する応力振幅一定の正弦波形の振幅との比を表しており、この値が大きいほど液状化を生じさせる有効な地震動パ

ルスが少ないことを表している。図の結果は、おおむね土の強度が高いと図の縦軸の値で表される補正係数が増加する傾向にあることを表している。また、この傾向はタイプ2の直下型の地震動で顕著である（タイプ1は海洋プレート境界型）。つまり、図—4.12、図—4.13に示したように、密度が高くなるほど繰返し回数の少ないところにおける強度増加が顕著になる特徴を反映した結果と言えよう。したがって、タイプ2地震に相当する直下型の地震では、地震による最大せん断力は大きくなるものの、 N 値の大きい場合には、このような地震動に対してより大きな抵抗力を発揮することが分かる

4.4 簡易判定用地震外力

簡易判定法の液状化安全率 F_L の算定には今まで述べてきた液状化抵抗 R とともに、地震時に発生するせん断応力 L が必要である。式(10)は道路の基準の式であるが、1996年の改定でも従来と基本的な外力を示す式は変わっていない。

$$F_L = \frac{R}{L}, L = r_d k_{hc} \frac{\sigma_v'}{\sigma_v}, k_{hc} = c_2 \cdot k_{hc0} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 r_d は地中応力の補正係数、 σ_v' は全上載圧、 σ_v' は有効上載圧、そして、 c_2 は地域別補正係数 (0.7~1.0) で、 k_{hc0} は表—4.5に示す設計基準震度である。式(10)では、 k_{hc} を地表面最大加速度から求めることになっているため、兵庫県南部地震で得られた地震波記録を考慮し、最大加速度に対応する震度を大幅に引き上げている。

道路の基準では、実際の地震波が不規則波形であるが、実験では一定振幅で行われることと、液状化試験は通常等方応力状態で行われるが、実際の地盤は異方性があることの影響等を相殺して、液状化抵抗に含めている。さらに、不規則性の強いタイプ2地震を実測加速度に応じた震度を設定し、同時に、4.3.4に述べたようにタイプ1地震より大きく液状化強度を補正することにして

いる。一方、建築の指針では不規則性の効果は繰返しの効果として、発生せん断力算定の項に残している。よって、実地盤の繰返し抵抗は実験での液状化強度に異方性の効果を入れて求める必要がある。繰返しの効果 r_n は

$$r_n = 0.1(M-1) \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 M はマグニチュードである。2001年の改定では、地震によるせん断応力を応答解析で求めることも推奨していて、その場合、求められた最大せん断応力比に式(11)の r_n を乗じる。また、図—4.13の液状化強度に応じた繰返し効果を考慮するために、図—4.15によって r_n を求めることが可能なようになっている。

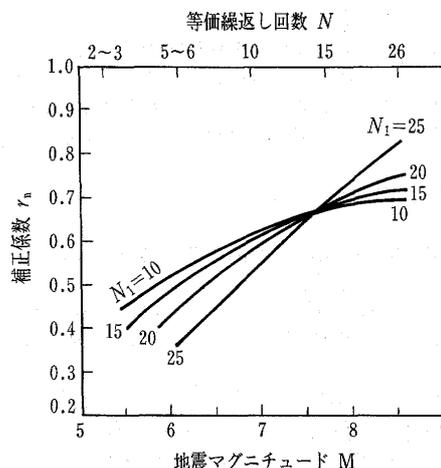
式(10)の r_d は、地盤が剛体でないことによる地中応力の補正係数である。深度ごとの液状化判定をするために、せん断応力の深さ方向の低減を、 z を深度 (m) として、次式で与えている。

$$r_d = 1 - 0.015z \dots\dots\dots (12)$$

この r_d を用いる表現は、最初に Seed and Idriss(シー

表—4.5 設計基準震度

地盤種別	I種 (良好な洪積地盤および岩盤)	II種 (I, III種以外の地盤)	III種 (沖積地盤のうち軟弱地盤)
タイプ1地震	0.30	0.35	0.40
タイプ2地震	0.80	0.70	0.60



図—4.15 補正 N 値 (N_1), マグニチュード, 繰返し回数と補正係数 r_n の関係³²⁾

ド、イドリス)³⁴⁾により提案され、式(12)は日本での経験式³⁵⁾として、採用されている。しかし、Cetin (セタン)³⁶⁾により、補正係数は地震のマグニチュード、震動の大きさや地盤剛性により異なるとして、多くの地震、地盤の検討により、それらをパラメーターにした低減式が提案されていることから、式(12)は大きいばらつきを含む平均的な値と考えることができよう。また、地中せん断応力を Spectrum Intensity (SI) 値³⁷⁾や、応答スペクトルを用いて求める³⁸⁾と合理的であるという報告がある。これらの報告は簡易判定法の特徴を理解する上で有効である。

建築の指針では入力地震動としてかなり大きな地震時に地表面付近で観測されている200 cm/s²程度を推定しておけばよいとされていたが、2001年10月の改定により、損傷限界検討用として150~200 cm/s²、終局限界検討用として350 cm/s²が推奨されている。

港湾では、限界 N 値を平均等価加速度に対して規定している。この各土層の等価加速度 α_{eq} は次式で求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} g \dots\dots\dots (13)$$

この最大せん断応力 τ_{max} は地盤の地震応答計算をして求める。通常の岸壁等のレベル1地震動、耐震強化岸壁等のレベル2地震動も基盤にのせる地震波形とその最大加速度を規定している。

下水道³⁹⁾は道路(1996)の基準を基本とし、水道⁵⁾は建築の指針の方法を参考にしているが、用いる地震動は道路の基準や建築の指針とは異なっていて、対象構造物の設計体系のなかで、独自のものが用いられている。そ

講座

のほか、鉄道⁸⁾等でも改定作業が行われたが、誌面の都合で多くをふれていないことを付記する。

参考文献

- 1) ㈱日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1980.
- 2) ㈱日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.
- 3) ㈱沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），1997.
- 4) ㈱日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 5) ㈱日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 6) 地盤工学会・土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害原因の分析 第6章 地盤・土構造物，1998.
- 7) ㈱日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 8) ㈱鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説，耐震設計，丸善，1999.
- 9) 山口大学調査団：平成12年鳥取県西部地震とその被害に関する緊急調査報告，土と基礎，Vol. 49, No. 1, pp. 36~40, 2001.
- 10) 山本陽一・兵動正幸・吉本憲正・藤井照久・伊藤周作：2000年鳥取県西部地震で液状化したシルトの液状化強度と物理特性の関連について，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 609~612, 2001.
- 11) Ishihara, K.: Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquake, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 1~17, 1977.
- 12) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 55~70, 1982.
- 13) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N -value and fines content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 56~74, 1983.
- 14) 松尾 修：種々の砂質土の液状化強度について，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1035~1036, 1996.
- 15) 山崎浩之・善 功企・前田研一・佐渡篤史：粒度・ N 値法による液状化の予測・判定について，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1059~1060, 1997.
- 16) ㈱沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック，1993.
- 17) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T. and Konno, M.: A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard penetration resistances, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 3, pp. 43~58, 1978.
- 18) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987.
- 19) 松尾 修：液状化の判定法と耐震設計，基礎工，Vol. 25, No. 3, pp. 34~39, 1997.
- 20) 吉見吉昭： N 値による液状化の判定（建築），基礎工，Vol. 18, No. 3, pp. 84~90, 1990.
- 21) 山崎浩之・善 功企・前田研一・佐渡篤史：粒度・ N 値法による液状化の予測・判定について，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1059~1060, 1997.
- 22) 古関潤一・石原研而・藤井光久：細粒分を含む砂の三軸液状化試験，第21回土質工学研究発表会講演集，pp. 595~596, 1986.
- 23) 山本陽一・兵動正幸・吉本憲正・伊藤周作・藤井照久：土の液状化と物理特性の関連について，第36回地盤工学研究発表会講演集，pp. 387~388, 2001.
- 24) 時松孝次・鈴木康嗣：液状化地盤の判定方法と実際の現象，基礎工，pp. 36~41, 1996, 11.
- 25) 時松孝次・吉見吉昭：S波速度を利用した粗粒土の液状化予測，第7回地震工学シンポジウム，pp. 661~665, 1986.
- 26) 松尾 修・村田健司：礫質土の液状化強度の簡易評価法の提案，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 775~776, 1997.
- 27) 山本陽一・兵動正幸・黒島一郎・谷垣正治：砂および粘土の繰返しせん断強度に基づく有効応力モデルとその液状化解析への適用，土木学会論文集，No. 561/Ⅲ-38, pp. 298~308, 1997.
- 28) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, K.: Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp. 93~104, 1989.
- 29) Seed, H. B., Idriss, I. M. and Arango, I.: Evaluation of liquefaction potential using field performance data, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458~482, 1983.
- 30) Annaki, M. and Lee, K. L.: Equivalent uniform cyclic concept for soil dynamics, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT6, pp. 549~564, 1977.
- 31) 大川征治・前田良刀・真鍋 進・龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定法の提案，第19回地震工学研究発表会講演概要，pp. 249~252, 1987.
- 32) 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回年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp. 196~197, 1996.
- 33) 時松孝次：耐震設計と N 値一建築一，基礎工，pp. 61~66, 1997.
- 34) Seed, H. B., Idriss, I. M.: Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1~15, 1971.
- 35) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S.: A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, Proc. of 2nd Int. National Conf. on Microzonation, Vol. 2, pp. 885~896, 1978.
- 36) Cetin, K. O.: Reliability-based assessment of soil liquefaction initiation hazard, Ph. D. Thesis, Department of Environmental Engineering, University of California Berkeley, 2000.
- 37) 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. 610/Ⅲ-45, pp. 83~96, 1998.
- 38) 澤田純男・土岐憲三・中村純二：応答スペクトルを用いた液状化判定法，第23回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 675~678, 1995.
- 39) ㈱日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針解説，1997.