

ISSN 0386—5878

土研資料第1669号

土 木 研 究 所 資 料

河床砂レキ層の耐震安定性に関する調査報告

昭和56年 3 月

建設省土木研究所
動土質研究室

目 次

1. ま え が き	1
2. フィルダム基礎地盤における河床砂レキ層の取扱いの現状	2
2-1 設計基準等に見られる河床砂レキ層の取扱い	2
2-2 フィルダム基礎地盤における河床砂レキ層の現状	3
3. 粗粒材料の動的特性	24
3-1 既往の調査研究	24
3-2 今回の実験及びその結果	28
4. 粗粒材料の透水性	57
4-1 粗粒土の透水性に関する従来の研究	57
4-2 粗粒土の透水試験及びその結果	60
5. フィルダム基礎地盤としての河床砂レキ層の耐震性評価法	64
6. 結 論	66
7. 参 考 文 献	66

1. ま え が き

フィルタイプダムは、コンクリートダムに比べて断面形状が大きく、敷幅が広いので、ダムの自重と水圧等により基礎地盤に伝達される応力は小さく、良好な岩盤基礎よりも支持力の小さい風化岩や河床堆積砂レキ層、その他の土質基礎地盤にも築造をすることが可能であると言われる。フィルタイプダム建設予定地盤表層にこれらの必らずしも良好とは言えない地盤材料がある場合には、原理的にはそれらを掘削・除去することが望ましいことは自明である。しかし、その土量・工費によっては、そのような地盤材料がダム基礎地盤として容認できるか否かについて精度の高い判断が必要となる。本調査は、そのような材料の一つとして、フィルダム建設の予定される河谷・河床において量・層厚の多少はあれ、必らず堆積しているものである河床堆積層、特に砂レキ層の力学的特性を把握することが重要であると考え、特にその耐震安定性について検討を行なったものである。

フィルダム基礎地盤の満足すべき要件として検討すべき項目は、次のようである。

- (1) 常時の安定性、沈下及びその堤体への影響
- (2) 地震時の安定性、沈下及びその堤体への影響
- (3) 漏水量、浸透破壊

以下の報告においては、まず、これらの検討項目が、指針や具体的なダムの現場において、どのように取扱われているかを資料の上から整理し、次に上述の(2)に関連して、フィルダム基礎地盤としての河床堆積層の地震時安定性を検討するために必要な項目の整理を行ない、又、それらに関する既応の調査・研究の現状、並びに、本調査の一環として実施した動的大型三軸試験の結果等を述べ、最後に、河床砂レキ層の地震時安定性の評価方法、及び今後に残された課題について言及をしている。

現場ダム資料の整理、大型三軸試験等に関しては、基礎地盤コンサルタンツ㈱ 是枝慶一、安田進氏、他の協力を得た。ここに感謝の意を表する。

動土質研究室

古 賀 泰 之

松 尾 修

館 山 悟

2. フィルダム基礎地盤における河床砂レキ層の取扱いの現状

2-1 設計基準等に見られる河床砂レキ層の取扱い

第2次改訂ダム設計基準（1978）(1) 第5章フィルダム 第3節 基礎の設計、第9条 基礎、第11条 砂レキ基礎 において次のように述べられている。

第9条 基 礎

ダムの基礎は、その種類に応じダムの高さおよび型式を考慮して設計する。

〔解説〕

一般に、フィルダムはダムより受ける荷重がコンクリートダムに比べより広い地盤に伝えられるので、ダムの高さおよび型式によっては岩盤以外の砂れきまたは土質地盤の場合も基礎に用いることができる。

基礎の必要条件は、所要のせん断強さを有し、変形が少なく、浸透破壊および液状化に対して安全なことであり、このほかしゃ水ゾーンまたはしゃ水壁の基礎は、所要の止水性が必要である。

また、しゃ水ゾーンまたはしゃ水壁との接合部については、とくに止水性および浸透破壊に対する配慮が必要である。

基礎の設計は、その必要条件を満たすために、基礎の状態と堤体の設計に応じて掘削範囲、浸透流の抑制および基礎の安定方法を決定することである。

第11条 砂れき基礎

砂れき基礎は、所要のせん断強さを有し、浸透流に対し安全な設計とする。さらにしゃ水ゾーンまたはしゃ水壁の基礎においては、所要の止水性を有する設計とする。

〔解説〕

砂れき基礎で粒度分布がよく締まっている場合は、一般にせん断強さに優れているが、層状に形成されて粘土層を挟む場合や、粒度が悪く締っていない場合などは、せん断強さや変形性に問題があり、また、地震時に液状化を起す可能性もある。このような場合は、置換えまたは締固めあるいはその他の適当な方法によって処理する。

また、粒度が悪く締っていない砂れきや上部に不透水層のある層状に形成された砂れき基礎は、浸透流により堤体の下流側のり先付近でパイピングなどの浸透破壊を生じるおそれがあるので、ドレーンまたは押え盛土、あるいはリリーフウェルを設ける。

砂れき基礎をしゃ水ゾーンまたはしゃ水壁の基礎とする場合には、所要の止水性が得られるよう、止水壁またはグラウチング、あるいはブランケットにより処理する。

(1) 置換えまたは締固め

所要のせん断強さを有し、変形性に問題がなく、液状化に対しても安全な深さまで、砂れき層を置換えるか、または締固めによって改良をはかる。

(2) ドレーンまたは押え盛土

一般に粒度が悪く締っていない砂れき基礎の場合には、基礎に接する堤体下流側の部分にドレーンを設けて基礎内の間げき圧を減ずるか、堤体下流側に押え盛土を設けて浸透破壊の発生を防止し、かつ堤体のすべり破壊に対する安全性を増加させる。

ドレーンの長さは、堤体敷幅の $\frac{1}{2}$ 程度とすることが多い。

(3) リリーフウエル

一般に上部に不透水層のある層状に形成された砂れき基礎の場合にはリリーフウエルを設けて基礎内の間げき圧を減ずる設計とする。リリーフウエルは堤体下流側のり先付近に直径15～60 cm程度の井戸を設けることが多い。

(4) 止水壁またはグラウチング

砂れき層があまり厚くなく、その下部に信頼できる不透水層がある場合の止水は、シャ水ゾーンまたはその下に設ける止水壁を不透水層まで到達させる設計とする。砂れき層が厚い場合の止水は、セメントまたは粘土、あるいはその他の適当な材料を用いたグラウチングによることもある。

(5) ブランケット

ダムの高さが低く、砂れき層が厚い場合には、不透水性ブランケットを堤体上流側に設けて動水こう配を小さくし、透水量を減少させる工法とすることがある。

ブランケットの長さの算出には Bennett の式がしばしば用いられるが、一般に水頭の5～6倍の長さで、厚さは水頭の $\frac{1}{10}$ または1 m～3 m程度とすることが多い。

砂れき基礎についての試験は、必要に応じて本章第2節第8条〔解説〕(2)に準じて行なう。

又、城島は、多目的ダムの建設(1977)(2) 第25章フィルダムの設計 6.基礎の設計 6.3 砂れき基礎 においても同様のことを述べており、さらに、地震時に液状化が発生するような基礎は、除去するのが望ましいと言っている。しかし、どのような砂れき地盤が液状化しやすいかは直接述べてはいない。

したがって、フィルダム基礎地盤としての砂れき地盤において検討すべき項目としては、せん断強度、地震時液状化、浸透破壊が挙げられている。

2-2 フィルダム基礎地盤における河床砂れき層の現状

2-1において、フィルダム基礎地盤における河床砂れき層の取扱い方の一般論を紹介した。次に、実際に、これまでに(昭和52年3月)我国で施工されたフィルダムでの河床砂れき層

の処理の実態を公刊された文献を中心に調査・整理した。

(1) 調査方法

まず我国におけるフィルダムの内、堤高 40 m 以上のダムについて、それぞれのダムに関する記載文献を探した。次に、記載文献によりダム基礎地盤に河床砂レキを有するダムを選び、そこでの河床砂レキ層の厚さ及び処理方法の記述を調べた。さらに、その内特に厚い砂レキ層が存在するダムのいくつかについて、それらの施工主体の協力によりより詳しい記録の入手を図った。

(2) 我国のロックフィルダム

我国においてこれまでに施工されたロックフィルダムの内、特に堤高 $H=40\text{ m}$ 以上の大規模ダムの規模、形式、目的及び施工主体等は文献(3)にまとめられている。

これらのダムについての記述を入手可能な公刊された雑誌等から探し、それから判明した各ダムの河床堆積物の処理法等について一覧表にしたものが表-2.1である。

表一 2.1 堤高 40 m以上のロックフィルダムの一覧表

順	ダム名	型式	堤高[m]	施工主体	河床堆積物の厚さ	基盤	備考
1	広瀬	C.C R	75	山梨県	礫層の厚さ 記述なし	花崗閃緑岩及び ホルンフェルス	コア部で礫は全部掘削?
2	新冠	C.C R	102.8	北海道 電力	河床礫 少い	輝緑凝灰岩	本文参照
3	南原	C.C R	85.5	関西電力	5~10 m	黒雲母花崗岩 及び粗粒花崗岩	礫は全部掘削? 本文参照
4	御所	C.C R	50.0	建設省	数m	角礫凝灰岩等	
5	子擁川	I.C R	45.0	富山県 建設省	河床堆積物 僅少	砂岩 泥岩	
6	箕面川	C.C R	45.0	大阪府 建設省	約1.3 m	砂岩 粘板岩等	
7	水窪	C.C R	62.0	農林省	河床砂礫 1.2 m 段丘堆積物 4~6 m	花崗岩	コア部は砂礫層をはぎとっている
8	多々良木	ASF R	64.5	関西電力	河床堆積物 12 m	石英粗面岩 質凝灰岩	上流から数巾の川の範囲の河床 堆積物を除去した。本文参照
9	高瀬	C.C R	176	東京電力	河床礫 30~40 m	花崗岩 閃緑岩 珸岩	コア部で礫を掘削。本文参照
10	七倉	C.C R	125		10~20 m	粗粒花崗岩等	本文参照
11	下小島	C.C R	119	関西電力	ほとんどなし	片麻岩	掘削
12	広川	C.C R	29.2	福岡県	記述なし	軽石 凝灰岩等	コア部、良好な岩造掘削
13	瀬戸	C.C R	110.5	関西電力		頁岩	コア部は上部でC中級 下部でC上級に着岩
14	日新	I.C R	29.5	農林省	火山砂礫 10数m	安山岩等	コア部で全部掘削?
15	大津岐	ASF R	52	電源開発	河床礫 10 m	花崗岩	河床部で深さ1m程度の掘削
16	日形	C.C R	28.8	北海道 開発局	記述なし	粗粒砂岩 シルト岩 タフ	
17	日指	C.C E	40	農林省		自破砕安山岩 凝灰角礫岩	
18	大神	Z E	32.355	福島県	2~3 m	砂岩 頁岩 粘板岩の互層	掘削?
19	勝浦	C.C E	29	千葉県	記述なし	砂岩 泥岩の互層	
20	宮川	C.C E	29	岐阜県	砂礫層の厚さ3.5 m, 過 換によって処理, 砂礫の 下部はカーテクラウト	石英斑岩	河床堆積物全部の掘削

№	ダム名	型式	堤高(m)	施工主体	河床堆積物の厚さ	基盤	備考
21	内閣	均一 E	17.85	長崎県	主として礫混り粘土 50 m	凝灰質砂岩	センターで上部の粘土混り礫を掘削?
22	千振	Z E	23	栃木県	河床堆積物 記述なし	安山岩	
23	喜撰山	C.C R	95	関西電力	約3 m	粘板岩	
24	新高野山	AS.F R	33	東京電力	なし	安山岩礫	火山角礫等が堆積
25	双葉	AS.F R	59.8	北海道 開発局	5~10 m	安山岩等	ダム基礎として充分安定
26	川上	C.C R	41	愛媛県	1 m程度	黒雲母花崗岩	表土及び風化率を掘削
27	カッサ	C.C R	90	電源開発	記述なし	石英安山岩 流紋岩	
28	二居	C.C R	92				
29	手取川	C.C R	153	北陸電力 電源開発	河床砂礫 10~13 m	片麻岩 礫岩	
30	玉原	C.C R	116	東京電力	なし?	凝灰角礫岩	20~30 m に及ぶ火山灰並びに 火山砕屑層がある。
31	漆沢	C.C R	75	宮城県	記述なし	安山岩	
32	有間	C.C R	78	埼玉県 建設省	河床礫 うすい	主としてチャート	
33	内谷	C.C R	64	九州電力	記述なし	粘板岩 砂岩の互層	
34	油谷	C.C R	87				
35	白川	C.C R	69	建設省	河床礫 厚さの記述なし	軟質粗粒砂岩等	
36	大雪	C.C R	86.5	北海道 開発局		粘板岩 砂岩の互層	コア部で河床堆積物をカット、 ロック部では砂礫を残した。
37	東郷	E	31	愛知用水	基礎地盤は砂と粘土の互層		
38	白野川	C.C グラベル フィル	25		河床礫 5~6 m	泥岩	コア部で河床礫を掘削
39	羽幌二股	Z アース フィル	33.6	北海道 開発局	河床部で30~50 mmの礫 岩が露出し、平均厚さで 12 m	礫岩 砂岩 砂岩	
40	山村	Z アース フィル	37	三重県	河床部には深さ3~4 m にわたって軟弱な粘土層 がある。	砂層 砂質泥岩 泥岩の互層	掘削

№	ダム名	型式	堤高[m]	施工主体	河床堆積物の厚さ	基 礎	備 考
41	九頭竜	I.C	128.5	電源開発	約10 m	礫 岩, 千枚岩 質粘板岩 凝灰質砂岩	
42	牧 尾	C.C	105	愛知用水 (水資源)	約20 m	粘板岩 砂 岩 チャート	コア部掘削除去
43	石 湖	RC.F	53	建 設 省	河床礫 約3 m 段丘礫 約7 m	石英相面岩	
44	日出生	C.C	48	農 林 省	礫 層(厚さの記述なし)	安山岩	コア部掘削, ロック部は残す。 (力学特性についてはチェック していない)
45	深 山	AS.F	75.5	栃 木 県 (農) 電源開発	溪流部砂礫薄い	流紋岩 安山岩 質凝灰角礫岩	コア・ロック部とも掘削除去
46	中 里	AS.F	46	水 資 源 三重用水	粘土混り砂礫層 (薄い)	第三紀泥岩 砂 岩の互層	
47	朝 倉		47	愛 媛 県 (農)	河 床 2~3 m	花崗岩	コア部のみ掘削, 支持力試験実 施(資料借用の可能性あり)
48	銚 子		48	愛 媛 県 (農)	溪流部 砂礫 1 m	安山岩	すべて掘削除去
49	青 土		40	滋 賀 県	河床礫薄い 右岸に4~5 mの段丘礫 あり	(古生層)	コア部は掘削除去, ロック部は 経験的に残す。力学特性の把握 なし。
50	阿木川	C.C	100	水 資 源	扇状地堆積層 崖マイ層 10~30 m 段丘礫層	濃飛流紋岩 花崗斑岩	現場試験を実施し, 検討。 本文参照

この収集文献中に見られた河床堆積物は、次のような種々の名称で表わされている。

河床レキ、河床堆積物、河床砂レキ、火山砂レキ、レキ混り粘土、段丘レキ。

以下の記述においては、これらを区別せずに、河床堆積物と呼ぶ。

又、表－2.1に示した資料を、河床堆積層の厚さの表現及びそれらの処理法の面から区分したものが表－2.2である。文献における表現はまちまちであり、又、すべての文献においてここに調査対象とした事項の記述があるわけではないので、区分としてはあいまいなところもある。層厚について記述がないところは一般に薄いものと想定される。層厚の表現において、「薄い」と「5 m未満」を分けたのは物理的に意味があることではないかもしれないが、単に薄いと表現されているものと、例えば3 mというように数字が記されているものとを区別したものである。処理法について記述なしのものは、ほとんど掘削と推定される。

表－2.2 調査河床堆積層

厚さの表現 処理法	記述なし	薄 い	5 m 以下	5 ～ 10 m	10 m 以下
記 述 な し	日形、日指、勝浦、 千振、カッサ、 二居、漆沢、内谷、 油谷、白川、東郷	新冠、子撫川、 新高野山、有間、 中里	御所、箕面川、 喜撰山		手取川、玉原、 羽幌二股、九頭竜、 石湖、阿木川
コア・ロック部 と も 掘 削		下小島、深山	大神、宮川、川上、 銚子	南原	
コ ア 部 の み	広瀬、広川、大雪、 日出生		朝倉、青土	水窪、日野川	高瀬、七倉、日新、 内閣、牧尾
残す又は一部掘削				大津枝、双葉	
そ の 他					多々良木

(3) いくつかのダムにおける堆積地盤材料の実態

表－2.1に記したダムの内、いくつかのダムについては、公刊された雑誌中の記事以外に、資料を入手し、それらのダムにおける地盤材料、地盤処理の考え方の実態を調べた。

(3-1) 七倉ダム

表－2.3のような項目の調査が行なわれた。その結果、得られた情報は次のようなものである。

- (a) 地質分布、堆積物の種類・深さ：ダムサイト周辺の基盤上の地層を、現河床堆積層・段丘砂レキ層・崖すい層に大別している。
- (b) 粒度組成：粒度分布として、図－2.1のような結果が得られている。
- (c) 密度：現河床堆積層では、全体に $\gamma_d > 1.9 \text{ t/m}^3$ 。段丘砂レキ層では、表層部では $\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$ 程度と若干低い、深度方向へ $\gamma_d = 1.9 \sim 2.0$ 程度と若干大きくなる傾向にあ

る。崖すい層では、 $\gamma_d = 1.6 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ 程度を示している。

(d) 透水性：現河床堆積層では、 $K = 10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ を得ている。

(e) せん断定数：室内土質試験により、粒度タイプ別に $\gamma_d \sim \phi$ 関係図を作成し、各層の設計 ϕ を推定している。

このような情報から、すべりに対する安定性、応力及び変形量、地震時液状化、浸透流に対する排水性の検討を行なっている。地震時の液状化に対する検討方法は次のようなものである。

(f) 液状化に対する判定基準：表-2.4及び諸研究者によって提案されている液状化の生じやすい粒径加積曲線（図-2.2）を基準として、液状化発生の有無について判定を行なっている。

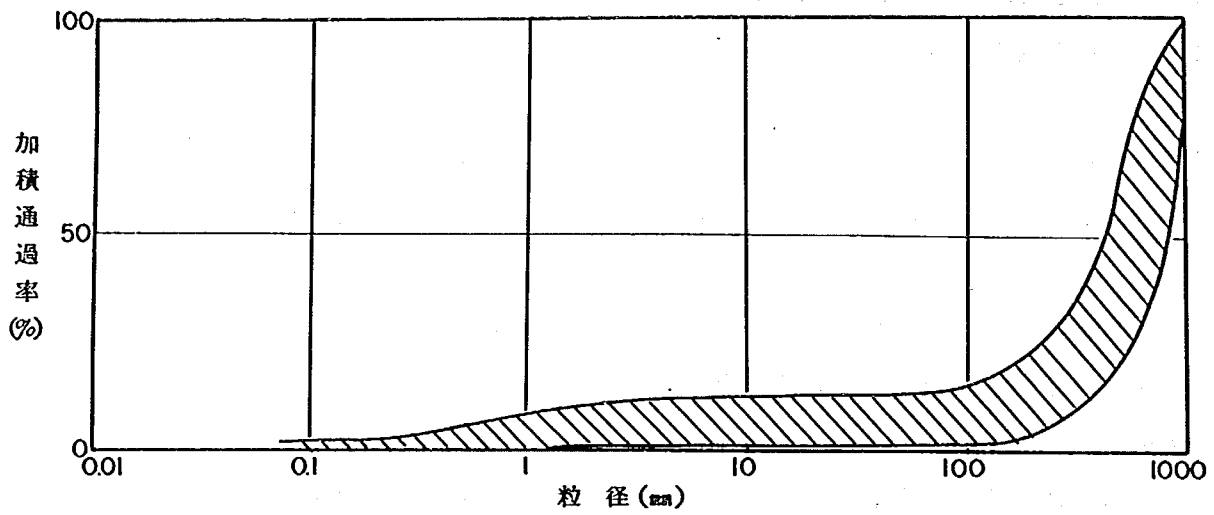
(g) 液状化に対する判定：現河床堆積層の粒度タイプは、タイプⅠ，Ⅱに分類され、いずれも液状化しやすい範囲から大きくはずれ、したがって液状化の可能性はないと判定している。

段丘レキ層の粒度タイプは、タイプⅢ，Ⅳ，Ⅴに分類されるが、その内タイプⅣ，Ⅴは、図-2.2の液状化しやすい範囲に近いことから部分的に液状化すると判断しており、掘削・除去すべき範囲を7～15m程度としている。なお、円弧すべり法により必要とされる掘削除去の範囲は、液状化の点から必要とされる以上の深さにまで及び、むしろ、ここでの除去範囲はすべりに対する安定性の点で決っている。

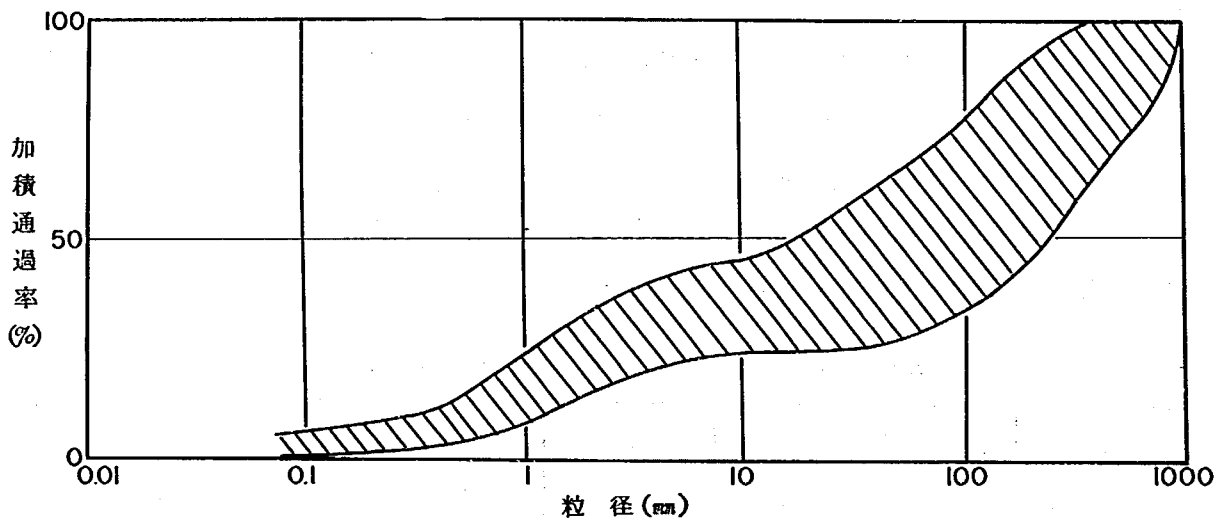
表-2.3 七倉ダムにおける調査項目

調査方法	位置	坑(孔)数	延長(m)	調査	
				内 容	坑 数
立 坑	河 床	4	37.5	地質調査のみ	5
	右 岸	3	54.9	現場粒度試験	1
	左 岸	6	97.2	現場および室内試験 室内試験のみ	4 3
横 坑	右 岸	8	34.9	地質調査	12
	左 岸	5	16.0	地質、土質調査	1
ボーリング	河 床	12	45.9	着岩調査 岩の透水試験併用	53 7
	右 岸	29	94.9	立坑内ボーリング R.I密度測定	2 3
	左 岸	35	1,117	弾性波速度検層 標準貫入試験	2 9
開 削	右 岸	4	28	地耐力試験	
	左 岸	3	18	粒度、密度測定	

(a) 段丘レキ層 (タイプI)



(b) 段丘レキ層 (タイプII)



(c) 段丘砂レキ層 (タイプIII)

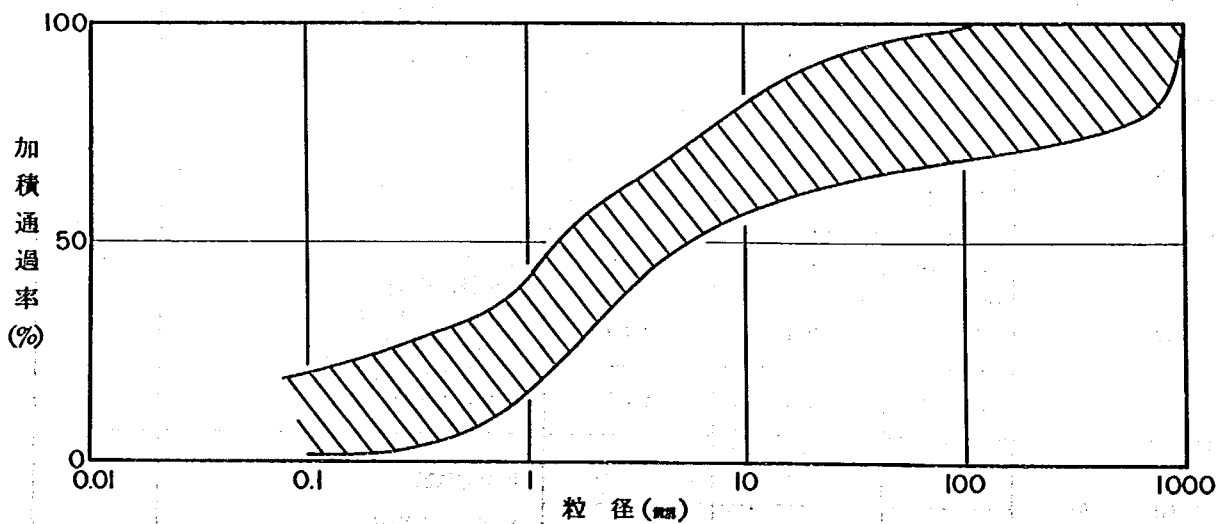
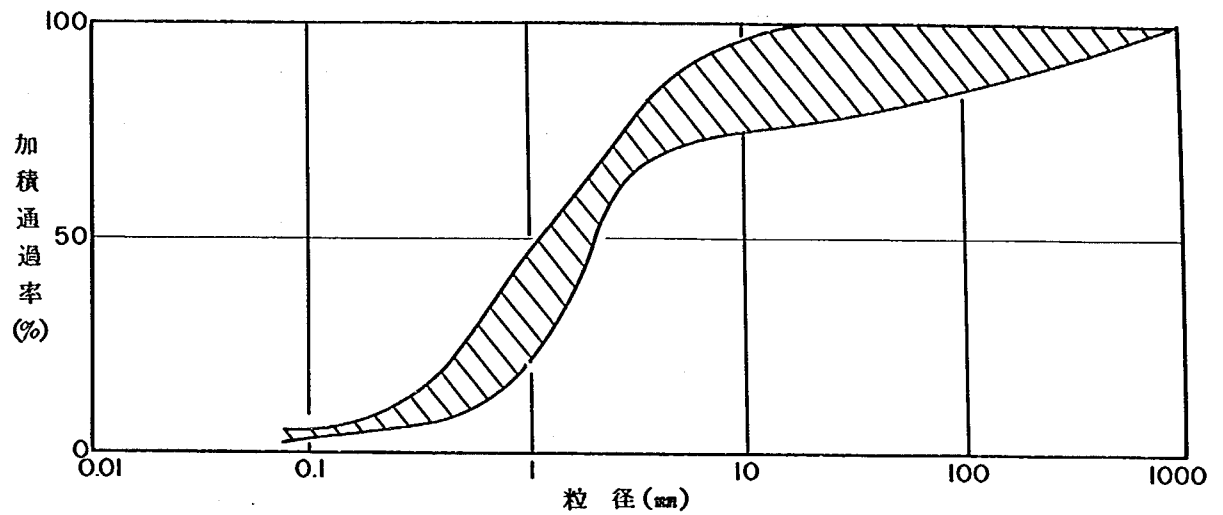
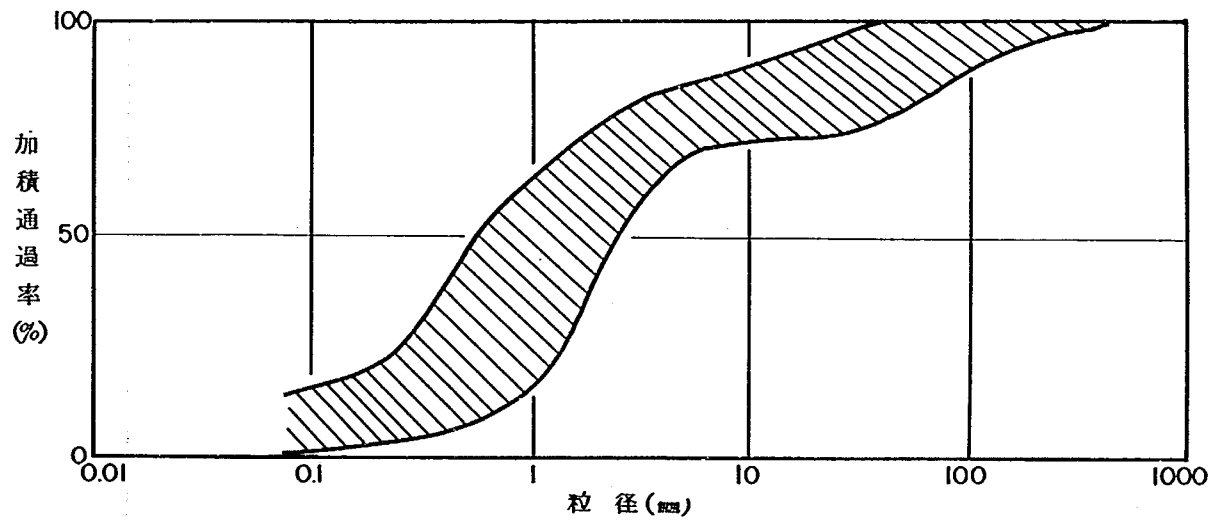


図-2.1 七倉ダム基礎地盤の粒径加度分布

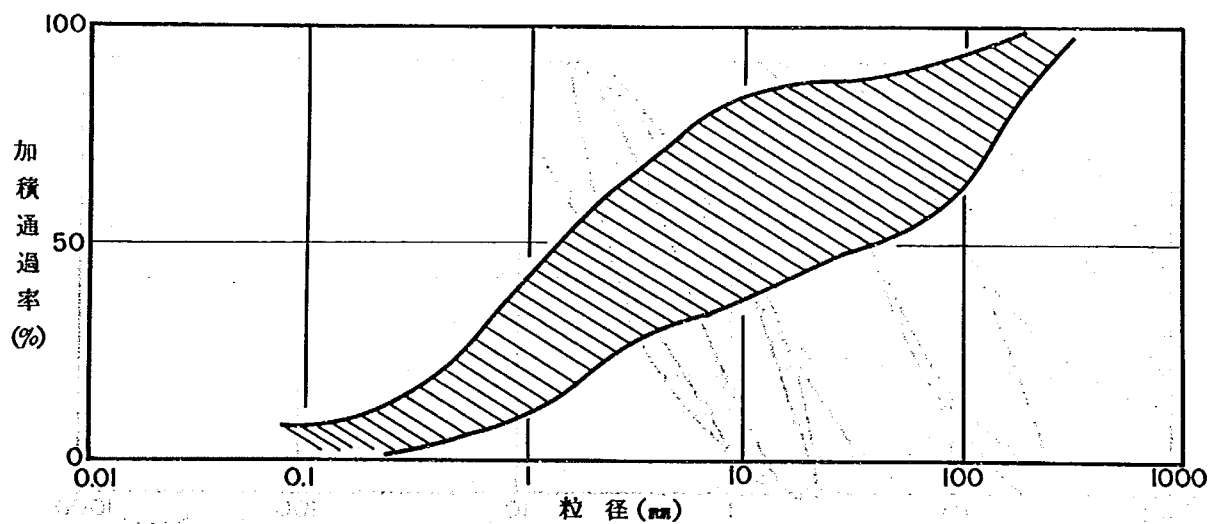
(d) 段丘砂レキ層(左岸)(タイプⅣ)



(e) 段丘砂レキ層(右岸)(タイプⅤ)



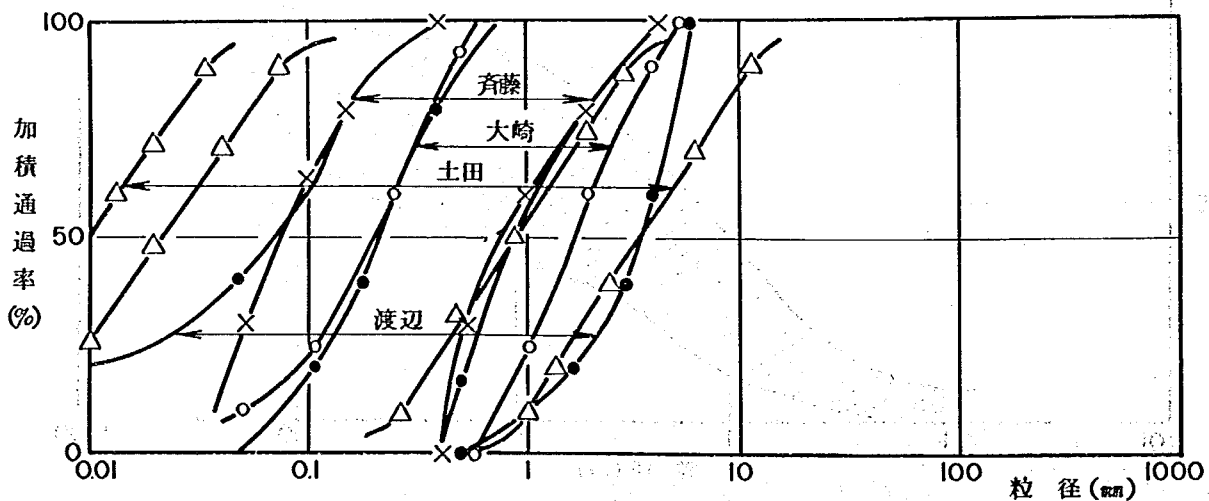
(f) 崖すい層(タイプⅡ)



図一2.1 七倉ダム基礎地盤の粒径加度分布

表一 2.4 七倉ダムにおける液状化に対する判定基準

液状化の要因 判定基準	粒 度 分 布	拘 束 圧	相 対 密 度 D_r	標準貫入試験 の N 値	余 裕 間 隙 比 $e - e_{lim}$
粒 度 分 布	粒度分布が悪く、 かつ粒径のそろっ た土は、液状化し やすい。	有効拘束圧が低い ほど液状化しやす い。	$r_d / r_{dmax} > 80$ 多では液状化の可 能性が少ない。		
土 田	図一 2.2 に液状化 可能性領域を示す	同 上	$D_r > 80$ 多では液 状化しない。	液状化に対する加 速度と限界 N 値の 関係として与える (図略)	
谷 本		同 上	D_r が小さいほど 液状化しやすい。		
石 原		同 上	相対密度 D_r だけ で液状化の判定を くだすことは不十 分である。		D_r の他に余裕間 隙比 $e - e_{lim}$ の値 を検討する必要が ある。
Casagrande		限界間隙比説によ れば、拘束圧が高 いほど液状化しや すい。			
岸 田	$0.074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$ で $U_c < 10$ (図略)	有効拘束圧 $< 2 \text{ kg/cm}^2$ では液状化し やすい。	$D_r < 75$ 多では液 状化を起す可能性 がある。		
そ の 他	斎藤、大崎、渡辺 の提案する液状化 可能性領域を別添 図一 2.2 に示す。				



図一 2.2 液状化の生じやすい粒径加積曲線

(3-2) 高瀬ダム

河床部に堆積した厚い砂レキ層が、堤体基礎として利用できるか否かを検討するため表-2.5の調査を行なっている。

- (a) 地質分布状況：ダムサイト周辺の地質は、花こう岩の基盤の上に、現河床部付近においては30～40mと非常に厚い河床堆積物が認められた。
- (b) 粒度組成：代表的粒度分布は図-2.3のようであった。
- (c) 密度：深度8mまでの開削により地表面付近の密度を求め、深部における密度は立坑及びボーリング坑内でのRI法により測定し、図-2.4のような結果を得ている。
- (d) 透水性：現場における透水試験結果から、概略 10^{-2} cm/sec 程度あるいはそれ以上の値が得られている。
- (e) せん断抵抗：室内大型三軸圧縮試験により河床砂レキの $\gamma_d \sim \phi$ 関係を得て、設計用 ϕ を求めている。

検討項目は、すべり、沈下、地震時液状化、浸透流に対する排水効果である。液状化についての検討結果を要約すると次のとおりである。

- (f) 液状化に対する判定基準及び判定結果：粒度構成・相対密度等を岸田、Seedらの提案する規準と比べて表-2.6を得、その結果、液状化の危険性はないと判断している。さらに、図-2.2のような液状化しやすい粒度範囲と高瀬砂レキの粒度曲線とを比較しその結果からも液状化の危険性はないと判断している。

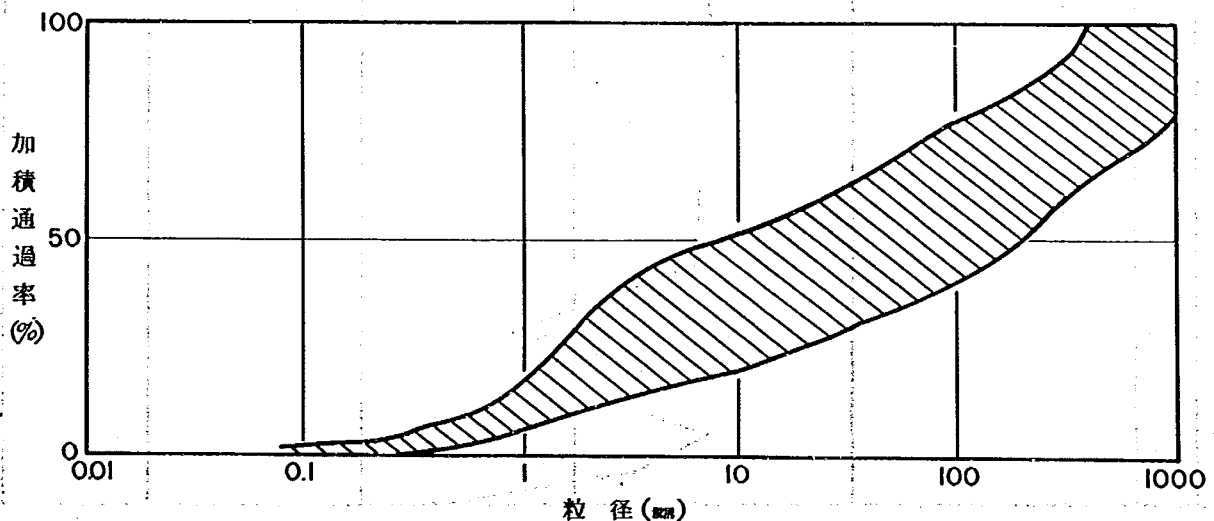


図-2.3 高瀬ダム基礎地盤粒度分布

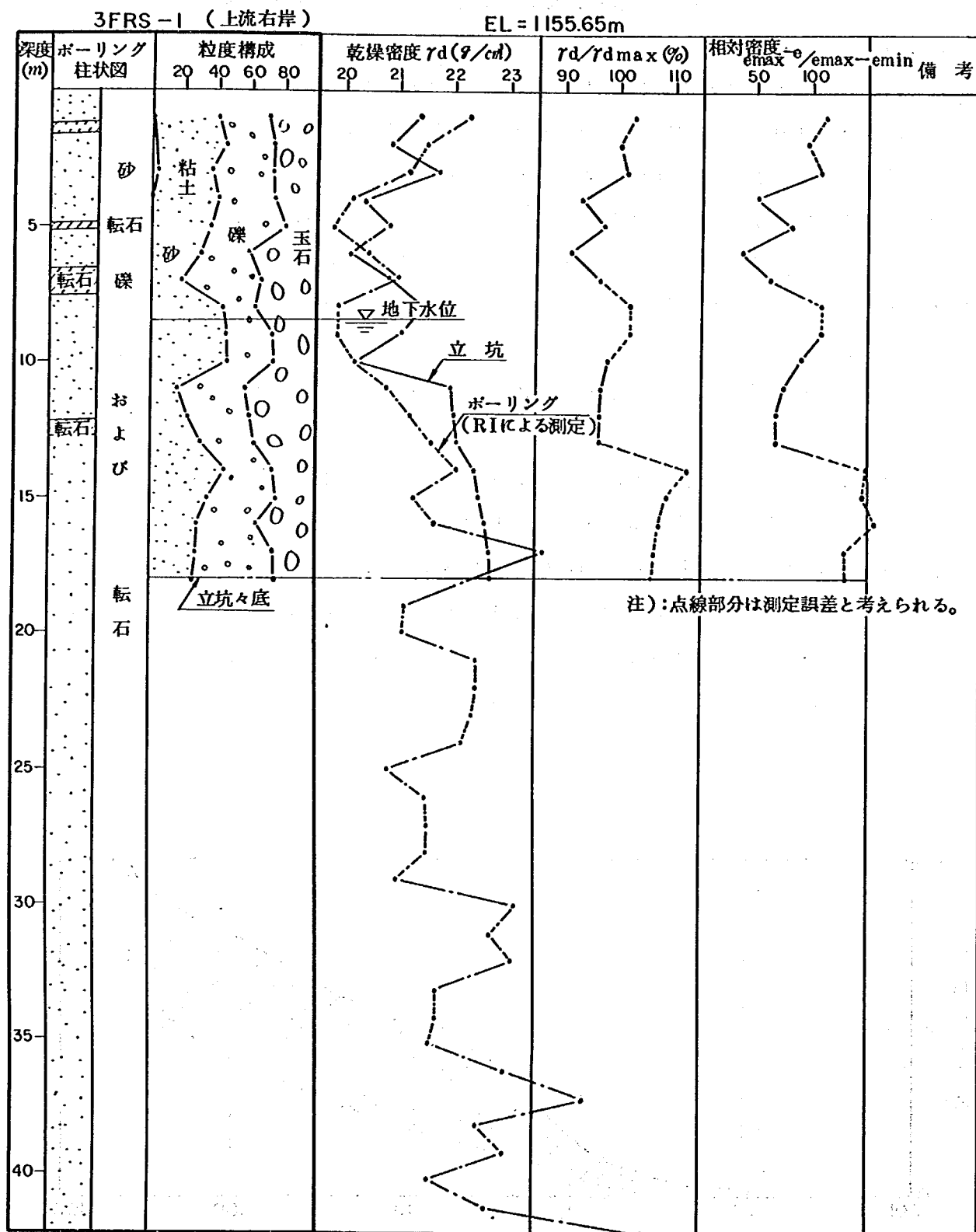


図-2.4 立坑及びボーリング孔(RI)による測定結果

表-2.5 高瀬ダムにおける調査項目

調 査 方 法	坑 数	延 長 (m)	調 査 内 容
立 坑 (坑口 2×2.5 m)	6 坑	87.2	(1) 現 場 調 査 (2) 粒 度 分 析 (3) 現場透水試験
ボーリング孔 (ϕ 86 mm)	49 本	2,421.2	着 岩 調 査 現場透水試験 孔内でR.I法による密度測定
開削による地耐力試験	7 箇所	34	現 場 密 度 粒 度 分 布 地 盤 係 数

表-2.6 高瀬ダムにおける液状化判定

流 動 化 判 定 規 準		高 瀬 砂 礫	判 定	備 考
岸 田	(1) 相 対 密 度 $Dr < 75 \%$	47 ~ 100	良	$Dr < 75$ の試料が全体の約 5.5%あった。
	(2) 粒度構成が悪いとき $U_c < 10$	40 ~ 200	良	
	(3) 平均粒度が下記のと $0.074 < D_{50} < 2.0 \text{ mm}$	12 ~ 50	良	
Seed	締固め度が低いとき $Dr = r_d / r_{dmax} \times 100$ $Dr < 80$	90 ~ 100	良	

(3-3) 阿木川ダム

調査項目は表-2.7 のようである。

- (a) 地質：基盤上の堆積層を扇状地堆積層・段丘堆積層・崖すい堆積層・現河床堆積層に分類している。この内、崖すい堆積層の分布が顕著であり、最大部で30mにも及ぶことが確認されている。
- (b) 崖すい層の粒度組成：図-2.5のような粒度分布を得ている。
- (c) 密度：立坑における水置換法及びR I試験による γ_d が図-2.6のように得られている。
- (d) 透水性：地表・坑内での注入法による現場透水試験の結果から、全体的に $10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/sec オーダーの透水係数を得ている。
- (e) せん断定数：室内せん断試験として、中型一面せん断試験（せん断箱 $30 \times 30 \times 20$ cm），大型一面せん断試験（せん断箱 $150 \times 150 \times 60$ cm），大型三軸試験（ $\phi 30 \times h 60$ cm）を行ない，又，現場せん断試験を行ない，設計用 ϕ を求めている。
- (f) 載荷試験： $\phi 50$ cmの円形載荷板による繰返し載荷試験結果から変形係数，沈下量特性を求めている。

これらの情報から，ロック部の基礎工としての沈下，すべり，パイピングの検討及び地震時の液状化に対する検討を行なっている。

- (g) 地震時の液状化に対する検討：液状化現象が均質粒径で $Dr \leq 60\%$ の飽和砂層に生じやすいものであることに判断規準をおき，崖すい層は粗粒分が70～80%と多く，その粒度分布が良好で $U_c \geq 1000$ であること等から液状化の危険はないと判断している。又，透水性が大きく過剰間げき水圧の発生も考えられないこともその判断理由の1つとしている。

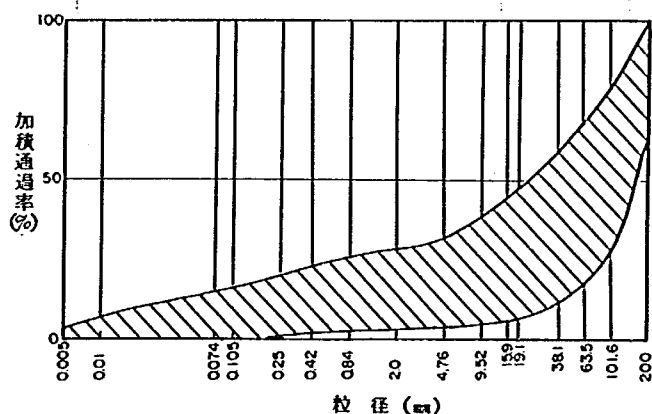


図-2.5 阿木川ダム崖すい層の粒度分布

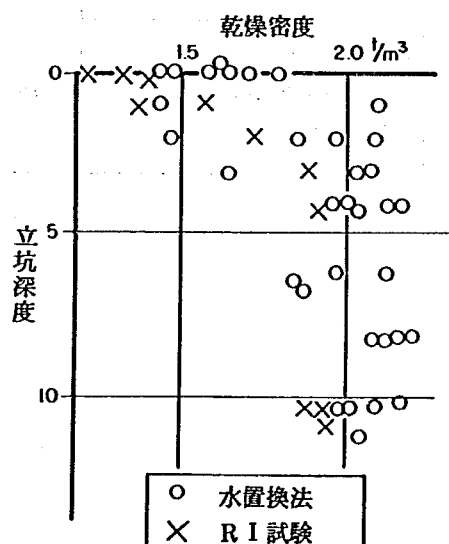


図-2.6 阿木川ダム崖すい層密度

表-2.7 阿木川ダムにおける調査項目

調 査 項 目		数 量	摘 要
地 質 調 査	ボーリング	32.6 m	6坑
	試掘坑 トレンチ	51 2ヶ所	
現 場 試 験	単位体積重量測定	58	$\phi 20$ cm砂置換法, $\phi 60$ cm水置換法 立坑ズリ
	R.Iによる密度測定	25	
	現場粒度試験	18	
	現場透水試験	10	
	現場せん断試験 載荷試験	5	
室 内 試 験	粒度試験	64	JIS $\phi 30$ cmモールド $\phi 20 \times 10$ cmモールド
	含水比試験	64	
	液性・塑性試験	64	
	比重試験	64	
	比重吸水量試験	64	
	突き固め試験	12	
	透水試験 圧密試験	6 4	
セ ン 断 試 験	中型一面せん断試験	7	$30 \times 30 \times 20$ cm $150 \times 150 \times 60$ cm $\phi 30 \times 60$ cm
	大型一面せん断試験	3	
	大型三軸試験	10	
	中型三軸試験	3	
	解析 円弧にり計算	4断面	

(3-4) 新冠ダム

砂レキ等の被覆層に対して実施された調査項目は、物理試験、地耐力試験（平板 $\phi 45$ cm 載荷試験）、スウェーデン式サウンディング試験である。

(a) 地質：基盤を被覆する堆積物は、河成段丘堆積物及び崖すいである。河成段丘堆積物の層厚は平均7～8 m，最高10 mで構成材料は砂レキ層，砂層，シルト層から成っている。崖すいは平均7～10 mの厚さで分布している。

(b) 粒度組成：ロックゾーン盛立部の砂レキ層の粒度分布は図-2.7のようである。

(c) 地耐力試験：荷重沈下曲線から降伏荷重を見出している。

(d) スウェーデン式サウンディング：Nsw からN値の推定を行ない，さらに Terzaghi-Peckの方法により ϕ を推定している。

ダムサイト部に分布する砂レキ層・砂層に対する土質試験結果等から次のように結論している。

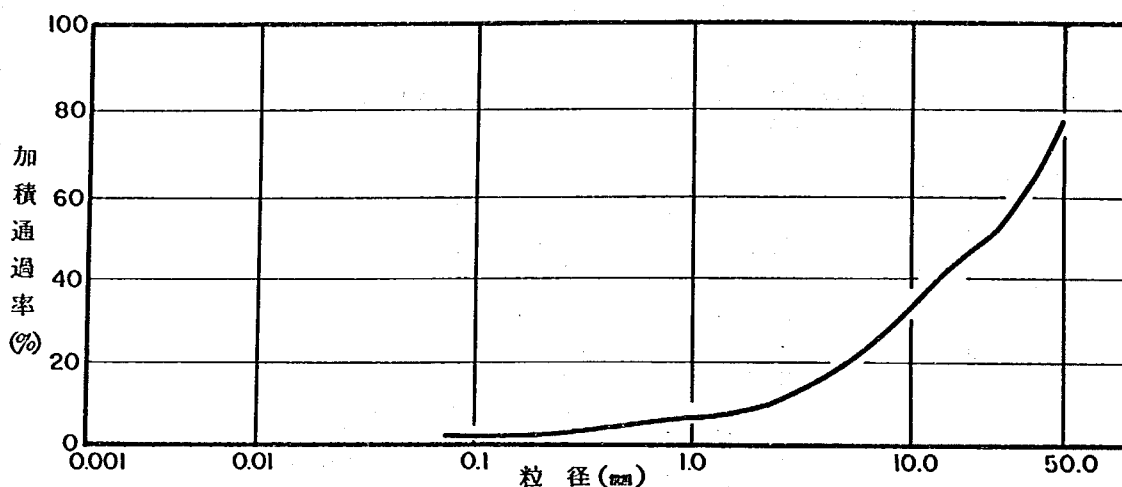
(e) 盛立部での砂レキの γ_d が，ロック材料設計値の γ_d より大きいことから，分布する砂レキ層が非常に固結した地盤であるとしている。

(f) 粒度組成から圧密沈下の心配はないとしている。

(g) 載荷試験により得られた降伏荷重と盛立による鉛直荷重から十分な地耐力を有するとしている。

(h) スウェーデン式サウンディングから推定した ϕ とロック材料の設計 ϕ を比較して，現地砂レキは十分なせん断強度をもつと判定している。

これらのことから盛立部での砂レキ層の掘削除去は行なわれていない。又、液状化に対する検討は、特に行なわれていない。



図－ 2.7 新冠ダム地盤堆積物粒度分布

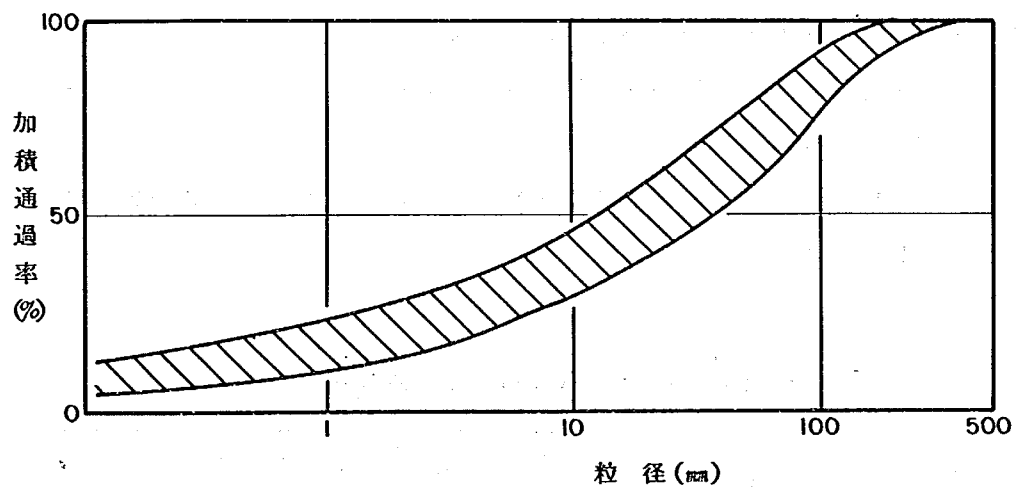
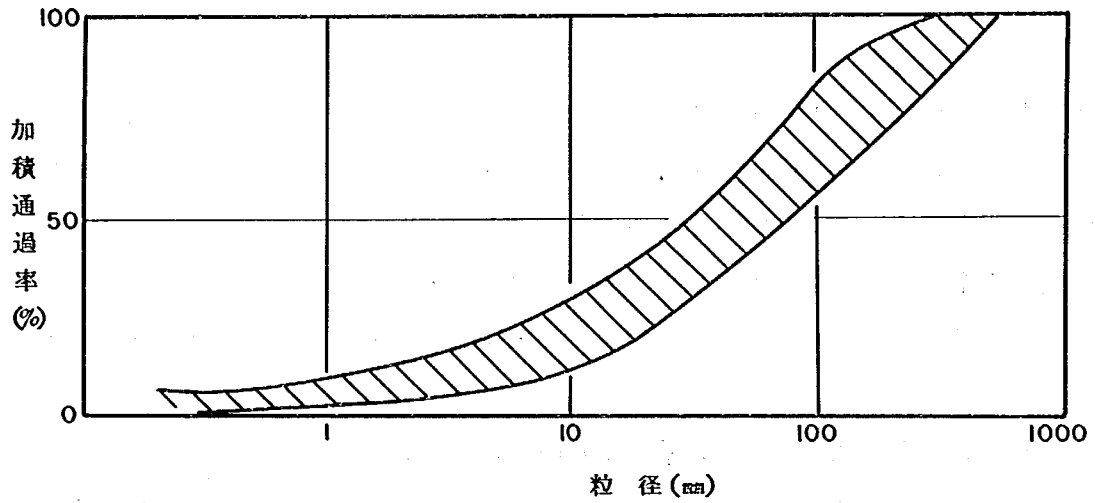
(3-5) 多々良木ダム

- (a) 地質：50 m 間隔のグリッドの交点における計 26 本のボーリングから、深さ 10 ～ 12 m の河床砂レキ層の存在が分った。
- (b) 粒度組成：図－ 2.8 のような粒度分布が得られている。
- (c) 密度：ボーリング孔を利用した R I 法及び置換法（1 m³ の試料）による γ_d は図－ 2.9 のようであった。
- (d) 圧縮・現場せん断試験：変形係数 E , C , ϕ を求めた。
- (e) 砂レキ層の成因・生成時期：これにより、ダムの耐用年数の範囲内での砂レキの風化に起因する地耐力の低下は、実用上無視し得るとしている。

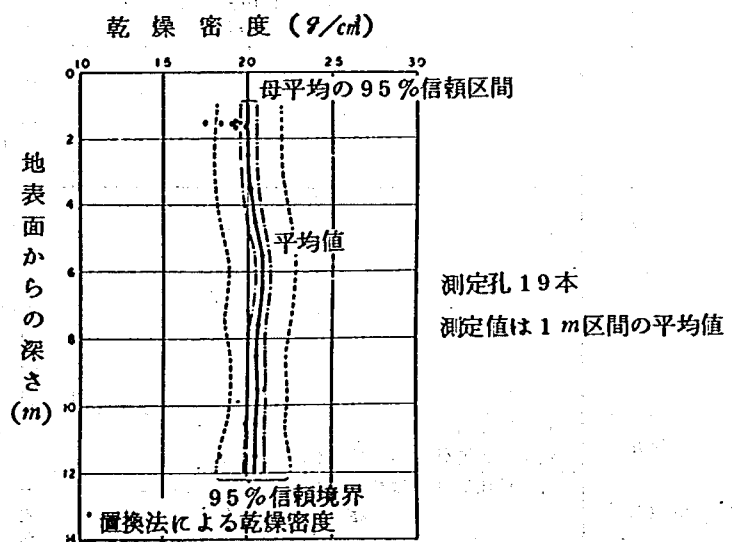
特殊な検討として、次のようなものを実施している。

- (f) 河床砂レキ層の除去範囲が堤体挙動に与える影響：河床砂レキ層の一部を除去した場合にダムの変形挙動に及ぼす影響を、上に測定した変形係数を参考に除去範囲を変えて解析を行なっている。

結論としては、ダムの敷幅の上流側方については堆積砂レキを除去して岩盤を露出させ、その他の部分は 1.0 ～ 1.5 m の表土を除去し、振動ローラー（13.5 t）によって 5 回以上転圧してダムの基盤とした。これらの検討の過程で液状化は特に検討されていない。



図一 2.8 多々良木ダム基礎地盤堆積物粒度分布



図一 2.9 R. I 法および置換法
による乾燥密度の分布

(3-6) 南原ダム

調査内容は表-2.8 のようである。

- (a) 地質：河床部に5～10 m程度の河床砂レキ又は風化層がある。砂レキ層の厚土はダム上流部で3～5 m，中央部から下流部にかけて5～7 m程度である。下流両岸部では10 m程度とやや厚く堆積しているところが見られる。
- (b) 粒度分布：図-2.10のような結果が得られている。
- (c) 密度：立坑及びボーリング孔を利用したのR I法により，図-2.11のような結果を得ている。
- (d) せん断強度：室内試験により， $\phi \sim \gamma d$ 関係を求めている。
- (e) 透水性：ボーリング孔による現場透水試験及び室内試験の結果， $K = 10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であると考えられている。
- (f) 圧縮性：圧密試験により圧縮ひずみを求めている。
- 堤体基礎として必要なすべりに対する安定性，応力及び変形量，地震時液状化，浸水・浸透に対する安定性を検討している。
- (g) 地震時液状化の検討：表-2.9のような諸判定基準による検討を行ない地震時液状化の可能性はないとしている。

表-2.8 南原ダムにおける調査項目

調 査 方 法	規 模	調 査 内 容
物 理 探 査	ダムサイト全般 9測線 延長 2.9Km 河 床 2測線 100 m 右岸横坑 2坑 50 m	地質分布 (P波伝播速度) 地質分布 (P.S波伝播速度) 動弾性係数
スウェーデン式 サウンディング	ロック部基礎 69ヶ所 (40 mグリッド) 延長 142 m	地 質 分 布 貫入抵抗値
ボ ー リ ン グ	左 岸 3孔 56 m 河 床 19孔 223 m 右 岸 16孔 692 m	地 質 分 布 標準貫入試験 透 水 試 験 R.I 密度測定 (河床) 10孔 延長 101 m
立 坑	河 床 4坑 13 m 右 岸 2坑 18 m	地 質 分 布 現場密度，粒度分布 室内試験
横 坑	左 岸 4坑 73 m 右 岸 4坑 104 m	地 質 分 布 現場密度，粒度分布 現場透水試験 室 内 試 験 ジャッキ試験
現場セン断試験	右岸風化岩 1ヶ 風化岩と堤体材料の接触部 1ヶ	一面セン断試験
大型三軸圧縮試験	右岸風化岩 (不攪乱試料) 湿 潤 4ヶ 飽 和 1ヶ	セ ン 断 強 度 変 形 係 数 透 水 係 数
圧 密 試 験	河床砂礫 8ヶ	圧 縮 ひ ず み 体積圧縮係数

表-2.9 南原ダムにおける液状化判定

検 討 内 容		河 床 砂 礫	風 化 岩	崖 錐 層
岸 田	液状化しない為には相対密度が75%以上であること	90%以上	90%以上	90%以上
	$D_{10} < 0.074 \text{ mm} \sim 2.0 < D_{50}$	4.4~108 mm	1.0 mm	8 mm
	判 定	良	良	良
谷 本	液状化しない為には $Dr > 341 k / (1 + Ko)$ k : 地震係数 $\frac{a_{max}}{g}$ Ko : 静止土圧係数 $k = 0.12$ とすると $Dr > 40.9 / (1 + 0.5) = 27.3 \%$	90%以上	90%以上	90%以上
	判 定	良	良	良
Seed	液状化しない為には $\frac{a_{max}}{g} < \frac{Cr}{0.65} \frac{\sigma_o}{50} \frac{Dr(\sigma_{dp}/2\sigma_o)}{\gamma h_{rd}} 50$ $\frac{a_{max}}{g} = k = 0.12$	0.240以上	0.240以上	0.240以上
	判 定	良	良	良
土 田	粒度分布より液状化の可能性を判断	無	有	無
	N値を調査する 液状化しない為には $N > 8$	推定 47	30	推定 52
	判 定	良	良	良

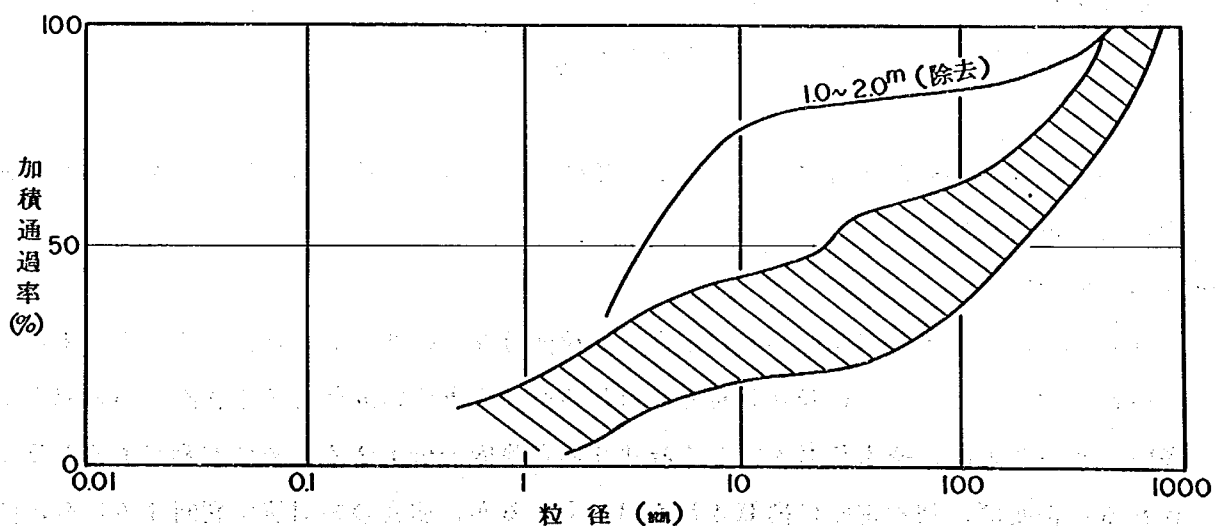
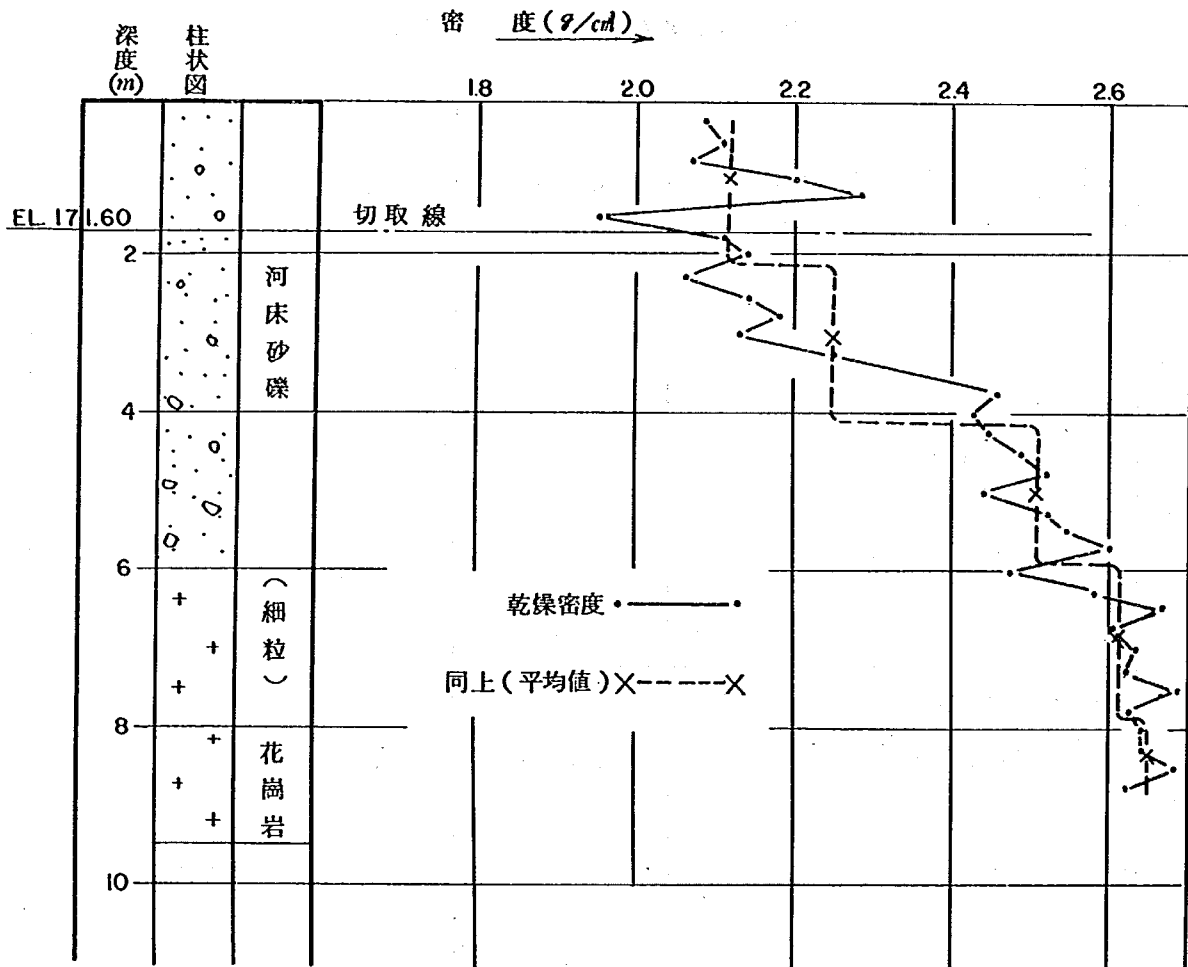


図-2.10 南原ダム基礎地盤粒度分布



図ー 2.11 南原ダム河床砂レキ層密度

(4) 堆積地盤材料の実態調査結果のまとめ

検討項目及び方法は次のようである。

(a) 堤体・地盤のすべりに対する安定

室内及び現場せん断試験によって ϕ を求める。

(b) 沈下

載荷試験から求めた地耐力と盛土荷重の比較，又は載荷試験等から推定した変形係数を用いた変形解析による。

(c) 地震時液状化

粒度分布，密度・相対密度から判定する。粒度分布は，サイトごとにさまざまであるが，一般に通常液状化しやすい粒度分布といわれる範囲より粗い成分を多く含んでいる場合が多い。このことは，透水係数も大きく液状化の危険度を低下するために有利であると見なされる。密度は，相対密度に換算される場合もあるが，密度の絶対値で判断する場合には，盛立材料の設計乾燥密度と比較して判定することもある。

(d) 浸透及びパイピング

測定した透水係数を用いて、電気相似法やフローネット法により浸透流量・浸透流速を求める。

以上のことから、フィルダム基礎地盤としての河床砂レキ層の耐震安定性の面からの判定は、液状化に対する判定と同義に扱われているといえる。詳細に言えば、液状化に至らない地震時圧縮変形や動的載荷クリープ等も検討項目となるであろう。堆積砂レキ層の液状化判定は、従来の砂・シルトの液状化に対する知識をもとに推定して行なわれている部分が非常に多いと思われる。以下の章では、当所の施設等を生かして、従来余り実際には調べられたことのない河床砂レキの耐震安定性、特に液状化特性を実験的に調べた結果を述べる。なお、表-2.1やその他にやや詳しく調べるために参照した文献は、個々に引用文献を明示せずに、6.参考文献に示した。

3. 粗粒材料の動的特性

1. まえがきで取上げたフィルダム基礎地盤に必要な要件の内、特に(2)地震時の安定性等を検討するために必要な項目は、次のようなものとなる。

(1) 現場での材料の状態、特に密度

(2) 地震時における載荷が非排水繰返しせん断であるとしたときの材料の挙動

(3) 地層としての透水性

ここで、(1)は、(2)の非排水繰返しせん断強度に大きな影響を与える現場の密度であり、単に単位体積重量の絶対値の大小ではなく、非排水繰返しせん断時の過剰間げき水圧の発生しやすさを支配する締固め難さを表わす指標としての密度や間げき比が現場でどのような実態にあるかということである。

(2)は、一般に地震時における外荷重の影響を最も苛酷なものとして考えるものである。(3)は、地震時中に発生する可能性のある過剰間げき水圧の逸散を考慮することにより、上の最も苛酷な条件をどの程度緩和することができるかという条件に関するものである。

以下に、本章及び次章においてこれらの3項目に関して、既往の調査研究結果及び当研究室で実施した実験結果を紹介する。

3-1 既往の調査研究

この調査において対象としなければならない材料の粒度分布は、例えば図-2.1, 3, 5, 7, 8, 10に示したような広範囲の粒度で、又、非常に大粒径のものまで含んでいることが、その特徴である。このような粒径特性、特に大粒径成分の存在は、この材料の動的特性に大きな影響を有すると考えられるが、このような大粒径材料の室内試験は、ほとんど不可能であるので、粒度分布の範囲をもう少し広く考えて、従来の調査研究を整理してみた。

粒度分布性状を表わす上で通常用いられる指標は、まず特定の通過百分率に対する代表粒径(D_{10} , D_{20} , D_{50} , D_{60} 等)及び粒度配分の程度を表わす指標(均等係数 U_c , 曲率係数 U_c' 等)である。これらは直接的には単なる物理指標であり、直接に力学特性を表わすものではないが、以下のいくつかの材料力学特性がこのような粒度分布性状と関係づけられれば、力学特性の推定・評価に有用である。

(1) 現場での材料密度の評価指標

レキの現場密度の測定例は、図-2, 4, 6, 9, 11等に例示したとおりであり、通常の観点からは相当大きな密度を有していることが多いようである。次の問題は、このような密度あるいは間げき比が、この材料の動的安定密度に対してどのような関係にあり、どの程度安定と見なせるかという評価又は評価指標を知ることである。

粗粒材料の現場密度をその安定密度と比べる指標として通常用いられているのは次のよう

に定義される締固め度 C_r 及び相対密度 D_r である。

$$C_r = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100 (\%)$$

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%)$$

ここに、

γ_d : 乾燥単位体積重量

$\gamma_{d \max}$: 締固め試験における最大乾燥密度

e : 間げき比

$e_{\max}$: 最大間げき比

$e_{\min}$: 最小間げき比

石原等は、 $e_{\max}$ は安定密度に直接関係がないとして、余裕間げき比 $e - e_{\min}$ を提案している(4)。

現実には、粗粒材料の液状化強度が相対密度と関係づけられることが多い。相対密度に対する基本指標である $e_{\max}$, $e_{\min}$ を種々の粗粒材料について求めた例は、Lee, Fitton (5), Youd (6), 石原, 渡辺(4), 小川, 石堂(7), 岸等(8), Johnston (9) によって報告されている。これらの調査研究結果によると、 $e_{\max}$, $e_{\min}$ は共に次のような諸量の影響を受ける。すなわち、

$$e_{\max}, e_{\min} = f(\text{代表粒径 } D_m, \text{均等係数 } U_c, \text{粒子形状特性})$$

この諸因子すべてを分離して考察をした実験は Youd によってなされているが、その結果を図-3.1～3.4に示す。これ以外には、粒子形状の影響を定量的に表わしてその影響を調べた例はほとんど見られないが、それ以外の因子である D_m , U_c と $e_{\max}$, $e_{\min}$ との関係を表わした結果をまとめたものが、図-3.5, 6である。データはばらついているが、これらをまとめて傾向として次のように言えよう。

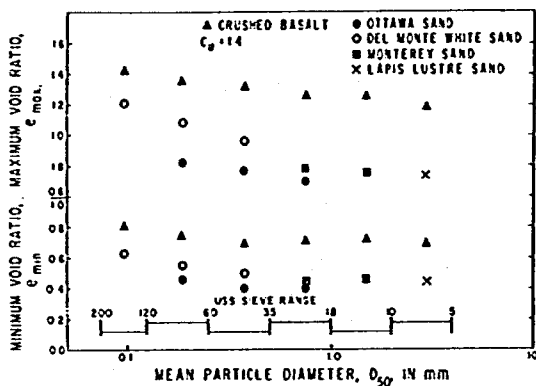
- (i) 平均粒径が大きい材料ほど $e_{\max}$, $e_{\min}$ とも小さい。
- (ii) 均等係数 U_c が大きい(粒度配合のよい)材料ほど $e_{\max}$, $e_{\min}$ とも小さい。
- (iii) 粒子形状が丸い材料ほど $e_{\max}$, $e_{\min}$ とも小さい。

これらの特性を導くにあたって、例えば、図-3.5においては、様々な均等係数及び粒子形状の材料のデータが含まれており、その意味では平均粒径のみの影響をとり出すには適当でない面もあるが、データの少ない現時点ではやむをえない。図-3.6についても同様である。

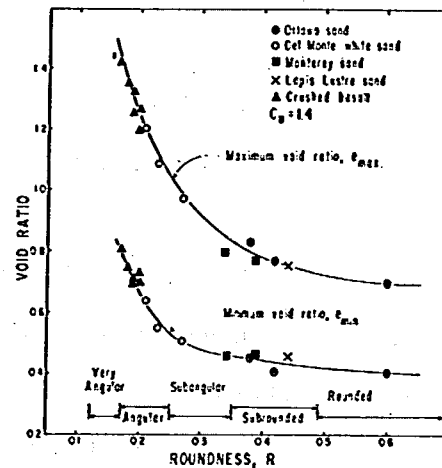
上のことから、平均粒径、均等係数の大きい河床砂レキにおいては、通常細粒分の少ないきれいな砂についての常識的な $e_{\max}$, $e_{\min}$ あるいは、 $\gamma_{d \max}$ との比較から相対密度を推定することは誤差が大きいと言える。例えば、 $\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$ の材料があるとして、砂に

についての標準的な値の組 $e_{\max}=1.0$, $e_{\min}=0.6$ 及びレキについてのある可能性のある値の組 $e_{\max}=0.6$, $e_{\min}=0.3$ を採用したとすると, $G_s=2.70$ として, 前者の場合, $Dr=163$ となり, 現実に不可能であるが, 後者の場合, $Dr=83$ となりかなり密ではあるが, 現実に不可能ではない状態であることを示している。

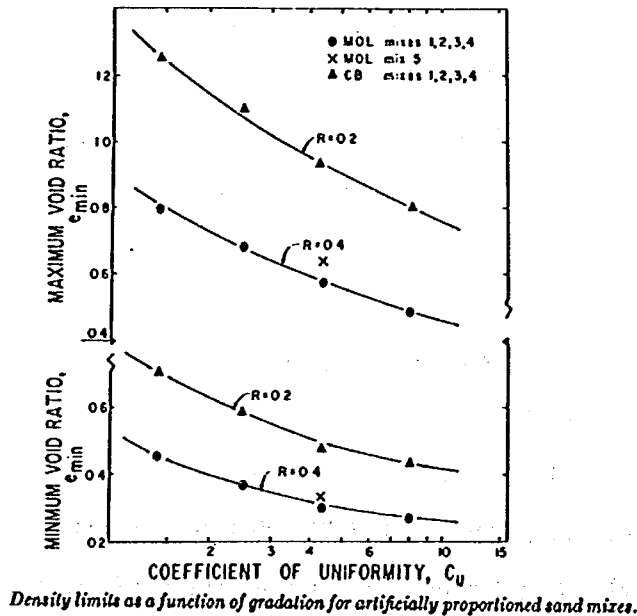
なお, 比較的小粒径の粗粒土(砂)について $e_{\max}$, $e_{\min}$ を求める方法は一応標準化されているが, その方法は, 大粒径の材料についてそのまま適用し難いと考えられる。特に $e_{\min}$ については, 通常の γ_d max を求める標準空固め試験に類似した載荷又は, 鉛直振動載荷を与える方法がとられているものと推定される。



Density limits versus mean grain size for laboratory fractions with $C_u = 1.4$.
図-3.1 平均粒径と密度限界
($C_u=1.4$)(6)

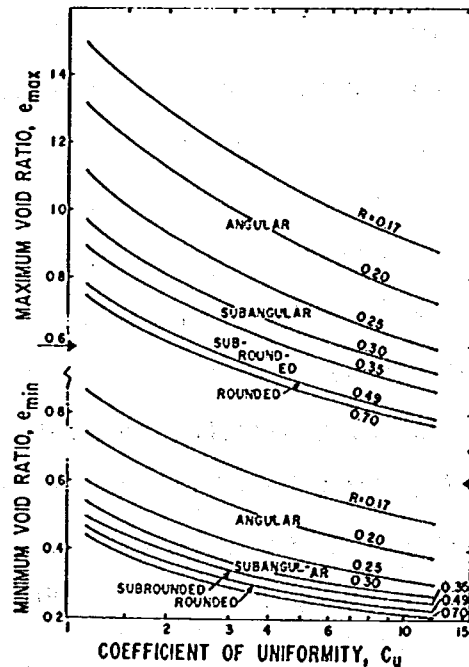


Density limits as a function of grain shape for laboratory fractions with $C_u = 1.4$.
図-3.2 粒子形状と密度限界
($C_u=1.4$)(6)



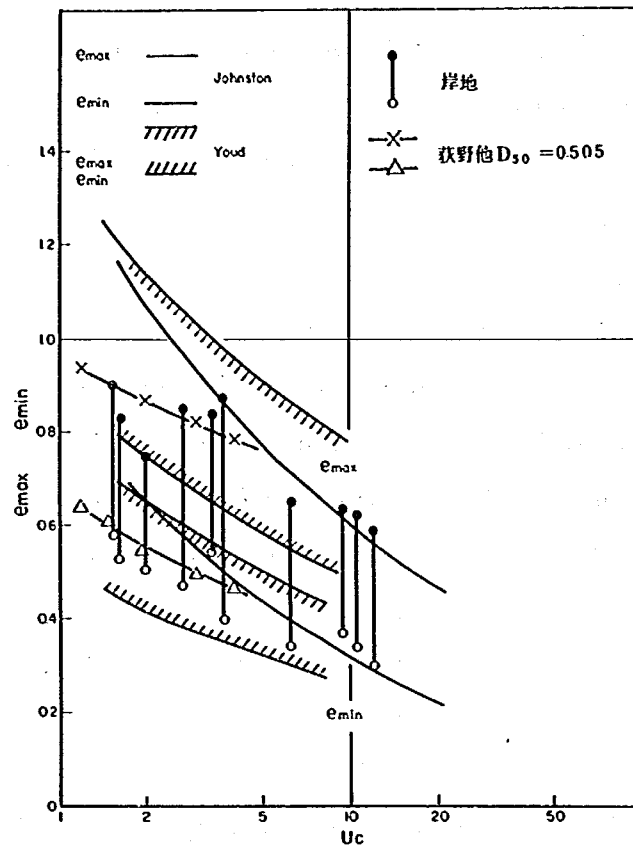
Density limits as a function of gradation for artificially proportioned sand mixes.

図-3.3 粒度分布と密度限界 (6)

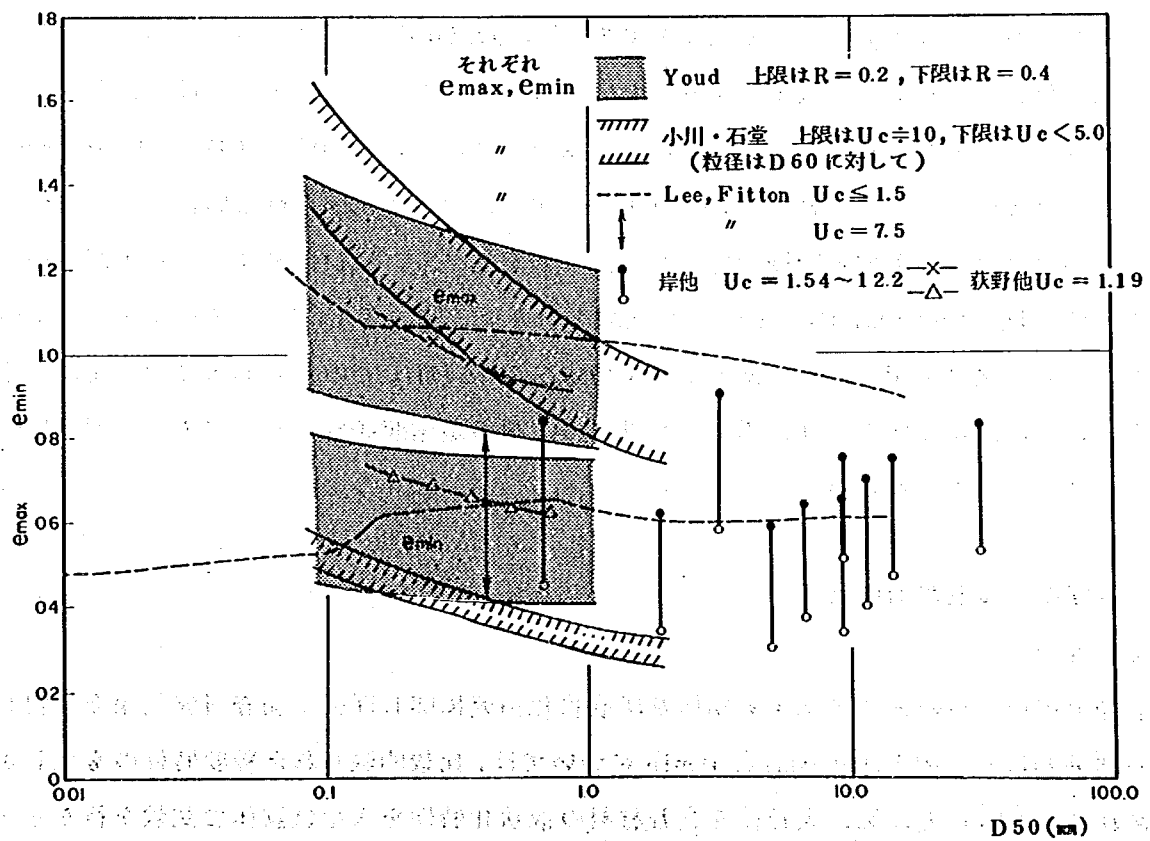


Generalized curves for estimating $e_{\max}$ and $e_{\min}$ from gradational and particle shape characteristics. Curves are only valid for clean sands with normal to moderately skewed grain-size distributions.

図-3.4 粒度分布と粒子形状特性から
 $e_{\max}$ と $e_{\min}$ を推定する曲線 (6)



図一 3.5 最大・最小間げき比と均等係数の関係



図一 3.6 最大・最小間げき比と平均粒径の関係

(2) 粗粒土の非排水繰返しせん断強度（液状化強度）

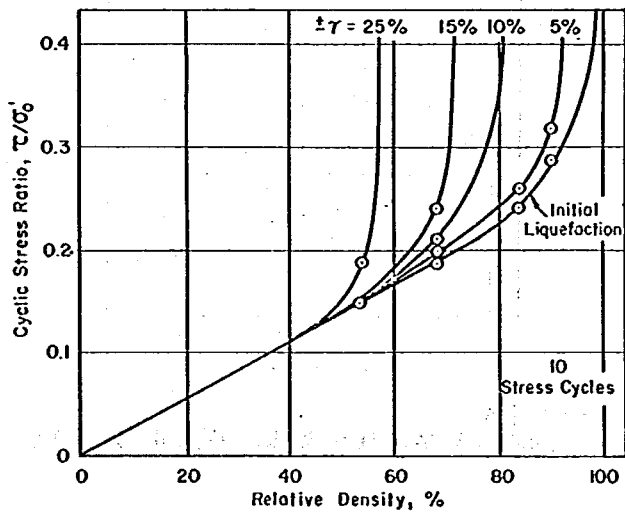
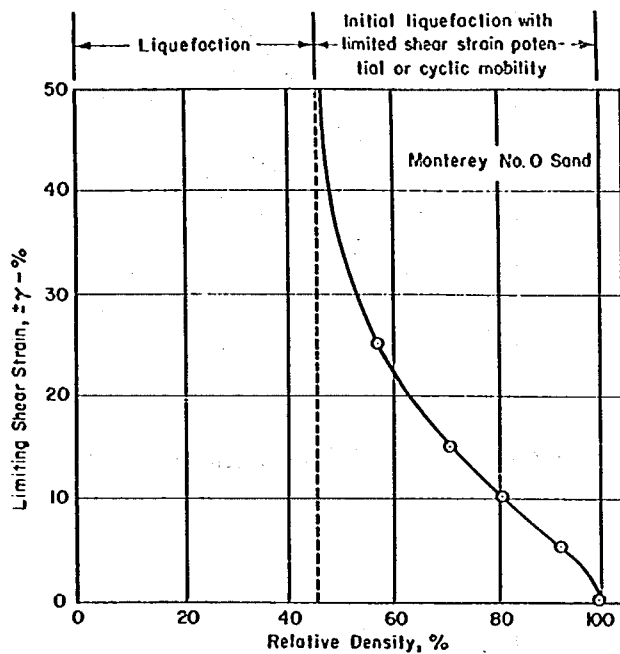
砂あるいは細粒分を含む砂質土の液状化強度に関しては、近年調査研究成果の蓄積が著しく、参考となる文献も多い（10, 11）ので、ここでは全般については述べない。ここでは、本調査で対象とする大粒径材を含む粗粒土の液状化強度推定のために必要となる粒径・粒度分布の影響、密度の影響に関してのみ述べておきたい。

- (i) 液状化強度は、相対密度に比例して増加するが、特に相対密度の大きい所では、上の関係よりもさらに強度は大きい（図－3.7(12)）。
- (ii) 石原等は、余剰間げき比（ $e - e_{min}$ ）と液状化強度の関係を図－3.8のように示し、余剰間げき比の大きいものほど液状化強度が小さい傾向があることを示している(4)。
- (iii) 平均粒径と液状化強度の関係に関しては、Lee らは図－3.9のように示し、平均粒径が大きいほど液状化強度は大きいことを示している(5)。又、Wong, Seed and Chan は平均粒径と液状化強度について、図－3.10 を示し、上記と同様の傾向認められると述べている(13)。荻野らも、一定の均等係数で平均粒径を変えた材料の試験を行ない、図－3.11 のように、上記と同様の結果を示している(14)。
- (iv) 材料の粒度配合の良否又は均等係数と液状化強度の関係に関しては、上述のWong ら(13)、荻野ら(14)、さらに岩本(15)の報告がある。Wong らは、材料の粒度配合を、一様分布及び良配合とに分けて、図－3.12 のような結果を示している(13)。これは、同じ相対密度において、良配合の材料ほど液状化強度が小さいことを示している。このことは、通常言われている粒径のそろったものほど液状化しやすいという説(16)と相反するが、その原因として、良配合材料に対しては、微小ひずみにおいても細粒分が大粒径粒子の間げきに落ち込み土を締固める効果があるためと述べている。荻野らは、一定平均粒径（ $D_{50} = 0.505 \text{ mm}$ ）の下に均等係数を変えた材料（ $U_c = 1.19 \sim 4.0$ ）について試験を行ない、図－3.13 のような結果を示し、上記と同様の特性があることを述べている(14)。一方、岩本も同様の条件の下に（ $D_{50} = 0.5 \text{ mm}$, $U_c = 1 \sim 32$ ）試験を行ない、図－3.14 のような結果を示しているが、この結果は上記のものと逆の結果を意味している(15)。この差の原因についてはよく分らないが、岩本の報告では、異なった材料の試験時の密度条件が不明であり、同列には論じられないかもしれない。

3-2 今回の実験及びその結果

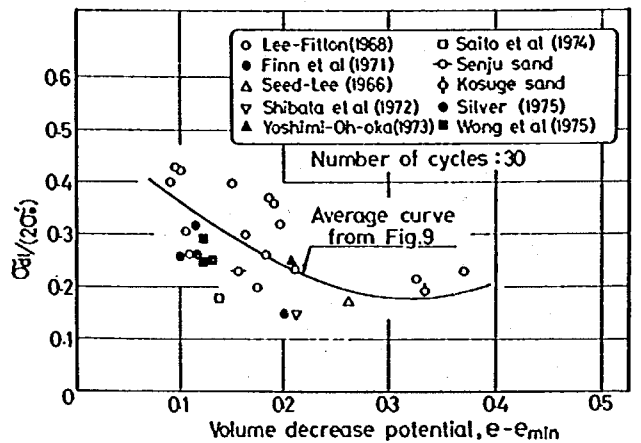
(1) 実験目的

前節で粗粒材料の密度に関する指標及び液状化強度に関し既往の調査研究結果を概観した。その結果として、例えば、 e_{max} , e_{min} については、比較的限られた粒度特性のものしか報告されていないこと、又、大粒径を含む材料の液状化特性を大型供試体で試験を行なった例は1例（Wong ら）しかないことが明らかになった。したがって、特に、当所に備えられた



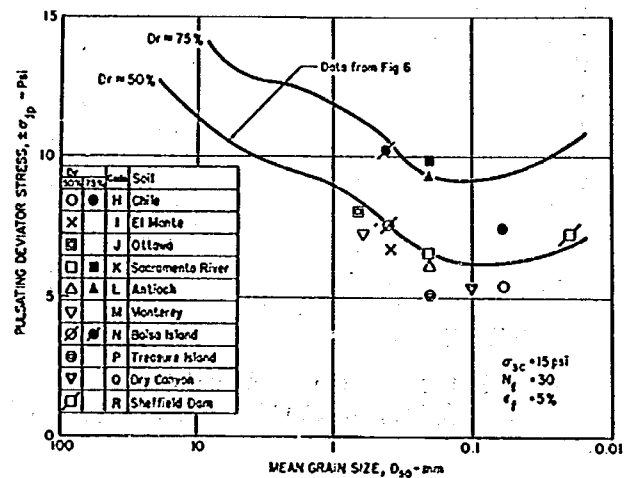
LIMITING SHEAR STRAINS - 10 STRESS CYCLES

図一 3.7 せん断ひずみ振幅から見た
相対密度と液状化強度 (12)



Summary of the relationship between
volume decrease potential and stress ratio
causing liquefaction for data in the literature

図一 3.8 余裕間けき比と液状化強度 (4)



Comparison of the pulsating loading strengths of
different soils.

図一 3.9 平均粒径と動的強度 (5)

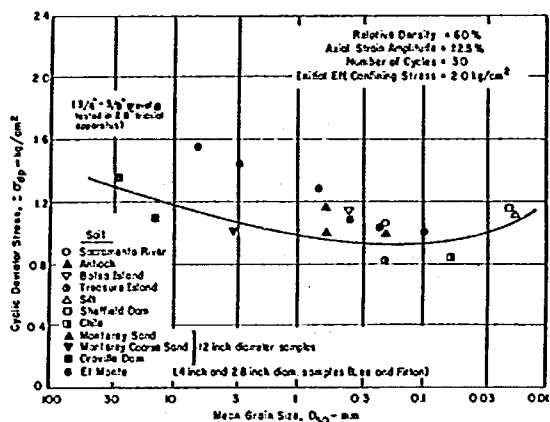
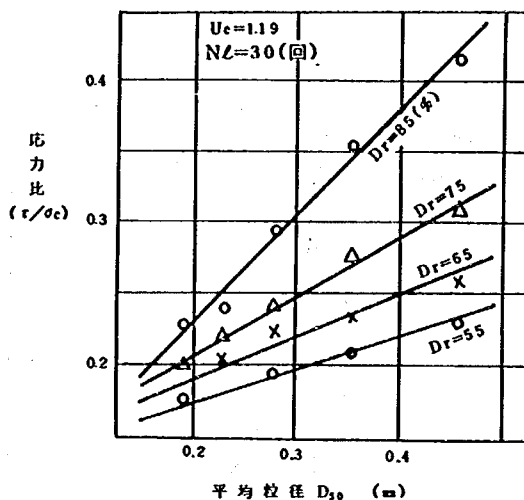


Fig. 7 CYCLIC DEVIATOR STRESSES CAUSING 25 PERCENT AXIAL STRAIN AMPLITUDE FOR DIFFERENT GRAIN SIZES

図一 3.10 平均粒径と液状化強度 (13)



図一 3.11 平均粒径が液状化条件に及ぼす影響 (14)

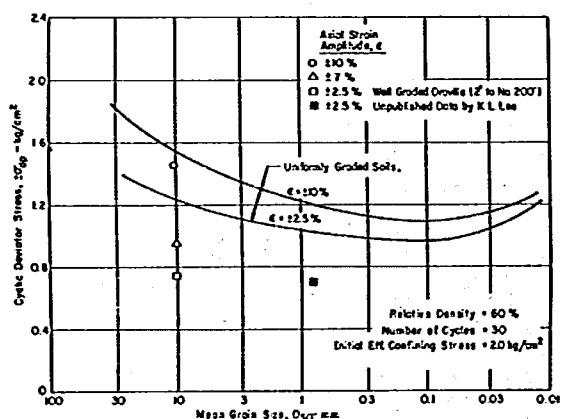
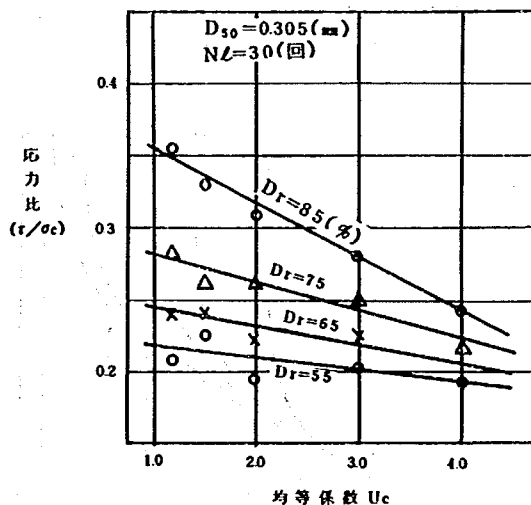
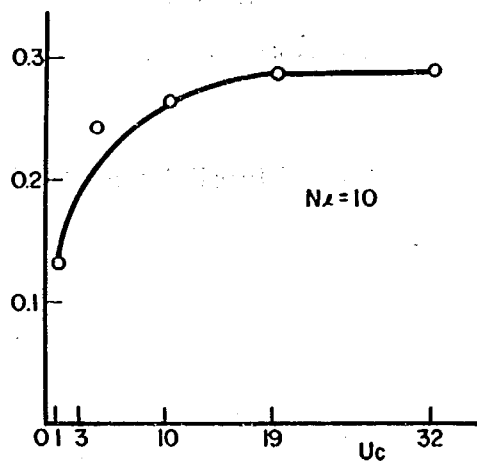


Fig. 9 COMPARISON OF CYCLIC LOADING STRENGTHS OF UNIFORMLY GRADED AND WELL GRADED SOILS

図一 3.12 平均粒径と液状化強度 (粒度配合がよい場合と悪い場合) (13)



図一 3.13 均等係数が液状化体系に及ぼす影響 (14)



図一 3.14 $N_c=10$ のときの $\sigma_d/2\sigma_c \sim U_c$ の関係 (15)

大型動的三軸試験機 ($\phi = 35.8 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$) によって可能な限り大粒径粒子を含む粗粒材の液状化特性を調べてみることは有益であると考えた。

(2) 実験概要

1) 使用した試料

砂及び砂レキ材料からふるい分けした砂分、レキ分を、所定の粒度組成になるように配合して、試験試料を調整した。

2) 実験内容

上のように調整した試料について、最大・最小間げき比、大型動的三軸圧縮試験機により液状化強度（以上本章に紹介する）、透水係数（次章に紹介する）を求める実験を実施した。

(3) 実験装置及び方法

1) 大型動的三軸圧縮試験の方法

(i) 試験装置

これは、土質研究室所有の大型振動三軸試験機（坂田電機製）である。この装置の構成・機能は、既に述べられている(17) ので、ここでは概略のみを述べる。

供試体・セル部を図－3.15に示す。供試体は、直径358 mm（断面積1000 cm^2 ）、高さ800 mmの寸法で、通常3 mm厚のゴムスリーブで覆うようになっている。

試験時には、供試体上部が固定され、下部から軸荷重を静的あるいは動的に載荷する機構となっている。軸圧載荷は油圧サーボ・アクチュエータによって行なわれるが、静的には空気圧によっても行なえるようになっている。側圧は空気圧で加える。等方圧密は通常軸圧も空気圧で載荷して行なう。

測定方法としては、軸荷重をロードセルで、側圧をブルドン管式圧力計で、軸変位を変位計で、供試体下部の間げき水圧を間げき水圧計で、それぞれ測定する。側圧以外の上記の測定に用いられている測定器の諸元は表－3.1のとおりで、それぞれ増幅器を介してオシログラフに記録される。

表－3.1 測定器諸元一覧表

測定項目	記号	測定値	測定器名称	容量	精度	型式
軸荷重	L_a	軸圧： σ_d	ロードセル	35 ton	1%	差動トランス型
軸変位(大)	D_1	軸ヒズミ： ϵ_a	変位計	100 mm	1%	／
／(小)	D_2	／： ϵ_a	／	10 mm	1%	／
間隙水圧(下)	U_1	間隙水圧： U_1	水圧計	7 Kg/ cm^2	1%	／
／(上)	U_2	／： U_2	／	7 Kg/ cm^2	1%	／

(iii) 試験方法

試験方法は、図-3.16に示すフローチャートによった。この内、特記すべき項目は次のようであった。

- (a) 供試体作成は、完全飽和を期するため、水を張ったモールド中に試料を投入して行なった。ゆる詰めの場合は、落下高さを一定にして投入した。又、密詰めの場合はランマーで突いて密度の調整を行なった。
- (b) 圧密は1晩以上おいた。
- (c) 圧密圧-バックプレッシャーとして定義される有効拘束圧は 1.35 Kg/cm^2 とした。具体的には、外圧は 5 Kg/cm^2 、バックプレッシャータンクに作用する圧力は 3.5 Kg/cm^2 であったが、タンク内水位は供試体中央部より約 1.5 m 高いので、この水位差により 0.15 Kg/cm^2 の水圧が付加されるとすると、上述のように有効拘束圧は、 1.35 Kg/cm^2 となる。又、間げき圧係数 $B \geq 0.95$ となることを確認してから試験を行なった。B値のチェックは次のように行なった。すなわち、バックプレッシャーを加えた後、非排水状態で側圧及び軸圧を 0.5 Kg/cm^2 増加させて供試体上部及び下部の間げき水圧の増分の平均値からB値を求めた。
- (d) 動的載荷は、軸荷重を 0.2 HZ の正弦波として、液状化するまで繰返した。

2) 比重試験の方法

試料を 2 mm 未満の粒子及び 2 mm 以上の粒子にフルイ分けし、前者については JIS A 1204-1970 (土粒子の比重試験方法) によって、又、後者については JIS A 1110-1951 (コンクリートの粗骨材の比重及び吸水量試験方法) によって、それぞれ比重を求めた。後者の方法は、次のようなものである。

- (a) 試料を約 2 Kg 取り出す。
- (b) この試料を水中において 24 時間吸水する。
- (c) 試料を取り出した後、布で表面をふいて表面乾燥状態とする。
- (d) この重量を測定する (これを B とする)。
- (e) この試料の水中重量を測定する (これを A とする)。
- (f) 以上により次式から比重 G_s を求める。

$$G_s = \frac{B}{B - A}$$

さらに、粒径 2 mm 以下、以上の粒子が混合している試料については、次式により両者の比重の重量平均を試料の比重とした。

$$G_s = \frac{G_{s1} \times W_1 + G_{s2} \times W_2}{100}$$

ここに、 G_s : 配合試料の比重
 G_{s1} : 2mm未満の粒子の比重
 W_1 : " 重量百分率
 G_{s2} : 2mm以上の粒子の比重
 W_2 : " 重量百分率

3) 最大・最小間げき比測定試験の方法

砂については、砂の相対密度測定法小委員会試案(18)によって測定した。

レキについては、次のようにして測定した。

(a) レキの最大間げき比

供試体作用モールド(内径35.8cm, 高さ87.5cm)中に、乾燥試料を静かに落下させ、30cm程度の高さまで積み上げて、充填試料の重量を測定し、乾燥密度から求めた。

(b) レキの最小間げき比

上のモールド中に、乾燥試料を5cm毎6層に分けて投入する。上下振動載荷式試料作成装置を用い、各回とも、載荷重1000Kg, 振動数15HZとして縦方向の振動を加える。加振時間は10分間とした。このときの乾燥密度から求めた。

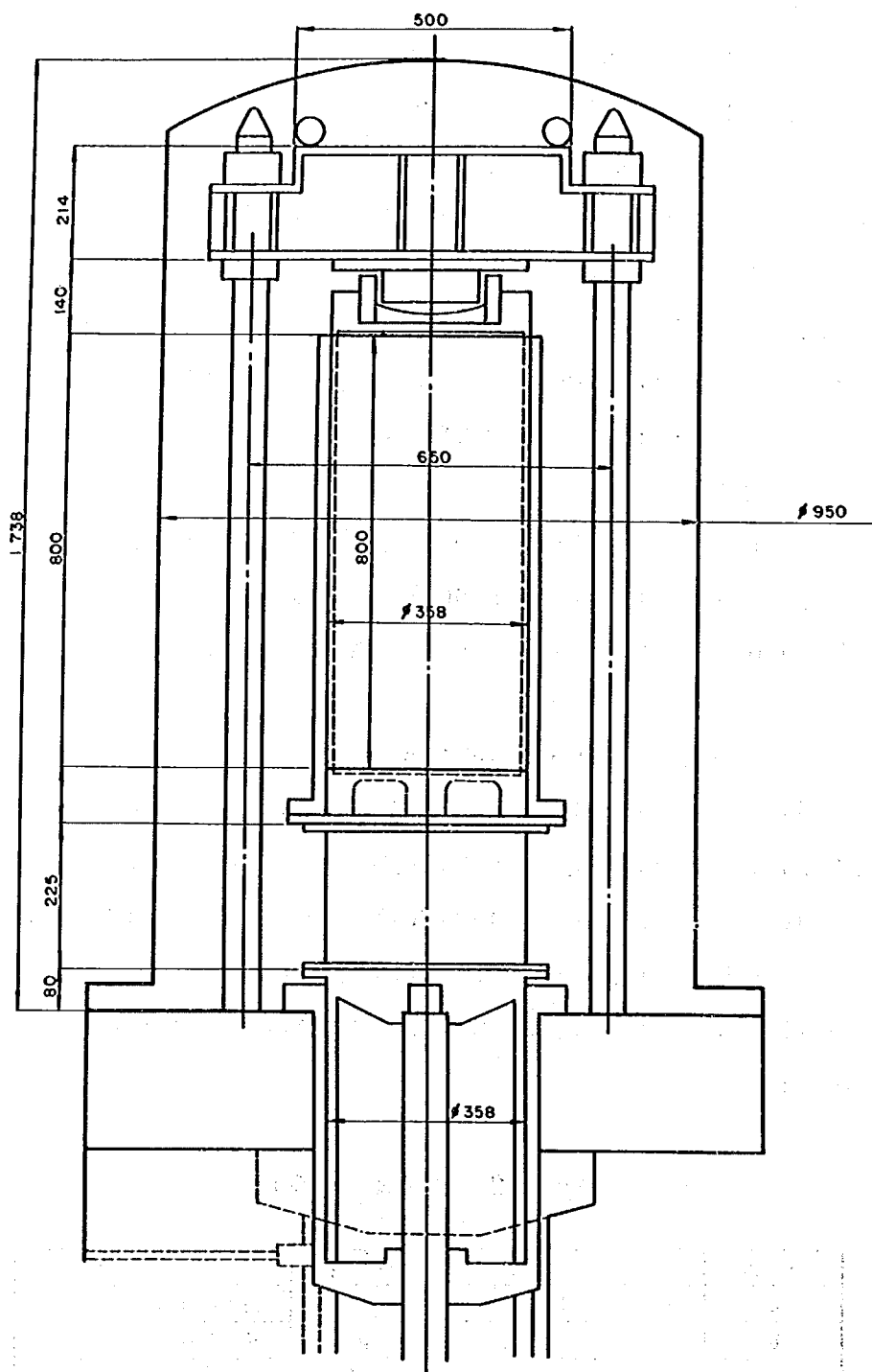
(4) 実験結果

1) 実験試料の粒度組成及び最大・最小間げき比

試料作成用の材料の粒度組成は、図-3.17(a)~(c)に示すようなものである。又、これらの材料を配合して調製した試料の粒度組成は、図-3.18(a)~(c)に示すようなものである。材料の対応から言えば、図-3.17(a)(b)(c)の材料から図-3.18(a)(b)(c)の試料をそれぞれ調製した。原材料の産地は、表-3.2に示すとおりである。調製された試料の粒度特性は、表-3.3に示すようである。この表には、比重 G_s 、最大・最小間げき比 e_{max} , e_{min} も記入してある。

表-3.2 実験試料の産地

材 料	産 地	材 料	産 地
a	不 明	f	栃木県氏家
b	"	g	鬼 怒 川
c	"	g'	"
d	"	h	相 模 川
e	君津市小糸	i	浅 間 山
e'	"	j	豊 浦



図一 3.15 供試体・セル部詳細図 (寸法単位mm)

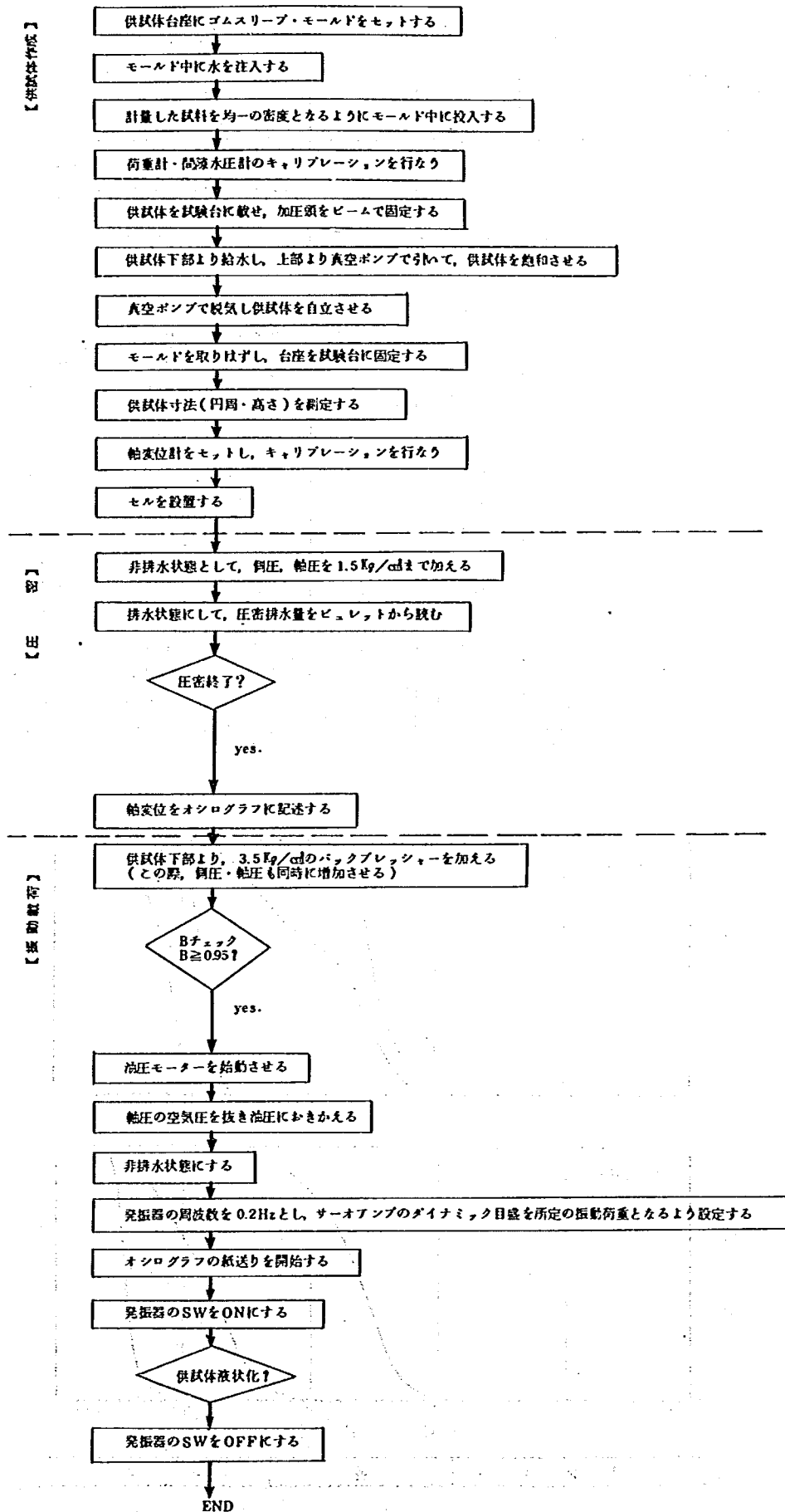


図-3.16 大型振動三軸試験フローチャート

表-3.3 実験材料の物理特性

試料名 項目	砂	A	B	C	D	AA	E	F
G _s	2.694	2.672	2.729	2.680	2.662	2.592	2.623	2.571
D _{max} (mm)	1.4	3.0	6.0	36.0	36.0	50.8	19.1	9.52
D ₆₀ (mm)	0.32	2.0	2.6	7.8	13.6	3.5	3.0	2.6
D ₅₀ (mm)	0.3	1.3	2.4	6.8	12.1	2.4	2.4	2.4
D ₃₀ (mm)	0.26	0.62	1.7	4.5	10.6	0.94	1.3	1.8
D ₁₀ (mm)	0.18	0.21	0.95	1.5	7.0	0.19	0.55	1.0
U _c	1.78	9.5	2.74	5.2	1.4	18.4	5.45	2.6
e _{max}	1.061	0.549	0.484	0.456	0.689	0.569	0.612	0.820
e _{min}	0.689	0.274	0.308	0.327	0.579	0.421	0.496	0.697
e _{max} -e _{min}	0.372	0.275	0.176	0.129	0.110	0.148	0.116	0.123
試料名 項目	DD	AA'	G	E'	F'	豊浦砂	浅間山砂	
G _s	2.580	2.689	2.611	2.587	2.567	2.64	2.74	
D _{max} (mm)	38.1	50.8	25.4	1.91	9.52	0.29	2.0	
D ₆₀ (mm)	13.8	3.5	3.2	3.0	2.6	0.23	0.32	
D ₅₀ (mm)	12.0	2.4	2.4	2.4	2.4	0.22	0.3	
D ₃₀ (mm)	10.0	0.94	1.1	1.3	1.8	0.18	0.24	
D ₁₀ (mm)	6.8	0.19	0.32	0.55	1.0	0.14	0.16	
U _c	2.03	18.4	10.0	5.45	2.6	1.64	2.0	
e _{max}	0.649	0.504	0.519	0.555	0.673	0.960	0.935	
e _{min}	0.545	0.299	0.331	0.365	0.499	0.610	0.628	
e _{max} -e _{min}	0.104	0.205	0.188	0.190	0.174	0.350	0.307	

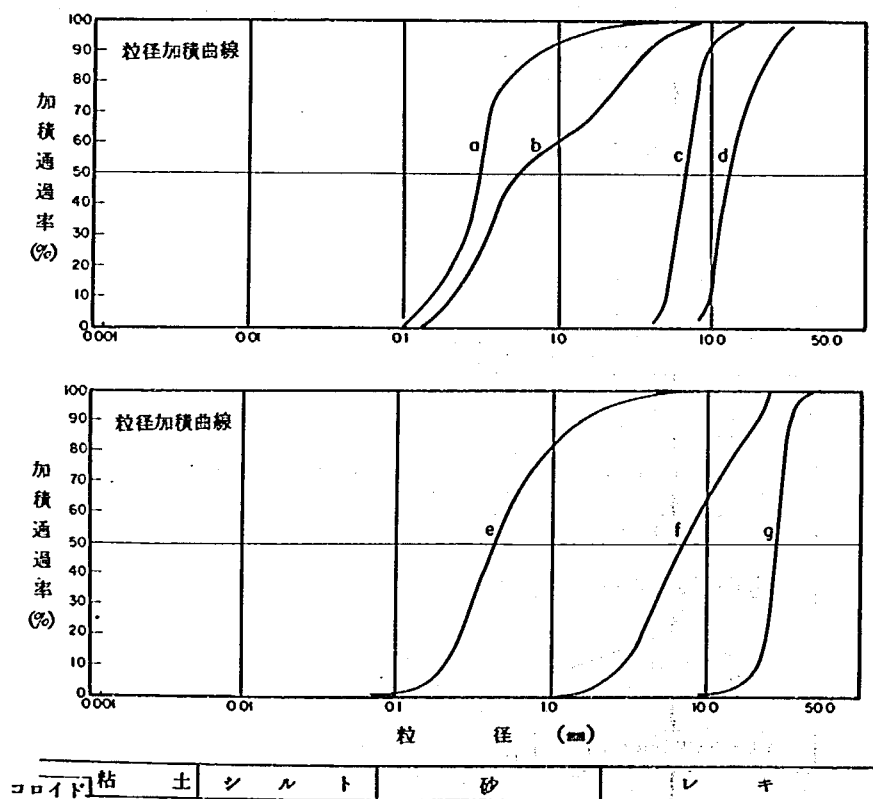


図-3.17 配合材料の粒度分布

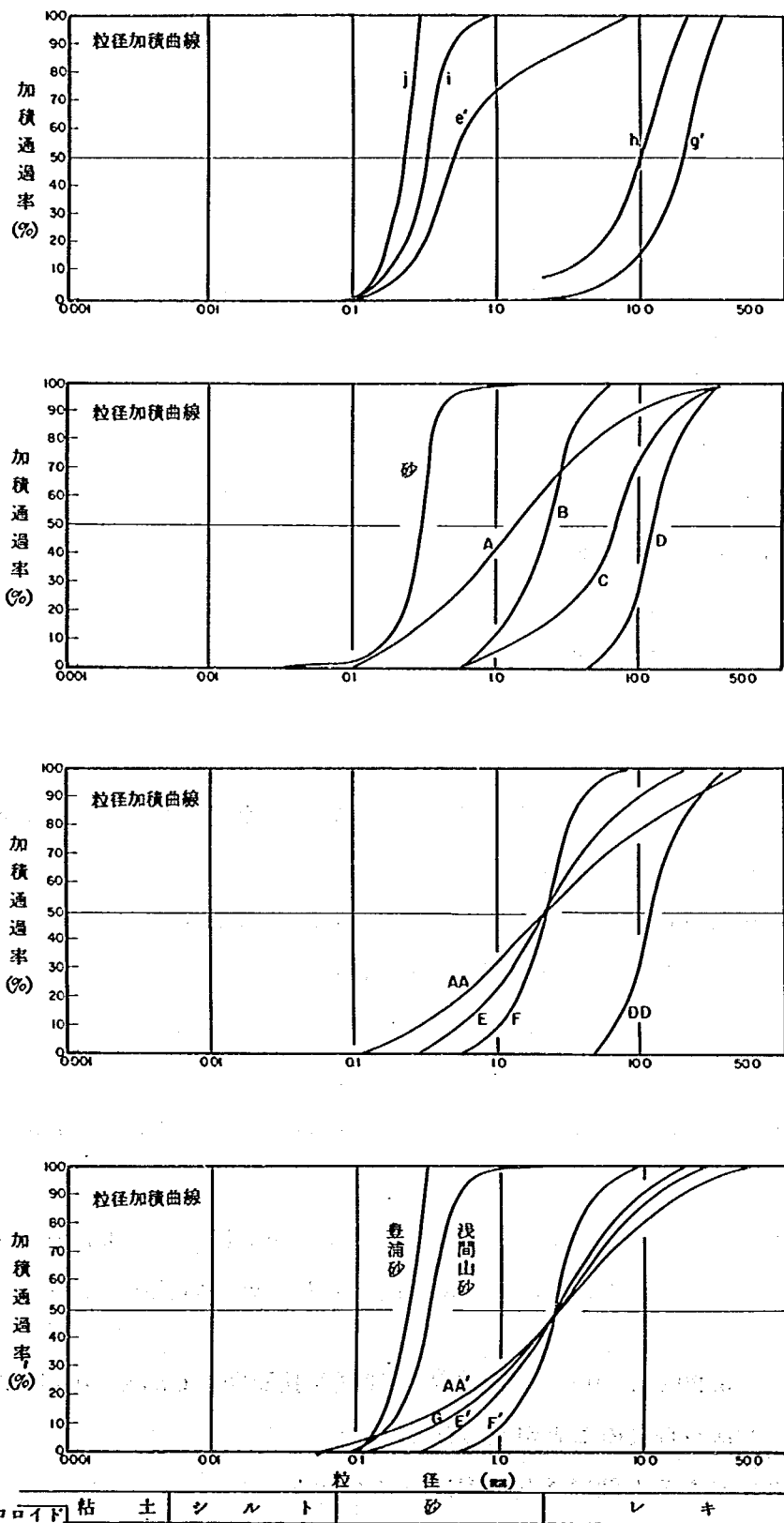


図-3.18 実験試料の粒度分布

粒度分布特性から試料を分類すると次のようなケースに分けられるであろう。

- (a) $D_{\max}$ が一定で U_c が異なる (細粒分の混入率が異なる) ケース

A, C, D
 }}
 AA DD
 }}
 AA'

- (b) U_c が等しく D_{50} が異なる (粒度分布の位置が異なる) ケース

B, D
 }}
 F DD

- (c) D_{50} が等しく U_c が異なる (粒度分布の広がり異なる) ケース

AA', G, E', F'
 }}
 AA E F
 }}
 (A)

(a)~(c)において、 $\sim$ は粒度特性がかなり近いことを意味し、()は粒度特性に近いがややずれていることを意味している。

これらの粒度特性が、最大・最小間げき比 $e_{\max}$, $e_{\min}$ 等を与える影響を見てみよう。まず、図-3.19 (a)~(c)は、 D_{50} と $e_{\max}$, $e_{\min}$ との関係を均等係数 U_c の範囲ごとに見たものである。又、(d)は、(a)(b)(c)を合わせたものである。これらの図から以下のことが分る。

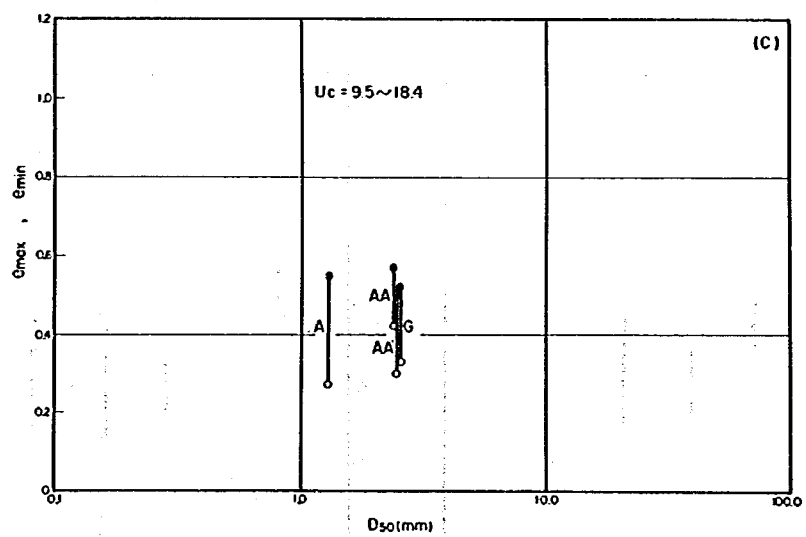
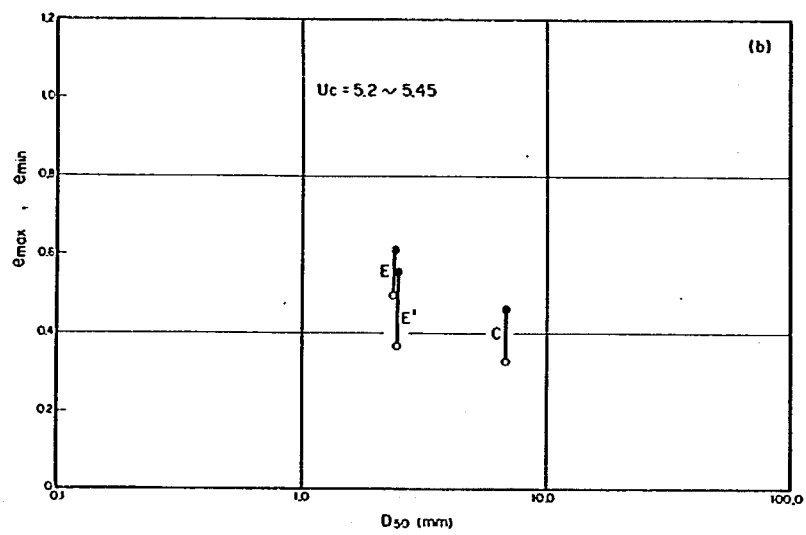
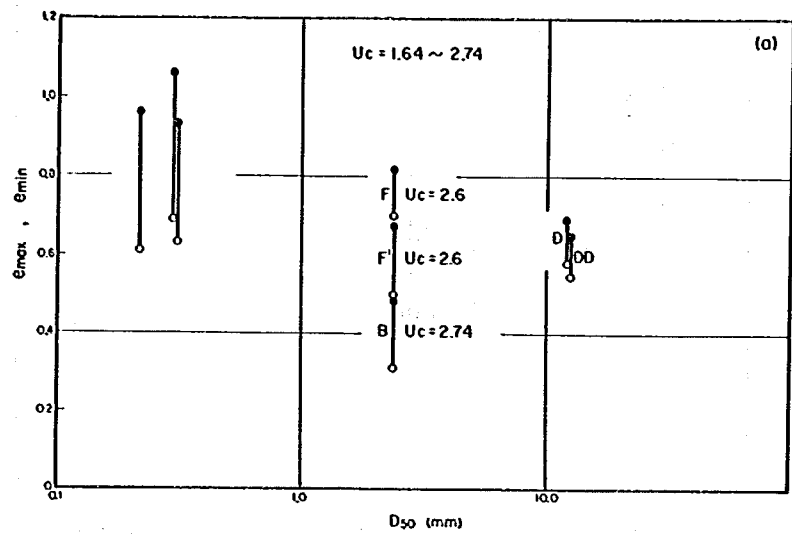
- (a) ばらつきはあるが、全体的に見て、平均粒径 D_{50} が大きくなると $e_{\max}$, $e_{\min}$ ともに小さくなる。
- (b) D_{50} , U_c ともほぼ等しい試料 ((a)中の F, F', B) についても、 $e_{\max}$, $e_{\min}$ がかなり異なる場合がある。これは、ここには測定されていない粒子形状等の影響があるであろう。

さらに、図-3.20 に、両間げき比の差 (間げき比範囲) $e_{\max} - e_{\min}$ の D_{50} に対する関係を示す。これから次のことが見られる。

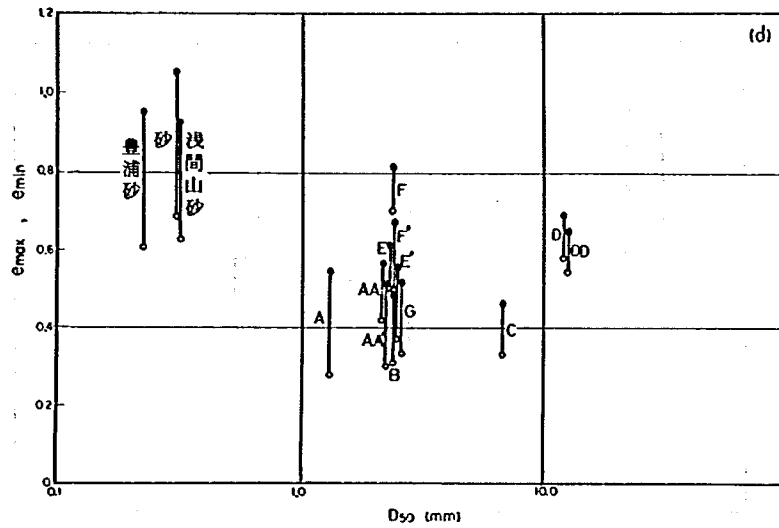
- (c) D_{50} が大きくなると間げき比範囲は小さくなる。

次に、図-3.21 に均等係数 U_c と $e_{\max}$, $e_{\min}$ との関係を D_{50} の等しいものについて見たものである。これらから次のように言えよう。

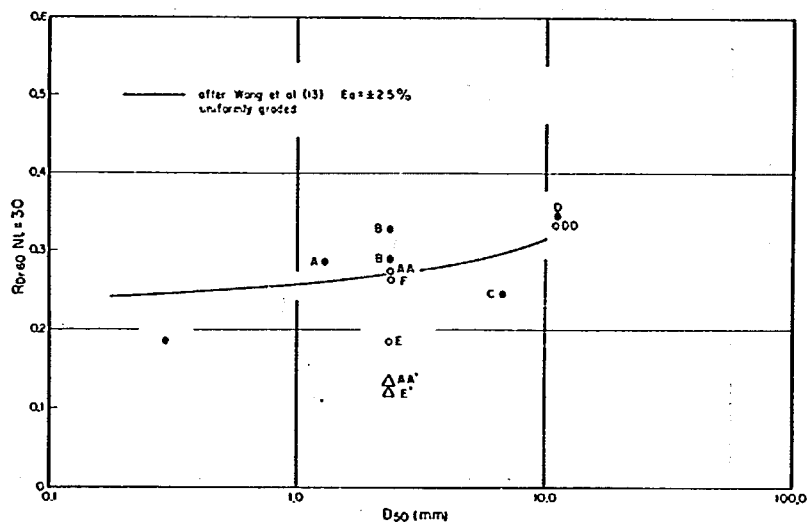
- (d) U_c が大きくなると $e_{\max}$, $e_{\min}$ ともに小さくなるようである。



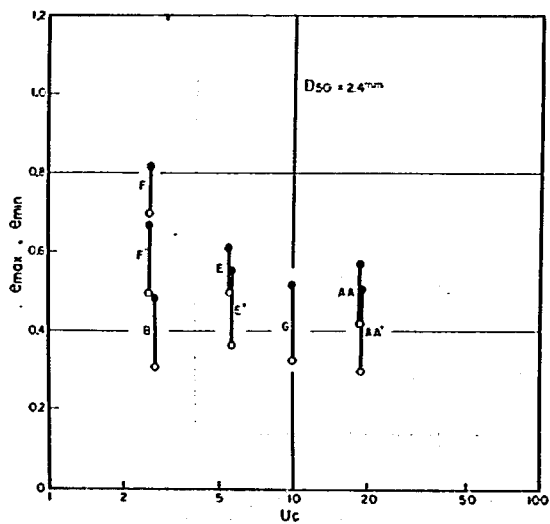
図一 3.19. 最大・最小間げき比と平均粒径の関係



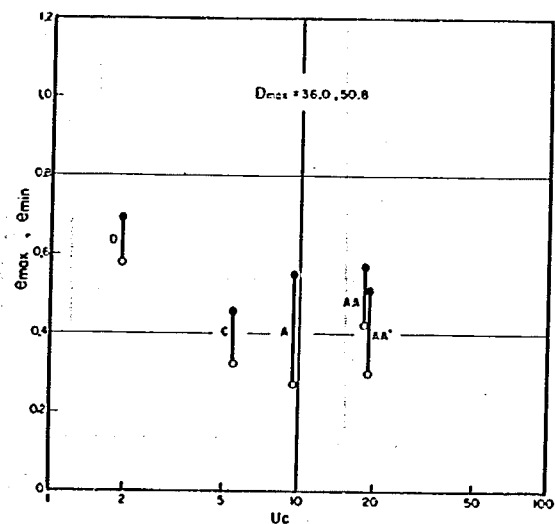
図一 3.19 最大・最小間げき比と平均粒径の関係



図一 3.20 最大・最小間げき比差と平均粒径の関係



図一 3.21 最大・最小間げき比と均等係数の関係



図一 3.22 最大・最小間げき比と均等係数の関係

- (e) U_c の小さいところでは, e_{max} , e_{min} に D_{50} , U_c 以外の因子 (粒子形状等) の影響が大きいようである。逆に言えば, U_c の大きい試料については, D_{50} , U_c 以外の因子の影響は小さいのではないであろうか。

さらに, 図-3.22 は, 図-3.21 と同様の関係を最大粒径 D_{max} のほぼ等しいものについて描いたものであるが, これからも (d) と同様なことが言えそうである。

以上のことは, 既に 3-1 で述べた既往の調査研究の定性的な特性と同様であり, 今回得られたデータの範囲も従来の結果の範囲にある。しかし, 細かく見ると, e_{max} , e_{min} と試料の平均粒径・均等係数のみならず, それ以外の粒子形状等の影響を受けるようであるため, 個々の試料について粒子形状を定量的に測定することが望まれる。

2) 液状化特性

大型供試体による液状化試験の目的

大型動的三軸圧縮試験機により各種の試料の液状化試験を実施したわけであるが, この目的としては次のようなことがある。

- (a) 通常の小型供試体の三軸では実験をすることのできない大粒径の材料を含む試料の液状化特性を求める。
- (b) 上の液状化特性を従来よく調べられている砂の特性と比較する。従来の砂の液状化特性は, 小型供試体によって調べられているため, 砂の液状化特性を大型供試体を用いて調べ, 寸法効果を調べる。
- (c) 大粒径の材料を含む試料の液状化特性と試料の粒度特性との関係について調べ, 一般的特徴を求める。

実験条件及び結果の整理法

上のような目的のために実施した実験条件及び実験結果の一部 (液状化回数) を表-3.4 に一覧にして示す。表に示した項目について若干補足説明をしておく。各供試体ごとに次の値を整理した。

- (a) 供試体圧密前 (モールドにつめたとき) 間げき比
- (b) 供試体圧密後間げき比 e_c , 相対密度 D_r
- (c) 動的載荷応力の応力比 R

$$R = \frac{\sigma_d}{2\sigma_o'}$$

ここに, σ_o' : 有効拘束圧

σ_d : 繰返し軸応力の片振幅 = L_d/A

L_d : 繰返し荷重の片振幅

A : 圧密後供試体断面積

表-3.4 (1)

		砂		A	B	C	D	AA		E	F	DD		AA'	E'	
emax		1.061		0.549	0.484	0.456	0.689	0.569		0.612	0.820	0.649		0.504	0.555	
emin		0.689		0.274	0.308	0.327	0.579	0.421		0.496	0.697	0.545		0.299	0.365	
砂	σo'		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35			
	ec		0.879	0.883	0.433	0.393	0.404	0.643	0.499	0.492			0.593	0.600		
	Dr		48.5	47.5	42.0	52.0	40.2	42.0	47.2	51.7			34.0	47.3		
	R		0.314	0.170	0.290	0.261	0.236	0.300	0.240	0.228			/	0.343		
	RDr		0.312	0.172	0.286	0.243	0.271	0.319	0.248	0.215			/	0.361		
	NL	εa=±1%	1.3	23	1.7	14.5	4	6	32	15			38	9		
		±2.5%	2.4	37	3.2	22	7	12	40	—			—	—		
		±3%	2.5	38	3.8	23	8	13.5	44	—			—	—		
		u=一定	2.3	13	3.5	23	5.8	11	32	5			42	9		
	σo'		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35		
	ec		0.880	0.882	0.441	0.399	0.401	0.644	0.489	0.497			0.599	0.596		
	Dr		48.7	47.8	39.4	48.2	43.1	41.1	54.2	49.0			48.2	50.7		
	R		0.233	0.150	0.195	0.232	0.213	0.280	0.282	0.220			0.243	0.246		
	RDr		0.231	0.151	0.205	0.233	0.229	0.305	0.252	0.219			0.251	0.240		
	NL	εa=±1%	1.4	17	5	21	9.3	6.7	6	10.5			2	72		
		±2.5%	3.8	19	7.2	32	—	9.6	—	—			8.5	100		
		±3%	4.2	20	8.1	34	—	10	—	—			—	123		
		u=一定	3.5	19	7.5	33	9.4	14	3.5	7			3	60		
	σo'		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35		
	ec		0.884	0.879	0.432	0.392	0.391	0.639	0.498	0.500			0.592	0.596		
	Dr		47.5	48.2	42.5	52.1	50.2	45.2	47.8	37.6			46.3	51.1		
	R		0.284	0.138	0.200	0.247	0.232	0.283	0.205	0.219			0.290	0.300		
	RDr		0.289	0.138	0.195	0.230	0.214	0.281	0.209	0.283			0.311	0.292		
	NL	εa=±1%	1.6	38	55	34	8.2	23	46	40			42	22		
		±2.5%	3.2	—	—	50	13.5	33	—	66			60	44		
		±3%	4.6	—	—	53	14.5	—	—	69			63	—		
		u=一定	4.5	37	56	52	16	23	47	36			32	15		
σo'		1.35		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35				1.35				
ec		0.874		0.434	0.411	0.389	0.633	0.489				0.596				
Dr		49.8		41.8	41.7	52.0	51.1	54.2				50.7				
R		0.199		0.195	0.196	0.179	0.268	0.256				0.345				
RDr		0.193		0.093	0.228	0.160	0.236	0.230				0.339				
NL	εa=±1%	6		100	60	150	168	30				92				
	±2.5%	8.0		118	65	175	180	39				111				
	±3%	8.3		120	65	180	185	64				115				
	u=一定	7.4		120	64	163	175	28				58				
RL (NL 20)	εa=±1%	0.144		0.185	0.232	0.183	0.272	0.213				0.285				
	±2.5%	0.154		0.200	0.245	0.197	0.288	0.231				0.324				
	±3%	0.156		0.200	0.253	0.202	0.295	0.236				0.342				
	u=一定	0.154		0.200	0.248	0.194	0.288	0.225				0.297				
Dr		48.3		41.4	48.5	46.4	44.8	48.8				49.8				
ē-emin		0.192		0.161	0.091	0.069	0.061	0.076				0.052				

表-3.4 (2)

		砂	A	B	C	D	AA	E	F	DD	AA'	E'
中 位 づ め		σ'_o	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35		1.0	1.0
		e_c	0.379	0.375	0.374			0.552	0.736		0.401	0.437
		D_r	61.8	61.6	63.6			51.9	68.2		50.2	62.1
		R	0.377	0.300	0.305			0.251	0.291		0.221	0.140
		RD_r	0.380	0.300	0.306			0.282	0.276		0.250	0.141
	NL	$\epsilon_a = \pm 1\%$	1	4.8	9.3			9.5	24		2	25
		$\pm 2.5\%$	6.7	8.2	44			13	34		4	27.5
		$\pm 3\%$	7.5	9.2	—			14	37		4	28
		$u = \text{一定}$	5.2	7.4	12.5			8	23		3	23
		σ'_o	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35		1.0	1.0
		e_c	0.379	0.375	0.373			0.542	0.747		0.374	0.432
		D_r	61.8	62.1	64.3			60.5	59.5		63.4	64.7
		R	0.304	0.283	0.280			0.197	0.343		0.173	0.176
		RD_r	0.306	0.280	0.282			0.190	0.374		0.155	0.170
	NL	$\epsilon_a = \pm 1\%$	16.5	12	13.5			14	6		4	12
		$\pm 2.5\%$	24	19	50			—	17		4.5	12.5
		$\pm 3\%$	26	21	—			—	—		5	13
		$u = \text{一定}$	22	15	16			10	8		5	11.5
		σ'_o	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35		1.0	1.0
		e_c	0.375	0.377	0.3736			0.542	0.738		0.387	0.449
		D_r	63.2	60.9	63.8			60.5	66.3		57.1	55.8
		R	0.289	0.272	0.280			0.175	0.322		0.161	0.188
		RD_r	0.285	0.275	0.280			0.169	0.315		0.160	0.211
	NL	$\epsilon_a = \pm 1\%$	62	17	23			45	6		16.5	3
		$\pm 2.5\%$	78	25	50			—	26		17.5	4
		$\pm 3\%$	80	26	52			—	—		18.0	4.5
		$u = \text{一定}$	65	19	24			46	5		18.0	4
		σ'_o						1.35	1.35		1.0	1.0
		e_c						0.542	0.740		0.390	0.431
		D_r						60.5	65.3		55.6	65.3
		R						0.224	0.271		0.140	0.137
		RD_r						0.216	0.269		0.143	0.131
	NL	$\epsilon_a = \pm 1\%$						11	110		9	13
		$\pm 2.5\%$						17	—		10	14
		$\pm 3\%$						24	—		10	14
		$u = \text{一定}$						9	100		8	14.5
		σ'_o									1.0	1.0
		e_c									0.387	0.431
		D_r									57.1	65.3
		R									0.127	0.112
		RD_r									0.126	0.107
	NL	$\epsilon_a = \pm 1\%$									24	51
		$\pm 2.5\%$									26.5	57
		$\pm 3\%$									27	60
		$u = \text{一定}$									24.5	55
	RL (NL 20)	$\epsilon_a = \pm 1\%$	0.304	0.270	0.270			0.194	0.285		0.128	0.138
		$\pm 2.5\%$	0.315	0.277	(0.33)			0.225	0.313		0.128	0.144
		$\pm 3\%$	0.318	0.277	—			0.240	0.323		0.128	0.144
		$u = \text{一定}$	0.310	0.273	0.275			0.202	0.289		0.128	0.144
		$\bar{D}_r$	62.3	61.5	63.9			58.4	64.8		56.7	62.6
		$\bar{e} - e_{min}$	0.104	0.068	0.047			0.048	0.043		0.089	0.071

 σ'_o : 有効拘束圧 (kg/cm^2) e_c : 圧密後空隙比 D_r : K に対する相対密度 R : 載荷応力比 $= \sigma_d / 2\sigma'_o$

(d) 軸ひずみ振幅（片振幅） ϵ_a ，間げき水圧 U の時間変化

(e) 供試体ごとの密度のばらつきの影響を補正した応力比 R_{Dr}

特定の試料の特定の密度状態に対する一連の応力比を変えた試験において，各供試体の密度（間げき比）は，それぞれ所定の目標値から少しずつ異なっている。その一連の試験を応力比のみが異なる試験結果と見なして評価するために次のような方法により実験応力比を補正している。

めるづめの乱した試料（砂）についての既往の研究によると，液状化応力比と相対密度の間には比例関係があるとされている(19)。そこで，特定の試料・密度状態に対する一連の試験における各供試体の相対密度をそれぞれ $Dr_1, Dr_2, \dots, Dr_n$ ，実験応力比を $R_1, R_2, \dots, R_n$ とする。このとき，各供試体の平均相対密度

$$Dr_{av} = \frac{\sum_{i=1}^n Dr_i}{n}$$

を用いて，それぞれの応力比から次式により平均相対密度 Dr_{av} に対する補正応力比 $(R_{Dr})_i$ を求める。

$$(R_{Dr})_i = R_i \cdot \frac{Dr_{av}}{Dr_i}$$

(f) 液状化回数 N_L

室内繰返しせん断試験に対して液状化の定義は種々ある(20)。ここでは，次の4種の基準により液状化の時点を決め，液状化回数を求めた。

(i) 間げき水圧 U が上昇しきって一定値になった時点

(ii) $\epsilon_a = \pm 1\%$ となった時点

(iii) $\epsilon_a = \pm 2.5\%$ となった時点

(iv) $\epsilon_a = \pm 3\%$ となった時点

試験結果の概要

上のような整理項目中，(b)(c)(e)はすでに表-3.4に記した。これらの結果の紹介の前に，まず，(d)の ϵ_a ， U の時間変化ならびに(f)の液状化基準(i)~(iv)の関係等について述べる。

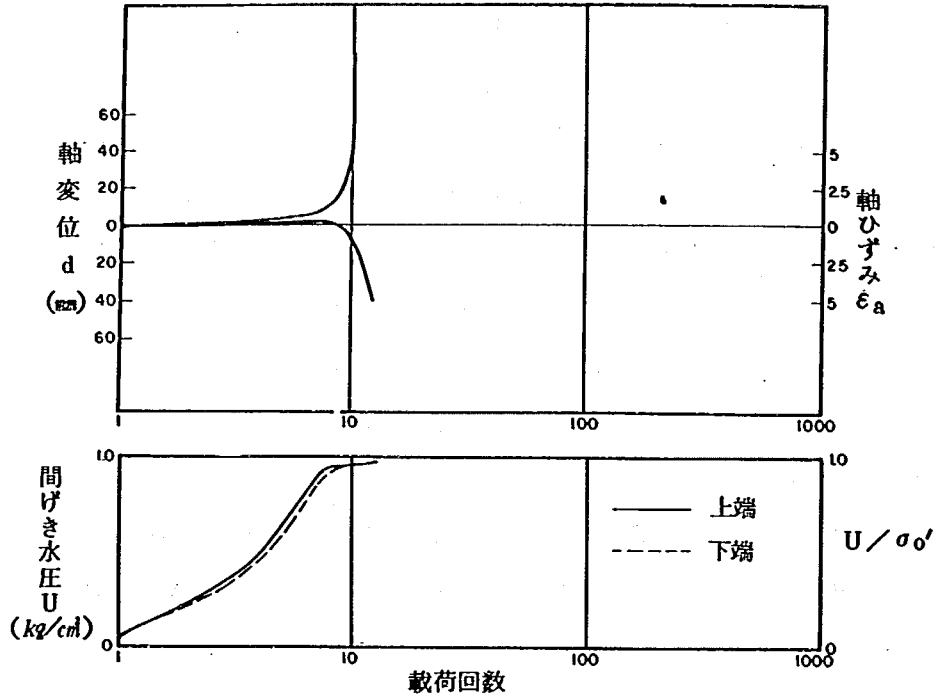
液状化試験時における ϵ_a (ϵ_a^+ ， ϵ_a^-)， U の時間変化の性状は供試体ごとに少しずつ異なるが，典型的な例を一 二 図-3.23に示す。(a)に示したのは，最も典型的な例と思われるが，それ以外にも(b)に示したように，ある時点から圧縮側又は伸長側に急激な偏りを示す場合も多い。これは，実験手順で述べたように，空気圧により供試体の等方圧密を終了した後，動的軸荷重載荷を行なうために，軸荷重を油圧サーボアクチュエータにより静的載荷する方式に切換えるときに，完全に側圧と等しい値とならない場合があることや，対称は繰返し軸荷重が等方圧密供試体に載荷された場合にも圧縮側と伸長側とで平均主応力の違い等で供試体に同じ影響を与えるものではないことがその原因として考えられる。

間げき水圧は、大体において供試体上下2個所の測定においてほぼ同様の性状を示しているが、一方が他方より絶対値の小さい挙動を示す場合もある。その原因としては、間げき水圧計の受圧面における残存空気の影響が考えられる。載荷サイクルの増加とともに間げき水圧は増加し、1サイクルの間に変動する間げき水圧のピーク値は側圧に等しくなることがあるが、各サイクル終了時のUとしては、その側圧に達しない所で一定となる。液状化回数を定義する液状化基準による影響として、間げき水圧が一定となる時点が、軸ひずみ振幅 ϵ_a が ± 1 、 ± 2.5 、 ± 3 %となる時点に対してどのような関係にあるかを調べたところ、次のように言える。ゆるづめの場合、相互の関係は試料・供試体によりばらつきが多いが、軸ひずみが ± 2.5 乃至は ± 3 %の時点で間げき水圧が一定になる場合が多い。中位づめの場合、試料によりばらつきはあるが、軸ひずみが ± 1 %あるいはそれ以下の時点で間げき水圧が一定になる場合が多い。又、中位づめ供試体の場合、軸ひずみ振幅の増加の速度はやや小さいようである。すなわち、密度が大きくなるにつれ、ある液状化基準に達した後のひずみ増大割合は小さい。

図-3.24に、各試料の各密度条件ごとに応力比～液状化回数の関係を示す。液状化基準は図中に記したように $\epsilon_a = \pm 3$ %を原則としているが、AA, DD, E, Fについては、 $\epsilon_a = \pm 1$ %を基準とした。これは、これらの試料については、 $\epsilon_a = \pm 3$ %までのデータがそろっていないものが多いためであり、又、データ自体のばらつきから見て、この基準の差による影響はむしろ小さいといえよう。又、既に述べたように、各試料ごとに密度のばらつきがあるので、これは、前述の式により平均化した相対密度に補正している。同一の試料について計画的に密度条件を変えて実験を行なったものは、A, B, Cの試料のみである。これらの試料の結果について、液状化回数 $N_L = 20$ に対する応力比を相対密度と比べたものが、図-3.25である。これらによると、Aについては、液状化応力比が相対密度に比例するという従来の説に近い結果が得られている。Bについては、相対密度が大きくなると、液状化強度が増大しているが、必ずしも相対密度に比例するという傾向ではない。これについては、データのばらつき以外に相対密度の基準となる最大・最小間げき比の誤差等による相対密度の変動の大きさもその原因として考えられる。Cについては、 $N_L = 20$ を含む範囲にデータがないので省略した。次に、この液状化強度と相対密度の比例関係を用いて、すべての試料のデータを $Dr = 50$ %のデータに変換した結果を図-3.26に示す。この結果は、非常にばらついたものであり、砂を基準として、ほとんどの砂レキの液状化強度は、砂のそれより大きい、AA, Eのようにはるかに砂より小さいものもある。原因は不明であるがこれらのデータは除外すべきものと思われる。

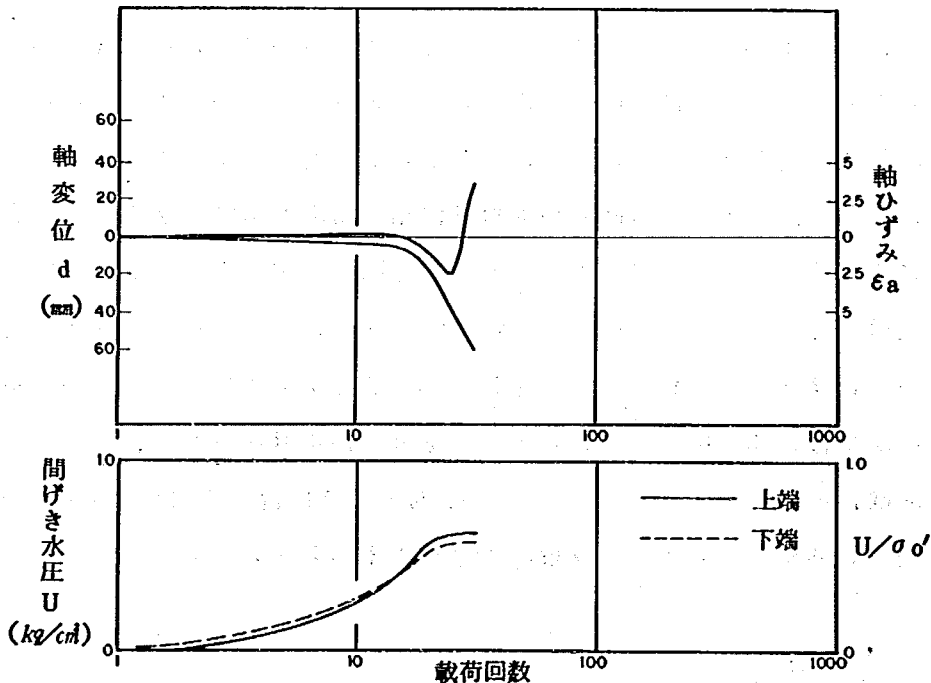
試料番号 AA'

(a)	供試体番号	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	拘束圧 σ_o' (kg/cm ²)	応力比 R
	4	0.390	55.6	1.0	0.140

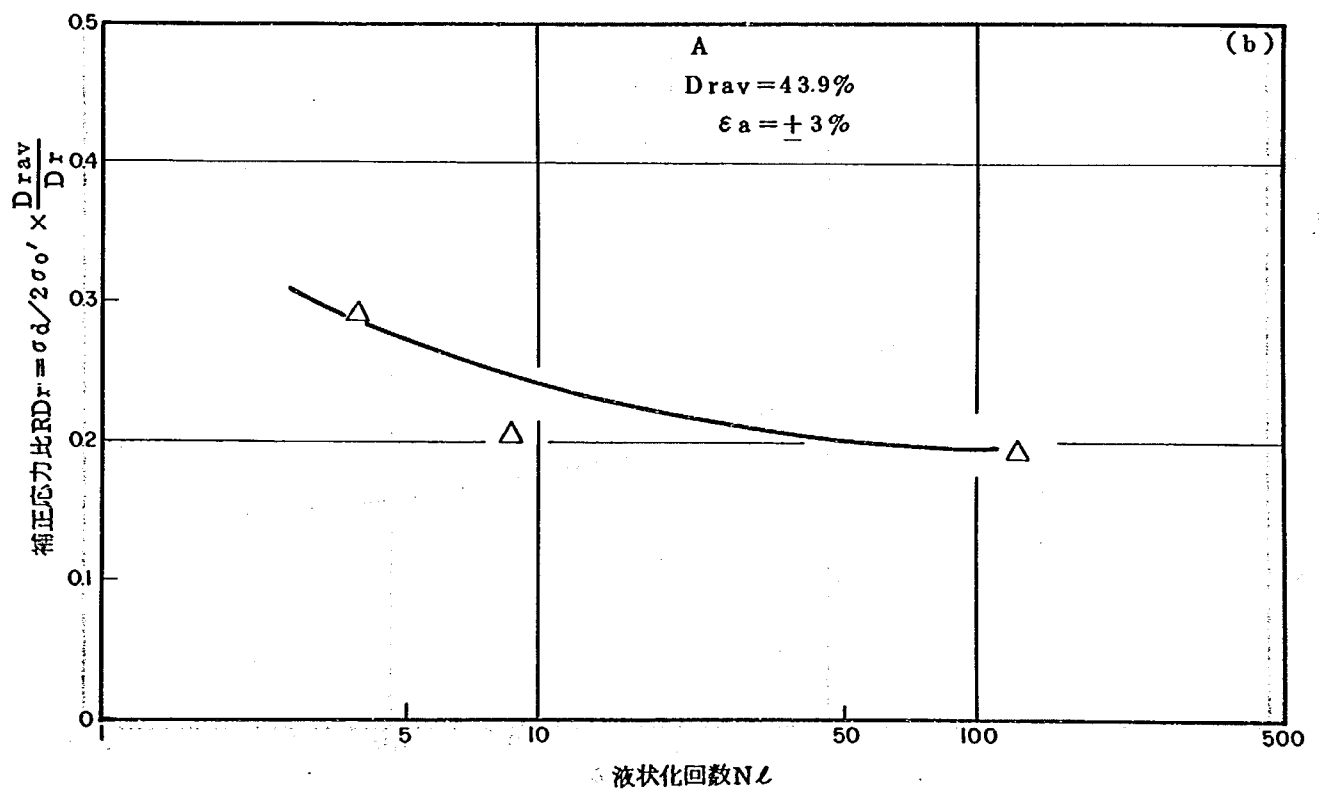
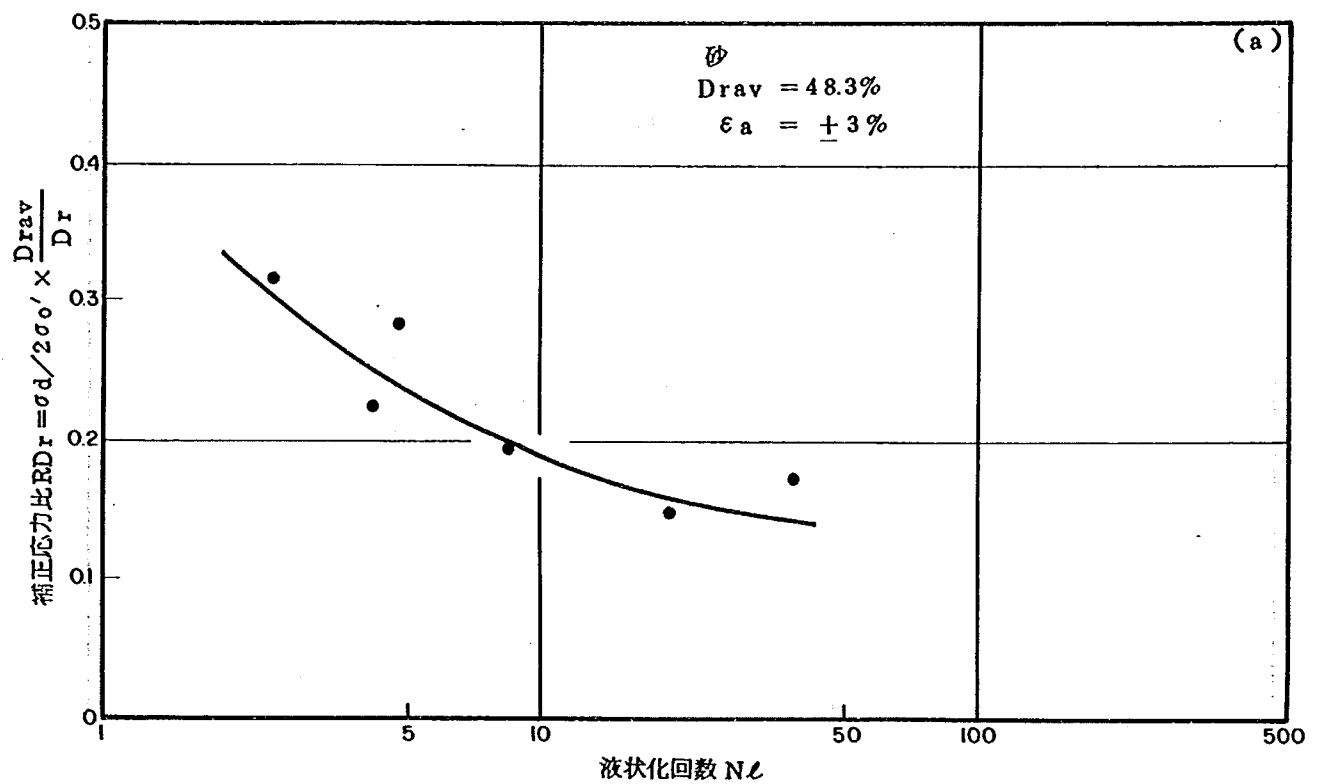


試料番号 E

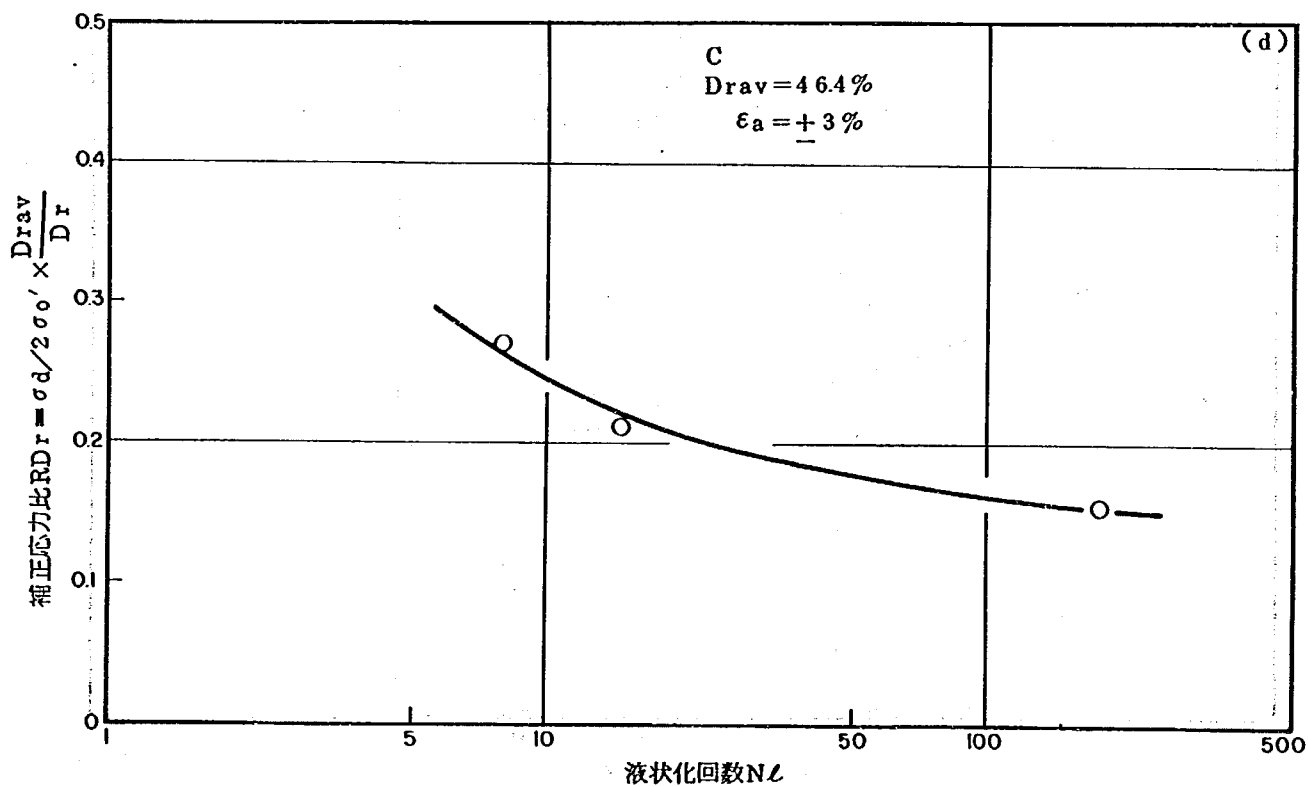
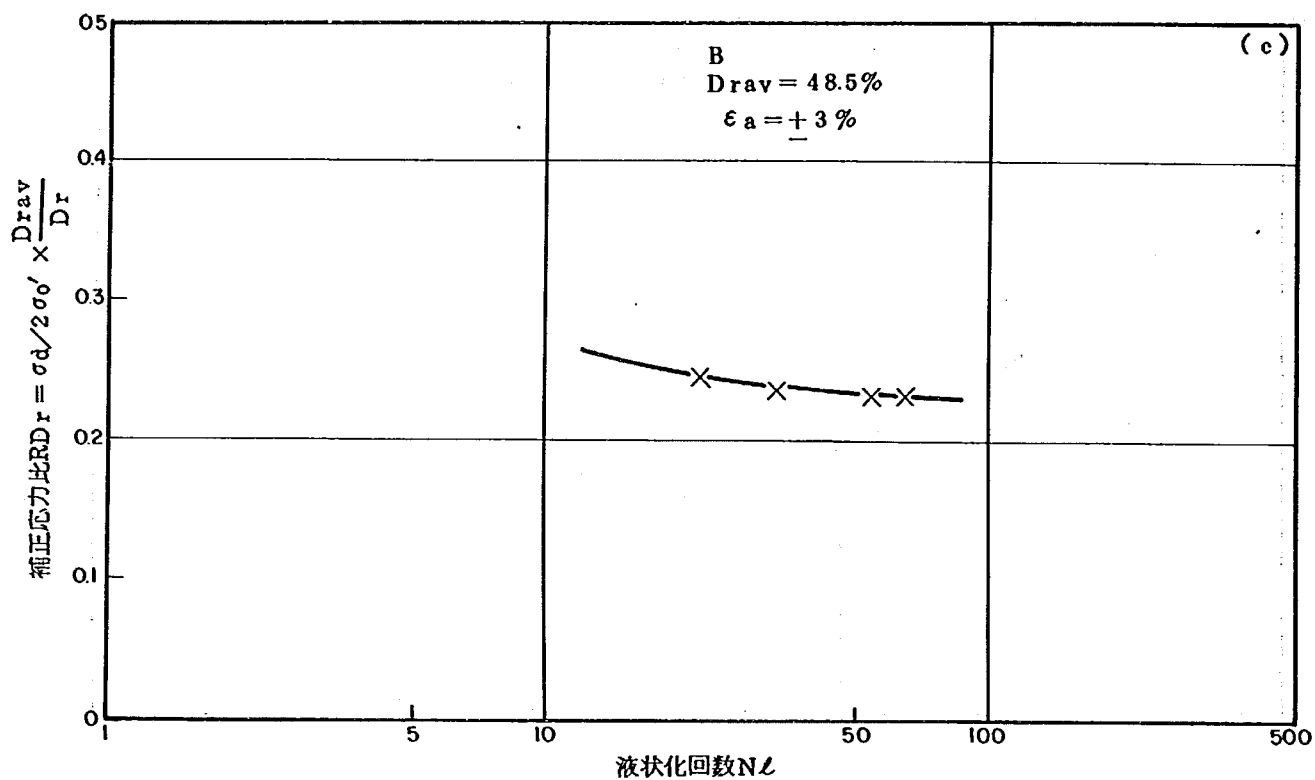
(b)	供試体番号	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	拘束圧 σ_o' (kg/cm ²)	応力比 R
	1	0.437	62.1	1.0	0.140



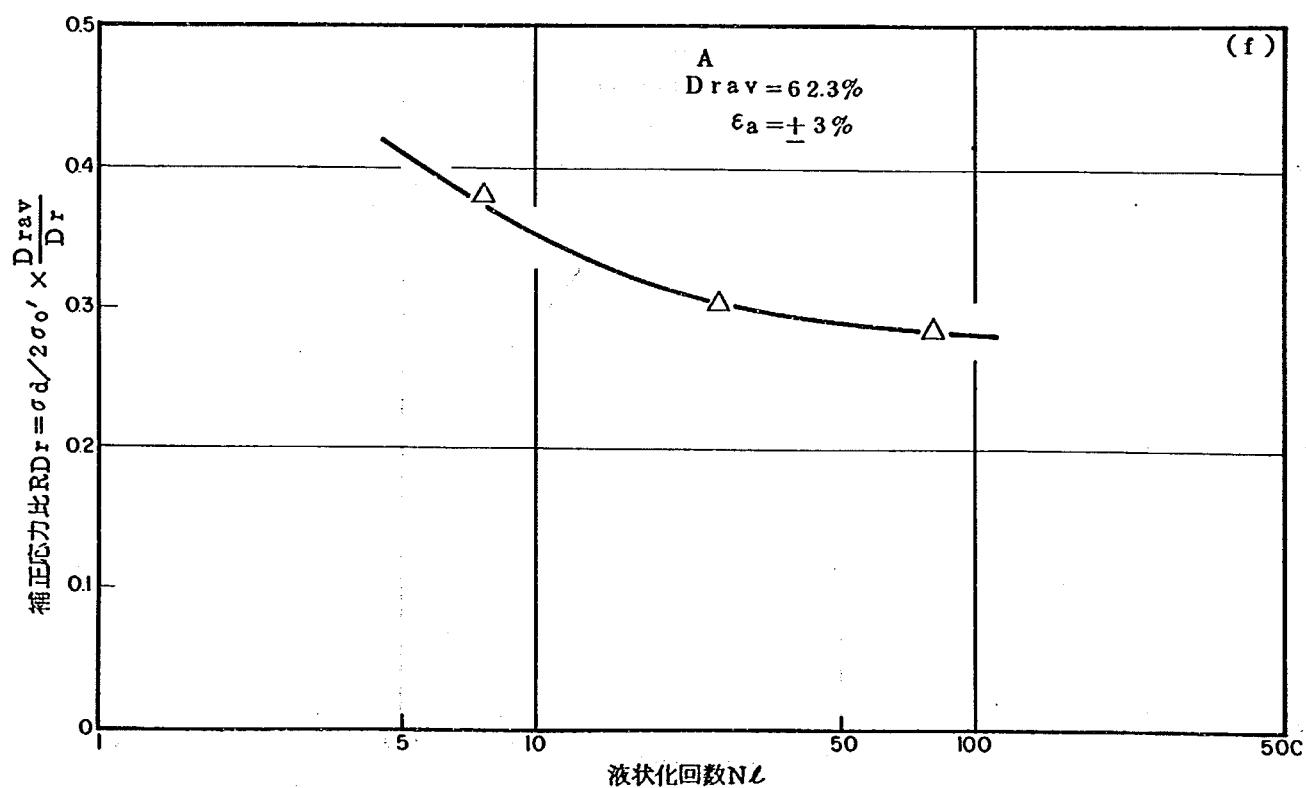
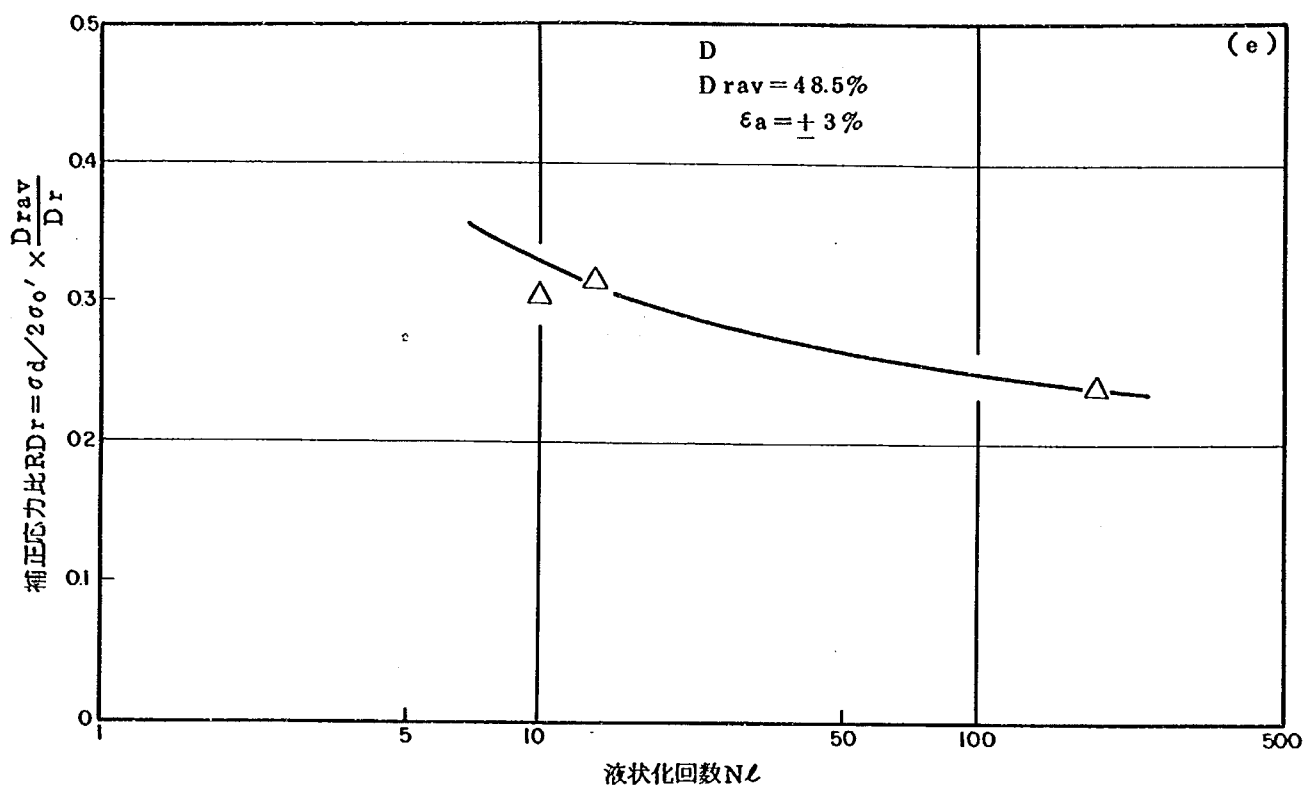
図一 3.2 3 液状化試験における軸変位・間げき水圧の例



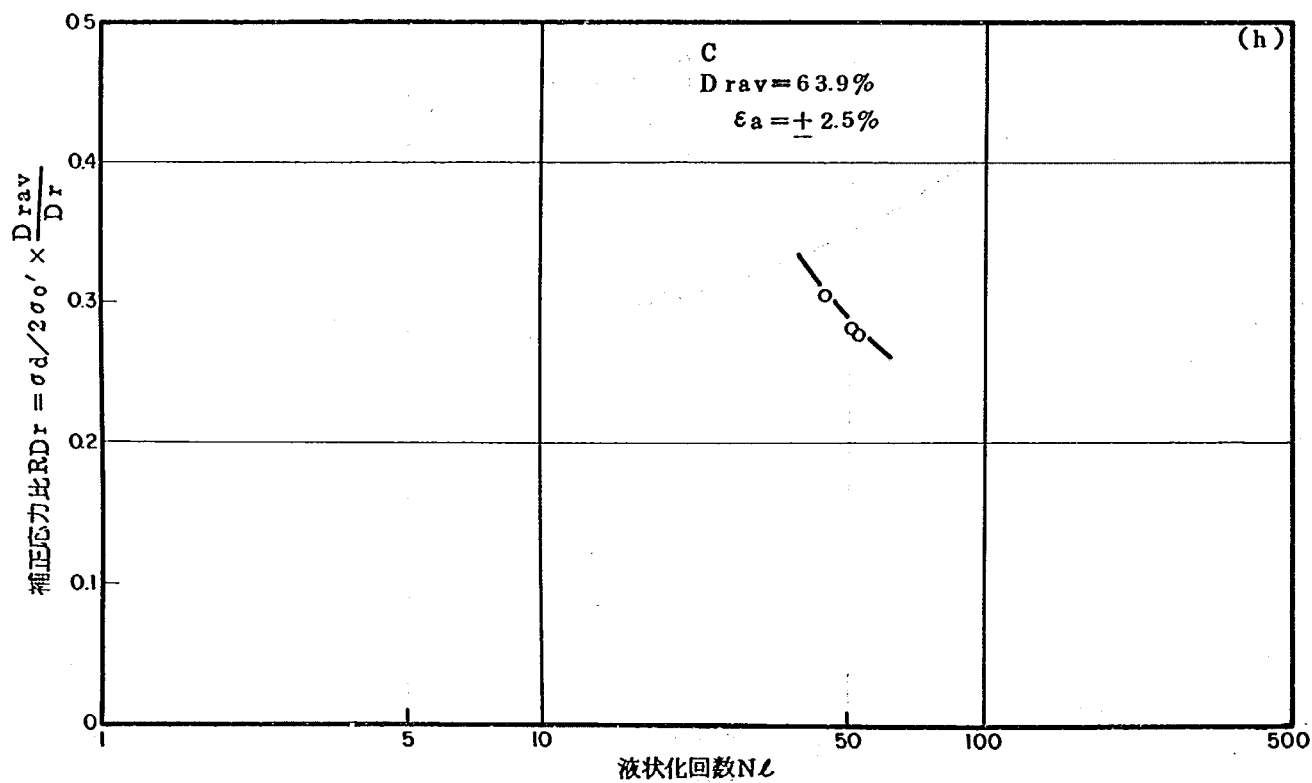
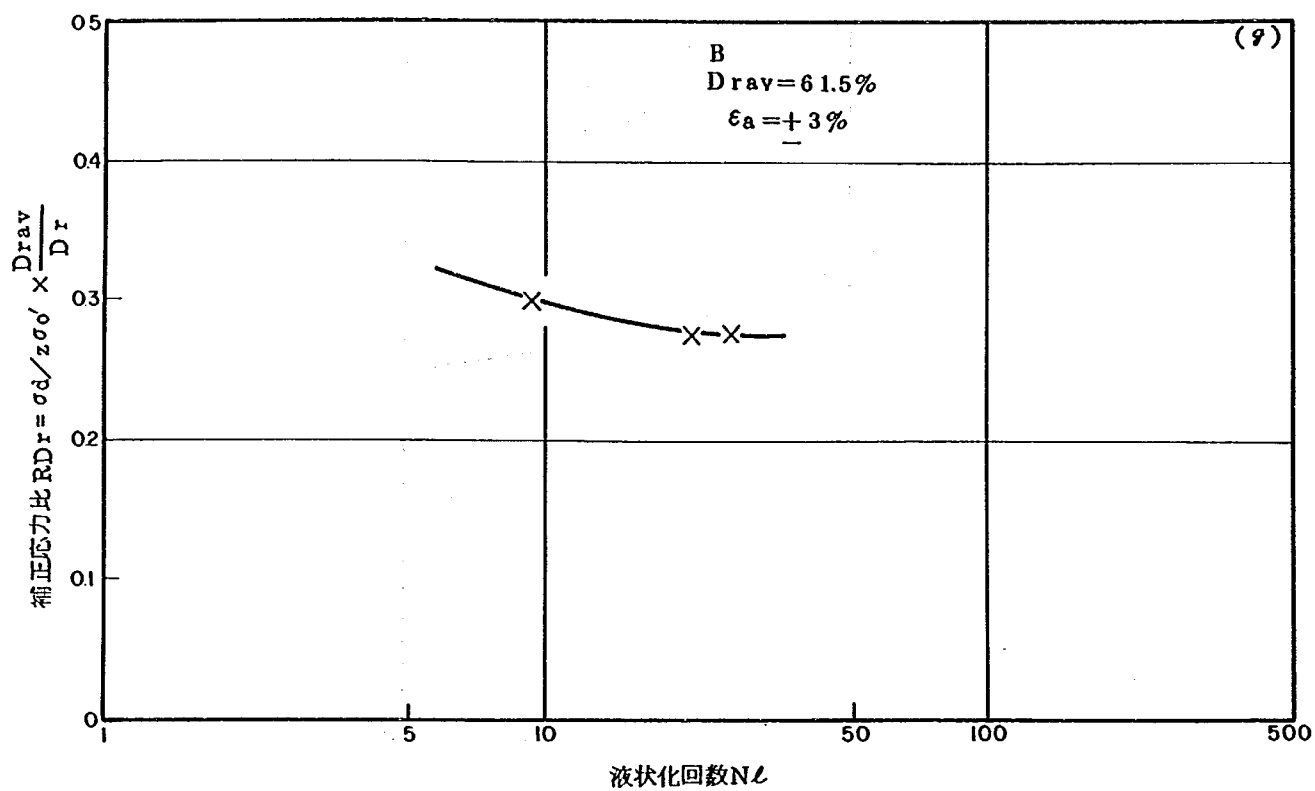
図一 3.2 4 液状化試験結果



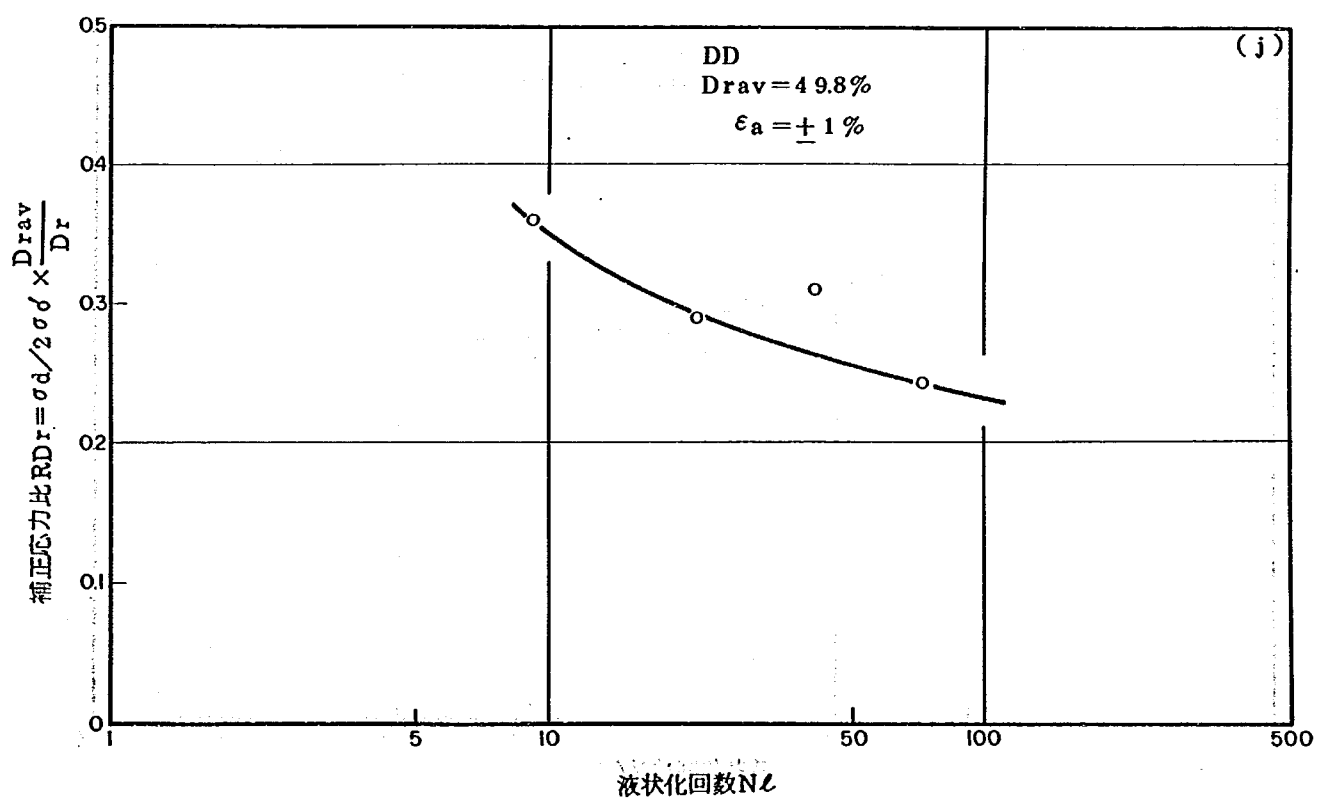
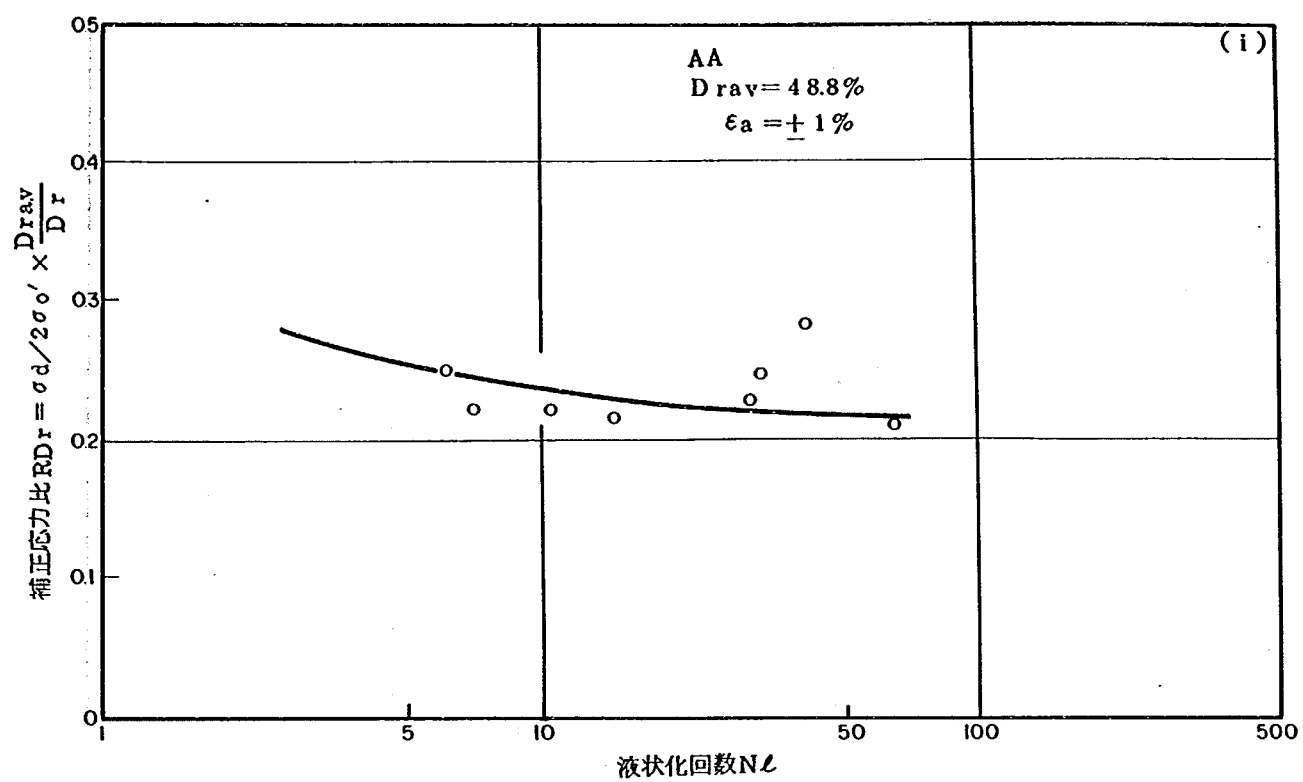
图一 3.24 液化化試驗結果



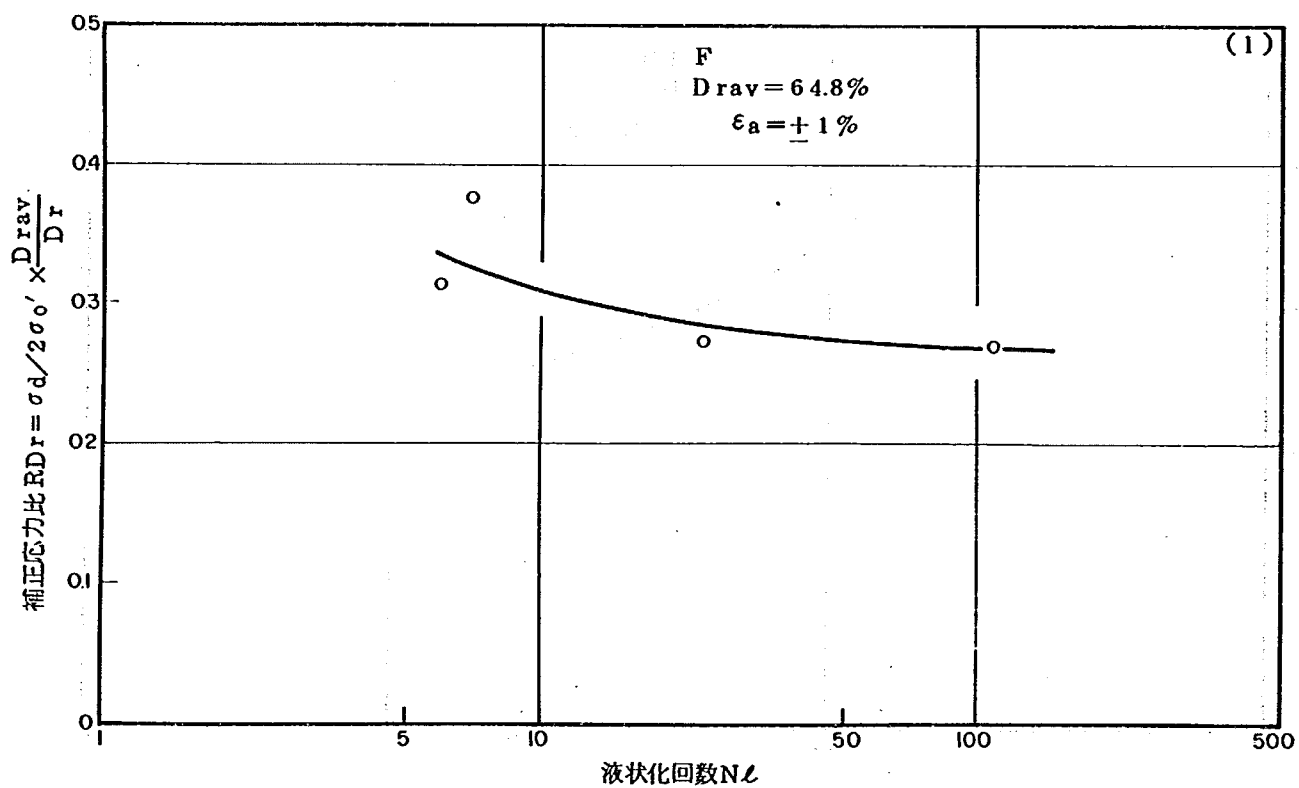
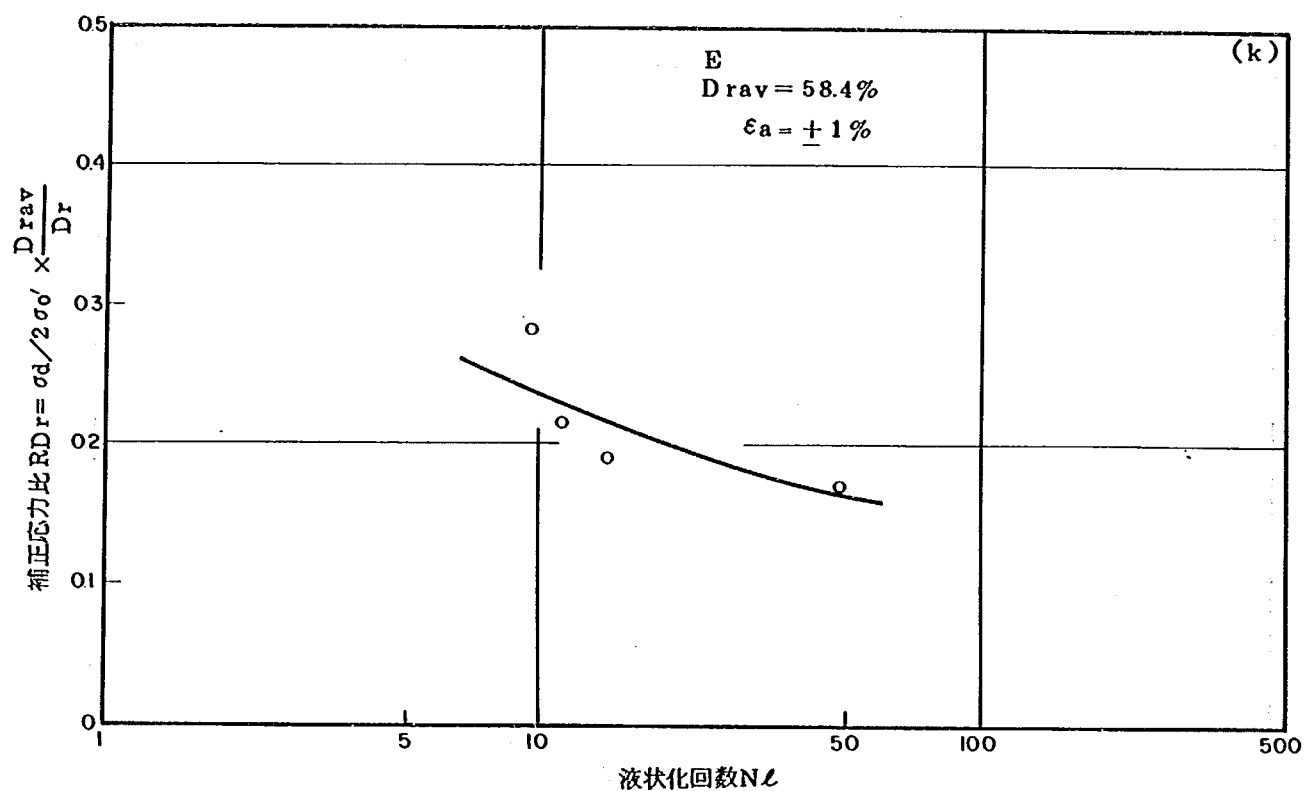
圖一 3.24 液状化試験結果



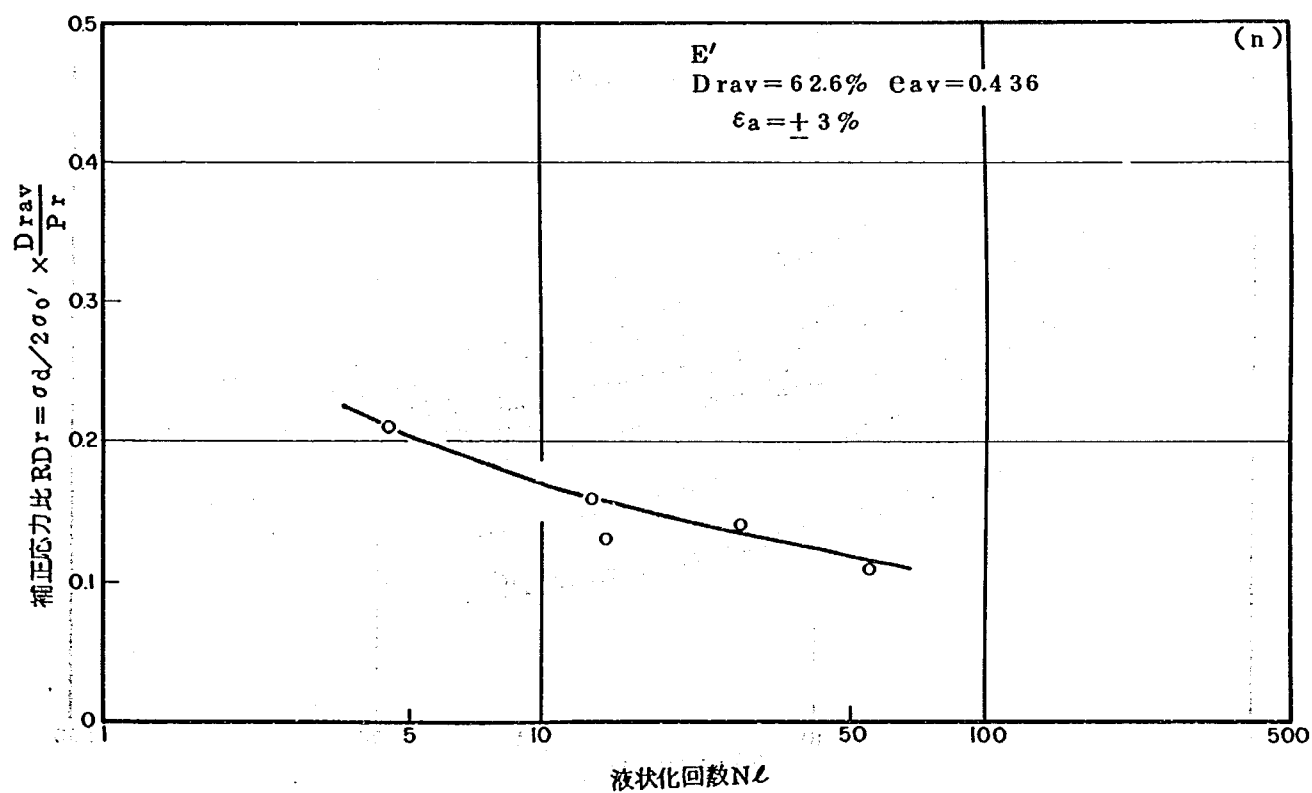
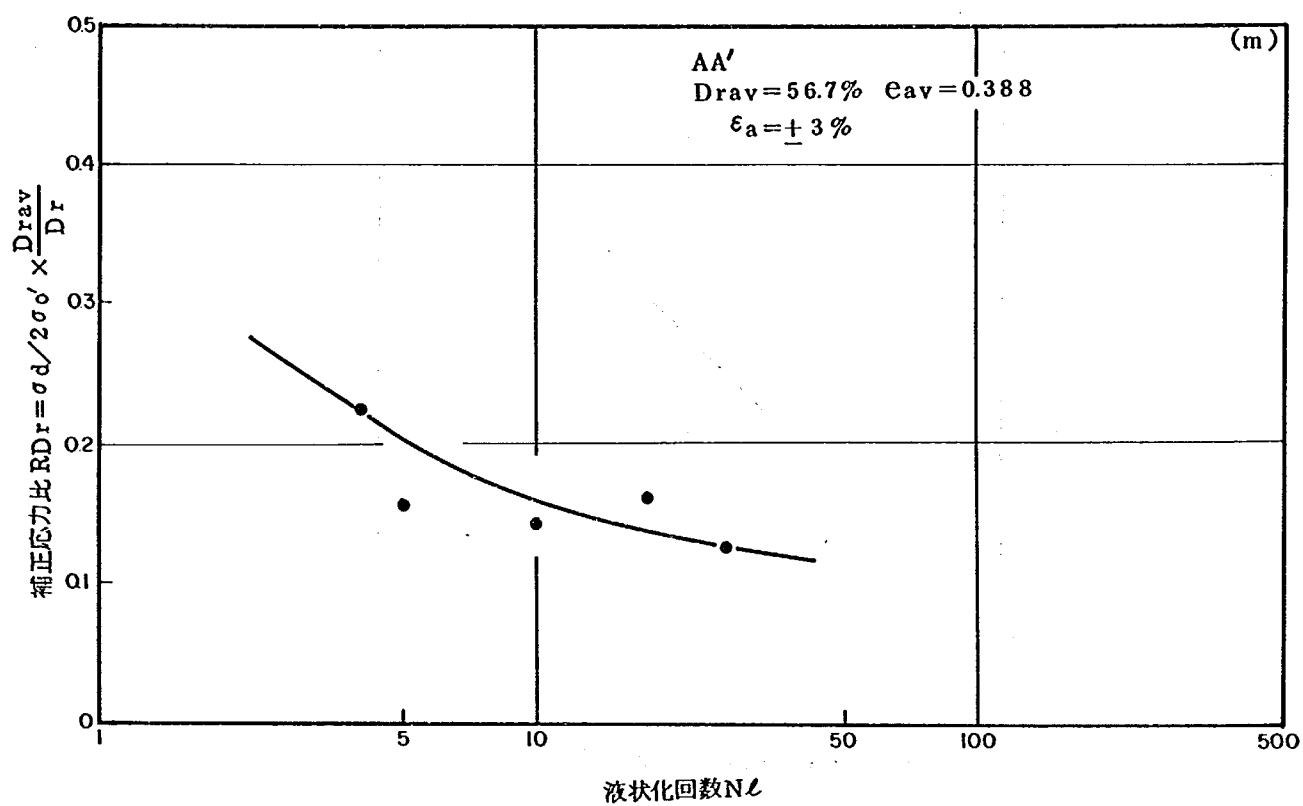
図一 3. 2 4 液化化試験結果



図一 3.2 4 液状化試験結果



図一 3.24 液状化試験結果



圖一 3.24 液状化試験結果

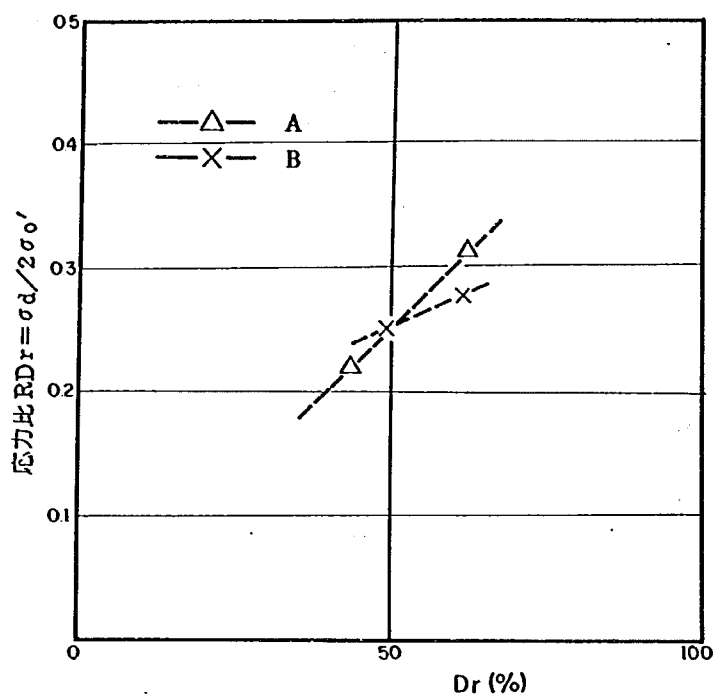


図- 3.25 相対密度と液状化強度

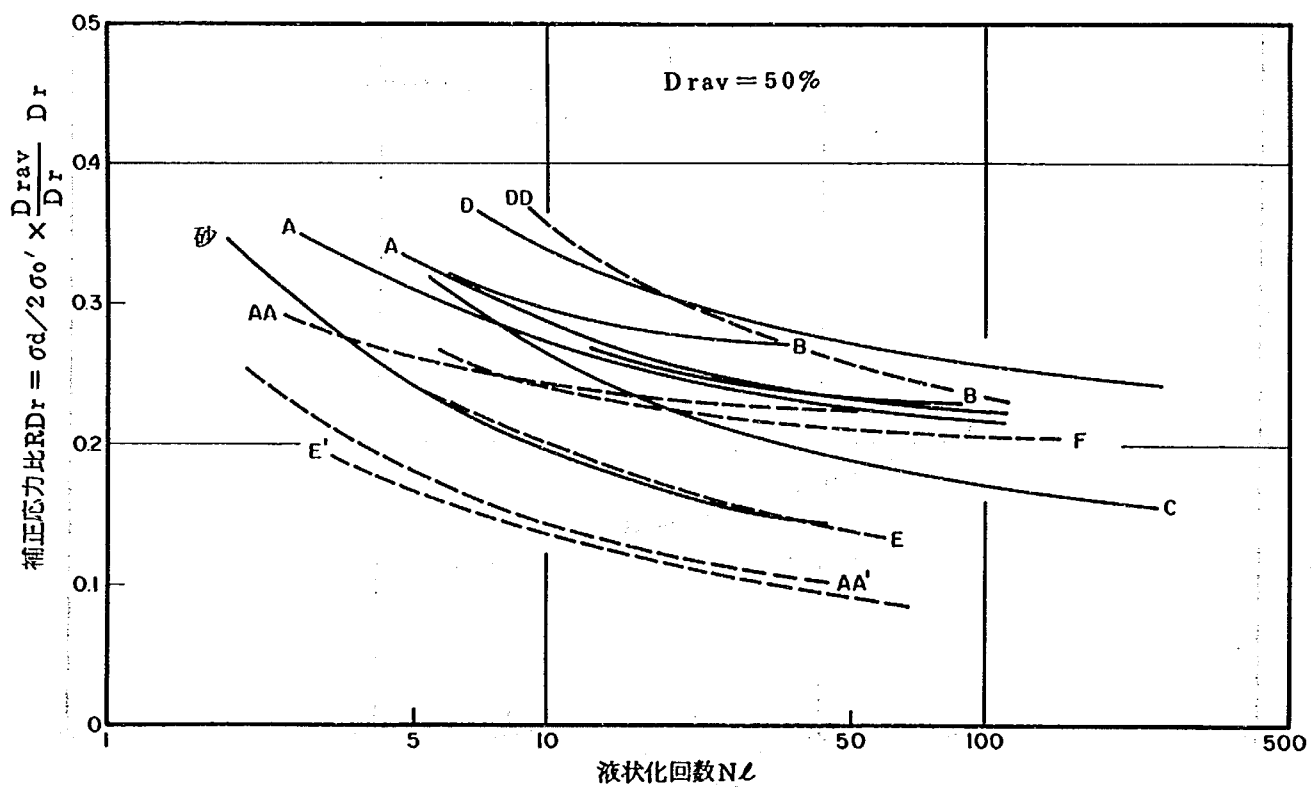


図- 3.26 $Dr = 50\%$ に補正された液状化強度

供試体寸法の影響

ここに示した大型供試体による砂の液状化強度を、従来得られている小型供試体による攪乱砂の液状化強度関係(11)と比較したものが図-3.27である。これから見て、大型供試体による砂の液状化強度は、小型供試体のものより約20%程度小さくなっている。このことは、Wong らが述べている供試体寸法の影響と見ることができる。Wong らの用いた供試体寸法は $300\text{mm}\phi, 740\text{mm}h$ で、供試体寸法の影響は約10%程度と述べている。又、その原因として、供試体内の間げき水圧が上昇するときに表面粒子に接するメンブランが外側へ伸びることにより供試体体積が変化するために、間げき水圧の上昇が減少することをあげている。この効果は、一定メンブラン厚に対して、土粒子径が増大するにつれて大きくなり、又、一定の土粒子径と一定のメンブラン厚に対して供試体径の増大とともに減少する(13)。さらに、一定供試体について、メンブラン厚が増大するときにもこの効果は減少すると考えられる。これらの総合的結果として、通常の場合に比べて、供試体が大きく、又、メンブランも厚いこのような試験では、液状化強度が小さくなったと考えられる。

土粒子径の影響

このような粗粒土の液状化強度と土粒子径の関係を見るべく、図-3.28, 3.29に、図-3.26から推定した特定の回数における液状化強度を試料の平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c との関係を示した。図-3.28では、Wong らの整理結果と比較するために、 $Dr = 60\%$ 、 $N_L = 30$ に対する値を用いている。既に述べたように、特に強度が低い結果を与えている AA' 、 E' を除いた他のデータは、平均粒径との関係についてはWong らのデータに近い傾向を与えている。又、図-3.29は、

均等係数の影響を見たものである。特に強度の小さいと思われる AA' 、 E' を除いて全体の傾向を見ると試験粒度の少ないこともあって断言はできないが、均等係数が大きくなると液状化強度は小さくなることを示しているとも見ることができる。

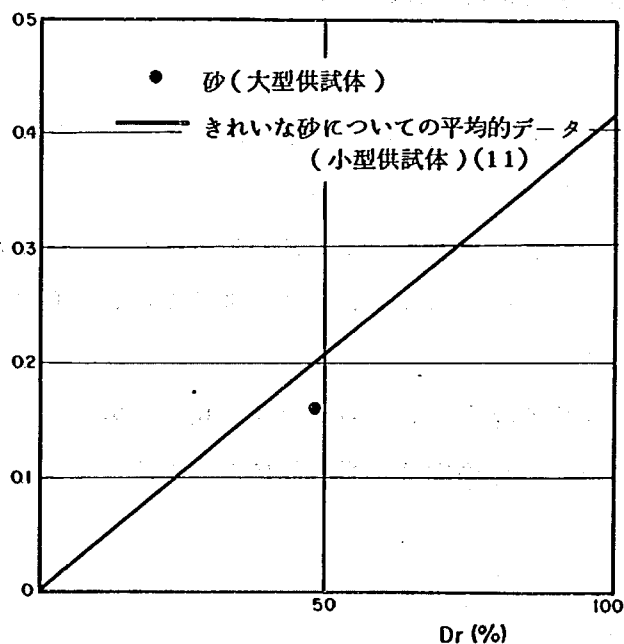
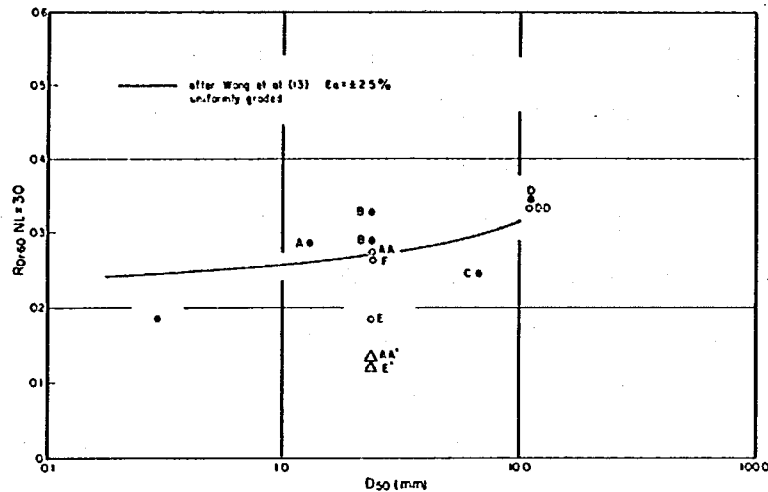
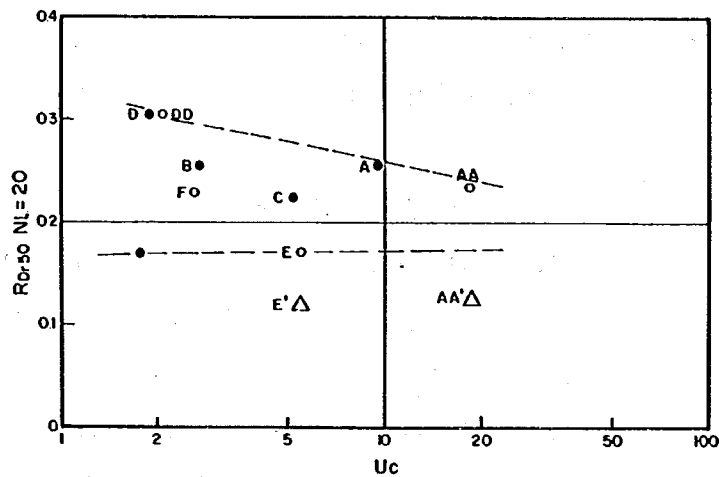


図-3.27 供試体寸法による液状化強度の違い
(砂に対して)



図一 3.28 液状化強度と平均粒径の関係



図一 3.29 液状化強度と均等係数の関係

(5) 実験結果のまとめ

以上に述べた比較的大きな粒径の材料を含む供試体の最大・最小間げき比，非排水繰返しせん断液状化強度に関する試験結果をまとめると次のようである。

- (i) 最大・最小間げき比は，平均粒径・均等係数が大きくなるにつれ小さくなる。又，最大・最小間げき比の差，間げき比範囲も平均粒径の増大とともに小さくなる。さらに，これらの特性は，粒子形状の影響も受けるらしい。
- (ii) 粗粒材の非排水液状化強度を，相対密度を媒介として普通の砂と比べた場合，同程度かそれよりやや大きいと見てよいであろう。この傾向は，平均粒径が大きくなるほど大きくなる。

4. 粗粒材料の透水性

前章では、対象とする粗粒材料に対する地震時載荷が非排水状態で行なわれるものとして、過剰間げき水圧の累積から生ずる液状化強度を調べた結果について述べた。これに対して、河床砂レキのように透水性がよいと考えられる材料では、地震時載荷中にも排水層に向って過剰間げき水圧の逸散が生じて過剰間げき水圧の累積が抑止され、液状化には至らないのではないかと見る見方もできよう。このために、通常余り検討されることのない粗粒材料の透水性について調べてみた。

4-1 粗粒土の透水性に関する従来の研究

土の透水性と透水係数の求め方については、表-4.1のようにまとめられている(21)。この表の中で、透水性の高いところで用いられる変水位透水試験は、Yemington(22)による方法である(後述)。又、透水係数と土の密度、粒径、粒度等との関係をまとめた式は、Kozeny によるものを始め多くの提案がある(23)。例えば、よく知られている関係式として Hazen による式は次のようなものである。

$$K = C_h D_{10}^2 \quad (D_{10} \text{ cm}) \quad (4.1)$$

C_h は、表-4.2のように与えられているが(23)、上式の厳密な適用範囲等は不明である。この式によれば、粒度分布の影響は、 D_{10} によってのみ表わされ他の特性の影響は小さいことになる。この他に、粒度分布の特性の影響を均等係数 U_c として取入れた佐々木による次のような式もある(23)。

$$K = \beta U_c \left(\frac{n}{1-n} \right)^2 D_{10}^2 \quad D_{10} \text{ (cm)} \quad (4.2)$$

ここに、 β は粒子形状の係数で表-4.3のように与えられている。この式においても又、適用範囲は明確ではない。(4.2) 式は (4.1) 式と異なり、 D_{10} のみならず U_c の変化、すなわち大粒径成分の影響も受けることを示している。(4.1) (4.2) 式を適当な定数の下に計算した例を図-4.1 に示す。

表一 4.1 土の透水性と透水係数の求め方 (21)

		透水係数 k (cm/s)											
		10^1	10^0	1.0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
透 水 性		高 い			中 位		低 い		非常に低い		実質上不透水		
土の種類と分類記号		清浄な砂 (GW, GP)		清浄な砂及び砂礫 (GW, GP, SW, SP, GM)			微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土, 腐状粘土など (SM, SC, ML)			"不透水性"の土, 例えば風化を受けていない均質な粘土 (CH, MH, VH)			
		"不透水性"の土が草木や風化の影響を受けて変化したもの											
透水係数を直接測定する方法		現場透水試験(得水試験)。適切な方法で行えば信頼できる。かなりの経費を要す。						現場透水試験(割戻法, 止水法)。経費を要す					
						定水位試験		変水位透水試験飽和に要注意					
		特殊な変水位透水試験 ^{*1}				特殊な室内透水試験 ^{*2}							
透水係数を間接的に推定する方法		粒径分布から計算。清浄な砂と礫に適用できる						圧入試験結果から間接的に計算					

*1 例えば3,4,2(1) 参照, *2 例えば3,4,2(2)参照

表一 4.2 係数 C_A の 値 (23)

C_A	河 過 池 砂 の 状 態
150	均等な粒子の場合 (極大値)
116	細砂のゆるくつまった状態
70	上より, よくしまった状態
60	大小粒子混合の場合 (極小値)
46	非常に汚れたとき

洗淨砂

表一 4.3 係数 β の 値 (23)

砂 の 種 類	β (粒子の形の係数)	砂 の 種 類	β (粒子の形の係数)
ガラス球	大略 140~180	かなり角張った川砂	大略 50
円いなめらかな砂丘砂	" 140	扁平粒子を含む不整の川砂	" 40
円いなめらかな川砂	" 100~140	きわめて凸凹あってもろい砂	" 30
いくぶん角張った砂	" 80	泥のついた地下砂	" 20
角のある砂	" 70	きわめて角張った粒子の幾分	" 10
稜の多いガラス粉末	" 60	ローム質を含む川砂	

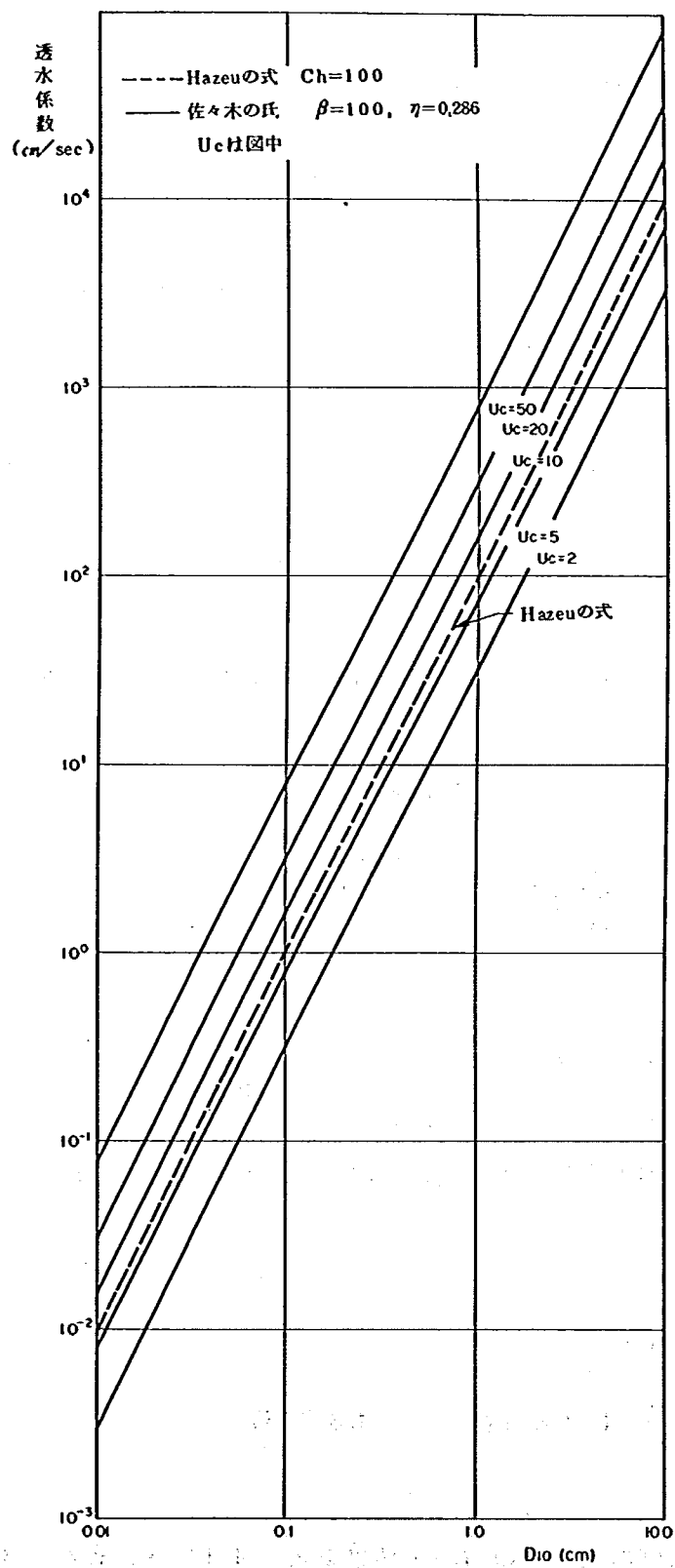


図-4.1 計算された透水係数

4-2 粗粒土の透水試験及びその結果

(1) 試験方法

透水試験法は、次の二種の方法によった。

(i) 粒径が比較的小さい場合

JIS A1218-1961の定水位透水試験法によった。

(ii) 粒径が比較的大きい場合

図-4.2に示すレキ用特殊透水試験機(22)を用いて試験した。この試験方法は、次のようである。

- (a) 透水円筒中に、所定の密度になるように試料を投入する。試料高さは15cmとする。
- (b) 外管水槽内に、上の透水円筒を設置する。
- (c) 外管水槽に水を注ぎ、試料を飽和させる。
- (d) 外管水槽下部に直結しているバルブを開き、透水円筒内の水位が所定の位置まで降下するまで、水を流出させる。
- (e) その際、透水円筒内の水位感知器、流量測定用タンク内のフロート、ストップウォッチをVTRに録画する。
- (f) 上のビデオ・テープを再生して、透水円筒内の水位降下に要した時間及びこの間の流量を測定する。
- (g) 上の結果により次式から透水係数Kを求めた。

$$k = \frac{F}{1 - \frac{h(A+a)}{Q}} \times \frac{a \cdot L}{(A+a) \cdot t}$$

ここに、

A：試料の透水面積 (cm²)

(図-4.3 参照)

a：外筒面積-試料透水面積 (cm²)

h：透水円筒内の水位降下量 (水位感知器間隔 10 cm) (cm)

L：試料長 (cm)

Q：流量 (cm³)

t：時間 (sec)

F： $\frac{h(A+a)}{Q}$ による係数 (図-4.3 参照)

(2) 試験結果

透水試験を行なった試料及びその方法・結果を表-4.4にまとめた。さらに、この結果と粒径との関係を図-4.4に図示した。図には、参考のために、D₁₀の関数としてのHazenの

式による関係及び Yemington による実験値(22)を記入した。この図から大まかに言えることは、Hazen の式は非常に簡略化された式ではあるけれども、粗粒材料の透水係数を大略推定するために用いることができるであろうということである。

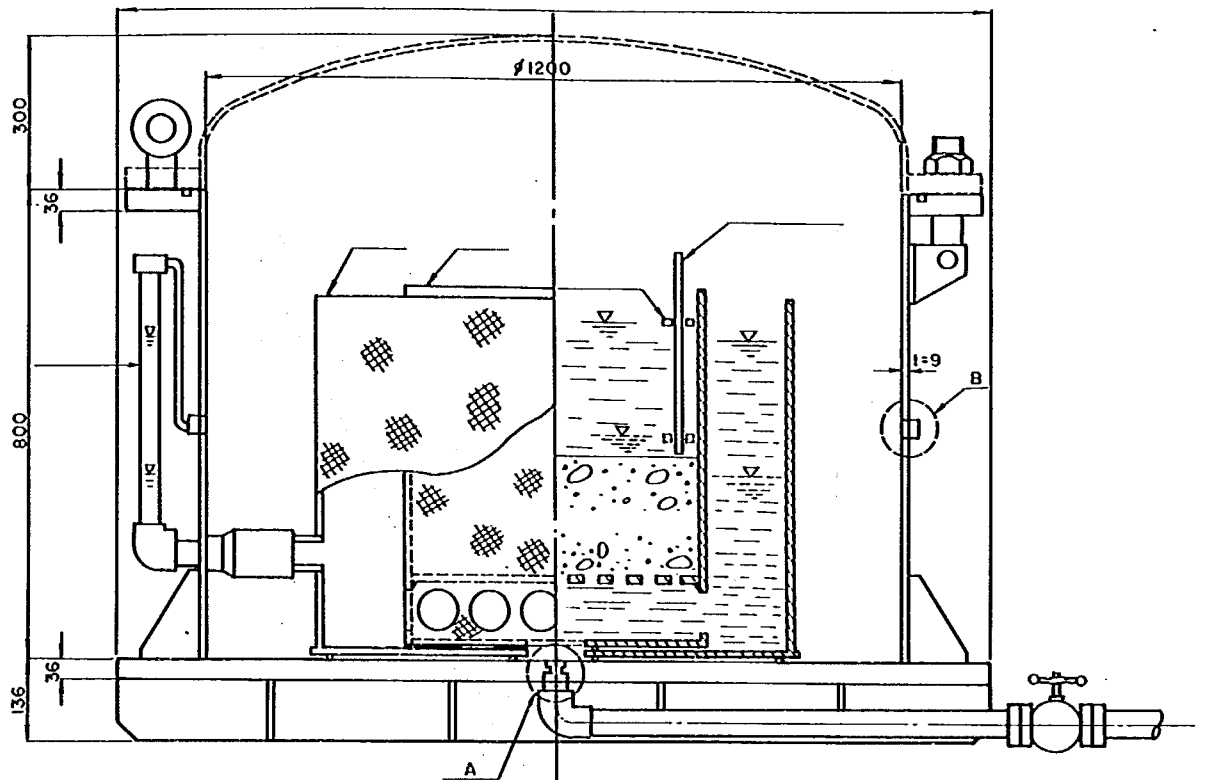


図-4.2 隙用透水試験機

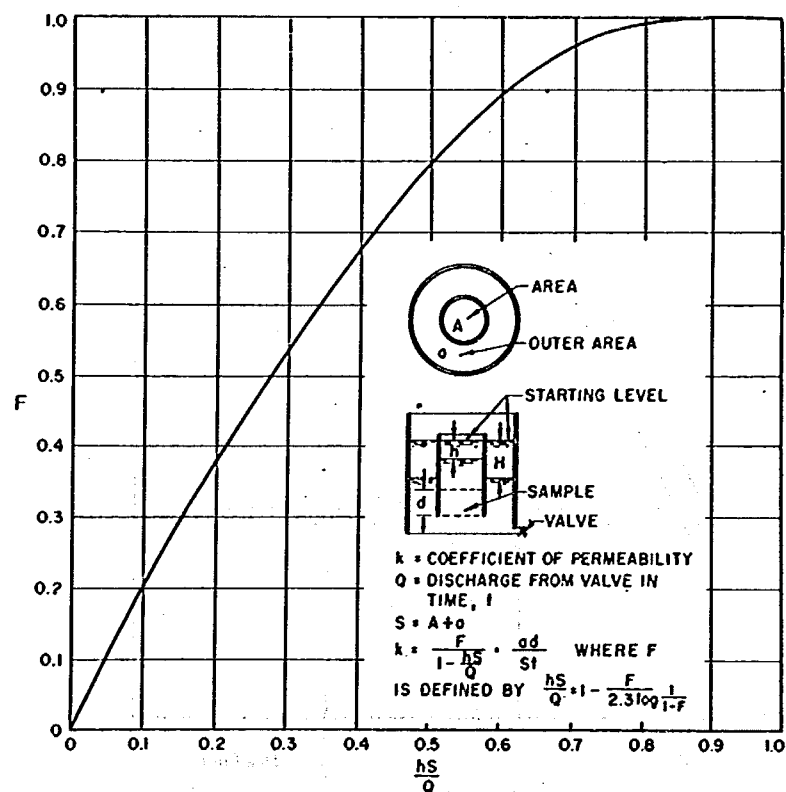


図-4.3 Fの値を求める図(22)

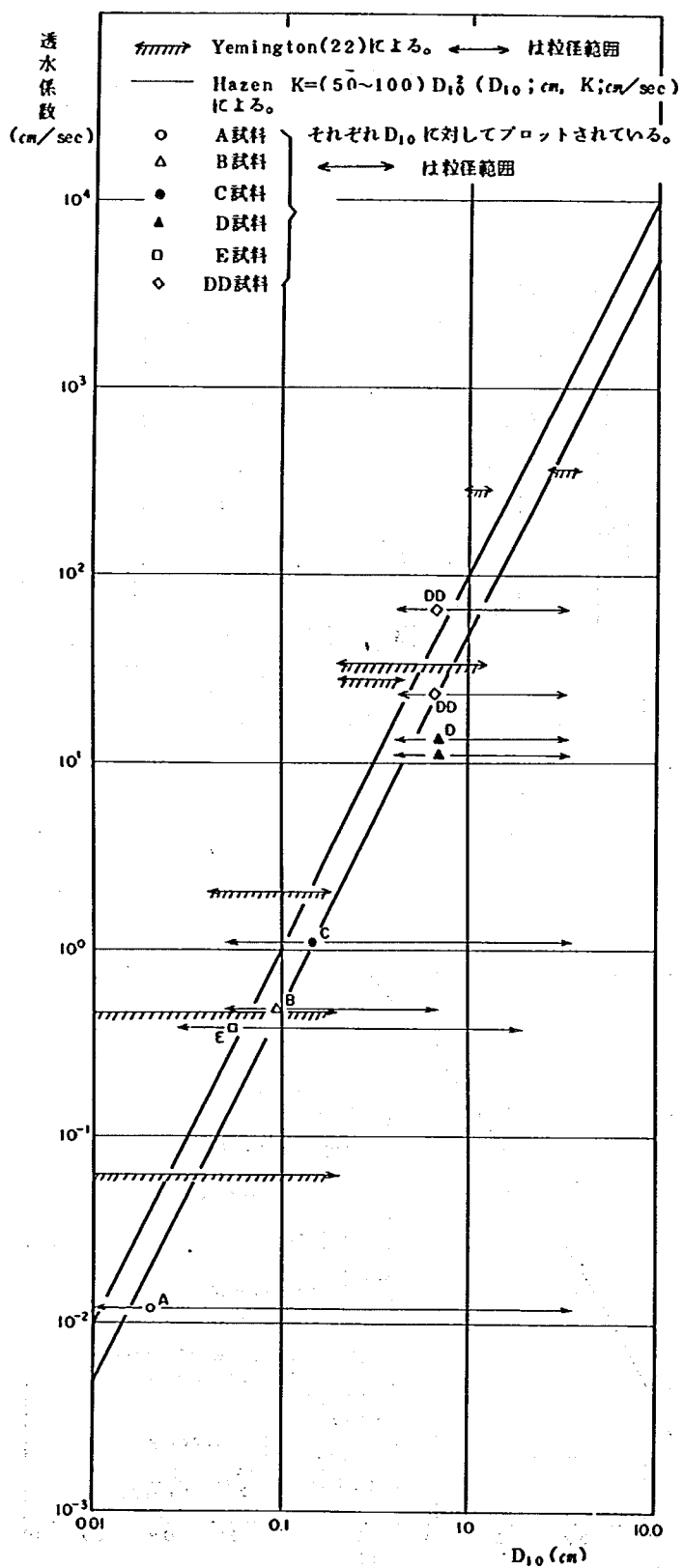


図-4.4 測定された透水係数

表-4.4

試 料	D ₁₀ (cm)	粒 徑 範 圍 (cm)	試 驗 法	透 水 係 數 (cm/sec)
A	0.021	0.01 ~ 3.6	定水位試験法	1.21×10^{-2}
B	0.095	0.055 ~ 0.6	"	4.81×10^{-1}
C	0.15	0.055 ~ 3.6	"	1.11×10^1
D	0.7	0.42 ~ 3.6	礫用試験法	1.35×10^1 1.10×10^1
E	0.055	0.024 ~ 2.0	"	3.9×10^{-1} 3.78×10^{-1}
DD	0.68	0.46 ~ 3.6	"	6.6×10^1 2.29×10^1

5. フィルダム基礎地盤としての河床砂レキ層の耐震性評価法

前章までに、フィルダム基礎地盤に見られる河床砂レキ層の密度、非排水動的強度、透水性について参考となるであろう当研究室で得たデータを紹介した。ここでは、それらの情報を総合的にどのように用いて河床砂レキ層の耐震性を評価するかという方法について考察したい。

まず、基本的に考えられる方法は、フィルダム及び地盤の地震応答を解析し、地震応答に対して発生する過剰間げき水圧とその逸散との効果を同時に考慮して、ダム本体及び地盤の安定性を評価する方法である。このような解析を行なうプログラムは、現在当研究室で開発中である。このことをより簡便に行なう方法として、Wong らは、水平地盤の場合を評価する次のような方法を、示している(13)。

水平地盤の過剰間げき水圧 u の時間変化は、非排水せん断に対して生ずる間げき水圧 u_g の時間変化と、圧密理論の原理により過剰間げき水圧が逸散するために生ずる変化との和として生ずると考えられる。すなわち、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial t} + \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.1)$$

これを、次のように簡略化する。ある時間後に、 u_g により、過剰間げき水圧分布が図-5.1 のようになったとする。これに対して、(5.1) 式の第2項の効果により、ある分布にまで間げき水圧が低下するのに要する時間を圧密理論から求め、その時間の長さと通常地震継続時間と見なされる時間とを比較し、現実には同時に生ずる(5.1) 式の第1項、第2項の効果比較を総合的に行なおうとするものである。以下に、例題を示す。

例題 1

$$D_{10} = 0.1 \text{ cm}, m_v = 1000 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg}, H = 10 \text{ m}$$

D_{10} から、透水係数 $k = 1.0 \text{ cm/sec}$ と想定する。 m_v は、ダムの基礎地盤において、拘束圧が大きいこと、圧縮時よりは膨脹時の値を用いるべきこと(24)を考えると、かなり小さな値が妥当と思われるので、上のような値を採用した。1次元的に上方へのみ排水されるとして、圧密理論における圧密度 U と時間係数 T_v の間の関係式を用いる。

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{K}{m_v \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

$U = 0.5$ に対して、 $T_v = 0.197$ ゆえ、

$$t = T_v \cdot \frac{m_v \gamma_w}{K} H^2 = 0.197 \times \frac{1000 \times 10^{-6} \times 0.001}{1.0} \times 1000^2 = 0.197 \text{ sec}$$

となり、地震時により過剰間げき水圧が、図-5.1 のような分布になる前に逸散されるであろうことが推定される。したがって、地震時安定性上、過剰間げき水圧の発生は問題にはならないであろう。

例題 2

$D_{10} = 0.01 \text{ cm}$ として、 $k = 0.01 \text{ cm/sec}$ とすると、上の結果は、 $t = 19.7 \text{ sec}$ となり、地震中の間げき水圧の速やかな逸散は必ずしも期待できない。

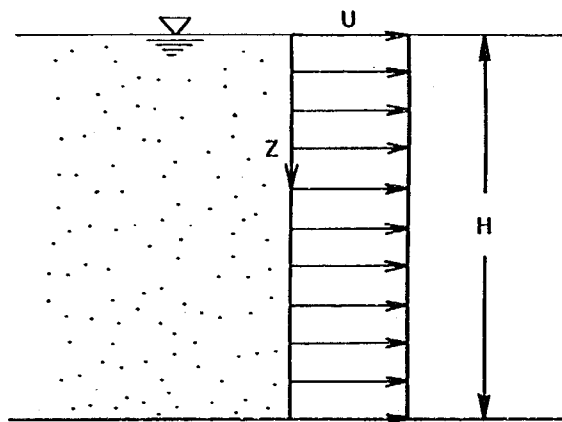


図-5.1 過剰間げき水圧の初期状態

上の2つの例は、ごく簡単な例であるが、このような方法で河床砂レキ層の液状化の概略の評価を行なうことができよう。なお、このような方法は、河床砂レキ層の透水性が、Hazenの式等で推定される一様な状態であるときに適用されるもので、地層上部に透水性の低い砂層シーム等が存在するときには、多少取扱いを変える必要がある。

上のような簡易な方法で、液状化の可能性の検討を行なったときに、例題2のように液状化の可能性が否定し切れない場合には、地層の密度・相対密度等の精査を必要とする。

6. 結 論

フィルダム基礎地盤としての河床砂レキ層の耐震安定性に関して次のような知見が得られた。

- (1) 河床砂レキ層の地震時液状化の可能性の判定のためには、地盤の密度、粒度組成、透水性を調べる必要がある。
- (2) 地盤の密度は粗粒分が多いときには乾燥密度で表わしてかなり大きい、液状化可能性を評価するときに用いられる相対密度の尺度となる最大・最小間げき比自体も粗粒分の影響を受けるので、粗粒分の存在を考慮して相対密度を推定し、液状化の可能性を評価する必要がある。
- (3) 同一の相対密度で比べる限り、非排水条件下の液状化強度は通常の砂のそれと大差ないか、やや大きい程度である。
- (4) 河床砂レキの粒度分布は、液状化強度そのものよりも透水性の上で耐震安定性に対して影響を有する。
- (5) 河床砂レキ層の透性係数の推定には、原位置透水試験が望ましいが、データの得られないときには、粒度組成から大略推定することも可能であろう。
- (6) 河床砂レキ層の透水係数が推定された場合には、その排水効果を考慮することにより地層の液状化の可能性を、又は詳細検討の必要性の有無を概略判定することもできる。
- (7) 河床砂レキ層の耐震安定性に関しては、今後、室内試験と並んで、現場密度の測定法、現場透水係数の測定法等に重点を置くべきである。

7. 参 考 文 献

- (1) 大ダム会議編，第2次改訂ダム設計基準，1978
- (2) 建設省河川局監修，多目的ダムの建設，第25章フィルダムの設計，城島，1977
- (3)
- (4) Ishihara and Watanabe : Sand Liquefaction through Volume Decrease Potential, Soils and Foundations, Vol. 16, No 4, 1976
- (5) Lee and Fitton, Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil, ASTM, STP450, 1968
- (6) Youd, Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands, ASTM, STP523, 1972

- (7) 小川, 石堂, 砂質土にたいするバイプロコンポーザ工法の適用について, 土と基礎, 13-2, 1965
- (8) 岸, 宗他, 粒度組成の異なる砂レキのせん断特性
- (9) Johnston, Laboratory Studies of Maximum and Minimum Dry Densities of Cohesionless Soils, ASTM, STP 523, 1972
- (10) Seed, Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 105, GT2, 1979
- (11) Tatsuoka et al A Method for Estimating Undrained Cyclic Strength of Sandy Soils Using Standard Penetration Resistances, Soils and Foundations, Vol. 18, No 3, 1978
- (12) (10)と同じ
- (13) Wong, Seed and Chan, Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils, Proc. ASCE, Vol. 101, GT6, 1975
- (14) 荻野, 今井他, 飽和砂の液状化に及ぼす平均粒径・均等係数の影響, 第9回土質工学研究発表会, 1974
- (15) 岩本, 砂質土の液状化に及ぼす均等係数の影響, 第33回土木学会年次講演会, 1978
- (16) Terzaghi and Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, P. 101, 1948
- (17) 矢部, 元田, 真下, 粗粒材料の大型三軸試験報告書(2), 土木研究所資料, 1451号, 1979
- (18) 砂の相対密度試験方法基準化委員会, 砂の最大密度・最小密度試験に関する補促資料, 土と基礎, Vol. 27, No 12, 1979
- (19) 谷本, 飽和砂質土の室内実験による液状化, 第16回土質工学シンポジウム, 1971
- (20) Committee on Soil Dynamics of the GT Div., Definition of Terms Related to Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 104, GT9, 1978
- (21) 土質工学会, 土質試験法—第2回改訂版—第5編第3章 透水試験, 1979
- (22) Yemington, A Low-head Permeameter for Testing Granular Materials, ASTM STP 163, 1954
- (23) 赤井浩一, 土質力学 (最上武雄編著), 第2章 浸透に関する事象, 技報堂, 1969
- (24) Martin, Finn and Seed, Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 101, GT5, 1975

その他表-2.1をまとめるのに用いた参考資料は次のようである。

広瀬ダム基礎処理	鈴木薫一郎ほか2名	ダム日本版367
新冠ダムの設計と施工	酒井賢一	ダム日本版353
新冠発電所・工事誌	北海道電力株式会社	1975. 2
南原ダム設計・施工上の一、二の問題について	庄野久人ほか1名	ダム日本版359
御所ダムの設計について	山影茂	ダム日本版337
子撫川ダムと子撫川総合開発事業	富山県小矢部土木事務所	ダム日本版328
箕面川治水ダムの事業計画	大阪府土木部河川課	ダム日本版330
水窪ダムの設計と施工	山崎芳夫	ダム日本版366
多々良木ダムの施工について	横田潤	ダム日本版331
高瀬ダム堤体基礎砂れき層の検討	東京電力株式会社	1972. 4
高瀬川開発工事のうち高瀬ダム、七倉ダムの設計と施工計画について	三村誠三ほか1名	発電水力版129 (1974. 3)
高瀬・七倉ダムの設計および施工の概要について	久保田昭寿ほか1名	ダム日本版354 版355
七倉ダム堤体基礎堆積層の検討	東京電力株式会社	1972. 8
下小鳥ダムの施工	大野大明ほか1名	土木技術Vol. 26 版11
広川ロックフィルダムの施工	松尾周平ほか1名	ダム施工実例集 (1971. 2)
瀬戸ダムの調査と設計について	風呂内和士ほか1名	発電水力版136 (1975. 5)
軟岩の築堤工法と透水性地盤の処理について 一日新ダムの設計を中心として一	勝俣昇	フィルタイプダムの施 工技術(1970. 4)
大津岐ダムの設計と施工	渡辺光基	〃
月形フィルダムの設計	佐野茂次ほか1名	〃
日指アースダムの止水工	三小田寿ほか1名	ダム施工実例集 (1971. 2)
犬神ダムの基礎処理	滝沢豊ほか2名	〃
勝浦ダムの基礎処理	吉田保雄	〃
宮川ダムの基礎処理	衣斐実ほか1名	〃
内閣ダムの基礎処理	白石弥次平	〃

千振温水ダムの施工について	斉藤実ほか1名	ダム施工実例集 (1971. 2)
喜撰山ロックフィルダムの土質材料 と施工について	松居正次ほか1名	〃
中津川第一発電所増設工事について (第一部)〔新高野山ダム〕	高 橋 正 一	発電水力版118 (1972. 5)
双葉ダムの設計と施工について	杉 井 勲	ダム日本版369
川上ダムの設計と施工について	藤田高照ほか2名	ダム日本版346
奥清津揚水発電所計画について 〔カッサダム・二居ダム〕	村 上 省 一	発電水力版115 (1971. 11)
手取川電源開発計画の概要〔手取川 ダム〕	将亦文雄ほか1名	発電水力版119 (1972. 7)
玉原揚水発電所の調査概要〔玉原ダ ム〕	佐々木 博 敏	発電水力版126 (1973. 9)
漆沢ダム右岸山裾部断層破碎帯の調 査について	安 部 隆 之	ダム日本版340
有 間 ダ ム の 事 業 計 画	埼玉県有間ダム事業所	ダム日本版331
大平発電所の工事計画について 〔内谷ダム・油谷ダム〕	浅 田 良 太	ダム日本版332
白川ダムの基礎地盤について	大 石 克 雄	ダム日本版332
大雪ダムの設計と施工	古明地 宏 通	ダム日本版367
透水性基礎地盤の東郷ダムと軟弱地 盤の佐布里ダムの基礎処理	藪 亀 淳 夫	フィルダムの設計と 施工(1966. 1)
グラベルフィルの日野川ダムの設計 と施工	三 好 晃	フィルダムの設計と 施工(1966. 1)
羽幌二股ダムの設計と施工	黒後竜男ほか3名	ダム日本版380
山 村 ダ ム の 設 計 と 施 工	種村喬郎ほか2名	ダム日本版343
ダム基礎岩盤グラウチングの施工実 例集	土木学会岩盤力学委員会編	土木学会 1973. 5
事業所ニュース — 深山ダム完成	落 合 信 義	農業土木学会誌 Vol. 42 版11
中里ダム建設工事の施工について	岡田茂ほか1名	農業土木学会誌 Vol. 43 版6
阿木川ダムの崖錐調査とその処理方法	阿木川ダム調査所	1976. 3
奥多々良木発電所工事誌土木編	関西電力株式会社	1975
南原ダム堤体基礎の安定に関する 検討書	中国電力株式会社	

河床砂レキ層の耐震安定性
に関する調査報告

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第1669号
建設省土木研究所
動土質研究室
昭和56年3月 (1981)

キーワード 地震, 砂レキ, 液状化, フィルダム

要旨

フィルダム基礎地盤における河床砂レキ層の取扱い・力学的性質
の実態の資料調査結果及び動的大型三軸圧縮試験等の結果について
とりまとめたものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡

豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

動土質研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1669号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印