

## 2. 土の物性からみたレベル2地震動に対する動的挙動の検討

### 2.1 液状化と液状化に関連する言葉の定義

#### 2.1.1 はじめに

「液状化」という言葉は1964年の新潟地震以降一般に使われはじめ、今では社会的に認知されている言葉である。液状化による被害を伴ういくつかの地震を経験しながら、研究および設計技術が向上することに合わせて、いろいろな意味で液状化という言葉が使われるようになった。液状化とそれに関する用語の定義を最初に行ったのは、Committee on Soil Dynamics of the Geotechnical Engineering Divisions(1978)であろう。液状化の定義から液状化に関連する用語まで、幅広く紹介している。本研究小委員会では、レベル2地震動での液状化を主に検討しているので、緩い砂地盤だけではなく、密な砂やシルト質土、礫質土なども検討の対象としている。そこで、検討を進めていく上で、密な砂に見られるサイクリック・モビリティのような現象を液状化と呼んでもよいのか、また粘性土に見られるような繰り返し载荷による剛性低下に起因する破壊や変形も液状化と呼んでいいのか、言葉を統一すべきではないか、という議論がもち上がった。さらに、昨今では液状化という言葉がマスコミでも頻繁に使われているため、一般の人へ液状化を説明する場合と、専門家間で液状化を使う場合で言葉は統一した方がよいのではないか、という議論まで発展した。そこで、本研究小委員会では、液状化の定義について以下のように提案する。

#### 2.1.2 これまでの液状化の定義

最初に、これまでの液状化の定義から考えてみる。National Research Council: Liquefaction of soils during earthquakes (1985)によると、液状化という言葉を広義に用いる場合と狭義に用いる場合があり、広義に用いる場合の定義は以下のようになる。英文であるがとても明確なので、以下にそのまま記す。

“During earthquake the shaking of ground may cause a loss of strength and stiffness that results in the settlement of buildings, landslide, the failure of earth dams, or other hazards. The process leading to such loss of strength or stiffness is called *soil liquefaction*. It is a phenomenon associated, but not exclusively, with saturated cohesionless soils.”<sup>2)</sup>

ここで注目すべきことは、液状化は地盤の強度または剛性の低下により沈下や破壊が起こる現象であり、飽和した砂地盤に限定していないことである。つまり、極端なことを言えば粘土地盤でもよいのである。このようなことから、液状化のメカニズムで必ず説明に使われる過剰間隙水圧という言葉も使用していない。間隙水圧の上昇・蓄積には関係なく、とにかく地震荷重により地盤の強度や剛性が低下して、沈下や破壊が起こる現象すべてをいっているのである。

一方、社会的には液状化という言葉はどのように解釈されているのであろうか。広辞苑によると、「液状化」は以下のように説明されている。

「砂の地盤が地震の衝撃で流れ易くなる現象。砂粒の間に飽和していた水の圧力の変化で水が動き、砂の粒間結合が破られて、砂全体が液体のようにふるまうと考えられる。地震動が大きいと液状化のため建物が被害を受け、砂が地上に噴出し噴砂となる。特に埋立地などで見られる。」

かなり詳しい説明がなされており、狭義の液状化の意味が使われている。一般社会でも液状化という言葉自体はかなり広まっているが、広辞苑で定義しているような液状化の意味で言葉を使っている一般の人はまれであろう。恐らく通常はしっかりしている地盤が地震時には液体状になることがある、という認識ではなかろうか。最近新聞等で「政治の液状化」という言葉を見受けられるのもこのような背景からであろう。

Ishihara(1995)は、主に土要素としての液状化について多くの実験結果と原位置調査結果および被害事例などを系統的に整理することによって、液状化の定義を行っている。液状化に伴う流動に関する用語については、地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会(1998)および安田(1999)で詳しく紹介されている。また、最近では、液状化メカニズム・予測法と設計法に関する研究委員会(1999)および永瀬・岡(2002)においても液状化の定義が紹介されている。

#### 2.1.3 液状化の定義

「(狭義の)液状化」と「広義の液状化」を以下のように使い分け、単に「液状化」といえば「(狭義の)液状化」を指すことにする。

- ・ 「(狭義の)液状化」： (狭義の)液状化は、地震の繰返しせん断力などによって、飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内で間隙水圧が上昇・蓄積し、有効応力がゼロまで低下し液体状となり、その後地盤の「流動」をともなう現象、または「流動ポテンシャル」をもった地盤となる現象。

- ・「広義の液状化」： 広義の液状化は、緩い砂地盤や砂礫地盤に限定せず、密な砂地盤や密な砂礫地盤さらに粘性土地盤でも地震などを含む種々の外力によって有効応力が低下し、地盤の強度または剛性の低下により有害な沈下や変形などが起こる現象。一般に飽和地盤が多いが、不飽和地盤においても起こる類似の現象（ただし、そのメカニズムは必ずしも解明されていない）も含むものとする。
- ・「繰り返し軟化、サイクリック・ソフトニング(Cyclic softening)」： 繰り返し载荷による間隙水圧上昇と剛性低下によりせん断ひずみが発生し、それが繰り返し回数とともに徐々に増大するが、土のもつダイレイタンス特性や粘性のためにひずみは有限の大きさにとどまり、大きなひずみ範囲にいたるまでの流動は起きない。
- ・「サイクリック・モビリティ(Cyclic mobility)」： 繰り返し载荷において土が「繰り返し軟化」する過程で、限られたひずみ範囲ではせん断抵抗が小さくとも、ひずみが大きく成長しようとする、正のダイレイタンス特性のためにせん断抵抗が急激に作用 (mobilize) し、せん断ひずみの成長に歯止めがかかる現象。主に、密な砂や礫質土、過圧密粘土のように正のダイレイタンス特性が著しい土において顕著に現れる。
- ・「流動」または「流動ポテンシャル」： 狭義の液状化のところで既にこれらの用語を用いているが、その定義は実は漠然としている。一般的に流動の真の意味は液体のように無限のひずみまで抵抗無く流れることであるが、要素試験によれば実地盤ではあまり見られない相対密度が30%以下の緩い砂でも、液状化後の非排水せん断により10～20%程度のせん断ひずみで抵抗が回復することが知られている。一方、実地盤ではもっと大きなひずみまで液体のように流動したケースも多く知られており、そのメカニズムについては未だ議論の多いところである。したがって、流動あるいは流動ポテンシャルを明確な定量的条件により定義づけることは現時点ではできないが、多くの液状化判定基準で用いられている軸ひずみ両振幅5% (せん断ひずみ両振幅7.5%) をはるかに越えたひずみが発生する場合に対して、流動するあるいは流動ポテンシャルを有するという用語を使うべきであるといえよう。
- ・「広義の液状化」=「(狭義の)液状化」+「繰り返し軟化」(「サイクリック・モビリティを含む」)+「その他」のような関係になる(図2.1.3-1参照)。ただし、「その他」については類似の幅広い現象に液状化の用語を適用できる自由度をのこすため付け加えている(例えば、不飽和地盤での広義の液状化等)。

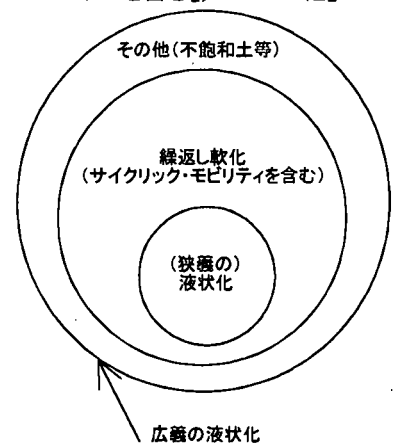


図 2.1.3-1 液状化に関連する言葉の定義

用語の統一については、まずは専門家の間での統一が出发点であり、「液状化」といえば、上で示した「(狭義の)液状化」を指すものとした。ただし、用語の定義をあまりに硬直化することによって従来専門家仲間でも親しまれてきた「液状化」の使用範囲を制約しすぎることも問題と思われるため、「広義の液状化」も定義を示し使うことができるとすべきであろう。これからは、「液状化」、「サイクリック・モビリティ」、「繰り返し軟化、サイクリック・ソフトニング」、「流動」または「流動ポテンシャル」のように現象を土質力学的に区別して、それぞれの現象にふさわしい言葉を使用するのが重要であると思われる。

一方、一般への情報提供や説明の際にも「広義の液状化」と「(狭義の)液状化」があることを広く認識してもらい、技術の世界で単に「液状化」と言えば流動ポテンシャルをともなった「(狭義の)液状化」を指すことを機会あるごとに説明していくことが必要と思われる。

#### 【参考文献】

Committee on Soil Dynamics of the Geotechnical Engineering Divisions(1978): Definitions of terms related to liquefaction, Proceedings of the ASCE, Vol.104, No.GT9, September, pp.1197-1200.

Ishihara, K(1995): Soil behaviour in earthquake geotechnics, Oxford engineering science series 46, Oxford science publications.

National Research Council: Liquefaction of soils during earthquakes (1985), Committee on earthquake engineering commission on engineering and technical systems, National Academy Press.

液状化メカニズム・予測法と設計法に関する研究委員会(1999)：4. 液状化のメカニズムと定義，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論文集，地盤工学会，pp.14-27.

地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会(1998)：2. 液状化に伴う流動のメカニズム，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.53-70.

永瀬英生・岡二三生(2002)：講座 液状化メカニズム・予測法と設計法，3. 液状化のメカニズムと定義，土と基礎，地盤工学会，Vol.50, No.8, pp.47-50.

安田進(1999)：講座 液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響，1. 講座をはじめるにあたって，土と基礎，地盤工学会，Vol.47, No.5, pp.53-54.

## 2.2 現状の液状化判定方法

### 2.2.1 液状化判定の基本的な考え方

表 2.2.2-1 は現在、液状化予測に関する記載のある主な指針類について、各指針への液状化の配慮の導入時期とその変遷、および各指針類の引用・参照の相関を示したものである。各種指針類で取り扱われている液状化予測手法は、 $N$  値と粒度試験結果から液状化の可能性を予測する簡易判定法が採用されている。各種指針類で採用されている簡易法は、「 $F_L$  法」および「限界  $N$  値法」に大別される。

「 $F_L$  法」に分類される指針類では、平均粒径や細粒分含有率あるいは塑性指数等により液状化判定の対象となる土質を定め、これらに該当する地盤の任意の深さにおける動的せん断強度比  $R$  と地盤内に生じる地震時せん断強度比  $L$  により評価され、液状化に対する低効率  $F_L$  が 1.0 を下回ればその土層は液状化すると判定される。これらの指針類では、液状化判定する対象土質を物理特性（粒度やコンシステンシー）によって判定した後に、動的せん断強度比  $R$  と地震時せん断強度比  $L$  の推定式を用いて設定する方法が基本となっている。ここでの動的せん断強度比  $R$  や地震時せん断強度比  $L$  の基本的な設定法には類似の予測式や係数が用いられている。原位置における動的せん断強度比  $R$  は、通常標準貫入試験による  $N$  値と粒度試験結果から経験式により予測評価されるものが多い。しかし、密な地盤、細粒分を含んだ地盤、礫質地盤に対する液状化判定については、近年の研究成果の一部が反映されており、各指針類により異なっている。特に、1995 年兵庫県南部地震の後、新たに各種指針類でレベル 2 地震動が考慮されるようになり、従来まで考慮されていなかった密な地盤、細粒分を多く含んだ地盤、礫質地盤に対する動的せん断強度比  $R$  の評価法が見直しされている。地震時せん断強度比については、地震時の地盤内のせん断応力を地表面の加速度（震度）から、地震動の深さ方向の増幅特性を考慮した深さ方向の低減係数を用いて、各深さにおけるせん断応力を求めるものが多い。兵庫県南部地震以降、直下型の大規模地震動に対する外力の不規則性の評価等が見直しされており、レベル 2 地震動に対しては、個別に地震応答解析を実施する詳細な手法が示されている指針類もみられる。

### 2.2.2 各機関の判定法の比較

1964 年に発生した新潟地震以降、地盤の液状化に対する認識が広まり、精力的な研究成果から液状化判定法が種々提案され、多くの基準・指針類に取り入れられてきた。しかし、1995 年に発生した兵庫県南部地震での液状化による被害では、これらの判定法との相違が一部で見られた。特に問題とされた点は、直下の大規模地震に対する液状化予測である。液状化判定で考慮される地震動せん断強度比が引き上げられることにより、液状化予測の対象土層は、これまで液状化しにくいと考えられていた密な砂質土や細粒分を多く含んだ砂質土、そして礫質土にまでその適用が広まった。そのため、各機関でその修正、改訂等の作業が行われた。表 2.2.2-1(安田進, 1992 年に一部加筆)に、設計指針類への液状化判定法の導入・改定(修正)の変遷を示す。

表 2.2.2-1 設計指針類への液状化判定の導入の変遷(安田進, 1992 年に一部加筆)

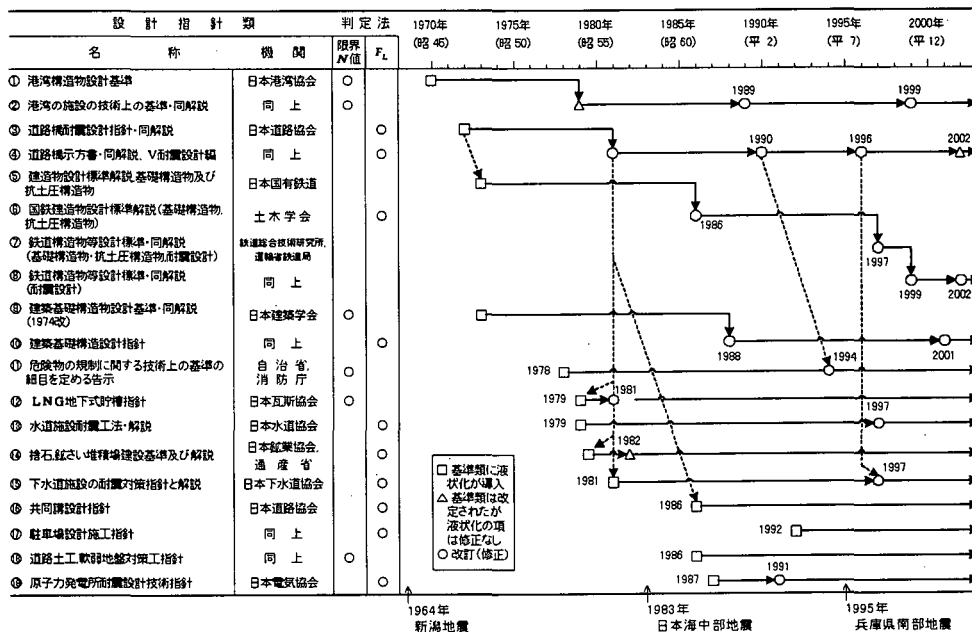


表 2.2.2-1 より、兵庫県南部地震が発生した 1995 年以降、主要な設計指針類は兵庫県南部地震での液状化による被害の経験を取り入れた改訂が行われている。これらの液状化判定法の内、本項では以下に示すレベル 2 地震動を想定している代表的な 5 つの判定法を取り上げ、各手法の比較を行う。

1. 道路橋示法書・同解説 V 耐震設計編 2002.3 (以下、「道路橋」と称す)
2. 建築基礎構造設計指針 2001.10 (以下、「建築」と称す)
3. 港湾の施設の技術上の基準・同解説 1999.4 (以下、「港湾」と称す)
4. 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 1999.10 (以下、「鉄道」と称す)
5. 原子力発電所耐震設計技術指針 1987.8 (以下、「原子力」と称す)

本項で取り上げた各種液状化判定法の特徴を表 2.2.2-2 に、また、各種液状化判定手法一覧表を付表 2.2.2-1~2.2.2-5 に示す。各種液状化判定法の特徴および改訂のポイントを以下に示す。なお、「鉄道」に関しては「財団法人 鉄道総合技術研究所 施設研究ニュース No.135 (2001.11.01)地盤の液状化判定法の修正について」にて修正された液状化判定式を用いている。

### 2.2.2.1 判定方法

表 2.2.2-2 に示したように、判定方法は、 $F_L$  法、限界  $N$  値法に大別される。「道路橋」、「建築」、「鉄道」、「港湾」の詳細法および「原子力」は前者を、「港湾」の簡易法は後者を用いている。

### 2.2.2.2 判定対象土層

兵庫県南部地震以降、「道路橋」、「建築」、「港湾」、「鉄道」において判定対象土の範囲の修正、改訂等が行われた。改訂の要点を以下に示す。なお、各種液状化判定法の判定対象土の範囲については付表 2.2.2-1~5 に示す通りである。

#### (1)「道路橋」

旧示方書((社)日本道路協会, 1990)では液状化の判定を行う必要がある砂質土層は、平均粒径  $D_{50}$  が 0.02~0.2mm の沖積砂質土とされていた。しかし、1996 年の改訂以降より、平均粒径  $D_{50}$  が 10mm 以下かつ 10% 粒径が 1 mm 以下である土層と付表 2.2.2-1 のように改訂されている。さらに、細粒分含有率  $FC$  についても規定が加えられ、細粒分含有率  $FC$  が 30% 以上でも塑性指数  $I_p$  が 15% 以下となる低塑性シルト質砂についても判定対象土層としている。((社)日本道路協会, 2002)。

#### (2)「建築」

埋立地盤など人工造成地盤において、細粒土含有率  $FC$  が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例が報告されている。そのため、従来の指針((社)日本建築学会, 1988)では考慮されていなかった人工造成地盤に対して、粘土分含有率が 10% 以下、または塑性指数  $I_p$  が 15% 以下の埋立あるいは盛土地盤については、液状化の検討が必要であると規定している。また、細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫も、液状化の可能性が否定できないため、液状化の検討を行うと規定している((社)日本建築学会, 2001)。

#### (3)「港湾」

1995 年兵庫県南部地震程度の地震力で行った液状化解析に基づき、礫を多く含む場合には排水性がよく過剰間隙水圧が瞬時に消散されるとして、透水係数 3cm/s 以上であれば液状化しないという検討結果等より、透水係数での制限が設けられている(山崎浩之ほか, 1997)。

#### (4)「鉄道」

1995 年兵庫県南部地震では、平均粒径が 2 mm 以上のまさ土等の礫質土の液状化が確認されたことを踏まえ、「道路橋」と同じ判定対象土層を付表 2.2.2-4 のように規定している。一方、均等係数が低く、透水性が高い場合は液状化しにくいことを考慮し、10% 粒径が 1mm 以上については適用外としている(松尾修, 東拓生, 1997)。なお、液状化が確認された土層の大部分は、細粒分含有率  $FC$  が 35% 以下の土層であったこと、さらに、 $FC$  が 35% を越えても粘土分含有率  $P_c$  が小さい土層では液状化した事例より、「道路橋」の塑性指数  $I_p$  に代え粘土分含有率  $P_c$  が 15% 以下を考慮することとしている(森伸一郎ほか, 1991)。

#### (5)「原子力」

ゆるい砂地盤から密な砂地盤までを対象として、1987 年から基準地震動 S2 という大規模な地震動レベルを設定している。なお、1991 年以降、兵庫県南部地震においても液状化判定手法の改定はなされていない。

表 2.2.2-2 各種液状化判定手法の特徴

標準・指針名称	建築基礎構造設計指針 2001年	港湾の施設等の設計標準・同解説 平成11年4月	鉄道等高度設計指針 平成11年10月	気象庁指針 除雪力 除雪力発電所施設設計技術指針 1987年
適用 土質 (水粒、深さ)	(社)日本建築学会 F法 ・地下水位が現地築面から10m以内の深さにあり、かつ現地築面から520m以内の深さにある飽和土層	運輸省港湾局監修 (社)日本港湾協会 限界N面法 ・地表面(海面)下では、海(底)面から深さ20m以内の深さでも、構造物に重大な損傷が生じると判断される層や、明らかな上部20mと連続すると判断される層	運輸省鉄道局監修 (社)日本電気協会 電気技術基準調査委員会 F法 ・地下水位が現地築面から10m以内の深さにあり、かつ現地築面から20m以内の深さにある飽和土層 ・20m以内の深さの埋土層についても液状化の可能性があると留意	(社)日本電気協会 電気技術基準調査委員会 F法 ・ゆるい砂地盤から硬い砂地盤までの地盤
土質	・FGが35%以下の土 ・FGが35%以下またはFGが15%以下の土層 ・FGが35%をこえても塑性指数が15以下の土層	・均等係数に照して設定されたチャートを用いて、粘土加積曲線による判定を行う ・粘土分については、分類が困難な場合は、液状化試験による判定・判定法を用いるなどの適切な対応が必要	・FGが35%以下の土層、またはFGが15%以下の土層	・FGが35%をこえても粘土分含有率が15%以下の土層
細粒分	・細粒分を含む層や透水性の低い土層に囲まれた層	・液状化に対する低抗率 $F_L$ を算出し、 $F_L$ が1.0以下の土層は液状化するものとみなす	・平均粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ10%粗粒 $D_{10}$ が1mm以下である土層	・平均粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ10%粗粒 $D_{10}$ が1mm以下である土層
地質	・原則として沖積層 ・低いN値を示したり腐成作用を喪失した洪積層は液状化判定を行うのがよい	・液状化に対する低抗率 $F_L$ を算出し、 $F_L$ が1.0以下の土層は液状化するものとみなす	・N値が極度に低いような洪積砂層については乱さない材料を用いた室内試験等を実施して液状化判定を行うことが望ましい	・液状化に対する低抗率 $F_L$ を算出し、 $F_L$ が1.0以下の土層は液状化するものとみなす
補正N値(深さ)	・基準化拘束圧は98kPa	・基準化拘束圧は98kPa	・基準化拘束圧は98kPa	・基準化拘束圧は98kPa
補正N値(埋深)	・細粒分含有率に照してN <sub>1</sub> 値を補正する ・埋土土質は、平均粒径から暫定的に補正係数を決定	・細粒分含有率に照してN <sub>1</sub> 値を補正する ・埋土土質は、平均粒径から暫定的に補正係数を決定	・補正N値N <sub>1</sub> をもとに、Rを推定する等 ・細粒分含有率、平均粒径に照して動的せん断強度比Rを補正する ・砂礫地盤のN値補正係数を暫定的に適用できる	・平均粒径に照して動的せん断強度比Rを補正する
動的せん断強度比(液状化地盤比 $b_v$ )	・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに埋土土質の三軸強度比 $R_{3,0}$ を算出し、 $R_{3,0}$ に地震動特性を考慮して、Rを算出する ・軸ひずみ $\epsilon$ が5% (せん断ひずみ $\epsilon$ が3.75%)の強度を用いる	・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに液状化低抗率Rを推定する ・せん断ひずみ $\epsilon$ が5%の強度を用いる	・室内土質試験より求めた軸ひずみ $\epsilon$ が10%、10~15%の液状化強度曲線を用いる ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能	・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに推定する ・せん断ひずみ $\epsilon$ が5%、5%未満の埋土土質の三軸強度比 $R_{3,0}$ を算出する ・埋土土質のN値に照して動的せん断強度比Rを補正する
地震時せん断応力比・等価強度(埋深)	・地震最大加速度(設計水平震度)をもとに算出する ・地震動特性はマフニエュードにより考慮される ・深さ方向の底床は1~0.015Z(Z:深度)により考慮する	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能
地震時せん断応力比・等価強度(埋深)	・3D $\sigma_{vm}$ の程度を推奨 (兵庫県南部地震などの際、液状化した地盤上で観測された最大値に对照)	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能
地震時せん断応力比・等価強度(埋深)	・2つのタイプの地震動を想定する 1)タイプI(沖積層)の埋土土質の太田型地震動 $K_{\sigma}=0.40$ (1層),0.35(2層),0.40(3層) 2)タイプII(内陸山下地盤) $K_{\sigma}=0.60$ (1層),0.70(2層),0.60(3層)	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能	・地震最大加速度(設計水平震度)により算出した各土層のせん断応力液状化率をもとに算出する ・地震動特性は京浜相模湾理線により考慮する ・液状化強度理論により算出したRは、 $K_{\sigma}$ 係数を用いて、原位置拘束圧に対する補正を行う ・補正N値 $N_{1,0}$ をもとに、Rを推定することも可能

### 2.2.2.3 動的せん断強度比 $R$

1995年兵庫県南部地震以降、「道路橋」、「港湾」において動的せん断強度比  $R$  (液状化強度比) の評価の修正、改訂等が行われた。改訂の要点を以下(1)~(3)に示す。なお、各種液状化判定法における動的せん断強度比  $R$  を比較して(4)に示す。

#### (1)「道路橋」

付表 2.2.2-1 の式(2)は、凍結不攪乱試料を用いた室内非排水繰返し三軸試験結果および兵庫県南部地震を含む事例分析の結果に基づいて、砂質土と礫質土に区分して求めたものである。

旧示方書((社)日本道路協会, 1990)では、繰返し三軸強度比は、 $N$  値より得られる強度比に、平均粒径  $D_{50}$  および細粒分含有率  $FC$  のそれぞれより得られる強度比の補正項を加える形で評価していたが、現在は粒度の影響を、 $FC$  のみにより  $N$  値を補正するという形で評価している。その理由として、①土の粒度特性が繰返し三軸強度比に及ぼす影響については、比較的細粒の砂質土においては  $FC$  により粒度の影響を評価すればよいと判断した、②粒度の影響を繰返し三軸強度比の増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ほうが、 $FC$  が比較的高く、かつ  $N$  値も大きい土の強度をより適切に評価される、という2点を挙げている((社)日本道路協会, 2002)。

#### (2)「港湾」

港湾施設の液状化の予測・判定法は、粒度特性と  $N$  値による簡易な方法で判定を行い、液状化する可能性が大きい(範囲II)もしくは、液状化しない可能性が大きい(範囲III)の場合には、繰返し三軸試験による詳細な方法により判定するとしている。この2段階の判定方法に変更はないものの、1995年兵庫県南部地震による液状化被害事例を調査し、1999年の改訂では、判定範囲の変更を行っている。

改訂前の判定法((社)日本港湾協会, 1989)では、付表 2.2.2-3 の図-1a, b)で「特に液状化の可能性有り」の範囲(以下、範囲(A)と称す)の土に対しては図 2.2.2-1a)を、「液状化の可能性有り」の中で範囲(A)以外の範囲(以下、範囲(B)と称す)の土に対しては、図 2.2.2-2b)を用いていた。しかし、1995年兵庫県南部地震では埋立地のマサ土が範囲(B)の土は、図 2.2.2-2 では液状化しない判定になるにもかかわらず、液状化した事実から、範囲(B)での等価加速度と等価  $N$  値の関係も図 2.2.2-1 に示した範囲(A)で判定することに修正している。さらに、図 2.2.2-1a)は、「液状化しない可能性が高い」および「液状化しない」と判断するIIIとIVの境界の等価  $N$  値を等価加速度が 300~500Gal に及んだ場合には、20から25と引き上げている(図 2.2.2-2 参照)。粒度に関しては、塑性指数に応じた  $N$  値の補正方法を新に追加している(山崎浩之ほか, 1997)。

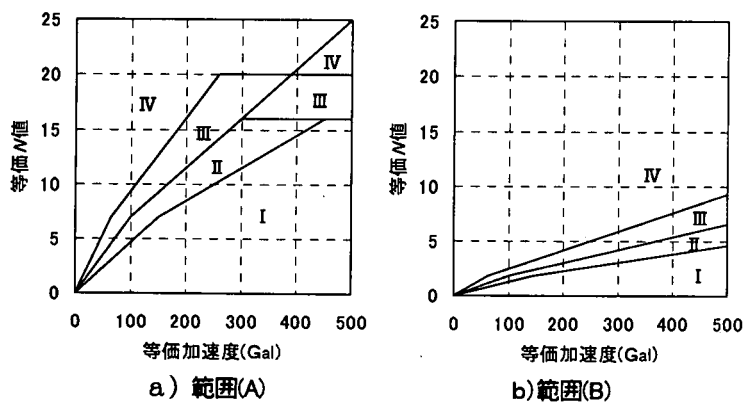


図 2.2.2-1 改訂前の等価加速度と等価  $N$  値の関係

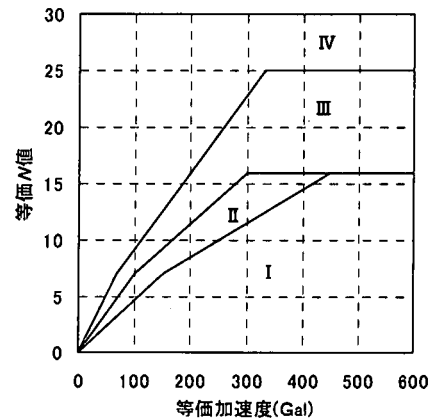


図 2.2.2-2 改訂後の等価加速度と等価  $N$  値の関係

#### (3)「鉄道」

「財団法人 鉄道総合技術研究所 施設研究ニュース No.135(2001.11.01) 地盤の液状化判定法の修正について」により、比較的密な砂質土 ( $D_r \geq 60\%$ ) において下式の如く動的せん断強度比  $R$  の算定式に  $h(N_1, \sigma'_v)$  の項を追加修正している。これは、レベル2地震動の液状化を想定して実施された凍結サンプリング試料による非排水繰返し三軸試験結果よりでの動的せん断強度比の見直しをしたものである。

$$R \begin{cases} a\{N_1^{0.5} + (bN_1)^c\} + h(N_1, \sigma'_v) + f(D_{50}, FC, \sigma'_v) & (D_r \geq 60\%) \\ 0.0882\{N/(\sigma'_v/100+0.7)\}^{0.5} + f(D_{50}, FC, \sigma'_v) & (D_r < 60\%) \end{cases}$$

ただし、 $h(N_1, \sigma'_v) = 9.8 \times 10^{-8} \{0.68(\sigma'_v/100+1.5)N_1/(\sigma'_v/100+0.7) - 9.9433\}^{5.1}$

(4)各種判定法による動的せん断強度比の比較

各種液状化判定における動的せん断強度比  $R$  (以下、 $R$  と称す) の比較のため、表 2.2.2-3 に示す土質条件を設定する。 $N$  値と  $R$  の関係を図 2.2.2-3a)~d) に示す。なお、図 2.2.2-3 a) には  $FC=0\%$ 、b) には  $FC=10\%$ 、c) には  $FC=20\%$ 、d) には  $FC=30\%$ 、における各判定手法の関係を示した。ここで注釈するべきこと

表 2.2.2-3 土質条件

$\sigma'_v$ (kPa)	98			
$FC(\%)$	0	10	20	30
$D_{50}$	2.0	0.35	0.25	0.15
$I_p(\%)$	-	-	20	30

は、動的せん断強度比  $R$  を同じ図面内に比較して示したものの、「建築」では繰返し回数 15 回での動的せん断強度比  $R_{L15}$  を、その他は繰返し回数 20 回での動的せん断強度比  $R_{L20}$  を示していること、さらに、不規則性を持つ地震外力を評価する上で、その最大加速度値  $a_{max}$  を基準としている「道路橋」、「鉄道」に対し、正弦的な等価加速度値  $a_{ave}$  を基準としている「建築」、「港湾」、「原子力」と各種判定法により意味する動的せん断強度比の基準が異なっていることを前提として比較していることに留意する必要がある。

その上で図 2.2.2-3 に着目する。「道路橋」、「建築」および「鉄道」は、一定の  $N$  値以上で  $R$  が急増する傾向にあり、その立ち上がり補正量は「港湾」を除けば「建築」が最も大きくなっている。また、 $FC$  による補正量は  $FC=0\%$  の場合に各種判定法による差が小さいのに対し、 $FC$  が大きくなると各種判定法による差が大きくなっていることが伺える。これら、 $N$  値  $\geq 15$  また  $FC \geq 20\%$  の場合に各種判定法の差が大きくなる理由として、1995 年の兵庫県南部地震以前の所謂レベル 1 地震動での液状化判定ではこれまで液状化しない判定結果となる領域であり、これまで繰返し三軸試験の実施事例も少なく、また検証事例も少ないことから定式化する精度が良くないことによっているものと推測される。いずれの液状化判定法においても、 $N$  値  $\geq 15$  また  $FC \geq 20\%$  の土質を対象として液状化判定を行う場合には僅かな  $N$  値の違いで  $R$  の変動が大きくなることが示唆され、on-off で判定される方法には注意が必要となる。

一方、「原子力」では、密な砂地盤にたいする動的せん断強度比の増加補正を行う以前の旧示方書((社)日本道路協会、1980)に準拠していることから、 $N$  値  $\geq 15$  となっても  $R$  の増加は小さい (国生剛治ほか、1984)。

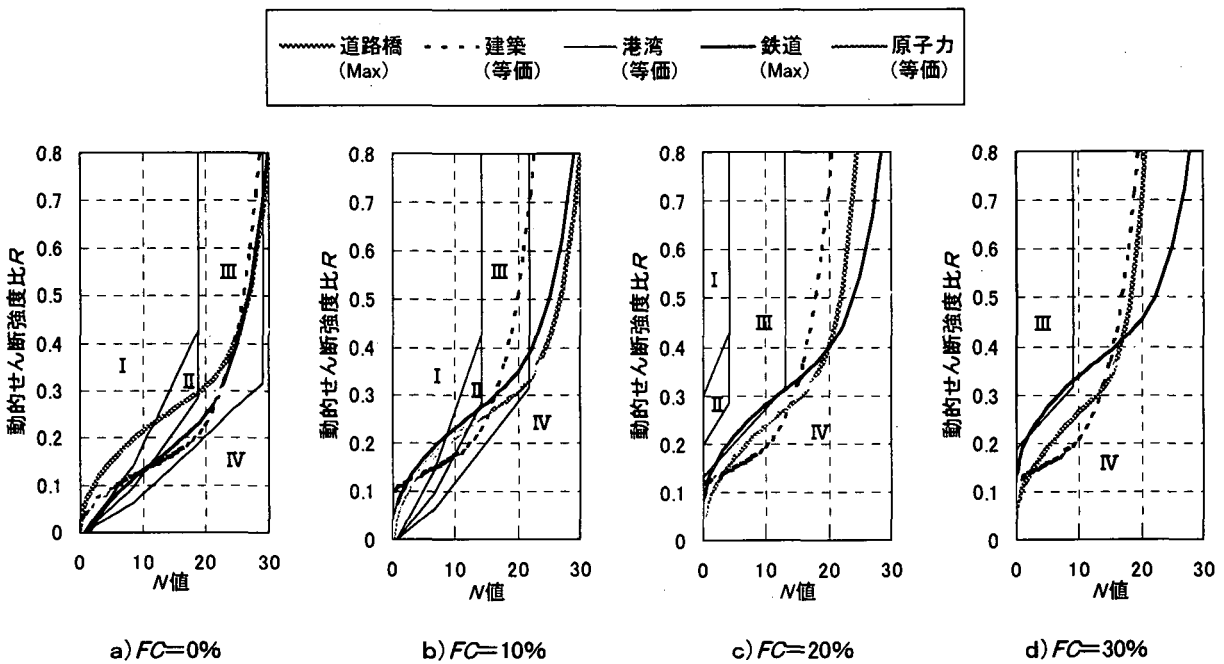


図 2.2.2-3  $N$  値と動的せん断強度比  $R$  の関係 ( $FC$  によって分類)

次に、図 2.2.2-4a)~e) には図 2.2.2-3 と同じ結果を用いて各種判定法毎の細粒分の影響に着目するため、手法毎に整理して示す。図 2.2.2-4a) には「道路橋」、b) には「建築」、c) には「港湾」、d) には「鉄道」、e) には「原子力」、における  $FC$  の違いによる  $N$  値と  $R$  の関係を示す。次に、「道路橋」では  $N$  値が 10 付近までは、 $FC$  に関わらず  $R$  に大差は見られないが、 $N$  値が 15 付近以上の領域では、 $FC$  による  $R$  の差が大きくなる。「港湾」は、II と III の境界を表す関係のみを示している。「港湾」は、 $FC \geq 15\%$  で  $I_p$  により粒度補正を行っている。その結果、 $FC=20\%$ 、 $30\%$  では、 $I_p$  の影響を受けて、 $R$  が大きく左へシフトしている。「鉄道」は、 $N$  値が 25 付近までは、 $FC$  の増加 ( $D_{50}$  の減少) に伴う  $R$  の差が他の判定手法に比べて大きいものの、 $N$  値が 25 付近以上の領域では、 $FC$  の増加 ( $D_{50}$  の減少) に伴う  $R$  の差は小さくなる傾向にある。「原子力」は、粒度補正を行う際、 $FC$  ではなく  $D_{50}$  を用いている。 $R$  の値は  $D_{50}$  が小さいほど大きい値を示すが、その差は  $N$  値の増加に依存しない傾向がある。

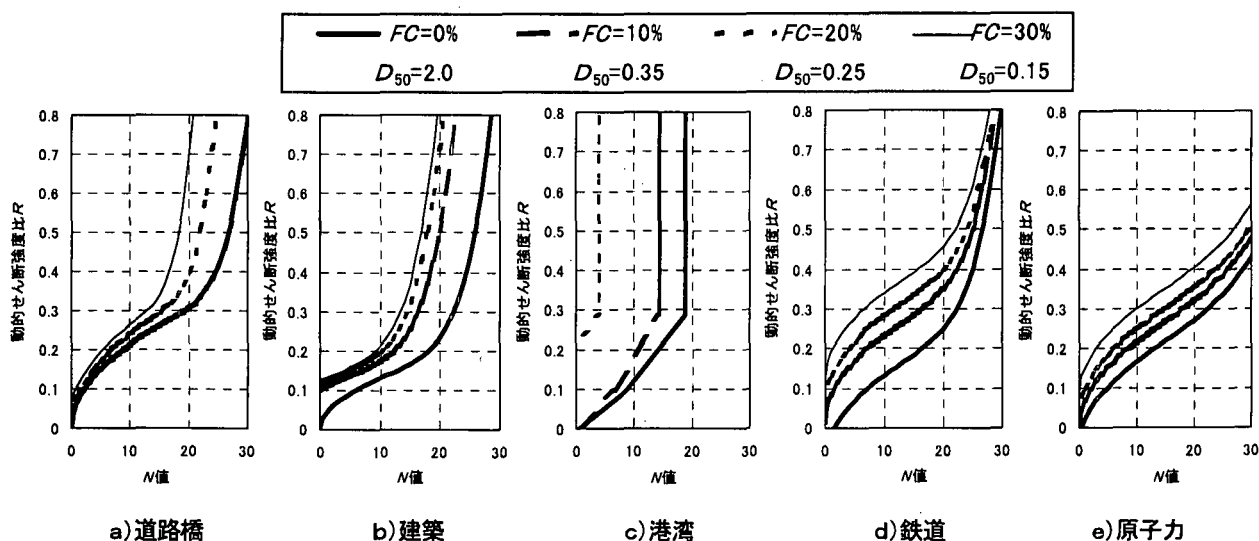


図 2.22-4 N値と動的せん断強度比 R の関係(判定手法によって分類)

#### 2.2.2.4 地震時せん断強度比 $L$

兵庫県南部地震の経験を受けて、土木学会の提言に準拠したレベル2地震動を考慮した液状化判定が求められるようになり、レベル2地震動の地震外力を設定した基準・指針類の改訂が行われている。各種液状化判定法における地震外力の求め方は、付表 2.22-1~5 に示す通りである。地震時せん断強度比  $L$  (以下、 $L$  と称す) を算定する手法は、水平設計震度または水平設計加速度を用いる手法、地震応答解析結果を用いる手法、に大別される。「道路橋」および「建築」は前者に、「港湾」、「鉄道」および「原子力」は後者に分類される。ただし、「建築」では、より適切にせん断応力を求めたいときには地震応答解析を行っても良いとしており、「港湾」、「鉄道」では地震応答解析を行うのが困難な場合には、推定式を用いても良いとしている。

##### (1)「道路橋」

レベル2地震動を、①タイプI地震動(プレート境界型の大規模地震)、②タイプII地震動(内陸直下型地震)に分類している。なお、設計水平震度の標準値は、①タイプI地震動に対しては、大正12年の関東地震に際して東京周辺で生じた地盤上の加速度の推定値から設計水平震度を0.3~0.4、②タイプII地震動に対しては、1995年兵庫県南部地震により地盤上で実測された加速度記録から0.6~0.8を設定している((社)日本道路協会, 2002)。

##### (2)「建築」

付表 2.22-2 の式(3)からも明らかなように、地表面における設計水平加速度を用いて繰返しせん断応力比を算定する。設計水平加速度としては、液状化した地盤上での観測加速度の最大値より、①損傷限界検討用として150~200Gal、②終局限界検討用として350Galを推奨している((社)日本建築学会, 2001)。

##### (3)「港湾」

耐震強化岸壁等の重要施設についてレベル2地震動を設定する。なお、レベル2地震動を考慮する際の入力地震波形は以下のようにする。

- ①内陸直下型を対象：ポートアイランド基盤波形当等(GL-82)
- ②内陸直下型以外の場合：八戸波、大船渡波等

##### (4)「鉄道」

レベル2地震動の検討に用いる  $L$  は、液状化強度比の累積損傷度理論により補正を行う際に用いた地震時せん断応力比の最大値を用いる。

##### (5)「原子力」

付表 2.22-5 の図-1に従い、より詳細な地震応答解析を行う必要がある。



2.2.3 モデル地盤のレベル2地震動における各種液状化判定

2.2.3.1 モデル地盤を対象とした各種液状化判定の比較

(1)判定条件

各種液状化判定法の比較を行なうため表 2.2.3-1 に示すモデル地盤を設定した。モデル地盤は、地表面より砂質土層厚を 20m とし、地下水位を GL-1m とした。各種液状化判定条件のもと換算  $N$  値 ( $N_1$  値) を 10, 20, 30 と 3 種類設定し、さらにそれぞれ細粒分含有率  $FC$  を 10%, 20%, 30% とした全 9 モデルで比較検討する。

表 2.2.3-1 判定条件

判定手法		「道路橋」	「建築」	「港湾」	「鉄道」	「原子力」
地盤条件	対象土層	層厚20mの砂層(砂層の下位に層厚20mの粘土層を考慮)				
	地下水位	GL-1m				
	$\gamma_t$	18(kN/m <sup>3</sup> )				
	$N$ 値 <sup>1)</sup>	$N_1=170 \cdot N / (\sigma'_v + 70)$	$N_1=C_N \cdot N$ $C_N=(98 / \sigma'_z)^{0.5}$	$N_1=(N-0.019(\sigma'_v-65)) / (0.0041(\sigma'_v-65)+1.0)$	$N_1=2.5 \cdot N / (\sigma'_v / 100 + 1.5)$	$N_1=2.5 \cdot N / (1.5 + \sigma'_v)$
	$FC$ (%)	(10%, 20%, 30%)	(10%, 20%, 30%)	(10%, 20%, 30%)	(10%, 20%, 30%)	-
	$D_{50}$ (mm)	-	-	-	(0.35, 0.25, 0.15)	(0.35, 0.25, 0.15)
地震外力	$I_p$	-	-	$FC=20\%$ のとき20% $FC=30\%$ のとき30%	-	-
		タイプⅠ $k_{hc}=0.40$ (Ⅲ種地盤) タイプⅡ $k_{hc}=0.60$ (Ⅲ種地盤)	地表面加速度 =350Gal ( $M=7.5$ )	ポर्टアイランド基礎入射波 形 (PI-79NS Base) 解放基礎570Gal	スペクトルⅠ 409.5Gal (G5地盤) スペクトルⅡ 691.9Gal (G5地盤)	設計地表面加速度=500Gal サイトごとの模擬地震動 (解放基礎360~600Gal)
地震応答解析	$G_0$	-	-	$\rho \cdot V_s^2$	-	-
	$G, h \sim \gamma$	-	-	基準に準拠	-	-
	$V_s$	-	-	$V_s=80N^{1/3}$	-	-

注1) 有効上載圧  $\sigma'_v$  の単位は  $kN/m^2$  としている。

(2)液状化判定に用いる  $N$  値の深度分布

各判定手法の  $N$  値と  $N_1$  値の関係式を以下の式(1)~(4)に示す。また、 $N_1$  値=10, 20, 30 のときに式(1)~(4)で得られる  $N$  値の深度分布図を図 2.2.3-1 に示す。

「道路橋」  $N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (1)$

「建築」  $N_1 = (98 / \sigma'_z)^{0.5} \cdot N \dots\dots\dots (2)$

「港湾」  $(N)_{GS} = \{N - 0.019(\sigma'_v - 65)\} / \{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1\} \dots\dots\dots (3)$

「鉄道」・「原子力」  $N_1 = 2.5 \cdot N / (\sigma'_v / 100 + 1.5) \dots\dots\dots (4)$

ここで、 $N_1$  : 換算  $N$  値,  $N$  :  $N$  値,  $\sigma'_v$  : 有効上載圧 ( $kN/m^2$ ),  $(N)_{GS}$  : 等価  $N$  値

—○— 道路橋示方書(N) —△— 建築基礎(N) —◇— 港湾(N) —□— 鉄道(N) —×— 原子力(N)

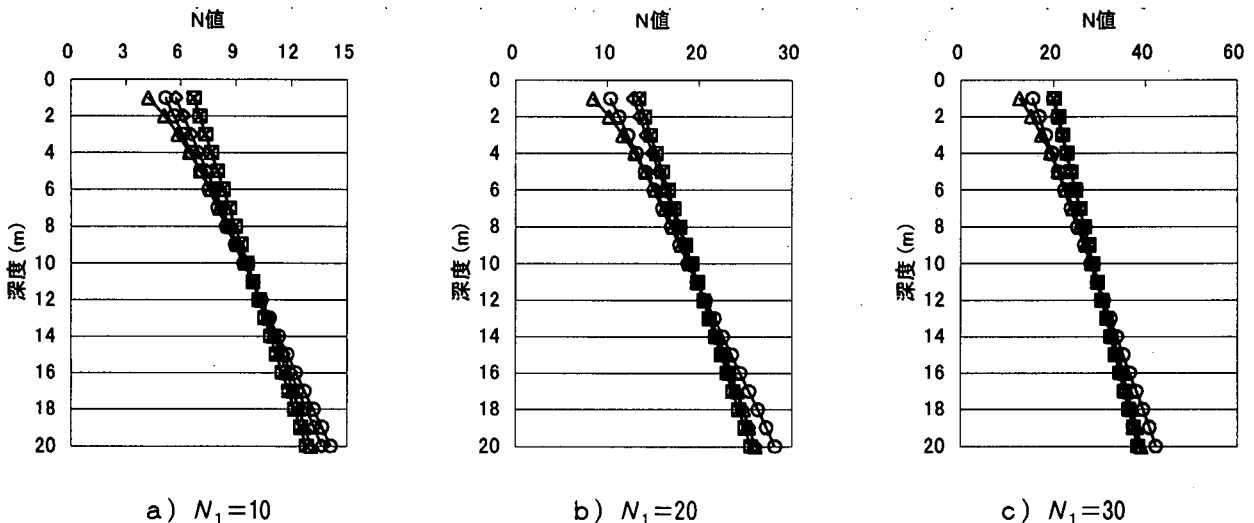


図 2.2.3-1  $N_1$  値と深度の関係

図 2.2.3-1 より、各判定手法の  $N$  値の深度分布は、 $N_1$  値に関わらず  $N$  値の大小関係は同様の傾向を示している。また、深度 10m 以浅では「鉄道」、「原子力」の  $N$  値が、深度 10m 以深では「道路橋」の  $N$  値が最も大きく算定される結果となっている。大小関係は深度 10m 以浅では「建築」>「道路橋」>「港湾」>「鉄道」=「原子力」、10m 以深では「鉄道」=「原子力」>「建築」>「港湾」>「道路橋」となる。

図 2.2.3-2 に、細粒分含有率  $FC$  等による  $N$  値の増分補正量  $N_a$  値 -  $N_1$  値（ただし、「港湾」に関しては  $N_{GS}$  補正値 -  $N_{GS}$  値）の関係を示す。図 2.2.3-2 によると、「道路橋」、「建築」は、 $FC$  が増えるに従い  $N_a$  値増分も増加する傾向にある。なお、「道路橋」は  $N_1$  値の違いにより同じ  $FC$  でも増分補正量が異なっている。

一方、「港湾」は  $FC < 15\%$  では  $FC$  の増加と共に補正量は増加するが  $FC \geq 15\%$  となる補正量は頭打ちとなる。しかし、付表 2.2.2-3 に記したように、「港湾」では、 $FC \geq 15\%$  では塑性指数  $I_p$  を考慮しなければならない。そこで、 $FC \geq 15\%$  では便宜的に塑性指数  $I_p = FC$  と仮定して計算した結果を示した。その結果、「港湾」は  $N_{GS}$  値の違いに関わらず、増分補正量にほとんど差異は見られない。

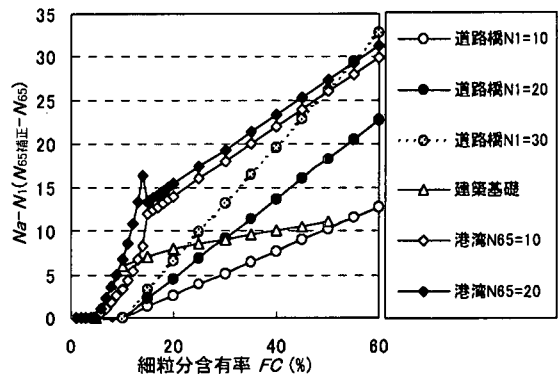


図 2.2.3-2  $FC$  と  $N_a$  値 -  $N_1$  値および  $FC$  と  $N_{GS}$  補正値 -  $N_{GS}$  値の関係

### (3) モデル地盤を対象とした各種液状化判定

図 2.2.3-3 に各種液状化判定において、モデル地盤で液状化判定対象外土層となる深度分布を示す。ここでいう判定対象外土層とは、判定計算を行う前に液状化しないと判定される土層である。主要要因として地盤の物理特性により換算  $N$  値 ( $N_1$  値) が増大し、評価対象とする  $N$  値もしくは動的せん断強度比  $R$  が設定範囲を超えることによる。なお、今回設定したモデル地盤で、判定対象外土層として該当する液状化判定法は「建築」と「港湾」である。「建築」では、換算  $N$  値が 20 程度で動的せん断強度比  $R$  が急増し、25 以上の換算  $N$  値で判定外となる。また、「港湾」では  $FC \geq 5\%$  で換算される  $N$  値に補正係数を乗じることにより、判定外の等価  $N$  値 (30 以上) となるケースである。

① 道路橋・I ② 道路橋・II ③ 建築基礎 ④ 港湾 ⑤ 鉄道・I ⑥ 鉄道・II ⑦ 原子力

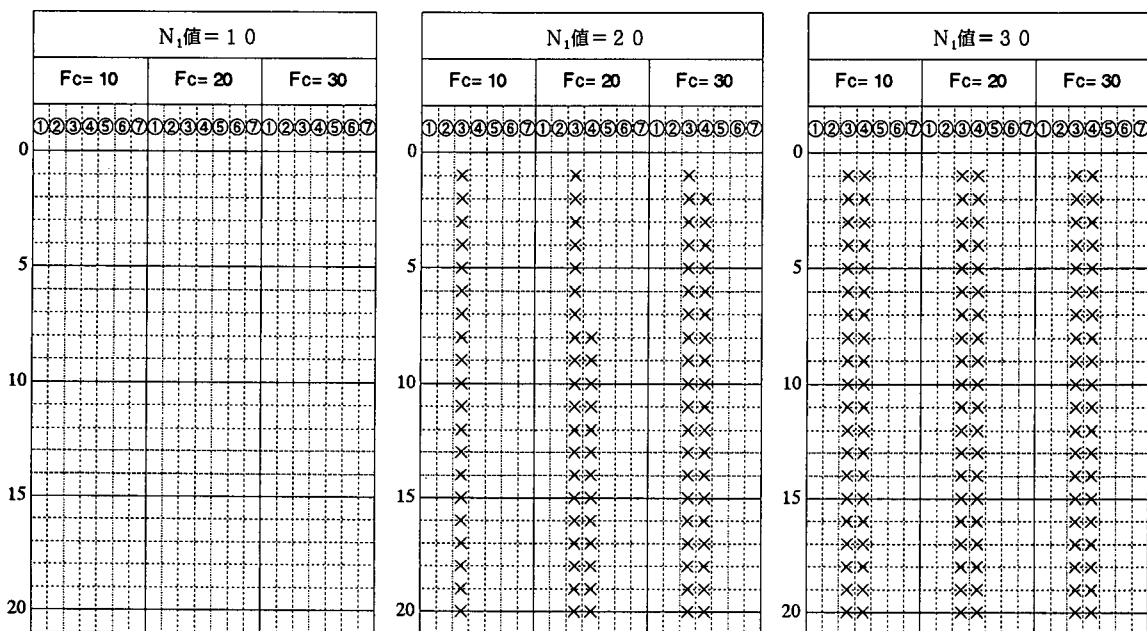


図 2.2.3-3 液状化判定対象外土層

図 2.2.3-4 に各種液状化判定法による動的せん断強度比  $R$  を示す。なお、「港湾」は限界  $N$  値法を採用していることからここでは示していない。

「道路橋」、「建築」および「原子力」における  $R$  は、 $FC$ 、 $N_1$  値が一定であれば深度によらず一定値となる。一方、「鉄道」における  $R$  は、付表 2.2.2-4 の式(4)からも明らかのように  $N_1$  値だけでなく、別途に有効上載圧  $\sigma_v'$  が考慮されているため、深度によって  $R$  が変化している。

○—道路橋・I    ●—道路橋・II    △—建築基礎    □—鉄道・I    ■—鉄道・II    ×—原子力

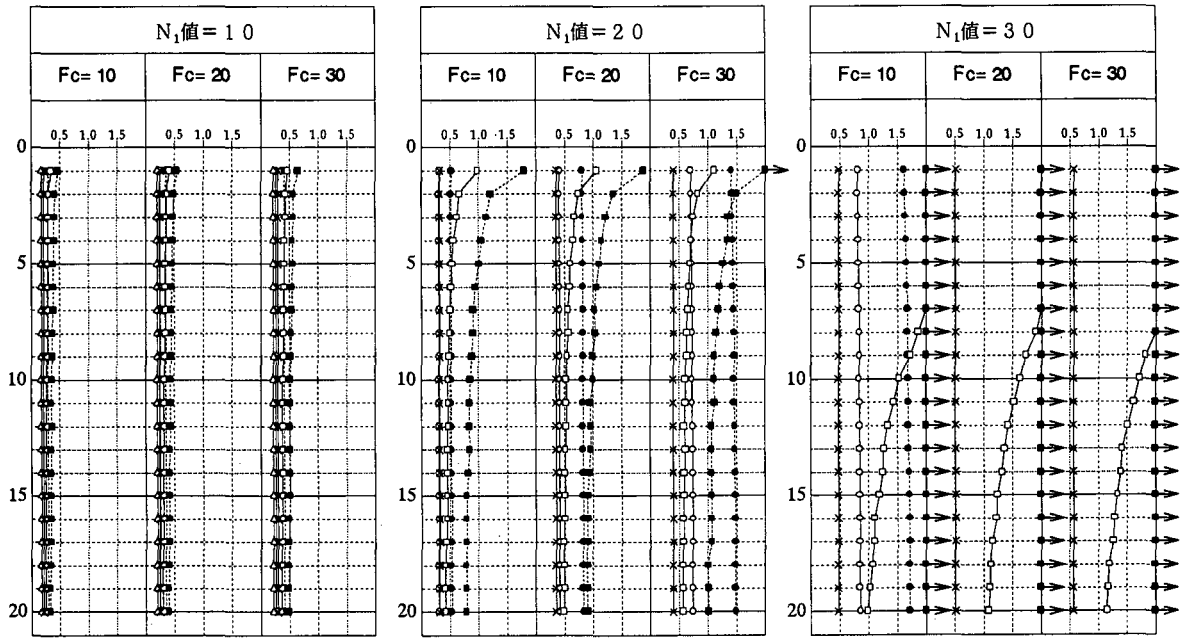


図 2.2.3-4 動的せん断強度比  $R$  の深度分布

図 2.2.3-5 に地震時せん断応力比  $L$  を示す。なお、「港湾」は限界  $N$  値法により判定するためここでは示していない。図 2.2.3-5 によると、各手法ともに深度が 5m 以浅で深度と共に急増しているがそれ以深では漸増もしくは、深度と共に  $L$  が小さくなるものもある。なお、各判定法とも、 $N_1$  値や  $FC$  によって地震時の発生せん断応力比  $L$  は変わらない。

図 2.2.3-6 に液状化に対する抵抗率  $F_L$  (以下、 $F_L$  と称す) を示す。なお、「港湾」は限界  $N$  値法によって判定を行うため、付表 2.2.2-3 の図 3 に示す液状化する可能性が大きい範囲 II と液状化しない可能性が大きい範囲 III の境界を、 $F_L=1$  として示している。各種液状化判定法による  $F_L$  の大小関係は深度や  $FC$  により入れ替わるものもあるが、 $N_1$  値=10、 $FC=10\%$ 、深度 10m で「道路橋」<「鉄道」<「建築」<「原子力」の順となっている。

図 2.2.3-7 に深度 5m、10m、15m 位置で  $FC$  別に  $N_1$  値の増加に伴う  $F_L$  値の変動傾向の関係を示す。なお、「港湾」による判定結果は、範囲 I を  $F_L$  値=0.25、範囲 II を  $F_L$  値=0.75、範囲 III を  $F_L$  値=1.25、範囲 IV を  $F_L$  値=1.75 として便宜的に表示している。図によると、 $FC=10$ 、20% の条件で  $N_1=10$ 、20 のときに、深度に関わらず「原子力」の  $F_L$  値が最も大きい値を示しているものの、 $N_1=30$  では逆に最も小さくなり  $N_1$  値の増加による  $R$  の増分が小さいことが示唆できる。「道路橋」、「建築」および「鉄道」は、深度・ $FC$  に関わらず  $N_1$  値 20 以上（「建築」は  $N_1$  値 20 以上で判定対象外土層となっている。）で  $F_L$  値が急増する傾向にある。これらの傾向は、図 2.2.2-3、図 2.2.2-4 から明らかのように、動的せん断強度比  $R$  の急増する判定法によるものである。そのため、 $N_1$  値 20 以上で「道路橋」、「建築」および「鉄道」は、 $N_1$  値の僅かな相違で  $F_L$  値が大きく異なる可能性が示唆されることから液状化判定結果の判断に十分な留意が必要である。

○—道路橋・I    ●—道路橋・II    △—建築基礎  
□—鉄道・I    ■—鉄道・II    ×—原子力

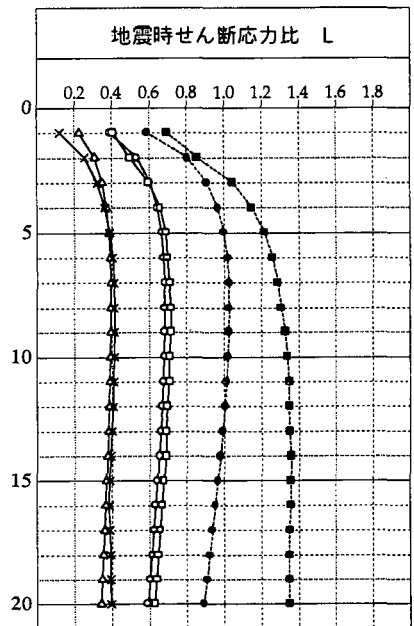


図 2.2.3-5 地震時せん断応力比  $L$  の深度分布

—○— 道路橋・I    -●- 道路橋・II    -○- 建築基礎    ◇ 港湾    -□- 鉄道・I    -■- 鉄道・II    -×- 原子力

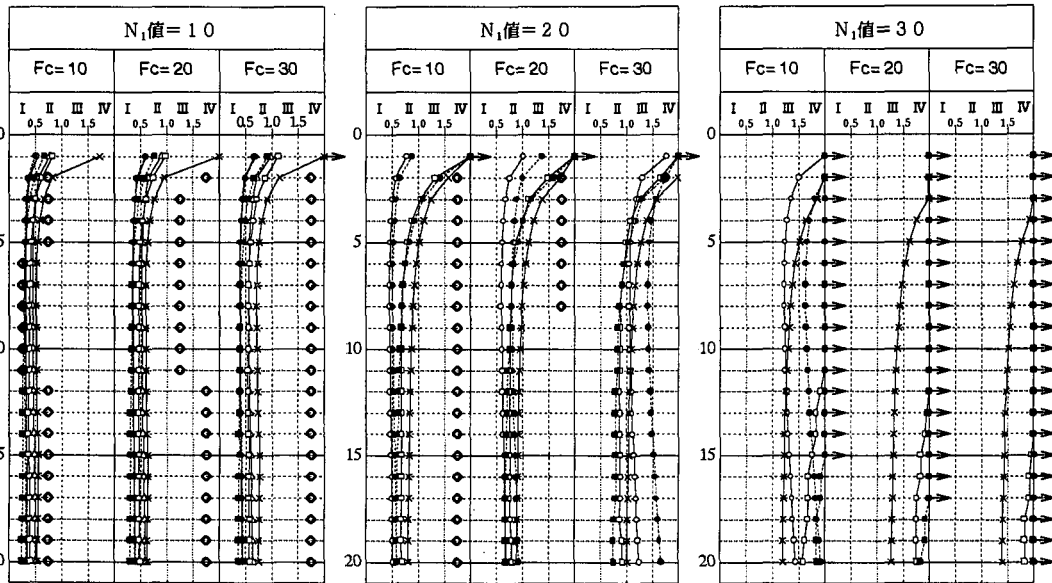


図 2.2.3-6 液状化に対する低効率  $F_L$  の深度分布

—○— 道路橋・I    -●- 道路橋・II    -○- 建築基礎    ◇ 港湾    -□- 鉄道・I    -■- 鉄道・II    -×- 原子力

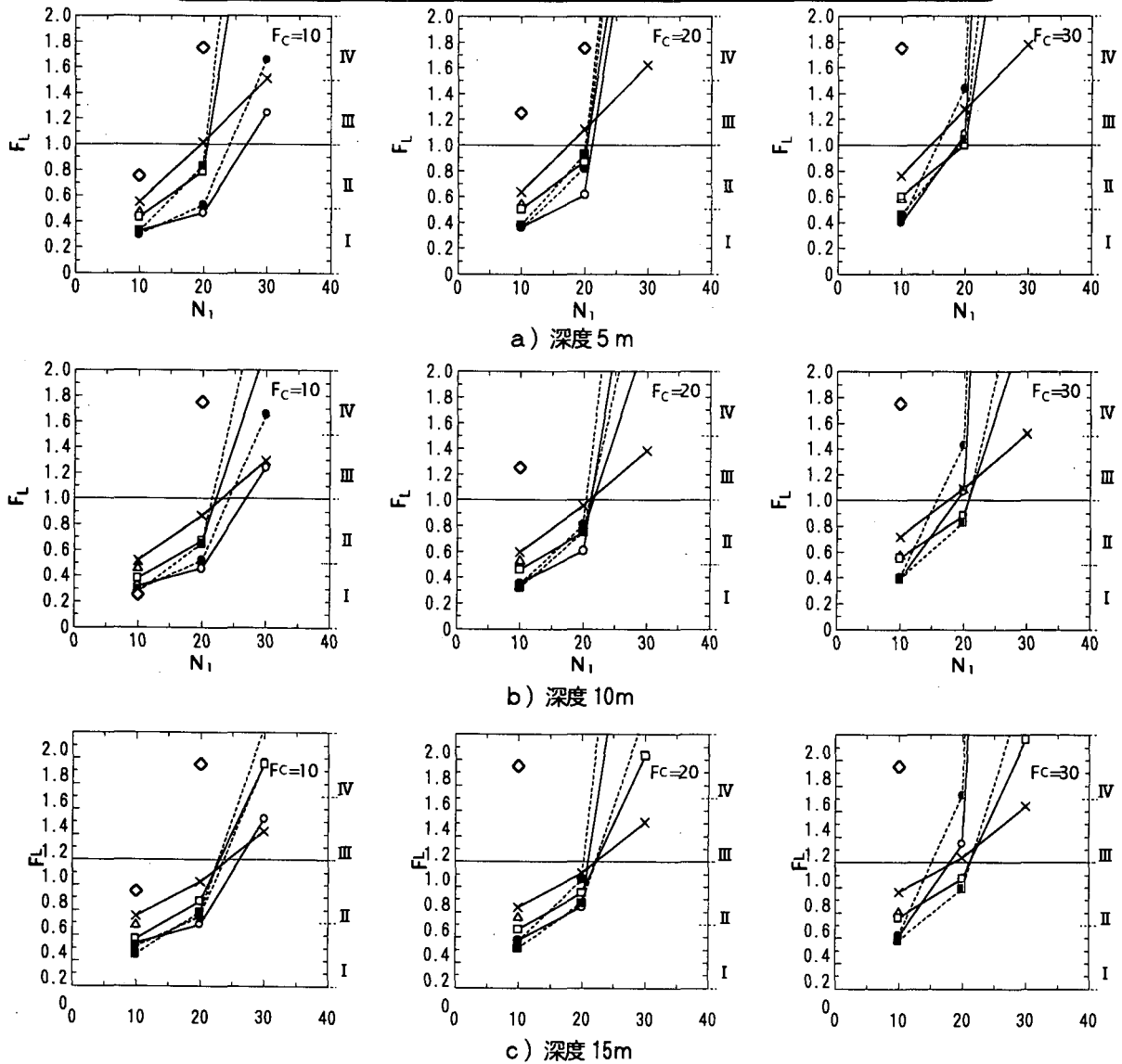


図 2.2.3-7  $N_1$  値と  $F_L$  値の関係

図 2.2.3-8 に深度 5m, 10m, 15m 位置で  $N_1$  値別に  $F_C$  の増加に伴う  $F_L$  値の変動関係を示す。いずれの液状化判定法も  $F_C$  の増加に伴い  $F_L$  値は増加している。その増加傾向は「港湾」を除き  $N_1$  値が大きくなるほど  $F_L$  値の増加も大きくなっている。「鉄道」では深度に伴い  $F_L$  値の変化が顕著であるものの、他の判定法では  $N_1$  値が同じであれば深度の違いによる  $F_L$  値の変動は小さいことがわかる。なお、 $F_C$  の増加に伴う  $F_L$  値の変動が小さいのは「原子力」である。

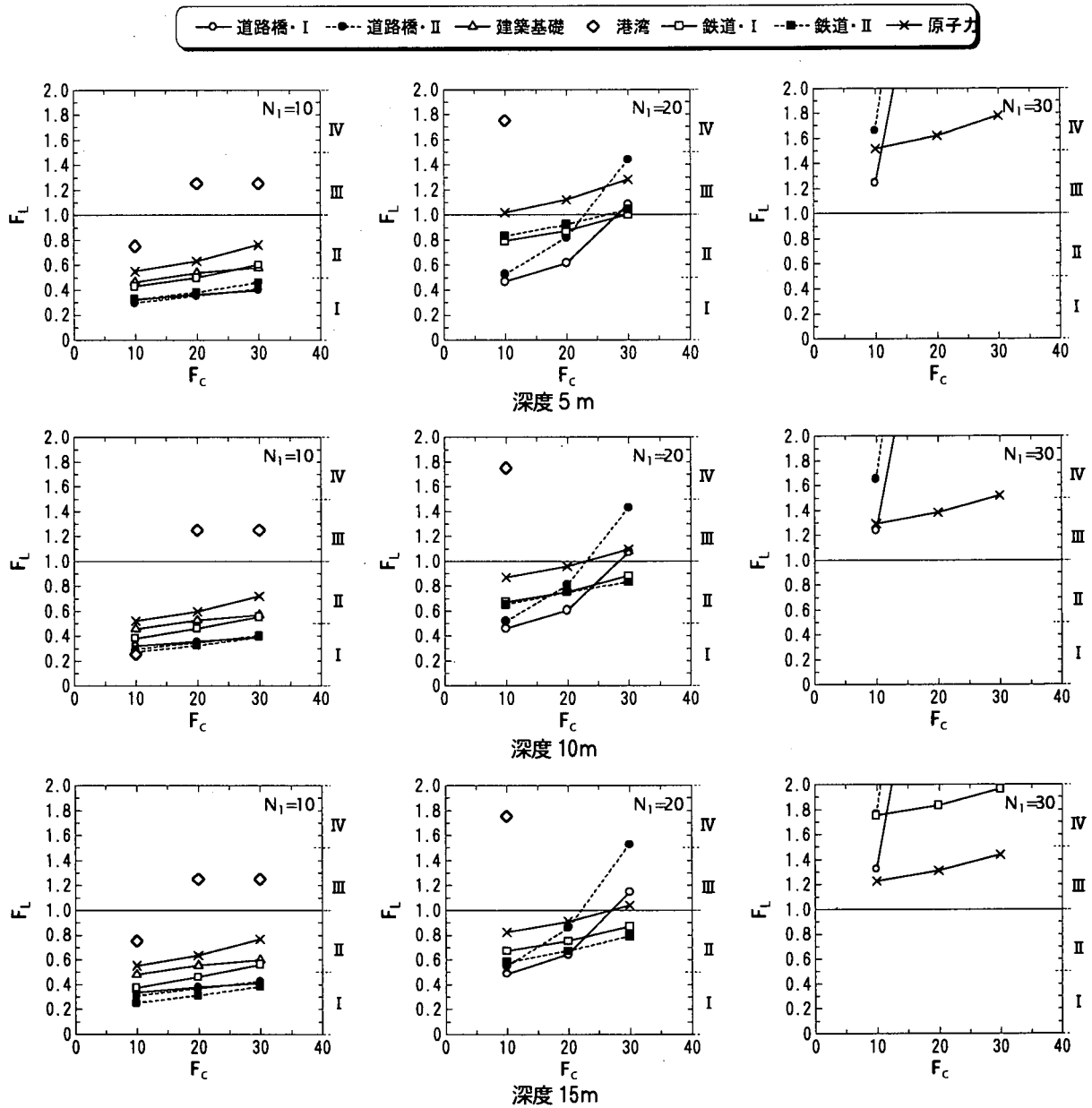


図 2.2.3-8  $F_C$  と  $F_L$  値の関係

#### (4) 土質定数の低減

図 2.2.3-9 に「道路橋」、「建築」および「鉄道」低減係数(「道路橋」・「鉄道」は  $D_E$ 、「建築」は  $\alpha$  および  $\beta$  ( $\alpha = \beta$ ))を示す。図 2.2.3-9 によると、同じ地盤モデルを用いても土質定数を低減する必要のある土層、すなわち低減定数が 1.0 以下を示す土層は各判定法で異なっている。また、低減係数値についても  $F_L$  値のみで決定されるものではなく、各種判定法によって他の要因により大きさを設定している。例えば「道路橋」では、 $F_L$  値と動的せん断強度比  $R$  および深度を、「建築」では、 $N_1$  値および深度を、「鉄道」では、 $F_L$  値および深度を用いて低減係数を求めている。

いずれの判定法においても、 $N_1$  値=30 では低減係数は 1.0 つまり低減する必要は無いとの結果は共通している。一方、深度方向について低減係数を見ると、同じ  $N_1$  値の場合でも深度により低減係数が異なっている。「建築」は、 $N_1$  値=10 の時のみで低減係数が設定され  $F_C$  が大きくなると低減係数も大きく変化する。「鉄道」は、 $N_1$  値=10, 20 で低減係数が 1.0 以下を示す層が存在し、他の手法に比して低減係数が小さい傾向にある。なお、「港湾」の場合には低減係数の設定は無く、液状化判定結果により液状化すると判断された場合には全層低減係数 0.0 とした設計となる。しかし、ここで留意しなければならないことは、「道路橋」のように土圧計算を行う場合の地盤反力係数として考える地盤バネとしての設

計計算する場合と、「建築」や「鉄道」の様に応答変位法に用いる地盤バネとして設計する場合には、その大小の意味合いが異なることである。

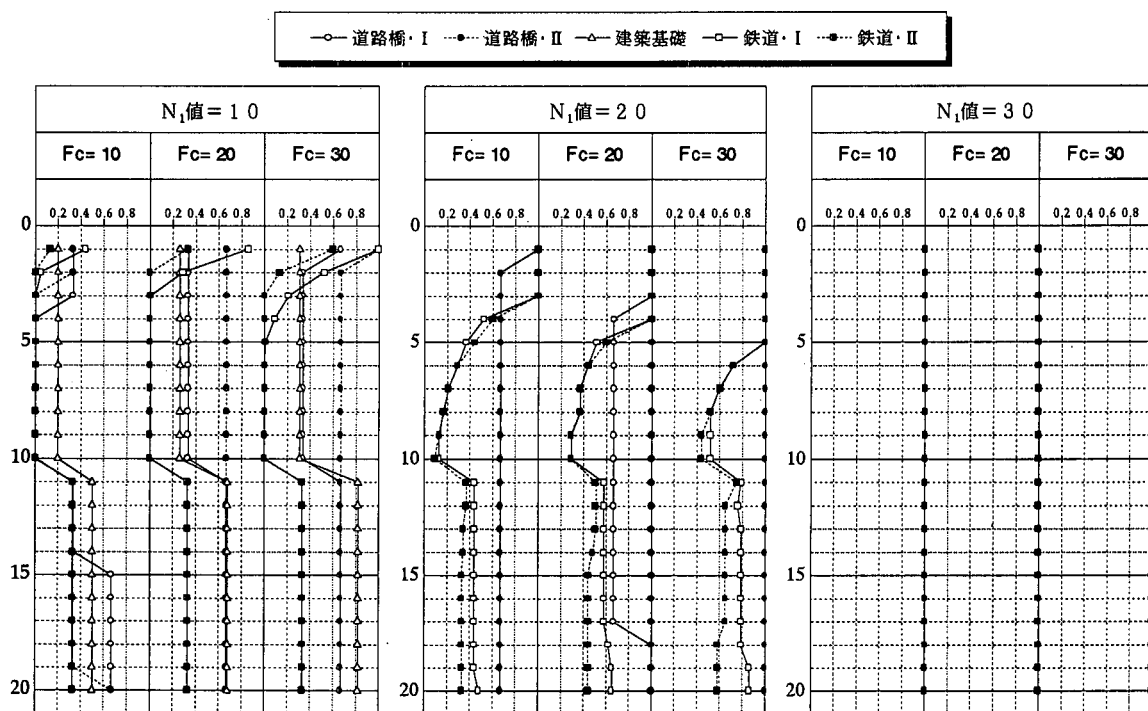


図 2.2.3-9 土質定数の低減係数の深度分布

## 2.2.4 まとめ

現状の液状化判定法として、レベル2地震動を考慮して液状化判定を行う代表的な手法の比較検討を行った。比較検討したレベル2地震動による液状化判定法は、それぞれの施設の既往の液状化被害程度や施設が立地する地盤の特性、さらに施設の重要性・耐震性能の考え方等の相違により、異なった判定結果となることを明らかにすることができた。ここでは、これらの各種液状化判定法について留意点やモデル地盤を用いた結果についてまとめる。

### (1) 液状化判定方法の留意点

「道路橋」、「建築」、「港湾」、「鉄道」では、 $N$  値が 15~25 付近を境に動的せん断強度比  $R$  が急増する。そのため、急増する付近以上の範囲では  $N$  値の僅かな増減で動的せん断強度比  $R$  の変動が大きくなる可能性がある。しかし、この密な砂質土における動的せん断強度比  $R$  はいずれの判定手法でも照査データが少ないことにより精度が低いことが挙げられ、液状化判定を行う上では留意が必要である。

### (2) モデル地盤における $F_L$ 値の判定結果

各種液状化判定手法に用いる地震時せん断応力比  $L$  の大きさは大きく異なっていて、一番大きく設定される「鉄道」と一番小さく設定する「原子力」では 3 倍以上の差が生じている。この差を受け同じ  $N_1$  値、 $FC$  および同深度での  $F_L$  値も判定手法による差が生じている。このため、同じ地盤モデルを設定した場合でも、液状化する可能性が高いと判定される液状化判定手法もあれば、液状化する可能性が低いと判定されるものもあり、横並びとして比較してみると液状化判定には一様では無いことが伺える。また、「道路橋」、「建築」、「港湾」および「鉄道」による  $F_L$  値は、 $N_1$  値が大きくなるに従い  $FC$  値の影響を大きく受ける一方、「原子力」による  $F_L$  値は、他の手法に比して  $FC$  には依存しないことも特徴となっている。

### (3) 設計段階の取り扱い

土質定数の低減については、各手法間で低減係数に相違が見られるが、土圧計算を行う場合の地盤反力係数として考える地盤バネとしての設計計算する場合と、応答変位法に用いる地盤バネとして設計する場合には、その地盤定数の大小の意味合いが異なることにも配慮が必要である。

## 【参考文献】

日本道路協会：道路橋示法書・同解説，V，耐震設計編，2002。

- 日本道路協会：道路橋示法書・同解説，V，耐震設計編，1990.
- 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.
- 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.
- 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，467.p，1999.
- 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針，1987.
- 松尾修，東拓生：液状化の判定法，土木技術資料，Vol.39，No.2，1997.
- 森伸一郎，境野典夫，沼田淳紀，長谷川昌弘：埋立地液状化で生じた噴砂の諸特性，土と基礎，Vol.39，No.2，1991.
- 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.
- 安田進：講座「基礎設計における基準の背景と使い方」，土と基礎，Vol.40，No.1，p.74，1992.
- 国生剛治，吉田保夫，長崎清：密な砂地盤のN値による液状化判定法，第19回土質工学研究発表会，p.561，1984.

付表 2.2.2-1 液状化判定手法一覧表

基準・指針名称	道路標示法書・同解説 (V 耐震設計編) 2002.3																																				
液状化判定を行う必要がある土層	<p>沖積層の砂質土層で以下の3つの条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行う。</p> <p>①地下水位が現地地盤面から10m以内にあり、かつ、現地地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層                  ②細粒分含有率 <math>FC</math> が35%以下の土層、又は、<math>FC</math> が35%を超えても塑性指数 <math>I_p</math> が15以下の土層                  ③平均粒径 <math>D_{50}</math> が10mm以下で、かつ、10%粒径 <math>D_{10}</math> が1mm以下である土層</p>																																				
液状化の判定方法	<p>液状化に対する抵抗率 <math>F_L</math> を以下の式(1)により求め、この値が1.0以下の土層については液状化の可能性のあるものとする。</p> $F_L = R / L \quad \dots \dots \dots (1)$ <p>ここで、<math>F_L</math> : 液状化に対する抵抗率、<math>R</math> : 動的せん断強度比、<math>L</math> : 地震時せん断強度比</p>																																				
液状化強度の求め方	<p>動的せん断強度比 <math>R</math> は、以下の式(2)により求める。</p> $R = c_w R_L \quad \dots \dots \dots (2)$ <p>ここで、<math>c_w</math> : 地震動特性による補正係数 (表-1参照) で、タイプI (プレート境界型の大規模な地震)、タイプII (内陸直下型地震) を考慮、<math>R_L</math> : 繰返し三軸強度比</p> <p>繰返し三軸強度比 <math>R_L</math> は、以下の式(3)により求める。</p> $R_L = \begin{cases} 0.0882 (N_d / 1.7)^{0.5} & (N_d < 14) \\ 0.0882 (N_d / 1.7)^{0.5} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_d - 14)^{0.5} & (14 \leq N_d) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (3)$ <p>ただし、(砂質土の場合)</p> $N_d = c_1 N_1 + c_2$ $N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_v + 70)$ $c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$ <p>(礫質土の場合)</p> $N_d = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2)\} \cdot N_1$ <p>ここで、<math>N_d</math> : 粒度の影響を考慮した補正 <math>N</math> 値、<math>N_1</math> : 有効上載圧 <math>100 \text{ kN/m}^2</math> 相当に換算した <math>N</math> 値、<math>c_1</math>、<math>c_2</math> : 細粒分含有率による <math>N</math> 値の補正係数、<math>\sigma'_v</math> : 有効上載圧 (<math>\text{kN/m}^2</math>)、<math>FC</math> : 細粒分含有率、<math>D_{50}</math> : 平均粒径 (<math>\text{mm}</math>)</p>																																				
地震外力の求め方	<p>地震外力 <math>L</math> は、以下の式(4)により求める。</p> $L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \dots \dots \dots (4)$ <p>ここで、<math>\gamma_d</math> : 地震時せん断耐力比の深さ方向の低減係数 (<math>= 1 - 0.015z</math>)、<math>k_{hg}</math> : 液状化判定用設計水平震度、<math>\sigma_v</math> : 全上載圧 (<math>\text{kN/m}^2</math>)、<math>\sigma'_v</math> : 有効上載圧 (<math>\text{kN/m}^2</math>)</p> <p>液状化判定用設計水平震度 <math>k_{hg}</math> は、タイプI、タイプIIを想定し、以下の式(5)により求める。</p> $k_{hg} = c_s \cdot k_{hg0} \quad \dots \dots \dots (5)$ <p>ここで、<math>c_s</math> : 地域別補正係数 (地域によって、1.0、0.85、0.7から選定する)、<math>k_{hg0}</math> : 液状化判定用設計水平震度の基準値で、タイプI : 0.30 (I種)、0.35 (II種)、0.40 (III種)、タイプII : 0.80 (I種)、0.70 (II種)、0.60 (III種) とする。</p>																																				
構造物への影響の評価	<p>①土質定数の低減</p> <p>液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数 (ここでは、地盤の変形係数 <math>E_0</math>、横方向地盤反力係数 <math>k_H</math>、および地盤反力度の上限值 <math>P_U</math> を指す) は、液状化に対する抵抗率 <math>F_L</math> の値に応じて表-2に示す低減係数 <math>D_E</math> を乗じて算出する。</p> <p>ただし、震度法による基礎の設計においては、算出された <math>F_L</math> の値に対して1ランク高い <math>F_L</math> の範囲に対応する <math>D_E</math> を用いる。なお、<math>2/3 &lt; F_L \leq 1</math> の場合は <math>D_E = 1</math> とする。</p> <p>②地盤の流動化</p> <p>地盤の流動化の影響は、図-1に示すように、非液状化層については受動土圧 <math>q_{NL}</math>、液状下層については流動土圧 <math>q_L</math> を基礎に作用させて検討する。なお、水際線からの距離による補正は、受動土圧、流動土圧ともに表-3に示す補正係数を用いて行う。また、受動土圧の補正は、液状化指数 <math>P_L</math> の値によって表-4に示す補正係数を用いて行う。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="400 1747 847 2038"> <p style="text-align: center;">図-1 流動力の算定モデル</p> </div> <div data-bbox="954 1456 1370 1635"> <p>表-2 土質定数の低減定数 <math>D_E</math></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"><math>F_L</math> の範囲</th> <th colspan="2">地盤面からの深さ <math>X</math> (m)</th> </tr> <tr> <th><math>R \leq 0.3</math></th> <th><math>0.3 &lt; R</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2"><math>F_L \leq 1/3</math></td> <td><math>0 \leq X \leq 10</math></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>10 &lt; X \leq 20</math></td> <td>1/3</td> </tr> <tr> <td rowspan="2"><math>1/3 &lt; F_L \leq 2/3</math></td> <td><math>0 &lt; X \leq 10</math></td> <td>1/3</td> </tr> <tr> <td><math>10 &lt; X \leq 20</math></td> <td>2/3</td> </tr> <tr> <td rowspan="2"><math>2/3 &lt; F_L \leq 1.0</math></td> <td><math>0 &lt; X \leq 10</math></td> <td>2/3</td> </tr> <tr> <td><math>10 &lt; X \leq 20</math></td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div data-bbox="1016 1724 1309 1859"> <p>表-3 水際線からの距離による補正係数</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>水際線からの距離 <math>S</math> (m)</th> <th>補正係数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>S \leq 50</math></td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td><math>50 &lt; S \leq 100</math></td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td><math>100 &lt; S</math></td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="1047 1881 1278 2004"> <p>表-4 受動土圧の補正係数</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>液状化指数 <math>P_L</math></th> <th>補正係数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>P_L \leq 5</math></td> <td>0</td> </tr> <tr> <td><math>5 &lt; P_L \leq 20</math></td> <td><math>(0.2P_L - 1) / 3</math></td> </tr> <tr> <td><math>20 &lt; P_L</math></td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table> </div> </div>	$F_L$ の範囲	地盤面からの深さ $X$ (m)		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$	$F_L \leq 1/3$	$0 \leq X \leq 10$	0	$10 < X \leq 20$	1/3	$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 < X \leq 10$	1/3	$10 < X \leq 20$	2/3	$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 < X \leq 10$	2/3	$10 < X \leq 20$	1	水際線からの距離 $S$ (m)	補正係数	$S \leq 50$	1.0	$50 < S \leq 100$	0.5	$100 < S$	0	液状化指数 $P_L$	補正係数	$P_L \leq 5$	0	$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1) / 3$	$20 < P_L$	1
$F_L$ の範囲	地盤面からの深さ $X$ (m)																																				
	$R \leq 0.3$	$0.3 < R$																																			
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq X \leq 10$	0																																			
	$10 < X \leq 20$	1/3																																			
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 < X \leq 10$	1/3																																			
	$10 < X \leq 20$	2/3																																			
$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 < X \leq 10$	2/3																																			
	$10 < X \leq 20$	1																																			
水際線からの距離 $S$ (m)	補正係数																																				
$S \leq 50$	1.0																																				
$50 < S \leq 100$	0.5																																				
$100 < S$	0																																				
液状化指数 $P_L$	補正係数																																				
$P_L \leq 5$	0																																				
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1) / 3$																																				
$20 < P_L$	1																																				



付表 2.2.2-2 液状化判定手法一覧表

<p>基準・指針名称</p>	<p>建築基礎構造設計指針 日本建築学会 2001.10 改定</p>
<p>液状化判定を行う必要がある土層</p>	<p>液状化の判定を行う飽和土層は、一般に地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒土含有率が 35% 以下の土とする。ただし、埋立地盤など人口造成盤では、細粒土含有率が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分含有率が 10% 以下、または塑性指数が 15% 以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫は液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。</p>
<p>液状化の判定方法</p>	<p>液状化発生に対する安全率 <math>F_L</math> を以下の式 (1) により求め、この値が 1.0 以下の土層については液状化の可能性のあるものとする。</p> $F_L = (\tau_1 / \sigma'_z) / (\tau_d / \sigma'_z) \quad \dots \dots \dots (1)$ <p>ここで、<math>\tau_1 / \sigma'_z</math> : 飽和土層の液状化抵抗比 (液状化強度)、<math>\tau_d / \sigma'_z</math> : 地盤内の各深さに発生する等価な繰り返しせん断応力比 (地震外力)</p>
<p>液状化強度の求め方</p>	<p>液状化抵抗比 (<math>\tau_1 / \sigma'_z</math>) は、図-1 中の限界せん断ひずみ曲線 5% を用いて、以下の式 (2) により求められる補正 N 値 (<math>N_a</math>) に対応する値を読み取る。</p> $N_a = N_1 + \Delta N_f \quad \dots \dots \dots (2)$ <p>ただし、<math>N_1 = C_N \cdot N</math>  <math>C_N = (98 / \sigma'_z)^{1.5}</math></p> <p>ここで、<math>N_1</math> : 換算 N 値、<math>\Delta N_f</math> : 細粒土含有率 <math>F_C</math> に応じた補正 N 値増分 (図-2 参照)、<math>C_N</math> : 拘束圧に関する換算係数、<math>N</math> : 実測 N 値、<math>\sigma'_z</math> : 有効上載圧 (<math>\text{kN/m}^2</math>)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="338 672 754 1075"> </div> <div data-bbox="800 716 1355 1075"> </div> </div> <p>図-1 補正 N 値 (<math>N_a</math>) と飽和土層の液状化抵抗比 <math>\tau_1 / \sigma'_z</math> の関係</p> <p>図-2 細粒土含有率と補正 N 値増分 <math>\Delta N_f</math> の関係</p>
<p>地震外力の求め方</p>	<p>地震外力 (<math>\tau_d / \sigma'_z</math>) は、以下の式 (3) により求める。</p> $\tau_d / \sigma'_z = \gamma_n \cdot (\alpha_{max} / g) \cdot (\sigma_z / \sigma'_z) \cdot \gamma_d \quad \dots \dots \dots (3)$ <p>ただし、<math>\gamma_n = 0.1(M-1)</math>  <math>\gamma_d = 1 - 0.015z</math></p> <p>ここで、<math>\tau_d</math> : 水平面に生じる等価な一定繰り返しせん断応力振幅 (<math>\text{KPa}</math>)、<math>\gamma_n</math> : 等価の繰り返し回数に関する補正係数、<math>M</math> : マグニチュード、<math>\alpha_{max}</math> : 地表面における設計水平加速度、<math>g</math> : 重力加速度 (<math>980 \text{ cm/s}^2</math>)、<math>\sigma_z</math> : 全上載圧 (<math>\text{kN/m}^2</math>)、<math>\gamma_d</math> : 地盤が剛体でないことによる低減係数、<math>z</math> : 地表面からの検討深さ</p>
<p>構造物への影響の評価</p>	<p>①水平地盤反力係数の低減          液状化地盤における水平地盤反力 <math>k_h</math>、および塑性水平地盤反力 <math>p_y</math> は、式 (4)、(5) により低減させる。</p> $k_{hi} = \beta k_{h0} \gamma_r^{-0.5} \quad \dots \dots \dots (4)$ $p_{yi} = \alpha p_{y0} \quad \dots \dots \dots (5)$ <p>ここで、<math>\alpha</math> および <math>\beta</math> : 補正係数 (図-3 参照)、<math>k_{h0}</math> : 水平地盤反力係数、<math>\gamma_r</math> : 液状化を考慮した杭と地盤の相対変位、<math>p_{y0}</math> : 塑性地盤反力係数          なお、<math>\alpha</math> は、<math>\alpha = \beta</math> とする。</p> <p>②摩擦力の低減と浮力の考慮          建物側面、底面、杭周面の摩擦力は、液状化が生じた部分では基本的に 0 とする。また、液状化が発生しない場合でも、過剰間隙水圧の上昇が予測される場合は、その割合により、摩擦力を低減する。一方、地盤が液状化すると、見かけの比重が 1.9 程度以下の地中構造物や埋設物は自重だけでは浮力に抵抗できず浮き上がる可能性がある。このような事態が予測される場合には、浮き上がり対策を立てておく必要がある。</p> <p>③基礎根入れ部に働く土圧          基礎の剛性と地盤変位の大きさにより、主動土圧・受働動圧となる場合があるので、それらの効果を基礎の設計に考慮すべきである。</p> <div style="text-align: right;"> </div> <p>図-3 地盤反力係数の低減率</p>

付表 2.2.2-3 液状化判定手法一覧表

基準・指針名称	港湾施設の技術上の基準・同解説 (社)日本港湾協会 1999. 4															
液状化判定を行う必要がある土層	・地表面(海底下では海底面)から深さ 20m以浅に存在する緩く締まった飽和砂質土。 ※ただし、20m以深でもその層で液状化が発生した場合に構造物に重大な損傷が生じると判断される場合や、明らかに上部 20m以浅の土層と連続する層であると判断される場合には、これらの層も含めて液状化の予測・判定を行う。															
液状化の判定方法	原則として、次の2ステップで判定を行う。 ステップ1：粒度によって液状化する可能性のある土層を含む地盤かどうかの判定を行う。可能性がなければこのステップで終了。 ステップ2：対象土層の等価N値と等価加速度を用いて判定を行う。															
液状化強度の求め方	ステップ1 対象土層の粒径加積曲線が、図-1に示す「液状化の可能性あり」の範囲に入るか否かによって液状化の判定を行う。なお、図-1 a) は均等係数が大きい砂 ( $U_c = D_{60}/D_{10} \geq 3.5$ )、図-1 b) は均等係数が小さい砂 ( $U_c < 3.5$ ) を対象としている。ステップ1で「液状化の可能性あり」の範囲に含まれれば、ステップ2へ進む。 (粘土分別にまたがる場合)・・・繰り返し三軸試験を行うなど、適切な対応が必要。 (砂分別にまたがる場合)・・・透水係数が $3 \text{ cm/s}^2$ 以上であることを確認した場合には液状化しないと判定することができる。 <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="323 537 831 851"> <p>図-1 a) 液状化の可能性のある範囲 (<math>U_c \geq 3.5</math>)</p> </div> <div data-bbox="862 537 1370 851"> <p>図-1 b) 液状化の可能性のある範囲 (<math>U_c &lt; 3.5</math>)</p> </div> </div>															
	ステップ2 ①以下の式(1)により、対象土層の等価N値を求める。 $(N)_{eq} = \{N - 0.019(\sigma'_v - 65)\} / \{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1\} \dots (1)$ ここで、 $(N)_{eq}$ ：等価N値、 $N$ ：土層のN値、 $\sigma'_v$ ：有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ ) ②細粒分を多く含む場合のN値の補正 ケース1： $IP < 10$ 、又は $IP$ が得られていない場合、あるいは $5 \leq FC < 15\%$ 等価N値(補正後) $= (N)_{eq} / C_N$ とする。ここで、 $C_N$ は補正係数(図-2参照)である。得られた等価N値(補正後)と等価加速度から図-3を用いて判定する。 ケース2： $10 \leq IP < 20$ 、かつ、 $FC \geq 15\%$ 等価N値(補正後) $= \{N + \Delta N\}$ とする。ここで、 $\Delta N$ は、 $\Delta N = 8 + 0.4 \times (IP - 10)$ により求める。 得られた等価N値(補正後)と等価加速度から図-3を用いて判定する。 ただし、図-3のIIIおよびIVの範囲に含まれる場合は、以下の条件に従う。 i) $\{(N)_{eq} / 0.5\}$ がI~IIIの範囲にある場合：IIIと判定 ii) $\{(N)_{eq} / 0.5\}$ がIVの範囲にある場合：IVと判定 ケース3： $IP \geq 20$ 、かつ、 $FC \geq 15\%$ 等価N値(補正後) $= N + \Delta N$ 得られた等価N値(補正後)と等価加速度から図-3を用いて判定する。 <div style="text-align: center;"> <p>図-2 細粒分含有率に応じた等価N値の補正係数</p> </div>															
地震外力の求め方	地震応答計算によって求めた最大せん断応力を用いて、以下の式(2)により対象土層の等価加速度 $a_{eq}$ を求める。 $a_{eq} = 0.7 \times (\tau_{max} / \sigma'_z) \cdot g \dots (2)$ ここで、 $a_{eq}$ ：等価加速度 (gal)、 $\tau_{max}$ ：最大せん断応力 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $\sigma'_z$ ：有効上載圧(地震時の地盤高に基づいて計算) ( $\text{kN/m}^2$ )、 $g$ ：重力加速度 ( $980 \text{ cm/s}^2$ )															
液状化の判定	①対象土層の等価N値と等価加速度が、図-3に示すI~IVのどの範囲にあるかを判断する。 ②表-1によって液状化の予測・判定を行う。 <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="346 1758 816 1971"> <p>表-1 粒度とN値による液状化の予測・判定</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>図-3に示す範囲</th> <th>粘土とN値による液状化の予測</th> <th>粘土とN値による液状化の判定</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>液状化する</td> <td>液状化すると判定する。</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>液状化する可能性が大きい</td> <td>液状化すると判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>液状化しない可能性が大きい</td> <td>液状化しないと判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>液状化しない</td> <td>液状化しないと判定する。</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="916 1646 1316 2038"> <p>図-3 等価N値と等価加速度による土層の区分</p> </div> </div>	図-3に示す範囲	粘土とN値による液状化の予測	粘土とN値による液状化の判定	I	液状化する	液状化すると判定する。	II	液状化する可能性が大きい	液状化すると判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。	III	液状化しない可能性が大きい	液状化しないと判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。	IV	液状化しない	液状化しないと判定する。
図-3に示す範囲	粘土とN値による液状化の予測	粘土とN値による液状化の判定														
I	液状化する	液状化すると判定する。														
II	液状化する可能性が大きい	液状化すると判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。														
III	液状化しない可能性が大きい	液状化しないと判定するか、繰り返し三軸試験により判定する。														
IV	液状化しない	液状化しないと判定する。														
構造物への影響の評価	液状化判断されれば対策工の設計・施工の実施ということになるので、構造物への影響は評価されない。 耐震強化施設は、液状化対策などを考慮してレベル2地震動に対する変形等の照査を行う。															

付表 2.2.2-4 液状化判定手法一覧表

基準・指針名称	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 運輸省港湾局監修 鉄道総合技術研究所編 1999.10
液状化判定を行う必要がある土層	液状化の判定を行う必要のある土層は、次の全てに該当する範囲土層とする。 ①地下水位面が現地盤面から10m以内にある土層 ②現地盤面から20m以内の範囲にある土層 ③平均粒径 $D_{50}$ が10.0mm以下で、かつ10%粒径 $D_{10}$ が1mm以下の土層 ④細粒分含有率 $FC$ が35%以下の地盤、または $FC$ が35%を越えても粘土分含有率 $PC$ が15%以下の土層 ※上記の規定はあくまで目安であり、上記の適用範囲外の土層についても液状化する可能性があることに留意する必要がある。
液状化の判定方法	各検討深さにおいて以下の式(1)により求められる液状化抵抗率 ( $F_L$ ) が1.0以下の土層については液状化するものと判断する。 $F_L = R / L \quad \dots \dots \dots (1)$ ここで、 $F_L$ : 液状化抵抗率、 $R$ : 液状化強度比、 $L$ : 地震時最大せん断応力比 なお、液状化の範囲、程度については、深さ方向の分布および周辺地盤の状況などを考慮するため、以下の式(2)より求められる液状化指数 ( $P_L$ ) を用いることで判定の目安とする。 $P_L > 5$ の場合、液状化地盤と判断する。なお、 $P_L < 5$ の場合には液状化地盤としての考慮はせず、軟弱地盤として考える。 $P_L = \int_0^H (1 - F_L)(10 - 0.5z) dz \quad \dots \dots \dots (2)$ ただし、 $F_L > 1$ の土層および液状化の判定対象外の土層については $F_L = 1$ とする。 ここで、 $P_L$ : 液状化指数、 $z$ : 地表面からの深さ (m)、 $H$ : 判定する表層地盤の厚さ ( $H \leq 20$ m)
液状化強度の求め方	①軸ひずみ両振幅10~15%における動的せん断強度比へ繰り返し回数の関係、②地盤の応答解析結果から得られる深度毎の加速度波形を用い、累積損傷度理論を適用して補正を行い以下の式(3)を用いて求める。 $R = (1 + 2K_0) \cdot R_D / 3 \quad \dots \dots \dots (3)$ ここで、 $R_D$ : 累積損傷度理論を適用して補正した動的せん断強度比、 $K_0$ : 静止土圧係数 ただし、①の推定が困難な場合には、以下の式(4)より算定される値を繰り返し回数20回で軸ひずみ両振幅5%に至る動的せん断強度比として用い、式(5)より推定して良い。なお、式(4)は、施設研究ニュース2001年11月号No.135によって修正が加えられたため、ここでは修正後の式を示した。 $R = \begin{cases} a(N_1^{0.5} + (bN_1)^c) + h(N_1, \sigma'_v) + f(D_{50}, FC, \sigma'_v) & (D_r \geq 60\%) \\ 0.0882 [N / (\sigma'_v / 100 + 0.7)]^{0.5} + f(D_{50}, FC, \sigma'_v) & (D_r < 60\%) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (4)$ ただし、 $h(N_1, \sigma'_v) = 9.8 \times 10^{-4} (0.68 (\sigma'_v / 100 + 1.5) N_1 / (\sigma'_v / 100 + 0.7) - 9.433)^{1.1}$ $D_r = 36 [N / (\sigma'_v / 100 + 1.5)]^{0.37}$ $N_1 = 2.5 \cdot N / (\sigma'_v / 100 + 1.5)$ $f(D_{50}, FC, \sigma'_v) = \begin{cases} 0.0027 FC + 0.065 & (D_{50} < 0.075 \text{mm}) \\ 0.21 \log_{10} (0.20 / D_{50}) + 0.065 \log_{10} (FC + 1) - 0.065 \log_{10} (\sigma'_v / 100) & (0.075 \text{mm} \leq D_{50} < 0.5 \text{mm}) \\ -0.084 + 0.065 \log_{10} (FC + 1) - 0.065 \log_{10} (\sigma'_v / 100) & (D_{50} > 0.5 \text{mm}) \end{cases}$ ここで、 $N$ : $N$ 値、 $D_r$ : 相対密度 ( $\text{kn/m}^3$ )、 $N_1$ : 基準化 $N$ 値、 $\sigma'_v$ : 全上載圧 ( $\text{kn/m}^2$ )、 $\sigma'_v$ : 有効上載圧 ( $\text{kn/m}^2$ )、 $a, b, c$ : 係数(それぞれ、0.0676, 0.0368, 4.52)、 $f(D_{50}, FC, \sigma'_v)$ : 細粒分および平均粒径の補正項 $R_{(i)} = \begin{cases} R_L (N_C / 20)^{-0.21} & (N_C > 20) \\ R_L (N_C / 20)^{-1.22 \log_{10} (-1.81 + 1.027 D_r)} & (N_C \leq 20) \end{cases} \quad \dots \dots \dots (5)$ ここで、 $R_{(i)}$ : 繰り返し回数 $i$ における動的せん断強度比、 $R_L$ : 繰り返し回数20回における動的せん断強度比、 $D_r$ : 相対密度 (50%以下の場合は50%とする)、 $N_C$ : 任意の繰り返し回数
地震外力の求め方	以下の下(6)より得られる $L_{(i,z)}$ の最大値を地震時最大せん断応力比とする。 $L_{(i,z)} = \tau_{(i,z)} / \sigma'_v \quad \dots \dots \dots (6)$ ここで、 $L_{(i,z)}$ : 繰り返し回数 $i$ におけるせん断応力比、 $\tau_{(i,z)}$ : 繰り返し回数 $i$ におけるせん断応力 (動的解析を行って求める)、 $\sigma'_v$ : 有効上載圧 ただし、地盤の動的解析が困難な場合には、以下の式を用いて求めても良い。 $L_{(i,z)} = (1 - 0.015z) \cdot (\alpha_{(i)} / g) (\sigma_v / \sigma'_v) \quad \text{(スペクトルI)}$ $L_{(i,z)} = (1 - 0.005z) \cdot (\alpha_{(i)} / g) (\sigma_v / \sigma'_v) \quad \text{(スペクトルII)}$ ここで、 $L_{(i,z)}$ : 繰り返し回数 $i$ におけるせん断応力比、 $\alpha_{(i)}$ : 繰り返し回数 $i$ における地表面加速度、 $\sigma_v$ : 全上載圧、 $z$ : 検討する深さ (m)
構造物への影響の評価	①土質定数の低減 液状化すると判定された土層は、液状化の程度に応じて土質諸定数を低減させる。この場合の土質諸定数とは、地盤の変形係数、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および抗の周面支持力度であり、その土層が液状化しないものとして求めた土質諸定数に図-1に示す低減係数を乗じて求めるものとする。ただし、有効応力解析により液状化の判定を実施した場合は、解析結果より得られる地盤のせん断弾性係数の低下程度に応じて上記の土質諸定数を低減するものとする。 ②地盤の流動化 構造物の建設予定地点の地盤が、河川、海等の水際線背後地盤または地表面が傾斜している地盤であって、液状化すると判定された場合は、原則として側方流動の影響を考慮する。側方流動の影響は、側方流動による地盤変位量を地盤ばねを介して構造物に作用させることにより考慮する。

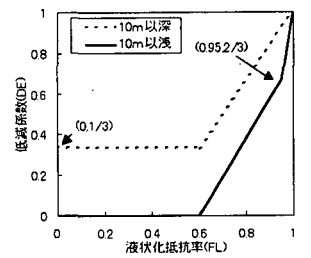


図-1 液状化による土質諸定数の低減定数

付表 2.2.2-5 液状化判定手法一覧表

基準・指針名称	原子力発電所耐震設計技術指針(電気技術指針, 原子力編) 1987. 8																																							
液状化の判定方法	液状化に対する抵抗率 $F_L$ を以下の式(1)により求め、この値が1.0以下の土層については液状化の可能性のあるものとする。 $F_L = R/L \dots\dots\dots (1)$ ここで、 $F_L$ : 液状化に対する抵抗率、 $R$ : 液状化応力比(動的せん断強度比)、 $L$ : 地震時せん断強度比																																							
液状化強度の求め方	液状化応力比 $R$ は、以下の式(2)により求める。 $R = a [N_1^{0.5} + (bN_1)^c + c - 14.8 \cdot f(D_{50})] \dots\dots\dots (2)$ $f(D_{50}) = 0.225 / \log_{10}(D_{50}/0.35) \quad (0.04 \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm})$ $f(D_{50}) = 0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm})$ ここで、 $a, b, c, n$ : 定数(表-1参照)、 $D_{50}$ : 平均粒径(mm)、 $N_1$ : 有効上載圧 $100\text{kN/m}^2$ 相当に換算した $N$ 値	表-1 液状化判定式の定数の値 <table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th></th> <th><math>a</math></th> <th><math>b</math></th> <th><math>c</math></th> <th><math>n</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3"><math>\epsilon_{DA} = 2\%</math></td> <td><math>N_{eq} = 10</math></td> <td>0.0639</td> <td>0.0346</td> <td>0.312</td> <td>3.21</td> </tr> <tr> <td><math>N_{eq} = 20</math></td> <td>0.0584</td> <td>0.0336</td> <td>0.312</td> <td>2.80</td> </tr> <tr> <td><math>N_{eq} = 30</math></td> <td>0.0554</td> <td>0.0318</td> <td>0.312</td> <td>2.78</td> </tr> <tr> <td rowspan="3"><math>\epsilon_{DA} = 5\%</math></td> <td><math>N_{eq} = 10</math></td> <td>0.0760</td> <td>0.0420</td> <td>0</td> <td>4.77</td> </tr> <tr> <td><math>N_{eq} = 20</math></td> <td>0.0676</td> <td>0.0368</td> <td>0</td> <td>4.52</td> </tr> <tr> <td><math>N_{eq} = 30</math></td> <td>0.0631</td> <td>0.0345</td> <td>0</td> <td>4.00</td> </tr> </tbody> </table>			$a$	$b$	$c$	$n$	$\epsilon_{DA} = 2\%$	$N_{eq} = 10$	0.0639	0.0346	0.312	3.21	$N_{eq} = 20$	0.0584	0.0336	0.312	2.80	$N_{eq} = 30$	0.0554	0.0318	0.312	2.78	$\epsilon_{DA} = 5\%$	$N_{eq} = 10$	0.0760	0.0420	0	4.77	$N_{eq} = 20$	0.0676	0.0368	0	4.52	$N_{eq} = 30$	0.0631	0.0345	0	4.00
		$a$	$b$	$c$	$n$																																			
$\epsilon_{DA} = 2\%$	$N_{eq} = 10$	0.0639	0.0346	0.312	3.21																																			
	$N_{eq} = 20$	0.0584	0.0336	0.312	2.80																																			
	$N_{eq} = 30$	0.0554	0.0318	0.312	2.78																																			
$\epsilon_{DA} = 5\%$	$N_{eq} = 10$	0.0760	0.0420	0	4.77																																			
	$N_{eq} = 20$	0.0676	0.0368	0	4.52																																			
	$N_{eq} = 30$	0.0631	0.0345	0	4.00																																			
地震外力の求め方	以下の図-1に示すフローにしたがって基礎地震波を作成し、得られた波形を用いて地震応答解析を行い、地震時せん断強度比を算定する。 																																							
注意すべき事項	密な砂地盤に対しては、図-2のフローにしたがって検討することが望ましい。 <p>注: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">  </span> 密な砂で特に考慮すべき項目</p>																																							

図-2 密な砂地盤の液状化判定法の流れ

## 2.3 現状の液状化地盤と構造物の設計方法

### 2.3.1 液状化地盤と盛土構造物

#### 2.3.1.1 はじめに

ここでは、液状化地盤上の盛土構造物として、道路盛土、河川堤防、高規格堤防盛土、鉄道盛土、宅造盛土を取り上げ、それぞれの基準類に示される設計方法を示す。各設計方法は、道路盛土については「道路土工のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会 1999）」（以下、道路土工指針と呼ぶ）、河川堤防については「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編 [I]（日本河川協会 1997）」（以下、河川砂防基準と呼ぶ）と「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（建設省土木研究所 1997）」、高規格堤防盛土については「高規格堤防盛土・施工マニュアル（リバーフロント整備センター 2000）」（以下、高規格堤防マニュアルと呼ぶ）、鉄道盛土については「鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計（鉄道総合技術研究所 1999）」（以下、鉄道標準と呼ぶ）、宅造盛土については「宅地耐震設計マニュアル（案）（都市基盤整備公団 2002）」（以下、宅地耐震マニュアルと呼ぶ）の内容について示す。各設計方法は、地盤の液状化判定を別途行うこととなっているが、ここでは液状化判定については基本的には触れず、液状化判定結果を用いた設計方法を示す。道路土工指針、河川砂防基準、高規格堤防マニュアルの液状化判定は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編（日本道路協会 2002）」または「道路橋示方書・同解説V耐震設計編（日本道路協会 1996）」に示される方法に準拠する。宅地耐震マニュアルの液状化判定は「建築基礎構造設計指針（日本建築学会 2001）」に示される方法を標準としているが、他の基準類との整合を重視する必要がある場合は、その基準類に準拠する。ただし、液状化判定に用いる震度は、それぞれの構造物ごとに別途設定されている。

液状化地盤上の盛土構造物の設計方法は、各基準類に示される簡易評価法、数値解析法による動的変形解析、さらにごく希に模型実験による方法に大別される。ここでは、それぞれの設計法に示される特に簡易評価方法について示す。なお、動的変形解析は地盤と盛土全体をモデル化し応答を求められることから、より合理的な設計が可能である。

それぞれの、設計方法の概要を表 2.3.1-1 に示す。ここで示す設計方法では、河川堤防、高規格堤防盛土については、中規模地震動相当のみを対象としている。これらは、円弧すべり法による安定計算により安全率を求め評価するが、高規格堤防盛土については慣性力のみを考慮した場合の円弧すべり安定計算で最小安全率 1.2 を満足できない場合は動的変形解析を実施することとしている。道路盛土の中規模地震動を対象とした場合も、河川堤防などと同様に震度法を用いた円弧すべり法による安定計算により安全率を求め評価するが、大規模地震動に対しては、動的強度を用いた円弧すべり法による安定計算により安全率を求め評価することができるとしている。鉄道盛土については、L1 地震と L2 地震ともに液状化が想定される場合には、液状化指数  $P_L$  より盛土沈下量を推定し評価する。宅造盛土については、中地震と大地震ともに震度法を用いた円弧すべり法による安定計算により安全率を求め評価するが、大地震については、変形解析を適用して評価することができるとしている。

#### 2.3.1.2 道路盛土（日本道路協会 1999）

##### (1)概要

のり面・斜面の地震時の安定性については、通常規模の地震においては被害が限定的であること、および橋梁等の鋼あるいはコンクリートでできた構造物に比べ復旧が容易であること等の理由により、1995 年兵庫県南部地震以前は特別な場合を除き必ずしも力学的な耐震設計がなされていなかった。しかし、この地震を契機として、道路をはじめとする公共土木施設の地震に対する安全性のより一層の向上が求められるようになったこと、また、道路のネットワークとしての機能を考慮すれば、橋梁、トンネル、のり面・斜面等の土工部において耐震性のバランスを確保する必要があることから、のり面・斜面においても従来以上の耐震性を確保することが望まれる。

ただし、のり面・斜面は延長が膨大であるため、一律に耐震性を向上させるのは財政的制約あるいは投資効率等の観点から必ずしも現実的ではないことから、確保すべき耐震性については、構造物の重要性、復旧の難易度等を考慮して設定するのが望ましい。

盛土の地震時安定計算は、盛土自体の条件、盛土周辺の地盤条件、盛土崩壊による影響を考慮し、必要とされる場合に行うこととしており、表 2.3.1-2 に示すように重要度と復旧の難易度により中規模地震動あるいは大規模地震動に対して検討を行うこととしている。計算方法は、いずれの場合も円弧すべり面を仮定した震度法であり、所定の地震時安全率を確保する必要がある。

(2)所要安全率

安定計算によって求められ安全率は、中規模地震動対応および大規模地震動対応いずれの場合も、最小安全率が 1.0 以上としている。

表 2.3.1-1 液状化地盤における盛土の各設計方法の概要

	レベル 1	レベル 2
道路盛土	地震動： <中規模地震動> 盛土崩壊による影響大の場合のみ地震時安定計算実施 震度：0.12~0.18 (液状化対応) 0.08~0.12 (慣性力対応)	地震動： <大規模地震動> きわめて重大な二次被害のおそれのある場合 震度：0.16~0.24 (慣性力対応)
	方法： 円弧すべり法により慣性力のみを考慮した場合と、液状化による過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_s$ を求める。	方法： 試案として、動的強度を用いた円弧すべり法により安全率 $F_s$ を求める。
	評価方法： $F_s \geq 1.0$	評価方法： $F_s \geq 1.0$
河川堤防	地震動： <中規模地震動相当> 二次災害の可能性のある場合のみ耐震設計実施 震度：0.12~0.18 (液状化対応) 0.10~0.18 (慣性力対応)	/
	方法： 円弧すべり法により慣性力のみを考慮した場合と、液状化による過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}$ を求めるが、基本的には液状化時を考える。	
	評価方法： $F_{sd} \geq 1.0$ $F_{sd}$ を用いて堤防天端沈下量を推定	
高規格堤防盛土	地震動： <中規模地震動相当> 震度：0.12~0.18 (液状化対応) 0.10~0.15 (慣性力対応) 動的変形解析用に入力地震動 (最大加速度 150gal)	/
	方法： 円弧すべり法により慣性力のみを考慮した場合の安全率 $F_s(Kh)$ と、液状化による過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_s(\Delta U)$ を求める。 $F_s(Kh) < 1.2$ の場合は、動的変形解析 (LIQCA, FLIP, UWL, ALID, 東畑モデルなど) により検討。	
	評価方法： $F_s(\Delta U) \geq 1.2$ & $F_s(Kh) \geq 1.2$ 許容残留沈下量 (動的変形解析を用いた場合) 堤防天端および堤外側表水面：50cm 高規格堤防特別区域：20cm	
鉄道盛土	地震動： <L1 地震時> 震度：0.15 または算定値 (液状化対応) 地震応答解析用に入力地震波 (最大加速度 137gal を調整)	地震動： <L2 地震時> 震度：地表面最大加速度 (液状化対応) 地震応答解析用に入力地震波 (最大加速度：スペクトル I 適合波 322gal, スペクトル II 適合波 749gal)
	方法： 液状化判定より $P_L$ 値を求め、模型実験より求められた経験式より盛土天端沈下量 $S_t$ を推定。 地震応答解析	方法： 同左
	評価方法： $S_t \leq$ 許容沈下量 盛土部の許容沈下量は 20cm 未満が目安	評価方法： $S_t \leq$ 許容沈下量 盛土部の許容沈下量は 50cm 未満が目安
宅造盛土	地震動： <中地震> 規模、地盤条件より耐震設計が必要と判断される場合 震度：地表面最大加速度：200cm/s <sup>2</sup> (液状化対応) 標準設計水平震度：0.15 (慣性力対応)	地震動： <大地震> 規模、地盤条件より耐震設計が必要と判断される場合 震度：地表面最大加速度：350cm/s <sup>2</sup> (液状化対応) 標準設計水平震度：0.25 (慣性力対応)
	方法： 円弧すべり法により慣性力のみを考慮した場合と、液状化による過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_s$ を求める。	方法： 同左、各種変形解析の適用も可能。
	評価方法： $F_s \geq 1.0$	評価方法： $F_s \geq 1.0$ 変形量 $\leq$ 許容変形量 (変形解析を用いた場合)

表 2.3.1-2 道路盛土における地震時の安定検討における設計地震動 (日本道路協会 1999)

重要度	復旧の難易度	
	困難	容易
重要	耐震検討を行う (中規模地震動対応) ただし、きわめて重大な二次的被害のおそれのあるものについては大規模地震動対応	耐震検討を行う (中規模地震動対応)
その他	耐震検討を行う (中規模地震動対応)	—

注)重要とは、万一崩壊すると、隣接する施設等に重大な損害を与える場合や、迂回路がなく交通ができなくなる場合を判断の目安とする。  
 復旧の難易度が困難とは、万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合を判断の目安とする。  
 大規模地震動とは、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ激しい地震動を意味する。  
 中規模地震動とは、供用期間中に発生する確率が高い地震動を意味する。

表 2.3.1-3 道路盛土における地盤種別と設計水平震度 (日本道路協会 1999)

		地盤種別		
		I種	II種	III種
中規模地震動	過剰間隙水圧算定用	0.12	0.15	0.18
	慣性力用	0.08	0.10	0.12
大規模地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24

### (3)検討方法

地震時の計算式として式 (2.3.1-1) と式 (2.3.1-2) が示されている。ただし、大規模地震動対応の場合、盛土に発生する沈下量や安定性を評価できる信頼性のある手法が現時点でないことから、試案として式 (2.3.1-2) が考えられるとしている。安定計算に用いる設計水平震度は、地盤種別と地震動の種類により、表 2.3.1-3 に示す値を用いている。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + \{ (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi]}{\sum \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)} \quad (2.3.1-1)$$

ここに、 $F_s$ : 安全率、 $r$ : すべ円の半径、 $c$ : 粘着力、 $l$ : 分割片で切られたすべり面の弧長、 $W$ : 分割片の重量、 $u$ : 間隙水圧、 $b$ : 分割片の幅、 $\alpha$ : 各分割片で切られたすべり面の中心とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角、 $k_h$ : 設計水平震度、 $\phi$ : せん断抵抗角、 $h$ : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離

$$F_s = \frac{\sum (\tau_r \cdot l)}{\sum \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)} \quad (2.3.1-2)$$

ここに、 $\tau_f$ : 全応力で表した土の動的強度

液状化地盤上では、液状化によって生じる過剰間隙水圧を求め静水圧に加え、式 (2.3.1-1) の間隙水圧に代入する。過剰間隙水圧は、例えば、液状化に対する抵抗率  $F_L$  を用いて後述する式 (2.3.1-4) より求める (建設省土木研究所 1997)。

なお、式 (2.3.1-1) に「地震によって生じる過剰間隙水圧を加える場合は、設計水平震度は  $k_h=0$  とする。逆に、設計水平震度を入れる場合には過剰間隙水圧をゼロとし、両者の内どちらか低い安全率を用いることとしている。また、動的強度は以下のように求めることとしている。

- ①初期せん断力を種々変えた非排水繰返しねじりせん断試験あるいは非排水繰返し三軸試験を行い、図 2.3.1-1 に示すような初期せん断力比と繰返しせん断応力比の関係を求める。繰返しせん断応力比を定義する際の繰返し回数は 20 回、両振幅破壊せん断ひずみは 5%、10%、15% がよく使われ、両振幅破壊せん断ひずみは、中規模地震動対応の場合 5%、大規模地震動対応の場合 10 ないしは 15% を用いる。
- ②図 2.3.1-1 の横軸と縦軸を常時の安定計算に用いる排水せん断強度でそれぞれ正規化し、図 2.3.1-2 を作成する。
- ③常時のすべり面計算を行い、安全率  $F_s$  を求める。
- ④すべり面に沿って動員されている平均的なせん断応力と静的排水強度の比は  $1/F_s$  と考えることができるので、図 2.3.1-2 の横軸を  $1/F_s$  と置き換えて、縦軸の動的強度を読み取る。

試験法：繰返しねじり単純せん断試験  
 圧密応力： $\sigma_{vc} = 98 \text{ kN/m}^2 (1.0 \text{ kgf/cm}^2)$ 、  
 $\sigma_{hc} = 49 \text{ kN/m}^2 (0.5 \text{ kgf/cm}^2)$

	砂の種類	破壊ひずみ	出典
●	浅間山砂	15%	9)
○	豊浦砂	10%	10)

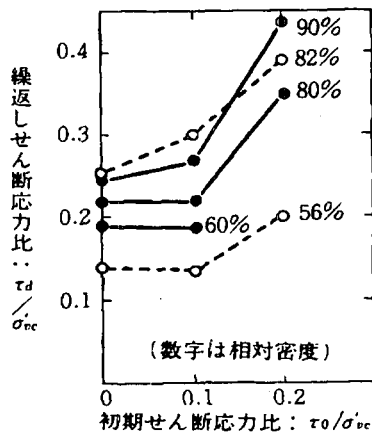


図 2.3.1-1 動的強度の試験結果の一例 (道路盛土) (日本道路協会 1999)

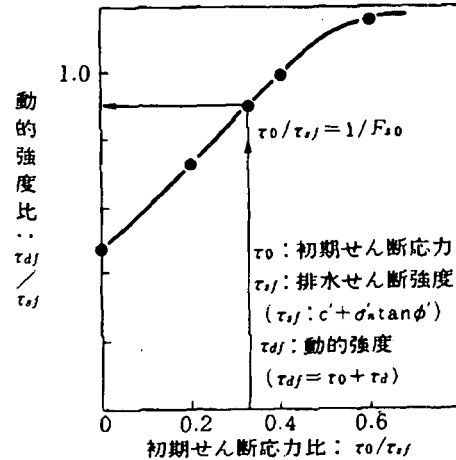


図 2.3.1-2 動的強度のまとめ方の一例 (道路盛土) (日本道路協会 1999)

表 2.3.1-4 河川堤防における天端高の沈下量上限値と地震時安全率の関係 (日本河川協会 1997)

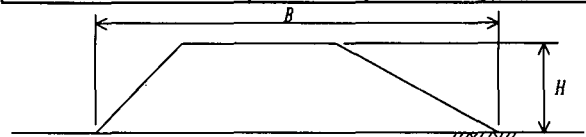
地震時安全率 $F_{sd}$		沈下量 (上限値)
$F_{sd}(kh)$	$F_{sd}(\Delta u)$	
$1.0 < F_{sd}$		0
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$		(堤高) $\times 0.25$
$F_{sd} \leq 0.8$	$0.6 < F_{sd} \leq 0.8$	(堤高) $\times 0.50$
$F_{sd} \leq 0.6$		(堤高) $\times 0.75$

表 2.3.1-5 河川堤防における液状化に対する設計震度  $K_s$  (日本河川協会 1997)

地域区分	強震帯地帯	中震帯地帯	弱震帯地帯
液状化判定用設計震度	0.18	0.15	0.12

表 2.3.1-6 河川堤防における慣性力に対する設計震度  $K_h$  (日本河川協会 1997)

地域区分 堤防規模	強震帯地帯	中震帯地帯	弱震帯地帯
	$B/H \leq 10$	0.18	0.15
$10 < B/H \leq 20$	0.16	0.14	0.11
$20 < B/H$	0.15	0.12	0.10



### 2.3.1.3 河川堤防 (日本河川協会 1997 ; 建設省土木研究所 1997)

#### (1) 概要

河川堤防では、二次災害の可能性のある堤防について液状化を考慮した耐震設計を行うことを基本としている。したがって、一般的には地震外力を考慮しない設計が行われている。これは、地震と洪水が同時に発生する可能性が少なく、地震による被害を受けても、土堤であるため復旧が比較的容易であり、洪水や高潮の来襲の前に復旧すれば、堤防の機能は最低限度確保することができることから、頻繁に発生する洪水に対する防御が優先であるという考え方によるものである。過去の地震による堤防被害事例の調査によれば、被害の有無やその程度はおもに基礎地盤の良否に強く支配され、特に基礎地盤が液状化した場合に被害程度が著しくなる傾向にあるが、最も著しい場合でも堤防すべてが沈下してしまう事例はなく、ある程度の高さ (堤防高の 25% 程度以上) は残留している。

しかし、堤内地が低いゼロメートル地帯では、地震時の河川水位や堤防沈下の程度によっては、被害を受けた河川堤防を河川水が越流し、二次的に甚大な浸水被害へと波及する恐れがあるため、浸水による二次災害の可能性のある河川堤防では、土堤についても地震力を考慮することが必要であるとしている。そこで、土堤の確保すべき耐震性として、地震により壊れない堤防とするのではなく、壊れても浸水による二次災害を起こさないことを原則として耐震性を評価し、必要に応じて対策を行うものとしている。



## (2)所要安全率

堤防の地震災害により著しい二次災害が想定される区間では、地震時の沈下により著しい二次災害が生じないように対策を施すことが必要とされるが、現実には沈下を厳密に制御することは極めて難しいので、対策後の安全率が1.0を上回るようにすることで、仮に地震により堤防が部分的に被災しても著しく沈下を生じないようにするものとしている。

河川堤防の耐震評価では、堤防の被害による二次災害の可能性を判断するために、地震後の堤防の変形量を評価できることが望まれる。しかしながら、変形量を適切に予測する実用的な手法は、現時点では確立されていない。このため現実的対応として当面は、土構造物の安定性評価に一般的に用いられている震度法を用いた円弧すべり法による安定計算により地震時安全率を算出し、表2.3.1-4に示す堤防天端の沈下量と地震時安全率の関係を用いて、堤防の変形量を推定するものとしている。表2.3.1-4の値は、過去の地震時の堤防被害事例から堤防天端の沈下量の上限值と安全率の関係を設定したものである。

## (3)検討方法

安定計算は、堤内側、堤外側各々について慣性力のみを考慮した場合と過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率 $F_{sd}$ を求め、このうち最も小さい安全率を採用する。ただし、過去の地震による堤防被害のうち、被害が大きいものは液状化に起因するものがほとんどであることから、河川堤防の地震外力は、二次災害の可能性のある堤防について液状化を考慮した耐震設計を行うことを基本とし、慣性力を考慮した設計は地盤条件などにより必要に応じて行うこととしている。地震外力は、道路盛土で示した表2.3.1-3の中規模地震のみを想定し、液状化に対する標準震度および必要により用いられる慣性力に対する標準震度として表2.3.1-5および表2.3.1-6を用いている。

震度法を用いた円弧すべり法による安定計算は、式(2.3.1-3)により過剰間隙水圧の増分を考慮して行う。なお、この式は、道路盛土における式(2.3.1-1)で震度を0としたものである。

$$F_{sd} = \frac{\sum \{c'l + (W - u_0 b - \Delta u) \cos \alpha \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.3.1-3)$$

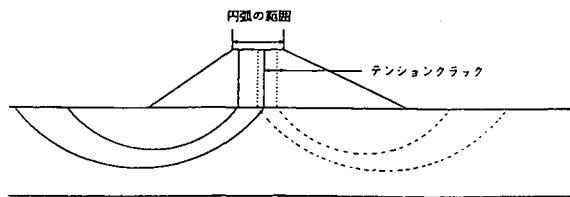


図 2.3.1-3 河川堤防における地震時安定計算における円弧すべりの形状(建設省土木研究所 1997)

表 2.3.1-7 高規格堤防の耐震性能と許容残留変位の目安(リバーフロント整備センター 2000)

位置	堤防天端および堤外側表面	高規格堤防特別区域
許容残留変位量等 現行の設計震度に相当する地震動レベルに対する耐震性能	治水機能の確保を前提とし、堤防天端については長期復旧を要しない程度の被害に留めることとする。	宅地の機能に重大な支障が生じないこととする。(すなわち、想定したレベルの地震動によって引き起こされた盛土の変状により、通常の維持管理の範囲を上回る補強工事や改築工事等の対策を要しないこととする。)
許容残留変位量の目安	堤防天端の許容残留沈下量50cm	許容残留沈下量20cm

注)既設堤防裏法部については、公園・緑地等の長期にわたる利用が特定でき、地震による変位の影響が少ない場合に限り、堤防天端および堤外側表面と同等の耐震性能とすることができる。

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：有効応力に関する粘着力およびせん断抵抗角、 $W$ ：各分割細片の全重力、 $l$ ：各分割細片における円弧すべりの長さ、 $b$ ：各分割細片の幅、 $u_0$ ：常時地下水によって発生する間隙水圧、 $\Delta u$ ：地震動によって発生する過剰間隙水圧、 $\alpha$ ：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角

なお、円弧すべり計算は、原則として図2.3.1-3に示すように天端を通る円弧とし、盛土内かつ地下水位上の部分ではテンションクラックが発生するものとする。すなわち、盛土のり面を通るすべりは無視することとし、盛土内では垂直なすべり面を仮定し、この部分での抵抗モーメントは考慮しない。

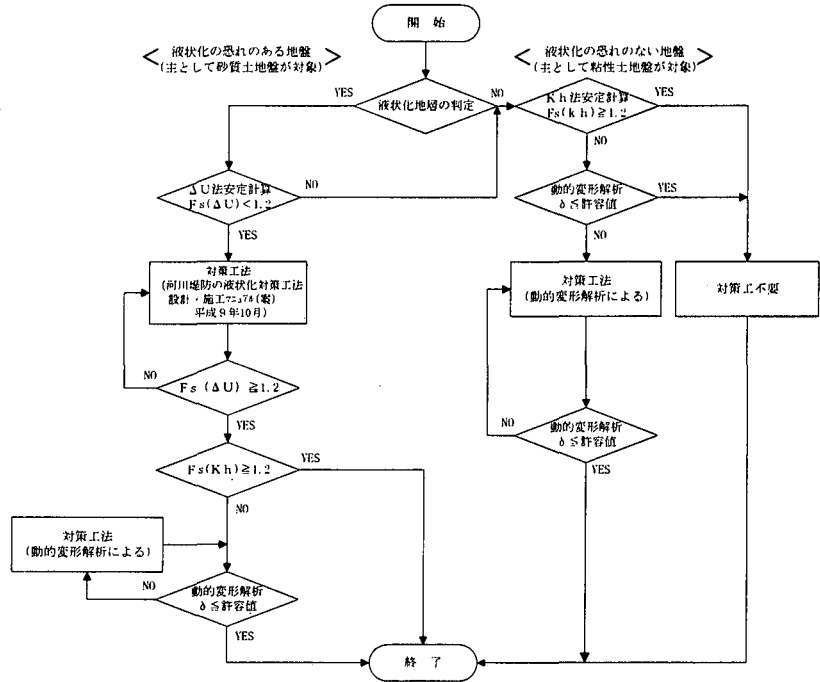
地震動によって発生する過剰間隙水圧 $r_u$ は、後述する式(2.3.1-5)により算定する。また、過剰間隙水圧の分布は、水平地盤部と盛土天端直下部においては $F_L$ 値より過剰間隙水圧をそれぞれ求め、のり面の範囲では水平地盤部と盛土天端直下部より求められた過剰間隙水圧を線形補間し算定する。

2.3.1.4 高規格堤防盛土（日本河川協会 1997；リバーフロント整備センター 2000）

(1)概要

高規格堤防いわゆるスーパー堤防は、普通の堤防の場合と異なり、河道内水位が計画高水位以下の場合において地震荷重を考慮する。これは、高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供されることから、高規格堤防の復旧には、場合によっては数年という年月を要し、その間の出水に対処できないこと、土地利用者やその施設等の地震時の安全を通常の市街地と同程度以上には確保する必要があることによる。ただし、超過洪水と地震の同時発生を想定することは、堤防破壊危険性の過大評価となるので、地震による荷重を考慮するのは河道内水位が計画高水位以下の場合のみとしている。

高規格堤防盛土については、レベル1地震動相当の地震時のすべり破壊に対する安定性を検討する。基礎地盤の液状化によるすべり破壊の可能性の有無により、液状化の恐れのある地盤と液状化の恐れのない地盤とに分け、それぞれ円弧すべり安定計算により最小安全率  $F_s(\Delta U)$  と  $F_s(Kh)$  を求める。液状化の恐れのある地盤で  $F_s(\Delta U) < 1.2$  となった場合には、まず、必要な対策を講じ  $F_s(\Delta U) \geq 1.2$  を満足しなければならない。その後、液状化の恐れのない地盤について、 $F_s(Kh) \geq 1.2$  であることを確認する。このとき、1.2 未満であるときは、動的変形解析を行い残留変位量が



(注1) Δu法によるすべり安全率が  $F_s(\Delta U) < 1.2$  の地盤は液状化の恐れのある地盤として検討を行う。  
 (注2) 上記(注1)以外の地盤は液状化の恐れのない地盤として検討を行う。

図 2.3.1-4 高規格堤防盛土の地震時の安定性の検討手順（リバーフロント整備センター 2000）

表 2.3.1-8 高規格堤防盛土の液状化抵抗率を求めるときの震度

強震帯	中震帯	弱震帯
0.18	0.15	0.12

表 2.3.1-9 高規格堤防盛土における地震時の慣性力を考慮した円弧すべり計算を行うときの震度

強震帯	中震帯	弱震帯
0.15	0.12	0.10

が許容値以内に収まることを確認しなければならない。

(2)必要最小安全率と許容残留変位量

円弧すべり安定計算によって求められた最小安全率は、液状化の恐れのある地盤については、 $F_s(\Delta U) \geq 1.2$  を満足しなければならない。液状化の恐れのない地盤については  $F_s(Kh) \geq 1.2$  であることを確認しなければならない。1.2 未満の場合は、動的変形解析を行い、表 2.3.1-7 に示す許容残留変位量に収まることを確認しなければならない。

(3)検討方法

図 2.3.1-4 に地震時の安定性の検討手順を示す。

道路橋示方書（日本道路協会 1996）に準拠した液状化判定を行い、基礎地盤に液状化の可能性のある土層が分布している場合には、各地層ごとに液状化抵抗率(FL)を求め、FL より求められる過剰間隙水圧を考慮し地震力を作用させない式(2.3.1-4)による円弧すべり安定計算を行う。なお FL を求める時には、震度として表 2.3.1-8 を用いる。

$$F_s(\Delta U) = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - U_v \cdot b - \Delta U \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2.3.1-4)$$

ここに、 $c$ 、 $\phi$ ：土の粘着力、土の内部摩擦角。ただし、 $c$ 、 $\phi$ は一般的には有効応力に関するせん断強度( $c_u$ 、 $\phi_u$ または $c'$ 、 $\phi'$ )であるが、粘性土に関しては $c_u$ ( $\phi_u=0$ )とする。  
 $W$ ：分割片の全重量、 $l$ ：分割片の底面の長さ、 $b$ ：分割片の幅、 $U_0$ ：常時地下水によって発生する間隙水圧、 $\Delta U$ ：地震によって発生する過剰間隙水圧、 $R$ ：すべり円の半径、 $\alpha$ ：円弧の中央における法線と鉛直線のなす角度

液状化による過剰間隙水圧 $\Delta U$ は、 $FL$ を用いて式(2.3.1-5)、または、図2.3.1-5より求めるとしている。

$$L_u = (\Delta U / \sigma'_v) = \begin{cases} FL^{-7} & (FL > 1.0) \\ 1 & (FL \leq 1.0) \end{cases} \quad (2.3.1-5)$$

ここに、 $L_u$ ：過剰間隙水圧比  
 $\sigma'_v$ ：有効上載圧

液状化を考慮した円弧すべり安定計算による最小安全率 $F_s(\Delta U)$ が1.2未満の場合は、必要な対策を講じて1.2を満足しなければならないとしている。これを満足した場合には次に、地震時慣性力を考慮し過剰間隙水圧を考慮しない式(2.3.1-6)により円弧すべり安定計算を行い、最小安全率 $F_s(Kh)$ を求めることとしている。なお、このときの円弧は常時の安定計算で最小安全率を示す円弧に位置を固定して地震時慣性力を作用させる(限定円弧法)。なお、 $F_s(Kh)$ を求める計算においては、震度として表2.3.1-9を用いている。

$$F_s(Kh) = \frac{\sum \{c \cdot l + [(W - U_0 \cdot b) \cos \alpha - Kh \cdot W \cdot \sin \alpha] \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + Kh \cdot W \cdot Y/R)} \quad (2.3.1-6)$$

ここに、 $c$ 、 $\phi$ ：土の粘着力、土の内部摩擦角。ただし、 $c$ 、 $\phi$ は一般的には有効応力に関するせん断強度( $c_u$ 、 $\phi_u$ または $c'$ 、 $\phi'$ )であるが、粘性土に関しては $c_u$ ( $\phi_u=0$ )とする。 $W$ ：分割片の全重量、 $l$ ：分割片の底面の長さ、 $b$ ：分割片の幅、 $U_0$ ：地下水による間隙水圧、 $\alpha$ ：円弧の中央における法線と鉛直線のなす角度、 $Kh$ ：水平方向の震度(分割片の重心に作用させる)、 $Y$ ：分割片の重心からすべり円の中心までの高さ、 $R$ ：すべり円の半径

この方法により、地震時慣性力を考慮した安定計算の最小安全率 $F_s(Kh)$ を求め、 $F_s(Kh) \geq 1.2$ であることを確認するが、最小安全率が1.2未満の場合は、動的変形解析を行い、残留変位量が許容値以内であることを確認することとしている。

動的変形解析方法としては、有限要素法を用いて地震時の変形を時刻歴にしたがって詳細に追跡するLIQCA (Oka et al. 1994; 岡ら 1997; Tateishi et al. 1995), FLIP (Towhata et al. 1985; 井合 1989; 森田ら 1997), UWL (李 1999; Wakai et al. 1997), 地震時の作用による変形現象を単純化した仮定を設けることで静的な解析として扱うALID(安田ら 1999a; 安田ら 1999b), 有限要素法によらない方法として最小エネルギー原理に基づく東畑モデル(東畑ら 1999; Towhata et al. 1999)が紹介されている。

動的変形解析に用いる入力地震動は、耐震設計上の基盤面を開放基盤面として、図2.3.1-6に示す加速度時刻歴波形を用いる。これは、1968年十勝沖地震の八戸港強震観測波形を一次元地震応答計算により耐震設計上の基盤面に引き戻したものである。この地震動の入力方向は、加速度波形の最大振幅が堤外方向(川表側)になるように入力することとしている。

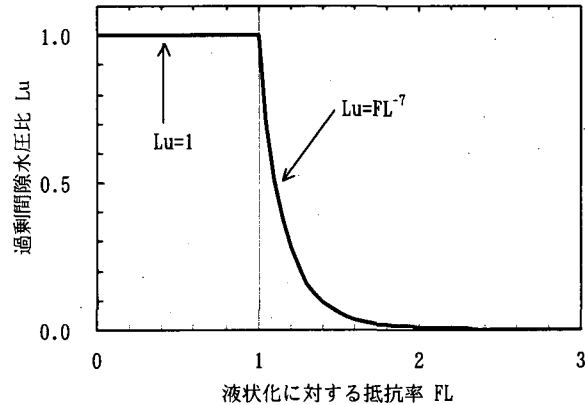


図 2.3.1-5 高規格堤防盛土における  $FL$  と過剰間隙水圧  $L_u$  の関係 (リバーフロント整備センター 2000)

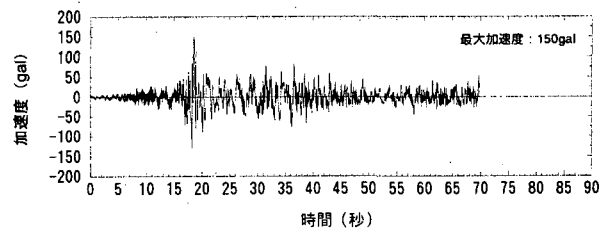


図 2.3.1-6 高規格堤防盛土における動的変形解析に用いる入力地震動 (リバーフロント整備センター 2000)

### 2.3.1.5 鉄道盛土（鉄道総合技術研究所 1999）

#### (1)概要

これまでに鉄道盛土は、災害時の復旧の容易さなどから特に耐震設計を行うことなく構築されてきた。これは、盛土材料が不均一であること、締固め程度などによってせん断強度が大きく変化すること、構造が簡便であるなどの理由により、精緻な設計を行うよりは、盛土材料、締固め程度などの施工管理を中心に規定した方が現実的であった。しかしながら、鉄道のような線状構造物では、全ての構造物が連続的に安定性が確保されなければ、結局機能を失うことになるので、耐震性を確保するようになってきた。ただし、全線にわたり耐震設計を行うことは現実的ではないため、相対的に弱点となる箇所を抽出して耐震設計を行うことになる。

鉄道盛土の耐震設計は、盛土が地震によって大きな損傷を受けないことを目標とし、変形レベルを照査する。その方法は、L1 地震動に対しては静的な円弧すべり法による安全率、L2 地震動に対してはニューマーク法などによる変形性能を照査することになっている。液状化するような地盤上の盛土では、それぞれの地震動について液状化判定を行い、液状化の可能性のある場合には地盤改良などにより液状化の低減、盛土の沈下防止対策を実施する。なお、対策を実施しない場合は、盛土の沈下量が許容値以内であることを確認するが、液状化時の盛土の変形量を定量的に照査することが現状レベルでは困難であることから、模型実験結果より得られた経験式により盛土の沈下量の目安とすることが紹介されている。

#### (2)照査項目

鉄道盛土の照査は、L1 地震動および L2 地震動に対して、それぞれ盛土上面の沈下量が許容沈下量以内であることを照査する。許容沈下量が目安として、表 2.3.1-10、表 2.3.1-11 が示されている。

$$S_t \leq S_a \quad (2.3.1-7)$$

ここに、 $S_t$  : 盛土上面の地震時の沈下量

$S_a$  : 盛土上面の許容沈下

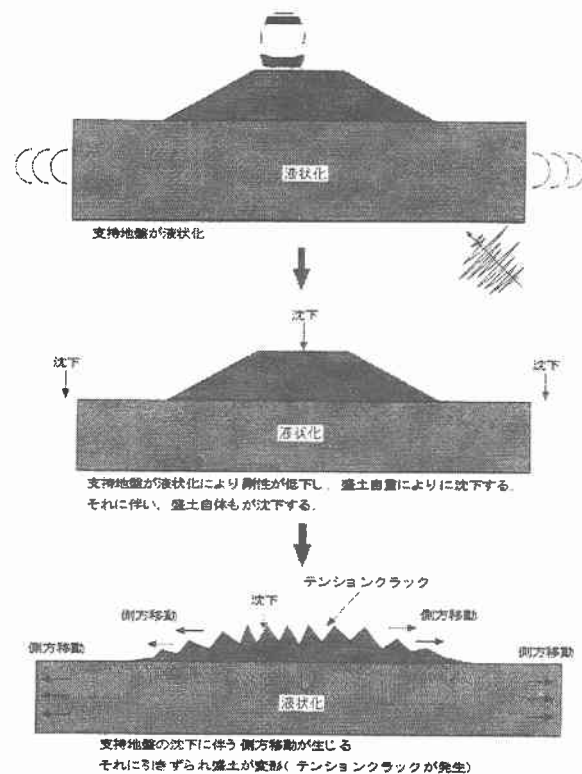


図 2.3.1-7 鉄道盛土の液状化地盤における盛土の変形（鉄道総合技術研究所 1999）

表 2.3.1-10 盛土の被害程度と沈下量の目安(鉄道総合技術研究所 1999)

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量20cm未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量20cm以上50cm未満
4	復旧に長時間を有する被害	沈下量50cm以上

表 2.3.1-11 橋台部の被害程度と沈下量の目安(鉄道総合技術研究所 1999)

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	橋台背面の沈下差10cm未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下差10cm以上20cm未満
4	復旧に長時間を有する被害	沈下差20cm以上

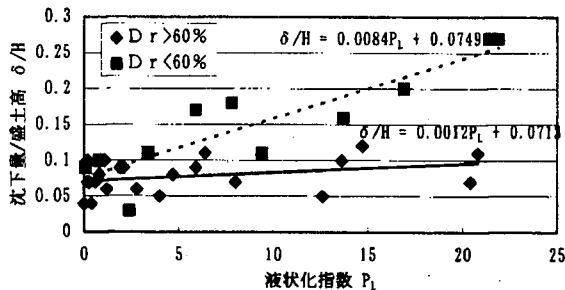


図 2.3.1-8 鉄道盛土に用いる相対密度の違いによる盛土沈下量(Nc=20回)とPLの関係(鉄道総合技術研究所 1999)

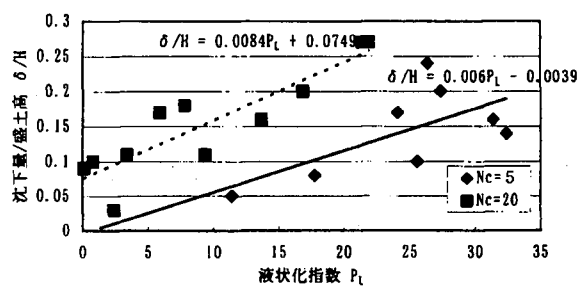


図 2.3.1-9 鉄道盛土に用いる繰返し回数の違いによる盛土沈下量(Dr<60%)とPLの関係(鉄道総合技術研究所 1999)

### (3) 検討方法

液状化地盤における盛土は、図 2.3.1-7 に示すように、液状化による支持地盤の変形係数の低下と盛土自重の影響による沈下、側方移動に起因する沈下、および、盛土自体のテンションクラックの発生による沈下の重ね合わせにより変形すると考えられる。しかし、これらの挙動を定量的に照査することは現状では困難であることから、実験結果から得られた経験式を用いて盛土沈下量を推定する方法が示されている。

上述の沈下量の中でも支持地盤の変形係数の低下による沈下が支配的であると考えられる。これは、実際の鉄道盛土では、盛土本体は締め固め施工することから過剰間隙水圧が発生しにくく、テンションクラックも生じることなく盛土本体の沈下の影響程度は少ないと考えられること、液状化地盤では地盤の応答加速度が低下し盛土に大きな加速度が伝達されず盛土本体に大きな活動変位が発生しないと予測されるためである。

そこで既往の模型実験を参考に盛土沈下量と地盤の液状化判定より求められた液状化指数  $P_L$  より図 2.3.1-8 および図 2.3.1-9 を用いて盛土沈下量を推定する方法が示されている。図 2.3.1-8 は、繰返し回数を 20 回とし密な地盤 ( $D_r > 60\%$ ) と緩い地盤 ( $D_r < 60\%$ ) に対して示されたもので、図 2.3.1-9 は緩い地盤 ( $D_r < 60\%$ ) に対して繰返し回数の多い場合 ( $N_c = 20$  回) と少ない場合 ( $N_c = 5$  回) を示している。

#### 2.3.1.6 宅造盛土(都市基盤整備公団 2002)

##### (1) 概要

近年の宅地開発適地の減少によって、谷底低地や埋立地といった軟弱地盤等の開発が急速に進展するなか、例えば、都市基盤整備公団では、これまで「宅地耐震設計指針(案)(住宅・都市整備公団都市開発事業部 1984)」(以下、宅地耐震指針と呼ぶ)によって宅造盛土の耐震設計が統一的に管理されてきた。宅地耐震マニュアルは、1995年兵庫県南部地震における宅地の被害実態等を踏まえ、大地震への対応を加えて取りまとめられたものであり、その基本的事項は、1998年に建設省(現国土交通省)から通達された「宅地防災マニュアル」の内容を受けたものとなっている。宅造盛土に要求される基本性能は、中地震に対して宅地の機能に重大な支障が生じないこと、大地震に対して人命に重大な影響を与えないこととされており、造成計画に際して

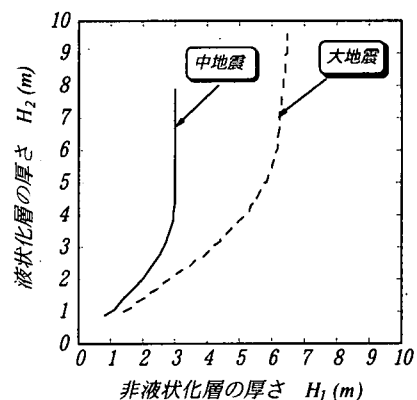


図 2.3.1-10 液状化の被害が地表面に及ぶかを定める非液状化層厚  $H_1$  と液状化層厚  $H_2$  の関係(都市基盤整備公団 2002)

は、盛土の規模（のり高）、地盤条件、周辺宅地等への影響等を考慮して耐震設計の必要性を判断する。

宅造盛土の耐震設計では、中地震、大地震ともに円弧すべり安定計算によりのり面の安定性を検討する。円弧すべり安定計算は、慣性力を考慮した方法によるが、基礎地盤が液状化する可能性がある場合には、地震時過剰間隙水圧を考慮した計算を行い、地震時最小安全率  $F_{sd}$  を求める。中地震、大地震ともに  $F_{sd} \geq 1.0$  であることを確認しなければならない。ただし、大地震については、 $F_s \geq 1.0$  を満足しない場合も、変形解析により変形量を照査することによって基本性能を満足できればよいものとしている。また、のり面から離れた水平な宅地地盤の直下が液状化する場合、別途、図 2.3.1-10 に示す液状化層厚と液状化層が浅い非液状化層厚の関係により地盤変状の可能性を検討する。想定地震に対して、液状化層厚と非液状化層厚の関係が図 2.3.1-10 に示す曲線の右側に位置する場合、地表面の変状は生じず、左側に位置する場合、何らかの変状が生じるものと判定する。

(2) 必要最小安全率と許容残留変位量

円弧すべり安定計算によって求められた最小安全率は、 $F_{sd} \geq 1.0$  を満足しなければならない。大地震については  $F_s \geq 1.0$  を満足しない場合も、変形解析により変形量を照査することによって基本性能を満足できればよいこととしている。変形照査に用いる許容変形量は、土地利用計画、周辺状況等を勘案して宅地ごとに検討することとしている。

(3) 検討方法

図 2.3.1-11 に地震時の安定性の検討手順を示す。地震時の検討は、常時の安定性が確保されていることが前提となる。

中地震、大地震ともに、式(2.3.1-8)による円弧すべり安定計算を行う。計算方法は、表 2.3.1-12 に示す条件とする。基礎地盤に液状化の可能性のある土層が分布している場合には、建築基礎構造設計指針（日本建築学会 2001）に準拠した液状化判定を行い、各地層ごとに液状化抵抗率(FL)を求め、FL より求められる過剰間隙水圧を考慮し地震力を作用させな  $h=0$ ）での計算を行う。なお FL を求める時には、地表面最大加速度  $\alpha_{max}$  として表 2.3.1-13 を用いる。液状化の可能性がない場合は、間隙水圧として常時の地下水位による静水圧のみを考慮し、設計水平震度を作用させた条件での計算を行う。設計水平震度は、表 2.3.1-14 の値を用いる。

$$F_{sd} = \frac{\sum \{c' + [(W - u \cdot b) \cos \alpha - Kh \cdot W \cdot \sin \alpha] \tan \phi\}}{\sum \left( W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot Kh \cdot W \right)} \tag{2.3.1-8}$$

ここに、 $c'$ ：粘着力、 $\phi$ ：内部摩擦角、 $u$ ：間隙水圧( $u = u_s + u_e$ )、 $u_s$ ：静水圧、 $u_e$ ：地震によって発生する過剰間隙水圧。安定計算に用いる強度定数及び間隙水圧は表 2.3.1-15 による。飽和した緩い砂質土の強度は、有効応力法に基づく強度定数( $c'$ 、 $\phi$ )を用いて、過剰間隙水圧  $u_e$  を考慮して算定する。 $u_e$  は、高規格堤防と同様、液状化抵抗率(FL)から式(2.3.1-9)の関係をもとに推定するか、室内試験から直接求めることができる。粘性土に関しては、室内試験により地震時の強度増加が確認できれば、それを考慮することができる。 $W$ ：分割片の重量、 $l$ ：分割片で切られたすべり面の弧長、 $b$ ：分割片の幅、 $\alpha$ ：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を

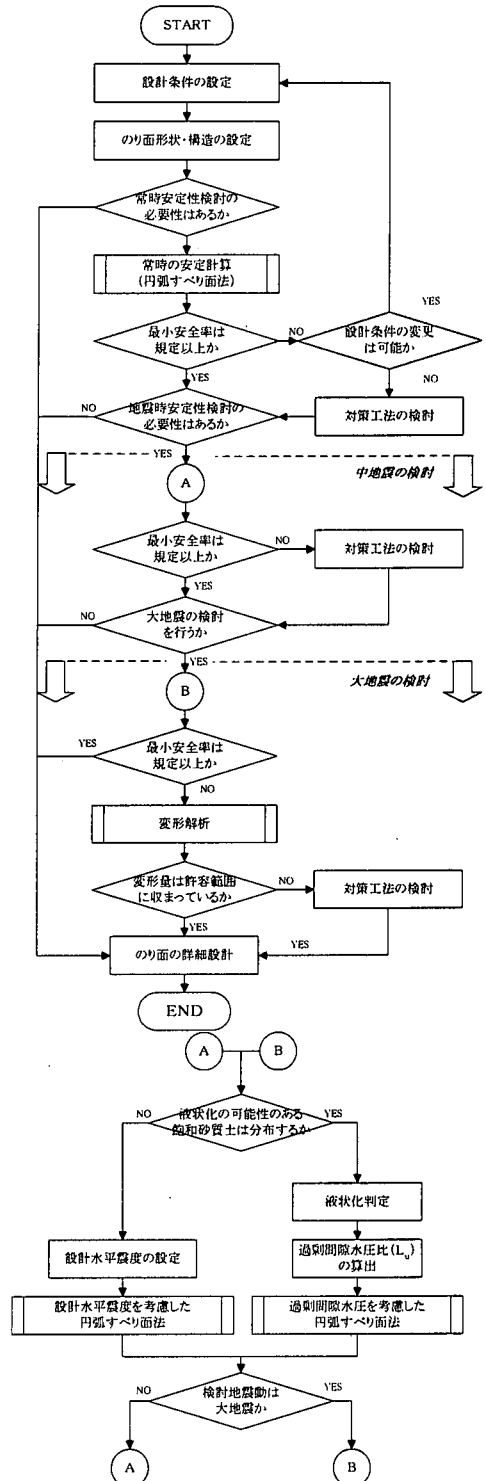


図 2.3.1-11 のり面の安定性に対する一般的な検討の流れ (都市基盤整備公団 2002)

結ぶ直線と鉛直線のなす角, Kh: 設計水平震度 (分割片の重心位置に作用させる), h: 分割片の重心とすべり面の中心との鉛直距離, r: すべり円の半径

$$L_u = (u_c / \sigma_v') = \begin{cases} FL^{-7} & (FL > 1.0) \\ 1 & (FL \leq 1.0) \end{cases} \quad (2.3.1-9)$$

表 2.3.1-12 円弧すべり面法の計算方法 (都市基盤整備公団 2002)

土質		計算に用いる強度 (地震時)		設計震度
		過剰間隙水圧の考慮	速度効果の考慮 (粘着力の割増)	
砂質土	飽和した緩いもの	○	×	×
	上記以外	×	×	○
粘性土	超軟弱なもの*	×	×	○
	上記以外	×	○	○

○: 考慮する ×: 考慮しない  
\*超軟弱な粘性土とは、一軸圧縮強さが 20kN/㎡ 程度以下のものとする。

表 2.3.1-13 宅造盛土の液状化抵抗率を求めるときの  
地表面最大加速度

中地震	大地震
150cm/s <sup>2</sup>	350cm/s <sup>2</sup>

表 2.3.1-14 宅造盛土の設計水平震度 (都市基盤整備公団  
2002)

	地域区分	地盤種別		
		I種	II種	III種
中地震	A	0.12	0.15	0.18
	B	0.10	0.13	0.15
	C	0.08	0.11	0.13
大地震	A	0.20	0.25	0.30
	B	0.17	0.21	0.26
	C	0.14	0.18	0.21

なお、円弧すべり計算では、地下水位以浅の盛土について、式(2.3.1-10)で表される自立高さ(Z<sub>i</sub>)としてのテンションクラックを最大 2.5m 程度までの範囲で考慮することが望ましいとされている。

$$Z_i = \frac{2 \cdot c}{\rho_i \cdot g} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \leq 2.5m \quad (2.3.1-10)$$

ここに、c: 粘着力, φ: 内部摩擦角, g: 重力加速度, ρ<sub>i</sub>: 湿潤密度

大地震におけるのり面の安定性については、円弧すべり計算の適用限界を考慮し、変形解析が適用できるものとされている。変形解析の代表的なものとして、ニューマーク法、擬似永久変形解析法、動的弾塑性有限要素解析法が紹介されている。工学的基盤面における入力地震動が必要な場合は、地域防災計画や造成計画地の地震環境等を考慮して地震動を設定する。

## 【参考文献】

- Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.(1994): FEM-FDM coupled Liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, No.52, pp209 - 245
- Tateishi, A., Taguchi, Y., Oka, F. and Yashima, A.(1995): A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, Proc. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, pp.399404
- Towhata, I. and Ishihara, K.(1985): Modeling soil behavior under principal stressaxes rotation, Proc. 5th International conference on numerical method ingeomechanics, Nagoya, pp.523-530
- Towhata, I., Orense, R. P. and Toyota, H.(1999): Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.9
- Wakai, A., Ugai, K., Li, Q., Matsuo, O. and Shimazu, T.(1997): Dynamic elasto-plastic analysis of the sliding displacement during earthquake, Proc. Deformation and Progressive Failure in Geomechanics (ISNAGOYA), pp.635-640
- 井合 進(1989): FLIPによる解析, 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(平成元年1月), 土質工学会, pp.94-103
- 岡 二三生, 八嶋 厚(1997): 液状化挙動を追跡する, 土木学会誌, Vol.82, No.1, pp.10-12
- 建設省土木研究所(1997): 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案), 土木研究所資料第 3513, ISSN0386-5878
- 鉄道総合技術研究所(1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善
- 東畑 郁生(1999): 液状化した地盤の側方流動現象と解析, 土と基礎, Vol.47, No.5, pp.13-16
- 日本河川協会(1997): 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[ I ], 山海堂
- 日本道路協会(1996): 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善
- 日本道路協会(1999): 道路土工のり面・斜面安定工指針, 丸善
- 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善
- 森田 年一, 井合 進, Hanlong, Liu., 一井 康二, 佐藤 幸博(1997): 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技術資料, No.869
- 安田 進, 吉田 望, 安達 健司, 規矩 大義(1999a): 液状化に伴う地盤の大変形の簡易予測方法, 土と基礎, Vol.47, No.6, pp.29-32
- 安田 進, 吉田 望, 安達 健司, 規矩 大義, 五瀬 伸吾, 増田 民夫(1999b): 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集
- 李 強(1999): Development of a new finite element program for liquefaction analysis of soil and its application to seismic behavior of embankments on sandy grounds, 群馬大学学位論文
- リバーフロント整備センター(2000): 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル
- 都市基盤整備公団(2002): 宅地耐震設計マニュアル (案)
- 日本建築学会(2001): 建築基礎構造設計指針, 丸善



## 2.3.2 液状化地盤と杭基礎

道路橋、鉄道構造物、建築基礎の設計標準類において、レベル2地震時の杭基礎設計及び液状化地盤の取り扱いの概要を紹介する。いずれの標準・指針類も、兵庫県南部地震以降の調査・研究を経て最近改定されたものであり、基礎設計に2段階設計法と性能設計法（限界状態設計法）を取り入れている点、液状化地盤は液状化抵抗率に応じて土質定数を低減して取り扱う点、さらには液状化発生に伴う流動化を取り扱う点で共通している。本節では、設計の流れを道路橋を例に概説した後、レベル2地震動を考慮する上で特に重要となる基礎の耐震性能と限界状態の考え方及び液状化地盤の取り扱い方法について、偏土圧を受けない構造物基礎を対象に紹介する。なお、流動化の影響については本節では割愛した。

「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（日本道路協会 2002）」（以下、道路橋示方書と呼ぶ）の耐震設計の流れを図2.3.2-1に示す。設計地震動としてレベル1地震動及びレベル2地震動を設定し、それぞれの地震動について所定の耐震性能を確保することを規定する2段階設計法を取り入れるとともに、限界状態設計法を採用していることが特徴として挙げられる。照査法は、静的照査法である震度法その他、複雑な挙動を示す橋については動的照査法を規定している。

「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（鉄道総合技術研究所編 1999）」（以下、鉄道標準と呼ぶ）鉄道では、耐震設計における応答値の算定は動的解析法を用いることを原則としている。その際、地盤条件、構造物条件を考慮した上で、非線形スペクトル法、基礎を支持ばねに置換する解析法、地盤、基礎及び上部構造物の一体解析法のいずれかの方法を採用する。その他、荷重・耐力係数法を用いていることが特徴である。

「建築基礎構造設計指針（日本建築学会 2001）」（以下、建築基礎指針と呼ぶ）の場合には、指針という性格上、設計者が主体性と責任をもって合理的な設計を行うことを前提に、道路橋や鉄道構造物の標準類より、より柔軟な設計法が示されている。限界状態設計法が導入されている点と、要求性能の確認方法は、必要な要求性能を満足するために設定された限界状態を表す設計用限界値が、設定された荷重に対して算定された設計用応答値を上回ることを確認することのみを述べ、その具体的な設定は設計者に委ね、その実用的な検証方法として、荷重・耐力係数法を紹介している点が特徴として挙げられる。

以下、杭基礎の設計法を、道路橋示方書を例に概説する。

### 2.3.2.1 杭基礎の設計法（道路橋示方書を例に）

#### (1) 耐震設計の原則

橋の耐震設計においては、

レベル1地震動：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動

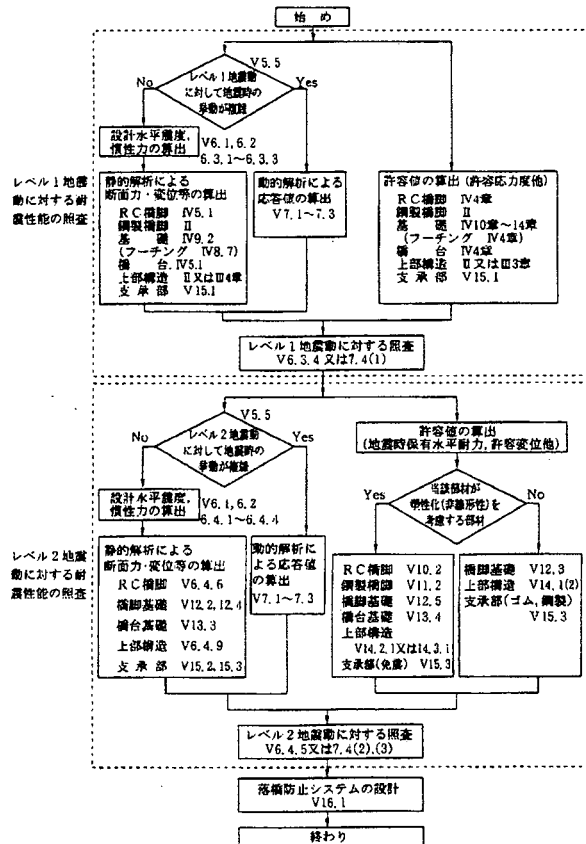
レベル2地震動：橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動の2段階の地震動を考慮する。

ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプIの地震動及び内陸直下型地震動を想定したタイプIIの地震動の2種類を考慮する。

橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋「A種の橋」ととくに重要度が高い「B種の橋」の2つに区分する。

橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、以下のとおりとする。

耐震性能1：地震によって橋としての健全性を損なわない性能



耐震性能2：地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能

耐震性能3：地震による損傷が橋として致命的とならない性能

橋の耐震性能は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、表2.3.2-1のように設定する。

耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造物系の破壊が生じて、上部構造の落下を防止できるように配慮する。

### (2) 耐震性能の照査

耐震性能の照査は、表2.3.2-2に示す方法で、設計地震動によって生じる各部材（上部構造、支承部、橋脚及び橋台、基礎、フーチング）の状態が、当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行う。ここで、静的照査法は震度法に基づいて行うもので、地震時の挙動が複雑でない橋に適用され、レベル1地震動に対する耐震性能の照査は弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能1の照査を行い、レベル2地震動に対する耐震性能の照査は地震時保有水平耐力法により耐震性能2または耐震性能3の照査を行う。地震時の挙動が複雑な橋について適用される動的照査法の解析方法は、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法があり、動的解析に際しては、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析モデル及び解析方法を用いる。基礎の場合には、基礎の水平耐力、さらには応答塑性率、変位、及び各部材の断面力を照査する。

### (3) 地震時保有水平耐力法の概要

地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査の手順を図2.3.2-2に示す。

耐震性能2または耐震性能3の照査において、橋脚基礎に塑性化を考慮しない場合には、橋脚基礎には橋脚の終局水平耐力と同等以上の水平耐力を保有させるとともに、十分な変形性能を有するように耐震設計を行う。すなわち、図2.3.2-3(a)に示すように、橋脚基礎には主たる塑性化を生じさせず、橋脚基部に曲げ損傷に伴う塑性ヒンジを形成させることを基本とし、橋脚基礎に作用する荷重によって、基礎の降伏に達しないように照査する。

橋脚基礎に主たる塑性化を生じる場合には、橋脚基礎に生じる損傷が補修可能な程度の範囲に収まるように、橋脚基礎の変形性能について照査する。すなわち、図2.3.2-3(b)に示すように、橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度に相当する水平震度に対し、橋脚基礎の応答塑性率ならび応答変位を算出し、許容値以下であることを照査する。

橋脚基礎に作用する荷重に対して、橋脚基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位は、杭基礎を図2.3.2-4～図2.3.2-6に示すようにモデル化して、プッシュオーバー解析を行うことにより求めることができる。

表 2.3.2-1 設計地震動と目標とする橋の耐震性能（道路橋示方書）

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能1）	
レベル2地震動	タイプIの地震動（プレート境界型の大規模な地震）	地震による損傷が橋として致命的とならない性能（耐震性能3）	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能（耐震性能2）
	タイプIIの地震動（兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）		

表 2.3.2-2 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査に適用できる耐震計算法（道路橋示方書）

橋の動的特性 照査をする耐震性能	地震時の挙動が複雑ではない橋	塑性化や非線形性が複数箇所に生じる橋及びエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジの発生箇所がはっきりしない橋、複雑な振動挙動をする橋
耐震性能1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能2 耐震性能3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	右記以外の条件の橋	・ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋 ・免震橋 ・ラーメン橋 ・鋼製橋脚に塑性化を考慮する橋	・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋	・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・上・中路式アーチ橋 ・曲線橋

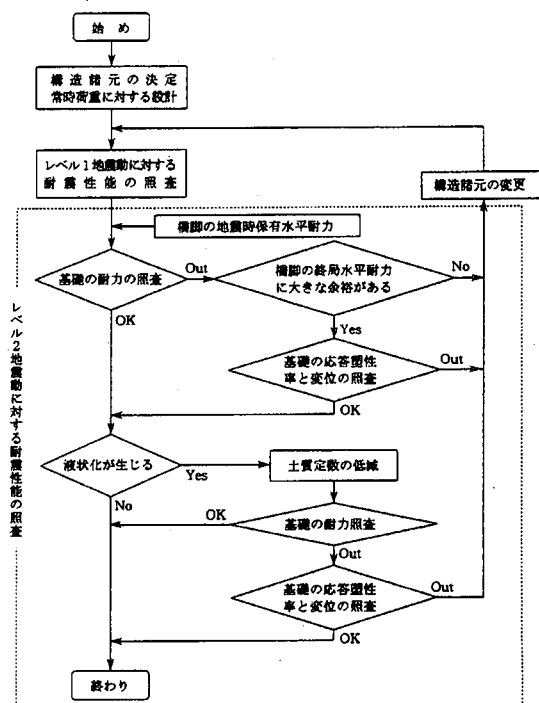


図 2.3.2-2 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査の手順（道路橋示方書）

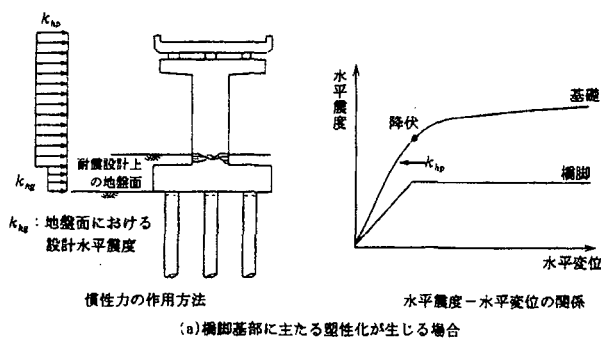


図 2.3.2-4 杭基礎の解析モデル（道路橋示方書）

$K_{VB}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数  
 $k_{HB}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

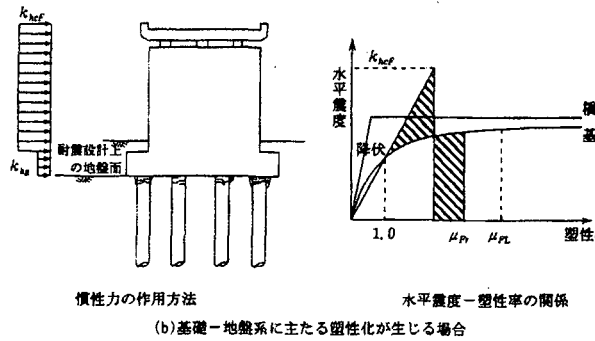


図 2.3.2-5 杭の抵抗特性（道路橋示方書）

(a) 杭の軸方向の抵抗特性 (b) 杭周辺地盤及びフーチング前面地盤の水平抵抗特性

図 2.3.2-3 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計（道路橋示方書）

2.3.2.2 耐震性能と杭基礎の限界状態

(1) 道路橋示方書

基礎の損傷は発見が難しく、また、その修復も大がかりなものとなり容易ではないことから、基礎に対しては、一般に主たる塑性化を考慮した設計を行わず、副次的な塑性化を生じる程度となるように設計する。ただし、橋脚が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合、あるいは、液状化の影響により地盤の水平反力が十分に期待できない場合には、基礎を降伏させないように耐力を確保することは必ずしも合理的ではない。このようなやむを得ない場合には、基礎の塑性化を考慮した設計を行っても良い。

道路橋基礎の耐震性能と限界状態及び照査項目は表 2.3.2-3 のように整理される。

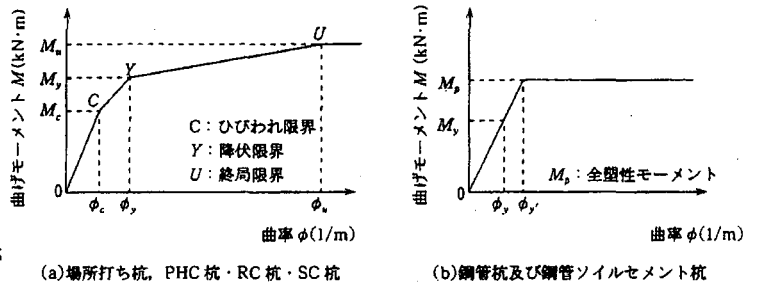


図 2.3.2-6 杭体の曲げモーメント～曲率関係（道路橋示方書）

表 2.3.2-3 橋脚基礎の照査項目（道路橋示方書より編集）

	限界状態	主な照査項目
耐震性能 1	基礎の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>支持力 &lt; 許容支持力</li> <li>応力度 &lt; 許容応力度</li> <li>応答変位 &lt; 許容変位</li> </ul>
耐震性能 2	副次的な塑性化にとどめられている状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎が降伏に達しない。</li> <li>基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない。</li> </ul>
耐震性能 3	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎の応答塑性率が許容塑性率以下となる。</li> <li>基礎の部材に生じる断面力は耐力を上回らない。</li> <li>基礎天端での応答回転角が基礎の回転角の許容値以下となる。</li> </ul>

備考) 基礎の限界状態として、復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じていない状態を想定するのは、橋脚躯体が十分大きな耐力を有している場合や液状化のあるようなやむを得ない状態。

基礎の降伏は、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮き上がりのいずれかにより、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時とし、基礎形式によって抵抗特性が大きく異なるため一概には決めがたいが、杭基礎の降伏の目安として以下の状態を考えても良い。

- ① 全ての杭において杭体が降伏する。
- ② 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限に達する。

橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位は、橋脚基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定め、杭基礎の場合には、許容塑性率は載荷実験結果等を参考に4を目安として良く、許容変位は、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角で0.02rad(約1/60rad)を目安として良い。ただし、橋脚の高さが著しく高い場合や、基礎の規模が大きい場合には、適宜、基礎の変位による影響を考慮して基礎構造等を検討するのが望ましい。

(2) 鉄道標準

構造物の耐震性能は、L1(レベル1)地震動に対しては耐震性能Iを、L2(レベル2)地震動に対しては、重要度の高い構造物は耐震性能IIをその他の構造物は耐震性能IIIを満足する。耐震性能I～IIIは、道路橋とほぼ同様である。橋梁、高架橋に要求される耐震性能と部材の損傷レベル及び基礎の安定レベルの関係を図2.3.2-7に、単柱式橋脚の耐震性能と部材の損傷レベル及び基礎の安定レベルの制限値の目安を表2.3.2-4に示す。杭基礎の安定レベルは、応答塑性率、部材の損傷レベル及び応答変位量について照査する。塑性率、損傷レベルの制限値の目安を表2.3.2-5～表2.3.2-7に示す。ここで、損傷レベルは、材料により異なるが鉄筋コンクリート部材の場合は、次のように与えられる。

- 損傷レベル1：軸方向鉄筋が引張り降伏ひずみに達するまでの範囲
- 損傷レベル2：最大水平抵抗荷重程度を維持するまでの範囲
- 損傷レベル3：降伏荷重を維持するまでの範囲

基礎の安定レベルと支持力、変位の基本的な考え方を表2.3.2-8示す。

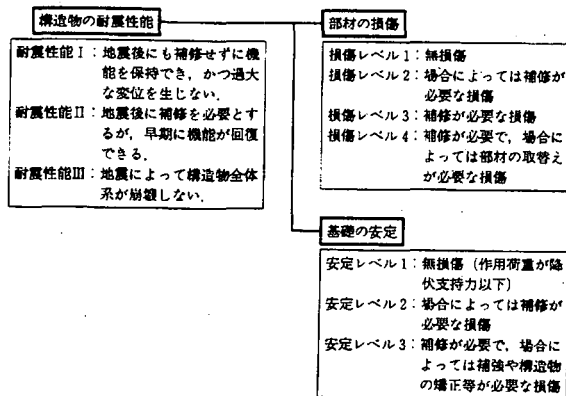


図2.3.2-7 橋梁・高架橋の耐震性能 (鉄道標準)

表2.3.2-8 基礎の安定レベルと支持力、変位、及び補修・補強の基本的考え方 (鉄道標準)

	耐震性能I	耐震性能II	耐震性能III
支持力 (地盤・部材)	安定レベル1 ・支持地盤の一部が塑性化する可能性があるが、作用荷重が降伏支持力以下 ・部材が降伏しない	安定レベル2 ・支持地盤または基礎部材あるいは両者とも塑性化するが、なお、十分な支持力を保持	安定レベル3 ・支持地盤の破壊や基礎部材の損傷による構造物の崩壊を生じない安定性を保持
変位	・列車走行性を保持 ・有害な残留変位を生じない	・構造物の機能に有害な変位を生じない ・地震後の列車走行性(徐行)を保持	・高橋等構造物の崩壊を生じない ・補修、補強等により構造物の再使用が可能
補修、補強	・補修、補強を要しない	・場合によってフーチングおよび基礎周囲の空層への注入等	・場合によって基礎本体の補強や地盤改良等による基礎の補強 ・場合によって構造物の矯正

表2.3.2-4 単柱式橋脚の耐震性能と部材の損傷レベル及び基礎の安定レベルの制限値の目安 (鉄道標準)

構造物	耐震性能I	耐震性能II	耐震性能III
部材の損傷レベル	1	3	3
基礎の安定レベル	1	2	3

表2.3.2-5 杭基礎の安定より定まる塑性率の制限値の目安 (鉄道標準)

耐震性能	安定レベル	塑性率の制限値			杭基礎の状態
		場所打杭	PHC杭	鋼管杭	
耐震性能I	安定レベル1	1	1	1	杭基礎が降伏していない状態
耐震性能II	安定レベル2	5	5	5 <sup>1)</sup>	杭体が最大曲げ耐力に達しな一一部の杭の地盤抵抗が上限に達した状態
耐震性能III	安定レベル3	8	5 (8) <sup>2)</sup>	8 <sup>2)</sup>	杭体の鉄筋の一部が屈服したり、多くの杭の地盤抵抗が上限に達した状態

ここに、μ：基礎の応答塑性率(μ/aまたはμ/a)

a：基礎の応答変位

μ：基礎の応答変位

μ：基礎の降伏回転角

1) 塑性化する恐れのある範囲に中詰めコンクリートを施工した場合。

2) 塑性化する恐れのある範囲の帯鉄筋を強化し、中詰めコンクリートを施工した場合。

表2.3.2-6 杭基礎の安定レベルと部材の損傷レベルの関係 (鉄道標準)

耐震性能	安定レベル	部材の損傷レベル			
		場所打杭	PHC杭	鋼管杭	フーチング
耐震性能I	安定レベル1	1	1	2	1
耐震性能II	安定レベル2	2	2	2	2
耐震性能III	安定レベル3	3	2 (3 <sup>1)</sup> )	3	2

1) 塑性化する恐れのある範囲の帯鉄筋を強化し、中詰めコンクリートを施工した場合。

表2.3.2-7 群杭基礎での部材の損傷レベルの制限値 (鉄道標準)

群杭基礎の安定レベル	部材の損傷レベルの制限値
安定レベル1	全杭本数の半数の杭が損傷レベル1の制限値に達したとき
安定レベル2	全杭本数の半数の杭が損傷レベル2の制限値に達したとき
安定レベル3	1本の杭が損傷レベル3の制限値に達したとき

半数の杭本数は、杭列数を2で除して、小数点以下を切り捨てて得られる列数に相当する本数とする。

(3) 建築基礎指針

建築基礎構造物では、次の限界状態を設定している。

使用限界状態：基礎構造の変位・傾斜が原因で、上部構造物に対して変形、変位、振動、外観などの観点から使用上の要求を満足できなくなる限界の状態をいう。また、耐久性上、許容される限界もこれに含める。

損傷限界状態：基礎構造が構造的な被害を受けることにより、構造物を再使用するためには構造上の補修・補強などを必要とする限界の状態をいう。また、地盤や基礎構造が原因で、上部構造が構造上の補修・修復などを必要とする状態もこれに含める。

終局限界状態：地盤や基礎構造が破壊することにより、上部構造を支持することができなくなる状態をさし、もはや補修・補強して構造物を再使用することができなくなる限界の状態をいう。さらに、地盤や基礎構造が原因で、上部構造が終局限界状態に至る状態もこれに含める。

限界状態の検討時に想定する荷重の最低レベルとして表 2.3.2-9 を推奨している。

表 2.3.2-9 限界状態と想定する荷重（建築基礎指針）

限界状態	想定する荷重レベル（最低レベル）
終局限界状態	最大級の荷重
損傷限界状態	1回～数回遭遇する荷重
使用限界状態	日常的に作用する荷重

各限界状態に対応する杭基礎の要求性能を表 2.3.2-10 に、要求性能レベルに対する検討項目を表 2.3.2-11 に示す。単杭の設計用限界値を表 2.3.2-12 に、設計用限界値に基づく杭基礎全体の要求性能を表 2.3.2-13 に示す。

表 2.3.2-10 各限界状態に対する要求性能（建築基礎指針）

性能レベル (限界状態)	要求性能		
	上部構造に対する影響	基礎部材*	地盤
終局限界状態	杭基礎の破壊または変位によって、上部構造が破壊しない。また、上部構造が転倒しない。	基礎部材が脆性的な破壊を生じない。また、変形性能の限界に達して、急激な耐力低下を生じない。	敷地地盤全体の安定性が失われない。また、杭基礎に作用する荷重が地盤から定まる杭基礎全体の最大抵抗力に達しない。
損傷限界状態	杭の変位によって、上部構造に構造上の補修、補強を必要とするような損傷が生じない。	基礎部材に構造上の補修、補強を必要とするような損傷が生じない。	残留変位が小さい。繰返し荷重による変位の増加が小さい。
使用限界状態	杭の変位によって、上部構造の使用性、耐久性に支障が生じない。	基礎部材の耐久性に支障が生じない。	

表 2.3.2-11 要求性能レベルに対応する検討項目（建築基礎指針）

性能レベル (限界状態)	検討項目		
	上部構造に対する影響	基礎部材	地盤
終局限界状態	（基礎の変形角、傾斜角）	各部材の応力、または塑性変形量	鉛直支持力、（沈下量） 引抜き抵抗力、（引抜き量） 水平抵抗力、（水平変位量） 液状化
損傷限界状態	基礎の変形角、傾斜角	各部材の応力	鉛直支持力、沈下量 引抜き抵抗力、引抜き量 水平抵抗力、水平変位量 液状化
使用限界状態	基礎の変形角、傾斜角	各部材の応力、またはひび割れ幅	沈下量 （引抜き抵抗力）、（引抜き量） （水平抵抗力）、（水平変位量）

[注]（ ）内の項目については必要に応じて検討する。

表 2.3.2-12 単杭の設計用限界値（建築基礎指針）

性能レベル	設計用限界値			
	杭体	地盤		
終局限界状態	信頼強度または限界塑性変形量	極限支持力または第2限界荷重に相当する支持力	残留引抜き抵抗力	最大水平抵抗力
損傷限界状態	弾性限界強度	極限支持力の 2/3、または第1限界荷重に相当する支持力	降伏引抜き抵抗力	最大水平抵抗力の 1/2
使用限界状態	ひび割れ限界強度かつクリップ変形に対して十分余裕のある強度		最大引抜き抵抗力の 1/3	

[注] 1) 地盤の抵抗力によって限界水平抵抗力が決定されるような短杭を対象とする。杭体の抵抗力で限界水平抵抗力が決定されるような杭については、右側の杭体欄に準じる。

表 2.3.2-13 設計用限界値に基づく杭基礎全体の要求性能（建築基礎指針に加筆）

性能レベル	要求性能			
	上部構造に対する影響	基礎部材*	地盤	
終局限界状態	上部構造の沈下量、水平変位量、または変形角、傾斜角	（基礎梁、基礎スラブ、杭頭接合部、杭体、懸手）	鉛直支持力および引抜き抵抗力	水平抵抗力
終局限界状態	上部構造の設計用限界値に準じる [表 2.3.2-10 参照]	いずれの基礎部材も損傷限界強度または限界塑性変形量に達しない。	いずれの杭も終局限界支持力または終局限界引抜き抵抗力に達しない。ただし、建築物の転倒に対しては、引抜き側の杭全体の引抜き抵抗力が最大に達しない。	いずれの杭も終局限界水平抵抗力に達しない。
損傷限界状態	同 上	いずれの基礎部材も損傷限界強度に達しない。	いずれの杭も損傷限界支持力または損傷限界引抜き抵抗力に達しない。	いずれの杭も損傷限界水平抵抗力に達しない。
使用限界状態	同 上	いずれの基礎部材も使用限界強度に達しない。	いずれの杭も使用限界引抜き抵抗力に達しない。	

[注] 1) 基礎梁、基礎スラブに対する要求性能は、上部構造の要求に準じる。

2.3.2.3 液状化地盤の取り扱い

(1) 道路橋示方書

地震時に不安定となる地盤として、耐震設計上ごく軟弱な土層、橋に影響を与える液状化または流動化が生じると判定させる砂質土層を挙げており、橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合には、液状化が生じないとした場合の耐震性の照査とともに、液状化の影響を考慮した耐震性の照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表 2.3.2-14 の係数  $D_E$  を乗じて算出するものとする。なお、 $D_E=0$  の場合の土層は耐震設計上土質定数を零とする。ここで、 $D_E$  を乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を指す。また、レベル2地震動では、タイプIの地震動とタイプIIの地震動に対して  $D_E$  が求められるが、基礎の照査においては、そのいずれか小さい方の値を用いる。

耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合（液状化地盤の場合、 $D_E=0$  となる土層）には、耐震設計上の地盤面は、その層の下面に設定する（図 2.3.2-8、図 2.3.2-9 参照）。ここで、耐震設計上の地盤面とは、その面より上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

液状化が発生した場合、構造物の固有周期が変化し、静的照査法における構造物の慣性力も変化すると考えられる。道路橋基礎では、構造物の固有周期の算定に液状化の影響を考慮していない。

ただし、レベル2地震動が作用したときに橋脚基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、側方地盤への逸散、基礎の本体の部分的な塑性化あるいは地盤抵抗の非線形性の影響を考慮し、橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度を減衰定数別補正係数（2/3 程度）で補正して良い。

(2) 鉄道標準

液状化すると判定された地盤における構造物の応答値は、液状化を考慮しない条件での応答値の算定の他に、液状化の影響を考慮して応答値を算定し、いずれか厳しい方のケースで応答値の算定を行う。液状化の影響として、液状化すると判定された土層は、液状化しないものとして求めた土質諸定数に、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に応じて図 2.3.2-10 に示す低減率 ( $D_E$ ) を乗じて、土質諸定数を低減させる。この場合の土質諸定数とは、地盤の変形係数、地盤反力係数、地盤反力度の上限値、及び杭の周面支持力度である。ここで、低減係数が零の場合の土層を土質諸定数を考慮しない土層とする。液状化の影響を考慮した橋梁及び高架橋の応答値は、液状化による地

表 2.3.2-14 土質定数の低減係数  $D_E$  (道路橋示方書)

$F_L$ の範囲	現地盤面からの深さ $x$ (m)	動的せん断強度比 $R$			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル1地震動に対する照査	レベル2地震動に対する照査	レベル1地震動に対する照査	レベル2地震動に対する照査
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

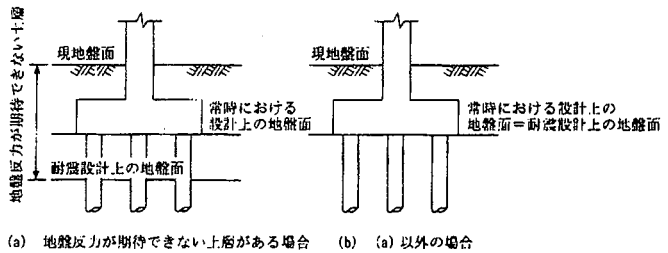


図 2.3.2-8 橋脚における耐震設計上の地盤面(道路橋示方書)

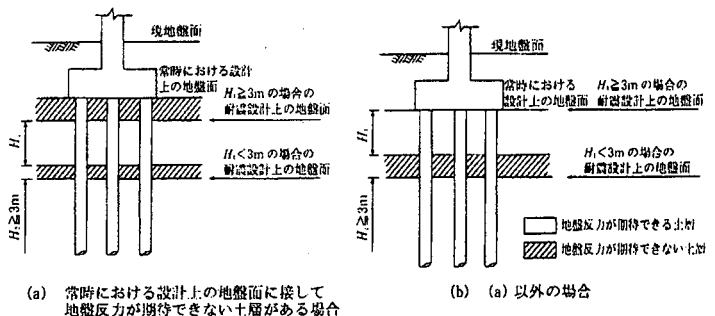


図 2.3.2-9 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面 (道路橋示方書)

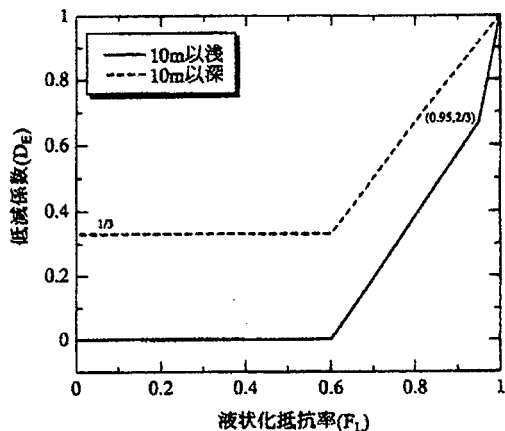


図 2.3.2-10 液状化による土質定数の低減 (鉄道標準)

盤の剛性低下によって生じる基礎構造物の支持力の低下ならびに橋梁及び高架橋の固有周期の変動を考慮して算定する。例えば、非線形スペクトル法による場合、液化化指数  $P_L$  に応じて次の影響を考慮する。

①  $5 < P_L < 20$  の場合

耐震設計上の地盤面より上方の基礎部分については地盤反力を無視して、慣性力を考慮した静的非線形解析により荷重～変位関係を算定する。構造物の固有周期は、荷重～変位関係の降伏点と原点とを結ぶ割線剛性を用いて算定する。また、耐震設計上の地盤面より上方の部分に  $F_L < 0.6$  の層が連続する場合は付加重量を考慮する。

②  $20 < P_L$  の場合

群杭基礎の荷重～変位曲線の算定においては、耐震設計上の地盤面より上方の基礎部分については地盤反力を無視し、慣性力及び群杭で囲まれている範囲の液化化した地盤の付加慣性力効果を付加重量として考慮し、静的非線形解析により荷重～変位関係を算定する。同様に、大型基礎や単杭基礎の場合には、慣性力とともに、上記の群杭による付加慣性力効果にかわり液化化した地盤の振動土圧による影響を付加重量として考慮する。構造物の固有周期は、荷重～変位関係の降伏点と原点とを結ぶ割線剛性を用いて算定する。

(3) 建築基礎指針

液化化に伴う地盤物性の変化として次の影響が示されている。

等価線形応答解析による地盤変形予測に必要な地盤剛性の評価として、液化化に対する安全率  $F_L$  が 1 以上で、有効応力の低下を評価したい場合は、図 2.3.2-11 または  $r_u = F_L^{-7}$  により水圧上昇比  $r_u$  を求め、剛性が有効応力の平方根に比例すると考えて等価剛性を推定する。

液化化地盤における杭の水平抵抗の検討では、水平地盤反力係数  $k_h$  及び塑性水平地盤反力  $p_y$  が必要であり、これらは次式及び図 2.3.2-12、図 2.3.2-13 から求められ、深度と補正  $N$  値 ( $N_a$ ) から補正係数  $\beta$  の低減を行うようにしている。塑性水平地盤反力の低減値  $\alpha$  は暫定的に  $\alpha = \beta$  としても良い。

$$k_h = \beta k_{h0} \cdot y_r^{-1/2}$$

$$p_y = \alpha p_{y0}$$

建物側面、底面、杭周面の摩擦力は液化化が生じた部分では基本的に無視することとする。また、液化化が生じない場合でも、過剰間隙水圧の上昇が予想される場合はその度合いにより摩擦力を低減する。

基礎根入れ部に働く土圧は、地盤が基礎を押しする場合もあるので、基礎設計にあたっては、土圧の作用方向に注意する必要がある

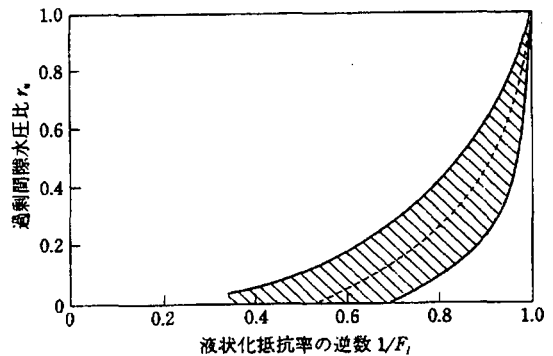


図 2.3.2-11 安全率と水圧上昇の関係 (建築基礎指針)

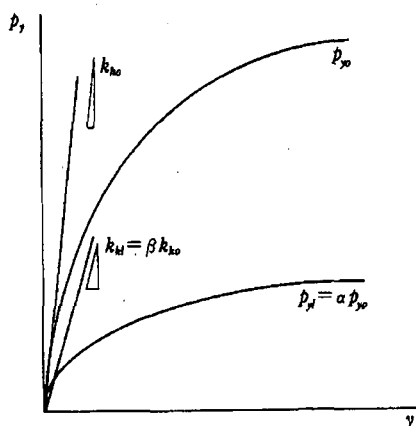


図 2.3.2-12 杭の水平地盤反力と変位関係のモデル化 (建築基礎指針)

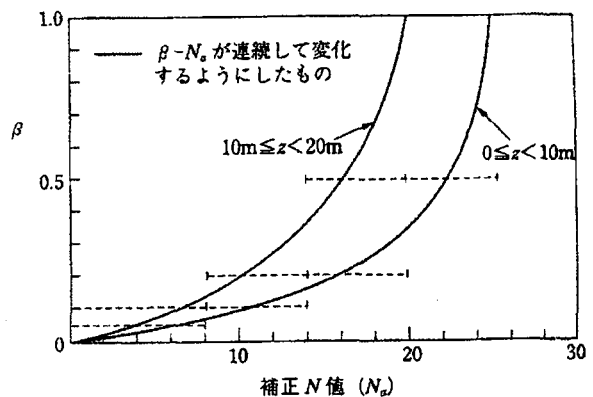


図 2.3.2-13 地盤反力係数の低減率 (建築基礎指針)

【参考文献】

- (社)日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善
- (財)鉄道総合技術研究所編 (1999) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善
- (社)日本建築学会 (2001) : 建築基礎構造設計指針, 丸善

### 2.3.3 液状化地盤とケーソン基礎

ケーソン基礎も2.3.2節に示す杭基礎と設計の流れ、液状化地盤の取り扱いは概ね同様である。そこで、本節では、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編（日本道路協会 2002）」（以下、道路橋示方書と呼ぶ）と「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（鉄道総合技術研究所編 1999）」（以下、鉄道標準と呼ぶ）に関して、ケーソン基礎の特徴的な事項について整理する。

#### 2.3.3.1 道路橋示方書

##### (1) ケーソン基礎の解析モデル

道路橋示方書における橋脚基礎のうち、地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の解析モデルを図2.3.3-1～図2.3.3-3に示す。ケーソン本体は、1本の柱状体としてモデル化し、地盤抵抗として6種類の抵抗要素を考慮する。液状化の影響は、2.3.2.3節と同様に地盤ばねの評価に盛り込む。

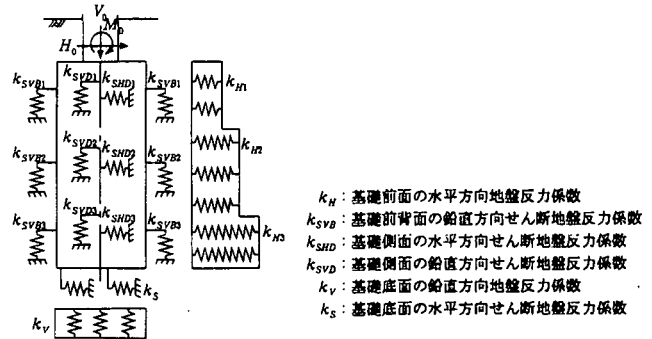


図 2.3.3-1 ケーソン基礎の解析モデル（道路橋示方書）

##### (2) ケーソン基礎の降伏

ケーソン基礎の降伏は、次のいずれかに最初に達する状態として良い。

- ①ケーソン本体が降伏する。
- ②基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が、基礎の根入れ長の60%に達する。
- ③基礎底面の浮き上がりを生じた面積が、基礎底面積の60%に達する。

##### (3) ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位

ケーソン基礎のように基礎の終局が定義される場合には、鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率に準じて定めて良い。鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 $\mu_a$ は破壊形態に応じて以下により算出する。

- ①曲げ破壊型と判定された場合（せん断耐力 $\geq$ 終局水平耐力）

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \alpha / \delta_y$$

$\delta_u$ : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

$\delta_y$ : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

$\alpha$ : 安全係数で表2.3.3-1による

- ②曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合及びせん断破壊型と判定された場合（終局水平耐力 $>$ せん断耐力）

$$\mu_a = 1$$

橋脚基礎の許容変位は、ケーソン基礎の場合も杭基礎の場合と同様である（2.3.2.2節参照）。

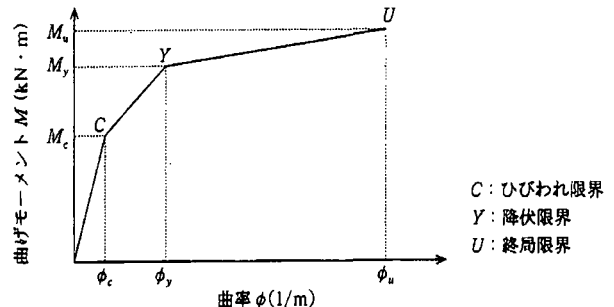


図 2.3.3-2 ケーソン本体の曲げモーメント～曲率関係（道路橋示方書）

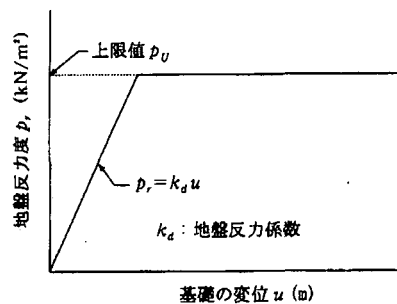


図 2.3.3-3 ケーソン基礎周辺地盤の抵抗のモデル化（道路橋示方書）

表 2.3.3-1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数（道路橋示方書）

照査する耐震性能	タイプIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$	タイプIIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$
耐震性能2	3.0	1.5
耐震性能3	2.4	1.2



### 2.3.3.2 鉄道標準

鉄道標準においても、ケーソン基礎の設計は、2.3.2 節に示す杭基礎と設計の流れと、液状化地盤の取り扱いも含め概ね同様である。すなわち、鉄道標準では、耐震設計における応答値の算定は動的解析法を用いることを原則としており、非線形スペクトル法、基礎を支持ばねに置換する解析法、地盤、基礎及び上部構造物の一体解析法のいずれかの方法を採用する。液状化の可能性のある地盤が存在する場合には、非線形スペクトル法、基礎を支持ばねに置換する解析法においては、応答値は、液状化を考慮しない条件及び液状化を考慮した条件について算定し、それぞれ照査を行う。

#### (1) ケーソン基礎の静的解析モデル

非線形スペクトル法、及び基礎を支持ばねに置換する解析法で考慮するケーソン基礎の静的解析モデルは、図 2.3.3-1 に示す道路橋示方書の解析モデルとほぼ同様なモデル化を行う。液状化の影響は、2.3.2.3 節と同様に地盤ばねの評価に盛り込む。

#### (2) ケーソン基礎の降伏

静的解析によるケーソン基礎の降伏点は、基礎・地盤系の荷重～変位曲線において、上部構造の慣性力作用点の変位が急増する点とすることを原則とするが、一般には、表 2.3.3-2 に示す基礎の状態を基礎の降伏点として良い。ただし、上記設定による基礎・地盤系の降伏点よりも基礎部材の降伏が先行する場合は、基礎部材が降伏した時点を基礎・地盤系の降伏とする。

#### (3) ケーソン基礎の安定レベルの照査

ケーソン基礎の安定レベルは、動的解析で得られた応答値から、応答塑性率、部材の損傷レベル、最大応答変位量について照査する。

ケーソン基礎の塑性率の制限値は表 2.3.3-3 を目安として良い。

ケーソン基礎特有の部材については、表 2.3.3-4 を参考にして各部材の損傷レベルの制限値を設定して良い。

応答変位は次について照査する。

- ①L1 (レベル 1) 地震動による変位が構造物の機能の維持等から定まる制限値を超えないこと。
- ②L2 (レベル 2) 地震動による変位が落橋防止等構造物の安全性から定まる制限値を越えないこと。

表 2.3.3-2 ケーソン基礎の降伏点 (鉄道標準)

	基礎・地盤系の降伏点 ( $k_{10}$ )
$\beta l < 1.0$	$k_{10}$
$1.0 \leq \beta l < 1.5$	$k_{10} < k_{90}$ の場合: $k_{10} + (k_{90} - k_{10}) / 0.5 \times (\beta l - 1.0)$ $k_{90} < k_{10}$ の場合: $k_{10}$
$1.5 \leq \beta l$	$k_{90}$

$k_{10}$ : 基礎地盤系の降伏点 (部材の降伏が先行する場合は部材の降伏点とする)  
 $k_{10}$ : 基礎寸法等から定まる降伏点  
 $(L \times 1.2\%, 0.6 \times 10^{-4} \text{rad})$  のいずれか小さい荷重作用時  
 $k_{90}$ : 最大抵抗荷重から定まる降伏点  
 $(L \times 10\%$  変形時を最大抵抗荷重とし、その 80% の荷重作用時)  
 $\beta$ : 基礎の特性値 ( $= \sqrt{K_{90} / 4EI}$ )  
 $K_{90}$ : 基礎の等価水平地盤ばね ( $K_{90} = k_n \times L_0 + k_{90} \times B_0 \times 2$ )  
 $L_0$ : 基礎の前面有効抵抗幅  
 $B_0$ : 基礎の側面有効抵抗幅  
 $EI$ : 基礎の全断面有効の曲げ剛性

表 2.3.3-3 ケーソン基礎の塑性率の制限値の目安 (鉄道標準)

安定レベル	塑性率の制限値 ( $\mu_L$ )
1	1
2	5 および $\mu_{L2}$ のうち小さい方
3	基礎幅 10% の変形時および $\mu_{L3}$ のうち小さい方

$\mu_{L2}$ : ケーソン基礎側壁 (鉛直断面) の損傷レベルが安定レベル 2 の制限値に達する状態における基礎の変位量から定まる塑性率の制限値。  
 $\mu_{L3}$ : ケーソン基礎側壁 (鉛直断面) の損傷レベルが安定レベル 3 の制限値に達する状態における基礎の変位量から定まる塑性率の制限値。

表 2.3.3-4 構造物の耐震性能と部材の損傷レベル (鉄道標準)

構造物	耐震性能			
	耐震性能 I 安定レベル 1	耐震性能 II 安定レベル 2	耐震性能 III 安定レベル 3	
部材の損傷レベル	側壁	1	2	2 (3)
	鉛直断面 水平断面	1	2	3
	頂版	1	2	2
	頂版支持部	1	1	1

#### 【参考文献】

- (社)日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善
- (財)鉄道総合技術研究所編 (1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善

## 2.3.4 液状化地盤と護岸

### 2.3.4.1 はじめに

護岸構造物は河川・海岸構造物としての護岸と港湾構造物としての護岸に大別されるが、「建設省河川砂防技術基準（案）同解説」に規定される河川・海岸施設については、2.3.1.3の河川堤防の項で詳述された手法と同様の設計法が用いられている。そこで本節では対象を港湾構造物としての護岸に限定し、その代表的な構造形式である重力式岸壁と矢板式岸壁について、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、港湾基準とする）に規定される内容を中心に紹介する。なお、液状化判定の具体的な方法については別の節で取扱われているので、ここでは設計上における液状化地盤の取扱いを中心に述べることにする。

### 2.3.4.2 設計の流れ

港湾施設のうち、道路橋、鉄道橋、タンク、高圧ガス設備、建築物の耐震性の検討については、それぞれの関係する基準、指針などが準用、適用されることになっており、それ以外の施設については港湾基準を適用するとされている。

護岸はその機能目的から基準上、係船岸と区分されているが、構造形式は重力式係船岸、矢板式係船岸、等と類似しており、設計基準においても上述の係留施設の設計と同じ取扱いをするよう規定されている。

また、埋立地が一般廃棄物あるいは産業廃棄物の最終処分場である場合には、別の基準が適用される。図2.3.4-1には一般的な護岸の設計手順を示す。

港湾構造物が他の構造物と大きく異なる点は表2.3.4-1にもあるように、断面決定や安定計算に際して、波浪や潮位、潮流といった水域からの荷重条件による制約が大きなウェイトを占めることである。また、耐震設計の手法としては、構造物の動的特性も考慮して、1)震度法、2)地震応答解析、3)応答変位法のいずれか、またはその組み合わせを用いるとされているが、特に重要な係船岸や他に類例の少ない特殊な構造物以外は震度法による検討が中心である。

ここでは、重力式護岸、矢板式護岸の常時を基本とした設計手順の概略を紹介し、地震時の問題がどの様に取扱われているのかを示す。

#### (1)重力式護岸

重力式護岸には重力式係船岸の設計法が適用され図2.3.4-2に示す手順で断面決定と安定計算が行われる。

異常時（地震時）の滑り出しの検討では、常時の土圧、残留水圧に加え、壁体に作用する地震力として地震時土圧の水平分力を加え、式(2.3.4-1)によって安定性を評価している。

$$F_s \leq \frac{fW}{P} \quad (2.3.4-1)$$

- $F_s$ : 壁体の滑り出しに対する安全率
- $f$ : 壁体の底面と基礎の摩擦係数
- $W$ : 壁体に作用する全鉛直力(kN/m)
- $P$ : 壁体に作用する全水平力(kN/m)

である。

摩擦係数については、常時外力に対する静止摩擦係数が、壁体と基礎の材料に応じて定められているが、振動時の摩擦係数に関しては十分なデータが得られていないため、常時における値がそのまま用いられている。また、安全率は常

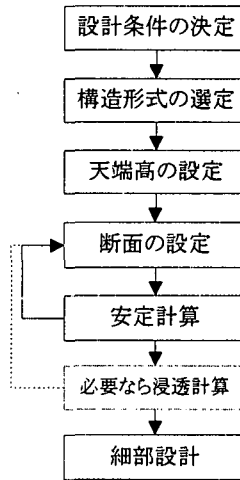


図2.3.4-1 護岸の設計手順

表2.3.4-1 設計で考慮する条件

設計条件
1. 波浪、潮位、潮流、水深
2. 基礎地盤の土質
3. 地震及び地震力
4. 地震時の動水圧
5. 埋立地等の性状
6. 埋立地及び護岸の利用条件
7. 越波の許容度
8. 周辺水域の状況
9. 施工法
10. 埋立工法

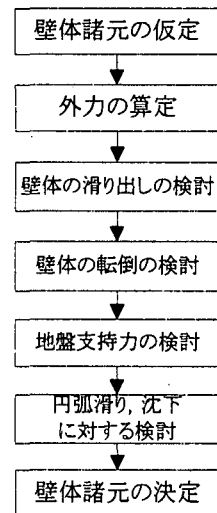


図2.3.4-2 重力式係船岸の設計順序

時が 1.2 以上であるのに対して、地震時の安全率は 1.0 以上としている。

壁体の転倒に対する検討では鉛直、水平合力の、壁体前趾におけるモーメントの釣り合いで評価されるが、滑動と同様、地震時の検討では、地震時土圧の水平分力を加える。転倒に対する安全率は常時で 1.2 以上、地震時で 1.1 以上が標準とされている。

支持力の検討は、偏心傾斜荷重に対する基礎の支持力の規定を適用し、簡易ビショップ法による円弧滑り解析によって行なう。滑り面の始点は図 2.3.4-3(a) に示すように、荷重の着点に対して近い方の基礎の端とする。地震時には、マウンドおよび地盤には地震力は作用しないものとされ、円弧滑り円内の土塊にのみ地震力を与える。

沈下に関しては自重並びに上載荷重に対する検討のみで、地震時の沈下は設計の対象外である。また、全ての設計段階において地盤が液状化することを許しておらず、基準でも想定していない。

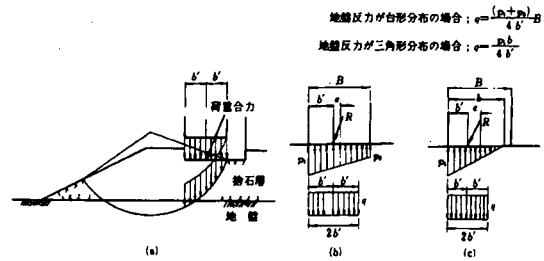


図 2.3.4-3 偏心傾斜荷重の支持力解析

### (2) 矢板式護岸

矢板式護岸についても重力式護岸のケースと同じく矢板式係船岸の基準が適用され、図 2.3.4-4 に示すような手順で設計される。

矢板壁に作用する主な外力は、土圧、残留水圧で、地震時にはこれに地震時土圧と、地震時の動水圧が加わる。地震時の外力の考え方については後述するが、重力式護岸の場合と同じである。

ただし、矢板に働く地震時の土圧、特にその分布についてはタイ材との負担率の関係や矢板の変形にともなう土圧の再配分の問題等に不明な点も多く、図 2.3.4-5 に示すような模型実験における土圧分布が紹介されているが、設計法のなかでその取扱いが明確になっているわけではない。

控え工（控え版）の設計では、控え版前面の受働土圧によってタイ材張力及び控え版背後の主動土圧に抵抗するものとして、その高さや設置深さを決める。この際に、常時ならびに地震時土圧を与え、その安全率は常時が 2.5、地震時が 2.0 以上と規定されている。新潟地震の被災状況などを鑑みて、矢板壁の被災原因が、表層地盤の液状化による控え版の受働抵抗の減少に起因していると考えられており、地震時の安全率も 2.0 と高めめの値が設定されているが、液状化の影響を明示的に評価する設計法とはなっていない。

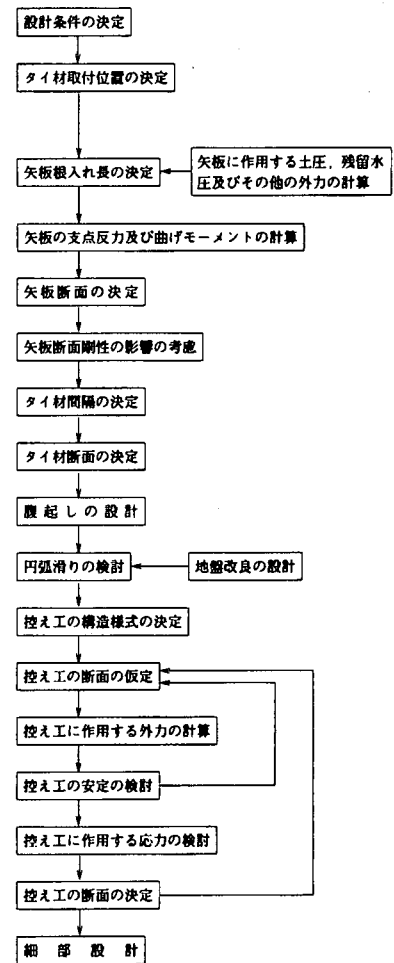


図 2.3.4-4 矢板式係船岸の設計手順

### 2.3.4.3 耐震性の検討

港湾構造物の耐震性の検討は、(1)設計用地震動の設定、(2)地震時の挙動予測、(3)構造物の安定性の検討、(4)断面決定、(5)細部設計という手順で行われる。

#### (1) 2段階設計法

港湾の一般施設は震度法によって設計されることが多く、設計震度は地域別震度、地盤種別係数、重要度係数の積として表わされる。港湾構造物の場合、過去の地震記録から再現周期 75 年に対応する地震動強さを地域別震度として設定していることが

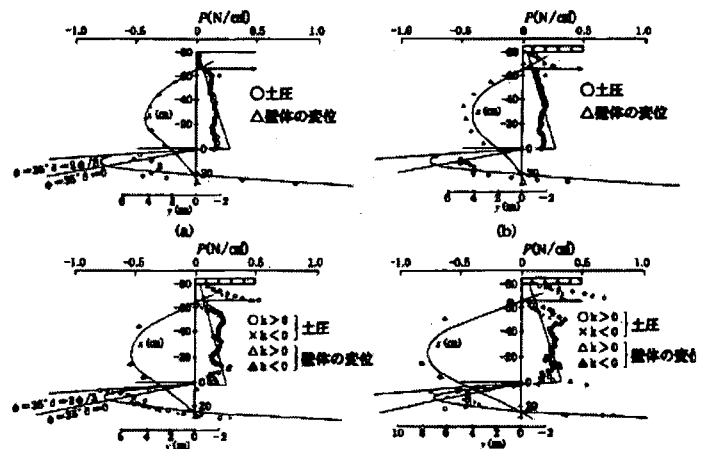


図 2.3.4-5 振動時に矢板に働く土圧

ら、この大きさがレベル1地震動に対応しているといえる。

一方、阪神淡路大震災以前から、重要港湾では耐震強化岸壁の整備が進められてきた。これは、設計震度0.25で設計されており、兵庫県南部地震以前に想定された地震をはるかに超える規模の地震が発生しても、直後から緊急物資の荷役や救援活動が可能のように作られた岸壁で、実際、神戸の地震の際にも、その機能を保持していた。この設計思想は、ある意味でレベル2地震動の概念を先取りしたものであるといえる。

図2.3.4-6にはレベル1地震動に対する設計手順を、図2.3.4-7にはレベル2地震動に対する耐震強化岸壁の設計手順を示す。耐震強化岸壁の場合には、震度法を用いる場合と地震応答解析を実施する場合があるが、いずれの設計手順においても、設計地震動（設計震度）に対して構造物の諸元を確定した後、液状化検討と対策を施すよう示されており、液状化やこれに伴う流動の発生を許容し、これらの条件を前提として構造物の設計をすることは非常に限定された場合にしか許されていない。

表2.3.4-2には、設計で考慮する地震動と港湾の耐震性能をまとめたものであるが、耐震強化施設が所定の機能を保持するかどうかは、適切な地震応答解析によって施設の変形等の照査を行うことによって保証される。また、その判断基準は構造安定性、機能性、応急復旧の難易度等を総合的に判断する必要があり、本来ならば許容変形量が定義されなければならないが、現状では目安として参考値が記載されるにとどまっている。これについては後述する。

(2)設計震度・設計地震動

震度法においては、地震力として設計震度が規定される。設計震度は、地震活動度に応じた地域別震度（A地区0.15～E地区0.08）に、対象地点の第四紀層の堆積厚さと土質分類による地盤種別係数（第一種地盤0.8～第三種地盤1.2）と構造物の重要度係数（特定1.5～C級0.8）を掛けあわせたもので定義され、耐震強化施設以外では、その上限値を  $K_h=0.25$  とする。これは、従来から  $K_h=0.25$  の設計震度で構築された構造物が、過去の地震で壊滅的な被害を受けなかったことを勘案して、従来の設計震度との整合性を図ったものである。

一方、耐震強化施設において震度法を用いる場合の設計震度は、重要度係数を特級の1.5として求めた設計震度と、地域防災計画の想定地震に対して重複反射モデルによる地震応答計算を実施し、式(2.3.4-2)、式(2.3.4-3)のから算出された震度等から総合的に判断して決定されるが、断層面に近い施設（想定地震が直下の大地震となる場合）においては、その下限値は0.25とされている。

1.  $\alpha$ が200Gal以下の場合

$$k_h = \frac{\alpha}{g} \tag{2.3.4-2}$$

2.  $\alpha$ が200Galを超える場合

$$k_h = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \tag{2.3.4-3}$$

ここで、 $k_h$ ：水平震度、 $\alpha$ ：地表面における地盤の最大加速度(Gal)、 $g$ ：重力加速度(Gal)である。

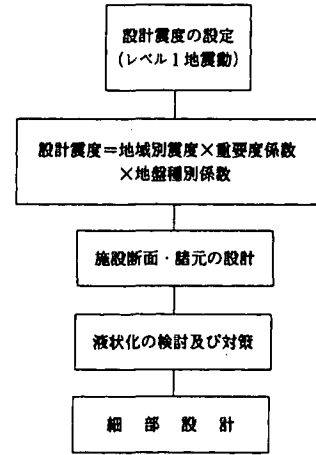


図2.3.4-6 レベル1地震動に対する設計手順

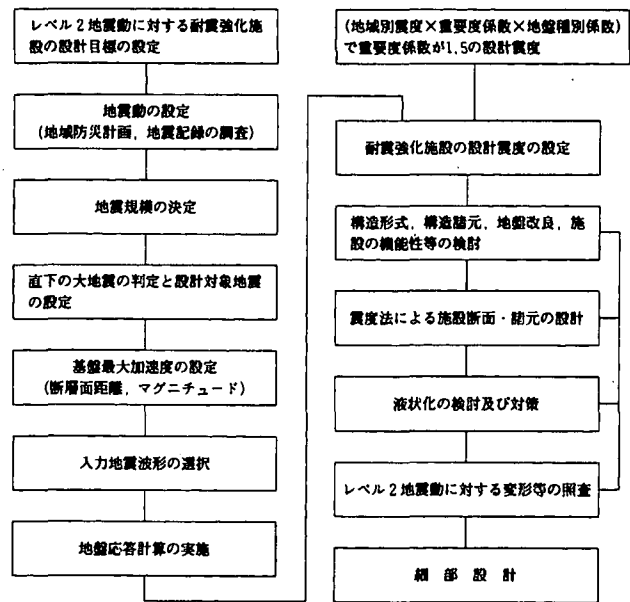


図2.3.4-7 レベル2地震動に対する耐震強化岸壁の設計手順

表2.3.4-2 設計で考慮する地震動と港湾施設の耐震性能

地震動レベル	耐震設計で考慮する地震動	対象施設	耐震性能
レベル1	再現期間75年の期待地震動	すべての施設	施設の健全な機能を損なわない
レベル2	再現期間数百年の期待地震動、プレート内地震動あるいはプレート境界地震動	耐震強化施設、その他、橋梁、沈埋トンネル等港湾の施設でレベル2地震動を考慮すべき施設	所期の機能を保持する

地域防災計画で想定地震が定められていない場合、または、耐震強化施設の設計に用いる地震を別途検討する必要がある場合には、既往最大地震、「確実度Ⅰの活断層」および「要注意活断層」を震源とする地震から、建設地点に最も大きな地震動を与える地震を想定する。また、活断層による地震マグニチュードは、式(2.3.4-4)から推定する。

$$\log_{10} L = 0.6M - 2.9 \quad (2.3.4-4)$$

ここで、 $L$ ：地震断層の長さ(km)、 $M$ ：マグニチュードである。また、こうした推定が困難な場合には、便宜的に兵庫県南部地震に準じて、 $M=7.2$ が用いられる。

耐震強化施設の設計震度を求める際の地震応答計算で用いられる基盤加速度は、式(2.3.4-5)で算定される。

$$\log_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \cdot 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (2.3.4-5)$$

ここで、 $A_{SMAC}$ ：SMAC型強震計の最大基盤加速度(Gal)、 $M$ ：マグニチュード、 $X$ ：断層面距離(km)である。

この基盤加速度を想定地震の発生機構別にタイプ分けされた入力地震波形に適用し、地震応答計算が実施される。この入力地震波形には表2.3.4-3に示した3つの波形が一般的に用いられる。

表 2.3.4-3 地震応答計算に用いる入射波形

プレート内地震	ポートアイランド 基盤入射波	兵庫県南部地震
プレート境界地震	八戸基盤入射波 大船渡基盤入射波	十勝沖地震 宮城県沖地震

### (3)地震時土圧

震度法において、構造物の安定性を検討する際の外力となる地震時土圧は、物部・岡部が提案した理論に基づいたものである。設計震度、壁面摩擦角、裏込材の内部摩擦角から、地震時の主動土圧係数および受働土圧係数、崩壊面の角度が求められる。なお、このときに用いられる震度については、残留水位以浅では空気中の震度が用いられ、残留水位以深では、式(2.3.4-6)示す港湾構造物特有の「見かけの震度」が用いられる。

$$k' = \frac{\gamma \cdot k}{(\gamma - 10)} \quad (2.3.4-6)$$

ここに、 $k$ ：設計震度、 $k'$ ：見かけの震度、 $\gamma$ ：残留水位以浅の土の単位体積重量である。

ただし、この土圧の算定法は土と間隙水が一体となって運動することを仮定しており、液状化した地盤においては適用が出来ない。

図2.3.4-8には地震時の土圧係数の算定図を示す。

### (4)安全性の評価

耐震設計を行い断面を決定する際に、震度法においては安全率が用いられ、動的解析を実施する場合には構造物の挙動を耐震性能の観点から検討される。

安全率は、外力の確からしさと抵抗力の確からしさを考慮し、かつ、構造物の重要度や人的被害への影響、

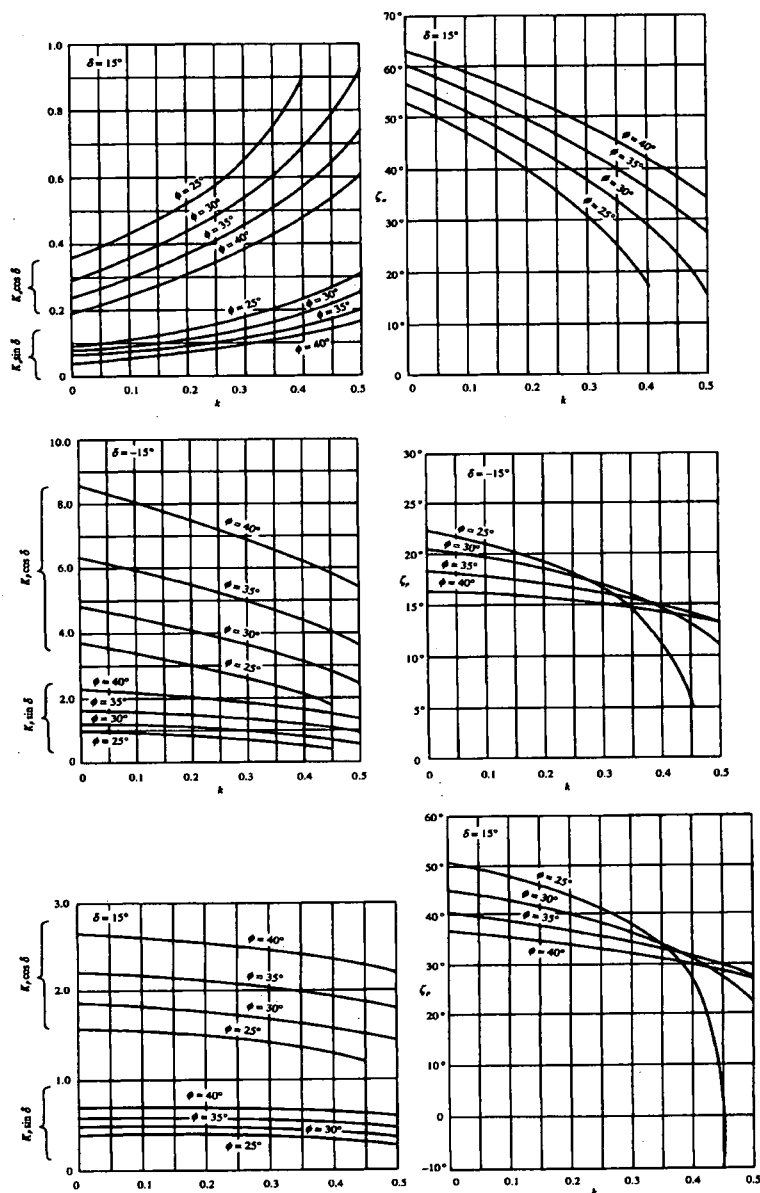


図 2.3.4-8 土圧係数と崩壊角の算定図表

経済性などを考慮して経験的に決められているため、例えば、重力式護岸では、転倒に対しては、常時が1.2、地震時が1.0、滑動に対しては常時が1.2、地震時が1.0といったように、同一の構造物でも安全率は異なっている。特に、想定地震動から設計震度を算定する際の解析誤差や、地盤定数の誤差による外力の不確定性や、動的現象を静的な荷重条件に置換えたときに省略されてしまった、本来なら考慮すべきファクターの影響を見込んで安全率が設定されている。

一方、耐震性能を規定する許容変形量については、過去の被害事例と実績からおおよその目安が示されているにとどまっているが、現状ではこの値を管理目標値に設計されている構造物があるのも事実である。図2.3.4-9には港湾構造物における耐震性能の概念図を示す。横軸には地震動の大きさ(レベル)が表現されており縦軸には許容される被害の程度がとられている。被害程度は、

- 被害Ⅰ：無被害または軽微な被害
- 被害Ⅱ：短期間の応急復旧で機能回復する中程度の被害
- 被害Ⅲ：短期間の機能回復は困難な大被害(崩壊なし)
- 被害Ⅳ：崩壊

の4段階で区分され、地震動の大きさと許容する被害程度によって、構造物の設計性能のグレードの差別化しようとするものである。耐震強化施設は概ねXSグレード、仮設構造物はXCグレードの耐震性能といったように規定されるが、具体的な許容変形量等については前述したように数値化された基準は少ない。表2.3.4-5には、兵庫県南部地震の被害状況も考慮して明かにされているケーソン岸壁の被害許容限界の目安を示す。

#### 2.3.4.4 液状化地盤の取扱い

##### (1)液状化対策

設計における液状化地盤の取扱いについては、液状化予測・判定と液状化地盤の評価、液状化対策の3つのステップに分けることができる。港湾の液状化判定基準、判定方法については、既に2.2で詳しく説明がなされているので、ここで述べることはしない。

港湾構造物における設計のうち、震度法に関しては地盤の液状化を考慮せずに体系化されている。例えば、地震時の土圧の算定には土と間隙水が一体となって壁体に加わることが前提で、液状化における土圧の変化は想定していない。また、砂質土の斜面安定解析でも地震時に発生する過剰間隙水圧は考慮されていない。

これらは、震度法による設計では、地盤の液状化は発生させないという大前提に立っており、液状化判定の段階で、地盤の液状化が発生する可能性があれば、地盤改良等の対策を施して液状化の発生を防ぐということが原則となっている。

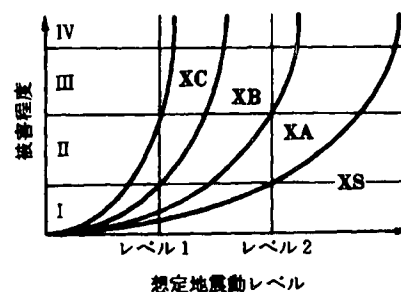


図2.3.4-9 耐震性能の概念図

表2.3.4-4 耐震性能のグレード

グレード	要求される被害の程度
XS	レベル2地震動に対して被害程度Ⅰにとどまる。
XA	レベル1地震動に対して被害程度Ⅰ、レベル2地震動に対しては被害程度Ⅱにとどまる。
XB	レベル1地震動に対して被害程度Ⅰ、レベル2地震動に対しては被害程度Ⅲにとどまる。
XC	レベル1地震動に対して被害程度Ⅱ、レベル2地震動に対しては万一施設の崩壊があった場合でも周辺に影響を与えない。

表2.3.4-5 ケーソン式岸壁の被害許容限界の目安

被災程度		I	II	III	IV
重力式岸壁	正規化した水平残留変位(d/H)*	1.5%以下**)	1.5~5%	5~10%	10%以上
	海側への残留傾斜	3度以内	3~5度	5~8度	8度以上
エプロン	エプロンの沈下量	0.03~1m以下	-	-	-
	エプロン部と非エプロン部との相対沈下量	0.3~0.7m以下	-	-	-
	海側への残留傾斜	2~3度以下	-	-	-

\*) d: 岸壁上端における残留水平変位。 H: 岸壁水深

\*\* ) 規準は相対水平変位が30

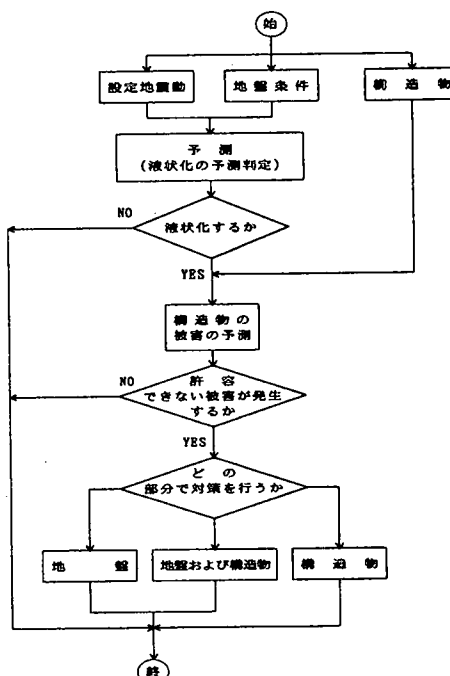


図2.3.4-10 液状化に対する検討の流れ

締固めを行なう場合には、液状化判定基準によって液状化しないと判定されるN値まで締固めを行ない、その改良範囲は構造物の機能を維持するのに必要な範囲とされている。また、改良範囲の隣接部で構造物に影響を与える液状化地盤においては、その目標等価N値を  $N=16$  以上と定めており、基本的に液状化地盤が構造物に影響を与えないという状態で、震度法の設計が行われる。

液状化対策を実施するかどうかの判断は、図 2.3.4-10 に示すように、構造物の被害程度を適切に予測し、その結果が許容範囲内であるかどうかを精査して、対策の実施の可否を検討する必要がある。しかし、液状化による被害程度の予測は地震時の地盤-構造物系の複雑な挙動が対象となるため、決して簡便な方法とはいえない。従って、設計実務においては、液状化の被害程度予測に代えて構造物の重要度や既往の地震被害事例から液状化対策を実施するか否かの判断を行っている場合が多い。

その結果、液状化対策を施さない判断されたケースでは、震度法で設計する限りにおいては、液状化が懸念された地盤であっても、全く常時の条件と変わらない設計法が用いられるということになる。一方、液状化対策を実施すると判断した場合には、地盤改良によって完全に液状化が生じない地盤になったという前提で、やはり常時の設計法が踏襲されることになる。

前述したように、液状化対策における地盤改良では目標等価N値が定められている。しかし、過去の被害地震において、改良後の等価N値が目標等価N値に達していなかったにもかかわらず、液状化の発生が見られなかった事例も見受けられる。図 2.3.4-11 は 1993 年釧路沖地震、1995 年兵庫県南部地震における締固め対策地点の等価N値と等価加速度であるが、実際には対策効果があったにもかかわらず、締固めの効果がN値には十分に反映されていなかったことも指摘されている。改良地盤のN値とその評価については今後の検討課題とされている。

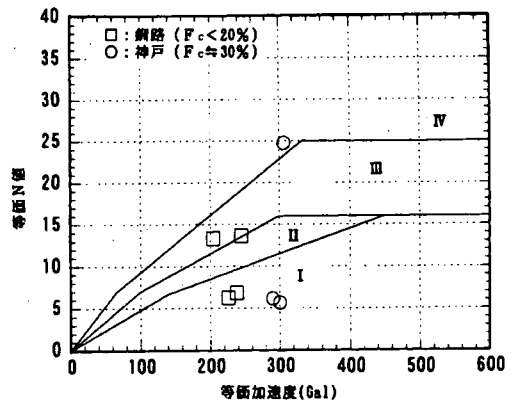
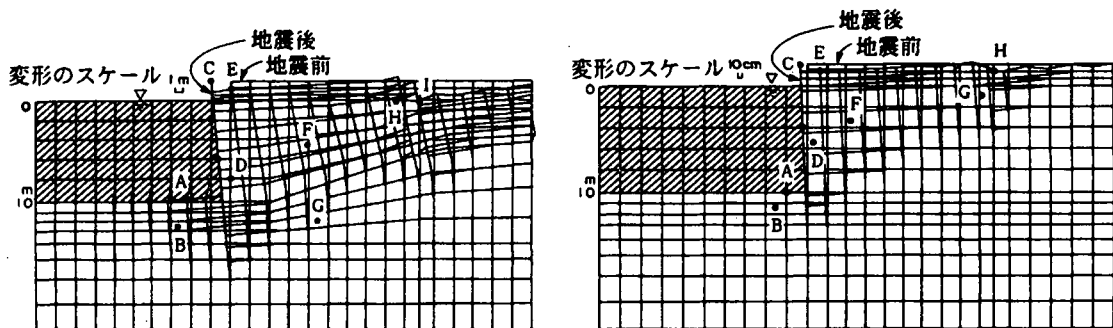


図 2.3.4-11 地盤改良後の等価N値

## (2)耐震性能照査

実際に液状化の発生が懸念され、対策の実施の是非が検討された場合、液状化対策までを含めた標準断面を想定して設計した後に、必要に応じて耐震性能照査を実施することが推奨されている。また、既存構造物等の存在により液状化対策の実施が困難な場合や、標準的な設計法の適用が困難な構造形式の場合もある。そうした際にも、耐震性能照査を設計の手段そのものとして取込むことによって、現実的な設計、液状化対策が可能となる場合もある。この場合に要求される耐震性能は、構造物の重要度に応じて、前出の表 2.3.4-4 のような性能が要求されることになる。

耐震性能照査の手法としては解析的な手法が中心であり、港湾構造物においては有効応力解析プログラム『FLIP』が用いられるようになってきている。(図 2.3.4-12 に変形解析の一例を示す) 液状化した地盤の諸特性は、標準貫入試験や室内土質試験の結果をもとに決められたパラメータによって表現され、さらに、それらのパラメータを用いて室内繰返し三軸試験(液状化試験)結果が再現される(フィッティング)されることを確認したうえで解析が実施されるが、様々な構造物と地盤と間の相互関係を表わす特性についてはすべてが表現されているというわけではなく、過去の被災事例のシミュレーションの蓄積によって、各種構造物ごとに最適な解析手法が模索されている最中である。



(a)被災した矢板式岸壁

(b)無被災だった矢板式岸壁

図 2.3.4-12 FLIP による矢板式岸壁の変形解析結果

## 【参考文献】

- 沿岸開発技術センター(1997): 埋立地の液状化対策ハンドブック  
地盤工学会(2001): 基礎・地盤構造物の耐震設計  
総理府・厚生省令(1977) 昭和52年厚生省令第1号: 一般廃棄物の最終処分場および産業廃棄物の最終処分場に  
係わる技術上の基準を定める命令  
日本河川協会(1997): 改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[ I ], 山海堂  
日本港湾協会(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説

### 2.3.5 まとめ

各種設計基準、指針類における液状化判定法については2.2で詳細にまとめられている。また、個別の耐震設計法についても各節で詳述されているので、ここでは重複して解説することはせず、それぞれの対象構造物ごとに液状化地盤をどのように取扱っているかについて、若干の考察を加えることとする。

盛土に関しては、その機能目的の維持の観点から、盛土本体のすべり安定性の確保が最重要項目である。従って、いずれの指針類においても円弧すべり計算による安定性の検討がなされる。液状化を考慮する際には、過剰間隙水圧の上昇による強度減少分を考慮してすべり安全率を計算することとしている。過剰間隙水圧の発生量は、液状化安全率 FL の値により式 (2.3.5-1) を用いて求められる。

$$L_v = (u_v / \sigma_v') = \begin{cases} FL^{-7} & (FL > 1.0) \\ 1 & (FL \leq 1.0) \end{cases} \quad (2.3.5-1)$$

地震による慣性力と液状化の影響は独立しており、液状化によって抵抗が減少した盛土に、慣性力を同時に作用させることはしていない。過剰間隙水圧を考慮する際には、地震による慣性力は附加されず、一方、慣性力を考慮する際には過剰間隙水圧は発生していないものとして取扱われている。

また、高規格堤防や宅造盛土では、大規模地震において所定の安全率を下まわった場合に、数値解析による残留変形量の照査を要求している。

一方、鉄道盛土の規準においては、盛土本体は液状化によって破壊することはないという前提に立ち、支持地盤の液状化による変形係数の低下や側方移動に起因する沈下の影響を受けるものとされている。しかし現状では、こうした要因に対する照査手法が確立されていないため、既往の模型実験等の知見をもとに、液状化指数 PL と盛土沈下量との経験式が示されている。

杭基礎構造物においては、基礎の支持力、基礎杭の水平抵抗、応答性の3つが照査項目となっている。液状化した地盤は、その土質定数を液状化安全率 FL の値に応じて減ずることで考慮されており、この層においては耐震設計上の地盤反力を期待していない。道路橋では FL の値に応じて、地盤反力係数、杭の周面摩擦力等を低減するのに対して、鉄道橋ではさらに、地盤の変形係数も低減させる。

また、建築基礎においては、液状化に対する安全率 FL が 1.0 を上まわる場合、すなわち不完全液状化が生じる場合においても、有効応力の低下分を等価剛性の推定に反映させる方法も示されている。

応答に関しては、地盤の液状化に伴って構造物の固有周期も変化するものと考えられるが、道路橋では構造物の固有周期の算定に液状化は考慮されていない。一方、鉄道橋については、構造物の固有周期算定に地盤の液状化の影響が考慮されている。

護岸構造物においては、その設計体系が波力を対象としたものが主で、地震動の考慮以前に水域からの制約が大きい点の特徴である。また、重要構造物以外は震度法による設計が主なので、原則として地盤における液状化の発生を認めない。従って地盤の液状化の影響を考慮する規準はない。他の構造物が液状化の発生を認めた上で、その影響が無くなる状態まで液状化対策を施すことを要求しているのに対して、港湾の規準では、液状化が生じないレベルまで地盤改良を施した後に、常時の検討手法に倣って設計することが要求されている。



## 2.4 各種土質試験における現状のせん断試験とその問題点

### 2.4.1 細粒分を含んだ砂

#### 2.4.1.1 はじめに

液状化の研究は、1964年新潟地震以降、細粒分をほとんど含まない緩い砂を対象としてスタートした。しかしその後の地震で、液状化の発生が緩い砂だけに限らないことが指摘され、研究対象が、密な砂、細粒分や礫分を含む砂質土、シルト質土、礫質土にまで広がった。ここでは、細粒分を含む砂のみに絞り、現状の室内試験の問題点や研究成果等について簡単に紹介する。なお、過圧密履歴、初期せん断履歴、年代効果、サンプリング方法の違い等が繰返しせん断強度に与える影響については、液状化メカニズム・予測法と設計法に関する研究委員会(1999)および時松・後藤(2002)で紹介されているのでここでは省略する。なお、細粒分を含んだ砂の繰返しせん断強度を液状化強度と記述している報告が多いが、“2.1 液状化と液状化に関連する言葉の定義”で示されたように、細粒分を多く含んだ砂は、いわゆる緩い砂の液状化とは本質的に異なる場合があるので、ここでは繰返しせん断強度という言葉を用いている。

#### 2.4.1.2 細粒分含有率、粘土分含有率、塑性指数等が繰返しせん断挙動に与える影響

細粒分含有率や粘土分含有率が繰返しせん断挙動に与える影響を実験的に検討することは可能であるが、細粒分含有率や粘土分含有率は土の持つ粘性を直接的には表現しておらず、塑性指数や活性度のような物性値の方がより直接土の持つ粘性の大きさを表現することができる。しかし、塑性指数や活性度を直接のパラメータとする実験は、単に細粒分含有率や粘土分含有率を変える実験よりも粘土鉱物の種類も変える必要がありより困難である。

図2.4.1-1に、粘土分含有率が繰返しせん断強度比に与える影響の一例(桑野ら,1993)を示す。粘土分含有率が0-10%まではほとんど強度は増加しないが、それ以上では粘土分含有率の増加とともに強度が増加する傾向にある。図2.4.1-2は、塑性指数と繰返しせん断強度の関係を示した一例(桑野ら,1993)である。塑性指数が10を超えると、塑性指数の増加とともに、強度も増加していることが分かる。これらの図によると、同じ粘土分含有率の土質であっても、繰返しせん断強度はある大きな幅を持つことが分かる。しかも塑性指数と繰返しせん断強度との関係は、塑性指数が増加するに従って、繰返しせん断強度はなだらかに増加する傾向があるのに対して、粘土分含有率と繰返しせん断強度の関係については、粘土分含有率が10%を超えるとせん断強度は急増していることが分かる。これは、細粒分を含む砂の液状化強度は、細粒分に含有される粘土の「種類」や「量」に深く関係しているため、両者を同時に評価できるパラメータである塑性指数( $I_p$ )との相関がよくなるものと考えられる(Ishihara and Koseki, 1989)。粘土の「種類」とは、粘土粒子を構成している鉱物により粘土粒子間の結合力が異なることを示し、このような粘土粒子間の結合力は活性度(Skempton, 1953)で表され、鉱物の種類により一意的に決る。一方、「量」とは、粘土分含有率の大小を表し、この含有率により粘土を含む砂の粒子間結合力が左右されることを示している。つまり、粘土分・細粒分含有率だけでは、粘土の「種類」や「量」を統一的に表現できず、液状化強度との相関性は粘土分・細粒分含有率よりも塑性指数や活性度で表した方が良いことを示している。

しかし、1種類の細粒分をきれいな砂に混ぜて、細粒分含有率が繰返しせん断強度に与える影響も多く検討されている。この場合は、細粒分の「量」のみを変数として検討されており、粘土の「種類」は一定なので、細粒分含有率と繰返しせん断強度の相関を検討することができる。ここで、加える細粒分の種類については、非塑性と塑性の2種類があり、実験の簡便さから非塑性シルトが実験ではよく用いられている。

以上の研究は、砂にシルトや粘土を加えることにより細粒分や粘土分含有率が液状化強度に与える影響を実験的に検討したものがほとんどであるが、この時供試体の密度も同時に変化する。この変化する密度を考慮した、粘土分・細粒分含有率が繰返しせん断強度に及ぼす影響を統一的に行った研究については、2.4.1.3で紹介する。

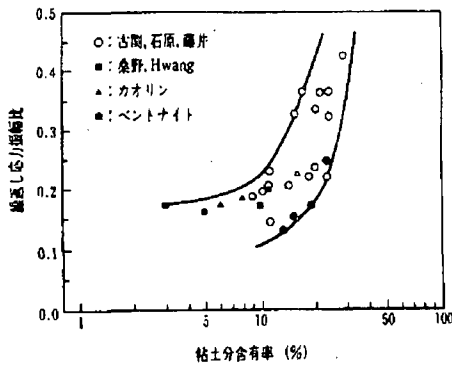


図 2.4.1-1 粘土含有率が繰返しせん断強度比に与える影響 (桑野ら, 1993)

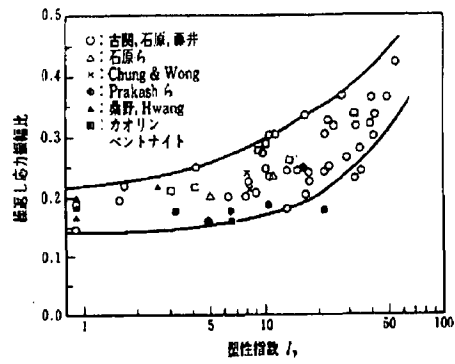


図 2.4.1-2 塑性指数が繰返しせん断強度比に与える影響 (桑野ら, 1993)

### 2.4.1.3 細粒分を含んだ砂の相対密度と繰返しせん断挙動の関係

砂に細粒分を加えて細粒分含有率が繰返しせん断挙動に与える影響や、塑性指数や活性度が繰返しせん断挙動に与える影響などを検討する時、密度を一定にしてこれらの影響を検討する必要がある。密度が変わると繰返しせん断強度も変化し、細粒分含有率のみが与える影響を考察できない。しかし、土の種類が異なる場合単に密度だけを揃えても意味が無く、それぞれの土において相対密度を一定にして、細粒分含有率や塑性指数などが繰返しせん断挙動に与える影響を考察しなければならない。そこで、相対密度を一定にして、異なる土における細粒分含有率や塑性指数等が繰返しせん断挙動に与える影響を実験的に検討することは可能であるが、細粒分を含んだ砂や塑性指数の高い砂質土の相対密度を求める試験方法が存在しない。砂においては最大密度や最小密度を求める試験方法が JIS にあるが、細粒分を含む砂に準用しても物理的な意味のある最大密度や最小密度が求められる根拠は無い。よって、砂で用いられている最大・最小密度試験方法を準用して細粒分を含んだ砂の相対密度を一定にする方法しか無く、その妥当性については大きな疑問がある。

図 2.4.1-3 は、國生ら(2000)が行った非塑性シルトをきれいな砂に混ぜた場合の細粒分含有率と繰返しせん断強度(原論文の図では、液状化強度と表現されている)の関係を示したもので、各細粒分含有率の砂において個別に最大・最小密度を求めて相対密度がほぼ 50% になるように供試体が作成されている。ここで、最大・最小密度試験は、砂の試験方法を準用している。非塑性シルトを砂に混ぜた場合、細粒分含有率が増えるに従って乾燥密度は増加するが、繰返しせん断強度は減少していることが分かる。さらに細粒分含有率が 10% を超えると、乾燥密度は減少して繰返しせん断強度はほぼ一定であることが分かる。細粒分含有率が増えると砂の乾燥密度が増加するのは、砂の間隙を非塑性シルトが満たす量が増えるので乾燥密度が増加するものと思われる。乾燥密度が増加して、繰返しせん断強度が減少する理由は、非塑性シルトが砂粒子間の摩擦力を弱めるためだと考えられているが、相対密度の妥当性など不明な点が多いので原因はよく分かっていない。シルトの塑性に関わらず、細粒分含有率の増大とともに繰返しせん断強度や静的強度等が減少する例は、他でも発表されている (Naeni and Baziar, (2001), Erten and Maher (1996), Guo and Prakash (1999), Yamamuro and Lade (1998):)。しかし、細粒分含有率の増大とともに繰返しせん断強度も増加する例も発表されている (Amini and Qi (2001), Pitman, Robertson et al. (1994))。これらの研究では、細粒分も含めた砂の相対密度を一定にした場合と細粒分を除いた砂のみの密度を一定にした場合や、非塑性シルトを使った場合と塑性シルトを使った場合やなど、様々な試験方法に違いがあるので、一概に結果のみを比較することはできない。しかも相対密度を計算するための最大・最小密度試験方法に統一性が無いので、異なる論文の実験結果をそのまま比較することが困難である。

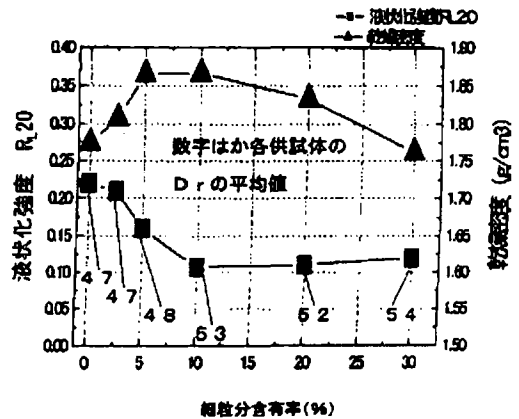


図 2.4.1-3 細粒分含有率が液状化強度 (繰返しせん断強度比) に与える影響 (國生・小見山, 2001)

#### 2.4.1.4 細粒分を含む砂の供試体作成方法

細粒分を含んだ砂の供試体を作成する方法として、湿潤突き固め法、空中落下法、水中落下法などが挙げられ、供試体作成方法により密度や堆積構造が大きく異なることが考えられる。細粒分を含まない砂のみの供試体作成方法が液状化強度に与える影響は多く研究されているが、細粒分を含んだ砂の供試体作成方法に関する統一的な研究はあまり見当たらない。湿った細粒分を含んだ砂を静かにモールド内に置くことにより、かなり緩い状態の供試体を作成することが可能で、乾燥試料から求めた最小密度の値よりも小さな密度を持つ供試体を作成することは可能である。このように供試体作成方法により供試体の密度と堆積状況は異なるので、細粒分が繰り返しせん断強度に与える影響を単純に比較するのではなく、供試体作成方法も同時に考察しなければならない。

#### 2.4.1.5 まとめ

以上説明したように、細粒分含有率、粘土分含有率および塑性指数等が細粒分を含んだ砂の繰り返しせん断強度に与える影響を実験的に検討することは、多くの影響因子があり実験的に困難であることが分かる。しかし、現実には細粒分を含んだ砂の噴砂は多く認められ(沼田・森(2002))、標準貫入試験結果による液状化の判定でも細粒分含有率は設計上考慮されている。今後は室内試験と原位置調査をより関連させて、細粒分含有率が繰り返しせん断特性に与える影響を検討しなければならない。さらに今後細粒分を含んだ砂の流動特性についても、室内試験や原位置試験、地震調査等より研究を進めることが必要である。

## 2.4.2 礫質土

### 2.4.2.1 はじめに

最近、緩く堆積した沖積の礫質地盤が地震時に液状化し、地盤沈下や側方流動を引き起こした例として、1983年の米国 Borah Peak 地震の河川堆積砂礫、1993年北海道南西沖地震の岩屑なだれ堆積礫、1995年兵庫県南部地震の埋立マサ土などいくつかのケーススタディが報告されるようになってきた。礫質地盤の液状化は砂質地盤に比べるとそれほど頻繁ではないが、福井地震や、アラスカ地震、中国の地震でも報告されており、決してまれな現象ではない。これらの事例は礫質土がきわめて緩く堆積した状態では不安定であることを意味している。

礫質土は密度や粒度による性質の変化の度合いが砂質土より著しいことが特徴である。たまたま緩く堆積した場合には緩い砂なみに注意が必要となる一方、密な礫質土は砂に比べてはるかに大きな強度を発揮する。また、実際の地盤でしばしば出会う細粒分を多く含んだ礫質土の評価は、細粒分を含んだ砂と同様あるいはそれ以上に現時点では未解明な問題を含んでいる。

本項では礫質土の液状化にかかわる諸特性を砂質土と対比しながら述べると共に、特に L2 地震のような大きな地震動を受けた場合の問題点を検討する。

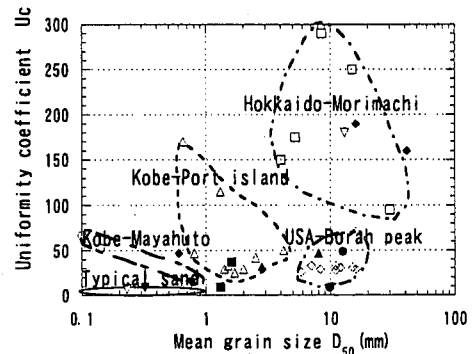


図 2.4.2-1 過去に液状化した礫質土の粒度特性

### 2.4.2.2 液状化した礫質土の特徴

兵庫県南部地震 (1995 年) でのポートアイランドなど埋め立て地盤の液状化による大規模な被害は、礫分を 30~60% も含んだまき土からなる礫質地盤の液状化と言う新たな問題を提起した(地盤工学会阪神淡路大震災報告書 1996)。礫質土の液状化は北海道南西沖地震 (1993 年) での森町赤井川地区での岩屑なだれ礫の液状化(Kokusho et al.1995) や米国アイダホ州ボラーピーク地震 (1983 年) での河川堆積礫(Andrus 1994)などでも生じている。

図 2.4.2-1 は過去の液状化歴のある礫質土のうち粒度分布が調べられているものについて、礫分含有率と均等係数、平均粒径と均等係数の関係を示している。これより、均等係数が 300 程度、礫分が 30%程度、平均粒径が 20mm 程度の礫質土まで液状化していることがわかる。これから、液状化する可能性の礫の最大粒径や均等係数に特に上限値はないことが推定できる。

このような均等係数の高い礫質地盤の乾燥密度は砂に比べかなり高い値を示すにもかかわらず、その標準貫入試験の N 値は図 2.4.2-2 に示すように 5~15 程度、S 波速度 Vs も 60~200m/s 程度の低い値を示す。密度の絶対値が大きく間隙比の小さな礫質土が、このように小さな N 値や Vs を示すことは、礫質土の力学特性がわずかな密度差で大幅に変化することを示している(Kokusho and Yoshida, 1997)。

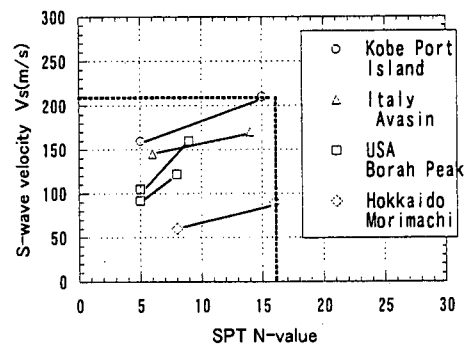


図 2.4.2-2 過去に液状化した礫質地盤の S 波速度と標準貫入 N 値

### 2.4.2.3 礫質土の N 値・S 波速度と液状化強度

均等係数の大きな礫質地盤の液状化判定法を開発する上で、礫質土の密度と S 波速度や N 値の間の関係を明らかにすることは重要である。ここでは、そのために行われた直径 2m、高さ約 1.5m の大型土槽を用いた基礎的実験の結果(Kokusho and

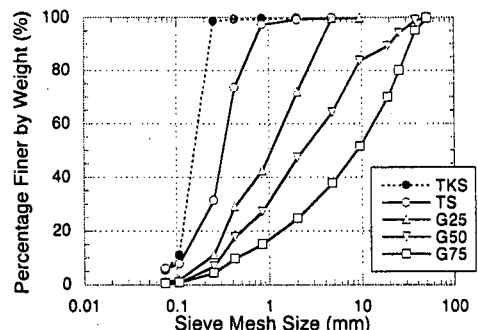


図 2.4.2-3 大型土槽実験に用いた 5 種類の地盤材料の粒度分布曲線

Yoshida 1997)について簡単に触れる。図 2.4.2-3 には実験で用いた 5 種類の地盤材料 (TKS, TS, G25, G50, G75) の粒度分布を示している。これらの材料の相対密度を決めるうえで必要な最小・最大密度は、地盤工学会の砂の最小・最大密度試験結果との整合性を確認した上で、内径 30cm 大型モールドとパイププレート付きキャップを用いた方法により決定している。

(1) 密度と S 波速度の関係

図 2.4.2-3 に示した材料について行った多数の実験に基づき、間隙比  $e$  と S 波速度  $V_s$  (応力  $\sigma_v, \sigma_h$  で基準化) の間に図 2.4.2-4 に示すような関係が得られている。 $V_s \sim e$  関係は一つの材料では線形関係にあることは以前より指摘されているとおりだが、粒度分布の異なる材料ごとにその関係は全く異なることがわかる。したがって、Hardin-Richart の式(Hardin and Richart 1963)はあくまである粒度特性を持った一つの砂にのみ適用できる式に過ぎないことが分かる。図 2.4.2-4 に示した大きな白丸、白四角はそれぞれ最大・最小間隙比、 $e_{max} \cdot e_{min}$  に対応した最小・最大 S 波速度、 $V_{s0min} \cdot V_{s0max}$  を外挿により決定した値である。これより、 $V_{s0min}$  は  $e$  の大幅な違いに関わらず、砂から礫質土までほぼ同じ値をとること、一方、 $V_{s0max}$  は均等係数  $U_c$  が大きくなり最小間隙比が小さくなるにしたがい増大することが分かる。これらの知見に基づき、 $V_{s0max}$  が  $U_c$  の関数であるとして  $V_s$  を定式化すると；

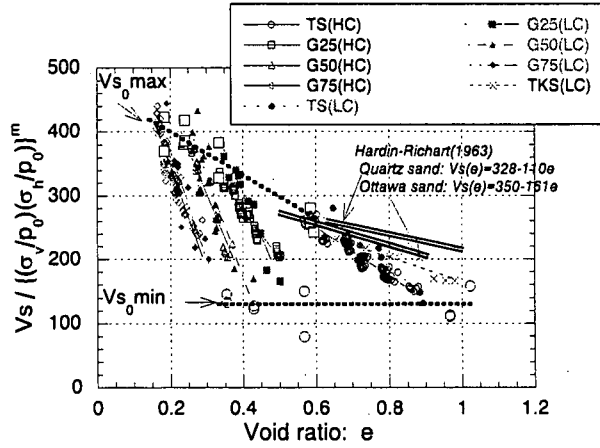


図 2.4.2-4 基準化 S 波速度  $V_s$  と間隙比  $e$  の関係および最小・最大 S 波速度、 $V_{s0min} \cdot V_{s0max}$

$$V_s = [120 + \{420U_c / (U_c + 1) - 120\} Dr] (\sigma_v \sigma_h / p_0)^{0.125} \quad \text{式(2.4.2-1)}$$

ここに、 $V_s$  は S 波速度 (m/s)、 $Dr$  は相対密度で  $Dr = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$ 、 $\sigma_v \cdot \sigma_h$  は鉛直・水平応力、 $p_0$  は基準圧力である。

(2) 密度と N 値の関係:

図 2.4.2-3 に示した材料について行った多数の土槽実験により、間隙比  $e$  と N 値 (平均主応力で基準化) を両対数グラフ上にプロットすると、各材料ごとに図 2.4.2-5 に示すように明瞭な直線関係が得られた。これより各材料ごとの最大・最小間隙比、 $e_{max} \cdot e_{min}$  に対応した最小・最大 N 値、 $N_{0min} \cdot N_{0max}$  を外挿により決定し、黒丸、黒四角により図中に示した。これより、砂から礫質土まで  $e$  の大幅な違いに関わらず、 $N_{0min} = 5$  程度のほぼ同じ値をとる一方、 $N_{0max}$  は均等係数  $U_c$  が大きくなり最小間隙比が小さくなるにしたがい増大することが分かる。つまり、均等係数の大きな土ほど  $e$  のとる値の範囲は小さいにもかかわらず、N 値の取りうる値の範囲が大きいことを示している。これらの知見に基づき、 $N_{0max}$  が  $U_c$  の関数であるとして N 値を定式化すると；

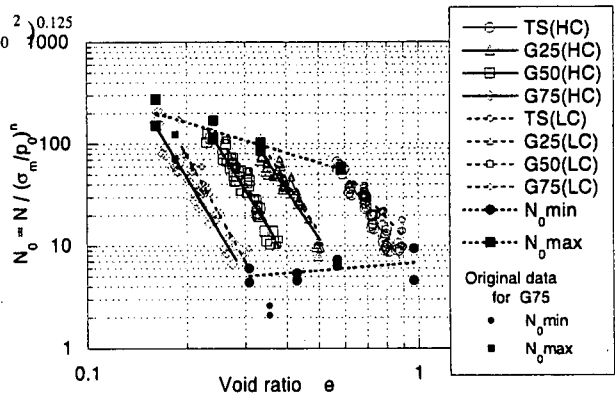


図 2.4.2-5 基準化 N 値と間隙比  $e$  の関係および最小・最大 N 値、 $N_{0min} \cdot N_{0max}$

$$N = 5.8 (42.6 U_c^{0.46} / 5.8) Dr^* (\sigma'_m / p_0)^{n(Dr^*)} \quad \text{式(2.4.2-2)}$$

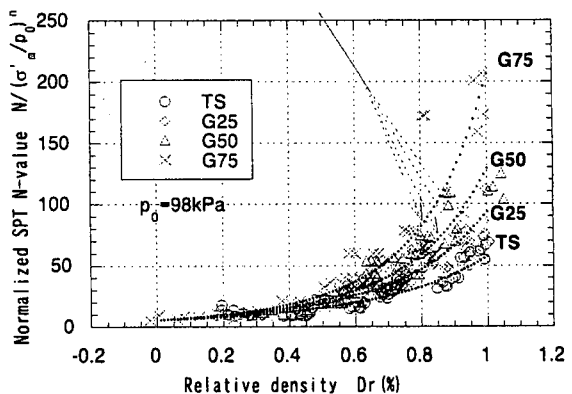


図 2.4.2-6 基準化 N 値～基準化  $V_s$  の関係における提案式とデータの比較

ここに  $\sigma'_m$  は平均主応力、 $p_0 = 98\text{kPa}$ 、 $Dr^*$  は対数相対密度で

$$Dr^* = \log(e_{\max}/e) / \log(e_{\max}/e_{\min})$$

$$n(Dr^*) = 0.27 (Dr^*)^{0.4} \text{ である。}$$

式 (2.4.2-2) で計算した相対密度  $Dr$  と  $N$  値の関係を実験値と比較したのが図 2.4.2-6 である。これより、両者はよく一致していること、また  $Dr$  が 50% 程度より小さい場合には粒度の違いによらず  $N$  値はほとんど一致するが、 $Dr$  が大きくなるほどその差が目立つようになり、とくに礫を多く含む土ほど  $N$  値が飛躍的に大きくなることが分かる。

### (3) $N$ 値と非排水繰返しせん断強度の関係

礫質土の  $N$  値と非排水繰返しせん断強度の直接的関係を得ることは容易でない。最も信頼性の高い方法は原位置での凍結採取試料の液状化試験強度と  $N$  値を直接関連付けるやり方であるが、試料採取のコストが高いため、今のところデータ数は少ない。次善の方法として、先に紹介したような土槽実験で得られる  $N$  値と密度の関係と、おなじ材料を用いた室内調整試料の液状化試験強度から得られる密度～強度関係を組み合わせ、間接的に  $N$  値と非排水繰返しせん断強度の関係を導くやり方がある。ただしこの場合、土の粒子構造を同一に近づけるために、土槽での地盤作製法と液状化試験での供試体作成法がなるべく同じになるようにすることが重要である。ここでは両者共にウェットタンピング法を用いているため、この組み合わせは可能としている。

これら 2 方法を用いて導いた  $N$  値と非排水繰返しせん断強度の関係を図 2.4.2-7 に示す。ここで、液状化試験はすべて三軸試験機で行われており、そのうちからメンブレン補正がされているデータを用いた。個々のプロットは数が多いのでそのおおよその分布範囲で示している。グラフの横軸は有効上載圧 98kPa の時の換算  $N$  値  $N_1$  で表しているが、

その換算式は通常使われている  $N_1 = \frac{1.7N}{\sigma'_v/98+0.7}$  ではなく  $N_1 = \frac{2.5N}{\sigma'_v/98+1.5}$  を用いている (Kokusho 1985) が、上載圧が

基準値の  $\sigma'_v = 98\text{kPa}$  付近のデータが多いためあまり大きな影響はない。

図 2.4.2-7 によれば、凍結採取試料によるデータ点は少なく、その分布は  $N_1$  値 = 20~40 と 110~135 の範囲に限られている。そのうち  $N_1$  値 = 20~40 の範囲では応力比のとり幅が広いが、その幅が原位置での土のセメンテーションや微視構造の違いを反映している可能性が考えられる。凍結採取試料は埋立・沖積から洪積まで時代の異なる試料を含んでいるからである。図 2.4.2-7 で、土槽貫入試験と三軸試験を組み合わせたデータ点はかなりばらつきが大きく幅広く分布している。ただ  $N_1$  値 = 20~40 の範囲では、凍結採取試料によるデータ点に比べて、明らかに応力比が小さい側に寄っている。しかし、凍結採取試料の  $N_1$  値 = 110~135 では  $N$  値が非常に大きい割には強度がそれほど急激には増加していないことが分かる。これについては、これほど大きな応力比の範囲まで三軸試験機で非排水繰返しせん断試験をすることの妥当性についてもさらに検討が必要であると思われる。

図 2.4.2-7 は吉見らによるきれいな砂の凍結試料によるカーブ (吉見 1994) が示されている。これと対比すると、礫質土は  $N$  値の増加に対する応力比の増加は砂ほど急激ではなく、 $N_1$  値 = 20 くらいから上では同じ  $N$  値に対して、応力比は砂より低い側に来ることが分かる。

一方、礫質土では特に  $S$  波速度により非排水繰返しせん断強度を評価することが簡便であるとして、そのための研究がされている。しかし、微小ひずみ時 ( $10^{-6}$  レベル) の物性値である  $V_s$  や  $G_0$  がダイレイタンスが発揮される中ひずみ時 ( $10^{-3}$  レベル) の非排水繰返しせん断強度と一元的に関係づけられる可能性は低いと思われる。また、 $N$  値に比べて  $V_s$  は相対密度に対する増加割合が小さく、強度評価の精度が上がりにくい点もこの評価法の難点である。これは、図 2.4.2-6 から明らかなように、 $Dr$  が大きくなると特に礫分の多い土では  $N$  値が急激に増加するのに対し、式 (1) のように  $V_s$  は  $Dr$  の線形関数であり、 $Dr$  が大きくなってもそれほど急激には増加しないことによる。ただ、特定サイトの土質特有の  $V_s$  と非排水繰返しせん断強度の関係があらかじめ確立できていれば、それを概略的な液状化判定に用いることはできよう。

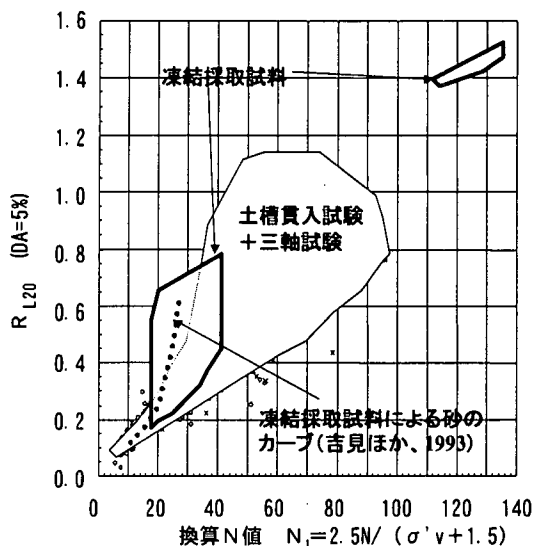


図 2.4.2-7 礫質土の換算  $N$  値と応力比 RL20 の関係

#### 2.4.2.4 礫質土の非排水繰返しせん断強度（液状化強度）

一般に自然地盤は、礫とともに砂や細粒分をも含んだ広い粒度分布を有する 경우가多いが、粒度が礫質土の非排水繰返しせん断強度に与える影響についての系統的な研究は現在まで多くはない。その中で、原ら(2000)は3種類の粒度分布の異なる砂礫材料について、供試体径 100 mmの中型繰返し三軸試験機を用いた液状化試験を行い、均等係数や相対密度などが液状化強度に与える影響を系統的に調べた。

試料は図2.4.2-8に示す粒度に人工配合して作成した堅硬な粒子を有する沖積砂礫である。各試料とも最小粒径は 0.075 mmに設定し、均等係数は3段階に変化させた。各試料とも土粒子密度試験は地盤工学会の定めた方法により求め、最大・最小密度は中央大学方式の直径195mm、高さ200mmの中型モールドにより得られた値を用いた（原ら、2000）。試料3では $e_{max}=0.585$ 、 $e_{min}=0.303$ であり、砂に比べてかなり小さくなっている。液状化試験中のメンブレン湾入効果は、各供試体毎に液状化試験前に行う微小振幅荷重時の間隙水圧計測（田中ら 1989）による補正を施した。供試体は、粒子分級による影響を最小限に押さえるため、ウェットタンピング法によって作成し、相対密度を6段階に変化させた。各供試体とも有効拘束圧 98kPaで等方圧密し、液状化試験は 0.1Hz の正弦波を非排水条件で加えて行った。

図2.4.2-9に示された白抜ききの3種類のプロットは、図2.4.2-8の3種類の粒度分布の砂礫材料より得られた液状化試験結果を、両振幅軸ひずみ  $DA=5\%$ に対応する繰返し載荷回数と繰返し応力比の関係として整理したものである。図2.4.2-10では3種類の礫質土の相対密度と両振幅軸ひずみ  $DA=5\%$ に至るまでの繰返し載荷回数  $N_c=20$  に対する繰返し三軸強度比  $R_{L20}$  との関係をもとめている。各試料とも相対密度のある程度のばらつきを平均化して表している。このうち、相対密度が50%の場合の強度と均等係数の関係を図2.4.2-11に白と黒の丸印により示しているが、均等係数が2から12に増加した場合、強度の増加は50%程度である。このように相対密度  $Dr=50\%$  や  $Dr=90\%$  で粒度分布による違いが見られるが、全体的にみれば粒度分布が異なっているにもかかわらず、相対密度をパラメータとした場合、ほぼ一致した結果が得られている。従ってこの研究によれば、礫質土の繰返しせん断強度は相対密度に大幅に依存するが、均等係数の影響は小さいことになる。

一方、田中ら(1987)は類似の研究により、図2.4.2-11

に示すように粒度分布が異なる材料は同じ相対密度であっても強度が異なるとの結果を得ている。また、Evans and Zhou(1995)は均等係数の小さな砂と礫を混合させた階段粒度の砂礫の三軸試験により礫が混じった場合の非排水繰返しせん断強度が50%程度上昇するとの結果を出している。

以上は堅硬な粒子からなる河川礫の場合であるが、次に、礫が破碎性に富む場合について調べた例を示す（國生ら、1999）。図2.4.2-8と同一の3種類の粒度分布をもつ  $Dr=50\%$  程度のまさ土についての試験結果を図2.4.2-9に黒い記号で示している。同じ粒度・相対密度の沖積砂礫に比べて明らかに強度が低いことが分かる。また図2.4.2-11には、相対密度が50%の場合の強度と均等係数の関係を黒・白の四角印で示している。堅硬な沖積砂礫が増加傾向にあるのに対し、まさ

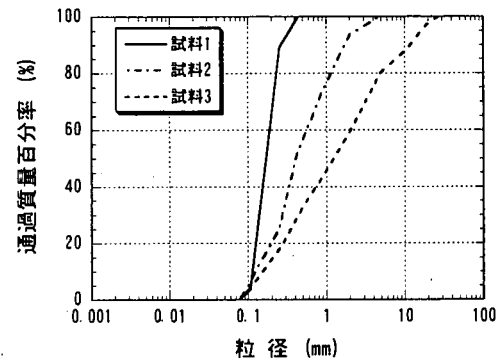


図2.4.2-8 試験に用いた砂礫の粒度分布

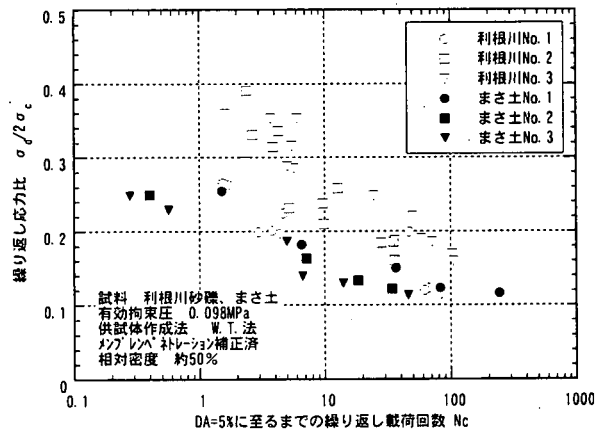


図2.4.2-9 3種類の沖積砂礫およびまさ土の繰返しせん断強度

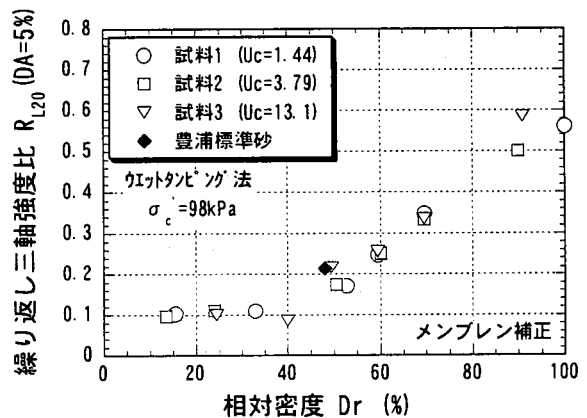


図2.4.2-10 沖積砂礫の相対密度と繰返しせん断強度

土は明らかに  $U_c$  に対して低下している。これは大きな粒子を含む均等係数の大きな土ほど風化による破碎の影響を受け、強度が低下しやすいことを示しているものと考えられる。

次に、礫質土の非排水繰返しせん断強度に与える細粒分含有率の影響について見てみる。図 2.4.2-12 は堅硬な沖積砂礫にまさ土の細粒分を一定量加えた場合の強度の変化を示している（國生ほか、2001）。相対密度がほぼ  $Dr=50\%$  一定の条件の下で比べると、細粒分含有率  $F_c$  が  $0\sim 10\%$  に増加する間に強度は半分程度に低下し、その後ほぼ一定か、わずかな増加傾向となることが分かる。この変化傾向は砂に細粒分を加えた既往の研究結果（佐藤ほか、1997）と定性的には整合しており、砂の場合は  $F_c=30\sim 40\%$  で強度が最低値となるのに対し、間隙の少ない砂礫の場合は  $F_c=10\%$  程度で最低値になるものと解釈される。砂礫の間隙を細粒土が充填するとする簡単なモデルで計算すると  $F_c=15\%$  付近で乾燥密度がもっとも大きくなっており、細粒分のマトリクスが砂礫の間隙を充填する過程で強度の低下が起きることが分かる。この点も定性的には既往の砂の研究に整合している。

#### 2.4.2.5 液状化後の礫質土の非排水単調載荷せん断強度に与える粒度分布の影響

礫質土の非排水単調載荷せん断強度は礫質土からなる地盤の地震時の流動破壊に対する安定性を検討する上で重要である。ここでは供試体直径 100mm の三軸試験機を用いて等方圧密後直ちにせん断した場合と、繰返し载荷により間隙水圧が 100% 上昇したあとせん断した場合について考える。

図 2.4.2-13 (a) は図 2.4.2-7 に示す 3 種類の砂礫を  $Dr=50\%$  程度の密度の条件で有効応力 98kPa で非排水せん断した場合の応力～ひずみ関係を示している。均等係数の小さな砂に比べて均等係数の大きな砂礫の強度が格段に大きくなっていることがわかる。図 2.4.2-13 (b) には繰返し载荷後の有効応力がゼロの状態からせん断した場合の応力～ひずみ関係も示されているが、強度が発揮されるまでのひずみ量は大きくなるものの、砂と砂礫の大きな強度差は同様に現れている。

これより、間隙水圧の上昇や両振幅軸ひずみ数パーセント以内のひずみ振幅で定義される強度の範囲内では図 2.4.2-10 に示されるように強度はあまり粒度の影響を受けず  $Dr$  でほぼ決定できるが、それ以上の大きなひずみに対しては粒度分布の影響を大きく受けるものと考えられる。一方、図 2.4.2-14 は沖積砂礫の試料 3 にまさ土の細粒分を加えた試料について、繰返し载荷後の有効応力ゼロの状態からせん断した場合の応力ひずみ関係を示している。細粒分含有率  $F_c$  がゼロから 10% 程度に増加する間に強度低下が起き、それ以上の  $F_c$  ではほぼ一定の低い値をとる。つまり、

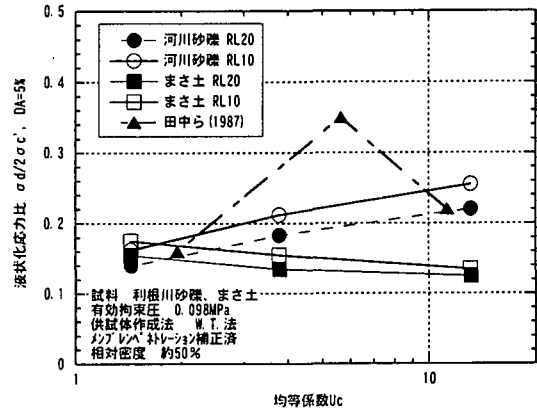


図 2.4.2-11 沖積砂礫およびまさ土の均等係数に対する繰返しせん断強度の変化

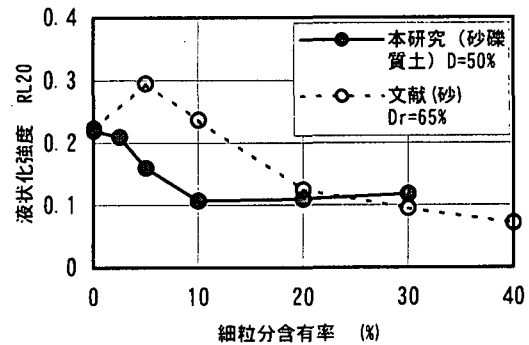
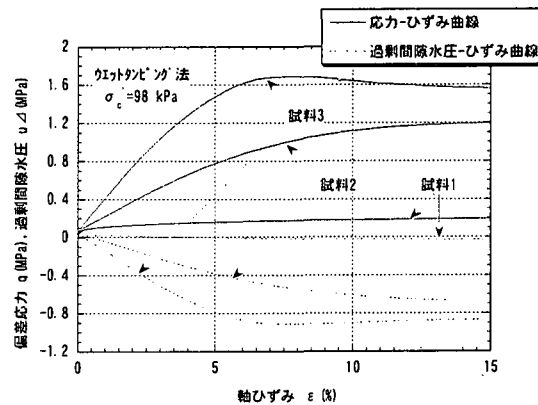
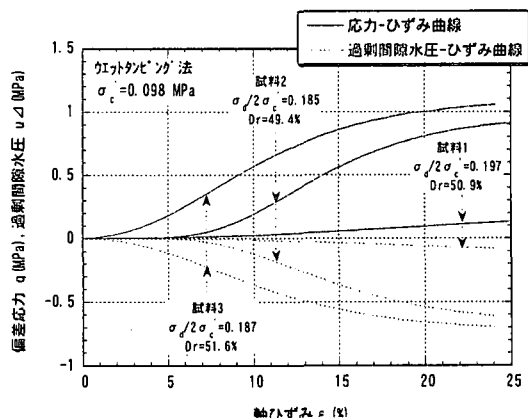


図 2.4.2-12 非塑性細粒分の含有率に対する液状化強度の変化



(a) 圧密後直後



(b) 繰返しせん断後

図 2.4.2-13 3 種類の砂礫の非排水せん断による応力ひずみ関係



Fc が 10% 程度より大きい場合、細粒分マトリクスの性質で非排水せん断強度が決まることになる。この変化傾向は図 2.4.2-12 の砂礫の非排水繰返しせん断強度と定性的には整合しており、間隙の少ない砂礫の場合は Fc=10% 程度で最低値になるものと解釈される。Fc=10% 付近で乾燥密度がもっとも大きくなっており、細粒分のマトリクスが砂礫の間隙を充填する過程で強度の低下が起きることが分かる。

以上のように、5% 程度より大きなひずみに対する砂礫の非排水せん断強度は、圧密後直ちにせん断した場合も繰返しせん断後に有効応力がほぼゼロの状態からせん断した場合でも、粒度分布や細粒分の含有率によって大幅に変化することが示されている。

#### 2.4.2.6 L2 地震動と礫の液状化

以上の礫質土の非排水せん断特性に基づいて、レベル 2 (L2) 地震に対する礫質地盤の液状化特性を考えてみる。

まず液状化の大前提になる礫質地盤の透水性であるが、自然の礫質土は一般に均等係数が高く、砂分や細粒分のある程度以上含んでいるため、砂なみの低い透水性と考えてよく、この面からは十分液状化検討対象となりうる。

強度的には、相対密度が緩くセメンテーションの発達していない埋立地など新しい礫質地盤は、同じ相対密度の砂なみに液状化しやすいと考えた方がよい。また N 値で液状化判定する場合、図 2.4.2-7 に示したように  $N_{i=20}$  より大きな N 値では砂地盤より同じ N 値に対する強度は低いと考えた方がよい。したがって比較的大きな N 値であっても、L2 の大きな地震時せん断力を考える場合にはその強度を越える場合が出てくるものと思われる。ただしここで言う強度は両振幅 5% ひずみに 20 波で到達する応力比である。図 2.4.2-7 はほとんどが細粒分をあまり含まないきれいな礫質土についての結果である。一方、図 2.4.2-12 に示すように、塑性の低い細粒分を 10% 程度含むと砂礫の非排水繰返しせん断強度は半分程度まで低下するような砂と類似の傾向も実験的には示されているが、N 値との関係についてはまだほとんど未解明である。

さらに大きなひずみを対象とすると、図 2.4.2-13 で示したように同じ相対密度であっても礫を多く含む土ほど非排水強度が飛躍的に大きくなるのが分かる。つまり、細粒分をあまり含まないきれいな礫質地盤（砂礫地盤）ときれいな砂地盤を比較すると、L2 地震の大きなせん断力を受けた場合、間隙水圧がほぼ 100% 上昇し両振幅 5% 程度の軸ひずみを生じるまでの強度にあまり違いはない。しかし前者は後者に比べ、それ以上の大きなひずみを伴う液状化破壊を起こしにくいと判断される。

一方、図 2.4.2-14 に示すように、塑性の低い細粒分の混入により砂礫の大ひずみに対応した非排水せん断強度も大幅に低下する。その低下割合は砂礫の粒度分布、密度、粒子形状などによっても変わるとは思われるが、細粒分含有率 Fc がゼロから 10% 程度に増加する間に強度が最低値まで低下し、それ以上の Fc ではほぼ一定の低い値をとる。つまり、Fc が 10% 程度より大きい場合、細粒分マトリクスの性質で非排水せん断強度が決まることになる。いっぽう、砂の場合には図 12 から分かるように  $f_c=30\sim40\%$  で最低値に達する。砂礫と砂に同じ性質の細粒土が混じって強度が最低値まで低下した状況を考えれば、両者の非排水強度に差はないことになる。しかし礫質土の Fc が 0~5% 程度にとどまっていれば、砂に細粒分が混入した場合に比べると格段に大きな強度が期待できると考えられる。

以上より、レベル 2 の大きな地震を受けた場合、礫質地盤は同じ相対密度の砂質地盤と同程度に水圧上昇と両振幅 5% 程度までの軸ひずみを起こしやすい。しかし、それ以上の大きなひずみの発生に対しては、礫を多く含む均等係数の大きな地盤ほど抵抗は飛躍的に大きくなり、大変形をともし破壊が起きにくくなる。一方、細粒分含有率が 10% 程度かそれ以上になると、5% ひずみに対する強度もさらに大ひずみに対する強度も大幅に低下するため、別途検討が必要である。

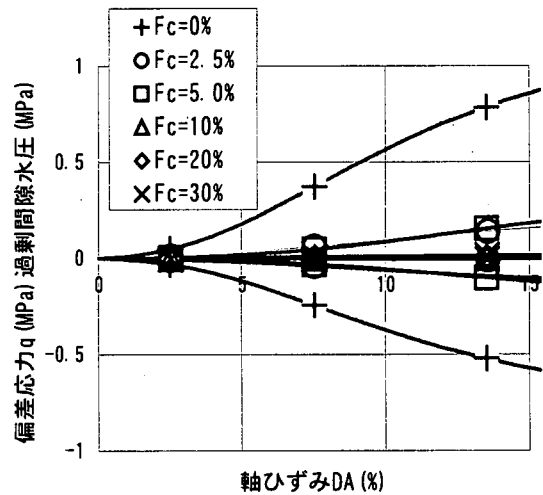


図 2.4.2-14 沖積砂礫試料 3 に細粒分を加えた試料についての繰返し試験後の単調載荷試験での応力～ひずみ関係

### 2.4.3 密な砂

緩い砂は繰返し非排水せん断により液状化に至り、様々な被害をもたらすことは地震被害などで広く認識されている。一方、密な砂の非排水繰返しせん断特性はサイクリックモビリティという用語で知られているように、緩い砂とは大分異なる。本節は密な砂の非排水繰返しせん断特性や問題点について、砂礫地盤をも含む既往の研究成果を中心に要約する。内容は以下の項目になる。

- (1) 不攪乱試料採取の問題
- (2) 非排水繰返しせん断強度と相対密度の関係
- (3) 密な砂の非排水繰返しせん断強度へのランダム波形の影響
- (4) 密な砂の非排水繰返しせん断強度への拘束圧の影響
- (5) 密な砂の室内非排水繰返しせん断強度を原位置強度へ変換するにあたっての問題
- (6) サイクリックモビリティについて
- (7) 砂礫の非排水繰返しせん断強度の定義について

#### (1) 不攪乱試料採取の問題

砂質土の原位置での繰返し非排水せん断特性の評価において、試料の品質が結果に大きな影響を与えることが指摘されている。図2.4.3-1は同じ地盤から、原位置地盤凍結法で採取した試料（FS試料）と三重管式チューブサンプリング法により採取した試料（TS試料）の繰返し三軸試験結果を示している(Hatanaka et al., 1995)。N値を有効上載圧で正規化した $N_1$ 値(2.4.3-1式参照)が6~8以下の比較的緩い地盤の場合は、両者の差は小さいが、 $N_1$ 値が15~20以上になると、その差は2~3倍にもなる。これは、チューブ法では、チューブの挿入により、地盤がせん断によりかなり攪乱されているためである。密な地盤は緩くなり、緩い地盤は密になるダイレタンシ特性を反映したものであると理解できる。

図2.4.3-2はこの2種のサンプリング法により採取した試料の相対密度を比較したものである。前述の影響が明瞭に表れている。

$$N_1 = \frac{N}{\sqrt{\sigma_v'/98}} \quad , \quad \text{ここで, } \sigma_v' = kPa \quad (2.4.3-1)$$

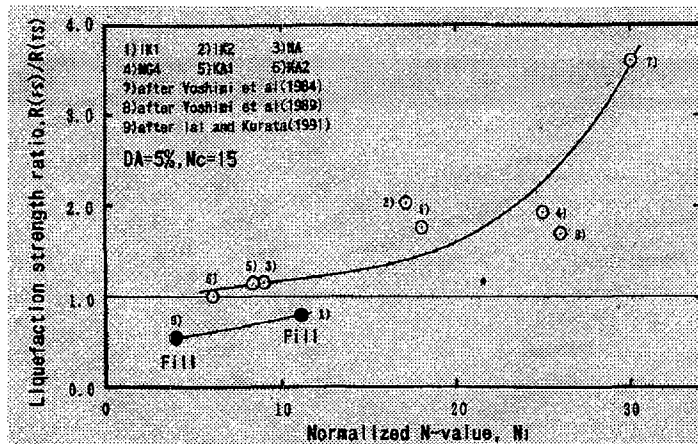


図2.4.3-1  $N_1$ 値と凍結法と三重管法で採取した砂試料の液状化強度比の関係(Hatanaka et al., 1995)

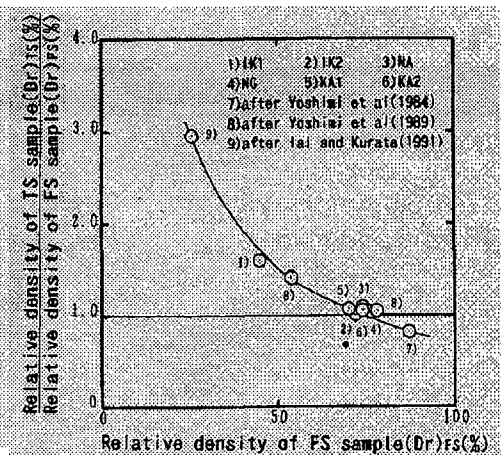


図2.4.3-2 凍結法と三重管法で得られた原地盤の相対密度の違い(Hatanaka et al., 1995)

#### (2) 密な砂の非排水繰返しせん断強度と相対密度の関係

石原ら(1977)は繰返し三軸試験結果に基づき、砂の液状化強度はほぼ相対密度に比例するとの考えを示した。その後、龍岡ら(1982)は豊浦砂を用いた再調整試料により、時松・吉見(1983)は原位置凍結サンプリングによる新潟砂の不攪乱試料についての室内試験により、液状化強度が相対密度に比例するのは大体相対密度が80%程度までの範囲で、約80%を越えると、液状化強度は急激に増大することを指摘した(図2.4.3-3と図2.4.3-4参照)。図2.4.3-5は畑中ら(1995)が各種砂地盤より原位置凍結サンプリング法で採取した不攪乱試料(凍結法試料)の繰返し三軸試

験で得られた液状化強度と相対密度の関係を整理したものである。異なる種類の実地盤試料においても、相対密度がほぼ80%を越えるあたりから、液状化強度が急激に増大する傾向が見られる。密な砂のこの特性は液状化対策としての締固め工法の効果の評価にとってきわめて重要である。耐震設計に用いる入力加速度の設定が十分な確実性がない現状では、できることなら、締固めにより、地盤の相対密度を80%以上にすることが望ましい。つまり、実際の地震動が多少設定入力加速度を越えても、十分な液状化耐力が期待できるからである。

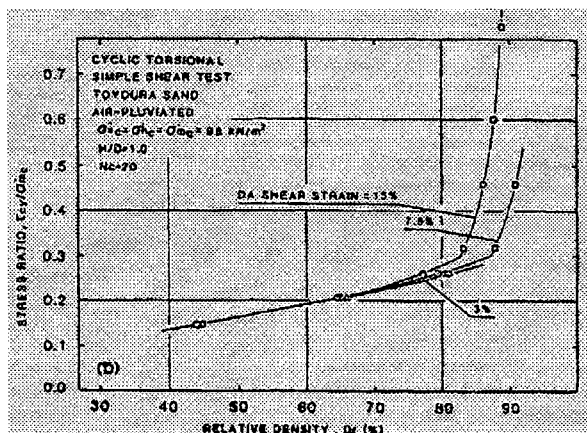


図 2.4.3-3 中空ねじり試験より得られた繰返し回数 N=20 回における砂の液状化強度と相対密度の関係 (Tatsuoka et al., 1982)

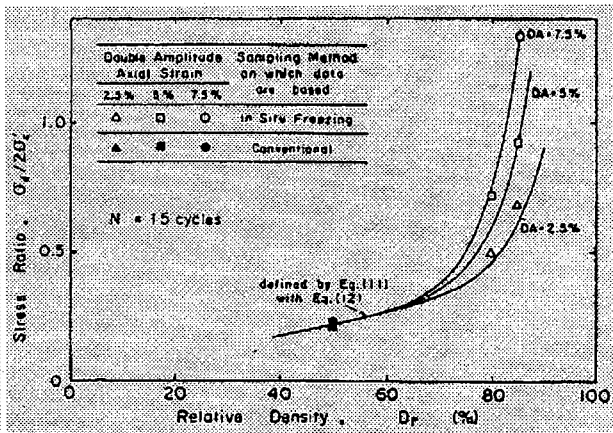


図 2.4.3-4 繰返し三軸試験より得られた繰返し回数 N=15 回における豊浦砂の液状化強度と相対密度の関係 (Tokimatsu and Yoshimi 1982)

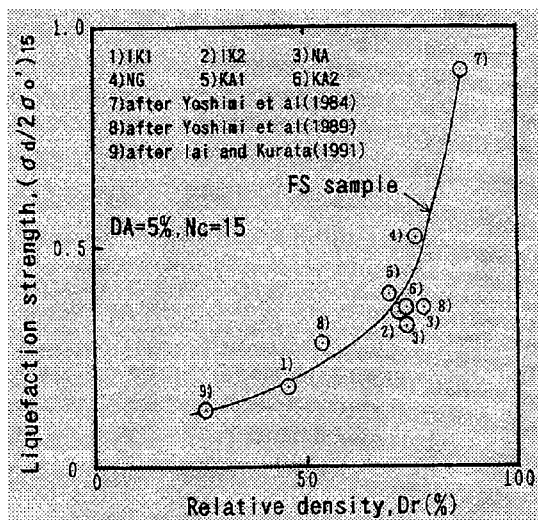


図 2.4.3-5 各種不攪乱凍結法試料の液状化強度と相対密度との関係 (Hatanaka et al., 1995)

### (3) 密な砂の非排水繰返しせん断強度へのランダム波形の影響

石原・安田(1975)は新潟地震や十勝沖地震で記録された6種類の加速度波形を模擬した繰返しせん断応力を用いて非排水ねじり単純せん断試験を行い、過剰間隙水圧が100%に達した時の最大せん断応力振幅を求めた( $\tau_{max}$ )。また、同じ砂に対して、従来の一定応力振幅( $\tau_{e20}$ )の繰返しせん断試験も行って、両者を比較した。その結果下式に示す関係が得られた。

$$\left. \begin{array}{l} \text{衝撃型波形の場合: } \tau_{e20} = 0.55 \tau_{max} \\ \text{振動型波形の場合: } \tau_{e20} = 0.70 \tau_{max} \end{array} \right\} (2.4.3-2)$$

ここで、衝撃型波形とは最大振幅 $\tau_{max}$ が出現以前に $0.6 \tau_{max}$ 以上の波が $\tau_{max}$ の出現する側に2波以下のもの、振動型波形とはそれが3波以上のものと定義している。

龍岡ら(1982)は浅間山砂および豊浦砂を用いて、この問題をさらに系統的に検討した。その検討結果によると、2.4.3-2式の係数は砂の密度に影響されて、密度が大きいと、小さくなる。すなわち、液状化に至らせるのに必要な

不規則波の最大応力振幅と所定の回数の規則波の応力振幅との比は密な試料ほど大きい。

#### (4) 密な砂の非排水繰返しせん断強度への拘束圧の影響

龍岡ら(1981)はチューブサンプリング試料、吉見ら(1984)および田中ら(1992)は原位置地盤凍結サンプリング試料を用いた非排水繰返し三軸試験において、実験に用いた拘束圧が原位置の有効上載圧より大きくなると繰返しせん断応力比で表される液状化強度はわずかに低下する。一方、拘束圧が原位置有効上載圧より小さくなると上記液状化強度はかなり増大することを指摘した。一例として図2.4.3-6に吉見らの密な新潟砂についての実験結果を示す。原位置での有効上載圧が98kPaであり、図から明らかなように、繰返しせん断応力を拘束圧で正規化しても、なお拘束圧の影響が明瞭に表れている。このことは、実地盤の液状化強度の評価に当たって、試験に用いる拘束圧の値が非常に重要であることを示している。吉見らおよび田中らが用いた試料はいずれも相対密度が約90%となっているので、密な砂地盤の非排水繰返しせん断強度を室内試験で評価する際は実験に用いる拘束圧の設定に十分注意する必要がある。

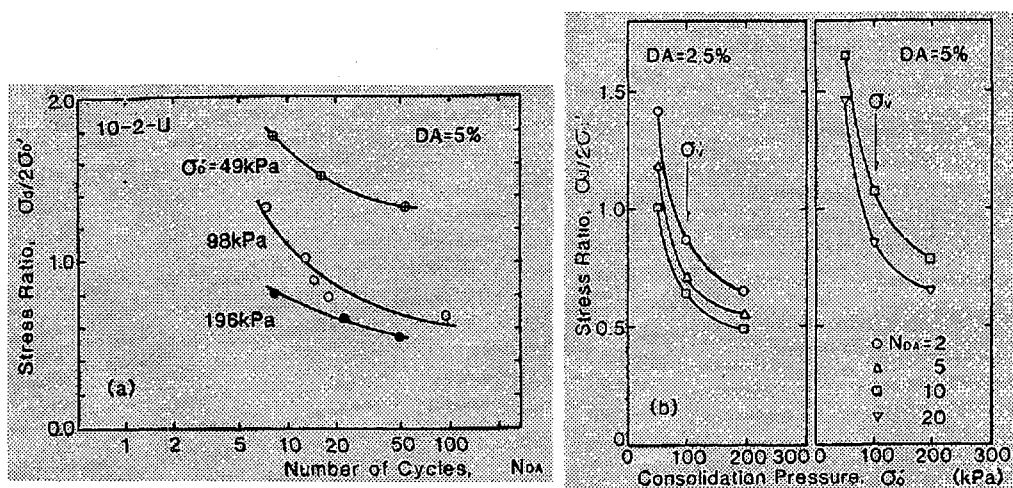


図2.4.3-6 非排水繰返し三軸試験における拘束圧の影響(Yoshimi et al., 1984)

#### (5) 密な砂の室内非排水繰返しせん断強度を原位置強度への変換

通常室内の繰返し三軸試験は等方圧縮状態で繰返しせん断応力を加えているので、得られた液状化強度としての繰返しせん断応力比 ( $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) を原位置強度 ( $\tau_d/\sigma'_v$ ) に変換して考える必要がある。(2.4.3-3)式はその考え方を示したものである。

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_v}\right)_{\text{原位置}} = 0.9 \frac{1+2K_0}{3} \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{\text{三軸試験}} \quad (2.4.3-3)$$

ここで、 $\sigma'_v$ は原位置の有効上載圧、 $K_0$ は静止土圧係数である。

2.4.3-3式からわかるように、変換に当たっては、静止土圧係数 $K_0$ の適切な評価が必要である。埋立地盤や堆積年代の若い地盤は実務で広く用いられているヤーキの式((2.4.3-4)式)が比較的情に合っていると考えられている。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.4.3-4)$$

しかし、締固めなどによる地盤改良や複雑な応力履歴を受けた堆積年代の古い地盤については(2.4.3-4)式による評価は不十分だと指摘されている。つまり、過圧密等により $K_0$ の値はかなり増大していると考えられるからである。 $K_0$ の評価については、畑中ら(1996, 1999)による $V_s$ 等価法( $G_0$ 等価法)が提案されて、実地盤について求めたデータも示されている。この方法は原位置の弾性波速度( $V_{SF}$ )あるいは初期せん断剛性( $G_{OF}$ )と高品質の不攪乱試料の室内試験で求めた弾性波速度( $V_{SL}$ )あるいは初期せん断剛性( $G_{OL}$ )は室内試験において $V_{SL}$  ( $G_{OL}$ )を求める際に用いた有効拘束圧の値が正確に原位置の値であると、両者( $V_{SF}$ と $V_{SL}$ , あるいは $G_{OF}$ と $G_{OL}$ )は元来同じ値になるとの考えから導かれたものである。(2.4.3-5)式はこの考えに基づき導かれた $K_0$ 値を求める式を示している。この方法を用いて、締固めによる地盤改良効果を検討した例を図2.4.3-7と図2.4.3-8に示す。図2.4.3-7は畑中ら(1999)と阪神

淡路大震災・地盤調査会(1998)がそれぞれ未改良の埋め立てマサ土および締固めたマサ土についてVs等価法により求めたKo値を示している。未改良の埋め立てマサ土のKoは0.2~0.4と低く(図中●印)、一方、ロッドコンパクション法により締固めたマサ土のそれは0.55~1.0にも増加している(図中○印)。加藤ら(2001)は畑中らの方法(図2.4.3-8中のA法)および畑中らのVs等価法をベースに、地盤の異方性が弾性波に与える影響を考慮したB法(図2.4.3-9中のB法参照)によりKo値をもとめた(詳細は原論文を参照あれたい)。そして、セルフボーリングタイプの孔内水平載荷試験も実施して、A法、B法で求めたKo値と比較した。

図2.4.3-8は加藤ら(2001)が埋立て砂地盤について調査した結果である。CPG工法により、Koが増加してほぼ1以上になっていることおよびA法とB法によるKo値に大きな差異はないことが示された。また、それらはセルフボーリングタイプの孔内水平載荷試験で得られたKo値ともよく対応しており、A法もB法も有効であることを確認している。畑中ら<sup>11)</sup>は各種地盤についてVs等価法で求めたKo値について検討した結果、原位置の弾性波速度(Vs)とKo値の間に図2.4.3-9に示す相関が得られた。図2.4.3-9中に示すデータはほぼ2.3.3-6式で表されている。今後各種地盤への適用性についてさらに検討されることが望まれる。なお、この方法については、原位置において測定されるVsの値のバラツキによる影響が大きいことに注意する必要がある(畑中ら, 2002)。

$$\left. \begin{aligned}
 K_0 &= \left\{ \frac{3}{\sigma_v'} (V_{sf}/a')^{n'} - 1 \right\} / 2 \\
 V_{sz} &= (\sigma_m')^{n'} = V_{sf} \\
 \sigma_m' &= \frac{1+2K_0}{3} \sigma_v' \\
 K_0 &= 0.0058V_{sf} - 0.53
 \end{aligned} \right\} \quad (2.4.3-5)$$

$$K_0 = 0.0058V_{sf} - 0.53 \quad (2.4.3-6)$$

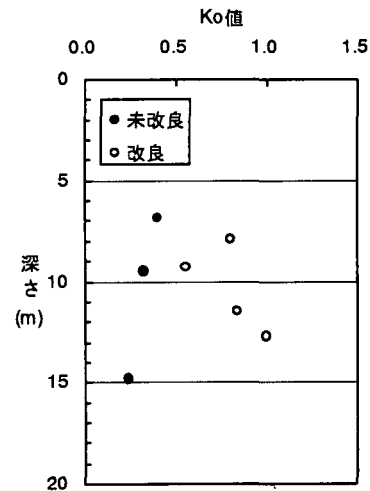


図2.4.3-7 Vs等価法により求めた未改良および締固めた埋め立てマサ土の静止土圧係数(阪神淡路大震災・地盤調査会, 1998と加藤ら, 2001のデータに基づき作図)

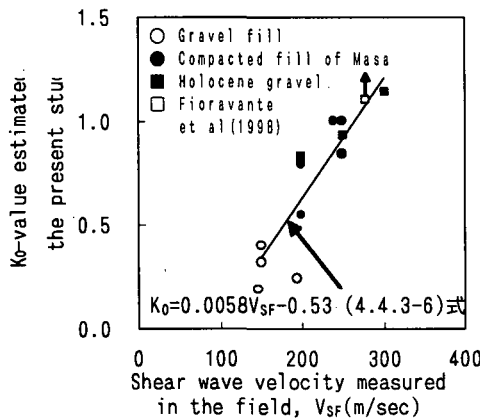


図2.4.3-9 Vs等価法により求めた実地盤のKo値と原位置のVsの関係(Hatanaka et al., 1999)

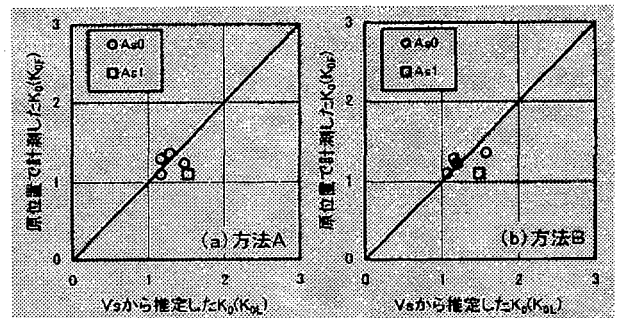


図2.4.3-8 Ko値の実測値と推定値の対比(加藤ら, 2001)

### (6) サイクリックモビリティ

よく知られているように、密な砂でも、非排水状態で繰り返しせん断を受けると、過剰間隙水圧が上昇し、有効応力がゼロになることが観察されている。しかし、密な砂は、せん断ひずみがある程度大きくなると、体積が膨張しようとする特性があり、このことは非排水条件ではせん断ひずみが大きくなると間隙水圧が減少し、そのため、有効応力が回復することを意味している。

図2.4.3-11は、通常行われている応力振幅一定の繰返し三軸試験結果例である(吉見, 1991)。図2.4.3-10に示すように、有効応力がゼロになるのはせん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が載荷されると、有効応力が回復する。間隙水圧が100%に達した後でも繰返しせん断に対して相当な剛性を持つのである。従って、

密な砂は緩い砂のように破局的な破壊は起こらないと一般的に理解されている。このため、緩い砂の液状化現象と区別して、「サイクリックモビリティ」という用語が用いられる。

一方、日下部ら（1999）はひずみ振幅一定の繰返し非排水せん断試験を行って、このような現象は通常用いられている試験法（繰返しせん断応力振幅一定）に影響された側面もあると指摘している。つまり、通常の応力振幅一定の試験においては大きなひずみが発生しても、なおかつ大きな繰返しせん断応力を載荷しているためだと指摘している。ある程度ひずみがでて、地盤が軟らかくなれば、剛性が低下し、そのため、繰返しせん断応力も低下する。一度有効応力がゼロに達すると小さなせん断ひずみしか発生しない、従って、有効応力が十分に回復せず、応力振幅一定の液状化試験にみられるような連続的なサイクリックモビリティ現象は観察されないといっている。実現象はどちらにより近いものなのか、また、設計にとってどちらで考えるのが安全側かも含めて今後の検討が必要と考えられる。

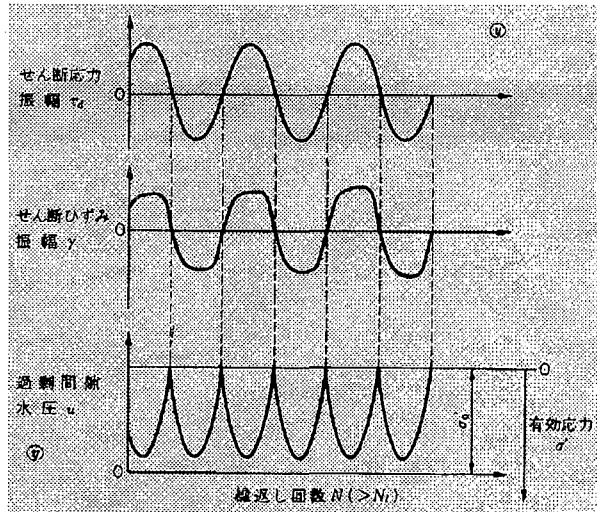


図2.4.3-10 密な飽和砂の繰返し単純せん断試験において、過剰間隙水圧比が100%に達した後のせん断ひずみと過剰間隙水圧の変化(模式図)(吉見, 1991)

#### (7) 砂礫の非排水繰返しせん断強度の定義について

現在の液状化強度は軸ひずみ両振幅(DA)がある値に達する繰返しせん断応力比と繰返し回数で定義されている。また、砂礫地盤については、液状化を定義するDAの値についてははっきりした議論がないまま、通常よく用いられている2.0~2.5%で実験結果はまとめられている。これは、砂礫の場合、試験においてしばしば大きなDAの値に至る前に、供試体が破壊してしまうことなども一因で、大方の実験結果を追認している様に思います。今後は地震時の砂礫地盤の変形状況なども検討し、あわせて試験器の実験能力の現状も踏まえた検討が必要と考える。

#### 2.4.4 レベル2地震に対して応力制御繰返しせん断試験を使用することの問題点

現在、非排水の繰返しせん断試験といえば、応力振幅一定の繰返しせん断試験が広く実務に浸透している。この方法は、ある入力地震動を考えた時、地盤に作用するであろうせん断応力を土要素に作用させてその応答を見ることに対応しており、自然な発想とも言える。しかし、この方法が広く行われているのは物性試験上の必然性ではなく、むしろ地震時の繰返しせん断応力と対応させることを念頭においているからに他ならない。

しかし、1995年兵庫県南部地震以降、レベル2地震動のように静的強度（単調せん断時のピーク強度）あるいは静的強度に近いせん断応力を受ける場合、この試験法の問題点が新たに顕在化してきた。具体的に言えば、

- 1)静的強度に近いせん断応力比を2, 3回繰返し受けた場合に対する抵抗の大小をうまく評価できない。
- 2)密な砂と緩い砂、あるいは粘性土と砂質土の液状化に対する靱性の差が明確に評価できない。

と言った点である。これは、一定応力振幅制御の試験法自身の問題点と言うよりもむしろ、応力制御試験から得られる繰返し回数と応力比の関係を表す非排水繰返し強度曲線（液状化強度曲線）を利用していること、あるいは繰返しせん断破壊の定義をひずみで行っていることに起因している。筆者は、室内試験で得られる液状化抵抗を変形量照査に利用

するような設計体系においては、従前の考え方の延長線上でとらえるべきでないことを主張してきた（風間ら，1998）。ここでは、現行の応力制御方式の問題点を整理することで、レベル2地震動を見据えた室内試験法の要件を探ってみる。

### (1) 応力制御で行うことに必然性があるのか？

冒頭で、応力制御試験は「ある入力地震動を考えた時、地盤に作用するであろうせん断応力を土要素に作用させてその応答を見ることに対応している」と述べたが、実はここに問題がある。例えば、ある地震動があるサイトの地盤に入射し、ある地層の液状化程度を判定しようとした場合を考えてみる。まず、地中に作用するであろうせん断応力を算定する場合には、a)地震応答解析を行って地中せん断応力を算定する方法と b)地表最大加速度もしくは地表加速度応答から推定する方法がある。

このうち、a)の方法で推定する場合には、地盤の動的変形特性を与えて地震応答解析を行い、地中に生じるせん断応力を算定する。このせん断応力を当該地盤の土に繰返しせん断応力として与えた場合の挙動を吟味し、液状化するか否かの判定をすることになる。本来なら、地震応答解析の際に計算されたせん断ひずみと要素試験で求められたせん断ひずみが整合することが、この論法で液状化判定することの根拠となる。しかしながら、要素試験をする前に、液状化に至るまでからその後の挙動までを規定するような物性評価ができないので、両者が整合するように何回か解析－要素試験を繰返さない限り、整合性は保証されない。このことは、従来から認識されてきた（龍岡，1986）が、液状化するか否かの判定ならそれほど問題にならないと考えられること、一般にせん断応力を過大に評価することから設計では安全側に作用するため、実務的に受け入れられてきたものと言える。また、動的変形特性試験は、液状化するようひずみレベルまで行われることはほとんどまれであり、このことから繰返しせん断破壊以前の物性を反映しているものと解釈できる。液状化後の変形性能を議論しようとするとき、この論法はすでに破綻していると言ってよい。

一方、b)の方法で推定する場合には、さらに問題が多い。例えば、ある地震の際の地表観測加速度記録から、地中せん断応力を算定する場合を考えてみよう。一般に液状化が懸念されるような地盤は、図 2.4.4-1a)に示すように繰返し軟化挙動を示すと考えられる。図 2.4.4-1b)は、片側のせん断応力の包絡線を模式的に示したものであるが、これを単調載荷時の応力-ひずみ関係と見なして考えてみるとわかりやすい。

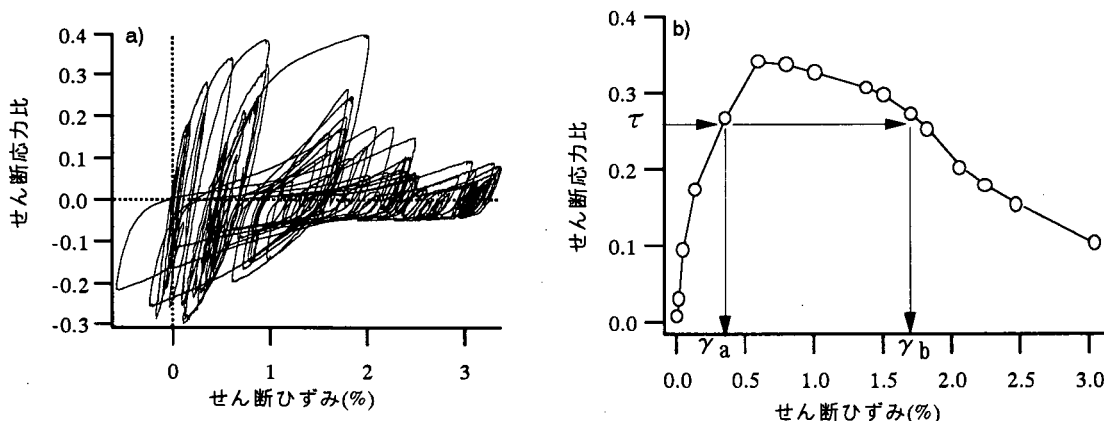


図 2.4.4-1 不規則な非排水繰返しせん断履歴を受けた土の応力ひずみ関係の例

この図で、あるせん断応力を発揮するひずみレベルは、ピーク以前の  $\gamma_a$  とピーク以降の  $\gamma_b$  の二つあることがわかる。これは、応力を決めてもひずみが決まらないことに相当し、ひずみ軟化挙動を示す材料に対して、応力制御の応力単調増加試験はできないことを意味している。したがって、ある応力波形を対象とする場合、部分的な応力を見ただけではその応力がどのひずみレベルで発揮された応力なのかわからないことになる。このことは、累積損傷度理論のように応力履歴によらないで、パルス数のみで損傷度を規定する方法の限界を示すものであり、しばしば同理論の欠点として取り上げられているが、この欠点は応力レベルが大きくなればなるほど顕在化してくる。さらに、地中のせん断応力比を近似的に加速度波形にほぼ比例すると考える方法にも問題がある。短周期の地震波動によるせん断応力比は、地中での振幅減衰が著しいため、通常パルス状の最大加速度は、地中のせん断応力比に寄与しない（風間，1999）。実際に、地表で観測された加速度波形を重力加速度で除してせん断応力比に直すような操作をした場合、当該地盤の土にそのせん断応力を作用させることすらできない（前田ら，1998）。土は地表観測記録から推定されたそのせん断応力に耐えられないからである。今まで、加速度波形の振幅を変えた不規則応力波を用いたせん断試験も行われてきたが、特に短周期パルスを含む波形を対象とした場合の結果は、見直す必要があると思われる。

以上のように、非排水繰返しせん断時の変形性能を議論しようとするときに、外力のせん断応力が定まらないため、応力制御で行う必然性はないと考えられる。なお、数値解析に用いる地盤物性を決めるために行う室内試験であるならば、上記の議論は当てはまらない。その場合には、応力振幅一定・ひずみ振幅一定・ランダムな履歴であれ、土要素がそのような特性を示すように物性パラメータを決めればよいからである。ただし、一つに決めたパラメータが複数の有効応力パス-せん断ひずみ関係を適切に表せるものかどうかは、吟味されておらず、疑問の残るところである。

## (2) 試験結果の整理上・利用上の問題点

要素試験の結果の何に着目して土要素の破壊を定義し、その土の液状化抵抗を決めるかは重要な問題である。今まで、繰返しせん断に対する要素試験においては、安定の問題と変形の問題が別々に取り扱われてきた。すなわち、変形の問題は要素が壊れる以前のひずみレベルにおける動的変形特性試験であり、安定の問題はいわゆる非排水繰返しせん断試験（液状化試験）である。すなわち、液状化試験はそもそも液状化に対して安定か否かの判断が下ればよいものと位置付けられてきたとも言える。レベル2地震動に対する液状化抵抗に関する室内試験では、いわゆる有効応力がゼロになって以降の挙動を含む変形性能を求めたいのであって、もはや安定問題ではなくなっていることに注意する必要がある。したがって、要素試験において、有効応力がゼロになって破壊して終わりではなく、その後が問題となることはまずコンセンサスがとられるべき事項である。一旦、有効応力がゼロになっても、少しの変形ですぐ有効応力を回復する土なのか流動してしまうような土なのか、大変形時に粘りを発揮してくれるのかくれないのかが問題である。

現行の応力一定制御試験では、せん断（軸）ひずみ両振幅がある値になったときのせん断応力比と繰返し回数の関係を持って破壊の定義としている。例えば、図 2.4.4-2 はまさ土と豊浦砂の液状化強度曲線を示している。

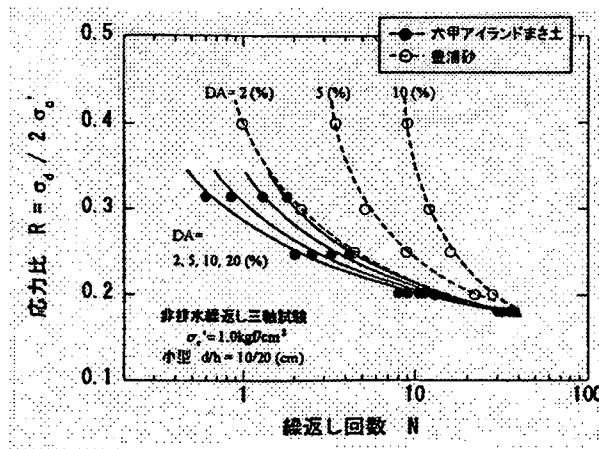


図 2.4.4-2 まさ土と豊浦砂の非排水繰返しせん断時のひずみの発達の比較（風間ら，2000）

図から、液状化強度が同程度であっても、ひずみを発達させるのに必要な繰返し回数の増分は豊浦砂の方がまさ土より大きいことがわかる。すなわち、変形性能を議論しようとするとき、一本の液状化強度曲線のみで議論するのは不適切である。有効応力解析における液状化強度曲線のフィッティングは、本来解析要素に発生するひずみレベルまで合わせるべきである。一方、この破壊の定義にこだわる必要は全くない。例えば、沈下が問題になるような事例では液状化後の体積ひずみ量が重要であろうし、地中構造物の水平変位量が問題になる場合には残留せん断ひずみ量が重要かも知れない。また、杭の水平抵抗を得たい場合には、過剰間隙水圧と地盤剛性低下の関係が必要となるだろうし、あるいはせん断応力が規定されている場合には、その応力履歴を与えれば良い。しかし、現行法では、液状化強度曲線を求めることが目標になっており、もっと用途に応じた利用方法があつてよい。例えば、上記の例では、繰返しせん断後の体積ひずみを求める試験、初期せん断応力をかけてひずみが一方に蓄積するような試験、繰返しせん断中にせん断剛性や体積剛性を計測する試験等が考えられる。レベル2地震動を考慮する以上、当該地盤上あるいは地盤中に構築される構造物は重要度がある程度高いものであるから、構造物に要求される性能に応じて室内試験法を変えても良く、土質調査の腕の見せ所でもある。筆者は、この種の問題では、ある所定の基準に準拠することを要件としない調査仕様とすべきと考えている。

## (3) 試験技術上の問題点

本来、材料の強さや外力に対する抵抗力を算定する物性試験という立場では、外力の算定とは別物であるから、物性



試験において応力を制御する必然性はない。外力は、力で与えてもよいし、変位で与えてもよいからである。ここでは、レベル2地震動に対する照査用室内試験を念頭において純粋に試験技術上の短所を挙げてみると次のようになる。

・静的強度に近いせん断応力での繰返し試験が困難である：脆弱な土に大きなせん断応力を繰返し作用させることが困難であるため、このような条件下での情報が得にくい。

・1/1000～1/10000程度の剛性低下を検討したい時、ひずみを1000～10000倍にしなければならないが困難である。

・ひずみが大きくなると、所定の荷重を發揮させるのにアクチュエータが追従できないことがある：通常せん断応力の振動数を一定の条件で行うことが多いため、急激にひずみが発達するような場合、アクチュエータがひずみに追従できない。

・ひずみ速度が一定でない：せん断応力の振動数を一定とした場合、ひずみ速度が一定でないため、粘性土や細粒分を含む土に対して、要素内の過剰間隙水圧の一様性を保証できない可能性がある。

・変形が大きくなると試験は継続できない：ひずみが概ね20%を超えるような場合、要素性は失われている。このため、供試体を再度繰返しせん断することはできない。

・任意の不規則外力を与えてひずみ応答を見たい場合、ひずみ応答が大きくなって、変位計やアクチュエータのストロークを超える可能性がある。

・応力振幅の決め方が経験的である：試験する際の応力比の選択は決められた方法がない。

・液状化強度曲線を求めるためには最低3回の試験が必要となる。

一方、応力制御には、

・硬い土をひずみ制御で試験した場合、応力レベルが荷重計の容量を越える可能性があるが、この心配がない。

・初期せん断応力を与えた状態から出発して初期せん断応力状態に戻るような試験の制御が容易である。

・これまで外力との対応関係が吟味され蓄積がある。

などの長所がある。以上、総じて従来の応力制御試験は、比較的密な砂に比較的小さなせん断応力比を作用させるのに適した試験法であり、レベル2地震動のように比較的大きなせん断応力が液状化時に変形が大きくなるような緩い砂に作用させるのには不向きな試験法であると考えられる。

#### 2.4.5 まとめ

本章では、各種土質試験における現状のせん断試験とその問題点について、対象とする土質の観点から、

- 1) 細粒分を含んだ土
- 2) 礫質土
- 3) 密な砂

について現時点までの知見を述べた。また、2.4.4では、現行の応力制御試験方法の問題点を述べた。いずれも液状化現象をより広範な種類の土を対象として、また小さな応力レベルから大きな応力レベルまでを網羅してより一般性のある形で理解しようという意図がある。今後の課題も多く残されている。

#### 【参考文献】

- Amirani, F. and Qi, G.Z.(200): Liquefaction testing of stratified silty sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.126, No.3, pp.208-217.
- Andrus, R. D. (1994): In-situ characterization of gravelly soils that liquefied in the 1983 Borah Peak earthquake, Ph. D. Dissertation presented to the University of Texas Austin.
- Erten, D. and Maher, M.H. (1996): Effects of fines content on liquefaction potential of sand, Geotechnical Engineering Bulletin, Vol.5, No.1, March, pp.15-23.
- Evans, M.D. and Zhou, S.(1995): Liquefaction behavior of sand-gravel composites, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.121, No.3, pp.287-298.
- Guo, T. and Prakash, S. (1999): Liquefaction of silts and silt-clay mixtures, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.125, No.8, pp.706-710.
- Hardin, B.O. and Richart, F.E.(1963): Elastic wave velocities in granular soils, ASCE, Vol.89, SM1, pp.33-65.
- Hatanaka, M. Uchida, A. and Oh-oka, H.(1995): Correlation between the liquefaction strengths of saturated sands obtained by in-situ freezing method and rotary-type triple tube method, Soils and Foundations, Vol.35, No.2, pp.67-75.
- Hatanaka, M. Uchida, A. and Taya, U.(1999): Estimating Ko value of in-situ gravelly soils, Soils and Foundations, Vol.39, No.5, pp.93-101.

- Hatanaka,M and Uchida, A.(1996): A simple method for the determination of ko-value in sandy soils, *Soils and Foundations*,Vol.36, No.2, pp.93-99.
- Ishihara.K(1977): Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquake, *Soils and Foundations*,Vol.17,No.3, pp.1-17.
- Ishihara,K. and Yasuda,S.(1975): Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, *Soils and Foundations*,Vol.15,No.1, pp.45-59.
- Ishihara,K. and Koseki,J.(1989): Cyclic shear strength of fine-containing sands, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.101-106.
- Kokusho,T.(1985): Liquefaction strength evaluation of dense sand layer, Proc. 11th Intern. Conf. on SMFE (San Francisco), pp.1897-1900.
- Kokusho,T., Tanaka,Y., Kawai, T., Kudo, K., Suzuki, K., Tohda, S. and Abe, S.(1995): Case study of rock debris avalanche gravel liquefied during 1993 Hokkaido-Nansei-Okai Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.3, pp83-95.
- Kokusho,T. and Yoshida,Y. (1997) : SPT N-value and S-wave velocity for gravelly soils with different grain size distribution, *Soils & Foundations* Vol.37, No.4, pp105-113.
- Naeni, S.A. and Baziar, M.H. (2001): The influence of silt content on liquefaction strength of sands, *Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul/ 27-31 August, Vol.4, pp.2825-2828.*
- Pitman, T.D., Robertson, P.K. and Segoo, D.C. (1994): Influence of fines on the collapse of loose sands, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, pp.728-739.
- Skempton,A.W.(1953): The colloidal activity of clay, Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.57-61.
- Tanaka,Y. Kudou,K. Yoshida,Y. and Kokusho,T.(1992): 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.
- Tatsuoka,F. Iwasaki,T. Tokida, K. and Kon-no, M.(1981): Cyclic undrained triaxial strength of sampled sand affected by confining pressure, *Soils and Foundations*,Vol.21,No.2, pp.115-120.
- Tatsuoka,F.,Muramatsu,M.and Sasaki,T.(1982): Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, *Soils and Foundations*,Vol.22,No.2, pp.55-70.
- Tatsuoka,F Fujii,S. and Yamada,S.(1982): Undrained stress-strain behavior of sand under cyclic uniform and random loading,Proc.Intl.Symp.on Numerical Models in Geomechanics pp.419-426.
- Tokimatsu,K. and Yoshimi,Y(1983): Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT-N value and fines content. *Soils and Foundations*,Vol.23,No.4, pp.56-74.
- Yamamuro, J.A. and Lade, P.V. (1998): Steady state concepts and static liquefaction of silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.124, No.9, pp.868-877.
- Yoshimi,Y., Tokimatsu,K.,Kaneko, O. and Makihara, Y.(1984): Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand., *Soils and Foundations*,Vol.24,No.4, pp.131-145.
- 液状化メカニズム・予測法と設計法に関する研究委員会(1999)：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，委員会報告，第2編 礫を含む粗砂および細粒分を含む砂の液状化特性，地盤工学会，pp.198-238.
- 風間基樹，柳澤栄司，増田昌昭 (1998)：定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性，土と基礎，Vol.46, No.4, pp.21-24.
- 風間基樹 (1999)：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.
- 風間基樹，加賀谷俊和，柳澤栄司 (2000)：まさ土の液状化抵抗の特殊性，土木学会論文集，No.645/III-50, 153-166.
- 加藤久晶，宮間俊一，岡島伸行，菅野雄一，滝 昌和，古関潤一 (2001)：S 波速度を用いた静止土圧係数の決定法，第36回地盤工学研究発表会，pp.2259-2260.
- 日下部 伸，森尾 敏，小田恵之輔(1999)：液状化による密な砂の流動的変形のみカニズム，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.569-572.
- 桑野二郎，Sapkota, Binod K.，橋爪秀夫，高橋健吾(1993)：細粒分を含む砂の液状化特性，土と基礎，Vol.41, No.7, pp.23-28.
- 國生剛治，原 忠，平岡良介，諏訪正博(1999)：緩詰まさ土と他の砂礫材との液状化強度・非排水せん断強度の対比，土木学会第54回年次学術講演会，pp.214-215.
- 國生剛治，小見山義朗(2001)：非塑性細粒分を含んだ礫質土の非排水せん断特性について，礫質土の力学特性に関するシンポジウム論文集，pp.233-238.

- 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克巳(1997): 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集 No.561, pp.271-282.
- 地盤工学会阪神淡路大震災被害報告書(1996)
- 龍岡文夫 (1986): 地盤工学会編: 地震応答解析のための土の動的性質, 2.土の動的性質, 23-30.
- 田中幸久, 工藤康二, 他(1987): 砂礫の力学特性に関する研究-室内再調整試料の動的強度・変形特性-, 電力中央研究所研究報告 U87019.
- 田中幸久, 國生剛治, 吉田保夫, 工藤康二(1989): システムコンプライアンスによる砂礫の動的強度誤差の評価方法, 電力研究所研究報告 U89040.
- 時松孝次・後藤 聡(2002): 液状化メカニズム・予測法と設計法 6.礫を含む粗砂および細粒分を含む砂の液状化特性 (その1), 土と基礎, Vol.50, No.11, pp.59-65.
- 沼田淳紀, 森 伸一郎(2002): 噴砂の粒度組成, 土木学会論文集, Vol. III-61, No.722, pp.129-147.
- 阪神淡路大震災, 地盤調査研究会(委員長: 石原研而, 1998): 阪神淡路大震災・地盤調査研究会平成9年度報告
- 畑中宗憲, 内田明彦, 田屋祐司(2002): V s 等価法についての一考察, 第37回地盤工学研究発表会梗概集, pp.593-594.
- 原 忠, 國生剛治(2000): 砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響, 土木学会論文集 No.645/III-50, 245-253.
- 前田健一, 山崎浩之, 小池二三勝, 高橋邦夫(1998): まさ土凍結サンプリング試料の不規則波下における液状化特性, 第33回地盤工学研究発表会, pp.95-96.
- 吉見吉昭(1991): 砂地盤の液状化, 技報堂, pp.14-15
- 吉見吉昭(1994): 砂の乱さない試料の液状化抵抗 $\sim N$ 値 $\sim$ 相対密度関係, 土と基礎, 42-4(435), pp.63-67.

## 2.5 新しい液状化判定方法の提案

### 2.5.1 非排水繰返しせん断による土の連続的な物性変化を表す指標

1995年兵庫県南部地震以降、レベル2地震動に対して変形照査を基本とした設計法が望まれていることから、液状化現象を単純に液状化するしないの二極的な判定から、液状化の激しさ(程度)を評価しようという流れがある。ここでは要素試験に基づいて、このような土の連続的な物性変化、すなわち液状化の程度を表す指標について若干の考察を加えながら現状の知見を述べる。

#### 2.5.1.1 液状化の激しさ(程度)とは

最近、地盤工学会誌「土と基礎」に掲載された液状化に関する用語を抜粋すると(永瀬・岡 2002)。

初期液状化：液状化現象において過剰間隙水圧が初期有効拘束圧にちょうど等しくなった時点での土の状態

完全液状化：液状化現象において土が液体状になり非圧縮に近い状態で、せん断抵抗が無くなって、大きなひずみが生じた時点での土の状態。

サイクリックモビリティ：繰返し载荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰返し、次第に液状化に近づいていく現象で、ひずみは有限の大きさととどまる。地震のような繰返しせん断力を受ける場合には、有効拘束圧がゼロかそれに近いところで大きなひずみが生じる。一方ではひずみが大きくなると、再び剛性が回復してくるので、いわゆる液状化状態ではなくなる。有効拘束圧がゼロの付近でどの程度大きなひずみが発生するかは、主に砂の密度と繰返し载荷でのせん断力の大きさや繰返し回数に依存しており、密度が小さいほど、また、液状化以後に繰返しせん断力が大きく、繰返し回数が多いほど大きなひずみが発生する。逆に、密度の大きい砂では、一時的に有効拘束圧がゼロまたはその近くになっても、引き続き载荷に対して大きなひずみが発生しない。

と説明されている。上記のうち、「初期液状化」という用語は、要素試験結果においても土要素の有効応力が初めてゼロになった状態を持って明確に定義できる。一方「完全液状化」なる用語は、言葉のニュアンスからすれば「初期液状化」からさらに液状化が進んで、土がおおよそ流体的に振舞う状態と理解されるが、「完全液状化」なる状態の要素試験レベルでの物理的定義は明確ではない。また、「サイクリックモビリティ」という用語の説明は、まさに有効応力ゼロになってからの挙動の違いを含んでおり、従来密な砂に特徴的な挙動として示されて来たものであるが、上記の説明では密な砂に限定しないで説明されている。しかし、用語は定性的特性を記述したものであり、液状化の程度を表す指標ではない。要素試験の観点から言えば、一旦有効応力がゼロになっても、さらに要素にせん断応力をかけるためには有効応力の回復が前提となるから、応力制御試験において卓越する現象と考えることもできる。

要するに、非排水繰返しせん断を受けたときの土要素の液状化は、せん断履歴に応じて連続的に進行するものととらえるべきものである。特に、ここで強調したい点は、有効応力が一旦ゼロになっても、その後継続的に液体として振舞うわけではなく、さらに土要素に繰返しせん断履歴を与えることによって、土粒子骨格構造はさらに変化していくことである。例えば、図 2.5.1-1 は、安田ら(1999)によって行われた非排水繰返しせん断を加えた後、非排水状態のまま単調载荷試験を行った試験結果を示している。この時のせん断応力-せん断ひずみ関係は、液状化安全率( $F_L$ )が小さくなるほど、液状化後の単調せん断時に剛性が急激に回復するひずみレベルが大きくなることがわかる。後述するのと同様に、 $F_L$ が異なるような非排水せん断履歴を変えた後、液状化前の初期圧密応力まで再圧密した実験(吉田ら 1994, 地盤工学会 1998)によれば、 $F_L$ が小さくなると、再圧密時の体積ひずみ量も大きくなることもわかっている。

最近、仙頭ら(2002)は非排水繰返しせん断後に流量を制御した再圧密試験を実施している。図 2.5.1-2 に示すように、試験で与えた繰返しせん断履歴は、ひずみ制御の漸増段階载荷とし、各段階で軸ひずみ片振幅をそれぞれ 5 回与えた。履歴の程度を変化させるため(0.5%), (0.5→1.0%), (0.5→1.0→

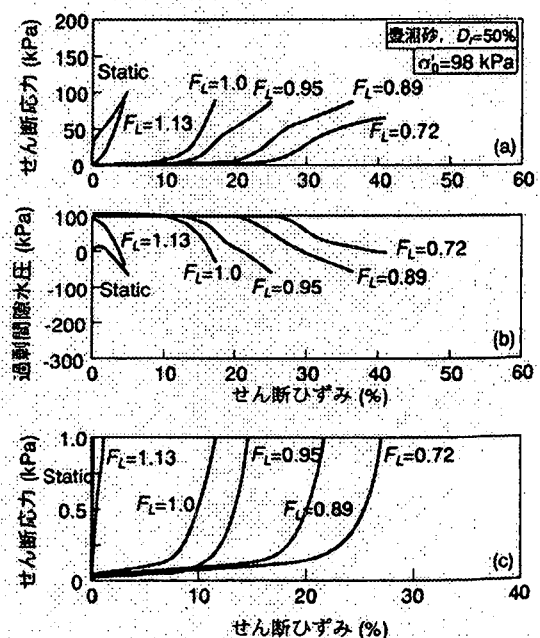


図 2.5.1-1 豊浦砂で、 $F_L$  をパラメータとした試験結果例(安田ら 1999)：中空ねじり非排水繰返しせん断の後の非排水単調载荷試験結果

2.5%), (0.5→1.0→2.5→3.5%), (0.5→1.0→2.5→3.5→5.0%)の5つの振幅パターンで载荷を行った後、排水している。図 2.5.1-3 は、まさ土に対する有効応力の回復と体積ひずみの関係を示している。図 2.5.1-2 に示すように過剰間隙水圧比は、せん断ひずみ片振幅 1.0%の载荷以降、初期等方圧密圧力 98kPa とほぼ等しくなっているが、繰返しせん断ひずみ履歴が進展するほど、再圧密終了時の体積ひずみが大きくなっていることがわかる。このことは、有効応力が同じゼロの状態であっても、土粒子が有効応力を失った状態には違いがあり、過剰間隙水圧のみで液状化状態を表せないことを示している。

また、図 2.5.1-4 は、同じひずみ履歴を初期圧密応力 (49kPa-196kPa)の異なる供試体に作用させ、同様の再圧密を行ったものであるが、体積ひずみ-初期平均有効主応力比で整理すれば、初期圧密応力によらない関係が得られることになる。したがって、いわゆる粘土の圧密試験のように間隙比-圧密応力で整理した場合、体積圧縮係数はオーダーで異なることになり、履歴の影響、すなわち液状化の程度に応じた体積収縮特性を与えなければ、適切な沈下量が求められないことになる。また、安田らの結果を解釈すれば、非排水繰返しせん断後の単調せん断で剛性が回復するせん断ひずみ量は、非排水繰返しせん断後に排水されるべき体積ひずみ量を正のダイレイタンスーによってカバーするまでに必要となるせん断ひずみ量を意味していると考えられる。

以上のように、液状化の程度によって、その後のせん断変形挙動・排水時体積収縮挙動が違ふことは重要である。問題は、一旦有効応力を失った場合でも、どの程度のせん断ひずみの発達によって、あるいはどの程度の排水によって有効応力が回復するのかわかり、この特性いかんによって土のせん断変形挙動が左右される。言い換えれば、有効応力の回復を含むダイレイタンスー特性が変形量照査のカギとなる。したがって、このような特性を反映しない液状化解析結果は信頼性が低いと言わざるおえない。レベル 2 地震動を受けた地盤や土構造物の変形を議論する上で、液状化の程度を表せる適切な指標を要素試験レベルで整理することにはこのような意味がある。液状化の程度をうまく表現できる指標であれば、その指標に応じてある状態から次の状態に移るときのひずみ増分や応力増分を規定できることが期待できる。

なお、ここでは詳しく言及しないが、非排水せん断で正のダイレイタンスーに起因して有効応力が回復するだけでなく、要素内の水が排水されることを考慮すれば、非排水条件下では負のダイレイタンスーのみを示す緩い砂でも有効応力が回復するであろうことは容易に理解できる。特に地震動が終息した後の流動現象を検討する場合には、このような任意の排水過程の剛性回復特性が現象を支配する材料特性として重要であり、今後に残された課題である。

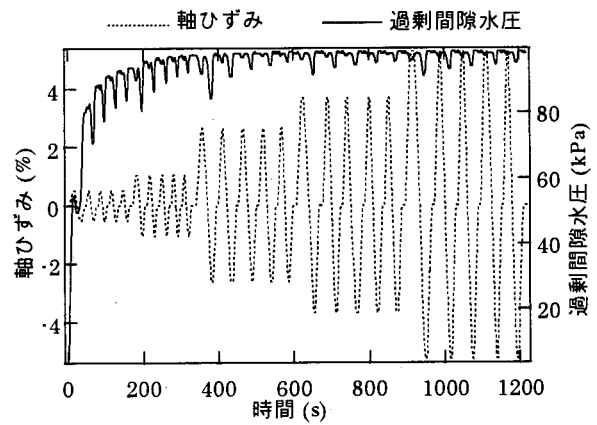


図 2.5.1-2 まさ土の試験結果例 (仙頭 2002) : 三軸非排水繰返しせん断過程のひずみ履歴と過剰間隙水圧関係

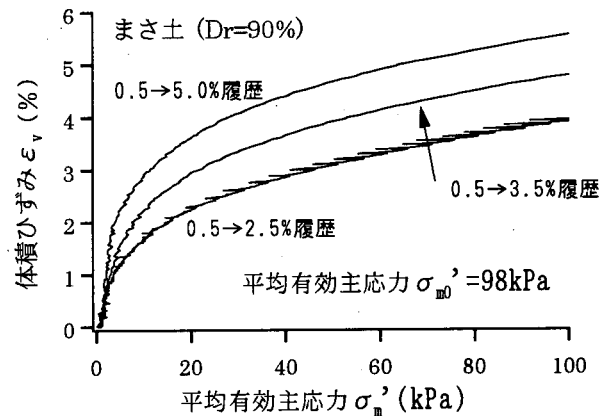


図 2.5.1-3 まさ土の試験結果例 (仙頭ら 2002) : 三軸非排水繰返しせん断の後の排水再圧密時の平均有効応力と体積ひずみの関係

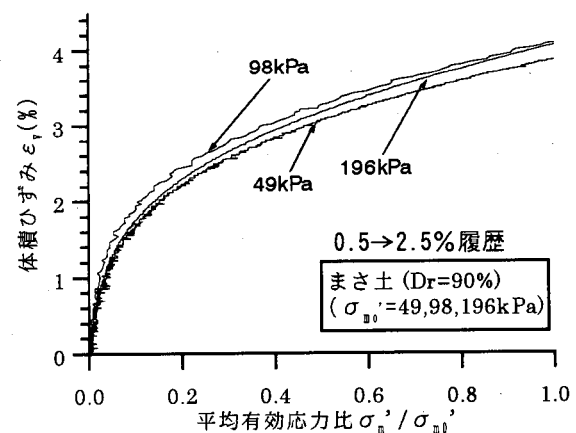


図 2.5.1-4 まさ土の試験結果例 (仙頭ら 2002) : 三軸非排水繰返しせん断の後の排水再圧密時の初期平均有効応力比と体積ひずみの関係

### 2.5.1.2 液状化の激しさ（程度）を示す指標

現在、研究的に用いられている要素試験の方法や試験機器は様々であり、2次元や3次元の応力状態を念頭において、土の繰返しせん断時の構成則を規定するだけの要素試験を行うことは、実用上不可能に近い。そこで、話を簡単にするため、ここでは実用的に使われる繰返し三軸試験・繰返し単純せん断・繰返し中空ねじり試験などから得られる一方向のせん断応力-せん断ひずみ関係を考えることとする。

要素試験から上記 2.5.1.1 のような土の液状化の激しさ（程度）、あるいは液状化抵抗を評価する場合、当然のことながら、要素試験から得られる情報に基づいて評価されなければならない。一般に、要素試験の非排水繰返しせん断過程から得られる情報は、圧密条件やそれ以前の応力-ひずみ履歴を別にして、せん断応力・せん断ひずみ・過剰間隙水圧の時刻歴である。このうち、過剰間隙水圧は一種の液状化程度を表す指標と考えられるが、初期有効圧密応力に収束し上限値を持つため、上記 2.5.1.1 の議論によれば初期液状化まではよいとしてもそれ以降は直接的に使えない指標と考えられる。また、広い意味で「土が繰返しせん断によって有効応力が減少し、せん断破壊する現象」を液状化による破壊あるいは非排水繰返しせん断破壊ととらえるならば、必ずしも有効応力がゼロになることが液状化の要件にならない。むしろ、初期せん断応力が作用した状態から繰返しせん断を受けて有効応力が完全にゼロになる前にせん断破壊する場合も含める方が一般的である。したがって、過剰間隙水圧（比）をそのまま液状化の程度の指標とすることには、液状化を有効応力がゼロになった状態であると限定的にとらえていることになる。以上のことを勘案すれば、初期液状化以後を含む連続的な液状化の程度や液状化抵抗を要素試験から規定しようとする場合には、ダイレイタンスー特性を反映した過剰間隙水圧を意識した上で、せん断応力比-せん断ひずみ履歴から規定するしかないことになる。なお、ここでいうせん断応力比は、特に断らない限りせん断応力を初期平均有効主応力で正規化したものとしたが、初期平均有効主応力ではなくその時点の有効主応力で正規化する場合も考えられる。

さて、地震時の応力-ひずみ関係を念頭において、ランダムな履歴を受けた場合の液状化程度を表すことのできる可能性のある指標を考えてみる。実際の応答はランダムであり、応力一定の繰返し試験やひずみ一定の繰返し試験は、その特別な場合と考えればよいからである。例えば、図 2.5.1-5 に示すように、せん断応力の時刻歴  $\tau(t)$ 、せん断応力の時刻歴  $\gamma(t)$  が得られると、時間を媒介変数として応力-ひずみ関係を描くことができる。図 2.5.1-5 は、非排水条件下でランダムなせん断履歴を受けた土の挙動の一例である。図は、120 秒間のせん断履歴を表しているが、徐々にひずみが進展していることから、過剰間隙水圧比が 1 になって以降も液状化の程度は進展しているものと解釈できる。

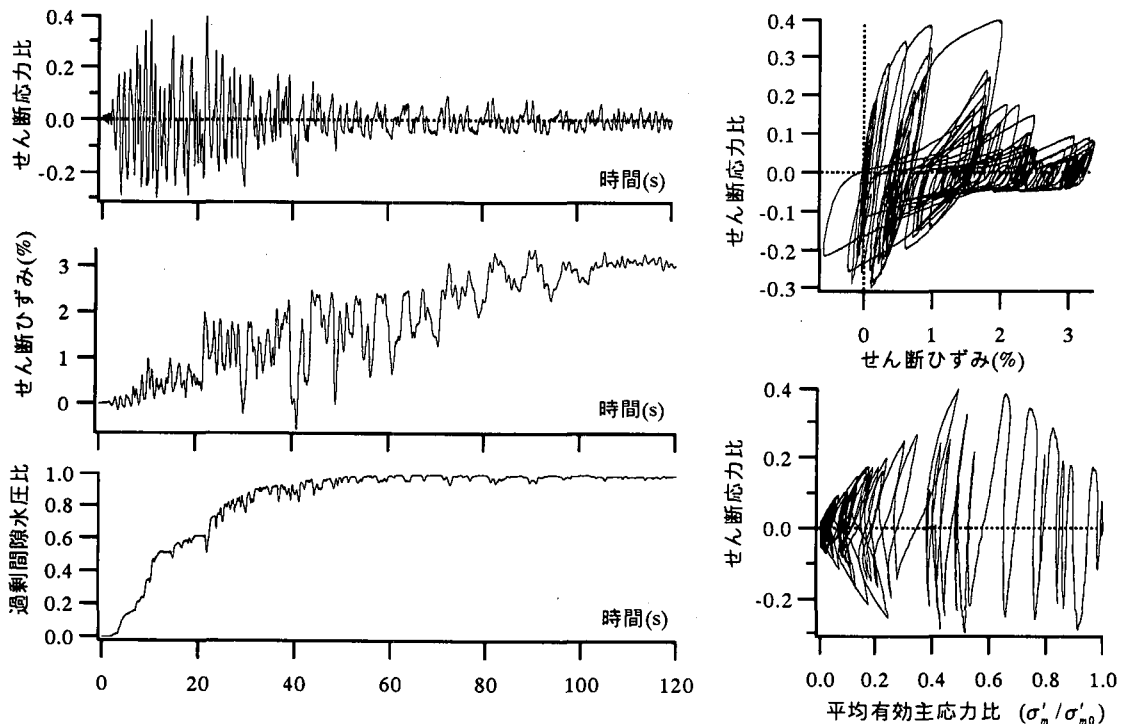


図 2.5.1-5 非排水条件下でランダムなせん断履歴を受けた土の試験結果例

一般的な繰返しせん断試験では、せん断応力とせん断ひずみのどちらかが制御量であり、残りの一方が観測量となる。また、非排水条件の場合、間隙水圧も観測量である。この場合ひずみと応力は1:1の関係があるから、液状化の程度を表す指標を考えると意味では、すでに得られているある時点までの履歴データが問題となるから、どちらが制御量であってもよい。すなわち、ある瞬間までのせん断履歴に応じて変化していく量（内部変数）が液状化の程度を表しうる指標となる。

これらの繰返しせん断履歴情報に応じて変化する内部変数としては、次のようなものがあげられる。

①それまでに経験した最大過剰間隙水圧比：先の理由で、初期液状化以後の液状化程度には向かない指標である。

②それまでに経験した最大せん断ひずみ：ただし、ひずみ一定の試験法では変化しない。

③それまでに経験した最大せん断応力比：せん断応力を初期の平均有効主応力で除した値のあるい時点までの最大値、ただし、応力比一定の試験法では変化しない。

④それまでに経験した最大有効せん断応力比：せん断応力をその時点の平均有効主応力で除した値のある時点までの最大値。せん断応力比-平均有効主応力比関係の原点からの傾きを意味する。しかし、この量を直接的に制御した試験でもしない限り、平均有効主応力比が極端に小さくなった場合の算定に誤差が入る可能性が大きい。

⑤それまでに経験したひずみの累積値：累加ひずみとも呼ばれている。

⑥それまでに経験したせん断応力比の累積値：④になれば、累加応力比。

⑦それまでに経験した応力比-ひずみ曲線の線分の累積値

⑧それまでに経験したせん断仕事の累積値：累積損失エネルギーと呼ばれている。

これらは一例を示したものであるが、これら内部変数を組み合わせたものなども考えられる。

図 2.5.1-6 は、図 2.5.1-5 に示したデータから、上記の定義で表される内部変数⑤~⑧の変化を時間軸上に示したものである。それぞれの指標は次元が異なるため、最終的な最大値で正規化して示している。また、比較のため過剰間隙水圧比もあわせて示した。これを見ると、過剰間隙水圧比が 50 秒付近で飽和しているのに対して、先に定義した内部変数⑤~⑧は、50 秒付近からもせん断履歴に応じて大きくなっている。現時点では、どの指標がもっとも適切な指標であるかは、十分に吟味が進んでいないため、ここでは言及しないこととするが、今後、先に示した液状化後の有効応力回復過程における体積ひずみ量、せん断剛性等と上記内部変数の対応を吟味していく必要がある。

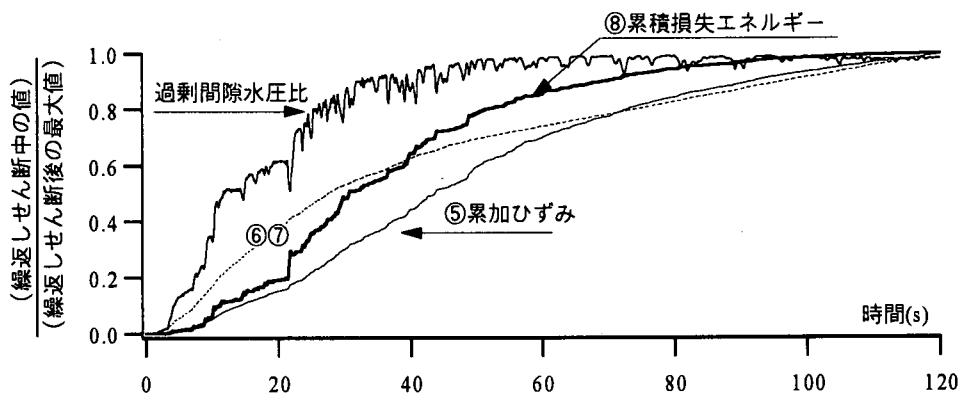


図 2.5.1-6 非排水条件下でランダムなせん断履歴を受けた土の試験結果から求めた内部変数の変化

実は、多くの有効応力解析で使われている構成則は、上記に示した指標のいくつかを利用している。数値解析に用いる構成則としてどのようなものが使われているかは、文献(地盤工学会 1999)などに詳しく記述されているのでそちらを参照願いたい。なお、液状化解析に利用する構成則を決めることを目的とした場合、①有効応力に依存した非線型せん断特性と②ダイレイタンスー特性あるいは過剰間隙水圧発生特性が規定されればよいのであるから、要素試験結果をそのままデジタルデータとして提示し、利用する構成則に合わせた整理をしてもらえばそれまでである。例えば、全応力での非線型関係を直接的に規定するモデルでは過剰間隙水圧は不要であるし、ストレス-ダイレイタンスー関係を使うモデルでは過剰間隙水圧が合うようにパラメータを決めてやればよいことになる。むしろ、ここで述べた指標は一つの考え方に過ぎないので、今後はデジタルデータをすべて報告するような方向で進める方がよいのかも知れない。そうなれば、情報量の少ない液状化強度曲線をターゲットにしないですむため、要素試験がより液状化解析の信頼性向上に寄与するであろう。

【参考文献】

- 永瀬英生・岡 二三生(2002)：液状化メカニズム・予測法と設計法 3.液状化のメカニズムと定義，土と基礎，講座，Vol.50, No.8, 47-50.
- 安田 進・吉田 望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫 (1999)：液状化に伴う流動の簡易予測法，土木学会論文集，No.638/Ⅲ-49, 71-89.
- 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，(1998)：2.3.4 流動のメカニズムに対する新しい考えと試み，地盤工学会，59-62.
- 吉田 望・辻野修一・稲童丸征巳 (1994)：液状化に伴う地盤沈下予測に関する基礎的研究，第 29 回土質工学研究発表会，859-860.
- 仙頭紀明，風間基樹，渦岡良介，松谷明洋 (2002)：体積ひずみを制御した液状化した砂の再圧密試験，第 37 回地盤工学研究発表会，1993-1994.
- 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，(1999)：6.4 有効応力解析に用いられる構成則，地盤工学会，78-90.



## 2.5.2 連続的な液状化挙動と構造物の設計方法

### 2.5.2.1 液状化挙動の変化点を重視することの意義と問題点

液状化という名前の由来は、もともと飽和砂が地震のショックによって固体から液体への不連続的な変化を起こし、それが甚大な構造物被害をひきおこすことを強調する意味からであったと思われる。したがって、設計者に明確な変化を意識付け、注意を喚起するために、適切な範囲においてその変化点を明確に定義しそれを重視することは意味のあることと思われる。適切な範囲とは、その点を境に地盤の強度・剛性などが劇的に変化し、いわゆる流動ポテンシャルを示し始める場合で、まずは緩い砂地盤が対象となろう。

一方、上記のような明確な流動性の変化が起こらない場合に、現状の液状化判定結果で間隙水圧の100%上昇または軸ひずみ両振幅5%到達に対応して決められた $F_L=1.0$ を下回ることを強調し過ぎることは問題であると感じられる場面が最近ますます多くなってきた。その原因は、 $L2$ 地震動の下では、液状化の検討対象とされる土の範囲が、文字通りの液状化を起こしやすい緩い砂から、密な砂、粘性土を含んだ砂、礫質土など多様な土にまで広がってきたためである。これらの土では、液状化判定で定義される点（現在広く使われているのは載荷繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅5%に達した時点で、間隙水圧100%上昇にもほぼ対応）を越えるとひずみの成長は大きくなるもののそれほど急激ではなく、載荷繰返しごとにサイクリックモビリティによる強度の回復が明確におき、固体から液体への明確な変化とは異なるかなり連続的な変化にとどまる。このような場合においては、液状化判定で $F_L=1.0$ 以下かどうかだけを重視しすぎ、そこを越えてはならない一種の限界値として扱う現行の設計法は、設計者に誤解や混乱をもたらすとともに、構造物の経済設計の観点からも弊害がある。

このような背景のもと、以下ではこれからの液状化判定法あるいは液状化にかかわる設計法の向かうべき方向性を考えてみる。

### 2.5.2.2 変化点を重視すべき場合

ある点を境として固体から流動ポテンシャルを持った液体的挙動への明確な変化が起きるような場合にはその変化点を重視し、そこで設計法を不連続的に変える必要がある。粘着力のない土において、密度が緩い場合がそれに当たる。しかし、室内土質試験機を用いた非排水試験によると、相対密度が30%程度と極めて緩い砂でも10数%程度のせん断ひずみでせん断強度の回復が起き、それ以上の大ひずみまでほぼ無抵抗でせん断変形するような流動ポテンシャルは現れないことが分かっている。いっぽう、実際にはたとえば新潟のきれいな砂からなる原地盤では相対密度が30~40%はあったと思われるが、50%~100%を越えると思われる大ひずみによる地表面勾配の緩い地盤流動が起きている(Kokusho and Fujita, 2002)。つまり、原地盤では要素試験よりはるかに流動ポテンシャルが大きく表れるといえよう。この原因としては、次のような可能性が考えられる。

この主な原因としては、要素試験では液状化状態での土粒子の沈降現象を考慮しておらず(大川, 1997)、特に密度の緩い砂ではその問題点が顕在化しやすいことが挙げられる。すなわち、要素試験は均質な砂について完全な非排水条件で行われるが、実地盤の砂は多かれ少なかれ不均質性を有している。そのために、砂層全体としては非排水条件であっても局所的には排水条件となって間隙水の移動あるいは間隙の再配分が起き、それが局所的な弱部を生み出す(National Research Council, 1985)。不均質性の程度や連続性が強い場合、たとえば低透水シームが連続的に挟んでいる場合などには、その直下に間隙の大きな部分あるいは極端な場合には水膜が形成され、それが滑り面となって極めて小さなせん断抵抗で大きなせん断変形が可能となる(Kokusho, 1999)。

これ以外にも大きな地震の直後に余震が頻繁に起きる場合、砂がこのような小さな震動を受けると正のダイレイタンスが生じにくくなることが室内実験により示されている(Meneses et al. 1998)。したがって、直後の余震もある程度の影響をおよぼしている可能性があるが、不均質性に起因した間隙の再配分は実地盤においては無視し得ないほど大きいと考えられる。その効果は砂の密度が限界値より緩い場合にとくに顕著となると考えられるが、その発生限界を室内実験や理論に基づいて決めることは現状では難しい。むしろ既往の液状化調査で、流動ポテンシャルによる大被害を起こした条件を分析することにより、限界相対密度あるいは限界貫入抵抗値を定めるべきであろう。この変化点を境に液体的挙動が顕著となる場合、液状化後の変形量を精度良く評価することは容易ではないため、現状では地盤改良などの方策を講じる場合ことが推奨されている。しかし、このような液状化地盤での大変形の定量評価法の確立は性能設計の導入など設計の合理化にとって不可欠であり、いっそうの研究が必要である。

### 2.5.2.3 液状化を連続的変化として取り扱うべき場合

土の密度がそれほど緩くはないと、液状化判定で  $F_L=1.0$  を越えても局所的な間隙の再配分や余震による流動性の増大は全体的な正のダイレイタンスー効果により打ち消され、固体から液体への明確な変化を起こさない。すなわち、土粒子の流動性が制約されて液体的挙動を示しにくい。また、粘性土の多く含まれた土などにおいては、一気にひずみが成長するような液体的挙動が見られず、ひずみは段階的にしか伸びていかない。つまり、液状化というより繰り返し軟化 (Cyclic softening) と呼ぶべき現象である。

このような場合は、液状化判定で  $F_L=1.0$  を下回ったか否かを重要視する意味は小さくなる。むしろ、それを境にひずみの成長速度が大きくなるが固体の性質は保持されるような軟化点と捉え、その点を越えたからといって液状化したと考える必要はない。ひずみの伸びは段階的でそれほど急激でないため、変形量の算定は従来の手法の延長で可能であると思われる。地震のせん断応力の繰り返し数や構造物の自重応力に対応して、地盤や構造物の変形量を算定し、それと性能設計での限界値との比較により設計を決めればよい。

### 2.5.2.4 液状化の判定と構造物の設計方法

以上の議論に基づき、現行での液状化の判定法と構造物の設計法の関係を考えてみよう。

まず、粘性のない密度の緩い土においては、固体から液体へ流動性の明確な変化が起きる点を定義し、その条件を越えるか否かを評価することは重要である。変化点を越える場合には構造物の設計法や地盤物性値の評価を不連続的に変化させる必要がある。この流動性の変化点は既往の液状化判定法での  $F_L=1.0$  の点とは一般に一致しない。

一方、密な非粘性土や粘性土を多く含む土においては既往の液状化判定法での  $F_L=1.0$  となる点を軟化点として定義する意味はある。軟化点は間隙水圧がほぼ 100% まで上昇し、そこからひずみの成長が早まる時点に対応している。しかし、軟化点を越えることが地盤物性の劇的な変化をもたらすことはなく、むしろ連続的変化と捉え、地震力の繰り返し数や構造物の自重応力に対応して従来からの手法の延長により地盤や構造物の変形量を算定することとするのが妥当である。

以上の考え方を概念的に図示すると、図 2.5.2-1 のようになる。図で斜線ハッチした範囲では、流動性の変化点を重視し、その変化点を越える場合には設計法を不連続的に変える設計法を適用すべきである。一方、ハッチしていない部分では軟化点は一つの目安であり、それに達したことを特別扱いするのではなく、物性値の変化を連続的に捉えた設計を行うべきである。

これを多少具体的にするために、砂地盤の地震力と  $N$  値の関係で示したのが図 2.5.2-2 である。通常の液状化判定 (5%

両振幅ひずみに対応) のカーブと流動的破壊を起こす限界 (狭義の液状化) のカーブを概念的に示している。たとえば、A-A' という断面で考えれば、砂地盤中に発生するせん断ひずみは点 (S) では繰り返し軟化現象により地震力の繰り返し回数と共に増加するが、ほぼ連続的に評価可能である。一方狭義の液状化点 (F) を越えると砂は流動的となり、ひずみは不連続的に大きくなる。レベル 1 地震においては、構造物をわずかな変形にとどめることが必要であり、必要であれば地盤改良などにより  $N$  値を少なくともエリア S の範囲に持つてくる必要がある。その場合、その同じ  $N$  値の地盤が図 2.5.2-2 に示すようにレベル 2 地震を受けた場合エリア F に入る場合には流動的な変形を想定した設計としておく必要がある。現状ではエリア F での変形量の精度良い算定は容易ではなく、重要な構造物についてはエリア S に入るようにすることが望ましいと言えよう。また、流動性の変化する境界線は新潟地震の例などを参考にするとおおよそ  $N_1=10$  程度と想定されるが、

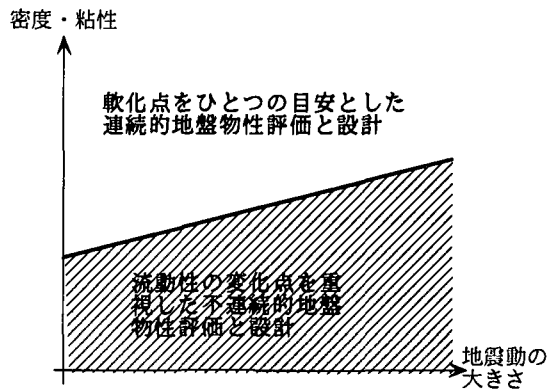


図 2.5.2-1 液状化判定と構造物設計の概念

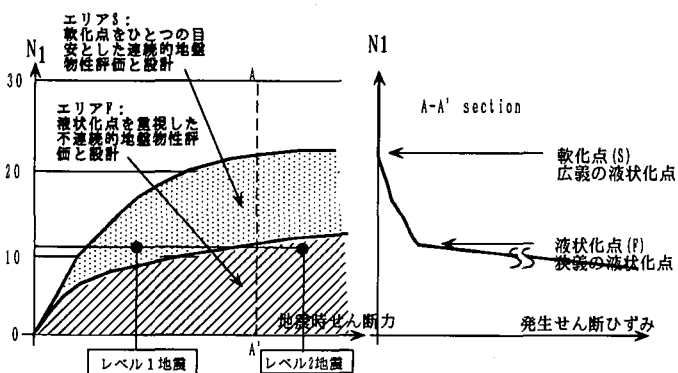


図 2.5.2-2 地震時せん断応力の大きさと砂地盤の  $N$  値の関係に基づいた設計の考え方

実際は地震が大きいほど右上がりになると想定される。そして、 $N$  値が極めて小さい範囲では既往の液状化判定の限界線 ( $DA5\%$ ひずみに対応) に近づくと考えられる。いずれにしても、この関係についてはまだ不明な点が多く、これからの研究により精度を上げていく必要がある。

【参考文献】

- Ishihara, K. (1993). "Liquefaction and flow failure during earthquakes." Rankine Lecture, *Geotechnique* 43, No.3, 351-415.
- Kokusho, T. (1999): Formation of water film in liquefied sand and its effect on lateral spread, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol.125, No.10, 817-826.
- Kokusho, T. and Fujita, K. (2002): Site investigation for involvement of water films in lateral flow in liquefied ground, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society for Civil Engineers, Vol. 128, No. 11, 917-925.
- Meneses, J., Ishihara, K. and Towhata, I. (1998). "Effects of superimposing cyclic shear stress on the undrained behavior of saturated sand under monotonic loading." *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, 115-127.
- National Research Council (1985). "Liquefaction of soils during earthquakes" Committee of Earthquake Engineering, *Commission of Engineering and Technical Systems*, National Academy Press, Washington, D.C.
- 大川秀雄(1997):「液状化の発生メカニズムを考える」土木学会論文集 No.568/III-39, 13-20.

## 2.5.3 連続的な物性変化を検討するための新しい室内試験法

### 2.5.3.1 ひずみ制御ひずみ漸増型の非排水繰返しせん断-排水再圧密試験の提案

2.4.4 で述べたように、応力制御の繰返しせん断試験法よりも、技術的にはむしろひずみ制御の繰返しせん断試験法の方が有利な点が多いと考えられる。そこで、ここでは「ひずみ制御ひずみ漸増型の非排水繰返しせん断-流量制御排水再圧密試験」を提案する。なお、排水再圧密試験は、液状化の程度を示す指標のみならず、今後沈下量の推定や浸透流動破壊(風間ら 2001)現象の解明に重要となると考えられるからである。

図 2.5.3-1 は、常陸那珂港の埋立に利用された砂質土に対する試験結果とその整理方法の一例を示している。試験で与えた繰返しせん断履歴は、各段階で軸ひずみ振幅を 1 サイクル毎に倍々に漸増させており、軸ひずみ片振幅は  $0.1 \rightarrow 0.2 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.8 \rightarrow 1.6 \rightarrow 3.2 \rightarrow 6.4\%$  と 7 つの振幅としている。この例では、まず  $K_0$  圧密 (このとき  $K_0=0.61, Dr=79\%$ )  $\rightarrow$  第 1 回目の非排水繰返しせん断  $\rightarrow$  排水  $K_0$  再圧密 (このとき  $K_0=0.45, Dr=87\%$ )  $\rightarrow$  第 2 回目の非排水繰返しせん断  $\rightarrow$  排水  $K_0$  再圧密 (このとき  $K_0=0.42, Dr=90\%$ ) を行った例である。非排水繰返しせん断の後の排水再圧密は、流量制御で行っている。また、繰返しせん断ひずみは、手で制御しているため滑らかなものになっていないが、これは容易に改善できる技術的問題である。

第 1 回目の繰返しせん断では、ひずみ振幅の増加と共に過剰間隙水圧比が増大し、軸ひずみ振幅 0.4% から 0.8% 程度で初期液状化に至っている。この間ひずみレベルの増大と共に、ピークひずみ時のせん断応力は低下し、いわゆる繰返しひずみ軟化挙動を示している。図中の左下に示したように排水再圧密時の体積ひずみは、約 4.2% となっている。第 2 回目の繰返しせん断でも、ひずみ振幅の増加と共に過剰間隙水圧比が増大し、軸ひずみ振幅 0.4% から 0.8% 程度で初期液状化に至るのは同じであるが、それ以上のひずみレベルになるとせん断ひずみの発達に伴う有効応力の回復が顕著である。この間ひずみレベルの増大と共に、ピークひずみ時のせん断応力は増大し、いわゆる繰返しひずみ硬化挙動を示している。この時の排水時の体積ひずみは約 2% となっている。このように、初期のせん断抵抗 (0.1% の軸ひずみ片振幅のときの軸差応力) や初期液状化に至るひずみ振幅がほぼ同じでも、その後の挙動は著しく異なっていることがわかる。また、図中に示した、正規化累積損失エネルギーは、軸ひずみをせん断ひずみに換算した後、初期平均圧密応力で正規化したものであるが、このような挙動の違いをそれなりに反映した結果となっている。さらに、図中右下は横軸をひずみレベルとして費やした正規化累積エネルギー量を比較したものである。この図から、エネルギー消費性能は、ひずみレベル 1.6% 以上から顕著に表れていることがわかる。土の非排水繰返しせん断挙動は、ダイレイタンス特性に関連してひずみレベルに大きく依存することを示唆するものである。以上の実験結果を、異なる密度の同じ種類の土に同じせん断履歴を与えた場合と考え、砂のせん断挙動の違いが、応力制御の場合と遜色無く現れていると言える。

さて、試験に用いるひずみ振幅や各ひずみレベルでの繰返し回数は任意に与えることができ、この例は一例に過ぎず、検討の余地がある。実際に、地震動に対してこの土の液状化程度がどのくらいなのかを評価するには次のような方法論が考えられる。2.5.1 で述べたようにあるひずみ制御試験を行ったときに得られる内部変数 (この例では累積損失エネルギー) とせん断剛性、過剰間隙水圧、排水時体積ひずみといった被害予測の指標となりえる物理量との関係が得られる。一方、ある地震動が入力されたとき、その地盤の内部変数の変化が求められれば、要素試験の結果と対応させることによって、その地震動に対する液状化の程度を評価することができる。風間ら (1999, 2002) は、このような考え方に基づく検討を行っているので参照されたい。また、日下部ら (1999) は、すでにひずみ制御試験を用いて、シリカ薄液で改良された土が大ひずみレベルでねばりを発揮し、液状化靱性を改善することを示している。

ここに述べた試験法は一私案であり、種々のバリエーションが考えられる。例えば、構築される構造物の重要度に応じて、ひずみレベルを規定してそのひずみレベルでの剛性低下量を利用するなどである。いずれにせよ、レベル 2 地震動に対しては、地盤の液状化に対する靱性 (ねばり) を評価できる試験法・整理法が望まれる要件である。

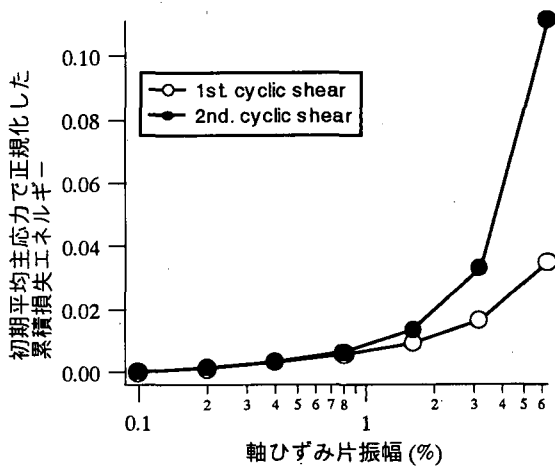
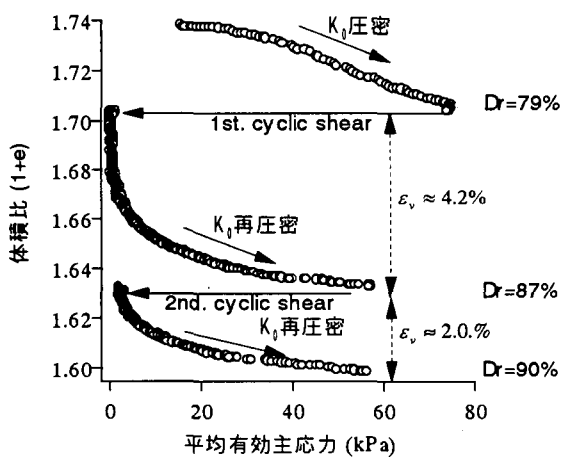
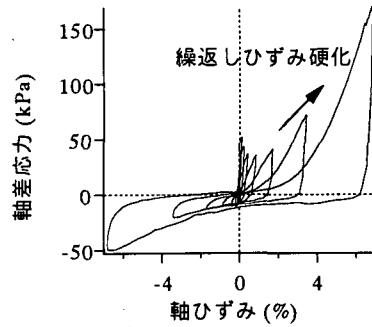
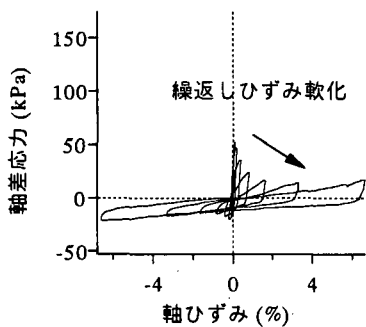
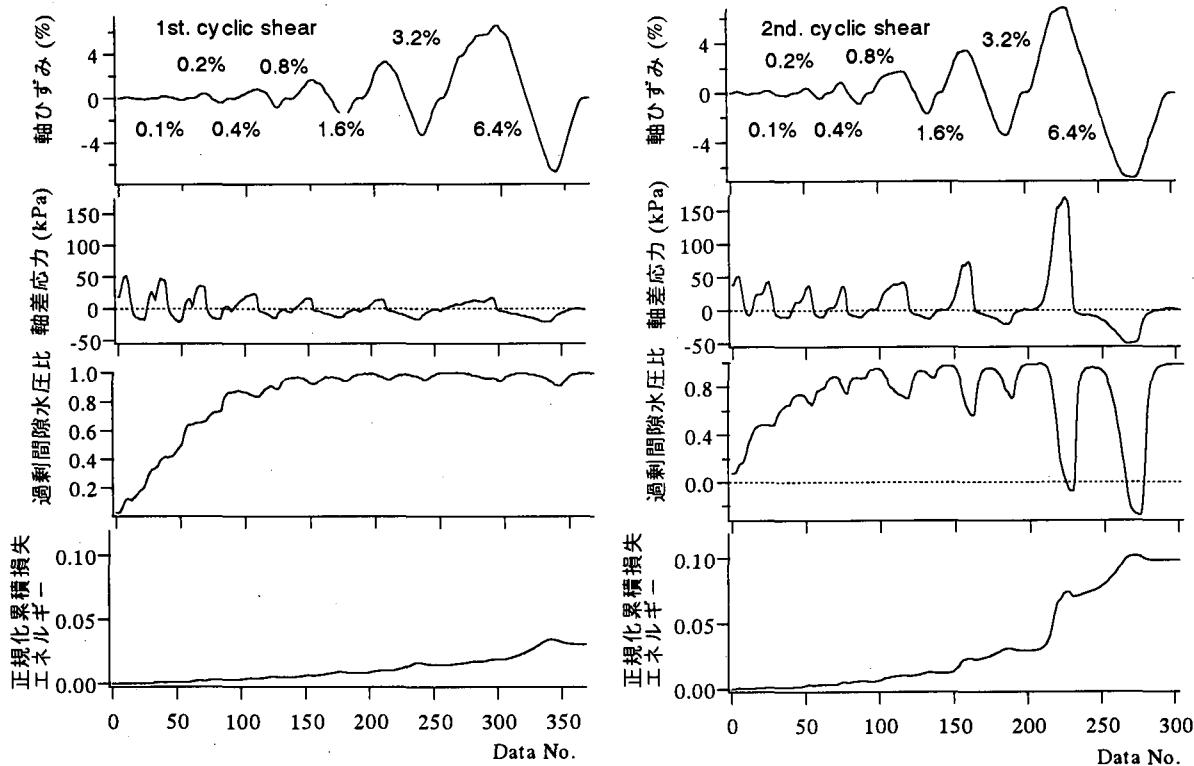


図 2.5.3-1 非排水条件下でランダムなせん断履歴を受けた土の試験結果から求めた内部変数の変化

【参考文献】

- 風間基樹,仙頭紀明,赤堀一彦,大村洋史(2001):地震後の浸透破壊による流動変形メカニズム,第36回地盤工学研究発表会,2415-2416.
- 風間基樹,鈴木崇弘,柳澤栄司(1999):地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用,土木学会論文集,No.631/III-48,166-177.
- 風間基樹,仙頭紀明,森友宏,大村洋史,福島英晃,篠崎友利(2002):過圧密履歴を受けた砂質地盤の液状化抵抗,第11回日本地震シンポジウム, Paper No.137, CD-ROM.
- 日下部伸,森尾敏,小田恵之輔,岡林巧,兵動正幸(1999):シリカ薄液で改良された破碎性砂の液状化抵抗,破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書およびシンポジウム発表論文集,127-132.

## 2.5.4 レベル2地震動における液状化に対する室内試験について

### 2.5.4.1 はじめに

地盤の液状化は従来は安定問題として捉えられていた。そのことを典型的に表すのが  $F_L$  による液状化判定である。この判定法では  $F_L > 1.0$  であれば液状化については何も考えなくて良いのに対し、 $F_L \leq 1$  であれば液状化し、地盤は抵抗力を失うと考えている。例えば  $F_L$  に基づく地盤反力係数の低減などでは必ずしもこの通りというわけではないが、多くの所ではこのような考えが用いられている。エンジニアや一般の人も、液状化が発生すると判定されると直ちに構造物被害が発生すると考えているようである。そして、液状化が発生すると予測されると、液状化対策を施し、液状化が発生しないようにするというのが一般的な手法であった。

しかしながら、レベル2地震動を考えると、このような手法は必ずしも成立しない。レベル2地震動では地震動は従来の地震動に比べて非常に大きくなっており（例えば日本道路協会（2002））、広範囲の地盤が液状化すると予想されること、これを液状化させないように対策するには膨大な費用がかかること、また、非常にまれな地震動に対しては構造物が無被害であることを期待するのではなく、構造物の機能が維持されるのであれば機能が維持されるのであれば多少の被害は発生してもよいのではないかと、いわゆる性能設計の考え方が採用されるようになってきた。構造物が被害を受ける所までの挙動を予測しようとする、地盤は液状化が発生するまでの挙動把握だけでは十分ではなく、液状化が発生して後の挙動も把握し、予測する必要がある。また、土構造物においても地震時の被害が性能で評価されるようになれば液状化以後の挙動把握も重要となる。

このような点に関し、変形特性のとらえ方は吉田（2003）に、また、研究の動向などについては安田（2002）にまとめた。ここでは、液状化の定義に関して、著者らの考えを述べる。

### 2.5.4.2 現状の方法とその問題点

地震時の地盤材料の挙動を捕らえる標準的な方法は動的変形特性試験と液状化強度試験の二つである（地盤工学会、2000）。これらは次のような問題を持っている。

#### (1) 動的変形特性試験

一定せん断振幅で载荷を行い、10サイクル目の履歴挙動から剛性と減衰を求める試験である。しかし、地震時における最大加速度や最大変位はひずみが最大となったときに起きることが多いので、10サイクル目ではなく1サイクル目の挙動が重要である。また、10サイクルで履歴曲線が定常化することを暗に想定しているが、ひずみ振幅が0.1%を超える付近から図2.5.4.1に例を示すように履歴曲線は安定しなくなり、繰返しとともにひずみがどんどん大きくなる。動的変形特性の出力としては最近では1%程度までは要求されることが多いので、定常化しなくても10サイクル目の履歴曲線を使ったり、定常化しなくなると急激にひずみが大きくなるので、適当なひずみに対応する小さい繰返し数のデータを使うような事も行われる。

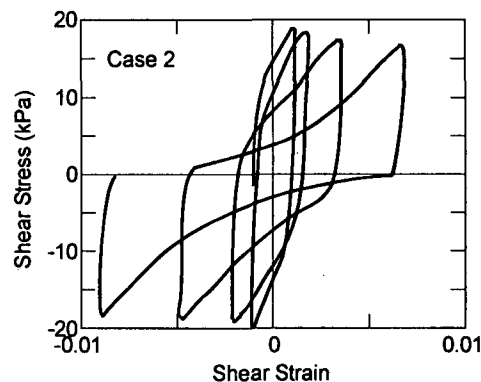


図2.5.4.1 履歴曲線が定常化しなくなる事例

#### (2) 液状化強度試験

動的変形特性試験と同様、一定せん断応力振幅の载荷を行い、過剰間隙水圧発生量やひずみに基づき液状化を判定し、せん断応力振幅と液状化時の繰返し数の関係を求める試験である。この試験では、液状化判定の基準となった時の繰返し数とせん断応力はわかるが、その他の状態は出力されない。また、動的変形特性試験では要求された減衰定数は計算されていない。

これらをまとめると、動的変形特性試験では最大ひずみで0.1%~1%程度以下（以下ではこのひずみ領域を表すのに中間の値をとり0.5%と表現することにする）の挙動は曲がりなりにも捕らえられているし、液状化強度試験では液状化時の剛性のみが捕らえられているといえる。逆に言えば、これら二つの試験ではそれ以外の量は捕らえられていないといえる。液状化の基準としては過剰間隙水圧の発生量が初期有効拘束圧の95%となる時点も用いられるが、ひずみを用いる場合には振動三軸試験で両振幅5%となる時点を用いることが多い。このひずみはせん断ひずみに変換と両振幅7.5%、すなわち片振幅で3.75%のひずみである。このことは、0.5%~3.75%の間のひずみ領域の挙動は捕らえられていないことを意味している。さらに、液状化以後の挙動も捕らえられていない。

前述のように、レベル2地震動のもとでは、地盤に液状化が発生するまでのみならず、液状化の発生以後の挙動も要求される。しかしながら、現在の試験法では、仮にその出力結果を全て満足するような応力-ひずみ関係が作成できたとしても解析結果が信頼できるものであるとはいえないことになる。

液状化後の地盤のひずみは、液状化に伴う流動が起きた場合には100%を超える事もある。しかし、流動が起こったサイトで全ての構造物が被害を受けたかといえば、必ずしもそうではない。無被害の構造物もあるし、機能を維持した、復旧をしてそのまま使っている構造物もある。従って、構造物の機能維持を目的とするのであれば、既往の試験でカバーしているのより大きなひずみ領域までの挙動が要求される。

より大きなひずみ領域の液状化後の挙動を求める方法として、例えば安田ら（1999）の様な方法も提案されているが、動的な解析に用いることが目的ではない。これまでは液状化以後の地盤の挙動が必要とされるのは特殊なケースであった。そこで、この例に見られるように、必要に応じて解析に用いる構成則に応じた特殊な試験を行い、構成則のパラメータの値を設定していた。この例は静的な解析用の変形特性を求めているが、動的なケースについても同様であった。特殊な問題に対しては確かにこのような方法も妥当であると考えられるが、レベル2地震動による設計が多く構造物に対して要求され、液状化以後の挙動が普通に要求されるようになると、特殊な試験ばかりを行ってはいは、一般的に利用できるデータが蓄積されないという問題が発生する。

### 2.5.4.3 レベル2地震動に対する液状化を考える際の考慮事項

これまでも述べたように、レベル2地震動に対する液状化を考えるということはこれまでと同じように液状化を安定問題と捕らえ、発生が予測されるときには対策を講じて液状化を発生させないということだけではなく、液状化の発生を許容した上で構造物の設計を考えるということも考えるということである。

この様なことを考え、レベル2地震動下の液状化を考える際には次のようなことを意識しておく必要がある。

- 1) 液状化現象が安定問題ではないこと明確にする。すなわち、液状化した後の土にも剛性や強度が期待できる。例えば、図2.5.4.2は液状化強度試験の結果の例であるが、液状化が発生した後でもひずみが大きくなると強度も剛性も回復してくる。

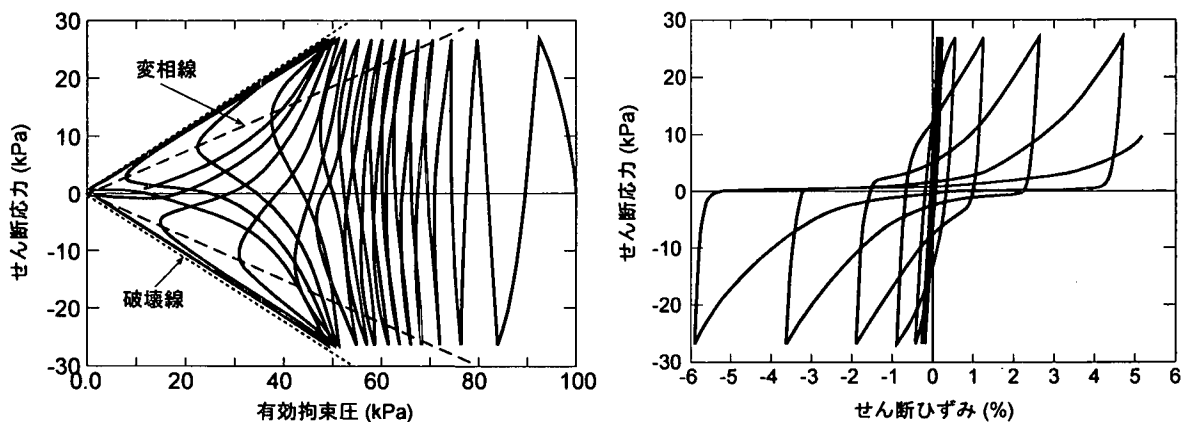


図2.5.4.2 液状化以後の挙動の例

- 2) 液状化が構造物に影響を与える方法には、過剰間隙水圧が発生して有効拘束圧が小さくなり支持力が無くなるのが原因のケースと、地盤のひずみが大きくなるのが原因のケースがある。したがって過剰間隙水圧による



液状化とひずみによる液状化を明確に区別することが重要である。地盤工学会（2000）に示されるように、液状化の定義にこの二つがあること明瞭であるが、研究論文などではどちらを使っているのかよくわからないことも多い。

3) 安田ら（1999）、Peiris and Yoshida（1995）等から分かるように、液状化後の挙動では、液状化以後の繰返し応力などが剛性や強度に影響する。関連して、地震により繰返しせん断を受けて発生した液状化と、過剰間隙水圧が伝播して発生した液状化（いわゆる二次液状化）は区別する必要がある。

4) 液状化発生以後の地盤の挙動を把握するためには、単に液状化の発生が想定される層の挙動のみならず、それ以外の部分の挙動も必要となることがある。例えば、過剰間隙水圧の消散の過程で水圧が伝播することにより有効拘束圧が小さくなること（二次液状化）。また、液状化層上部の非液状化層では亀裂が入ったりする。そして、地盤の変形には液状化層の力学特性のみならず上部の非液状化層の力学特性も大きく影響する（土木学会，2001）。

5) これまで、液状化解析では液状化強度曲線をターゲットとして解析に用いる応力-ひずみ関係のパラメータを決めることが多かった。ところで、図2.5.4.3は本委員会の液状化対策WGの結果の一例であるが、二つの解析には沈下量に大きな差がある。しかし、これら二つの解析では液状化強度はほとんど完全にシミュレーションされている。違いはどこにあるかという点、下図に示すように履歴曲線がかなり異なる。大きな違いの原因が完全に説明されているわけではないが、沈下は剛性が小さいほど発生し、問題の性質から不可逆変形と考えることから、半サイクルの载荷の間に剛性の小さいひずみ域がどれだけあるかの依存していると考えられる。とすれば、従来のような液状化強度と繰返し数の表現方法だけでは液状化後の地盤材料に対する表現としては不十分で、その間の剛性まで必要なことになる。

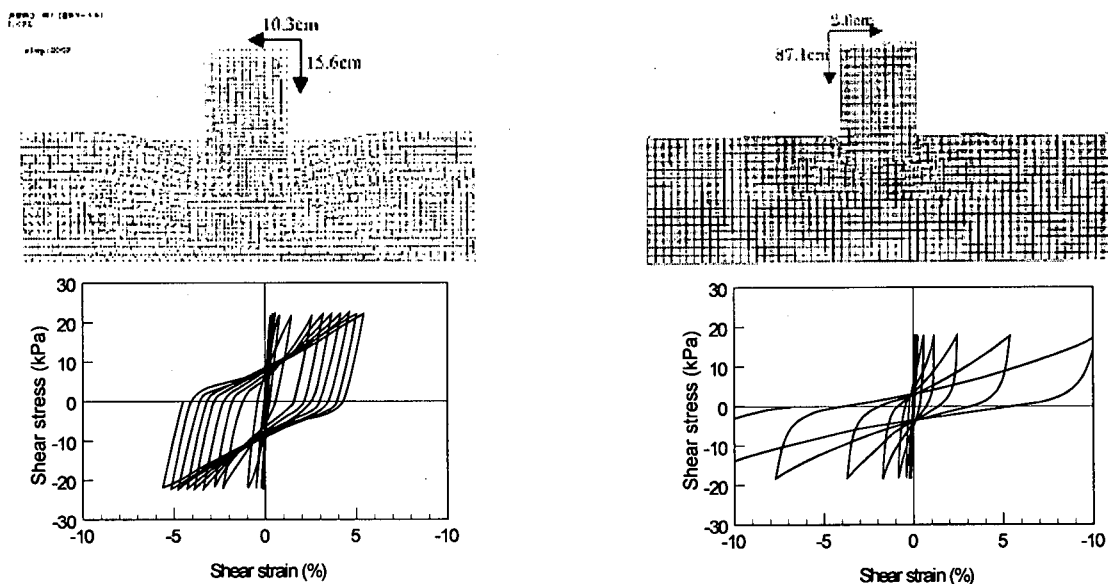


図2.5.4.3 液状化後の挙動と沈下量

地震応答解析では、上に述べたような材料の力学挙動を室内試験や原位置試験により捉え、これをモデル化して解析を行なう。しかし、液状化の発生以後の挙動を考える際には、これだけで不十分なこともある。例えば、次のようなものが問題となる。

1) 液状化の発生に伴い地盤の流動が生じる際には、地盤は見かけ上流体として挙動する。この流体としての挙動は小さな振動や上向き浸透流などの駆動力が液状化した層に作用していることにより生じる（吉田望，2003）。このような状態の際の力学特性は外力により依存しているので、室内試験で捉えることは困難で、振動台試験や被害の逆解析などで捉える必要がある。

2) 液状化解析は非排水条件を仮定して行なわれることも多かったが、数値解析によれば過剰間隙水圧の発生量、地盤の変位の両方とも排水条件と非排水条件で差のあることが報告されている（例えば、図2.5.4.4）。また、液状化直後は透水係数の値も変化することが知られている（Arulanandan and Sybico, 1992；Yoshida. and Finn, 1993）。

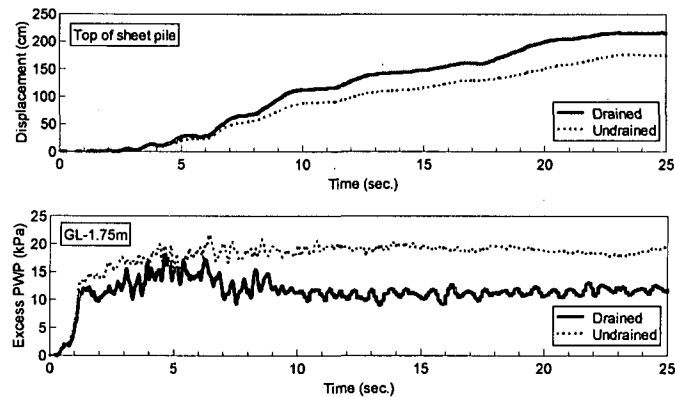


図2.5.4.4 排水条件と非排水条件による過剰間隙水圧と変位の応答例（Wang et al., 2000）

#### 2.5.4.4 液状化の定義に対する暫定的提案

これまでに見たように、液状化後の地盤の挙動には多くの要因が影響する。現在の所、これらを全てカバーするような試験法は提案されていない。しかしながら、一方では実務として液状化以後の挙動を求める解析は現在も行なわれているし、今後も行なわれている。これらの解析に対して、今後になるべくデータを残すために、次のような方法を提案したい。

図2.5.4.5は従来の液状化強度曲線であるが、これに小さいひずみに対する値も加えたものであり、このような表現法をここで提案するものである。ここで、ひずみの大きいところは液状化強度試験、ひずみの小さい所は動的変形特性試験の結果である。動的変形特性試験では従来は10サイクル目の挙動しか出力されなかったが、各サイクルの挙動を書くことが新しい提案である。また水圧による液状化とひずみによる液状化を区別するために、過剰間隙水圧に基づく結果も記述する。

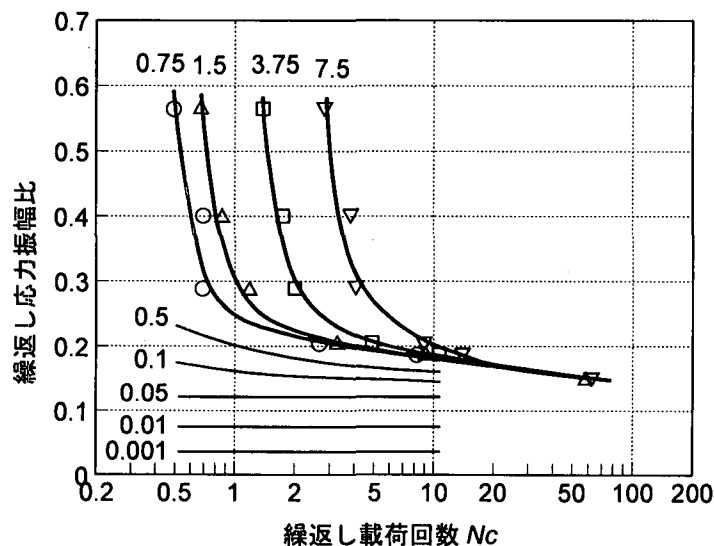


図2.5.4.5 小ひずみから液状化後の大ひずみまでの挙動の表現法の例（土質工学会（1994）の液状化強度の図に動的変形特性の結果をイメージで重ね書き）

図2.5.4.5を作成するに当たって、従来の試験に対して次のような載荷法を加えるのがよい。

- 1) 液状化強度試験は、試験機の限界となるひずみまで試験を行なう。このようにすることによって、液状化までの挙動だけではなく、液状化以後の挙動も記述できることになる。
- 2) 動的変形特性試験では、なるべく大きなひずみ振幅まで実験を行ない、従来存在していた動的変形特性試験

と液状化強度試験の両方で把握されていなかったひずみ域をカバーするようにする。

3) 動的変形特性試験では、各ステージを非排水で実験を行い、次のステージに移る際排水する。従って、その過程で試料が密実化されている。この効果を評価するには各ステージでも排水量を記録する必要がある。

なお、図のような表現は、等高線が载荷履歴によらなければ材料によって一意的に定まる。载荷履歴による場合にはこれだけでは不十分である。また、図では減衰特性は表現されていない。ひずみが大きくなると履歴曲線も形状も複雑となり、従来動的変形特性試験で行なわれていたような等価減衰定数の表現が十分とは考えられない。小さいひずみ領域では減衰特性による表現で履歴挙動を代表させることもある程度は可能であると考えられるので、図に加え、動的変形特性には従来と同じような減衰定数の出力を行なうと良い。この際、減衰の繰返し数依存性も出力できるとさらに良い。

液状化強度試験は実務ではほとんど三軸試験機で行なわれている。しかし、三軸試験機で実現される応力状態は実地盤とは相当に異なっており、中空ねじり試験機の方が実地盤に近い挙動を再現できる。両試験器による液状化強度に関しては差がないことが示されているが(石原, 1976), それに至る過剰間隙水圧はひずみ挙動、更には液状化以後のひずみ挙動などは違っており、それが液状化前後の地盤の挙動に与える影響は小さくない。したがって、可能であれば中空ねじり試験を行なうのが好ましい。

図2.5.4.6は三軸試験と中空ねじり試験を比較したものである(澤田ら, 2003)が、良く液状化判定に用いられる過剰間隙水圧による判定とせん断ひずみ両振幅7.5% (三軸試験の軸ひずみ両振幅5%)の結果は両者ともある程度一致しているが、小さいひずみ領域では両者の差は大きい。また、過剰間隙水圧の発生過程もかなりの違いが見える。これらからも三軸試験と中空ねじり試験の差は明らかである。

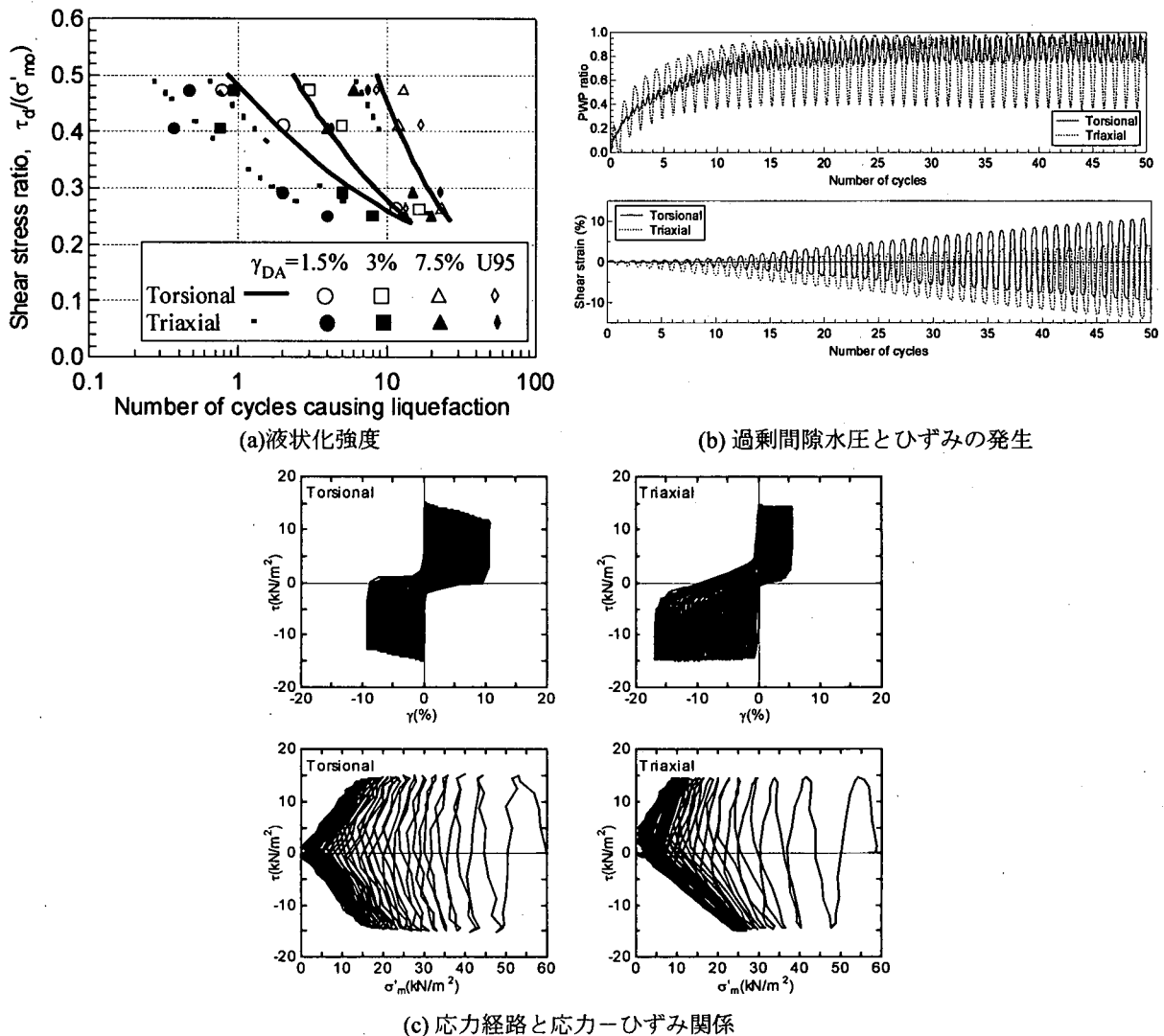


図2.5.4.6 中空ねじり試験と三軸試験の違い

なお、現在の試験法では図2.5.4.5が連続してかけるとは限らない。例えば、図2.5.4.7は豊浦標準砂 ( $D_r=50\%$ ) について液状化強度試験と動的変形特性試験の結果を重ね書きしたものである。図の実線は液状化強度試験の結果からせん断ひずみ片振幅で0.3~9%までの結果を示している。また、点線および○は動的変形特性試験の結果より読みとったものである。このうち、動的変形特性試験についてはひずみ0.05%までは11サイクルの結果がほとんど変わらないのに対し、次のステージの载荷（応力比0.35）で繰返しとともにひずみが漸増する領域に入っている（図では0.1%~1%を表示）。両試験の結果は整合していない様に見えるが、これは動的変形特性試験では各ステージで蓄積した過剰間隙水圧を消散させるため、载荷を繰り返すたびに試料が密になっているためと考えられる。この場合には二つの試験結果を無理に整合させようとせず、そのまま示しておくのがよい。

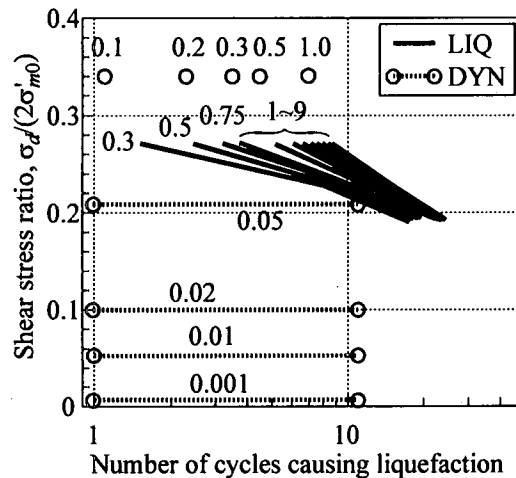


図2.5.4.7 液状化強度曲線と動的変形特性試験の重ね書きの例（図中の数値はせん断ひずみ片振幅 (%)）

#### 参考文献

- Arulanandan, K. and Sybico, J. Jr. (1992): Post-liquefaction settlement of sand -mechanism and in situ evaluation, Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu, Hawaii, Technical Report NCEER-92-0019, pp. 239-247
- 土木学会 (2001) : 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告集
- 土質工学会 (1994) : 土質試験の方法と解説
- 石原研而 (1976) : 土質力学の基礎, 鹿島出版, p. 264
- 地盤工学会 (2000) : 土質試験の方法と解説—第1回改訂版—
- 日本道路協会 (2002): 道路橋示方書・同解説
- Peiris, T. A. and Yoshida, N. (1995): Dilatancy characteristics of sand under cyclic loading, Proc., First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 265-270
- 澤田俊一, 三上武子, 竹島康人, 藤井紀之, 吉田望 (2003) : 過剰間隙水圧発生特性の違いが液状化解析に与える影響, 第48回地盤工学研究発表会 (投稿中)
- Wang, J., Sato, M., Yoshida, N., Kurose, H. and Ozeki, K. (2000): Liquefaction analysis of seawall structures under both drained and undrained conditions, Proc., 12th WCEE, Auckland, New Zealand, Paper No. 1300
- 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999) : 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89
- 安田進 (2002) : レベル2地震動に対する液状化の研究の取り組み, 地震ジャーナル, No. 34, pp. 33-38
- Yoshida, N. and Finn, W. D. L. (1993): Joint element for liquefaction and consolidation analysis, Preprint, Japan-U.S. Seminar on Response and Failure of Ground during Earthquake, Napa Valley, San Francisco
- 吉田望 (2003) : 性能設計に向けた土の動的性質と地震時挙動, 土と基礎, Vol. 51, No. 2, pp. 2-7

## 2.5.5 まとめ

2.5 ではレベル2地震動での土の動的挙動の評価方法について検討するために、現行の液状化判定方法にとらわれない以下に示す新しい方法の考え方を示した。

- (1) 非排水繰返しせん断による土の連続的な物性変化を表す指標
- (2) 連続的な液状化挙動と構造物の設計方法
- (3) 連続的な物性変化を検討するための新しい室内試験法
- (4) レベル2地震動における液状化に対する室内試験について

どの方法も FL 値法のような○か×の判定法ではなく、レベル2地震動においては液状化挙動を連続的にとらえる必要があることが提案されている。今後は構造物の設計方法と関連させてこのような液状化の連続的な判定方法について実際問題に適用し、さらに検討する必要がある。

## 2.6 まとめ

2章は、共通課題(4)「土の物性からみたレベル2地震動に対する動的挙動の検討」というテーマでワーキング活動を行ってきた成果を取り纏めたものである。活動の初期は、以下のような問題設定を行った。

- ・ レベル2地震動を受けた地盤内で実際にどのような現象が起きたのか。
- ・ 液状化判定法をレベル2地震動に対してどのように適用したらよいのか
- ・ 比較的締まった地盤はレベル2地震動ではどのような挙動をするのか
- ・ レベル2地震動での液状化と構造物との関連はどのように考えるべきか。

このような問題に答えるために、「レベル2地震動での土の動的挙動はこのように評価すべきだという観点で、現行の判定法にとらわれずに議論し成果にまとめる」というワーキンググループの活動目標が定まった。この活動目標に沿ってワーキングで議論を重ね、以下に示す成果が得られ2章で報告されている。

- (1) 液状化と液状化に関連する言葉の定義
- (2) 現状の液状化判定方法
- (3) 現状の液状化地盤と構造物の設計方法
- (4) 各種土質試験における現状のせん断試験とその問題点
- (5) 新しい液状化判定方法の提案

新潟地震での緩い砂地盤の液状化と、レベル2地震動での砂礫や細粒分を含む砂の液状化とはどう違うのか、といった問題に答えるためには、液状化という言葉を変えて考え直す必要性が生じた。そこで、2.1に詳しく述べるように、有効応力がゼロまで低下し液体状となり、その後液状化地盤が流動をとまったり、または流動ポテンシャルをもった地盤であることを(狭義の)液状化とした。流動した地盤はあるひずみで剛性が回復することが、室内試験や原位置調査等で明らかになっている。レベル2地震動での液状化をFL値に代表されるような単なる安定問題としてとらえると、「有効応力の低下→液体状になる→流動→剛性の回復」といった連続的な挙動はまったく無視されることになる。液状化の前後で地盤の挙動は連続しているという考えがレベル2地震動では重要である。