

技 術 報 告 集

第 31 号

平成 3 年 2 月

社団
法人 土質工学会北海道支部

技術報告書目次

① 弾性地盤に支持される自立群杭の応力・変形解析 — 鉛直荷重が作用する場合 —	室 蘭 工 大 ○土屋 勉・長谷井秀昭	1	
② 速度検層による深層混合パイルの強度 評価について (第2報)	北海道開発コンサルタント 開発局室蘭開建	○本間公康 阿部康明・岡部博道 佐藤浩治	7
③ 遠心力模型実験による杭の鉛直支持力 について (その2)	開発局開発土木研究所 日本工営(株)技術研究所	○日下部祐基・能登繁幸 中橋貞雄	13
④ 軟弱地盤における橋脚の設計及び施工 について	開発局石狩川開建 開発局札幌開建	○多田 智 切石 堯・三田村浩	21
⑤ 白鳥大橋アンカレイジ基礎について — ニューマチックケーソンの設計・ 施工 —	開発局室蘭開建 北海道開発コンサルタント	○児玉浩文・柳原優登 宮川浩幸 鷲尾昭夫	29
⑥ 白鳥大橋主塔基礎について — 地中連続壁併用逆巻剛体基礎の施 工 —	開発局室蘭開建	○玉木博之・横田貞市 榎木利弘	39
⑦ 大深度連続地中壁構造体の地震時挙動	メイセイエンジニアリング 室 蘭 工 大 北海道開発局	○小針憲司 岸 徳光・松岡健一 米田義弘	45
⑧ せん断強度の応力依存性を考慮した直 接基礎の極限支持力	北 大 工 学 部 北 大 大 学 院 日本道路公団	○三浦均也 上野勝利 前田良刀	53
⑨ 火山灰地盤における基礎の引揚げ試験 について	北海道電力(株) 北海道土質コンサルタント	○工藤康雅・外崎徳二 栗原研作	63
⑩ 火山灰土の動的強度と地盤の改良につ いて	北海道開発コンサルタント 室 蘭 工 大 北海道開発局 室 蘭 工 大	○峯田一彦 三浦清一 真田英夫 益村公人	69
⑪ 摺曲作用を受けた軟岩の変形・強度特 性と透水性	北 大 工 学 部 応 用 地 質 (株)	土岐祥介・三浦均也 ○持田文弘	77
⑫ 廃棄物埋立て地盤の地盤特性 (その 2)	網 走 市 役 所 基礎地盤コンサルタンツ	佐藤信之 山下正良・小西 彰 ○斎藤和夫	87
特別講演「土木工事と周辺住宅基礎の 沈下に関する諸問題について」	北海道開発コンサルタント 建築都市部 参与	渡辺幸雄	93
特別講演「大口径杭に関する最近の話」	宇都宮大学工学部助教授	日下部 治	95
⑬ 繰返三軸試験および中空ねじり試験に よる液状化強度に及ぼす構造異方性の 影響	北 大 工 学 部	○山下 聡・土岐祥介	101
⑭ 火山灰粗粒土の粒子破碎性状と定量化	室 蘭 工 大	○磯崎真一・新田 登	111

⑮	北海道火山灰土の繰返し非排水強度の 評価法に関する研究	室 蘭 工 大 北海道開発コンサルタント(株) 北 海 道 開 発 局	○益村公人・三浦清一 峯田一彦 真田英夫	117
⑯	支笏軽石流堆積物の力学的性質	応 用 地 質 (株)	○成田収司・若松幹男 持田文弘	127
⑰	浸透施設における地盤の透水性と目詰 りについて	札 幌 市 北海道土質コンサルタント(株)	○松本和正・浅利正明 設楽 洋・永井誠二郎	133
⑱	植毛暗渠パイプによる地下水排除機構 (1)	(有)仲野防災技術研究所	○松本和正・浅利正明 仲野昭治郎	143
⑲	等方応力変化が繰返再圧密供試体の間 隙水圧に与える影響	函 館 高 専	○佐野信房・岩渕祐一	145
⑳	静的圧縮過程における土中の水分・密 度分布	北 大 農 学 部	相馬尅之・前田 隆 ○石田 勲・高氏 昇	153
㉑	高有機質土の K_0 値について	北 大 工 学 部	○小田美明・三田地利之 大沼 敏	161
㉒	泥炭性軟弱地盤の地震応答特性につい て — 泥炭性軟弱地盤と土構造物の地 震被害 —	開発局開発土木研究所 基礎地盤コンサルタント(株)	加治屋安彦 ○稲 直美	165
㉓	大格子鉄筋による補強盛土の建設と動 態観測	新日本製鐵(株)室蘭製鐵所 室 蘭 工 大	○山上佳範・矢崎 尚 三浦清一	175
㉔	凍結融解、凍上が路床土の CBR 値に 与える影響	(株)北日本ソイル研究所 札幌工科専門学校 北 大 農 学 部	○浦波幸雄・常松 哲 藤橋美檢 前田 隆・相馬尅之	183
㉕	北見市における各種地盤の凍結・凍上 観測結果について	北 見 工 大 水 元 建 設 (株) 北 見 工 大 院	鈴木輝之・沢田正剛 水元尚也 ○尾中孝美	189
㉖	U-トラフの凍上被害対策に関する実 験的研究	中 神 土 木 設 計 (株) 北 見 工 大 北 見 工 大 院	○上野邦行 鈴木輝之 林 啓二	197
㉗	ジオグリッドの土中変形挙動	北 大 工 学 部 北 大 大 学 院	三田地利之・山本陽一 ○村木俊介	205
㉘	ジオグリッドによる補強土工法の試験 例について	開発局開発土木研究所 三井石化産資(株) 北海道土質試験(協組)	林 宏親 末石辰広 ○恒川 晃・菊池正人	213
㉙	数量化ボーリング土質名のスペクトル 表示による地盤区分 — 使用数値について —	室 蘭 工 大	朝日秀定	223
㉚	自重を考慮した境界要素法による半無 限体の弾性変形	苫 小 牧 高 専 北 大 工 学 部 苫 小 牧 高 専	○小野 丘 三田地利之 池浦 勲・澤田知之	227
㉛	白鳥大橋主塔基礎について — 地中連続壁発生材の有効利用につ いて —	開 発 局 室 蘭 開 建	○坂場武彦・三上優三 小賀坂俊昭	233

㊦	小口径管推進工法による河川横断施工……	N T T 北 海 道 総 合 報 告	長 沢 敏 明 ・ 浦 弘 技 術 セ ン タ ○ 谷 口 繁 実	239
㊧	地下トンネル（電話ケーブル用トンネル） における石炭灰の有効利用に関する一考察	N T T 北 海 道 総 合 技 術 セ ン タ	○ 今 野 敏 明 ・ 佐 藤 厚 司 福 井 豊 一	243
	土質工学懇話会要旨			247
	第6回			248
	第7回			252
	平成元年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			255

弾性地盤に支持される自立群杭の応力・変形解析
 —鉛直荷重が作用する場合—

室蘭工業大学 ○正会員 土屋 勉
 同 上 長谷井秀昭

1. はじめに

構造物を支える基礎杭は一般に群杭として利用されることが多いが、実大の群杭による載荷実験例が少ないことや、理論的取り扱いが難しいこと等の理由により、その支持力機構については十分に解明されていない。鉛直荷重を受ける群杭の理論的研究は、Windlin解を利用したもの^{1)~4)}や有限要素法によるもの⁵⁾が代表的であるが、いずれもパイルキャップの剛性を無限大あるいは零に仮定しているため、地盤—杭—パイルキャップの相互作用が適切に評価されていないものとする。

そこで著者は先⁶⁾に、等方等質な弾性地盤に支持された群杭基礎（杭は3列×3列の正方形配置）を例に取り、地盤には直方体要素を用いるが、杭には軸力・曲げを考慮した線要素、パイルキャップには厚板

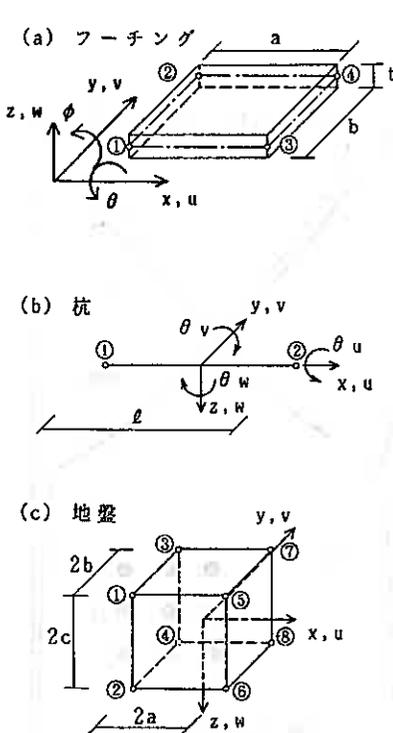


図 - 1 単位要素

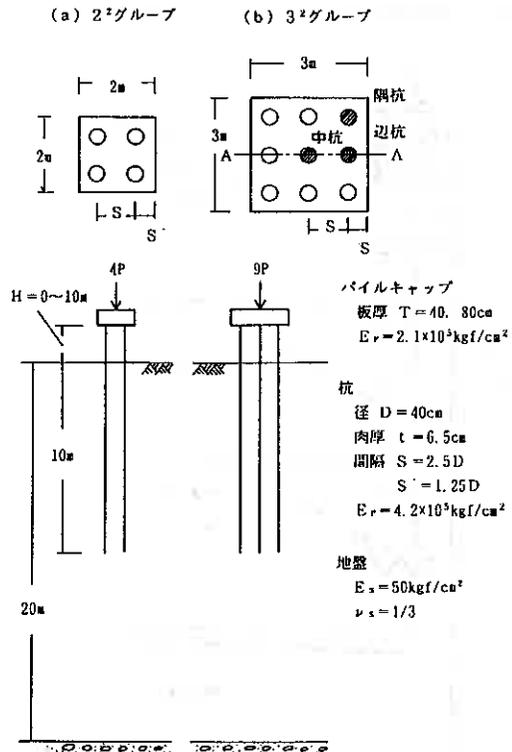


図 - 2 解析モデル

Finite Element Analysis of Vertically Loaded Free-Standing Pile Groups;
 Tsutomu Tsuchiya and Hideaki Hasei (Muroran Institute of Technology)

要素を使用して、計算容量の大幅な低減を図った上で有限要素法解析を試み、主として杭頭部の応力について検討を行った。

本論文ではそれに引き続き、パイルキャップ下面が地盤に接触していない場合（自立群杭）について解析を行い、自立群杭と前報の群杭基礎の支持力機構の相違や、地上部杭長ささと杭体応力の関係について比較検討する。

2. 解析法および解析モデル

解析に用いた単位要素を図一1に示したが、パイルキャップには板厚が比較的厚いことから、曲げ変形とせん断変形の両者を考慮した厚板要素、杭には軸力・曲げを考慮した線要素、地盤には直方体要素を用いた。

解析の対象としたモデルは、等方等質な弾性地盤中に、図一2に示すような2列×2列の群杭（2²グループ）および3列×3列の群杭（3²グループ）に、杭一本当たりPに相当する荷重がパイルキャップ中央面に作用する場合である。解析モデルは、それぞれについてパイルキャップ厚T=40, 80cmの2タイプと、地上部杭長さH=0, 0.5, 1, 2, 5, 10mの6タイプを組み合わせ合わせた合計24ケースである。要素分割方法やその他の仮定については、前報⁶⁾と同様である。なお、全モデル共に杭間隔はS=2.5D、地盤常数はE_s=50kgf/cm²とした。

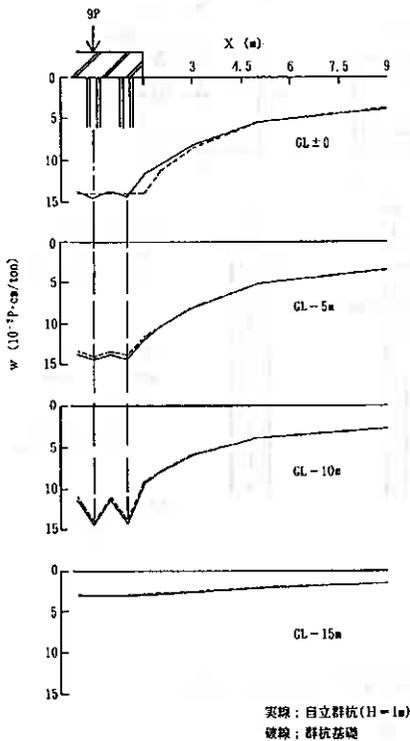


図-3 中央断面(A-A)の鉛直変位:w
(3²グループ、E_s=50kgf/cm²、T=80cm)

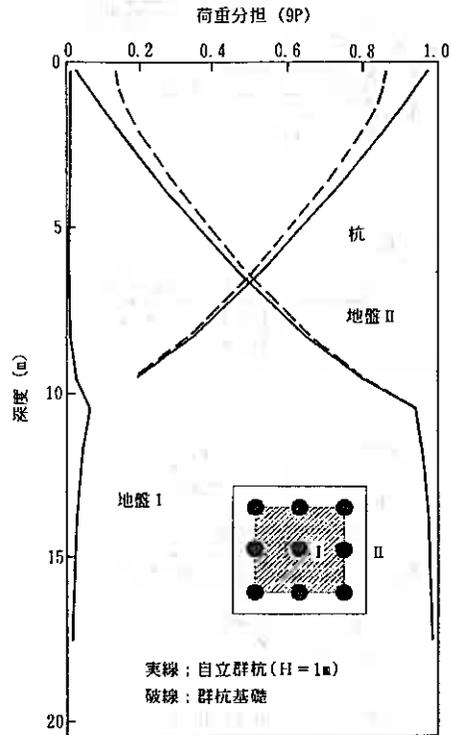


図-4 荷重分担の深度方向分布
(3²グループ、E_s=50kgf/cm²、T=80cm)

3. 自立群杭と群杭基礎の鉛直支持力機構

3. 1 鉛直変位分布

図-3は、3^号グループの中央断面(図-2のA-A断面)における深度毎の鉛直変位分布である。荷重域から遠ざかるにつれて徐々に小さくなり、地表面沈下が半分になるのは杭外側から7D(D:杭径)程度離れた位置である。群杭基礎ではパイルキャップから直接伝達される荷重があるため、その沈下は自立群杭に比べてわずかに(3~4%)小さい傾向がある。地表面付近の群杭では杭間がブロック的な変形をするが、杭先端付近では両基礎形式共に地盤のせん断変形が大きいことが分かる。

3. 2 杭と地盤の荷重分担

図-4は、杭と地盤で負担される載荷重の割合を深度方向について示したものである。地盤Iおよび地盤IIは、それぞれ杭で囲まれた領域(斜線部)およびその外側領域の負担割合である。群杭基礎ではパイルキャップから直接地盤に伝達される割合は15%程度であるが、その大部分はパイルキャップのあご部分から伝達されることが分かる。地盤IIの負担割合は深度の増加に伴って増大する。しかし、地盤Iの値は自立群杭および群杭基礎共に極めて小さく、本論文で解析した $S=2.5D$ 程度の杭間隔では支持力にほとんど寄与しないと考えても良いであろう。

3. 3 杭体軸力分布

杭体軸力分布を示した図-5によると、摩擦力は深部程大きくなり、杭の下半分の摩擦力は上半分の約2倍になっている。また、その大きさは隅杭が最大で辺杭、中杭の順に小さくなっている。

図-6は杭頭部の軸力と地上部杭長さHの関係プロットしたものである。パイルキャップの厚さが大きい程各杭の軸力差が大きい。Hの増大に伴って軸力が幾分平均化される傾向がある。これらの軸力分布の違いはパイルキャップの剛性による影響であって、図-7には、3^号グループの杭頭部軸力について、既往の実験値や理論値¹⁾と本論文の値を比較してみた。本論文の値は $H=1m$ で $T=80cm$ の例であるが、Sowers et alの模型実験や小泉・伊藤の実大野外実験に比較的近似している。それに対して、Poulosの理論値は杭間の軸力差を過大に見積もっている。これはMindlin解に基づい

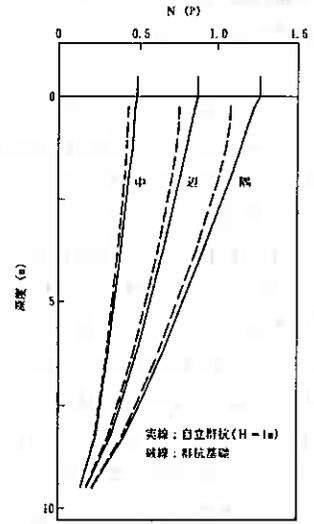


図-5 杭体軸力分布: N
(3^号グループ、 $E_s=50kgf/cm^2$ 、 $T=80cm$)

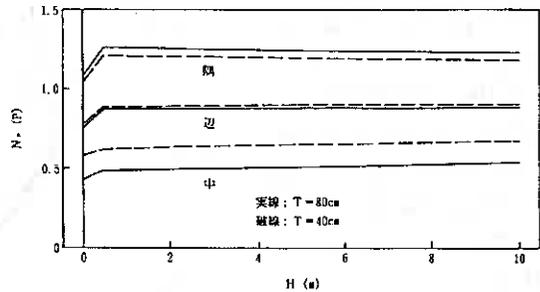


図-6 杭頭部軸力: N₁と杭上部長さ: Hの関係
(3^号グループ、 $E_s=50kgf/cm^2$)

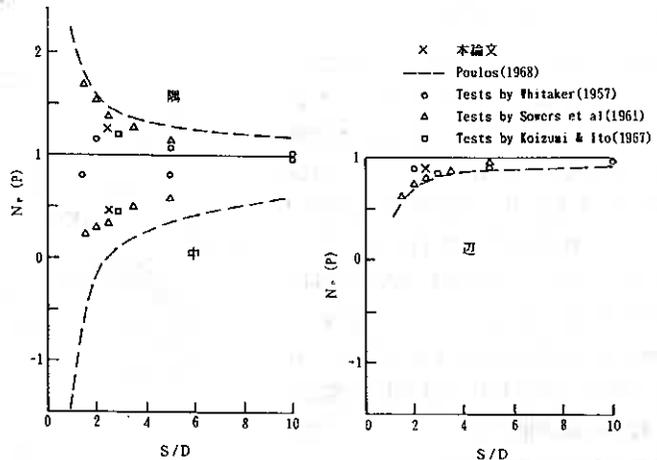


図-7 杭頭部軸力に関する既往文献¹⁾との比較(3^号グループ)

たPoulosの値はパイルキャップの剛性を無限大に仮定しているためであって、杭頭軸力を計算するには問題が残されているものとする。

4. 杭体の曲げモーメント

パイルキャップの中心に鉛直荷重を受けるような場合には、一般には杭体に生ずる曲げモーメントを無視しているものと思われる。しかし、パイルキャップの厚さが薄い場合には比較的大きな杭頭曲げモーメントが発生する⁶⁾ことが明らかになっている。そこで、この応力について以下に考察を行う。

4. 1 杭体の水平変位および曲げモーメント分布

3²グループの隅杭における水平変位分布を示した図-8によると、地中部の杭の下半分（GL-5m以深）は地上部杭長さHにかかわらずほぼ同様の分布を示し、先端部は外側に変位している。それに対して、地表面付近ではHの増大に伴って内側に変位する傾向がある。これらの変位分布に対応して図-9のような曲げモーメント分布が得られる。地表面付近の値はHによって大きく変化するが、曲げモーメントの最大値はH=10mのモデルを除き杭頭部（縁応力は杭外側引張り）に生ずることが分かる。

図-10は、杭頭部曲げモーメント M_p と地上部杭長さHの関係プロットしたものである。

3²グループおよび2²グループ共にパイルキャップの厚さが小さい程 M_p が大きい。また、3²グループでは刃杭より隅杭が5~20%大きい傾向がある。これらの M_p はいずれもH=1mの場合に最大となって、それ以上のHでは徐々に減少している。しかし、自立群杭の M_p が群杭基礎のそれよりも小さくなるのはH=5~10mとかなり大きな地上部杭長さであることから、自立群杭では群杭基礎よりも一般に杭頭部曲げモーメントが大きいと考えておく必要がある。

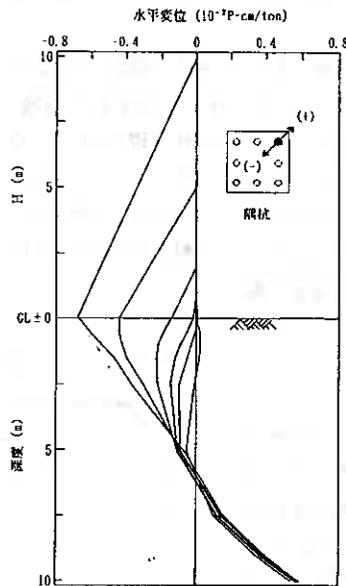


図-8 杭体の水平変位分布
(3²グループ, $E_s=50\text{kgf/cm}^2$, $T=80\text{cm}$)

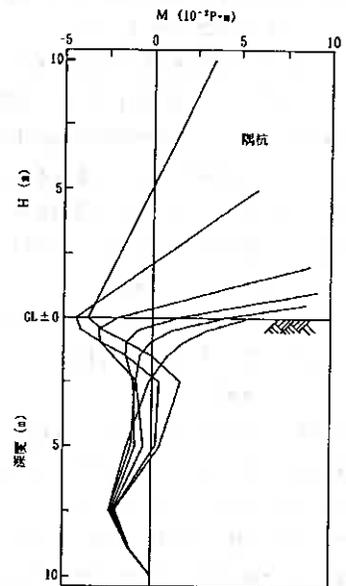


図-9 杭体曲げモーメント分布:M
(3²グループ, $E_s=50\text{kgf/cm}^2$, $T=80\text{cm}$)

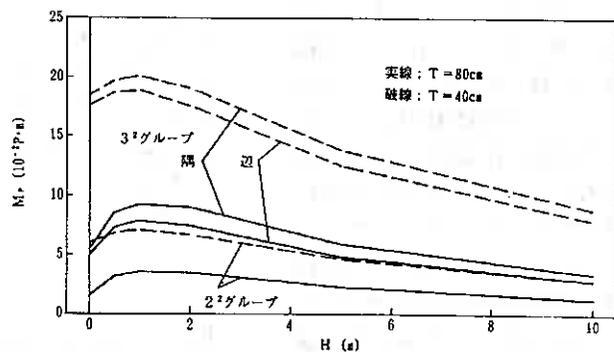


図-10 杭頭曲げモーメント M_p と地上部杭長さHの関係
($E_s=50\text{kgf/cm}^2$)

4. 2 杭頭部のM_p-N_p関係

表-1は、全モデルについて杭頭部の曲げモーメントと軸力をまとめたものである。高強度プレストレストコンクリート杭のM~Nインテラクションカーブ⁷⁾中に、表-1の(M_p, N_p)をプロットしたのが図-11である。ただし、載荷重は2²グループで200t、3²グループで450t(杭一本当たり50t、鉛直応力度σ_c=75kgf/cm²で杭体の長期許容荷重の約1/3)と仮定した場合である。それによると、3²グループの板厚40cmでH=0~2mの場合、A種の杭を用いたとすると鉛直荷重のみでひび割れが生じる可能性が大である。なお、ここで仮定した載荷重はパイルキャップの断面設計が可能な大きさである。

通常の基礎杭の設計では、このような杭頭モーメントを無視しているが、この状態で更に地震時の水平力が作用した場合には、ひび割れや破壊に対して極めて厳しい応力状態になることが考えられる。したがって、このような杭頭応力を見込んだ設計を行うか、パイルキャップの厚さを十分に確保しておくことが重要となろう。

表-1 杭頭の軸力分担および曲げモーメント一覧(E_s=50kgf/cm²)

群杭	T (cm)	H (m)	N _p (P)				M _p (10 ⁻² P·m)	
			地盤	中杭	辺杭	隅杭	辺杭	隅杭
2 ²	40	0	0.60			0.85		6.0
		0.5				1.00		6.8
		1				1.00		7.1
		2				1.00		6.6
		5				1.00		4.6
		10				1.00		2.8
	80	0	0.61			0.85		1.5
		0.5				1.00		3.2
		1				1.00		3.5
		2				1.00		3.4
5					1.00		2.2	
10					1.00		1.3	
3 ²	40	0	1.15	0.58	0.78	1.04	17.7	18.6
		0.5		0.62	0.89	1.21	18.7	19.8
		1		0.62	0.89	1.21	18.9	20.1
		2		0.63	0.89	1.20	17.6	19.1
		5		0.65	0.90	1.19	12.5	13.8
		10		0.67	0.90	1.18	7.9	8.9
		80	0	1.23	0.43	0.76	1.08	5.0
	0.5		0.48	0.87	1.26	7.3	8.6	
	1		0.48	0.87	1.25	7.8	9.3	
	2		0.49	0.88	1.25	7.4	8.9	
	5		0.51	0.88	1.24	4.8	5.9	
	10		0.53	0.89	1.23	2.8	3.4	

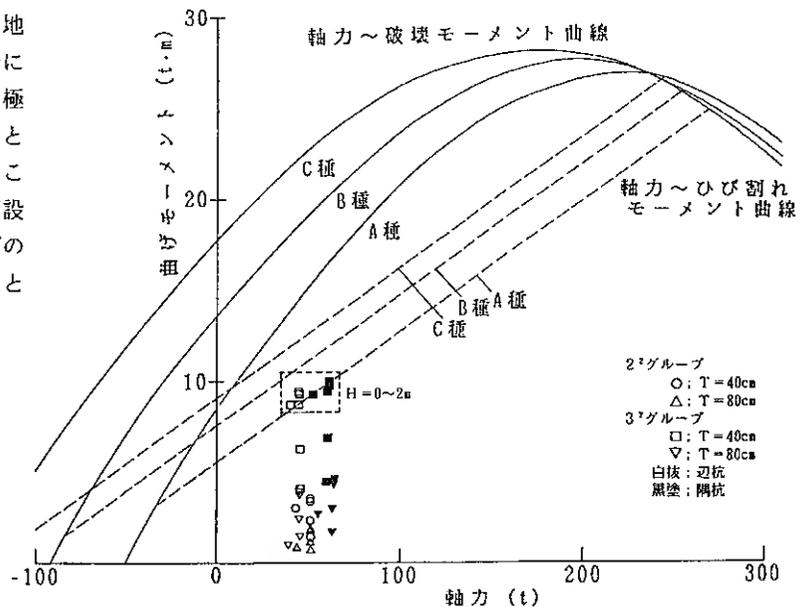


図-11 杭体のM~N関係

5. まとめ

自立群杭および群杭基礎の支持力機構と杭体応力について検討して、主に以下の点を明らかにした。

- a) $S/D=2.5$ の場合、群杭基礎ではパイルキャップから地盤に直接伝達される荷重は15%程度であるが、杭で囲まれた領域の地盤は支持力にほとんど寄与しない。
- b) パイルキャップの剛性による杭頭軸力分布は既往の実験値に概ね近似する。
- c) 自立群杭では群杭基礎よりも一般に杭頭曲げモーメントが大きい。パイルキャップの厚さが薄い場合には、鉛直荷重のみで亀裂が生じる可能性もある。

今後は、杭間隔、杭長、杭本数等の種々のパラメーターを変化させた解析を行い、これらの事項について更に明確にしていく予定である。計算は北大大型計算機センターの HITAC S 820によって行った。

〔参考文献〕

- 1) H. G. Poulos & E. H. Davis, Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley & Sons, 1980
- 2) R. Butterfield & P. K. Banerjee, The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups, Geotechnique 21, No. 1, 1971
- 3) 山肩邦男・八尾真太郎, 鉛直群杭の荷重～沈下挙動に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 1977, 11
- 4) 桑原文夫, バイルドラフト基礎の荷重伝達機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990, 10
- 5) M. Ottaviani, Three-dimensional Finite Element Analysis of Vertically Loaded Pile Groups, Geotechnique 25, No. 2, 1975
- 6) 土屋 勉, 鉛直荷重を受ける群杭基礎の三次元有限要素法解析, 第25回土質工学研究発表会, 1990, 6
- 7) JIS A5337, プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリートくい, 1987, 11

速度検層による深層混合パイルの強度評価について (第 2 報)

北海道開発コンサルタント株式会社 正会員 ○本間 公康
 室蘭開発建設部苫小牧道路事務所 岡部 博道
 " 阿部 康明
 " 佐藤 浩治

まえがき

深層混合処理工法による改良パイルの出来形の確認方法は現時点では室内試験による一軸圧縮強度が所要強度を有しているか否かによって行われている。

この方法では、未改良部分あるいはクラック部分の試験を行うことができないことから、強度の評価方法に問題があるといえる。第 1 報¹⁾ではこれらの問題点を解消する方法として速度検層法による準岩盤圧縮強度推定法を用いて改良パイル強度の推定式を提案し、改良パイル全体強度を把握できる見込みがあることを示した。

今回は、同じ速度検層法を用いて、現場および室内の S 波速度と室内の一軸圧縮試験強度を用いて、改良パイル全体強度の推定を試みたので報告する。

1. 工事概要

今回の調査データは高規格幹線道路日高自動車道の柏原工区で実施した地盤改良工事のものである。

工事名：日高自動車道苫小牧市柏原改良その 4 工事
 工事箇所：図-1に示す。

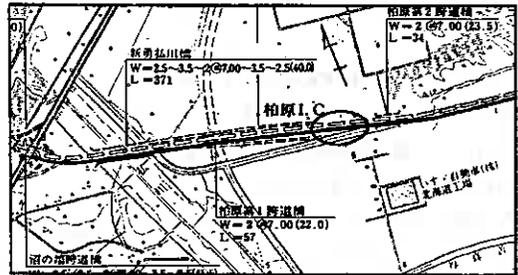


図-1 工事箇所

2. 地盤の土性

地盤の土質工学的諸値を表-1に示す。土層構成は、地表から樽前火山灰(層厚1.5~1.8m)、泥炭(1.5~2.0m)および粘土(3.5~7.0m)の順で堆積する。

素地地盤の土層図を図-2,3に示す。

表-1 軟弱地盤の土性

	泥炭	粘土
比重 G_s	1.548~2.532	2.631
含水比 W_a %	94~644	64
液性限界 LL %	—	51
塑性限界 PL %	—	26
塑性指数 IP %	—	25
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm ²	—	0.34
圧密降伏応力 P_c kgf/cm ²	0.28~0.47	0.66
圧縮指数 C_c	2.8~7.2	0.7
初期間隙比 e_0	5.4~10.6	1.6
焼熱熱量 L_{ig}	45~81	—
圧入試験 q_c kgf/cm ²	3.2	2.2

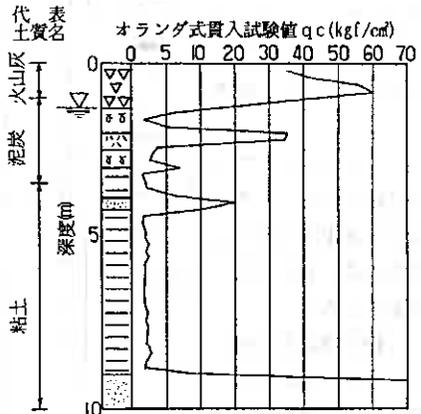


図-2 土層図 (噴射攪拌方式採用箇所)

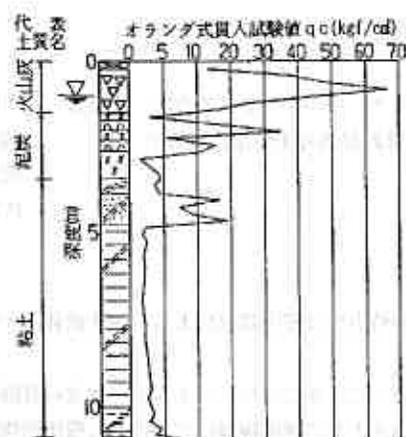


図-3 土層図 (機械攪拌方式採用箇所)

表-2 施工諸元一覧表

	噴射攪拌方式 (ミルク)	機械攪拌方式 (粉体)
改良長さ		
火山灰	1.5	1.5(空打)
泥炭	2.0	2.0
粘土	6.5	7.0
固化材		
火山灰	高炉B種	—
泥炭	ケミコ201	ケミコ201
粘土	高炉B種	ケミコ201
添加量 kg/m ³	(W/C)	
火山灰	213 (1:L.5)	—
泥炭	340 (1:1)	250
粘土	213 (1:L.5)	80
設計強度 q_u kgf/cm ²	2.0	2.0

3. 深層混合処理工法

当地で用いた深層混合処理工法は、その目的から噴射攪拌方式と機械攪拌方式の両者を採用しており、それぞれの施工諸元は表-2のとおりである。

4. 改良パイル全体強度の評価上の問題点

改良パイルの出来形を確認するため、トリプルサンプリングによるオールコアボーリングを行い、目視による判定および一軸圧縮試験を実施した。代表的な結果を図-4および表-3に示す。

これらの図表から明らかのように施工方式にかかわらず、ボーリングコアにはクラックおよび未改良部分が所々に確認できる。ただし、これらのクラック部分は明らかに改良材が混合されているのが確認できる。

したがって、ボーリングコアからは全体にわたってクラックおよび一部未改良部分はみられるものの、改良されていると判断できる。

次に、一軸圧縮強度に関しては以下のことがいえる。

噴射攪拌方式の場合は設計強度以上が示されているが、機械攪拌方式の場合には深度9.7m付近以下の値が $q_u =$

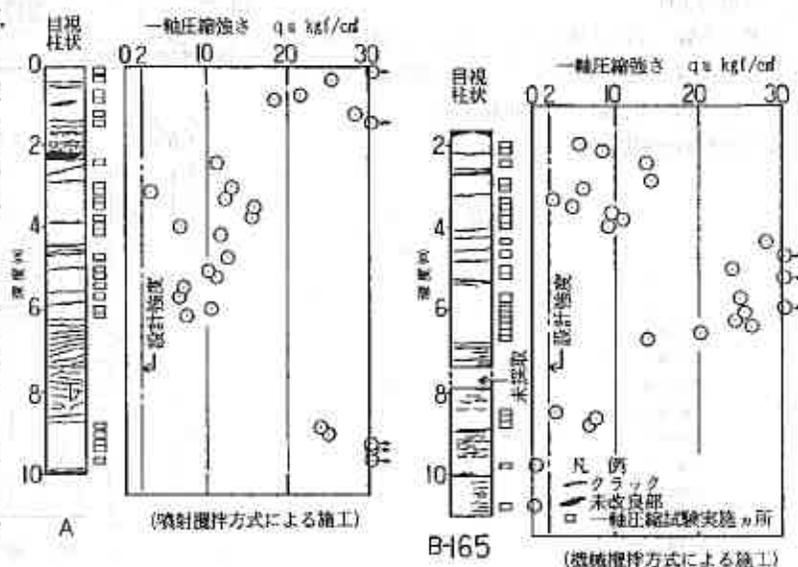


図-4 改良パイルのボーリング結果および一軸圧縮強度 (代表例)

0.1 kgf/cm²と設計強度を下回る結果が示されている。この強度について以下考察を行う。
現在用いられている強度管理基準の主なものは以下のとおりである。

- 1) 最低値管理 (国道) $q_{u \min} \geq q_{uf}$
- 2) 平均値 (または代表値) 管理法 (国道) $\bar{q}_u \geq q_{uf}$
- 3) 建築基礎構造設計基準・準用法 (高速道路) $\bar{q}_u - q_{uf} = \frac{1}{2} \sigma$

ここに、 $q_{u \min}$: 最低一軸圧縮強度 \bar{q}_u : 平均一軸圧縮強度
 q_{uf} : 現場一軸圧縮強度 σ : 標準偏差

表-3に示す一軸圧縮強さについて、上式の値を示すと表-4のとおりとなる。

表-3 改良パイルの一軸圧縮試験およびS波速度結果 (代表例)

試験深度 m	噴射攪拌方式		機械攪拌方式	
	一軸圧縮試験 q (kgf/cm ²)	S波速度 Vs (km/sec)	試験深度 m	一軸圧縮試験 q (kgf/cm ²)
0.10~0.35	29.7	0.95	1.79~1.92	3.715
0.40~0.55	25.5	0.94	1.92~2.03	3.328
0.60~0.83	21.6	0.93	2.23~2.29	12.730
0.83~0.98	18.4	0.92	2.79~2.94	14.340
1.15~1.50	28.5	0.96	2.94~3.09	6.104
1.57~1.52	41.4	1.56	3.24~3.40	2.458
2.04~2.43	11.2	0.95	3.40~3.55	4.751
2.45~3.00	15.6	0.93	3.55~3.70	9.563
3.00~2.15	3.4	0.76	3.70~3.90	10.99
3.25~1.00	12.4	0.79	3.90~4.05	9.177
3.40~3.55	15.3	0.92	4.25~4.41	23.07
3.70~3.85	15.8	0.75	4.50~4.72	22.26
3.90~4.05	6.7	0.76	4.90~5.08	24.94
4.05~4.20	11.4	0.92	5.05~5.23	32.13
4.85~4.89	12.8	0.99	5.54~5.70	25.00
4.95~5.10	10.1	0.88	5.75~5.95	31.80
5.10~5.25	11.2	0.93	5.95~6.14	25.52
5.25~5.50	7.1	0.81	6.14~6.29	24.45
5.90~5.75	6.6	0.82	6.29~6.44	26.44
5.90~6.05	10.6	0.95	6.44~6.59	29.20
6.05~6.20	7.5	0.81	6.59~6.74	12.87
6.75~6.90	24.1	0.92	6.74~6.94	7.819
6.95~6.10	25.1	0.93	6.94~7.09	7.723
6.15~6.30	37.7	1.01	6.99~7.05	6.177
6.30~6.45	40.9	1.12	7.09~7.05	6.121
6.55~6.70	57.0	1.24	10.69~10.64	6.165

表-4 改良パイルの強度管理値

	噴射攪拌方式	機械攪拌方式
最低値 (1) (kgf/cm ²)	3.0	0.121
平均値 (2) (kgf/cm ²)	19.9	14.9
標準偏差 σ (kgf/cm ²)	13.4	10.5
$\bar{q}_u - \frac{1}{2} \sigma$ (kgf/cm ²)	13.2	9.65
設計強度 (kgf/cm ²)	2.0	2.0

これによれば、当地の設計強度は2 kgf/cm²であるから、強度管理基準に最低値法を採用した場合、この例では機械攪拌方式は不適と判定される。

一方、目視観察によると、改良パイルは全体としては良く改良されていると判断されるものの、

イ) 改良されているが、クラックが多いため、一軸圧縮試験ができない部分

噴射攪拌方式 ----- 深度 6.20~8.75m

機械攪拌方式 ----- 深度 6.74~7.35m

ロ) 軟弱で乱れているため一軸圧縮試験ができない部分

噴射攪拌方式 ----- 深度 1.52~2.28m

機械攪拌方式 ----- 深度 7.35~8.39m, 9.85~10.69m

などがあり、表-4の強度管理値による評価が困難な部分が存在する。

工法の目的が改良地盤全体の平均的な強度特性を改善して、構造物の安定を計ることにあるとすれば、

- ① 上記イ), ロ) の部分の強度をどのように評価するか
- ② イ), ロ) を含む改良地盤の平均強度をいかに評価するか

等の問題点を解決する必要がある。

5. 速度検層法による改良パイル全体強度の推定法について

今、図-5に示すように改良パイルが深さ方向に一樣に均質であるならば、室内で測定したS波速度Vst（超音波速度測定法）と現場で測定したS波速度Vso（速度検層法）とは等しくなる。

次に、図-6に示すように、改良パイルの各深度毎の強度およびその部分のS波速度が明らかであるとした場合、改良パイル全体強度は平均的強度として、実用上次式で近似できるものとする。

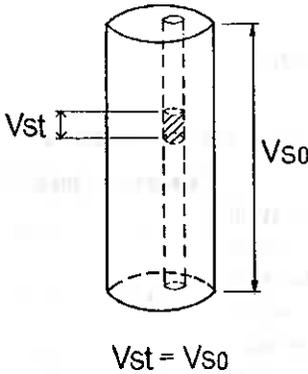


図-5 改良パイルが均質の場合

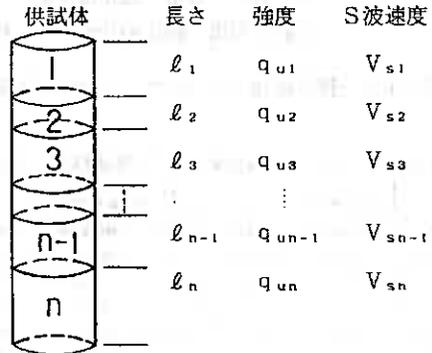


図-6 改良パイルの強度および速度が深度毎に異なる場合

改良パイルの全体強度

$$q_u = \frac{q_{u1} \cdot l_1 + q_{u2} \cdot l_2 + q_{u3} \cdot l_3 + \dots + q_{un-1} \cdot l_{n-1} + q_{un} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_{n-1} + l_n} = \frac{\sum_{i=1}^n q_{ui} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \dots (1) \text{式}$$

また、この場合の改良パイルの全体平均S波速度も実用上次式で近似できるものとする。

改良パイルの全体S波速度

$$V_{so} = \frac{V_{s1} \cdot l_1 + V_{s2} \cdot l_2 + V_{s3} \cdot l_3 + \dots + V_{sn-1} \cdot l_{n-1} + V_{sn} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_{n-1} + l_n} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{si} \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \dots (2) \text{式}$$

ここで、実際の場合について考えると、オールコアボーリングによる一軸圧縮試験の供試体は長さ約15cm、直径約7.5cmで、図-7に示すとおり注意深く観察すると、一樣均質ではなく、クラックや未改良部分があることが判別できる。

改良パイル径が直径70~100cm程度に対し、ボーリングコアによる供試体の直径は5~7cm程度であることを考えれば、供試体部分は改良パイル全体の不均質さと比較すれば、均質一樣と思えるが、実際は上述したとおり、不均質であるといえる。

そこで、(1)式および(2)式において強度と速度の値にこの供試体の値をおきかえたとき、一義的な関係を見出すことができるならば、すなわち、クラックあるいは未改良部分を含んだ場合の強度と速度の関係を求めることができるといえる。

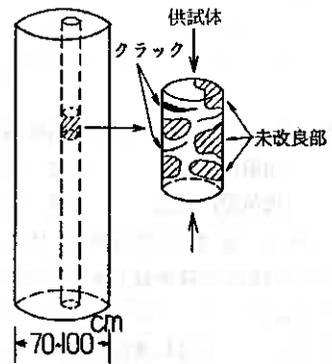


図-7 一軸圧縮供試体の模式図

このことを言いかえると、改良パイルの室内試験で一軸圧縮強度とS波速度の関連性を求めることは、クラックや未改良部分を含んだ強度と速度の相関を求めることとなり、現場での速度検層から求めたS波速度を測定することによって、クラックおよび未改良部分を含んだ改良パイル全体の平均強度の把握が可能になるといえる。

6. 室内の一軸圧縮試験とS波速度の関係

図-8,9に室内の一軸圧縮試験とS波速度の試験結果を示す（データの詳細は省略）。

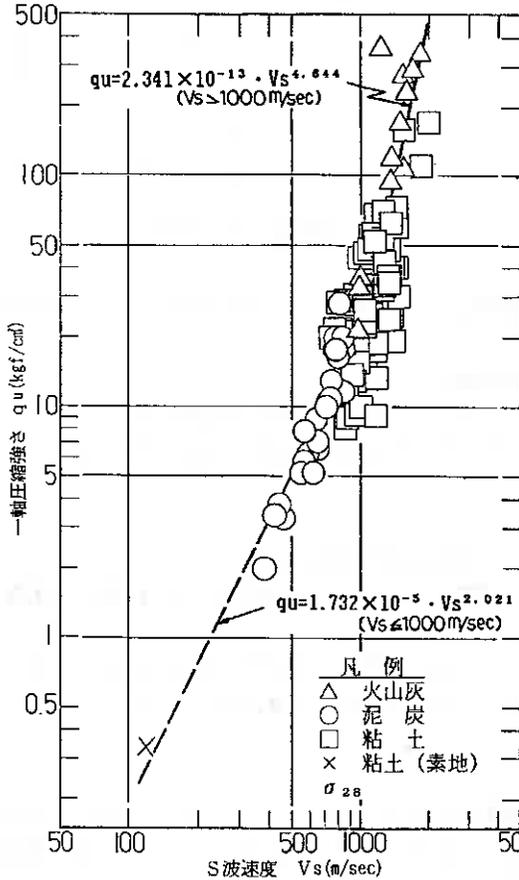


図-8 噴射攪拌方式による一軸圧縮強度とS波速度の関係

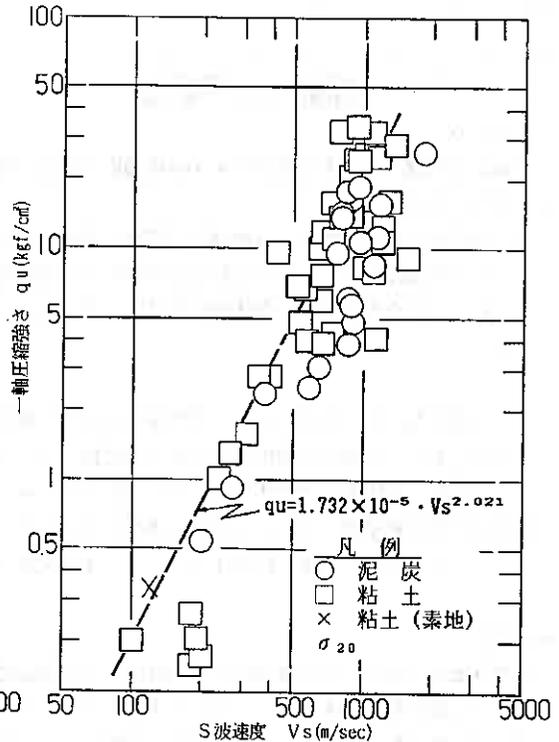


図-9 機械攪拌方式による一軸圧縮強度とS波速度の関係

これらの図より次のことを読み取ることができる。

- ①両方式ともに一軸圧縮強度とS波速度の関係に明瞭な相関性が見い出される。
- ②この相関性は両方式ともほぼ同様であるとみなすことができる。
- ③一軸圧縮強度とS波速度のパラッキは噴射攪拌方式に比較して機械攪拌方式のほうが大きいといえる。

以上示したとおり、一軸圧縮強度とS波速度の関係に相関性があることが明らかとなったといえる。

このことから、前章で述べたとおり、現場での速度検層からS波速度を求めることにより、改良パイル全体の平均強度の把握ができるものといえる。

ちなみに、今回実施した速度検層結果を図-10,11に示している。

これによれば、噴射攪拌方式ではS波速度が280~730m/sが示されていることから、図-8より改良パイル全体の平均強度は $q_u = 1.53 \sim 10.6 \text{ kgf/cm}^2$ 、機械攪拌方式ではS波速度が115~320m/sが示されていることから、改良パイル全体の平均強度は $q_u = 0.25 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ と推定することができる。

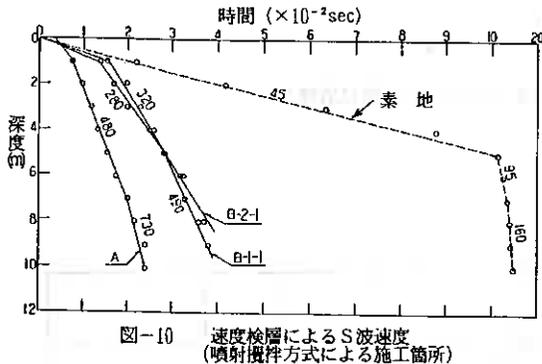


図-10 速度検層によるS波速度
(噴射攪拌方式による施工箇所)

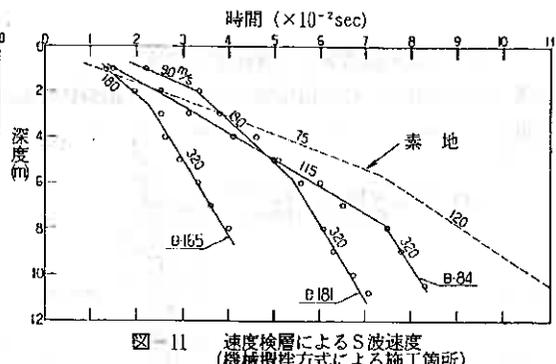


図-11 速度検層によるS波速度
(機械攪拌方式による施工箇所)

7. まとめ

深層混合処理工法による改良パイル全体強度の推定を速度検層によって求めることを試みたが、この成果は次のとおりである。

- ① 室内の一軸圧縮強さとS波速度の間には明瞭な相関性が見受けられる。
- ② ①の相関性はクラックおよび未改良部を含んだ関係にあることから、速度検層でS波速度を求めることにより、これを改良パイル全体の平均速度と考えることで改良パイル全体の平均強度の推定が可能であると考えられる。

以上、第1報および今回において速度検層を用いた改良パイル全体強度の評価方法について示した。

いずれにおいても現行の強度管理基準では把握することが困難なクラックや未改良部分の一軸圧縮強さが実施できない箇所の評価を可能にすることができたと考える。

現行の強度管理基準では、どの基準を適用するかによって、出来形の判定に差異を生じることも考えられることから、ここに示した方法を採用することで、より実用に則した出来形の判定が可能になると考える。

あとがき

速度検層から得られるS波速度から改良パイル全体強度を推定することが可能であることを示したが、これらの試験は比較的簡易であり、どこでも実施することができるなどの利点がある調査法といえ、今後、深層混合処理工法による効果判定を行うには有効な試験であると考えます。

なお、今回データは苫小牧だけのデータであり、各地でのより多くのデータの蓄積を行い、精度を高める必要があると考えます。

最後に、本報文を執筆するにあたり現場施工に当たられた関係者に多大な御協力をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 本間、藤野他1990.2；速度検層による深層混合処理工法の強度評価法、土質工学会 北海道支部技術報告集 第30号 p197~200
- 2) 図解 物理探査；物理探査学会
- 3) 泥炭性軟弱地盤対策工指針、昭和63年10月

遠心力模型実験による杭の鉛直支持力について (その 2)

北海道開発局 開発土木研究所 ○正会員 日下部祐基
" 能登 繁幸
日本工営(株)技術研究所 " 中橋 貞雄

1. まえがき

摩擦杭は、支持力のほとんどを周面摩擦力に期待するが、杭と地盤との摩擦のメカニズム、摩擦力の評価方法が曖昧であることから、良質な支持層に根入れする支持杭に比べ信頼性に乏しいとされていた。しかし、最近の杭基礎の設計に用いる示方書^{1) 2)}などでは、杭全長の 1/3 以上が過圧密地盤に根入れされていることなどを条件に、摩擦杭の安全率を支持杭のそれと同一にするなど、摩擦杭を積極的に活用しようとする傾向にある。

北海道開発局では、現在高規格幹線道路の建設が始まっており、一部地域における橋梁構造物架設地点の深い軟弱地盤に対応して長尺の基礎杭が必要になると予想されるが、摩擦杭の活用によって建設コストの大幅な低減が可能となる。摩擦杭を積極的に採用するには、摩擦杭の合理性や経済性を再評価し、合理的な設計方法を確立する必要がある。

本研究では遠心载荷装置を用いて実物と模型の相似則を満たすことにより、実物大実験と同スケールの室内模型実験を行い、摩擦杭の鉛直支持機構の基礎的なメカニズムについて検討している。^{3) 4) 5)} 通常の縮小模型を用いた土の模型実験では、応力状態によって土の挙動が大きく異なることから、模型と実物との応力レベルの違いが原因で、実物の挙動とは異なったものになることが予想される。遠心力模型実験は、その問題を解決するために考えられたもので、小さな模型に遠心力を加えて重力加速度 g を変化させて、実物の応力状態を模型で再現出来るようにした実験である。

本論文は、過去の実験結果⁶⁾を踏まえ、杭間隔を変化させた摩擦杭群杭の鉛直载荷試験を行い、単杭の鉛直载荷試験結果と比較検討して軟弱地盤における摩擦杭の群杭効果について考察した結果を報告するものである。

2. 模型の概要

群杭模型を模型地盤に設置した状態の模型全体の概念図を図-1 に示す。実験に用いた遠心装置、模型地盤材料および模型杭材料は過去の実験で用いたものと同様である。また、模型の縮尺についても過去の実験と同様に 1/100 とし、これに重力加速度の 100 倍に相当する遠心加速度を加えた。

群杭の模型杭には、地盤内の杭軸力を測定できるようにした軸力分布測定杭と、杭 1 本当りの支持力を測定できるようにした杭の 2 種類を用い、それぞれの杭を 2 本づつフーチングに対して対角線に配置した。単杭の模型

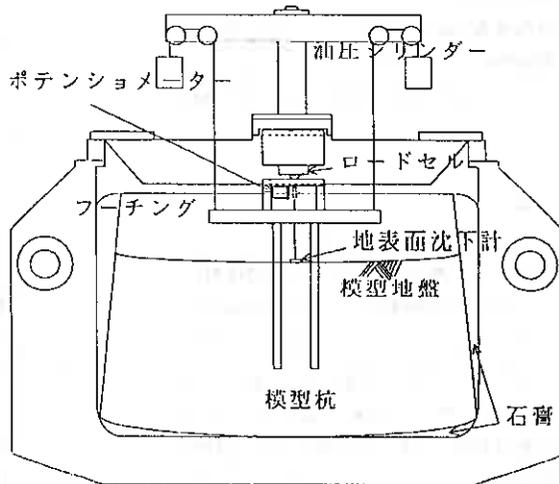


図-1 概念図

杭には軸力分布測定杭を用いた。杭寸法は、杭径 $\phi=10$ mm、杭長 $L=140$ mmであり、これは実杭の $\phi=1.0$ m、 $L=14.0$ mに相当する。杭表面には、再圧密時の地盤と杭との付着を良くするために、アルミニウム溶射加工を施した。

軸力分布測定用杭には、先端支持力を測定するダイヤフラムおよび軸力を測定するひずみゲージを内部に貼付した。杭1本当たりの支持力を測定する杭には、先端支持力を測定するダイヤフラムと模型地盤面より上部の杭内部にひずみゲージを貼付した。

模型群杭に連結したフーチングはアルミニウム製で十分な剛性を持つ構造とし、フーチング中央部にはポテンショメータを設置し、中心の穴を通して模型地盤表面の変位を測定できるようにした。この変位計により、模型杭設置後の再圧密時の圧密沈下量や、鉛直載荷試験時の地盤表面に対する相対的な杭頭変位量が測定可能になる。

模型地盤材料は、軟弱な粘性土地盤を想定し、市販のカオリンとベントナイトを20:1の割合で混合したものをスラリー状にして用いた。表-1および図-2に今回用いた地盤材料の土質試験結果、および粒度分布曲線を示す。

鉛直荷重載荷は、油圧シリンダを遠心力場で遠隔操作して下げることにより行い、ロードセルにより群杭基礎全体の支持力を測定するようにした。

3. 実験方法

今回設定した実験ケースを表-2に示す。実験は、地盤強度の小さい沖積地盤に相当する正規圧密地盤について杭間隔を5D、4D、3D、2D（D：杭径）と変化させて鉛直載荷試験を実施した。また、地盤強度と群杭効率の関係を調査するために、地盤強度を正規圧密地盤の平均非排水せん断強度の2倍に設定した過圧密地盤で杭間隔を3Dに設定して1ケース実施した。

これまでの実験では、鉛直載荷試験は、1mm/minのひずみ制御で載荷を実施してきた。しかし、この載荷速度を実物に換算すると10cm/minとなり、現実と比べて相当速い速度になる。そこで今回は、現実と同程度の速度になる0.1mm/minの載荷速度で鉛直載荷試験を行い、これまでの実験との相関を調べるために単

表-1 土質試験結果

物理試験	土粒子の比重 G_s		2.736
	粒度	砂分	0 (%)
		シルト分	39
	特性	粘土分	61
		最大粒径	0.074 (mm)
液性限界 W_L	43.2 (%)		
塑性限界 W_p	24.8		
塑性指数 I_p	18.4		
三軸試験	強度増加率 C_u/p		0.343

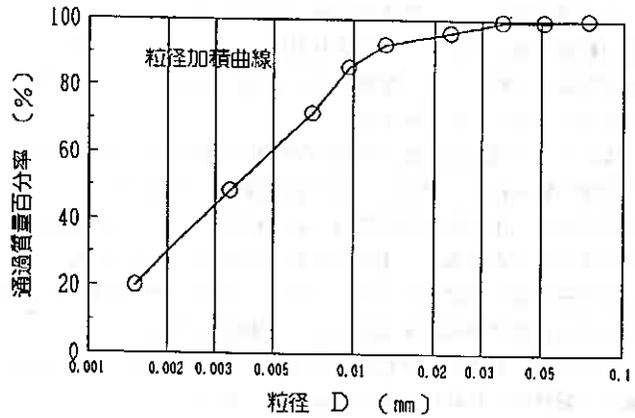


図-2 粒度分布曲線

表-2 遠心力模型実験ケース一覧表

Case No.	地盤条件	杭本数	杭中心間隔	載荷速度
1	正規圧密	4	5D	0.1 (mm/min)
2	正規圧密	4	4D	0.1
3	正規圧密	4	3D	0.1
4	正規圧密	4	2D	0.1
5	過圧密	4	3D	0.1
6	正規圧密	1	-	0.1
7	正規圧密	1	-	1.0

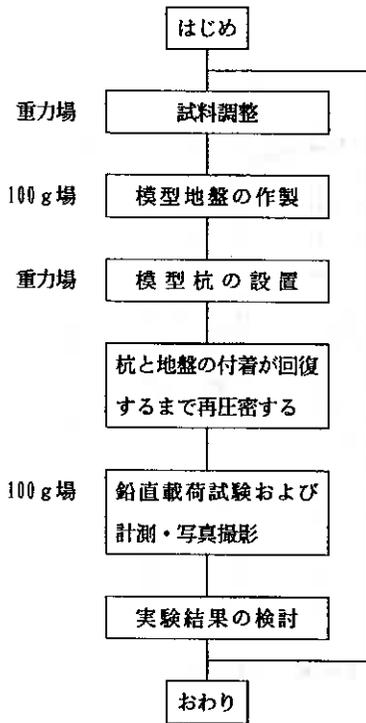


図-3 実験フロー

表-3 計測項目

計測項目	計測機器
杭頭変位	ポテンシオメーター
群杭基礎全体の支持力	外部ロードセル
杭1本当たりの支持力	内部ロードセル
先端支持力	内部ロードセル (ダイヤフラム式)
杭軸力	内部ロードセル
地表面変位	地表面変位計+ポテンシオメーター

杭で載荷速度を 1.0mm/minと 0.1mm/minの2ケースの実験を設定した。

実験方法のフローを図-3に示す。模型地盤の作製にあたっては、スラリー状にした人工粘土試料を十分に飽和させて、模型容器に投入し、100gの遠心力場で自重圧密をさせ正規圧密地盤を作製している。過圧密地盤の場合は自重圧密が終了したのち、所定の荷重にみ合う真鍮棒を地表面に敷き、遠心力場で圧密させて過圧密地盤を作製している。

載荷試験は、模型杭の設置が終了した模型地盤を再び遠心載荷し、杭と地盤の付着が回復するまで再圧密してから実施している。この時の再圧密時間は3時間であり、これは相似率により実物に換算すると3.4年に相当する。再圧密したのち遠心加速度100gの遠心力場で模型容器上部に取付けた油圧シリンダを遠隔操作して鉛直載荷試験を行った。鉛直載荷試験中の測定項目を表-3に示す。

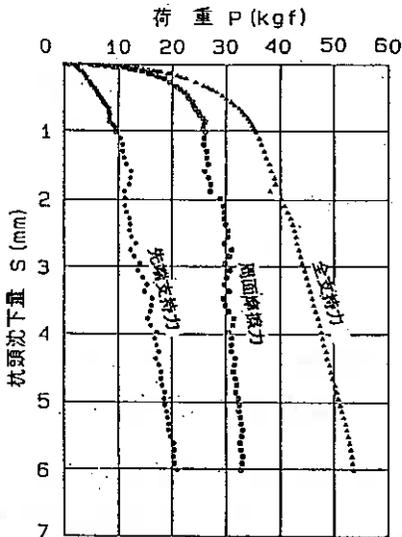


図-4 鉛直載荷試験結果 CaseNo.1

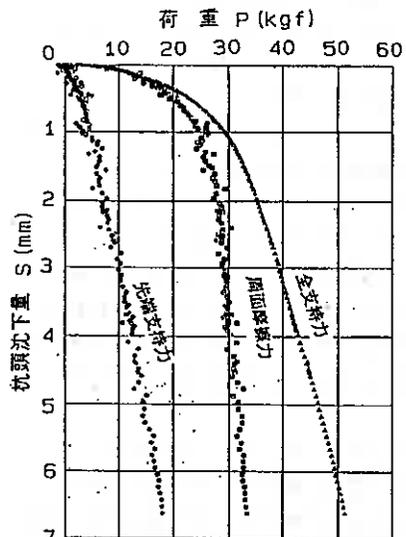


図-5 鉛直載荷試験結果 CaseNo.3

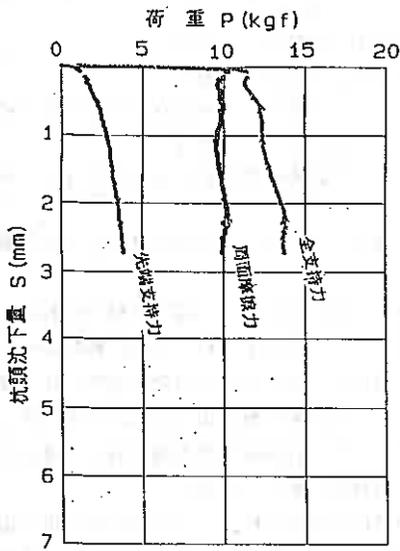


図-6 鉛直載荷試験結果 CaseNo. 6

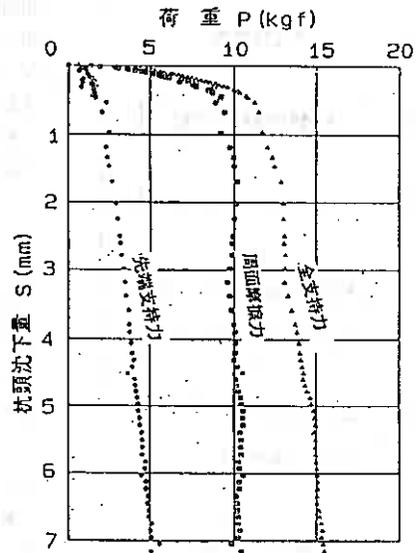


図-7 鉛直載荷試験結果 CaseNo. 7

4. 実験結果と考察

4-1. 実験結果

今回の実験では、実験装置の不良から計測項目すべてのデータを収集することができなかった。しかし、それでもデータ数は、膨大な量になっているため、全データを示すことは不可能である。ここでは、その中で代表的なものとして荷重と杭頭沈下量の関係について示す。

杭間隔を変化させたケースの実験結果として、図-4、図-5に杭間隔5D、および3Dの荷重と杭頭沈下量の関係を示す。各実験ケースの杭頭沈下量に対する全支持力を比較すると、杭間隔の大きい5Dの方が値が大きくなり、杭間隔を変化させた時の群杭効果が表われている。

図-6、図-7は、単杭の載荷速度を変化さ

せた場合の荷重と杭頭沈下量の関係である。各荷重の最大値には大きな差がみられないが、初期の杭頭沈下量に対する荷重の増加は、載荷速度が遅い方が大きくなっている。このことから、載荷速度が荷重と杭頭沈下量の関係にあたる影響は、最大荷重の値の大きさにはあまり影響しないが、杭頭沈下の初期の荷重増加に影響していることがわかる。

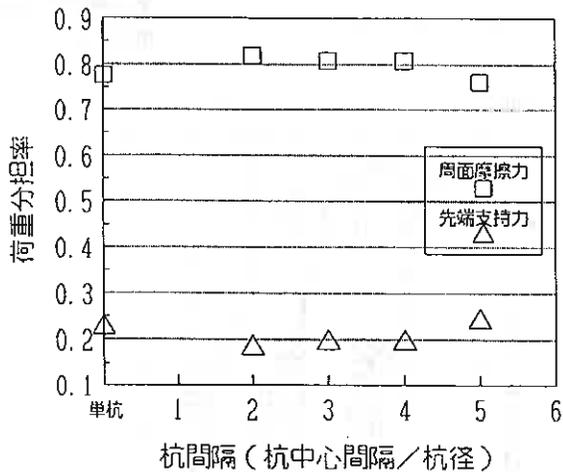


図-8 極限支持力時の荷重分担率

4-2. 極限支持力の評価

本研究の過去の実験における極限支持力の評価は、周面摩擦力が極限状態になったときの全支持力と定義して、そのときの杭頭沈下量が0.1D程度になることから、杭頭沈下量が0.1Dのときの全支持力を極限支持力としてきた。これは過去の実験結果において、周面摩擦力は比較的小さい沈下量で極限状態に達するのに対し、先端支持力はかなり大きな沈下量にならないと極限状態に達しないことが理由にある。

今回、単杭の実験において載荷速度を実物に近いオーダーの速度(0.1mm/min)で実施したところ、杭頭沈下量がこれまで極限と定義してきた0.1Dの沈下量に達する以前に明らかに周面摩擦力が極限となることが観察された。したがって、前記の極限支持力の定義では、杭頭沈下量が0.1Dのときの全支持力を極限支持力に設定できなくなる。

しかし、群杭の荷重と杭頭沈下量の関係では、周面摩擦力が極限状態になる杭頭沈下量は、0.1D程度あるいはそれ以上にあり、これに対応する単杭の極限荷重を目視により設定することは、解析を複雑にする要因になりかねない。また、本来の極限支持力の定義は、荷重-沈下量曲線が沈下量の軸にほぼ平行とみなせる荷重とされ、これは先端支持力、周面摩擦力がともに極限状態となった時の全支持力と考えられる。しかしながら、本実験結果の単杭の場合においては、図-6で明らかのように先端支持力が極限状態に達しているとは判断できない。これらの理由から、ここでは単杭、群杭の極限支持力を従来通り、杭頭沈下量が0.1Dに達したときと設定して統一する。このことは、道路橋示方書の鉛直載荷試験による杭の極限支持力の推定法として、極限支持力に達する沈下量が杭頭の10%を超える場合には、杭径の10%のときの荷重をもって極限支持力とするとしたこととも合致する。

4-3. 荷重分担率の比較

図-8に正規圧密地盤の群杭および単杭の極限支持力における周面摩擦力、先端支持力の荷重分担率(全支持力に対する割合)を示す。各杭とも摩擦杭であることから、周面摩擦力の荷重分担率が大きくなっている。また、単杭と各群杭の荷重分担率の関係では、杭間隔5Dの荷重分担率が単杭の値と同程度になっているが、他の群杭では単杭に比べわずかながら周面摩擦力の荷重分担率が大きくなっている。

図-9は、杭頭沈下量Sを対数にとり極限支持力に達する沈下量(0.1D)までの周面摩擦力の荷重分担

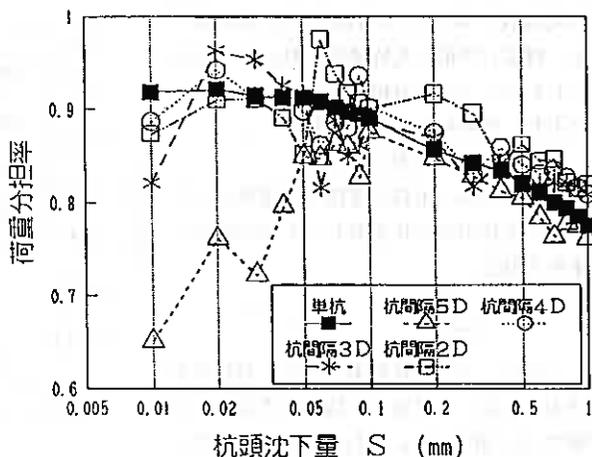


図-9 杭頭沈下量と周面摩擦力の荷重分担率の関係

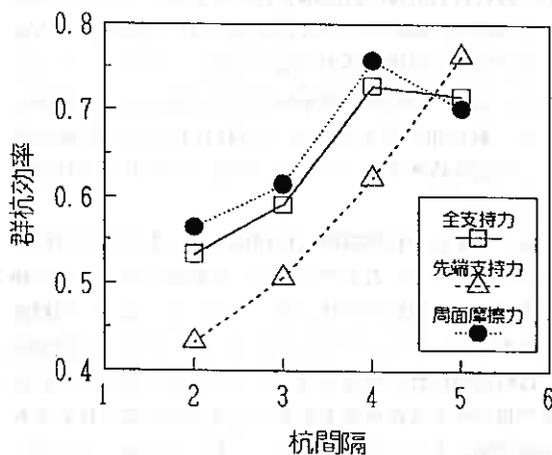


図-10 杭間隔と極限支持力時の各支持力の群杭効率

率を示したものである。杭間隔 5D の初期の杭頭沈下量に対する荷重分担率を除くと、群杭、単杭とも杭頭沈下量が増加するにしたがって荷重分担率は小さくなる傾向にあり、両者に大差はみられない。

4-4. 群杭効率の比較

群杭効率は、単杭の支持力を基準にして群杭の支持力との比を表したもので次式で求められる。

$$\eta = \frac{Q_g}{\Sigma Q_o} \quad (1)$$

ここに、 η : 群杭効率、 Q_g : 群杭の支持力、 ΣQ_o : 単杭の支持力の合計 (本実験では、群杭の杭本数が4本であるので $\Sigma Q_o = 4 \times Q_o$ として求める。)

図-10は、極限支持力時の杭間隔に対する各支持力の群杭効率を示したものである。各群杭効率は、杭間隔が狭いほど小さくなり、全支持力の群杭効率の小さくなる要因には、周面摩擦力の低下だけでなく先端支持力の低下も加わっていることがわかる。また、群杭の影響を無視できる最小杭中心間隔として一般に用いられている 2.5D における群杭効率は、今回の結果では 0.5~0.6 程度とかなり小さい値を示している。

図-11は、杭間隔別に杭頭沈下量と全支持力の群杭効率の関係を示したものである。杭間隔 4D と 5D の極限支持力での群杭効率は、図-10 に示すように同程度の値で横ばいになっていることから、4D 以上の杭間隔では群杭の影響が小さくなることが予想されたが、杭頭沈下量に対する群杭効率をみると沈下の初期ではいずれの杭間隔においてもかなり小さくなっている。したがって、極限支持力の比較のみでは、群杭の影響の有無を判断できないことがわかる。

4-5. 群杭沈下係数の比較

群杭沈下係数は、ある設定した荷重に対する単杭の沈下量を基準に、単杭で設定した荷重を杭本数倍して求めた荷重に対する群杭の沈下量との比で表わされるもので次式で求められる。

$$\zeta = \frac{S_g}{S_o} \quad (2)$$

ここに、 ζ : 群杭沈下係数、 S_g : 群杭の沈下量、 S_o : 単杭の沈下量

図-12は、杭間隔別に群杭沈下係数と極限支持力に達するまでの割合との関係を示したものである。極

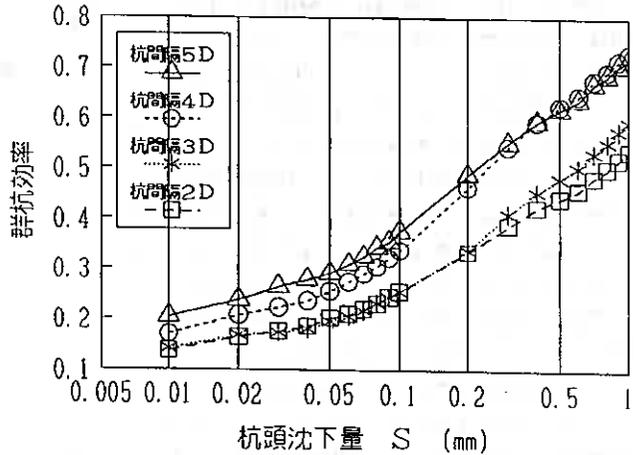


図-11 杭頭沈下量と全支持力の群杭効率

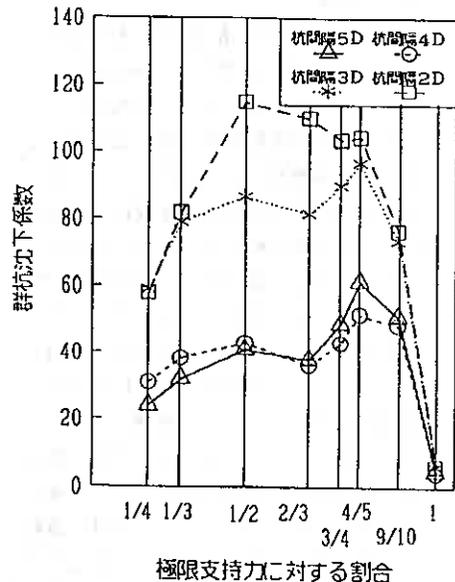


図-12 杭間隔別の群杭沈下係数

限支持力時の群杭沈下係数は、小さい値になっているが、他の値ではかなり大きな数値を示している。現状の設計で用いられている摩擦杭の許容支持力を求めるための安全率3~4での群杭沈下係数（図中の、横軸1/3~1/4に対応）をみても、杭間隔5Dで20~30程度の値となっている。このことは、単杭の極限支持力により許容支持力を求めた場合に、群杭で同じ許容支持力を得るための杭頭沈下量が単杭の沈下量の20~30倍となることを意味する。

5. まとめと今後の課題

本論文では、正規圧密地盤における摩擦杭の荷重分担率、群杭効率、群杭沈下係数について考察した。その結果、極限支持力時での群杭効率は、杭間隔が5Dで0.7以上になっているが、一般に用いられている杭間隔2.5D程度では0.5~0.6と小さい値になること、また、杭頭沈下量に対する全支持力の群杭効率の関係では、杭間隔5Dでも沈下の初期で群杭効率がかなり小さい値になることがわかった。

群杭沈下係数では、極限支持力での値は小さいが、摩擦杭の設計で用いられている安全率3~4での許容支持力時の群杭沈下係数はかなり大きな値になっている。

これらの結果から考えると、現状の摩擦杭基礎の設計法では危険側になり、摩擦杭を採用した構造物ではなんらかの変状をきたしていることが予想される。しかし、現時点では摩擦杭を採用した現場から問題が生じたという報告がなく、このことは本実験結果と一致しない。

この実験結果と実際の現場が一致しない原因としては、次の事項が挙げられる。

- 1) 模型実験と実物では挙動が異なったものになった。
- 2) 摩擦杭の設計では、安全率を4としてかなり安全側の設計を行っていることから、大きな問題が生じていない。
- 3) 設計計算で用いている支持機構と実際の支持機構が異なっている。

これらの原因について考えると、1)については、基本的には本実験は遠心力を用いて相似則を満たすことにより、実物大実験と同規模の実験を実施しているが、縮尺が1/100での模型実験では、測定精度の問題で計測誤差が生じると思われる。2)については、過去の摩擦杭の設計では、支持杭より安全率を大きくして4としており⁷⁾、このことにより摩擦杭基礎の許容支持力が実荷重よりもかなり安全側にあったことが考えられる。3)の支持機構の違いによるものでは、杭基礎の設計では、鉛直荷重は杭のみで支持させることを原則としている。その理由は図-13に示すように中間層のシルトや粘土が圧密沈下した場合にフーチング底部に空けきが生じることがあるためである¹⁾。しかし、摩擦杭では基礎地盤が沈下した時には杭も共に沈下することが考えられ、フーチング底部に空けきは生じない。したがって、上載荷重は図-14に示すよ

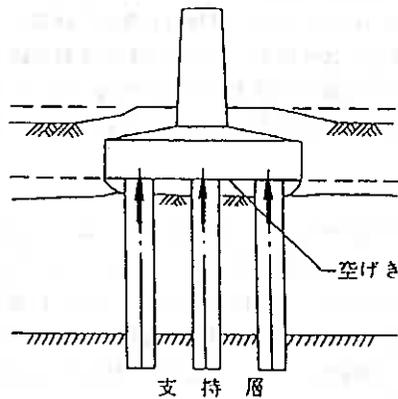


図-13 支持杭の鉛直支持力概念図

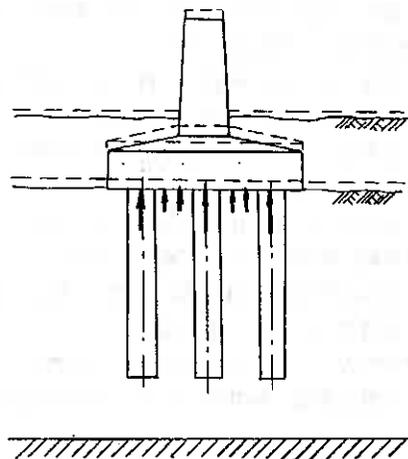


図-14 摩擦杭の鉛直支持力概念図

うに、摩擦杭のほかに杭間の地盤でも支える複合地盤基礎になっていることが予想され、このことによる支持力増加が考えられる。

特に3)については、摩擦杭に関する研究で、直接基礎の沈下抑制として摩擦杭を併用した基礎の研究報告⁸⁾、あるいは砂地盤における群杭の実験的研究では、フーチングの支持力を加えると群杭効率が増し、フーチングが支持力の増大にかなり寄与しているとした報告⁹⁾などもあり、今後、荷重を摩擦杭と杭間地盤で支えるとした基礎の考え方について検討する必要がある。

6. あとがき

本研究の計画年度は、昭和62～平成3年度の5ケ年であり、来年度が最終年度となる。今後は、前記した課題についての説明も必要であるが、本研究の目的である摩擦杭基礎の支持機構の説明と合理的な設計法の確立について、全体的なとりまとめを行い報告したいと考えている。

本報文が今後の摩擦杭基礎の発展の一助になれば幸いである。

なお、本報文の作成に当たり、当研究所の森康夫構造部長には多大な御助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書、同解説（IV下部構造編）：平成2年2月
- 2) 日本道路公団：設計要領第1集：昭和58年4月
- 3) 根岸、片倉、柚木、西畑：遠心装置による摩擦杭の鉛直支持機構に関する研究：第23回土質工学会研究発表会、昭和63年6月
- 4) 片倉、日下部、能登、中橋：遠心装置による摩擦杭の鉛直支持機構に関する研究（第2報）：第24回土質工学会研究発表会、平成元年6月
- 5) 日下部、片倉、能登、中橋：遠心装置による摩擦杭の鉛直支持機構に関する研究（第3報）：第25回土質工学会研究発表会、平成2年6月
- 6) 日下部、能登、片倉、中橋：遠心力模型実験による杭の鉛直支持力について：土質工学会北海道支部技術報告集第29号、平成元年2月
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）、昭和55年5月
- 8) 加倉井、山下、大木、梅垣、入江、石井：摩擦杭を併用した直接基礎の挙動：第32回土質工学シンポジウム——支持杭に頼らない基礎工法——、昭和62年11月
- 9) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説、昭和60年12月

軟弱地盤における橋脚の 設計及び施工について

北海道開発局石狩川開発建設部計画課 ○多田 智
北海道開発局札幌開発建設部道路建設課 切石 堯
北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所 三田村 浩

1. まえがき

一般国道 275号は、札幌市を起点とし石狩川に沿って北上した後、天塩山地、宗谷丘陵を横断し、道北のオホーツク海岸の浜頓別町に至る幹線道路である。このうち道央圏においては一般国道12号のバイパス的役割を持つうえ、札幌市周辺の急速な宅地化も加わり、その交通量は著しく増加している。このため札幌側より4車線化が計画され、現在鋭意施工中である。

角山橋は図-2に示すように、この国道が江別市角山において厚別川と交差する点に位置する。現在供用中のものは昭和39年に架けられた橋長159.7m、幅員8mの単軌桁5連であるが、交通量の増加や軟弱地盤に起因する橋台背面の沈下と移動、それに伴う支床の破損など全体に老朽化が進んでいる。そこで、4車線化に合わせた全面的な架け換えが計画された。

新橋は現橋に近接して4車線分を一括して施工し、その完成後に現橋を取り壊す予定である。新橋の概要は図-2に示すが、本報告ではこのうち“特殊な工法”を採用した橋脚基礎について、その形式選定の過程と理由、設計施工上の問題点と対策などを中心に、土質、近接施工の条件などを調べて述べることとする。



図-1 位置図

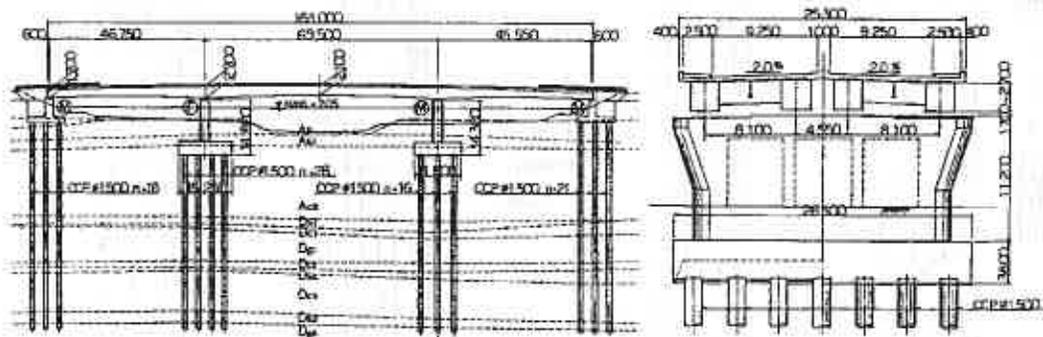


図-2 橋梁一般図

The design and construction of the pier on the soft ground; Satoshi TADA (Ishikari River Local Head Office, H. D. B.), Takashi KIRIISHI, Hiroshi MITAMURA (Sapporo Local Head Office, H. D. B.)

2. 新橋概要

道路規格	: 第3種1級 (V=80km/h)	河川名	: 一級河川石狩川水系厚別川
橋格	: 1等橋 (TL-20)	計画高水流量	: $Q=650\text{m}^3/\text{s}$
斜角	: 右 $66^{\circ}48'19''$	基準径間長	: 23.25m
上部工形式	: 3径間連続鋼箱桁 (変断面)	桁下余裕高	: 2.00m
下部工形式	: 逆T式橋台、逆T式橋脚	阻害率	: 2.8%
基礎工形式	: 場所打RC杭 (リバース杭 $\phi 1.5\text{m}$)		

3. 地質概要と橋梁計画

架橋地点周辺は標高5m前後の平坦な低地となっており、いわゆる石狩低地帯の一角に位置する。土層構成は図-3に示すとおり、上位の泥炭、砂質土、粘土からなる極めて軟弱な沖積層と、下位の粘性土、砂質土、礫質土が頗互層状をなす洪積層とに大別される。

沖積層の最上部は、層厚2~4m程度の極めて軟弱な泥炭 (A_p) からなり、その下位にはN値10程度のゆるい砂質土層 (A_{s1}) が3m程度の厚さで分布している。沖積層の最下部は、層厚20mに及ぶ $N=0\sim 3$ の極めて軟弱で均質な粘土層 (A_{c1}) が堆積しており、これは縄紋海進時に海底で堆積したものと考えられる。この沖積層においては、ボーリング時に若干のガスの吐出が認められている。沖積層における土質試験結果の概要は表-1に示す。

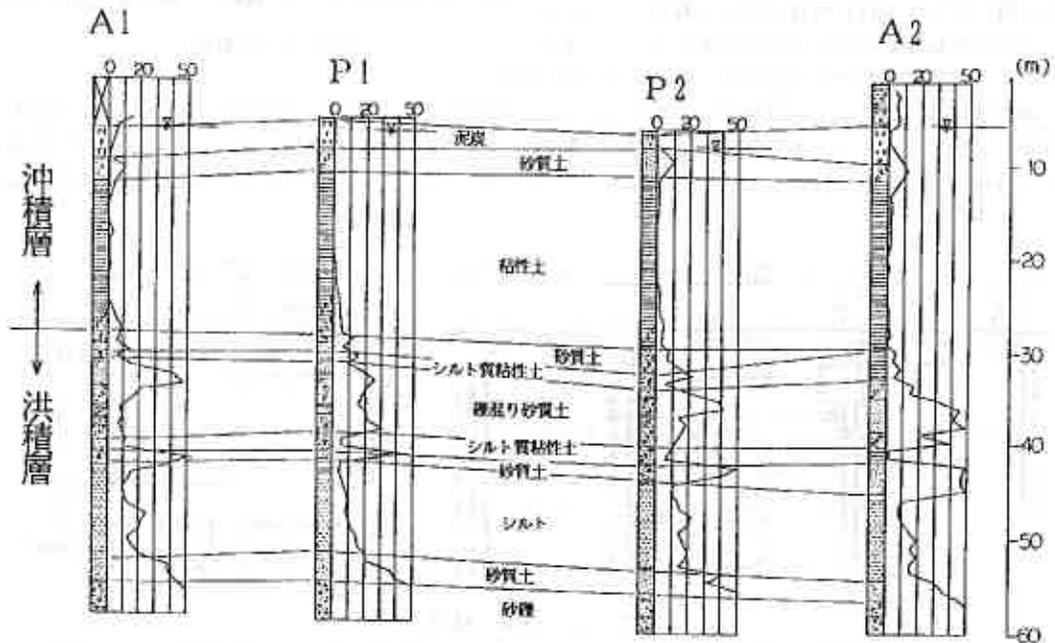


図-3 地質縦断面

表-1 土質試験結果一覧表

土層名	原位置	試験			室内土質試験					
		層厚 (m)	弾性係数 E_s (kg/cm ²)	静的貫入抵抗 q_c	含水比 ω_n (%)	単位体積重量 ρ_l (t/m ³)	一軸圧縮強度 q_u (kg/cm ²)	粘着力 C (kg/cm ²)	せん断低抗角 ϕ (度)	圧縮指数 C_c
泥炭	Ad	1.7~4.4		2.5~13.5	383~412	0.94~1.03		0.15	26.2	5.35
砂質土	As	2.2~3.5	9.6~15.8	2.5~3.0						
粘土	Ac	18.4~20.9	6.7~32.0	6.9~11.4	58~65	1.58~1.65	0.27~0.50	0.11~0.25	10.5~14.6	0.61~0.75

一方洪積層については、一部に火山灰質な部分が見られ、これが約3万年前に降下した支笏火山噴出物と判断されることから、約2万年前のウルム氷河期海退時における石狩川中流域の氾濫原堆積物と考えられる。全般にN値のパラッキは大きく、 $N > 30$ に安定するのは標高-60m付近に分布する砂質土層(Ds₃)以深であるが、基盤岩は確認されていない。

このような軟弱地盤に橋梁を計画する場合には、①ごく軟弱な粘性土および流動化する砂質土層を考慮した設計地盤面の設定、②杭頭付近の横方向地盤反力係数の設定、③圧密沈下による橋台背面の沈下や橋台下の空洞の発生および杭に対するネガティブフリクション対策、④橋台の側方移動、⑤摩擦杭の採用の可能性、⑥近接施工に関する検討、⑦有毒ガス対策などに対して十分に配慮しなければならない。本橋におけるこれらの問題に対する検討の結果は後述する。

4. 基礎工形式の選定

基礎工形式の選定は図-4に示す手順で行った。

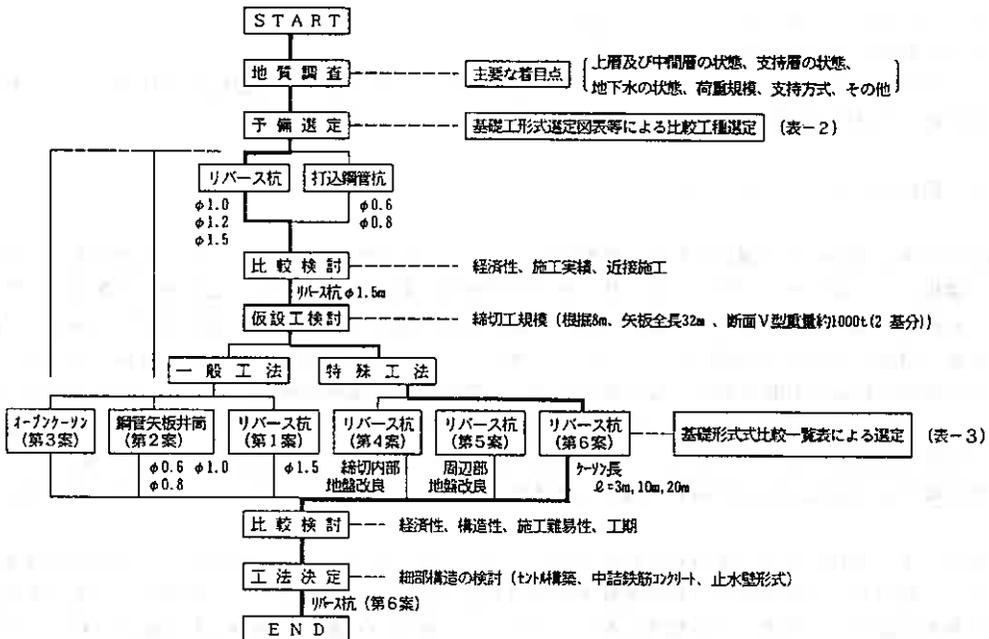


図-4 基礎工形式選定手順

4-1 基礎形式選定表

表-2 基礎形式選定図表

基礎形式選定の第1段階として、「杭基礎設計便覧」（日本道路協会）の基礎形式選定図表に基づいた検討を行った。この選定における問題点としては、支持杭とした場合の支持層面が非常に深い位置にあることである。そのため摩擦杭の可能性についても検討を行なったが、①沖積層が非常に軟弱であるため杭の周面摩擦がほとんど期待できない。②「杭基礎便覧」において、摩擦杭は全長の1/3以上を非圧密層に根入れすることが義務付けられている。③摩擦杭とする場合には、その不等沈下の影響を考慮して、上部構造を設計しなければならない。このようなことから、本橋においては摩擦杭を採用しても、杭長はほとんど短くできず、支持力の低下が大きく、かつ上部工の補強が必要

基礎形式選定図表の 条件項目	角山橋の該当する条件	直 接 基 礎	打込み杭		中掘り 杭		場所打ち杭			ケーソン		鋼 管 矢 板 基 礎
			R C 杭	P C 杭	P C 杭	鋼 管 杭	リ バ ース 杭	オ ー ル ケー シング 杭	ア ー ス ド リ ル 杭	深 礎 杭	オ ー プ ン ケー ソン	
地 質	5cm以下のれき層がある 上層軟弱で下層良好 中間層がきわめて軟弱	△ △	× ○	△ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○
地下 水	地下水位が地表に近い 地下水位はGL-1.5m程度で概ね水平であり、被圧水や流速が速い兆候は認められない	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○
構 造 物	鉛直荷重が大きい 水平荷重が大きい 先端支持	○ ○ ○	△ △ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○
施 工 環 境	施工深度 55~70m 近接構造物に対する影響	× ○	× ×	× △	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○
判 定		×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○

となり、結果的に支持杭とした方が有利であること判明した。選定表による選定結果は表-2のとおりで、鋼管杭または場所打ち杭（リバース杭）を採用するのが一般的と考えられた。

4-2 鋼管杭とリバース杭の比較

基礎形式選定図表により選定された2種類の杭について、経済性に主眼をおいて2次選定を行った結果、基礎杭としてはリバース杭φ1.5mが最も経済的であると結論づけられた。この過程の課題としては橋台における斜杭の採用の是非がある。一般に軟弱な地盤においては斜杭の採用が効果的であるとされているが、斜杭が可能な杭は鋼管杭のみであり、本橋のように極めて軟弱でかつその層厚が厚い場合には、①圧密沈下により斜杭に曲げ応力が発生する。②鋼管杭は剛度が比較的小さいゆえ軟弱層が厚い場合には、自重により次第に下方に曲がり始め、曲げ応力が発生するとともに斜杭としての効果を減少させる。③重機の安定性から施工角度について精度の維持が難しいなどの問題がある。試算の結果では単純工費比較では鋼管杭の斜杭を用いた場合が経済的となるが、②の応力を考慮すると工費は膨大なものとなる。

したがって、本橋においては斜杭は採用しないこととした。また、橋台背面の盛土による側方移動については、建設省土木研究所の「軟弱地盤上の橋台基礎設計指針（案）」の判定基準による計算の結果、移動の範囲となり、Ac層までの地盤改良を行うこととし、検討の結果、前後の取付道路と同様にJMMおよびMM工法を採用することとした。

4-3 仮設工の検討

本橋の橋脚は河川内にあることから逆 T 壁式であり、根入れが深いことから施工時には鋼矢板締切を用いるのが一般的と考えられる。鋼矢板締切の設計は「道路土工・仮設構造物工指針（日本道路協会）」に基づき、鋼矢板の根入れ長はランキンレザール式による主働土圧と受働土圧によるモーメントのつり合いから求められる。しかし、周辺地盤が極めて軟弱な粘性土で内部摩擦角が 0° 、粘着力も小さいことから、主働土圧強度と受働土圧強度の差があまりあられない。よって、つり合い深さはかなり深くなり、掘削深さ 8m に対して根入れ長はその約 3 倍にもおよび、鋼矢板全長は 32m にも達する。このように根入れ長が長くなると締切による周辺への影響範囲がかなり広くなり、現橋に対して近接工事となる本工事では現橋橋脚に多大な影響を与える恐れがある。また鋼矢板は応力度的に V 型が必要となるが、現在北海道内にはこの規格のリース材の在庫がなく、必要量 1000t を首都圏より運搬しなければならず、その費用は相当額に上ると試算された。

このように通常の締切による施工が困難なことから、基礎形式は特殊な工法を含めて再度比較検討を行なうこととした。

4-4 基礎工形式の再検討

4-3 で述べたような仮設工の施工上の理由により、基礎工形式の再選定を行うこととした。検討は比較検討によることとし、その形式は表-2 の中で締切工なしで施工が可能なオープンケーソン及び鋼管矢板基礎、特殊工法として締切工と地盤処理とを併用する工法、杭とケーソンとの複合法を対象とすることとした。検討内容は一般的な検討項目はもとより、特に隣接する現橋橋脚への影響度を重視した。その概要を表-3 に示す。

まず、軟弱地盤でかつ支持層が深い場合に実績の多い鋼管矢板基礎であるが、本現場のような極端な軟弱地盤では施工精度を確保するためのガイドの設置及び精度管理が困難である。一方、地盤処理工法については 2 案を考え、周辺地盤への影響あるいは設計上の問題が難点となる。さらにオープンケーソンについては施工深度的に限界であり、深い位置まで周辺に影響を及ぼす。

そこで本工事では、経済性、施工工期の面で優れかつ個々には実績の多い工法として、杭とニューマチックケーソンとを組み合わせた形式を採用することとした。なお、検討の段階から全国的にもほとんど先例のない複合基礎であるため、設計・施工上のいくつかの問題点が提起され、様々な角度から検討がなされているので、次節ではそのうち特に重要と思われる部分について説明する。

4-5 橋脚工の設計

(1) 橋脚形状の概念

橋脚は、あらかじめ地中部に打ち止めした場所打ち杭の上に、完成時にはフーチングの一部となるニューマチックケーソンを沈下させ、その後作業室内に中埋コンクリートを充填させ杭とケーソンとを結合させるものである。本工事と同様な工法を用いて施工された日本道路公団東関東自動車道の「利根川橋」の設計ではケーソン深さを大きくして水平支持をケーソン、鉛直支持を杭で取らせる構造としている。本橋においては、地盤が超軟弱なためケーソンを長くしてもあまり水平抵抗が期待できず、逆に周辺地盤に与える影響が大きくなると考えられる。そこでケーソンは必要最小限の長さに抑えることとした。

(2) 安定計算

前述のように、安定計算においては、ケーソンの水平抵抗を考慮しないこととしたため、通常の杭基

表-3 基礎形式比較一覧表

	概念図	主な特徴	概算工事費(千円)	経済性	施工性	構造性	工期	判定										
第1案	<p>鋼矢板 V型 L=32m CCP φ1500</p>	<ul style="list-style-type: none"> 地盤が軟弱な粘性土のため、つりあい深さが深くなり、鋼矢板延長は32mにも及ぶ。鋼矢板断面はV型になるが、道内に在座なし。運搬費がかかる。 鋼矢板打ち込み・引き抜き時、さらに締切工の特性により変位が大きく、現橋に影響を与える。 	<table border="1"> <tr> <td>基礎工</td> <td>99,600</td> </tr> <tr> <td>締切工</td> <td>61,820</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>55,960</td> </tr> <tr> <td>運搬費</td> <td>30,000</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>247,380 (1.185)</td> </tr> </table>	基礎工	99,600	締切工	61,820	躯体工	55,960	運搬費	30,000	合計	247,380 (1.185)	○	○	○	△ 7カ月	○ (2)
基礎工	99,600																	
締切工	61,820																	
躯体工	55,960																	
運搬費	30,000																	
合計	247,380 (1.185)																	
第2案	<p>鋼管矢板井筒 φ800 脚付き長円形</p>	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な仮締切兼用の鋼管矢板井筒工法である(脚付型)。 鋼管矢板の深度が地表より約60mでかなり深いうえ、地表付近が極めて軟弱なため、ガイドの施工がかなり困難。 施工時の影響は場所打ち杭より大きい。ケーソンよりは小さい。 	<table border="1"> <tr> <td>矢板材料費</td> <td>150,000</td> </tr> <tr> <td>打込工</td> <td>69,520</td> </tr> <tr> <td>頂版工</td> <td>15,260</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>26,160</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>260,940 (1.250)</td> </tr> </table>	矢板材料費	150,000	打込工	69,520	頂版工	15,260	躯体工	26,160	合計	260,940 (1.250)	△	○	○	○ 6カ月	○ (3)
矢板材料費	150,000																	
打込工	69,520																	
頂版工	15,260																	
躯体工	26,160																	
合計	260,940 (1.250)																	
第3案	<p>オープンケーソン 25×8m</p>	<ul style="list-style-type: none"> 仮締切不要な工法の1つとしてオープンケーソンとした案である。 深度が深く地下水位も高いためほぼ全面的に水中掘削となり、限界深さに等しく施工はかなり困難である。 周辺の地盤を乱しやすく、またケーソン自体の傾斜などの変位を生じやすい。 	<table border="1"> <tr> <td>沈下工</td> <td>204,000</td> </tr> <tr> <td>底板工</td> <td>12,420</td> </tr> <tr> <td>頂版工</td> <td>12,080</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>26,160</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>254,660 (1.220)</td> </tr> </table>	沈下工	204,000	底板工	12,420	頂版工	12,080	躯体工	26,160	合計	254,660 (1.220)	△	△	○	○ 5カ月	△ (5)
沈下工	204,000																	
底板工	12,420																	
頂版工	12,080																	
躯体工	26,160																	
合計	254,660 (1.220)																	
第4案	<p>鋼矢板 III型 地盤処理 CCP φ1500</p>	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭付近の締切内を地盤処理し、締切内の受働土圧を大きくすることにより鋼矢板の長さを短くする案。 杭基礎での実施例はほとんどなく、鋼矢板、杭、地盤処理の施工順序、地盤処理による変位、処理された地盤の設計上の扱いなど課題が多い。 	<table border="1"> <tr> <td>基礎工</td> <td>99,600</td> </tr> <tr> <td>締切工</td> <td>202,610</td> </tr> <tr> <td>地盤処理工</td> <td>35,300</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>55,960</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>211,470 (1.013)</td> </tr> </table>	基礎工	99,600	締切工	202,610	地盤処理工	35,300	躯体工	55,960	合計	211,470 (1.013)	○	△	○	△ 7カ月	△ (4)
基礎工	99,600																	
締切工	202,610																	
地盤処理工	35,300																	
躯体工	55,960																	
合計	211,470 (1.013)																	
第5案	<p>地盤処理 CCP φ1500</p>	<ul style="list-style-type: none"> 第4案の地盤処理に課題が多いことから、橋脚周辺地盤を固化処理しオープンカットにより掘削する案。 狭い場所でオープンカットするため欠配を怠りしなげばならず、改良率を上げる必要がある。また施工範囲も広くなり、工費が高くなる。 地盤処理による現橋への影響がある。 	<table border="1"> <tr> <td>基礎工</td> <td>99,600</td> </tr> <tr> <td>地盤処理工</td> <td>202,180</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>55,960</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>357,740 (1.714)</td> </tr> </table>	基礎工	99,600	地盤処理工	202,180	躯体工	55,960	合計	357,740 (1.714)	×	○	○	△ 7カ月	△ (6)		
基礎工	99,600																	
地盤処理工	202,180																	
躯体工	55,960																	
合計	357,740 (1.714)																	
第6案	<p>鋼矢板止水壁 中埋コンクリート CCP φ1500</p>	<ul style="list-style-type: none"> あらかじめ打設した杭の上にニューマチックケーソンを沈下させる工法で、仮締切が不要となる案であるが、全国的にも施工例は少ない。 周辺への影響を抑えるためにケーソン深度をできるかぎり浅くしなければならない。 工期が短い。 	<table border="1"> <tr> <td>基礎工</td> <td>99,600</td> </tr> <tr> <td>沈下工</td> <td>64,600</td> </tr> <tr> <td>中埋工</td> <td>18,360</td> </tr> <tr> <td>躯体工</td> <td>26,160</td> </tr> <tr> <td>合計</td> <td>208,720 (1.000)</td> </tr> </table>	基礎工	99,600	沈下工	64,600	中埋工	18,360	躯体工	26,160	合計	208,720 (1.000)	○	○	○	○ 4カ月	○ (1)
基礎工	99,600																	
沈下工	64,600																	
中埋工	18,360																	
躯体工	26,160																	
合計	208,720 (1.000)																	

礎として変位法により計算した。耐震設計地盤面は、フーチング下面が地表面下約10mと深く、Ac層の一軸圧縮強度も $0.2\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上あることから、フーチング下面とした。また、設計R値は、N値からの推定には無理があるので孔内水平載荷試験結果を利用した。なお、中埋コンクリートによる杭とケーソンの連結に万一の場合があることを想定し、杭と中埋コンクリートに支持された版の上に直接基礎が載った状態での検討も行なった。

(3) 断面計算

フーチングは、杭基礎と考えた場合と直接基礎とした場合の2ケースを考えて配筋することとした。前者については、中埋コンクリートと作業室天井とを一体として考え、後者については個別に考える。したがって、中埋コンクリートは通常のケーソンのそれとは異なり、鉄筋コンクリートとなり上下両面に配筋した。ケーソン函体としての設計は「道路橋示方書IV下部工編」に基づいて行ったが、形状特性から刃口部分及び天井スラブの設計のみとした。作業室天井は、沈下初期の対角線上の2点支持状態で、また刃口部分は橋軸直角方向の単純支持状態で断面決定された。

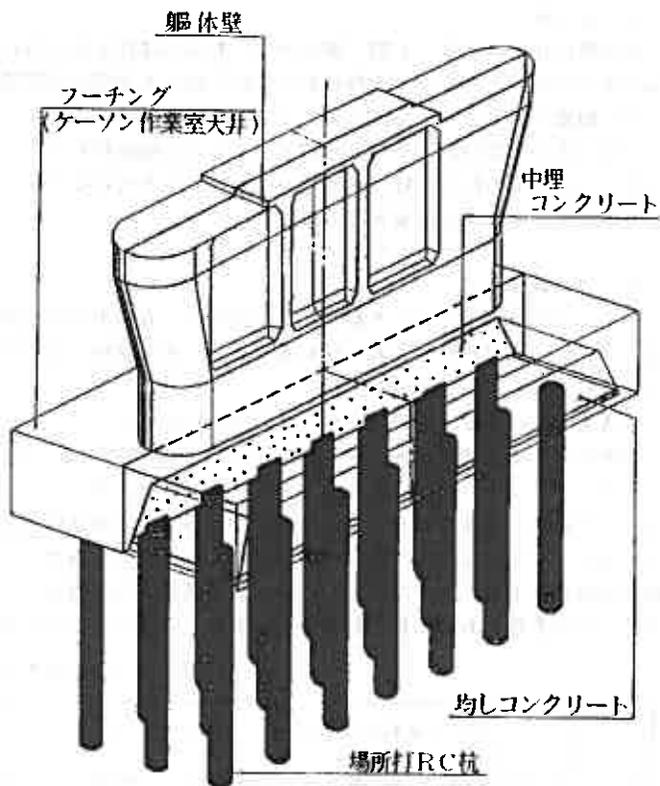


図-5 橋脚模式図

4-6 橋脚工の施工

(1) リバース杭の泥水処理

リバース杭の施工では、孔壁保護と掘削土の排出のため泥水を用いる。この泥水の使用に伴ない排水処理が必要となる。本橋では、高分子及び無機凝集剤を用いる泥水処理機を用いた浄化を行い、SS濃度 150ppm 以下まで希釈して河川に排出した。なお、汚泥は産業廃棄物として運搬投棄した。

(2) セントル

地盤が軟弱なため、重量が大きく沈下を生じやすい土砂セントルは用いず、木製セントルとした。セントル下の地盤は施工性を考えて、厚さ1mの砂置換を行った。また、中埋コンクリート内に配筋が必要となるが、これをケーソン構築後に搬入することは継手を多くすることになるので、あらかじめ定尺物を置換砂の中に埋めておき、セントル撤去後作業室内に吊り下げ、沈下掘削を行うこととした。また、刃口金物は粘性土層用の形状とした。

なお、セントル解体時には作業室内の加圧が不十分であったため、かなり急激な沈下を生じたが幸いにも函体には異常を生じなかった。

(3) 止水壁

止水壁にはコンクリート製、鋼矢板製、あるいは沈下とともに埋戻しを行うことにより止水壁を設けないなどの方法があるが、本橋においては近接する環境への影響を最小限に抑えるため、撤去が容易でしかも剛度が保てる鋼矢板製を用いることとした。

なお、沈下作業時には土圧（粘着力）による矢板の持ち上がりが見られた。本橋では急遽補強を行ったが、この防止のためには、フリクションカットを付ける方法、またはベントナイトによる摩擦低減工法等の採用を検討する必要があった。

(4) ガス対策

ニューマチックケーソンを採用するに当たり、有毒ガス対策が最大のポイントとなる。本橋においてはケーソンの採用が決定された後に透気試験、ガス試験、水質分析、土壌分析などを行った。その結果を表-4に示すが、自然地盤では

①透気試験により、限界圧力はほぼ静止圧に近い。

②酸欠調査では酸素13%、メタンガス5.7%、二酸化炭素6.6%と非常に危険な数値を示した。

一方、ケーソンの沈下に先立ちリバース杭の施工を行うことから、リバース杭施工後の地盤について測定した結果、許容値ぎりぎりの状態ではあるが、かなり改善されることが判明した。この結果に基づき、①ケーソン間に介在する酸欠層に対処するため、P₂側ケーソン全周に透気層遮断のための鋼矢板を砂層下の粘性土内 1mまで打設し、②ガスの状態を自動測定し、警報器・函内監視用モニター等を設ける、という条件のもとで沈下作業を行ったが、異常なく沈下を完了できた。

表-4 ガス分析結果表

項目	単位	リバース杭施工前(P ₁)		リバース杭施工後(P ₂)			判定値	
		吐出ガス	透気ガス	吐出ガス	吐出ガス	透気ガス		
土質		泥炭	砂質土	泥炭	砂質土	砂質土		
CH ₄	%	0.010	5.7	0.0003	0.024	0.43	< 1.5	労働安全衛生規則
CO ₂	%	0.4	6.6	0.5	0.1	1.7	< 1.5	労働安全衛生規則
CO	ppm	7	75	1未満	1未満	12	< 50	有害物質抑制濃度
O ₂	%	20.6	13.0	20.4	20.9	18.1	> 18	酸欠防止規則
N ₂	%	79.0	74.7	79.1	79.0	79.8	定常78.1%	

(5) 近接施工

近接施工による現橋への影響が懸念されたため、橋脚上に傾斜計を設置し、また変位杭による観測を実施したが、影響はほとんど見られなかった。

5. あとがき

橋脚下部工事は無事完了し、平成3年度からは上部工架設にとりかかる予定である。今回、橋脚基礎に杭とケーソンの複合基礎を用いた最大の理由は、地盤が超軟弱地盤であったことと現橋隣接施工となったことである。この現場の地盤は北海道特有の泥炭および超軟弱粘土層であり、道内に幅広く分布している地盤である。本報告が今後このような地盤帯での基礎工施工の参考となれば幸いである。

最後に、本報告を作成するにあたって多大なる協力を下さった関係各位に感謝の意を表します。

白鳥大橋アンカレイジ基礎について

—ニューマチックケーソンの設計と施工—

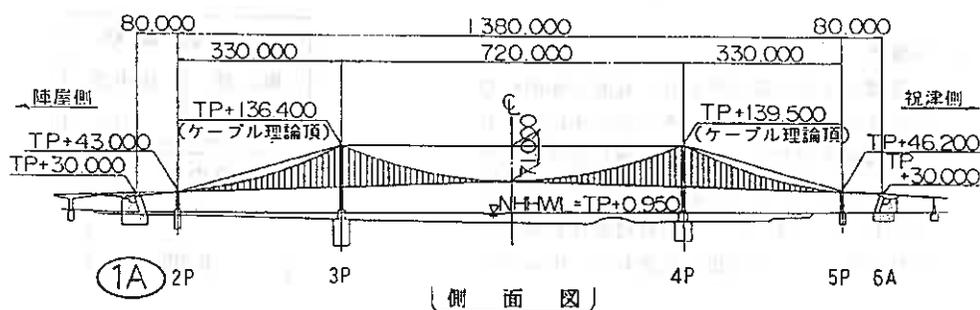
北海道開発局 柳原 優 登
 " " ○ 見 玉 浩 文
 " " 宮 川 浩 幸
 北海道開発コンサルタント 鷲 尾 昭 夫

1. はじめに

白鳥大橋は、室蘭港を跨ぐ橋長 1,380 m、中央径間長 720 m 長大吊橋です。この主ケーブルが定着されるアンカレイジには 18 万トンもの膨大な引張力が働くので、これを支えるには大きな基礎が必要になります。陣屋アンカレイジ (1A) の底面積は、 $1,526 \text{ m}^2$ ($46.1 \text{ m} \times 33.1 \text{ m}$) となり、その基礎工法には施工性、経済性からニューマチックケーソン工法を採用しています。本稿は、海面下 28 m まで掘削沈下が完了した 1A の設計と施工について報告するものです。



完成予想図 (手前 1A)



~Report on design and construction of the Hakucho Ohashi Anchorage Foundation~
 Masato YANAGIHARA (Hokkaido Development Bureau) Hirofumi KODAMA (Hokkaido Development Bureau)
 Hiroyuki MIYAKAWA (Hokkaido Development Bureau) Akio WASHIO (Hokkaido Development Consultants)

2. 設 計

1) 概 要

本橋アンカレイジ基礎は、大規模なニューマチックケーソン工法による剛体基礎ですが、通常、耐震設計は道路橋示方書で行われています。本橋では道示も含め数種類の設計法について比較検討し、最適な設計法を選定しました。基準設計法は、構造物～地盤系モデルを使った応答スペクトル法による動的解析で、これに近い結果が得られ、簡易な設計法として地中部震度を考慮した修正震度法を採用しています。

2) 安 定 計 算

(1) 設計荷重

ケーソンは直接基礎として計算し、考慮する荷重は以下のとおりです。

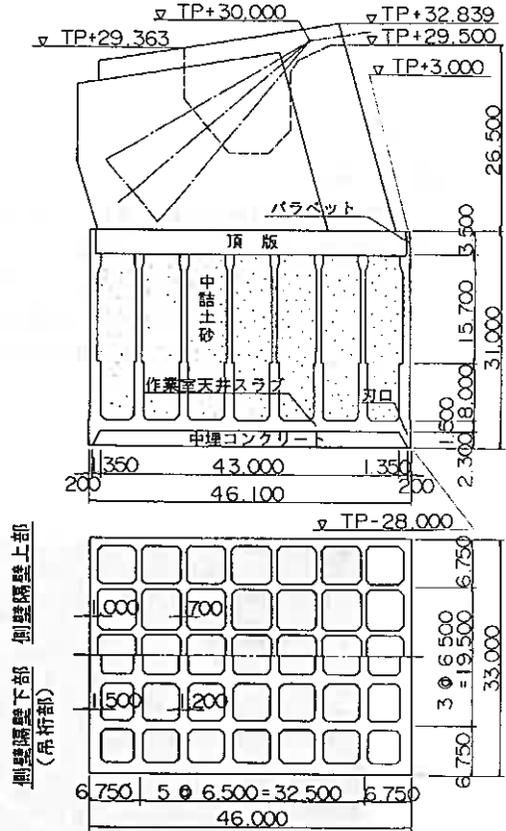
- ①ケーソン自重
- ②上部構造およびアンカレイジ躯体からの荷重
- ③土圧
- ④水圧
- ⑤波圧
- ⑥中詰土砂重量
- ⑦周面摩擦力
- ⑧浮力または揚圧力
- ⑨地震の影響

(2) 常 時

背面側からは主働土圧を作用させ、前面および側面土による荷重分担は無いものとします。
(荷重の組合わせ：①～⑧)

(3) 地震時

基礎に作用する水平力は、底面と側面に分担させるものとします。その分担率は、それぞれ橋軸方向で85：15、橋軸直角方向で75：25とします。設計地盤面は、海底面(TP-6.0)とし、設計震度は右表のとおりです。
(荷重の組合わせ：①～⑨)



構造図

水平震度 Kh	
地上部	地中部
0.24	0.12

鉛直震度 Kv
0.09

設計震度

(4) 施工時

アンカレイジ躯体が完成し、まだケーブル張力を受けていない状態を考えます。また、水平震度は0.1とし、鉛直震度は考慮しません。(荷重の組合わせ：①、②、⑧、⑨)

(5) 計算結果

アンカレイジ基礎の特徴として、ケーソンは常にケーブル張力による水平力が作用しており、前かがみの反力状態となります。下表の()内数値は、このような二軸合成を考慮した場合の最大地盤反力度です。

		単位	橋 軸 方 向						橋 軸 直 角 方 向	
			常 時	地震時 前面側		地震時 背面側		地 震 時		
				k v ⊕	k v ⊖	k v ⊕	k v ⊖	k v ⊕	k v ⊖	
底面中央 の作用力	V	t	109,410	124,060	97,100	124,060	97,100	124,060	97,100	
	H	t	15,620	38,730	38,730	-11,380	-11,380	23,450	23,450	
	M	t・m	552,550	1396,560	1442,120	-418,340	-366,680	1016,670	1013,610	
安定計算結果	地盤反力度	Q _{max}	t/m ²	120	213	241	118	96	217(282)	232(337)
		Q _{min}	t/m ²	25	-	-	46	33	-	-
		作用幅	m	-	35.229	24.444	-	-	24.915	18.183
		偏心量	m	5.050	11.257	14.852	3.372	3.776	8.195	10.439
		滑動安全率	-	4.20	1.92	1.50	6.55	5.13	3.17	2.48
許容値	地盤反力度	t/m ²	300	450				450		
	偏心量	m	7.667	15.333				11.000		
	滑動安全率	-	1.5	1.2				1.2		

〔 安 定 計 算 結 果 〕

3) 断 面 計 算

ニューマチックケーソンの各部材断面の設計は、前記①～⑨の荷重の他に、施工時の荷重および境界条件が重要です。それは、荷重としては函内水、作業室気圧等で、境界条件としてはケーソン施工時の支持状態(単純、片持ち、対角)や、傾斜時、水替時、停電時等です。

各部材の詳細設計における荷重ケースおよび計算モデルは、道路橋示方書Ⅳ、下部構造編に準拠していますが、側壁・隔壁(吊桁を含む)については、さらにAiryの応力関数や3次元有限要素法解析による応力照査を行っています。

吊桁を含む側壁、隔壁および頂版の応力計算法の概要を以下に示します。

(1) 水平応力の検討

- ①側壁隔壁の図心を軸線とする水平ラーメンとしての検討。
- ②施工時、水替時の隔壁を、3辺固定版とする検討。
- ③竣工後の水平荷重を側壁隔壁の軸直角方向とする検討。

(2) 鉛直応力の検討

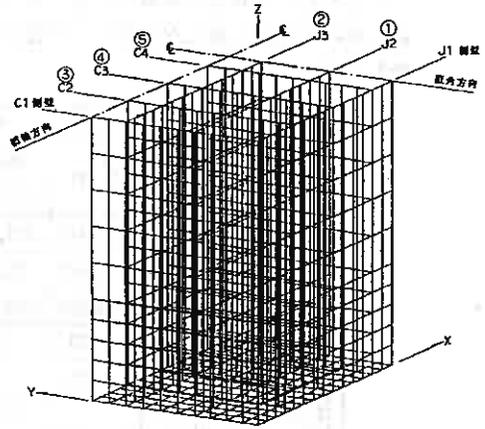
- ① 隔壁を梁としたときのせん断力に対する検討。
- ② 施工時、水替時の隔壁を、3 辺固定版とする検討。
- ③ 施工時、宙吊り状態の検討。
- ④ 竣工後の鉛直荷重を側壁隔壁の軸方向力とする検討。

(3) 水平および鉛直応力の検討

- ① 隔壁を側壁に支持されたディープビームとする Airy の応力関数による検討。
- ② ケーソン全体を立体薄板構造とする 3 次元有限要素法解析による検討。

(4) 吊桁の検討

- ① 側壁と隔壁で構成される面外から荷重を受ける平面格子構造としての検討。
- ② 初期沈下時の支持条件は、均等、単純、片持、対角の 4 ケースとする。
- ③ 最終沈下時の支持条件は、側壁まわりのせん断バネが全周に一樣に分布するものとし、隔壁端部の回転を拘束する場合と自由にする場合の 2 ケースを考える。



3次元有限要素法解析モデル

(5) 頂版の設計

- ① アンカレイジ躯体からの反力を荷重とする 2 方向版として解く。
- ② 応力計算は、側壁と隔壁で支持された 4 辺単純支持版、あるいは 4 辺固定版として解く平板解析と、2次元有限要素法解析の 2 ケースで行う。

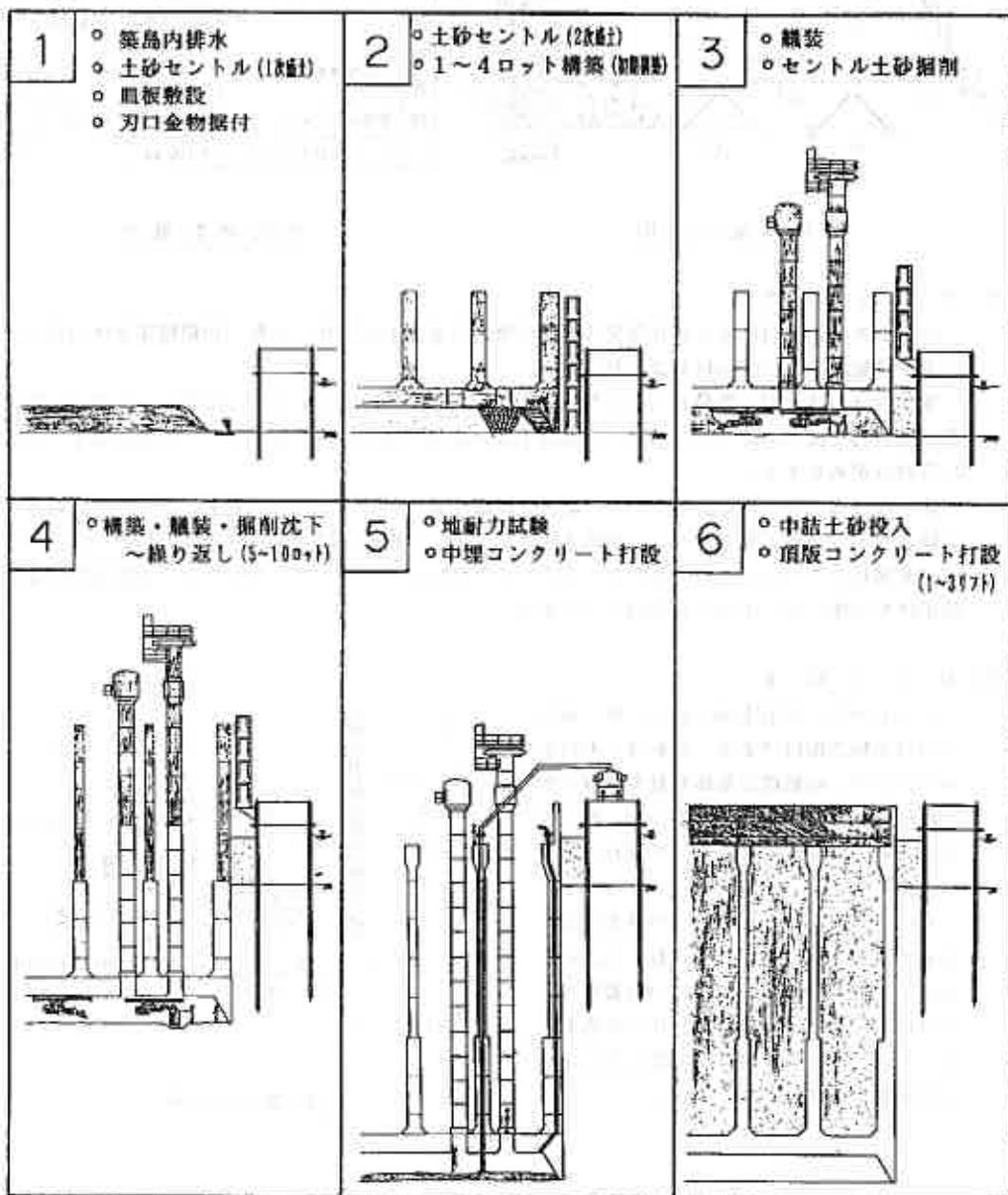
ニューマチックケーソンは、部材断面の多くが施工時の応力によって決定されるという特徴があります。本ケーソンの場合は、吊桁については全て施工時（初期沈下時の対角支持状態、あるいは最終沈下時）で決定しており、吊桁から上の側壁や隔壁についても、施工時で決定しているものが多いのです。また、作業室スラブは、地盤反力度の大きくなる完成時の地震時で決定しています。

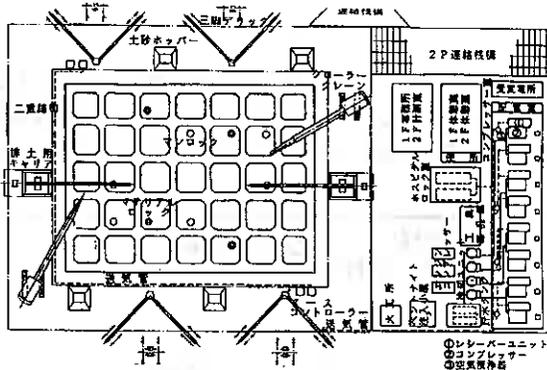
ニューマチックケーソンの部材寸法を決定するには、経験値（壁の配置間隔は 5～7 m が一般的で、コンクリート実面積のケーソン全面積に対する割合は 40% 前後、吊桁の高さは長辺方向スパンの 1/4～1/5）に基づいて仮定した寸法を設計の段階で順次修正をしていく手法が採られます。本ケーソンの場合も、この経験値に基づき、さらに、施工性を考慮して初期沈下時の開口率を極力大きくしたいという条件を加味して数種類の部材寸法で予備検討を行ないました。その結果、大型ケーソンとしては、比較的部材厚の薄い構造となりました。

3. 施工

1) 概要

1Aは海上施工となるため、鋼矢板による二重締切を行い、内部をドライな状態にして施工しました。まず、初期構築となる吊桁部を4回に分けて構築し、ニューマチックケーソンに必要なロック類を組立します。その後、構築、組立、掘削沈下を繰り返して所定の位置まで沈下を完了しました。





仮設備平面図

仮設備	仕様	数量	
掘削排土設備	ケーソンシヨベル	天井走行式 0.15 m ³	10 台
	三脚デリック	自動旋回式 216 t _m	4 基
	キャリアクレーン	1 m ³ 型	2 基
	土砂ホッパー	30 m ³ 級	6 基
送気設備	コンプレッサー レシーバーユニット	低圧定置式 4 kg/cm ²	7 ユニット
		高圧定置式 10 kg/cm ²	1 ユニット
	空気清浄器	1,100 m ³ /h	3 台
		650 m ³ /h	1 台
	冷却水ユニット	クーリングタワー 40 t/h	4 台
	マースコントローラー	φ100 mm	4 台

仮設備数量表

2) セントル工

セントルは、刃口部および作業室スラブの構築の支保工となり、また、初期構築躯体重量に対しても十分堅固なものでなければなりません。

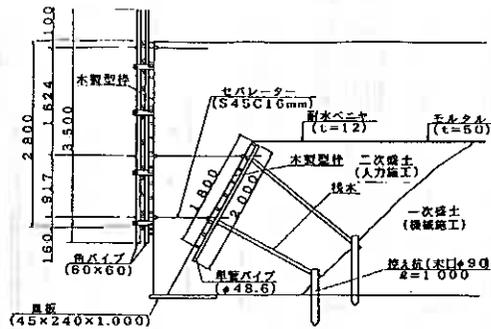
本ケーソンは大型で重量も大きいため、土砂セントルを採用しました。土砂セントルは、掘削の際、支持力が徐々に減少するため、初期沈下時の急激な沈下がほとんどなく、安全に施工できるという利点があります。

施工は、刃口金物に影響を与えない範囲を機械によって盛土し（一次盛土）、刃口付近は人力と水締めによって施工しました（二次盛土）。その後、平板載荷試験により必要支持力 12.65 t/m²を満足していることを確認しています。またマテリアルシャフト直下には、初期掘削作業時の施工性を考慮して、土のうを埋設しています。

3) 刃口金物工

セントルの1次盛土施工後、皿板を敷設し刃口金物を据付けます。皿板は、刃口を水平に保ち、初期構築躯体重量を地盤に均一に伝達する役目を果たすもので、厚さ45mm×幅240mm×長さ1,000mmの松材を使用しています。

刃口金物は、ケーソン形状の基本形をなすもので、高い精度が要求されます。そのため、工場では16ブロックに分割製作し、据付に際しては細心の注意を払って施工しました。また、板厚は岩盤掘削による発破を考慮して12mmとしています。



刃口部詳細図

4) 構築工

躯体の構築は、作業室天井スラブとなる第1ロットから始まり、頂版のパレットとなる第10ロットまでの10回に分けて行ないました。このうち第4ロットまでが吊桁となり、沈下作業中の応力に抵抗するものです。ケツ躯体に使用したコンクリートは設計基準強度240 kg/cm²で、海洋コンクリートとなります。9~10ロットは温度応力解析の結果、クラックの発生が予想されたため水和熱抑制型膨張性混和材を引当量の内割として用いました。その結果、クラックの発生はほとんど見られませんでした。

コンクリート体積 (m ³)			鉄筋重量 (t)	
躯体	頂版	中埋め	躯体	頂版
14,942	5,040	3,199	2,427	600

5) 掘削沈下工

(1) 掘削作業

掘削沈下とは、作業室底面の土砂を掘削し、刃口部分の支持力を減じてケツを沈下させる作業をいいます。口開けにシフト下の土のうを取り出し、作業スペースを確保した後、人力掘削、そして掘削機(天旋式ケツショベル)の組立てを行ないました。刃口部は人力、その他は掘削機により掘削し、土砂はアスベクト(1畝)に積み込んで三脚フック、キャリアクレーンにて搬出します。機械掘削は、ケツ中央部より刃口部に向かって行い、一回の掘削層厚は50cm以内としました。ケツショベルの台数は、作業スペースに応じ、6~10台使用しました。

TP-26.3m付近より、発破による岩盤掘削を行ないました。しかし、現場から70m北側には、石油コピートが有り、発破による振動の影響が懸念されました。そこで振動レベルを計測しつつ火薬量を調整しながら施工しました。

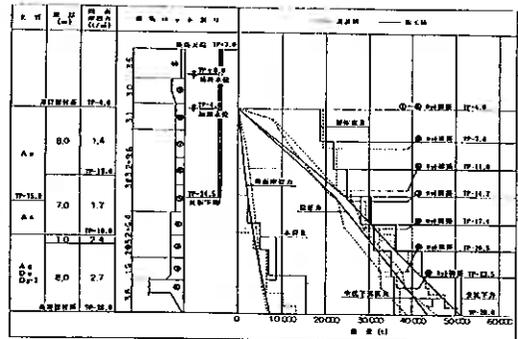
(2) 沈下管理

掘削や載荷は、沈下関係図や刃口反力、周面摩擦計、函内気圧のデータに基づき、傾斜や急激な沈下を起こさないよう慎重に施工しました。掘削沈下作業は、平成2年1月から開始し、構築~沈下の繰り返しによって同年9月に掘削予定位置(TP-28.0m)までの沈下を完了しました。最終沈下時の高さはTP-28.028m、偏心量は38mmと、かなりの高精度で沈設を完了することができました。右図で各ロットに約1週間の平坦部があるのは、コンクリート養生および積装期間です。また、最終沈下付近では発破を使用した岩盤掘削のため、沈下速度が遅くなっています。

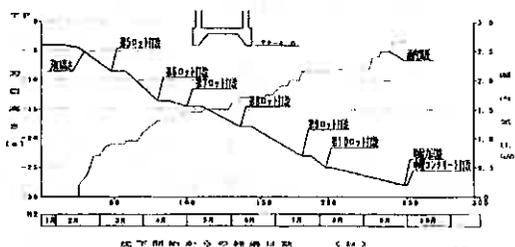
【材料使用量】



【函内掘削状況】



【沈下関係図】



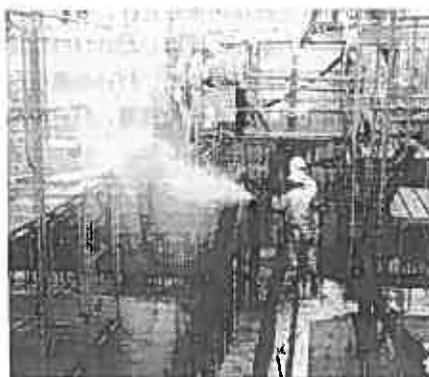
【沈下経過図】

6) 中埋コンクリート工

中埋コンクリートは、上部工荷重および下部工自重等を均等に支持地盤へ伝達するように底面地盤の不陸整正、作業室内を十分に清掃して施工しました。

コンクリートの配合は、呼び強度 19.5 kg/cm^2 、スランプ $18 \pm 2.5 \text{ cm}$ 、骨材最大寸法 25 mm で、流動性、圧送パイプの目詰りなど、ワーカビリティを考慮して決定しました。

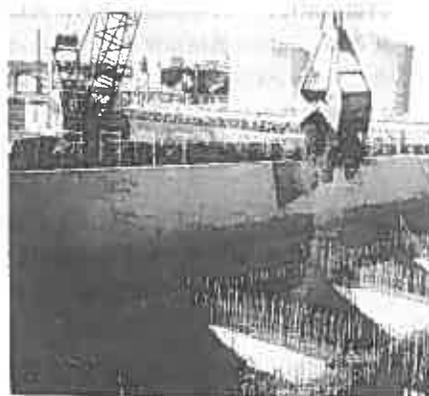
打設はポンプ車により、送気管を通じて、作業室内へ圧送します。その時、ブローパイプを断続的に開閉し、コンクリートを吸引することによって、作業室の隅々まで充填させました。充填の確認は、定期的なマンシャフト内での監視、作業室天井に取り付けたタッチセンサーによる確認の他、ブローパイプでも確認します。



充填確認状況

7) 中詰土砂工

ケーソンセル内には安定計算上、比重 1.5 以上の中詰物が必要ですが、それには他工区からの発生土砂を利用しています。投入機械は、外側のセルについてはバックホウ、内側のセルについてはクラムシェルで施工しました。



土砂投入状況

8) 頂版工

頂版は、コンクリート量 $5,040 \text{ m}^3$ のマスコンクリートとなるため温度応力解析を行い、温度のひびわれに対する検討を行ないました。その結果から、次のような施工方法を採用しています。

- ①下から 0.7 m 、 1.4 m 、 1.4 m の3分割施工する。
- ②セメントは、高炉セメントB種(BB)よりさらに高炉スラグの混入率を高めた、低発熱型特殊高炉セメント(種NS60)を用いる。

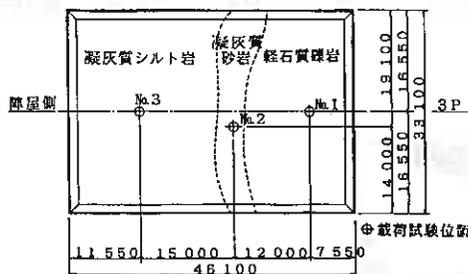
NS60は、コンクリートの温度上昇を抑制する効果が大きいですが、その反面、養生を十分にすることがあるため、防寒養生は 10°C で7日間の潜水養生としました。

中詰土砂が水中投入であることから、転圧が十分に出来ず、頂版コンクリート打設時の必要支持力は期待できません。そのため、底型枠支保工として、H鋼(200×200)によるブラケット方式を採用しています。

3. 試験および計測

1) 平板載荷試験

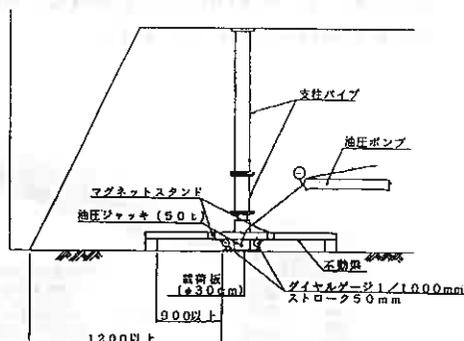
ケーソン沈下完了後、直ちに平板載荷試験により支持力の確認を行ないました。試験方法は、2.8気圧のケーソン作業室内という特殊な作業環境であることを考慮して、多サイクル方式の急速載荷試験としました。岩盤の分布状況は、ケーソン前面側が軽石質礫岩、後面側が凝灰質シルト岩で、その中央に凝灰質砂岩が帯状に分布しています。試験位置はこれらの岩種ごとに各1箇所、計3箇所で行ないました。その結果、支持力度は設計値を十分満足しており、地盤反力係数も設計値に近い値が得られています。



岩盤分布状況



試験状況



試験要領

No	岩種	許容支持力度 tf/m		鉛直方向 地盤反力 係数 kgf/cm ²
		常時	地震時	
1	軽石質礫岩	455	673	6.58
2	凝灰質砂岩	455	673	4.89
3	凝灰質シルト岩	347	512	2.42
試験値平均		419	619	4.62
設計値		300	450	4.85

試験結果

2) 計測管理

掘削沈下時は、抵抗力の増大とアンバランス、地盤の不連続性により、ねじれや不等沈下が生じ予想外の応力が発生する可能性があります。このような状況で、ケーソンの沈下を安全かつ精度良く施工するために、姿勢や応力状態を常に把握しておく必要があります。

本工事においては、特に沈下管理に重点を置き右表に示す計測機器を使用しています。これらは計測データを敏速に処理し、施工に役立てるため、自動測定としています。

計測器		設置台数	
躯体の 姿勢・ 変形	傾斜計	X Y 2方向×2箇所 = 4台	
	絶対沈下計	1台×1箇所 = 1台	
	相対沈下計	1台×4箇所 = 4台	
作用外力	刃口反力計	各辺中央部と隅部 = 8台	
	周面摩擦力計	3段×4面 = 12台	
躯体内の 応力	鉄	刃口	1台×2箇所 = 2台
	筋	吊桁	1台×4箇所 = 4台
	計	天井スラブ	1台×4箇所 = 4台

計測機一覧表

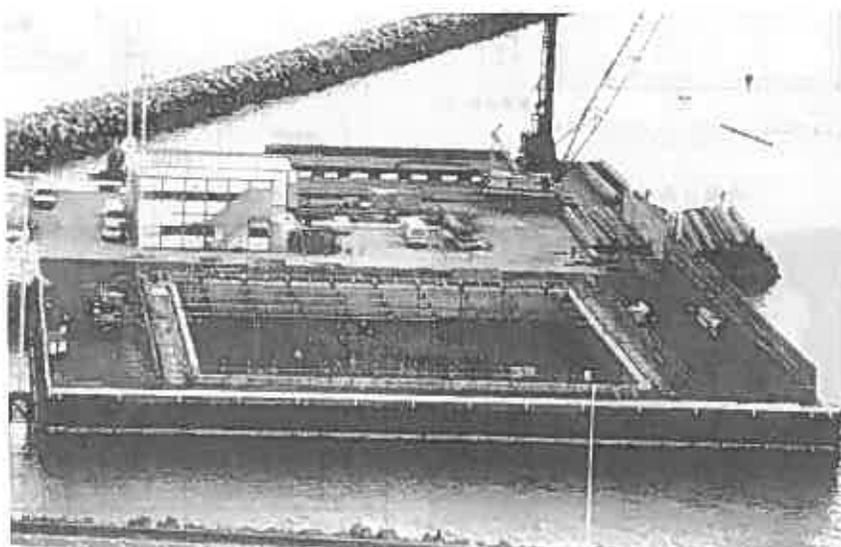
4. おわりに

ニューマチックケーソン工事では、高気圧室内作業や、沈下中の姿勢制御、応力管理といった、他の工事には無い作業が含まれているため、安全管理や計測管理が重要となります。

安全管理においては、圧気工事に伴う高気圧障害防止の為、高気圧作業安全衛生規則等の関係法令に従い、十分な対策を講じ、高気圧障害の発生を防止しました。

計測管理においては、計測器からのデータをリアルタイムでパソコン処理し、掘削作業に反映させた結果、非常に良い精度で着底することができました。

平成3年2月現在、頂版を3リフトに分けて施工中であり、今年度中にアンカレイジ基礎が完成する予定です。昭和60年の仮設栈橋工事に着手以来、6年目にして初めて白鳥大橋の一部が海面上に姿を現わすこととなります。



〔平成2年12月現在〕

白鳥大橋主塔基礎について

—地中連続壁併用逆巻剛体基礎の施工—

室蘭開発建設部 室蘭道路事務所 ○玉木 博之

横田 貞市

榎木 利弘

(株)長大 長大橋部

安部 善憲

はじめに

白鳥大橋は特定重要港湾室蘭港を跨ぐ3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋で、中央径間720m、橋長1380mの長大橋である。

架橋位置図を図-1、橋梁一般図を図-2に示す。主塔基礎部の支持層の位置は非常に深く、基礎底面は第3橋脚(3P:陣屋側)でTP-73m、第4橋脚(4P:祝津側)でTP-57mとなる。

下部工の施工方法は地中連続壁(以下連壁という。)を土留・止水壁として内径14mの内筒形状に構築し、その内部をドライ掘削後、剛体基礎を建上げる“地中連続壁併用逆巻剛体基礎”工法を採用した。現在、両橋脚とも連壁を完了し、内部掘削及び側壁の構築を施工している段階である。

本報告では現在施工中の内部掘削・側壁構築について報告する。



図-1 架橋位置図

1. 主塔基礎の構造

陣屋側主塔基礎(3P)の構造一般図を図-2に示す。外径14m、直高10mの大規模構造物となる。主塔基礎は土留・止水壁である連壁、本体とリング支保工兼用の側壁、底版、隔壁、中頂版、橋脚、上頂版の7ブロックに分けられる。橋脚から上が設計地盤面より上の構造物となり自重の低減と重心位置の低下のために小判型構造となっている。

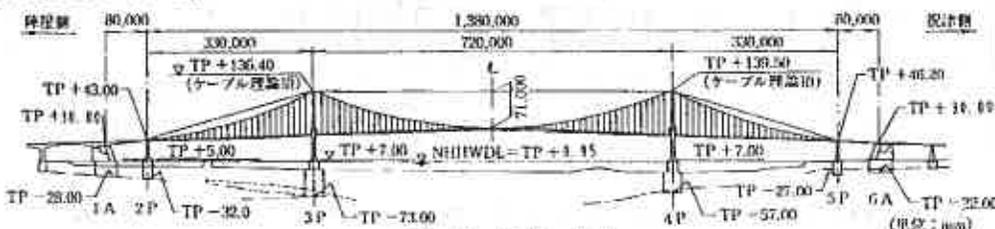


図-2 橋梁一般図

2. 基礎本体の構築

現在3PはTP-57.5m、4PはTP-30.5mまで掘削・側壁構築が完了している。基礎構築のフローを図-3に示す。

この内、側壁は基礎本体と掘削時のリング支保工を兼用するために、設計上どちらの荷重にも満足できる設計となっている。側壁の構築は3Pで全体を8ステップ、4Pで5ステップに分割して、上から下へコンクリート壁を打足してゆく方法で行われ、一般のコンクリート構造物にはない施工上の特徴を数多く有する。

Hakusho Hashi Main Tower Foundation - Construction Of Caisson With Cast-in-place Concrete Walls
- ; Hiroyuki TAMAKI, Teiichi YOKOTA, Toshihiro ENOKI (Hokkaido Development Bureau, Muroran Road Of
Iida), Yoshinori ABE (Chodai CO., LTD)

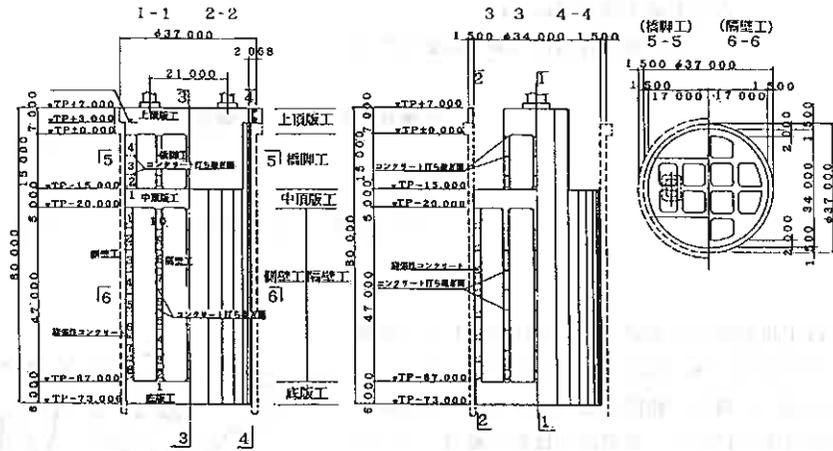


図-3 構造一般図

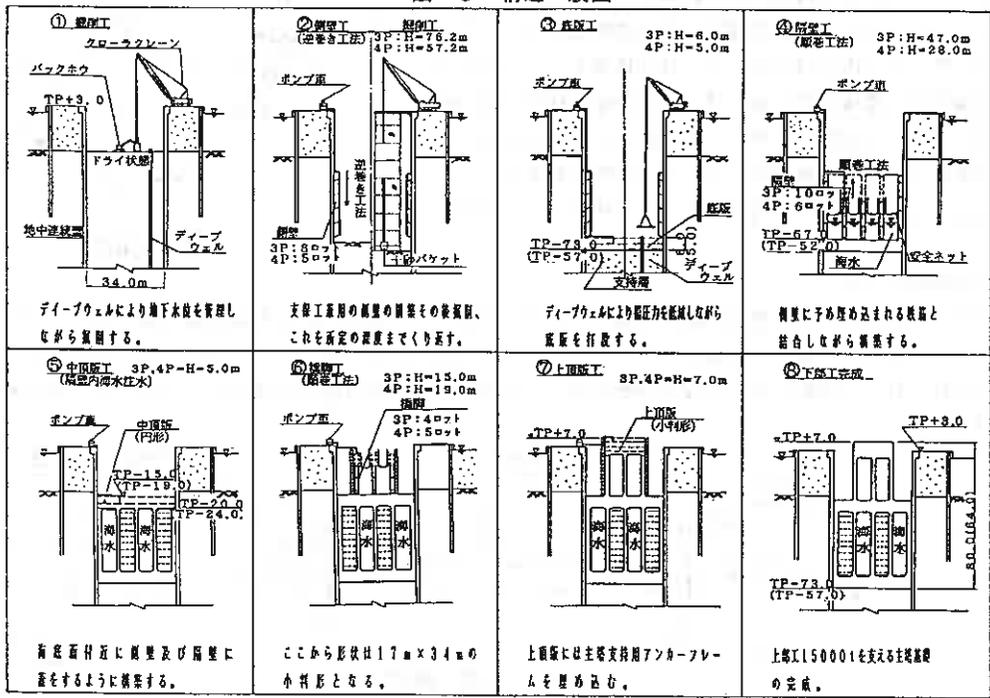


図-4 基礎本体施工フロー図

(1) 内部掘削

内部掘削はドライ状態を保つことが必要で、事前にディーブウェルを削孔しておき、揚水を行っている。掘削は大型バックホウ、揚上はバケット+クローラークレーンで施工される。従来(LNG地下タンク)は、テルハクレーンやパーンリフター等の固定設備が用いられていたが、白鳥大橋では大深度であること、底面積が狭いため固定設備では側壁構築に支障となること、固定設備との経済比較等を考慮してクローラークレーン揚上法を採用した。このクレーンにはモニターテレビや吊荷位置検出装置を設置して安全面での充実をはかった。内部掘削の概要を図-5に示す。

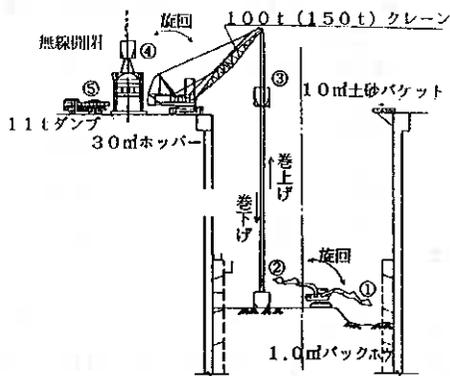


図-5 内部掘削概要

(2) 連壁と側壁の接合

(a) JOF工法

側壁は連壁面に接合され常時吊下げられる状態となる。

このため、連壁・側壁間の接合面は側壁の自重と作業時荷重を支えることのできるJOF工法を採用した。JOF (Joint Forming Method) とは、図-6に示す波形鋼板とネジ鉄筋で構成されるせん断突起型の接合金物である。この接合鋼板とネジ鉄筋+カプラーを連壁施工時に連壁鉄筋筵に埋込んでおく。次に側壁施工時に、連壁面から突き出す形でネジ鉄筋をかん合して継手させる。打設したコンクリートが硬化すると波形鋼板で形成されるせん断突起と鉄筋のせん断力で、側壁は連壁に吊られた状態で接合されることになり、この方法を称してJOF工法という。

(b) トルクグラウト併用継手

JOF工法のネジ鉄筋、側壁と隔壁の接合面は以下の理由により従来からあるトルク継手、グラウト継手工法が採用できず、独自に新しく開発されたトルクグラウト併用継手を採用した。

1) グラウト工法はJOFの構造上波型

鋼板が有り施工不能である。

2) トルク法のうち、機械締め付は、鉄筋

組立形状から締め付け機械の取り付けが困難である。

3) トルク法のうち、人力締め付は、トルク

が高過ぎて、不可能である。

このことから両者の併用工法であるトルク

グラウト併用継手を新たに採用した。

JOF筋を例にとってこの施工フローを下記に示す。

1) 先継部にあたる連壁側ネジ鉄筋は鉄筋電製作時にナット・カプラーの機械締め付けを行い図-6に示すとおり組立てておく。

2) 側壁施工時に発泡スチロールを取除き、カプラー端を露出させてから、そのカプラー内にビニール袋詰めしたグラウト材を挿入する。

3) 後継ぎの鉄筋をスパナ等でかん合させると袋詰めのグラウト材が破けてカプラー内に充填され、

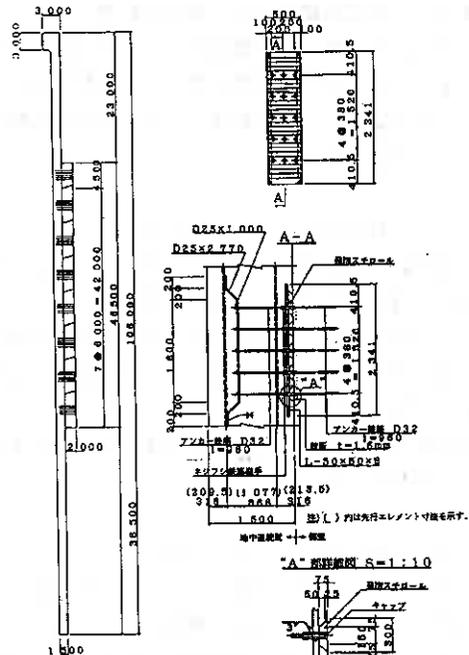


図-6 JOF詳細図

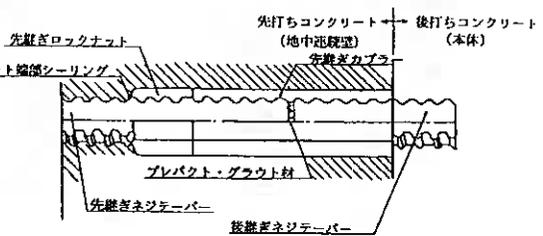


図-7 トルクグラウト併用継手詳細図

グラウト形式の継手として両者が結合される。

施工に先立ち、性能試験を行い「鉄筋継手評価指針（案）」による判定基準を満足する良好な継手であることを確認した。試験結果（高応力繰返し性能試験）を表-1に示す。

(3) 鉄筋のパネル化によるプレハブ施工

側壁鉄筋は長尺太径（D51×12m、190 kg/本）であるため単材組立では施工不可能である。

このため栈台上で12分割してパネル状に組立た（横12m×縦7.5m）鉄筋（鉄筋パネル）を坑内搬入して取付けるプレハブ施工を採用した。

既設側壁の鉄筋との吊込方法は図-10に示すトラッククレーン相吊り法とした。

(4) 型枠のプレキャスト化

側壁型枠の足場と型枠を一体とした構造とし、全周を16分割した大パネル（横6m×縦8m）方式で施工した。（写真-1）この施工法により型枠作業の効率化、有効作業面積の確保、栈台作業ヤードの有効利用、工程短縮を図った。

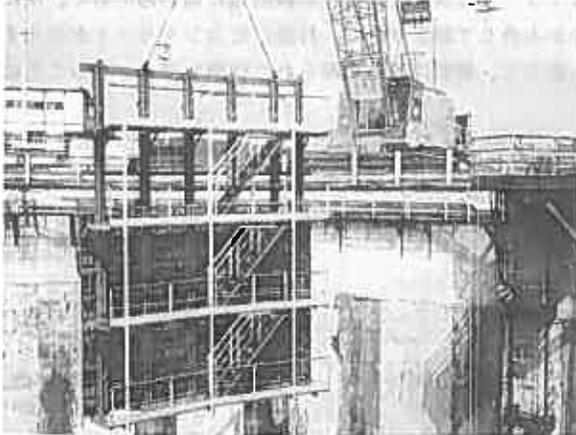


写真-1 型枠パネル搬入写真

(5) コンクリート

側壁工の最大の特徴である逆巻工法は上部にある既設コンクリートとその下に打設されるコンクリートとの間の打継目に隙間が生じやすい構造となる。

旧・新のコンクリートの一体化をはかる方法として、ここでは打設コンクリートの上部に膨張コンクリートを用いることとした。図-9に側壁コンクリートの概要図を示す。膨張の原理はH粉末と水酸化カルシウムの反応により水素ガスが発生し、体積膨張を起こすものである。更にこのコンクリートのブリージングを防止するため分離低減剤も同時添加している。

表-1 トルク・グラウト併用継手試験結果

鉄筋 呼称	供試 体数	1回載荷0.95σ、時のみかけの ヤング係数 (×10 ⁴ kg/mm ²)	30回載荷0.95σ、時のみかけの ヤング係数 (×10 ⁴ kg/mm ²)
D32	1	2.70	2.60 (0.96)
	2	2.69	2.57 (0.95)
	3	2.67	2.53 (0.95)
	平均		(0.95)
判定		性状あり	(0.95>0.85)

(高応力繰返し性能試験 30回)

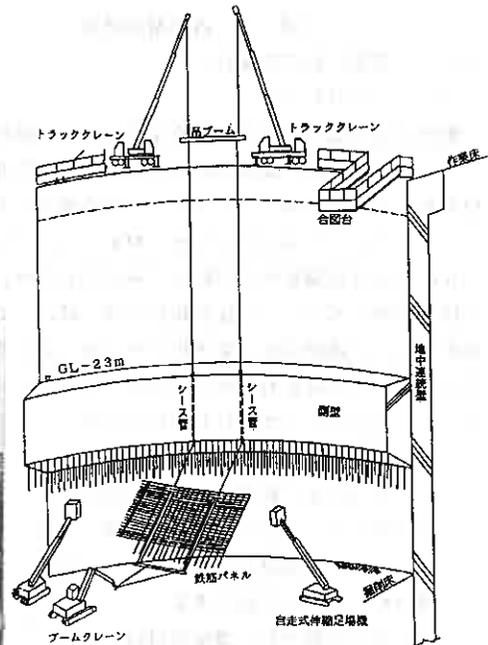


図-8 鉄筋パネル据付方法

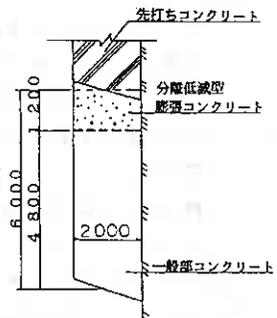


図-9 側壁コンクリート概念図

分離低減型膨張コンクリートの配合を表-2に示す。

表-2 分離低減型膨張コンクリート $f_{ck} = 210 \text{ kg f/cm}^2$ (28)

G _{max} (mm)	SL (cm)	Air (%)	W (kg)	C (kg)	W/C (%)	S/a (%)	S (kg)	G (kg)	AD
20~25	24±1.5	4±1	150	326	46	43	807	1072	別表

A D内訳

A E減水剤 (%)	流動化剤 (%)	分離低減剤 (kg)	膨張剤 (g)
C×0.25%	C×3.5%	0.8	32

目標管理値

スランプフロー 45~60cm
膨張率 1.0~1.5%

目標膨張率は一般部コンクリートの収縮要因であるブリージング率から、W/C=46%は分離低減剤混練りによる強度低下を一般部と同程度まで保障することから決定している。一般部のコンクリートについても、未経験の深さに達する大深度下向き配管打設となるため、管内での分離抵抗性や変形性の改善を目的としたコンクリート配合を現在検討中である。

3. 計測工

(1) 計測の内容

内部掘削の進捗に伴い、側壁逆巻きが施工されると、設計上は連壁内側にリング支保工が施工されることとなる。このため連壁と側壁の受け持つ外力の割合や発生する応力度、最大応力の発生位置、変位が各施工段階でかわってゆく。

設計計算上も、このような形式の大深度大規模構造物は過去に例がないことから各種の仮定値がつかわれている。

このため施工時の安全管理を目的として、連壁、コーピング、側壁、底版等には実外力や実応力度を測定する計測器を多数設置（埋込）して許容値及び設計値と対比しながら工事を進めている。

(2) 計測の項目

計測器の配置図を図-10示す。基本的には発生している応力度と、部材の持っている許容応力度を比較し、安全性を確認することが計測の主体となり更に、作用している外力に極端な偏載がないか、連壁は安定状態にあるかについても同時に確認して構造物全体の安全を精査してゆく。又、発生する地震の挙動を観測するための加速度計も基礎底面付近に設置している。

(3) 計測結果

計測結果の一例として第5段階施工時の連壁A断面（図-10参照）水平方向応力度を図-11、12に示す。

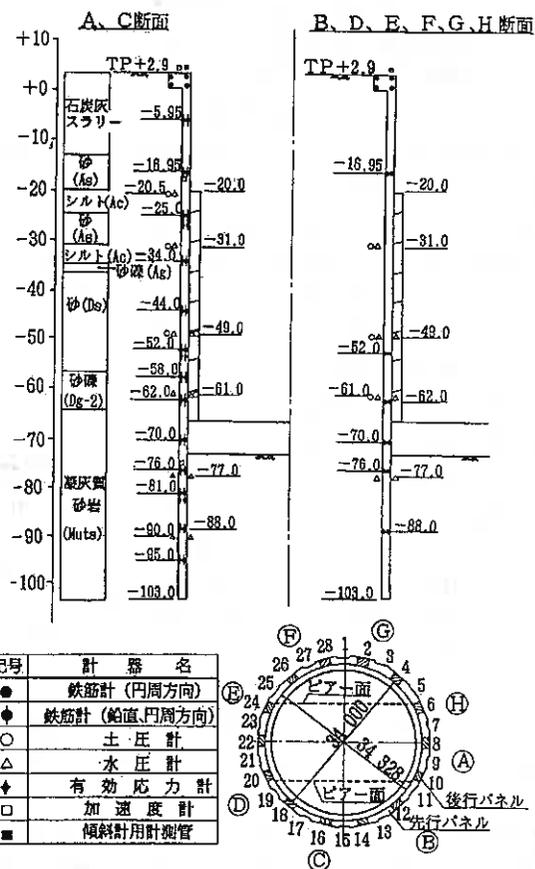


図-10 計測機器配置図

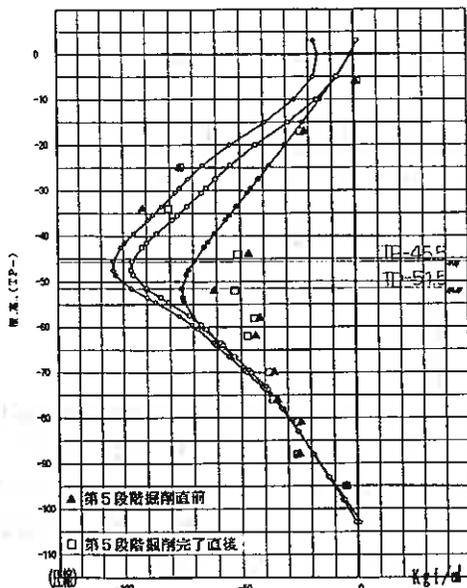


図-11 A断面内側水平応力度

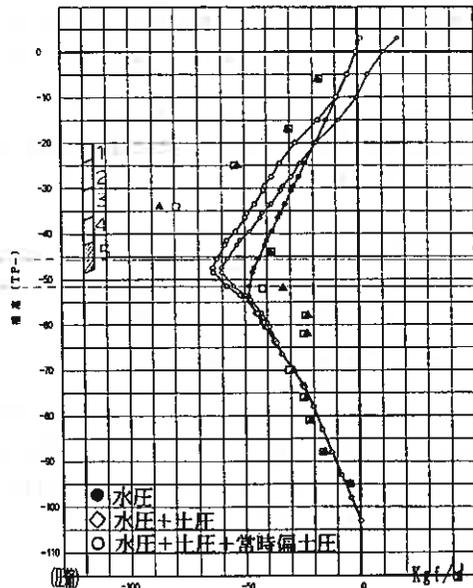


図-12 A断面外側水平応力度

連壁外側面のコンクリート圧縮応力度は設計値に比較して大きくなっている。許容圧縮応力度 (173 kgf/cm²) からみて、発生している応力度にはまだ余裕があり問題とはならないが、この傾向が次ステップ以後どう変化するか注意深く観測を続ける。又、TP-55m~TP-65m付近では、設計値に比較して小さくなっている。これはD_g-2層 (洪積砂礫層) の分布に一致しており、設計上の仮定値より大きな地盤バネが作用しているとも考えられ、この層の掘削時に応力度がどう変化するか追跡する。又、TP-69.5mのコンクリート縁応力度の各施工段階での履歴を図-13に示す。

各段階とも設計値と近似しており、最終段階で許容応力度まで実応力があがることも予想されるため、注意深く見守ってゆく必要がある。

このようにして計測される外力、応力度を活用して、許容応力度との比較や連壁の安全性をチェックしながら構造物と施工の安全性を確認しつつ次段階の施工に進んでゆく。

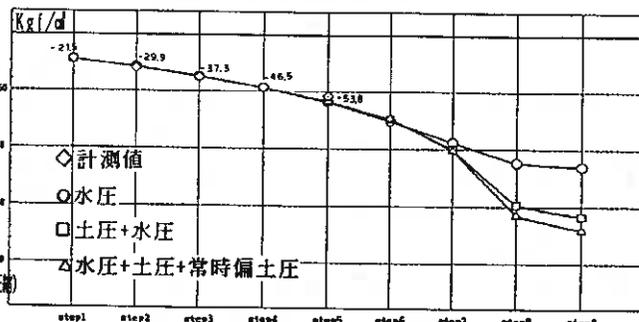


図-13 TP-69.5mの外側縁応力度の履歴 (観測エレメント C断面)

まとめ

3P、4Pとも施工途中の中間報告となったが、大深度オープンドライ掘削、大深度逆巻工法等にともなう、技術面、安全面、品質管理等注目に値することが多い。特にコンクリート、計測管理については施工完了時点で、全体を取りまとめておく必要があると考えている。又、JOFに使用したネジ鉄筋のトルクグラウト併用継手、大型化・パネル化による施工の省力化も、今後の新技術開発の一助になればと思っている。

最後にこの報告にあたり御協力いただいた関係各位に感謝の意を表するしだいでありませう。

大深度連続地中壁構造体の地震時挙動

マイセイエンジ=アリング ○正員 小針憲司
室蘭工業大学工学部 正員 岸 徳光
室蘭工業大学工学部 正員 松岡健一
北海道開発局 正員 米田義弘

1. はじめに

白鳥大橋は、室蘭港に建設中の橋長1380m、中央径間720mの長大吊橋である。本橋の主塔基礎は、堅岩層が深いため橋梁基礎としては例をみない深さ 103m(3P側)の地中連続壁を併用した円形逆巻き基礎工法が採用されている。このような大深度基礎の施工段階毎の地震時挙動は大変興味ある問題である。

著者らは、これまで大深度地中連続壁構造体の地震時挙動として、周波数応答解析法を用いていくつかの施工段階での地震時挙動を解析し発表している^{1),2)}。本論文は、各施工段階毎に、最大振幅00galに正規化した設計地震波を入力して時刻歴応答解析を行ない地震時挙動を検討したものである。

基礎の施工は、①鋼管矢板打ち込み完了後に石炭灰スラリーを用いた築島を行い、②中詰材投入後T.P.-103m(3P側)の岩盤まで連続地中壁を打設し、③連続地中壁完成後その内面を掘削し逆巻きコンクリートを打設する、さらに④所定の深さ迄逆巻きコンクリート打設完了後底版コンクリートを打設し、⑤隔壁コンクリートを順巻き打設すると云う順序で行う。ここでは、この施工順序①～④までの各段階における動的な応答性状について検討を行うことを主な目的とする。

なお、本基礎構造体は規則的に配置された鋼管矢板構造体、連続体としての中詰材、逆巻きコンクリートおよび海底面下の地盤部、多角形的に配置されている連続地中壁等、種々の異なった形状、境界条件からなるものである。このような構造物の応力解析には種々の方法が考えられるが、ここでは形状、材質、境界条件とも比較的容易に組み込むことが可能である軸対称アイソパラメトリック四辺形リング要素を用いた解析法を採用することとした。

2. 解析理論

図-1に示すような任意のリング状四辺形プリズム要素において、全体座標を r, z, θ 対応する変位を u, v, w 、任意の i 点における節点力を $(f_{ri}, f_{zi}, f_{\theta i})$ ($i=1,2,3,4$)、節点変位を $(d_{ri}, d_{zi}, d_{\theta i})$ とする。また、定式化を容易にするために、断面重心を原点として局所座標 $(\xi-\eta)$ をとると、プリズム内の座標、各変位は、アイソパラメトリック要素を考え、次のように示される。

$$\begin{Bmatrix} r \\ z \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [N]^T \\ [N]^T \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{r_i\} \\ \{z_i\} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [N]^T \\ [N]^T \\ [N]^T \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \{dr_i\} \\ \{dz_i\} \\ \{d\theta_i\} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

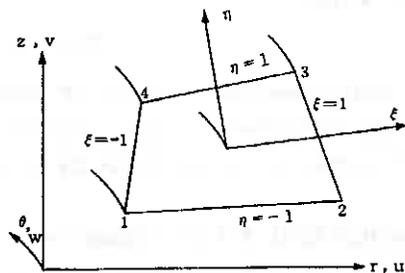


図-1 アイソパラメトリックリング要素

但し、 N は形状関数であり、

$$[N]^T = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (1-\xi)(1-\eta) & (1+\xi)(1-\eta) & (1+\xi)(1+\eta) & (1-\xi)(1+\eta) \end{bmatrix} \quad (3)$$

となる。また、歪と変位の関係式は三次元弾性論より次のように示される。

A Seismic Behaviour of a Continuous Underground Deep Wall

by Kenji KOHARI, Norimitsu KISHI, Kenichi MATSUOKA and Yoshihiro YONEDA

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_u \\ \varepsilon_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{u}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} \gamma_{rz} \\ \gamma_{z\theta} \\ \gamma_{z\theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial w}{\partial r} - \frac{w}{r} \\ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

さらに、 $\varepsilon_r, \varepsilon_u, \varepsilon_\theta, \gamma_{rz}$ に関してはcosine、 $\gamma_{z\theta}, \gamma_{z\theta}$ に関してはsineの有限Fourier変換を周方向に施し、歪変換マトリックス [B]、弾性マトリックス[D]を導入して整理すると、歪ベクトル $\{\bar{C}_m[\varepsilon]\}$ 、応力ベクトル $\{\bar{C}_m[\sigma]\}$ は、

$$\{\bar{C}_m[\varepsilon]\} = [B]\{\bar{C}_m[d]\}, \quad \{\bar{C}_m[\sigma]\} = [D][B]\{\bar{C}_m[d]\} \quad (5)$$

ここで $\{d\}$ は要素の変位ベクトルを意味し、 $\bar{C}_m[\]$ は有限Fourier変換を意味するものとする。仮想仕事の原理を用いて要素の運動方程式を誘導し、剛性マトリックス、質量マトリックスをそれぞれ[K], [M]とすると

$$[M]\{\bar{C}_m[\ddot{d}]\} + [K]\{\bar{C}_m[d]\} = \{\bar{C}_m[r_0 f]\} \quad (6)$$

ここで、 r_0 は節点力が作用する点の半径を意味する。地震波入力に対する応答解析は、荷重項を零、基盤変位を $\{d_s\}$ とすると、

$$[M]\{\bar{C}_m[\ddot{d}]\} + [K]\{\bar{C}_m[d]\} = -[M]\{\bar{C}_m[\ddot{d}_s]\} \quad (7)$$

ここで固有角振動数 ω_r 、固有ベクトル $\{X_r\}$ を求め、基準関数 ϕ_r を導入して直交性を考慮すると、固有角振動数 ω_r 、質量 M_r^* 、強制力 $P(t)$ なる第 r 次の一質点系の振動モデルに置換することができる。

$$M_r^* \ddot{\phi}_r + K_r^* \phi_r = -\frac{1}{M_r^*} \{X_r\}^T [M] \{\bar{C}_m[\ddot{d}_s]\} \quad (8)$$

とおき、さらに減衰項を導入すると

$$\bar{C}_m[\ddot{\phi}_r] + 2h_r \omega_r \bar{C}_m[\dot{\phi}_r] + \omega_r^2 \bar{C}_m[\phi_r] = -\frac{1}{M_r^*} \{X_r\}^T [M] \{\bar{C}_m[\ddot{d}_s]\} \quad (9)$$

ここで、

$$\bar{C}_m[P(t)] = -\frac{1}{M_r^*} \{X_r\}^T [M] \{\bar{C}_m[\ddot{d}_s]\} \quad (10)$$

とおくと、最終的に

$$\bar{C}_m[\ddot{\phi}_r] + 2h_r \omega_r \bar{C}_m[\dot{\phi}_r] + \omega_r^2 \bar{C}_m[\phi_r] = \bar{C}_m[P(t)] \quad (11)$$

となる。式(11)にNewmarkの β 法を適用して第 r 次の固有値に関する応答を求める。これを考えている全固有値に適用して全ての結果を重ね合わせる。以上によって全節点に於ける変位、速度、加速度を得ることができ、これを要素の剛性マトリックスに代入することによって応力や歪を求めることが可能となる。

3. 時系列応答解析における入力地震波の決定

入力地震波は白鳥大橋基盤の適合波を用いた。実入力波は仮設構造物であることを考えて、最大加速度を60galに正規化

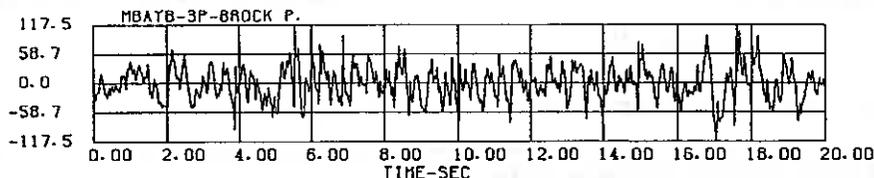
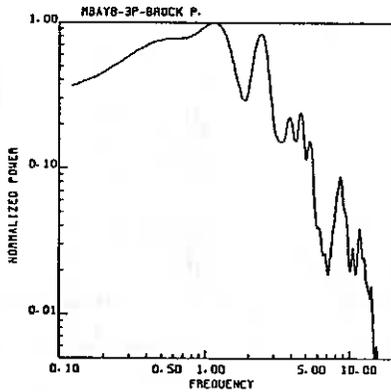
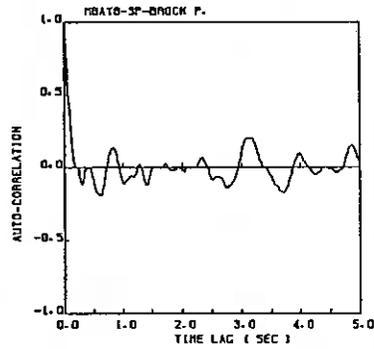


図-2 白鳥大橋基盤の適合波



(a) パワースペクトル



(b) 自己相関図

図-3 パワースペクトル及び自己相関

して行っている。

図-2にはその波形を、図-3には正規化したパワースペクトルと自己相関図を示している。図-3(a)より本入力波形は1.2Hz α 及び2.7Hz α 前後に卓越振動数を有しているようであり、図-3(b)より3.0sec過ぎに大きな自己相関を示していることがわかる。なお、本解析では0.01sec刻みに20secだけ計算を行っている。

4 数値解析

数値解析は、現在室蘭港に建設中の白鳥大橋主塔基礎部の各施工段階のうち

- 1) 鋼管矢板を打設し、中詰材(石炭灰スラリー)を投入した状態(case-1)
- 2) case-1の状態に、さらに連続地中壁を構築した状態(case-2)
- 3) 連続地中壁内側を-11mまで掘削した状態(case-3)
- 4) 連続地中壁内側を-29mまで掘削し、逆巻きを-5mから-28mまで打設した状態(case-4)
- 5) 連続地中壁内側を底盤を打設する-58mまで掘削し、逆巻きを-5mから-51.5mまで打設した状態(case-5)

の計5ケースを取りあげた。解析に用いた材料定数および構造概形図を、表-1及び図-4に示す。

各部の材料定数は、PS検層から得られた値を用いている。また築島部の鋼管矢板構造の物性値は、あらかじめ文献(3)の方法を用いてより厳密な解析を行い、杭中間部の変形を等しくするように換算の弾性定数を設定して行っている。

また、海水部と構造物が接触している要素には、海水部の仮想質量を考慮するため、簡略的にウェスターガードの動水圧算

表-1 材料の弾性係数及びポアソン比

記号	種別	E (kg/cm ²)	ν	ρ (t/m ³)
A	石炭灰スラリー	1000.0	0.05	1.66
B	砂	500.0	0.45	1.70
C	シルト	100.0	0.45	1.70
D	改良地盤	645.0	0.45	1.70
E	砂	820.0	0.45	1.70
F	砂	580.0	0.45	1.80
G	シルト	715.0	0.45	1.65
H	砂	2630.0	0.45	1.75
I	砂混り凝灰質中〜砂	7840.0	0.45	1.80
J	凝灰質粗粒砂岩	15600.0	0.30	1.70
K	砂利	1000.0	0.05	1.66
L	鋼管矢板	20000.0	0.30	0.30
M	リングビーム	2.1×10^6	0.30	7.85
N	連続地中壁	3.0×10^5	0.20	2.45

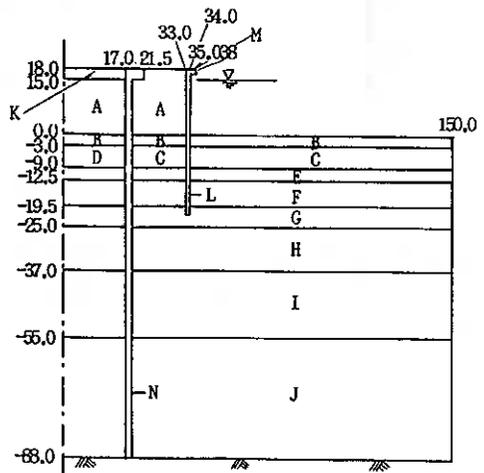
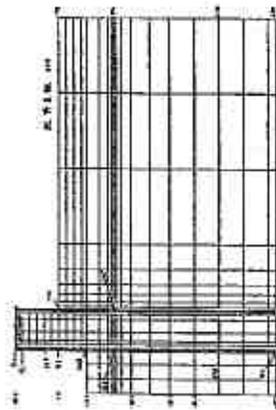
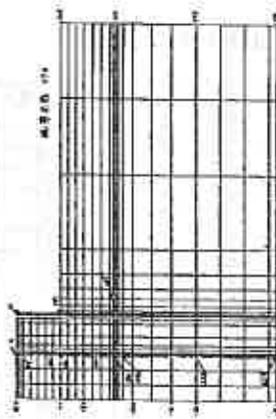
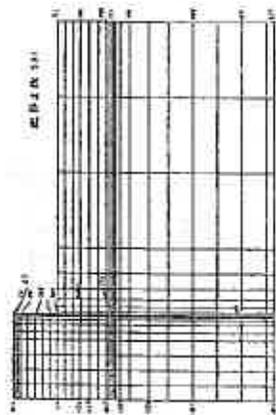
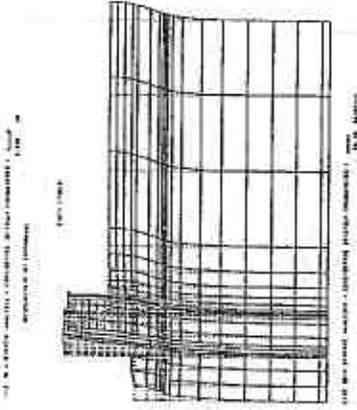
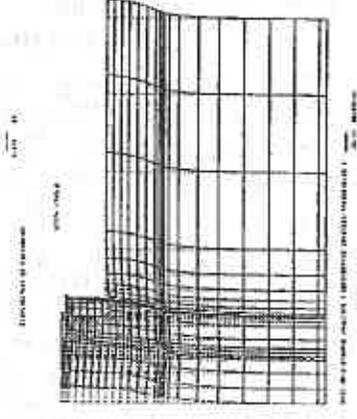
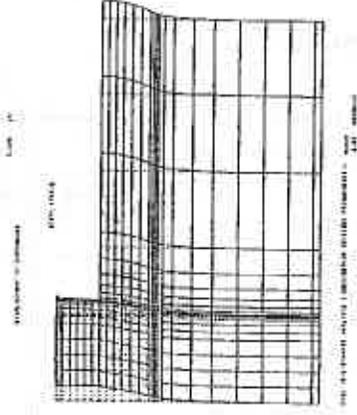


図-4 構造概形図

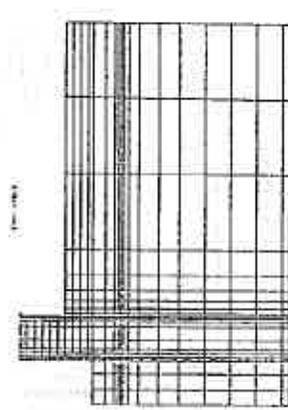
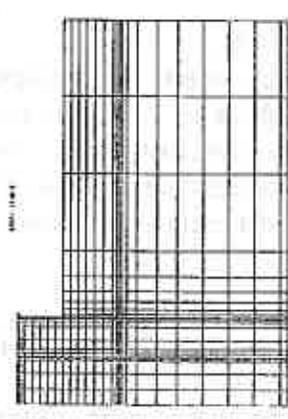
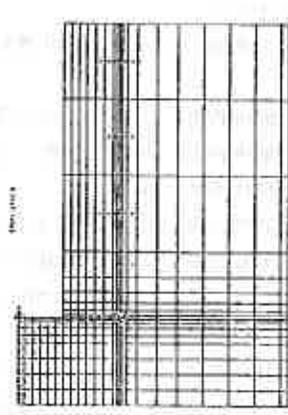
メッシュ図



応答変位



主応力図



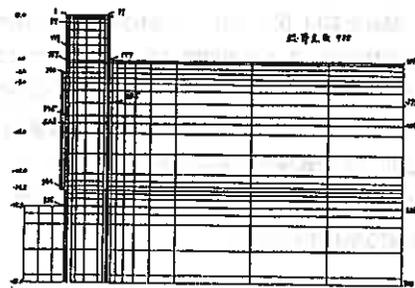
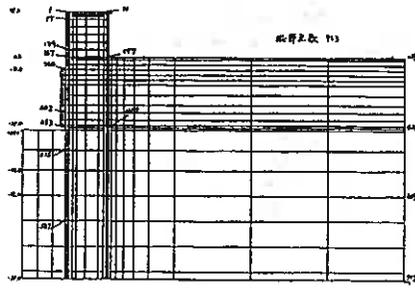
case3 17.38 秒

case2 17.40 秒

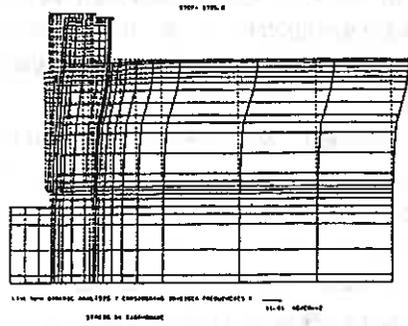
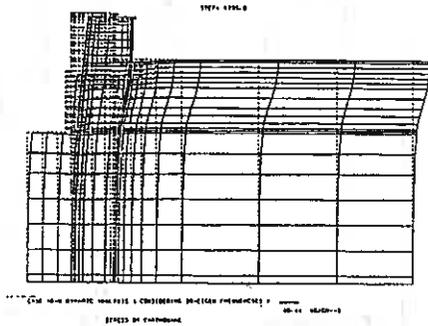
case1 17.42 秒

図-5(a)メッシュ図、最大応答変位発生時の応答変位及び主応力図(つづく)

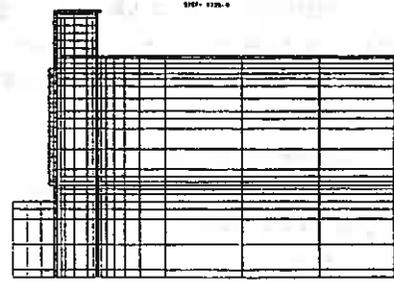
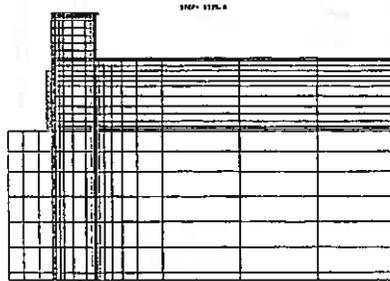
メッシュ図



応答変位



主応力図



case4 t = 17.35 秒

case5 t = 17.35 秒

図-5(b) メッシュ図、最大応答加速度発生時の応答変位及び主応力図(つづき)

定式を用いて評価した。すなわち

$$m_w = \frac{7}{8} \rho_w H \sqrt{\frac{y}{H}}$$

ただし、 m_w : 単位面積当りの仮想質量、
 ρ_w : 水の単位体積質量、
 H : 水深、
 y : 海面からの位置、

である。

周辺部境界の処理に関しては粘性境界等の処理が考えられるが、ここではこのような特別な処理を行わず、単純にx方向には自由、z方向(深さ方向)には拘束として解析を行っている。

表-2 各ケースの固有周期 (sec)

次数 case	1次	2次	3次
case-0	1.111	1.049	0.869
case-1	1.183	1.087	0.941
case-2	1.106	1.038	0.866
case-3	1.112	1.038	0.864
case-4	1.110	1.035	0.865
case-5	1.097	1.016	0.838

減衰定数 h に関しては、各固有値について独立した定数を与えることが可能であるが、ここでは全ての固有値について一様に $h=0.10$ として解析を行っている。精度に関しては、あらかじめ文献³⁾により、25次程度でも充分収斂していることが示されているが、本解析では一応30次まで考慮して詳細な解析を行った。

5. 応答解析の結果

図-5にメッシュ図、最大応答加速度発生時の応答変位及び主応力を示し、表-2に原地盤のみの場合をcase-0として各ケースの三次までの固有周期を示した。

固有周期は、各ケースそれほど大きな差はないものの、全体としては各ケースの特徴を示している。すなわち、case-1では築島の影響により周期が7%位大きくなり、case-2では連壁を打設したことにより剛性が大きくなったため周期は原地盤の場合より僅かに小さい値にまで減少している。case-3では築島内部の掘削による剛性低下と質量減少があり、あまり変化していない。case-4,5では逆巻きによる剛性増加と掘削による質量減少で周期は僅かながら減少している。

最大応答加速度発生時間は17~18秒であり、応答変位は各ケースとも表層部で大きく基盤に向かって急激に減少する傾向をしめし、図-5からは各ケースの違いはみられない。また、主応力分布はcase-1では鋼管矢板部に、case-2~5では連壁部に応力が集中している様子がわかる。

図-6は、各ケースの最大応力発生時の連壁部の加速度及び変位の深さ方向分布を示している。連壁天端の加速度は、case-2が一番大きく、case-3,4,5と少しずつ減少しているが、その値は120~130galを示し最大となっている。加速度は深さとともに減少し、海底下30m程度からは数gal程度の応答値になっている。一方変位の最大値も連壁天端に生じ、やはりcase-2が一番大きく、case-3,4,5と少しずつ減少している。またその値は20~30mm程度であり、分布性状は、海底下30mより上部で大きく変形している。これは、表-1および図-4からわかるように海底下25mから比較的堅い地盤となり、海底下55mでかなり強固な地盤となっていることに対応しているものと思われる。また変位図から連壁は地震時にかなり大きな全体的な曲げを受けていることもわかる。

図-7には、最大応力発生時の σ_x に関する連壁の内外要素の深さ方向分布を示している。CASE-2では、-25m付近で大き

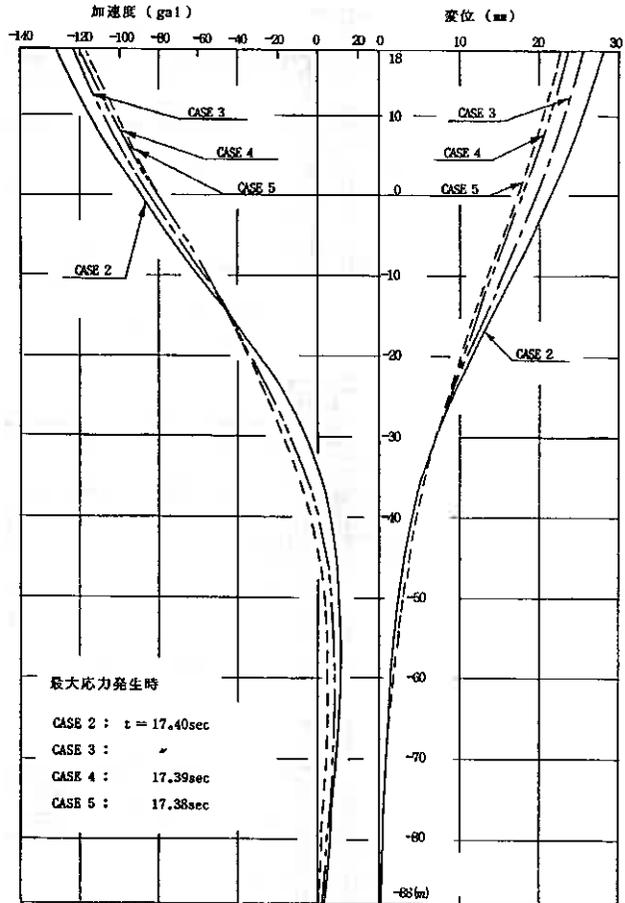


図-6 各ケースの最大応力発生時における連壁内側節点の加速度及び変位の深さ方向分布図

表-3 最大直応力 σ_x 発生時の各応力成分 (kg/cm²)

項目 case	内側 応力	外側 応力	軸成分 応力	曲げ成分 応力	位置 (m)
case-2	21.7	35.0	28.4	6.7	-24.0
case-3	25.5	30.2	27.9	2.4	-23.0
case-4	48.9	16.5	32.7	16.2	-28.5
case-5	42.6	22.4	32.5	10.1	-52.3

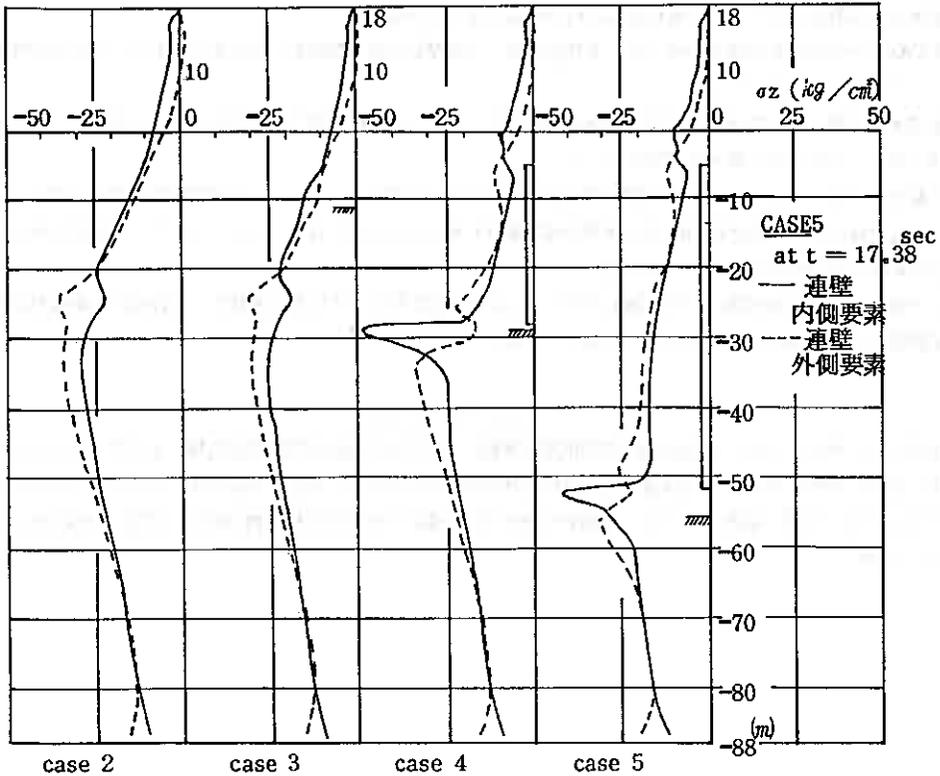


図-7 最大応力発生時の連壁内外要素の σ_z の深さ方向分布

な応力を生じているが、この部分は鋼管矢板の先端部付近であり、また地盤の変化する部分でもあるため、これらの影響でこの付近で拘束を受けるためと思われる。またこの付近では局所的な曲げも生じている。case-3も case-2とほぼ同様であるが、掘削部分で僅かな局所的な曲げが見られる。case-4はcase-2,3とは異なり、掘削面付近でかなり大きな全体的な曲げ応力と、局所的な曲げ応力を生じており、掘削の影響がはっきり示されている。また逆巻の天端付近にも局所的な曲げが見られるが、逆巻き部分は応力が減少し逆巻きによる補強の効果ははっきり示されている。case-5も傾向はcase-4にほぼ同様であるが、最大値はcase-4より小さい。全体として σ_z の分布は、連壁の内外面でほぼ同じ応力となり軸力成分が卓越し、連壁が全体的な曲げを受けていること、条件の急変部で局所的な曲げを生じていることがわかる。

また表-3には各ケースの最大応力成分(σ_z)をまとめて示した。表から軸成分応力は各ケースそれほど差はなく、約 30kg/cm^2 前後であり、曲げ成分応力は、掘削の進んだcase-4,5で大きい、特にcase-4で最大となっていることが数値の上でも確認される。また、最大値は先に触れたように全て逆巻きコンクリートの端部近傍あるいは、鋼管矢板の下端部と同位置で発生している。

6. まとめ

人工島を利用した大深度地中連続壁構造体の動的解析を、現在室蘭港に建設中の白鳥大橋主塔基礎に用いられている地中連続壁をモデルとして、ここでは基礎部各施工段階における挙動について、基盤に60galに正規化した白鳥大橋適合波を入力した場合の動的応答解析を行い検討した。その結果、

1) 人工島構築後、連続壁施工前の状態では築島部の質量が全て鋼管部に作用するため、鋼管矢板の変位分布は、剛体

変形とせん断変形のモードが重ね合わされた状態になっている。

- 2) CASE-2~5の連続壁部が存在している状態では、その挙動が全て類似なものとなっており、その時の変形も数cmと小さいものとなっている。
- 3) 最大応力発生時の加速度分布も変形分布に類似しており、連続壁天端でほぼ 120~130gal 程度と入力加速度の約2倍となり、下部に向い徐々に減少している。
- 4) 最大応力は、CASE-2,3は鋼管矢板下端近傍、CASE4,5は逆巻きコンクリート下端部で応力集中が見られ、その大きさは、全体としての曲げ応力成分(断面の軸力成分)が $\pm 33\text{Kg/cm}^2$ 程度、シェルとしての局所的な曲げ応力成分が $\pm 16\text{Kg/cm}^2$ 程度発生するようである。

ここで取り上げた主塔基礎は、現在施工中であり、ほぼ掘削が終了している。連壁部には各種の計測器が設置されており、実測値との比較検討も今後行いたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 松岡、岸、和田、小針：白鳥大橋主塔部地震時挙動、土木学会北海道支部論文報告集、第46号、91-94、1990。
- 2) 岸、松岡、能町、和田：大深度連続地中壁構造体の周波数応答解析、構造工学論文集、Vol.36A、1329-1336、1990。
- 3) 沢田、二宮、松岡、能町：フーリエ定和分変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析、構造工学論文集、Vol.34A、9-18、1988。

せん断強度の応力依存性を考慮した直接基礎の極限支持力

北海道大学工学部 正会員 ○ 三浦 均也
北海道大学大学院 学生員 上野 勝利
道路公団東京第一建設局 正会員 前田 良刀

1. まえがき 本研究の目的は、基礎寸法の影響を考慮して直接基礎の極限支持力を算定する方法を提案することである。有限要素法によるパラメトリックスタディーの結果を検討することによって、基礎寸法と地盤中のすべり変形領域における拘束圧との関係を得た。そしてせん断強度の拘束圧依存性を考慮して地盤中の拘束圧に対応する強度定数を決定し、これによって極限支持力を算定する手法を誘導している。提案する算定法は大型原位置載荷試験および遠心力模型実験の結果によって検証している。この手法を砂地盤に適用することによって、標準貫入試験と原位置載荷試験の結果から種々の基礎寸法に対する極限支持力を簡易に推定することが可能になる。この簡易推定法についても説明している。

2. 極限支持力の基礎寸法依存性 Terzaghi¹⁾が示した支持力公式は設計規準や試験結果の解釈等に最も広く用いられている。これによると、根入れの無い直接基礎の極限支持力 q_u は以下の式で与えられる。

$$q_u = S_c \cdot c \cdot N_c + S_\gamma \cdot \gamma \cdot 1/2 B \gamma N_\gamma \quad (1)$$

ここで、 B は基礎寸法、 S_c 、 S_γ は形状係数、 N_c 、 N_γ は支持力係数である。極限支持力の基礎寸法依存性を調べるために式(1)を $1/2 \gamma B$ で除して無次元化する。

$$2 q_u / \gamma B = S_c \cdot 2c / (\gamma B) N_c + S_\gamma \cdot N_\gamma \quad (2)$$

この式によると、正規化極限支持力 $(2 q_u / \gamma B)$ は粘着力がある場合には基礎寸法 B の増大に伴い減少する。一方、粘着力が無視できる砂地盤の場合は N_γ と S_γ の積に等しくなるので、 $(2 q_u / \gamma B)$ は内部摩擦角 ϕ のみの関数となり、基礎寸法 B には依存せず一定値になってしまう。

最近になって良い精度で行われた重力場あるいは遠心力場での支持力実験の結果を、 $(2 q_u / \gamma B)$ と B との関係で整理すると図-1のようになる。各実験の仕様を表-1に示している。地盤が少し固結していたため粘着力を無視できない①、水締めを行ったためにサクションが粘着力と同等な作用をしていたと考えられる⑤は、式(2)が示すように B の増大にともなう $(2 q_u / \gamma B)$ の顕著な低下が認められる。一方、②③④⑥は粘着力を無視できる砂についての模型実験の結果であるが、この場合についても $(2 q_u / \gamma B)$ の低下が共通して認められる。De Beer⁶⁾が多くの事例を集めて示しているように、このような B の増大にともなう $(2 q_u / \gamma B)$ の低下は、以前から施工時などにおいても知られていた現象である。Terzaghiの支持力式による極限支持力は $B = 20 \sim 40 \text{cm}$ 程度の直接基礎には適用できるが、それ以上の基

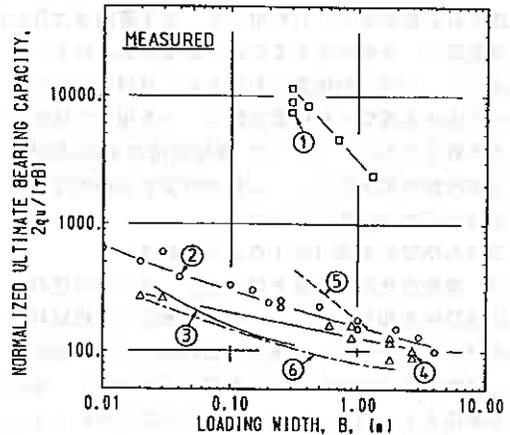


図-1 支持力実験の結果

表-1 支持力実験の仕様

番号	記号	基礎形状および実験方法	試料名	Dr (%)	実験機関	参考文献
①	□	矩形基礎、原位置載荷試験	白飯1397 (飽和)		日本道路公団	(1988) ²⁾
②	○	円形基礎、遠心力模型実験	重質砂 (乾燥)	24%	建設省 土木研究所	岡原ら (1984) ³⁾
			重質砂 (乾燥)	74%		
			重質砂 (乾燥)	94%		
③	—	円形基礎、重力場模型実験	重質砂 (乾燥)	90.5%	東大生研	谷ら (1987) ⁴⁾
④	△	円形基礎、遠心力模型実験	軽質砂 (乾燥)	8%	宇都宮大学	島影ら (1987) ⁵⁾
⑤	—	円形基礎、重力場模型実験	重質砂 (水締め)	95%	建設省	岡原ら (1984) ³⁾
			重質砂 (乾燥)	97%		
⑥	—	円形基礎、遠心力模型実験	重質砂 (乾燥)	97%	土木研究所	
			重質砂 (乾燥)	95%		

Ultimate Bearing Capacity of Spread Footing regarding Stress Dependency of Shear Strength; Kinya MIURA (Fac. of Engineering, Hokkaido Univ.), Katsutoshi UENO (Graduate Student, Hokkaido Univ.) and Yoshito MAEDA (Tokyo First Construction Bureau, Japan Highway Public Corporation).

礎に対しては過大な支持力を与えることが経験的に分かっているので⁷⁾、基礎寸法によらず一律に1/6程に低減した慣用の許容支持力係数により支持力を推定しているのが現状である⁸⁾。そのため、中小規模の基礎に対しては逆に支持力を過小に見積ることになり、かなり不経済な設計となっている。以上のような背景から、基礎寸法の相違による極限支持力の変化を考慮できる、合理的で経済的な極限支持力算定法の確立が急がれている。

砂地盤のように粘着力を無視できる場合においても、正規化支持力度（この場合 $S_Y \cdot N_Y$ に等しい）が B の増大に伴い減少する原因としては 1) すべり変形領域の拘束圧増大によって生じる粒子破碎とダイレイタンスの減少に起因する内部摩擦角の減少（せん断強度の拘束圧依存性） 2) 土粒子寸法の基礎寸法に対する比率が減少することによる効果（模型寸法効果）^{4, 7, 9)}が挙げられる。3.節では、支配的な影響を及ぼすと考えられるせん断強度の拘束圧依存性を考慮した極限支持力算定法を誘導する。さらに、4.節では修正支持力式を用いて、砂地盤において基礎寸法を考慮した極限支持力を簡易に推定する方法を示している。

3. せん断強度の拘束圧依存性を考慮した極限支持力算定法

拘束圧の増加によって内部摩擦角は減少するので、土の破壊包絡線はMohr-Coulombの破壊規準が規定するような直線ではなく外側に凸な曲線となることが知られている^{10, 11)}。一方、直接基礎の寸法 B が増大すると、発生するすべり面の位置は深くなる。さらには、極限支持力 qu 自身も増大するので、地盤中のすべり変形が卓越する領域ではより高い拘束圧の下での地盤の物性を考慮する必要がある。したがって、ある基礎寸法 B に合わせて注目すべき拘束圧の範囲を設定し、それに応じて強度定数 c 、 ϕ を決定することが必要と思われる。このように、「同一の地盤においても、基礎寸法 B に合わせて決まる異なった強度定数 c 、 ϕ を用いて極限支持力を算定することによって、極限支持力 qu の基礎寸法 B 依存性を考慮する」これが提案する極限支持力算定法の基本的な考え方である。

支持力推定の手順は以下のようなものである。

1) 地盤のせん断強度を調べる。せん断強度の拘束圧依存性を知るためには、種々の側圧で三軸試験や平面ひずみ試験など、一連の土質試験を行う必要がある。破壊時の応力状態はMohrの応力円ではなく、最大せん断応力 $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係で整理する（図-2）。この場合、図示のように破壊包絡線は外側に少し凸になる。

2) 包絡線を注目する拘束圧の範囲内で直線に近似し、強度定数を求める。 γB を応力の基本単位とすると、極限支持力を計算する際に注目すべき拘束圧の範囲は $\sigma_m = a(\gamma B)$ から $b(\gamma B)$ の間となる。ここで、 a 、 b は無次元のパラメータある。拘束圧の範囲をこのように指定することの妥当性の検討とパラメータの具体的な値の決定は、次節で説明する有限要素法によるパラメトリックスタディーによって行った。近似した直線の切片 η と勾配 $\tan\psi$ から、以下の式によって強度定数を求める（図-2参照）。

$$\sin\phi = \tan\psi = (\tau_b - \tau_a) / (b\gamma B - a\gamma B),$$

$$c = \eta / \cos\phi = (\tau_a - a\gamma B \cdot \sin\phi) / \cos\phi \quad (3)$$

図-3が示すように、基礎寸法が B_1 から B_2 へ大きくなると、一般には c は大きく ϕ は小さくなる傾向がある。

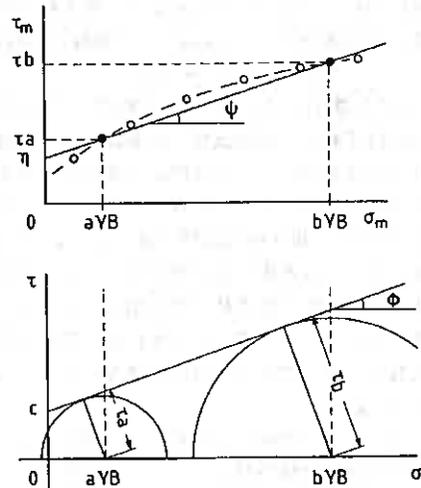


図-2 破壊包絡線の整理方法

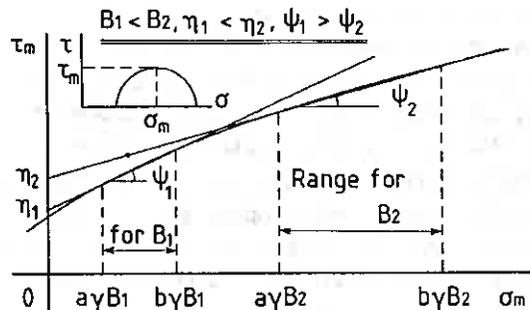


図-3 基礎寸法と地盤内拘束圧の関係

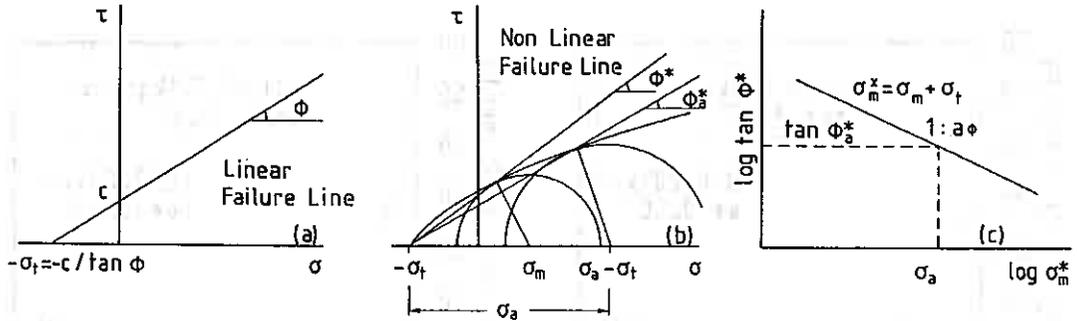


図-4 (a, b, c) 非線形破壊規準

土質試験を行った範囲が設計に必要な拘束圧の範囲をカバーしていない場合、あるいは、データのばらつきを処理しなければならない場合には、拘束圧の依存性を評価できる適当な破壊基準を用いる必要がある。本研究では、粘着項と拘束圧依存性を考慮できる割線強度を用いた次式を採用している(図-4参照)^{12, 13)}。

$$\tan \phi^* = \tan \phi_a^* \cdot (\sigma_a / \sigma_m^*)^{a\phi} \quad (4)$$

ここで、 σ_t は粘着成分で $\sigma_m^* = \sigma_t + \sigma_m$ 、 $\tan \phi_a^*$ は $\sigma_m = \sigma_a$ の時の割線強度 $\tan \phi^*$ 、 $a\phi$ は拘束圧依存性を現わすパラメータである。 σ_a は基準圧力で 1.0 kgf/cm^2 としている。この規準を用いる場合、

$$\begin{aligned} \tau_a &= a \gamma B \sin[\arctan\{\tan \phi_a^* \cdot a \cdot (\sigma_a / (\sigma_t + a \gamma B))^{a\phi}\}] \\ \tau_b &= b \gamma B \sin[\arctan\{\tan \phi_a^* \cdot a \cdot (\sigma_a / (\sigma_t + b \gamma B))^{a\phi}\}] \end{aligned} \quad (5)$$

となるから、この式を式(3)に代入することによって強度定数が得られる。

3). 強度定数 c, ϕ から支持力係数 N, Y, N_c を求め、支持力公式により極限支持力 q_u を計算する。強度定数から極限支持力を算定するためには、基礎寸法の影響以外にも荷重の傾斜や偏心などを考慮しなければならない⁸⁾。提案する方法では、支持力係数と内部摩擦角 ϕ との関係式や支持力公式に対してこれまでに行われた種々の修正などを取り入れることができる。

3.1. パラメトリックスタディーによる拘束圧範囲の決定 極限支持力が発揮されるときにせん断変形領域における拘束圧の範囲を調べるために、有限要素法によるパラメトリックスタディーを行っている。

3.1.1. 解析手法 帯基礎を対象とした平面ひずみ条件と円形基礎を対象とした軸対称条件では地盤中の応力状態が異なると考えられるので、両者を平行して解析している。解析条件は文献2)に詳しいが、要点のみを列挙すると 1)メッシュ分割は両条件とも同じ図-5とし、 48×4.58 の範囲で解析した。2)基礎は底面が完全に粗な剛体としている。3)地盤要素破壊後の解の安定を図るため、集中質量とRayleighの方法による疑似粘性を取り入れた動的時刻歴解析を行っている。

4)地盤の静止土圧係数は $K_0=1.0$ を中心いくつかの値で行っている。5)要素のせん断強度は、拘束圧依存性を取り入れることが可能な前述の割線強度を用いた規準式(4)によって規定した。6)弾性定数は $E = 1000 (\sigma_m^* / \sigma_a)^{0.5}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3, 0.4$ を標準とし、この周辺の種々の値で検討した。破壊条件が満たされた後は、 E と ν から換算したせん断剛性率 G を $1/10000$ に減少させることによって破壊時の挙動を表現している。

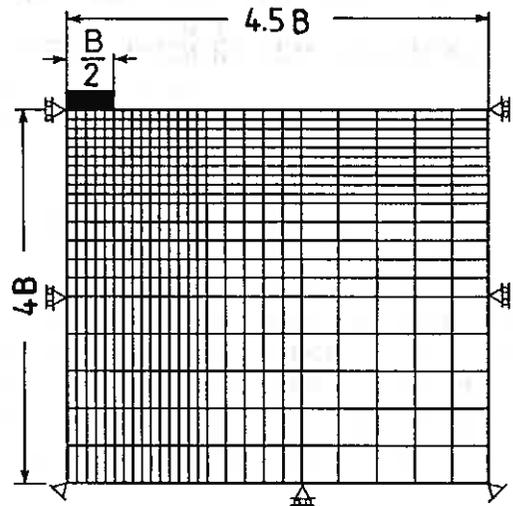


図-5 有限要素法で用いたメッシュ

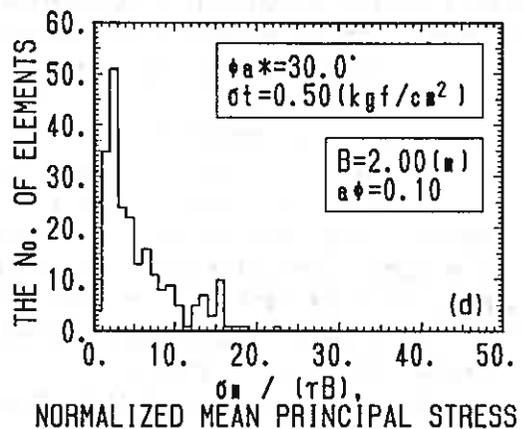
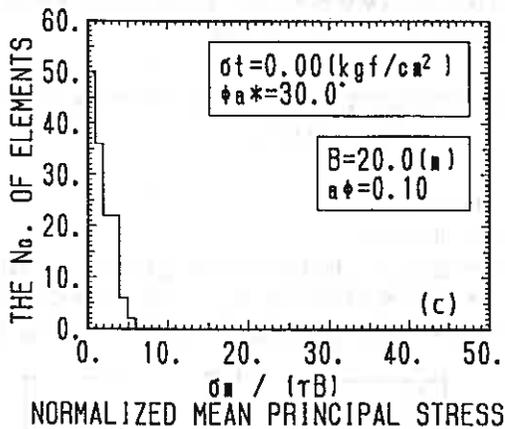
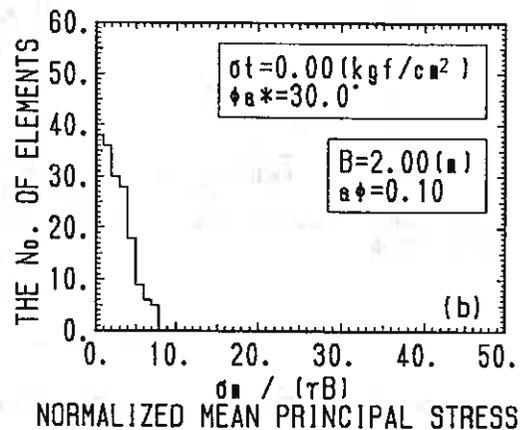
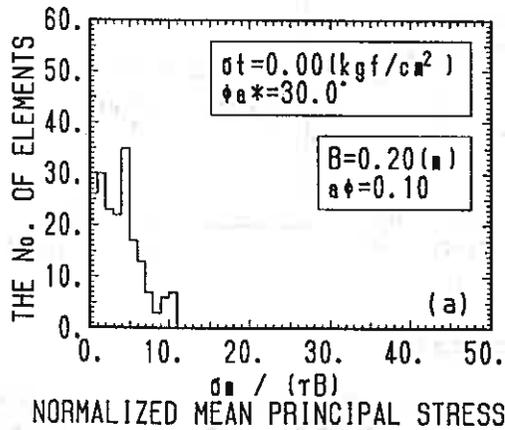


図-6 (a, b, c, d) 破壊要素の平均主応力分布

3.1.2. パラメータ a, b の決定 せん断強度の拘束圧依存性が無い場合 ($a\phi = 0$) およびある場合 ($a\phi \neq 0$) について、広範囲な破壊条件 ($\phi^* = 0 \sim 45^\circ$, $\sigma_t = 0 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $a\phi = 0 \sim 0.5$) で、また、種々の基礎寸法 ($B = 0.2 \sim 20.0 \text{ m}$) でシミュレーションを行い、荷重-沈下関係、極限支持力、および地盤内の応力分布を求めている。

基礎寸法に応じた拘束圧の範囲を決定するために、極限支持力が発揮されるまでに破壊している有限要素の平均主応力分布をヒストグラムによって示したのが 図-6 (a, b, c, d) である。ここでは平均主応力を γB で正規化している。このようにすると、せん断強度の拘束圧依存性、粘着力の有無、および基礎の寸法 B によらず、破壊している要素の拘束圧は特定の範囲に集中していることがわかる。平均主応力よりも最小主応力で拘束圧の範囲を規定した方が、土質試験の条件を設定する上で有利であると考えた。しかし、最小主応力を用いて図-6と同じような整理を行うと、粘着力や拘束圧依存性による分布の変動が大きく、範囲を一義的に定めることが出来なかった。多くの破壊条件において 図-6 (a, b, c, d) と同様な整理を行った結果、範囲の上限を与える b を決めることが出来た。平面ひずみ条件と軸対称条件で値に差があり、平面ひずみ条件では $b = 10$ 、軸対称条件では $b = 15$ と決定した。

FEM解析によって地盤のせん断強度が拘束圧依存性を持たない場合 ($a\phi = 0$) の極限支持力を求め、その結果を整理することによって、FEM解析における支持力係数 N_c , N_γ と内部摩擦角との関係を求めた (図-7 (a, b))。小林¹⁴⁾によると、基礎端部でメッシュを細かくするなどの措置を講じれば、数値解析の精度を向上させて剛塑性解析に近づけることができるようである。しかし、本研究では、せん断強度の拘束圧依存性と支持力の基礎寸法依存性の関係を相対的に議論できれば充分であるので、計算時間と費用を考慮して3.1節で説明した枠組

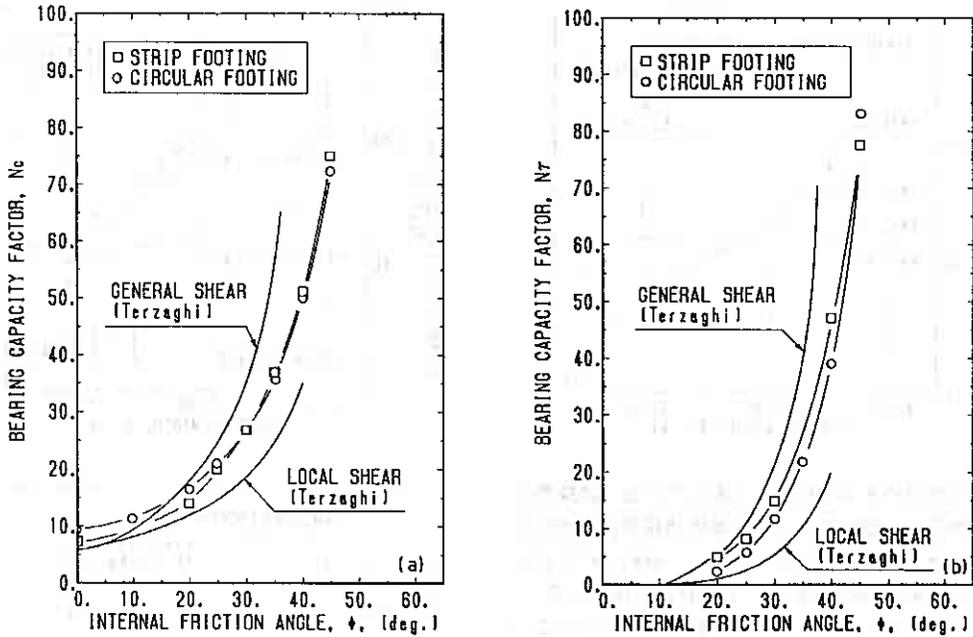


図-7 (a, b) 有限要素法で得られた支持力係数

みで解析を行っている。

bを先に得られた値に固定し、aを種々に変化させることによって、3.節に示した方法により q_u を求めた。この値とFEMによる計算値の比較を行い、一致度が一番良い時のaの値を最適値として決定した。図-8では平面ひずみ条件において種々のaに対して比較を行っている。この結果 $a=2$ と決定した。また、図示していないが、軸対称条件でも同様な比較を行い、その結果 $a=1$ とした。

図-9 (a, b, c) は推定値と計算値の比較を平面ひずみ条件と軸対称条件で示しており、一致度が良いことが伺える。なかでも 図-9 (a, c) には粘着力がなく拘束圧依存性がある場合の比較を示しているが、FEM解析が予測する基礎寸法Bの増加にともなう $(2q_u/\gamma B)$ の減少傾向を、提案する算定手法を用いると精度よく計算できることが分かる。

拘束圧の範囲を指定するパラメータの値は、平面ひずみ条件で $a=2, b=10$ 、軸対称条件で $a=1, b=15$ である。

3.2. 原位置載荷試験および遠心模型実験による算定法の検証 図-1と表-1に示した実験の内、室内試験によってせん断強度の拘束圧依存性が分かっている①②④の載荷試験結果に基づいて、提案する極限支持力算定手法の妥当性を検討する。

①はニューマチックケーソン内でケーソンの自重を反力として行った大型原位置試験である²⁾。地盤からブロックサンプリングした不攪乱試料について三軸試験および平面ひずみ試験を行っている。地盤は固結した白旗ス

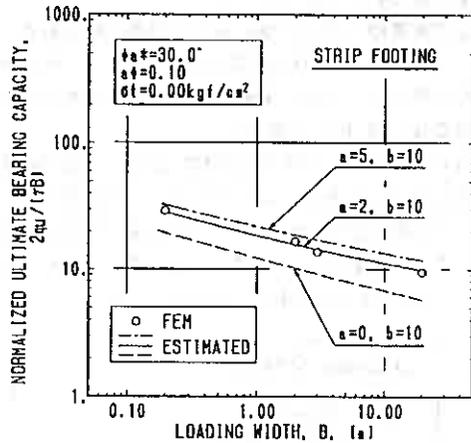


図-8 パラメータaの決定方法

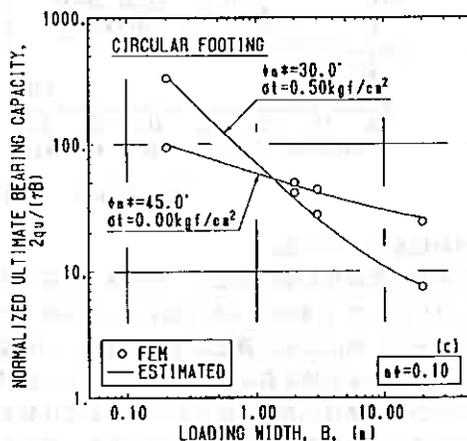
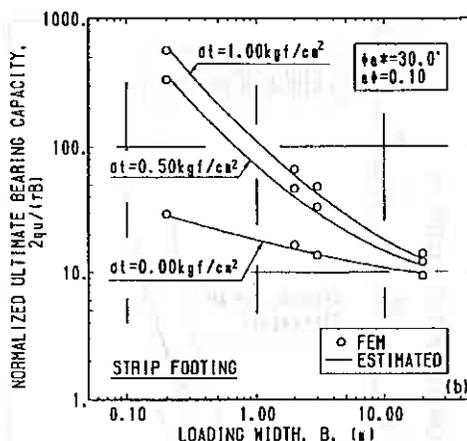
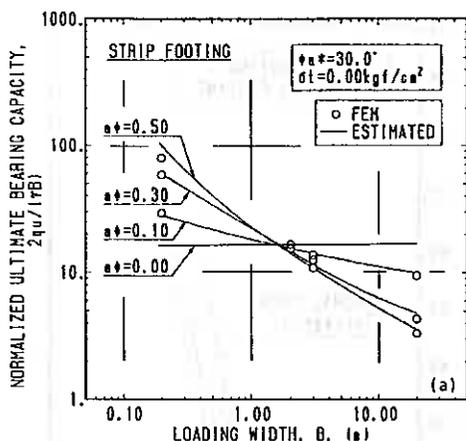


図-9 (a, b, c) FEMと算定手法の比較

コリアで無視できない粘着力を有している。試験基面と地下水面が一致しているので単位体積重量は水中重量 0.75tf/m^3 とした。粘着成分を $\sigma_t = 1.5\text{kgf/cm}^2$ とすると、スコリアの割線強度は図-10の様に整理できる。

②は遠心力場における帯状基礎の載荷試験である³⁾。地盤の密度は3種類に設定されている。それらに応じた強度定数は、三浦¹⁵⁾および阿部・高月¹⁶⁾の要素試験結果に基づいて推定した¹³⁾。

④は円形基礎の遠心力場における載荷試験である³⁾。堀越¹⁷⁾による三軸試験の結果を用いて、強度定数を決定した(図-11)、支持力実験は乾燥状態で行われ単位体積重量は 1.68tf/m^3 である。

これら、3ケースの支持力試験における地盤の破壊規準等は表-2にまとめるようである。この破壊規準に基づいて強度定数 c 、 ϕ を式(5)、(3)によって算出する。

次に、支持力係数 N_c 、 N_γ および q_u をTerzaghiの支持力公式によって計算する。ここで、形状係数は正方形では $S_c = 1.3$ 、 $S_\gamma = 0.8$ 、円形では $S_c = 1.3$ 、 $S_\gamma = 0.6$ とし、支持力係数は次式で与えている¹⁾。

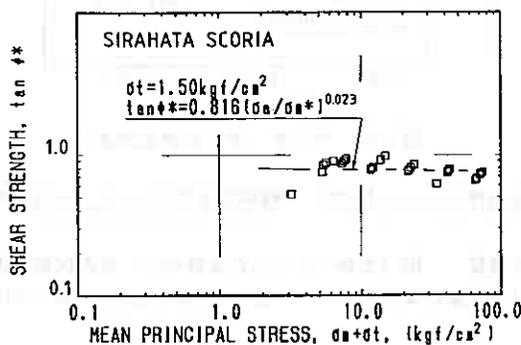


図-10 白旗スコリアのせん断強度の拘束圧依存性

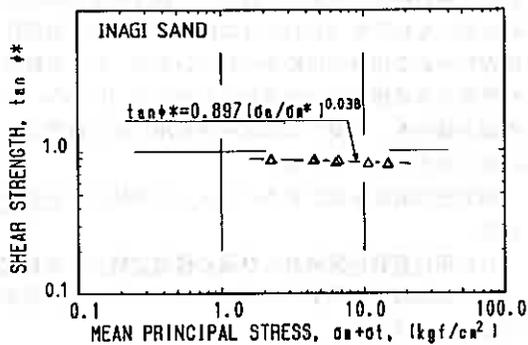


図-11 稲城砂のせん断強度の拘束圧依存性

表-2 種々の砂の破壊強度パラメータ

試料名	γ (tf/m ³)	σ_c (kgf/cm ²)	ϕ °	$a \phi$
白旗スクリ	0.75	1.50	39.2°	0.023
稲城砂	1.68	0.00	41.9°	0.038
豊浦砂 (Dr)	1.60 (88%)	0.00	41.2°	0.050
	1.55 (74%)		38.8°	
	1.50 (58%)		35.8°	

$$N_q = 1/(1-\sin\phi) \cdot \exp\{(3\pi/2-\phi)\tan\phi\}$$

$$N_c = (N_q-1)\cot\phi \quad (6)$$

$$N_\gamma = (N_q-1)\tan(1.4\phi)$$

これらの計算経過を表-3にまとめて示した。また、正規化極限支持力度 ($2q_u/\gamma B$) の実測値と提案する推定法による推定値との比較を図-12に示した (②についてはDr=88%の場合のみについて示している)。②と④のケースでは若干過小な推定となっているが、①と同様に基礎寸法Bの増大にともなう ($2q_u/\gamma B$) の低下傾向がよく説明されているようである。したがって、提案する算定手法ではせん断強度の拘束圧依存性を考慮することによって、基礎寸法の相違による極限支持力の変化をよく説明できるといえる。

4. 砂地盤上の直接基礎の極限支持力簡易推定法

前節3.で説明した極限支持力算定法は、せん断強度の拘束圧依存性を考慮することによって基礎寸法に応じた極限支持力を与えるもので、地盤の粘着力の有無によらず種々の地盤に適用できる。ただし、対象を砂地盤のような粘着力を無視できる地盤に限ると、提案する算定法を展開して得られる修正支持力公式を用いる簡易推定法を導くことができる。

以下で説明する簡易推定法を用いると、室内土質試験等によってせん断強度の拘束圧依存性が調べられていない場合でも、原位置載荷試験や標準貫入試験から得たパラメータによって極限支持力を推定することができる。

4.1. 砂地盤の簡易極限支持力推定法の誘導 直接基礎の極限支持力 q_u の基礎寸法依存性を取り入れるために、既往の支持力公式を基礎寸法の指数関数によって修正することが行われている¹⁸⁾。粘着力を無視できる砂地盤に対する簡易推定法として、本研究では、次のような修正支持力公式を提案する。

$$q_u = S_\gamma / 2 \cdot B \gamma N_\gamma \sigma_c (B/B_0)^{-\beta} \quad (7)$$

ここで、 $N_\gamma \sigma_c$ は、拘束圧 σ_c で三軸圧縮試験を行って得られた内部摩擦角 ϕ_c を用いて既往の支持力公式(6)によって計算される。 B_0 は規準となる基礎寸法で、 γ, σ_c, ϕ_c とせん断強度の拘束圧依存性を示すパラメータ $a \phi$ の関数として計算される。 β は基礎寸法依存性を表現するパラメータで、 ϕ_c と $a \phi$ の関数として与えられる。

提案している推定式では、地盤中ですべり変形が卓越する領域の拘束圧は平均主応力 σ_m で規定されているので、これを三軸圧縮試験時の拘束圧 σ_c で表すと次式が得られる (図-13参照)。

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 = \sigma_c / (1 - \sin\phi_c) \quad (8)$$

したがって、 $\sigma_c, \phi_c, a \phi$ が与えられると、破壊規準式(4)と同様に、拘束圧依存性を考慮したせん断強度 (割

表-3 極限支持力度の算定過程

試料名	寸法		ϕ	支持力係数		支持力
	B (m)	c (kg/cm ²)		N _c	N _γ	
白旗スクリ $\gamma = 0.75 \text{ tf/m}^3$	0.30	1.200	38.2	79.31	63.47	1245.
	0.40	1.200	38.2	79.96	63.28	1244.
	0.70	1.199	38.1	78.64	62.92	1243.
	1.30	1.197	38.0	77.80	61.87	1243.
稲城砂 Dr=80% $\gamma = 1.68 \text{ tf/m}^3$	0.02	0.000	44.9	171.0	333.8	3.365
	0.20	0.002	42.4	125.9	194.7	22.90
	2.0	0.018	40.0	95.2	117.9	141.1
豊浦砂 Dr=88% $\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$	0.01	0.000	46.5	223.4	480.1	3.841
	0.10	0.002	43.2	230.2	138.4	15.68
	1.0	0.016	40.0	85.8	97.6	91.81

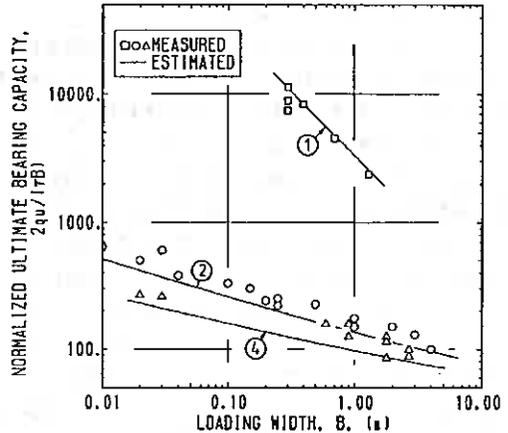


図-12 算定手法と実験結果の比較

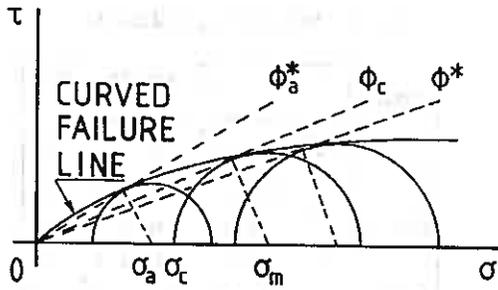


図-13 砂地盤の非線形破壊規準
線内部摩擦角 ϕ^* が次式のように得られる(図-13参照)。

$$\tan \phi^* = \tan \phi_c \cdot (\sigma_a / \sigma_c)^{a\phi} \quad (9)$$

さらに、式(5)と式(3)を用いると $(2qu/\gamma B) \sim (B\gamma/\sigma_c)$ 関係を計算することができ、円形基礎については図-14(a, b)のようになる。図示のように、これらの関係は ϕ_c と $a\phi$ に依存している。

式(7), (9)からわかるように、計算される極限支持力が内部摩擦角を一定値 ϕ_c として計算したときの極限支持力に等しいとき、基礎寸法 B は基準基礎寸法 B_0 に等しくならなければならない。したがって、図-14(a, b)においては $a\phi=0$ に対応する水平ラインとの交点の水平座標値が $(B\gamma/\sigma_c)_0$ となる。図示のように $(B\gamma/\sigma_c)_0$ は $a\phi$ によらず、 ϕ_c のみの関数になるので、この関係を図-15に整理した、円形基礎と帯状基礎についての $(B\gamma/\sigma_c)_0$ と ϕ_c の関係を、図-16に示している。

図-14(a, b)に示す関係を $(B\gamma/\sigma_c)_0$ の近傍において直線で近似し、その傾き β と ϕ_c , $a\phi$ の関係を示したのが図-17(a, b)である。図-14(a, b)に示した関係は曲線なので、直線近似する範囲が問題となる。平均的な砂を想定して $\phi_c=40^\circ$, $a\phi=0.06$ とし¹¹⁾、 $\sigma_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\gamma=1.5 \text{ tf/m}^3$, $B=0.3\sim 30 \text{ m}$ を考えると、直線近似による誤差は高々5%程度であったので、図-17(a, b)に示した関係の精度は実用上充分であろう。

4.2. 簡易推定法の適用法 図-18(a, b)は、簡易極限支持力推定法の適用方法を土質定数を用いて推定する場合と原位置載荷試験より推定する場合についてフローチャートで説明している。

4.2.1. 土質定数を用いて推定する場合 ϕ_c は規準拘束圧 σ_c の下で行う三軸試験で求められる内部摩擦角であるが、標準貫入試験等から推定することも可能である。 σ_c の意味は本来 ϕ_c が得られた時の側圧 $\sigma_c (= \sigma_3)$ であるが、 ϕ_c を N 値等から推定する場合には相当する土被り圧を代わりに用いることになる。

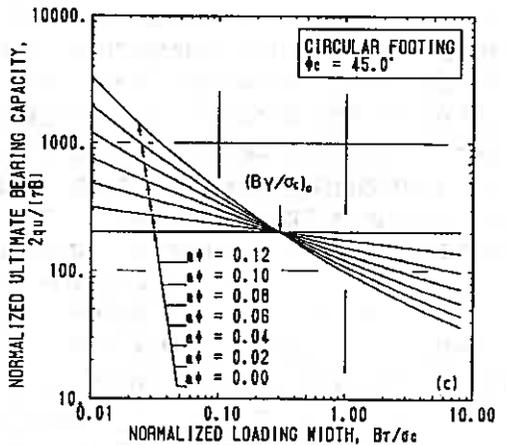
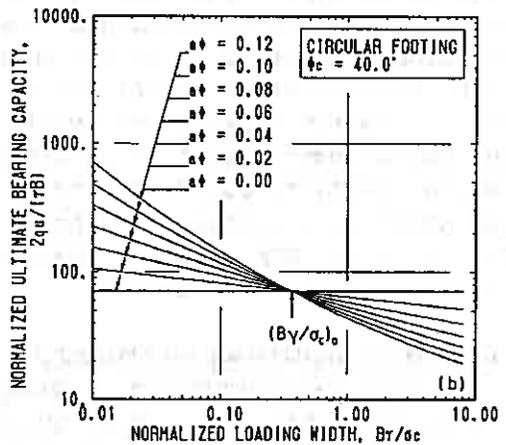
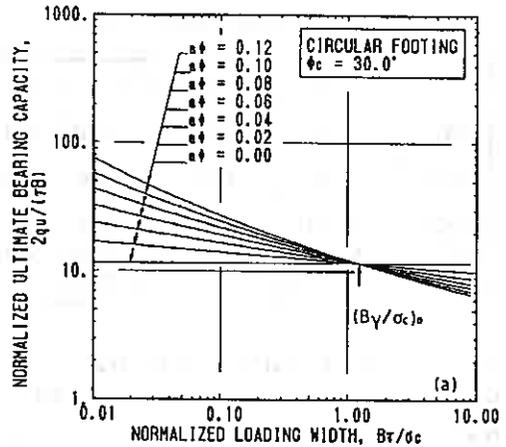


図-14 (a, b, c) 極限支持力度と基礎寸法の関係

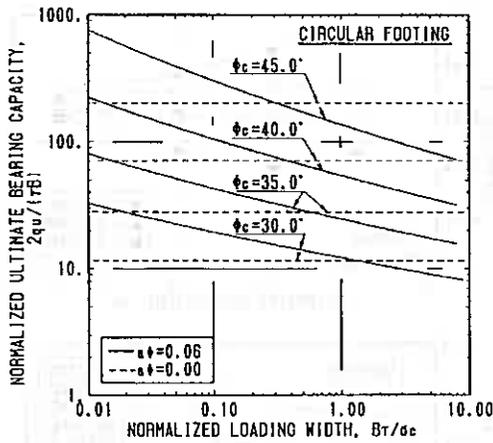


図-15 規準基礎寸法 B_0 の整理方法

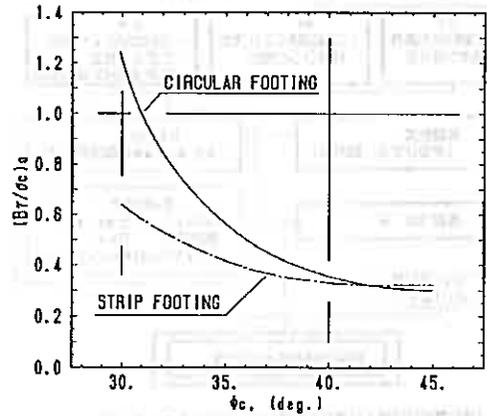


図-16 規準基礎寸法 B_0 と内部摩擦角の関係

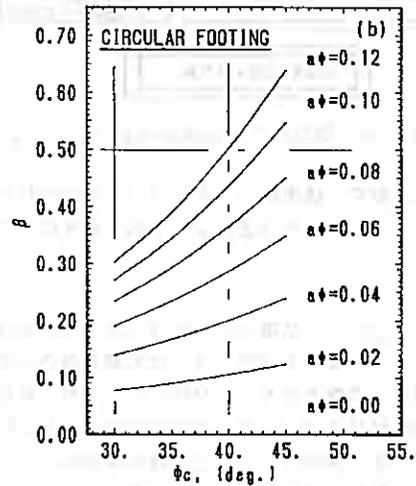
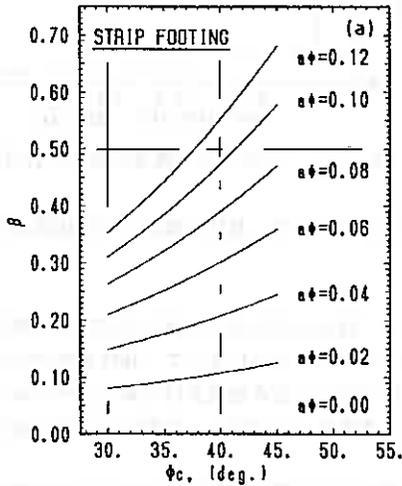


図-17 (a, b) 基礎寸法依存度 β と $a\phi$, ϕ_c の関係

$a\phi$ は複数の三軸圧縮試験を行い、 $a\phi = \Delta \log \phi_c / \Delta \log \sigma_m \approx \Delta \log \phi_c / \log \sigma_c$ によって求めることができる。一方、三浦ら¹¹⁾は物理的性質の異なる数十種類の砂について三軸圧縮を実施してせん断強度の拘束圧依存性を調べている。その結果は図-19 (a, b) に示すようで、 $a\phi$ の値は0.02から0.10の範囲にあり、一般的な傾向としては粒子が角張っていて、破碎性が大きく、粒径の小さなほど $a\phi$ は大きくなることを報告している。したがって、土のこのような性質から $a\phi$ をある程度推定することもできる。あるいは、標準的な値として $a\phi = 0.06$ を用いることも可能である。この場合には、図17 (a, b) が示すように $\beta = 0.2 \sim 0.3$ となり、他の研究者により示された値とほぼ一致していることは興味深い^{18, 19)}。

各パラメータの値がこのようにして決まれば、図-17 (a, b) から β 、図-16から B_0 を計算し、 ϕ_c から式(8)で計算される N_{γ_0} を用いて基礎寸法に応じた極限支持力が得られる。

4.2.2. 原位置載荷試験により推定する場合 提案した修正支持力式(7)を用いると、小寸法の載荷試験の結果から実寸法基礎の極限支持力を推定することが可能である。

この場合、 B_0 は載荷試験での基礎の寸法となる。 N_{γ_0} は載荷試験で得られた極限支持力から修正支持力式に基づいて逆算して得られる。 β は図17 (a, b) を用いて ϕ_c と $a\phi$ から求めることができるが、土の基本的な性質が

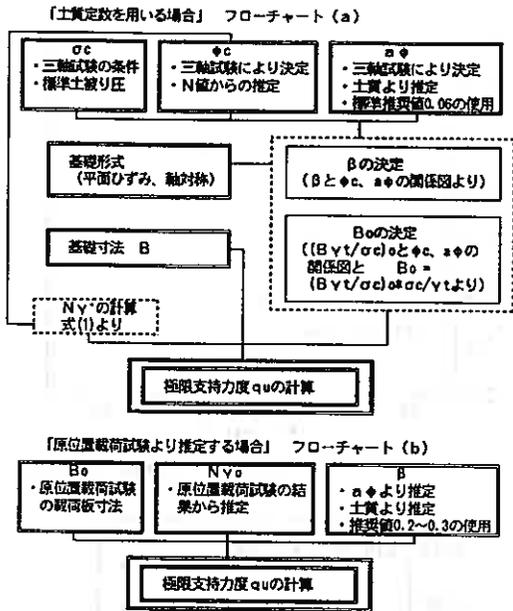


図-18 (a, b) 簡易推定法の適用法のフローチャート

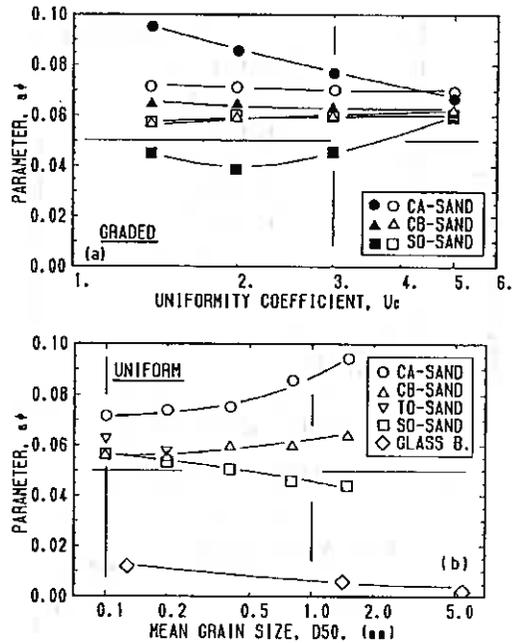


図-19 砂のせん断強度の拘束圧依存性¹¹⁾

ら推定した値や、標準値として $\beta = 0.2 \sim 0.3$ を用いてもよい。

各パラメータの値が決まれば、土質定数を用いて推定する場合と同様に、基礎寸法に応じた極限支持力が得られる。

5. あとがき 基礎寸法の相違による極限支持力の変化を、既往の支持力式では充分に説明できないことが問題となっている。本研究では、せん断強度の拘束圧依存性を考慮することによって、極限支持力に及ぼす基礎寸法の影響を考慮できることが明らかにされ、基礎寸法の変化に対応できる極限支持力算定法を誘導した。大型原位置載荷試験や遠心力模型載荷試験で得られた極限支持力と基礎寸法の関係が、提案する算定法を用いることによってうまく説明できることが確かめられた。

さらに、粘着力の無視できる砂地盤に対しては、提案する算定法を展開して既往の支持力公式を修正することによって簡易に極限支持力を推定できることを示した。この簡易推定法を用いると、標準貫入試験や原位置載荷試験からパラメータを決定することが可能となり、極限支持力の推定に幅広く適用できようである。

本研究を行うに当たっては、宇都宮大学工学部日下部治先生に適切な助言を戴き、また円形基礎の遠心力載荷試験および三軸試験の結果を提供して戴きました。北海道大学工学部土岐祥介先生には本研究に関して励ましや援助を戴きました。末筆ながら、記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) Terzaghi (1943): Theoretical Soil Mechanics, WILEY, PP118-143.
- 2) 日本道路協会(1990): 「大型3次元直接基礎の支持力に関する研究」報告書.
- 3) 阿部、高木、小橋、磯、藤田(1988): 土木学会第43回年次学術講演会, pp. 250-251.
- 4) 谷、藤岡、森(1987): 第22回土質工学研究発表会, pp. 1091-1094.
- 5) 森達、日下誠、山口、小林(1990): 第26回土質工学研究発表会, pp. 1273-1276.
- 6) De Beer (1965): Proc., Symp. on Bearing Capacity & Settlement of Foundations, Duke Univ.
- 7) 日下部、前田(1988): 基礎工, 第16巻, 第3号, pp. 15-24.
- 8) 日本道路協会(1990): 道路橋示方書, IV下部橋台編, pp. 212-219.
- 9) 三浦、土岐、Finn(1985): 第43回年次学術講演会講演要録, pp. 252-253.
- 10) Fukushima and Tatsuoka(1984): S and F, Vol. 24, No. 4, pp. 30-48.
- 11) 三浦、長谷川、前田(健)、土岐(1990): 第25回土質工学研究発表会, pp. 511-514.
- 12) 三浦、土岐、Finn(1988): 第23回土質工学研究発表会, pp. 423-426.
- 13) 三浦、土岐、Finn、柳嶋(1988): 第23回土質工学研究発表会, pp. 427-430.
- 14) 小林(1984): 港湾技術研究所報告, 第23巻, 第1号, pp. 83-101.
- 15) 三浦(1981): 北海道大学工学部学士論文, pp. 95-110.
- 16) 阿部、高月(1982): 北海道大学工学部学士論文, pp. 112-130.
- 17) 坂越(1987): 宇都宮大学工学部学士論文, pp. 77-78.
- 18) Shiraishi (1990): S & F, Vol. 30, No. 1, pp. 17-26.
- 19) 日下誠、前田、白石、河合(1990): 第25回土質工学研究発表会, pp. 1243-1246.

である。このため、実際の施工では基礎床版の拡大や、セメント添加等による単位体積重量の増加が行なわれるなど、不経済な設計となることが多い。

筆者等は、このように施工性、経済性に問題の認められる従来の設計手法に対し、火山灰のN値と剪断強さに関する研究成果を踏まえ、火山灰地盤においてもその剪断抵抗から十分な引揚げ支持力が得られると考え、基礎の引揚げ試験を実施したものである。

以下に、試験結果の概要を取りまとめ、報告を行なう。

2. 試験方法

基礎引揚げ試験は0.9m×0.9mの鋼板を地表面下1.50mに埋め、センターホール型オイルジャッキによって引揚力を与えるものである。試験孔は図-2に示すとおり基礎幅と地表の開口部が等しいもの、および基礎幅よりも地表の開口部が狭いものの2種とし前者を普通基礎、後者を拡底基礎と称する。なお、拡底基礎では底部のオーバーハングに対処するため引揚基礎体を4分割し、試験孔底で組立てを行なうことにした。

引揚の荷重段階は1ton毎とし、地盤の破壊が認められるか、又は試験最大荷重30tonに達した時を載荷の終了とした。変位測定は各荷重段階で1,2,3,4,5min以後20minまで5min毎に行なった。

試験孔の埋戻しは掘削土を任意に混合したものをを用い、JIS標準エネルギーの20%程度の動的締固めを10cm毎15層にわたって与えた。なお、拡底基礎の拡底部にはソイルセメントを用い、1日程度の養生を行なった。

3. 試験地の地盤

試験地は美幌町郊外、国道243号線に面した台地上に位置する。一帯は屈斜路カルデラをとりまく外輪山から北～北西へ緩やかに高度を減じるなだらかな丘陵性山地の発達する地域である。地質は「古梅熔結凝灰岩」をはじめとする膨大な量の屈斜路火山碎屑流堆積物によって構成されるが、試験地ではこれらの2次堆積物と見られる火山灰質なシルト、砂が上部に分布する。

試験地点(地山)で行なった簡易貫入試験結果は図-4に示すとおりであり、地表面下約2.0mまではN値に換算すると $N < 5$ 程度、これ以深も $N \approx 5 \sim 10$ と全体に軟質又はゆるい状態にある。

また、図中に○・△印で示すように埋戻し土を対象

図-2 試験孔の概要

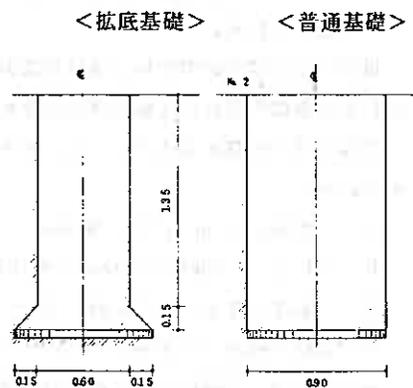
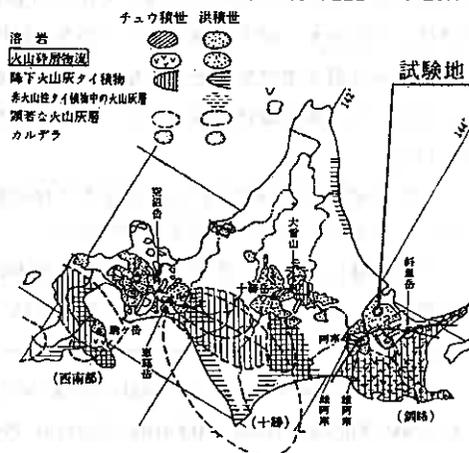


図-3 火山灰土の分布
「日本の特殊土」より抜粋



として行なった簡易貫入試験から、埋戻し土は地山とほぼ同様の状態に達していることがうかがえる。

地山および埋戻し土の一部を用いて行なった土質試験の結果は概要をまとめて表-1に示す。これらの火山灰2次堆積物は砂質土としてはやや自然含水比が高く、湿潤密度の小さいことが特徴的である。

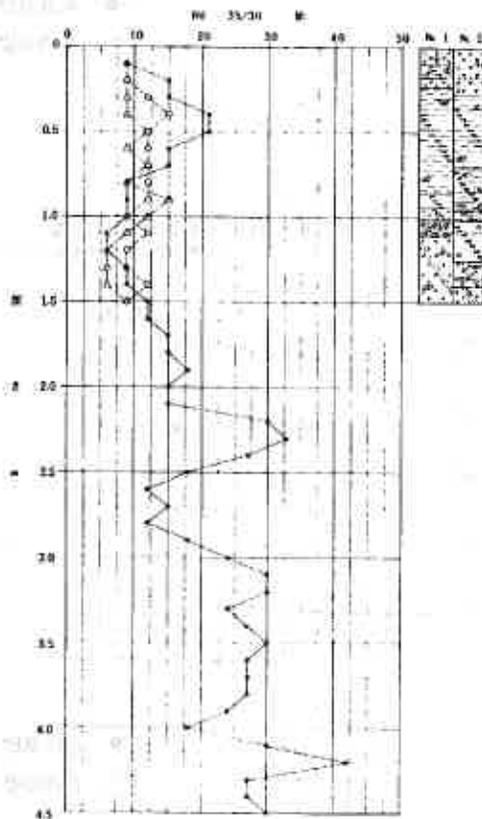
粒度配合は、細粒分を約35~50%含み、全体に配合の良い土と判断される。

なお、地山の試料は埋戻し土に比較して若干細粒分が多いが、これは埋戻し土が下部の砂を含む混合土であるためである。非排水条件による剪断試験では、貫入試験のN値やNd値に比べて地山・埋戻し土とも大きな剪断強さを示すようである。

表-1 土質試験結果

試料	比重 G_s	含水比 W (%)	粒度特性 (%)				湿潤密度 ρ (g/cm^3)	剪断抵抗角 ϕ_u (deg)	粘着力 C_u (kg/cm^2)
			礫	砂	シルト	粘土			
地山	2.60	45	5	45	45	5	1.35	37	0.20
埋戻し土	拡底	35~40	20	40	35	5	1.2~1.3	36	0.15
	普通	35~40	15	50	30	5	1.15~1.2		

図-4 試験地の地盤と貫入試験結果



(凡例)

- : 地山
- : 拡底基礎埋戻し土
- △: 普通基礎埋戻し土

※Nd 35/30値: 中型動的貫入試験

- ハンマー重量..... 30kgf
- 落下高..... 35cm
- 近傍での対比試験結果では $N \approx 0.3 \cdot Nd \sim 0.5 \cdot Nd$

4. 引揚げ試験結果

試験結果はまとめて図-5～図-6に示しておりである。松尾等の基礎の引揚抵抗力に関する研究論文⁽³⁾⁽⁴⁾では極限引揚力(R_{max})を引揚量が急増し、引揚荷重を一定時間(10min程度)保持出来なくなる荷重と定義しており、当報告でもこれに従うと

- ・普通基礎 …… $R_{max} = 13 \text{ ton}$
- ・拡底基礎 …… $R_{max} = 15 \text{ ton}$

と判断される。

また、極限支持力が正しく判定されたとする而降伏引揚力 R_y は R_{max} の $1/1.5$ となるが、これは

- ・普通基礎 …… $R_y \approx 8.5 \text{ ton}$
- ・拡底基礎 …… $R_y \approx 10.0 \text{ ton}$

となり、図-5に示すように地表面に亀裂を生じる荷重段階に対応する。なお、松尾等のほぼ実物大の基礎を用いた研究例では降伏荷重における引揚量が 5mm 以下となることが報告されているが、当試験での上記 R_y に対応する引揚量は

- ・普通基礎 …… $Sty = 12 \text{ mm}$
- ・拡底基礎 …… $Sty = 12 \text{ mm}$

であり、松尾等の報告の2倍以上ととなっている。これは基礎の形状効果や試験地盤の差異によるものと思われるが、詳細は不明である。

普通基礎と拡底基礎を比較すると、拡底基礎は普通基礎よりも約15%程度支持力が大きく、且つ降伏荷重を過ぎてからの変位量の小さいことが特徴的である。また、普通基礎の場合埋戻し土と基礎体重量の合計は 2ton 弱、拡底基礎では 1ton 程度であるから、試験結果では火山灰の剪断抵抗による引揚支持力が明らかに認められると判断される。

図-5 荷重-引揚量曲線

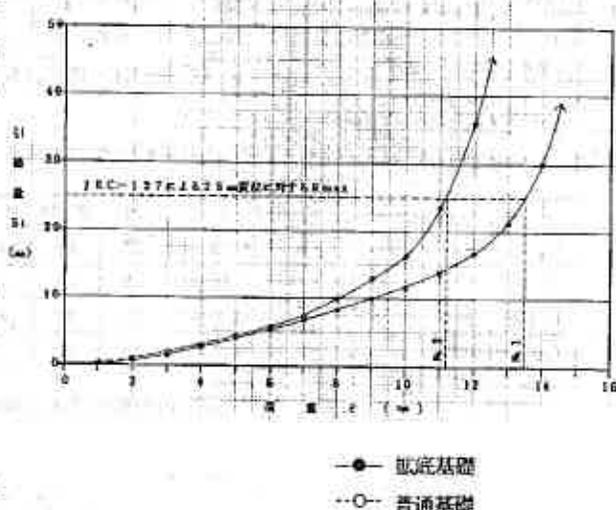


図-6 荷重-地表面変位曲線

注：荷重Pは基礎自重(0.4ton)を含む

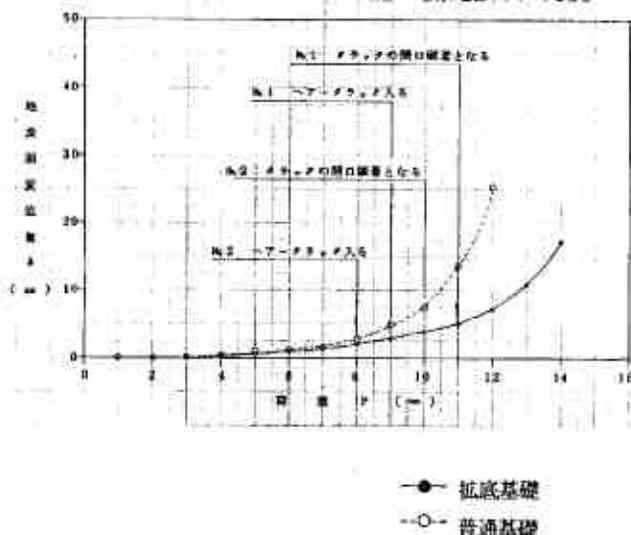


図-7 荷重-引揚量曲線

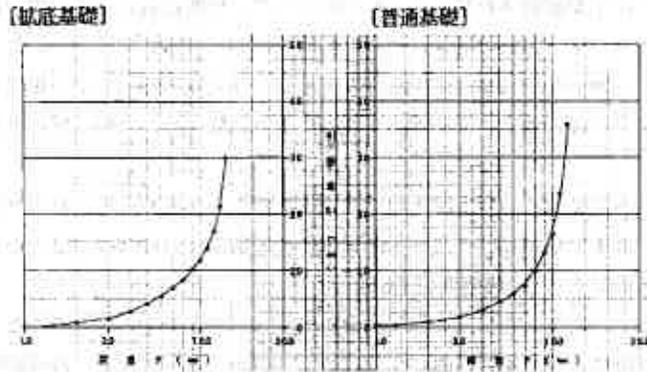
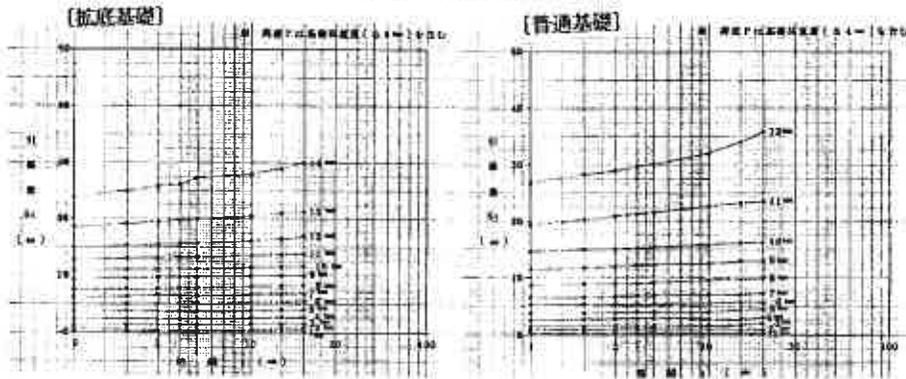


図-8 変位速度の変化



土質試験で得られた剪断強さをを用い、前述の計算法で引揚支持力を計算すると表-2のとおりである。これによると引揚試験での実測値は「対数ら線法」による推定値と比較的良好な一致を見せ、「剪断法」は逆に30%~40%程度安全側の値を与えるようである。また、剪断強さとは無関係な「土錐体法」では地盤種を「丙種」と扱った場合でも降伏引揚げ支持力は、 $R_y \approx 3 \text{ ton}$ であり、実測値の1/3と著しく小さい。

表-2 支持力算定式による引揚げ支持力

※対数ら線法の降伏引揚げ支持力は極限値の1/1.5とする

基礎	対数ら線法		剪断法	土錐体法(降伏支持力)	
	極限引揚げ支持力	降伏引揚げ支持力 [※]		丙種 ($\theta=10^\circ$)	丁種 ($\theta=0^\circ$)
掘底基礎	17.85	11.90	7.00	3.00	1.80
普通基礎	12.99	8.66	6.26		

※対数ら線法、剪断法の計算で用いた剪断強さは、掘底基礎は地山、普通基礎は埋戻し土の値である。

5. むすび

従来火山灰質土は、主に粒子が破碎され易いことを理由として、剪断抵抗による引揚支持力を見込むことが許されていなかったが、当引揚試験の結果、十分な剪断抵抗を示すことが確認された。

また、今回の試験結果から、地山や埋戻し土の剪断強さをを用い、「対数ら線法」で引揚支持力を求めることの有用性も明らかとなり、今後の調査手法を考えるうえで土質試験、特に剪断試験の重要性が改めて指摘出来る。

ただし、JEC-127 に示される計算式-I（土錐体法）は簡便であり、今後も活用されると思われるが、この場合、今回の試験で得られた極限引揚げ支持力から逆算すると、引揚げ力に抵抗する土の有効角度は、 $\theta \approx 35^\circ \sim 40^\circ$ （甲種地盤）を適用できるものと判断される。

なお、今回の試験を通じて、埋戻し土の転圧程度が引揚げ支持力に大きく影響すること、および溶結凝灰岩など地山強度の大きい地盤に対する拡底基礎の有効性の大きさが予想された。これらの問題については引続いて試験を行っており、今後の機会に発表する所存である。

<参考文献>

- 1) Balla .A: The Reseatance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons ,
Proc.5th Int. Conf,Soil Mech.and Found.Eng.,Vol 1,1961
- 2) 土質工学会：『日本の特殊土』
- 3) 松尾 稔：『送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について』，土木学会論文集 第105号
- 4) 松尾 稔：『粘性土中の基礎の引揚抵抗力に関する研究』，土木学会論文集 第137号
- 5) 松尾 稔：『基礎の引揚げ抵抗力の算定法と粘性土中の基礎の現場引揚試験の解析』
…………… 土質工学会，「土と基礎」第14巻10号

火山灰土の動的強度と地盤の改良について

北海道開発コンサルタント株式会社 正会員 ○峯田 一彦
室蘭工業大学工学部 正会員 三浦 清一
北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 真田 英夫
室蘭工業大学大学院 学生員 益村 公人

1. まえがき

建設が進む高規格幹線道路日高自動車道の植苗高架橋～SP1600間は、深度15～20m前後までN値10回以下の緩い二次堆積火山灰および砂が堆積している。1968年の十勝沖地震および1982年の浦河沖地震では、当地区及び太平洋沿岸一帯で液状化の発生が確認されており、今後の道路建設等の社会基盤整備にあたっては、適切かつきめこまかな耐震設計の実施が望まれている。今回、当地区より二次堆積火山灰および砂の不攪乱試料を採取し、繰返し非排水三軸試験による液状化の検討を行い、その結果に基づいて地震時の盛土の安定性、対策工を検討した。対策工は、サンドコンパクションパイル（SCP）工法を採用し、その効果を確認すべく、試験工事を実施した。本報告は、主に二次堆積火山灰の液状化特性について、液状化強度と標準貫入試験N値、平均粒径 D_{50} などとの関係で考察して一般的な砂との比較において検討し、さらに試験工事結果に基づいて、SCP工法による液状化対策工としての改良効果について検討し、とりまとめたものである。

2. 地質概要

調査地は図-1に示すとおり、国道36号線～JR室蘭本線間で、図-2に土層縦断面図を示している。この地点の西側に支笏火山灰で構成される火山灰台地があり、主体となっている二次堆積火山灰はこの台地から浸食運搬され堆積したものであるとされている。この層は概ね2層に分けられ、上層は $N=1\sim10$ 回と極めて低いN値となっており、下層は $N=5\sim30$ 回を示している。一方、東側には海浜性の砂や後背湿地性の粘性土が分布している。砂層は $N=1\sim10$ 回、粘性土は $N=1\sim3$ 回を示している。

調査地点は、二次堆積火山灰及び砂の力学的挙動を、各々主たる調査目的とする $P=160$ 、 $P=483$ 、 $P=1471$ の3箇所であり、各地点において不攪乱試料の採取を行っている。採取試料の物理的性質は、二次堆積火山灰では $G_s=2.38\sim2.98$ 、 $D_{50}=0.09\sim1.4\text{mm}$ 、 $F_c=6\sim36\%$ 、 $\rho_t=1.40\sim1.50\text{g/cm}^3$ 、砂層では $G_s=2.44\sim2.56$ 、 $D_{50}=0.07\sim0.14\text{mm}$ 、 $F_c=21\sim51\%$ 、 $\rho_t=1.48\sim1.55\text{g/cm}^3$ の範囲にある。")

試験工事は、 $P=160$ 、 $P=1471$ の2地点で実施した。

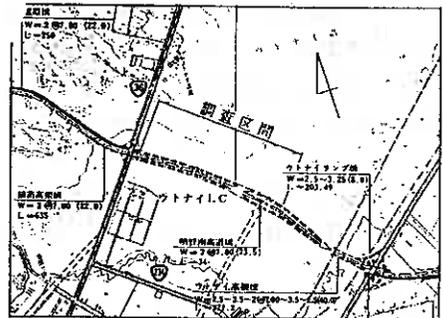


図-1 位置図

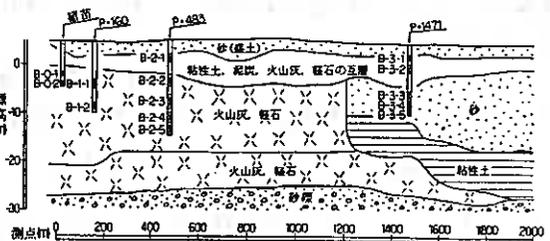


図-2 模式土層縦断面図

Study on Cyclic Strength Behavior and Improvement for Volcanic Soils; Kazuhiko Mineta (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Seiichi Miura and Kimihito Masumura (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Hideo Sanada (Hokkaido Development Bureau)

3. 調査内容

(1) 繰返し非排水三軸試験

繰返し非排水三軸試験に用いた不攪乱試料はトリプルチューブサンプラー（φ=75mm）により採取した。採取試料は、一週間程度重力脱水後、両端面拘束した条件でドライアイスにより凍結し実験室へ運搬した。所定の長さにて切断して準備された凍結供試体（H/D=2.0, D=75mm）は、三軸セル内で有効拘束圧 $\sigma'_{c'}=19.6\text{kPa}$ のもとで2時間以上放置して融解させる。その後、飽和させ196kPaのバックプレッシャーを供給する。なお飽和法として、透水性のよい場合は CO_2 ・脱気水を通す方法と、透水性の悪い場合は二重負圧法で飽和させる方法を採用した。後者の方法は細粒分の多い試料に対して有効であって、B値は確実に0.95以上となっている。引続き、有効上載圧 $\sigma'_{v'}$ に相当する $\sigma'_{c'}$ で等方圧密後、側圧一定、非排水状態で、載荷周波数 0.1Hzの一定振幅正弦波応力を供試体に与えた。なお用いたメンブレンの厚さは 0.2mm であり、メンブレン貫入補正はしていない。

(2) 盛土の安定性

液状化試験結果から液状化抵抗率 F_L を算出すると、 $F_L=1.0$ 前後であり、完全な液状化の発生は微妙と判断されたが、相当な間げき水圧の発生が予想され、地震時の盛土の安定性に懸念がもたれた。 F_L は上載圧の違う本線盛土下、側道盛土下、素地部分それぞれで算出し、間げき水圧を(1)式²⁾により求めた。

$$U_e/\sigma'_{v'} = F_L^{-7} \quad (F_L \geq 1) \quad U_e/\sigma'_{v'} = 1 \quad (F_L < 1) \quad \dots\dots\dots (1)$$

盛土の安定性は、円弧すべり面を想定して(2)式により検討した。

$$F_s = \frac{\sum r \{ c \cdot l + \{ (W-U_b)\cos\alpha - kh W\sin\alpha \} \tan\phi \}}{\sum (r W\sin\alpha + h khW)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、地震動のピーク時と過剰間げき水圧のピーク時は一致しないと考え、水平震度 $kh=0.153$ を考慮した場合には地震動によって発生する間げき水圧 U_e を考慮せず、一方 U_e を考慮した場合には kh を考慮しないこととした。前者の許容安全率は 1.0、後者は 1.2 とした。火山灰地盤、砂地盤共に、間げき水圧を考慮した安定性に問題があり、対策工が必要と判断された。

	火山灰地盤	砂地盤
間げき水圧考慮	$F_s=0.82\sim 0.95 < 1.2$	$F_s=0.74\sim 0.80 < 1.2$
水平震度考慮	$F_s=1.00\sim 1.19 \geq 1.0$	$F_s=1.06\sim 1.22 > 1.0$

(3) 対策工の選定

対策工は、必要改良深度などから、①矢板工法、②SCP工法、③砕石ドレーン工法、④深層混合処理工法について検討したが、液状化対策工としての施工実績、工事費、ウトナイ湖の水位への影響等、周辺の施工環境を考慮して、SCP工法が適当と判断した。本線下では水圧がほとんど発生しないことと、用地的な条件から、改良部分は側道下とした。

SCP工法による改良効果は、まず細粒分を考慮して改良後のN値を求めた³⁾。次にN値の増加による繰返しせん断強度比Rの増加を次式により求め、それから改良部分の F_L 、 U_e を算出した。

$$\Delta R = 0.0882 \left[\sqrt{\frac{N_1}{\sigma'_{v'} + 0.7}} - \sqrt{\frac{N_0}{\sigma'_{v'} + 0.7}} \right] \quad \dots\dots\dots (3)$$

各パイルピッチにおける必要改良幅を求め、経済性を比較した結果、両地盤共に 2.0 mピッチの正方形配置が最も経済的となった。

(4) 試験工事内容

SCP工法による改良効果の判定法として、砂地盤では、施工実績による改良率と改良後N値との関係が提案されている³⁾。しかし、火山灰地盤では、砂地盤と比較してN値の増加が小さいということが施工実績が少ないなりに知られているものの、定量的には明らかになっていない。さらに、N値の増加が液状化強度の増加に結びつくかの確認はなされていないのが実情である。そこで、本工事に先立ち、3種類のピッチでパイルを打設し、

改良後に各試験を実施して改良効果を調べた。施工地点は、火山灰地盤を代表してP=160、砂地盤を代表してP=1471の2地点とした。

パイルの配列は正方形配置とし、パイルピッチを1.4m (改良率 $as=0.196$), 1.6m ($as=0.15$), 2.0m ($as=0.096$)の3通り、それぞれ7本×7本=49本のパイルを打設した。パイル径は70cmで、使用した中詰材は当地点の地表にある礫混り砂である。SCP打設による改良効果を確認するために、打設後に標準貫入試験、オランダ式貫入試験、非排水繰返し三軸試験を行い、打設前との比較を行った。なお、パイル打設から各試験実施までの期間は1ヵ月以下である。さらに、改良の時間的効果を追跡するために、6ヵ月程度経過してから同様な試験を実施した。以下の結果では、1ヵ月後、6ヵ月後と表現する。

4. 試験工事結果と考察

改良前と改良後の qc 値を重ねて比較したものを図-3および図-4に、同様に N 値を比較したものを図-5および図-6に示す。パイル打設により N 値、 qc 値共に増加しているものの、深さによっては、打設位置の違い(地盤のばらつき)によると考えられる、改良率と N 値、 qc 値との関係の逆転が一部にみられる。また、改良後の時間経過とともに、 N 値、 qc 値が低下している部分かなりみられる。

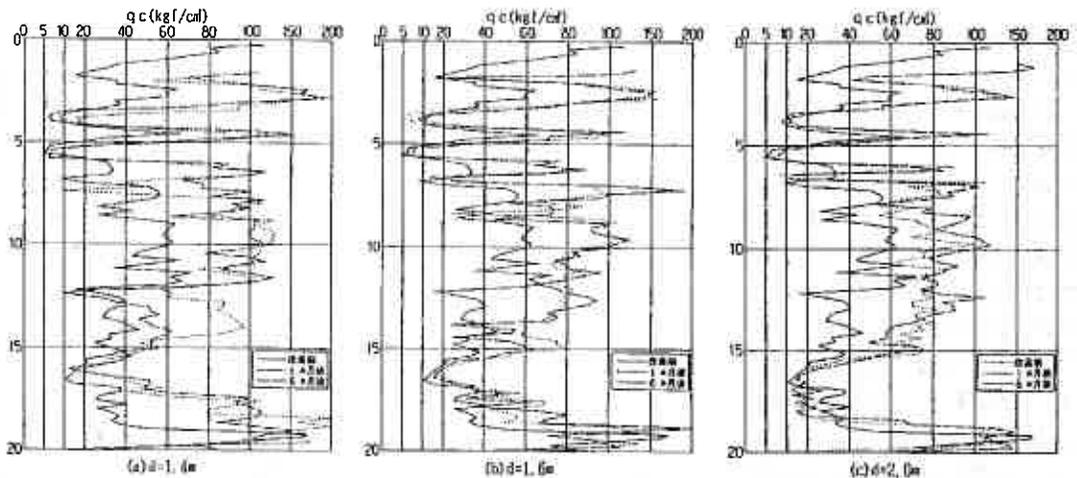


図-3 改良前後の qc 値の比較(P=160)

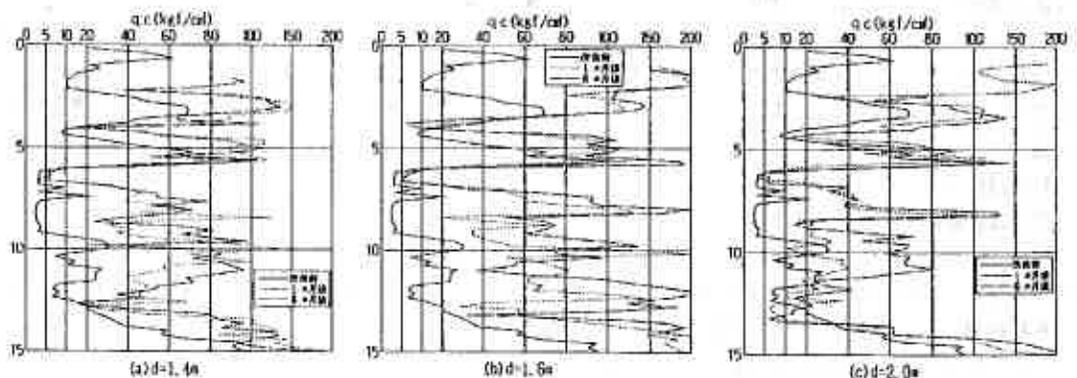


図-4 改良前後の qc 値の比較(P=1471)

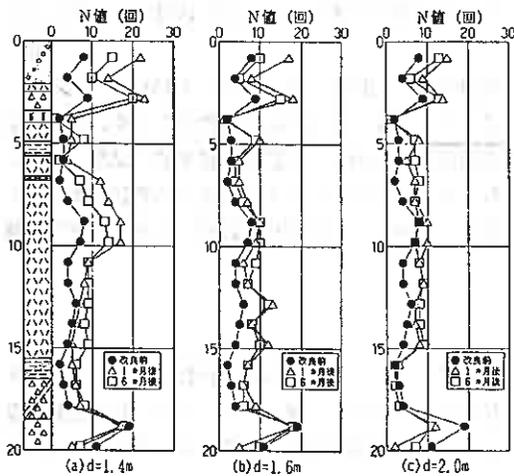


図-5 改良前後のN値の比較(P=160)

改良後のN値、qc値を地盤のばらつきが少ないP=160の深度6~18m間、P=1471の9.5~13m間の平均値で、改良率との関係として図-7および図-8に示す。火山灰では改良率の増加に比例してN値、qc値が増加しているが、砂ではN値、qc値が増加しているものの、改良率との関係はばらついて、d=1.4mとd=1.6mとでN値、qc値が逆転している。時間経過による変化をみると、火山灰ではd=2.0m間のqc値を除いてN値、qc値共に減少している。砂ではN値は減少しているがqc値は増加している。砂でqc値が増加しているのは、真にパイル中間の値でないためとも考えられ、時間経過にともなってN値、qc値はある程度減少すると言えそうである。

次に改良前後のN値とqc値との関係を述べる。まず、6ヵ月後の

実測N値とqc値から推定したN値との関係を図-9に示す。qc値からのN値の推定は、室町ら⁴⁾が提案している沖積砂層におけるN値とqc値の関係から(4)式により行っている。

$$N = qc / (5.48 + 1.36 \log D_{50}) \quad \text{-----(4)}$$

火山灰ではqc値から推定したN値が実測N値よりも大きく2倍程度となっており、このことから、火山灰の強

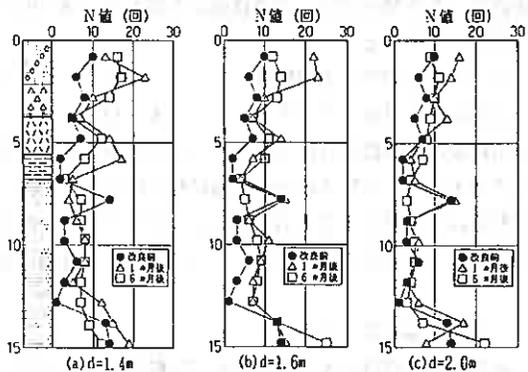
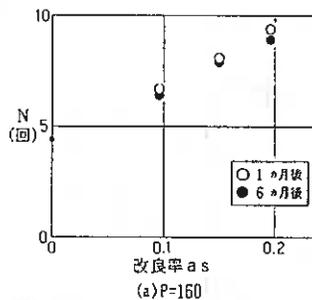
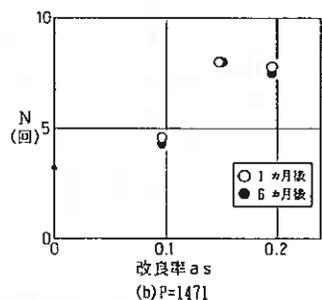


図-6 改良前後のN値の比較(P=1471)

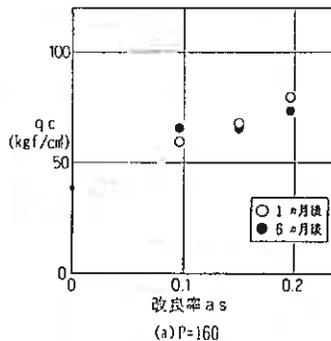


(a) P=160

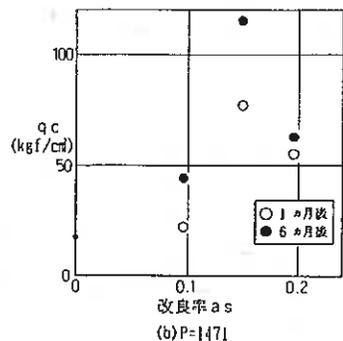


(b) P=1471

図-7 改良率とN値との関係



(a) P=160



(b) P=1471

図-8 改良率とqc値との関係

度を実測N値の2倍のN値で評価できる可能性が示唆される。一方、砂では改良前とd=2.0mでは両者が同程度であるが、パイロピッチが狭くなるとqc値から推定した値が大きくなる。このことから砂のqc値が真のパイル間での値でなく、過大に測定されているのではないかと想定される。

火山灰および軽石について、N値とqc値との関係を図-10に示す。なお改良前の値には、P=483のデータも合わせて示している。これより、改良前も改良後もN値とqc値の関係に変化はみられず、 $q_c = (4\sim 20)N$ の範囲にばらつき、平均的には $q_c = 8N$ 程度の関係で代表される。これは、一般に知られている砂地盤での関係 $q_c = 4N$ と比較して、同じN値では砂の2倍のqc値を示すことになり、この原因が動的な貫入時の火山灰粒子の破碎によるN値の過小評価であるとすると、実測N値の2倍のN値をもって強度評価できる可能性が、このことから示唆される。

次に改良前後の孔内水平載荷試験結果を示す。なお改良後の値は6ヵ月経過後の試験値である。改良率と変形係数との関係として図-11に示す。改良の効果として変形係数の増大はみられるが、火山灰、砂共にd=1.6mの場合に最大値になる傾向を示しており、改良率との関係はあまり明確ではなく、SCP工による改良での変形係数の増大にはある限度があり、d=1.2~2.0mの範囲では、その値はあまり改良率によらないと考えられる。

次に、孔内水平載荷試験で求めた静止土圧を上かぶり圧で除して静止土圧係数を求め、改良率との関係として図-12に示す。改良前と比較すると、すべての場合において静止土圧係数の増大がみられるが、改良率との関係でみると、火山灰では改良率の増大とともに増大する場合と減少する場合がある。砂では改良率の変化に対する静止土圧係数の違いはあまりみられない。平均的には、いずれの改良率においても、改良前の2倍近くの静止土圧係数を示しており、この範囲の改良率では、改良率によらずほぼ一定の値になると考えられそうである。この結果から、SCP工による改良効果として、締固めによる強度増加の他に、拘束圧の増加も考慮できる可能性が示唆される。

1ヵ月後には測定していないが、サンプリング時の貫入しずらさから判断すると、6ヵ月後よりも静止土圧係数が大きかったのではないかと推定される。時間経過とともに静止土圧係数が低下して平均主応力が減少したために、1ヵ月後と比較して6ヵ月後には若干の密度の増加があったにもかかわらず、N値、qc値が減少したものと考えられる。

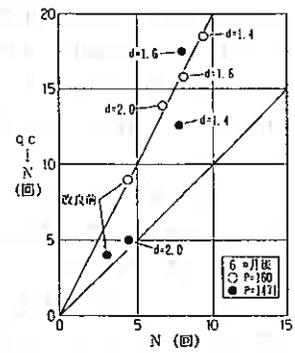


図-9 実測N値と推定N値

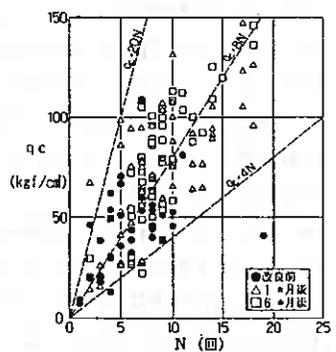


図-10 N値とqc値との関係

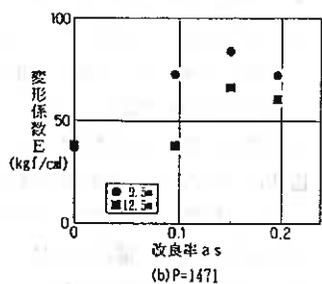
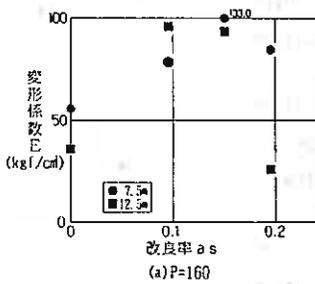


図-11 改良率と変形係数との関係

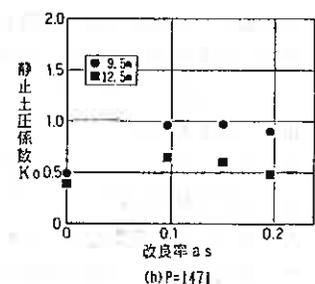
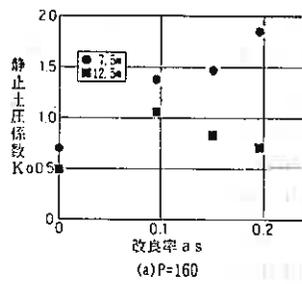


図-12 改良率と静止土圧係数との関係

原位試験による改良効果の確認結果について上述したが、次に非排水繰返し三軸圧縮試験結果について述べる。なお、結果の詳細は、文献⁵⁾を参考されたい。Nc=20回に相当するRを繰返しせん断強度比R ℓ として着目すると、改良前と比較して1ヵ月後に強度がわずかに増大し、6ヵ月後に大きく増大する場合、1ヵ月後にかなり増大し、6ヵ月後にさらに増大する場合、1ヵ月後にかなり増大し、その後変化しない場合など、その傾向は様々である。

まず、改良前の液状化強度について考察する。繰返し三軸試験により求めた繰返しせん断強度比と道路橋示方書⁶⁾に基づいて求めた推定値との比較を図-13に示す。この図にはqc値による推定値も示しているが、方法は、qc値から(4)式によりN値を求め、そのN値から道路橋示方書に基づいて推定したものである。火山灰および軽石では、繰返し三軸試験による値が道路橋示方書による推定値を0.2前後上回っていたものが、qc値を用いることにより、その差が小さくなっている。これより、火山灰および軽石の液状化強度の推定にはN値よりもqc値を用いた方がよいといえる。N値を用いるのであれば、qc=8Nの関係によりqc値に変換し、平均粒径からN値に戻すなどの補正、概略的には実測N値を2倍にする補正が必要である。砂についてはN値から推定した値が試験値とあまり差がなかったが、qc値からの推定でも良く一致する。qc値からN値を推定して液状化強度を求める方法は、火山灰および軽石にも砂にも有効であるといえる。

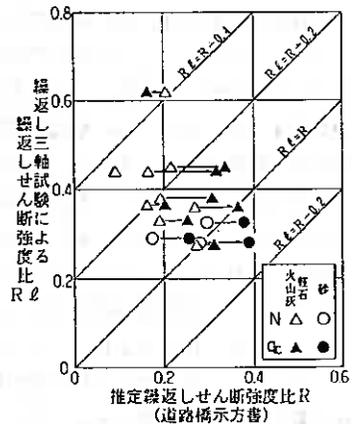


図-13 繰返し三軸試験によるR ℓ と推定Rの関係

次に改良後の液状化強度について考察する。改良率と繰返しせん断強度比との関係を図-14および図-15に示す。

1ヵ月後では改良前よりも強度が低下した場合が多くみられたが、6ヵ月後には大部分強度が増加している。改良率との関係でみると、改良率の増大とともに強度が増大する場合、ほとんど変化がない場合、減少する場合と様々である。

■印は、6ヵ月後の値を、改良前と比較した静止土圧係数の増加による平均主応力の増加を考慮して補正した値である。なお、平均主応力に対する繰返しせん断強度比の増加ではなく、土かぶり圧に対する繰返しせん断強度比の増加あるいは、繰返しせん断強度そのものの増加の程度としてとらえていただきたい。これより、静止土圧を測定することにより、強度を高く評価できる。しかし、N値の増加には、密度の増加だけでなく、拘束圧が増加することによる影響が含まれているため、設計段階で、N値の増加と拘束圧の増加とを両方評価することは危険である。

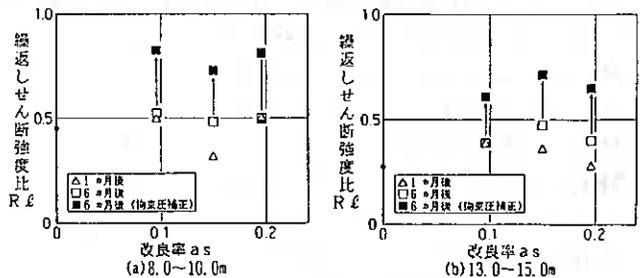


図-14 改良率と繰返しせん断強度比の関係 (P=160)

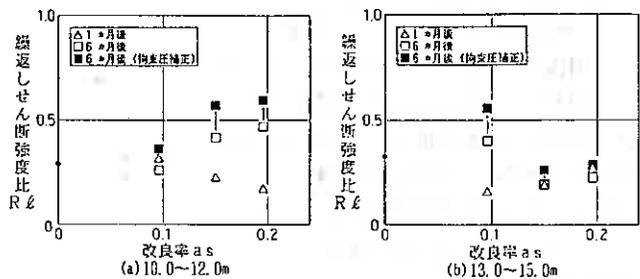


図-15 改良率と繰返しせん断強度比の関係 (P=1471)

次に繰返し三軸試験により求めた繰返しせん断強度比の増加とN値、qc値の増加から(3)式で推定したその増加との比較を図-16に示す。実際の ΔR と推定の ΔR は、ばらつきはあるが、平均的にはほぼ1:1の対応を示している。なお、1:1の関係から大きくはずれている値は、P=1471地点の深度13~15mの値であり、原地盤のN値にばらつきが多い深度であること、パイル先端付近で改良効果にばらつきが多いこと、改良前のN値が13~14回で他の試料より大きいため締固めの効果よりも地盤を乱す影響が発生したことなどが原因と考えられる。N値あるいはqc値による改良効果の確認方法の妥当性が実証されたことから、本工事ではN値による確認を行っている。

以上の試験結果からパイルピッチを見直した結果、火山灰地盤では当初設計どおりd=2.0cm、砂地盤では1.6mが最も経済的となり、このピッチで本工事を進めている。

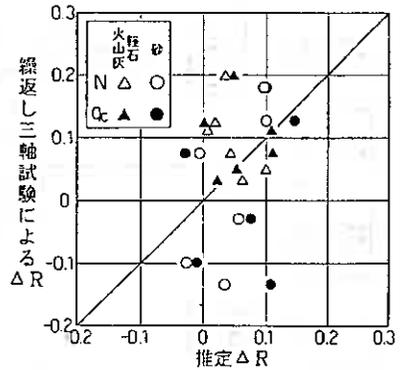


図-16 ΔR の比較

5. 観測システム

液状化対策工として、様々の工法が多くの地点で用いられるようになってきているが、実際の地震時における効果はほとんど確認されておらず、机上の設計及び模型実験による検証にとどまっているのが現状であると思われる。そこで、実際の地震時に発生するせん断応力を推定するために地震計を、基盤、液状化層の下面、地表にそれぞれ1台、さらに、改良地盤と未改良地盤の過剰間げき水圧の発生の違いを実証するためにそれぞれ2台の間げき水圧計を設置した。計器設置平面図を図-17に、計器設置断面図を図-18に、観測システムブロック図を図-19に示す。装置は2.5gal以上の地震を感知することにより、自動的に作動して作動10秒前からのデータを記録するようになっており、現在、電源は太陽電池によっているが、将来はAC100V電源に切り替える。また、データは公衆電話回線を使用して直接遠隔地へ転送することができるシステムであり、将来はデータの回収、装置の制御および故障部分の発見等をすべて電話回線を利用して行う予定である。

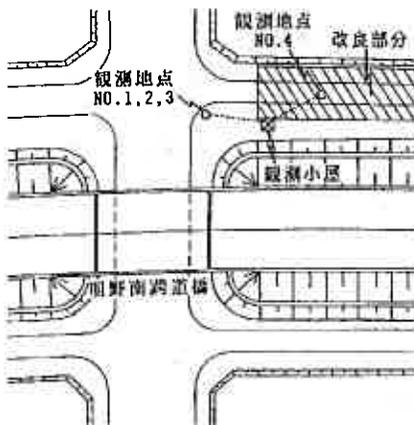


図-17 計器設置平面図

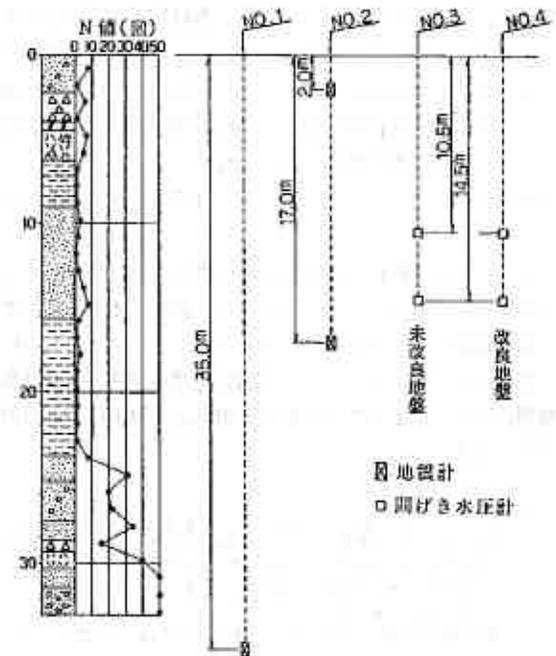


図-18 計器設置断面図

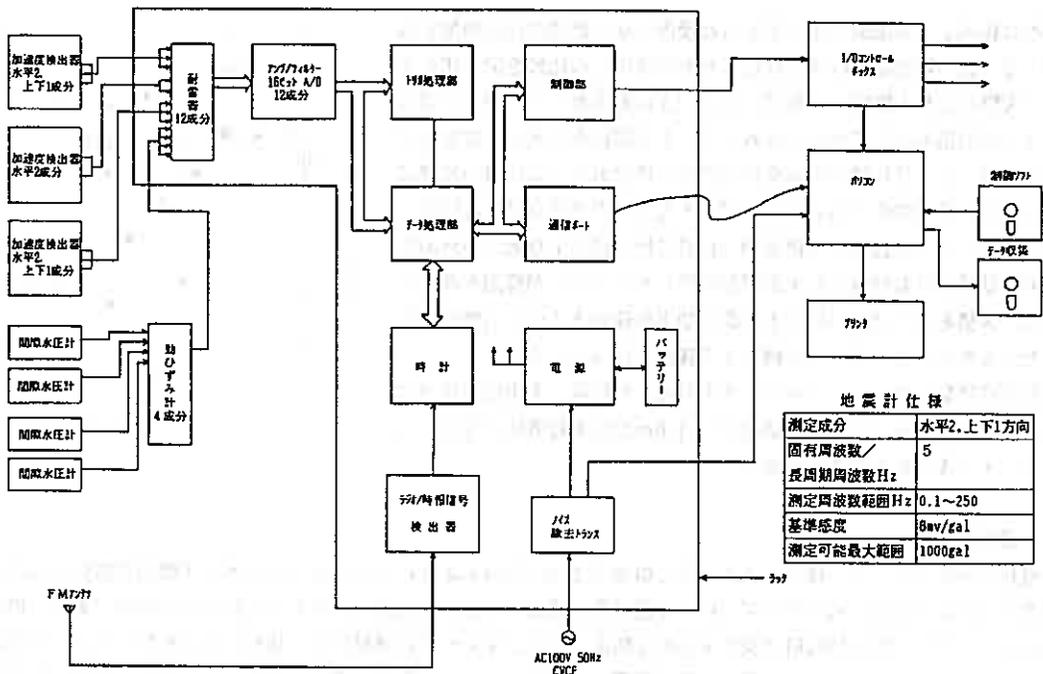


図-19 観測装置システムブロック図

6. まとめ

繰返し三軸圧縮試験および試験工事結果から、火山灰を中心として液状化特性およびサンドコンパクションパイル工法による地盤改良効果についてとりまとめ報告してきたが、以下のことが明らかになった。

- (1) サンドコンパクションパイル打設後のN値、qc値は時間経過とともにある程度減少する傾向にある。
- (2) 火山灰、軽石のN値とqc値との関係は、 $qc=(4\sim 20)N$ の範囲にあり、平均的には $qc=8N$ で代表される。この関係は改良前後で変わらない。
- (3) サンドコンパクションパイル打設により、静止土圧係数は2倍近くに増大するが、改良率との関係は明らかでない。
- (4) 火山灰、軽石の液状化強度の推定には、N値よりもqc値の方が有効である。
- (5) サンドコンパクションパイル打設による液状化強度の増加は、N値、qc値の増加で確認できる。

現在設置している観測システムで得られたデータについては、解析を加え今後発表して行きたい。

本研究の実施に当たって、室蘭開発建設部苫小牧道路事務所の関係諸氏にお世話になった。また実験・データ整理において室工大工学部4年内田昌志、黒沢保、藤田明寛各君の協力を得た。末筆ながら記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 峯田, 三浦, 真田, 益村; 北海道沖積地盤の繰返し非排水強度特性, 第25回土質工学研究発表会, 1990.6.
- 2) 道路震災対策便覧(震前対策編), 社団法人日本道路協会, 1988.2.
- 3) 不動産建設研究所; コンポーザーシステムデザインマニュアル, 1971.
- 4) 土質調査法; 第2回改訂版, 土質工学会編, 1982.12.
- 5) 三浦, 益村, 峯田, 真田; 北海道火山灰土の繰返し非排水強度の評価法に関する研究, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第31, 1991.2.
- 6) 道路橋示方書・解説, V耐震設計編, 社団法人日本道路協会, 1990.2.

褶曲作用を受けた軟岩の変形・強度特性と透水性

北海道大学工学部 正員 土岐祥介
北海道大学工学部 正員 三浦均也
応用地質(株) 正員 ○ 持田文弘

1. まえがき 本研究の目的は、褶曲作用によって形成される軟岩の物理的および力学的特性を明らかにすることである。顕著な褶曲作用を受けている軟岩地盤より採取した細粒砂岩について種々の室内試験を実施し、物理的および力学的な諸性質を調べるとともに、褶曲作用によって導入された軟岩の力学的性質の異方性についても考察している。試験に用いた試料は、単一の地層において褶曲状態の異なる2地点から試料を採取した。また、それぞれの地点では異方性を意識して、採取方向を変化させて幾種類かの試料を準備した。採取地点の異なる試料の性質を比較することによって褶曲作用の影響を明らかにすることが可能であり、また、採取方向の異なる試料の性質を比較することによって異方性を知ることができる。

試験結果に基づいて考察した結果、軟岩の力学的性質は褶曲作用によって大きく変化するが、そのいくつかの特性は褶曲時に発生したと思われる微小な不連続面の存在によって統一的に説明することができる。また、褶曲時に受けたと思われる異方的な応力状態の履歴によって力学的諸性質には顕著な異方性が認められた。これらは、褶曲構造の原因と推定される水平方向の大きな圧縮力との関係によって、ある程度説明できることなどが明らかになった。

2. 試料採取地点とその周辺の地質概要

試料採取地点は、留萌市の南東約15Km、留萌川支流チバベリ川流域に計画されている留萌ダムサイトに位置している。同サイトの地質は新第三紀鮮新世深川層郡幌加尾白利加層に相当する細粒砂岩(軟岩)で構成されており、南北にのびる河床部には砂れきを主とする氾濫原堆積物が薄く分布している。

ダムサイトは樺戸背斜と称される褶曲帯にあり、その地質構造は河床の向きと同様に南北の方向性を持っている。ダムサイト周辺の地質構造断面図を図-1に示す。その詳細をみると、地層(細粒砂岩)は図-2に示されるように、右岸部で水平層をなすが、左岸に向かい押し上げられるように傾き、左岸丘陵部では直立に近い急勾配となっている。

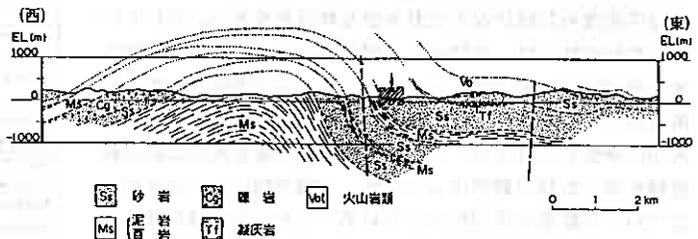


図-1 試料採取地周辺地質断面図

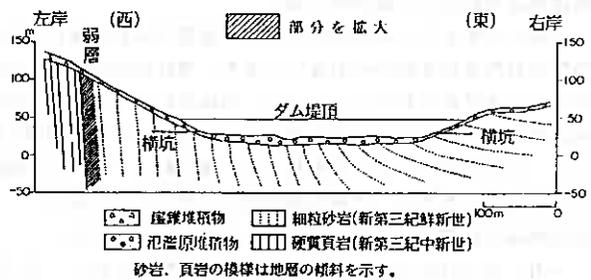


図-2 試料採取地地質断面図

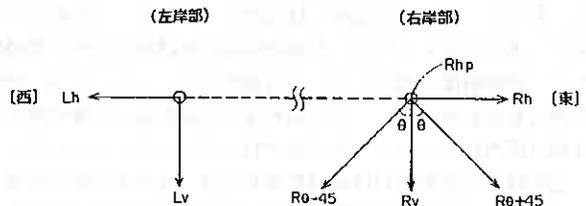


図-3

Deformation-Strength and Permeability Characteristics of Soft Rock undergoing Folding; Shosuke TOKI, Kinya MIURA (Faculty of Engineering, Hokkaido University) and Fumihiko MOCHIDA (Sapporo Branch, Oyo Corporation)

3. 用いた試料の採取方法 試料は右岸および左岸の横坑内(図-2)でシングルコアカッター(直径55mm)を用いて採取した。試料名と採取方向の対照は図-3に示す通りである。右岸横坑では、鉛直方向(Rv)、水平ダム軸方向(Rh)、水平ダム軸直角方向(Rhp)、川の上流から見てダム軸水平方向から鉛直面内で時計回りに45°傾いた方向(Rθ+45)、反時計回りに45°傾いた方向(Rθ-45)で試料を採取した。これら5種類の試料を右岸試料(R-Sample)と呼んでいる。左岸横坑では、鉛直方向(Lv)、水平ダム軸方向(Lh)で試料を採取した。これら2種類の試料は左岸試料(L-Sample)としている。

4. 試料の基本的な性質 試料は暗灰色を呈する均質な細粒砂岩である。粒度分布を図-4に示している。採取したコアの掘進長当りにおける10cm以上のコアの採取率(RQD)、土粒子密度や間隙比などの基本的な物理量を表-1に示している。粒度試験では、供試体1個相当の大きさの岩塊を過酸化水素水に約10日間浸すことによって土粒子の固結を解放した後行った。その他の物理量はそれぞれ土質工学会の規定する方法に準拠して行った。また、構成鉱物の量比測定は偏光顕微鏡を用いた鏡下観察によったが、実験が間に合った4試料についての結果を表-2に示している。これらの試験結果は実験に用いた全ての試料について行ったものではなく、限られた数の供試体についての代表値を示しているに過ぎないが、特徴を以下のように説明できる。

図表に示すように粒度分布と土粒子密度では右岸試料と左岸試料の間に有為な差は認められない。また、構成鉱物量比では右岸試料ではばらつきがみられるが、これも、右岸試料と左岸試料との間には有為な差が見られない。したがって、両試料は単一の地層に属していて、その位置関係から左岸試料は右岸試料よりもかなり前に堆積したと考えられるが、堆積時の環境には大きな変化はなく、両者は起源が同じ細粒砂が堆積し固結したものと考えられる。

一方、RQDからも明らかなように右岸試料に比べて左岸試料では試料採取時にクラックが多数確認された。このことは、左岸試料が地層が直立するほど大きな褶曲を受けたことに起因すると思われる。ただし、供試体作成時にはこのようなクラックを避けている。また、表-1に示すように、左岸試料は右岸試料に比べて間隙比が小さく、乾燥密度が大きいという特徴がある。このことは、地層の状態からも分かるように、左岸試料は右岸試料よりも年代が古く、より高い圧力の下にあって圧密が進行していることを示している。

右岸試料と左岸試料は構成鉱物や粒度、土粒子密度等に差が無いことから、それぞれの堆積環境や堆積物は同じであったと判断できる。しかし、その後受けた応力履歴や褶曲作用には大きな隔たりがあり、これがクラックの多さや小さな間隙比、大きな乾燥密度となって現われている。したがって、以下の節において右岸試料と左岸試料の諸性質を調べ検討するが、それらの差は応力履歴や褶曲作用の影響によって生じたと考えて良いだろう。

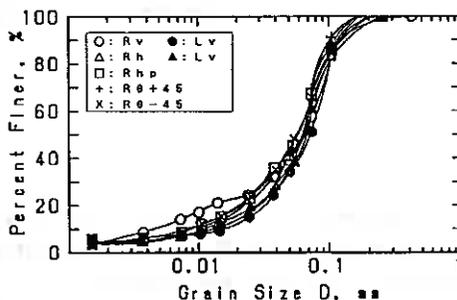


図-4

表-1

試料名	RV	Rh	Rhp	Rθ+45	Rθ-45	Lv	Lh
コア採取率 RQD(%)	89.0	87.0	89.0	93.0	84.0	80.5	85.0
自然含水比 W(%)	21.7	22.1	22.8	22.3	22.8	20.3	19.0
土粒子密度 ρs(g/cm³)	2.632	2.628	2.603	2.591	2.585	2.664	2.658
湿潤密度 ρ(g/cm³)	1.980	2.018	1.984	2.001	1.986	2.064	2.110
乾燥密度 ρd(g/cm³)	1.627	1.653	1.616	1.636	1.628	1.718	1.773
間隙比 e	0.618	0.590	0.611	0.594	0.588	0.552	0.499
飽和度 Sr	92.4	98.4	97.1	97.3	100.0	98.0	100.0

表-2

試料名	RV	Rh	Rhp	Lv
Q	271	176	175	187
Fel	160	34	57	103
Mi	16	17	24	34
R	203	169	141	253
Max	185	427	403	243
その他	165	186	184	180

Q: 単・複結晶石英 Fel: 斜・カリ長石
 Mi: 白・黒雲母 R: 緑色・褐色粘土土粒子
 Max: 基質 合計度数 = 1000

5. 弾性波速度 弾性波速度測定は、直径50mm、高さ100mmに成形した一軸圧縮試験用供試体を用いて実施した。試験装置は透過式超音波伝播速度測定装置で、発振子と受振子の波の伝播時間はデジタルオシロスコープの時間上で初動の立ち上がり時間の差として読み取った。図-5はP波速度(V_p)とS波速度(V_s)の関係を示している。

まず右岸試料と左岸試料について比較する。 V_p は両者共に1000~2000m/secの範囲内にあり顕著な差は認められないが、 V_s では顕著な差が認められ左岸試料の V_s は右岸試料の60~70%程度でしかなかった。一般に、飽和した軟岩の弾性波速度 V_p は含有水分(間隙水)の体積弾性率の影響を強く受け水のP波速度1000~2000m/secを示し、 V_s は V_p と同様に含有水分の影響を受けるものの粒径や構成鉱物、軟岩自身のせん断剛性率に直接依存するとされている^{1,2)}。前節で述べた物理的な諸性質からは、当初、間隙比が小さくて固結が進んでいると考えられる左岸試料の方が V_s は大きいと予想されたが、結果は逆であった。このことは、RQDや地質状態が物語っているように、左岸試料は試料採取時に見られたクラック以外にも微小な不連続面を多数含んでいることが V_s 低下の原因となっていると考えられる。

右岸試料および左岸試料それぞれでは、採取方向の相違による弾性波速度の差は認められなかった。このことから、本研究で用いたような軟岩の場合、弾性波速度を測定することによって供試体内部の構造をある程度知ることができるが、硬岩の場合とは事情が異なりその異方性は弾性波速度に明瞭には反映されていないことがわかる。

6. 一軸圧縮時の変形・強度特性 一軸圧縮試験は、直径50mm、高さ100mmに成形した供試体について実施した。ひずみ制御法で載荷し、軸ひずみ速度は0.1%/minとした。

図-6に示すように、右岸試料と左岸試料では一軸圧縮強度 qu と初期変形係数 Eu_{50} の間に顕著な差がみられる。左岸試料は右岸試料に比べて qu と Eu_{50} はともに50~70%程度でしかない。弾性波速度と同様に供試体内部に存在すると思われる多数の微小な不連続面の存在が原因で、左岸試料の qu と Eu_{50} は低下していると考えられる。

異方性を検討するために、図-7(a, b)は試料の採取方向と qu 、 Eu_{50} の平均値との関係を示している。図には顕著な異方性が見られる。すなわち、右岸試料では水平方向において剛性と強

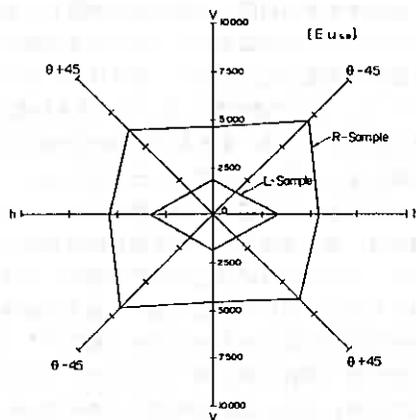


図-7 (a)

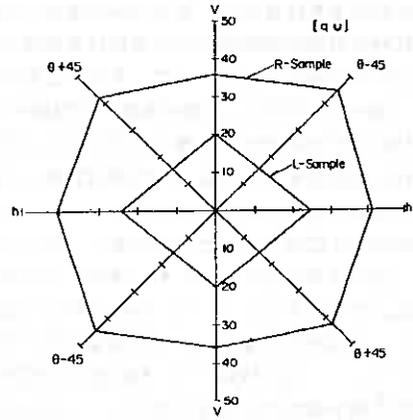


図-7 (b)

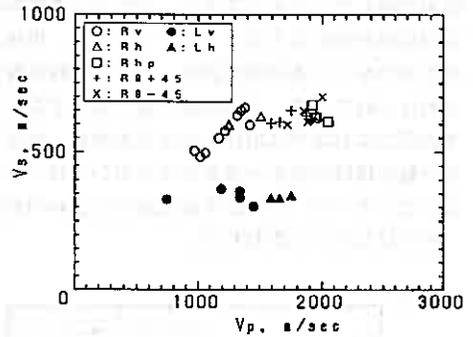


図-5

とされている^{1,2)}。前節で述べた物理的な諸性質からは、当初、間隙比が小さくて固結が進んでいると考えられる左岸試料の方が V_s は大きいと予想されたが、結果は逆であった。このことは、RQDや地質状態が物語っているように、左岸試料は試料採取時に見られたクラック以外にも微小な不連続面を多数含んでいることが

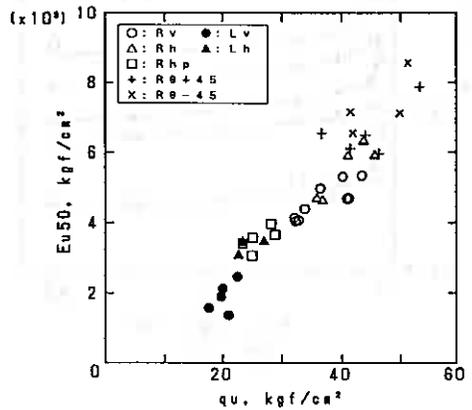


図-6

度が卓越しているようである。quとEu₅₀で傾向は共通しており、異方性の程度はほぼ等しいといえる。一方、試料の採取方向は2方向と充分ではないが、現時点で判断して左岸試料についても水平方向の剛性、強度が鉛直方向のものを上回る傾向が認められた。試料採取地一帯の褶曲構造は水平方向の強い圧縮力が原動力になっていると考えられていて、この影響を後で説明する降伏拘束圧から知ることができる。これによると褶曲時の水平方向での圧力は右岸では現在でも水平方向に、左岸では現在の鉛直方向に残っているようである。低拘束圧下における一軸圧縮時の変形・強度特性においては、右岸では一貫した異方性の影響となって現われているが、左岸では逆になっている。左岸部では褶曲時に試料内部に多数の不連続面が発生したことから、異方性の方向が変化しないのではないかと思われる。

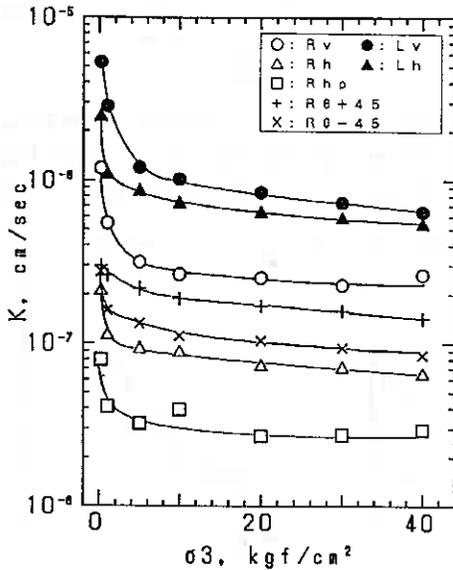


図 - 8

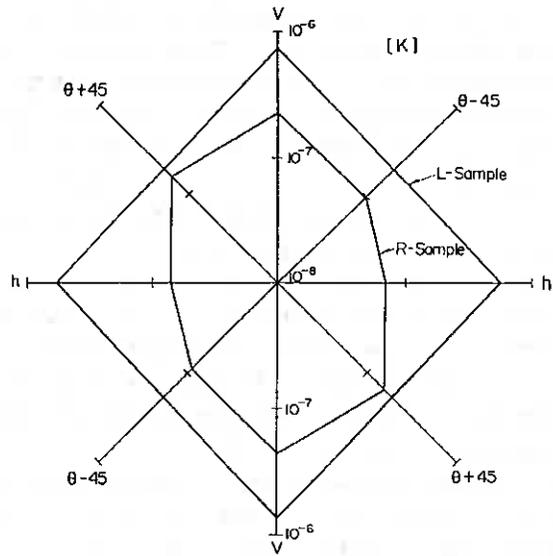


図 - 9

7. 透水性 透水試験は、最大セル圧50kgf/cm²の三軸圧縮試験装置を利用して変水位法により実施した。供試体寸法を直径50mm、高さ50mmに成形した後、脱気水中で24時間以上真空中に放置して脱気して飽和化を図った。試験時の側面漏水防止のため供試体側面にシリコン系のゴムを塗布しメンブレンを装着した。拘束圧は0.2~40kgf/cm²の範囲で変化させて、各応力段階で透水係数を測定した。ただし、背圧は用いなかった。

図-8に拘束圧 σ_3 と透水係数kの関係を示している。すべての試料において、透水係数は各試料共に σ_3 が0.2~5kgf/cm²の範囲内で急激に低下するものの、それ以上ではほぼ一定となる傾向が認められる。右岸試料と左岸試料の透水性を比較すると、左岸試料はどの右岸試料よりも透水性が良いことがわかる。これは、褶曲作用により大きなひずみを受けたためにセメンテーションが破壊されて不連続面が多数生じたことが、水と粒子骨格との摩擦抵抗を低減させたと思われる。このような傾向は、弾性波速度や一軸圧縮特性の場合と整合している。

図-9は異方性を示すために準備したものであり、 $\sigma_3=5\text{kgf/cm}^2$ 以上の範囲で測定した透水性の平均値と採取方向との関係を示している。右岸試料と左岸試料それぞれにおいて鉛直方向での透水性が卓越していることが分かる。土質地盤の場合、透水係数は水平方向の方が鉛直方向よりも大きいのが一般的であるが、本軟岩の場合は逆であった。右岸試料では一軸圧縮時の変形・強度特性と同様に原位置における水平方向での強い圧縮力による影響で透水係数の異方性が発現し、左岸試料では褶曲時に発生した試料内部の不連続面の影響が現れていると思われる。

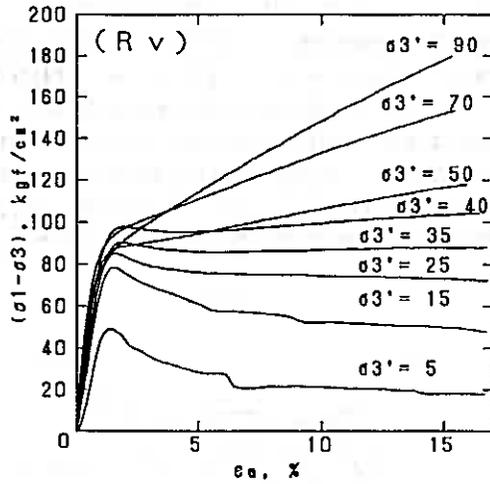


図-10 (a)

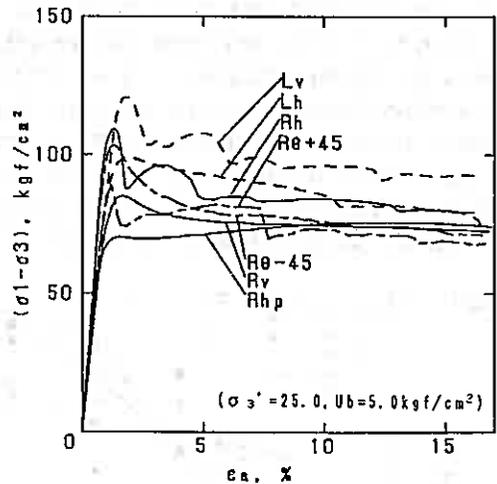


図-11 (a)

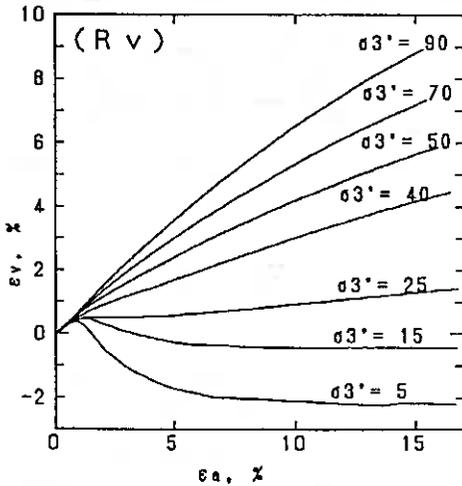


図-10 (b)

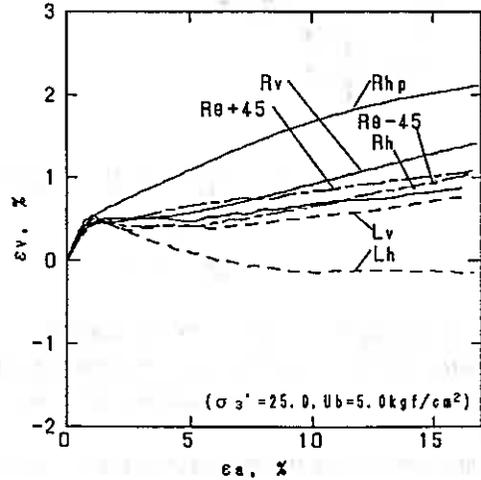


図-11 (b)

8. 三軸圧縮時の変形・強度特性 試験装置は最大セル圧 100kgf/cm^2 、最大軸荷重が 20tf である。試験供試体は直径 50mm 、高さ 100mm に成形し、脱気水中で飽和化を図った。なお試験に際し供試体側面に排水を促進するためのろ紙を巻いた。試験は全て排水条件で行い、応力条件は背圧 U_b を 5kgf/cm^2 の一定、有効拘束圧 σ_3' を $5\sim 90\text{kgf/cm}^2$ の範囲で変化させている。また、軸ひずみ速度は $0.1\%/min$ とした。この値は試料の透水係数からみると高いと思われるが³⁾、試験にかかる所要時間等を考慮してこのように設定した。ひずみ速度の影響については既報⁴⁾において詳しく調べているが、本軟岩の変形・強度特性はひずみ速度が $0.5\sim 0.02\%/min$ では大差は見られないものの、 $0.001\%/min$ まで低下させると剛性や強度は 80% 程度に減少していた。せん断変形中に排水面と反対側で測定した間隙水圧に変動が見られなかったことから、排水条件は満たされていて、有効応力は一定に保たれていたと考えられるが、粘性の効果が現れていたと思われる。したがって、異方性は本研究のような試験条件で調べ、ひずみ速度の影響については別途検討するという方針で研究を進めている。

拘束圧の変化による変形・強度特性の変化を、Rv試料を例にとって図-10(a, b)に示している。また、有効拘束

圧 $\sigma_3' = 25 \text{ kgf/cm}^2$ の時の全試料の変形挙動を図-11(a, b)に比較して示している。試験した軟岩の変形挙動は、一般に言われているように、拘束圧が低いほど脆性破壊によるひずみ軟化傾向が著しく、高くなるにしたがい延性破壊によるひずみ硬化型の挙動を示している。したがって、ある拘束圧以上ではピーク強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ は軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$ 時の残留強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ と等しいとして整理されている。供試体の破壊形態も変形挙動と共に変化し σ_3' が小さいほど明瞭なせん断面が生じその面に沿って破壊が進行するが、拘束圧が大きくなるとせん断面を伴わない樽状の変形へと移行する。さらにダイレイタンスー特性を観察すると、拘束圧が小さいと膨張傾向にあるが、大きくなると収縮傾向が著しくなる。図-11(a, b)で全試料の変形挙動を比較すると、同じ応力条件であっても試料の採取位置、採取方向の相違により変形挙動が異なり応力履歴や褶曲作用の影響が顕著であることがわかる。

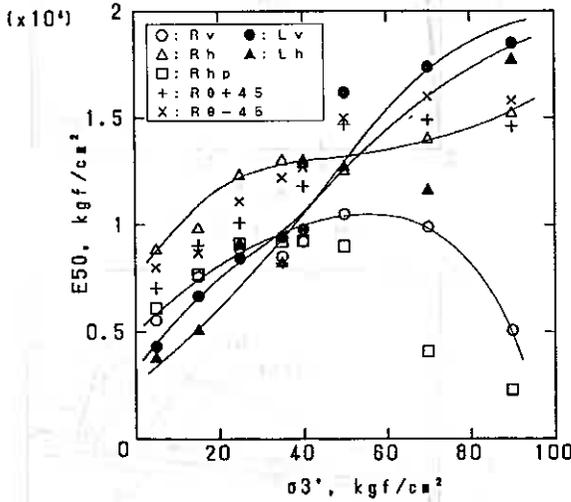


図-12

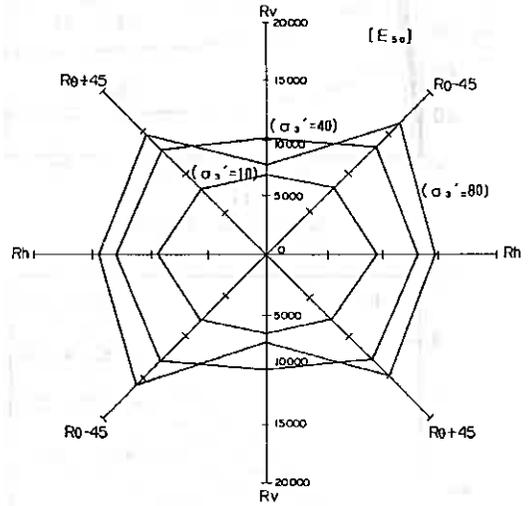


図-13 (a)

8.1. 剛性特性 図-12には割線せん断剛性 E_{50} と拘束圧との関係を、図-13(a, b)にはせん断剛性と試料採取方向の関係を、右岸試料と左岸試料に分けて示している。

褶曲作用や応力履歴の影響を調べるために、まず右岸試料と左岸試料で比較する。拘束圧の低い範囲では一軸圧縮時の剛性と同様に左岸試料の方が右岸試料よりも剛性が低い。しかし、拘束圧が大きくなり $\sigma_3' = 50 \text{ kgf/cm}^2$ を越えると傾向は逆になり、左岸試料の剛性が上回っている。弾性波速度、一軸圧縮時の特性、透水性における特徴と同様に、拘束圧の低い範囲では著しい褶曲作用によって発生したと考えられる微小な不連続面によって、左岸試料の低い剛性を説明できる。一方、高い拘束圧を受けると内部の不連続面が閉塞するために、小さな間隙比や大きな乾燥密度が示唆している剛な構造が再現されたと考え、拘束圧が大きな範囲で見られる左岸の大きな剛性が理解できる。

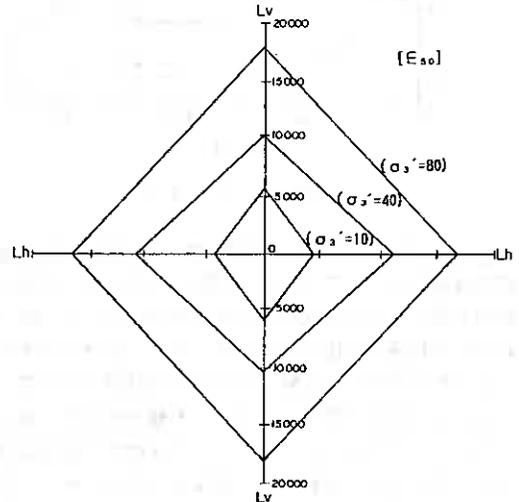


図-13 (b)

右岸試料と左岸試料それぞれにおいて異方性の影響を調べて見る。右岸試料では顕著な異方性が見られ、広い

拘束圧の範囲で鉛直方向の剛性が最小になっている。これは、一軸圧縮時の剛性と共通した傾向で、水平方向に受けている大きな応力履歴の影響によると見られる。左岸試料では一軸圧縮時の剛性とは逆に鉛直方向で大きな剛性が認められ、拘束圧が大きな範囲でも同様である。左岸の地層は現在は直立しているが、過去において褶曲構造ができあがる際には水平方向（現在の鉛直方向）でより大きな圧縮応力を受けていたと想像でき、この影響が現れたと考えることもできる。

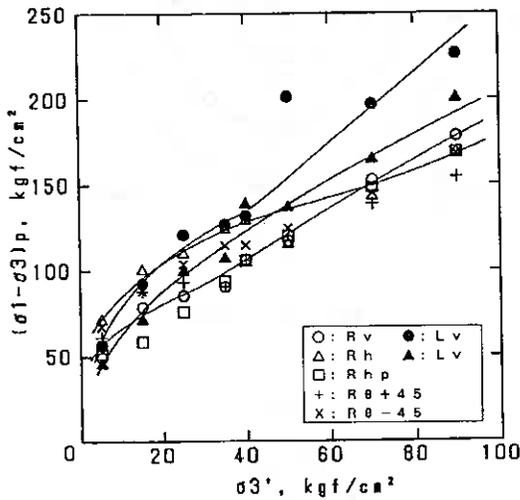


図 - 1 4

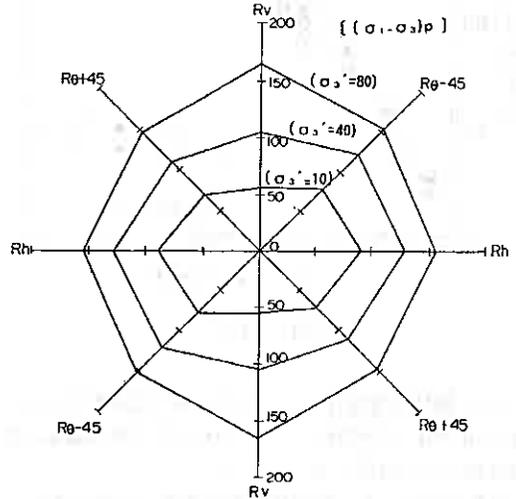


図 - 1 5 (a)

8.2. 破壊強度特性 図-14にはピーク強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ と拘束圧との関係を、図-15(a, b)にはピーク強度と試料採取方向の関係を示している。

拘束圧の低い範囲では左岸試料は右岸試料と同等あるいはそれ以下の破壊強度を示しているが、拘束圧が大きい範囲では明らかに右岸試料のものよりも大きな値となっている。この傾向は剛性が示す傾向と同じで、拘束圧が高くなると、微小な不連続面の影響が小さくなるためと考えられる。

右岸試料では低い拘束圧で顕著な異方向性がみられ、水平方向で大きな破壊強度を示すが拘束圧が高くなると異方向性は消えて破壊強度は採取方向によらない傾向を示している。一方、左岸試料では拘束圧の広い範囲で異方向性が認められ、鉛直方向の強度が常に卓越している。これらの特徴は、せん断剛性の場合と同様に、褶曲構造ができあがる際に受けた大きな水平力の履歴の影響が現在の鉛直方向に残っているためと考えられる。ただし後で述べるように、応力履歴による強度の異方向性は拘束圧が降伏拘束圧を越えると消えるようである。

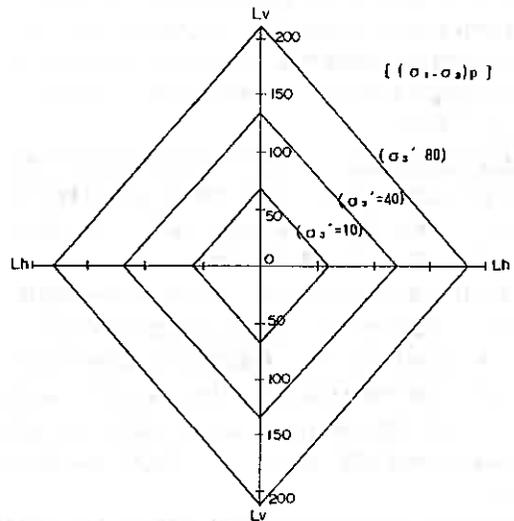


図 - 1 5 (b)

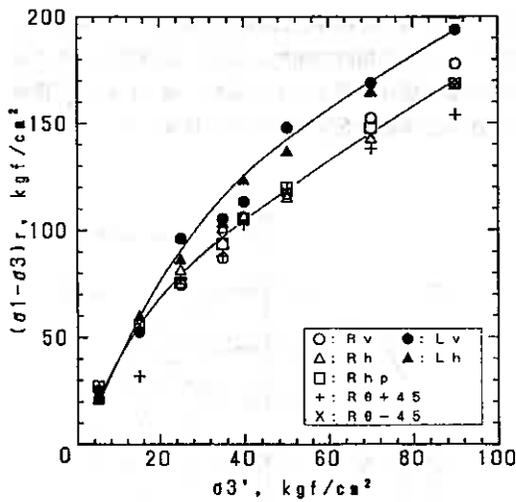


図 - 1 6

8.3. 残留強度特性 図-16には残留強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ と拘束圧との関係を、図-17(a, b)には残留強度と試験採取方向の関係を示している。

残留強度にはせん断剛性や破壊強度とは若干異なった傾向がみられる。まず、右岸試料と左岸試料との比較では、拘束圧の広い範囲に渡って残留強度は左岸試料の方が大きい。また、図-17(a, b)が示すようにピーク強度で見られたような異方性は両試料で見られず、試料の採取方向によらずほぼ一定となっている。残留強度が発揮される段階では、水平力の下で形成された構造が破壊されていて、異方的な特性はすでに消えているのであろう。

8.4. 降伏拘束圧 岩石や土が以前に地盤中で受けた応力履歴の影響は、その後の変形・破壊挙動に現れる。この軟岩の場合には地盤中で受けていたと思われる応力状態が、褶曲構造の原動力となった大きな水平力を伴う異方的なものであったため、変形・強度特性さらには透水性などにも顕著な異方性が見られている。

先に説明したように、軟岩の場合には拘束圧が高くなるにつれて変形特性はひずみ軟化を伴う脆性的なものからひずみ硬化特性が見られる延性的なものへと変化するが、本研究ではその境界の拘束圧を降伏拘束圧としている⁵⁾。図-18はRv試料についてピーク強度と残留強度の拘束圧との関係を示したものであり、ひずみ特性が軟化から硬化へ転ずる時、すなわちピーク強度と残留強度が一致する時の拘束圧が降伏拘束圧で、図のように決定できる。

図-19は上記のようにして決定した降伏拘束圧と試験採取方向の関係を示したものである。左岸試料の降伏拘束圧は右岸試料のものよりも明らかに大きい。Lv試料では試験を行った拘束圧の範囲よりも降伏拘束圧が大きい

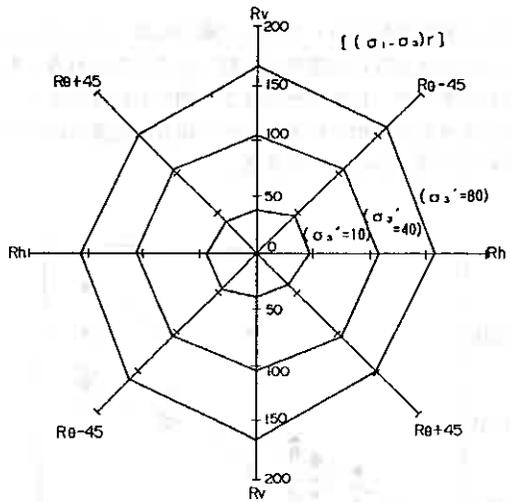


図 - 1 7 (a)

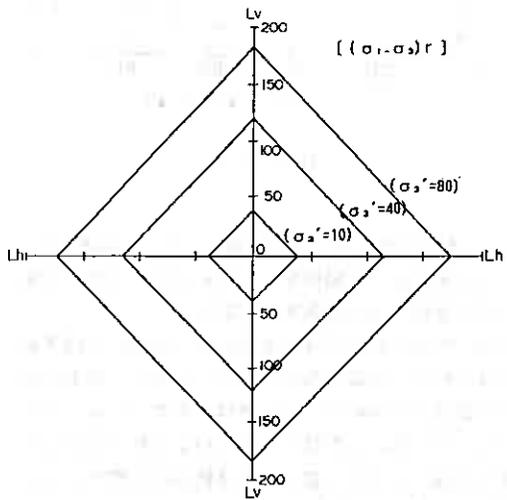


図 - 1 7 (b)

で、外挿して推定している。これは左岸試料の方が過去に大きな圧力を受けていたことの証拠であり、物理的性質において見られた小さな間隙比と大きな乾燥密度はこれによって説明できる。

降伏拘束圧は明らかに異方的であり、右岸試料では水平方向、左岸試料では鉛直方向で最大となっている。このことによって採取地一帯の地盤は以前に大きな水平力を長期間に渡って受けていたことになり、これが褶曲構造の原因となっていたに相違ない。左岸試料では地盤が褶曲によって直立しているために、降伏拘束圧が現在の鉛直方向に卓越した形で応力履歴が残されている。

破壊強度特性の異方性は拘束圧が降伏拘束圧の範囲を越えている場合には異方性が見られないのは興味深い。

以上のように、変形・強度特性の様々な側面が降伏拘束圧の大きさとその方向に支配される応力履歴によって定性的に説明することができるが、応力履歴（過去の応力状態）を定量的に捕らえるためには三軸試験時の拘束圧と軸応力の関係を別な角度から検討する必要があるらうし、さらには、特殊な原位試験も必要になるらう。

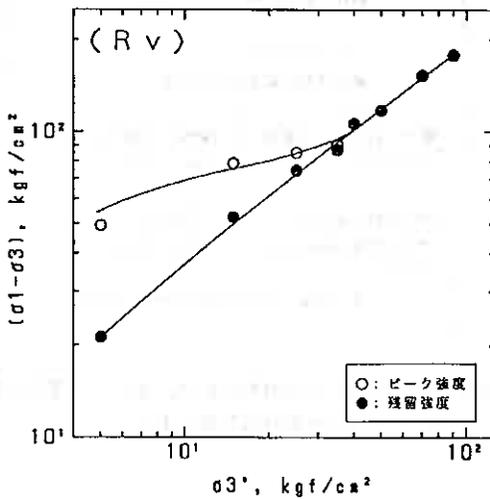


図 - 1 8

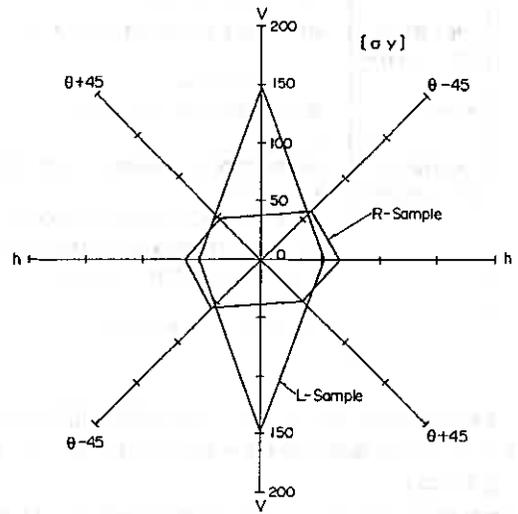


図 - 1 9

9. あとがき 以上の試験結果は表-3のように整理できる。地質構造に関連付けてまとめると次のようになる。

1) 大きな褶曲構造を有する地層において褶曲状態の異なる2地点から試料を採取した。地層が直立するほど大きな褶曲作用を受けている左岸試料は右岸試料よりもクラックが試料採取時に多く見られ、採取率が極端に低かった。両者の諸性質を比較した結果、左岸試料は低い間隙比や高い降伏拘束圧に見られるように、過去においては高い圧力を受けていて、右岸試料よりも圧密が進んでいる。しかし、左岸試料はクラック以外にも多くの不連続面を含んでいると推定できる。この不連続面の影響は、弾性波速度の低下や透水係数の増大、低拘束圧下における剛性や破壊強度の低下となって現れている。

2) 顕著な褶曲構造が見られた試料採取地盤は大きな水平力が長期に渡って働いていたと見られ、これによって地盤の力学特性は明瞭な異方性を示していた。ひずみ軟化特性から硬化特性への変化に基づいて求めた降伏拘束圧の異方性は、過去における大きな水平力の存在を示唆している。右岸試料においては透水性、変形・強度特性などはすべて水平方向からの大きな応力履歴の影響がみられる。一方、左岸試料においては少し複雑で、透水性や低拘束圧における変形・強度特性は現在の水平方向での、拘束圧の高い領域での変形・強度特性は鉛直方向（褶曲前の水平方向）での大きな圧力による応力履歴の影響が見られ、ともに異方的であった。ただし、変形・強度特性の異方性は拘束圧が降伏拘束圧よりも高い範囲では見られなかった。

表-3

	褶曲作用の影響 (左岸試料と右岸試料の比較)	異方性 (左岸試料) (右岸試料)	
物理的性質	<ul style="list-style-type: none"> ・左岸試料はクラックが多く試料採取率が低い ・構成鉱物、粒度分布、土粒子密度に差はない ・左岸試料は間隙比が小さく、乾燥密度が大きい (左岸試料の方が固結は進んでいる) 	<ul style="list-style-type: none"> ・物理的性質に差はない 	
弾性波速度	<ul style="list-style-type: none"> ・P波速度に差はない ・S波速度は左岸試料の方が遅い 	<ul style="list-style-type: none"> ・P波速度に差がない ・S波速度に差はない 	
一軸圧縮時の 変形・強度特性	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性、強度ともに左岸試料の方が大きい 	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性、強度は水平方向で大きい 	
透水性	<ul style="list-style-type: none"> ・透水係数は左岸試料の方が小さい 	<ul style="list-style-type: none"> ・透水係数は鉛直方向で大きい 	
三軸圧縮時の 変形・強度特性	<ul style="list-style-type: none"> ・低拘束圧で剛性、破壊強度は左岸試料の方が小さい あるいは同等 ・高拘束圧で剛性、破壊強度は左岸試料の方が大きい ・広い拘束圧で残留強度は左岸試料の方が大きい ・降伏拘束圧は左岸試料の方が大きい ・降伏拘束圧以上でも差がある 	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性、破壊強度は鉛直 方向で大きい ・残留強度に差はない ・降伏拘束圧は鉛直方向 で大きい 	<ul style="list-style-type: none"> ・剛性、破壊強度は水平 方向で大きい ・残留強度に差はない ・降伏拘束圧は水平方向 で大きい
		<ul style="list-style-type: none"> ・降伏拘束圧以上では異方性は消えてしまう 	

本研究の実施に当たっては、北海道開発局留萌ダム建設事務所のご援助とご協力を戴いた。また、図面の作成等については北海道大学4年生黒田育央君に協力して戴いた。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 物理探査学会(1989):土と岩の弾性波速度, pp. 129-165.
- 2) 土木学会:ダムの地質調査(1986), pp. 43-52.
- 3) 電力中央研究所(1982):電力中央研究所報告, pp. 36-40.
- 4) 土岐, 三浦, 持田, 林(1987):第24回土質工学研究発表会, pp. 1075-1078.
- 5) 小林昭一, 足立紀尚(1982):材料, Vol. 31, pp. 2-10.

廃棄物埋立て地盤の地盤特性 (その 2)

網走市役所 佐藤信之
基礎地盤コンサルタンツ (株) 正員 山下正良
正員 小西 彰
正員 ○斉藤和夫

1. はじめに

廃棄物は人口の都市集中化と生活水準の向上によって年々その投棄量が増加し、さらに今後もその傾向は持続するものと予想される。このような状況を反映して問題となるのが廃棄物処理問題で大都市を中心にその処分地について大きな社会問題になりつつあるのが現状である。廃棄物は、一般に①事業活動によって排出される産業廃棄物と、②事業活動以外の日常生活から排出される一般廃棄物 (都市ゴミ、し尿) に分けられ、このうち都市ゴミの大部分は可燃性のゴミであるといわれている。可燃性のゴミは衛生面や処分地の効率的利用方法を考えると焼却が望ましいが、現実には約 70% が焼却処理で残りの 30% は無処理のまま埋立処理されている。このような廃棄物によって構成された地盤、いわゆる廃棄物埋立て地盤を土地利用するためには、悪臭、ガスの発生、浸出汚水、発熱など環境保全面での対応が必要であるとともに、工学的には非常にルーズな堆積状態にあるため圧密沈下のほかに廃棄物自体の腐敗にともなう沈下と言った廃棄物埋立て地盤特有の諸問題を解決していく必要がある。筆者らは昨年度の同発表会で廃棄物埋立て地盤の地盤工学の面からの問題点を述べ、実際に網走市内の廃棄物による埋立て地盤の地盤特性について紹介した。今回は当該地区において道路建設にあたって検討された対策工である載荷重工法の結果を紹介しながら廃棄物埋立て地盤の特性について紹介するものである。

2. 廃棄物分布状況

調査地となったのは、網走市内の新興住宅地であり、廃棄物は沢地形を埋立てるように投棄された。投棄された時期は昭和 40 年代であり約 20 年が経過している。廃棄物の分布平面図、および土層断面図は図-1 に示した。図-1 に示されたコンターラインは廃棄物の等層厚線であり、最も厚い範囲は旧沢地形の中心部に一致する。図より廃棄物層の層厚は約 5 m であり、その上位は層厚 3~5 m の火山灰質土で覆土されている。地下水位は G.L.-1.0 m 付近にあることから廃棄物は飽和されている。

3. 廃棄物の物性

当該地に分布する廃棄物の組成、物理化学的性状および土質工学的特性を表-1 に示した。一般廃棄物による埋立て地盤では廃棄物の投棄と同時にバクテリア等の微生物により腐敗分解が進行する。一般に、投棄後 5~6 年の間は発熱と大量のガス発生を伴う好気性分解が主体であり、それを過ぎると分解が穏やかに進行する嫌気性分解へと移行する。当該地は前述したように約 20 年経過しており廃棄物は嫌気性分解が進行中である。なお表中のガスとは当該地か

表-1 廃棄物物性値 4)

組成分析 (%)	紙、布類	1.8	標準貫入試験 N 値	3~5 (4)	
	ゴム、皮革、ゴム	3.8			
	木、竹	8.6	変形係数 E_p (kg/cm^2)	9~32 (15)	
	屑芥類	0			
	不燃物、その他	85.6	圧密特性	間隙比 e	1.56
物理化学的性状	含水比 (%)	28			
	有機物含有量 (%)	19			
	C/N 比	37		体積圧縮係数 N_v (cm^3/kg)	0.04~0.3
ガス (%)	メタン	53			
	炭酸ガス	2.6			

Geotechnical Behaviour of Refuse Landfill; Nobuyuki Sato (Abashiri City Hall), Masayoshi Yamasita, Akira Konishi, Kazuo Saito, (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd.)

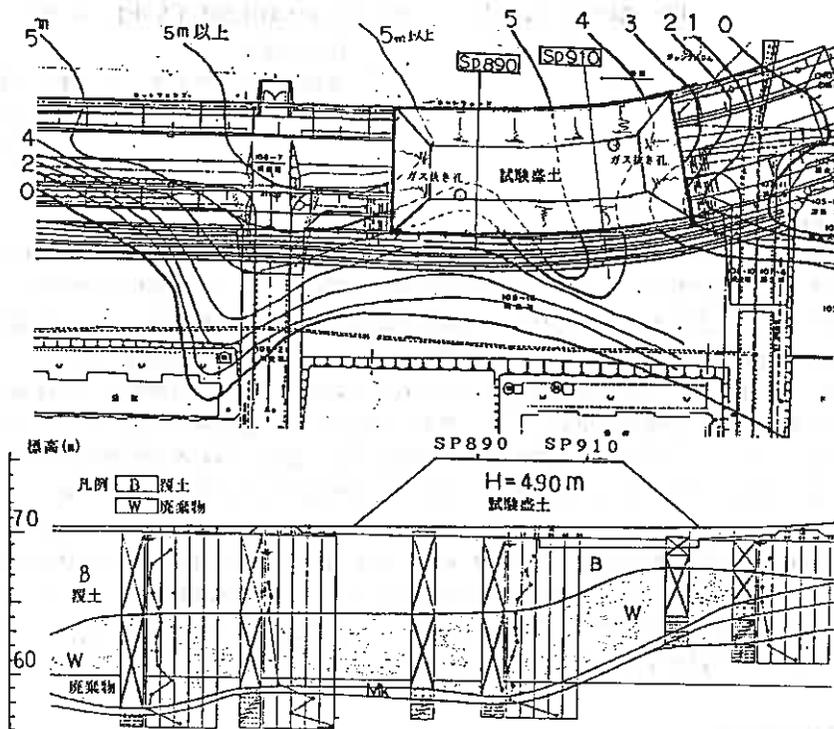


図-1 廃棄物分布図⁴⁾

ら採取されたものについての分析値である。また圧縮試験の供試体は実際に採取された廃棄物を当該値の組成分析結果に準じて室内で調整したものである。

4. 廃棄物地盤における地盤改良工法

廃棄物埋立て地盤の土地利用上の工学的問題点は前述したがこれらについては前回の報告によって詳細に説明してある。⁴⁾一般の地盤と比較した場合特異な点は沈下の性状にある。すなわち廃棄物埋立て地盤は弾性的沈下、圧密沈下、クリープ沈下と言った土質工学

表-2 廃棄物対策工概要(代表3工法)⁵⁾

工法の名目	改良原理・手法	適用性	廃棄物層の圧縮性	経年性	周辺構造物に対する影響(振動)	その他	総合評価
サーチャージ工法 (軟弱地工法)		盛土厚さにより沈下を起こさせるため廃棄物の組成には余り左右されない。	静的な締固めのためゴキなどによって圧縮率には差が生じる。	変 (土砂融入の場合)高	小	盛土材の投入・撤去が必要となる。材料が近くで入手出来る場合に限る。	一般的な工法であるが廃棄物層が厚いと盛土を高くする必要があり、また廃棄物の組成により沈下にバラツキが生じる。名古屋圏の実施例では改良層厚の2倍以上の盛土高で改良層厚の15%圧縮率確保が必要とするため工費が高くなる。
動圧密工法		地表面からの出力力によって締固めるので、廃棄物の組成、粗大物の有無に左右されない。	動的に締固めるため効果は深部までおよび、大きな圧縮率が期待できる。	中	震動落下時に発生する振動に対して検討を要す。	施工中の震動のため騒音が必要である。	廃棄物地盤に対する改良効果があり、圧縮率は大きい(改良層厚の20~25%程度)。また、動的に締固めるため同時に沈下が得られ、均一な地盤が出来上がる。
サンドコンパクションパイル工法		地盤内に#70cmの砂杭を形成し締固める粗大物があるとケーシングの打設が困難になる。	動的に締固めるため、ケーシング打設位置までは効果が期待出来る。	高	上に同じ	上に同じ	廃棄物地盤内の粗大物の混入割合によって、ケーシングの打設が困難になったり、施工効率が大幅に低下する。砂杭が確実に打設出来れば効果大。

の分野で評価できるものの他に廃棄物の腐敗による沈下を考慮する必要がある。なお、この腐敗沈下にはガスの発生を伴うことが大きな特徴である。このような地盤に対する地盤対策工として一般に採用される工法は載荷重工法、動圧密工法、サンドコンパクション工法、アスファルト注入工法、噴射攪混工法等がある。これらは、対策の対象物、目的、経済性、周辺に与える影響等を考慮して採用されるが、表-2には代表的な3工法について示した。²⁾

5. 載荷重工法の概要

当該地においては周辺の状況を考慮して計画される道路の廃棄物地盤対策として載荷重工法が採用された。以下には廃棄物埋立て地盤の問題点の中で特に沈下に対する挙動解明を目的として当工法の試験施工が実施された。以下にはその結果を述べ、廃棄物地盤の地盤特性について紹介する。

5.1 試験位置と観測項目

試験位置は図-1に示した。また観測地点はSP890、およびSP910の2測線を設定した。観測項目は地盤沈下の測定を中心にし、地表面変位計、地表面沈下板、層別沈下計を配置した。また廃棄物から発生するガスに対してガス抜き孔を設けて排気されるガスを測定した。図-2には、2測線の横断方向の土層断面図および計器配置図の概要を示した。これらの図から両地点では廃棄物層の上に、層厚がそれぞれ約5m、3mの覆土が被っていることが特徴である。なお試験盛土の高さは4.9mであり、載荷重は約 8.0 t/m^2 でありこれは計画載荷重の約2.0倍の荷重に相当する。盛土載荷期間は盛土立上げ、放置期間を含めて181日でその後撤去した。観測は盛土載荷中181日と撤去後約90日にわたって行った。

5.2 盛土施工中の地盤挙動

盛土施工は盛土施工速度が 82 cm/day と極めて急速な盛土を行った。盛土施工中は地盤が軟弱である場合、すべり破壊を起こす危険性がある。この時点での地盤挙動を示したものが図-3であり、これは松尾らによって提案された盛土の施工管理図である。図-3の縦軸Sは盛土中央の沈下量、縦軸の δ/S は盛土法尻の水平変位 δ をSで除したものである。ここで図中の p_j/p_f は荷重比と呼ばれ p_f は破壊荷重、 p_j は任意の盛土荷重である。したがって $p_j/p_f = 1.0$ は破壊規準線になる。今回の測定結果は最も不安定となる盛土立上がり時点での値は δ が2~3cm前後、Sは30cm前後であり、これは $p_j/p_f = 0.6$ 以下にあたる。したがって安定上何ら問題のなかったことになる。ただし当該値は前述したように廃棄物層には3~5mの覆土が施されており、これらの覆土に水平変位等は強く依存するため直接的に廃棄物の地盤挙動とは結び付かない問題点はあるが、一般廃棄物の堆積環境から想像されるイメージより以上に強度はあるもの考えられる。

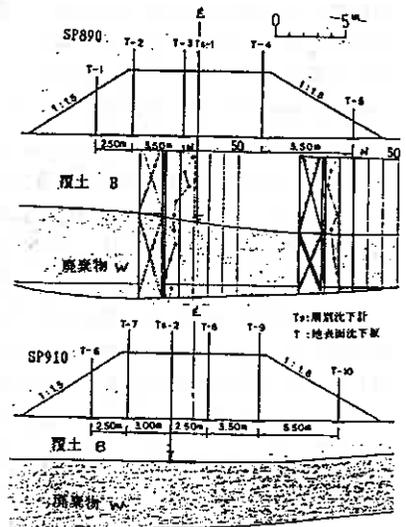


図-2 観測点の地質断面
計器配置の概要図

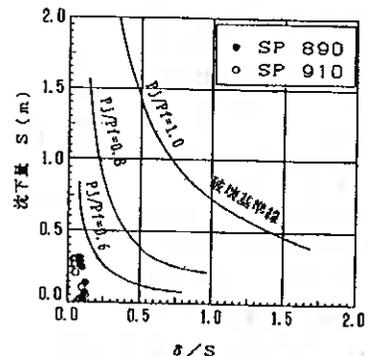


図-3 盛土施工管理図³⁾

5. 2 沈下特性

(1) 全沈下量

図-4には実測沈下量をもとに双曲線近似で求めた最終沈下量を実測値として示した。なお観測は地表面沈下盤によるもので覆土の沈下も含まれている。したがって、図の値は盛土中央部で層別沈下計によって測定された廃棄物の圧縮量をもとに補正したものである。これによると廃棄物の沈下量は30~40cm前後であり、盛土荷重、廃棄物の層厚に比例した沈下量が測定されていることから、一般的な土の場合と近似した傾向がみられる。それらの傾向を踏まえて、図には事前調査から計算で求めた結果を計算値として示した。これは孔内水平載荷試験結果から求められる変形係数による弾性沈下量と、圧縮試験から求めた $e \sim 1 \log p$ 曲線による圧密沈下量の和で表したものである。なお図には弾性沈下量の計算値を独立して示しておいた。実測値と計算値の両者を比較すると今回の場合に限ってSP890地点が比較的良好な相関がみられる。廃棄物埋立て地盤は堆積環境、廃棄物の種類、投棄時期、等によって大きく変化するもの考えられるが、載荷重に対する廃棄物の沈下量予測の一手法として考えられよう。

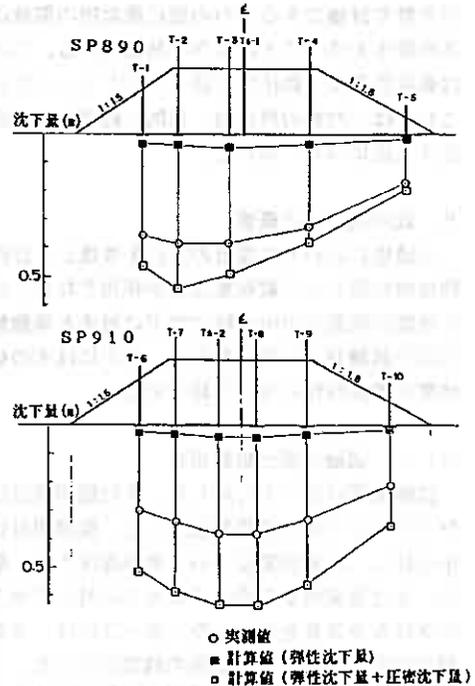


図-4 沈下断面図

(2) 時間沈下特性

図-5には時間沈下曲線を示した。これらは層別沈下量によって求めた廃棄物層のみの圧縮量を示している。図-5より盛土開始から100日までの載荷前半部における挙動は載荷と共に急激に沈下量が発生し、粘性土にみられるような沈下量の時間的な遅れは見られない。

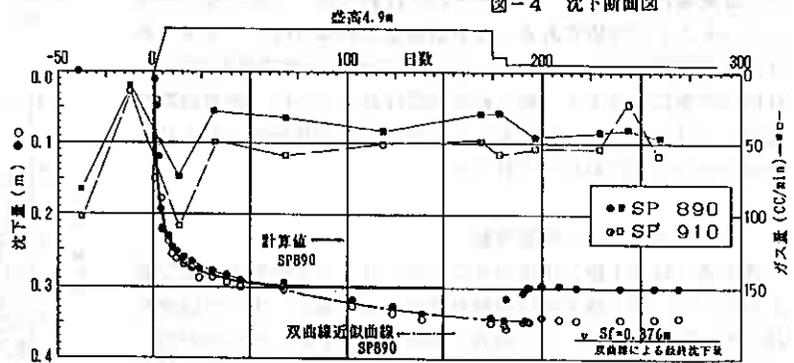


図-5 時間沈下量曲線

図には今回の時間沈下曲線から廃棄物の圧密係数を逆算して、一般的に適用されるTerzaghiの一次元圧密理論によって計算から求めたものを計算値として実線で示した。逆算された圧密係数は $C_v = 1.5 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{day}$ といった大きな値となり、これは一般的な砂質土に対応する。

また載過後100~175日における沈下はまだ継続が確認される。図には一点鎖線でSP890地点における双曲線近似曲線を示した。175日時点での圧密度は、双曲線近似により求められる最終沈下量 S_f から定義される圧密度($U = S_t / S_f$)によれば $U = 90\%$ 程度であり、約4cm前後の残留沈下量が今後継続するものと考えられる。この種の沈下量は一般に2次圧密に相当しクリープ沈下の一つとして土質力学の分野では分類されるが、廃棄物地盤ではこれらの中に腐敗分解による沈下も含まれているものと考えられる。これらの特性は載荷初期の砂質土に相当する特性とは異なり、載荷後半はむしろ泥炭性軟弱地盤の

特性に近似すると言える。

(3) 荷重除去時のリバウンド量

載過後175日において盛土荷重を除荷しこれにともなうリバウンド量の測定を行った。測定結果はSP890、SP910地点でそれぞれ4.2cm、0.9cmである。これは廃棄物全体の圧縮量対して、それぞれ5～10%に相当する。

これは5.2(1)で示した弾性沈下量に近似する値である。なお荷重除去後、約90日間の測定結果では、除去時における弾性的なりバウンドのほかほとんど変位は確認されていない。

(4) 腐敗分解による沈下量と継続時間について

SP890、910地点で載荷後100日以降については沈下が継続する結果が得られている。これらの継続する沈下は発生するガスによって腐敗分解による沈下であることが確認されよう。今回はガス抜き孔から発生したガスの量を測定したが、その結果を図-5に併記した。図-5によるとガス抜き孔設置直後は100cc/minの放出がみられ、設置一ヶ月後に一時的な減少が確認されたが盛土載過後は、ほぼ両地点から約50cc/minの量が一定して放出されている。これらの状況から今後も腐敗分解による沈下は継続するものと考えられる。発生するガス量から腐敗分解にともなう沈下量とその継続時間を推定することは現時点できわめて困難であると考えられる。ここで他の廃棄物埋立て地盤における結果を参考に検討した結果が図-6である。これは廃棄物の経過日数と層厚10mあたりの年間沈下速度を示したものである。今回の試験施工前に当該地においては約460日にわたる地盤沈下量が測定されており、結果は前回の当発表回で報告してある。⁴⁾この結果を層厚10mに補正し、同図に併記した。これをみると当該地の測定結果は他地点の結果はほぼ近似するものと言える。これらを参考にすると当該地の腐敗沈下は最終段階に入っているものと判断され、層厚5mの当該地は年間1cm前後の沈下量が今後5～6年程度にわたって継続するものと予想される。なおこの種の沈下は廃棄物の種類、有機物混入量、経過年数、等の複雑な要因によって支配されるものと考えられる。したがって今後は実測データの蓄積が必要になると共に、長期的な観測が必要であろう。

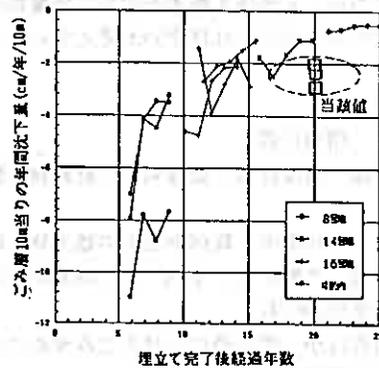


図-6 ごみ層10m当りのごみ層自身の年間沈下量⁵⁾

6. まとめ

今回報告した内容は昨年度の発表に引きつづき網走市内における廃棄物埋立て地盤の地盤特性について示したものである。今回は道路建設に先立ち廃棄物に対する対策工として実施された荷重重工法の結果を示しながら地盤特性について紹介した。それらの結果をまとめると以下ようになる。

(1) 廃棄物はその堆積環境や、ごみとしてのイメージから想像される以上にせん断強度を有している。

(2) 載荷された盛土荷重による廃棄物の沈下量を見ると一般的な土の場合と近似したものとなる。したがって事前に実施された通常の調査試験法によってある程度の精度で予測ができる。一方、載荷初期の沈下速度は極めて急速に進行し砂質土に近似すれ傾向を示すが、載荷後半は沈下が継続し泥炭性軟弱地盤に近似する傾向がみられる。

- (3) 盛土荷重除荷によるリバウンド量は絶対値が1～4 cmでありこれは全圧縮量の5～10%にあたる。なお、これは載荷重による弾性変形量に近似する。
- (4) 廃棄物埋立て地盤の沈下特性として特徴的な点は廃棄物がガスの放出をともなって腐敗分解による沈下が発生することである。約20年経過した当該地においても僅かな量であるがガスの放出をともなって腐敗分解による沈下が継続中である。当該地の腐敗による沈下量は他の廃棄物埋立て地盤の沈下結果等を参考にすると、年間約1 cmの量が今後5～6年程度継続するものと予想される。なおこれらについては長期観測が必要である。

以上廃棄物埋立て地盤についての地盤特性について報告したが廃棄物問題は今後現在の社会生活において避けて通ることのできない問題であり最近の高度な情報化や生活水準の向上に伴い一層深刻化しつつある。北海道においても今後大都市を中心に廃棄物処理問題が増加するものと考えられる。廃棄物埋立て地盤について当報告が参考になれば幸いと考えている。

参考文献

- 1) 環境庁；環境白書
- 2) 池田通陽、鳴海直信、斎藤和夫；廃棄物地盤の調査と地盤改良工法の選定、全地連「技術フォーラム'90、1990
- 3) 松尾稔、川村国夫；軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図；土と基礎、Vol 26, No 7, Ser. No. 245, 1978
- 4) 伊東雅美、斎藤和夫、小西 彰；廃棄物埋立て地盤の地盤特性；土質工学会 北海道支部技術報告集第30号；平成2年2月
- 5) 水越和弥ほか；東京港におけるごみ埋め立て地盤の土質工学的研究（その10） 第24回土質工学研究発表回講演集、PP149, 1989

土木工事と周辺住宅基礎の沈下に関する 諸問題について

北海道開発コンサルタント㈱

渡辺 幸雄

市街化された地域での各種の土木工事は、行政需要が無くならない限り今後も続くと考えられる。一方で市民の権利意識の高まりと共に物的又は精神的な損害に対する補償要求も強くなってきていることはいろいろな事例についてマスコミ等で報道されているところである。このような社会的状況から、軟弱地盤地域に於ける土木工事によって生じた地下水の低下や振動等により周辺住宅の基礎や壁にひび割れが生じ、紛争する例が多くなってきた。これらの紛争に対処するため、周辺住宅に対する工事前の現況調査と工事後の確認調査が実施される機会も多くなってきたので、これらの経験を通して、いくつかの問題点を考えてみたい。

紛争の原因と内容

紛争が生ずる原因の主なものとして、地下水の低下や振動に起因する不同沈下とこれによる

- ① 基礎や壁のひび割れ
- ② 建具の狂い
- ③ 壁の隅角部や天井との取合部のクロス切れや“しわ”
- ④ 忍耐を超えた振動と騒音

が挙げられよう。

この結果

- ① 家屋の建替え
- ② 工事前の状態への原状回復
- ③ 資産価値の低下に対する補填
- ④ 苦痛に対する慰謝

等の補償要求となってくる。

以上に対する対策として無振動・無騒音工法が採用されるようになってきたが、重機の移動やダンプトラックの走行による振動は避け難く、紛争の主原因となることも珍しくない。

又、地下水の低下により、或る河川改修の例では、水位が泥炭層内で変動したため、泥炭層の厚さや水位の低下量にもよるが、影響が数百メートルから一キロメートルに及んだ例もあり、影響範囲は極めて大きなものとなる。

地下水位の低下は工事によるものばかりではなく、社会的な要因として舗装面積の拡大による地下浸透水の減少や下水管の布設によるものなど、又季節的要因としては渇水期があり、いずれも家屋の沈下に影響を及ぼしている。これらは補償要求の対象になり得ないものであり、交渉を難しくしている要因でもあるようである。

地盤の沈下対象層が一様であれば、建物の傾斜沈下は水位の低下量と建物の重量分布の関数として表現される筈である。しかし、家屋の比較的集中した地域での測定結果は、以上の予測と合致することは極めて少い。即ち沈下に関与する地層が各家屋の直下で必ずしも一様ではなく、予想と全く逆の沈下を生ずる程度にばらついていると考えられる。更に事前調査時に生じていた傾斜が、工事後においてそれを修正するように傾斜していることも珍しくない。

以上から工事による周辺家屋の沈下を予測するには、各戸周辺に関する地質データと各戸の重量特性を考慮した上で、集団的に検討する必要がある。従って家屋の集中している地域での現実的な対応としては、

地質特性と水位の変動量との関係から、どのような地域でどのような問題がどのような確率で生ずるかというデータの蓄積が求められよう。

紛争への対処

工事前と工事後に行う家屋調査の目的は、工事による影響の程度や内容を把握することであり、これは又補償する場合の補償率の計算根拠となるものである。

公共事業における補償の原則は「公共事業に係る工事の施行に起因する地盤変動により生じた建物等の損害等に係る事務処理要領の制定について」（昭和61年4月1日 建設事務次官通知）によれば概ね次のようになっている。

- ① 建物の所有者や使用者の申出による
- ② 工事との因果関係が認められるもの
- ③ 社会通念上受忍の限度を越えるもの
- ④ 補償費用は損害を補償するための最小限度のもの
- ⑤ 補償の内容は現状回復で、使用状況、損害の発生場所や経過年数を考慮すること
- ⑥ 請求期限は工事完了の日から1年以内であること

となっている。工事によって生じた部分だけを修復することが困難な場合が多いことから、修復内容は全体を含んだものとなり、従って補償額は修復に要する費用から、工事着手前までに生じていた傾斜やひび割れの程度等老朽化分を差引くことになるので、事前調査や確認調査の必要性は、紛争処理の上から不可欠のものである。特に事前調査を行っていない場合は、事業者は極めて不利な立場に立たされることが多いようである。

紛争の原因となるものが、工事期間中に生じた場合は、一般論として工事に起因したものと認めざるを得ないが、経年的に変化している一現象である場合や季節的変動、更に被害申し出者の思い違いなど、工事と無関係な要因も多く、このような場合は補償の原則に則り、粘り強い話し合いが必要となる。

又同時に進捗する他工事による影響が無視できない場合もあるので、事前の調整や工事中の連絡も重要である。

宇都宮大学 工学部(正) 日下部 治

1. はじめに

近年、大型建設プロジェクトにおいて大口径の杭が採用されるケースが増えているようである。例えば海洋開発プロジェクトに関しては、関西国際空港のアクセス道路では口径 1,500 mm の鋼管杭が約 1250 本施工されるといわれ、また東京湾横断道路では橋梁基礎杭に約 20 万 t on に及ぶ 1,600 mm 径の鋼管杭、換気立坑部基礎に 2,000 mm 径の鋼管杭が採用されると言われている。これらの大口径鋼管杭の採用は大きな水平抵抗力を期待してのことと思われる。また山岳道路建設においては 10 メーターを超える大口径の深礎が採用され、鉄塔基礎などにも多く用いられる。こうした大口径の杭に関する最近の話題を、筆者の見聞した範囲で取りまとめて見ようとしたのがこの小文である。ただしここでは、深礎基礎は除外し、大口径の鋼管杭に関する話題を中心とすることとしたい。

筆者ら(1)は1985年、杭の貫入性と打ち込み性に関するシンポジウムで、わが国の杭打ちの現状報告をしたことがあるが、その際に用いた大口径杭(杭径 1,200 mm 以上)に関する資料が表-1 である。これによれば大口径杭の利用は決して新しいことではなく、約 25 年ほど前からいわゆる大口径鋼管杭の利用が始まり、その多くは海洋、港湾構造物での工事に用いられていることが知られる。図-1 は杭径 800 mm 以上の鋼管杭の杭径と根入れ長との関係であるが、杭長/杭直径比は 100 を超えるものではない。同じシンポジウムで赤木ら(2)は当時 700 mm 以上の杭の載荷試験は 42 本あると報告しているが、1,500 mm 以上の杭の載荷試験は 8 本に過ぎない。現行の杭の支持力設計体系は暗に杭径 600 mm 程度以下の杭を頭に描いているといわれ、その 2~3 倍の杭径をもつ杭に対して現行の設計法が直接外挿できるか、との検討が原位置での載荷試験を通じて現在各方面で精力的に行われている。杭径の増大によって何が変わるのか、施工上の問題と支持力設計上の問題とに分けて本文では考えてみたい。

本文では特に触れないが、海洋開発に関する杭基礎設計では、大口径の杭の問題に加えて海底軟弱地盤での杭設計、改良地盤での杭設計という問題も生みだしている。関西国際空港は、人工地盤であるため多くの基礎は、各種の改良地盤上に設置される。そのためいまままで経験されていなかった改良地盤での杭の設計の検討が必要とされている(3)。軟弱地盤の改良と杭基礎設計の組合せで、目的とする構造物を構築する技術の開発も大口径基礎に関する最近の話題の一つに含められるであろう。

2. 基礎の大型化に伴う問題点

基礎の大型化に伴う地盤工学上の問題は浅い基礎についても同様であるが、

- (a) 設計上考慮すべき地盤の空間的範囲が拡大すること、
- (b) 基礎幅増大に伴う支持メカニズムの変化が予想されること

の 2 つ視点が必要であろう。

地盤については広・深範囲の地盤特性の把握、特に層構成の情報が重要となってくる。応力伝播の範

A few recent topics on piles with large diameter
Osamu Kusakabe (University of Utsunomiya)

固、杭先端部での弾性沈下の量ともに載荷幅に比例すると考えられるからである。また先端支持力を考える時、杭径と支持層との相対的な長さの比がクリティカルな破壊メカニズムに関係してくる。パンチング破壊の可能性、すなわち薄層支持力の問題である。開端杭では、杭の先端部が閉塞するかどうかで支持メカニズムが大きく変わる。杭径が大きくなると閉塞効果が減少すると考えられ、閉塞効果の杭径依存性とその支持メカニズムの解明が必要である。その際、打ち込み時の杭先端の部材を補強する補強バンドの影響も考慮されねばならない。また水平掌動の予測に用いられる横方向地盤反力係数の杭径依存性も再検討される必要がある。

基礎の大型化に伴う問題として、設計図面上の基礎をどの様にして造るか、という施工上の問題があるが、これは浅い基礎と較べ深い基礎の方が問題が深刻である。ここには、地盤工学上の問題とともに機械施工上の難易度が絡んでくるからである。すなわち大口径化に伴い大型のハンマーが必要であるがその選択、打ち止め管理等の問題は、経験が少ないだけに合理的な指針あるいは技術が必要とされる。

3. 施工上の問題

都市部では、騒音・振動の制約のため打ち込み杭の施工は事実上不可能に近く大口径杭の多くは場所打ち杭である。ここでの施工上の問題は、先行して行われる掘削坑のverticalityや先端部のスライム処理であるが、現在までの努力によって適切な現場管理が行われているといえよう。ただし、場所打ち杭工法では掘削や地下水の移動による先端地盤の応力の解放は不可避で、それを解決すべく各種の工法の開発が続けられている（例えば 文献4）。

一方海洋工事・港湾工事では、騒音・振動などの環境条件の制約が少ないので打ち込み杭が多用される。そこでの施工管理上の問題としては、ハンマーの選定と打ち止め管理である。大口径杭では動的支持力が大きいと考えられるので、大きなハンマーが用いられる。赤木ら（2）は、大口径杭に用いられたハンマーを調べ、ラム重が7 t o nのディーゼルハンマー、ラム重が10 t o nから25 t o nのスチームハンマーが多用されていることを報告している。最近の事例では、関西国際空港で行われた杭径1、500 mmの鋼管杭（長さ64.8 m）の打ち込み性の試験計測事例（5）では、KB80のラム重8 t o nのハンマーが、東京湾横断道路での事例では、ラム重8 t o nのディーゼルハンマー、12 t o nの油圧ハンマーが（6）、杭径1、600 mmの杭に、ラム重50 t o nのオフショアハンマーが杭径2、000 mmの杭の打ち込みに用いられた（7）。その際、杭体内に発生する打撃応力は、降伏応力以内でなければならないが、今までの報告では、いずれもこの条件を満足しているようである。赤木ら（2）が報告している2つのケースでは、2、300 mm直径の杭（杭長66 m）をスチームハンマー（MRB-2000）で打設した際に計測された最大打撃応力は2、400 kg/cm²であり、914.4 mm直径の杭をディーゼルハンマー（MB-70）で打設した事例では打撃応力1、930 kg/cm²となっている。さらに後者の値は、道路橋下部構造設計指針の式で良く推定出来たと報告されている。関西国際空港での事例では、打撃応力はむしろ建築基礎構造設計基準の式があり、道路橋下部構造設計指針の式は大きめの値を予測し、施工管理上安全側の値となるとの報告がなされている（5）。東京湾横断道路での打撃応力測定事例では、杭体応力は1、000 kg/cm²程度とのことであり、これは波動方程式を用いた事前予測の約半分とも言われている（7）。

打ち込み時の偏打について、東京湾横断道路での事例では打撃応力1、000 kg/cm²であり、偏打は杭周方向の最大打撃応力と最小打撃応力との比で1.2~1.6程度の値が測定されたといわれている。関西国際空港の打ち込みデータの解析から、松本ら（8）は偏打によって杭頭で1.6~3.7 cmの水平変位が生じているものの、曲げびずみエネルギーの全打撃エネルギーに対する割合は1%未満と計算している。

打ち止め管理については、東京湾横断道路での事例で詳細な検討が行われ、貫入量とリバウンド量を

用いた道路橋示方書に示されている杭の打ち止め管理式で良い推定が出来ると報告されている(6)。

この様な結果を見ると、ハンマーの選定、打撃応力の推定、打ち止め管理についてはほぼ現行の設計体系の外挿により2、000mm程度の口径の杭までの施工が可能であることがいえそうである。

4. 設計上の問題

杭基礎設計上の第一の検討項目は鉛直支持力である。そして大口径開端杭の鉛直支持力については閉塞効果、および薄層支持力の2つの問題が現在のところ検討されている大きな問題であろう。

現行の杭基礎設計では、杭先端部が杭径の5倍の支持層への根入れされていれば先端部は完全閉塞するとし、閉端杭と見なして設計されている。これは杭径が600mm以下の杭から導かれた設計上の判断である。高橋の報告(9)でも600mm径の杭ではほぼ完全閉塞状態となり、1、100mm径では閉塞していないとされている。東京湾横断道路での事例では1、600mm、2、000mm径ともに先端閉塞効果は発現されなかったとされている(7)。

いままでも多くの閉塞効果を考慮した研究がなされているが、必ずしも大口径杭の載荷試験結果とは一致していないようである(10)。筆者は今までの研究とデータの解析から次に示す様な概念図を描いている。まずプラグが形成されている場合の先端破壊とプラグが形成されず、杭内土が破壊するプラグ破壊の2つのメカニズムにおけるそれぞれ支持力成分は図-2の様に図示される。ここまでは余り議論の余地はなさそうであるが、それが杭の直径との関係となるとよくはわかってはいないのが現状であろう。筆者が考える開端杭の支持力の概念図は図-3に示す様なものである。まず支持力係数 Nq の寸法効果によって閉塞杭の支持力度は杭の口径が増加するにしたがって減少すると考えられる。 Nr の寸法効果はよく知られているところであるが支持力係数 Nq についても、寸法効果は当然予想され、事実白石は多くの載荷試験から Nq が杭径の 0.25 乗に比例する実験式を導いている(11)。閉塞杭の支持力度は支持力公式から明かなように、杭の根入れ深さによって変化するので、根入れ長にしたがっていくつかの線が描ける。当然深い根入れ長を持つ杭は大きい支持力を発現する。

プラグ破壊は杭径の 2 乗に比例して減少すると考えられる。なぜなら、プラグ破壊を決めるのは、杭内周面での摩擦抵抗であるので、直接内面に作用する直応力状態にかかわることになる。空洞拡大理論によればある与えられた体積変化にたいしての半径方向の応力増分は、半径に反比例することが知られている。これをプラグ面積あたりの換算するとプラグ支持力は杭径の 2 乗に比例することが推測されるのである。

杭の全体破壊は、最小の支持力を与えるメカニズムで決定されると考えられるので、杭径が小さい内は閉塞杭の先端破壊で決まり、ある限界直径に達するとプラグ破壊となって開端杭としての支持特性となる。この限界径は根入れ長が増大すれば減少し、大口径長尺杭ではますます開端杭としての挙動を示すことが想像される。

さらに杭の支持力・沈下特性としてはどの様に予想されるであろうか。プラグが形成されているときの閉塞杭の支持力・変形特性は、周知の様に杭外周面の抵抗は10~20mm程度でピークに達し、その後先端支持力のピークを迎える。その結果、荷重・沈下特性はバイリニヤ型となる(図-4a)。プラグが形成されない場合、支持力に寄与する成分は、杭先端部と補強バンドも含めての底面面積での先端支持力と杭外周面と内周面での摩擦抵抗力である。まず先端部での支持力は、きわめて小さな基礎幅(厚さ)であるのできわめて小さな変位量でピークに達すると考えられる。その後外周面での抵抗がピークとなり最後にプラグ破壊に達する。そのため荷重・沈下特性はトリリニヤ型の挙動となることが想像される(図-4b)。これらの概念の正誤は、今後のデータの蓄積によって評価されよう。

次に薄層支持力について少し触れよう。浅い基礎の支持力に関しての薄層支持力の問題の研究は古く、現在のところ多くの設計基準では山口の簡便式が用いられている。杭の鉛直支持力に関しては杭径の大型化

とともに、薄層支持力が話題になりつつある。阪神高速道路公団が実施した直径1、200mmの場所打ち杭を杭底面下1、170mm厚の砂層に設置した載荷試験の詳細な現場データが報告されている(12)。その結果薄層が分担する支持力は道示の60%程度と報告された。それと共に粘弾性モデルと用いたFEM解析からもパンチング破壊の状態が再現されている(13、14)。今後さらに研究されるべきテーマであろう。

水平抵抗力についての設計上の問題点は、横方向地盤反力係数(Kh)の杭径依存性であろう。現行設計では杭径の $-3/4$ 乗でKhが減少するとしているが、この傾向が2、000mm径の杭でも成立するのであるかとの疑問がある。図-5は一般的な地盤に杭径/厚さ比=100の場合について、杭頭自由は鋼管杭の横抵抗値(水平変位cm/水平力tf)の杭径依存性を示したものである。いくつかの実験では杭径の $-1/4$ 乗に近いとされるデータが得られているといわれるが、まだ設計体系の見直しに至るデータの蓄積は少ないのが現状であり、経済設計に向けての研究が望まれるところである。

このように設計上の問題を概観してみると、大口径杭の設計についてはまだまだ多くの問題の解決が望まれているようである。

5. おわりにかえて

基礎が大型化し、用いる杭も大口径、長尺となると載荷試験をおこなうにも、多額の費用と長期間の時間を要する。そのため多くの原位置実験を実施し、そのデータの蓄積から設計法を確立することは容易ではない。同一条件下での実験を繰り返して出来ない、パラメトリクスタディーが出来ないなどの研究上の制約がでてくる。新しい問題の解決には、数値解析とともにメカニズムの観察が大切であると筆者は常に考えている。そこで遠心模型実験の利用が、こうした大型基礎の変形・破壊の研究に適していると思っている。ただし、遠心実験の結果のみを持って、直接設計に適用するとの認識は毛頭ない。やはり原位置でのきめ細かな実験が必要であると思う。遠心実験の本筋は、メカニズムの理解である。

遠心模型実験では、例えば2メートル直径、60メートル長の実験を縮尺模型で行うとすれば、遠心場150gで、杭長40cm、杭径1.33cmの模型杭で実験を行えば良いことになる。筆者の研究室では、このような視点から杭の実験を予備的に始めている。特に意識しているのは横方向バネ係数の杭径依存性および閉塞効果についてである。ただし閉塞効果については、模型地盤の土の粒径の選択も大切で、粒径で決まるとされるせん断層の厚さは縮小出来ないのが粒径の影響も十分考慮すべき問題との認識を持っている。実験は現在進行中であり、講演時には興味あるデータの一部を示せるものと期待している。

この小文をまとめるのに、以下の方々からご意見と情報をいただいた。記して謝意に代えたい。日本道路公団 もみ山 好幸氏、関西国際空港株式会社 大川 征治氏、鋼管杭協会 片山 猛氏。

参考文献

- (1) Yokoyama, Y. and Kusakabe, O (1985) : General Report on Pile Driving in Japan, Proceedings of Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, pp.41-46.
- (2) Akagi, T. et al. (1985) : On the Embedded Length of Long Steel Pipe piles with Large Diameter, Proceedings of Int. Symp. on Penetrability and Drivability of Piles, pp.69-72.
- (3) 大川 征治 (1990) : Private Communication
- (4) 坂 英晶 他(1989) : 杭先端に履歴荷重を与えた場所打ち杭の支持力実験、第24回土質工学研究発表会、pp. 1271-1272.
- (5) 山口 靖紀 他(1989) : 大径長尺鋼管杭の打ち込み性と打撃応力波形測定例、杭の打ち込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集、pp. 127-130.

- (6) 安達 靖夫 他 (1990) : 海洋における大径鋼管杭の施工性と動的支持力、第24回土質工学研究発表会、pp. 1405-1408.
- (7) もみ山 好幸 (1990) : Private Communication
- (8) 松本 樹典 他 (1989) : 長尺鋼管杭の打撃ひずみ波形解析による杭の動的貫入性状の評価、杭の打ち込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集、pp. 131-134
- (9) 高橋 邦夫 (1989) : 現地測定による鋼管杭の打ち込み性と支持力の検討、杭の打ち込み性および波動理論の杭への応用に関するシンポジウム発表論文集、pp. 123-126.
- (10) もみ山 好幸 他 (1990) : 東京湾横断道路 載荷試験に基づく大径鋼管杭の支持力機構、土木学会第45回年次学術講演会、第3部、pp. 1026-1027.
- (11) Shiraishi, S. (1990): Variation in Bearing Capacity Factors of Dense Sand Assessed by Model Loading Tests, Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp.17-26.
- (12) 広瀬 鉄夫 他 (1989) : 薄層支持杭鉛直載荷試験報告、土木学会第44回年次学術講演会、第3部、pp. 830-831.
- (13) 松井 保 他 (1989) : 杭基礎の薄層支持に関する解析的研究、土木学会第44回年次学術講演会、第3部、pp. 828-829.
- (14) 松井 保 他 (1990) : シミュレーション解析による杭基礎の薄層支持機構に関する研究、土木学会第45回年次学術講演会、第3部、pp. 1024-1025.
- その他関連文献
- (15) 本山 しげる 他 (1988) : 大口径鋼管杭の載荷試験 (実杭における支持力の確認、第23回土質工学研究発表会、pp. 1325-1326.
- (16) 宮林 秀次 他 (1987) : 海上における大口径鋼管杭の載荷試験について、土木学会第42回年次学術講演会、第3部、pp. 52-53.
- (17) もみ山 好幸 他 (1990) : 東京湾横断道路 大口径鋼管杭鉛直載荷試験、第24回土質工学研究発表会、pp. 1289-1290.

表-1 大口径杭施工例 (文献1より)

	Structure	Year	Pile Dimension			Pile Driver
			O.D. (mm)	t (mm)	L (m)	
Nippon Sekiyu Co.Ltd. Kiire Oil Terminal	sea berth	1967	1,500	18-20	40-43	MB-70 MRB-1000
Tokyo Bay Light Signal	platform	1968	2,000	16	60	MB-70
Ogishima Oil Sea-berth	sea berth	1970	1,500	15-21	72	MB-70
Nippon Steel Co.Ltd. Oita Raw Material Berth	sea berth	1970	1,500	15	80-82	MRB-1500 MB-70
I.H.I. Chita Mooring Facility	dolphin	1972	2,500	30-40	45	MRB-2000
Nippon Sekiyu Co.Ltd. Kiire Oil Terminal	sea berth	1973	2,300	25-34	64-66	MRB-2000
Arakawa Bay Bridge (Tokyo Bay)	bridge	1973	1,500	16-22	53	MB-70
Aga-oki Offshore Platform	platform	1974	1,219.2	28.4	152-172	MRBS-2500SL
ESSO Malaysia Offshore Jacket	jacket	1977	1,219.2	32-38	180-192	MRBS-2500SL

(MB---Diesel ; MRB---steam)

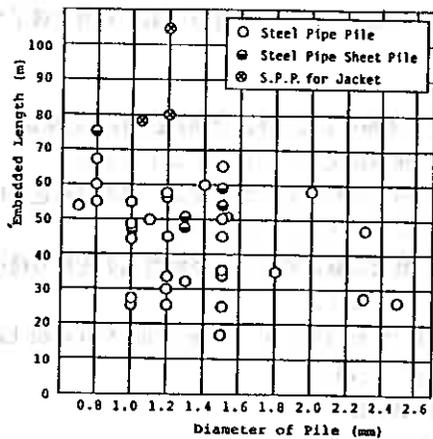


図-1 大口径杭の杭径と根入れ長の関係 (文献1より)

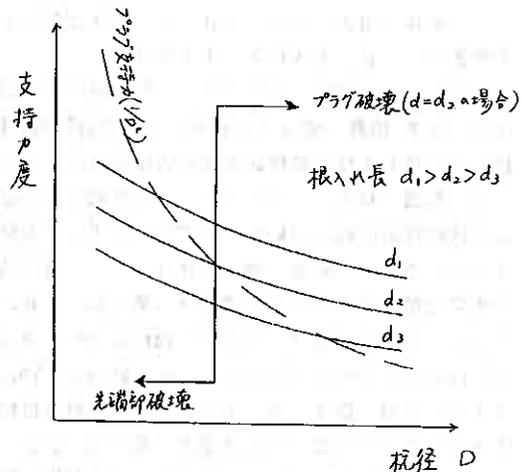
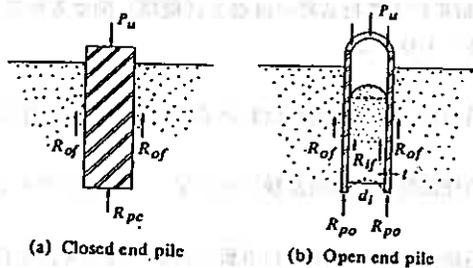


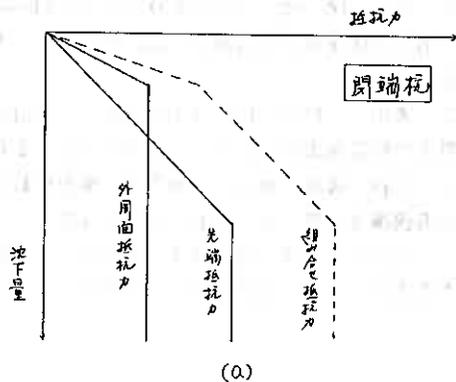
図-3 開端杭の支持力特性変化の概念図



(a) Closed end pile

(b) Open end pile

図-2 閉端杭と開端杭の支持力成分



(a)

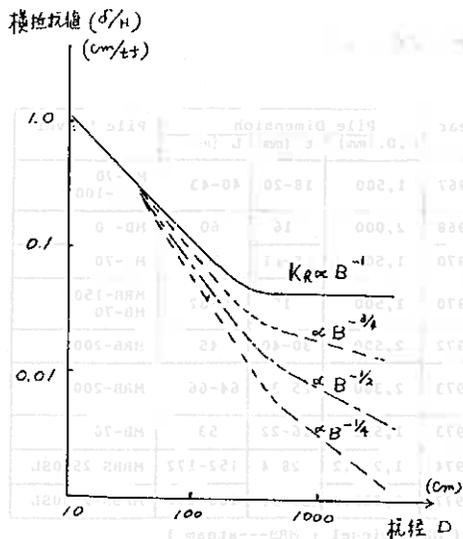
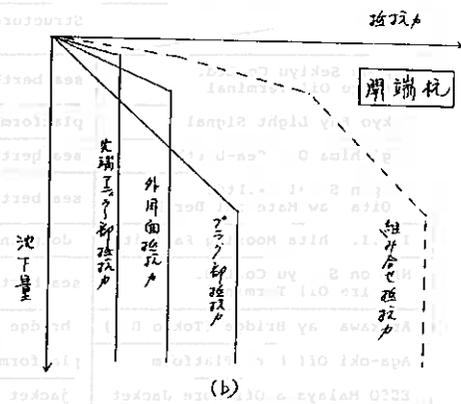


図-5 横方向地盤反力係数の杭径依存性



(b)

図-4 閉端杭・開端杭の荷重・沈下特性の概念図

北海道大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
同 上 正会員 土岐 祥介

1. まえがき

室内試験から地盤の液状化強度を推定する場合、現在繰返し非排水三軸試験装置が広く用いられている。しかし、この試験は試験時の応力状態が、実際の地盤内における地震時のそれと異なっているため、試験結果に種々の補正を行って液状化の判定を行っている。一方、繰返し中空ねじりせん断試験は、繰返し三軸試験に比べ、実際の地盤内の応力状態に近い条件で試験を行うことができる。したがって、両試験による液状化強度の関係を明らかにすることによって、より定量的に繰返し三軸試験から地盤の液状化強度の推定も可能となる。

これまで、両試験による液状化強度の関係は、等方圧密した供試体においては同じ液状化強度を示すものとされていたが、供試体の作製方法すなわち供試体の構造特性の相違によって、両試験による液状化強度の関係は異なることが最近指摘されている¹⁾。しかし、供試体の構造特性の相違が両試験結果の関係にどの程度影響を及ぼすかについての定量的な比較は、現在のところあまり行われていない。したがって、実際の地盤内の液状化強度を繰返し三軸試験から推定する場合、供試体の構造特性の相違がどの程度両試験による液状化強度の関係に影響を及ぼすかを定量的に明らかにする必要がある。そこで、本研究では、4種類の砂試料、3種類の供試体作製法を用いて試験を行い、供試体の構造特性が両試験による液状化強度の相互関係に及ぼす影響を調べた。

2. 試料および供試体作製法

用いた試料は、当別町高岡地区（当別砂）および石狩町石狩湾新港樽川埠頭付近（石狩No.1, No.2砂）から採取した攪乱砂試料と豊浦標準砂の4試料である。試料の物理的性質および粒径加積曲線を、表-1および図-1に示す。

供試体は、以下に示す3種類の方法で作製した。

(1) 多重ふるい落下法 (MSP法)²⁾ : 炉乾燥試料を7層のふるいを通して空中落下させ、モールド内に直接堆積させる方法。この方法で作製した供試体は、鉛直断面では砂粒子が水平に堆積し、水平断面ではランダムな配列となる構造異方性を有する。

(2) バイブレータ法 (VIB法)³⁾ : 炉乾燥試料を、電動バイブレータによってモールド側面から締固めて作製する方法。

(3) 遠心力法 (CE法) : 図-2に示すように、内径10cm、高さ28cmのモールドを回転させ、モールド内に炉乾燥試料を10数層に分けて注ぎ、遠心力の作用によってモールド側面に砂試料を堆積させる方法である。

Table 1

Sample name	Specific gravity	Uniformity coefficient	Mean particle size (mm)	Fine fraction ($\leq 75 \mu\text{m}$) (%)	e_{max}	e_{min}
Toyouura sand	2.65	1.5	0.18	0	0.891	0.623
Ishikari No.1 sand	2.66	1.9	0.27	0.8	1.352	0.856
Ishikari No.2 sand	2.70	1.8	0.13	8.3	1.338	0.790
Tobetsu sand	2.72	2.7	0.32	0	1.109	0.681

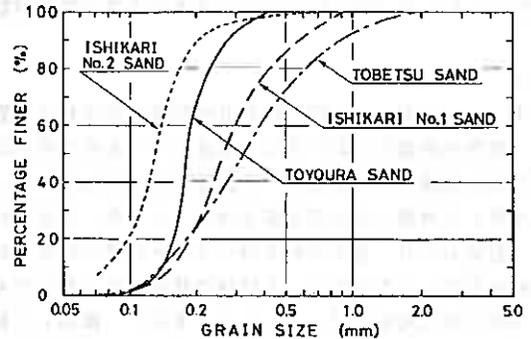


Fig. 1

Effects of fabric anisotropy on liquefaction strength obtained from cyclic undrained triaxial and torsional shear tests : Satoshi YAMASHITA and Shosuke TOKI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.)

モールド内に試料が約3cmの厚さに堆積した後、モールドを回転した状態で注水および脱水を行い、不飽和状態（含水比9%程度）でモールドの回転を止め、凍結させる。凍結後、所定の寸法に供試体を成形する。この方法によると、砂粒子がMSP法におけるように水平に堆積するのではなく、円周面上に堆積させた供試体を作製することができる。ただし、この供試体作製法では中空の供試体しか作製できない。

供試体寸法は、中実供試体は高さ $H=17\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ （繰返し三軸試験）、中空供試体は高さ $H=10\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ （繰返し三軸試験およびねじりせん断試験）である。

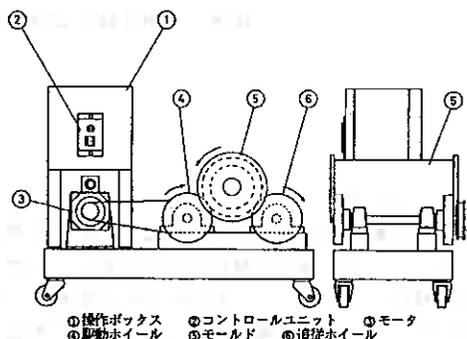


Fig. 2

3. 試験方法

供試体作製後、拘束圧 $\sigma_c'=29.4\text{kPa}$ のもとで、 CO_2 を15分間、脱気水を供試体体積の2倍程度通して飽和させ、その後、所定の拘束圧（B.P. = 196kPa ）のもとで1時間等方圧密を行い試験を行った。なお、B値は全ての試験ケースにおいて0.98以上の値が得られている。

行った試験ケースを表-2に示した。試験は、三軸液状化強度とねじりせん断液状化強度を比較するために、中実供試体を用いた非排水繰返し三軸試験と中空供試体を用いた非排水繰返し三軸試験、および非排水繰返し中空ねじりせん断試験を等方圧密した供試体に対して行った。また、中空ねじり試験は $K(=\sigma_r'/\sigma_a')=0.5$ の異方圧密した供試体に対しても行った。

用いた試験装置は空圧式の繰返し三軸試験装置および中空ねじり試験装置⁴⁾で、繰返し載荷は、振幅一定、載荷周波数 $f=0.1\text{Hz}$ で行った。試験結果は、非排水繰返し三軸試験では、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ と所定の両振幅軸ひずみDA（DA=1, 2, 5%）に達するまでの載荷回数Ncとの関係で、中空ねじり試験では繰返し応力比 τ_{cy}/σ_c' （ $\tau_{cy}=3T/2\pi(r_o^3-r_i^3)$ ）と所定の両振幅せん断ひずみDA（DA=1.5, 3, 7.5%, $DA(\gamma)=2\theta(r_o^3-r_i^3)/3H(r_o^2-r_i^2)$ ）に達するまでの載荷回数Ncとの関係で示している。

4. 試験結果

4.1 圧密時の主応力比が液状化強度の及ぼす影響

実際の地盤内においては、鉛直方向と水平方向の応力状態が異なる異方圧密状態にあるのに対して、繰返し三軸試験は等方圧密した供試体に対して行われる。したがって、繰返し三軸試験から得られた液状化強度を用いて地盤の液状化強度を推定する場合、圧密条件の相違に対する補正を行わなければならない。

石原ら⁵⁾は、富士川砂を用いて種々の異方圧密条件のもとで中空ねじり試験を行った。その結果、異方圧密条件で行った中空ねじり試験の繰返しせん断応力を平均主応力で正規化すると、等方圧密した供試体で行った液状化強度と等しくなることを示し、繰返し三軸試験と原位置における拘束条件の相違に対する補正係数 $C_1=(1+2K_0)/3$ を示した。そこで、この補正係数が供試体の構造特性の相違によって変化しないものなのかを明らかにするために、種々の方法で作製した供試体に対して、中空ねじりせん断試験を $K=0.5$ および1.0のもとで行い、その結果を比較した。

Table 2

Sample name	Test procedure	Specimen	K**	Sample preparation method		
				MSP-method	VIB-method	OE-method
Toyoura sand	Cyclic triaxial test	Solid	1.0	○	○	—
	Cyclic torsional shear test	Hollow	1.0	○	—	○
Ishikari No. 1 sand	Cyclic triaxial test	Solid	1.0	—	○	—
	Cyclic torsional shear test	Hollow	1.0	—	○	—
Ishikari No. 2 sand	Cyclic triaxial test	Solid	1.0	—	○	—
	Cyclic torsional shear test	Hollow	1.0	—	○	—
Togetsu sand	Cyclic triaxial test	Solid	1.0	—	○	—
	Cyclic torsional shear test	Hollow	1.0	—	○	○

* Solid specimen: H=17cm, D=7cm, Hollow specimen: H=10cm, D_o=10cm, D_i=6cm

** K = σ_r'/σ_a'

図-3(a)~(d)は、豊浦砂を用いて3種類の供試体作製法(MSP法、VIB法、CE法)で作製した供試体およびVIB法で作製した石狩No.2砂供試体に対する結果を、繰返しせん断応力比 τ_{cy}/σ'_m と両振幅せん断ひずみ $DA=7.5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示したものである。図より、豊浦砂の場合はこの供試体作製法においても、平均主応力で正規化した液状化強度に、 $K=0.5$ と 1.0 との圧密条件の相違による差は認められない。また、石狩No.2砂においても液状化強度に差は認められていない。したがって、試験時と地盤内の圧密状態の相違に対する補正に関しては、等方圧密した供試体の液状化強度に石原らが示した補正係数を乗じることによって、供試体の作製方法および試料によらず、異方圧密状態での液状化強度が得られることが示された。

このことから、以下の繰返し三軸試験と中空ねじり試験の液状化強度の比較は、全て等方圧密した供試体に対する試験結果を用いて行った。

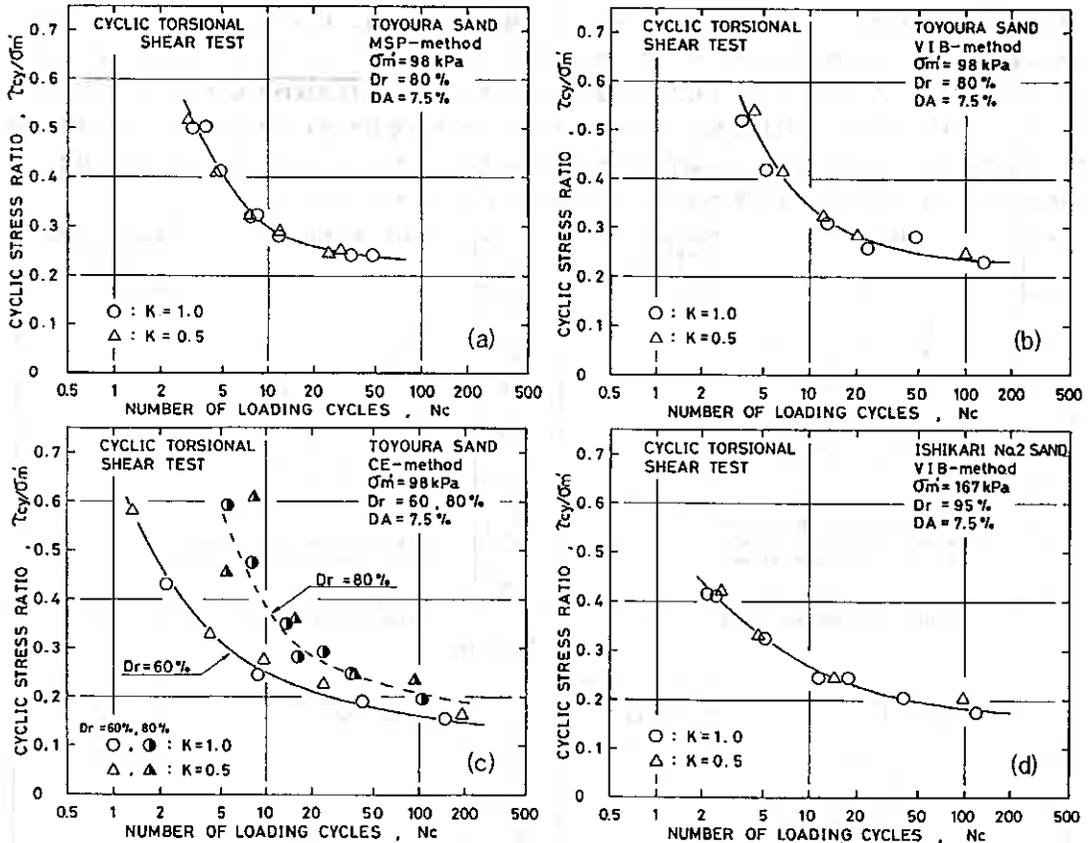


Fig. 3(a)~(d)

4.2 供試体作製法の相違による液状化強度の比較

ここでは、本研究で採用した3種類の供試体作製法による液状化強度の相違を、繰返し三軸試験と中空ねじり試験によって比較した結果を示す。なお表-2に示すように、繰返し三軸試験においてはCE法の場合のみ中空供試体を用い、他の供試体作製法では中実供試体を用いている。

図-4(a),(b)は、MSP、VIB、CE法で作製した豊浦砂供試体およびVIB、CE法で作製した当別砂供試体の繰返し三軸試験結果を、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示している。図より、豊浦砂の場合はCE法によって作製した供試体の液状化強度が最も

高く、MSP法で作製した供試体の液状化強度が最も弱くなっている。また、当別砂においても豊浦砂の場合と同様、CE法で作製した供試体の液状化強度が最も高くなっている。

一方、図-5(a),(b)は、繰返し三軸試験と同様にMSP、VIB、CE法で作製した豊浦砂供試体およびVIB、CE法で作製した当別砂供試体の中空ねじり試験結果を、繰返しせん断応力比 τ_{cy}/σ_c' と両振幅せん断ひずみ $DA=7.5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示したものである。中空ねじり試験の場合は、繰返し三軸試験の結果と異なり、液状化強度に供試体作製法による明確な相違は現れておらず、豊浦砂の場合は供試体作製法が異なる液状化強度線が途中で交差している場合もある。当別砂についても、豊浦砂と同様、供試体作製法の相違による明確な強度差は認められない。

このように、従来から言われているように¹⁾、供試体の作製方法の相違すなわち構造異方性の相違によって液状化強度は異なることが分かる。特に、繰返し三軸試験においてその差が顕著に現れる。

供試体作製法の相違による液状化強度の関係が、特に繰返し三軸試験において大きく異なるのは、繰返し三軸試験は中空ねじり試験に比べ供試体の異方性の影響を受け易い試験であることによるものと考えられる。図-6は、MSP、VIB、CE法で作製した豊浦砂供試体の繰返し三軸試験時の軸ひずみのタイムヒストリーを示したものである。供試体作製法が異なることによってその変形特性に差が認められ、MSP法で作製した供試体では、繰返し載荷時に圧縮側よりも伸張側に大きく変形しているのに対し、CE法で作製した供試体では、むしろ圧縮側の変形量の方がやや伸張側よりも大きくなっている。

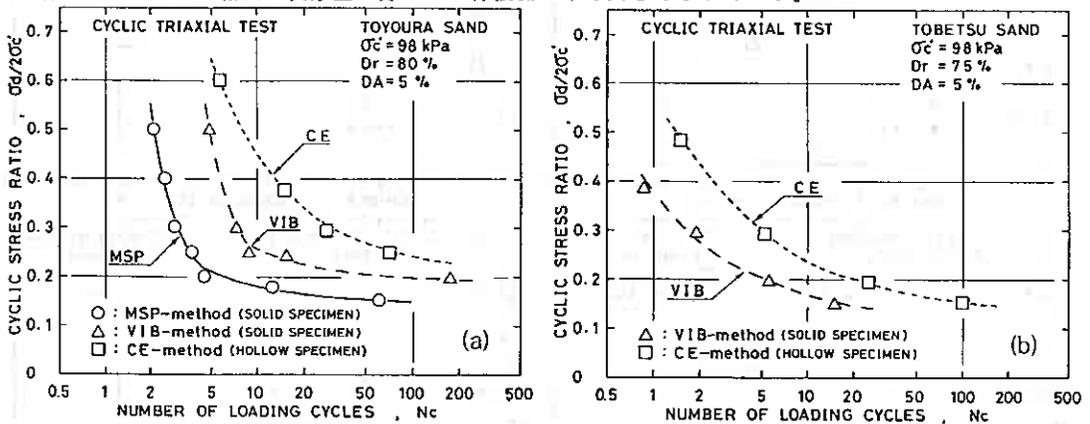


Fig. 4(a), (b)

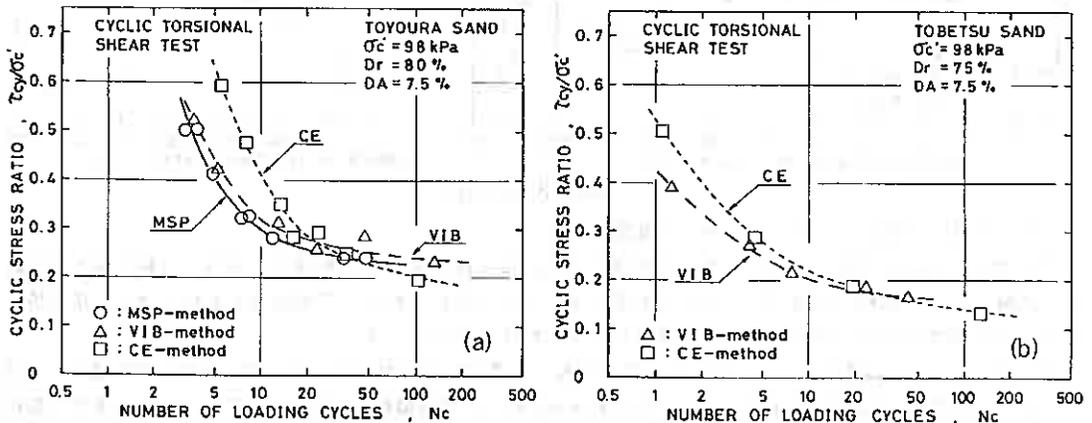


Fig. 5(a), (b)

このように供試体作製法によって変形特性が異なるのは、繰返し三軸試験は試験時の最大主応力方向が鉛直方向と水平方向に90°交番する試験であるため、供試体の構造特性の相違によって鉛直方向と水平方向とでの変形特性が変化するためである。この変形特性と液状化強度の関係と比較すると、繰返し載荷時に圧縮側よりも伸張側での変形量が卓越するMSP供試体では、繰返し三軸試験による液状化強度は低く、逆に圧縮側の変形量の方が大きいCE供試体の液状化強度は高くなっている。繰返し三軸試験は振幅が一定の繰返し荷重を加えても、動員される摩擦角は三軸伸張条件下の方が大きくなるため、その液状化強度は三軸伸張条件下の変形特性に大きく依存する試験である。したがって、試験時の最大主応力方向が水平方向となる三軸伸張条件に対して弱い構造を持つ供試体ほど液状化強度が低くなったものと考えられる⁶⁾。これに対し、中空ねじりせん断試験は、試験時の最大主応力方向は堆積面に対して±45°傾く試験であるため、供試体の異方性の影響が繰返し三軸試験ほど顕著に現れないと考えられる。

4.3 繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の比較

次に、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の相互関係を比較する。図-7(a), (b), (c)は、MSP、VIB、CE法で作製した豊浦砂供試体について、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度を比較したものである。MSP法で作製した供試体の場合は、繰返し三軸試験よりも中空ねじり試験による液状化強度の方がはるかに高くなっている。V I

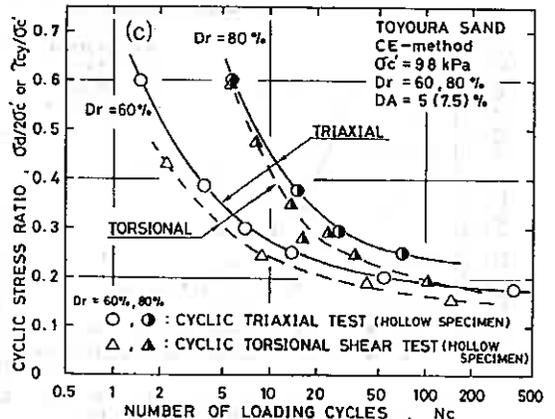
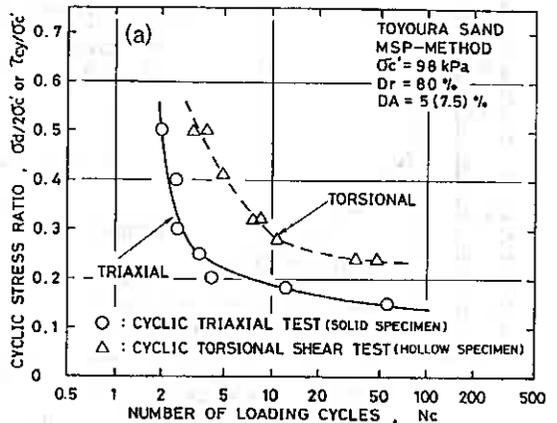
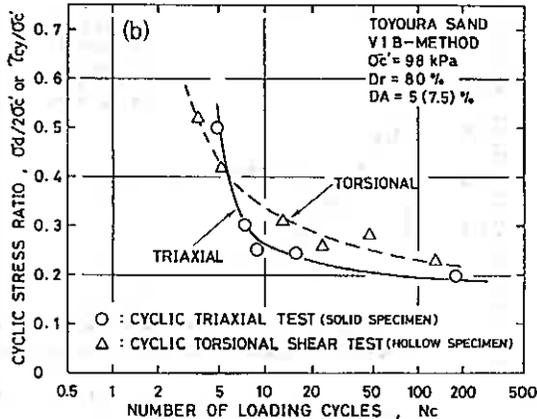


Fig. 7(a), (b), (c)

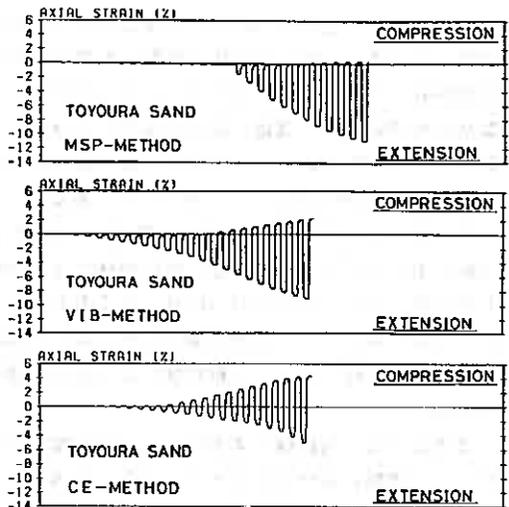


Fig. 6

B法の場合も中空ねじり試験による強度の方がやや高くなっているが、応力比の高いところではその関係は逆転している。一方、CE法で作製した供試体の場合は、繰返し三軸試験による液状化強度の方が中空ねじり試験による液状化強度よりも高くなっている。このように、両試験による液状化強度の関係は、供試体作製法の相違によって複雑に変化することが分かる。また、その関係は図-6で示したように、繰返し三軸試験時の変形特性において伸張側での変形量が卓越する供試体であるほど、繰返し三軸試験による液状化強度の方が高いようである。

図-8(a),(b)は、VIB法で作製した石狩No.1, No.2砂の場合について両試験結果を比較したものである。両砂においてVIB法で作製した供試体では液状化強度に顕著な差は認められず、ほぼ同じ液状化強度を示している。また、図-9(a),(b)は、VIBおよびCE法で作製した当別砂供試体に対する両試験結果を比較したものである。VIB法の場合は中空ねじり試験による強度の方がやや高くなっているが、CE法の場合は豊浦砂と同様、繰返し三軸試験による液状化強度の方が中空ねじり試験による液状化強度よりも高くなっている。

このように、両試験による液状化強度の関係は、龍岡ら¹⁾が示したように供試体作製法および試料の相違によって複雑に変化することが分かる。全体的にみると、MSP法で作製した供試体では繰返し三軸試験による液状化強度は中空ねじり試験による液状化強度よりも低く、CE法で作製した供試体では繰返し三軸試験による液状化強度の方が高くなっている。VIB法で作製した供試体では、繰返し三軸試験と中空ねじり

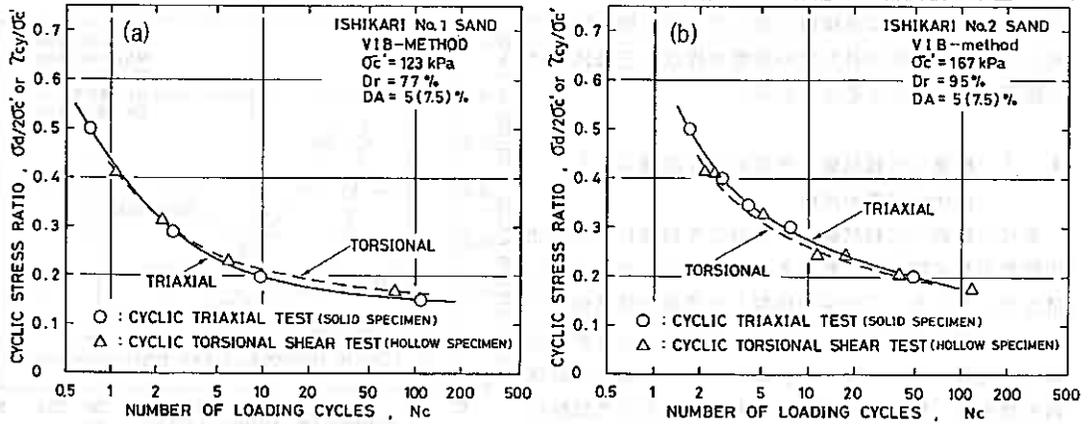


Fig. 8(a), (b)

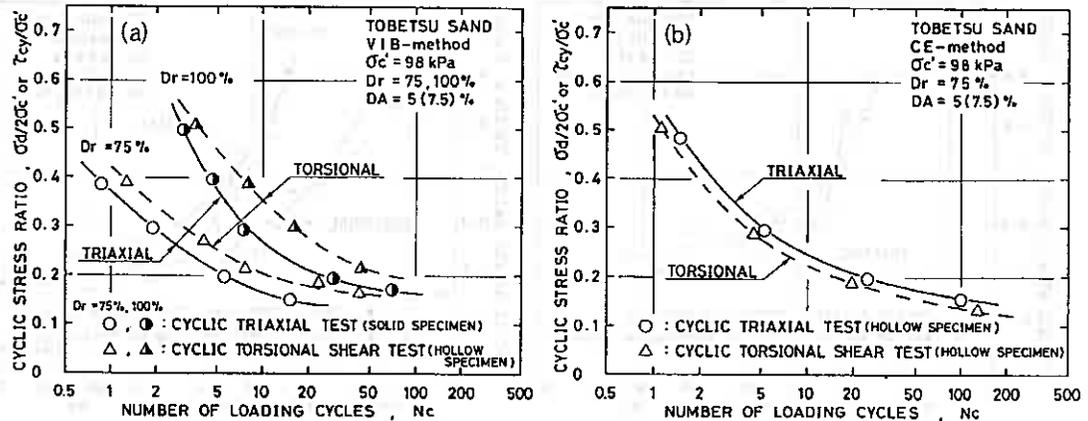


Fig. 9(a), (b)

試験による液状化強度に差はあまり認められない。また、同じ供試体作製法を用いても試料の相違によって両試験の関係はやや異なることが分かる。

4.4 中実供試体と中空供試体を用いた繰返し三軸試験による液状化強度の比較

これまで繰返し三軸試験と中空ねじり試験の液状化強度を比較する場合、CE法で作製した供試体については中空供試体を用いた両試験結果を比較したが、他の供試体作製法では、繰返し三軸試験では中実供試体について、中空ねじり試験では中空供試体について行った、形状が異なる供試体の液状化強度を比較してきた。

砂のような粒状体の場合、液状化試験結果に大きく影響を及ぼす要因としてメンブレンペネトレーション(MP)の影響が挙げられる。MPの影響の程度は、供試体の体積に対するメンブレンが占める表面積の割合によって変化する⁷⁾。本研究で用いた供試体についてのその値は、中空供試体の場合 $4/(外径-内径) = 1\text{ cm}^{-1}$ 、中実供試体の場合は $4/直径 = 0.57\text{ cm}^{-1}$ となる。したがって、MPの影響の程度は中実供試体と中空供試体とで異なるため、中実供試体の液状化強度よりも中空供試体の液状化強度の方が過大に評価される恐れがある。したがって、中実供試体を用いた繰返し三軸試験と中空供試体を用いたねじりせん断試験を比較する場合、MPの影響を考慮する必要があると考えられる。

そこで、両供試体による液状化強度の関係がMPによってどの程度変化するかを調べるために、MSP法およびVIB法で作製した供試体について、中空ねじり試験と同じ中空供試体を用いた繰返し三軸試験を実施し、中実供試体を用いた結果と比較した。図-10(a), (b), (c)は、その結果を豊浦砂(MSP法)、石狩No.2砂(VIB法)、当別砂(VIB法)についてそれぞれ示したものである。図より、豊浦砂および石狩No.2砂においては、供試体の形状の相違による強度の差は認められないが、当別砂においては中空供試体を用いた繰返し三軸試験による液状化強度の方が、中実供試体を用いたそれよりも確実に高くなっている。このことは、豊浦砂や石狩No.2砂程度の粒径($D_{50}=0.18, 0.13\text{ mm}$)の砂ではMPの影響が顕著に現れなかったが、当別砂のように粒径($D_{50}=0.32\text{ mm}$)がやや大きくなるとMPの影響が大きくなり、中空供試体を用いた繰返し三軸試験による液状化強度が中実供試体を用いた強度

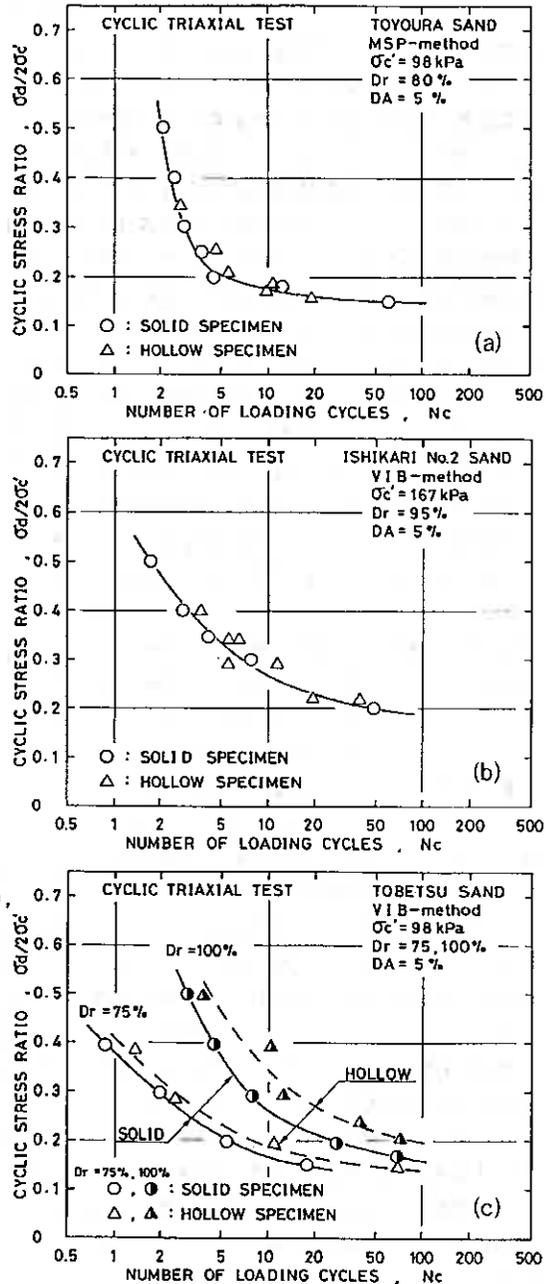


Fig. 10(a), (b), (c)

よりも高くなったものと考えられる。したがって、繰返し三軸試験と中空ねじり試験の結果を粒径の大きな試料について比較する場合は、MPの影響も考慮に入れた比較を行わなければならないと言える。

4.5 供試体の異方性を考慮した液状化強度の比較

これまで述べたように、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の関係は、供試体の作製方法や試料の相違によって多様に変化することが分かった。また、その関係は供試体の構造異方性の相違によって大きく支配されるものであることも分かった。そこで以下では、両試験結果による液状化強度に、供試体の構造異方性を考慮に入れた定量的な比較を行う。

先に図-6で示したように、供試体の作製方法の相違によって繰返し三軸試験時の変形特性が大きく異なることが分かった。この変形特性の相違は供試体の構造特性の相違によるものである。また、圧縮側よりも伸張側に変形しやすい供試体ほど、繰返し三軸試験による液状化強度は低くなることも示された。そこで、

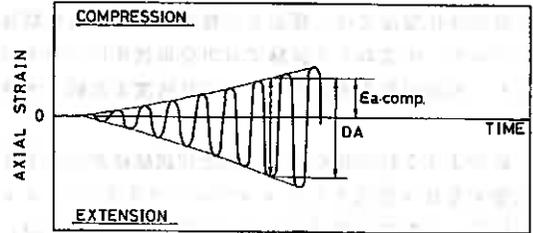


Fig. 11

供試体の構造異方性の程度を表すパラメータとして、図-11に示すように繰返し三軸試験時の両振幅軸ひずみに対する圧縮側での軸ひずみ量の割合、軸ひずみ比 $\epsilon_{a \cdot comp.} / DA$ を採用した。軸ひずみ比 $\epsilon_{a \cdot comp.} / DA$ とは、ある所定の両振幅軸ひずみに達したときの圧縮方向への変形量の割合を示すものである。この軸ひずみ比 $\epsilon_{a \cdot comp.} / DA$ と、中空ねじり試験と繰返し三軸試験による繰返し強度比 $(\tau_{cy} / \sigma'_{c'}) / (\sigma_d / 2\sigma'_{c'})$ との関係を示している。図では $DA = 1, 2, 5\%$ における軸ひずみ比 $\epsilon_{a \cdot comp.} / DA$ と載荷回数20回における繰返し強度比との関係を示している。図より軸ひずみ比が小さいほど、すなわち繰返し載荷時に両振幅軸ひずみに対する圧縮側の軸ひずみ量の割合が小さい供試体ほど、繰返し強度比は大きくなっている。つまり、繰返し三軸試験による液状化強度よりも中空ねじり試験による液状化強度の方が高くなっている。また、比較する相対密度 ($Dr = 60 \sim 90\%$) とひずみレベル ($DA = 1, 2, 5\%$) による明確な差異は認められない。このように繰返し三軸試験における変形特性の相違、すなわち供試体の異方性の相違が、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の相互関係に密接に関係していることが分かる。

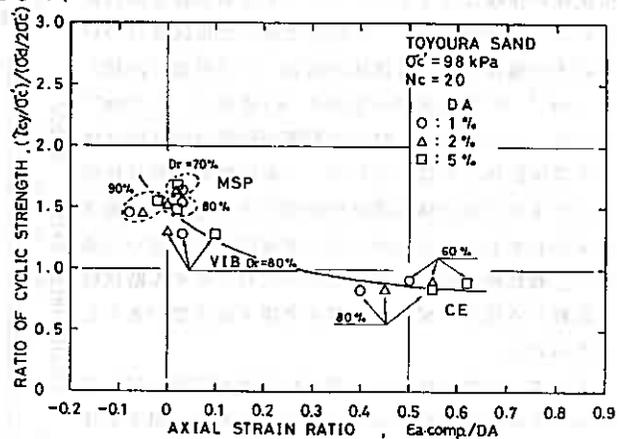


Fig. 12

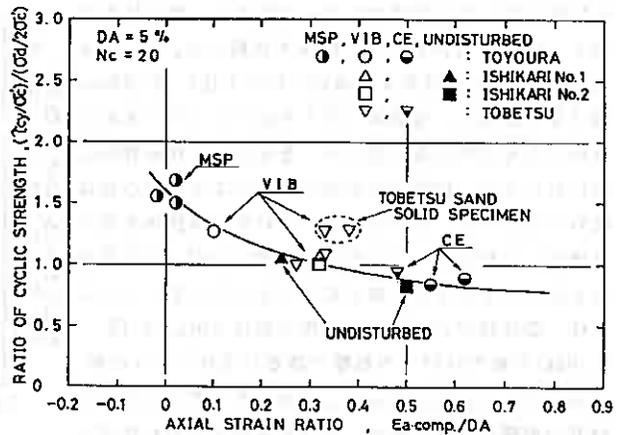


Fig. 13

図-13は載荷回数 $N_c = 20$ 、 $DA = 5\%$ にお

ける同様な関係を、本研究で行った他の試料についても整理したものである。図中には、既報³⁾で行った石狩No.1, No.2砂の不攪乱試料に対する結果も示している。図から分かるように、用いた試料によらず軸ひずみ比と繰返し強度比の間には1本の曲線で表される一義的な関係が存在している。ただし、当別砂において繰返し強度比を算出する際に、中実供試体を用いた繰返し三軸試験結果から求めた場合のみ、図中に示すように曲線で示される値よりもやや大きくなっている。これは、他の試料では、4.4で示したように中空供試体と中実供試体で求めた繰返し三軸強度に差が認められなかったため、繰返し強度比は供試体形状により変化しなかったが、当別砂の場合は供試体の形状の相違によるMPの影響が現れるため差が生じたものである。しかし、同じ中空供試体を用いた両試験結果から求めた繰返し強度比で比較した場合は、他の試料と同じ曲線上にある。また、繰返し強度比が1の時、すなわち繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度が等しくなるのは、軸ひずみ比がおよそ0.35の時である。これは、4.2でも述べたように繰返し三軸試験は圧縮時と伸張時とでの応力状態が異なり、たとえ異方性のない供試体に対して試験を行っても、圧縮側よりも伸張側の変形量の方が大きくなると考えられるため、軸ひずみ比 $\epsilon_{a-comp.}/DA=0.5$ の時に両試験による液状化強度が等しくならなかったと言える。

このように、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の関係には、供試体の構造特性の相違が密接に関係していることが分かった。また、供試体の異方性の程度を表すパラメータとして軸ひずみ比 $\epsilon_{a-comp.}/DA$ を採用することによって、供試体の異方性を考慮した定量的な繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の比較ができた。

5. 結論

4種類の砂試料と3種類の供試体作製法を用いて行った、繰返し三軸試験と中空ねじり試験の結果から、以下のような結論が得られた。

- (1) 石原らが示した、繰返し三軸試験による液状化強度に対する、試験時と原位置の拘束条件の相違による補正係数 $C_1=(1+2K_0)/3$ は、試料および供試体作製法に大きくは依らないことが分かった。
- (2) 従来から言われているように、供試体の作製方法の相違すなわち構造異方性の相違によって液状化強度は異なり、特に繰返し三軸試験においてその差が顕著に現れる。これは、繰返し三軸試験は試験時の最大主応力方向が鉛直方向と水平方向に 90° 交番する試験であるため、供試体の構造特性の影響が変形特性に大きく影響し、三軸伸張条件に対して弱い構造を持つ供試体ほど液状化強度が低くなったものと考えられる。
- (3) 繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の相互関係は、供試体作製法および試料の相違によって複雑に変化する。全体的にみると、MSP法で作製した供試体では繰返し三軸試験による液状化強度は中空ねじり試験による液状化強度よりも低いのにに対し、CE法で作製した供試体では繰返し三軸試験による液状化強度の方が高くなっている。また、同じ供試体作製法を用いても試料の相違によって両試験の関係はやや異なることが分かった。
- (4) 中実供試体と中空供試体を用いた繰返し三軸試験結果から、豊浦砂や石狩No.2砂程度の粒径($D_{50}=0.18, 0.13\text{mm}$)の砂では供試体形状の相違によるMPの影響の違いが顕著に現れないが、当別砂のように粒径($D_{50}=0.32\text{mm}$)がやや大きくなるとMPの影響が大きくなり、中空供試体を用いた繰返し三軸試験による液状化強度が中実供試体を用いた強度よりも高くなった。
- (5) 供試体の異方性の程度を現すパラメータとして軸ひずみ比 $\epsilon_{a-comp.}/DA$ を採用し、中空ねじり試験と繰返し三軸試験による繰返し強度比 $(\tau_{cy}/\sigma_c')/(\sigma_d/2\sigma_c')$ との関係を調べた結果、軸ひずみ比と繰返し強度比には密接な関係があり、軸ひずみ比が小さくなるほど、すなわち繰返し載荷時に圧縮側の変形割合が小さい供試体ほど、繰返し三軸試験による液状化強度よりも中空ねじり試験による液状化強度の方が高くなることが明らかにされた。また、軸ひずみ比と繰返し強度比の間に供試体の作製法および試料に

依らない定量的な関係が得られた。

6. 謝 辞

本研究を実施するにあたり、実験およびデータ整理に北海道大学4年生 佐藤博行君の協力を得た。また、本研究の一部は文部省科学研究費 奨励研究(A)(02750408)の補助を受けたものである。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1)Tatsuoka,F., Ochi,K., Fujii,S. and Okamoto,M.(1986): "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods," Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.23-41.
- 2)Miura,S. and Toki,S.(1982): "A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand," Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77.
- 3)三浦均也・土岐祥介・長谷川敬寿(1989): "粒度組成の異なる砂の変形・破壊挙動," 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.539-542.
- 4)山下聡・土岐祥介・三浦均也(1989): "自動制御による動的中空ねじりせん断試験," 土質工学会北海道支部技術報告集, No.29, pp.61-68.
- 5)例えばIshihara,K. and Takatsu,H.(1976): "Effects of overconsolidation and K_0 condition on the liquefaction characteristics of sands," Soils and Foundations, Vol.19, No.4, pp.59-68.
- 6)山下聡・土岐祥介・三浦清一(1988): "飽和砂の液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響," 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.3, pp.185-196.
- 7)例えばTokimatsu,K. and Nakamura,K.(1987): "A simplified correction for membrane compliance in liquefaction tests," Soils and Foundations, Vol.27, No.4, pp.111-122.
- 8)山下聡・土岐祥介・三浦均也(1990): "過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度," 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.737-740

火山灰粗粒土の粒子破碎性状と定量化

室蘭工業大学工学部 正会員 ○磯崎 真一
室蘭工業大学工学部 正会員 新田 登

1. まえがき

火山国である我国には、特殊土として様々な成因からなる火山灰土が丘陵部や火山山麓に広範に分布しており、北海道においても大雪山以南の約半分が火山灰土で覆われている。火山灰土の中にはすでに風化粘性化し高含水でこね返しによる強度低下を招き、土工事に際しトラフィカビリティの確保が困難となるものと、比較的歴史が新しく未風化の火山灰粗粒土がある。未だ不明な点もあるものの、前者については多くの調査研究が行われ、その成果の一部は実工事に反映されているが、後者の火山灰粗粒土については粒子が多孔質で脆弱であるために粒子破碎の問題を無視してその土質工学的特性を把握することは困難である。何故なら粒子破碎により粒度組成に変化が起これば、その圧縮特性やせん断特性、あるいは透水性に影響のあることが明かとされているからである。また、このようなことからこれら破碎性材料においては、その粒子の破碎程度を把握することが重要となってくるが、従来から指摘されている問題点はその粒子破碎を定量的に示す方法が確立されていないことである。

そこで本研究では、北海道内の三地点で採取した火山灰粗粒土に対して今まで主として側圧一定の三軸圧縮試験によって検討されてきた粒子破碎性状とせん断特性に関して応力経路の影響を調べるとともに、過去に示された代表的な粒子破碎の程度を示す指標について検討を加え、火山灰粗粒土の粒子破碎を示すのに最も適当と思われる方法を提案している。

2. 試料、供試体寸法および作製法

試験に用いた試料は北海道内の 3 種類の火山灰土で、その採取地点は茅渚郡森町字姫川（森火山灰土（MORI VOLCANIC SOIL））、沙流郡門別町富川（富川火山灰土（TOMIKAWA VOLCANIC SOIL））および苫小牧市柏原（柏原火山灰土（KASHIWABARA VOLCANIC SOIL））である。各々に、土被り厚約 1～2m の切土面より採取したもので、その堆積層は各々駒ヶ岳、樽前山、支笏の降下生成物で形成されている。各々の物理的性質を表-1 に示す。

供試体寸法は、 $H/D=2.4$ とし、 $\phi 70 \times 170$ mm の小型供試体と $\phi 150 \times 360$ mm の中型供試体を用いて試験を行った。

試験は全て乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は多重フルイ落下法（MSP法）¹⁾を用いた。

3. 試験方法

火山灰土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、その後 196kPa のバックプレッシャーを供給している。この方法により B 値は 0.95 以上の値を得ている。引続き所定の有効拘束圧のもとで 1 時間以上等方圧密し、その後排水三軸圧縮試験を側圧一定〔ひずみ制御： $\dot{\epsilon}_a=0.30\%/min$ (中型)、 $\dot{\epsilon}_a=0.25\%/min$ (小型)〕、・平均有効主応力一定（応力制御）、・軸圧一定（応力制御）の 3 種の応力経路により行った。図-1 に、

Table-1

Sample Name	Mori	Tomikawa	Kashiwabara	
Specific Gravity	2.82	2.22	2.34	
Dry Density (g/cm^3)	Maximum	1.589	0.549	0.623
	Minimum	1.249	0.433	0.482
Gradation	D_{60} (mm)	0.64	1.10	1.25
	U_c	2.3	2.8	3.1
Finer Fraction ($\leq 74 \mu m$)	0.2 (X)	1.0 (X)	1.3 (X)	

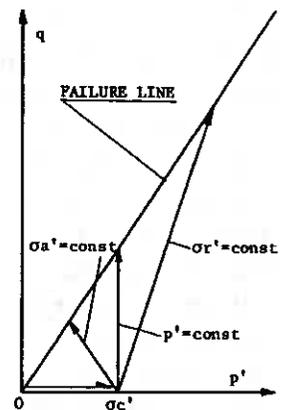


Fig.-1

Particle Breakage Properties and Their Quantification of Volcanic Coarse Soil ; Shinichi Isozaki and Noboru Nitta (Faculty of Engineering , Muroran Institute of Technology)

その3種の応力経路を示す。また、表-2には今回行った試験ケースと、各供試体の密度を示す。試験結果は次の応力-ひずみパラメータを用いて整理されている。

$$q = |\sigma_a' - \sigma_r'|$$

$$p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3, \quad \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$$

ただし、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向主応力、 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。

なお、メンブレン貫入に対する補正は行っていないが、メンブレン張力は補正した²⁾。

4. 試験結果と考察

4-1. 火山灰粗粒土の排水三軸せん断挙動に及ぼす応力経路の影響

今回用いた3種類の試料の中で富川火山灰土と柏原火山灰土においては、側圧一定の排水三軸圧縮試験において有効拘束圧を変化させた場合、その応力-ひずみ-ダイレイタンス-関係がほぼ等しい挙動を示すことが認められている²⁾。図-2(a), 3(a), 4(a)は各々森、富川、柏原各火山灰土の応力-ひずみ関係を、最大・最小主応力比 (σ_1'/σ_3') と最大および最小主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_3$

との関係として、平均有効主応力一定 ($p' = \text{const}$)、軸応力一定 ($\sigma_a' = \text{const}$)、側圧一定 ($\sigma_r' = \text{const}$) のせん断試験での応力経路で比較したものを示してある。試験は等方圧密圧力 $\sigma_c' = 49, 98, 196, 392 \text{ kPa}$ と4種類に変化させて行っているが図にはその中から $\sigma_c' = 49, 196 \text{ kPa}$ についてだけ代表して示してある。3種の火山灰土全てにおいて、等方圧密状態にある火山灰土の発揮しうる排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって著しく異なる。火山灰土のせん断強度は同じ等方圧密状態から出発しても $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に小さな値となる。ただし、その差は森火山灰土と比較し富川および柏原火山灰土においてより大きいことが認められる。また、各々において等方圧密圧力が大きくなるにしたがって、同じひずみレベルでの主応力比が小さくなり、せん断強度が低下していくことが認められる。しかしながら、ここでもその差は森火山灰土より富川、柏原両火山灰土において大きくなっている。また、この応力-ひずみ関係において破壊点 (σ_1'/σ_3') が最大となる点の軸ひずみは同じ等方圧密状態から出発した場合 $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に大きくなる傾向にあり、各応力経路においては等方圧密圧力の増加とともに大きくなる。また、破壊時の軸ひずみが大きくなるにしたがって、これとは逆に側方向へのひずみは軸ひずみと比べ生じにくくなっており、この傾向は森火山灰土に比べ富川および柏原火山灰土で顕著となっている。図-2(b), 3(b), 4(b)は各々同じく森、富川、柏原各火山灰土の体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を各応力経路で比較したものを示してある。図に示されているとおり、せん断による体積収縮は σ_r'

Table-2

Sample Name	Test No.	Stress Path	σ_c' (kPa)	γ_{dc} (g/cm^3)	γ_{dc} (g/cm^3)	Drc (%)	Specimen Size(mm)	
Mori	1	$\sigma_r' = \text{const}$	49	1.458	1.461	67.7	φ150	
	2		98	1.454	1.459	67.2		
	3		196	1.474	1.498	75.0		
	4		392	1.447	1.479	72.6		
	5	$p' = \text{const}$	49	1.449	1.451	65.1		
	6		98	1.456	1.462	68.1		
	7		196	1.402	1.418	55.8		
	8		392	1.430	1.482	68.1		
	9	$\sigma_a' = \text{const}$	49	1.457	1.458	67.2		
	10		98	1.453	1.458	67.0		
	11		196	1.446	1.463	69.3		
	12		392	1.452	1.493	73.9		
Tomikawa	13	$\sigma_r' = \text{const}$	49	0.487	0.502	65.2	φ150	
	14		98	0.499	0.512	72.8		
	15		196	0.480	0.512	72.8		
	16		392	0.482	0.542	85.2		
	17	$p' = \text{const}$	49	0.553	0.554	103.4		
	18		98	0.500	0.508	69.9		
	19		196	0.503	0.538	92.4		
	20		392	0.509	0.558	106.0		
21	$\sigma_a' = \text{const}$	49	0.463	0.465	32.6	φ70		
22		98	0.461	0.476	44.6			
23		196	0.461	0.495	59.3			
24		392	0.468	0.527	84.4			
Kashiwabara	25	$\sigma_r' = \text{const}$	49	0.532	0.535		52.8	φ150
	26		98	0.559	0.572		74.4	
	27		196	0.525	0.556		66.6	
	28		392	0.554	0.612		94.8	
	29	$p' = \text{const}$	49	0.548	0.550	61.9		
	30		98	0.514	0.524	45.8		
	31		196	0.512	0.545	58.9		
	32		392	0.569	0.639	104.5		
	33	$\sigma_a' = \text{const}$	49	0.537	0.541	56.5		
	34		98	0.554	0.567	93.8		
	35		196	0.523	0.559	68.6		
	36		392	0.530	0.622	96.5		

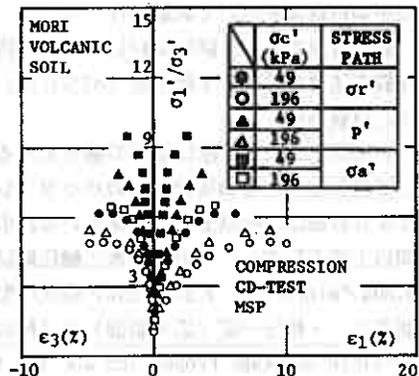


Fig.-2(a)

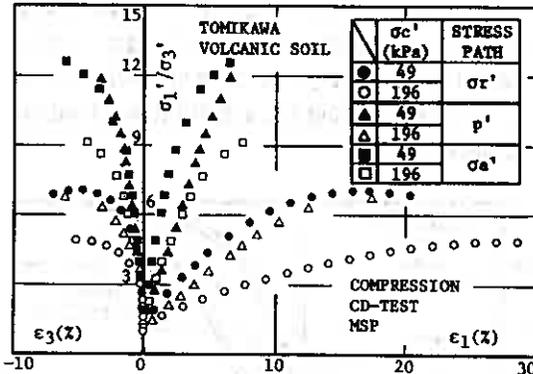


Fig.-3(a)

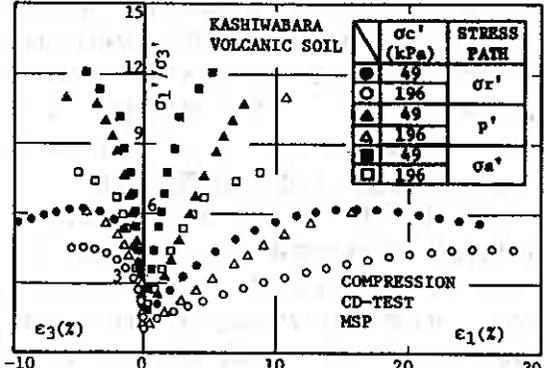


Fig.-4(a)

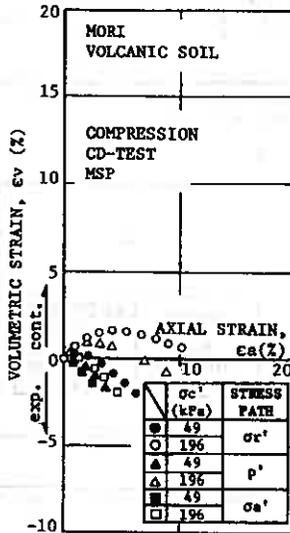


Fig.-2(b)

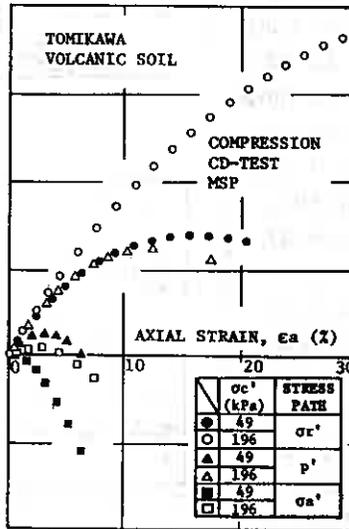


Fig.-3(b)

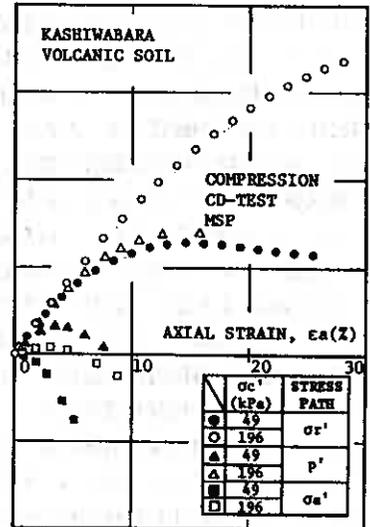


Fig.-4(b)

=const, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に大きくなっており、同じ等方圧密状態から出発してもせん断強度が $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に低下して行くことが認められる。また、各応力経路で比較するとせん断前の等方圧密圧力が大きくなるに従い、収縮量も大きくなる。この様なせん断強度の低下を破壊時のせん断抵抗角 ϕ_d ($=\arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')$) の値で比較してみる。図-5は ϕ_d と破壊時の平均有効主応力 p'_f との関係を示す。森、富川、柏原の各火山灰土と比較して示してある。両者の関係には若干のバラツキはあるが、各火山灰土で ϕ_d の値は p'_f で整理すると応力経路に依存せずほぼ一つの曲線上に乗る

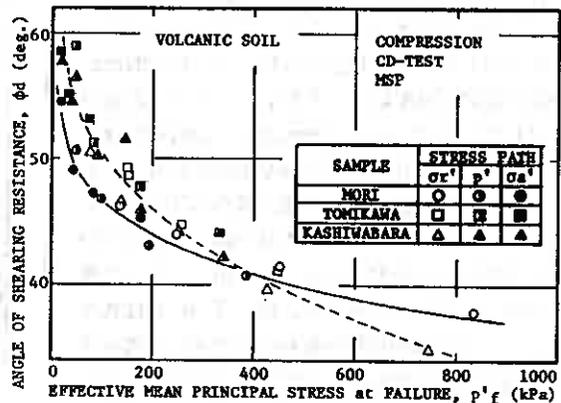


Fig.-5

てくる。また、富川火山灰土と柏原火山灰土はほぼ等しい関係を示している。ただし、 $p'f$ の増加にともなう強度低下は森火山灰土に比べ富川および柏原火山灰土で顕著であることが認められる。この様に、火山灰土の強度・変形特性はせん断時の p' に大きく依存し、せん断中の p' の増加とともに強度低下を招くことが認められる。以上のような強度-変形特性は、後述するようにほぼ等しい挙動を示す富川火山灰土と柏原火山灰土の粒子破砕量が森火山灰土より卓越していることに起因している。

4-2. 火山灰粗粒土の粒子破砕量の定量化

図-6は森火山灰土と富川火山灰土の試験前とせん断試験終了後の粒度曲線を各応力経路で比較したものを示してある。圧密圧力 $\sigma c' = 196 \text{ kPa}$ である。図から、せん断中に p' が増加して行く $\sigma r' = \text{const}$ の経路では、 $p' = \text{const}$ や逆に p' が減少して行く $\sigma a' = \text{const}$ の経路に比べ、曲線が左方に移動し粒子破砕量が大きくなる傾向にあること、またその傾向は富川火山灰土においてより顕著であることが認められる。なお、柏原火山灰土においてはほぼ富川火山灰土と似た傾向にあった。森火山灰土は他の試料に比べ土粒子が硬質であったため、この程度の応力レベルでは粒子破砕が顕著でない。このように、

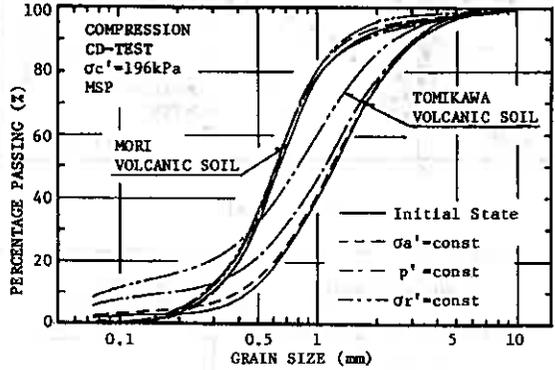


Fig.-6

三軸試験によって火山灰粗粒土に粒子破砕が生じていることが認められるが、これを定量化するための指標については過去に多くの検討がなされているものの、未だ統一された指標を得るに至っていないのが現状のようである。福本³⁾は粒子破砕の定量化のための各種指標を総括し、石井⁴⁾はそれを4つに大別して検討を進めている。その4つとは、1) 粒径加積曲線の特徴に基づく定義、2) 残留率の変化に基づく定義、3) 粒子表面積の変化に基づく定義、4) 粒径加積曲線の図式面積に基づく定義である。今回はその中から一般的に知られている3個の指標を選択し、結果を検討した。その3個の指標とは、1) の定義の中から細粒分 $F_c (\leq 74 \mu\text{m})$ の増加量 $\Delta F_c (\%)$ 、2) から Marsal の粒子破砕率 $BH (\%)$ ⁵⁾ (ただし、ここではふるい目として $19\text{mm}, 9.5\text{mm}, 4.75\text{mm}, 2\text{mm}, 1.2\text{mm}, 850 \mu\text{m}, 425 \mu\text{m}, 250 \mu\text{m}, 106 \mu\text{m}, 75 \mu\text{m}$ を用いている。) また、3) からは比表面積の増加量 $\Delta S' (\text{cm}^2/\text{g})$ である。ただし、3) については北郷・神谷ら⁶⁾の用いた粒度から計算する方法を使用し、その計算上の仮定も同じものとした。図-7, 8, 9は各々先に示した3個の指標を縦軸にとりそれと破壊時の平均有効主応力 $p'f$ との関係を示したものである。各々にバラツキの大小はあるものの各火山灰

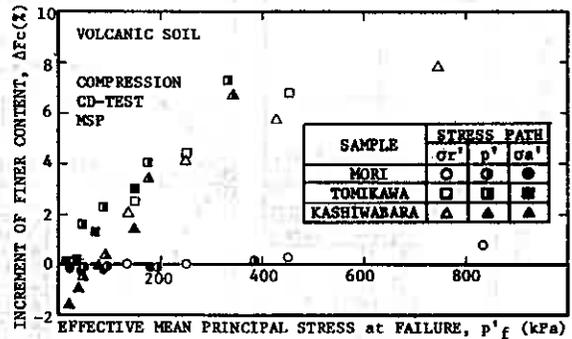


Fig.-7

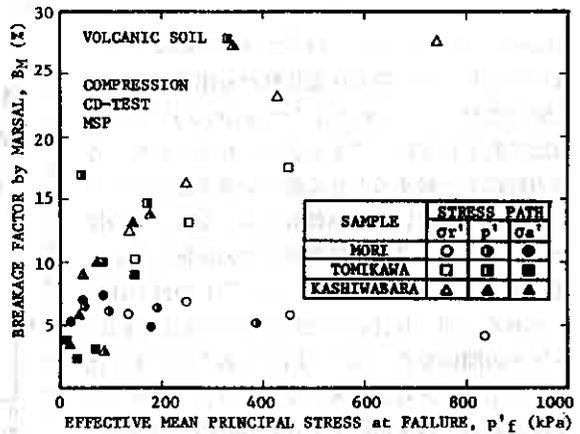


Fig.-8

土において $p'f$ の増加とともに各指標値が増加し、粒子破砕が進行して行く傾向が認められる。バラツキの関係で明確には言えないが、その関係はせん断試験での応力経路に関わらずほぼひとつのラインに乗ってきそうである。ここで、BMは他の2個の指標に比べてバラツキが大きい、これは試験前に粒度を測定した試料と実際に三軸試験に供された試料の差を最も鋭敏に反映するためであると考えられる。試験には十分に調整して分取した試料を用いているものの、個々の供試体においては少なからず差が生じているものと推察される。 ΔFc および $\Delta S'$ においてバラツキがBMに比して小さいのは、その差が試料の細粒な部分よりもある程度粗粒な部分で生じ易くなっているためと思われる。その影響で細粒分の差である ΔFc とより細かな粒子に程その値を左右される $\Delta S'$ が、残留率の総和であるBMよりもバラツキの少ないデータを与えていると思われる。このようなことから、火山灰粗粒土を対象とした場合その粒子破砕量を定量化するための指標としてはBMよりも ΔFc および $\Delta S'$ を指標として用いる方がbetterであると思われる。

ところで、従来の粉体工学で示されているRittingerの粉砕法則などを議論の拠り所とする粒子破砕に要するエネルギーと粒子表面積の関係については、幾人かの研究者によって高压下の砂やシラスその他の試料を対象としてなされている。図-10は今回行った全ての試験に関して ΔFc と $\Delta S'$ の関係を図示したものである。図からわかるとおり火山灰粗粒土を対象とした場合、両者の関係はかなり高い相関を示している。このことを考慮に入れた上で①細粒分の有無がその土の土質工学的な特性に大きく影響すること、②粒状材料として取り扱える対象の境界とされていること、および③比較的簡便に算出できるなどにより火山灰粗粒土の粒子破砕量を示す指標として ΔFc が最も適当であると考え、以下これをパラメーターとして粒子の破砕を考えて行くこととする。

4-3. 火山灰粗粒土の粒子破砕性状

前項で示した通り、三軸試験によって富川および柏原火山灰土で顕著な粒子破砕が生じていることが認められた。しかしながら、この粒子破砕が三軸試験のどの過程で如何なる応力状態の基で生じたのか不明であるために、三軸試験における圧密過程終了後にふるい分け試験を行い ΔFc を測定した。図-11はそれとせん断試験試験終了後との ΔFc を横軸に圧密圧力 $p'c$ および破壊時の平均有効主応力 $p'f$ をとって比較した結果を示してある。ここでは、せん断

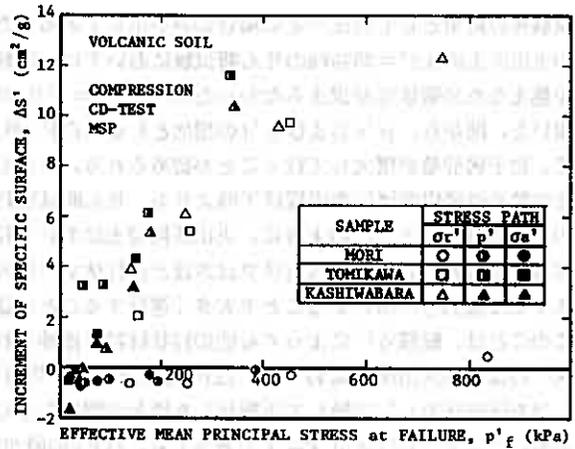


Fig.-9

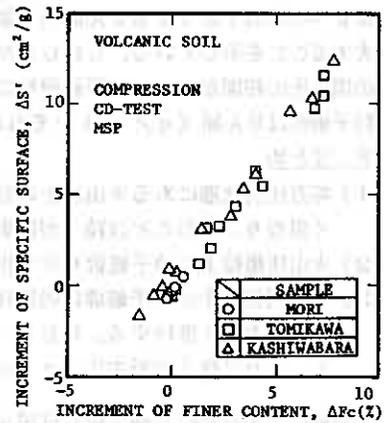


Fig.-10

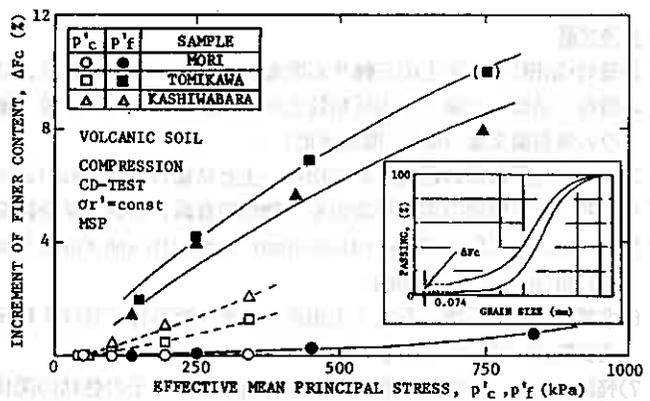


Fig.-11

試験後の結果として側圧一定の場合のみを示してある。ただし、富川火山灰土の $\sigma_c' = 392 \text{ kPa}$ のせん断試験においては、試験機の能力を越えるため破壊点が求まらなかったため、 $\epsilon_a = 25\%$ の時の p' を用いた。図から、 $p'c$ および $p'f$ の増加とともに ΔFc が大きくなって、粒子破砕量が増大して行くことが認められる。しかしながら、その粒子破砕程度は圧密過程終了時よりも、せん断試験終了時点の方が顕著である。このように、火山灰粗粒土において粒子破砕は供試体に等方応力を加えるだけではさほど進行せず、等方応力に加えてせん断力を作用させることで大きく進行することが認められる。このことは、軽部ら⁷⁾によっても他の粒状材料で指摘されている。図-12は富川火山灰土において、 ΔFc と破壊時の平均有効主応力 $p'f$ を圧密圧力 $p'c$ で除して正規化した値との関係を示したものである。ここで、 $p'f/p'c = 1$ であっても、 ΔFc の値が増加し粒子破砕が進行していることが認められる。このことは、せん断試験中に $p' = \text{const}$ であってもせん断力が加わると粒子破砕が飛躍的に増大することを示している。しかしながら、図から $p'f/p'c$ と ΔFc の間に正の相関があり、粒子破砕性についても強度と同様に著しい応力経路依存性の認められることから、粒子破砕はせん断(q/p')とそれに伴う p' の変化(大きさ)に支配されるものと思われる。

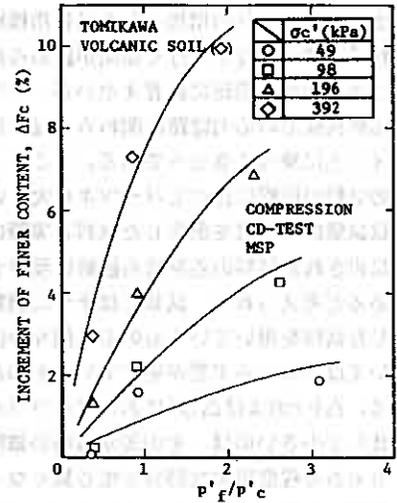


Fig.-12

5. まとめ

- 1) 等方圧密状態にある火山灰土の発揮しうる排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって著しく異なり、そのことは粒子が脆弱であるほど顕著となる。
- 2) 火山灰粗粒土の粒子破砕を示す指標として細粒分 Fc の増加量 $\Delta Fc(\%)$ が最も適切であると思われる。
- 3) 火山灰粗粒土の粒子破砕は供試体に等方応力を加えるだけではさほど進行せず、せん断力を作用させることで大きく進行する。ただし、せん断による粒子破砕と言えどもせん断(q/p' の変化)のみではなく、それに伴う有効主応力 p' の変化(大きさ)に支配される。

最後に、本研究の実施に際し日頃から御指導いただいている本学 三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た、畠山樹欣、山内武博(室工大4年)各君に謝意を表します。また、柏原火山灰試料の採取に関して、北海道開発局苫小牧道路事務所および北海道土質コンサルタント㈱の関係諸氏に協力頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 磯崎・新田: 火山灰土の三軸せん断挙動に関する実験的研究, 第24回土質工学研究発表会, pp.551-552, 1989.
- 2) 磯崎・新田・三浦: 火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破砕について, 三軸試験法に関するシンポジウム発表論文集, 1991 (掲載予定).
- 3) 福本: 粒子破砕の程度を示す指標, 土と基礎, Vol.29, No.12, pp.64-65, 1981.
- 4) 石井: 粒子破砕の表示尺度のもつ物理的意義, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.4, pp.155-164, 1989.
- 5) Marsal, R. J.: Soil Properties-Shear Strength and Consolidation, Proc. 6th Int. Conf. S.M.F.E., Vol. III, pp.310-316, 1965.
- 6) 北郷・神谷・石橋・石丸: 火山灰土のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響, 土質工学会北海道支部技術報告資料, No.16, pp.125-134, 1976.
- 7) 軽部・足立・米本: 粒状土の力学的特性と土粒子の性状の関係, 粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集, pp.49-54, 1986.

室蘭工業大学工学部	正会員	三浦 清一
室蘭工業大学大学院	学生員	○益村 公人
北海道開発コンサルタント	正会員	峯田 一彦
北海道開発局	正会員	真田 英夫

1. まえがき

北海道においては、新第三紀から第四紀にかけて激しい火山活動が起こり、その噴火にともなった様々な成因を有する火山砕屑物を主体とした地盤が広く分布している。このような地盤から構成される北海道太平洋沿岸一帯は地震多発地帯であり、かつ1968年の十勝沖地震、1982年の浦河沖地震により液状化の発生が確認されていることもあって、今後の社会基盤施設の建設にあたっては、砂地盤と同様に火山灰地盤に対しても適切かつきめ細かな耐震設計の実施が望まれている。

そのような背景より、筆者らは北海道内で採取した不攪乱試料に基づいて、自然堆積状態にある火山灰土の変形・強度特性や液状化特性について詳細な検討を重ねてきた。その結果^{1), 2)} から、繰返し非排水強度は道内自然堆積砂³⁾ と類似した強度を示すことが確認されているが、同時に通常の砂のような粒状体とは異なった破壊モードであることも示された。これは固結度、密度、さらに粒度や構造特性（含粒子の物理特性）等の要因に起因するものであるとされている。

本研究は、北海道東胆振（苫小牧市ウトナイ）地区の2次堆積火山灰層及び砂層に対して実施された、サンドコンパクションバイブル（以下、SCPと略す）打設⁴⁾ 前後の地盤の繰返し非排水三軸強度特性及び原位置試験データの変化を詳細に調べることで、火山灰土の動的強度の評価因子をさらに明確にすることを目指している。

2. 地質概要ならび物理的性質

研究対象は、前述の苫小牧市ウトナイ地区及び比較検討のための不攪乱火山灰土である門別町富川、森町字姫川、上富良野町の4地点である。これらを図-1に示す。ウトナイ地区とは、現在建設が進む高規格幹線道路日高自動車道のうち植苗高架橋・ウトナイ高架橋間の約2kmであって、高地下水位（約-1~-2m付近）でかつ深度20m前後までN値が10回以下の支笏系2次堆積火山灰を主体とした地盤構成になっている。そのため、液状化発生の可能性が指摘され⁵⁾ その対策工としてSCP工法が用いられている。本施工に先立ち、試験施工として3種類のピッチ（ $d=1.4, 1.6, 2.0\text{m}$ ）でSCP（径 $DS=700\text{mm}$ ）を2次堆積火山灰層、砂層に打設し、約1ヶ月及び6ヶ月経過の時点でそれぞれB-1-1, B-1-2, B-3-3, B-3-5の深度に対して、サンプリングを行った。地質概要、地盤情報の詳細は、文献6）を参照されたい。一方、富川火山灰土、森火山灰土は、それぞれ樽前山、駒ヶ岳を噴出源とする降下生成物で構成され、堆積層は空中運搬時の分級作用により粒度はかなり均質である。詳細は、文献

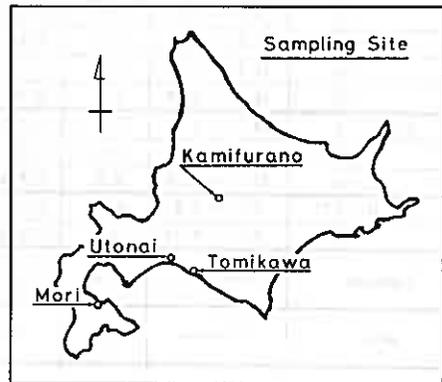


Fig-1

Study on Evaluation of Cyclic Undrained Strength for Hokkaido Volcanic Soils ;Seiichi Miura, Kimihito Masumura(Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Kazuhiko Mineta(Hokkaido Engineering Consultants Co.,Ltd.), Hideo Sanada(Hokkaido Development Bureau)

Table-1

site	d _a m	depth m	σ_s kgf/cm ²	γ_{dmjn} g/cm ³	γ_{dmjx} g/cm ³	γ_{dc} g/cm ³	Drc %	D _{so} mm	Fc %	Uc	Gs	B value	w _p %
B-1-1	-	7.95	0.7	0.672	0.978	0.829	61.06	0.200	10.48	4.02	2.374	0.967	71.7
1 month elapsed	1.4		0.7	0.708	1.000	0.846	56.87	0.377	15.91	7.67	2.350	0.965	70.9
	1.6		0.7	0.641	0.949	0.782	50.41	0.740	2.27	12.63	2.441	0.967	77.5
6 month elapsed	2.0	—	0.7	0.619	0.888	0.769	64.76	0.511	3.69	6.80	2.294	0.965	75.1
	1.4	10.45	0.7	0.688	1.012	0.879	67.38	0.429	14.79	9.20	2.423	0.969	68.7
	1.6		0.7	0.630	0.893	0.764	58.86	0.766	12.24	9.55	2.293	0.969	88.6
2.0	0.7		0.705	1.004	0.784	32.20	0.538	9.07	9.55	2.373	0.972	77.6	
B-1-2	-	13.05	0.9	0.612	0.957	0.975	103.23	0.154	7.78	2.30	2.326	0.962	63.1
1 month elapsed	1.4		0.9	0.652	1.013	0.966	91.24	0.171	3.38	2.53	2.357	0.978	57.5
	1.6		0.9	0.590	0.895	0.834	83.98	0.247	6.28	3.67	2.294	0.966	71.1
6 month elapsed	2.0	—	0.9	0.579	1.149	0.811	65.19	0.317	4.93	5.33	2.286	0.970	77.7
	1.4	15.00	0.9	0.629	1.000	0.977	95.83	0.159	14.38	3.00	2.331	0.969	58.8
	1.6		0.9	0.608	0.931	0.866	85.95	0.179	17.95	3.75	2.281	0.969	67.2
2.0	0.9		0.619	0.950	0.847	77.14	0.175	14.61	3.23	2.330	0.962	70.5	
B-3-3	-	10.00	0.9	0.863	1.278	1.113	68.50	0.169	8.99	2.50	2.501	0.951	45.8
1 month elapsed	1.4		0.8	0.770	1.283	1.157	88.80	0.204	7.11	2.80	2.576	0.957	42.5
	1.6		0.8	0.830	1.285	1.206	88.31	0.202	14.22	3.91	2.612	0.975	40.5
6 month elapsed	2.0	—	0.8	0.771	1.214	1.124	86.41	0.161	15.74	2.87	2.481	0.960	47.1
	1.4	12.00	0.8	0.844	1.258	1.163	83.42	0.182	12.10	3.03	2.482	0.963	44.2
	1.6		0.8	0.800	1.199	1.130	87.19	0.188	4.88	4.00	2.471	0.965	47.0
2.0	0.8		0.868	1.272	1.141	75.13	0.191	10.55	3.08	2.490	0.964	49.2	
B-3-5	-	13.60	1.0	0.840	1.212	1.096	76.50	0.194	6.53	2.45	2.452	0.967	47.3
1 month elapsed	1.4		1.0	0.816	1.205	1.112	81.40	0.210	7.28	2.70	2.496	0.968	43.7
	1.6		1.0	0.812	1.220	1.125	82.21	0.200	7.47	3.08	2.548	0.974	45.0
6 month elapsed	2.0	—	1.0	0.956	1.306	1.194	74.52	0.195	4.78	1.99	2.546	0.973	33.0
	1.4	15.10	1.0	0.811	1.141	1.031	73.63	0.213	9.35	3.14	2.453	0.966	58.2
	1.6		1.0	0.912	1.299	1.158	71.05	0.190	8.98	3.28	2.521	0.969	51.5
2.0	1.0		0.969	1.312	1.225	80.02	0.195	4.96	2.03	2.555	0.965	47.9	
B-2-1	2.6 ~ 4.1		0.4	1.367	1.766	1.250	-43.73	1.400	6.68	19.13	3.011	0.974	32.1
-2	6.9 ~ 9.4		0.5	0.747	1.008	0.815	32.23	0.680	7.22	17.58	2.510	0.971	74.1
-3	11.5 ~ 14.5		0.7	0.740	1.029	0.816	33.10	0.590	11.64	13.85	2.538	0.968	67.7
-4	15.4 ~ 17.4		0.9	0.711	1.065	0.839	45.41	0.200	7.95	3.45	2.443	0.958	72.9
-5	18.0 ~ 20.0		1.0	0.735	1.089	0.903	56.75	0.170	13.93	3.55	2.416	0.958	66.5
B-3-1	2.5 ~ 3.6		0.4	1.362	1.773	1.330	-12.49	1.280	6.06	16.59	2.852	0.972	34.6
-2	4.5 ~ 6.15		0.5	1.187	1.503	1.139	-21.57	1.170	4.79	7.15	2.750	0.965	43.0
-4	12.0 ~ 13.6		0.9	0.805	1.253	1.131	80.07	0.160	8.11	2.43	2.463	0.950	46.5
B-0-1**	6.5 ~ 7.0		0.5	0.956	1.306	1.006	16.33	0.754	7.56	10.95	2.625	0.980	49.7
-2**	8.5 ~ 9.45		0.6	0.690	1.010	0.753	26.57	0.527	14.54	13.51	2.376	0.980	88.9
Tomikawa	—		1.0	0.444	0.534	0.481	44.65	1.350	0.81	3.09	2.202	0.970	69.9
Mori	—		1.0	1.313	1.650	0.493	58.91	0.650	0.55	2.48	2.909	0.963	13.5
Kamifurano	—		0.5	0.964	1.382	1.115	43.46	0.520	10.60	12.68	2.513	0.973	34.3

*: pile pitch (m), **: the site near to Uenae bridge

1), 2)を参照されたい。また上富良野火山灰土は、十勝岳噴出による火砕流生成物で構成され、粒度は細～粗粒分が混合する配合のよいもので、噴出時に高熱をもって流出するため原地盤においては熔結がかなり進行している。各サンプリング法は、ウトナイ火山灰土はトリプルチューブサンプリング、富川火山灰土

はシンウォールサンプリング, 森火山灰土はブロックサンプリング, 上富良野火山灰土はギブスサンプリング⁷⁾で行い, 各試料ともドライアイスにより原位置で凍結し, 実験室へ運搬後冷凍庫内 (-20°C) で保存した。

表-1には, 繰返し非排水三軸試験に使用した供試体について行った物理試験結果を示す。なお, 比重試験は煮沸法により脱気を行っている。その他の値は土質工学会基準による方法で求めた。

3. 試験方法

各試料とも三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向と一致するように, 冷凍庫内で, 供試体寸法が直径D=75mm, 高さH=160mmとなるよう注意深く整形した。準備された凍結供試体は, 三軸セル内で有効拘束圧 $\sigma_c' = 19.6\text{kPa}$ のもとで2時間以上放置して融解させる。その後, 飽和させ196kPaのバックプレッシャーを供給する。なお飽和方法として, 透水性のよい場合はCO₂・脱気水を通す方法と, 透水性の悪い場合には二重負圧法で飽和させる方法を採用した。後者の方法は細粒分の多い試料に対して有効であって, B値は確実に0.95以上となっている。引続き, 所定の圧密圧力 σ_c' (ウトナイ不攪乱試料に対しては原位置での有効上載圧 σ_v' に相当する σ_c') で等方圧密した後に, 側圧一定, 非排水状態で, 載荷周波数0.1Hzの一定振幅正弦波応力を供試体に与えた。なお, 用いたメンブレンの厚さは0.2mmであり, メンブレン貫入補正はしていない。またウトナイ地点では, SCP改良前後に原位置試験として標準貫入試験 (SPT), オランダ式二重管コーン貫入試験 (CPT), 孔内水平載荷試験 (LLT) が行われている。

4. 試験結果と考察

4-1. 乱さない火山灰土に対する液状化特性

図-2は, 各不攪乱火山灰土 (ウトナイ火山灰土はB-0-1, B-0-2を例示) の液状化強度線で, 横軸に両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ を生じるのに必要な繰返し載荷回数 N_c と, 縦軸に両振幅軸ひずみ $DA<1\%$ の繰返し応力比 ($\sigma_d/2\sigma_c'$) との関係を示している。図から, まず上富良野火山灰土の液状化強度が極めて低く現れていることがわかる。 $N_c=20$ で $DA=5\%$ を生じるのに必要な繰返し応力比 R_f を求めてみると, ウトナイ (B-0-2), 森, 富川火山灰土の R_f は各々0.32, 0.427, 0.25であるのに対し, 上富良野火山灰土の R_f は0.109とおよそ2~4倍ほど低い強度値となっている。また図-3のタイムヒストリーに着目してみると, (a)の森火山灰土の有効応力経路・応力-ひずみ関係は(b)の上富良野のそれと比べて, 圧縮側の変形に比較して伸張側の変形が卓越していること, さらに載荷第1波目における圧縮側載荷時に発生する過剰間隙水圧に比べ, 伸張側に発生するそれが高い傾向にある。ウトナイ,

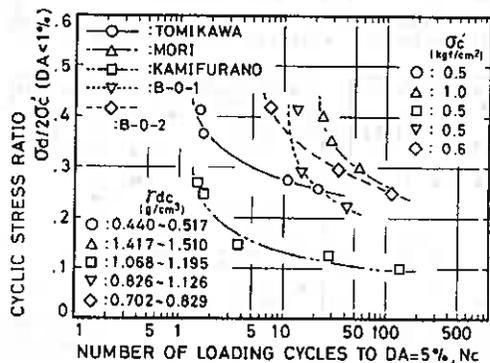


Fig-2

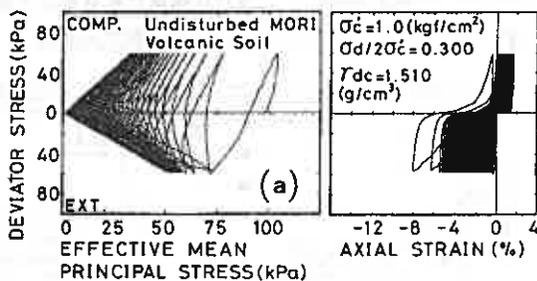


Fig-3 (a)

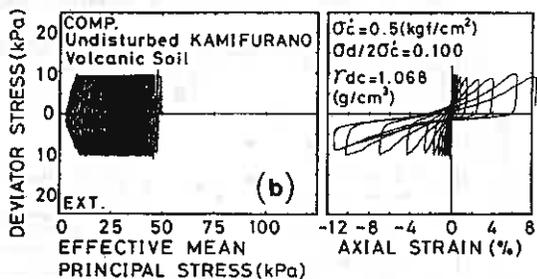


Fig-3 (b)

富川火山灰土についての図示は省略してあるが、これと同様な傾向にある^{2),5)}。これらのことから、程度の差こそあれ異方的な堆積構造³⁾を有していることが伺え、この差の主たる要因となっているものに生成過程の相違が挙げられよう。また繰返し载荷による破壊性状は、サイクリックモビリティをともなう破壊モードであって、両振幅軸ひずみがある変形レベル（例えばDA=5%程度）に到達すると極めて脆性的な破壊形態を示す。これは不攪乱火山灰土の粒子間に存在する固結作用が繰返しせん断過程において逐次低下し、ある変形レベルで完全に消失するためと考えられる。

一方、図-3(b)の上富良野火山灰土においては前者と同様な脆性的な破壊形態ではあるものの、圧縮ならび伸張側の変形はほぼ同じレベルで進行し、サイクリックモビリティ時における粘り強さが欠けているようである。ここで上富良野火山灰土の密度は $\gamma_{dc}=1.068\sim 1.195(\text{g}/\text{cm}^3)$ であるのに対して、富川、ウトナイ火山灰土では $\gamma_{dc}=0.440\sim 1.126(\text{g}/\text{cm}^3)$ と前者の方が高い。これは後でも述べるが、火山灰土の液状化強度に対する密度の依存性は極めて低いことによるものである。以上のように、上富良野火山灰土には森火山灰等のように三軸供試体の軸方向に対しての異方的な挙動は認められず、このことは富川、森火山灰土等が降下生成物で構成されている堆積層であるのに対して、上富良野火山灰土は流下生成物で構成された堆積層であるといった、生成過程に起因した構造特性の違いが強度差に明確に現れていることを示唆している。

また、図-3(a)を見るとサイクリックモビリティ時において有効応力がほぼ0になっているのに対して、図-3(b)ではサイクリックモビリティ時においても有効応力が0になっていないことがわかる。このことはメンブレン貫入の影響だけではなく、繰返し载荷過程での火山灰土粒子自身の脆弱性による粒子内間隙の変化や、生成過程に起因した火山灰堆積層の固結・熔結作用が影響していることを示していると思われる。

以上の結果から北海道不攪乱火山灰土においては、各火山灰の生成過程に起因する原位置条件が極めて顕著に液状化強度を支配していることがわかる。また、工学上通常の砂よりも決して安全であるとは言えず、火山灰地盤に対しても耐震設計の重要性を指摘する必要がある。

4-2. 不攪乱火山灰土の液状化強度に影響をおよぼす要因

4-2-1. SCP打設による液状化強度の変化

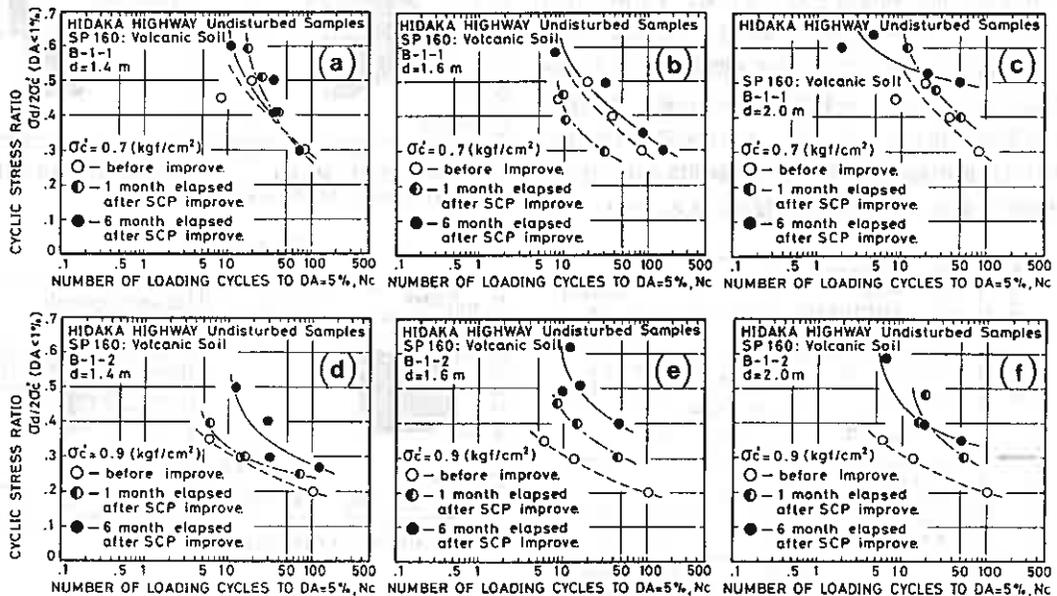


Fig-4 (a) ~ (f)

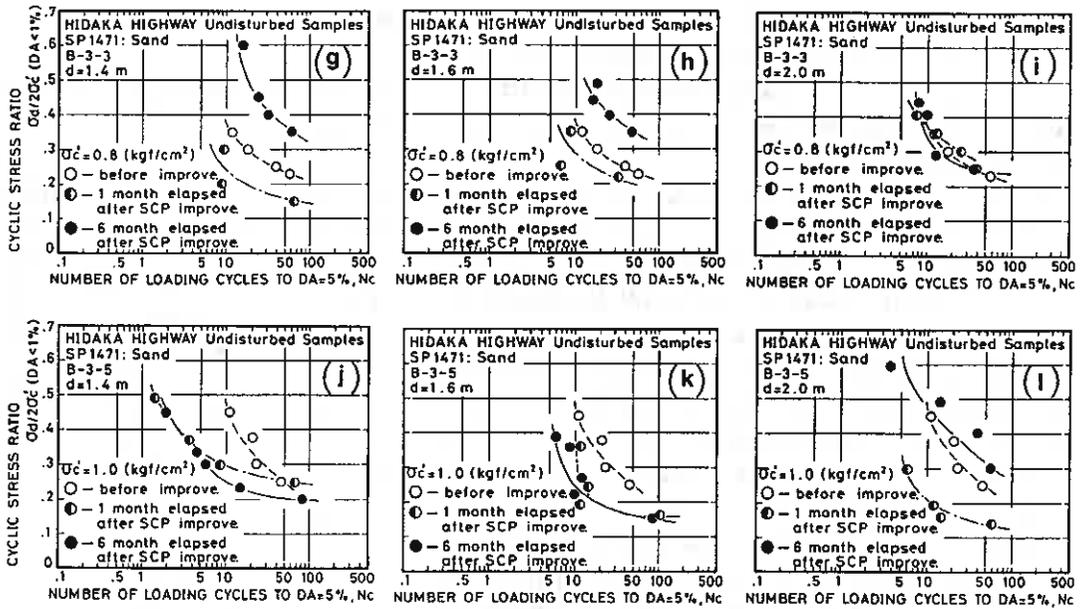


Fig-4 (g) ~ (l)

一般に砂質地盤に対するSCPの改良効果は、密度増加と平均主応力増大の相乗効果によってもたらされるもの⁸⁾であるが、この効果が室内要素試験の結果にどのように表れているかについて以下考察を進める。
 図-4(a)~(l)は、ウトナイ地区⁹⁾におけるSCP打設前、打設後(約1ヶ月及び6ヶ月経過時点の2ケースのもの)の液状化強度を示している。(a)~(f)が2次堆積火山灰層、(g)~(l)が砂層に対する結果である。

図から火山灰層(SP160:B-1-1, B-1-2)では、SCP打設後、時間が経過するに従い液状化強度値が確実に増加していることがわかる。これを液状化強度変化率として定量化してみたのが図-5(a)で、横軸に改良率 as ⁸⁾($as = A/d^2$, A:SCPの断面積(0.38 m²), d:SCPの間隔(d=1.4, 1.6, 2.0m))、縦軸にSCP改良前の繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_q ($N_c=20, DA=5\%$)に対する改良後(1,6ヶ月経過)の $R_{q1.6}$ ($N_c=20, DA=5\%$)の比 $R_{q1.6}/R_q$ として整理した関係を示してある。ここで、 $as=0$ は改良前の状態を表すことになる。図から注目すべきは、火山灰土ではSCP打設後1ヶ月のもの6ヶ月のものとの強度を比較すると確実に6ヶ月の強度が高くなっていることである。一方、砂層(SP1471:B-3-3, B-3-5)に対する同様の関係を示した図-5(b)に注目すると、火山灰土とは異なった傾向にあることがわかる。すなわち、1ヶ月経過の変化(O, Δ印)をみると、B-3-3, $as=0.096$ 以外は強度が減少しており、強度変化率としては $R_{q1.6}/R_q=0.49\sim 0.82$ の範囲である。次に6ヶ月経過の変化をみると、B-3-3(●印)は改良率の増

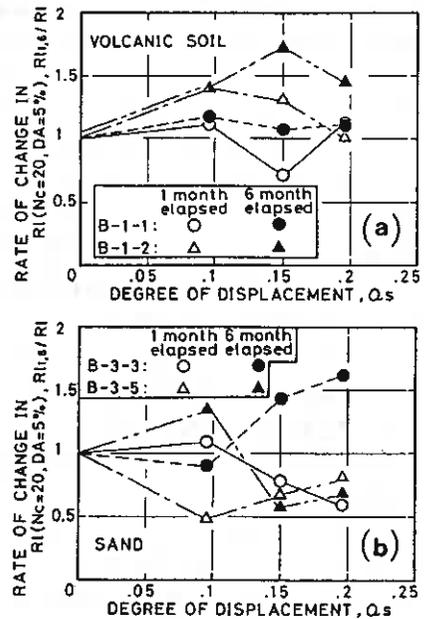


Fig-5 (a), (b)

加にともない液状化強度変化率もほぼ増加する傾向にある。B-3-5(▲印)は、 $a_s=0.096$ が $R_{\phi 1.6} / R_{\phi} = 1.35$ と増加しているだけで残りの二つの改良率においては減少している。

このことは、SCPによる改良効果の発現は時間の関数のみではなく火山灰土層と砂層の違い、すなわち改良すべき地盤の構造特性の違いによって大きく異なることを示している。

4-2-2. 密度の影響

表-1より、砂層での密度はSCP改良前における1地点(B-3-3, $a_s=0.196$:6ヶ月経過)のものを除いて1,6ヶ月経過試料とも増加しており、逆に火山灰土層は、SCP改良前における1地点(B-1-1, $a_s=0.196$)を除いて1,6ヶ月経過試料とも減少していることがわかる。ここでこれらの密度変化が、特に火山灰土の液状化強度にどのように影響するのかを考察してみよう。図-6は、横軸に三軸供試体乾燥密度 γ_{dc} (g/cm^3)、縦軸に繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_{ϕ} ($N_c=20, DA=5\%$)の関係を示したものであり、富川、森、上富良野不攪乱火山灰土のデータも併記されている。火山灰土についてみると、密度変化の大小によらず液状化強度 R_{ϕ} は $0.109 \sim 0.602$ とばらついた値を示している。図中の実線矢印は、SCP改良前、改良後の変化の一例を示したものであるが、密度が減少しているにもかかわらず液状化強度が増加していることを示している。また砂に対する図中の破線矢印は、同様にSCP改良前、改良後の変化の一例であるが、密度は増加しているがSCP打設1ヶ月経過における液状化強度 R_{ϕ} は減少しており、6ヶ月経過においては増加する傾向にあることを示している。しかし、密度の増加にともなった液状化強度 R_{ϕ} の増加は明瞭に現れていない。

図-7では、横軸に相対密度 $D_r(\%)$ 、縦軸に繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_{ϕ} ($N_c=20, DA=5\%$)の関係を示してみた。火山灰土については前述の密度との関係と同様に、一貫した関係はみられない。また図中にあるデータ点◎は、供試体中に無視できない木の根(約30~50%)が混入し補強土試料になっているからである。一方、砂でも液状化強度 R_{ϕ} のばらつきは大きい。しかし、SCP改良前および改良後6ヶ月経過の状態(△, ▲印)についてみると、相対密度の増加にともなう少なくとも液状化強度 R_{ϕ} が増加する傾向にある。このことは、改良後6ヶ月経過の原地盤の堆積構造状態が改良後1ヶ月経過の状態に比べ、安定した状態にあることを示唆するものである。

以上のことより、砂については、相対密度で整理することにより従来報告されている傾向を認めることができるが、火山灰土の液状化強度の密度依存性は極めて小さいと言えよう。

4-2-3. 粒度、粒径等の影響

一般に粒径のそろった細砂や中砂が液状化しやすく、また細粒が含まれるとねばり強さが増し液状化しにくいなどと云われている。しかし、前述した上富良野火山灰土のように粒度の配合がよいものでも液状化しやすい場合があるように、火山灰土に関してはこの限りでないようである。そこでここでは、粒度、粒径が液状化強度におよぼす影響を考察してみる。

図-8は均等係数 U_c と繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_{ϕ} ($N_c=20, DA=5\%$)との関係を示している。 $U_c < 1.0$ についてみると、火山灰土は U_c の増加にともない R_{ϕ} も増加する傾向にあるものの、砂につ

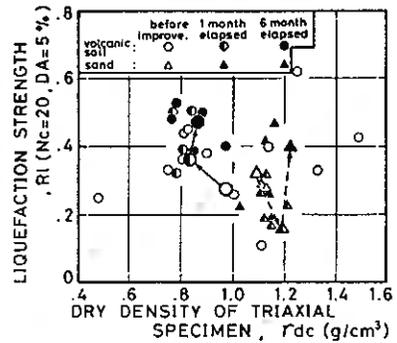


Fig-6

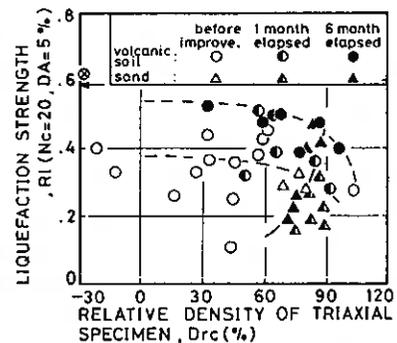


Fig-7

いては U_c のレンジが狭く R_f に対してのユニークな関係はここでは論じられない。さらに、 $U_c > 10$ のものについてみると $U_c < 10$ の R_f よりも小さくなっており、火山灰土の液状化強度がさらに他の要因によって支配されていることを示唆している結果になっている。そこで粒径について考察を進めるために、図-9に平均粒径 D_{50} (mm) と液状化強度 R_f ($N_c=20, DA=5\%$) との関係を示した。なお図中のデータは、均等係数 U_c 値によって3ケースに分けてある。火山灰土では、 U_c によらず D_{50} の増加にともない R_f も増加する傾向にあることがわかる。ただし、砂については、 D_{50} がほとんど変化していないことから R_f におよぼす影響はここでは明確ではない。

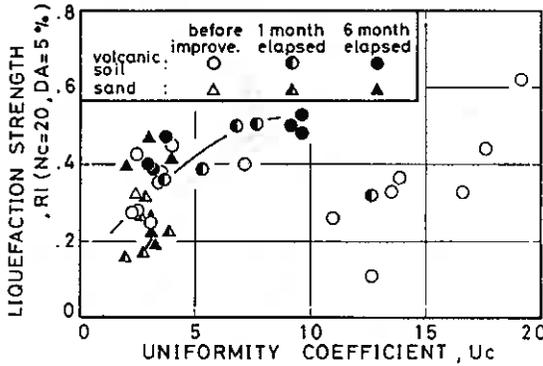


Fig-8

次に細粒分の影響について調べるために図-10に、細粒分含有率 F_c (%) と液状化強度 R_f ($N_c=20, DA=5\%$) との関係を均等係数 U_c 値により3ケースに分けて示した。まず $U_c < 5$ のものに注目すると、明らかに F_c の増加にともなって R_f も増加しており、火山灰土、砂によらずこの関係は成り立っている。また $U_c > 5$ のものは、今回の F_c の範囲内 ($F_c < 20\%$) において R_f に対する影響は極端に少ないようである。

以上のことより、火山灰土はその平均粒径 D_{50} の増加にともない液状化強度 R_f も増加する傾向にあるようである。また均等係数 $U_c < 5$ においては、火山灰土と言えども砂同様細粒分含有率 F_c の影響が無視できないことがわかる。

4-2-4. K_0 値の影響

今回SCP打設前および打設後約6ヶ月経過した時点において、孔内水平載荷試験 (LLT) が実施されていることから、静止土圧係数 K_0 値が算出されている。そこで、ここでは特に改良にともなう K_0 値の変化と室内要素試験による液状化強度との関連を検討してみよう。

図-11は、横軸にLLTから推定された静止土圧係数 K_0 、縦軸に繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_f ($N_c=20, DA=5\%$) との関係を示す。図から火山灰土の K_0 値は改良前と比較して確実に増加しており、それにと

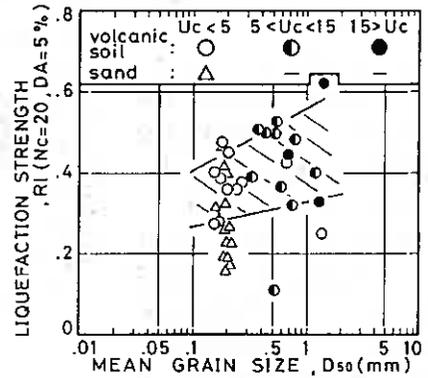


Fig-9

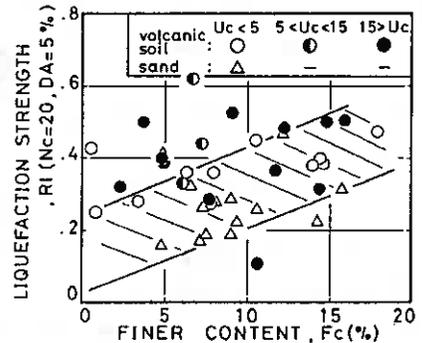


Fig-10

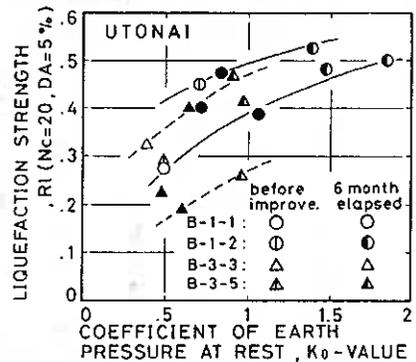


Fig-11

なって R_1 も増加していることがわかる。また砂についても火山灰土と同様の傾向にある。

このことから、SCP打設によって確実に地盤の平均主応力(K_0 の増加)を増大させていることは明らかであり、強度を増加せしめる1つの要因になっていることは間違いないと云えよう。ただし、火山灰土におけるSCP改良効果は、密度増加によるものではなく平均主応力増加(K_0 値の増加)の貢献が多であることも明らかであろう。

4-3. SCP打設による動的変形特性の変化

ここでは、SCP打設により原地盤の堆積構造が変更されることによる繰返し非排水三軸挙動の変化を検討している。

図-12及び図-13は、SCP改良前、改良後における火山灰土および砂の有効応力経路の一例である。まず、火山灰土のタイムヒストリー(図-12(a),(b))に着目すると、改良前においては荷重第1波目における圧縮側荷重時に発生する過剰間隙水圧に比べ、伸張側に発生するそれが高い傾向にあるが、改良後にはその傾向が逆転していることがわかる。この傾向を砂についてみると、さらに顕著になっていることが図-13からわかる。

このことを、さらに定量的に示すために図-14(a),(b)を描いた。すなわち横軸に改良率 a_s 、縦軸に両振幅軸ひずみ $DA=2,5,10(\%)$ 時における圧縮ひずみ $\epsilon_{ac}(\%)$ の受け持つ割合 ϵ_{ac}/DA との関係を、(a)火山灰土、(b)砂として示してある。

両図から、火山灰土と砂とで程度に差はあるが、両者とも改良前($a_s=0$)の ϵ_{ac}/DA に比べ改良後のそ

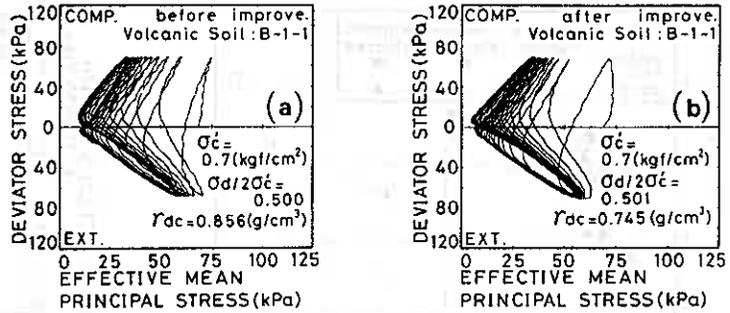


Fig-12 (a), (b)

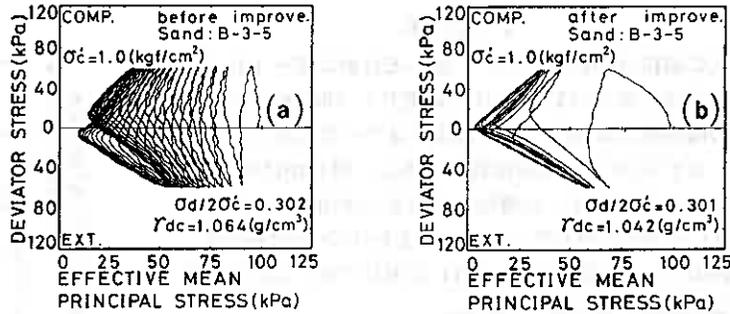


Fig-13 (a), (b)

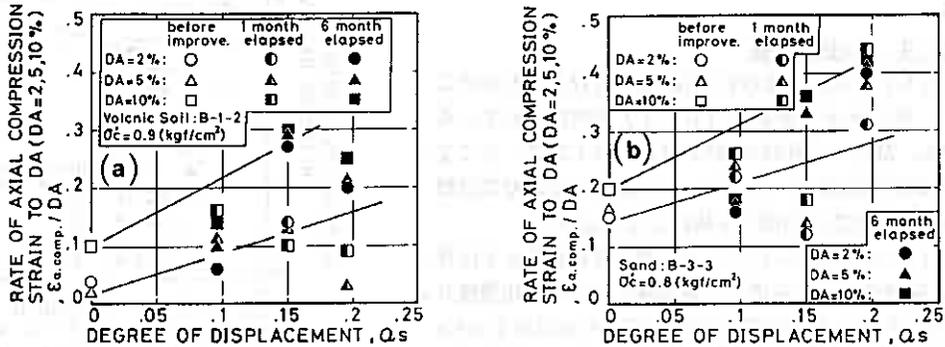


Fig-14 (a), (b)

れが確実に大きくなっていることが明かである。ここで、(a)の $a_s=0.196$ 、(b)の $a_s=0.150$ の1ヶ月経過時の ε_{ac}/DA が改良前のそれに比べて低くなっているのは、SCP打設により K_a 値が増加しサンプリングが極めて困難であったとの報告と無関係ではないと思われる。

以上のことから、圧縮応力条件下では、変形しにくいといった構造異方性を有している自然堆積状態の火山灰土や砂がSCP打設を行うことにより堆積構造に変化を生じさせ、このことが液状化強度の変化に貢献しているとするメカニズムを支持することができる。

4-4. 室内試験結果と原位置試験結果との対応

従来、SPT N値とCPT qc値との間には種々の相関式が示されているが、一般に知られているのは砂に対するMeyerhofの $q_c=4N$ なる関係である。しかし、本火山灰土地盤におけるその関係は $q_c=4\sim 20N$ ⁹⁾と非常にばらつきが大きい。このように砂の相関式と異なる要因として、N値の評価における問題が考えられる。つまり、SPTでは動的な貫入がなされるため火山灰粒子が破碎される。そのためN値が過小評価されることになり、例えばN値による液状化簡易予測法においても推定液状化強度も過小評価されてしまう危険性がある。そこで、CPT qc値による評価法が考えられる。

このことを岩崎・龍岡法⁹⁾において実際に評価してみるために、図-15に横軸にN値と粒度による推定液状化強度 $R_{I,T}$ 、縦軸に繰返し非排水三軸試験による液状化強度 R_I ($N_c=20, DA=5\%$)との関係を示してみた¹⁰⁾。なお、図中の○印は実測N値より推定し、●印は沖積層においては q_c/N は $\log D_{50}$ に比例する¹¹⁾という関係に基づいて、実測 q_c 値よりN値を算出し推定したものである。図から明らかのように実測N値による $R_{I,T}$ より、実測 q_c 値により算出したN値による $R_{I,T}$ の方が室内実験結果により近くなっていることがわかる。

このことは、粒子破碎や固結力の卓越する地盤においてはN値よりも q_c 値の方が有効であることを示唆している。しかし、このような簡易予測法の妥当性を明らかにしていくためには、今後のデータの蓄積がさらに重要である。

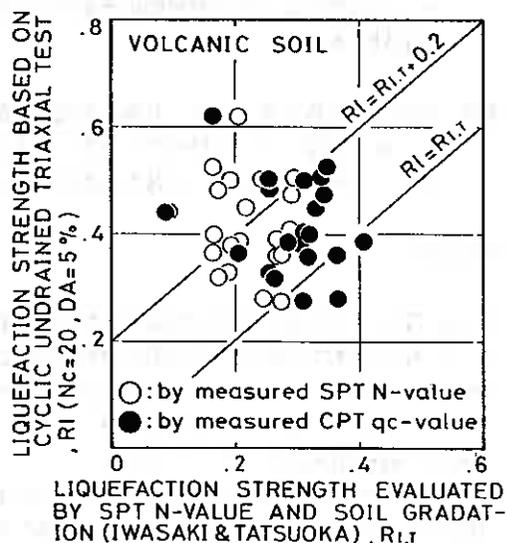


Fig-15

5. まとめ

北海道内4地点より不攪乱火山灰土試料を採取し、繰返し非排水三軸試験を実施し同時に標準貫入試験、オランダ式二重管コーン貫入試験、孔内水平載荷試験データとの対応を考察することにより、次のことが明らかになった。

- (1) 道内不攪乱火山灰土は、砂のそれと類似した繰返し非排水強度を保有しているが、特にその生成過程に起因する原位置条件に強度が支配されている。また、サイクリックモビリティをともなった破壊モードであるが、ある変形レベルに到達すると極めて脆性的な破壊を示す。さらに火山灰土の繰返し非排水強度に影響をおよぼす要因として、密度依存性は小さいが、粒度、平均粒径、細粒分、堆積構造特性は極めて重要であることが確かめられた。

- (2) 液状化強度はSCPによる改良によって高められる傾向にあり、特に火山灰土層では確実に強度増加が認められる。また、SCP打設によって地盤の K_0 値は増加、すなわち平均主応力が増加していることが定量的に明らかにされた。
- (3) SCP打設後の時間的経過に従って、改良地盤は密度変化を伴わないより安定化した状態へと移行していくようであり、これはさらなる動的強度の増加をもたらしている。しかし、SCPによる地盤改良効果の発現は、時間の関数のみではなく、火山灰層と砂層の違いすなわち改良すべき地盤の特性によって大変異なることが示された。
- (4) 火山灰土地盤に対するSPT N値による動的強度の推定は過小評価になる危険性があり、その値に基づく液状化予測にはこのことを十分に考慮する必要がある。また、CPT qc値および平均粒径より算出したN値による推定液状化強度は、室内液状化試験結果と類似した値を示す。このことは、コーン貫入抵抗による地盤挙動の予測が火山灰土地盤のような固結性で粒子破砕が存在するものに対して有効であることを示唆している。

謝辞 本研究の実施に当たって、北海道開発局室蘭開発建設部苫小牧道路事務所の関係諸氏にお世話になった。また実験・データ整理において、室工大工学部4年 内田昌志、黒沢保、藤田明寛 各君の協力を得た。末筆ながら記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1)三浦・宮永:火山灰質粒状体の強度異方性と破砕特性,第25回土質工学研究発表会講演集,pp.541-544,1990
- 2)三浦・宮永・益村:不攪乱火山灰質粒状体の液状化挙動,第25回土質工学研究発表会講演集,pp.801-804,1990
- 3)Miura,S.&Toki,S.:Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sand sampled from natural deposits,Soils and Foundations,Vol.24,No.3,pp.69-84,1984
- 4)峯田・三浦・真田・益村:サンドコンパクションバイル工法による火山灰地盤の改良効果について,土木学会第45回年次学術講演会講演概要集,pp.408-409,1990
- 5)峯田・三浦・真田・益村:北海道沖積地盤の繰返し非排水強度特性,第25回土質工学研究発表会講演集,pp.790-800,1990
- 6)峯田・三浦・真田・益村:火山灰土の動的強度と地盤の改良について,土質工学会北海道支部技術報告集,投稿中,No.31,1991
- 7)土岐・三浦・谷沢:自然堆積砂の変形・強度特性とサンプリング法の相違による変化,砂質土および砂地盤の変形・強度破壊の評価-室内試験法および試験結果の解釈と適用-に関するシンポジウム発表論文集,pp.75-80,1984
- 8)軟弱地盤対策工法-調査・設計から施工まで-:土質工学会,pp.119-151,1988
- 9)Tatsuoka,F.,Iwasaki,T.,Tokida,K.,Yasuda,S.,Hirose,M.,Imai,T.&Kon-no,M.:A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard penetration resistances,Soils and Foundations,Vol.18,No.3,pp.43-58,1978
- 10)建設省土研振動研:土木研究所資料,No.2590,1989
- 11)土質調査法:第2回改訂版,土質工学会編,pp.226-249,1982

支笏軽石流堆積物の力学的性質

応用地質株式会社 正員 若松 幹男
 正員 ○成田 収司
 正員 持田 文弘

1. まえがき

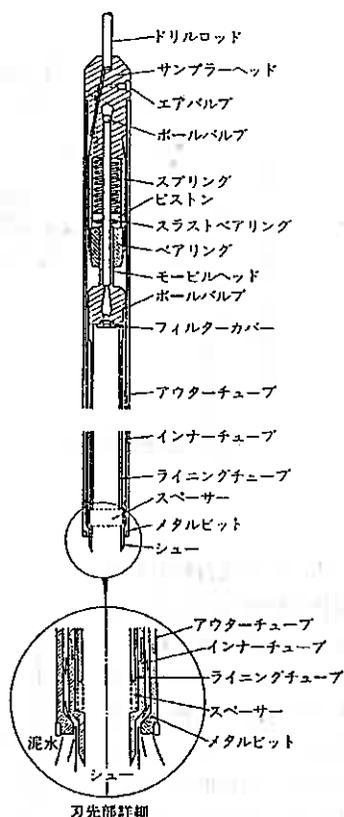
工学的に火山灰と称されている土を成因的にみると、火山からの噴出物が地表を流れて堆積する火砕流堆積物と噴出物が空中から降下する降下火砕物とに区分される。前者の火砕流堆積物は高温をもって流出するため、焼結作用を受け、これが土の力学的性質に大きな影響を与えているものと考えられる。流出時の温度の違いが焼結度の強、弱、非をもたらし、この内、強焼結部は岩（焼結凝灰岩）として扱える。弱～非焼結部は自然状態ではガラス質物質で結合されていて、流理構造が認められるが、外力によって、ばらばらな薄片状粒子に分離されやすいため、乱さない状態での力学的性質を求めることが困難であった。しかし、トリプルチューブサンプラーによって、乱さない試料の採取が容易になり、その力学的性質を調べるのが可能になった。ここで、北海道の代表的な火砕流堆積物である支笏軽石流堆積物を対象にして行った調査試験結果より、種々の力学的性質を紹介する。

試料採取地点は千歳市平和地区、千歳市本町地区および札幌市厚別地区である。

2. サンプリング方法

支笏軽石流堆積物の乱さない試料は、トリプルチューブサンプラーで採取した。その構造と特徴は次のとおりである。

- 1) サンプラーはアウターチューブ、インナーチューブ、ライニングチューブの三重管構造となっている。
- 2) 先端シューが外管より突き出て各地層にくい込む構造である。
- 3) 土質によって刃先の調整ができる。
- 4) 採炭用コアチューブのように上部にスプリングが付いている。
- 5) 外管、内管はスイベル・タイプでともまわりしない。
- 6) 内管の内側には、プラスチックチューブがあり、その中にコアを採取できる。



図一 トリプルチューブサンプラー構造図
 (土質調査法より引用)

3. 試料採取地点のN値と物性値

試料採取地点のN値分布は図-2のとおりである。同図にはトリプルチューブサンプラーによる乱さない試料の採取位置を示してある。平和地区は表層約3mを樽前、恵庭火山噴出物（降下火山灰、火山灰質粘性土）でおおわれているが、本町地区と厚別地区は表層部が開折され、その上に沖積層（シルト、砂、砂礫）が、各々3、6mの厚さで堆積している。なお、平和地区の上部を除けば、採取試料は何れも地下水面下のものである。

(□：サンプリング位置)

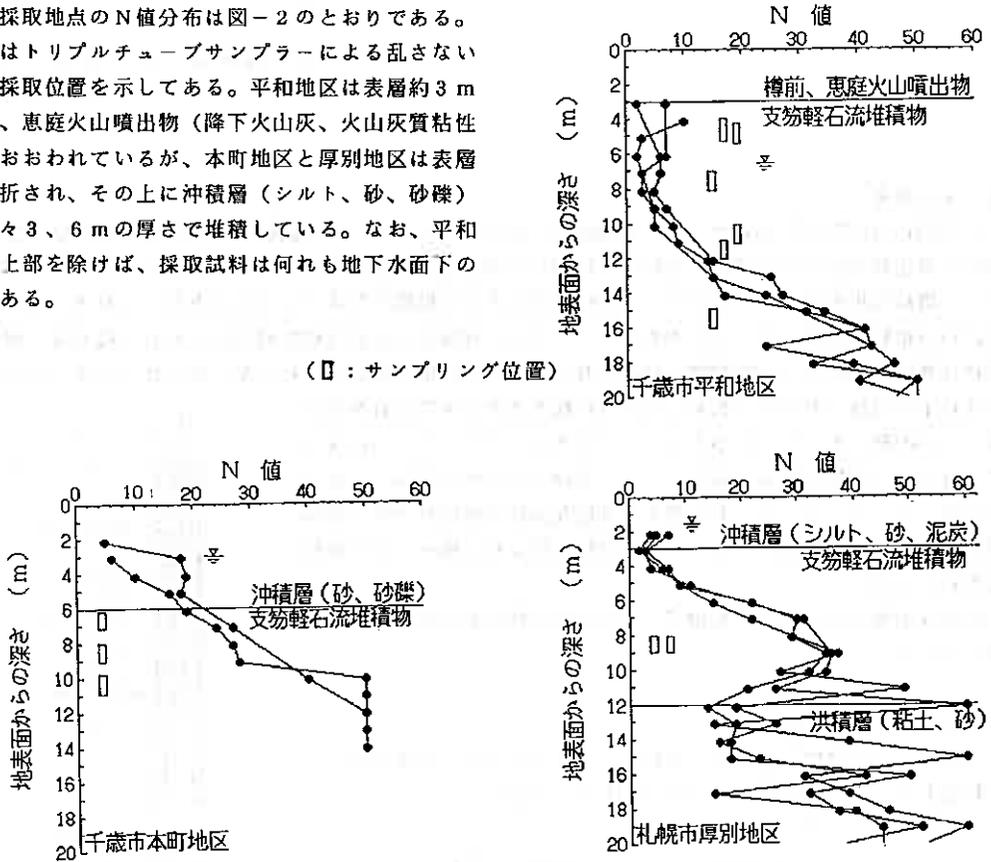


図-2 試料採取地点のN値分布

表-1に支笏軽石流堆積物の物性値を示す。同表には、既報告資料および九州シラス（鹿児島市、入戸火砕流堆積物）の値も添付しておく。今回の試料は、平和地区の間隙比がやや大きいことを除けば、既報告資料の値の範中にほぼ入っている。また、これらは、九州シラスとも類似した値である。

表-1 支笏軽石流堆積物の物性値

項目	支笏軽石流堆積物				九州シラス
	既報告資料	平和地区	本町地区	厚別地区	鹿児島市
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.30~2.45	2.10~2.55	2.33~2.36	2.24~2.25	2.35~2.55
含水比 w (%)	20~65	40~75	45~55	45~50	40~55
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.40~1.55	1.30~1.55	1.62~1.65	1.63~1.64	1.40~1.75
乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.05~1.25	0.90~0.95	1.00~1.10	1.10~1.15	1.00~1.20
間隙比 e	0.9~1.3	1.3~2.2	1.1~1.3	1.0~1.1	0.9~1.8
透水係数 k (cm/sec)	$1\sim5 \times 10^{-4}$	-	3×10^{-4}	4×10^{-4}	$0.2\sim2 \times 10^{-4}$

4. 乱さない試料の力学的性質

4.1 三軸圧縮試験

1) 試験条件

供試体は、採取試料のまま外径54mm (= サンプラー内径) とし、高さは110mmになるように両端を成形して、表-2に示す試験条件で三軸圧縮試験を行った。排水条件は試料が多孔質であり、透水係数が 10^{-4} cm/secと大きいため試験中の間隙水圧の発生はないものと判断し、圧密排水条件(CD法)とした。バックプレッシャーは大きな荷重を作用させると粒子破砕を起こす恐れがあるため、極力小さな荷重である 0.5 kgf/cm^2 を採用した。

表-2 三軸圧縮試験条件

状態	乱さない試料
供試体寸法	D=54 mm H=110 mm
排水条件	圧密排水
バックプレッシャー	0.5 kgf/cm^2
ひずみ速度	$0.1\%/\text{min}$

2) 応力~ひずみ曲線

図-3は応力~ひずみ曲線の代表例である。

間隙比の小さい(a)は、応力~ひずみ曲線にピーク強度と残留強度が明瞭にみられ、体積変化は正のダイレクンシーを示す。これに対し、間隙比の大きい(b)は軸ひずみ15%に達しても破壊に至らずピーク強度と残留強度が等しいと整理されている。体積変化は負のダイレクンシーを示している。

ダイレクンシーの正負の境界は拘束圧によっても変わってくるので、一概にはいえないが、各試験結果をみると、間隙比 $e=1.4$ 前後に境界がありそうである。

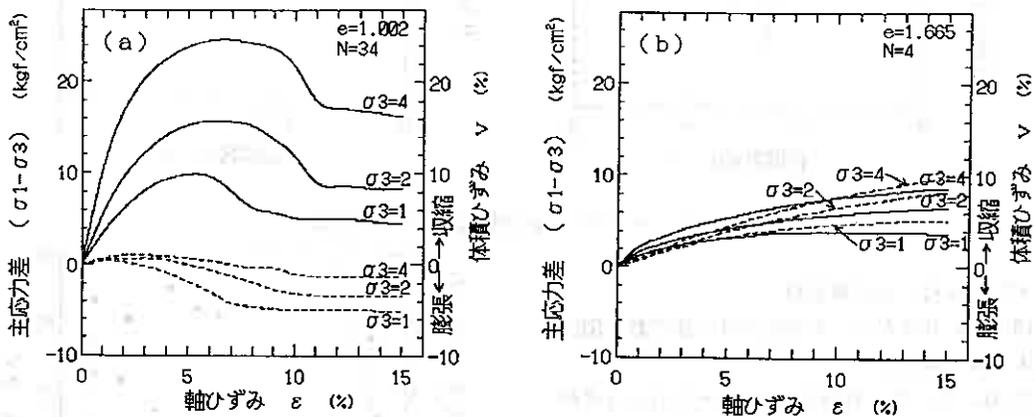


図-3 応力~ひずみ曲線

3) せん断定数

ピーク強度および残留強度を用い、各試験について最小二乗法より直線近似して求めた強度定数を表-3に示す。同表には初期間隙比およびN値も列挙してある。表-3より、ピーク強度の ϕ_d 、 C_d と e の関係を整理し、図-4に示す。 C_d は、 $e > 1$ のとき $0.7 \sim 1.0\text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあるが、 $e \approx 1$ 付近で急激に増加する傾向が伺える。 C_d は e に反比例する傾向にある。また、残留強度ではピーク強度に比較すると C_d は20~30%以下に低下し、 ϕ_d は $40^\circ \sim 42^\circ$ と一定の値になっている。

表-3 支笏軽石流体積物の強度定数

地区名	間隙比 e	N 値	見掛けの粘着力 C_d (kgf/cm ²)		せん断抵抗角 ϕ_d (°)	
			ピーク	残留	ピーク	残留
			平和地区	1.718	5	0.76
	1.258	40	0.72	0.01	40.5	41.1
	2.157	5	1.08	—	23.1	—
	1.275	10	0.71	0.19	42.4	40.3
	1.665	4	0.84	—	26.1	—
	1.283	10	0.89	0.10	42.1	40.1
本町地区	1.294	20	0.57	0.16	44.6	41.7
	1.291	27	0.81	0.01	41.0	41.7
	1.095	45	2.61	0.45	43.5	42.2
厚別地区	1.002	34	1.11	0.15	45.1	41.3
	1.058	30	1.79	0.39	41.9	39.6

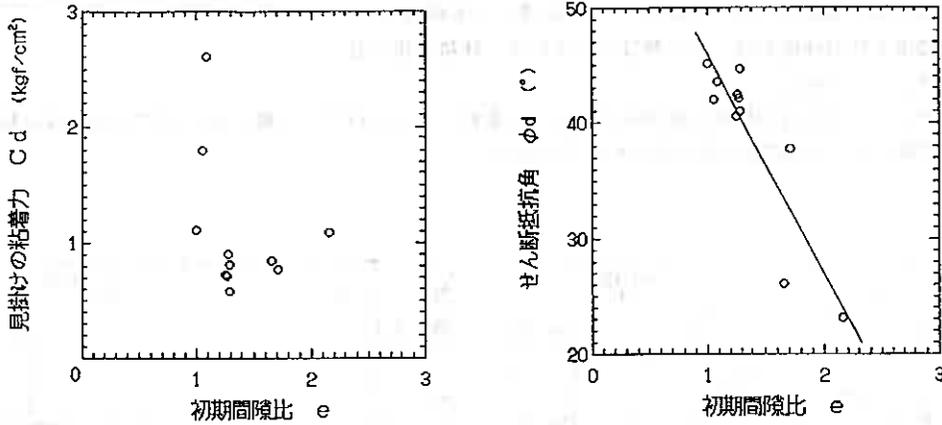


図-4 $e \sim C_d$ 、 ϕ_d 相関図 (ピーク強度)

4) N 値とせん断定数

図-5 に N 値とピーク強度のせん断定数の関係をまとめておく。

C_d は、 $N < 30 \sim 40$ のとき、 $0.7 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあり、N 値に関係なく一定の値を示すが、 $N > 30 \sim 40$ になると値が急増する傾向にある。これに対し、 ϕ_d は $N > 10$ のとき、 $40^\circ \sim 45^\circ$ の範囲にあり、N 値に関係なく一定値を示し、 $N < 10$ では値が急激に小さくなっている。

なお、参考までに、図-6 に N 値と初期間隙比 e との関係を示しておく、これによると、N 値と e との間には双曲線的な明瞭な相関が認められる。

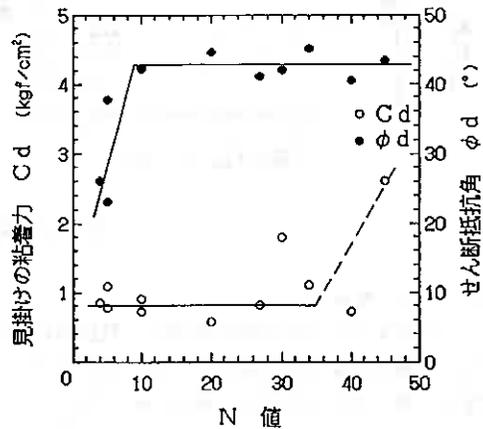


図-5 N 値とせん断定数 (ピーク強度)

4.2 圧密試験結果

図-7は乱さない試料の圧密試験による $e \sim \log p$ 曲線および $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線である。

試験は径42mm、高さ20mmの小リングを用い、載荷方法は標準圧密試験方法に準じて行った。

試料は間隙比の大きいAグループ、間隙比の小さいBグループに分けられる。Aグループは $e \sim \log p$ 曲線の $p = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 付近に、Bグループは $p = 5 \text{ kgf/cm}^2$ 付近に変曲点が認められる。この変曲点は圧密降伏応力 P_c に相当するものであるが、 $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線によれば、変曲点の荷重を越えると c_v が大きくなるものが多く認められる。このことは、変曲点を越えるとガラス質物質で構成される熔結部が破碎され、圧密速度が早まることを意味するものと思われる。また、A、Bグループで変曲点の値が異なるのは、間隙比の大きい試料程、小さな荷重で破碎が生じることによるものであろう。

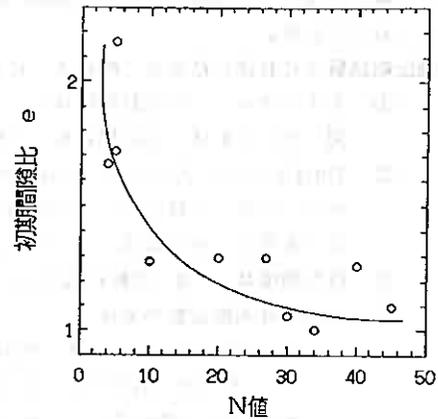


図-6 N値と初期間隙比

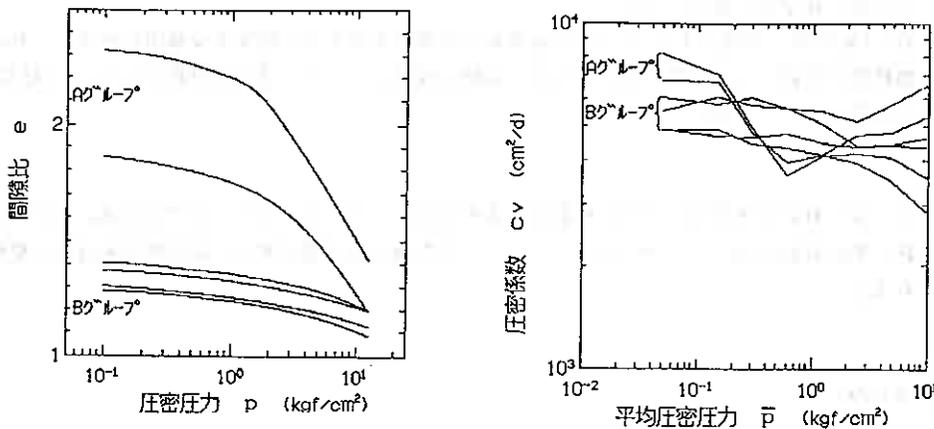


図-7 圧密試験結果

5. まとめ

支笏軽石流堆積物は、支笏カルデラを中心にして周辺の低地部を埋めるように堆積したもので、約3万年前に3回にわたって流出したものと考えられている。この堆積物は高温をもって流出したため、熔結作用を受けており、自然状態ではガラス質物質で結合されているが、 $N < 20 \sim 30$ の弱～非熔結部は、外力によって乱されると、薄片状の粒子に分離され、非粘着性の砂状を呈する性質がある。乱した試料は、粒子が薄片状であること、粒子自体が多孔質であることなどから、非粘着性であっても、一般の砂に比べ土粒子の密度が小さく、締め固め特性が異なっている。また、乱さない状態では、一般の土に比べると密度が小さいが、熔結作用のため、同一N値の土よりも静的支持力は大きい。但し、載荷重が大きくなると熔結部または粒子の破碎の影響を受け、静的支持力は小さくなる。これらのことは、末尾の文献他で既に報告されている。しかし、今までは、乱さない試料の採取が困難であったため、その力学的性質については不明な点が多かった。

最近になって、トリプルチューブサンプラーで乱さない試料の採取が可能となり、三軸圧縮試験や圧密試験を行う機会を得た。これらの試料の物性は、既報告資料とはほぼ同一であり、九州シラスとも似かよった性質をもつものである。

三軸圧縮試験（CD法）結果は、次のようにまとめられる。

- ① ダイラテンシーの正負の境は $e = 1.4$ 付近にありそうである。
図-6によれば、この境は $N = 10$ 付近に相当する。
- ② C_d は $e >$ のとき、 $0.7 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあるが、 $e < 1$ のとき、急激に大きくなるようである。このことは、 $e < 1$ で焙結力が高まり、焙結凝灰岩（強焙結部）として扱えるようになるであろうことを暗示している。 ϕ_d は e に反比例する傾向が見られる。
- ③ 残留強度は、 C_d が大幅に低下し、 ϕ_d は $40^\circ \sim 42^\circ$ とほぼ一定の値になる。
- ④ N 値とせん断定数の関係

C_d : $N < 30 \sim 40$ のとき	$C_d = 0.7 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$	ほぼ一定
$N > 30 \sim 40$ のとき	C_d が急増するようである。	
ϕ_d : $N > 10$ のとき	$\phi_d = 40^\circ \sim 45^\circ$	ほぼ一定
$N < 10$ のとき	ϕ_d が急に小さくなる。	

圧密試験結果は次のようにまとめられる。

- ① $e \sim \log p$ 曲線に圧密降伏応力 P_c に相当するような変曲点が認められる。変曲点の応力は e が大きい程小さな値を示す。
- ② C_v は始めのうち低下するが、 $e \sim \log p$ 曲線の変曲点を過ぎると増加する傾向がある。これは、焙結部の破碎によって変曲点が発生し、以降、破碎によって、透水性が良くなり C_v が増加することを意味している。

6 あとがき

今回の整理で、支笏軽石流堆積物の力学的性質をある程度知ることができたものと思われる。しかし、これらの結果を統一的に解釈するには、さらに多くのデータを集積する必要があり、強焙結部も含めた整理が重要と考えられる。

[参考文献]

- 1) 若松幹男：(1974)；土質工学会北海道支部技術報告集、第14号
- 2) 若松幹男・池田晃一・二ツ川健二：(1976)；土質工学会北海道支部技術報告集、第16号
- 3) 若松幹男・近藤 努：(1989)；北海道の火山灰質土、土と基礎、vol. 37, No. 9
- 4) 北海道火山灰命名委員会編：(1982)；北海道の火山灰
- 5) 北海道防災会議編：(1972)；北海道における火山に関する研究報告書、第2編「樽前山」

浸透施設における地盤の透水性と目詰りについて

札幌市 設案 洋
 札幌市 永井 誠二郎
 北海道土質コンサルタント(株) ○正員 松本 和正
 北海道土質コンサルタント(株) 正員 浅利 正明

1. はじめに

人口の集中している都市部やその周辺あるいは人口増加の顕著な地域では、道路や下水道の整備、宅地の造成などの都市化が急速に進められている。このような都市化に伴う不浸透面積の増加は地盤の保水機能を低下させ、地下水位の低下や集中豪雨時の洪水被害等の原因ともなっている。本報告で扱う浸透施設は、総合治水対策の1工法であり、雨水や融雪水を透水性の良い地盤へ浸透させ地盤の保水能力を確保する為のものである。しかし、この工法は比較的新しい工法である為、札幌市でも数ヶ所供用されているにすぎず実用上の問題も生じている。

この問題の1つに使用中に生じる浸透量の低下がある。(札幌市の調査結果では、砂礫地盤での浸透量は4年間で約半分に減少している。)これは流入水に含まれる土砂(以下SSと呼ぶ)が、施設や地盤に浸入し間隙を充てんする目詰りが主な原因と考えられ、今回この点に着目し以下の調査を行った。

- ① 供用されている既設の浸透施設の布設替を行うとともに目詰りの現状を調査・把握する。
- ② 室内で土槽実験及び土質試験を行い目詰りの原因となるSSの浸入状況を考察する。また地盤については土質による目詰りの違いや透水性について考察する。
- ③ 目詰りによる浸透量の低下を最小限に抑える為に、流入するSSを除去するフィルター装置を試験、選定する。

本報告はこれらの調査結果と考察を述べるものである。

2. 現地調査

2.1 浸透施設の構造

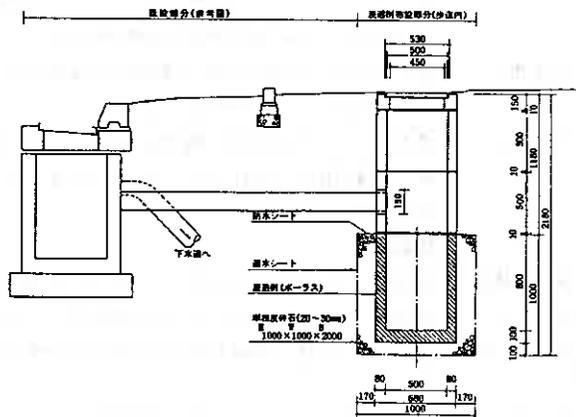
浸透施設の構造を図-1に示す。施設の構造上目詰りの可能性があるのは、次の3ヶ所である。

<浸透柵>

厚さ8cmのポーラスなコンクリート製で、形状は、縦66cm×横66cm×高さ90cmである。浸透柵には粗骨材を多く用いた空隙率の高いタイプAと、細骨材が多く空隙率の低いタイプBの2種類があるが、タイプBの使用数は少ない。(タイプAの仕様では、径2mmの連続性空隙を有し、初期の透水係数は $k = 0.5 \sim 2.0 \text{ cm/sec}$ となっている)

<碎石層>

図-1 浸透施設の構造



The clogging and the permeability of ground in Infiltration Plants : Hiroshi SHIDARA , Seijiro NAGAI (Sapporo City Office) , Kazumasa MATSUMOTO, Masaaki ASARI (Hokkaido Doshitsu Consultant Co.Ltd)

地盤の保護と流入水の貯留量を確保する為に設けられ、粒径20~30mmの単粒度碎石が使用されている。形状は縦100cm × 横200cm × 高さ100cmである。

<透水シート>

地盤の崩壊を防止する為、碎石層と地盤の境界に設けられ、初期の透水係数が $k = 7.0 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ の「不織布」を使用している。

なお、碎石層上面は防水シートで覆われており、埋め戻し土が混入しない構造となっている。

2. 2 現地調査結果

現地調査は、札幌市手稲区前田地区に設置された施設のうちの3ヶ所 (No. 1~No. 3) で実施した。調査地の浸透施設は、一帯に分布する均等粒径の砂地盤に設置され、供用開始から約2年経過している。調査の対象は、浸透施設の浸透樹、碎石層、透水シート及び地盤とし、調査内容は次の3点とした。

①地盤を乱さないよう施設を撤去し同時にSSの浸入状況を観察した。

②観察終了後、新しい資材で布設替を行った。この際、No. 1とNo. 3については地盤を約10cm拡幅し同時に拡幅部の試料を採取した。

③布設替後に注入試験を行い浸透量を測定した。

以下にはこれらの結果を述べる。

(1) 観察結果

各部の観察結果は以下のとおりである。

- ・浸透樹……使用樹はNo. 1とNo. 2がタイプA、No. 3はタイプBであった。各樹ともに底部と側面の高さ40~50cmまでは暗灰~褐色に変色しSSの付着が認められた。SSの浸入状況は底部で著しい。
- ・碎石層……SSによる変色や付着は下部程顕著に認められ、最下部ではSSが泥状に残留していた。残留SSの土質はシルト質細砂あるいはシルト質粘土であり表-1に示す物理的特性を示す。
- ・透水……底部と側面の高さ40~50cmまでは暗灰色~褐色シート 灰色に変色しSSが付着している。
- ・地盤……透水シートとほぼ同じ場所に変色が認められた。変色の範囲は、底部で厚く表面部の厚さ2~3cmであった。

(2) 注入試験結果

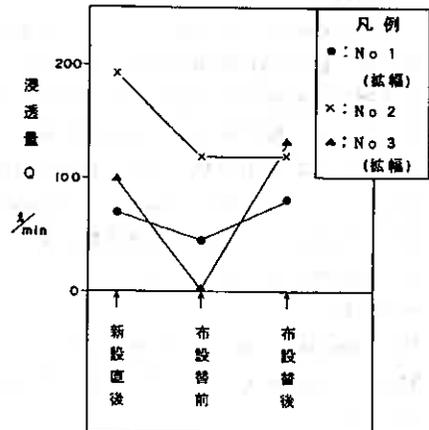
注入試験による浸透量の結果を図-2に、得られる透水係数を表-2に示すが同図表には、新設直後と布設替前(2年間使用後)の値も併記した。これらの結果からは次のことが指摘できる。

- ①布設替前の浸透量は、3地点ともに新設直後の値より低下しており、新設直後の値を初期値とした浸透量の保持率は、No. 1とNo. 2で約65%、No. 3では1%となっており、No. 3では浸透施設としての機能を失っている。
- ②地盤の拡幅を行っていないNo. 2の浸透量は、布設替前後で

表-1 浸透施設内残留SSの物理的特性

試料名		No. 1	No. 2	No. 3
比 重	Gs	2.51	2.52	2.60
含 水 比	w %	53	77	35
粒 度 特 性	泥 分 %	0	0	0
	砂 分 %	6	50	70
	シルト分 %	75	28	20
	粘土 分 %	19	22	10
	最大粒径 mm	4.76	2.00	2.00
コ ン テ ン シ ョ ン 特 性	均等係数 U _c	3.0	—	44.0
	曲率係数 U _{c'}	0.7	—	7.4
	液性限界 WL _L	47	61	NP
	塑性限界 WP _L	27	27	NP
	塑性指数 I _p	20	34	—
日本統一土質分類		(CL)	(SC)	(SF)

図-2 浸透量の推移



ほぼ同値であるのに対して、地盤拡幅した2地点の布設替後の浸透量の値は、布設替前及び新設直後の値より大きい。しかし透水係数で比較すると両者の値はほぼ等しいことから、浸透量の増加は浸透面積の拡大によるものであり、新設直後の地盤状態に回復したものと判断される。

(3) 採取試料

No.1の地盤拡幅部より採取した試料のふるい分け試験の結果を図-3に示す。図-3は、No.1の地盤部の展開図であり○印は採取位置を、○内の数値は表面部2cmとその下部8cmでの試料の細粒分含有率の差を表したものである。従って数値がプラスであれば、施設に近い厚さ2cmの部分がより細粒分の割合が高いことを表わしている。この結果からは

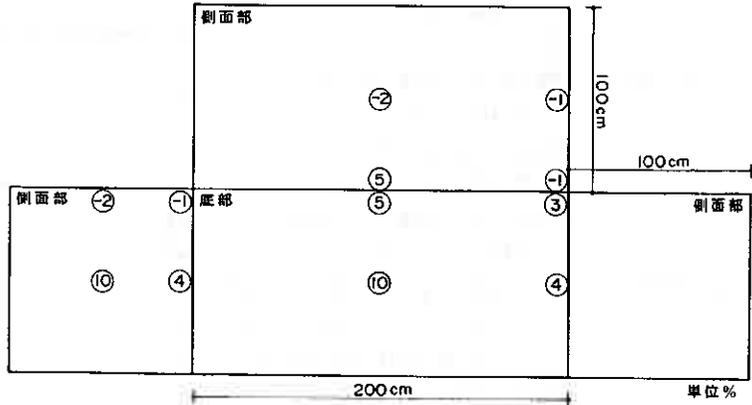
- ①底部で採取した試料は表面部の方が細粒分の含有率が高い。特に浸透樹の直下に位置する中央部が最も値が大きく、距離が離れる程値が小さくなっている。
- ②側面部の高さ50cmで採取した試料では、底部でみられるような傾向は認められない。

表-2 浸透量から算出される透水係数

	新設直後	布設替前	布設替後	
No. 1	1.1×10^{-2}	6.7×10^{-3}	9.5×10^{-3}	地盤拡幅
No. 2	2.7×10^{-2}	1.9×10^{-2}	1.8×10^{-2}	
No. 3	1.5×10^{-2}	3.0×10^{-4}	1.5×10^{-2}	地盤拡幅

単位：cm/sec

図-3 地盤の細粒分の変化



2.3 現地調査の考察

現地調査（観察、注入試験、試料採取）から以下のような考察ができる。

- ①観察結果からは、浸透施設部分では、底部から高さ約40~50cmに至る各部にSSが浸入した痕跡が認められた。痕跡の程度は、SSの浸入による変色や付着及び、底部での残留であり底部に至る程著しい。さらに地盤についてもほぼ同じ場所にSSの浸入が認められ表面で厚さ2~3cm程度変色していた。特にSSが残留していた底部では表面部の2cmに細粒分が多く含まれることや透水シートの性質から地盤に浸入したSSは主に細粒土であり、浸透施設内に流入したSSも残留物から判断すると砂分をやや含む砂質シルト程度の細粒土と考えられる。
- ②注水試験の結果では、地盤の拡幅を行ったNo.1とNo.3は新設直後の透水係数に回復しているが、拡幅をしなかったNo.2では布設替前後の浸透量は変わらなかった。このことから、浸透量を低下させる原因は、主に地盤の目詰りであり、その範囲は施設の周囲10cm程度であろうと考えられる。
- ③ただし、No.3で用いたタイプBの浸透樹は、これ自体が目詰りしていると判断される。（撤去後に注入試験を行った結果、一定流入量は、約25ℓ/minであった。）

3. 室内土槽実験

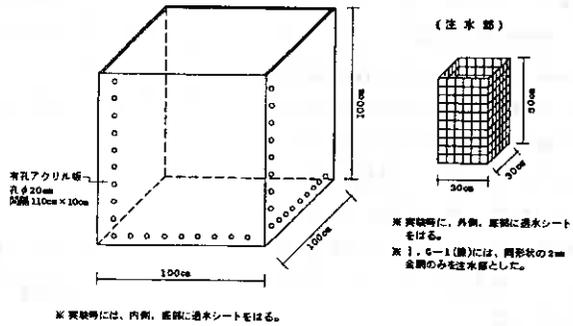
室内では、地盤に生じる目詰りの状態や透水性との関係を把握する為、土槽実験をおこなった。以下に、その概要と考察をのべる。

3.1 実験装置および方法

実験装置及び方法は以下の順序で行った

①実験土槽：図-4に示す実験土槽を作成し土槽の上部中央に浸透施設を想定した注水部を、その周囲に地盤となる試料を充てんし現地の構造を再現した。注水部は金網カゴに透水シートをはったものを用いているがG-1(礫)には2mm金網を使用した。

図-4 実験土槽



②試料調整：市販されている礫(砂利)、砂(洗い砂)、火山灰をそれぞれふるい分けし表-3に示す土槽試料を作製した。設定地盤は、礫、砂礫、砂、火山灰(2種)の5種類とした。

表-3 土槽実験用試料の物理的特性

項目	試料名	G	SG	S2	V1	V2	S1	SCP-A
		礫	砂礫	砂	火山灰①	火山灰②	注入SS	注入SS
比重	Gs	2.81	2.75	2.71	2.51	2.47	2.68	2.66
含水比	w%	2	4	2	24	33	0	2
粒	泥分%	97	48	0	0	4	0	0
	砂分%	3	52	99	98	81	100	6
	シルト分%	0	0	1	2	15	0	75
特	粘土分%	0	0	1	2	15	0	19
	最大粒径 mm	19.1	19.1	4.75	2.00	9.52	0.84	4.75
	均等係数 Uc	1.9	7.2	4.1	5.1	—	2.1	3.0
性	曲率係数 Uc'	0.9	0.6	1.0	1.0	—	1.0	0.7
	液性限界 W _L %	—	—	—	—	—	—	43
	塑性限界 W _P %	—	—	—	—	—	—	18
	塑性指数 Ip	—	—	—	—	—	—	25
	日本統一土質分類	(G _U)	(SP _U)	(SP _U)	(SP _U)	(SP _U)	(SP)	(CL)
備考		・土槽試料	・土槽試料	・土槽試料	・土槽試料 ・駒丘産	・土槽試料 ・駒丘産	・標準砂	・シールド用粘土

③土槽作製：実験で使用する土槽は表-4に示す6条件とした。試料の充てん方法は、突棒による締固めと水締めとした。ただし火山灰は水締めのみとした。

表-4 土槽実験条件

④SS混濁水：注入したSSは、G-1(礫)には標準砂を、他にはSCP-A(シールド用粘土)を用いた。注入方法はSS混濁水の水位を一定に保つ定水位法と、段階的に水位を変化させる変水位法で行った(表-5, 6)。なお、変水位法の条件のうち、SS投入量及び濃度は実測値をもとに、また水位は年間降雨強度の割合から設定した。実験は1年分のSS注入量を1サイクルとし、合計5サイクル行った。

No.	設定地盤	土槽名	試験方法	注入SS	1サイクル注入量 SS 量	水質	備考
I	礫	G-1	定水位法	標準砂	810	116g/l	2mm金網使用
II	砂礫	SG-2	変水位法	SCP-A	〃	〃	透水シート使用
III	砂	S2-1	定水位法	〃	〃	〃	〃
IV	砂	S2-2	変水位法	〃	〃	〃	〃
V	火山灰①	V1-2	〃	〃	〃	〃	〃
VI	火山灰②	V2-2	〃	〃	〃	〃	〃

⑤注入試験 : 実験開始前と各サイクル終了後に清水による注入試験を行い浸透量を測定した。注入時の設定水位は(G-1)礫で25cm, 他は50cmとした。

⑥試料採取 実験終了後に土槽を解体し、図-5に示す位置で試料を採取した。採取する試料は、注水部に隣接する所は5cm角に、周辺部は10cm角に採取した。

⑦ふるい分け: ⑥の試料をふるい分け試験に供した。

なお透水シートのSCP-Aの残留率は、約4%と小さく、残留物も砂粒径サイズの粗粒土であることからそれ自体の目詰りは無視できるものと判断した。

3.2 土槽実験結果

実験の結果を土槽ごとに次の3図面に示した。

①浸透量-サイクル数

②等含有率線(土槽断面)

③等含有率線(土槽平面・注水部直下)

②と③の等含有率線は、ふるい分け試験で得られた結果をもとに作成した。(ただし、G-1(礫)には、砂分について、他は細粒分についてである。)

土槽実験の結果は、次のとおりである。

①浸透量は、SSの注入量の増加とともに減少している。

②細粒分及び砂分の等含有率線からみると、注入

したSSの浸入度合は注水部に近づくほど含有率が高い。また、浸入範囲は注水部の周囲10cmで顕著である。

表-5 SS混濁水注入条件(定水位法, 1サイクル分)

No.	SS混濁水			注入時設定水位 h cm		備考
	SS g	水 l	濃度 ppm	I. 礫	II. 砂	
(1)	810	1165	695	25.0	50.0	

表-6 SS混濁水注入条件(変水位法, 1サイクル分)

No.	SS混濁水			注入時設定水位 h cm			備考
	SS g	水 l	濃度 ppm	I. 砂礫	IV. 砂	V. 火山灰①②	
(1)	120	300	400	0	0	6.3	小雨想定
(2)	50	125	400	0	3.5	15.6	"
(3)	50	125	400	8.7	21.0	15.6 (44.5)	中雨想定
(4)	50	125	400	8.7-20.0 (36.2)	21.0 (50.0)	20.0-30.0 (50.0)	大雨想定
(5)	540	491	1100	2.7	5.0 (11.7)	29.4	融雪水想定

※()は1回行った

※h cmは注水部内の高さである

図-5 試料採取位置

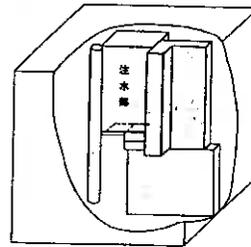


図-6 礫(G-1) 定水位法

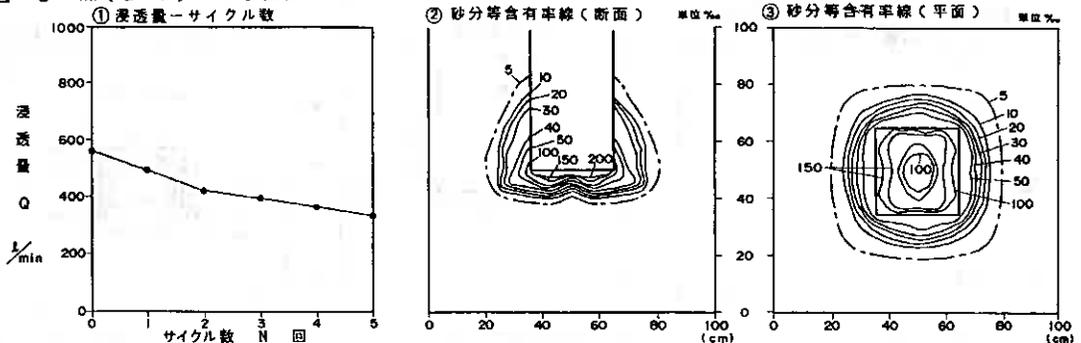


図-7 砂礫(SG-2) 変水位法

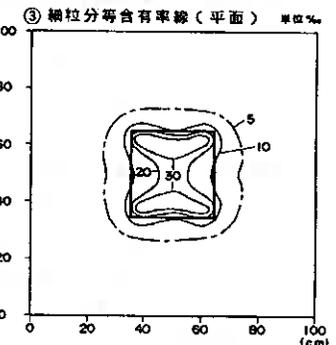
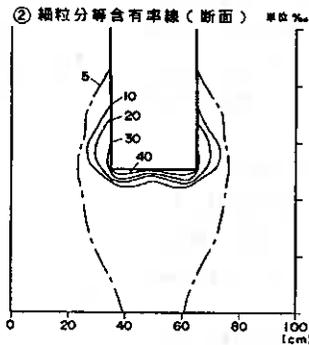
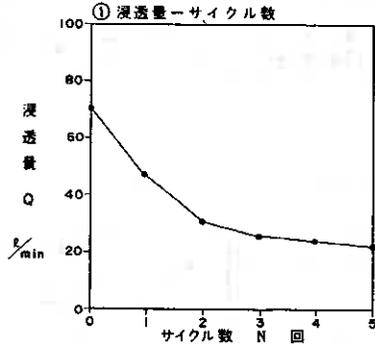


図-8 砂(S2-1) 定水位法

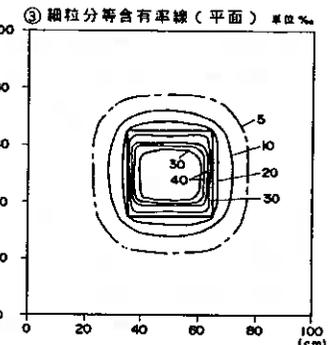
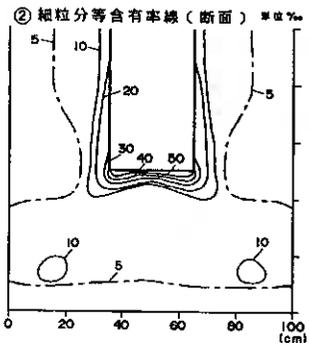
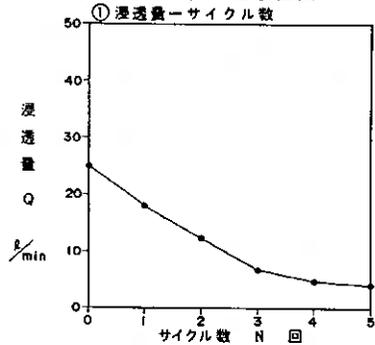


図-9 砂(S2-2) 変水位法

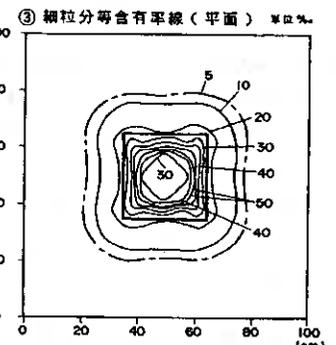
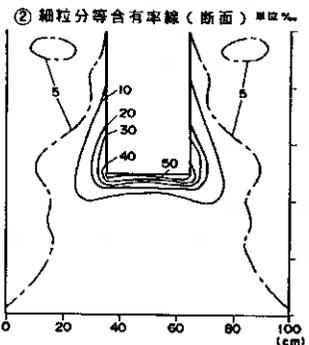
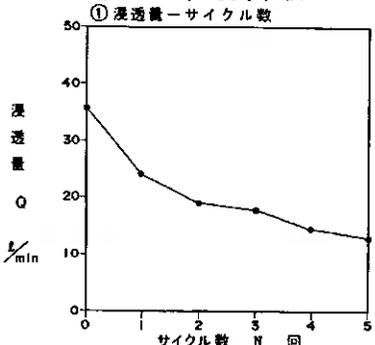


図-10 火山灰(V1-2) 変水位法

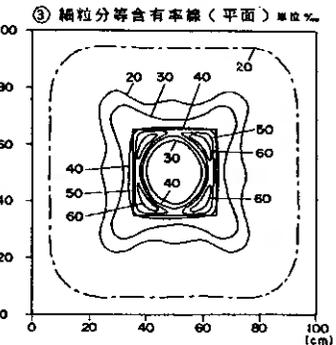
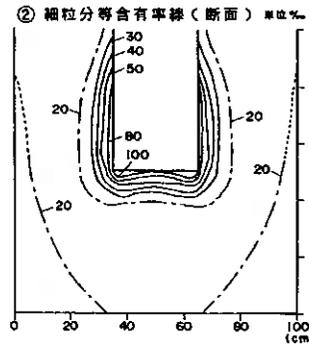
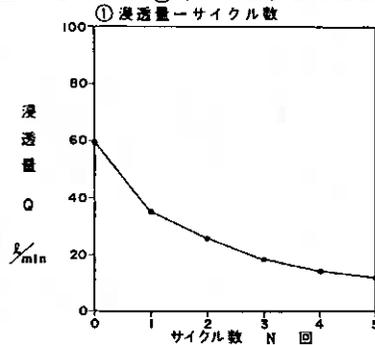
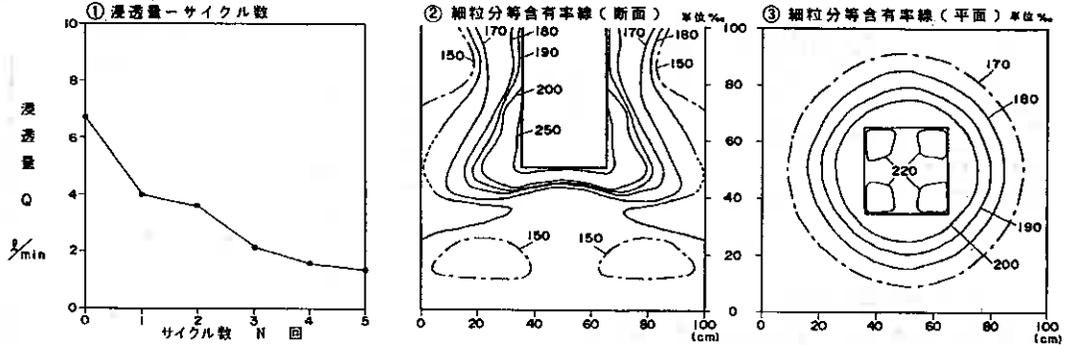


図-11 火山灰②(V2-2) 変水位法



③変水位法で行った砂礫、砂、火山灰

①、火山灰②の4土槽についてみると、初期浸透量と全SS注入後の浸透量の低下量とは良い相関関係にあり、初期浸透量の多いものほど、低下量が多い。浸透量の保持率では、土質により若干のバラツキがみられるもののほぼ一定の割合で低下している。(図-12、13)

④注水部内のSSの残留率は、砂礫で11%、火山灰②では35%である。(表-7)初期のSSの砂含有率が6%であるから、火山灰②では約30%の細粒分が残留していたことになる。また地盤部の土槽試料の20%粒径とSS残留率、初期浸透量とSS残留率の結果から(図-14、15)、地盤部の20%粒径が小さい程、初期浸透量の少ない程、注水部内のSS残留率が高い傾向が認められる。

⑤砂については定水位法と変水位法で比較したが同量のSSを注入した場合、定水位法の方が浸透量の低下率が高い。

⑥G-1(礫)には透水シートを使用せず直接地盤部にSS(砂)を注入している。結果では保持率は60%と高いが、浸透量では約220 l低下している。

図-12 土槽実験による浸透量保持率とサイクル数

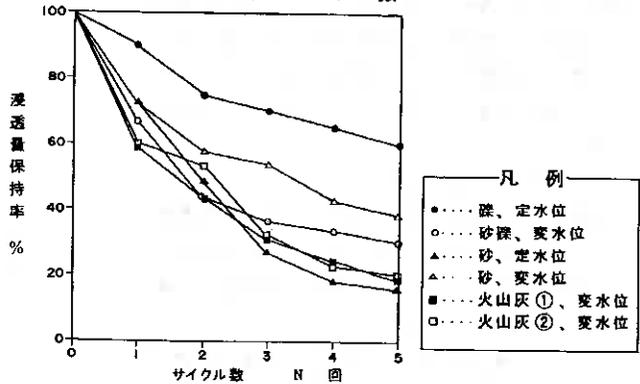


図-13 初期浸透量と浸透量の低下量

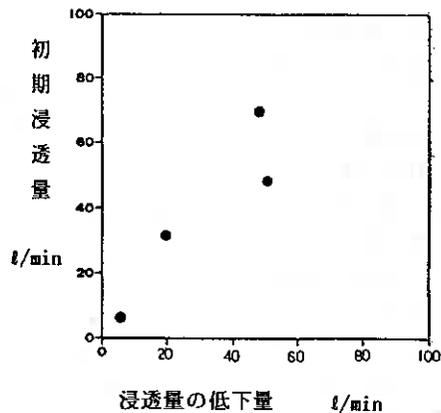


表-7 土槽実験結果

項目	L槽名	G-1 層 (泥水位)	S1-1 砂 (泥水位)	S2-1 砂 (泥水位)	S2-2 砂 (泥水位)	H1-1 火山灰① (泥水位)	H2-1 火山灰② (泥水位)
SS 20% 粒径 mm		3.00	0.56	1.16	1.16	0.22	1.15
投 込 量 l/min		554	70	25	33	58	6.7
透 水 係 数 k cm/sec		7.9×10^{-4}	7.9×10^{-4}	2.8×10^{-4}	2.8×10^{-4}	6.7×10^{-4}	6.7×10^{-4}
全 SS 注 入 量		335	22	4	13	12	1.4
浸透量の維持率 %		68	31	16	39	29	21
SS 残留率 % (注水部内)		-	11	15	23	24	35

3.3 土槽実験の考察

土槽実験の結果をまとめると次の考察ができる。

①地盤部に浸入したSSは、その間隙に残留し、目詰りを起こして浸透量を低下させている。ふるい分け試験の結果から目詰りの程度は、注水部の周囲10cm程度が著しい。

②同じ濃度と量のSSを注入した場合、浸透量の低下は地盤部の透水性の良いものほど大きい。初期値からの低下割合は、土質や透水性に関わらずほぼ類似した傾向にあると思われる。

③注水部内に残留したSS量からは、20%粒径が大きく、初期浸透量の多いものほど地盤内にSSが浸入する傾向がある。これは恐らく、地盤部の間隙の大きさの違いに因るものであろうと推定される。

④同量のSSを注入した場合の浸透量の低下は、注入水位が高ければ大きい傾向をしめしている。これはふるい分け試験や注水部の残留率から、注水部の側面に広くSSが浸入した為と判断される。

4. フィルター選定試験

浸透施設に流入するSSを捕捉するフィルターは、粗大なゴミ、枯れ葉程度の流入を防ぐ金網カゴなどがあるが、SSを効率よく捕捉するフィルターは現段階では具体化されていない。今回は市販品と試作品でフィルターの効果と比較し、ある程度の評価を行うこととした。選定の条件は以下のとおりである。

表-8 フィルター選定試験条件

No.	フィルター名	注水濃度 ppm	注 入 量 l/min	1回分配合		回 数 回	全注入量 g	備 考
				水 量 g	SS 量 g			
1	A	2000	30	600	1200	3.3	4000	市販品
2	B		30	600	1200	3.3	4000	市販品
3	H型(砕石)		30	600	1200	4	4800	試作品
4	H型(砂)		30	600	1200	4	4800	試作品
5	C		15-2.5	600	1200	5	6000	市販品
6	口通型		20-2.5	600	1200	1	1200	試作品
7	H型(砕石)		8	600	1000	10	10000	試作品
8	複合型		8	600	1000	10	10000	試作品

図-14 注水部内のSS残留量と初期浸透量

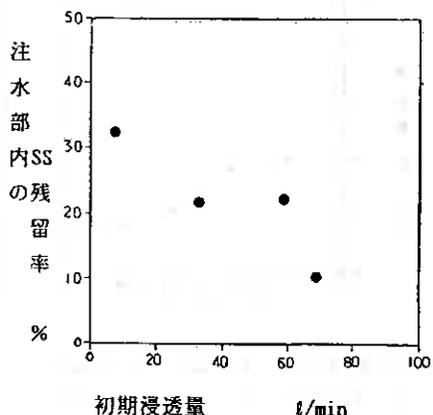
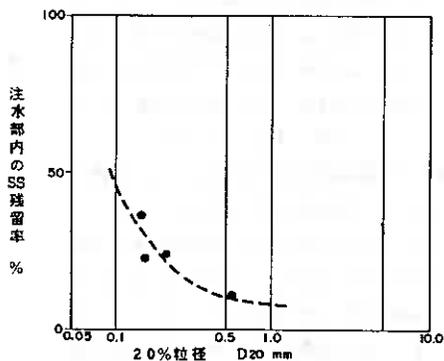


図-15 20%粒径とSS残留率



1) 注入SSの捕捉率が高い。

(SSは細粒分とした)

2) 浸透層に納まる形状である。

3) 維持、管理が容易である。

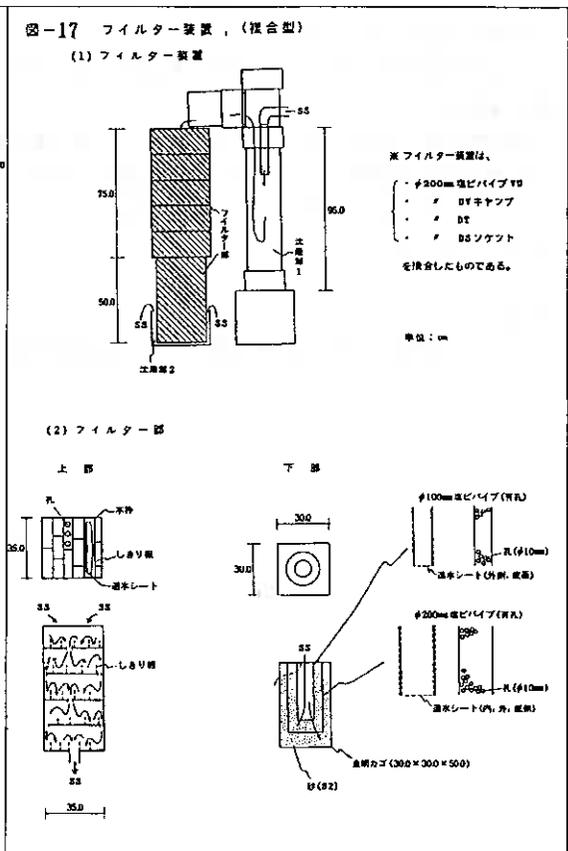
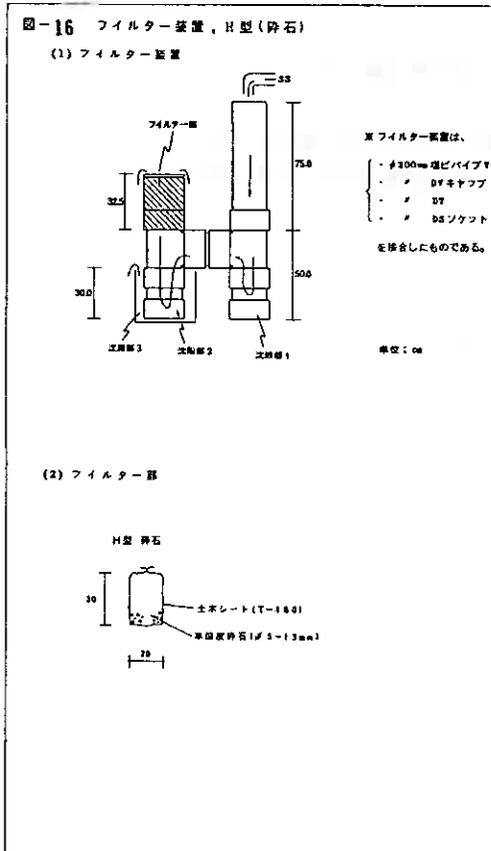
これらの条件をより満足させる為に、表-8に示す8条件のフィルターで選定試験を行った。試験方法は、濃度2000ppmのSS混濁水(Scp-A)をフィルター装置に注入しフィルターを通過した流出水の濃度を測定した。試験後にフィルター内のSSの残留量からフィルターの捕捉率を算出した。

選定試験の結果は、表-9にまとめしたが、このうち捕捉率の良い

表-9 フィルター選定試験結果

No.	フィルター名	フィルター装置				SS捕捉率	平均濃度 ppm		備考
		沈殿部1	フィルター部	沈殿部2	沈殿部3		全試験	1回目	
1	A	9.0	3.3 (3.6)	1.5 (1.7)	—	13.8	1633	1434	
2	B	13.5	3.8 (4.4)	3.8 (4.6)	—	21.1	1556	1401	
3	H型(砕石)	26.6	2.3 (3.1)	7.9 (10.4)	6.0 (9.6)	42.8	1001	1047	
4	H型(砂)	21.7	1.9 (2.9)	12.3 (15.7)	6.8	42.7	1194	894	
5	C	16.6	16.4 (20.1)	6.2 (9.3)	—	39.6	755	652	
6	口通型	14.9	24.3 (28.6)	2.9 (4.8)	—	42.1	487	487	
7	H型(砕石)	21.5	3.3 (5.3)	16.3 (20.8)	9.2 (15.6)	50.3	1020	738	
8	複合型	25.7	37.3 (50.2)	6.2 (16.7)	—	69.2	667	434	

※ () は補正值



H型（碎石）と複合型の2例を紹介する。

<H型（碎石）>

径200mmの塩ビパイプを図-16のとおりに接合した単純な構造で、SS混濁水を逆流させ、SSの沈殿を促進させたものである。このフィルター装置では捕捉率が50%と高く、構造も簡単で管理も容易である。

<複合型>

図-17に示すとおりH型に較べると複雑な構造であるが捕捉率は約70%と非常に高い。SSの捕捉方法は、粒子の大きいものから沈殿、沈積させ、最終的にろ過させる構造であり、管理面ではやや手間がかかる。

5

5 . 今後の課題

今回の報告では、浸透施設で生じている目詰りに着目して行った調査の結果と考察について述べた。その要点をまとめると以下のとおりである。

- ①現地調査の結果から、浸透施設における浸透量の低下の主な原因は、タイプBの浸透柵と地盤の目詰りであろうと考えられる。地盤の目詰りは、施設の周囲10cm程度の範囲で生じているものと思われ、浸入するSSは、砂質シルトのような細粒土と考えられる。
- ②現地での目詰りの状況を想定した土槽実験からは、SSが地盤部の周囲約10cmの範囲に著しく残留し浸透量を低下させていることが確認できた。また浸透量と目詰まりの関係では、SSの流入条件（濃度、量）が同じであれば初期浸透量の多い地盤ほど浸透量の低下量は大きい、低下の割合は、ほぼ等しい傾向があると思われる。
- ③目詰まりの原因となるSSを除去する為、フィルター装置を試験、選定した。

今後の課題としては、

- ①浸透施設内に流入するSS量や、融雪時の流入量の地域別な特性を把握すること。
- ②現地調査は砂地盤で行ったが、同様の調査を砂礫、火山灰地盤にも行い結果を確認すること。
- ③フィルター装置は現地でその効果を確認すること。

が必要であると考ええる。

参考文献

シーアイ化成株式会社：雨水浸透管工法＝設計から施工まで＝

植毛暗渠パイプによる地下水排除機構 (1)

(有) 仲野防災技術研究所 正 員 仲 野 昭 治 郎

1. ま え が き

地すべり防止工法の一つとして、地下水排除工法が実施されている。多くの場合、横孔排水ボーリングであるが、これは地すべり面に働く間隙水圧を減少させることを主目的としている。最近の研究結果によると、特別な地層中の空気を排除することも、かなりの排水効果があることが判明している。(1) 横孔排水ボーリングでは、一般に塩ビ製のストレーナーパイプが使用されているが堆砂、目詰りなどによって、時間経過と排水機能が低下する傾向がある。これらを防止するために、フィルターを使用する方法もあるが、このほか塩ビパイプの周面に合成繊維を植毛したストレーナーパイプを使用(図-1)し、パイプ内への土砂流入を防止する方法を開発し検討した。

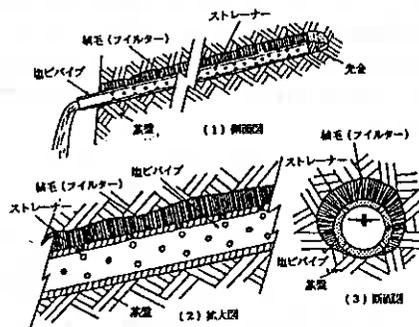
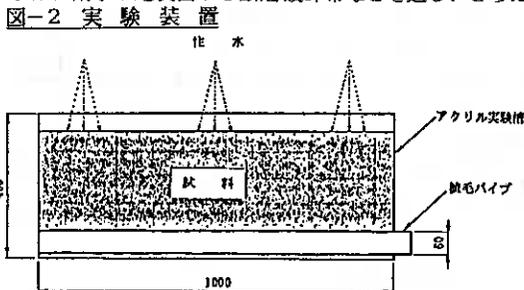


図-1 集排水用パイプ構造図(仲野)

2. 実 験 方 法

地すべり面付近に間隙水圧を発生させる地下水は、雨水が地表面から断層破砕帯などを通じ、さらに地層中の透水係数が大きい部分を通して貯留される。したがって、地すべり面付近には、このような地下水流入流路が存在し、ここに、横孔排水ボーリングを施工することにより、降雨後、ある時期には地下水が集水されて流出する。排水ボーリングが透水層に施工された場合の排水機構を測定するため、図-2の実験装置を用い、表-1に示した範囲の4種類の試料を使用した。



実験に用いた静電気植毛ストレーナーパイプ(以下本文では単に植毛パイプという)は、塩ビストレーナーパイプに特殊な接着剤

表-1

比 重 G_s	2. 6 4 6 5			2. 3 6 8 9		
	Loose	Medium	Dense	Loose	Medium	Dense
γ_L (g/cm^3)	1.623	1.825	1.919	1.277	1.502	1.684
含水比 w (%)	16.30	16.30	16.30	43.92	43.92	43.92
γ_d (g/cm^3)	1.396	1.569	1.650	0.887	1.044	1.170
間 隙 比 e	0.896	0.687	0.604	1.670	1.270	1.025

を塗布し、それを対電極となるようにセットして、これに約6万ボルトの直流高静電圧を印加し、この電極間にバイル(電気処理した長さ2~6mmの特殊な短合成繊維)を供給すると、クーロン力によってバイルが飛翔して接着剤内に突き刺さり、同剤の硬化によってバイルが抜けなくなるように作製したものである。使用したパイプは、植毛長4mm(P-4)、6mm(P-6)および単なる塩ビストレーナーパイプ(P-0)の3種類のものを使用した。実験方法は、図-2の装置内の資料上部から、一定量の水をシャフを用いて浸透流とパイプからの排水量との時間的变化測定、排土量の測定などを行った。

3, 考 察

植毛パイプの機能を表示するために、次の比率を定める。なお、実験に使用したパイプの空隙(= ストレーナーの面積/パイプの面積) 0.57%である。

排水率: $k_a = (\text{パイプから排出された水量} / \text{実験槽に注水した水量}) \times 100 (\%)$

排土率: $k_s = (\text{パイプ内に入った土量} / \text{実験槽内の全土量}) \times 100 (\%)$

(1) 実験槽中に、非植毛パイプ(P-0)と植毛パイプ(P-4, P-6)の3種類のパイプを設置し排水率 k_a を比較したものが表-2である。

k_a はV-1試料を除いて、植毛長 L_s に比例するが、 $L_s \leq 6\text{mm}$ 特にS-2の試料では、Aを係数としたとき、

$$k_a = A \exp(B \cdot L_s) \dots\dots\dots (1)$$

の実験式が得られ、植毛長が排水機能に関係することが判明した。しかし、 $L_s > 6\text{mm}$ になると、指数Bが減少して k_a の上昇率が小さくなる。表-3は試料の粒度構成を示したものであるが、 k_a は細砂の含有率にほぼ比例する。また、同一条件において、あるパイプから排出される水量を比較するために、

$$\text{負担率} = (\text{あるパイプからの排出量} / \text{全排水量}) \times 100 (\%) \dots\dots\dots (2)$$

として示すと、表-4のようになってP-6負担率が約1/2を示している。しかし、 k_a は試料の粒度構成によって変化し、試料の透水係数 k が小さいほど k_a が著しく低下する傾向がある。 k の小さい試料に対しては、P-4のほうが排水率が良くなる。

(2) 砂質土において、植毛パイプの k_a が大きい理由は、植毛の毛管作用によるもので、試料によって間隙排水率と毛管排水率との割合が変化することを負担率によってしめたものが表-5であって、植毛パイプの排水機構を示す数値である。

(3) 各パイプの排土率 k_s をまとめると表-6のようになり、植毛パイプは k_s が小さい。特にP-6において小さいものは、植毛に基づく周面土のアーチ効果であることが認められた。

今回の実験から植毛パイプの排水率は、周面土の透水係数、相対密度、間隙比、植毛長などの要因に関係し、植毛パイプ排土率は、周面土の平均粒径、植毛長などに関係することが判明し、これらの相関関係については整理中である。

(参考文献) (1) 玉田文吾、福田順二; 降水による地すべり面の間隙水圧の変化 (未発表)

表-2 k_a の平均値

試料 \ パイプ	P-0	P-4	P-6
S-1	10.57	24.87	28.52
S-2	8.37	30.27	44.65
S-3	14.23	15.90	32.14
V-1	0.17	1.58	0.22

表-3 粒度構成

試料 \ 粒度	S-1	S-2	S-3	V-1
中砂(%)	23.82	4.90	39.91	4.03
細砂(%)	75.47	94.24	59.18	81.90
シルト(%)	0.71	0.86	0.91	14.07

表-4 負担率(%)

試料 \ パイプ	P-0	P-4	P-6
S-1	16.35	38.88	44.59
S-2	10.55	36.34	53.61
S-3	22.85	25.53	51.61
V-1	8.63	80.20	11.17

表-5 負担率の内容(%)

試料 \ パイプ	S-1		S-2		S-3	
	間隙	毛管	間隙	毛管	間隙	毛管
P-0	16.53	---	10.05	---	22.85	---
P-4	16.53	22.35	10.05	26.29	22.85	2.68
P-6	16.53	5.71	10.05	17.27	22.85	26.08

表-6 拡大率(%)

試料 \ パイプ	P-0	P-4	P-6
S-1	5.340	0.378	0.019
S-2	17.470	4.404	0.037
S-3	27.270	0.260	0.012
V-1	0.990	0.291	0.014

函館高専 ○正会員 佐野佑房
同上 正会員 岩淵祐一

1 まえがき

間隙水圧を的確に測定あるいは推定することは有効応力解析にとって重要な事項である。筆者らは、間隙水圧の測定方法および不均一分布について示し¹⁾、間隙水圧は弾性成分と塑性成分の2成分から成り、その中の塑性成分は軸ひずみと相関関係を有することを示してきた²⁾。この関係の一般性を広げるため全応力経路の種類を増して実験を継続したところ相関性の不十分な事例を観察するに至り、その理由について検討した。これまでの試験方法は、定速度で鉛直変位を与え発生した偏差応力に応じて平均主応力を条件に適合させるべく側圧を減少させるものである。そして、弾性間隙水圧は平均主応力変化量に等しいと仮定して、全間隙水圧より弾性間隙水圧を差し引いて塑性間隙水圧を得ている。このことは供試体は等方性を有すると考えてのことである。しかるに、実験に用いているカオリン粘土は必ずしも等方性を有すると考えにくい挙動も観察されている。また同一試料を用いている他研究機関からも同様の傾向を聞き及んでいる。

供試体が等方性を有しなければ、等方応力の変化によっても供試体に変形が発生しその等方応力の変化が元に戻っても残留する変形成分を設定する必要がある。すなわち平均主応力のみならず等方応力の変化からも塑性間隙水圧成分が発生すると考えねばならないことになる。本報告は非排水条件下で等方応力が変化する時間隙水圧は等量だけの間隙水圧を発生するか否か、等方応力が回復するならば元の有効応力になるか否か、等方応力が上昇下降を繰り返すことによる有効応力への影響の有無を実験的に解明することを目的としている。圧密時とせん断時の側圧の異なることがせん断特性へ与える影響についても合わせて報告する。

2 試料と試験方法

市販のカオリン粘土を蒸留水で練り返し再圧密して用いる。練り返しは液性限界の2倍の含水比であり、鉛直応力85kPaにより7日間一次元圧密後は液性指数0.7程度の含水比となる。供試体より十分大きめに鉛直に切り出した試料をラップ紙にて周囲を覆い7日間以上養生してから直径5cm、高さ12cmの円柱形にトリミングする。試料土の性質は液性限界84.4%、塑性限界38.1%、塑性指数46.3%、比重2.663である。微細粒土であるが透水性の高い土である。

試験装置は標準的等方軸対称三軸試験装置である。供試体下端において間隙水圧を測定する。側圧は空気調圧弁方式で手動である。試験条件はILA、ILB、SL、SSと名づける4種類である。組み立て後20kPaの側圧下10分間予備排水して各種試験へ移る。ILA以外は100kPaの背圧を負荷している。圧密期間は1400分とし、せん断する時は 10^{-2} mm/分の定速度である。

(1) ILAは予備排水のみで圧密を行わない供試体について、側圧を20↑50↑100↑300↓100↑400↓100へと変化させる。ここに上向き矢印↑は上昇させること、下向き矢印↓は下降させることを表わしている。数値は左は元の側圧、右は目標の側圧である。

(2) ILBは圧密(圧密応力100、200、300kPa)後、側圧を変化させる。第1グループは圧密時の側圧を下回らない範囲内で、200↑300↑400↑500↓400↓300↓200↑300↑400↑500↓200へと順次変化させる。それゆえ圧

密応力によって変化段階数は異なる。第2グループは圧密時より側圧が低下する過程を含み、せん断も実施する。圧密時の側圧を基準にして 0↑+100↓ 0↓-100↓-200↑-100↑ 0↑+100↓-200↑-100↑ 0↓-100↑ 0↑+100↓-100の14段階がある。ILAとILBにおいて20分後の間隙水圧を採用した。

(3) SLは400kPaの側圧で圧密後(圧密応力300kPa)側圧を100kPa変化させた後せん断するものである。間隙水圧の安定には30分を準備した。

(4) SSは通常の圧密非排水試験であり、圧密時のままの側圧でせん断する。

3 試験結果と考察

3.1 圧密過程における挙動

試料土の圧密特性、透水性、間隙水圧の応答等の目安として、三軸等方圧密のデータを図-1に示す。測定開始と同時に順調に排水し(○)過剰間隙水圧(△)の消散が進み、経過時間100分になると80~95%の圧密度に到達している。圧密時間の長短が粘土のその後の挙動に影響することが知られており、種々研究³⁾が行なわれている。その影響を取り除くため、一次圧密終了判定方法がいくつか提案されている。土質工学会土質試験法において標準と認定している37法⁴⁾によれば、200~460分であった。本研究では一気に等方応力を負荷し、圧密が終了して次の過程及びせん断開始時刻が生活時刻と大きくずれることから、圧密時間を1400分に揃えることとしている。この手法も文献⁴⁾に紹介されている。

3.2 間隙水圧と時間の関係

側圧を変化させると間隙水圧は変化する。せん断のように偏差応力が増えられる時も間隙水圧は変化する。振動のような載荷速度の速い場合にも当然間隙水圧は変化し、各項目が同時に測定されその時の土中の応力状態を知るためのデータとして用いられている⁵⁾。しかしながら間隙水圧はその材料の透水性の低さから瞬時に所定の値になっているか否かやや不安の残る測定値である。勿論その時点で真の数値であることには何等異議は無い。不均一な発生をして時間の経過と共に変化する場合には問題になる。

等方応力が変化する場合、間隙水圧は時間と共にどのように変化するかを示してみよう。図-2はほとんど圧密されていない場合である。側圧の増加(□)、

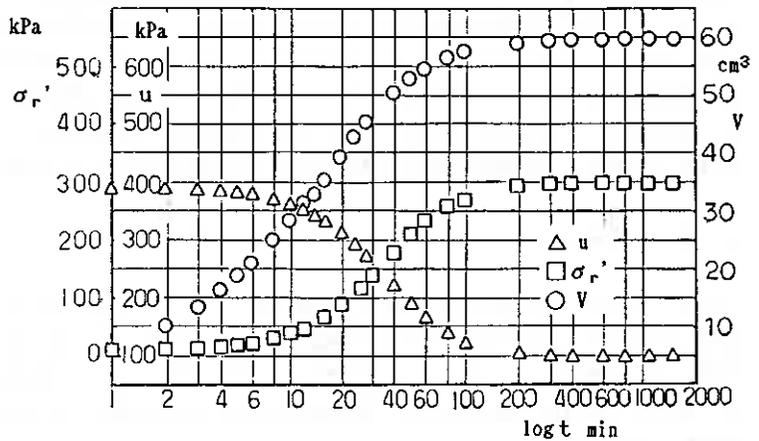


図-1 圧密過程

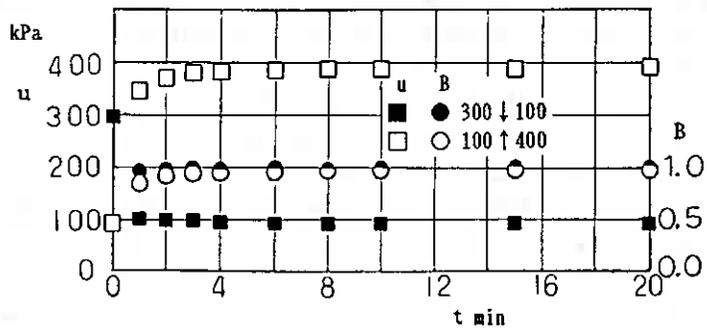


図-2 間隙水圧と経過時間(非圧密試料)

減少(■)いずれの場合にも数分の短い間に一定値に収束し、かつ間隙圧パラメータBは常に0.95を越えている。しかし圧密され密度が高くなると間隙水圧が一定値に収束するまでの時間が長くなり、かつ20分間ではB値が0.95まで到達しないようになる。

3種類の密度の供試体についての状況が図-3に白抜き記号により示されている。圧密後の含水比は液性指数が0.55、0.39、0.23程度である。中間の密度の場合には2度のデータが少し差を持っているので両方掲載している。低密度の場合の初期部分の測定点が不足ではあるが、5分までに安定した値に到達していることは確かである。他方高密度の場合には15分経過後にも間隙水圧が上昇している。

次に側圧が減少する場合について検討してみる。圧密時よりも100kPa上昇後、元の圧力に戻した場合が図-3に黒塗りの記号により示されている。側圧増加の場合の挙動と横軸対称となるように、間隙水圧は徐々に低下し、ある一定値に収束するように見えるが、この計測時間20分内にはほとんど収束していない。中密度の方が少し応答が早いと言える。

図-4は500kPaから400kPaへ側圧を減少させる時の挙動であり、側圧の大きさの影響を表現している。黒塗りの点がそれである。圧密時の側圧より高い側圧を受けている供試体程間隙水圧の応答が早く、低下速度が速いことになる。前掲の図-3は同様に100kPaの下降の場合を示していた。両図を比較すると、密度の影響よりは側圧の大きさの影響の方が強いことを表現している。

図-4は側圧を400kPaから500kPaへ上昇させた場合の挙動(白抜き記号)も提示している。側圧下降時と同様に、圧密時の側圧より高い側圧が負荷されている供試体程間隙水圧の応答が早い。

3.3 B値と時間の関係

側圧が上昇あるいは下降した時の間隙水圧の時間的变化を3.2節で検討した。間隙水圧が一定値に収束するまでに結構の時間を必要とする場合のあることが判明した。しかし、一定値に収束したとしても期待値にまで十分到達したか否かは別問題である。側圧の変化分に対して間隙水圧がどれだけ発生したかはスキャントン(Skempton)提案の間隙圧係数B値により検討することが適当である。これまで飽和している土においてB値は1.0すなわち側圧の変化と等量の間隙水圧変化が発生すると言われ、逆にB値が0.95以上に測定されることにより供試体の飽和を確認している。

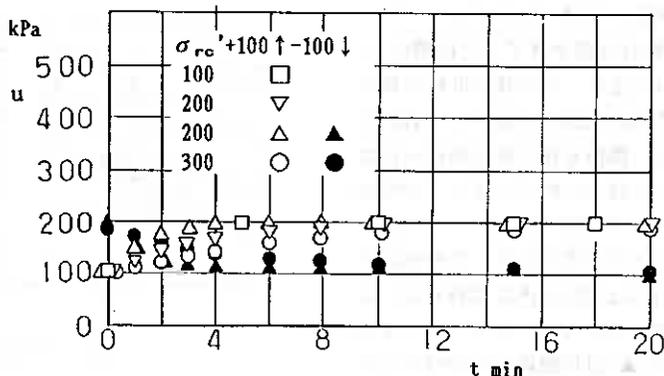


図-3 間隙水圧と経過時間(100kPa増減)

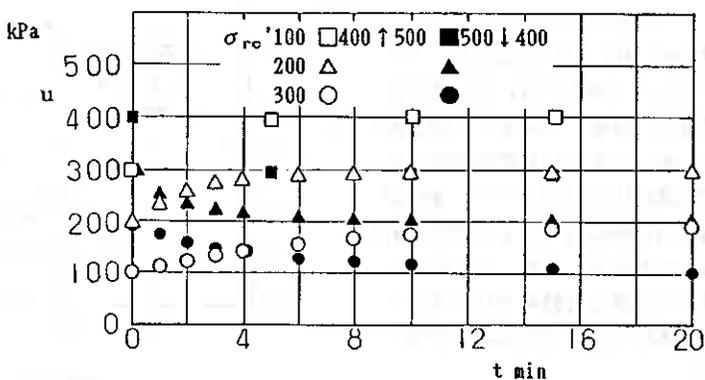


図-4 間隙水圧と経過時間(400↑↓500kPa)

B値が時間と共にどのように変化するかを図-5に示す。一つ(○と●)は圧密が終了した後側圧を100kPa上昇、その後100kPa下降させた時(圧密応力300kPa)の資料であり、間隙水圧の計測値の一部は図-3に提示されている。5分後によく0.5程度になり、20分で0.8~0.9程度である。この事例の場合には20分以内に期待値0.95に到達しなかった。もう一つの事例(□△▲)は圧密応力が200kPaである。側圧を2度上昇させて後100kPa下降させている。3分までに0.5、15分には0.9になっている。最終的には0.95に到達した。このことから、密度の違いがB値の上昇速度に影響していることが分かる。側圧下降時は初期の間隙水圧変化速度は上昇時より少し速いが最終到達値は低いことが観察される。なお体積、質量、含水比、比重から計算した飽和度はいずれの供試体についてももちろん1.0である。

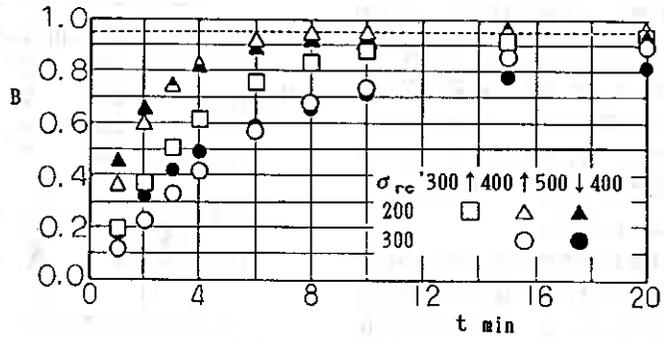


図-5 B値と経過時間

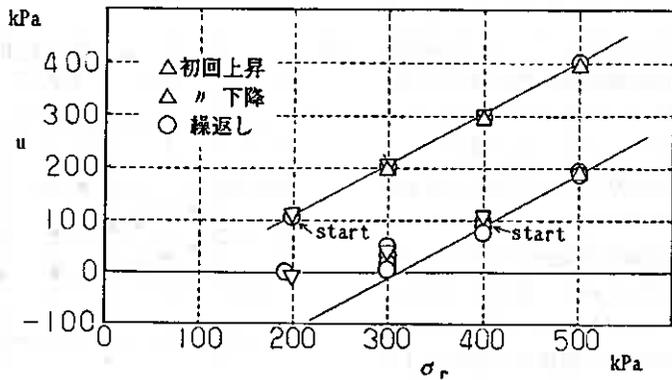


図-6 間隙水圧と側圧

3.4 側圧変化と間隙水圧

およびB値の関係

3.2節に示したように側圧が変化して20分後における間隙水圧はその後大幅な変化は期待できず、この時の値を最終値としても大きな誤差を生じない。そこで20分後の値を側圧が変化したことによる間隙水圧の新しい値として解析を進める。図-6は圧密応力100kPa(上部)と300kPa(下部)の事例である。前者は圧密後側圧を変化させるも常に元の値を下回らない場合である。

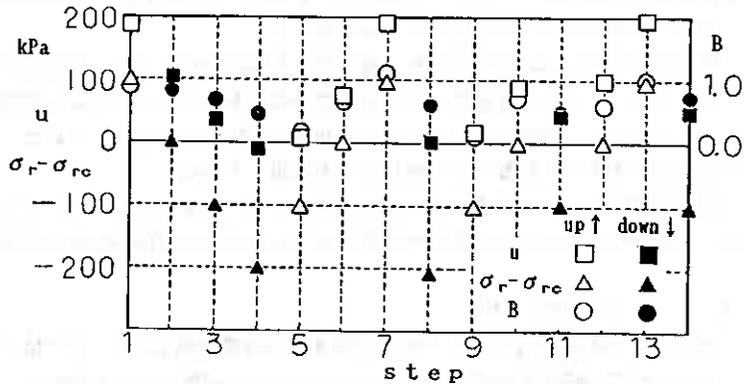


図-7 各段階の間隙水圧, B値, 側圧

計測点は45°線上にある。側圧を上昇、下降、再上昇、再下降させることがほとんど影響していないと言える。しかし、他の事例である400kPaから開始してそれより低い側圧を経験させる場合には、計測点は直線を

形成しない。圧密時より低圧の領域では45°線からかなり外れ、上位に位置するようになる。圧密時より高い場合には45°線に近接している。

図-6の下部のプロットによると、圧密時より低い側圧に下降する場合、間隙水圧は側圧の大きさによって決まることが読み取れる。すなわちその前の側圧がどのような値であったかによって間隙水圧が異なって計測される。図-7に一例として図-6と同じ資料を側圧変化の順に示す。側圧変化-100kPa(側圧400kPa)が5事例あるが、下降(ステップ3)、上昇(5)、再上昇(9)、再下降(11)、再々下降(14)それぞれにおいて結構な差異が見られる。一般的傾向として、下降時は間隙水圧が下降しにくくなり、上昇時には下降時よりは少し大きめに回復している。以上のことは他の試験結果においても見られる特性である。

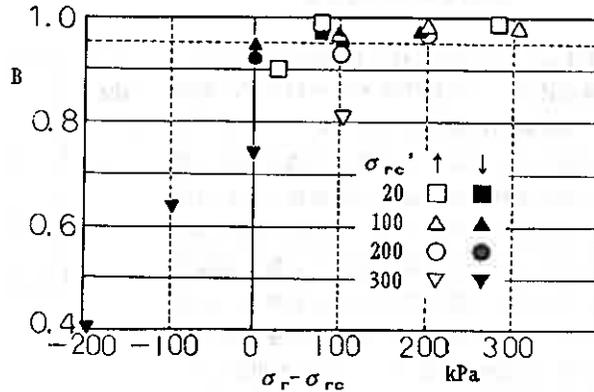
図-7にはB値(○●)が同時に示されている。B値が著しく低い値を示すのは側圧が200kPaに下降した時およびそこから上昇する時である。200kPaの時は背圧が100kPaであるからもしB=1.0ならば間隙水圧が-100kPaとなるはずである。しかし、この圧力では間隙水中の空気は気体となって沸き出るか真空状態が作り出されることになる。その後側圧が上昇する時側圧増分の一部はその気体あるいは真空を圧縮するために消費され間隙水圧上昇が不十分になるものと考えられる。それにしても脱気水を用いているのであるし、さらに側圧の100kPa下降時などはもっと高いB値が測定されると期待することは当然である。

側圧の変化量を横軸に、B値を縦軸にして上昇と下降までを表示したのが図-8abである。側圧が圧密時より高い時にはB値は高いが圧密時より低くなるとB値ははっきりと低くなるのが現われている。

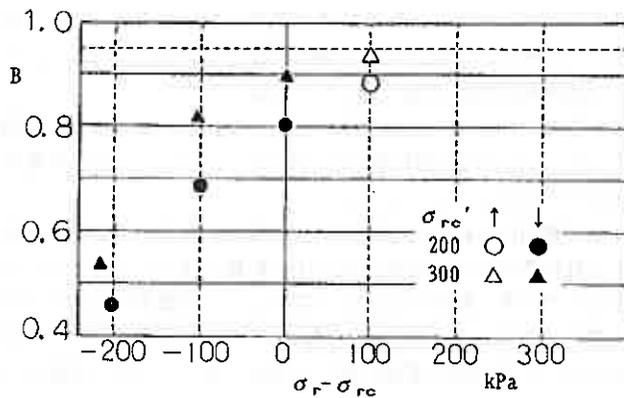
側圧が何度となく上昇下降を繰り返すと1回目とは異なり更にB値が低くなる傾向がある。元の側圧に戻った程度ではB値は1.0には届かず、有効応力は回復していない。もっと高い側圧が必要である(図-7参照)。このことは側圧が圧密時よりも低い範囲へ下降もしくは上昇下降を繰り返すと、土に対して非排水せん断を加えたと同等の効果が生じて、危険な状態に近づくことになる。

3.5 側圧変化によるせん断挙動への影響

本研究の当初計画にはこの項目は含まれていなかったが、特異な挙動が観察されたので合わせて報告する

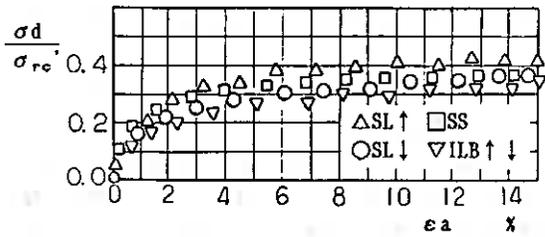


(a) 圧密時より低下無し

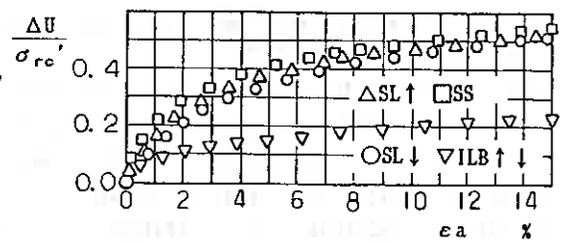


(b) 圧密時より低下有り

図-8 B値と側圧変化



(a) 偏差応力～軸ひずみ



(b) 間隙水圧～軸ひずみ

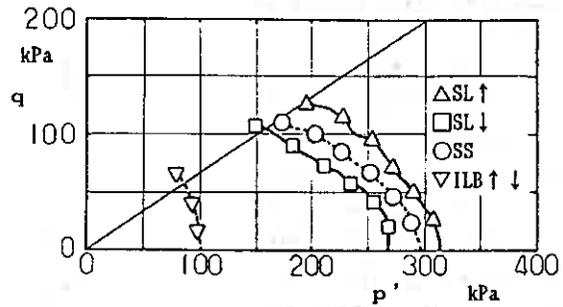
ものである。図-9abcには4種類の条件下の正規化偏差応力、正規化間隙水圧と軸ひずみ関係および有効応力経路が示されている。つまり等方圧密後直ちに非排水せん断する場合(SS)、非排水で側圧を種々に上昇、下降を繰り返した後非排水せん断する場合(ILB)、等方圧密後1回だけ上昇してそのまま非排水でせん断する場合と逆に1回だけ下降してそのまま非排水でせん断する場合(SL)の4種類である。標準方法であるSSを基準とすると、いずれの関係にも側圧変化の影響が現われている。

正規化偏差応力～軸ひずみ関係においては、変形係数が低下してくる。圧密時より側圧が高い場合にはひずみが2%以降では少し上位に位置するようになる。逆に、圧密時より側圧が低い場合には終始下位に位置している。上昇下降を繰り返すと最も下位に位置し、せん断抵抗の明瞭な低下を示している。

正規化間隙水圧～軸ひずみ関係においては、上位から標準、1回上昇、1回下降の順に少し下位となり、繰返しでは1/2以下の発生に留まっている。このことは大なる相違である。側圧の繰返し変化はせん断と同様の効果を供試体を与えている。

有効応力経路図は総合的な観点からの考察に効果的である。1回だけの側圧変化は、せん断初期の間隙水圧発生を低めるがその後の発生に対する影響をほとんど与えていない。側圧を変化させることは、経路の出発点を変えている。側圧を上昇させる(△)と、非排水にも拘らず有効応力が少し高まり始点が右へ移動している。側圧下降(□)では有効応力が減少している。提示している繰返し側圧変化の事例(▽)のせん断時の側圧300kPaは、1回下降の事例と同一の側圧である。ただし圧密応力は異なる。繰返し側圧変化は有効応力経路に大きな影響を与えていることが理解できる。この位置は過圧密領域である。圧密終了時とせん断開始時の有効応力を比較しての過圧密比は1.9である。このような応力経路形状は軽く過圧密された試料に特有のものである。したがって圧密時より低い範囲までの繰返し側圧変化(上昇下降)は過剰間隙水圧を発生させ、有効応力を低下させ、過圧密状態を創出することになる。過剰間隙水圧が発生するため、側圧下降時には間隙水圧の減少が不十分で、側圧上昇時には元の値に近づくとの現象が現われると解釈できる。

北大工学部土質研究室の最近の研究の一つに、B値の計測方法及びその後のせん断挙動への影響がある⁹⁾。等方圧密後、側圧を背圧の1/2(最小50kPa)下降または上昇(1時間)させてB値を計測、側圧を元の値に戻してせん断するものである。側圧を下げた時にはB値は著しく低く、1時間を経過しても1.0には到達しないこと、有効応力つまり密度の違いの効果の存在、背圧の高低の効果の存在を認めている。しかし、側圧を元に



(c) 有効応力経路

図-9 せん断挙動への影響

戻して後のせん断挙動にはほとんど影響は見られないとの結論を得ている。側圧を元に戻した時のB値、有効応力についての意見交換はまだであるが、有効応力経路始点から推測するとほぼ元の有効応力に回復し、B値も同程度に低いのであろう。

本研究のデータにおいても、元の側圧に初めて戻った時には(上昇→下降に限るが)有効応力は元の値に近くなっている。その後さらに圧密時の側圧より低下した場合のB値の低下、すなわち有効応力の変動が土の骨格構造に変化をもたらしてくると結論できよう。

4 結 論

軸対称三軸供試体において、等方応力である側圧を非排水状態で上昇あるいは下降させる時、供試体の間隙水圧、有効応力、およびその後のせん断挙動につき、下記のような興味ある事実が判明した。

1 側圧変化による間隙水圧の時間変化は、土の密度、透水性に依存する。I_L=0.7程度の試料の場合には数分の短い間に一定値に収束するが、密度が高くなるにつれ収束するまでの時間が長くなる。側圧が下降する場合には、側圧が上昇する場合に比しさらに収束が遅れ、20分以内ではほとんど収束しない。

2 間隙圧係数B値は、圧密されていない柔らかい試料を除いてほとんどの場合0.95以上にはならない。20分経過して0.8~0.9程度である。

3 20分後のB値と側圧変化の関係は、現在の側圧が圧密時の側圧より高いか低いかにより大きな違いがある。圧密時より高い側圧では、B値は0.8~1.0の範囲にあるが、圧密時より低い側圧では0.4~0.8と低くなる。特に-200kPaではB=0.4~0.5と極端に低い。

4 側圧が圧密時と異なるとせん断挙動へ影響が出る。圧密時より低い側圧ではせん断抵抗が少し低下する。何度も上昇下降を繰り返すとせん断抵抗ははっきり低下する。側圧変化はせん断による過剰間隙水圧を減少させる。特に繰返しの側圧変化は1/2程度に減少させる。有効応力経路は、1回の上昇または下降のみの場合には正規圧密状態の形状を示し、圧密時以下の側圧を含む繰返し変化を与えられた場合には軽い過圧密状態の形状を示す。

5 あとがき

これまでの一連の研究においてせん断によって発生する間隙水圧のうち塑性的成分、塑性間隙水圧は軸ひずみによつて規定できるとして、各種の全応力経路によるせん断を実施しその正当性を示そうとしてきた²⁾。かなりの証拠を示すことはできたがまだ不十分な点があり、特に側圧が大きく低下する経路の場合の予測精度に難があった。塑性成分は実測できないので弾性成分を全体値から減じて決定している。 $\Delta u_p = \Delta u - \Delta u_e$ 。これまで弾性成分は主応力の変化量に等しいとみなしている。つまり次式が成立する。 $\Delta u_p = \Delta u - \Delta \sigma_m$ 。等方応力状態では無理なく理解できる仮定である。偏差応力が増す場合にはそれに応じて他の方向の応力が減じて、自由に変形し、新たな内部水圧が全て拡がり得る“暖簾に腕押し”の状況と理解できかつ単純であるので採用した。

しかるに本報告の結果によると、側圧が圧密時よりも低下する場合には完全飽和であるにも拘らずそれと同等の間隙水圧下降が見られないことが判明した。このことは弾性成分として主応力変化 $\Delta \sigma_m$ と同等を見積もることは過大であることを意味し、 R_e 等0~1.0の係数を乗じて減ずる必要がある。 $\Delta u_p = \Delta u - R_e \cdot \Delta \sigma_m$ 。係数 R_e としてはSLシートの資料を参考にして下降時0.62、上昇時0.85程度である。この考え方に基づく解析はまだ実施されていないが、従来よりはニクな関係が得られると予測される。

参考文献

- 1) 佐野・岩淵[Feb 1986]粘性土三軸試験における間隙水圧測定位置と変形速度の関係
土質工学会北海道支部技術報告集 第26号 pp111～119
- 2) 佐野・岩淵[Feb 1989]カリ粘土における塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係
土質工学会北海道支部技術報告集 第29号 pp119～124
- 3) 例えば小田・三田地・木藤[Dec 1989]粘性土の非排水せん断挙動に及ぼす圧密時間の影響
土木学会論文集 第412号 III-12 pp117～126
- 4) 土質工学会[Feb 1990]土質試験の方法と解説 土質工学会 pp357
- 5) 例えば松田・大原[Jun 1990]繰返しせん断に起因した粘土層の沈下に及ぼす周期の影響
土木学会論文集 第418号 pp173～179
- 6) 個人的討議および 三田地・工藤[Jan 1991]B値測定方法の違いがC U試験結果に及ぼす影響について
土質工学会 三軸試験方法に関するシンポジウム 投稿中

静的圧縮過程における土中の水分・密度分布

北海道大学農学部 相馬 尅之
前田 隆
北海道大学農学部大学院 高氏 昇
○石田 勲

1. はじめに

土は本来極めて多孔質な材料であり、多量の間隙中に水分・空気を貯溜・保持している。このように多孔質な土は一方で、外力による圧縮変形を受けやすい性質を有する。

土の安定性を重視する土質工学の分野では、如何にして土の間隙を減少させて圧縮変形や破壊を防ぐかが問題となる。作物生産の基盤として土を利用する農地工学の分野では、作物根の伸長・繁茂と根による養水分・空気の吸収、あるいは土の保水性と透水性（排水性）のバランスを確保する上で、如何にして多量かつ多様な間隙を保存するかが問題となる。本報告は後者の農地工学の立場から土の圧縮性を検討しようとするものである。

土の圧縮は土中の間隙を減少させ、土の堅密化をもたらすことによって作物根の伸長を阻害するとともに、間隙の縮小はまた土の保水性や透水性（排水性）の低下をもたらす。その結果、土の生産基盤としての機能は著しく低下することになる。現在の（大型）機械化農業においては、農業機械や農地整備用機械による外力（圧縮応力）が常に農地に加えられ、土の圧縮が避けられない状況にある。従って、外力による圧縮の軽減と圧縮により間隙量が減少した土（堅密化した土）の膨軟化（間隙量の増加）をはかる土質改善方策が必要となり、そのためには土の圧縮機構の解明は不可欠である。

筆者らは、土の静的圧縮特性に及ぼす初期含水量の影響という面から土の圧縮性を検討し、重要な知見を得たのでここに報告する。

2. 試料および試験方法

1) 試料

試料には胆振支庁管内厚真町豊丘および網走支庁管内女満別町パナクシュベツにおける改良山成工法による造成農地の表層土を用いた（表1）。豊丘、女満別はともに粗粒質の有機質火山灰土（G-0V）であるが、現場の含水量、乾燥密度、間隙量は著しく異なる。

なお供試体作製には試料の4.75mmフルイ通過分を使用した。

表1 試料の基本的な物理性

試料	現場含水量	現場乾燥密度	間隙量	飽和度	透水係数	土粒子密度
豊丘	0.62 g/g	0.81 g/cm ³	0.85cm/g	72 %	2*10 ⁻³ cm/s	2.63 g/cm ³
女満別	0.34	1.32	0.38	90	6*10 ⁻⁶	2.62

Changes in Water Content and Bulk Density during Static Compression ;
Katsuyuki SOMA and Takashi MAEDA (Fac. of Agriculture, Hokkaido Univ.),
Noboru TAKAUJI and Isao ISHIDA (Grad. Stu., Hokkaido Univ.)

2) 供試体

供試体は不攪乱供試体と振動充填供試体の2種類で、供試体寸法は径5cm、高さ12.5cmである。整形、作製した供試体は有孔底盤を持つ二つ割モールドに設置した。

振動充填供試体は試料を二つ割モールドに

入れ、5層25回の振動を加えて作製した。

振動充填供試体については自然含水量のもの、供試体下端から毛管飽和させたものを準備し、以下の圧縮試験に供試した。

毛管飽和供試体は、給水水頭を供試体下端から徐々に上昇させ(2.5cm/h)、最終的には供試体上端に調節して24時間養生した後に、1時間の重力排水を行ったものである。

供試体の初期状態を表2に示す。

表2 供試体の初期状態

試料	供試体	含水量	乾燥密度	間隙量	飽和度	
豊丘	振動充填	自然含水量	0.58 g/g	0.52g/cm ³	1.53cm ³ /g	38%
		飽和含水量	0.92	0.59	1.31	70
	不攪乱	自然含水量	0.62	0.91	0.72	86
女満別	振動充填	自然含水量	0.35	0.81	0.86	41
		飽和含水量	0.47	1.00	0.62	76
	不攪乱	自然含水量	0.37	1.31	0.38	97

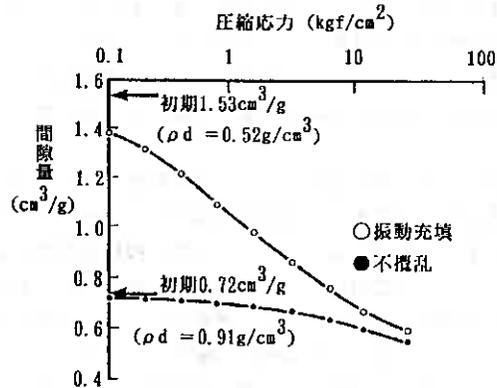


図1 圧縮曲線(豊丘;自然含水量)

3) 静的圧縮試験

供試体が入った二つ割モールドを圧縮試験機に設置した後、ペロフラムシリンダーで圧縮応力を調節して排水条件下で1次元の静的圧縮試験を行った。圧縮応力の荷重は0.1~25.6kgf/cm²の範囲の倍荷重荷重によって行い、各応力段階の荷重時間は24時間とした。24時間荷重後、除荷してその応力段階における排水量を測定し、次の応力段階に移行した。

振動充填供試体については、0.1、0.4、3.2、25.6kgf/cm²の応力段階で供試体を約2cm毎に切断し、水分・密度分布を測定した。

なお各応力段階の圧縮量は除荷後のものを採用した。これは除荷に際して、0.5~1.0mm程度の供試体の膨脹が起るためである。

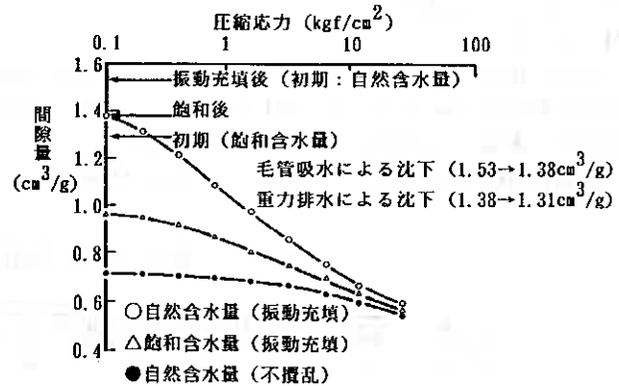


図2 初期含水量による圧縮曲線の変化(豊丘)

3. 結果および考察

1) 圧縮曲線

図1は豊丘試料の自然含水量の場合の圧縮曲線(応力・間隙量曲線)を示したものである。ここでは圧縮性を間隙量の変化で評価し、間隙量は単位質量当りの土が有する間隙体積(Specific Pore Volume、cm³/g)で表示した。

振動充填供試体の初期間隙量 ($1.53\text{cm}^3/\text{g}$) は不攪乱供試体の約2倍にも達し、非常に膨軟であるとともに圧縮性(圧縮応力に対する空隙量の減少程度)が大きい。不攪乱供試体の圧縮量が圧縮応力 $25.6\text{kgf}/\text{cm}^2$ までの範囲で $0.18\text{cm}^3/\text{g}$ と非常に小さくなる原因は、現場において極めて大きな圧縮応力が加えられ、極限状態にまで空隙が減少したためと推察される。このような状態は、多量の間隙を如何に保存するかという農地工学の立場からみると非常に大きな問題である。

図1から、振動充填供試体の空隙量が不攪乱供試体の初期間隙量 ($0.72\text{cm}^3/\text{g}$) に等しくなる圧縮応力をみると $9\text{kgf}/\text{cm}^2$ にも達する。

次に振動充填供試体について、初期含水量が自然含水量と(毛管)飽和含水量の場合の圧縮性の比較すると図2のようになる。

飽和含水量の場合、毛管飽和の段階において $0.15\text{cm}^3/\text{g}$ の空隙量の減少(沈下)が起り、さらに重力排水の段階で $0.07\text{cm}^3/\text{g}$ の沈下が生じる。図2をみると、最初の応力段階 ($0.1\text{kgf}/\text{cm}^2$) における圧縮量は飽和含水量の方が自然含水量の供試体よりも著しく大きく、後者が $0.15\text{cm}^3/\text{g}$ であるのに対して前者は2倍以上の $0.35\text{cm}^3/\text{g}$ にもなる。すなわち自然含水量の供試体が $1.6\text{kgf}/\text{cm}^2$ の圧縮応力を受けた状態と同じ圧縮が、飽和含水量の場合には $0.1\text{kgf}/\text{cm}^2$ の応力で起っている。しかし応力 $0.4\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上における圧縮性は自然含水量に比べて飽和含水量の供試体の方が明らかに小さくなっている。

このような初期含水量による圧縮性の相違は、自然含水量と飽和含水量の供試体の圧縮機構が異なるためと考えられる。

図3、4は女満別試料の圧縮曲線である。女満別試料は豊丘試料に比べて不攪乱供試体および振動充填供試体ともに初期間隙量が約1/2と少ないが(それぞれ $0.38, 0.86\text{cm}^3/\text{g}$)、圧縮挙動の傾向は同様である。また、振動充填供試体の空隙量が不攪乱供試体の初期間隙量 ($0.38\text{cm}^3/\text{g}$) に等しくなる圧縮応力はおおよそ $8\text{kgf}/\text{cm}^2$ で、豊丘試料の場合とはほぼ同じ値である。このことから、豊丘試料と女満別試料は土粒子の多孔質

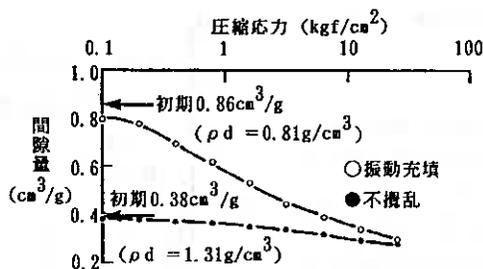


図3 圧縮曲線(女満別;自然含水量)

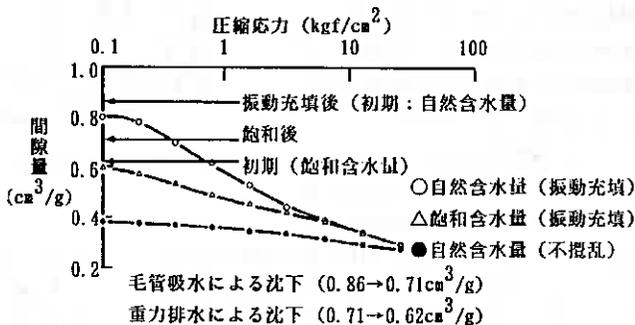


図4 初期含水量による圧縮曲線の変化(女満別)

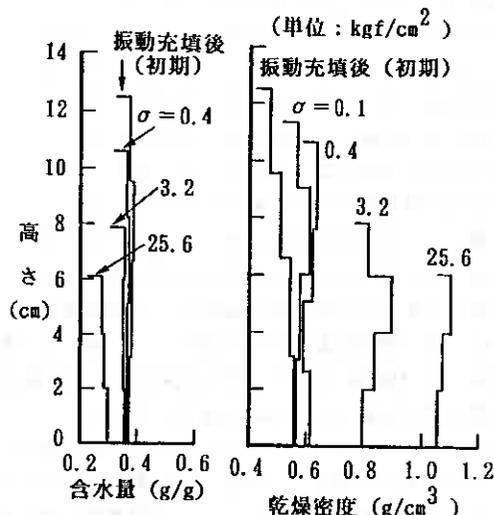


図5 静的圧縮過程における水分・密度分布(豊丘;自然含水量)

性という面で土質が著しく異なることが判る。

2) 圧縮過程の水分・密度分布

豊丘試料の振動充填供試体について、圧縮応力 0.1、0.4、3.2、25.6 kgf/cm² における圧縮後の供試体の水分・密度分布を図5、6に示す。

自然含水量の場合(図5)、圧縮応力が 3.2 kgf/cm² 以下では排水がほとんど起らず、25.6 kgf/cm² 載荷後でも排水量は平均含水量で 0.1g/g未満と非常に少ない。

一方、乾燥密度分布をみると、圧縮応力が 3.2 kgf/cm² 以下における供試体の圧縮(乾燥密度の増加)は少なく、しかも供試体上部で圧縮が進行していることが判る。その後の全体的に圧縮が起るものの、依然として圧縮の程度は供試体上部の方が下部よりもやや大きい傾向が伺える。

飽和含水量の供試体の場合(図6)、最初の圧縮応力 0.1 kgf/cm² で多量の排水が生じている(平均含水量で 0.2g/g程度)。その後、0.4 kgf/cm² ではほとんど排水が起らないが、3.2 から 25.6 kgf/cm² の応力段階では供試体上部から下部への水分移動を伴いながら圧縮に伴う排水(圧密)が生じている(全排水量は平均含水量で 0.4g/g程度)。乾燥密度分布をみると、圧縮に伴い供試体中間部がやや大きくなるものの、全体的な乾燥密度の増加傾向が認められる。

図7、8は女満別試料の水分・密度分布であるが、自然含水量の場合の圧縮に伴う水分・密度分布の変化の様相は豊丘試料よりは排水量は少ないが、傾向は類似する(図7)。

飽和含水量の場合(図8)、最初の応力段階(0.1 kgf/cm²)だけでなく他の応力においても豊丘試料に比べると排水量は非常に少ない(全排水量は平均含水量で 0.2g/g程度で豊丘試料の約 1/2)。乾燥密度分布をみると、0.1 kgf/cm² の段階では供試体上部の圧縮が進み、0.4 kgf/cm² 以上の応力段階ではむしろ供試体中間部～下部の圧縮が大きくなる傾向が伺える。

図5～8の結果をまとめると、初期含水量の相違により圧縮挙動が明らかに異なり、さらに飽和含水量状態では試料の初期間隙量によって圧縮過程の排水挙動が著しく異なることが判明した。

圧縮過程における間隙量分布の変化を図9、10に示す。

豊丘試料(図9)および女満別試料(図10)の自然含水量の場合、0.4 kgf/cm² 以下の応力段階ではとも

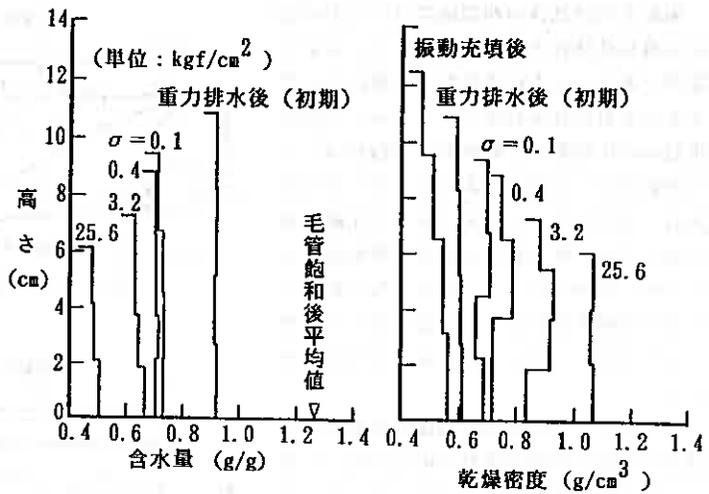


図6 静的圧縮過程における水分・密度分布(豊丘;飽和含水量)

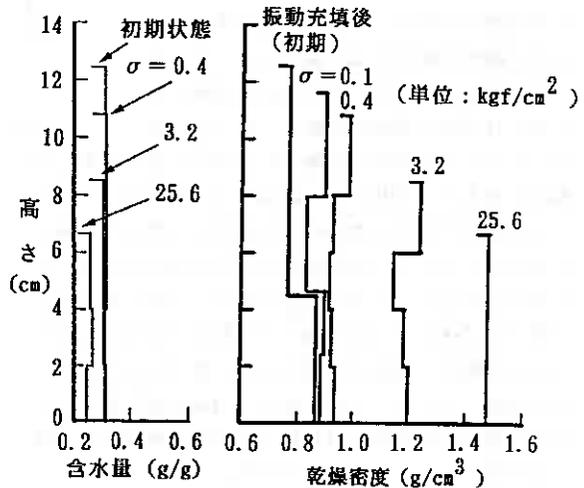


図7 静的圧縮過程における水分・密度分布(女満別;自然含水量)

に供試体上部の間隙量の減少が顕著であり、 3.2kgf/cm^2 あるいは 25.6kgf/cm^2 の応力段階では全体的に間隙量が減少する。これに対し飽和含水量の場合、豊丘試料の間隙量分布の変化は自然含水量とほぼ同様の傾向を示すが、女満別試料については 3.2kgf/cm^2 以下の間隙量変化は供試体下部において大きいという特徴が認められる。

これまでの水分・密度分布ならびに間隙量

分布をまとめて、これらを圧縮過程における供試体の飽和度分布の変化としてみたものが図11、12である。

豊丘試料の場合（図11）、初期の平均飽和度38%の自然含水量の供試体は圧縮応力 0.4kgf/cm^2 以下では供試体上部の飽和度が增加するものの、排水量が少ないことを反映して飽和度の変化は小さい。しかし圧縮応力 3.2kgf/cm^2 では供試体中間部でとくに顕著な飽和度増加を示しながら全体的な飽和度の増大が起り、 25.6kgf/cm^2 の段階では供試体の飽和度が90%程度でほぼ一樣な状態にまで増加している。これに対して飽和含水量の供試体の場合（初期の平均飽和度70%）、最初の応力段階（ 0.1kgf/cm^2 ）では多量の排水を伴うために供試体の飽和度が著しく減少している。圧縮応力 0.4kgf/cm^2 から 3.2kgf/cm^2 においては供試体中間部で大きな飽和度増加を示しながら全体的に飽和度が増大し、 25.6kgf/cm^2 の段階では供試体上部よりもむしろ供試体下部の方が飽和度が大きな形態の飽和度分布となっている。すなわち圧縮応力 0.4kgf/cm^2 から 25.6kgf/cm^2 の段階では供試体全体の飽和度はほとんど変化せず、供試体の中間部から下部への水分移動量が排水されるような圧縮（圧密排水）が進行していることが推察される。

女満別試料の場合（図12）、自然含水量の供試体（初期飽和度41%）の飽和度変化の様相は豊丘と同様であるが、飽和含水量の供試体（初期飽和度76%）では豊丘と状況が異なる。すなわち圧縮応力 0.1kgf/cm^2 では間隙量の大きな減少にもかかわらず飽和度変化は極めて小さく、重力排水後の飽和度分布（供試体下部の方が飽和度が大きい）が保たれている。圧縮応力 0.3kgf/cm^2 では全体的に飽和度がやや増加するが、応力段階 3.2kgf/cm^2 になると、供試体中間部の飽和度増加が顕著になる。そして圧縮応力 25.6kgf/cm^2 では供試体下部の飽和度が大きく減少している。

3) 排水条件下の静的圧縮の機構

図13、14は振動充填供試体の圧縮過程における間隙量・飽和度関係を示したものである。豊丘試料の場合（図13）、自然含水量の供試体では圧縮により間隙量が減少するとともに飽和度が增加するが、圧縮応力 6.4kgf/cm^2 以上になると間隙量の減少に対する飽和度の増加が非常に少なくなる。すなわち圧縮過程（間隙量の減少過程）が飽和度の増加を伴う段階と飽和度増加がほとんどみられなくなる段階から成ることが判る。ここでは、前者を排水量が少ないことを考慮して締固め段階と呼び、後者を排水を伴う圧縮であることから圧密段階と呼ぶことにする。一方、飽和含水量の供試体では、圧縮応力 0.2kgf/cm^2 以下の小さな応力

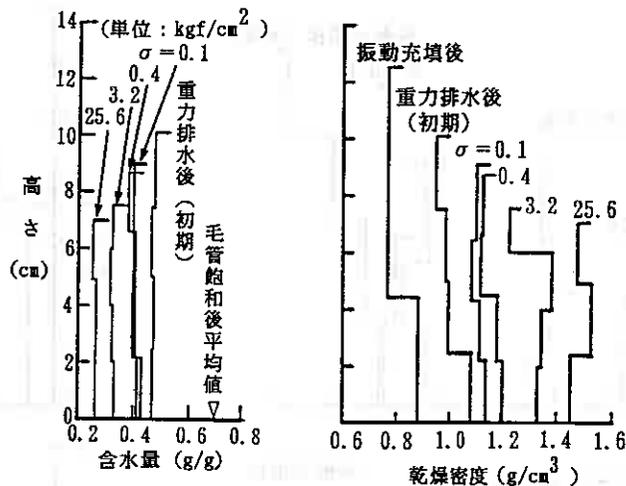


図8 静的圧縮過程における水分・密度分布（女満別；飽和含水量）

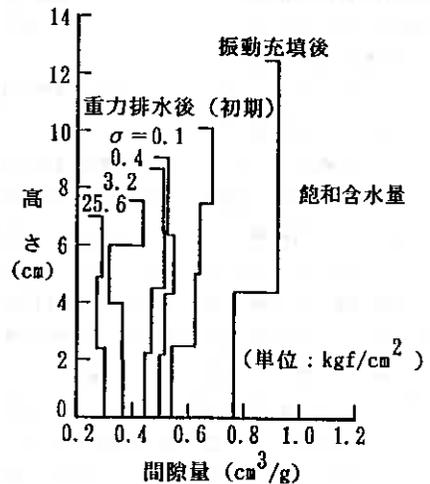
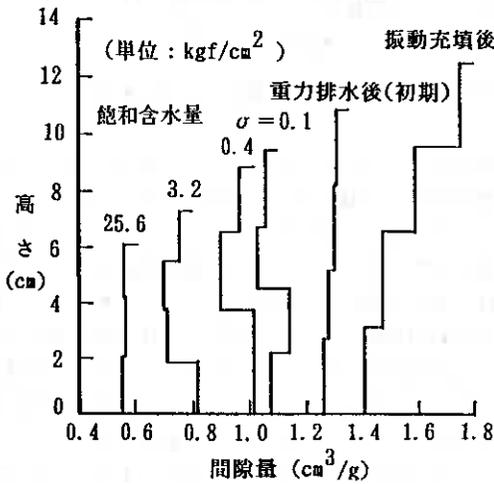
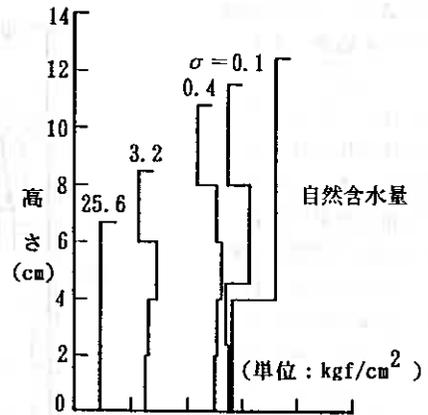
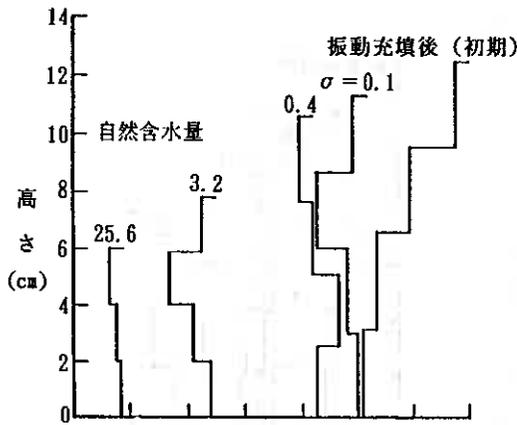


図9 静的圧縮過程における間隙量分布 (豊丘)

図10 静的圧縮過程における間隙量分布 (女満別)

段階では間隙量（排水量）の著しい減少にもかかわらず飽和度の増加が極めて少ない圧縮段階が存在し、その後に締固め段階、圧密段階が現れる。しかも飽和含水量の場合には締固め段階の間隙量変化が非常に小さいという特徴がみられる。ここでは、初期の圧縮段階を飽和度が小さいことを踏まえて圧密類似段階と呼ぶことにする。

女満別試料の場合（図14）、間隙量の減少量に違いはあるものの、豊丘と同様に自然含水量の供試体では締固め段階・圧密段階の圧縮過程、飽和含水量の供試体では圧密類似段階・締固め段階・圧密段階の圧縮過程が認められる。しかし女満別試料の圧密類似段階は豊丘に比べて間隙量の減少が非常に小さい。このような相違は両者の初期間隙量の差異に起因するものと考えられる。

これまでの検討結果を含水量・間隙量関係で整理すると図15、16のようになる。ここで図15は豊丘試料の場合であり、図16は女満別試料の場合である。なお図中の Saturation Lineは供試体の飽和度が100%になる含水量・間隙量関係を表す。

自然含水量の供試体は圧縮過程の前半では排水がほとんど起らずに（含水量変化なし）間隙量が減少する

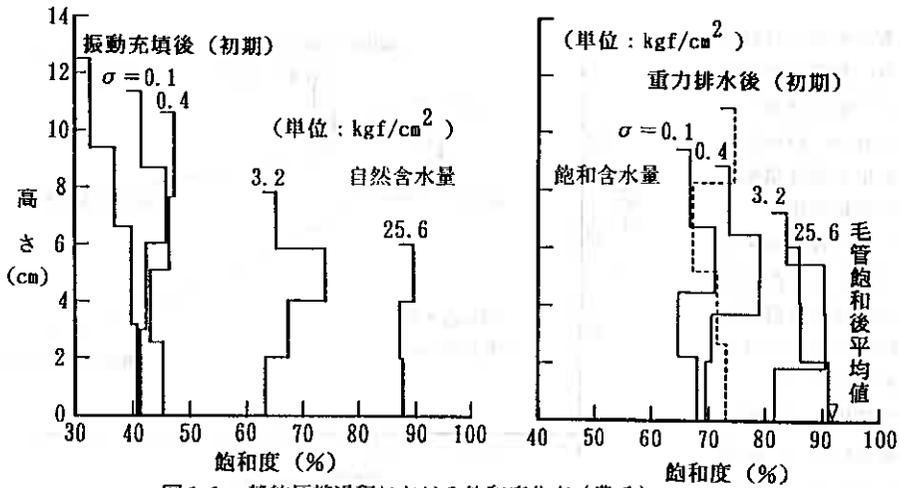


図1.1 静的圧縮過程における飽和度分布 (豊丘)

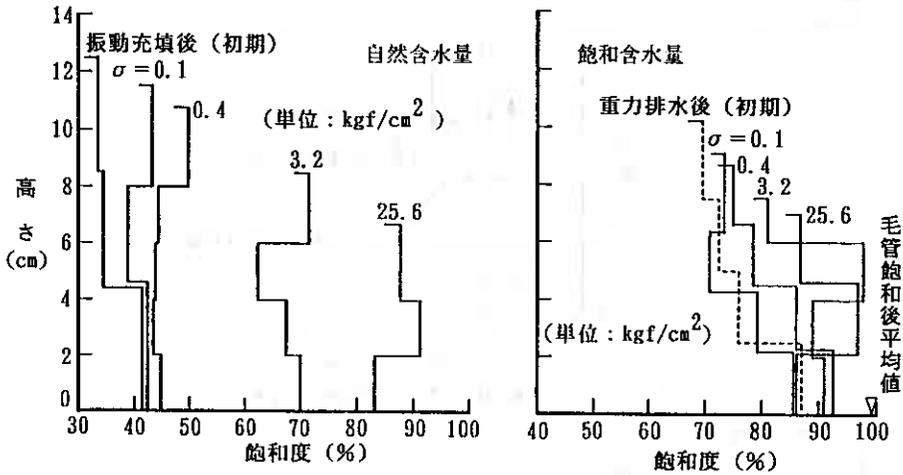


図1.2 静的圧縮過程における飽和度分布 (女満別)

締固め段階が現れ、次いで含水量変化＝間隙量変化となり、含水量・間隙量関係が Saturation Lineに沿って変化する圧密段階に移行する。一方、飽和含水量の供試体では圧縮の初期に Saturation Lineに平行する含水量・間隙量関係の段階（圧密類似段階）が存在し、次いで締固め・圧密段階に移行する。飽和供試体の場合の締固め段階では、ある程度の排水（含水量変化）が生じている。また不攪乱供試体（自然含水量）の圧縮過程は、圧縮量は著しく小さいが、飽和含水量の振動充填供試体の圧縮過程と同じ形態になる。

4. まとめ

これまでの検討結果を含水量・間隙量関係で整理すると図15、16のようになる。ここで図15は豊丘試料の場合であり、図16は女満別試料の場合である。なお図中の Saturation Lineは供試体の飽和度が 100%になる含水量・間隙量関係を表す。

自然含水量の供試体は圧縮過程の前半では排水がほとんど起らずに（含水量変化なし）間隙量が減少する締固め段階が現れ、次いで含水量変化＝間隙量変化となり、含水量・間隙量関係が Saturation Lineに沿っ

て変化する圧密段階に移行する。一方、飽和含水量の供試体では圧縮の初期において Saturation Line に平行する含水量・間隙量関係の段階（圧密類似段階）が存在し、次いで締固め・圧密段階に移行する。飽和供試体の場合の締固め段階では、ある程度の排水（含水量変化）が生じている。また不攪乱供試体（自然含水量）の圧縮過程は、圧縮量は著しく小さいが、飽和含水量の振動充填供試体の圧縮過程と同じ形態になる。

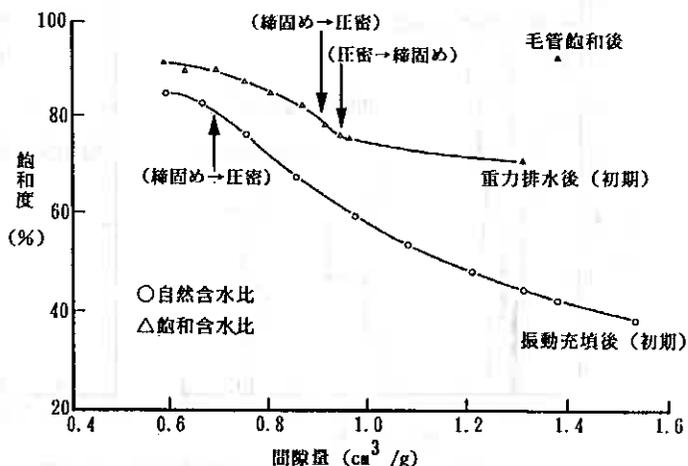


図13 静的圧縮過程における間隙量・飽和度（豊丘）

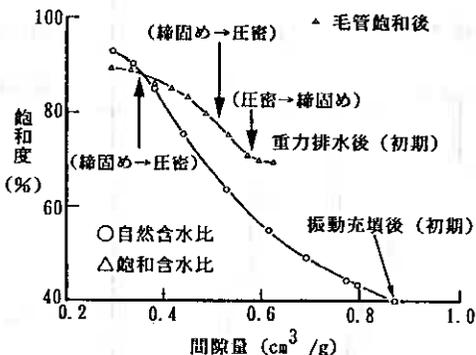


図14 静的圧縮過程における間隙量・飽和度（女満別）

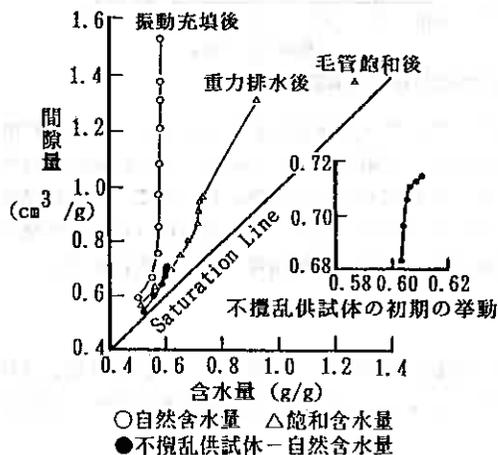


図15 静的圧縮過程における間隙量・含水量（豊丘）

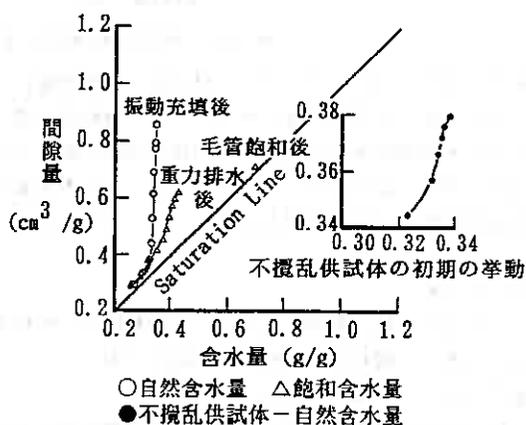


図16 静的圧縮過程における間隙量・含水量（女満別）

高有機質土の K_0 値について

北海道大学 工学部 ○正会員 小田 美明
北海道大学 工学部 正会員 三田地 利之
北海道大学 学部生 大沼 敏

1. はじめに

自然地盤は、水平方向の変位が拘束された状態で一次元的に圧密されている。この時の水平応力と鉛直応力の比が静止土圧係数、すなわち K_0 値で表される。砂質土および粘性土においては、 K_0 値と強度定数 ϕ' との間に一義的な関係があることがかなり以前から報告されている。しかし、泥炭のような高有機質土に関しては、これまで実務的に重要なパラメータであるとの認識が薄かったこともあり、十分な研究がなされていない。本報告は、側方応力を直接測定できる圧密リングを備えた圧密容器により泥炭の K_0 値について検討したものである。

2. 高有機質土の K_0 値に関する過去の研究

K_0 値は、原位置での応力状態を把握するために重要なパラメータであるだけでなく、土質材料の土粒子構造、強度および応力履歴等を把握するための一要因となり得る。泥炭のように土粒子と有機物からなる複雑な土質材料においては、その構造を考える上で K_0 値を用いることには多くの可能性が秘められていると考えられる。以下に泥炭の K_0 値に関する既往の研究について簡単に述べる。

安川(1979)は、泥炭の K_0 値について、鉛直変位を拘束した三軸圧密試験より間接的に求めている。その結果、泥炭の K_0 値は、他の無機質土に比べて非常に小さい値を取るとしている。

Edilら(1981)は、ひずみゲージを取り付けたチューブを用い三種類の不攪乱繊維性泥炭試料に対し K_0 圧密試験を実施し、 K_0 圧密過程での間隙水圧や有効応力の挙動について示し、 K_0 値と有効せん断抵抗角(ϕ')や過圧密比(OCR)との関係について考察している。また、 K_0 圧密された泥炭の非排水三軸せん断挙動について記述している。泥炭の K_0 値は、正規圧密領域においては圧密応力によらず一定値を取ること、またその値は、通常の無機質土より小さな値を取ることが報告している。

藤川ら(1983)は、間隙水圧および側圧を測定できる圧密試験装置を用い、粘土およびピートの一次元圧密挙動について検討している。粘土の場合は、 K_0 値は初期の値から一度減少し、再び増加してある一定値となるが、ピートでは、圧密初期での K_0 値は大きく、それが急激に減少するとしている。圧密終了時の K_0 値は粘土、ピートともに0.5程度であり、 K_0 とOCRとの関係においても明かな差はみられないとしている。しかし、このピートは、有機物含有量40%であり、塑性指数が求められる程度のものである。

Wolskiら(1985)は、二種類の有機質土(無定形泥炭と炭酸石灰を含んだgyttja)についての異方圧密試験結果について報告している。対象とした有機質土においては、静止土圧係数 K_0 値は圧密にともなって大きく変化し、平均主応力、偏差応力、過圧密比に依存することを明らかにしている。

川野ら(1986)は、大型圧密容器に土圧計および間隙水圧計を取り付けた実験装置を用い、繰り返した泥炭の K_0 値を測定している。泥炭の K_0 値は、Edilら(1981)と同様、圧密圧力によらず0.3程度であり、除荷時の K_0 値と過圧密比との関係は、粘性土と同様、両対数上で直線となることを報告している。さらに、 $K_0=1-\sin\phi'$

の式から求めた値は、実験値とよく一致しているとしている。

以上の研究から、泥炭の K_0 値は砂質土あるいは粘性土と比較してかなり小さい値(0.2~0.3)を取ることがわかる。

また、泥炭の K_0 値について高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会(1990)により以下のことが報告されている。1) 有機物含有量の増加にともない K_0 値は減少する。2) K_0 値と $\sin\phi'$ との関係は、Mayne(1982)が報告している結果の下限領域にプロットされる。3) K_0 値とOCRのとの関係は両対数上で直線として表されるが、勾配 α は他の土質のように $\sin\phi'$ と関係しない。

3. 試料および実験

3.1 試料

試料は、北海道内の泥炭地からシンウオールサンプリングにより採取した。その物理的性質は、自然含水比257~1017%、有機物含有量(強熱減量値)50.8~85.5%、土粒子の密度 $1.60\sim 1.92\text{g/cm}^3$ である。

3.2 実験装置

実験装置は、図-1に示すような圧密リングにひずみゲージを取り付けた圧密容器である。圧密リングの周面摩擦の影響を避けるため、リングはテフロン加工されている。鉛直応力は、供試体底部に設置されたロードセルの値から算出している。圧密時の排水条件は、片面排水とし、供試体底部で間隙水圧を測定している。さらに、背圧を載荷できる構造となっている。供試体の大きさは直径7.5cm、高さ2.5cmである。

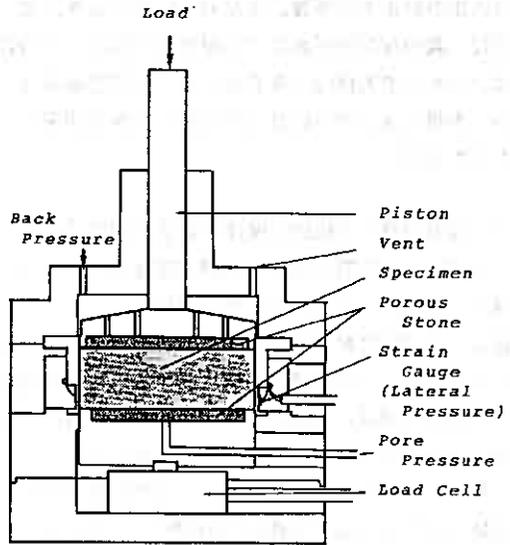
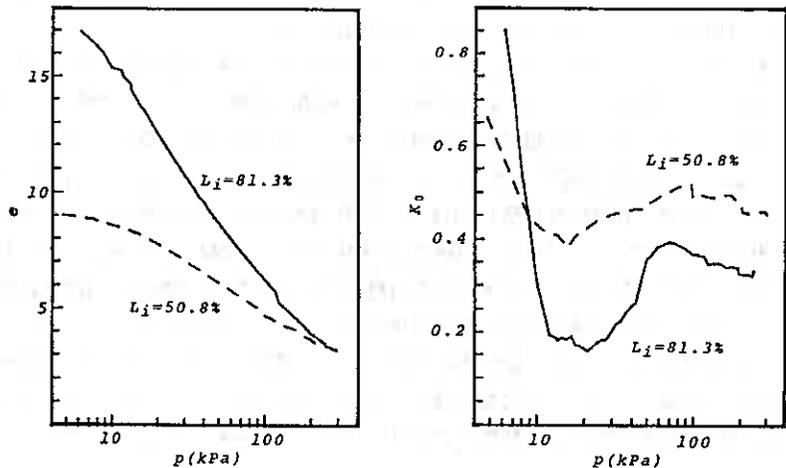


図-1 実験装置

3.3 実験条件

圧密時の鉛直応力の載荷はひずみ速度一定とした。この際のひずみ速度は0.04%/minとした。また、一定荷重の載荷および除荷の際は、ペロフラムシリンダーにより鉛直応力を載荷あるいは除荷した。背圧は、実験開始時より、100kPa載荷した。

有効応力の算定は、過剰間隙水圧が放物線分布すると仮定して、供試体底面で測定された過剰間



(a) 圧密圧力-間隙比

(b) 圧密圧力- K_0 値

図-2 圧密圧力と間隙比および K_0 値との関係

隙水圧の2/3を平均過剰間隙水圧として行った。

4. 実験結果

4.1 圧密圧力と K_0 値

図-2 (a),(b)に定ひずみ速度載荷による圧密試験から得られた圧密圧力と間隙比および K_0 値との関係を示す。この図から分かるように、正規圧密領域においても K_0 値は圧密圧力に依存して変化し、一定値を取らない。

図-3は、今回の実験における正規圧密領域での K_0 値と強熱減量値との関係を示している。これらの結果から、強熱減量値のみで K_0 値を予測することは難しいことが分かる。

4.2 高有機質土の K_0 値に及ぼす応力履歴の影響

今回の実験結果から高有機質土においても除荷時の K_0 値と過圧密比との関係は両対数上で直線と見なせることが分かった。図-4に実験結果の一部を示す。

Mayne(1982)は、 $(K_0)_{oc} = (K_0)_{nc} \cdot OCR^\alpha$ における定数 α が $\sin \phi'$ と近似することが多いことを報告している。今回の実験では強度試験を行っていないため、この検証を行うことはできない。しかし、図-5に示すように、 α と K_0 値は一義的關係にあることは分かる。

4.3 高有機質土の K_0 値に及ぼす圧密時間の影響

粘性土の K_0 値の時間依存性に関し多くの研究が行われているが、未だ定説はない。高有機質土における K_0 値の時間依存性を調べるために行った実験結果を図-6に示す。実験時間が最大1週間程度であり、多少 K_0 値は変動しているがほぼ一定と見なすことが出来る。

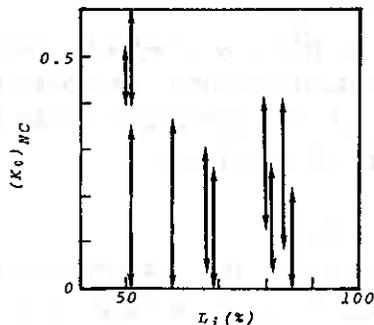


図-3 K_0 値と強熱減量値との関係

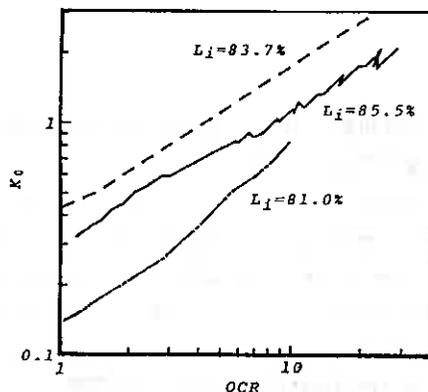


図-4 K_0 値と過圧密比との関係

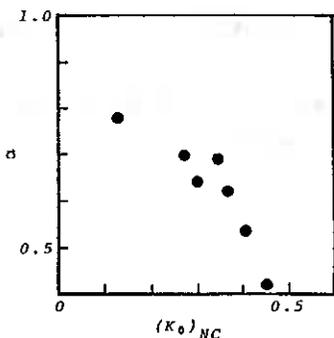


図-5 α と K_0 値との関係

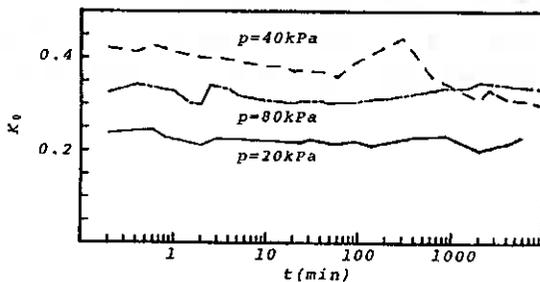


図-6 K_0 値と圧密時間との関係

5. 結論

今回の側方応力を直接測定できる圧密試験装置を用いた実験結果から、高有機質土の K_0 値について以下のことが分かった。

- 1) 正規圧密領域においても K_0 値は圧密圧力に依存し一定値を取らない。また、その値は強熱減量値に依存するとは言えない。
- 2) 高有機質土の K_0 値と過圧密比との関係は、粘性土と同様両対数上で直線とみなすことが出来る。この勾配と除荷前の K_0 値には一義的な関係がある。
- 3) また、今回の実験結果から高有機質土の K_0 値の時間依存性については、特定できないが、ほぼ一定値を取るとみてよいであろう。

6. おわりに

泥炭の K_0 値について一連の実験結果をまとめてみたが、明確な結論を得るほどには十分な結果が得られなかった。さらに実験結果の蓄積を行いたい。

今回の実験に用いた不攪乱試料は、すべて北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室から戴いた。また、平成2年度文部省科学研究費補助金(試験研究B-1)の援助を受けた。ここに付記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 安川都夫(1979)：泥炭の圧密試験と圧密特性についての一考察，有機質土の試験方法シンポジウム発表論文集，pp.59-62
- 2) Edil, T.B. and Dhowian, A.D. (1981) : At-rest lateral pressure of peat soils, Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE, Vol.107, No.2, pp.201-217
- 3) Woiski, W., Baranski, T., Garbulewski, K., Lechowicz, Z. and Szymanski, A. (1985) : Testing of anisotropic consolidation in organic soils, Proc. 11th ICSMFE, Vol.2, pp.699-702
- 4) 藤川敬人・小川正二・福田誠(1983)：粘土およびビートの圧密時の間隙水圧および K_0 値，土木学会第38回学術講演会講演概要集，第3部門，pp.515-516
- 5) 川野克典・山口晴幸・大平至徳(1986)：泥炭の K_0 値について，土木学会第41回学術講演会講演概要集，第3部門，pp.477-478
- 6) 高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会(1990)：高有機質土の工学，5.2.2 K_0 値と強度パラメータとの関係，pp.158-162
- 7) Hayne, P.W. and Kulhawy, F. (1982) : K_0 -OCR relationships in soil, Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851-872

泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について

— 泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害 —

北海道開発局開発土木研究所 正 員 加治屋安彦
基礎地盤コンサルタンツ(株)○正 員 稲 直美

1. はじめに

道路盛土や河川堤防などのフィルタイプの土構造物では、特別な場合を除き、これまであまり耐震設計について配慮されることは少なかったと言える。これは、一般に他の構造物に比べて土構造物の復旧が容易であり、特に盛土の場合には、地盤も含めて施工後の時間経過とともに強度が増加し、安定性が増すと考えられてきたためである。また、長年の経験から、現行の標準のり勾配を適用していれば、ある程度の外力に対しては安全であるとされてきたことも理由のひとつとしてあげられる。

しかしながら、1968年十勝沖地震における十勝川下流部堤防の被災事例にも見られるように、泥炭性軟弱地盤上に築造された盛土などでは、地震の被害を受けやすいことも確認されており、その構造物に求められる機能によっては、ある程度耐震性のチェックを事前に行うことも今後必要になってくるものと思われる。特に、これから整備が進められようとしている高規格道路などの将来の道路では、電気、通信、ガス、水道などのライフライン施設を安全に収容することも道路本来の機能として認識されるに至ると思われ、こうした点をふまえると、北海道に特有な泥炭性軟弱地盤上に築造する土構造物の耐震性のチェック方法を確立することは、非常に重要な課題と思われる。

筆者らは、これまで室内試験や現地調査などにより、泥炭の動的変形特性のモデル化について検討を行ってきた。その結果、ある程度実務的にも利用可能な実験式を得るに至っている¹⁾。また、この実験式を用いて地震応答計算を行うことにより、1968年十勝沖地震における堤防盛土の被災有無を分離できる可能性を示している²⁾。

本報告は、こうした点をさらに詳細に検討するため、新たに現地調査を行って解析地点を適切に設定して実施した一次元地震応答解析の結果³⁾に加え、盛土の影響を考慮した二次元地震応答解析の結果も併せて報告するもので、計算結果と被災有無の対比から、地盤の地震応答特性と土構造物の地震被害の関係について検討した。

2. 1968年十勝沖地震における泥炭性軟弱地盤上の土構造物の地震被害

1968年十勝沖地震被害調査報告⁴⁾によれば、泥炭性軟弱地盤上の土構造物としては、十勝川下流部の堤防が特に大きな被害を受けたとされている。同報告によれば、被害のほとんどは堤体の亀裂および沈下で、特に被害の大きかった大津築堤の横断変状の様子を図-1に示すが、堤体の亀裂は天端およびのり面上部に縦断方向に発生すると同時に、内のり・外のりとも肉眼でもはっきりわかる程度に膨れ上がっていたとのことである。ただし、のり尻付近の地盤には、肉眼で見る限り側方流動や浮上がり(すなわち泥炭層のせん断破壊)のような徴候は認められなかったようである。

被害箇所1箇所と無被害箇所2箇所の堤体材料と基礎地盤の土質調査試験結果を比較して考察したところによれば、被害を受けなかった2箇所のうち1箇所は、堤体材料の粒度分布が液状化しやすい範囲から

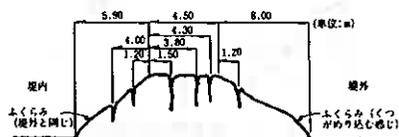


図-1 1968年十勝沖地震の際の大津築堤測点4,025mきれつ発生状況⁴⁾

Seismic Response Characteristics of Peaty Soft Ground -- Peaty Soft Ground and Earthquake Embankment Damage -- ; Yasuhiko Kajiya (Hokkaido Development Bureau), Naomi Ine (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd.)

はずれていたとのことである。また、もう一方の無被害箇所は、粒度分布自体は被害箇所と同様であったが、基礎地盤の条件が異なり、泥炭層厚が1mで被害箇所の6mに比べて薄く、堤体のゆすられ方がゆるやかであったため被害が生じなかったと推察している。

また、昭和54年度から56年度にかけて行われた十勝川地震対策調査⁵⁾では、軟弱な表層が地震による加速度や変位を増幅させ、相対的に剛性の大きな堤体がこれに追随できずに被災したのではないかと推定している。

3. 解析の方法

以上の調査における各種試験結果やこれに基づく被災原因の考察などを参考にし、かつ筆者らのこれまでの研究で得られた知見を考慮に入れて、本報告ではこの泥炭性軟弱地盤上の堤防盛土の地震被害の原因が、第一義的には地盤自体の地震応答特性にあるものと考えた。そして、地盤の地震応答特性と地盤上の土構造物の地震被害の関係を検討することとした。

3.1 解析候補地の選定

具体的には、まずこの地域の河川堤防地盤に被害箇所を含む30地点の解析候補地を設定し、ビートサンプリングと含水量試験により、地表付近の地層構成と泥炭層の平均的な含水量などを明らかにした。そして、既存の地盤調査資料とあわせて、後述の方法により耐震基盤（せん断波速度(Vs)が300m/s程度以上の地層)までの各層の密度(ρ_t)とせん断波速度を求めた。これにより、地盤の特性値TG⁶⁾を算出し、この値が0.6を超える軟弱地盤を解析対象地盤とした。これらの予備検討の結果、解析地点は被害箇所4地点を含む20地点となった。これらの解析地点の位置図を図-2に示す。また、各地点の地層概要例を図-3に示す。

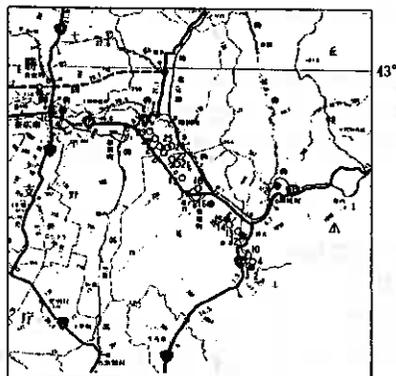


図-2 解析地点位置図
(○被害無 ●被害有)

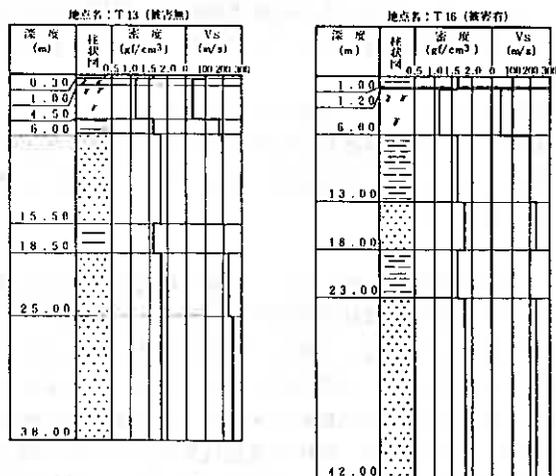


図-3 解析地点の地層概要例
(T13:被害無 T16:被害有)

(各層の密度、せん断波速度の推定)

図-3を作成するにあたっては、各層の密度、せん断波速度の推定を以下に行った。

まず、密度については、地域における実態をふまえ、一般的な土質については次のように決定した。

粘土、シルト	$\rho_t = 1.6 \text{ g/cm}^3$
砂	$\rho_t = 1.8 \text{ g/cm}^3$
砂礫	$\rho_t = 2.0 \text{ g/cm}^3$

火山灰 $\rho_t = 1.5 \text{ g/cm}^3$

なお、泥炭層については、ピートサンプリングにより層厚に応じて採取した数個の試料から、層全体の平均的な含水比を求め、筆者らの作成した泥炭性軟弱地盤データベース⁷⁾から求めた以下の回帰式を用いて推定した。

$$\rho_t = 48.8 / (W + 48.1) + 0.94 \dots\dots\dots(1)$$

ここに、W : 含水比(%)

せん断波速度については、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾に準じ、一般的な土質は(2),(3)式を用いてN値から推定した。泥炭については、熊谷ら⁹⁾が室内試験の結果から作成した泥炭の初期せん断剛性率(G_0)に関する実験式(4式)と密度から(5式)を用いて求めた。なお、地下水位は全地点でGL-1mとした。

粘土,シルト $V_s = 100 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 25) \dots\dots(2)$

砂,砂礫,火山灰 $V_s = 80 N^{1/3} \quad (1 \leq N \leq 50) \dots\dots(3)$

泥炭 $G_0 = 1740 W^{-0.67} (\sigma'_v)^{0.55} \dots\dots(4)$

$G_0 = \rho_t V_s^2 \dots\dots(5)$

ここに、W : 含水比(%)

σ'_v : 有効拘束圧(kgf/cm²)

3.2 被害の有無と地層構成、地盤の特性値等の関係

解析候補地を選定した後、まず被害の有無と地層構成、地盤の特性値等の関係について単純な比較検討を行うこととした。図-4~9がこれらの関係を整理したものであるが、これらを見ると、この地震で被害が生じている地点は、総じて基盤深度が深く、泥炭層厚が厚めで、地盤の特性値T_GやT_Pが大きめであると見えそうである。

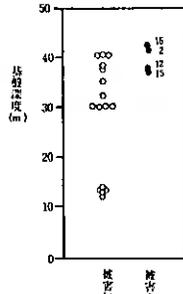


図-4 被害の有無と基盤深度の関係

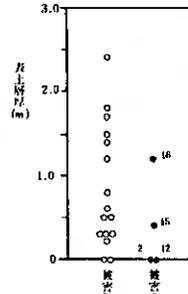


図-5 被害の有無と表土層厚の関係

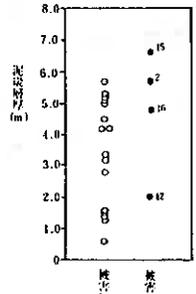


図-6 被害の有無と泥炭層厚の関係

3.3 地震応答解析

次に、地震被害の有無を地盤の地震応答特性との関係においてより詳細に検討するため、各解析地点について地震応答解析を行うこととした。

地震応答解析には、成層地盤を仮定して盛土の影響を同一視する一次元モデルを用いるものと、盛土の影響を考慮できる二次元モデルを用いるものに大きく分けられるが、ここではまず、SHAKE⁹⁾による一次元地震応

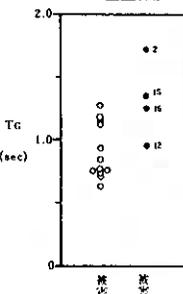


図-7 被害の有無とT_Gの関係 (T_G: 地盤の特性値)

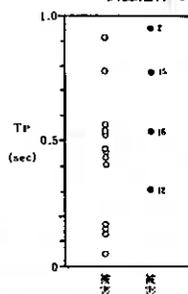


図-8 被害の有無とT_Pの関係 (T_P: 泥炭層部分のT_G相当値)

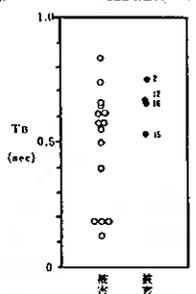


図-9 被害の有無とT_Bの関係 (T_B: 泥炭層下位のT_G相当値)

答解析で解析候補地の地震応答特性を把握し、その後、FLUSH（マイクロコンピュータ上で稼働する micro-FLUSH¹⁰⁾）による二次元地震応答解析で一次元解析の結果を照査した。

具体的には、以下に示す手順により行った。

3.3.1 SHAKEによる二次元地震応答解析

まず、図-10に示すように、解析対象地域をひとつにまとめて震央距離を一定とした。次に、解析対象地域に近く地盤も良好（I種地盤）で水平な成層地盤である幌満橋の強震計で観測された地表波から、SHAKEによる地表→基盤の応答解析で、幌満橋位置での露頭条件の計算基盤波を出力した。さらに、川島らの距離減衰式¹¹⁾（I種地盤）により振幅の調整を行い、解析対象地域の計算基盤波（露頭条件）を求めた。そして、この波を解析地点の基盤に露頭条件で入力し、SHAKEによる基盤→地表の応答解析で各解析地点の地表波を推定（計算）した。

なお、幌満橋の強震計で観測された地表波については、川島らの方法に準じ、SMAC型強震計の計器補正や水平2成分の合成を行っている。また、この観測地表波は、最大加速度や加速度応答スペクトルに関する川島らの距離減衰式に照らしても、極めて標準的なものであった。

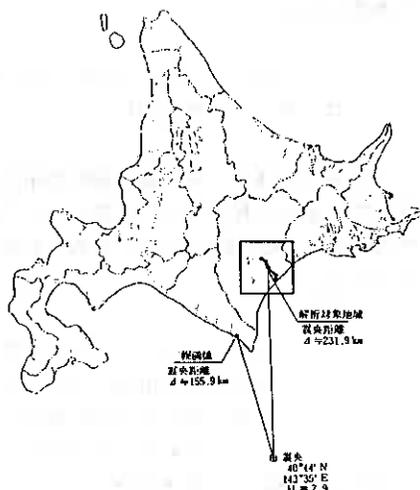


図-10 北海道の泥炭性軟弱地盤分布図¹²⁾と解析対象地域、1968年十勝沖地震の震央ならびに幌満橋の位置関係図

(地盤の動的モデル化)

SHAKEによる地震応答解析に必要な地盤の動的モデル化（せん断剛性率Gや減衰比hのひずみ依存特性の推定）は、以下のように行った。

まず、一般的な粘性土・砂質土については、建設省土木研究所でとりまとめている方法¹²⁾にしたがって行った。なお、火山灰と砂礫については砂質土と同様に扱った。泥炭については、筆者らの研究¹⁾で室内試験より求めた以下の実験式を用いて決定した。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma/\gamma_r) \dots\dots\dots (6)$$

$$\gamma_r = 4.81 \times 10^{-5} W (\sigma_v')^{0.42} \dots\dots\dots (7)$$

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \dots\dots\dots (8)$$

$$h_{max} = 0.23 \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準せん断ひずみ ($G/G_0=0.5$ に相当)

h_{max} : ひずみ無限大のときの減衰比

3.3.2 FLUSHによる二次元地震応答解析

二次元解析では、被害箇所4地点を含む8地点を選定し、必要な地盤物性値（ポアソン比 ν を除いて一次元解析と共通）の設定法および入力地震波は、基本的に上述の一次元解析のそれと同様である。なお、地盤のポアソン比 ν 、盛土材料および形状は既存の地盤調査資料⁵⁾を参考にした。

また、二次元解析では盛土のめり込み（泥炭層の沈下¹³⁾）、盛土荷重による地盤の剛性増加などを考慮した他、使用したプログラムの制限のため、以下に示す仮定を設けている。

(1) 使用プログラムは、5種類の G/G_0 および h のひずみ

依存性しか考慮できないので、各土質に各々1種類のひずみ依存性曲線を対応させた。

- (2) 基盤の境界条件として固定境界(剛基盤境界)しか考慮できないため、入力地震波の振幅ではなく、基盤動の振幅を規定する方法をとった。具体的には、一次元解析の結果より、基盤面における入力地震波の振幅と基盤動のそれを比較し、一次元解析の入力地震波の0.64倍とした。

4. 地震被害と計算結果の関係

4.1 一次元地震応答解析

SHAKEによる地震応答計算で得られるのは、地盤の加速度、速度、変位、せん断ひずみの最大値の深度分布や地表の加速度応答スペクトルなどである。

これらの計算結果より、最大加速度、最大速度、最大変位について、地表の値、地表～2mの平均値、地表～4mの平均値、地表～8mの平均値を求め、被害の有無との関係で整理した。また加速度応答スペクトルについては、0.3, 0.5, 0.7, 1.0秒の各値を抽出して同様に整理を行った。図-11～15が整理の結果である。

これを見ると、やはりT12地点が全体的にやや特異な位置にあることが分かる。そこで、これを除いて概観してみると、最大速度と最大変位で被害の有無をある程度分離できそうなことが分かる。特に、最大速度における地表～4mの平均値、地表～8mの平均値、あるいは最大変位における地表～2mの平均値、地表～4mの平均値、地表～8mの平均値でそうした傾向が見受けられる。図から大きな差が認められないので、盛土高さにほぼ相当する地表～4mの平均値を例にとって具体的に述べると、それぞれ6.5cm/sec程度、1.6cm程度を境として、それ以上の領域で被害が多く発生していることが分かる。

さらに、こうした傾向を、地層構成や地盤の特性値といった地盤に固有でしかも簡易に把握できる指標と関係づけられるかどうか検討するため、最大速度、最大変位ともに、基盤深度、泥炭層厚、地盤の特性値TGやTPとの関係で整理することとした。図-16(a)(b)(c)(d)、17(a)(b)(c)(d)に整理の結果を示すが、これを見ると、最大速度、最大変位ともに、泥炭層厚、TPと非常に相関の高いことが分かる。

泥炭層厚とTPについては、その定義からも比例的な関係にあるのは明らかであるが、ある程度の厚さになるとばらつきも出る(図-18)ので、重複反射理論に基づきより厳密な意味でTPを用いることとすれば、上記の被害有無の

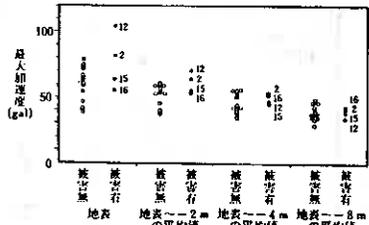


図-11 被害の有無と最大加速度の関係

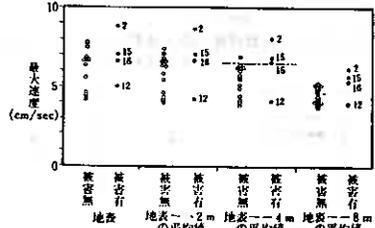


図-12 被害の有無と最大速度の関係

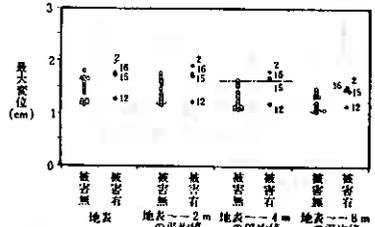


図-13 被害の有無と最大変位の関係

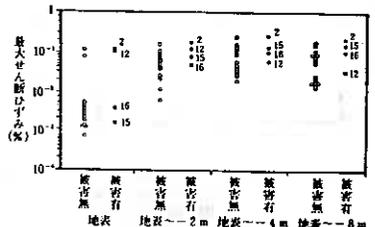


図-14 被害の有無と最大せん断ひずみの関係

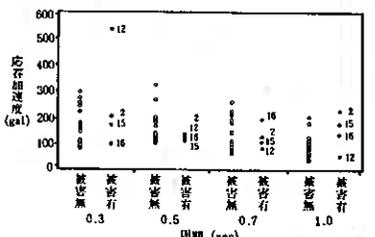


図-15 被害の有無と応答加速度(h=0.05)の関係

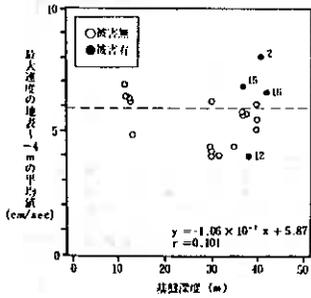


図-16(a) 基礎深度と最大速度の地表
〜4 mの平均値の関係

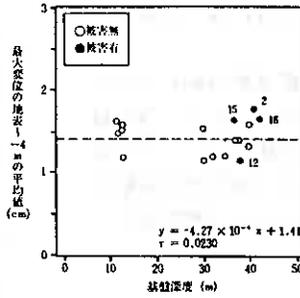


図-17(a) 基礎深度と最大変位の地表
〜4 mの平均値の関係

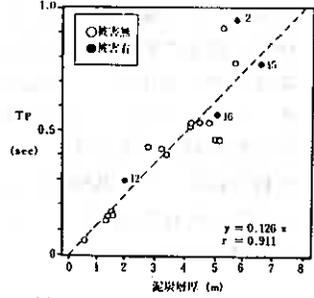


図-18 泥炭層厚とT_Pの関係
(T_P: 泥炭層部分のT_G相当値)

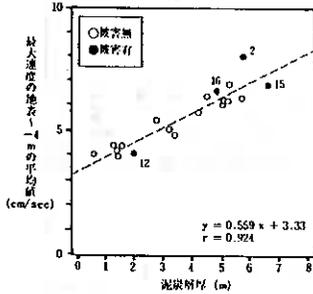


図-16(b) 泥炭層厚と最大速度の地表
〜4 mの平均値の関係

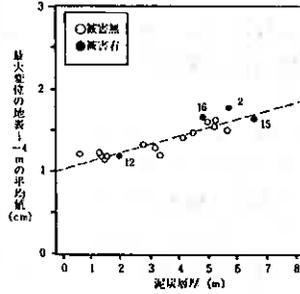


図-17(b) 泥炭層厚と最大変位の地表
〜4 mの平均値の関係

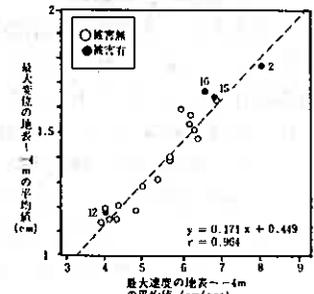


図-19 最大速度と最大変位(地表〜
4 mの平均値)の関係

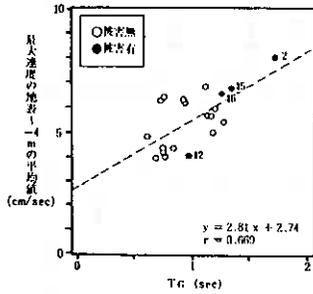


図-16(c) T_Gと最大速度の地表
〜4 mの平均値の関係
(T_G: 地盤の特性値)

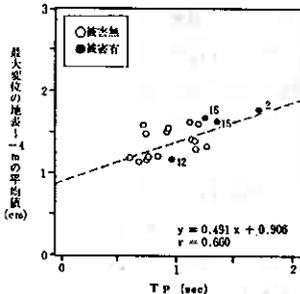


図-17(c) T_Gと最大変位の地表
〜4 mの平均値の関係
(T_G: 地盤の特性値)

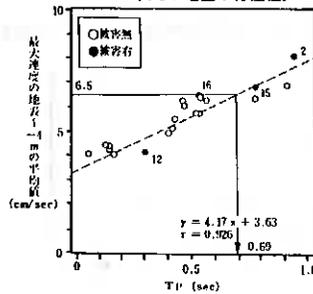


図-16(d) T_Pと最大速度の地表
〜4 mの平均値の関係
(T_P: 泥炭層部分のT_G相当値)

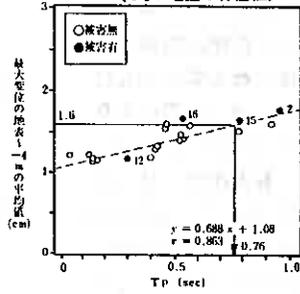


図-17(d) T_Pと最大変位の地表
〜4 mの平均値の関係
(T_P: 泥炭層部分のT_G相当値)

境界値は図よりそれぞれ0.69秒、0.76秒となり、おおむね0.7秒程度以上で被害が発生しているということになる。

なお、最大速度と最大変位については、図-19に示すように両者の相関が非常に高いので、どちらの指標がより良いかという点については、今回の解析結果からは明確には言えないものとする。

また、上記の被害有無の境界値の絶対値については、距離減衰式による振幅調整など解析に含まれる不確実な要素の影響を考慮に入れると、この解析例のみから確定するのは適当でないとする。したがって、これらの数値は被害の有無を分離するための相対的指標として見ていただきたい。

T12地点については、図-15に示されるように0.3秒の応答加速度が極めて大きく（同時に図-12に示されるように地表の最大加速度も非常に大きい）、TPがまさにこの周期に相当することが被害原因を示唆しているように思われる。すなわち、相対的に剛性の著しく低い泥炭層がTPに相当する周期（実際にはせん断剛性率のひずみ依存性によりTPより若干大きめとなる）の波を増幅させたために生じたものと理解できるのである¹⁴⁾。しかしながら、こうした被害発生ケースは、地盤のみでなく地震波と地盤の相互作用に依存するものとなるので、地層構成や地盤の特性値等、地盤側の指標でのみ判別しようとしても困難であると思われる。

4.2 二次元地震応答解析

一次元解析と同様に、二次元解析で得られた加速度、速度および変位をもとに、各解析地点の被害有無との関係をまとめたものが図-20~22である。ただし、盛土中心線上における応答値を対象とした。これらよりわかることを要約すると以下のとおりである。

- (1) 最大加速度では被害有無の地点を分離することは難しい。
- (2) 最大速度に着目すると、被害有地点の最大速度が大きい傾向にあるが、明確な分離は難しい。
- (3) 最大変位に着目すると、盛土天端、盛土底面および盛土底面から下方に2mまでの平均最大変位は、被害有無の地点を明確に分離している。

このように、一次元解析で得られたものと同様な傾向がうかがわれる。

また、二次元解析では、この地震被害の再現解析の他、モデル地盤を対象としたケーススタディ（盛土高さ2、4、6m、泥炭層厚2、4、6m、基盤深度15、35、50mとした条件を組合せた27ケース）を実施した。これらの詳細は文献¹⁵⁾を参照されたいが、盛土が最大加速度、速度および変位などの応答値に及ぼす影響を調べたのが図-23(a)(b)(c)である。なお、縦軸の低減率は

$$\text{低減率} = \frac{\text{盛土から離れた地点の最大値} - \text{盛土底面の最大値}}{\text{盛土から離れた地点の最大値}}$$

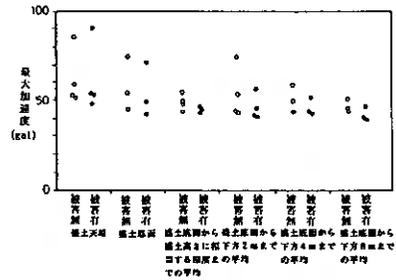


図-20 被害の有無と最大加速度の関係

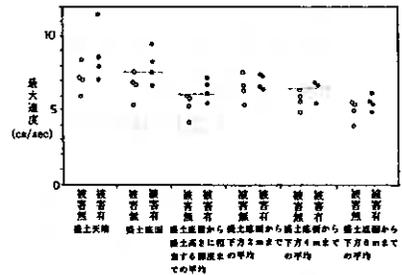


図-21 被害の有無と最大速度の関係

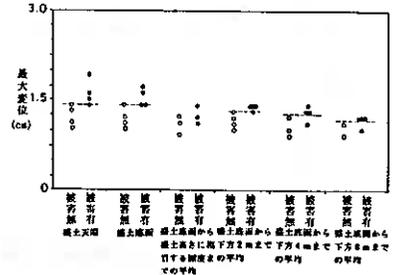


図-22 被害の有無と最大変位の関係

で定義している。

この低減率は、盛土底面の値が盛土から離れた地点の値に比べてどの程度低減するかを表したもので、盛土によって地震の振動が抑えられる程度を示したものと云える。

図のように、盛土の影響は、変位→速度→加速度の順に顕著となり、盛土高さへの依存性も同様である。なお、ここには示していないが、泥炭層厚2および6mの場合もほぼ同じような結果が得られている。

また、図-24(a)(b)(c)は盛土内における最大加速度、速度および変位の増幅率（盛土天端の最大値/盛土底面の最大値）を示したものであるが、変位の盛土内における増幅率は1.0~1.1の範囲におさまるほどで、加速度、速度に比較して小さいことがわかる。

以上のように、ケーススタディの結果、変位に着目する限り盛土を考慮した影響は小さく、盛土から離れた地点における地表の応答値（つまり、一次元解析で推定される応答値）で二次元のそれは十分推定可能と判断できる。これは、通常規模の盛土であれば比較的短周期の特性を有すると推定され、長周期側で最大値を示すことが多い変位成分はその影響を受けにくいことに起因すると思われる。

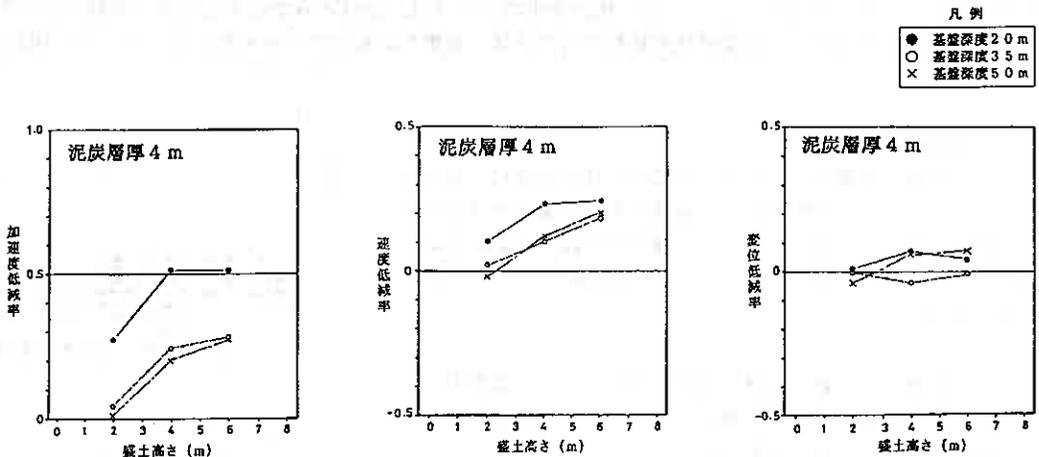


図-23(a) 盛土高さと加速度低減率の関係

図-23(b) 盛土高さと速度低減率の関係

図-23(c) 盛土高さと変位低減率の関係

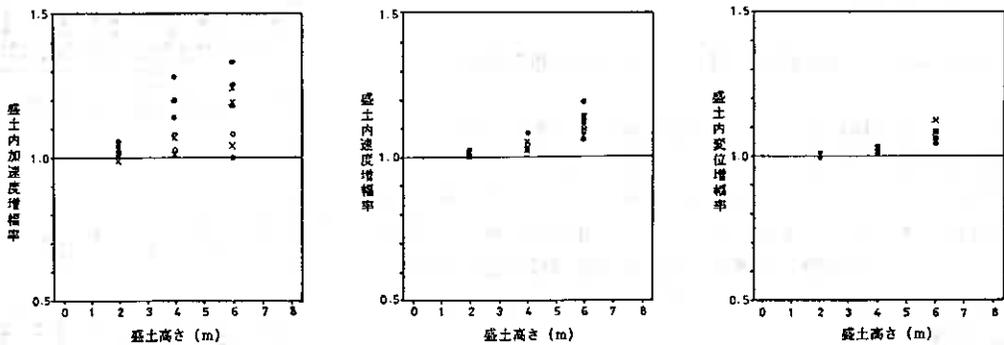


図-24(a) 盛土高さと盛土内加速度増幅率の関係

図-24(b) 盛土高さと盛土内速度増幅率の関係

図-24(c) 盛土高さと盛土内変位増幅率の関係

5. まとめ

十勝川下流部における泥炭性軟弱地盤の地震応答特性と土構造物（すべて堤防盛土地盤で1968年十勝沖地震の際に盛土被害が発生した箇所4地点を含む20地点）の地震被害の関係について、十勝沖地震による盛土被害の再現解析（SHAKEおよびFLUSH）ならびに、3種類の盛土高さ、泥炭層厚、基盤深度を組み合わせたモデル地盤に対するケーススタディ（FLUSH）を行って検討し、以下に述べる知見を得た。

- ① 泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害については、最大加速度よりも最大速度や最大変位の方が指標となり得る。
- ② 最大速度や最大変位（地表～-4mの平均値）において被害有無を分離する境界値をTPに置き換えた場合、1968年十勝沖地震の例では、おおむね0.7秒程度に相当する。
- ③ 泥炭層厚が薄い場合でも、地震波との相互作用によりTPに相当する周期の波を著しく増幅させ、盛土に被害をもたらす場合がある。
- ④ 二次元解析におけるケーススタディ（盛土高さ2、4および6m）で検討した範囲に限れば、変位の低減率は全体を通じて小さく、盛土から離れた地点と盛土下部で最大変位はあまり変化しない。このことより、泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害は、通常規模の盛土を対象とする限り、盛土から離れた地点の最大変位を指標に判断でき、SHAKEによる一次元解析の結果で近似することも十分可能と思われる。

これらのことから考えると、今後、十勝川下流部地域と同程度の地震危険度の、釧路、十勝、日高地方などのTPが0.7秒程度以上の泥炭層を有する軟弱地盤上で、重要な土構造物を築造しようとする場合には、ある程度耐震設計上の精査が必要になるものと思われる。また、泥炭層が薄くても地盤上の構造物に大きな影響を与える場合があるので、地盤上の構造物の固有周期がTPに近い場合などは留意しなければならないものとする。

6. あとがき

今回の調査により、泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害の関係については、ある程度把握できたものと考えている。

今後はさらに視点を広げ、広がりを持つ地域の道路網の耐震性を評価する方法を検討していきたいと考えている。

最後に、本調査の実施にあたっては、現地調査や資料調査、地震応答計算で帯広開発建設部、北海道開発コンサルタント(株)の関係各位に多大なご協力をいただいた。ここに記して謝意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) 能登繁幸，加治屋安彦：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究（第2報），土木試験所月報 No. 406，1987年3月。
- 2) 加治屋安彦，能登繁幸：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究（第3報），土木試験所月報 No. 418，1988年3月。
- 3) 加治屋安彦：泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について（その1）－泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害－，開発土木研究所月報 No. 432，1989年5月。

- 4) 土木試験所報告 第49号 1968年十勝沖地震被害調査報告, 1968.12.
- 5) 帯広開発建設部: 十勝川水系下流部築堤耐震性解析業務報告書, 1980.2, 1981.1, 1982.1.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 昭和55年5月.
- 7) 加治屋安彦, 林宏親: 泥炭性軟弱地盤データベースについて, 土木試験所月報 No.418, 1988年3月.
- 8) 能登繁幸, 熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 土木試験所月報 No.393, 1986年2月.
- 9) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC 72-12, Dec., 1972.
- 10) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. F., and Seed, H. B. : FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. EERC 75-30, Nov., 1975.
- 11) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 土木研究所報告 第166号 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 1985.9.
- 12) 土木研究所資料 第1778号, 地盤の地震時応答特性の数値解析法, 1982.2.
- 13) (社)北海道開発技術センター: 泥炭性軟弱地盤対策工指針, 昭和63年10月.
- 14) 黒田英文, 加治屋安彦, 小野裕二: 泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について(その2) - 泥炭性軟弱地盤における最大地震動および地震応答スペクトル -, 開発土木研究所月報 No. 432, 1989年5月.
- 15) 加治屋安彦: 泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について(その3), 開発土木研究所月報 No. 453, 1991年2月 掲載予定.

大格子鉄筋による補強盛土の

建設と動態観測

新日本製鐵(株)室蘭製鐵所 ○正員 山上 佳範
同 上 矢崎 尚
室蘭工業大学 正員 三浦 清一

1. はじめに

筆者等は今までに、鉄筋を大間隔の格子に敷設することにより非砂質系盛土材についても充分な補強材と土との一体性を確保できる補強土工法の開発を行うとともに、実物大試験により盛土の安定性や補強材の引き抜き特性について研究してきた。^{1) 2)}

今回はこれまでに得られた知見に基づき、新日鐵室蘭製鐵所内で実施した盛土工事に本工法を全面的に採用し、さらに盛土挙動を把握するための動態観測を開始した。本報告では、この盛土工事の概要と動態観測の内容及び観測結果の一部について紹介するものである。

2. 盛土の概要

大格子鉄筋による補強土工法とは、写真-1に示すようにネジダーバー(ねじふし鉄筋)を前報と同じ1mの間隔で格子状に敷設した補強構造とすることにより、壁面と平行な鉄筋の受働抵抗で土との一体化を図るもので、砂質系・非砂質系を選択しないいずれの盛土(裏込め)材にも用いることができる等の特徴をもっている。今回、本工法を適用した地点では隣接および平行して機械据付や工場操業が行われており補強土工法が条件上最適なことから採用することにした。



写真-1 補強土の概要

(1) 盛土の諸元

盛土の完成状況を写真-2に、平面図を図-1に、断面図を図-2に示す。盛土は1990年8月30日～9月23日の期間で施工した。

盛土の主要寸法は、高さ7m、幅員10m、延長75m、傾斜度12.3%である。図-2の断面図に示すように、盛土は既存盛土の法面上に構築する形態をとり、両面擁壁であること、図-1に示すように行き止まり型であることが特徴である。なお、通行車両は11トントラックのみで、通行頻度は平均20往復/月程度である。



写真-2 盛土完成状況

地山は砂質系の埋立土で、GL-5m付近まではN値10前後と比較的緩く、地下水位はGL-2.5m付近で、盛土により地下水位が変化することはないものと考えられる。

Construction and Field Observation of metal grid reinforced earth wall : Yoshinori Yamakami and Hisashi Yazaki (Nippon Steel Corporation) and Seiichi Miura (Muroran Institute of Technology)

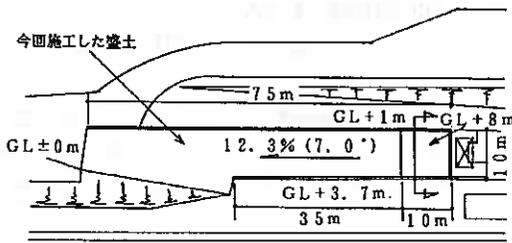


図-1 盛土平面図

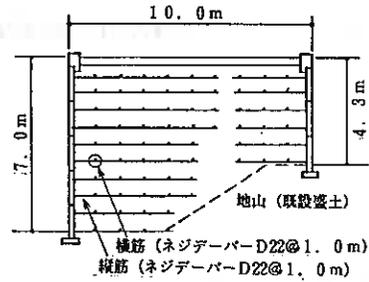


図-2 盛土断面図

盛土材は所内で発生する工事掘削土を用いた。この掘削土は浚渫土である埋立土で、砂質系の材料である。表-1に示すように盛土材は比較的均一な粒度の砂質土で、最適含水比が自然含水比に近い等の特徴をもつ土質である。

次に盛土材の圧密・せん断挙動を把握するために圧密試験並びに三軸圧縮試験を行っている。圧密試験は標準圧密で行い、その結果を表-2に示す。また、三軸試験は圧密排水試験とした。これらの三軸供試体はモールド内で突き固めた後、凍結させるという方法で作製された供試体であり、最大乾燥密度の90%以内にあるようにした。また、飽和はCO₂供給後にB_v P_v (=1.0kgf/cm²)を与えることにより、供試体のB値は0.96以上であった。また、圧密圧力は0.5、1.0、2.0kgf/cm²で、せん断は排水条件のもとで、ひずみ速度0.25%/minで行った。なお、メンブレン貫入補正は行っていない。

その結果は図-3、図-4に示すようである。いずれの拘束圧においても、通常の砂質土の挙動と同様、せん断の後半部では顕著な正のダイレイタンス挙動がみられる。

また強い拘束圧依存性がみられることから強度定数は計算上 $c_d = 0.426 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_d = 46.2^\circ$ になっている。

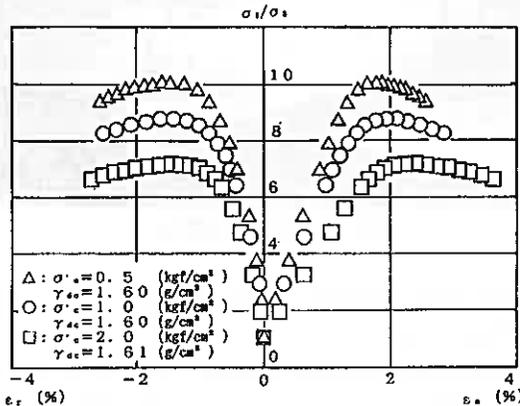


図-3 盛土材の $\sigma_v/\sigma_h \sim \epsilon_v$

表-1 盛土材の諸元

試験項目	試験結果
統一分類法による分類	S F
自然含水比(w)	13.65 %
pH	8.82
土粒子の比重(G _s)	2.696
均等係数(U _c)	3.33
50%粒径(D ₅₀)	0.23 mm
最大乾燥密度(γ _{dmax})	1.725 tf/m ³
最適含水比(w _{opt})	16.0 %

表-2 盛土材の圧密定数

試験項目	試験結果
透水係数(k)	$2.346 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$
体積圧縮係数(mv)	$1.996 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kgf}$
圧密係数(C _v)	$1.175 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$
圧縮指数(C _c)	5.91×10^{-2}

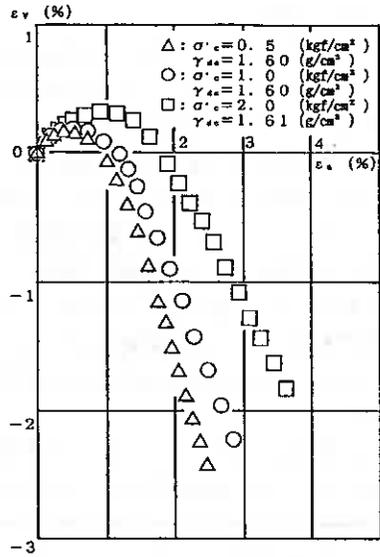


図-4 盛土材の $\epsilon_v \sim \sigma_v$

補強材のネジデーパーは、前報と同じSD30のD22、格子間隔1.00m、縦ピッチ0.70mで配置した。補強材は内部摩擦角からすべり面を設定し、抵抗領域で壁面パネルと平行な補強材が抵抗するように本数・配置を決定した。壁面パネルは、幅1.00m×長さ1.00m×厚さ0.20mのプレキャスト鉄筋コンクリートパネルとし継手部にはパネル背面に透水シートを設けて盛土の排水機能を持たせた。

盛土工事は、表-1に示す締固め試験による最適含水比16.0%から、この値の±10%で締固め管理をした各層の転圧は中央部ではタイヤローラを、壁面直近では振動ローラを用いて行った。

(2) 観測内容

図-5に動態観測の計器の配置を示す。

今回の観測は、盛土体の外的挙動として沈下および壁面変位を、内的挙動として壁面作用土圧および鉄筋の応力状態を把握する目的で実施することにした。また、これらに影響する降雨量と間隙水圧についても測定することにした。

沈下は、全層での沈下状況を把握するため中央線と両壁直近の4鉛直線で、天端-0.75m・-2.85m・-4.95m・-7.40mで測定することにした。測定は、鉄筋付き鋼板(50cm×50cm)を埋設し鉄筋天端のレベル変化を読み取ることで沈下量とした。

壁面変位は、沈下との関係が大きいことから沈下測定断面で両壁面の変位を測定し、さらにこの盛土の形状の特徴をも考慮して盛土周囲全体の変位も測定することにした。鉛直方向の測定点は、壁面パネルが剛体であるので各パネルの上端とした。測定はトランシットにより予め設けた基準線との距離で変位を計り、初期値は各パネルの据付時の値とした。

壁面土圧は、鉛直方向の土圧分布を把握するため1.4mピッチの計5点で測定することにした。なお土圧計は外径200mmのものを使用した。

補強材の応力は、鉛直方向については土圧との関係が深いことから土圧計に近い位置の計4本の縦筋(壁面パネルと直角方向の鉄筋)で測定し、このうち上層2段については横筋(壁面パネルと平行な鉄筋)の応力も測定することにした。ひずみゲージは、横筋および縦筋の応力分布を把握するため1本あたり4~5点の上下両面に取り付けた。

間隙水圧は、盛土天端-2.15mに2ヶ設置しこれで全体を把握することにした。また、降雨量は、本施工地点から約500m離れた地点での測定データを用いた。

以上の動態観測は、計器等が設置されてから測定を開始し、盛土完成後も盛土が安定するまでほぼ毎日継

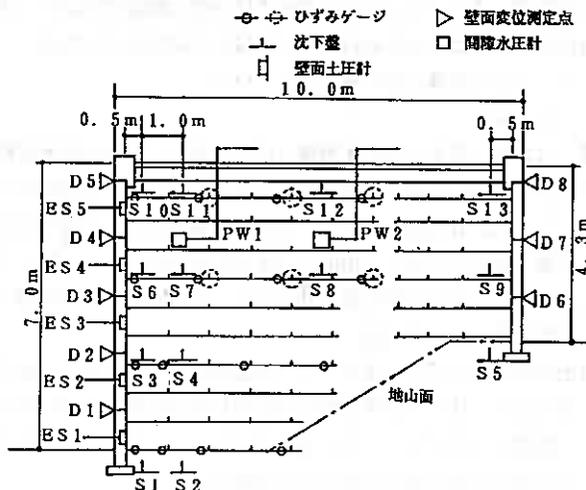


図-5 観測計器の配置

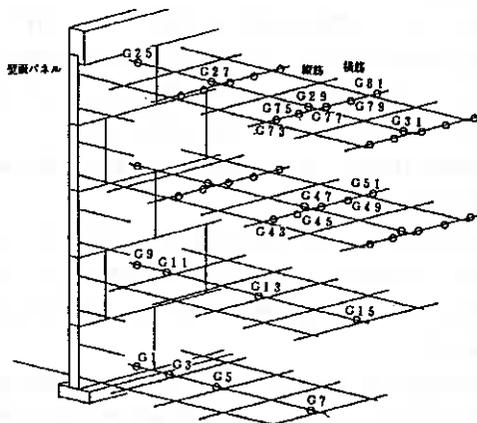


図-6 鉄筋ひずみゲージの配置

続いて測定することにした。尚、鉄筋応力・土圧・間隙水圧はパソコンによる観測システムを構成して8時間ピッチで測定することにし、内的挙動の変化を敏速に把握できるようにした。

3. 動態観測結果

盛土開始からの代表的測定結果として、中央部の沈下、壁面変位、壁面土圧、間隙水圧および降雨量の経時変化を図-7に示す。沈下と壁面変位は盛土開始後約40日、盛土完成後約15日で安定してきたと言える。それに対し土圧は盛土完成以降一定の幅内で変動しているが、これは間隙水圧の変化および降雨量に対応していることから正常な応答値と考えている。

(1) 沈下量

図-8に盛土沈下S8の実測値と圧密試験から求めた圧密定数(表-2)に基づく計算値を比較したものを示す。両者とも沈下の進行傾向は一致しているが、実測値の方が沈下が完了する時間は遅く、沈下量も大きい。これは、計算値が一次元の圧密試験の結果により盛土のみの圧縮量を算出しているのに対し、実測値はせん断を含むいわゆる一般的な三次元変形となること、盛土下の地盤の沈下も含むこと、および地山が傾斜しており盛土はせん断変形もありうることから、妥当な傾向と考えられる。

(2) 盛土の縦横ひずみ比

壁面直近の沈下量を縦変位とし、壁面の変位を横変位としたその縦横変位比(=縦横ひずみ比)の経過を図-9に示す。沈下の収束時期とほぼ同じ40日程度で縦横ひずみ比は安定し、0.3~0.5の値を示した。これは一般的な土のポアソン比に相当するもので、今回の壁面の変位が沈下によるものが主体であることからバランスがとれた変形であるものと考ええる。

(3) 土圧係数

鉛直土圧を σ_v とし壁面土圧をPとした時の両者の比 P/σ_v の時間的経過を図-10に示す。これらの値はいわゆる土圧係数に相当するものであるが、表層部の値と下層部の値に区別することができる。下層部の値については、三軸試験から求めた内部摩擦角 ϕ による主働土圧係数と同程度の値を示し、一般的補強土工法であるテールアルメ工法とほぼ同じ値を示した。

一方、表層部の値は ϕ を用いた静止土圧係数より高い値を示した。

(4) 間隙水圧比

間隙水圧の実測値を ΔU とし鉛直土圧 σ_v との比 $\Delta U/\sigma_v$ の経過を図-11に示す。 $\Delta U/\sigma_v$ は降雨量の変化に対応して変動しているが、ほぼ5%以内に入っており過剰な水圧が発生していないことがわかる。これは、壁面パネルに設けた排水工が良好に働いているものと考ええる。

(5) 鉄筋応力

代表的な鉄筋応力の経過を図-12に示す。いずれの値も盛土完成時点でほぼ安定しており、盛土沈下や壁面変位の経過とは異なる。これより、鉄筋の応力は盛土の変形に関係ないものと考えられ、ジオテキスタイル等による補強盛土とは異なる傾向のあることがわかった。³⁾

また、縦筋の応力を比較すると、下層の鉄筋ほど応力の変化が激しい。これは、壁面土圧の変化に追従しているようで、降雨による間隙水圧および土圧の増減によるものと考ええる。一方、上層部では変化が小さく降雨の影響をあまり受けないようである。縦筋の応力値については、下段ほど応力が大きく前回の実物大試験結果と異なる結果が得られた。しかし、横筋については応力の変化は少ないが、応力値は縦筋より約2倍の値を示しており、また同じ横筋でも表層の方が約2倍の応力値を示している。これらの結果より、表層ほど壁面土圧に抵抗する引張力以外の荷重を支持していると考えられ、前回述べたような格子状に組むことによるネット的働きをしているものと予想する。今後、数値解析等で明らかにしていきたい。

また、盛土開始後63日目にほとんどの鉄筋で応力が一時的に変化しており、その後15日間ぐらいこうした

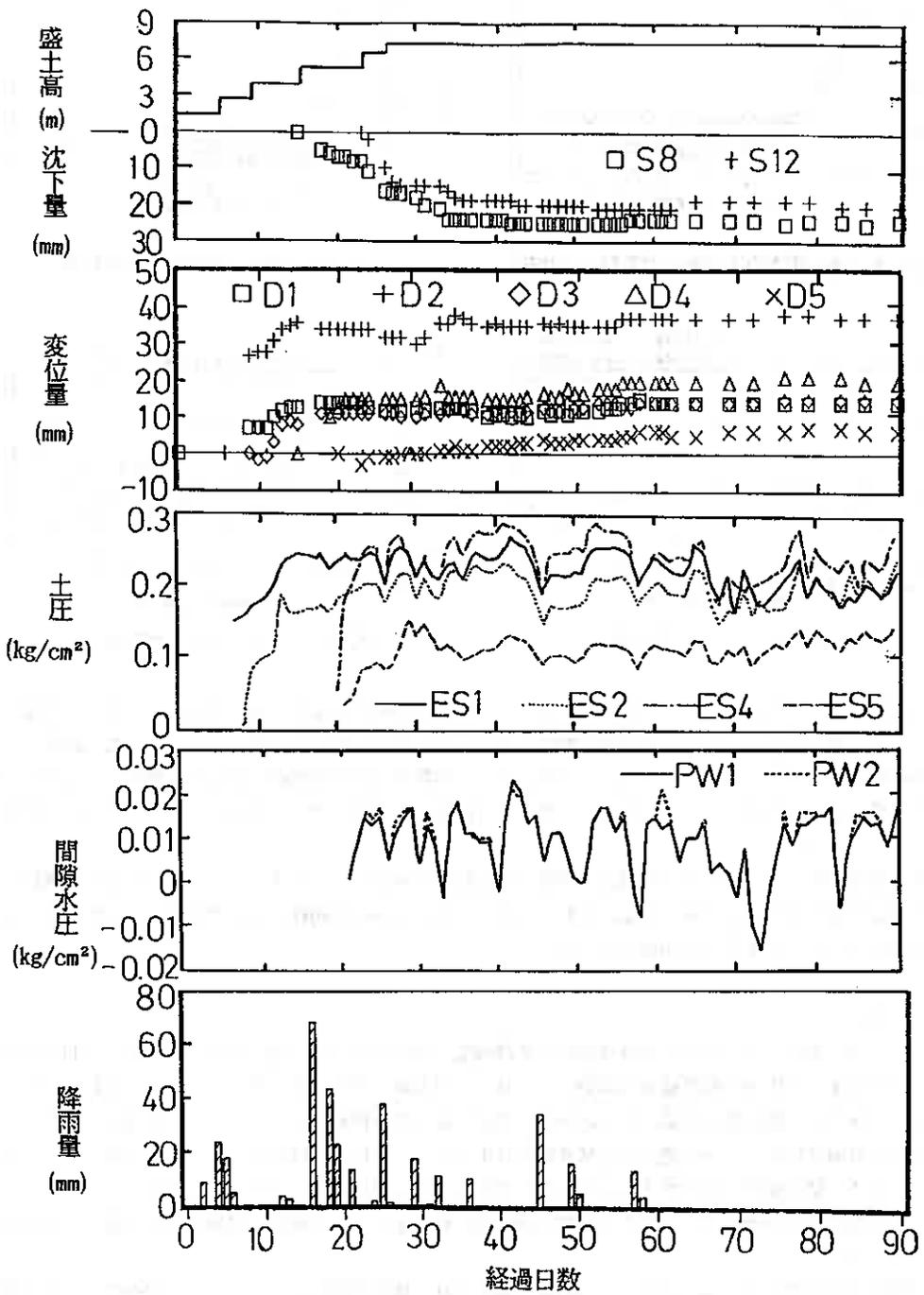


図-7 動態観測結果

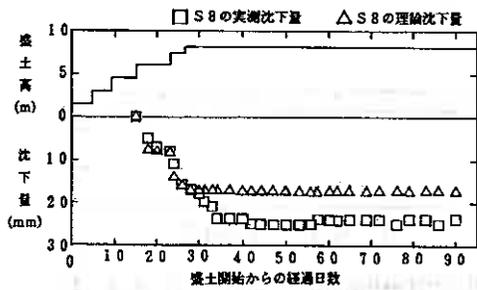


図-8 盛土沈下の実測値と計算値との比較

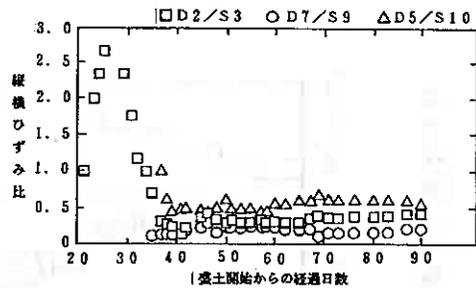


図-9 盛土の縦横変位比の経過

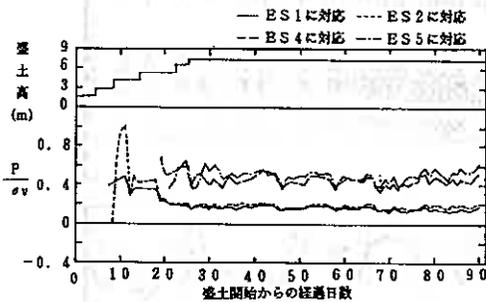


図-10 P/σ_v の経時変化

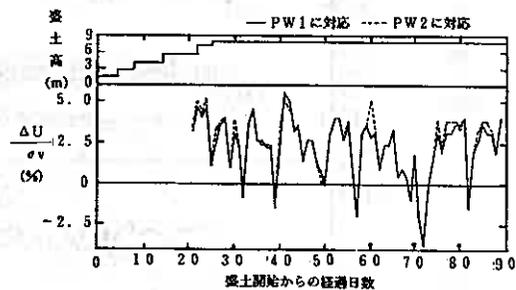


図-11 $\Delta U/\sigma_v$ の経時変化

傾向が継続した。これは、当日に当地域で発生した地震（1990年11月2日午後9時50分、室蘭地区震度Ⅲ）によるものと考えられる。即ち、地震の振動により鉄筋の一部で応力解放が発生し、その後他の鉄筋へと応力の再分配されていったものとする。いずれにせよ、地震発生後も発生前と同じ応力値を示しており、かつ沈下・壁面変位の変化もないことから、本盛土は今回程度の地震に対しては安定していることが立証された。

鉄筋の応力分布および設計すべり面と実測値との比較結果を図-13に示す。なお、すべり面の実測値とは各段の最大引張応力を結んだ線とする。これによると、前回の報告と同様に内部摩擦角から決まるすべり面と実測値とはほぼ一致することが確認された。

4. まとめ

ネジダーバーを格子状に組んだ補強構造による補強盛土の建設を行い、盛土体の外的挙動と内的挙動を把握するため沈下・土圧等の動態観測を開始し、これまで得られたデータから次のようなことがわかった。

- (1) 盛土の沈下は一般の圧密理論による計算値とはほぼ同様の沈下経過を示していることが確認された。
- (2) 沈下と壁面変位から求めた盛土の縦横変位比は土のポアソン比とはほぼ同じ 0.3~0.5 の値を示していることから、壁面変位は盛土沈下によるものが主体と考えられ、バランスの良い変形特性といえる。
- (3) 土圧係数は盛土下層部では主働土圧係数にほぼ同じ値を示すが、表層部では静止土圧係数より大きな値となった。
- (4) 間隙水圧比の変化をみるとほぼ5%以内に入っており、排水が良好になされており過剰な水圧が発生し

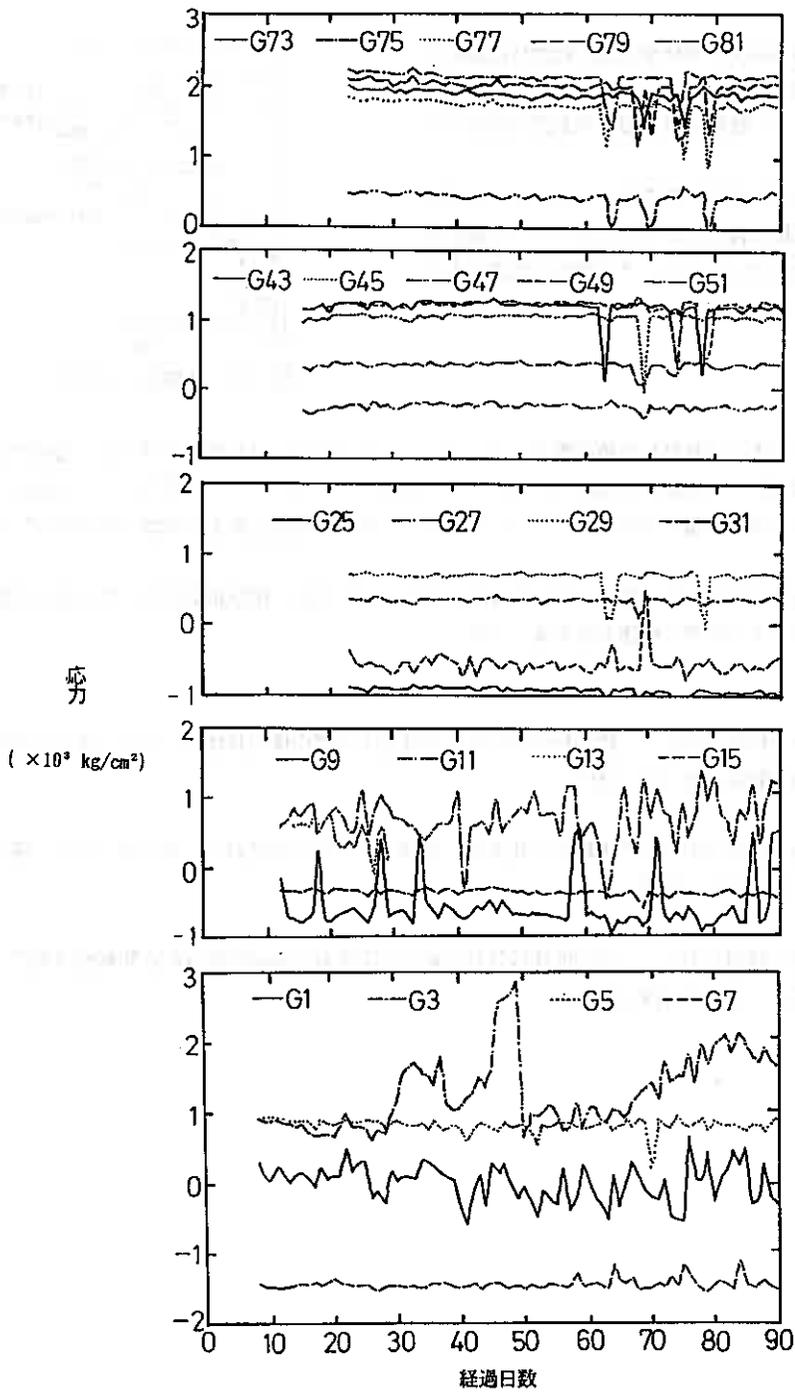


図-12 鉄筋応力の経時変化

ていない。

- (5)鉄筋応力は盛土の沈下や壁面変位の経過には関係なく、早い時期に安定した値を示す。縦筋は下層ほど応力値が高いが、横筋では表層の方が高い値を示している。
- (6)観測中に発生した地震（震度Ⅲ）に対して一時的に鉄筋応力の解放と再分配があったものの、各測定値は安定した値を示しており、今回程度の地震でも期待する挙動が確認された。

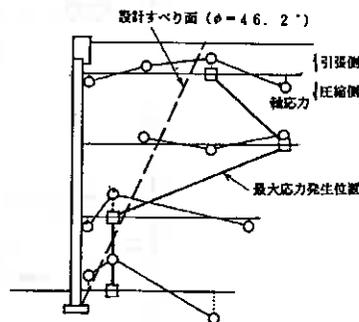


図-13 鉄筋応力の分布

5. おわりに

ネジダーバーを大格子に敷設した補強盛土工法についてこれまで得られた知見に基づき、当所の工事に本工法を全面的に採用し、動態観測を開始し、現在までに得られたデータについて報告した。今後は、さらに計測を継続してデータを蓄積していくとともに、数値解析の面から補強土盛土の挙動を解明していきたい。

謝辞：本報告の作成にあたり、室蘭工業大学4年目学生 川村志麻・奥原裕幸両君の絶大なる御協力を頂いており、ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山上・矢崎・村井(1990)：”格子状鉄筋を用いた補強土擁壁の構造特性”、土質工学会北海道支部技術報告集第30号、PP.171-180
- 2) 山上・矢崎・村井(1990)：”大格子鉄筋を用いた補強土の力学的挙動”、第25回土質工学研究発表会講演集、PP.2077-2080
- 3) 村田・館山・龍岡(1989)：”短い面状補強材と剛な壁面を有する試験盛土の長期動態計測”、土と基礎、Vol137、NO.11、PP.37-42

凍結融解、凍上が路床土の CBR 値に与える影響

備北日本ソイル研究所 常松 哲・○浦波 幸雄
札幌工科専門学校 藤橋 美検
北海道大学農学部 前田 隆・相馬 尅之

はじめに

北海道のような積雪寒冷地の道路整備における最も大きな課題は、凍結融解ならびに凍上に対する道路構造体とりわけ路床土の安定性の確保にあり、そのため種々の凍上対策が講じられてきている。また北海道のように湿潤冷涼な気候下の地域の場合、道路の造成・整備に当り、土の含水量が比較的高いために極めて困難な土工が強いられ、湿潤状態における施工がその後の道路の維持管理に支障をきたす結果を生むような場面が多々見受けられる。

本報告は、湿潤状態の土を寒冷地の道路路床土として用いる場合に路床土の安定性（支持力）を如何にして確保するかという観点から、湿潤状態で締固めた路床土の CBR 値に対する凍結融解ならびに凍上の影響を検討したものである。

試料および方法

1. 試料

試料としては十勝支庁管内における道路路床土 4 試料（十勝 A、十勝 B、十勝 C、十勝 D）と網走支庁管内の道路路床土 2 試料（網走 A、網走 B）を供試した。

供試した試料の基本的性質は表-1 の通りである。これらのうち十勝 C は火山灰土であり現場含水比が非常に高く、高塑性の粘性土である。また十勝 D、網走 C は土粒子密度が比較的小さいにもかかわらず（ ρ_s 2.49~2.50g/cm³）、締固め密度は大きいという特徴を有する（図-1 参照）。なお十勝 D 以外の試料は少量の礫を含有するが（十勝 A；3%、十勝 B；2%、十勝 C；5%、網走 A；6%、網走 B；3%）、表-1 ではこれらを全て砂分に含めてある。

表-1 物理的性質

試料	現場含水比	液性限界	塑性限界	粘土	シルト	砂	土粒子密度
十勝 A	15%	NP	NP	5%	8%	87%	2.69g/cm ³
十勝 B	34	NP	NP	7	20	73	2.68
十勝 C	91	133%	80%	27	39	34	2.53
十勝 D	39	46	36	23	43	34	2.49
網走 A	22	NP	NP	14	29	57	2.50
網走 B	39	52	36	28	29	43	2.61

2. 試験方法

1) 締固め試験

2.5-kg ランマーを用いて 3 層 25 回の締固め試験（湿潤法）を行い、図-1 に示す締固め曲線を求めた。試料の最適含水比と最大乾燥密度は表-2 の通りである。

The Effects of Freezing-Thawing and Frost Heaving on the CBR of Subgrade Soils at Field-moist ; Satoshi TSUNEMATSU, Yukio URANAMI (Kita-Nihon Lab. Co., Ltd.), Yoshinori FUJIHASHI (Sapporo Institute of Technology), Takashi MAEDA and Katsuyuki SOMA (Fac. of Agriculture, Hokkaido Univ.)

2) CBR 試験

現場含水比状態の試料を用いて、十勝Cと十勝Dの場合にはOvercompactionが顕著なために2.5-kgランマー、3層42回の締固めにより、またその他の試料については4.5-kgランマー、3層92回の締固めによって供試体(15cmモールド使用)を作製した。

CBR貫入試験は非水浸、水浸供試体の他に、それぞれの凍結融解供試体および開放型・閉鎖型凍上試験後の供試体について実施した。

3) 凍結融解の方法

非水浸および水浸供試体を含む水量変化が生じないようにして、 -10°C の温度条件で48時間凍結した後、常温で融解した(図-2参照)。

4) 凍上試験の方法

水浸供試体を用いて、供試体下端の水槽からの水分補給が可能な開放型凍上試験、ならびに下端からの水分補給がない閉鎖型凍上試験を実施した。凍結温度条件は $-6/+3^{\circ}\text{C}$ で行ったが、十勝A、十勝C、網走Bについては $-10/+0^{\circ}\text{C}$ の温度条件の開放型凍上試験も行った。凍結時間は凍上開始後100~150時間程度継続し、その後常温で融解を行った。なお凍上試験の供試体は5kgの荷重板を載せた状態で実施し

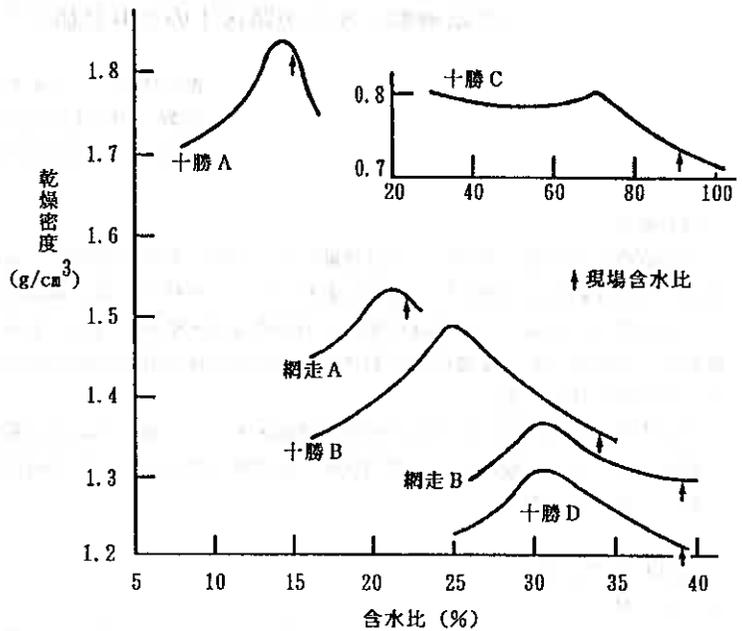


図-1 締固め曲線

表-2 最適含水比と最大乾燥密度

試料	最適含水比	最大乾燥密度
十勝A	14%	1.84g/cm^3
十勝B	25	1.49
十勝C	72	0.82
十勝D	31	1.31
網走A	21	1.54
網走B	31	1.37

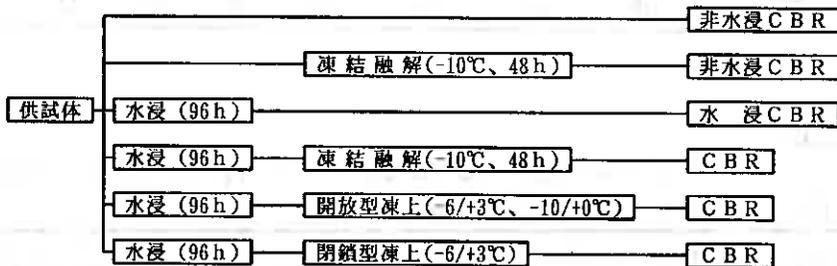


図-2 CBR試験の流れ

た(図-2参照)。

結果および考察

1. 基本的なCBR特性

図-1に示すように、本報告で使用した試料の初期含水比(現場含水比)は十勝A、網走Aがほぼ最適含水比近傍(やや湿潤側)である他は、現場含水比が最適含水比よりかなり高い。すなわち十勝Aの現場含水比は1.03Wopt、網走Aは1.05Woptであるのに対して、十勝B1.36Wopt、十勝C1.30Wopt、十勝D1.29、網走B1.27Woptとなり、最適含水比の30~40%もの高水分状態にある。

日本のように湿潤気候下にある地域では、現場含水比が土工における最適含水比よりも高水分状態にあることが多く、従って土工の施工効率を増大させるために、種々の排水工法や石灰などを利用した安定処理工法を採用して、高含水比の土の含水量を減少させる工夫がなされている。本報告では、先ず現場含水比状態の路床土の支持力とその凍結融解や凍上による変化を調べ、路床土の安定処理のための基礎資料を得ようとしたものである。

図-3(a)、(b)は供試土の非水浸CBRと水浸CBRを示したものであるが、上述の水分状態を反映して十勝A、網走Aが大きな支持力を有するのに対して、他の高水分状態の土の支持力は著しく小さい。とくに十勝C、Dおよび網走Aは非水浸、水浸CBR値が2~3%程度であり、これは軟弱土の支持力に相当する。しかもこれらの供試土は塑性を持つという共通の性質を有する(表-1参照)。

またいずれの土も水浸によりCBR値が減少する傾向を示し、減少の程度を比較すると、十勝C、Dと網走BについてはCBR値が小さ過ぎるため定かではないが、十勝Aに比べて十勝Bおよび網走AのCBR値の水浸による減少が顕著である。試料の十勝Aと網走Aはともに現場含水比がほぼ最適含水比に相当し、締固め土は安定した構造を有すると考えられるが、後者(網走A)は水浸により構造が不安定化するという性質が認められる。

なおいずれの供試体も締固め含水比が最適含水比よりも湿潤側にあることを反映して、水浸による含水比の増加は1~3%程度と少ない。図-1の締固め曲線の形態から十勝Aや網走Aは他の試料に比べて水浸による構造の不安定化が生じやすいように見えるが、前述の如く、十勝Aは水浸によってもCBR値はほとんど減少しない。従って水浸による構造の不安定化の機構については土粒子の流動性等の他の要因をも含めて考える必要がある。

2. 凍結融解によるCBR値の変化

凍結融解によるCBR値の変化をまとめると、図-4(a)、(b)のようになる。凍結融解は非水浸、水浸供試体ともに水分変化が起らない閉鎖系において実施したものである。それゆえ凍結融解によるCBR値の変化をもたらす主要な原因は土中水の凍結膨脹による粒子配列の変化であり、これは含水量が増大するほど顕著であることが予想される。

図-4(a)をみると、十勝Aは凍結融解によるCBR値の変化はほとんどみられない。すなわち現場含水比が最適含水比よりも湿潤側にあるものの、極めて安定な路床土として機能することが判る。これに対して網走Aの

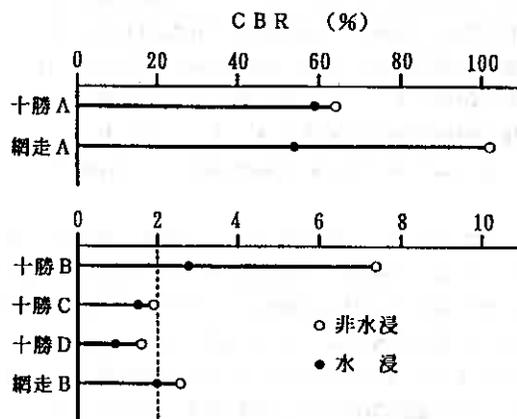


図-3 基本的なCBR特性

場合、非水浸供試体は凍結融解により支持力が減少するものの、水浸供試体は凍結融解により支持力が回復している。網走 A の場合は水浸により粒子配列が変化して支持力が減少したが、凍結融解過程の粒子の再配列により見かけ上、支持力が増大したものと評価すべきであろう。むしろこの試料は水浸や凍結融解のような作用を受けることにより容易に粒子配列すなわち締固め土の構造が変化する土であると思われる。

図-4 (b) の十勝 B においても、非水浸供試体の凍結融解による CBR 値の変化はみられないものの、水浸供試体の場合には網走 A と同様の傾向が認められる。

3. 凍上による CBR 値の変化

開放型凍上は凍結過程で供試体中の凍結面に下方からの水分補給が可能であるから、凍上性が大きければ凍上により供試体中の水分が著しく増大する。その結果、融解後の供試体は過剰の土中水が存在するために構造の不安定化が顕著になり、支持力が大きく低下することが予想される。一方、閉鎖型凍上の場合、凍結過程における水分補給は供試体中の未凍結部分から行われ、供試体全体としての土中水の増加は生じない。従って閉鎖型凍上の場合には前述の水浸供試体の凍結融解処理と類似の影響が考えられるが、閉鎖型凍上の過程で供試体の下部から上部に向けて比較的多量の水分が移動する場合には、開放型凍上の場合と類似の CBR 変化が起りうる。しかし凍上作用が CBR 値に与える影響は開放型凍上が最も大きいものと思われる。

図-5 (a) ~ (f) に水浸供試体の凍上曲線を示す。

図-5 から十勝 A、網走 A の凍上量は 7~9mm で、凍上率に換算すると 6~7% となり凍上性は比較的小さいといえる。十勝 B、D と網走 B の場合は 15~22mm の凍上量 (凍上率 12~18%) で凍上性がやや大きくなり、また十勝 C の場合には 80mm 以上の凍上量 (凍上率 65% 以上) と極めて凍上性が大きい。なおこれらの凍上性は -6/+3℃ の温度条件による開放型凍上試験に基くものであり、図-5 から明らかなように、閉鎖型凍上あるいは -10/+0℃ の温度条件による開放型凍上の場合には凍上性は著しく小さなものとなっている。

-10/+0℃ の温度条件による開放型凍上の凍上量が -6/+3℃ の温度条件による開放型凍上よりも小さくなる原因は、前者では凍結の侵入速度が水分補給速度よりも著しく大きくなり、凍結様式が閉鎖型凍上と類似す

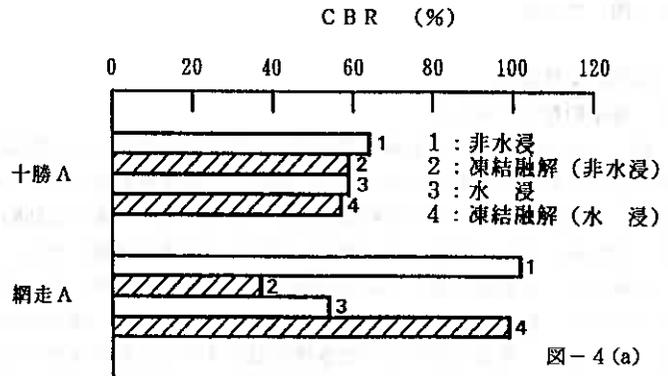


図-4 (a)

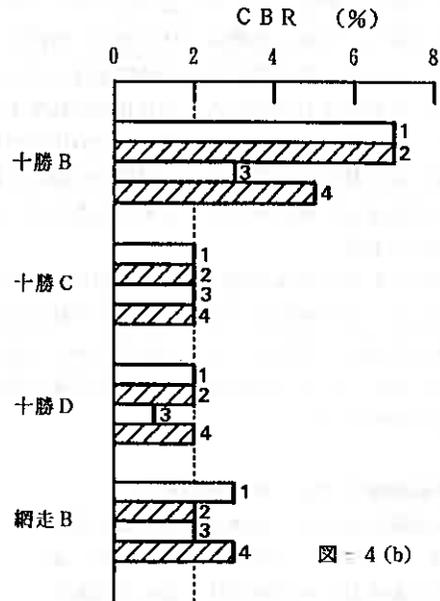


図-4 (b)

図-4 凍結融解による CBR 値の変化

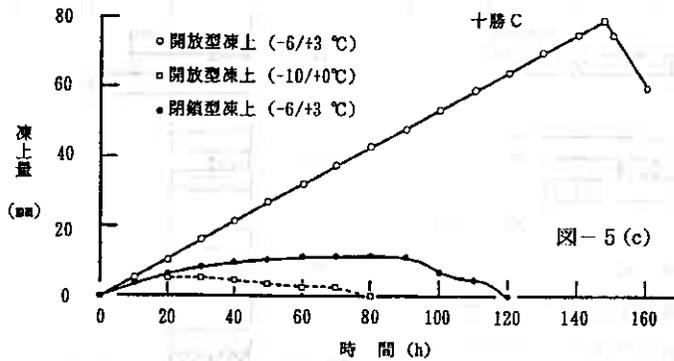
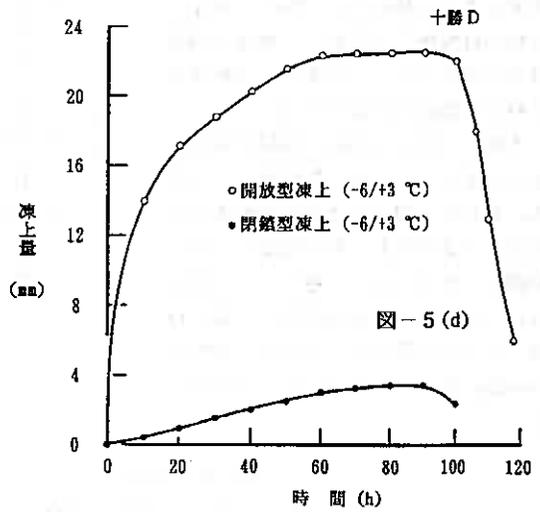
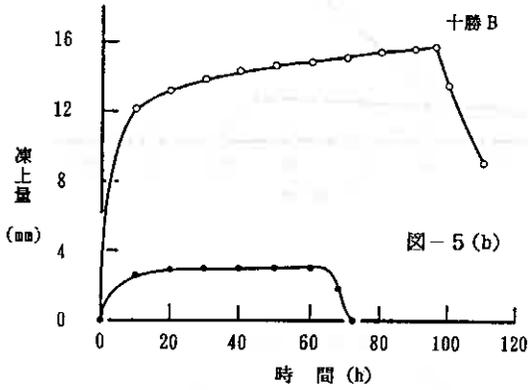
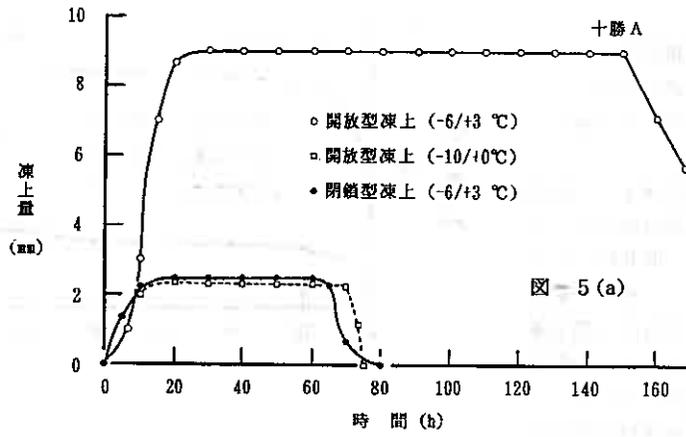


図-5 凍上曲線

る結果である。

開放型凍上および閉鎖型凍上
が水浸供試体の CBR 値に与え
る影響を示したものが図-6 (a)、
(b) である。

十勝 A の場合、開放型凍上 (-6/+3 °C) では CBR 値の減少は少なく、むしろ閉鎖型凍上により CBR 値が大きく減少している。一方、十勝 B や網走 A の場合は開放型凍上の方が閉鎖型凍上よりも CBR 値の減少が大きくなり、十勝 A とは逆の傾向を示している。

上述の凍上による CBR 値の変化に関する考えに基くと、十勝 B や網走 A の傾向は理解できるが、十勝 A の場合は全く異なった傾向であり、今後さらに検討を加える必要がある。

本報告で扱った試料 (現場含水比 > 最的含水比) の CBR 特性から、十勝 A、B および網走 A は凍結融解あるいは凍上を受けても、ある程度の支持力が確保できること、十勝 C、D と網走 B については、供試体作製 (あるいは施工) 前に何等かの土質安定処理を行う必要があることなどが明らかとなった。

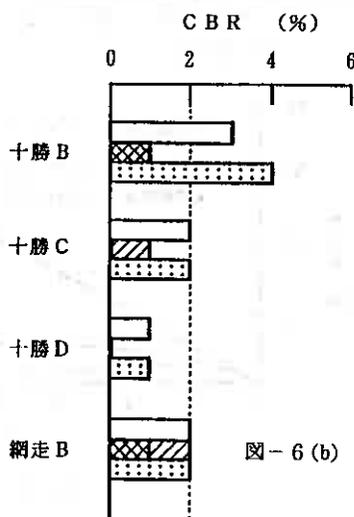
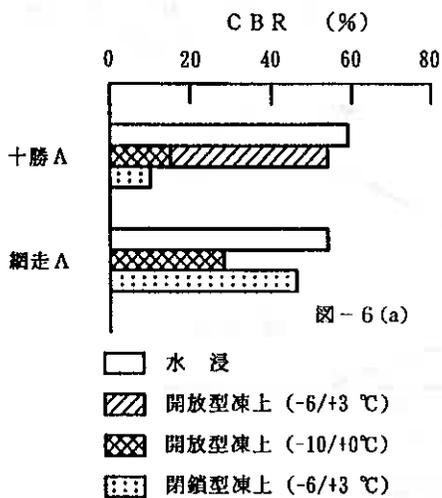
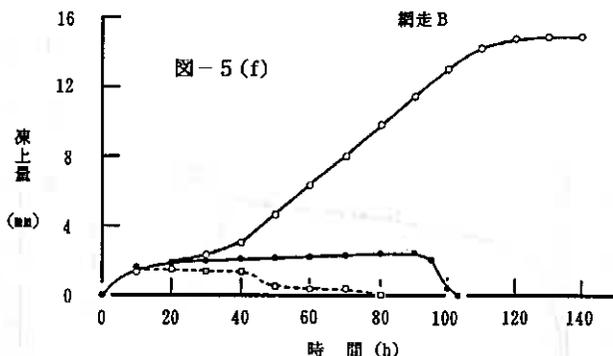
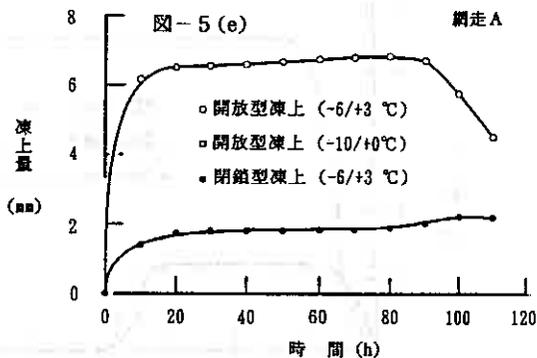


図-6 凍上による CBR 値の変化

北見市における各種地盤の凍結・凍上 観測結果について

北見工大 正 員 鈴木輝之・沢田正剛
水元建設(株) 正 員 水元尚也
北見工大 ○正 員 尾中孝美

1. まえがき

自然地盤の凍結・凍上に関する研究の歴史は古く、特に鉄道や道路の凍上被害対策に関する研究は多く行なわれており、その成果は著しいものがある¹⁾。これは鉄道や道路が凍上被害を直接受ける代表的な構造物であるという背景にもよると思われる。しかし最近の構造物の高度化、複雑化は新たな問題を生じたりもしている。今後はより精度の高いかつ複雑な目的にも合った実験や観測が必要とされるであろう。

我々の実験室ではこれまでいくつかの凍上実験や現場観測を継続しているが、その一環として、昨年度に地盤条件の異なる6か所で並行して凍結深さと凍上量の測定を行なった。本報告はこれらの測定結果について比較検討を加えたものである。

2. 測定内容

北見工業大学構内及び北見市内道路など、計6か所で凍結深さと凍上量の測定を行なった。測定期間は平成元年11月から平成2年4月までの冬期間とし、測定は全て除雪状態で行なった。したがって本報告は、同一の寒さの条件を与えられたときに、地下水位及び土質構成によって凍結深さや凍上量がどのように変わるかを測定したことになる。

以下に各測定地点の地盤条件を記す(図-1参)。

(A) 凍上実験土槽 A

大学構内に設けられた、地下水位の制御が可能な屋外凍上実験土槽である。土槽は3.2m×3.2m×1.8m(深さ)で、その中に凍上性の土が均一に詰められている。地下水位の制御機構など詳細については別報²⁾を参照願いたい。この土槽では地下水位を凍結前の地表面から1mに固定した。

(B) 凍上実験土槽 B

(A)の土槽Aと同じ土槽がさらに一基設けられている。この土槽を凍上実験土槽Bとし、地下水位を0.5mに設定した。以上2つの土槽では、寒さと土質の条件は同一で地下水位だけが異なるということになる。この両土槽では、凍結深さをメチレンブルー凍結深度計によって測定した。また凍上量は、土槽天端を基準として地表面に置いた鉄製円板の持ち上がり量を測定した。

(C) 凍上実験フィールド

大学構内の凍土実験室の横に設けられた、屋外実験フィールドである。この地盤は凍上性の土によって人工的に造成されており、深さ約2mくらいまでは均一な土からなっている。地下水位の測定は行っていないが、付近の地盤調査結果からすれば10m程度と推定される。ここでの凍結深さの測定はメチレンブルー凍結深度計によって行ない、凍上量の測定は地表面に置いた円板の持ち上りをレベルによって測定する方法によった。

Observation of Natural Ground Freezing at Several Points in Kitami City; Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA (Kitami Institute of Technology), Takaya MIZUMOTO (MIZUMOTO KENSETSU Construction Co., Ltd), Takayoshi ONAKA (Kitami Institute of Technology)

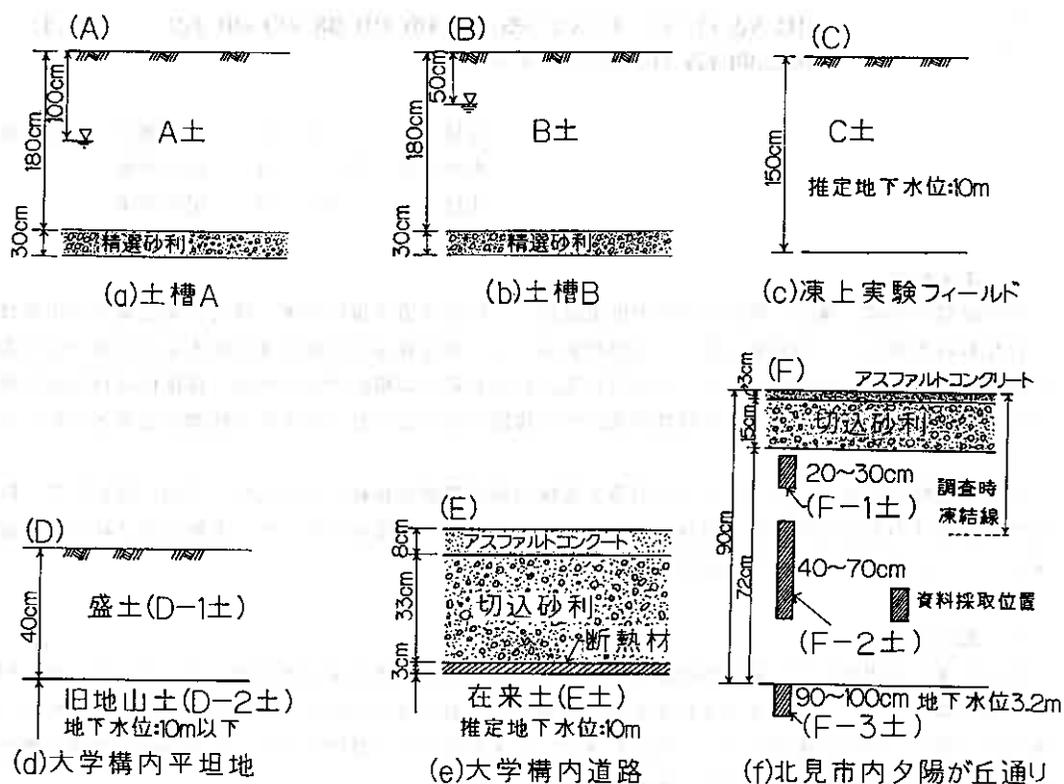


図-1 各測定地点の地盤構成

(D) 大学構内平坦地

この地点は大学構内の人工的に造成された平坦地である。図-1(d)に示すように、従来の地山上に40cmの厚さの盛土がされた地盤である。後述するように、この2つの土はともに火山灰性土と見なされるが、凍上性は旧地山の土の方がかなり大きい。また、この地点より30m程離れた所にある取水井戸のボーリング結果によれば、地下水位は19.6mとなっている。この測定位置での地下水位の実測は行っていないが、少なくとも地盤凍上時に地下水表面からの水分の補給のないことは確かである。なおこの地点での凍結深さはメチレンブルー凍結深度計で測定し、凍上量は地表面上の円板の持ち上がりレベルによって測定した。

(E) 大学構内道路

図-1(e)に示すような断面を持つ幅員6mの学内道路である。この断面中で主として凍上を起こす材料は、断熱材の下で在来土と考えられる。後述の表-1に示すように、この土は上記(D)の学内平坦地の土層の上と類似の性質を持っている。また位置的には上記(C)の凍上実験フィールドの近くで、地下水位は10m程度と推定される。凍結深さは、道路横断方向の中央に深さ10cm間隔で温度センサー(c-c熱電対)を埋めて、その測定値から決めた。また路面凍上量は、温度センサーを埋め込んだ位置でレベルによって測定した。

(F) 北見市内夕陽が丘通り

この道路は北見市の幹線の一つで、現在その大部分の改良が終了している。本測定地点は一部残された未改良区間で、現在は簡易舗装がなされている。図-1(f)は舗装端部における土層断面を示している。図から分かるように、この地点は凍上性の異なるいくつかの層から構成されている。また後述するが、この層の厚さは、横断方向に一定にもなっていないようである。

この地点での凍結深さの測定は、断面構成を調べた路端に深さ10cm間隔で温度センサー(c-c熱電対)を埋め込んで行なった。また路面凍上量は、横断方向に5か所の測定ポイントを設けてレベルによって測定した。

3. 各地盤土の土質試験結果

各測定地点から採取した土の土質試験結果を表-1に示す。表-1中の土は各測定地点の在来土、あるいは北見市近郊から搬入されたもので、全て火山灰質土である。火山灰質土ではシルト分以下の重量比が凍上性と比較的良好な相関を持つことが知られているが³⁾、表-1の範囲では必ずしもそうとは言えないようである。より多くのデータの蓄積が必要と思われる。

今回測定の対象となった表-1の土では、土槽に入れたA土、実験フィールドのC土及び夕陽が丘通りのF-2土の3つが相対的に凍上性の強いことが分かる。以後において、この土の凍上性との関連性も含めて実地盤の凍上測定結果を検討していく。

4. 測定シーズンの気温

図-2に北見工業大学構内で測定された当該測定シーズン中の凍結指数と日平均気温の推移を示す。このシーズンの凍結指数は $607^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で通常 $700\sim 1000^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度の凍結指数を示す北見地方としては、暖冬と言える。図-2から分かるようにこの冬の寒気の特徴は12月10日頃から1月10日頃にかけての定常的な寒気と、その後1月末までの強い寒気の2段階に分かれていることである。

5. 測定結果及び考察

5-1 各地盤の凍結深さと凍上量

本測定を行なった6か所の地点は、次の3つに分類することができる。1) 地下水位が高い人工地盤(土槽A, B), 2) 地下水位の低い平坦地盤(凍上実験フィールド, 学内平坦地), 3) 道路(学内道路, 夕陽が丘通り)。以下この分類毎に測定結果を示す。

(1) 土槽A, B

図-3, 図-4に両凍上実験土槽の凍結深さと凍上量の推移を示す。前述のように両土槽の条件の違いは、地下水位が土槽Aで1.0m, 土槽Bで0.5mとなっているだけである。木下らは、地下水位が1.0m以下であってもそこからの水分補給がなされることを示している⁴⁾。そのことからすれば、本実験の土槽A, Bともに地下水面からの水分補給がなされていたものと考えられる。このように、凍結面への水分補給が可能な地下水位の範囲内でも、その地下水位の違いによって凍上発生は大きく異なることが分かる。

またこのような凍上量の大きな差は、凍上のごく初期の段階で現われていることも分かる。たとえば凍結深さ5cmのときの凍上量を比較してみると、土槽Aでは12月10日に凍結深さが5cmに達して3.2cm凍上したのに対し、土槽Bではその10日後の12月20日に凍結深さ5cmに達し、13.6cm凍上している。

地点名	資料名	比重	液以下		締固め特性		凍上特性	
			重量比(%)	Wopt(%)	$\rho_{dmax}(t/m^3)$	凍上率(%)	凍結様式	
土槽 A,B	A, B	2.56	59.0	34.9	1.30	52.4	霜柱状	
凍上実験 74-61	C	2.56	59.0	26.1	1.38	41.9	霜柱状	
学内平坦地	D-1	2.53	33.0	24.3	1.46	25.4	微細霜柱状	
	D-2	2.59	51.0	23.8	1.52	31.3	霜柱状	
学道 内路	E	2.55	29.8	24.2	1.46	28.8	微細霜降含む コンクリート状	
市内多陽が 丘通り	F-1	2.56	31.9	24.0	1.49	37.5	微細霜降状	
	F-2	2.55	44.4	30.0	1.35	56.8	微細霜降状	
	F-3	2.45	54.9	36.7	1.17	22.7	コンクリート状	

表-1 地盤を構成する土の土質試験結果

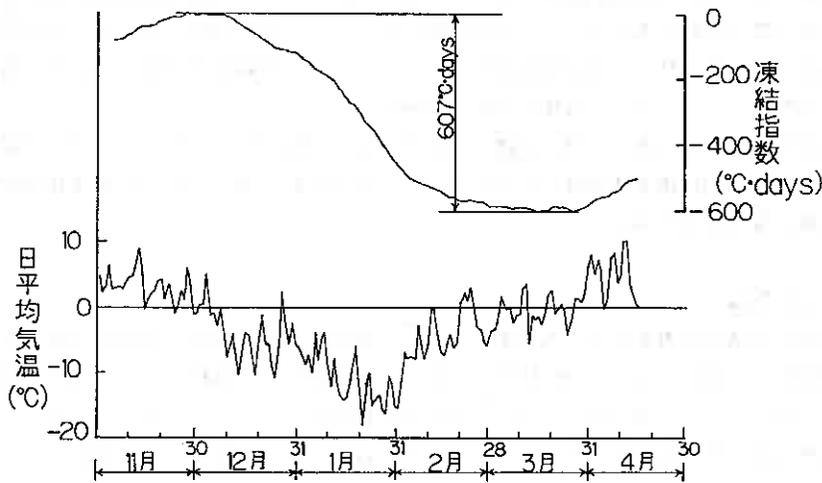


図-2 日平均気温, 凍結指数

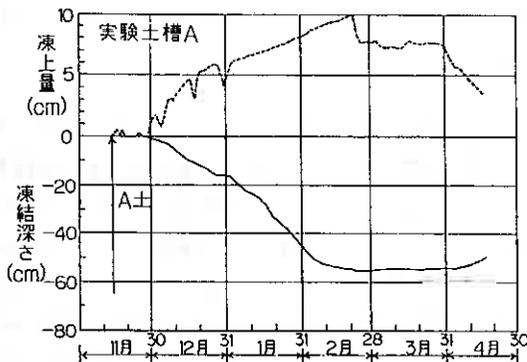


図-3 凍結深さ, 凍上量(土槽A)

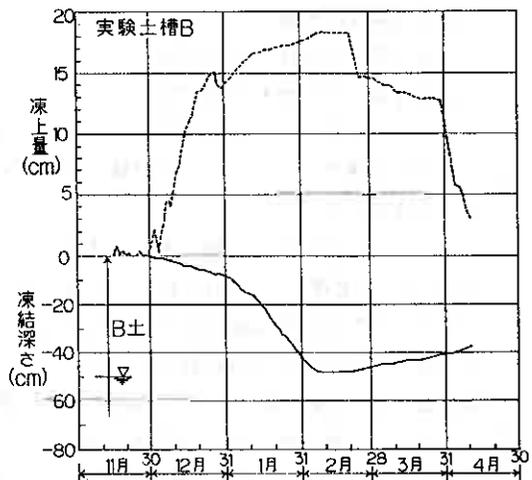


図-4 凍結深さ, 凍上量(土槽B)

その後は、土槽 A では凍結がさらに 50cm 進入してその間に凍上が 6.8cm 増加しているのに対し、土槽 B では凍結が 48cm 進入して 4.8cm 増加している。このように凍結初期の地表面付近では、給水条件の良い土槽 B において熱的バランスがとれて大きな凍上が発生したものと理解される。

(2) 凍上実験フィールド、学内平坦地

図-5、図-6 は、地下水位の低い 2 つの平坦地における測定結果という見方ができる。図から分かるように凍結の進入過程は両地盤ともほとんど同じで、最大凍結深さはともに 70cm 程度である。しかし凍上量を見ると、凍上実験フィールドの方が明らかに大きい。これは表-1 に示すように地盤を構成している土の凍上性の違いによるものと考えられる。また学内平坦地(図-6)では凍結の進入が凍上性の高い D-2 土に及んだ段階で凍上発生が大きくなっている。これも地盤を構成する土の凍上性の影響と考えられる。

次に図-3、4 の土槽 A、B と図-5 の凍上実験フィールドの結果を比較して見る。表-1 から分かるように、室内凍上試験における凍上率は土槽の土の方がかなり大きい。さらに、両土槽は地下水位が高く、そこからの凍結面への水分補給もある。このように土質条件、水分条件からして土槽の方が凍上実験フィールドよりも凍上量が大きいと考えられるにもかかわらず、両者の関係は必ずしもその通りにはなっていない。とくに土槽 A の凍上量は凍上実験フィールドのそれよりかなり小さい。このようになる原因の 1 つとして、試験機内と実地盤での凍上条件の違いが考えられる。凍上試験はあくまでも土の凍上性の有無を判定するものであり、実地盤での凍上量を推測するものではないから、このような結果は有り得るであろう。しかしこの結果は、凍上試験の方法に改良の余地があることも示唆している。

(3) 学内道路、夕陽が丘通り

図-7、図-8 は 2 つの既存道路における測定値である。まず図-7 の学内道路について見ると、砂利の層も含む舗装部分への凍結進入が非常に早いことが分かる。たとえば、断熱材上面の 41cm 迄は 10 日程度で凍結が入っているのに対し、土だけからなる他の測定点では(図-3~6)では、42cm 迄凍結が到達するのに、凍結開始から 50~60 日かかっている。一方断熱材の下面から最大凍結深さまで、すなわち 45cm から 70cm 迄凍結が進むのに約 50 日かかっている。これに対し、同程度の最大凍結深さとなった凍上実験フィールド(図-5)や学内平坦地(図-6)では、この間の凍結は 20~30 日で進行している。以上のように切込み砂利の凍結進入は非常に早いこと、また断熱材の効果はかなり現われていることが分かる。

次に図-8 の夕陽が丘通りについて見る。この地点では、最大凍結深さは学内道路(図-7)の場合より小さいが、凍上性の大きい土(F-1 土)の層を含むこともあり、最大凍上量は凍上対策が施されている学内道路よりも大きくなっている。図-9 は夕陽が丘通りの測定地点における横断方向の凍上量分布を示している。この図から分かるようにこの地点は非常に不整凍上が大きく、砂利より下の土はかなり不均一であることが推測される。またこの不整凍上によって路面のアスファルトはかなりのひび割れ破損が生じていた。

5-2 凍上量及び含水比の深さ方向の分布

測定を行った 6 つの地点を、均一な地盤と層をなす地盤に分けて、深さ方向の層別凍上率の分布を示したのが図-10 である。ここで層別凍上率とは、地盤を凍結前の状態で 5cm の厚さの層に分割し、各層毎の凍上量を分割厚さ(5cm)で割った値である。まず図-10(a)の均一な地盤について見ると、地表面近くで大きな凍上が発生し、その後は深さとともに凍上率が減少していくが、最後の最大凍結深さ

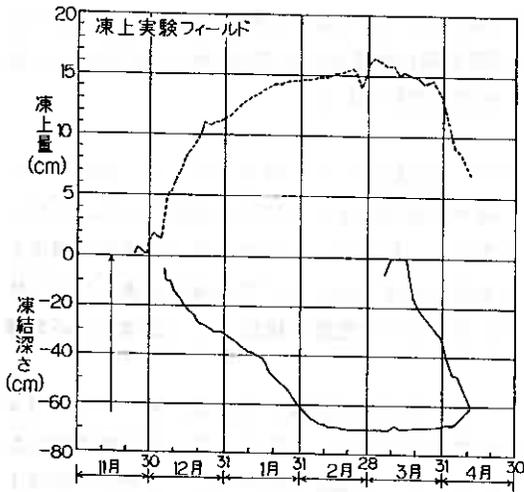


図-5 凍結深さ，凍上量（フィールド）

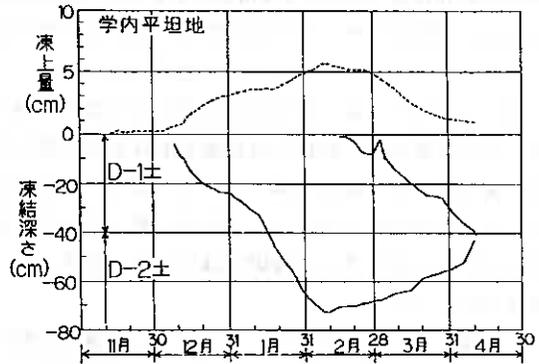


図-6 凍結深さ，凍上量（学内平坦地）

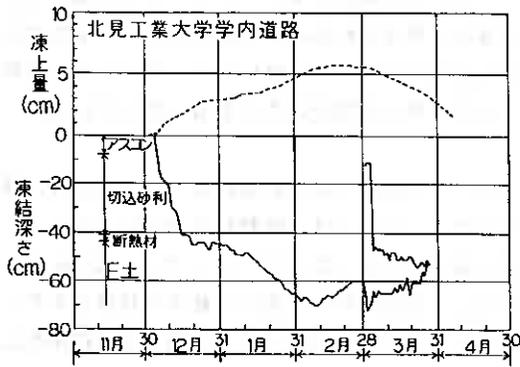


図-7 凍結深さ，凍上量（学内道路）

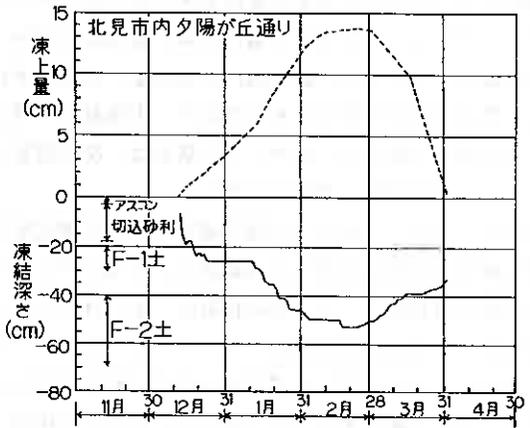


図-8 凍結深さ，凍上量（夕陽が丘通り）

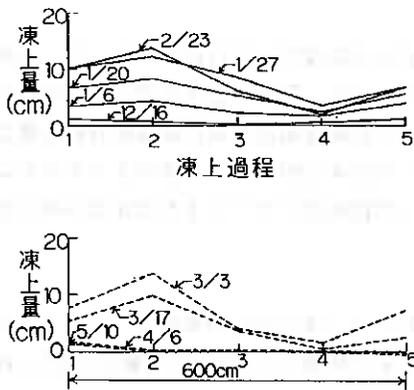
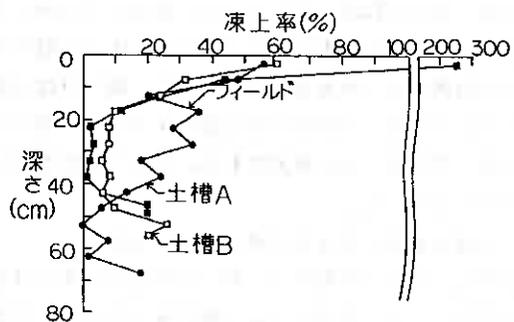
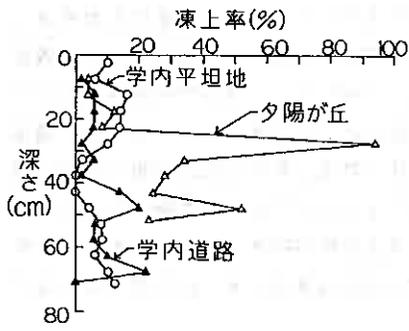


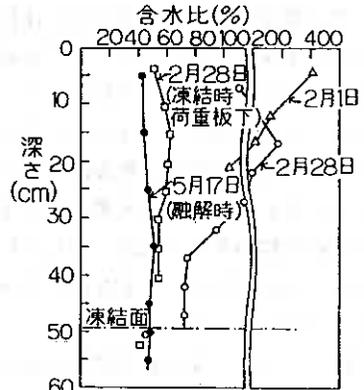
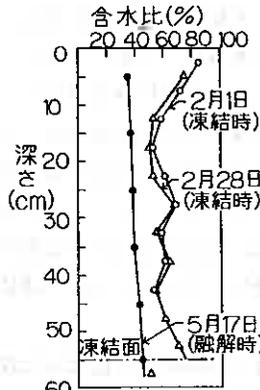
図-9 道路横断方向の凍上量分布
（夕陽が丘通り）



(a)均一地盤
図-10 層別凍上率の分布

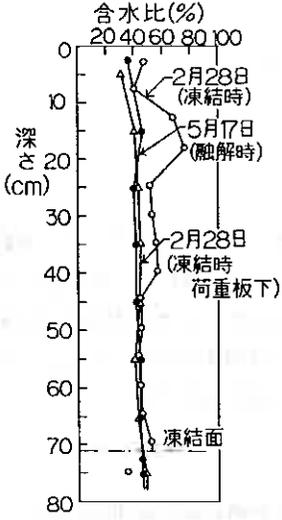


(b)多層地盤
図-10 層別凍上率の分布



(a)土槽A (b)土槽B

図-11 含水比の深さ方向分布



(c)凍上実験フィールド
図-11 含水比の深さ方向分布

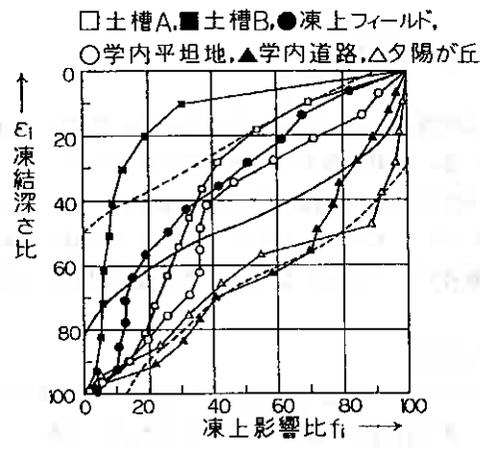


図-12 凍上影響比と凍結深さ比の関係

に近づいたところで再び凍上率が増加している。一方、図-10 (b)の層をなす地盤では、切込み砂利層も含めた舗装部分での凍上率が小さくなるのは当然であるが、それより下の部分でも、凍上率の深さ方向分布の一定パターンは認められず、層を構成する土の凍上性によって、層別凍上率の分布は様々なパターンを示す。

図-11に3つの人工地盤における含水比の深さ方向分布を示す。図中荷重板下とあるのは、地表面に直径15cmの円板を置いてそれによって持ち上りを押さえたときの、円板下の含水比分布である。凍結時の含水(氷)比分布は凍上率の分布に対応するはずである。図-10 (a)と図-11の比較から、凍上率と含水比の分布の対応性はほぼ良好であることが分かる。しかし図-11 (b)及び(c)において地表面に近い部分の含水比が凍上量の割には小さく出ている。これは凍土表面の蒸発によるものと考えられる。観察によれば、凍結してから日数が経過すると、地表面近くではアイスレンズの形状がくずれて空洞が形成されているのが認められた。また図-11 (b)において2月1日と2月28日の含水比分布の違いも、この間における地表面部分の蒸発を示している。

次に荷重板下の含水比分布に注目して見る。この荷重板は、持ち上りを押さえたときに加わる凍上力を測定するためにセットしたものである。したがって少なくともこの板が置かれた直径15cmの地表面は持ち上りが押さえられており、そこに直径10cmの凍土ボーリングを行なって含水比分布を測定したものである。図-11(b)に示す土槽Bでは、深さ30cmくらい迄のところ凍結による含水比の増加が少し認められるが、地表面凍上が許されている場合の含水比に比べれば、その含水比分布は融解時のそれに等しいと見ても大過ない。また図-11(c)の凍上実験フィールドでは、荷重板下の含水比分布は融解時のそれとほぼ一致している。以上のように地表面での凍上変位が押さえられたときは、当然のことながらかなり大きな凍上力が発生するのであるが、凍結にともなう含水(氷)比の変化は非常に小さいことが分かる。

図-12は、凍上量の深さ方向分布を伊福部⁵⁾が提案した凍上影響比 f_1 と凍結深さ比 ε_1 の関係で表わしたものである⁴⁾。

ここで

$$f_1 = \frac{\text{全路面凍上量} - \text{任意の深さの点の凍上量}}{\text{全路面凍上量}} \times 100 (\%)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\text{任意の点の深さ}}{\text{最大凍結深さ}} \times 100 (\%)$$

図中には伊福部が多くのデータから求めた曲線を実線で、そのデータの大よそのバラツキ範囲を破線で示している。本実験のデータは土槽Aを除いて、ほぼそのバラツキの範囲に入っている。図-12によれば、各測定地点毎に深さ方向に点を連ねていったときの曲線のパターンは、伊福部が提案する曲線とは必ずしも同じものになっていない。とくに最大凍結深さ($\varepsilon_1 = 100\%$)に近づいたところでの凍上影響比が無視できない値となるケースが見受けられる点は注目すべきであろう。

6. あとがき

自然地盤の凍結・凍上特性を調べるために、並行して行なった6か所の測定結果を比較してきた。地盤の凍結・凍上特性に影響する因子はきわめて多様であり、同じ寒さの下でも凍結深さ・凍上量ともに測定点による違いがかなり現われた。これらの個々の違いは構成する土の凍上性や水分条件などによって定性的な説明は可能である。しかし一般的かつ定量的な議論をするためには、データが不足である。今後、種々のケースでの精度の高い実測データを蓄積していきたい。

参考文献

- 1) 土質工学会編；土の凍結—その制御と応用—，土質基礎工学ライブラリー-23，土質工学会，1982.
- 2) 鈴木輝之，沢田正剛，末岡伯従；地盤の自然凍上と地下水条件に関する実験的研究，土質工学会北海道支部技術報告集第30号，pp.15~18，1990.
- 3) 小山道義，高橋 毅，川井 優；火山灰の凍上性について，土と基礎13巻11号，pp.29~32，1965.
- 4) 木下誠一，鈴木義男，堀口 薫，田沼邦雄；凍上と地下水位の関係 I，低温科学，物理編，第27輯，pp.367~377，1969.
- 5) 伊福部宗夫；北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究，土木試験所報告，No.26，pp.10~22，1962.

U トラフの凍上被害対策に関する 実験的研究

御中神土木設計 ○正員 上野 邦行
 北見工大 正員 鈴木 輝之
 北見工大 院 学生員 林 啓二

1. ま え が き

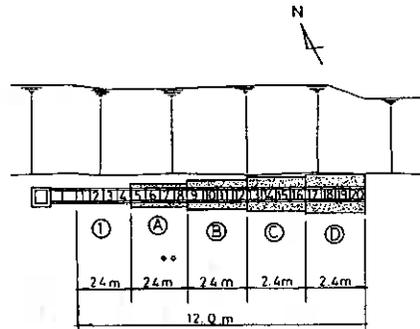
寒冷地域での特徴として、地盤の凍上現象による構造物への被害が挙げられる。これらは、従来から問題にされ多方面での研究が進められてきているが著者らは、道路排水側溝として用いられているコンクリート製U型トラフの被害に着目し、昭和60年度から試験設置したトラフについて地盤凍結に伴う変形量の計測及び、側壁に加わる凍上力の測定を行ってきた。過去4シーズン¹⁾²⁾³⁾⁴⁾の実験結果を通してトラフの変形特性やその発生機構また、凍上力の特性について概ね明らかとなった。さらに、凍上対策の一環として考えられる切込み砂利(80 μ m級)をトラフ側壁背面の裏込め材料として用いることや、断熱材を設置することの効果が確認された。今年度(平成元年度)は、前年度(昭和63年度)の実験システムの内、裏込め材料を切込み砂利とした対策工法を取り挙げ、その裏込め厚さを段階的に変えた実験を行った。

本報告では、今年度得られたデータの検討と裏込め砂利厚を変えることによって、その効果がどのように変わるかを述べる。

2. 実 験 内 容

今年度の実験では、図-1に示すようにトラフ背面を切込み砂利によって裏込め処理を行い裏込め厚さを5タイプに分けた。1タイプに使用したトラフは4個とし、合計20個のトラフを前年度と同様の位置に設置している。また、設置定規は図-2に示す通りである。ここで、前年度までと異なるのは傾斜を付けた掘削によらないで裏込めの厚さを深さ方向に一定とした点である。裏込め砂利厚のタイプ分けは、昨年まで行ってきた $d = 30\text{cm}$ を中心に任意に4タイプを決めた。最大の裏込め厚さ $d_{\text{max}} = 50\text{cm}$ については、トラフ背面のステップ幅が一般的に50cmとしているケースが多い為、のり面内部への掘削は行われぬものとして設定した。また、裏込め砂利厚 $d_{\text{min}} = 0\text{cm}$ のタイプは、現地土埋め戻しによるもので切込み砂利による裏込め処理を行わなかったものである。以上のいずれのスパンも図-2に示す基礎処理を行っている。

計測項目は次の3項目である。1)凍結線の浸入特性を求める為の外気温計測、地中温度計測、凍結深測定、



- ① 現地土
- ② 切込み砂利 1.5 cm
- ③ 切込み砂利 3.0 cm
- ④ 切込み砂利 4.0 cm
- ⑤ 切込み砂利 5.0 cm

図-1 平成元年度トラフ設置平面図

Experimental Study on Counter-measure for Frost heaving Damage of Concrete
 U-Trough--:Kuniyuki, Ueno (Nakagami, Doboku, Sekkci), Teruyuki, Suzuki (Kitami, Institute of
 Technology), Keigi, Hayasi (Grad. Stu. Kitani, Institute of Technology)

2)トラフ上部に設置したロードセルによる横方向力凍上測定、3)ノギスを用いてのトラフ上部部での凍上力による縮み量計測。また、設置したトラフはJIS S5305-1982に定める呼び名 450mmの鉄筋コンクリートU型トラフである。尚、今回の計測手法の中でこれまでと異なる点は、トラフ背面への凍結線の侵入状況を求める為に多数のメチレンブルー凍結深度計を設置したことであるが、その設置状況を図-3に示す。裏込め材として用いた切込み砂利の材料特性を図-4に示す。また、凍結指数、凍結深さを図-5、図-6に示す。

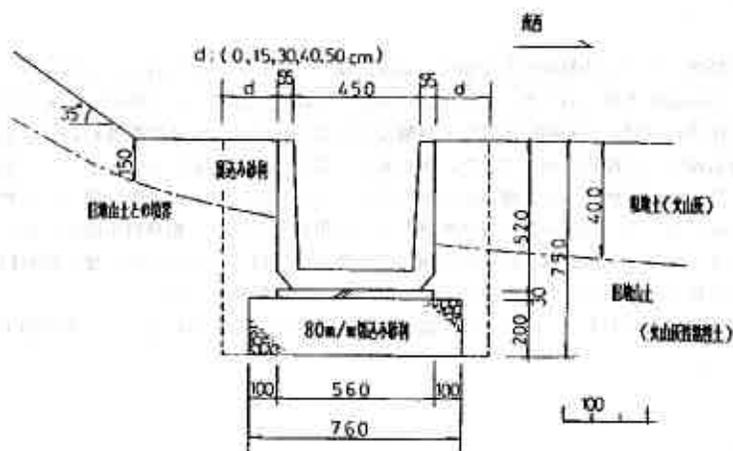


図-2 平成元年度トラフ設置定規

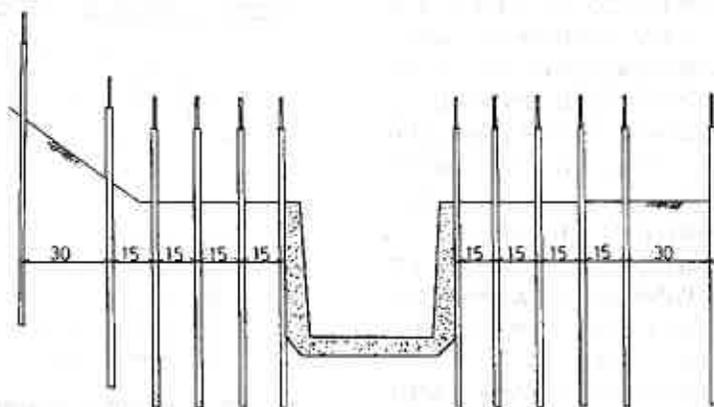


図-3 トラフ背面凍結深度計設置状況断面図

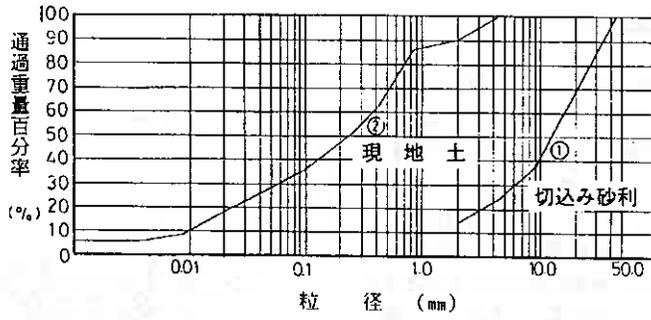


図-4 切込み砂利の材料特性

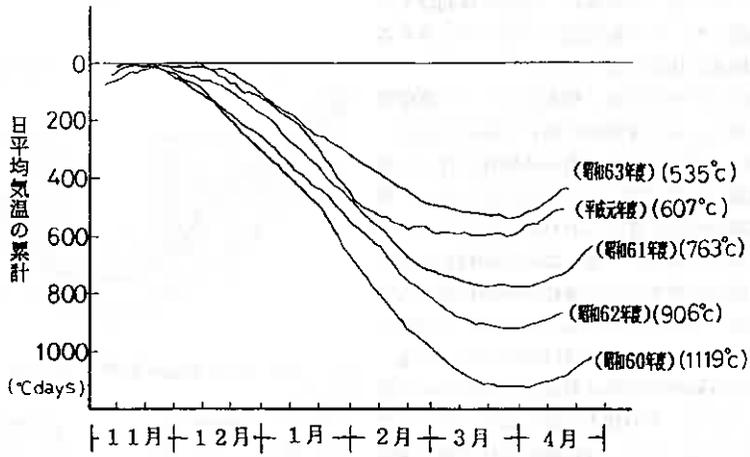


図-5 過去5シーズンの凍結指数

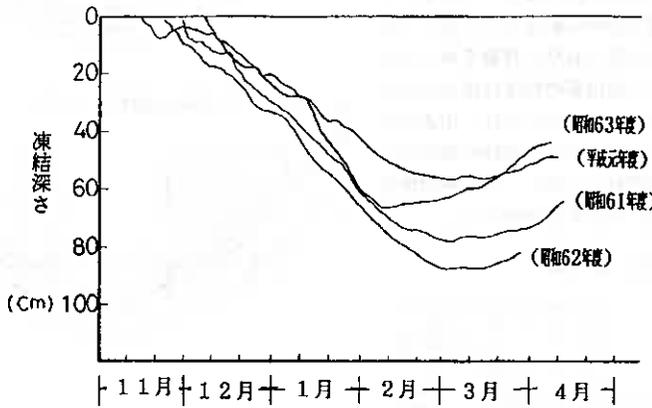


図-6 過去4シーズンの凍結深さ

3. トラフ背面の凍結線進入特性

凍上によるトラフ変形は、背面土からの横方向凍上力（以後、横方向力と呼ぶ）によってもたらされることが判って来た。この横方向力は、トラフ側壁からの凍結進入あるいは背後のり面によって凍結線が傾斜するため、凍結線に対して直角に働く押し上げ力の水平方向分力として発生する。したがって、凍結線の傾きが緩くなると水平方向分力は小さくなり、傾きが立ってくると水平方向分力が大きく作用することになる。したがって、凍上対策を考える上でこの凍結線の進入状況をとらえておくことは重要となってくる。今年度は、切込み砂利厚をタイプ分けして設置した。その結果図-7(1)~(5)に示す各タイプ毎の凍結線進入状況が得られた。

凍結初期段階の12月中旬では、地表面とトラフ側壁部からの凍結線の進入により凍結線が傾いて進入するが、現地土のみの場合と切込み砂利で裏込め処理を行った場合とでは、凍結線の形状に明らかに差異が見られる。現地上では、凍結線の傾きが立っており横方向力が大きく作用することを示している。一方、切込み砂利を設置した場合は、その厚さが増すにつれ凍結が早期に深く入り凍結線の傾きが緩くなることが判る。しかも、この傾きは主として凍上の発生しない切込み砂利内で生じている。このように、切込み砂利の効果は難凍上性材料の中で凍結線の傾きが生じ且つ、その傾きが緩くなることでもたらされると理解できる。また、凍結線の形状の他に凍結した切込み砂利は、細粒土に比べクリープによる応力緩和が大きいことも応力軽減の一因になると考えられる。

一方、凍結が深く入った状況では、厚さ $d = 40\text{cm}$ 、 $d = 50\text{cm}$ において、のり面側で急折点が生じている。これは、 $d = 15\text{cm}$ 、 $d = 30\text{cm}$ では見られない特徴で凍上力の作用方向を考えると、立った凍結線の発生は横方向力を増加させる要素と捉えられる。以上のように、切込み砂利を入れることによってもたらされる凍結線の変化からは、横方向力を軽減する効果だけでなく、それを増加させる因子も現れる点に注意しておく必要がある。

図-7(1) 現地土

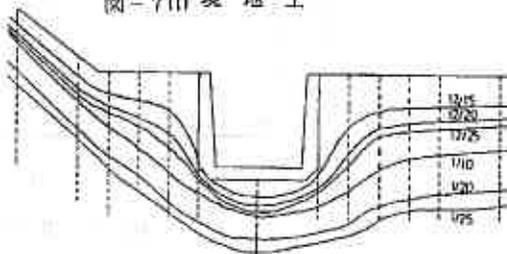


図-7(2) 切込み砂利 1.5 cm

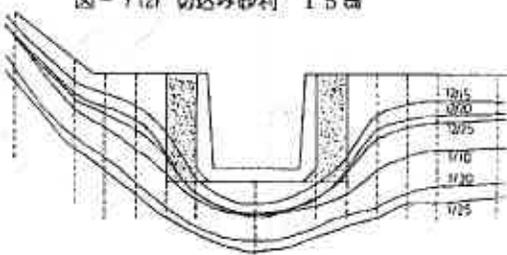


図-7(3) 切込み砂利 30 cm

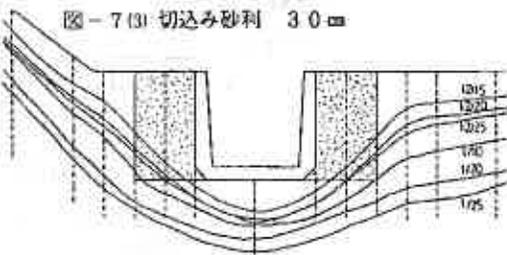


図-7(4) 切込み砂利 40 cm

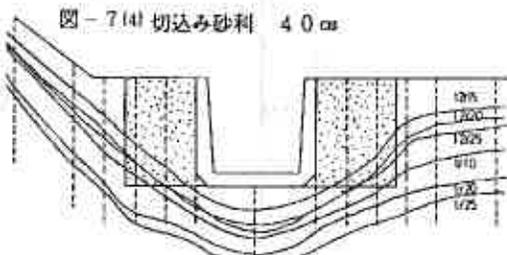


図-7(5) 切込み砂利 50 cm

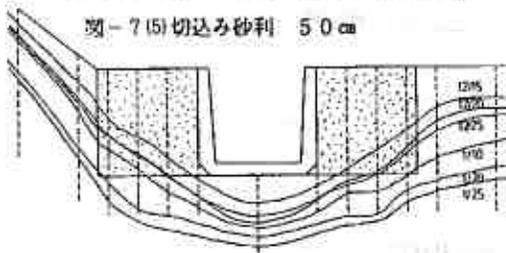


図-7 凍結線の進入状況

4. トラフ側壁に加わる横方向力の長期的変化特性

図-8(1)~(5)は、切込み砂利による裏込め厚さ毎に、横方向力の1日での最大、最小値をプロットしたものである。これらの図から判ることを次にまとめる。

- 1) 横方向力は、凍結の入る12月上旬から発生し凍結指数が急激に増加する1月中旬~下旬にかけて最大値を記録する。また、凍結指数の増加が低下し始める2月中旬から急激に低下し、凍結指数が停滞する2月下旬には $P = 0 \text{ kg f}$ へ収束する。
- 2) 凍結が進んでいる時期でも暖気が波及した場合、急激に横方向力が低下し $P = 0 \text{ kg f}$ を示すことも有る。
- 3) 切込み砂利厚が $d = 30 \text{ cm}$ での最大横方向力は、他の切込み砂利厚タイプに比べいたって小さい($P = 840 \text{ kg f}$)。切込み砂利厚 $d = 50 \text{ cm}$ では、 $P = 2680 \text{ kg f}$ と切込み砂利を設置した中で最も大きい横方向力を示した。また、現地土($d = 0 \text{ cm}$)の場合 $P = 4400 \text{ kg f}$ で全計測値の最大を示した。

前報でも示した様に裏込め材料に関係なく、凍結が入ると横方向力は発生し始めその長期的な発生パターンは相似した傾向を持つ。この横方向力の発生パターンは凍結指数とよく対応し、急激に凍結が入る時期に最大となる。横方向力の根源が凍結線で発生する凍上力であることは間違いない。また、一時的に暖気が波及したときに横方向力が $P = 0 \text{ kg f}$ に収束する場合が見られるのは、凍結線での凍上発生よりも凍結した裏込め砂利の熱伝導特性やクリープによる応力緩和が大きく作用した結果と考えられる。

次に、裏込め砂利厚別の比較では、厚さ $d = 30 \text{ cm}$ で横方向力が最も小さく計測されていることが注目される。当初の予測では、裏込め砂利を厚くする程、凍上による影響が小さくなり横方向力は軽減されると考えた。しかし、これをある程度以上厚くすることにより、かえって横方向力が増加する結果となった。

前述のように、裏込め砂利を設置することによる凍結土圧の軽減に関する正の効果として、凍結した砂利のクリープによる応力緩和、凍結初期における凍結線傾きの減少、凍結初期における砂利による凍上発生防止が考えられる。一方、負の効果として凍結が深く入った時点

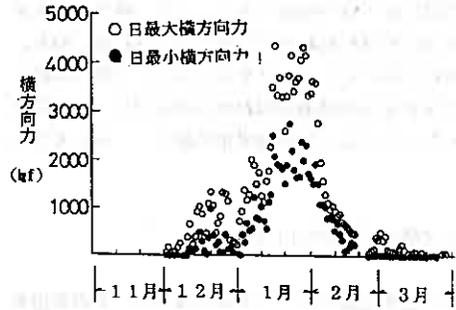


図-8(1) 現地土

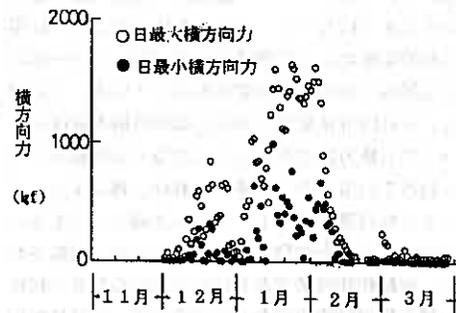


図-8(2) 切込み砂利 15 cm

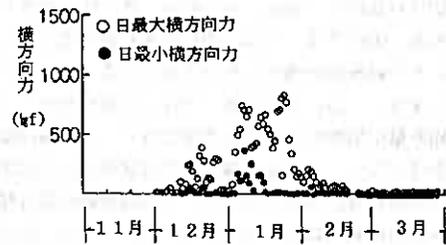


図-8(3) 切込み砂利 30 cm

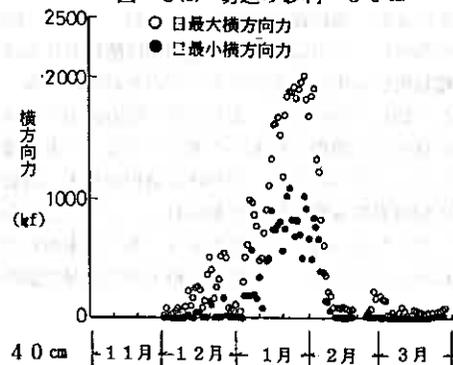


図-8(4) 切込み砂利 40 cm

での凍結線の傾きの増加がある。このように裏込め砂利による効果に正と負の両面のあることが、横方向力を最小とする裏込め厚が現われる原因と考えられる。即ち、裏込め厚の小さいところではそれを厚くする程、凍結土圧軽減に関する正の効果が現われるのに対し、ある程度以上厚くなってくると負の効果が卓越してくると考えられる。

5. トラフ側壁上端部の内寸法変化

前節で、側壁上端にロードセルを挟んで、その変形を拘束したときに側壁に加わる横方向力の特性について述べた。しかし、実際のトラフの被害は、側壁に加わる横方向力の大きさではなくロードセルを挟まないときに現われる長期的変形によって評価される。図-9(1)~(5)はトラフ上端部内寸法の長期的変化を示している。この図から判ることは内寸法変化、即ち上端部の縮み量はいずれのトラフでも横方向力がトラフに波及する時期と同時に発生し始めていることである。これは、過去4シーズンのどのような設置条件のトラフにも共通して言えることで、力の発生と変形の発生は同時に起こると判断される。また、凍結初期段階である12月上旬から12月下旬にかけての縮み量の発生傾向から2つのグループ分けが出来る。これは①現地土と切込み砂利 $d=15\text{cm}$ のグループと、②切込み砂利 $d=30\text{cm}$ 、 $d=40\text{cm}$ 、 $d=50\text{cm}$ のグループである。①のグループは、凍結が入り始めると急な立ち上がりで縮み量が増加し12月下旬には $\delta=1.0\text{mm}$ を越えてしまう。一方、②のグループは、緩やかな立ち上がりで縮み量が増加するが12月下旬では $\delta=0.5\text{mm}$ 程度までしか達しない。これは、凍結線の形状の違いに起因すると考えられる。即ち、①グループは凍結線が急な傾斜で入り始め傾斜角は $\alpha \approx 58^\circ$ を示す(図-7(1)、(2)参)。一方、②のグループは①のグループに比べ凍結が深く入っているが、凍結線の傾斜角は $\alpha \approx 43^\circ$ である(図-7(3)~(5)参)。このように、凍結初期段階における凍結線の傾斜角からすれば①のグループの方が②のグループに対して約1.2倍になり、より大きい横方向力が波及して縮み量が急に増加したものと考えられる。一方、凍結が進むとこの2つのグループ分けは適用されず、各裏込め厚さ毎の異なる縮み量が計測される。しかし、縮み量がピークとなるのは、いずれのトラフも1月末から2月上旬にかけてであり、この時期は横方向力の最大値が

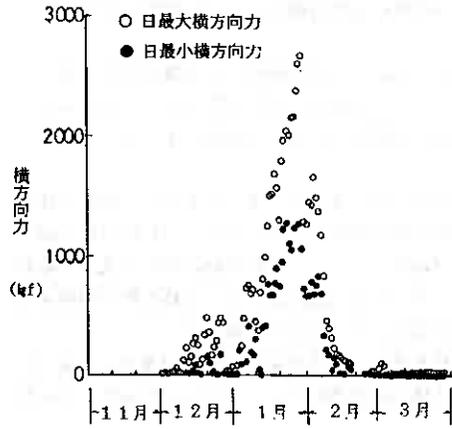


図-8(5) 切込み砂利 50 cm

図-8 日最大横方向力と日最小横方向力の長期的変化

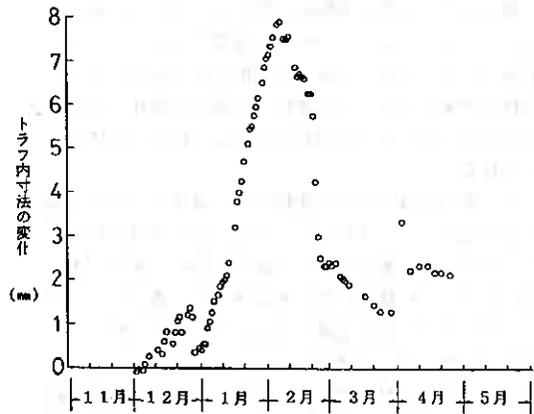


図-9(1) 現地土

発生する時期と同じである。これらのことから、縮み量発生に大きく影響を与えているのは、横方向力と同様に凍結線で発生する凍上力、あるいは凍上変位であることが判る。シーズンを通しての縮み量の最も大きいものは、現地土 ($d = 0 \text{ cm}$) の場合で $\delta_{\text{max}} = 8.0 \text{ mm}$ にも及ぶ。以下、裏込め砂利厚毎の最大縮み量は、 $d = 15 \text{ cm}$ では $\delta_{\text{max}} = 3.9 \text{ mm}$ 、 $d = 30 \text{ cm}$ では $\delta_{\text{max}} = 1.2 \text{ mm}$ 、 $d = 40 \text{ cm}$ では $\delta_{\text{max}} = 2.8 \text{ mm}$ 、 $d = 50 \text{ cm}$ では $\delta_{\text{max}} = 3.6 \text{ mm}$ である。側壁上端部における内寸法の縮み量は、裏込め厚 $d = 30 \text{ cm}$ のとき最も小さくなっている。このことは、前節における横方向力の大きさが $d = 30 \text{ cm}$ のときに最も小さくなることと対応している。側壁に加わる横方向力も内寸法の縮み量も共にその根源は凍結線上における凍上発生にあり、さらにそれを伝える背面凍上の挙動に支配される。したがって、この両者に対応性があるのは当然とも言える。

前述のように裏込め砂利を入れることによる横方向力の軽減効果には、正と負の両面がある。即ち、裏込め厚さ $d = 30 \text{ cm}$ のときに相対的に正の効果も最も大きく現われたと考えられる。

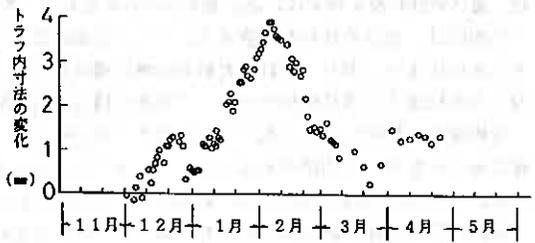


図-9(2) 切込み砂利 15 cm

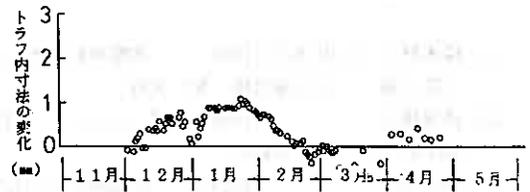


図-9(3) 切込み砂利 30 cm

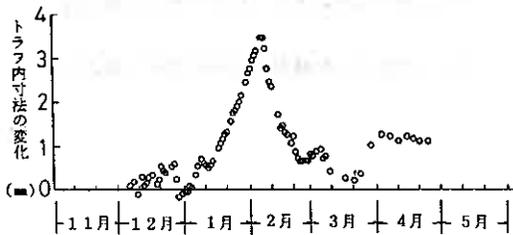


図-9(5) 切込み砂利 50 cm

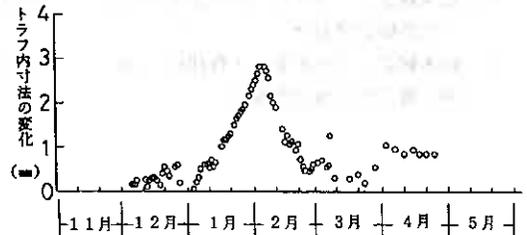


図-9(4) 切込み砂利 40 cm

図-9 トラフ内寸法の長期的変化

6. まとめ

過去、4シーズンの実験結果からトラフ背面を切込み砂利で置き換えることが凍上による横方向力の抑制、トラフ上端部の変形に対して良い効果を持つことが判ってきた。そこで、今年度は切込み砂利の厚さによってその効果がどのように変わるかを検証する目的の実験を行った。この結果、現地土と裏込め砂利処理を行っ

たものとは歴然とした違いが認められ、明らかに切込み砂利による裏込め処理は有効な手段と判断された。中でも興味深いのは、切込み砂利厚 $d = 30\text{cm}$ のときに最も優れた効果が認められた点である。当初の予測では、裏込め砂利厚を増す程に高い効果が得られるものと考えられたが、結果は予測とは反するものとなった。この原因は、裏込め砂利を設置することによる凍結線の形状の変化や、凍結した砂利の性質などから説明することが出来た。即ち、凍結した砂利の熱伝導性の大きさに起因する凍結線の形状変化と、そこで発生する凍上力を伝達する凍結砂利のクリープ特性が横方向力や縮み量に強く影響するということである。

今年度は、昭和63年度に次ぐ比較的暖冬下の条件であったが寒さの程度あるいは、凍結深さの影響をどう捉えるべきかという問題がある。また、トラフの寸法をも含めた設置断面形状の影響も評価しておく必要がある。これらの内容については、過去のデータも総合した検討を今後進めていきたい。

最後にこの実験を進めるにあたり、御協力を頂いた北見工業大学尾中孝美技官、同卒業生の荒井康成君、一志和彦君に謝意を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 鈴木輝之、山田利之 (1988) : “地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験 (第2報)” 技術報告集 第28号
- 2) 鈴木輝之 (1988) : “コンクリート製U-トラフに加わる横方向凍上力 (第2報)” 第23回土質工学会研究発表会
- 3) 鈴木輝之 (1989) : “地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験 (第3報)” 技術報告集 第29号
- 4) 鈴木輝之、上野邦行 (1990) : “地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験 (第4報)” 技術報告集 第30号
- 5) 木下誠一編 (1982) : “凍上の物理学” 森北出版
- 6) 鈴木輝之、上野邦行、尾中孝美 (1990) : “小型U-トラフに加わる凍結土圧の特性” 第25回土質工学会研究発表会
- 7) 鈴木輝之、尾中孝美、上野邦行 (1990) : “小型U-トラフの凍結土圧軽減対策とその効果” 第25回土質工学会研究発表会

ジオグリッドの土中変形挙動

北海道大学工学部 正員 三田地 利之
北海道大学工学部 ○学生員 村木 俊介
北海道大学工学部 山本 陽一

1. はじめに

ジオグリッドを用いた補強土工法は、施工事例の増加および多くの研究成果により、その設計法もかなり確立されつつある。しかし、これらの設計法はある限られたジオグリッドについての研究から導かれたものであり、最近数多く開発されている様々な性状（形状、目合い寸法、剛性、表面性状）をもったグリッドの全てに適切であるとは考えがたい。

そこで、本研究はグリッドの土中における変形特性が、グリッド性状によってどのような影響を受けるのかについて、一面せん断試験および引抜き試験結果に基づいて検討したものである。

2. 在来の研究

補強土工法におけるメカニズム理解のために、龍岡ら¹⁾は平面ひずみ試験・三軸圧縮試験を各種補強材について行い、補強効果に及ぼすヤング率、ポアソン比、補強材厚さ、表面摩擦係数等の影響を明らかにするとともに、針金を用いてその本数を変えて行った実験より、その充填率にはある限界が存在しそれはほぼ30%であることを明らかにしている。また、福田ら²⁾は土中におけるプラスチックグリッドの変形係数は空中におけるその1.8倍にもなることを示している。

土とグリッドの相互作用としての引抜き抵抗を明らかにするために、林ら³⁾は引抜き試験を行い、引抜き抵抗における節点の果たす役割の大きさを指摘している。浜中ら⁴⁾は、土試料の粒度分布を変化させて行った引抜き試験より、細粒分が多くなると引抜きせん断強度は小さくなり、細粒分含有率が30%程度以上では一定値となるとしている。

ジオテキスタイル（不織布）と土との摩擦特性に関する研究は山岡、西形ら⁵⁾によって行われており、引張り破壊時と引抜き破壊時との変形挙動に大きな違いがみられ、これは補強材料自身の変形係数に依存するとされている。

3. 実験

3.1 試料

本実験で用いた試料土は、北海道夕張川河川敷より採取された粘性土（清幌粘性土）および北海道勇払郡において採取された砂（勇払砂）である。勇払砂は2mm以上の粒子をふるい分けした後、洗浄によって細粒分を取り除いた。表-1にそれぞれの土の物理的性質を示す。

ジオグリッドは、繊維ジオグリッド（SH-70, SH-70-4B）およびこれらと開口面積率の近似したポリマーグリッド

表-1 土の物理的性質

清幌粘性土		勇払砂	
土粒子の密度	2.73(g/cm ³)	土粒子の密度	2.77(g/cm ³)
砂分	20 (%)	50%粒徑	0.29 (mm)
シルト分	60 (%)	均等係数	2.77
粘土分	20 (%)	最大間隙比	0.93
液性限界	40.8 (%)	最小間隙比	0.58
塑性指数	14.7	せん断抵抗角	40.7°

On the In-Soil Behavior of Geogrid

Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Shunsuke MURAKI (Graduate Student, Hokkaido University) and Youichi YAMAMOTO (Undergraduate Student, Hokkaido University)

(SR-2, SS-35)の4種類、さらにグリッド性状の違いが引抜き抵抗力や変形挙動に及ぼす影響について明らかにするために試作した、目合い寸法・伸び剛性の異なる繊維ジオグリッド(4種類)を用いた。それぞれのグリッド物性は表-2に示す通りである。図中、伸び剛性は引抜き試験における土槽外節点1と2のひずみと単位幅当りの引抜き抵抗力関係より求めた値である。

表-2 ジョグリッドの物性

グリッド	引張り強度(tf/m)		目合い(mm)		開口面積率(%)	横リブ厚(mm)	変形係数(tf/m)
	縦	横	縦	横			
SH-70	8.4	8.6	8	7.8	56	0.7	224
SH-70-4B	8.2	8.5	16	16.8	70	1.0	270
SR2	8.0	—	110	22	58	4.4	730
SS35	3.5	4.5	28	33	74	1.5	648
0615	6.0	—	15	15	—	0.9	294
0620	6.0	—	20	20	—	0.9	294
1210	12.0	—	10	10	—	1.1	356
1515	15.0	—	15	15	—	1.2	475

3.2 実験装置および実験方法

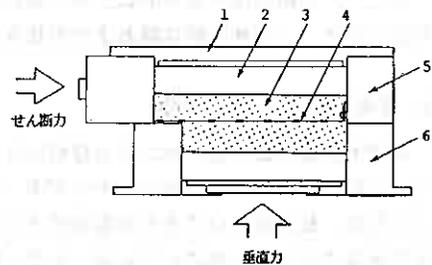
(1) 一面せん断試験

大型一面せん断試験装置の詳細については前報⁶⁾で報告したのでここでは省略する。せん断箱は図-1に示すように上部可動式で、寸法は下箱35×35cm,上箱41×35cmとなっており、せん断中のせん断面積の減少が生じないように工夫されている。グリッドは上箱に固定し、垂直力はペロフラムシリンダーを介して空気圧で载荷した。せん断速度は1mm/minとし、垂直変位が生じないように垂直力を制御することによって定体積せん断を行った。これは、体積を一定に保つことによって、グリッドがせん断面から上下方向にずれることを防ぐためである。

供試体作製にあたり、粘性土は最適含水比付近に調整した試料を上,下箱とも3層に分けてランマーによって突き固めた。砂試料は、多重ふるい空中落下法(3.6mmふるい4層,ふるい面積60×50cm)によって相対密度85%の供試体を作製した。

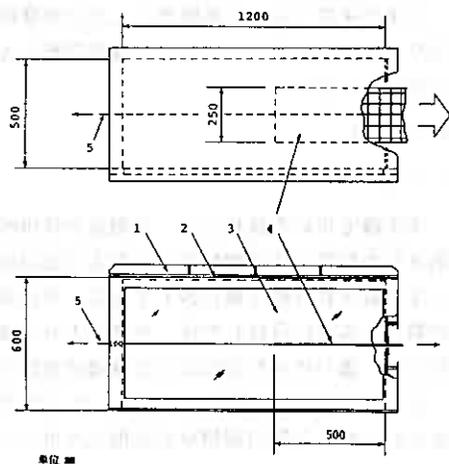
(2) 引抜き試験

引抜き試験装置についても前報で報告しているのでここでは省略する。図-2に示すように土中部分寸法が長さ50cm,幅25cmのグリッドを土槽中央高さに敷設し、スクリージャッキにより1mm/minの速度で引き抜いた。図-3に示されるグリッドの6つの節点には、引抜き中の節点変位を測定できるようにピアノ線を接続してある。また、土圧計を設置し、引抜き中の鉛直土圧の変化を追跡した。ただし、砂試料の実験では、計測上の問題から設置位置を土槽底面から5cmとした。上載



1. 上蓋 4. ジョグリッド
2. スペーサー 5. 上箱
3. 土試料 6. 下箱

図-1 大型一面せん断試験機せん断箱図



1. 上蓋 4. ジョグリッド
2. シリコンラバー 5. ピアノ線
3. 土圧計

図-2 引抜き試験機土槽断面図

圧はシリコンラバーを介して上部より载荷した。

試料作製は、粘性土においては電動タンパーを用い、12層に分けて締め固めを行った。砂試料は一面せん断試験同様、多重ふるい空中落下法(3.6mmふるい5層,ふるい面積100×90cm)によって相対密度85%の供試体を作製した。

4. 実験結果と考察

4.1 一面せん断試験結果

図-4、図-6は粘性土および砂を用いた時のせん断応力・垂直応力と水平変位の関係である。定体積せん断において、垂直応力の変化は土のダイレイタンスーの発生を抑えるために生じるものであるから、垂直応力の増加は正のダイレイタンスーの発生に対応するものである。粘性土の場合、SR2で初期垂直応力の大きさにかかわらず、せん断初期に負のダイレイタンスーが発生したあとには体積変化がみられないのに対して、他のグリッドではダイレイタンスーは正に転じており、特にSH-70-4Bでは大きなダイレイタンスーが発生している。一方砂の場合、粘性土に比較してダイレイタンスーの発生量が大きいとグリッド間の違いが顕著に現れると考えられる。SH-70で特に大きなダイレイタンスーを生じており、SR2では粘性土同様他に比較して小さい。これらのグリッドのSR2との違いは目合いの大きさにあり、SR2の場合、他に比べて縦目合いがかなり大きく(表-2)それがこの違いの要因であると考えられる。一方、粘性土の実験でSH-70が砂の実験から予想されるほどにはダイレイタンスーを生じていないということは、逆に目合いが小さすぎるため、粘性土材料ではグリッド近傍の締め固めが十分行われていない可能性が

図-3 節点位置図

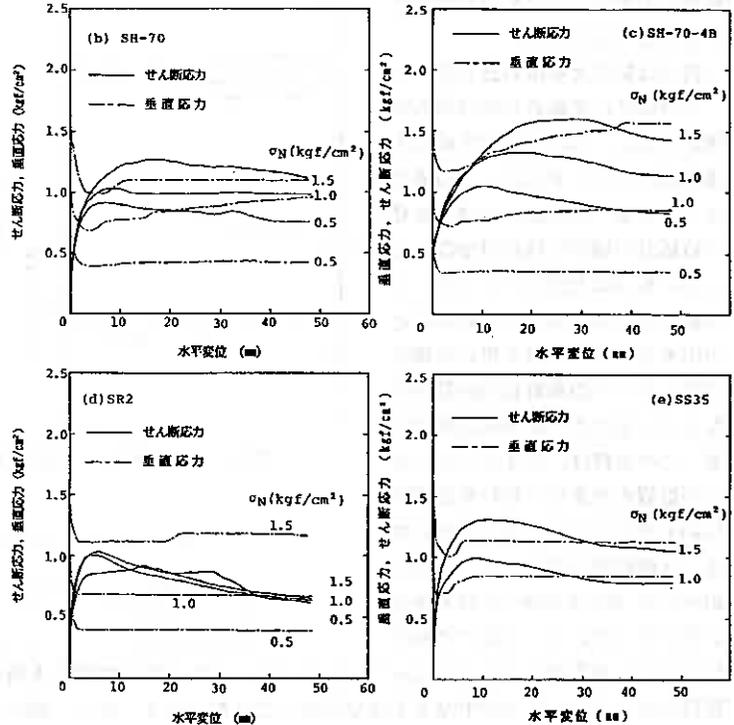
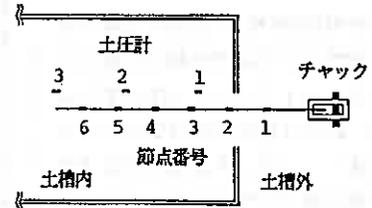


図-4 粘性土におけるせん断応力、垂直応力～水平変位関係

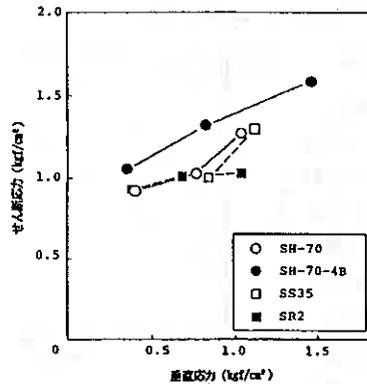


図-5 ピーク時のせん断応力～垂直応力関係

る。また、SH-70-4Bと目合い寸法がその2倍程度のSS35を比較すると粘性土ではSH-70-4Bの方が大きなダイレイタンスを生じているが、砂では僅かながらSS35の方が大きい。このことを浜中らによる研究と併せて考えれば、目合い寸法と土の粒度分布との間にはせん断抵抗の面からみた最適な組合せがあると考えられる。

図-5は粘性土を用いたときのピーク時のせん断応力と垂直応力の関係である。SR2で、他に比較して垂直応力によらずほぼ一定の値となっている。垂直応力の増加がせん断応力の増加に結び付かないところにも、SR2と他のグリッドとの抵抗メカニズムの違いを見ることが出来る。表-3は砂を用いた場合の各グリッドの垂直応力が最小となる点におけるせん断抵抗角である。この角度は、ダイレイタンスの影響を含まない純粋な摩擦抵抗の大きさを示すものと考えられる。表面摩擦が期待でき、目合いの小さなSH-70とSH-70-4Bで大きい値となっている。このことから、目の中に土を拘束することによって、土とグリッドとの表面摩擦力を増加させる（拘束効果）ためは、ある程度小さな目合いのものでなくてはならないことがわかる。また、横リブ厚の大きさが4.4mmと他に比較して極端に大きいにもかかわらずSR2において大きな抵抗を発揮していないことから、横リブの厚さのみでは抵抗力の大小を論じられないことがわかる。

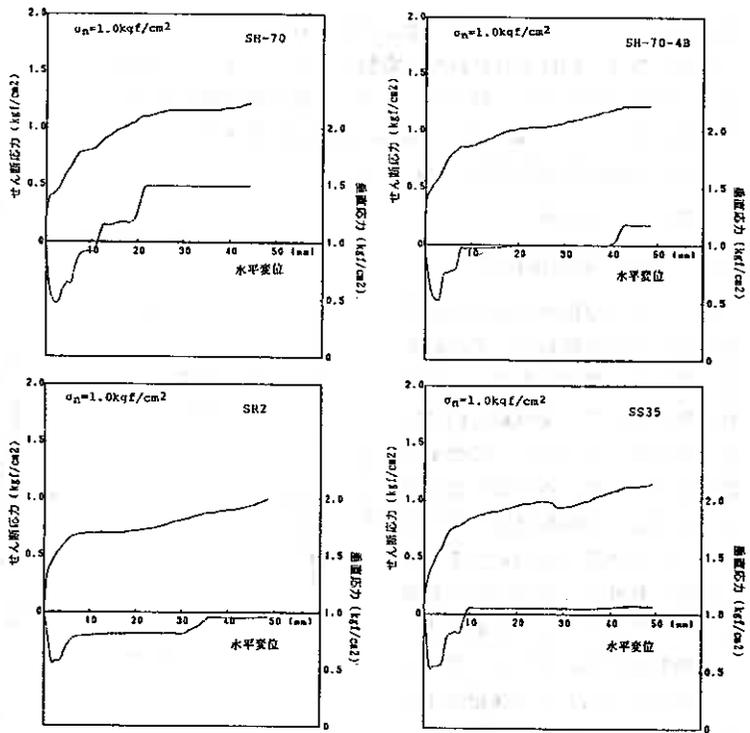


図-6 砂におけるせん断応力、垂直応力～水平変位関係

表-3 各グリッドのせん断抵抗角(砂)

	SH-70	SH-70-4B	SR2	SS35
ϕ	40.8°	43.8°	37.2°	36.7°

4.2 引抜き試験結果

図-7は砂試料を用い、上載圧1.0(kgf/cm²)で行ったときの引抜き力と各節点の変位置の関係である。ただし、図中の番号は節点番号を表している。図から明らかなように、ポリマーグリッドに比較して繊維ジオグリッドで

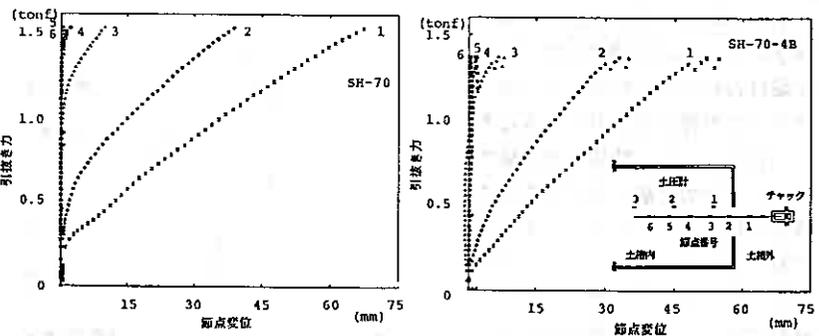


図-7 引抜き力～節点変位関係

は小さな引抜き抵抗力のうちから節点1, 2の変位が生じ、破断に至るまでの変位量もかなり大きくなっている。節点1, 2は土層外での変形であり、この変形挙動は単にグリッドの材料特性に依存するものと考えてよい。また、粘性土の場合にみられた⁶⁾ように繊維ジオグリッドでは変形が徐々に後ろの節点へと伝わって

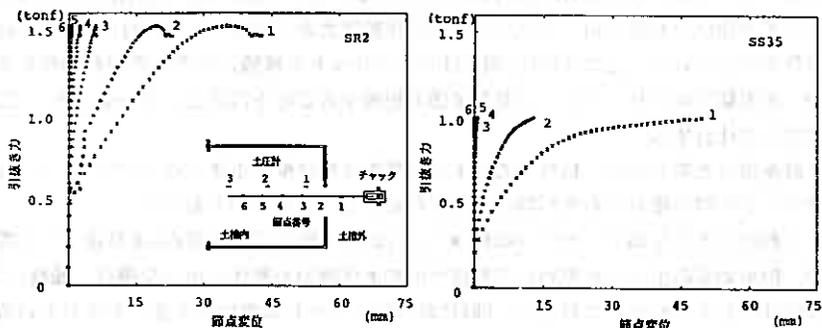


図-7 引抜き力～節点変位関係

いくのに対して、ポリマーグリッド（特にSR2）では、全体的な変位は小さいが全ての節点で少しずつ変位が生じ、グリッド全長にわたって変位が生じ出し、節点5,6にまで変位を生じている。

図-8はある引抜き力（単位幅当たり 2.0, 4.0tf/m）に抵抗するときの各節点の変位量についてグリッド間の比較をしたものである。SS35については材料自身の引張り強度が小さく3.0tf/m位より急激にひずみが生じる

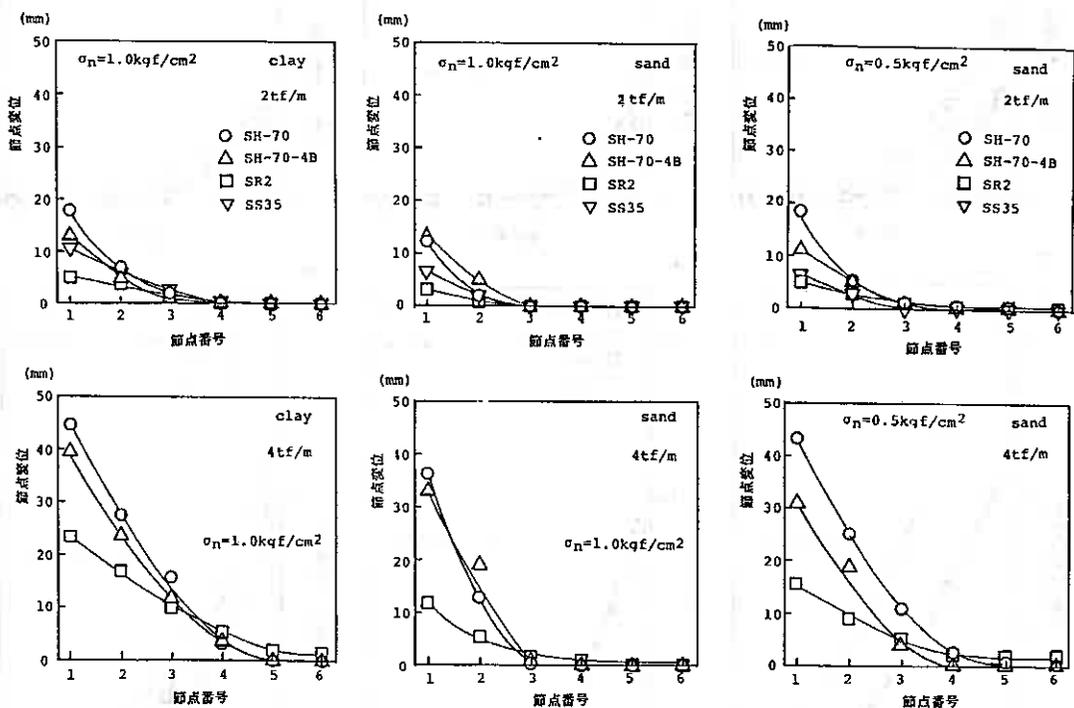


図-8 節点変位～節点位置関係

ため、ここでは2.0tf/mの場合のみプロットすることとした、また、前述したように節点1, 2は土槽外でのグリッドの伸びであるため、グリッドの変形係数に大きく依存し、変形係数の小さなSH-70ではSR2の2倍以上の変位を生じている。この変位は、例えばジオグリッドで補強された垂直擁壁の変形を論じる上では大切であるが、本実験ではグリッドの土中変形挙動を把握することを目的としているため、ここでは3番より後方の節点について注目する。

砂を用いた場合には、粘性土の時より全般的に変位量は小さくなっている。これは、粒子同士および粒子とグリッドの間の噛み合わせが強く発揮されることによるものであろう。

上載圧の大きな場合 ($\sigma = 1.0 \text{kgf/cm}^2$) には、土中節点変位 (節点3より後方) に際立った違いは見られないが、拘束効果の小さいと思われる粘性土中および砂の上載圧の小さな場合、繊維ジオグリッドでは節点5, 6に変位は生じていないのに対して、SR2においてグリッド末端にまで変位が生じている。また、上載圧が小さくなった場合、SH-70で他に比較して大きな節点変位を生じている。SH-70-4Bではこれほど大きな違いは見られないことから、一面せん断試験結果でのダイレイタンスの発生傾向の違いによるものと考えられる。

図-8は実際のグリッドの変形をそのまま表しているが、ここには材料自身の持つ剛性の影響が含まれている。そこで、伸び剛性による影響を除いた他の要因の影響度を明らかにするために、SR2の変形係数に対する各グリッドの変形係数の比を節点変位量に乗じて正規化して、各節点の変位量を表したのが図-9である。

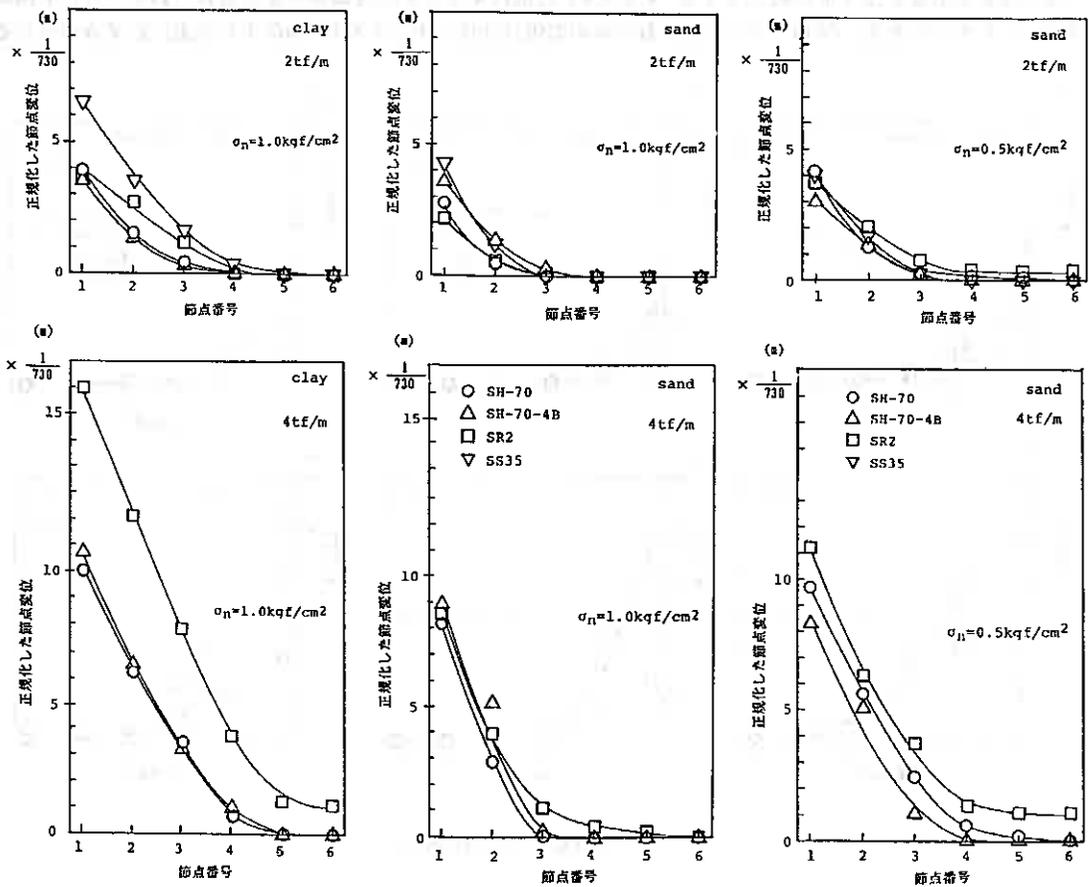


図-9 正規化した節点変位～節点位置関係

2.0tf/mまでは各グリッド間の違いはみられないが、4.0tf/mでSR2の土中にある節点(3,4,5,6)の変位が他に比較して大きい。これは拘束効果を含めた摩擦抵抗の小さいことを示すものであり、一面せん断試験より求めたせん断抵抗角の大きさの傾向と一致するものである。

しかし、せん断抵抗角が同程度であるSH-70とSH-70-4Bの間で、上載圧の小さな場合に土中変位に差を生じている。ダイレイタンスーの発生傾向の強いSH-70で変位が大きいことから、密な砂におけるダイレイタンスーの発生がグリッド周辺での密度を減少させ、そのため引き抜け易くなるものと思われる。従って伸び剛性の影響を除いたグリッド形状という点からのみ評価するならば、ある程度小さな目合いのグリッドほど大きな摩擦抵抗を発揮でき、定着長を短く見積ることが出来るが、ダイレイタンスーの発生傾向の大きなグリッドでは、密度を減少させ、逆に大きな変位を生じる結果となるようである。

次に引抜き抵抗に及ぼすグリッドの目合い寸法と伸び剛性の影響をより明らかにするために、できるだけ他の要因を除いたグリッドを作製し引抜き試験を行った。用いたグリッドの特性は表-2に示すようである。

図-10は目合い寸法が同じで伸び剛性の異なる2種類のグリッドについて比較したものであり、記号の意味は図中に示す通りである。2.4tf/mの場合でも、剛性の小さいもので節点1,2の変位は大きくなっており、引抜き力の増大に伴って節点3にも差を生じている。節点3は土中にあるから、土中の変形といえどもかなり剛性の影響を受けるといえることができる。しかし、剛性の小さな0615でも、節点4より後方の節点に変位は生じていない。これはグリッドの変形が、ある限界の摩擦抵抗を越えて初めて生じるものであり、節点4より後方の節点で生じている摩擦力が摩擦抵抗を越えていないことによると考えられる。一方、前述のSR2で見られたような後方の節点にまで及ぶ変位は、単に伸び剛性の大きさに起因するものとは言えず、グリッド形状による摩擦抵抗が影響しているものと考えられる。

図-11は、目合い寸法の異なるグリッドについて、ある引抜き力に対する正規化した節点変位を表したものである。目合いの小さな方で土中の変位はわずかに小さいがほとんど差異がみられない。これらのグリッドについて行った一面せん断試験結果においても、ダイレイタンスー傾向にあまり違いが見られず、目合いの小さな1210でせん断抵抗角は大きめであったことから、摩擦抵抗に及ぼすせん断抵抗角およびダイレイタンスー傾向の影響に関する前述の考察を裏付けるものである。

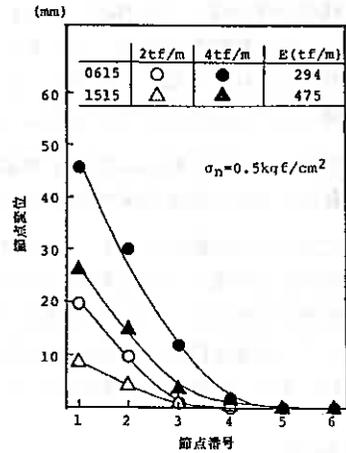


図-10 節点変位～節点位置関係

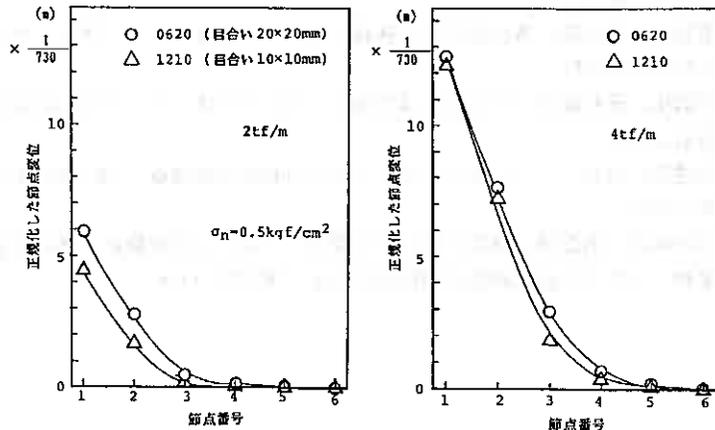


図-11 正規化した節点変位～節点位置関係

5. 結 論

伸び剛性・目合い寸法の異なるジオグリッドについて実施した一面せん断試験および引抜き試験の結果から、以下のような結論が得られた。

- 1) グリッドの伸び剛性の大きさは、土槽外での変形はもちろんのこと、土中での変形にも影響を与えるが、グリッドの土中変形挙動における支配要因は、目合い寸法や表面性状で決まる（拘束効果を含めた）摩擦特性である。
- 2) 引抜け抵抗力は、その大部分が拘束効果によって生じ、拘束効果は目合いの小さなグリッドの方が期待できる。しかし、その目合いと粒径には最適な組合せがあり、最適目合い寸法には下限値が存在する。
- 3) 他の条件が同じであれば、目合い寸法の小さなグリッドの方がダイレイタンスー傾向は強く現れる。しかし、密な砂地盤の場合、このダイレイタンスーがグリッド周辺の密度を減少させる要因となり、引抜けに対する抵抗力も減じてしまう。また、ダイレイタンスーは上載圧が小さいほど発生し易いため、上載圧の違いによる抵抗力の変化も著しい。
- 4) 横リブの引抜け抵抗に及ぼす効果は、それのみではあまり大きくなく、横リブと併せて縦リブも厚い時に初めて大きな拘束効果を生じるものと考えられる。
- 5) 上記1)～4)を総合すると、伸び剛性が大きく、（拘束効果を含めた）摩擦特性に優れたもので、目合い寸法のある程度小さな材料がジオグリッドとして最適ということになるが、目合い寸法が小さいと拘束効果が増す代わりに、密な砂の場合ダイレイタンスーの発生によって抵抗力が減少し、逆の効果をもたらす。従って、最適な目合い寸法は、土質とその状態および敷設条件（鉛直応力等）によって選択されねばならない。また、定着長の計算においてもこれらの要素を含んだ算定式が必要となる。

参考文献

- 1) 龍岡文夫, 金前浩司, 三木五三郎, 生原修, 浜田英治, 佐前剛司: 引張り補強材による補強についての基礎的研究, 土と基礎, vol.31, No.9, 1983
- 2) 福田直三, 三浦哲彦, 山内豊聡: 延伸プラスチックグリッドによる擁壁土圧の軽減効果, 土と基礎, vol.32, No.6, 1984
- 3) 林重徳, 山内豊聡, 落合英俊, 孫純鐘: 土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構, 土と基礎, vol.33, No.5, 1985
- 4) 浜中聡生, 玉井達郎, 吉岡淳: 補強盛土におけるジオグリッドの引抜きせん断特性, 第23回土質工学研究発表会, 1988
- 5) 西形達明, 山形一三: ジオテキスタイルの引抜き摩擦試験: 第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, 1986
- 6) 三田地利之, 柏倉博, 奥田一朗, 三上慶三: 一面せん断試験および引抜き試験におけるジオグリッドの変形挙動, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第30号, 1990

ジオグリッドによる補強土工法の試験例について

開発土木研究所 林 宏親
三井石化産資(株) 末石 辰広
北海道土質試験(協組) ○恒川 晃 菊地 正人

1. はじめに

泥炭地盤上にジオテキスタイルの類を敷設し盛土を施工する場合には、沈下低減、支持力補強、路体と泥炭の分離などの効果が期待されるが、これらを定量的に評価するためには敷設材の性質や設置位置、土との相互作用などが明らかにされねばならない。北海道においては、これまで各地の施工例からいわゆる補強土工法としての効果や理論について研究が進められて来たが、実スケールでの比較検証例が極めて少ないこともあり、現場に即応した設計法が確立されていない現状である。

本研究ではこれらの実状に鑑み、ジオグリッドを泥炭地盤上に敷設した場合とそうでない場合について盛土の沈下と周辺部の挙動を測定するとともに車輪走行試験や平板載荷試験を実施し、二三の知見を得ることができた。

2. 試験概要

まず試験箇所の地盤土性について述べる。試験箇所は、江別市角山地内の厚別川右岸部の沖積低地帯である(図1参照)。付近一帯は、対雁原野と呼称される泥炭地であり、厚別川築堤、国道275号等の建設に於て既に軟弱地盤としての種々の性状が報告されている。¹⁾ 原地盤の土質性状を確認するため、ボーリング調査、オランダ式貫入試験などの原位置試験と乱さない試料による室内土質試験を実施した。原地盤の土質状態は図2に示すように地表より5m付近まで高含水の泥炭層があり、その下位には軟弱なシルト及び粘土層がつづいている。このような地盤上に図2に示した敷幅10m、高さ2m、延長30mの盛土を施工し、ジオグリッド敷設および非敷設区間を設けた。ジオグリッドは泥炭層とサンドマットの境界に一段敷設し、盛土端部でサンドマットをつつみ込む方式とした。今回の試験に用いたジオグリッドと盛土の物性は、それぞれ表1,2のとおりである。

盛土下に設置した各種計器は、図示のように地表面型沈下計、地中変位計、地表面変位杭、土圧計、間隙水圧計およびジオグリッドヒズミ計である。これらの計器による観測は、盛土完了後150日にわたり経時で実施した。これらの経時観測終了後、ジオグリッドによる支持力補強効果を確認するためのダンプトラック走行試験と平板載荷試験を追加実

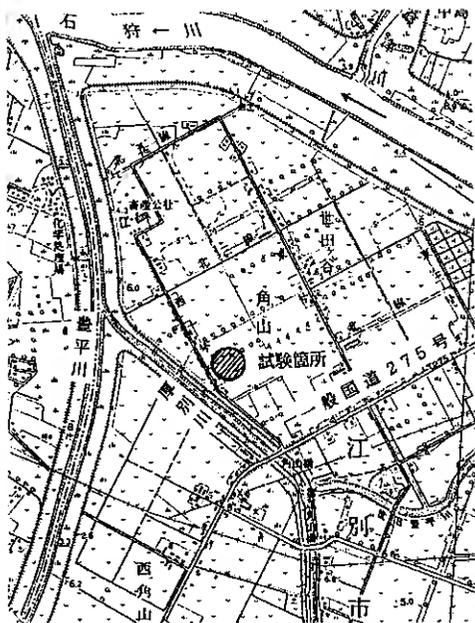


図1 試験地案内図

Some Case-Studies for Geogrid-Reinforced Embankment Constructed on Peat-; Hirochika HAYASHI (SERI of Hokkaido Development Bureau), Tatsuhiro SUEISHI (MITUI PetroChemical Industrial Products LTD), Akira TSUNEKAWA, Masato KIKUCHI (Hokkaido SRC)

施した。走行試験は、盛土厚を0.8mに減らして輪荷重が泥炭層に伝達され易くし盛土表面に0.3mの敷砂利を施してワグチや沈下の状態がジオグリッドの有無によってどのように変わるかを観測した。また、平板載荷試験は、ジオグリッドの最適敷設深度を究明するため、ジオグリッドの有無のほか盛土厚 (h) を3種類 (h = 0.3, 0.4, 0.6m) に変えて比較することとした。

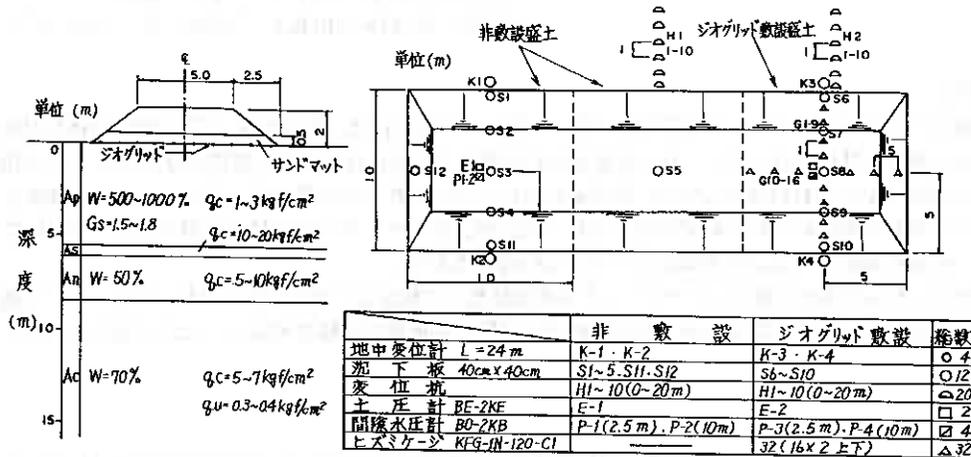


図2 試験盛土および埋設計器概要図

3. 盛土試験結果

3.1 沈下量と水平変位量

盛土中央および肩部における沈下量の時間推移についてジオグリッド敷設箇所と非敷設箇所を対比すると図3のとおりである。測定値は、6ヶ月余までを示しているが両者には殆ど差異が認められない。盛土完了時に30cm前後の沈下が急激に起り、以後沈下速度は時間の経過とともに徐々に低下する圧密性沈下の特性を示している。当測定値においては、 $t = 150$ 日で24時間法による圧密沈下の計算値に到達し、さらにこれを越えて継続していくものと判断される。

図4は盛土横断方向の沈下分布形状と法尻部 (K13) の地中水平変位をジオグリッドの有無で比較したものである。

全体としてジオグリッドの有無による差異は殆ど認められないようであるが、盛土側方部の地表変位において若干の違いを指摘することができる。すなわち、側方部の地表面では、盛土完了時において隆起現象が起り、盛土部の沈下の進行とともに沈下現象へ移行するといった傾向を認めるが、ジオグリッド敷設箇所の側方部では非敷設箇所よりも隆起現象が低減されるようである。定量的に示すと、隆起量の最大値は前者の約6cmに対して後者は約9cmとなっている。

図4に併示した側方変位は、傾斜計による測定値から求めた埋設パイプの水平変位であるが、いずれも深度3~3.5m付近で最大値を示し7m付近で変位0となっている。泥炭層の厚さが約6mであるから、変位が最大となる位置は、泥炭層の中央部付近ということではできるが、水平変位の分布特性とジオグリッドの関連性についての明確な傾向は認められない。

表1 ジオグリッド物性

テナー SS-2	タテ 28mm	ヨコ 40mm
単糸強度 (kgf/本)	60	80
単糸密度 (本/㎡)	25.0	35.7
引張密度 (kgf/㎡)	1500	2800
伸度 (%)	8	7
ヤング率 (kgf/cm ²)	4.8×10^4	6.7×10^4

表2 盛土材物性

比重 Gs	2.659	
含水比 ω (%)	31.07	
粒 度	最大径 mm	19.1
	2000 μ 通過 (%)	94.1
	420 μ 通過 (%)	88.7
	75 μ 通過 (%)	75.2
液性限界 LL (%)	59.60	
塑性限界 PL (%)	26.45	
塑性指数 Ip	33.15	
日本統一分類	CH 粘土	
最大乾燥密度 γ_d (t/m ³)	1.450	

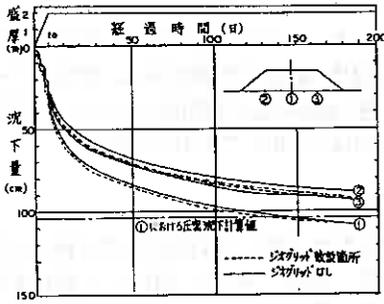


図3 沈下の経過図

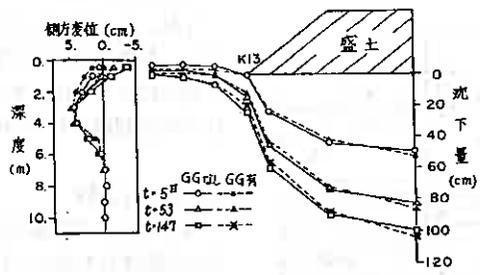


図4 沈下・水平変位の分布図

3.2 土圧および間隙水圧

図5には、ジオグリッドを敷設した箇所と非敷設箇所の土圧と間隙水圧の時間経過を示した。これらはいずれも盛土中心部の地表と地中に埋設した土圧計と間隙水圧計による測定値であるが、土圧は盛土荷重 ($\gamma \cdot h$) を超過した値を示し、沈下の進行にともなわずかながら増加の傾向が認められる。この現象を応力集中と見なすならば、ジオグリッド敷設箇所の方が非敷設箇所よりも応力集中が高くなっているといえる。間隙水圧はGL-2.5mの泥炭層中央付近の値を示したが、一般的に想定される値よりも極めて低い。これら地中部の応力測定値については、埋設条件やピックアップへの応力集中など今後解決されねばならない問題もあり、ジオグリッド敷設にともなう特性か否かを断定することは困難である。

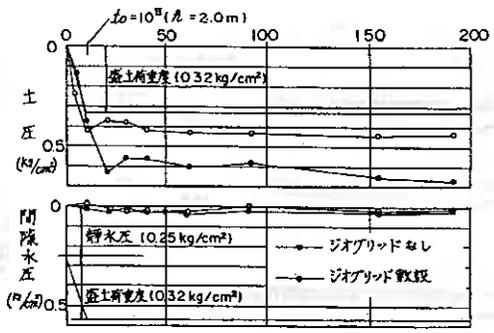


図5 盛土中心部の土圧・間隙水圧経過図

3.3 ジオグリッドのヒズミ

今回の試験に用いたジオグリッドの形状寸法は図6のとおりである。ヒズミゲージは結接点をつなぐリブの中央部に貼付け、盛土のような帯状荷重に対しては側方部への作用が主と考えられるから、盛土の延長方向にたて軸を一致させて敷設した。

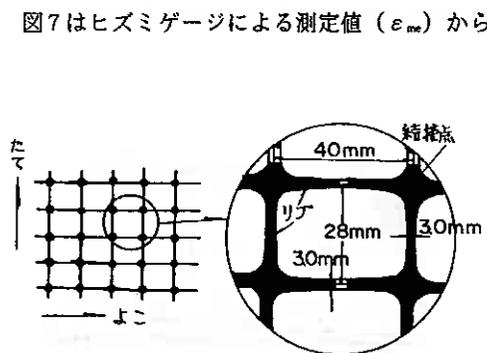


図6 ジオグリッド形状図

図7はヒズミゲージによる測定値 (ϵ_m) から求めた盛土横断方向の引張応力とジオグリッドの沈下の関係を示したものである。横断方向の沈下は対称性が良好で時間の経過にしたがって法尻部の沈下が増加していく。引張応力は、多少バラツキが認められるが、盛土中央部で大きく ($\sigma_s \approx 900 \text{ kg/cm}^2$) 法尻部に向かって減少する。

また、沈下の進行と応力の関係は、沈下の初期において応力の増加が顕著であり、 $t = 50$ 日以降は応力の際立った増加は認められない。これらの要因については後に検討を加えるが、ジオグリッドの応力は、盛土中心部の沈下の絶対量ではなく、ジオグリッドの中心部と端部の相対沈下量によって左右されることによるも

のと考えられる。

なお、ジオグリッドのようなフレキシブルな材料のヒズミ測定については、初期値設定の不確実性と絶縁性の確保に問題がある。今回のデータ処理に当たっては、サンドマット施工直前の値を初期値とし、ヒズミ3%に対する割線係数 (Secant modulus) を用いて応力を求めた。

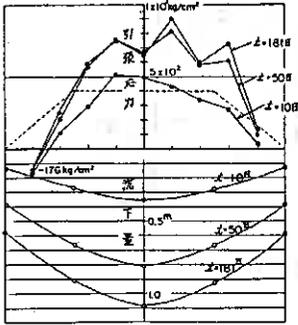


図7 ジオグリッドの応力分布

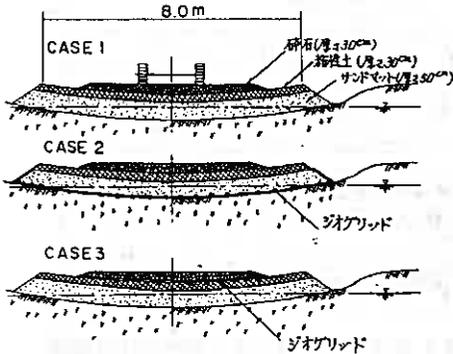


図8 車輦走行試験概要図

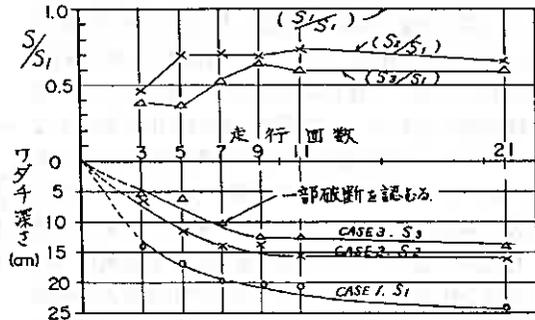


図9 車輦走行によるワダチ深さ

差異が認められる。CASE1は、ジオグリッド非敷設でCASE2は路体と在来地盤の間に敷設した場合、CASE3は敷碎石の直下に敷設した場合である。走行回数の増加にともないワダチ深さが増大していきCASE1では24cmを超えついでCASE2の16cm、最低値はCASE3の14cmとなっている。また、CASE1では走行回数に比例してワダチが増加するのに対してCASE2,3ではいずれも7回走行以後目立った増加を示さない傾向が認められる。このように局部的でしかも短期的作用荷重に対して沈下低減効果が顕在化するのにはジオグリッド敷設効果の特徴といえよう。

5. 平板載荷試験

ジオグリッド敷設箇所と非敷設箇所それぞれ盛高 (砂) を30,40および60cmに変化させて平板載荷試験を実施し、支持力補強効果を確認するとともに、ジオグリッド最適敷設深度を検討するためのデータを収集した。載荷試験は、泥炭地盤を対象であること、荷重伝播深度を大きくすることなどを考慮してφ50cm、厚さ2cmの円板とし、単サイクルの急速載荷法 (一段階5分あるいは0.1mm/30秒の沈下速度) で行った。

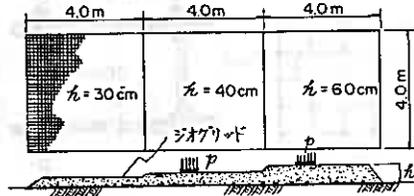


図10 平板載荷試験概要図

図11は、盛高 (h) 30,40 および60cm に対する荷重強度と沈下をジオグリッド非敷設のものと、対比したものである。曲線の形状はいずれもいわゆる局部せん断破壊 (Local shear failure) の様相を示しているが、各hに対するジオグリッドの敷設効果は顕著であり、特にh = 40cmの強度増加が際立っているようである。載荷時にジオグリッドに発生する応力は、h = 40cmの場合について測定したものを図12に示す。

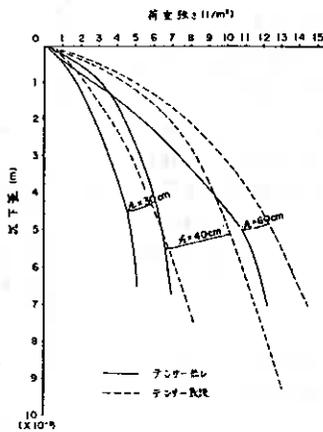


図11 荷重～沈下曲線

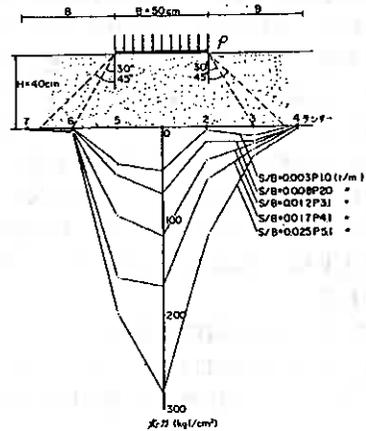


図12 ジオグリッドの応力 (h=40cm)

全体として、沈下に比例して増加し、載荷板直下で最大値を示し端部に向かい減少する傾向が認められる。今回の試験においては、 $p \approx 5.1t/m^2$ の荷重強度で1.2cmの沈下が発生し、この時点の応力は中心部で $\sigma_t \approx 280kg/cm^2$ であった。

6. 考察

6.1 ジオグリッドの沈下低減効果

前述のように、盛土下にジオグリッドを敷設した場合には沈下低減効果が認められず、輪荷重や載荷板等の局部荷重に対して低減効果が認められた原因について考察する。

6.1.1 FEM解析による検証

実測にもとづく沈下および側方変位に対してFEMにより検証する。解析方法は、地盤を弾性体と仮定した二次元平面ヒズミによる一般的手法である。地盤変形係数Eは、土質試験より設定したがポアソン比については盛土と支持地盤に相当するシルト・粘土層は $\nu = 0.4$ とし、泥炭層は沈下量と側方変位量の関係を考慮して変化させた。図13に、盛土下に剛性 $E = 4.8 \times 10^5 kgf/cm^2$ のジオグリッドを敷設した場合の盛土

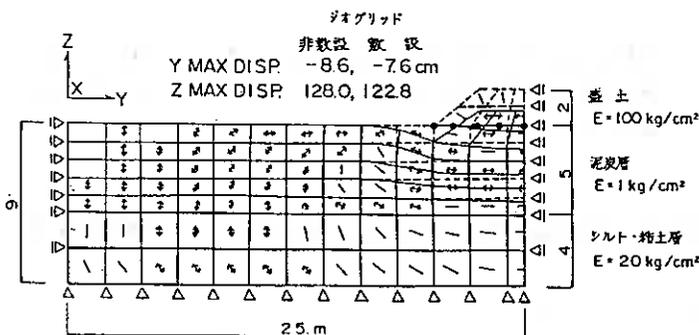


図13 FEM解析による地盤変形・主応力分布図

6.1.2 沈下の形状とジオグリッドの引張ヒズミ

今回の盛土試験におけるジオグリッドの敷設方式では法尻部に沈下拘束力は極めて低い。ジオグリッドに

荷重による地盤の変形と最大主応力の状態を示した。解析の結果では、非敷設の場合の沈下量128.0cmに対して敷設の場合のそれは122.8cmとなり沈下抑制量は5cm程度となった。

これは実測結果に見られる傾向によく符合しており、ジオグリッドが引張力を発揮しない場合には、沈下や側方変位低減効果が極めて低いことを例示するものであろう。

十分な引張力を発揮させ、沈下低減効果を増大させるためには盛土の側方部において支承点を造成することが重要であると判断される。図14には、今回の盛土試験におけるジオグリッドの沈下形状と実測引張ヒズミを対比し、盛土中心部と法尻部の沈下から代数的に算出される平均引張ヒズミ ($\bar{\epsilon}$) を併示した。実測ヒズミ (ϵ_m) は0.2~1.3%の範囲にバラツキがあるが、沈下の進行に付随した増加を示さず、経過日数50日以降は一定値に収れんする傾向を示している。これは法尻部の沈下が進行することによってジオグリッドの引張ヒズミを発生させる実質的沈下 $S_c - S_o$ が殆ど変化しないことによるものと考えられる。

6.1.3 ケーブル理論による検証

図15に示す条件において、 $q=ks(s-y)$ なる地盤反力と fs なる地盤とグリッドの摩擦力を加味すると(1)が成立する。²⁾

$$(H + fs \cdot x) \frac{d^2y}{dx^2} = p - ks(S - y) \quad (1)$$

ここに、 H はジオグリッドの引張力、 ks は地盤反力係数である。境界条件は、 $x=0$ で $dy/dx=0, y=0$ であるから(1)式の解は(2)式で示される。

$$\frac{1}{ks} \ell n(p - ks(S - y)) = -\frac{1}{fs^2} (fs \cdot x - H \ell n(H + fs \cdot x)) + C_2$$

$$C_2 = \frac{1}{ks} \ell n(p - ks \cdot S) + \frac{1}{fs^2} H \cdot \ell nH \quad (2)$$

いま、 $(ks/fs) \cdot d=A, (fs/H) \cdot d=B, (p/ks)=S_o, (S/S_o)=\eta$ とおけば沈下曲線の一般形状は(3)式のように示される。

$$y = S_o(1 - \eta)(\phi x - 1)$$

$$\phi x = \exp\left\{A \frac{x}{d} - \frac{A}{B} \ell n(1 + B \frac{x}{d})\right\} \quad (3)$$

また、 η については、 $x=d/2$ で $y=(1-\alpha)S$ であり ϕx は、 $\phi x = \exp\{A/2 - A/B \cdot \ell n(1+B/2)\} = \phi_0$ となり、 $\eta = (\phi_0 - 1)/(\phi_0 - \alpha)$ となる。よって、

$$S = \left(\frac{\phi_0 - 1}{\phi_0 - \alpha}\right) \cdot \frac{p}{ks} \quad (4)$$

一方、パラメーター B に含まれるジオグリッドの引張力 H については、近似的手法により中央部の沈下 S と弾性伸びに着目すると(5)式となる。

$$H = 2K \left(\frac{S}{d}\right)^2 (1 - \alpha)^2$$

$$K = \frac{dH}{d\epsilon} \quad (5)$$

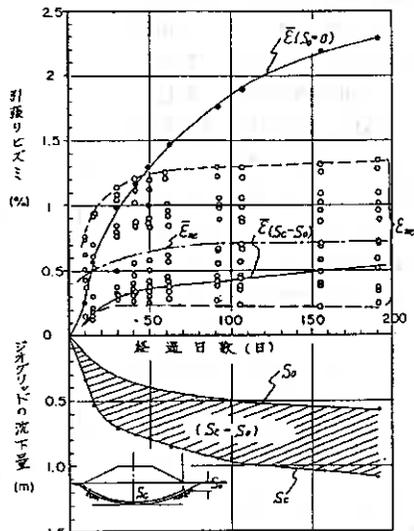


図14 ジオグリッドの沈下形状とヒズミ

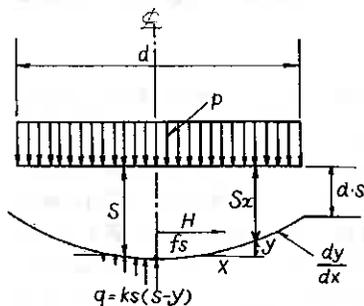


図15 ジオグリッド沈下概念図

したがって、与えられる条件に対して (4) と (5) 式から S と H の根を得ることができる。今 $ks = 3.6 \times 10^{-2} \text{ kg/cm}^2 (36 \text{ t/m}^2)$, $p = 1.8 \text{ kg/cm}^2 (18 \text{ t/m}^2)$, $fs = 0.1 \text{ kg/cm}^2 (1.0 \text{ t/m}^2)$ なる条件に対して、 $\epsilon = 10\%$ ヒズミに対する引張力 $500 \sim 4000 \text{ kg}$ ($K = 5 \sim 40 \text{ t}$) のジオグリッドを敷設した場合、敷設幅 d による η, H および s/d の変化を解析すると図 16 が得られる。

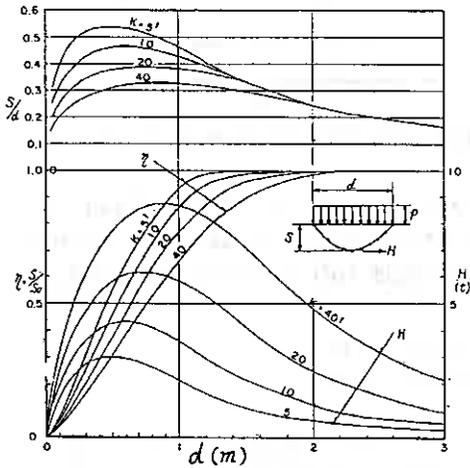


図 16 引張剛性 (K) をパラメーターとした場合の敷設効果 ($\eta, H, s/d$)

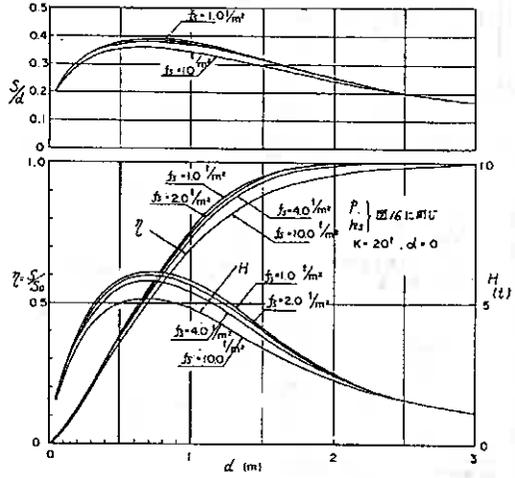


図 17 摩擦抵抗 (fs) をパラメーターとした場合の敷設効果 ($\eta, H, s/d$)

図 16 の結果は以下のことを示している。すなわち、沈下低減率 (η)、引張力 (H) を引張剛性 (K) とスパン長 (d) の関係でみると、 d が短くなるにしたがい η が小さくなって抑制効果が増し、また一定の d に対しては、 K が大きくなるにしたがい η が小さくなり抑制効果が増加することになる。当然ながら H は K が大きくなるにしたがい増加する。試験盛土に敷設したジオグリッドの K は概ね 20 t であるから、有意な η を得るための d は、 $d < 1.5 \text{ m}$ といえるであろう。図 17 は、ジオグリッドと地盤との摩擦力 (fs) が敷設効果にどのような影響を与えるかについて試算したものであるが、 fs の変化に対する η, H および s/d の応答は極めて鈍い。摩擦抵抗 fs の値は、一般に $fs < 10 \text{ t/m}^2$ と推測されるので、これらの範囲における fs の敷設効果への寄与は小さいものと判断されよう。いずれにしてもケーブル理論を応用した検討結果は、今回の一連の試験結果に符合する傾向を示しており、ジオテキスタイルの施工に当っては敷設材の物性とくに引張剛性と敷設スパン長を考慮する必要があるといえる。

6.2 ジオグリッドの最適敷設深度比と補強効果

支持力補強効果の観点において敷設材は最も効果的な位置に設置する必要があるが、ジオグリッド上の盛厚を変化させて実施した平板載荷試験の結果には、明らかにいわゆる最適敷設深度の存在が示されている。

図 18, 19 は、盛厚 (h) が変化することによるジオグリッドの支持力補強効果を比較したものである。 p/p (荷重強度比でダッシュはジオグリッド敷設箇所の値) および pf/pf (極限荷重度比) のいずれにおいても、 h に対して単調な比例関係を示さず $h/B = 0.8$ で pf/pf は最も大きく 1.93 となっている。すなわち、最も適切な敷設深度 (z/B)_{opt} が存在するようである。 (z/B) _{opt} については、弾性論にもとづく載荷中心軸上の最大せん断応力の発生深度比 (z/B) s との関係を求めると (6) 式が得られる。

$$\left(\frac{z}{B}\right)_{\text{opt}} \approx 2.5 \left(\frac{z}{B}\right) s \quad (6)$$

因みに、 $(z/B) s$ は円形載荷重に対して $\nu = 0.3$ (ポアソン比) の場合で 0.32 である。

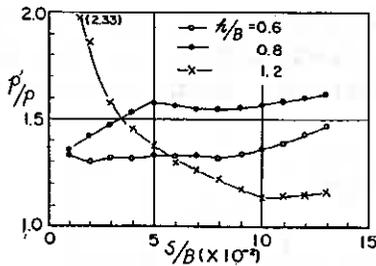


図18 盛厚比(h/B)と支持強度比(p/p)

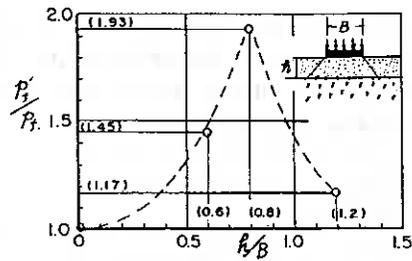


図19 盛厚比(h/B)と極限支持力強度比(pf/pf)

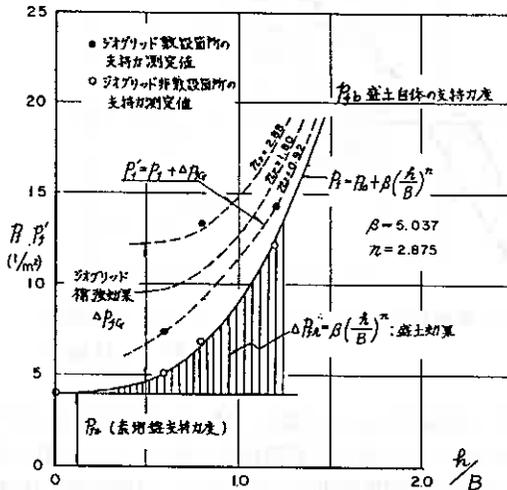


図20 ジオグリッド補強効果検討図

また、 Δp_n については、引張強度Hなるジオグリッドの支持力への寄与は、載荷幅(B)と盛厚(h)に反比例すると考えて、(9)式の形式で表されるものとする。

$$\Delta p_n = n_2 \frac{\alpha_2 \cdot H}{(B+h)} = n_2 \frac{\alpha_2 \cdot H}{B(1 + \frac{h}{B})} \quad (9)$$

α_2 は載荷条件による係数で帯状載荷に対して $\alpha_2 = 1.0$ 、円形載荷に対しては便宜上 $\alpha_2 = 2.0$ とし、Hはヒズミ測定の結果、 $H \approx 1.0t$ とする。実測値から、 $\Delta p_n = p_f - p_0$ を得て n_2 を求め、ジオグリッドが敷設された場合の支持力強度Pfは実験的に以下のように表される。

$$\begin{aligned} \frac{h}{B} = 0.6 &\rightarrow n_2 \approx 0.92 &\therefore pf' = p_0 + 5.03 \left(\frac{h}{B}\right)^{2.88} + 0.92 \frac{2 \cdot H}{B(1 + \frac{h}{B})} \leq P_n \\ \frac{h}{B} = 0.8 &\rightarrow n_2 \approx 2.88 &\therefore pf' = p_0 + 2.88 \frac{2 \cdot H}{B(1 + \frac{h}{B})} \leq P_n \\ \frac{h}{B} = 1.2 &\rightarrow n_2 \approx 1.16 &\therefore pf' = p_0 + 1.66 \frac{2 \cdot H}{B(1 + \frac{h}{B})} \leq P_n \end{aligned}$$

これらの結果から明らかなように、適切な位置にジオグリッドが敷設されるとかなりの支持力補強効果が得られるが、Hについては引張剛性について十分配慮する必要があるといえる。

6.3 ジオグリッドの摩擦抵抗

一連の試験が実施された箇所の表層部から泥炭をブロック採取し、図21の装置を用いて泥炭とジオグリッドの摩擦抵抗を測定した。ジオグリッドの摩擦抵抗の発生機構や試験方法については、今後検討すべき課題は少なくないと考えられるが、今回は上載荷重強度を2.4および6t/m²の3段階とし急速引抜による抵抗値を実測したものである。

図22は、各鉛直応力 (σ_n) と最大引抜せん断応力 (τ_{max}) の関係を示すものである。ここに、 τ_{max} は (10) 式で与えられる値である。⁹⁾

$$\tau_{max} = \frac{Ft}{2BLE} \quad (10)$$

- Ft: 引抜き力 ($v_f = 1\text{mm/min}$)
 B: ジオグリッドの幅 (280mm)
 Le: ジオグリッドの引抜抵抗長 (<500mm)

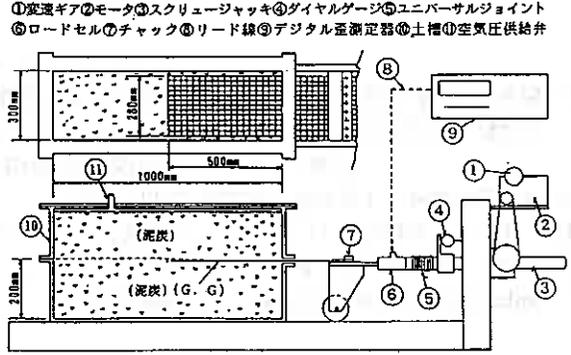


図21 引抜試験装置概要図

図22において、 σ_n と τ_{max} にはせん断試験で一般に認められる直線的比例関係が示されるようであり、したがって (11) 式の形式で近似することができる。

$$\tau_{max} = \sigma_n \cdot \tan \beta + C_c = fs \quad (11)$$

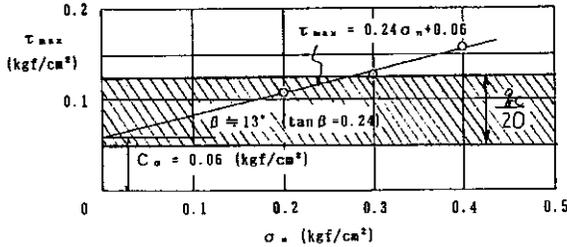


図22 泥炭試料のジオグリッド引抜試験結果

ここに、 β : 直線の傾き C_c : 直線の切片

測定例では、 $\beta = 13^\circ$ ($\tan \beta = 0.24$), $C_c = 0.06\text{t/m}^2$ となった。引抜試験の方法等については今後検討しなければならない問題も残されているが、大まかには実務上泥炭に対して評価される非排水せん断強度に対応した摩擦抵抗が發揮されているといえる。

7. まとめ

本調査試験は、平成元年から始めた協同研究（開発土木研究所、三井石産資、北海道士質試験協組）の成果をとりまとめたものである。泥炭地盤上の盛土を対象としたジオグリッドの補強効果について、今回得られた結論をまとめると以下のとおりとなる。

- 1) 沈下抑制効果については、盛土荷重自体に対しては殆ど認められなかったが、⁹⁾ 輪荷重や平板載荷等の局部載荷重に対して顕著な抑制効果が認められた。これは、載荷重端部におけるジオグリッドの拘束条件が大きく影響しているものと判断される。
- 2) 支持力補強効果については、敷設位置とジオグリッドの引張剛性（または引張強度）に大きく左右されることが明らかとなった。本試験では、載荷幅 (B) の 80% に相当する深さに設置した場合、敷設しない場合の 2 倍近い極限支持力度が得られた。
- 3) 泥炭とジオグリッドの摩擦抵抗に関しては、通常用いる泥炭の非排水せん断強度の範囲に包含される fs が得られたが試験手法について検討が必要である。

今後の課題として、ジオテキスタイルと土それぞれの物性の評価と相互作用による挙動など基本的事項の調査研究に加えて、現場における設計・施工例の集積も必要と考えられる。このような意味において、実盛土に対する支持力補強効果の確認が期待される。

参 考 文 献

- 1) 開発局土木研究所土質研究室監修：泥炭に関する調査研究報告集（昭和30～52年）
- 2) 能登繁幸,佐田頼光：泥炭地におけるジオテキスタイルの効果に関する考察（道支部30周年記念泥炭に関する研究討論会論文集,昭和61年2月）
- 3) 最上武雄編著：土質力学（技報堂,P232～237）
- 4) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン（第1分冊）第2編（平成2年7月）
- 5) 同じような結果の報告例として、Rowe P.K et al：Analysis of a geotextile - reinforced embankment constructed on peatがある。

数量化ボーリング土質名のスペクトル表示による地盤区分
- 使用数値について -

室蘭工業大学 朝日 秀定

はじめに

これまでの報告^{1) 2) 3)}では、ボーリング資料に記載されている土質名を数量化させ、この深度方向の変化を空間波と見立てて、スペクトル解析を施し、スペクトル強度の地表面方向の変化をもって地盤区分を行うことの可能なことを示した。

この手法の中では地盤区分のため、平面方向へのスペクトルの推定(補間)を行う作業が含まれる。本報告では推定方法として平面座標の距離重み付き 2 元 3 次式による最小 2 乗法を用いた。この時、土質の数量化に使用される数値により推定結果に差がでる。本報告では使用数値のうちスペクトルの解釈、推定の良さをできるだけ満足する数値の組合せを求め報告する。

スペクトル解析と使用数値の評価法

解析方法について詳しくは成書⁴⁾、既報^{1) 2) 3)}を参照していただきたい。本報告では、深度 1.2 m 以上の記録を持つボーリングに対して、地表から 1.2 m までの土質記録に対して解析をおこなった。土質名に対しある数値を当てはめることにより土質名を数量化し、この深度方向への変化を 0.1 m 刻みにサンプリングを行い、この数値に Walsh-Hadamard 変換 (+1, -1 の 2 値矩形波によるフーリエ級数式解析) を施し各交差数(周期)ごとの強度を求める。

本報告に使用し検討された数値は表-1 に示す通りで、以後各数値の組合せは A 値、C 値、Y 値と呼ぶ。

土質の種類は日本統一分類に示される大区分(第 1 文字)の表示土と本解析地域にひん繁に記載される火山起源の堆積物名とした。同表に示した A 値の組合せは等比級数的な数値の組合せで、土質間の差異を際立たせる意図をもって組合せた数値である。Y 値は日本統一分類法における粒径区分の粒径の対数値と岩石等はこの値を援用して数値を決め、これら求めた値に 9.1 を加えた値である。C 値は等差級数的に組み合わせた値である。

表-1 検討数値

土質	表土	腐植土	粘土	シルト	砂	レキ	砂岩等	火山灰	凝灰質	凝灰岩
A 値	5.0	10.0	20.0	40.0	80.0	160.0	800.0	320.0	360.0	400.0
C 値	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	60.0	120.0	80.0	90.0	100.0
Y 値	1.0	1.5	2.9	6.5	8.4	13.4	16.7	20.3	20.7	20.9

Subground Zoning in View of Spectral Analysis of Quantificated Boring-log Data

- On the Most Suitable Numeric Set for Soil Names -

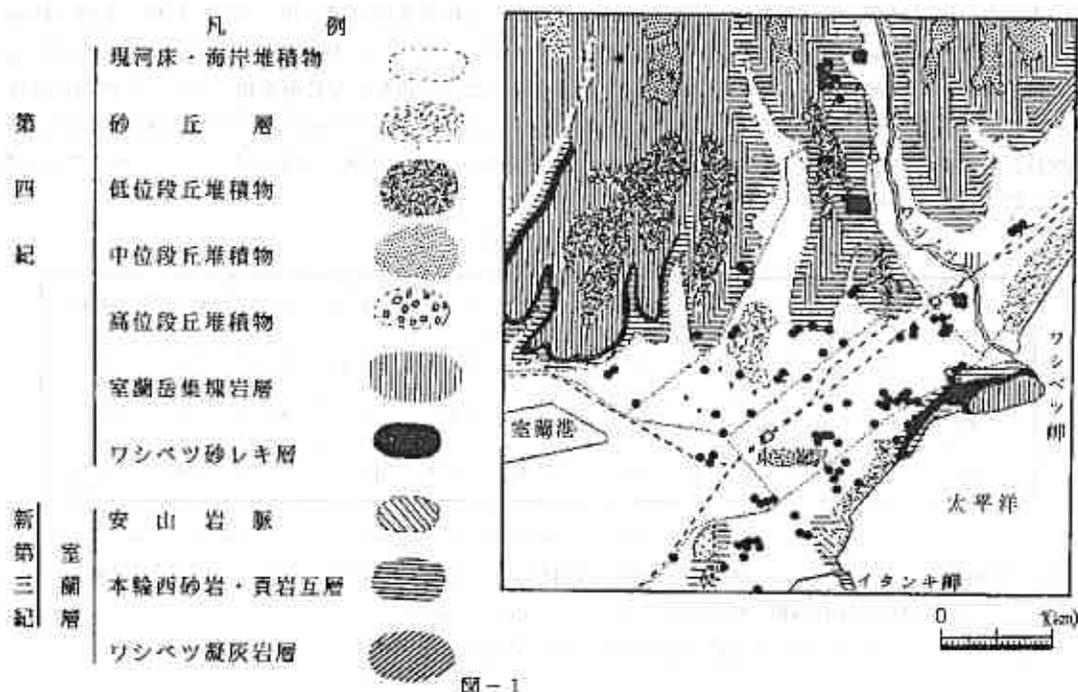
Asahi Hideyasu (Muroran Institute of Technology)

使用数値の評価方法は、各ボーリングの深度方向への数値変化を周りのボーリングより最小2乗法による推定を行い、推定値とこのボーリングの元データとの相関係数を求める。この相関係数の平均の最も高い値を示す数値組合せを利用するのが、地盤区分上よいと考えた。すなわち、元の土質記載をできるだけよく再現できる数値組合せを用いるのが良いとした。なおこの数値組合せで双対尺度法によって決定する方法⁹⁾もあるが、この結果求められる値によるスペクトル解析結果の解釈は困難であったのでこの手法によらなかった。

解析領域の地質とボーリング点

解析領域は既報¹⁾²⁾³⁾と同じ北海道室蘭市東部であり、詳細はこれらを参照していただきたい。なお地質図⁶⁾とボーリング点を図-1に示す。同図中で「現河床・海岸堆積物」として表現されている白地の地域は低平な地形であり、生活活動地域となっているが、それ以外の地質表示になっている地域は急傾斜地あるいわ山地形となり、地質分布と地形はほぼ一致している。ボーリング点における各深度の土質を周囲の12点以上ボーリング点での同一地表下深度での土質より最小2乗法により推定した。各ボーリングごとの数値化土質と推定数値化土質の相関係数の大きさ毎のひん度を図-2に示した。但し、この相関係数の計算のうち、図中の凡例に「クラスター分析処理後」の注釈をつけた相関係数は以下に述べるボーリング点の選点を行った結果残された点によって求められた。

各値のスペクトル解析結果に対しスペクトル強度のユークリッド距離の最大距離法によるクラスター分析を行う。図-2に示すクラスター間距離と併合の関係図の最終併合付近において急激にクラスター間距離が拡大する併合点以降に1~3本の少数で併合されるボーリングを除外することによって解析対象ボー



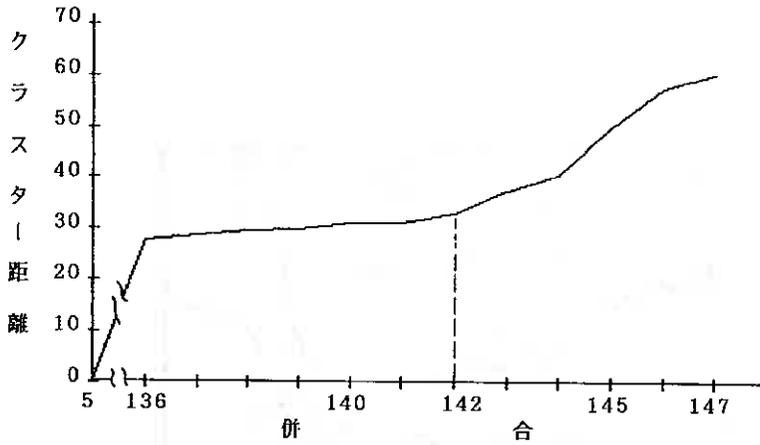


図-2

リング点を選定した。この結果除外されたボーリング点は7~9点であった。但し、この除外されたボーリング点での記載内容は少数派であると言うだけであって、記載が無意味であるとは限らない。また、特異な土質構成を見いだすことにも利用することができる。

解析結果および解釈

使用数値ごとの数量化土質とその数値による推定数量化土質との各ボーリングでの相関係数のひん度を図-3に示した。クラスター分析以前の元資料(図中○印)による結果においてもC値の相関係数の平均は比較的高く、ひん度も相関係数の大きい側に重くしかも相関係数が負になるボーリング点が他の数値組み合わせよりも少なかった。クラスター分析後に行ったボーリング点選点後のこの結果はC値の場合では同図に示す通り飛躍的に平均、ひん度分布ともに望ましい結果を与えた。よって当面C値を使用するのが最良であると判断した。

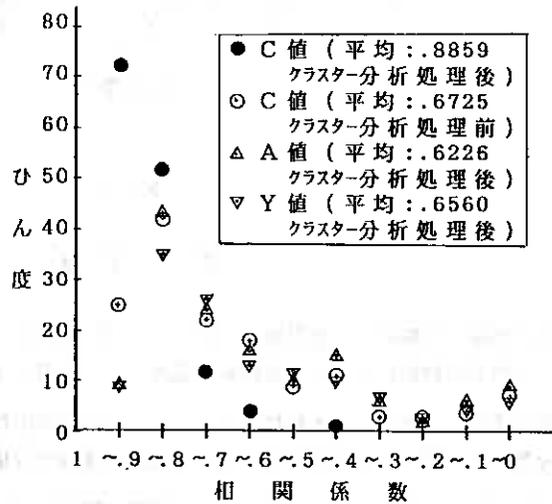


図-3

C値を利用したスペクトル解析結果のうち交差数0の場合の等値線図を図-4に示した。この結果は概ね図-1に示す地質図と一致し、北半分の地域には数値の大きい火山性堆積物より成る地域が広がり、数値の小さな水中堆積物から成る地域は南部と海岸平野を構成して広がっている。また一部地質図では表現されない数値60前後の地域が北部の連なりとして半島のように中央下部の東室蘭駅東部に現れている。地質図と見比べると地下に火山性堆積物または岩石より成る層があることが推定される。また、海岸付近の古い地層よりなる高まり付近にも比較的高い値を見せる地域がみられ同様の類推ができる。

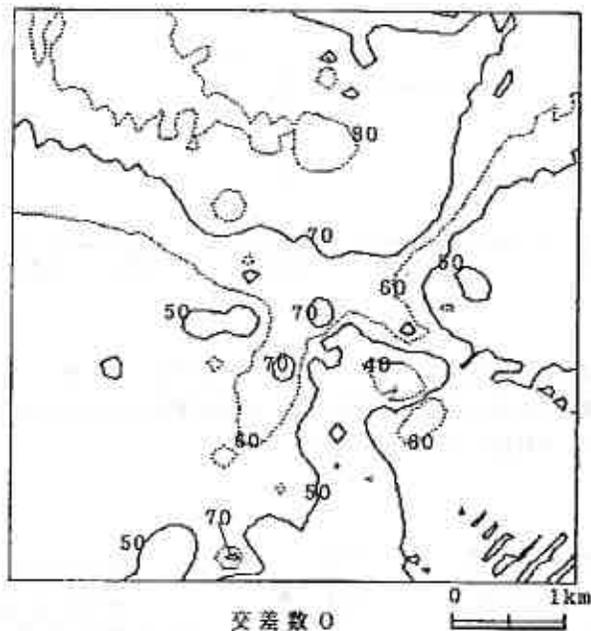


図-4

参 考 文 献

- 1) 朝日秀定, 白幡浩志, 西野敏朗: ボーリング柱状図のスペクトル化による地盤分類
-土質名の数値化による交番解析の試み-, 土質工学会道支部技術報告集第29号, 平成元年2月
- 2) 朝日秀定, 白幡浩志, 木村峰樹: ボーリング柱状図の数値化記載土質名のスペクトル表示による地盤分類,
平成元年度情報地質研究会研究発表講演要旨集, 1989, 6月
- 3) 朝日秀定, 白幡浩志, 若松信治, 木村峰樹: 数値化ボーリング土質名のスペクトル解析による地盤区分
-スラント変換による場合-, 土質工学会道支部技術報告集第30号, 平成2年2月
- 4) 喜安善市: アダマール行列とその応用; 情報とシステムシリーズ, 電子通信学会, 1982, 8月
- 5) 西里静彦: 質的データの数量化 - 双対尺度法とその応用 - ; 統計ライブラリー,
朝倉書店, 1987年8月
- 6) 斉藤昌之, 小山内 , 酒匂純俊: 5萬分の1地質図幅「登別温泉」(札幌-第61号),
北海道地下資源調査所, 昭和28年

苫小牧高専 正 員 〇小 野 丘
北大工学部 正 員 三田地 利 之
苫小牧高専 正 員 池 浦 勲
苫小牧高専 正 員 澤 田 知 之

1、まえがき

境界要素法は、場の支配方程式を境界上の積分方程式に変換して、境界のみを離散化することにより問題を解析しようとする方法で、その有用性や高い精度についてはすでに報告してきた¹⁾。しかしながら、実地盤には、言うまでもなく自重が作用しており、境界要素法を実用化する上では少なくともまず自重（に代表される物体力）を考慮しなければならない。物体力は一般に場（領域）全体に作用する性質を持つので、そのままでは境界要素法の利点が生かせない。そこで、本報告では積分方程式の中の物体力項を境界積分へ変換する方法の一例を紹介し、定式化の結果を示すものである。

2、領域積分の境界積分への変換

物体力項を含む積分方程式は次式のようなものである¹⁾。

$$(1) \quad u_i + \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega$$

(1)式の右辺第2項は、物体力の作用する領域全体にわたる積分を意味しており、このままでは一般に領域の離散化が必要となる。しかしながら、領域の離散化の操作は計算に関わる要素数の増加をもたらすだけでなく、解析対象が半無限体であるような場合には不都合である。そこで、この領域積分の項を境界積分に変換することを考える。

地盤工学上で自重（重力）による応力、変形問題を扱う場合には、(1)式における b_j は単位体積重量 γ に相当し、この値は場所によらず領域内で一定としてよいから、(1)式の右辺第2項は

$$(2) \quad B_i = b_j \int_{\Omega} u_{ij}^* d\Omega$$

と表すことができる。ここで、

$$(3) \quad \begin{aligned} b_1 &= \gamma \\ b_2 &= 0 \end{aligned}$$

とし、座標軸は図-1のようにとるものとする。

(3)式を境界積分に変換するために、変位ポテンシャル関数である Galerkin tensor G_{ij} を用いると基本解 u_{ij}^* を次式のように表現することができる²⁾。

$$(4) \quad u_{ij}^* = \frac{1}{2G} [2(1-\nu) G_{ij,kk} - G_{ik,kj}]$$

(4)式を (2)式に代入して、Gaussの発散定理を適用すると、

A Boundary Element Formulation for Elastic Deformation of Semi-Infinite Body with Gravitational Forces; Takashi ONO (Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering , Hokkaido University), Isao IKEURA (Tomakomai National College of Technology) and Tomoyuki SAWADA (Tomakomai National College of Technology).

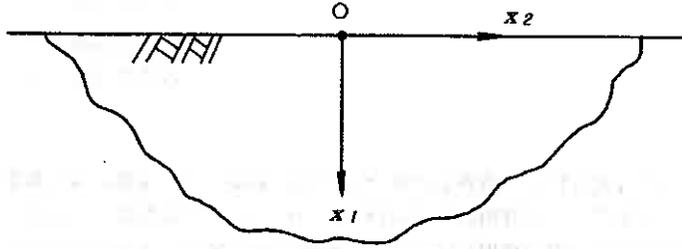


図-1 半無限地盤における座標系

$$(5) \quad B_i = \frac{b_j}{2G} \int_{\Gamma} [2(1-\nu) G_{ij,k} - G_{ik,j}] n_k d\Gamma$$

となる。ここで、 n_k は境界面における法線方向余弦を表す。これで(1)式中の領域積分は解消した。

ところで、半無限問題の基本解としては Melan解が妥当であるが、それに対応する Galerkin tensorは、Jiang³⁾によって次式のように導かれている。

$$(6) \quad \begin{aligned} G_{11} &= K_s \left\{ -\frac{r^2 \ln r}{2} - \frac{[8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)] R^2 \ln R}{2(3-4\nu)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{c r z \theta}{2(1-\nu)} \right\} \\ G_{12} &= K_s \left\{ \frac{(3-4\nu) c \bar{x} \theta - c^2 \theta}{2(1-\nu)} - \frac{2(1-2\nu)(1-\nu) R^2 \theta}{(3-4\nu)} \right\} \\ G_{21} &= K_s \left\{ \frac{(3-4\nu) c \bar{x} \theta + c^2 \theta}{2(1-\nu)} + \frac{2(1-2\nu)(1-\nu) R^2 \theta}{(3-4\nu)} \right\} \\ G_{22} &= K_s \left\{ -\frac{r^2 \ln r}{2} - \frac{[8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)] R^2 \ln R}{2(3-4\nu)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{c r z \theta}{(1-2\nu)} \right\} \\ K_s &= \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \end{aligned}$$

なお、(6)式中の変数の定義は、図-2に示した。

この(6)式を(4)式に代入すると対応する変位基本解 u^*_i が得られるはずであるが、これを実行すると u^*_{11} と u^*_{22} に、これまで示してきた基本解¹⁾との間に一定値だけ差異が生ずる。そこで、その基本解を改めて示すと、以下ようになる。

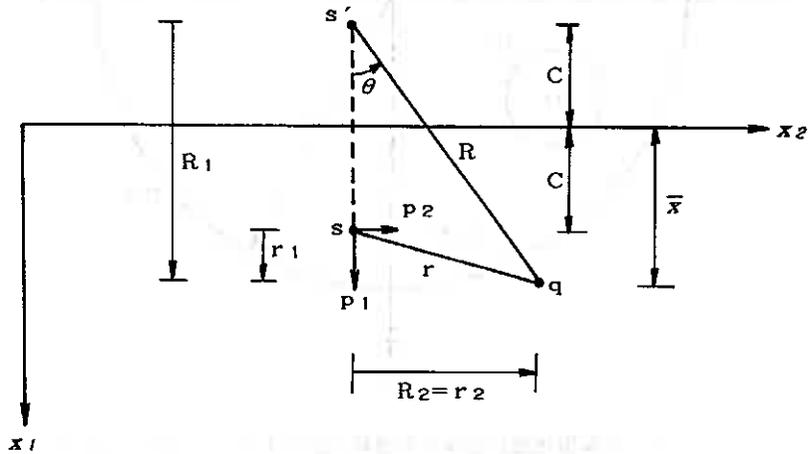


図-2 基本解および Galerkin tensor での変数の定義

$$\begin{aligned}
 u_{11}^* &= -K_d \{ 2(1-\nu) \ln r - r_{,1}^2 \} - \frac{5-4\nu}{4\pi G} \\
 u_{12}^* &= -K_d \{ (1-2\nu) \theta - r_{,1} r_{,2} \} \\
 u_{21}^* &= -K_d \{ -(1-2\nu) \theta - r_{,2} r_{,1} \} \\
 u_{22}^* &= -K_d \{ 2(1-\nu) \ln r - r_{,2}^2 \} - \frac{5-4\nu}{4\pi G} \\
 K_d &= \frac{1}{2\pi G}
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

この定数項の差は微分操作によって消えてしまうので、応力やひずみの計算値には何の影響も及ぼさないことがわかるが、基本解としてはあくまでも (7) 式を用いることが必要である。

3、2次元半無限体における境界積分の定式化

つぎに、図-3に示すような半無限地盤にトンネルを掘削する場合を想定して2次元半無限での境界積分方程式を具体化してみる。

今、半径 ρ の境界 Γ_0 をもった領域 Ω_0 に、境界 Γ_e のトンネル Ω_e を掘削し領域が Ω' になったとすると、内点の変位を与える積分方程式は (1) 式より以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 (8) \quad u_i + \int_{\Gamma_0} p_{ij}^* u_j d\Gamma + \int_{\Gamma_e} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma_0} u_{ij}^* p_j d\Gamma \\
 + \int_{\Gamma_e} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega
 \end{aligned}$$

(8) 式中に水平境界上の積分項がないのは、基本解の性質から、表面力のない水平面では値がいつもゼロとなるからである。

トンネル掘削後の変位と表面力を、掘削前の自重のみによるもの (添字 f) と、掘削によって生ずるも

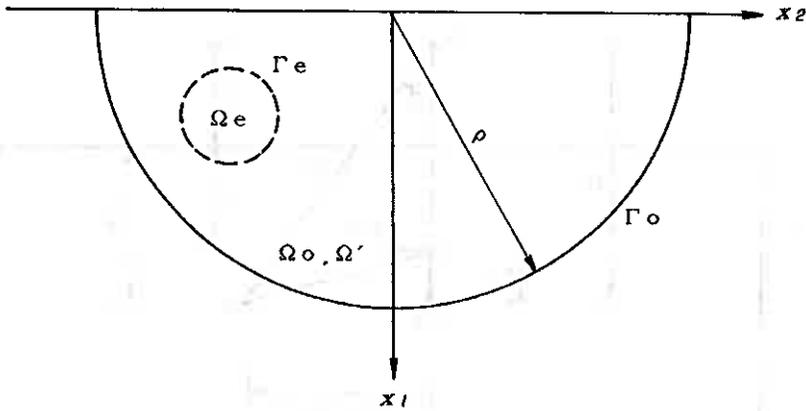


図-3 半無限地盤に設定する境界と領域 ($\Omega' = \Omega_o - \Omega_e$)

の (添字 d) との和として表せば、

$$(9) \quad \begin{aligned} u_j &= u_j^f + u_j^d \\ p_j &= p_j^f + p_j^d \end{aligned}$$

となる。物体力の積分項については、

$$(10) \quad B_i = \int_{\Omega'} u_{ij}^* b_j d\Omega = \int_{\Omega_o} u_{ij}^* b_j d\Omega - \int_{\Omega_e} u_{ij}^* b_j d\Omega$$

となり、二つの領域積分の差で表される。

一方、掘削前の内点の変位と表面力に関する積分式は、やはり (1) 式より

$$(11) \quad u_i^f + \int_{\Gamma_o} p_{ij}^* u_j^f d\Gamma = \int_{\Gamma_o} u_{ij}^* p_j^f d\Gamma + \int_{\Omega_o} u_{ij}^* b_j d\Omega$$

となるので、(9)、(10) 式を (8) 式に代入し、(11) 式の関係を考慮すると次の式を得る。

$$(12) \quad u_i + \int_{\Gamma_o} p_{ij}^* u_j^d d\Gamma + \int_{\Gamma_e} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma_o} u_{ij}^* p_j^d d\Gamma \\ + \int_{\Gamma_e} u_{ij}^* p_j d\Gamma - \int_{\Omega_e} u_{ij}^* b_j d\Omega + u_i^f$$

ここで、充分離れた場所では、ある与えられた荷重条件とそれと等価な別の作用荷重によって生ずる応力状態は同じであるとする Saint Venant の定理を適用すると、

$$(13) \quad \lim_{\rho \rightarrow \infty} \int_{\Gamma_o} p_{ij}^* u_j^d d\Gamma = \lim_{\rho \rightarrow \infty} \int_{\Gamma_o} u_{ij}^* p_j^d d\Gamma$$

の関係が得られる。これは、半無限地盤に作用した掘削と等価な集中荷重を考慮することで、充分離れたところ ($\rho \rightarrow \infty$) での変位や表面力 (応力) が基本解のそれと同じになるということを意味している。

(13) 式を認めると、(12) 式は以下のように簡単になる。

$$(14) \quad u_i + \int_{\Gamma_e} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma_e} u_{ij}^* p_j d\Gamma - \int_{\Omega_e} u_{ij}^* b_j d\Omega + u_i^f$$

つまり、任意の内点の変位は、掘削部分の境界および領域で考えた積分と掘削する以前の自重のみによる変

位とで表されることになる。ここで、弾性体の応力-ひずみ関係式から自由項 u_1^f は次式で与えられる。

$$(15) \quad \begin{aligned} u_1^f &= -\frac{(1-2\nu)}{4G(1-\nu)} b_{1x_1} \\ u_2^f &= 0 \end{aligned}$$

また、(14)式右辺第2項の領域積分は、(5)式により次のような境界積分に変換できて、(14)式はすべて境界のみの積分で表現できる。

$$(16) \quad \begin{aligned} B_i &= \int_{\Omega_e} u_{ij}^* b_j d\Omega \\ &= \frac{b_j}{2G} \int_{\Gamma_e} [2(1-\nu)G_{ij,k} - G_{ik,j}] n_k d\Gamma \end{aligned}$$

ここに、(16)式の nk' は(5)式の nk とちょうど反対向きの法線の方向余弦となる。また、(16)式を、

$$(17) \quad B_i = B_{ij} b_j$$

と書くと、 b_j として(3)式を用いる場合 B_{11} と B_{21} だけを考えればよく、それぞれ以下のようになる。

$$\begin{aligned} B_{11} &= \frac{l}{16\pi(3-4\nu)G} \sum_k \bar{B}_{11}(1 \mp \eta_k) w_k \\ \bar{B}_{11} &= -2(1-2\nu)(1-\nu)(1+2l nr) r_1 n_1' \\ &\quad -4(1-\nu)^2(1+2l nr) r_2 n_2' \\ &\quad + (1-2\nu)(2r_1\theta - r_2) n_2' \end{aligned}$$

(18)

$$\begin{aligned} B_{21} &= \frac{l}{16\pi(3-4\nu)G} \sum_k \bar{B}_{21}(1 \mp \eta_k) w_k \\ \bar{B}_{21} &= (1-2\nu)^2(2r_1\theta - r_2) n_1' \\ &\quad + 2(1-\nu)(1+2l nr) r_1 n_2' \\ &\quad + 2(1-\nu)(1-2\nu)(2r_2\theta + r_1) n_2' \end{aligned}$$

(14)式はまた、

$$(19) \quad u_i = Gp - \bar{H}u - B_i + u_i^f$$

のようにマトリックス表記でき、内点の値を与える式である。境界の変位および表面力を求めるためには、若干の極限操作を必要とするが、結論として以下の式から計算できる⁴⁾。

$$(20) \quad Hu = Gp - B_i + u_i^f$$

参考文献

- 1)三田地、木幡、池浦、小野、柏倉：
地盤工学への境界要素法の応用について、土質工学会北海道支部技術報告集 第30号、pp.213-222、1990
- 2)Saada, A. S. :
Elasticity Theory and Applications , Pergamon Press Inc.,1974
- 3)Jiang, Y. S. :
Slope Analysis Using Boundary Elements , Springer-Verlag , pp.26-27 , 1989
- 4)Ono , Mitachi , Ikeura , Sawada :
Elastic Deformation of Semi-Infinite Medium by Boundary Element Method , Memoirs of the Tomakomai National College of Technology , No.26 , 1991

(2) 試験方法

試験は、室内試験として①粒度試験、②比重試験、③含水量試験、④液性限界、塑性限界試験、⑤突き固めによる土の締め固め試験を行い、泥土および改良後の物性を把握し盛土施工時に必要なトラフィカビリティー、盛土安定のための剪断強度を満足するコーン指数に対する各添加量の目安をつけた。現場試験は改良材の種類、添加量、転圧機種、転圧回数を変えて①コーン指数試験、②密度管理試験を行った。

図-2に現場試験フローを示すが、フィルタープレスよりの発生泥土は、他の泥土よりも高含水であるためブルでの圧潰、1週間のばっきも試験内容に加えた。

なお、試験に先立ち、フィルタープレスより発生するプレスケーキについては固形板塊状態のため4tダンプトラックで行うが、沈砂槽、スクリュウデカンタより発生する高含水泥土の運搬は産業廃棄物の運搬になるため、運搬中の流動化による流出を防止するため11tダンプトラックの荷台

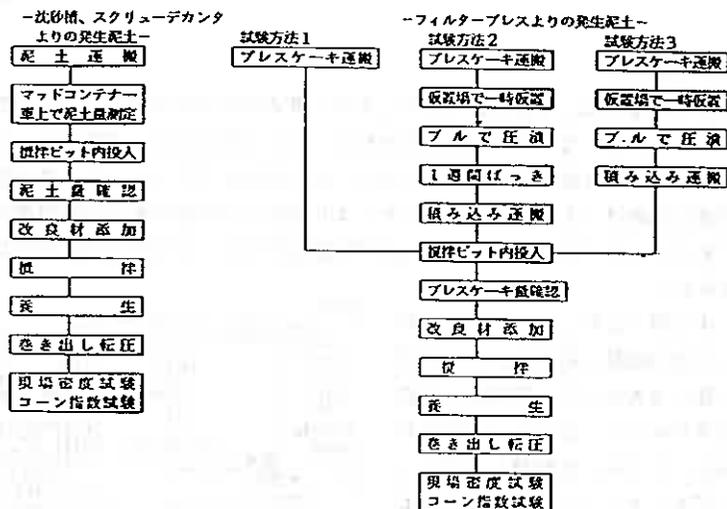


図-2 現場試験フロー

に密閉型の鋼製箱を搭載した泥土運搬車（マッドコンテナ車）を用いた。

攪拌については、運搬してきた高含水泥土を鋼矢板締切りにより設けた攪拌ピット内に投入後、バックホウと人力により改良材を泥土に均一に敷きならした。攪拌機は4t油圧ショベルのアタッチメント部をツインヘッドに変えたものを用いた。これは、もともと切削用機械であり、ピット長さは通常5cmと短いため、攪拌能率を高めるためにピット長さを15~30cmの範囲に改良した。なお、生石灰については粉末だと飛散によって作業員に炎症等の恐れがあるから粒状とし、また、攪拌能率を上げるため3時間後に再攪拌を行った。また、攪拌後はポソラン反応を促進させるため一週間養生した。

3. 試験結果

(1) 室内試験結果

試験結果を表-1に示す。沈砂沈澱物及び遠心分離機（スクリュウデカンタ）から発生する高含水泥土は自然含水比が42~64%であるがバラツキがあり最大70%程度であった。廃液汚水から発生するプレスケーキは、シルト・粘土分（0.01~0.05μm以下）の脱水汚泥である。自然含水比は150%であるがバラツキがあり最大180%程度である。

(2) 現場試験

改良材の種類としては軟弱地盤でよく使用されるセメント、生石灰、アースタイトを用い、添加量としては、それぞれの経済比較よりセメント50kg/m²、75kg/m²、100kg/m²、生石灰30、50、70kg/m²、アースタイト50kg/m²とした。

表-1 対象土物理特性

対象土物理特性	粒	礫分 (%)	—		
		砂分 (%)	23	83	12
		シルト分 (%)	63	14	53
		粘土分 (%)	14	3	35
	コンス	WL (%)	NP	NP	168
		WP (%)	NP	NP	95
	デンス	IP (%)	NP	NP	73
		比重	2.553	2.693	2.628
	自然含水比 (%)		64	42	150

WL : 液性限界 WP : 塑性限界
IP : 塑性指数 NP : 判定されず

(a) 転圧回数とコーン指数について

コーン指数としては、転圧後盛土材運搬のためダンプトラックが走行することにより $12\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上とした。

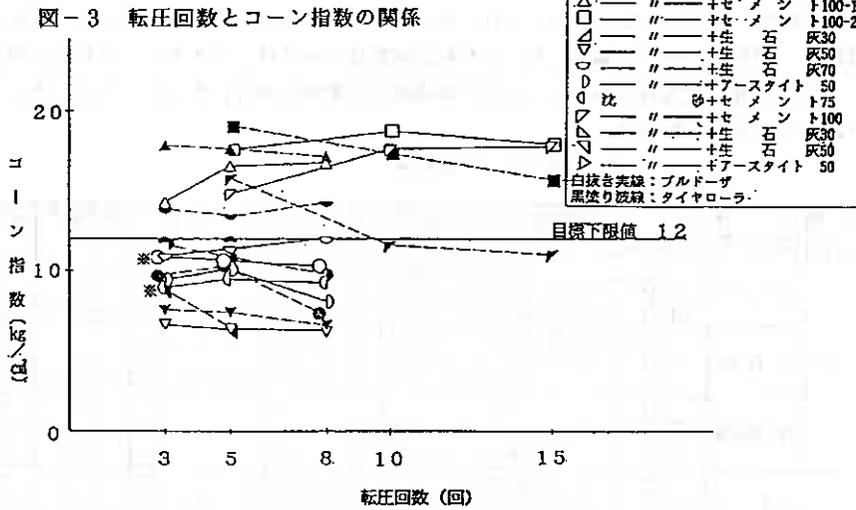
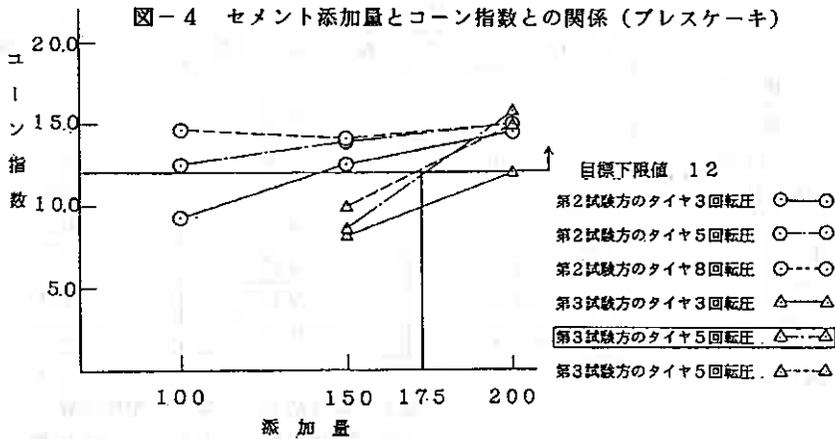


図-3にデカンタ・沈砂に改良材を加えた時の転圧回数とコーン指数の関係を示す。

デカンタに改良材を加えてブルドーザ転圧のみでコーン指数を満足するのは、セメント $100\text{kg}/\text{m}^2$ と生石灰70の一部に限られ、タイヤローラ転圧の時はブルドーザ転圧時の2種類とセメント $50\text{kg}/\text{m}^2$ の3種類であった。

沈砂に改良材を添加した場合は、セメント $100\text{kg}/\text{m}^2$ だけが $12\text{kg}/\text{m}^2$ を満足している。

なお、同一転圧回数におけるブルドーザが転圧とタイヤローラ転圧の差を図-3よりみると、転圧回数が8回以下の場合、*印の2種類を除くとおおむねタイヤローラ転圧後のコーン指数が $1\sim 2\text{kg}/\text{m}^2$ 大きい値を示しており、タイヤローラの方が締め固め能率が良いことを表している。しかし10回をこすとブルドーザ転圧ではコーン指数は増加するが、タイヤローラ転圧では低下する傾向にありオーバーコンパクションの現れと思われる。



プレスケーキにセメントを添加した時の添加量とコーン指数の関係を図-4に示す。コーン指数を満足しているのは、一週間バッキさせた後攪拌した試料(試験2)については、セメント100 kg/m²では5回転圧、セメント150 kg/m²、200 kg/m²では3回転圧で満足するが、バッキせずに潰した直後に攪拌した試料(試験3)に対しては、セメント100 kg/m²では転圧不能、セメント150 kg/m²では満足せずにセメント200 kg/m²の3回転圧で満足した。また転圧回数については、タイヤローラ転圧3回から5回にかけてはコーン指数の伸びが大きい、5~8回では横這いの傾向があり、オーバーコンパクションとなる可能性があり、5回が最適と思われる。

表-2 試験結果

試験体名	改良剤	添加量kg	締め固め度 90以上	空気間隙率 2~10%	飽和度 85~95%	コーン指数 12kg/cm ² 以上	攪拌前の 含水比	評価	
沈砂	セメント	50	×	タイヤ3○	タイヤ3○	タイヤ3 ○	60	△	
		70	×	タイヤ8○	ブル8○	×	59	×	
		100	×	タイヤ5△	タイヤ3○	タイヤ3○	ブル3 ○	68	◎
	生石灰	30	×	タイヤ3△	ブル3○	ブル3○	×	61	×
		50	×	タイヤ3△	ブル3○	ブル3○	×	65	×
		70	×	×	ブル3○	ブル3○	タイヤ3 ○	69	○
	セメント	25	×	×	×	×	×	58	×
		37	×	×	×	×	×	63	×
		50	×	ブル3○	ブル3○	×	×	58	×
スクリュウデカンタ	セメント	75	×	ブル3△	タイヤ3○	タイヤ3○	×	47	×
		100	×	ブル10△	タイヤ5○	タイヤ5○	ブル5 ○	41	◎
	生石灰	30	×	ブル3△	ブル3○	ブル3○	×	38	×
		50	×	×	ブル8○	ブル8○	×	49	×
		70	×	×	×	×	×	47	×
セメント	50	×	×	×	×	×	46	×	
プレスケーキ	セメント	100#1	-	×	×	×	160	×	
		100#2	-	タイヤ5○	タイヤ5○	タイヤ5 ○	94	◎	
		150#2	-	タイヤ5○	タイヤ5○	タイヤ3 ○	95	○	
		200#2	-	タイヤ5○	タイヤ5○	タイヤ3 ○	93	○	
		100#3	-	×	×	×	146	×	
		150#3	-	×	×	×	140	×	
		200#3	-	タイヤ5○	タイヤ5○	タイヤ3 ○	140	○	

(注1) 添加量はmあたりの量とする

#1 圧潰後養生

#2 仮置後圧潰し、1週間ばき後養生

#3 仮置後圧潰し、養生

(注2) 締め固め度の△は平均では

満足するが個々の材料では外れることがあることを示す。

(b) 現場密度試験

沈砂槽、スクリュードデカンタ、フィルタープレスより発生する泥土は、非常に高含水であるため処理後の施工段でもデカンタ・沈砂で約10%、フィルタープレスでも約35%減少する程度であり最適含水比よりまだ高い含水状態である。このような場合、密度で管理するよりも飽和度で管理する方が適当であるので飽和度（85～95%）、空気間隙率（2～10%）を満足する転圧回数を求めた。表-2に試験結果の一覧表を示す。これより以下のことがわかった。

- ①改良材セメント100 kg/m³が最適と思われる。
- ②デカンタ・沈砂槽よりの発生泥土は、15tタイヤローラにより5回転圧すると条件をすべて満足するが、それ以上転圧回数をますとオーバーコンパクションの状態になると思われる。
- ③フィルタープレスよりの処理土については、最低限ブルドーザーにより圧碎することが必要である。

3. 現場施工

現場施工においては、前述の試験結果を踏まえつつ、発生泥土ごとに施工をかえる繁雑さをかえるため、泥土の種類に関係なくセメント100 kg/m³（石炭灰スラリーを除く）、タイヤローラ転圧5回で盛土施工を行った。プレスケーキは圧潰後、一週間ばっきさせることとした。

盛土施工管理基準値は、コーン指数12kg/m²以上、飽和度（85～95%）、空気間隙率（2～10%）とした。巻きだし厚は30cmで敷き均らしは11tブルドーザー、転圧は15tタイヤローラで通常の盛土施工と同様の締固めを行った。図-5に締固め度測定結果を示す。すべて管理値内で収まっており良好な施工が行えた。また地域柄、風が強いので、盛土期間中はビニールシートを張り風によって盛土材が飛散するのを防止した。攪拌ピットにおいても、泥土の含水比が高いことからセメントの吸着が早く、また攪拌ピットを地盤から1m低く設置したことにより飛散を抑えることができたが、強風時には攪拌を中断した。

盛土材には、改良材としてセメントが混入されていることから雨水等が表面を流れることによりアルカリ水を排出することがないように盛土周囲に側溝を設けPH調整と濁度除去を行う沈澱池に集水した。管理規準値は、湾内排水規準によるPH（5～9→目標5.8～8.6）、およびSS（1日平均150ppm）とした。図-6に水質管理表を示すが、PH7～8で安定しており、当初考えていた中和材は使用しなかった。

また、プレスケーキについては当初のセメント100 kg/m³で考えていたが、冬期間においては「ばっき」の効果がほとんどなくなり含水比低下も数%となったため、セメント量を175 kg/m³に増やして施工した。表-3に施工出来高を示す。

表-3 泥土発生土（盛土出来高）

発生土	スクリュードデカンタからの発生土	沈砂槽からの発生土	フィルタープレスからの発生土	石炭灰スラリー
発生量（m ³ ）	10400	3200	5400	1300

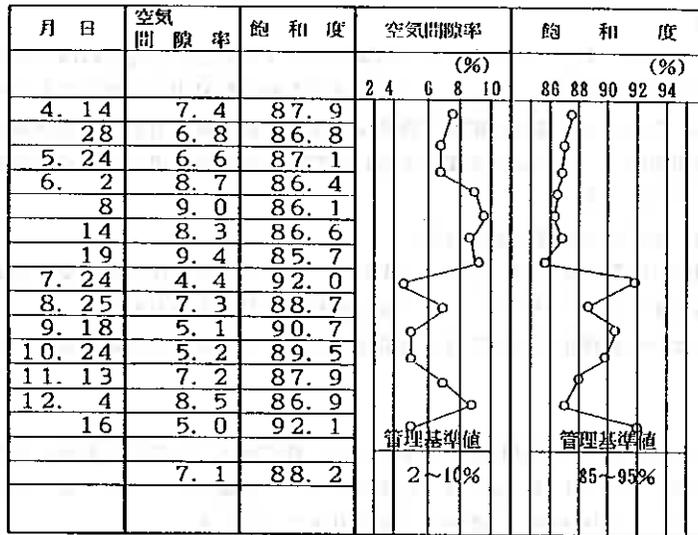
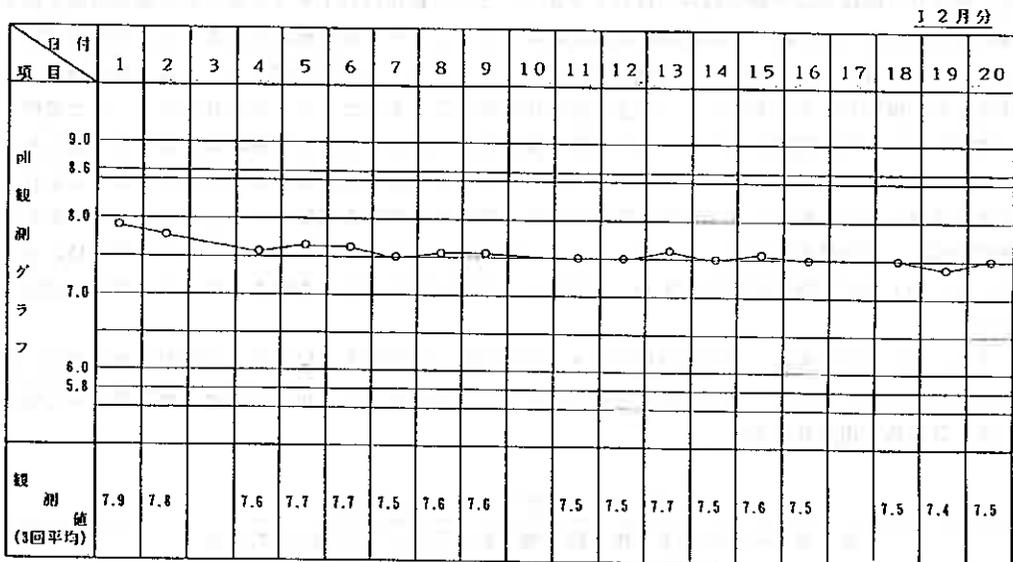


図-5 締固め度測定結果



水質基準値 pH5.8~8.6

図-6 水質管理表 (pH)

4. あとがき

地中連続壁施工にともない発生する泥土は、産業廃棄物として処理されるケースが多く、その処理費用は非常に高価なものとなる。しかし、本工事のような多量に発生する泥土に改良材を混合することによって、盛土材として有効利用できたことは極めて有益なことと思われる。

今後、同様な手法により安定処理を行う場合に、本報告が参考になれば幸いである。

最後に、この報告にあたりご協力いただいた関係各位に心から感謝申し上げます。

小口径管推進工法による河川横断施工報告

NTT北海道総合技術センタ ○正員 谷口 繁実
同 上 正員 浦 弘
同 上 正員 長沢 敏明

1. はじめに

通信用管路の建設は、昨今の道路環境や周辺事情等から年々非開削工法（開削せずに管路を建設する工法）による施工の必要性が高まっており、これに併せてNTTも長距離曲線推進が可能な小口径管推進工法（ACEモール351）を開発し非開削施工に取り組んでいる。

ACEモール351工法の特徴は泥土圧シールド工法の掘削排土システム、独自の位置検知システム、方向制御システムにより広範囲な土質に適用でき長距離曲線推進が可能なことにある。

今回、函館市郊外において河川横断180m工区を施工する機会があり、本工法を採用し十分に満足できる成果を収めたので、ここに紹介し報告するものである。

2. 工事概要

本工事は、国道228号バイパス化に伴う通信管路設備の新設工事であり、概要は次の通りである。

- (1)工事名称 上磯（有川）支障移転工事
- (2)工事場所 函館市上磯町東浜（大野川 図-1）
- (3)工事内容 呼び径450mm一般炭素鋼管
推進巨長180m（図-2、図-3）
- (4)施工期間 (自) 平成2年7月4日
(至) 平成2年8月3日
- (5)施工業者 北日本通信建設(株)函館支店
アイレック技建(株)



図-1 現地概況

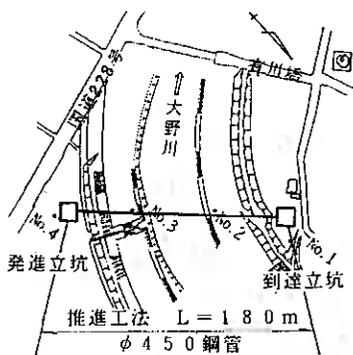


図-2 施工平面図

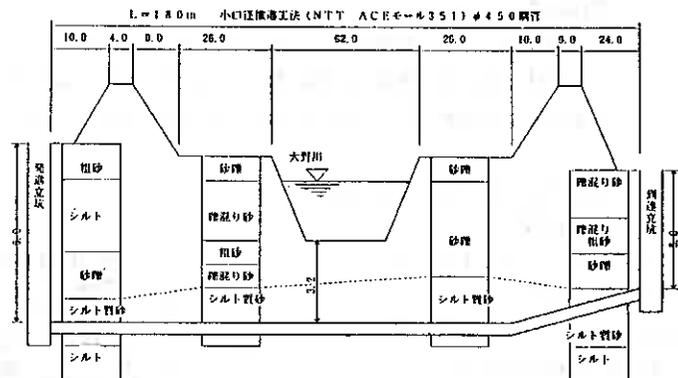


図-3 施工断面図

Construction Report of Drive Under the River by Microtunneling System

Shigemi.Taniguchi, Hiroshi.Ura, Toshiaki.Nagasawa (Technical Center in Hokkaido, NTT)

3. 施工概要

3.1 土質調査結果

立坑位置における土質柱状図を図-4に示す。推進予定位置における土質は4か所のボーリング結果から、シルト質砂層でありN値3~17の範囲にある。河川地域のため地下水位は1m程度と高い。粒度組成として、粗粒分では砂分が49~69%と多く含まれ、細粒分ではシルト分が24~41%含まれている。

図-5の粒径加積曲線から、各試料ともに同じ傾向を示し、粒子が均一であることがわかる。

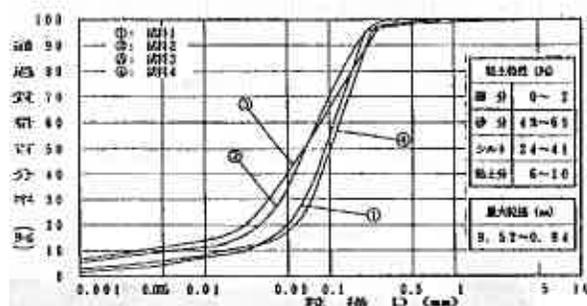


図-5 粒径加積曲線(シルト質砂層: 4試料)

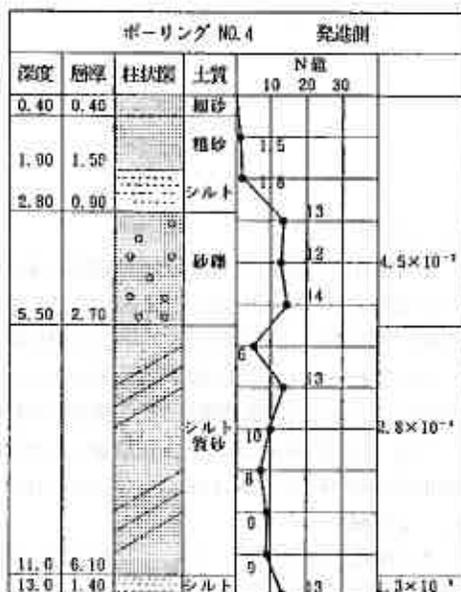


図-4 土質柱状図

3.2 工法選定

推進工法の小口径管推進工法およびセミシールド工法のうちから施工条件、土質条件に適合すると判断される閉塞型推進工法を選択し、市中の他工法とACEモール351工法との比較を行った結果、以下に示す観点からACEモール351工法を選定した。

- (1) 本工事に必要な推進長を1区1推進で施工できる。(長距離連続推進)
- (2) 施工時の推進位置検知機能と方向修正機能を備えているため、本工事における平面線形ならびに縦断曲線を満足することができる。
- (3) 土質条件(シルト質砂層、 $N \leq 20$)との適応度が高い。
- (4) 工事全体(仮設工・推進工・構造物工)の低コスト化が図れる。
- (5) 従来の施工実績から制約工期内での施工が十分に可能である。

3.3 ACEモール351工法概要¹⁾

(1) 装置の構成

ACEモール351のシステム図を図-6に示す。システムは先端装置、元押装置および動力装置から構成される。

特に先端装置はエレクトロニクス技術を駆使した構成であり以下のような特徴がある。

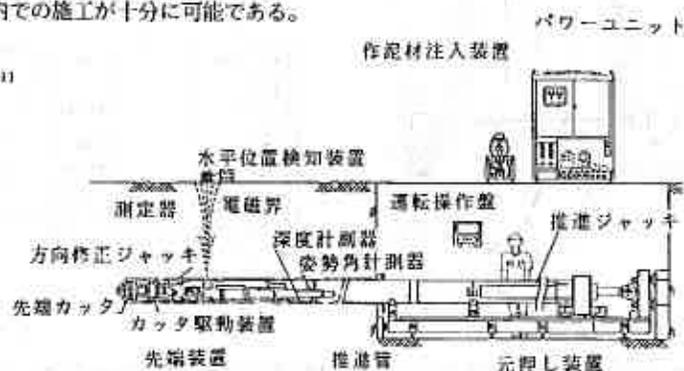


図-6 システム図

4. 施工結果

4.1 推力

設計推力と施工時推力の関係を図-11に示す。設計推力の算定は日本下水道協会の下水道協会式(修正式Ⅱ)³⁾により行い、現地の上質条件および線形を考慮して、管とスラリーの粘着力C (tf/m²)を2タイプ(①0.25tf/m² ②0.32tf/m²)を設定し、2通りの推力を算定した。

<修正式Ⅱ>

$$F = F_0 + \pi \cdot Bc \cdot C \cdot L$$

F: 総推力 (tf)、 F₀: 初期抵抗(tf) [F₀ = π · (P_e + P_w) · (Bc/2)²]

Bc: 推進管径 (m)、 C: 管とスラリーの粘着力 (tf/m²) [砂質土 0.25tf/m²]

P_e: 切羽単位面積当たりの推力(tf/m²)、 P_w: 泥土圧(tf/m²)

発生推力は推進距離100mを境に100m迄の範囲では①タイプに近似し、100m以降では②タイプに近づくことがわかる。②タイプに近づく理由としては、推進100m付近での水平変位と推進125mからの縦断勾配設置が考えられ、これに起因する推力上昇が生じたものと推測される。最大推力は到達直前に105tfを示しているが、鋼管の許容推力(F_a = 125tf)以下での推進ができ、長距離連続推進の施工としては満足できる結果が得られた。

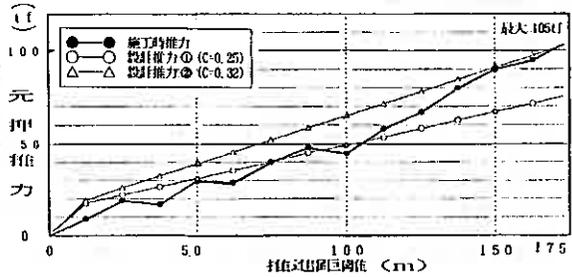


図-11 発生推力線図

4.2 推進時の変位および線形

位置検知精度の向上を図る目的から、電磁法とレーザーターゲットを併用し、水平・垂直方向ともに当初予測していた以上の推進精度を確保できた。

図-12、図-13に水平および垂直方向の変位図を示す。水平方向の変位は、左側45cm、右側49cmが最大値であり、左右に推進管約1本分(外径490mm)の変位が生じたが、最終的に左側2cmの誤差で到達した。

垂直方向については、推進距離140mまで直線推進し、140mから到達立坑取付口に向かって3%の上り勾配で推進を予定していたが、推力の上昇に伴う方向修正機能の低下を考慮して、15m手前の125mから平均2%の上り勾配で推進し、垂直誤差0cmで到達した。

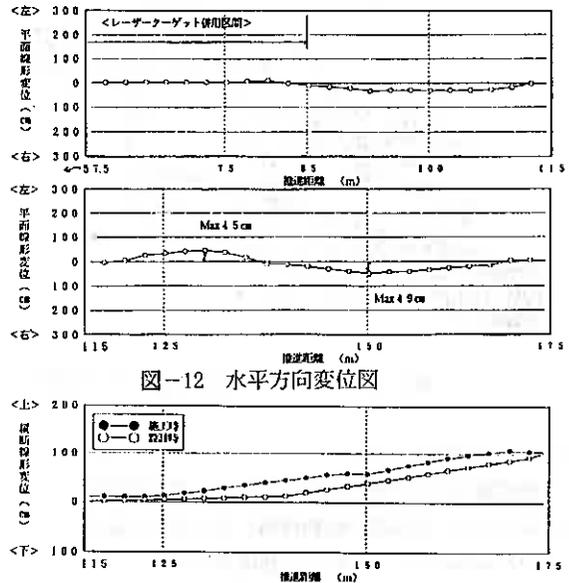


図-12 水平方向変位図

図-13 垂直方向変位図

5. おわりに

ACEモール351工法による河川横断の工事概要について述べたが、曲線を含む長距離推進の河川下越し施工にもかかわらず、順調に計画工程通り完了することができた。まだ施工実績の少ない工法だけに、本工事で得た貴重なデータを今後の施工に活かし、より信頼性の高い工法へと改良を重ねる所存である。

<参考文献>

- 1) NTT筑波フィールド技術開発センタ: ACEモール351工法の解説, 月刊推進技術 Vol.4 No2
- 2) NTT筑波フィールド技術開発センタ: 電磁界を利用した位置検知技術, 月刊推進技術 Vol.3 No6
- 3) 日本下水道管渠推進技術協会: 推進工法講座(基礎知識編), 1990

地下トンネル（電話ケーブル用）における石炭灰の有効利用に関する一考察

NTT北海道総合技術センタ ○正 員 今野 敏明
同 上 正 員 佐藤 厚司
同 上 正 員 福井 豊一

1. はじめに

石炭灰は石炭燃焼後の灰の総称であり、石炭を燃焼させると、使用石炭量の約20%前後の石炭灰が発生しその発生する場所によって、クリンカ、シンダーアッシュ、フライアッシュに区分される。石炭灰は、土木分野を始めとする数多くの分野に利用できる有効な資源である。特にフライアッシュ（以下、FAという）はコンクリート混和材に用いられる等広く利用されており、その性質は、①比重は2.20程度で軽い、②主成分は粘土と同じシリカ（ SiO_2 ）である、③粒子の形状は球形で、平均粒径は10~30 μ である、等の特徴を有している。

筆者らは、これらFAの特徴に着目し、シールドトンネル工事での掘進用加泥材及び裏込注入材の配合主成分である「粘土」に置き換えて「FA」の有効利用について種々検討を行い実用化を図ってきた。本文では、FAを使用した掘進用加泥材のこれまでの検討と水を抑えた配合（以下、高濃度配合という）の改良検討について報告する。

2. 加泥材の現状

掘進用加泥材とは土圧系シールド工事において、バインダ分の少ない地山を掘進する際の切羽の安定化を図り、カッタービット・スクリュウコンベアの損耗等を少なくするために、切羽前面に注入し掘削土の塑性流動化をし易くするものである。現在、加泥材は粘土系の材料を主成分としたものが多く、その配合は粘土とベントナイトの配合比で3：1、水比は70%程度のものが主に用いられているが、

- ①圧送ポンプによる長距離圧送性に劣る。
- ②北海道においては粘土の材料単価が高い。

等の問題点がある。

3. 加泥材への適用検討

3. 1 室内実験と考察

FAを用いた加泥材の配合を検討するため、江別産FAを使用し、3種類のベントナイトに対して配合実験を行った。図-1に石炭灰と粘土の粒径加積曲線、表-1にFAの物理・化学的性質を示す。

実験は水、ベントナイト、FAの順にハンドミキサーにより5分間混合攪拌し、C型回転粘度計で粘性を測定後、さらにフロー試験、ブリージング試験を行った。なお、配合実験にあたっての目標は、従来から使用している粘土系加泥材の特性等より、次のとおり設定した。

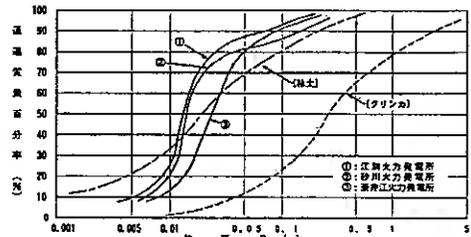


図-1 石炭灰と粘土の粒径加積曲線¹⁾

表-1 FAの物理・化学的性質²⁾

項目		江別産FA	砂川産FA	
化学的性質	二酸化けい素 (%)	59.7	59.6	
	水分 (%)	0.03	0.04	
	強熱減量 (%)	1.11	0.35	
物理的性質	比 重	2.06	2.26	
	粉末度	比表面積 (ルン方法)(cm^2/g)	3300	4020
		標準網ふるい88 μ 残分 (%)	2.4	0.6
		単位水量比 (%)	95.3	92.2

A Consideration on Effective Utilization of Fly Ash for Underground Tunnel Excavation
Toshiaki.Konno, Koji.Sato, and Toyokazu.Fukui (Technical Center in Hokkaido, NTT)

- ①初期粘性：8,000～12,000 CP程度。
- ②フロー値：15cm程度。
- ③時間経過による粘性変化が小さいこと。
- ④付着性が小さいこと。

表-2、表-3に各試料の配合と特性を示す。これらから設定目標をはば満足する配合としては試料No④、⑤、⑦があげられ、加泥材にFAを使用した場合、次のことがいえる。

- ①粘土系の加泥材に比べ、初期粘性は高い傾向にある。
- ②粘土系の加泥材に比べ、同程度の初期粘性であってもフロー値は小さく、試験時の円筒からの試料の抜け出しが良く、付着物が少ない。
- ③粘土系の加泥材の場合と同様、ベントナイトの配合量はその種類に大きく左右される。

これらのことから、加泥材の粘土に換えFAを使用しても適用可能であり高粘性下での圧送性は優れているものと判断される。

3. 2 現場実験と考察

現場実験は、工事中のシールド現場で配合・圧送実験を実施した。配合実験は大型高速ミキサー（容量 0.5m³）で5分間混合攪拌して、初期粘性を測定しフロー試験を行った。圧送実験は圧送ポンプPA-30（最大元圧30kgf/cm²）と3in（75mm）パイプを使用し3回に渡って行った。図-2に圧送実験の概略を示す。

1) 第1回実験は圧送距離 300mで配合・圧送実験を実施した。表-5に現場実験の配合と特性を示す。

現場配合の特性としては室内実験に比べ、粘性は幾分小さくフロー値は大きい値となっている。また、圧送実験ではパイプ先端解放で2.0kgf/cm²、切羽注入で10.0kgf/cm²と非常に良い結果が得られた。これは、従来配合（粘土を主成分とした加泥材）の1/3程度である。

2) 第2回実験は圧送距離 714mで配合・圧送実験を実施した。配合は前回と同様である。表-4に圧送ポンプ元圧を示す。

圧送時の初期粘性は 9,000cpと前回の実験とほぼ同じであったが圧送開始後に粘性の上昇傾向が見られた。また、ポンプ元圧も粘性と距離の増加と共に上昇したが、圧送ポンプ元圧20.0kgf/cm²で距離 714mの圧送は可能であった。

3) 第3回実験は圧送距離1000mで配合・圧送実験を実施した。実験方法は前回と同様であるが、配合は粘性の経時変化を抑えるため、ベントナイトを減らし、水比は70%とした。表-6に現場実験の配合と特性、表-7に粘性の経時変化を示す。

配合の初期粘性は 6,000cpと前回より低くなっている。粘性の

表-2 各試料の配合

試料 No.	ベントナイト種別			粘土	FA	水	水比 (%)
	A	B	C				
①	350			250		750	80
②	350				250	750	80
③		150		450		750	80
④		150			450	750	80
⑤		150			450	850	70
⑥			50	550		750	80
⑦			50		550	750	80
⑧			50		550	850	70

表-3 各試料の特性

試料 No.	特性値			備考	適合
	初期粘性(CP)	70-値(cm)	付着度		
①	5,000	26.0×26.0	中	経時粘性大	
②	7,000~7,500	17.3×17.1	中	経時粘性大	
③	3,400	22.0×19.5	中	初期粘性小	
④	12,000~13,000	12.6×12.8	小		△
⑤	9,000~10,000	14.7×14.8	小		○
⑥	1,500~2,000	26.5×26.8	中	初期粘性小	
⑦	8,000~9,000	18.5×18.7	小		○
⑧	4,600~5,600	19.0×19.5	小	初期粘性小	

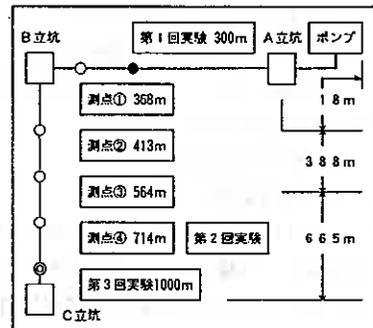


図-2 圧送実験概略図

表-4 圧送ポンプ元圧

測点番号	距離 (m)	粘性 (cp)	ポンプ元圧 (kgf/cm ²)	材料温度	坑内温度	注水温度
ポンプ	0	9,000	—	7℃	8℃	水温 6℃
測点①	368	11,500	5~6	11℃	12℃	
測点②	413	14,000	13~14	12℃	17℃	
測点③	564	15,000	17~18	12℃	15℃	
測点④	714	17,000	20	14℃	17℃	

経時変化は混練り後50分程度で10,000cpまで上昇するが、その後60分程度で8,000cpと安定傾向を示す。なお、初期粘性9,000cp、切羽注入でのポンプ元圧20.0~24.0kgf/cm²で、距離1,000mの圧送は十分可能であった。

表-5 現場実験の配合と特性 (第1回)

これまでの現場実験の結果からFAを主成分とする加泥材に関し、以下のことがいえる。

- ①FAの粒子形状の球形による効果は非常に大きく、流動性に優れている。
- ②水比は70%程度が良く、混練り時間は5分程度で十分である。
- ③粘土系の加泥材に比べ、付着性は小さく、高粘性下での圧送性に優れている。

表-6 現場実験の配合と特性 (第3回)

材料名	割合	FA	水	水比	比重	水温	70-値	初期粘性(cp)
配合量	150	450	750	80%	1.33	11°C	17cm	9000~13000

材料名	割合	FA	水	水比	比重	水温	70-値	初期粘性(cp)
配合量	125	480	860	70%	1.30	5°C	—	6000~8000

表-7 粘性の経時変化

4. 加泥材の改良検討

加泥材の支援機能は種々あるが、特に地山バインダ分の少ない場合の滞水砂礫層、滞水砂層でのシールド掘進には、掘削土砂の塑性流動性と難透水性を得るための加泥材の添加は不可欠で、これにより①切羽の安定化、②抑水効果の向上を図っている。また、このような地盤での掘削土砂の塑性流動性と難透水性を持つ良好な泥土に変換させるために必要なバインダの含有量は、これまでの実績から掘削土量の30%程度必要である。しかし、濃度の低い加泥材の添加で所定のバインダ含有量を得るには、同時に多量の水をも注入することになるので、バインダが多く、水量を抑えた配合、高濃度加泥材の改良検討を行った。図-3に加泥材濃度と含水比の関係を示す。

経過時間	選擇後	10mi後	20mi後	30mi後	50mi後	1H後	2H後
粘性(cp)	6,000	8,000	9,000	10,000	10,000	8,000	8,000

検討は、当社、研究所の粘土系加泥材の検討結果から、

- ①分散剤〔アルカリ塩類〕を微量添加〔0.1%程度〕することにより、粘性の抑止効果がある。
- ②分散剤の添加により、粘性を1/10~1/20程度に低下させる配合がある。
- ③ベントナイトの配合量が少ないほど粘性低下の効果が著しい。との報告³⁾をうけ、FAを主成分とする加泥材への適用の良否について配合実験を行った。

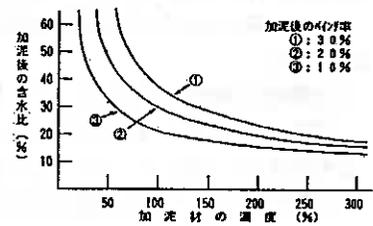


図-3 濃度と含水比の関係

1) 配合実験方法

実験はFA〔江別産・砂川産〕を使用し、濃度別、配合比別に行った。濃度とは〔粉体(ベントナイト+FA)/水〕の重量比で、配合比とは〔粉体(ベントナイト:FA)〕の重量比である。また、分散剤の添加量は〔粉体重量×0.1%〕である。

配合手順は水に分散剤を溶かし、ベントナイト、FAの順にハンドミキサーにより5分間混合攪拌の従来と同じ方法である。なお、配合実験の目標はこれまでの検討結果から、次のとおり設定した。

- ①濃度は高く、粘性は10,000cp程度であること。
- ②時間経過による粘性変化の小さいこと。
- ③材料の分離が少ないこと。

2) 実験結果と考察

分散剤の添加した場合の濃度70%と100%配合での粘性の低下を図-4に示す。濃度〔70%-1:3〕がこ

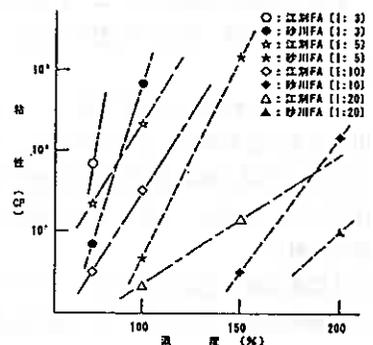


図-4 分散剤による粘性の低下

これまでの実験での目標を満足する配合である。分散剤の添加による粘性の低下効果は濃度が低く、ベントナイトの配合量が少ない〔1:20〕ほど、その効果は著しい結果となっている。写真-1に濃度〔150% 1:10〕のフロー試験の状況を示す。なお、分散剤〔なし〕濃度〔150% - 1:3・200% - 1:5〕については混合攪拌が不可能であった。

FAの産地・配合比別の初期粘性を図-5に示す。濃度・配合比が同じであってもFAの産地による初期粘性の差があり、この傾向は濃度が高く、FAの配合量が多くなるほど大きい。〔江別産と砂川産の強熱減量の差によるものと推測される〕また、濃度〔150% 200% - 1:20〕での初期粘性は非常に小さい値を示している。

現場配合実験での配合と特性を表-8に、粘性の経時変化を図-6に示す。各配合とも粘性の経時変化は見られるが、混練り後30分程度で安定傾向を示しベントナイト種別の違いによる粘性の差は初期粘性に現れるが経過粘性での差は見られない。これはベントナイトの配合量が少量〔1:20〕であり、分散剤の添加によるイオン交換の促進が早期にベントナイトの膨潤力を高めることによる。FAの産地による違いは経時粘性にも見られ、砂川産FAに比べ江別産FAは高い値を示す傾向にある。

FAを主成分とする「高濃度加泥材」に関し、次のことがいえる。

- ①分散剤の粘性抑止効果は大きく、配合比によって濃度的には〔200%〕程度まで可能である。
 - ②配合比としては、ベントナイトの配合量が少ないほど、粘性の抑止効果は大きく、経時粘性も早期に安定する。
 - ③粘性のコントロールは、濃度、配合比、分散剤を選ぶことにより可能である。
- また、今後の課題としては、1)切羽注入における耐水性の確認、2)圧送性の確認、を行う必要がある。

5. あとがき

これまでの検討から、FAをシールド工の掘進用加泥材に利用できることが判り、工事において、その信頼性について検証してきた。今回、掘進用加泥材に微量の分散剤を加えることにより、高濃度配合が可能であることを実験で確認した。今後は、工事において検証し、さらに改良を重ねていく予定である。

<参考文献>

- 1) 北電興業(株)：石炭灰利用マニュアル, 1987. 5
- 2) 北電興業(株)：フライアッシュ品質検査報告書, 1989. 12
- 3) NTT筑波フィールド技術開発センタ：石炭灰を利用した粘性付与材の性能改良報告, 1989. 11
- 4) 清水建設(株)技術研究所：石炭灰の土木材料としての利用に関する研究論文集

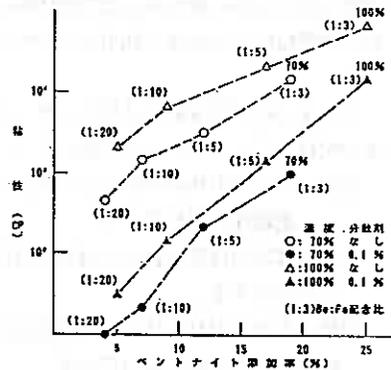


図-5 FAの産地別の初期粘性



写真-1 濃度(150%-1:10)フロー試験

表-8 高濃度配合と特性〔150%-1:20〕

材料名	心付付	FA	水	水比	比重	70-値	初期粘性(cp)	備
配合概	4.3	8.5 T	6.0 0	150%	1.49	30.0	—	分散剤 0.1%

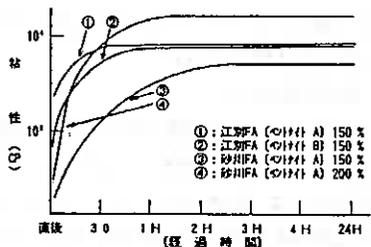


図-6 粘性の経時変化

土質工学懇話会要旨

第6回：1990年 2月 9日（於 ホテルサンルート室蘭）

第7回：1990年 3月 23日（於 KKR札幌）

土質工学会北海道支部

懇話会担当

第6回土質工学懇話会について

第6回懇話会は下記の要領で行なわれた。

日時：1990年2月9日(金) 13:00~17:00

場所：ホテルサンルート室蘭

参加者：58名

話題：地盤の液状化

今回の懇話会は試みとして従来とは少し形式を変えて、最初に5名の一人15分程度で話題提供をしてもらい、そのあとでそれらの話題を中心に、参加者による討論を進めた。また室蘭市での開催にちなんで、とくに同市における2件の話題を別途報告願った。

懇話会出席者

青 利治	竹中土木	阿味俊三	奥村組	池浦 勲	苫小牧高専
石原 勝	室蘭開発建設部	稲月恒夫	山上試錐工業	稲村雄三	前田建設(株)
稲 直美	基礎地盤コンサル	井上克彦	日特建設	上野邦行	中神土木設計
大関知孝	大成建設	小沢直正	JR北海道	神谷光彦	北海道工業大学
片倉浩司	開発局開土研	片平正夫	鹿島建設	川崎博巳	室蘭開発建設部
菊池 純	ジオサイエンス	日下部史明	不動建設	工藤康雅	道土質コンサル
斎藤和夫	基礎地盤コンサル	佐々木純生	上山試錐工業	佐藤厚司	NTT
真田英夫	室蘭開発建設部	下川俊克	中央コンサル	新藤和男	応用地質
隅田一男	北見市役所	高橋守人	室蘭開発建設部	竹浦 亘	構造技研
武田 覚	道開発コンサル	田口史雄	室蘭開発建設部	田村雅晴	構研エンジニア
土屋 勉	室蘭工業大学	土岐祥介	北大工学部	中村作太郎	北日本ソイル
西沢雅俊	西松建設	西沢幹雄	明治コンサル	能登繁幸	開発局開土研
野口恒久	清水建設	平野弘昭	東興建設	ニッ川健二	道土質コンサル
舟根 進	フジタ工業	三浦均也	北大工学部	三浦清一	室蘭工業大学
三田地利之	北大工学部	水口 洋	北海道電力	峯田一彦	道開発コンサル
宮下隆雄	札幌道路エンジニア	武藤 章	室蘭工業大学	村井秀人	新日本製鉄
元木暉里	東興建設	盛田泰州	飛島建設	山口博久	不動建設
山上佳範	新日本製鉄	由良桂一	道開発コンサル	吉野伸一	JR北海道
渡辺孝文	上山試錐工業				

《懇話会幹事》

池田晃一	道土質コンサル	柴田 登	飛島建設	鈴木輝之	北見工業大学
問谷邦俊	日本道路公団				

1) 液状化現象について

北海道大学工学部土木工学科 土岐祥介氏

概要：飽和砂の液状化発生機構について2、3のモデルを用いた解説がなされた。さらに、複数回の載荷による砂の挙動や再液状化の問題など、砂の液状化に関連するいくつかの特性が述べられた。最後に、1968年

十勝沖地震による函館港や札幌清田団地などの被害調査の紹介がされた。液状化という現象があまり知られていなかった時代の貴重な経験談であった。またこの話とも関連して、火山灰地盤の液状化という今後の課題が示唆された。

2) 液状化の調査について

基礎地盤コンサルタンツ（株）札幌支店技術部 斎藤和夫氏

概要：液状化の予測方法を大別すると次の4つになることが述べられた。

- ①概略の予測方法；地形や液状化履歴などの資料によるいわゆる机上調査で、その手法の一例が紹介された。
- ②簡易な予測方法；一般的な土質調査や物理試験の結果を利用するもので、いくつかの学会、協会、あるいは公的機関の方法が紹介された。
- ③詳細な予測方法；室内液状化試験や地震応答解析などによるもの。
- ④特殊な予測方法；模型振動台や原位置液状化試験などによるもの。

以上の予測で用いられる現地調査の手段の中でとくに不攪乱資料のサンプリング、板たたき法によるPS検層、および3成分コーン試験の説明がされた。

3) 液状化の試験について

北海道開発コンサルタンツ（株）地質部 峯田一彦氏

概要：いくつかの室内液状化試験の種類とその応力状態などについて説明がされ、現状では繰り返し三軸試験が最も多く用いられているという調査結果が紹介された。また、飽和砂の液状化強さを支配する要素として、載荷周波数、間隙比（密度）、飽和度（B値）、メンブレンペネトレーション、粒径などの影響について述べ、これらの問題について道路橋示方書や土質試験法（土質工学会）の中ではどのように対処しているかなどが解説された。

4) 液状化対策工の事例について

不動建設（株）北海道支店特殊工法事業部 山口博久氏

概要：液状化対策の基本は主として密度増加によるものが多く、全国的にはサンドコンパクションパイル工法とバイプロフローテーション工法が非常に多い。道内の例としては、タンク基礎、プラントヤード、港湾などに見られ、工法としてはサンドコンパクションパイル工法が多い。また最近では施工時の騒音が少ないという事情などからグラベルドレーンが採用されるケースもあることが述べられた。さらにこれら工法の今後の課題として、火山灰地盤に対する効果、改良地盤の均一化、市街地における低騒音化などが挙げられた。

5) 液状化対策の施工事例

北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室 能登繁幸氏

概要：道内の本格的液状化対策事例として、サンドコンパクション工法とグラベルドレーン工法を用いた釧路港の例、サンドコンパクション工法による苫東道路の例が紹介された。とくに後者については、ウトナイ地区で行なわれている対策工試験工事の内容が示された。またこの他にロードコンパクション工法と碎石パイル工法による秋田港復旧工事、深層混合処理工法による液状化対策を行なった隅田川護岸の根固め工事例が紹介された。

以上の話題提供の後、15分の休憩をはさんで参加者による討議に入った。討議の概要を順を追って列挙する。なお、以下において“Q”は参加者からの質問を、“D”は質問に関連した討議を示す。

Q：ゆるい砂のサンプリングで、一番良いサンプラーはどれか？

D：各種サンプラーの比較事例はほとんどない。静的なサンプラーが良いと思うが、今のところ結論は無いと思う。

Q：三成分コーンと標準貫入試験の比較例は有るか？

D：比較的对応性は良いようである。――比較事例の図が示された。

Q：対策工法の失敗事例は聞かせてもらえるか？

D：今のところ被害を受けた事例が無い。しかし、今後大きな地震による被害事例が出るかも知れない。

Q：一度液状化したところは再び液状化するのか、あるいはしにくいのか？

D：現地調査、室内実験ともにさまざまな結論がある。

D：再液状化が生じた事例報告がある。水の噴出による攪乱が原因でないかとされていた。

D：三浦半島では以前より小さな地震で再液状化したという報告もある。

Q：再液状化は土の固有の性質か？――であれば対策工法の効果は疑問ということになるが。

D：そうではないと思う。再液状化に及ぼす因子は多様であり、固有の性質だけでない。

Q：粘性土地盤は液状化するのか？

D：繰り返し荷重により強度が低下するという現象はある。液状化というより軟化というべきかも知れない。

Q：液状化を起こしやすい地形・地質について、お話し願えないか？

D：話題2)の資料中に有るのが、その一例と言えないか。

Q：波浪による液状化というものを聞いたことがあるが、それは何か？ またそれ以外にも液状化の原因になるものは有るのか？

D：外国の例では、波が構造物に力を加えてそれが地盤に伝わって液状化につながる例、あるいは波が直接間隙水圧の変化を引き起こす例が示されている。

D：粘性土地盤に作られた北海油田の採油基地が波の荷重で軟化したという報告がある。

D：消波ブロックが波の繰り返し応力によって沈下する例があるが、これも一種の液状化（軟化）という考え方もあるようだ。

Q：液状化後の再堆積時に K_v 値が変化して再液状化抵抗が変化するという因子もあると思うが、現場では K_v 値をどのように測定するのか？

D：現場で K_v 値を計るのは難しい。たとえば、ボーリング孔内で風船をふくらませるタイプの水平載荷試験を行なったことがあるが、そのときは $K_v = 0$ 、5くらいだった。

Q：建築の分野では、液状化が予測される場合には杭の水平抵抗はほとんど持たせないという考え方が一般的だ。実際には被害の見られない例もあるし、振動のピークと液状化の発生とは時間的にズレるという事実もある。このようなことは考慮出来ないものなのか？

D：解析の手法が追いついていないと思う。もっと検討を進めるべきであるが、現状では無駄な設計もやむを得ないところが有るのでは。

D：地盤改良によって水平抵抗も取れるようになる。

Q：火山灰地盤は液状化し得ると考えるべきか？

D：現時点での結論は難しい。現在試験中の部分もある。

D：室内試験の信頼性、評価の問題が有る。品質の高い試験が必要と思う。

D：道内でも液状化の事実のある地点は意外に多いようである。現在各種の資料から液状化地点をひろく作業をして見ている。情報の提供にご協力願いたい。この分布状況は火山灰地盤の液状化の可能性を見る上で参考になるかも知れない。現在のところ火山灰の液状化に関する直接的な資料は室内実験のものだけであるが、やはり実験の質が問題だと思う。

以上の質疑、討論の中間で、室蘭地区の話題として、次の2件の報告があった。

1) 新日鉄室蘭製鉄所構内の地盤について

新日本製鉄(株) 室蘭製鉄所設備部 山上佳範氏

概要：同社室蘭工場内の地盤特性が説明され、それが十勝沖地震でどのような挙動をしたかが紹介された。同地盤は明治以来の埋め立ての歴史を持ち、十勝沖地震では新しい地盤に噴砂現象が認められたが、古い地盤では認められなかった。なお構造物の被害は認められなかった。建物は溶鉱炉などの重要構造物で、その基礎は洪積層に至る杭で、さらに一体化したものである。

2) 白鳥大橋の設計と施工について

北海道開発局室蘭開発建設部室蘭工事事務所 高橋守人氏
同 田口史雄氏

概要：架設地点の地盤特性と液状化解析について説明がなされた。地震応答解析は全応力によるSHAKEと、有効応力を考慮したYUSA-YUSAのプログラムを含めて5種の手法による解析を行なった。その結果、液状化に対する安全率FLが1以下となるケースも有ったが、実際の地盤では、1)地震時の地盤剛性は低下する。2)間隙水圧のピークと加速度のピークとは同時には生じない。などを考慮し総合的に判定されたことが紹介された。

さらに次のような内容も述べられた。地盤の液状化対策は、液状化によって基礎の受動領域の土がなくなってしまうようにするために行なうという考えである。比較検討の結果、サンドコンパクションパイル工法を用いることとした。これによって、解析上予測される円弧スベリを問題の無い位置に持ってくる事が出来た。

以上第6回土質工学懇話会の概要を書いた。もちろん発言を一字一句正確に記したのではなく、担当筆者の独断で要旨をまとめたものである。従って、発言者の主旨とは異なった方向でまとめられた部分が有るかも知れないことを危惧しているが、この点をご容赦願えれば幸いである。

第7回土質工学懇話会について

第7回懇話会は第5回と同様に「軟岩」を主テーマとして、下記の要領で実施した。

日時：1990年 3月19日(金) 13:00~17:00

場所：「KKR札幌」

参加者：29名

話題：「軟岩を対象とする土質工学的諸問題(第2回)」

懇話会は前半2時間を参加者から各自5分程度話題を提供してもらい、幹事がこれらの話題を整理し、後半2時間を自由討議時間とした。

懇話会出席者は以下のとおりである。

懇話会出席者

阿部 徳和	上山試錐工業㈱地質部	平山 純	鹿島建設㈱札幌支店土木部
大島 紀房	㈱構研エンジニアリング技術部	藤井 敏郎	小野田ケミコ㈱設計部
片倉 浩司	開発局開発土木研究所	二ツ川健二	北海道土質コンサルタント㈱技術部
神谷 光彦	北海道工業大学土木工学科	三浦 均也	北海道大学工学部土木工学科
菊池 純	ジオサイエンス㈱札幌営業所	持田 文弘	応用地質㈱札幌支社技術部
佐野 彰	㈱シーウェイエンジニア	山崎 秀次	基礎地盤コンサルタント㈱札幌支店
下川 俊克	中央コンサルタント㈱札幌支店	山根 行弘	小野田ケミコ㈱設計部
竹田 敏彦	小野田ケミコ㈱設計部	横田 寛	北海道開発コンサルタント㈱地質部
筒井 勇二	北海道電力㈱土木部	萬 隆	札幌道路エンジニア㈱技術部
土岐 祥介	北海道大学工学部土木工学科	由良 桂一	北海道開発コンサルタント㈱地質部
永田 勝	㈱構研エンジニアリング技術部		(懇話会幹事)
成田 俊文	東建地質㈱札幌支店	池田 晃一	北海道土質コンサルタント㈱
根岸 正充	開発局開発土木研究所	柴田 登	飛島建設㈱札幌支店土木部
橋本 勝	基礎地盤コンサルタント㈱札幌支店	鈴木 輝之	北見工業大学工学部土木工学科
平山 豊	東建地質㈱札幌支店	間谷 邦利	日本道路公団 札幌建設局

1) 話題提供

参加者から提供された話題の要約は以下のとおりである。

- 続成作用や粘土鉱物などを用いた理学的な方法による岩盤分類や土質工学的データによる岩盤分類が必要と思われる。
- 切土では強度劣化を見込んだ解析が必要である。また、切土面での傾斜の方向性による弾性波速度は、流れ盤では V_p が非常に低下し、受け盤では V_p の低下は少なく、これが崩壊形態（地すべり、崩壊など）を支配する。
- 軟岩の一軸圧縮強さ q_u は数 kgf/cm^2 ～数 100 kgf/cm^2 の範囲にまで広く存在し、個々の岩の特徴を十分に把握した上で分類などを行わなければならない。また、支笏火砕流堆積物のような溶結凝灰岩（火山灰）は、 N 値が小さいにもかかわらず支持力は大きく、このような岩の支持力はどのように考えるべきであろうか。
- 軟岩を支持地盤とする杭基礎の設計法はどのように扱うか。
- 軟岩の三軸圧縮試験の一例では、拘束圧が大きいほど残留強度が大きい。
- 八雲層や瀬棚層と呼ばれる軟岩では、透水係数が $k \approx 10^{-2} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ と大きい。この軟岩のトンネル掘削は、 2 kgf/cm^2 以上の被圧水頭もあったことからシールド工法を用いた。
- 泥岩を材料土として用いる場合、スレーキングが顕著であり、特に粒径の大きいものほどスレーキング率が高い。この材料に生石灰やセメントを混入すると、混合量の多いほど圧縮ヒズミは小さい。なお、セメントの方が効果は高い。
- 軟岩の孔隙率をどのように扱ったらよいであろうか。露頭サンプルは応力解放や物性変化があつて問題がある。
- 軟岩の調査では地質的判断をもとに工学的に適用しなければならないが、岩の分類は成因や施工対象によって異なる。
- 軟岩は風化によって強度が低下するため、設計に対しては現状評価と採来評価が必要である。
- 軟岩の透水性は局部的な扱いではなく、massとしての取扱いが必要である。
- 軟岩は凍上を生じ易く、乱した材料、乱さない材料のいずれを用いても材料上としては不合格であり、その差はほとんどなかった。試験の結果では含水比が増加すると、凍上率が大きくなり、CBRは小さくなり、また、スレーキングが著しいものも多い。
- 軟岩の力学的異方性はピーク強度で生じ、残留強度では差は生じない。
- 軟岩の透水性は新第三紀鮮新世以降のものが高い。
- 軟岩では有効応力概念を用いれば間隙比と一軸圧縮強さの関係が説明されるが、間隙比が1より小さいものでは応力解放の影響がある。
- 岩石コアの保護法はどうすれば良いか。パラフィンシールなどの方法もある。
- 密度や比重（ $\rho_t \approx 1.6 \sim 1.75 \text{kgf/cm}^3$ ， $G_s \approx 2.45 \sim 2.6$ ）が小さく、含水比（ $w \approx 40 \sim 60\%$ ）が高い軟岩にもかかわらず、一軸圧縮強さは $q_u \approx 30 \text{kgf/cm}^2$ ，スレーキング率10%以下であった。このような岩は存在するのであろうか。

2) 自由討議

今回は第5回(1989年 3月)の懇話会の続きであったが、前回と同様に

- 軟岩の分類・評価法
- 軟岩の試験結果の評価
- 設計・施工への適用

が問題となり、活発な討議がなされた。しかし、軟岩の範囲が非常に広く、不明点や一義的に決定出来ない要因も多々あり、個々の目的に応じて必要なデータを得る必要があると認識された。

平成元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	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	小山田博	北海道電力㈱土木部長
〃	川治正則	道立寒地住宅都市研究所長
〃	川瀬昌万	日本道路公団札幌建設局技術部長
〃	城戸元也	北海道開発コンサルタント㈱常務取締役
〃	久保宏	北海道開発局開発土木研究所長

選考経過

平成2年2月19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 地盤から水平外力を受ける基礎の挙動に関する模型実験

著者 檜木俊一、富澤幸一、片倉浩司、能登繁幸

受賞者 檜木俊一、片倉浩司

選考理由

軟弱地盤における橋台や擁壁の基礎は、通常の設計外力の他に偏載荷重による地盤の側方流動などの影響により、支持地盤から水平外力を受けることが多い。このような場合の支持機構は極めて複雑であり、その解析には、まず、水平抵抗の把握が重要となるが、応力状態、水平変位挙動などの的確な推定法は未だ確立されておらず、対策に苦慮しているのが実情である。

筆者らはこれまで、通常の設計外力のみを受ける基礎、すなわち主働基礎の、地盤条件、荷重条件に応じた根入れ効果、形状効果、群杭効果などの水平抵抗に関する一連の研究を行っており、それらの問題についてそれぞれ解析法を提案してきた。

本論文では、上記の研究成果に基づき、地盤から水平外力を受けるいわゆる受働基礎の水平変位の基本的特性を検討するため、室内において模型杭を用い、地すべりや側方流動を想定した水平載荷試験を実施し、受働杭の水平支持機構を主働杭のそれとの関連において明らかにしている。このうち受働単杭の解析にあたっては、現行の杭基礎の設計法の考え方に基づいた汎用性の高い簡便な解析モデルを提案している。このモデルによれば受働単杭の水平挙動は、地盤変位に応じて設計水平方向地盤反力係数 K_h 値を適切に低減することにより説明できるとしている。また、その際の地盤反力 P を杭体 (変位 δ_p) と地盤 (変位 δ_g) の相対変位および上述のモデルより推定した K_h 値を用い $P=(\delta_p-\delta_g)\cdot K_h$ として扱うことにより、算定値が実挙動とかなりの精度で合致することを明らかにしており、モデルの妥当性を検証している。さらに、受働組杭については単杭に分離した同様のモデルを設定し、特に、主働組杭と受働組杭の群杭効果の関係の考察より、水平変位量に応じた K_h 値の評価方法などを明らかにした。

以上、周辺地盤の三次元的変形に関連する多くの要因により、極めて複雑な挙動を示す受動基礎の設計について多大なる成果をあげており、土質工学に寄与するところは大きい。

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があるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設 (総合建設)

か	鹿島建設株式会社札幌支店	1
く	株式会社草別組	3
こ	五洋建設株式会社札幌支店	8
さ	札幌道路エンジニア株式会社	4
し	清水建設株式会社北海道支店	4
た	大成建設株式会社札幌支店	5
	株式会社田中組	8
ち	株式会社地崎工業	5
と	戸田建設株式会社	6
	飛島建設株式会社	6
に	日本国土開発株式会社	8
	日本舗道株式会社北海道支店	9

ボーリング・調査・測量・設計・施工・その他

き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	1
	北日本港湾コンサルタント株式会社	2
	株式会社北日本ソイル研究所	2
こ	コニカビジネスマシン株式会社	3
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社札幌支社	9
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	7
	北海道土質コンサルタント株式会社	7
や	株式会社山口工業所	9

鹿島建設株式会社 札幌支店

支店長 神 部 寿 行

札幌市中央区北3条西3丁目 北3条三井ビル 電話 (011)231-5181 (大代)

未来をささえる

プロフェッショナル頭脳集団

- ・道路部門
- ・トンネル部門
- ・鋼構造及びコンクリート部門
- ・下水道部門
- ・港湾及び空港部門
- ・河川・砂防及び海岸部門
- ・都市計画及び地方計画部門
- ・土質及び基礎部門
- ・地質部門



基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役 森 博

札幌支社長 三 浦 盛 男

本 社 東京都千代田区九段北1-11-5 ☎(03)3263-3611

札幌支社 札幌市白石区菊水7条4丁目1-27 ☎(011)822-4171

道内事務所 釧路 ☎(0154)22-8356 函館 ☎(0138)43-1154

21世紀に向けて、技術力でリードする

北日本港湾コンサルタント株式会社

代表取締役 栗村 隆

003 札幌市白石区平和通2丁目北11番18号 北旺ビル内

TEL 代表 (011)863-9111

FAX (011)861-3400

土木試験・調査の企画・計測・解析総合業務

地質調査業登録(2)第1079号・測量業登録第5 8374号



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質試験・各種骨材試験・施工管理試験・地質調査・測量設計
コンクリート・アスファルト試験・アルカリ反応試験・土壌分析

会 長 中 村 作太郎(室蘭工業大学名誉教授)

代表取締役 常 松 哲(農学博士)

顧 問 太 田 長四郎(技術士)

本 社 〒065 札幌市東区中沼町118番地497

☎(011)791-1651 FAX(011)791-5241

函館支店 〒041-12 亀田郡大野町字東前76-55

☎(0138)77-7131 FAX(0138)77-7126

株式会社 草 別 組

代表取締役 草 別 義 昭

本 店 札幌市中央区南3条西13丁目 草別組ビル ☎011-231-6756
本 社 岩内郡岩内町字東山12-12 ☎01536-2-1647

豊かな表現力で感性にダイレクト・コミュニケーション。
これからのオフィスフルカラーコピーマシン、
コニカ9028新登場。

Konica

DIGITAL
FULL COLOR **9028**

新製品

高画質・高精度な
フルカラーコピーの追求。

フルカラーで毎分6.5枚(A4)
白黒で毎分28枚(A4)のスピードコピー。

マーカー指定で、容易にカラー変換・
カラークリエーション。

マーカー指定で、マスク/トリム
反転など編集も自在。

50%~400%のワイドズーム
写真モード、タテ・ヨコ独立変倍機能搭載。

使いやすいフロントローディング方式&
4ウェイ給紙。

集中操作パネルと
メッセージディスプレイで簡単操作。



〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号
コニカビジネスマシン株式会社
札幌支店

電 話 (011)824-7611(代表)
F A X (011)824-7615

技術者を募ります!!

★職種／土木技術コンサルタント

★資格／工高卒以上20～25歳位・経験者優遇

★業務内容／高速道路にかかる
施工管理業務・点検
管理業務・調査設計業務

★待遇／昇1賞2・交通全給・住宅、役職手当
支給 各種社保完備。

★勤務地／札幌・苫小牧・室蘭・長万部
函館・小樽・岩見沢・滝川
旭川・釧路・帯広・北見

★応募／電話連絡の上、履歴持参。郵送も可
後日面接日通知
※入社日は相談に応じます。
※秘密厳守

●北海道の大動脈を支える“技術者集団”

札幌道路エンジニア株式会社

〒060 札幌市中央区北5条東6-2 札幌センタービル5F

担当／森本・石黒

☎(011)205-5210



ヤフラカを飛ばす。カタイしつと面白く。

宇宙・海洋・地下……

限らない可能性を追求する
総合技術力のシムズです。

SHIMZ 清水建設

本社：東京都中央区京橋2-16-1 104 ☎03(3535)4111

北海道支店：札幌市中央区北1条西2-1 1060 ☎011(214)3511

For a Better World

次世代へ

次の世代は、
僕らが実現した夢と生きていく。

そう思うと、なんだか
ワクワクしてきました。

人の、いきいきストーリー



TAISEI

大成建設株式会社

100年へ。

いま目のあたりにしている風景は、100年前は
どんなだったのでしょうか。そして100年後には
どうでしょう。

変わるもの、変わらないもの

私たち地崎工業は、人間にとって、さらには
地球という生命の大地にとって、もっともふさわ
しい空間を考えつづけてきました。

1991年、創業100周年。そして新たな100年へ。

考えたいのは、
地球の未来です。

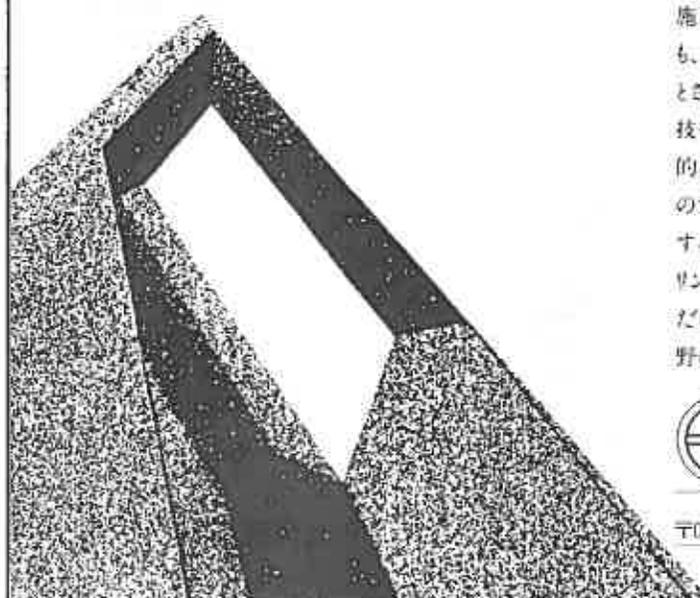


株式会社 地崎工業

本社 東京都港区西新橋2-23-1 〒105 ☎03(3436)3171
本店 札幌市中央区南4条西7-6 〒064 ☎011(511)8111



新世紀へ、新分野へ、新技術で。



OA化、ニューメディアシステム、省エネルギー施設など…例えばひとつのビルを建設するにも、建築技術だけでなく、様々な分野の技術とさらにそれらを有機的に結びつけるシステム技術が必要で、いま、建設会社にもより総合的な技術力が求められる時代がやって来たのです。戸田建設は、そうした多様化、複雑化する社会的ニーズに応えるため、エンジニアリングコンストラクターとして、建築・土木技術だけでなく、これらに関連する様々な専門分野の技術開発に積極的に取り組んでいます。

 **戸田建設**

本社 〒104 東京都中央区京橋1-7-1 ☎(03)3562-6111

札幌支店

〒060 札幌市中央区北3条東2-2 ☎(011)231-9211



技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

代表取締役社長 飛島 章

常務取締役
札幌支店長 小林 裕幸

本 社 東京都千代田区三番町2番地
TEL#03(3263)3151

札幌支店 札幌市中央区北1条西19丁目1番地
TEL#011(642)3111

未来社会へのソフト&ハード

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

- ◎本社：札幌市中央区北4条西5丁目(アスティ45ビル) ☎(011)205-6221
- ・月寒事務所：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(北4条ビル) ☎(011)231-3166
- ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目(建設会館) ☎(011)221-0771
- ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目(ホワイトビル) ☎(011)271-5431
- ◎東京支店：東京都港区西新橋2丁目35番5号(荒川ビル) ☎(03)3431-6581
- ◎東北営業所：仙台市青葉区国分町1丁目6番18号(東北王子不動産ビル) ☎(022)225-2860

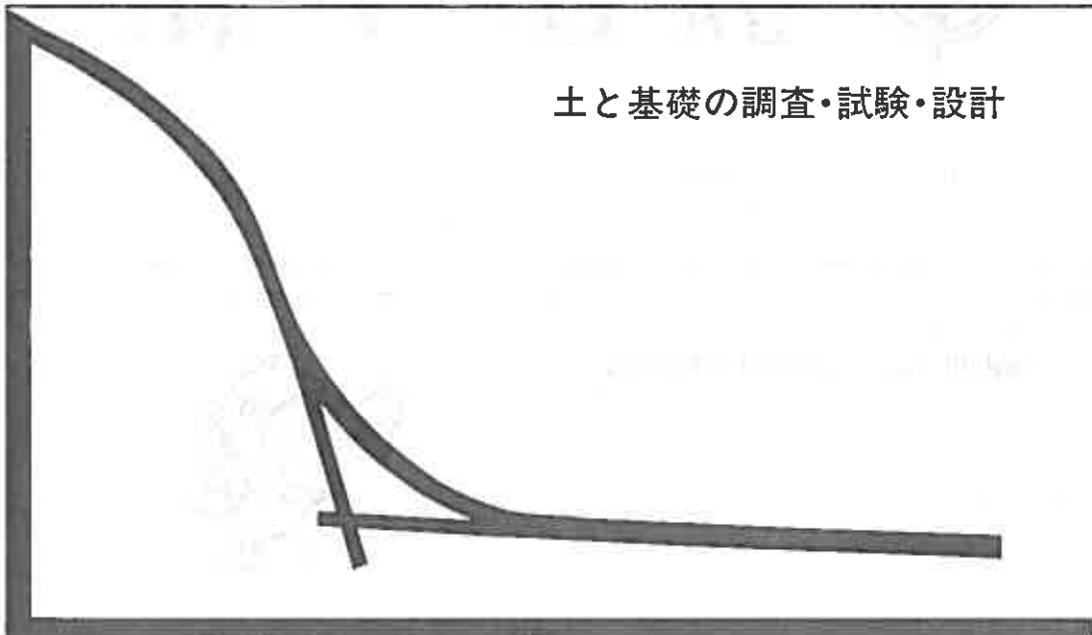
土木部門：交通計画部／交通施設部／橋梁部／水工部／ダム部

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

共通部門：電子計算部／地質部／環境保全部／海外事業部／企画部

土と基礎の調査・試験・設計



北海道士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 TEL(011)841-1466

五洋建設株式会社 札幌支店

取締役支店長 佐伯忠義

支店 札幌市中央区南1条西1丁目(第2有楽ビル) ☎(011)281-5411

本社 東京都文京区後楽2丁目2番8号 ☎(03)3816-7111

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 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

AMBIENCE DEVELOPMENT

快適環境の創造を通じ

豊かな社会づくりをめざしています。



建設で支える文化と日本

日本国士開発株式会社

取締役社長 岡聡宏

取締役札幌支店長 大谷博康

本社 東京都港区港南1丁目1-1 ☎03-100-3311
札幌支店 札幌市中央区北6条西17丁目(三井物産ビル) ☎011-276-3311

快適空間コンストラクター

いま社会が最も必要としているもの、それは人間環境をトータルシステムの立場でとらえ、ナイーブな感性に訴える空間の創造です。

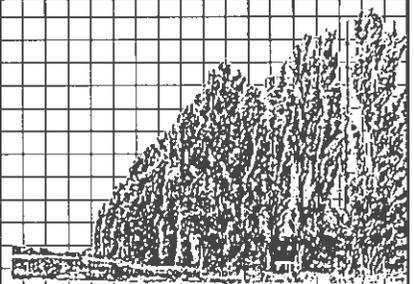
日本舗道は、ノウハウを駆使し、地域の特性をいかした「まちづくり」、「人間空間づくり」を進めています。

空間創造に感性を



本社：東京都中央区京橋1-19-11 取締役社長：物部幸保 支店：北海道・東北・関東・北信越・中部・関西・四国・中国・九州

北海道を愛し、北海道に根ざす、
地域社会のトータルプランナー。
パシフィックコンサルタンツ。



- 土質及び基礎 ●地質 ●発電土木 ●農業土木 ●上水道及び工業用水 ●鋼構造及びコンクリート
- 道路 ●下水道 ●造園 ●河川 ●砂防及び海岸 ●鉄道 ●港湾及び空港 ●都市計画 ●地方計画 ●施工方法 ●施行設備 ●建設機械 ●トンネル ●森林土木

国内はもとより、世界に頭脳を輸出しています。



パシフィックコンサルタンツ株式会社 札幌支社

札幌支社／札幌市中央区北4条西6丁目1番地毎日札幌会館7F ☎(011)221-4181
本社／東京 支社／札幌・仙台・名古屋・大阪・福岡



株式会社 山口工業所

代表取締役 山口 俊 丸
取締役副社長 山口 悟
取締役副社長 澤渡 謙 二
専務取締役 谷川 剛
常務取締役札幌支店長 高瀬 亮 寿

本社 苫小牧市清水町2丁目6番2号 電話32-5288(代)
札幌支店 札幌市白石区菊水7条2丁目6-1 電話 823-6878