

土木研究所資料

砂質地盤の耐震性調査結果

昭和52年12月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

砂質地盤の耐震性調査結果

は し が き

本報告書は、構造物予定地点を対象として実施した砂質地盤の耐震性調査の結果をとりまとめたものである。主要内容は、原位置不攪乱試料の動的三軸試験結果にもとづく地盤の動的強度の推定、地震時に地盤内に発生するせん断応力の算定、ならびに両者の比較による地盤の耐震性の総合評価からなっている。

本報告書に示された砂質地盤の耐震性の評価法は、地盤の流動化の詳細検討を行う際の最新の手法であり、今後、多くの現場への応用が期待される。

昭和 52 年 12 月

建設省土木研究所

地 震 防 災 部 部 長 大 橋 昭 光

地震防災部振動研究室 室 長 岩 崎 敏 男

地震防災部振動研究室 併 任 龍 岡 文 夫*

*) 本務：東京大学生産技術研究所第五部助教授

目 次

は し が き

1 調査対象地点の概要	1
2 調査計画	9
2-1 地盤の耐震調査および構造物の耐震調査	9
2-2 地盤の耐震調査の計画	10
3 地盤の動的強度の評価	13
3-1 概 要	13
3-2 振動三軸試験による動的強度 R_ℓ から原位置の動的強度 $(\tau/\sigma_{v'})_\ell$ の算定	13
3-3 地盤調査結果から R_ℓ 、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_\ell$ の算定方法	16
3-4 相対密度の取扱い	16
3-5 N値、有効上載圧、粒度と動的強度の関係	25
4 地震動による作用せん断応力比 $(\tau/\sigma_{v'})_e$ の算定	44
5 動的強度 $(\tau/\sigma_{v'})_\ell$ と作用応力 $(\tau/\sigma_{v'})_e$ の比較による流動化の総合的評価	47
5-1 概 要	47
5-2 各ボーリング孔での $(\tau/\sigma_{v'})_\ell$ と $(\tau/\sigma_{v'})_e$ の比較	48
6 動的強度実験式 $(\tau/\sigma_{v'})_\ell = R_\ell = 0.0042 D_r^* + 0.0035 S$ の検討	77
謝 辞	81
参 考 文 献	82

1 調査対象地点の概要

図1-1に示す東京湾環状道路網計画のうち、図1-2に示す湾岸道路のトンネル建設予定地点付近を今回の調査対象とした。図1-3に、調査地区の地質断面図を示す。

当該地域では、湾岸道路は地下ずい道構造で、滑走路とほぼ直角に交差する計画となっている。このため滑走路建設時に湾岸道路の施工が併行に行われ、一部の区間については、上床版の構築が完了している。他の区間については、地下掘削が行われ、ずい道型式によるトンネル及び導入路部分の建設が予定され、また重量構造物として六区埋立地及び川崎側にそれぞれ1基の換気塔の建設が計画されている。

調査地域は、かつては遠浅の海浜を形成していた所であり、沖積層最上部には多摩川の営力による三角洲堆積物としての砂層が発達している。上記滑走路は、この砂を浚渫してAP+3~5mの高さまで昭和45年頃造成されたものである。この地域は、第三紀層固結シルトを基盤とし、これの上に洪積層および沖積層が厚く堆積している。以下に各地質について、その概要を述べる。

まず、埋土は細砂を主体とし、貝殻片やシルトを不規則に混入する浚渫土である。シルトを非常に多く混入する部分や、2m前後の厚さで層状に挟在する所がある。又、細砂とシルトが20cm程度の層厚で、互層状の所もあり、全体的に不均質な層相となっている。層厚は全体として5~6.8mで、N値は1~19とばらつきが大きい、全体にゆるい砂である。

沖積砂層は、沖積層最上部及びAP-20m付近に分布する2層があり、細~中砂、シルト質細・中砂よりなる。上部の沖積砂層は、層厚4.35~5.55mで、全地点において確認されていて、地層の連続性は非常によい。N値は3~21であり、貝殻片、腐食物、シルトを混入する。AP-20m付近の沖積砂層は、沖積粘土層中に挟在しており、層厚は2.6~4.75mであり、N値は7~50以上である。少量の貝殻片や雲母片、シルトを混入している。

沖積粘土層は、シルト質の粘土を主体とし、貝殻片を混入している海域層である。不規則に砂分を混入しN値は1~14である。この層は、下部沖積砂層によって2分されている。上部の層は、層厚4.03~11.8mであり、洪積層の状在台地部では直接洪積層と接している。N値は1~14を示すが平均2~3の軟弱層である。上層及び下層部では砂分を不規則に混入しているが、中間部は均質な層相を呈する。沖積谷部に分布する下部沖積粘土層は、A-8、10、11地点で確認されている。層厚はA-8地点で3.95m、A-10地点で最も厚く11.5mである。N値は3~6で平均4程度で上部沖積粘土層よりやや硬質である。

洪積層は、洪積層の不整合面である上面の伏在地形には顕著な特徴がある。上記滑走路より北側では、AP-13m付近に平坦な伏在台地面が存在し、更に北にゆくと急にAP-29mまで深くなっている。南側では、なだらかに谷は深くなってゆき、P-4ではAP-34mまで深くなっている。

京浜六区では、再びAP-13~16mの伏在台地面を形成している。

洪積層は、密な砂と硬質の粘土層からなるが、砂はシルト分の混入が多く、又、粘土層にも砂分の

混入が多く、両者の境界は明瞭ではない。この層には、貝殻片の混入が少なく、河成の堆積であると思われる。

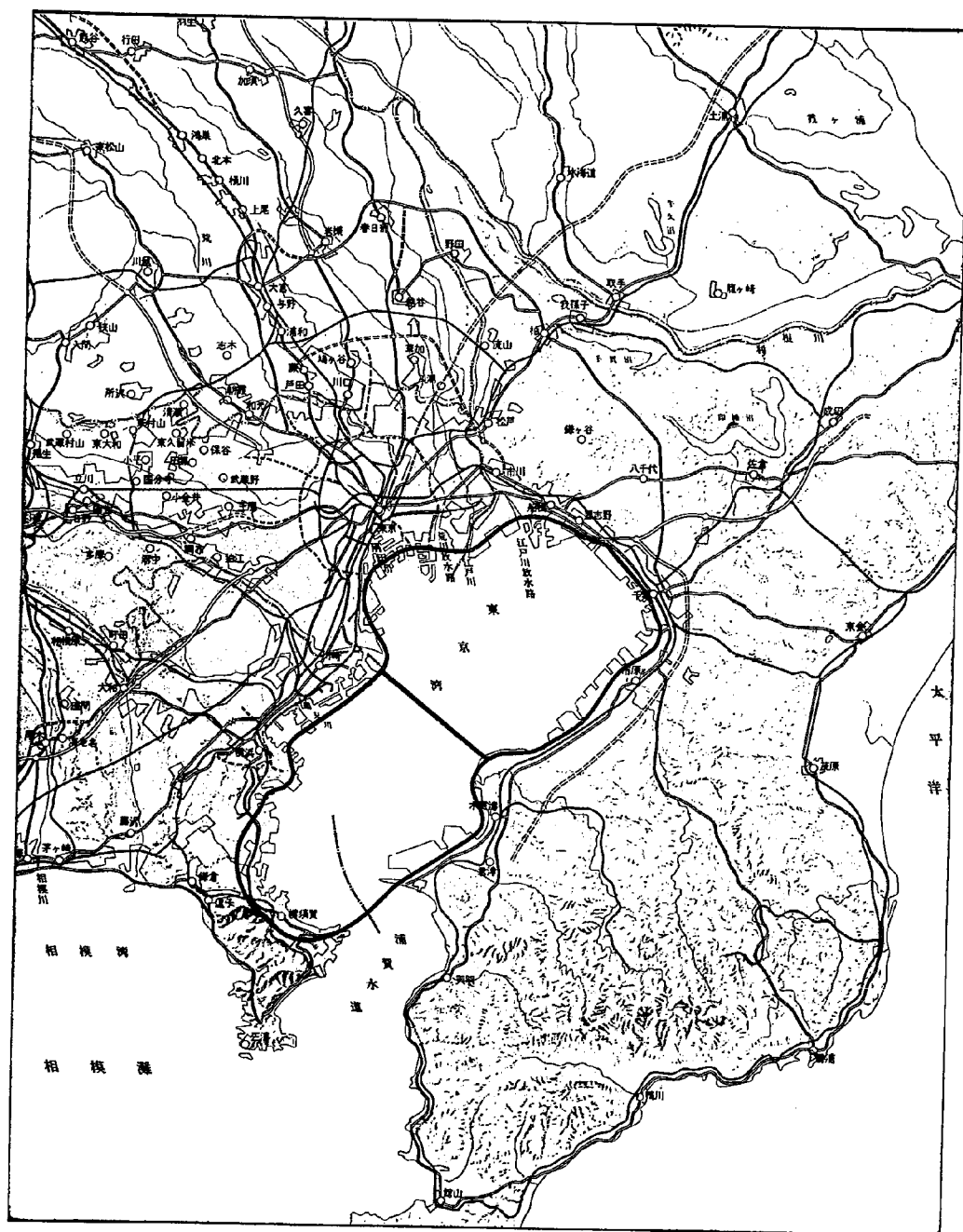


図 1 - 1 東京湾環状道路網計画

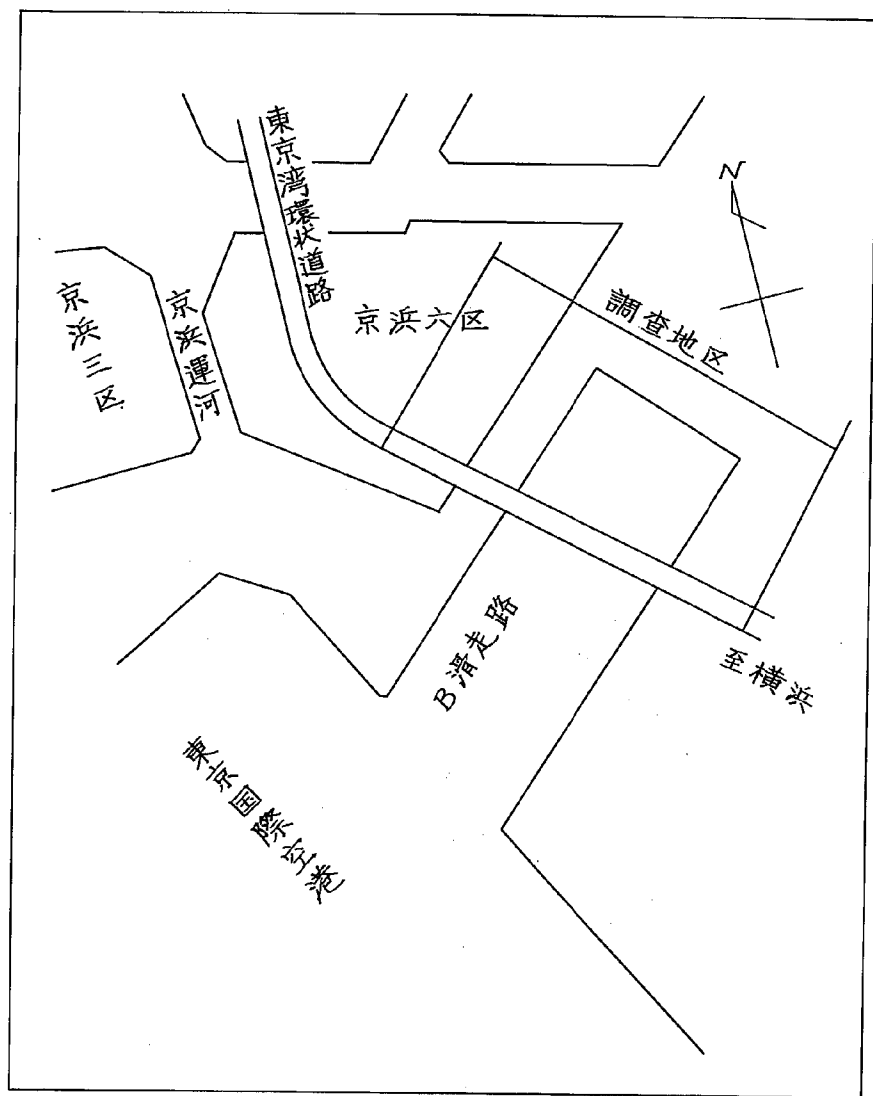
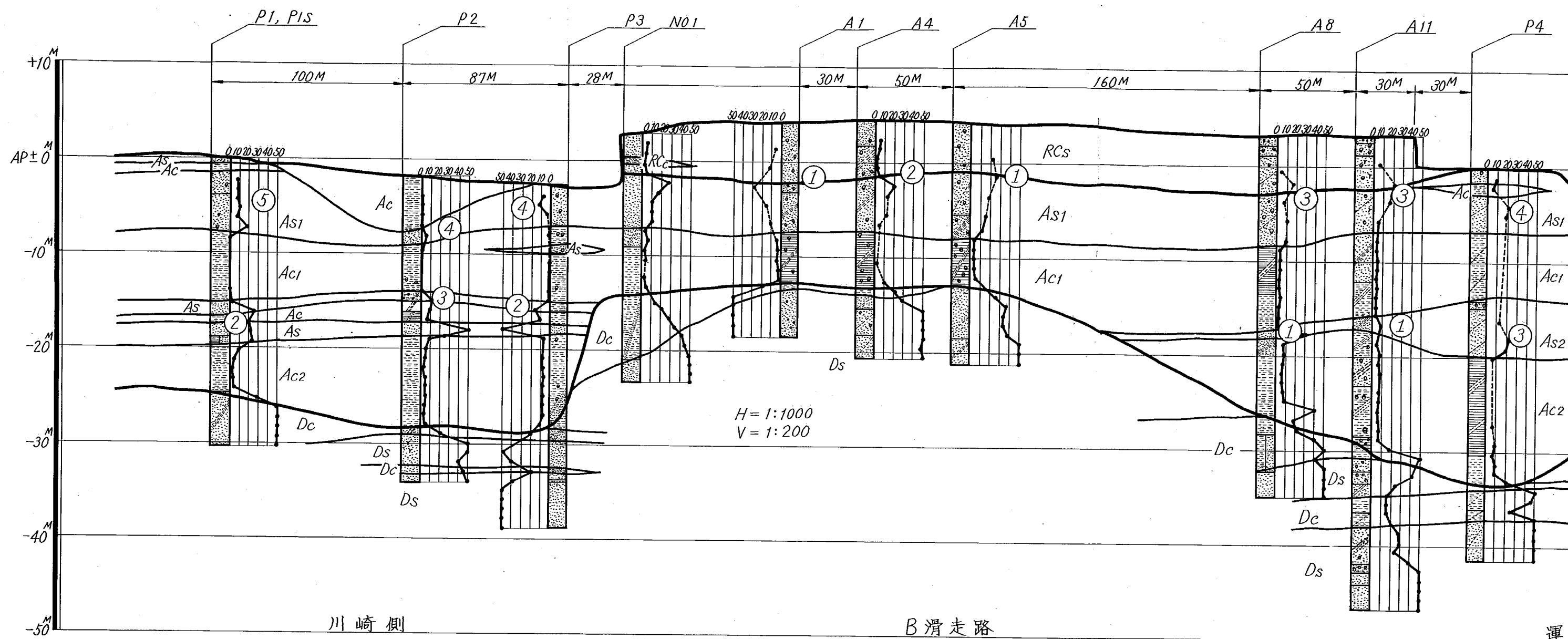


图 1 - 2 調査地域案内図



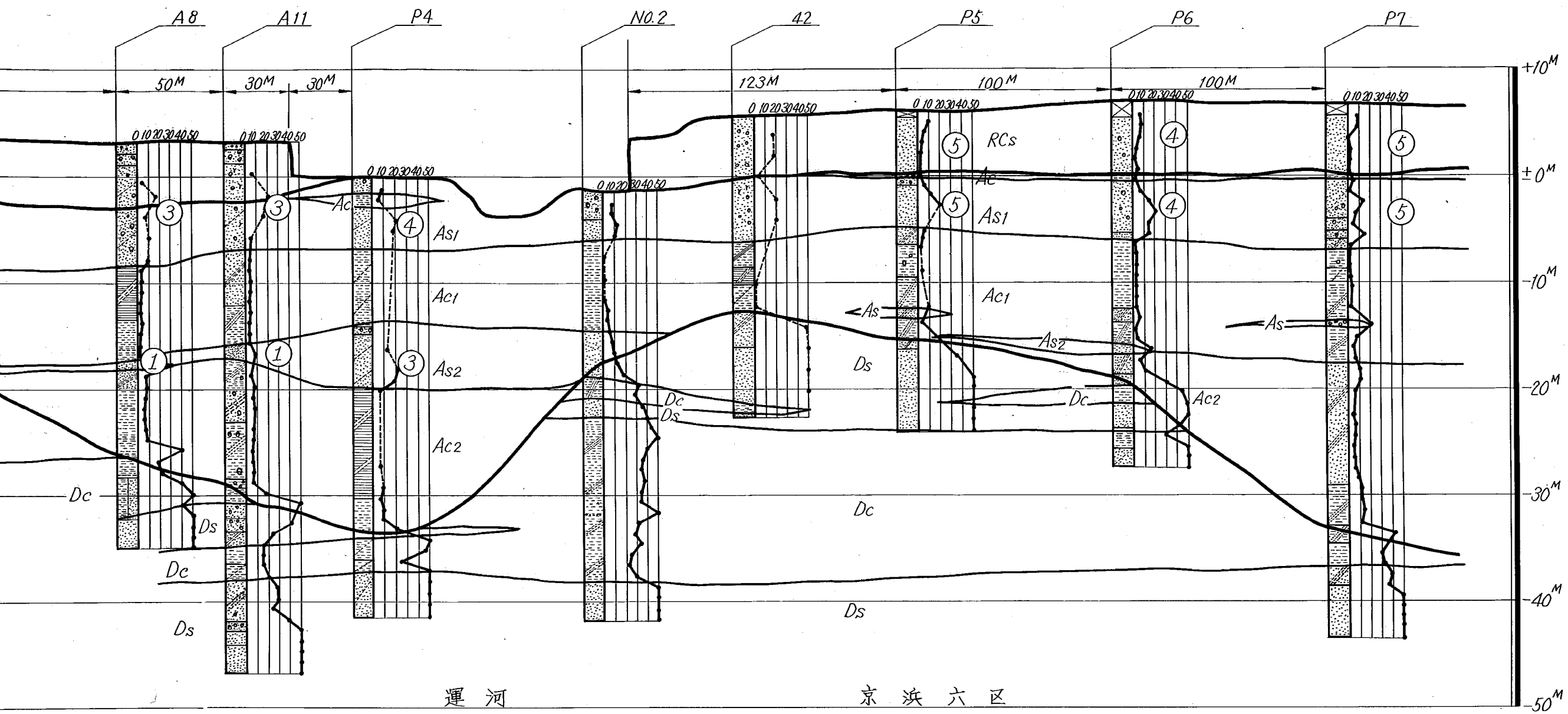
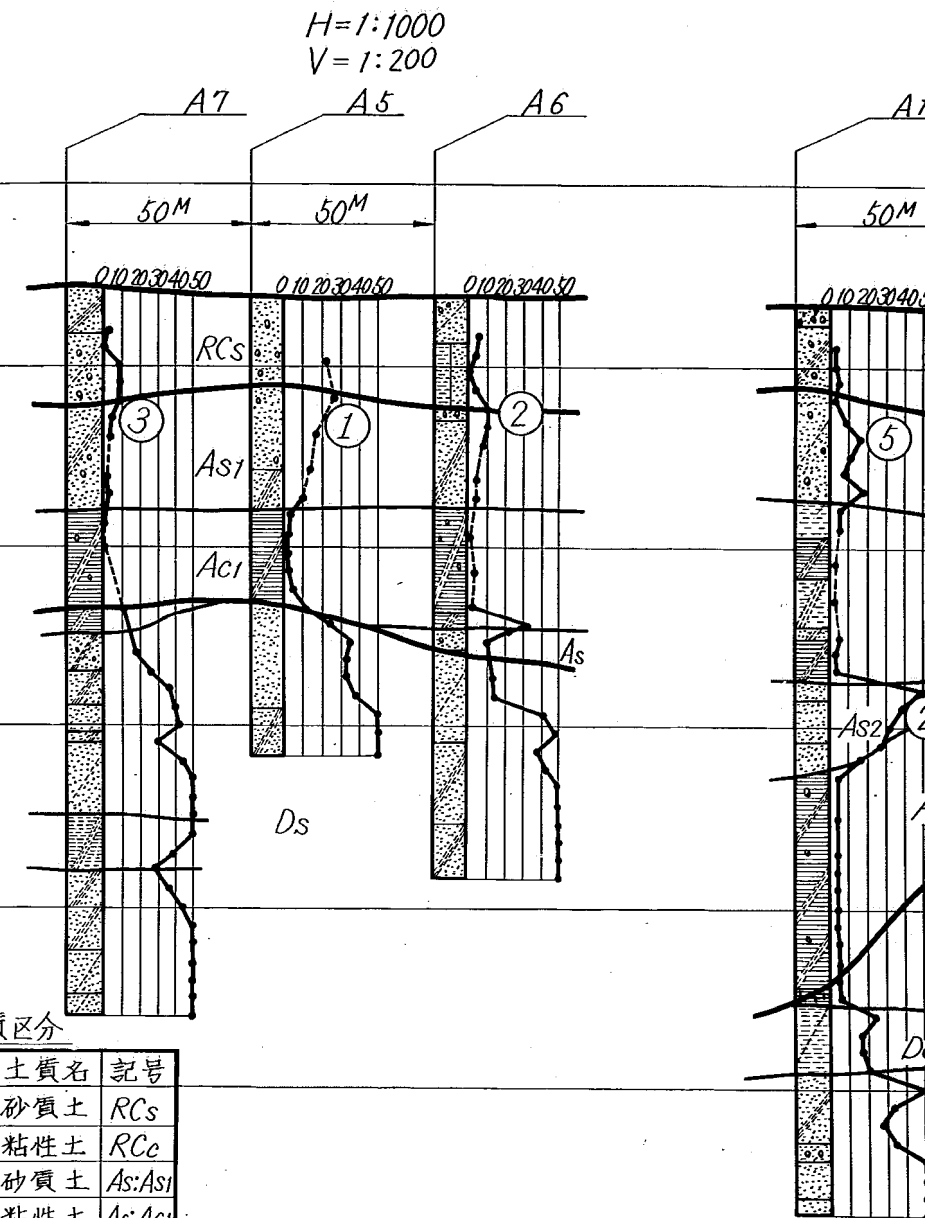
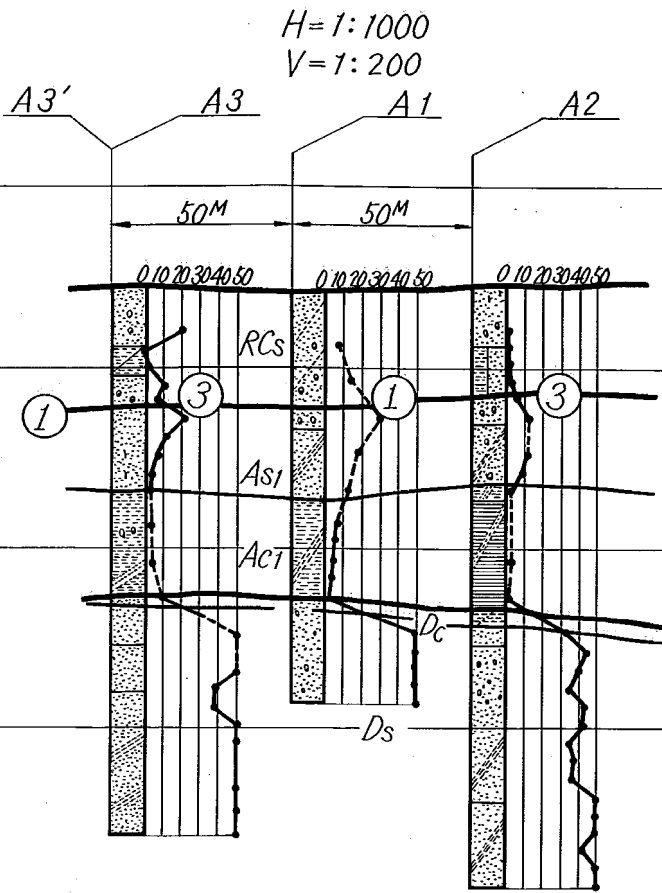
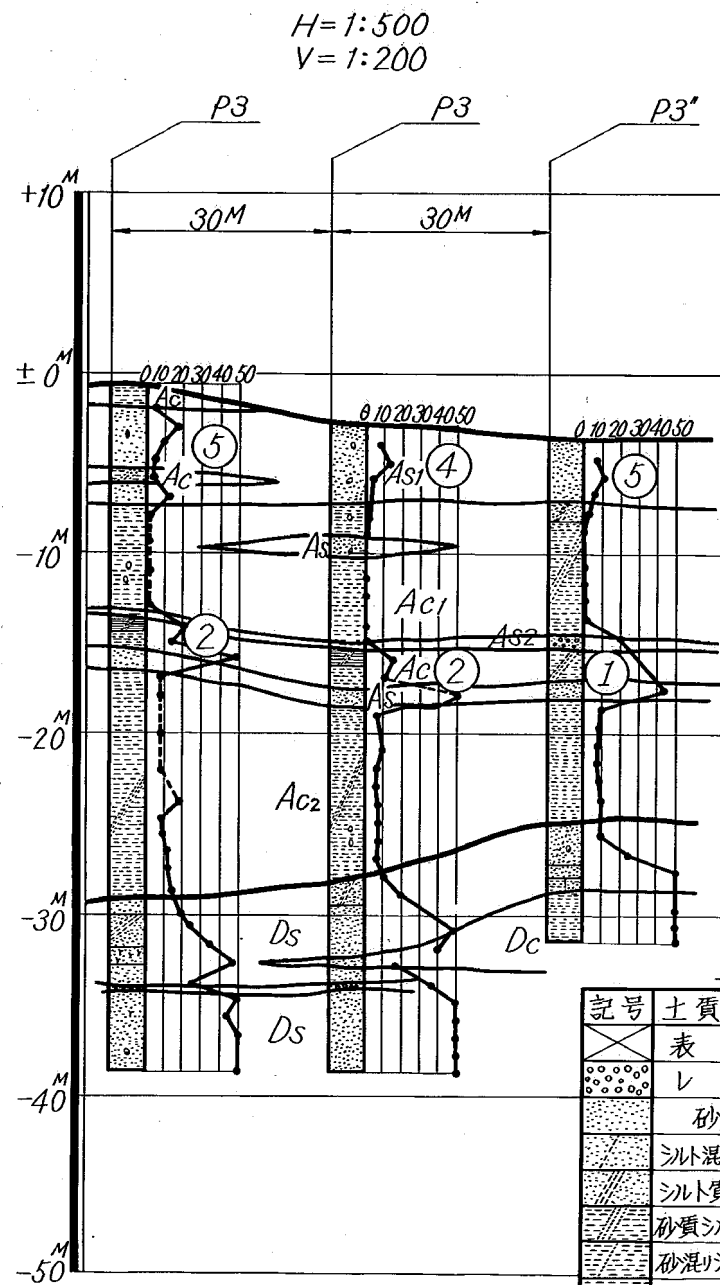


図1-3(a) 調査地区地質断面図



土質記号

記号	土質名
	表土
	レキ
	砂
	シルト混り砂
	シルト質砂
	砂質シルト
	砂混りシルト
	シルト
	シルト質粘土
	シルト混り粘土
	粘土
	シルト砂互層

記号	名称
	貝がら混り
	有機物混り
	レキ混り

土質区分

土層名	土質名	記号
埋立土	砂質土	RCs
	粘性土	RCe
上部	砂質土	As:As1
冲積層	粘性土	Ac:Ac1
下部	砂質土	As:As2
冲積層	粘性土	Ac:Ac2
洪積層	砂質土	Ds
	粘性土	Dc

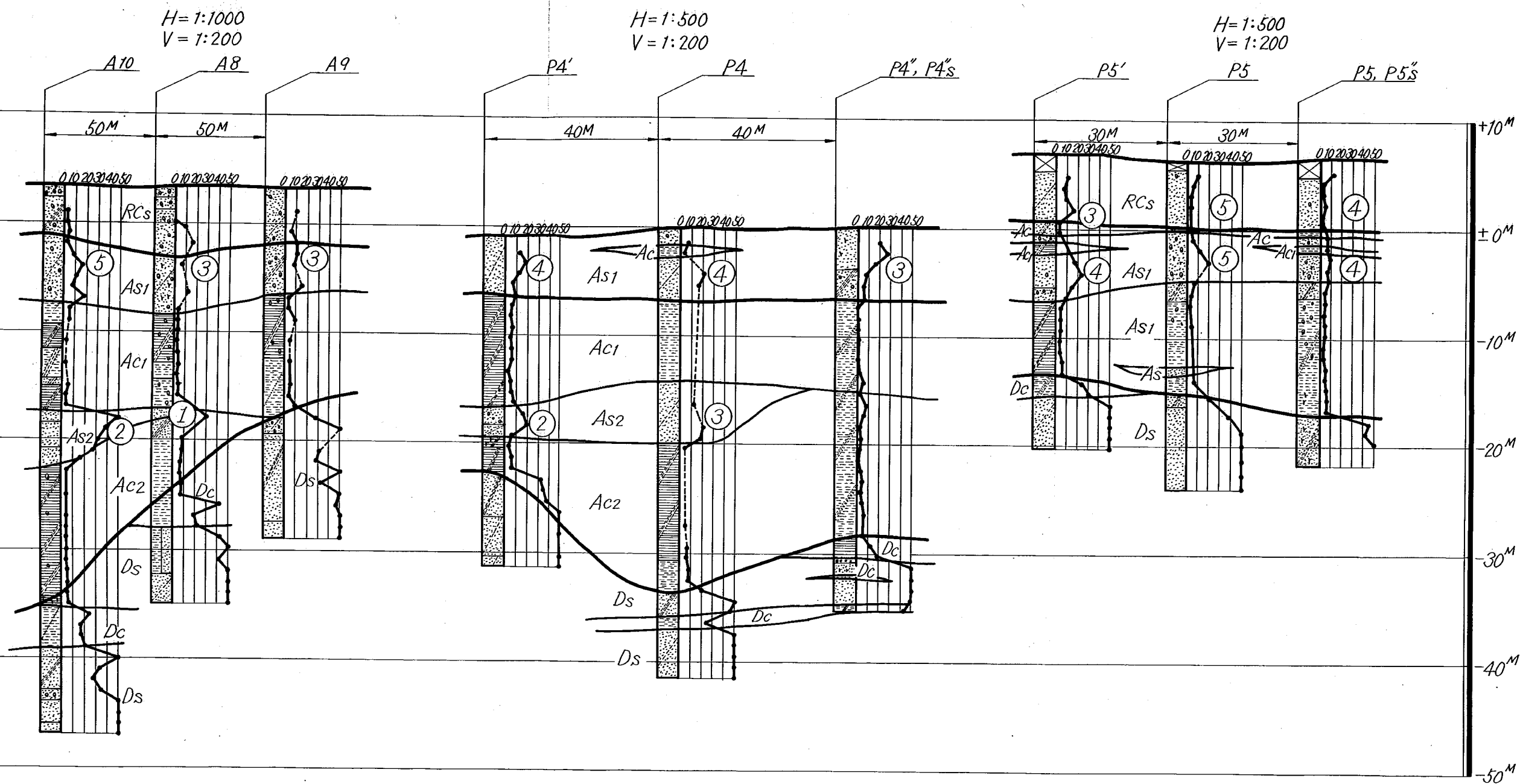


图 1-3 (b) 調查地区地質断面图

2 調査計画

2-1 地盤の耐震調査および構造物の耐震調査

構造物の耐震設計の諸過程での地盤の耐震調査の位置づけは、次のように考えることができる。

1) 地震時における地盤の耐震性の評価

水平地盤に対しては、主に地盤の流動化の可能性の評価がこれにあたる。これは、更に次の様に分かれる。

1)-1 地震力の評価

構造物がまだない時の地震力の評価、ならびに構造物が建設された後における地震力の評価を行う必要がある。

1)-2 地盤の動的強度の評価

これについても、構造物がない時と建設された後における評価が必要となる。今回の場合、構造物は地盤に対して相対的に小さいので、地震力、地盤の動的強度の両者に対して、構造物がない場合についてのみ評価を行った。建設後における評価は、建設前の結果から判断しうるものと考えられる。

1)-3 総合的评价

1)-1、1)-2の結果を比較することにより地盤の流動化の可能性を検討する。

2) 地盤が流動化する可能性がある時の地盤の流動化が構造物の地震時安定性に及ぼす影響度の評価

構造物の耐震性を確保するうえに、流動化の発生が致命的な影響を及ぼさない場合がある。そのような場合、地盤の一部が流動化しても、構造物が安定性を保っている限り、特に問題はない訳である。この地盤流動化の影響度は、地形や構造物の種類によって異なる。例を挙げると次のようになる。

2)-1 地盤にすべりが生ずる場合

地盤の流動化に起因してすべりが発生した場合、その中にある杭基礎、ケーソン基礎、地中埋設構造物には横方向の強制変位が生ずるであろう。これは、地形に偏断面がある所に生ずる可能性が大きい。これに対する解析法としては、地盤の流動化を考慮に入れたすべり計算による安定解析が考えられる。この解析によって、地盤内に大きなすべりが生じ、このすべりが構造物に大きな影響を与える可能性があれば、何らかの対策が必要となる。

2)-2 地盤の水平支持力が問題となる場合

地盤の水平支持力を期待して、耐震設計がなされている構造物に対しては、流動化によって地盤の水平支持力が大巾に減少することになるので、地盤に対する処置または構造物に対する処置が必要となる。

2) - 3 地盤の鉛直支持力が問題となる場合

これには、浮力の問題も含まれる。土が流動化すると、単位体積重量が約 2.0 g/cm^3 の液体状になるから、これより軽い物質は、浮力によって浮き上がろうとする。従って、この可能性の有無を検討しておかなければならない。さらに、これより重い構造物に対しては、必要な支持力を確保できるかを検討する必要がある。

3) 2) に述べた影響度が無視できない時の対策法の選択、ならびに対策法の効果の評価

これが、最も技術的判断を有する所である。対策法としては、次の2つが考えられる。

3) - 1 地盤に流動化が生じない様にする対策

地盤の締め固めが最も有効とされている。締固め工法については、本報告書の目的ではないから、ここでは述べない。

地盤の流動化の1つの原因は、地震動によって地盤内に過大な歪が生ずる事であるから、過大な歪が生じない様に地盤をセルで囲む等の対策も1つの考えである。

3) - 2 地盤に流動化が生じても構造物の被害を生じさせない対策

これは、例えば、杭基礎の剛性増加や橋の場合の落橋防止構造等の案がある。

本報告書は、上記の1) ~ 3) のうち1) についての調査結果をとりまとめたものである。

2 - 2 地盤の耐震調査の計画

図2-1に、ボーリング孔位置図を示す。この中で、AグループとPグループは別の時期に行われたものである。標準貫入試験とサンドサンプリングは、図2-2、図2-3に示す要領で行った。

サンプリングした不攪乱砂質試料は、原則として現地にてドライアイスで凍結した後、実験室まで運搬した。

また、 σ'_v を計算するにあたっては、砂層は地下水面上と下での全単位体積重量をいずれも 1.9 g/cm^3 とした。

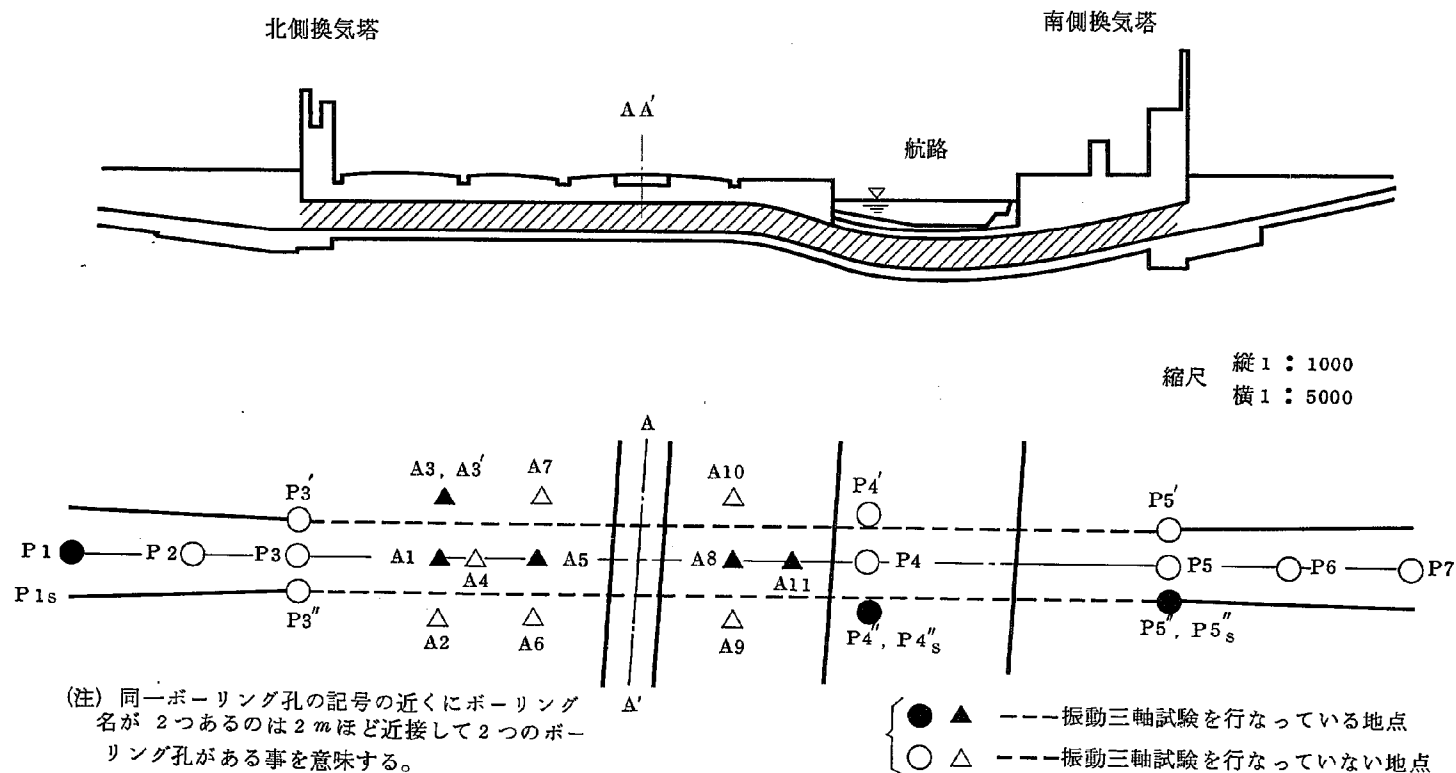


図 2-1 ボーリング位置図

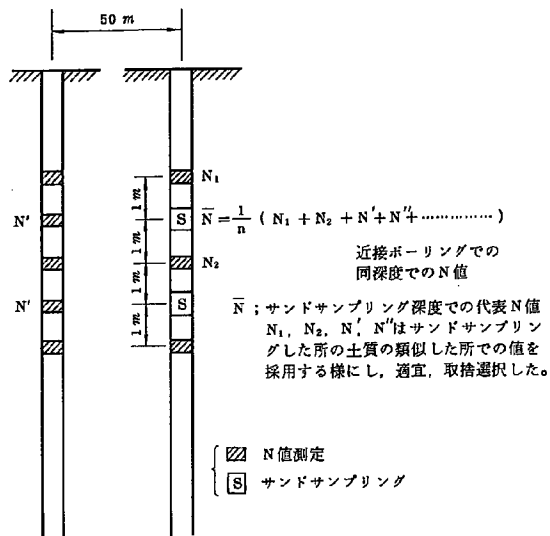


図 2-2 ボーリング孔 A 1、A 5、A 8、A 11 でのサンドサンプリングと標準貫入試験

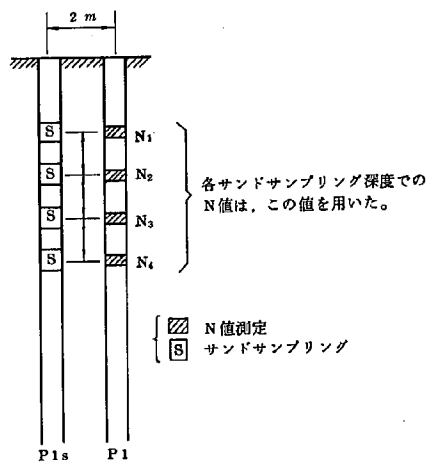


図 2-3 ボーリング孔 A 3 (A 3'), P 1 (P 1s), P 4' (P 4's), P 5' (P 5's) でのサンドサンプリングと標準貫入試験

3 地盤の動的強度の評価

3-1 概 要

地盤の動的強度は、不攪乱砂質試料に対する振動三軸試験によって得られた次式の定義による動的せん断強度 R_ℓ を基本にして求めた。このさい、不攪乱砂質試料は改良ビショップ型サンドサンブラーによって採取した。

$$R_\ell = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_v} \right) = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪振幅 (片振幅) } \Delta \varepsilon_a (\text{SA}) \text{ が、繰返し回数 } N = 20 \text{ 回で } 3\% \\ \text{になる時の応力比} \end{array} \right\} \quad (3-1)$$

実験法の詳細は文献1)を参照されたい。図-3-1、3-2に典型的な実験例を示す。これらの図に R_ℓ の求め方法を例示してある。

3-2 振動三軸試験による動的強度 R_ℓ から原位置の動的強度 $(\tau/\sigma'_v)_\ell$ の推定方法

文献1)の44頁～46頁に記してある方法に従う。即ち、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_\ell = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_\ell \quad (3-2)$$

ここで、

- (1) C_1 ・拘束圧に関する補正

$$C_1 = \frac{1 + 2K_0}{3} \quad (3-3)$$

図-3-3は現地においてLLTで求めた静止土圧 p'_0 (静水圧を引いたもの)を示す。これよりほぼ、 $K_0 = 0.5$ としてよい事がわかる。 $K_0 = 0.5$ と仮定すれば、

$$C_1 = 0.67 \quad (3-4)$$

- (2) 地震波の不規則性に対する補正 C_2

石原、安田²⁾によると、

$$C_2 = \frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.7} = 1.82 \sim 1.43 \quad (3-5)$$

- (3) サンプリング等による乱れに対する補正 C_3

現在、定量的に明瞭ではないが

$$C_3 < 1.0 \quad (3-6)$$

である事は確実である。

- (4) サンプリング等および再圧密による密度化に対する補正 C_4

現在、定量的に明瞭ではないが

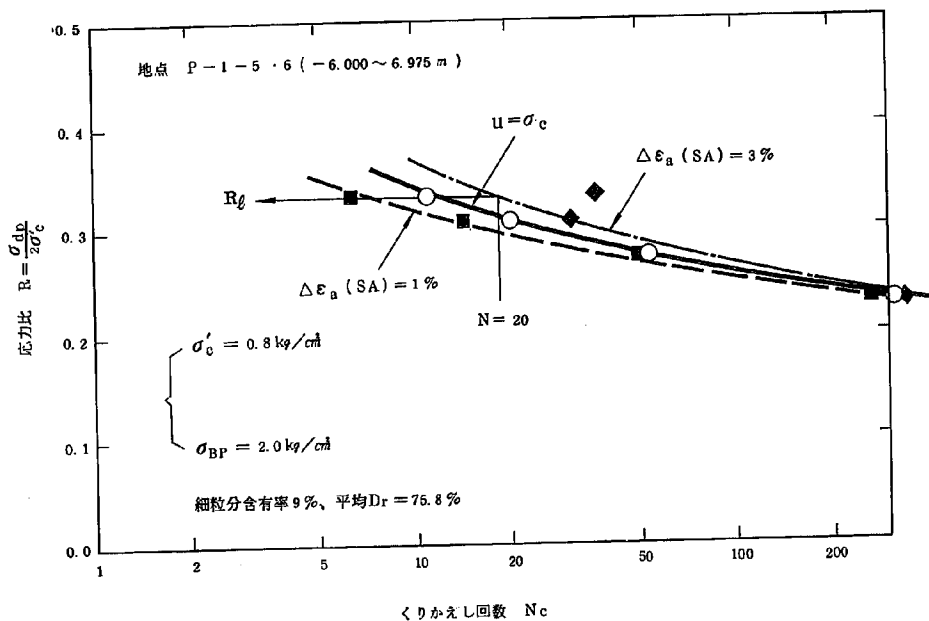


図-3-1 典型的な振動三軸試験結果(1)

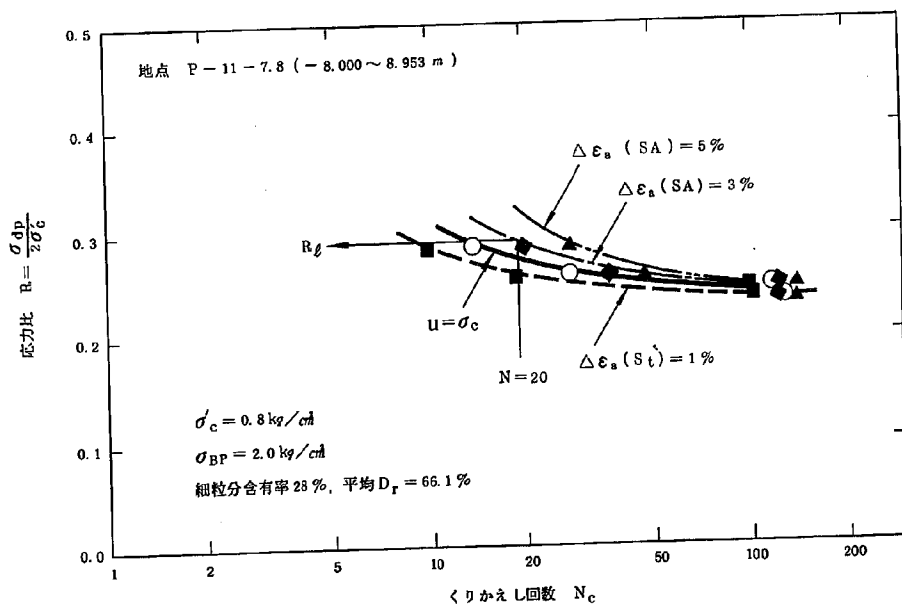


図-3-2 典型的な振動三軸試験結果(2)

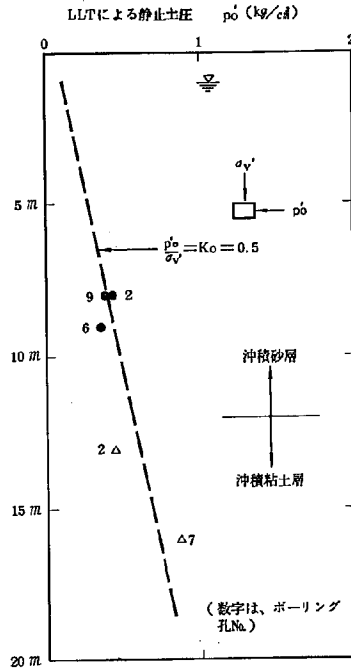


図 3 - 3 K_0 値測定例

$$C_4 < 1.0$$

(3 - 7)

である事は確実である。今回は

$$C_3 \cdot C_4 = 1.0$$

(3 - 8)

とする。

(5) その他の影響に対する補正 C_5

多方向セン断、原地盤内で $B < 1.0$ である事等に対するものであるが、現在、定量的に明瞭でない。今回は安全を見て

$$C_5 = 0.9$$

(3 - 9)

とする (Seed(1977))⁷⁾

(3 - 4) ~ (3 - 9) から、今回は

$$C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 = 0.86 \sim 1.09$$

(3 - 10)

従って、今回は、単純に、

$$(\tau / \sigma'_v)_{\ell} = R_{\ell}$$

(3 - 11)

とした。

3-3 地盤調査結果から R_{ℓ} 、 $(\tau/\sigma'_v)_{\ell}$ の算定方法

各ボーリング孔の各深度に対する強度 R_{ℓ} の値は、次の3つの方法によって求めた。

- (1) 不攪乱試料を採取し、動的三軸試験を実施してある箇所は、実測した R_{ℓ} をそのまま用いる。

(R_{ℓ_1})

- (2) N値のみ求めてあり、粒度分布特性を求めてない時は、図3-4に示す次式によって、 R_{ℓ} を求めた。このデータは、曙・后已地区と該当地区の全てのデータである。これらは全て $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ のデータであり、細粒分含有率は、5～61%に分布している。(R_{ℓ_3})

$$R_{\ell_3} = 0.001206 \left(21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \right) + (0.316 \sim 0.216) (\sigma'_v; \text{kg/cm}^2) (3-12)$$

- (3) N値と、粒度分布特性を求めてある時は、細粒分含有率とN値、 σ'_v から、次式によって R_{ℓ} を求めた。次式の根拠は、後に詳しく述べる。(R_{ℓ_2})

$$R_{\ell_2} = 0.0042 \cdot \left(21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \right) + 0.0035 S + (-0.075 \sim +0.075)$$

(Sは細粒分含有率(%))

(3-13)

(2)と(3)の手法において、相対密度 $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$ を基本的パラメーターとして用いなかったのは、次の3-3に述べる理由による。

3-4 相対密度の取扱い

従来、砂質試料の流動化強度に関する室内実験結果は、相対密度 $D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$ の関数として表示される事が多かった。この場合、原位置の相対密度をN値等から求める事になるが、この方法を要約したのが、図3-5で①で示す手法である。①において、N値等から流動化強度 R_{ℓ} を推定するには、次の3つの事項を確立しておく必要がある。

- (1) N値、有効上載圧 σ'_v 、静止土圧係数 K_0 、応力履歴、細粒分含有率S(%)、平均粒径 D_{50} 等であらわせる粒度特性、粒子特性と D_r との関係。これに関する研究は数多く行われてきているが、上記のパラメーターと D_r の関係を総合的に研究したものはまだない様である。きれいな飽和中砂については、Gibbs and Holtzの実験を基にした Meyerhof の式

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (\sigma'_v; \text{kg/cm}^2) \quad (3-14)$$

が、ほぼあてはまる様である。たとえば、新潟市での実測結果については図3-6(a)に示してある。図3-6(a)の基になっている柱状図は、土研資料1170号に示してある。実測値 D_r^* と D_r の相関は、礫分が多くなると、 D_r^* は D_r より大きくなる傾向にある。これは、礫分が大きくなると、N値が大きくなるからである。又、(3-14)式は、1～20mの間で、ほぼ妥

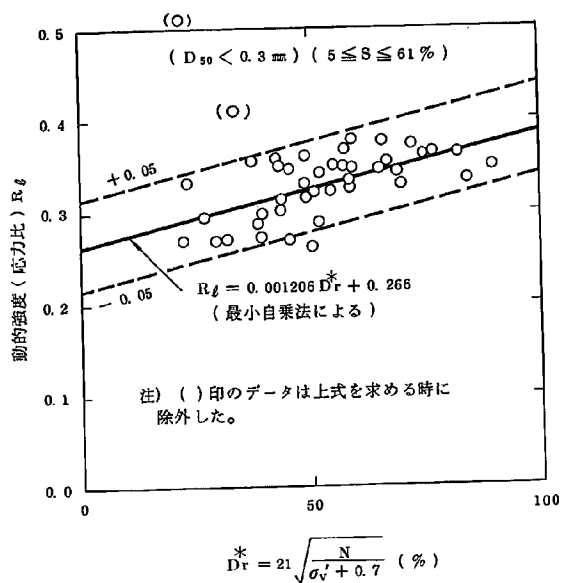


図 3 - 4 $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} (\%)$ と R_d の関係

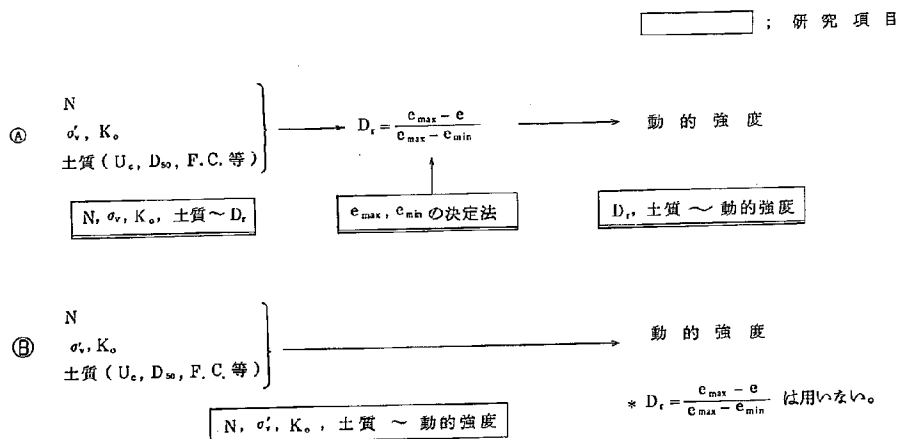
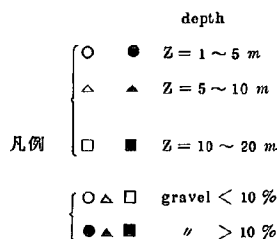


図 3 - 5 現地盤の動的強度を N 値等から推定する方法

当な式であり N 値に関する有効上載圧 σ'_v の影響を正規化する式として、用いうることが図 3-6 (a) から分かる。又、図 3-6 (b) は、米国 WES におけるきれいな砂である Reid Bedford Sand で作った人工地盤についての実験結果である。しかし、きれいでない砂の場合は、3-14 式は、細粒分の含有率が高い程、 D_r を過大評価する傾向にあるようである。図 3-7 は、今回の調査結果によって得られた $D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} (\%)$ と、原位置の $D_r = \frac{e_{mx} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 (\%)$ の関係である。ここで、 e はサンドサンプリングによって得られた実測値であり、 e_{max} 、 e_{min} は乱した試料に対して吉見・陶野の方法で求めた値である。今回のデータは全て $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ の試料に対するものであるが、図 3-7 によると、 D_r と D_r^* には一義的な関係があるとは言えない事が分かる。図 3-8 ~ 図 3-13 は、図 3-7 の図から、細粒分含有率の大



注) N 値を測定した所と、サンドサンプリングした所は深度が 1.0 m づつ異なっているため、 D_r^* はサンドサンプリングの所の上下 1 m はなれた所の D_r^* の値の平均とした。

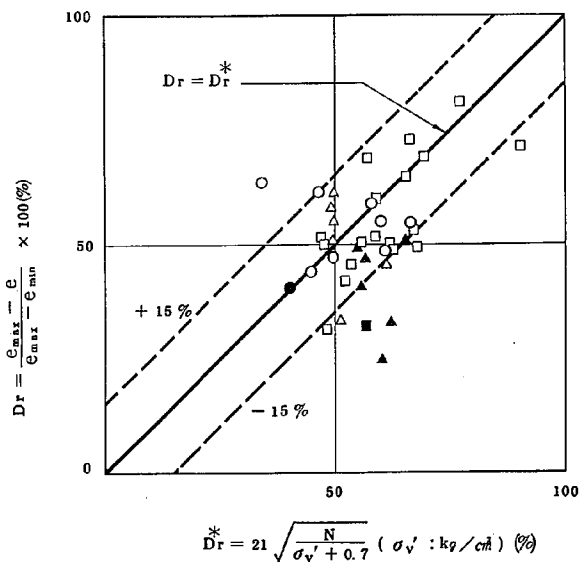


図 3-6 (a) 新潟市川岸町での実測例

(土質工学会 (1976・3)) 「地下街および地下工作物の地震被害に関する研究報告書」より)

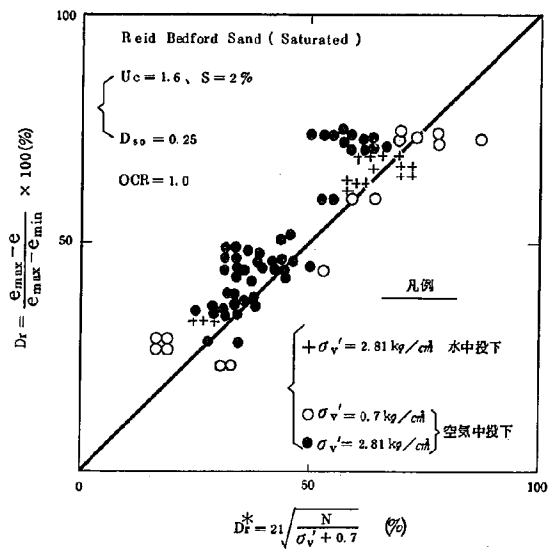


図 3 - 6 (b) WES での実験例

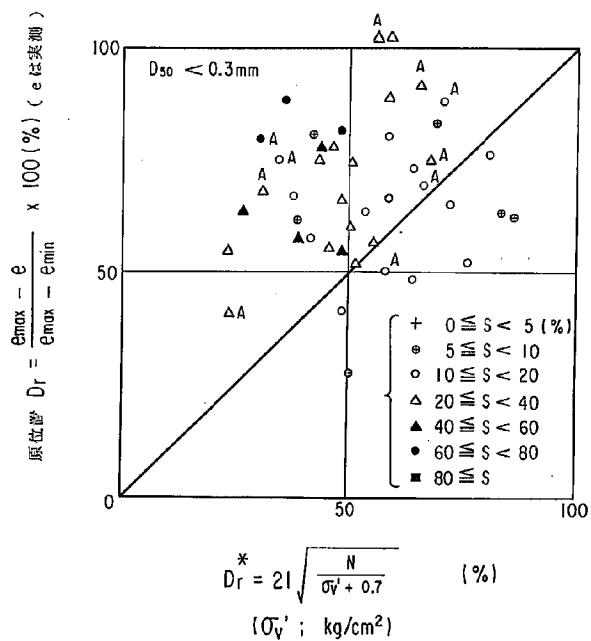


図 3 - 7 $Dr^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ と $Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$ の関係

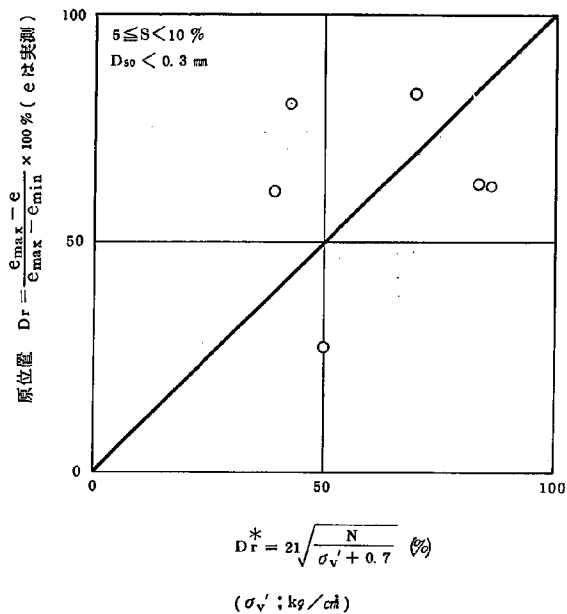


図 3-8 Dr と Dr^* の関係 ($5 \leq S < 10 \%$)

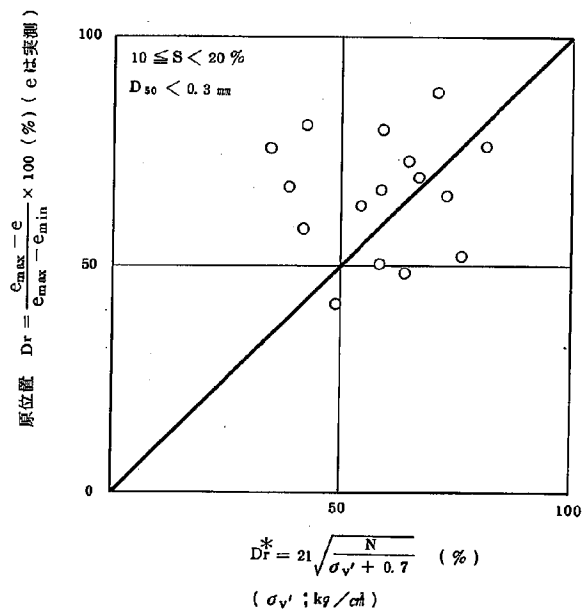
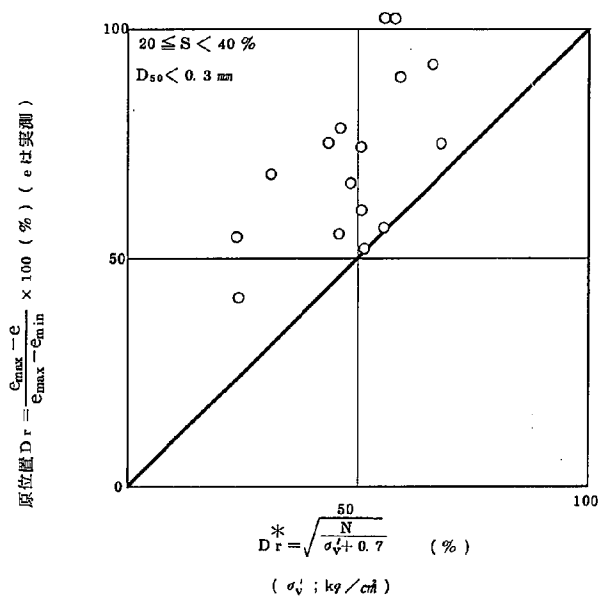
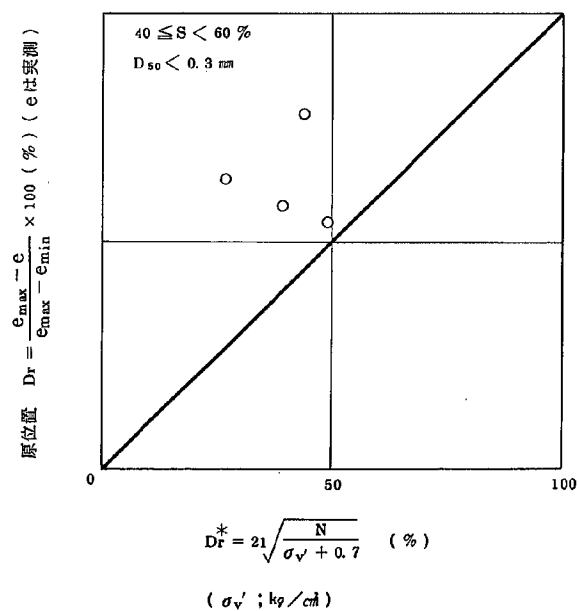


図 3-9 Dr と Dr^* の関係 ($10 \leq S < 20 \%$)



*
図 3 - 10 D_r と D_r^* の関係 ($20 \leq S < 40 \%$)



*
図 3 - 11 D_r と D_r^* の関係 ($40 \leq S < 60 \%$)

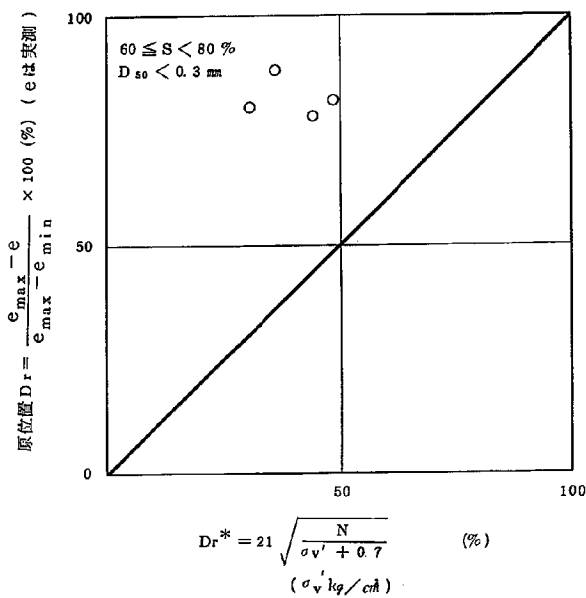


図 3 - 12 Dr^* と Dr の関係 ($60 \leq S < 80 \%$)

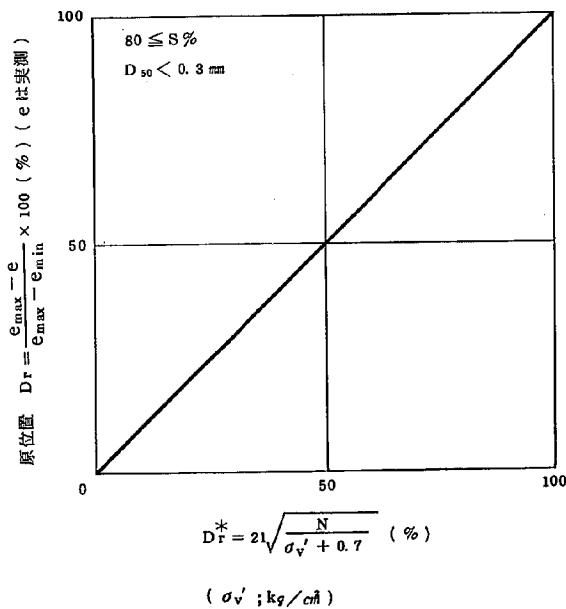


図 3 - 13 Dr^* と Dr の関係 ($80 \leq S \%$)

^{*}
 きさ別の D_r と D_r の関係を求めたものである。これらの図から、細粒分含有率が小さい時は、
 (3-14) 式は、ほぼあてはまると言えるが、細粒分の含有率が高い程、 D_r は D_r より大きく^{*}
 なる事が分かる。従って、今回の場合、 N 値、 σ_v' から D_r を適切に評価する事は困難である。
 又、細粒分含有率 S と N 、 σ_v' と D_r の関係を求めるには、データのばらつきが大きすぎるとい
 えよう。

(2) e_{max} 、 e_{min} の求め方の定式化。

現在、土質工学会の委員会（吉見吉昭委員長）において、 e_{max} 、 e_{min} の求め方の基準案を検
 討中⁴⁾であるが、まだ、最終的な結論出ていない様である。また、本質的に考えても、細粒分の含
 有率が高くなる程、 e_{max} 、 e_{min} の意味がうすれてくるのも事実である。現在、通常に用いられ
 ている e_{min} の求め方によって求めた e_{min} の値よりも小さな e の値には、きれいな砂では拘束圧
 をかけた状態でも容易にならない。しかし、細粒分を含有する場合には拘束圧をかけると、上述
 の方法による e_{min} よりも小さい e に容易に達してしまい、 $D_r > 100\%$ という状態が、多く出
 現する事になってしまう。

(3) D_r 及び、 S 、 D_{50} 等の粒度特性と流動化強度 R_ℓ との関係。

仮に、 N 、 σ_v' 、 S 等から D_r を適確に評価できたとしても、次に D_r から R_ℓ を適確に評価で
 ける必要がある。しかし、Lee and Fitton⁵⁾、石原らの研究によると、 D_r と R_ℓ には必ずしも一
 義的な関係はない。今回のデータから、 D_r と R_ℓ の関係を検討してみよう。まず、 D_r として、
 原位置の値（この場合、 e は、サンドサンプラーの中に入っている状態での値）と、振動三軸試
 験用の供試体の圧密後の値の2つのものが考えられる。両者が一致していれば問題はない。図3
 -14は、原位置の D_r の値と、供試体圧密後の D_r の値の関係を示したものであり、図中 Δ の印
 は曙・後已地区のデータであり、印のないデータは今回の調査地点のデータである。図3-14
 によると今回のデータは、2つの D_r の値の間により相関が見られるが、曙・後已地区のデー
 タには、よい相関がない事が分かる。図3-15は、供試体圧密後の D_r と R_ℓ の関係を示すもので
 あるが、両地区のデータはこの場合もグループに分かれてしまっている。このグループに分かれ
 た原因は、曙・後已地区の試料は、圧密中の圧密量が当該地区の試料よりも大きかったためであ
 る。この原因については、現在の所不明である。図3-16は、原位置の D_r と R_ℓ の関係を示す
 が、この場合は、両地区のデータがグループに分かれてはいない。従って、図3-16の関係で
 は、両地区のデータを同質に扱えようである。この関係によって、 D_r と R_ℓ の関係を検討してみ
 ると、今回のデータにはややばらつきがあるものの、細粒分の含有率にかかわらず、きれいな砂
 についての平均的な関係、

$$R_\ell = 0.0042 \cdot D_r$$

$$(D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100) \quad (3-15)$$

と、今回のデータの値との間には、予期したほどの大きな差はない。しかし、よく見ると、 S が

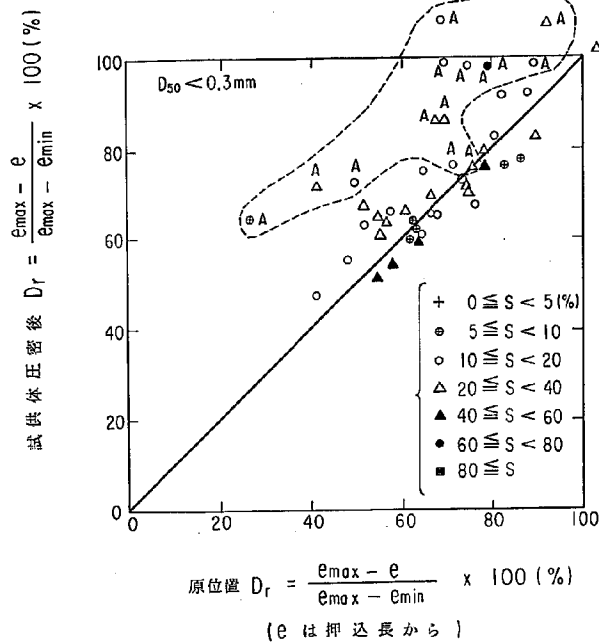


図 3 - 14 原位置 D_r と供試体圧密後 D_r の関係

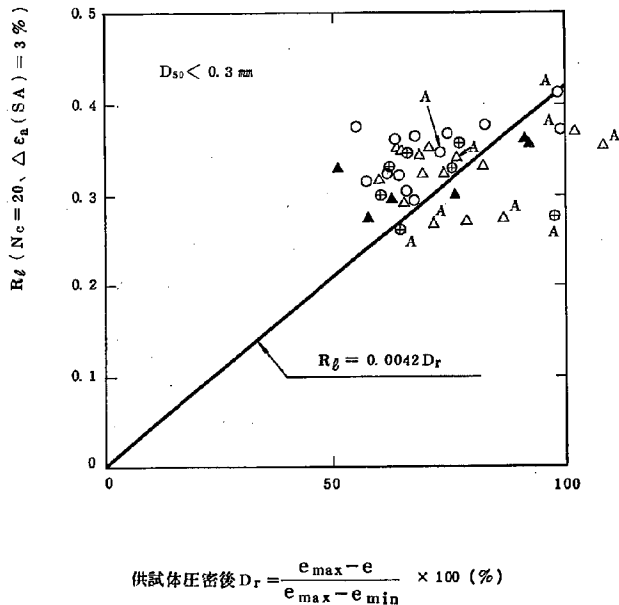


図 3 - 15 供試体圧密後 D_r と R_ℓ の関係

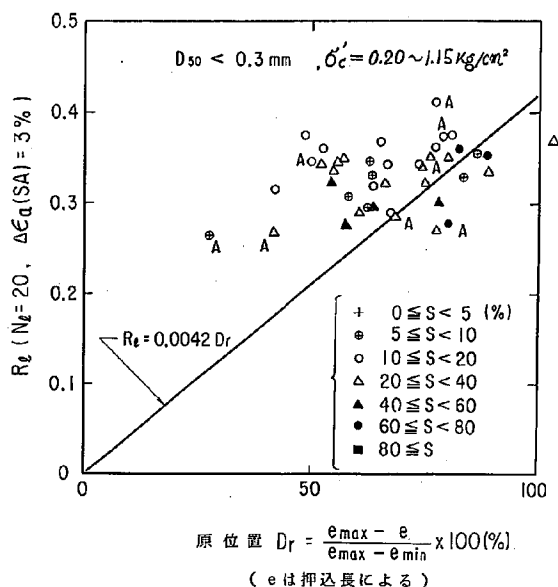


図 3 - 16 原位置 Dr と R_g の関係

10 ~ 20 % のデータの (3 - 15) 式からのずれが一番大きく、今回のデータには、 Dr と R_g には一義的な関係はないとした方が妥当であろう。

以上、示した様に、図 3 - 5 の (A) の手法を今回用いる事には、種々の問題がある。従って、今回は、(A) の方法よりももっと直接的な図 3 - 5 の (B) の手法を用いる事にした。

すなわち、相対密度 $Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$ を用いずに、直接的に、 N 値、 σ'_v 、 K_0 、粒度特性と流動化強度 R_g との間の関係を定める事にした。

3 - 5 N 値、 σ'_v 、 $S \sim R_g$ 関係

今回の、調査対象地点は、沖積砂層および埋立砂層であるので、 K_0 に関しては、ほぼ同一の値 (恐らく $K_0 = 0.5$) であろうと考えられるので、 K_0 についての影響度調査は行わなかった。また D_{50} については 0.3 mm 以下の細砂のデータのみであるので、今回は、 $K_0 \doteq 0.5$ 、 $D_{50} < 0.3$ mm についての N 、 $\sigma'_v \sim R_g$ 関係を定める事とした。

図 3 - 17 が、今回のデータによる $R_g \sim Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$ (%) の関係を示す図である。このグラフを作成するにあたって作用したデータは本章末の表に示してある。 N と σ'_v の関係として、(3 - 14) 式の関係を用いた理由は、 N 値に対する有効上載圧 σ'_v の影響を考慮に入れるためである。細粒分を含有した場合にも σ'_v が、 N 値に与える影響を考慮するために、今回は一応 (3 - 14) 式を用いる事にした。実際は、 N 値に及ぼす σ'_v の影響度は、 D_{50} 、 S 等の粒度特性、粒子形状に

よって異なるであろう。しかし、 N 、 σ_v' 、 S 、 D_{50} 等から、 R_ℓ を推定する時に、再び $Dr =$

$$21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (\%) \text{ を用いれば、粒度特性、粒子形状による推定誤差は少ないであろう。}$$

また、図3-17では、曙・後已地区のデータ(Aと印されたもの)と、今回の調査地区のデータの系統的な差異は見られない事から、両地区のデータを同質なものと扱ってよいであろう。図3-17のデータによると、 $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ のデータに限って言えば、 R_ℓ と Dr には一義的な関係はなく、細粒分含有量 S (%)が大きい程、同一の Dr に対して R_ℓ が大きい傾向が、あるいは同一の R_ℓ に対して、 Dr が小さい傾向がある事が分かる。これが、今回の調査で得られた重要な結論の1つである。なお、図中に()印してあるデータは全体の傾向から著しくはずれているので、以後の解析には用いない事とした。図3-18、~3-23は、各 S の値の範囲ごとに Dr と R_ℓ の関係を求めたものであり、データのバラツキはあるものの、上述の傾向がよく示されている。そこで、次式によって DR_ℓ を定義し、 DR_ℓ と S の関係を求めてみた。

$$DR_\ell = R_\ell - 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (3-16)$$

(σ_v' ; kg/cm^2)

この式は、仮想的に $Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$ と $Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$ が一致している砂で、その砂の R_ℓ が $R_\ell = 0.0042 Dr$ であらわされたとするならば、その砂の DR_ℓ はゼロであり、 S が大きくなると DR_ℓ は大きくなるであろうという考えに基づいている。図3-24は、 S と(3-16)式による DR_ℓ の関係を示したものであり、データのばらつきはあるものの、全体としては、 S が大きくなる程 DR_ℓ は大きくなっている。

従って、今回は、 DR_ℓ と S の関係を次式のように定める事にした。

$$DR_\ell = 0.0035 S + (-0.075 \sim 0.075) \quad (3-17)$$

従って、 N 、 σ_v' 、 S から R_ℓ を求める式は以下ようになる。

$$R_{\ell 2} = 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.0035 S + (-0.075 \sim +0.075) \quad (3-18)$$

以上をまとめて、液状化強度(τ / σ_v') $_\ell$ を求める方法を図示すれば、図3-25のようになる。

$R_{\ell 1}$ 、 $R_{\ell 2}$ 、 $R_{\ell 3}$ の順で、データの信頼性が高い事に注意しなければならない。特に、 $R_{\ell 3}$ の値の信頼度は、他の2つに比べて低い。図3-26~図3-35はサンドサンプリングしたボーリング孔について、振動三軸試験で得られたデータ $R_{\ell 1}$ と、(3-18)式における $R_{\ell 2}$ (ただし、推定幅でなく平均値)を比較したものである。全般的に、(3-18)式を求める時に、やや安全側の値を採用しているから、 $R_{\ell 2}$ は $R_{\ell 1}$ よりやや小さい傾向にはあるが、全体的には $R_{\ell 2}$ と $R_{\ell 1}$ の一致度はよいと言えよう。従って、 $R_{\ell 2}$ は $R_{\ell 1}$ とほぼ同程度の信頼度を持って、用いることができよう。

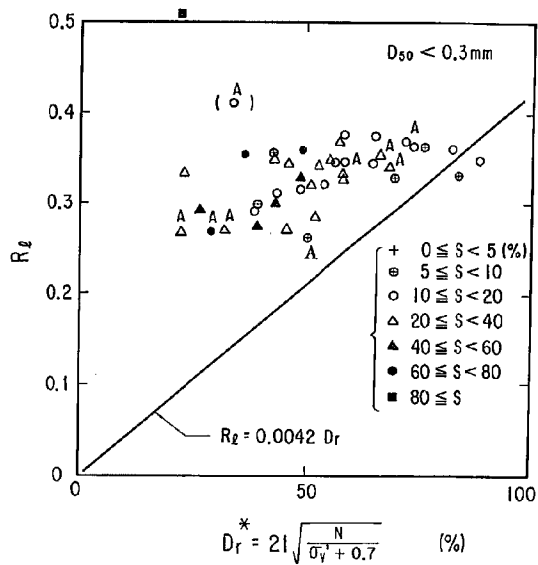


図 3 - 17 D_r^* と R_{ℓ} の関係

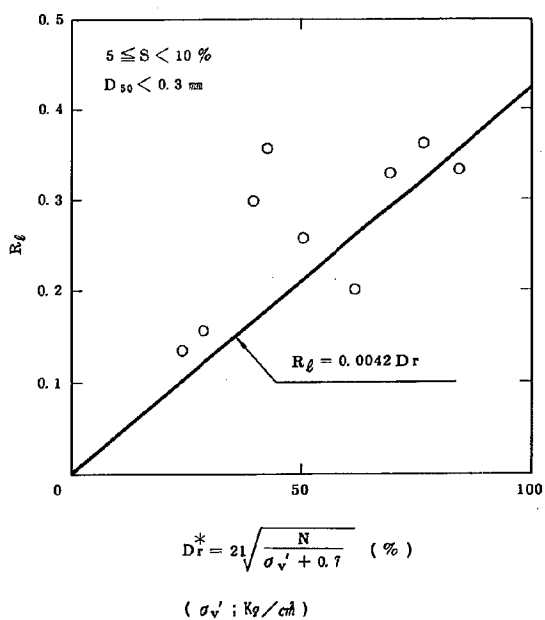


図 3 - 18 D_r^* と R_{ℓ} の関係 ($5 \leq S < 10 \%$)

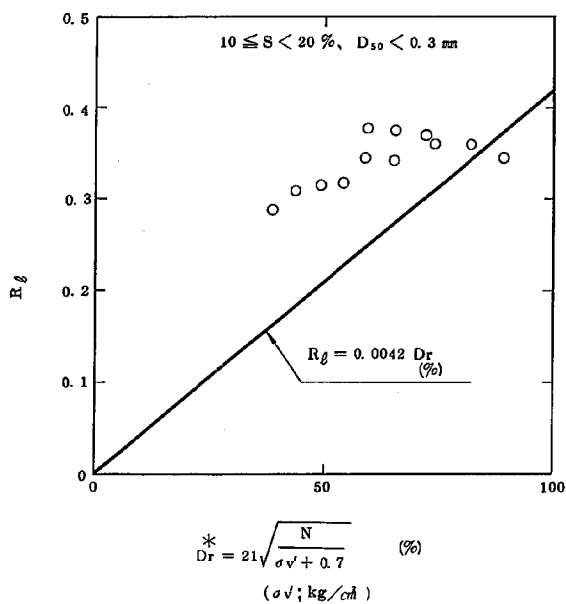


図 3 - 19 D_r^* と R_g の関係 ($10 \leq S < 20 \%$)

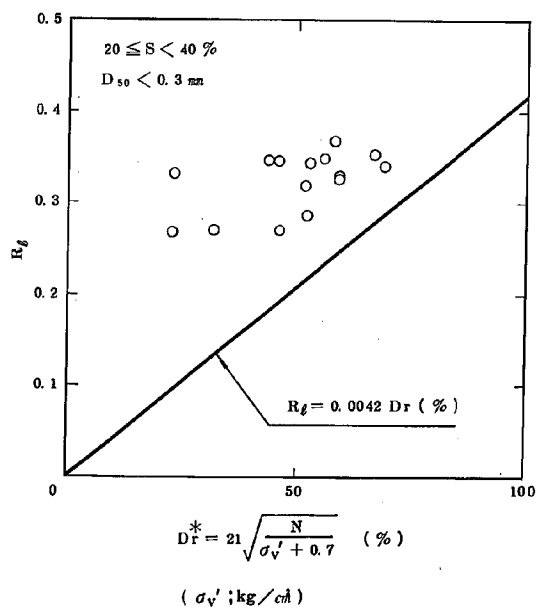


図 3 - 20 D_r^* と R_g の関係 ($20 \leq S < 40 \%$)

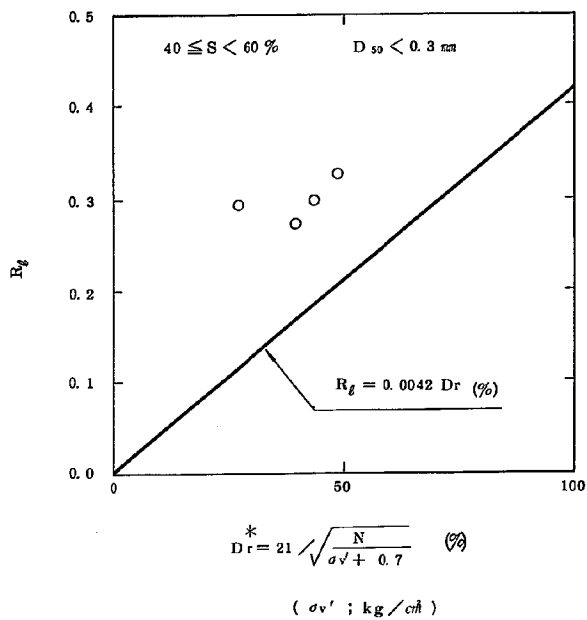


図 3 - 21 D_r^* と R_g の関係 (40 ≤ S < 60 %)

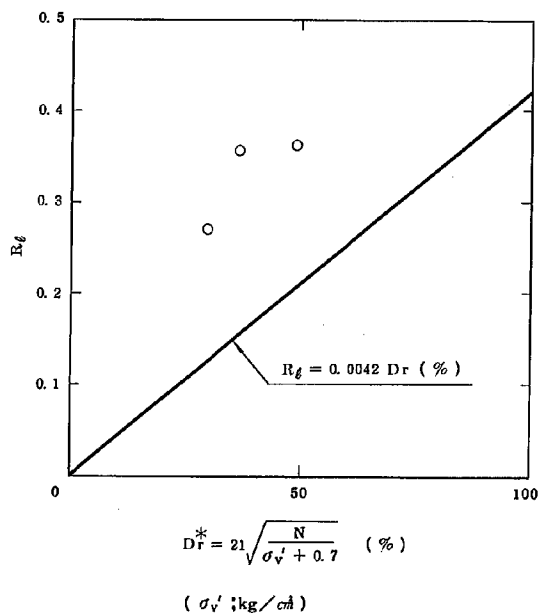


図 3 - 22 D_r^* と R_g の関係 (60 ≤ S < 80 %)

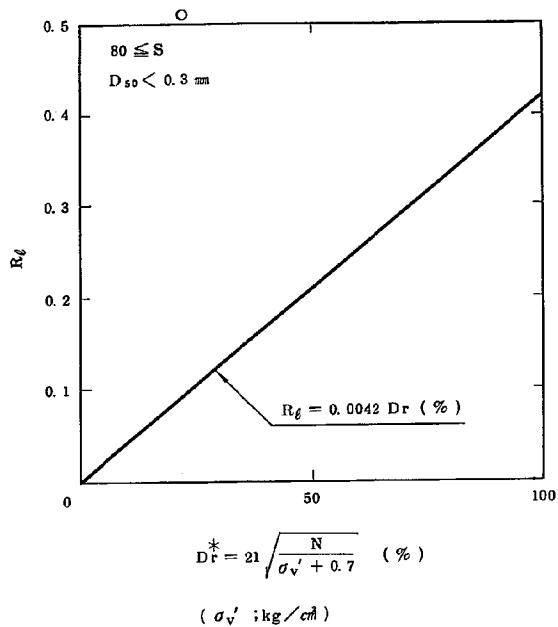


図 3 - 23 D_r^* と R_{ℓ} の関係 ($80 \leq S \%$)

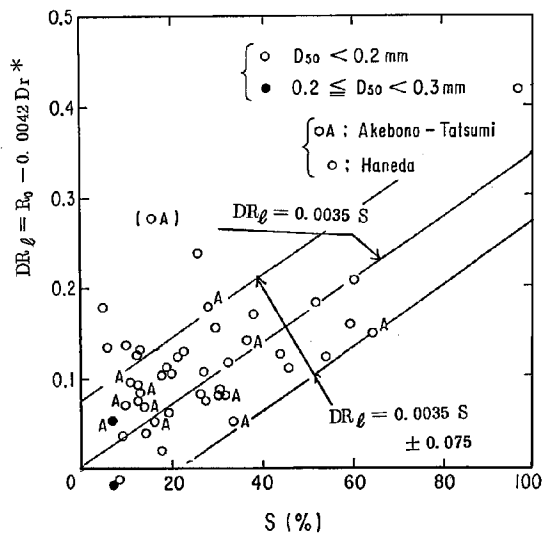


図 3 - 24 S と DR_{ℓ} の関係

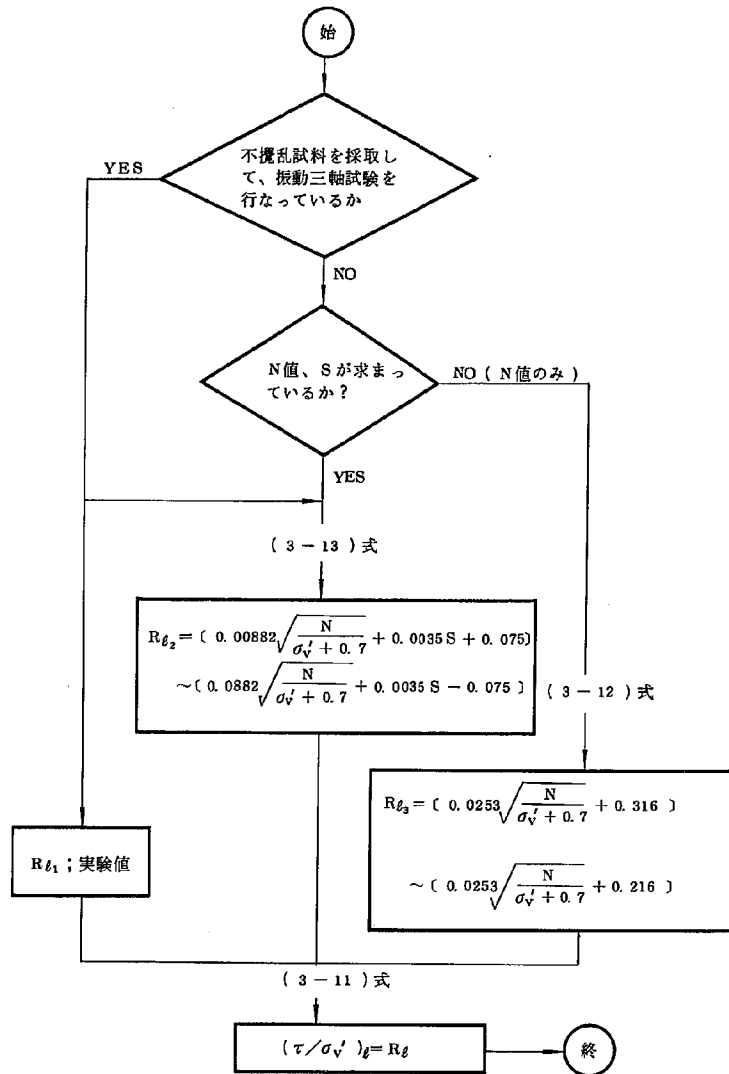


図 3 - 25 あるボーリング孔のある深度について $(\frac{\tau}{\sigma_v'})_l$ を求める方法

(ただし、 $D_{50} < 0.3 \text{ mm}$ の場合に限る)

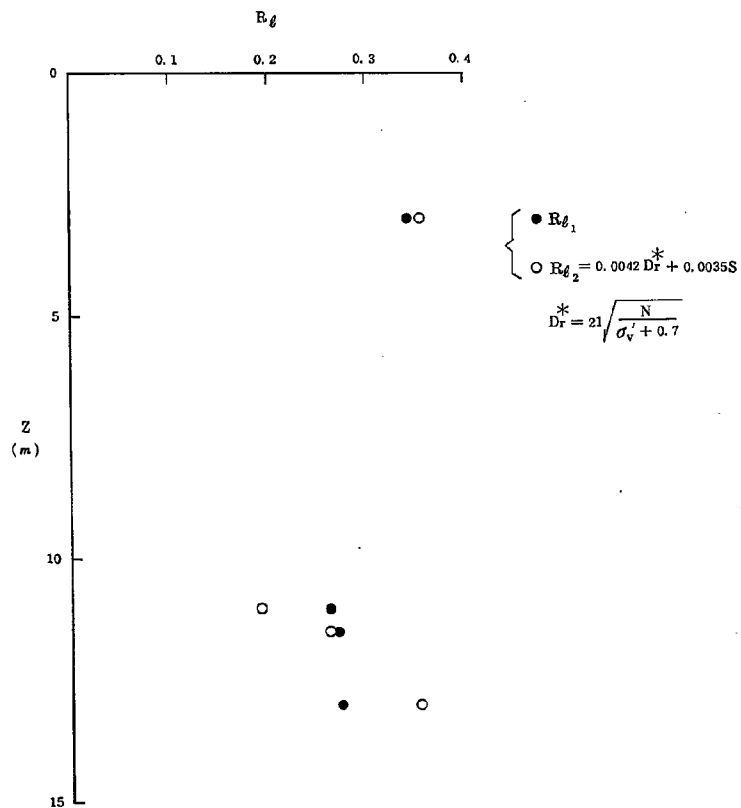


図 3-26 Rl_1 と Rl_2 の比較

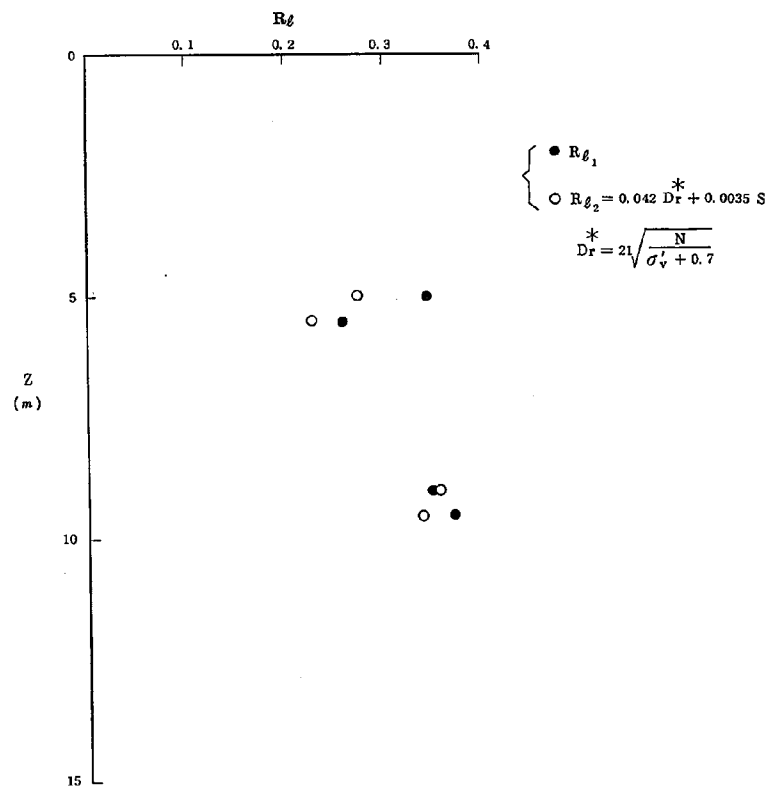


図 3-27 Rl_1 と Rl_2 の比較

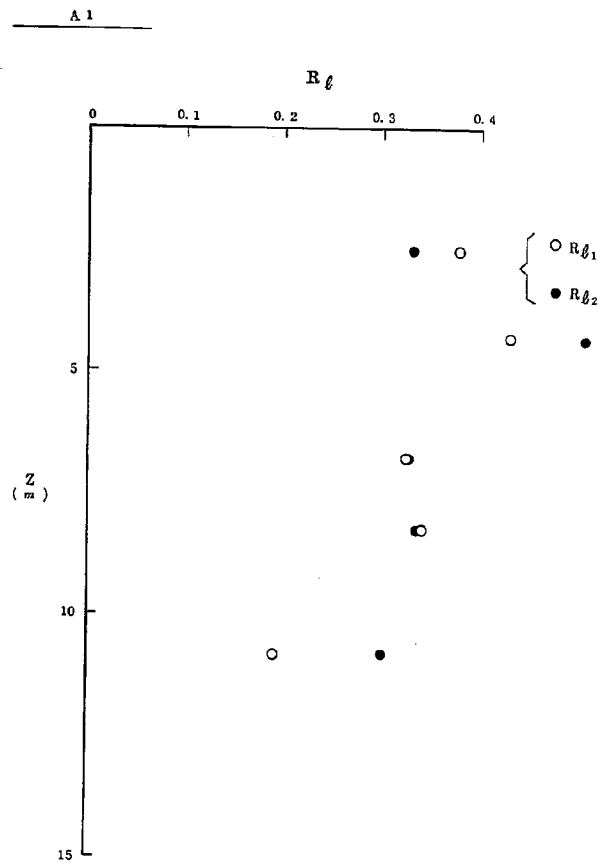


図 3 - 28 R_{l1} と R_{l2} の比較

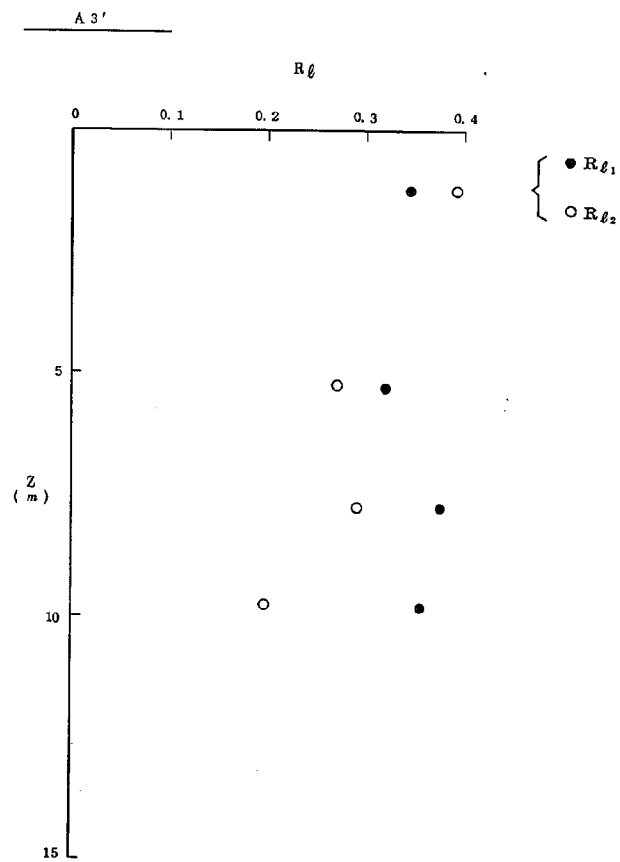


図 3 - 29 R_{l1} と R_{l2} の比較

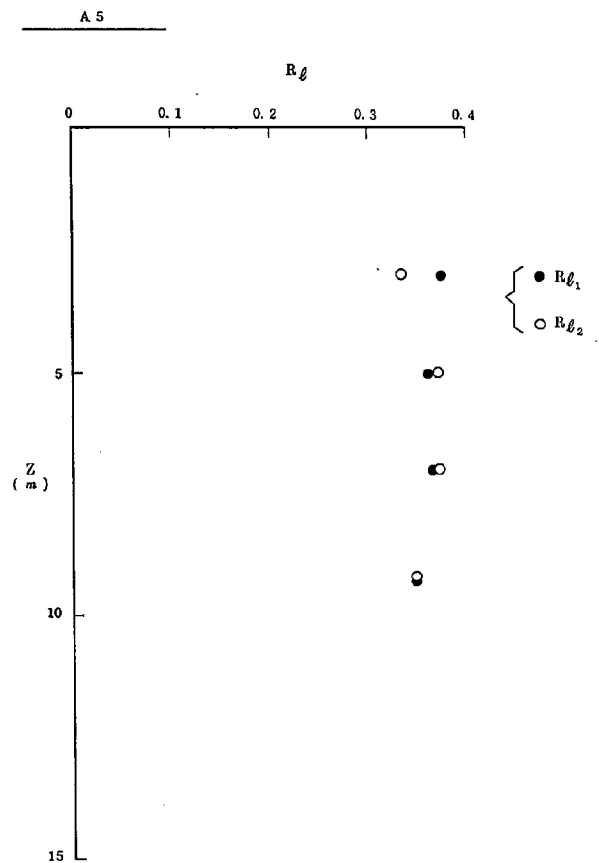


図 3 - 30 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

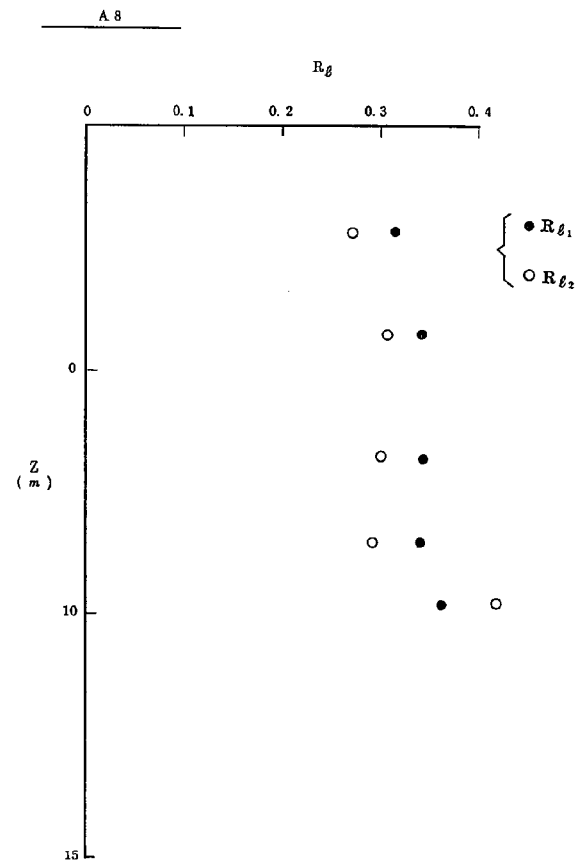


図 3 - 31 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

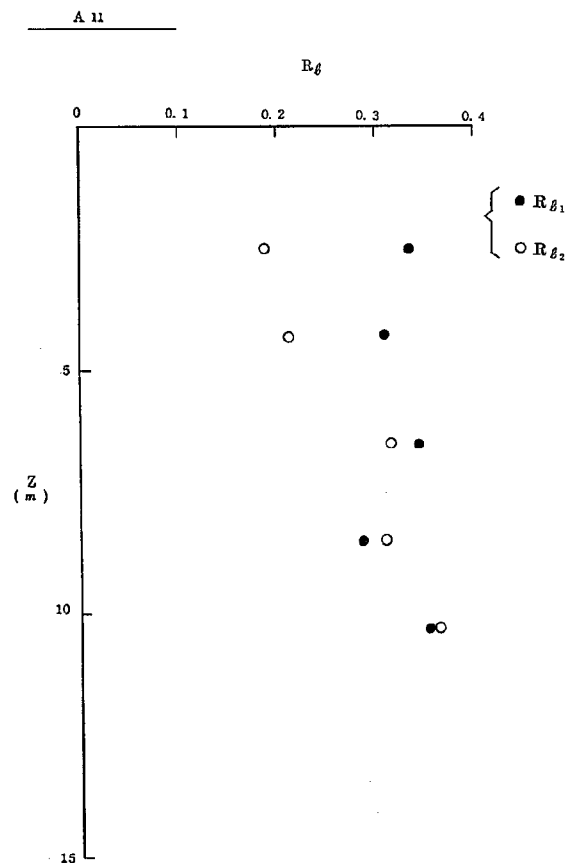


図 3 - 32 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

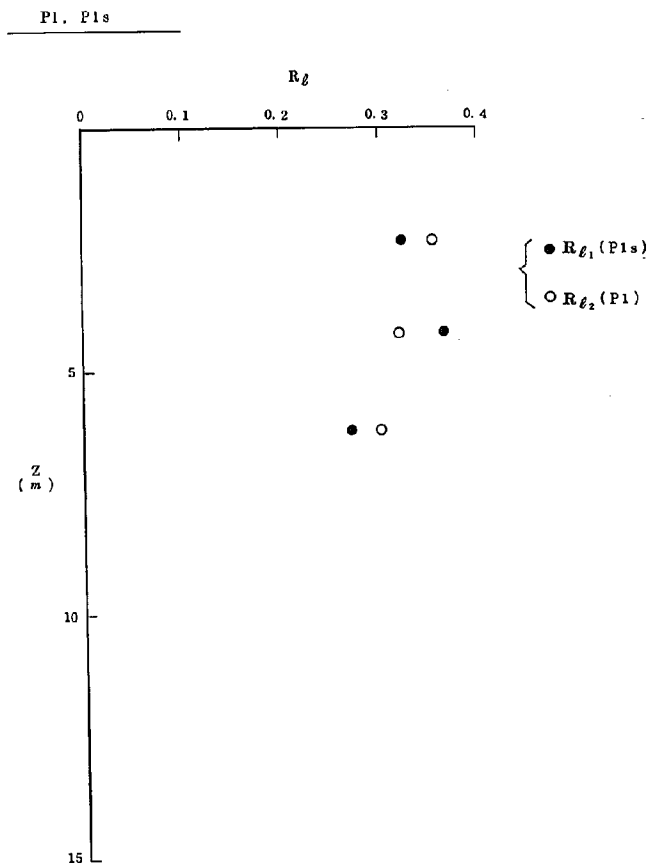


図 3 - 33 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

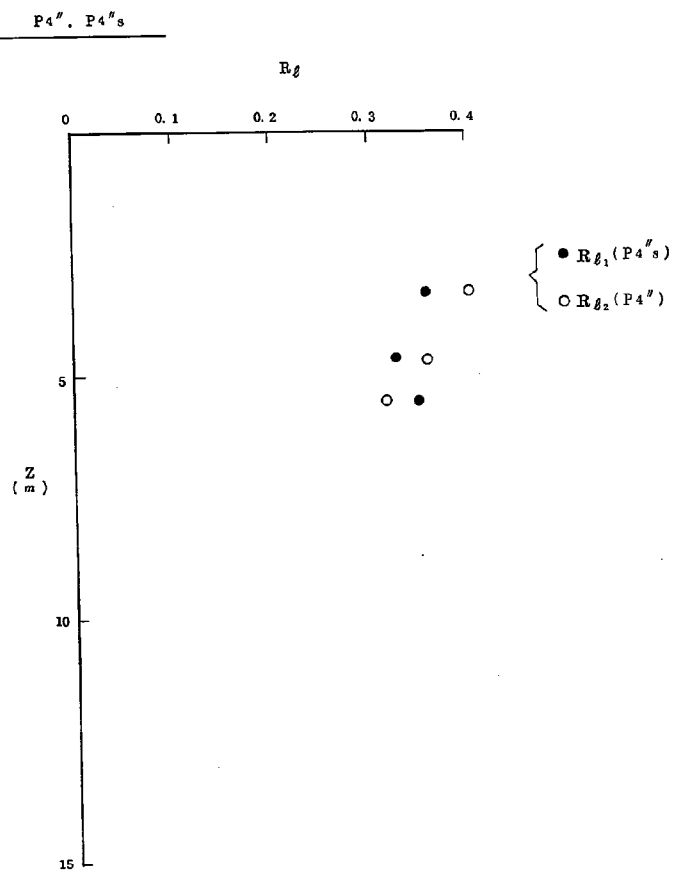


図 3 - 34 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

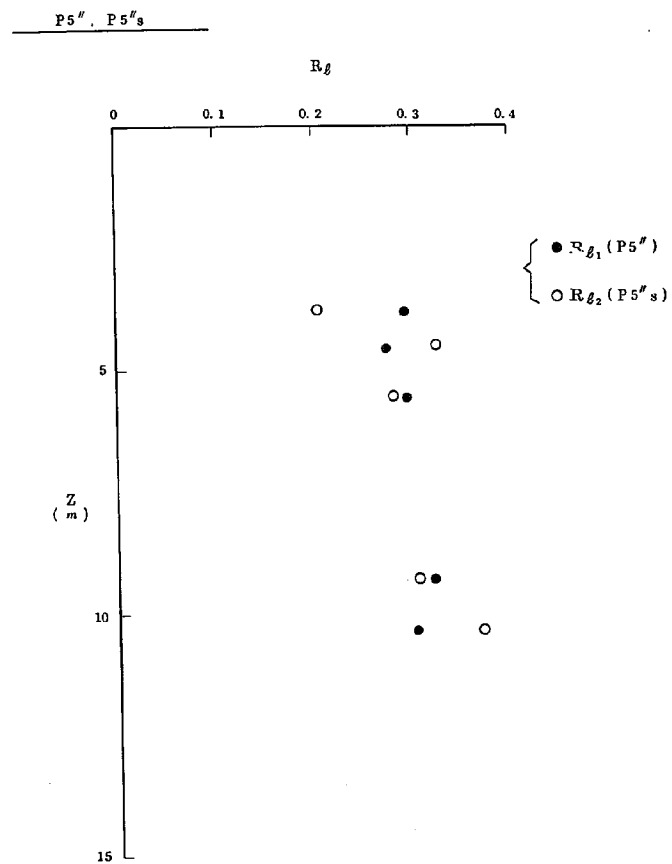


図 3 - 35 R_{ℓ_1} と R_{ℓ_2} の比較

今回の解析に用いたデータは、表4-1及び図3-36以下に示す。表4-1の凡例は以下の通りである。

サンプル内での値

$$\left\{ \begin{array}{l} r_{dF} = \text{原位置単位体積乾燥重量 (t/m}^3\text{)} \\ e_{\max} = \text{攪乱試料の最大間隙比} \\ e_{\min} = \text{ " の最小間隙比} \\ e_F = \text{原位置平均間隙比} \\ Dr_F = \text{原位置平均相対密度} = \frac{e_{\max} - e_F}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) \end{array} \right.$$

供試体の値

$$\left\{ \begin{array}{l} R_\ell = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_c} \right) = \{ N = 20 \text{ 回で軸歪 (片振幅)} = \pm 3\% \text{ になる応力比} \} = \\ \quad = \text{流動化強度} \\ Dr_0 = \text{圧密前供試体相対密度 (4~5 供試体の平均値)} (\%) \\ Dr_c = \text{圧密後供試体相対密度 (")} (\%) \\ S = \text{細粒分含有率 (< 74 \mu)} (\%) \\ D_{50} = \text{平均粒径 (mm)} \end{array} \right.$$

$\bar{N}$ = 代表N値 (この求め方については本文参照)

$\bar{Z}$ = 代表深度 (m) (")

hw = 地下水位 (m)

$\bar{\sigma}'_v = \{ 1.9 \text{ hw} + 0.9 (\bar{Z} - \text{hw}) \} / 10 = \text{有効上載圧 (kg/cm}^2\text{)}$

$$Dr^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

$$DR_\ell = R_\ell - 0.0042 Dr^*$$

$$R_{\ell 2} = 0.0042 \cdot 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.035 S$$

表 4-1 サンドサンプリングしたボーリング孔のデータ

Site Akebono

NOTE) $\bar{N}$ and $\bar{Z}$ are representative values.

Sampling No.	In Situ Value					Specimen Value (Average)						Depth $\bar{Z}$ (m)	G.W. level hw (m)	Eff. Over Burden Pr. σ_v' (kg/cm ²)	$Dr^* = 21 \sqrt{\frac{\bar{N}}{\sigma_v' + 0.7}}$	$DR_\ell = R_\ell - 0.0042 Dr^*$	Remarks
	r_{d_f} (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_f	Dr_f (%)	R_ℓ	Dr_o (%)	Dr_c (%)	S (%)	D_{50} (mm)	$\bar{N}$						
1'	1.431	1.425	0.702	0.876	75.9	} 0.340	} 61.6	} 76.4	} 20	} 0.12 0.15	} 11	} 3.0	-1.0 -1.0	} 0.370	} 67.3	} 0.057	
2'	1.437	1.297	0.708	0.875	71.6												
3'	1.271	1.400	0.663	1.098	41.0	0.265	40.5	72.0	28	0.15	2	11	-1.0	1.09	22.2	0.172	
4'	1.429	1.272	0.690	0.875	68.2	} 0.270	} 67.3	} 86.3	} 37	} 0.091	} 4	} 11.5	-1.0 -1.0	} 1.135	} 31.0	} 0.140	
5'	1.294	1.632	0.842	1.083	69.5												
8'	1.219	2.005	0.961	1.176	79.4	0.274	71.8	97.7	65	0.060	4	13	-1.0	1.270	29.9	0.148	

*) $R_{I_2} = 0.00882 Dr^* + 0.0035 S$

Site Tatsnmi

NOTE) $\bar{N}$ and $\bar{Z}$ are representative values.

Sampling No.	In Situ Value					Specimen Value (Average)						Depth $\bar{Z}$ (m)	G.W. level hw (m)	Eff. Over Burden Pr. σ_v' (kg/cm ²)	$Dr^* = 21 \sqrt{\frac{\bar{N}}{\sigma_v' + 0.7}}$	$DR_\ell = R_\ell - 0.0042 Dr^*$	Remarks
	r_{d_f} (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_f	Dr_f (%)	R_ℓ	Dr_o (%)	Dr_c (%)	S (%)	D_{50} (mm)	$\bar{N}$						
1	1.368	1.568	0.934	0.923	101.7	-	-	-	-	-	7	3	-1	0.37	53.7	-	
2	1.400	1.152	0.71	0.931	50.0	0.345	52.6	72.6	11	0.18	9	5	-1	0.55	56.4	0.108	
3	1.417	0.998	0.646	0.903	27.0	0.262	31.4	64.2	7	0.27	7	5.5	-1	0.595	48.8	0.057	
5	1.380	1.468	0.816	0.948	79.8	} 0.410	} 82.6	} 98.0	} 15.5	} 0.135	} 4	} 8	-1 -1	} 0.820	} 12.9	} 0.356	} よいデータ ではない
6	1.395	1.383	0.763	0.922	75.0												
7	1.394	1.604	0.858	0.920	91.7	} 0.353	} 95.1	} 108.1	} (31) 22 (13)	} 0.124	} 16	} 9	-1 -1	} 0.91	} 66.2	} 0.075	
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4												
8	1.404	1.333	0.738	0.920	69.4	} 0.370	} 83.7	} 98.8	} (13) 11.5 (10)	} 0.114	} 19	} 9.5	-1 -1	} 0.955	} 71.2	} 0.071	
9	1.445	1.394	0.793	0.864	88.2												

Sie A

NOTE) $\bar{N}$ and $\bar{Z}$ are representative values

Sampling No	In Situ Value					Specimen Value (Average)					(AVERAGE)	Depth	G.W. level	Eff. Over Burden Pr.	$D_r^* = \frac{21}{\sqrt{\sigma_v' + 0.7}} \sqrt{\bar{N}}$	$DR_\ell = R_\ell - 0.0042 D_r^*$	Remarks
	$\tau_{d_f} \left(\frac{t}{m^2} \right)$	e_{max}	e_{min}	e_F	Dr_F (%)	R_ℓ	Dr_o (%)	Dr_c (%)	S (%)	D50 (mm)	$\bar{N}$	$\bar{Z}$ (m)	hw (m)	σ_v' (kg/cm ²)			
A-1-1,2	1.455	1.097	0.701	0.848	62.9	0.330	55.4	61.9	7	0.25	17.7	2.5	-1.85	0.410	83.9	-0.022	
A-1-3,4	1.107	3.618	1.870	1.424	125.5	0.507	119.7	131.0	97	0.0123	1.4	4.3	-1.85	0.572	22.0	0.0415	
A-1-5,6	1.566	1.093	0.637	0.714	83.1	0.328	68.6	75.8	9	0.17	16.4	6.75	-1.85	0.793	69.6	0.034	
A-1-7,8	1.513	1.384	0.667	0.746	89.0	0.333	72.3	82.8	26	0.135	12.7	8.23	-1.85	0.926	58.7	0.086	
A-1-10	1.427	1.160	0.735	0.897	61.9	0.297	55.2	60.0	7	0.145	6.4	10.75	-1.85	1.153	39.0	0.133	
A-3'-1,2	1.464	1.117	0.672	0.840	62.2	0.346	58.3	63.7	8	0.18	19	2.23	-2.12	0.413	86.8	-0.019	
A-3'-5	1.462	1.206	0.623	0.838	63.2	0.320	50.5	61.4	13	0.175	9	5.24	-2.12	0.684	53.6	0.095	
A-3'-10	1.481	1.334	0.686	0.814	80.2	0.375	73.1	82.9	13	0.15	12.5	7.75	-2.12	0.910	58.6	0.129	
A-3'-14	1.533	1.111	0.702	0.757	86.6	0.355	68.8	77.6	5	0.155	7.3	9.73	-2.12	1.088	42.4	0.177	
A-5-1,2	1.360	1.191	0.605	0.908	48.3	0.375	45.7	55.2	19	2.9	10	2.98	-1.10	0.378	64.0	0.106	
A-5-3,4	1.466	1.191	0.630	0.898	52.2	0.360	53.4	63.4	14	0.16	16.8	5.02	-1.10	0.562	76.6	0.038	
A-5-5,6	1.431	1.290	0.642	0.868	65.1	0.365	69.1	75.0	19	0.135	17.2	7.0	-1.10	0.740	72.6	0.060	
A-5-7,8	1.367	1.425	0.618	0.967	56.8	0.350	56.9	63.9	33	0.105	11.4	9.24	-1.10	0.942	55.3	0.118	
A-8-1	1.372	1.227	0.565	0.952	41.5	0.315	39.5	47.2	19	0.165	5.2	2.15	-0.70	0.264	48.8	0.110	
A-8-3,4	1.449	1.151	0.685	0.841	66.5	0.343	46.2	66.0	18	0.165	8.6	4.25	-0.70	0.453	57.4	0.102	
A-8-6,6	1.306	1.428	0.758	1.058	55.2	0.345	54.0	65.0	30	0.11	6.5	6.75	-0.70	0.678	45.6	0.153	
A-8-7,8	1.257	1.357	0.677	1.002	52.2	0.341	62.0	67.7	22	0.12	9.1	8.47	-0.70	0.832	51.2	0.126	
A-8-9,10	1.134	2.509	1.098	1.352	82.0	0.361	78.6	92.0	60	0.042	8.8	9.75	-0.70	0.948	48.5	0.157	
A-11-1,2	1.382	1.241	0.672	0.928	55.0	0.335	53.8	60.8	26	0.12	4.6	2.50	-0.9	0.315	23.0	0.238	
A-11-3	1.466	1.110	0.608	0.821	57.6	0.308	56.8	65.8	10	0.17	4.6	4.25	-0.9	0.473	41.6	0.133	
A-11-5,6	1.376	1.295	0.752	0.896	73.5	0.344	66.3	72.7	13	0.14	13	6.49	-0.9	0.674	64.6	0.073	
A-11-7,8	1.343	1.433	0.754	1.023	60.4	0.287	58.4	66.1	28	0.12	9.1	8.48	-0.9	0.853	50.8	0.074	
A-11-9	1.235	2.298	1.026	1.171	88.6	0.355	83.9	92.7	61	0.044	5.0	10.23	-0.9	1.011	35.9	0.204	

Site P

NOTE) $\bar{N}$ and $\bar{Z}$ are representative values.

Sampling No.	In Situ Value					Specimen Value (Average)						Depth $\bar{Z}$ (m)	G.W. level hw (m)	Eff. Over Burden Pr. σ_v' (kg/cm ²)	$Dr^* = \frac{21}{\sqrt{\sigma_v' + 0.7}} \bar{N}$	$Dr^* = R_\ell - 0.0042 Dr^*$	Remarks
	r_{d_f} (t/m ²)	e_{max}	e_{min}	e_p	Dr_p (%)	R_ℓ	Dr_o (%)	Dr_c (%)	S (%)	D_{50} (mm)	$\bar{N}$						
P-1-1,2	1.380	1.419	0.697	0.240	66.3	0.326	56.3	69.5	31	0.14	7	2.25	0.0	0.20	58.6	0.080	1-1
P-1-3,4	1.555	1.468	0.756	0.736	102.8	0.367	93.4	101.9	23	0.13	8	4.22	0.0	0.38	57.2	0.127	1-3
P-1-5,6	1.378	1.519	0.788	0.950	77.9	0.270	67.0	79.3	31	0.12	6	6.21	0.0	0.56	45.8	0.078	1-5
P-4"-1,2	1.382	1.338	0.845	0.962	76.2	0.360	58.1	67.2	18	0.12	15	3.23	0.0	0.29	81.7	0.017	4"-1
P-4"-3,4	1.324	1.574	0.559	1.021	54.5	0.327	44.8	51.6	44	0.085	6	4.72	0.0	0.42	48.6	0.123	4"-4
P-4"-5,6	1.422	1.068	0.750	0.829	75.3	0.350	62.7	70.6	38	0.12	5	5.49	0.0	0.49	43.0	0.169	5"-6
P-5"-1,2	1.455	1.165	0.709	0.857	67.6	0.290	47.5	65.7	13	0.16	3.5	3.73	-1.18	0.37	38.0	0.130	5"-2
P-5"-3,4	1.352	1.357	0.755	1.011	57.5	0.273	42.9	54.5	46	0.086	4	4.49	-1.18	0.44	39.3	0.108	5"-3,4
P-5"-5,6	1.350	1.464	0.761	1.020	63.1	0.295	48.7	59.1	47	0.081	2	5.48	-1.18	0.53	26.8	0.182	5"-5,6
P-5"-7,8	1.412	1.430	0.784	0.947	74.8	0.323	64.1	71.7	27	0.14	9	9.23	-1.18	0.86	50.4	0.111	5'-7
P-5"-9,10	1.293	1.549	0.955	1.085	77.9	0.302	60.6	76.5	54	0.068	7	10.33	-1.18	0.96	43.1	0.121	5"-9

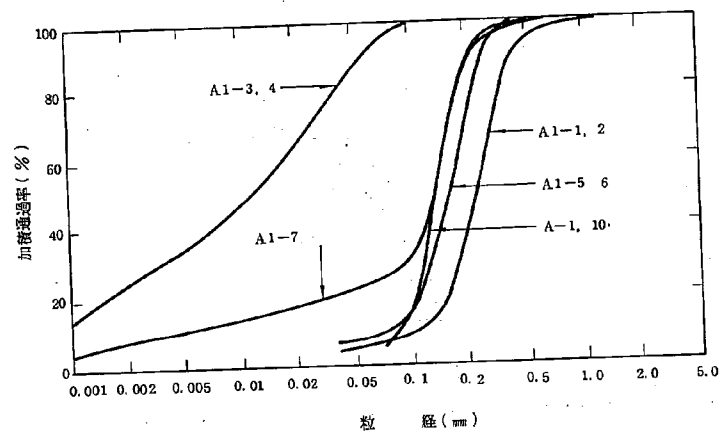


図 3 - 36 試料の粒径加算曲線 (A 1 孔)

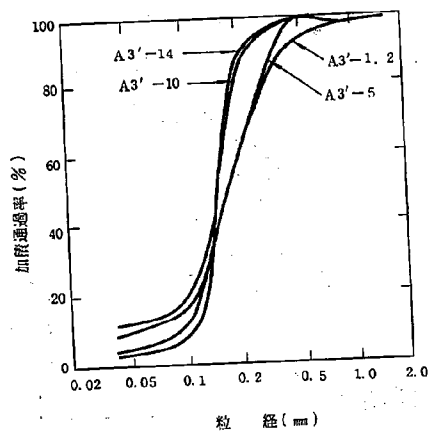


図 3 - 37 試料の粒加算曲線 (A 3' 孔)

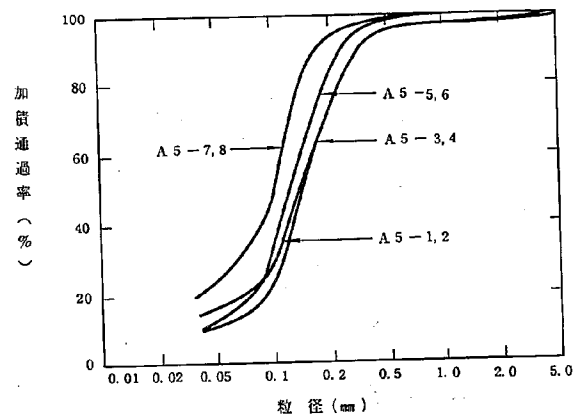


図 3 - 38 試料の粒加算曲線 (A 5 孔)

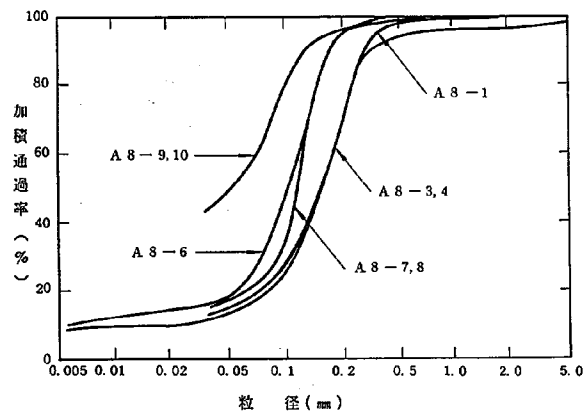


図 3 - 39 試料の粒径加積曲線 (A 8 孔)

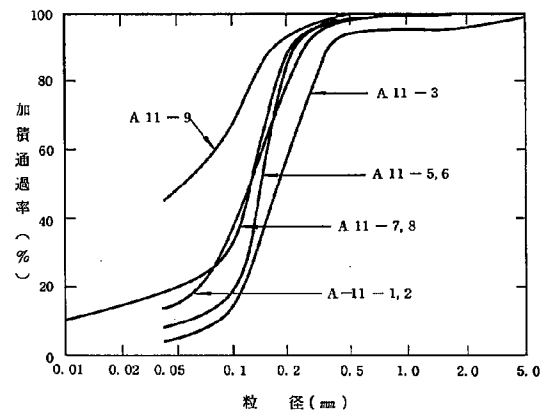


図 3 - 40 試料の粒径加積曲線 (A 11 孔)

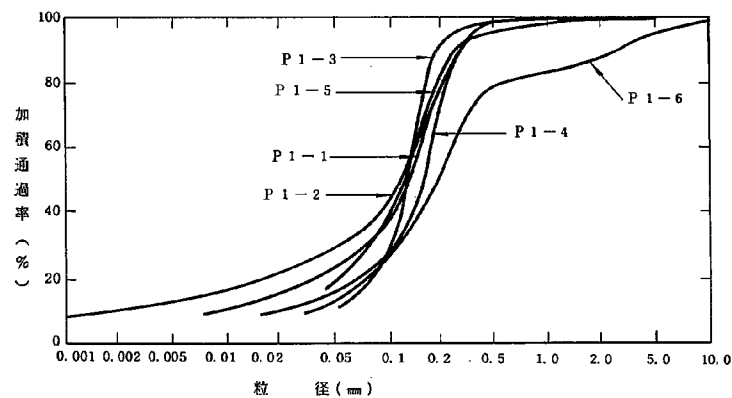


図 3 - 41 試料の粒径加積曲線 (P 1 孔)

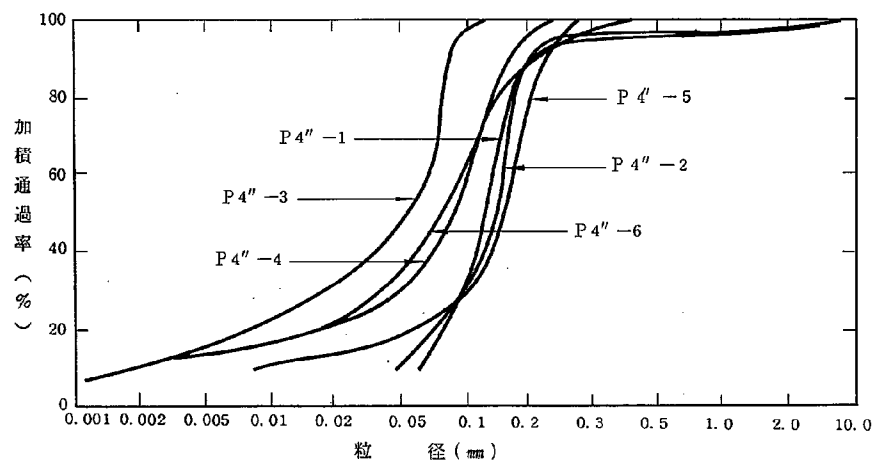


図 3 - 42 試料の粒径加積曲線 (P 4'' 孔)

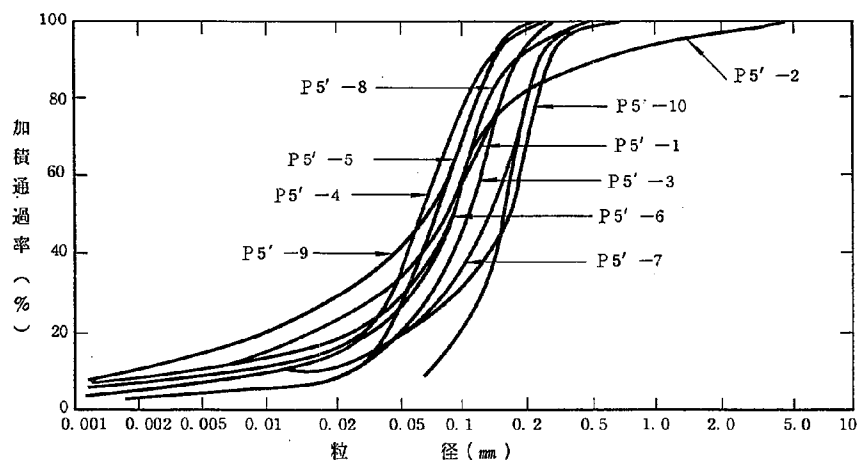


図 3 - 43 試料の粒径加積曲線 (P - 5' 孔)

4 地震動による作用せん断応力比 $(\tau/\sigma'_v)_e$ の算定

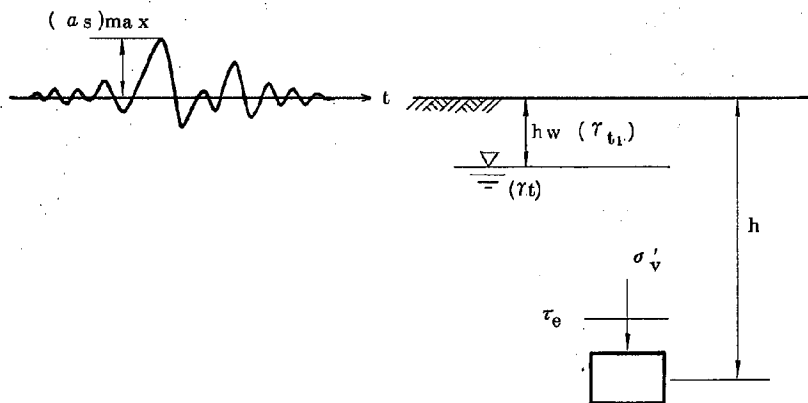
ある地盤が流動化するかは、地震動強度にもよる。規定すべき地震動強度は、技術的判断によって決めるべきものであり、確定的なものではない。ここでは、次の考えによって、地震動強度を想定し、これに対して、流動化するかどうか判定することにした。図4-1に示してある式(4-1)は、地震最大加速度 $(\alpha_s)_{\max}$ から地中におけるせん断応力比 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を求める式が示されている。ここで $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$ 、 $\gamma_{t1} = \gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$ とすると、この式は、次の様になる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = r_d \cdot r_w \cdot \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \quad (4-2)$$

ここで、 r_d は図4-2による。

$$r_d = \frac{1.9h}{0.9h + h_w}$$

r_d は図4-2に示すように幅のある値である。従って $\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e$ の推定値も幅のあるものになる。 $\left(\frac{\alpha_s}{g} \right)_{\max}$ の値としては、道路橋耐震設計指針の規定(深さ10mまでに対する限界N値10)から、次のように定めた。



$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = r_d \frac{\gamma_{t1} \cdot h_w + (h - h_w) \gamma_t}{\gamma_{t1} \cdot h_w + (h - h_w) (\gamma_t - \gamma_w)} \cdot \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \quad (4-1)$$

ここで $r_d \leq 1.0$: 地盤の弾性的性質による深さ方向に値の異なる係数(図-4-2による)

h_w : 地下水位(m)

γ_{t1} : 地下水位上の地盤の単位体積重量(t/m^3)

γ_t : 地下水位下の地盤の単位体積重量(t/m^3)

γ_w : 水の単位体積重量(t/m^3)

$(\alpha_s)_{\max}$: 地表最大加速度(cm/sec^2)

$g = 980 \text{ cm/sec}^2$

図4-1 $(\tau/\sigma'_v)_e$ を求める方法

この規定が、新潟市内の様な地下水位の 1.5 m 、 $\gamma_t = 1.9\text{ t/m}^3$ 、細粒分含有率 5% 程度の地盤で、深さ 5 m で N 値 $= 10$ の時、丁度流動化するような地震動に対して定められたものと

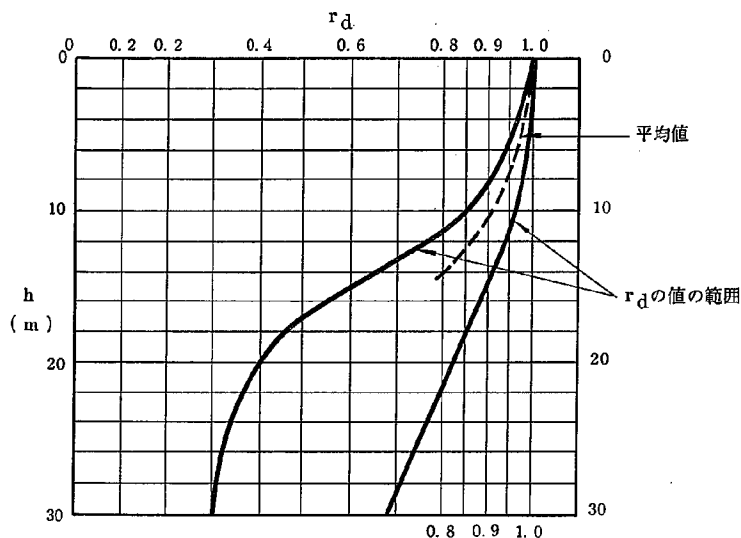


図 4-2 Seed Idriss による r_d

解釈すれば、このときの流動化強度は、(3-11)、(3-13)式から次の様になる。

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= (1.9 \times 1.5 + 0.9 \times 3.5) / 10 = 0.060 \text{ kg/cm}^2 \\ \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_\ell &= R_\ell = 0.0042 \times 21 \times \sqrt{\frac{10}{0.6 + 0.7}} + 0.0035 \times 5 \\ &= 0.262 \text{ (平均値)} \end{aligned} \quad (4-3)$$

図 4-2 から深さ 5 m で r_d の平均値は 0.975 。又、

$$r_w = \frac{1.9 \times 5}{0.9 \times 5 + 1.5} = 1.58 \quad (4-4)$$

従って、 $\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_\ell = 0.262$ とすれば、(4-2)式から

$$\frac{(\alpha s)_{\max}}{g} = 0.262 \times \frac{1}{0.975} \times \frac{1}{1.58} = 0.170 \quad (4-5)$$

従って、今回の場合、次式によって $\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e$ を求めた。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right)_e = r_d \cdot r_w \cdot 0.170 \quad (4-6)$$

ただし、
$$\begin{cases} r_d \text{ は図 4-2 による。} \\ r_w = \frac{1.9h}{0.9h + h_w} \end{cases}$$

尚、 $\frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} = 0.170$ という値は、道路橋耐震設計指針で、流動化限界 N 値 = 10 の根拠となった新潟市で記録された地震最大加速度にほぼ近い値である。

ここで、注意する事は、(4-1)式を用いて、 $(\tau/\sigma'_v)_0$ を算定する場合地表面近くでは、地下水位の影響が、かなり大きいという事である。地下水位が高い程、 $(\tau/\sigma'_v)_0$ の値は、地表面近くでは、急速に大きくなる。従って、地下水位が高い程、流動化しやすくなる。

このことは、次章で示してある。

5 動的強度 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ と作用応力 $(\tau/\sigma_v')_e$ の比較による総合的評価

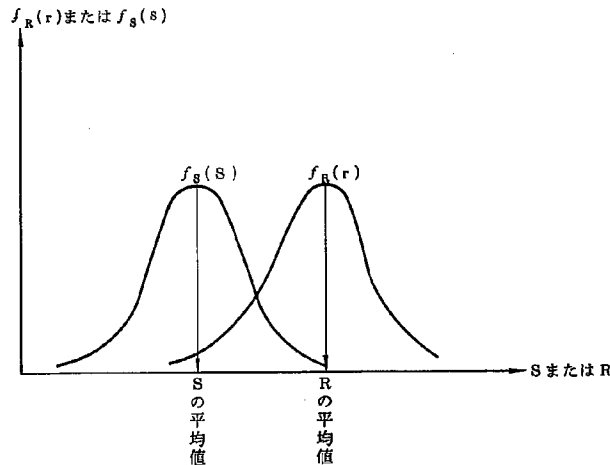
5-1 概 要

今回は、ある推定の幅を持たせた動的強度 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ と同じく推定の幅を持たせた作用応力 $(\tau/\sigma_v')_e$ の値の比較を行なう事とした。これは次の理由による。

$(\tau/\sigma_v')_\ell$ と、 $(\tau/\sigma_v')_e$ にどうしても推定の幅がある。しかし、その平均値同士で比較すると、仮に、 $(\tau/\sigma_v')_\ell = 1.01, (\tau/\sigma_v')_e$ の場合でも、流動化しない、という判定結果を下す様な形になったり、逆に、 $(\tau/\sigma_v')_\ell = 0.99, (\tau/\sigma_v')_e$ の場合には、流動化するという判定結果を下す様な形になったりするからである。実際は、図 5-1 に示すように、 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ の平均値が仮に、 $(\tau/\sigma_v')_e$ の平均値よりも大きくても、 $(\tau/\sigma_v')_\ell < (\tau/\sigma_v')_e$ となる確率はゼロではないのである。ここで、仮に、 $(\tau/\sigma_v')_\ell$ 、 $(\tau/\sigma_v')_e$ 共に正規確率変数とし、前者の平均値を μ_ℓ 、標準偏差を σ_ℓ 、後者の平均値を μ_e 、標準偏差を σ_e とすると、流動化する確率は、次のようになる。

$$P_f = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_\ell - \mu_e}{\sqrt{\sigma_\ell^2 + \sigma_e^2}}\right) \quad (5-1)$$

$$\text{ここで、} \quad \Phi(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}x^2} dx \quad (\text{図 5-2 参照})$$



$$R = (\tau/\sigma_v')_\ell \quad S = (\tau/\sigma_v')_e$$

$f_R(r)$ は R の確率密度関数

$f_S(s)$ は S の確率密度関数

図 5-1

(5-1) 式の意味する事は、たとえば、 $\mu_\ell = \mu_e$ でも、 $\Phi(0) = 0.5$ だから、 $P_f = 0.5$ となり、流動化する確率は 50% あることになる。又、 $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_\ell$ のばらつきの大きさ σ_ℓ 、同じく $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_e$ のばらつきの大きさ σ_e が大きい程、 $\Phi\left(\frac{\mu_\ell - \mu_e}{\sqrt{\sigma_\ell^2 + \sigma_e^2}}\right)$ は小さくなり、 P_f は大きくなるから、同じ μ_ℓ 、 μ_e に対して流動化する確率は高くなる。

以上の事から、今回は $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_\ell$ の推定幅と、 $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_e$ の推定幅で比較をした方が、平均値同士で比較するよりも、適切であると思われる。(図 5-3)

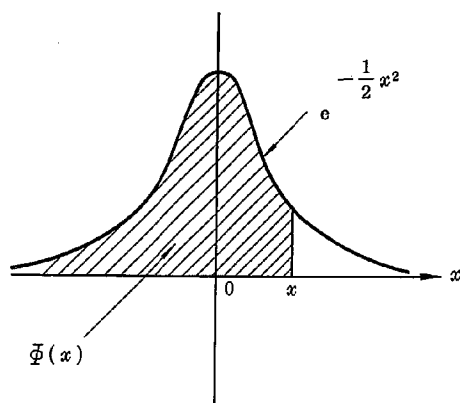


図 5-2

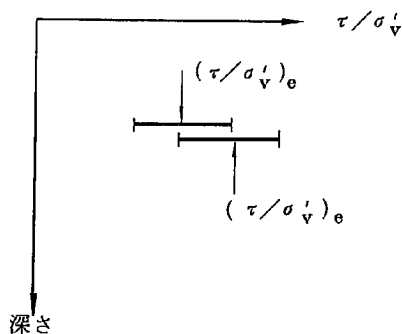


図 5-3 比較例

5-2 各ボーリング孔での $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_\ell$ と $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_e$ の比較

流動化の可能性を検討する対象は、沖積砂層のうち、砂質シルト、シルト質砂、砂、と分類されている層。この層は、図 5-4 以下の図で↑印で示した。

各ボーリング孔での $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_\ell$ 、 $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_e$ を計算した結果は、表 5-1 にとりまとめている。これらをグラフ化したものが、図 5-4 以下のグラフである。この中で↑印は、流動化の可能性の検討の対象土層である。

又、この時、S が求まっていないで、N のみが求まっているが、S がかなりの信頼度で、上、下のサンプリングの結果から推定できる時は、S の値を推定し R_{ℓ_2} を求めた。

これらの図を元にして、各ボーリング孔における流動化の可能性のランク付けをした。まず全体を通して言える事は、深さ 12 ~ 3 m より深い所での地盤の流動化の可能性は低いということである。従って、主に、深さ 12 ~ 3 m までの流動化の可能性のランク付けを表 5 - 2 の基準によって行った。数学の大きいほど流動化の可能性が大きい事になる。当然このランク付けは、研究の進展に伴って修正されるべきである事は言うまでもない。又、このランク付けをするにあたって、 R_{ℓ_1} 、 R_{ℓ_2} 、 R_{ℓ_3} の順に、重みを付けて判断した。その結果を図 1 - 3 と図 5 - 30 に数字で示す。

全体的に言うと、地下水位の高い場所の方が流動化しやすい傾向にある。図 5 - 30 のに示した様に、現在、海底部分である、イ、ロ、ホの領域は、相対的に流動化が生じやすいのは、上記の理由にもよる。図 5 - 30 の各領域について、流動化の可能性についての概略の傾向は、次の様になる。

- ①、② 現在の状態では、沖積砂層は、流動化する可能性がある。しかし、埋立した後については、埋立砂層の厚さ等の条件にもよるが、現在よりも、この層に関しては、流動化の可能性は減ると思われる。
- ③ 現在の状態では、流動化の可能性は、それほど大きくはないが、流動化に対する何らかの対策は必要と思われる。
- ④ 流動化の可能性はある。⑤も、流動化の可能性があるため、岸壁付近でのすべりの可能性もあるものと思われる。
- ⑥ 流動化の可能性が少なくない。
- ⑦、⑧ 流動化の可能性がかなりある。

表 5 - 2 流動化の可能性についてのランク付け

1.	流動化する可能性が少ない。 全体的に $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の推定下限が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値より大きい。
2.	層の一部で流動化する可能性がややある。 全層に亘って、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の平均値が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも大きい。しかし、層の一部で、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の推定下限が、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値より小さい。
3.	層の一部で、流動化する可能性がある。 大半については、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも大きいと言えるが、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の平均値が $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい部分もある。
4.	全層に亘って、流動化する可能性がある。 全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値とほぼ等しいと言えるが、全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の推定下限は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい。
5.	全層に亘って、流動化する可能性が大きい。 全体として、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_{\ell}$ の平均値は、 $(\frac{\tau}{\sigma_v})_o$ の平均値よりも小さい。

ボーリング No. A-1

地下水位-1.85 m

$\sigma'_v = 0.19 hw + 0.09 (Z - hw) \text{ kg/cm}^2$

深 度 Z(m)	地 質 名	サン プリ ング	代 表 深 度	N 値	S (%)	σ'_v (kg/cm ²)	$D_r^* = \frac{2\sqrt{N}}{\sqrt{\sigma'_v + 0.1}}$	$R_{\ell 1}$ 試験値	$R_{\ell 2}$		$R_{\ell 3}$		r_w	r_d		$(\tau/\sigma'_v)_e$	
									下 限	上 限	下 限	上 限		下 限	上 限	下 限	上 限
0	埋土																
5	(シルト 混砂り)		2.5	—	7	0.41		0.330					1.16	0.87	0.99	0.191	0.195
			3.2	7	54.0	0.47	51.3		0.329	0.479			1.29	0.97	0.99	0.213	0.217
			4.3	—	97	0.57		0.507					1.43	0.95	0.98	0.231	0.238
			5.2	14	12.0	0.65	67.6		0.251	0.401			1.52	0.94	0.98	0.243	0.253
(6.5)	中 砂		6.8	—	9	0.80		0.328					1.62	0.92	0.98	0.253	0.270
		7.2	29	3.5	0.83	91.4		0.321	0.471			1.65	0.92	0.98	0.258	0.275	
		8.2	—	26	0.92		0.333					1.69	0.90	0.97	0.259	0.279	
		9.2	17	21.0	1.01	66.2		0.277	0.427			1.73	0.88	0.96	0.259	0.282	
10	シルト		10.8	—	7	1.16		0.297					1.77	0.83	0.95	0.250	0.286
(11.8)	質砂		11.3	11	38.0	1.20	50.5		0.270	0.420			1.79	0.81	0.94	0.246	0.286
			12.8	5	—	1.34	32.9				0.256	0.356	1.81	0.74	0.92	0.228	0.283
			13.8	4	100	1.43	28.8		0.396	0.546			1.83	0.69	0.91	0.215	0.283
			14.8	4	—	1.52	28.2				0.250	0.350	1.85	0.63	0.89	0.198	0.280
15	質土		15.8	3	—	1.61	23.9				0.245	0.345	1.86	0.58	0.87	0.189	0.275
		16.8	2	—	1.70	19.2				0.239	0.339	1.88	0.53	0.86	0.169	0.275	
		17.8	20	—	1.79	59.5				0.288	0.388	1.89	0.49	0.85	0.157	0.273	
20																	
25																	
30																	

表 5 - 1 $R_{\ell} = (\frac{\tau}{\sigma'_v})_{\ell}$ と $(\frac{\tau}{\sigma'_v})_e$ の計算結果例

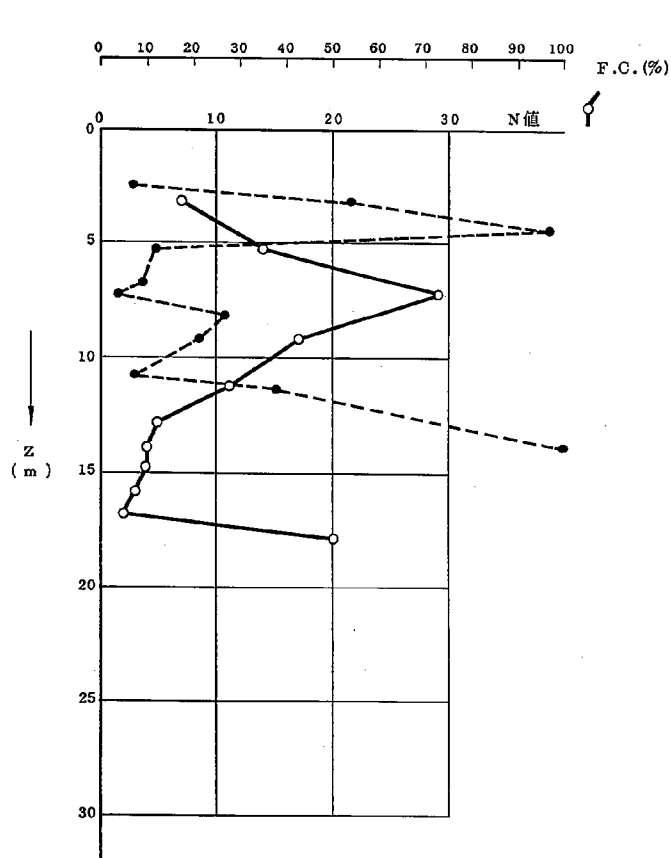


图 5-4 (a) Bor.No. A-1

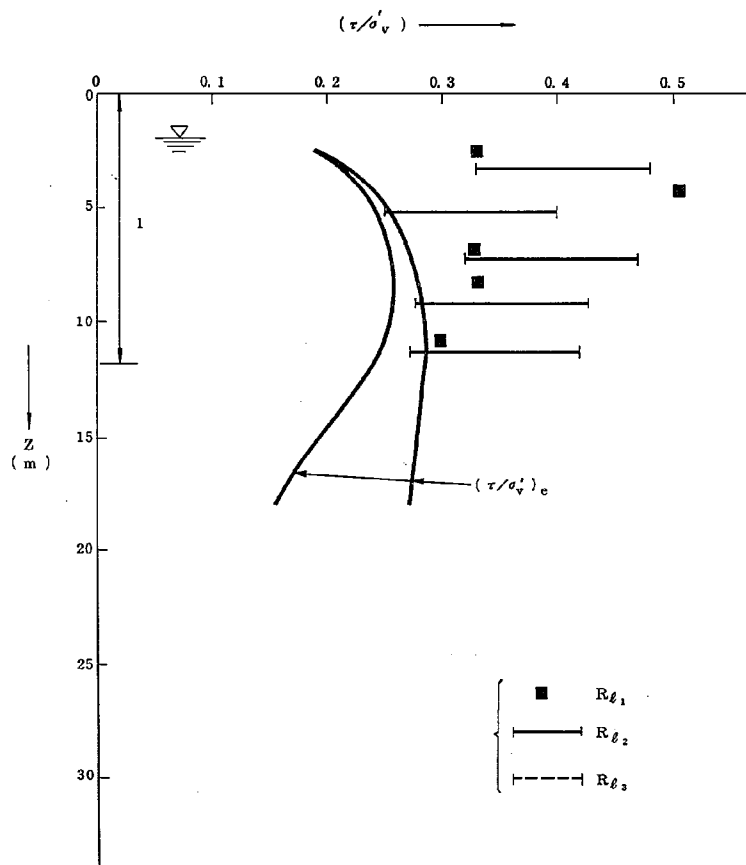


图 5-4 (b) Bor. No. A-1

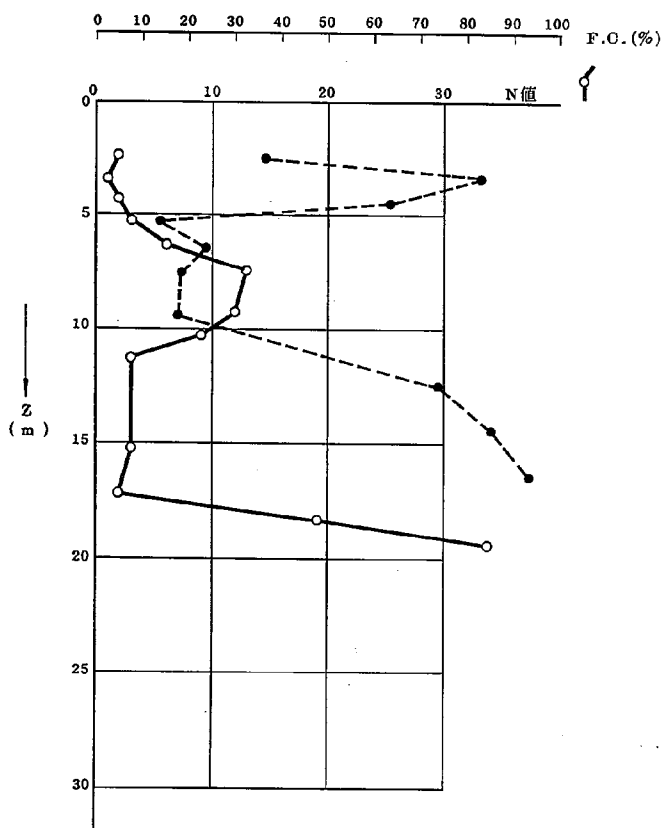


图5-5 (a) Bor. No. A-2

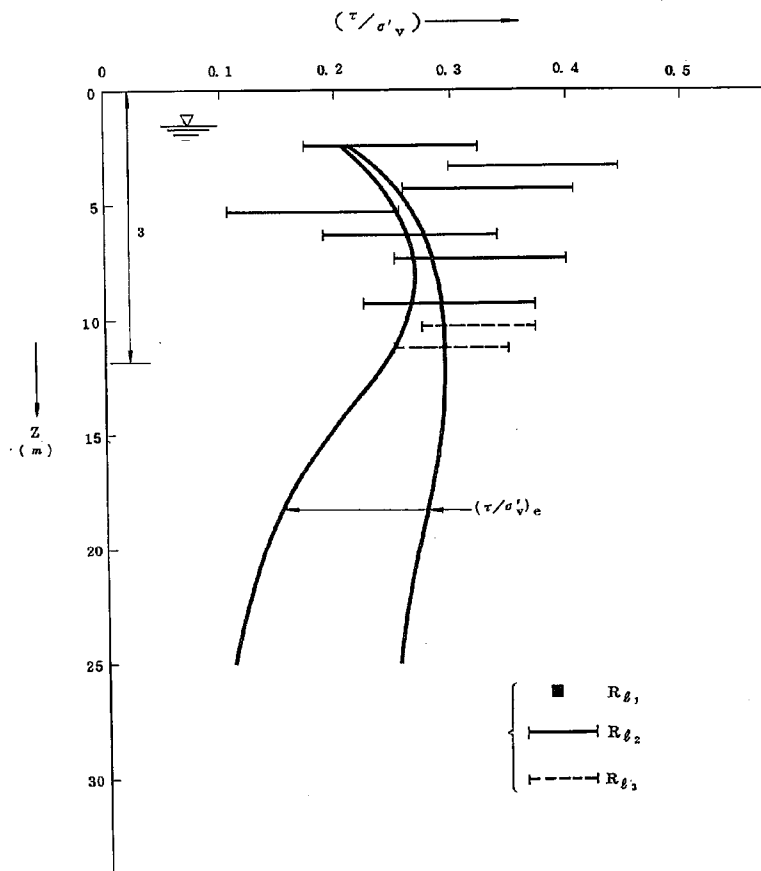


图5-6 (a) Bor. No. A-2

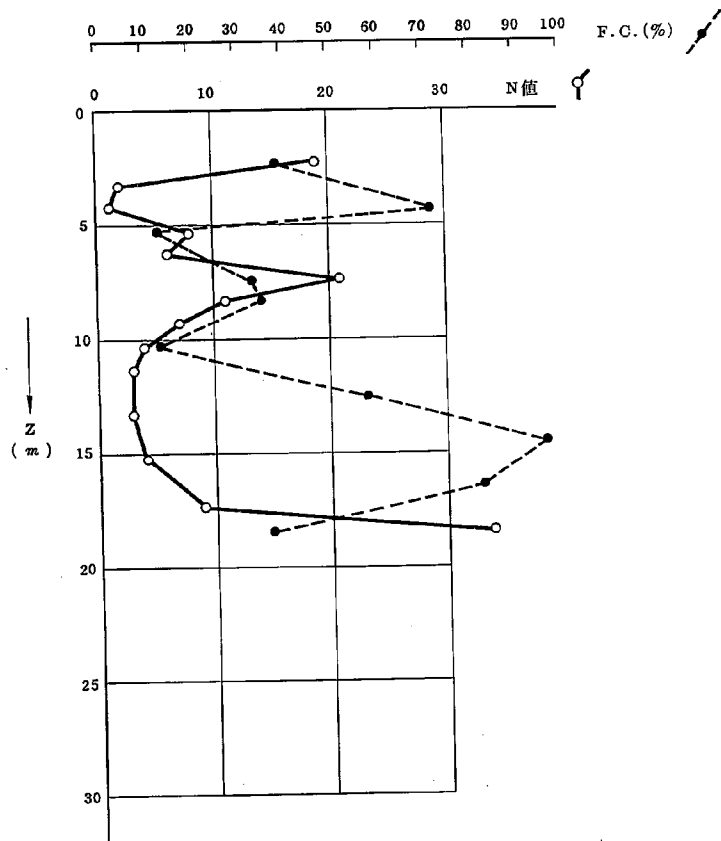


图 5-7 (a) Bor. No. A-3

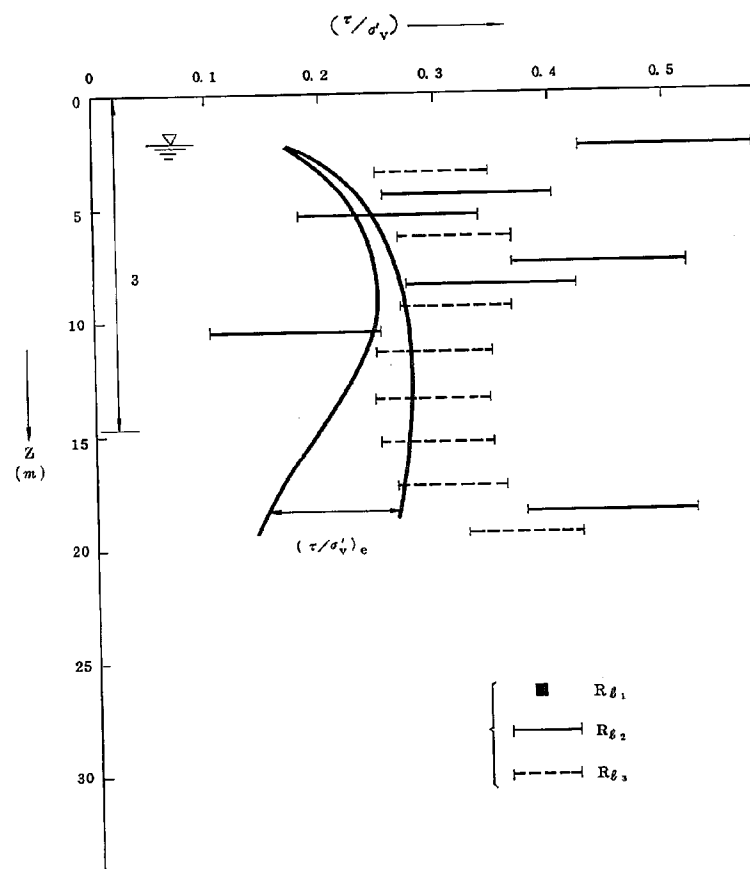


图 5-7 (b) Bor. No. A-3

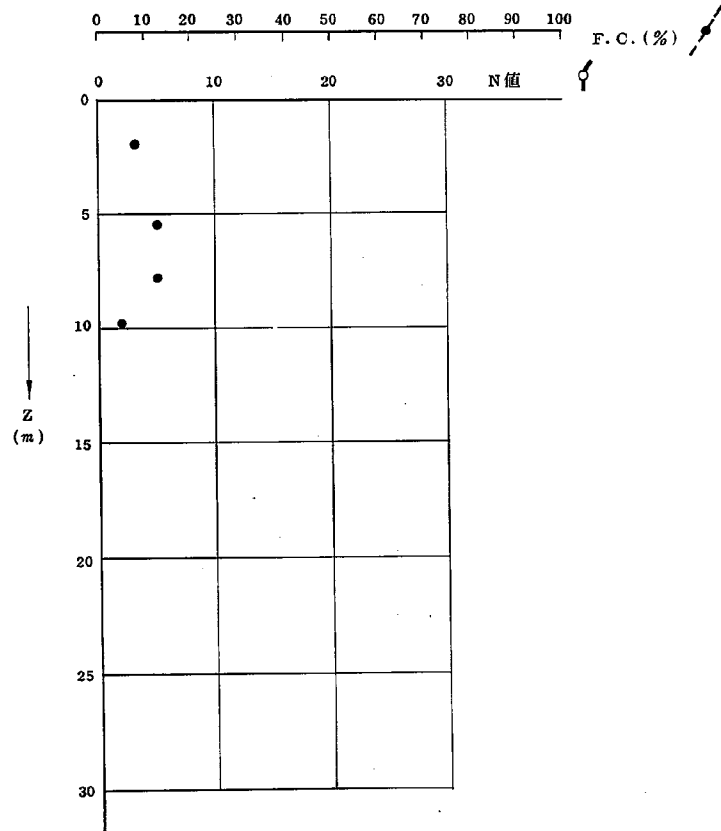


图 5-8 (a) Bor. No. A-3s

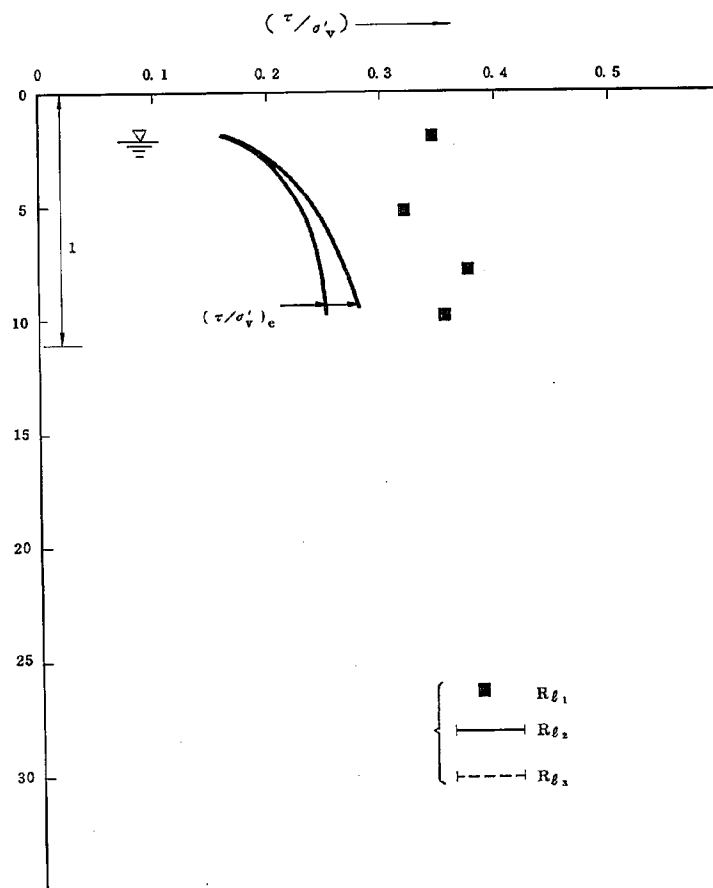


图 5-8 (b) Bor. No. A-3'

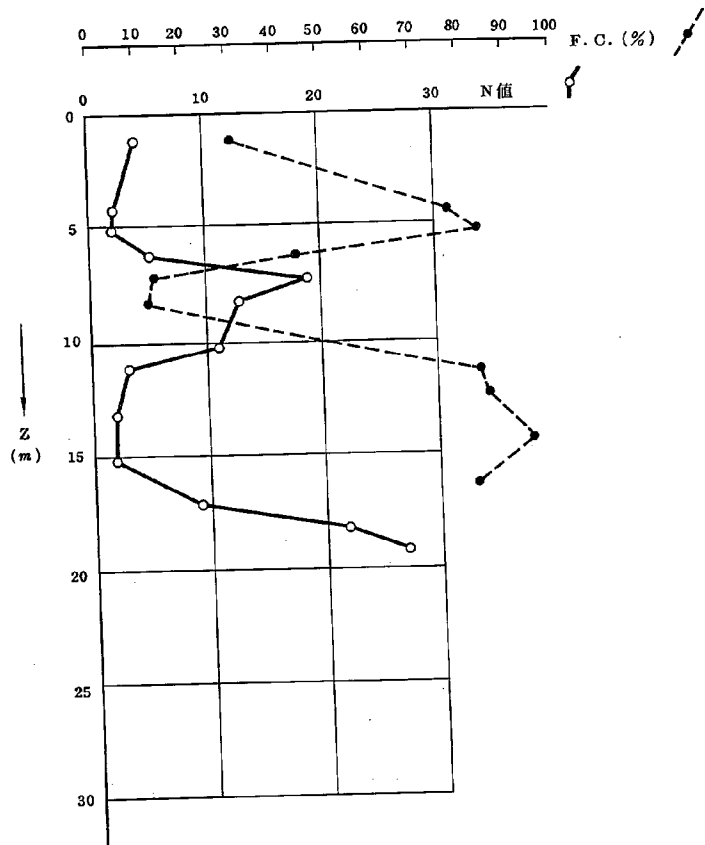


図 5-9 (a) Bor. No. A-4

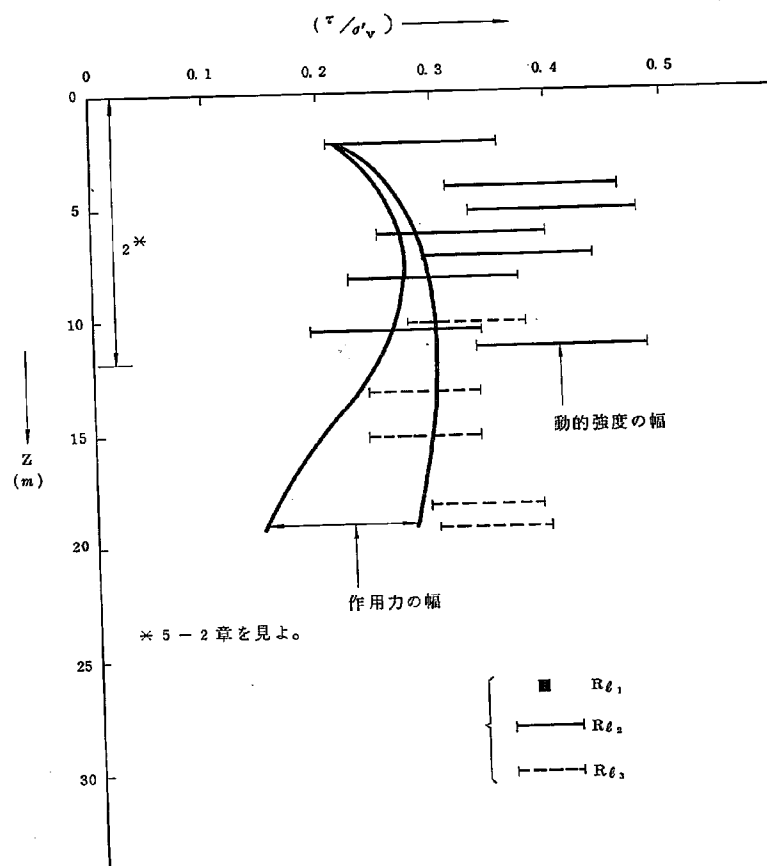


図 5-9 (b) Bor. No. A-4

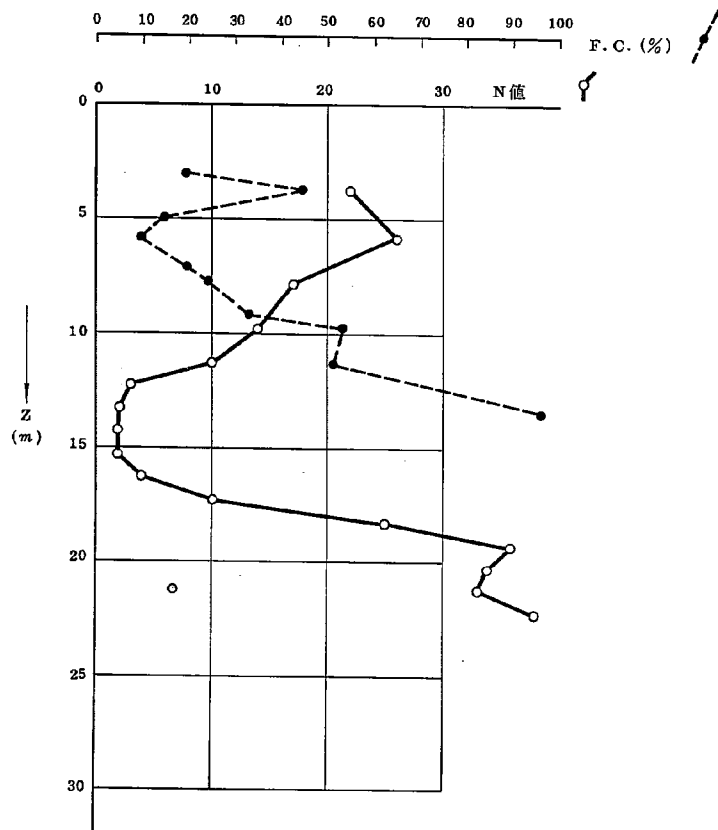


图 5-10(a) Bor. No. A-5

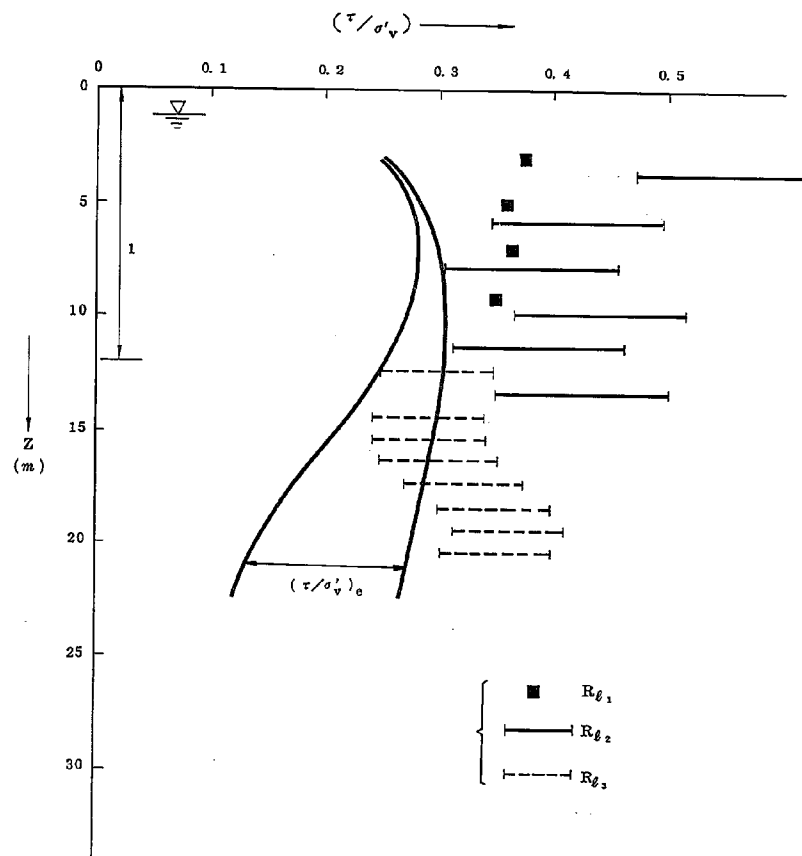


图 5-10(b) Bor. No. A-5

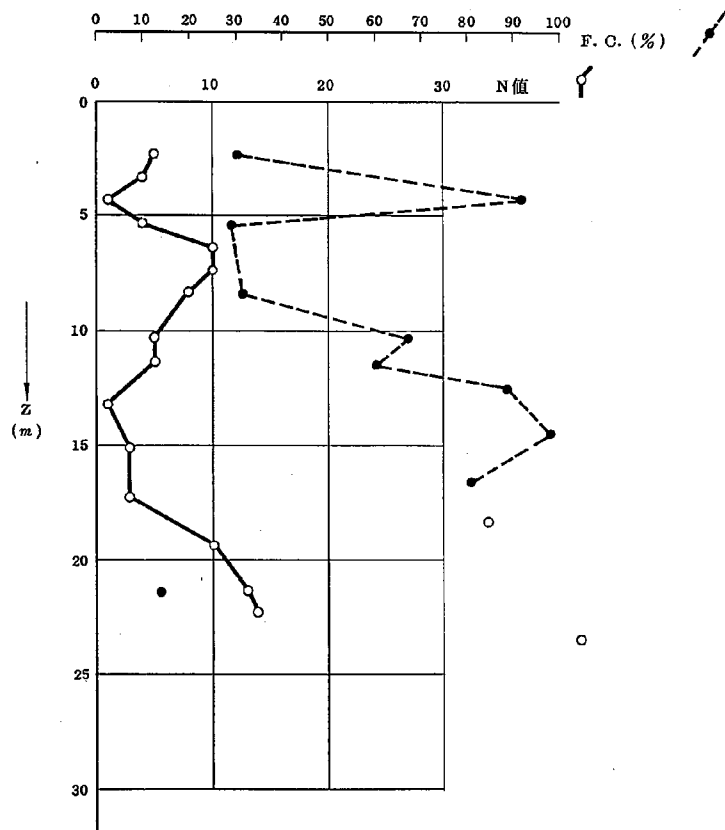


图 5-11(a) Bor. No. A-6

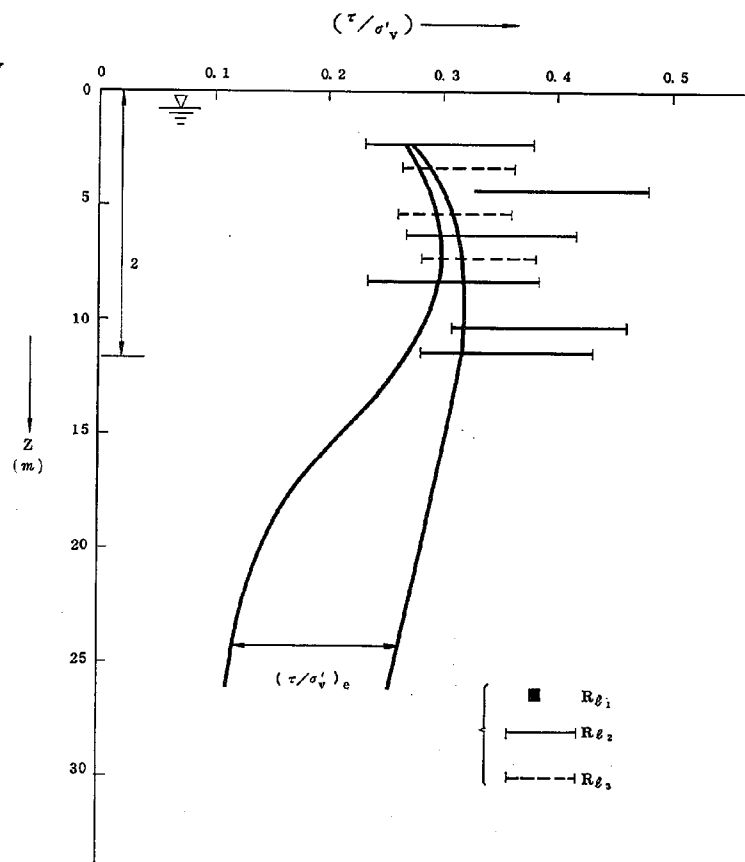


图 5-11(b) Bor. No. A-6

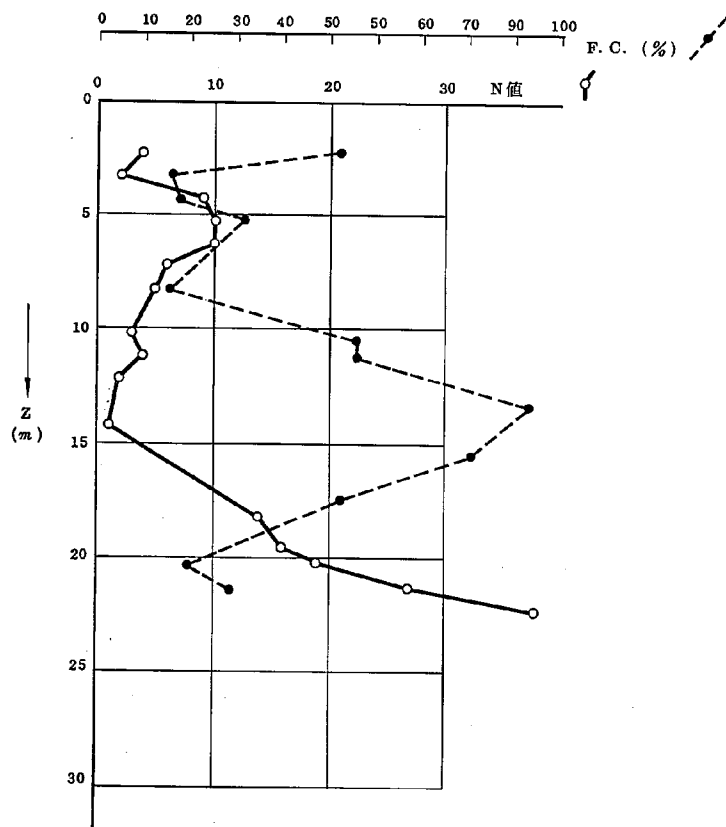


图 5-12 (a) Bor No. A-7

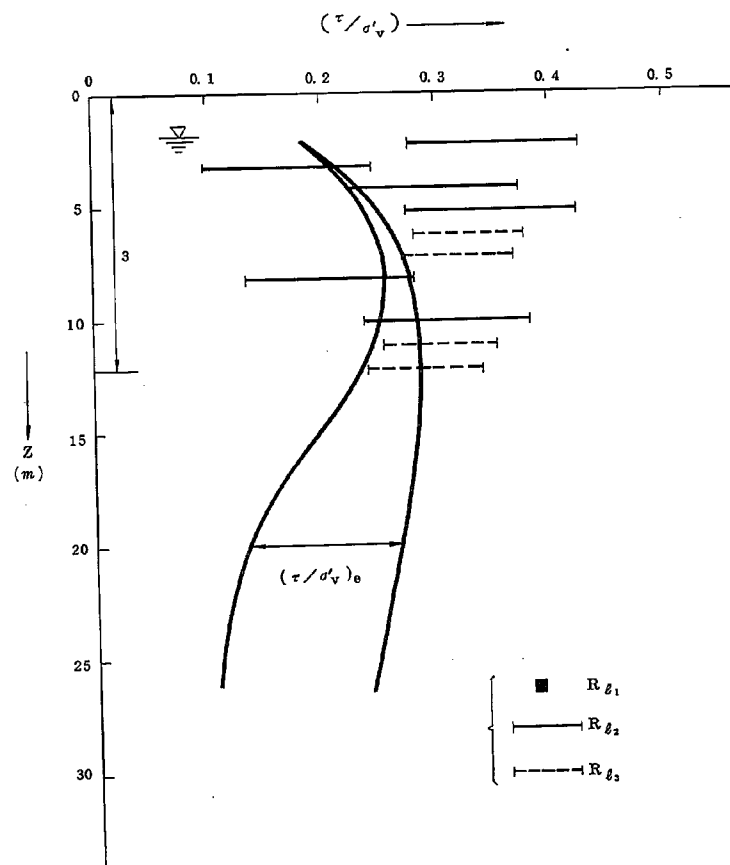


图 5-12 (b) Bor No. A-7

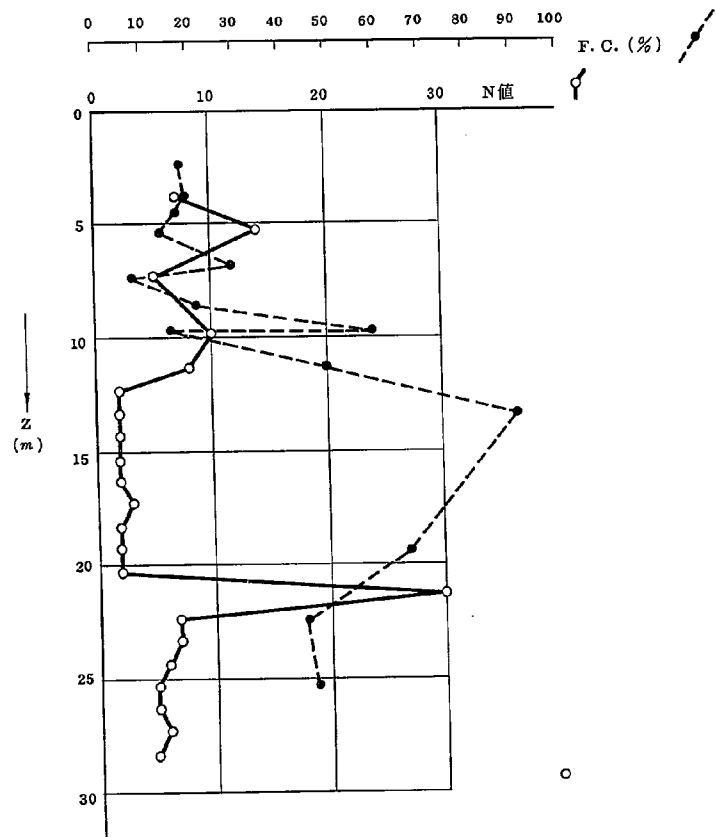


图 5-13 (a) Bor No. A-8

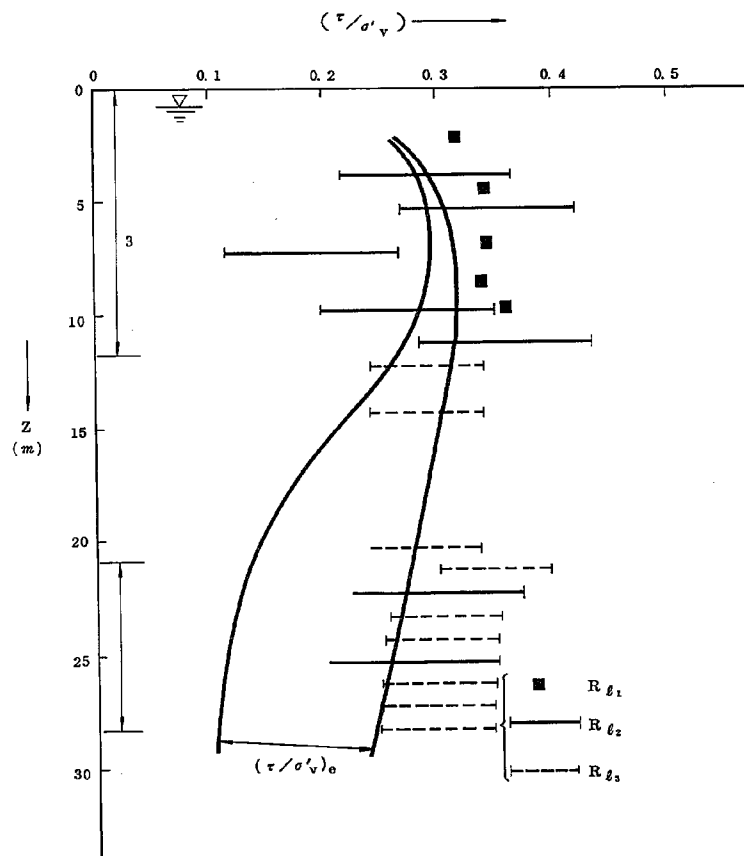


图 5-13 (b) Bor No. A-8

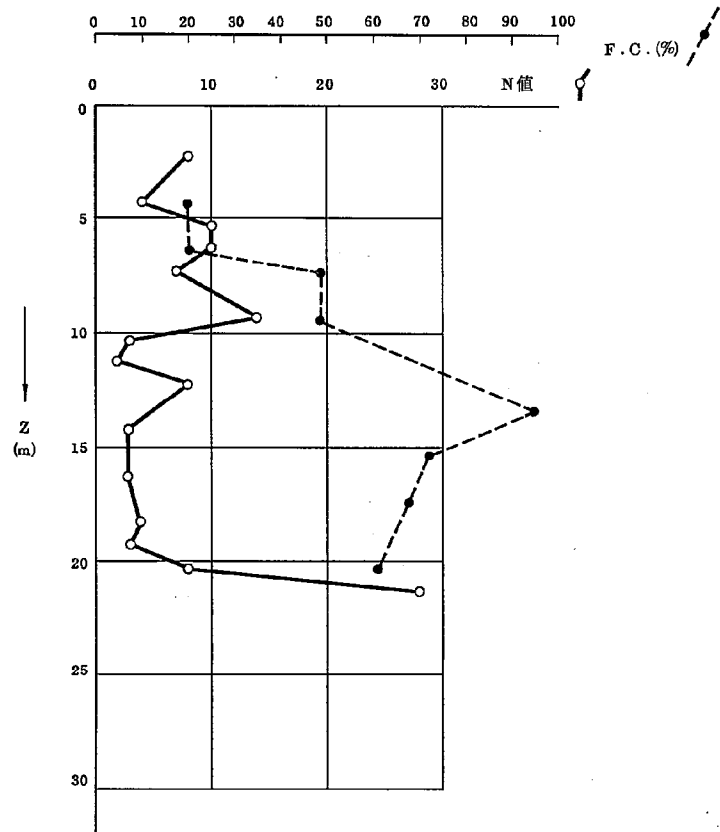


图 5-14 (a) Bor No. A-9

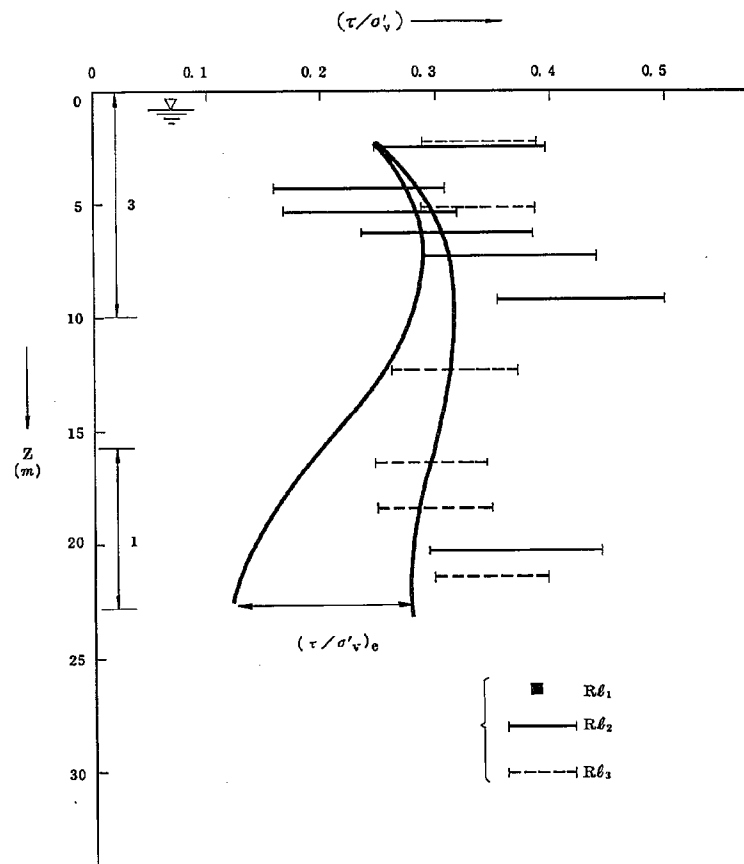


图 5-14 (b) Bor No. A-9

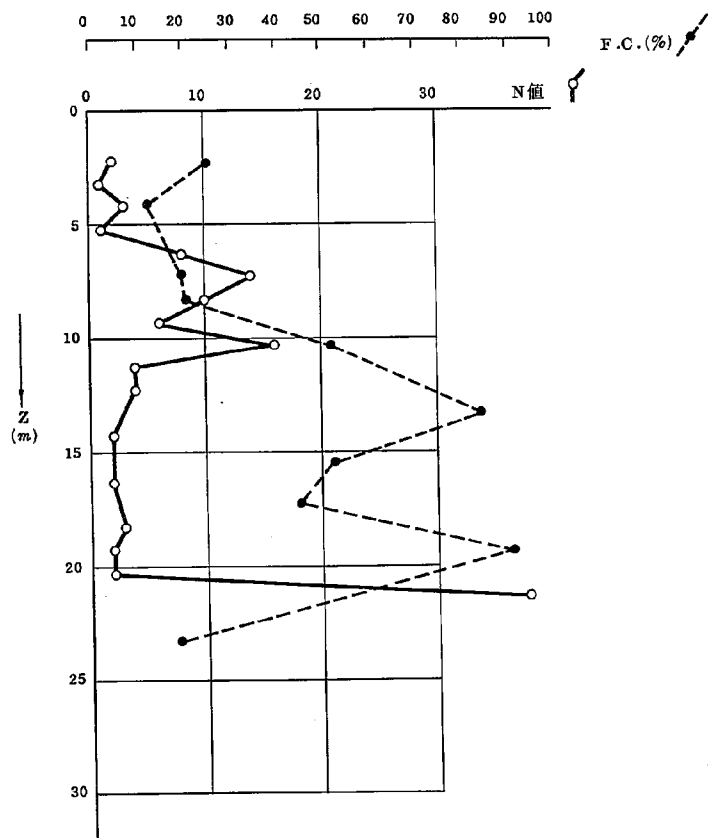


图 5-15(a) Bor No. A-10

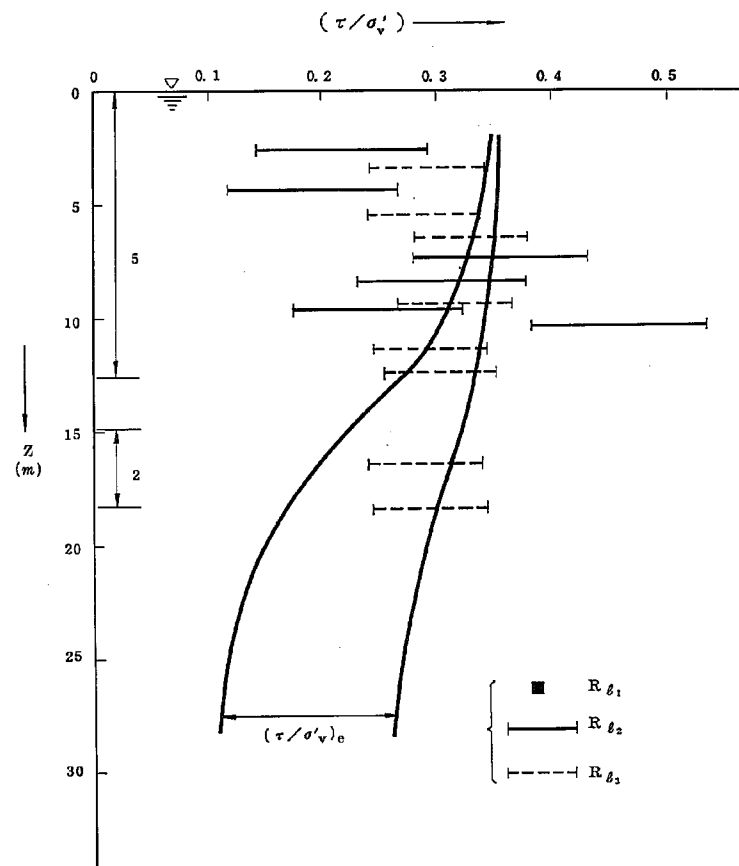


图 5-15(b) Bor No. A-10

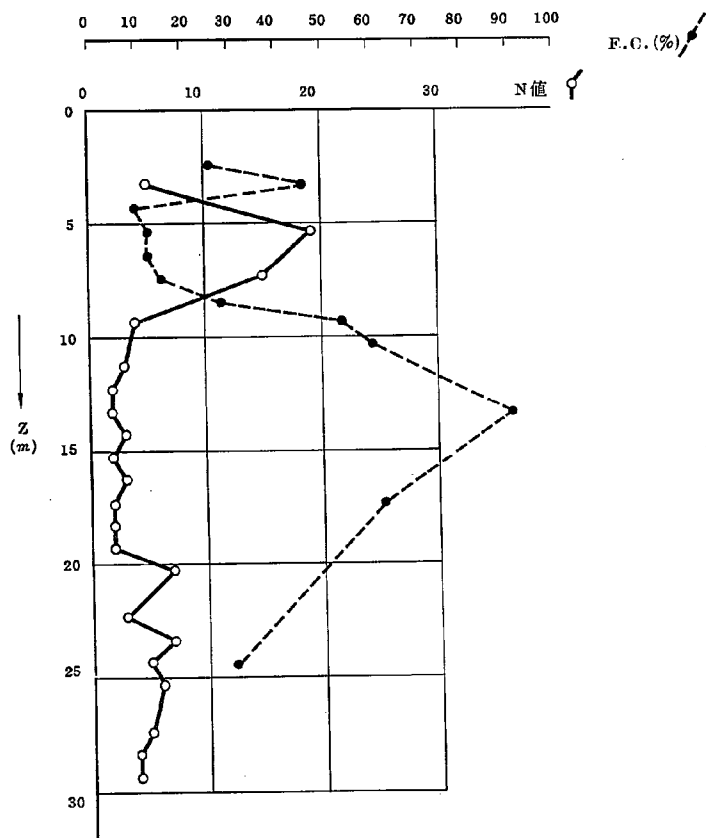


图 5-16(a) Bor No. A-11

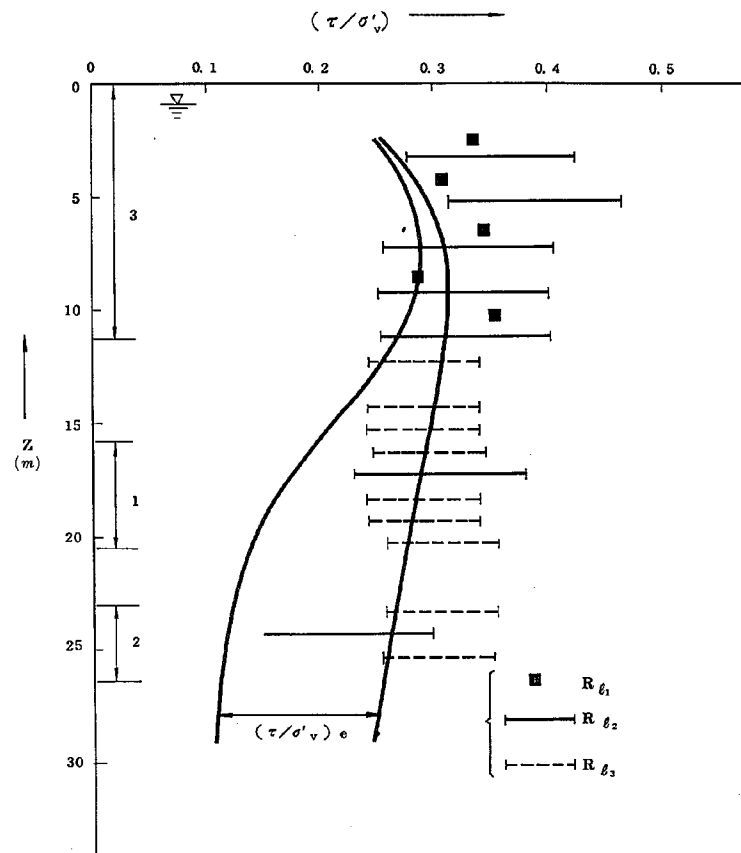


图 5-16(b) Bor No. A-11

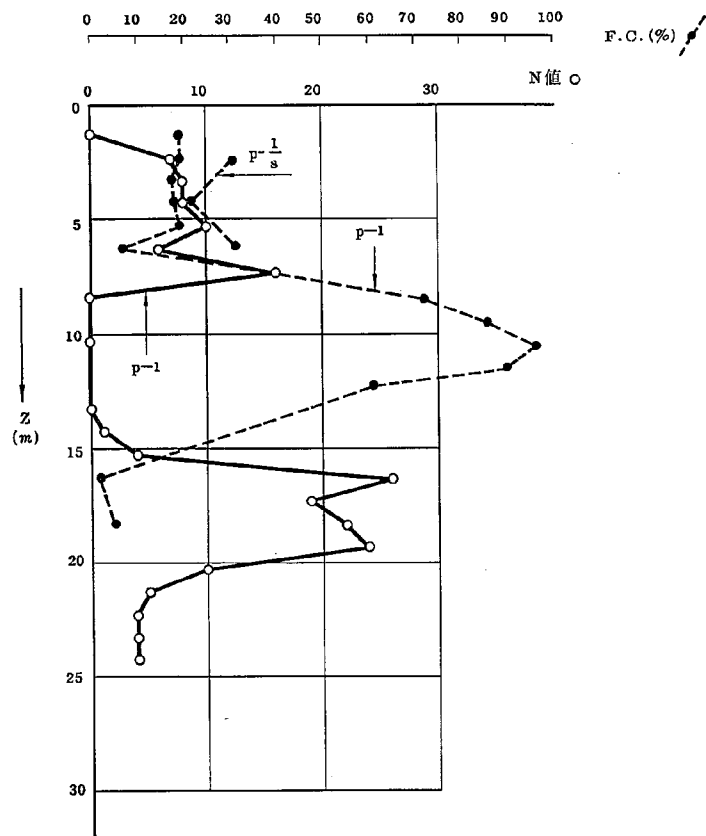


图 5-17(a) Bor No. P-1、P-1s

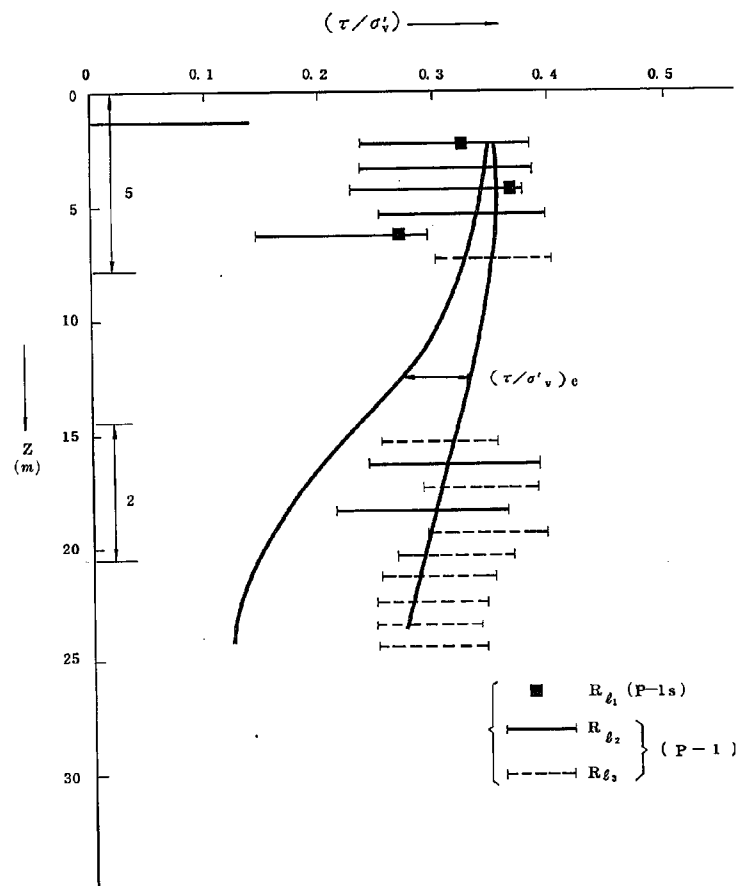


图 5-17(b) Bor No. P-1、P-1s

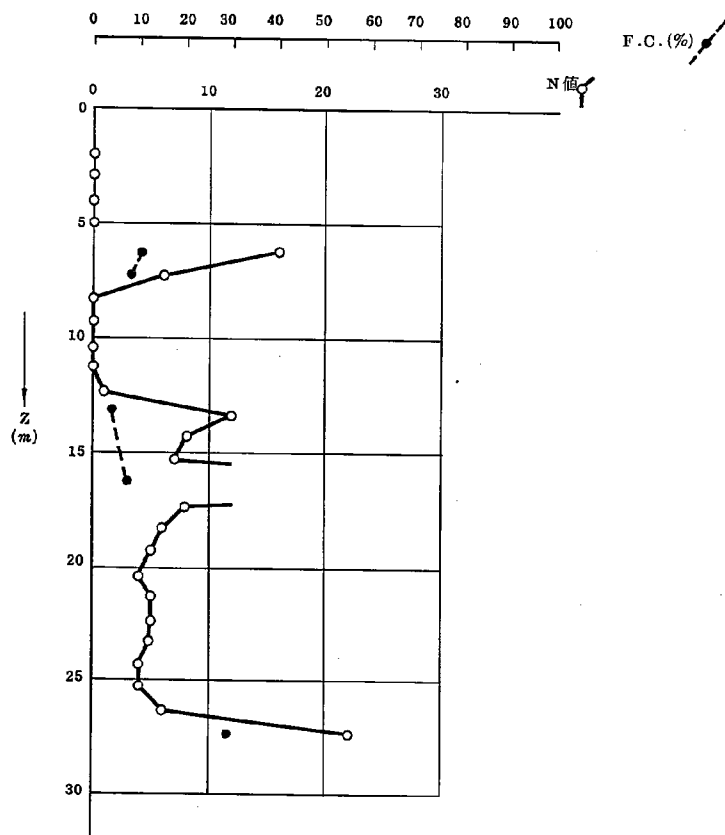


图 5-18(a) Bor No. P-2

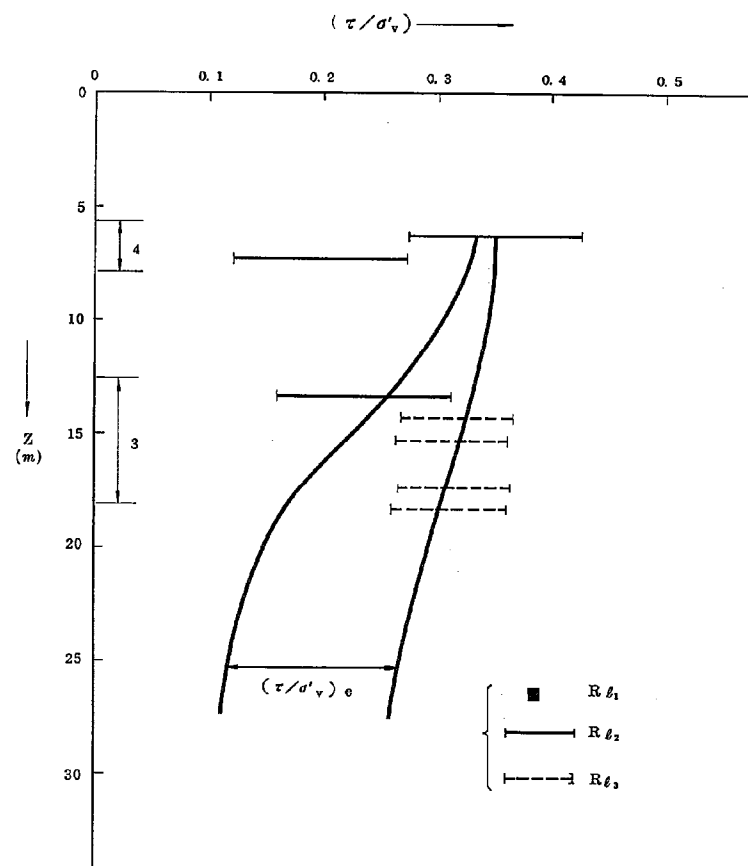


图 5-18(b) Bor No. P-2

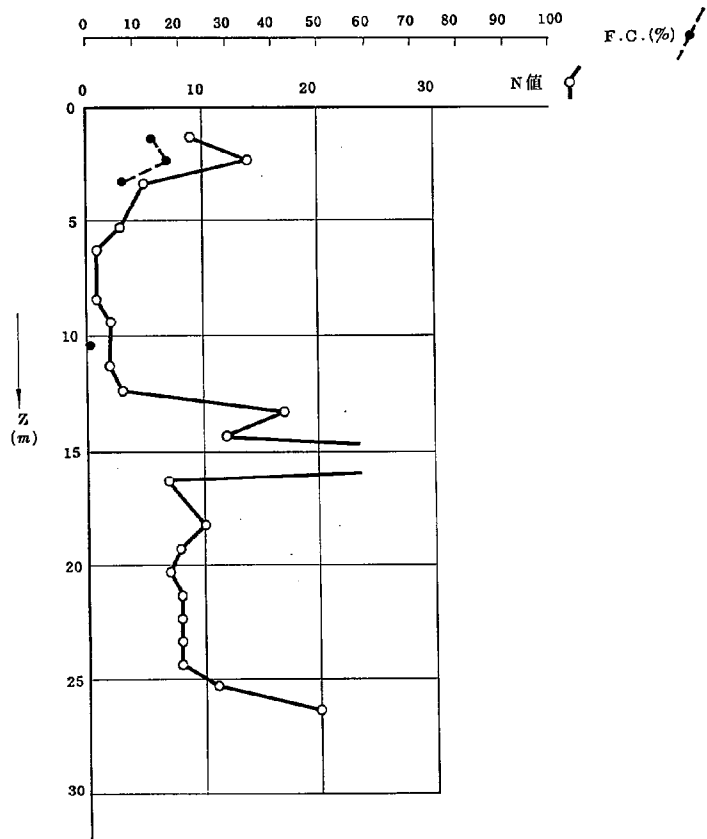


图 5-19(a) Bor № P-3

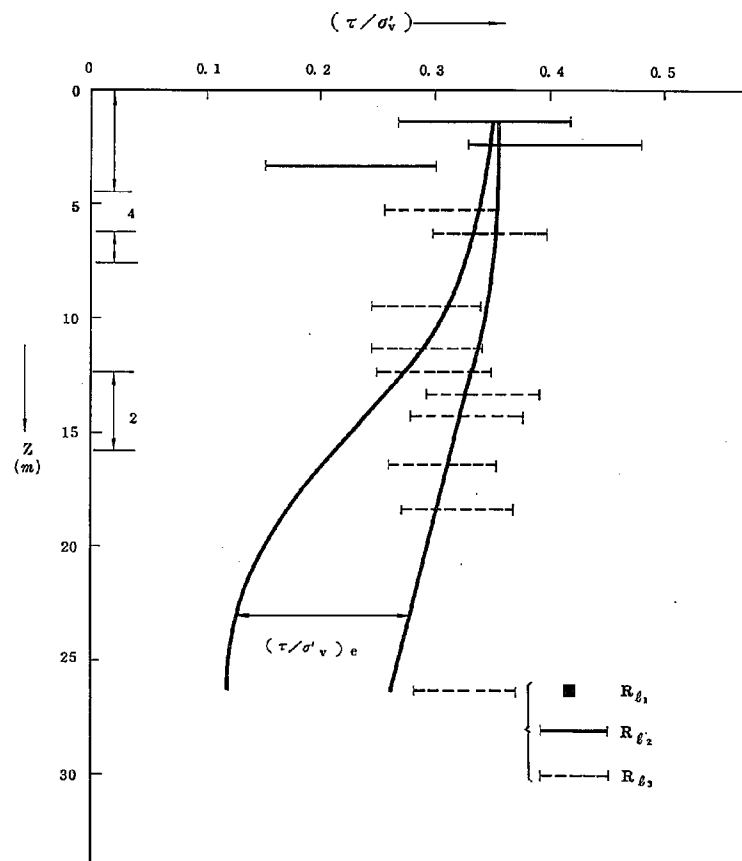


图 5-19(b) Bor № P-3

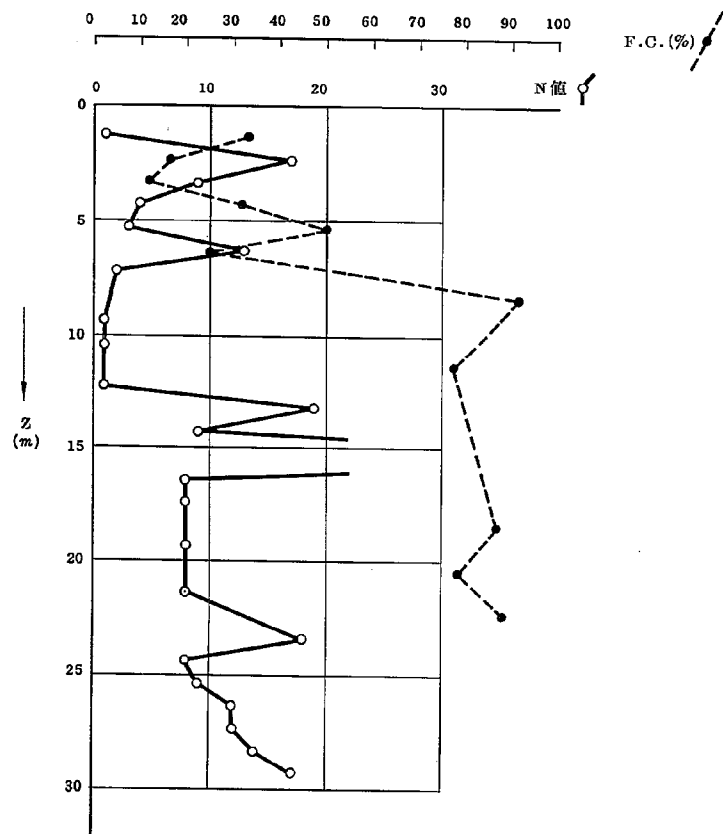


图 5-20 (a) Bor № P-3'

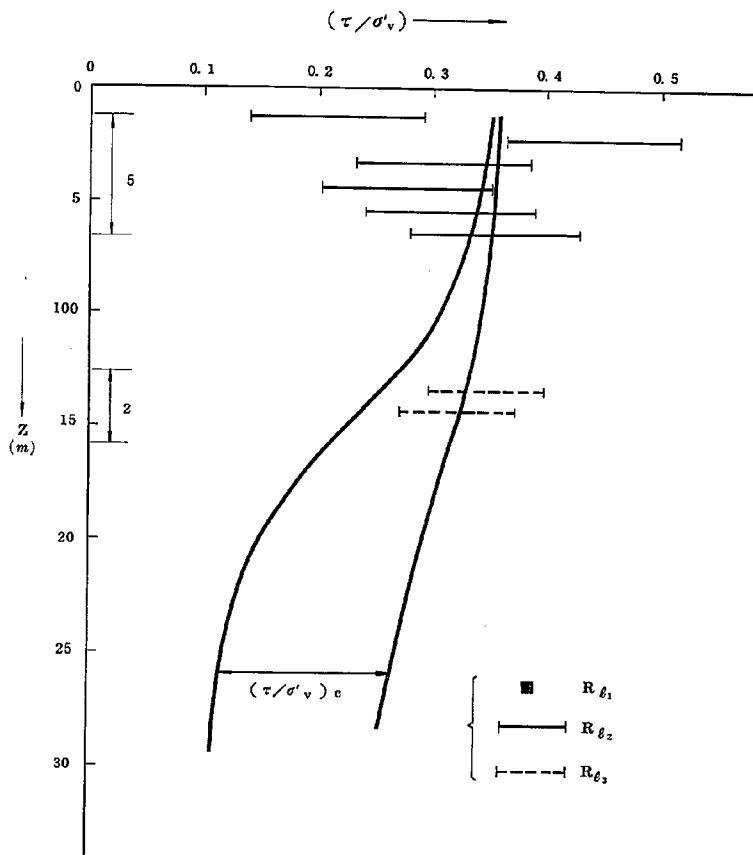


图 5-20 (b) Bor № P-3'

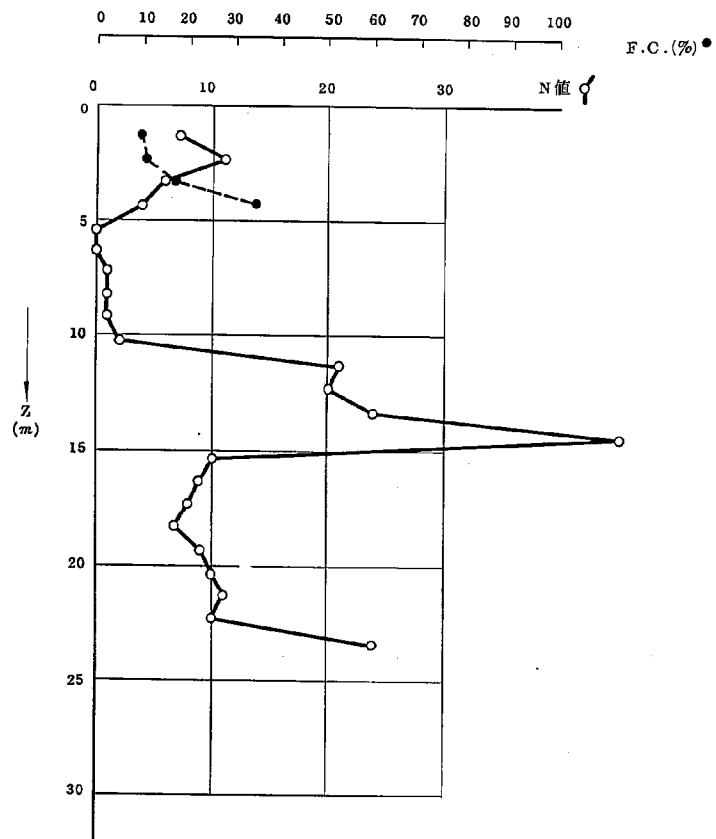


图 5-21 (a) Bor N_0 P-3"

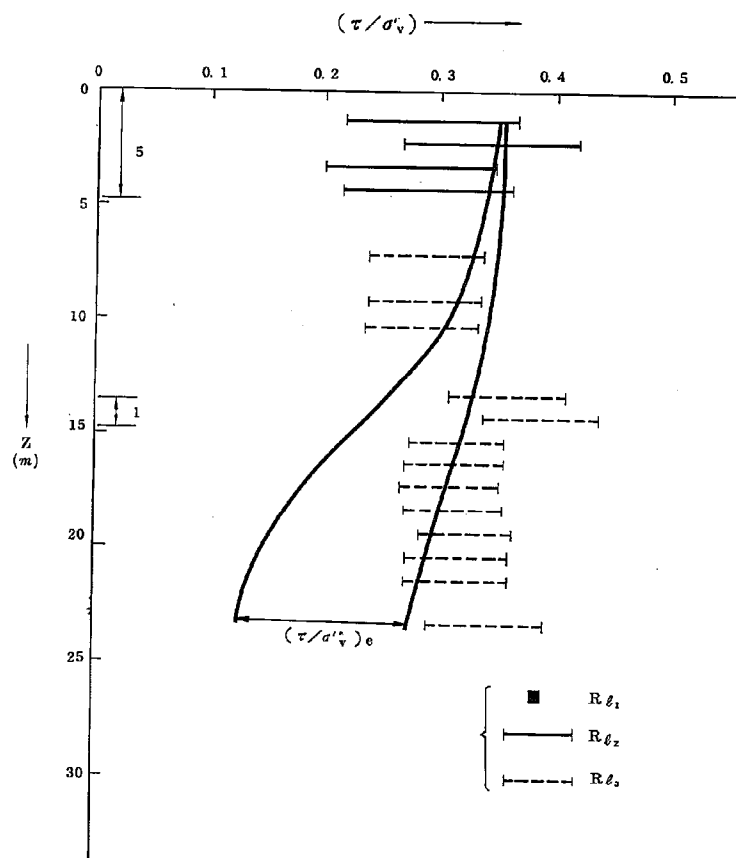


图 5-21 (b) Bor N_0 P-3"

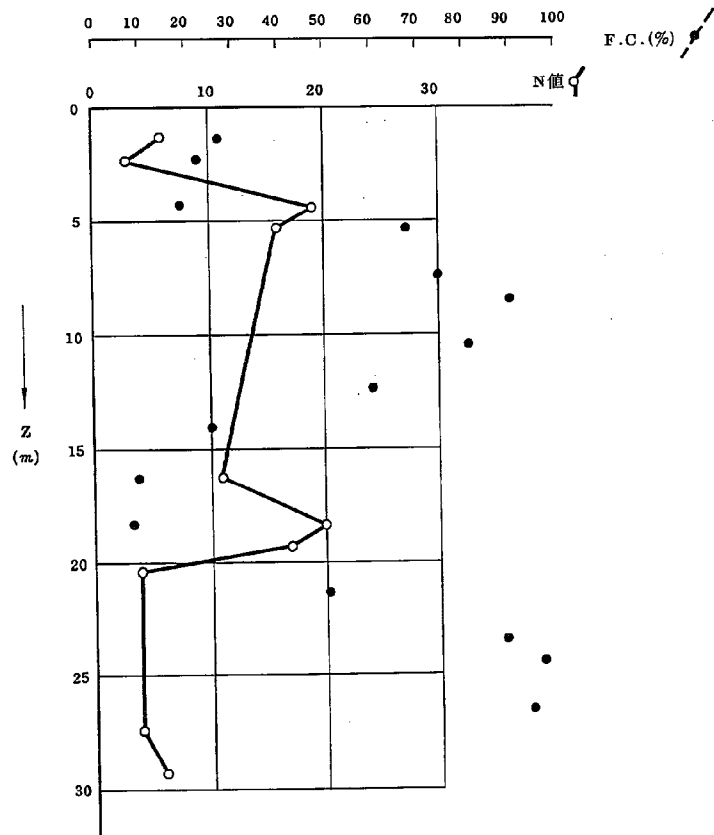


图 5-22(a) Bor No. P-4

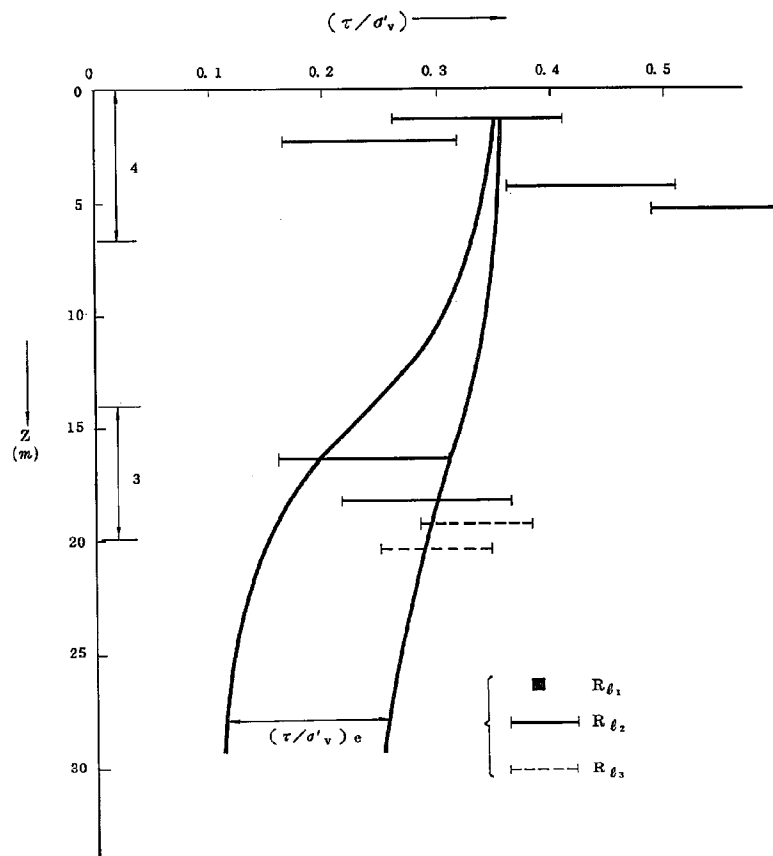


图 5-22(b) Bor No. P-4

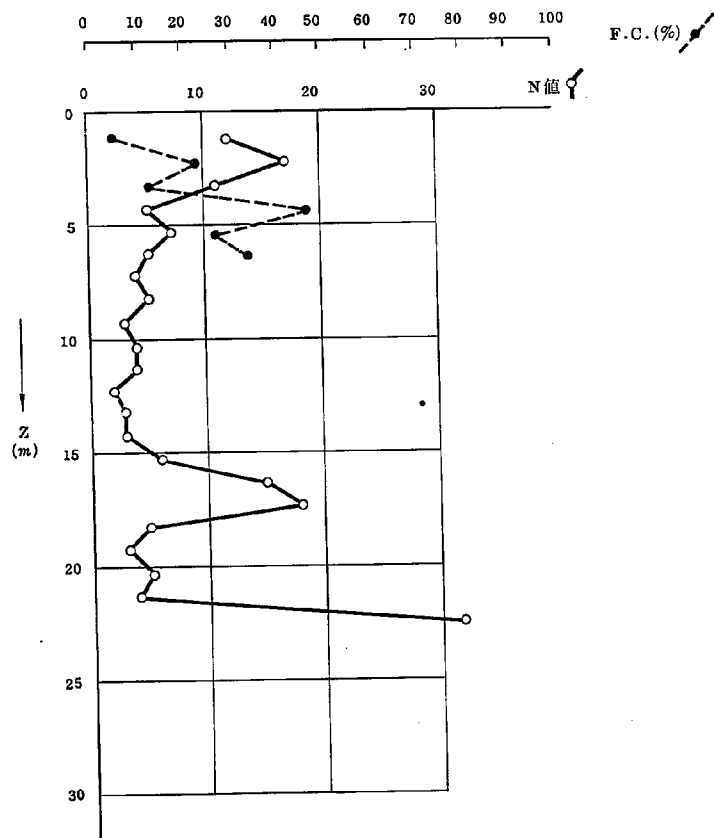


图 5-23 (a) Bor №. P-4'

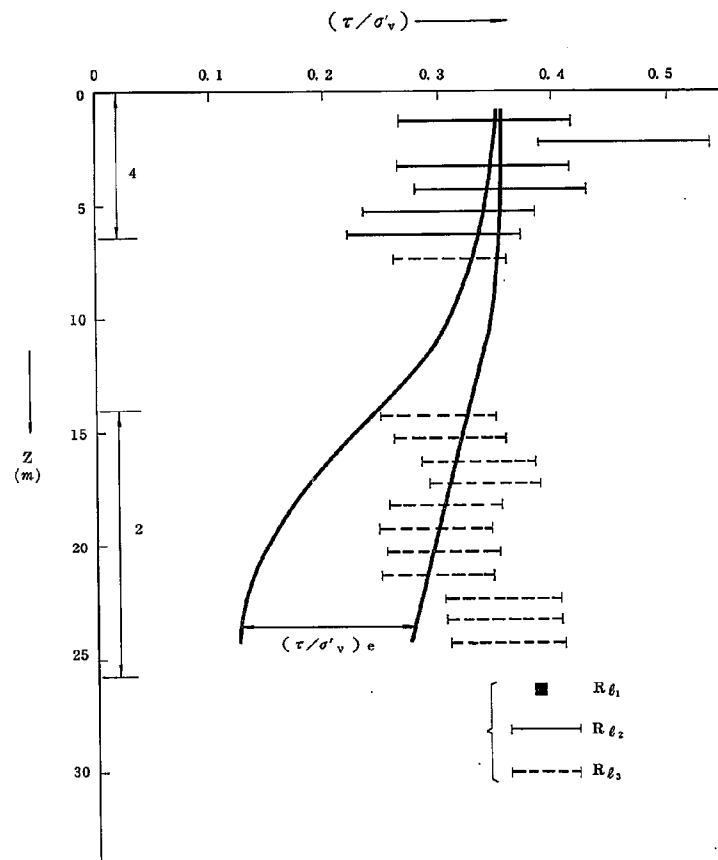


图 5-23 (b) Bor №. P-4'

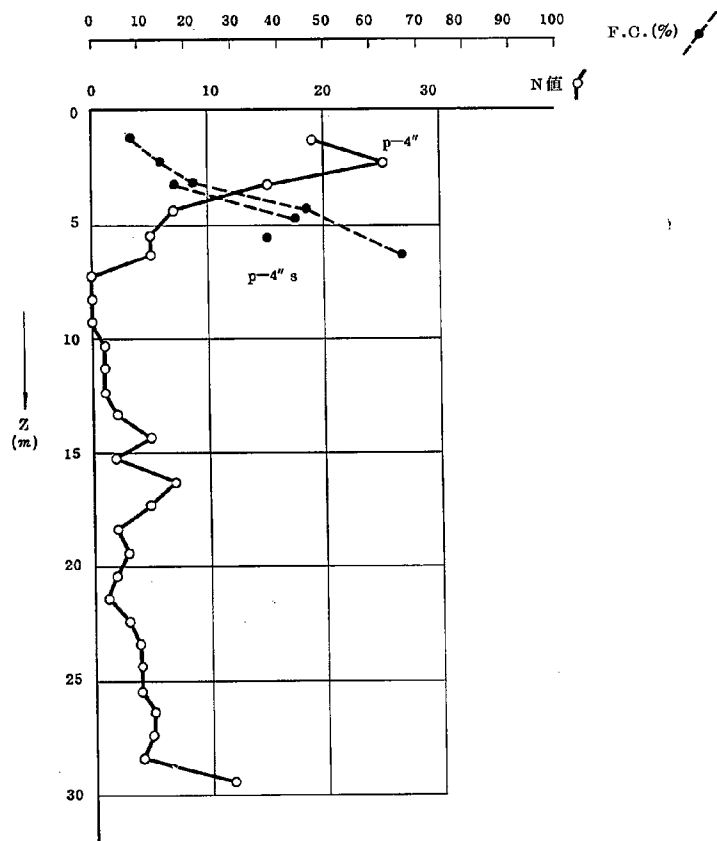


图 5-24 (a) Bor № P-4'' P-4''s

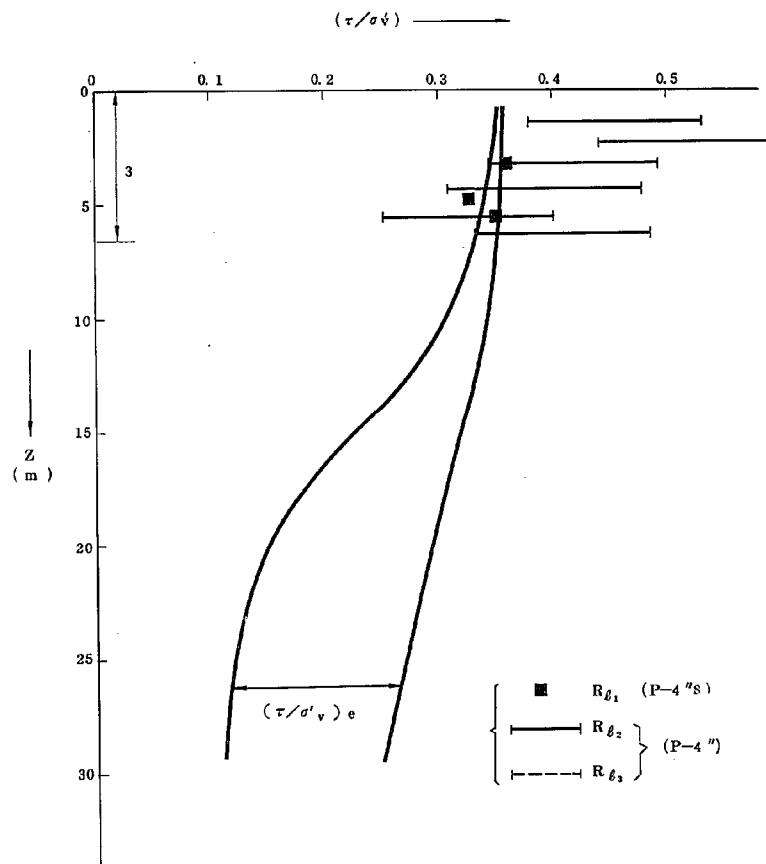


图 5-24 (b) Bor № P-4'' P-4''s

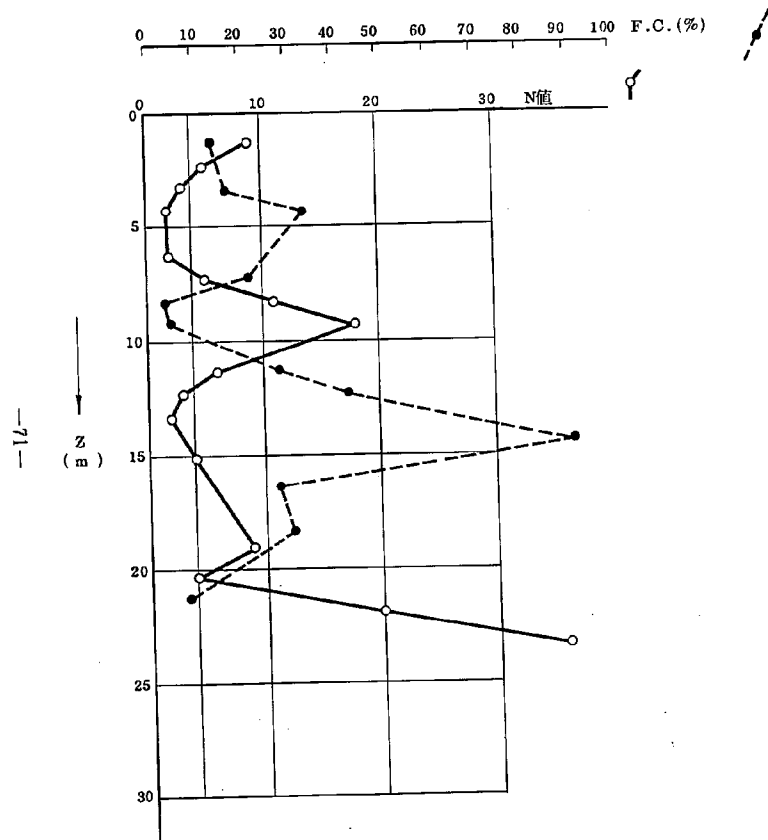


图 5 - 25 (a) Bor № P - 5

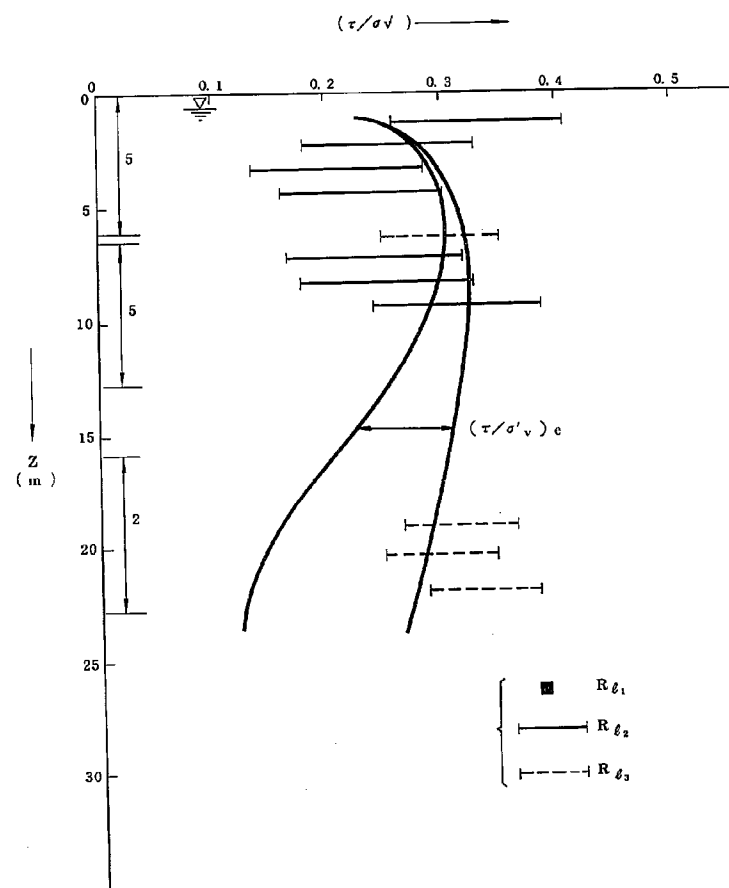


图 5 - 25 (b) Bor № P - 5

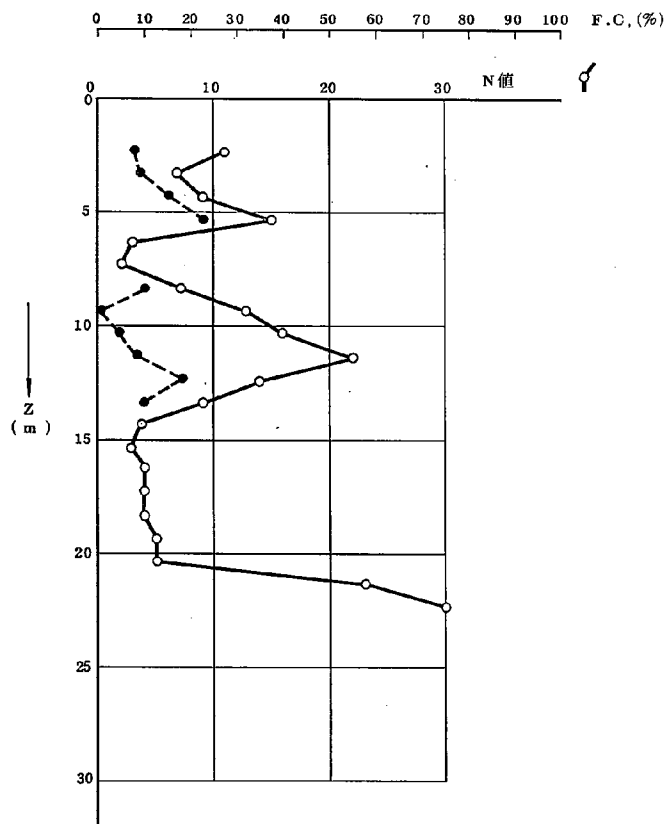


图 5-26(a) Bor No. P-5'

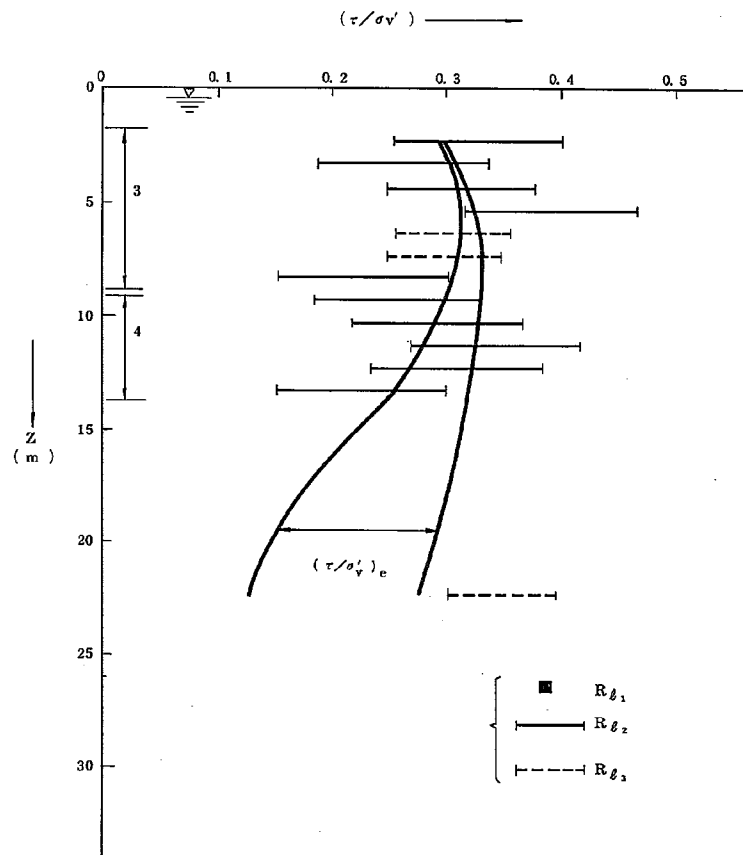


图 5-26(b) Bor No. P-5'

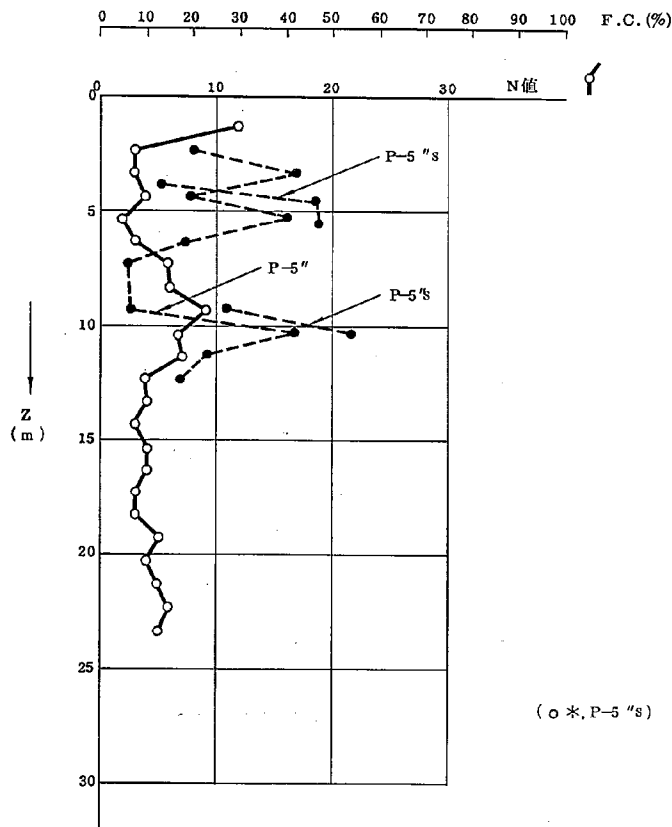


图 5-27(a) Bor № P-5'', P-5''s

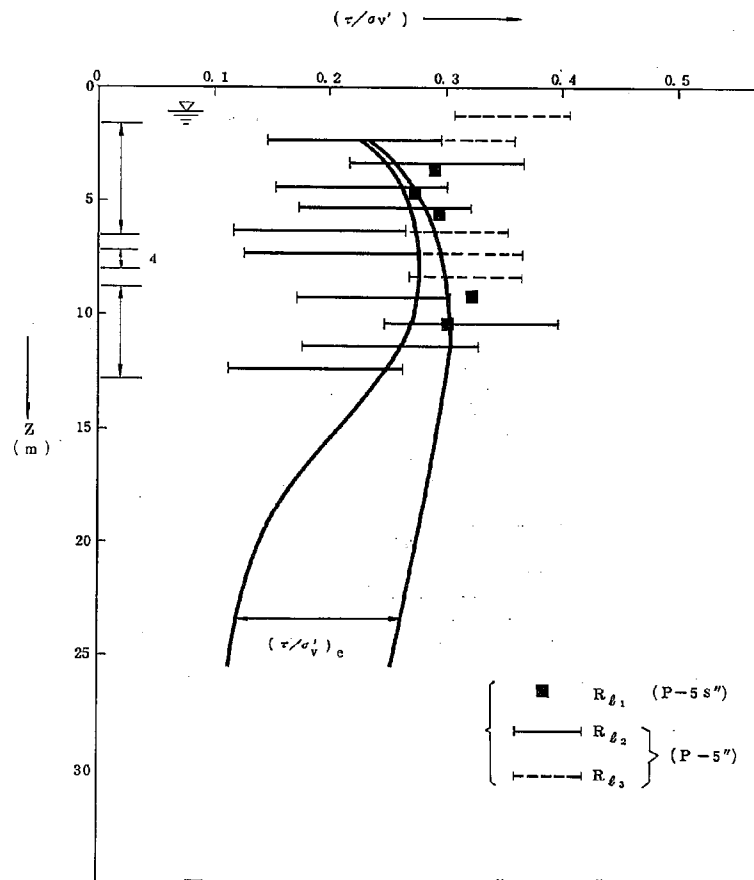


图 5-27(b) Bor № P-5'', P-5''s

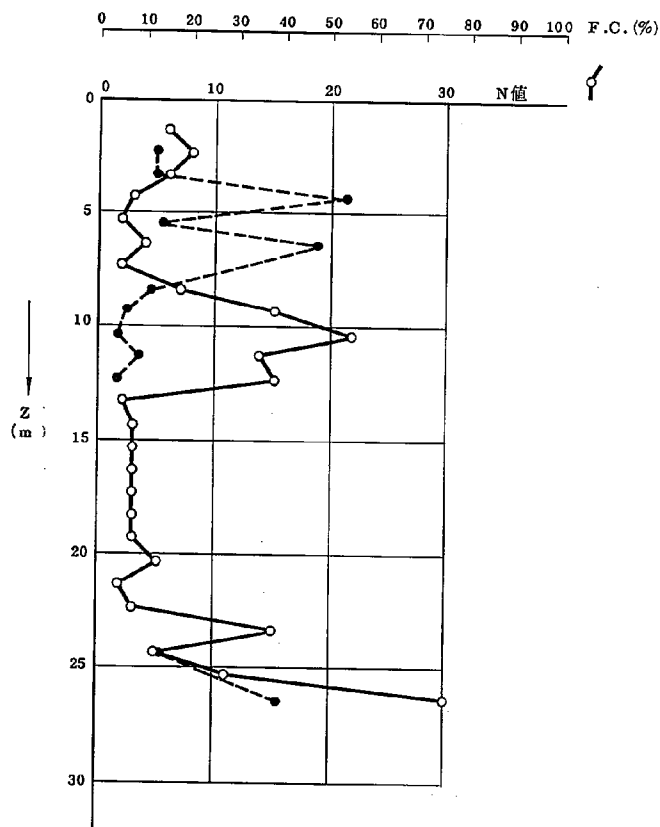


图 5-28(a) Bor № P-6

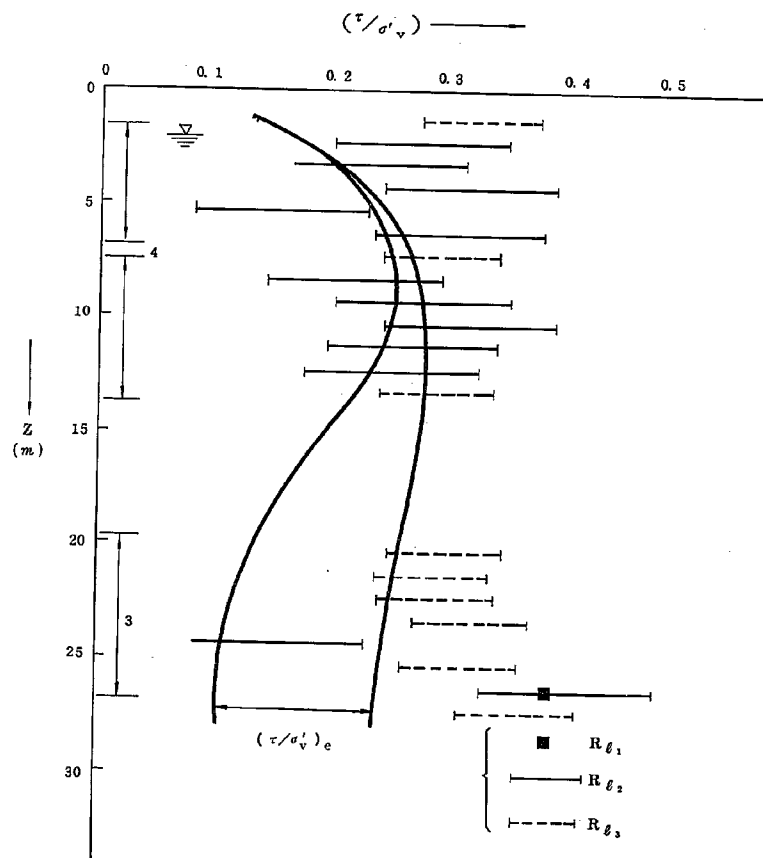


图 5-28(b) Bor № P-6

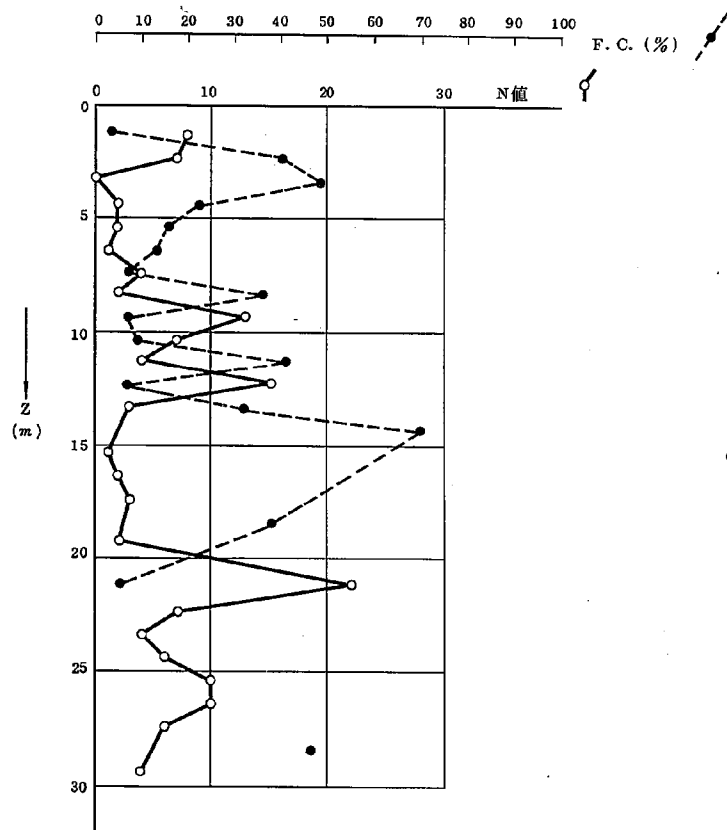


图 5-29(a) Bor. No. P-7

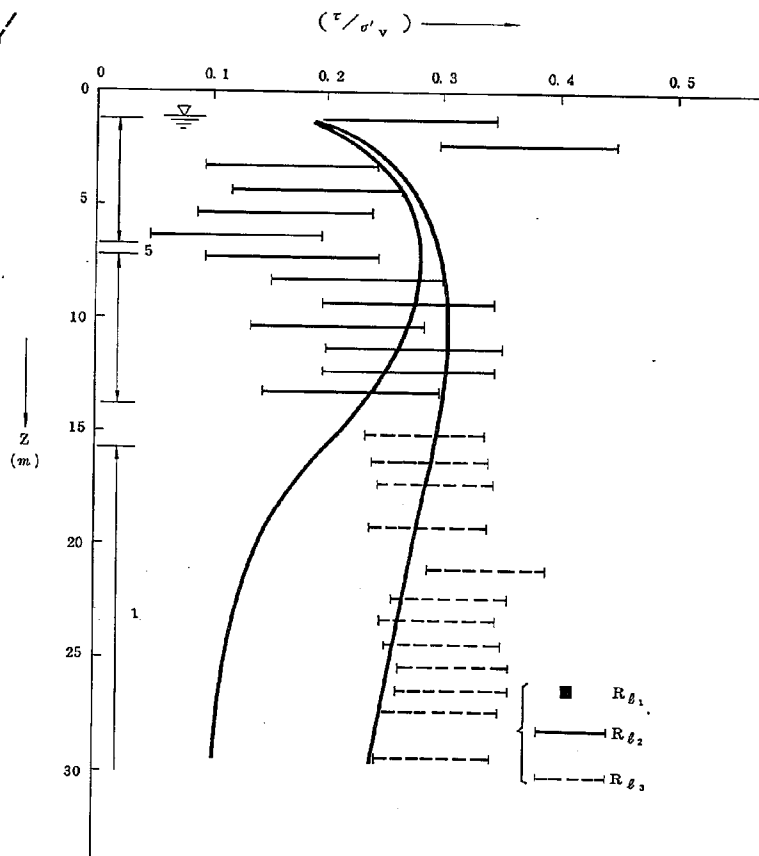


图 5-29(b) Bor. No. P-7

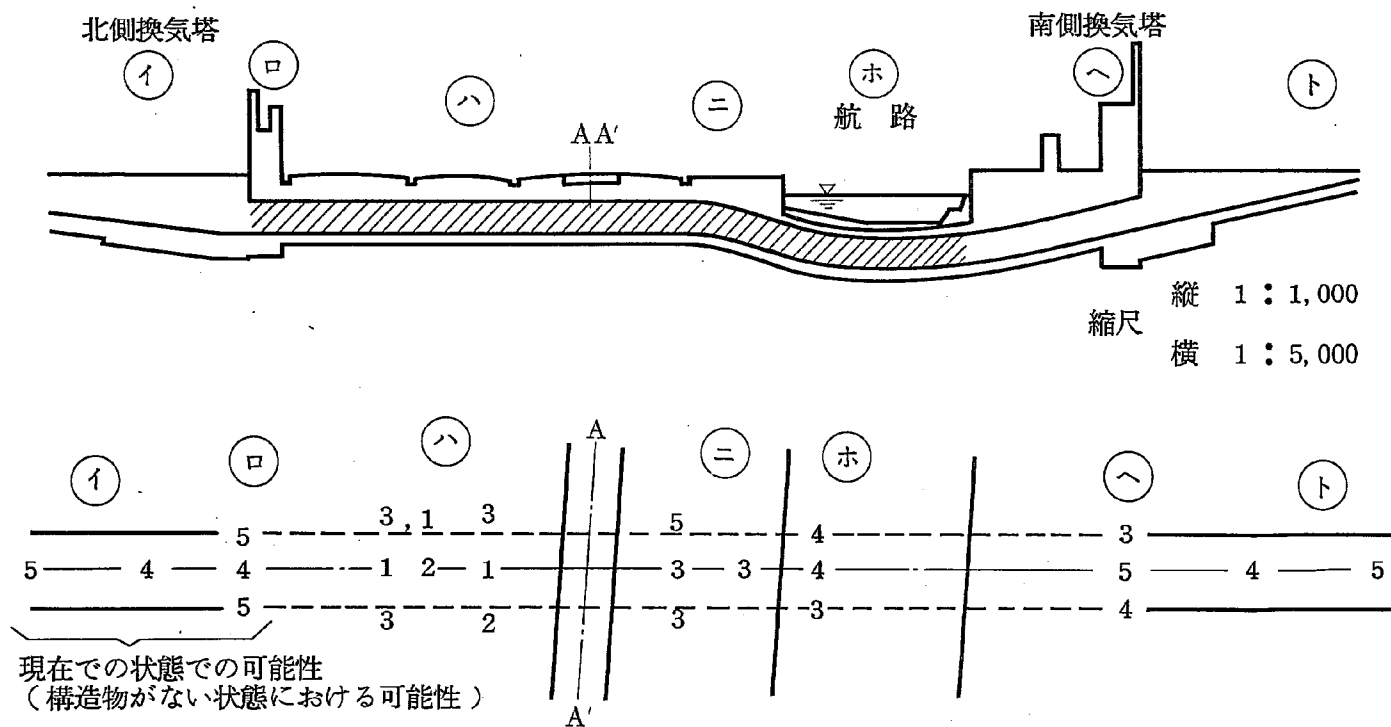


図 5 - 30 深さ 0 ~ 10 m までの流動化の可能性
(数字が大きい程、可能性が大きい)
(表 5 - 2 を参照)

6 動的強度実験式 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = R_\ell = 0.0042 D_r^* + 0.0035 S$ の検討

今回の実験から定めた式

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = R_\ell = 0.0042 D_r^* + 0.0035 S \quad (6-1)$$

ここで、

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell \text{ は、時間最大応力比 } \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_e \text{ と比較すべき流動化強度} \\ D_r^* = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad (\sigma_v'; \text{kg/cm}^2) \\ S: \text{細粒分含有率}(\%) \end{array} \right.$$

をこれまでの流動化の履歴によって検討してみるのには意味があろう。図6-1のデータはSeed(1976)⁷⁾によるもので、これまでの各国における流動化の生じたところ、生じなかったところのデータを次の型でとりまとめたものである。

地震荷重は次式で求めた。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{av} = 0.65 \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} r_d \quad (6-2)$$

ここで、 $(\alpha_s)_{\max}$ は地表最大加速度(推定値もしくは記録値、gal) $g = 980 \text{ gal}$ 、 σ_v は上載圧、 σ_v' は有効上載圧、 r_d は地盤の弾性的性質による通減率で図4-2による。一方、地盤の強度は、 N 値から次式によって求めた。

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (6-3)$$

ここで、 $C_N = 1 - 1.25 \log(\sigma_v'/\sigma_1)$

$$\sigma_1 = 1.076 \text{ kg/cm}^2$$

一方、(6-1)式による強度 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell$ は、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_e = \frac{(\alpha_s)_{\max}}{g} \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) r_d \quad (6-4)$$

と比較すべき値である。従って、(6-2)式、(6-3)式によるデータと(6-1)式による値を比べるには、(1)式による $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell$ を0.65倍しなければならない。すると、(1)式から

$$0.65 \times \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = 0.65 \times 0.0042 \times 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.0035 S \quad (6-5)$$

(6-5)式に $\sigma_v' = 1.076 \text{ kg/cm}^2$ を代入して、次式が得られる。

$$0.65 \times \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = 0.0430 \sqrt{N_1} + 0.002275 S \quad (6-6)$$

これを $S = 0, 5, 10, 20, 40\%$ について示したのが図6-1中の実線である。(6-1)式を求める時に用いたデータは $N_1 < 20$ のものだけだから、 $N_1 < 20$ の部分についてのみ図示した。流動化

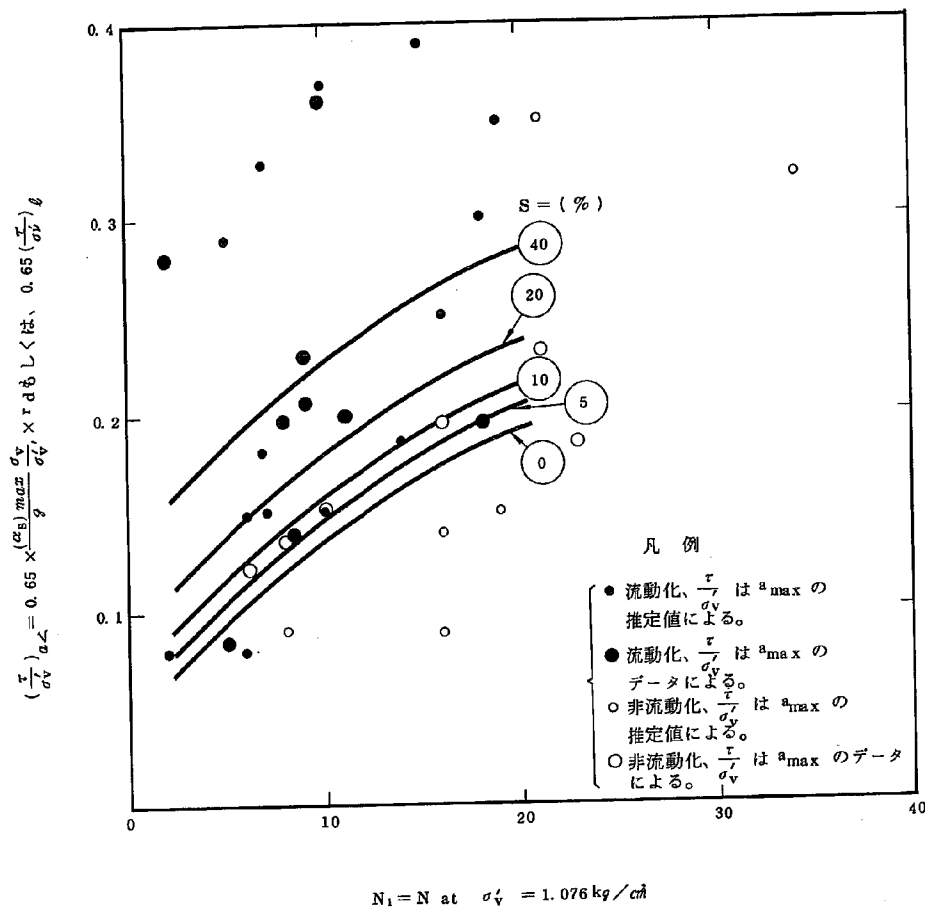


図 6-1 (6-1) 式の流動化履歴による検討

履歴地点の S が 0 ~ 20 % であれば、(6-6) 式は、これまでの流動化履歴地点におけるデータと非流動化地点におけるデータをよく区別しているといえる。従って、(6-1) 式はこれまでの流動化履歴に照らしてもほぼ妥当な式といえるであろう。

次に、(6-1) 式における $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = R_\ell$ であらわされる手法について検討してみる。 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = R_\ell$ は、前にも述べたように「原位置の流動化強度を時間最大動的セン断応力比 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{max}}$ と比較するならば、その値は、 $\sigma_v' = \sigma_v'$ とした動的三軸試験で得られる $N = 20$ 回での動的セン断強度 R_ℓ としてよい」ことを意味している。これを元にもどって詳しく書くと、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell = \frac{1 + 2 K_o}{3} \times \left(\frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.70}\right) \times 0.9 \times R_\ell = R_\ell \quad (6-7)$$

今、流動化しやすさのインデックス (Liquefaction Potential Index, LPI) を次式で定義する。

$$LPI = \frac{\text{動的セン断応力比}}{\text{流動化抵抗応力比}} \dots\dots\dots (6-8)$$

この報告で用いた手法によると、

$$LPI = \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_e}{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_\ell} = \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{\max}}}{R_{\ell_{20}}} \dots\dots\dots (6-9)$$

ここで、 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{\max}}$ は時間最大動的応力比
 $R_{\ell_{20}}$ は $N = 20$ 回における動的三軸でのセン断強度

一方、Seed (1976)⁷⁾ の手法によると、地震荷重は

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{av} = 0.65 \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{\max}} \dots\dots\dots (6-10)$$

であらわされる。一方、強度は、マグニチュード M によって異なる値を持つ等価くりかえし回数 N_{eq} によって決める。又、動的三軸での強度に Cr なる補正係数をかけることによって原位置での強度を得る。即ち、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{\text{原位置強度}} = Cr \cdot R_{\ell_{N=N_{eq}}} \dots\dots\dots (6-11)$$

Cr は、Seed (1976)⁷⁾ によると次のようになる。

K_0		Cr
0.4	$\approx$	0.57
1.0	$\approx$	0.9 ~ 1.0

これから、内挿によって $K_0 = 0.5$ の値を求めると

$$Cr = 0.633 \dots\dots\dots (6-12)$$

になる。一方、 N_{eq} も Seed (1976)⁷⁾ によって次のように与えられている。

M	N_{eq}	$R_{\ell_{N=N_{eq}}}$
8	21	$R_{\ell_{20}}$
7	10	1.14 $R_{\ell_{20}}$
6	4	1.44 $R_{\ell_{20}}$

各 N_{eq} の値に対する $R_{\ell_{N=N_{eq}}}$ の値と $R_{\ell_{20}}$ との関係を、Seed (1976)⁷⁾ の用意した標準的 $R_{\ell} \sim N$ 曲線から読みとった結果も同時に上に示した。以上の数値から Seed の手法による LPI を求めると、

$K_0 = 0.5$ に対して

$$LPI = \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{av}}{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{\text{原位置強度}}} = \frac{0.65 \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{\max}}}{0.633 \times R_{\ell_{N=N_{eq}}}}$$

$M = 6$ に対して

$$LPI = 0.71 \cdot \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right)_{e_{\max}}}{R_{\ell_{20}}}$$

$$\begin{array}{l}
 M=7 \text{ に対して} \\
 LPI = 0.90 \cdot \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_{v'}}\right)_{e_{\max}}}{R\ell_{20}} \\
 \\
 M=8 \text{ に対して} \\
 LPI = 1.03 \cdot \frac{\left(\frac{\tau}{\sigma_{v'}}\right)_{e_{\max}}}{R\ell_{20}}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} M=7 \\ M=8 \end{array}} \right\} \dots\dots\dots (6-13)$$

従って、本報告で用いた(6-9)式によるLPIの値は、Seedの手法による(6-13)式であらわされたLPIの値よりやや小さいといえるが、ほぼ同じような値であるといえよう。特に、Mが小さい時は(6-9)式によるLPIは(6-13)式によるLPIよりやや大きくなるが、今回の解析で用いた $(\alpha_s)_{\max} = 170 \text{ gal}$ は、 $M=7.6$ の場合に相当していることを考えると、両手法によるLPIはほとんど差はないといえよう。

謝

辞

本調査のうち、地盤調査・土質調査は、建設省関東地方建設局が行ったものである。また、東亜建設工業株式会社広瀬誠氏、基礎地盤コンサルタンツ株式会社安田進氏、佐藤弘行氏の協力を得ている。関係各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 大橋昭光・岩崎敏男・龍岡文夫・宮田浩邇(1976)、「東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査」土木研究資料 1170 号
- 2) 石原研而・安田進(1975)、「液状化に及ぼす地震波の不規則性と初期拘束圧の影響」土と基礎 6 月号、Vol.23、№6、Series №208.
- 3) Yoshimi, Y. and Tohno, I. (1973), "Statistical Significance of the Relative Density", ASTM, STP. №523
- 4) 吉見吉昭(1977)、「砂の相対密度測定法の試案」第12回土質工学研究発表会、昭和52年度発表講演集
- 5) Lee, K. L. and Fitton, J. A. (1968), "Factors Affecting the Cyclic Loading of Soil", Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM, STP 450, pp.71 ~ 95.
- 6) 石原研而・袖川正人(1973)、「細粒分を含む飽和砂の液状化」、第8回土質工学研究発表会講演集
- 7) Seed, H. B. (1976), "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquakes", State-of-the-Art Report, Preprint of ASCE Annual Convention and Exposition on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia.