

技 術 報 告 集

第 25 号

昭和 60 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

①	法面を持つ盛土のクーロン土圧解析	道 部 短 大	今井芳雄	1
②	せん断履歴を受けた密詰め飽和砂の動的強度	北 見 工 大	鈴木輝之	7
③	主応力回転時の異方性砂の変形特性	室 蘭 工 大 北 大 工 学 部	三浦清一 ○三浦均也・土岐祥介	13
④	飽和砂の低圧下における応力-ひずみ挙動	北 大 工 学 部 室 蘭 工 大 北 大 工 学 部	土岐祥介 三浦清一 ○山下 聡・劉 朝鋼	23
⑤	自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断特性の 異方性とその評価法	室 蘭 工 大 北 大 工 学 部	三浦清一 土岐祥介・○斉藤義浩 岡積敏雄	33
⑥	回転応力経路下の砂の三次元硬化特性	北 大 工 学 部 室 蘭 工 大 北 大 工 学 部	土 岐 祥 介 三 浦 清 一 ○林 法 雄・遠藤尚志	43
⑦	白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(3) —岩盤分類と支持力—	開 発 局 室 蘭 開 建	大橋 猛・池田憲二 ○大沼秀次	53
⑧	白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(4) —各種手法による液状化の総合判定—	開 発 局 室 蘭 開 建	大橋 猛・○池田憲二 大沼秀次	63
⑨	大径ぐいの水平抵抗について	開 発 局 土 木 試 験 所	○石川博之・森 康夫	71
⑩	グラベルパイル工法による液状化防止効果に関する 現場実験について	北 海 道 電 力	宮前繁也・松下啓郎 ○高野 準	77
⑪	"Jerk" による地盤物性値評価の可能性	基 礎 地 盤 コ ン サ ル	佐田頼光・○稻 直美	87
⑫	函館本線手稲・琴似間軟弱地盤改良工事(杭網工法) における実態とその解析	国 鉄 札 幌 工 事 局	嶋 隆 司・○橋山英世	91
⑬	粘土の衝撃圧縮試験 —供試体に変形抵抗を与えた場合— (続報)	室 蘭 工 大	朝日秀定	101
⑭	圧密度の評価における即時性沈下の重要性	基 礎 地 盤 コ ン サ ル	佐田頼光・○照井日出夫	107
⑮	欠 番			
⑯	泥炭の構成植物と圧縮特性	北 海 道 工 大 北 大 農 学 部	○神谷光彦 梅田安治	111
⑰	泥炭の非排水せん断特性	北 大 工 学 部	三田地利之・○藤原幸彦	117

- ⑱ 飽和粘土供試体の中央位における間隙水圧測定…………… 函 館 高 専 ○佐野信房・岩淵祐…………127
- ⑲ 粘性土の非排水伸張強度におよぼす紙形状の影響…………… 北 大 工 学 院 三田地利之・工藤 豊…137
北 大 大 学 院 ○木幡行宏
- ⑳ 異方圧密粘土の応力一ひずみ挙動の予測…………… 北 大 工 学 院 三田地利之……………145
北 大 大 学 院 ○中嶋 徹・木幡行宏
- ㉑ 水分状態が粗粒材の強度に及ぼす影響…………… 開発局土木試験所 岸 洋一……………155
上山 試 錐 工 業 ○月館瑞寛
北 海 道 工 大 今井義則
- ㉒ R B S Tによる岩盤せん断強度の測定例…………… 応用地質調査事務所 七崎則哉・○井上和明…163
中沢広行
- ㉓ 道内火山灰土の土工上の分類について…………… 開発局土木試験所 能登繁幸・川西 是……………171
奥田 聡・○原田厚子
- ㉔ 改良赤土の品質管理法の一考察…………… 開発局室蘭開建 小渡敏彦……………181
北海道開発コンサル 河合裕志・由良桂一
○本間公康
- ㉕ オートマチックラムサウンドの適用性と実施例…………… 応用地質調査事務所 東沢 敏・○藤岡雄二…185

法面を持つ盛土のクーロン土圧解析

道都短期大学

今井芳雄

§1. 昭和51年12月土質工学会北海道支部の土圧講習会テキスト P.173 に法面を持つ盛土の Retaining Wall 図があるが Wall に及ぶ土圧式の解析がない

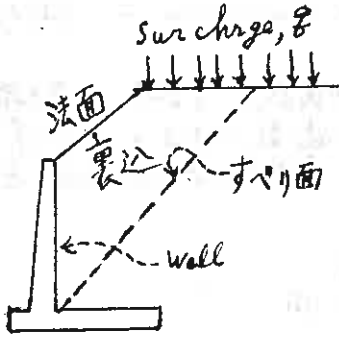


図-1.1

本論は Wall 下部から平面すべり面を仮定する Charles Augustin Coulomb (1736~1806) の解析理論に従い Wall に直接作用する土圧を解析するものである
 土の内部まさつ角 ϕ , 土圧の鉛直となす角 ψ , 土の単位体積重量 W , を自由に与らふことが出来るのである (図-1.1)

§2. 土圧式 (その一)

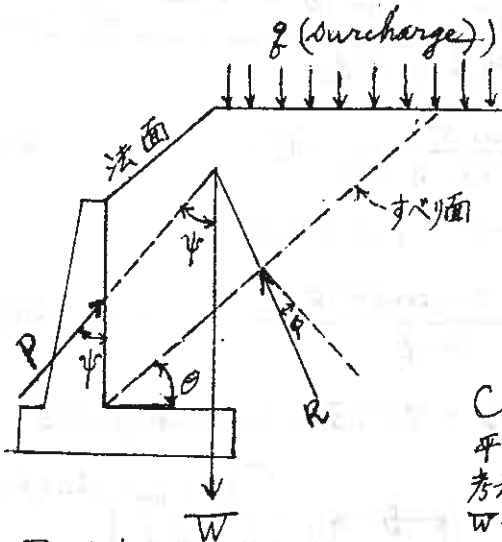


図-2.1

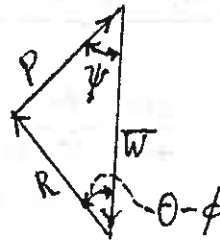


図-2.2

Charles Augustin Coulomb の平面すべり面の仮定によつて土圧 P を考える (図-2.1)

W ... すべり面上の土塊 及び q Surcharge, q の合計重量

R ... すべり面の W に及ぶ反力

ϕ ... 土の内部まさつ角, ψ ... 土圧 P の鉛直となす角

Coulomb によると Retaining Wall の土圧 P と W , R の三力を考え、これが釣合にあるとする。従つて R, P, W の三力は力の三角形をなして、閉合する (図-2.2)。然るときすべり面は、水平と θ の角をなす (図-2.1) から、すべり面の抵抗 R は W と $\theta - \phi$ をなすことになる。土圧 P , すべり面上の抵抗 R の

の着力点が、何処にあるかは力の三角形に入っていない 力の三角形(図-2.2)から土圧Pの式は

$$P = W \times \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin\{180^\circ - (\theta - \phi + \psi)\}} \quad \text{----- (2.1)}$$

$$= W \times \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)} \quad \text{----- (2.2)}$$

(2.1)式,(2.2)式右辺はθの増加に対し減少関数, 才2項はθの増大に対し、分子は増、分母は減であるから増加関数である。従ってPの最大値はθの或る値で存在する ∴ $\frac{dP}{d\theta} = 0$ を満たすθが最大土圧Pを与える。(2.2)式を微分する

$$\begin{aligned} \frac{dP}{d\theta} &= \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)} + \frac{d\left\{\frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)}\right\}}{d\theta} \cdot W \\ &= \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)} \\ &\quad + \frac{-\sin(\theta - \phi) \frac{d\{\sin(\theta - \phi + \psi)\}}{d\theta} + \sin(\theta - \phi + \psi) \frac{d\{\sin(\theta - \phi)\}}{d\theta}}{\sin^2(\theta - \phi + \psi)} \cdot W \end{aligned}$$

$$= \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)} + \frac{\sin \psi}{\sin^2(\theta - \phi + \psi)} \times W \quad \text{----- (2.3)}$$

ここで (2.3)式=0 すなわち $\frac{dP}{d\theta} = 0$ とおけば

$$W = - \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi) \cdot \sin(\theta - \phi + \psi)}{\sin \psi} \quad \text{----- (2.4)}$$

(2.4)式左辺Wはすべり面上に坐る土塊の重量と surcharge, fの全量との総和である。

§3. 土圧式 (その=)

すべり面の長さをrとし
 角θをdθだけ反時計方向に増すとき土塊重量と surchargeの合計はdWだけ減少する
 (図-3.1)

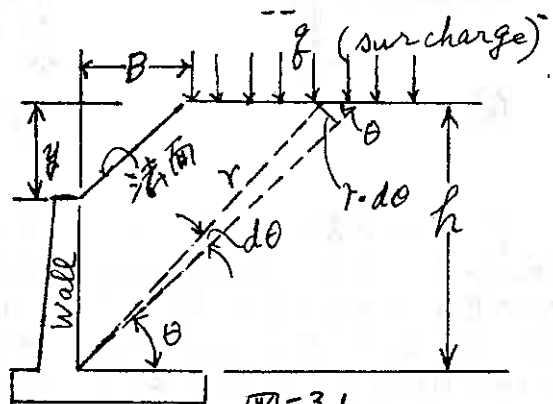


図-3.1

$$dW = - \left\{ r \cdot r d\theta \cdot \frac{1}{2} W + \frac{r \cdot d\theta}{\sin \theta} f \right\} \quad \text{----- (3.1)}$$

$$= - \left\{ \frac{1}{2} r^2 d\theta W + \frac{r^2 d\theta \cdot f}{r \sin \theta} \right\} \quad \text{----- (3.2)}$$

$$= - \left\{ \frac{1}{2} r^2 d\theta \left(W + \frac{2f}{h} \right) \right\} \quad \text{----- (3.3)}$$

$$\therefore \frac{dW}{d\theta} = - \left\{ \frac{1}{2} r^2 \left(W + \frac{2f}{h} \right) \right\} \quad \text{----- (3.4)}$$

この (3.4) 式を (2.4) 式右辺に代入すると

$$W = - (-) \frac{1}{2} r^2 \left(W + \frac{2f}{h} \right) \cdot \frac{\sin(\theta - \phi) \cdot \sin(\theta - \phi + \psi)}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.5)}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} \left(W + \frac{2f}{h} \right) \cdot \frac{\sin(\theta - \phi) \cdot \sin(\theta - \phi + \psi)}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.6)}$$

(3.5) 式の W は (2.2) 式の W と同等であるからこれを (2.2) 式に用いると

$$P = \frac{1}{2} r^2 \left(W + \frac{2f}{h} \right) \frac{\sin(\theta - \phi) \sin(\theta - \phi + \psi)}{\sin \psi} \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta - \phi + \psi)} \quad \text{----- (3.7)}$$

$$= \frac{1}{2} r^2 \left(W + \frac{2f}{h} \right) \cdot \frac{\sin^2(\theta - \phi)}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.8)}$$

ここで (4.4) 式の関係を入れて

$$= \frac{1}{2} r^2 \left(W + \frac{2f}{h} \right) \left(\frac{\tan \theta \cos \phi - \sin \phi}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \right)^2 \cdot \frac{1}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.9)}$$

$$= \frac{1}{2} \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} \left(W + \frac{2f}{h} \right) \frac{(\tan \theta \cos \phi - \sin \phi)^2}{1 + \tan^2 \theta} \cdot \frac{1}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.10)}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \frac{h^2}{\tan^2 \theta} \left(W + \frac{2f}{h} \right) \frac{(\tan \theta \cos \phi - \sin \phi)^2}{\sin \psi} \quad \text{----- (3.11)}$$

すなわち (3.11) 式で土圧最大値 P が求められた。ここで $\tan \theta$ は任意でなく $\frac{dP}{d\theta} = 0$ ならぬ特定の θ の $\tan \theta$ である、これから求めるのである。

§4. 最大土圧 P を与えるすべり面の角 θ の解析

(2.4) 式左辺の W は 図-3.1 を参照しつつ幾何学的に表すと

$W = (2.4) \text{式の } \overline{W}$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{h}{\tan \theta} \cdot h \cdot \frac{1}{2} - \frac{1}{2} y \cdot B \right) \omega + \left(\frac{h}{\tan \theta} - B \right) \rho \\
 &= \frac{1}{2} \omega \left(\frac{h^2}{\tan \theta} - y \cdot B \right) + \left(\frac{h}{\tan \theta} - B \right) \rho \text{ ----- (4.1)}
 \end{aligned}$$

∴ (4.1) 式は(3.6)式右辺にひとしがる可きである

$$\begin{aligned}
 \therefore \frac{1}{2} \omega \left(\frac{h^2}{\tan \theta} - y \cdot B \right) + \left(\frac{h}{\tan \theta} - B \right) \rho & \\
 &= \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} \times \left(\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h} \right) \\
 &\quad \times \frac{\cos \phi \cdot \cos(\psi - \phi) \tan^2 \theta + \sin(\psi - 2\phi) \tan \theta - \sin \phi \sin(\psi - \phi)}{\sin \psi (1 + \tan^2 \theta)} \\
 &\text{----- (4.3)}
 \end{aligned}$$

また(4.2)式誘導には

$$\sin(\theta - \phi) = \sin \theta \cos \phi - \cos \theta \cdot \sin \phi = \frac{\tan \theta \cdot \cos \phi - \sin \phi}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \text{ ---- (4.4)}$$

$$\sin(\theta - \phi + \psi) = \sin \theta \cos(\psi - \phi) + \cos \theta \cdot \sin(\psi - \phi) \text{ ---- (4.5)}$$

$$= \frac{\tan \theta \cos(\psi - \phi) + \sin(\psi - \phi)}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \text{ ---- (4.6)}$$

$$\therefore \frac{\sin(\theta - \phi) \sin(\theta - \phi + \psi)}{\sin \psi} = \frac{\cos \phi \cos(\psi - \phi) \tan^2 \theta + \sin(\psi - 2\phi) \tan \theta - \sin \phi \sin(\psi - \phi)}{\sin \psi (1 + \tan^2 \theta)}$$

∴ (4.3) 式から ----- (4.7)

$$\begin{aligned}
 &\frac{1}{2} \omega \left(\frac{h^2}{\tan \theta} \cdot \tan^2 \theta - y \cdot B \tan^2 \theta \right) + \left(\frac{h}{\tan \theta} \tan^2 \theta - B \tan^2 \theta \right) \rho \\
 &= h^2 \left(\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h} \right) \times \frac{\cos \phi \cos(\psi - \phi) \tan^2 \theta + \sin(\psi - 2\phi) \tan \theta - \sin \phi \sin(\psi - \phi)}{\sin \psi}
 \end{aligned}$$

$$\therefore \left\{ -\frac{1}{2} \omega y B - B \rho - \frac{h^2 \left(\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h} \right) \cos \phi \cos(\psi - \phi)}{\sin \psi} \right\} \tan^2 \theta \text{ ---- (4.8)}$$

$$+ \left\{ \frac{1}{2} \omega h^2 + h \rho - \frac{h^2 \left(\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h} \right) \sin(\psi - 2\phi)}{\sin \psi} \right\} \tan \theta + \frac{\sin \phi \sin(\psi - \phi)}{\sin \psi} h^2 \left(\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h} \right) = 0$$

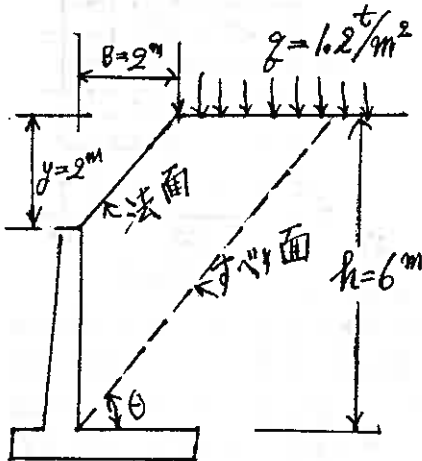
(4.9)式の両辺を $h^2(\frac{1}{2}w + \frac{q}{h})$ で除して簡単になると -----(4.9)

$$\left\{ \sin\psi \times \frac{-B(\frac{1}{2}w + \frac{q}{h})}{h^2(\frac{1}{2}w + \frac{q}{h})} - \cos\phi \cos(\psi - \phi) \right\} \tan^2\theta + \left\{ \sin\psi - \sin(\psi - 2\phi) \right\} \tan\theta + \sin\phi \sin(\psi - \phi) = 0$$

----- (4.10)

(4.10)式は $\tan\theta$ の2次方程式で これをよいて $\tan\theta$ が求められる。
土圧 P は (3.11) 式の $\tan\theta$ に代入して数値的に確定する。(3.11)式は一般的な土圧式でなく(4.10)式を満たす $\tan\theta$ に限り成立するものである。

§5. 数計算例



$w = 1.6 \text{ t/m}^3$... 土の単位体積重量
 $\phi = 30^\circ$... 土の内部まざり角
 $\psi = 70^\circ$... 土圧の鉛直となす角. Wall と裏込のまざり角によりて定まる

$B = 2 \text{ m}$ $h = 6 \text{ m}$ $q = 1.2 \text{ t/m}^2$
 $y = 2 \text{ m}$

以上の諸元を (4.10) 式に代入して計算する。更に $\tan^2\theta$ の係数を1に直して

$$0.809574 \tan^2\theta - 0.76604 \tan\theta - 0.3214 = 0$$

$$\therefore \tan\theta = \frac{-(-)0.76604 \pm \sqrt{0.76604^2 - 4 \times 0.809574 \times (-)0.3214}}{2 \times 0.809574}$$

$$= \frac{0.76604 \pm 1.27576}{1.619148} = 1.2610 \text{ ----- (5.1)}$$

(5.1)式の $\tan\theta$ を (3.11) 式に代入して $P = 8.445 \text{ t}$ ----- (5.2)

となる

§6. 検算

(2.2) 式によつて $\tan\theta = 1.2610$ を挟んで P を求める

せん断履歴を受けた密詰め飽和砂の動的強度

北見工業大学 鈴木輝之

1. まえがき

非排水繰返しせん断応力を受ける飽和砂の液状化特性が、事前にせん断履歴を受けることによって変化するという事実は既に知られている。¹⁾²⁾ 著者は相対密度50%の比較的ゆる詰め砂において、繰返し三軸試験装置を用いて履歴効果に関する実験をいくつか行ない、次のような基礎的知見を得ている。³⁾⁴⁾ 1)三軸試験でのせん断方向を圧縮側と伸張側の2つとすると、履歴として加えたせん断応力の方向が、問題としている応力の方向と同一方向であるか反対方向であるかによって、履歴効果の特性は全く異なる。2) この2つの履歴を同一方向せん断履歴と反対方向せん断履歴と呼ぶと、前者は間隙水圧発生を抑え液状化強さを増加させるのに対して、後者は間隙水圧発生を促進し液状化強さを低下させる。3) 同一方向せん断履歴の影響は履歴荷重が小さいうちに現われるのに対して、反対方向せん断履歴の影響は履歴荷重がある程度大きくなったところで現われ始める。4) この2つのせん断履歴の影響は独立して存在し、両者の影響が同時に存在するときは重なって現われる。

本報告では、相対密度80%の密詰め飽和砂についての実験を行ない、ゆる詰め飽和砂において確認された上記の履歴効果に関する基本的性質が密詰め砂の場合にも当てはまることを示した。

2. 実験内容

用いた試料は一度水洗いした豊浦砂で、その物理的性質と、参考のために行なった静的三軸圧縮及び伸張試験の結果の一部を図-1にまとめて示す。

実験装置は電磁弁による空気圧切換え方式の繰返し三軸試験機³⁾で、供試体形状は直径50mm、高さ114mmの円柱形である。供試体は多重フルイ落下法によって作製し、その飽和は炭酸ガスと脱気水を順次通す方法⁵⁾で行なった。また飽和度を高めるために198 kN/m²のバックプレッシャーを加えた。これらの操作を行なうことにより、供試体のB係数は0.96以上が得られた。

図-2は本実験での载荷過程を45°面上の有効応力経路として示したものである。この図で分るように、载荷は履歴を加える前载荷と、規則的繰返し応力の下で破かいにまで至らせる再载荷とからなる。

このうち前载荷では、等方応

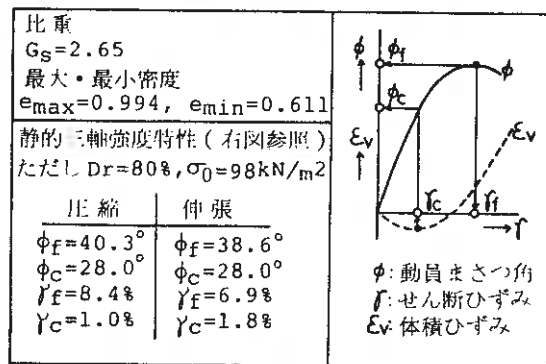


図-1 試料の物理的性質と静的強度特性

力状態から出発し、排水条件で圧縮あるいは伸張方向に種々の大きさの静的軸差応力を加えた（図-2中で $P_0 \rightarrow A \rightarrow P_0$ あるいは $P_0 \rightarrow B \rightarrow P_0$ の経路）。一方再載荷では、1サイクル4秒の周期の動的両振り繰返し応力（全実験を通して $\sigma^d/2 \cdot \sigma_0 = 0.2$ に固定）を非排水条件で加えた。

3. 再載荷における強度の変化

密詰め飽和砂に非排水条件で繰返しせん断力を加えた場合には、間隙水圧比が100%に達しても正のダイラタンシーが現われるために、有限なせん断ひずみ振幅が繰返されていわゆるサイクリックモビリティの状態となる。この場合の破かいの定義は未だ明確にされていないが、本報告では仮に軸ひずみ振幅が両振りで10%に達したところを破かいと見なしている。また破かい強度は繰返し応力の大きさと破かいまでの載荷数の2つの数値で決まることになる。前述のように本実験の再載荷では繰返し応力比を $\sigma^d/2 \cdot \sigma_0 = 0.2$ で固定しているの、強度の変化は破かいまでの載荷数の変化として現われる。

以後この載荷数が前載荷すなわちせん断履歴によってどのように変化するかを述べる。

図-3および図-4は、前載荷における有効動員まさつ角の正接 $\tan \phi'_{pre}$ （有効せん断・垂直応力比の最大値 $(\tau/\sigma')_{max}$ に等しい）と再載荷における破かいまでの載荷数 N_R との関係を示す。これら2つの図から、再載荷時の強度は履歴荷重の増加にともなって先ず増化方向の変化を示し、次にピークが現われ低下に

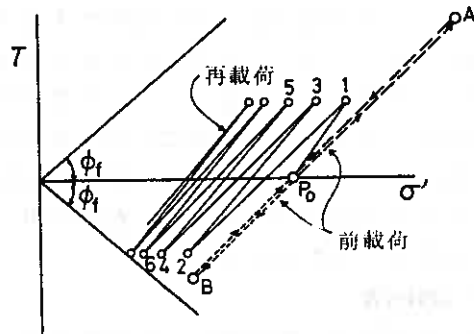


図-2 45°面上の応力経路模式図

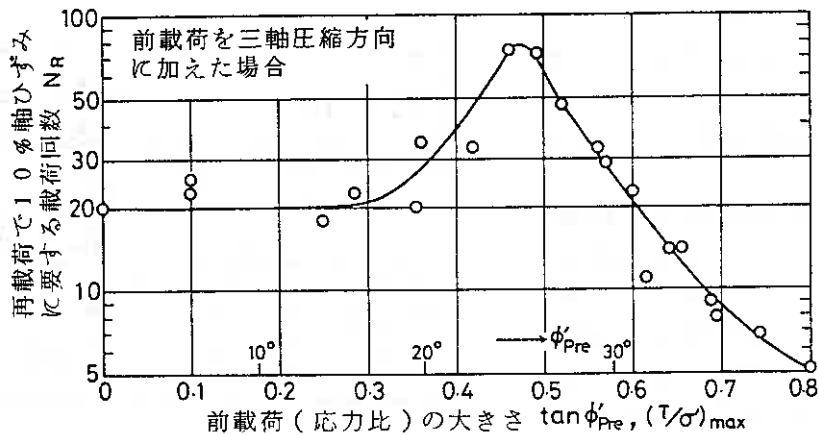


図-3 前載荷を圧縮方向としたときの $\tan \phi'_{pre} - N_R$ 関係

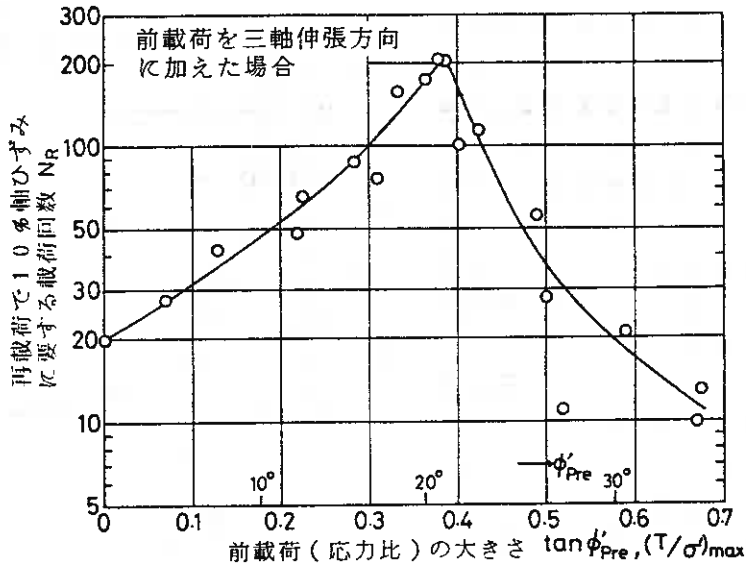


図-4 前載荷を伸張方向としたときの $\tan \phi'_{Pre} - N_R$ 関係

転じて履歴を加えない場合より強度が小さくなるに至ることが分る。

次に図-3, 図-4と同じデータについて, 前載荷での強度動員率 $\tan \phi'_{Pre} / \tan \phi'$ と再載荷での載荷回数比 N_R / N_L の関係でプロットし直すと図-5が得られる。ここで ϕ' は図-1に示す静的試験で測定された内部まさつ角であり, N_L は履歴を加えない供試体の破かいまでの載荷数 (本実験の場合は20回) である。また同図中には既に報告している $D_r = 50\%$ のゆるづめ飽和砂の結果⁴⁾も併記してある。

図-5から, 再載荷時の強度のピーク値は, 履歴荷重の方向を圧縮側とするより伸張側にする方が大きいことが分る。

これは, 本実験の供試体が多重フルイ落下法で作製されているために異方性が強く, 圧縮側での変形抵抗が伸張側でのそれより大きいことに起因していると考えられる。⁵⁾ 砂供試体が, 作製方法によって構造特性が異なり, さらに強度特性も異なることは既に知られた事実である

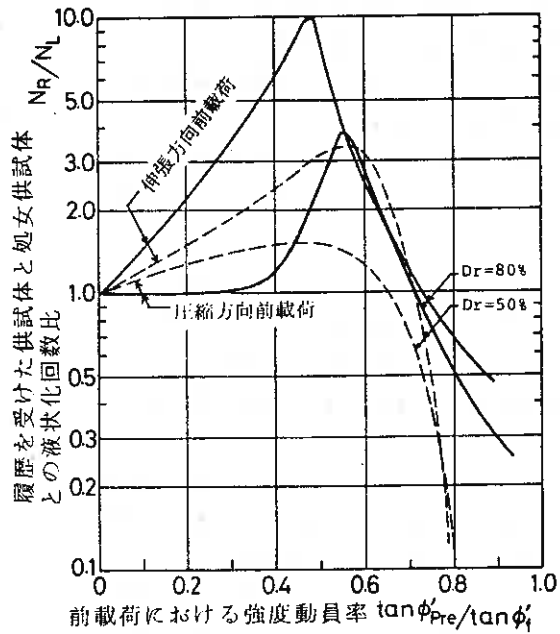


図-5 前載荷での強度動員率と再載荷での載荷回数比の関係

が、⁵⁾このことは供試体作製の過程でその作製方法に応じたせん断履歴が導入されているという見方もできる。すなわち本実験の処女供試体は、実質的には圧縮方向のせん断履歴を受けた供試体と同様の特性を既に持っているため、前載荷で圧縮側よりも伸張側のせん断履歴を加える方がその効果が顕著になると考えられる。

図-5で今1つ分ることは、履歴荷重が静的強度の大よそ50%のところで再載荷時の強度がピークを示し、さらに履歴荷重が静的強度の大よそ70%を越えると再載荷時の強度は処女供試体のそれより小さくなることである。限られた載荷法の範囲ではあるが、上記のように履歴荷重の大きさを強度動員率で表わせば、再載荷強度にピークが現われるとき、あるいは再載荷強度が処女供試体のそれより小さくなるときの履歴荷重の大きさが、密度やせん断方向によってあまり変わらないという事実は注目される。

図-6、図-7は図-3、図-4を書き換えて、前載荷の大きさを発生した最大せん断ひずみ γ_{Pre} で表わして、再載荷時の載荷数 N_R の変化すなわち強度の変化を示したものである。これらの図から分るように、前載荷の大きさを γ_{Pre} で表わしてそのせん断方向を圧縮側にしたときと伸張側にしたときとを比較すると、両者ともに γ_{Pre} が約0.3%で N_R にピークが現われ、さら

にそのピークに至るまでの N_R の増加およびピーク後の N_R の減少ともにその状況が類似している。この傾向は、前載荷の大きさを応力比 $(\tau/\sigma)_{max}$ で表わして N_R の変化を見た図-3および図-4の場合とは異なる。砂の履歴効果は基本的には粒子構造の変化によってもたらされる。⁴⁾この構造変化と直接的に結びつくのは応力ではなくひずみであるから、前載荷の大きさを応力比で表わすより、せん断ひずみで表わす方がせん断方向の影響がより少ない形で N_R の変化が現われると言えよ

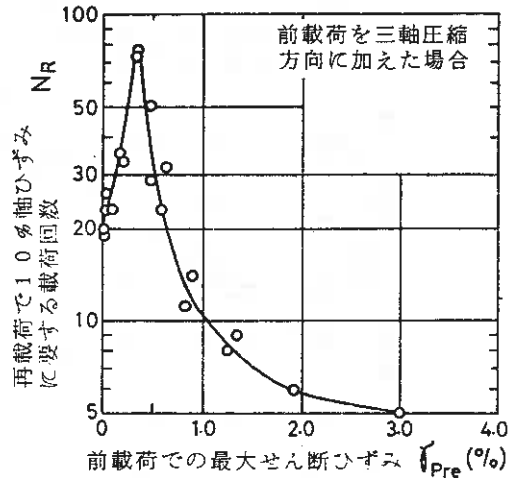


図-6 前載荷を圧縮方向としたときの $N_R - \gamma_{Pre}$ 関係

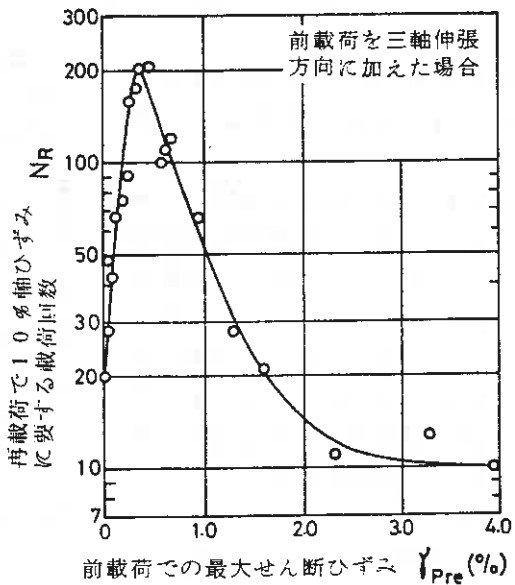


図-7 前載荷を伸張方向としたときの $N_R - \gamma_{Pre}$ 関係

う。

4. 再載荷における間隙水圧の変化

事前に加えられた前載荷すなわちせん断履歴の影響は再載荷第一サイクルにおける変形および間隙水圧発生に顕著に現われてくる。⁴⁾ 図-8, 図-9は, 再載荷第一サイクルで発生した残留間隙水圧比 u_1/σ_0 と, その間隙水圧を圧縮応力の下で発生した成分 u_{c1}/σ_0 および伸張応力の下で発生した成分 u_{e1}/σ_0 に分解した各々の値を前載荷での最大せん断ひずみ r_{Pre} に対してプロットしたものである。

図-8, 図-9から次のことが分る。1) 前載荷でのせん断方向と同じ方向の応力の下での間隙水圧成分は r_{Pre} の増加とともに急速に減少し, $r_{Pre} \approx 0.2\%$ でほぼゼロに近い値に落ち着く。2) 前載荷でのせん断方向と反対方向の応力の下での間隙水圧成分は r_{Pre} が 0.3% を越えると急速に増加していく。3) 以上の結果, 再載荷第一サイクルによる全残留間隙水圧 ($u_1/\sigma_0 = u_{c1}/\sigma_0 + u_{e1}/\sigma_0$) は $r_{Pre} = 0.3\%$ 付近で極小値を示している。

これらの結果は前述の同一方向せん断履歴と反対方向せん断履歴の影響がゆる詰め砂だけでなく密詰め砂の場合にも同様に現われていることを示すに他ならない。また u_1/σ_0 がピークになるときすなわち反対方向せん断履歴の影響が現われ始めるときの $r_{Pre} \approx 0.3\%$ の値は, 既に報告している相対密度50%のゆる詰め砂の場合と同じ値である点も注目される。

以上に述べた再載荷第一サイクルにおける発生残留間隙水圧の変化に対応して図-3~7に示した破かいまでの載荷数 N_R の変化が現われていることは間違いないであろう。しかし再載荷時の強度は第一サイクルでの間隙水圧だけで決まるものではない。再載荷第二サイクル以後での間隙水圧の発生状況が前載荷によってどのように変化するかについての詳細な検討はここでは省略するが, この間隙水圧においても第一サイクルでの間隙水圧の場合と同じ傾向の変化を示し, さらにその状況は

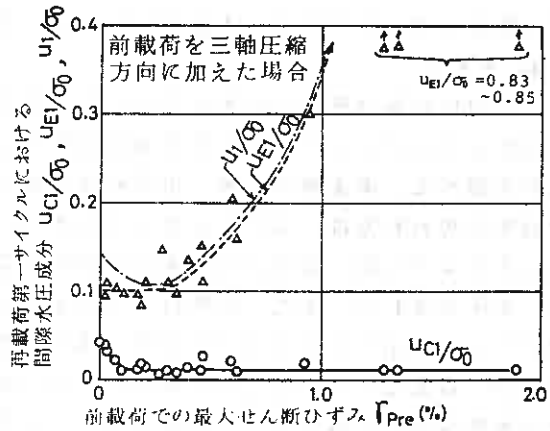


図-8 前載荷を圧縮方向としたときの再載荷第一サイクルにおける間隙水圧

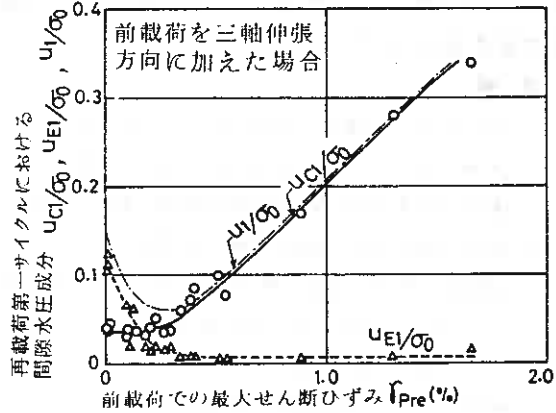


図-9 前載荷を伸張方向としたときの再載荷第一サイクルにおける間隙水圧

既に報告している⁷⁾ゆる詰め砂の場合と同じであることが確認された。

5. まとめ

相対密度80%の密詰め飽和砂について、事前に静的な排水せん断応力を履歴として加えることによって、その後の非排水繰返しせん断時の挙動がどのように変化するかを調べた。本実験の結果、密詰め砂においてもゆる詰め砂の場合と同様に、履歴効果の現われ方は、変形を小さくするように働く同一方向せん断履歴と変形を大きくするように働く反対方向せん断履歴の影響を考慮することによって説明されることが確認された。また、前載荷の大きさを強度動員率で表わせば、再載荷時の強度がピークを示すときおよび処女供試体の強度より小さくなるに至るときの前載荷の大きさは密度やせん断方向にかかわりなく決まるようであること、さらに反対方向せん断履歴の影響が現われ始めるときの前載荷のせん断ひずみの大きさも密度にかかわりないことが分った。

最後に本研究を進めるにあたり日頃から御指導をいただいている北大工学部土岐祥介教授に感謝致します。また実験とデータの整理を行なってくれた元本学学生藤原裕司（現トピー建設）、町田求（現山上建設）、山下聡（現北大工学部）の諸君に感謝致します。

文 献

- 1) Seed, H. B., Mori, K. and Chan, C. K. (1977): J. GED, ASCE, Vol. 103, No. GT4.
- 2) Finn, D. W. L., Pickering, D. J. and Bransby, P. L. (1971): J. SMFD, ASCE, Vol. 97, No. SM4.
- 3) 鈴木, 土岐 (1982): 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 2.
- 4) 鈴木, 土岐 (1984): S & F, Vol. 24, No. 2.
- 5) Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K. and Arulamandan, K. (1977)
: J. GED, ASCE, Vol. 103, No. GT2.
- 6) 三浦, 土岐 (1982): S & F, Vol. 22, No. 1.
- 7) 鈴木 (1982): 技術報告集, 第22号.

主応力回転時の異方性砂の変形特性

室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 工学部 土岐 祥介
北海道大学 大学院 ○ 三浦 均也

1. まえがき 主応力軸回転時の土の変形・強度特性に関する研究は、これまで、主に単純せん断試験装置やねじりせん断試験装置を用いてなされてきた。しかし、Saadaら¹⁾は応力とひずみの境界条件がより明瞭である中空ねじりせん断試験装置を用いることの妥当性を、解析的あるいは実験的な手法によって明らかにしている。Symesらは独自に開発した中空円筒ねじりせん断試験装置²⁾を用いて、密な砂の排水せん断試験³⁾および中位から密な砂の非排水せん断試験⁴⁾を行い、主応力軸回転下における異方性砂の変形・強度・間隙水圧発生特性についていくつかの知見を得るとともに、その特性は基本的には限界状態面の概念⁵⁾を用いることによつて説明できることを示している。一方、Ishiharaら⁶⁾は主応力軸が固定および連続的に回転する条件の下で緩い飽和砂の液状化試験を行い、その変形・間隙水圧発生特性の主応力軸回転への依存性を明らかにした。さらに、Ishiharaら⁷⁾は広範囲な密度の飽和砂について液状化試験を実施し、主応力軸の連続的な回転によつて液状化強度は著しく低下することを定量的に示している。

以上のように、砂の力学特性に及ぼす主応力軸回転の影響は無視できないものであることがある程度明らかにされたが、物性論的な観点からの説明を得るには至っていないようである。そこで、本研究では、主応力軸回転をともなう応力条件下での砂の変形機構を解明するための基礎研究の一環として、3個の主応力すべての値をそれぞれ一定に保ちながら主軸を連続的に回転する、という応力条件における密な異方性砂の排水変形特性を詳細に調べている。

その結果、主応力軸回転時の変形挙動は非回転時と同様に初期異方性の影響を強く受けるものの、せん断変形および体積変化に見られる影響の表れ方は大きく異なっていること、また、その特徴は、粒子配列構造から考えて粒子間滑りが最も生じやすい堆積面上での滑りによつて説明できることなどを明らかにしている。

2. 載荷・計測システムと応力・ひずみの表示方法 図1に中空ねじりせん断試験装置の載荷・計測システムを示す。試験装置⁸⁾は供試体 ($H=200\text{mm}$, $R_i=30\text{mm}$, $R_o=50\text{mm}$) に軸荷重 F 、トルク T 、内セル圧力 P_i および外セル圧力 P_o を独立に制御して載荷することにより、円筒座標系内の要素に作用している応力 (軸応力 σ_a 、周方向応力 σ_θ 、半径方向応力 σ_r およびせん断応力 $\tau_{a\theta}$) を独立に変化させることが出来る (図2参照)。それぞれの有効応力は次式によつて計算できる。

$$\sigma_a = \{F + P_o \pi (R_o^2 - R_i^2) - P_i \pi R_i^2\} / \pi (R_o^2 - R_i^2) - u \quad (1)$$

$$\sigma_\theta = \{P_o (4R_o^2 + R_o R_i + R_i^2) - P_i (R_o^2 + R_o R_i + 4R_i^2)\} / 3 (R_o^2 - R_i^2) - u \quad (2)$$

$$\sigma_r = \{P_o (2R_o + R_i) + P_i (R_o + 2R_i)\} / 3 (R_o + R_i) - u \quad (3)$$

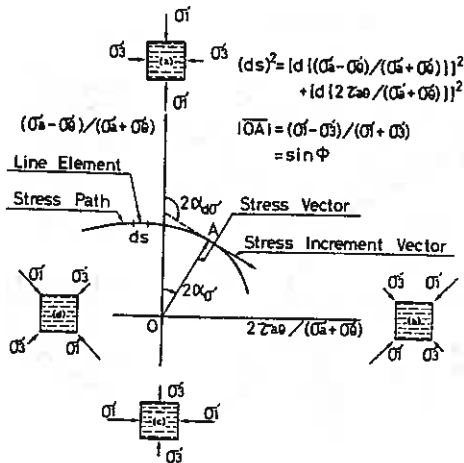


Fig. 6

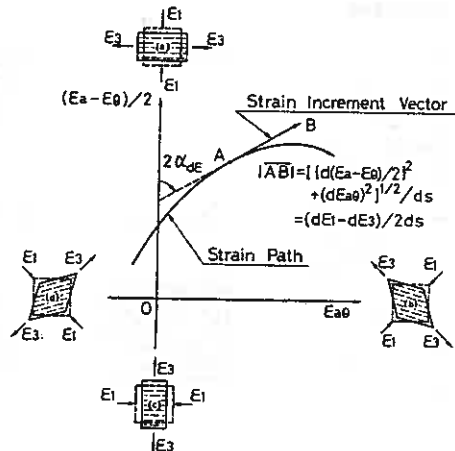


Fig. 7

応力経路に接するベクトルは応力増分ベクトルであり、縦軸とは $2\alpha_{\sigma}$ の角度をなしている。なお、応力増分の大きさは、この平面上の応力点の移動量で表示することができ、応力経路の線素 ds は次式で与えられる。

$$(ds)^2 = [d\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)\}]^2 + [d\{2\tau_{\sigma_1\sigma_3}/(\sigma_1 + \sigma_3)\}]^2 \quad (9)$$

せん断変形状態についても、上述と類似の方法によって、図7に示した平面上にひずみ経路を描くことができる。経路に接するベクトルは、ひずみ増分ベクトルであり縦軸とは $2\alpha_{\epsilon}$ の角度をなしている。本研究では、ひずみ増分ベクトルの大きさを単位応力変化に対する量としている。したがって、その大きさは上述の線素に対する比として、次式で与えることができる。

$$|AB| = [d\{(\epsilon_1 - \epsilon_3)/2\}]^2 + [d\epsilon_{\sigma_1\sigma_3}]^2]^{1/2} / ds = (d\epsilon_1 - d\epsilon_3) / 2ds \quad (10)$$

3. 試験方法 用いた試料は洗淨後、炉乾燥した豊浦砂 ($G_s = 2.65, e_{max} = 0.992, e_{min} = 0.625, D_{50} = 0.18^{mm}$) である。供試体作製法は多重ふるい落下方式¹⁰⁾とし、環状多重ふるい落下装置を用いて試料を空中落下させることにより中空円筒供試体を準備した(図1(b)参照)。試料は内・外モールドによって形成された環状のスペースに堆積するが、その時、等方圧密後の相対密度 D_{rc} が $82 \pm 3\%$ の範囲に収まるように試料の落下流量が調節されている。多重ふるい落下法により作製された供試体では、構状あるいは偏平状の砂粒子は重力の影響を受けてその長軸が水平方向へ卓越して配列するため、強い異方性を有している。そのような異方性砂は、鉛直軸を対称軸とする二軸直交異方性体としてモデル化が可能であり、また、その粒子配列構造は自然堆積砂のものに類似していることがすでに明らかにされている¹¹⁾。

CO_2 と脱気水を通して飽和された供試体は、まず、バックプレッシャー (196 kPa) のもとで等方圧密 ($p'_c = 98 \text{ kPa}$) を与える。この時、供試体の間隙水圧係数 B は 0.98 以上が得られている。その後行う二種類の排水せん断試験は、すべて応力制御で行われ、常に次の条件が満足されている。

$$p = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3 = (\sigma'_a + \sigma'_a + \sigma'_r) / 3 = \text{const} = 98 \text{ kPa} \quad (11)$$

$$b = (\sigma'_2 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 - \sigma'_3) = \text{const} = 0.5 \quad (12)$$

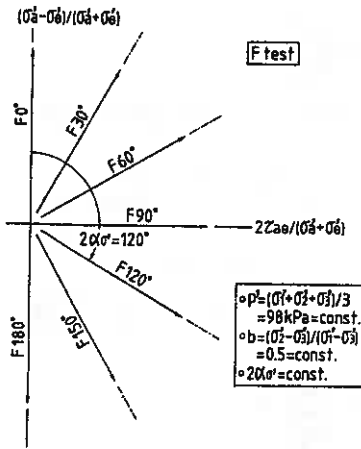


Fig. 8

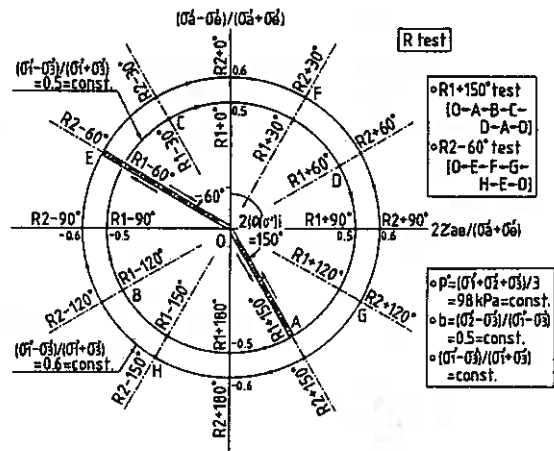


Fig. 9

3-1. 主応力軸固定せん断試験 (F test) この試験では主応力軸を所定の方に固定したまま、応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ を増加し破壊に至らせている。以後、F test と呼ぶ。最大主応力軸と鉛直方向がなす角度 α_0 は 0° から 90° まで 15° の間隔で選定している。この応力経路を前節で説明した正規化応力平面上に示すと、図8に描かれているように、放射線状の経路となる。たとえば、 $F120^\circ \text{ test}$ の応力経路は縦軸から時計回りに $120^\circ (= 2\alpha_0)$ 方向の直線となる。なお、この応力状態での砂要素においては、最大主応力軸と鉛直方向のなす角度は $60^\circ (= \alpha_0)$ であることに注意する。

また、すべての試験において主応力軸と主応力増分軸は常に一致していることになる。供試体の内部構造は鉛直軸について対称であるので、応力面の右半分の部分に対してのみ試験を行っている。

3-2. 主応力軸回転試験 (R test) ρ および b 値一定条件に加えて、応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ を一定に保ちながら主応力軸を連続的に回転させる試験である。以後、R test と呼ぶ。応力経路は図9に示すように原点を中心とする円となる。最初 F test と同様主応力軸を所定方向 ($2(\alpha_0)_0$; 30° 間隔で12方向) に設定し、所定の応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) = 0.5$; $R1 \text{ test}$, 0.6 ; $R2 \text{ test}$ まで単調にせん断する。その後、応力比を一定に保持しながら主応力軸を時計回りに回転させ、元の応力状態に戻ったり等方応力状態まで除荷している。この時、主応力軸は半回転 $\alpha_0 = 180^\circ$ だけ回転している。たとえば、 $R1+150^\circ \text{ test}$ は、最初等方圧密状態 (図9では点O) にある供試体を主応力軸の向きを $2(\alpha_0)_0 = 150^\circ$ の方向に保ちながら、応力比 0.5 までせん断し (点A)、次に、応力比を変化させながら主応力軸を時計回りに回転し (点A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow A)、点Aに戻ったり、点Oまで除荷する試験である。ただし、 $R1+0^\circ$ と $R2+0^\circ \text{ test}$ についてはそれぞれ ρ および b サイクルの主応力軸回転を与えている。各々の試験名は図9において、回転開始点の位置に記されている。

3個の主応力の値はすべて、3個のパラメータ ρ , b , $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ により定まるので、R test では、主応力回転時の主応力の値は全く変化せず、単に主軸が回転しているにすぎない。この時、応力面上では、円形の応力経路に接する応力増分ベクトルは応力ベクトルと常に直交している ($2\alpha_0 - 2\alpha_0 = 90^\circ$)。さらに、 $b = 0.5$ と

う条件の下での主応力軸回転では、等方応力状態にある土要素に作用するせん断応力の方向が連続的に回転していると考えることが出来る。このような主応力軸の二方向への連続した回転は、波浪荷重などの初動荷重によって地盤内に発生する応力状態をある程度シミュレートしているものである⁽¹⁾。

4. 試験結果および考察

4-1. 主応力軸固定せん断試験

各試験のうち、 $F0^\circ$ と $F120^\circ$ testの応力比 η ひずみ関係を図10(a), (b)に、すべての F testから得たせん断ひずみ γ ~応力比 η 関係を図11に示す。まず、破壊強度については、図12に示した ϕ_d と比較すると、主応力軸が $2\phi_d = 120^\circ \sim 150^\circ$ で最小値となることがわかる。参読のHam river sandを用いて同種の試験($p' = 196 \text{ kPa}$, $b = 0.5$)を行なったSymesら⁽¹⁾および堆積方向を変化させた参読の豊浦砂($D_r = 89 \sim 91\%$)に対して排水平面ひずみせん断試験を実施したOdaら⁽²⁾によって同様な傾向が報告されている。なお、平面ひずみ試験では b 値は一定に変わらないが、破壊時には $b = 0.2 \sim 0.3$ の範囲にあるようである。Odaら⁽²⁾は破壊強度が最も低いケースでは、破壊直後に現れるせん断面の方向は堆積面とほぼ平行であったことを報告している。そこで、粒子長軸が堆積面と平行な向きに卓越して配列するという内部構造を考慮すると、堆積面は滑りに対して最も弱い面であり、その面での応力状態が破壊強度に強い影響を及ぼしていることが予想される。

破壊前の変形特性についても調べてみるために、図13に等せん断ひずみ増分線が示されている。応力比が0.2程度の比較的低い所では、 $2\phi_d = 90^\circ$ 付近で最も変形し易いが、応力比が増加するに従って、その傾向は変化し、等せん断ひずみ増分線は $(d\epsilon_1 - d\epsilon_3)/2ds = \infty$ に対応する破壊包絡線に漸近していくことがわかる。ところでMatsuokaら⁽¹²⁾は、垂直・せん断応力比が最大となる滑動面における砂粒子の挙動に着目して土の応力ひずみ関係を誘導し、異方性砂に対しては滑動面と堆積面の関係を考慮して、その異方的な力学特性を説明している。滑動面と主応力軸の関係は応力比の値によって変化するので、滑動面が堆積面

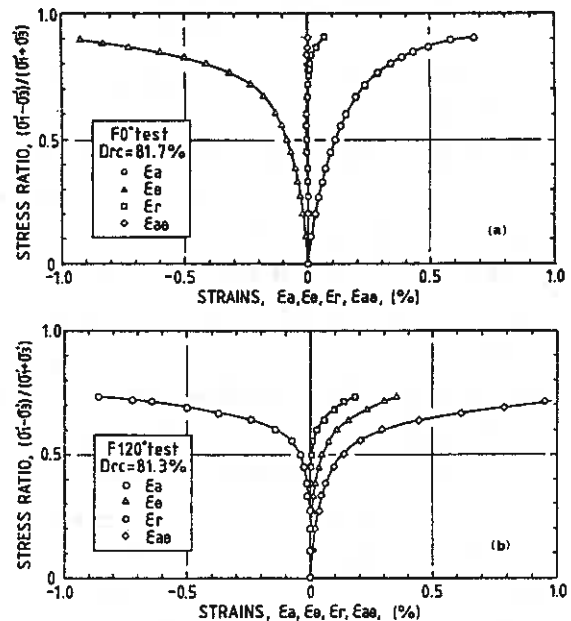


Fig. 10 (a-b)

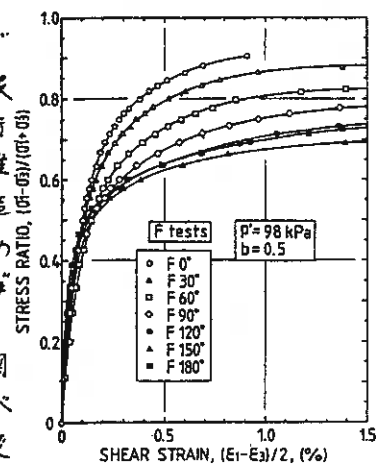


Fig. 11

と一致する条件は、
 図13に示す破線の
 ように $\sin \phi = -\cos 2\alpha$
 2α となる。等し
 い断ひずみ増分線
 からわかるように、
 等しい応力比にお
 いて最も変形し易

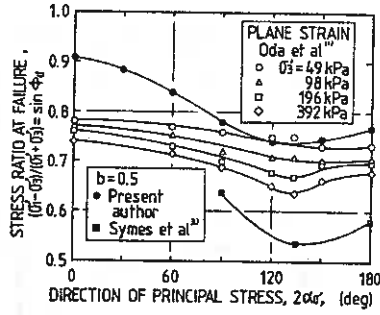


Fig. 12

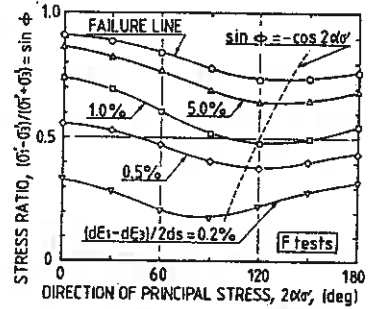


Fig. 13

い主応力軸の方向は、ほぼ破線が示す方向に一致
 していることがわかる。したがって、主応力軸固
 定場における異方性砂の変形・強度特性は、滑動
 面の概念によって良く説明できると言えよう。

図14では、2.3の変形レベルにおける主ひずみ
 増分軸の方向を単位ベクトルで示している。主応
 力軸と初期異方構造の対称軸が一致している $F 0^\circ$
 と $F 180^\circ$ test を除いては、その量はたいてい $7 \sim 8^\circ$
 程度はあるが主ひずみ増分軸は主応力軸に一致して
 いない。また、全体として、主ひずみ増分軸は 2α
 $d\alpha = 90^\circ$ 方向へ偏向していることが明らかである。

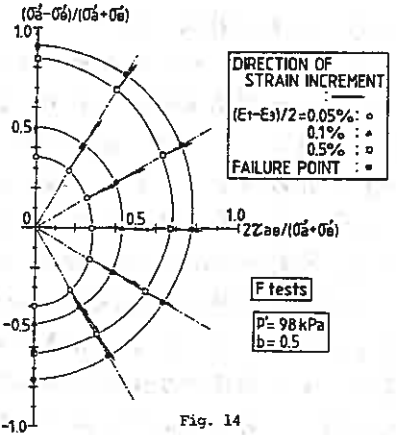


Fig. 14

Symes ら¹¹⁾ は $2\alpha = 90^\circ$ および 135° に相当す
 る試験を実施し、主ひずみ増分軸の方向は
 主応力軸に対して時計回りにずれることを
 報告している。しかし、主応力軸と主応力
 増分軸は試験中は常に一致しているのた
 かり、主ひずみ増分軸がそれらに一致しない
 ことは、砂試体が初期異方構造を有して
 いることに起因しているはずである。また、
 その異方的な強度・変形特性は、前述のよ
 うに堆積面上での卓越した滑り、すなわち

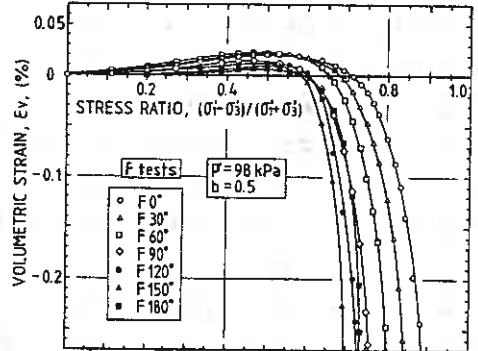


Fig. 15

図7の要素(b)のような
 変形によって特徴付け
 られている。したが
 って、全体としてひずみ
 増分方向は、図14に示
 したように $2\alpha d\alpha = 90^\circ$ 方
 向へ偏向するべきであ
 ると考えられる。

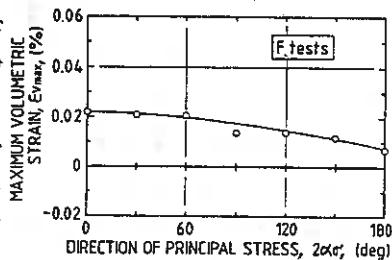


Fig. 16

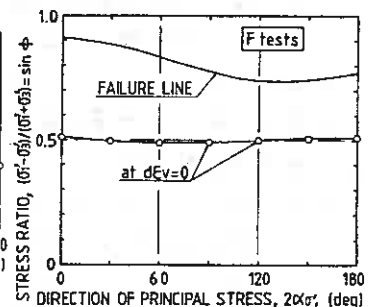


Fig. 17

図15はダイレイタンスー特性を示している。相対密度が高いため体積収縮量は小
 さいが、正のダイレイタンスーには顕著な傾向が見られ、それは、せん断変形(図

11) の示す傾向と類似している。図16に示すように体積ひずみの最大値 ϵ_{rmax} は σ_a の増加にもともない減少する傾向がある。一方、体積ひずみが最大、すなわち、体積増分が0となる時の応力比には図17に示されているように、破壊強度や変形特性に見られるような、主応力軸方向に依存する傾向は認められず、ほぼ一定値 ($\sin \phi$ きの0.5) となっている。したがって、このパラメータは初期構造の影響を受けな「こ」が中空ねじりせん断試験によって確認された。

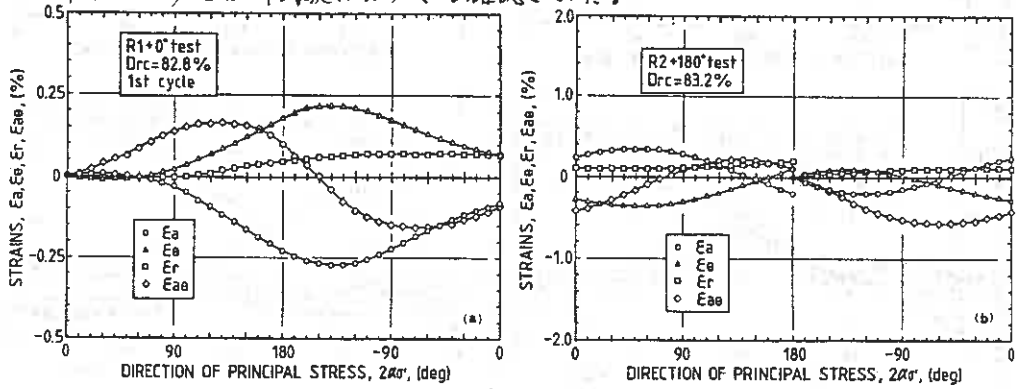


Fig. 18 (a-b)

4-2. 主応力軸回
 転試験 主応力軸
 回転時にけるひず
 み発生特性およびひ
 ずみ経路の典型例を
 図18,19に示す。図19
 (a)(b)に示した4経路
 は、90°または180°の
 回転によって互いに
 重なることはなく、

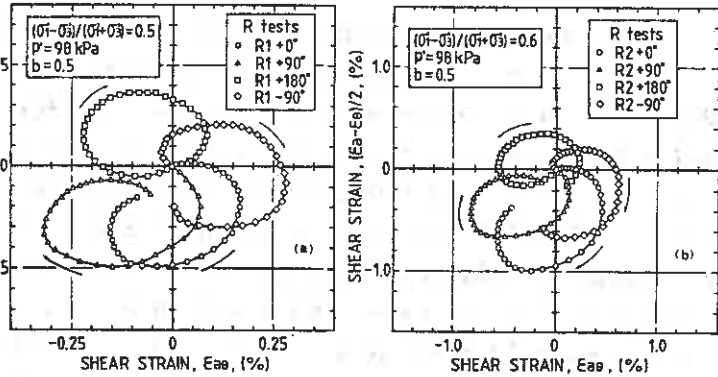


Fig. 19 (a-b)

回転時の応力比
 や初期の主応力
 軸方向に依存し
 て、主応力回転
 時の変形特性は
 大きく異なっ
 ている。ここでは、
 まず $\alpha \sim \Omega$ 面にお
 けるせん断変形
 を調べてみる。

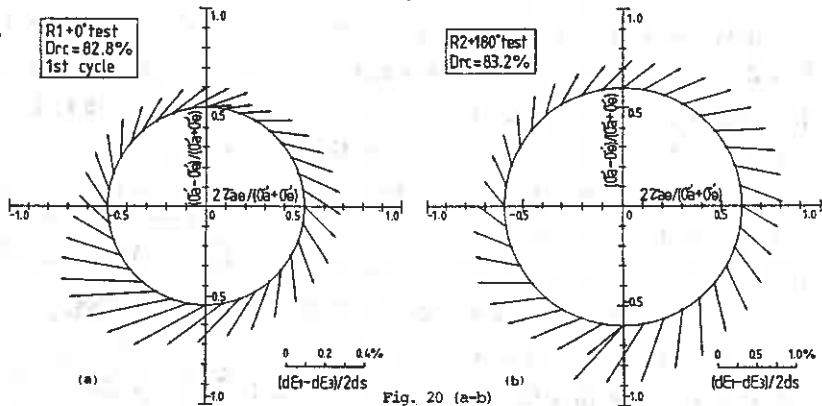


Fig. 20 (a-b)

図20にひずみ増分ベクトルの代表例を、図21にそれそれのケースのひずみ増分量を示す。これらの図から次のことが分かる。まず図21(a)(c)に見られるように、回転初期のひずみ発生量は小さいが、それ以後は各試験とも同様なひずみ発生特性を示

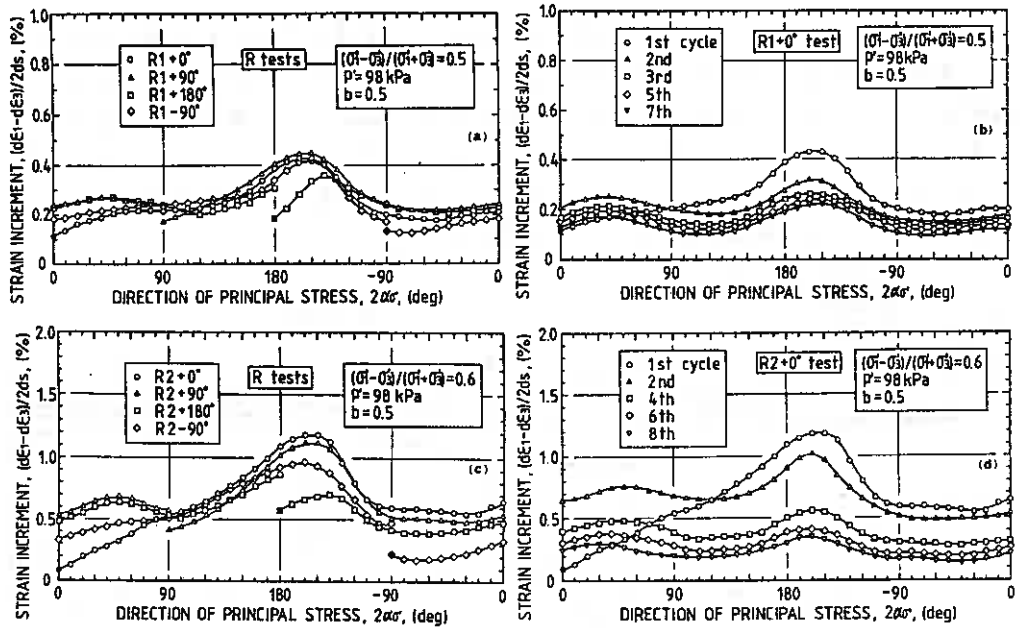


Fig. 21 (a-d)

している。すなわち、ひずみ増分量は主応力軸が $2\alpha_0 = -150^\circ$ および 60° に近い時にピークを有している。この傾向は応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ の大小 (0.5 または 0.6) によらずに認められる。また、図 21(b)(d) に示されているように回転がさらに継続する場合にも、ひずみ増分量は徐々に小さくなるが、その方向でピークとなる特徴は依然として残留している。このような変形特性は異方的な粒子配列構造に依存していると考えられるので、本試験条件においては、主応力軸が γ および δ サイクル程度回転した後では、供試体の異方構造はある程度保持されていると判断できる。

Symes ら²⁰⁾ は応力状態と破壊条件の相対関係によって、主応力軸回転下の排水・非排水せん断変形特性を説明している。なお、これらの試験では本試験の場合と比べて、応力条件は破壊条件に近く、また、主応力軸回転の範囲は狭くなっている。その説明に従えば、本研究の場合には $2\alpha_0 = 120^\circ \sim 150^\circ$ とその対称方向でひずみ増分量は最大となるはずであるが (図 13 参照)、しかし、一連の R test の結果からはその様な傾向は認められない。また、このことは前節で述べた滑動面と堆積面の関係¹⁸⁾ によって十分な説明が得られない実験事実である。

次に、主ひずみ増分軸と主応力軸との関係を調べてみる。先に述べたように、主応力増分方向と主応力軸方向は応力面上において常に直交しているが、図 20 に示されているように、主ひずみ増分方向は常に両者の中間にある。図 22 には、主応力方向が $2\alpha_0 = 90^\circ$ および -150° における主ひずみ増分軸の主応力軸からの偏差角 $(2\alpha_{de} - 2\alpha_0)$ とひずみ増分量の関係を示す。図 22 によると両者の間には一義的な関係が認められ、ひずみ増分が大きくなる程、主ひずみ増分軸

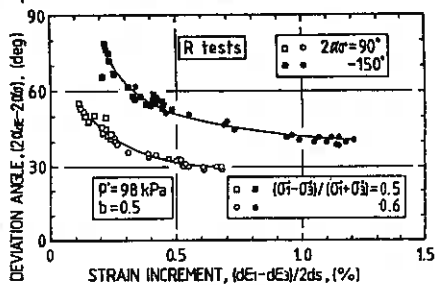


Fig. 22

は主応力軸に近いことをわかる。しかし、この関係はその時の主応力軸方向(図中では $2\alpha_0 = 90^\circ$ と -150° とを比較している)に依存して変化している。

次に、上述の関係縦軸にひずみ増分量、横軸に主ひずみ増分方向をとり、 $2\alpha_0$ が 10° 毎の関係曲線を示したのが図23である。図示のように、ひずみ増分方向は $2\alpha_{de} \pm 90^\circ$ および -90° 付近で曲線が密になっており、また、その方向でのひずみ増分量はピークとなるという傾向が見られる。このことは次のように説明できる。すなわち、前節で

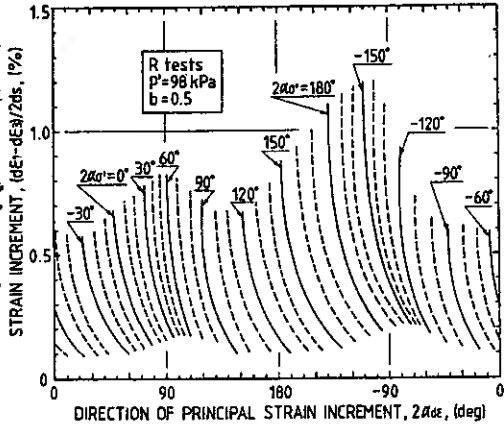


Fig. 23

主応力軸固定場について述べたように、堆積面は滑りに対する抵抗が最も小さい面と考えられる。したがって、主応力軸回転場においても、図7の要素(b)または(d)のような単純せん断モードでの変形が生じ易いと思われる。よって、図23に見られるように、 $2\alpha_{de} \pm 90^\circ$ および -90° 方向へひずみ増分軸が偏向し、また、その方向でのひずみ増分量は大きくなるという傾向がもたらされるのであろう。このことは図19において、横長の楕円形状のひずみ経路となって表われている。ただし、本試験のように応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ が一定で主応力軸が回転する場合には、砂要素におけるこの方向の面においても垂直・せん断応力比は単調に変化するのではないため、堆積面上の粒子挙動が最も活発になるのは、垂直・せん断応力比が最大、すなわち、滑動面が堆積面と平行 ($2\alpha_0 = 120^\circ \sim 150^\circ$ および $-150^\circ \sim -120^\circ$) になる時ではなく、試験結果が示すように、主応力軸が $2\alpha_0 \pm 60^\circ$ および -150° 方向の時に最も滑りが活発になると言えよう。

主応力軸が固定で応力比が単調に増加する場合と、応力比が一定で主応力軸が回転する場合とは、せん断変形挙動は著しく異なるが、堆積面上での卓越した滑りが両者の異方的な変形特性を特徴付けていることは確かである。したがって、主応力軸回転場においても、最も砂粒子が滑動している面を何らかの方法によって決定し、その面の粒子配列構造との関係を考えることにより、異方性砂の応力-ひずみ関係を誘導することが可能であると考えられる。このような立場から、異方性砂の変形機構をさらに詳細に考察する必要があるであろう。

主応力軸回転時の体積変化は図24に示した。 $2\alpha_0 = 120^\circ \sim 60^\circ$ の範囲で体積が収縮する傾向が認められ、主応力軸がさらに回転を続ける場合にも同様な傾向が見られるが、体積収縮の増分量はしだいに減少するようである(図24(b))。図示はしていないが、応力比が0.6の場合にも同様の傾向が認められる。前節で示したよう

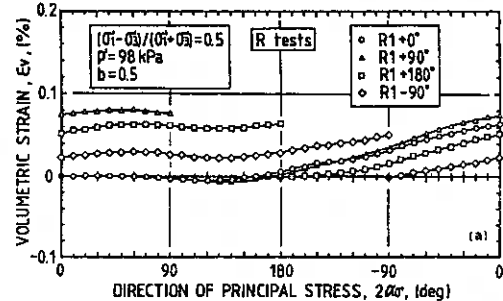


Fig. 24 (a)

に、主応力軸固定場での応力比が0.5および0.6では、主応力軸方向によらず体積はほとんど変化しないか膨張する傾向にあった(図15)。しかし、主応力軸回転場では体積が収縮することは興味深い実験事実である。このように、主応力軸回転時と非回転時では、ダイレイタンスー特性が著しく異なることがわかった。

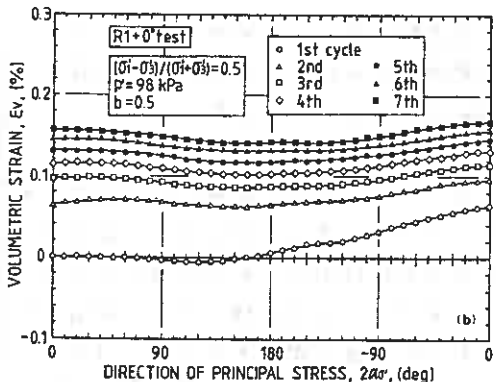


Fig. 24 (b)

5. あとがき 主応力軸回転および

固定条件で密な異方性砂の排水試験を行った。結果は以下のようによまてめられる。

- (1) 主応力軸固定場では、堆積面に作用している垂直・せん断応力比が大きい程変形しやすく、破壊強度は $2\alpha\sigma = 120^\circ \sim 150^\circ$ で最小値となる(図13)。また、主ひずみ増分軸は主応力軸と一致せず、わずかではあるが $2\alpha\sigma = 90^\circ$ 方向に偏向している(図14)。
- (2) 主応力軸回転下では、主ひずみ増分軸は主応力軸と主応力増分軸の中間に位置し、ひずみ増分が大きい程主応力軸に近くなる。この回転時の応力比によらない関係がある(図22)。ひずみ増分は回転初期において小さいが、それ以後では主ひずみ増分軸が $2\alpha\sigma \approx 90^\circ$ および -90° でピークを有する初期主応力軸方向に依存しない傾向を示している。また、ひずみ増分方向はこの方向に偏向している(図21, 23)。
- (3) 主応力軸固定場では、正のダイレイタンスー挙動はせん断変形と類似の傾向を示すが(図11, 15)、 ϵ_{vmax} は $2\alpha\sigma$ の増加とともに減少している(図16)。体積ひずみ増分が0の時の応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ は初期構造の影響を受けずに、ほぼ一定値($\sin \phi \approx 0.5$)となる(図17)。
- (4) 主応力軸固定条件では、体積が変化しないかまたは膨張する領域である(図15)にもかかわらず、主応力軸の回転とともに体積は収縮する傾向にある(図24(a))。この傾向は、さらに連続して主応力軸が回転する場合にも認められるが、体積収縮の割合はだいに減少していく(図24(b))。
- (5) 主応力軸回転場における異方性砂の変形は主応力軸固定場と同様に、異方性の影響を強く受けることは明らかであるが、その影響様式は大きく異なる。主応力軸回転の有無によらず、その変形特性は、堆積面上で卓越して生じる滑りによってある程度説明できることから、主応力軸回転場についても粒子が最も滑動している面と内部構造との関係を考慮することによって、異方性砂の変形特性を統一的に説明できると考えらる。

最後に、試験、データ整理およびグラフ作製に多大なる協力を得た、園田 淳(北大4年)、峯 寛之(空工大4年)の両君に深謝の意を表す。

[参考文献]

1) Saada S (1981); ASTM, STP 740, pp. 7-77
 2) Hight B (1983); Geotechn., Vol. 33, No. 4, pp. 255-383
 3) Symes G (1982); Proc. of IUTAM, pp. 441-449
 4) Symes G (1984); Geotechn., Vol. 34, No. 1, pp. 441-449
 5) Roscoe G (1958); Geotechn., Vol. 8, No. 1, pp. 27-53
 6) Ishihara K (1983); S&F, Vol. 23, No. 4, pp. 11-26
 7) Ishihara K (1984); S&F, Vol. 24, No. 3, pp. 86-100
 8) Miura G (1984); S&F, Vol. 24, No. 3, pp. 69-84
 9) 三浦 G (1984); 北海道支庁技術報告集, 第24号, pp. 25-82
 10) Miura G (1982); S&F, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77
 11) Oda G (1978); S&F, Vol. 18, No. 1, pp. 25-38
 12) Matsuoka G (1981); Proc. of ICSMFE, Vol. 1, pp. 699-702
 13) Miura G (1984); S&F, Vol. 24, No. 2, pp. 43-57

飽和砂の低圧下における応力-ひずみ挙動

北海道大学	工学部	土岐 祥介
室蘭工業大学	工学部	三浦 清一
北海道大学	工学部	○ 山下 聡
北海道大学	大学院	劉 朝鋼

1. まえがき

砂のせん断特性を解明するために、現在まで多くの室内試験が行われてきたが、そのほとんどが、拘束圧が49 kPa以上のもので行われてきている。しかし、砂地盤の浅い部分の力学特性の解明や、飽和供試体の非排水繰返しせん断試験において、間隙水圧の発生とともに有効応力が非常に小さくなった時の応力-ひずみ挙動を解明する場合などに、拘束圧が49 kPa以上での試験結果を用いることには問題がある。そのためには、その応力状態に見合った拘束圧のもとで試験を行う必要があるが、低拘束圧下での砂の力学挙動に関しては未だ不明な部分が多い。

低拘束圧下で精度よく室内三軸試験を行うことは、それほど容易ではなく、したがって、その例も少ないが¹⁾²⁾中位の圧力範囲ではあまり考慮する必要のない問題、たとえば、載荷ピストンの軸摩擦、Xンブレん力の影響、供試体の自重、体積変化の測定などに十分な注意が払われなければならぬと思われる。そこで、本研究では、これらのチェック項目を検討するとともに、拘束圧が4.9 kPaから49 kPaの低圧力範囲で一連の排水三軸圧縮および伸張試験を行い、砂の応力-ひずみ挙動に及ぼす拘束圧の影響や過圧密履歴の影響を調べた。その結果、せん断特性に及ぼす拘束圧依存性や過圧密履歴の影響に関して2,3の興味ある事実が判明したので、以下に報告する。

2. 試料および供試体作製法

試験に用いた試料は、豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $U_c = 1.5$, $D_{50} = 0.18 \text{ mm}$, $F_c (\leq 75 \mu\text{m}) = 0\%$, $e_{\max} = 0.992$, $e_{\min} = 0.625$) で、あらかじめ水洗したものを用いた。

供試体は、砂粒子を7層のふるいを通して大気中に空中落下させ、Xンブレん(厚さ0.2 mm)を被着したモールド内に堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)³⁾によって作製した。この方法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し水平面ではランダムな粒子配列になっていることが明らかにされている⁴⁾。なお、本研究で用いた供試体は、直径50 mm、高さ120 mm、相対密度 $D_{rc} = 80 \pm 3\%$ (圧密終了時) である。

3. 試験方法

供試体作製後、5 kPaの負圧を供試体を与えて自立させ、三軸セルを組み立て拘束圧9.8 kPaのもとでCO₂と脱気水を通して供試体を飽和させる。その後、19.6 kPaの

バックプレッシャーを供給している。なお、すべての供試体の間隙水圧係数Bは0.98以上を示している。

図-1は、試験の応力経路を示したもので、A点で1時間以上等方圧密を行い、C点(圧縮試験)またはD点(伸張試験)までせん断した。また、過圧密履歴を与える場合は、B点で等方圧密を行い、その後、拘束圧をA点に低下させ再び1時間程度等方圧密を行い過圧密履歴を与え、最後にC点(またはD点)までせん断した。

本研究で行った試験は、排水三軸圧縮および伸張試験で、側圧を一定に保つたひずみ制御($\dot{\epsilon}_a = 0.25\%/min$)試験である。試験結果は、次の応力・ひずみパラメータによって整理されている。

$$\phi = |\sigma'_a - \sigma'_r| \quad (1)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2)$$

$$\eta = \phi/p' \quad (3)$$

$$E_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (4)$$

ただし、 σ'_a, σ'_r はそれぞれ軸方向、半径方向有効主応力、 ϵ_a, ϵ_r はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで圧縮を正としている。

非常に低い拘束圧で試験を行う場合、応力・ひずみの測定精度を確保するため供試体の自重、軸摩擦、Xニブレン力、体積変化の測定などに特に注意を払わなければならないので、各項目についてその検討法を説明する。

- (1) 伸張試験においては、特にXニブレンの張力によって軸応力が変化するので、真の軸応力を求めるために、Xニブレンの張力に起因する応力 $\Delta\sigma_{ma}$ を差し引く必要があると思われる。この場合のXニブレンの張力による応力は次式で示される。

$$\Delta\sigma_{ma} = -(A_m \cdot \epsilon_a \cdot E_m)/A \quad (5)$$

ここで、 A_m はXニブレンの断面積、 E_m はXニブレンの弾性係数、 A は変形後の補正供試体断面積である。ただし、本研究では、圧縮試験についてはXニブレン力の補正を行っていない。Tatsuoka²⁾によれば、非常に低い拘束圧ではXニブレン力の影響が大きくなり補正が不可欠であると言われているが、本研究で行った試験に対しては、拘束圧が4.9kPaの場合、せん断抵抗角に及ぼすXニブレン力の影響は0.5度程度と小さいので強い補正を行わなかった。だが、これは本研究に限って言えることで、供試体寸法、Xニブレン厚、試料、相対湿度等によってはXニブレン力の補正の必要性が生じてくるものと思われる。

- (2) 供試体に加わる軸力を正確に測定するためには、従来のロードセルの位置は三軸セルの外部にあるので、載荷ピストンにかかる摩擦の影響が生じるため好ましくない³⁾。そこで、本研究では三軸セル内にロードセルを入れることによって、軸力を正確に測定することにした。

- (3) 供試体の自重の影響は、中位の圧力に比べ低拘束圧にほろにしていたが、大きく

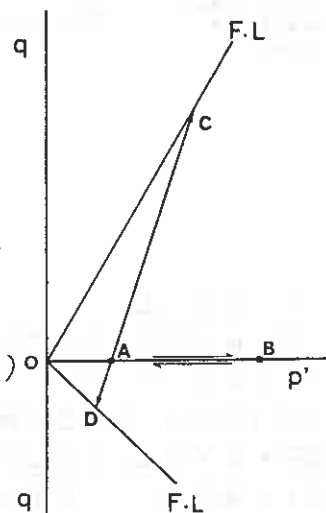


Fig. 1

なってくる。しかし、拘束圧が49kPaのときであつても、供試体1/2高さでせん断抵抗角 $\phi_d = 45^\circ$ とすると、供試体下端では $\phi_d = 45.4^\circ$ となり、供試体1/2高さよりも0.4°大きくなる程度と小さいので試験結果の評価には問題は無いと思われる。

- (4) せん断中に起る体積変化によりビュレットの水位変化が生じ供試体の有効拘束圧に変動が生じる。この影響は、ビュレットの形状によつては拘束圧が49kPaの場合、有効拘束圧が2倍にもなることがある。そこで、ビュレットの水位変化をなくすために、ビュレットを水平にし、その中に数cmの気泡を封入して、その動きを視読することによつて体積変化を測定した。

4. 試験結果および考察

4-1 応力-ひずみ-ダイレイタンス-特性

ここでは、まずダイレイタンス挙動に及ぼす拘束圧と過圧密履歴の影響を検討することにする。図-2, 3, 4は、三軸圧縮および伸張応力条件における有効応力比 η -体積ひずみ ϵ_v 関係を示したもので、図-2は拘束圧による変化、図-3, 4は過圧密履歴による変化を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$, 19.6 kPa の例で示したものである。図からわかるようにその変形特性に拘束圧、過圧密履歴による明らか影響が認められる。

図-2は、 $\sigma'_c = 4.9, 9.8, 19.6, 29.4, 39.2, 49 \text{ kPa}$ で行った試験結果を η - ϵ_v 関係で示している。図中には、本研究室で過去に行った $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$ の試験結果も実線で示してある。図より明らかのように、せん断初期において、供試体の体積収縮に拘束圧の影響が強く現れている。非常に低い拘束圧の場合、体積収縮量は拘束圧が196 kPaのときに比べわずかなため、データに多小のバラツキが認められるが、拘束圧の低下とともに体積収縮量も減少し、拘束圧が49kPaになると収縮量もほんのわずかなりとなる。

この傾向は、

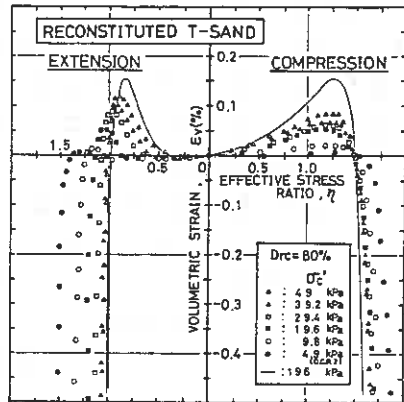


Fig. 2

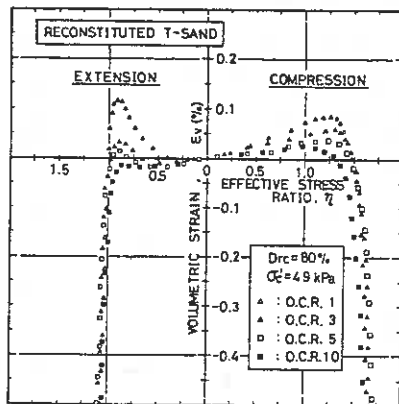


Fig. 3

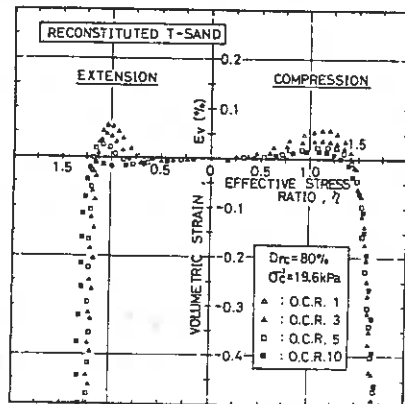


Fig. 4

せん断開始と同時に現れ、体積ひずみ ϵ_v が負に転じるまで一貫して見られる。

図-3,4は、過圧密履歴の影響を示したものである。拘束圧による影響と同様に過圧密履歴によって体積収縮量は小さくなり、過圧密比が大きくなるほど体積収縮量も小さくなっていく。この傾向も、せん断開始と同時に現れ、ある程度せん断が進行すると、正規圧密時と同様な挙動を示すようになる。しかし、注目すべきは拘束圧が非常に低くなると体積収縮量が小さいため、過圧密履歴の影響はそれほど顕著には現れないようである。図-5(a), (b)は、体積収縮量に対する拘束圧と過圧密履歴の影響を調べるため、最大体積ひずみ ϵ_{vmax} -過圧密比O.C.R.関係を示したもので、(a)は圧縮試験、(b)は伸張試験の結果である。この図からも、低拘束圧になるにしたがって、また過圧密比が大きくなるにしたがって、体積収縮量が小さくなっていくことがわかる。また大きな過圧密比のもとでは、拘束圧の低下による体積収縮の変化割合は小さくなっていく。このように、拘束圧によって体積収縮量が異なるのは、拘束圧が低くなるにつれてせん断に伴う粒子再配列の際、体積増加が生じやすくなるからである。また過圧密履歴による影響は、せん断以前に過圧密により、体積収縮のための粒子再配列がすでに進行しているため、体積収縮が抑制されると思われる。

次に、強度に及ぼす拘束圧、過圧密履歴の影響を検討する。図-6,7,8は、有効応力比 σ_1/σ_3 -軸ひずみ ϵ_a 関係を示したものである。

図-6は、拘束圧の影響を示したもので、図-2と同様に拘束圧による相違が認められ、拘束圧が低くなるにつれて同じ軸ひずみにおける応力比が大きくなっていく。この傾向は、伸張試験においてさらに顕著に現れている。図中に実線 σ_1/σ_3 で示されている拘束圧が196kPaの場合に比べ49kPaのときは、それほど変化は見られないのに対し、拘束圧がより低くなるにしたがって、その差は大きくなっていく。

図-7,8は過圧密履歴による影響を示したものである。図より、明瞭な過圧密履歴による影響があるとはいいがたい。これらのことから、中位の有効拘束圧下の場合と同様、過圧密履歴

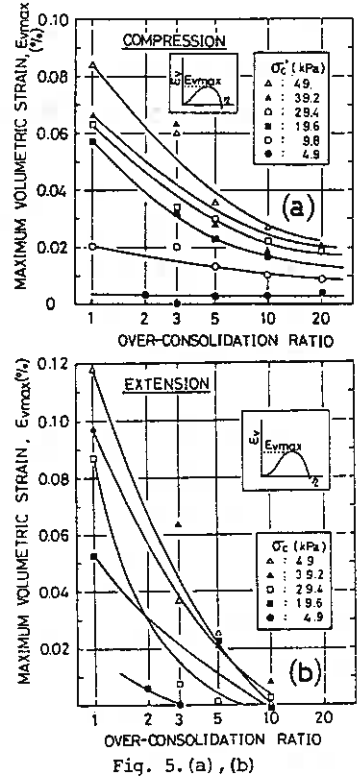


Fig. 5. (a), (b)

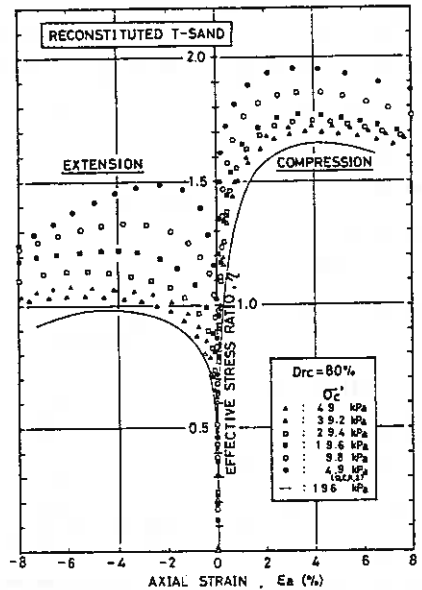


Fig. 6

の影響は、せん断初期に現れ、その後、せん断が進行するにつれ消滅するようである。

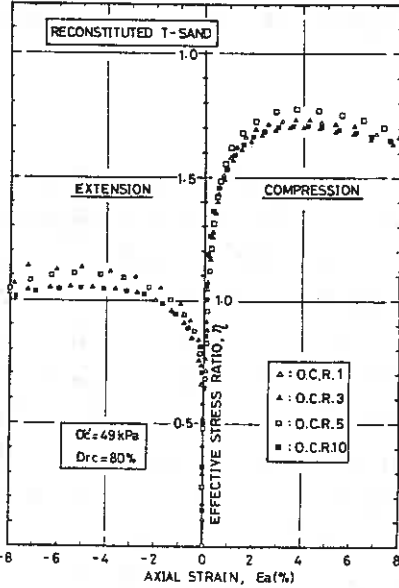


Fig. 7

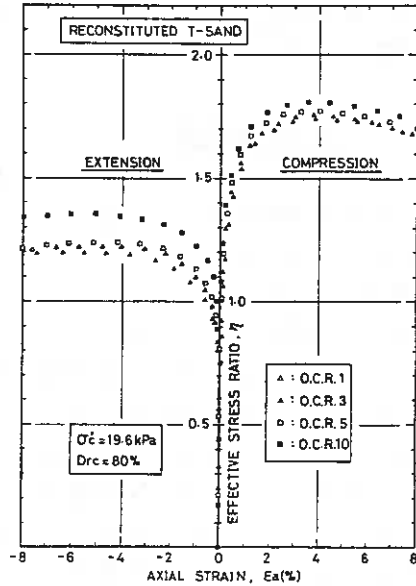


Fig. 8

4-2 等ひずみ線

図-9は、有効拘束圧および過圧密比を変えて行った試験において、所定の軸ひずみ ϵ_a に達した時の応力点を、 q/p 面上に示したものである。三軸圧縮では $\epsilon_a = 0.1$ と 0.5% 、三軸伸張では $\epsilon_a = -0.1$ と -0.5% のそれぞれの場合の応力点を各過圧密比ごとに結んだものである。図中には、等ひずみ線とともに破壊線も示している。

図から、等ひずみ線は p 軸に関して上に凸な曲面で表され、過圧密履歴を受けると正規圧密の場合よりも上に位置し、過圧密比が大きくなるほど同じ ϵ_a に対する q は大きいことを示していることなどの事実がわかる。しかし、この傾向も軸ひずみが大きくなるにつれて、過圧密履歴の影響が小さくなり消滅するようである。このことは、今回行った低拘束圧下についてのみ言えることではなく、中位の圧力下においても同様な傾向があり、等ひずみ線は拘束圧が高くなるにしたがって

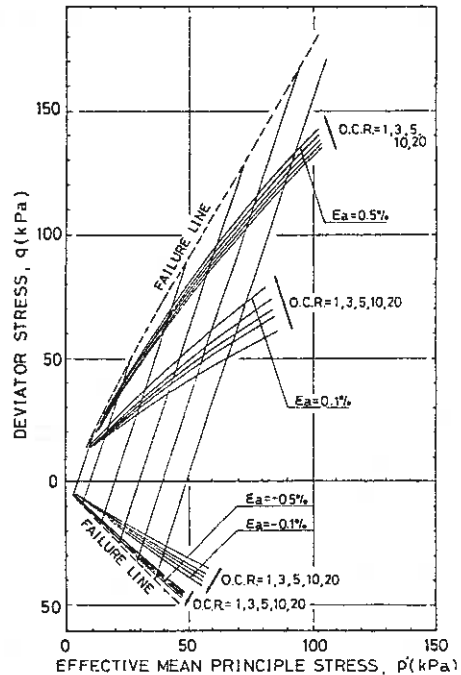


Fig. 9

傾きが小さくなる傾向がある。すなわち、低拘束圧下においても、せん断初期に過圧密履歴による影響が顕著に現れ、また過圧密比が大きいほど影響も大きくなる。しかし、ある程度のひずみ量に達すると過圧密履歴の影響は失われ正規圧密時と同様な挙動を示すものと言える。

4-3 せん断抵抗角

図-10(a), (b), 図-11(a), (b)は、破壊時のせん断抵抗角 ϕ_d および体積ひずみ最大時のせん断抵抗角 ϕ_{cu} と有効拘束圧 σ'_c の関係を、三軸圧縮および伸張試験について示したものである。図に示すように、明らかに有効拘束圧の相違によるせん断抵抗角 ϕ_d の変化が見られる。図-10(a)は、圧縮試験でのせん断抵抗角 ϕ_d と有効拘束圧 σ'_c の関係を示したもので、拘束圧が低くなるにつれて ϕ_d が上昇していきることがわかる。Tatsuoakaの排水三軸圧縮試験(供試体直径70mm, 高さ150mm)によれば²⁾、拘束圧がせん断抵抗角に及ぼす影響は、拘束圧が49kPa以下の場合、拘束圧の変化に対してせん断抵抗角の変化は小さく、特に拘束圧が9.8kPa以下では非常に小さいと指摘しているが、その結果とは異なる結果となった。図に示すせん断抵抗角は、X補正の補正を行っていないが、先にも述べたように拘束圧が49kPaのとき補正を行っても0.5度程度低下するのみであって、Tatsuoakaの指摘には従っていないが、Ponceらによる低拘束圧下ではせん断抵抗角は増加する¹⁾という結果と傾向を同じくするものである。また図-10(b)は、伸張試験の結果である。圧縮試験以上に低拘束圧下の拘束圧依存性が見られ、低拘束圧に近づくにしたがって急激に ϕ_d は増加していき。以上のことから、 ϕ_d の拘束圧依存性は、初期拘束圧が低くなるにつれ

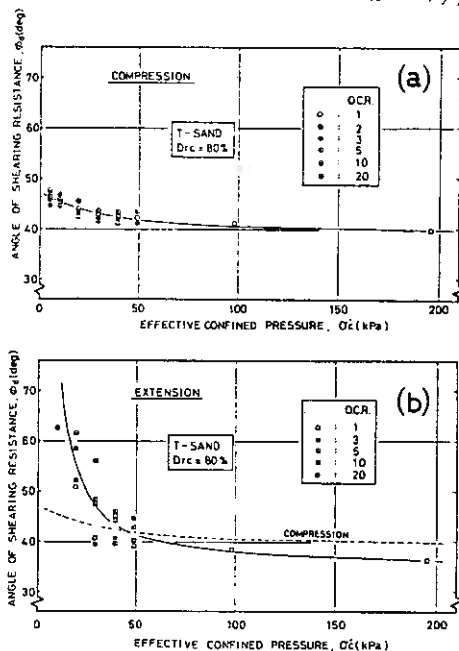


Fig. 10. (a), (b)

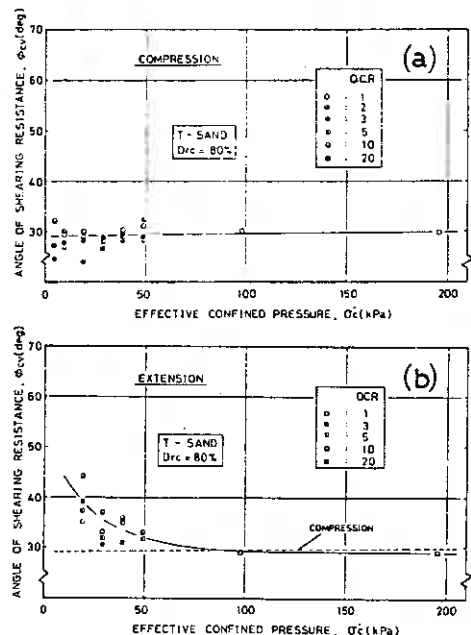


Fig. 11. (a), (b)

で大きくなり、特に伸張試験において顕著に現れると言える。また圧縮と伸張試験の ϕ_d の大小関係は、拘束圧が45kPa付近で逆転している。拘束圧の高い所で、圧縮試験の ϕ_d の方が大きいのは、主としてMSP法で作製した供試体の持つ強い異方性のためと考えられるが、拘束圧が45kPa以下の低い所での伸張試験での ϕ_d の方が大きくなることに関しての適切な説明はいまのところできない。また過圧密履歴による ϕ_d の変化はあるとはいいがたかく、先に述べたように、破壊時には過圧密履歴の影響が軽減されているためと思われる。

図-11(a), (b)は、体積ひずみ最大時のせん断抵抗角 ϕ_{CV} と有効拘束圧 σ'_c の関係を示したもので、圧縮試験においては、拘束圧、過圧密履歴によらずほぼ一定であると言える。しかし、伸張試験においては、 ϕ_d ほどではないが ϕ_{CV} に及ぼす拘束圧の影響が認められる。ただし、過圧密履歴の影響は、圧縮試験と同様明らかでない。

4-4 ストレス-ダイレイタンス特性

4-4-1 応力比-ひずみ増分比関係

ここでは、応力比-ひずみ増分比関係に及ぼす拘束圧と過圧密履歴の影響を検討する。図-12(a), (b)は、正規圧密状態における有効応力比 η -ひずみ増分比 $-\frac{d\epsilon_v}{d\gamma}$ 関係を圧縮および伸張試験に7つと比較したものである。一般に $\eta - (-\frac{d\epsilon_v}{d\gamma})$ 関係は、拘束圧の11かんにかかわらず線形関係になると言われている。圧縮試験においては、ほぼ線形関係を満足しているように思われるが、せん断初期での $\eta - (-\frac{d\epsilon_v}{d\gamma})$ 関係には、拘束圧による相違が見られ、拘束圧が低くなるにしたがって $\eta - (-\frac{d\epsilon_v}{d\gamma})$

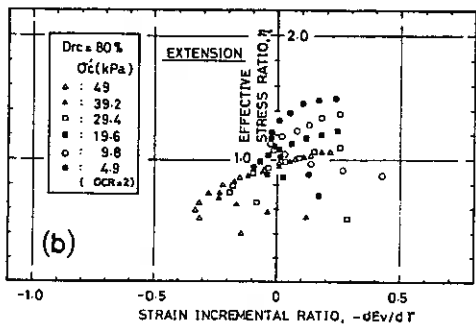
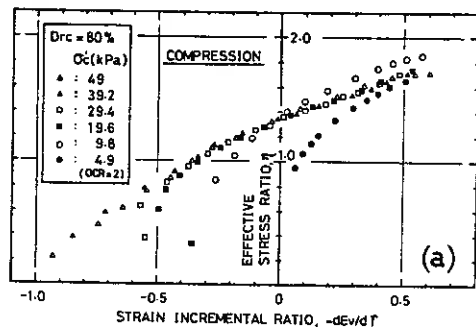


Fig. 12. (a), (b)

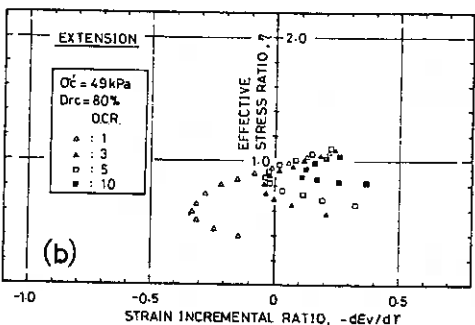
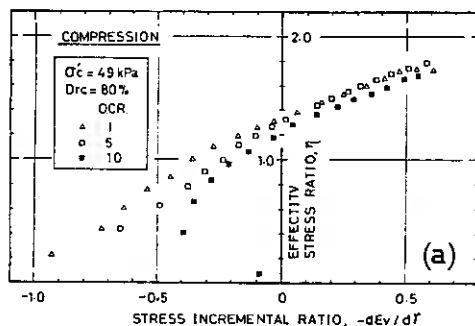


Fig. 13. (a), (b)

関係が右に移動しており、ある程度の応力比に至らないと線形関係を満足しないようである。また伸張試験の $\epsilon - (-d\epsilon_v/d\epsilon_r)$ 関係は、せん断初期においては、圧縮試験と同様な傾向を示すが、応力比が大きくなって拘束圧の11かんにかかわらず線形関係は認められない。このように、拘束圧が49 kPa以下の非常に低い拘束圧下での $\epsilon - (-d\epsilon_v/d\epsilon_r)$ 関係は、拘束圧が低くなるにつれせん断初期に右に移動していく傾向があり、明確な線形関係が認められなくなることを言える。

次に、図-13(ウ、エ)は、 $\epsilon - (-d\epsilon_v/d\epsilon_r)$ 関係に及ぼす過圧密履歴の影響を拘束圧が49 kPaの場合について示している。図より、過圧密比が大きくなると拘束圧の影響と同様にせん断初期の $\epsilon - (-d\epsilon_v/d\epsilon_r)$ 関係は右に移動し、ある程度の応力比に至らないと線形関係を満足しないことを示している。このことは、先に述べた過圧密履歴を受けた砂の応力-ひずみ-ダイレイタンス特性において、せん断初期に過圧密履歴の影響が現れ、せん断の進行とともに消滅するという見解に添うものである。

4-4-2 せん断抗角-破壊時のダイレイタンス速度関係

図-14は、せん断抗角 ϕ_d -破壊時のダイレイタンス速度 $(-d\epsilon_v/d\epsilon_r)_f$ 関係を圧縮および伸張試験に関して示したものである。この関係は、一般に密度、拘束圧、供試体寸法によらず直線関係になるとされている⁵⁾。本研究における拘束圧が4.9 kPaから49 kPaの範囲においても直線関係が成立するかどうかを検討してみる。図より、圧縮試験においては、拘束圧の変化による ϕ_d の変化が伸張試験に比べ小さいため、一般に直線関係になるとはいいかたが、伸張試験においてはほぼ直線関係となり、拘束圧が低いほど ϕ_d の増加とともに $(-d\epsilon_v/d\epsilon_r)_f$ も増加している。また、注目すべき事実として、せん断抗角 ϕ_d は破壊時のダイレイタンス挙動に強く依存しているものの、両者の関係は、三軸圧縮と三軸伸張条件で大きく異なっていることである。このことは、低拘束圧下においても、砂のせん断抗角あるいはダイレイタンス特性が応力系や構造異方性の影響を強く受けていることを示しており、今後、詳細に検討すべきことである。また、過圧密履歴は、先に述べたように破壊時には消滅するという見解からも、両者の間に影響はないと言える。この結果からも、とれおれの応力系に

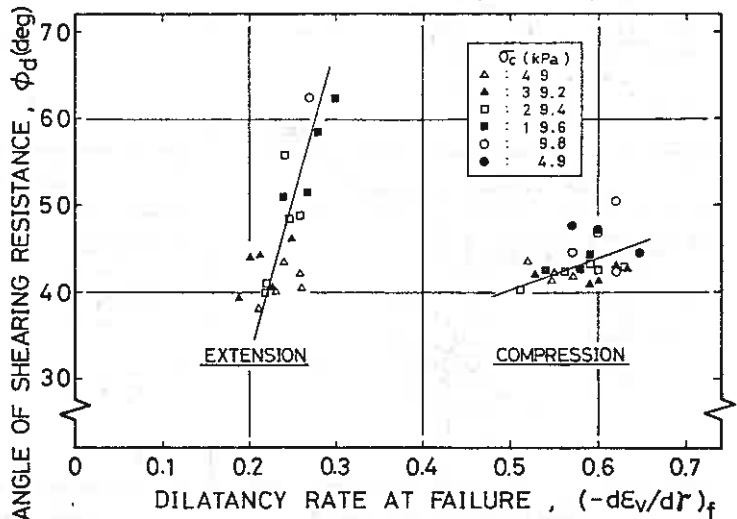


Fig. 14

おいて、せん断抗折角に拘束圧依存性があるとしても、破壊時のダイレイタンス速度に関して拘束圧依存性があり、せん断抗折角と破壊時のダイレイタンス速度の間には、低拘束圧下においても一義的の関係が定まると言えようである。

4-5 降伏特性

砂の変形特性を解明する上で、特に過圧密履歴の問題を扱う手段として、砂をひずみ硬化特性を持つ弾塑性体として扱う方法がある⁶⁷⁾。その時に最も問題となるのは、応力状態の変化によって降伏が生じ塑性変形が発生する領域か、あるいは過圧密履歴の影響により弾性変形のみが発生する領域かを定める降伏曲線の決定である。Ishiharaら⁹⁾によれば、過圧密履歴を受けた砂においては、圧縮と伸張の両側に一連の降伏曲線が形成されるとしてゐる。しかし、低拘束圧下の降伏曲線に関しては言及されてゐない。

図-15は、本試験結果を用いて、Ishiharaらの方法によって描いた降伏曲線である。図に示すように、低拘束圧下においても圧縮と伸張の両側に一連の降伏曲線が形成される。この降伏曲線は、低拘束圧下でも中位の圧力下の降伏曲線と同様に形はするが、先行圧密圧力が大きくなると、低拘束圧になるにしたがって直線に近づくようである。また、圧縮側と伸張側の降伏曲線の形に違いが見られるのは、主として、供試体の持つ強い構造異方性および応力系の相違によるものと考えられる。

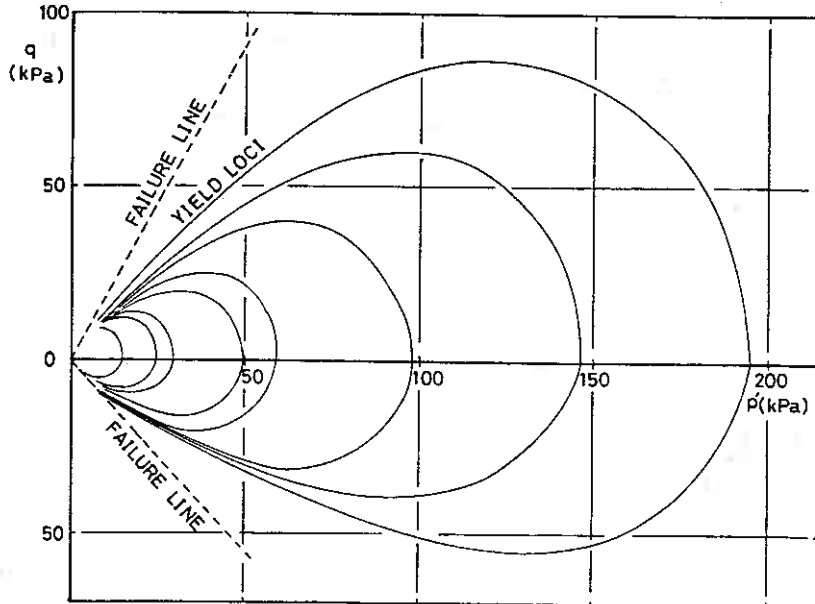


Fig. 15

5. まとめ

今回行った一連の試験結果から、拘束圧が 49 kPa 以下の砂の応力-ひずみ挙動に及ぼす拘束圧や過圧密履歴の影響に特徴的な傾向が認められた。得られた結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 供試体の体積収縮性は、拘束圧が低くなるにつれて小さくなる。この傾向は、せん断開始直後から現れ、体積ひずみが負に転じるまで一貫して続く。また、過圧密履歴によっても体積収縮性は小さくなり、過圧密比が大きくなるにつれその傾向も大きくなるが、せん断の進行とともに過圧密履歴の影響は小さくなる。
- (2) 等ひずみ線から明瞭に示されるように、過圧密履歴を受けるとせん断初期にひずみの発生量が小さくなり、せん断の進行とともにこの傾向は小さくなる。また、過圧密比が大きくなるにしたがってひずみの発生量の減少割合は小さくなる。
- (3) せん断抗折角 ϕ_d には、拘束圧依存性があり、拘束圧が非常に低くなると ϕ_d は増加する。この傾向は、特に伸張条件において顕著に現れ、拘束圧が低くなるに従って ϕ_d は急激に増加する。一方、低拘束圧下においても、過圧密履歴の増への影響は認められなかった。
- (4) ストレス-ダイレイタンス-関係は、せん断初期において線形関係とはならず拘束圧が低くなるほど、また、過圧密比が大きくなるほど、ストレス-ダイレイタンス-図の右方向に移動し、せん断の進行とともにほぼ線形関係に満足するようになる。ただし、伸張試験では、低拘束圧になるに従って、破壊時の応力比が大きくなるため、せん断が進行しても線形関係に落ちないがた110。
- (5) せん断抗折角と破壊時のダイレイタンス-速度に相関が認められ、特に伸張条件においては、低拘束圧下でも ϕ_d と $(d\epsilon_v/d\sigma)$ の間には線形関係が定まると言えようである。しかし、 ϕ_d あるいはダイレイタンス-挙動が応力系および構造異方性に強く依存するため、両者の相関は三軸圧縮と三軸伸張応力条件で非常に違ったパターンとなっている。
- (6) 低拘束圧下の降伏特性に関して、中位の圧力下と同様な降伏曲線が得られ、先行圧密圧力が大きくなるに従って、低拘束圧下の降伏曲線は直線に近づく。また、構造異方性および応力系の相違によって、圧縮側と伸張側の降伏曲線に違いが見られる。

最後に、本研究の実施に際し、実験およびデータ整理に多大な協力を得た本学4年目学生佐藤 正寿、渡辺 龍司両君に感謝の意を表します。

参考文献

- | | |
|------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| 1) Ponce, V.M. and Bell, J.M. (1971) | : Jour. of SMF Div., Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 625-638. |
| 2) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1984) | : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 30-48. |
| 3) Miura, S. and Toki, S. (1982) | : Soils and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77. |
| 4) Miura, S. and Toki, S. (1984) | : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 69-84. |
| 5) Bishop, A.W. (1966) | : Géotechnique, Vol. 16, No. 2, pp. 91-130. |
| 6) Miura, S. and Toki, S. (1984) | : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 2, pp. 43-57. |
| 7) 龍岡文夫, 吉原光美. (1974) | : 第9回土質工学研究発表会, pp. 211-214. |
| 8) 龍岡文夫. (1975) | : 第20回土質工学シンポジウム, pp. 61-70. |
| 9) Ishihara, K. and Okada, S. (1978) | : Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 57-72. |

自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断特性の異方性とその評価法

室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 工学部 土岐 祥介
北海道大学 大学院 ○ 斎藤 義浩
北海道大学 大学院 岡積 敏雄

1. まえがき

砂質土の構造異方性は、その静的・動的力学特性に大きな影響を与えることが、主として乱した砂の室内試験で認められている。したがって、自然堆積砂地盤の力学特性を評価する際には、このことを十分に認識しなければならない。しかし、乱さない試料の採取法や試験法に問題があるために、自然堆積砂地盤の異方的力学特性は、まだ十分に解明されていないのが現状である。

筆者らは、乱れの比較的少ないブロックサンプリングによって得た不攪乱砂試料から切り出した供試体の非排水繰返し三軸試験を行ない、自然堆積砂地盤の液状化特性に無視できない構造異方性の影響^{1),2),3)}が存在することをすでに明らかにしている。本研究では、Endochronic理論⁴⁾を導入することにより、自然砂地盤で見られるこのような異方的液状化特性をかなりの精度で予測できることを示す。

2. 自然堆積砂地盤の非排水繰返し三軸強度の異方性

実験に用いた不攪乱砂試料は、釧路市釧路空港付近の傾斜地に堆積している均質な釧路層群（以下K-砂と略称）および、石狩町樽川地区にあるほぼ水平に堆積した均質な砂層（以下I-砂と略称）から、ブロックサンプリング法によって採取したものである。サンプリング深度は、K-砂で3.5m、I-砂では2.5mであり、サンプリング時の有効土被り圧はそれぞれ61kPa、41kPaと推定されている。なお、K-砂、I-砂の物理的性質を表-1に示す。

まずこれまでの報告^{1),2),3)}の概要を述べると以下のようなものである。図-1および図-2にK-砂のUVおよびUH供試体について行った一連の非排水繰返し三軸試験から

Table 1

Sample name	Gs	D ₅₀ (mm)	Uc	Fc (%) (≤74μm)	e _{max} , e _{min}	Dr (%) (in-situ)	w _L (%) (in-situ)
K-Sand	2.69	0.17	1.6	3.0	1.294, 0.774	98	15
I-Sand	2.73	0.26	1.5	0.5	1.235, 0.808	85	8

得たタイムヒストリー、有効応力経路および応力~ひずみ関係の比較を示している。ここでUV、UH供試体は、図-3に示すように三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するように切り出し成形したもの（UV供試体）および三軸供試体の軸方向がそれと90°異なるように切り出し成形したもの（UH供試体）である。なお、試験方法の詳細は別報^{1),2),3)}に示されている。

UV、UH供試体の繰返しせん断におけるひずみおよび間隙水圧の発生状況には大きな相違点が認められる。すなわち、UV供試体においては軸ひずみが伸張側に卓越しているが、UH供試体では圧縮側に顕著に発生している。このような変形特

性の相違を反映して間隙水圧の発生状況にも相違が見られ、UV供試体は伸張側で、UH供試体は圧縮側で大きな間隙水圧が発生している。UV供試体とUH供試体のこのような液状化特性の相違は、物性の異なるI-砂においても全く同様に示されている。両供試体のサンプリング条件およびその乱れの程度は全く同じであると考えられ、またともに凍結-融解という過程を経て作製された

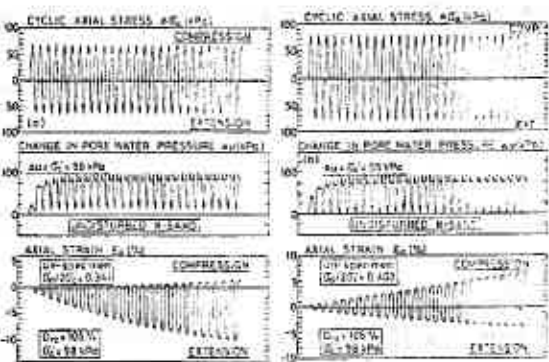


Fig. 1 (a-b)

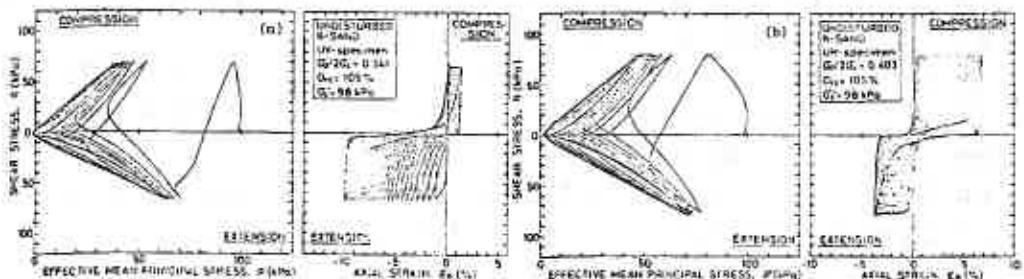


Fig. 2 (a-b)

ものである。このように液状化特性の相違は、切り出す際の供試体の軸方向が 90° 異なっていることのみによると思われる。

自然堆積砂地盤の微視的考察^{13,14)}によると、K-砂、I-砂ともに砂粒子長軸の水平方向への卓越配列がみられる。このため、UV供試体では伸張応力状態により変形しやすく、UH供試体では圧縮状態により変形しやすい構造となっている。したがって、上

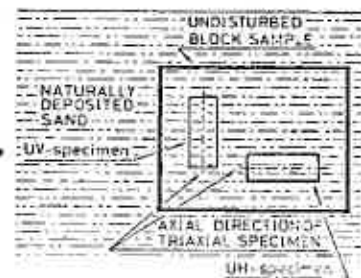


Fig. 3

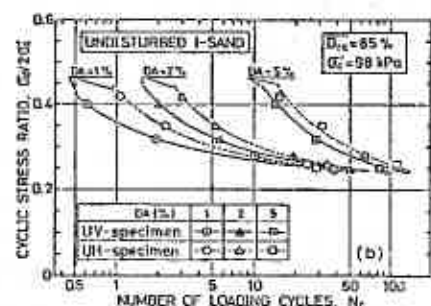
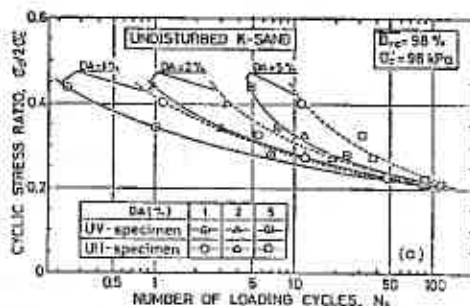


Fig. 4 (a-b)

述のような液状化特性の相違は、自然堆積砂地盤が有する構造異方性に起因するものであり、細粒分含有率の大小によらないと言える。

以上のような両供試体の液状化特性の相違を反映して、液状化強度にも差が生じていることを図-4(a), (b)は示している。この図より、両振幅軸ひずみ $DA=1, 2, 5\%$ を生じるのに必要な応力比は、K-砂、I-砂ともにUH供試体の方が高い値となっており。以上が、筆者らが明らかにした自然堆積砂地盤の非排水繰返しせん断特性の異方性の特徴である。以下では、このような異方的液状化強度の評価法について検討を加える。

3. 自然堆積砂の繰返し非排水異方応力~ひずみ~強度関係式の誘導

繰返し応力を受ける緩詰め砂においては、負のダイレイタンスーのため、せん断応力方向が反転する毎に過剰間隙水圧が蓄積し、有効応力がゼロに近づくと大きなひずみが生じる。これに対して密詰め砂では、正のダイレイタンスーのためせん断応力方向の反転によって正の過剰間隙水圧が蓄積し、その結果として、有効応力が一時的にゼロになっても、その後の繰返し載荷に対しては有限のひずみしか生じない。いわゆる、サイフリック・モビリティと呼ばれる現象を示すことが一般に認められている。さらに密詰め砂の場合、緩詰め砂と比較すると、その初期液状化の判定が難しいことが多い。K-砂、I-砂に関しても、図-1, 2に示されているように、上述の現象が現われている。したがって、密な砂を用いた本研究では、その液状化強度を生じたひずみの大きさで定義して議論を進めることにする。

ここでは、繰返し載荷によってもたらされるひずみに着目し、Endochronic理論を導入することにより、K-砂、I-砂の異方的液状化強度の予測を試みる。なお、Valanis⁴⁾によつて提案されているEndochronic理論は、降伏条件を用いずに、内部で蓄積していく物理量、すなわち内部状態変数を導入することによって、複雑な履歴をも単一のパラメータで表現できることに特徴がある。

3-1 応力とひずみの表示

図-5に、繰返し応力を受ける砂の応力~ひずみ曲線およびタイムヒストリーの模式図を示す。 σ_d は片振幅軸応力、 ϵ_a は軸ひずみで、それぞれ圧縮を正として定義した。非排水条件下では体積一定であり、変形はすべてせん断成分で、圧縮成分はゼロである。したがって、繰返しせん断による供試体に与えられる仕事は、各サイクル毎のせん断仕事の累積となる。なお、せん断仕事は、次式で定義て

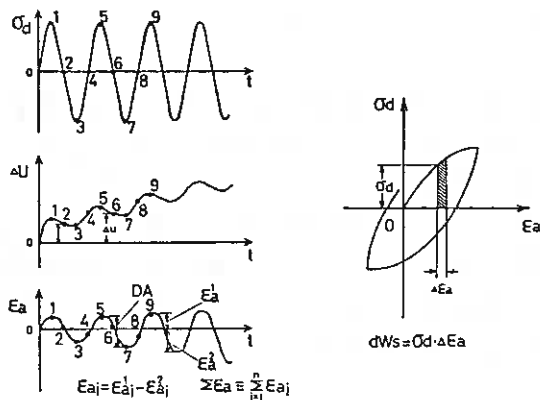


Fig. 5

$$W_s = \int \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (1)$$

$$= \int \sigma_a \cdot d\varepsilon_a$$

本研究では発生したひずみの大きさで定義された液状化強度を予測することを目的としているので、繰返しせん断による変形は両振幅軸ひずみ DA で評価することになる。DA は、各サイクルにおける圧縮側の最大軸ひずみと伸張側の最大軸ひずみの差として定義される。一方、変形の単調増加関数であるせん断ひずみの累積量 $\sum \varepsilon_a$ は、DA との関連性を考慮して次式で定義した。

$$\varepsilon_{ai} = \varepsilon_{ai}^1 - \varepsilon_{ai}^2 \quad \sum \varepsilon_a = \sum \varepsilon_{ai} \quad (2)$$

ここで ε_{ai}^1 および ε_{ai}^2 はそれぞれ i 番目のサイクルにおける圧縮側の最大軸ひずみ、伸張側の最大軸ひずみであり、よって ε_{ai} は i 番目のサイクルにおける DA の値と同じである。なお繰返し応力比 σ_{20}/σ_c は簡単のため、以後 SR と表示することとし、各変数は各サイクル終了時の値を取り扱う。

3-2 せん断仕事と軸ひずみの累積量

Endochronic 理論では、内部状態変数量として、あるひずみ経路に沿った線素 $d\zeta$ と内部時間スケール ζ (Valanis は ζ とし塑性体積ひずみを採用している) をとり、 $d\zeta$ と $d\varepsilon$ との間に次式の関係性を定義している。

$$d\zeta = \frac{d\varepsilon}{f} \quad (3)$$

ここで f はひずみ硬化関数で、 ζ の連続増加関数である。すなわち ζ は ζ の関数として表わされるとしている。ここで $d\varepsilon$ および ζ は、ひずみ経路にそった線素および塑性体積ひずみに特定されてはならず、単調増加する物理量であれば良い訳であるので、ここでは、 ζ に $\sum \varepsilon_a$ 、 ζ に W_s をあてることとし、その妥当性を示すことにする。

W_s と $\sum \varepsilon_a$ の関係を調べると、同じ $\sum \varepsilon_a$ を発生させるのに必要な W_s の値は、応力比 SR の高いもの程大きくなる傾向がある。そこで図-6(a)~(d)に、 W_s を SR で除したときの関係性を示した。K-砂、I-砂の UV 供試体および UH 供試体において、それぞれユニークな関係性を示し、ほぼ一本の直線で近似できようである。またその直線の傾き (A) は、UV 供試体と UH 供試体とは等しくなり、異方性によらないようである。よって W_s と $\sum \varepsilon_a$ は供試体の異方性にかかわらず、次式で関係づけられることができる。

$$W_s = A \cdot SR \cdot \sum \varepsilon_a$$

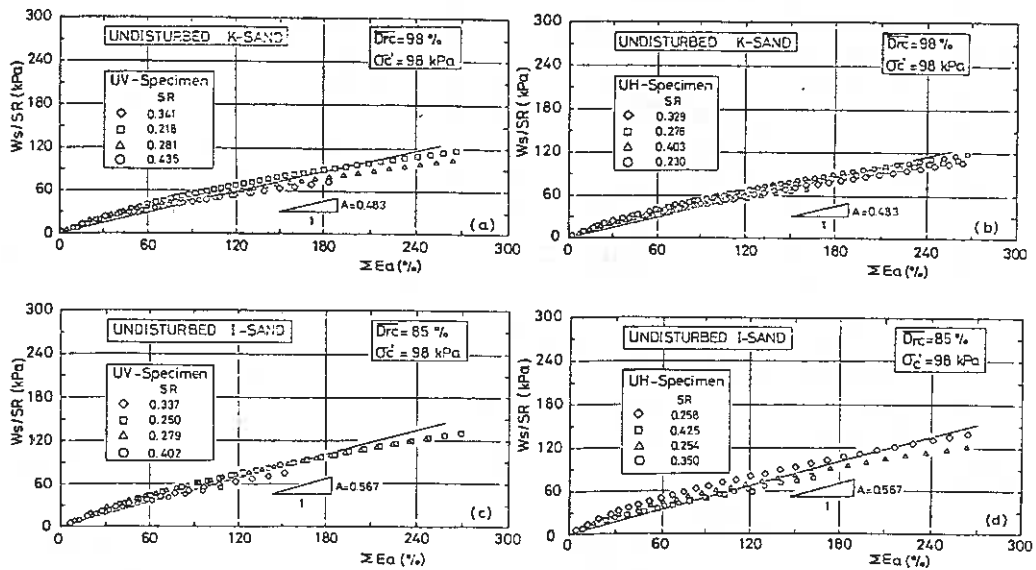


Fig. 6 (a-d)

ここで A は直線の勾配であり、一つの材料定数である。式 (3) と式 (4) を比較すると、 $A \cdot SR$ は τ に対応する。よって Ws と ΣE_a は、内部状態変数として扱うことができると言える。

3-3 非排水応力～ひずみ関係式

Ws と ΣE_a が Endochronic 理論の内部状態変数として適用できることがわかったが、本研究では、ひずみに着目しているため、特に ΣE_a と両振幅軸ひずみ DA と繰返し載荷回数 N_c の関係について議論していくことにする。

3-3-1 両振幅軸ひずみ～軸ひずみ累積量の関係

図-7 (a)～(d) は、K-砂、I-砂それぞれの UV 供試体、UH 供試体について、各サイクルで発生した両振幅軸ひずみ DA と ΣE_a の関係を示したものである。各供試体ともに、両対数紙上でほぼ直線近似できるといえる。高い応力比の供試体ほどその勾配は急であり、また $DA=1\%$ における ΣE_a の値は、高い応力比の供試体ほど小さくなっている。さらに、各供試体とも、近似された直線がある一点で交わり、ということがわかる。またこのときの DA の値は、UV 供試体、UH 供試体で同じ値となっている。以上より $\Sigma E_a \sim DA$ 関係は次式で定義することができる。

$$\log \Sigma E_a = B + C \log DA \quad (5)$$

すなわち

$$\Sigma E_a = 10^B \cdot DA^C \quad (6)$$

また上述の幾何学条件より、 B と C の関係は次式で表わされる。

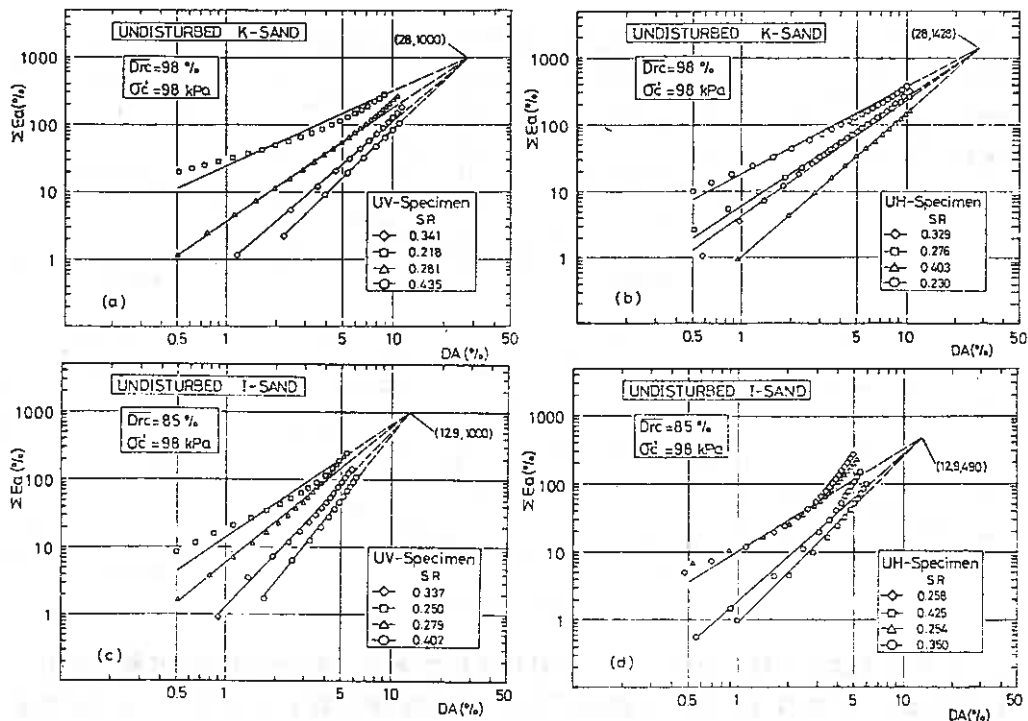


Fig. 7 (a-d)

$$B = \log(\Sigma E_a)_0 - C \log DA_0 \quad (7)$$

ここで、 ΣE_a 、 DA_0 はそれぞれ近似された直線が交わったところでの ΣE_a 、 DA の値で、 DA_0 は試料により定まる一つの材料定数である。

図-8 (a), (b)にCと応力比SRの関係を示した。この図より、UV供試体およびUH供試体のCとSRの関係はほぼ一本の直線で近似できようであり、また両供試体で近似された直線は平行としこまかまわれないと思われる。よって、B、CとSRの関係は次式で定義される。

$$C = c \cdot SR + d \quad (8)$$

$$B = -c \cdot \log DA_0 \cdot SR + \log(\Sigma E_a)_0 - d \cdot \log DA_0 \\ (= a \cdot SR + b)$$

ここでcは材料定数であり、dはUV供試体とUH供試体とで異なる異方性依存パラメータである。

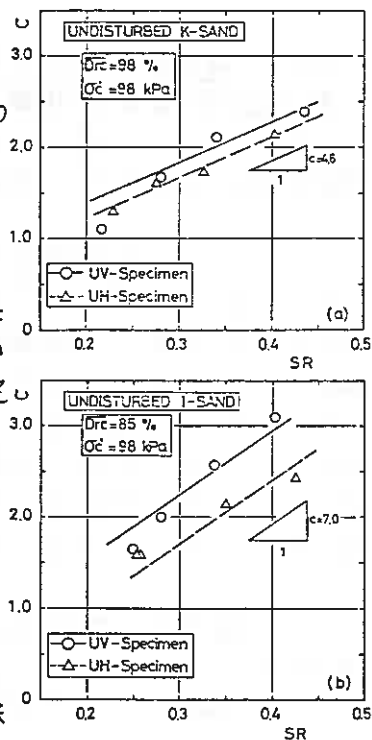


Fig. 8 (a-b)

3-3-2 軸ひずみの累積量～繰返し載荷回数との関係

次に累積軸ひずみと繰返し載荷回数との関係を求めるために、K-砂、I-砂のUV供試体およびUH供試体の、 $\Sigma \varepsilon_a$ と繰返し載荷回数 N_c を両対数グラフ上で整理したものが図-9(a)～(d)である。各供試体とも、両者の関係はほぼ直線で近似でき、高い応力比の供試体ほどその勾配が緩く、また $N_c=1$ における $\Sigma \varepsilon_a$ の値は、応力比が高いほど大きくなっている。ここで応力比の低い供試体では、 N_c が少ないときと多いとき

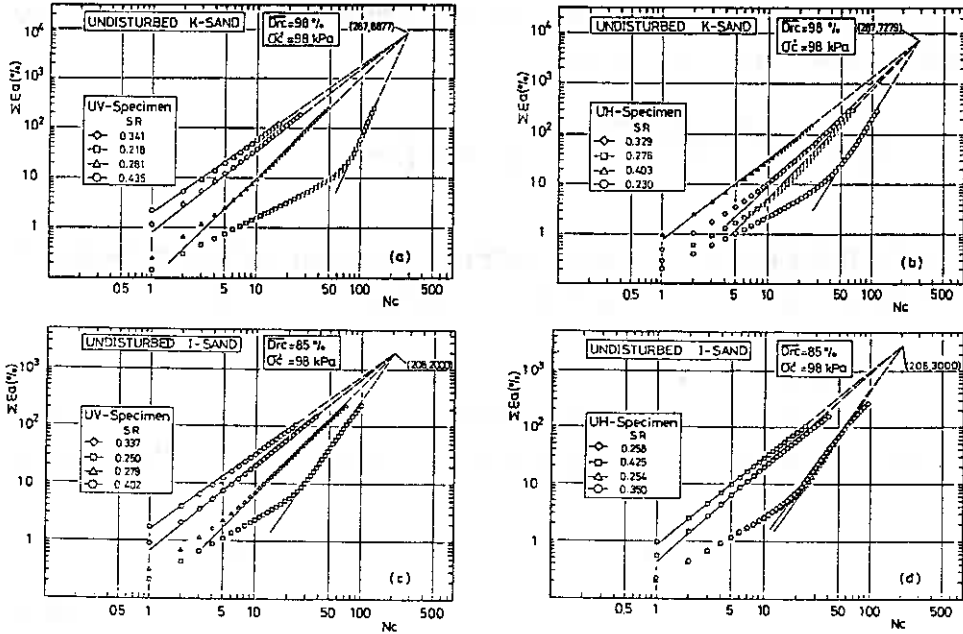


Fig. 9 (a-d)

とてその傾きが大きく異なっているが、その屈曲点は $DA=1\%$ 以下となっており、液状化強度予測のためには N_c が少ない部分を無視してもかまわないと思われる。さらに各供試体とも近似された直線がある一点で交わっており、このときの N_c はUV供試体とUH供試体で同じ値となっている。以上より、 $\Sigma \varepsilon_a \sim N_c$ 関係は次式で定義できる。

$$\Sigma \varepsilon_a = 10^E \cdot N_c^D \quad (9)$$

またDとEとの関係は、上記の幾何学条件より次式で表わされる。

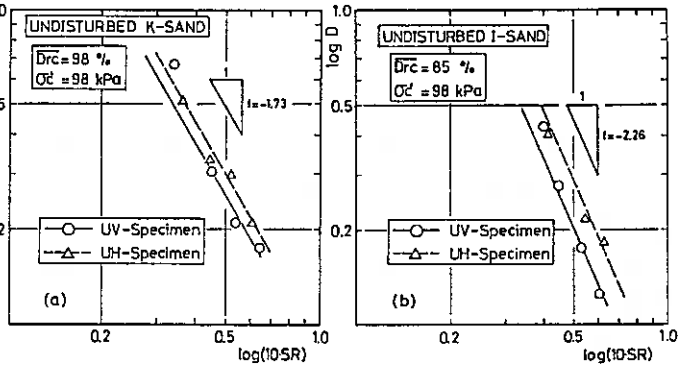


Fig. 10 (a-b)

$$E = \log(\sum \varepsilon a_i) - D \log N_c \quad (10)$$

ここで $(\sum \varepsilon a_i, N_c)$ は、それぞれ近似された直線が交わ、たところでの $\sum \varepsilon a_i, N_c$ 、 N_c はUV供試体とUH供試体とで等しく、一つの材料定数である。

図-10(a), (b)は、SRによるDの変化の様子を示したものである。図を見ると、両者の関係は各供試体とも両対数紙上でほぼ直線で近似することができ、その勾配は、UV供試体とUH供試体とで等しいとしても問題ないと思われる。よってD, Eは次式で表わされることになる。

$$D = 10^{\{10^e \cdot (\log 10 \cdot SR)^f\}}, \quad E = g \cdot D + h \quad (11)$$

ここでfは材料定数であり、eはUV供試体、UH供試体で異なる異方性依存パラメータである。またg, hはそれぞれ式(10)の $\log N_c, \sum \varepsilon a_i$ である。

3-4 液状化強度予測式

以上求めてきた $\sum \varepsilon a_i \sim N_c \sim DA$ 関係を整理して、生じたひずみの大きさDAによって定義された液状化強度予測式を誘導する。式(6)および式(9)より次式が導き出される。

$$N_c = 10^{\frac{B-E}{D}} \cdot DA^{\frac{C}{D}} \quad (12)$$

ただしB, C, D, Eは式(8), (11)で与えられているようにそれぞれSRの関数となっており、パラメータa~hによって決定される。

ここでもう一度各パラメータの求め方を示しておく。図-7(a)~(d)において近似された直線の勾配CとSRとの間に線形関係(図-8)が成り立ち、このときの直線の勾配がcでSR=0の切片がdである。パラメータa, bは、図-7(a)~(d)において近似された直線の交点によって決定される(式(8))。パラメータe, fは、図-9(a)~(d)において近似された直線の勾配DとSRとの関係を示す図-10(a), (b)で近似された直線より求まり、eが $\log 10 \cdot SR = 1$ における切片である。またfは載荷回数の変化に対して $\sum \varepsilon a_i$ がどの程度変化するかを示す値、つまり図-10(a), (b)で近似された直線の勾配である。パラメータg, hは、図-9(a)~(d)において近似された直線の交点によって決定される(式(10))。なお、パラメータa, c, f, gは一つの材料定数であり、b, d, e, hは異方性依存パラメータである。各パラメータの値を表-2に一括して示してある。

Table 2

Sample name	Specimen name	A	B		C		D		E	
			a	b	c	d	e	f	g	h
K-Sand	UV-specimen	0.483	-6.7	2.3	4.6	0.47	-1.12	-1.73	-2.46	3.95
	UR-specimen			2.7		0.27	-1.05			3.86
I-Sand	UV-specimen	0.567	-7.8	2.8	7.0	0.15	-1.37	-2.26	-2.32	3.30
	UR-specimen			3.1		-0.40	-1.22			3.48

図-11(a)~(d)に、式(12)より求めた各試料の $DA=1$,

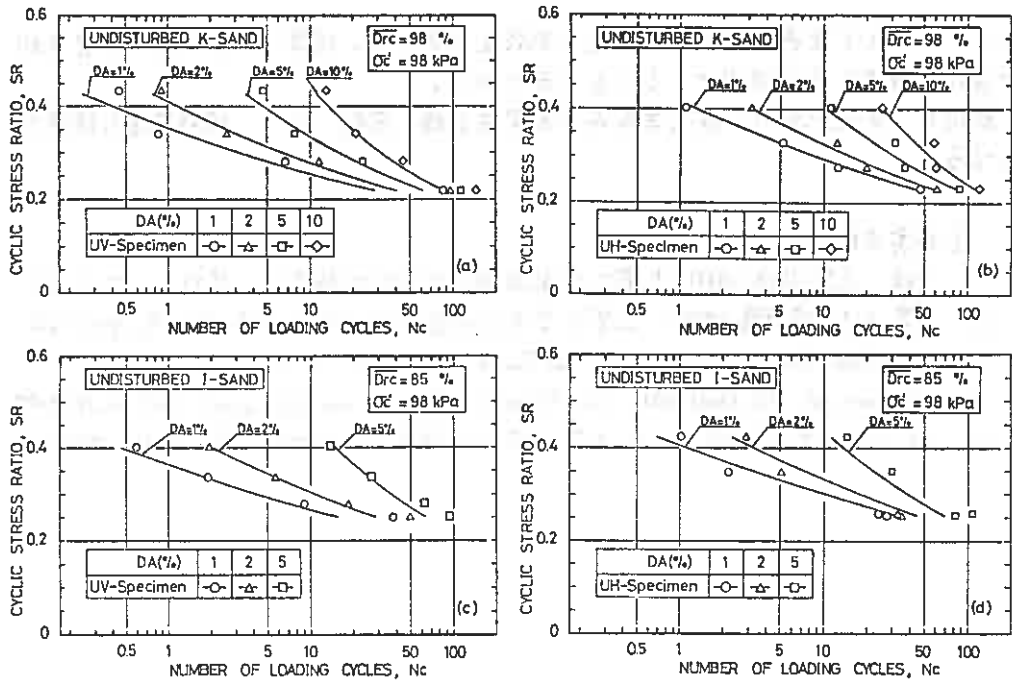


Fig. 11 (a-d)

2, 5% (K-砂はDA=10%も含んでいる)の液状化強度予測値と実測値を示した。各供試体とも、予測値が実測値(図-4(a), (b))の特性を良く示しており、K-砂、I-砂の構造異方性によるUV供試体とUH供試体の液状化強度の相違の様子を良く表現できているようである。しかしながら、各供試体について言えることではあるが、液状化曲線の急なラインの立ち上がり、ある応力比以下では液状化しない、いわば限界応力比を表現していないことが問題点として上げられるであろう。このことは、特にDの決定法に関して、今後詳細な検討が必要であることを示していると思われる。

6. まとめ

自然堆積砂地盤から採取した不攪乱供試体に対して明らかにされた異方的な非排水繰返しせん断特性をもとにして、自然堆積砂地盤の液状化強度予測式を誘導した。その結果は以下のようにまとめられる。

- (1) Endochronic理論で内部状態変数として用いられている、あるひずみ経路にそった線素 $d\epsilon$ と内部時間スケール τ に、それぞれ軸ひずみの累積量 $\Sigma\epsilon$ とせん断仕事 W_s を当てることの妥当性が示された。
- (2) $\Sigma\epsilon \sim DA$ 関係、および $\Sigma\epsilon \sim N_c$ 関係を両対数紙上で整理し、近似された直線の勾配と応力比SRとの関係を求めることにより、各パラメータを決定できることが示された。なお各パラメータは、応力比の異なる2本の非排水繰返し三軸試験により求めることができる。
- (3) Endochronic理論を導入することによって、繰返し応力のもとで発生したひずみ

の大きさ DA で定義した液状化強度予測式を誘導した。提案した予測式は、異方的な液状化特性を良く説明できることが示された。

最後に、実験に協力を得た本学4年目学生近藤 秀樹, 山平 靖雄両君に謝意を表す。

[参考文献]

- 1) 土岐・三浦・中垣(1983): 土質工学会北海道支部技術報告集, 第23号, PP43~52
- 2) 谷澤・土岐・三浦・有藤(1984): 土質工学会北海道支部技術報告集, 第24号, PP55~64
- 3) Miura, S. and Toki, S. (1984): Soils and Foundations, vol. 24, No. 3, PP 189~204
- 4) K.C. Valanis and H.E. Read(1982): Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads, chapter 14, PP375-417
- 5) 土岐・三浦・谷澤・三浦(均)(1984): 土質工学会北海道支部技術報告集, 第24号, PP45~54

回転応力経路下の砂の三次元硬化特性

北海道大学 工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学 大学院 ○ 林 法雄
北海道大学 大学院 遠藤 尚志

1. まえがき

筆者らは、前報^{1),2)}で初期異方構造を有する砂の三次元応力-ひずみ関係式を提案し、それが単調載荷時の応力-ひずみ挙動を良く説明することを示した。しかし、このような構成式を液状化問題のような繰返し載荷条件に適用するためには、実験的にも、理論的にも説明しなければならない問題が多い。たとえば、単調載荷応力-ひずみ関係式に直接移動硬化則を適用して導かれた繰返し載荷条件下の応力-ひずみ関係式は、実際の液状化強度を過大に評価してしまうことが明らかにされている。それは、繰返し載荷のような二方向あるいは多方向せん断条件下での砂の硬化特性が、単純な移動硬化則に従うようなものではないことによるものである。

そこで本研究では、砂の任意応力経路下の三次元硬化特性をまず明らかにするために、筆者らの構成式から予測される等せん断ひずみ線（楕円形、以下UH規準と略称）、Mises規準（円形、以下VM規準と略称）、およびMohr-Coulomb規準（ひずんだ六角形、以下MC規準と略称）に沿う応力経路下で試験を行い、回転応力経路下の応力-ひずみ挙動を調べたので、その結果を報告することにする。

2. 応力とひずみの表示

本研究では図-1に示すように、重力作用を受けて堆積した異方配列構造を有する砂要素を考える。直交座標系におけるz方向は、堆積方向と一致するようにする。また、主応力、主ひずみ増分は圧縮を正として定義した。試験は全て排水条件で行っているため、応力表示は有効応力を意味する。

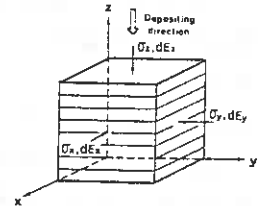


Fig. 1

図-2に示すように、主応力空間における正八面体面を考え、それに垂直および平行な応力成分は、それぞれ平均有効主応力P、せん断応力q下次のように定義する。

$$P = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (1)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

正八面体面上のせん断応力の方向は、 σ_z 軸の正八面体面上への投影から時計回りに取った角度 θ で規定し、次式で表わす。

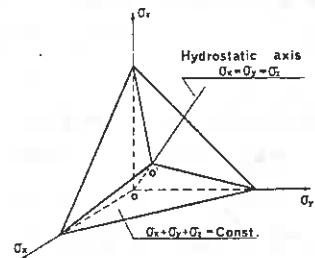


Fig. 2

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{3}(\sigma_3 - \sigma_1)}{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3} \quad (3)$$

ひずみ増分については、体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ 、せん断ひずみ増分 $d\gamma$ を次式で定義する。

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z \quad (4)$$

$$d\gamma = \frac{\sqrt{2}}{3} \left\{ (d\varepsilon_x - d\varepsilon_y)^2 + (d\varepsilon_y - d\varepsilon_z)^2 + (d\varepsilon_z - d\varepsilon_x)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

さらに、中間主応力の相対的な大きさはパラメータ b を用いて次式のように表わされる。

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (6)$$

ただし、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 はそれぞれ最大、中間、最小主応力である。

3. 試験方法および正八面体面上の回転応力経路

3-1 試験方法

試料は豊浦標準砂で、多重ふるい落下法³⁾により作製した初期異方構造を有する鋭角供試体を用いた。平均有効主応力 $P = 196 \text{ kPa}$ で等方圧密後、相対密度が約53%となるようにした。試験は、三主応力制御試験機を使用し、 $P = 196 \text{ kPa}$ (一定)の排水条件下で行った。試験機の特長で主応力方向が固定されており、図-3に示すように、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ の領域では最大主応力方向は堆積方向に一致し、中間および最小主応力方向は堆積方向に対して垂直な2つの水平方向となる。また、 $60^\circ < \theta \leq 120^\circ$ では最大主応力方向は水平方向のうちの1つであり、中間および最小主応力方向はそれぞれ堆積方向およびもう1つの水平方向である。他の領域についても、3つの主応力方向の相対関係は容易に理解できる。ここで注目すべきことは、領域境界線 ($\theta = 0^\circ, 60^\circ, 120^\circ, 180^\circ, 240^\circ, 300^\circ$) 上で、任意の2つの主応力方向が入れ代わることである。

回転応力経路は、初期せん断方向 $\theta_0 = 0^\circ$ で所定の応力比 ($\eta = q/P = 0.8$) までせん断した後、各規準に沿って時計回りに一回転させるもので、図-4に示すとおりである。さらに、 θ_0 を変えて ($\theta_0 = 30^\circ$

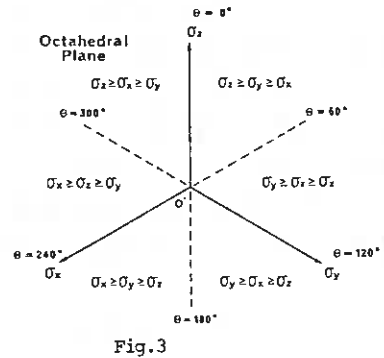


Fig. 3

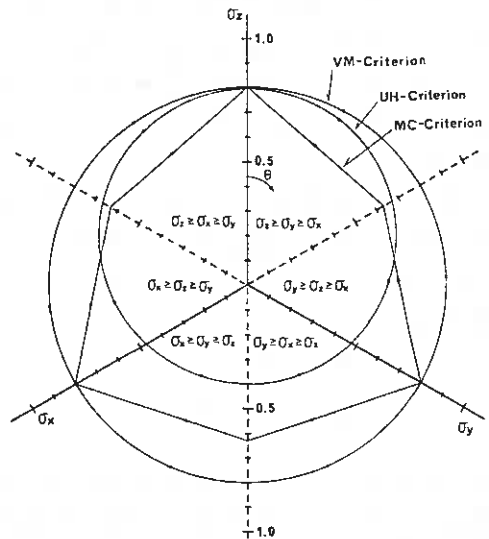


Fig. 4

60°, 90°, 120°, 150°) UH規準上の応力比
までせん断させた後、UH規準に沿っ
てθ = 180°まで回転する試験も行った。

3-2 UH規準

筆者らの構成式から得られた等せん
断ひずみ線(UH規準)の γ - θ 関係
は次式によって表わされる。

$$\frac{2\gamma^2 + 9}{2\lambda^2\gamma_c^2 + 9} = \frac{(1 + \lambda H)^2}{(1 + \lambda)^2} \left\{ \left(\frac{\gamma}{\gamma_c} \right) \left(\frac{H-1}{\lambda H + 1} \right) \cos \theta + 1 \right\}^2 \quad (7)$$

$$H = \left(\frac{2\gamma_c^2 + 9}{2\lambda^2\gamma_c^2 + 9} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \frac{\gamma_c}{\gamma}$$

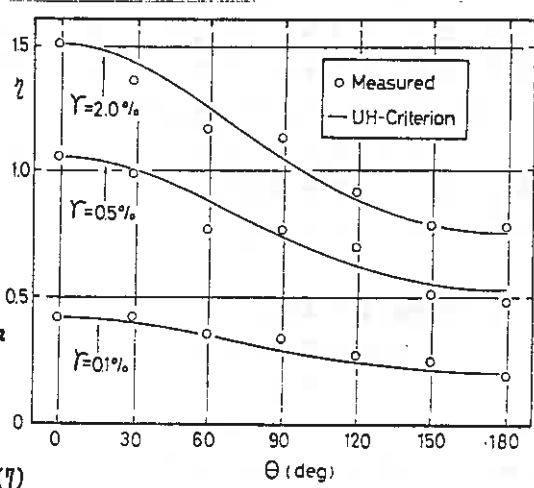


Fig. 5

ただし、 γ は平均有効主応力 P に対するせん断応力 q の比(q/P)、 γ_c および γ_E は、それぞれ軸対称圧縮および伸張条件下で等せん断ひずみを生じさせる応力比をいう。

図-5は、正八面体面上の放射応力経路による等せん断ひずみを生じさせる応力比(プロット)と(7)式(実線)とを比較したもので、UH規準は実験値をよく近似できることを示している。

3-3 VM規準およびMC規準

正八面体面上において、VM規準は円形($\gamma = \text{一定}$)、MC規準は六角形(最大・最小主応力比 $R = \sigma_1/\sigma_3 = \text{一定}$)となる。これらの形は、図-4に示す。ここで、軸対称三軸圧縮条件($\theta = 0^\circ$)での応力比は $\gamma_c = 0.8$ ($R = 2.091$)で統一した。

3-4 各規準の特徴

図-4でも明らかのように、各規準は左右対称であり、また供試体は二軸直交異方性砂とみなせるので、右半分だけを考えてもさしつかえない。

図-6は、各規準の最大・最小主応力比 $R (= \sigma_1/\sigma_3)$ 、せん断・平均主応力比 $\gamma (= q/P)$ 、および b 値の θ に対する関係を示したものである。UH規準では、 R は $\theta = 30^\circ$ でピークになり、それ以降単調に減少するが、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ ではほとんど変化がない。また γ に関しては、 θ の増加に伴ない単調に減少している。VM規準の R は、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ でほぼ増加傾向にあり、 $\theta = 60^\circ$ 付近で減少する。 $60^\circ < \theta \leq 120^\circ$ 、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ の関係は、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ の関係

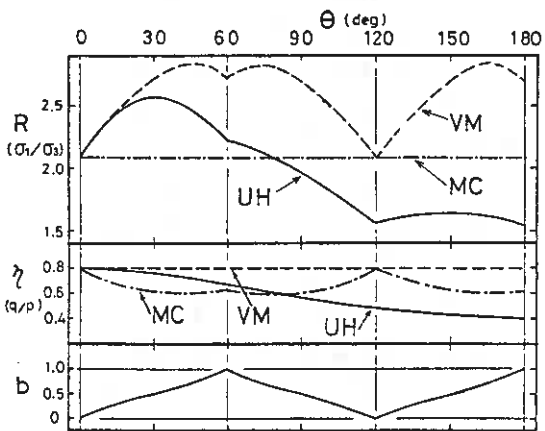


Fig. 6

を折り返した形となっている。これに関しては θ に無関係に一定である。また、MC規準の R は一定である。 λ は、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ で減少傾向にあり、 $60^\circ < \theta \leq 120^\circ$ 、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ ではそれを折り返した形となっている。なお、 b 値は各経路によらず θ によってのみ決定され、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ 、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ で増加、 $60^\circ < \theta \leq 120^\circ$ で減少となる。三軸圧縮条件($\theta = 0^\circ$ 、 120°)は $b = 0$ 、三軸伸張条件($\theta = 60^\circ$ 、 180°)は $b = 1.0$ である。

4. 試験結果と考察

4-1 回転経路下の応力-ひずみ-ダイレイタンス挙動

図-7(a)、(b)、(c)は、 $\theta_0 = 0^\circ$ から出発したUH、VM、MC規準に沿って回転させた時の主ひずみ ϵ_x 、 ϵ_y 、 ϵ_z を回転角 θ に対してプロットしたものである。図(a)はUH規準のもので、他の2つの規準に比べて変形が小さい。 $\theta = 180^\circ$ の各主ひずみを見ると、応力状態は三軸伸張条件であるけれども、明らかに ϵ_z が ϵ_y であり、これは回転応力経路下で新たに導入された異方性によるものであると推定される。 $\theta = 360^\circ$ でも同じことがいえる。なお、この時の主ひずみは規準上を一回転して生じた残留ひずみを表わしている。さらに、各主ひずみのピークは対応する主応力のピークから遅れて生じているのが、図-4との比較からわかる。

次に、VM規準の場合はUH規準とかなり異なる傾向を示している。その顕著な部分は $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ の区間で、各主ひずみとも大きく変化している。また、図-6で示したように R が増加する区間で各主ひずみの変化が大きく、逆に R が減少する区間では変化が小さい。全区間を $\theta = 180^\circ$ の前後で2つに分けて考えると、 $0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ で生じた各主ひずみの変化量は、 $180^\circ < \theta \leq 360^\circ$ で元の応力状態にもどした時の変化量より大きいことがわかる。すなわち、 $\theta = 180^\circ$ 以降は変形しにくくなり、新たなひずみ硬化が生じていることになる。MC規準の図(c)で特徴的なことは、 $\theta = 180^\circ$ までの三軸圧縮・伸張条件($\theta = 60^\circ$ 、 120° 、 180°)の直前で変形が大きくなって

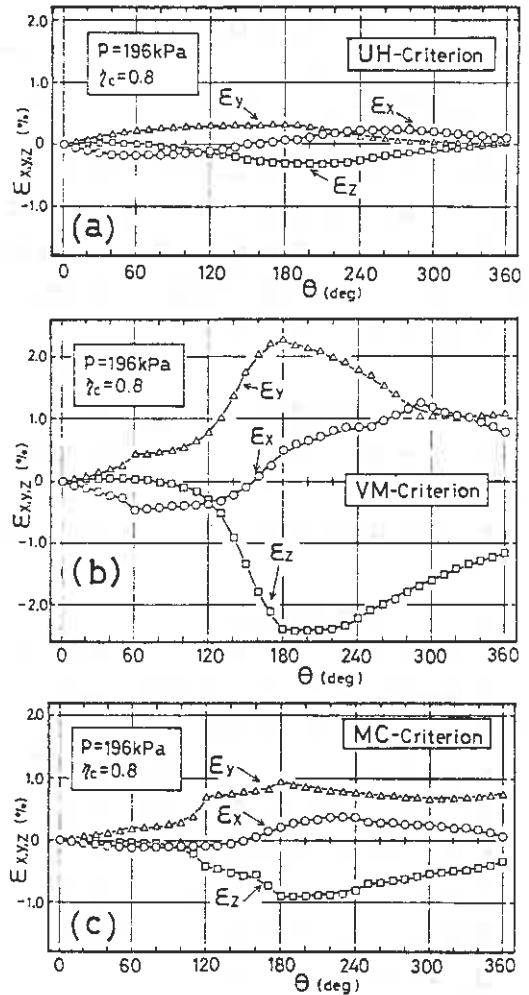


Fig.7 (a-c)

おり、その直後で小さくなっていることである。それは、前述したように、三軸圧縮、伸張条件の前後で主応力の方向が 90° 入れ代わることによるものと思われる。生じるひずみの発生特性に主応力比 R の影響が大きいことをVM規準の図(b)で示したが、 R の影響を受けないMC規準でのひずみ発生特性から明らかのように、ひずみの発生特性は R だけの影響下はないことがわかる。

図-8は、各規準に沿って一周した時の体積ひずみ ϵ_v を示している。 $\theta = 90^\circ$ までは、どの規準も大きな差はないが、 $\theta = 90^\circ$ 以降明白な差が現われている。UH規準では、体積ひずみは回転が進むにつれて増加傾向を示すものの、その割合は非常に低い。しかし、VM規準では $\theta = 120^\circ$ 以降で急激な増加傾向が認められる。また、MC規準においては $\theta = 120^\circ$ 、 180° の直前で急激な増加傾向という特徴を示している。さらに、UH規準に沿った体積ひずみは $0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ においてほぼ同じ割合で増加しており、回転応力経路下で導入された異方性の影響が顕著ではないことになる。これは、UH規準にはひずみ硬化特性に及ぼす初期異方性の影響が加味されていることによるものである。

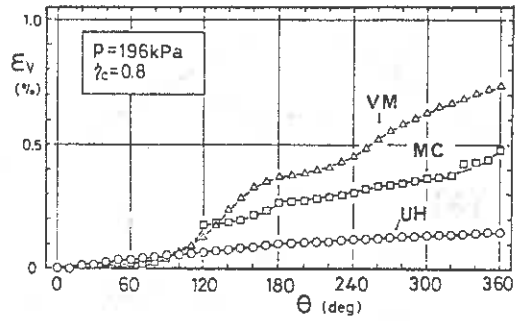


Fig.8

図-9は各規準に沿って回転した時のせん断ひずみ γ を示している。 $0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ で増加、 $180^\circ < \theta \leq 360^\circ$ で減少、さらにこの増加量より減少量の方が小さいという特徴がどの規準でも見られる。しかし、ひずみ硬化を示唆する残留せん断ひずみ($\theta = 360^\circ$)は各規準で大きく異なっている。VM規準は $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ で大きく変化し、また、MC規準では $\theta = 120^\circ$ 直後で変化が大きくなる。ただし、前述のことにより、UH規準に沿って新たに生ずるせん断ひずみは他の規準に比べて圧倒的に低いことは注目すべきである。

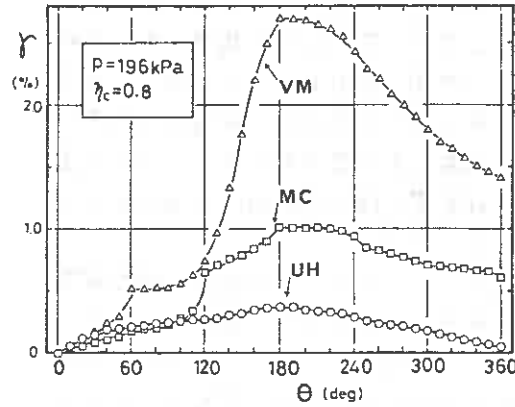


Fig.9

4-2 回転応力経路下のひずみ増分ベクトル

せん断ひずみ増分ベクトルを各規準上に示したものが図-10(a), (b), (c)である。ここで、ベクトルの長さはせん断ひずみ増分 $d\gamma$ と各経路の $\theta = 0^\circ$ からの長さ S の変化量すなわち線素 dS との比 $d\gamma/dS$ で表わしてある。また、 $\theta = 0^\circ$ 上にある \rightarrow は $\theta = 360^\circ$ のものである。図(a)のUH規準では、 $120^\circ < \theta \leq 240^\circ$ でせん断ひずみ増分が目立って生じているのがわかる。図(b)のVM規準では、 R が増加する区間で

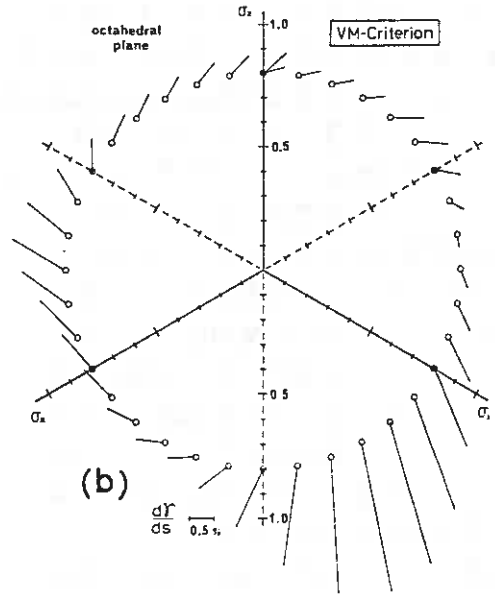
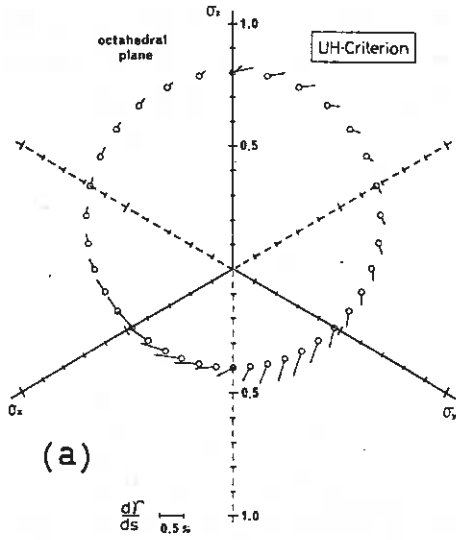
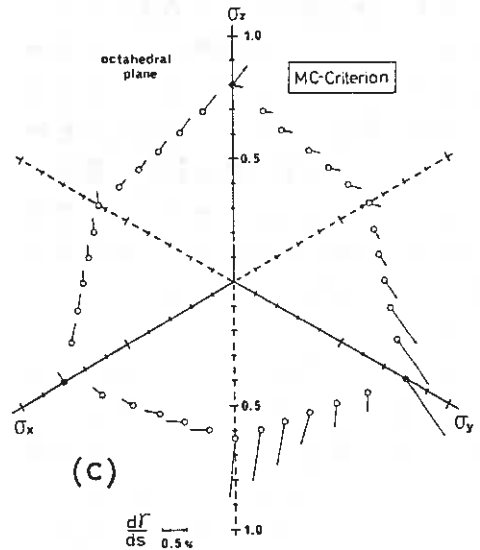


Fig. 10 (a-c)



せん断ひずみ増分は大きくなっており、これに加えて異方性の影響が強く現われている。また、図(c)のMC規準においては、最大・中間・最小主応力方向が変化する点($\theta = 60^\circ, 120^\circ, 180^\circ, 240^\circ, 300^\circ, 360^\circ$)でせん断ひずみ増分が大きく、さらに異方性の影響も強く現われていることを明白に示している。

以上のことから、VM規準、MC規準は異方性砂の降伏規準に適合していない。また、UH規準においても、かなり改善されているもののやはり塑性ひずみが発生しており、微小変形を扱う液状化問題のような場合には無視し得ないと思われる。すなわち、回転応力経路下のひずみ

硬化特性を説明し得ないUH規準も、厳密には異方性砂における回転応力経路下の降伏規準とはいえない、と考えた方がよいことを実験事実は示している。

4-3 回転応力経路下のひずみ硬化特性

降伏面内であれば応力経路によらず塑性ひずみは発生しないはずである。図-11に示すと、A点からB点までの間で発生するせん断ひずみ γ_{AB} は、降伏面内の応力経路 P_i ($i=1,2,3$)に関係なく一定となる。このことを踏まえてUH規準をもとに、初期せん断方向 θ_0 を変えてせん断し、UH規準上に達した後この規準に沿

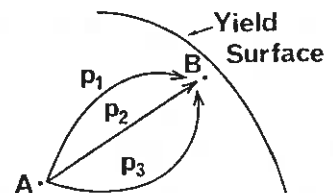


Fig. 11

って $\theta = 180^\circ$ までせん断した実験結果を以下に示す。

ところで、UH規準が適当な降伏規準とすれば、図-12において次式が成り立つ。

$$r_{OB} = r_{OAB} \quad (8)$$

$$r_{OC} = r_{OBC} = r_{OABC} \quad (9)$$

ところが、UH規準の設定条件から、

$$r_{OA} = r_{OB} = r_{OC} \quad (10)$$

となり、したがって

$$r_{AB} = r_{BC} = r_{AC} = 0 \quad (11)$$

となるはずである。しかし、図-13からわかるように、せん断ひずみの発生特性は放射応力経路に従う単調載荷条件とかなり異なっている。ここで、図-13の r はせん断開始時、すなわち、図-12の O 点のせん断ひずみを原点にしている。ただし、破線は前報¹⁾の応力-ひずみ関係式によるもので、プロットの黒ぬりは回転開始点を表わす。放射応力経路によるせん断ひずみと、放射応力経路に引き続いて回転応力経路が加わった経路によるせん断ひずみとの違いは、明らかに回転応力経路に起因しており、その回転応力経路下で新たな塑性ひずみが発生しているからである。また、初期せん断方向 θ の違いで、引き続く回転応力経路下での挙動も異なっている。特に、 $\theta \leq 60^\circ$ では、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ で減少傾向にあるが、 $\theta > 60^\circ$ では増加傾向にある。これは、回転開始時の応力状態が、引き続く回転応力経路下のひずみの発生特性に影響を与えていることを示しており、本研究からは少なくとも、堆積面と直交する水平面に最大主応力が作用

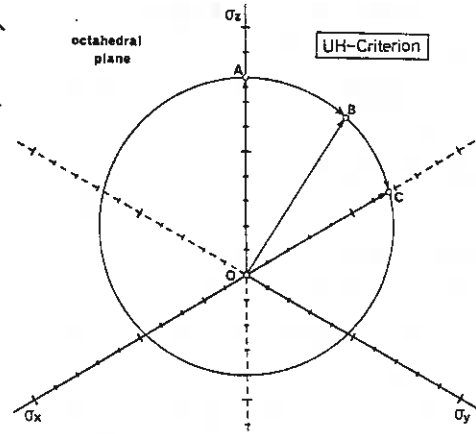


Fig. 12

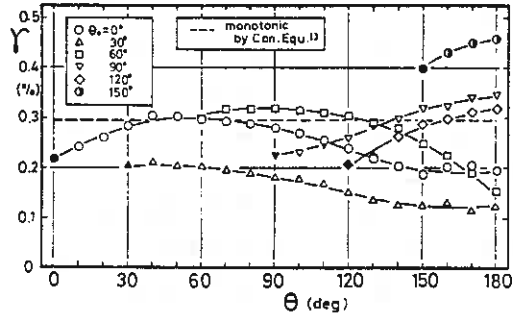


Fig. 13

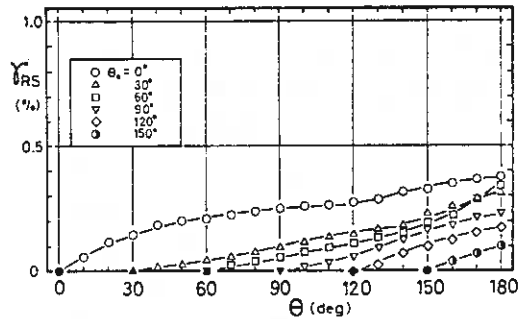


Fig. 14

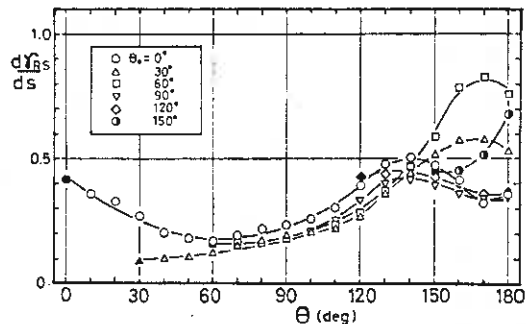


Fig. 15

している時、特にその影響が大きいことが明らかにされた。

回転開始時のせん断ひずみを原点にして整理したものが図-14である。せん断開始時を原点にしたものと区別するため添字RSをつけた。この γ_{RS} は回転応力経路のみによって生じたせん断ひずみを意味する。同じ θ でのせん断ひずみを初期せん断方向 θ_0 で比較すると、 θ_0 が小さい程、すなわち、その点に達するまでの応力経路が長い程せん断ひずみは大きい。また、区間ごとに見ると、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ では θ が増加する程せん断ひずみ γ_{RS} の増加する割合が小さくなり、 $60^\circ < \theta \leq 120^\circ$ においては θ が増加するに従って γ_{RS} の増加する割合は大きくなる。しかし、 $120^\circ < \theta \leq 180^\circ$ では初期せん断方向 θ_0 の違いによってその変化も異なる。このことを定量的に示したものが図-15である。縦軸は、回転開始からのせん断ひずみ γ_{RS} の増分 $d\gamma_{RS}$ と経路長 S の線素 dS との比を示している。なお、この値は経路上の微小区間におけるせん断ひずみの増分量を意味する。 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ で減少、 $60^\circ < \theta < 150^\circ$ で増加、 $150^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ においては、初期せん断方向 θ_0 によってその傾向は異なる。このように、回転応力経路下のひずみ硬化特性は、単純な形の物動硬化則に従うものではなく、その実体は複雑である。

図-16(a), (b), (c)は、各主ひずみを初期せん断方向で比較したものである。ただし、破線は筆者らの構成式¹⁾による単調載荷条件下のものであり、プロットの黒ぬりは回転開始点を示す。図-15でも示したように、回転経路下の各主ひずみと破線との差は、応力経路の違いによる発生塑性ひずみの差を表わしている。図(a)から明らかのように、 $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ の時、 E_x には回転応力経路下でほとんど塑性ひずみが発生していないようである。しかし、 $60^\circ < \theta \leq 180^\circ$ では明らかに負の塑性ひずみが発生しているのがわかる。図(b)でも、 $60^\circ < \theta \leq 180^\circ$ では、 E_y が負の塑性ひ

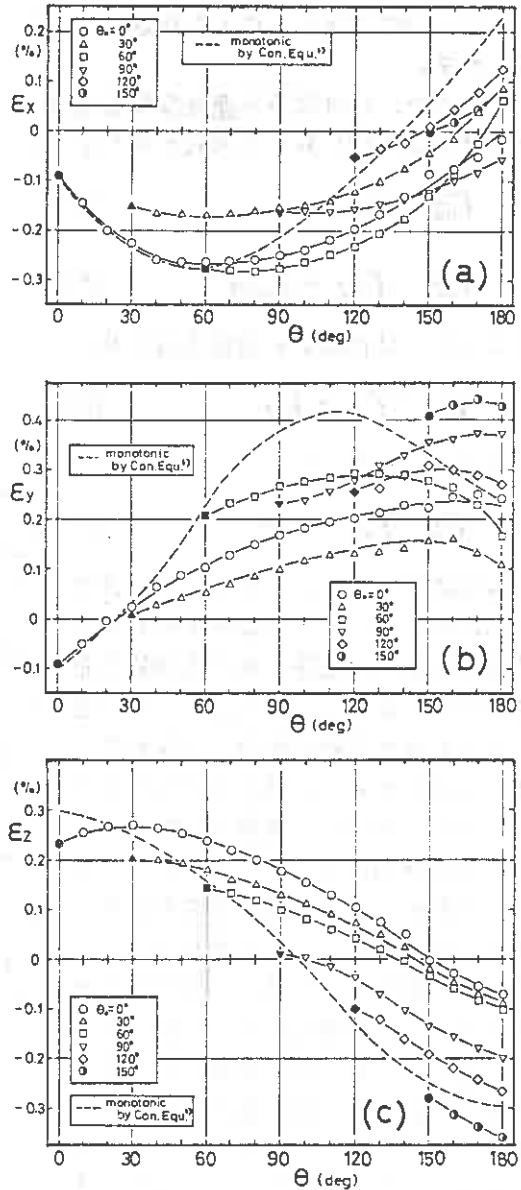


Fig.16 (a-c)

ずみとなっている。また、その最大値は $\theta = 120^\circ$ 付近である。図(c)の $(\epsilon_z)_{RS}$ では、正の塑性ひずみを生じており、また、回転角 θ が増す程その量は大きくなる。さらに、同じ θ で比較すると、初期せん断方向が小さい程塑性ひずみは大きい。以上をまとめると、 $0^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ の回転応力経路下において、水平方向の主ひずみ (ϵ_x および ϵ_y) には負の塑性ひずみが発生し、また堆積方向の主ひずみ (ϵ_z) には正の塑性ひずみが発生しており、このことは、水平方向で伸張しにくく堆積方向で圧縮しにくいという異方性の影響によるものと思われる。

図-17(a), (b), (c)は、回転開始時を原点にした各主ひずみを回転角 θ に対してプロットしたものである。図(a)の $(\epsilon_x)_{RS}$ における $\theta \leq 60^\circ$ の挙動は、 θ の増加に従って一度減少してから増加する傾向にある。また、 $120^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ の区間での $(\epsilon_x)_{RS}$ が増加する割合は、 $\theta \leq 60^\circ$ で大きく、 $\theta > 60^\circ$ で小さい。図(b)の $(\epsilon_y)_{RS}$ は、初期せん断方向 θ_0 によってピークになる θ が異なる。すなわち、 $\theta_0 \leq 60^\circ$ では $\theta = 150^\circ$ 付近であるが、 $\theta_0 > 60^\circ$ では $\theta = 170^\circ$ 付近で $(\epsilon_y)_{RS}$ がピークとなる。図(c)において $(\epsilon_z)_{RS}$ は、 $120^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$ で初期せん断方向 θ_0 が小さい程伸張側に変形している。以上のことから、回転応力経路下において、ある点に至るまでの応力経路が長い程発生ひずみが大きいということがいえる。

図-18は、回転開始を原点にした体積ひずみ $(\epsilon_v)_{RS}$ を初期せん断方向 θ_0 で比較したものである。初期せん断方向にかかわらず、 θ が増すにつれ体積ひずみは単調に増加する。このことは

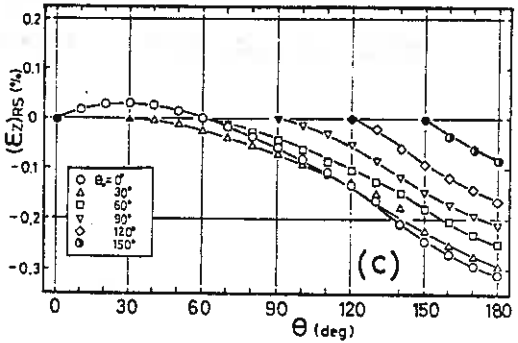
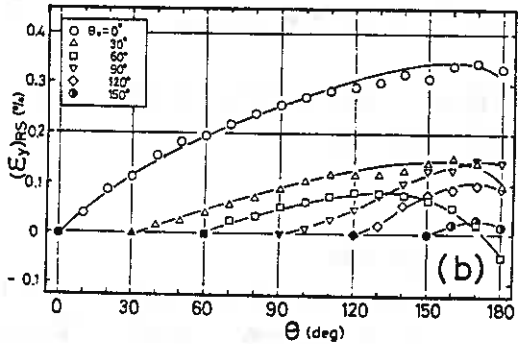
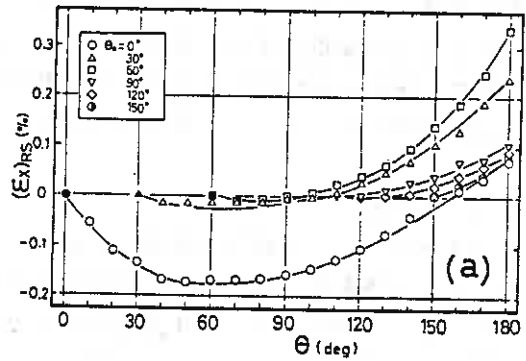


Fig.17 (a-c)

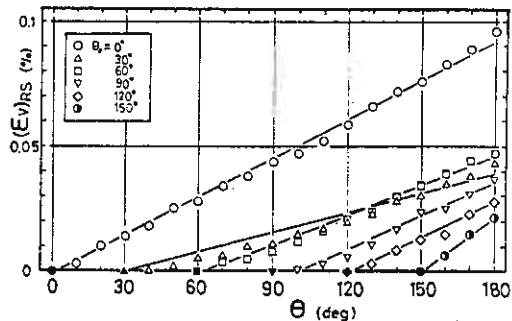


Fig.18

変形が増すにつれてひずみ硬化が生じることの原因となるものである。また、任意の θ に対する体積ひずみの変化の割合は、 θ によって影響されないと思われる。すなわち、ある点でのダイレイタンス特性は、その点に至るまでの体積ひずみに関係なく変形していることを意味するものであろう。

5. まとめ

以上のように、回転応力経路下の砂の三次元硬化特性は、その初期異方性や回転応力による誘導異方性のために単純な形の移動硬化則によっては表現できない。しかし、ここで明らかにした実験事実によれば、初期異方性と誘導異方性によるひずみ硬化特性を分離できようであるので、今後この事実にもとづいて任意応力経路下の応力-ひずみ挙動の定式化を進めたいと考えている。

最後に、本研究に関し、実験およびデータ整理に協力を得た本学4年目水野 敏昭君に謝意を表す。

参考文献

- 1) 三浦,土岐,三浦(均)(1983) : 北大工学部研究報告,第116号, pp.1-13
- 2) 三浦,土岐,江幡 (1984) : 第19回土質工学研究発表会, NO.134, pp.317-320
- 3) Miura,S and Toki,S(1982) : S & F, vol.22, NO.1, pp.61-77
- 4) 松岡,小山,山崎ら(1984) : 第19回土質工学研究発表会,NO.132, pp.311-314

白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(3) 岩盤分類と支持力

室蘭開発建設部 大橋 猛
池田 憲二
○大沼 秀次

1. まえがき

白鳥大橋は、室蘭港を横断する長大吊橋である。本橋架橋予定地点の地盤特性については、本報告集 23,24号に(1),(2)として報告している。その後の調査で、当初よりも支持層となる新第3紀の岩盤が深い位置にあり、軟質で、かつ各基礎位置により物性が異なる事が確認された。また中間層となる洪積層の中に大型の礫層が存在することも確認され、支間割り決定に大きく影響した。これらの地盤特性と類似の岩盤での力学試験から、新第3紀の岩盤を工学的に分類するとともに、軟質岩盤の支持力についての検討もおこなった。本論文では、前回の報告以後確認された地盤特性、岩盤分類の手法、原位置岩盤試験の方法と結果、支持力の検討について報告する。



図-1 位置図

2. 地質概要

架橋地点での約40本に及ぶボーリング調査の結果、図-3に示すような地質であることが明かになった。支持層となる新第3紀の岩盤は、火山性の凝灰質の軟岩が卓越しており、各基礎位置により岩質が異なる。コア観察、室内試験などから以下の8種類に分類した。また、物性値を表-1に示す。

(1) 凝灰質シルト岩 (Mum)

1Aアンカレイジ部及び2P側塔部付近に分布する。全体に堅硬で、棒状コアを呈する。所々細粒砂岩及び軽石質砂岩の薄層を水平に挟在する。色調は黄灰色～暗灰色を呈する。見掛けのせん断強度(C)が他の岩に比べて大きい傾向がある。

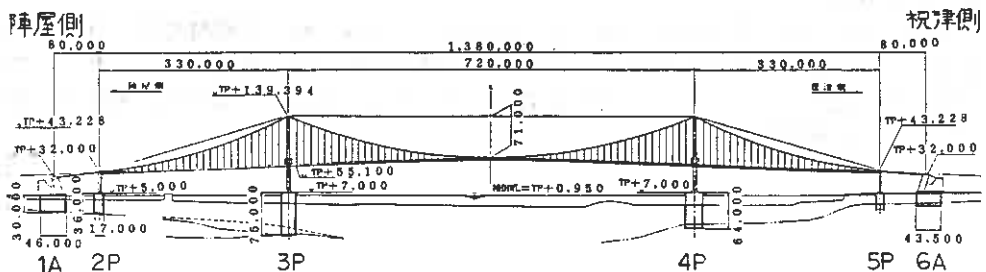


図-2 側面図

(2) 凝灰質砂岩 (Mus)

1A アンカレイジ部及び2P 側塔部付近に分布し、Mum層と互層状に分布する。細粒部では堅硬な棒状コアとなるが、粗粒な部分では固結度が低く、流失しやすい。色調は黄灰色～暗緑灰色を呈する。構造は水平～5度前後の傾斜を有する。

(3) 軽石質礫岩 (Mupg)

1A アンカレイジから2P 側塔間に分布する。粒径 $\phi = 10 \sim 50$ mmの新鮮な軽石礫を多量に含み、基質部は、暗灰色を呈する中～粗粒の火山砂である。コアは棒状にて採取される。本層の上部には層厚2～8mで堅硬な凝灰角礫岩層を挟在する。

(4) 凝灰質粗粒砂岩 (Muts-1)

2P 側塔部から3P 主塔部にかけて分布が確認されている。基質部は褐色～緑灰色の粗粒砂岩で、 $\phi = 10 \sim 20$ mmの軽石、 $\phi = 2 \sim 3$ mmの円礫を含む。全体に固結度が低く、送水掘削ではコアが流れてしまうので、無水掘削を行なっている。

(5) 軽石質凝灰岩 (Muts-2)

3P 主塔部において分布する。粒径 $\phi = 10 \sim 30$ mm低度の粘土化風化を被った軽石を多量に含む凝灰岩である。全体に軟質で、コアは無水掘削にて土砂状で採取される。色調は灰白色～桃灰色を呈する。

(6) 凝灰角礫岩 (Mutb)

4P 主塔部から6A アンカレイジ部に広く分布する。黄褐色～暗緑色の泥質凝灰岩を基質とし、安山岩、凝灰岩、シルト岩などの雑色礫を多量に含む。岩質のばらつきが大きく、上下及び水平方向で孔内変形係数が不連続に変化している。全体的には良好な岩であるが、軟弱な層が所々に挟まれており、弱層となる危険性がある。所により安山岩の巨礫を混入することがある。

(7) 凝灰岩 (Mutf)

4P 主塔部から6A アンカレイジ部の一部で、Mutbに挟在する。灰白色から黄灰色を呈し、全体に軟質である。所々、軽石の混入多く、軽石凝灰岩となる。

(8) 安山岩溶岩 (Muan)

4P 主塔部から6A アンカレイジ部の一部で、Mutbに挟在する。大部分が堅硬な棒状コアを呈するが、一部で自破碎溶岩となり火山角礫岩状を呈する。

3. 岩盤分類

岩盤の支持力を決定する為には、その物性値（力学特性値、物理特性値）を求めなければならぬ。岩盤は様々な岩質をしており、強度定数も岩種、風化の度合いによって大きく異なる。従って、岩盤を工学的性質によって分類し、それぞれに物性値を与え、岩盤モデルを作る必要がある。

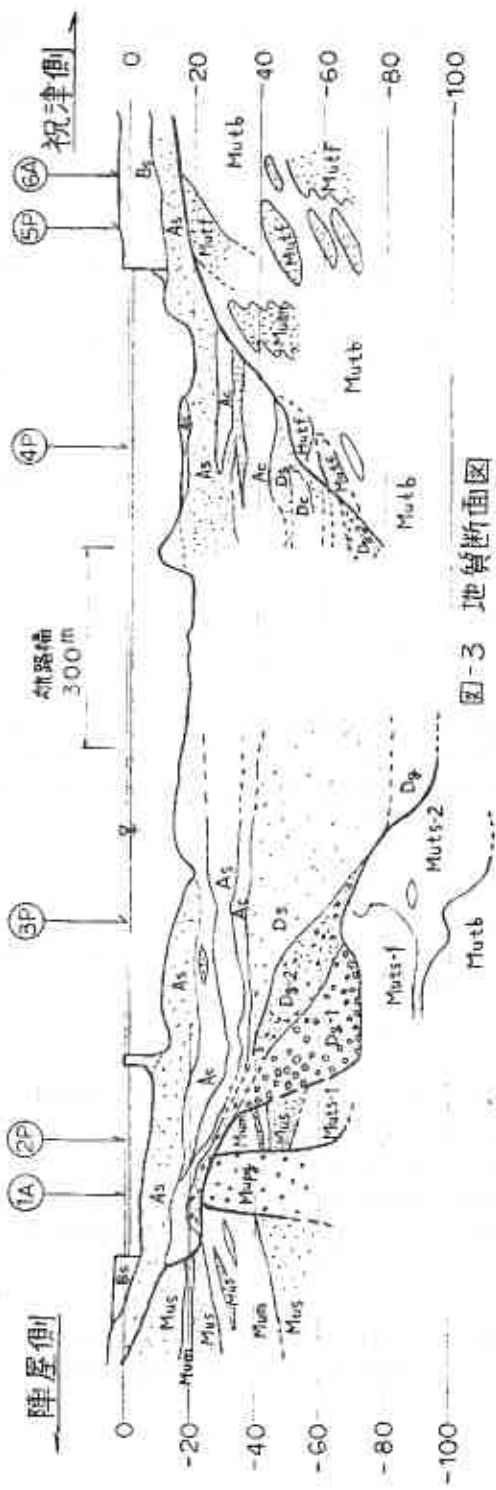


図-3 地質断面図

表-1 岩盤物性値一覧表

岩種	強度特性			変形特性				弾性波伝播速度				物理特性			
	C kgf/cm ²	ϕ deg	σ_c kgf/cm ²	E _s kgf/cm ²	E _{sp} kgf/cm ²	V _p m/sec	V _s m/sec	W _n %	G _s gf/cm ³	n _i	ρ_i gf/cm ³				
Mus	14.0	30.0	40.72	7000~14000	1500~8000	1200~2200	800~1000	35~45	2.45~2.60	48~55	1.68~1.75				
Mus	6.0	30.0	13.30	3000~6000	2000~7000	1000~1800	600~1200	15~50	2.65~2.70	35~55	1.60~1.95				
Musp	6.0	54.0	11.44	3000~10000	3000~10000	600~2400	500~1400	20~85	2.40~2.65	35~60	1.50~1.80				
Muts-1	1.0	37.0	---	---	500~2500	---	---	25~40	2.67~2.72	---	1.83~1.94				
Muts-2	4.0	26.0	---	---	800~2000	---	---	50~55	2.24~2.55	---	1.57~1.63				
Mutb	5.9	27.3	5.50	500~15000	500~8000	900~2200	400~1400	10~35	---	25~50	1.85~2.30				
Mulf	6.7	20.7	3.15	1000~4700	250~2000	800~1400	400~900	20~60	---	35~85	1.50~2.10				
Muan	---	---	700~900	240000~550000	4000~12000	4200~5200	2200~2800	1~5	---	2~10	2.66~2.72				

3. 1. 岩級区分

本橋では、孔内水平載荷試験の変形係数を岩盤分類の指標として用いる事とした。岩盤分類に用いる指標は、N値のように簡易に数多く測定できる数値が適当であり、これが一般化してきている。しかし、岩盤ではN値は大抵50以上となり、分類の指標とはなりえない。ボーリングコアの物性値により直接、岩盤を評価するのが、最も正確な分類方法であるが、本橋の岩盤は軟質で、強風化部ではコアが流失したり土砂状になって採取されることが多いので、コアと岩盤を直接対比させるのが難しい。孔内水平載荷試験による変形係数(Esp)は、岩盤を直接載荷して求める数値であり、簡易で、全ての土質で測定可能である。またこの値は、孔壁の乱れを少ない場合には、岩盤の状態と数値が良く対応することが知られている。

岩盤分類の第1段階として、Espをこれに相関する別の指標を用いて数段階にレンジ分けをする。今回はそのための指標として岩片の硬さ、コア形状、R. Q. D.、室内試験による物理、変形、強度の各特性や、それらを組み合わせてEspの区分を行なった。その結果、岩片の硬さ+コア形状による評点がEspと良く相関することがわかった。を区分することがわかった。この評点および結果を表-2、図-4に示す。Espは5段階に分け、軟質な岩盤からD、CL、CM、CH、A~Bとした。

3. 2. 岩盤物性値

設計に必要な岩盤物性値は、次の通りである。

強度特性値： C 、 ϕ 、 γf 変形特性値： E 、 α 、 β

(1) C 、 ϕ

C 、 ϕ は、ボーリングコアの三軸圧縮試験(UU)による値を、陸上の原位置岩盤試験(ブロックせん断試験、平板載荷試験、深層載荷試験等)で、チェック、あるいは補正してもとめる。この定数は、地盤の支持力を全般せん断破壊理論や、F.E.M.等による地盤内主応力分布から求めるときに使われる。

(2) γf

γf は、岩のせん断破壊歪である。室内の一軸、三軸圧縮試験などから、降伏、破壊時の歪を求める。これと、ある荷重下での地盤内歪分布をF.E.M.等で求め、支持力算定の手掛かりとするものである。

(3) E

設計に用いる地盤反力係数や、各種ばね定数は変形係数から求められた E_0 に対し、係数 α を乗じて設計に用いられる。本橋では孔内水平載荷試験のEspを E_0 として、各岩級の設計E値を求める。道示によれば、常時4、地震時8の値を用いることになるが、長大橋梁の大規模基礎工では常時の α は2~3程度である事が知られている。従って本橋でも陸上部露頭(横坑内等)で平板載荷試験等を行ない、独自の値を定める必要がある。

(4) α 、 β

α 、 β はクリープ定数である。本橋支持岩盤のような軟岩では、クリープは大きい。クリープによる各基礎の傾斜、沈下はケーブルに、ひいては吊橋全体系に大きな影響を与える。

表-2 コア判定基準と評点

判定要素	記号	区分	判定基準
岩片の硬さ	A	硬岩	・ハンマーの強打で折れる。 ・千枚通しが突き刺さらない。
	B	中硬岩	・ハンマーの軽打で折れる。 ・千枚通しが少し突き刺さる。
	C	軟岩	・ハンマーの軽打で折れる。 ・千枚通しが1cm程度突き刺さる。
	D	極軟岩	・手で崩せる。 ・千枚通しが容易に刺さる。
コアの形状	I	標準状	・30cm以上のコア
	II	短柱状	・10~30cmのコア
	III	碎状	・10cm以下ないし岩片~碎状コア
	IV	土砂状	・軟質で土砂状コア

評点	5	4	3	2	1	0
岩片の硬さ	A	A~B	B	B~C	C	D
コア形状	I	I~II	II	I~III	III	IV

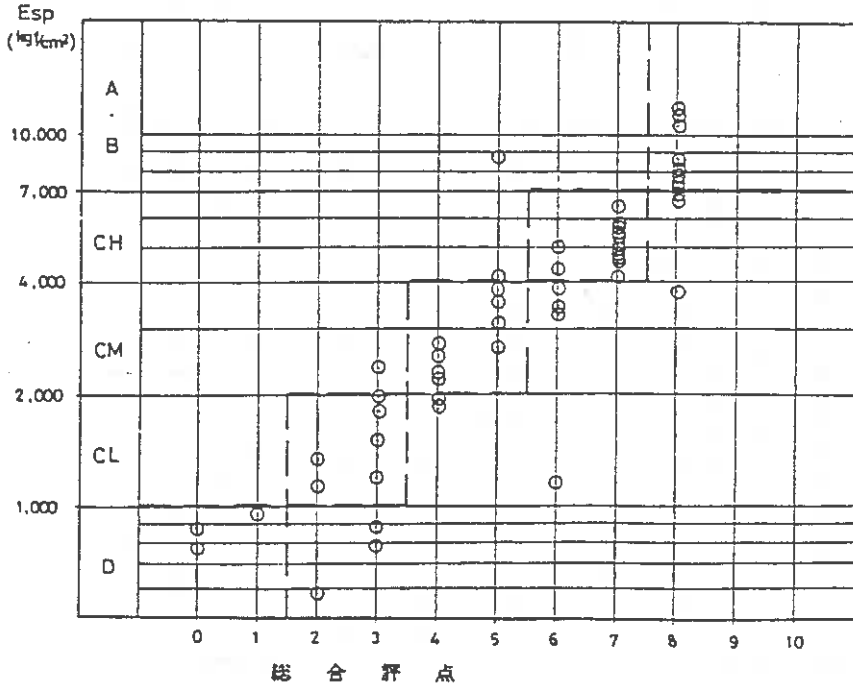


図-4 総合評点~Esp 関係

表-3 岩級別物性値一覽表

※3P~6A

岩級	築形特性		強度特性			弾性波伝播速度			物理特性	
	Esp (kgf/cm ²)		Esc (kgf/cm ²)	C (kgf/cm ²)	φ (°)	σc (kgf/cm ²)	Vpc (km/sec)	Vsc (km/sec)	ρtc (gf/cm ³)	w (%)
	範	代表値								
A	10,000 以上		52,000	20.0	20	56	2.2	1.1		
	7,000 ~ 10,000		17,800							
B	4,000 ~ 7,000		8,400	8.5	30	26	1.8	0.9	1.9	27
	2,000 ~ 4,000		3,400							
C	1,000 ~ 2,000		900	3.0	24	7	1.1	0.6		
	1,000 以下		180							
D				2.0	18	2	0.9	0.5	1.8	4.2

一般に全歪 $\varepsilon(t)$ は、

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \alpha(1 - \text{EXP}(-\beta * t))$$

ε_0 : 初期弾性歪 α : 最終クリープ歪 β : 遅延係数 t : 時間
与えられる。 α 、 β は室内一軸、三軸クリープ試験より、各岩級、軸圧応力に分けて定め平板載下荷による長期原位置クリープ試験によりチェック、補正を行なう。

以上を総合して岩盤分類を行なえば、表-3のようになる。なお、これは、3P~6Aの支持岩盤の分類である。1Aから2Pでは堆積性のシルト岩、砂岩が卓越しており、物性が大きく異なるので、これとは別の分類が必要である。

4. 原位置岩盤試験

4. 1. 大口径ボーリングによる深層載荷試験 (Mutb)

4. 1. 1. 試験概要

本試験は、6Aアンカレイジ部付近で岩盤部まで $\phi 350$ mmのボーリングを行ない $\phi 250$ mmの鋼管を介して30cmの載荷板で支持岩盤を直接載荷する試験である。また、これに先だてて直近で $\phi 66$ mmのボーリングを行ない各深度の孔内変形係数を測定し、この値を介して基礎位置の岩盤と比較を行なう。以下に試験内容を示す。

(1) 試験項目

○支持力、変形試験 (D、CL、CM級岩盤)

荷重は 200 kg/cm^2 (実荷重で140 ton)、または岩盤が破壊に至るまで段階的に増加させる。荷重の保持時間は、CM級は5分間、D、CL級では15分間の変位量が1/100mm以下となるまで、但し、最大120分までとする。

○クリープ試験 (D、CL級岩盤)

荷重は、D級は15.6、35.4 kg/cm^2 の2段階、CL級は15.6、42.4、67.9 kg/cm^2 の3段階とし、それぞれ24時間載荷とした。

(2) 試験方法

各試験孔の配置を図-5に、試験装置の概念図を図-6に示す。

(3) データ整理

支持力、変形試験の試験結果から、次の諸特性を求める。

降伏荷重強度 (P_y) 破壊荷重強度 (P_f) または最大荷重強度 (P_{max})

変形係数 (D)

このうち降伏荷重強度 (P_y) は、 $\log P - \log \delta$ 曲線の折点から求める。

クリープ試験から得られるクリープ変形特性は、次の指数関数で近似する。

$$\varepsilon(t) = \alpha(1 - \text{EXP}(-\beta * t)) + \varepsilon_0$$

$\varepsilon(t)$: t 時における歪 (%)

α : $t \sim$ 無限時におけるクリープ歪 (%)

β : 遅延係数 (min^{-1})

ε_0 : 初期弾性ひずみ (%)

4. 1. 2. 試験結果

試験結果を表-4に示す。

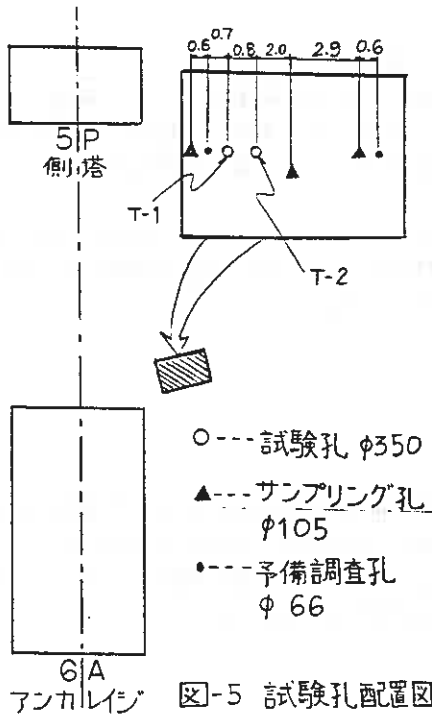


図-5 試験孔配置図

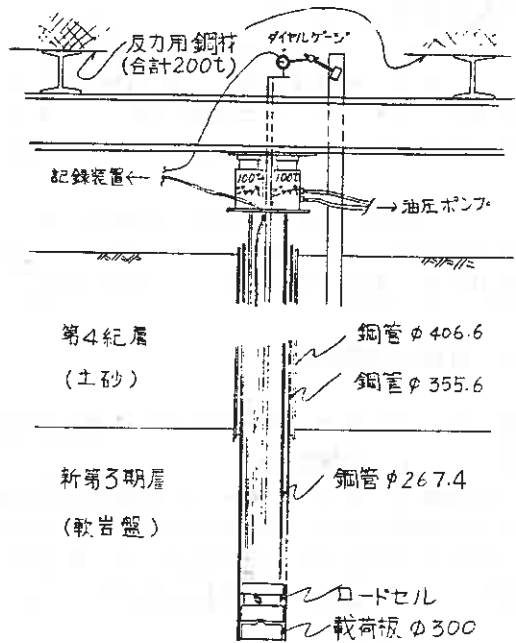


図-6 深層載荷試験装置概念図

表-4.1 支持力試験結果

地点	深度 (m)	岩級	降伏荷重 (kgf/cm ²)		極限荷重 (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	
			log P - log S	P - dS / d log t		D	Es
T-1	26.2	CM	120	120	210	6600	6000
	30.5	D	39	39	70	570	520
T-2	26.3	CL	87	85	140	3700	3300
	29.4	D	74	71	106	1070	980
	30.4	CL	85	90	170	4200	3300
	32.8	CM	97	95	180	9080	6730

表-4.2 クリープ試験結果

地点	深度 (m)	岩級	変位量 (mm)								
			15.6kgf/cm ²			42.4kgf/cm ² (D=35.4kgf/cm ²)			67.9kgf/cm ²		
			0 min	15 min	24 h	0 min	15 min	24 h	0 min	15 min	24 h
T-1	28.1	CL	0.36	0.63	0.73	1.78	2.12	2.36	3.42	3.31	4.37
	29.5	D	1.94	2.41	2.70	4.57	5.57	6.15	--	--	--
T-2	27.4	CL	1.78	1.96	2.25	3.35	3.47	3.92	4.87	5.01	5.38

4. 2. 横坑内原位置岩盤試験 (M u t s - 1)

試験概要

本試験は、架橋地点から約8km離れた丘陵地にある凝灰質粗粒砂岩 (M u t s) の露頭において、延長6.7mの横坑を掘削し、坑内で30cmの載荷板による支持力、変形試験、クリープ試験、また、60*60*15cmに岩盤を切り出し、ロックせん断試験を行なう。以下に試験計画を示す。

(1) 変形、支持力試験 (D、CL、CM級の岩盤で実施する。)

○変形試験

下記の応力レベルまでの段階載荷、繰り返し載荷をおこなう。

D級... 5 kg/cm² CL級... 15 kg/cm² CM級... 20 kg/cm²

○支持力試験

$\sigma = 140 \text{ kg/cm}^2$ を上限とし、破壊するまで単調に載荷する。試験は変形試験終了後、同一地点で実施する。

○試験装置

試験装置の概要を図-7に示す。

(2) 長期クリープ試験

岩盤の長期変形特性を調べるため、D、CL級の岩盤で各1回行なう。試験装置は、支持力、変形試験と同一の装置を使用する。持続荷重は、D級で5 kg/cm²、CL級で15 kg/cm² とする予定である。

(3) 岩盤せん断試験

岩盤のせん断強度を求めるため、D、CL級岩盤で実施する。試験方法は、試験岩体を切り残し保護キャッピングを施した供試体に載荷する、ロックせん断試験とする。

供試体の寸法は、底面で60cm*60cm、高さ15cmとする。せん断荷重は、クリープによる破壊を避けるため、荷重保持は設けず、単調載荷とする。垂直荷重はせん断に先だてて載荷するが、以下の荷重とする。

D級：0、1、2、3 kg/cm²

CL級：1、4、7、10 kg/cm²

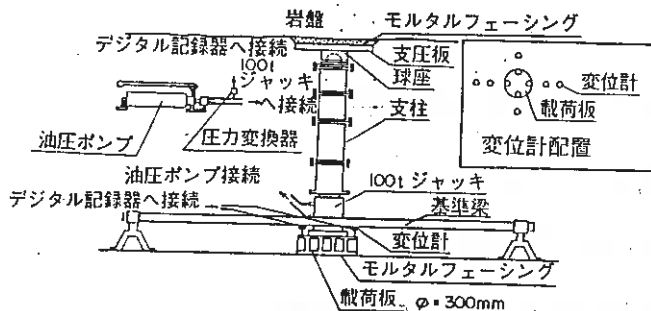


図-7 岩盤変形・支持力試験装置図

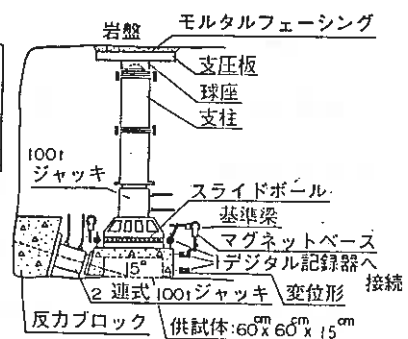


図-8 岩盤せん断試験装置図

5. 支持力の検討

本橋は予備設計の地盤支持力として 150 t f/m^2 を採用している。これはケーソン基礎を仮定し、支持層の中で最も軟質なM u t sの物性値に基づいて各種の設計手法で試算し、比較、決定したものである。ここで使ったM u t sの物性値は土砂状のサンプルを詰め直した供試体によるものである。また、試算では根入れを考慮していないので、実際の支持力はさらに大きなものが期待できる。以下に試算に用いた物性値及び計算値を示す。

道路橋示方書Ⅳ、7.の方法	$Q_a = 200 \text{ t f/m}^2$
L. M e n a r dの方法	$Q_d = 500$ //
土粒子の破碎(砂)	$Q_d = 1000$ //
”(砂礫)	$Q_d = 1500$ //
道路橋示方書Ⅳ、参考資料(砂)	$Q_a = 100$ //
”(砂礫)	$Q_a = 150$ //

道路橋示方書ではケーソンの支持力として地盤の全般せん断破壊を想定した静力学公式を採用している。本橋の場合、基礎の根入れが $20 \text{ m} \sim 60 \text{ m}$ と深いため岩盤が局部せん断やパンチせん断によって破壊すると思われる。このような破壊に対する支持力理論はまだ確立されておらず、今後の検討課題である。

6. あとがき

白鳥大橋架橋地点の地質調査は現在が最盛期といえる。昨年度までの全体的な地質調査から、今年度は基礎予定地点での地質調査に進み、岩盤の実態もほぼつかめつつある。これと並行して行なっている原位置岩盤試験も3月末には終了し、支持力を決定するデータが一応そろふことになる。そこで、来年度早々には支持力の再検討に取り掛かる予定である。今後の地質調査は岩盤の性状調査とともに、基礎工事の施工性にも重点を置いた調査を行なっていく予定である。最後に、厳しい気象条件の中で地質調査をしていただいている応用地質調査事務所、基礎地盤コンサルタント、北海道開発コンサルタントの各社の皆様に、心より感謝いたします。

参考文献

- 1). 土質工学会 : 土質工学ハンドブック 1982年版
- 2). 土質工学会 : 土質調査法
- 3). 日本道路協会 : 道路橋示方書、同解説Ⅳ 下部工編
- 4). 土木学会 : 原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針
- 5). 土木学会北海道支部 : 白鳥大橋技術調査報告書(その4)

白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性(4)
各種手法による液状化の総合判定

室蘭開発建設部 大橋 猛
○池田 憲二
大沼 秀次

1. まえがき

一般国道37号、白鳥大橋は室蘭港を横断する、橋長1,380m、中央径間720mの長大吊橋である。本橋の架橋地点は主塔位置で約50m 前後の第4紀層で覆われている。このうち特に表層部は、液状化の恐れのある沖積砂層となっている。

北海道開発局室蘭開発建設部では昭和56年以来、本格的に本橋の調査を行なってきたり、特に57、58年度には海上ボーリングにより、P.S.検層、沖積砂層の不攪乱試料サンプリング、液状化強度試験、動的変形特性試験($G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$)を、また、重複反射理論に基づく地盤応答解析(SHAKE)を57年に実施し、液状化及び耐震設計に関する調査検討を行なってきた。さらに59年度においては、強震時に発揮される地盤の強い非線形性に着目し、R-Oモデルを用いて有効応力法による地盤応答解析を実施した。

本文はこれら各種手法による地盤応答解析と液状化の判定について相互比較し、白鳥大橋耐震設計における液状化の考え方について述べるものである。

2. 地盤応答解析

地盤応答解析及び液状化の検討は本橋の主要構造物位置の、両アンカレイジ～側塔位置(1A~2P、5P~6A)と両主塔位置(3P、4P)の4地点で行なった。ここでは通常よく使われるSHAKEと、東大の石原、東畑氏の開発したYUSA-YUSAの両プログラムを実行した。両者の比較を表-1に示す。

応力～歪関係は、SHAKEでは実際の動的変形特性試験結果を直接使用し、YUSA-YUSAでは同試験結果に合うよう、R-Oモデルのパラメータを決定して用いている。またYUSA-YUSAで、過剰間隙水圧の発生、及び消散の規定に必要なパラメータ、 B_p 、 B_u 、 θ は、液状化強度試験結果により定め、透水係数は原位置での試験結果により定めた。

入力地震波は1968年十勝沖地震時の、室蘭での基盤波形、 $A_{max.}=120gal$ を用いている。この波は遠距離($R=286km$)大規模($M=7.9$)地震のため、主要動部分が長く、過剰間隙水圧の蓄積というメカニズムによって引き起こされる液状化現象にとっては大変きびしい(構造物にとっては安全側)波形である。解析結果は表-2に地表最大加速度、表-3に同最大変位を、図-1に最大応答加速度の深度分布、図-2に同変位の深度分布で示した。

表-1 使用プログラムの概要

	SHAKE	YUSA-YUSA
モデルの次元	1次元	1次元
モデルの方法	重複反射理論	集中質点モデル
応力~歪関係	等価線形	非線形 (Ramberg-Osgoodモデル)
過剰間隙水圧発生モデル	-	降伏条件に基づく実験式
透水方程式	-	多孔質変形物体の式
応力の表示	全応力法	有効応力法

表-2 地表最大応答加速度 (gal)

	1A-2P	3P	4P	5P-6A
SHAKE	357	328	230	237
YUSA-YUSA	157	270	117	126

表-3 地表最大応答変位 (cm)

	1A-2P	3P	4P	5P-6A
SHAKE	3	8	7	4
YUSA-YUSA	11	21	15	9

解析結果を比較すると、加速度は、SHAKEが約2倍、変位ではYUSA-YUSAが約3倍の値となっている。図-3にYUSA-YUSAでの地表面応答波形を示した。波形は、1964年に新潟地震の際の、液状化した地盤上で揺れていた県営川岸町アパートの記録とよく似ている。さらにYUSA-YUSAでは最大加速度は地表面ではなく、G.L.-20m付近で起きており、液状化による剛性低下が加速度の応答を小さくしていることがわかる。これらのことから、土の非線形性、透水性と発生、蓄積、消散する過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による地盤応答解析は、実際の現象をよく表現していると考えられる。

尚、3Pにおいて応答加速度が、G.L.-3m付近から急に大きくなっている。これは何回かの繰り返し応力を受けて、応力経路が変相線に達して(負のダイレタンシーから正のダイレタンシーに変わって)地盤の剛性が一時的に回復した時刻に、入力波形の加速度の大きな部分が来たのが一因と考えられる。いうなれば、偶然にもこの条件が合ったため、本来の地表最大加速度は150gal程度になったものと判断される。

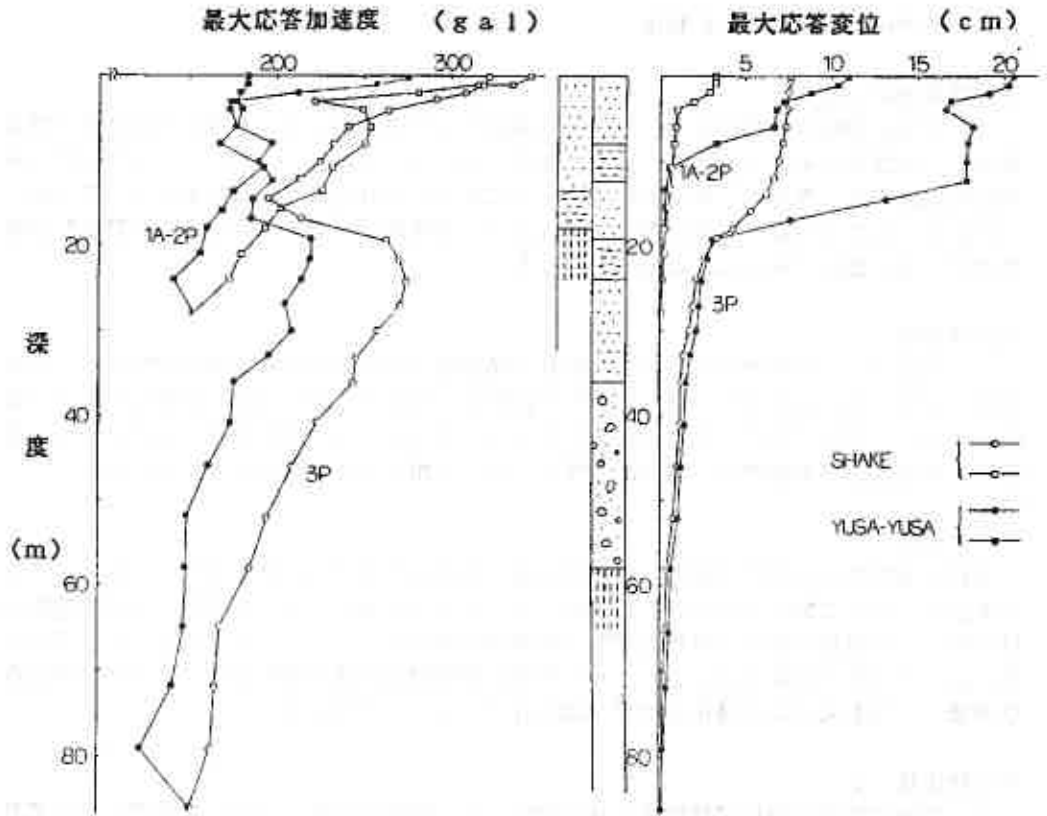


図-1 最大応答加速度の深度分布

図-2 最大応答変位の深度分布

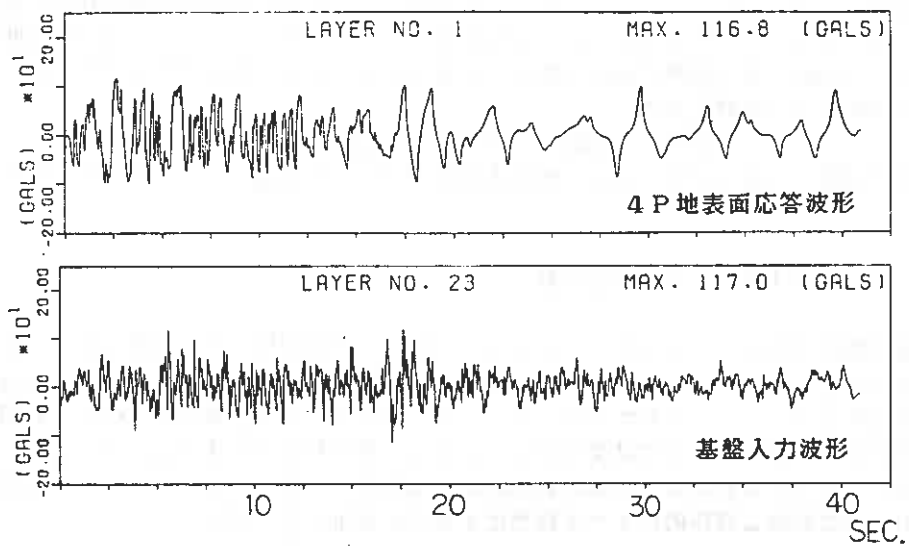


図-3 地表面応答波形と基盤入力波形

3. 全応力法による液状化の判定

3-1. 簡易法による判定

ここでは道路橋示方書に示された岩崎、龍岡らの方法を用いる。すなわち設計水平震度から L （地震時せん断応力比）を定め、 N 値、 D_{50} （平均粒径）、上載圧などから R （液状化抵抗応力比）を定め、安全率 $F_L = R/L$ によって液状化の判定を行なうものである。

ただし、ここで注意すべきは震度の定め方で、道路橋示方書は標準設計水平震度0.15を与えている。図-7の1に F_L の分布を示した。

3-2. 詳細法

この方法は、 F_L を計算する際の R を振動三軸圧縮試験による液状化強度試験の R_{120} から定め、 L をSHAKEなどの地盤応答解析結果から定めるものである。結果は図-7の2に示した。一見して簡易法より F_L はかなり小さくなっているのがわかる。これはSHAKEによる地盤応答加速度が、簡易法の震度に比べて相当大きいためと考えられる。

3-3. 修正法-1

実際に地震時の原位置地盤は、排水長と透水係数に支配された排水条件下にある。そこで本法は、排水試験で求められた R を補正しようとするものである。梅原らは透水係数 k 、排水長 l 、卓越周波数 f より補正係数 α を相対密度 D_r をパラメータに求める図を与えている。図-7の3に結果を示した。しかし本橋の架橋地点の透水係数は 10^{-4} オーダーで透水性が低く、ほとんどこの補正の効果が現われていないことがわかる。

3-4. 修正法-2

この方法は液状化強度試験結果より $DR1^* \sim D_{50}$ 関係を定め、あるいは補正し、 N 値及び D_{50} のデータしかない地点にも詳細法を適用しようとするものである。

簡易法の基本になった龍岡らの研究によれば、 R は初期有効上載圧と相対密度による項 R_1 と細粒分による補正項 $R_2 (= DR1^*)$ によって決まり、室内試験結果から図-4の平均曲線が与えられている。ここで図-4のプロットは本橋の液状化強度試験と粒度試験により得られたデータである。これによればここでのデータは $D_{50} < 0.3\text{mm}$ で平均曲線に、 $D_{50} \geq 0.3\text{mm}$ では上限値付近に分布していることがわかる。従ってこの点を考慮してここでは次式のように補正する。

$$DR1^* = 0.03 \quad (D_{50} \geq 0.3\text{mm})$$

結果は図-7の4に示した。これによれば0.1~0.2程度、 F_L が上がっているのがわかる。

4. 有効応力法による液状化の予測

本橋の解析で用いたYUSA-YUSAは、直接、過剰間隙水圧が計算できるので、 F_L で表現する必要がない。ここでは過剰間隙水圧の初期有効拘束圧に対する比、すなわち過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_v$ で判定する。 $\Delta u / \sigma'_v$ が1ならば完全液状化、0.6で初期液状化と判断する。図-7の5に結果を示した。また、各時刻における $\Delta u / \sigma'_v$ は図-5に示した。これらによれば表層数 m の範囲は地震後数秒で完全に液状化し、またそれ以深でも20m以浅の砂層は最終的にすべて液状化することを示している。

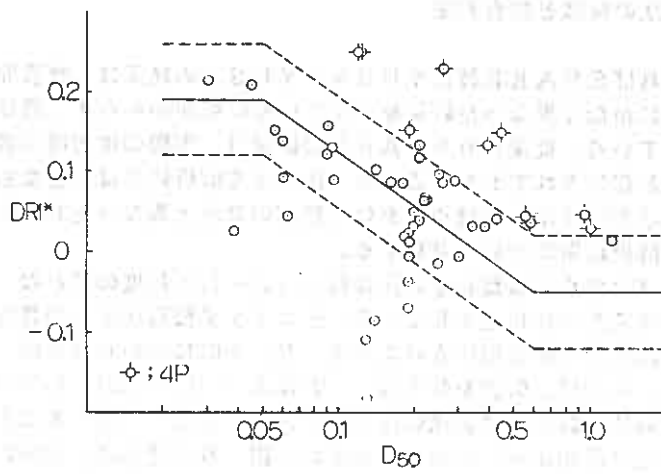


図-4 DRI* ~ D₅₀ 関係

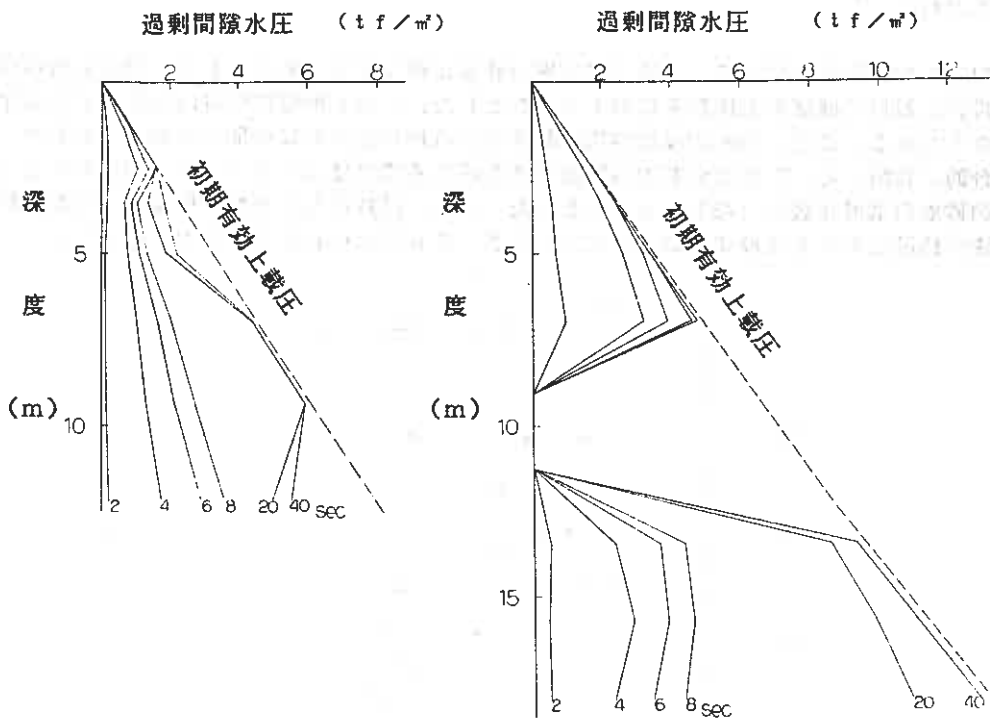


図-5 各時刻における過剰間隙水圧

5. 各液状化予測法の特徴と総合判定

図-1、2によればSHAKE及びYUSA-YUSAの結果は、地表面付近においては加速度、変位共にかなり異なった結果を与えているにもかかわらず、液状化予測の結果としてはよく合っている。従来よりSHAKEの結果は、実際の地震時の液状化の有無とよく対応していると報告されており、この両手法による解析結果は妥当なものと判断される。一方、簡易法の結果は、各地点において前述の2法と異なった対応を示している。以下、簡易法での解析結果について考察する。

1A-2P及び3P地点では簡易法の F_L は概ね1.2~1.3程度の値となっている。一方、 $\Delta u / \sigma'_v$ ではほぼ完全液状化を示している。そこでまず簡易法の L の震度の補正を行なう。すなわち、道路橋示方書で規定されている、 $k_{50} = 0.15$ のかわりに図-1の結果を参考に、それぞれ $k_s = 0.17, 0.20$ を与える。これにより、 $F_L = 1.21, 1.40$ 付近が1.0になる。これにより簡易法の結果は詳細法の F_L や $\Delta u / \sigma'_v$ によく一致することがわかる。

これに比べ4Pでは最初から F_L がかなり小さい。図-6に簡易法で求めた3Pと4PのRの分布を示す。これによれば簡易法で求めた4PのRを相当過小評価していることがわかる。先に示した図-4は D_{50} と $DR1^*$ の関係であるが、この中で龍岡らの示した上限線の上に分布しているデータは、ほとんどが4Pのものである。そこで4P地点の表層砂層の粒度分布、標準貫入試験資料を調べた結果、ここでは細粒分が比較的多いにもかかわらず、軽石粒がかなり混入し、結果として D_{50} が大きくなり、 $DR1^*$ を過小評価していることがわかった。

以上の検討結果を受けて、本橋では表層の砂層は液状化するものとして、白鳥大橋の耐震設計において地盤反力係数を低減することとした。しかし地盤剛性は液状化しても完全になくならないこと、10m以深は地震が起きてから液状化までに時間がかかることなど、総合的に判断して、下部工の基本的断面寸法を決める際には $\Delta u / \sigma'_v$ が1.0になる最上部の砂層の低減係数を1/3とすることとした。また、最終的な安全性を確認する耐震性能照査の段階においては液状化の予測についてさらにきびしい判定を下すものとした。

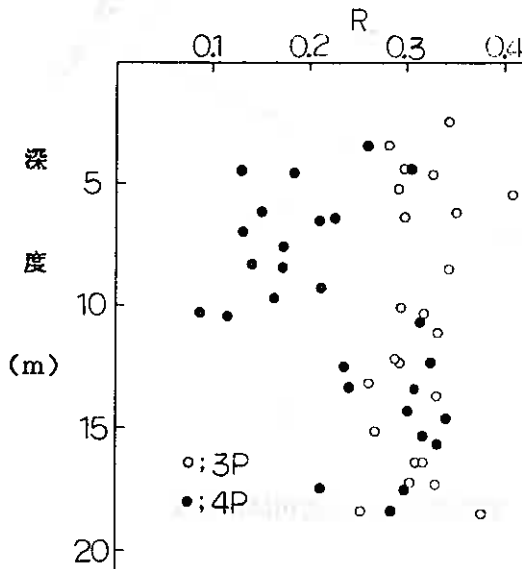
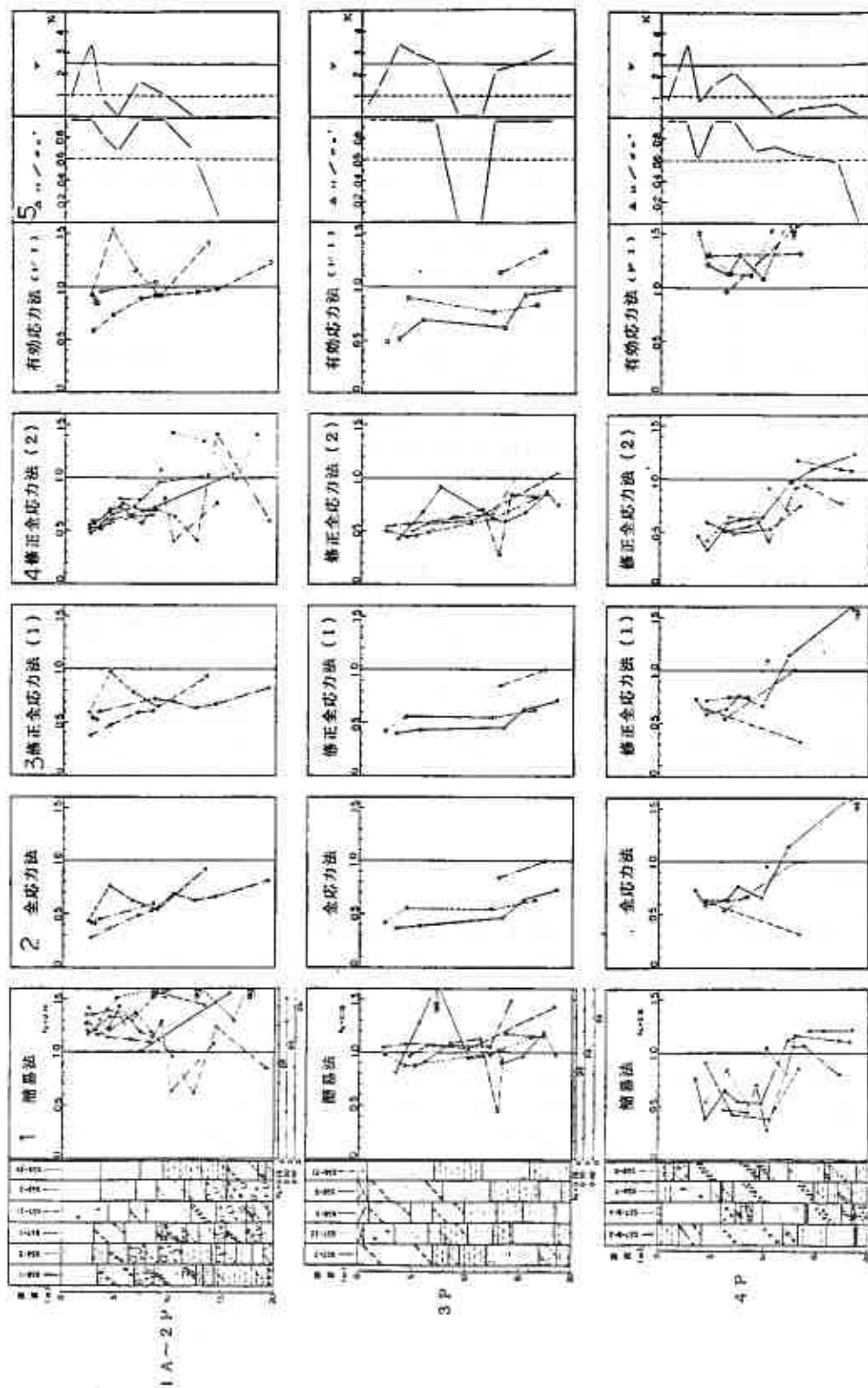


図-6 Rの深度分布



図一七 各種手法による液状化の解析結果

6. まとめ

以上の結果をまとめると次のようである。

- 1). 地盤の非線形性と透水性を考慮した有効応力法による地盤応答解析は、液状化する地盤の挙動をよく表現している。
- 2). 全応力法と有効応力法による地盤応答解析結果は、応答加速度及び応答変位などにおいてかなりの相違がみられる。
- 3). 上記2)の結果にもかかわらず、液状化の予測においてはよい一致を示す。
- 4). N 値や D_{50} などから行なう簡易法による液状化の予測は、液状化強度試験と地盤応答解析による詳細な検討法に比べても十分実用的で、正確な予測が可能である。ただし、次の点に留意し必要があれば補正を行なう。
 - a). R について；砂の粒度分布が一般的なもので、 $D_{50} \sim DR_{10}^*$ の関係が図-4の平均曲線の傾向に一致すること。
 - b). L について；構造物、地盤特性、地域特性（地震環境）を考慮して合理的な設計水平震度を与えること。

7. あとがき

白鳥大橋下部工の設計は、予備設計及びこの研究により、次のステップである概略設計へ移行しようとする段階にある。本研究は、白鳥大橋耐震設計のための資料として、59年度末に開催が予定されている、白鳥大橋下部構造に関する技術検討委員会（委員長：多田浩彦 建設省土木研究所構造橋梁部長）で審議して頂く予定である。

最後に、日頃、白鳥大橋の耐震設計に御教示いただいている建設省土研の岩崎部長、YUSA-YUSAの使用を快諾して頂いた、東大の石原教授、実際の計算や多くの御教諭をいただいた基礎地盤コンサルタンツの安田、森本、斎藤、稲の各氏に心から感謝致します。

参考文献

- 1). 大橋、千葉、池田 : 白鳥大橋架橋予定地点の地盤特性、同(2)
土質工学会北海道支部 技術報告集第23、24号
- 2). Ishihara, Touhata : One-Dimensional Soil Response Analysis during Earthquakes Based on Effective Stress Method
JOURNAL OF ENG., The univ. of TOKYO, Vol. XXXV, No.4
- 3). (財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 4). 梅原、善、浜田 : 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度
運輸省港湾技術研究所 港湾技術研究報告第20巻第1号
- 5). Tatuoka, Iwasaki ら : A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard penetration resistances
Soil and Foundations, Vol.18, No.3

大径ぐいの水平抵抗について

北海道開発局土木試験所 ○ 石川 博 之
森 康 夫

1. ま え が き

最近のくい基礎は、地盤条件や施工環境の厳しい現場が増加してきたこと、構造物が大型化してきたこと、施工法が発達してきたことなどにより、大径化する傾向にある。これに伴い、構造物が外力を受けたときの、くい基礎の水平抵抗の評価が非常に重要となってくることは言うまでもなく、水平抵抗の評価法に関する試験・研究も数多く行われている。

しかし、くい径1 m以上の大径ぐいについては、水平載荷試験の実施例も少なく、水平地盤反力係数k値、あるいはそれを用いた水平挙動の適確な推定方法については、検討すべき点も多い。このため、本報告では道内で行われたくい径1 m以上の大径ぐいの単ぐい水平載荷試験結果の概要について述べるとともに、水平抵抗の評価法について若干の検討を加えた。

2. 試 験 概 要

本報告では、A～Fの6ヶ所の現場の載荷試験結果を用いた。試験に用いたぐいは、いずれも橋梁基礎ぐい（本ぐい）であり、各現場のくい諸元および土質柱状図については、表-1、図-1および図-2に示す通りである。Aは深礎ぐい、BはPCウエル、C、Dは鋼管ぐい、E、Fはリバースぐいと、施工法およびくい諸元は現場ごとに異なっている。また、くいの水平抵抗に大きな影響を及ぼす地表付近の土層状態は、C、D現場が $N \leq 2 \sim 3$ の軟弱地盤、E、F現場がシルト、粘土、細砂層が不規則に堆積した軟弱地盤、B現場は $N \geq 10$ の細砂、砂レキ層が不規則に堆積した良質な地盤、A現場は $N \geq 50$ の岩盤よりなっている。

試験は2～3サイクルの単ぐいの緩速水平載荷方式で、2本のくいの間に油圧ジャッキを設置し加圧して、荷重と同時に水平変位および深さ方向の応

表-1 くい諸元

現場	くい工法	くい長 (m)	弾性係数 (kg/cm ²)	くい径 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	
A現場	深礎ぐい	L=20.00	Ec=2.55×10 ⁵ Es=2.1×10 ⁷ n=8.2	中空部分 D=3000	A=7.30 ×10 ⁴	I=4.19 ×10 ⁸	
				中空部分 内径D =1400	A=5.76 ×10 ⁴	I=4.00 ×10 ⁸	
B現場	PCウエル	L=26.73 (111φ243)	Ec=4.0×10 ⁵ Es 2.0×10 ⁶ n=5.0	D=2980	t=300	A=2.53 ×10 ⁴	I=2.30 ×10 ⁸
C現場	材質埋探	くい長 (m)	外径 (mm)	内径 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	弾性係数 (kg/cm ²)
STR-41	L=36.0	D=2192	t=42	A=586.4	I=1.16×10 ⁸	E=2.1×10 ⁶	
ゴードロ779-並み傾斜計用パイプ付	L=75×75×3.2 2E-150×75×6.5 (試験ぐい)			A=530.1	I=9.62×10 ⁵		
D現場	材質埋探	くい長 (m)	外径 (mm)	内径 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	弾性係数 (kg/cm ²)
STR-41	L=33.0	D=1016	t=12	A=443.8	I=6.27×10 ⁵	E=2.1×10 ⁶	
ゴードロ779-並み傾斜計用パイプ付	L=75×75×3.2 2E-150×75×6.5 (試験ぐい)			A=378.5	I=4.77×10 ⁵		
E現場	くい工法	くい長 (m)	弾性係数 (kg/cm ²)	くい径 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	
							試験ぐい
リバースぐい	L=41.00	Ec=2.9×10 ⁵ Es=2.1×10 ⁶ n=7.24	D=1500	A=177 ×10 ⁴	I=3.43 ×10 ⁷		
F現場	くい工法	くい長 (m)	弾性係数 (kg/cm ²)	くい径 (mm)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	
							試験ぐい
リバースぐい	L=67.00	Ec=2.9×10 ⁵ Es=2.1×10 ⁶ n=7.24	D=2000	A=3.14 ×10 ⁴	I=1.02 ×10 ⁸		

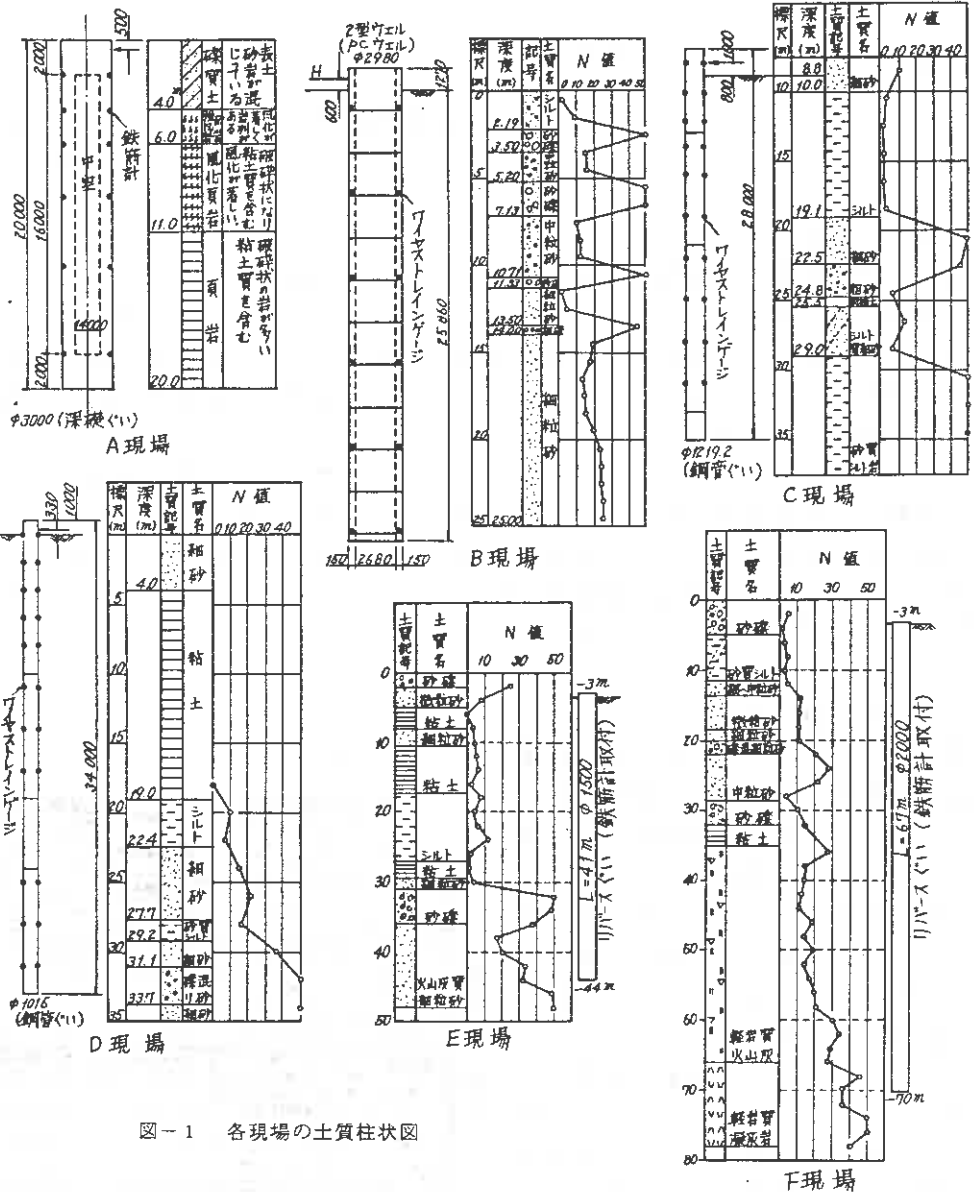


図-1 各現場の土質柱状図

力（鉄筋計またはワイヤストレーンゲージによる）を測定するという最も一般的な方法で行った。

載荷試験より得られた各ぐいの荷重～変位曲線は図-3に示す通りであり、深さ方向の実測応力または曲げモーメントについては図-6に示す通りである。図-6において、C、D現場は鋼管ぐいであり、圧縮と引張の応力がほぼ等しかった（逆符号）ため、曲げモーメントで表わした。

図-3を見ると、B、D以外の現場は、試験、反力両ぐいの変位がほぼ一致している。B現場は、反力ぐいの先端にフリクションカットがついていたため、反力ぐいの方が大きな変位を生じたと考えられるが、D現場で、試験ぐいと反力ぐいと

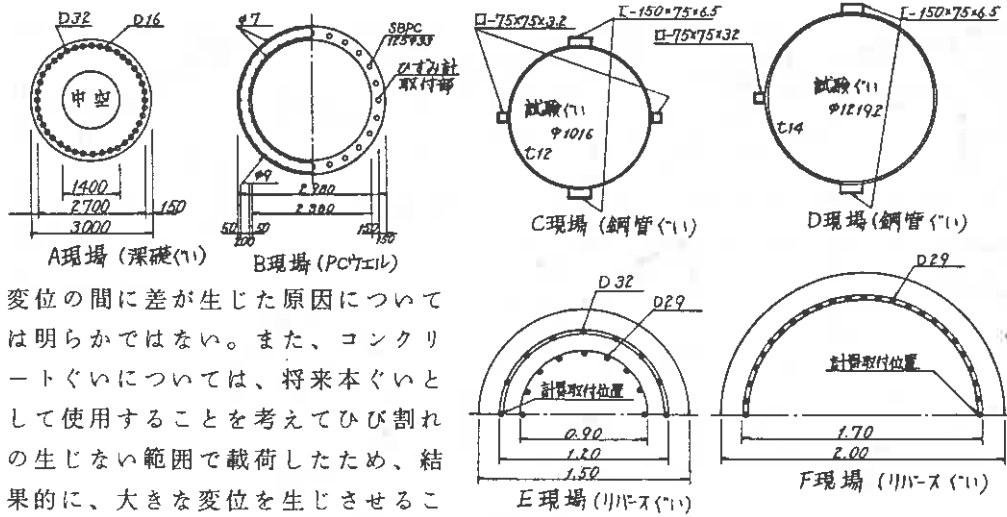


図-2 くいの断面図

変位の間に差が生じた原因については明らかではない。また、コンクリートぐいについては、将来本ぐいとして使用することを考えてひび割れの生じない範囲で載荷したため、結果的に、大きな変位を生じさせることができなかった。

以後の解析においては、鉄筋計等の取り付けられている試験ぐいのデータを用いることとする。

3. 考 察

道路橋示方書で用いられている Y. L. Chang の式を用いて、載荷点（または地表面）変位より逆算した k 値と地表面変位との関係を示したものが図-4 である。逆算 k 値より βL を計算すると、最大荷重時で $\beta L > 2.6$ は確保されており、すべて無限長ぐいとして扱える根入れ長を有している。図-4 において各現場の $\log k \sim \log f$ の傾きは、約 $-0.4 \sim -0.5$ となっており、道路橋示方書の式 $k = k_0 \cdot y^{-\frac{1}{2}}$ （PP 273、基準変位量が 1 cm 以外の場合の k 値の補正式）とほぼ近い関係にあることがわかる。A 現場は岩盤に打設されたぐいであるため、他の 5 現場より k 値が卓越しており、逆に、D 現場は N 値 0 の軟弱粘土層が 20 m 近い深さまで達しているため、最も低い k 値を示している。これに対し、B 現場は $N \geq 10$ の良好な地盤であるにもかかわらず、低い k 値を示しているが、これは施工法に起因していると考えられる。C、E 現場では、地表付近の N 値 10 程度の砂層の影響により、大きめの k 値を与えているようである。

次に、変位からの逆算 k 値を用いて深さ方向の応力または曲げモーメントを計算し、実測値と対比して図-6 に示した。この解析はコンクリートにひび割れの生じない弾性的な挙動を示す範囲内で行ったものである。実測値と計算値とを対比すると、適合性に欠ける部分もある。このため、多層の線形地盤反力法および非線形地盤反力法を用いて逆算 k 値を求め、深さ方向の応力または曲げモーメントを計算し、図-6 に示した。

多層の線形地盤反力法とは、地盤反力と変位との関係は線形であるが、 k 値が地盤の各層で異なるという場合の解析法（式 1）であり、 k 値の比は土質調査結果（各層の N 値または横方向平盤載荷試験の E_0 の比）より決めた。解析に用いた k 値

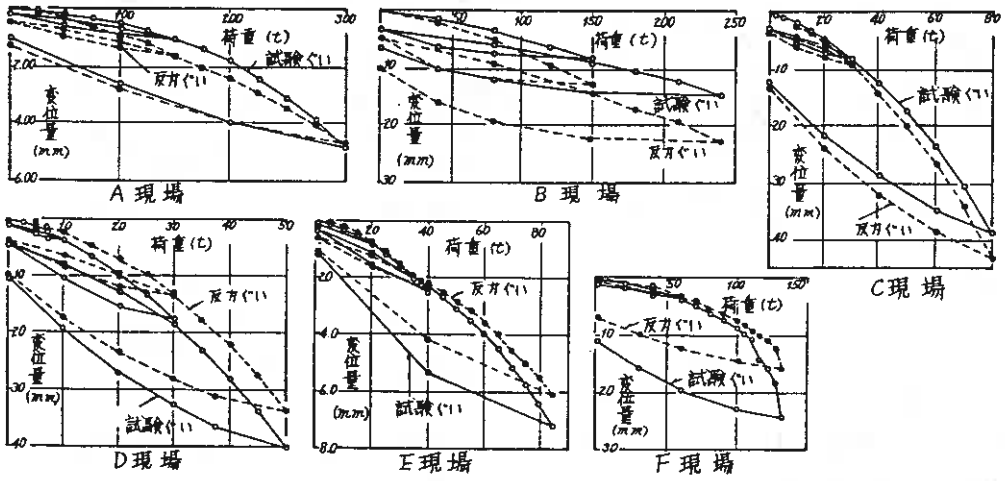


図-3 各載荷試験の荷重～変位曲線

表-2 各層のk値の比

現場	載荷高 (cm)	変位計 (cm)	計測 (cm)	先述各層の 深さ(m)	各層のk 値の比
A (3層)	0	0	19.5	3.5	1.00
			10.5	1.33	
			19.5	1.70	
B (2層)	60	60	25.9	2.2	1.00
			25.9	3.00	
C (2層)	80	12	26.2	10.3	1.0
			26.2	15.0	
D (2層)	33	3	33.0	4.0	1.0
			33.0	3.0	
E (3層)	50	50	40.6	1.5	2.00
			4.5	1.00	
			40.6	3.33	
F (2層)	35	35	66.6	7.5	1.00
			66.6	3.33	

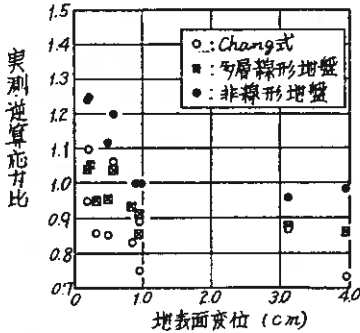


図-5 各解析法による計算応力/実測応力
また、ここで用いる k_0 も、先の方法と同様、各層によって異なると考え、その比率は表-2に示した値と同様とした。

$$E I_i \frac{d^4 y_i(x)}{dx^4} + k_i D y_i(x) = 0, \quad i = 1 \sim n \text{ (層数)} \dots\dots (1)$$

$$E I_i \frac{d^4 y_i(x)}{dx^4} + (k_i |y_i(x)|^{-\frac{1}{2}}) \times D y_i(x) = 0, \quad k_i \text{ は定数}, \quad i = 1 \sim n \dots\dots (2)$$

さらに、これらの三つの方法によって算出された応力を実測の応力で除した値と、これに対応する地表面変位との関係を示したものが、図-5である。

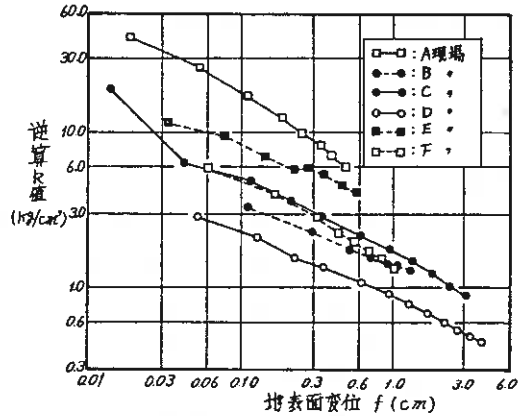
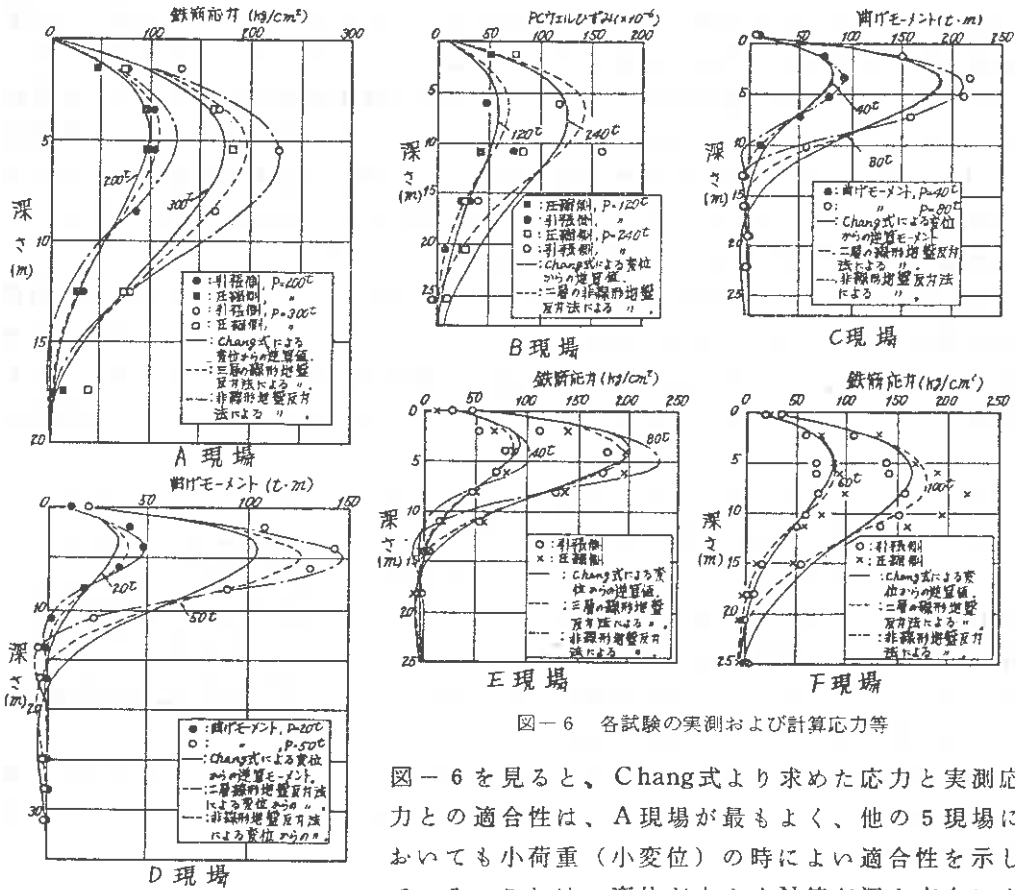


図-4 各載荷試験のk値～地表面変位

の比および各層の深さは、表-2に示す通りである。

非線形地盤反力法とは、地盤反力と変位との関係が線形でない場合の解析法である(式2)。ここでは、 $k = k_0 |y|^{-\frac{1}{2}}$ と仮定した(k_0 は定数で次元は $kg/cm^{2.5}$ 、 y はくい変位で深さの関数)。



図一六 各試験の実測および計算応力等

図一六を見ると、Chang式より求めた応力と実測応力との適合性は、A現場が最もよく、他の5現場においても小荷重（小変位）の時のよい適合性を示している。これは、変位が小さくN値が深さ方向にあまり変化していない場合、地盤反力と変位とが線形に近い関係になるためと考えられる。

逆に変位が大きい場合、またはN値の変動が大きい場合、Chang式の方法では良い適合性が得られない。前者の典型はC、D現場、後者の典型はB、E、F現場であり、理由としては地盤反力の非線形性、不連続性が考えられる。

次に、多層の線形地盤反力法により求めた応力と実測応力との適合性は、Chang式と比較した場合、B現場を除きすべて向上したといえる。特にN値の変動が大きいE、F現場は、よい適合性を示すようになる。これより、N値とk値の間には密接な関係のあることがわかる。しかし、変位の大きなC、D現場では、あまり良い適合性を示さない。

非線形地盤反力法により求めた応力と実測応力とは、C、D現場で良い適合性を示すが、A、E現場では計算応力の方が大きすぎる。図一五を見ると明らかなように、地表面変位がほぼ1cm以上であれば良い適合性を示すが、逆に変位がゼロに近づくにしたがって計算応力の方が大きな値を示すようになる。これは、変位が大きくなると地盤反力と変位の関係が、 $k = k_0 |y|^{-1/2}$ に近くなり、非線形解析が現実と合ってくる一方、変位が小さくなると地盤反力と変位の関係が線形に近づいてきて、非線形解析が現実と合わなくなってくるためと考えられる。

次に、解析ではk値の推定が問題となるため、これらのデータよりk値とくい径、地盤条件（N値等）との間の関係について検討してみたが、データが少ないことと、くい種および施工法に違いがあること、あるいは地盤条件が複雑であることなどから、定性的な結果を得ることができなかった。表-3は、道路橋示方書のk値推定式 $k_0 = \alpha E_0 D^{-\frac{2}{3}}$ （PP273、地盤の変形係数とくい径より地表面変位が1cmのときの地盤反力係数 k_0 を求める式）を用い、地盤調査結果より求めた変形係数 E_0 （または28N）と逆算 k_0 値とから α を求め、示したものである。

示方書によると、B現場はN値を利用しているため $\alpha = 0.2$ 、他は孔内水平載荷試験等から求めているため $\alpha = 0.8$ となっているが、表-3ではこれらの値より大きくなっていることがわかる。限られた地盤調査結果にもとずいて α を求めており、問題もあるが α は施工法やくい種や土層構成と深いかわりを持つことが推測される。

以上、まとめると、深さ方向にN値があまり変化せず変位も小さい場合には、Chang式でもある程度変位と応力との関係を説明することができる。各層のN値比でk値比を定めて多層の線形地盤反力法を用いると、より正確に変位と応力の関係を説明することができる。変位が1cm程度以上であれば、非線形地盤反力法を用いると、かなり正確に変位と応力の関係を説明することができる。

また、現行のk値推定式によると安全側のk値が得られる。それは、施工法など複雑な要因がからみ合っているようであり、適切なk値推定法の究明にあたっては試験データの拡充が必要である。

表-3 E_0, k_0 より求めた α

現場	k値 (kg/cm ²)	E_0 (kg/cm ²) [N値]	くい径 D(cm)	α
A	3.45	16.8	300	1.48
B	1.35	114	298	0.25
C	1.71	37.7	121.9	1.66
D	0.88	7.5	101.6	3.75
E	2.90	12.1	150.0	10.27
F	1.34	6.2	200.0	11.49

4. あ と が き

大径ぐいの水平載荷試験結果より水平抵抗について検討してみたが、限られたデータのため、当初考えていたような結論を得ることができなかった。今後、大径ぐいの水平抵抗を考えるに当たり、参考になれば幸いである。

参 考 文 献

- 吉田 巖 : 杭基礎の設計実技とその解説 (建設図書)
- 横山幸満 : くい構造物の計算法と計算例 (山海堂)
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 共通編 下部構造編
- 土質工学会 : 土質調査法
- 土質工学会 : 杭基礎の調査・設計から施工まで 第一回改訂版

グラベルパイル工法による液状化防止効果に関する 現場実験について

北海道電力 (株)

宮前 繁世
 松下 啓郎

○ 高野 準

1. まえがき

低振動・低騒音の液状化防止対策として、グラベルパイル工法がある。この工法は、サンドコンパクションパイル工法のように地盤の液状化強度を増大させることを目的とするのではなく、対象砂地盤より数百倍～数千倍高い透水性を有する礫を使用した柱を地盤内に適切な間隔で設置し、地震時に地盤内に発生する過剰間隙水圧をこの礫柱より消散させ、液状化を防止する工法である。しかし、液状化防止のメカニズムが複雑で未解明な点が多く、種々の要因により防止効果に差が出るため、信頼できる設計方法が確立されているとは言えず、また比較的新しい工法であるため施工実績も少ないなどの問題点を抱えている。

今回、グラベルパイル工法の液状化防止効果に関する実証実験を当社苫東厚真発電所2号機取水路工事現場内において実施し、この工法の抱えている問題点を解明し、適正な設計を行うための資料を得た。ここにその成果を報告するものである。

2. 実験の概要

(1). 実験の概要

今回の実験は、従来の実験において問題であったグラベルパイルの有効円外周上の境界条件を明確にしたことと有効円内地盤に一樣な振動を与えることのできる加振方法を採用したことに大きな特徴がある。有効円外周上の非排水条件を満足するため、直径1.2m、長さ12.0mの鋼管を打設し、管内地盤にグラベルパイルを設置した。また鋼管を直接ハイフロンハンマーで加振し、管内地盤に一樣な振動を与えた。

以上の方法によりグラベルパイルの有無、打設間隔の相違による過剰間隙水圧の上昇・消散過程の比較を行い、得られた実験結果に基づきグラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した解析を実施し、その液状化防止効果の有効性の実証と設計方法の確立を目指すものである。

(2). 実験地盤の概要

α. 地盤の概要

実験地盤は、G.L. - 10m前後の旧海底面上に浚渫により発生した工砂を吹き出して埋立てられた地盤である。実験地盤における柱状図および液状化抵抗率 F_L は、図2.1に示すとおりである。地盤の特

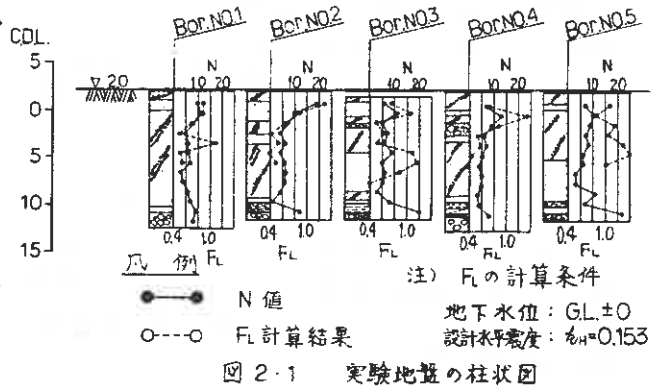


図 2.1 実験地盤の柱状図

徴として、細砂層と礫混り細砂層とが不規則に分布し、右側直孔とも構成土層が異なっている。

b. 粒度分布と透水係数

実験地盤の粒度試験結果は、図2.2に透水試験結果は図2.3に示すとおりである。実験地盤の粒度分布は、かなり広範囲に分布しており、均等係数は $U_c = 9.7$ (%)となっている。また、G.L.-5.0m~9.5mにおける平均的な透水係数は、 $k = 4 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-2}$ cm/sec となっており砂質土の透水係数としては十分な値を示している。透水係数と対応する深度における D_{20} との関係は図2.4に示すとおりである。図中には実務上よく利用されるクレーガーの提案式を併記したが実験地盤の砂の透水係数は、 D_{20} の平均値を用いればクレーガーの式から求めてもほぼ妥当であると判断できる。

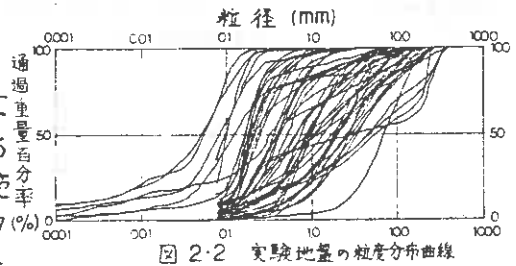


図2.2 実験地盤の粒度分布曲線

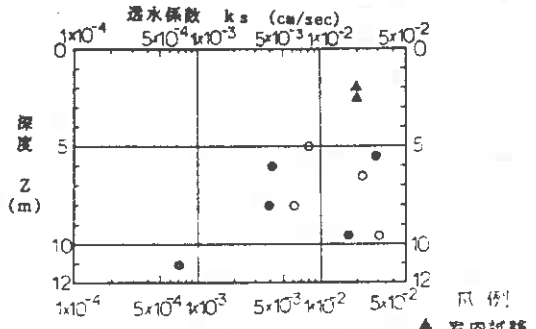


図2.3 透水係数と深度の関係

c. 体積圧縮係数

実験地盤の体積圧縮係数を繰り返し圧密試験により求めた結果は、図2.5に示すとおりである。これによると、除荷・再載荷時の m_v は、初期載荷時の $1/4 \sim 1/2$ 程度である。液状化時の砂は有効応力が先行荷重より小さくなるため過圧密状態であり、除荷・再載荷時の m_v の平均値を採用するのが妥当であると考えられる。

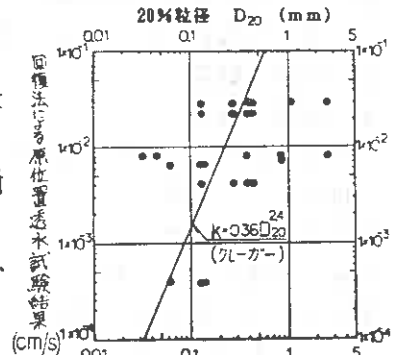


図2.4 20%粒径 D_{20} と原位置透水試験の結果

3. 実験方法

(1). 実験ケース

実験ケースは、表3.1に示すとおりである。グラベルパイルの直径は、呼び径300mm, 400mm, 500mmの3種類とし、濾布を円柱状の袋に加工したものに礫材料を投入した。直径500mmのグラベルパイルについては、濾布を使用したケースと使用していないケースについて繰り返し加振後、礫材料の透水係数の比較を行い目詰りの影響を確認した。

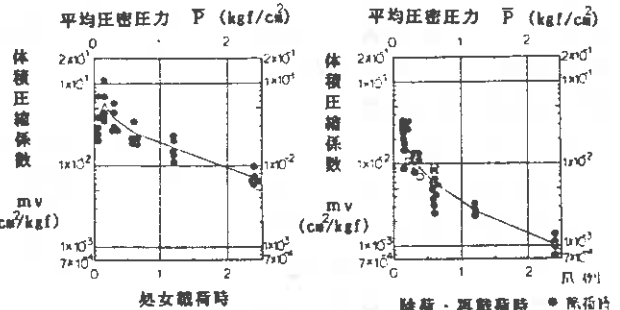


図2.5 繰り返し圧密試験による体積圧縮係数

(2). 実験方法

実験のフローは図3.1に示すとおりであり、各実験順序の詳細は以下のとおりである。

α. 鋼管の打設

鋼管は、直径1.2m、肉厚12mm、長さ12.0mの板巻鋼管を採用した。打設はディーゼルハンマー（ラム重量7.0t）で行ったが、

予備打設により管内地盤の乱れを極力防止可能な打設方法を確認し、5回打撃毎に10分間休止する方法を採用した。各実験ケースにおける鋼管打設前後のN値は、図3.2に示すとおりであり、これによると打設後のN値は、増減が深度により一定ではなく変動幅は小さいが、全体的に小さい値となっており、地盤は多少緩み液状化強度が低下したものと考えられる。

バイプロハンマーで鋼管を直接加振した場合、既往の実験結果から鋼管下端地盤の過剰固隙水圧が著しく上昇することが予想される。このため各実験ケースとも鋼管下端は、G.L.-10m～-11mに分布するシルト層を貫通して打設し、加振時の鋼管下端からの過剰固隙水圧の鉛直方向への浸透を防止し境界条件を満足させた。また、実験地盤の地下水位は、G.L.-2m前後であり、初期条件の整合性を図るため、鋼管打設後沈下分を埋戻し管内に注水して管内地盤をG.L.±0mまで飽和状態とした。

β. グラベルパイルの打設

鋼管打設後管内地盤に所定の直径のグラベルパイルを打設した。グラベルパイル打設時においても管内地盤の乱れが問題であったため、予備打設により問題点と対応策を検討し、施工方法の標準化を図った。

表3.1 実験ケース

実験ケース	グラベルパイルの直径 D _g (mm)	有線円の直径 D _o (mm)	換算比 α = D _g / D _o	グラベルパイルの換算打設間隔 (m)	備 考
表土層 層別	1	300	1.200	4.0	1.754 観測有り
	2	400	1.200	3.0	1.316 観測有り
	3	500	1.200	2.4	1.053 観測有り
	4	500	1.200	2.4	1.053 観測無し
表土層 層別	5	—	1.200	∞	—

注) グラベルパイルの換算打設間隔は、直径500mmのグラベルパイルを正方形配置するものとして計算した。

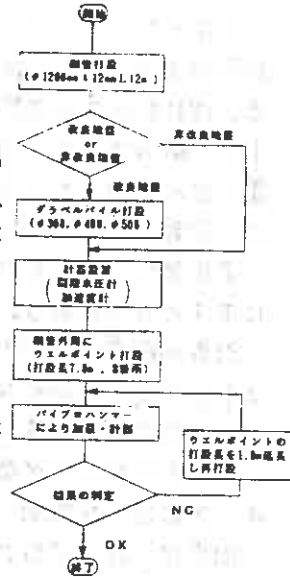


図3.1 実験のフロー

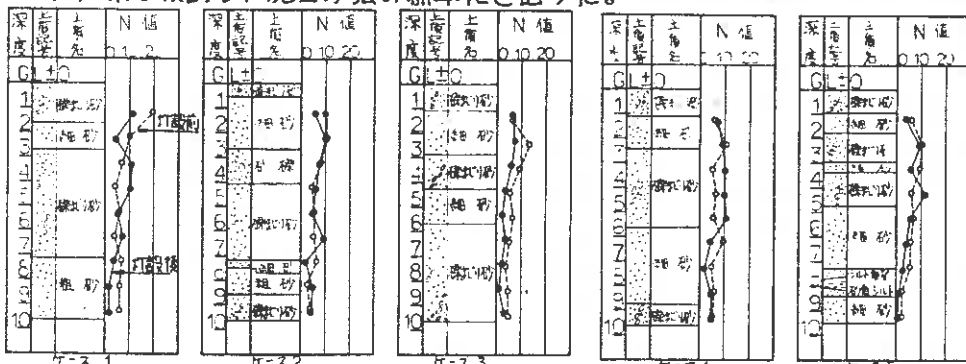


図3.2 鋼管打設前後のN値の変化

グラベルパイルに使用する礫材料の選定要因としては、透水係数、粒径、施工性などが考えられ、これらを検討した結果今回の実験には粒径5~13mmの円礫を採用した。

採用した礫材料の粒度分布および目詰りの検討結果は、図3.3に示すとおりであり、透水試験結果は図3.4に示すとおりである。礫材料の透水係数は概ね 10^{-2} cm/sec のオーダーであり、地盤の透水係数に対し200~1,500倍の値である。

C. 計器の配置

各実験ケースにおける計器の配置は、図3.5に示すとおりである。

計器の配置は、管内地盤に発生する固隙水圧の半径方向の分布形状、深度方向のグラベルパイルの防止効果の差およびグラベルパイルのウェルレジスタンスが確認できるように決定した。

d. 加振および計測

加振は、パイプロハンマー (VM₂-25,000A) を使用し行った。

パイプロハンマーの周波数は、極力小さい機種を選定したが約7Hzと実際の地震と比較すると大きく、管内地盤が短時間で液状化してしまう恐れがあった。この場合、グラベルパイルの排水機能が有効に発揮される以前に急激な水圧上昇が生じ、粒径比の相違による液状化防止効果の差を確認することが不可能となることが予想されたので、実際の地震により地盤が液状化に達するまでの所要時間と同程度の時間で管内地盤が液状化するような振動を与える必要があった。最適な加振条件を求めるため、予備実験として非改良地盤でパイプロハンマーの加振条件(偏心モーメント、発電機周波数)を種々変化させた5ケースの予備加振を行った。この結果は、表3.2に示すとおりであり、パイプロハンマーの加振条件を偏心モーメント $10,000 \text{ kg-cm}$ 、

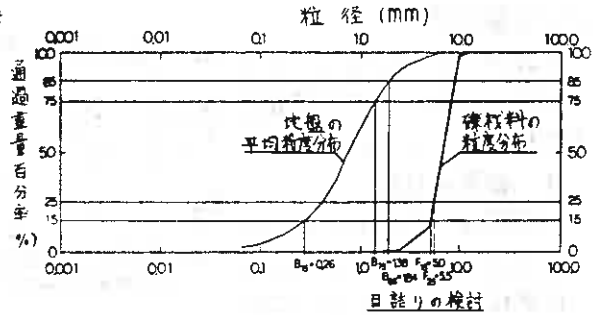


図3.3 礫材料の粒度分布と目詰りの検討

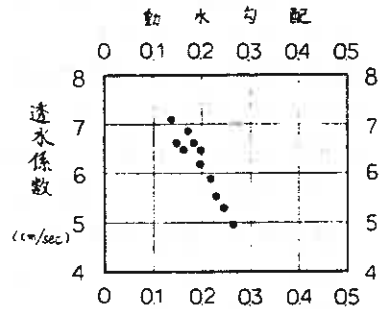


図3.4 礫材料の透水試験結果

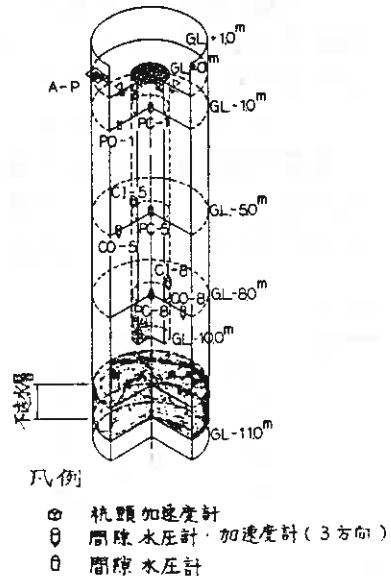


図3.5 計器の配置

発電機周波数 4.2 Hz とすることによって、数十秒間の時間をかけて固隙水圧がゆっくり上昇することが判明した。

なお、鋼管外周 8ヶ所に長さ 7.0 m のウェルポイントを打設し、外周地盤と鋼管との摩擦力の低減を図った。

4. 実験結果と解析

(1) 実験結果

実験結果は、表 4.1 に示すとおりである。実験ケース 4 は、実験ケース 3 と比較し目詰りの影響を調査するため他の実験ケースより大きな振動エネルギーを与えており、グラベルパイルの液状化防止効果に関する比較は行わない。他の実験ケースは、予備加振結果から決定した同一加振条件を採用した。

実験結果の詳細は、以下に述べるとおりである。

α. 振動エネルギーとグラベルパイル、地盤内の固隙水圧
各実験ケースにお

ける杭径比 ($n = D_e / d_w$)

と杭頭、地盤内鉛直方向最大加速度 (a_{max}) との関係は、図 4.1 に示すとおりである。これによると、各実験ケースとも杭頭と地盤内の鉛直方向最大加速度はほぼ等しく、同一実験ケースでは深度方向、半径方向とも一様な振動エネルギーが

表 3.2 予備加振結果

試 験 名 称	予備 NO. 1	予備 NO. 2	予備 NO. 3	予備 NO. 4	予備 NO. 5
試 験 条 件	非 改 良	同 左	同 左	同 左	同 左
鋼 管 諸 元	$\phi 1,200 \times 12.7 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 9 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 9 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$
開 審 打 設 時 打 撃 回 数	1 5 8	1 9 2	1 4 1	1 5 1	2 2 2
バ イ ブ ロ 名 称	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$
偏 心 モーメント (kg·cm)	15,000	10,000	10,000	10,000	10,000
発 電 機 周 波 数 (Hz)	4.5	5.0	4.2	4.2	4.5
ク ー ター ジェット 深 度 (m)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
開 審 水 圧 - 水 圧 比	PO-1 (kgf/cm ²) / 水圧比 *0.16/0.32 CO-1 (-) / 水圧比 *0.49/0.98 CO-2 (-) / 水圧比 *0.36/0.45 CO-3 (-) / 水圧比 *0 / 0.0 CO-4 (-) / 水圧比 *0.9 / 1.125 CO-5 (-) / 水圧比 *1.11/1.39	0.526/-	0.390/-	0.480/-	0.614/-
液 状 化 時 間 (秒)	CL-1P → 上昇開始まで / U_{max} まで *6.4 / CO-1 (-) / 水圧比 *8.25 / CO-2 (-) / 水圧比 *6.25 / CO-3 (-) / 水圧比 / CO-4 (-) / 水圧比 / CO-5 (-) / 水圧比 *4.45 /	- / 3.8	- / 15.2	- / 31.3	- / 30
加 速 度 (G)	A-P 最大 / 定常 *3.6 / 2.9 / CO-1 (-) / 水圧比 *1.78 / - / CO-2 (-) / 水圧比 *1.23 / - / CO-3 (-) / 水圧比 *1.72 / - / CO-4 (-) / 水圧比 *1.11 / - / CO-5 (-) / 水圧比 *1.59 / - /	2.146 / 1.81	0.253 / -	1.414 / -	2.146 / 1.81
管 内 地 盤 沈 下 量 (cm)	2.0				
備 考	*ローパスフィルタを介さず、波形の中立点より目視				

表 4.1 実験結果

実 験 ケ ー ス	2	1	4	3	5
試 験 条 件	$\phi 400$	$\phi 300$	$\phi 500$ (右石なし)	$\phi 500$	非 改 良
鋼 管 諸 元	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$	$\phi 1,200 \times 12 \times 12\text{m}$
開 審 打 設 時 打 撃 回 数	1 6 3	1 4 2	1 1 6	1 6 4	1 1 5
バ イ ブ ロ 名 称	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$	$VW_2 - 25,000\text{A}$
偏 心 モーメント (kg·cm)	10,000	10,000	15,000	10,000	10,000
発 電 機 周 波 数 (Hz)	4.2	4.2	4.5	4.2	4.2
ク ー ター ジェット 深 度 (m)	8.3	8	7	8	8
開 審 水 圧 - 水 圧 比	PO-1 (kgf/cm ²) / 水圧比 0.088 / 0.88 CO-1 (-) / 水圧比 0.189 / 0.378 CO-2 (-) / 水圧比 0.190 / 0.38 CO-3 (-) / 水圧比 0.272 / 0.34 CO-4 (-) / 水圧比 0.351 / 0.439 CO-5 (-) / 水圧比 0.083 / 0.83 PO-1 (kgf/cm ²) / 水圧比 0.162 / 0.304 CO-1 (-) / 水圧比 0.265 / 0.331	0.0883 / 0.883 0.3008 / 0.602 0.3141 / 0.628 0.3958 / 0.495 0.3705 / 0.463 0.0892 / 0.892 0.2815 / 0.563 0.3638 / 0.455	*0.709 / 1.42 *0.674 / 1.348 *1.116 / 1.293 *0.977 / 1.22 *0.144 / 2.57 *0.448 / 1.778 *0.985 / 2.37	0.0604 / 0.904 0.425 / 0.850 0.115 / 0.232 0.272 / 0.340 0.255 / 0.319 0.0902 / 0.902 0.1662 / 0.2078	0.0684 / 0.884 0.5977 / 1.20 0.572 / 1.144 0.850 / 1.063 0.654 / 1.068
液 状 化 時 間 (秒)	CL-1P → 上昇開始まで / U_{max} まで 7.45 / 41.1 CO-1 (-) / 水圧比 6.55 / 34.0 CO-2 (-) / 水圧比 6.25 / 34.4 CO-3 (-) / 水圧比 11.8 / 13.8 CO-4 (-) / 水圧比 5.11 / 34.2 CO-5 (-) / 水圧比 6.97 / 37.3	10.7 / 13.8 7.0 / 22.3 6.7 / 29.8 7.2 / 21.1 8.1 / 21.5 10.5 / 14.1 6.2 / 22.3 6.5 / 22.1	* - / 5.73 * - / 5.73	6.48 / 16.19 5.57 / 56.14 11.49 / 14.34 11.66 / 32.41 9.23 / 34.14 6.48 / 13.76	33.9 / 51.4 20.6 / 48.3 20.5 / 48.6 20.9 / 48.8 20.4 / 48.3
加 速 度 (G)	A-P 最大 / 定常 *1.04 / 0.897 CO-1 (-) / 水圧比 *1.09 / 1.09 CO-2 (-) / 水圧比 *1.04 / 1.04 CO-3 (-) / 水圧比 *1.01 / 1.01 CO-4 (-) / 水圧比 *1.03 / 1.03	*0.905 / 0.916 *1.016 / 1.016 *0.971 / 0.971 *0.734 / 0.734 *0.905 / 0.905	2.0 / - 1.1 / - 2 / - 1.16 / - 0.96 / -	0.8715 / 0.8715 0.9744 / 0.876 0.8350 / 0.8350 0.8287 / 0.8287 0.8500 / 0.8500	0.432 / 0.432 0.460 / 0.460 0.375 / 0.375 0.379 / 0.379 0.358 / 0.358
管 内 地 盤 沈 下 量 (cm)	1.47	19.0	9.15	11.6	4.3
備 考	*ローパスフィルタを介さず、波形の中立点より目視				

与えられたと考えられる。

実験ケース5における過剰間隙水圧比 (U_0/σ'_{vo}) を1.0として杭径比(n)により他の実験を整理したものは、図4.2に示すとおりである。これによると実験ケース3において計器No. CI-5の値が過大である他は、グラベルパイルの直径が大きくなるに従い過剰間隙水圧比は低下している。

表4.1よりグラベルパイル内と地盤内の間隙水圧を比較するとほぼ同様であり、グラベルパイルの透水性は、地盤の200~1,500倍であるが、地盤との水圧差が小さいことはグラベルパイルのウェルレジスタンスが著しく大きいことを示している。

4. グラベルパイルの目詰りに関する実験結果

実験ケース4は、実験ケース3と同じ500mmのグラベルパイルを濾布を使用せずに作成し、他の実験ケースとは異なり大きな振動エネルギーを与え、管内地盤を完全液状化状態とした。

実験ケース3は、他の実験ケースと同一加振条件で実験後、加振条件を変更し振動エネルギーを大きくして加振し、実験ケース4と同様に管内地盤を完全液状化状態とした。加振後、両ケースの礫材料を慎重に回収し透水試験を実施した。透水試験結果は図4.3に示すとおりであり、これによると動水勾配に応じて実験ケース3, 4における礫材料の透水係数の差は多少変動しているが、実験ケース4の透水係数は概ね60%程度に低減している。グラベルパイルの設計に当たっては、地震時の地盤内過剰間隙水圧比は0.5~0.6程度に押えるが、長期風グラベルパイルの有効性を保持するためには、濾布を使用しない通常の施工方法を採用する場合には、60%程度の透水性の低下を考慮する必要がある。

(2). 解析と考察

2. 振動エネルギーを補正した実験結果の解析と考察

今回の実験で採用したパイプロハンマーによる加振方法は、正弦波などの定常的な加速度波形と異なり、不規則な非定常加速度波形を与えるものである。非定常加速度波形では、同一時間加振しても1波毎に地盤に与える損傷度(換言すれば液状化に対する寄与度)が異なるため、ある基準加速度(a_s)1波に対し他の加速度の波が何波に相当するかを換算し、地盤に与えた振動エネルギーを基準化す

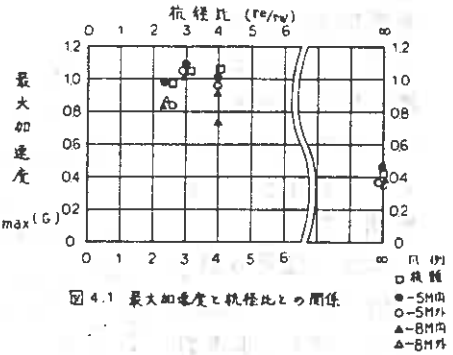


図4.1 最大加速度と杭径比との関係

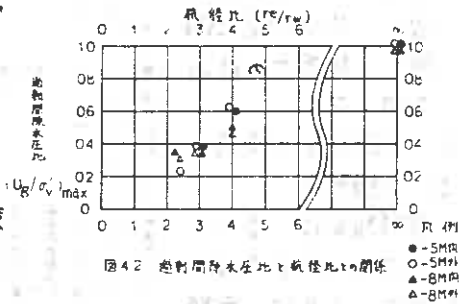


図4.2 過剰間隙水圧比と杭径比との関係

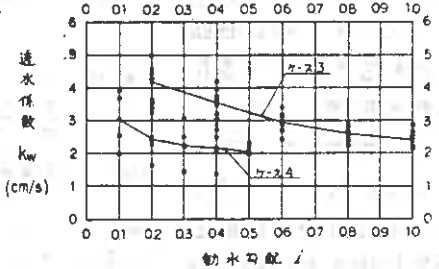


図4.3 実験ケース3,4における礫材料の透水試験結果

る必要がある。非定常加速度波形により地盤が受ける累積損傷度を算定するために任意の基準加速度(α_s)を設定し、この波が定常的に加わった時の地盤が液状化に達する所要繰り返し回数(N_{es})とすれば、図4.4(b)における液状化曲線式より(1)式が求まり、 i 番目の加速度(α_i)と繰り返し回数(N_{if})に対して(2)式が求まる。

$$\log \alpha_s = B - A \cdot \log N_{es} \dots (1)$$

$$\log \alpha_i = B - A \cdot \log N_{if} \dots (2)$$

(1), (2)式より

$$\frac{N_{if}}{N_{es}} = \left(\frac{\alpha_s}{\alpha_i} \right)^{1/A} \dots (3)$$

定常加速度(α_i)1波当りの損傷度($1/N_{if}$)は、 α_s 1波当りの損傷度($1/N_{es}$)の

$$\frac{N_{es}}{N_{if}} = \left(\frac{\alpha_s}{\alpha_i} \right)^{-1/A}$$

倍であり、加速度(α_i)1波を基準加速度(α_s)に換算した等価繰り回数(N)は、

(4)式で表わされる。

$$N = (\alpha_s/\alpha_i)^{-1/A} = (\alpha_i/\alpha_s)^{1/A} \dots (4)$$

このようにして図4.4(a)における第1番目の波から第 i 番目までの波を基準加速度(α_s)に換算した累積等価繰り回数(N_{eq})は、(5)式のとおりである。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^i \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_s} \right)^{1/A} \dots (5)$$

バイプロハンマーの加振条件を決定するため、条件を種々変化させて非改良地盤を加振した結果から、地盤内最大加速度(α_{max}) (計器No. CI-5)と繰り返し回数(N_e)との関係は、図4.5に示すとおりである。地盤内最大加速度(α_{max})と繰り返し回数(N_e)との関係は、ほぼ直線関係となり、この直線は $\log \alpha_{max} \sim \log N_e$ による液状化曲線と考えられる。しかし、図4.5における N_e は等価繰り返し回数(N_{eq})ではなく、バイプロハンマーの周波数を7Hzとして単純に不規則繰り回数を数えたものである。等価繰り回数(N_{eq})は、以下のようにして求めた。各加振結果の最大加速度(α_{max})を基準加速度(α_s)として、図4.5における液状化曲線の勾配(A)を第1次近似として使用し N_{eq} を求める。液状化曲線の勾配が一定値に収束するまで液状化に達した時点における N_{eq} を N_e として最小二乗近似的に補正を繰り返す。このようにして求めた地盤内最大加速度(α_{max})と繰り返し回数(N_e)との関係は、図4.6に示すとおりである。

各実験ケースにおける等価繰り回数(N_{eq})の経時変化は、図4.7(a),(b)

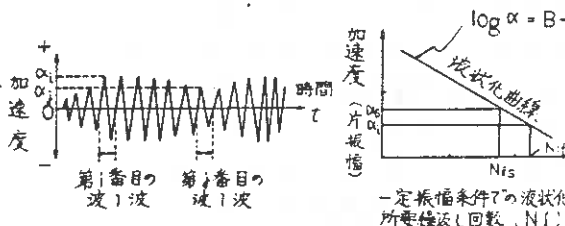


図4.4(a) 非定常加速度波の模式図

(b) 定常振動の加速度～繰り回数の模式図

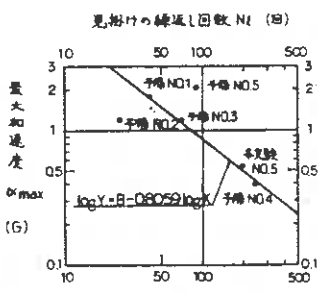


図4.5 最大加速度と繰り回数の繰返し回数 (収束計算の第1回～(C)-5)

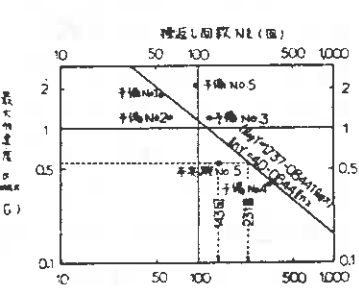


図4.6 最大加速度と繰り回数 (収束計算の第3回) (C)-5)

に示すとおりである。 $N_{eq}/N_e = 1.0$ となるまでの時間 t_d は、各実験ケースにより異なるが非排水条件下で液状化に達するまでの振動エネルギーが累積される時間であり、これを継続時間 (t_d) とする。実験ケース 1~3 について、設計有効応力 (σ'_{vo}) に対する過剰間隙水圧比 (u_g/σ'_{vo}) の経時変化は、図 4.8 (a)~(c) に示すとおりである。例えば図 4.7 (a) で求めた実験ケース 1 における計器 No. CI-5 の継続時間 $t_d = 22$ sec に対する過剰間隙水圧比は、図 4.8 (a) から $u_g/\sigma'_{vo} = 0.6$ である。同様にして各実験ケースについて求めた結果は、表 4.2 に示すとおりである。これによると実験ケース 2 では、どの位置においても過剰間隙水圧比は、他の実験ケースよりも小さい値を示している。これは図 4.8 (b) において、水圧上昇が加振後約 4 秒で 1 回目のピークとなっており、以後 26 秒まで過剰間隙水圧比 $u_g/\sigma'_{vo} = 0.10 \sim 0.15$ と低く 26 秒以後に再び上昇しているため、 $N_{eq}/N_e = 1.0$ となる時点では他の実験ケースよりも過剰間隙水圧比が低下していると考えられる。このような条件を考慮すると、グラベルパイルの直径が大きくなると過剰間隙水圧比は低減することが認められる。

4. 田中らの方による間隙水圧の予測

田中らは、独自に提案した改良地盤の過剰間隙水圧の予測式とグラベルパイルの透水性を考慮した圧密理論解析結果に基づき、グラベルパイルの透水性を考慮した過剰間隙水圧比 (u_g/σ'_{vo}) の予測式 (6) 式を提案している。

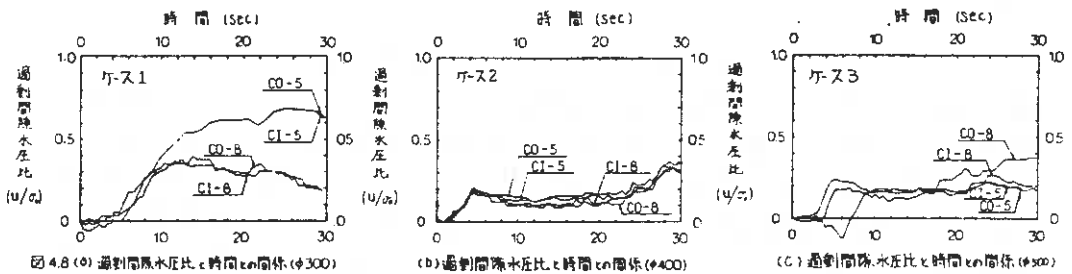


図 4.8 (a) 過剰間隙水圧比と時間との関係 (φ300)

(b) 過剰間隙水圧比と時間との関係 (φ400)

(c) 過剰間隙水圧比と時間との関係 (φ500)

表 4.2 継続時間 (t_d) と過剰間隙水圧比 (U_g / σ'_{vo})

実験ケース	グラベルパイルの 直径 D_u (mm)	計器 NO.							
		CI-5		CO-5		CI-8		CO-8	
		t_d (sec)	U_g / σ'_{vo}	t_d (sec)	U_g / σ'_{vo}	t_d (sec)	U_g / σ'_{vo}	t_d (sec)	U_g / σ'_{vo}
1	300	22.0	0.600	19.0	0.620	29.0	0.200	22.1	0.300
2	400	21.4	0.160	17.4	0.160	21.8	0.135	22.6	0.105
3	500	24.8	0.215	19.6	0.165	25.0	0.265	26.0	0.365

$$u_g / U_{vo} = \frac{1}{\alpha \cdot t_d} \cdot \frac{N_{eq}}{N_l} \cdot (1 - e^{-\alpha t_d}) \dots (6)$$

ウエルレジスタンス係数 $R (= \frac{Q_0 \cdot k_s}{k_w} \cdot \frac{D_w}{D_e})$

ここに、

N_{eq}/N_l : 繰り返し回数比

α : 隙間水圧の消散速度

t_d : 継続時間

グラベルパイルの透水性が十分に大きい場合の隙間水圧の消散速度を α_0 とすると α は補正係数 (C_α) を使用し (7) 式のとおりとなる。

$$\alpha = \alpha_0 / C_\alpha \dots (7)$$

ただし、

$$\alpha_0 = \frac{8}{F(n)} \cdot \frac{C_v}{D_e^2}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln \left(n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right)$$

$$n = D_e / D_w$$

田中らが様々な条件に対する補正係数 (C_α) を求めた結果は、図 4.9 に示すとおりであり、隙間水圧比が三角形分布の場合は、 C_α は近似的に (8) 式で与えられる。

$$C_\alpha = 1 + 1.1848 \cdot \frac{1 - 1/n^2}{F(n)} \cdot R \dots (8)$$

(8) 式中の R は、ウエルレジスタンス係数であり、(9) 式で与えられる。

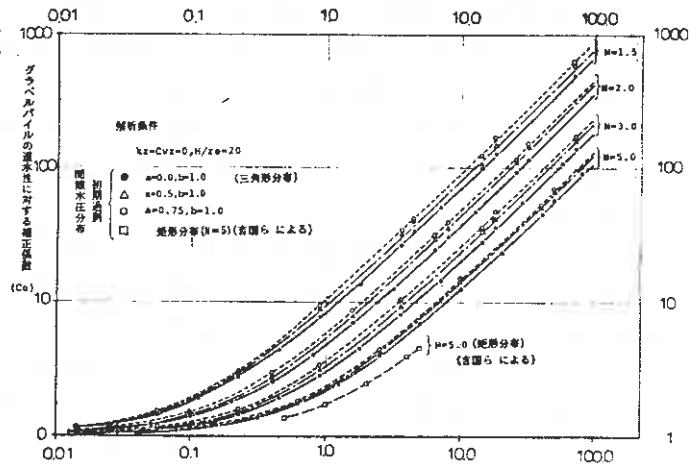


図 4.9 グラベルパイルの透水性による圧密遅れを考慮するための補正係数 (C_α)

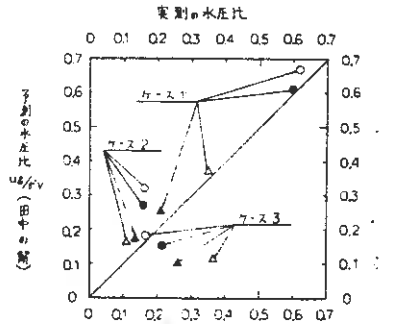


図 4.10 田中の解による水圧比の予測値と実測値の関係
 凡例
 ● - 5M内
 ○ - 5M外
 ▲ - 8M内
 △ - 8M外

表 4.3 予測値と実測値の比較

$$\frac{N_{eq}}{N_l} = 1, k_s = 1.456 \times 10 \text{ cm/sec}, k_w = 6 \text{ cm/sec}$$

試番NO.	C1-5 (-5m内)			C0-5 (-5m外)			C1-8 (-8m内)			C0-8 (-8m外)		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
実験ケース	300	400	500	300	400	500	300	400	500	300	400	500
グラベルパイルの直径 D_w (mm)	300	400	500	300	400	500	300	400	500	300	400	500
体積圧縮係数 m_v (cm^2/kgf)	1.6×10^{-2}	8.5×10^{-3}	9.0×10^{-3}	1.7×10^{-2}	8.5×10^{-3}	8.5×10^{-3}	5.8×10^{-3}	5.3×10^{-3}	6.0×10^{-3}	7.0×10^{-3}	5.2×10^{-3}	7.1×10^{-3}
継続時間 t_d (sec)	22.0	21.4	24.8	19.0	17.4	19.6	29.0	21.8	25.0	22.1	22.6	26.0
実測値 U_g / U_{vo}	0.600	0.160	0.215	0.629	0.160	0.165	0.200	0.135	0.265	0.300	0.105	0.365
予測値 U_g / U_{vo}	0.616	0.272	0.154	0.669	0.325	0.183	0.253	0.171	0.102	0.372	0.162	0.116

$$R = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_{uv}} \cdot \left(\frac{H}{D_w} \right)^2 \dots\dots (9)$$

以上の提案式を使用し、振動エネルギーを補正した継続時間(td)における過剰間隙水圧比の予測値と実測値と比較した結果は、表4.3、図4.10に示すとおりである。これによると実験ケース3におけるG.L.-8.0mの値を除き、予測値と実測値は良好な相関を示しており、予測値は20%程度安全側の結果を与えることが確認できる。

5. まとめとあとがき

グラベルパイル工法の液状化防止効果に関する現場実験を実施し、グラベルパイルの有無、打設間隔の相違による過剰間隙水圧の上昇・消散過程の比較を行った。実験結果を要約すると以下のとおりである。

- (1). 実験結果は、杭径比による過剰間隙水圧の抑制効果が明瞭に表われており、複雑な土質性状の地盤においてもグラベルパイルの有効性が確認された。
 - (2). バイブロハンマーにより加振した結果、管内地盤の加速度と等価繰り返し回数は、両対数で直線関係となり、これに基づき累積損傷の考え方を導入し、改良地盤の非排水条件下における液状化に達するまでの時間を推定した。
 - (3). グラベルパイル内の過剰間隙水圧は地盤と同程度まで上昇し、グラベルパイルの透水性が地盤の200~1,500倍であっても、直径に対し改良深度が20倍程度になってくると、ウェルレジスタンスを無視して設計することは妥当ではないと考えられる。
 - (4). 実験結果は、田中らの提案式による過剰間隙水圧比の予測値とほぼ一致し、同式の有効性が確認され、地盤の体積圧縮係数、透水係数、地震時等価繰り返し回数および継続時間からグラベルパイルの設計が可能である。
 - (5). 長期固にわたりグラベルパイルの有効性を保持するためには、通常の施工方法の場合60%程度まで透水性が低下することを考慮する必要がある。
- 今回の実験の計画、実施および解析に当り、多大な御協力を頂いた電力中央研究所の田中幸久氏を初めとする土質基礎研究室の皆様、ならびに清水建設(株)技術研究所の尾上、森両氏に紙上を借りて厚くお礼を申し上げる次第である。

(参考文献)

- 1). 吉見吉昭(1980), 砂地盤の液状化, 技報堂出版(株)
- 2). 田中, 国生, 江刺, 松井, グラベルパイルの液状化防止効果, 電力土木No.188
- 3). 日本鋼管, 鴻池組(1983), 碎石ドレーン工法における碎石パイルの目詰り防止に関する実験報告書
- 4). 日本道路協会(1979), 道路土工 道路排水工指針
- 5). H.Yoshikuni and H.Nakanodo(1974), Consolidation of Solids by Vertical Drawin Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations Vol 14 No. 2, pp 35 ~ 46

"Jerk" による地盤物性値評価の可能性

基礎地盤コンサルタンツ(株)

佐田 頼光

○ 稲 直美

1.はじめに

地盤に衝撃力を加えて地盤自体の物性値を評価する調査手法は少なくない。例えば弾性波探査、動的貫入試験、球体落下試験およびくい打ち試験などを列挙することができる。最近では、動圧密工法が地盤改良工法の1つとして採用されるようになり衝撃力による締め効果や物性値評価の重要性が益々増大しているように思われる。

衝撃力による調査手法は、地盤に発生する波動、塑性沈下などを測定して直接・間接的に地盤物性値を評価するわけでありこれを概念的に示したものが図1である。各手法は、いずれも衝撃力が加えられる地盤のいわゆる受身の側の情報収集に偏重していることがわかる。

測定が容易でないかも知れないが力を加える側の反応にも地盤物性が反映されていて重要な情報になると考えられる。

このような調査手法の現状に鑑み、この報文では地盤に衝突した落下物の減衰加速度(Retardation)とその作用時間に着目し、 $Jerk=d^3S/dt^3$ なるパラメータから物性値を評価する可能性について若干の考察を進めた。

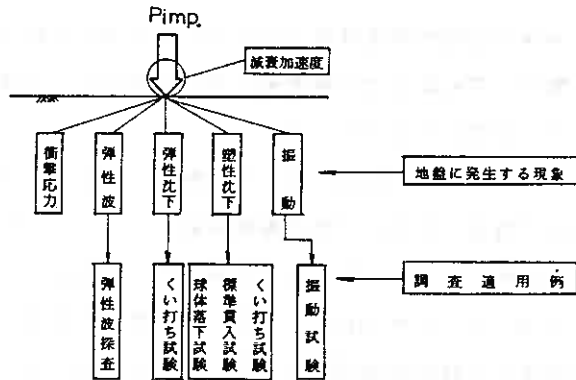


図1 衝撃力による調査手法概念図

2.減衰加速度の測定例

図2は泥炭地において動圧密工法を実施した際の測定例で、ハンマーの最大減衰加速度(α_{max})とその作用時間(Δt)の関係を示している。また図3も同様のデータで Lars Forsblad¹⁾らによつて測定されたものでいずれのデータも α_{max} と Δt は逆比例の関係にあつて地盤の剛性を反映する。すなわち剛性が高くなると $\alpha_{max} \rightarrow$ 大、 $\Delta t \rightarrow$ 小、逆の場合は $\alpha_{max} \rightarrow$ 小、 $\Delta t \rightarrow$ 大となる。測定された加速度波形を実務的に三角形と見做せば α_{max} と Δt の関係は $t=0$ で落下速度 $V_0=\sqrt{2gh}$ を考慮すると $V\Delta t=V_0+\int_0^{\Delta t}\alpha \cdot dt=0$ 、 $\int_0^{\Delta t}\alpha \cdot dt=\alpha_{max} \cdot (\Delta t/2)$ とおいて、

$$\Delta t = \frac{2\sqrt{2gh}}{\alpha_{max}} \quad (1)$$

となる。図2、3には(1)式による曲線を併示したが実測値とよく対応しているようである。

これらのデータは、地盤に衝突する落下物の加速度の減衰を測定し、 $Jerk = \frac{d\alpha}{dt}$ なるパラメータを介して地盤物性値を評価することの妥当性を示しているように思われる。

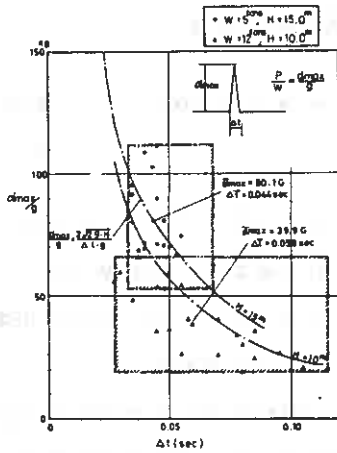


図2 動圧密工法における $\alpha_{max} \sim \Delta t$ 実測値

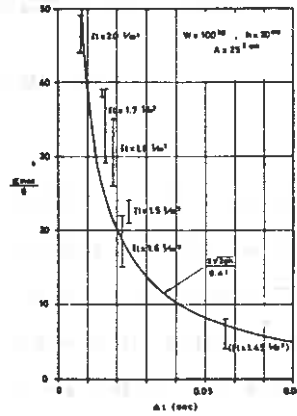


図3 Lars Forssbladによる $\alpha_{max} \sim \Delta t$ 実測値

Jerkから物性値を評価する手法として考えられるものには 1) 標準的落下試験により²⁾ 地盤タイプに応じた実験曲線を求める方法、2) 理論式を適用して物性値を間接的に評価する方法があげられよう。

1) の実験的手法は、多くの地盤について Jerk値と物性値との相関を実験的に求めるもので時間もかかり早急な結論は難しいように思われるし、データが集積されることにより必然的に求められるものであろう。当面は 2) の手法により標記の問題を追求せざるを得ないと判断される。応用可能と思われる理論としては、エネルギー釣合理論、振動理論および衝突理論³⁾が挙げられよう。これらの詳細については、既に種々の文献に詳しいので重複を避け結論を示すと表1のとおりである。Jerk= $d\alpha/dt = (\partial P/\partial t \cdot m_1)$ から

表1 各理論式から得られるJerk値と地盤物性値の関係

理論	Jerk= $\frac{d^3 S}{dt^3}$ (cm/sec ³)	補助的関係式 ⁴⁾
エネルギー釣合	$Jerk \doteq g^2 \left\{ 1 + \left(1 + \frac{2Kz \cdot h^{1/2}}{W} \right)^2 \cdot V_0^{-1} \right\}$	$Kz = \frac{4Gr_0}{1-\nu}$円形 $Kz = \frac{2.15G}{1-\nu} \sqrt{A}$矩形 $Wn = \sqrt{\frac{Kz}{(m_1 + m_2)}}$, $Cc = 2\sqrt{Kz(m_1 + m_2)}$,
振動	$Jerk \doteq \left(\frac{2Wd}{\pi} \right)^2 \cdot V_0$	$C = \frac{3.4r_0^2 \sqrt{PG}}{1-\nu}$, $Wn = \sqrt{\frac{4Gr_0}{(m_1 + m_2)(1-\nu)}}$, $D = \frac{C}{Cc} = \frac{3.4r_0^2 \sqrt{P \cdot G}}{2Wn(m_1 + m_2)(1-\nu)}$, $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$,
衝突	$Jerk \doteq (\beta \cdot W^{n_1-1} \cdot \lambda^{n_2} \cdot h^{n_3} \cdot g)^2 \cdot V_0^{-1}$ $\beta = 2.281$, $n_1 = \frac{2}{3}$, $n_2 = \frac{2}{5}$, $n_3 = \frac{3}{5}$	$m_1 = \frac{W}{g}$, $m_2 = V_2 \cdot \rho \neq r_0^3 \cdot \rho$, $\rho = \frac{r_t}{g}$, $V_0 = \sqrt{2gh}$, $Wd = Wn \cdot \sqrt{1-D^2}$, $\lambda = \frac{2\nu \cdot G}{1-2\nu}$

理解されるように、単位重量による衝撃荷重(P)の作用速度である Jerkには落下物衝突時の速度 V_0 と地盤物性値 (G, ν, ρ)が反映されているから情報としては質の高いものであることが理解される。なお、以上の研究を進めるに当って最もネックとなるのが加速度計等の計測システムであり、現地作業に適合する簡易なシステムの開発が望まれる。

参考文献

1) Lars Forssblad : Investigation of Soil Compaction by Vibration, ACTA POLYTECHNICA SCANDINAVICA,

2) 鳴海ほか：泥炭性地盤に対する動圧密工法の試験例について、

土質工学会北海道支部技術報告集 23号

3) 土木学会：土木技術者のための振動便覧第12章

4) Richart, etal : Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall,

(補遺)

誤解を避けるために表1の Jerk を導いた過程その他追記しておく。

1) エネルギーの釣合いによる場合

衝撃荷重(P)と地盤の沈下量(S), バネ(K_z)との関係は、 $P=W \cdot \{1+(1+2K_z h/W)^{1/2}\}$ であり、 $P_{max}=\alpha_{max} \cdot W/g$ なる関係を適用して、 $\alpha_{max}=g \cdot \{1+(1+2K_z h/W)^{1/2}\}$ となる。さらに $Jerk=d\alpha/dt \doteq 2\alpha_{max}/\Delta t$ と仮定し、(1)式の関係から次式を得る。

$$Jerk \doteq \frac{g^2 \left\{ 1 + \left(1 + \frac{2K_z h}{W} \right)^{1/2} \right\}}{(2gh)^{1/2}} \quad (2)$$

2) 振動理論による場合

実測される Δt が振動周期(T)の $1/2$ であると考えれば、振動の基本的法則から $\Delta t \doteq \pi/Wd$ である。さらに(1)式の関係から Jerk は近似的に(3)式で示される。

$$Jerk \doteq \left(\frac{2Wd}{\pi} \right)^2 \cdot V_0 \quad (3)$$

3) 衝突理論による場合

重量W, 密度 7.8 g/cm^3 の球体がhなる高さから自由落下し地面に衝突した際の最大衝撃力(P_{max})は、 $P_{max}=\beta \cdot W^{n_1} \cdot \lambda^{n_2} \cdot h^{n_3}$ でありこれを最大加速度(α_{max})に書き換えさらに(1)式関係を考慮すると(4)式が得られる。

$$Jerk \doteq \beta^2 \cdot W^{2(n-1)} \cdot \lambda^{2n_2} \cdot g^2 \cdot V_0^{-1} \quad (4)$$

4) 実測される加速度波形の処理について

波形は図4に示されるものが一般である。Jerkは加速度の接線勾配で定義されるものであるが実務的には図示のように平均的勾配として、 $Jerk \doteq 2 \cdot \alpha_{max}/\Delta t$ としても差支

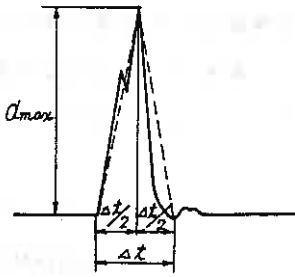


図 4 加速度波形の処理概念

えないと思われる。また、最大加速度 (α_{max}) だけが測定された場合には(1)式の関係 considering Jerk $\neq (\alpha_{max})^2 \cdot V_0^{-1}$ として処理することもできよう。これらの実測された Jerk と上述の理論式による Jerk 値が等しいと置くことにより地盤の物性値を評価できる。また、締固め管理試験等においても r_t, ρ を予め Jerk と関係づけておくことにより締固め度が容易に判定できると考えられる。

函館本線手稲・琴似間軟弱地盤改良工事（杭網工法） における実態とその解析

国鉄札幌工事事務局

嶋 隆可

○ 横山 英世

はじめに

北海道施工の新川改修工事に伴い、函館本線手稲・琴似間三橋別川外2橋りょうを改築のため、現在線に併して仮線を施工し、昭和55年10月から昭和58年9月の本線切替えまでの3年間仮線運転をしていた。当該区間は、札幌市中心部とその近郊を結ぶ北海道における最重要区間の一つであり、その運行状態は、列車速度95km/h列車回数上下約180本の電化区間である。



この地帯は、地表面から約10mに及ぶ泥炭層からなる極度の軟弱地盤であり、仮線施工後直ちに現在線の運行レベルを確保することはもちろん仮線の施工自体にも困難を伴うことが予想された。そのため、札幌工事事務局では詳細な土質調査を実施して地盤性状の把握に努めるとともに、学識経験者で構成する技術委員会を設置し、その検討の中で仮線における地盤処理として「杭網工法」が示唆され、その採用を決定した。

この仮線で実施された杭網工法は劣悪な地盤条件にもかかわらず、保守上の多少の困難を認められたものの軌道敷設後、直ちにスピード運転が可能となり、十分にその目的を果たしたと思われる。しかし、同工法の設計手法については、この工法が地盤改良工法と橋りょう工法のいわば中間的工法に位置するため確立されたものになっていない。施工費とその効果を評価するとき、低湿地帯、泥炭地帯を多くかかえた北海道等においては有効な対策工の一つとなりうると期待されるものであり、そのためには、動態観測データの結果と合わせて設計手法確立に資するための理論面での検討も必須であると思われる。この報告は、同工法の設計・施工に基きその検討を行うものである。

1. 地盤調査

仮線予定地の土性を把握すること、現在線の沈下性状を把握するためボーリング、サンプリング、オランダ貫入試験と土質試験等を実施した。図1は地盤の劣悪さを示す一例として277^k820^m付近の現在線の沈下状況を示した。本線盛土は、開拓初期の簡易鉄道時代から100年以上経過しているわけであるが、盛土厚5mのうち、3.5mが沈下して地中に没していることがわかる。盛土の直下には、圧縮されて層厚を減じた泥炭層とこれにつづく軟弱な粘土質シルトがあり、路体はこれら軟弱層

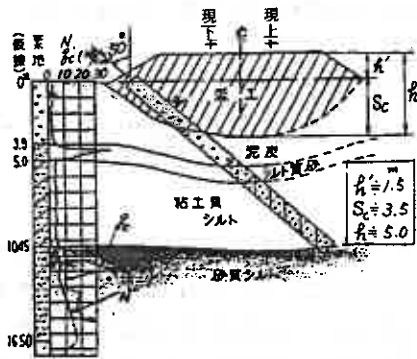


図-1 SP277^k820 付近現線盛土沈下状況

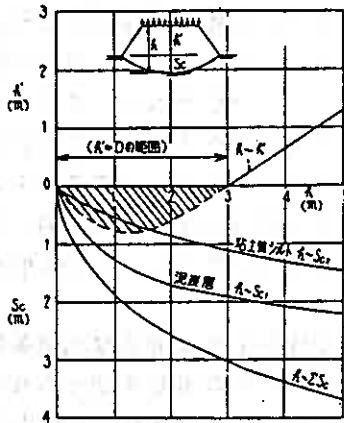


図-2 SP277^k820 沈下計算結果

良質土に区分される。

なお、ケース1、ケース2の観測断面における設計荷重はつきのように算定される。これらのうち、盛土荷重については、計画高に沈下にとまなうくい込みも考慮してある。

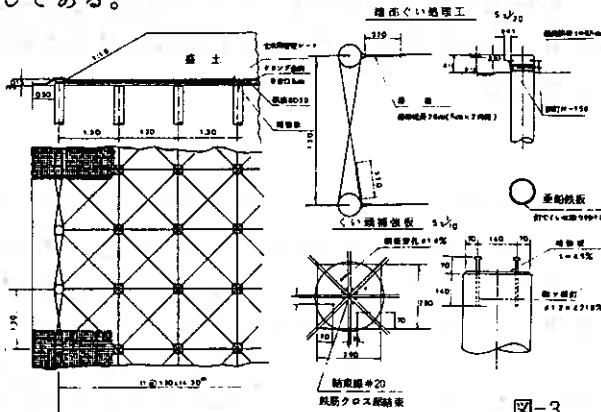


図-3

設計荷重

	case 1	case 2
盛土荷重	$2! \times 1.55 = 3.26$	$2! \times 1.94 = 4.07$
軌道荷重	1.00	1.00
列車荷重	1.72	1.72
計 (p)	5.98 t/m^2	6.79 t/m^2

中に浮いた状態で列車荷重を支持している。
G-L-10.5mを過ぎるあたりからようやく洪積層とされる砂質シルトに変わり、地耐力的条件がよくなってくる。

素地の土性値を用いた本線盛土中心部の概略沈下計算結果を示したものが図2であるが、現在線盛土の状況を示した図1によく符合した結果となっている。

2. 杭網工法 (図3)

同工法は軟弱地盤における盛土対策工の一つとして、列車荷重および盛土荷重等をネット材を介して杭に伝達し、地盤に応力分散を計り、盛土のすべり破壊の防止、路盤面の不等沈下および側方流動による沈下の解消等を期待するものであるが、工法が新しく施工実績が少ないために確立されたものがない。そのため、従来の設計、施工例を参考にしつつ、2つのケースに分け施工した。すなわち、両ケースでは杭の支持機構、クリップ金網敷設の有無などに違いがありこれらに対比すると表1のとおりである。

同工法で用いられた盛土材料は手稲産のいわゆる岩砕土で母岩は安山岩であり、統一分類でG-Mに分類されるレキ質土である。含水比も低く、粒度も良好なことから盛土材料としては

表-1 両工区の構造

項目	case 1 (277k570)	case 2 (277k820)
くい支持機構	洪積層に到達する支持くい方式	洪積層から50cm程度厚かせた摩擦くい方式
ネット面までの土被り	地表面を約1m切込んだ状態	地表面に直接盛土した状態
ネット材の強度	鉄筋上に約30cmのサンドマットを敷設して、この上に土木用安定シートを敷設	クランプ金網と土木用安定シートを敷設
施工(応力)履歴	地盤施工地点であり事前のプレロード等の応力履歴がない	試験施工が実施されており、事前に予圧荷重を賦荷

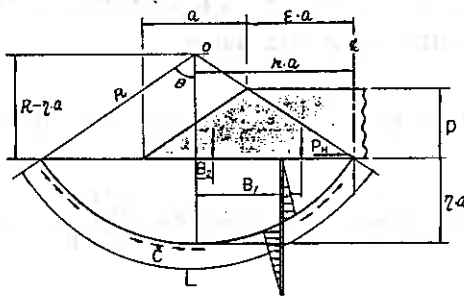
3. 理論と実態

地盤処理効果と盛土の安定性を把握するため、施工時に測定計器を設置し、計器測定を通じて施工中の現地盤への影響と完成後の安定性の推移、並びに列車走行後時間経過に伴う変動推移などの確認をするためなど各種の動態観測を行ってきた(別紙1)そこで、これら仮線における動態観測結果と同工法における各設計要素の理論値とを比較検討する。

杭網工法の設計要素として、次の事項が考えられる。(1)すべり破壊に対する安定性と鉄筋の所要引張力、(2)杭への応力集中、(3)盛土の所要厚、(4)素地地盤反力度、(5)鉄筋の引張力、(6)杭の支持力、などが考えられるが、これらは杭、網、盛土との間について互いに影響し合う関係から杭網工法としての全体を検討する必要があるが、ここでは特に盛土厚、鉄筋の選定、杭ピッチなどの決定につき主要素である(1)~(5)について述べる。

3-1 すべり破壊に対する安定性と鉄筋の所要引張力

設計要素の細部が検討されたとしても盛土全体としての安定性が確保されなければ意味がない。すべり抑止効果として次のものが考えられる。i)地盤のせん断抵抗による効果 ii)鉄筋の引張力による効果 iii)絛杭効果 があげられる。



$$\left. \begin{aligned} L &= \left\{ \frac{\eta^2 + \kappa^2}{\eta} \cdot \sin^{-1} \frac{2\kappa\eta}{\kappa^2 + \eta^2} \right\} \cdot a \\ R &= \frac{\kappa^2 + \eta^2}{2\eta} \cdot a \\ B_1 &= \frac{1}{2} (2\kappa - \epsilon) \cdot a \\ B_2 &= \frac{1}{3} (3\kappa - 3\epsilon - 1) \cdot a \end{aligned} \right\}$$

図-4

図-4を参照して宮川氏の逆円法を適用すると、すべりの要素はつぎのように表わされる。

・滑動モーメント M_d $M_d = p \cdot \epsilon \cdot a \cdot B_1 + \frac{1}{2} p \cdot a \cdot B_2$

すべり抵抗モーメント M_R は前記の3つの要素からなるとし、

・せん断抵抗(C)によるすべり抵抗モーメント (ΔM_{RC})

$$\Delta M_{RC} = \bar{C} \cdot L \cdot R = \bar{C} \left\{ \frac{(\eta^2 + \kappa^2)^2}{2\eta^2} \cdot \sin^{-1} \frac{2\kappa\eta}{\kappa^2 + \eta^2} \right\} \cdot a^2 \quad (1)$$

・網の引張力によるすべり抵抗モーメント (ΔM_{RH})

$$\Delta M_{RH} = P_H / d \cdot (R - \eta \cdot a) = \frac{1}{2} d \left\{ \frac{\kappa^2 - \eta^2}{\eta} \right\} \cdot a \cdot P_H \quad (2)$$

$$P_H = Ad (1 + 2 \cos \phi) \cdot \sigma_y + A \eta \cdot \sigma'_y$$

ここに、 Ad : 鉄筋の断面積、 ϕ : 斜材鉄筋の角度 45° 、 σ_y : 鉄筋の降伏応力、 $A\eta$:

ネット材の等価断面積、 σ'_y ：ネット材の降伏応力
 ・ 緯杭効果によるすべり抵抗モーメント (ΔM_{RT})

$$\Delta M_{RT} = N \cdot T \cdot R \cdot \frac{1}{d} \quad (3)$$

$$T = 12.7 \bar{C} (2r_0)$$

ここに、 N ：杭本数、 d ＝杭ピッチ、 \bar{C} ：地盤の非排水せん断抵抗、 r_0 ＝杭半径

すべり抵抗モーメント $M_R = \Delta M_{RC} + \Delta M_{RH} + \Delta M_{RT}$ 、すべりに対する安全率 F_s は、 $F_s = M_R / M_d$ である。形状係数 (ϵ) が既知の場合、臨界円に対する η 、 κ の値はすでに宮川氏によって導かれているものを用いる。

$$\kappa_0 = (\epsilon + \frac{1}{2})^2 + \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{(\epsilon + \frac{1}{2})}, \quad \eta_0 = 0.659 \cdot \kappa_0, \quad \theta_0 = 66^\circ 40'$$

以上から、安全率 F_s は次のようになる。

$$F_s = \frac{1}{p(\epsilon + \frac{1}{2})} \cdot \left\{ \left\{ Ns \frac{(\epsilon + \frac{1}{2})^2 + \frac{1}{12}}{(\epsilon + \frac{1}{2})} + A_1 \frac{r_0^2}{a \cdot d} \cdot N \right\} \cdot \bar{C} + A_2 \frac{P_H}{a \cdot d} \right\} \quad (4)$$

また、(4)式より、安全率に対する鉄筋の所要引張力 (P_H) は次になる。

$$P_H = \frac{a \cdot d}{A_2} \cdot \left[F_s \cdot p(\epsilon + \frac{1}{2}) - \left\{ Ns \frac{(\epsilon + \frac{1}{2})^2 + \frac{1}{12}}{(\epsilon + \frac{1}{2})} + A_1 \frac{r_0^2}{a \cdot d} \cdot N \right\} \right] \quad (5)$$

$$Ns = 5.520, \quad A_1 = 110.716, \quad A_2 = 0.8585$$

ここで、(4)、(5)式を用いてケース 1、ケース 2 におけるすべり抑止効果を検討してみる。

(1) ケース 1

$$p = 5.98 \text{ t/m}^2, \quad \epsilon = b/a = 3.8/2.79 = 1.36, \quad r_0 = 0.10 \text{ m}, \quad N = 6 \text{ 本}, \quad \bar{C} = 0.75 \text{ t/m}^2, \quad d = 1.3 \text{ m}$$

$$P_H = Ad(1 + 2\cos\theta) \sigma_y + A\eta \cdot \sigma'_y = 2.0(1 + 1.414) \times 3000 = 14,484 \text{ kg}$$

(i) 杭網工法がない場合の F_s

$$F_s = 1/5.98(1.36 + 0.5) \cdot 5.52(1.36 + 0.5)^2 + \frac{1}{12}/(1.36 + 0.5) \cdot 0.75 = 0.70$$

(ii) 杭網工法がある場合の F_s

$$F_s = \frac{1}{5.98(1.36 + 0.5)} \cdot \left\{ \left\{ 0.514 + 110.716 \frac{0.10^2}{2.79 \times 1.3} \cdot 6 \right\} \cdot 0.75 + 0.8585 \cdot \frac{14.48}{2.79 \times 1.3} \right\} = 1.14$$

(iii) $F_s = 1.2$ を確保するに必要な P_H

$$P_H = \frac{2.79 \times 1.3}{0.8585} \cdot \left[1.2 \times 5.98(1.36 + 0.5) - \left\{ 0.514 + 1.831 \right\} \cdot 0.75 \right] = 17.27 \text{ t}$$

(2) ケース 2

$$p = 6.79 \text{ t/m}^2, \quad \epsilon = 3.8/2.7 = 1.4$$

$$p = 7.2 \text{ t/m}^2, \quad (\text{プレロード載荷時}), \quad \epsilon = 2.9/4.2 = 0.69 \quad \} \bar{C} = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$P_H = 14,484 \text{ kg} + 0.1256 \times 54 \times 2000 = 27,614 \text{ kg}$$

上記の数値を(4)、(5)式にあてはめるとケース 1 と同様に求められる。

以上の検討結果をとりまとめて表 2 に示す。すなわち、これは破壊が生じても当然である低い安全率の盛土が、杭網工法の採用によって一応の安全規準を確保し、

安全に施工できたことを裏付けるものである。したがって、杭網工法が成り立つ前提条件としてすべり安定性の検討は重要であると思われる。

表 2 網工法のスベリ抑止効果検討表

区分 工区	荷重状態	対策工がない 場合のFs	杭網工法があ る場合のFs	Fs=1.2に対する 所要のP _H (t)	施工した P _H (t)	
					施工した P _H (t)	施工した P (t/m ²)
1 工区	列車運行時	0.70	1.14	1227	1448	598
					2761	679
2 工区	列車運行時	0.63	1.25	2458	2761	679
	プレロード時	0.60	1.22	2641	2761	720

3-2 盛土必要厚について

当初、仮線における盛土厚は杭本体による押し抜きせん断が考えられるため、路盤面の不陸防止のために杭ピッチ前後は必要として約1.5 mとした。しかし、これらは理論的根拠に乏しく、経験的判断に委ねたものであるが、盛土厚の決定は施工費を評価するとき重要な地位を占める。ここでは、杭への応力集中を考慮しつつ、地表面に現われる不陸の許容値に対応した盛土厚を確保のため、次の検討を行う。

(1) 杭への応力集中にともなう持ち上げ効果を考慮した場合

(1)-1 完全分担の場合

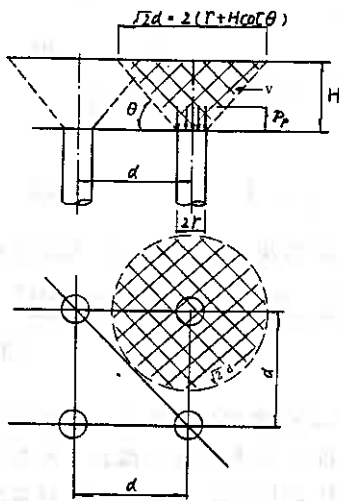


図 - 5

図5のように杭へ応力集中するものとし、杭頭反力 $p_p = V \cdot r_t$ なる条件においての θ を求める。

$$p_p \cdot r^2 = p (r^2 + r \cot \theta) + \frac{1}{3} p (H \cdot \cot \theta)^2 \quad (6)$$

$$p = r_t \cdot H$$

$I_p = p_p/p$ より、上式を θ について解くと、

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2H}{3r \left\{ \left(\frac{4I_p - 1}{3} \right)^{1/2} - 1 \right\}} \quad (7)$$

となる。一方、杭ピッチ(d)が定まった時、盛土所要の掘り径は図示のように $\sqrt{2} \cdot d$ であるから、 $\sqrt{2} \cdot d \leq 2(r + H \cot \theta)$ の条件から、所要の盛土 H を求める。

$$H \geq \frac{\sqrt{2} \cdot d - 2r}{2} \cdot \tan \theta$$

θ を (5) 式で置換えて、 H/d について整理すると次式が得られる。

$$\frac{H}{d} \geq \frac{(1-\alpha) \left\{ \frac{1}{12} (\sqrt{\frac{2\pi}{d}} + 1)^2 - \frac{3}{4} \right\}}{\eta \left\{ \left(1 - \frac{1}{9}\pi\right) \sqrt{\frac{\pi}{\alpha}} - \frac{1}{9} (5\sqrt{\alpha} \cdot \pi + \sqrt{2} \cdot \pi) \right\}} \quad (8)$$

$$\eta = \frac{1 - \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tan \phi, \quad \beta = \sqrt{\pi/\alpha}$$

(1) - 2 不完全分担の場合

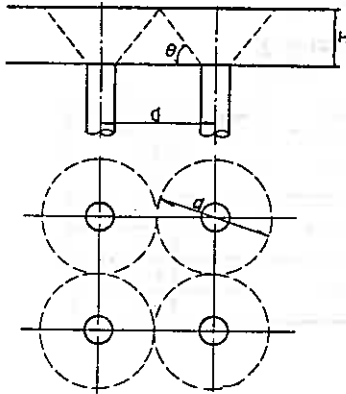


図 - 6

図6より、応力集中による θ は不変であるとし、盛土所要の拡がり径だけが、 $d \leq (r + H \cdot \cot \theta)$ の条件に変わる。

$$H \geq \frac{d-2r}{2} \cdot \tan \theta$$

(8) 式と同様の手法で H/d について整理すると、(9)式が得られる。

$$\frac{H}{d} \geq \frac{(1-\alpha) \left\{ \frac{1}{12} \left(\sqrt{\frac{\pi}{\alpha}} + 1 \right)^2 - \frac{3}{4} \right\}}{\eta \left\{ \left(1 - \frac{1}{18} \pi \right) \sqrt{\frac{\pi}{\alpha}} - \frac{1}{9} (5\sqrt{\alpha} \cdot \pi + \pi) \right\}} \quad (9)$$

(2) 盛土表面の不等沈下に着目した場合

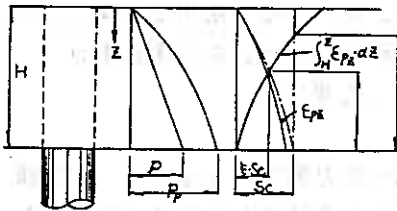


図 - 7

図7に示すように、杭直上部土塊の圧縮量(S_p)と、素地地盤の沈下量(S_c)が等しくなる Z をもって所要盛土厚(H_0)とする。

(2) - 1 杭直上部の圧縮量 (S_p)

$$E_{pz} = M_z \cdot P_{pz}$$

$$S_{pz} = \int_H^Z E_{pz} \cdot dz$$

$$P_{pz} = r_t \cdot Z + \frac{3(1-\alpha)\sqrt{\pi/\alpha} \cdot \eta \cdot r_t Z^2}{3(1-\alpha)d - 2\sqrt{\alpha} \cdot \pi \cdot \eta \cdot Z} \quad (10)$$

(10) 式より、

$$S_{pz} = M_z \cdot r_t \left\{ \int_2^H Z \cdot dz + \int_2^H \frac{3(1-\alpha)\sqrt{\pi/\alpha} \cdot \eta \cdot Z^2}{3(1-\alpha)d - 2\sqrt{\alpha} \cdot \pi \cdot \eta \cdot Z} dz \right\} \quad (11)$$

実際において $Z = 0$ であるから、厚さ H の盛土地表面の沈下量(S_{PH})は、次になる。

$$S_{pz} = r_t \cdot M_z \left[\frac{1}{2} H^2 + \frac{3(1-\alpha)}{8\alpha} \cdot \left\{ 2H^2 - 6 \frac{(1-\alpha)d}{\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta} \cdot H + \frac{43(1-\alpha)d^2}{3\pi\eta^2} \ln \frac{3(1-\alpha) + 2\sqrt{\alpha} \cdot \pi \cdot \eta \cdot H}{3(1-\alpha)d} \right\} \right] \quad (12)$$

(2) - 2 素地盛土の沈下量 (S_b)

素地盛土における沈下は概念的に左図のようになる。素地盛土の沈下量(S_b)は、上方に向う減衰を考慮すると(12)式の形で表示されるものとする。(Scは素地地盤の沈下量)

$$S_b = S_c \cdot \exp \left(-\xi \cdot \frac{H}{d} \right) \quad (13)$$

$$\xi = F(\phi \cdot C \cdot C_s)$$

ここで盛土表面に不陸が生じないための条件は、 $S_{PH} = S_b$ であるから(12)、(13)式より、盛土の所要厚を求めることができる。

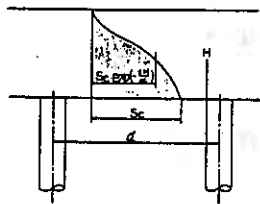


図-8 素地盛土の沈下概念図

$$\frac{1}{2} r_t \cdot Mz \cdot d^2 \left\{ \left(\frac{H}{d} \right)^2 + \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \left\{ 2 \left(\frac{H}{d} \right)^2 - 6 \frac{(1-\alpha)}{\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta} \left(\frac{H}{d} \right) + \frac{9(1-\alpha)^2}{\alpha\pi\eta^2} \ln \left(1 + \frac{2\sqrt{\alpha\pi} \cdot \eta}{3(1-\alpha)d} \cdot \frac{H}{d} \right) \right\} \right\} \geq Sc \cdot \exp \left(-\xi \cdot \frac{H}{d} \right) \quad (14)$$

以上のように、調査・測定の結果からの杭への応力集中を考慮し、3ケースについて検討したが、ここで、(14)式によって、当路線の盛土所要厚 H_0 を試算してみる。

盛土材料に対する物性値は土質試験結果にもとづいて以下のように設定する。

$$r_t = 2.10 \text{ t/m}^3, Mz = \frac{1}{E_s} = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{t}, \xi = 0.15 \text{ (仮定)}, \phi = 35^\circ$$

$$\eta = 1 - \sin^2 \phi_b / 1 + \sin \phi_b \cdot \tan \phi_b = 0.354, d = 1.3 \text{ m (杭ピッチ)}, \alpha = 0.0185$$

これより、沈下量 Sc に対する所要盛土厚比 (H/d) は図9のように示される。また、不完全分担と考えた場合の(9)式による所要 H/d は3.0、 $H = 3.9 \text{ m}$ となる。

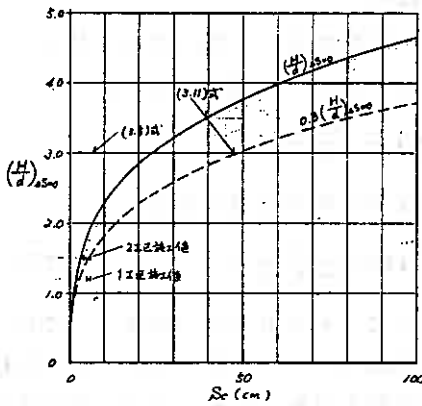


図9 所要盛土厚比 (H/d) と素地沈下量 (Sc) の関係

これに対して実際に施工された H/d は、ケース1が1.2、ケース2が1.5であり、(14)式の概ね80%程度である。所要の H/d は、当然盛土自体の圧縮性にも関係するが最も影響を受けるのは素地部の沈下量 (Sc) である。盛土が薄い場合には、鉄筋・金網等によって盛土を支え、素地沈下量 (Sc) を低減せざるを得ないと思われる。

なお、ケース1、ケース2で施工された H/d は理論値に較べてやや低目となっているが、実際に不陸が生じて列車運行に支障があった報告はない。

3-3 鉄筋の引張力

3-1で検討したすべりに対する安定性が確保された場合、細部とくに鉄筋はケーブル状態となって上載荷重を支持し、一部は地盤に伝達される。当初設計における鉄筋の引張力の計算では、鉄筋のたわみ角 $\theta = 15^\circ$ としたが、計測・調査の結果

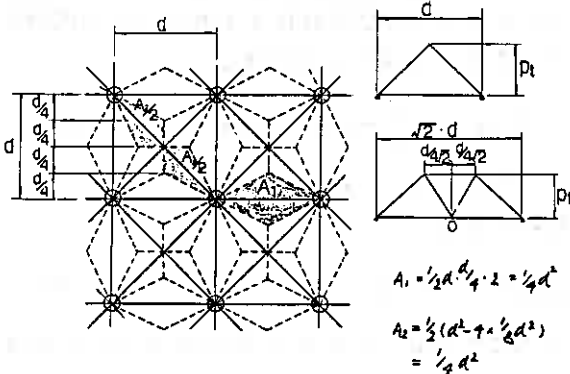


図 - 10

から、地盤の反力度、施工上のゆるみなどを考慮する必要があり、単純にケーブル理論のみでは実態とのかけはなれが大きい。ここでは、地盤反力を考えた鉄筋の荷重分担状況について検討する。

(1) 荷重分担

左図に鉄筋に対する荷重分担を示す。

(2) 地盤反力を考慮した時の鉄筋の引張力

すでに公認のケーブル理論は、空気中の引張剛性材料に対するものである。軟弱地盤対策工としての杭網工法の場合は、図11に示すようにケーブル（鉄筋）の沈下に対応する地盤反力 (P_s) が発生する。地盤反力の値そのものは小さいが、杭に較べて相対的に分担面積の大きい地盤の反力は無視できない。 P_s を考慮したとき、次式が得られる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\{P_c - \kappa_s(S-y)\}(d-x) \cdot x}{2P_0} \quad (15)$$

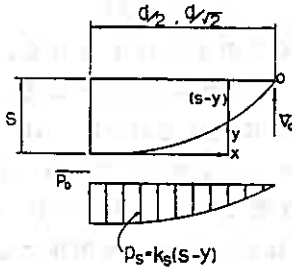


図-11

地盤反力度 (P_s) は、 $P_s = \kappa_s(S-y)$ であるから、(15)式を変数分離して整理すると次のようになる。

$$P_s = P_c - \exp\left(\frac{3dx^2 - 2x^3}{12P_0} \cdot \kappa_s\right) \cdot (P_c - \kappa_s \cdot S) \quad (16)$$

ここで、鉄筋の中間部は $x = d/2$ であるから、 $y = S$ となる。これを(16)式に入ると、

$$S = \frac{P_c}{\kappa_s} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\kappa_s \cdot d^3}{24P_0}\right) \right\}$$

よって、引張力 P_0 は次のようになる。

$$P_0 = \kappa_s \cdot d^3 / 24 \ln\left(\frac{P_s}{P_c - \kappa_s \cdot S}\right) \quad (17)$$

なお、斜材の引張力の場合も同様の手法によって求められるが、結論としては、(17)式中的実数24が19.4に変わるだけで型式に変化はない。したがって、直材と斜材の P_0 の比は $24/19.4 = 1.23$ となり、斜材の方が23%程度引張力が多くなる。実態においては、1工区では差は少ないが2工区では $2126 \text{ kg/cm}^2 / 2025 \text{ kg/cm}^2 = 1.05$ と直材と斜材の比はわずかであるが設計においては考慮する必要があると思われる。

(17)式は支間中央部の沈下(S)と引張力(P_0)の両者が未知数である。したがって、別途Sと P_0 の関係を求める。

図12より、施工時のゆるみ(S_0)により放物線形状となる鉄筋の曲線を直線で置換ることにより、沈下(S)と弾性伸び後の長さ(d')および d の関係をつぎのように示すことができる。

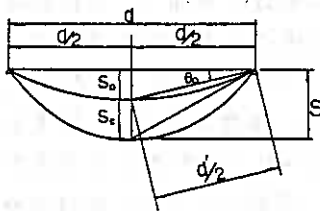


図-12

$$S = S_0 + S_e = \left\{ \left(\frac{d}{2} + \frac{\Delta d}{2} \right) - \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

ここで $\Delta d/2 = (d'/2 - d/2) + \sigma_t/E \cdot d'/2$ 、 $\sigma_t = P_0/A$ 、 $\sigma_t = P_0/A$ 、 $d'/2 = S_0/\sin\theta_0$ 、 $\theta = \tan^{-1}(S_0/\sin\theta_0)$ これらの関係を整理すると、

$$S = \left\{ \left(\frac{S_0}{\sin\theta_0} + \frac{P_0 \cdot S_0}{A \cdot E \cdot \sin\theta_0} \right)^2 - \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

よって、(17)、(19)両式のSが等しくなる点をもって引張力(P_0)とすることになる。そこで、実際との対比を次に行う。

・ケース 1

$$\begin{aligned} \bar{P}_C &= 3.88 \text{ t/m}^2 \text{ (静荷重時)} & P_3 &= 3.6 \text{ t/m}^2, \quad A = 2.0 \text{ cm} \\ \bar{P}_C &= 5.45 \text{ t/m}^2 \text{ (静荷重+動荷重時)} & E &= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, \quad d = 130 \text{ cm} \end{aligned}$$

図 13 は、上記の数値による計算結果を示すものである。同図には観測値をプロットしてあるが $S = 4.5 \sim 5.0 \text{ cm}$ に対する理論 σ_t は、静荷重の場合 (P_1+P_2) で大きめの値を与え、静荷重+動荷重の場合 ($P_1+P_2+P_3$) でさらにその差が大きくなる。後者の場合には、動荷重の杭への応力集中が大きいため、 P_3 が網部にはほとんど応力として作用しないことに齟齬の要因があるように考えられる。

・ケース 2

$$\begin{aligned} \bar{P}_C &= 4.53 \text{ t/m}^2 \text{ (静荷重時)} & P_3 &= 1.15 \text{ t/m}^2 \\ \bar{P}_C &= 6.07 \text{ t/m}^2 \text{ (静荷重+動荷重時)} & A' &= 3.69 \text{ cm} \quad d = 130 \text{ cm} \end{aligned}$$

これらの数値を(17)、(19)式に適用して計算した結果を図 14 に示す。ケース 2 の場合は細部の剛性がケース 1 に較べて高く、荷重の伝達機構が明確であるための確かな応力の算定が可能のようである。理論値は $S_0 = 3.0 \text{ cm}$ とすることにより観測値とよく対応している。

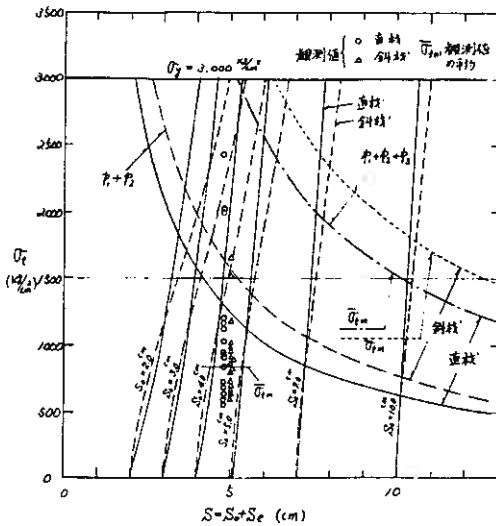


図 13 鉄筋引張応力(σ_t)の理論値と観測値 (case 1.)

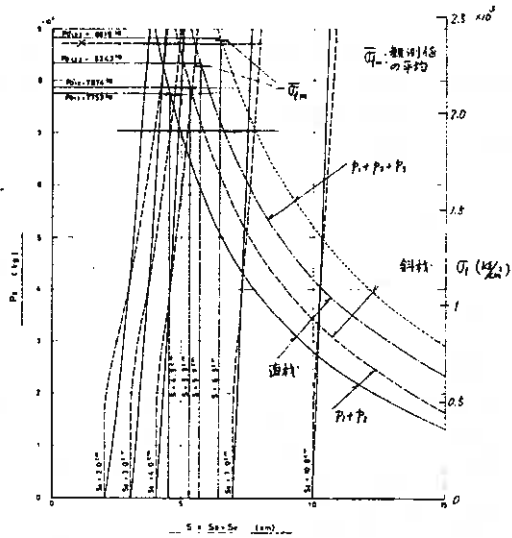


図 14 鉄筋引張応力(σ_t)の理論値と観測値 (case 2.)

あとがき

新川改修工事は市道、河川護岸の一部を残すのみで、地域住民に大きく寄与している。この中で、仮線での杭網工法は工期短縮、経済性ともにその目的を十分果たしたと思われる。

しかし、この報告は、三樽別川橋りょうにおける地質条件の中での事柄であり、すべての杭網工法にそのままあてはまることにはならない。今後、さらに同工法的设计手法が確立することを切望し、その一助となれば幸いである。

(別紙-1) Case-2 (SP277K820) 摩擦くい方式

測定項目	測定要素	測点 (計器配置)	計 器			計 器 設置時期	測定方法
			名 称	品 質 形 状	数 量		
くい頭に伝わる軸力	くい頭に作用する荷重、その他荷重の経日変動	上下仮線中心付近のくい頭	荷重計	差動トランス型 PD-260SL 20t	2台	くい打設後	デジタル記録 CD-103
鉄筋の応力	くい相互連結の効果による鉄筋の発生応力	仮線中心付近	鉄筋計	差動トランス型 SE-16	12台	鉄筋連結時	
現地盤及び盛土内反力	盛土内・ネット上及び現地盤の反力間隙水圧の経日変化	上下仮線中心付近	土圧計	差動トランス型 PD-2F-300 1Kg/cm ²	6台	盛土施工時	
		盛土内端部及び中央部	間隙水圧計	差動トランス型 PD-2P 1~3Kg/cm ²	12台	工事施工前	
路盤側方変位	現地盤下30mまでの各深度における水平変位	盛土左側法尻	地中変位計	差動トランス型 FD-1300T MD-10 溝付アルミパイプ	1組 30本	工事施工前	測定器 MD-1D
現地盤及びくいの沈下	盛土施工後及び列車走行中の各深度別沈下現象の経日変化	盛土両端及び中央付近	簡易沈下計		15ヶ	盛土施工時	レベル 測量
			層別沈下計		9ヶ	工事施工前	

Case-1 (SP277K570) 支持くい方式

測定項目	測定要素	測点 (計器配置)	計 器			計 器 設置時期	測定方法
			名 称	品 質 形 状	数 量		
くい頭に伝わる軸力	くい頭に作用する盛土、その他荷重の経日変動	上下仮線中心付近のくい頭	荷重計	ひずみケーシング型 BL-5TB 5t	2台	くい打設後	測定器 SM-60D (手動)
鉄筋の応力	くい相互連結の効果による鉄筋の発生応力	仮線中心付近	鉄筋計	ひずみケーシング型 KPC-2-D16 -11	40台	鉄筋連結時	
現地盤及び盛土内反力	盛土内・くい頭・ネット上・現地盤の反力、間隙水圧の経時変化	上下仮線中心付近	土圧計	ひずみケーシング型 BE-2KE2Kg/cm ²	6台	盛土施工時	
			間隙水圧計	ひずみケーシング型 BP-2KB2Kg/cm ²	3台	工事施工前	
現地盤及びくいの沈下	盛土施工中及び施工後・列車走行中の沈下、経日変化	上下仮線中心及び線路中心付近	簡易沈下計		12ヶ	盛土施工時	レベル 測量

粘土の衝撃圧縮試験 — 供試体に変形抵抗を与えた場合 — (続報)

室蘭工大 朝日秀定

1 はじめに

前報¹⁾では、動圧密工法の模型実験として、三軸圧縮室に拘束圧を作用させずに、供試体の周りを砂で埋めて、衝撃圧縮試験を行った。その結果、1) 最大衝撃圧力(上部)および供試体の貫入量が重錘落下高の0.4乗に比例する、2) 供試体表面の軸方向ひずみに引張域がある、3) 一軸圧縮強さは、ある一定量以上の乱れを与えると、一定の強さの低下を示す、4) 連続して衝撃を与えると、上載圧以上の間隙圧の発生を期待できる、等の結論を得た。本報告では、三軸室に替えて、600×600mmの木製の箱を用いて衝撃圧縮試験を行った。

2 実験

衝撃圧縮試験は、図-1に示す構成の装置で行った。実験は供試体をゴムスリーブで被覆した状態(A)、供試体を何ら被覆しない状態(B)で、供試体の周りを砂で埋

表-1 実験組合せ

重錘質量 (kg)	重錘落下高 (m)		
	2	4	6
2.0	A, B, C	A, B, C	A, B
4.0	A, B	A, B	A, B

めて衝撃を与えた。また、ケースBの状態、供試体を中心に、45°づつ8ヶ所で、供試体を埋める砂体の表面を、実験する高さより重錘を落下せしめて突き込んだ後に、供試体に衝撃を与えて

- ① 重錘
- ② ガイド
- ③ ストッパー
- ④ 砂槽(600×600)
- ⑤ 載荷ロッド
- ⑥ 試料キャップ(50φ)
- ⑦ 上部間隙圧計
- ⑧ 上部土圧計
- ⑨ 中部間隙圧計
- ⑩ 中部土圧計
- ⑪ 下部土圧計
- ⑫ 試料台
- ⑬ 砂体
- ⑭ 供試体(75φ)

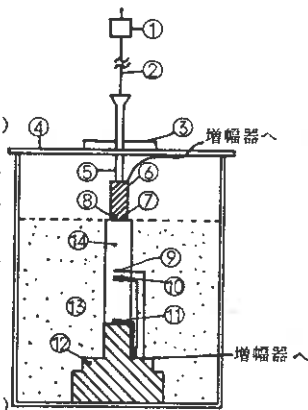


図-1 装置概要

より実際の動圧密工に近づけた実験を行った(C)。試料キャップの貫入量は1.23mmで、全実験ともこの貫入量になるまで衝撃を与えた。これらの条件の下で、重錘質量2.0, 4.0 kgの2種類を、重錘落下高2, 4, 6 mで実験を行った。これらの組合せを表-1に示す。以後これらの区別が必要な場合は、ケースと質量の組合せで表示した(例: A2: ゴムスリーブを装着して、重錘質量2.0 kg)。また、重錘質量の区別は質量の表示のみ、落下高の区別は高さの表示のみで示した。

載荷ロッドの貫入限度は1.23mmであり、全実験ともこの貫入量まで連続して衝撃を与え

表-2 使用センサー容量と埋設位置

使用部	製品名	容量 (kgf/cm ²)	衝撃端からの距離 (cm)
上部土圧計	KULITE XTM-190-5000SG	350	0
中下部土圧計	共和電業 PS10KA	10	15, 30
上部間隙圧計	" PS10KB	"	0
中部間隙圧計	" PGM10KC	"	14

た。供試体に変形抵抗を与えるべく、供試体を埋めた砂体は以下の様に詰めた。先づ、供試体の周りに1/3ほど砂を入れ、次に砂が完全に浸るまで水を入れる。この状態で水を砂槽の底より流出させながら、砂表面が沈下しなくなるまで砂槽の周囲をカケヤで打つ。この作業を、砂の表面が供試体端面と同じ高さになるまで繰り返した(3回で終了)。この砂の粒径加積曲線を図-2に示す。また砂体の貫入

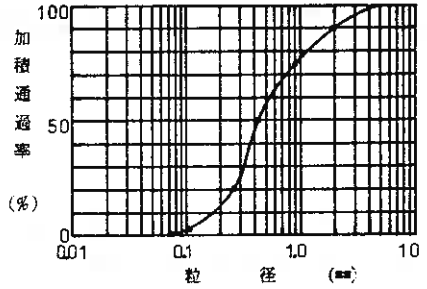


図-2 供試体を埋めた砂の粒径加積曲線

抵抗(1/5 φ、79°のコーン)は3.74 0.74 kgfであった。衝撃後、土圧、間隙圧の変化を観測しながら、3時間静置した。その後供試体の基礎物性試験、一軸圧縮強さ試験を行った。

3 試料

本実験に用いた試料は、石狩郡新篠津村、岩見沢大橋下流4 km地点の河川敷にある粘土層より、地表下1 mの深さで、シンウオールチューブにて採取した。日本統一分類ではOHに分類される飽和粘土である。本試料においては、一軸圧縮強さと基礎物性値には、何等の相関も見出しえなかった。このため供試体の一軸圧縮強さは、同一シンウオールチューブ内の隣接する塊より得た一軸圧縮強さをもってのみ代えることにした。試料の基礎物性等を表-3に示す。

4 実験結果および考察

4-1 衝撃最大圧力

(1) 上部圧力

上部の衝撃圧力は、供試体端に接する試料キャップに取り付けた圧力計にて測られた。一例(A4)を図-3に示す。図中に示すように、第1のピーク P_1 を衝撃最大圧力、 P_2 を衝撃圧力、 T_I を衝撃時間とする。

先づ、衝撃最大圧力を落下高について示したのが図-4である。ここに示した値は各供試体ごとの

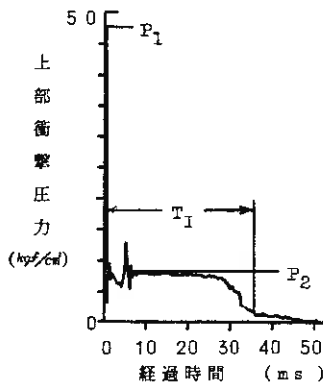


図-3 上部衝撃圧力の変化

表-3 試料の基礎物性

	最大	最小	平均	標準偏差
自然含水比 %	54.01	44.73	48.61	2.223
比重	2.703	2.627	2.671	0.016
初期間隙比	1.430	1.220	1.304	0.053
湿潤密度 t/m^2	1.750	1.693	1.723	0.016
乾燥密度 t/m^2	1.198	1.101	1.160	0.027
液性限界 %	74.25	60.55	66.39	3.193
塑性指数	47.27	33.29	39.46	3.364
粒度範囲 %				
砂	3.30	0.2	0.8	
シルト	52.8	36.7	43.5	
粘粘土	68.0	47.0	55.7	
一軸圧縮強さ kgf/cm^2	0.455	0.193	0.314	0.060

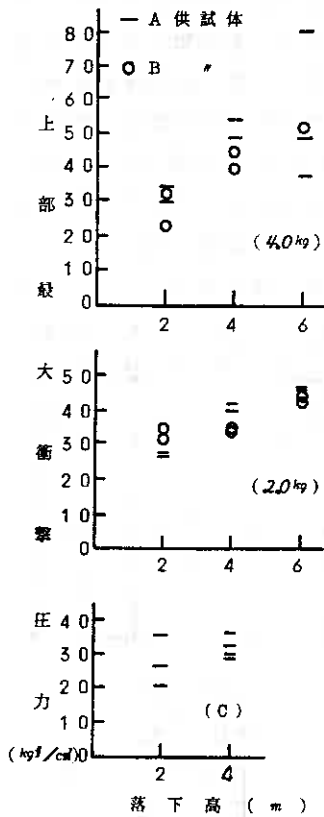


図-4 衝撃最大圧力

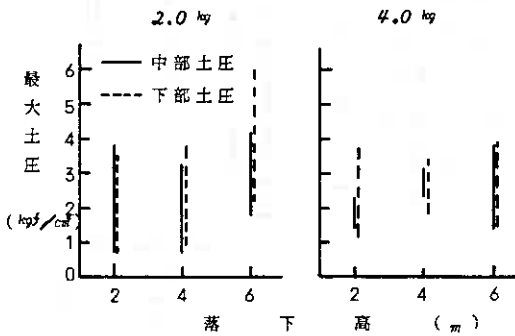


図-5 中、下部最大土圧

することが判った。

B) 中、下部土圧

中、下部の土圧の最大値を重錘落下高との関係で図-5に示す。中、下部の土圧は重

表-4 衝撃最大圧力/(落下高)^r

落下高	$r = 0.4$		$r = 0.6$	
	2.0 kg	4.0 kg	2.0 kg	4.0 kg
2 m	2 0.5	2 3.3	2 1.7	2 0.3
4	1 9.9	2 7.0	2 3.5	2 0.5
6	2 0.9	3 1.4	2 0.9	2 2.0

表-5 衝撃圧力とその継続時間(kg/cm², m s)

落下高	2.0 kg		4.0 kg	
	P ₂	T _I	P ₂	T _I
2 m	8.2	3 3.5	9.3	3 8.1
4	8.1	3 3.7	9.6	5 0.0
6	8.0	3 0.7	9.0	4 6.2

落下物の衝撃力に関する推定式の多くは、²⁾

$$P = \alpha w^\beta H^\gamma$$

P : 最大衝撃力

w : 落下物質量

H : 落下高

α 、 β 、 γ : 定数

の形で与えられる。wを固定すると、Hの指数乗に比例する形で衝撃力は得られる。

そこで、 $r = 0.6$ (振動便覧の式³⁾)と、前報で得られた値の $r = 0.4$ の場合について、定数の部分(αw^β)を求めたのが表-4である。重錘の質量

によってrの値は変化しなければならないことが判る。すなわち、前報と重錘質量が同じ2.0 kgの場合には、 $r = 0.4$ が、重錘質量が4.0 kgの場合には $r = 0.6$ があてはまる。

次に、衝撃圧力P₂と衝撃時間T_Iの平均を表-5示す。衝撃圧力と衝撃時間は、重錘の落下高には影響を受けず、重錘質量に依存することが判る。

以上のことより、衝撃圧力(衝撃最大圧力を含めて)は落下物の質量に依

錘質量に影響を受けている様には思われない。中部土圧と下部土圧を比べると、下部土圧はかならずしも小さくない。また、連続衝撃を与えると、前衝撃より土圧が上昇するという傾向¹⁾は観られなかった。次に上部衝撃最大圧に対する減衰を考える目的で、上部衝撃最大圧力で中、下部の最大土圧の落下高ごとの平均を除いた結果を表一六に示す。中部土圧は更にその平均で5.5%、下部土圧で5.2%に低下している。

この両値はほとんど同じと考えられるので、静的地中応力分布式にて、深度方向の応力変化を推定することは不適である。図一五中において、重錘落下高によって土圧に変化がない様に見えるが、上部の衝撃最大圧力が落下高と共に変化しているので中、下部土圧も変化していると考えべきである。

表一六 上部衝撃最大圧力に対する中下部土圧の割合(%)

	落下高	中部土圧	下部土圧
2.0 kg	2 m	5.5	5.5
	4	5.1	4.7
	6	5.5	5.1
4.0 kg	2	6.2	6.7
	4	5.6	5.5
	6	5.4	3.5

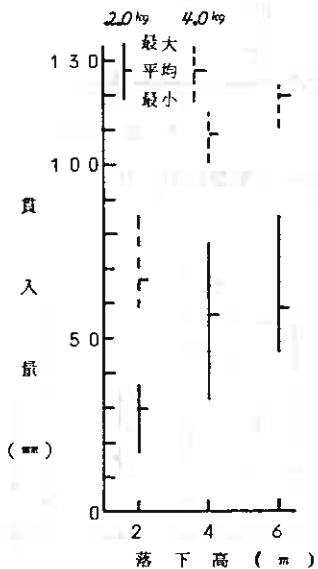
4-2 貫入量

衝撃第一回目による供試体キャップの貫入量を図一六に示す。貫入量も衝撃最大圧力と同様に同一重錘落下高での値に開きが大きい。そこで平均値と比較してみると、前報で述べたような、貫入量が重錘落下高の0.4乗に比例する¹⁾傾向になかった。ただ、重錘質量に比例して、4.0 kgでの貫入量は、2.0 kgの場合2倍になった。なお、貫入量と衝撃最大圧力、一軸圧縮強さとの関係は観られなかった。

4-3 ひずみ

供試体表面の変位量より求めた軸方向ひずみを供試体条件(A,B,C)、重錘質量別に平均値を図一六に示した。

期待されるように衝撃端から隔たるに従ってひずみが小さくなるのは、ゴムスリーブを装着したAの場合で、B、Cでは一定の傾向を示していない。また落下高とも関連を示していない。しかし、供試体条件による相違は明かである。すなわち、Aに比べB、Cはひずみ量が小さく、Cにおいては引張域も生じている。この原因はゴムスリーブの有無によることは確かであるが、そのひずみ分布に及ぼす機構は明かにできなかった。実際地盤でのひずみは、Bの場合に近いと考えられる。その理由は、先述の中、下部の土圧がほぼ同程度であって、ひずみもまた中下部の区別がない、ゴムスリーブが砂と供試体の間にあって摩擦を低減させていることである。同様にCの場合は動圧密工事時の状態に近いと考えられ、引張域の存在は、動圧密工事の原場観測におけるタンピング孔周囲の盛り上りに現われる。



図一六 貫入量

表一七 一軸圧縮強さの変化

	平均	標準偏差
A 2	1.1 2	0.2 0
B 2	1.0 0	0.2 9
A 4	0.7 6	0.1 4
B 4	0.9 4	0.0 3
C	1.0 2	0.1 2

4-4 一軸圧縮強さの変化

衝撃による、一軸圧縮強さの変化を知る目的で、衝撃前の一軸圧縮強さを、この供試体を得たシンウオールチューブ内の隣接する塊より求めた試料の一軸圧縮強さをもって、その衝撃供試体の強さとした。この強さで衝撃後の一軸圧縮強さを除した結果を表-7に示す。一軸圧縮強さは重錘質量が2.0 kgの場合には変化しないか、やや増加している(A2、B2、C)。これまでも同様の結果を得ているが、各れも完全飽和状態に近い⁴⁾よって締固めがなされたとは考えられない。この強さの増加の理由は不明である。

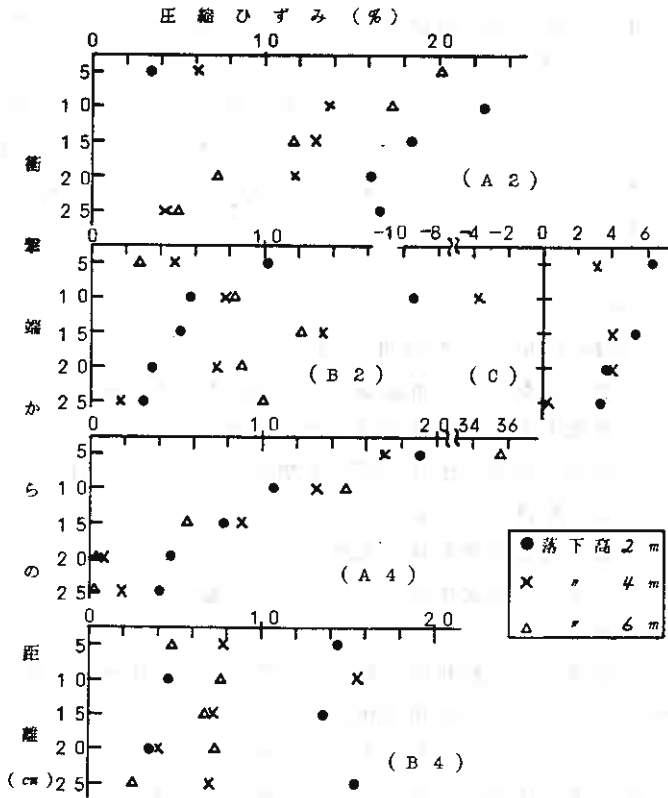


図-7 軸ひずみの分布

4-5 間隙圧

衝撃後3時間にわたり、間隙圧を観測した。

この内、30秒間の間隙圧が、上載圧以上の上昇を示したものを、その供試体の飽和度との関係で図-8に示した。この内円で囲んだものは、3時間連続してこの間隙圧の持続、または上昇を示した。すなわち、飽和度で97%以下の場合には上昇間隙圧の持続が可能である。この間隙圧持続が可能な飽和度の下限は90%程度と考えられる⁴⁾。L. Menard等⁵⁾が動圧密工法の改良機構の仮定として挙げた、微小気泡の圧縮が間隙圧上昇の原因としたことを、この結果は支持している。逆に言えば本試料のような粘土では、飽和度が97%を越えると長時間の上昇間隙圧の持続が困難となる。

上載圧を上回る間隙圧上昇を示した実験は、供試体の飽和度を除く土の基礎物性、ゴムスリー

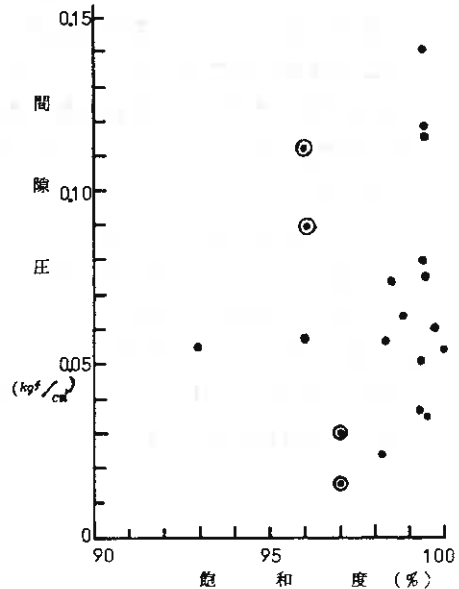


図-8 上昇間隙圧と飽和度

フ装着の有無、供試体周囲の突固め、衝撃最大圧力、一軸圧縮強さ、ひずみの大小のいづれとも関係がなかった。なお、間隙圧上昇を示した部所は、A₂の実験では上部、Bでは上、中部、Cでは中部であった。この理由はゴムスリーブが上部に対してはシールとして、中部に対しては圧力計の引き抜きの作用部として作用すると考えられる。Cでは上部が大気圧下に開放されており、Bはこの中間的狀態にあると考えられる。

5 まとめ

今実験で得られた結果をまとめると、

- 1) 最大衝撃圧力は重錘落下高の0.4またわ0.6乗に比例する。
- 2) 衝撃圧力、衝撃継続時間は重錘質量に支配される。
- 3) 中部、下部土圧は上部の衝撃最大圧力に対しほぼ一定の値を示し、その位置による相違がない。
- 4) 貫入量は重錘質量に比例する。
- 5) ひずみは供試体をゴムスリーブで覆うか覆わないかで、その分布の様相に大きな違いを示す。
- 6) 間隙圧は、飽和度が低い(97%以下)状態で長時間の上昇を示す。などである。今後供試体にゴムスリーブを装着しない状態と、自然地盤での実験にてこれらの結果を検証する。最後にこの実験とデータの整理に協力を惜まなかった、本学4年目の茂木民貴君に感謝します。

参 考 文 献

- 1) 朝日秀定：粘土の衝撃圧縮試験—供試体に変形抵抗を与えた場合—、土質工学会道支部技術報告集、第24号、pp127~130、1984
- 2) 吉田 博、榎谷 浩：落石の衝撃実験結果と各種推定式の関連について、第一回落石の衝撃力およびロックシェドの設計に関するシンポジウム論文集、pp9~16、1983
- 3) 土木学会編：土木技術者のための振動便覧、技報堂、1963
- 4) 沢田義男、中田雅夫、朝日秀定：不飽和土における圧縮性に関する2, 3の実験的考察、室蘭工大研報、8-3、pp533~541、1976
- 5) L. Menard and Y. Broise: Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Geotechnic Symposium, Ground Treatment by Deep Compaction, 1974

圧密度の評価における即時性沈下の重要性

基礎地盤コンサルタンツ(株)

佐田 頼光

○ 照井 日出夫

粘性土地盤の強度増加を予測する場合、圧密度、強度増加率、応力履歴などが考慮される。圧密度は均一層といえども深さ方向に変化し一定ではないが、実務上は平均圧密度を用いる場合が多い。日常業務において圧密度はかなり進行していると判断されるにもかかわらず強度増加が明確でないばかりか逆に低下の傾向され認められるなど、両者が符合しない場合に遭遇することがしばしばある。もちろん破壊性の沈下は論外であるし強度増加の機構についても十分解明されていないわけであるから圧密度の評価だけに齟齬の要因の全てを求めることは「象に触れた盲人」の例えにも似ているように思われる。しかしいずれにしても強度増加は圧密度の進行よりも遅れを生じることが一般的な認識となっていることは否定できない。

強度増加は、変形にともなう見かけの沈下でなく間隙水が排水され密実になるための体積変化すなわち実質的な圧密度で評価されなければならないから、即時性沈下や一次および二次圧密性沈下等を適切に検討していくことが重要であるが、慣用的沈下解析はこれらが渾然としていて強度増加の時間経過の予測と実態との間に上述の如き不合理を露呈する要因の一そをつくっているものと考えられる。既に筆者は標準圧密試験のデータからこれらを分離して整理する実務的手法を検討してきたが表1はその実例である。こうした整理法によって3者のヒズミに対するパラメータ (m_{ea} , m_{ep} , m_i , C_v) が得られると「実質的な圧密度」を載荷条件の違いに応じて評価することが可能になる。即時性の沈下はいわゆる実質的な圧密に寄与しない見かけの沈下に対応すると筆者は考えておりしたがってこの時間的推移が問題となる。表2は瞬間載荷と漸増載荷の場合における沈下計算式を参考までに一括したものである。即時性ヒズミは、載荷時あるいは載荷終了時において最大値を示し以後時間経過とともに一次圧密性ヒズミのなかに吸収され減少していくから初期段階において実質的な圧密度の評価に与える影響が大きいのは当然であって一次圧密の終期には消滅することになる。以下これらについて具体的な検討を試みてみよう。

1) 瞬間載荷の場合

$F(T_v) = 1.0$ に対する即時ヒズミが占める圧密度 ($\overline{\Delta U}$) は次式で示される。

$$\overline{\Delta U} = \frac{K \{1 - F(T_v)\}}{1.0 + \beta \cdot \log \left(1 + \frac{9.24}{\beta}\right)}$$

2) 漸増荷重の場合

$$0 < T_v < T_{vc}$$

$$T_v > T_{vc}$$

$$\bar{\Delta U} = \frac{\frac{T_v}{T_{vc}} K \{1 - \phi(T_v)\}}{1.0 + \beta \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} T_{vc} \left(\frac{T_v}{T_{vc}} - A_2 \right) \right]}$$

$$\bar{\Delta U} = \frac{K \{1 - F(T_v - T_{01})\}}{1.0 + \beta \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} T_{vc} \left(\frac{T_v}{T_{vc}} - A_2 \right) \right]}$$

表 1 圧密試験データ整理例

大谷地 純炭 $G_s=1.765$

段階	荷重強度 (kg/cm ²)		沈下量 S_f (cm)	試料高 h (cm)	平均試料高さ h (cm)	折点時間 t_b (min)	折点沈下量 S_b (cm)	S_v (cm)	即時沈下量 S_i (cm)	クリップ量 C_i (cm)	m_v (cm ³ /kg)	d
	p	dp										
0	0	0	—	2.000	—	—	—	—	0	—	—	—
1	0.05	0.05	0.0488	1.9512	1.9756	25	0.0380	0.0172	0.0122	0.0070	7.086×10^{-2}	0.1842
2	0.10	0.05	0.0588	1.8824	1.9168	19	0.0390	0.0432	0.0132	0.0120	1.2521×10^{-1}	0.3076
3	0.20	0.10	0.1314	1.7510	1.8167	20	0.0832	0.0664	0.0164	0.0260	1.431×10^{-1}	0.3125
4	0.40	0.20	0.2098	1.5412	1.6461	46	0.1538	0.0988	0.0188	0.0380	1.154×10^{-1}	0.2470
5	0.80	0.40	0.2364	1.3048	1.4230	80	0.1860	0.0128	0.0148	0.0500	8.784×10^{-2}	0.2659
6	1.60	0.80	0.2536	1.0512	1.1780	100	0.2076	0.013	0.0138	0.0420	4.456×10^{-2}	0.2023
7	3.20	1.60	0.2200	0.8312	0.9412	150	0.1890	0.0070	0.0070	0.0400	2.656×10^{-2}	0.2116
8	6.40	3.20	0.129	0.7022	0.7867	75	0.1220	0.0060	0.0060	0.0200	8.152×10^{-3}	0.1639

段階	荷重強度 (kg/cm ²)		m_{vs} (cm ³ /kg)	A	β	m_{vp} (cm ³ /kg)	圧密係数 C_c (cm ² /min)
	p	dp					
0	0	0	—	—	—	—	—
1	0.05	0.05	1.220×10^{-1}	1.279×10^{-1}	0.24	2.952×10^{-1}	5.074×10^{-1}
2	0.10	0.05	1.353×10^{-1}	8.029×10^{-2}	0.47	2.664×10^{-1}	6.285×10^{-2}
3	0.20	0.10	8.712×10^{-2}	4.523×10^{-2}	0.50	2.862×10^{-1}	5.363×10^{-3}
4	0.40	0.20	5.368×10^{-2}	3.456×10^{-3}	0.36	3.206×10^{-1}	1.914×10^{-4}
5	0.80	0.40	2.401×10^{-2}	2.031×10^{-2}	0.40	2.196×10^{-1}	8.226×10^{-3}
6	1.60	0.80	1.255×10^{-3}	2.092×10^{-2}	0.28	1.591×10^{-1}	4.510×10^{-3}
7	3.20	1.60	4.162×10^{-3}	1.164×10^{-2}	0.28	9.485×10^{-2}	1.919×10^{-3}
8	6.40	3.20	2.256×10^{-3}	2.056×10^{-3}	0.21	3.882×10^{-2}	2.547×10^{-3}

—計算式—

$$C_c = \frac{S_f - S_i}{\log \frac{t_b}{t_i}}, \quad m_{vs} = \frac{C_i}{h \cdot dp}, \quad m_{vp} = \frac{S_f}{h \cdot dp}, \quad A = \frac{0.0743}{m_c} \cdot m_{vs}, \quad C_c = \frac{1.3}{t_b} \left(\frac{h}{2} \right)^2, \quad \alpha = \frac{C_c}{S_v}$$

$$m_{vp} = \frac{1}{\beta} m_{vs}, \quad \frac{1}{\alpha} - A = \frac{1}{\beta} + \log \left(1 + \frac{8.0}{\beta} \right)$$

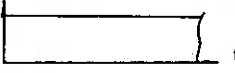
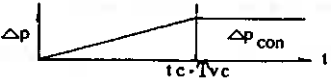
$F(T_v)$, $\phi(T_v)$ はそれぞれ瞬間および漸増荷重に対する一次圧密の平均圧密度を表わしており次式で示される値である。

$$F(T_v) = 1 - \frac{m}{\sum_{m=0}^{\infty}} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \times e^{-((2m+1)^2 \pi^2 / 4) \cdot T_v}$$

$$\phi(T_v) = 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \times (1 - e^{-((2m+1)^4 \pi^4 / 4) \cdot T_v})$$

いま簡単のため瞬間荷重の場合について $\bar{\Delta U}$ と $F(T_v)$ の関係を示すと図 2 のようになる。

表2 沈下計算式總括表

項目 \ 載荷條件		
圧密パラメーター	mea, mep, mt $\beta = \frac{mt}{mep}, K = \frac{mea}{mep}$ Cv, h	mea, mep, mt $\beta = \frac{mt}{mep}, K = \frac{mea}{mep}$ Cv, h
即時沈下 (S_i)	$\epsilon_i = mea \cdot \Delta \bar{p} \cdot \{1 - F(Tv)\}$ $(S_i = \epsilon_i \cdot h)$	$0 < Tv < Tvc$ $\epsilon_i = mea \frac{\Delta \bar{p}}{tc} \cdot t \{1 - \phi(Tv)\}$ $Tv > Tvc$ $\epsilon_i = mea \cdot \Delta \bar{p} \{1 - F(Tv - To_1)\}$ $\epsilon_i = \epsilon_i \cdot h$
一次圧密性沈下 (Sc_1)	$\epsilon_{c_1} = mep \cdot \Delta \bar{p} \cdot F(Tv)$ $(Sc_1 = \epsilon_{c_1} \cdot h)$	$0 < Tv < Tvc$ $\epsilon_{c_1} = mep \cdot \frac{\Delta \bar{p}}{tc} \cdot t \cdot \phi(Tv)$ $Tv > Tvc$ $\epsilon_{c_1} = mep \cdot \Delta \bar{p} \cdot F(Tv - To_1)$ $Sc_1 = \epsilon_{c_1} \cdot h$
二次圧密性沈下 (Sc_2)	$\epsilon_{c_2} = mt \cdot \Delta \bar{p} \cdot \log\left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv\right)$ $(Sc_2 = \epsilon_{c_2} \cdot h)$	$0 < Tv < Tvc$ $\epsilon_{c_2} = \frac{1}{2.3} mt \cdot \Delta \bar{p} \frac{t}{tc} \cdot A_1$ $Tv > Tvc$ $\epsilon_{c_2} = mt \cdot \Delta \bar{p} \cdot \log\left\{1 + \frac{4.62}{\beta} (Tv - Tvc \cdot A_2)\right\}$
合成沈下 ($St = S_i + Sc_1 + Sc_2$)	$\frac{St}{mep \cdot \Delta \bar{p} \cdot h} = \{K(1 - F(Tv)) + F(Tv) + \beta \log\left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv\right)\}$	$0 < Tv < Tvc$ $\frac{St}{mep \cdot \Delta \bar{p} \cdot h} = \frac{t}{tc} \{K(1 - \phi(Tv)) + \phi(Tv) + \frac{\beta}{2.3} \cdot A_1\}$ $Tv > Tvc$ $\frac{St}{mep \cdot \Delta \bar{p} \cdot h} = K\{1 - F(Tv - To_1)\} + F(Tv - To_1) + \beta \log\left\{1 + \frac{4.62}{\beta} (Tv - Tvc \cdot A_2)\right\}$
共通函数値	$Tv = \frac{Cv \cdot t}{(n \cdot h)^2}, To_1 = \frac{4}{\pi^2} \text{Ln} \frac{4(e^{(\pi^2/4) \cdot Tvc_1})}{\pi^2 \cdot Tvc}, a_2 = (1 + 4.62 \cdot \xi)^{-1/4.62 \xi}$ $A_1 = 1 - \frac{\beta}{4.62 Tv} \text{Ln}\left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv\right), A_2 = 1 - \frac{2.72 a_2 - 1}{4.62 \cdot \xi}, \xi = \frac{Tvc}{\beta}$	

圧密初期では即時ヒズミによる見かけの圧密度がかなりの割合で存在するが圧密の進行とともに減少し、終期に至って0となる。

漸増载荷の場合の即時ヒズミの時間的推移は図1のように示されるが漸増载荷の終了時(t_c)において最大となり以後時間経過とともに減少していく。したがって図2のように見かけの圧密度を簡単に示し得ないが一般には即間载荷よりも大きな値となる。

いずれにしても圧密初期においては20~30%程度の見かけの圧密度が存在するから強度増加の予測は控目な値を採用しておく必要がある。またここでは触れなかったが、側方流動による破壊性の沈下は当然実質的圧密度から除外すべきである。

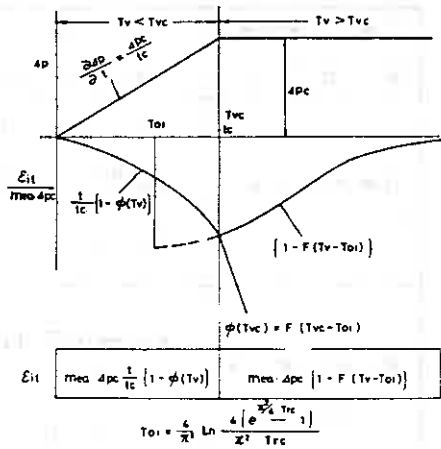


図1 漸増载荷の即時性ヒズミの推移

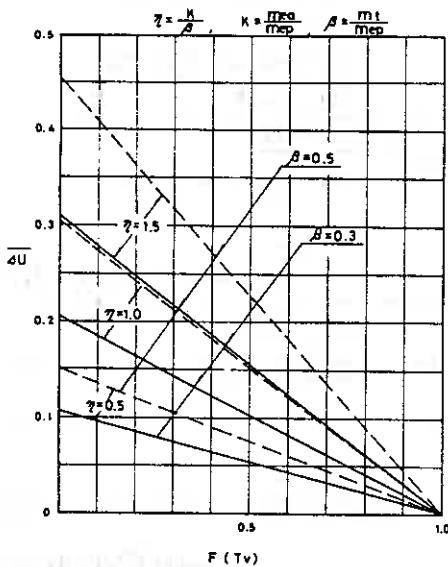


図2 $\Delta U \sim F(Tv)$

なおここでは一次元圧密に限定して考察したが、即時ヒズミは側方の拘束条件によって変化するから、実際にはここで考察した影響よりさらに大きくなり重要性が増す場合もある。予圧密工法におけるサーチャージ効果についても側方流動性の沈下も含めて実質的圧密の評価が重要である。

参考文献

- 1) 例えば 佐田ほか：即時沈下および2次圧密性沈下を考慮した圧密試験の整理法と2, 3の知見, (Jour. JSIDRE Sep. 1977)
- 2) 佐田ほか：泥炭性地盤の対策工と2次圧密性沈下～管見～(地質と調査, 1981, No. 1)
- 3) Jeevaert "Foundation Engineering" 2nd edition (VAN NOSTRAND REINHOLD)

泥炭の構成植物と圧縮特性

北海道工業大学 神谷光彦
北海道大学農学部 梅田安治

1、まえがき

植物の残遺体を主な構成素材とする泥炭は、その圧縮特性が、分解度および泥炭の生成過程や構成植物に影響されることを報告した。¹⁾²⁾

土の圧縮性を支配する要因の一つとして、土の構造が挙げられる。土の構造は、種々の因子の影響を受けるが、その構成素材、すなわち、粘性土であれば、粘土鉱物はその因子の一つとなる。同様に、泥炭においても、その構成素材である植物の種類により、圧縮性が支配されると考えられる。泥炭の構成植物は、その生成過程において異なり、特に、日本の泥炭地では、堆積環境により、数種類の植物より構成されることや後背周辺地からの土砂や火山灰土の混入もあり、複雑なものとなるが、構成植物の個々の強さやからみ合いによる強さなどが、工学的特性を支配する因子となり得るであろう。

さらに、泥炭は、その堆積過程において、その茎や根が、破損・切断などの機械的分解により、微細化してゆき、一部は、化学的分解により消滅してゆくものもあるが、この分解過程においても、茎が偏平化してゆくなどの変化もあり、分解度も土の圧縮性を支配する重要な因子となる。

そこで、本報告は、種々の泥炭の室内圧密試験を行ない、圧縮指数、圧密係数および二次圧密係数などの圧縮特性が、泥炭の構成植物により、どのように異なるかを調べ、泥炭の力学的指標としての、構成植物の可能性をみたものである。

2、実験試料および実験方法

実験に用いた試料は北海道内の23地点より、ブロックサンプリングにより採取した90個の試料である。その構成植物は、泥炭の堆積過程において、単一の植物よりなることもあるが、多くは、種々のものが含まれている。そこで、その主たる構成植物一種をパラメーターとして、試料を分類すると、ミスゴケ16種、スゲ40種、ヨシ9種、ツルコケモモ7種、ヌマガヤ2種および木片などのその他16種である。

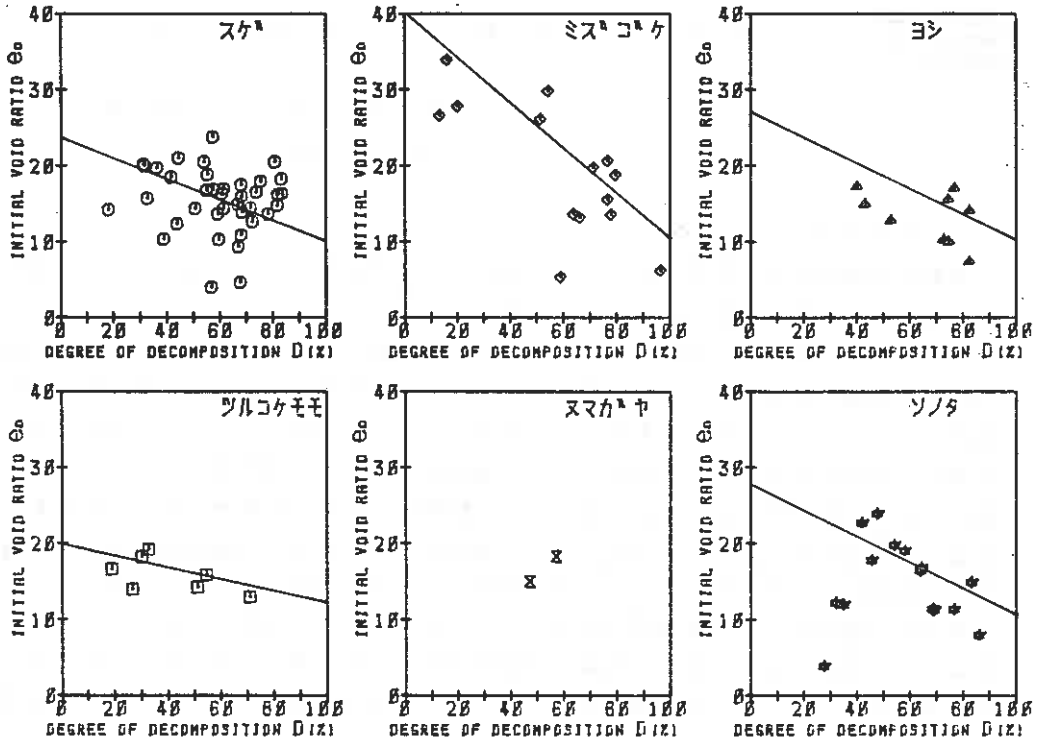
圧密試験はJISA1217に準じて行ない、供試体径は75mm、高さは20mmとした。圧密圧力は、5, 10, 20, 39, 78kPaの低い圧密圧力で行ない、圧密時間は、各荷重24時間であった。分解度は、機械的分解を示す水洗法により求め、そのフルイ目は0.105mmとした。

3、実験結果とその考察

a) 初期間隙比

初期間隙比は、土の構造を表わす指標となるものであり、構成植物の種類やその分解度は、構造への影響因子の一つである。そこで、構成植物や分解度が初期間隙比に与える影響をみるために、主構成植物ごとの、分解度Dと初期間隙比 e_0 の関係を図1に示す。

いずれの構成植物とも、分解度が大きくなると、粗粒の植物繊維が細粒化し、その細



図一 / 構成植物ごとの分解度と初期間隙比の関係

粒分が空隙を充てんしていくため、初期間隙比が小さくなる。この傾向を、構成植物ごとにみると、ミスゴケが最も顕著であり、ついで、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順となる。つぎに、分解度0を初期堆積状態として、この直線を外挿し、縦軸との交点を見ると、初期堆積状態における初期間隙比は、同様に、ミスゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順となる。すなわち、初期堆積状態における初期間隙比の大きいものほど、分解による初期間隙比の低下の度合が大きくなる。さらに完全に分解した分解度100%の状態では、いずれの構成植物とも、初期間隙比が10程度に収束する結果となった。これらの傾向を、泥炭の構成植物の繊維効果³⁾と対応させてみると、繊維効果の大きいものほど、初期堆積状態における初期間隙比が小さく、分解による初期間隙比の低下も少ないといえる。

b) 圧縮指数

泥炭の圧縮は、鉱物質の土と異なり、構成素材そのものが圧縮されることや、 $e \sim \log P$ 曲線が正規圧密部分でも、圧密圧力が大きくなると、その直線性が失われ、次第に平坦になっていくなどの特徴があり、圧縮指数の決定には、鉱物質の土と異なり、問題点も多い。しかし、本実験では、圧密圧力が小さいこともあり、正規圧密部分に相当する20, 39および78 kPaの範囲では、ほぼ直線に近似でき、圧縮指数を求めることが可能であった。

全試料の初期間隙比 e_0 と圧縮指数 C_c の関係を図一2に示す。

この両者の関係は、粘性土、泥炭を問わず、比例関係が成り立つことが報告されて

おり、例えば、宮川は⁴⁾この両者の間に

$$C_c = 0.5 e_0 - 0.5 \dots (1)$$

の関係があることを示している。

本実験においては

$$C_c = 0.37 e_0 + 1.65 \dots (2)$$

となり、傾きが小さく、切片が大きくなる傾向にあった。

宮川の結果は、構成植物や分解度は不明であるが、初期間隙比が10以下のものがほとんどである。それに対し、本実験は、10~20付近のものが多かったため、(1)式と(2)式の差は初期間隙比の範囲の違いによるものが多いと考えられる。また、この両者の関係は、構成植物による差は少ないため、初期間隙比が圧縮性を支配しているとみることができ、構成植物は、初期間隙比への関係要素にすぎないとみるべきであろう。

つぎに、有機質土の特性を示す指標である強熱減量、分解度および比色法による腐植含有量と圧縮指数の関係は既に報告したが、強熱減量は、その値の小さい範囲では、圧縮指数と比例関係にあるが、大きくなると、その傾向は失われる。分解度との関係は、初期間隙比と分解度の関係と同様に、構成植物による傾向の違いは幾分あるが全体として、分解度が大きくなると、圧縮指数が小さくなる傾向にあった。しかし、腐植含有量との間には、明確な相関はみい出せなかった。

c) 圧密係数

圧密係数の決定法には、 \sqrt{t} 法⁵⁾、曲線定規法および大平らのlog-log曲線定規法などがあるが、いずれもTerzaghi理論を根拠としたものである。泥炭に

この理論を適用するには、理論の仮定にそぐわない点もあり、問題点も指摘されてい

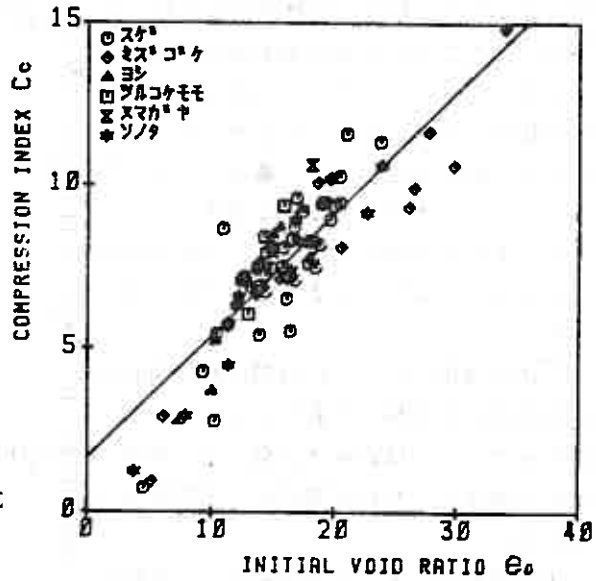


図-2 初期間隙比と圧縮指数の関係

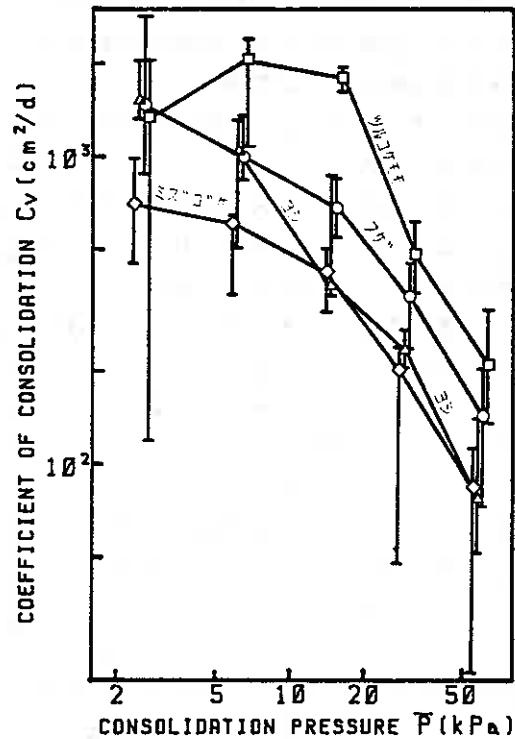


図-3 構成植物ごとの平均圧密圧力と圧密係数の中位数および四分位偏差の関係

る。すなわち、粘性土の標準圧密試験では一次圧密と二次圧密が比較的容易に分離できるのに対し、泥炭では、一次圧密中に、植物繊維の圧縮による二次圧密が生じ、この両者が混在するため、分離が不可能となる。しかし、本実験では、圧密圧力が小さいこともあり、植物繊維自体の圧縮は無視できると考え、 \sqrt{t} 法により圧密係数を決定した。

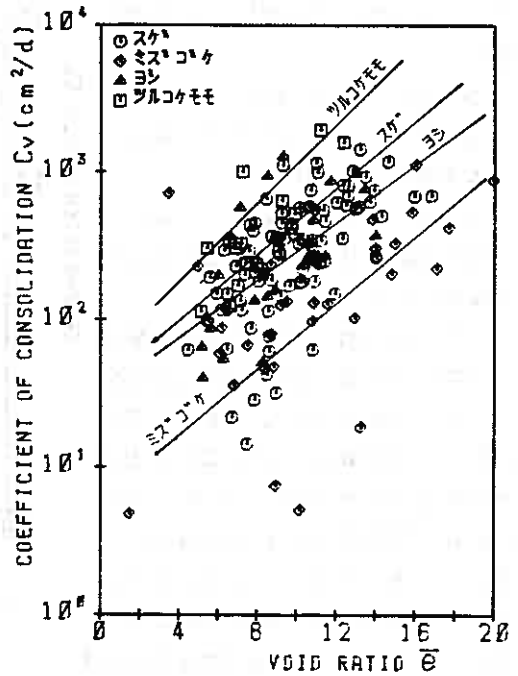
\sqrt{t} 法の適用において、時間一沈下量曲線の初期部分が直線とならないものも一部にはあったが、ほぼ直線と近似できる範囲で最小自乗法により直線を引き、圧密係数を求めた。

平均圧密圧力 \bar{P} と圧密係数 C_v の関係を構成植物ごとに、その中位数と四分位偏差の範囲を図一三に示す。測定値の散布度を表わすものは種々あるが、泥炭の圧密係数は多くの要因により、特異な値を示すものもあるので、ここでは、四分位偏差により散布度を示した。

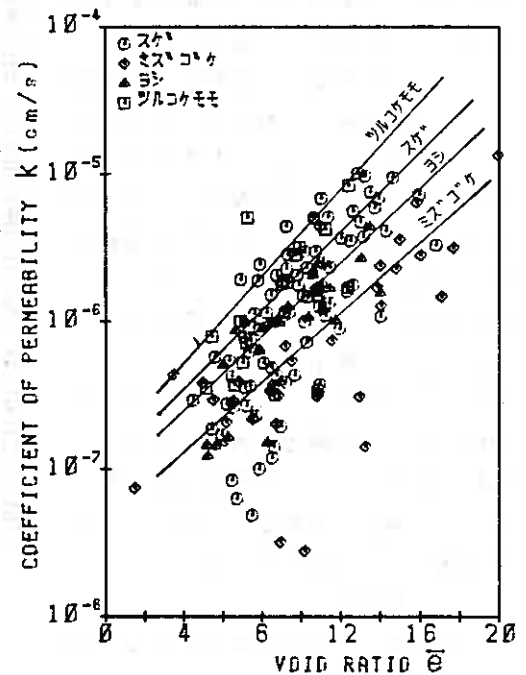
いずれの構成植物とも、正規圧密領域においては、圧密圧力の増加に伴ない、圧密係数が減少する傾向にある。粘性土などでは、圧密係数は、圧密圧力によらず、ほぼ一定とされているが、泥炭では、図のように変化し、泥炭の沈下解析を複雑にしている要因の一つとなっている。

構成植物ごとの圧密係数の大きさをみると試料数や分解度および強熱減量の違いもあり、一概に比較はできないが、傾向としては、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順で大きくなる。この順は、前述の初期堆積状態における間隙比と逆になり、初期堆積状態に間隙比の大きい構成植物ほど、圧密係数が小さくなる傾向にあった。

つぎに、構成植物や分解度の違いによる構造の差は、間隙比に影響を与えることを考慮して、正規圧密領域での圧密時の平均間隙比 \bar{e} と圧密係数 C_v の関係を図一四に、圧密試験より求めた透水係数 k との関係



図一四 平均間隙比と圧密係数の関係



図一五 平均間隙比と透水係数の関係

を図一五に示す。いずれも、間隙比が小さくなると、圧密係数、透水係数とも小さくなる。構成植物ごとにみると、概略の傾向として、ミスゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモモの順で大きくなる。すなわち、同一間隙比においても、構成植物による差があり、本実験で行なった59 kPaまでの範囲の圧密圧力では、構成植物による差は消去できず、構成植物による構造の違いが、圧密係数や透水係数に影響を与える結果となった。

d) 二次圧密係数

泥炭の圧密沈下の多くは、二次圧密で占められることが知られており、二次圧密の速度や量を推定することは、圧密沈下解析の重要な要因となる。

二次圧密係数 C_{α} の定義は種々あるが、ここでは、圧縮指数 C_c との対比をはかることもあり、

$$C_{\alpha} = -\Delta e / \Delta \log t \quad \dots (3)$$

ここに

C_{α} : 二次圧密係数

t : 圧密経過時間

Δe : $\Delta \log t$ における間隙比の変化

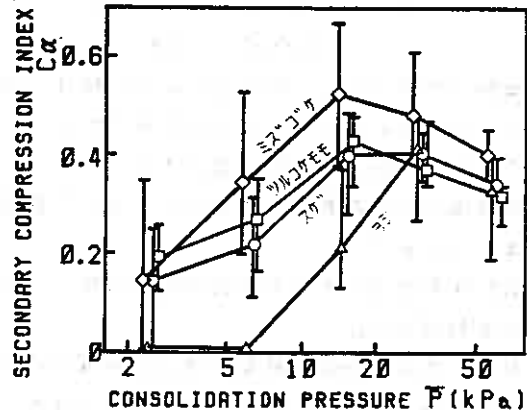
を用いて表わした。

平均圧密圧力 \bar{P} と二次圧密係数 C_{α} との関係を、構成植物ごとに、その中位数と四分位偏差の範囲を示したのが図一六である。

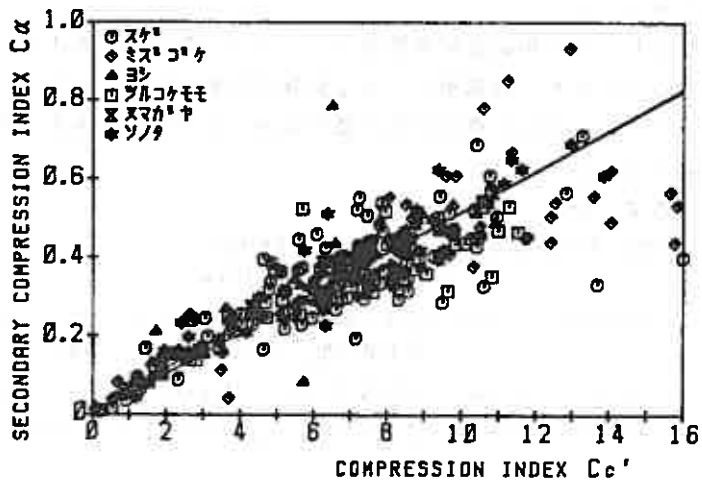
二次圧密係数は、平均圧密圧力が、圧密降伏応力の2〜3倍付近の応力で最大値を示す凸形の形状となり、松尾ら⁷⁾の報告と、ほぼ同様な結果を示した。

これを構成植物ごとにみると、ヨシは植物繊維が管状であるため、低い圧密圧力での二次圧密係数は小さいが、圧密圧力が大きくなると、他の構成植物と、ほぼ同程度の値となった。また、圧密圧力が大きくなると、ヨシ、スゲ、ツルコケモモは、ほぼ類似した値を示すが、圧縮性の高いミスゴケは、他と比べ大きな値を示した。

つぎに、各荷重段階における $e-\log P$ 曲線の勾配より求めた圧縮指数 C_c' と二次圧密係数 C_{α} の関係を図一七に示す。この両者の比 C_{α}/C_c' は種々の土において、一定と



図一六 構成植物ごとの平均圧密圧力と圧密係数の中位数および四分位偏差の関係



図一七 各圧密圧力ごとの圧縮指数と二次圧密係数の関係

なることが報告されており、本実験においても、構成植物による差は認められず

$$C\alpha/C\alpha' = 0.05 / \dots\dots\dots (4)$$

の関係で整理することができた。この値は、Mesriら⁸⁾のとりまとめた泥炭の結果より小さい値を示した。これは、圧密圧力が小さいため、植物繊維がさほど圧縮されなかったことや、泥炭の初期間隙比が大きいため、一次圧密に相当する部分も大きくなり、各荷重段階の圧縮指数が大きくなったためと推定される。

4、まとめ

低い圧密圧力における泥炭の圧縮特性が、その構成植物により、どのように影響されるかを検討した。

構成植物の影響は、初期間隙比と分解度の関係では、ミズゴケ、ヨシ、スゲ、ツルコケモノの順で、分解による間隙比の低下は大きくなり、圧密係数や透水係数は逆の順で小さくなる。すなわち、構成植物に支配される初期堆積状態における構造の差が、分解や圧密によっても残存し、圧縮性や透水性に影響を与えることになる。それゆえ、低い圧密圧力では、泥炭の圧縮特性の指標として、構成植物をパラメーターとすることが可能であった。

しかし、圧縮指数を初期間隙比で、二次圧密係数を各圧密圧力段階の圧縮指数で整理することにより、構成植物による影響を消去することができた。

おわりに、泥炭の構成植物の識別に協力を頂いた北海道大学理学部清水雅男氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 神谷光彦, 梅田安治: 泥炭の分解と圧縮特性について, 第19回土質工学研究発表会講演集, pp.227-228, 1984
- 2) 梅田安治, 神谷光彦: 泥炭の構成素材と圧縮特性について, 昭和59年度農業土木学会大会講演会要旨集, pp.326-327, 1984
- 3) 梅田安治, 辻井達一, 清水雅男: 泥炭の構成植物の識別の手引, 北海道泥炭地研究会, 1981
- 4) 宮川勇: 泥炭地における土質工学上の2, 3の問題点, 土木学会北海道支部講習会資料, 1962
- 5) 大平至徳, 小谷章, 加藤文士: log-log 曲線定規法による圧密沈下-時間関係の整理法, 土と基礎, vol. 17, No. 9, pp.17-23, 1969
- 6) 大平至徳, 佐々木晴美: 圧密沈下を考える 6. 泥炭の圧密沈下, 土と基礎, vol. 27, No. 7, pp.81-88, 1979
- 7) 松尾稔, 大平至徳, 山口晴幸: 泥炭の二次圧密係数について, 第18回土質工学研究発表会講演集, pp.245-246, 1983
- 8) Mesri, G, Godlewski, P.M: Time and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc. ASCE, vol. 103, GT5, pp.417-430, 1977

泥炭の非排水せん断特性

北大工学部 三田地 利之
北大工学部 ○藤原 幸彦

1. はじめに

北海道内には、その地形的、気候的条件により広範囲にわたって泥炭が分布しているため、各種建設工事等において遭遇する機会が多い。また、本州においても、東北地方を中心として比較的分解の進んだ泥炭がかなり広範囲にわたって分布していることが確かめられている¹⁾。泥炭は主として植物繊維とその分解成分(腐植)を構成材料とし、砂質土、粘性土と比較すると自然含水比、間隙比が大きく、極めて圧縮性に富み、特異な力学的挙動を示すとされている。従来より、このような泥炭を主体とする軟弱地盤上の建設工事における安定解析($\phi_u=0$ 法)に用いられるせん断強度は主としてペーン試験をはじめとする原位置試験を通して検討されてきたが²⁾、必ずしもその精度が良好とは言えないようである。これは主に泥炭地盤の不均一性によるものと思われるが、原位置試験法や安定解析法自体に内在する問題点にも起因するものと思われる。すなわち、泥炭の基本的なせん断挙動に関する知見が十分蓄積されておらず、そのメカニズムが十分解明されていないため、泥炭のせん断特性を適切に評価し得る方法が確立していないことにも起因するものと考えられる。

近年、本州に分布する泥炭に関しては、対馬ら³⁾、及川ら⁴⁾、山口ら⁵⁾の三軸試験機を用いた一連の研究によりその基本的なせん断挙動が明らかにされつつある。一方、北海道内に分布する泥炭についてのこの種の研究はほとんどなされていないようである。これは、本州に分布する泥炭性有機質土に比して未分解の植物繊維の含有率が高いためにデータのバラツキが大きく、要素試験としての室内試験は不向きであって、原位置試験によるのが最良の方法であるとの判断によるものと考えられる。筆者らは北海道内に分布する繊維質に富んだ泥炭への三軸試験の適用の可能性と泥炭の基本的なせん断挙動を把握する目的で、等方応力条件下で正規圧密した2種類の泥炭について非排水三軸圧縮・伸張試験を行ったので、その結果を報告する。

2. 試料および実験方法

2-1. 試料の物理的性質および供試体のセット方法

本報告で用いた泥炭試料は2種類で江別市夕張川河川敷、および稚内空港付近の泥炭地盤において、それぞれ地表面下0.55-1.25m、

0.40-1.08mの深さより内径75mm長さ1mのシンワールチューブを鉛直に押し込んで採取されたもので、北海道開発局土木試験所より提供されたものである。両試料とも現地では地下水面以下に位置し、飽和状態にあるとみなせる。以後、前者を試料No.1、後者を試料No.2と呼ぶことにする。両試料とも一見して極めて未分解の植物繊維

Table-i 試料の物理的性質

試料	No.1	No.2
初期含水比 $W_i(\%)$	800~1060	1080~1165
強熱減量 $Lig(\%)$	94~97	92~93
分解度 $H(\%)*$	23~67	44~50
比重 G_s	1.47~1.52	1.50~1.52
W_i/Lig	8.2~11.3	11.6~12.7

*Hは105 μ mふるいをを用いた水洗法による

難に富み、ワイヤーソーによる成形は不可能であった。また、試料No.1ではかなり木片を含んでいるが、試料No.2には木片はほとんど混入していなかった。試料の物理的性質は表-1に示す通りであり、試験法上の問題のためか⁴⁾分解度にはややばらつきが認められるが、他の項目については、この種のものとしては水平方向のみならず深さ方向に関しても比較的均質な物性を持つものと判断されたため、同一地点より採取した試料は採取位置、採取深さによらずほぼ同一とみなすことにした。なお、図-1は渡辺⁷⁾によって報告されたGsとLigの関係図に本報告で用いた試料と最近報告されている試料⁴⁾⁵⁾をプロットしたものであるが、今回用いた試料が泥炭の中でもとりわけ有機質に富むことが理解されよう。

供試体は実験室内でシンウォールチューブから手動で鉛直方向に慎重に押し出した後、薄刃のカッターナイフで上下端面のみを整形したもので、直径75mm、高さ150mmの円柱形(写真-1)である。供試体の三軸セルへのセットは空中で行った。供試体周面にはスリットを入れたろ紙(TOYO, No.2)を巻き、圧密時には排水を半径方向に限定し、排水量はビュレット(最小目盛り0.1cc)にて測定した。なお、Hanrahan⁸⁾も指摘しているが、泥炭は透水係数が大きく排水量も多いため、サイドドレーンとして用いるろ紙の透水性が泥炭の圧密の限定要因となる可能性があり⁹⁾、ろ紙の選択には注意が必要なようである(本実験に用いたろ紙の透水係数 $k=2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 、泥炭の $k=6.5 \times 10^{-5} \sim 3.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$)。また、供試体上下端面における摩擦を軽減するために、供試体とペダスタルおよびトップキャップとの間にはシリコングリースを塗布したテフロンシートを置いた。

2-2. 供試体の圧密時間の決定

一般に泥炭をはじめとして有機質土では二次圧密が顕著であり、それがその後のせん断挙動に及ぼす影響もまた大きいものと予想される¹⁰⁾。本報告では一次圧密終了後の正規圧密泥炭のせん断挙動を論ずることを目的とするため、一次圧密終了時点を明確に決定しておく必要がある。そこで、圧密圧力の載荷方法を2,3変えて間隙水圧 u の消散過程と体積ひずみ ϵ の変化を調べた。図-2(a)は試料No.1の圧密度 $U (= 1 - \Delta u / u_0)$ と

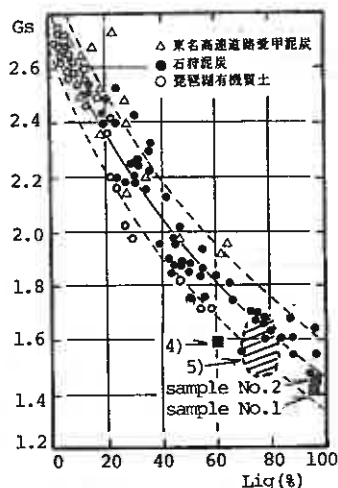


図-1 泥炭のGsとLigの関係
(文献7より引用)
(図中の数字は文献番号に対応)



写真-1 供試体の初期状態



写真-2 一次圧密終了時の供試体

圧密開始時点からの経過時間(t)との関係を示したものである。これを見ると、試料No.1では圧密圧力 $P_c = 200\text{kPa}$ 程度では P_c の大きさ、載荷圧力増分 ΔP_c によらずほぼ2日間で Δu が消散しているとみなすことが出来る。また、図-2(b)には圧密中の排水量(ΔV)と供試体の初期体積(V_0)より計算された体積ひずみ $v (= \Delta V/V_0)$ と t の関係の代表例が示されているが、 $U-t$ 関係と良く対応した挙動を示していることが理解される。また、図は省略したが、試料No.2についても試料No.1とほぼ同様な挙動が認められている。以上のことから、本

報告では、 Δu のほぼ消散した時点、すなわち圧密圧力載荷後48時間を一次圧密終了点と定義する。写真-2にこのときの供試体の変形状態の一例を示した。供試体の表面にはかなりの凹凸がみられ、供試体全体としての形状変化も著しいが、今回は円柱形のまま変形したものとみなし、圧密中の排水量と軸方向変位量との関係から圧密終了時の平均的な供試体断面積を算出した。

2-3. 実験の種類および実験方法

本報告における三軸試験は全て通常の三軸試験機にて行なわれた。実験は以下の2種類である。

1) 等方圧密非排水圧縮試験(CIUC試験)

側圧を図-3に示すように、所定の有効圧密圧力($P_c = 30, 60, 90, 120, 150\text{kPa}$)までそれぞれ3段階に分けて載荷して等方圧密を行い、第3段階の圧力で一次圧密終了後(一次圧密終了の判定は前述)非排水条件で側圧一定、ひずみ速度 $0.04\%/min$ で軸圧を増加させるひずみ制御の圧縮せん断試験

2) 等方圧密非排水伸張試験(CIUE試験)

CIUC試験と同様に圧密したのち($P_c = 30, 60, 90, 120, 150\text{kPa}$)、非排水条件で側圧一定、ひずみ速度 $0.04\%/min$ で軸圧を減少させるひずみ制御の伸張せん断試験両試験とも圧密開始時よりバックプレッシャー(B.P.)を載荷した。その大きさは試料No.2では 100kPa としたが、試料No.1では一部にSkemptonのB係数がやや低いものも($0.85 \sim 0.95$)見られたため、 $B.P. = 200\text{kPa}$ としたものもある。以上の操作により $B = 1.0$ を得ている。試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸変

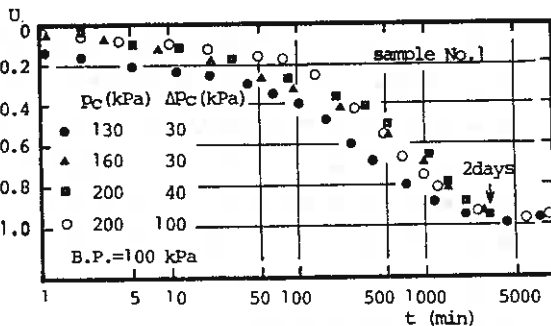


図-2(a) 等方圧密時の $U-\log t$ 関係

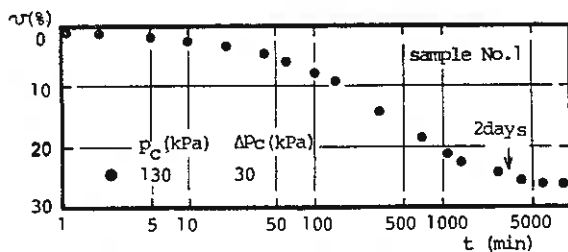


図-2(b) 等方圧密時の $v-\log t$ 関係

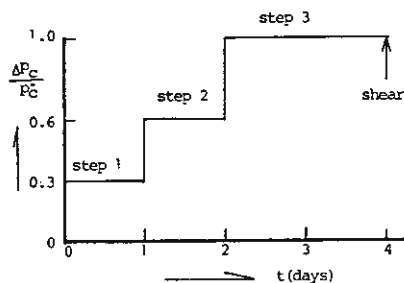


図-3 圧密圧力の載荷方法

位置はひずみゲージ式変位変換器により測定し、間隙水圧は供試体下端中央でひずみゲージ式圧力変換器で測定した。また、CIUE試験においてはトップキャップと載荷ロッドを剛結する必要があるが、これは以前に報告した方法¹¹⁾によった。なお、試験中の室温は $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ に制御されている。

3. 実験結果および考察

3-1. 等方圧密特性

今回実施した全ての試験についての p_c' と一次圧密終了時の供試体の含水比 W_f の関係を W_f - $\log p_c'$ 図上に示したのが図-4、5である。試料No.1では供試体の初期状態のばらつきを反映して W_f と $\log p_c'$ が直線関係にあるかどうか明確ではない。一方、試料No.2では明らかに C_c は一定とは見なせないようである。一般に圧縮性に富む乱さない粘土や泥炭での W_f と p_c' は W_f - $\log p_c'$ 図上で直線関係にならないことが認められている。このような場合、 W_f と p_c' を $\log W_f$ - $\log p_c'$ 図上にプロットすると近似的に直線関係となることが報告されている¹²⁾。そこで、試料No.2について W_f と p_c' の関係を両対数紙上にとってみたのが図-6である。ややばらつきはあるものの良好な直線近似を与えるようであり、 $p_c' < 200 \text{ kPa}$ 程度まではその傾きを定数とみなすことが可能のように思われる。今後はさらに p_c' の範囲を広げ、かつ過圧密領域に関しても検討する必要があるだろう。つぎに、等方圧密中の供試体の v と軸ひずみ $\epsilon_a (= \Delta H/H_0)$ の関係の代表例を示したのが図-7である。一般に円柱形供試体の v と ϵ_a 、および側方ひずみ $\epsilon_r (= \Delta R/R_0)$ の関係は次式によって示される。

$$v = \epsilon_a + 2 \epsilon_r - \{ \epsilon_r^2 + 2 \epsilon_a \cdot \epsilon_r - \epsilon_a \cdot \epsilon_r^2 \} \quad \text{----- (1)}$$

ここで ϵ_a 、 ϵ_r が十分小さければ高次の項を無視して次式として良い

$$v = \epsilon_a + 2 \epsilon_r \quad \text{----- (2)}$$

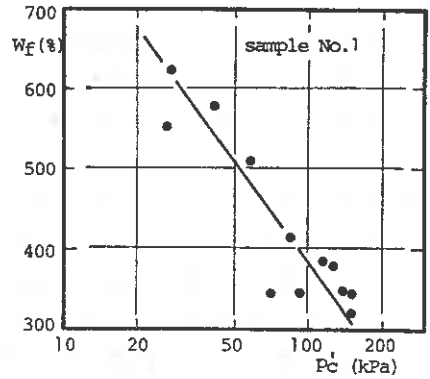


図-4 W_f と $\log p_c'$ の関係

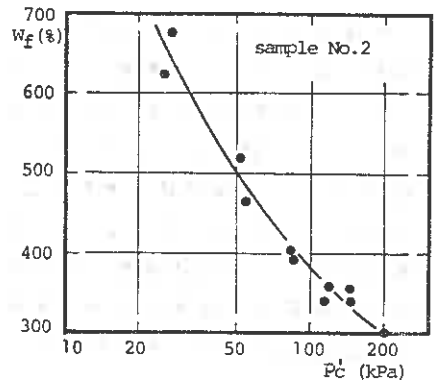


図-5 W_f と $\log p_c'$ の関係

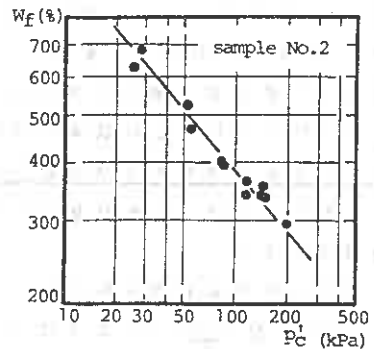


図-6 $\log W_f$ と $\log p_c'$ の関係

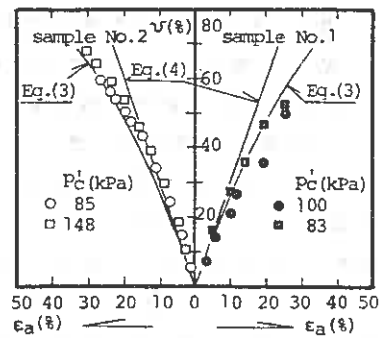


図-7 等方圧密時の v と ϵ_a の関係

ところで、泥炭供試体が等方材料であるならば等方応力条件下では $\epsilon_a = \epsilon_r$ となるから(1)、(2)式はそれぞれ以下のようになる。

$$v = 3\epsilon_a - 3\epsilon_a^2 + \epsilon_a^3 \text{ ----- (3)}$$

$$v = 3\epsilon_a \text{ ----- (4)}$$

図-7には(3)、(4)式による v と ϵ_a の関係が示されているが、泥炭の場合 ϵ_a はかなり大きくなるから $\epsilon_a = \epsilon_r$ の条件は(3)式で表現されなければならない。この観点からすると試料No.2では等方圧密中ほぼ $\epsilon_a = \epsilon_r$ となっているのがわかる。一方、試料No.1では圧密の進行とともにやや $\epsilon_a > \epsilon_r$ となる傾向は認められるが顕著なものではない。一般に泥炭は構造異方性に富み、等方圧密時の圧縮性にも異方性が顕著に表れると言われているが⁵⁾、今回用いた試料についてはそのような傾向が明確には認められなかった。試料採取時および供試体成形時の乱れ、圧密中のメンブレンペネトレーションの影響を含めさらに検討を要するようと思われる。

3-2. 応力-ひずみ挙動

試料No.1、試料No.2の圧縮および伸張せん断時の軸差応力 $q (= \sigma_v - \sigma_h)$ と軸ひずみ ϵ_a との関係をそれぞれ図-8、9に示した。なお、軸差応力 q は全て有効圧密圧力 P_c' で正規化している。試料No.1についてみると、圧縮側で ϵ_a が大きくなるとややばらつく傾向にあるが、圧縮、伸張ともに P_c' で正規化すると P_c' の大きさによらずほぼ一本の曲線で応力-ひずみ挙動が表現出来そうである。そして、その曲線の形状は一部のデータを除けば、 ϵ_a 軸に関してほぼ対称形をなしており、 $\epsilon_a = \pm 5\%$ 程度までに急激に q が増加(減少)し、 $\epsilon_a = \pm 15\%$ 以降は q は ϵ_a に対してわずかであるが直線的に増加(減少)してゆく傾向にあり、圧縮側では明確な q のピークは認められず、伸張側では一部途中でネッキングを生じ、 q が減少するものが見られる。試料No.2においても試料No.1とほぼ同様な挙動を示しているが、供試体の初期状態が比較的均一な分だけ試料No.1と比較するとばらつきが少ないようである。また、伸張側で $\epsilon_a = -25\%$ 付近までせん断が

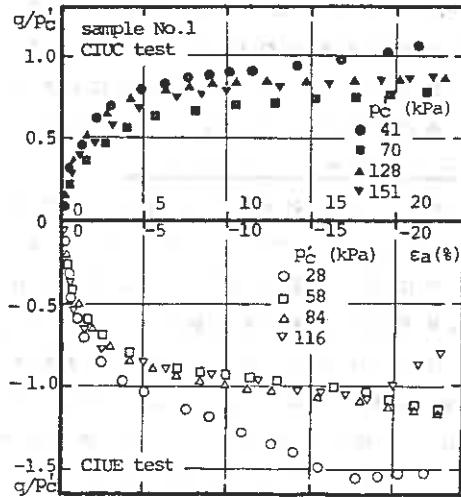


図-8 軸差応力～ひずみ挙動

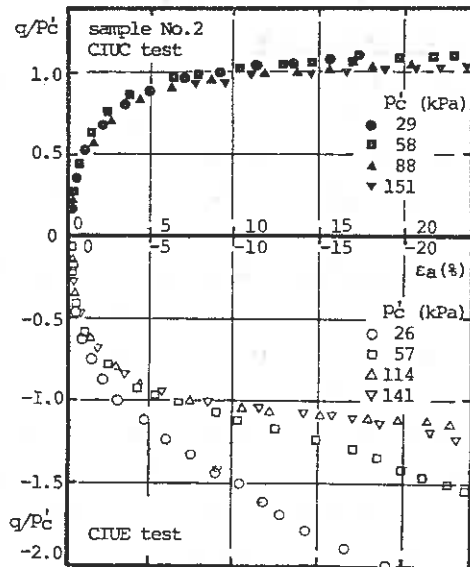


図-9 軸差応力～ひずみ挙動

進行してもネッキングを生じていない。以上のことから、今回用いた泥炭試料は伸張時のネッキングの発生の有無を除けば圧縮、伸張ともにほぼ同様な応力-ひずみ挙動を示し、 q のピークが発生しないことを除けば定性的には等方正規圧密された粘土のそれと良く似ているということが言えよう。なお、一部の試験において $|\epsilon_a| > 20\%$ で供試体とメンブレンの間に、せん断中供試体より“排水”された水がたまる現象が観察された。すなわち、このひずみレベルにおいては供試体の非排水条件が成立していないことになる。

3-3. 間隙水圧-ひずみ挙動

試料No.2の圧縮および伸張せん断時の発生間隙水圧 Δu と ϵ_a の関係を図-10に示す。なお、 Δu は全て P_c で正規化している。また、試料No.1については試料No.2と定性的にはほぼ同じ挙動を示しているため図は省略した。図-10より P_c で正規化された $\Delta u - \epsilon_a$ 挙動は圧縮側、伸張側とも P_c の大小によらず、それぞれほぼ一本の曲線で近似できることがわかる。また、圧縮側の挙動をみると $\epsilon_a = 5\%$ 前後までは Δu は急激に増加し、 $q - \epsilon_a$ 関係と同じように $\epsilon_a > 15\%$ では ϵ_a に対して直線的にゆるやかに増加して、 Δu は一定値に収束しない。一方、伸張側ではせん断初期より負の間隙水圧が発生し、 $\epsilon_a = -3 \sim -4\%$ でピークに達したのち ϵ_a の増加に伴いゆるやかに増加するが、 Δu は常に負の値を示している。以上のような圧縮、伸張時の Δu の挙動も $q - \epsilon_a$ 関係と同様に定性的には粘土のそれと類似した挙動を示していると言えよう。

3-4. 有効応力経路

図-11, 12はそれぞれ試料No.1, No.2の圧縮およびせん断時の有効応力経路を $q - P'$ 図上($q = \sigma_v - \sigma_h$, $P' = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$)に示したものである。なお、 q, P' ともに P_c で正規化している。 $q - \epsilon_a, \Delta u - \epsilon_a$ 挙動からも理解されるように、今回の P_c の範囲においては両試料とも圧縮および伸張時の有効応力経路は P_c の大きさによらずそれぞれ一本の曲線で代表し得るようである。粘土に関してRoscoeら¹²⁾によって提唱されて来た状態境界面の概念に従えば、 $P' - q$ 面上での非排水試験の有効応力経路は $e - P' - q$ 空間における粘土の状態境界面の $P' - q$ 面上への投影と考えることが出来るので、上述のような実験結果は泥炭のような極めて有機質に富む土に関しても粘土と同様に状態境界面、critical state(限界状態)の概念を適用しうる可能性を示すものである。なお、今回の試験では $\epsilon_a = \pm 25\%$ 前後までせん断を継続しているものもあるが、前述したように $q, \Delta u$ は一定値に収束せず、図は省略したが、及川ら¹³⁾の報告にあるように応力比 $r (= q/P')$ が一定値になることも認められず、critical stateを明確に決定することは出来なかつた。つぎに、図-11, 12で圧縮側と伸張側の応力経路の形状を比較すると両試料とも P'/P_c 軸に関して対称形をなしていないのがわか

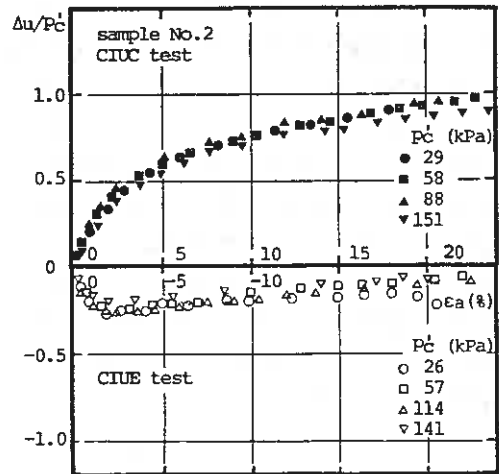


図-10 間隙水圧-ひずみ挙動

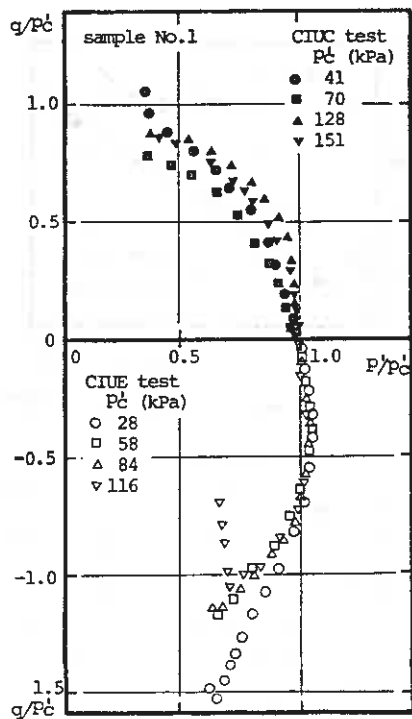


図-11 有効応力経路

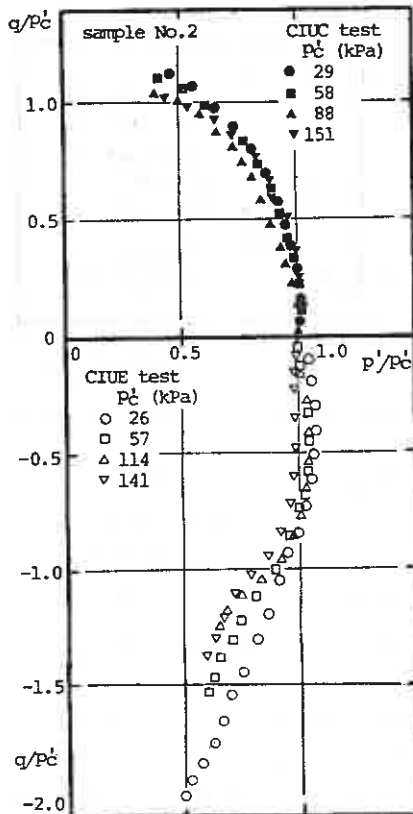


図-12 有効応力経路

る。これは圧縮と伸張側での泥炭のダイレイタンシー挙動が異なることを意味している。すなわち、今回の実験における P_c のレベルでは泥炭が原位置で有していると思われる異方的な構造が等方圧密によって消失せず、非排水せん断時の応力の載荷方向の相違により異なるダイレイタンシー挙動を示すものと考えられる。このような泥炭のダイレイタンシー挙動は関東地方に分布する泥炭に関しても認められている⁵⁾。今後は P_c のレベルを変えて、さらに検討を加える必要がある。

3-5. 強度定数 c, ϕ

現在までに報告されてきた泥炭の室内三軸試験の結果によれば^{2) 4) 5) 6)}、泥炭に関してもモール・クーロンの破壊基準を適用することが可能なようである。そこで、今回用いた泥炭についても強度定数 c, ϕ について検討を加えてみる。ところで、 c, ϕ を求める際、問題となるのは破壊の定義である。一般に、粘土に関しては q の最大値あるいは τ の最大値をもって破壊が定義され、泥炭についてもこれらの方法が適用されているようである^{4) 5)}。しかしながら、今回用いた試料では前述したように、ネッキングを生じた試料No.1のCIUC試験を除き $\epsilon_a = \pm 25\%$ 付近まで明確な q_{max}, τ_{max} となるような点は認められなかったため、上記の方法で破壊を定義することは出来なかった。そこで、本報告では圧縮・伸張試験ともに $\epsilon_a = \pm 15\%$ の時点をもって破壊とすることにした。この理由は、 $|\epsilon_a| > 20\%$ では $q-\epsilon_a$ 関係でも述べたように、もはや

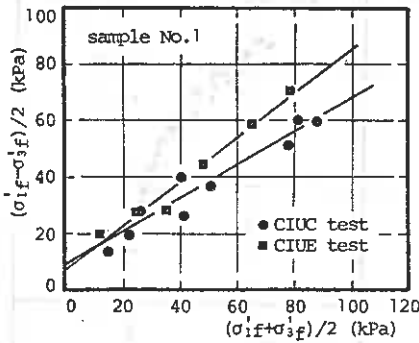


図-13 $(\sigma'f - \sigma'sf)/2 \sim (\sigma'f + \sigma'sf)/2$ の関係

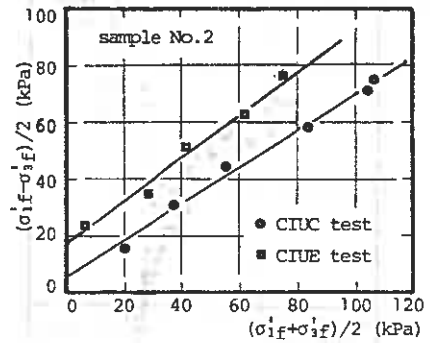


図-14 $(\sigma'f - \sigma'sf)/2 \sim (\sigma'f + \sigma'sf)/2$ の関係

このひずみレベルでは、非排水せん断の条件が成立していない可能性があること、 $|e_a| > 15\%$ では、わずかなせん断応力増分に対して e_a の増分がかなり大きく、塑性変形が卓越していることなどである。図-13、14は上述の定義に従い $e_a = \pm 15\%$ のときのモールの応力円の頂点の応力点をプロットしたものである。ややばらつきはあるものの、十分直線近似が

可能である。この直線関係から両試料の c, ϕ を最小二乗法で計算した結果を表-2に示す。これをみると、圧縮時の ϕ は粘土と比較するとやや大きいようであるが、泥炭に関してこれまで報告されてきたものと比べるとかなり小さな値と言えよう。とくに、対馬ら²⁾は乱した泥炭についての考察よりLigの増加は ϕ の増加をもたらすと報告しているが、今回用いた2つの泥炭試料(Lig=92~97%)については必ずしも当てはまらないようである。今回の試験結果が従来報告されて来たものよりかなり小さな ϕ を与える原因としては、北海道内の泥炭が有する構造特性、破壊の定義の相違、実験に用いた供試体の寸法効果なども考えられるが、今後の泥炭の室内試験結果の解釈にあたっての検討事項としたい。つぎに、圧縮側と伸張側の比較を行うと、両試料とも伸張側の ϕ が圧縮側よりかなり大きな値を与えるようである。このような傾向は山口ら³⁾によっても報告されている。この原因は前述したように圧縮時と伸張時では泥炭のダイレイタンス挙動が異なるためである。ところで、両試料とも c は7~27kPaとかなり大きな値を示している。一般に泥炭の堆積条件を考えると、その土被り圧は非常に小さいので、泥炭地盤の安定を考える上で c の持つ意味は重要であると思われる。泥炭、とりわけ今回用いた繊維質に富む泥炭では引張り強度を有すると考えられるので、上記のような c を持つことは十分予想されることである。

3-6. 非排水強度増加率 (S_u/P_c)

泥炭地盤の安定解析には、現在までのところ $\phi_u = 0$ 法が主として用いられている²⁾ことから、三軸試験から得られる泥炭の (S_u/P_c) がどの程度の値を示すか検討しておくことも重要なことであろう。そこで、前記のように破壊点を $e_a = \pm 15\%$ として、そ

表-2 強度定数

Sample		c (kPa)	ϕ (°)
No. 1	Comp.	10	36.9
	Ext.	11	51.3
No. 2	Comp.	7	40.5
	Ext.	27	47.5

のときの $S_u(=(\sigma_{if} - \sigma_{sf}) / 2)$ と P_c の関係を示したのが 図-15、16 である。ややばらつきはあるものの、 S_u と P_c の関係はそれぞれ一本の直線で表すことが出来る。なお、これらの直線が原点を通らず S_u 軸に切片を持つのは前述した c の場合と同様に試料が引張り強さを有するためと考えられる。ここで、これらの直線の傾きを、 (S_u/P_c) として計算した結果が表-3 に示されている。圧縮側の (S_u/P_c) は粘土のそれと比較するとやや大きいようであるが、これまでに泥炭に関して報告されて来た値^{11) 12)} (ただし、これらは原点を通るものとしての勾配である) と比較すると小さな値であり強度定数 c 、 ϕ と同様に今後さらに検討してゆく必要があろう。

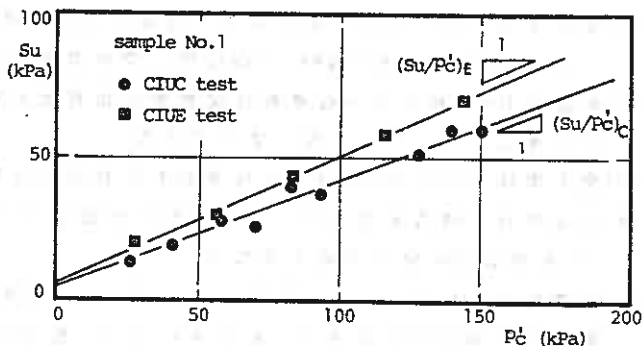


図-15 P_c と S_u の関係

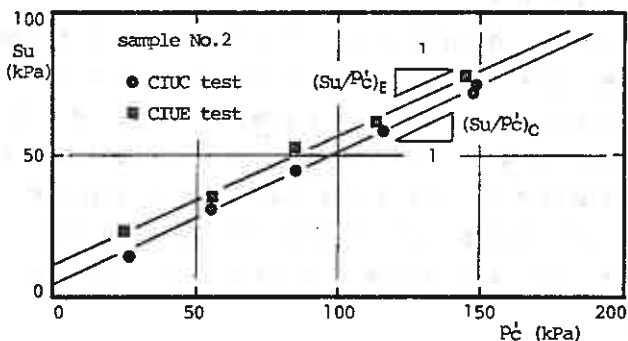


図-16 P_c と S_u の関係

つぎに、圧縮側と伸張側の (S_u/P_c) を比較すると、試料 No. 1 は伸張側の (S_u/P_c) の方が大きく、試料 No. 2 では、ほぼ等しいとみなせ、粘土の場合¹¹⁾ と逆の関係にあることがわかる。このことは関東地方に分布する泥炭にも認められており¹²⁾、粘土と泥炭の構成組織や構成母

材の違いを考えると興味深いものがある。なお、泥炭の (S_u/P_c) が一般に粘土のそれより大きいということは、もし泥炭と粘土が同一の P_c で圧密されているものとするとき、その後の非排水せん断時に動員し得る S_u は泥炭の方が大きいということの意味している。さらに、泥炭は粘土に比べ間隙比が非常に大きいということを考え合わせると、泥炭の素材自体は粘土よりも強い材料であると言えよう。一般に泥炭地盤が軟弱地盤の典型とされるのはその堆積環境によるものと考えられる。

4. まとめ

原位置よりシンウォールサンプラーによって採取した2種類の泥炭について、等方圧密非排水圧縮および伸張試験を実施し、以下のような結論を得た。

表-3 非排水強度増加率

Sample	$(S_u/P_c)_c$	$(S_u/P_c)_E$
No. 1	0.38	0.45
No. 2	0.47	0.45

- (1) 等方圧密条件下における正規圧密泥炭の有効圧密圧力 p'_c と含水比 W_f の関係は $W_f - \log p'_c$ 図上よりも $\log W_f - \log p'_c$ 図上の方が良い直線近似を与えるようである。
- (2) 軸差応力 q -軸ひずみ ϵ_a 挙動は定性的には粘土と似ているが、圧縮・伸張側ともに明確なピークを示さないようである。
- (3) 発生間隙水圧 Δu -軸ひずみ ϵ_a 挙動も定性的には粘土と類似している。
- (4) 泥炭の持つ構造異方性のため圧縮側と伸張側ではダイレイタンスー特性が異なり、有効応力経路の形状も異なる。
- (5) 破壊時を軸ひずみ $\epsilon_a = \pm 15\%$ として求めた ϕ は粘土よりやや大きな値となり、圧縮側と伸張側では後者の方が大きい。また、泥炭は無視し得ない σ を持つ。
- (6) 非排水強度増加率(S_u/p'_c)は粘土のそれよりやや大きく、圧縮と伸張を比較すると、試料No.1は伸張側の方が大きく、試料No.2ではほぼ等しい。

5. あとがき

今回の一連の試験を通して、北海道内に分布する繊維質泥炭に関するせん断挙動の解明にも、基本的には従来粘性土について用いられてきた手法が適用できそうなことがわかったので、今後も試験条件、泥炭の種類を変えて検討したいと考えている。

なお、本報告は本学4年目学生水上純一、藪正樹両君の卒業論文のために行なわれた実験結果の一部を取りまとめたもので、実験に際しては本学工藤技官の協力を得た。また、本実験に用いた試料は全て北海道開発局土木試験所土質研究室より提供されたものである。能登繁幸室長をはじめとする研究室の皆様には深甚の謝意を表します。

《参考文献》

- 1) 東山・月館ら：東北地方に～，土と基礎，Vol.31, No.1, pp71-75, 1983.
- 2) 土質工学会編：日本の特殊土，土質工学会，pp141-161, 1974.
- 3) 村馬・及川：泥炭性～，土質工学論文報告集，Vol.22, No.2, pp133-141, 1982.
- 4) 及川・宮川：乱さない～，土質工学論文報告集，Vol.20, No.3, pp91-100, 1980.
- 5) 山口・大平ら：泥炭の～，土と基礎，Vol.32, No.11, pp37-44, 1984.
- 6) 及川：泥炭の有機質～，土と基礎，Vol.28, No.9, pp29-34, 1980.
- 7) 渡辺：有機質軟弱～，土と基礎，Vol.21, No.2, pp29-36, 1972.
- 8) Hanrahan, E.T.: Shear～, Proc. Geotechnical Conf. Oslo, Vol.1, pp193-198, 1967.
- 9) 吉国・中ノ堂：ロ紙の～，第20回土質工学シンポジウム論文集，pp121-124, 1975.
- 10) 村馬：泥炭性有機質土の～，第30回土木学会年次講演集Ⅲ，pp751-752, 1984.
- 11) 北郷・三田地ら：Ko～，土質工学会北海道支部技術報告集第23号，pp123-128, 1983.
- 12) Butterfield, R.: A natural～, Geotechnique, Vol.4, pp469-480, 1979.
- 13) Roscoe, K.H. & Burland, J.B.: On the～, Engineering Plasticity, pp535-609, 1968.
- 14) 柴田：飽和粘土の～，第20回土質工学シンポジウム論文集，pp129-137, 1975.

飽和粘土供試体の中央位における間隙水圧測定

函館高専 ○佐野 佑房
岩 淵 祐一

1 まえがき

せん断時に発生する間隙水圧はどのような要因の影響を受け、任意の状態におけるせん断時間隙水圧を推定するため、ひずみと間隙水圧の関係を研究している。間隙水圧の発生量については、スケンプトンが提唱したように、等方応力の増加、偏差応力の増加に対応して、間隙水圧係数と組合せて算出する方法がある。しかし間隙水圧は、外力が増加すると増大するが、外力が取り除かれても間隙水圧は零にならない。ひずみが同じく残留することから、ひずみと間隙水圧は密接な関係を持つことが予測される。又、近年多数提案されている構成式のあるものは、あるひずみにおける有効応力を算出すると共に、間隙水圧を算出できる。この構成式の検証に当っては、そのせん断を支配している有効応力、間隙水圧を測定することが必要となる。

筆者らはこれまで早い速度から遅い速度までの広範囲のひずみ速度下の圧縮試験、比較的長い周期の繰返し試験、一定応力下でひずみが増加するクリープ試験等により上記テーマを追究してきた。その結果、間隙水圧測定位置、測定方法の再検討を必要とするとの結論を得ている。すなわち、要素試験と認定される三軸試験でも、供試体内部の応力やひずみは不均一であり、供試体下端面において測定される間隙水圧は、せん断面上の間隙水圧として適切であるとは限らない。それゆえ、自由な変形が生じて均一な状態にあり、供試体の代表と認められる供試体中央位における間隙水圧の測定を企画、実施した。数年間、細い針状のポーラスストーンを土中に挿入する方法、医療用注射針を挿入する方法を試みたが、安定した測定法ではなかった。その後、小型の圧力変換器を入手し、直接側面の間隙水圧を測定してみた。十分な資料は未だ集積されていないが、有望な測定方法とみなされるので、計器、試験方法の紹介と向題点、供試体への影響、中央位間隙水圧挙動について報告する。

2 三軸供試体内の応力、ひずみ、間隙水圧の分布

三軸試験装置を開発し、下端面において間隙水圧を測り、有効応力に基づく種々の研究成果を発表している Bishop は、1960年既に、間隙水圧が不均一に発生すること、端部拘束により応力が不均一であること、せん断域が狭いのでひずみが不均一であるとの理由から、供試体内部には間隙水圧勾配があるようだと推測している¹⁾。

同じ1960年米国で開かれた粘性土のせん断強度に関する研究集会では、細いポーラスストーンを供試体側面に埋めこみ、下端面以外における間隙水圧についての報告が出された^{2),3)}。それ以来今日に至るまで、種々の土質、せん断速度、測定方法、測定部位にて測定され比較検討された。簡潔にまとめて表-1に示す。測定部位の表示、測定値の記号は研究者によって異なるが、文章を簡潔にし理解を助けるため

図-1に示すように呼ぶ。ペDESTALに導かれた水圧を U_b とする。今日最も一般的な測定部位である。供試体の中心部まで測定器を挿入、又は埋め込む時、高さ方向に中央位では U_c 、下端より $1/4$ においては U_d 、下端面近くを U_e と呼ぶ。 U_e は測定器が土中に入っているが、 U_b は土の外にある点に相違がある。中央位側面に接する測定器による間隙水圧を U_m とする。本研究の採用している値である。

1963年のASTMの会議に、このテーマに関する研究論文が集まり、活発な討議がなされた。

U_b は U_c より大きく計測される。この原因は、ペDESTALとキャップによる拘束が端面に大きな応力を与え、しかも側方への膨張を妨げるためである。端面にはグリースを塗布したゴム膜を置き、薄い円板で供試体と両載荷板とを縁切りすると共に、握いせん断速度を採用し間隙水圧を均等化すべしと述べている^{4),5)}。討論ではSchmidが、そのように不確実な間隙水圧値を使う有効応力理論や破壊基準を用いることはやめるべきであると述べている。

表-1によると、載荷板による拘束が存在したとしてもせん断変形が自由に生じていると認められる中央位の間隙水圧

U_c 、 U_m と、一般的な間隙水圧 U_b は異なるとの報告が大部分である。 U_c 、 U_m が他の部位より低いのが11例、逆に高いのが4例、等しいのは3例となっている。この数値、この傾向は重大事項ではない。何故ならば、ひずみの大きさで大小関係が逆転したり¹⁰⁾、ひずみ速度が小さくなると一致したり¹³⁾、OCRが大きくなると差が小さくなり¹¹⁾、ピーク前は差が小さくピーク後には差が大きくなる¹²⁾など、変動させる要因が多数見られるからである。土のダイレタンスは従来の測定方法、供試体からの流出入水量や下端面間隙水圧によれば、土質、密度、応力履歴に影響されることと認められている。 U_c や U_m が U_b とは値は一致しないまでも、その発生傾向は良く似ている事例が多い。間隙水圧勾配が存し圧密係数と時間が適合すれば、間隙水圧は一樣になってしまふ。しかし、間隙水圧は一樣になっても水が移動してしまい、試料の状態は不均一になっている。含水比の変動を細部にわたって実測して $U_c \approx U_b$ の証明とする研究もある⁷⁾。端部が拘束されている時間部が大きく、せん断域は狭く他の部分は破壊に至らない。中央部の含水比は高くなり上下端の含水比は低く(1.5%)なる。これは端部より中央部へ水が移動したため、従って $U_c < U_b$ であるという。

井上は、端面拘束力があってタル形に変形するとして教理的に U_c を算出して

表-1 供試体内間隙水圧に関する研究一覧

研究者	年	傾 向	土質・試験条件	測定器
Bishop	1960	U_b の不均一を示唆		
Bishop 他	1960	$U_b > U_c$	締固土	P
Whitman	1960	$U_b \approx U_c$	$\rho = 0.16 \text{ g/cm}^3$ $\rho_w = 1.0 \text{ g/cm}^3$ の粘土	
Crawford	1963	$U_b = U_d > U_c$		I
Blight	1963	$U_b > U_c$	ほとんどの土 $C_v = 10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{分}$	P
Gibbs	1963	$U_b = U_c$	締固土	
Richardson & Whitman	1963	$U_b > U_c$	高圧密土(N.C. o.c.) $C_v = 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{分}$ $\rho = 1.0, 2.10 \text{ g/cm}^3$	P + T
Rowe & Barden	1964	$U_b > U_c$	下の土 $I_p = 36\%$	含水比の変動
赤 井	1965	$U_e < U_c < U_d$	$\dot{\epsilon} = 0.2 \text{ g/cm}^3/\text{分}$	多孔管
内 田	1970	$U_b > U_c$		I
光 畑 他	1971	$e < 3\%: U_e < U_c < U_b$ $e > 3\%: U_e < U_c < U_b$	純粘土 $I_p = 47\%$	P
Josseaux	1972	$U_b > U_m$	大きな OCR と OCR 減少による土	T(表面)
Maguire	1975	$U_e < U_c$	ピン頂部の差 ピン径差大	
斉藤 他	1980	$U_c < U_b$ (0.64%) $U_b = U_c$ (0.04%)	無圧密土 $I_p = 48\%$	T(周辺部)
井 上	1981	$U_b > U_c$	締固土 $\rho = 0.45 \text{ g/cm}^3$	U_c 計算値
Hight	1982	$U_b = U_m$	$C_v = 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{分}$	T(表面)
藤田 ¹⁵⁾	1982	$U_b > U_c$	$\dot{\epsilon} = 2.2 \text{ g/cm}^3/\text{分}$	I

P: 針状ガラス管 I: 注射針 T: 電気変換器

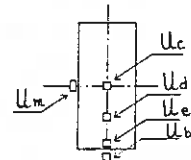


図-1 測定器の設置部位

る。締固土であるが U_b を実測したところ U_c が U_b の60%との結果を得た¹⁴⁾。

このように間隙水圧が不均一であるのは、応力ひずみが不均一であるからと認められており、ひずみの不均一さに関する研究も進められている。Balasbramianは鉛散弾を土中に埋めこみ、X線写真撮影によりせん断過程でのひずみ分布を得た¹⁵⁾。端面が粗の時 ϵ_a が4%まで、滑らかな時は ϵ_a が9%まで均一、その後不均一になる。両端に剛な部分が発生するのは圧縮試験時のみで伸張試験時には発生しない。

山口らは平面ひずみ試験において鉛散弾とX線写真を利用した¹⁶⁾。 σ_1/σ_3 ピーク以後のひずみ分布に対し、低 σ_1/σ_3 時のひずみ分布は比較的均一であるが一様とは認め難い。ピークを過ぎてひずみの卓越する部分が見られ、すべりが生じていると考えられる。Hightの有限要素解析によれば、端面やそれを底辺とする三角形の領域では鉛直応力が平均値と異なるに対し、三軸供試体の中央部とその周面の鉛直応力は均一で平均応力に等しく、軸荷重と断面積から直接計算できる。従って U_m が適切な値であるとしている¹⁶⁾。

端面のマスを軽減する方策がいろいろ採られているが、せん断領域がある狭い範囲に発生して、せん断がほとんど生じない部分が存在する。三軸試験と言えどもなかなか理想的な要素試験となれないのが実情と言えよう。

3 試料土と試験方法

3.1 試料土

市販粘土(岡山県笠岡産)を蒸留水と混合養生し、自立できる程度に再圧密して所要の寸法に切り出して用いた。再圧密期間は13~27日、圧密圧力は70~80 kPaであった。試料土の U_L は59.2%、 I_p は25.1%、比重2.666、活性度0.53である。粘土分66%、シルト分31%、3%の砂分があり、低塑性の粘土である。標準圧密試験によると、 C_s 0.088、 C_v 0.0153 cm²/分であった。

3.2 試験方法

通常の軸対称三軸試験において、供試体中央位側面に小型の圧力変換器を取りつけ、圧密非排水圧縮試験を行う。供試体(直径50mm、高さ120mm)には排水用3紙を巻きつけ、間隙水は半径方向に導かれる。3紙のプローブ部はくり抜かれており、プローブは排水経路とは直結していない。プローブは図-2に示すように、ポーラスストーン(直径6.7mm厚さ2.4mm)と目づまり防止用3紙を介して試料土にあたる。供試体は筒状の口(直径4.9mm長さ15mm)を有する特別製のゴムスリーブでおおわれ、オーリングによってシールされる。

プローブ本体は2g程度と軽量ではあるが、付属コードを保護している管の重量もあり、ゴムスリーブのみで支持できない。更にコード保護管は比較的剛であるため、図-3

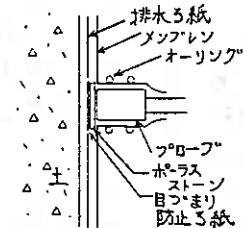


図-2 プローブの取付

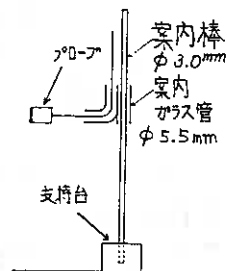


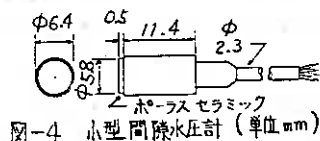
図-3 プローブの支持

のような支持機構を考案した。圧密とせん断中のプローブの水平、垂直の移動は、ガラス管の余裕と案内棒によって確保される。案内棒は抜き差しが容易でプローブ挿入後に設置する。

三軸セルが組立てられると供試体のフラッシング、B値の測定を経て圧密が開始される。圧密圧力は100、200、300、400kPaの4種である。48時間の圧密後非排水条件下で0.01mm分のひずみ制御にてひずみが15%を越えるまで圧縮する。偏差応力、下端と中央の向隙水圧、軸変位、側圧を記録する。圧密時より100kPaの背圧を負荷する。中央位における向隙水圧測定を除いて全く同一条件の三軸試験を実施して比較検討の資料とする。試験は原則として2個の供試体について実施し、挙動の再現性を計っている。

3.3 小型向隙水圧計

英国D社は図-4に示すとても軽量小型高出力の向隙水圧計を開発した。シリコンひずみゲージによるブリッジを組んだ微小のダイヤフラムのたわみによる出力電圧の変動により、流体圧力を計測する方式が採用されている。従って通常のデジタルひずみ計によって測定できることになる。多くの機関で行われているせん断試験においては、ひずみゲージ型変換器と自記記録ひずみ計により応力・変位が測定され、側面向隙水圧測定の追加は大変容易である。



デジタルひずみ計 (K社UCAMSBT) にプローブを結線した時、4枚ひずみゲージモードでは小らつきが大きかった。使用経験者の助言では、定電圧装置とデジタルポルトメーターの組合せが良い結果を得ているので、デジタルひずみ計の直流電圧モードで測定し安定な値を得るようになった。

メーカーから2.302mV/V/barのような校正係数が提供されている。直流電圧モードの場合出力電圧の大きさに応じて供給電圧のレンジが選択されるので、国産圧力変換器2個により独自に検定した。すなわち、三軸セルを組立て、側圧 σ_f 、下端面向隙水圧 U_b 、そしてペDESTAL付近においたプローブによる水圧 U_m の3項目を、空気圧0~500kPaの範囲で計測した。ペDESTALとプローブは脱気水に浸し、三軸セル内にて再度脱気をしてプローブ内の気泡を追い出す。 σ_f と U_b はそれぞれの変分 $\Delta\sigma_f$ 、 ΔU_b がほとんど等しいことを確認できるので、位置水頭に大差のない U_b をプローブの読み $R(U_m)$ と関連づけることとした。

現在プローブは2個あり、1号2号と呼ぶ。1号は200kPaを境にして2本の直線により表示される。圧密・せん断に使用前後において同一の検定結果が得られ、ヒステリシスの影響はないと言える。無負荷時の読み $R(U_m)_0$ に0.03mV程度の誤差がみられたが、100kPaに達するまでに共通検定曲線にすりつき、背圧を100kPa負荷していることから十分実用に耐える精度を持つと言える。2号は500kPaまでの範囲を1本の直線で表示することができる。しかし、初期値 $R(U_m)_0$ が日時を経ると変化する場面のあることが観察された。ダイヤフラム設定の不確実、水中使用によるもれからの絶縁不良等が考えられようが、原因は不明であり対応策を模索しながら測定している。 $R(U_m)_0$ が変動しても検定曲線の傾きは変わらず切片のみ変わる。そ

れゆえセット時のB値測定データを利用して切片を決定し U_m の計算に供した。

圧密過程において側面の空隙水圧 U_m が下端面空隙水圧 U_b に比して、消散が異常に遅いあるいは逆に上昇し、ついには側圧 σ_r より大きな値を示す事例が観察された。この現象はすべてプローブ1号を用い、側圧300kPa以上の場合に生じ、200kPaでは生じなかった。図-5がその代表例である。图中○印が U_m を表わし、400分以降上昇している。△印は U_b を表わし、単調に消散を続けている。

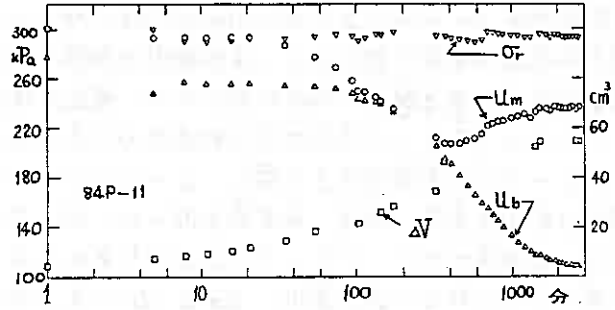


図-5 異常な U_m 値の検出

□印はビュレットへの排水量である。側圧▽印はほぼ一定である。図-6は側圧が200kPaの場合で、 U_b 、 U_m 共に単調に消散していることが分る。

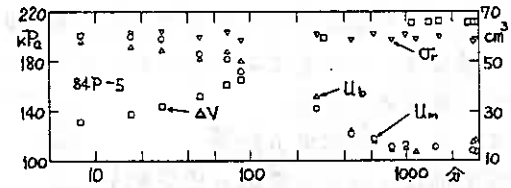


図-6 正常な U_m 値の検出

この現象の原因として、プローブ前面のポーラスセラミックの目づまりを疑い、供試体とプローブの間に紙と小さなポーラスストーンを置いた。しかし同様に U_m は U_b よりはるかに大きな値を示した。この現象の生じた試験直後にポーラスセラミックを清掃することなく検定した時、従来と同様即座に応答し、検定曲線も同一と認められ、目づまりではなかった。このプローブの使用経験者によると、同じ現象を体験し、ポーラスセラミックが供試体に押しつけられたわみ、その背後のダイヤフラムに直接接触するためであった。プローブ1号を平担なもので押しつけてみると出力値が増大し加圧されていることを示す。他方2号を押しつけてみても出力値は変化しないことが確かめられた。Hight¹⁶⁾によれば、セラミックとダイヤフラムの間は体積1mm³距離50μm位の空間であるという。セラミックが薄いとなわんで接触することは十分可能性があるろう。

4 試験結果と考察

4.1 B値の測定

試料土の飽和の程度を推定するための空隙係数 B を計算することが通常行なわれる。本研究で採用されている試料作成法(予圧密法)は飽和試料の供給に十分の実績を有している。水中セットではなく大気中セットである。供試体の二次フラッシングが完了すると非排水状態のまま側圧を増加($\Delta\sigma_r$)させる。20分後における空隙水圧増分 ΔU_b と $\Delta\sigma_r$ の比 B 値は0.97~1.00であった。中央

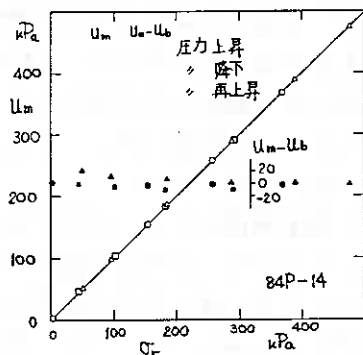


図-7 等方応力による空隙水圧応答

位向隙水圧 U_m に関するB値 ($\Delta U_m / \Delta \sigma_r$) は0.98~1.06であって、プローブによる向隙水圧測定は良好であること、供試体内の向隙水圧が均一に発生していることが推察される。1.00を越える場合があるのは、検定の後で解れたように、 $R(U_m)_0$ に少しヒステリシスらしき状況がみられるためと考えている。

プローブ2号を使用するに際し、モールドによって成形した供試体に対して、段階的に側圧を負荷、除荷、再負荷を行った。図-7にその結果を示す。白板きは U_m と σ_r の関係であり、プローブが等方応力変化によく応答していることが分る。黒く塗りつぶされている記号は、 U_m と U_b の差を示している。供試体自身の異方性がなければ両者は等しいはずである。 σ_r が100kPaまでは少し差を示すこともあるが、100kPaを越えるとそれほどの差は見られず、試験範囲内では U_m 、 U_b 、 σ_r の3つの値は等しいと言えよう。プローブ1号について同様の試験を実施し、尚一層良好な一致をみている。

4.2 圧密中の応答

圧密過程における挙動の典型例を図-8に示す。 U_b に着目すると3~5時間で50%、8~24時間で90%の圧密が進行している。排水量に着目した圧密度ではもっと早く圧密が進行している。このことは、 U_b の測定は下端面中央の小断面を通じて行なわれ、一方側方排水であり中心部の圧密進行は遅れていることによる¹⁹⁾。 U_m は U_b よりやや遅れて圧密が進行している例が多い。前述のように、中心は遅く周辺程早いはずであるが、排水用ろ紙が約15mm四方切り取られているので、排水路はやや上下成分を持ち排水距離が長くなる。それゆえ U_b の方が少し早目に消散すると考えている。

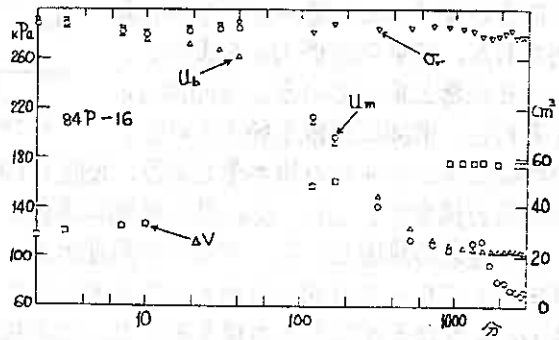


図-8 圧密時の挙動

28時間を過ぎる頃より、 U_m の値が背圧を下回るようになった。 U_b の値は背圧を下回ってはいない。この現象の原因は未解明である。

4.3 せん断中の応答

圧密後の非排水圧縮せん断中の挙動について検討してみる。偏差応力 \sim ひずみ関係は、正規圧密粘土の典型的特徴が表われている。すなわち1~2%のひずみまでは偏差応力は急速に増大し、正割係数E50はこの領域で求められる。ひずみが5~7%を越えると偏差応力の増大はほんのわずかとなり定常状態となる。この間の領域は滑らかな曲線関係にある。圧密圧力 σ_c の低い場合には、後半部の偏差応力の増加率の低下が違かった。

下端面間隙水圧 U_b はひずみの関係と同じく、正規圧密粘土特有の形状が得られた。すなわち、ひずみの進行と共に正の間隙水圧が急速に発生し、5~7%で定常状態に入りその後はそれほど増大しない。単調に正值であり、測定誤差以上に減少に転ずることはない。しかるに中央位側面の間隙水圧 U_m の挙動は一律ではなく、種々の形態がみられた。図-9~12に示す代表事例について検討する。

図-9、10は有効圧密応力 σ_{rc}' 100kPaの場合である。図中の実線は ΔU_b 、白丸は ΔU_m であり、 σ_{rc}' で除し正規化している。2つの事例において、間隙水圧 ΔU_m は ΔU_b と同様に単調に増加し、定常状態に至る。図-10の例では ΔU_m は ΔU_b とほとんど一致していた。図-9の例では、 ΔU_m が ΔU_b より高い値を示している。せん断に先行する圧密過程では、 U_m は U_b に酷似した値を示し、その直後の試験においてプローブの異常は認められなかった。但し、初期値 $R(U_m)$ が低目であったことが記録に残っている。これはプローブ1号によって測定されており、前述のように、 $R(U_m)$ の変動は小さく、変動があっても100kPaを越えると共通の検定曲線が適用できると考えている。従って現在のところ、図-9の $U_m > U_b$ が正しいのかそれとも図-10の $U_m = U_b$ が正しいか断定するには至らない。

図-11、12は有効応力 σ_{rc}' 200kPaの場合である。図-11はプローブ1号による、図-12はプローブ2号による結果である。図-11では、 ΔU_m はせん断開始直後に負の値を示し、ひずみが1%付近で増加に転じ、3%付近で零に回復しその後は単調に増加し、9%以降では大よそ一定を示している。これに対して既に示したように、 ΔU_b は単調に増加しており、 ΔU_m の挙動とは異なっている。

既往の研究に見られるように、三軸試験における端部拘束の軽減は難しく、端部の応力は平均値より高く、膨張は生じにくい。中央部は平均的応力に近く、側方への膨張も容易である。従って ΔU_m は ΔU_b に比して小さくなると推測され、試験結果はその傾向を具体化している。それにも拘わらず疑念を持たざるを得ない理由は、せん断に先行する圧密過程の途中から U_m が上昇したこと、 $\sigma_{rc}' = 300, 400$ kPa で同様に U_m が上昇したり残留して、その後せん断中の ΔU_m が大きな負の値を示したことである。

プローブ1号が $\sigma_{rc}' > 200$ kPa において不適格と認め、プローブ2号にて追試験を行ない図-12を得た。せん断の初期でわずかに負値となるが速やかに正值に戻り、やや ΔU_b より大きくなる。ひずみが3%以降では ΔU_b より低くなりほぼ一定値を示す。その後他の圧密応力における実施中、絶縁不良と推測される状況となり、デー

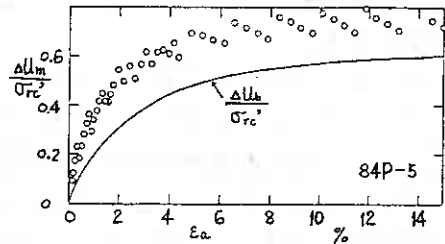


図-9 せん断時 間隙水圧挙動 (例1)

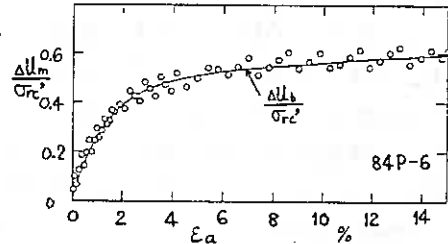


図-10 せん断時 間隙水圧挙動 (例2)

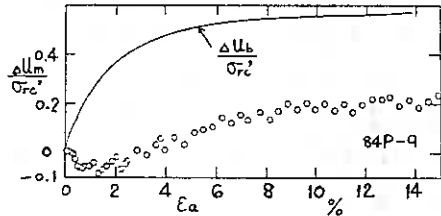


図-11 せん断時 間隙水圧挙動 (例3)

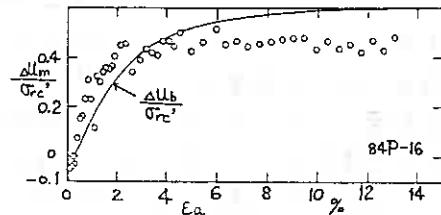


図-12 せん断時 間隙水圧挙動 (例4)

ターが得られていない。資料数が不足でまだ結論を得るには至らず、今後の研究を必要とする。

4.4 プローブ設置による影響

プローブにより正確なその位置の空隙水圧が測定されるとしても、プローブの設置によってせん断挙動そのものが有意な影響を受けるのであれば、プローブによる空隙水圧測定の意義は大きく損われてしまう。そこで、偏差応力 \sim ひずみ、下端面空隙水圧 \sim ひずみ（比較に際しては圧密圧力で除した正規化値を用いている）、せん断強さ、強度パラメーター c' 、 ϕ' 、破壊時空隙水圧へのプローブ設置の影響を調べる。

同一条件の試験を2回ずつ実施することを原則としているが、有効圧密応力100 kPaの場合の偏差応力とひずみの関係において不一致が見られた。初期の立上り後ひずみが2%まで一気に急勾配をなす場合と、1%から傾きが緩くなり、なかなか明白な破壊を示さない場合の2通りである。その他のケースについては、2回の試験にてほとんど同一とみられる関係曲線が得られた。

下端面空隙水圧 ΔU_b とひずみの関係は、プローブ有りでもわずかに高目が2例、わずかに低目が3例、一致が3例であった。形状それ自体は全く同一であること、繰り返しによる差異と同程度の差異であることを考慮に入れるならば、プローブの存在は、空隙水圧 \sim ひずみ関係に大きな影響を与えないと言えよう。

しかしながら、小型と言うもののプローブの存在が全く影響が無いとは感情的には納得できないことも事実であろう。プローブによる影響が、プローブの取り付け技能の巧拙による可能性も十分にある。細いゴム筒にプローブを挿入すること、その上に小さなオーリングをかけることはかなり難しいことであり、試行錯誤で供試体に乱れを与えぬより良い方法を模索しながら実施してきたのである。なお、既往の研究では、各種プローブを挿入しないしは接触させることによる影響は皆無ではなからうが、供試体の乱れはわずかであるとして、データの比較を取り上げず、同一供試体内の位置による空隙水圧の違いのみを論じている。

破壊時の各種応力を図-13～15に示す。図中の破線は、プローブの無い場合の測定値に対して直線をあてはめたものである。

強度常數 c' 、 ϕ' については図-13のように、低圧部の測定点が破線よりやや上方にある以外は同一曲線を適用できよう。試料作成時の応力と破壊時有効応力が近くやや過圧密状態の効果が出て c' が少し見られるのであろう。全体として眺める時

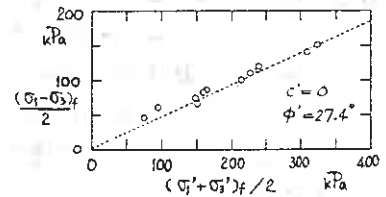


図-13 強度常數の決定

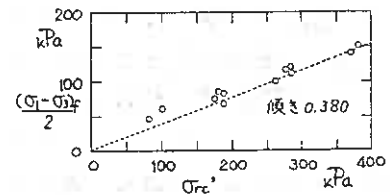


図-14 圧密による強度増加

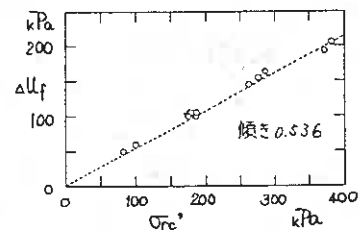


図-15 破壊時空隙水圧

プローブの存在の影響は無いと言える。

圧密応力と非排水せん断強度の関係を図-14に示す。原点を通る直線をあてはめるならば、図中の破線が十分であろう。圧密応力の低い場合にこの破線は不適切であるが、プローブが無い時にもやや高目のせん断強度が得られていることを考え合わせると、プローブの影響はないとみなせよう。

破壊時間隙水圧を圧密圧力に対してプロットすると図-15が得られる。一つの直線関係を有し、しかもプローブの有無に左右されないことが明らかである。

ひずみが小さく破壊が生じていない中間過程では、プローブの存在が土の変形にやや影響を与えるかもしれないが、破壊時のように10%を越えるひずみが発生してしまうと、プローブは特別の影響をもはや与えないのであろう。

5 まとめ

三軸供試体中央位側面に小型電気圧力変換器を設置して間隙水圧 U_m を測定し、下端面にて測定した間隙水圧 U_b との比較を試みた。

この変換器は小型軽量でせん断挙動への影響はとても小さく、プローブの設置はせん断に影響を与えないとみなせる。破壊時の応力についても、同じく影響はほとんどみられない。

現在までのところ、 U_m の測定にはまだ解決すべき点が残っている。①変換器前面のポーラスセラミックが薄く、ダイヤフラムとの間隔が狭く、応力が作用してセラミックがたわみダイヤフラムに接触し、測定不能になる品がある。②防水に細心の注意を払わなければならない。③半導体ゲージ変換器を通常のひずみ計で測定する方法の確立等である。

正しく測定されたと推測される $U_m \sim \epsilon_a$ 関係を $U_b \sim \epsilon_a$ 関係と比較すると、一致する場合、 U_m が終始大きい場合、 U_m が最初大きく後小さくなる場合などいろいろの事例があり、先行研究者の成果を踏まえつつ、種々の条件における測定を実施して、整理検討しなければならない。

本研究におけるデータは、田中宏治、高橋達也両君が卒業研究として、筆者らの指導の下に実施して得られた。小型圧力変換器はメーカーから寄贈された。使用に際しての留意点、使用経験について、D.W.Hight (Imperial College)、高橋政一 (応用地質調査事務所)、奇藤邦夫 (東京工大) 各氏より資料、コメントを戴いた。ここに記して深甚の謝意を表します。

- 1) Bishop, A.W. [1960] The measurement of pore pressure in the triaxial test: Conf. on pore pressure and suction in soil pp 38~46
- 2) Bishop et al [1960] Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils: Research conf. on shear strength of cohesive soils pp 507~532
- 3) Whitman, R.V. [1960] Some considerations and data regarding the shear strength of clays: Research conf. on shear strength of cohesive soils pp 581~614

- 4) Blight, G. E. [1963] The effect of nonuniform pore pressures on laboratory measurements of the shear strength of soils: ASTM STP361 pp173~191
- 5) Crawford, C. B. [1963] Pore pressures within soil specimens in triaxial compression: ASTM STP361 pp 192~199
- 6) Richardson & Whitman [1963] Effect of strain-rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded clay: Geotechnique Vol.13 pp310~324
- 7) Rowe & Barden [Jan 1964] Importance of free ends in triaxial testing: ASCE Vol.90 SM1 pp1~27
- 8) 未井浩一 [Nov. 1965] 三軸試験における間隙水圧測定の諸問題: オ10回土質工学シンポジウム pp125~129
- 9) 内田一郎他 [Jun 1970] 不飽和土三軸圧縮の局部間隙水圧について: オ5回土質工学研究発表会: pp449~452
- 10) 北郷, 八戸 [Feb 1971] 三軸圧縮試験における間隙水圧分布と端部拘束の除去に関する研究: 技術報告資料 No.11 pp 41~48
- 11) Josseume, H. [Dec. 1972] Influence des gradients de pression interstitielle sur les résultats de l'essai triaxial: Rapport de recherche No.21 LCPC p.51
- 12) Maguire, W. M. [1975] The undrained strength and stress strain behaviour of brecciated upper Lias clay: Ph D Thesis Imperial College
- 13) 齊藤邦夫ら [Jun 1980] 三軸試験における供試体内部の間隙水圧挙動について: オ15回土質工学研究発表会 pp409~412
- 14) 井上宗治 [Dec 1981] 三軸圧縮供試体内の間隙水圧分布について: 農業土木学会論文集 96号 pp 49~57
- 15) 藤田弘毅 [Feb 1982] 供試体内部の間隙水圧の測定: 函館高専土木学科卒業研究論文
- 16) Hight, D.W. [Dec 1982] A simple piezometer probe for the routine measurement of pore pressure in triaxial tests on saturated soils: Geotechnique Vol32 No.4 pp 396~401
- 17) Balasbramanian, A.S. [Mch 1976] Local strains and displacement patterns in triaxial specimens of a saturated clay: Soils and Foundations Vol16 No.1 pp101~114
- 18) 山口柏樹ら [Oct 1979] 平面ひずみ供試体内のひずみ分布性状について: オ34回土木学会 年次学術講演会 III pp.27~28
- 19) 佐野信彦 [Feb 1981] 外放射流圧密の標準圧密試験結果との比較: 技術報告資料 No.21 ^{pp105} ~112

北大工学部 三田地 利之
北大工学部 工 藤 豊
北大大学院 ○木 嶋 行宏

1. まえがき

三軸伸張条件下での粘性土のせん断特性に関する研究が、近年、多方面においてなされてきている。通常の三軸試験では、供試体の側方に排水用のろ紙を巻き、排水を半径方向に強制させる側面排水で実験を行うことが多い。その場合、圧縮試験では短冊状、伸張試験ではらせん状のろ紙を使用し試験を行ったものが過去にいくつか報告されている¹⁾²⁾³⁾。中井らの研究⁴⁾では、側面排水と上下端面排水で伸張試験時にどれだけの強度の差があるかを報告している。しかし、これらの研究では側面排水におけるろ紙形状の変化が伸張強度に及ぼす影響までは述べておらず、この種の問題を正面から取り組んだものは少ないようであるが、伸張試験の多くの場合、らせん状ろ紙が使用されているのは、測定される軸力に及ぼすろ紙自体が発揮する強度(ろ紙の引張強度)の影響を軽減させるためである。

そこで、筆者らは、供試体に従来使用されている短冊状のろ紙を含めた3種類の異なる形状のろ紙を使用して実施した等方正規圧密非排水伸張試験結果を比較し、ろ紙形状が、供試体の圧密時および非排水伸張せん断試験時の挙動に及ぼす影響について検討した。

2. 試料および実験方法

2-1 試料の物理的性質および供試体のセット方法

本実験で用いた試料は、勇払郡早来町安平から採取した自然粘性土であり、物理的性質は、 $LL=63\%$ $PI=30$ $G_s=2.65$ である。採取した試料は、蒸留水を加え、 $420\mu\text{m}$ ふるいを通した後、養生した。供試体は、このように準備した泥水状態の粘性土を十分攪拌した後、真空で予備圧密セルに導き、十分脱気し 80kPa の鉛直応力で約2週間、予備圧密して得られた。

予備圧密後の粘性土を、水平方向に切り出し、直径 50mm 、高さ 120mm の円柱形供試体に成形し、供試体周面には厚さ 0.2mm のろ紙(TOYO NO.2)を巻き、排水を半径方向に強制した。その後、水中で厚さ 0.2mm のメンブレンを被せ、三軸セルにセットした。水中でのセットは、ろ紙およびメンブレンと供試体の間に入った空気を除去するためであり、供試体の飽和度も 100% に維持される。また、供試体端面には、摩擦の影響を軽減させるために、シリコングリースを塗布したテフロンシートを置いた。

2-2 実験方法および実験の種類

試験中の軸力は、三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸変位量はひずみゲージ式変位変換器で、側圧と間隙水圧はひずみゲージ式圧力変換器で測定した。

なお、間隙水圧は下端中心部において測定した。また、軸力制御には、ペロフラムシリンダーを、側圧の制御には、エアーレギュレーターを用いた。

実施した試験は、すべてC I U E試験(等方圧密非排水伸張せん断試験)であり、圧密開始時より 100 kPa のバックプレッシャーを載荷した。また、せん断に先立つ圧密過程においては所定の圧密圧力まで 12 時間間隔で段階的に載荷を行った。その後の圧密時間は、圧密圧力(全応力) 300および400kPaの場合 12~16時間、500kPaの場合で24~28時間、

600kPaの場合 36時間とし、過剰間隙水圧が95%以上消散するのを待ってせん断を開始した。(図-1参照)

せん断は、ひずみ速度 0.04 %/min のひずみ制御による側圧一定の非排水三軸伸張せん断試験である。試験期間を通して室温は、20℃±0.5℃に制御されている。

実験の種類は、以下のとおりである。なお、ろ紙形状については後述する。

1) C I U E_n試験

図-2に示すようなスリットを入れたろ紙をN-Typeとした。このろ紙を供試体周面に巻きつけ、等方応力条件で所定の有効圧密圧力まで圧密し、その後非排水伸張せん断試験を行った。

有効圧密圧力: 200, 300, 400, 500 (kPa)

2) C I U E_a試験

図-3に示すように平行四辺形をくり抜いた形状をしたろ紙をA-Typeとした。このろ紙を供試体周面に巻きつけ、等方応力条件で所定の有効圧密圧力まで圧密し、その後、非排水伸張せん断試験を行った。

有効圧密圧力: 200, 300, 400, 500 (kPa)

3) C I U E_b試験

図-4に示すように平行四辺形に枝葉のついた形状をしたろ紙をB-Typeとした。このろ紙を供試体周面に巻きつけ、等方応力条件で所定の有効圧密圧力まで圧密し、その後、非排水伸張せん断試験を行った。

有効圧密圧力: 200, 300, 400, 500 (kPa)

本報告では、ろ紙形状の変化による伸張強度への影響を比較検討するために、上記の各試験における応力条件はすべて同じであり、ろ紙の形状のみが異なっている。

2-3 ろ紙の形状

本報告で用いた3種類のろ紙形状を図-2~図-4に示した。図中における α は、供試体側面積に対するろ紙の占める面積の割合であり、

DAY	TIME	全応力表示による側圧 (kPa)			
		300	400	500	600
1		130			
2	9:00	150			
	21:00	170			
3	9:00	200			
	21:00	230			
4	9:00	260			
	21:00	300			
5	9:00	Shear	340		
	21:00		400		
6	9:00		Shear	500	
	21:00				600
7	9:00			Shear	
	21:00				
8	9:00				Shear

Fig. 1

$$\alpha = \frac{\text{供試体に接触するろ紙の面積}}{\text{供試体の側面積}}$$

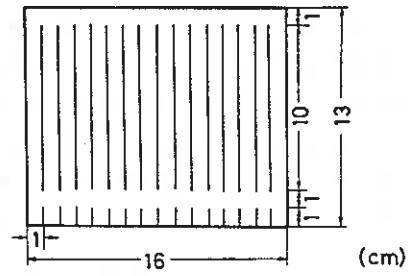
で表されるものである。以後、この α を、面積率と呼ぶこととする。

図-2に示すN-Typeのろ紙は、 $\alpha = 100\%$ であって、通常の三軸圧縮試験に広く用いられているもので、供試体内部に存在する水が半径方向に一様に排水されるという長所を持っている。また、短冊状のスリットを入れたのは、供試体が破壊するとき、ろ紙による拘束を小さくするためである¹⁾。

図-3に示すA-Typeのろ紙は、 $\alpha = 43\%$ であって、三軸伸張試験においてこれと類似の形状のものがしばしば用いられている。これは、供試体に巻きつけたとき(図-5参照)に、ちょうど、らせん状となるようにしたものである。これにより供試体が破壊に至るまでの間に上下方向に伸びても、ろ紙自体が発揮する張力の影響が軽減されるものと考えたものである。ただし、面積率が小さいために、粘土の透水係数と、ろ紙のそれとの相対的大きさによっては、圧密中の間隙水圧の消散にかかる時間が長くなるという短所が推測される。

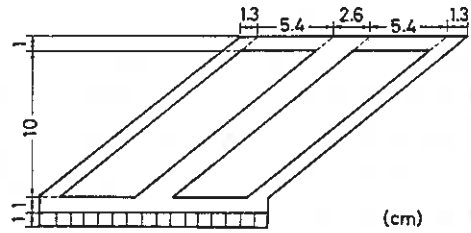
図-4に示すろ紙は、B-Typeとしたものであり、 $\alpha = 61\%$ である。このろ紙はA-Typeを改良したもので、面積率を大きくしたもので、すなわち、集水面積を広くしようとしたものである。

比較した3種類のろ紙は、すべて供試体周面に巻きつけてあるため、供試体内部の水が排水される方向は供試体の半径方向となり、排水方向の条件に関してはすべて同一とみなされる。



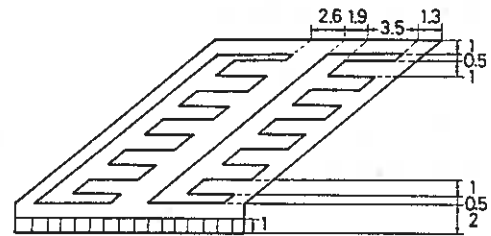
N-Type $\alpha = 100\%$

Fig. 2



A-Type $\alpha = 43\%$

Fig. 3



B-Type $\alpha = 61\%$

Fig. 4

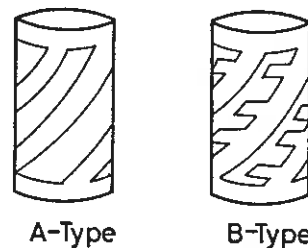


Fig. 5

3. 実験結果と考察

3-1 圧密特性

図-6は、本報告において用いた試料の有効圧密圧力 p'_0 と含水比 w の関係の一例

として、最終圧密圧力 500 kPa のものを示している。初期部分において 3 種類の実験を比較すると、わずかに、ばらつきがみられるが、これは、初期含水比の違いによるものであって、圧密圧力の増大とともにその影響がほとんど消失して、 $W - \log P_c$ 関係は一本の直線関係を示している。つまり、ろ紙の形状を変化させても、圧密終了時の有効圧密圧力と含水比の関係は変わらないといえることができる。

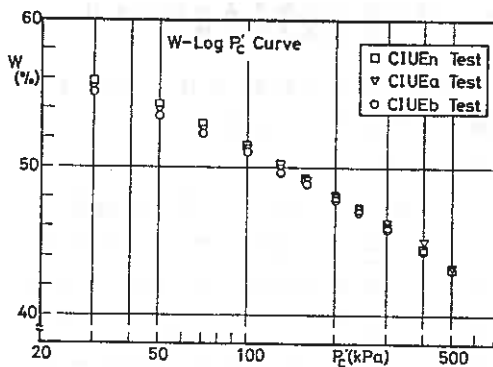


Fig. 6

図-7 および図-8 に、ろ紙形状を変化させたことによる圧密特性への影響がもっとも大きいと考えられる圧密度 (U) - 時間 (t) 関係を示した。ここで、 U は、圧密圧力の増分 $\Delta \sigma'$ とそれによって発生した間隙水圧増分 Δu を用いて次式で表されるものである。

$$U = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma'}$$

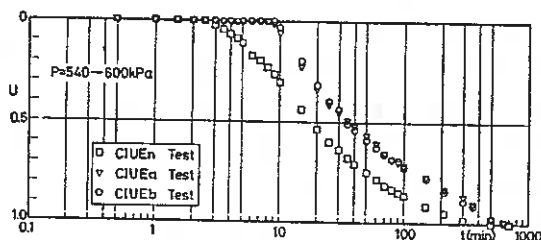


Fig. 7

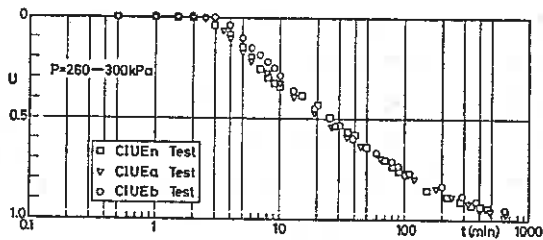


Fig. 8

図-7 は、低い圧密圧力の場合の一例であり、図-8 は、高い圧密圧力の場合の典型的な挙動を示したものである。図-7 からわかるように、低い圧密圧力の場合には、ろ紙の形状の違いによる間隙水圧の消散速度の違いは、ほとん

どみられない。それに比べて、図-8 の高い圧密圧力の場合には、面積率の低い A-Type、B-Type は、N-Type より間隙水圧の消散速度が遅い。一般に圧密圧力が高くなるとろ紙の透水性が低下するということが知られている⁽¹⁾。低い圧密圧力の場合には、粘土の透水性よりもろ紙の透水性はるかに大きく(約 100 倍位異なる)、面積率が違ってもスムーズに排水され消散速度に違いが生じないものと考えられる。一方、高い圧密圧力の場合には、ろ紙の透水性が低下しているため、面積率の大きくかつ供試体下端に置かれたポーラスストーンまでの距離の短い N-Type のろ紙の間隙水圧消散速度が他より速くなっていると考えられる。

3-2 セン断特性

図-9 (a)~(d) は、それぞれ 3 種類の試験についての非排水せん断中の発生間隙水圧を圧密圧力で無次元化した $\Delta u/P_c$ と軸ひずみ ϵ の関係を、最終有効圧密圧力ごと

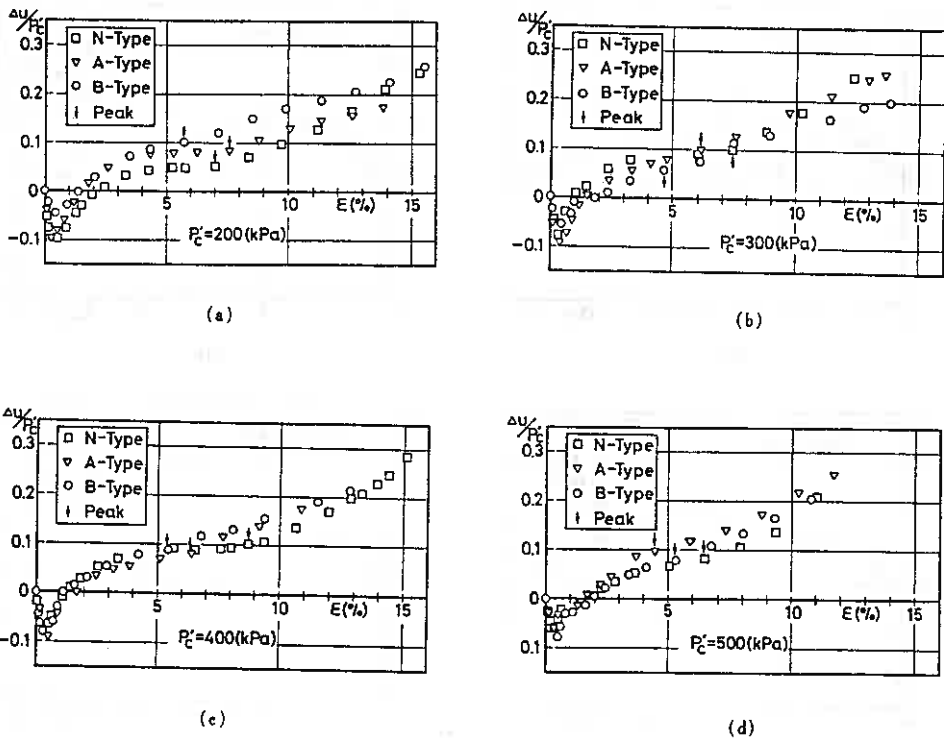


Fig. 9

に示したものである。すべての図において軸差応力のピーク後の発生過剰間隙水圧の挙動は、ろ紙形状の違いにより、わずかながら違っているようにも見えるが、一定の傾向は見られない。

つぎに、軸差応力 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ を圧密圧力 P_c で無次元化した q/P_c と軸ひずみ ϵ の関係を図-10 (a)~(d) に示す。これらの図も図-9と同様に、実施した試験すべてについての実験結果を最終圧密圧力ごとに示し比較したものである。

まず、図-10 (a)は、最終有効圧密圧力 $P_c = 200 \text{ kPa}$ のせん断結果をそれぞれのTypeのろ紙で比較したものである。A-Type, B-Typeの応力~ひずみ曲線は、ほぼ同じ曲線形を描いているのに対して、N-Typeの応力~ひずみ曲線は、2本の曲線に比べてやや上側に位置している。しかし、 $q/P_c \text{ max}$ のときのひずみは、3種類の試験において、約1%程度の違いしかない。図-10 (b)は、 $P_c = 300 \text{ kPa}$ のせん断結果を比較したものである。応力~ひずみ曲線の形状の違いは、図(a)よりも鮮明にあらわれている。つまり、A-Type, B-Typeでは、ほぼ同じ曲線、N-Typeのみが異なる曲線となっている。さらに、図(a)においては明瞭でなかったが、ピークの少し手前 ($\epsilon = 4\%$ 前後) までは、N-Typeも他Typeと同じ挙動を示しており、その後、N-Typeの応力~ひずみ曲線のみが、上方に移動して行きピークに達している。すなわち、ろせんTypeのものよりも強度が高いとみることができる。図-10 (c), (d)は、それぞれ、 $P_c = 400 \text{ kPa}$

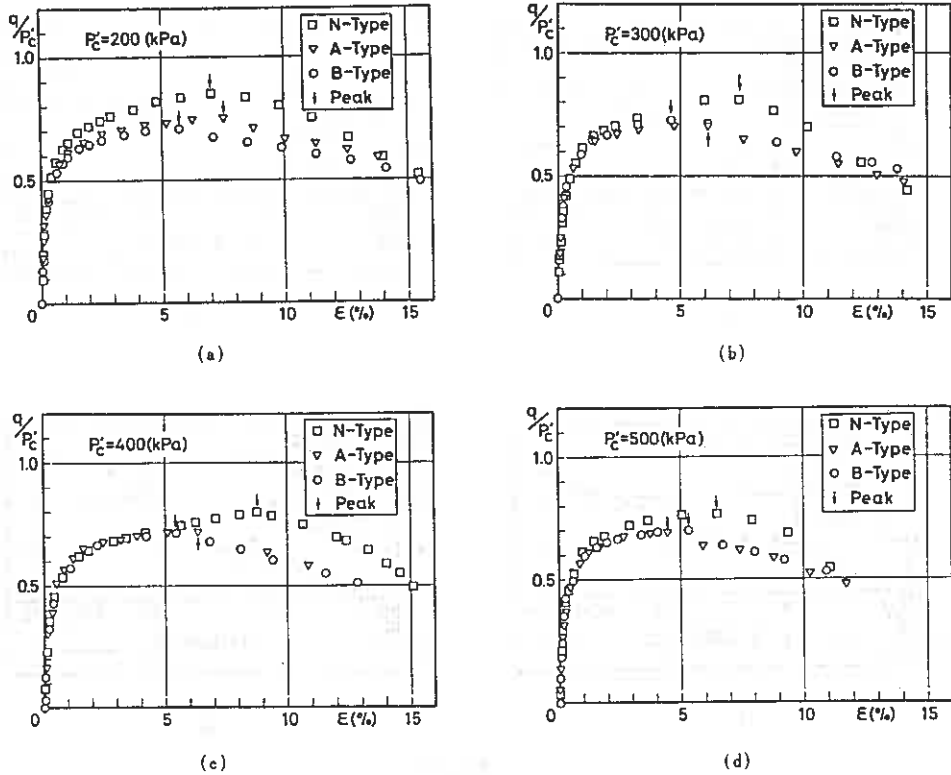


Fig. 10

と $P_c' = 500$ kPa のせん断結果を比較したものであり、図-10 (a), (b)と同様の結果があらわれている。

つぎに、ピーク後のそれぞれの応力～ひずみ曲線の挙動についてみると、(a)～(d)のいずれにおいても A-Type, B-Type に比べて N-Type では、 q/P_c' の著しい減少がみられる。

図-11 は、 $(q)_{max}$ を破壊と考えたときの非排水せん断強度 $S_u (= q_{max}/2)$ と圧密圧力 P_c' の関係を表したものである。

図-9, 10 でみられたように、N-Type のろ紙の場合の S_u は、A-Type B-Type の場合の S_u に比べて 17 kPa 程度高くなっているのがわかる。また、A, B-Type における $S_u \sim P_c'$ の関係は、ほぼ原点を通る直線関係であらわされる ($S_u/P_c' = 0.35$) が、N-Type の S_u/P_c' の関係は、A, B-Type の直線と傾きがほぼ等しく、 S_u 軸に切片 (17 kPa) をもつ直線と考えることができる。

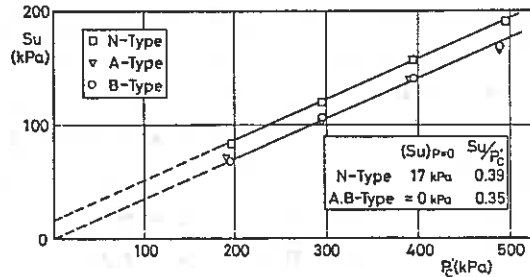


Fig. 11

図-12は、破壊時の $(\sigma_1 + \sigma_3)_f \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を示したものである。この図において、A、B-Typeのろ紙における $(\sigma_1 + \sigma_3)_f \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 関係は、同一の直線で表すことができるが、N-Typeのろ紙におけるそれは、A、B-Typeとは異なる直線となった。

以上の結果をまとめるとN-Typeのろ紙を用いた場合の応力～ひずみ～強度特性は、A、B-Typeのそれと異なるということになる。このような差を生じる原因の一つとして伸張試験時の供試体に生じるnecking(供試体が局部的に細る現象)の影響が考えられる。

そこで、図-13にせん断時の供試体に生じるneckingの位置をそれぞれのろ紙Typeについて示した。図の(a)が、N-Typeのもの、(b)がA-Type、(c)が、B-Typeである。

図に示すように、A-Type、B-Typeはneckingが供試体中央部に近い部分で生じるのに対して、N-Typeでは、上端付近で生じる。neckingは、供試体内部の弱い部分にひずみが集中して生じるものと考えればA、B-Typeのろ紙を巻いた供試体では、図に示すようにろ紙で覆われていない部分を中心にneckingが生じているというように説明が付き、また、供試体局面全体がろ紙で覆われているN-Typeにおいて、上端付近でneckingが生じているのは、セット時に上端部が最も乱れの度合いが大きい部分であるからと考えられる。

もし、供試体にろ紙が巻かれていないならば、neckingの発生位置はN-Typeのものと同じになると考えられ、A、B-Typeのろ紙の場合にneckingが中央部で生じるのは、供試体としての弱点である上端部がろ紙で全面カバーされ(図-5参照)、保護されたことによるものと考えられる。

結論として、ろ紙の形状は粘性土の伸張試験における応力～ひずみ～強度特性に少なからぬ影響を及ぼすということが認められた。

4. まとめ

以上の結果を簡単にまとめると以下のようになる。

- 1) 初期含水比が等しい同質の粘土ならばろ紙形状を変化させても、 $w \sim \log p_c$ 関係は、一本の直線で表される。

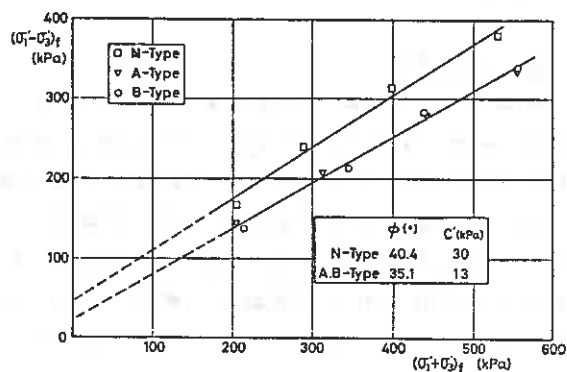


Fig. 12

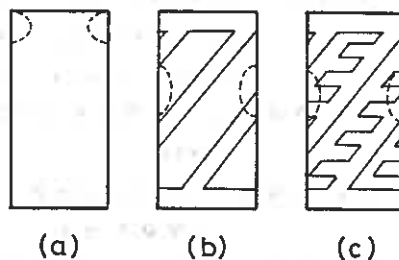


Fig. 13

- 2) 圧密度と時間の関係は、ろ紙の形状(面積率)と圧密圧力の大きさに依存する。
- 3) ろ紙形状の変化は、粘性土の応力～ひずみ～強度特性に少なからぬ影響を与える。

5. あとがき

本報告では、ろ紙の形状を変えることによってneckingの発生位置が異なることとなり、らせん状のろ紙を使用した供試体の伸張強度が過小評価されているのか、短冊状のろ紙を使用した供試体の伸張強度が過大評価されているのか、明確にできなかったが、ろ紙の形状で強度のみならず応力～ひずみ曲線にも無視できない違いがみられることが明確となった。なお、本報告は、本学4年目学生 菅原 昌宏君の卒業論文のために行なわれた実験の一部をとりまとめたものであり、実験およびデータ整理にあたって同君に負うところが大きい。ここに記して謝意を表す。

<参考文献>

- 1) T.Berre : Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute, N.G.I Publication No.134, 1981 (A.S.T.M, Geotechnical Testing Journal Vol 5, 1982)
- 2) 半沢 秀郎ら：沖積海成粘土の強度の異方性，土と基礎 Vol 32 No.11, 1984
- 3) 軽部 大蔵ら：Extension状態を主とした飽和粘土の力学的特性，第9回土質工学研究発表会，1974
- 4) 中井 照夫：粘土の三軸伸張試験におけるろ紙の張力，土と基礎 Vol 31 No.7, 1983
- 5) 土質工学会編：土質試験法，第6編 第4章，1979
- 6) 吉国 洋，中堂 裕文：ろ紙の透水性が円柱供試体の三軸圧密過程に及ぼす影響，第20回土質工学シンポジウム，1975

異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動の予測

北大工学部 三田地 利之
北大大学院 ○中 嶋 徹
北大大学院 木 嶋 行宏

1. まえがき

筆者らはこれまで、異方圧密履歴を受けた粘土について各種応力経路で排水せん断試験を行い、変形特性、塑性ポテンシャルの応力経路依存性、ひずみの重ね合わせについて考察してきた。その結果、異方圧密履歴を受けた粘土が主応力の反転が生ずる方向に排水せん断される時には等方硬化の概念が成立しないことを明らかにし、移動硬化と非関連流れ則の概念を用いた応力-ひずみ式を導いた¹⁾。本報告においては、まず、この応力-ひずみ式の適用の範囲を検討するために、昨年度実施した早米粘土についての排水、非排水試験結果と計算結果との比較をおこなった。つぎに物理的性質の異なる他の試料(栗山粘土)について、各種異方圧密を行った後、平均有効主応力一定の経路に沿う排水圧縮、伸張試験および側圧一定の非排水圧縮、伸張試験を実施して、実測値と予測値の比較を行った。

2. 応力およびひずみパラメータ

本報告に用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、偏差応力 q 、応力比 η であって次式で定義される。

$$p = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3 \quad \text{----- (1)}, \quad q = (\sigma_a - \sigma_r) \quad \text{----- (2)}, \quad \eta = q/p \quad \text{----- (3)}$$

σ_a, σ_r ; 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ϵ で次式のようなのである。

$$v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad \text{----- (4)}, \quad \epsilon = \epsilon_a - v / 3 = 2(\epsilon_a - \epsilon_r) / 3 \quad \text{----- (5)}$$

$$\epsilon_a = \ln(H_0/H) \quad \text{----- (6)}, \quad v = \ln(V_0/V) \quad \text{----- (7)}$$

ϵ_a, ϵ_r ; 供試体軸方向および半径方向の主ひずみ(自然ひずみ)

H_0, H ; 圧密終了時およびせん断中の供試体高さ

V_0, V ; 圧密終了時およびせん断中の供試体体積

3. 試料および実験方法

3-1 試料

本報告に用いた試料は乱した自然粘土であって、勇払郡早米町安平から採取したものと夕張郡栗山町鳩山から採取したものの2種類で早米試料についての実験は昨年度までに実施したものである¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。それぞれの試料の物理的性質を表-1に示す。採取した試料は蒸留水を加え、420 μ mふるいを通し、鉛直圧力80kPaで約2週間予圧密した。予圧密後の試料から水平方向に切り出した直径50mm、高さ120mmの供試体に、スリットを付けた厚さ0.2mmのろ紙を巻き、吸排水を供試体の半径方向に強制した。供試体端面には摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布した

テフロンシートを置き、水中で厚さ0.2mmのメンブレンを被せ三軸セルにセットした。

3-2 実験の種類および実験方法

セット後の供試体は $\sigma_r = 30\text{kPa}$ で等方圧密した後、等方圧密、自動 K_0 圧密装置を用いて側方ひずみを許さない K_{or} 圧密、およびヒストンロードにストッパーを用いて軸ひずみを拘束した K_{oa} 圧密の3種類の圧密を行った。圧密は側圧を段階的に上げることによって行なわれ、 K_{or} 、 K_{oa} 圧密の最終段階ではせん断原点が全ての供試体で一致するように軸方向および側方向の応力を制御した。圧密終了後、以下の6種類の平均有効主応力一定応力制御排水せん断試験と6種類のひずみ制御非排水せん断試験をおこなった(図-1、2)。なお、圧密過程から100kPaのバックプレッシャーを載荷した。

(1) 排水試験

排水試験はすべて、平均有効主応力 $p = 280\text{kPa}$ まで各種圧密した後、圧縮試験では $\eta = 1.30$ 、伸張試験では $\eta = -0.95$ まで段階的に載荷し、同じ経路をせん断原点まで除荷した。

(1a) $K_{or}CP, K_{or}CPE$ test (K_{or} 圧密平均有効主応力一定排水圧縮および伸張試験)

(1b) $ICP, ICPE$ test (等方圧密平均有効主応力一定排水圧縮および伸張試験)

(1c) $K_{oa}CP, K_{oa}CPE$ test (K_{oa} 圧密平均有効主応力一定排水圧縮および伸張試験)

(2) 非排水試験

非排水試験はすべて、 $\sigma'_v = 500\text{kPa}$ まで各種圧密した後、ひずみ速度 $0.04\%/min$ で圧縮、伸張試験を行った。

(2a) $K_{or}U, K_{or}UE$ test (K_{or} 圧密非排水圧縮および伸張試験)

(2b) IU, IUE test (等方圧密非排水圧縮および伸張試験)

(2c) $K_{oa}U, K_{oa}UE$ test (K_{oa} 圧密非排水圧縮および伸張試験)

以上の実験は早米、栗山両粘土について実施されたものであるが、早米粘土についてはさらにつきのような実験も行っている(図-3)。

	早米粘土	栗山粘土
G_s	2.65	2.75
$LL(\%)$	63	51
PI	30	33
λ	0.131	0.100
κ	0.039	0.017
粘土分(%)	60	33

表 - 1

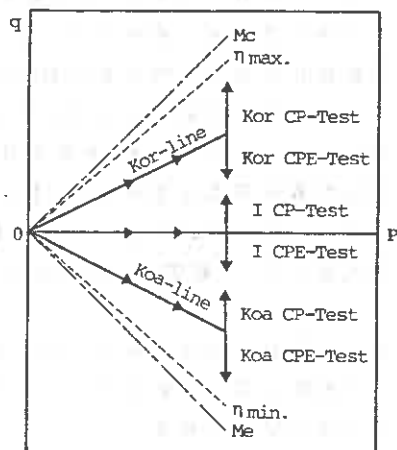


図 - 1

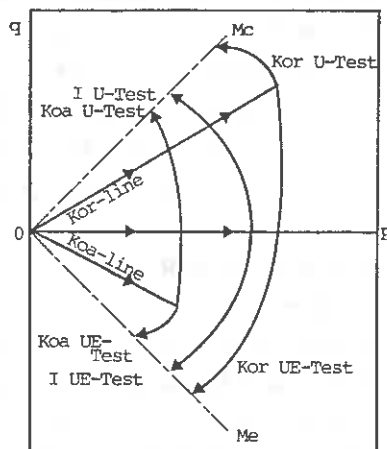


図 - 2

(3a) KorIRC, KorIRCE, KoaIRCE test

各異方圧密終了後、応力増分比 ($\Delta q / \Delta p$) が一定の経路の排水せん断試験。

(3b) C π CP test

Kor圧密線とP軸に関して対称となるような η 一定経路上を圧密した後の平均有効主応力一定排水圧縮試験

4. 応力-ひずみ式の誘導

図-4に示すように異方圧密履歴を受けた粘土が主応力の反転が起こる方向に平均有効主応力一定で排水せん断されると、Modified Cam-clay理論⁵⁾によれば降伏曲面は等方硬化によりABCのようになる。したがって、応力状態が降伏曲面BCに到達するまでは降伏がおこらずに弾性的挙動を示し、塑性ひずみは生じ得ないはずである。ところが、昨年度までの実験結果から降伏曲面BCに到達する以前から塑性体積ひずみが生じていることが明らかとなり、等方硬化則は成立しないことが分った。そこで、主応力の反転が起こる方向にせん断する場合の応力-ひずみ挙動を説明出来るようにするために、移動硬化の概念を導入し、さらに、降伏曲面は塑性ひずみ増分ベクトルに必ずしも直交しないという非関連流れ則の立場にたつてつぎのような応力-ひずみ式を誘導した⁷⁾。まず、塑性ひずみ増分比を次式のように仮定する。

$$d\epsilon^p / d\upsilon^p = a(\eta - b) / [(M - b)^2 - (\eta - b)^2] \quad \text{----- (8)}$$

M ; 破壊時の応力比 η

a ; 圧密経路,せん断経路の影響を表すパラメータ

b ; 異方圧密履歴を表わすパラメータ(せん断中に主応力の反転のない場合 $b=0$ 、反転のある場合 $b=\eta_0$ (η_0 ;せん断初期の応力比))

つぎに非直行性を表すパラメータ A ⁸⁾を導入し直行条件を次式のように修正する。

$$d\epsilon^p / d\upsilon^p = -1/A \cdot (dp/dq) \quad \text{----- (9)}$$

ここで、パラメータ A は $\eta = \eta_0$ で $A=1$ 、 $\eta = M$ で $A=0$ となるように次式のように変化すると仮定する。

$$A = 1 / [1 - b(d\epsilon^p / d\upsilon^p)] \quad \text{----- (10)}$$

さらに、せん断ひずみの可逆成分を剛性率 G を用いた次式で仮定する。

$$d\epsilon^e = d\eta \cdot p_0 / 2G \quad \text{----- (11)}$$

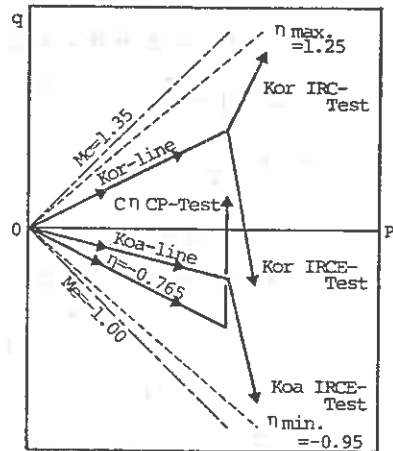


図 - 3

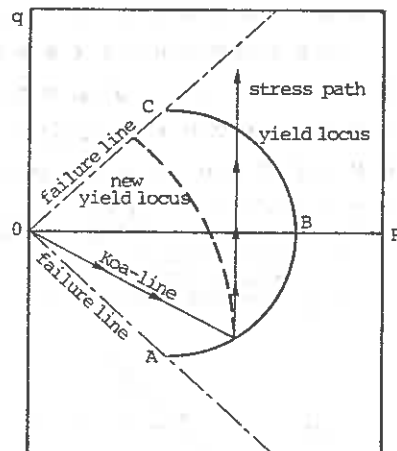


図 - 4

(8);(9),(10),(11)の仮定のもとにCam-Clay理論と同様の誘導仮定により次式のような応力-ひずみ式が得られる。

$$d\nu = \frac{\lambda}{1+e_0} \left[\frac{d\eta}{c-\eta} + \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda}\right) \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad \text{----- (12)}$$

$$d\varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \left[\frac{d\eta}{c-\eta} + \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] + \frac{p_0 d\eta}{2G} \quad \text{----- (13)}$$

ただし、 $C = dq/dp$ である。非排水試験においては $\nu = 0, d\eta / (c - \eta) = dp/p$ を(12)式に代入して応力経路を表す次式を得る。

$$\frac{dp}{p} = \left[\frac{\kappa}{\lambda} - 1 \right] \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \quad \text{----- (14)}$$

さらに、(13)式と(14)式からせん断ひずみ増分は次式で表される。

$$d\varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \frac{\kappa}{\lambda} \frac{a^2(\eta-b)^2 d\eta}{((M-b)^2 - (\eta-b)^2)((M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2)} + \frac{p_0 d\eta}{2G} \quad \text{----- (15)}$$

5. 早米粘土についての計算値と実験値の比較

前報では早米粘土についての平均有効主応力一定排水試験における実験値と予測値の比較を示したが、ここでは、応力増分比一定試験や非排水試験に対する(12),(13)式の適用性を検討する。早米粘土の応力-ひずみ挙動の予測に用いるパラメータは $M_c = 1.35, M_e = -1.00,$

	KorIRC	KorIRCE	KoaIRCE
a	1.47	1.38	0.692
b	0	0.743	0
η_0	0.815	0.743	-0.541
e_0	1.23	1.20	1.23
dq/dp	1.71	-2.25	-1.50

表 - 2

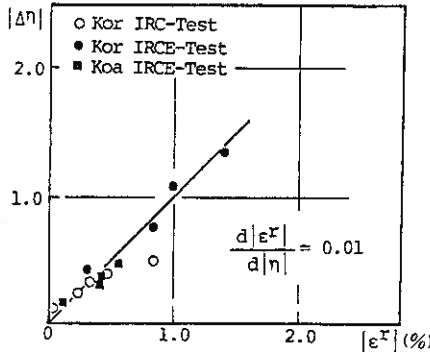


図 - 5

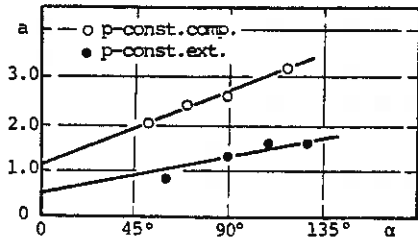


図 - 6

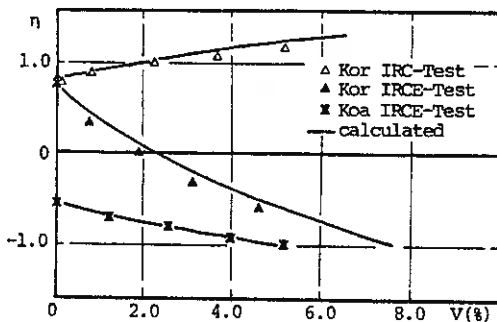


図 - 7

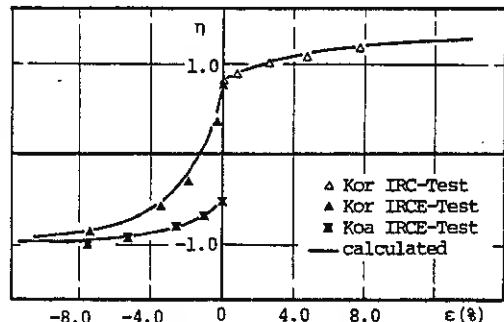


図 - 8

$\lambda = 0.131, \kappa = 0.039$ と $a, b, \eta_0, P_0/2G$ である。

5-1 排水試験の $\eta - \epsilon, \eta - \nu$

図-5は KorIRC, KorIRCEtest および KorIRCEtest における ϵ の可逆成分 $|\epsilon_r|$ と $|\Delta\eta|$ の関係を示したものである。図より(11)式による直線近似が可能であることがわかる。また直線の傾きは平均有効主応力一定試験のものと同じであった。図-7, 8は(12), (13)式に表-2に示すパラメータを代入して計算した予測値と実測値を示したものである。ただし a の値は昨年求められた圧密経路とせん断経路とのなす角 α と a の直線関係(図-6)から読み取ったものである。図から計算値はいずれの試験においても実測値を良く表していることが分かる。この結果より、(12), (13)式は平均有効主応力一定試験ばかりでなく、上に示した応力増分比一定試験に対しても適用できることがわかった。

つぎに C η CPtest について考える。この試験は KorCPEtest と比較するために行なわれた試験である。すなわち、圧縮と伸張というように応力の載荷方法が逆でも、圧密からせん断にわたる応力経路上での主応力の回転が類似していれば、その応力ひずみも類似したものになるということを検証するためである。図-9, 10は C η CPtest と KorCPEtest の $\eta - \nu, \eta - \epsilon$ の実験結果と予測結果を示したものである。計算に用いたパラメータは表-3に示したとおりで、 a は図-6から読み取った。図より C η CPtest の実測値と計算値はかなり良く一致しており、上述した考えの妥当性を示している。

5-2 非排水試験への適用性

(14)(15)式を IU, IUE および KorU, KorUEtest に適用して、正規化された応力経路 $q/p_0 - p/p_0$ と $\eta - \epsilon$ の関係

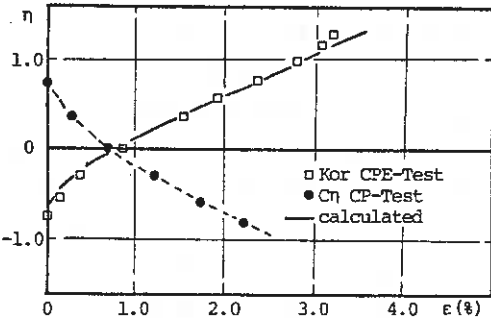


図-9

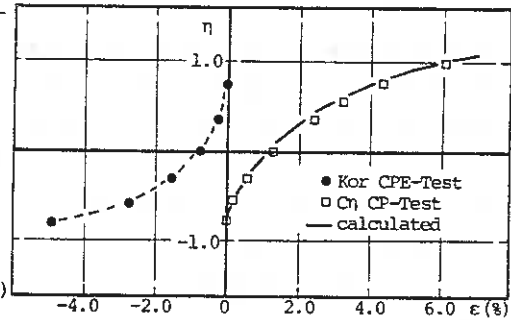


図-10

	a	b	η_0	e_0
C η CP	3.4	-0.765	-0.765	1.21
KorCPE	1.6	0.748	0.748	1.21

表-3

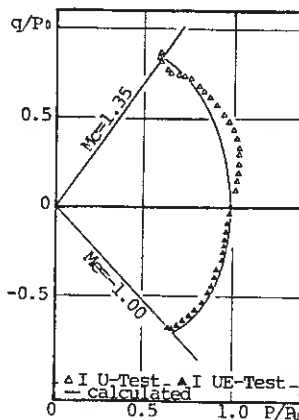


図-11

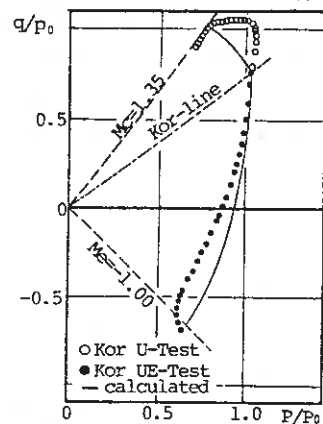


図-12

を实测値と比較してみた(図-11~14)。用いたパラメータは表-4のとおりである。ただし、 a の値は圧密経路と全応力せん断経路とのなす角を α として前述(図-6)の a - α 関係から求めたものである。これらの図から、IU, IUEtestにおいてはともに良い一致を示すが、KorU, KorUEtestにおいては計算値と实测値の差が大きく、特にKorUtestにおける応力経路においては、経路の形状が全く異なっている。これは、排水試験と非排水試験の応力の載荷方法の違い(応力制御とひずみ制御)に問題があるのではないかと考えられる。

	IU	IUE	KorU	KorUE
a	2.36	1.09	1.69	1.43
b	0	0	0	0.764
η_0	0	0	0.764	0.764
e_0	1.16	1.16	1.11	1.13

表-4

6. 栗山粘土の応力-ひずみ挙動

6-1 体積ひずみ-応力比

図-15~17は栗山粘土についてのKorCP, KorCPE, ICP, ICPE, KoacP, および KoacPEtestの η - v 関係を示したものである。これらの図から圧縮および伸張にかかわらず載荷と同時に排水傾向がみられ、除荷時には若干の可逆成分をもつものもあるが、全体としては体積ひずみの可逆成分はないと考えられる。したがって、平均有効主応力一定試験における体積ひずみを応力比 η によるダイレイタンスーと考えると、ダイレイタンスーには可逆成分はないことになる。この結果は昨年度までの早米粘土における実験結果と同じである。

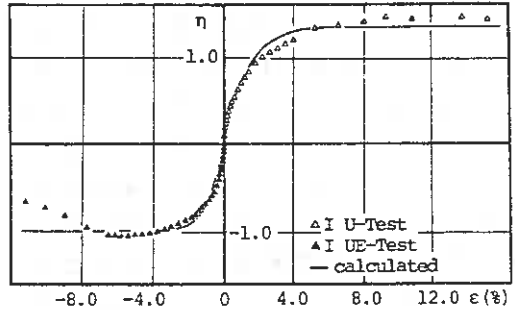


図-13

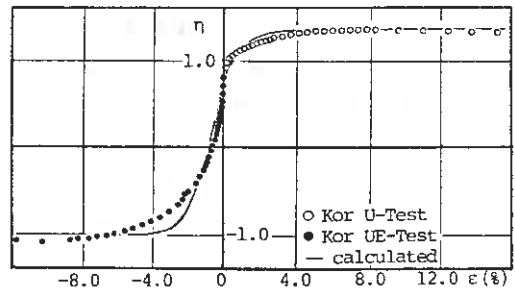


図-14

6-2 偏差ひずみ-応力比

図-18~20はそれぞれ、KorCP, KorCPE, ICP, ICPE, KoacP, および KoacPEtestの η - e 関係を示したものである。これらの結果は偏差ひずみに可逆成分が存在することを示している。また、KorCPとKoacPEtestおよびICPとICPEtestにおける偏差ひずみの挙動は互いに類似している。以上の結果は早米粘土についての昨年度までの報告と一致している。

7. 栗山粘土についての实测値と計算値の比較

7-1 排水試験への適用

計算に必要なパラメータは等方圧密非排水圧縮、伸張試験から得た $M_c = 1.45$, $M_e = -1.10$ および等方膨張試験より得た $\lambda = 0.103$, $\kappa = 0.017$ 、さらに、 $a, b, \eta_0, P_0/2G$ である。図-21は $|\Delta \eta|$ と偏差ひずみの可逆成分の絶対値 $|e^r|$ との関係を示したも

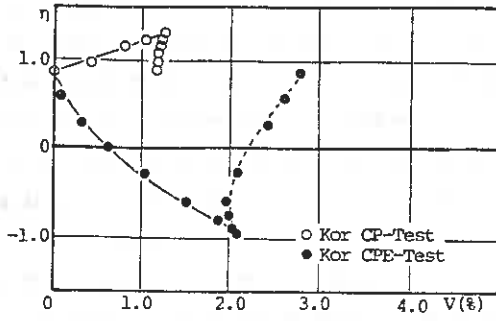


图 - 15

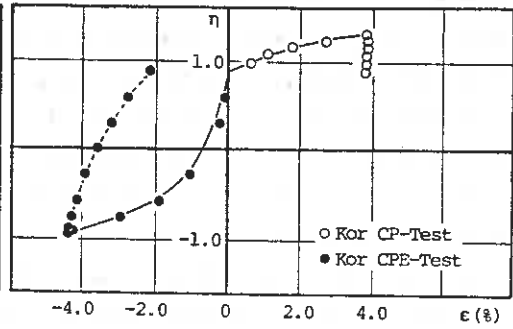


图 - 18

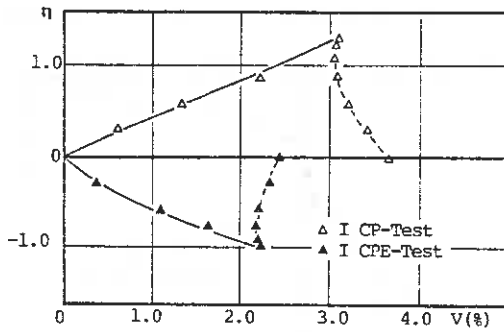


图 - 16

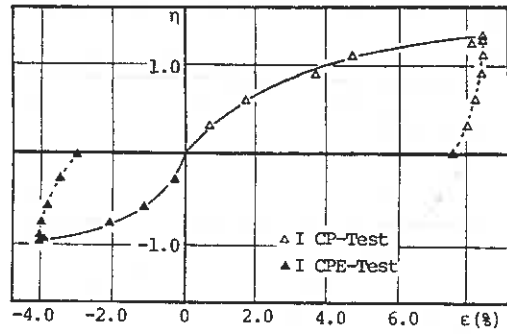


图 - 19

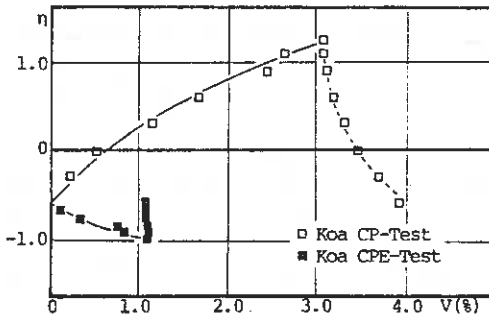


图 - 17

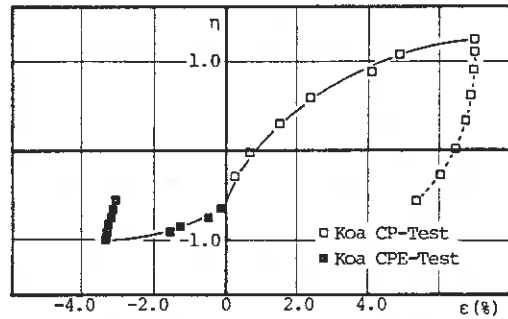


图 - 20

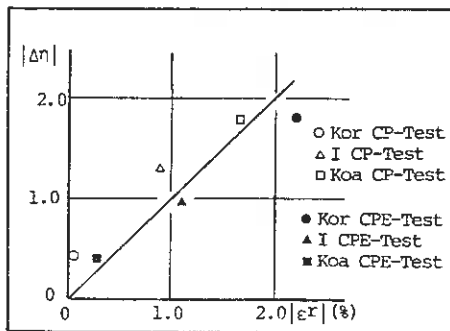


图 - 21

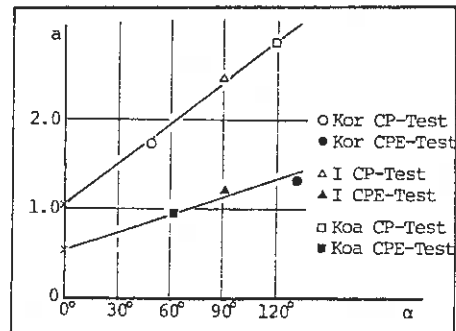


图 - 22

のである。(11)式の仮定により、図のように直線近似して $P_0/2G=0.01$ を得、図-23~25のように実測値の η - V 関係に最もよく合うようにパラメータ a の値を決定した。その結果、圧密経路とせん断経路とのなす角 α とパラメータ a の値との関係は早米粘土と同様に図-22に示される直線関係となった。直線の切片は $d\epsilon^p/dV^p \approx d\epsilon/dV$ の仮定とKor条件($\epsilon_r=0$)およびKoa条件($\epsilon_a=0$)と(8)式とから計算される値とほとんど一致しており、圧縮では $a=1.04$ 、伸張では $a=0.53$ となった。したがって、少い試験結果から a - α 直線を精度良く求めるにはKorCPEおよびKoaCPtestを行えば良いと考えられる。図-26~28は求められた a 値を用いた η - ϵ 関係の計算値と実測値の比較である。ICP、KorCPEtestでの不一致を除けば計算値と実測値はかなり良い一致を示している。しかしながら、各応力比における偏差ひずみの予測値と実測値との一致度が良いからといってひずみの可逆成分および塑性成分のそれぞれについての一致度が良いことにはならない。なぜならば、図-21の $|\Delta\eta|$ - $|\epsilon^p|$ 関係を直線近似

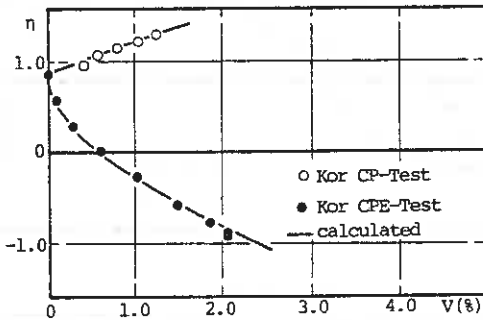


図-23

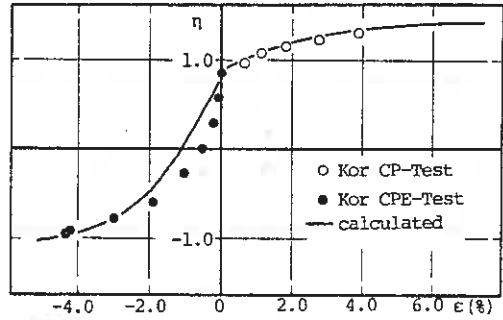


図-26

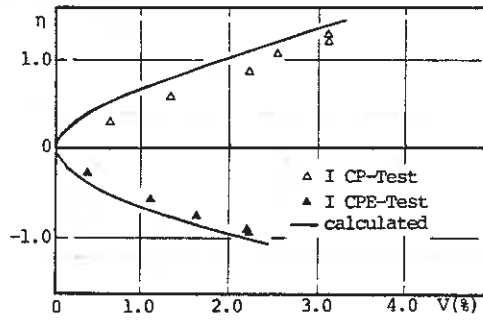


図-24

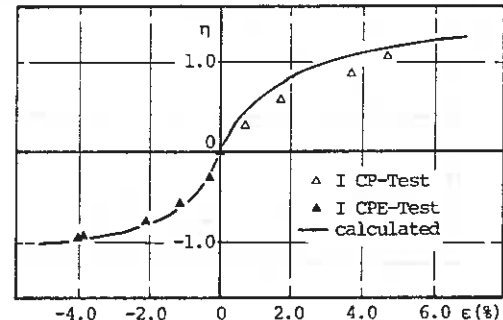


図-27

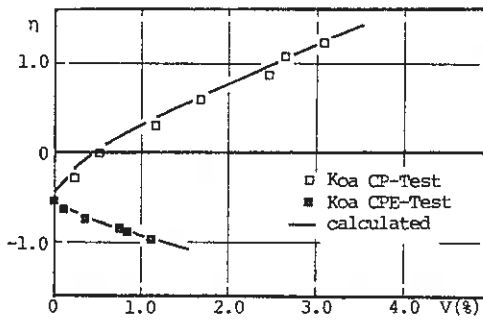


図-25

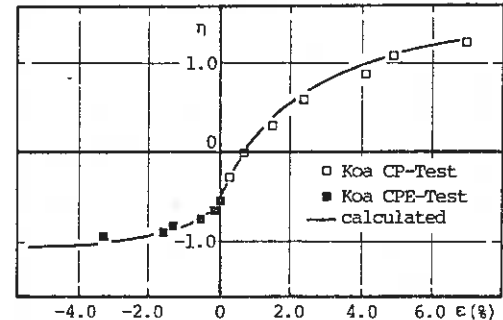


図-28

してひずみの可逆成分を算出することには多少無理があると考えられるからである。したがって、前報で示したように、各応力比のレベルでひずみの可逆成分と塑性成分とを分離するような実験を行って、このことを確認する必要がある。

7-2 非排水試験への適用

排水試験結果から得られた α - α 直線関係(図-22)を用い、圧密経路と全応力せん断経路とのなす角を α として α 値を決定した。図-29~31は正規化された応力経路、図-32~34は τ - ϵ 関係を表しているが、応力経路の計算値が実測値から離れている。この結果は、前述の早米粘土においてもみられたことであって、排水試験の結果を基礎として誘導した(14)(15)式は非排水試験における有効応力経路を正確に予測することができない。これは応力の載荷方法が排水試験と非排水試験では異なることに起因していると考えられる。

8. まとめ

本研究で導かれた結論をまとめると以下のようである。

- (1) 平均有効主応力一定試験以外の排水せん断経路においても、偏差ひずみの可逆成分を応力比 τ の関数と考えることができ、 $|\epsilon| = |\Delta\tau|$ のこの配は平均有効主応力一定試験の場合と一致した。
- (2) 栗山粘土においてもダイレイタンスには可逆成分が存在しないが、偏差ひずみには可逆成分が存在することが確かめられた。
- (3) 圧縮と伸張というように応力の載荷方法が逆でも、圧密からせん断にわたる応力経路上での主応力の回転が類似していれば、その応力-ひずみ関係も類似したものになることが早米、栗山両粘土について確かめられた。
- (4) 早米粘土を用いた実験から導かれた応力-ひずみ式を物理的性質の異なる栗山粘土に適用したところ、排水試験における応力-ひずみ挙動をかなり良く予測できることがわかった。
- (5) 排水試験結果をもとにして導かれた応力-ひずみ式を用いて非排水試験における有効応力経路を予測することは困難である。

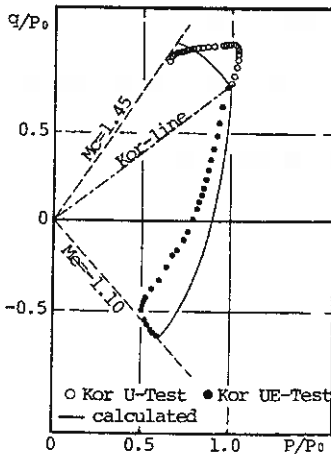


図-29

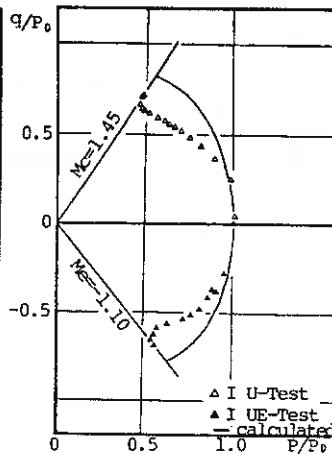


図-30

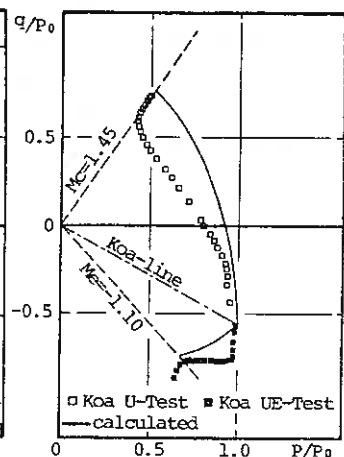


図-31

9. あとがき

本報告は前報で導いた応力-ひずみ式を2種の粘土について行った種々の応力経路による排水および非排水試験結果に適用したものであるが、更に液性限界の大きな粘土について現在実験中である。この結果については別の機会に報告したいと考えている。なお、実験およびデータ整理にあたって、本学工藤豊技官および斉藤隆宏(修士2年)、長谷川 修(4年)の諸君の多大な協力を得た。記して謝意を表する。

< 参考文献 >

- (1) 北郷、池浦、三田地；土質工学会北海道支部技術報告集，第22号，1982
- (2) 北郷、三田地、池浦、下越；土質工学会北海道支部技術報告集，第23号，1983
- (3) 北郷、三田地、芳岡；土質工学会北海道支部技術報告集，第24号，1984
- (4) 池田、荒牧；北大工学部卒業論文，1984
- (5) Roscoe, K.H. & Burland, J.B.；Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, 1968
- (6) Jain, S.K.；Fundamental Aspects of the Normality Rule；Engineering Publications, 1980
- (7) 池浦、三田地、芳岡；土木学会第39回年次学術講演会講演概要集，1984

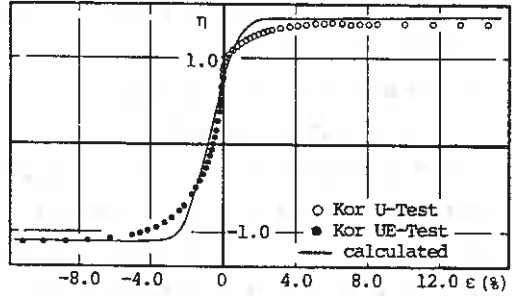


図 - 3 2

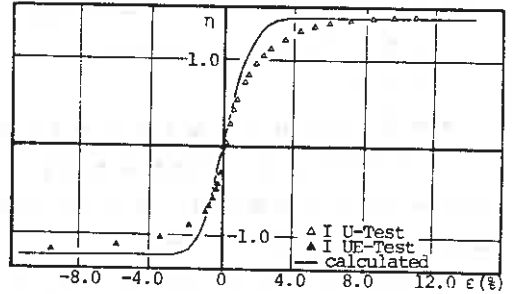


図 - 3 3

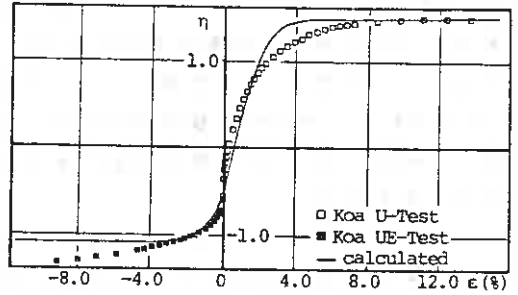


図 - 3 4

水分状態が粗粒材の強度に及ぼす影響

北海道開発局土木試験所 岸 洋一
 上山試験工業株式会社 ○月館 瑞寛
 北海道工業大学 今井 義則

1. まえがき

フィルダムの透水性ゾーンに使用されるロック材などの粗粒材料の強度定数は、供試体直径が 30cm を越える三軸圧縮試験のような大型試験装置を使用して求められている。

この種の試験は規模が大きく多くの労力を必要とするため、数多くの試験を行なうことが困難であり、粗粒材料の強度に影響を及ぼす要因については、十分な検討が行なわれていない。

粗粒材料は、河床礫のように流水による淘汰を受けたものや、吸水率の低い硬質なロック材、あるいは吸水率の高い軟岩などその性質の違いが著るしく、フィルダムの材料として使用される場合には、特に強度定数に対して水分がどのような影響を及ぼすかが重要な問題となる。軟岩材料では、強度定数は水分の影響を受け低下すると言われているが、硬岩材料ではこの影響はほとんどないとされてきた。しかし、粗粒材料が水浸した状態では、硬岩でも粒子自体が吸水し粒子自体の強度低下を引き起こすと思われる。

このため、ロック材のような鋭角部を有する粗粒材料は、拘束応力が大きければ粒子破砕を起こし易くなると考えられ、強度に水分の及ぼす影響もあると思われる。ここでは、水分が粗粒材料の力学的性質に及ぼす影響を等方圧縮時とせん断時について検討を行なったので報告する。

2. 等方圧縮特性

2-1 試験試料

試験に使用した材料は、茨城県石岡産の硬質砂岩と早来町瑞穂産の頁岩である。試料は室内で1週間以上放置し乾燥させたものを自然乾燥状態とし、48時間以上水浸した後ウエスなどで表面をよくぬぐったものを表面乾燥状態とした。供試体作成時の粒度分布は、最小粒径が 2.00mm 最大粒径が 4.76mm の単一粒径とした。また、均等係数 U_c は 1.54、曲率係数 U_c' は 0.92 である。

比重及び吸水率は、表 2-1 に示したように、硬質砂岩では絶乾比重 (G_b) = 2.581

表 2-1 試料の基本的性質

試験項目	砂 岩	頁 岩
表乾比重	2.608	2.051
絶乾比重	2.581	1.758
真比重	2.654	2.483
吸水率 (%)	1.1	16.6
※ 最小密度	1.279	0.868
※ 最大密度	1.522	1.053
※ 突固め法	1.609	1.188

※ 密度の単位は t/m^3

吸水率 (Q) = 1.1%、頁岩では $Q = 1.758$ 、 $Q = 16.6\%$ である。

最大・最小密度試験及び、締固め試験の結果も表 2-1 に示す。最小密度試験は漏斗法による密度であり、最大密度は 1 層につき横たたき 100 回を行ない 3 層に分けて詰めた時の密度とした。又、突固め法は、直径 10 cm、高さ 12.7 cm のモールドで 2.5 kg ランマーにより 3 層に分けて 1 層 25 回突固めた時の密度である。

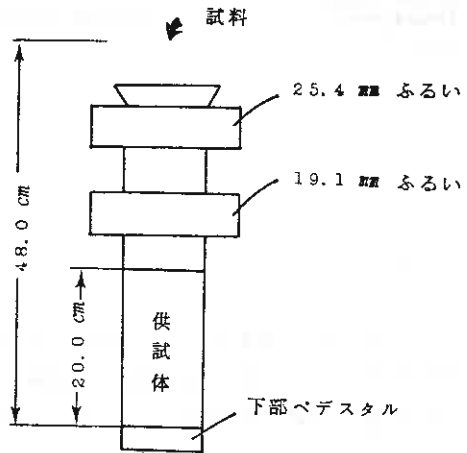


図 2-1 供試体作成装置

2-2 供試体作成法及び試験方法

本試験は、三軸セルを用いて行なつた。供試体は、直径 10 cm、高さ 20

cm である。供試体の作成は、図 2-1 のように、25.4 mm、19.1 mm の 2 個のふるいを中間に置いて、48 cm の高さから試料をモールド内に自由落下させる方法である。

試験の拘束圧は最大 20 kgf/cm² としたが、表面乾燥状態の頁岩は体積変化が非常に大きく、拘束圧が 10 kgf/cm² 以上では測定が不可能であったため、拘束圧を最大 6 kgf/cm² とした。

2-3 試験結果

等方圧縮による試験結果を表 2-2 に示す。圧縮する前の密度は、砂岩、頁岩いずれも、自然乾燥状態が表面乾燥状態に比べて高いが、圧縮後は、砂岩では拘束圧が高くなるのに伴い、自然乾燥状態と表面乾燥状態の密度の差は縮まり、頁岩では、表面乾燥状態の方が高くなる。また、拘束圧と体積変化率の関係を、砂岩については図 2-2 に、頁岩については図 2-3 に示す。拘束圧の範囲は、砂岩で 5 ~ 20 kgf/cm²、頁岩では 1 ~ 6 kgf/cm² である。砂岩では、水分状態の違いによる体積変化量に差が見られる。しかし、拘束圧の増加による影響の方がより大きい。一方頁岩は、応力の小さい範囲でも、体積変化は、含水比の増加により 2 ~ 4 倍以上となり、自然乾燥状態、表面乾燥状態の差は、軟岩である頁岩の方が顕著に表われている。拘束圧 5 kgf/cm² の場合の体積変化は、砂岩では、自然乾燥状態で 0.75%、表面乾燥状態で 0.91% とその差は僅かであるのに対して、頁岩は自然乾燥状態で 7.2%、表面乾燥状態で 25.7% であり、岩粒子が吸水することにより頁岩では 3.6 倍程圧縮量が多くなっている。

また、圧縮試験前後の間隙比の差を初期間隙比で割った値の百分率と拘束圧との関係を図 2-4、5 に示す。この関係も、硬岩である砂岩は、水分状態により数%の違いしか見られないが、軟岩である頁岩は 2.5 ~ 4 倍前後の変化を示している。

これらの結果から、自然乾燥状態と表面乾燥状態とでは、圧縮率に明瞭な差が出て

おり、軟岩である頁岩では、その差は著しい。この圧縮率の差は、岩粒子の破碎によると考えられる。

試験後の粒度分布を図 2-6, 7 に示す。砂岩は拘束圧 20 kgf/cm²、頁岩は 6 kgf/cm² の時の試験後粒度である。砂岩では、水分状態の違いによる粒度分布の差は小さいが、頁岩の表面乾燥状態では、自然乾燥状態や砂岩とは著しく異なり、2 mm の通過率が 30% を越える粒度分布となっている。拘束圧と Marshall (マルサル) の破碎率 (B_M) の関係を図 2-8, 9 に示す。拘束圧 5 kgf/cm² の時の砂岩は、自然乾燥状態で B_M = 1.3%、表面乾燥状態で B_M = 1.6% となり、含水比の違いによる破碎量の差はほとんどないが、拘束圧 20 kgf/cm² では、表面乾燥状態の破碎率は自然乾燥状態の 2 倍程になっている。一方、頁岩では、拘束圧が 1 kgf/cm² でも自然乾燥状態で B_M = 1.9%、表面乾燥状態で B_M = 15.0% と岩粒子の飽和により、ほぼ 8 倍の破碎量である。

これらの結果から、表面乾燥状態で粒子内部が飽和している時には、硬岩、軟岩いずれも体積変化量は、自然乾燥状態より大きく、吸水率の高い軟岩では、その差が著しい。この原因は、飽和により岩粒子の強度が低下し、破碎し易くなるため、拘束圧の増加に伴い粒子破碎量が多くなることによる。特に、軟岩では、低い拘束圧でも粒子破碎率に明瞭な差が表われる。

表 2-2 等方圧縮試験結果

		P		H0 (cm)	V0 (cm ³)	DH/H0 (%)	DV/V0 (%)	BM (%)	ρd1 (t/m ³)	ρd2 (t/m ³)	w (%)
		Kgf/cm ²	No								
砂 岩	自然 乾燥	5	1	18.82	1516.80	0.45	0.66	1.7	1.494	1.504	0.09
			2	18.57	1498.42	0.34	0.84	0.9	1.504	1.516	0.07
		10	1	18.93	1528.68	0.93	1.07	1.2	1.482	1.498	0.09
			2	18.76	1509.57	0.94	1.06	2.6	1.498	1.514	0.09
		20	1	18.71	1504.96	1.75	1.82	3.6	1.509	1.537	0.05
			2	19.02	1534.94	1.85	2.09	4.8	1.476	1.507	0.09
	表面 乾燥	5	1	18.75	1512.74	0.58	1.00	1.7	1.444	1.458	0.73
			2	18.81	1516.59	0.64	0.82	1.4	1.456	1.468	0.85
		10	1	18.67	1504.51	1.33	1.44	5.1	1.464	1.485	0.96
			2	18.86	1519.02	1.38	1.45	4.5	1.449	1.470	1.04
20	1	18.76	1508.78	2.77	2.44	7.5	1.484	1.521	1.24		
	2	18.88	1521.63	3.48	3.13	8.4	1.458	1.505	1.67		
頁 岩	自然 乾燥	1	1	17.70	1297.27	1.00	3.5	1.9	1.107	1.147	2.23
		2	1	17.42	1239.83	0.6	3.8	2.2	1.173	1.218	1.97
		3	1	17.57	1310.20	0.5	4.8	2.5	1.112	1.168	1.87
		4	1	17.69	1277.07	0.5	4.9	2.8	1.145	1.204	1.85
		6	1	17.94	1290.79	1.4	9.4	6.4	1.132	1.249	1.92
		表面 乾燥	1	1	17.59	1259.93	3.3	13.1	15.0	1.018	1.171
	2		1	17.41	1245.69	5.6	18.5	20.4	1.009	1.239	18.41
	3		1	17.66	1244.85	7.4	21.7	24.9	1.012	1.292	18.36
	4		1	17.53	1236.16	7.9	24.5	26.9	1.033	1.368	19.42
	6		1	17.33	1230.06	9.1	26.9	32.1	1.045	1.429	19.39

V₀: 供試体の初期体積 DV/V₀: 体積変化率 ρd1: 試験前乾燥密度
H₀: 供試体の初期高さ DH/H₀: 軸圧縮率 ρd2: 試験後乾燥密度
ω: 含水比 B_M: 破碎率

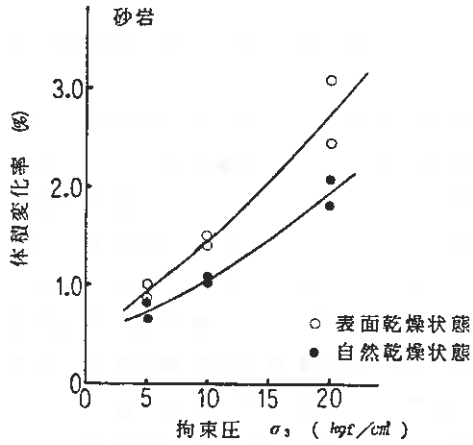


図 2-2 体積変化率と拘束圧の関係

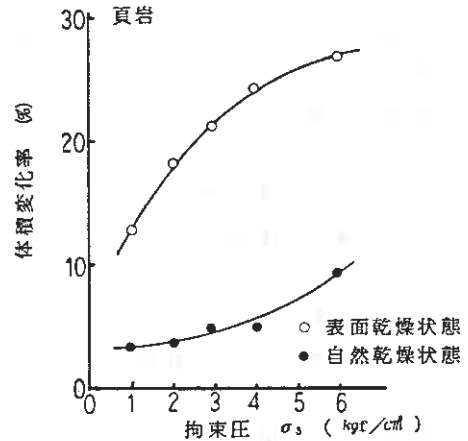


図 2-3 体積変化率と拘束圧の関係

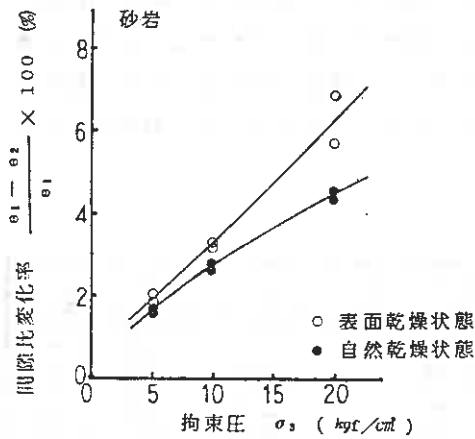


図 2-4 間隙比変化率と拘束圧の関係

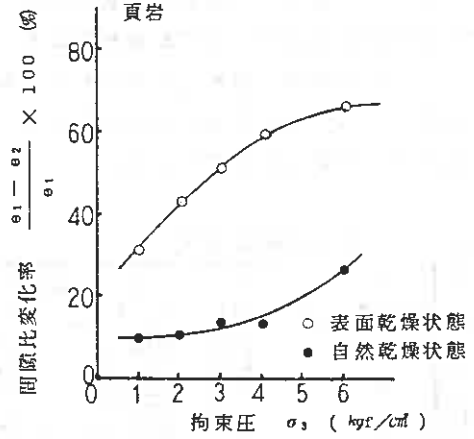


図 2-5 間隙比変化率と拘束圧の関係

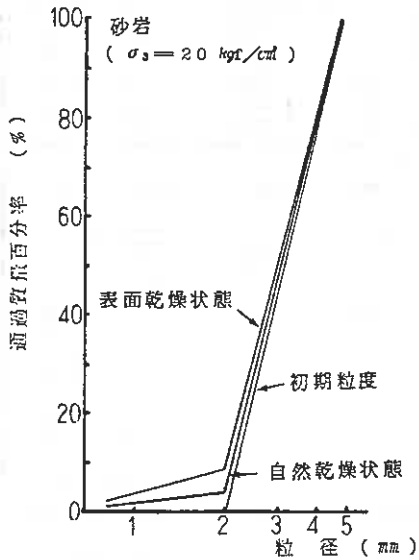


図 2-6 等方圧縮による粒度分布の変化

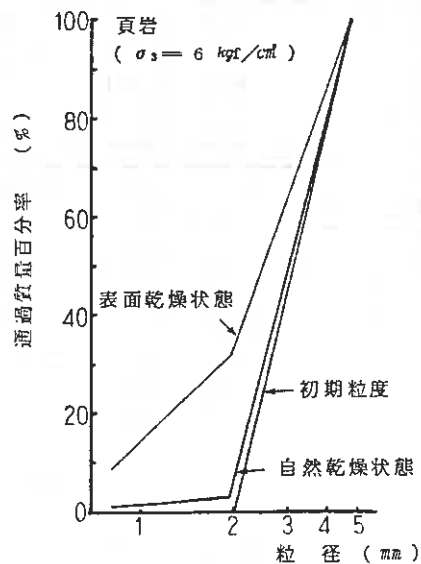


図 2-7 等方圧縮による粒度分布の変化

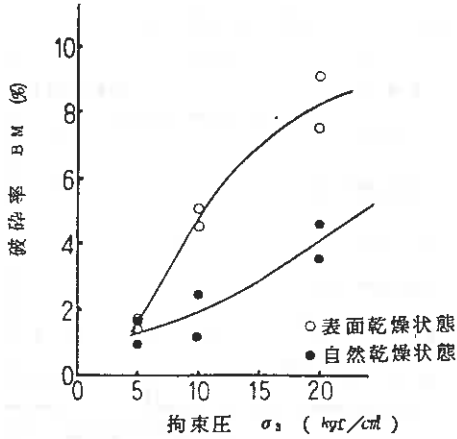


図 2-8 破砕率と拘束圧の関係

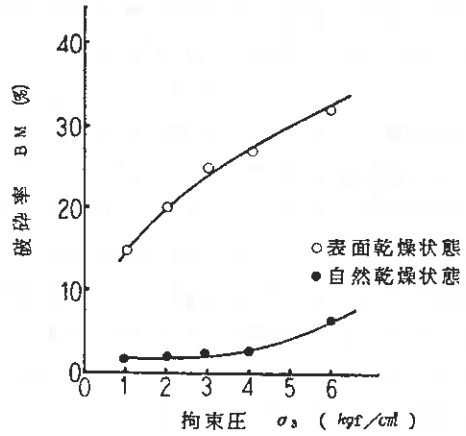


図 2-9 破砕率と拘束圧の関係

3. せん断特性

3-1 試験試料

試験試料は、茨城県石岡産の硬質砂岩及び北見市富里産の輝緑凝灰岩を用いた。

自然乾燥状態の含水比は、砂岩で約 0.1%、輝緑凝灰岩で約 7% である。粒度分布は図 3-1 に示すように最大粒径が 50.8 mm 最小粒径が 2.00 mm であり、均等係数 U_c は 5.04 曲率係数 U_c' は 1.26 である。比重吸水率試験は各粒径ごとに行ない、合成絶対比重、合成吸水率などを求め、その結果は表 3-2 に示す。密度試験は、直径 30 cm 高さ 35 cm のモールドを用いて行なった。最小密度はスプーン法に準じて、シヨベルでモールドに試料を詰めて求めた。最大密度は、落下高 45 cm 重量 10 kg のランマーにより 5 層に分けて、1 層 123 回突固めた時の密度である。その結果は表 3-2 に示す。

3-2 供試体作成方法及び試験方法

せん断試験は、直径 30 cm 高さ 60 cm の大型三軸圧縮試験機により行なった。供試体の作成は、図 3-1、表 3-2

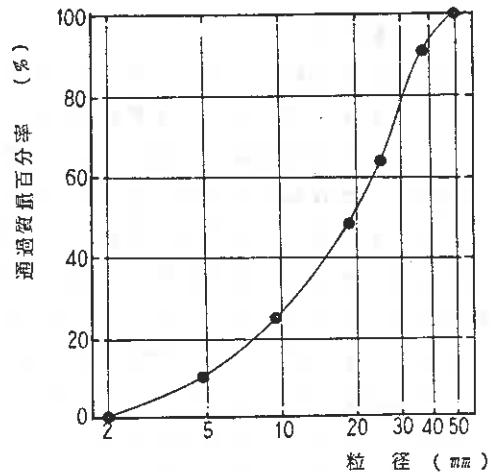


図 3-1 試験粒度

表 3-1 試験粒度

フルイ目 (mm)	残留率 (%)	加積残留率 (%)	加積通過率 (%)
50.8	0	0	100
38.1	10	10	90
25.4	27	37	63
19.1	16	53	47
9.52	22	75	25
4.76	15	90	10
2.00	10	100	0
計	100	—	—

に示す粒度に調整した自然乾燥状態の試料を6層に分け、各層17 kg/cm²の圧力で油圧ジャッキにより圧縮し締固めた。供試体の初期状態は、平均乾燥密度が砂岩で1.743 t/m³、輝緑凝灰岩で1.790 t/m³となった。

相対密度は砂岩で53.7%、輝緑凝灰岩で58.9%である。せん断試験は飽和・不飽和で行なった。飽和試験は、自然乾燥状態で作成した供試体に、圧密前に注水して行なった。拘束圧は2, 4, 6, 12 kgf/cm²の4段階、せん断速度は0.5%/minとして同一条件で2本ずつ試験を行なった。

表 3-2 試料の基本的性質

試験項目	砂岩	輝緑凝灰岩
合成真比重	2.666	2.928
合成絶乾比重	2.628	2.690
合成表乾比重	2.644	2.780
合成吸水率(%)	0.61	3.23
最小密度※	1.513	1.561
最大密度※	2.006	1.994

※ 密度の単位は t/m³

3-3 試験結果

大型三軸圧縮試験による、主応力差～軸ひずみ、体積変化率～軸ひずみの関係を図3-2～5に示す。図3-2, 3は輝緑凝灰岩、図3-4, 5は砂岩の結果である。また、図3-2, 4は不飽和試験の、図3-3, 5は飽和試験の結果を示す。主応力差～軸ひずみの関係は、輝緑凝灰岩では、拘束圧(σ_3)が6 kgf/cm²の範囲内で、不飽和の場合、軸ひずみが1.5%以内で主応力差は急増し、軸ひずみが1.5%を越えると主応力差の増加はあまり見られない。飽和の場合には、軸ひずみが小さい時に主応力差は増加するが、不飽和の時に比べて小さく、むしろ、軸ひずみが大きくなっても主応力差の増加が続く。 σ_3 が12 kgf/cm²では、不飽和の場合も、軸ひずみが5%を越えても、主応力差の増加が相当認められるが、 σ_3 が6 kgf/cm²以下の場合と同様に飽和した場合に比べて、小さな軸ひずみでの主応力差の増加が大きい。砂岩では、不飽和、飽和による主応力差～軸ひずみの関係に明らかな違いが見られないが、飽和の場合の主応力差が不飽和の場合に比べて小さくなっている。

体積変化率～軸ひずみの関係は、輝緑凝灰岩では不飽和の場合の $\sigma_3 = 2$ kgf/cm²で、軸ひずみの増加により体積が増加し、正のダイレイタンスーとなるが、 $\sigma_3 = 4$ kgf/cm²では、主応力差の増加がなくなると、体積変化は見られなくなる。一方、飽和試験では $\sigma_3 = 2$ kgf/cm²でも正のダイレイタンスーは見られず、 σ_3 が6 kgf/cm²の範囲内で全体的に体積圧縮率が2～4%増加している。また、砂岩でも、輝緑凝灰岩ほど明瞭ではないが、飽和により、体積圧縮率が僅かに増加する。しかし、 σ_3 が12 kgf/cm²では、砂岩・輝緑凝灰岩ともに、飽和・不飽和による体積変化率の差は非常に小さい。図3-2～5に示した主応力差～軸ひずみの関係から、軸ひずみが1%の時の変形係数($E_\epsilon = 0.01$)を求め、これと拘束圧との関係を示したものが、図3-6, 7である。図3-6は輝緑凝灰岩について、図3-7は砂岩について示す。輝緑凝灰岩では、飽和時の $E_\epsilon = 0.01$ は、不飽和時の $E_\epsilon = 0.01$ に比べて半減しているが、砂岩では、飽和の場合の $E_\epsilon = 0.01$ は、不飽和の時に比べ約10%程度の減少である。

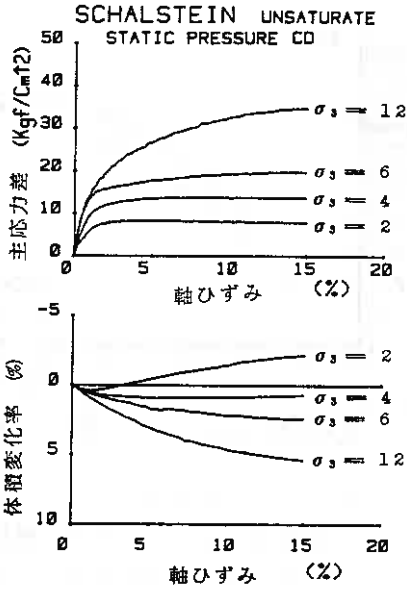


図 3-2 軸ひずみと主応力差
、体積変化率の関係

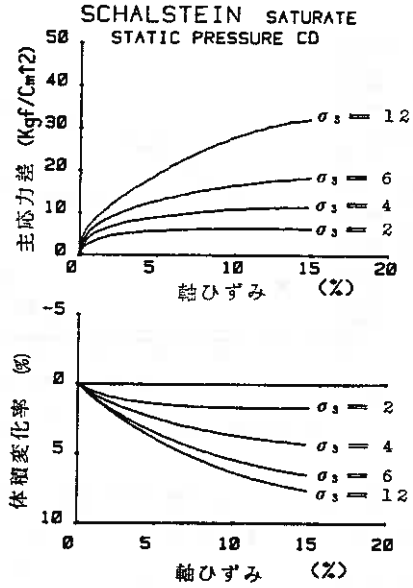


図 3-3 軸ひずみと主応力差
、体積変化率の関係

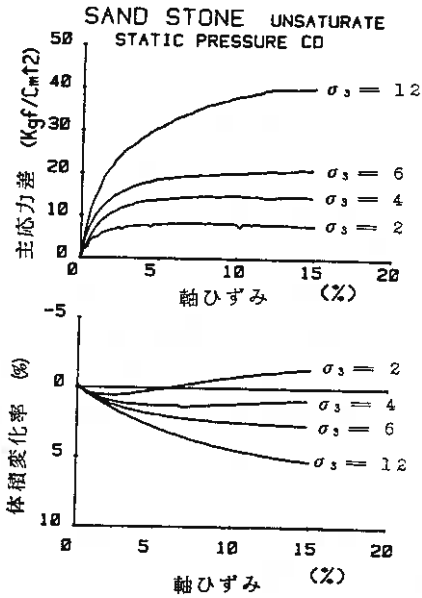


図 3-4 軸ひずみと主応力差
、体積変化率の関係

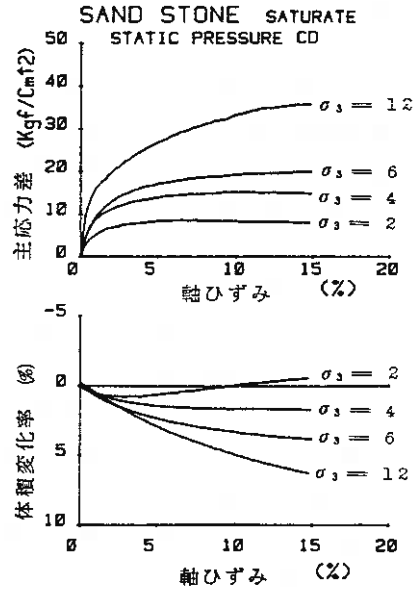


図 3-5 軸ひずみと主応力差
、体積変化率の関係

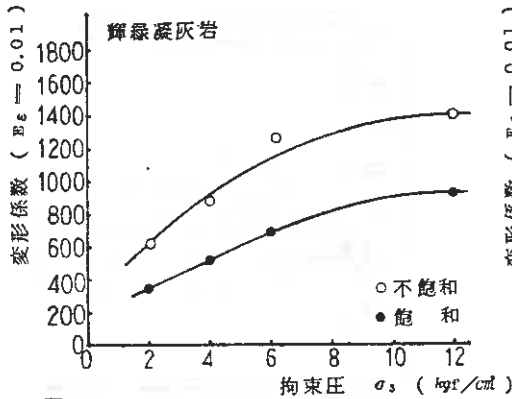


図 3-6 変形係数 $E_\varepsilon = 0.01$ と拘束圧の関係

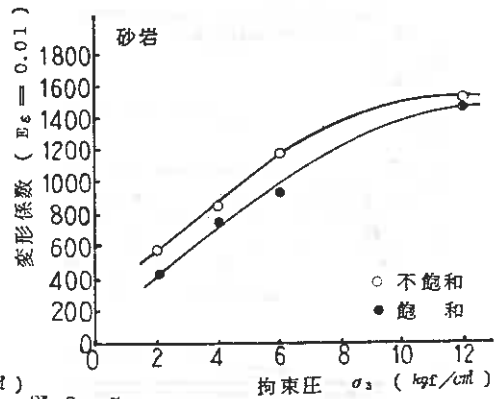


図 3-7 変形係数 $E_\varepsilon = 0.01$ と拘束圧の関係

輝緑凝灰岩と砂岩を比較すると、輝緑凝灰岩は、砂岩に比べて吸水率が高く粒子の強度は低い。不飽和状態では、主応力差、変形係数、体積変化率などに砂岩と輝緑凝灰岩の違いがあまり見られないが、飽和状態では、吸水率の高い輝緑凝灰岩は、変形係数の低下、体積圧縮率の増大が砂岩に比べて顕著であり、水分が力学的性質に大きな影響を与える。吸水率の低い砂岩でも水分の影響により、力学的性質は僅かではあるが、低下する。

4. あとがき

以上の試験により、次のことが明らかになった。

- I. 硬岩材料である砂岩も、等方圧縮での体積変化率、間隙比変化率は、含水比の増加により数%多くなり、破碎率で2倍近くの違いが見られる。また、頁岩も、水分状態が変化することにより、体積変化率、間隙比変化率の差は、拘束応力の小さい範囲でも2~4倍、破碎率では8倍程の違いが見られる。
- II. 三軸圧縮試験での軸ひずみと主応力差の関係に、飽和、不飽和による違いが見られる。拘束圧が6 kgf/cm²以下の軸ひずみが小さい範囲内で、飽和の主応力差は、不飽和に比べ低下し、軸ひずみの大きい範囲では、不飽和の主応力差は、ほぼ一定となるのに対し、飽和では増加し続ける。また、体積変化率でも飽和の場合、不飽和に比べて増加しており、主応力差、体積変化率の違いは、軟岩である輝緑凝灰岩の方が顕著である。

しかし、どの程度軟質な材料であれば水分状態の影響を大きく受け、体積変化などに違いが表われるのであろうか。今回の試験では、吸水率0.61%、3.23%、16.6%の岩を用いたが、吸水率の高い岩ほど水分状態の影響が大きく、吸水により岩の性質そのものまでも変わってしまうのではないかと推察される。

今後、試験の積み重ねにより、また、高圧での試験も行なえるようにし、吸水率が軟岩度を示すことが出来るか、さらにこの推察の確証を得ることに努めたい。

R B S Tによる岩盤せん断強度の測定例

裾応用地質調査事務所 ○井上和明 七嶋則哉
中沢宏行

1、まえがき

原位置における各種岩盤試験は、土木構造物の設計に際し、岩盤の強度、変形特性を評価するうえで欠かせない試験である。従来、岩盤のせん断強度を求める方法としては、試掘坑を利用した岩盤直接せん断試験が多く実施されている。しかしながら、この方法は、大がかりで、多くの労力と時間を要し、手軽に数多くまた広範囲で実施することは不可能に近い。従って、岩盤状況の観察によって試験地点が岩全体のどのような位置に属するかという判断を行ない、数少ない試験結果と他の試験結果とから岩盤の強度を推定しているのが現状である。

筆者らは、岩盤のせん断強度を原位置で直接的にかつ簡便に求めることを目的として開発されたボーリング孔内せん断試験装置(Rock Borehole shear Tester-RBST)を用い、各種岩盤でせん断強度の測定を行なってきた。その結果、比較的均質な中硬岩～軟岩では岩盤直接せん断試験結果とRBSTの結果は良く対応しておりまた、岩盤状況の観察から推定される岩盤強度との対応も良いことがわかった。

本報文では、RBSTの試験法の概要と測定結果例を紹介すると共に、RBSTによる試験結果と同一岩盤において実施した岩盤直接せん断試験結果及び室内試験結果との対比をして、その有効性について若干の考察結果を報告するものである。

2、装置の構造及び測定原理

RBSTは、 $\phi 76\%$ のボーリング孔内で直接せん断試験を行なう様に工夫された装置で、図-1に示すように、RBST本体部、圧力制御部、モニター部から構成されている。RBST本体部は、載荷ゾンデ、引き抜きロッド、センターホールジャッキから成っている。

載荷部には3つの歯を有する2枚のせん断プレートが孔壁に向かって配置されていて、これらは複動式ジャッキの両端に固定されている。

測定原理は、せん断プレートをボーリング孔壁に押しつけ、この状態のまま、ボーリング孔に平行にロッドを介して引き上げることにより、歯で囲まれた岩片を破壊させるというものである。これは、歯の頂点を結ぶ線上の強制せん断面に沿って岩盤を破壊させる直接せん断試験とみなされるものである。ここで孔壁に押しつける力を F_N 、引き抜く力を F_t 、せん断プレートの面積を A とすると、せん断応力 τ 垂直応力 σ_N は次式により算出される。

$$\tau = F\tau / 2A$$

$$\sigma_N = FN / A$$

油圧ジャッキの制御は、地表部の油圧ポンプで行ない、応力は、圧力変換器を介してデジタル値としてインジケータに表示され、同時にXYレコーダーに記録される。

装置の仕様は以下の通りである。

- せん断プレート…25×20mm×2
頂角60°高さ1mm
の歯を3つ有する。
- 垂直応力…最大880kgf/cm²
- せん断応力…最大350kgf/cm²

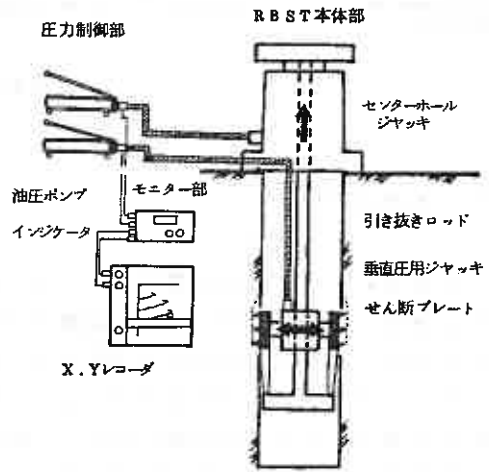


図-1 RBST装置の模式図

3. 測定方法及び解析

測定手順を簡単に示すと次の通りである。

- ① φ78mmのボーリング孔を掘削する。
- ② 載荷部を孔内の所定の深度に挿入し、センターホールジャッキを置く。
- ③ 垂直荷重制御ポンプでせん断プレートを孔壁に圧着する。
- ④ せん断荷重制御ポンプでセンターホールジャッキを作動させせん断プレートを孔口方向に引き上げる。
- ⑤ XYレコーダー、またはインジケータをモニターしながらせん断力に増加がみられなくなった時点で測定を終了する。
- ⑥ せん断プレートを引込めて載荷位置を変え(90°回転あるいは深度変更)次の測定を行なう。

実際の測定にあたっては、上記の手順に従いせん断プレートの押し付け圧(垂直応力)を数段階に変えて1地点(深度1m程度)当り10~20点の試験を実施する。

試験に際しては 図-2 に示すようにせん断プレートの歯を岩盤に貫入させ、せん断プレートと岩盤とを圧着させる必要がある。この圧着に必要な力Fは EvansとMurrellら¹⁾によると次式で示される。

$$F = 2 \cdot b \cdot d \cdot qu (f + \tan \beta)$$

ここで、bはくさび頂の長さ、dはくさびの高さ、quは一軸圧縮強度、fは岩石とくさび間の摩擦係数、βはくさびの頂角の半である。いま同装置におい

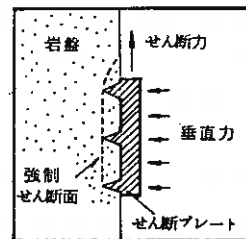


図-2 せん断プレートの圧着状況

て $b = 3 \times 2.5 \text{ cm}$ 、 $d = 0.1 \text{ cm}$ 、 $\beta = 30^\circ$ であり、 $f = 0.5$ とすると、任意の一軸圧縮強度 q_u の岩盤にせん断プレートを押着するための力 F は、次式の様に与えられる。

$$F = 1.64 \cdot q_u$$

この式の良否については 検討の余地はあると考えられるが 現在、一応の目安としてこの式を採用している。

一方、試験時の垂直応力は 対象となる岩盤の強度によって決めるが、注意すべき点は 垂直応力が小さすぎる場合、せん断プレートが歯の傾斜角に沿ってすべり上がるということである。Patton²⁾ は せん断方向に上向きに i 度の傾斜を有するジョイントモデルを一面せん断した場合、破壊限界線が図-3 の様になることを示した。Handy³⁾ はこの考え方にに基づき、RBS T 試験においてせん断プレートの歯の傾斜面に沿うすべり上りを防止するためには、垂直応力が岩石の粘着力の C 以上とすると良いことを見出している。

図-4 には RBS T 試験のXYレコーダーによる記録例を示す。同図には 6 測点における試験結果が応力経路として示されている。

なお 図中縦軸はせん断応力、横軸は垂直応力である。このような測定結果から、各点における最大せん断応力と垂直応力を読み取り、 $\sigma N \sim \tau$ 関係図を作成する。この関係図より、モール・クーロンの式に基づき 粘着力 C および内部摩擦角 ϕ を 最小二乗法による直線回帰によって求める。なお モール・クーロンの式は次式で示される。

$$\tau = C + \sigma N \cdot \tan \phi$$

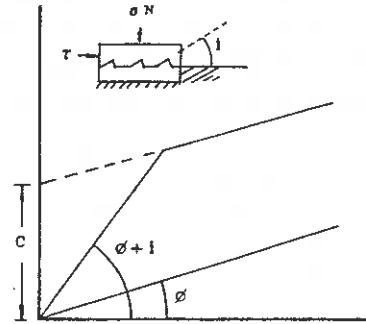


図-3 ジョイントモデルの破壊基準

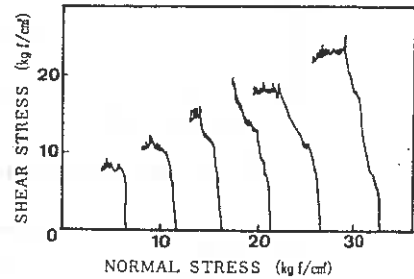


図-4 RBS T 試験の測定例

4. 測定結果例

4-1 新第三紀中新世の火砕岩類

RBS T の測定結果から得られた $\sigma N \sim \tau$ の関係を図-5～図-8に示した。図-5～図-7には岩盤直接せん断試験結果も合わせて示した。

図-5の凝灰岩(I)は、比較的堅硬で均質な火山礫凝灰岩で、割れ目は一部見られるが、全体的には割れ目の少ない岩盤である。一軸圧縮強度の平均値は 270 kgf/cm^2 で変形係数は $4.1 \times 10^4 \sim 6.7 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 、平均値は $5.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ である。

図-6の凝灰岩(II)は、(I)に比べてやや強度が低い火山礫凝灰岩で、割れ目が多少

認められる岩盤である。一軸圧縮強度の平均値は 190kgf/cm^2 で、変形係数は $1.0 \times 10^4 \sim 2.7 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$ 、平均値は $1.9 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$ である。

図-7の軽石凝灰岩は、少量の安山岩礫を含むがほぼ均質な岩盤で、割れ目はほとんど認められない。一軸圧縮強度の平均値は 65kgf/cm^2 で、変形係数は $0.8 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$ 、平均値は $0.9 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$ である。

図-8の凝灰質泥岩は、比較的均質であるが一部砂質凝灰岩を挟在している。一軸圧縮強度の平均値は 34kgf/cm^2 であり、変形係数は $0.44 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$ である。

なお、図中の実線は、土木学会編の岩盤等級と岩盤せん断抵抗の関係の統計図⁴⁾中に示されているCM級上限及びCL級上限を示している。

図-5～図-7の結果を見れば、RBS Tによって求めたC、 ϕ とRock shearによるC、 ϕ は、いずれもわずかの差はあるものの、Rock shearにおける個々の値は、RBS Tの個々の値が示しているばらつきの範囲内に位置しており、ほぼ同様のC及び ϕ の値が得られていることがわかる。

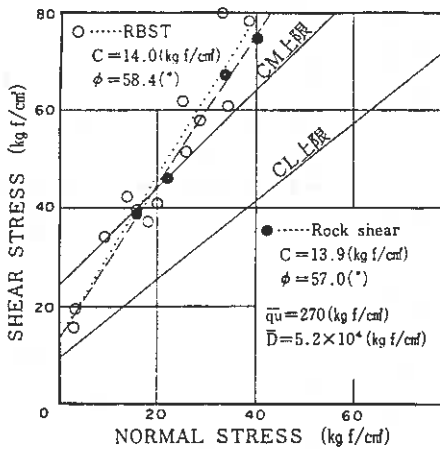


図-5 凝灰岩(I)の測定結果

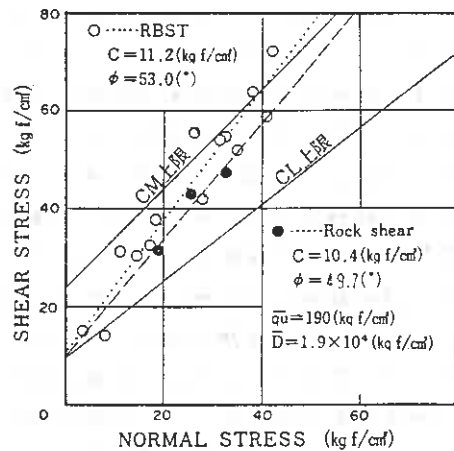


図-6 凝灰岩(II)の測定結果

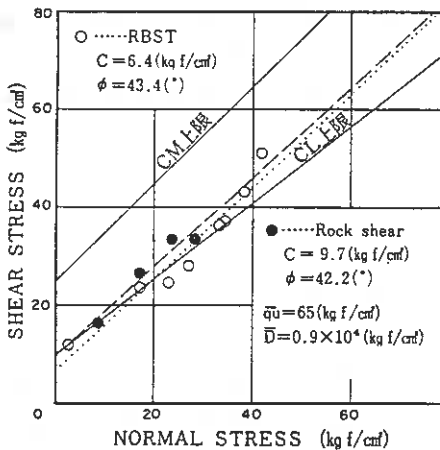


図-7 軽石凝灰岩の測定結果

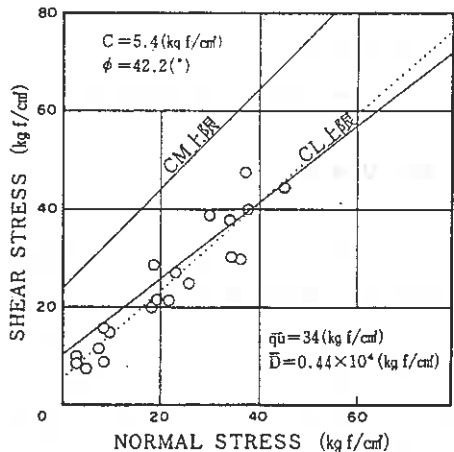


図-8 凝灰質泥岩の測定結果

4-2 新第三紀中新世堆積岩類

測定結果を図-9～図-11に示した。図中には、前項と同様に岩盤等級とせん断抵抗の関係図のCM級、CL級の上限を示した。

図-9は礫岩の結果である。礫は0.5～5cmの砂岩及び粘板岩で良く円磨されており、基質と良く密着している。全体に割れ目に乏しく、良く固結した塊状の岩盤である。一軸圧縮強度は150～300kgf/cm²、平均値は240kgf/cm²である。また、孔内水平載荷試験による変形係数は 2.3×10^{-4} ～ 3.1×10^{-4} kgf/cm²、平均値は 2.6×10^{-4} kgf/cm²である。

図-10は、砂岩の結果である。この砂岩は、中～粗粒なものと同粒なものに分けられ、中～粗粒砂岩は中硬質でハンマーの打撃でかん高い音を発する。細粒砂岩は泥質分が多く、ラミナ構造も見うけられ、割れ目は中～粗粒砂岩に比べて多い。一軸圧縮強度は、中粗粒砂岩で130～400kgf/cm²、平均値は260kgf/cm²、細粒砂岩では100～190kgf/cm²、平均値は140kgf/cm²である。RBS Tの結果では、両者の差は明瞭に現われていないので一括評価して示した。

図-11は、泥岩の結果で、この泥岩は固結しているが、細かい割れ目が発達している。一軸圧縮強度は50～200kgf/cm²、平均値は110kgf/cm²である。

ダム基礎岩盤の分類(菊地・斉藤)⁴⁾によれば礫岩はCM、砂岩はCH～CM、泥岩はCM～CLに属しており、RBS Tによって得られた強度は、ほぼその範囲にあることが言えよう。

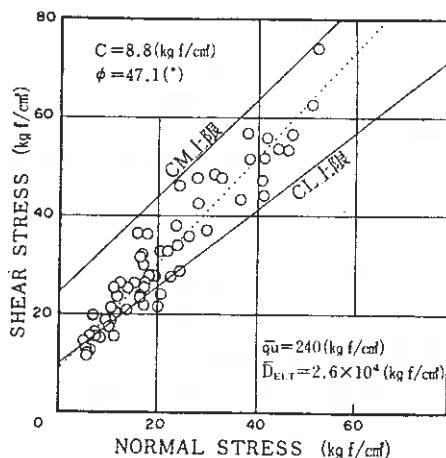


図-9 礫岩の測定結果

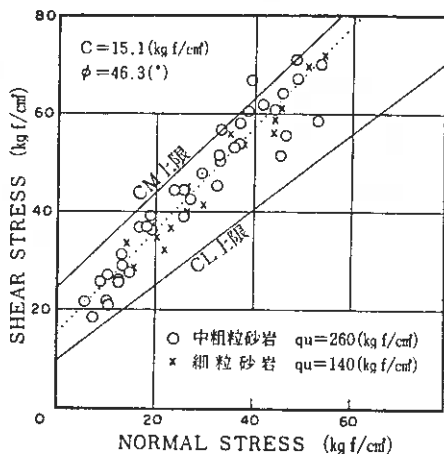


図-10 砂岩の測定結果

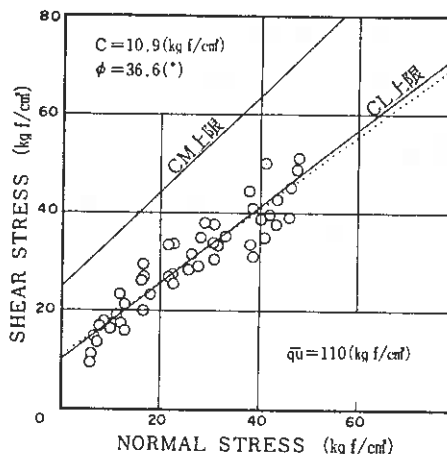


図-11 泥岩の測定結果

4-3 新第三紀鮮新世火山性堆積物

測定結果を図-12-(a)、図-12-(b)に示す。岩種は、いずれも軟質な砂岩で軽石礫を多く含んでいる。図-12-(a)は、風化部の未固結の岩盤、図-12-(b)は、新鮮部の弱固結岩盤で、孔内水平載荷試験による変形係数は、それぞれ 1000 kgf/cm^2 程度と 3000 kgf/cm^2 程度を示す。

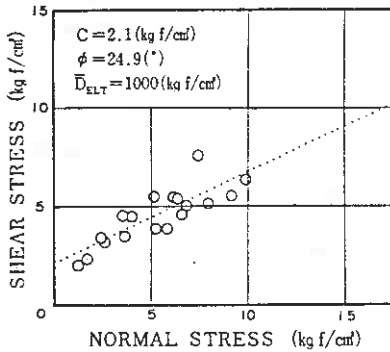


図-12-(a) 砂岩(風化部)

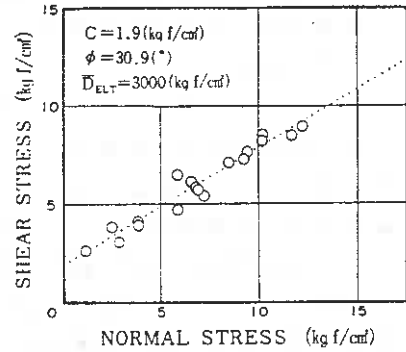


図-12-(b) 砂岩(新鮮部)

4-4 不均質な凝灰岩

図-3に、大小の礫を含む不均質な凝灰岩の結果を示す。この岩盤は 礫を不規則に混入しており、物性値がばらつくことが想定された。そのため、RBS Tを用いて広範囲の測定を行ない、そのばらつきを確認したものである。

測定は、一定間隔で掘削したボーリング孔内で、一定の深度間隔で行なった。

図-13からわかるように、結果は大きなばらつきを示しているが、これらは軟質な礫部、硬質な礫部、基質部の物性値の変化におおむね対応しており、RBS T試験は、不均質な岩盤のせん断強度の分布状況を把握するために有力な手段となることがわかった。

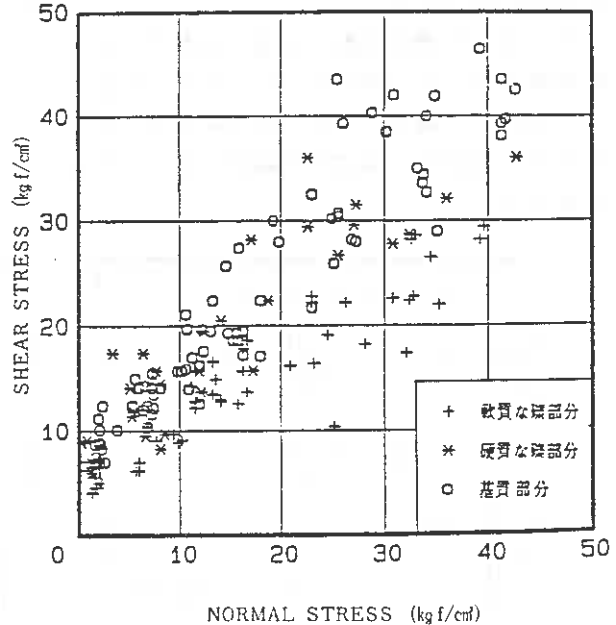


図-13 礫を含む凝灰岩におけるRBS T試験結果

5、R B S T 試験結果の考察

前項の R B S T によって求められた C 、 ϕ 及び岩盤直接せん断試験によって求められた C 、 ϕ と一軸圧縮強度 qu の平均値との関係を 図-14-(a)、図-14-(b) に示す。

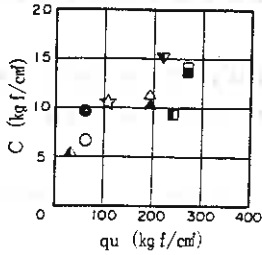


図-14-(a) 一軸圧縮強度 qu とせん断強度 C の関係

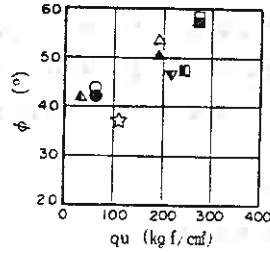


図-14-(b) 一軸圧縮強度 qu と内部摩擦角 ϕ の関係

凡 例

Rock	■ 凝灰岩 (I) ▲ 凝灰岩 (II)
shear	● 軽石凝灰岩
R	□ 凝灰岩 (I) △ 凝灰岩 (II)
B	○ 軽石凝灰岩 ▲ 凝灰質泥岩
S	■ 礫岩 ▼ 砂岩
T	☆ 泥岩

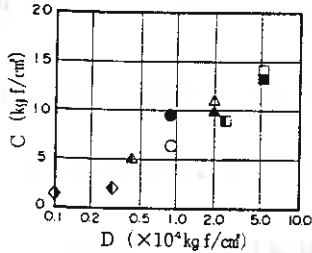


図-15-(a) 変形係数 D とせん断強度 C の関係

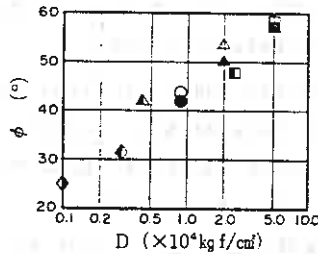


図-15-(b) 変形係数 D と内部摩擦角 ϕ の関係

凡 例

Rock	■ 凝灰岩 (I) ▲ 凝灰岩 (II)
shear	● 軽石凝灰岩
R	□ 凝灰岩 (I) △ 凝灰岩 (II)
B	○ 軽石凝灰岩
S	■ 礫岩 ▲ 凝灰質泥岩
T	◇ 凝灰質粗粒砂岩 (風化部) ◆ 凝灰質粗粒砂岩 (新鮮部)

一方、変形係数 D の平均値と C 、 ϕ の関係を 図-15-(a)、図-15-(b) に示す。 D の値は、平板載荷試験による値 D_{PL} と孔内水平載荷試験による値 D_{ELT} を併用した 図-14-(a)、(b) の qu と C 、 qu と ϕ の関係図によれば、 qu が大きくなると C 、 ϕ が共に大きくなる相関性が認められる。特に qu と C では、岩盤せん断試験による結果と R B S T による結果が、ほぼ同じようなばらつきの範囲内にあり、R B S T の結果は、岩盤のせん断試験による C に近い値を示していると思われる。 qu と ϕ の関係では、R B S T で求めた ϕ はやや低い傾向がある。特に泥岩及び礫岩の ϕ がやや低い結果となっているが、礫岩については qu のばらつきによるものと考えられ、全体としては、相関性を持った上でのばらつきの範囲にあると考えられる。

図-15-(a)、(b) においては、 D_{PL} 、 D_{ELT} の関係を考慮しても D と C 、 ϕ の関係は、ほぼ良い相関関係にあると見られよう。

以上のように、データ数は少ないが、R B S T によって求められた C 、 ϕ と qu 、 D との関係は、岩盤せん断試験によって求められた C 、 ϕ と qu 、 D の関係に、多少のばらつきがありながらも近似している。これは R B S T の結果が、岩盤のせん断強度を求めるのに有効なことを意味している。また、 qu 、 D の値から中硬岩～軟岩程度の C 、 ϕ のおおよその目安が得られるとも言えよう。

6. あとがき

今回紹介したRBS Tは数少ない測定例ではあるが、岩盤直接せん断試験などとの近似性が良く、また、広範囲での強度特性の分布を把握するのに有効であることがわかった。RBS T試験は原位置岩盤のせん断強度を簡便に知り得るという点で、今後発展的に利用できる調査法と考えている。

しかしながら、その適用性については、明らかにしなければならない点も残っており、今後更に多くのデータを蓄積して検討を進めていきたいと考えている。

参考文献

- 1). Evans, I. et al.: 'The forces required to penetrate a brittle material with a wedge shaped tool', Mechanical Properties of Non - Metallic Brittle Materials, 1958
- 2). Patton, F. D.: 'Multiple modes of shear failure in rock', Proc. of the 1st Int. Conf. on Rock Mechanics, 1966
- 3). Handy, R. L. et al.: 'ROCK BOREHOLE SHEAR TEST', Proc. of 17th U.S. Symposium on Rock Mechanics, 1976
- 4). 土木学会編: 「原位置岩盤の変形およびせん断試験指針」; 1983
- 5). 田中達吉、大橋武一郎、武内俊昭
 - ・孔内試験による岩盤のせん断強度測定法と結果の評価
 - 土木学会岩盤力学シンポジウム(1984)—
- 6). 武内俊昭、大橋武一郎
 - ・孔内試験による原位置岩盤のC、 ϕ 、測定について
 - 第6回岩の力学国内シンポジウム論文集(1984)—
- 7). 田中達吉、船戸明雄、曾根好徳
 - ・ボーリング孔内せん断試験による原位置岩盤の強度評価について
 - 第6回岩の力学国内シンポジウム、論文集(1984)—
- 8). 佐々安一、他
 - ・新原位置せん断試験PABIJASTとその試験結果について
 - 第5回岩の力学国内シンポジウム論文集(1977)—
- 9). Lohne, R. A. and Handy, R. L.: 'Slope Angles in Friable Loss', The Journal of Geology, Vol. 76, No. 3, May (1968)

道内火山灰土の土工上の分類について

北海道開発局 土木試験所

能登 繁幸
川西 是
奥田 稔
○原田 厚子

1. ま え が き

北海道はその面積の約半分が火山灰で覆われているため、土構造物を築造する際火山灰に遭遇することが多い。したがって、火山灰の土質工学的特性を知ることは重要なことである。特に火山灰が風化しているか否かは土工を行なう上で作業効率や、トラフノカビリティの確保、土量変化率の計算に直接関係するものであり、風化・未風化の判定法の確立が求められている。

一般に「風化」とは、周期的な温度変化、凍結・融解などの物理的作用や、酸化・水和・炭酸化などの化学的作用を受けて、土がぜい弱化することをいうが、通常現場で用いている「風化・未風化」とは、盛土材料として良質であるか否かを指している。本文では、現場の慣例に従い、土工の作業性を勘案して11トン乾地ブルドーザーのトラフノカビリティを確保できるコーン支持力 ($q_c \geq 5 \text{ kgf/cm}^2$) をもつものを良質、すなわち未風化火山灰、 q_c が 5 kgf/cm^2 未満のものを不良、すなわち風化火山灰と称することとする。

著者らは過去に、道内いくつかの火山灰を対象とした土質試験結果を用いて、風化・未風化の判定法を提案したが^{1),7)} この判定法では、自然含水比、みかけの特徴、室内トラフノカビリティ試験結果、ランマーの落下回数の変化に伴うコーン支持力の変化、日本統一土質分類名の5項目から、火山灰の風化・未風化の判断を行なった。特に、日本統一土質分類法により分類された試料の自然含水比とコーン支持力が対応していたので、日本統一土質分類名と自然含水比がわかれば火山灰の風化・未風化の判断は容易であった。しかし、その後判定法の作成から6年が経過し道内の火山灰土工箇所も増加し、一部の火山灰では、必ずしも前回提案の内容に従わないものも生じていることが判明したため、今回、判定法を再検討することとした。

2. 試料採取箇所

前回用いた20試料と今回採取した24試料との計44試料の土質試験結果を用いて検討を行なった。各試料は、一般国道、新千歳空港、釧路空港の工事現場などで採取したものであり、その採取箇所を図-1に、地名を表-1に示した。なお、試料については、日本統一土質分類のVH、SV、GVの順に、また、室内トラフノカビリティ試験によるコーン支持力の大きい順に番号をつけた。

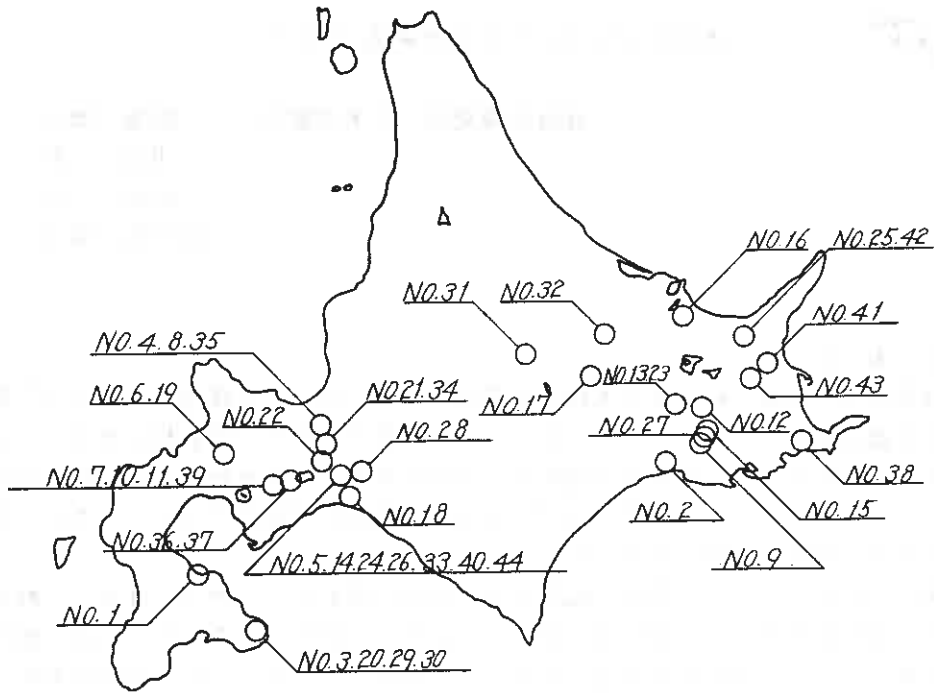


図-1 試料採取地

表-1 試料採取地及び試料番号

現場名 試料番号	採取地名	現場名 試料番号	採取地名
1	一般国道278号 尾白内	23	一般道々365号 支管理
2	釧路空港建設現場	24	新千歳空港建設現場
3	一般国道278号 恵山	25	一般国道244号 斜里
4	一般国道274号 西の里	26	新千歳空港建設現場
5	新千歳空港建設現場	27	主要道々釧路一弟子屈線 シラルトロ
6	一般国道5号 宮田	28	一般国道234号 追分
7	一般国道276号 双葉	29	一般国道278号 恵山
8	一般国道274号 西の里	30	一般国道278号 高森
9	主要道々釧路一弟子屈線 遠古武埴	31	一般国道274号 白根
10	一般国道276号 双葉	32	一般国道39号 美保
11	" "	33	新千歳空港建設現場
12	一般道々786号 丸瀬布一左登線 中オンペン	34	一般国道36号 島松
13	一般道々365号 支管理	35	一般国道274号 西の里
14	新千歳空港建設現場	36	一般国道276号 支笏
15	一般国道391号 五十石	37	" "
16	一般国道39号 呼入	38	一般道々初田牛一浜中線 恵茶入
17	留辺蘂一本別線 二ノ沢	39	一般国道276号 清陵
18	一般国道234号 柏原	40	新千歳空港建設現場
19	一般国道5号 宮田	41	一般国道272号 志志骨
20	一般国道278号 恵山	42	一般国道244号 斜里
21	一般国道36号 島松	43	一般国道272号 中標津
22	一般国道36号 恵庭	44	新千歳空港建設現場

3. 試験方法

各土質試験の項目とその方法は以下に示す通りである。

- ① 土粒子の比重試験 (JIS A 1202)
- ② 土の含水量試験 (JIS A 1203)
- ③ 土の粒度試験 (JIS A 1204)
- ④ 土の液性限界試験 (JIS A 1205)
- ⑤ 土の塑性限界試験 (JIS A 1206)
- ⑥ 土の強熱減量試験 (JSF T 6)
- ⑦ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1214)
- ⑩ 室内トラフィカビリティ試験 (日本道路協会編道路土工 土質調査指針)⁶⁾

4. 結果と考察

対象とした各試料の土質試験結果は表-3に示す通りである。以後の考察にあたっては、室内トラフィカビリティ試験によるコーン支持力 q_c の値と、突固め回数の増加に伴うコーン支持力の変化、すなわち、オーバーコンパクションの有無を考慮して、表-2に示す分類を行なうこととする。なお、図-2は2.5 kgランマーの突固め回数 N を20、40、80、120回としたときの各試料のコーン支持力 q_c の変化を示したものであり、表-2における分類の基礎となっている。

風化と判定される試料は突固め回数の増加に伴ないコーン支持力が低下する、いわゆるオーバーコンパクションを起こしており⁵⁾、そのほとんどは、 $N=20$ 回ですでにコーン支持力は 5kgf/cm^2 未満である。一方、未風化と判定される試料は、 $N=20$ 回でコーン支持力は 10kgf/cm^2 以上であった。表-2の記号で黒印のものは風化、白印は未風化

表-2 火山灰の判別記号

オーバーコンパクションの有無	VH	SV	GV	$N=80$ 回時のコーン支持力 q_c (kgf/cm^2)
オーバーコンパクションなし 又は測定不可	—	○	□	10以上
q_c が横ばいで低下しない	↑	①	□	10前後
オーバーコンパクションをおこすが 施工上問題なし	⊖	⊙	□	10～5
オーバーコンパクションをおこし、 施工上問題ある	▲	●	□	5～3
オーバーコンパクションが大きい、 又は施工不能	▲	●	■	3以下

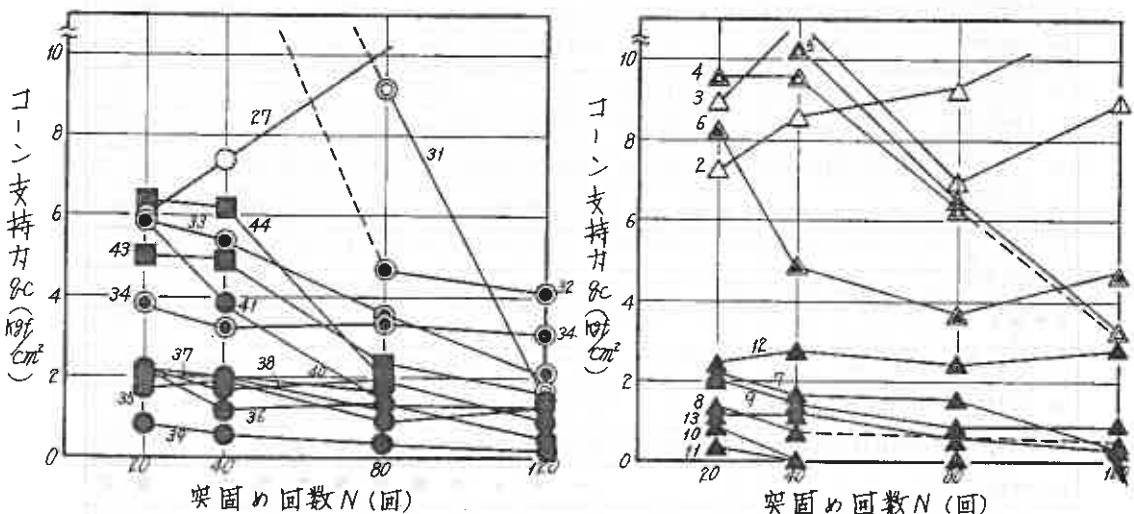


図-2 突固め回数の増加に伴うコーン支持力 q_c の変化

と判断されるものであり、以下の図表の凡例は、同表に示すところとなる。以下に、風化・未風化火山灰の土質工学的特性について検討する。

表-3 採取試料の土質試験結果

項目	試料番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
自然含水比 W _n (%)		25.5	79.6	79.9	26.6	58.4	57.4	43.2	46.6	47.3	51.1	54.1	61.2	67.9	15.9	16.4	19.8	23.1	25.1	31.1	32.1	32.9	39.3
土粒子の比重 G _s		2.56	2.55	2.75	2.63	2.70	2.64	2.46	2.59	2.69	2.52	2.66	2.69	2.71	2.65	2.64	2.57	2.42	2.75	2.54	2.68	2.39	2.37
コンシ 限ステ	液性限界 W _L (%)	N.P.	77.0	92.2	44.0	61.9	81.6	38.6	47.0	61.8	N.P.	44.1	58.1	66.0	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
	塑性限界 W _p (%)	"	59.9	60.6	22.0	45.5	50.5	12.8	29.6	37.1	"	14.3	27.2	39.9	"	"	"	"	"	"	"	"	"
粒 度 試 験	2000μm 以上	0.4	1.6	4.9	0.0	3.0	4.8	0.0	3.8	0.0	0.9	0.5	1.5	0.0	8.5	9.1	9.9	18.2	34.0	8.4	27.2	18.4	23.2
	2000μm ~ 74μm	37.6	45.6	29.2	16.5	45.9	36.6	20.1	42.5	42.4	24.3	33.8	27.6	17.7	87.3	84.0	68.2	56.0	64.1	44.2	67.2	52.3	50.3
	74 μm 以下	62.0	52.8	65.9	83.5	51.1	58.6	79.9	53.7	57.7	74.8	65.7	70.9	82.3	4.2	6.9	21.7	25.7	1.9	47.4	5.6	25.3	26.5
	均等係数 U _c	5.6	-	-	-	170	-	16.5	-	31.3	-	28.3	7.0	-	2.5	13.2	14.2	1.9	1.9	1.43	8.0	29.2	45.8
日 本 統 一 土 質 分 類		VH ₁	VH ₁	VH ₂	VH ₁	VH ₁	VH ₂	VH ₁	VH ₁	VH ₁	VH ₁	VH ₁	VH ₁	VH ₁	SV	S-V	SV	SV	SV	SV	SV	SV	SV
現場乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)		0.93	0.66	-	-	-	-	1.07	-	1.04	1.20	0.95	1.00	-	1.33	1.39	1.04	1.12	-	-	-	0.86	-
強熱減量率 (%)		9.1	14.4	12.1	1.5	6.7	9.9	5.7	7.3	5.3	6.8	4.6	8.3	10.3	1.2	2.9	2.7	3.9	0.7	7.3	3.6	3.2	4.3
透 水 係 数 k (cm/sec)		×10 ⁻⁴	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁸	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁷	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁷	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁵	-	×10 ⁻³	×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁵	-	×10 ⁻⁷	×10 ⁻³	×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁴
締 固 め	ρ _{dmax} (g/cm ³)	1.09	0.87	0.90	1.64	1.03	1.09	1.24	1.42	1.18	1.34	1.38	1.08	1.09	1.32	1.53	1.33	1.18	1.06	1.13	1.60	0.97	1.05
	W _{opt} (%)	41.0	60.9	60.0	20.1	51.0	45.6	25.6	17.1	40.9	28.0	33.0	46.0	40.7	13.5	21.6	15.6	32.6	28.0	37.9	23.3	48.9	43.8
判別の分類記号		△	△	△	△	△	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	○	○	○	○	○	○	○	○	○

項目	試料番号	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
自然含水比 W _n (%)		43.6	44.4	48.5	48.6	56.6	71.9	38.7	48.2	30.3	18.2	85.3	89.4	26.9	56.2	68.6	90.0	96.2	106.2	146.6	64.4	130.6	158.4
土粒子の比重 G _s		2.47	2.37	2.57	2.44	2.54	2.79	2.66	2.64	2.69	2.68	2.77	2.54	2.66	2.60	2.64	2.65	2.71	2.68	2.68	2.66	2.55	2.75
コンシ 限ステ	液性限界 W _L (%)	N.P.	N.P.	72.8	N.P.	59.5	N.P.	N.P.	129.3	N.P.	36.3	89.2	73.4	33.6	84.8	62.5	107.8	84.6	-	110.2	78.0	N.P.	206.4
	塑性限界 W _p (%)	"	"	49.6	"	N.P.	"	"	53.2	"	N.P.	37.5	N.P.	20.4	57.2	"	50.8	38.2	-	15.4	57.0	"	87.1
粒 度 試 験	2000μm 以上	5.4	16.3	10.1	23.2	2.3	37.0	11.7	11.0	28.4	7.2	18.1	0.2	0.9	23.2	0.6	0.6	7.8	32.3	36.7	44.7	49.1	51.7
	2000μm ~ 74μm	55.6	46.7	54.5	48.1	63.9	50.9	50.2	57.5	54.7	53.0	39.7	53.3	76.6	54.1	65.5	53.1	47.7	44.7	44.2	32.6	38.6	29.8
	74 μm 以下	39.0	37.0	35.4	28.7	43.8	12.1	38.1	31.5	16.9	39.8	42.2	46.5	22.5	22.7	33.9	46.3	44.5	23.0	19.1	22.7	12.3	18.5
	均等係数 U _c	-	36.7	-	34.8	26.4	15.4	125	-	60	1180	8.7	48.6	-	712	51.6	28.3	130.8	104	181.8	1280	53.9	755.3
日 本 統 一 土 質 分 類		SV	SV	SV	SV	SV	S-V	SV	SV	SV	S-V	SV	SV	SV	SV	SV	SV	SV	SV	SV	SV	GV	GV
現場乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)		0.87	-	0.56	0.74	0.77	0.67	-	1.03	1.29	1.29	0.71	0.67	-	1.22	0.71	0.71	0.75	-	0.40	0.67	0.36	0.38
強熱減量率 (%)		6.6	4.8	11.3	5.3	9.4	5.7	3.7	4.6	4.2	4.5	9.4	10.9	4.3	7.3	9.7	13.6	9.5	-	12.6	8.0	17.3	23.7
透 水 係 数 k (cm/sec)		×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁴	×10 ⁻⁶	-	×10 ⁻⁴	-	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁷	×10 ⁻³	×10 ⁻⁴	-	×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁵	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁴	×10 ⁻⁶	×10 ⁻⁵	-	×10 ⁻³	×10 ⁻⁴	×10 ⁻²	-
締 固 め	ρ _{dmax} (g/cm ³)	1.07	0.89	1.06	0.93	1.05	0.82	1.30	1.12	1.23	1.82	0.90	0.82	1.66	1.34	1.07	0.94	0.95	-	0.62	0.98	0.60	0.61
	W _{opt} (%)	42.0	63.1	44.5	28.0	44.0	70.6	31.9	43.5	38.0	14.6	47.5	55.7	20.7	31.6	39.0	32.3	45.1	-	87.1	57.3	95.0	70.0
判別の分類記号		○	○	○	○	○	○	①	①	◎	◎	◎	◎	●	●	●	●	●	●	●	□	■	■

4-1 土粒子の比重

一般に、土粒子の比重が大きいと風化、小さいと未風化と考えられている。表-3に示すように比重が2.5を越えるものは、風化・未風化が混在しており、比重だけでは判断できないようであるが、44試料中、比重が2.5以下であるものは、白色または乳灰色を呈し、ザラザラした感触であるものが多く、特にSVに分類される試料のうち比重が2.5以下のものは、ほとんどが未風化と判断されるものであった。VHの試料で一部比重2.5以下であっても風化と判断されるものもあるが、全体の傾向として比重が2.5以下ではほぼ未風化と判断しても良いのではないかと思われる。

4-2 自然含水比

盛土材料として良質であるか否かは、含水比の影響を強く受ける。自然含水比が大きければ風化、小さければ未風化の火山灰ではないかと推測されたので、自然含水比とコーン支持力との関係について検討した。その結果をまとめたものが図-3である。SV・GVに分類される試料については、含水比が80%以上のものは風化火山灰であった。しかし、80%以下の含水比の試料についてはVHも含めて必ずしも含水比で区分はできないようである。

4-3 コンシステンシー限界

土質研究室では過去に、一般土砂を対象として不良土の判定法について研究を行い最適含水比とコンシステンシー限界を要素とした以下の経験式を提案した。²⁾

- ① $W_n \geq 1.4 W_{opt}$
- ② $W_n \geq 1.5 W_p$
- ③ $I_L \geq 0.75$

これらの判定法は盛土材料としての良・不良を判別するものであるから、火山灰の風化・未風化の判定に適用できるものと予想される。

判定法のうち①は最適含水比との関連なので後述する。

②について検討を行なうため、自然含水比と塑性限界との関係を示したのが図-4である。図中の黒印の記号は風化を示している。

$W_n \geq 1.5 W_p$ である試料は10試料あり、すべて風化火山灰であった。このうち9試料は捨土対象

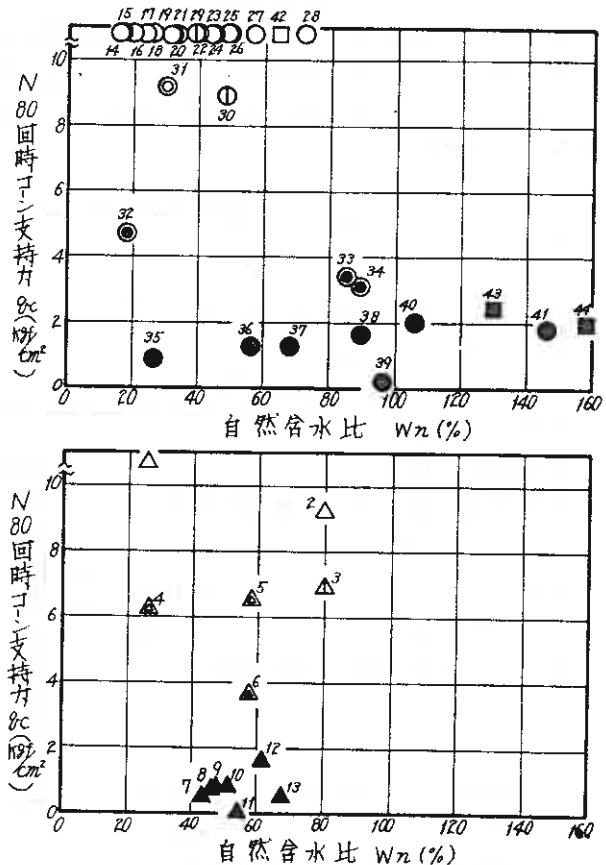


図-3 自然含水比 W_n とコーン支持力 q_c

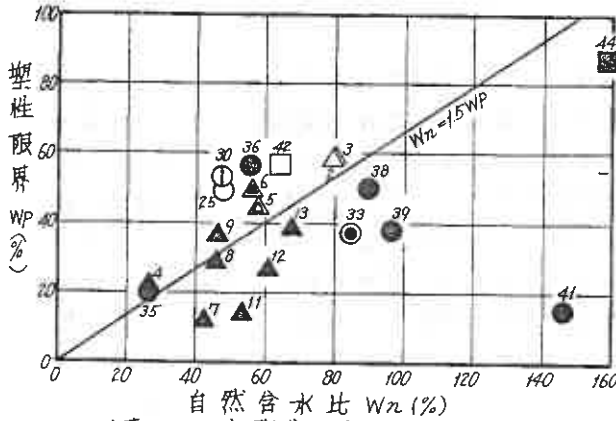


図-4 自然含水比 W_n と塑性限界 WP

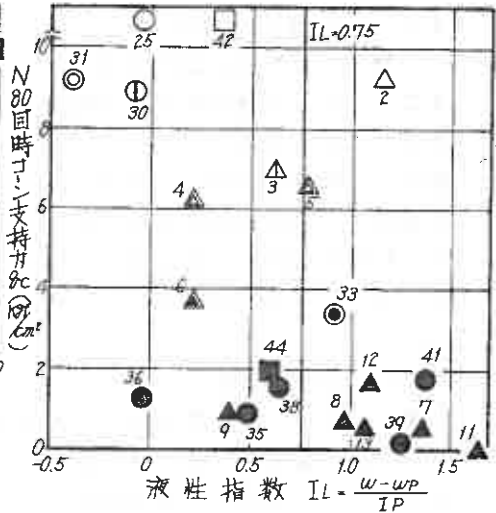


図-5 液性指数 IL とコーン支持力 q_c

になっており、また、No 33 についても $q_c = 3.4 \text{ kgf/cm}^2$ と非常に小さいので、 $W_n \geq 1.5 W_p$ であれば風化火山灰とみなすことができる。

図-5 は液性指数とコーン支持力との関係を示している。この図によると、 $IL \geq 0.75$ のものは10試料あり、このうち8試料は風化火山灰であるが、残り2試料についてみるとNo 5 は土工が可能であり、No 2 は完全に未風化火山灰であるので③を風化・未風化の判定基準とすることはできないようである。

表-4 乾燥によるコンシステンシーへの影響

コンシステンシー	%	2	3	4	6	8	13	25	30	31	36	42
目	WL (例)	77.0	92.2	44.0	81.6	47.0	66.0	72.8	129.3	36.3	64.6	78.0
	Wp (例)	59.9	60.6	22.0	50.5	29.6	39.9	49.6	53.2	23.4	57.2	57.0
底	WL (例)	N.P.	83.6	38.2	77.7	46.8	47.0	N.P.	102.8	N.P.	65.7	N.P.
	Wp (例)	60.8	56.2	18.5	52.7	32.6	40.6	62.7	41.9	21.8	52.7	57.7

次に、火山灰のコンシステンシー限界は乾燥の影響を受けるといわれているので、試料の準備方法を変化させて検討を行なった。試料は、JIS A 1201 により空気乾燥したものを用いるが、今回採取した24試料中22試料については、自然状態と空気乾燥状態で試料調整したものを試験に用いた。その結果をまとめたのが表-4 である。塑性限界については自然状態と空気乾燥状態で試験を行なった結果はほとんど同じであり、風化・未風化とも乾燥の影響を受けて

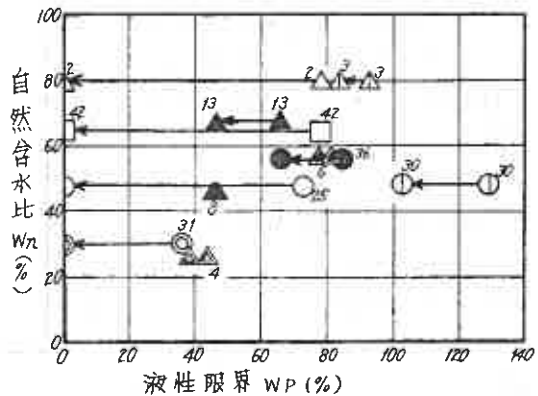


図-6 乾燥による液性限界 WP の影響

いないことがわかる。

自然状態での液性限界 (W_L) 並びに空気乾燥状態での液性限界 (W_L') と自然含水比について示したものが図-6である。なお、矢印は W_L から W_L' へと引いた。風化火山灰は ($W_L - W_L'$) が大きく、未風化火山灰は ($W_L - W_L'$) は小さいと推測されたが、図-6ではこのような傾向はみられず、風化・未風化の判定への適用は困難であった。

4-4 強熱減量

強熱減量試験は一般に有機物含有量の目安を得るための簡便法であるが、有機物含有量が少ない試料については、土粒子中の化合水や結晶水の量を得るための試験と考へても支障はなく、火山灰の風化・未風化判定の手がかりとなる可能性もある。

自然含水比と強熱減量との関係を示したものが図-7である。SV・GVに分類された試料については、強熱減量が大きければ風化、小さければ未風化であるという傾向が現われており、今回の試料では、自然含水比が60%以上で強熱減量が9%以上であれば風化、強熱減量が4%以下であれば未風化であると判断できそうである。しかしVHについては、このような傾向はみられない。

強熱減量試験は800℃で行なうのが一般的であるが、風化の程度が土粒子中の化合水や結晶水の

量に影響されるものであれば、強熱温度の違いによって強熱減量にも差が出ると思われる。このため、強熱温度を400℃、200℃に変えて、強熱減量試験を行なった。この結果をまとめたものが表-5であるが、VH、SV、GVのど

の試料でも強熱温度変化に伴う強熱減量の変化と風化・未風化との相関はみ

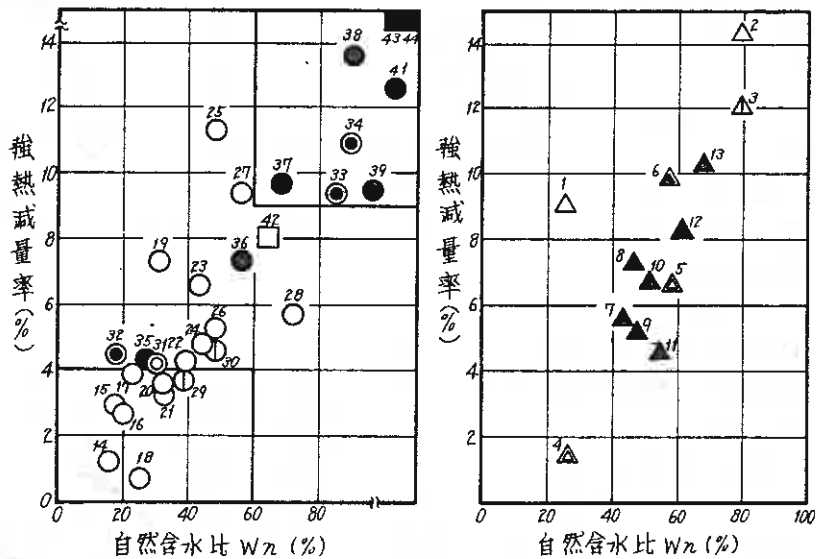


図-7 自然含水比 W_n と強熱減量

表-5 強熱温度の違いによる強熱減量への影響

強熱温度	2	3	4	5	6	8	13	15	18	19	20	22	23	24	25	28	29	30	31	32	35	36	40	42
800℃	14.4	12.1	5.1	6.7	9.9	7.3	10.3	2.9	0.7	7.3	3.6	4.3	6.6	4.8	11.3	5.7	3.7	4.6	4.2	4.5	4.3	7.3	-	8.0
400℃	11.7	7.7	1.5	4.7	4.0	1.8	7.2	1.9	0.5	3.0	1.4	2.5	5.4	3.2	9.6	3.7	2.4	3.6	2.5	2.5	1.5	4.9	-	5.2
200℃	4.8	2.8	0.9	0.2	1.3	0.9	4.2	0.9	0.2	1.5	0.0	0.7	3.2	0.5	4.1	2.5	1.4	2.7	0.8	1.3	0.8	2.6	-	3.6

られなかった。

4-5 締固め特性

最適含水比と自然含水比との関係を示したのが図-8である。SV・GVに分類された試料については、含水比が60%以上であれば、 $W_n \geq 1.4 W_{opt}$ であるものはすべて風化火山灰であった。また、最適含水比が30%以上あるもので $W_n \leq 1.4 W_{opt}$ W_{opt} であるものは未風化火山灰であった。一方、VHに分類された試料では、含水比や最適含水

比に関係なく、 $W_n \geq 1.4 W_{opt}$ であれば風化火山灰であった。

以上のことから、一般土砂と同様におおむね $W_n \geq 1.4 W_{opt}$ であれば風化火山灰であると判断できるようである。

4-6 土量変化率

図-9は盛土施工後の密度が最大乾燥密度の

85%に締固められたと仮定し、これと地山密度との比をとって、土量変化率の概略的傾向を示したものである。

北海道開発局で採用している現行の火山灰の土量変化率は未風化火山灰で0.77~1.00、平均的に0.89、風化火山灰の場合は、0.57~0.77で平均的に0.67を用いることとしている。今回の地山密度の値は、各採取地点で参考までに測定したものであり信頼性に欠けるが、図-9によれば未風化火山灰では0.62~1.23の範囲で平均的に0.98、風化火山

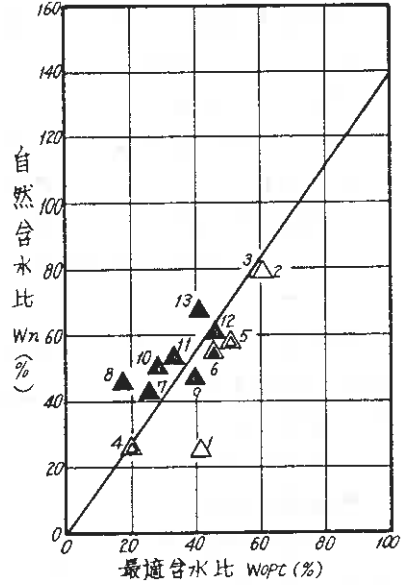
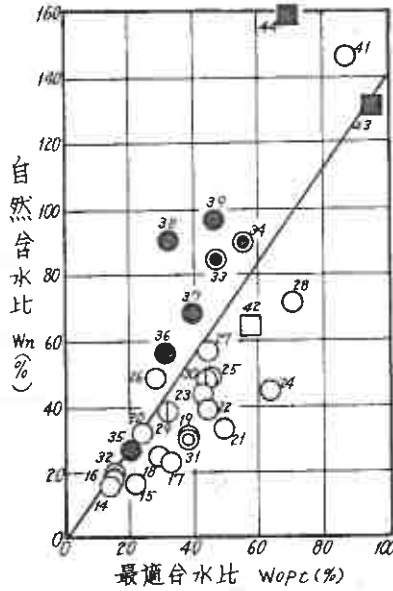


図-8 最適含水比 W_{opt} と自然含水比 W_n

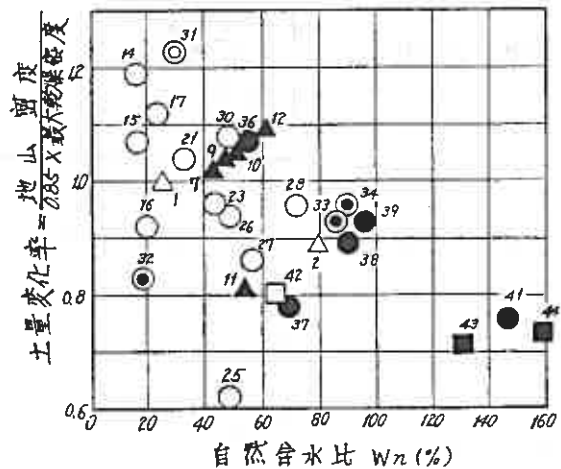


図-9 自然含水比 W_n と土量変化率

灰では0.71～1.09の範囲で平均的に0.91の土量変化率となっており、現行の値とはかなり異なった値となっている。今後、精度の良い密度測定を行なって、合理的な土量変化率を決める必要があると思われる。

5. ま と め

前回の報告と今回の検討結果をまとめると以下ようになる。

- ① 前回は室内トラフィカビリティ試験によるコーン支持力が 5 kgf/cm^2 以下を風化、 10 kgf/cm^2 以上を未風化としたが、現場の施工実態を勘案して 5 kgf/cm^2 未満を風化、 5 kgf/cm^2 以上を未風化とした。
- ② 前回は自然含水比により大まかな判断が可能であったが、今回の検討ではS・V・GVに限り、含水比80%以上の試料は風化火山灰であるといえる。
- ③ 塑性限界、強熱減量、最適含水比に基づく判定が可能である。
- ④ 検討結果を総括すると、道内火山灰土の風化・未風化を表-6に示すように判別できるものと思われる。

表-6 道内火山灰土の風化・未風化の判別法

日本統一 土質分類	$q_c(\text{kgf/cm}^2)$ N=77回	N - q_c 傾 き	含 水 比 W_n (%)	$W_n - W_p$	強熱減量 (%)	$W_n - 1.4W_{opt}$	風化・ 未風化 の判断
S V	10 以上	+	/	/	/	/	未風化
	10 前後	0					
	10 ~ 5	-					
G V	5 ~ 3	-	80 %	$W_n \geq 1.5W_p$	9 %	$W_n \geq 1.4W_{opt}$ and $W_n \geq 60\%$	風 化
	3 以下	-	以 上				
V H	10 以下	+	/	/	/	/	未風化
	10 前後	0					
	10 ~ 5	-					
	5 ~ 3	-					
	3 以下	-					

6. あ と が き

これまで土工との関連において火山灰の風化・未風化の判定法について検討し、一応の結論を得た。今後さらにデータを重ね、土工上最も問題となる土量変化率との関係を見い出してゆきたいと考えている。また、現在火山灰と一般の土とを判別するには、地質学的情報に頼るしかなく、今回検討した44試料中にも、外見や土質

定数からだけでは火山灰と判別できないものも数試料あった。火山灰と一般の土との判別方法の確立も今後の課題であると考えている。

なお、本文を作成するにあたり、試料採取に御協力をいただいた道内の各開発建設部の方々、並びに当研究室の遠藤実験主任、日下部研究員に記して謝意を表します。

7. 参 考 文 献

- 1) 佐々木晴美、杉岡博史、奥田稔、工藤節男； 土工との関連における火山灰の工学的特性 土質工学会北海道支部技術報告集第19号、1979
- 2) 北海道開発局土木試験所 昭和41年度年報 P 73-74
- 3) 土質工学会編 土質試験法 1979
- 4) 土質工学会編 土質調査法 1982
- 5) 土質工学会編 土質工学ハンドブック 1982 P399-406
- 6) 日本道路協会編 道路土工-土質調査指針 1978 P148-150
- 7) 工藤節男、佐々木晴美、能登繁幸、杉岡博史、奥田稔； 土工との関連における火山灰の工学的特性（第2報） 第22回北海道開発局技術研究発表会論文集 1978

改良赤土の品質管理法の一考察

室蘭開発建設部苫小牧道路事務所 小渡敏彦
 北海道開発コンサルタント(株) 河合裕志
 同 由良桂一
 同 ○本間公康

まえがき

近年、省資源や経済性の面から産業廃棄物の有効利用が提起されている。道内において建設事業への利用可能な廃棄物としては、アルミナの製造工程で発生する赤泥を、セメント添加と圧搾脱水により、その力学的諸性状を改善させた改良赤土、火力発電所から排出される石炭灰、下水処理場からの汚泥焼却灰および砕石ダスト等があり、最近これらの材料の利用法が検討され始めてきている。

すでに、改良赤土は道路材料への利用に対して有効であると報告されている。本報告は、一般国道235号厚真町共和改良その2工事(他2件)の盛土材料として日軽苫小牧工場で生産される改良赤土を使用するにあたり転圧試験を行い、その結果を用いて品質管理の方向性について述べるものである。

1. 改良赤土の性状

今回使用した改良赤土はセメント4%添加後2~4カ月経過したもので、これらについて物理試験と力学試験を行った結果を表-1に示す。

表-1 土質試験結果一覧表

試料番号	含水比 (%)	比 留	量 度						コンシステンシー		稠 度		液 限 (%)	塑性指数	1.5-C値	一 般	原水	設計C値	圧 密	
			固 相 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘 土 (%)	最大径	均等 粒径	百分 数 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	最大原土含水比 (%)							原土含水比 (%)	圧縮指数
1	41.98	3.245	75.8	6.1	15.5	2.5	50.8	255.5	13.1	64.6	35.2	1.280	43.2	1.227	1.01×10 ³	9.0	0.175	3.0		
2	41.93	3.230	83.4	10.8	4.6	1.2	50.8	21.1	1.6	41.6	36.2	1.278	44.5							
3	40.45	3.239	83.1	10.6	5.3	1.0	50.8	36.2	2.4	45.9	37.7	1.283	44.8							
4	41.22	3.224	72.3	16.2	10.2	1.3	38.1	140.3	10.7	45.5	35.1	1.274	43.6							
5	41.98	3.218	83.0	7.4	8.8	0.8	38.1	54.4	7.1	41.8	35.1	1.285	44.2							
6	42.51	3.229	70.3	19.2	8.7	1.8	38.1	100.0	5.8	42.3	36.8	1.287	43.8	2.374	1.63×10 ³	17.5	0.63	6.7		
7	38.30	3.210	73.5	15.4	9.6	1.5	38.1	140.3	8.3	43.3	34.9	1.275	43.9							
8	40.99	3.212	72.9	17.0	8.5	1.6	38.1	114.3	4.4	43.9	34.7	1.287	43.6							
9	43.04	3.218	76.6	13.1	9.1	1.2	38.1	81.6	6.2	45.6	36.0	1.280	44.2							
10	40.68	3.215	92.5	4.9	2.1	0.5	50.8	6.2	1.2	45.6	35.5	1.265	43.3							
11	44.52	3.221	72.8	17.3	8.6	1.3	38.1	107.0	4.1	46.4	36.5	1.271	43.8							
12	38.74	3.230	83.1	7.5	8.7	0.7	38.1	47.5	6.2	45.6	35.9	1.280	44.5							
13	46.38	3.223	72.5	16.0	10.0	1.5	38.1	171.9	13.1	47.1	36.0	1.270	44.8							
14	40.81	3.226	83.8	10.6	4.5	1.1	50.8	21.1	1.6	46.0	36.0	1.280	43.8							

2. 試験断面および方法

転圧試験は厚真町共和地区では幅5m、長さ15mの断面に対し、仕上り厚さ30cmおよび50cmの2通りについて人力による敷均しで行った。転圧はブルドーザ(湿地用、D50型、自重13.35t、接地圧0.27kgf/cm²)とタイヤローラー(自重8.8t)を使用し、初めブルドーザ転圧を行った後タイヤローラー転圧を行った。

試験および測定は、所定の転圧回数に対して現場密度、球体落下、現場CBR試験および転圧による圧縮量について行った。

3. 転圧試験結果

転圧試験の結果を表-2、転圧回数と転圧圧縮量、乾燥密度、球体落下D値の関係を図-1~3に示す。

表-2 転圧試験結果

仕上り厚 cm	転圧回数 (回)	現場密度および締固め度						球体落下CBR D値		現場CBR		転圧圧縮量 S		
		湿潤密度 ρ_1 (g/cm ³)		含水比 W (%)		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)		締固め度 (%)						
30	ブル 2 タイヤ 1	1.561		41.17		1.106	85.5		7.1		7.2		5.5	
		1.536	1.543	40.95	41.18	1.090	1.093	85.2	85.5	6.6	6.8	6.0	6.0	5.4
		1.532		41.41		1.084		84.8		6.6		4.9		4.7
	ブル 3 タイヤ 2	1.582		41.95		1.114	87.1		6.2		6.9		6.5	
		1.549	1.562	41.25	41.89	1.096	1.101	85.7	86.1	6.3	6.6	8.1	7.5	6.1
		1.556		42.48		1.092		85.4		7.2		7.4		5.5
	ブル 4 タイヤ 3	1.616		41.33		1.143	89.4		5.4		9.0		6.7	
		1.568	1.600	42.94	42.43	1.097	1.124	85.8	87.9	6.6	5.6	10.9	9.3	6.3
		1.615		43.03		1.132		88.5		4.8		8.1		6.5
	ブル 5 タイヤ 4	1.632		42.32		1.147	89.7		6.0		11.6		6.7	
		1.669	1.653	43.04	41.87	1.167	1.166	91.2	91.1	5.1	5.4	9.7	10.1	6.3
		1.659		40.26		1.183		92.5		5.1		9.0		6.5
50	まき出し 直後	1.246		39.5		0.893								
		1.253	1.245	39.2	39.2	0.900	0.894							
		1.205		38.9		0.889								
	ブル 2 タイヤ 1	1.515		40.2		1.080	84.4		7.2				8.3	
		1.472	1.508	40.5	39.9	1.048	1.078	91.9	84.3	6.0	6.3			4.6
		1.538		39.1		1.106		86.5		5.7				7.2
	ブル 3 タイヤ 2	1.497		40.45		1.066	83.3		6.6		6.9		6.9	
		1.473	1.516	38.52	39.34	1.063	1.068	83.1	85.0	6.2	6.1	7.3	6.3	5.1
		1.578		39.04		1.135		88.7		5.6		4.7		6.6
		1.583		40.5		1.127		88.1		6.3				8.5
		1.567	1.572	41.0	40.5	1.111	1.119	86.9	87.4	6.0	6.5			6.5
	ブル 4 タイヤ 3	1.586		40.6		1.128	88.2		6.0		7.1		8.5	
1.560		1.573	39.6	40.4	1.118	1.120	87.4	87.6	6.3	6.3	9.3	8.3	7.1	
1.572			40.1		1.115		87.2		6.6		8.6		8.7	
ブル 5 タイヤ 4	1.584		40.2		1.130	88.4		5.1				9.0		
	1.568	1.579	40.0	40.4	1.120	1.166	87.6	88.0	4.3	4.9			7.3	
	1.586		41.0		1.125		88.0		5.4				8.7	

これらの結果から次のような傾向が続くとれる。

- ① 転圧圧縮量 (S) の値にバラツキがあるが傾向として、仕上り厚30cmの場合は転圧回数7回まで圧縮量の増加は顕著で、それ以後は増加しない。

仕上り厚50cmの場合は、同様に圧縮量にバラツキがあり今回の最大転圧回数9回に至っても圧縮量は増加の傾向がみられる。

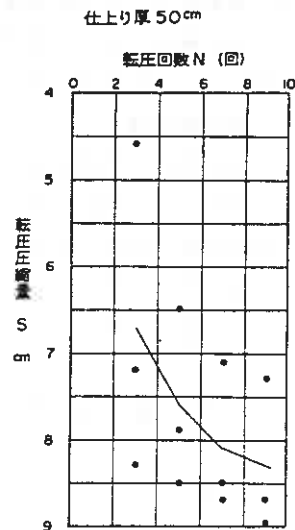
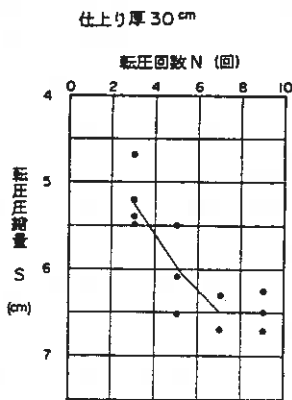


図-1 転圧圧縮量 (S) と転圧回数 (N) の関係

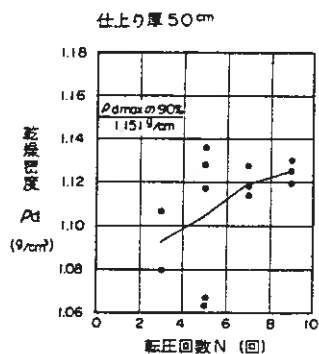
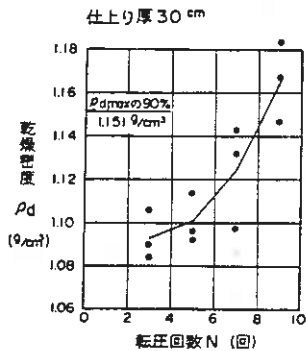


図-2 乾燥密度 (ρ_d) と転圧回数 (N) の関係

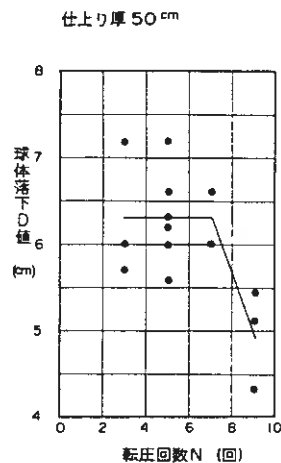
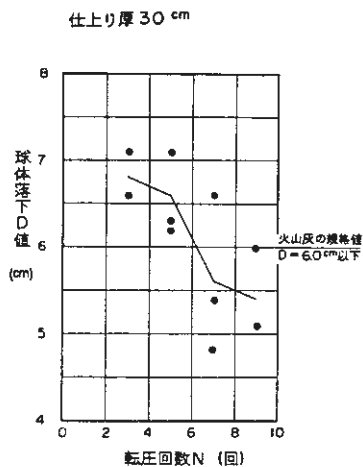


図-3 球体落下D値と転圧回数 (N) の関係

- ② 砂置換法による乾燥密度 (ρ_d) は仕上り厚 30cm については転圧回数の増加とともに密度 (ρ_d) も増加の一途をたどり、締固め度 90% 以上を確保する転圧回数は 8 ~ 9 回程度である。なお、湿潤密度は表-2 より 1.65 g/cm³ 前後である。
- それにひきかえ、仕上り厚 50cm では、密度 (ρ_d) は転圧回数 7 回まで回数とともに増加が顕著であるが、それ以後の増加率は低減し、1.120 ~ 1.125 g/cm³ に収れんする傾向にある。したがって、今回の最大転圧回数 9 回に至っても最大乾燥密度の 90% ($\rho_d = 1.15$ g/cm³) が確保されなかった。
- ③ 球体落下 D 値について仕上り厚 30cm は転圧回数 7 回まで D 値の増加が顕著で、それ以後は低減し、D = 5 ~ 5.5 cm に収れんする傾向にある。
- 仕上り厚 50cm では、D 値のバラツキが顕著で、一定の傾向を見いだすのは困難であるが、転圧回数 7 回から 9 回にかけて増加している。

まとめ

改良赤土は、利用方法、利用場所が適切であれば、土質工学の面から盛土材料への利用は十分可能であり、今回の転圧試験データから品質管理の方向性をとりまとめると次のように要約される。

- ① 改良赤土は表-1 に示す土質試験結果から明らかなように、土工上良好な土といえ、転圧試験においても良好な施工ができた。
- ② 転圧効果がほぼ一様に期待できる厚さは仕上り厚さ 30cm のようである。
- ③ 現場管理方法として密度と D 値を測定したが、D 値はバラツキがあり、一定の傾向が見いだされなかった。また、密度については転圧回数 8 ~ 9 回で最大乾燥密度の 90% を確保していることから、一般土砂と同様な傾向にあり、密度管理が妥当のようである。

今後、改良赤土の品質管理仕様を確立するには、施工データの積上げにより、諸常数の信頼性を増す必要がある。

なお、改良赤土はアルカリ性を示す材料であるが、環境への影響は環境規準に照し合わせて許容範囲にあることが確認されている。

本報文の資料の一部は日軽苦小牧 (株) より提出して頂いた。記して謝意を表します。

参考文献

- (1) 伊藤伝；改良赤土の道路材料への利用，土質工学会北海道支部技術報告集第 23 号
昭和 58 年 2 月
- (2) 赤土利用懇談会；赤土（脱水赤泥）の道路への利用 昭和 57 年 3 月
- (3) 丸山敏彦・長野伸泰；脱水赤泥（赤土）の耐水性 1980 年 10 月
- (4) 久保宏・川村和幸ほか；美々試験道の新断面について 1981 年 2 月
- (5) 谷口秀男；セメント混入赤泥（改良赤土）による道路盛土の試験実施例について
1982 年 1 月
- (6) 丸山敏彦・長野伸泰；赤土のセメント添加効果に関する考察 1982 年 2 月

オートマチックラムサウンドの適用性と実施例

株式会社 橋応用地質調査事務所 東沢 敏
 同上 ○藤岡 雄二

1. まえがき

地質調査において、サウンディングの果たす役割は極めて大きく、要求される項目は、N値のもつ土質工学的性質との関連から、まず、N値に見合う情報が得られることであり、さらに

- ・ 仮設、運搬が容易であること。
- ・ 個人差をなくすため自動化されていること。
- ・ 少人数で効率がよいこと。
- ・ 適用土性が広いこと。
- ・ 安価であること。

等が挙げられる。

サウンディング装置は下表に示すように、多種多様なものがあり、対象とする地盤、調査目的等を考慮して、使用する装置を選定している。

形式	測定方法	装置形式	代表試験機名	適用土質	ボーリング	調査深度	貫入記録	特徴	
静的	圧入	小型単管コーン ベネトローメーター	ポータブルコーン ベネトローメーター	軟弱な粘性土	不要	小	連続	軟弱地盤専用、深くなるとロッドの周面摩擦の影響大	
		小型二重管コーン ベネトローメーター	ポータブル二重管式コーン ベネトローメーター	ビート	不要	小	連続	純粋な先端コーンの貫入抵抗が求められる。	
		二重管コーン ベネトローメーター	グッチコーン (2t型, 10t型)	大礫、密な砂 以外の土層	不要	大	連続	広範囲な強度の地盤調査が可能、高効率	
		間隙水圧、コーン ベネトローメーター	ポアブレッシャコーン	大礫、密な砂 以外の土層	不要	中	連続	砂と粘土の互層や薄層の把握が可能、貫入時の間隙水圧測定が可能	
動的	載荷による 沈下回転貫入	単管スクリーポイン トベネトローメーター	スウェーデン式 サウンディング	大礫、密な砂 以外の土層	不要	中	連続	一般調査用、標準貫入試験の補助	
		小型ベーン (単管)	トルクレンチ式 ベーンテスト	軟弱な粘性土	不要	小	不連続	深くなると周面摩擦の影響大	
動的	回転	ベーン (単管)	ベーンテスト	ビート	不要	中～大	不連続	ボーリング孔底での測定	
		打撃	単管コーン貫入	鉄研、土研式コーン、オー トマチックラムサウンド	大礫、密な砂 以外の土層	不要	中	連続	一般調査用、標準貫入試験の補助、深くなると周面摩擦の影響大
			単管チューブ型貫入	標準貫入試験	大礫、密な砂 以外の土層	要	大	不連続	N値と土のサンプルが同時に取れる。

オートマチックラムサウンドはスウェーデンなどで発達し、多くの研究がなされている動的貫入試験で、1974年に日本に導入されて以来、日本の地盤にどのように適用するか研究が進められてきた。北海道でも1976年に札幌市内で実施して以来、いろいろな種類の地盤で研究的に実施してきた。ここでは、これら実施例を参考にして、この装置の概要、試験方法と適用性等について紹介する。

2、試験装置の概要

試験装置は大きく分けると

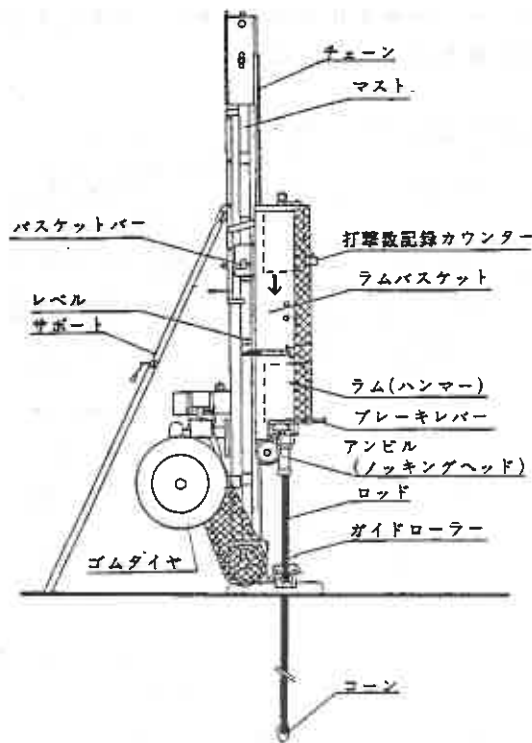
- ① 自動連続貫入装置
- ② 自動引抜き装置
- ③ コーンとロッド

から構成される。

自動連続貫入装置は図-1に示したように、サポートによって固定された鋼製マストに沿って上下するラムバスケットとこの中で所定の高さから落下するラム（ハンマー）、ハンマーを上昇させるチェーン等からなり、チェーンはガソリンエンジンによって駆動する。移動時にはサポートをゆるめて、本体を横にしてゴムタイヤで走行する。

自動引抜き装置はガソリンエンジンと油圧装置によって貫入したロッドを引抜く構造になっている。

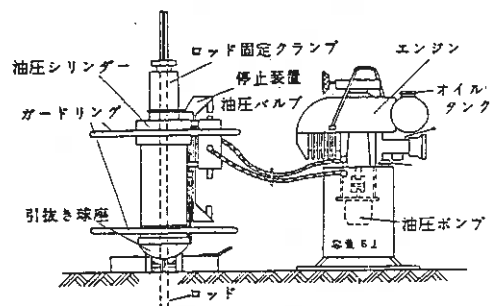
ロッドはφ32mm、長さ1,000mmの鉄棒で先端に外径約45mmの使い捨てコーンを取り付けて貫入する。



(a) 自動連続貫入装置



(b) ロッドとコーン



(c) 自動引抜き装置

図-1 試験装置の構成

これら試験装置の仕様を表-1にまとめた。

表-1 オートマチックラムサウンドの仕様

自動連続貫入試験		自動引抜き装置	
試験時の機械高さ	2.8m	油圧ポンプオイル量	6ℓ
試験機本体の全幅	0.8m	引抜き力	30ton
移動時の機械高さ	0.9m	引抜き装置全重量	50Kg
試験機の全重量	210Kg	ロッドおよびコーン	
移動時牽引に必要な力	30Kg	ロッド 全断面鉄棒	5Kg
ハンマー重量	63.5Kg	(φ32×1,000mm)	
ハンマーの落下高さ	50cm	コーン 先端角90°、外径45mm	
打撃速度	毎分 24 回	内径32mm, 全長110mm	
アンビル(ノッキングヘッド)	φ 32mm	重量0.4Kg 使い捨て	

3. 試験方法

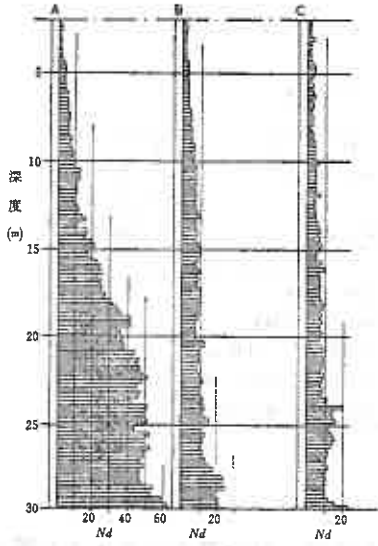
試験は 63.5kg のハンマーを 50cm の高さから落下させ、20cm 貫入に要する打撃回数 N_d を測定する。作業の手順は次のとおりである。

- ① ラムバスケットをチェーンで上昇させ、アンビル(ノッキングヘッド)の下にロッドをセットする。
- ② ラム(ハンマー)をチェーンで上昇させ、所定の高さから落下させる。これ以後は自動的にラムの上昇、落下が繰り返される。
- ③ ロッドには 20cm 毎にマーキング(溝切り)があり、この間を貫入させるのに要した打撃回数を記録する。

試験で使用しているロッドは単棒であるため、深度が深くなるにつれ、周面摩擦が働くようになる。このため、打撃回数が 5 回以上の場合は、20cm 毎にロッドを 2 回転、5 回以下の場合はロッド接続時、すなわち 1m 毎に 2 回転させる。摩擦力についてはトルクレンチを用い、回転に要する最大トルクを測定して、先端コーン貫入抵抗と分離する。

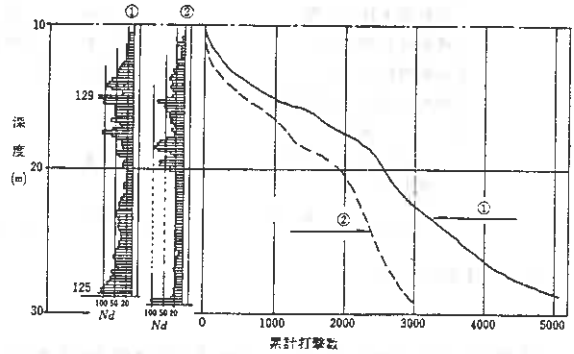
4. 試験結果の補正

単ロッド式サウンディングの最大の欠点は、周面摩擦と先端コーン抵抗とが分離できないところにある。Bergdahl および Dahlberg はシンプルな機構の動的円錐貫入試験の特徴を失わず、その欠点である周面摩擦による誤差を除く方法について考察を加えている。たとえば、図-2 はロッドを回転させずに貫入させた場合と、16 打撃ごとに 1 回、3 打撃ごとに 1 回の回転を与えた場合の比較データである。この結果は、回転を与えることによって、周面摩擦が大幅に低減できること、回転をあまり多く与えても、そう変化のないことが示されている。図-3 も同様な例で、無回転の場合と、20cm 貫入毎に 2 回転させた場合の比較データで、回転を与えることによって累計打撃回数が大幅に減少している。



- A : 無回転
 B : 16回打撃ごとに1回転
 C : 3回打撃ごとに1回転

図-2 ロッド回転によるNd値の変化 (Bergdahl and Dahlberg, 1973)



- ① 無回転
 ② 20cm貫入ごとに2回転

図-3 ロッド回転による累計打撃回数
 の変化 (Bergdahl and Dahlberg, 1973)

これらの多くの研究成果をもとに、Bergdahl、Dahlbergは周面摩擦に基づく打撃回数の補正方法として次に示す関係式を求めた。

$$N_d = N_{dm} - N_{mantle} \\
= N_{dm} - 0.004 M_r$$

ただし

- N_d : 補正された打撃回数
 N_{dm} : 測定された打撃回数
 N_{mantle} : 周面摩擦に基づく打撃回数
 M_r : 回転トルク (kgf・cm)

図-4はNd値と隣接して実施した標準貫入試験のN値との対比例である。また図-5はこれまでの国内での調査実績からN値とNd値の関係を示したもので、ほぼ $N \approx Nd$ として取扱ってよいと思われる。

5. 適用性と実施例

前項までで、オートマチックラムサウンドの概要について説明したが、この装置の主な特長を挙げると次のようになる。

- ① 標準貫入試験のN値とはほぼ $N \approx Nd$ の関係がある。

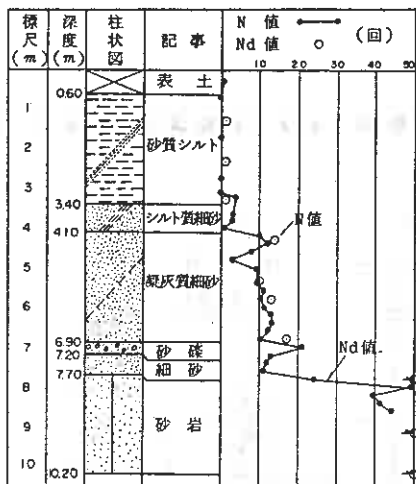


図-4 N 値とNd 値の対比例

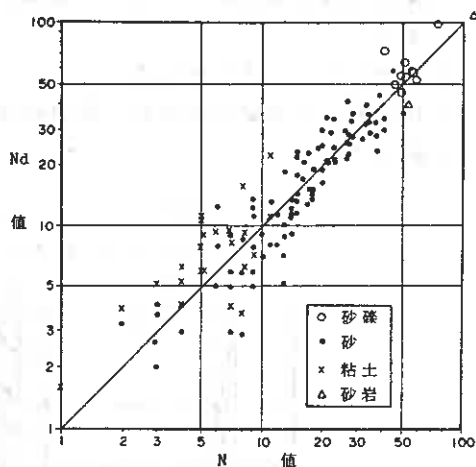


図-5 N 値とNd 値の関係

- ② 20cm 貫入に要する打撃回数を連続的に測定できるため、砂層中の粘土の挟み等薄い挟み層の分布が把握できる。
- ③ 貫入能力にすぐれ、N 値30前後の砂層を10cm 以上、N 値50以上の砂層でも2~3cm 貫入することが可能である。
- ④ 平坦地においてはゴムタイヤによる走行ができ、仮設もサポーターによる固定だけで、簡便かつ能率がよい。
- ⑤ 深度20~30cm の有効調査能力をもっている。

一方、欠点として次のことが言える。

- ① 標準貫入試験のように、土のサンプルが採取できないため、オートマチックラムサウンド単独では調査に適さず、他のサウンディングと同様、ボーリングの補助手段として使用することが望ましい。なお、貫入曲線により、ある程度の土質の想定は可能である。
- ② 斜面の調査では、ゴムタイヤによる走行が難しい。
- ③ 地すべり地や崖錐地のように、岩塊が不規則に混る地盤や凝灰角礫岩の風化帯などでは、岩塊や大礫に当り、貫入不能になったり、ロードが曲って貫入する恐れがある。
- ④ 周面摩擦力の補正方法に検討の余地がある。

このように一長一短のあるサウンディングであるが、北海道も含めて、国内の実績をみると、調査目的如何では十分な成果が期待できる。たとえば、

- ① 建物および構造物の基礎地盤調査
- ② 道路および管路等の路線調査（ボーリングの補間）
- ③ 盛土のめり込み量の調査
- ④ 鉛直ドレーン工法における砂グイの施工状況および改良効果の確認

⑤ 調査計画立案にあたっての予備調査

⑥ 等々

で有効であろうと考えている。

これら過去の実績の中から、建物の基礎地盤調査および路線調査の例を図-6、7に紹介する。

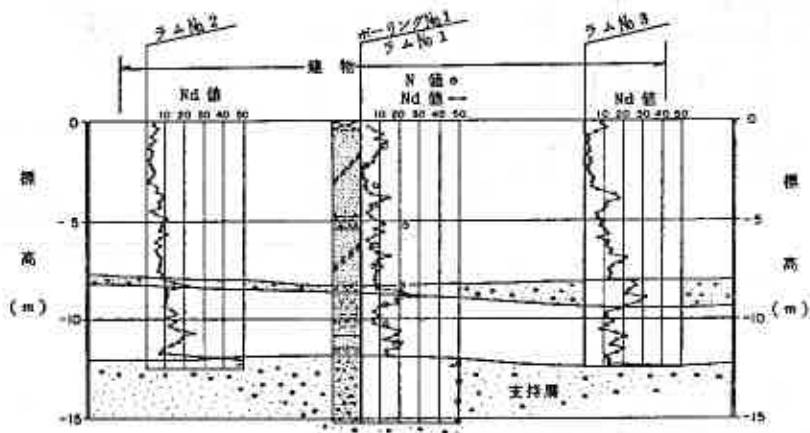


図-6 建物の基礎地盤調査例

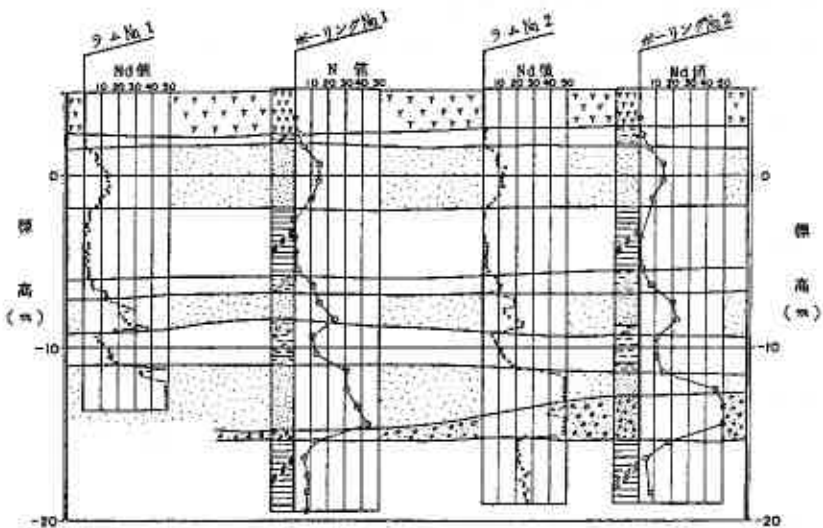


図-7 路線調査例

6. 今後の課題

オートマッチクラムサウンドの概要、実施例等について触れたが、今後はN値とNd値の関係、周面摩擦による補正 ($0.004 \times N_r$) の適否、他のサウンディングとの相関等について検討を進め、より使いやすいサウンディング装置を目標に、研究、開発につとめたい。

昭和58年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	北 郷 繁	北海道大学工学部教授
委員	古明地 宏道	北海道開発局土木試験所長
"	高 瀬 徹	日本国有鉄道札幌工事局長
"	黒 田 充	北海道電力(株)土木部長
"	佐々木 敏雄	北海道開発コンサルタント(株)社長
"	上 野 栄	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和59年2月20日支部事務局において支部賞授与規定により審議した結果、つぎの1編を授賞論文として選考した。

論文名	高見ダムの挙動について
著 者	黒田 充, 織田紀雄, 高橋耕平, 小林 仁
受賞者	織田紀雄, 高橋耕平

選考理由

各種のダム型式の中から、ロックフィルダムが選択される理由の主たるものは、ダムの載る基礎の条件がアーチダムや、重力式コンクリートダムに較べて制約を受けないことと、材料が土や岩石であるため比較的ダムサイトの近くから得られやすいことにある。しかし、その反面これらの自然材料を盛り立てるには品質の維持が重要であり、施工管理を厳重にする必要がある。従って、調査、試験、設計の段階において之に充分留意するのは勿論、施工中および完成後においてもダムの変形や間隙水圧の発生量等の観測、監視が不可欠となる。

本論文は、高見ダムの約500万 m^3 に及ぶ膨大な材料の盛立て中および完成後におけるダムの経時的挙動観測とそれに基づくダムの安定について述べたものである。多くの観測事項のうち、間隙水圧と沈下を最も重要なものとして取りあげ詳細な説明を行っている。まず、間隙水圧の発生状況について云えば、施工中には一時的に盛立荷重に等しい大きさまで上昇しているが、完了時には前記荷重の20%位に消散し、更に、湛水後は定常状態へ移行しつつあることを示し、これは、コアに混合材を用い、施工含水比を極力低くおさえたことによるものとしている。また、沈下については、非対称地形をなすコア部に不等沈下を抑制する目的でコンタクトコアを配置したことにより、圧密沈下量が左右岸でスムーズな値を示しており、満水後3カ月を経た段階で最大沈下量がダム高との比で0.2%の約24cmで、最終値に収斂しつつあるとしている。

著者らはさらに、ダムの設計と施工との差違に鑑み、各材料の盛立実績値と変形量の観測値から盛立材料の変形係数を算出し、有限要素法による応力解析を行ない、完成後の安定

性についてチェックを行なっている。この結果、縦断方向については、問題となるコアの隅角部における応力の集中は認められず、全体においても局所安全係数が1.5以上であることにより、コンタクトコアの配置が適切であったとしている。また、横断方向については、有限要素法により最大せん断力が下流側に傾くことを確認し、この連続による全体すべりについて検討し、最小の安全率でも1.39であり十分安全であるとしている。

之を要するに、本論文は、周到綿密な設計ののちに、現地で巨大な量の土石を盛り立てるに際して多種多様の観測を行ない、特に、沈下と間隙水圧の消長に注目して施工を管理し、安定を確保しながら成功裡にダムを完成させたことは、土質工学に寄与する所大である。

よって、著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設(総合建設)

い 岩倉組土工株式会社	2
き 極東建設株式会社	1
し 清水建設株式会社	2
た 株式会社田中組	1
ち 千歳土工株式会社	3
と 豊浦建設工業株式会社	4
に 日本道路株式会社	1

ボーリング・調査・測量・設計・施工 その他

き 株式会社北日本ソイル研究所	3
ほ 北海道開発コンサルタント株式会社	裏表紙裏
北海道土質コンサルタント株式会社	4

道路舗装・一般土木・測量設計施工

極東建設株式会社

代表取締役 保田勝夫

本社 073 滝川市花月町3丁目6番19号 電話 0125-23-1171~3
札幌支店 063 札幌市西区手稲宮の沢514の16 電話 011-664-1791~2
北光プラント 073-01 砂川市北光198番地 電話 01255-3-3217~9

優れた技術・誠意で築く

特定建設業



株式会社 田中組

代表取締役社長 倉橋力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL代表 611-3331
支店営業所 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 額 額 忠 行
代表取締役 卷 下 乙 四 郎
副社 長
取締役支店長 川 上 忠 男

本社 〒105 東京都港区新橋1-6-5 ☎03(571)4891(大代)
北海道支店 〒062 札幌市豊平区水車町2丁目2番4号 ☎011(811)2231(代)
東京・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島

特定建設業



岩倉組土建株式会社

代表取締役会長 宮崎 英夫

代表取締役社長 中野 正彦

本社 〒062 札幌市豊平区平岸1条13丁目4-11 TEL.011(812)2435
苫小牧本店 〒053 苫小牧市緑町2丁目7番21号 TEL.0144(34)4191
支店 〒101 東京都千代田区神田須田町1-12山万ビル TEL.03(252)1976
支店 〒980 仙台市上杉1丁目6-10 仙台北辰ビル TEL.0222(62)8765
営業所 旭川・函館・釧路・千葉・網走・帯広

総合技術力のシミズです。



清水建設株式会社

取締役社長 吉野 照蔵

北海道支店長 和田 太郎

本社：東京都中央区京橋2丁目16番1号

電話 東京 03 (535)4111(大代表)

支店：札幌市中央区北1条西2丁目1番地

電話 札幌 011 (214)3511(代表)

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

施工管理試験のエキスパート



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験
アスファルト試験・試験の指導

会 長 中 村 作太郎
取締役社長 対 馬 美 和
技術士・顧問 太 田 長四郎

〒065 札幌市東区中沼 1 1 8 番地 4 9 7
電 話 (0 1 1) 7 9 1 - 1 6 5 1 番

千歳土建株式会社

取締役社長 **野 口 邦 光**

千歳市錦町一丁目一番地

電 話 (代表) 0123-23-9191



特 定 綜 合 建 設 業

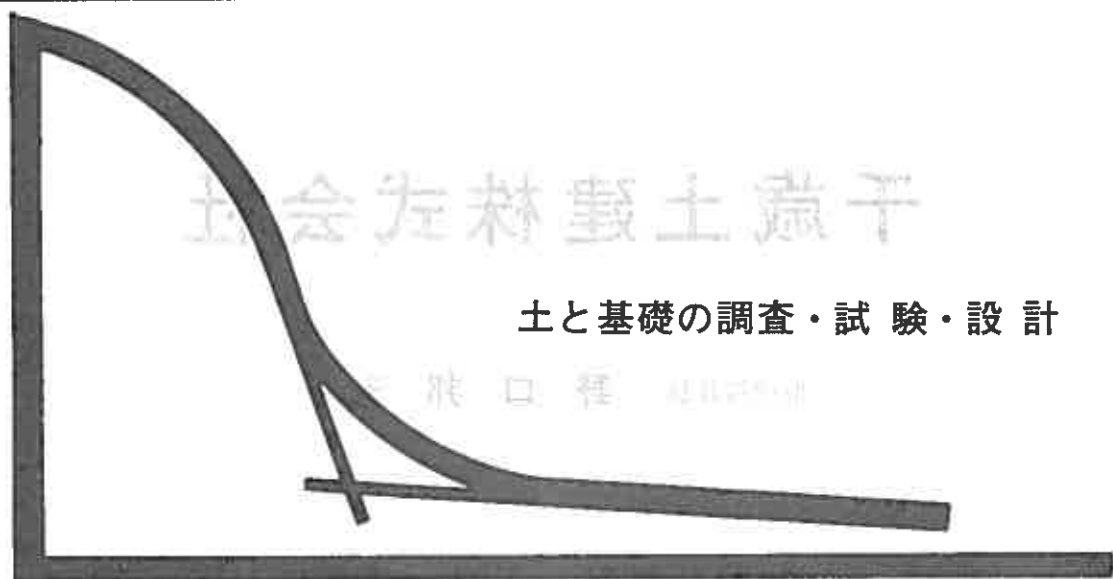
豊浦建設工業株式会社

代表取締役	金丸昭
専務取締役	金丸孝
常務取締役	阿戸辰雄
技術顧問	木村豊

本社 北海道豊浦町字旭町26の1
 豊浦局 (01428) 代表 ☎2381番

支店 札幌市中央区南11条西1丁目1
 (カサウイスタリア)
 ☎ 011 - 511 - 9631 番

支店 有珠郡大滝村字本郷75番地
 ☎ 014268 - 6273 番

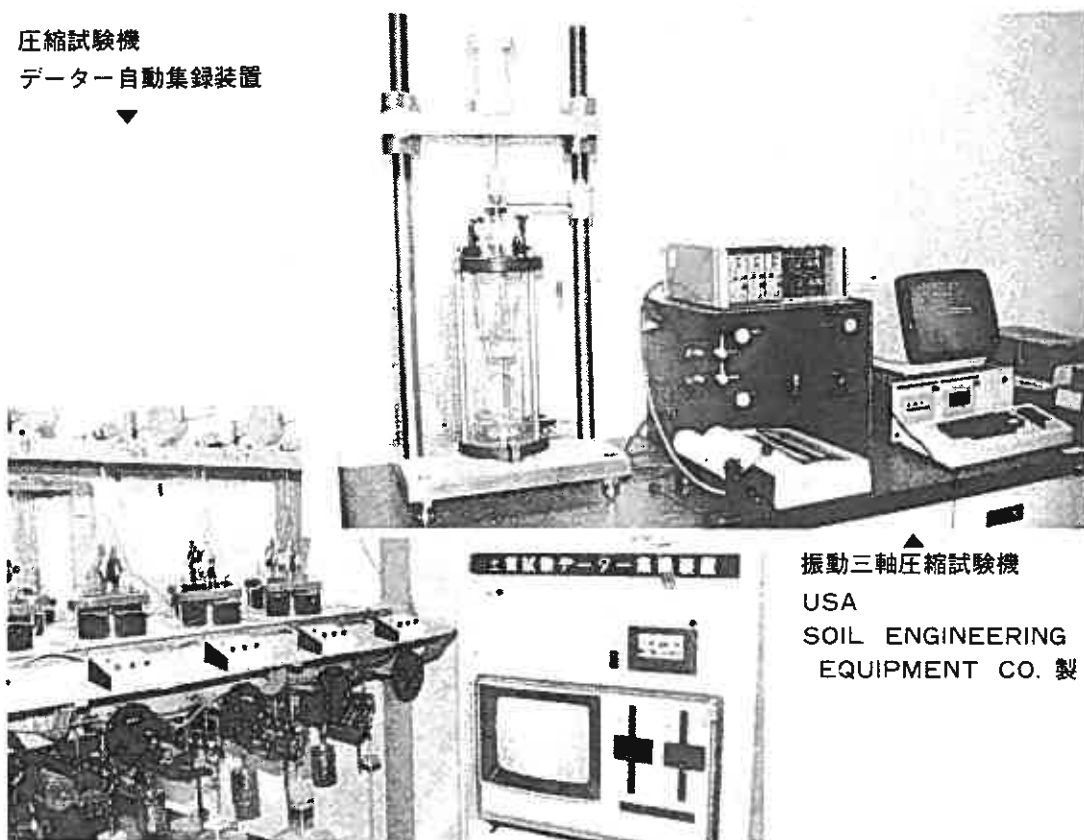


土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所 / 札幌市豊平区平岸1条2丁目 電話(011)841-1466

圧縮試験機
データ自動集録装置



振動三軸圧縮試験機
USA
SOIL ENGINEERING
EQUIPMENT CO. 製

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐々木 敏 雄 (理学博士、技術士)

- ◎本社、イトウビル分室：札幌市豊平区月寒東4条9丁目 ☎ (011)851-9221
- ・北4条ビル分室：札幌市中央区北4条西6丁目 ☎ (011)231-3760
(北4条ビル)
- ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 ☎ (011)221-0771
(建設会館)
- ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 ☎ (011)271-5431
(ホワイトビル)
- ◎東京営業所：東京都港区西新橋2丁目35番5号 ☎ (03) 431-6581
(荒川ビル)
- ◎仙台営業所：仙台市国分町1丁目6番18号 ☎ (0222) 25-2860
(東北王子不動産ビル)
- ・調査部門：地質部 / 道路計画部 / 環境保全部
- ・土木部門：技術開発部 / 道路設計部 / 水工部 / ダム部 / 橋梁1部・2部
- ・都市部門：建築・都市部 / 環境計画部 / 下水道部
- ・農業部門：農業開発部 / 農業土木部 / 水産室