

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震地盤 01 R <u>10</u>
提出年月日	令和 4 年 <u>11</u> 月 <u>21</u> 日

## 設工認に係る補足説明資料

### 耐震設計の基本方針に関する

### 地盤の支持性能について

### (再処理施設及び MOX 燃料加工施設)

#### 注記

1. 文中の下線部は R9 からの変更箇所を示す。
2. 本資料 (R10) は, 11月1日に提示した「地盤の支持性能について (R9)」に対し, ヒアリングにおける直接基礎の算定に係る指摘を踏まえ, 記載内容を修正したものである。

## 目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
3. 対象施設周辺の地質等.....	2
4. 地盤の解析用物性値.....	2
4.1 事業変更許可申請書に記載された解析用物性値 .....	2
4.2 事業変更許可申請書に記載されていない解析用物性値 .....	2
5. 地盤の支持力.....	32
5.1 直接基礎の支持力算定式.....	32
5.2 杭基礎の支持力算定式.....	46
5.3 地盤の支持力度設定における代表性及び保守性 .....	49
6. 地盤の速度構造.....	55
6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル .....	55
6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル .....	55
参考 1 液状化強度試験の詳細について	
参考 2 極限支持力度の算定に用いる強度特性の設定について	
参考 3 杭基礎の支持力の算定方針について	

■ : 商業機密の観点から公開できない箇所

## 1. 概要

本資料は、再処理施設の添付書類「Ⅳ－１－１－２ 地盤の支持性能に係る基本方針」及びMOX燃料加工施設の添付書類「Ⅲ－１－１－２ 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「2. 基本方針」に基づき、安全機能を有する施設、常設耐震重要重大事故等対処設備及び常設耐震重要重大事故等対処設備以外の常設重大事故等対処設備が設置される重大事故等対処施設（以下「常設重大事故等対処施設」という。）の耐震安全性評価を実施するにあたり、評価対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性及び変形特性の地盤物性値の設定並びに支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方として具体的根拠等を示したものである。

## 2. 基本方針

安全機能を有する施設及び常設重大事故等対処施設において、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性及び変形特性の地盤物性値については、各種試験に基づき、解析用物性値として設定する。また、設定する解析用物性値は、全応力解析及び有効応力解析に用いるものとし、必要に応じてそれぞれ設定する。再処理施設の事業変更許可申請書（添付書類四）及びMOX燃料加工施設の事業変更許可申請書（添付書類三）に記載された値を用いることを基本とする。事業変更許可申請書に記載されていない地盤の解析用物性値は、新たに設定する。

対象施設を設置する地盤の地震時における支持性能の評価については、安全機能を有する施設及び常設重大事故等対処施設の耐震重要度分類に応じた地震力により地盤に作用する接地圧が、地盤の支持力度に対して、妥当な余裕を有することを確認する。

支持地盤の支持力度は、建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001）（以下「基礎指針2001」という。）の支持力算定式に基づき、対象施設の支持地盤の室内試験結果から算定する方法、又は地盤工学会基準（JGS 1521-2003）地盤の平板載荷試験方法により設定する。

杭基礎の押込み力に対する支持力評価には、杭先端の支持岩盤の支持力並びに杭周面地盤の地盤改良体及び支持岩盤への杭根入れ部分の杭周面摩擦力により算定される支持力を考慮する。

杭基礎の引抜き力に対する支持力評価には、杭周面地盤の地盤改良体及び支持岩盤への杭根入れ部分の杭周面摩擦力により算定される支持力を考慮する。

### 3. 対象施設周辺の地質等

対象施設周辺の地質及び地下水位分布については、「耐震建物13 設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する建物・構築物周辺の設計用地下水位の設定について」に示している。

### 4. 地盤の解析用物性値

#### 4.1 事業変更許可申請書に記載された解析用物性値

事業変更許可申請書に記載された解析用物性値は、再処理施設の「Ⅳ－1－1－2 地盤の支持性能に係る基本方針」及びMOX燃料加工施設の「Ⅲ－1－1－2 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

#### 4.2 事業変更許可申請書に記載されていない解析用物性値

事業変更許可申請書に記載されていない解析用物性値は、再処理施設の「Ⅳ－1－1－2 地盤の支持性能に係る基本方針」及びMOX燃料加工施設の「Ⅲ－1－1－2 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

なお、地盤の物理的及び力学的特性は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の基準に基づいた試験の結果から設定する。

##### 4.2.1 全応力解析に用いる解析用物性値

全応力解析に用いる解析用物性値については、「耐震建物 08 設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」に示している。

##### 4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値

建物・構築物の動的解析において、地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する場合は、有効応力解析を実施する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、敷地全体の液状化強度試験から得られる液状化強度特性を保守的に包絡値に設定する。

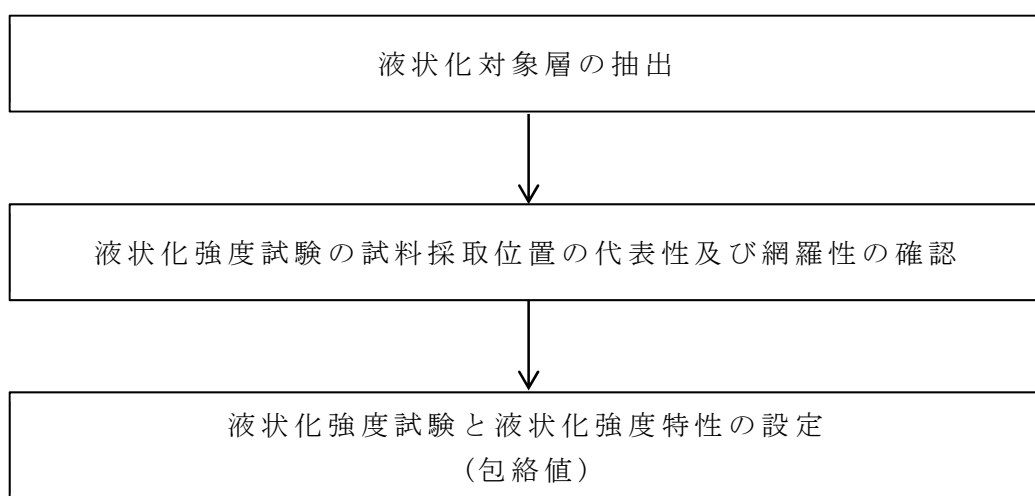
本資料は、第1回申請の対象施設を対象とした記載とした部分があることから、当該施設周囲に存在する液状化対象層に限定している。第2回申請時等においては、申請対象の周囲に存在する液状化対象層を踏まえて、記載を拡充していく。

#### (1) 液状化影響評価検討方針の概要

第4-1図に液状化パラメータの設定フローを示す。

- ・液状化影響検討については、対象施設の周辺地盤から「道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編）、平成24年3月」（以下、「道路橋示方書」という。）に示される液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順により、埋戻し土を液状化対象層とする。（(2)液状化対象層の抽出）

- ・液状化対象層として抽出した埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置について、敷地全体に分布する埋戻し土の基本物性と比較し、その代表性及び網羅性を確認する。(3)液状化強度試験の試料採取位置の代表性及び網羅性の確認)
- ・液状化強度試験結果に基づいて、地震時の地盤の液状化現象の有無について把握したうえで、液状化強度特性は保守的に包絡値に設定する。(4)液状化強度試験と液状化強度特性の設定)



第 4-1 図 液状化パラメータの設定フロー

## (2) 液状化対象層の抽出

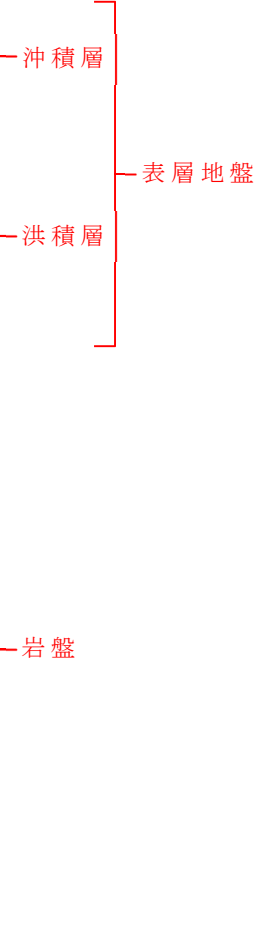
### a. 敷地地盤の概要

再処理事業所における表層地盤には、第 4-1 表に示す沖積層及び洪積層のほか、埋戻し土が存在する。

埋戻し土は、施設建設時の埋戻しにより、敷地のほぼ全域にわたって分布しているが、第 1 回申請対象施設である安全冷却水 B 冷却塔(A4B)の周囲にある液状化対象層は埋戻し土のみが該当することから、液状化影響評価に当たっては、埋戻し土を液状化対象層として整理する。

第 4-1 表 事業変更許可申請書における地質層序表

地質時代	地層名	記号	主な層相及び岩相			
新紀	完新世	崖錐堆積層	dt	礫, 砂, 粘土		
		沖積低地堆積層	al	礫, 砂, 粘土, 腐植土		
	四更期	火山灰層	lm	褐色の粘土質火山灰		
		中段丘堆積層	M2, M1	主に石英粒子からなる淘汰の良い中粒砂～粗粒砂		
		高位段丘堆積層	H5	主に石英粒子からなる淘汰の良い中粒砂～粗粒砂		
	新前期	六ヶ所層	R	砂, シルト, 礫		
		砂子又層	下部層	S1	凝灰質砂岩	
	新生代	鮮新世	上部層 (T3)	泥岩層	T3ms	泥岩 一部に凝灰岩を挟む。
			礫混り砂岩層	T2ss	礫混り砂岩	
		中新世	鷹架層 (T2)	軽石混り砂岩層	T2ps	砂岩・凝灰岩互層 礫混り砂岩 砂岩・泥岩互層 軽石混り砂岩(3) 砂質軽石凝灰岩(2) 軽石混り砂岩(2) 砂質軽石凝灰岩(1) 軽石混り砂岩(1)
軽石凝灰岩層				T2pt	凝灰岩 軽石凝灰岩 軽石質砂岩 礫岩	
粗粒砂岩層				T2cs	砂質軽石凝灰岩 粗粒砂岩	
下部層 (T1)				細粒砂岩層	T1fs	細粒砂岩 一部に粗粒砂岩を挟む。
泥岩層				T1ms	泥岩 一部に凝灰質砂岩, 砂質軽石凝灰岩を挟む。	



注) —— は、整合関係を示す。～は、不整合関係を示す。  
 主な層相及び岩相の上下順序は、層位関係を示す。  
 【注】：従来「砂子又層上部層」としていた地層のうち、敷地近傍の第四系下部～中部更新統について、「六ヶ所層」と仮称する。

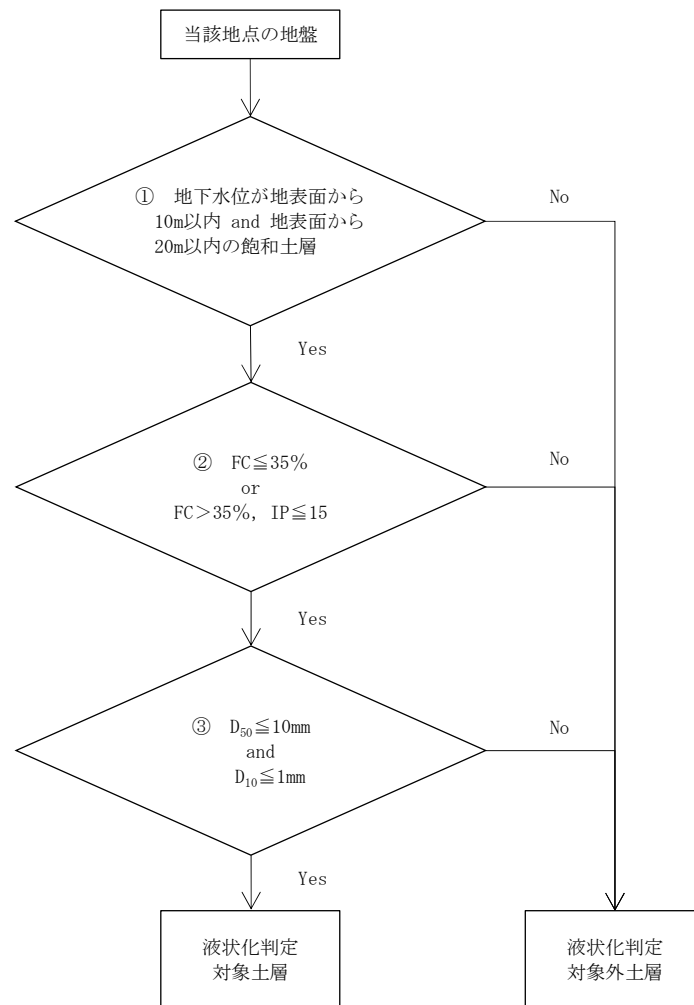
#### b. 液状化対象層

埋戻し土について、道路橋示方書の液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順に基づいて、液状化対象層に該当することを確認する。

同示方書によれば、沖積層の土層で以下の3つの条件すべてに該当する場合に、地震時の液状化の判定を行う必要があるとされている(第4-2図参照)。

- ① 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ、地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- ② 細粒分含有率FCが35%以下の土層、または、FCが35%を超えても塑性指数 $I_p$ が15以下の土層
- ③ 50%粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ、10%粒径 $D_{10}$ が1mm以下である土層

上記の手順に基づき、埋戻し土が液状化発生の可能性がある液状化対象層に該当することを確認した(第4-2表参照)。



第 4-2 図 液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順

第 4-2 表 液状化対象層の抽出結果

条 件	埋戻し土の状況	判定
① 地下水位が地表面から 10m 以内にあり, かつ地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層	地下水位は地表面に設定	該当
② 細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層, または FC が 35% を超えても塑性指数 Ip が 15 以下の土層	細粒分含有率 FC が 13~35% (平均 25%) 程度	該当
③ 50% 粒径 D <sub>50</sub> が 10mm 以下で, かつ 10% 粒径 D <sub>10</sub> が 1mm 以下である土層	50% 粒径 D <sub>50</sub> が 0.174 ~ 1.830mm 程度, 10% 粒径 D <sub>10</sub> は最大で 0.044mm 程度	該当



### (3) 液状化強度試験の試料採取位置の代表性及び網羅性の確認

埋戻し土の液状化強度試験試料が敷地内の液状化強度を代表できることを示す。埋戻し土に対し、液状化と相関性のある指標（基本物性）を抽出の上、液状化強度試験の試料採取位置と敷地全体における指標の比較及び施工年代別の品質管理状況の確認を行うことにより、液状化強度試験の試料採取位置の代表性及び網羅性を確認した。

#### a. 液状化強度試験の試料採取位置と敷地全体における指標の比較

液状化と相関性のある指標として、粒度分布、細粒分含有率及び  $N$  値を比較することにより、液状化強度試験の試料採取位置の代表性及び網羅性を確認した。各指標の選定理由を以下に示す。

##### ① 粒度分布

粒径加積曲線から求められる粒度分布は、基本的な土の物性値であり、道路橋示方書等における液状化判定において平均粒径、10%粒径が用いられており、液状化との相関が高いことから選定した。

##### ② 細粒分含有率

細粒分含有率は、道路橋示方書等の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式において、液状化強度比  $R_L$  を補正するパラメータとして用いられており、液状化との相関が高いことから選定した。

##### ③ $N$ 値

$N$  値は、道路橋示方書等の液状化判定における液状化強度比  $R_L$  の算定式がいずれも  $N$  値をパラメータとした式であり、また、有効応力解析コード（FLIP）の簡易パラメータ設定法に  $N$  値が用いられており、液状化との相関が高いことから選定した。

埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置を第 4-3 図及び第 4-4 図に示す。埋戻し土は、敷地の埋戻し土の分布範囲をおおむね網羅する箇所でも液状化強度試験を実施していることを確認した。

粒度分布については、液状化強度試験に用いた埋戻し土の供試体は、敷地全体から採取した供試体の中で細粒分が少ない部分で実施していることを確認した（第 4-5 図）。これは液状化強度試験に用いた供試体が敷地全体から採取した供試体の中で液状化しやすい傾向があることを示す。

細粒分含有率については、おおむね敷地全体から採取した供試体における平均値  $\pm 1\sigma$  の範囲内で、液状化強度試験を実施していることを確認した（第 4-6 図）。

$N$  値については、おおむね敷地全体の平均値  $\pm 1\sigma$  の範囲で液状化強度試験を実施していることを確認した（第 4-7 図）。

以上より、埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置については、敷地全体の粒度分布に対し、主に細粒分が少ない供試体で試験を実施していること、細粒分含有率及び  $N$  値が敷地全体の平均値  $\pm 1\sigma$  の範囲内であることから、敷地全体の埋戻し土に対して代表性及び網羅性を有していることを確認した。

第 1 回申請対象の安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 近傍の埋戻し土について、上記パラメータは、おおむね敷地全体と同じ傾向を示している。安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 近傍の埋戻し土の  $N$  値について、参考 1 「液状化強度試験の詳細について」の第 1-6 図に示すボーリング柱状図及びコア写真に示すとおり、平均値は 15 程度となっており、敷地全体の平均と比して高い傾向にある。

ただし、第 4-6 図に示す細粒分含有率 (図中の緑×印) については敷地全体と比して低い傾向にあるため、第 4-8 図のとおり、上記パラメータと相関がある液状化強度比  $R_L$  を算出して比較した。液状化強度比  $R_L$  については、第 4-9 図に示す道路橋示方書に基づくものとし、同じ深度で細粒分含有率  $FC$  と  $N$  値が両方得られているものに限定し、第 4-3 表に示す  $N$  値、細粒分含有率より算出した。第 1 回申請対象の安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 近傍の液状化強度比  $R_L$  (第 4-8 図中の緑丸印) は、敷地全体 (同図中の黒丸印) と比して高い結果となっている。これは細粒分含有率が低い傾向にあるものの、 $N$  値が高い傾向にあるため、液状化強度比  $R_L$  が高い傾向となっているものとする。

また、参考 1 「液状化強度試験の詳細について」の第 1-6 図に示す A4B のボーリング柱状図に示すとおり、 $N$  値が 3 と低いデータがあるが、地質区分が砂混りシルトであり、データはないが細粒分含有率が高いと想定され、液状化強度比  $R_L$  は高いと想定される。

以上のことから安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) に対する液状化評価における物性設定は妥当である。また、液状化試験箇所の液状化強度比  $R_L$  (同図中の赤丸印) は敷地全体と比して低いことから液状化試験結果で設定している物性値は保守性を有していることを確認した。

#### b. 施工年代別の品質管理状況の確認

埋戻し土は、第 4-3 図及び第 4-4 図に示すとおり、年代別に概ね敷地内北側が 1999 年以前、敷地内中央部から南側にかけて 2000 年以降に施工している。

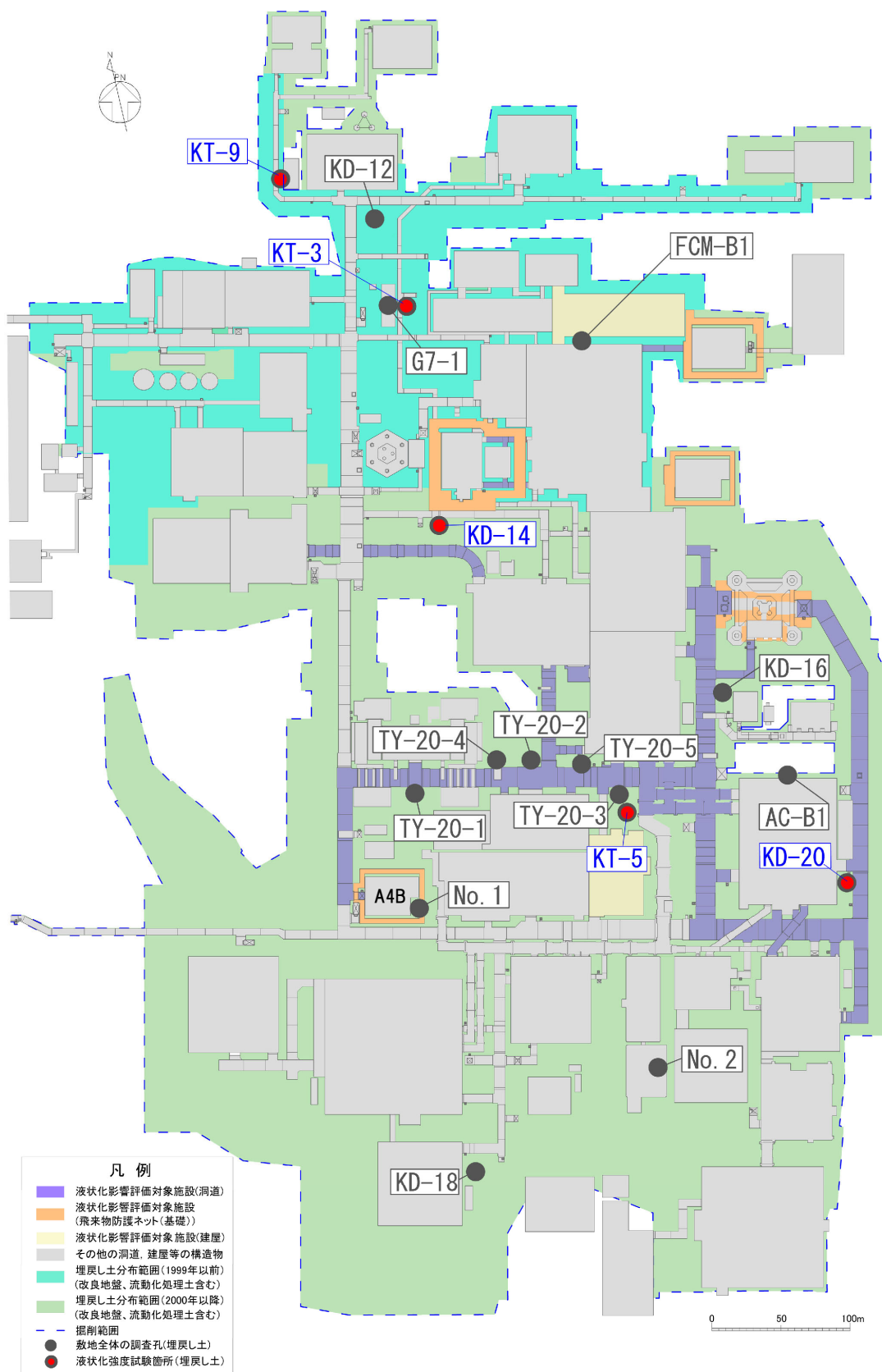
第 4-4 表及び第 4-10 図に示すとおり、1999 年以前と 2000 年以降の埋戻し実施時期により品質管理が異なっている。また、第 4-5 図及び第 4-6 図に示すとおり、2000 年以降と比して 1999 年以前の方が若干細粒分含有率が低く、液状化しやすい傾向を示すが、これら各年代における埋戻し施工については、敷地における掘削土を段丘砂又は鷹架層掘削に伴う岩ズリ及び六ヶ所層の砂に対し、土質性状に応じて粒度毎に仮置きし、水分調整及び粒度調整をして混合する手法 (ストック

パイル方式)により、1999年以前と2000年以降の力学特性が同等となるように管理をしている。

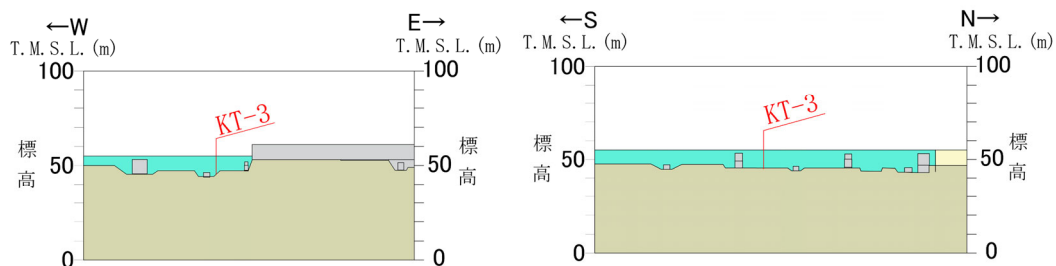
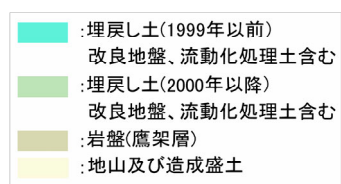
1999年以前の埋戻し土については、敷地北側のエリアにおいて撒き出した各層毎にコーン貫入試験を実施しており、一軸圧縮試験  $q_u$  と同等の評価ができるコーン貫入抵抗により管理を行っている。2000年以降は、敷地南側のエリアにおいて締固め度  $D_c=90\%$ 以上を締固め仕様として管理を行っている。両者とも振動ローラ、ブルドーザ等により転圧して管理基準に基づく施工管理を実施しており、最大乾燥密度と最適含水比による材料基準により土質材料としては十分に締め固まった状態であり、土の締固め管理として1999年以前はポータブルコーン試験により、一軸圧縮強度  $q_u$  で  $0.2\text{MPa}$  以上 ( $q_u=0.2\times$ コーン貫入試験抵抗  $q_c=0.2\times 1.0=0.2\text{MPa}$ :第4-4表参照)の管理を行っている。ただし、せん断強度は  $q_u/2=0.1\text{MPa}$  である。

2000年以降の締め固め仕様では、ポータブルコーン試験あるいは一軸圧縮試験による管理は実施していない。当該時期における埋戻し土の強度特性として非排水せん断強度と圧密応力の関係を第4-10図に示すが、埋戻し土の非排水せん断強度は深度10m相当(液状化層20mの平均深度:  $p=0.08\text{MPa}$ )で  $0.11\text{MPa}$  程度の値が得られている。これは、1999年以前のポータブルコーン試験のせん断強度  $0.1\text{MPa}$  と同等の値であり、敷地全体の埋戻し土の強度について概ね均一な品質となるように管理されている。

粒度分布及び細粒分含有率については、第4-5図及び第4-6図に示すとおり、1999年以前はばらつきが大きいものの、平均、最大値及び最小値はおおむね2000年以降と同じである。また、 $N$ 値については、第4-7図に示すとおり、施工年代別に偏りはないことから、これらは同じ埋戻し土としての品質が確保されていることを確認した。



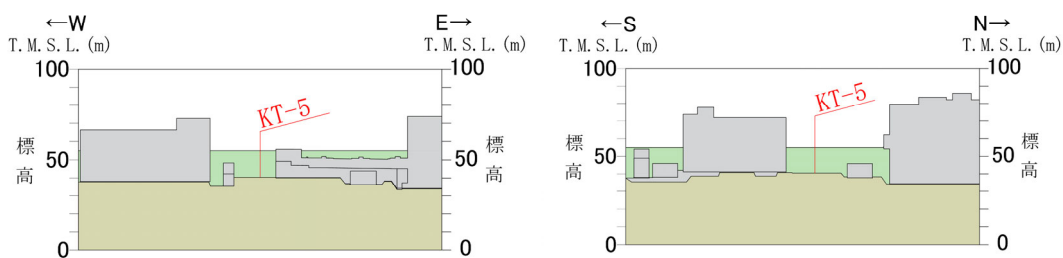
第 4-3 図 埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置



EW 方向

NS 方向

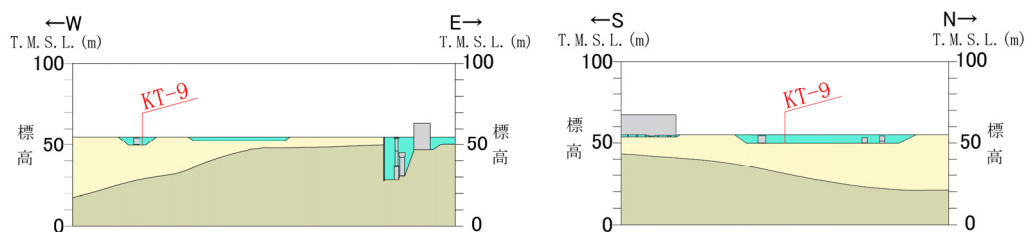
KT-3 断面



EW 方向

NS 方向

KT-5 断面

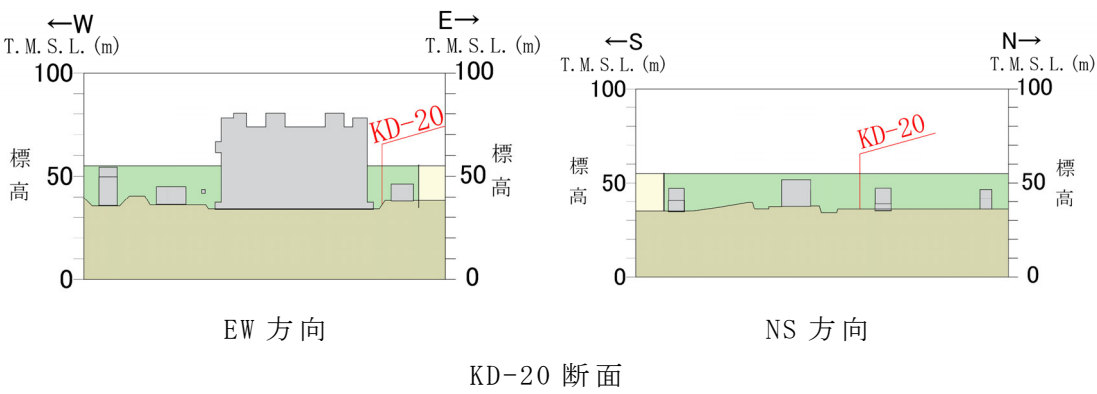
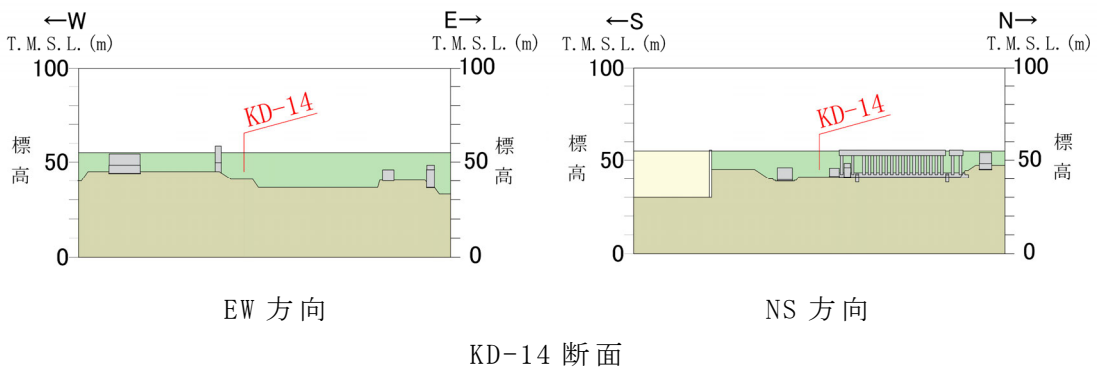
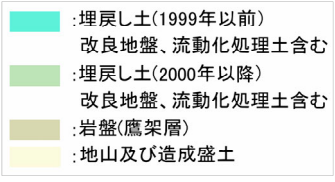


EW 方向

NS 方向

KT-9 断面

第 4-4 図 埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置断面図(1/2)



第 4-4 図 埋戻し土の液状化強度試験の試料採取位置断面図(2/2)

試験数

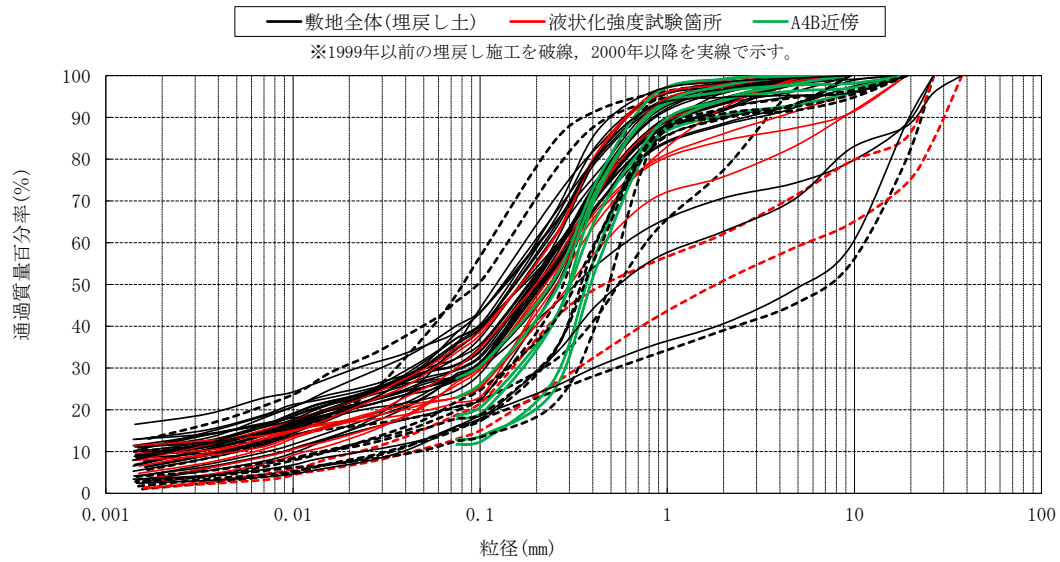
敷地全体：56

液状化強度試験箇所：10

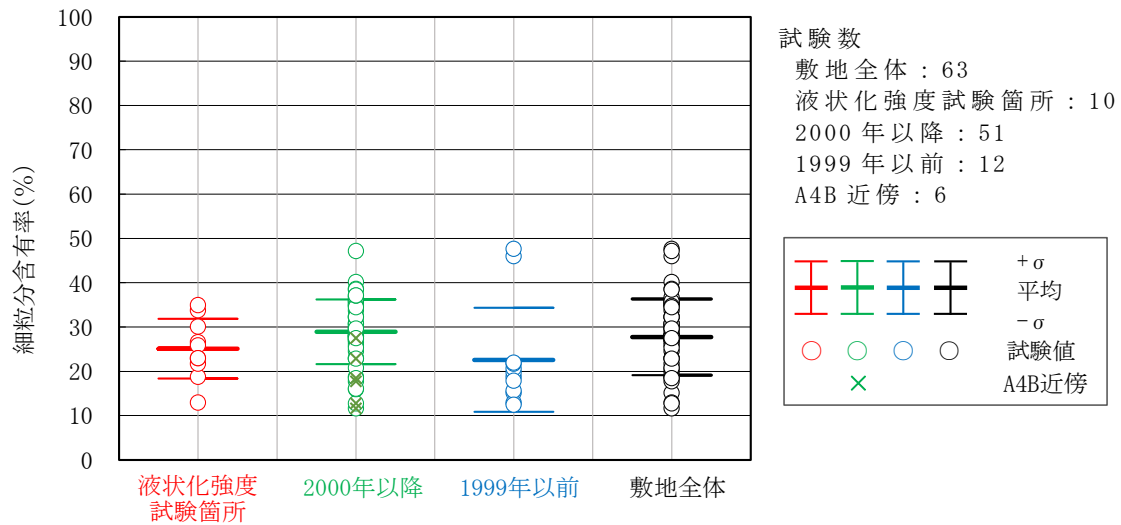
2000年以降：44

1999年以前：12

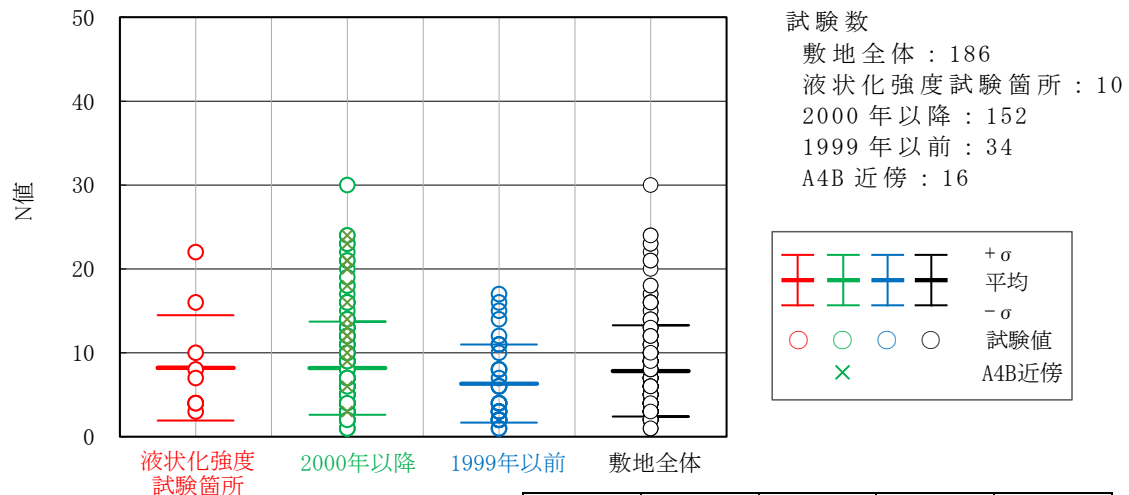
A4B近傍：6



第 4-5 図 埋戻し土の粒度分布の比較

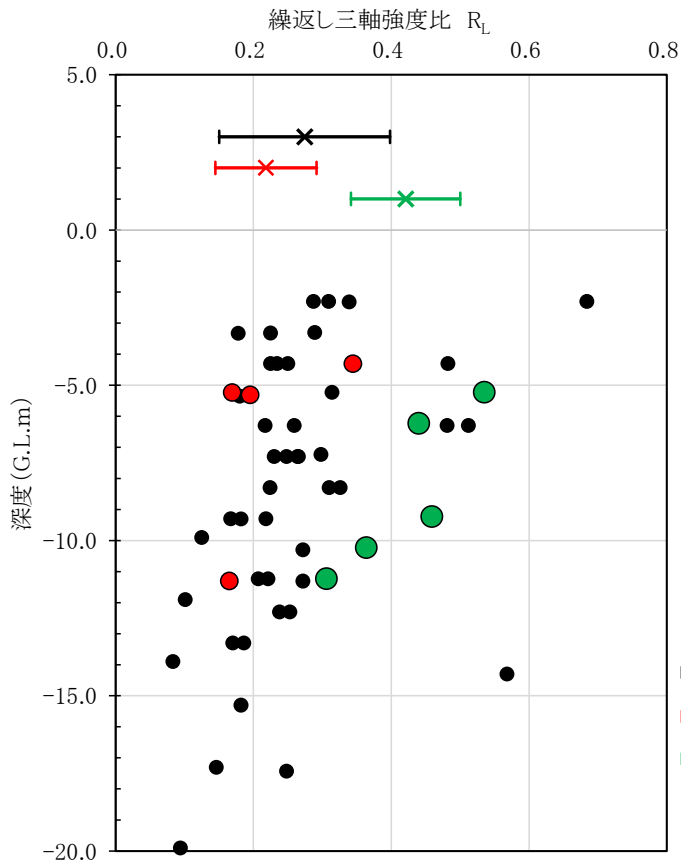


第 4-6 図 埋戻し土の細粒分含有率の比較



第 4-7 図 埋戻し土の N 値の比較





第 4-8 図 埋戻し土の液状化強度比  $R_L$  値の比較

第 4-3 表 埋戻し土の液状化強度比  $R_L$  値一覧

孔名	深度 GL. m	繰返し三軸 強度比 $R_L$	N値	細粒分 含有率 $FC$ (%)	孔名	深度 GL. m	繰返し三軸 強度比 $R_L$	N値	細粒分 含有率 $FC$ (%)
KT-3	-2.3	5.306	12	46.0	KD-20	-3.3	0.289	6	38.6
	-4.3	0.932	16	18.8		-5.3	0.195	4	23.0
	-6.3	0.481	17	15.2		-7.3	0.264	8	28.0
	-7.3	0.265	11	13.0		-9.3	0.218	6	28.0
	-9.3	0.167	4	19.8		-11.3	0.165	4	23.0
KT-5	-3.3	0.225	4	30.7		-13.3	0.186	5	29.5
	-5.4	0.180	3	27.9		-15.3	0.182	5	30.9
	-7.3	0.248	7	28.1		-17.3	0.146	3	32.3
	-9.3	0.182	4	27.4	No. 2	-2.3	0.287	6	32.3
	-11.3	0.272	11	27.1		-4.3	0.234	6	18.8
-13.3	0.170	4	29.8	-6.3		0.259	7	29.7	
KT-9	-3.3	0.178	3	20.7		-8.3	0.310	10	36.7
	-5.2	0.169	3	21.7		-10.3	0.272	9	35.2
KD-12	-2.3	0.339	6	47.7		-12.3	0.253	7	47.2
	-4.3	0.344	10	26.6	-14.3	0.568	23	25.4	
KD-14	-6.3	0.217	5	27.2	TY-20-1	-11.2	0.207	5	35.8
	-8.2	2.410	22	25.9	TY-20-2	-7.2	0.298	9	34.8
	KD-16	-2.3	0.684	10	32.5	TY-20-3	-11.2	0.221	6
-4.3		0.482	11	30.8	TY-20-4	-7.2	3.559	24	20.8
-6.3		40.254	30	28.2	TY-20-5	-5.2	0.314	8	38.5
-8.3		0.326	13	24.6	No. 1	-4.2	1.437	20	11.7
KD-18	-2.3	0.309	6	40.2		-5.2	0.535	14	22.9
	-4.3	0.250	5	35.7		-6.2	0.440	13	27.5
	-6.3	0.512	12	36.1		-9.2	0.459	21	12.8
	-8.3	0.224	6	27.8		-10.2	0.364	18	17.8
FCM-B1	-4.30	0.225	6	15.7		-11.2	0.306	16	18.5
	-9.90	0.125	2	22.0	AC-B1	-7.30	0.230	5	37.1
	-11.90	0.101	2	12.5		-12.30	0.238	11	16.0
	-13.90	0.083	1	17.9		-17.43	0.248	10	37.2
				-19.90		0.094	2	16.1	

※ 赤字は液状化強度試験箇所,  
緑字は A4B 近傍を示す。

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比  $R_L$  は式 (8.2.7) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} && (N_a < 14) \\ R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} && (14 \leq N_a) \end{aligned} \right\} \dots\dots (8.2.7)$$

ここに、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \dots\dots\dots (8.2.8)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_{vb}' + 70) \dots\dots\dots (8.2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= 1 && (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_1 &= (FC + 40) / 50 && (10\% \leq FC < 60\%) \\ c_1 &= FC / 20 - 1 && (60\% \leq FC) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.2.10)$$

$$\left. \begin{aligned} c_2 &= 0 && (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_2 &= (FC - 10) / 18 && (10\% \leq FC) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.2.11)$$

<れき質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \dots\dots\dots (8.2.12)$$

ここに、

$R_L$  : 繰返し三軸強度比

$N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値

$N_1$  : 有効上載圧  $100 \text{ kN/m}^2$  相当に換算した  $N$  値

$N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値

$\sigma_{vb}'$  : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$c_1, c_2$  : 細粒分含有率による  $N$  値の補正係数

$FC$  : 細粒分含有率 (%) (粒径  $75 \mu\text{m}$  以下の土粒子の通過質量百分率)

$D_{50}$  : 50% 粒径 (mm)

第 4-9 図 道路橋示方書における繰返し三軸強度比の算出方法  
(引用 : (社) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 24 年 3 月)

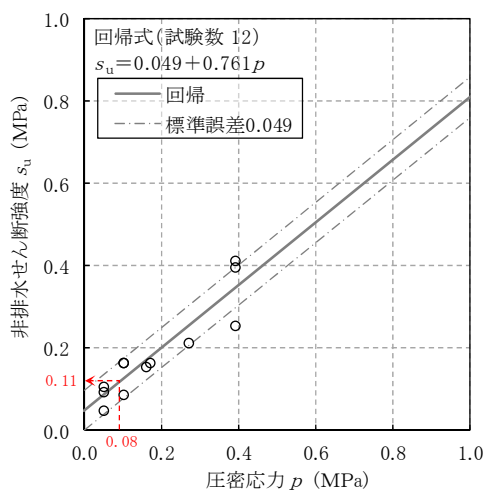
第 4-4 表 埋戻し土の密度及び力学特性に係る品質管理一覧

施工年	材料基準	締固め仕様
1999 年以前	段丘砂 (中位段丘) 最大乾燥密度, 最適含水比	コーン貫入抵抗 $q_c \geq 1.0\text{MPa}$ (道路土工施工指針: (社) 日本道路協会) $q_u = 0.2 \times q_c = 0.2 \times 1.0 = 0.2\text{MPa}^*$
2000 年以降	ブレンド材 (鷹架層及び六ヶ所層) 最大乾燥密度, 最適含水比	締固め度 $D_c \geq 90\%$

※再処理施設及び MOX 燃料加工施設の事業変更許可申請書における埋戻し土の強度特性のうち,

非排水せん断強度  $s_u = 0.049 + 0.761p$  (MPa) より

深度 10m 相当の圧密応力  $p = 0.08\text{MPa}$  のとき,  $s_u \approx 0.11\text{MPa}$  となる。



第 4-10 図 埋戻し土の強度特性 (非排水せん断強度と圧密応力の関係)  
 (再処理施設及び MOX 燃料加工施設の事業変更許可申請書より抜粋して加筆)

#### (4) 液状化強度試験と液状化強度特性の設定

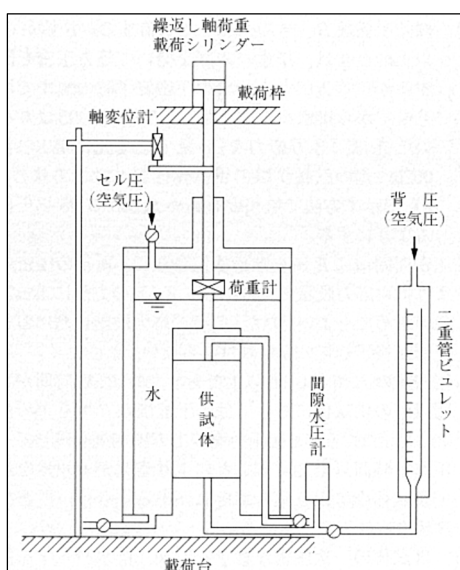
##### a. 液状化強度試験方法

埋戻し土に対し，地盤の液状化強度特性を求めるための「土の繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541）」に基づき試験を実施する。試験装置の概要を第 4-11 図に示す。なお，供試体は孔径 86mm のロータリー式三重管サンプラーにより採取した不攪乱試料とした。

液状化強度試験には繰返し非排水三軸試験，中空繰返しねじりせん断試験がある。本繰返し非排水試験方法については，東北電力女川原子力発電所 2 号機で実績があることから本試験方法を採用した。液状化現象を再現する液状化パラメータは，正弦波を用い応力比を変化させて，200 波程度の繰返し試験を実施し，両振幅ひずみ 5% における繰返し応力比と繰返し回数から設定している。不規則波地震動に対する適用性については，有効応力解析による地震動の時刻歴に基づく有効応力経路を解析的に正確にたどることにより過剰間隙水圧比 0.95 に至るまで蓄積した有効応力挙動（液状化現象）を再現できている。

##### 【試験条件】

- ・ 供試体寸法：外径 50mm，高さ 100mm
- ・ 载荷波形：正弦波（0.1Hz または 0.5Hz）
- ・ 拘束圧：供試体平均深度の有効土被り圧を考慮して設定
- ・ 軸ひずみ 5% あるいは 10% に達するまで，または繰返し回数 200 回を超えるまで試験を実施
- ・ 所定の軸ひずみ（1%，2%，5%，10%）及び過剰間隙水圧比 0.95 の繰返し回数を評価



第 4-11 図 繰返し非排水三軸試験装置の概要

(引用：(社)地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説 [第一回改訂版]，2020)

b. 液状化強度試験結果の分類に対する考え方

液状化強度試験の結果は、以下に示す土木学会地震工学委員会の報告書の定義に基づき分類する。

土木学会地震工学委員会「レベル2地震動による液状化研究小委員会」活動成果報告書より抜粋

「広義の液状化」: 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。

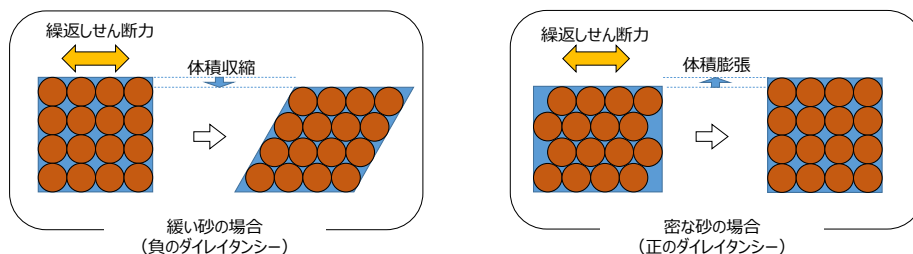
「(狭義の) 液状化」: 地震の繰返しせん断力などによって, 飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内で間隙水圧が上昇・蓄積し, 有効応力がゼロまで低下し液状体となり, その後地盤の「流動」をともなう現象。

「繰返し軟化, サイクリック・ソフトニング」: 繰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シー特性\*や粘性のためにひずみは有限の大きさとどまり, おお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」: 繰返し载荷において土が「繰返し軟化」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なって, ひずみが大きく成長しようとする時, 正のダイレイタンシー特性\*のためにせん断抵抗が急激に作用し, 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, 過圧粘土のように正のダイレイタンシー特性\*が著しい土において顕著に現れる。

「広義の液状化」 = 「狭義の液状化」 + 「繰返し軟化 (サイクリックモビリティを含む)」 + 「その他」

※ダイレイタンシー特性の概要



以上により, 第 4-5 表に示すとおり, 判定項目に従い「液状化」, 「繰返し軟化(サイクリックモビリティを含む)」, 「非液状化」に分類する。

第 4-5 表 液状化強度試験結果の判定項目と分類

判定項目	液状化	繰返し軟化		非液状化
			サイクリック モビリティ	
間隙水圧が上昇・蓄積する。 (過剰間隙水圧比が 95%を超える)	○	○	○	×
有効応力がゼロまで低下する。	○	×	○※	×
液体状となり流動化する。 (ひずみが急増する)	○	×	×	×
正のダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用しない。 (有効応力が回復しない)	○	×	×	○or×

※ サイクリックモビリティは繰返し軟化に包含されるが、有効応力が一時的にゼロ（せん断抵抗が小さくなる）まで低下するケースと分類して整理する。

c. 液状化強度試験結果

埋戻し土に対する液状化強度試験の試験ケース及び結果を第 4-6 表に示す。なお、液状化強度試験の詳細（せん断ひずみ時刻歴、過剰間隙水圧時刻歴等）を参考 1 「液状化強度試験の詳細について」の第 2-1～39 図に示す。

埋戻し土の液状化強度試験の結果は、有効応力がゼロになるケースと完全にはゼロにはならないケースが確認された。また、過剰間隙水圧比は、すべてのケースで間隙水圧が 95%を超過するものの、せん断応力作用時には正のダイレイタンシーの効果により、過剰間隙水圧は低下する傾向が確認され、全体の傾向として、ひずみが漸増するねばり強い挙動を呈するような繰返し軟化と整理されるものが多いことを確認した。

液状化と整理されるものの代表例として、KT-5\_4 試料の供試体 No. 3 の試験結果を第 4-12 図に示す。KT-5\_4 試料の供試体 No. 3 は、有効応力がゼロになり、ひずみが急増しており、地盤が支持力を失い液状化する事象が発生した。

繰返し軟化と整理されるものの代表例として、KD-14\_4-2 試料の供試体 No. 2 の試験結果を第 4-13 図に示す。KD-14\_4-2 試料の供試体 No. 2 は、有効応力がゼロになることは無く、地盤が支持力を完全に失い液状化するような事象は発生しなかった。繰返し荷重により、ひずみが漸増し、過剰間隙水圧比は 95%を超過するものの、せん断応力作用時には正のダイレイタンシーの効果により、過剰間隙水圧は低下し、有効応力が回復している。また、試験後の供試体写真より、試験後にお

いても自立していることが確認できる。なお、埋戻し土の液状化強度試験結果から、繰返し載荷回数 20 回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると、 $R_{L20}=0.42$  である（第 4-14 図）。

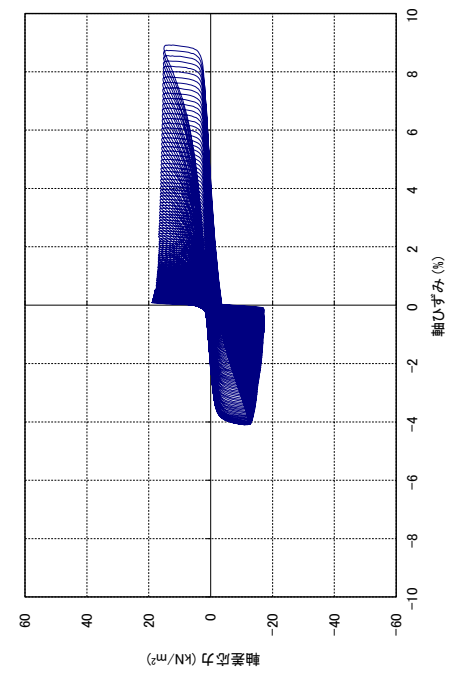
第 4-6 表及び参考 1 「液状化強度試験の詳細について」の第 2-1～39 図に示すとおり、敷地内の埋戻し土については、概ね繰返し軟化を示すが、3 割程度は液状化しやすい挙動を示すこと及び敷地内における施設周辺の液状化特性を全て確認できないため、保守的な評価となるよう液状化強度特性を設定する。

上記を踏まえ、液状化影響を考慮する必要がある施設の耐震評価に当たっては、有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う埋戻し土の剛性低下を考慮した上で、保守的に設定した液状化強度特性により評価を行う方針とする。

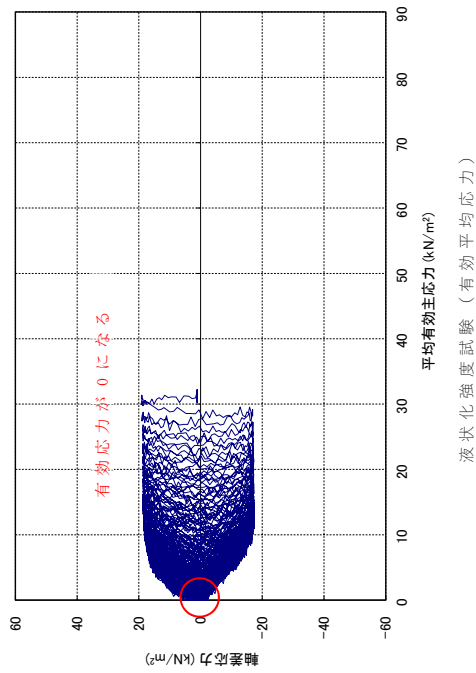
第 4-6 表 液状化強度試験結果（埋戻し土）

試料番号	供試体番号	繰返し応力 振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_c$	繰返し載荷回数					過剰間隙 水圧比 95%	液状化の判断 (詳細は参考 1 のとおり)		
			軸ひずみの両振幅				液状化		繰返し軟化	非液状化	
			DA=1%	DA=2%	DA=5%	DA=10%					
KT-3_3-2	1	0.488	3.5	9.5	22	36	10		○		
	2	0.717	0.75	3	13	36	3		○		
	3	0.604	2	10	46	131	6		○		
	4	0.421	7	16	36	70	11		○		
KT-3_5-2	1	0.215	48	55	68	85	62	○			
	2	0.235	17	21	29	38	23	○			
	3	0.343	2	4	7	10	7		○		
	4	0.31	3	5	8	12	7		○		
KT-5_4	1	0.543	1.1	3.3	7.6	11.3	6		○		
	2	0.382	1.8	4.6	9.8	19.6	10		○		
	3	0.294	37	61	91	121	50	○			
KT-5_6	1	0.326	1.6	3.2	6.7	14.1	4		○		
	2	0.183	163	173	186	221	175	○			
	3	0.662	0.61	1.8	11.7	32	3		○		
	4	0.521	0.62	1.7	5.6	11	2		○		
KT-5_11	1	0.288	6.6	10.7	15.3	18.1	14	○			
	2	0.434	1.2	4.2	9.2	14.9	8		○		
	3	0.526	0.6	1.6	5.4	10	4		○		
	4	0.203	127	144	157	170	137	○			
KT-9_2-2-4	1	0.530	10.5	22	69.5	—	30	○			
	2	0.466	0.4	0.8	19.5	—	9	○			
	3	0.828	0.7	3	10.5	—	7	○			
	4	0.686	2	5	18.5	—	11	○			
KT-14_2-2	1	0.616	1.6	3	8.7	14.7	10		○		
	2	0.275	12.9	21	32	42	24	○			
	3	0.353	1.8	4	10.7	23	8		○		
	4	0.705	0.37	0.75	2.6	6.6	3		○		
KD-14_4-2	1	0.482	1.3	3.7	7.8	11	5		○		
	2	0.322	7.1	11.7	18.5	24	15		○		
	3	0.222	134	148	179	203	132	○			
	4	0.29	34	56	88	123	47		○		
KD-20_2-2	1	0.736	5.5	17	40	—	16		○		
	2	0.672	2	7	20.5	—	10		○		
	3	0.627	6	18	61.5	—	35		○		
	4	0.8	0.7	2	7	—	5		○		
KD-20_5-2	1	0.451	14.5	25	43.5	—	30		○		
	2	0.564	0.9	3	10	—	4		○		
	3	0.515	3	8.5	16	—	15		○		
	4	0.408	18	28	47.5	—	37	○			
計								13 (33%)	26 (67%)	0 (0%)	

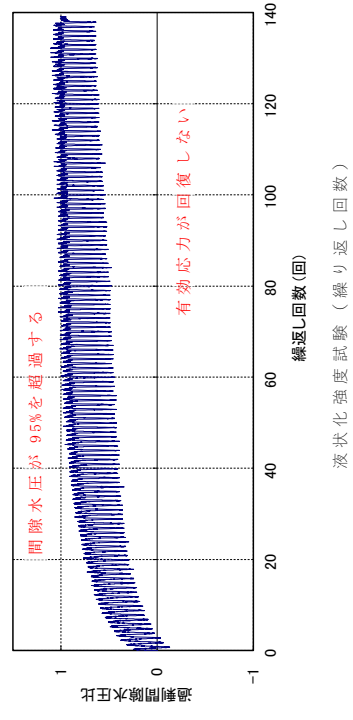
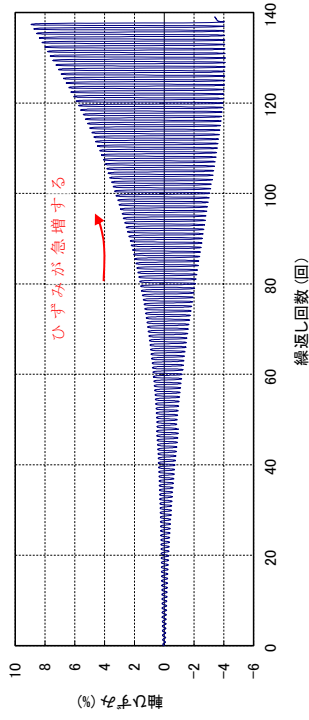
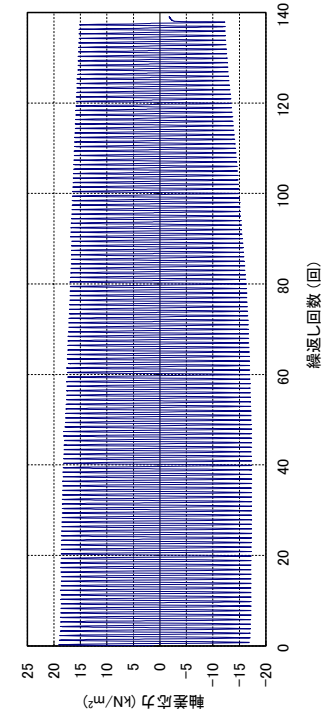




液状化強度試験 (軸ひずみ)



液状化強度試験 (有効平均応力)

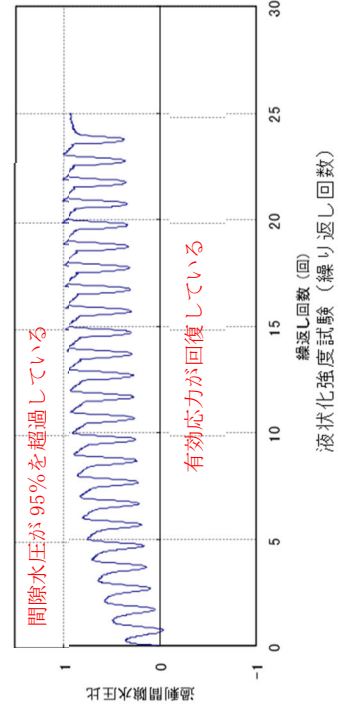
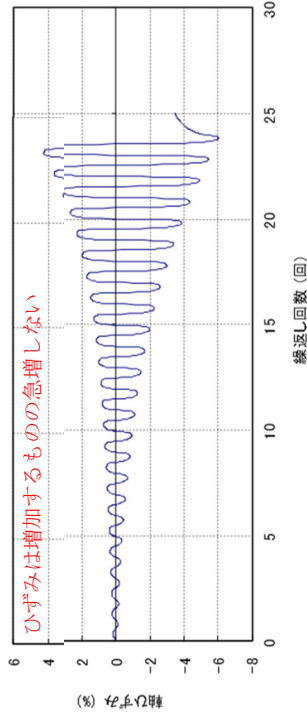
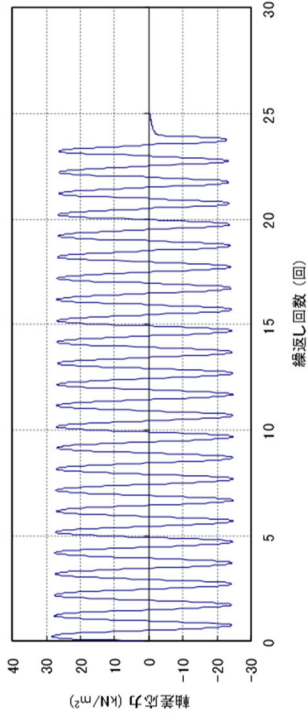
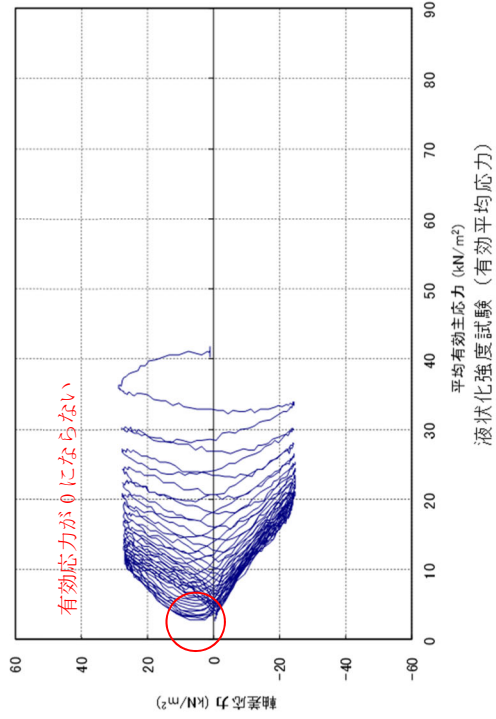
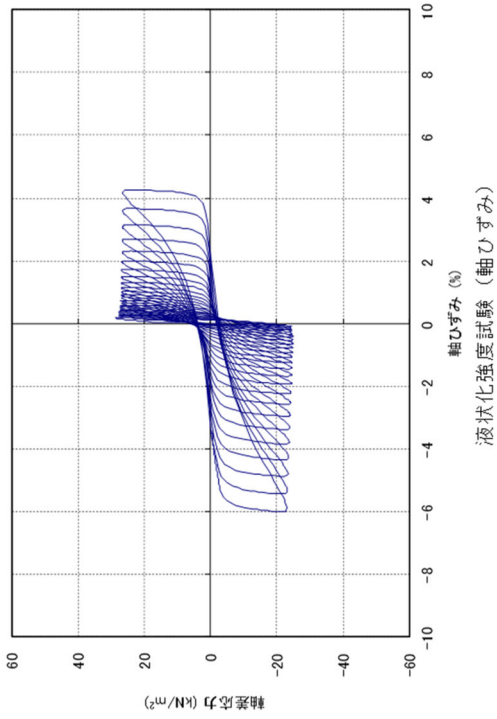


液状化強度試験 (繰返し回数)

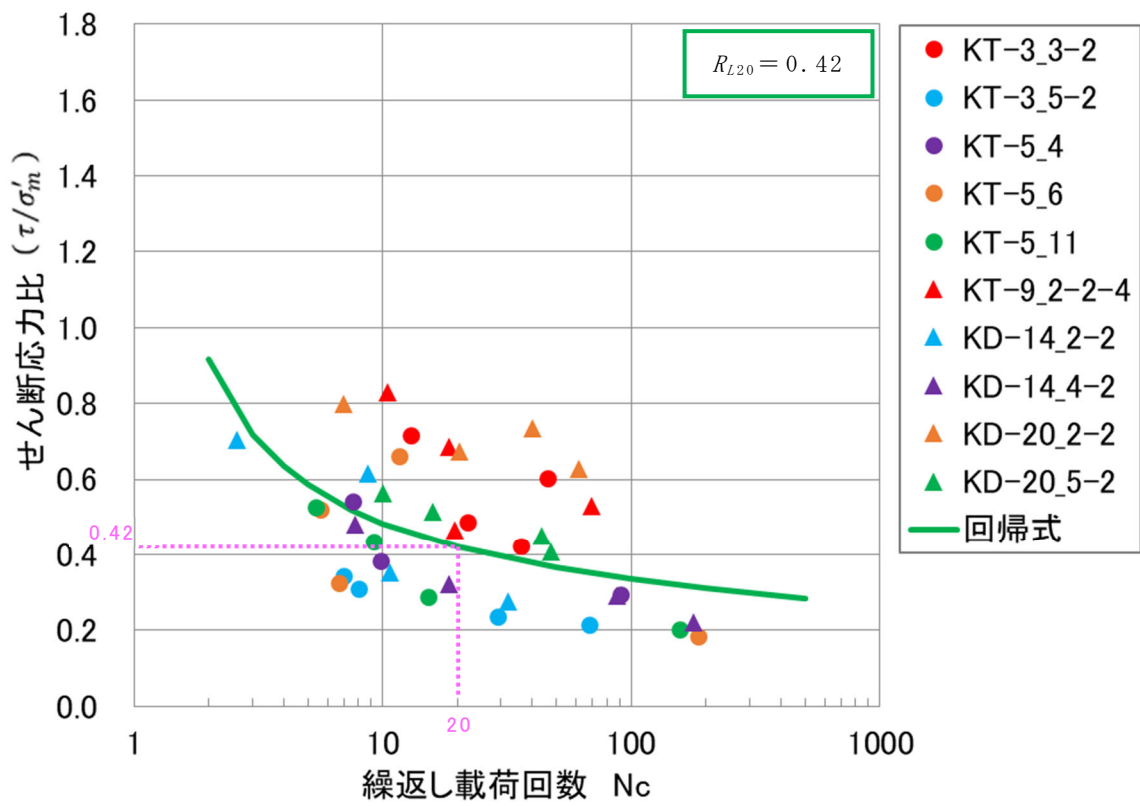


試験後の供試体

第 4-12 図 埋戻し土の液状化強度試験結果 (KT-5\_4 試料, 供試体 No. 3)



第 4-13 図 埋戻し土の液状化強度試験結果 (KD-14\_4-2 試料, 供試体 No.2)



第 4-14 図 埋戻し土の液状化強度試験結果及び  $R_{L20}$

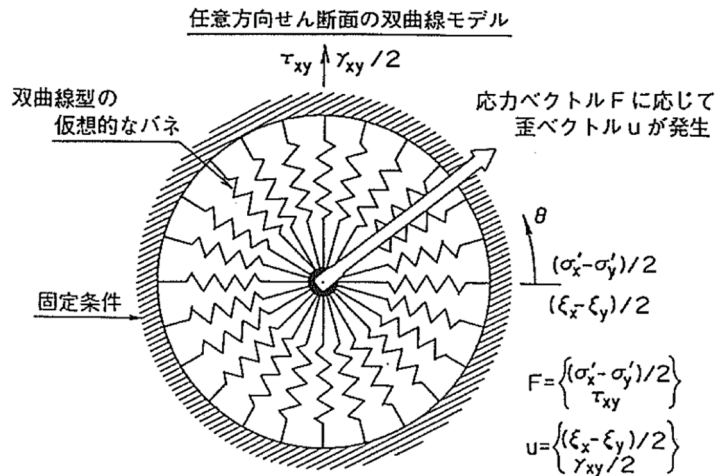
d. 有効応力解析の液状化強度特性の設定方針

(a) 有効応力解析コード FLIP について

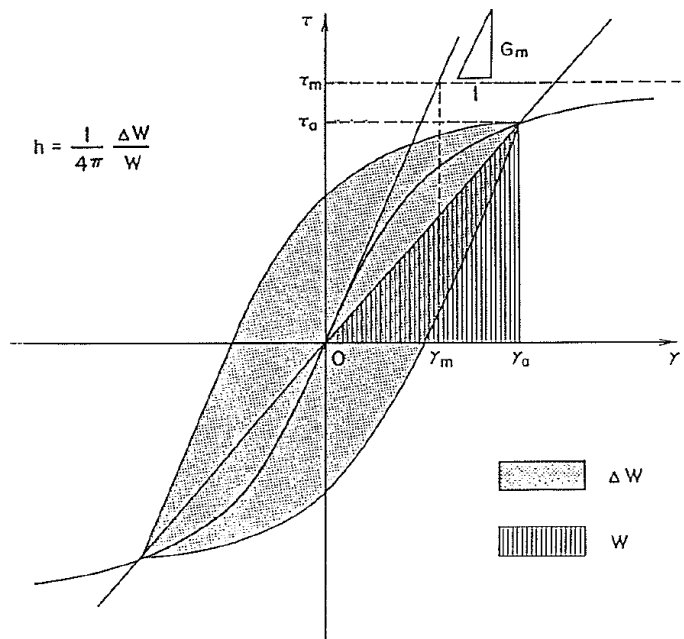
有効応力解析コード FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) は、1988年に運輸省港湾技術研究所(現、(国研)港湾空港技術研究所)において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく2次元地震応答解析プログラムである。地盤の過剰間隙水圧の上昇を適切に考慮できる解析コードとして、港湾の施設の設計を中心に数多くの実績を有しており、FLIPの主な特徴として、以下の①～⑤を挙げることができる。

- ① 有限要素法に基づくプログラムである。
- ② 平面ひずみ状態を解析対象とする。
- ③ 地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や変形量を計算する。
- ④ 土の応力-ひずみモデルとしてマルチスプリング・モデルを採用している。
- ⑤ 有効応力の変化は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧算定モデルとして井合モデルを用いている。

砂の変形特性を規定するマルチスプリング・モデルは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用により、土全体のせん断抵抗が発揮されるものである。土の応力-ひずみ関係は、このせん断バネの特性によって種々の表現が可能であるが、FLIPでは双曲線(Hardin-Drnevich)型モデルを適用している。また、履歴ループについては、その大きさを任意に調整可能なように拡張したMasing則を用いている。第4-15図にマルチスプリング・モデルの概念図を、第4-16図に非排水条件での土の応力-ひずみ関係の概念図を示す。



第 4-15 図 マルチスプリング・モデルの概念図  
 (引用：港湾技研資料 NO. 869 「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」, 1997. 4)



第 4-16 図 非排水条件での土の応力 - ひずみ関係の概念図  
 (引用：港湾技研資料 NO. 869 「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」, 1997. 4)

(b) 解析パラメータの保守性

FLIP では、動的変形特性を規定するパラメータと、過剰間隙水圧の発生を規定するパラメータを設定する必要がある（本資料では液状化特性を規定するパラメータを「液状化パラメータ」という）。FLIP における解析パラメータを第 4-7 表に示す。このうち、液状化パラメータは液状化対象層にのみ設定する。

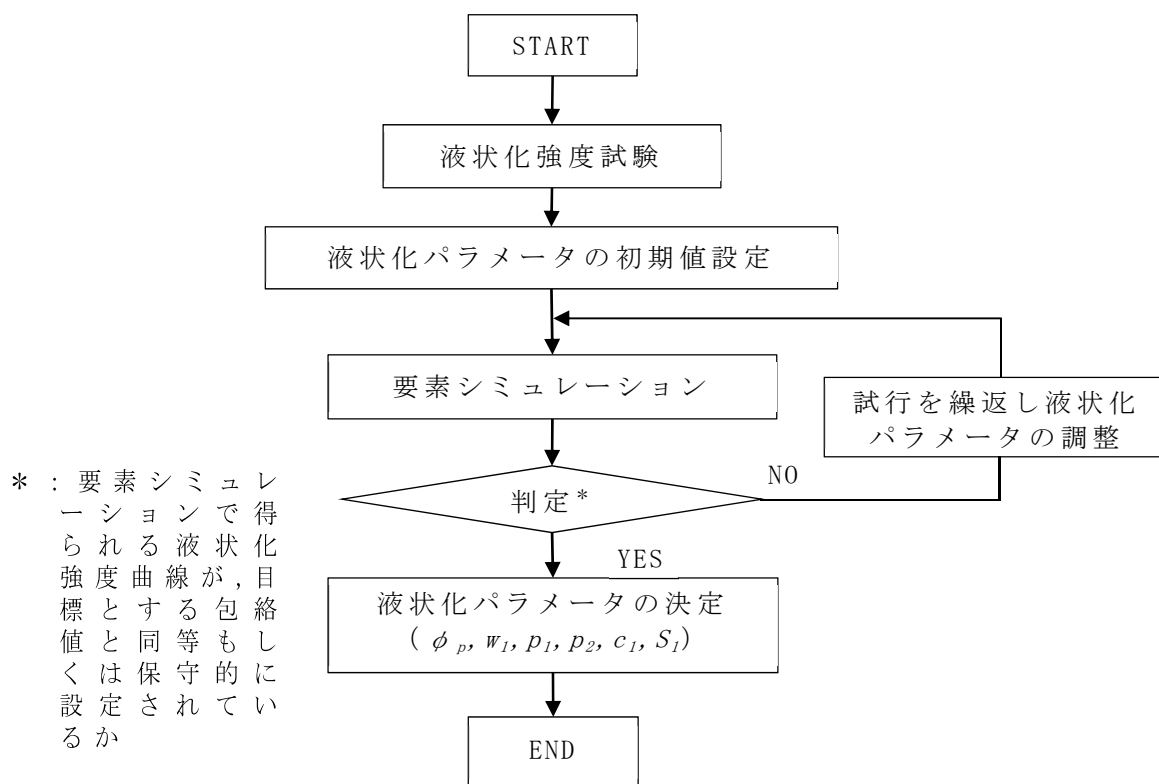
液状化パラメータは、(4)c. 液状化強度試験結果で述べたとおり、液状化試験による判定結果に基づき、地盤のばらつき及び敷地内における施設周辺の液状化特性を全て確認できないことを踏まえて保守的に設定する。具体的には、液状化強度試験から得られる液状化強度曲線に対し、解析上再現される液状化強度曲線を低く設定することにより考慮する。設定にあたっては、要素シミュレーションを実施し、これにより得られる解析上の液状化強度曲線が、液状化強度試験結果に対して、包絡値となるように設定することを基本とする。

第 4-17 図に液状化パラメータの設定フローを示す。第 4-18 図に埋戻し土の設定した要素シミュレーション上の液状化強度曲線を示す。以上のように設定した液状化パラメータを第 4-8 表に示す。

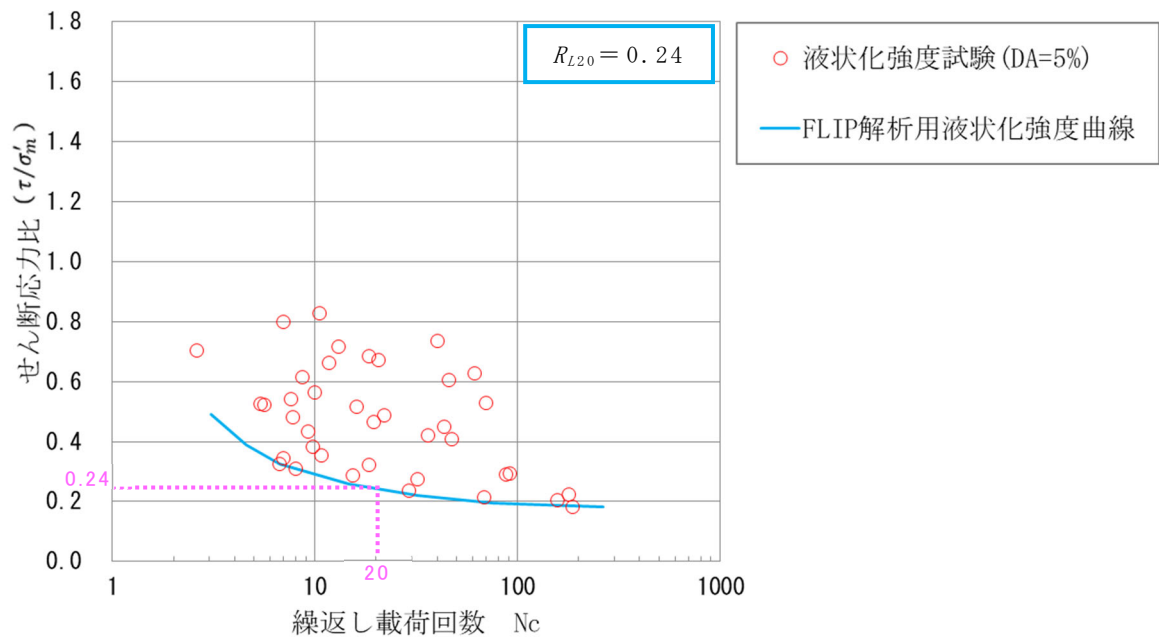
なお、包絡値となるように設定した液状化強度曲線から繰返し載荷回数 20 回に該当する液状化強度比  $R_{L20}$  を算出すると、 $R_{L20}=0.24$  となる。

第 4-7 表 FLIP において必要となる解析パラメータ

分類	解析パラメータ	
動的変形特性	$G_{ma}$	動せん断弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	$K_{ma}$	体積弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	$\phi_f$	内部摩擦角
	$h_{max}$	履歴減衰の上限値
液状化特性	$\phi_p$	変相角
	$w_l$	液状化特性全体を規定するパラメータ
	$p_1$	液状化特性の前半を規定するパラメータ
	$p_2$	液状化特性の後半を規定するパラメータ
	$c_l$	液状化発生の下限值を規定するパラメータ
	$S_l$	液状化の終局状態を規定するパラメータ



第 4-17 図 FLIP における液状化パラメータの設定フロー



第 4-18 図 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定（埋戻し土）

第 4-8 表 埋戻し土の液状化パラメータ

	$\Phi_p$ ( $^{\circ}$ )	$w_l$	$p_1$	$p_2$	$c_1$	$S_1$
埋戻し土	34.0	10.30	0.50	1.00	1.81	0.005



#### 4.2.3 その他の解析用物性値

##### (1) マンメイドロック

マンメイドロック（以下「MMR」という。）（コンクリート）については、再処理施設の「Ⅳ－１－１－２ 地盤の支持性能に係る基本方針」及びMOX燃料加工施設の「Ⅲ－１－１－２ 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

##### (2) 改良地盤

改良地盤については、再処理施設の「Ⅳ－１－１－２ 地盤の支持性能に係る基本方針」に示している。

## 5. 地盤の支持力

地盤の極限支持力度は岩石強度試験及び支持力試験結果を基に設定する。短期許容支持力度については、算定された極限支持力度の 2/3 倍として設定する。

なお、本資料は、第 1 回申請施設の地盤の支持力を対象とした記載とした部分があることから、第 2 回申請時等の申請対象を踏まえて、地盤の支持力の記載を拡充していく。

### 5.1 直接基礎の支持力算定式

極限支持力度の算定における方針及び考え方の経緯について、第 5-1 表に示す。直接基礎の支持力度について、許可段階においては西側地盤、中央地盤及び東側地盤の各試験掘坑内で実施した岩盤支持力試験を基に、得られた試験値を各地盤の代表値として設定している。設工認においては、設置位置の代表性の観点から、当該建物・構築物直下の地盤における支持性能として、地盤の平板載荷試験方法（地盤工学会基準：JGS 1521-2003）により設定する。平板載荷試験が実施されていないものについては、既設工認に係る使用前検査（以下、「使用前検査」という。）成績書における岩石強度試験結果を用いて、「建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001 年）」（以下、「基礎指針 2001」という。）による算定式に基づき設定する。

ここで、使用前検査における岩石強度試験結果の適用にあたっては、使用前検査における記録の整合性の観点から、対象施設直下における岩石試験結果を適用することを基本とする。また、基礎指針 2001 より適用された荷重傾斜の算定に関連して、入力地震動等の条件が使用前検査実施時と相違していることから、算定に要する諸元の設定については、基準地震動  $S_s$  による組合せ係数法（「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008（（社）日本電気協会）」を参考に、組み合わせ係数は 1.0 と 0.4）を用いることに統一するものとする。

第5-1表 極限支持力度の算定における方針及び考え方の経緯

時期	方針	考え方	安全冷却水B冷却塔基礎 (A4B)		MOX燃料加工建屋 (PA)	
			算定方法	算定結果	算定方法	算定結果
1999年4月	A4B既設工認に基づく使用前検査	岩石強度試験結果より短期許容支持力度を算定する。	基礎指針1988に基づき、岩石強度試験結果より算定する。短期許容支持力度は極限支持力度の2/3とする。	43.2MPa (細粒砂岩)	—	—
2012年11月	PA既設工認に基づく使用前検査	岩石強度試験結果より短期許容支持力度を算定する。	—	—	平成13年国土交通省告示第1113号に基づき、岩石強度試験結果より算定する。短期許容支持力度は極限支持力度の2/3とする。	22.5MPa (軽石凝灰岩)
2013年6月	審査ガイド*改定	地盤工学会基準に準拠し、平板載荷試験方法に基づくことを基本とする。	—	—	—	—
2020年7月	再処理施設事業指定(変更許可)申請	西側、中央、東側地盤毎に実施した平板載荷試験(岩盤支持力試験)における最大荷重の平均値を記載。	平板載荷試験を実施していない施設における岩石強度試験結果により算定する。	10.4MPa (細粒砂岩)	—	—
2020年9月	MOX燃料加工施設事業(変更)許可申請	東側地盤で実施した平板載荷試験(岩盤支持力試験)における最大荷重の平均値を記載。	中央地盤の試験坑内4箇所における平板載荷試験(岩盤支持力試験)結果の平均値を算定。	—	—	7.5MPa (軽石凝灰岩及び砂質軽石凝灰岩)
2020年12月	再処理工場・MOX燃料工場に係る設計及び工事計画の変更認可申請	対象施設の使用前検査における岩石強度試験結果より算定する。	使用前検査を実施した時期における改訂版に準拠。準拠規格：基礎指針1988 評価物性値：使用前検査結果 荷重の傾斜：なし	64.7MPa (細粒砂岩)	使用前検査を実施した時期における改訂版に準拠。準拠規格：基礎指針2001 評価物性値：使用前検査結果 荷重の傾斜：慣用法による傾斜	33.8MPa (軽石凝灰岩)
2022年6月	MOX燃料工場に係る設計及び工事計画の変更認可申請(補正)	対象施設の使用前検査における岩石強度試験結果から、審査ガイド※にて示されている基礎指針2001に準拠し算定する。	—	—	基礎指針2001の適用にあたり、以下の条件について適正化を図る。 ・荷重の傾斜について、建屋の耐震計算書にあわせて基準地震動Sstによる組合せ係数法を採用	8.5MPa (軽石凝灰岩)
2022年7月	再処理工場に係る設計及び工事計画の変更認可申請(補正)	上記より変更なし	基礎指針2001適用にあたり、以下の条件について適正化を図る。 ・評価物性値(c, φ)の設定変更 ・荷重の傾斜について、建屋の耐震計算書にあわせて基準地震動Sstによる組合せ係数法の採用	2.9MPa (細粒砂岩)	—	—

※：耐震設計に係る工認審査ガイド(原子力規制委員会、平成25年6月)

#### 5.1.1 安全冷却水 B 冷却塔基礎における極限支持力度

安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 基礎における極限支持力度の算定方法の詳細について以下に示す。

安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 基礎の支持地盤の極限支持力度は、使用前検査成績書における岩石強度試験結果を用いて基礎指針 2001 に基づき算定する。なお、式の第 3 項については安全裕度の観点から、考慮しないものとする。

算定に用いる諸元のうち、粘着力、内部摩擦角及び単位体積重量に用いる値については、安全冷却水 B 冷却塔基礎 (基礎基盤) の使用前検査成績書「日本原燃株式会社 再処理事業所 再処理施設の工事についての使用前検査成績書 安全冷却水系 (その 2) (安全冷却水系 B 冷却塔基礎) [基礎基盤], [躯体] ([整理番号 (再本一チ-2.2.2.2(②)), 核燃料規制課)」を踏まえ設定した値とする。

ここで、前述の第 5-1 表「極限支持力度の算定における方針及び考え方の経緯」に示す 2020 年 12 月の再処理工場に係る設計及び工事の計画の変更認可申請における極限支持力度の設定経緯について述べる。

2020 年 12 月の申請時の極限支持力式に用いた岩石強度試験の内部摩擦角  $\phi$  については、放物線近似の  $\tau_r$  と対象建屋ごとの最大接地圧を結ぶ直線としていたが、2022 年 7 月の補正時に MOX 燃料加工建屋と整合を図る観点から低拘束圧条件下での強度特性に変更した (後述する極限支持力度の算定の※7 差異理由②を参照)。また、基準の統一化の観点から基礎指針 2001 に基づき、極限支持力式において荷重傾斜の補正係数を適用することとし、直下地盤モデルを用いた基準地震動  $S_s$  の組合せ係数法にて算出した荷重傾斜による補正係数を設定することとした (後述する極限支持力度の算定の※5 及び※7 を参照)。

算定結果を以下に示す。

(極限支持力度の算定 [安全冷却水 B 冷却塔 (A4B) 基礎])

$$q_d = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$= 0.188 \times 1.14 \times 58 \text{tf/m}^2 \times 24.6 + 0.0 \times 0.36 \times 0.84 \text{tf/m}^3 \times 30.0 \text{m} \times 10.2$$

$$= 305 \text{tf/m}^2 = 2,991 \text{kN/m}^2 \approx 2,900 \text{kN/m}^2 (= 2.9 \text{MPa})$$

	諸元 <sup>※7</sup>
$q_d$ : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	2,900
$N_c$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	24.6
$N_r$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	10.2
$N_q$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	使用しない
$c$ : 支持地盤の粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	58
$\phi$ : 内部摩擦角 (細粒砂岩) (°)	27.3
$\gamma_1$ : 支持地盤の単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) <sup>※2</sup>	0.84
$\gamma_2$ : 根入れ部分の土の単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> ) <sup>※2</sup>	使用しない
$\alpha$ : 基礎の形状係数 <sup>※3</sup>	1.14
$\beta$ : 基礎の形状係数 <sup>※3</sup>	0.36
$\eta$ : 基礎の寸法効果による補正係数 <sup>※4</sup>	使用しない (1.0)
$i_c$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	0.188
$i_r$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	0.0
$i_q$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	使用しない
$B$ : 基礎幅 (m) <sup>※6</sup>	30.0
$D_f$ : 根入れ深さ (m)	使用しない

※1  $N_c, N_r, N_q$ については、基礎指針 2001に基づき、地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数とする。

支持力 係数	内部摩擦角 $\phi$											
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	34°	36°	38°	40°以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	42.2	50.6	61.4	75.3
$N_r$	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	31.1	44.4	64.1	93.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	29.4	37.8	48.9	64.2
この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた $N_c, N_r, N_q$ については、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。												

※2  $\gamma_1, \gamma_2$ には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる。

※3  $\alpha$ ,  $\beta$ については、基礎指針 2001 に基づき、基礎底面の形状に応じて次の表に掲げる係数とする。

係数	基礎底面の形状			
	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0+0.2 \cdot B/L$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5-0.2 \cdot B/L$	0.3

この表において、 $B$ 及び $L$ は基礎底面の短辺及び長辺の長さ(m)を表すものとする。

※4  $\eta$ は、基礎指針 2001 に記載のとおり、傾斜・偏心荷重の効果と併せて考慮する必要はないものであることから使用しない。

※5  $i_c$ ,  $i_r$ ,  $i_q$ については、基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値とする。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, \quad i_r = (1 - \theta/\phi)^2, \quad \tan \theta = H/V$$

$\theta$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角  $51.0^\circ$

基礎に作用する鉛直荷重  $V$  45.232MN

(Ss-A, EW方向, 建屋重量－地震時最大鉛直荷重 $\times 0.4$ )

地震時水平荷重  $H$  55.800MN

(Ss-A, EW方向, 地震時最大水平荷重 $\times 1.0$ )

ここで、基礎に作用する鉛直荷重  $V$ 及び地震時水平荷重  $H$ は、基準地震動 S s による地震応答解析結果において、極限支持力度が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。

$$i_c = i_q = 0.188$$

$$i_r = 0 \quad (\theta > \phi \text{ の場合})$$

(ただし、支持地盤の根入れ効果を考慮しないため  $i_q$  は使用しない)

※6 荷重の偏心がある場合には偏心方向の有効幅  $B_e$ を用いる。

$$\text{有効幅 } B_e = B - 2e, \quad \text{偏心量 } e = M/V$$

基礎に作用する鉛直荷重  $V$  45.232MN

(Ss-A, EW方向, 建屋重量－地震時最大鉛直荷重 $\times 0.4$ )

地震時モーメント  $M$             MN $\cdot$ m

(Ss-A, EW方向, 地震時最大モーメント $\times 1.0$ )

ここで、基礎に作用する鉛直荷重  $V$ 及び地震時モーメント  $M$ は、基準地震動 S s による地震応答解析結果において、極限支持力度が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。また、今回の場合の基礎幅  $B$ は、EW方向を用いる。

$$e = \text{          } \text{ m}, \quad B_e = \text{          } \text{ (基礎幅)} - 2 \times \text{          } = 30.0 \text{ m}$$

※7 設定値について使用前検査にて設定していた値から今回の設定にあたり見直したものを比較し、その差異理由について下表に示す。

	使用前検査における岩石試験結果から今回見直した設定値 (2022年7月申請時)	使用前検査における設定値 (2020年12月申請時)	差異理由
算定式	基礎指針 2001	基礎指針 1988	③
地震動	基準地震動 $S_s$	—注	—
$N_c$	24.1	82.3	①②
$N_r$	9.7	93.1	①②
$N_q$	使用しない	使用しない	—
$c$	58	58	—
$\phi$	27.3	39	②
$\gamma_1$	0.84	0.84	—
$\gamma_2$	使用しない	使用しない	—
$\alpha$	1.14	1.20	①
$\beta$	0.36	0.43	①
$\eta$	使用しない(1.0)	使用しない(1.0)	—
$i_c$	0.188	—(1.0)	①
$i_r$	0.0	—(1.0)	①
$i_q$	使用しない	使用しない	—
$B$	30.0	26.00	①
$D_f$	使用しない	使用しない	—

注 基礎指針 1988 では、極限支持力の算定に地震動は影響しない。

差異理由 凡例

①：基礎指針 1988 から基礎指針 2001 への変更による差異。

(※1 及び※3 の数値に変更あり)

②：内部摩擦角の変更による差異。

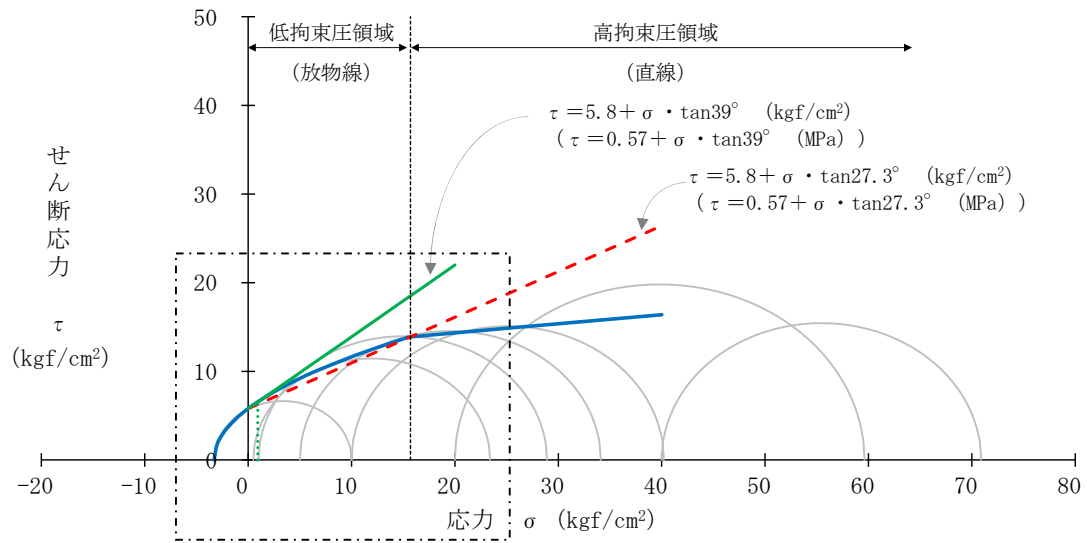
低拘束圧領域における設定方法への見直しによる差異（第 5-1 図における  $\phi$  の設定方法の差異）。

極限支持力(許容支持力)の算定にあたり使用前検査における岩石強度試験の  $c$ ,  $\phi$  (モールクーロンの強度特性)については、放物線近似による  $\tau_r$  ( $\sigma=0$  での切片) と対象となる建屋の最大接地圧に基づく破壊包絡線の拘束圧範囲を考慮し、その 2 点を結ぶ直線を強度特性として設定している。(図中の緑実線及び緑点；  
 $\tau = 5.8 + \sigma \cdot \tan 39^\circ$  [kgf/cm<sup>2</sup>])

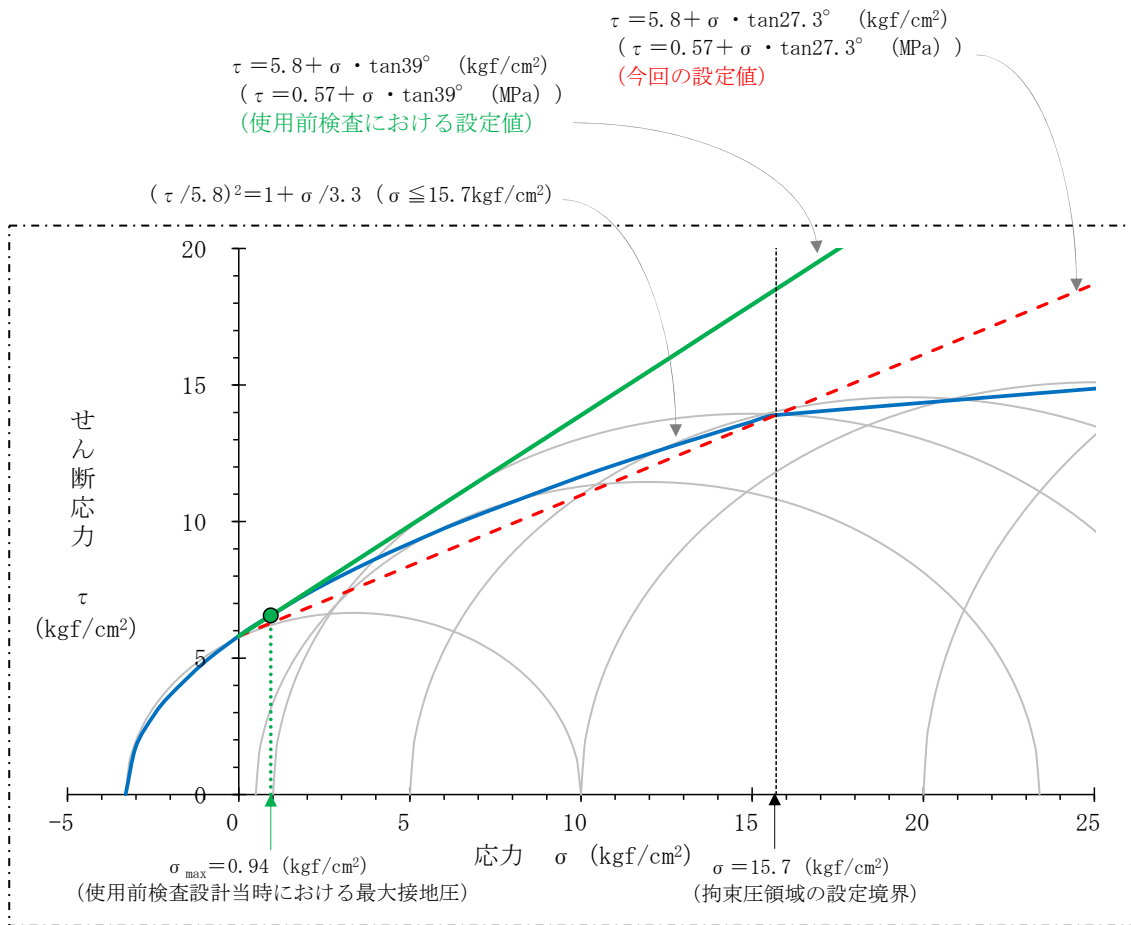
これにより算定される支持力値は、同一の岩石強度試験結果においても最大接地圧の違いにより異なった値（緑点が放物線上で移動することにより接線の傾き  $\phi$  及び粘着力  $c$  が変動すること）となり、建物・構築物の接地圧によって岩石強度が変動することとなる。岩石強度試験結果により得られる強度特性の唯一性の観点から、破壊包絡線上の最大接地圧に基づく強度特性 ( $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$ ) を建屋底盤の強度特性とするよりも、建屋直下での応力変動範囲を包絡できる拘束圧条件下での強度特性を用いることが適切と考えられることから放物線近似による  $\tau_r$  ( $\sigma = 0$  での切片) と低拘束圧条件での強度特性 (低拘束圧と高拘束圧の接点) を結ぶ直線 (図中の赤破線；傾き  $\phi$  が最も小さい値をとるため保守的となる) により岩石強度試験の強度特性を設定する。(参考 2 を参照)

- ③：審査ガイドにて示されている基礎指針 2001 に準拠するように、方針を見直したことによる差異。(第 5-1 表のとおり)





(全体図)



(拡大図)

第 5-1 図 低拘束圧領域における内部摩擦角設定方法の差異

### 5.1.2 MOX 燃料加工建屋における極限支持力度

MOX 燃料加工建屋における極限支持力度の算定方法の詳細について以下に示す。

MOX 燃料加工建屋の支持地盤の極限支持力度は、使用前検査成績書における岩石強度試験結果を用いて基礎指針 2001 に基づき、次頁以降に示す極限支持力度の算定式より設定する。なお、式の第 3 項については安全裕度の観点から、考慮しないものとする。

算定に用いる諸元のうち、粘着力、内部摩擦角及び単位体積重量に用いる値については、燃料加工建屋（基礎基盤）の使用前検査成績書「日本原燃株式会社 再処理事業所 MOX 燃料加工施設の工事についての使用前検査成績書 燃料加工建屋（その 1）[基礎基盤]（[整理番号（平成 23・02・07 原第 8 号）要イ 1-1,（独）原子力安全基盤機構）」を踏まえ設定した値とする。

ここで、前述の第 5-1 表 「極限支持力度の算定における方針及び考え方の経緯」に示す 2020 年 12 月の MOX 燃料工場に係る設計及び工事の計画の変更認可申請における極限支持力度の荷重傾斜による補正係数の適用の経緯について述べる。

2020 年 12 月の申請時の荷重傾斜については、同表 2012 年 11 月実施の使用前検査時の耐震クラス（B クラス）での静的地震力  $1.5C_i$  による慣用法から得られた荷重傾斜による補正係数（ $i_c=0.72$ ,  $i_r=0.44$ ,  $i_q$ =使用しない）を設定していたが、S クラス地震動による荷重傾斜に統一することで適正化を図ることとした。これに基づき、2022 年 6 月の補正時に MOX 燃料加工建屋では、直下地盤モデルを用いた基準地震動  $S_s$  の組合せ係数法にて算出した荷重傾斜による補正係数（ $i_c=0.215$ ,  $i_r=0.0$ ,  $i_q$ =使用しない）を設定することとした（後述する「（1）基準地震動  $S_s$  における極限支持力度の算定」に示す極限支持力度の算定の※5 及び※7 を参照）。

また、MOX 燃料加工建屋については、基準地震動  $S_s$  を上回る地震を要因とする重大事故等が発生した場合であっても、重大事故等に対処することができるよう設計することから、基準地震動  $S_s$  による地震力における極限支持力度に加え、基準地震動  $S_s$  の 1.2 倍の地震動における極限支持力度についても併せて示す。

(1) 基準地震動 S<sub>s</sub> における極限支持力度の算定

基準地震動 S<sub>s</sub> における極限支持力度の算定結果を以下に示す。

(極限支持力度の算定 [MOX 燃料加工建屋・基準地震動 S<sub>s</sub>])

$$q_d = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$= 0.215 \times 1.20 \times 440 \text{ kN/m}^2 \times 75.3 + 0.0 \times 0.30 \times 4.8 \text{ kN/m}^3 \times 31.5 \text{ m} \times 93.7$$

$$= 8,548 \text{ kN/m}^2 \approx 8,500 \text{ kN/m}^2 (= 8.5 \text{ MPa})$$

	諸元 <sup>※7</sup>
$q_d$ : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	8,500
$N_c$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	75.3
$N_r$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	93.7
$N_q$ : 支持力係数 <sup>※1</sup>	使用しない
$c$ : 支持地盤の粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	440
$\phi$ : 内部摩擦角 (軽石凝灰岩) (°)	40.0
$\gamma_1$ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>※2</sup>	4.8
$\gamma_2$ : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>※2</sup>	使用しない
$\alpha$ : 基礎の形状係数 <sup>※3</sup>	1.20
$\beta$ : 基礎の形状係数 <sup>※3</sup>	0.30
$\eta$ : 基礎の寸法効果による補正係数 <sup>※4</sup>	使用しない (1.0)
$i_c$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	0.215
$i_r$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	0.0
$i_q$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※5</sup>	使用しない
$B$ : 基礎幅 (m) <sup>※6</sup>	31.5
$D_f$ : 根入れ深さ (m)	使用しない

※1  $N_c$ ,  $N_r$ ,  $N_q$ については、基礎指針 2001 に基づき、地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数とする。

支持力 係数	内部摩擦角 $\phi$											
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	34°	36°	38°	40°以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	42.2	50.6	61.4	75.3
$N_r$	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	31.1	44.4	64.1	93.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	29.4	37.8	48.9	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた  $N_c$ ,  $N_r$ ,  $N_q$  については、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

※2  $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$ には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる。

※3  $\alpha$ ,  $\beta$ については、基礎指針 2001 に基づき、基礎底面の形状に応じて次の表に掲げる係数とする。

係数	基礎底面の形状			
	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0+0.2 \cdot B/L$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5-0.2 \cdot B/L$	0.3

この表において、 $B$ 及び $L$ は基礎底面の短辺及び長辺の長さ(m)を表すものとする。

※4  $\eta$ は、基礎指針 2001 に記載のとおり、傾斜・偏心荷重の効果と併せて考慮する必要はないものであることから使用しない。

※5  $i_c$ ,  $i_r$ ,  $i_q$ については、基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値とする。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, \quad i_r = (1 - \theta/\phi)^2, \quad \tan \theta = H/V$$

$\theta$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角  $48.3^\circ$

基礎に作用する鉛直荷重  $V$  2,882MN

(Ss-C1, EW方向, 重量－地震時最大鉛直荷重 $\times 0.4$ )

地震時水平荷重  $H$  3,230MN

(Ss-C1, EW方向, 地震時最大水平荷重 $\times 1.0$ )

ここで、基礎に作用する鉛直荷重  $V$ 及び地震時水平荷重  $H$ は、基準地震動  $S_s$ による地震応答解析結果において、極限支持力度が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。

$$i_c = i_q = 0.215$$

$$i_r = 0 \quad (\theta > \phi \text{ の場合})$$

(ただし、支持地盤の根入れ効果を考慮しないため  $i_q$ は使用しない)

※6 荷重の偏心がある場合には偏心方向の有効幅  $B_e$ を用いる。

$$\text{有効幅 } B_e = B - 2e, \quad \text{偏心量 } e = M/V$$

基礎に作用する鉛直荷重  $V$  2,882MN

(Ss-C1, EW方向, 建屋重量－地震時最大鉛直荷重 $\times 0.4$ )

地震時モーメント  $M$  81,900MN $\cdot$ m

(Ss-C1, EW方向, 地震時最大モーメント $\times 1.0$ )

ここで、基礎に作用する鉛直荷重  $V$ 及び地震時モーメント  $M$ は、基準地震動  $S_s$ による地震応答解析結果において、極限支持力度が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。また、今回の場合の基礎幅  $B$ は、EW方向を用いる。

$$e = 28.4\text{m}, \quad B_e = 88.3 - 2 \times 28.4 = 31.5\text{m}$$

※7 設定値について使用前検査において設定していた値から今回の設定にあたり見直したものを比較し、その差異理由について下表に示す。

	使用前検査における 岩石試験結果から今回 見直した設定値 (2022年6月申請時)	使用前検査に おける設定値 (2020年12月申請時)	差異 理由
算定式	基礎指針 2001	基礎指針 2001	—
地震動	基準地震動 $S_s$	$1.5Ci$	地震力の 見直し*
$N_c$	75.3	75.3	—
$N_r$	93.7	93.7	—
$N_q$	使用しない	使用しない	—
$c$	440	440	—
$\phi$	40.0	40.0	—
$\gamma_1$	4.8	4.8	—
$\gamma_2$	使用しない	使用しない	—
$a$	1.20	1.20	—
$\beta$	0.30	0.30	—
$\eta$	使用しない(1.0)	使用しない(1.0)	—
$i_c$	0.215	0.72	地震力の 見直し*
$i_r$	0.0	0.44	地震力の 見直し*
$i_q$	使用しない	使用しない	—
$B$	31.5	87.3	地震力の 見直し*
$D_f$	使用しない	使用しない	—

\* 使用前検査時の耐震クラスにおける慣用法による地震層せん断係数( $Ci$ )を乗じた静的地震力(Bクラス： $1.5Ci$ )から、Sクラスへの耐震クラス変更に伴う直下地盤モデルを用いた基準地震動  $S_s$  による地震力に変更。

- (2) 基準地震動  $S_s$  の 1.2 倍の地震動における極限支持力度の算定  
基準地震動  $S_s$  の 1.2 倍における極限支持力度の算定結果を以下に示す。

(極限支持力度の算定 [MOX 燃料加工建屋・基準地震動  $S_s$  の 1.2 倍])

$$\begin{aligned}
 q_d &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\
 &= 0.223 \times 1.20 \times 440 \text{ kN/m}^2 \times 75.3 + 0.0 \times 0.30 \times 4.8 \text{ kN/m}^3 \times 31.3 \text{ m} \times 93.7 \\
 &= 8,866 \text{ kN/m}^2 \doteq 8,800 \text{ kN/m}^2 (= 8.8 \text{ MPa})
 \end{aligned}$$

	諸元
$q_d$ : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	8,800
$N_c$ : 支持力係数	75.3
$N_r$ : 支持力係数	93.7
$N_q$ : 支持力係数	使用しない
$c$ : 支持地盤の粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	440
$\phi$ : 内部摩擦角 (軽石凝灰岩) (°)	40.0
$\gamma_1$ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	4.8
$\gamma_2$ : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	使用しない
$\alpha$ : 基礎の形状係数	1.20
$\beta$ : 基礎の形状係数	0.30
$\eta$ : 基礎の寸法効果による補正係数	使用しない (1.0)
$i_c$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※1</sup>	0.223
$i_r$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※1</sup>	0.0
$i_q$ : 荷重の傾斜に対する補正係数 <sup>※1</sup>	使用しない
$B$ : 基礎幅 (m) <sup>※2</sup>	31.3
$D_f$ : 根入れ深さ (m)	使用しない

※1  $i_c, i_r, i_q$ については、基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値とする。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2, \quad i_r = (1 - \theta/\phi)^2, \quad \tan \theta = H/V$$

$\theta$ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 47.5°

基礎に作用する鉛直荷重  $V$  2,926MN

( $S_s$ -C1, EW方向, 重量-地震時最大鉛直荷重×0.4)

地震時水平荷重  $H$  3,190MN

( $S_s$ -C1, EW方向, 地震時最大水平荷重×1.0)

ここで、基礎に作用する鉛直荷重  $V$  及び地震時水平荷重  $H$  は、基準地震動  $S_s \times 1.2$  による地震応答解析結果において、極限支持力度が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。

$$i_c = i_q = 0.223$$

$$i_r = 0 (\theta > \phi \text{ の場合})$$

(ただし、支持地盤の根入れ効果を考慮しないため  $i_q$  は使用しない)

※2 荷重の偏心がある場合には偏心方向の有効幅  $B_e$  を用いる。

有効幅  $B_e = B - 2e$  , 偏心量  $e = M / V$

基礎に作用する鉛直荷重  $V = 2,926\text{MN}$

( $S_s$ -C1, E W 方向, 建屋重量 - 地震時最大鉛直荷重  $\times 0.4$ )

地震時モーメント  $M = 83,500\text{MN}\cdot\text{m}$

( $S_s$ -C1, E W 方向, 地震時最大モーメント  $\times 1.0$ )

ここで, 基礎に作用する鉛直荷重  $V$  及び地震時モーメント  $M$  は, 基準地震動  $S_s \times 1.2$  による地震応答解析結果において, 極限支持力が最小となる場合の荷重の組合せを用いる。また, 今回の場合の基礎幅  $B$  は, E W 方向を用いる。

$e = 28.5\text{m}$ ,  $B_e = 88.3 - 2 \times 28.5 = 31.3\text{m}$

## 5.2 杭基礎の支持力算定式

基礎指針2001による杭基礎における支持力算定式を以下に示す。

杭基礎の押し込み力に対する支持力評価には、杭先端の支持岩盤の支持力並びに杭周面地盤の地盤改良体及び支持岩盤への杭根入れ部分の杭周面摩擦力により算定される極限支持力を考慮する。

なお、杭基礎の支持力の算定方針として、改良地盤の地質区分及び引抜き抵抗力の設定について参考3に示す。

### ・基礎指針 2001 による極限支持力算定式

$$R_u = R_p + R_f$$

$R_u$  : 極限支持力 (kN)

$R_p$  : 極限先端支持力 (kN)

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$q_p$  : 極限先端支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) (上限値  $q_p = 7,500 \text{ kN/m}^2$ ) \*

$$q_p = 100 \bar{N}^*$$

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (m<sup>2</sup>)

$\bar{N}$  : 杭先端から下に 1d, 上に 1d 間の平均  $N$  値\*

$R_f$  : 極限周面摩擦力 (kN)

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$\tau_s$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\tau_s = 3.3N^*$$

$L_s$  : 砂質土部分の長さ (m)

$\phi$  : 杭の周長 (m)

$N$  :  $N$  値 (上限  $N = 50$ )

$R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

$\tau_c$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\tau_c = c_u = q_u / 2^*$$

$L_c$  : 粘性土部分の長さ (m)

$c_u$  : 土の非排水せん断強さ (kN/m<sup>2</sup>) (上限  $c_u = 100$ ) \*

$q_u$  : 土の一軸圧縮強さ (kN/m<sup>2</sup>)

\* : 場所打ちコンクリート杭の場合



杭基礎の引抜き力に対する引抜き抵抗力評価には、杭周面地盤の地盤改良体及び支持岩盤への杭根入れ部分の杭周面摩擦力により算定される支持力を考慮する。

・基礎指針 2001 による最大引抜き抵抗力算定式

$$R_{TU} = (\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci}) \phi + W$$

$R_{TU}$ : 最大引抜き抵抗力 (kN)

$\tau_{sti}$ : 砂質土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>) \*1

$L_{si}$ : 砂質土の i 層における杭の長さ (m)

$\tau_{cti}$ : 粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_{ci}$ : 粘性土の i 層における杭の長さ (m)

$\phi$ : 杭の周長 (m)

$W$ : 杭の自重 (kN) \*2

\*1: 押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。

\*2: 地下水位以下の部分については浮力を考慮する。

### 5.2.1 飛来物防護ネット（安全冷却水 B 冷却塔）における支持力

飛来物防護ネット（安全冷却水 B 冷却塔）の杭（杭種 P1, P1A 及び P2）における極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定諸元及び算定結果を第 5-2 表に示す。

第 5-2 表 極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定諸元及び算定結果

項目	杭種	
	P1, P1A	P2
極限先端支持力度 $q_p$ (kN/m <sup>2</sup> ) *1	5000	5000
杭先端の閉塞断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )	0.79	1.77
極限先端支持力 $R_p$ (kN)	3927	8836
砂質土部分の極限周面摩擦力度 $\tau_{fs}$ (kN/m <sup>2</sup> ) *2	165*3	165*3
砂質土部分の長さ $L_s$ (m)	1.0*4	1.0
粘性土部分の極限周面摩擦力度 $\tau_{fc}$ (kN/m <sup>2</sup> ) *5	100*6	100*6
粘性土部分の長さ $L_c$ (m)	15.8	15.8
杭の周長 $\phi$ (m)	3.14	4.71
砂質土部分の極限周面摩擦力 $R_{fs}$ (kN) (押込時)	518	778
砂質土部分の極限周面摩擦力 $R_{fs}$ (kN) (引抜時)	346*3	518*3
粘性土部分の極限周面摩擦力 $R_{fc}$ (kN)	4964	7446
極限周面摩擦力 $R_f$ (kN) (押込時)	5482	8223
極限周面摩擦力 $R_f$ (kN) (引抜時)	5309	7964
杭の自重 $W$ (kN)	185	416
極限支持力 $R_u$ (kN)	9409	17058
最大引抜き抵抗力 $R_{TU}$ (kN)	5494	8379

\*1：平均 N 値は 50 を採用する。

\*2：鷹架層は砂質土として評価する。N 値は 50 を採用する。

\*3：引抜き抵抗力算定時は押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。

\*4：P1A の砂質土部分の実際の長さは、2.0m であるが算定諸元は P1 と合わせ 1.0m とする。

\*5：地盤改良体は粘性土として評価する。

\*6：地盤改良体の土の一軸圧縮強さは 3,000kN/m<sup>2</sup> 以上であることから、粘性土の極限周面摩擦力度は上限値である 100kN/m<sup>2</sup> を採用する。

### 5.3 地盤の支持力度設定における代表性及び保守性

5.1で示している建屋毎に使用前検査結果から設定した直接基礎の極限支持力度は、第5-3表及び第5-2図に示す事業変更許可申請書における最大荷重と異なるため、使用前検査における岩石強度試験のサンプリング箇所の代表性、設定値の保守性及び差異の考察について以下に示す。

MOX燃料加工建屋を例に、使用前検査で岩石強度試験に用いたサンプリング位置を第5-3図に示す。MOX燃料加工建屋直下の基盤は鷹架層中部層（凝灰岩）及び鷹架層中部層（軽石凝灰岩）の2種類で構成されている。サンプリング位置については節理や大きな軽石、色調の異なる部分など代表的でない箇所は避けて設定していることを確認した。また、第5-4図に示すとおり、一般的に剛な基礎による支配的となる全般せん断破壊は、載荷幅程度の深度におけるくさび状のすべり線で定義される。したがって、支持力は、基礎直下の岩盤の強度特性により発揮される。当該地点の支持岩盤（鷹架層）は、第5-5図及び第5-6図に示すとおり、概ね深度方向に強度が維持または増加する傾向を示し、掘削時の応力開放によるゆるみ等を勘案した場合に基礎直下での岩石試料による強度特性（極限支持力）は保守性を有するものと考えられる。

平成23年2月14日付け平成22・02・19原第11号で変更の許可を受けた再処理事業指定申請書において示している鷹架層下部層、中部層及び上部層の岩石強度試験結果の許容支持力度から算出される極限支持力度は、6MPa～37MPa程度であり、敷地全体の強度特性は岩種や採取位置によりある程度の幅を有している。また、令和2年7月29日付け原規規発第2007292号で変更の許可を受けた再処理事業指定申請書では、第5-1表及び第5-2図に示すとおり西側地盤、中央地盤及び東側地盤における試掘坑において実施した岩盤支持力試験結果における最大荷重を代表として評価基準値を設定していたが、各建屋直下にて岩石強度試験を実施している場合は、その結果を採用することで設定する基準値との位置的な整合を図るものとする。

5.1に記載の使用前検査における岩石強度試験結果から算定した値と事業変更許可申請における岩盤支持力試験結果（第5-3表）の差異について、まず岩石強度試験は、基礎基盤\*で採取した供試体（30cm立方体ブロックから切り出した直径5cm、長さ10cmの円柱供試体）を用いた非圧密非排水条件における三軸圧縮試験である。一方、岩盤支持力試験は、鷹架層の試掘坑内における直径30cmの鋼製円形載荷板による段階載荷試験であり、試験寸法及び条件の違いにより差異が生じている。

安全冷却水B冷却塔基礎及びMOX燃料加工建屋の使用前検査における試験結果（破壊包絡線）を第5-7図及び第5-8図に示す。当該建物・構築物の最大接地圧が第5-3表に示す上限降伏値（6.8MPa[鷹架層下部層]、2.9MPa[鷹架層中部層]）よりも小さい場合、上限降伏値は地盤が降伏応力に至る限界値（許容応力度設計法における長期強度）であり、安全冷却水B冷却塔基礎及びMOX燃料加工建屋の最大接地圧が0.107MPa及び1.399MPaであることから建屋直下の地盤は概ね弾性範囲にある。よって、施設の接地圧を考慮し、

破壊包絡線における低拘束圧領域で得られた岩石強度試験による極限支持力式から算定された値は妥当なものといえる。(参考2を参照)

\*採取する供試体について、MOX燃料加工建屋は建屋直下の鷹架層であり、安全冷却水B冷却塔基礎は基礎直下のMMRを介して支持される鷹架層である。

第5-3表 岩盤支持力試験結果  
(再処理施設の事業変更許可申請書に記載の岩盤支持力試験結果)

(鷹架層下部層)

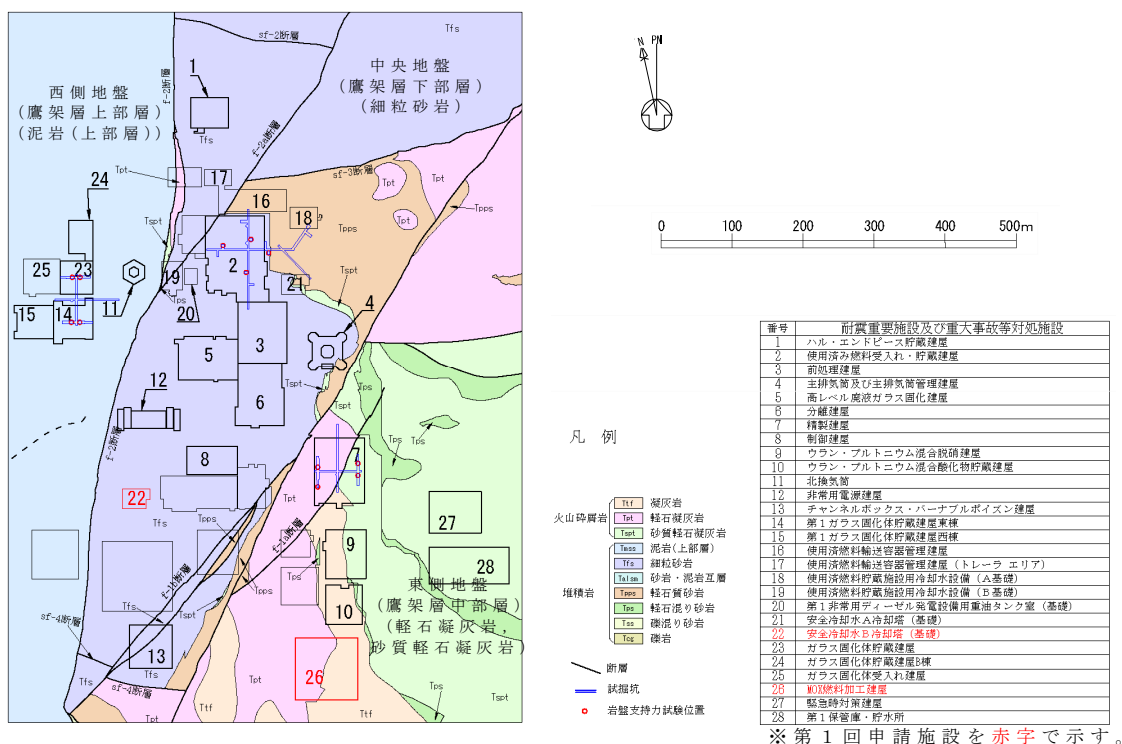
(単位: MPa)

試験位置	岩盤分類名	上限降伏値	最大荷重
J B-1	細粒砂岩	6.1	9.3
J B-2	細粒砂岩	7.1	12.7
J B-3	細粒砂岩	6.4	9.8
J B-4	細粒砂岩	7.4	9.8
平均		6.8	10.4

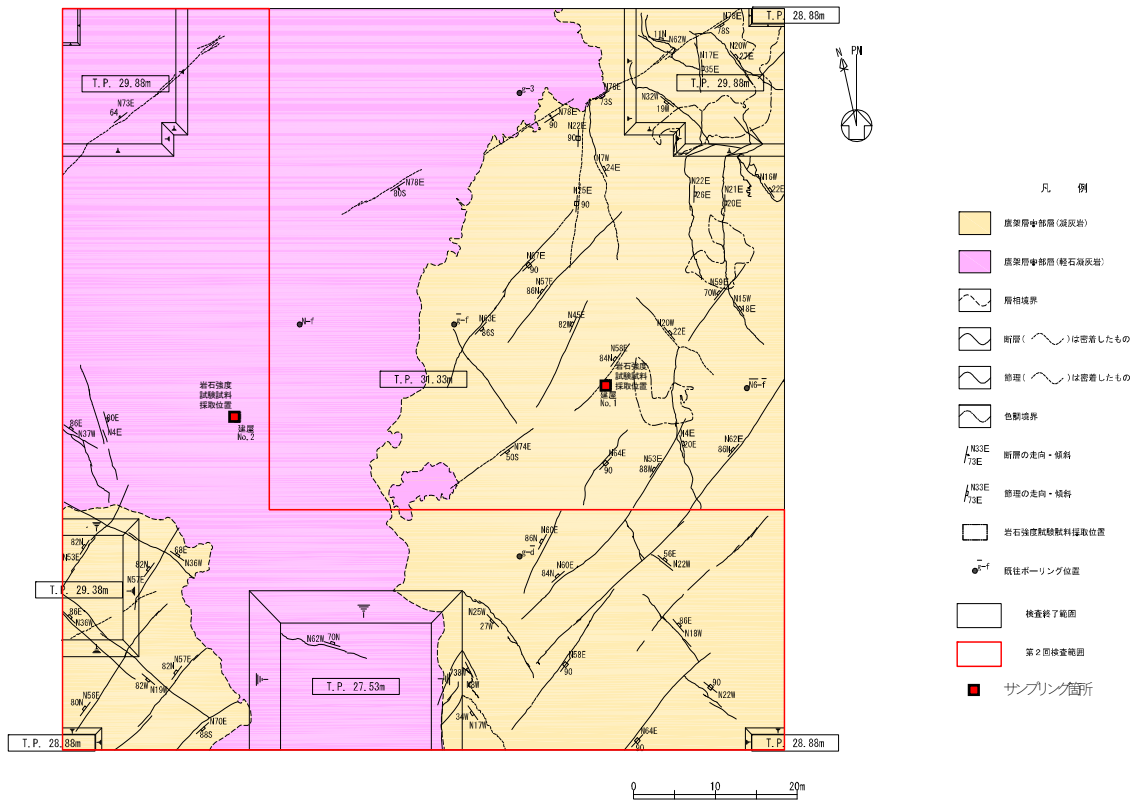
(鷹架層中部層)

(単位: MPa)

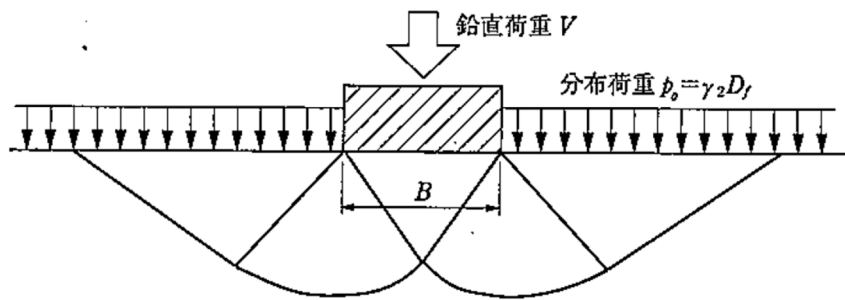
試験位置	岩盤分類名	上限降伏値	最大荷重
J B-1	軽石凝灰岩	2.9	7.4
J B-2	軽石凝灰岩	3.4	9.8
J B-3	砂質軽石凝灰岩	2.5	6.4
J B-4	砂質軽石凝灰岩	2.6	6.4
平均		2.9	7.5



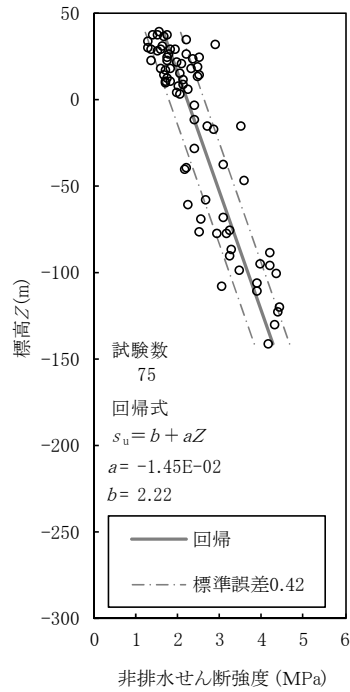
第5-2図 岩盤支持力試験位置図



第5-3図 MOX燃料加工建屋直下掘削面の地質平面図及びサンプリング位置図

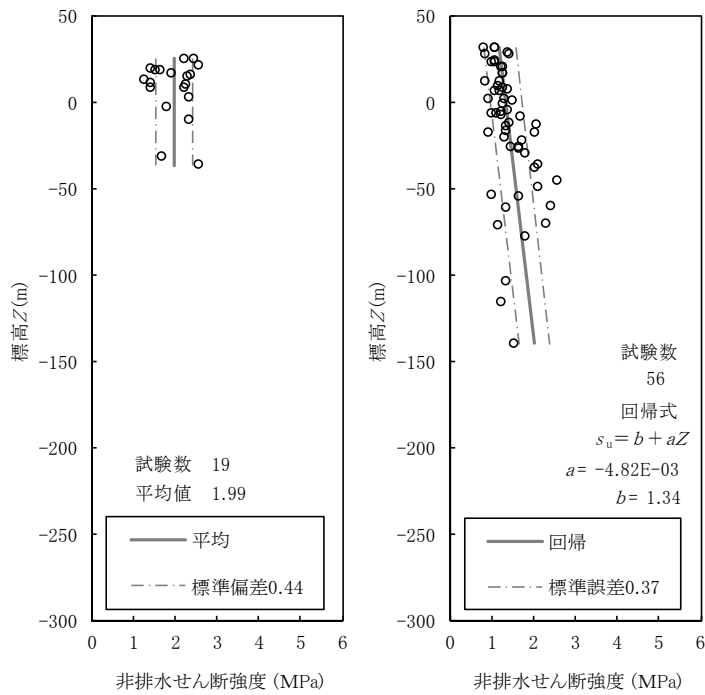


第5-4図 基礎の破壊時すべり線（基礎指針2001）



細粒砂岩

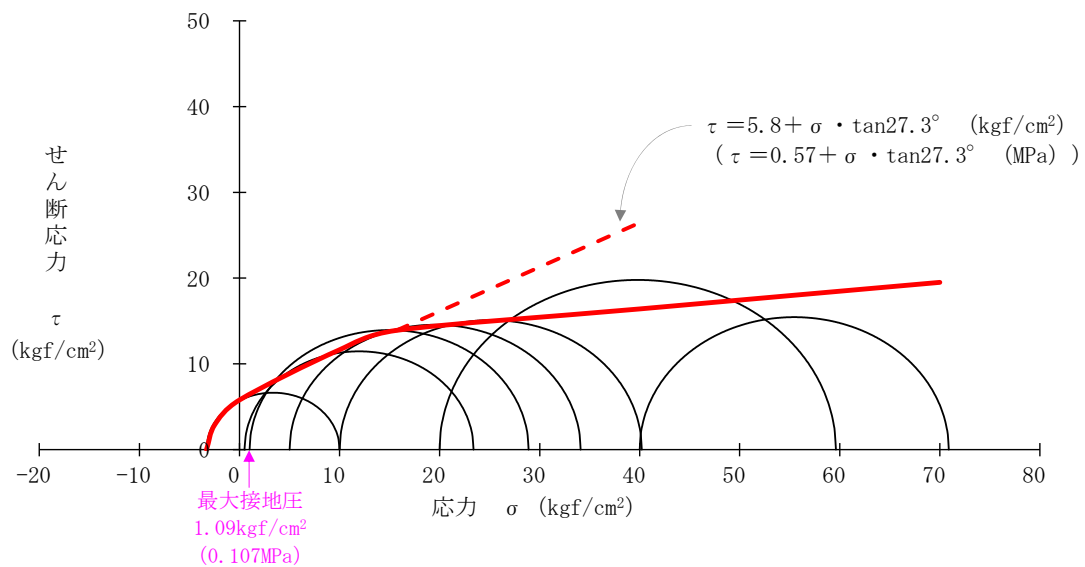
第5-5図 安全冷却水B冷却塔直下の鷹架層（細粒砂岩）の非排水せん断強度



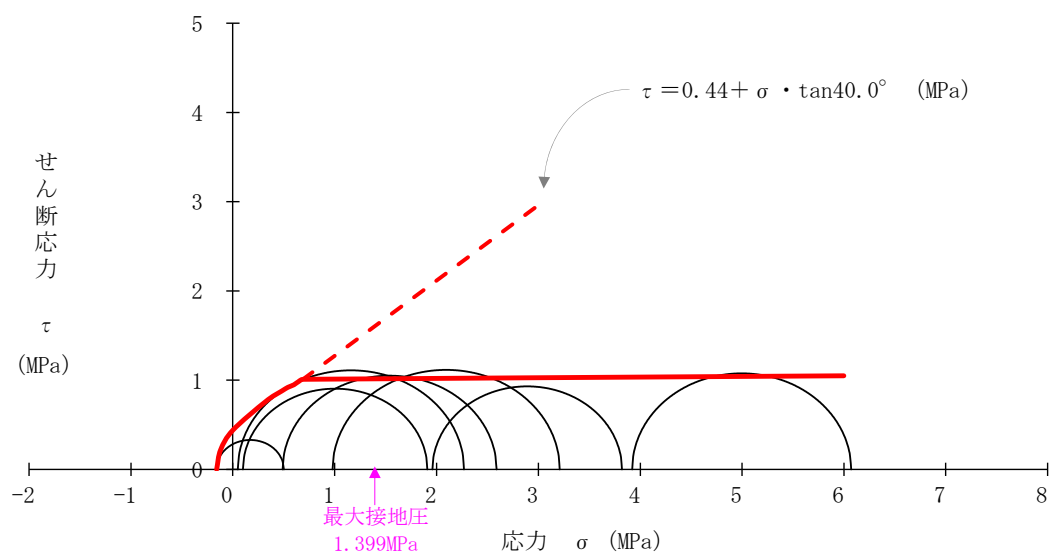
凝灰岩

軽石凝灰岩

第5-6図 MOX燃料加工建屋直下の鷹架層（凝灰岩及び軽石凝灰岩）の非排水せん断強度



第 5-7 図 安全冷却水 B 冷却塔の使用前検査における岩石強度試験結果（細粒砂岩）



第 5-8 図 燃料加工施設の使用前検査における岩石強度試験結果（軽石凝灰岩）



## 6. 地盤の速度構造

### 6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは「耐震建物 08 設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」に示している。

### 6.2 地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデル

地震応答解析に用いる地盤の速度構造モデルは「耐震建物 08 設工認に係る補足説明資料 耐震設計の基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」に示している。

## 参考 1

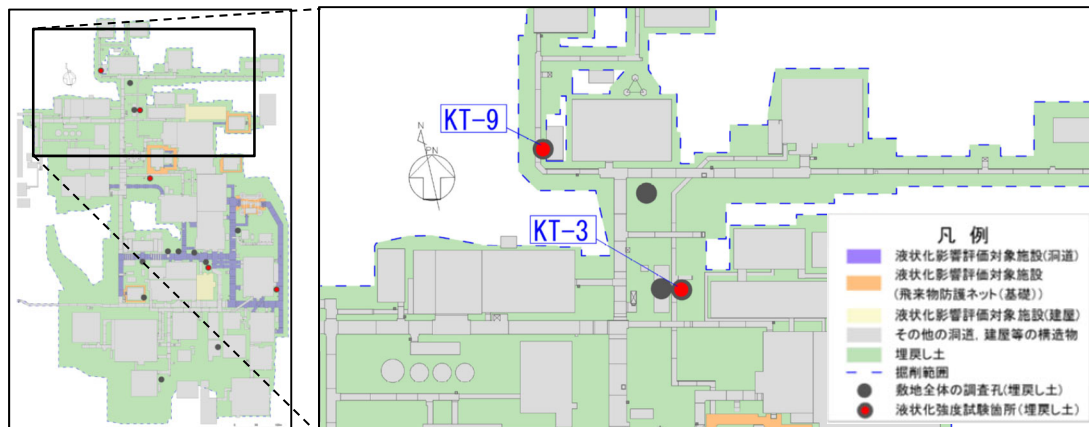
液状化強度試験の詳細について

## 目 次

1. 埋戻し土のボーリング柱状図・コア写真…………… 参考 1-1
2. 液状化強度試験結果…………… 参考 1-7
3. 液状化強度試験供試体写真…………… 参考 1-27

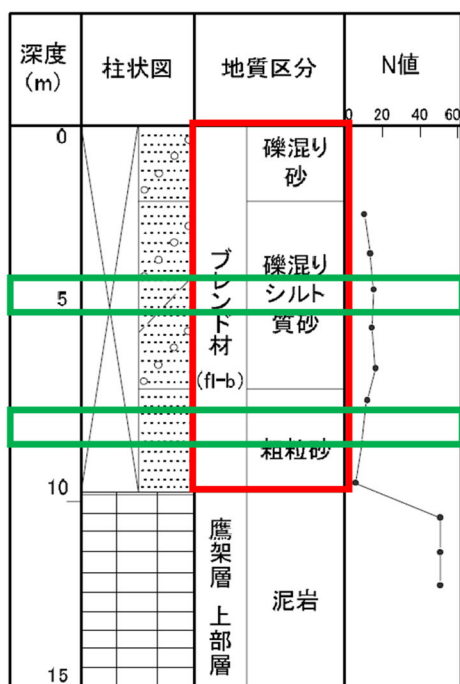
1. 埋戻し土のボーリング柱状図・コア写真

埋戻し土における液状化強度試験箇所(埋戻し土)のボーリング柱状図及びコア写真を第 1-1 図～第 1-5 図に示す。

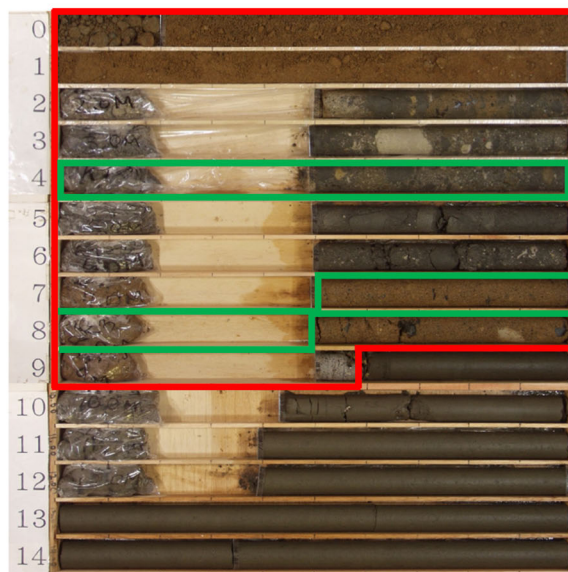


ボーリング平面位置図 (KT-3)

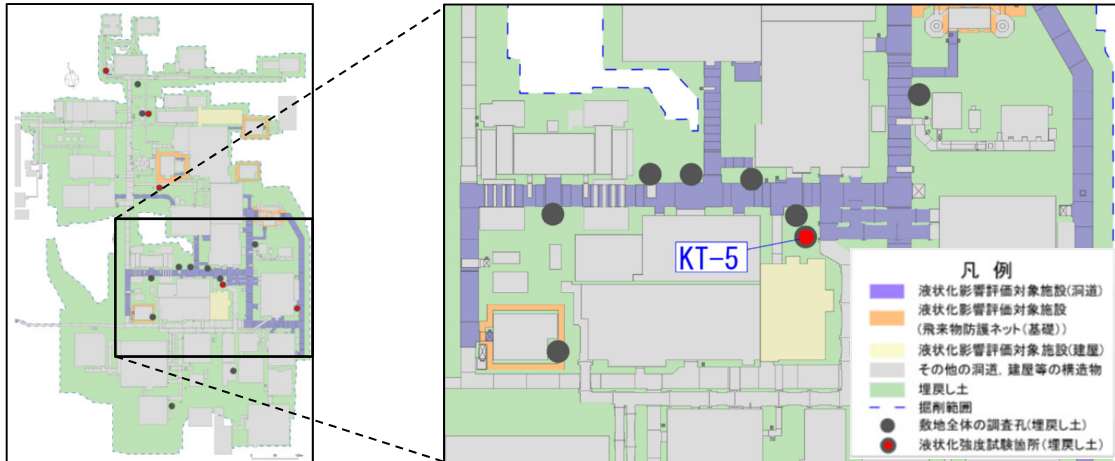
KT-3 (孔口標高 55.17m)



: 埋戻し土分布深度  
 : 液状化強度試験試料採取深度

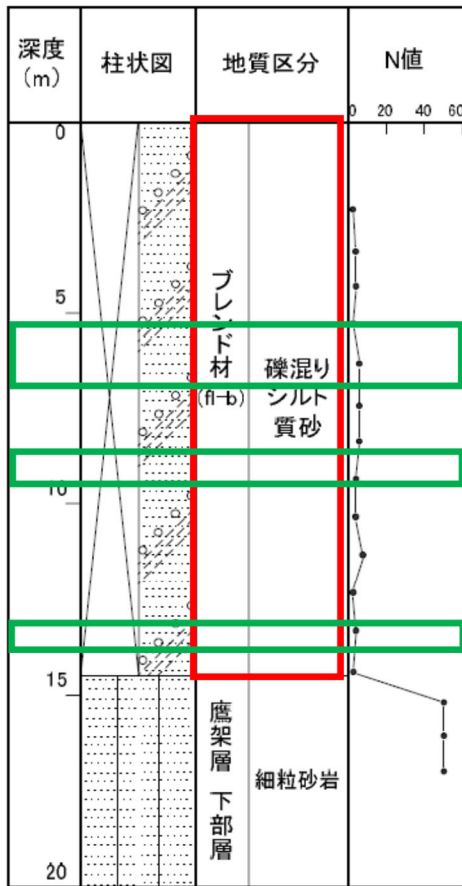


第 1-1 図 ボーリング柱状図・コア写真 (KT-3)

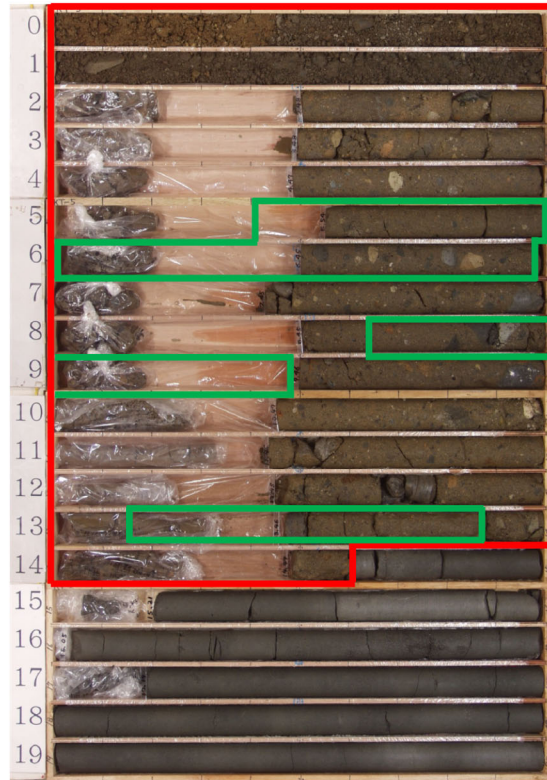


ボーリング平面位置図 (KT-5)

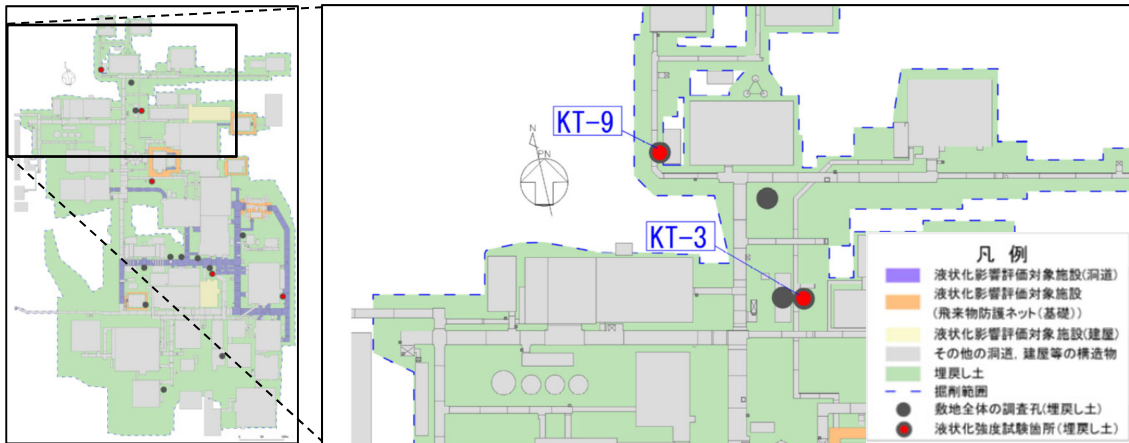
KT-5 (孔口標高 54.93m)



:埋戻し土分布深度  
 :液状化強度試験試料採取深度

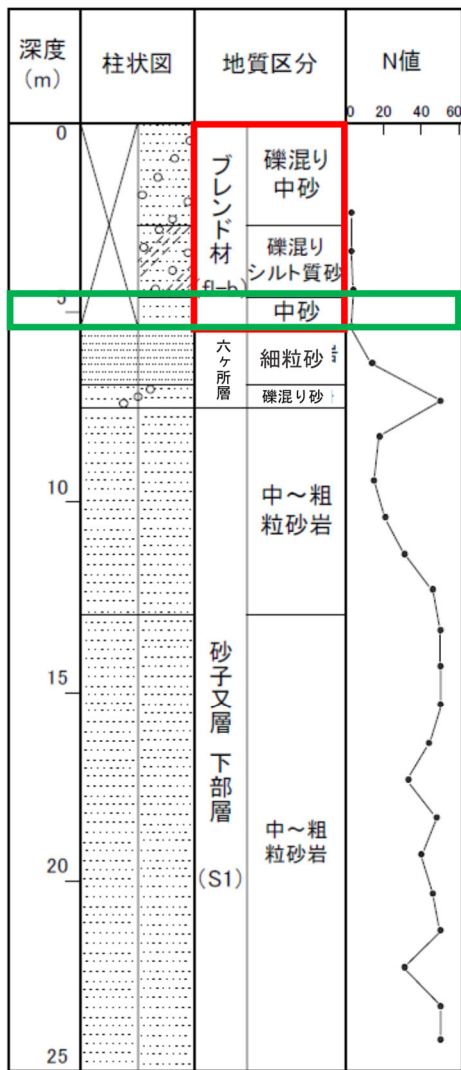


第 1-2 図 ボーリング柱状図・コア写真 (KT-5)



ボーリング平面位置図 (KT-9)

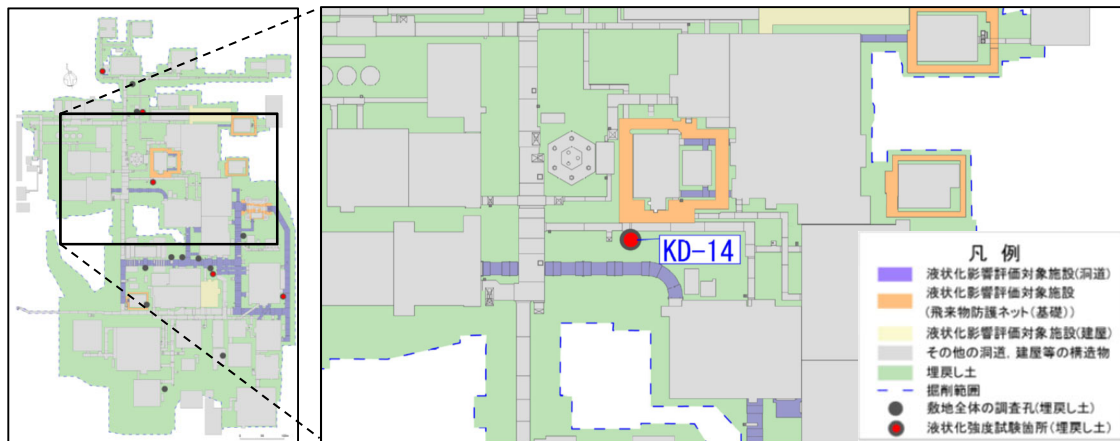
KT-9 (孔口標高 54.94m)



: 埋戻し土分布深度  
 : 液状化強度試験試料採取深度

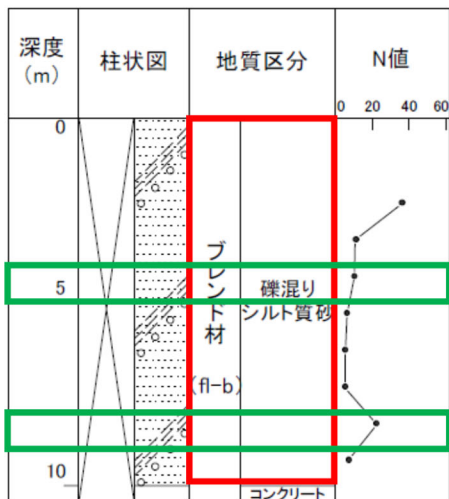


第 1-3 図 ボーリング柱状図・コア写真 (KT-9)



ボーリング平面位置図 (KD-14)

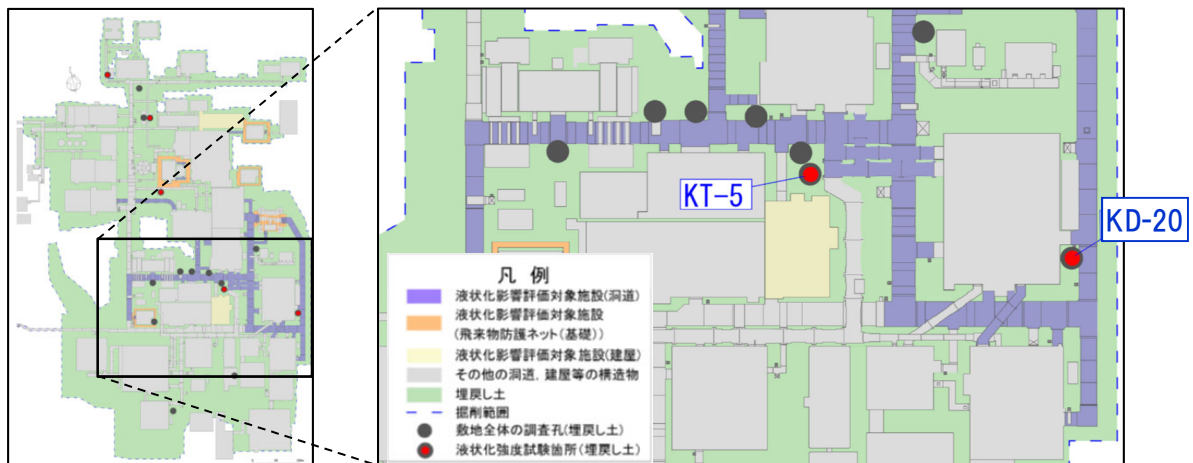
KD-14 (孔口標高 55.01m)



: 埋戻し土分布深度  
 : 液状化強度試験試料採取深度

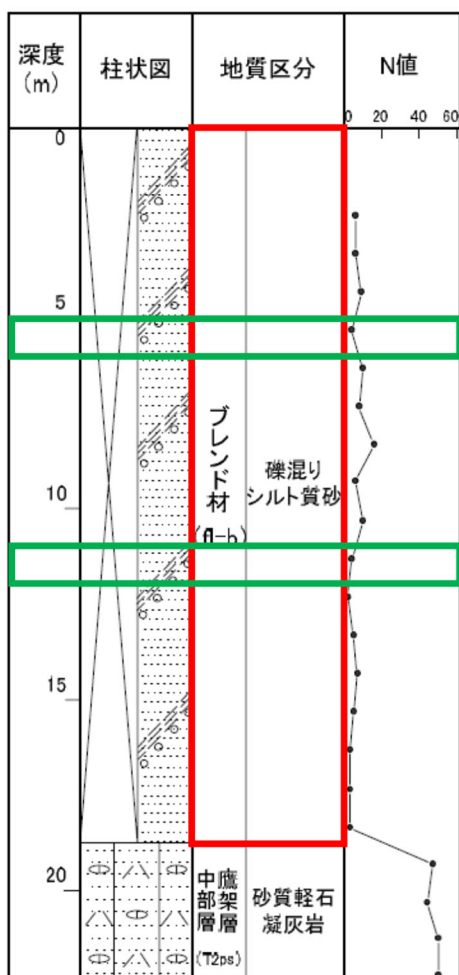


第 1-4 図 ボーリング柱状図・コア写真 (KD-14)

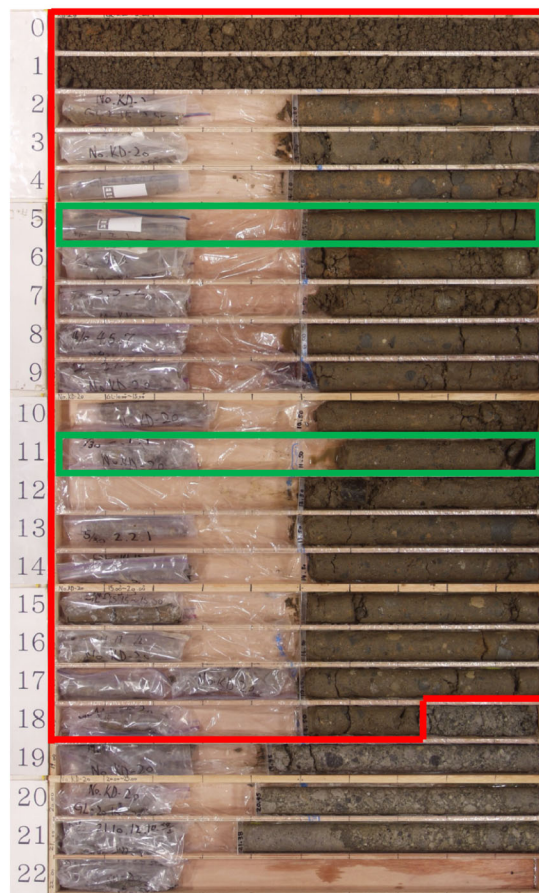


ボーリング平面位置図 (KD-20)

KD-20 (孔口標高 54.99m)



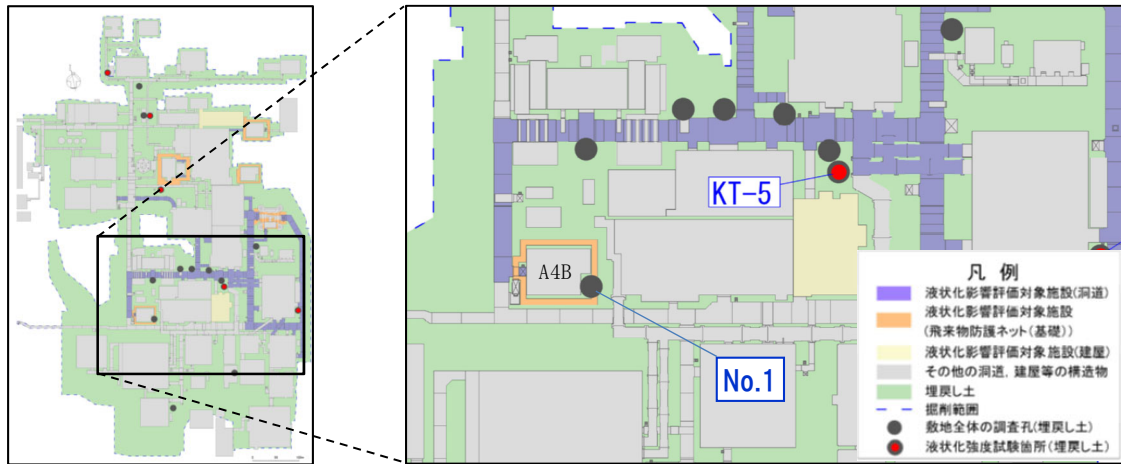
:埋戻し土分布深度  
 :液状化強度試験試料採取深度



第 1-5 図 ボーリング柱状図・コア写真 (KD-20)

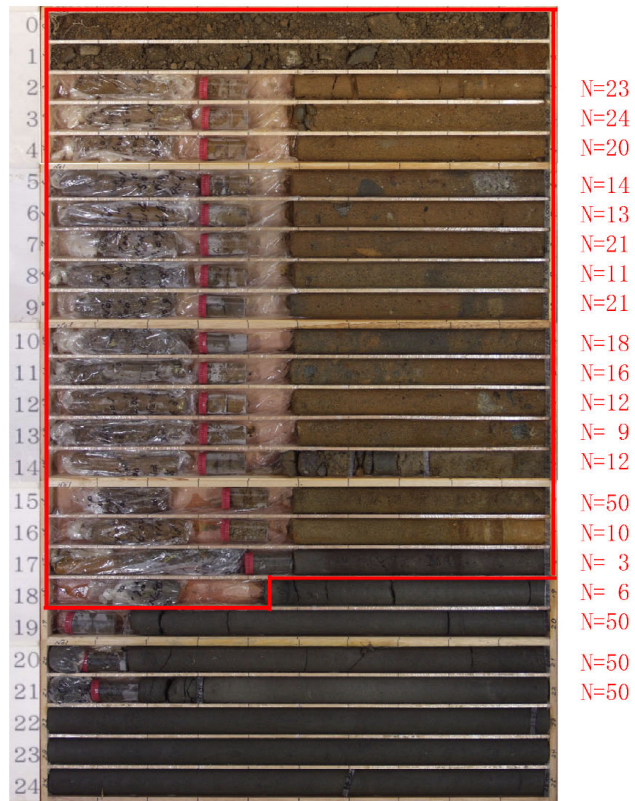
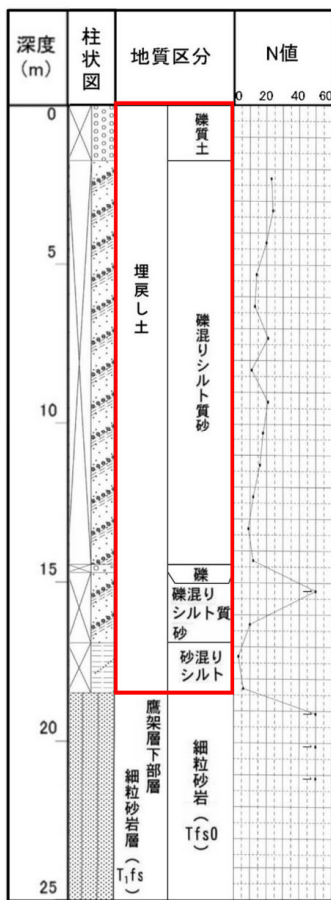


また、安全冷却水 B 冷却塔（A4B）近傍のボーリング（No.1 孔）の柱状図及びコア写真を第 1-6 図に示す。



ボーリング平面位置図 (No. 1)

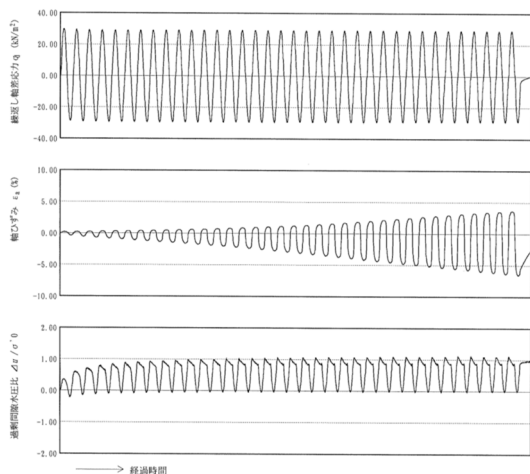
No.1孔 (孔口標高 54.99m)



第 1-6 図 ボーリング柱状図・コア写真 (No. 1)

## 2. 液状化強度試験結果

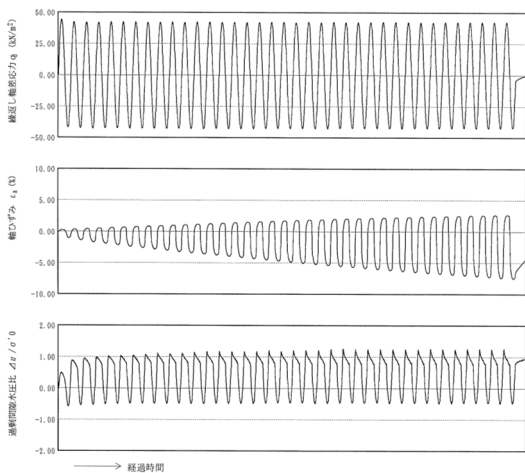
液状化強度試験結果について第 2-1 図～第 2-39 図に示す。



第 2-1 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_3-2 試料(供試体 No. 1))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化※
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下（有効応力が回復）していることから、繰返し軟化と判断した。

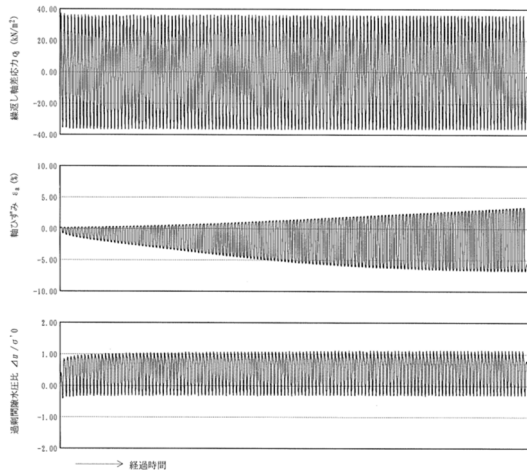


第 2-2 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_3-2 試料(供試体 No. 2))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化※
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下（有効応力が回復）していることから、繰返し軟化と判断した。

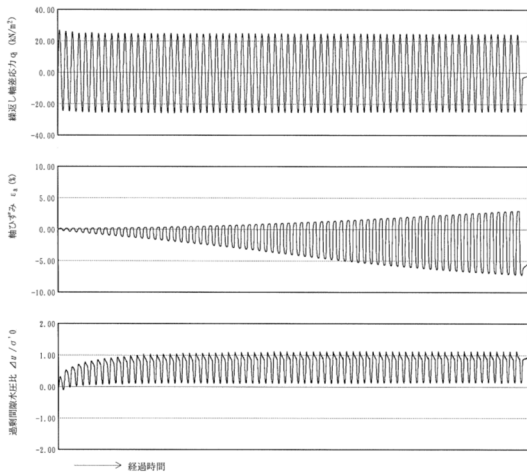
注 ボーリング孔 KT-3 の試験は、実施時期が古く、デジタルデータはない。また、試験結果の整理方法が異なる。



第 2-3 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_3-2 試料(供試体 No. 3))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化*
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下（有効応力が回復）していることから、繰返し軟化と判断した。

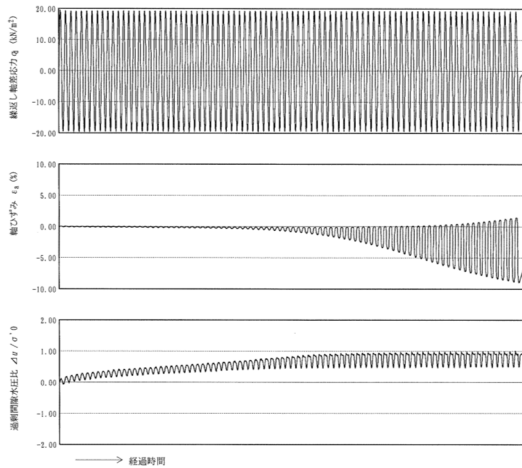


第 2-4 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_3-2 試料(供試体 No. 4))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化*
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

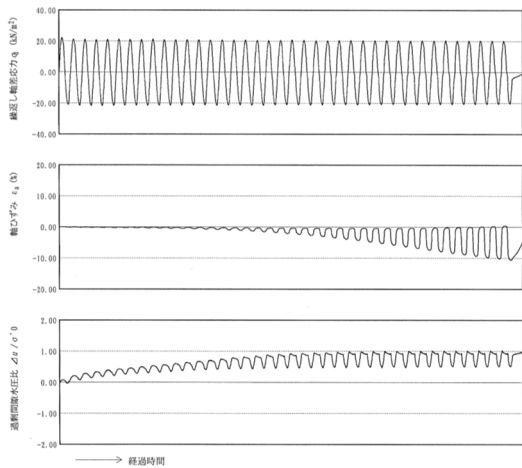
※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下（有効応力が回復）していることから、繰返し軟化と判断した。

注 ボーリング孔 KT-3 の試験は、実施時期が古く、デジタルデータはない。また、試験結果の整理方法が異なる。



第 2-5 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_5-2 試料(供試体 No. 1))

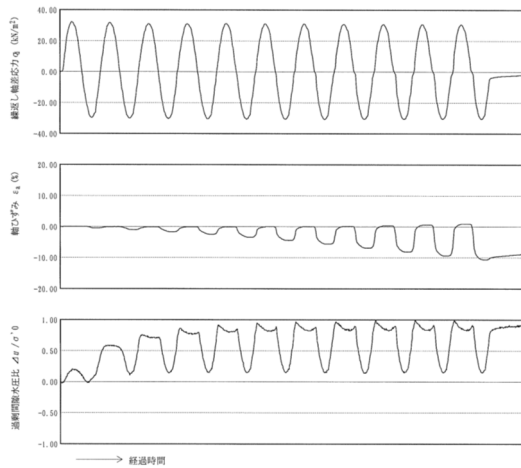
試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	



第 2-6 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_5-2 試料(供試体 No. 2))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

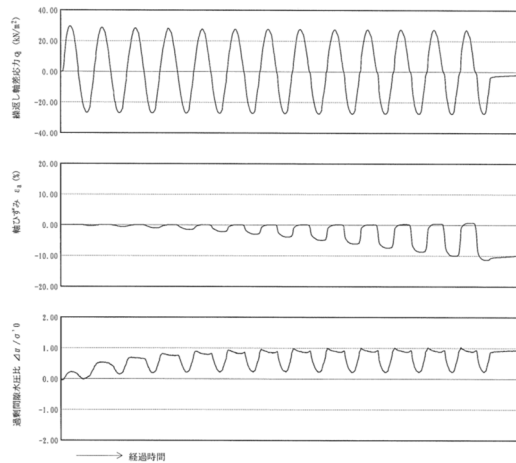
注 ボーリング孔 KT-3 の試験は、実施時期が古く、デジタルデータはない。また、試験結果の整理方法が異なる。



第 2-7 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_5-2 試料(供試体 No. 3))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化※
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下 (有効応力が回復) していることから、繰返し軟化と判断した。

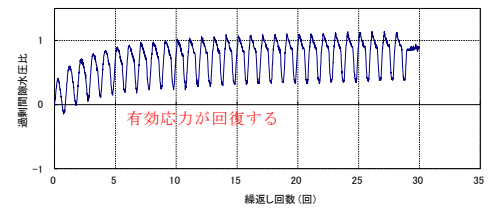
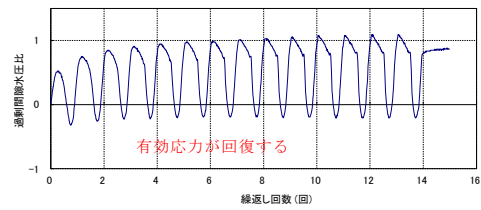
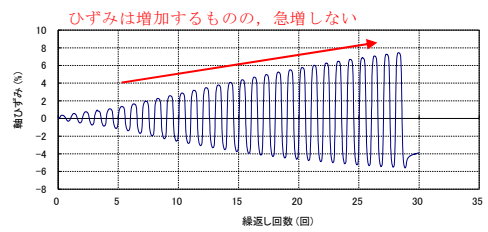
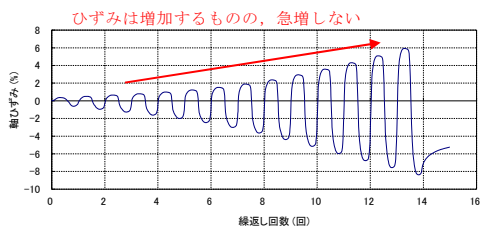
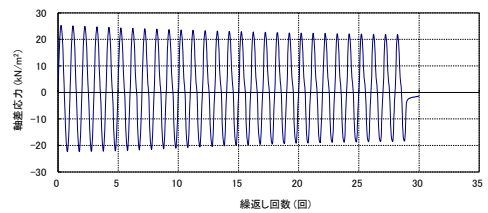
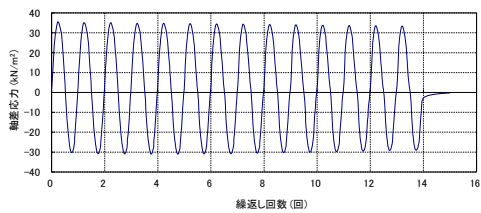
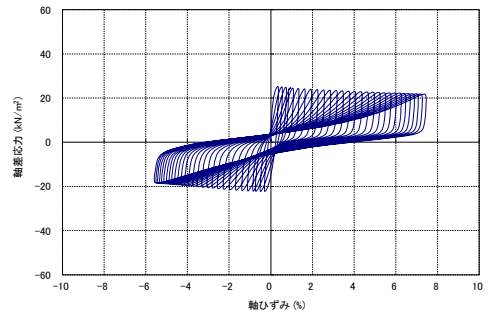
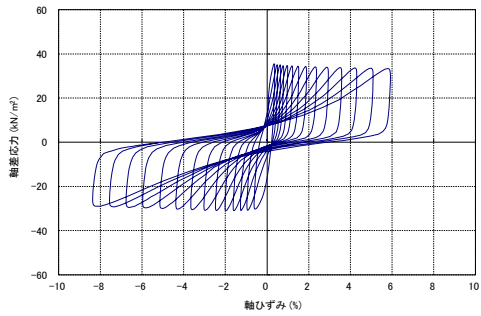
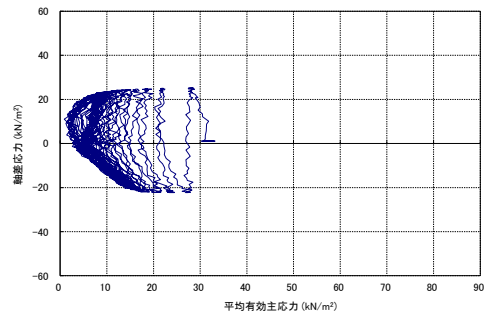
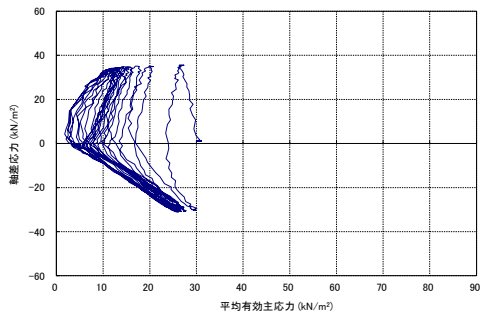


第 2-8 図 液状化強度試験結果  
(KT-3\_5-2 試料(供試体 No. 4))

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化※
有効応力がゼロまで低下する	—	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性こよりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

※過剰間隙水圧比が 95%に達してもひずみの急増は見受けられないこと、過剰間隙水圧比がゼロ付近まで低下 (有効応力が回復) していることから、繰返し軟化と判断した。

注 ボーリング孔 KT-3 の試験は、実施時期が古く、デジタルデータはない。また、試験結果の整理方法が異なる。

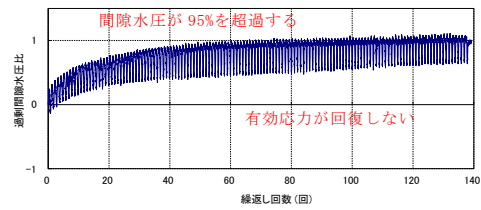
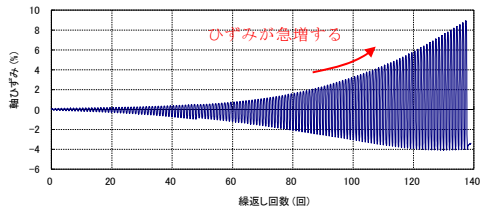
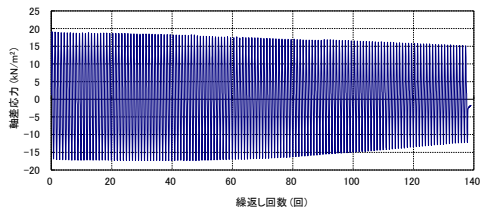
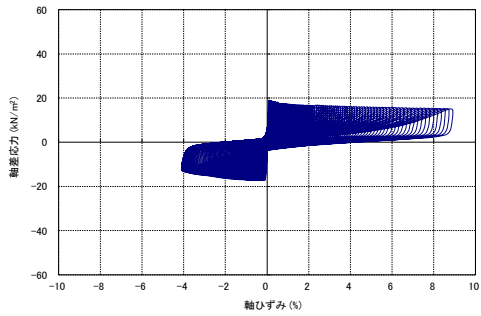
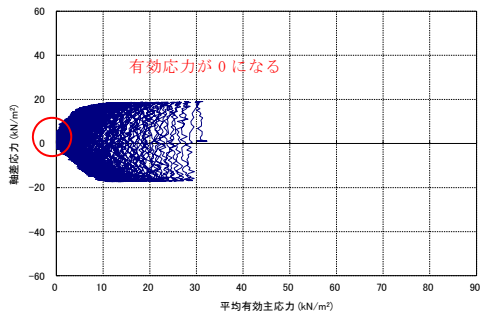


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

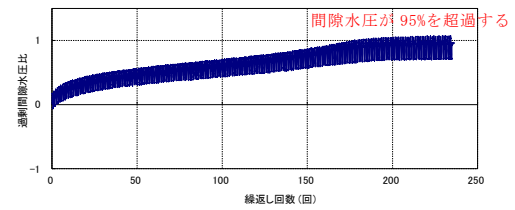
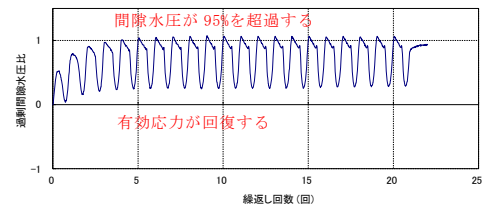
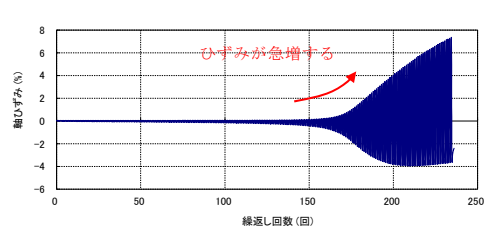
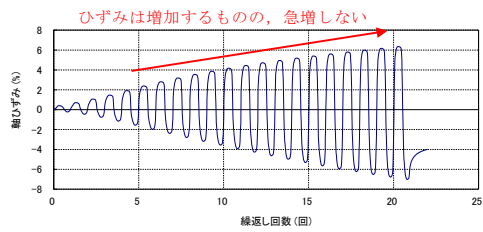
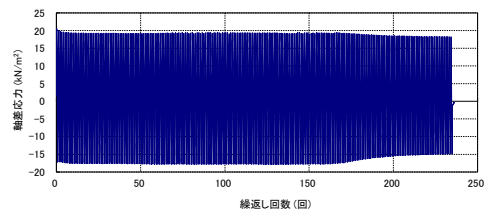
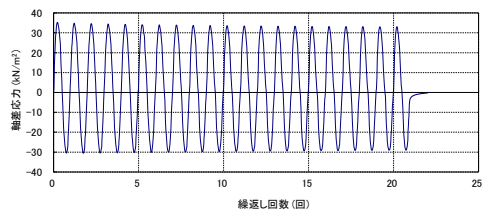
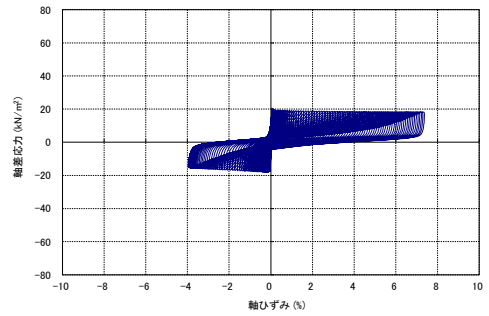
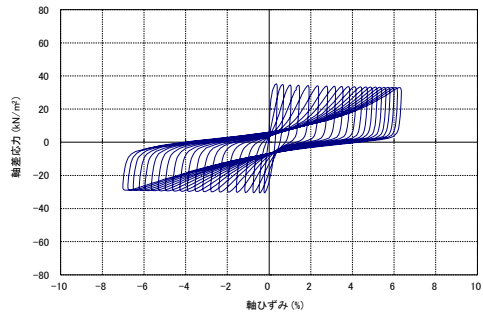
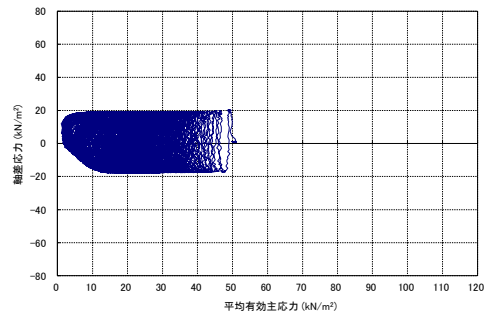
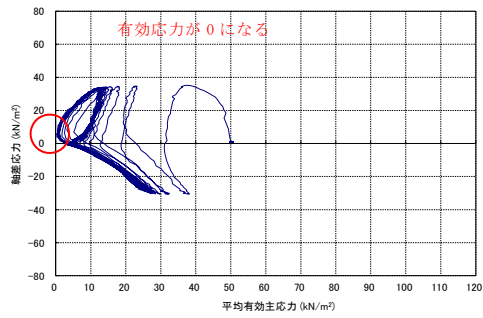
第 2-9 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_4 試料(供試体 No. 1))

第 2-10 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_4 試料(供試体 No. 2))



試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンシー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-11 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_4 試料(供試体 No. 3))



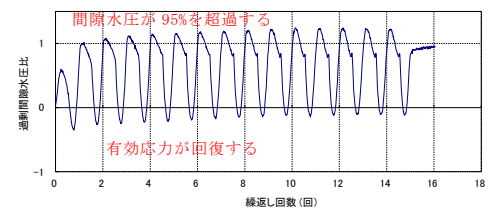
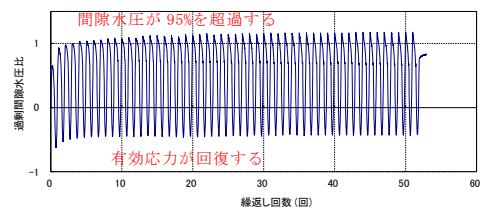
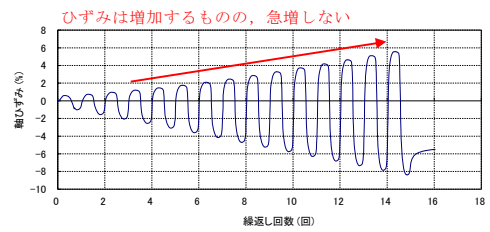
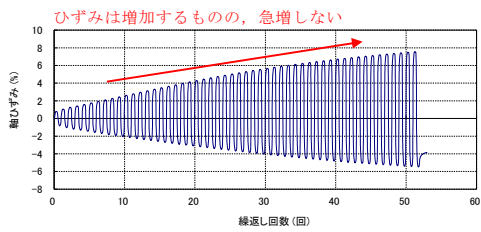
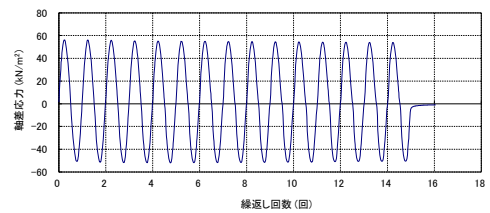
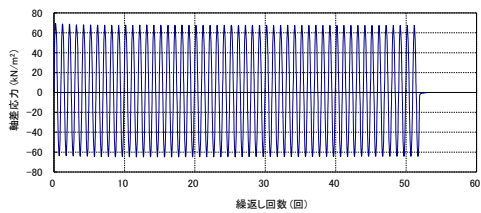
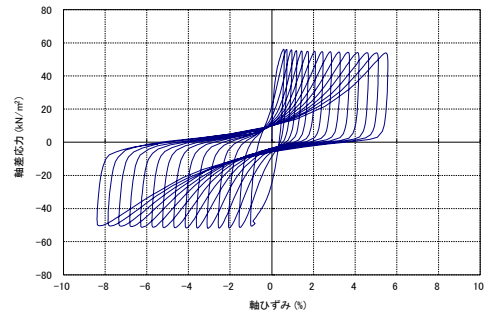
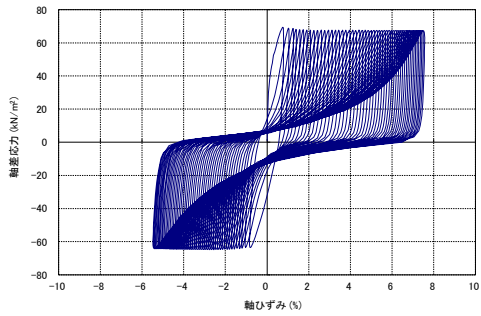
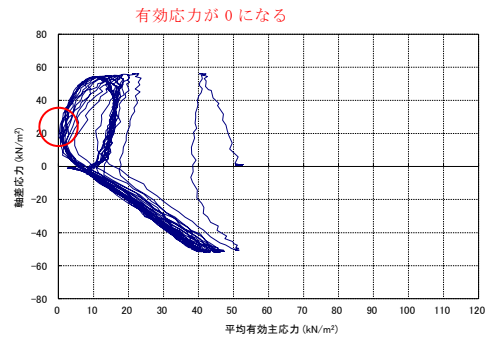
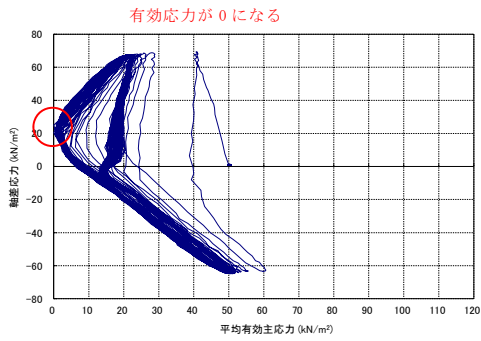
試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-12 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_6 試料(供試体 No. 1))

第 2-13 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_6 試料(供試体 No. 2))



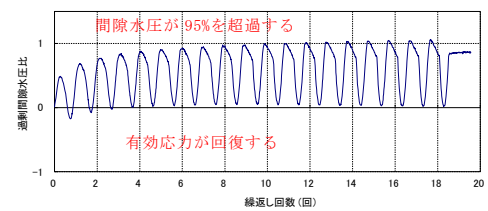
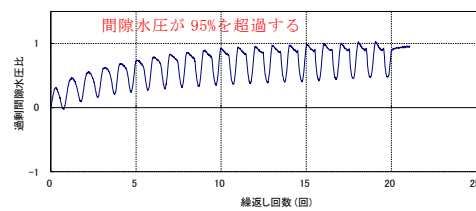
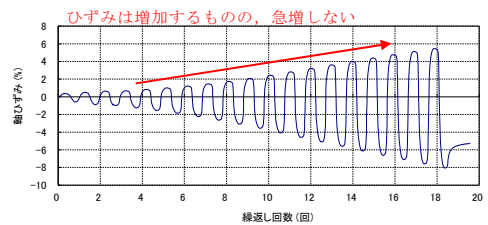
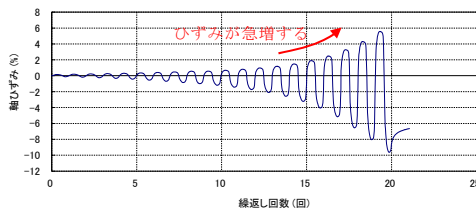
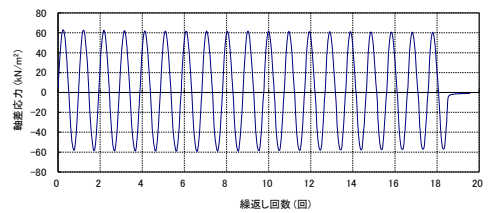
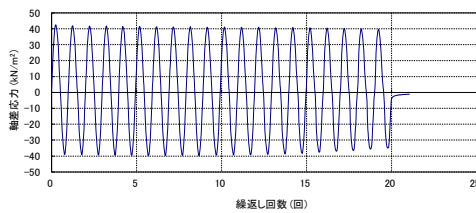
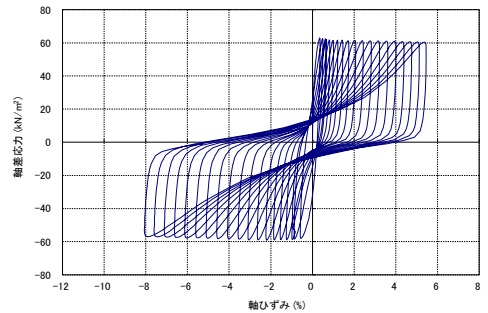
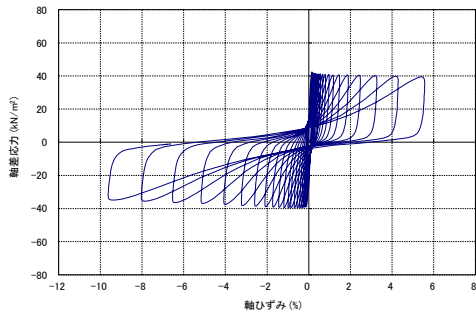
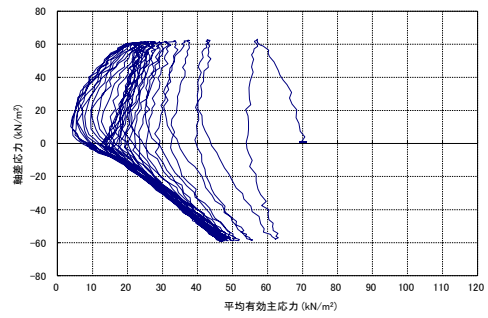
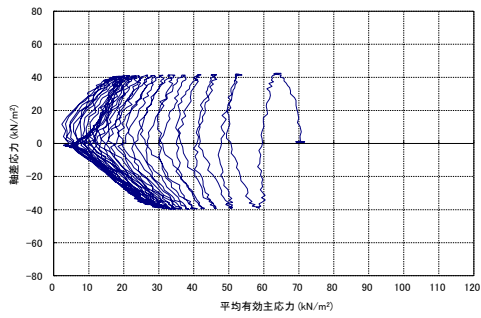


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-14 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_6 試料(供試体 No. 3))

第 2-15 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_6 試料(供試体 No. 4))

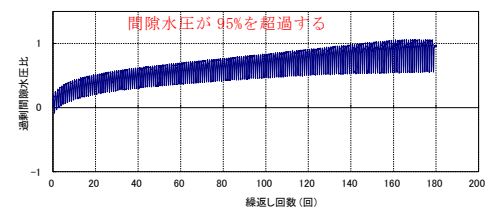
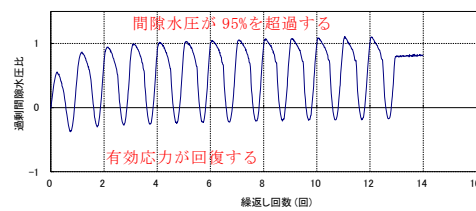
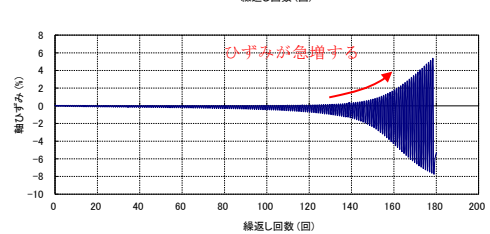
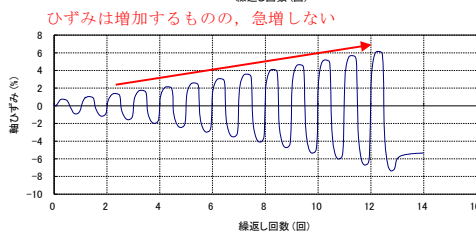
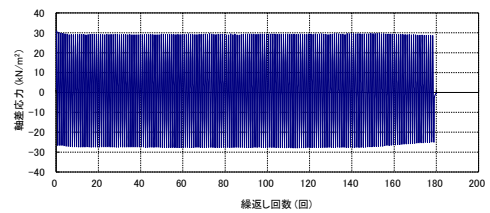
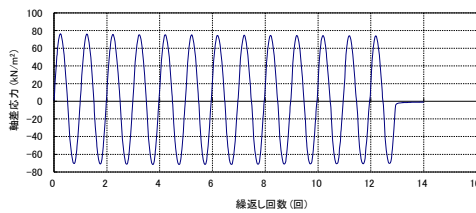
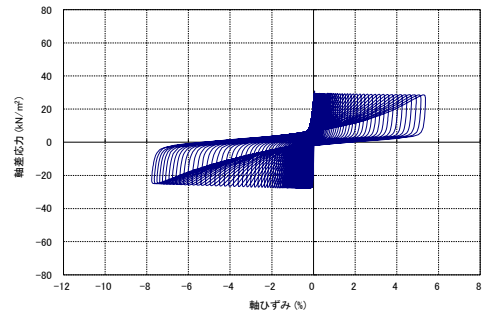
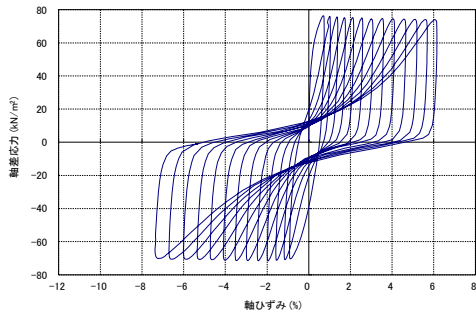
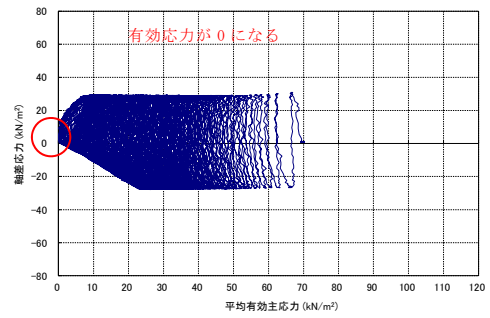
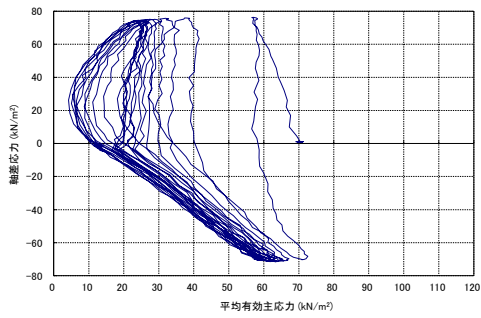


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-16 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_11 試料(供試体 No. 1))

第 2-17 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_11 試料(供試体 No. 2))

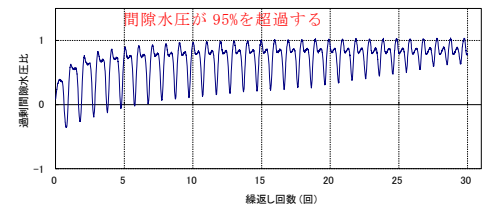
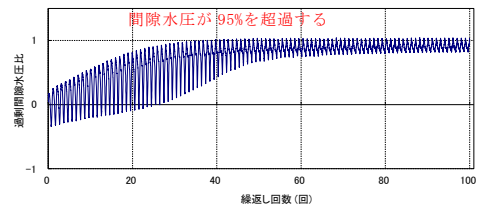
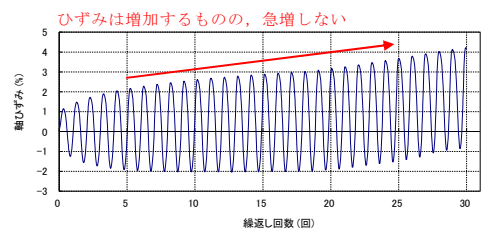
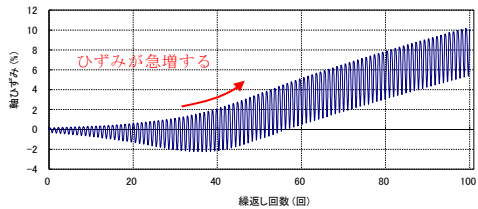
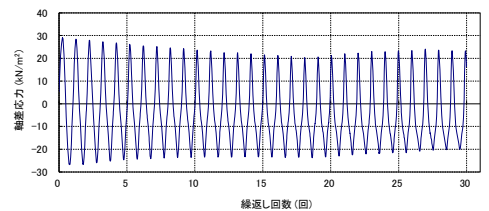
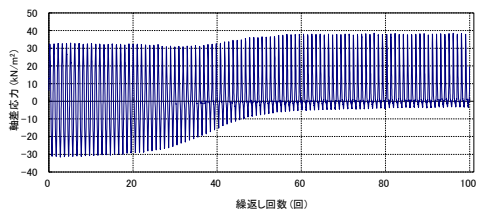
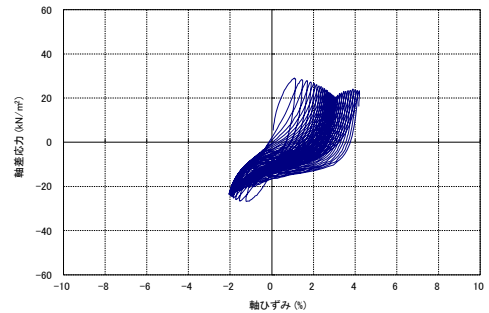
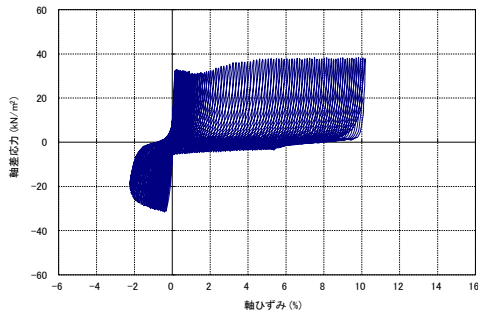
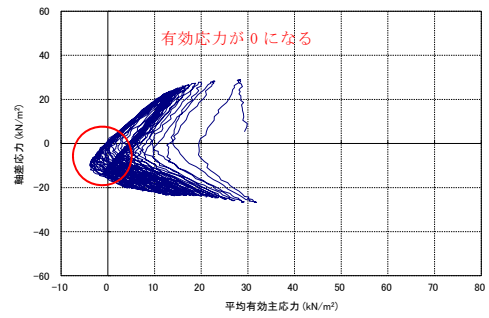
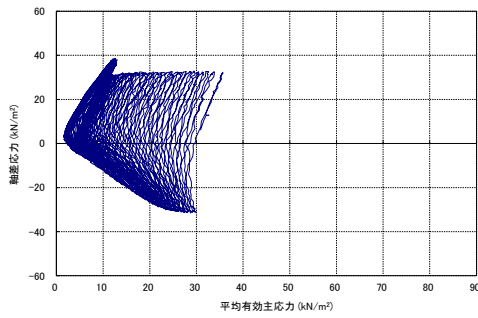


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-18 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_11 試料(供試体 No. 3))

第 2-19 図 液状化強度試験結果  
(KT-5\_11 試料(供試体 No. 4))

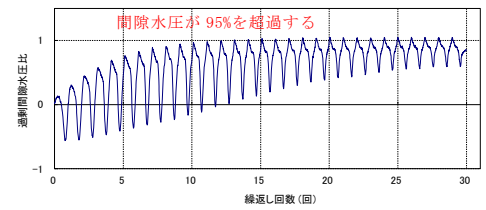
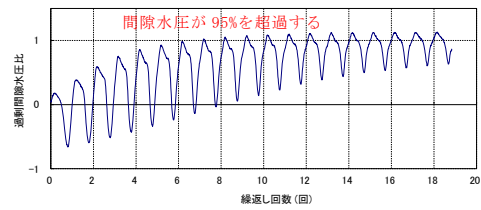
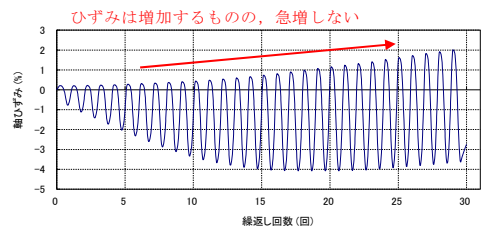
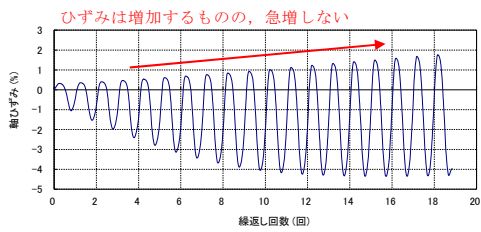
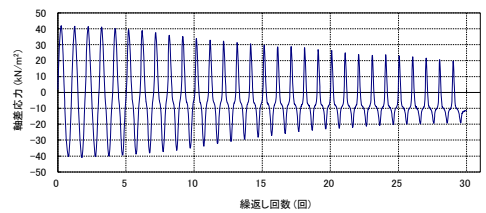
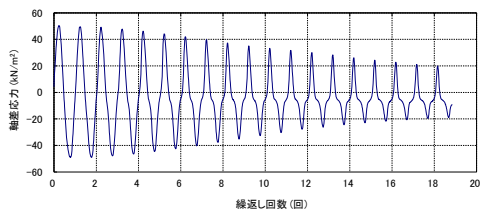
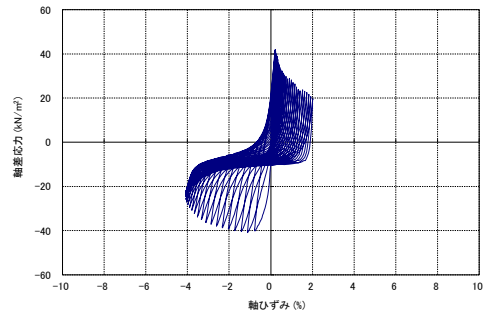
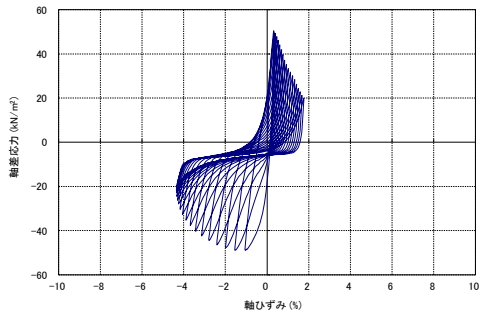
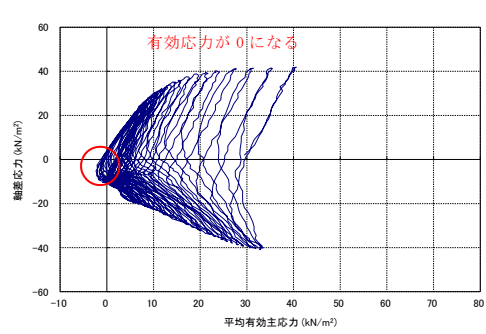
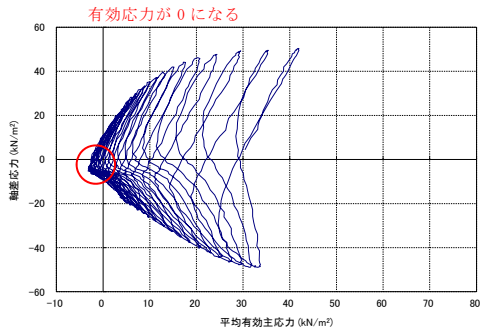


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-20 図 液状化強度試験結果 (KT-9\_2-2-4 試料(供試体 No. 1))

第 2-21 図 液状化強度試験結果 (KT-9\_2-2-4 試料(供試体 No. 2))

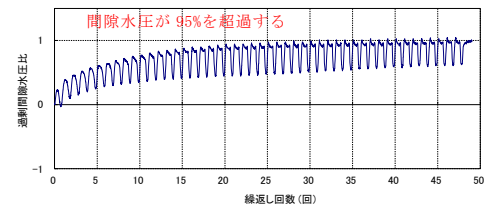
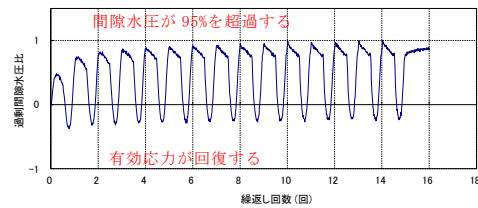
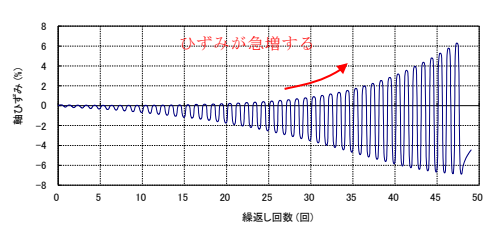
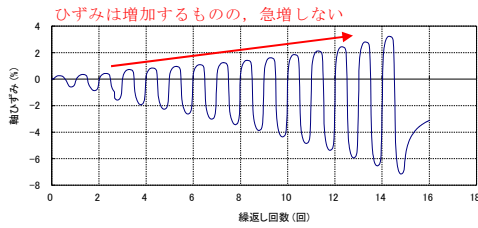
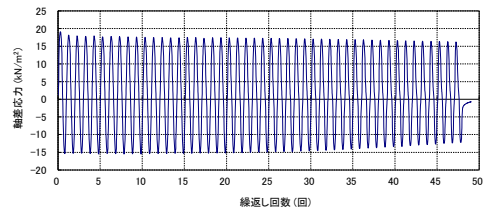
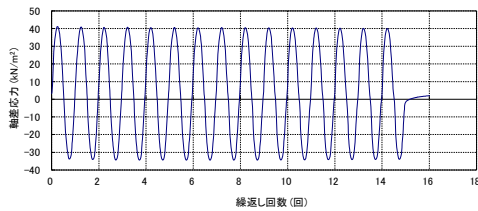
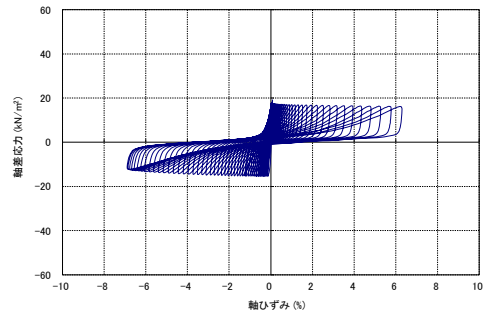
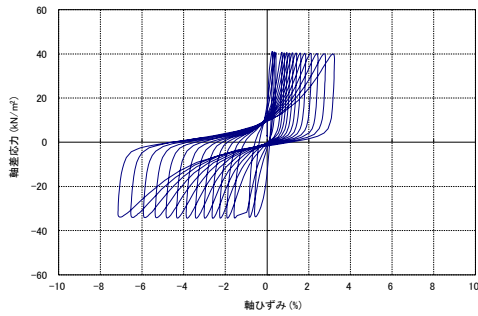
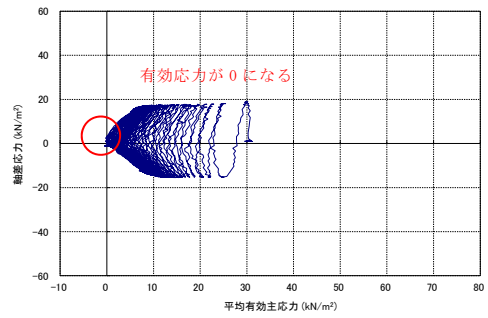
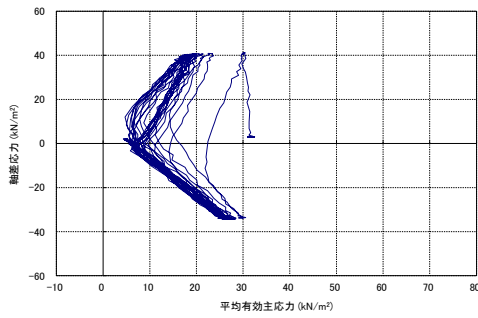


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-22 図 液状化強度試験結果 (KT-9\_2-2-4 試料 (供試体 No. 3))

第 2-23 図 液状化強度試験結果 (KT-9\_2-2-4 試料 (供試体 No. 4))

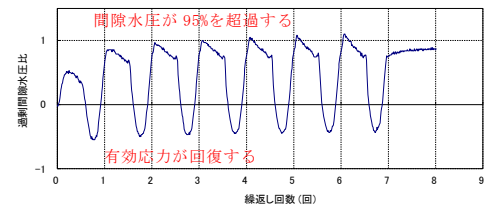
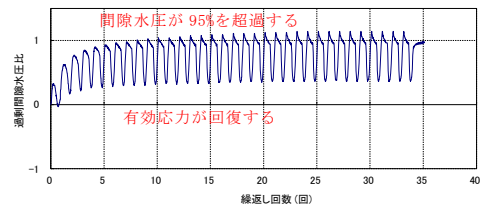
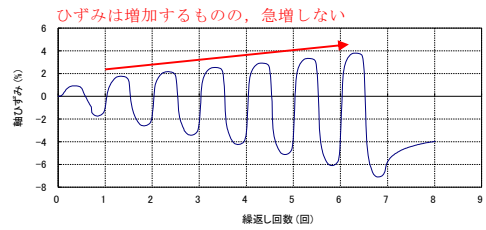
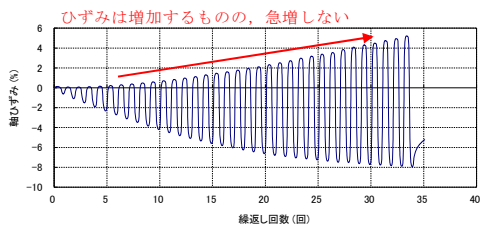
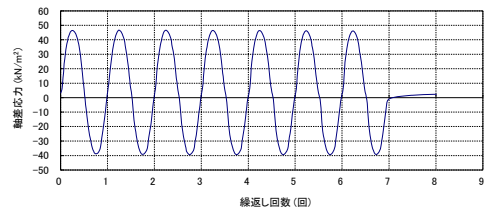
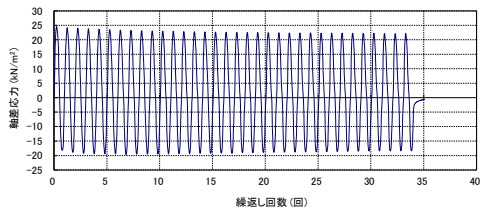
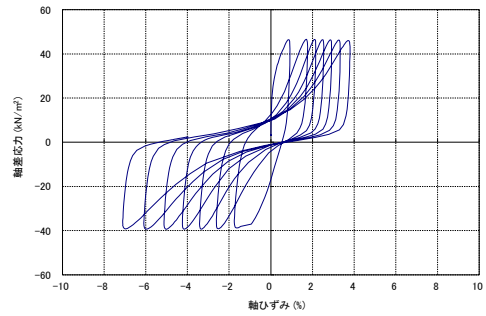
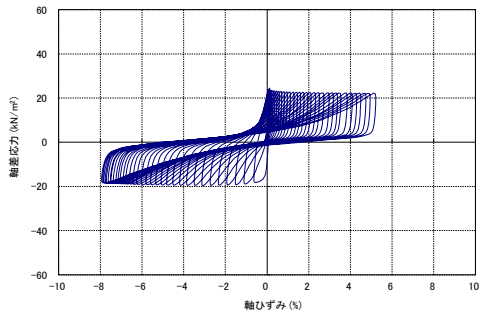
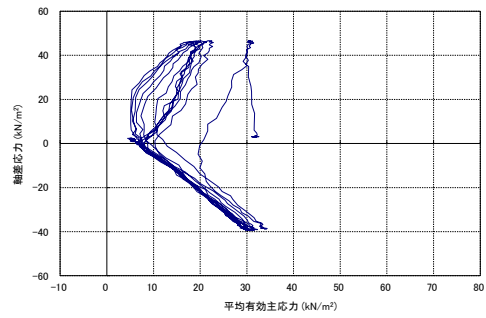
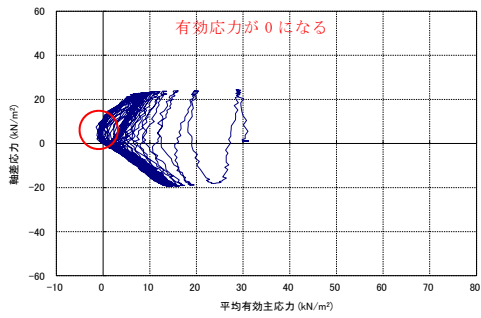


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-24 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_2-2 試料 (供試体 No. 1))

第 2-25 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_2-2 試料 (供試体 No. 2))

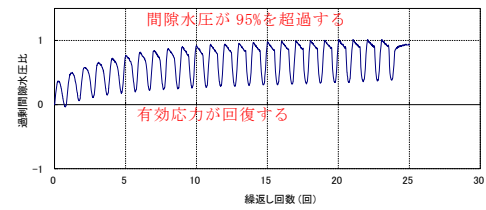
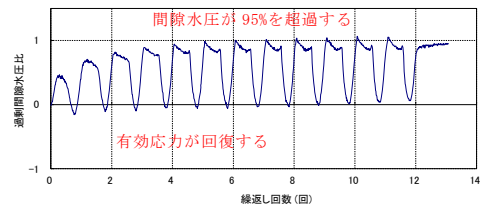
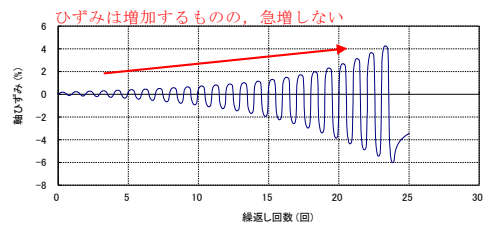
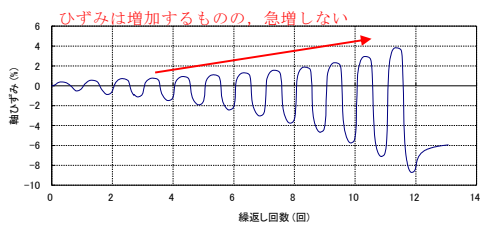
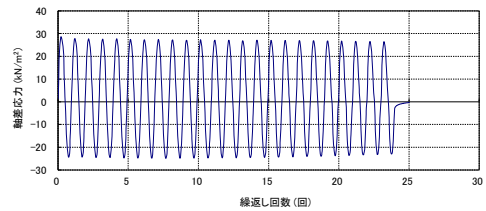
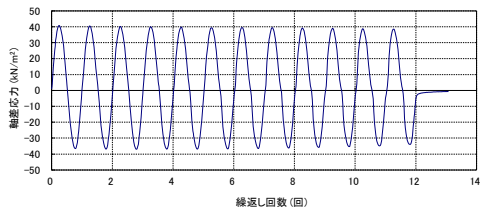
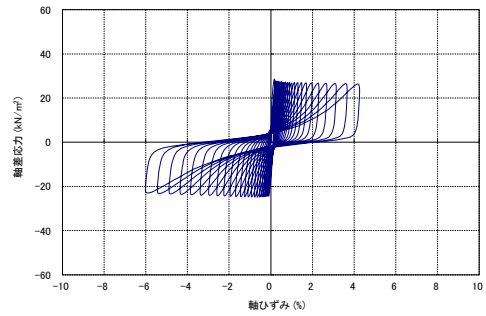
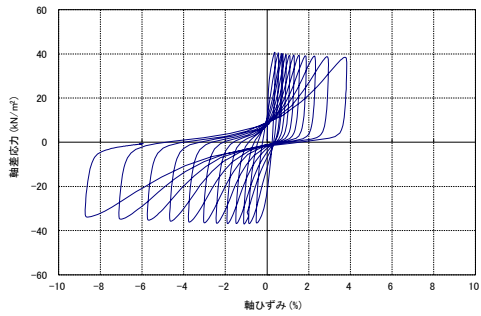
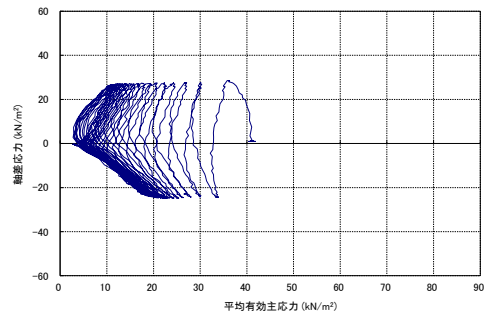
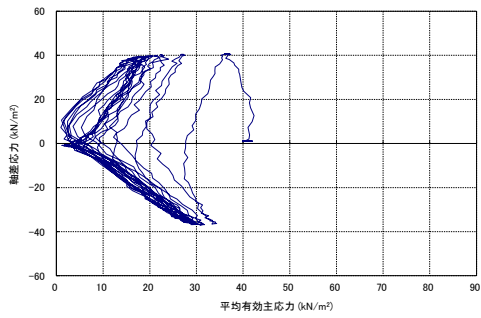


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-26 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_2-2 試料 (供試体 No. 3))

第 2-27 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_2-2 試料 (供試体 No. 4))



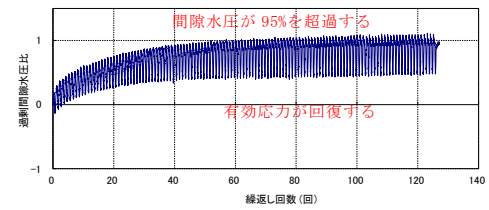
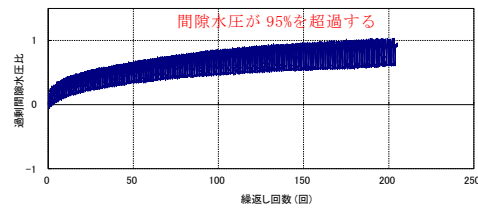
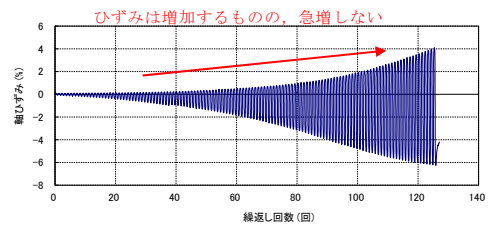
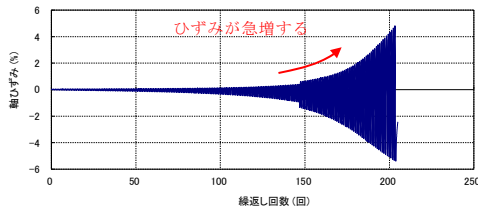
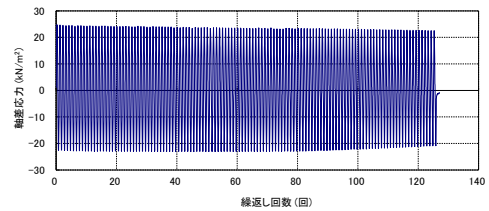
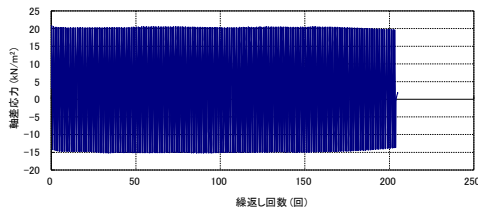
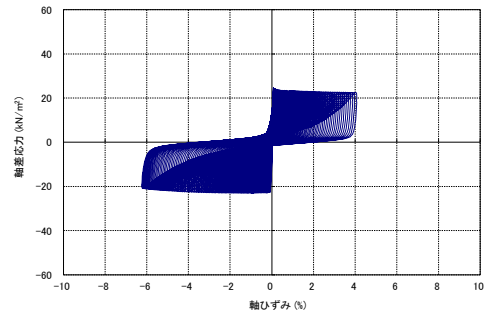
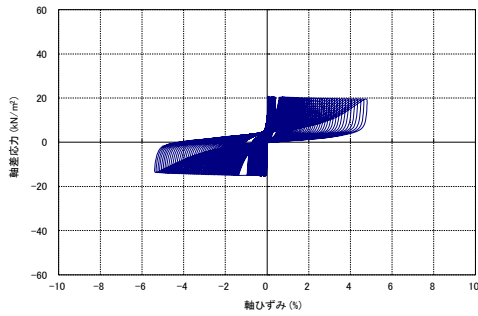
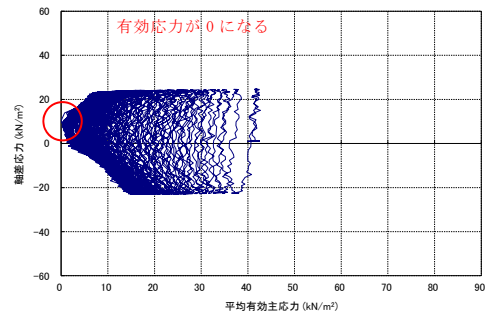
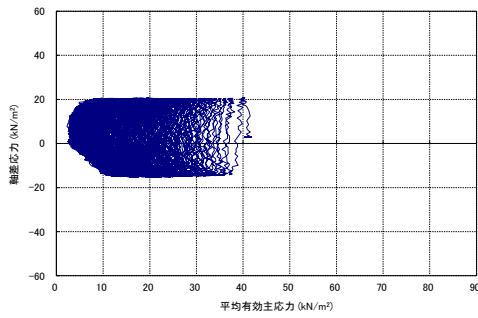
試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-28 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_4-2 試料 (供試体 No. 1))

第 2-29 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_4-2 試料 (供試体 No. 2))



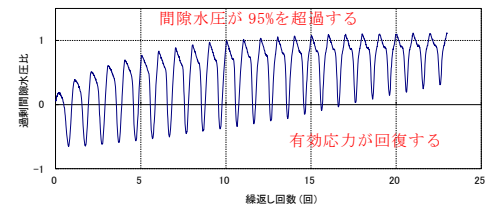
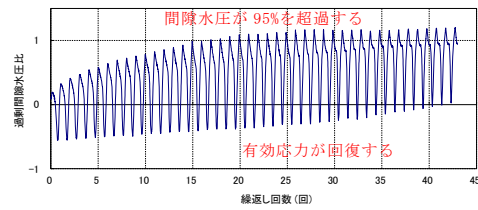
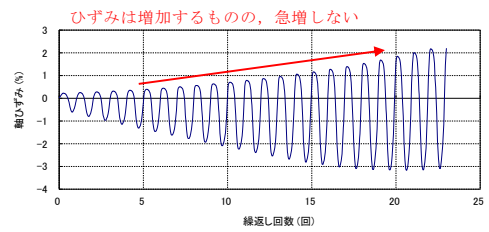
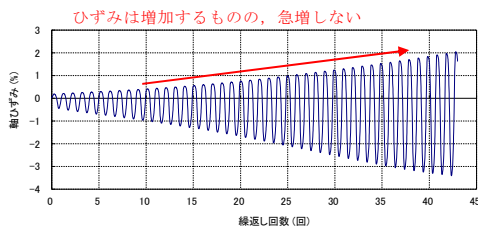
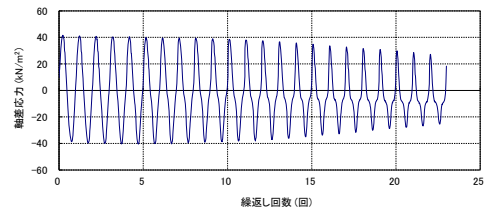
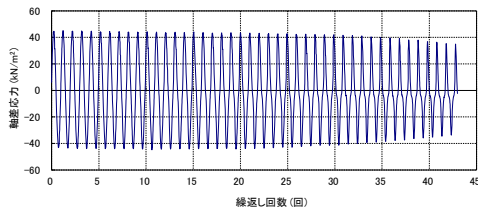
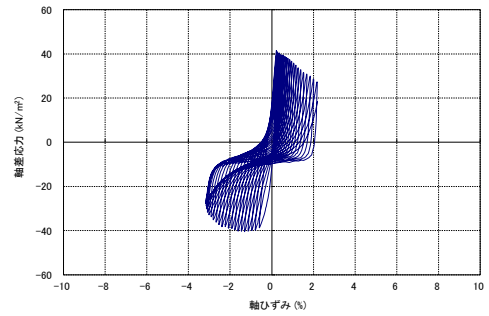
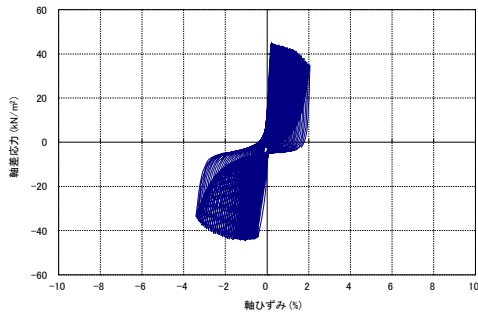
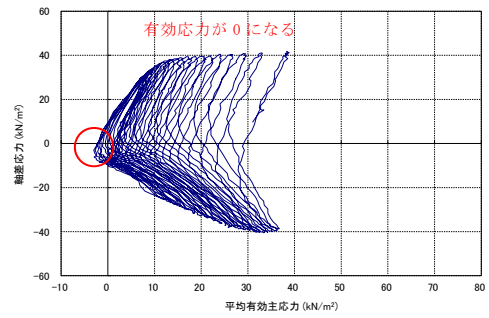
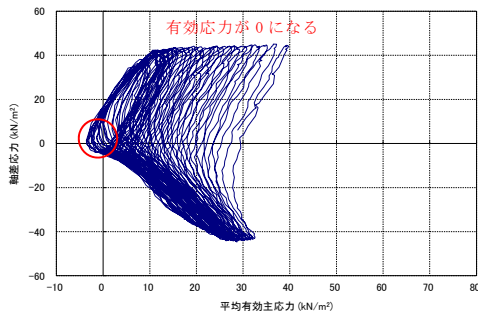


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	○	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-30 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_4-2 試料 (供試体 No. 3))

第 2-31 図 液状化強度試験結果 (KD-14\_4-2 試料 (供試体 No. 4))

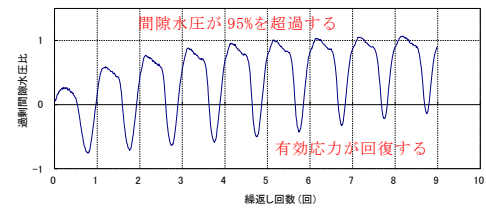
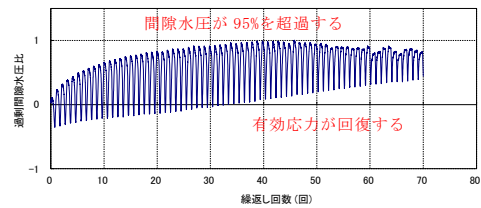
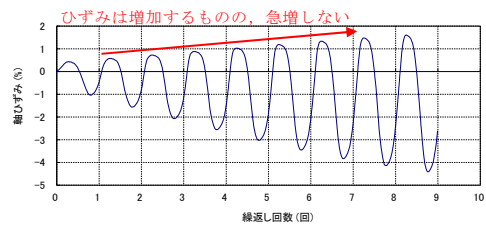
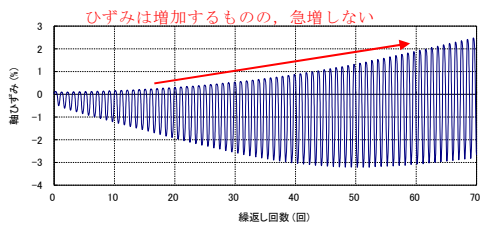
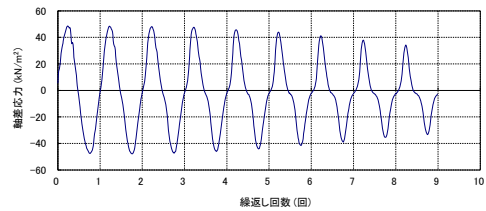
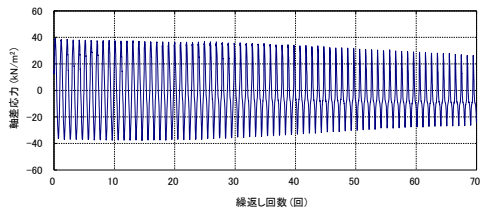
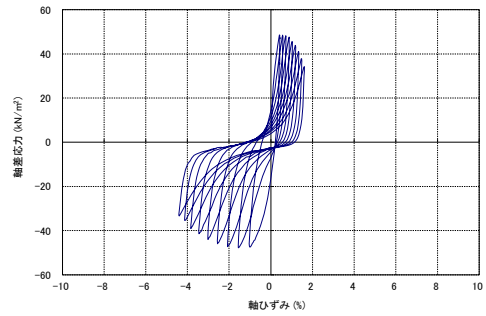
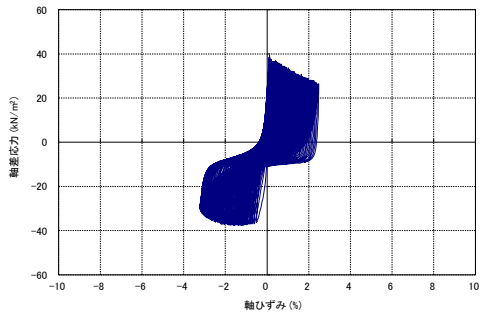
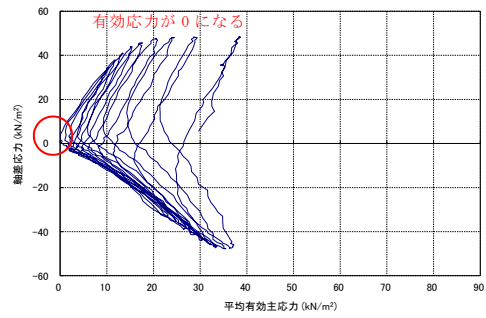
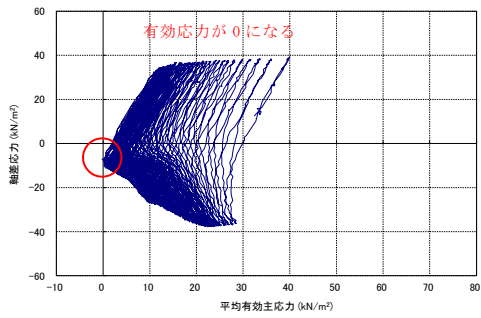


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-32 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_2-2 試料 (供試体 No. 1))

第 2-33 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_2-2 試料 (供試体 No. 2))

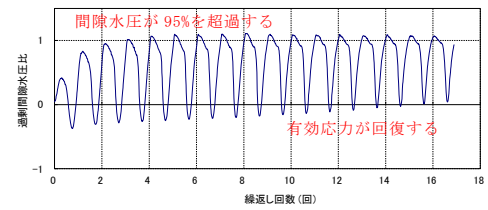
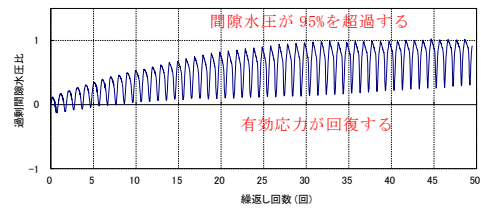
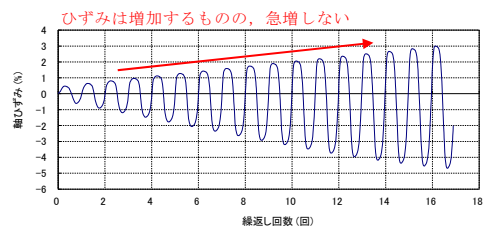
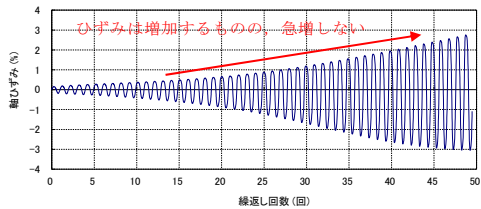
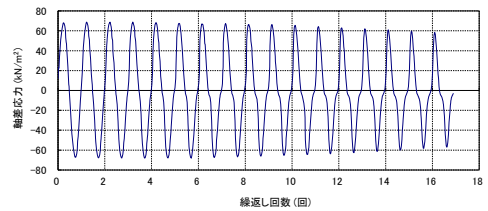
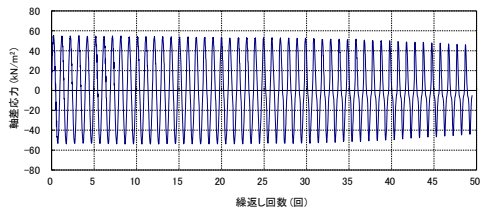
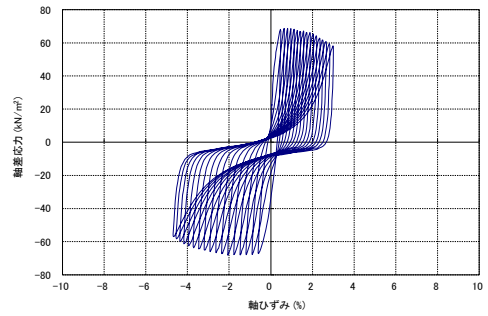
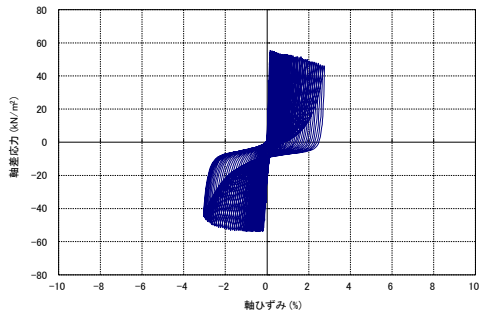
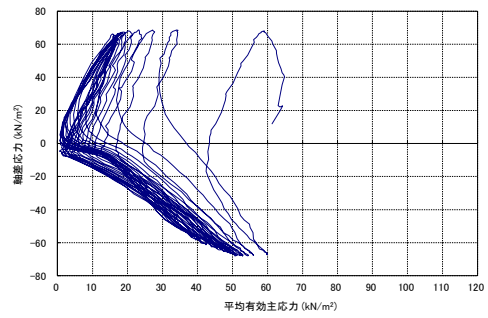
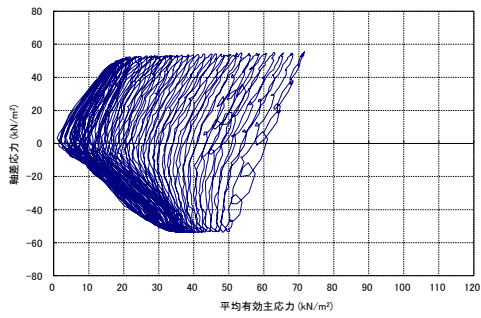


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-34 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_2-2 試料 (供試体 No. 3))

第 2-35 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_2-2 試料 (供試体 No. 4))

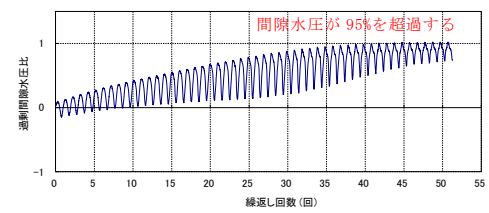
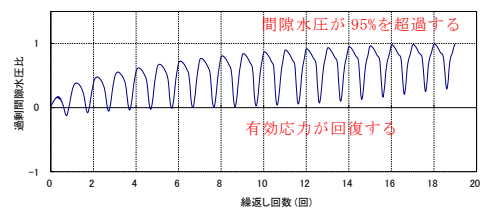
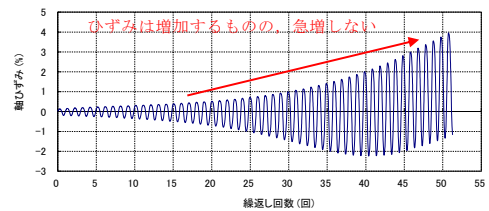
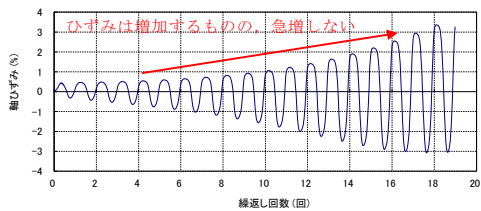
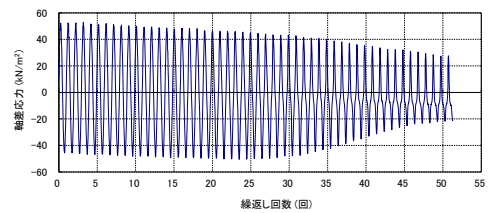
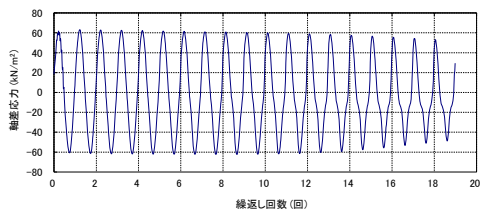
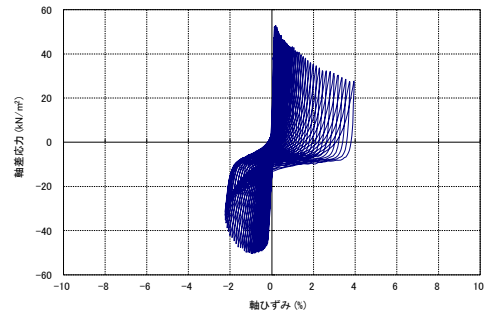
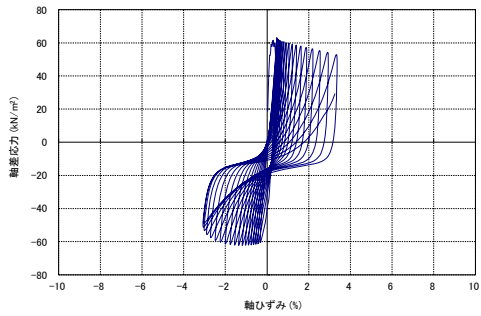
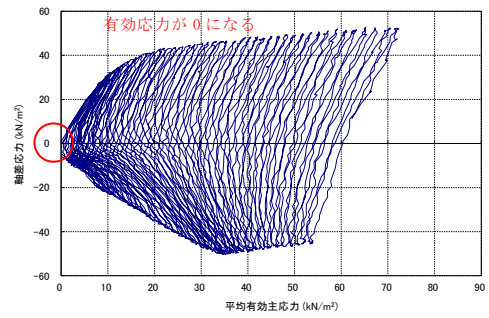
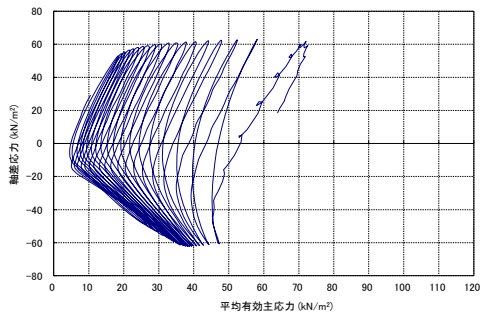


試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

第 2-36 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_5-2 試料 (供試体 No. 1))

第 2-37 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_5-2 試料 (供試体 No. 2))



試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	繰返し軟化
有効応力がゼロまで低下する	×	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	×	

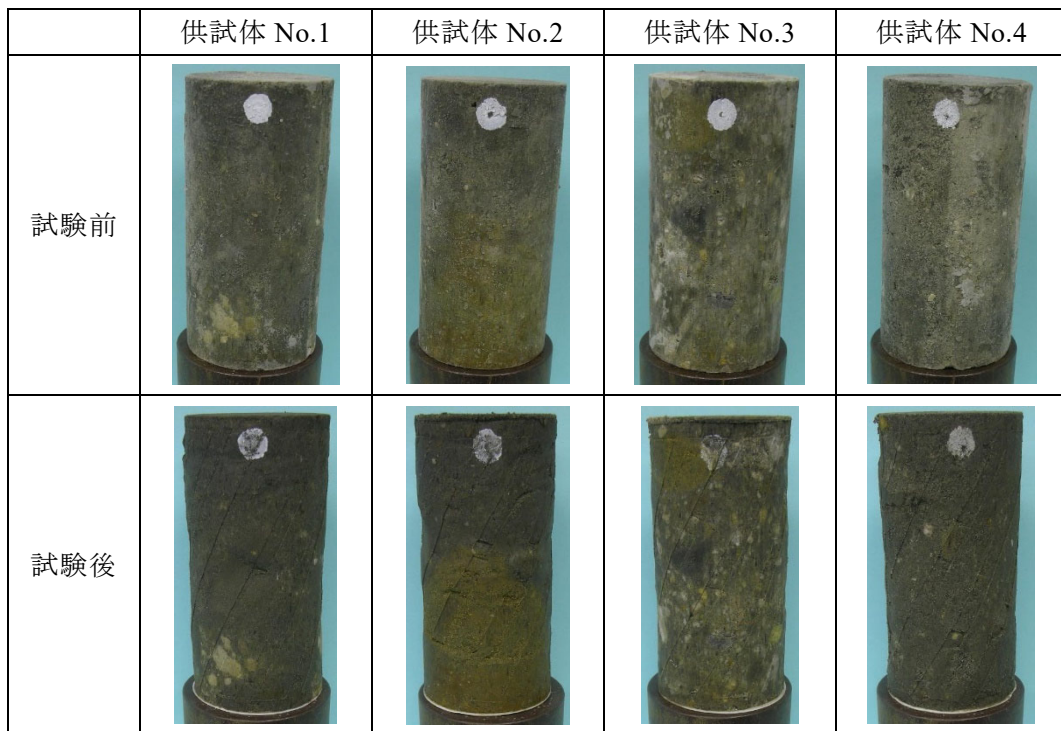
試験データ分析		液状化の判断
間隙水圧が上昇・蓄積する (95%)	○	液状化
有効応力がゼロまで低下する	○	
液体状となり流動する (ひずみ急増)	×	
ダイレイタンスー特性によりせん断抵抗が作用しない (有効応力が回復しない)	○	

第 2-38 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_5-2 試料 (供試体 No. 3))

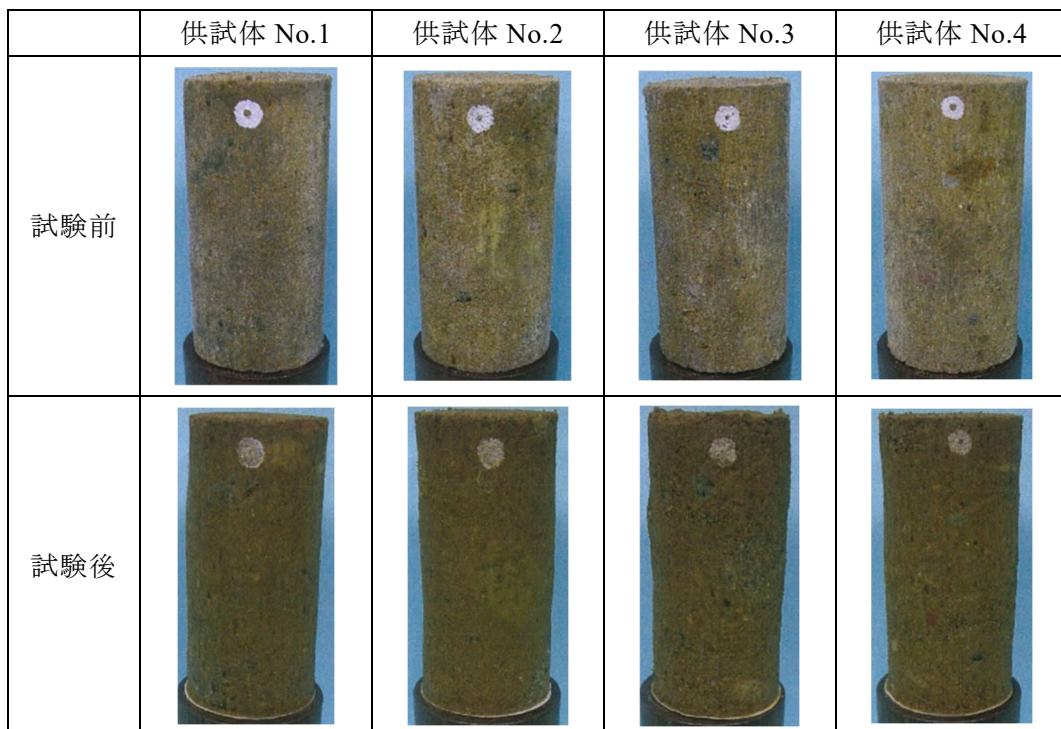
第 2-39 図 液状化強度試験結果 (KD-20\_5-2 試料 (供試体 No. 4))

3. 液状化強度試験供試体写真







液状化強度試験における供試体写真について第 3-1 図～第 3-10 図に示す。











第 3-1 図 液状化強度試験供試体写真 (埋戻し土)  
(KT-3\_3-2 試料)



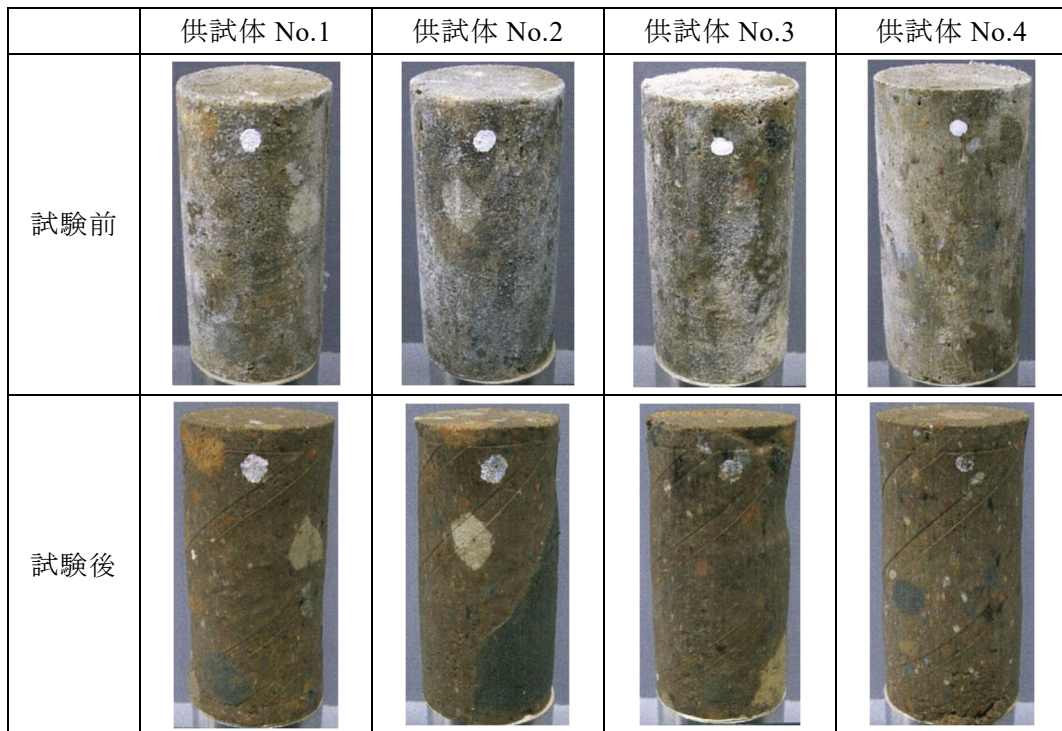
第 3-2 図 液状化強度試験供試体写真 (埋戻し土)  
(KT-3\_5-2 試料)

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3
試験前			
試験後			

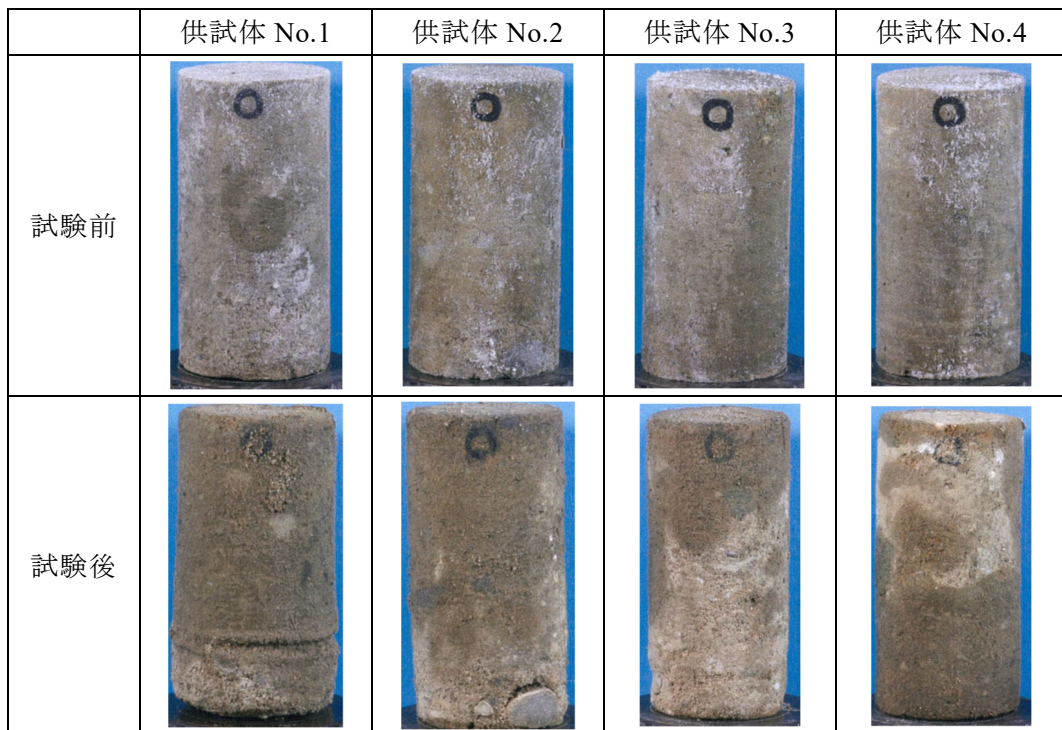
第 3-3 図 液状化強度試験供試体写真 (埋戻し土)  
(KT-5\_4 試料)

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3	供試体 No.4
試験前				
試験後				

第 3-4 図 液状化強度試験供試体写真 (埋戻し土)  
(KT-5\_6 試料)

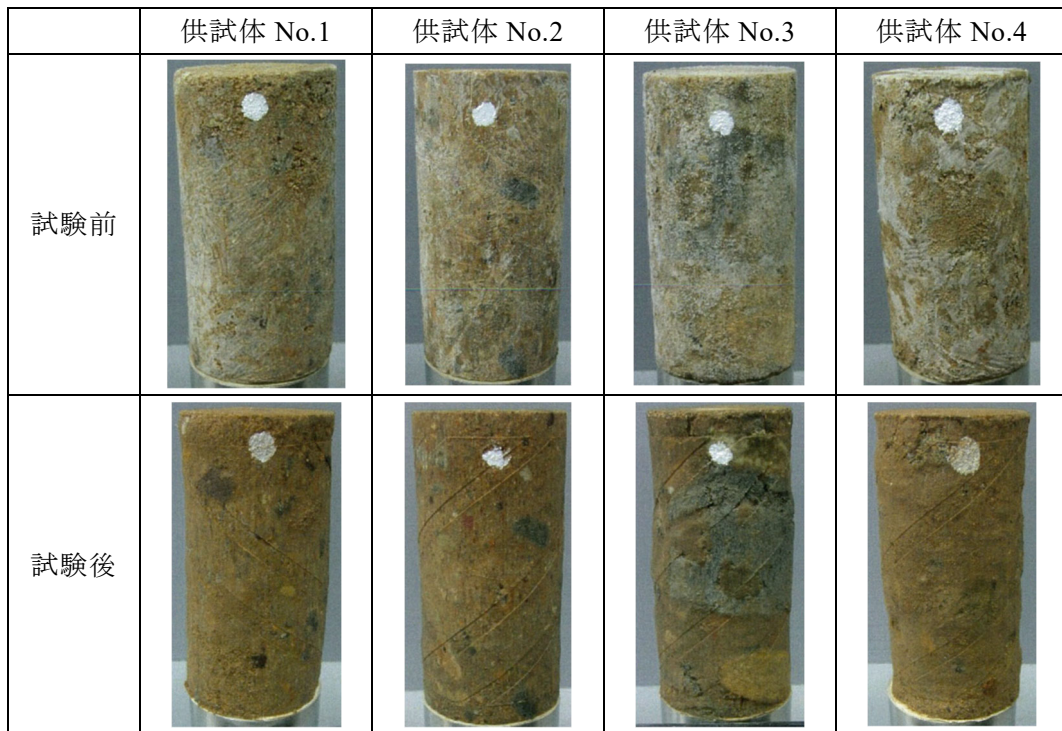


第 3-5 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KT-5\_11 試料)

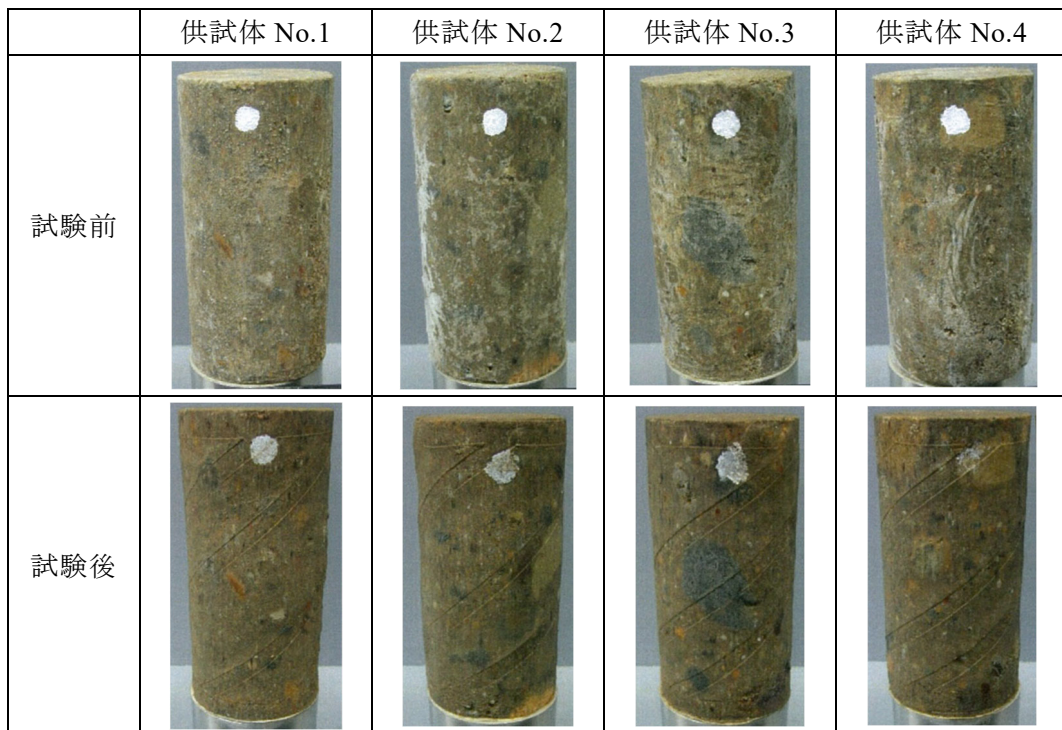


第 3-6 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KT-9\_2-2-4 試料)





















第 3-7 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KD-14\_2-2 試料)



第 3-8 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KD-14\_4-2 試料)

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3	供試体 No.4
試験前				
試験後				

第 3-9 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KD-20\_2-2 試料)

	供試体 No.1	供試体 No.2	供試体 No.3	供試体 No.4
試験前				
試験後				

第 3-10 図 液状化強度試験供試体写真(埋戻し土)  
(KD-20\_5-2 試料)

## 参考 2

極限支持力度の算定に用いる強度特性の  
設定について

岩石試験結果から算定する極限支持力式に用いる強度特性 ( $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$ ) については、既設工認の再処理施設では、放物線近似による  $\tau_r$  ( $\sigma = 0$  での切片) と対象となる建屋の最大接地圧の破壊包絡線上の  $\tau$  を結ぶ直線から強度特性を設定している。一方、MOX 燃料加工建屋については、放物線近似による  $\tau_r$  ( $\sigma = 0$  での切片) と放物線近似による低拘束圧条件下 (低圧部と呼ぶ) と高拘束圧条件下 (高圧部と呼ぶ) の強度特性との交点を結ぶ直線から強度特性を設定している。

ここでは、再処理施設も含めた全ての建物・構築物の極限支持力度について、MOX 燃料加工建屋の使用前検査で適用された設定方法に統一することとし、その強度特性の設定方法と妥当性について示す。

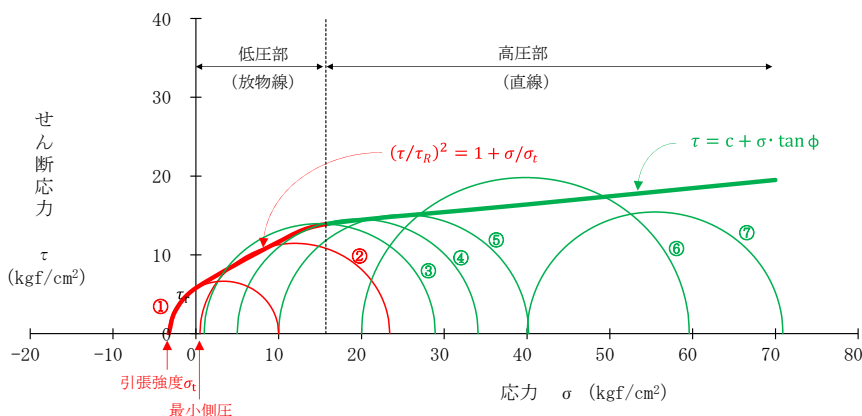
建物・構築物の極限支持力度を算定するために、圧裂引張試験及び三軸圧縮試験を実施し、この結果から第 1 図「低圧部及び高圧部に境界をもつ破壊包絡線の設定方法」及び第 2 図「破壊基準の設定方法に関する記述」の「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社)日本電気協会)」に基づき破壊包絡線を設定した。当該地盤では、まず、圧裂引張試験結果①と最小拘束圧条件下の三軸圧縮試験結果②を用いて、放物線近似による強度特性を設定した。放物線近似では、引張り領域から三軸圧縮試験②の応力範囲での強度特性となるため、三軸圧縮試験結果②～⑦を用いて、全試験範囲の応力領域での強度特性を設定した。破壊包絡線の適用にあたっては、低圧部の放物線近似と高圧部の強度特性の交点を破壊包絡線の境界とし、低圧部は放物線近似、高圧部は直線 (Mohr-Coulomb [モール・クーロン] の破壊基準) の強度特性を与えた。ただし、低圧部の強度特性については、極限支持力度を算定する際に直線の強度特性 ( $c, \phi$ ) で与えるため、放物線近似による  $\tau_r$  ( $\sigma = 0$  での切片) と破壊包絡線の交点を結ぶ直線により設定した。

低圧部の強度特性による極限支持力式への適用については、第 3 図「地震時の建物・構築物周辺地盤の応力場の概念」により説明する。

地震時の最大接地圧は建物・構築物端部で大きくなる分布を示す。

ここで、MOX 燃料加工建屋を例にとると建屋端部の最大接地圧は、1.399MPa となり、破壊包絡線の交点 0.69MPa よりも大きな値となる。この時の建屋底盤の岩盤の主応力は、等方に近い (鉛直応力  $\approx$  水平応力) 状態、あるいは鉛直応力を最大主応力として最小主応力が減少する状態となる。岩盤の応力状態を破壊包絡線に重ねると前者は図中の **A** のモールの応力円、後者は **B** のモールの応力円となり、低圧部の圧裂引張試験結果と最小拘束圧条件下の三軸圧縮試験結果の試験時応力 **C** 内に包絡される。

このことから、MOX 燃料加工建屋の最大接地圧に対応する極限支持力式に低圧部の強度特性を用いることは妥当である。



低圧部：引張強度  $\sigma_t$  ①と最小側圧のモール円②に接する放物線（赤線）  
 高圧部：縦軸に圧縮強さの 1/2，横軸に軸方向応力と側圧の平均をプロットし，最小二乗法によって近似した直線（緑線）

第 1 図 低圧部及び高圧部に境界をもつ破壊包絡線の設定方法

3.3.5 物性の表示方法及び設計への適用

(1) 静的強度特性の表示

地盤の静的強度は，一般に垂直応力又は平均主応力の関数として表示される。強度は，地盤の種類，荷重条件等により異なってくる。

強度特性の表示に際して考慮すべき主な事項は次のとおりである。

a. 破壊規準の種類

地盤の破壊は，すべり，すなわちせん断破壊として生じるので，地盤の強度は地盤が発揮しうる最大のせん断抵抗として表される。

一般に用いられる破壊規準としては次のものがある。

- ① Mohr-Coulomb の破壊規準
- ② Griffith の破壊規準
- ③ 修正 Griffith の破壊規準
- ④ 放物線表示による破壊規準
- ⑤ べき関数表示による破壊規準

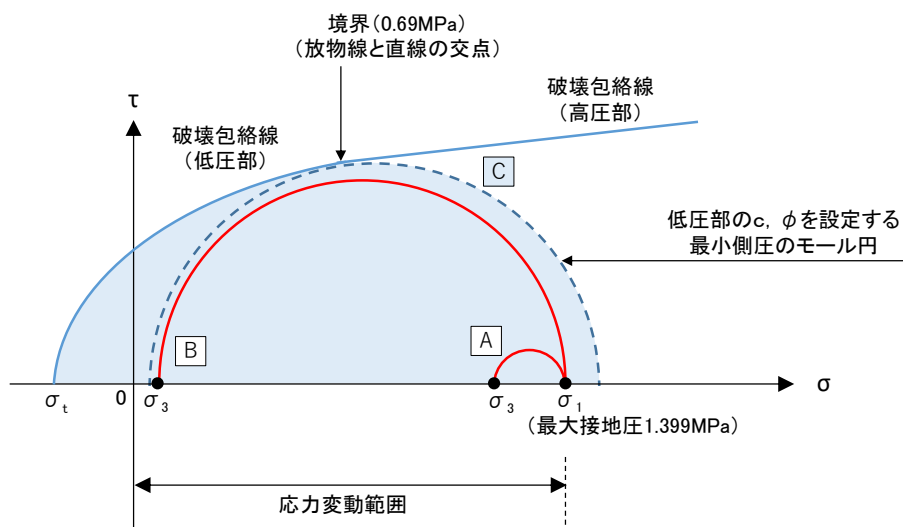
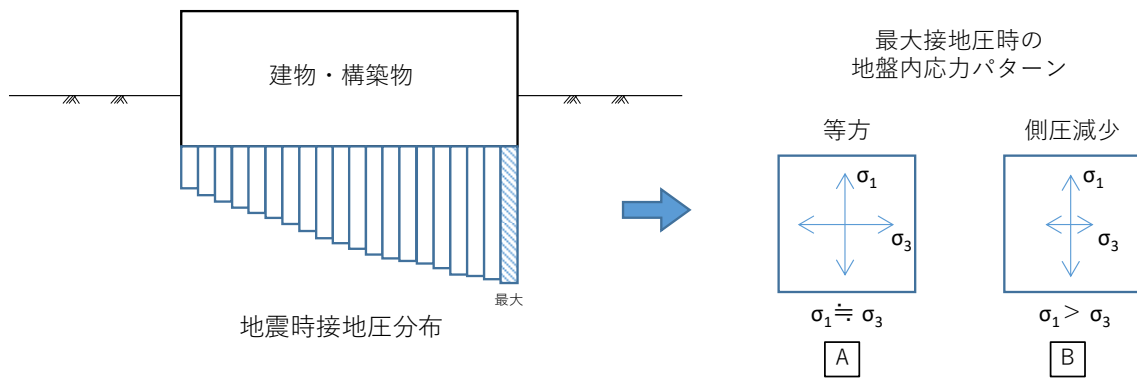
以上の破壊規準のうち慣用的な地盤の安定性検討においては，取扱い上の簡便さもあり，通常，Mohr-Coulomb の規準が地盤の破壊規準として適用され，実用に供されることが多い。この場合，地盤の強度特性は 2 つの強度定数 ( $C, \phi$ ) によって表されることが多い。更に，表示に際しては，対象となる応力範囲を明確しておくべきである。

図 3.3.5-1 に①～④の破壊規準を示す。

図 3.3.5-1 破壊規準の種類とその形状

第 2 図 破壊基準の設定方法に関する記述

(引用：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社)日本電気協会) (一部加筆))



第3図 地震時の建物・構築物周辺地盤の応力場の概念  
(MOX 燃料加工建屋)

### 参考 3

杭基礎の支持力の算定方針について

杭基礎の支持力の算定方針については以下のとおりとする。

・改良地盤の地質区分について

基礎指針 2001 による杭の極限先端支持力度，極限周面摩擦力度（以下，「支持力等」という。）の算定式は，第 1 表「杭の極限先端支持力度，極限周面摩擦力度の算定式」に示すとおり，砂質土または粘性土の 2 つの地質区分により異なるため，支持力等の算定にあたり改良地盤の地質区分の取り扱いについて整理した。

飛来物防護ネットの杭基礎周辺の改良地盤は，埋戻し土に固化材を混合したものである。ここで，改良前の埋戻し土は砂質土であり，すなわち比較的大きな粒形となる砂を多く含んだ，土粒子間の摩擦力（土粒子のかみ合わせ，摩擦による力）で外力に抵抗する材料である。一方，改良後の地盤は固化材により土粒子が結合しており，物理的，力学的な特性としては粘性土，すなわち土粒子間の粘着力で外力に抵抗する材料と考えられる。このため，一般的に改良地盤の強度評価にあたっては，一軸圧縮強度による粘着力  $C_u$  が用いられる。改良地盤等の力学的特性を第 2 表「改良地盤の力学的特性」に示す。

以上を踏まえ，支持力等の算定上，改良地盤は粘性土として取扱うこととする。

なお，当該改良地盤を砂質土及び粘性土として極限周面摩擦力度を算定した場合の結果は第 3 表「極限周面摩擦力度の算定結果」のとおりであり，砂質土として扱った場合に比べ，粘性土として扱った場合の極限周面摩擦力度は小さな値となる。また，電力実績においても改良地盤は粘性土による算定式を用いた評価が行われていることを確認した。

第 1 表 杭の極限先端支持力度，極限周面摩擦力度の算定式

	極限先端支持力度 $q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )		極限周面摩擦力度 (kN/m <sup>2</sup> )	
	砂質土	粘性土	砂質土 $\tau_s$	粘性土 $\tau_c$
打込み杭	$q_p=300N$ $N$ : 杭先端から下に $1d$ , 上に $4d$ 間の平均 $N$ 値 ( $d$ : 杭径)	$q_p=6c_u$ $c_u$ : 土の非排水せん断強さ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_s=2.0N$ $N$ : 杭周面地盤の平均 $N$ 値 (上限 $N=50$ )	$\tau_c=\beta \cdot c_u$ $\beta = \alpha_p \cdot L_F$ $\alpha_p=0.5\sim 1.0$ $L_F = 0.7\sim 1.0$ (上限 $c_u=100\text{kN/m}^2$ )
	$q_p=0.7q_c$ $q_c$ : 杭先端から下に $1d$ , 上に $4d$ 間の平均 $q_c$ 値 (kN/m <sup>2</sup> )			
	上限値 $q_p=18000$ kN/m <sup>2</sup>			
場所打ち コンクリート杭	$q_p=100N$ $N$ : 杭先端から下に $1d$ , 上に $1d$ 間の平均 $N$ 値	$q_p=6c_u$	$\tau_s=3.3N$ (上限 $N=50$ )	$\tau_c=c_u$ (上限 $c_u=100\text{kN/m}^2$ )
	上限値 $q_p=7500$ kN/m <sup>2</sup>			
埋込み杭	$q_p=200N$ $N$ : 杭先端から下に $1d$ , 上に $1d$ 間の平均 $N$ 値	$q_p=6c_u$	$\tau_s=2.5N$ (上限 $N=50$ )	$\tau_c=0.8 \cdot c_u$ (上限 $c_u=125\text{kN/m}^2$ )
	上限値 $q_p=12000$ kN/m <sup>2</sup>			
ただし， $c_u=q_u/2$ ( $q_u$ : 土の一軸圧縮強さ) としてよい。				



第2表 改良地盤の力学的特性

強度特性	粘着力 $c_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
改良地盤 B	1.5	0
(参考) 埋戻し土	0	39.7
(参考) 細粒砂岩	0.57	27.3

第3表 極限周面摩擦力度の算定結果

極限周面摩擦力度 (kN/m <sup>2</sup> )	砂質土 $\tau_s$	粘性土 $\tau_c$
	165	100
場所打ち コンクリート杭	$\tau_s = 3.3N$ (上限 $N = 50$ ) $\tau_s = 3.3 \times 50 = 165$	$\tau_c = c_u = q_u / 2$ $c_u$ : 土の非排水せん断強さ (上限 $c_u = 100$ ) $q_u$ : 土の一軸圧縮強さ $q_u / 2 = 3000 / 2 = 1500$ $\tau_c = c_u = 100$

・引抜き抵抗力の設定について

杭に引抜き荷重を作用させた場合の荷重－変位曲線は、最大引抜き抵抗りに達した後、さらに杭を引抜くと残留引抜き抵抗りに至るため、最大引抜き荷重に対する照査としては、最大引抜き抵抗りを許容限界として設定した。

なお、電力実績においても最大引抜き抵抗りを用いた評価が行われていることを確認した。