

技術報告集

第 22 号

昭和 57 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

① 9:10~	セメント混入赤泥(改良赤土)による道路盛土の試験実施例について	開発局室 蘭 開建 谷口秀男	1	
② 9:23~	高盛土下のアーチカルバートの動態観測結果について	日本道路公団 札幌建設局 伊藤組土建 基礎地盤コンサル	○鬼丸良雄 高橋昌也 齊藤和夫	11
③ 9:36~	Embankment Pile工法に関する2・3の考察	国 基礎地盤コンサル	鉄 嶋 隆司 ○照井日出夫	17
④ 9:49~	1981年日高地方西部地震による盛土基層の応答解析例	開発局室 蘭 開建 基礎地盤コンサル	谷口秀男 佐田頼光・齊藤和夫	27
⑤ 10:14~	繰返し応力下における砂の硬化特性	北 大 工 学 部	土岐祥介・三浦清一 ○稲 直美	33
⑥ 10:27~	繰返し応力を受ける飽和砂の間隙水圧発生に及ぼすせん断履歴の影響	北 見 工 大	鈴木輝之	43
⑦ 10:40~	異方性砂の静的コーン貫入抵抗と力学的性質との相関	北 大 工 学 部	土岐祥介・三浦清一 ○谷澤房郎	51
⑧ 10:53~	構造異方性を有する飽和砂の変形-強度特性	北 大 工 学 部	土岐祥介・三浦清一 ○永田永昌・三浦均也	59
⑨ 11:06~	模型可動壁による土圧分布特性について-裏込めの断面形を変化させた場合-	北 海 学 園 大	坂上孝幸・早川寛志	69
⑩ 11:19~	大型一面せん断試験における供試体内の密度分布について	道 工 大 開発局土木試験所	○神谷光彦 岸 洋一	73
⑪ 12:50~	泥炭地盤の工学的分類について	室 蘭 工 大	河野文弘・丸田剛久	75
⑫ 13:03~	繰返し载荷による泥炭地盤内の応力と変形に関する実験的考察	開発局土木試験所	萩野治雄・能登繁幸 島谷 登・西部悦寿 遠藤宣世	83
⑬ 13:16~	泥炭のCu/Pについて	東 海 大	綿引恵一	91
⑭ 13:29~	火山灰土の密度特性	北 大 農 学 部	○相馬魁之・前田 隆 山田耕士	93
⑮ 13:54~	高塑性粘土の非排水クリープ時の間隙水圧挙動	函 館 高 専	佐野佑房	97
⑯ 14:07~	粘土の衝撃圧縮試験(続報)	室 蘭 工 大	○朝日秀定・沢田義男 工藤久良	105
⑰ 14:20~	異方圧密粘土の変形特性について	北 大 工 学 部 苫 小 牧 高 専 北 大 工 学 部	北郷 繁 ○池浦 勲 三田地利之・下越 仁	109

- ⑮ 14:33～不攪乱粘性土の圧縮非排水せん断特性..... 北 大 工 学 部 北郷 繁・三田地利之...117
 ○小野 丘
- ⑯ 15:08～高見ダムの施工について..... 北 海 道 電 力 安田 稔・織田紀雄...125
 高橋昌東・○小林 仁
- ⑰ 15:21～堤体内に薄いアスファルト遮水壁を設けた..... 日本グラウト工業 四方哲雄..... 135
 際の安定性について
- ⑱ 15:34～地盤変動による洞爺協会病院の被害につい..... 北 海 道 寒 研 ○藤村成夫・阿部道彦... 145
 て
- ⑳ 15:47～CCP工法による被圧帯水地盤の橋台基礎..... 農地開発公団 川向 勲・笹森 陽...153
 処理例 北海道開発コンサル 河合裕志・由良桂一
 ○本間公康
- ㉑ 16:00～軟弱地盤におけるくいおよびフーチングの..... 北 海 道 寒 研 ○阿部道彦・藤村成夫...157
 水平抵抗に関する実験

① セメント混入赤泥（改良赤土）による道路盛土の 試験実施例について

室蘭開発建設部

谷口 秀 男

まえがき

アルミニウムの製造によって残さい物として生産される・赤泥・は、粒径0.01mm程度以下の細粒土を主成分とするシルト質粘土で、スラリー状に産出され、沈殿池を作つて投棄沈殿させるなどの処理をしているが、環境公害上の問題提起のみならず、陸上処理地の確保が困難なこともあつて、今日では大きな社会問題となりつつある。このような、やっかい物の・赤泥・を何とか土木材料としての活用法はないものかと、関係者が開発研究を進めた結果、高圧搾によつて赤泥の水分を抜き取り、粘度塊状にした・赤泥・の利用を検討するまでに至つた。

・赤土・は赤泥中の水分を圧搾脱水したものであるから、粘土塊の含水比は、この土のもつ最適含水比付近にあり、個体の密度も最大乾燥密度に近いものである。この好条件に着目し、すでに土地造成などの埋立て材料として使用した2.3の施工実績があり、北海道開発局でも一般国道36号苫小牧市美々地区の改良工事で、試験道路の路床として試験的に使用している。この結果、締固め度は規格を十分に満足するが、車輛走行による弾性変形の大きいことがわかつた。

このため、・赤土・の道路材料としての価値を高めるため、さらに高圧をかけての脱水、焼成、化学変化による効果など工学的性質を改良させる方法を検討したそのなかから・赤土・にセメントを混合して予備的に行なつた室内試験の結果、道路盛土材料として使用することが可能であるとの見通しがついたので、一般国道36号苫小牧市樽前地区の道路改良工事の盛土用土として一部試験使用し、主として施工性について観察する機会を得た。

この報文は・赤土・の一般的性質と、・赤土・にセメントを混入した・改良赤土・（一般的名称ではなく、本報告のみの仮称である）を用いた道路盛土の試験実施例について述べるものである。

1 ・改良赤土・

・改良赤土・はボーキサイトからアルミニウムを抽出する過程で、残さい物として産出する・赤泥・にセメントミルクを注入し、高圧で圧搾脱水して作られるもので製造工程の概略は図-1¹⁾のようである。

セメント量は、赤泥乾燥重量との比で数%程度である。

なお、本実験に用いた赤泥は、日本軽金属KK苫小牧工場で産出したものである。

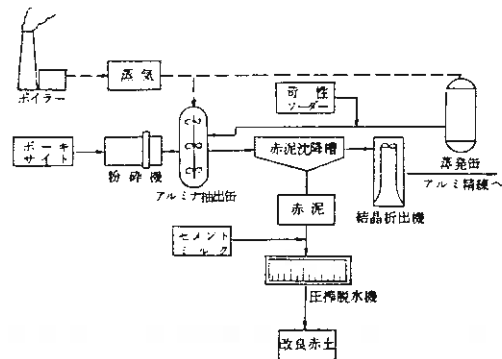


図-1 改良赤土製造工程

2 ・脱水赤泥・の一般的特性

2-1 ・赤泥・の成分

赤泥を構成する成分は原鉱石の産地によって違いはあるが、おおよそ表-1²⁾のようであり、珪酸が少なく、酸化第2鉄が多いこともあつてpHが約1.2と非常に大きな値を示している。

表-1 赤泥成分

(%) 日軽金属資料から

珪酸	酸化アルミニウム	酸化第2鉄	酸化チタン	酸化ソーダ	酸化カルシウム	灼熱減量	pH
1.2	1.8	4.5	7	6	2	1.0	11.8

2-2 ・脱水赤泥・の物理的性質

・脱水赤泥・の物理的性質は表-2のようであり、比重は大きく、高含水粘性土であることがわかる、一方、粘性土としては塑性指数が小さい。

表-2 脱水赤土の物理的性質

土粒子の比重	3.285	56年 試験データ
含水比(%)	42.5	
粘 度	礫 分%	0
	砂 分%	1
	シルト 分%	56
	粘土 分%	43
コン シ ス テ ン シ	液性限界%	47.9
	塑性限界%	36.9
	塑性指数	11.0
日本統一土質分類	ML	

2-3 締固め特性

・脱水赤泥・の締固め試験の結果は図-2のようになる。

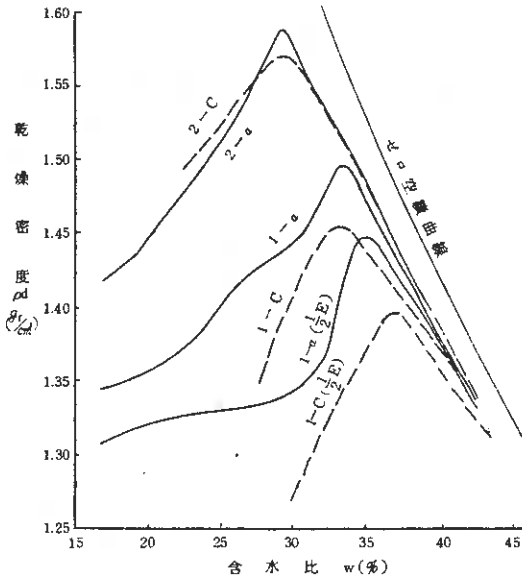


図-2 脱水赤泥の締固め曲線

試験の結果、最大乾燥密度は、試料調整法により図-3のように締固めエネルギーが小さくなるに従って差が大きくなることわかる。

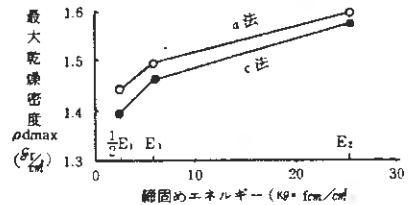


図-3 締固めエネルギーと最大乾燥密度

E₁: 第1法エネルギー
E₂: 第2法エネルギー

2-4 締固めた土の強度特性

締固めた土の強度特性はコーン支持力で測定した。測定結果を密度、含水比の関

係で等コーン支持力曲線を示すと図-4のようになり、a法によるコーン支持力は含水比が大きくなると、c法のコーン支持力より小さくなるのがわかる。これを飽和度90%のときのコーン支持力と含水比の関係で示すと図-5のようになる。この図において関係直線の勾配が急なほど含水量に敏感なことを示している。

2-5 耐水特性

北海道立工業試験場丸山博士らは、静水、浸透水、降雨の条件を想定して行なった実験の結果から「赤土を盛土材として施工した際埋土地の土壌および覆土材が弱酸性ないしは中性の一般的な土砂であって、地下水の流速がゆるやかな条件下では、地下水および降雨による地上からの浸透水による赤泥粒子の拡散は赤土と周辺土の境部に止まり、また、アルカリ成分の溶出による地下水汚染は周辺土の緩衝作用によって抑制されるものと考えられる。

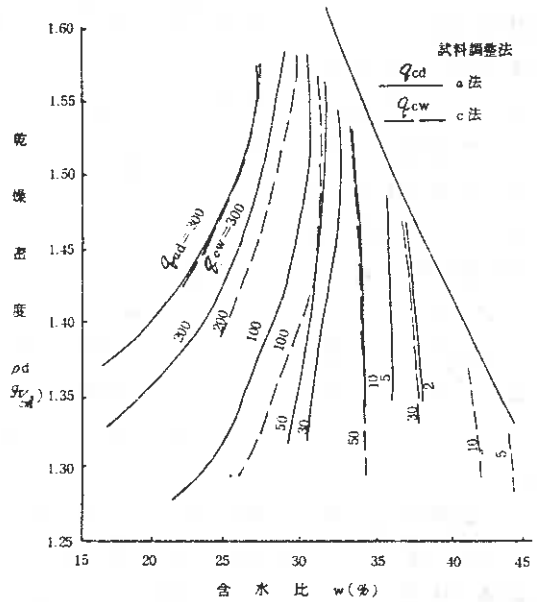


図-4 等コーン支持力曲線

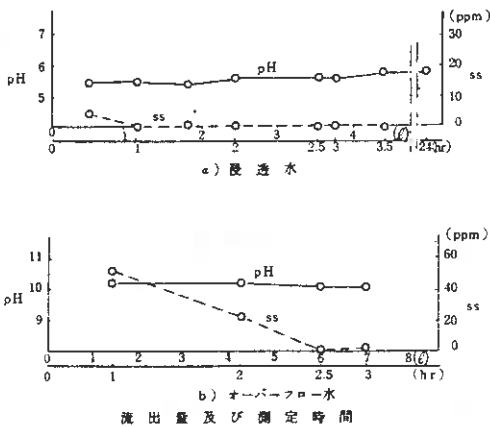


図-6 降水試験(黒土と赤土、覆土なし)

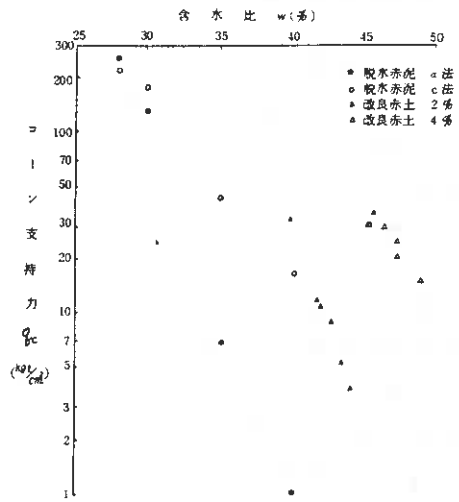


図-5 含水比とコーン支持力の関係

2-6 道路用土としての使用例

・脱水赤泥・を試験使用した一般国道
苫小牧市美々工事の動態観測によれば

締固め度は表-3のように比較的大きな値を得、一層30cm程度の仕上りとして一層目二層目は良好な状態で転圧されるが、三層を越えると弾性に富んで来て、プロフローリングで2cm以上の値を示し、転圧された断面をみると平板状の土層の積重ねのような状態になっている。このことから、締固め密度、強度は十分に満足するが、プロフローリングの弾性変形量から低荷重道路の低盛土や、運動用グラウンドなど多少の変形が許される場合には十分使用することが可能であると考えられる。

表-3 ・脱水赤泥・試験使用土の試験結果

土粒子の比重(液性限界(%))		塑性限界(%)	塑性指数	最大乾燥密度 (g/cm ³)	最適含水比 (%)
3.281	47.7	37.0	10.7	1.334	40.3

転圧層	乾燥密度 g/cm ³	含水比 %	締固め度 %	飽和度 %
1層目	1.464	40.5	108.6	107.1
	1.428	39.7	106.0	100.4
2層目	1.374	41.5	101.9	98.0
	1.385	36.2	102.8	86.8
3層目	1.438	37.1	106.7	94.9
	1.408	35.9	104.5	88.6

に満足するが、プロフローリングの弾性変形量から低荷重道路の低盛土や、運動用グラウンドなど多少の変形が許される場合には十分使用することが可能であると考えられる。

この試験では、強度や弾性特性の時間的変化を調べていないので、はっきりしたことは言えないが、他の実験によれば、盛土高さ1~3mの盛土において強度の経時観測を行なったところ、1年後、コーン支持力による強度の増加があったという報告を受けており、・脱水赤泥・がもつ細粒土の特性から、強度の時間回復、間隙水の排脱、含有水の化学反応による固形化などによって、弾性特性が改善されていくものと想定されるので、今後さらに実験を積重ねる必要がある。

3 ・改良赤土・の特性

3-1 ・改良赤土・の概要

・赤泥・から・脱水赤泥(赤土)・を生産する過程でセメントを混合して・脱水赤泥・の工学的特性を改良したのが・改良赤土・である。

・赤泥・にセメントを混合させると化学変化によって原材料に無かった物質が作られていることが、北海道立工業試験場丸山博士らの研究によって明らかになりつつある。・赤泥・にセメントを混入すると、化学変化による物質の変化とともに物理的にも大きな変化を示す。

・赤泥・にセメントを混入する方法としてはいろいろあるが、各種の予備調査の結果、赤泥スラリーにセメントミルクを攪拌混合して高压搾脱水する方法が考えられる。この結果、混合は均一に行なわれ、化学的にも・改良赤土・という物質を作り出していることがわかった。

・改良赤土・はセメント混合によって作られた・特殊土・であって、セメントのもつ水和反応のため材質に経時特性をもっており、セメント混合量が土としての使用可能限界量を目安としているため3~4%と少ないことから、・改良赤土・製造直後、すなわちセメント混合材令・0・日では・脱水赤泥・とほとんど変らない粘土の特性を示し、とくに強度において顕著であり、これが材令とともに物理的、工学的諸特性に変化がでてくる。

以上のことを確認するためセメント混入量を2%、4%について室内試験を行なった。

3-2 「改良赤土」の物理的特性

「改良赤土」の物理試験の値は表-4のようである。

「改良赤土」のコンシステンシーは、セメント2%では、液性限界、塑性限界とも「脱水赤泥」より小さく、セメント4%では大きくなり、これはセメント量を4%程度まで増すと「脱水赤泥」より

「改良赤土」の方が相対的に塑性になっていることを示すもので、「土」として改良されているといえる。

粒度はセメント混合物であることから外見はあきらかに塊状を呈し、一見砂利状に見え、フルイ分析による粒度曲線を示すと図-7のようになる。

3-3 締固め特性

「改良赤土」の締固め試験は、JIS-A-1210-C法によって行なった。

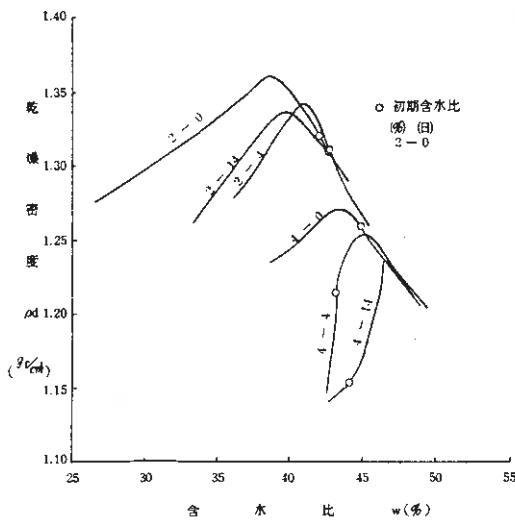


図-8 「改良赤土」の締固め曲線

R試験、コーン支持力試験、一軸圧縮試験によって調べた。

表-4 「改良赤土」の物理的性質

セメント混入量 (%)	材令 (日)	土粒子の比重	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	コンシステンシー指数 (%)
「脱水赤泥」		3.285	47.9	36.9	11.0	~
2	0		47.7	31.3	16.4	0.35
	4	3.281	46.2	34.1	12.1	0.35
	28		45.6	34.8	10.8	0.33
4	0		51.6	41.4	10.2	0.94
	4	3.268	49.4	35.8	13.6	0.54
	28		59.3	39.4	19.9	0.87

※) 自然含水比を4.2%として

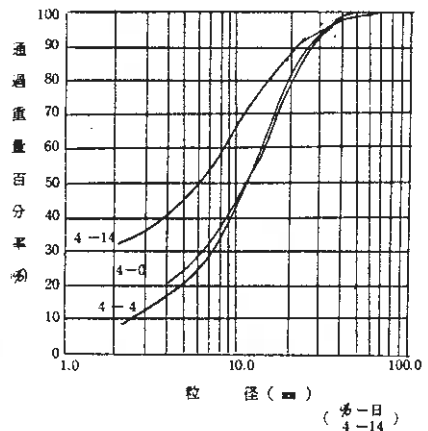


図-7 「改良赤土」の見掛け粒度

試験結果は図-8のようである。図から、「改良赤土」のセメント量を増すに従って、最大乾燥密度が小さく、最適含水比が大きくなり、また材令が増すと最大乾燥密度が小さくなるといえる。

3-4 締固めた土の強度特性

「改良赤土」の強度特性は、CB

C.B.R.試験に使用した試料は、セメント混合後所定の材令に達するまで野積み養生されたものである。コーン試験は締固め試験において締固めた試料で、一軸圧縮試料はセメント混合直後の試料をモールドに詰めて締固め作成し湿潤養生したものを使用した。

試験結果は図-9~13 表-5のようになる。

C B R 試験の結果図-10のようにセメント量を2%から4%に増すと材令にかかわらずC B R 値は著しく増加する。この傾向は一軸圧縮試験(図-10)コーン支持力(表-5)でも同じであり。一軸圧縮破壊歪が3.7%以下と小さいことから剛性に富んだものであることがわかり、この傾向はセメント量を増すに従って顕著になる。コーン支持力と含水比の関係を飽和度90%付近について示すと図-5のようになる。このようにセメントの混合は「改良赤土」の各種特性のうち強度特性にもっとも著しい影響を与えるものと言える。セメントの範囲を、さらに広げて一軸圧縮試験を行なうと、図-11のようにセメント量が2.5%を越えると強度は著しく増し、3%以上になるとセメント量に対しほぼ直線的に増加することがわかる。

表-5 改良赤土のコーン試験

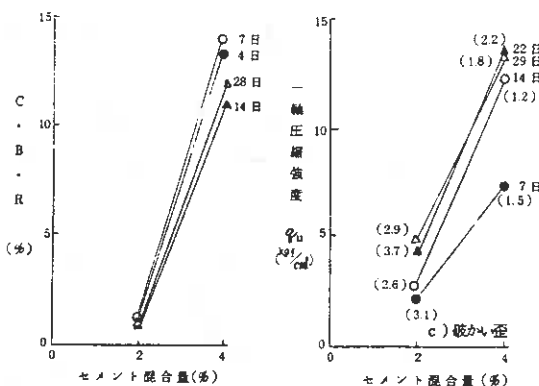


図-9 セメント混合量とCBR 図-10 セメント混合量と一軸圧縮強度(1)

試料		コーン試験		
セメント混合量(%)	材令(日)	コーン支持力(kgf/cm²)	含水比(%)	乾燥密度(g/cm³)
2%	4	38.8	36.2	1.281
		30.5	37.4	1.293
		34.8	39.9	1.333
		11.1	41.8	1.319
	14	3.9	44.0	1.292
		35.5	36.7	1.311
		19.5	38.5	1.336
		11.4	41.7	1.322
		9.1	42.6	1.312
		5.1	43.3	1.302
4	4	23.0	42.3	1.144
		31.7	43.0	1.215
		30.8	45.5	1.251
		25.3	47.2	1.231
	14	15.3	49.1	1.201
		32.0	43.9	1.153
		36.2	45.8	1.230
		15.0	45.9	1.221
		32.1	46.5	1.233
		20.7	47.1	1.225

コーン支持力は2.5・5.0・7.5 cm 貫入時の平均

材令による強度への影響は、セメント混合後自然状態のまま養生し材令に達したとき試験を行なうと、図-11のように材令による強度の変化は見られないが、セメント混合直後の試料をモールドにつめ湿潤養生を行ない、材令に達したときに試験を行なうと、図-12、13のように材令と共に強度の増すことがわかる。

3-5 凍上性特性

「改良赤土」は「脱水赤泥」の強度特性を著しく改善したものであるが、凍上性

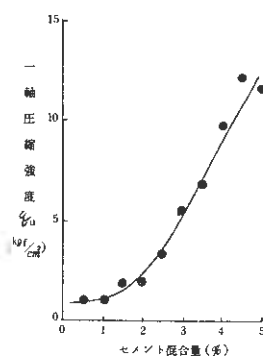


図-11 セメント混合量と一軸圧縮強度(2)

特性の改善に効果のあることが、凍上試験の結果からわかった。凍上試験の結果は表-6のようである。

4 構内試験盛土
構内試験は主としてセメント混合量と材令が、盛土密度など転圧に及ぼす影響

を調べることにありセメント混合量3%と4%の材料について行なった。試験盛土は日本軽金属KK苦小牧工場構内で行ない、1調査区間の巾5m、長さ10mで2層転圧とし、2層目について試験を行った。構内試験の材料、転圧機種の組合せは表-7,8のようであり、試験の結果は図-14~17のようになる。

転圧による締固め密度は、転圧

試 験		凍 上 試 験			
セメント混合量(%)	材 令 (日)	乾燥密度 (g/cm³)	凍 結 様 式	凍上率(%)	判 定
4	28	1.334	コンクリート状凍結 (水粒散存)	12.6	合格
		1.347	微細霜降状凍結を含むコンクリート状凍結	12.9	
		1.341	コンクリート状凍結 (水粒散存)	15.8	
脱水赤泥		1.555	微細霜降状凍結	27.4	不合格
		1.551	微細霜降状凍結	23.1	
		1.546	微細霜降状凍結	29.6	

判定基準

凍 結 様 式	凍上率	判 定
コンクリート状凍結 (水粒散存を含む)	20%未満	合格
	20%以上	要注意
部分的な極微細霜降状凍結を含むコンクリート状凍結	20%未満	要注意
	20%以上	不合格
微細霜降状霜柱状層等明らかに氷晶分離の傾向のある凍結	凍上率の大きさに関係なく	不合格

表-6 改良赤土の凍上試験

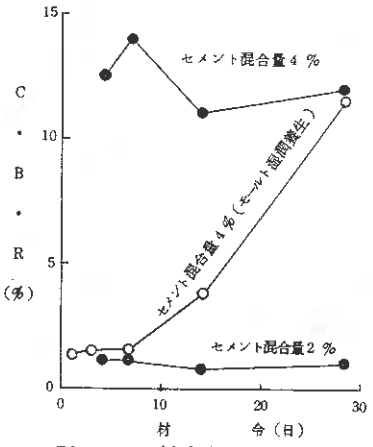


図-12 材令とC, B, R

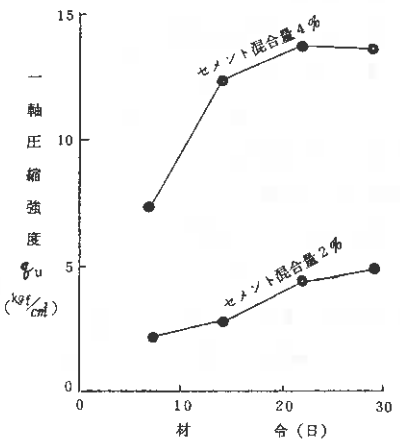


図-13 材令と一軸圧縮強度



構内試験

表-7 構内試験盛土試料

セメント混入量 4 %	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 g/cm ³
4 (材令7日)	43.2	1.318
3 (材令7日)	44.3	1.268

表-8 構内試験盛土試料と転圧機種の組合せ

試料番号	試料		転圧機種と転圧回数
	セメント 混合量 (%)	材令 (日)	
4-B ₇	4	7	ブルドーザー-5回
4-T ₇	4	7	ブルドーザー-2回 タイヤローラー-3回
4-B ₁	4	1	ブルドーザー-5回
3-T ₇	3	7	ブルドーザー-2回 タイヤローラー-3回
3-B ₇	3	7	ブルドーザー-5回

初期すなわち敷均し後の密度に差があっても、転圧回数が増すに従って差が少なくなり、5回転圧で

は材令、混合量、転圧機械に関係なく密度は1.24~1.26^{g/cm³}の間に入り、締固め度95%以上、飽和度88.0%以上と良好な締固め状態を得ることがわかる。この結果、材令1日でも盛土材料として使用することが可能であることがわかる。

施行管理法検討のために行なつた球体落下式C、B、R-D値は図-15のように5回転圧で4.2~4.8

cmと小さい値となる
ことがわかる。この
D値を乾燥密度締固
め度の間でみると図
-16,17のようにな
り、乾燥密度、締固
め度が増加するとD
値は減少し、締固
め度85%を得るた
めにはD値はおおよ
そ5cm、締固め度90%を得るためにはD値はおおよそ4.8cmとみることができる。

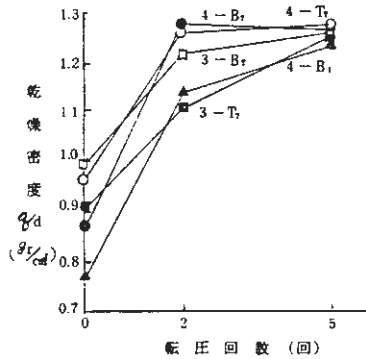


図-14 転圧回数と乾燥密度

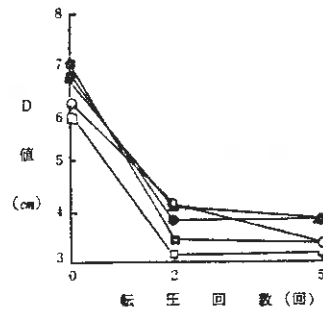


図-15 転圧回数と球体落下 CBR-D値

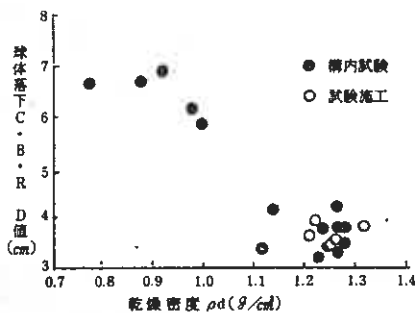


図-16 乾燥密度と球体落下 CBR-D値

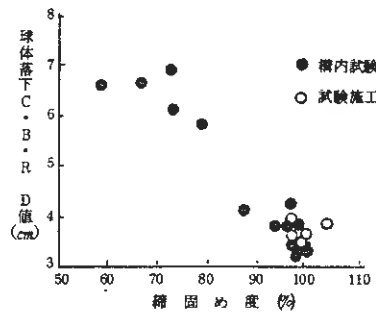


図-17 締固め度と球体落下 CBR-D値

5 試験施工

試験施工箇所は図-18のように一般国道36号苫小牧市樽前の道路工事箇所

ある。試験施工の樽前断面は図-19
 のようである。

試験施工の施工管理の結果は表-
 9のようであり、盛土として十分に
 安定し、施工含水比も最適含水比近
 傍にあり、盛土として最良の状態に
 あったといえる。

施工管理の観察事項として特記す
 べきことは、室内試験結果で判明し
 たように剛性が大きく少し硬すぎる
 という感触があり、耐
 凍性を考慮しながらセ
 メント量を検討すべき
 である。また、試験施
 工で降雨にあい図-20
 のようなアルカリ溶出
 が認められたが、この
 値は溜り水を調べたも
 のであり、降雨が流水となること、覆土がある
 ことを考えると付近に及ぼす影響ないも
 のと考えられる。改良赤土は赤色が嫌わ
 れ、とくに路面への付着が問題になつたが、
 晴天時ではその心配は皆無であり、曇天で
 も、作業を中止する程の着色はみられない。

6 調査結果のまとめ

室内試験、構内盛土試験、試験施工の結果
 “改良赤土”についてつぎのことが言え
 る。

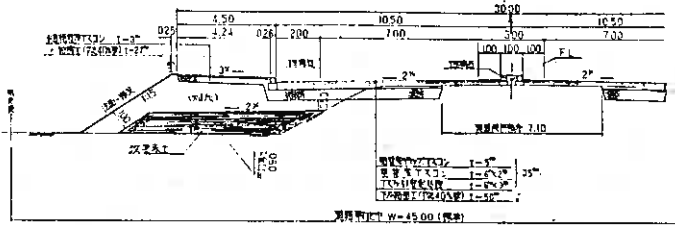
a) “改良赤土”は“脱水赤泥”に比し

表-9 試験施工結果

試 料 材令(段)	転圧層	現 場 密 度					球体落下 C、B、R D 値 (cm)	C、B、R (%)	K ₃₀ (kg·f/cm ²)
		縮固め最大 乾燥密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	縮固め度 (%)	飽和度 (%)			
7	1	1.267	1.31	43.2	103.4	94.4	4.8	—	—
7	2	—	1.26	42.5	99.4	87.3	4.6	—	—
7	2	—	1.21	44.7	95.5	85.9	4.6	—	—
4	3	1.266	1.25	44.2	98.7	89.5	4.5	26.9	13.8
7	3	—	1.22	44.1	96.3	85.8	4.9	35.7	16.2

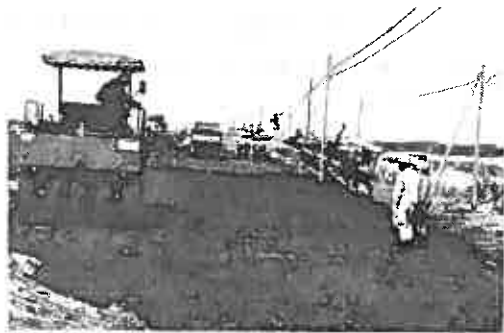


図-18 試験施工箇所



改良赤土 P=10.62d²-10.72d³ (d:粒径) L=10d² 仕上り層V=800³ 傾斜角T=30°
 保水率 7.1-11.1% 2.0-3.0% 2.7%

図-19 土工定規図



試験施工状況

て締固め密度、強度特性の改良が行なわれるとともに赤色の他への付着特性、溶出特性も改善されるので、盛土材として使用することは十分可能である。

b) 室内試験における CBR 試験などの結果、材料の材令と強度の関係は締固め時の供試体材令

の強度に著しい影響を与えていることがわかるから、施工にあたっては材料材令の極く小さい 1 日、2 日のもので施工し、その後の強度増加を期待するのも一方法のようである。

c) 材令の小さい材料は大きな締固め密度を得ることが可能である。

d) 盛土施工管理の方法として、締固め度での管理は勿論、補助管理手段として球体落下式 CBR-D 値によることも可能なようである。

e) セメント混合量を土木材料として路体では 2.5 ~ 3 % 程度に、路床では 5 % 程度にするなど、使用目的に合ったように調整することが必要である。

f) この他、基礎データのバラツキによる信頼範囲の確定や、アルカリの溶出など今後の継続調査をしなければならぬものもある。

あとがき

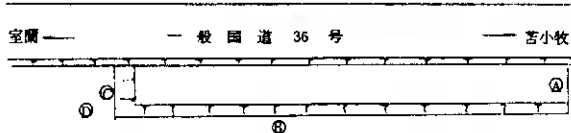
・脱水赤泥・が一般土木材料としての使用が限度であったのに対し、改良赤土・は締固め特性の改良、強度増加によって、重車輛を対象にした道路盛土用土として十分に使用できることが判った。

今回の調査は事前調査に約 1 年を費やした結果の資料を基礎にして行なったものであるが、赤泥処理という初めての経験であり、試行錯誤も多く、いろいろの課題を掘り起こした。今後はこれらの問題点を探求することによって十分な資料を提供できるものとする。

この調査には、北大菅原教授をチーフとする赤泥利用懇談会の御指導と、日本軽金属 KKR チーム 菱中興業 K K 苫小牧道路事務所など多くの方々の御協力を得た、ここに記して謝意を表す。

参 考 資 料

- 1) 日本軽金属 K K パンフレット
- 2) 日本軽金属 K K 資料より
- 3) 丸山 長野：脱水赤泥（赤土）の耐水性 55 年 10 月 道立工業試験場
- 4) 赤土試験業務報告書 1979 年 11 月 22 日 日本軽金属 K K



箇 所	P・H	現 地 条 件	SS 量/ℓ
A	10.97	赤土上の溜り水	428
B	11.99	赤土面の流水が泥炭上で溜まった水	1124
C	7.68	普通土上に赤土が散乱し、その場所へ溜まった水	230
D	6.24	普通土上に溜まった水	63

施工日 56 年 6 月 22 日
 降 雨 56 年 6 月 22 日 ~ 23 日
 降雨量 18 mm

図 - 20 降雨による改良赤土 - の溶出状況

② 高盛土下のアーチカルバートの動態観測結果について

日本道路公団札幌建設局 ○ 鬼 丸 良 雄
 伊藤組土建株式会社 高 橋 昌 也
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 齊 藤 和 夫

1. ま え が き

土被りの大きなカルバートには、カルバートと周辺盛土の不等沈下の影響を受けて大きな鉛直土圧が作用する。これを軽減することができれば経済的なカルバートの設計を行なうことが可能である。

北海道縦貫自動車道では、苫小牧での土被り約 1.3.7 m のカルバートにおける試験工事に続いて^{1),2)}、登別においても土被り厚、約 2.4.0 m のカルバートにおける試験工事を行なった。登別でのカルバートはアーチ形状のカルバートのため、ボックスタイプの苫小牧の試験工事と条件がやや異なるが、以下実測資料を紹介する。

2. 試験工事の概要

工事は盛土高約 3.4 m の高盛土を施工する試験工事であるが、その中に土被り厚 2.4 m のアーチカルバートがあり、たわみ材料を土圧軽減材とした土圧軽減工法の試験を行なった。道路公団の設計要領ではこの場合の鉛直土圧は最大箇所で土被り荷重の 1.6 倍に達するものと想定される。

盛土の形状およびカルバートの断面をそれぞれ図-1、2 に示す。カルバートは図-1 に示したように 11 ブロックに分れ、軽減材は道路中心より上流側の 4 ブロック上に設置され、下流側の軽減材の設置されない箇所との比較がそれぞれできるように計器が配置されている。計器は図-2 に示したようにカルバート本体に土圧計と鉄筋計が、盛土内に土圧計とクロスアーム式沈下計が設置され、さらに土中の変位とカルバートの沈下なども測定された。

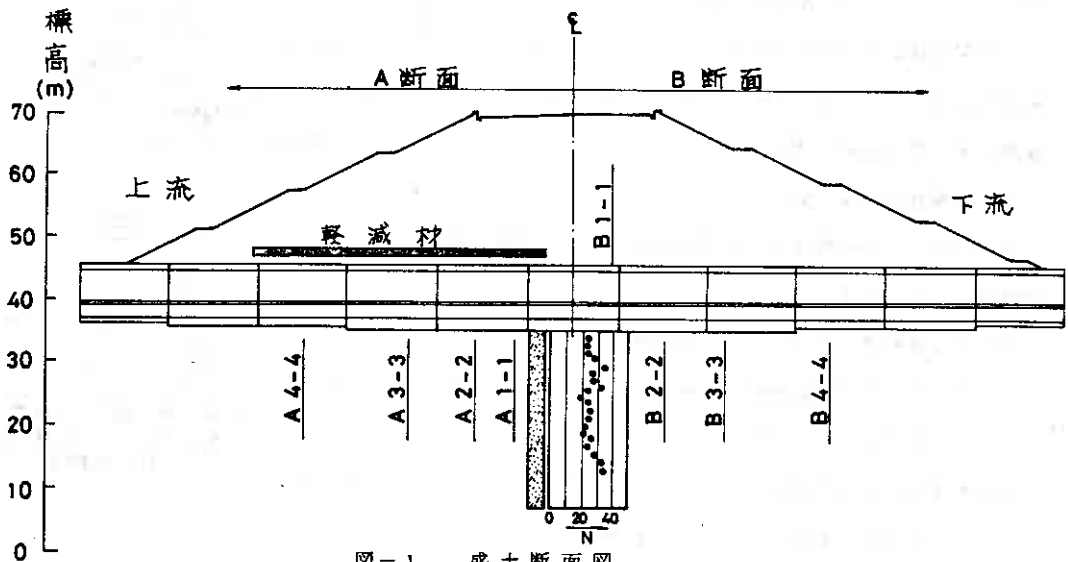


図-1 盛土断面図

3. 基礎地盤と盛土材の土性

カルバートの基礎地盤は、深度 20 m 付近まで砂質火山灰が確認されている。N 値は $N = 20 \sim 30$ の範囲に分布し、深度方向における変化はほとんど確認されていない。当層の自然含水比 W_n は $W_n = 30\%$ 前後となっている。一方盛土材の単位体積重量 ρ_1 は $\rho_1 = 1.70 \text{ t/m}^3$ 、 $W_n = 30\%$ 、比重 G_s は $G_s = 2.70$ となっている。図-3には粒度曲線図を示した。

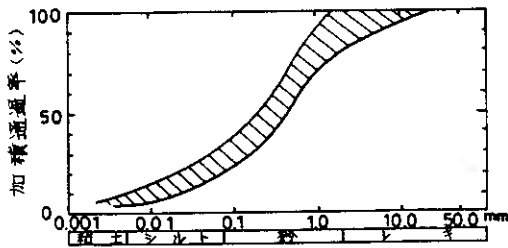


図-3 粒度曲線図

4. 土圧軽減材に関する検討

(1) 軽減材の圧縮特性

軽減材に用いたたわみ材料は発泡スチロールを使用した。図-4には標準圧密試験器により得られる 24 時間段階載荷試験の結果を示した。同図より圧縮特性には 2 つの変曲点を確認され、それぞれ第 1 変曲点 P_a 、第 2 変曲点 P_b とする。

(2) 軽減材の選定方法

以上のような圧縮特性を有する軽減材の厚さ、材質の決定にあたっては次の条件を満たすこととした。³⁾

条件 A : 最終盛土荷重 P_{RH} より軽減材の P_a は小さくなること。

条件 B : P_{RH} による軽減材の圧縮量がカルバート側壁部の盛土のそれを上廻ること。…… (整理方法①)

条件 C : P_{RH} による軽減材の時間当りの沈下量がカルバート側壁部の盛土のそれを上廻ること。…… (整理方法②)

条件 A では、 P_{RH} がたわみ材の塑性領域に入ることの規定したものである。条件 B による検討は図-

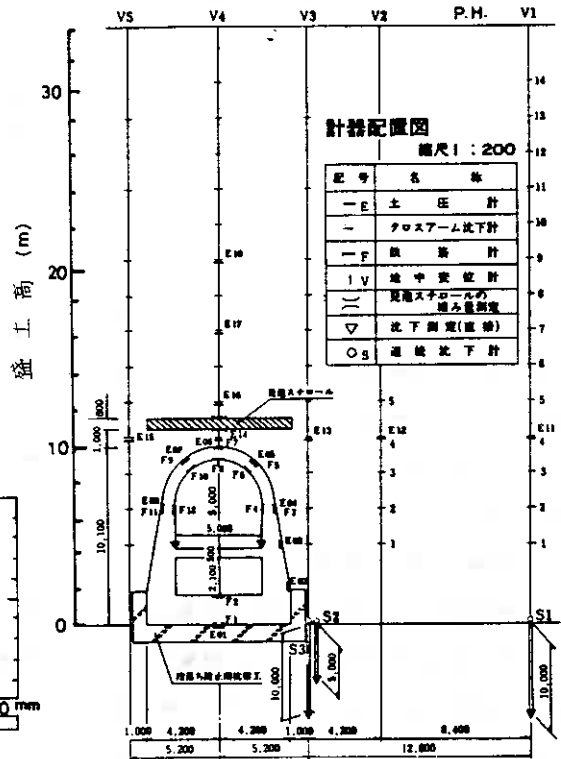


図-2 カルバート断面および計器配置図

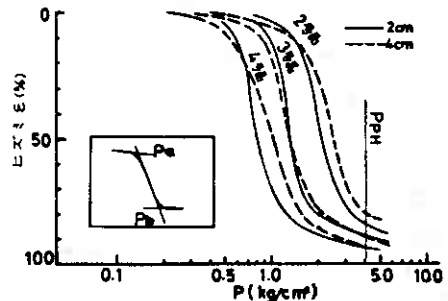
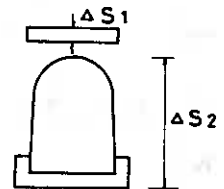


図-4 軽減材の圧縮曲線



ΔS_1 : 軽減材圧縮量
 ΔS_2 : カルバート側壁部の盛土圧縮量

図-5

5に示すように P_{FH} における沈下量 $\Delta S_1, \Delta S_2$ の絶対値による比較であり、 $\Delta S_1 > \Delta S_2$ が条件となる。なお $\Delta S_1, \Delta S_2$ は24時間載荷による試験結果から導かれたものである。条件Cは上記の圧縮試験では表現し得ないクリープ的沈下について検討し、長時間経過した時点においても軽減効果が持続ならしめるための検討方法と言える。 P_{FH} 相当

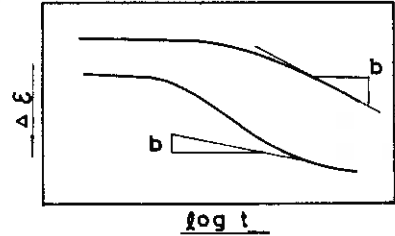


図-6 時間～沈下曲線

の荷重における時間～沈下曲線より、最終付近の勾配(時間当りのひずみ量)を b 値と定義する。図-6に b 値の概念図を示した。この b 値に軽減材の厚さを乗ずれば時間当りの圧縮量が計算できる。

(3) 軽減材の検討

今回の試験工事に使用した軽減材は当初検討結果より発泡スチロールの3号品を厚さ $h = 60 \text{ cm}$ として使用した。そこで今回は盛高約24m時点(土盛り厚14m時点)において実際に施工された盛土試料による調査結果をもとに再検討した結果を次に示した。

(条件A) : 土質試験結果より P_{FH} は 4.08 kg/cm^2 となる。これは図-4より満足される。

(条件B) : 図-7, 8(整理方法①)より $h = 60 \text{ cm}$ でも満足していると言えるが、安全率をみこむと $h = 100 \text{ cm}$ が妥当となる。

(条件C) : 図-9, 10(整理方法②)より $h = 60 \text{ cm}$ では2号品が、 $h = 100 \text{ cm}$ では2号品、3号品が条件を満足することになる。

実際に施工された盛土試料により検討すると、使用された3号品の場合では妥当な軽減材としての厚さは 100 cm となることが判明した。これは今回の調査結果による盛土の圧縮量(ΔS_2)が当初検討時のものを上廻ったことに起因する。

[整理方法①]

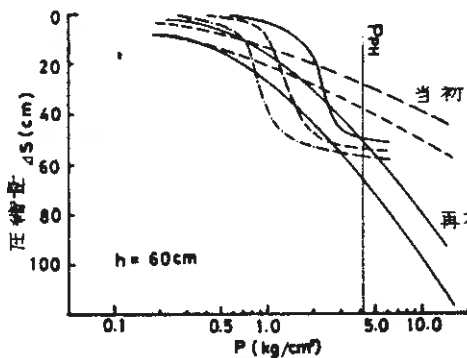


図-7 $p \sim \Delta S$ 曲線 ($h = 60 \text{ cm}$)

凡例
軽減材 {
—— 2号品
- - - 3号品
... 4号品

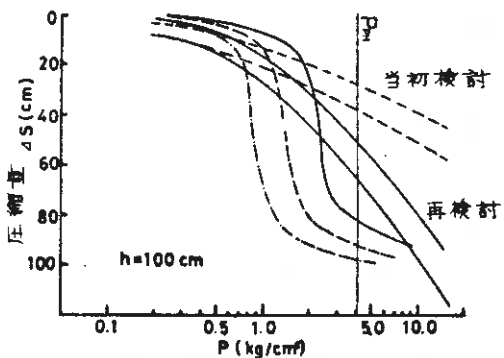


図-8 $p \sim \Delta S$ 曲線 ($h = 100 \text{ cm}$)

[整理方法②]

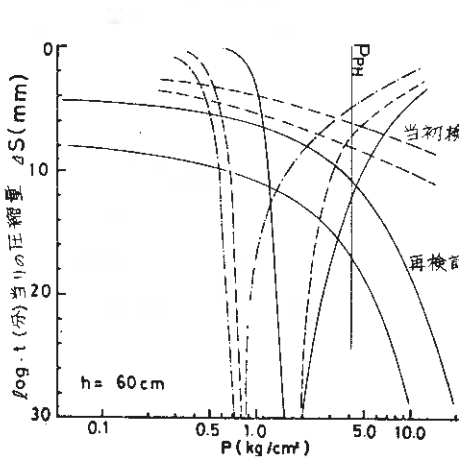


図-9 p-ΔS 曲線 (h=60cm)

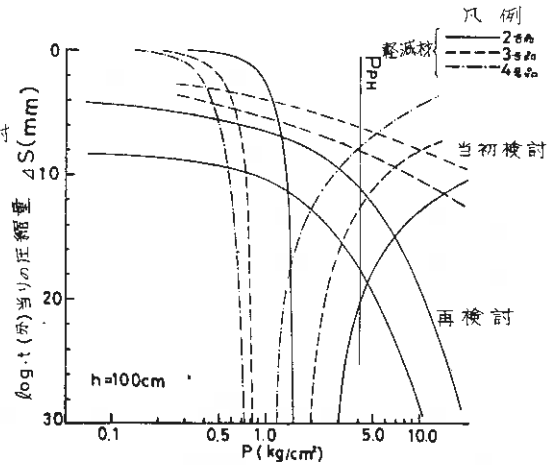


図-10 p-ΔS 曲線 (h=100cm)

5. 観測結果

(1) 土圧の経時変化

図-11にはカルバート天端中央における土圧被り厚(H)～土圧(P)～圧縮量(ΔS₁, ΔS₂)の経時変化を示した。盛土開始後、土被り厚に比例して増加してきた土圧は、昭和56年1月よりの盛土休止期間に入ると、徐々に低下する傾向がみられ、約半年後の5月には、土被り荷重の約50%程度にまで低下している。この変化に対応する軽減材と盛土の圧縮量に着目すると前者が後者を上廻る傾向を示していることか

ら、軽減材による軽減効果が発揮されているものと言える。しかし

6月以降に再び盛土が開始されると、土被り厚の増加に比例して、土圧が増加するようになり、また10月以降の盛土完了後における土圧低下の傾向もみら

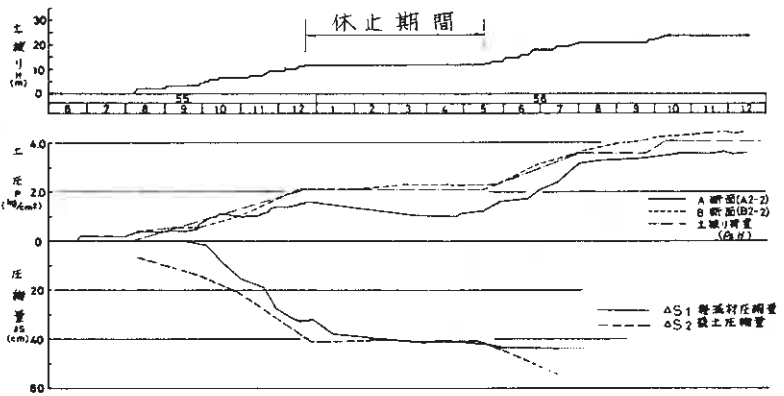


図-11 土被り厚(H)～土圧(p)～圧縮量(ΔS₁, ΔS₂)

れなくなる。これは6月の盛土再開時における軽減材の圧縮量が約50cm前後と、初期厚さh=60cmに比べるとほぼ圧縮能力の限界付近にまで至っているため、再盛土による軽減効果が期待できなくなったものと考えられる。

(2) 土圧係数αの変化

図-11に示した土圧の経時変化を土圧係数 $\alpha (= \rho/\rho_t \cdot H)$ の変化に整理しなおしたものが図-12である。休止期間におけるA断面の α は0.7より0.5程度にまで減少しているが再盛土によって最終的には0.9程度まで上昇していることがわかる。一方B断面では、盛土開始時より徐々に増加傾向を示し、最終的には $\alpha = 1.1$ 程度になっている。また同図にはマーストンの土圧公式より溝型、突出型に対応する α (それぞれ $Cd \cdot B/H$, $Cc \cdot B/H$)を示したが、前者はA断面に、後者はB断面に対応する傾向があると言えよう。

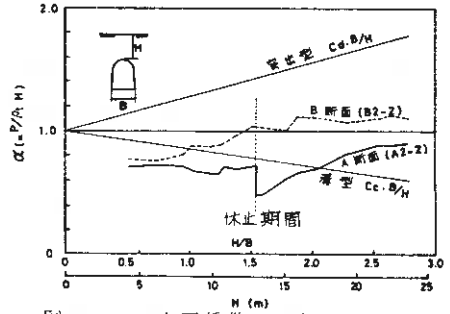


図-12 土圧係数 α の変化

(3) カルバート周辺土の変位

図-13は、軽減効果の最も発揮された昭和56年6月におけるカルバート周辺土の変位を示したものである。同図は層別沈下計よりカルバート直上と側壁部の沈下量の差(ΔSv)を示したものであるが、変位状況を見ると前述したマーストンの土圧理論を裏付ける結果となっている。

(4) カルバート周辺にかかる土圧

図-14にはカルバート周辺に設置された土圧計より、盛土完了直後における観測値を示した。カルバート側壁部(図-2に示すEo2, Eo3, Eo4, Eo8)は土被り荷重($\rho_t \cdot H$)の0.2~0.5倍となっているが、カルバートの肩部(Eo5, Eo7)は、A, B断面とも土被り荷重か、それ以上の値が観測されており軽減効果は確認されていない。

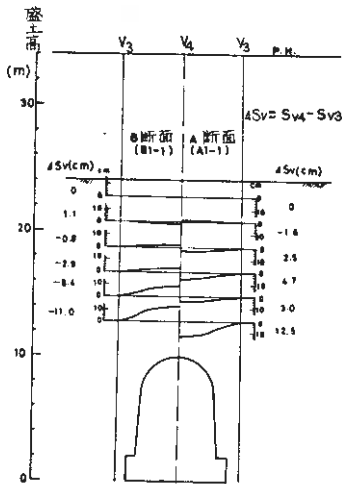


図-13 カルバート周辺土の変位

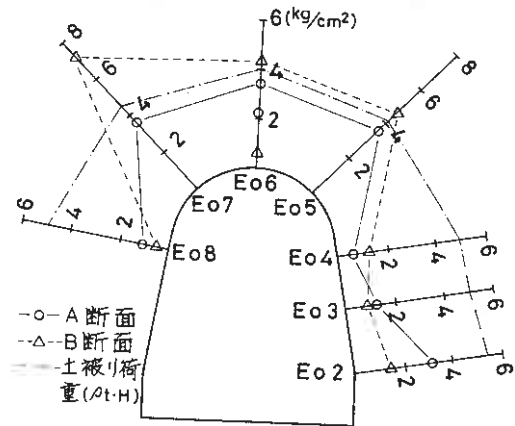


図-14 カルバート周辺の土圧

6. 考 察

土被りの大きなカルバートに作用する鉛直土圧は巨大な値となる。これを軽減できれば経済的にメリットが大きくなるものと推察され、試験工事の実施となつた。現在までに得られた資料から考察すると次のとおりである。

(1)アーチカルバートの場合、土圧の発生機構に不明な点が多いこと、軽減効果と軽減材工費を比較するとあまり経済的にはならないことから、軽減工法の採用は、現時点ではすすめにくい。

(2)軽減効果の程度は耐震性をはじめ、まだ不確定な要素が多いので、一般には土被り荷重までの軽減 ($\alpha = 1.0$) に押えるべきであろう。

(3)軽減材の所要厚さは、土被り厚、土および軽減材の圧縮特性によつて異なるので十分調査し、検討することが必要である。

7. あ と が き

日本の高速道路は縦貫道から横断道の時代へ移りつつある。横断道はその大部分が山岳地帯を通過することから、橋梁、トンネルなどの構造物が多くなると共に、高盛土箇所も多くなることが容易に推測される。それら高盛土に付帯するカルバートに土圧軽減工法を使用して経済的に設計できれば全体的に大きなメリットを生むことになる。今回行なつた工法ではそれほどの効果は出ていないが、さらに安価で効果的な軽減材が開発されれば有効な工法となることが予想される。

今後共、観測および試験を実施し、データを集積していく予定である。

< 参 考 文 献 >

- 1) 佐藤嘉平, 岩崎洋一郎; 「高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法について」, 土と基礎 (1981), Vol 29, №12
- 2) 佐藤嘉平, 岩崎洋一郎; 「ボックスカルバートの土圧軽減工法について」 (1981)
土質工学会北海道支部, 第21回技術報告資料
- 3) 日本道路公団試験所; 「発泡スチロール圧縮試験中間報告」 (1980)
- 4) 土質工学会; コルゲートメタルカルバートマニュアル

③ Embankment-Pile 工法に関する 2・3 の考察

日本国有鉄道札幌工事局 嶋 隆 司
基礎地盤コンサルタンツ ○照 井 日出夫

1. まえがき

道治水事業による新川改修工事に伴い、函館本線手箱・等似間 (SP277K099~278K461) では、現在線の位置にコンクリート高架構造の本線が再構築される。

このため、仮設構築に際しては現地一帯が図-1に示すような典型的な泥炭性軟弱地盤であるため対策工が必要である。北野北大教授を委員長とする「新川改修工事に伴う、河川、鉄道、道路技術委員会」で種々の工法を比較検討し

た結果、図-2に示すような、木杭頭部を鉄筋で連結し、金網あるいはシートを敷設して盛土を施工する Embankment-Pile 工法 (杭網方式) の採用が決定された。



凡 例

- A1 現河床堆積物
- Pm 中位泥炭
- P1 低位泥炭
- Hf 尾葉川扇状堆積物
- Sc 運路積土
- T1 層 礫
- Lte 手箱層岩

図-1 周辺地形・地質図 (5万分の1地質図編札幌より)

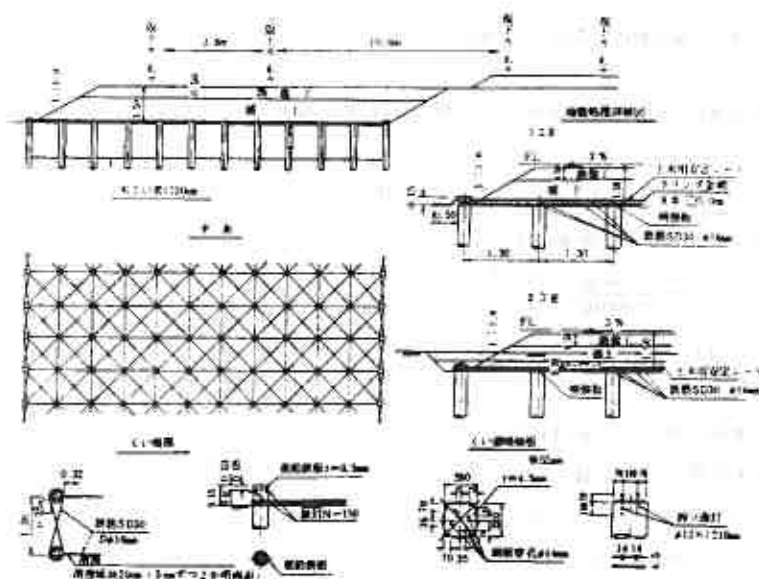


図-2 杭網工法土工定規図

同工法は、荷重を鉄筋を介して杭に伝達し、すべり破壊の防止と圧密性沈下の阻止を意図するものである。道内でも2・3の施工例があるが、設計・施工上の考え方や効果等について不明な点があるため、施工に伴って動態観測を実施し、問題点を検出する必要がある。

本報文は、上記経緯のもとに1工区 (SP277K570) と2工区 (SP277K820)

で実施した動態観測結果に基づき、設計上の考え方に対し若干の考察を加えたものである。

2. 杭頭部の鉛直応力と素地部の鉛直応力

杭への応力集中は、杭直上と素地部との相対的変位差にあるものと考えられる。すなわち変位差による摩擦力によって素地上では応力が減少し、杭上では応力が増加することになる。

これに関連する要素としては、荷重の作用方式、杭配置、盛土の厚さと強度特性地盤および杭材の強度特性が挙げられる。杭頭部およびネット部に作用する鉛直応力を検討するに当たって、次の仮定を設ける。(図-3参照)

- 沈下は、杭直上よりも素地部の方が相対的に大きく両者の境界面は円筒面とする。
- 盛土材は内部摩擦角(φ)を有し、円筒面各点のヒズミは充分これらのせん断強度が発揮されるまで生じる。
- 円筒面の摩擦強度は、深さに比例して増加する。

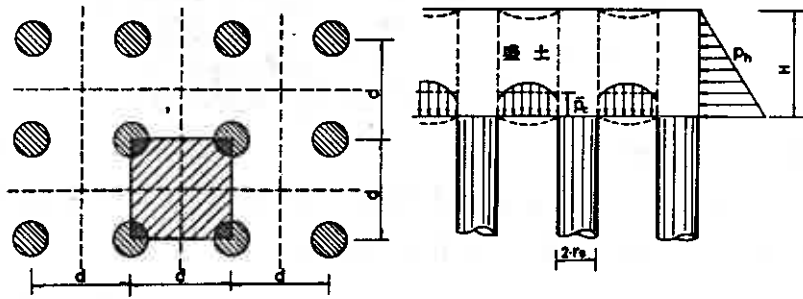


図-3 盛土杭による反力分布概念図

以上の仮定条件のもと、杭頭部に作用する鉛直応力は土被り荷重度に摩擦力が加わったものとして(3)式で示される。

$$\bar{P}_p = \rho t \cdot H + \frac{Pf}{\pi \gamma_0 r_0^2} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} Pf &= \pi \cdot \gamma_0 \cdot H^2 \cdot K \cdot \tan \phi \cdot \rho t \\ K &= \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\bar{P}_p = \rho t \cdot H + \frac{H^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \cdot \tan \phi \cdot \rho t}{\gamma_0} \quad (3)$$

ここで、 \bar{P}_p ; 杭頭部に作用する鉛直応力 (t/m²)
 ρt ; 盛土の単位体積重量 (t/m³)
 H ; " 厚さ (m)
 ϕ ; " 内部摩擦角 (度)
 γ_0 ; 杭半径 (m)

一方、素地上の応力については(2)式の P_f が杭 1 本当りの分担面積 ($a_0 = d^2$) の鉛直応力に影響するとして(4)式で得られる。

$$P_c = P - \Delta P_c \quad (4)$$

$$\Delta P_c = I f_s \cdot \gamma_0 \cdot K \cdot \tan \phi \cdot \rho t \quad (\text{円筒}) \quad (5)$$

$$\Delta P_c = I f_l \cdot H \cdot K \cdot \tan \phi \cdot \rho t \quad (\text{帯状}) \quad (5')$$

ここで、 ΔP_c は応力の減少分であり、(5)式は摩擦応力の作用面が円筒の場合で、(5)式は連続した壁面の場合である。これら両式のいずれを用いるかは実際の条件に適合したものを選定することになるが、ここでは前述仮定条件で示したように円筒面として取り扱う。

図-4に、(5)、(5)'式における $I f_s$ 、 $I f_l$ と x/H の関係を示す。

なお、実務的には次式より \bar{P}_c を求めてもさしつかえないと考えられる。

$$\bar{P}_c = P - \left(\frac{P_f}{d^2} \right) \quad (6)$$

$$\bar{P}_c = \rho t \cdot H - \frac{\pi \cdot \gamma_0 \cdot H^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \tan \phi \cdot \rho t}{d^2} \quad (6')$$

以上の各式に基づき、杭頭および素地上に作用する鉛直応力を求め実測値との比較検討を行なえば次のようになる。

なお、動態観測結果では表-1に示す値が得られている。

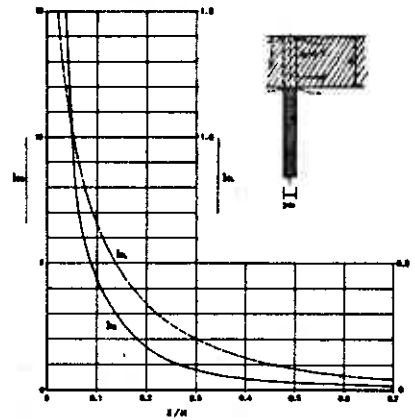


図-4 摩擦応力 (S_0) による応力減少係数 ($I f$) と距離比 (x/H) の関係

一 計算一

・荷重条件

盛土荷重 ($\rho t = 1.80 \text{ t/m}^2$) $P_1 = 1.80 H \text{ t/m}^2$

軌条荷重 $P_2 = 1.00 \text{ t/m}^2$

列車荷重 $P_3 = 1.72 \text{ t/m}^2$

・1工区

$H = 1.55 \text{ m}$, $\gamma_0 = 0.10 \text{ m}$, $d = 1.30 \text{ m}$, 盛土内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$, $\rho t_1 = 2.75 \text{ t/m}^2$ (静荷重時), $\rho t_2 = 3.85 \text{ t/m}^2$ (静荷重+動荷重時)

○杭頭部鉛直応力……(3)式による

(静荷重載荷時)

$$\bar{P}_p = 2.75 \times 1.55 + \frac{1.55^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 2.75}{0.10} = 27.62 \text{ t/m}^2$$

(静荷重+動荷重載荷時)

$$\bar{P}_p = 3.85 \times 1.55 + \frac{1.55^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 3.85}{0.10} = 38.68 \text{ t/m}^2$$

○ネット部鉛直応力……(6)および(5)式による。

(静荷重載荷時, (6)'式) $\bar{P}_c = 2.75 \times 1.55 - \frac{\pi \times 0.10 \times 1.55^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 2.75}{1.30^2} = 3.83 \text{ t/m}^2$

表-1 動態観測結果

		静荷重測定値	動荷重測定値
		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
1	ネット上面	0.56	0.11
1	ネット下面	0.37	0.04
区	くい頭	3.23	0.84
2	ネット上面	0.42	0.10
工	ネット下面	0.07	0.02

(静荷重 + 動荷重載荷時)

$$\bar{P}_c = 3.85 \times 1.55 - \frac{\pi \times 0.10 \times 1.55^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 3.85}{1.30^2} = 5.37 \text{ t/m}^2$$

(5)式による計算結果を図-5に示す。これより土圧計が設置してある杭間中央部での値は次のようになる。

(静荷重載荷時)

$$P_c = 4.22 \text{ t/m}^2$$

(静荷重 + 動荷重載荷時)

$$P_c = 5.92 \text{ t/m}^2$$

・ 2工区

$$H = 1.94 \text{ m}, \rho_{t1} = 2.61 \text{ t/m}^3,$$

$$\rho_{t2} = 3.50 \text{ t/m}^3, \gamma_0 = 0.10 \text{ m},$$

$$d = 1.30 \text{ m}$$

○ ネット部鉛直応力

(5)式より、杭間中央部では次の値となる。

(静荷重載荷時) $x/H = 0.355 \rightarrow$ 図-4より $I_{fs} = 0.63$

$$P_c = 1.94 \times 2.61 - 0.63 \times 0.10 \times 0.505 \times 0.70 \times 2.61 = 5.00 \text{ t/m}^2$$

(静荷重 + 動荷重載荷時)

$$P_c = 1.94 \times 3.50 - 0.63 \times 0.10 \times 0.505 \times 0.70 \times 3.50 = 6.71 \text{ t/m}^2$$

(6)式によった場合

$$(静荷重載荷時) \quad \bar{P}_c = 1.94 \times 2.61 - \frac{\pi \times 0.10 \times 1.94^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 2.61}{1.30^2} = 4.42 \text{ t/m}^2$$

$$(静荷重 + 動荷重載荷時) \quad \bar{P}_c = 1.94 \times 3.50 - \frac{\pi \times 0.10 \times 1.94^2 \times 0.505 \times 0.70 \times 3.50}{1.30^2} = 5.92 \text{ t/m}^2$$

この結果、(5)式で得られた P_c と(6)による \bar{P}_c は杭間中央部で約 10% の差があるものの、実務的には \bar{P}_c を採用してもさしつかえないようである。

また、計算値は実測値と比較的近似するが、1工区に対しては、いずれも想定される上載荷重 ($P = \rho_t \cdot H$) を上回る値が実測されており、この要因としては部分的な応力集中と計器の特性等が考えられるが今後これに対する検照が必要である。

3. 杭に使用する軸力

ネット・鉄筋等から伝えられる杭の軸力は、

図-6を参照して次式より求まる。

$$P_p = V_p - P_s = \rho_t \cdot H \cdot d^2 - P_c (d^2 - \pi \cdot \gamma_0^2) \quad (7)$$

$$P_p = Q_v + R_v = \frac{16 \cdot S \cdot P_0}{d} \left(1 + \sqrt{2 + \frac{1}{1 + \frac{Ad}{An}}} \right) \quad (8)$$

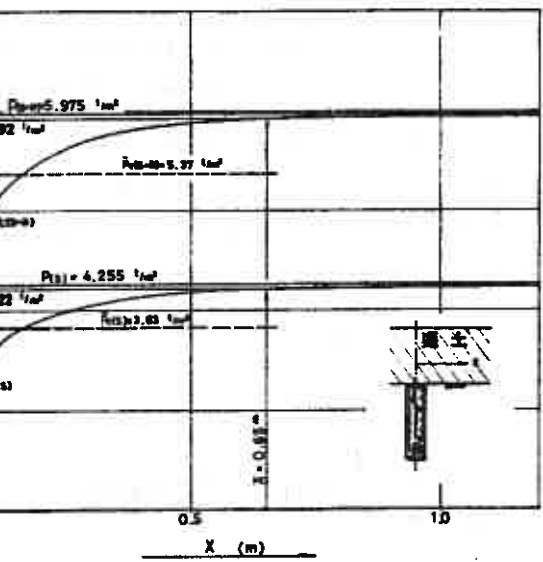


図-5 P_c 分布図

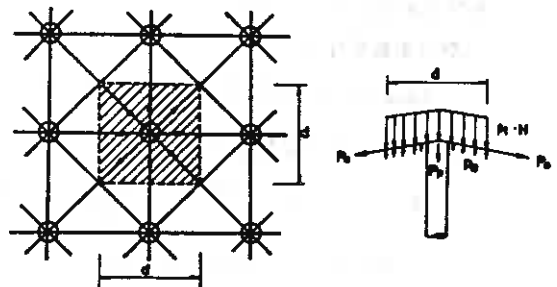


図-6 杭荷重分担図

ここで、 P_p : 杭1本当りに作用する杭頭軸力 (t)

V_p : 杭分担面積の総荷重 (t)

P_s : 地盤の分担反力度による総反力 (t)

Q_v : 鉄筋から導入される鉛直力 (t)

R_v : 金網から導入される鉛直力 (t)

P_e : 地盤反力度 (t/m^2), P_o ; 鉄筋の引張力 (t), S ; 鉄筋の沈下量 (m)

以上の各式に基づき、杭頭軸力を求め実測値と比較すれば次のようになる。なお、動態観測結果は表-2に示す通りである。

一 計 算 一

・ 1 工区 $P_e = 3.60 t/m^2$

○(7)式によった場合

(静荷重載荷時) $\rho t \cdot H = 4.26 t/m^2$

$$P_p = 4.26 \times 1.30^2 - 3.60 (1.30^2 - \pi \times 0.10^2) = 1.23 t$$

(静荷重+動荷重載荷時) $\rho t \cdot H = 5.98 t/m^2$

$$P_p = 5.98 \times 1.30^2 - 3.60 (1.30^2 - \pi \times 0.10^2) = 4.14 t$$

○(8)式によった場合

金網を用いていないため、(8)式は次式で書き改められる。

$$P_p = Q_v = \frac{16 \cdot S \cdot P_o}{d} (1 + \sqrt{2})$$

(静荷重載荷時) $S = 3.53 cm, P_o = 1800 Kg$

$$P_p = \frac{16 \times 0.0353 \times 1.8}{1.3} \times (1 + \sqrt{2}) = 1.89 t$$

(静荷重+動荷重載荷時) $S = 4.68 cm, P_o = 5050 Kg$

$$P_p = \frac{16 \times 0.0468 \times 5.05}{1.3} \times (1 + \sqrt{2}) = 7.02 t$$

・ 2 工区 $P_e = 1.15 t/m^2$

○(7)式によった場合

(静荷重載荷時) $\rho t \cdot H = 5.07 t/m^2$

$$P_p = 5.07 \times 1.30^2 - 1.15 (1.30^2 - \pi \times 0.10^2) = 6.66 t$$

(静荷重+動荷重載荷時) $\rho t \cdot H = 6.79 t/m^2$

$$P_p = 6.79 \times 1.30^2 - 1.15 (1.30^2 - \pi \times 0.10^2) = 9.56 t$$

○(8)式によった場合 $A_d = 0.02 m^2, A_n = 0.0169 m^2$

(静荷重載荷時) $S = 4.55 cm, P_o = 4247.5 Kg$

$$P_p = \frac{16 \times 0.0455 \times 4247.5}{1.3} \left(1 + \sqrt{2} + \frac{1}{1 + \frac{0.02}{0.0169}} \right) = 6.83 t$$

(静荷重+動荷重載荷時) $S = 5.00 cm, P_o = 5487.5 Kg$

$$P_p = \frac{16 \times 0.05 \times 5487.5}{1.3} \left(1 + \sqrt{2} + \frac{1}{1 + \frac{0.02}{0.0169}} \right) = 9.70 t$$

この結果、1工区では実測値が計算値を上廻っており、2工区では逆の結果が実測された。

なお、設計時の(7)、(8)式の適用性については、(8)式の場合 S および P_o を推定する必要があり、(7)式

表-2 動態観測結果

	静荷重測定値 (t)	動荷重測定値 (t)
1 工 区	2.68	2.08
2 工 区	5.74	1.10

の方が実務上有利なようである。

4. 地中増加応力と沈下

図-7に示すような支持条件に対する地中の鉛直増加応力 ($\Delta\sigma_z$) は, Geddes, J.D によると(9)式で示される。

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{D^2} \cdot Kz \quad (9)$$

ここで, Kz は応力係数で地盤のポアソン比, 任意点の位置, D などによって決まる。なお, Kz は計算が繁雑であることから電算機を用いることになる。

なお, (9)式は単杭の場合であり, 本工法の場合には横断方向に杭が12本並び路線方向に連続したいわゆる群杭形式である。したがってある点の増加応力は, 相互に杭による干渉を考慮することになるが, この場合にも応力の重ね合せが許されるものとする, ある点の増加応力は(10)式で表わされる。

$$\sigma_z = \sum_i^n (\Delta\sigma_z)_i \quad (10)$$

以上のような考え方に基づく盛土中心部の σ_z の深度分布を図-8, 9に示す。

なお, 1工区は設計上先端で約22%, 周面で約78%の支持力分担とし2工区は100%周面支持とした。

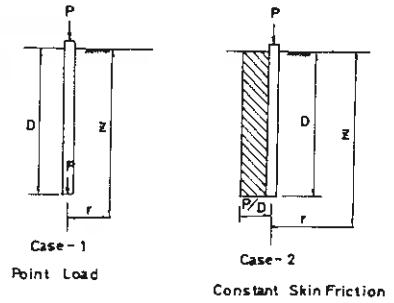


図-7 杭と地盤条件模式図

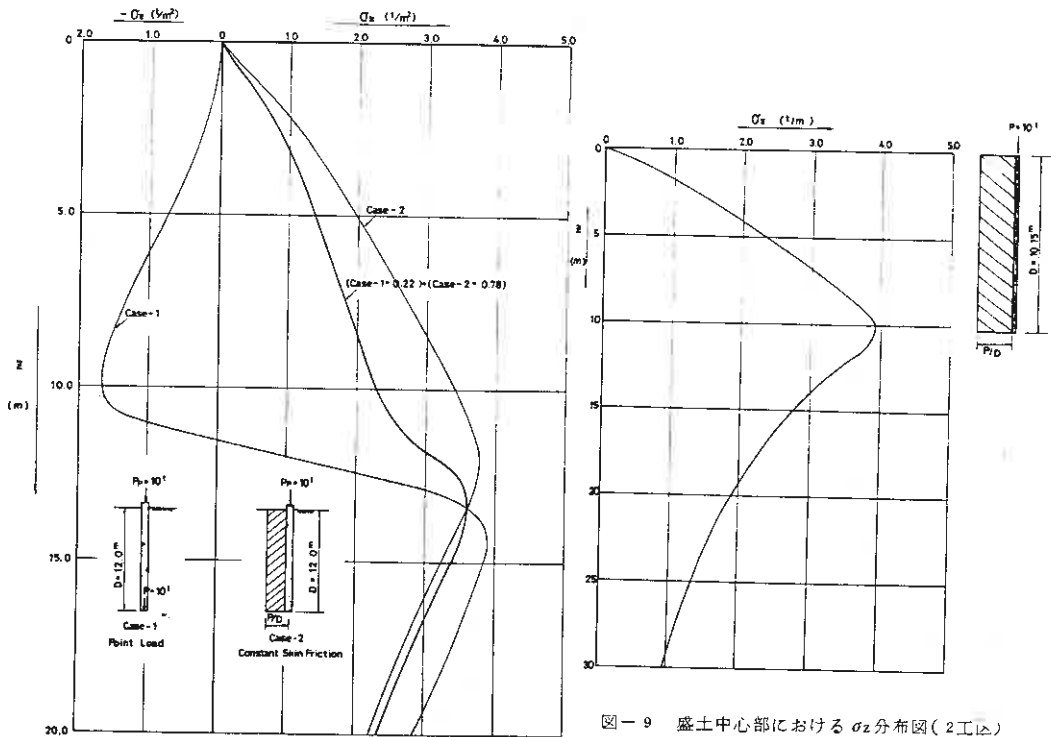


図-8 盛土中心部における σ_z 分布図 (1工区)

図-9 盛土中心部における σ_z 分布図 (2工区)

なお, 図-8, 9 は $P = 10t$ の場合であるから実際に遭遇する杭頭荷重 (P_n) に対しては, 等値線の値に P_n/P_{10} を乗ずることになる。

また、地中の増加応力は上述の杭によるほか、ネット等から伝えられる地盤反力によるものもある。これについては、反力分布を短形と仮定して Osterberg の図表から求め、 P_z で表示すれば、地中の増加応力 (ΔP) は次式で表わされる値となる。

$$\Delta P = \sigma_z + P_z \quad (10)$$

今、荷重計および土圧計の実測値より、杭頭荷重および地盤反力より次のように定めた場合の増加応力を図-10, 11 に示す。

一般に杭が打設されていない場合の盛土荷重等による地中増加応力は地表部で大きく深部に従いがい漸次減少するものであるが、杭を打設した場合、その支持機構、地盤反力の大きさにより異なるものの杭先端付近で大きく、上下方向に従いがい減少するようである。これより、上部圧密層に対しては杭による応力の低減効果が大きく、圧縮低減に著しい効果を発揮することが推測される。

前記 ΔP による沈下量は次式より求まる。

$$S_c = \int_0^H (\bar{m} \nu \cdot \Delta \bar{P} \cdot H) dz \quad (12)$$

上式に基づき沈下量を求め実測値と比較すれば次のようになる。なお、動態観測結果は表-3 に示す通りである。

表-3 静荷重時動態観測結果

		S 55. 10. 20	S 56. 3. 2
1 工 区	素地々盤	7.2 cm	8.3 cm
	くい頭	2.0	2.4
	鉄筋上	4.5	5.0
2 工 区	素地々盤	4.4.0	—
	くい頭	4.3.9	—
	層別 (3)	—	—
	" (2)	1.7.6	1.9.4
	" (1)	8.6	1.0.2

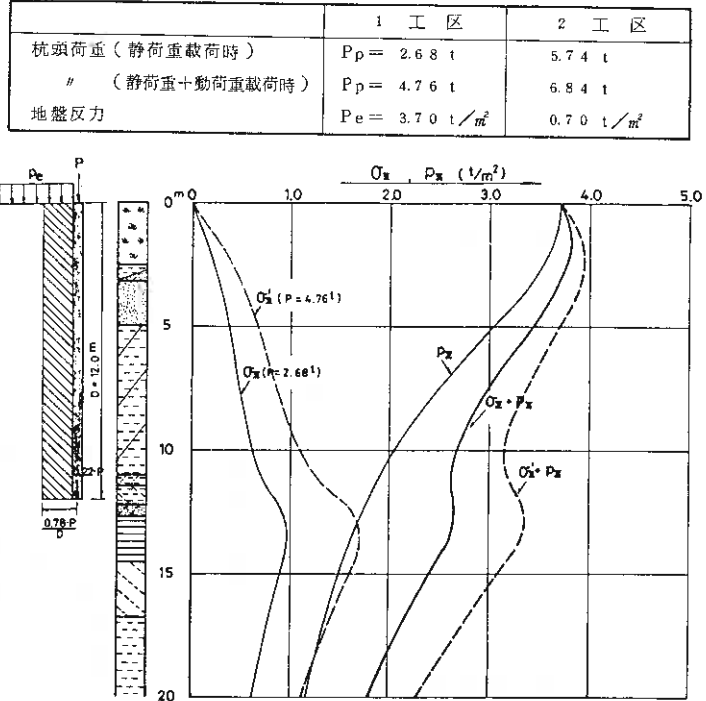


図-10 実測荷重に対する σ_z, P_z 分布図 (1 工区)

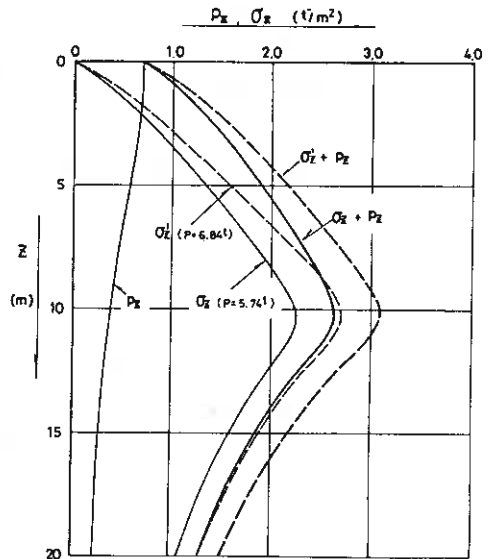


図-11 実測荷重に対する σ_z, P_z 分布図 (2 工区)

一 計 算 一

・ 1 工区

(静荷重載荷時)

○ 泥 炭 $\bar{m}v = 9.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{t}$, $\Delta\bar{P} = 3.80 \text{ t/m}^2$, $H = 2.50 \text{ m}$
 $Sc_1 = 9.6 \times 10^{-3} \times 3.80 \times 2.50 = 0.091 \text{ m} = 9.1 \text{ cm}$

○ 粘土質シルト $\bar{m}v = 1.3 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{t}$, $\Delta\bar{P} = 2.91 \text{ t/m}^2$, $H = 6.05 \text{ m}$
 $Sc_2 = 1.3 \times 10^{-2} \times 2.91 \times 6.05 = 0.229 \text{ m} = 22.9 \text{ cm}$

○ 粘 土 $\bar{m}v = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{t}$, $\Delta\bar{P} = 2.64 \text{ t/m}^2$, $H = 3.55 \text{ m}$
 $Sc_3 = 1.6 \times 10^{-3} \times 2.64 \times 3.55 = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm}$

$\therefore \Sigma Sc = 33.5 \text{ cm}$

(静荷重 + 動荷重載荷時)

○ 泥 炭 $Sc_1 = 9.2 \text{ cm}$ 動荷重(P_s)だけの沈下 $\Delta Sc_1 = 0.1 \text{ cm}$

○ 粘土質シルト $Sc_2 = 26.1 \text{ cm}$ " " $\Delta Sc_2 = 3.2 \text{ cm}$

○ 粘 土 $Sc_3 = 1.8 \text{ cm}$ " " $\Delta Sc_3 = 0.3 \text{ cm}$

$\therefore \Sigma Sc = 37.1 \text{ cm}$ $\Sigma \Delta Sc = 3.6 \text{ cm}$

・ 2 工区

(静荷重載荷時)

○ 泥 炭 $Sc_1 = 54.6 \text{ cm}$

○ 粘土質シルト $Sc_2 = 18.1 \text{ cm}$

○ 砂質シルト $Sc_3 = 4.0 \text{ cm}$

$\therefore \Sigma Sc = 76.7 \text{ cm}$

(静荷重 + 動荷重載荷時)

○ $Sc_1 = 60.4 \text{ cm} \rightarrow \Delta Sc_1 = 5.8 \text{ cm}$

○ $Sc_2 = 20.8 \text{ cm} \rightarrow \Delta Sc_2 = 2.7 \text{ cm}$

○ $Sc_3 = 4.3 \text{ cm} \rightarrow \Delta Sc_3 = 0.3 \text{ cm}$

$\Sigma Sc = 85.5 \text{ cm}$ $\Sigma \Delta Sc = 8.8 \text{ cm}$

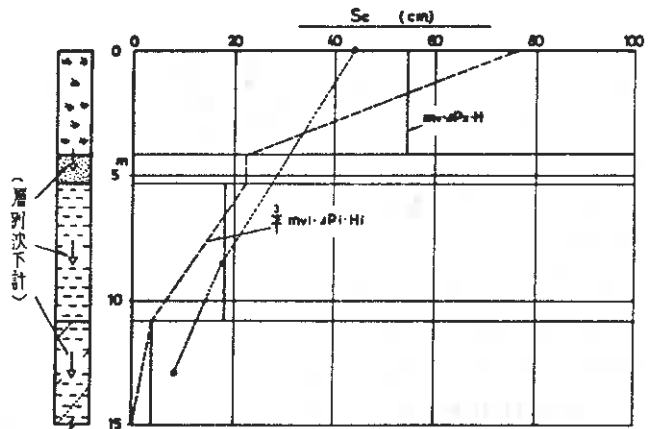


図-12 2工区における沈下量の計算値と実測値の比較図

なお、実測沈下量から双曲線型式で最終

沈下量を推定すれば、S55.10.20現在でいずれも概ね沈下は終了した状態にあり、実測値は計算値の約25~55% (素地上)、15~70% (杭頭)となっている。

列車荷重 (P_s) による沈下の評価については、載荷と除荷の“繰返し”荷重を考慮する必要があると考えられるが、確立されたものがない。 P_s による沈下の発生状況は図-13のように推定される。すなわち載荷と同時に生じる弾性的沈下 (S_i) と圧密による塑性的沈下 (S_e) が生じるがこのうち、問題となるのは S_e の残留累積である。

Newton 体と Hook 体が並列に組合されたいわゆる Kelvin Unit による Rheological Model を想定すると載荷に伴うヒズミ (ϵt) と除荷後のヒズミ ($\epsilon t'$) はそれぞれ (13), (14) 式で表わされる。

$$\epsilon t = a_e \cdot \sigma \{ 1 - \exp(-\frac{\phi_a}{a_e} t) \} \quad (13)$$

$$\epsilon t' = \epsilon_n \cdot \exp(-\frac{\phi_a}{a_e} t) \quad (14)$$

(13)式の t を t_n , (14)式の t を t_o とおいて両式を整理すると次のようになる。

$$sv = a_{es} \left[\exp\left(-\frac{\phi_a}{a_e} t_o\right) - \exp\left\{-\frac{\phi_a}{a_e} (t_o + t_n)\right\} \right] \quad (15)$$

(15)式による考え方を当該列車荷重の場合にあてはめると図-14のように示される。すなわち、2回目の載荷直前における戻りヒズミによる残留沈下 (S_r) は、 P_2 が継続して載荷されている場合の $t_n + t_o$ における架空の沈下量 (S_{et}) から t_o 時の架空の沈下量 (S_{eo}) を差引いた値に近似的に等しい。

以上の考え方に基づき繰返し荷重を考慮した沈下を検討すると以下のとおりとなる。

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \quad (t = t_n + t_o \text{ or } t_o) \quad (16)$$

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 \cdot T_v) \quad (17)$$

$$S_c = \Delta S_c \cdot U \quad (18)$$

なお、当本線における列車走行諸元は概ねつぎのとおりである。

走行速度 $\bar{V} \div 60 \text{ km/hr}$ 載荷時間 $t_n \div 9 \text{ sec} \div 0.15 \text{ min}$
 車両走行長 $\bar{L} \div 150 \text{ m}$ 除荷時間 $t_o \div 7.23 \text{ min}$
 通過回数 $\Delta n = 195 \text{ 回/day}$

一計算一

・1工区

表-4より、S56.3.2現在の累積沈下量 ($\sum S_r$) は、 $n \div \frac{1}{2} 26130$ であるから、

泥炭 $S_r \div 0.07 \text{ cm}$
 粘土質シルト $S_r \div 0.79 \text{ cm}$
 粘土 $S_r \div 0.26 \text{ cm}$
 $\sum S_r \div 1.12 \text{ cm}$

となり、これに静荷重に対する同時間の沈下量を加えると、素地部で約 2 cm 、杭頭で 0.5 cm の沈下となる。対する実測沈下量は素地部で 1.1 cm 、杭頭で 0.4 cm である。

・2工区

表-5より、S56.3.2現在の累積沈下量は次のようである。

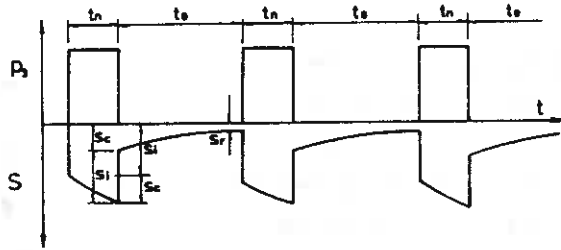


図-13 P_3 による沈下の概念図

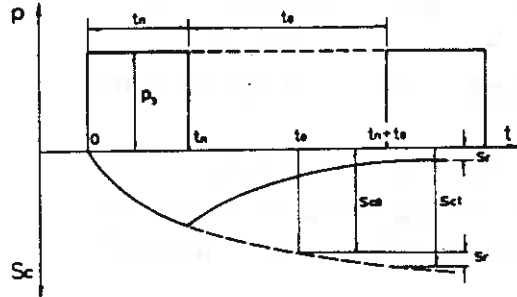


図-14 P_1 による圧密沈下 (S_c)の挙動

表-4 繰返し荷重を考慮した場合の沈下計算 (1工区)

層区分	層厚 (m)	C_v (cm/min)	ΔS_c (cm)	$t_n + t_o$			t_o			S_r $S_{ct} - S_{co}$ (cm)
				T_{vn} $\times 10^{-3}$	U_{no} $\times 10^{-3}$ (%)	S_{ct} $\times 10^{-3}$ (cm)	T_{vo} $\times 10^{-3}$	U_o $\times 10^{-3}$ (%)	S_{co} $\times 10^{-3}$ (cm)	
泥炭	2.50	3.0×10^{-2}	0.1	1.42	4.25	0.425	1.39	4.20	0.420	5.0×10^{-3}
粘土質シルト	6.05	2.5×10^{-2}	3.2	0.202	1.60	5.13	0.197	1.59	5.07	6.0×10^{-3}
粘土	3.55	1.9×10^{-1}	0.3	4.45	7.53	2.26	4.36	7.45	2.24	2.0×10^{-3}
合計	12.10	-	3.6	-	-	-	-	-	-	8.5×10^{-3}

表-5 繰返し荷重を考慮した場合の沈下計算 (2工区)

層区分	層厚 (m)	C_v (cm/min)	ΔS_c (cm)	$t_n + t_o$			t_o			S_r $S_{ct} - S_{co}$ (cm)
				T_{vn} $\times 10^{-3}$	U_{no} $\times 10^{-3}$ (%)	S_{ct} $\times 10^{-3}$ (cm)	T_{vo} $\times 10^{-3}$	U_o $\times 10^{-3}$ (%)	S_{co} $\times 10^{-3}$ (cm)	
泥炭	4.14	3.0×10^{-2}	5.8	0.517	2.56	1.49	0.506	2.54	1.47	2.0×10^{-4}
粘土質シルト	5.45	2.0×10^{-2}	2.7	0.199	1.59	4.30	0.195	1.57	4.25	5.0×10^{-3}
砂質シルト	4.31	1.3×10^{-1}	0.3	2.07	5.13	1.54	2.02	5.08	1.52	2.0×10^{-3}
合計	13.90	-	8.8	-	-	-	-	-	-	2.7×10^{-4}

泥炭 $Sr \doteq 2.63 \text{ cm}$

粘土質シルト $Sr \doteq 0.66 \text{ cm}$

砂質シルト $Sr \doteq 0.26 \text{ cm}$

$\Sigma Sr \doteq 3.55 \text{ cm}$

これに対し実測沈下量は粘土質シルトで約1.8 cm, 砂質シルトで1.6 cmである。

5. ネット材の引張力と沈下

杭網方式の場合、くい頭部を鉄筋で連結しその上に金網あるいはシートを敷設することから設計上鉄筋の引張力、沈下等を検討する必要がある。

反力度分布を図-15のように仮定すると荷重強度 (P_c), 地盤反力係数 (k_s), 力張力 (P_o) および沈下量 (S) の間には (19) 式の関係が成立つ。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\{P_c - k_s(S-y)\}x \cdot (d-x)}{2P_o} \quad (19)$$

(19)式を変数分離して解き、 $x = \frac{d}{2}$ で $y = S$ なる境界条件を考慮すると (20) 式が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{直材に対して} \\ \text{斜材に対して} \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_o = \frac{k_s \cdot d^3}{24 \cdot \ln \left(\frac{P_c}{P_c - k_s \cdot S} \right)} \\ P_o = \frac{k_s \cdot d^3}{19.4 \cdot \ln \left(\frac{P_c}{P_c - k_s \cdot S} \right)} \end{array} \quad (20)$$

(20)式には、未知数 P_o と S を含むためいずれかを固定しなければならないが、別途 P_o による弾性伸びによる S を求めて連立式を解けばよい。鉄筋の引張力については紙枚の制限もあり割愛するが、(20)式による計算値は実測値とよい対応を示していることを報告しておくたい。

6. むすび

ここで述べた Embankment-Pile 工法 (杭網方式) は、地盤改良工法と橋梁工法のいわば中間的工法ともいえる対策工であって泥炭性地盤にも速効性が認められることから今後の発展が期待できる工法といえよう。

今後観測を継続するなかで長期的安定性や設計手法の確立を進めていくこととしたい。

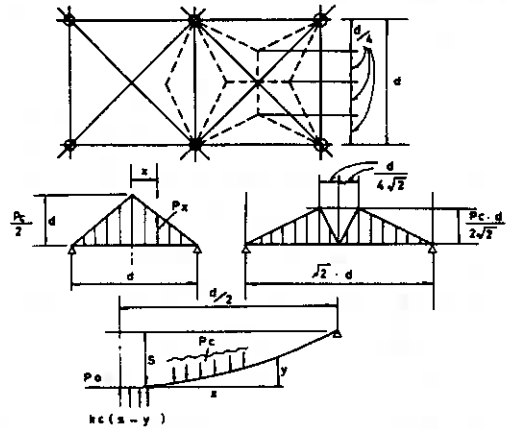


図-15 ネット材の反力度分布

④ 1981年日高地方西部地震による盛土基層の応答解析例

北海道開発局 室建 苫小牧道路事務所 谷口 秀男
 基礎地盤コンサルタント 佐田 頼光
 同上 齊藤 和夫

1. ま え が き

1981年1月23日、日高地方西部を震源とする地震により、国道36号美々々植苗間において舗装面にクラックが生じた。発生箇所は延長1.2Kmにわたって12箇所の地点で、横断方向に生じたものであるが幸い車輛の通行に支障を来すまでには至らなかった。しかしこれらの被害は道路の維持管理の面からは一つの問題点となり得るものである。ここでは地震発生後に行なった調査結果と、記録された地震外力による盛土基層の応答解析例を示したものである。さらにこれらの検討結果から被害と地震の因果関係を考察した。

2. 被害の概況

当該地区は千才市より苫小牧方面に約10Kmの地点である。地形は洪積台地により形成された谷部を沖積粘性土層が埋めつくした埋没谷地形を示しており、車線は埋没谷を横断するように通過している。

図-1には被害発生区間の一部の土層断面面図を示した。また表-1には土性を一括して示した。当区間の道路形状は図-2に示すように高さ約2.0m、巾約3.4mの低盛土構造物であり、同図の上り車線は昭和54年に拡幅されたものである。クラックの発生は、図-1に示す地点に発生し、道路をほぼ横断するように発生した。(写真-1, 2参照)またそれぞれのクラックは写真-3に示すように路盤部にまでおよんでいることが確認された。これは引張り、あるいはせん断応力が衝撃的に作用した結果と考えられる。また図-3にはSP47,400~SP47,700の歩道部における沈下観測結果を示したが、地震前後で最大3cm前後の沈下が生

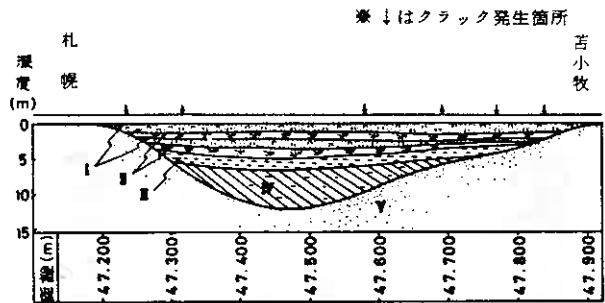


図-1 土層断面図

表-1 土性値表

層番号	土質名	深 度 (m)	含水比 W _n (%)	比 重 G _s	塑性 指 数 I _p	N 値	日本統 一分類
I	火山灰質砂	0~0.7 1.8~2.3	5.0	2.69	-	3	(SV)
II	泥 炭	0.7~1.8 2.3~3.4	24.7	2.07	135	0~1	(Pt)
III	シルト	3.4~5.3	16.1	2.31	7.6	0	(CH)
IV	粘土質シルト	5.3~13.4	8.0	2.52	3.6	0	(CH)
V	火山灰質砂	13.4~	-	-	-	10以上	(SV)

じており、これらの沈下量は軟弱層の層厚と良好な対応を示すことが注目される。

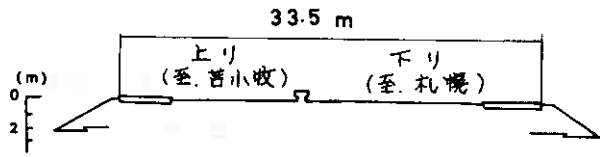


図-2 盛土断面図



写真-1



写真-2

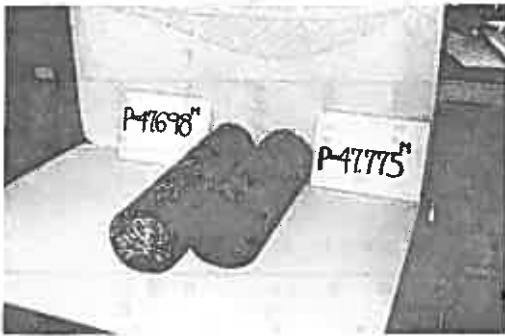


写真-3

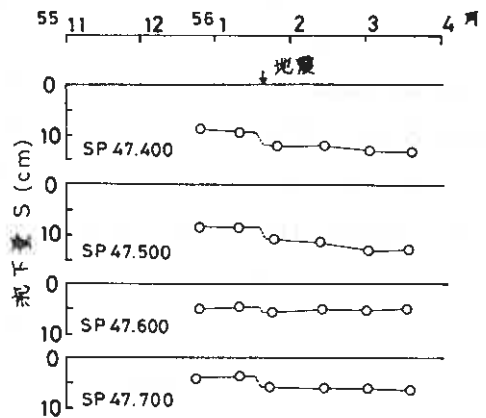


図-3 沈下観測結果(歩道部)

3. 調査解析法

前節の被害の状況から当該区間に生じた被害の原因として、1) 盛土基層の応答性の相違 2) 地震動による変形特性の低下が考えられる。このような観点から、図-4に示すフローチャートにより調査、解析を進めることにした。

まず基本調査では土層構成を明らかにし、室内土質試験により基本的な土質定数を把握しておく。次に地震時応答計算は、一次元の応答計算を土層構成の異なる3地点で行ない応答性の相違を検討すること、および動的試験における試験外力を求めることを目的としている。一方動的試験は、動的ねじりせん断試験装置を用いて、応答計算に必要な動的物性値を求めること、繰返しせん断力 τ_d により土に発生する残留変形を求めることを目的としている。これらの検討結果から地震と被害の因果関係を考察した。

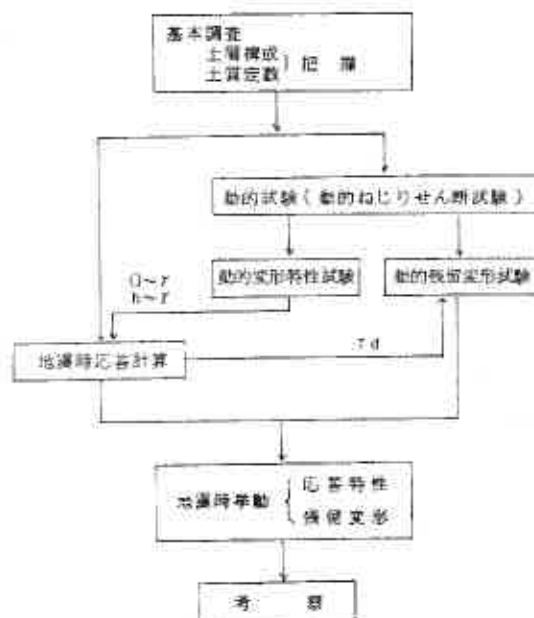


図-4 調査、解析フローチャート

4. 地震時応答解析結果

地震時応答解析は重複反射法による一次元応答計算プログラム“SHAKE”により行なった。入力地震動は開発局吉小牧港事務所において観測された当地震の加速度波形を、一旦地震基準と考えられる値に戻したものを^{2) 3)}用いた。図-5には計算を行なった地点と、検討条件図を示した。図中のG~Aタイプは各土層の動的変形特性(せん断剛性率 G 、減衰比 h ~せん断ひずみ γ 関係)であり、後で説明する動的ねじりせん断試験によって求められたものである。図-6にはその結果を示した。

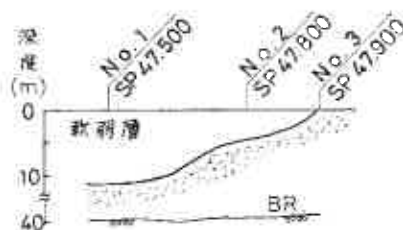


図-5(a) 検討計算地点

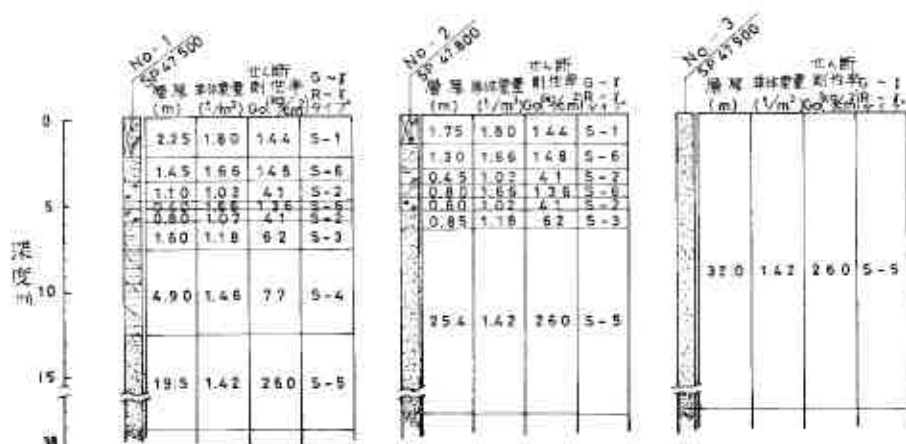


図-5(b) 検討条件図

図-7 は応答計算による $\#1$ 地点の任意深度での加速度時刻歴曲線である。GL-3.7mの基盤上の波形は、GL-12.5mをすぎるあたりから軟弱層の影響を受け、周期、振幅とも徐々に大きくなる。GL-3.7mの泥炭層を通過するあたりになるとこの影響はますます顕著になり、長周期成分の波が一層増幅されてくる。

以上のように、基盤より入射される地震波は、途中の土性により地表に到達するまでに大きく変化する。図-8には各地点において計算された加速度、変位の最大値を深度方向にプロットした。図より加速度、変位とも軟弱粘性土層に入ると増幅されてくるが、その傾向は地点間においてかなり差異がある。つまり加速度の増幅率は軟弱層が、そう厚くない $\#2$ が最も大きくなって、一方変位は、軟弱層の最も厚い $\#1$ が最も大きくなっている。

5. 動的試験結果

動的ねじりせん断試験により、動的変形特性試験と残留変形試験を実施した。また図-9に示すような供試体を土中の応力状態を考慮した拘速圧で圧密する。図中の $\sigma'v$ は有効上載圧、 K_0 は静止土圧係数である。ここで K_0 の

値は泥炭を0.15⁴⁾、他の土層は0.5とし、初期せん断応力 τ_i はすべて0とした。圧密終了後、非排水状態にして1 Hzの繰返し正弦波荷重を加える。動的変形特性は土が破壊するまで段階的に荷重を増加させて行き、それぞれ10波目のヒステリシス曲線よりその r における G と h を求めるものである。一方残留変形試験は応答計算より得られた各土層の最大せん断力 τ_{dmax} から、これと等価な繰返しせん断

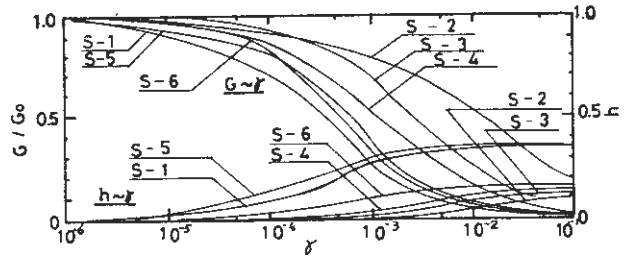


図-6 G~r, h~r曲線

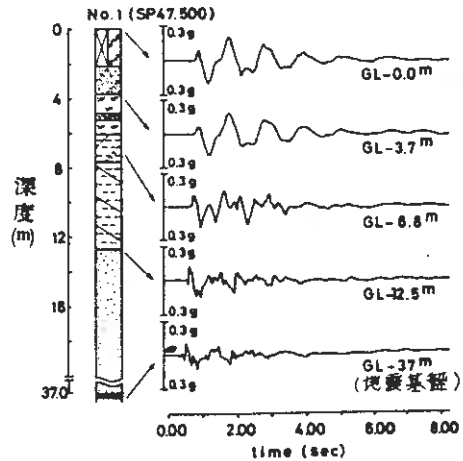


図-7 加速度時刻歴曲線

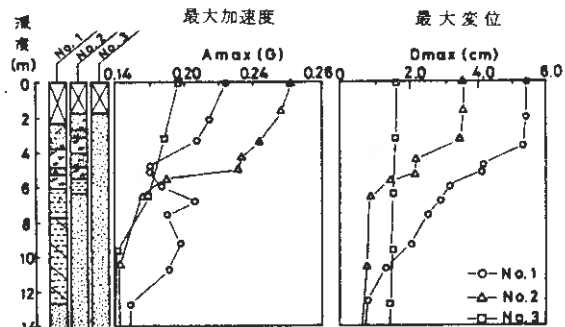


図-8 最大加速度 最大変位深度分布図

力 τ_d を 20 波加えた後、供試体に生ずる軸ヒズミ ϵ_a を測定するものである。図-10(a)には測定結果を図示したが、 τ_d の増加に比例して ϵ_a も増加する傾向がみられる。また図-10

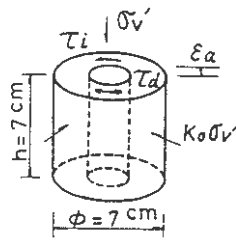


図-9 供試体

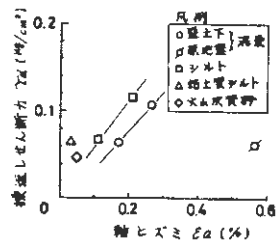


図-10(a) $\epsilon_a \sim \tau_d$ 関係

(b)には過圧密比OCRとの関係

を示したが、OCRが高くなると、 ϵ_a は小さくなる傾向がみられ、 ϵ_a は応力履歴に依存するものと言えよう。

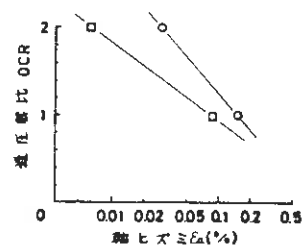


図-10(b) $\epsilon_a \sim OCR$ 関係

6. 調査、解析結果の考察

(1) 地震応答計算結果より各地点の地表面における加速度、変位の時刻歴曲線を図-11に示した。なおこれらは入力地震動が各地点において同時に基盤入射されたものと仮定した応答値であり、地震波が各地点の基盤に到達するまでの時間差は無視している。図より各地点では大きな変化が生じることになり、位相、振幅の違いによるせん断応力の発生が考えられる。

(2) 繰返しせん断力により発生した ϵ_a により現地における残留沈下量 S_r は(1)式で推定できる。

$$S_r = \epsilon_a \cdot H \dots \dots (1)$$

ここで H : 対象土層厚

(1)式で求めた S_r と実測値とを対応させたものが図-12である。図では両者は比較的良好な対応を示しているものと言える。ここでクラック発生箇所との相関関係を検討するために区間を 50 m に分割し、その分割区間についての傾斜角 i を求めた。

$$i = \frac{\Delta S_r}{L} \dots \dots (2)$$

ここで L : 分割区間長 (= 50 m)

ΔS_r : 隣接区間における不等沈下量

図-13にはクラック発生箇所と i との度数分布図を示した。図より $i = 8 \times 10^{-6}$ が、クラック発生地点の傾向をみる上でポイントになるのではないかと考えられる。

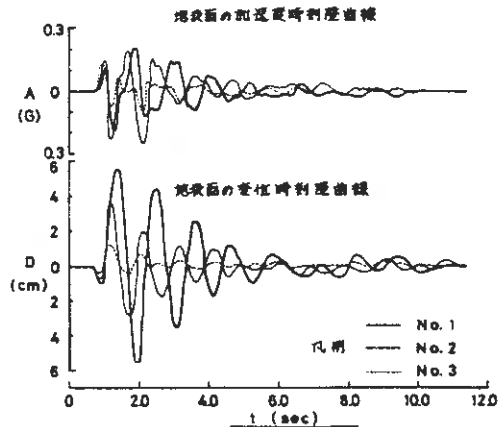


図-11 加速度、変位時刻歴曲線

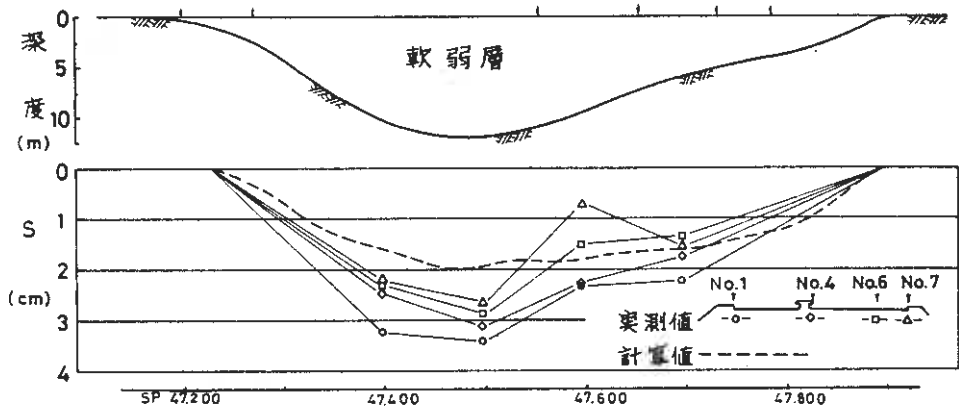


図-12 残留沈下量の実測値と計算値

7. あとがき

1981年日高地方西部地震によって路面に発生したクラックについての追跡調査の結果からつぎの点が指摘される。

- 1) 路線が埋没谷地形を横断していることから、各地点の土層構成の相違により応答性が大きく異なり、道路本体にせん断応力の発生が考えられること。
- 2) 地震動による残留沈下量が動的ねじりせん断試験である程度予測がつくこと、さらに求められた残留沈下とクラック発生地点との関係に比較的良好な相関関係が認められたこと。

以上の点が明らかになったが、土およびアスファルトの動的な力学特性、一次元応答計算の妥当

性等、種々の面で今後の研究に待つところが少なくない。これらの一応答解析例が今後の道路計画、設計にあたって何らかの参考になれば幸いである。なお本報告にあたっては基礎地盤コンサルタント榎安田進氏の協力を得た。

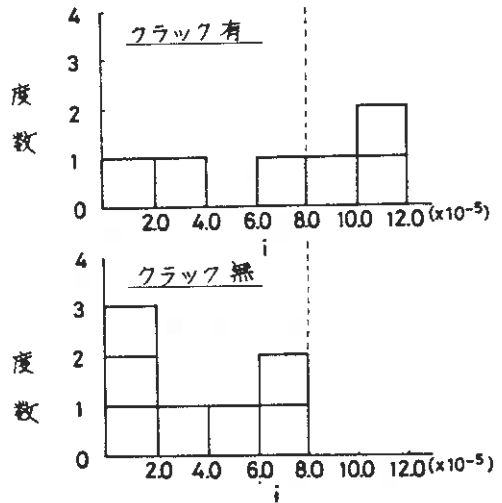


図-13 度数分布図

(参考文献)

- 1) 国立防災科学技術センター；強震速報 18, "1981年, 1月23日北海道日高地方西部地震" (1981)
- 2) 港湾技研資料 107 (1970)
- 3) 港湾技研資料 252 (1977)
- 4) 安川郁夫；"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 (1979)

⑤ 繰返し応力下における砂の硬化特性

北大工学部 (甲) 土岐 祥介
〃 (乙) 三浦 清一
〃 (丙) 〇 稻 直美

1. はじめに

ゆるい砂質土盤における最も重要な問題のひとつは、地震時のような繰返し応力下の砂の液状化である。最近では、この問題について、砂の応力～ひずみ予測式を取り入れた変形解析に関する研究が報告されているが、応力～ひずみ予測式を繰返し応力条件下の問題に適用する際には種々の問題点があり、その基本仮定の吟味に関する詳細な検討が必要である。

さて、単調載荷時の砂の応力～ひずみ予測式に関しては、多くの研究者によって種々の形の式が提案されている¹⁾。筆者らも弾塑性理論をもとにした予測式を導き、簡単な試験より求まるパラメータを用いて、任意応力経路下の砂の応力～ひずみ～ゲイレイタンシー挙動をある程度予測することに成功している²⁾。しかし、この予測式を排水繰返し応力下における砂の有効応力変化の予測に適用するためには、排水繰返し応力下における砂の応力～ゲイレイタンシー挙動を忠実に再現しうる必要があると考えられる。

そこで、本報告は種々の排水繰返し応力下における砂の応力～ひずみ～ゲイレイタンシー挙動を詳細に調べ、これにもとづいて従来の予測式の排水繰返し応力条件への適用性とその限界について検討したものである。

2. 試料および供試体制法

実験に用いた試料は置浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $e_{max} = 0.992$, $e_{min} = 0.625$)³⁾である。供試体はすべて多重ふるい落下法 (M.S.P法) で作製した。この作製法は、筆者らが以前に報告しているように、均質な供試体を再現性よく供給しうる方法である⁴⁾。

3. 試験方法と試験の種類

三軸試験用供試体の寸法は、径50mm、高さ120mmである。供試体は作製後CO₂を通し、引続き脱気水で飽和させた。その後、196kPaのバックプレッシャーを与えている。以上の方法で作製した供試体を有効拘束圧196kPaのもとで30分以上圧密し(このときの相対密度を D_{r0} とする)、その後、図1(a)～(e)に示す応力経路の試験を実施した。ここで、たとえば(b)のEC試験は、等圧室ののち伸張側に所定の応力比 $\eta = \eta_R$ までせん断後除荷し、引続き圧縮側で破壊に至らしめる試験である(1→2→3)。また、図には示していないが、CE, ECE, EUE試験はそれぞれEC, CEC, CUC試験とP'軸に関して対称な応力経路の試験である。したがって、試験はすべて軸対称三軸応力条件下における平均有効主応力一定(196kPa)の排水試験で、供試体の相対密度は $D_{r0} = 53 \pm 3$ (%)に調整した。なお、試験は側圧

を変化させる試験なので、マンアレン貫入量の補正を行い、軸圧は三軸セル室内に取り付けられたロードセルによって測定した。

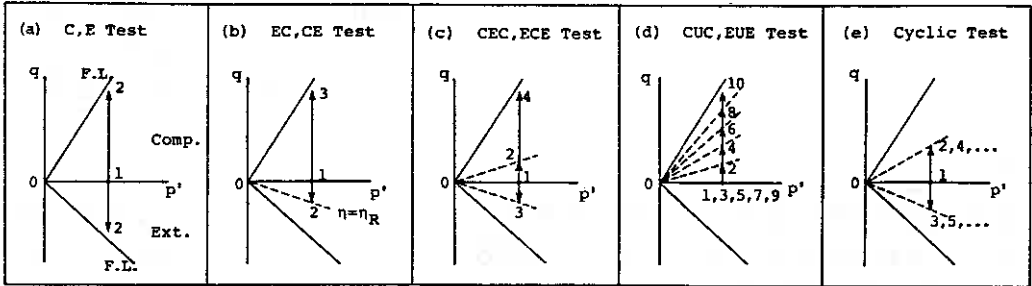


Fig. 1

4. 試験結果

はじめに、試験結果の整理に用いた応力～ひずみのパラメータを次のように定義する。

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r) \quad q = |\sigma_a - \sigma_r| \quad \eta = q/p' \quad (4-1)$$

$$E_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad \gamma = \frac{2}{3}|\varepsilon_a - \varepsilon_r|$$

ただし、 σ_a , σ_r はそれぞれ軸方向、側方向有効主応力、 ε_a , ε_r はそれぞれ軸方向、側方向ひずみであり、圧縮を正とする。

4-1. 繰返し応力下の砂の変形特性

図2(a), (b)は、図1(e)の繰返し試験より得られた砂の応力～ひずみ～ゲイレイクンシー挙動を示したものである。ここで、 R は応力反転時に動員される応力比 η_R と破壊時のそれとの比である。

まず、図2(a)より R の大きさににかかわらず体積収縮が1サイクル目において最も顕著に現れているのが明らかである。この1サイクル目で生じる体積変化は塑性的であって、繰返し回数が増えるにつれて徐々に弾性変形へと近づいている。また、 R が小さければ少ない繰返し回数で弾性状態に達するようである。

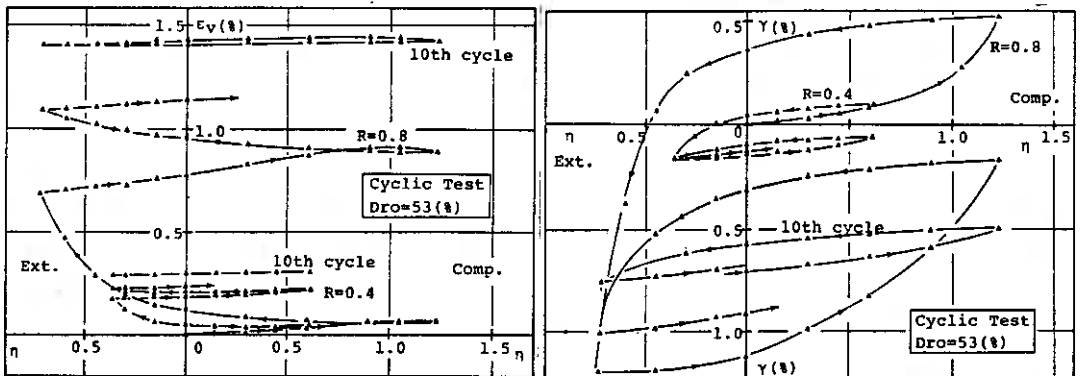


Fig. 2 (a) $\eta \sim E_v$

(b) $\eta \sim \gamma$

次に、図 2 (b) に示すせん断ひずみ γ に着目すると、明瞭なヒステリシスがみられ 1 サイクル目のものが最大である。しかし、繰返し回数が増すにつれてヒステリシスの大きさは小さくなり、弾性変形に近づいている。また、2 サイクル目以降の γ はすべて伸張ひずみとなっており、筆者らが以前より指摘しているように、M.S.P 供試体が伸張側に变形しやすいという強い異方性をもっていることがわかる⁵⁾。

4-2. 繰返しせん断履歴を有する砂の変形特性

図 3 (a), (b) に EC 試験の結果を示す。これらの図より、伸張側における応力履歴の大きさがある程度以下ならば ($R < 0.6$)、処女供試体 ($R = 0.0$) のそれとほぼ類似していて、その後の变形特性にほとんど影響を与えないことが認められる。しかし、 $R = 0.8$ の場合、応力反転後の变形が他に比べて若干大きい傾向にある。CE 試験からもこれと同様の結果が得られている。

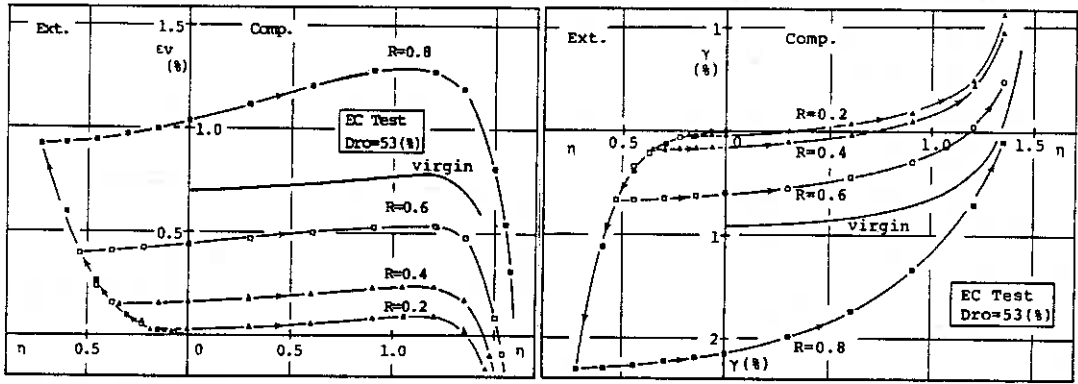


Fig.3 (a) $\eta \sim \epsilon_v$

(b) $\eta \sim \gamma$

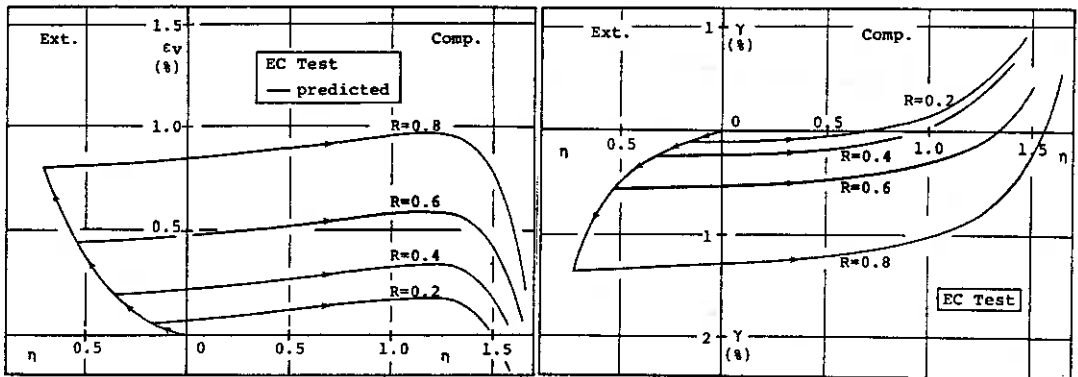


Fig.4 (a) $\eta \sim \epsilon_v$

(b) $\eta \sim \gamma$

繰返し応力履歴を受けた後の体積ひずみ発生特性を定量的に調べるために、破壊する側と逆方向で受けた最大のせん断ひずみ量 $\bar{\gamma}$ と、変形のしやすさを表わすパラメータ λ の関係を図 5 に示す。

EC 又は CE 試験に着目すると、 $\bar{\gamma}$ の値が約 1% 以下であれば λ の値はほぼ一定とみなせるが、それ以上になると λ が大きくなり、体積ひずみが発生しやすくなる

ことがわかる。このことから、筆者らが以前にも述べたように、逆方向におけるせん断履歴の影響は、応力の大きさよりむしろ逆方向でもたらされたひずみの大きさで規定されるようである。⁶⁾

次に、CECおよびECE試験の応力～ひずみ関係のいくつかの例を図6(a),(b)と図7(a),(b)に示す。これらの試験から求めた $\lambda \sim \bar{Y}$ 関係も図5に示してあるが、CEC試験の $\lambda \sim \bar{Y}$ 関係はECE試験のそれとほぼ同じにもかかわらず、ECE試験の λ の値は \bar{Y} の増加とともに急激に小さくなる。これは後に示すCUCおよびEUE試験の結果からわかるように、圧縮側と伸張側の硬化特性が異なるためであると考えられる。つまり、ECE試験では最初の半サイクルにおける体積ひずみの発生量が大きく、そのため最後の伸張側でのそれがおさえられるので R の増加とともに急激に小さくなると思われる。

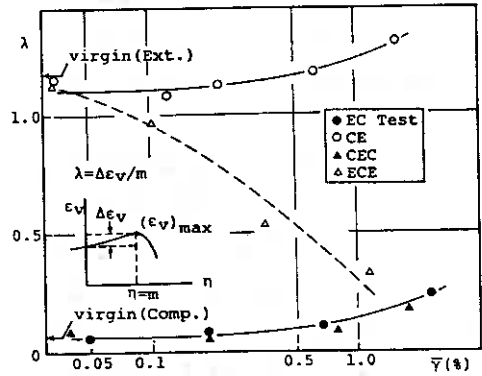


Fig.5 $\bar{Y} \sim \lambda$

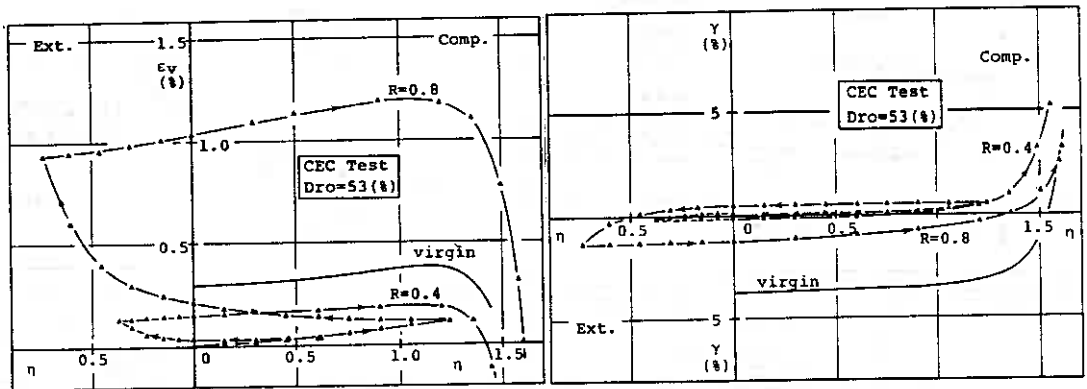


Fig.6 (a) $\eta \sim E_v$

(b) $\eta \sim \bar{Y}$

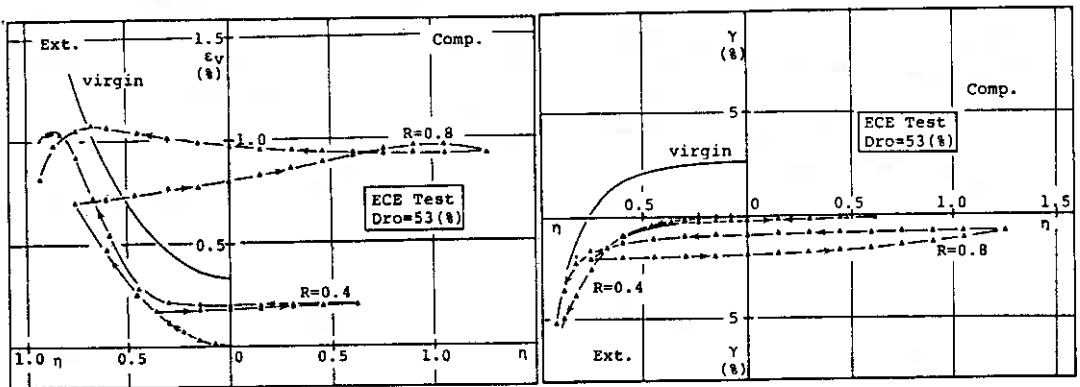


Fig.7 (a) $\eta \sim E_v$

(b) $\eta \sim \bar{Y}$

4-3. 繰返し応力下の砂の硬化特性

4-2. で述べたように、EC又はCE試験の結果から、 $\bar{\gamma}$ の値が約1%以下であればその後の変形特性は処世供試体のそれとほとんど変わらないことがわかった。この事実は後述するように、砂には古典的弾塑性理論における等方硬化の概念が適用できないことを示唆するものである。

図8は、EC、CE、CECおよびECE試験をもとにして得られた $(\epsilon_v)_u$ と γ_u の関係を示したものである。ここで、 $(\epsilon_v)_u$ は応力除荷時の体積変化量であり、収縮のとき $(\epsilon_v)_u > 0$ とする。この図より、応力反転時の γ_u が約0.2%以下のときは $(\epsilon_v)_u \approx 0$ とみなしてよいが、それ以上になると応力を除荷しているにもかかわらず $(\epsilon_v)_u > 0$ 、つまり収縮する傾向にあることがわかる。また、図5の傾向と同様に、ECおよびCEC試験から得られた $(\epsilon_v)_u \sim \gamma_u$ 関係はほとんど同じにもかかわらず、ECE試験から得られた $(\epsilon_v)_u$ の値はCE試験から得られたそれと比べてかなり小さくなっている。

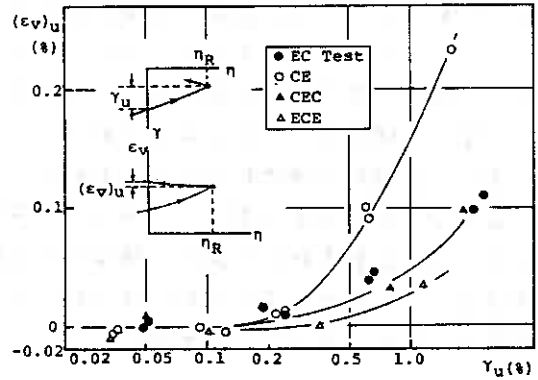


Fig. 8 $\gamma_u \sim (\epsilon_v)_u$

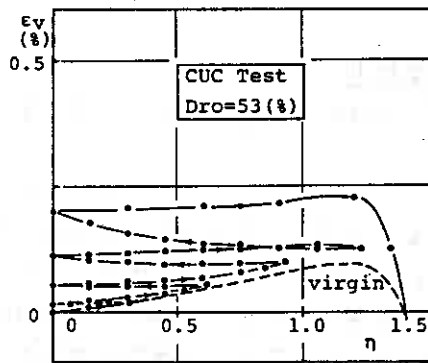
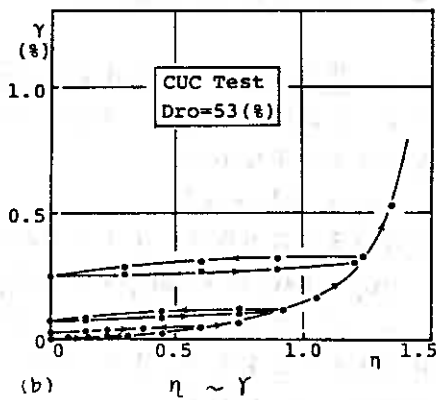


Fig. 9(a) $\eta \sim \epsilon_v$



(b) $\eta \sim \gamma$

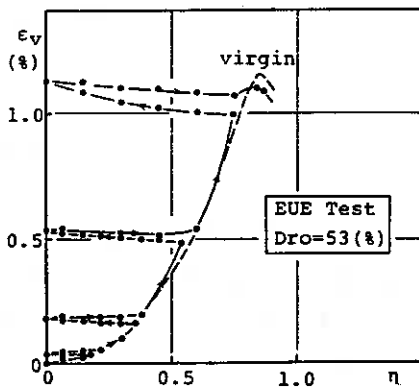
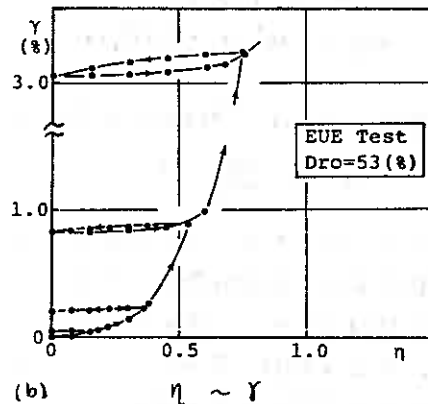


Fig. 10(a) $\eta \sim \epsilon_v$



(b) $\eta \sim \gamma$

図9(a),(b)および図10(a),(b)は、CUCおよびEUE試験の結果を示している。これらの試験は、圧縮側又は伸張側において除荷、再載荷を繰返しながらか破壊に至らしめた試験である。ここで、体積ひずみ発生特性に着目すると、CUC試験が発生する体積ひずみの最大値は約0.25%であり、延世供試体のその約2.5倍であるにもかかわらず、EUE試験の体積ひずみの最大値は延世供試体のそれとほぼ等しくなっている。前述したように、このような圧縮側と伸張側の硬化特性の違いが図5および図8におけるCE試験とEC試験の $\sigma \sim \bar{\gamma}$ 関係および $(\epsilon_v)_u \sim \gamma_u$ 関係の相違となって現われていると考えられる。

また、圧縮側か伸張側かによる砂ほどの除荷→再載荷過程においても収縮傾向にあることが明らかである。これは、除荷→再載荷中に新たな塑性体積ひずみが生じていることを表わしており、降伏点が移動することを意味している。このように、繰返し応力のような応力反転を伴う場合の変形特性のモデル化には、移動硬化理論適用が必要であると考えられる。

5. 繰返し応力条件下における砂の変形挙動のモデル化

はじめに述べたように、筆者らは弾塑性理論をもとにして、単調載荷時の応力 \sim ひずみ \sim ダイレイタンスー関係の定式化を進めた。ここでは4. に述べた結果をもとに、上述の予測式を繰返し応力条件下に適用することを試みる。

5-1. 塑性ポテンシャル φ および硬化関数 f

発生するひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ は、弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和として表わすことができる。すなわち、

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (5-1)$$

また、上式は等方応力成分によるひずみと偏差応力成分によるひずみに分離でき、

$$d\epsilon_{ij} = (d\epsilon_{ij}^e)_s + (d\epsilon_{ij}^e)_d + (d\epsilon_{ij}^p)_s + (d\epsilon_{ij}^p)_d \quad (5-2)$$

となる。ここで、リフィックスの s, d はそれぞれ等方応力成分、偏差応力成分によるひずみであることを示す。また、以下の議論は平均主応力一定条件に限るので、 $(d\epsilon_{ij}^e)_s = (d\epsilon_{ij}^p)_s = 0$ となり、

$$d\epsilon_{ij} = (d\epsilon_{ij}^e)_d + (d\epsilon_{ij}^p)_d \quad (5-3)$$

となる。

塑性理論によれば、塑性ひずみ増分は、

$$d\epsilon_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial \sigma_{ij}} \cdot df \quad (5-4)$$

で求められることができる。(5-4)式で λ, φ, f はそれぞれ降伏関数、塑性ポテンシャル、硬化関数である。単調載荷時の λ, φ, f はすでに求められており²⁾、これらを用いてCおよびE試験の応力 \sim ひずみ \sim ダイレイタンスー挙動を予測したものを図11(a),(b)に示す。表1は予測に用いたパラメータを示したものである。これらの図より、かなり良い一致が見られるのがわかる。

	Comp.	Ext.
m	1.18	0.88
Cd	1.0	1.33
A	2.6	4.0
B	1.57	1.0
G*	1400	450

Table. 1

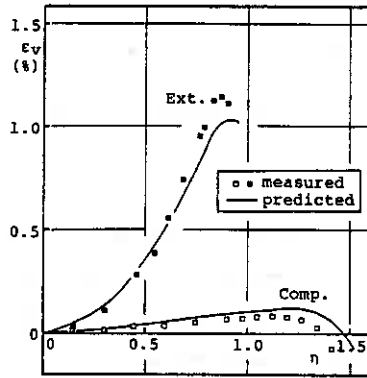
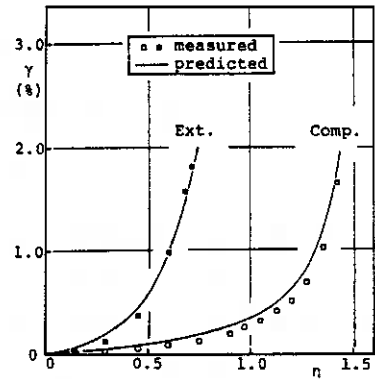


Fig. 11(a) $\eta \sim \epsilon_v$



(b) $\eta \sim \gamma$

この予測式を繰返し応力条件下に適用することを考える。弾塑性理論では、EC試験のような $\eta = \eta_2$ で応力反転を伴うせん断の場合、 $\eta = 0$ と $\eta = \eta_2$ で囲まれた領域は弾性域と考える。つまり、応力反転後の逆方向へのせん断においては、少なくとも $\eta = 0$ 以前では降伏しないはずである。しかし、4-3. で述べたように、 $\eta = 0$ 以前でも η に塑性ひずみが生じており、伸張側で弾性限がせままっていることがわかる。この現象は、金属塑性体で観察されるバウシinger効果に代表されるように、移動硬化現象として知られている。最近では、Pender⁷⁾、柴田ら⁸⁾が繰返し応力下の土の応力-ひずみ関係の定式化に移動硬化の概念を導入している。

さて、図12、13はCECおよびEC試験から求めた $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$ 関係を示したものである。ただし、 $\epsilon_v \equiv \epsilon_v$ 、 $\gamma^p \equiv \gamma$ として計算した。一般に、 $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$ 関係は、せん断変形に限定して言えば、多くの実験事実から同一の砂においては拘束圧、相対密度、初期構造、応力経路によらないことが確かめられている。図12および13から、圧縮→伸張または伸張→圧縮のような1サイクルの繰返し応力履歴を受けた後の $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$ 関係は、 $R < 0.6$ であれば単調載荷時のそれと変わらないと考えたいと思われる。つまり、 $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$ 関係は、

$$\frac{d\epsilon_v}{d\gamma^p} = C_d(m - \eta) \quad (5-5)$$

と定式化できる。ここで、 $1/C_d$ は $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$ 関係を直線近似したときの傾き、 m は切片であり、 C_d, m は応力系にのみ依存するパラメータと考える。(5-5)式と塑性ポテンシャル上の直交条件から η を求めることができる。

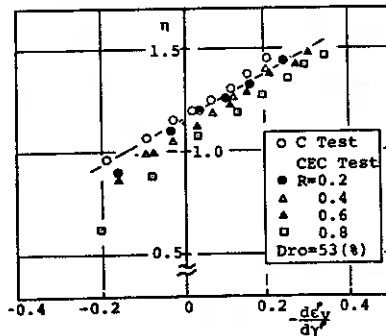


Fig. 12 $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$

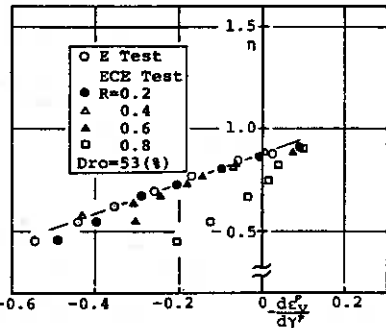


Fig. 13 $\eta \sim d\epsilon_v/d\gamma^p$

$$g = (\eta - \eta_0) + m \cdot \ln\left(\frac{P}{P_0}\right) = 0 \quad (Cd=1) \quad (5-6)$$

$$g = (\eta - \eta_0) + \frac{Cd \cdot m}{1 - Cd} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_0}\right)^{Cd-1} \right\} = 0 \quad (Cd \neq 1)$$

ここで、 η_0, P_0 は定数である。

単調載荷時の硬化関数は、 h と塑性ひずみ仕事 W^p が両対数紙上で直線関係にあることを利用して定式化した。この関係は、 $\eta \sim d\epsilon^p/dY^p$ 関係と同様に、相対密度、初期構造、応力経路に依存せずに成立することが実験的に確かめられている。そこで、図14, 15に、圧縮→伸張又は伸張→圧縮のような1サイクルの繰返し応力履歴を受け T 後の $h \sim W^p$ 関係を示してある。 $\eta \sim d\epsilon^p/dY^p$ 関係と同様に、 $R < 0.6$ であれば単調載荷時の $h \sim W^p$ 関係と同一の直線関係にあるとみなしてよいと考えられる。すなわち、

$$h = A (W^p)^B \quad W^p = Cd \cdot m \int P \cdot dY^p \quad (5-7)$$

ここで、 A, B は $\log h \sim \log W^p$ 関係を直線近似したときの切片と傾きである。(5-7)式に積分を実行することにより次式が得られる。

$$h = \left\{ \left(\frac{P}{G^*}\right)^{\frac{1-B}{B}} + Cd \cdot m \cdot A^{\frac{1}{B}} (1-B)(\eta - \eta_0) \right\}^{\frac{B}{1-B}} \quad (B \neq 1) \quad (5-8)$$

$$h = \frac{P}{G^*} \exp \{ Cd \cdot m \cdot A (\eta - \eta_0) \} \quad (B = 1)$$

ここで、 G^* は $(d\eta/dY)_{\eta=0}$ であるから、 $\eta \sim Y$ 関係の初期接線係数に相当し、拘束圧力に依存する²⁾。

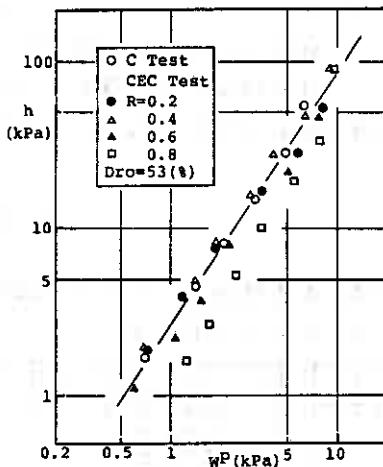


Fig.14 $W^p \sim h$

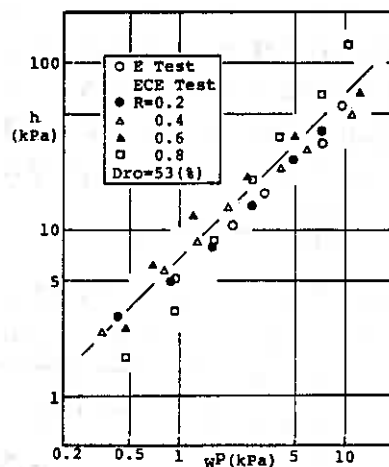


Fig.15 $W^p \sim h$

5-2. 移動硬化則の導入

5-1.の結果より、繰返し回数が1サイクル程度でその振幅がある値より小さければ、砂の $\eta \sim d\epsilon^p/dY^p$ 関係あるいは $h \sim W^p$ 関係に与える繰返し応力履歴の影響はないと考えられ、単調載荷時の g, h を用いてもよいと考えられる。そこで、この事

実をもとにして次のような仮定を設け、移動硬化則の導入を試みた。

仮定 (a). 降伏条件 $\eta = \eta_c$ があらゆる領域において成立する。

(b). $\eta \sim d\epsilon^p/dp$ 関係および $\eta \sim W^p$ 関係は、せん断方向、すなわちその時の応力経路が圧縮側に向っているか伸張側に向っているかによってそれぞれ独立的に決定される。つまり、

$$\begin{aligned} \text{圧縮側} \quad \frac{d\epsilon^p}{dp} &= C_{dc} (m_c - \eta_c), & \eta_c &= A_c (W^p)^{bc} \\ \text{伸張側} \quad \frac{d\epsilon^p}{dp} &= C_{de} (m_e - \eta_e), & \eta_e &= A_e (W^p)^{be} \end{aligned} \quad (5-9)$$

が成立する。

以上の考え方を図16に示す。

上述の仮定を設けることによつて、4-3. で述べたような除荷過程における塑性体積ひずみの発生が表現できるものと思われ、移動硬化の概念を導入したと考えられる。

また、せん断による弾性歪レイタンシー成分 $(d\epsilon^e)_d$ は、筆者らが以前に示したように応力比 η のみの関数として

$$(d\epsilon^e)_d = - \frac{d\eta}{D_e} \quad (5-10)$$

で評価できると仮定する。ここで、 D_e は定数である。

5-3. 実測値と予測値の比較

図4 (a), (b) は、5-2. で述べた方法で計算した予測値を示したものである。計算に用いたパラメータは表1に示した通りであり、(5-10)式における D_e として、 $D_e = 3400$ ⁹⁾を用いた。

図3 (a), (b) の実測値と比較すると、定性的にはほぼ満足できる近似を与えていると考えられる。しかし、 $R=0.8$ については実測値をかなり過小評価している。これはこの移動硬化則が独立硬化則にのっとったもので逆方向の履歴がその後の歪形特性に影響をおよぼさない範囲内では成立しないことを示している。また、 R が小さいときでも、この予測式を図2に示すような多サイクルの繰返し応力条件下の砂の応力 \sim ひずみ \sim 歪レイタンシー関係の予測に適用した場合、発生するひずみを過大評価すると考えられる。

以上のように、繰返し振幅が大きい場合又は多サイクルの繰返し応力条件下の場合

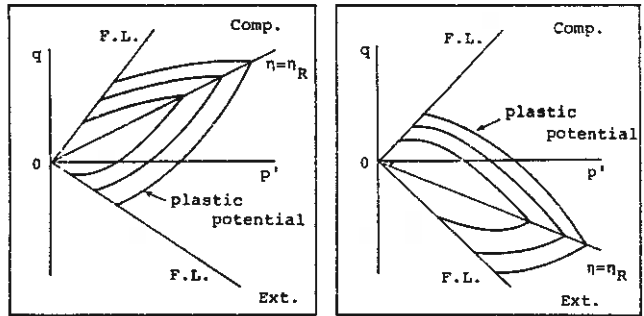


Fig. 16

合については、上述の移動硬化の考え方だけでなく、繰返し応力履歴が降伏関数と硬化関数に与える影響や σ の応力履歴依存性を考慮する必要があると思われる。

6. まとめ

以上のように、排水繰返し応力条件下の砂の応力～ひずみ～グレイタンシール率を調べそのモデル化を試みた。主な結果を次にまとめおく。

- (1) EC, CEおよびCEC試験の結果から、逆方向で受けにひずみの大きさがある程度以下ならばその後の変形特性に影響を与えないことがわかった。
- (2) CEおよびEC試験において、最後の伸張側における変形特性が大きく異なる。これは、M.S.P供試体が圧縮側と伸張側で異なった硬化特性をもっているためと考えられる。
- (3) 応力除荷時にも塑性ひずみが生じる大きさは応力反転時のひずみの大きさに依存する。
- (4) (1)で述べたように応力除荷時にも塑性ひずみが生じるため、砂には古典的弾塑性理論における等方硬化の考え方は適用できず、移動硬化の考え方が必要である。
- (5) 簡単な移動硬化則を仮定し、単調載荷時における σ, ϵ を用いてEC試験の予測を試みた。この結果、定性的には満足できる近似が得られたが、繰返し振幅が大きい場合や多サイクル繰返し応力条件への適用には問題が残った。

7. おわりに

本研究について御教示頂いた北郷 繁教授ならびに実馬、データ整理に多大の協力を頂いた佐々木 朗君（北海道）、本年4年生清水、及川の両君に謝意を表す。

8. 参考文献

- 1) たつえい Tatsuoka, F. (1980) : Soils and Foundations, vol. 20, No. 3
- 2) 三浦・土岐・稲 (1981) : 第16回土質工学研究発表会
- 3) 土質工学会編 (1979) : 土質試験法
- 4) 土岐・三浦 (1979) : 第24回土質工学シンポジウム
- 5) 三浦・土岐・稲・佐々木 (1981) : 技術報告集, 第21号
- 6) 三浦・土岐・佐々木 (1979) : 技術報告集, 第19号
- 7) Pender, M. J. (1978) : Géotechnique 28, No. 1
- 8) 柴田・アラタシテジ (1981) : 第16回土質工学研究発表会
- 9) 三浦・土岐・成田 (1981) : 第36回土木学会年次学術講演会

⑥ 繰返し応力を受ける飽和砂の空隙水圧発生に及ぼすせん断履歴の影響

北見工業大学 正 鈴木輝之

1. まえがき

繰返しせん断応力を受ける飽和砂の強度特性が以前に受けた応力によってどのように変化するかを調べることは、既に何がしかの地震荷重を受けている自然地盤の液状化強度を評価する場合に重要なことである。Finn¹⁾らは、以前に大きな繰返し応力(ヒズミ)を受けた砂はせん断履歴を受けていない砂よりも液状化強度が小さくなることを示した。また Seed²⁾らは、以前に小さな繰返し応力を受けた砂はそれを受けない砂よりも液状化強度は小さくなることを報告している。このようにせん断履歴の影響の現われ方は、以前に受けた応力の大きさとの関係だけをとらえてみても、単純なものとはならない。

本研究は、液状化特性に及ぼすせん断履歴の影響を調べるための基礎的研究として、単純な応力を前もって加えたときその応力が引続く液状化試験時の間引き水圧発生にどのように影響してくるかを実験的に調べたものである。本実験の結果、以前に加えたせん断応力が、その後続く規則的繰返し応力の下での間引き水圧の発生に及ぼす影響は単純なものではなく、先に述べた Finn¹⁾、Seed²⁾らの結果は、以前に加える応力を小さいところから大きいところまでの広い範囲にとったときに現われる結果の一部としてとらえられることが分った。さらにこれらのせん断履歴の影響の現われ方の大部分は、有効応力をベースとすれば、乾燥砂で得られた結果によって説明されることが分った。

2. 実験内容

2-1 試料及び実験装置

試料は、一度水洗いした後50~60°Cで炉乾燥した豊浦砂を用いた。調整後の試料の物理的性質は、比重 $G_s = 2.65$, 最大、最小間引き比, $e_{max} = 0.985$, $e_{min} = 0.617$ である。供試体の作製は、多重フルイ落下装置を用いて行ない、成形後に炭酸ガスを通して脱気水を通して飽和させた。供試体の飽和度を示す B 係数の値は0.96以上が得られた。供試体の形状は、直径50mm, 高さ115mmの円柱形で、その上下端には端面まっつを除去するためにシリコーングリースを塗布した薄いゴム膜を敷いた。

実験装置は、電磁弁による空気圧切換え方式の繰返し三軸試験機である。本装置の機構及び計測方法等については別報³⁾を参照されたい。

2-2 実験ケース

実験は、実験1~実験5の5つのケースについて行なった。これらの実験のうち、処女供試体で液状化試験を行なう実験1以外の場合について載荷法を図1に示した。この図に示すように、実験2~実験5での載荷は、種々のせん断履歴を与えてから再圧密する前載荷と、規則的繰返し応力で液状化させる再載荷とからなる。再載荷

では圧縮側と伸張側での軸差応力 σ_D を等しくとり、応力比 $\sigma_D/\sigma_0 = 0.225$ と統一した。この応力比の大きさは、処女供試体であれば、40回の載荷で液状化する大きさである。

以上の実験1~実験5の総ての実験は、初期等方応力 $\sigma_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ から出発し、半径方向応力一定で軸方向応力だけを変化させる載荷法による。また供試体の初期相対密度 D_{r0} は総て50%とし、供試体作製時の D_{r0} のバラツキの許容範囲は $\pm 2\%$ にした。

3 実験結果および考察

3-1 前載荷における供試体の変形

図2は、前載荷によって生じた相対密度の変化量 ΔD_r と前載荷時の最大有効動員まさつ角 $\tan \phi_{pre}$ (以後前載荷の応力とする) との関係を示している。この図から分かることの1つは、前載荷のせん断方向が圧縮であるか伸張であるかによって ΔD_r が大きく異なることである。これは供試体の初期堆積構造の異方性のためと考えられる⁵⁾。

つぎに、図2で圧縮前載荷の3つの場合についてみると、排水条件や繰返し条件の違いの影響は、 $\tan \phi_{pre}$ が大きくなると多少現われにくくなるようであるが、 $\tan \phi_{pre} \leq 0.45$ ではほぼ1本の曲線とみなしても良さそうである。

図3は、前載荷時の最大せん断ひずみ γ_{pre} と $\tan \phi_{pre}$ の関係を示している。 γ_{pre} は圧縮側と伸張側とで符号が異なるが、ここでは絶対値で示している。この図から、 γ_{pre} も ΔD_r と同様に圧縮側と伸張側とで大きな違いが見られること分かる。この場合は、供試体の堆積構造の異方性の影響もあると思われるが、三軸試験の特性によるところが大きいと考えられる⁶⁾。図3で今注目されることは、圧縮側前載荷を加える3つの実験の γ_{pre} の間で、大きくはないう開きが見られることである。

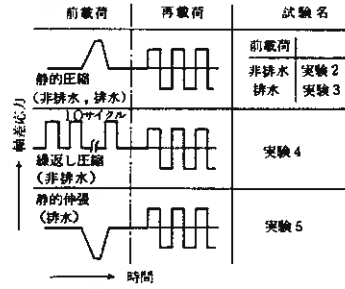


図1 応力の加え方

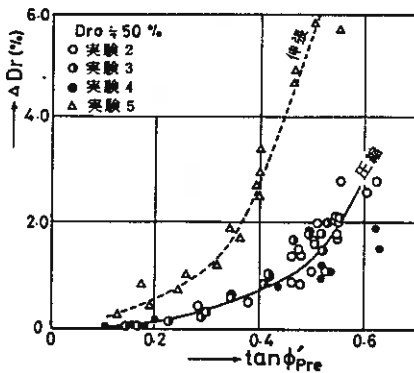


図2 前載荷における相対密度の変化

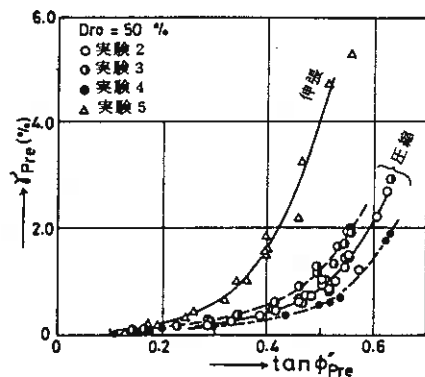


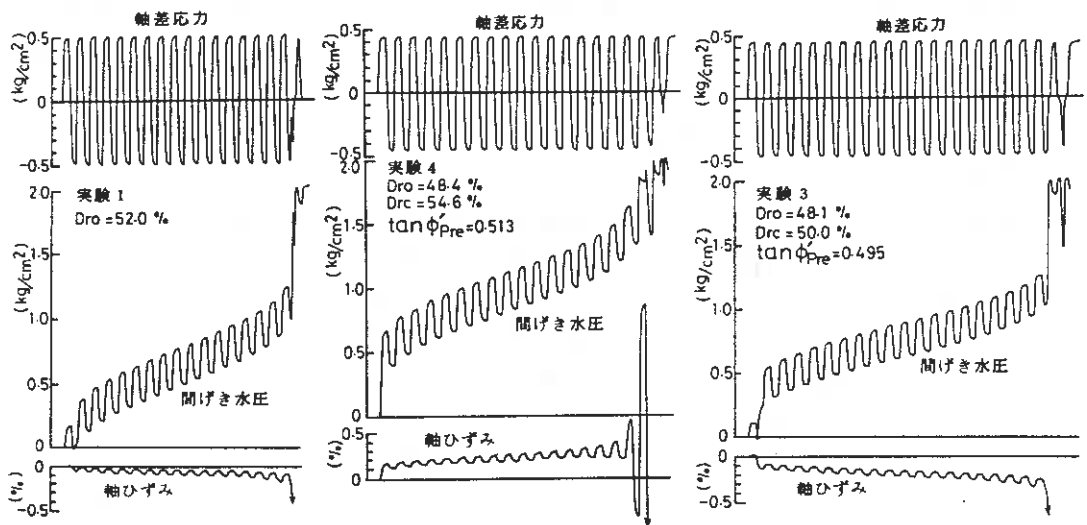
図3. 前載荷におけるせん断ひずみ

る。実験3の排水圧縮せん断では、軸方向に圧縮されると同時に体積は収縮するのに対して、実験2の非排水せん断ではこの体積収縮はないのであるから、同じ $\tan\phi_{pre}$ に対して γ_{pre} は実験2の場合の方が大きくなると思われるが結果は逆になっている。また同じ非排水せん断である実験3と実験4の差は、繰返し載荷と単一載荷の違いによるものではなく、 $\tan\phi_{pre}$ の応力が加わる時間の差によると思われる。

3-2 再載荷時の向けき水圧および軸ひずみの一般的傾向

図4は実験1の記録例及び実験3、実験4の再載荷時の記録例を示している。すなわち、図4(a)は処女供試体の液状化試験、図4(b)は圧縮側のせん断履歴、図4(c)は伸張側のせん断履歴を各々受けた供試体の液状化試験ということになる。ただし図4(b)(c)の例は かなり大きな前載荷が加わった場合である。これらの図から傾向として次のようなことが分る。

- (1) せん断履歴の影響は無ず第1サイクル目の向けき水圧に顕著に現われ、圧縮側のせん断履歴を受けたときは、第1サイクルの伸張側、また伸張側のせん断履歴を受けたときは、第1サイクルの圧縮側での向けき水圧の発生が著しい。
- (2) 液状化に至るまでの軸ひずみの進行方向が、処女供試体と圧縮側せん断履歴を受けた供試体では、負方向すなわち伸張方向であるのに対して、伸張側のせん断履歴を受けた供試体では逆に圧縮方向となっている。
- (3) 圧縮側せん断履歴を受けた供試体は 処女供試体の場合と同様に、向けき水圧が 1.0 kg/cm^2 くらいになったところで、伸張側の応力によって急激に上昇し液状化を生じている。これに対し伸張側のせん断履歴を受けた供試体は、向けき水圧が比較的高いところまで漸増し、液状化の発生も処女供試体や、伸張側のせん断履歴を受けた供試体ほどには急激でない。
- (4) せん断履歴の性質に関係なく、液状化による軸ひずみは、最終的には伸張



(a) 前載荷なしの場合

(b) 圧縮前載荷を受けた場合

(c) 伸張前載荷を受けた場合

図4. 再載荷時の軸差応力、間隙水圧、軸ひずみの記録例

方向に増加して破かいする。

上記の結果のうち(1)(2)については、乾燥砂での実験³⁾で得られた次のような結果から説明される。すなわち、砂のせん断履歴の影響は、体積ひずみを小さくするように作用する同一方向せん断履歴と、体積ひずみを大きくするように作用する反対方向せん断履歴に分けてとらえることができる。このとき前者の影響は、履歴荷重が小さいうちから現われるのに対して、後者の場合は履歴荷重がある程度大きくならなければ現われてこない。さらに両者の影響は独立的に現われる。この考えに従えば、図3(b)の供試体は圧縮側せん断履歴によって伸張側の変形抵抗が小さくなり、一方図3(c)の供試体は伸張側せん断履歴によって圧縮側の変形抵抗が小さくなっている。そのため各々変形抵抗が小さくなっている方向の応力の下での軸ひずみや向けき水圧の発生が大きくなると見なすことができる。

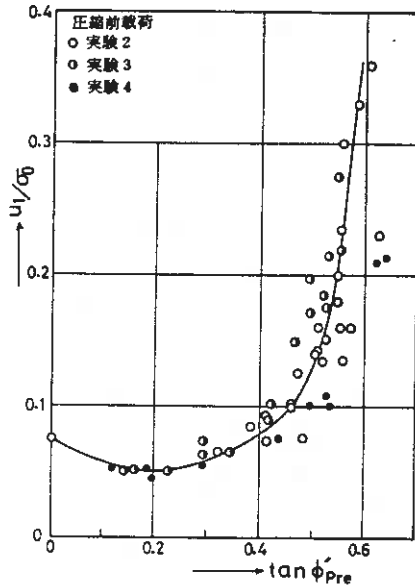
つきに上記結果の(3)(4)は、前述のように本実験の供試体が伸張方向に弱い初期堆積構造を持つこと、及び圧縮方向と伸張方向に同一の σ_0 を加える本実験のような場合、有効動員まさつ角は伸張側の方が大きくなることから説明されよう⁷⁾。すなわち、図3(a)(b)の場合は、載荷開始時の変形抵抗が伸張側で小さいという構造特性を持ち、さらに有効動員まさつ角は伸張側で大きいのであるから、液状化は伸張側で急激に発生する。これに対して図3(b)の場合は、伸張側のせん断履歴によって、動員まさつ角の大きい方である伸張側での変形抵抗が大きくなる。その結果、向けき水圧が比較的大きくなるまで液状化せず、さらに液状化に近いところで軸ひずみを変形抵抗の小さい圧縮側へ急増する現象も現われる。しかし、いずれの場合においても有効動員まさつ角は伸張側で大きいのであるから、液状化時に破かいを生じるときの軸ひずみの最終的な進行方向は伸張側となる。

3-3 再載荷1サイクル目の向けき水圧

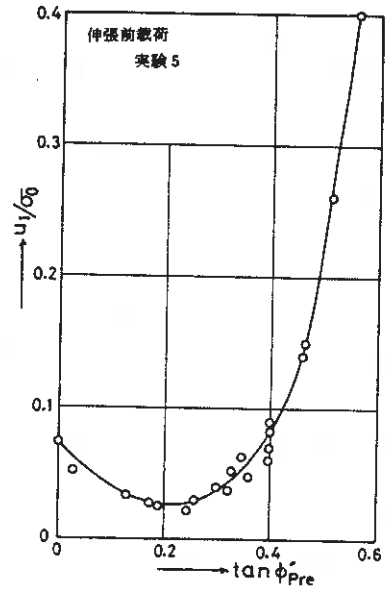
図5は、再載荷1サイクル目の載荷終了時における残留向けき水圧を初期拘束圧で割った値 u_1/σ_0 と $\tan\phi'_{pre}$ の関係を示している。これらの図によれば、 u_1/σ_0 は $\tan\phi'_{pre}$ の増加とともに、 $\tan\phi'_{pre} \approx 0.2$ までは減少し、その後増加に転じていることが分る。 $\tan\phi'_{pre}$ の変化にともなう u_1/σ_0 のこのような変化はどのようにして表われるのであろうか。

前出の図2から分るように、 ΔDr の値は $\tan\phi'_{pre}$ の増加とともに単調に増加していくのであるから、前載荷における供試体密度の変化によって図5の u_1/σ_0 の変化を説明することはできない。さらに図5の u_1/σ_0 の減少過程だけを考えても、図2から $\tan\phi'_{pre} = 0.2$ のときの ΔDr は、伸張応力の場合でも0.5%程度であり、この程度の密度の増加が u_1/σ_0 の減少の理由のすべてであるとするのは無理であろう。

図5の u_1/σ_0 の内容を調べるため、 u_1/σ_0 を圧縮側の応力で生じた u_{c1}/σ_0 と伸張側の応力で生じた u_{e1}/σ_0 に分解して、その各々と $\tan\phi'_{pre}$ との関係をプロットしたのが図6である。この図から、前載荷を受けたい供試体の u_1/σ_0 は次のような性質を持っていることが分る。すなわち、前載荷のせん断方向と同一方向の応力の下で生じる向けき水圧は、 $\tan\phi'_{pre} = 0.2$ までは $\tan\phi'_{pre}$ の増加とともに低下し、その後ゼロに近い値でほぼ一定値に落着く。さらに前載荷のせん断方向と反対方向の応力の下

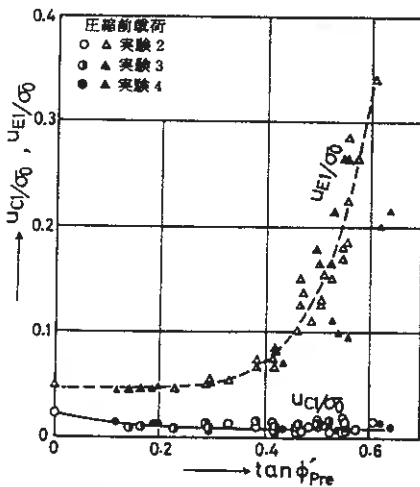


(a) 圧縮前荷荷の場合

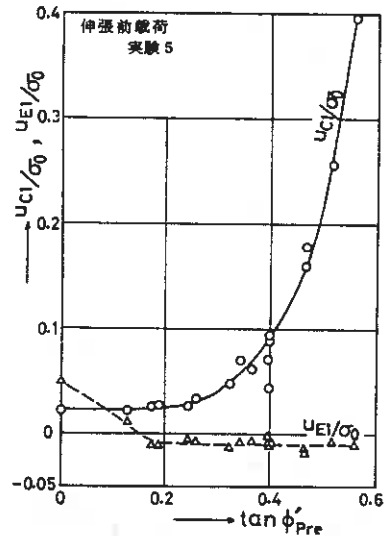


(b) 伸張前荷荷の場合

図5. 再荷荷才1サイクルの空隙水圧比 u_1/σ_0 と前荷荷の応力 $\tan \phi'_{pre}$ の関係



(a) 圧縮前荷荷の場合



(b) 伸張前荷荷の場合

図6. 再荷荷才1サイクルの圧縮側および伸張側での空隙水圧比 u_{C1}/σ_0 , u_{E1}/σ_0 と前荷荷の応力 $\tan \phi'_{pre}$ の関係

で生じる間げき水圧は、 $\tan \phi'_{pre} \leq 0.3$ までは前荷荷の影響が現われず、その後 $\tan \phi'_{pre}$ の増加とともに急増している。以上のような図6の結果から、図5の結果は次のように説明される。すなわち図5において $\tan \phi'_{pre}$ の小さいところで u_1/σ_0 が減少しているのは、同一方向せん断履歴の影響だけが現われるためであり、 $\tan \phi'_{pre}$ が大きくなって u_1/σ_0 が増加に転じるのは、反対方向せん断履歴の影響が卓越してくるため

めと考えられる。このように、有効応力をベースとして体積ひずみと間げき水圧を対応させることにより、乾燥砂で適用された考え方がそのまま飽和砂にも当てはまる。

図7は、前載荷のせん断方向と反対方向の応力の下で生じた間げき水圧 u_{c1} あるいは u_{e1} を、処女供試体で同一応力を加えたときの間げき水圧 u_{c0} あるいは u_{e0} で割った値と δ_{pre} の関係を示している。この図によれば反対方向せん断履歴の影響は、 $\delta_{pre} = 0.3\%$ 以上で現われていることが分る。乾燥砂での実験によれば、体積ひずみに反対方向のせん断履歴の影響が現われ始める δ_{pre} の値は、再載荷での動員まさつ角 ϕ_{re} が大きい程大きくなり、 $\phi_{re} = 15^\circ \sim 25^\circ$ に対して $\delta_{pre} = 0.5 \sim 1.1\%$ に変化するという結果が得られている³⁾。本実験における再載荷1サイクル目の有効動員まさつ角は 7° 程度であることから、図7の結果は、乾燥砂での結果からはずれていないと考えられる。

3-4 再載荷2サイクル目以後の間げき水圧

図8は、再載荷時の載荷数 n を液状化回数 n_e で割った値 n/n_e が $0.1, 0.5$ となる時の間げき水圧と拘束圧の比 u_n/σ_0 を $\tan \phi'_{pre}$ に対してプロットしたものである。この図から u_n/σ_0 は、 $\tan \phi'_{pre}$ の増加にもない、最初減少しその後増加に転じていることが分る。このことは再載荷2サイクル目以後の間げき水圧の発生においても、前載荷による同一方向せん断履歴と反対方

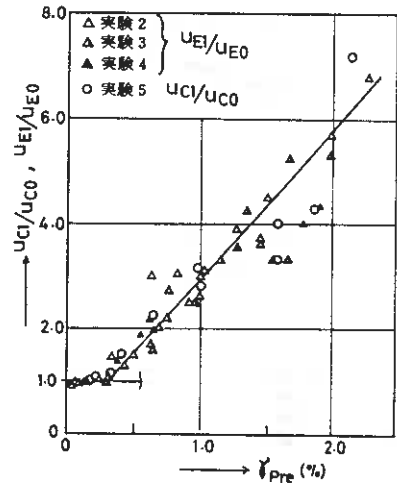
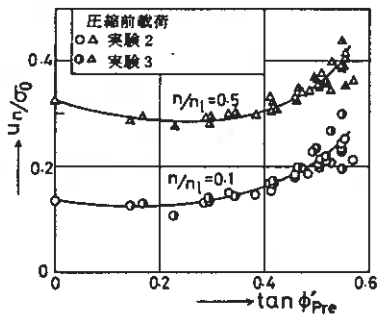
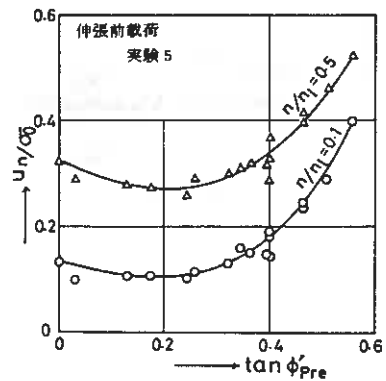


図7. 再載荷1サイクルの間隙水圧に及ぼす反対方向ひずみ履歴の影響



(a) 圧縮前載荷を受けた場合

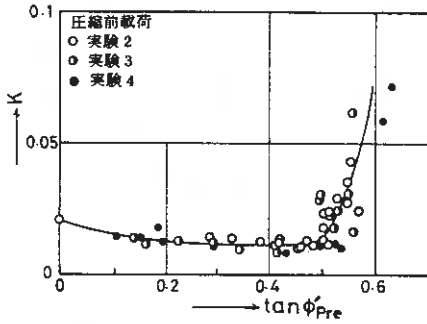


(b) 伸張前載荷を受けた場合

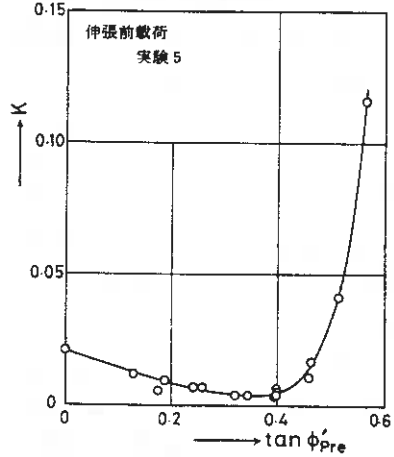
図8. 再載荷途中までの間隙水圧比 u_n/σ_0 と前載荷の応力 $\tan \phi'_{pre}$ の関係

向せん断履歴の両方の影響が現われてくることと示している。

図8の u_1/σ_0 の値は、 u_1/σ_0 に強く影響されていることが予想される。そこで再
 載荷における向げき水圧の上昇を表わす別の数値を考えこみる、前出の図4によれ
 ば 載荷数 n の増加にともなう残留向げき水
 圧の発生パターンは 最初上に凸の形となり、
 その後直線部分もしくは変曲点が表われ、下



(a) 圧縮前載荷の場合



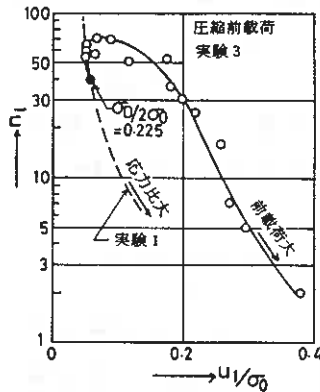
(b) 伸張前載荷の場合

図9. K と前載荷の応力 $\tan \phi'_{pre}$ の関係

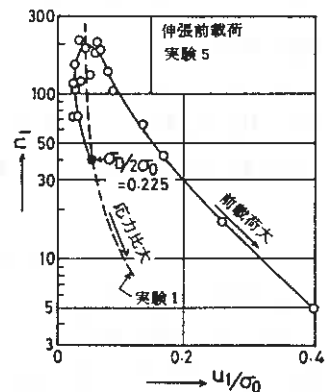
に凸の形となり液状化に至っている。ここでこの直線部分の傾きあるいは変曲点で
 の接線の傾きは、再載荷途中における1サイクル当りの残留向げき水圧の発生量を
 表わす。この値を K とおいて $\tan \phi'_{pre}$ との関係プロットしたのが図9である。この
 図から K の値も u_1/σ_0 あるいは u_1/σ_0 と同様に $\tan \phi'_{pre}$ の増加にともない初めは減少
 し、その後増加に転じていることが分る。この結果から再載荷途中の向げき水圧発
 生においても、同一方
 向せん断履歴と及対方
 向せん断履歴の両方の
 影響が表われているこ
 とが確認できる。

3-4 u_1/σ_0 , K と
 n_L の関係

これまでにあって再
 載荷での向げき水圧の
 発生を、 u_1/σ_0 , K など
 の数値でとらえてきた
 が、ここでこれらの数
 値と液状化回数 n_L の
 関係も調べてみる。図
 10は u_1/σ_0 と n_L の関



(a) 圧縮前載荷の場合



(b) 伸張前載荷の場合

図10. 再載荷が1サイクルの間隙水圧比 u_1/σ_0 と液状化回数 n_L の関係

係を示しているが、両者の関係は単純なものではなくループを描いている。これをさらに細かくみると、前出の図6で同一方向せん断履歴の影響が卓越する部分と、反対方向せん断履歴の影響が卓越する部分とで別の曲線になる結果、全体としてループになっていることが認められる。つぎに K の値と n_e の関係を両対数紙上にプロットすると図11が得られる。この図によれば、 K と n_e の関係はせん断履歴の大きさにかかわらずほぼ1本の直線として表わせることが分る。図10、

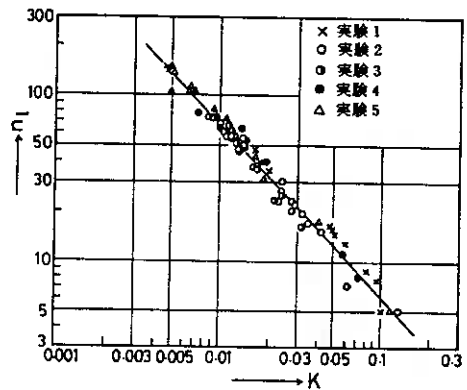


図11. K と液状化回数 n_e の関係

図11の結果を明確に説明するには、さらに詳細な検討が必要と思われるが、少くとも次のことは言えそうである。すなわち、前述のようにせん断履歴の影響は、1サイクル目の向けき水圧に特に顕著に現われるが、それが単純な形で液状化回数と結びつかない。さらにせん断履歴にかかわらず、ある程度載荷が進んだ時点での向けき水圧の発生状況が液状化回数と強い関係を持っている。

4 まとめ

以上において、繰返し応力を受ける飽和砂の向けき水圧発生に及ぼすせん断履歴の影響の現われ方について述べた。その結果、飽和砂の向けき水圧発生に及ぼすせん断履歴の影響は、有効応力をベースとすれば、乾燥砂の体積ひずみに及ぼすせん断履歴の影響と本質的に変わるころはなく、同一方向及び反対方向のせん断履歴の影響を考慮することによってほぼ説明されること分った。またこの考え方によって、小さい履歴荷重による強度の増加と大きい履歴荷重による強度の低下が連続的なものとしてとらえられることが確認された。

最後に本研究を進めるに当たって日頃から御指導をいただいている工大工学部土壌学教授に感謝致します。また実験とデータの整理を行なってくれた元在学学生佐藤崇、鈴木政輝、田丸新二、直江准司、中山秀紀の諸君に感謝の意を表わします。

文献

- 1) W. D. Finn, P. L. Bransby, D. J. Richering: Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM6, 1970
- 2) H. B. Seed, K. Mori, C. K. Chan: Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT4, 1977.
- 3) 鈴木, 工設: 土質工学会論文報告集, 投稿中, 4) 鈴木: 技術報告集 20号, 昭和55年.
- 5) 工設, 三浦: 技術報告集 20号, 昭和55年.
- 6) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, 技報堂, P.25.
- 7) 鈴木, 工設: 才36回工不学会年講Ⅱ部, 昭和56年.

⑦ 異方性砂の静的コーン貫入抵抗と力学的性質との相関

北大工学部 (正) 土 岐 祥 介
 " (〃) 三 浦 清 一
 " (〃) 〇 谷 澤 房 郎

1. まえがき

室内実験によって砂の力学特性を論ずる際、供試体の構造特性を十分に把握することは重要なことであり、特に砂粒子の形状が扁平の場合、粒子の卓越配列による構造異方性が変形・強度特性に影響を及ぼすことが一般に確認されている。また、自然地盤のほとんどが堆積時に重力の作用を受けるため、大なり小なり異方性を有していると言えよう。したがって、原位置で行われる標準貫入試験や静的コーン貫入試験などの結果にも、構造異方性の影響が当然表われてくると考えられる。

筆者らは、通常の三軸供試体に対する静的コーン貫入試験によって、貫入抵抗が供試体の相対密度のみならず、供試体作製法の違いによる構造特性の相違によっても異なった値を示すことをすでに報告している。⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾ 本報告はその研究をさらに進め、コーン貫入抵抗と砂の力学的性質との関連性を明確にするために、多重ふるい落下装置⁽⁴⁾を用いて通常のMSP供試体(V供試体)とは堆積方向が90°異なる供試体(H供試体)を作製し、異なる異方性を有する供試体の力学的性質とコーン貫入抵抗との相関について実験的に調べた結果を述べたものである。また、本研究を行うにあたって、堆積砂層からのサンプリングおよび凍結過程を経る供試体作製法を用いているので、これらの力学的性質の特徴についても調べた。

2. 試料および供試体作製法

実験に用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $e_{max} = 0.992$, $e_{min} = 0.625$)⁽⁵⁾ で、乾燥状態のものを使用した。供試体 ($D = 70\text{mm}$, $H = 170\text{mm}$) はすべて99重ふるい落下装置を用い空中落下法によって作製した。以下に実験を行なった供試体の種類とその作製手順を示す。

1) VU供試体 …… 通常のMSP (ふるい径 200mm) を用いて、メンブレンを装着したモールド内に砂を落下させる。

2) HF供試体 …… 図-1に示すサンプリング用コンテナに砂を堆積させ、通水した後サクションをかけて不飽和状態とし、表-1に示す形状の固定ピストン式シンウォー

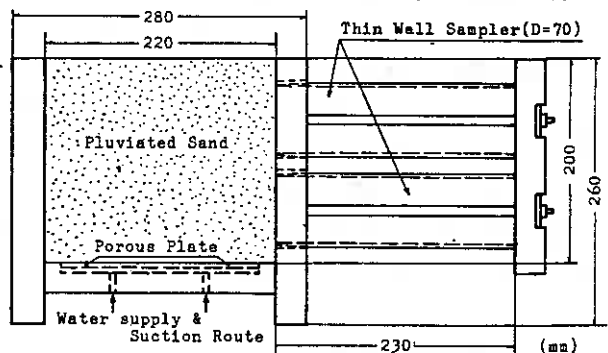


Fig. 1 サンプリング用コンテナ

Table 1 サンプラーの形状

	内径	外径	肉厚	断面積比	刃先角度
固定ピストン式シンウォールサンプリャー	70.0 mm	73.0 mm	1.5 mm	8.76%	5°

ルサンプラーを用いて水平方向からサンプ
リングを行なう。その後、サンプラーを直
立させた状態で試料端面に凍結による試料
の膨張を防ぐため9.8kPaの定荷重を載せ、
-25°Cの冷凍庫内で凍結させる。

3) VF供試体… サンプリング用コンテナのサ
ンプラー側から砂を堆積させ、サンプラー
を取り付けた後に90°回転させ、以下HF
供試体の場合と同様の手順に従って作製す
る。

4) VMF供試体… VU供試体と同様にモールド内
に砂を落下させた後に通水しサクションを
かけた後、モールドごと凍結させる。した
がって、VU供試体と比較することによ、凍結のみの影響を調べるこ
とができる。

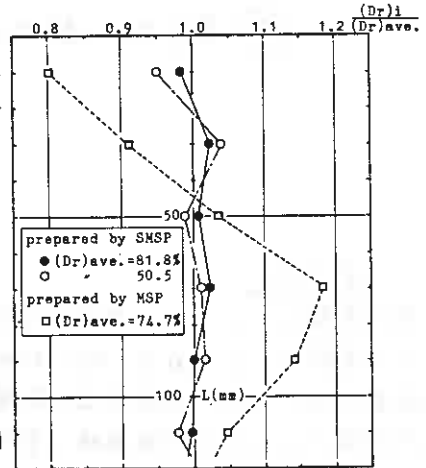


Fig.2 密度分布(軸方向)

以上の4種類の供試体を用いたが、従来のMSPではサンプリング用コンテナ全
体に均一な密度で砂を堆積させることができなかったため、均質なHF, VF供試体が
得られなかった。そこで別報⁴⁾で示しているスリット式多重ふるい落下装置(SMSP)
により、供試体を作製している。図-2は、このようにして作製したH供試体を約
20mmの厚さに切り、測定した相対密度のサンプラー長さ方向の変化を、全体の平均
相対密度に対する比で表わしたものである。図中の縦軸L(mm)はサンプラー先端部
からの長さを表わしており、従来のMSPを用いたものに比べSMSPによって作製し
たものは明らかに変動が少なく、供試体の長さ方向にほぼ均一な密度分布をして
いる供試体であると言えよう。

3. 試験方法と試験の種類

供試体作製後CO₂を通し、引き続き脱気水により飽和させ、有効圧縮圧力σ_v'=196
kPaで30分以上等方圧縮した後に種々の試験を行なった。凍結供試体の場合、三軸
セル内にセットした後19.6kPaの等方応力状態で完全に融解するまで2時間以上放
置し、その後上記の手順に従って圧縮を行なった。

今回行なった試験は、静的コーン貫入試験、排水三軸圧縮および伸張試験、振動
三軸試験(凍状化試験)である。なお、凍状化試験においては間隙水圧が拘束圧と
等しく、E時点を初期凍状化とした。

4. 試験結果と考察

4-1 貫入抵抗値と相対密度の関係

図-3, 4にVF供試体およびHF供試体に対して行なったコーン貫入試験の結果
を示す。両供試体ともすでに報告しているVU供試体と同様の挙動¹⁾²⁾³⁾を示し
ており、図-2に示した密度分布を反映し、供試体の均質性が高いことがうかがい

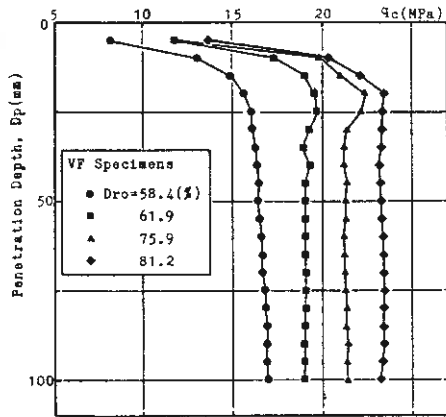


Fig. 3 $D_p \sim q_c$ (VF)

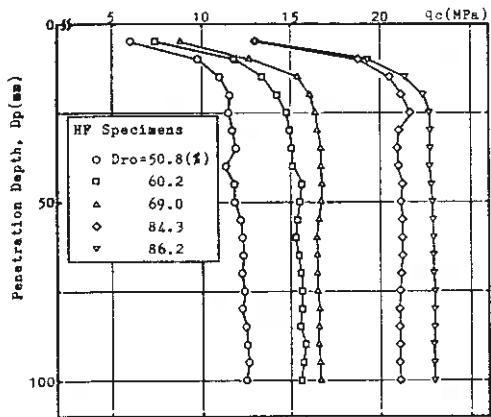


Fig. 4 $D_p \sim q_c$ (HF)

れる。ここで、供試体の貫入抵抗を $D_p = 50$ mm 以下の平均値 $(q_c)_m$ で代表させ、圧密終了時の相対密度 D_{ro} に対してプロットしたのが図-5である。VF 供試体の貫入抵抗値は、堆積方向が同じである図中に破線で示した VU 供試体の $D_{ro} \sim (q_c)_m$ 関係¹⁾²⁾ とほぼ一致しており、貫入抵抗に及ぼすサンプリングによる供試体周辺部の構造の乱れおよび凍結の影響は低いと考えるだろう。

次に、HF 供試体についてみると、同一相対密度における V 供試体の $(q_c)_m$ との間には明確な差が見られ、かなり小さな値を示している。この事実は、小田ら⁷⁾ が行った、帯基礎の支持力実験において、H 供試体と同様の構造特性を有するものの方が鉛直方向からの外力に対する抵抗が小さいという結果と同じ傾向を示しており、コーン貫入抵抗値にも構造異方性の影響が明確に表われていると考えられる。また、ばらつきは大きい、H 供試体についても V 供試体と同様に相対密度と貫入抵抗とはほぼ直線関係で表わされ、構造特性の違いによって抵抗値に差はあるが、相対密度と貫入抵抗は密接なつながりを持っておりと考える。

4-2 貫入抵抗値とせん断抵抗角の相関

図-6は、排水三軸圧縮試験における破壊時のせん断抵抗角 ϕ_d と D_{ro} との関係を示したものである。V 供試体および H 供試体ともに相対密度とせん断抵抗角との間には直線関係が認められる。また、VU

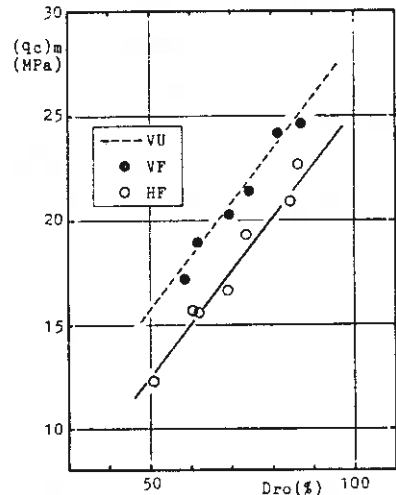


Fig. 5 $D_{ro} \sim (q_c)_m$

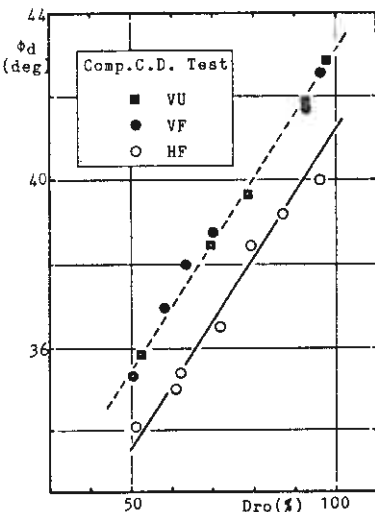


Fig. 6 $D_{ro} \sim \phi_d$

供試体とVF供試体の $D_{ro} \sim \phi_d$ 関係はほぼ一致しており、吉見ら¹⁰⁾が述べているように最終強度に及ぼす凍結の影響はほとんど見られず、本実験で行ったようなサンプリングもその影響は小さいと言えようである。したがって、V供試体とH供試体における同一相対湿度での ϕ_d の差は、主として構造異方性の違いによる差と考えられる。小田¹¹⁾は凍結前の豊浦砂($e=0.67 \sim 0.68$)による三軸圧縮

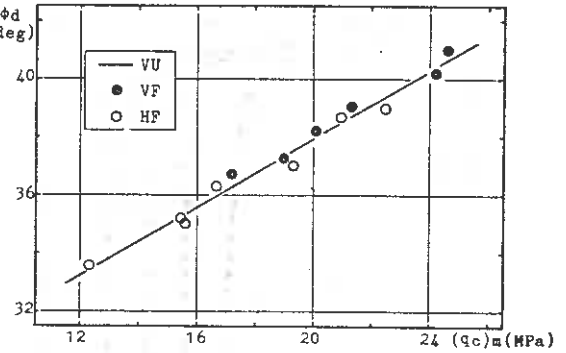


Fig. 7 $(q_c)_m \sim \phi_d$

試験によって、最大主応力方向と砂の堆積面の付す角 δ が 0° (H供試体)と 90° (V供試体)のものでは、有効拘束圧 196 kPa の場合 ϕ_d に約 2° の差があることを示しており、図-6に示した本実験の結果とほぼ一致している。さらに、図-6に示すようにその差が広範な相対湿度にわたってほぼ一定であることは興味ある事実である。

図-7は図-6に示した D_{ro} と ϕ_d の直線関係を用い、 $(q_c)_m$ と ϕ_d との関係を示したものである。ややばらつきはあるが、V供試体とH供試体の $(q_c)_m \sim \phi_d$ 関係に大きな差は見られず、ほぼ同じ関係で表し得るものと考えられる。すなわち、構造異方性が異なり、 $(q_c)_m$ と ϕ_d の間に一義的な相関が存在し、コーン貫入抵抗からせん断抵抗角を直接推定することの可能性を示唆している。

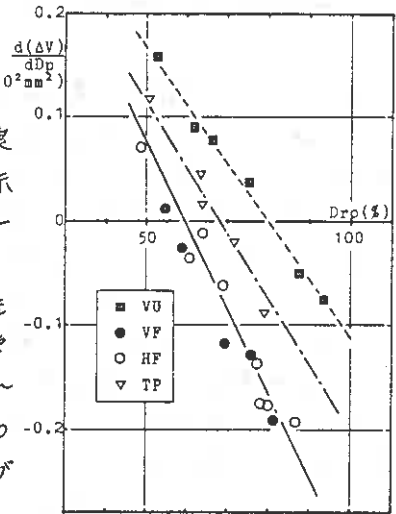


Fig. 8 $D_{ro} \sim d(\Delta V)/dD_p$

4-3 貫入に伴う吸排水と

静的ダイレイタンス特性の関係

筆者らは、コーン貫入の際に生ずる吸排水と貫入抵抗の間に密接な関係があることをすでに報告している。¹³⁾¹⁰⁾ VF, HF供試体の場合も同様に、 $D_p=50 \text{ mm}$ 以深で q_c がほぼ一定となるのに対応して、コーンの貫入量に対し相対湿度に応じてほぼ一定の割合で吸排水が生じている。そこで、 $D_p=50 \text{ mm}$ 以深の吸排水量の増加率 $d(\Delta V)/dD_p$ と D_{ro} との関係を示すと図-8のようになる。VFおよびHF供試体についてもVU供試体と同様に D_{ro} と $d(\Delta V)/dD_p$ の間には直線関係が存在すると言えすが、両者の $D_{ro} \sim d(\Delta V)/dD_p$ 関係にはほとんど差が認められない。しかし、VU供試体とHF供

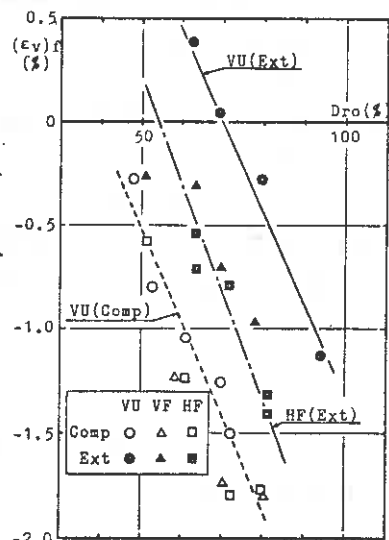


Fig. 9 $D_{ro} \sim (\epsilon_v)_f$

試体では全く異なる関係を示しており、 $D_{50} \sim (E_0)$ 関係がほぼ一致している VU 試体と VF 試体における貫入に伴うダイレイタンシー特性の差は、サンプリングおよび凍結の影響であると推測される。

図-9 は、静的せん断試験における破壊時の体積ひずみ (E_v) と D_{50} との関係を示したものである。圧縮試験においては VU 試体と VF 試体の間に明瞭な差は見られないが、伸張試験において異なる傾向を示している。また、図-10 に示す応力比 $\eta (= \sigma/\rho)$ と体積ひずみ E_v の関係にお

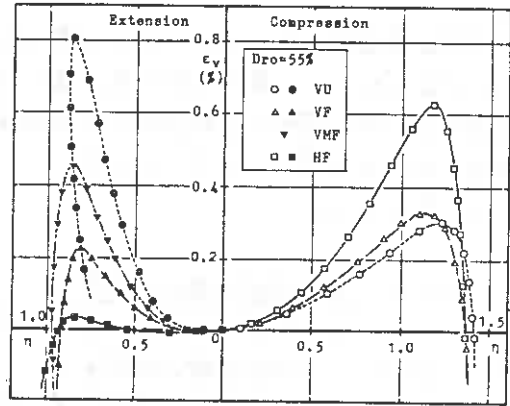


Fig. 10 $\eta - e_v$

いても、上述の傾向が明確に表われている。すなわち、サンプリングおよび凍結が V 試体のダイレイタンシー特性に及ぼす影響は、図-11 の (a) のような応力状態においてはほとんどなく、(b) のような応力状態において顕著に表われてくると言えよう。言い換えれば、図-10 における VU 試体の $\eta \sim E_v$ 関係に見られるように、構造特性を模式的に示した図-11 において、最大主応力の方向と砂粒子長軸の卓越配列方向が一致する際により大きな変形が生じる場合、サンプリングおよび凍結の影響がダイレイタンシー特性に表われてくると言えよう。したがって、H 試体の場合は H 試体に対する試験は行なってはいないが、図-11 に示した構造特性から考えて、(b) のような応力状態すなわち三軸圧縮試験において HF 試体との間に差が生ずると思われる。

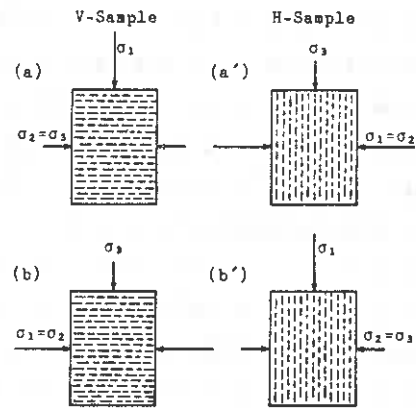


Fig. 11

筆者らは、コーン貫入によって生ずるせん断のダイレイタンシー特性が三軸伸張試験における $D_{50} \sim (E_0)$ 関係と類似した傾向を示すことをすでに報告している。¹⁰⁾ 図-8 と図-9 を比較すると、 $D_{50} \sim d_{(V)}/d_p$ 関係がほぼ等しい VF 試体と HF 試体の伸張試験における $D_{50} \sim (E_0)$ 関係には明瞭な差が見られず、さらに、所試験におけるせん断破壊時に体積変化が生じない相対密度にも大きな差はない。したがって、コーン貫入に伴うダイレイタンシー特性は三軸伸張試験のそれと何らかの関係があると考えられ、前段で述べた推論から HF 試体の $D_{50} \sim d_{(V)}/d_p$ 関係にはサンプリングおよび凍結の影響はないと言えよう。故に、VU 試体と HF 試体の $D_{50} \sim d_{(V)}/d_p$ 関係の相違は構造異方性によるものであると言える。また、図-8 に併せて示しているダッピング法¹²⁾ によって作製した試体 (TP 試体) は、V 試体と H 試体のほぼ中間的値を示しており、MSP 試体に比べて異方性の程度が小さい¹¹⁾¹²⁾ ということが反映されていると考えられる。すなわち、貫入に伴うダイレイタンシー

一特性は構造異方性の違いによって異なる傾向を示していると言える。さらに、4-1で述べたように貫入抵抗も異方性の影響を受け、既報⁽¹²⁾⁽³³⁾で示しているTP供試体の $D_{ro} \sim (\sigma_c)_m$ 関係はV供試体とH供試体の $D_{ro} \sim (\sigma_c)_m$ 関係の間にあることから、構造異方性の影響によるダイレイタンスー特性の相違が貫入抵抗に大きく影響を及ぼすと言えよう。

4-4 異方性砂の液状化強度

図-12は、VU, VF, VMF, HF供試体に対し行った液状化試験の結果を示している。V供試体について比較してみると、 $N_L = 20$ における液状化強度はVU供試体のそれに対し、VMF供試体では1.06倍、VF供試体では1.23倍の値を示している。VU供試体とVF供試体における液状化強度の相違は、

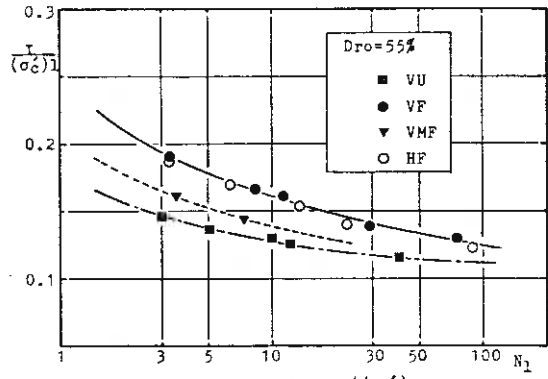


Fig.12 $N_L \sim \tau / (\sigma'_v)_1$

図-10に示すようにサンプリングおよび凍結が伸張側のダイレイタンスー特性に影響を及ぼすことを反映していると考えられる。そこで、サンプリングによる供試体周面の構造の乱れが、凍結作用のみを受けているVMF供試体についてみると、図-10より伸張側のダイレイタンスー特性に凍結の影響が表われていることがうかがわれる。その結果、液状化強度にもわずかながらVU供試体との間に差が生じている。供試体の凍結が液状化強度に及ぼす影響に関する報告⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾では凍結の影響はほとんどないといわれているが、4-3で述べたように、より大きな変形が生ずるような方向に最大主応力が作用する場合のダイレイタンスー特性に凍結の影響があるということから、MSP供試体のように強度異方性が強い構造特性を有する供試体では、凍結によって液状化強度が高くなるような影響を受けると考えられる。

次に、VF供試体とHF供試体についてみると、両者の液状化強度はほとんど等しいという興味ある事実が示されている。一般に、振動三軸試験における液状化強度は供試体構造特性の影響を受けるとされているが、V供試体およびH供試体のように構造特性は異なるが異方性の程度は同じである場合、液状化強度に差は生じないと考えられる。図-12と図-10を比較すると、圧縮側ではほぼ等しい $\tau \sim \sigma'_v$ 関係を示すVU, VF, VMF供試体においては、伸張側の同じ τ の値に対して大きな σ'_v の値を示すものの液状化強度は小さく感じられる。また、圧縮と伸張で $\tau \sim \sigma'_v$ 関係が逆転しているVFおよびHF供試体の液状化強度は等しい。したがって、振動三軸試験のように図-11の(a),(b)あるいは(a'),(b')で示される応力状態が交互に繰返される場合、(b)および(b')のような応力状態すなわち変形しやすい方向に最大主応力が作用するような応力状態におけるダイレイタンスー特性が、液状化強度を積極的に支配していると言えよう。

4-5 コーン貫入抵抗と液状化強度の関係

V供試体とH供試体は構造特性が全く異なり、その結果貫入抵抗にも明確な差が見られるが、液状化強度にはほとんど差がないという結果が得られた。この実験結果は、すでに報告している²³⁾ように種々の方法で作製した供試体の貫入抵抗と液状化強度は単純に結びつかないことも改めて示している。図-13は、既報²³⁾に示しているTP, DR およびWR供試体のVおよびH供試体に対する $(\sigma_c)_m$ の比 R_g と $N_e = 20$ 回のときの応力比 $(\tau/\sigma_c)_e$ の比 R_e との関係を示したものである。図中の白マスの点はVU供試体に対するそれぞれの比を表わしており、 R_g と R_e に相関は見られない。黒マスの点は、 R_g に関してはHF供試体、 R_e はVU供試体に対する比を意味したものである。 R_g と R_e に明確な相関はないが、貫入抵抗が大きいと液状化強度も大きいという傾向が見られる。ここで、 R_g の算出に用いた貫入抵抗はV供試体については水平方向の貫入抵抗を表わすと考えられるHF供試体の貫入抵抗であり、他の供試体は鉛直方向の貫入抵抗である。WR供試体の砂粒子配列構造は、その作製過程から考えてランダムな配列に任せていると思われ、鉛直方向と水平方向の貫入抵抗の差は小さいと推定される。また、TP供試体に関してはその強度異方性の程度¹⁰⁾¹²⁾から考えると、水平方向の貫入抵抗はV供試体とWR供試体の中間的な値を示すと想像される。したがって、実際問題を考えると困難なことではあるが、水平方向の貫入抵抗を用いれば貫入抵抗と液状化強度の相関を見い出すことが可能であると考えられ、振動三軸試験による液状化強度と貫入抵抗の相関を考える際には、供試体の強度異方性を考慮し、最大主応力が作用した場合により大きな変形を生ずるような方向からの貫入抵抗を用いて議論する必要があると思われる。

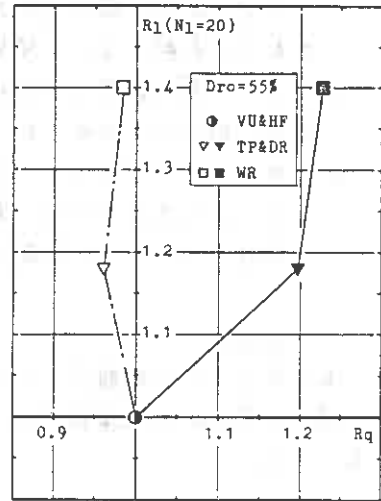


Fig.13 $R_g \sim R_e$

5. まとめ

以上に述べてきた結果を要約すると次のようになる。

- (1) 同じ構造特性を有する供試体では、貫入抵抗と相対密度の間に直線関係が存在するが、構造異方性の違いによりその関係は異なる。しかし、貫入方向と三軸圧縮試験の最大主応力の方向が一致する場合は、貫入抵抗とせん断抵抗角とは一義的な関係にある。
- (2) コーン貫入時のダイレイタンスー特性は排水三軸伸張試験のそれと関係があり、構造異方性の違いによるダイレイタンスー特性の相違が貫入抵抗に反映されている。
- (3) 振動三軸試験においては、構造特性が異なり全く逆の異方性を有していてもその程度が等しい場合、液状化強度に差は生じない。これは、より大きな変形

が生じる方向に最大主応力が作用する際のダイレイタンシー特性が疲状化強度を大きく支配している結果である。

- (4) コーン貫入抵抗と疲状化強度の相関を考える際には、鉛直および水平方向の貫入抵抗の小さなほうを用いる必要がある。
- (5) サンプリングおよび凍結が排水せん断の最終強度に及ぼす影響は認められはいるが、最大主応力方向と変形しやすい方向とが一致する場合のダイレイタンシー特性にはかなりの影響を与えることが認められた。

6. あとがき

本研究について御教示いただいた北郷 繁教授ならびに実験、データ整理に協力を得た本学4年生江幡敦司君、今日出入君および阿部芳三君、高月 修君に謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 土岐・三浦・谷澤 (1981) : 道支部技術報告集, 第21号, pp. 81~90
- 2) " (1981) : 第16回土質工学研究発表会概要集, pp. 617~620
- 3) " (1981) : 砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム発表論文集, pp. 79~86
- 4) 土岐・三浦 (1979) : 第24回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 173~180
- 5) 土質工学会編 (1979) : 土質試験法, 第2回改訂版, 第2編第9章, pp. 173~188
- 6) 土岐・三浦・永田・三浦(明)(1982) : 道支部技術報告集, 第22号,
- 7) Oda, M. et al. (1978) : Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 25~38
- 8) Yoshimi, Y. et al. (1978) : Soils and Foundations, Vol. 18, No. 3, pp. 59~63
- 9) 小田・小石川 (1978) : 土木学会論文報告集, 第273号, pp. 111~120
- 10) 谷澤・土岐・三浦 (1981) : 第26回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp. 27~28
- 11) 土岐・三浦・稲 (1980) : 道支部技術報告集, 第20号, pp. 61~70
- 12) " (1980) : 第15回土質工学研究発表会概要集, pp. 317~320
- 13) 横田・今野・今井 (1978) : 第33回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp. 146~147
- 14) Walberg, F. C. (1978) : Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT5, pp. 667~671
- 15) Singh, S. et al. (1979) : Report No. UCB/EERC - 79/33, Univ. of California

⑧ 構造異方性を有する飽和砂の変形 - 強度特性

北海道大学工学部 土岐 祥介
北海道大学工学部 三浦 清一
北海道大学大学院 ○永田 永昌
北海道大学大学院 三浦 均也

[1] まえがき 砂質土の力学特性は、その堆積構造の状態に強く依存することが最近の研究により、明らかにされている。この事実を、たとえば原位置砂質地盤の変形解析を行なうにあたり、では、堆積過程などに生じる構造異方性の影響を取り入れた応力-ひずみ関係式が必要であることを示している。そのためには、堆積構造すなわち構造異方性の評価法と異方構造砂の応力-ひずみ関係式の確立が急務であろう。本研究では、まず堆積面が 90° 異なる2種類の飽和砂供試体に三軸圧縮・伸張試験を行ない、堆積面と主応力面が一致する場合の異方構造砂の変形-強度特性を調べ、その構造異方性の重要性を明らかにした。さらに、すでに提案している¹⁾砂の弾塑性モデルに異方硬化則を導入することにより、通常実施される三軸圧縮・伸張試験のデータから構造異方性を有する砂の応力-ひずみ関係を予測可能であること、また本モデルは任意の相対密度を有する砂の応力-ひずみ関係を説明できることなどを明らかにしている。

なお、本研究の一部は第16回土質工学研究発表会において講演している²⁾⁶⁾。

[2] 試料および実験方法 実験に用いた試料は豊浦砂 ($G_s=2.65$, $e_{max}=0.992$, $e_{min}=0.625$)³⁾で、三軸供試体はすべて多量ふるい落下法(MSP)により、作製した。本方法は、比較的均質でかつ再現性に優れた供試体を供給可能であることが示されているが⁴⁾、堆積面が水平面に対し 90° 回転している供試体(図-5参)を準備するため以下の手法を新たに採用している。

2-1 鉛直(V)および水平堆積(H)供試体の作製法 : 図-1に示すようなしんちゅう製のサンプラー($\phi 50$ mm)2本を備えたコンテナーに、MSPで試料をX(重力)方向(図-3(a)参)より落下させた後、堆積面上面を水平にならす。このとき使用するMSPは図-2に示す、新たに作製したスリット方式のものでふるいの大きさは 1 mm $\times 1$ mmで、12層(1.41mm $\times 5$, 3.66mm $\times 7$)からなっている。本装置によると、堆積面が大きいコンテナーの場合でも均一な密度に詰めることが可能である⁵⁾。サンドホッパーのスリット幅を変えて砂の流量を調節することにより、20%~100%の広範囲にわたる相対密度を得ることができる。試料を堆積させた後、コンテナー下部のポラスストーンを介して水頭差4.9kPaの微小圧力によって水を浸透させる。水が試料表面に達すると同時に供給を止め、同一経路から6kPaのサクションを与えて不飽和状態にする。次に、サンプラーをゆっくりと砂層に貫入させ、貫入後サンプラーを取り出す。ワイヤーソーで両端面をカットし、試料の膨張を防ぐため9.8kPaの定荷重を載せ凍結(-25 $^\circ$ C)させる。以上の方法により、堆積方向がX方向と直交

するH供試体を作製した(図-1(b))。一方、V供試体は、通常のMSPで作製可能であるが、サンプリング・凍結の影響をH供試体のそれと同じにするため、コンテナに砂を落下させた後、図-3に示すようにサンプラーを堆積方向にセットし、以下H供試体のそれと同じ手順で作製した。以上の方法で準備した供試体は、三軸試験機に

セット後、非排水状態で約1時間放置することにより解凍され、その後前報⁶⁾と同じ手順で飽和させた。本方法で作製したV、H供試体の堆積構造は、図-4、5のような状態にあると思われる。

なお、本研究で用いた相対密度 D_r は、53, 70, 98%の3種類であり、供試体の D_r はすべて目標 D_r

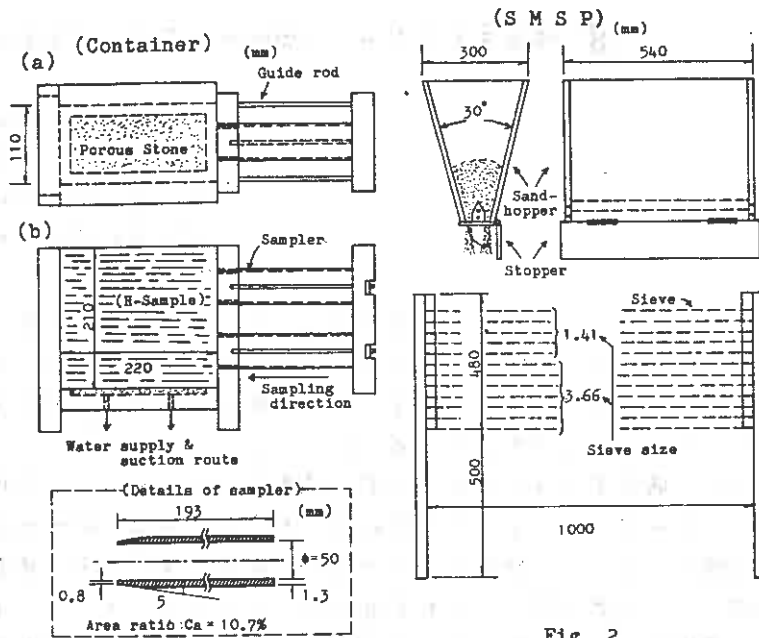


Fig. 1

Fig. 2

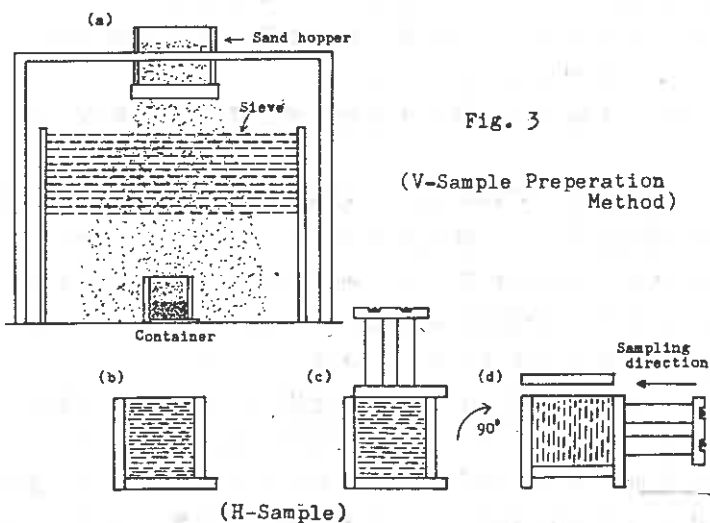


Fig. 3

(V-Sample Preparation Method)

(V-Sample)

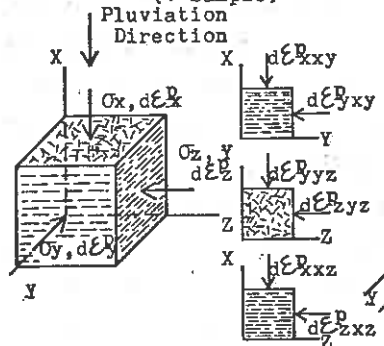


Fig. 4

(H-Sample)

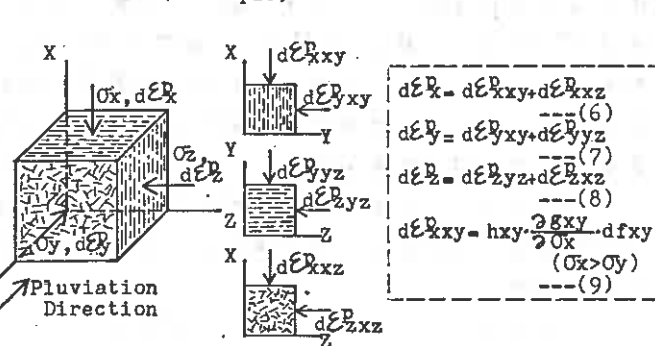


Fig. 5

より±3%以内であった。供試体はすべて、まず $P_c=196$ kgで等方圧密し、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_x=0.25\%/min$ で以下の試験を行なった。

2-2 実験ケース：本研究で行なった実験は以下に述べるものであり、主応力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ の方向及び堆積方向は、図-4, 5で示されている。

- (a) ∇ LC試験： $\sigma_x = \sigma_y, \sigma_y = \sigma_z = \sigma_3 =$ 一定の通常の三軸圧縮試験である。 ∇ 供試体は前報と同じく従来のMSPによつて作製されている⁶⁾。
- (b) ∇ LC-F試験： ∇ LC試験と同一の三軸圧縮試験であるが、上述の凍結法によつて作製した供試体を用いる。
- (c) ∇ UE試験： $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_1 =$ 一定、 $\sigma_x = \sigma_3$ の通常の三軸伸張試験である。 ∇ 供試体は、 ∇ LC試験と同じ方法による非凍結のものである。
- (d) ∇ UE-F試験： ∇ UE試験と同一の三軸伸張試験であるが、凍結法によつて作製した供試体を用いる。
- (e) HLC-F試験： ∇ LC試験と同一の三軸圧縮試験であるが、凍結法によつて作製したH供試体を用いる。
- (f) HUE-F試験： ∇ UE試験と同一の三軸伸張試験であるが、凍結法によつて作製したH供試体を用いる。
- (g) HLC試験： ∇ LC試験と同様の三軸圧縮試験であるが、圧密圧力は98kgで、応力条件は $\sigma_x = \sigma_z = \sigma_3 =$ 一定、 $\sigma_y = \sigma_1$ の応力制御試験である。供試体は従来のMSPによつて作製された角柱供試体(44×60×60mm)を用い、最大主応力 σ_1 は特殊形状を有するプレッシャーボックスを介してY方向から与えられる²⁾。

[3] 応力、ひずみパラメータおよび堆積構造の考え方 本研究においては、図-4, 5に示すように、前述の方法で作製した ∇, H 供試体について、主応力および主ひずみ増分の方向を固定して考え、応力およびひずみ増分を次のように定義している。

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right]^{1/2} \quad \text{----- (1)}$$

$$P = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad \text{----- (2)} \quad \eta = \sigma/P \quad \text{----- (3)}$$

$$d\sigma^2 = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(d\epsilon_x^p - d\epsilon_y^p)^2 + (d\epsilon_y^p - d\epsilon_z^p)^2 + (d\epsilon_z^p - d\epsilon_x^p)^2 \right]^{1/2} \quad \text{----- (4)}$$

$$d\epsilon_v^p = d\epsilon_x^p + d\epsilon_y^p + d\epsilon_z^p \quad \text{----- (5)}$$

ここでサフィックスPは塑性成分を示す。

MSPでは、前述のように砂粒子を自由落下させて供試体を作製するので、その堆積構造は図-4, 5に示したように軸対称的に異方構造の状態にあると推定される。すなわち、扁平な砂粒子の長軸方向が堆積方向と直交するように、堆積面上でランダムな粒子配列状態にあると考える。また各塑性主ひずみ増分は、松岡の複合滑動面の考え⁷⁾にもとづいた龍岡の研究⁸⁾と同様、2次元応力系におけるひずみの線型和で表わされるものとする。(6),(7),(8)式)

[4] 実験結果および考察

4-1 応力-ひずみ関係におよぼすサンプリング・凍結の影響：堆積方向が

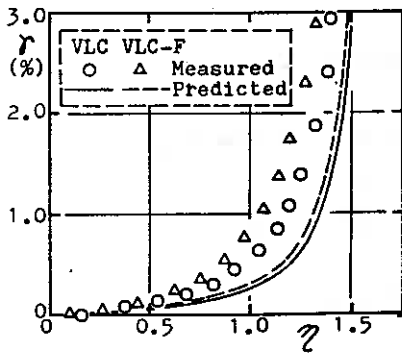


Fig. 6

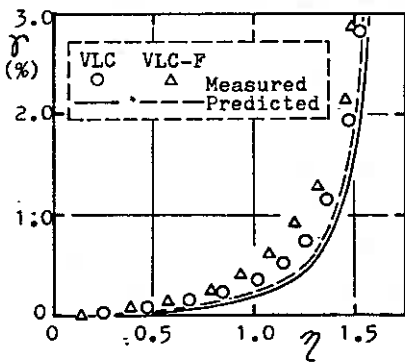
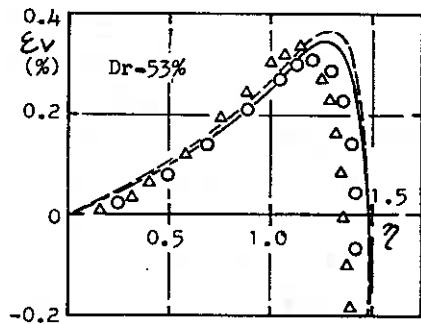


Fig. 7

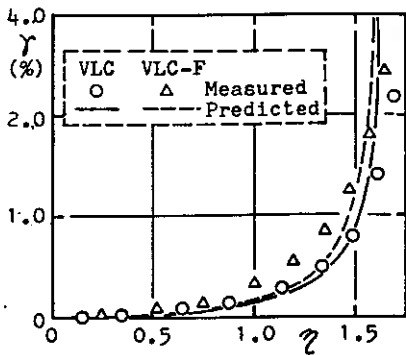
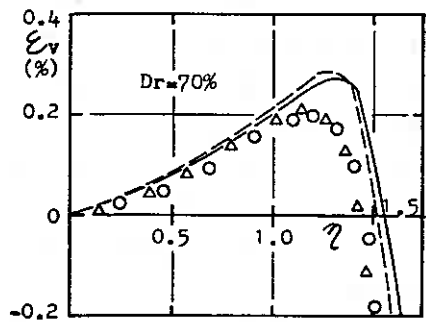


Fig. 8

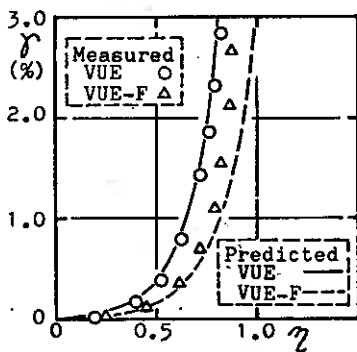
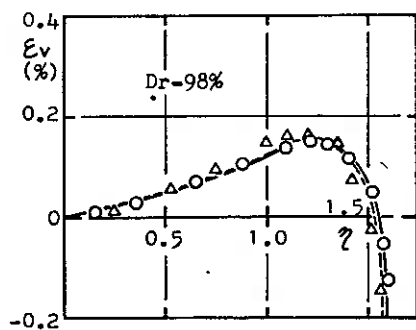
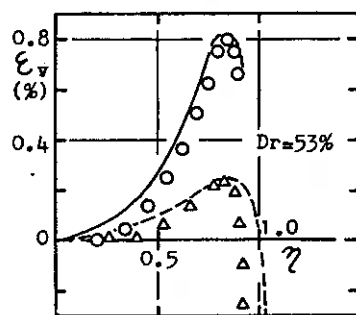


Fig. 9



X方向と直交するH供試体はサンプラーの貫入および凍結の過程を経て作製されるので、まずサンプリング・凍結が応力-ひずみ関係に及ぼす影響を明らかにしなければならぬ。VLCおよびVLC-F試験から得られた応力-ひずみ関係を $D_r = 53, 70, 98\%$ のそれぞれについて図-6, 7, 8に示す。変形の大きいところでの比較では、サンプリング・凍結の影響はほとんど認められないが、サンプリング・凍結を受けた供試体は相対密度にかかわらずせん断初期において変形しやすくなっている傾向にある。特に、せん断ひずみに関しては、は、きりとその違いがあらわれている。次に、相対密度 $D_r = 53\%$ についてVUE, VUE-F試験から得られた応力-ひずみ関係を図-9に示す。サンプリング・凍結によって供試体は変形しにくくなっており、圧縮試験と逆の傾向を示している。特に体積ひずみに関して大きな差が生じている。サンプリング・凍結の影響は、圧縮試験よりも伸張側で大きくあらわれるようである。さらに、圧縮試験に関して変形のしやすさを定量的に捉えるために剛性率相当量 $G' (= \tau/\gamma)$ を求め、比較したのが図-10である。なお、 G' は τ - γ 曲線の初期接線係数に相当するが、実際には $\gamma = 10^{-3}$ のオーダーで割線を用いて求められている。図-10より、相対密度にかかわらず、サンプリング・凍結によって G' がわずかに低くなることを示しており、せん断初期からサンプリング・凍結の影響があらわれていることがわかる。

以上のことから、サンプリング・凍結が砂の応力-ひずみ関係に及ぼす影響は無視できないものであることがわかった。従って、供試体の力学特性を比較する場合に両供試体とも同じサンプリング・凍結過程を経たものを用いる必要がある。

4-2 構造異方性が応力-ひずみ関係に及ぼす影響 : サンプリング・凍結によるVおよびH供試体を用いて行われた試験結果をもとに、砂の応力-ひずみ関係に及ぼす異方構造の影響を以下に考察する。

HLC-F, HUE-F試験から得られた応力-ひずみ関係を、VLC-F, VUE-F試験結果とともに、図-11, 12に示す。両図より、HLC-F試験では、VLC-F試験よりも変形しやすく、またHUE-F試験では、VUE-F試験よりも変形しやすくなっていることが明らかである。また、図-13は、HLC試験結果($D_r = 53\%$)を示している。X方向とZ方向の応力(σ_3)が等しいにもかかわらず、膨張ひずみはX方向において大となる。

これらの試験結果は、砂の変形-強度特性が

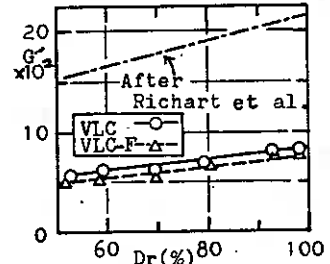


Fig. 10

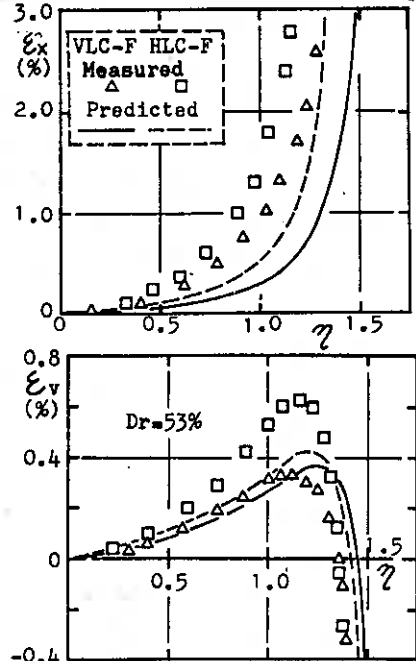


Fig. 11

その構造異方性に強く依存し、堆積過程などに生じる異方性の影響を取り入れた議論が必要であることを示している。特に ϵ_x と ϵ_z 挙動は、供試体の異方構造が直接反映された結果であると考えられ、等方硬化理論では説明できない事実である。

4-3 砂の弾塑性モデル

4-3-1 三軸圧縮・伸張条件での砂の弾塑性モデル

二次元応力系における各塑性ひずみ増分は、塑性論に従うと(9)式で表わされるが、任意応力経路下のせん断および圧密により、発生する塑性ひずみ増分は、一般表示で、(12)、(13)式で示される。ここで、 h , g , f はそれぞれ、硬化関数、塑性ポテンシャル、降伏関数である。V供試体を用いて行なわれた試験から得られた $(d\epsilon_v/d\sigma^p) \sim \eta$ 関係を図-14に示している。図より三軸圧縮か伸張かの応力系によってその直線関係は異なるが、ともにサンプリング・凍結による影響は見られず、相対密度の影響も受けないことを示している。従って、塑性ひずみ増分比は一般に(15)式で表わされ、(15)式に直交条件を適用してせん断に関する g_d

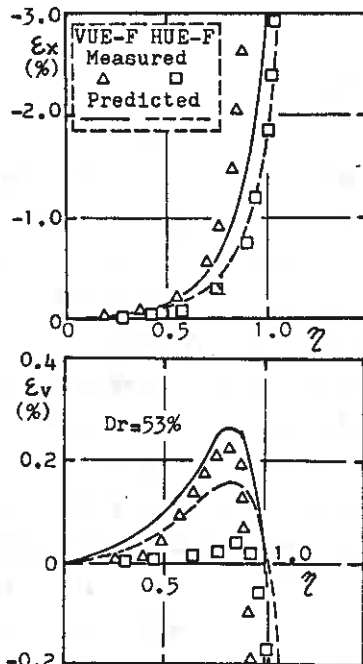


Fig. 12

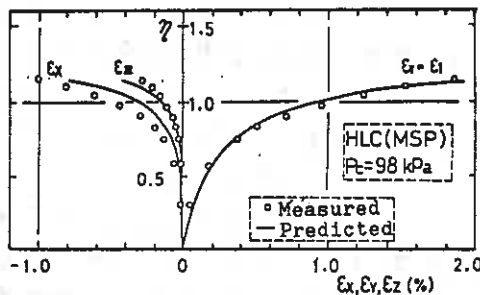


Fig. 13

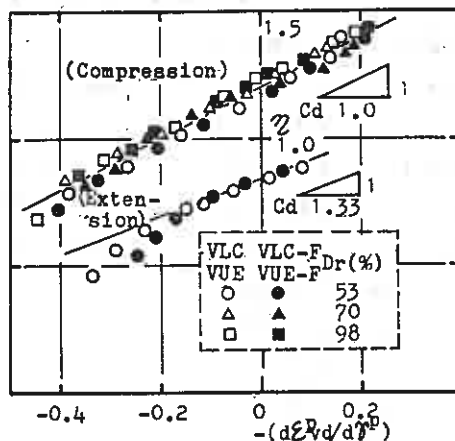


Fig. 14

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (10) \quad (i, j = 1, 2, 3, \text{軸和規約に従い})$$

$$d\epsilon_{ij}^p = (d\epsilon_{ij}^p)_d + (d\epsilon_{ij}^p)_s \quad (11) \quad (\eta \neq 0 \text{ の時塑性成分を扱う})$$

($\eta \neq 0$ 且 d, S はせん断成分, 圧密成分を扱う)

$$(d\epsilon_{ij}^p)_d = h_d \frac{\partial g_d}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (12) \quad (\text{ただし } g_d \neq f_d)$$

$$(d\epsilon_{ij}^p)_s = h_s \frac{\partial g_s}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (13) \quad (\text{ただし } g_s = f_s = P)$$

$$d\epsilon_v = d\epsilon_{11}^e + d\epsilon_{22}^e + d\epsilon_{33}^e \quad (14) \quad (d\epsilon_{11}^e \ll d\epsilon_{22}^e)$$

$$d\epsilon_{ij}^p/d\sigma^p = C_d(m-\eta) \quad (15) \quad (m \text{ は } \frac{\partial g_d}{\partial \sigma^p} \text{ における } \eta)$$

$$g_d = (\eta - \eta_0) + \frac{C_d \eta}{\eta - \eta_0} \left[1 - \left(\frac{P}{P_0} \right)^{n-1} \right] = 0 \quad (16) \quad (C_d + 1)$$

$$g_s = (\eta - \eta_0) + m \ln \left(\frac{P}{P_0} \right) = 0 \quad (17) \quad (C_d = 1)$$

$$df_d = d\eta \quad (18)$$

$$h_d = A(W_d^p)^B \quad (19) \quad (\text{ただし, } h_d = P \frac{df_d}{d\sigma^p}, W_d^p = G(\text{mpd})^p)$$

{ 圧密成分 }

$$d\epsilon_{vs}^p = h_s \cdot dP \quad (20) \quad (13) \text{ 式から}$$

$$h_s = \tau \cdot (1-n) \cdot \left(\frac{P}{P_0} \right)^{1-n} \frac{1}{P} \quad (21)$$

(ただし, τ : 等方圧強 ($P_0 = P_0$) 終了時の ϵ_v , $1, n$;
 $\ln P - \ln \epsilon_v$ 関係の截荷, 降荷曲線の傾き)

$$d\epsilon_{vs}^e = \tau \cdot \left[\left(\frac{P}{P_0} \right)^{1-n} - (1-n) \left(\frac{P}{P_0} \right)^{1-n} \right] \frac{dP}{P} \quad (22)$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \tau \cdot (1-n) \cdot \frac{dP}{P} \quad (23)$$

は(16)(17)式のように誘導することができる。

一方、Frydman⁹⁾が実験に基づいて表わしたように、硬化関数 h_d は塑性ひずみ仕事 W_d^p と(19)式の関係にあることを、図-15, 16は示している。 $(d\varepsilon_d/d\varepsilon^p) \sim \eta$ 関係と同様、応力系によってその直線関係は異なるが、 A, B はサンプリング・凍結の影響を受けず、さらに相対密度にかかわらず一致している。

これらの事実をふまへ、(19)式を積分することにより、(24)(25)式が得られる。

$$h_d = \left\{ \left(\frac{P}{G^*} \right)^{\frac{1-B}{B}} + C_0 m A^{\frac{1}{B}} (1-B) (\eta - \eta_0) \right\}^{\frac{B}{1-B}} \quad \text{----- (24) } \quad (B \neq 1)$$

$$h_d = \frac{P}{G^*} \cdot \exp \left\{ C_0 m A (\eta - \eta_0) \right\} \quad \text{----- (25) } \quad (B = 1)$$

ここで G^* は $(d\eta/d\varepsilon)_{\eta=\eta_0}$ であるから、 $\eta \sim \varepsilon$ 関係の初期接線係数に相当し、拘束圧に依存する。 h_d は正八面体面上で設定された硬化関数であるから、図-4, 5の2次元応力系の硬化関数へ変換することによって、VLC, VLC-F試験に対する各塑性主ひずみ増分は次式のように求まる。

$$d\varepsilon_1^p = d\varepsilon_2^p = \frac{h_c}{3P} \cdot \left\{ 3 + C_0 (m - \eta) \right\} d\eta \quad \text{----- (26)}$$

$$d\varepsilon_1^p = d\varepsilon_2^p = d\varepsilon_3^p = \frac{h_c}{3P} \cdot \left\{ -\frac{3}{2} + C_0 (m - \eta) \right\} d\eta \quad \text{----- (27)}$$

ただし、 h_c はV供試体を用いた三軸圧縮試験に対する硬化関数であり h_{xy} に等しい。

VUE, VUE-F試験の場合は、構造状態がVLC, VLC-F試験と同じで最大主応力 σ_1 と最小主応力 σ_3 が入れ替るだけであるから、

$$d\varepsilon_1^p = d\varepsilon_2^p = d\varepsilon_3^p = \frac{h_e}{3P} \cdot \left\{ \frac{3}{2} + C_0 (m - \eta) \right\} d\eta \quad \text{----- (28)}$$

$$d\varepsilon_1^p = d\varepsilon_2^p = \frac{h_e}{3P} \cdot \left\{ -3 + C_0 (m - \eta) \right\} d\eta \quad \text{----- (29)}$$

ただし、 h_e はV供試体を用いた三軸伸張試験に対する硬化関数であり h_{yx} に等しい。

ここで、 h_{xy}, h_{yx} は、それぞれVLC (VLC-F)試験, VUE (VUE-F)試験に対する(24), (25)式となる。

これらの塑性ひずみ増分式を積分し、またせん断中の P の変化による主ひずみ増分を、(22)あるいは(23)式の $1/3$ と評価することにより、各主ひずみが得られる。

さて、構成式中の G^* に代わるものとして求めた G' は、図-10に示したように間隙比・凍結などの影響を受けていることは明らかである。ところで、図-10に示した G' は $\gamma = 10^{-3}$ オーダ γ の割線係数であるため、構成式中に用いられる G^* の本来の定

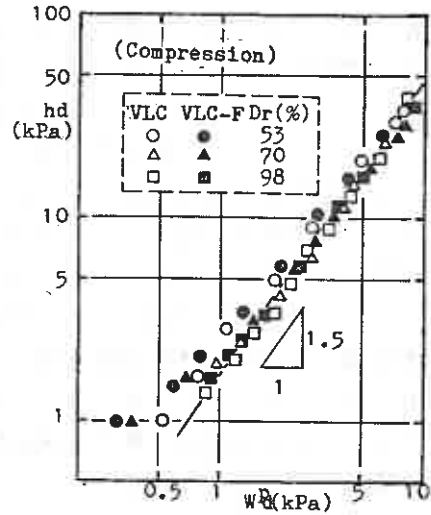


Fig. 15

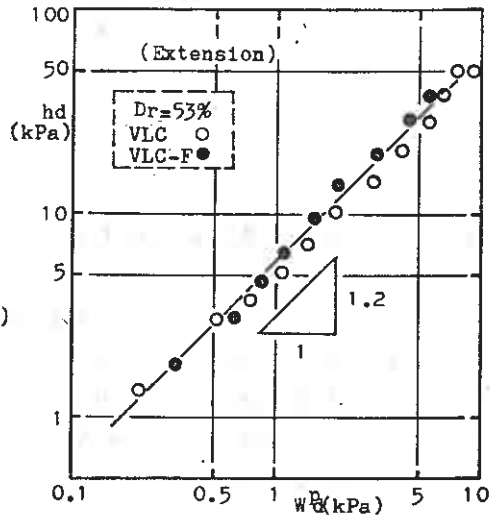


Fig. 16

義である、 $\eta = \eta_0 = 0$ 時における G^* と等しく見ることはできない。一般に、拘束圧、間隙比をパラメータとすると剛性率 G は次式のように表わされる⁽¹¹⁾⁽¹²⁾

$$G = \Delta\tau / \Delta\gamma = K \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.5} \quad \text{----- (30)}$$

ただし、 $\Delta\tau$ はせん断応力振幅、 $\Delta\gamma$ はせん断ひずみ振幅である。定数 K は、試料の物理的性質、堆積構造、応力系などの影響を受ける土質パラメータであると考えられる。本研究で使用している G^* が(30)式と同じ形式で表わされるとすれば、任意の間隙比に対して次式のようになる。

$$G^* = \eta / \gamma = K \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{-0.5} \quad \text{----- (31)}$$

本実験では、非凍結供試体に対して、圧縮試験で $K=208$ 、伸張試験では $K=67$ と求められている。ところで、 $\gamma = 10^{-6}$ のオーダーにおける G を G_0 とし、任意の γ における G との比(G/G_0)を様々な供試体作製法と比較した時、その比は一定となることが龍岡ら⁽¹²⁾によつて報告されている。そこで、凍結供試体に対する $\gamma = 10^{-6}$ のオーダーの G^* を、図-10に示された $\gamma = 10^{-3}$ のオーダーの G' と、(31)式から計算された G^* の比から計算した。計算に用いられたパラメータは次のように決定した。

	K	m	A	B	Cd
VLC	208	1.2	1.5	1.5	1.0
VLC-F	193	1.2	1.5	1.5	1.0
VUE	67	0.86	5.0	1.2	1.33
VUE-F	138	0.86	5.0	1.2	1.33

また、等方圧密膨張試験の結果より、 $l=0.7$ 、 $\eta=0.2$ 、 $e_0=0.4$ が得られた。これらのパラメータを用いて、応力-ひずみ関係を計算した結果と実験結果が、図-6、7、8、9に示されている。圧縮試験では、体積ひずみに関しては各相対密度において比較的良く表現されているが、せん断ひずみに関しては、相対密度が小さくなるにつれて若干過小評価となる傾向が見られる。しかしながら、サンプリング・凍結が応力-ひずみ関係に及ぼす影響は定性的に表現されているようである。また、伸張試験では体積ひずみ、せん断ひずみともに比較的良く表現されているようである。以上の検証結果から、モデルの土質パラメータのうち G^* を適確に評価すれば、間隙比、凍結などの影響による応力-ひずみ関係の違いを表わしうる事が明らかとなった。

4-3-2 構造異方性を有する砂の弾塑性モデル : 異方構造を考慮した弾塑性モデルについて以下に考察する。

種々の応力経路の三軸圧縮($b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = 0$)および三軸伸張($b=1$)試験から得られた $(d\epsilon_{eq}/d\sigma) \sim \eta$ 関係を図-17、18に示している。図中には、Tapping (TP), Wet Rodding (WR) 法で作製した供試体に対する結果も併せて示している。ここで、VLC, HLC試験は、MSPによる角柱供試体(44×60×60mm)を用いたものである。同様に $h_u \sim W$ 関係を図-19、20に示す。これらの図より明らかのように、せん断に関する流動則、ならびにA、Bは供試体作製法(構造異方性)×応力経路によらないが、応力系の相違(b値の違い)によつて異なることを示している。HLC-F, HUE-F試験では、円筒供試体を用いているため、 $E_y \neq E_z$ となる挙動を直接判定

する事ができず、(4)式からも明らかのように、
 真のせん断ひずみは算出されない。そのため、
 $(d\epsilon_{xy}^p/d\gamma^p) \sim \eta$, $h_x \sim W_d^2$ 関係を求めることはでき
 なかった。しかしながら、上述したように、せん
 断に関する流動則、A, Bが、構造異方性応力系
 による一致するとすれば、V供試体を用いた
 試験から得られたせん断に関する流動則(図-14)、
 A, B(図-15, 16)と一致すると考えられる。

さて、HLC-F試験においては、図-5より等
 方的な粒子配列構造にあると考えられるXZ面では、
 $\sigma_x = \sigma_z$, $\sigma_y = \sigma_z$ が作用している。ここでは、このよ
 うな状態で生じるせん断ひずみを堆積面に垂直な方
 向に σ_y が作用しているVLC(VLC-F)試験と、
 堆積面に平行に σ_x が作用しているVUE(VUE-
 F)試験で得られるせん断ひずみの平均で評価でき
 ると考えた。すなわち、

$$h_{xz} = \frac{1}{2}(h_c + h_e) \quad \text{----- (32)}$$

ここで、 h_{xy} は h_e に一致する。なお、YZ面は異方
 構造で、等方応力 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ が作用している状態に
 あるが、この面上で生じるせん断ひずみは小さいと
 みなし、無視した。

以上の仮定に従って、HLC-F試験における各
 塑性主ひずみ増分は、

$$d\epsilon_x^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{2P}(h_c + 3h_e) \left\{ 3 + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (33)}$$

$$d\epsilon_x^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{3P} h_e \left\{ -\frac{3}{2} + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (34)}$$

$$d\epsilon_z^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{6P}(h_c + h_e) \left\{ -\frac{3}{2} + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (35)}$$

と誘導できる。同様にして、HUE-F試験に対す
 る各塑性主ひずみ増分は、

$$d\epsilon_x^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{6P}(h_c + h_e) \left\{ \frac{3}{2} + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (36)}$$

$$d\epsilon_x^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{3P} h_c \left\{ \frac{3}{2} + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (37)}$$

$$d\epsilon_z^p = d\epsilon_y^p = \frac{1}{12P}(h_e + 3h_c) \left\{ -3 + C_a(m-\eta) \right\} d\gamma \quad \text{----- (38)}$$

となる。

これらの塑性ひずみ増分式を積分し、せん断中の
 Pの変化による主ひずみ増分を(22)あるいは(23)式
 の1/3と評価することにより、各主ひずみが増ら
 れる。これらの塑性ひずみ増分式はすべて積分可能
 である。また、HLC-F, HUE-F試験ともにサ
 ンプリング・凍結の過程を経て作製された供試体
 を用いている。従って、構成式中のパラメータのうち

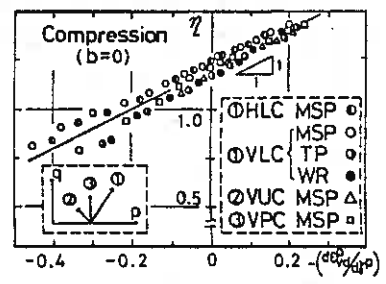


Fig. 17

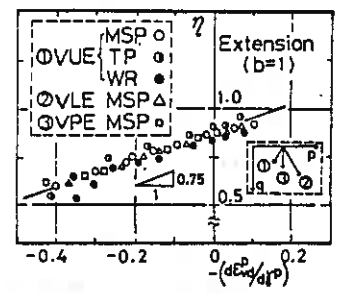


Fig. 18

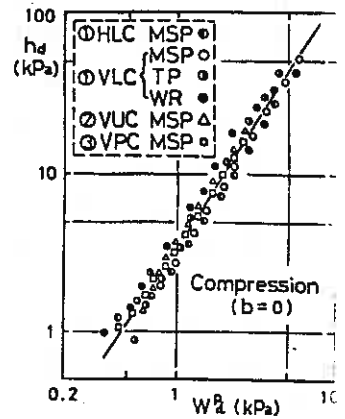


Fig. 19

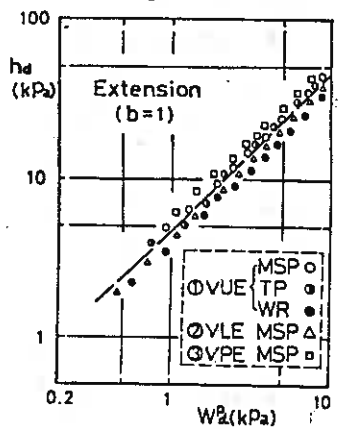


Fig. 20

G*には同様の過程を経て作製された供試体を用いるVLC-F, VUE-F試験を予測する際計算に用いた値が使用されている。また, A, Bは構造異方性によらず, 応力系のみ依存するといえるから, (33)~(35)式中の h_c , h_E にはVLC-F試験から得られたA, B, (36)~(38)式中の h_c , h_E にはVUE-F試験から得られたA, Bが用いられる。これらのパラメータにより計算された応力-ひずみ関係が実験結果とともに図-11, 12に示されている。HLC-F, HUE-F試験ともこの傾向を捉えていると思われる。また, 図-13には, 角柱供試体に対するHLC試験の結果に対する検証例が示されている²⁾。本モデルは, 実験の ε_2 ε_3 挙動を良く説明しているようである。

〔結論〕

異方構造を有する供試体の応力-ひずみ関係についての研究から, 以下のような結論が得られた。

- (1) 新たに考案した, サンプルング・凍結による供試体作成法が応力-ひずみ関係に及ぼす影響は無視できないものであることがわかった。この影響は, 三軸圧縮状態よりも三軸伸張状態において顕著にあらわれる。
- (2) サンプルング・凍結が応力-ひずみ関係に与える影響は, $\sigma_3 = 0$ 時における剛性率相当量G*を適確に評価することにより, 弾塑性論を用いた本モデルで表わしうる。また, 一般に用いられている, 拘束圧, 間隙比をパラメータとして剛性率を表わす式を用いることにより, 任意の相対密度に対する応力-ひずみ関係が予測可能である。
- (3) 堆積面と主応力面が一致する場合の水平および鉛直堆積供試体の三軸圧縮・伸張試験から, 砂の変形-強度特性は元の構造異方性に強く依存していることが明らかにされた。この異方的な力学特性は, 従来より提案している弾塑性モデルに異方硬化則を導入することにより, 通常実施される三軸圧縮・伸張試験のデータから予測可能である。

〔あとがき〕

等方硬化理論によって, 異方構造を有する砂の応力-ひずみ関係を表わすには限界がある。本研究では, 異方構造を考慮した三軸圧縮・伸張応力条件下の砂の応力-ひずみ関係式を展開した。今後は, 平面ひずみ条件を含む一般応力条件への拡張が必要である。最後に, 本研究について種々御教示頂いた北郷 繁教授ならびに実験に協力も得た阿部 芳三君(現4年生), 高月 修君(現4年生), 嘉藤 好彦君(現4年生), 北川 英博君(現4年生)に謝意を表します。

〔参考文献〕

- | | |
|--|---|
| 1) 三浦・土岐・船(1981): 技術報告集 No.21, pp.71~80 | 7) Matsuoka, H (1974): S & F, Vol.14, No.2, pp.49~61 |
| 2) 三浦・土岐・永田(1981): 第16回土質工学研究発表会, pp.445~448 | 8) Tatsuoka, F (1980): S & F, Vol.20, No.3, pp.75~90 |
| 3) 土質試験法(1979): 第2巻, 第9章, pp.173~188 | 9) Frydman, S (1976): Can. Geotech. Jour., Vol.13, pp.311~323 |
| 4) 土岐・三浦(1979): 第24回土質工学シンポジウム, pp.173~180 | 10) Richard, F.E et al (1970): Prentice Hall Inc. |
| 5) 土岐・三浦・谷澤(1981): 第26回土質工学シンポジウム, pp.79~86 | 11) Kokusho, T (1980): S & F, Vol.20, No.2, pp.45~60 |
| 6) 三浦・土岐・船(1981): 第16回土質工学研究発表会, pp.425~428 | 12) Tatsuoka, F (1977): S & F, Vol.19, No.1, pp.39~54 |

⑨ 模型可動壁による土圧分布特性
 — 裏込めの断面形を変化させた場合 —

北海学園大学工学部 (正) 坂上 存幸
 ' ' (副) 早川 寛志

1. まえがき

擁壁などの裏込め断面形状は、土質条件をはじめとして設計・施工上の配慮から各種の様式が採用されている。この場合、基本的な要素として、擁壁背面の傾斜と裏込めの地山側斜面の傾斜、裏込め深さと横方向への広がり(奥行き)ならびにこれらの組合せによる形状が、擁壁などへの土圧分布に影響を与えるものと考えられる。

筆者らは模型可動壁を用いて一連の実験を行い、壁体の変位に伴う土圧分布特性についてその挙動の検討と続けてきた^{1)~6)}。

この報告は、擁壁などの裏込め断面の形状を考慮して、土圧分布に及ぼすアーチ作用の推移なども壁体の変位とともに検討し、実験の結果について定性的な考察をして要約したものである。

2. 実験装置と実験方法

(1) 実験装置

写真-1および2にその概要を示したが、基本的には前回までの装置と同じである。実験槽は内法で幅60cm、深さ90cm、奥行き150cmで、前面を可動壁とし、後面を前後に移動可能で適当な傾斜をとれるように配慮して、滑らかに仕上げたメタルプレートで組立て緊結したものである。可動壁は滑らかに仕上げたアルミ製溝形鋼と背

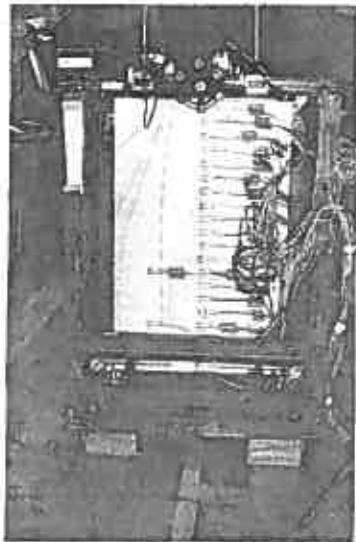


写真-1 実験槽正面



写真-2 可動壁背面

面が受圧面になるようにスダレ状に組立てたものを、山形鋼で剛に組立てた格子状枠に支持させたものである。土圧の測定は、この可動壁の中心線上に配置したワイヤーストレインゲージの曲げヒズミから、事前の標準荷重に対する値との比較により土圧の推定をした。可動壁の移動は上下のア所に配置したアシヤスチングスクリューにより行い、その測定は電気式ダイヤルゲージにより至測定装置を通して全てを自動記録させた。

(2) 実験方法

試料は気乾の豊浦標準砂を用いた。締固めは実験中の安定性と配慮して中程度のものとした。裏込めの断面形状は矩形を標準とし、片面および両面傾斜の漏斗状のもの、両面が山側(内側)へ傾斜する流孔形(管状形)の4種類とした。また、裏込めの断面寸法として、可動壁の有効高さを84cmとして、水平な先端長さを半無限に相当する125cmから順次減少させて75, 60, 50, 40, 30, 20, 10cmとして測定した。壁体の変位はそれぞれ静止状態から主動状態へと上部・下部^{30cm}平行移動により移行させ、移動速度を1%/minとして高さに対し1/2000, 1/1000, 1/500, 1/250, 1/100の場合を測定した。なお、裏込め状態などを考慮し擁壁背面にあたる傾斜と地山の傾斜はそれぞれ±1.5分、-3分(山側)とした。

3. 実験結果と考察

図-1は裏込め断面が標準の矩形の場合でその断面寸法の縦・横の大きさによる土圧の変化を静止状態で比較したものである。

図-2は同じ標準の矩形の場合に、静止状態から主動状態に変化させることにより土圧分布がどのようになるかと、顕著な変化をみせる下部移動の場合を例と

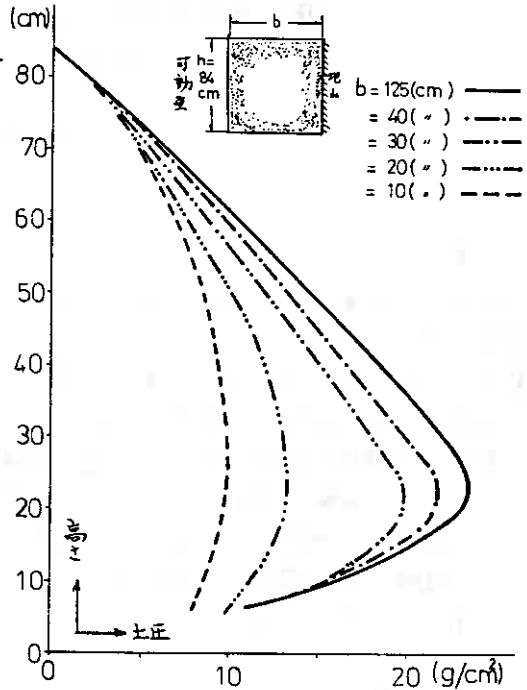


図-1 裏込めが矩形断面の場合の初期土圧分布

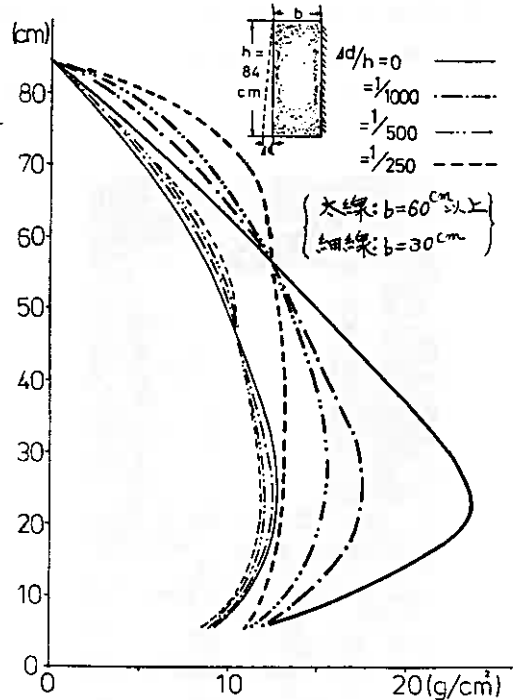


図-2 下部移動に伴う土圧分布の変化(裏込めが矩形断面の場合)

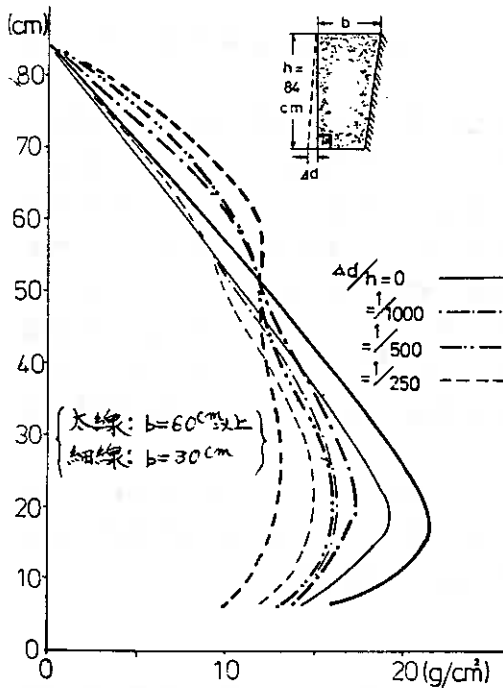


図-3 下部移動に伴う土圧分布変化
(裏込めの片面傾斜の場合)

(対照的な2種類を)

して示したものである。また、図-3

図-4 ならびに図-5は、それぞれ裏込めの断面形状が、片面傾斜の漏斗形、両面傾斜の漏斗形ならびに流氷形(モタレ形)の場合のものであり、とくに特徴的な下部移動で天端長が半無限に近、場合に示す土圧分布と異なる状態の断面寸法の場合を対比したものである。

これら一連の実験から、裏込めの断面形状・寸法などを変化させた場合の土圧分布特性として、次のようなことが特徴としてあげられる。

図-1から、壁体の変位を伴わない初期の土圧分布は、裏込めの深さに対してその奥行と幅が半無限に近、状態から3分の1程度まではほぼ同様な分布形を示すが、3分の1を割る断面寸法比から壁面の摩擦などによるアーチ作用により、深さに伴う土圧の増加が漸減し同時に土圧分布形も変化して、土圧の大きさ

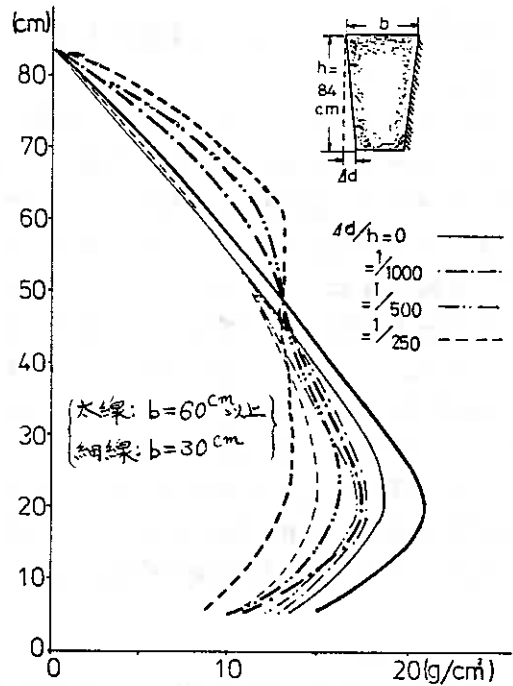


図-4 下部移動に伴う土圧分布の変化
(裏込めの両面傾斜の場合)

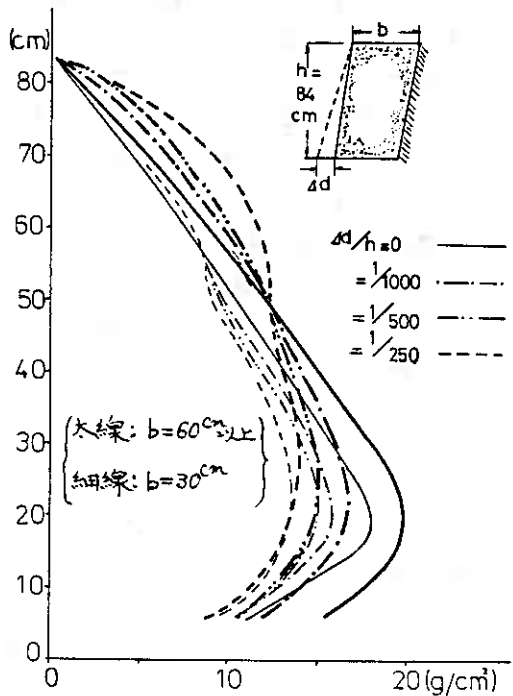


図-5 下部移動に伴う土圧分布の変化
(裏込めの流氷形(モタレ形)の場合)

小さく
が一定値に近づくような挙動を示す。このことは矩形以外の断面形状の場合にもいえることである。

図-2, 3, 4ならびに5から、壁体の変位に伴う土圧分布形の裏込めの深さに対してその^{最大}実行幅が半無限の場合には逆転するような傾向がみられるが、同じように3分の1を割る断面寸法比から、初期に発生した土圧分布形が土圧の大きさの減少とともに同じパターンでゆるやかに変化しただけの傾向がみられる。この現象は、特徴的な土圧分布の変化をみせる下部移動の場合にみられることであるが、実行幅が半無限に近い場合には、壁体の変位に伴ってアーチ作用が発生しその影響として上方に過大な土圧を発生するが、断面寸法比^(最大) $(\frac{\text{実行}}{\text{深さ}})$ が小さくなるに従って初期の段階で壁面の摩擦によるアーチ作用が発生し継続して、その後の壁体の変位による影響が小さいためであると考えられる。

なお、壁体の変位を上部のみで平行移動で行う場合には、いずれの断面形状・寸法にも関係なく初期に発生した土圧分布形がそのままゆるやかに土圧の減少とともに変化してゆき、下部移動の場合のように特徴的な変化はみられない。

4. まとめ

今回の裏込めの断面形を変化させた場合の土圧分布特性には、壁面摩擦と前・後面の傾斜の大小ならびに試料の締固めの程度が大きく影響するが、一連の実験結果から概ね次のようなことがいえる。

- (1). 土圧分布に与える影響として、裏込めの断面寸法比^(最大) $(\frac{\text{実行}}{\text{深さ}})$ が $\frac{1}{3}$ 以下になると土圧分布形に変化がみられるようになる。
- (2). 壁体の変位を伴わない初期の土圧分布形においては、半無限の天端長と考えられる場合には裏込めの深さに伴う土圧の増加がみられるが、(1)の断面寸法比以下になると、深さに伴う土圧増加の割合が漸減し、一定値の低い土圧に落ち着く傾向がみられる。
- (3). 壁体の変位に伴う土圧分布形においては、上部のみで平行移動の場合には大きな変化はなく、初期に発生した土圧分布形がゆるやかに変化し土圧の大きさが小さくなるにつれてその形が縮小する傾向であるが、下部移動の場合には半無限の天端長と考えられるとその土圧分布が壁体の変位に伴い逆転するものが、(1)の断面寸法比以下になると、そのような特徴は見られなくなり、ゆるやかな変化に落ち着く傾向がみられる。

以上の結果は限られた条件の下でのものであり、前提条件をいろいろと変化させて検討を続け理論的な裏付けと定量的な考察を得たいと考えている。

参考文献 (本実験の関係分のみ記載)

- 1), 2), 3), 4), 6) 坂上・早川: 模型可動壁に於ける土圧分布特性について (各別題付) 以下同じ
各土質工学会北海道支部技術報告資料(集) 第16, 17, 18, 19, 20号
- 5) 坂上・早川: 第14回土質工学研究発表会・昭和54年度発表講演集(Pp.1005~1008)

⑩ 大型一面せん断試験における供試体内の密度分布について

北海道工業大学
開発局土木試験所

○ 神谷 光彦
岸 洋一

1. まえがき

筆者らは、ロック材などの粗粒材の強度定数の決定に比較的好く用いられている大型一面せん断試験機について、載荷方法が従来と異なる試験機を作製し、実験を行なっている¹⁾。すなわち、従来の方は、剛性の載荷板の中央に集中荷重で載荷する方式が用いられていたが、この方法では、せん断中に載荷板が傾くと、載荷重の伝達されない領域が発生するため、図-1のように、載荷板を分割し、各々に載荷重がかかるようにして、せん断中も、供試体に均等に荷重が伝達されるようにしたものである。そこで、本報告は、この試験機を用いて、せん断中の供試体内の密度分布を測定し、せん断中における密度変化を調べ、併わせて、求められた強度定数を三軸圧縮試験よりのそれと比較しようとしたものである。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた試料は、輝緑凝灰岩で、最大粒径は50.8mm(平均比重2.72)および19.1mm(2.75)の2種であり、各々相似粒度になるように粒度調整をしたもので、均等係数は20である。供試体の密度は、密ぐめ、ゆるぐめの2種類とした。

大型一面せん断試験機は、図-1の概要図に示すように、内径1100mm、供試体厚400mmであり、載荷板は等しい面積の10コに分割し、すべての載荷板に同一の荷重が載荷され、各々の載荷板は任意に沈下できるようにになっている。なお、便宜上、せん断箱の前後を図のようにF(前)、R(後)と定義した。またせん断速度は、4.5mm/minとし、供試体内の密度の測定は、ガンマ線密度計で行ない、せん断中に、密度測定を行なったものは、一度除荷して密度を測定し、再び載荷して、せん断を継続するようにした。

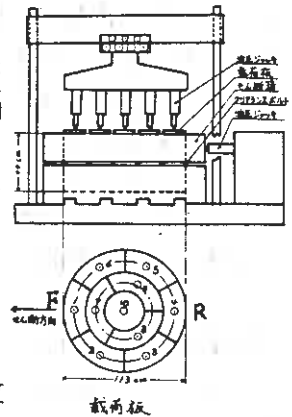


図-1

3. 試験結果

前報でも示したが、剛性板載荷と分割載荷のせん断中の垂直変位の概要は図-2のようになる。すなわち、剛性板載荷では、せん断の進行に伴ない、せん断面より外れる前端部は沈下し、その反作用として後端部が上昇する。そのため、供試体内の土は矢印で示したような移動をし、後端部は、タイランシーによる膨張ではなく、空間を充てるように土が移動するため、B付近には垂直荷重はほとんど伝達されず、中央部Aのみに載荷重が集中するようになる。一方、分割載荷では、前端部は同様に沈下し、供試体内の土はA付近に移動するが、前者と異なり、後端部においても垂直荷重が伝達

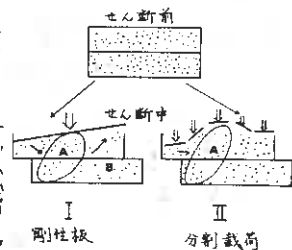
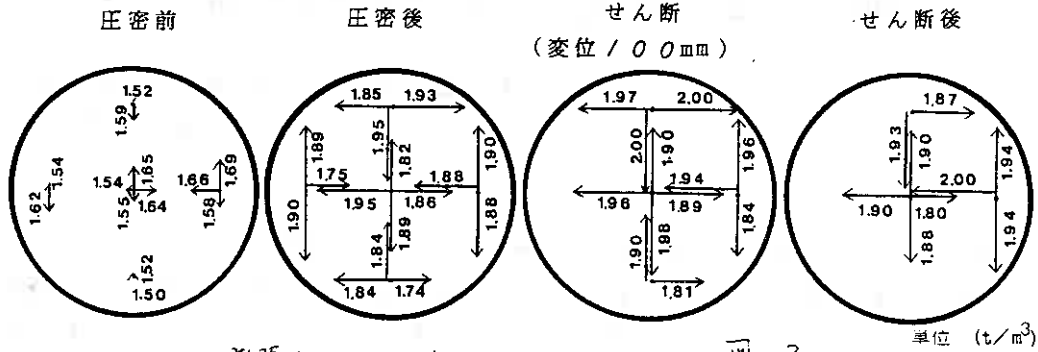


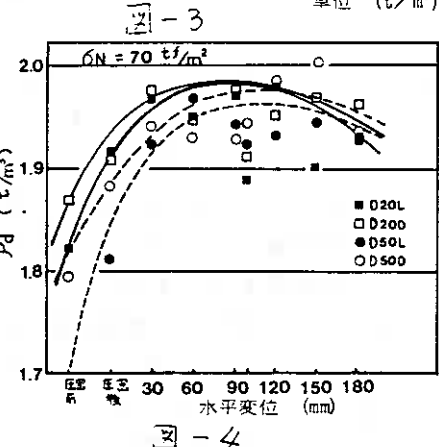
図-2

供試体内の密度分布



されているため、膨張することが少ないという結果が得られている。

そこで、供試体内の密度分布をみると、図-3に $D_{max} 50.8mm$, ゆるぎめ, 垂直荷重 $G_N = 70 \text{ t/m}^2$ のときの、圧密前, 圧密後, せん断中(水平変位 $100mm$) およびせん断後の、供試体内の測定点, 測定方向および密度の大きさを個印で示した。また、図-4には、 $G_N = 70 \text{ t/m}^2$ のときの水平変位と密度の平均値の関係を示した。但し、この図は、種々の試験の平均値であるため、データに多少のばらつきがある。この



図より、平均密度は、水平変位が $60 \sim 90mm$ 位までは増加し、その後、減少する傾向にあった。これは、せん断初期において、前端部が沈下し、その部分の土が中マ部に押し出されるため、密度が増加したものと考えられる。その後、密度のピークの水平変位は、応力～変位曲線のピークもしくは変曲点の水平変位とほぼ一致している。さらに、せん断が進行すると、前端部の沈下が止まり、試料はダイレタンシーを越え、密度は減少する。特に、ダイレタンシー量の多い、供試体中央部の密度の減少が著しいという傾向が得られた。

つぎに、強度定数についてみると、一面せん断試験では、密度、粒径によらず、内部摩擦角 $\phi = 44 \sim 45^\circ$, 三軸圧縮試験(密ぎめ)では、 $\phi = 36 \sim 37^\circ$ となった。この差は、せん断面の違いや、拘束条件の違いにもよるが、一面せん断試験では、図-2にも示したように、せん断中に供試体内の土が移動し、せん断面付近の密度が増大することも、その一因と考えられる。また、一面せん断試験で、初期密度の違いが、強度に影響しなかったのは、土の移動様式の違いも考えられるが、図-4に示すように、圧密終了時点で、すでに初期密度の影響が少なくなっており、供試体が比較的厚かったため、載荷重が下部まで伝播せず、せん断面を含めた上方のみの密度に影響を与えなかったためとも考えられる。

参考文献

り岸, 神谷, 上原: 「磁研」 やすい粗粒材の大型一面せん断試験について, 第15回土質工学研究発表会講演集, 1980, pp.5/3~5/6

⑪ 泥炭地盤の工学的分類について

室蘭工業大学 (正) 河野文弘
(学) 〇丸田剛久

1. ま え が き

泥炭地盤は極めて軟弱であるから、重要構造物を直接支持させることはなく、直接載荷されるものは盛土や一般住宅程度の軽い建築物などである。盛土の場合は、その規模や地盤の特性に応じて各種の対策工法が採られるが、その際、地盤処理の必要性やその程度を大まかに判定できるように泥炭地盤の分類がなされていると実用上便利である。泥炭地盤の土質工学的分類には、RADFORTH、MACFARLANE¹⁾、英国土質研究所、AMARYAN²⁾、渡辺³⁾等の提案がある。これらは、いずれも泥炭地盤の工学的特性を抽象的または具体的に表現しているが、たとえば泥炭地盤対策工法の選択など実用面に利用することは困難である。

よって、本報告は北海道の泥炭地盤の盛土で採用された各種の工法を、それぞれの地盤の工学的特性と関連させて、泥炭地盤の盛土の対策工法選定のための地盤分類を試みようとするものである。なお、採用したデータは主として北海道開発局で昭和29年から52年までの間に実施された道路盛土および河川築堤に関するものである。

2. 泥炭地盤対策工法に対する工法選定要因の寄与度

泥炭地盤の盛土に際して北海道では、緩速段階施工法などを含む無処理、サンド・ドレイン、サンド・コンパクション・パイル、パイルスラブ、パイルキャップなどの工法が行なわれている。これらの工法は、それぞれの地盤の土質調査試験に基づき、安定と沈下の検討を行なうほか、盛土の重要度、周辺環境など多くの要因によって選定されており、担当技術者の判断に負う部分もかなりある。したがって、まず集積した過去のデータを利用して、工法をいくつかの群にわけ、さらに工法選定に係わる各要因がそれぞれの程度工法選定に寄与しているかを統計的手法を用いて解析し考察する。

2-1 泥炭地盤対策工法選定要因の設定

工法選定に係わる要因としては、含水比、間ゲキ比などの工学的性質を示すもの、土層構成、軟弱層厚など地盤特性を示すもの、荷重状態を示すもの、さらに社会的・経済的なものなど数多く挙げられる。その中から工法選定にあたって判断基準となる重要な要因を、安定と沈下に着目し、工学的性質、地盤特性、荷重特性、社会的性質の4つの性質から、表-1に示すような10個の要因を設定した。

表-1 要因の設定

要因の性質	要因名	選定理由等
泥炭の工学的性質を示す要因	含水比 間ゲキ比 コーン支持力 圧縮指数	工法選定に先だてて行なわれる一般的土質調査・試験で安定と沈下を支配する。
	強熱減量	泥炭性土該当の可否を示す。
地盤の性質を示す要因	土層構成 軟弱層厚	上記以外の地盤の性質を示す要因で安定と沈下に寄与する。
荷重特性を示す要因	荷重強度	安定を支配する。
社会的要因	盛土用途	施工中の騒音、振動、側方変位などによる周辺への影響が工法選定にあたって考慮される。
	地区性	

2-2 統計解析の手法

解析にあたっては、工法をいくつかの群にわけ、工法選定に係わる各要因がそれぞれの程度工法選定に寄与しているかを考察することとした。2-1で設定した10要因の集積されたデータは、各対策工法に対し画一的に決定されるものではなく、また、各要因のデータ単独で対策工法を決定できるものでもない。したがって、要因の総合的な特徴の把握と評価が必要である。そのためには、得られたデータを総合化して分析評価しなければならぬ。

そこで、本報告では互いに相関のある多く

の変量を、その相関を考慮しながら同時に処理することが可能な多変量解析を用いて解析を行なうこととする。多変量解析の手法は、目的・基準変量・説明変量などの違いによって、いくつかに分類される。ここでは、基準変量すなわち分類基準として対策工法群、説明変量として2-1で設定した要因とし、上記の目的ともども鑑みて、定性的な基準変量、定性的な変量も含む説明変量を用いて分類のための多変量解析としてよく用いられる数量化理論第2類⁶⁾を用いて解析することとした。

いま、R個の要因が、それぞれ k_j 個のカテゴリーを持つと想定する。そして、1番目のサンプルがj番目の要因に関し、k番目のカテゴリーで反応するときのみ、他の (k_j-1) 個のカテゴリーに反応したときには0の値をとるとする。すなわち、 $\delta_i(jk) = 1$: カテゴリー-kに反応したとき

0 : k以外のカテゴリーに反応したとき

なる変数を与える。そして、各サンプル別に

$$\alpha_i = \sum_j \sum_k \delta_i(jk) \cdot x_{jk} \quad \text{--- (1)}$$

なる合成変数を与える。ここで係数 x_{jk} 値を決定する条件として、各群別のサンプルの α 値の差を最大とすることを考える。すなわち、相関比 η あるいは η^2 が最大となるように、 x_{jk} の値を決定する。ただし、 η^2 は級間分散 (σ_b^2) を全分散 (σ^2) で割った商である。すなわち、 $\eta^2 = \sigma_b^2 / \sigma^2$

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 - \bar{\alpha}^2 \quad \alpha_b^2 = \sum_{t=1}^T \frac{n_t}{n} (\bar{\alpha}_t - \bar{\alpha})^2$$

$$\bar{\alpha}_t = \frac{1}{n_t} \sum_{i(t)=1}^{n_t} \alpha_{i(t)} \quad \bar{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \alpha_i$$

ここに

n_t : t群に属するサンプル数

T : 外的基準の数

η^2 を最大にする x_{jk} を求めるには、 η^2 を x_{jk} で偏微分して

$$\frac{\partial \eta^2}{\partial x_{jk}} = 0 \quad (j = 1, \dots, R, \quad k = 1, \dots, k_j)$$

を解けば、 x_{jk} の値が得られる。ここでは、 x_{jk} を判別係数と呼ぶことにする。

2-3 数量化理論による解析

(1) 対策工法群の設定

一般に、泥炭地盤上に盛土を設けるにあたっては、まず主として地盤および盛土などの条件によって、無処理か対策工法を施すかを判断し、対策工法を必要とする場合は、さらに工期・工費・その他の条件も考慮して、どのような工法を用いるかを決定するのが普通である。対策工法については、今まで種々のものが考案され実用化されているが、北海道ではサンド・ドレーン、サンド・コンパクション・パイル、パイルキャップ、パイルスラブが主に行なわれている。ここでは、対策工法をいくつかの群にわけ、数量化理論における外的基準を設定する。

サンド・ドレーン、サンド・コンパクション・パイルは古くから採用されているが、パイルキャップ、パイルスラブはサンド・ドレーン、サンド・コンパクション・パイルよりもさらに条件の悪い地盤に適用するために考案され、実用化されてからの歴史も浅い。このようなことから、ここでは対策工法を次のように区分し、群間に順位づけを行なった。すなわち、(1)無処理(緩速段階施工法、押え盛土を含む) (2)サンド・ドレーン工法 (3)サンド・コンパクション・パイル工法 (4)その他のより強力な工法(パイルキャップ、パイルスラブ、除去置換工法)の4群とした。この4群について、数量化理論第2類を用いて、設定した要因がどのように反応するかを調べることによって、地盤処理工法と工法選定要因との関連の程度を判断することとした。

(2) 解析した各CASE

CASE / : 外的基準を上記の4群とする。

CASE 2 : 外的基準を無処理 (58) と処理 (159) の2群とする。

CASE 3 : 外的基準をサンド・ドレーン工法 (29) とサンド・コンパクション・パイル工法及びその他のより強力な工法 (130) の2群とする。

CASE 4 : 外的基準をサンド・コンパクション・パイル工法 (56) とその他のより強力な工法 (74) の2群とする。

CASE 1 の解析によって、対策工選定に際しどの要因が寄与度が大きいかを調べ、CASE 2~4 の解析によって対策工法群間の判別の程度を考察する。なお、() 内の数字は、データ数を示す。

(3) 要因間の相関

CASE 1 の解析において、工法選定に際し影響する要因を求めるために、同質とみなされる要因は、あらかじめこれを棄却する。ここでは、まず10要因で数量化を行ない質的要因を量的要因に変換したのち、各要因間の相関係数を求め、相関性の高い要因のいずれか一方を棄却する。相関係数を用いて要因を棄却する明確な基準は、この

表-2 要因間の相関係数

	土層構成	地区性	盛土用途	含水比	軟弱層厚	間ゲキ比	コン支持力	強熱質量	圧縮指数	閉重強土
土層構成	1.000									
地区性	0.065	1.000								
盛土用途	0.086	-0.162	1.000							
含水比	0.130	0.086	-0.072	1.000						
軟弱層厚	0.222	0.212	-0.283	0.161	1.000					
間ゲキ比	0.172	0.079	-0.016	0.469	0.187	1.000				
コン支持力	0.068	-0.015	-0.080	-0.144	0.173	-0.079	1.000			
強熱質量	0.043	-0.002	-0.075	0.092	0.071	-0.058	-0.061	1.000		
圧縮指数	-0.151	0.029	-0.057	-0.437	-0.025	-0.768	0.093	0.043	1.000	
閉重強土	0.082	-0.120	0.184	0.155	0.108	0.097	-0.113	0.146	0.059	1.000

解析法では不明であるが、こ

こでは相関係数0.6以上のものは相関性があるものと考え。表-2において、これに該当するものは、「間ゲキ比」と「圧縮指数」である。ここでは「圧縮指数」を棄却し、9要因を用いて解析を行なった。

(4) カテゴリー総数の決定

表-3 各要因のカテゴリー

要因名	カテゴリー (水準)	要因名	カテゴリー (水準)
土層構成	A1	コン支持力 (Kg/cm ²)	0.0 ~ 2.0
	A2		2.0 ~ 4.0
	B1		4.0 ~ 6.0
	B2		6.0 ~ 8.0
	C1		8.0 ~ 10.0
	C2		10.0 以上
地区性	都市部	強熱質量	10.0 ~ 20.0
	郊外		20.0 ~ 30.0
			30.0 ~ 40.0
			40.0 ~ 50.0
			50.0 ~ 60.0
盛土用途	道路用	(%)	60.0 ~ 70.0
	取付道路その他		70.0 ~ 80.0
含水比	0 ~ 200	閉重強土 (t/m ²)	0.0 ~ 2.0
	200 ~ 400		2.0 ~ 4.0
軟弱層厚	400 ~ 600	(%)	4.0 ~ 6.0
	600 ~ 800		6.0 ~ 8.0
間ゲキ比	800 ~ 1000	(%)	8.0 ~ 10.0
	1000以上		10.0 以上
軟弱層厚	0.0 ~ 3.0	(%)	0.0 ~ 2.0
	3.0 ~ 4.0		2.0 ~ 4.0
	4.0 ~ 6.0		4.0 ~ 6.0
	6.0 ~ 8.0		6.0 ~ 8.0
	8.0 以上		8.0 ~ 10.0
間ゲキ比	0.0 ~ 3.0	(%)	0.0 ~ 2.0
	3.0 ~ 4.0		2.0 ~ 4.0
	4.0 ~ 6.0		4.0 ~ 6.0
	6.0 ~ 8.0		6.0 ~ 8.0
	8.0 ~ 10.0		8.0 ~ 10.0
含水比	10.0 ~ 12.0	(%)	10.0 ~ 12.0
	12.0 以上		12.0 以上

要因のカテゴリー化にあたっては、カテゴリー間の有意差が高くなるような区分を行なうのが判別の精度を高めるには良い。その手法として、分散分析や仮説検定が考えられるが、データ間の開きが大きく、そのままのデータで計算しても検定の意義がうすれる。また、土質定数や地盤条件のデータにはある程度の精度しか期待できないから、あまり細かな区分を行なっても意味がない。ここでは繁雑とならないように、各々の要因の特性を考慮して要因を区分した。その結果を表-3、図-1に示す。なお、土層構成は北海道内の主な泥炭地の柱状図を対象にして、泥炭層が浅いか深いか、地表にあるか埋没しているか、およびそれに接する土層の粒度によって、モデル化して9つに分類した。浅い深いの境は、表層から3mとし、接する土層の粒度は、細粒土・粗粒土という大まかな分類とした。A、Bのサフィックス1は浅い泥炭層で、サフィックス2は深い泥炭層。またAは、接する土層の土質が細粒土、Bは粗粒土、Cは泥炭と細粒土との互層、Dは粗粒土との互層、Eは埋没泥炭とした。また、軟弱層厚は、泥炭層の厚さに軟弱粘土層の厚さを加えたものとした。

(5) 対策工法選定への要因の寄与度

CASE / の解析において、工法選定に際し影響する要因の寄与度を決定しなければならない。この指標として、一般に次の式が使用されている。

$$R(j) = \max(x_j) - \min(x_j)$$

$\max(x_j)$: j番目の要因に与えられた判別係数の
最大値

$\min(x_j)$: j番目の要因に与えられた判別係数の
最小値

通常、 $R(j)$ をレンジと称する。ここでは、このレンジと他の要因を排除したときの外的基準との相関を示す偏相関係数との両者によって要因の工

法選定への寄与の程度を考察

する。なお、経験的事実により、レンジは偏相関係数と、ほとんど比例することがわかっている。⁷⁾

2-4 解析結果と考察

第1に、CASE / の解析から得られる工法選定への要因の寄与度をみる。表-4に、CASE / の判別結果を示し、寄与度の大きいものから順に掲げたものを表-5に示す。

偏相関係数、レンジとも荷重特性・地盤特性を示す要因が最も工法選定に際し寄与度が大きい。これに対し、工学

的性質を示す要因は、寄与度が小さい。この理由は、地盤の軟弱の程度は荷重の大小によって相対的に決まるものであること、泥炭の工学的性質は超軟弱土質という特性を示すが、その範囲内の大小は実用上大きな有意差とはならず、むしろ土層構成が地盤の強弱を支配するためと考えられる。

第2に、CASE 2~4の解析結果から、工法群間の判別の適否を考察する。図-2~4に各々のCASEにおける判別グラフを示す。図において、横軸は合成変数値 α 、縦軸は度数である。三者とも、適中率が80%以上で、ほぼ明確な群の判別が可能である。たとえば、図-2で適中率が92%ということは、9要因からなる合成変数値 α が0.0を越えれば、その泥炭地盤

は92%の確率で無処理で安定ということができる。このような結果から、当初の4工法群の仕わけは、適切であるといえる。そこで、対策工法を図-5に示すように、4つの群に分類する。

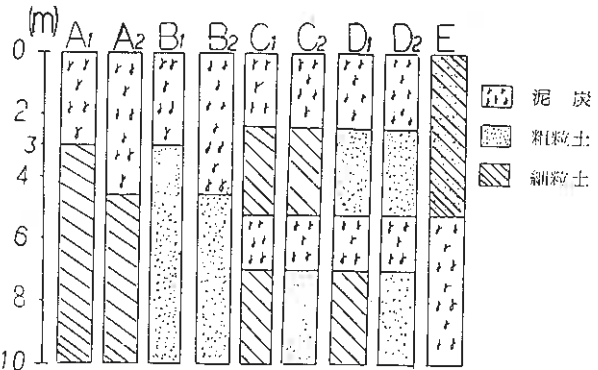


図-1 土層構成の水準

表-4 判別結果

要因名	水 準	反応数 合計	判別係数	レンジ	偏相関係数	要因名	水 準	反応数 合計	判別係数	レンジ	偏相関係数						
土 層 構 成	1-1 A1	63	0.194	0.851	0.442	間 ゲ キ 比	5-6 /2.0以上	9	-0.182	0.272	0.165						
	1-2 A2	57	-0.161				6-1 0.0 ~ 2.0	3	0.149								
	1-3 B1	11	0.687				6-2 2.0 ~ 4.0	23	0.153								
	1-4 B2	11	0.033				6-3 4.0 ~ 6.0	23	0.092								
	1-5 C1	33	-0.188				6-4 6.0 ~ 8.0	98	0.024								
	1-6 C2	8	-0.204				6-5 8.0 ~ 12.0	33	-0.085								
	1-7 D1	5	0.067				6-6 12.0 ~ 12.0	38	-0.007								
	1-8 D2	11	0.110				6-7 /2.0以上	96	-0.119								
	1-9 E	39	-0.007				7-1 0.0 ~ 2.0	29	0.181			0.643	0.203				
地 区 性	2-1 都 市 部	121	-0.003	0.007	0.010	コ ー ン 支 持 力	7-2 2.0 ~ 4.0	28	-0.016								
	2-2 郊 外	96	0.004				7-3 4.0 ~ 6.0	9	-0.060								
	盛 土 用 途	3-1 道 路 用	148				-0.067	0.259	0.221	7-4 4.0 ~ 6.0	9			0.053			
		3-2 要 機 用	57				0.132			7-5 8.0 ~ 12.0	36			0.023			
		3-3 取 付 道 路	19				0.192			7-6 12.0以上	2			-0.452			
		3-4 そ の 他	2				0.124			8-1 0.0 ~ 1.0	7			-0.442			
		含 水 比	4-1 0 ~ 200				29			0.094	0.188			0.162	8-2 1.0 ~ 2.0	2	-0.010
			4-2 200 ~ 400				60			0.104					8-3 2.0 ~ 3.0	27	-0.106
			4-3 400 ~ 600				66			-0.069		8-4 3.0 ~ 4.0	23		-0.055		
4-4 600 ~ 800			40	-0.084	8-5 4.0 ~ 5.0	29	-0.024										
4-5 800 ~ 1000			19	-0.055	8-6 5.0 ~ 6.0	29	0.071										
軟 弱 層 厚	5-1 0 ~ 3.0		46	0.375	0.557	0.411	8-7 6.0 ~ 7.0	36	-0.008								
	5-2 3.0 ~ 4.0		24	0.040			8-8 7.0 ~ 8.0	25	0.081								
	5-3 4.0 ~ 6.0		93	-0.126			8-9 8.0 ~ 12.0	27	-0.079								
	5-4 6.0 ~ 8.0		35	-0.154			8-10 12.0以上	2	0.080								
	5-5 8.0 ~ 12.0	10	0.057	10-1 0.0 ~ 2.0			4	-0.387									
	荷 重 強 度	6-1 0 ~ 2.0	47	-0.133			0.868	0.492	10-2 2.0 ~ 4.0	67	-0.104						
		6-2 2.0 ~ 4.0	40	-0.084					10-3 4.0 ~ 6.0	36	0.471						
		6-3 4.0 ~ 6.0	36	-0.085					10-4 6.0 ~ 8.0	27	-0.085						
		6-4 6.0 ~ 8.0	36	-0.085					10-5 8.0 ~ 12.0	27	-0.114						
6-5 8.0 ~ 12.0		10	0.057	10-6 12.0以上	2	-0.452											

表-5 要因の寄与度

	偏相関係数による順位	レンジによる順位
1	荷重強度	荷重強度
2	土層構成	土層構成
3	軟弱層厚	コーン支持力
4	強熱減量	軟弱層厚
5	盛土用途	強熱減量
6	コーン支持力	間ゲキ比
7	間ゲキ比	盛土用途
8	含水比	含水比
9	地区性	地区性

的中率 = 92.0%
相関比 = 0.607

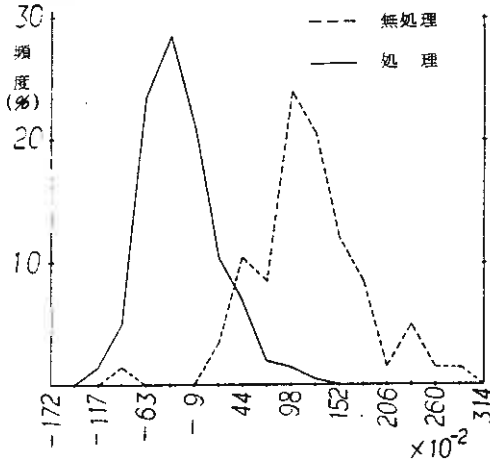


図-2 CASE 2の判別グラフ

----- サンド・コンパクション・パイル工法
——— その他のより強力な工法

的中率 = 90.7%
相関比 = 0.697

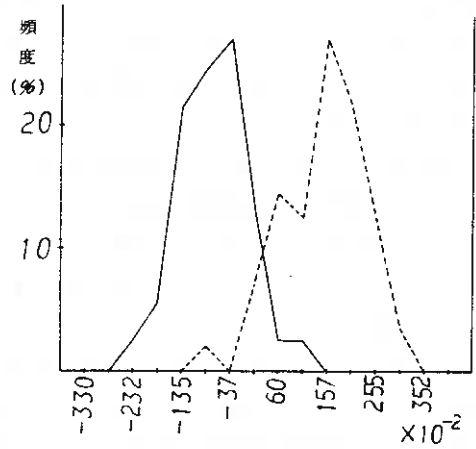


図-4 CASE 4の判別グラフ

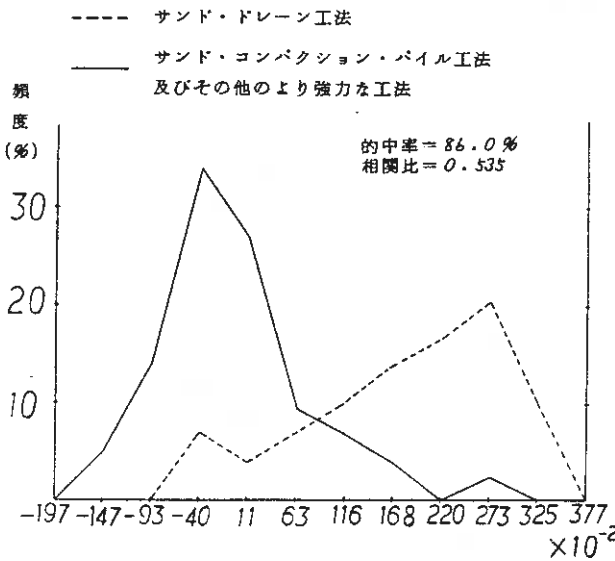


図-3 CASE 3の判別グラフ

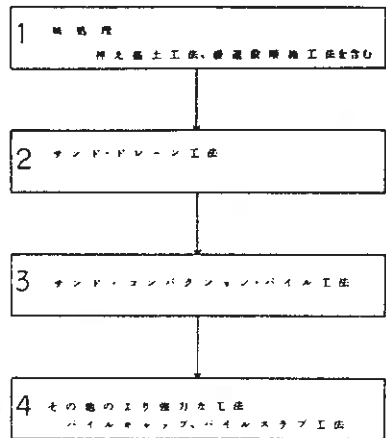


図-5 対策工法群

3. 泥炭地盤の分類

3-1 稠度分布からみた泥炭地盤対策工法の適用範囲

各Aの要因ごとに、CASE1~4の稠度分布および累積稠度曲線を描き、過去の泥炭地盤対策工法が各要因のいかなる範囲において適用されているかを調べた。適用範囲を見いだすにあたって、定量的要因については、稠度分布からピーク区間、累積稠度曲線から累積稠度50%の等到達点を取り上げた。定性的要因については、稠度分布から傾向をとらえるにとどめた。定量的要因の代表として、含水比の稠度分布と累積稠度曲線を図-6、図-7に示し、定性的要因の代表として、土層構成の稠度分布を図-8に示す。また、ピーク区間、累積稠度50%の等到達点を一覧表にして表-6に示す。

表-6から、コーン支持力・荷重強度については適用範囲が定められない。これは、コーン支持力と荷重強度は両者の相対性が地盤の強弱決定の要素となるため、単独では判断しにくいものと考えられる。

定性的要因である土層構成についてみると、図-8からA₁層は相対的により簡易な工法、A₂C₁層は相対的により強力な工法が採択され、B₁層は無処理工が多いといえる。露土用途、地区性については一定傾向が見いだせない。

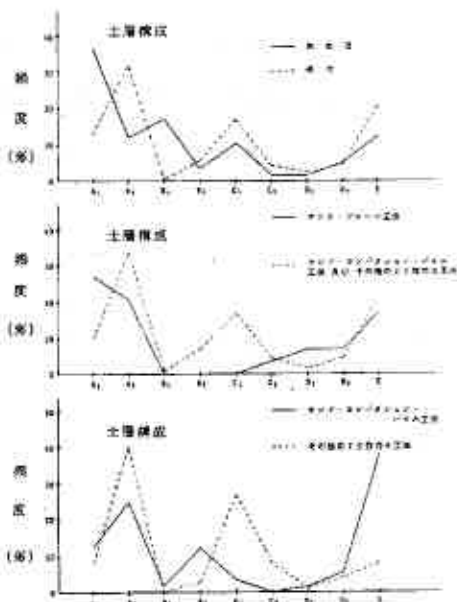


図-8 土層構成の稠度分布

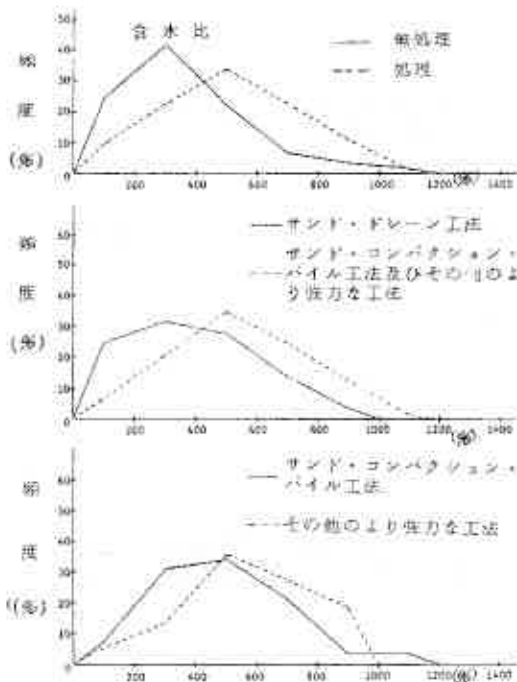


図-6 含水比の稠度分布

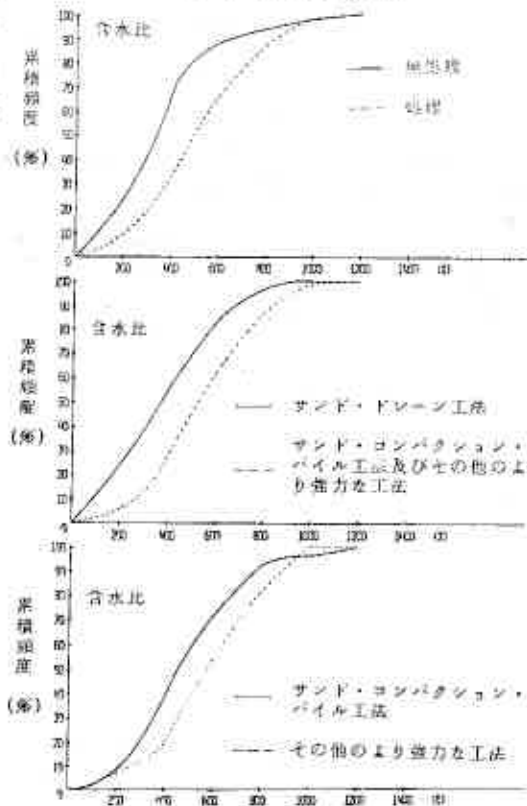


図-7 含水比の累積稠度曲線

3-2 判別係数からみた泥炭地整対策工法の適用範囲

2-4の結果から適用範囲をとらえる。(1)式から、判別係数 X_{jk} の値が大きければ α 値も大きくなるから、便宜的に各要因のカテゴリ別に与えられた X_{jk} によって、適用範囲を認定する。判別係数の一例として、含水比の場合を図-9に示す。範囲を定めるにあたって判別係数が0となる点を境とし、右上りまたは左上りの一定傾向を示すもののみ取りあげ、境界値として表にまとめたものが表-7である。2-4でのべたように、各CASEの判別の的中率が80%以上であるから、良い判別が行なえるはずである。しかし、カテゴリ間の判別係数に変動が大きく、判別係数による工法の適用範囲の認定は良い結果が得られなかった。これは、 X_{jk} が合成変数の一部分にすぎないためと考えられる。そこで、合成変数 α を用いて範囲の認定を行なうのが妥当であると考えられるが、 α 値は最初に定めた要因と水準を用いて計算を行なわねばならず、算定が複雑で実用的でないため、分類の指標としては不適当であると考えられる。

表-7 判別係数境界値

	CASE 1	CASE 2	CASE *
含水比 (%)	400~600	400~600	-----
軟弱層厚 (m)	4.0~6.0	-----	-----
間ギャク比	6.0~8.0	8.0~10.0	-----
コーン支持力 (Kg/cm ²)	-----	-----	-----
耐重強度 (t/m ²)	4.0~6.0	6.0~8.0	6.0~8.0
強熱減量 (%)	-----	-----	-----

表-6 ピーク区間及び累積頻度 80% 到達点

工法 要因	集積区間	上段---ピーク区間		下段---累積頻度 80%		
		全対策工法	サンド・ドレーン工法	サンド・コンパクションバイブル及びその他のより強力な工法	サンド・コンパクションバイブル工法	その他のより強力な工法
含水比 (%)	200~400 480	400~600 720	200~400 580	400~600 730	400~600 680	400~600 790
軟弱層厚 (m)	0~3.0 5.5	4.0~6.0 7.0	0~3.0 6.5	4.0~6.0 7.7	4.0~6.0 6.8	4.0~6.0 6.8
間ギャク比	6.0~8.0 10.0	6.0~8.0 12.5	6.0~8.0 9.2	10.0~12.0 13.0	6.0~8.0 11.6	10.0~12.0 13.6
コーン支持力 (Kg/cm ²)	2.0~4.0 4.3	2.0~4.0 4.5	2.0~4.0 4.6	2.0~4.0 4.4	2.0~4.0 4.5	2.0~4.0 4.2
耐重強度 (t/m ²)	6.0~8.0 7.2	2.0~4.0 10.0	8.0~10.0 9.8	2.0~4.0 10.3	2.0~4.0 10.3	2.0~4.0 10.3
強熱減量 (%)	20~30 63	60~70 78	40~50 66	60~70 81	40~50 68	70~80 82

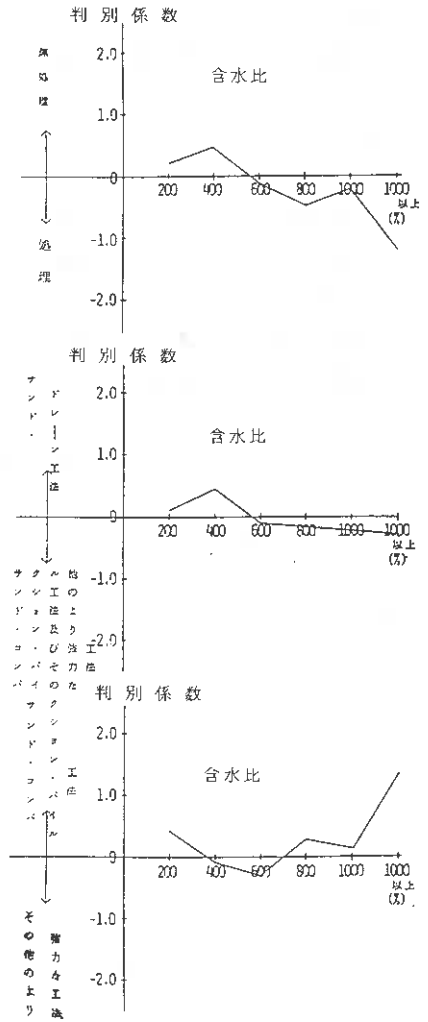


図-9 判別係数グラフ

3-3 分類の一試案

3-1、3-2の結果から、ここでは頻度分布を基に、過去の傾向を踏まえて、泥炭地盤をA、B、C、Dの4つに分類し、表-8に示す。さらに、この分類を対策工の選定に利用する際には、図-10のフローチャートに従うものとする。フローチャートは対策工選定にあたって寄与度の大きい荷重強度・軟弱層厚・土層構成の3要素により、A地盤かその他の地盤かを判断するようし、A地盤はそれぞれのA地盤としての条件を、全て満たすものとした。ただし、軟弱層厚については、泥炭地盤において、層厚が1m以上のものが大部分を占めるので、ここでは軟弱層厚1m以上のものを対象とする。さらに、A地盤以外の地盤の区別は、強熱減量、間ゲキ比、含水比により行なうものとする。

4. あ と が き

北海道の泥炭地盤における盛土は、それぞれの時代の技術水準に応じて、十分な検討がなされ実施されてきた。本文では、そのうちから地盤情報の明らかかなものを集録し、統計的手法を用いて地盤処理工法と工法選定要因との関連について検討した結果、荷重強度、軟弱層厚、土層構成などが工法選定に大きく寄与していることが判った。地盤処理工法の選定には、地盤条件のほか、盛土用途、施工箇所などの要因も当然含まれるが、本文における解析結果では、これらの寄与度の小さいことも明らかにされた。そこで、さらに地盤処理工法選定のための地盤分類試案とそれに基づく工法選定のフローチャートを示した。これらを実用に供するためにはさらに、工期

表-8 泥炭地盤分類試案

	A 地盤	B 地盤	C 地盤	D 地盤
	地盤改良または 掘削処理工法 打込盛土工法	サンド・ドレーン 工法	サンド・コンパク ション・パイル 工法	パイル・キャップ 工法、パイル・ス タブ工法 または掘削処理
荷重強度 t/m^2	6.0未満	6.0以上	6.0以上	6.0以上
軟弱層厚 m	3.0未満	3.0以上	3.0以上	3.0以上
土層構成	A ₁ B ₁	A ₁ B ₁ 以外	A ₁ B ₁ 以外	A ₁ B ₁ 以外
強熱減量 (%)	50%未満	50%以上	50%以上	50%以上
間ゲキ比	6.0未満	6.0~100	10.0以上	10.0以上
含水比 (%)	400%未満	400~600	600~700	700以上

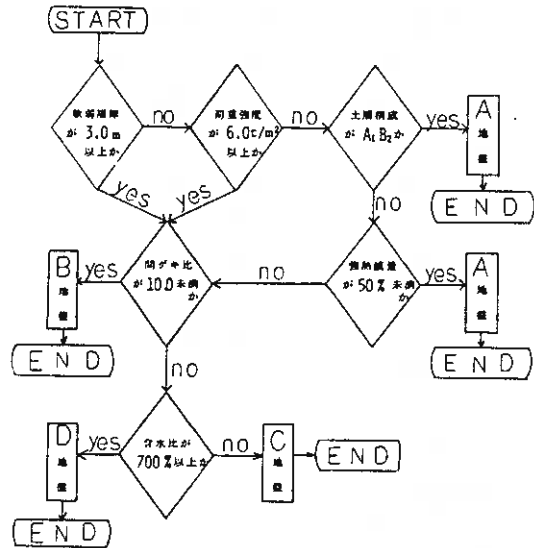


図-10 泥炭地盤対策工法選定フローチャート

工費その他の社会環境条件も併せて検討する必要があるが、本文は工法選定に一つの方向を与え得るものと考えられる。なお、計算は北海道大学大型計算機センターHITAC・M-200Hによって行なったことを付記する。

参 考 文 献

- 1) I. C. MacFarlane, N. W. RadForth : Muskeg Engineering Handbook, 297 p, 1969 .
- 2) 前出 1)
- 3) 前出 1)
- 4) L. S. Amaryan : Consolidation loads and Mechanical structural properties of peaty soils, proceeding of the eighth international on soil mechanics and foundation-engineering, Vol 1, 1973 .
- 5) 渡辺 進 : 鉄道技術研究報告, No 1044 ., 1977 .
- 6) 河口 至商著 : 多変量解析入門、森北出版、1973 .
- 7) 安田 三郎、海野 道郎著 : 社会統計学、九巻、1977 .

⑫ 繰返し載荷による泥炭地盤内の応力と変形に関する実験的考察

北海道開発局土木試験所 土質研究室 荻野 治雄
 能登 繁幸
 島谷 登
 ○西部 悦壽
 遠藤 宣世

まえがき

泥炭は、分解不十分な湿性植物の遺体が堆積してできたもので、その有機物含有量、圧縮性はきわめて大きく、せん断強さが小さいなどの工学的特性を有する。一般に盛土による軟弱地盤の沈下量は静的荷重で行う標準圧密試験に基づき、一次元圧密理論によって求めることが多いが、泥炭地盤の場合には、二次圧密の影響が大きいこと、圧密過程で透水係数が変化すること、植物の繊維そのものが圧縮されることなどの多くの原因により、理論値と実験値は一致しない例が多い。

著者らは、泥炭地盤における沈下予測の精度を向上させる目的で、それぞれの要因について調査研究を行っているが、上載荷重によって発生する泥炭地盤内の増加応力についても二年前から検討をすすめており、今回は道路盛土を交通車輛が連続して通過したときの泥炭地盤の応力と沈下挙動に関する実験を行った。ここに実験結果の一部を紹介する。

1. 繰返し載荷実験の概要

1-1 繰返し載荷実験装置

本実験に使用した繰返し載荷実験装置の概要は、図-1に示すとおりである。

本装置は、変位および荷重のいずれかで油圧を制御する方法をとっている。また、模型地盤槽は、模型地盤が完全な飽和状態になるように内壁を有孔壁とし、外壁との層に貯水できるような二重構造とした。

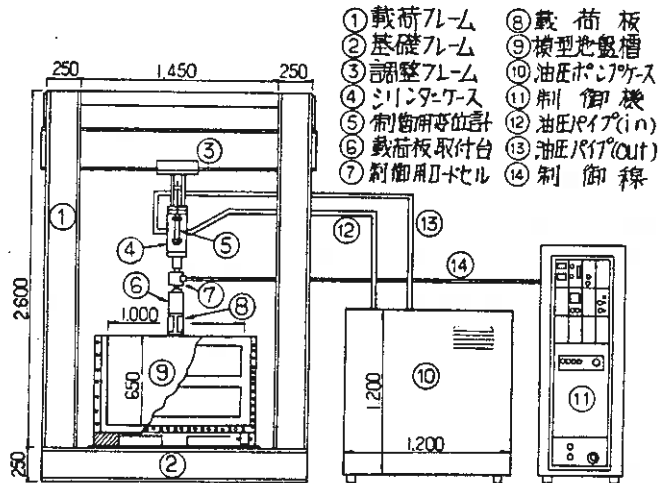


図-1 繰返し載荷装置図 (単位:mm)

以下に本装置の仕様を示す。最大静的載荷荷重：2t，最大動的載荷荷重：1t (3Hz程度まで)，最大振幅変位：150mm，有効振幅変位：130mm，繰返し載荷時の周波数：0.0001～9.999Hz，繰返し載荷時の波形：正弦波，矩形波，三角波，模型地盤槽の形状寸法：1,000 x 1,000 x 650 mm。

1-2. 実験用試料

実験に使用する試料は、現地の試料を乱さない状態で採取し、使用することが理想ではあるが、各実験ごとに工学的特性が同一で乱さない均一な試料を得ることは困難であるとの判断から本実験は、空知地方の月形で採取された土壌改良剤として扱われているピートモスを使用した。このピートモスは泥炭地から採取した泥炭の繊維分を5 cm 程度に破碎したもので、大半が繊維質からなる。

表-1 模型地盤の工学的特性

項目	値
含水比	307 %
比重	1.710
乾燥密度	0.27 t/m ³
間げき比	5.33
強度減量	78 %

載荷実験前の模型地盤の工学的特性は、表-1に示すとおりである。模型地盤の作成にあたっては、あらかじめ所定の密度となるように計量しておいた試料を厚さ10 cm ごとに締固めてゆき、途中、所定の層に土圧計などの感知器を埋設し、なるべく各実験ごとの模型地盤の密度が同一となるように注意した。なお、試料を飽和させる時層は、20時間程度として、試料が完全に飽和するように努めた。

1-3. 実験測定項目

本実験における測定項目は次に示すとおりである。

1) 鉛直方向の地盤内応力

鉛直方向の地盤内応力については静的載荷・繰返し載荷の各条件下において、両者の応力伝播状況、理論値との差異を検討する目的で図-2に示す箇所に4台の土圧計(径30 mm, 容量2kg/cm²)を設置した。

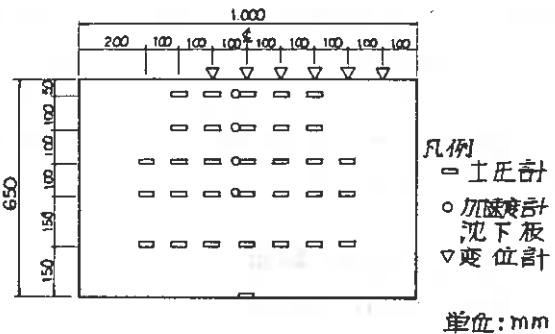


図-2 感知器類の配置断面図

2) 地表面および地盤内の変形・変位

地盤内応力と同様に、静的載荷と繰返し載荷の各条件下において、両者の変形の比較および動的変位の特性を検討する目的で図-2に示すような6台の変位計(容量50 mmと100 mm), 4台の加速度計(容量2g), 1台の沈下板(4段, 荷重直下の加速度計と同じ位置に配置)を設置した。

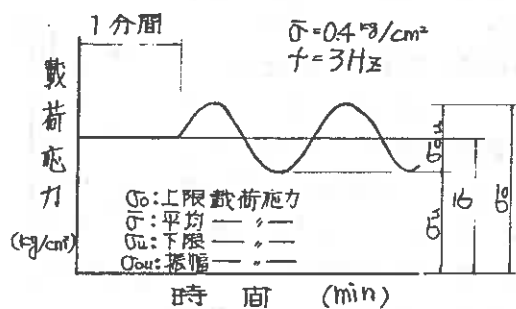
3) 間げき水圧

間げき水圧計(容量2kg/cm²)は、載荷後の過剰間げき水圧を測定し、模型泥炭地盤の一次圧密時間の概略値を把握する目的で25 cm 深の荷重直下に1台埋設した。

1-4. 実験方法

本実験では、静的・繰返し載荷ともに1-1で述べた実験装置を使用し、低盛土を前提として、帯状等分布荷重による載荷を行った。この実験で使用した載荷板は、

幅10 cm,長さ95 cm,高さ20 cmのH形鋼である。静的載荷は、載荷応力 $\sigma = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 \text{ kg/cm}^2$ の5ケースについて、繰返し載荷は、四-3に示す1分間の $\bar{\sigma} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ の静的載荷荷重を与えた後、周波数3 Hzの正弦波で、振幅載荷応力 σ_{osc} を0.1, 0.2, 0.3, 0.4 kg/cm^2 と変化させた4ケースについて、それぞれ実施した。



四-3 繰返し載荷の載荷応力諸元

繰返し載荷時における地盤内応力・変形等の測定は、繰返し載荷を一時的に停止させ、 $\bar{\sigma}$ の静的載荷状態にして静みずみ測定器による計測を主体とした。しかし、荷重直下の地盤内応力、間げき水圧、地表面の変位、地盤内の動的変位を調査するための加速度の値については、動みずみ測定器を使用して連続記録する方法をとった。

実験時間については、現場における応下量を考慮すれば、載荷時間が長時間であるほど望ましいが、本実験では、補助的な実験結果、泥炭の応下特性、実験装置の能力等を考慮して、静的・繰返し実験ともに4500分(繰返し載荷の場合は約80万回に相当)とした。

2. 実験結果とその考察

2-1. 地盤内応力

1). 地盤内応力の時間変化

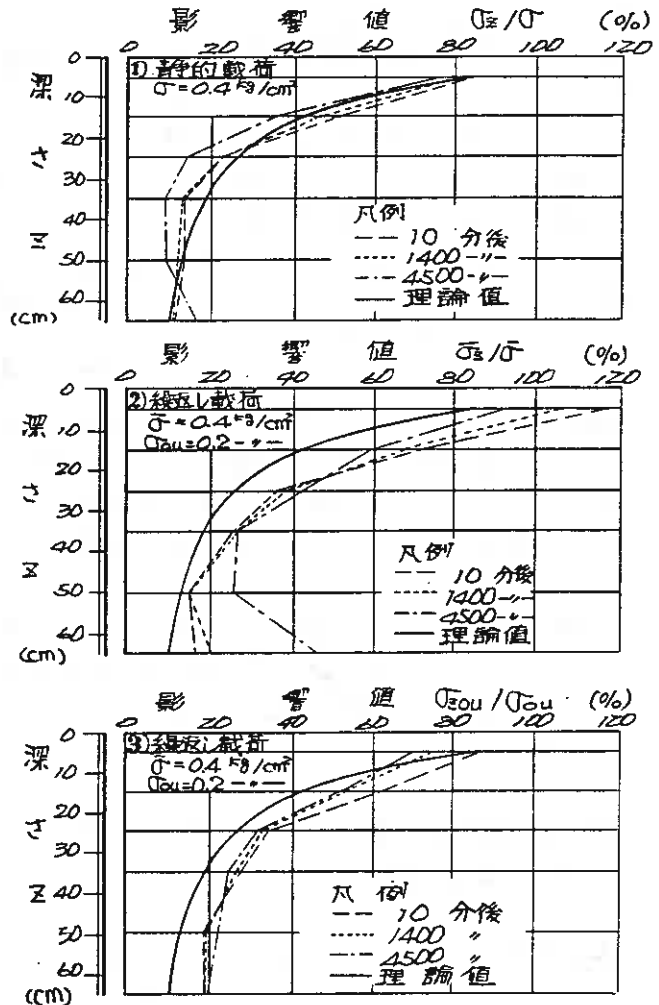
泥炭地盤は、きわめて圧縮性が高く、盛土荷重により著しい応下を生じ易い。Fröhlichの理論によれば地盤の圧縮性が減小するにつれて荷重直下で応力集中を生じることから地盤内応力値やその分布形状は、応下の進行とともに変化し、とくに荷重直下では応力増加をすることが予想される。

四-4の1)~3)は、荷重直下の地盤内応力を載荷応力で除した影響値の理論値と実測値の時間的変化とを対比したものである。この理論値は、等方等質で半無限地盤にかかる等分布帯状荷重に対するMichellの式によって求めたものである。

これらの四によれば、静的載荷の場合には、実測影響値はいずれの深さにおいても時間と共に減少しており、載荷10分後に較べて、1400分後では、3~4%、4500分後では、5~10%の影響値の減少を生じている。繰返し載荷の場合の平均載荷応力に関する影響値は、深さ4a($Z=20 \text{ cm}$)までは、減少が見られるものの、それ以深では増大している。繰返し載荷の振幅載荷応力に関する影響値についても深さ8a($Z=40 \text{ cm}$)までは、減少するが、それ以深では若干の増加の傾向にある。これらの現象は、すべての実験ケースで同様な傾向を示しており地盤内応力は、Fröhlichの理論に基づいて当初予想したような増加を必ずしも示すものではなく、むしろ、荷重直下近くでは、時間とともに若干減少するようである。

2). 理論値と実測値の比較

四-4に示した荷重直下の理論値と実測値の影響値を比較して、明らかなように、静的載荷の場合には、深さ $0 \sim 50$ までは実測値が理論値よりやや大きく、それ以後は実測値が理論値より小さくなっているものの、実測値は、ほぼ理論値に近似しており、この程度の差であれば、実用設計上、理論値をそのまま適用できるものと思われる。一方、繰返し載荷の場合には、実験値のパラッキは大きいが平均載荷応力、振幅載荷応力とも深さに関係なく、実測影響値は、理論値よりも上回っている。繰返し載荷のこのような現象は、動的に加わった荷重による地盤内への応力伝播が静的の場合よりも容易に起り、かつ、振幅載荷応力が地盤内では完全に応答せず、ピーク値が残留しているのではないかと考えられる。なお、これらの四は、模型地盤の圧縮にとまない、当初埋設した土圧計の位置が地表面からの深さが減少していることを考慮するなら、理論値と実測値との差は見たけよりも小さくなるものと思われる。また、模型地盤槽を部付近で時間の経過にとまない、実測影響値が増加する現象は小規模な実験のため底盤の反力が生じることが考えられる。



四-4 理論値と実測値の影響値

縮にとまない、当初埋設した土圧計の位置が地表面からの深さが減少していることを考慮するなら、理論値と実測値との差は見たけよりも小さくなるものと思われる。また、模型地盤槽を部付近で時間の経過にとまない、実測影響値が増加する現象は小規模な実験のため底盤の反力が生じることが考えられる。

四-5は、Michellの式から求めた影響値、四-6は静的載荷、四-7は繰返し載荷による地盤内応力球根四の1例をそれぞれ示す。いずれも模型槽底盤の影響が比較的少ない100分後における実験結果を示している。これらの実験結果によれば、載荷100分後における静的載荷時の実測値と理論値との間に顕著な差は認められないが、繰返し載荷時の実測値と理論値を比べるとやや実測値のほうが大きい値を呈する。とくに10%線については、静的載荷時の理論値と実測値はほぼ一致しているのに対し、繰返し載荷時のそれは、理論値よりやや大きく広がる傾向が見られる。ここで、繰返し載荷の場合は、振幅載荷応力のピーク値が残留している

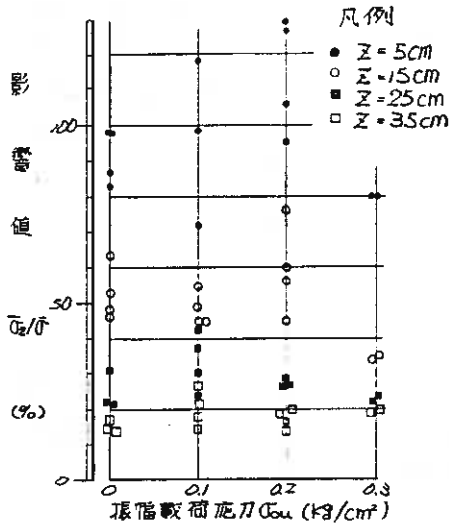


図-8 振幅載荷応力 σ_{ou} と実測影響値 σ_z/σ

のか否か検討するため、図-8に荷重直下の実測影響値を振幅載荷応力別に示した。繰返し載荷の場合における上限側の影響があるとすれば、 σ_{ou} と比例して σ_z/σ は、増加する現象が現われると考えられる。図-8に示す結果によれば、 $\sigma_{ou} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ を除く $z = 5 \text{ cm}$ と $z = 15 \text{ cm}$ は、 $\sigma_{ou} = 0 \text{ kg/cm}^2$ (静的載荷 $\sigma = 0.4 \text{ kg/cm}^2$)よりも、実測影響値の増加する傾向が見られ、上限側の影響があることが考えられる。しかし、それ以深では、同様の傾向は現われておらず、これらの関係を今後の課題として調査を継続する予定である。

2-2. 沈下量と変位

1). 沈下について

図-9, 10は、静的載荷応力 $\sigma = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ と繰返し載荷の平均載荷応力 $\bar{\sigma} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 、振幅載荷応力 $\sigma_{ou} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ における地表面で測定した沈下量それぞれ時間別に示す。図中に示す④-⑤の箇々の間隔は、 $2a = 10 \text{ cm}$ である。これらの結果によれば、荷重直下の総沈下量は、繰返し載荷の場合が静的載荷より10%程度大きく、これを1分経過後の沈下量を減った場合には、繰返し載荷の場合が14%程度大きい。10分後における側方のともしがり現象は、静的載荷、繰返し載荷ともに $5a$ であるのに対し、4500分後では、静的載荷の場合は $7a$,

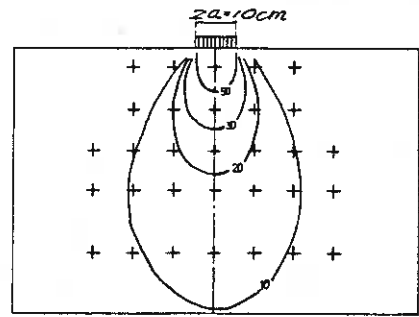


図-5 理論値の応力球根図(影響値 I_p (%))

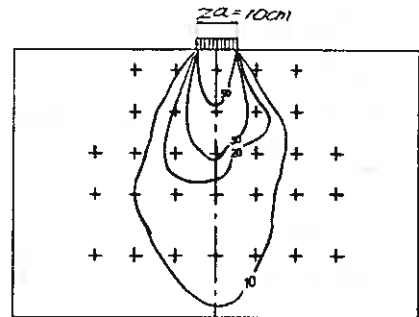


図-6 静的載荷時の応力球根図(σ_z/σ (%))

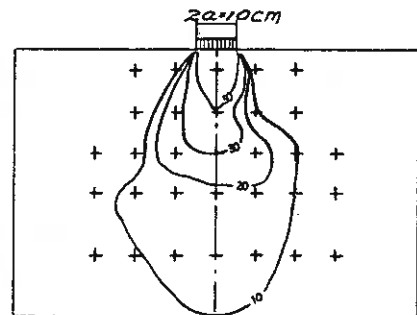


図-7 繰返し載荷時の応力球根図(σ_z/σ (%))

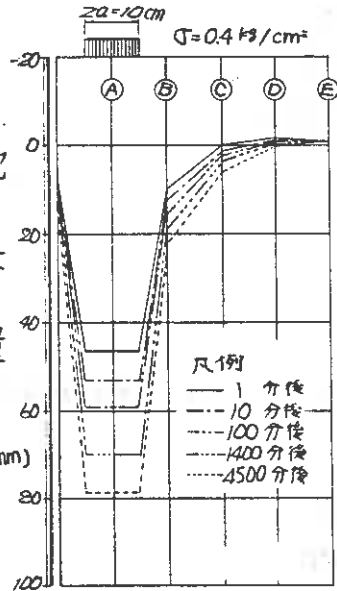
繰返し載荷のそれは
 四-10から直接読みと
 ることはできないが、は
 るかに静的載荷の場合
 よりも上回っている。

四-11は、静的・繰返し
 載荷における各荷重、各
 深さごとに見た荷重直下
 の実験開始後の総沈下量
 を示す。同図によれば、
 静的載荷の場合は載荷
 応力と沈下量は、いづれ
 の深さにおいてもほぼ
 比例関係にあることが
 分かる。

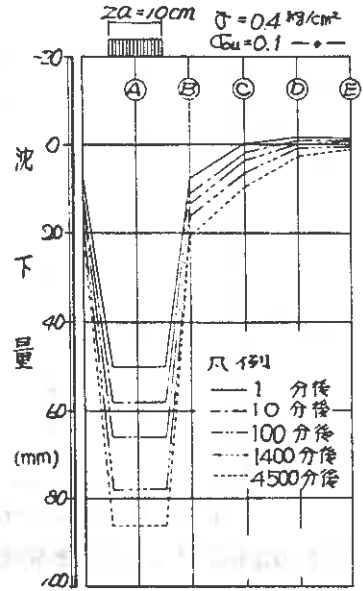
繰返し載荷の場合には、
 実験開始後1分間の静的
 載荷による沈下量が影
 響して十分な比例関係
 となっていない。

四-12は、地表面におけ
 る総沈下量から実験開
 始後1分間の沈下量を差
 し引いた沈下量を各荷
 重段階に対してプロット
 したものである。同図に
 よれば静的載荷の場合
 は、前図と同様比例関
 係があり、繰返し載荷
 の場合にも振幅載荷
 応力が大きくなるに
 したがって1分後の沈
 下量が大きくなる

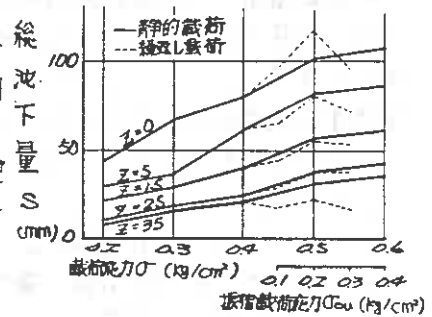
という結果になってい
 る。これらのことから
 静的載荷応力と繰返し
 載荷の平均応力が等し
 くとも、後者による沈
 下量は前者によるそれ
 よりも大きく、同じ平
 均載荷応力であっても
 振幅応力に比例した沈
 下量が発生することが
 判明した。さらに同図
 において、静的載荷
 応力 $\sigma = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の
 場合と繰返し載荷の
 上限載荷応力 $\sigma_0 = 0.5$
 kg/cm^2 (平均載荷
 応力 $\bar{\sigma} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 、
 振幅載荷応力 $\sigma_{ou} = 0.2$
 kg/cm^2) の沈下量を
 比較すると繰返し載
 荷による沈下量が大き
 く生じている。これは
 現地を想定した場合、
 同一高さの盛土に車
 輛を停止させたとき連



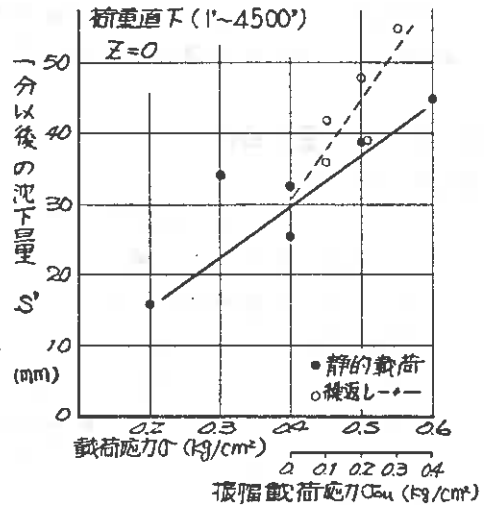
四-9 地表面の沈下図(静的載荷)



四-10 地表面の沈下図(繰返し載荷)



四-11 載荷応力と総沈下量



四-12 載荷応力と1分以後の沈下量

続いて通過させたときでは、後者のほうが沈下量が大きくなるという注目すべき事実を示唆しており、この点については今後の現地の調査データを収集してさらに検討する予定である。

2) 繰返し載荷による

地盤内の動的変位

図-13は、振幅載荷応力 σ_{oul} によって発生する動的な振幅変位 S_{ou} と深さ Z の関係の1例を示す。図-14は振幅載荷応力を変えた時の1400分後における振幅変位 S_{ou} を示す。これらの値は、それぞれ荷重直下に埋設した加速度計から求めた結果である。これらの実験結果によれば、時間の経過に伴い振幅変位は減小し、その変位は上層から下層にしたがって減小し、振幅載荷応力 σ_{oul} に比する結果となった。

3) 周げき水圧の挙動

図-15は、静的載荷時の過剰周げき水圧 u 、沈下量 S と経過時間の関係を示す。同図によれば、過剰周げき水圧は、載荷直後に最大値を示すものの、載荷応力に対して8%と小さく、載荷直後1分間に60%近く減小し、30分後にはほぼ完全に消散してしまうようである。この実験結果から本実験で使用したような試料に近似した泥炭地盤における盛土の1次圧密による沈下は、きわめて短時間に終了することが考えられる。このようなことから、泥炭地盤では通常用いられているTerzaghiによる一次元圧密理論にしたがって計算した値が実際値と一致する可能性は、きわめて低いと考えられる。なお、繰返し載荷に対しても、同様に周げき水圧の測定を行ったが解析可能なデータは得られず、今後、さらに実験を継続する予定である。

3.まとめ

以上の結果と考察をまとめると次のとおりである。

- 1). 荷重直下付近の地盤内応力は、時間とともに減小する傾向を示す。
- 2). 静的静荷による地盤内応力は、ほぼ理論値通りであるが、繰返し載荷の場合

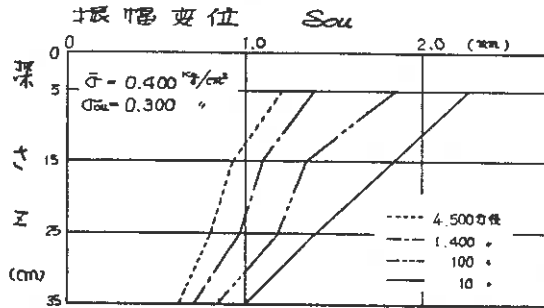


図-13 振幅変位 S_{ou} と深さ Z (時間別)

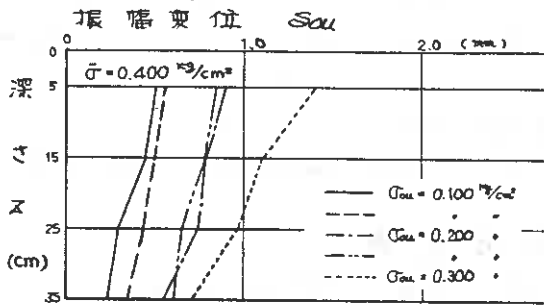


図-14 振幅変位 S_{ou} と深さ Z (載荷応力別)

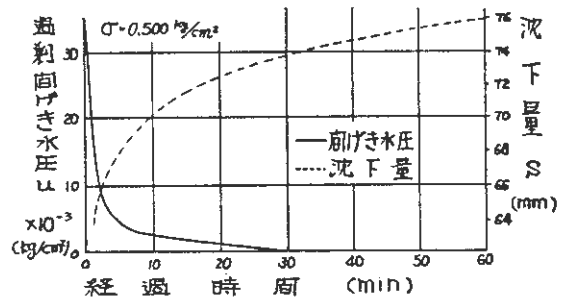


図-15 過剰周げき水圧沈下量と経過時間

は理論値より大きくなっている。

- 3). 地盤内応力の伝播範囲は、静的載荷より動的である繰返し載荷のほうが広くなっている。
- 4). 沈下量と載荷応力は、比例関係にあり、繰返し載荷において振幅載荷応力が大きくなると沈下量も大きくなる。
- 5). 繰返し載荷時の動的な振幅変位は、時間経過に伴い圧縮沈下とともに減小する。

あ と が き

泥炭地盤内の応力と変形に関して、静的・動的載荷の面から比較検討を試みた。いずれも調整試料による室内実験結果であり、載荷時間の適否、模型相似律、地盤の異方性、載荷荷重の波形と周波数、模型地盤槽底部の反力に関する問題等を解決しなければ明確な結論を得ることはできないが、泥炭地盤内の応力と変形に関する諸問題を解決する足がかりとしたい。今後、これらの実験を続け、多くの基礎資料を得、より精度の高い設計手法の確立に資したいと考えている。

参 考 文 献

最上 武雄：土質力学 技報堂

⑬ 泥炭の C_u/p について

東海大学土木工学科

綿引 恵一

I はじめに

従来の泥炭に関する研究の主な目的は、沈下予測に関係するものであって、強度、変形に関するものは、教例にすぎない。近年の泥炭層における工事の例の増加に伴い、強度面での検討が要求されてきていると考える。

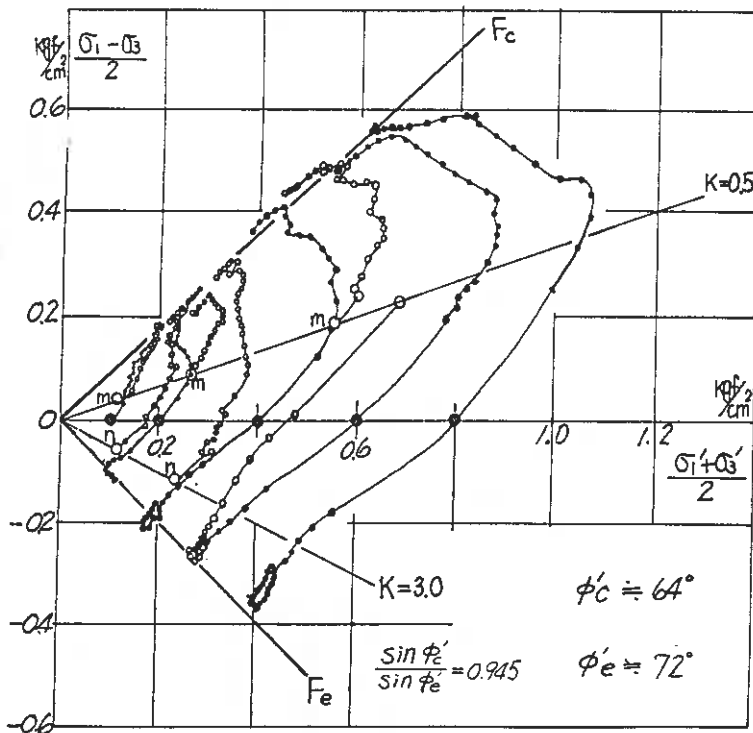
本報告は、泥炭の C_u/p の値と、等方圧密条件、異方圧密条件で三軸圧縮、伸張状態において求めた結果について報告する。

II. 供試体

試料としては、江別太付近の石狩泥炭を用いた。今回の報告では、乱した状態の試料を、静的に締固めて再成型した場合のみに限定している。再成型に際し、特に粗い部分は取除いた。

試料の真比重は、1.70 程度であった。供試体は、直径 4.96 cm 程度、高さ 10.3 cm 程度の円柱形であり、成型時の間げき比 6.5、飽和度は、ほぼ 100% である。また成型に要した軸方向応力は、 0.1 kgf/cm^2 以下である。

図 - 1



III. 実験条件

圧密条件としては、等方圧密 (0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 kgf/cm^2 , 但し 0.1 kgf/cm^2 は圧縮のみ) 異方圧密, $K=0.5$, $K=3.0$ を選んだ。

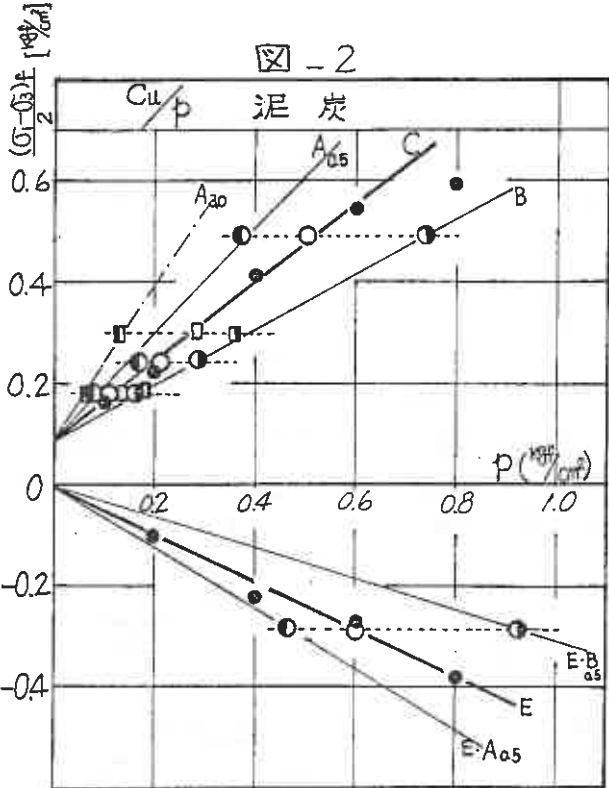
異方圧密の場合、 $K=0.5$ で圧密後、圧縮するものについては、等方圧密後圧縮する試験の有効応力経路は、 $K=0.5$ 線と交わる点で異方圧密を行なった (図-1, 中の m 点)。 $K=3.0$ で圧密後圧縮するものについては、伸

張(等方圧密)状態の有効応力径路が、 $K=3.0$ 線と交わる点を基準とした(図-1中の点)。また、 $K=0.5$ で異方圧密後、伸張状態にして破壊せしめる実験も行なった。なお、等方圧密したのについては、圧縮、伸張の両試験を行った。排水条件としては、全て、非排水であり、間引き水圧を計測した。

IV. 実験結果

i) 図-1に、有効応力経路および破壊包絡線を示した。 C' は圧縮、伸張とも、ほぼ無いと見なし得る。 ϕ' は、圧縮側で $\phi' = 64^\circ$ 、伸張側で $\phi' = 72^\circ$ であり、その比は $\sin \phi'_{\text{伸}} / \sin \phi'_{\text{圧}} = 0.95$ である。また、異方圧密は、破壊包絡線に対し、影響してゐない。

ii) 図-2に、 C_u/p の基とする関係を示した。 C_u としては $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ の値を取った。異方圧密の場合の中の値として、圧密時の最小主応力 $\sigma_{c, \min}$ 、平均主応力 $\sigma_{c, \text{mean}}$ 、最大主応力 $\sigma_{c, \text{max}}$ と取った場合について示す(図中のプロットの記号は、表参照)。この図から $\sigma_{c, \text{mean}}$ によつて求めた C_u/p の値は、等方圧密によつて求めた値と、ほぼ等しい事がわかる。 C_u/p の値は表中の④⑤に、圧縮、伸張について示した。また、表中で⑥は、各々の中に対する圧縮と伸張時の C_u/p の比であり、⑦は、等方圧密と異方圧密の比である。⑧には、異方圧密時の $(C_u/p)_{\text{mean}}$ が等方圧密時の $(C_u/p)_i$ と一致する時の計算値を示した。図中の太枠内の数値が各々ほぼ一致している事がわかる。



本文中の記号	圧密条件	等方圧密				$\sigma_3/\sigma_1 = K = 0.5$			$\sigma_3/\sigma_1 = K = 3.0$		
		$\sigma_{c, i}$	$\sigma_{c, \min}$	$\sigma_{c, \text{mean}}$	$\sigma_{c, \max}$	$\sigma_{c, \min}$	$\sigma_{c, \text{mean}}$	$\sigma_{c, \max}$	$\sigma_{c, \min}$	$\sigma_{c, \text{mean}}$	$\sigma_{c, \max}$
①	圧縮 $(C_u/p)_c$	C	$A_{0.5}$	C	B	$A_{3.0}$	C	$\approx B$			
	伸張 $(C_u/p)_e$	E	$E_{A_{0.5}}$	E	$E_{B_{0.5}}$						
②	$(C_u/p)_c$	0.75	1.04	0.75	0.52	1.68	0.74	0.56			
③	$(C_u/p)_e$	0.47	0.65	0.47	0.32						
④	$(C_u/p)_c / (C_u/p)_e$	1.60	1.60	1.60	1.63						
⑤	$(C_u/p)_c / (C_u/p)_e$ (圧縮)	0.72	1.00	1.44	0.45	1.01	1.34				
⑥	$(C_u/p)_c / (C_u/p)_e$ (伸張)	0.72	1.00	1.47							
⑦	$K=0.5, K=3.0$ の $(C_u/p)_i = (C_u/p)_{K, \text{mean}}$ とする時の $(C_u/p)_i / (C_u/p)_{K, \text{mean}}$ の計算値			1.50	0.43						

直線の記号
②中の記号

⑭ 火山灰土の密度特性

北大農学部 相馬 尅之、前田 隆、山田 耕士

1. はじめに

我国に広く分布する火山灰土の物理的な特徴として、自然含水比が高いことや現場乾燥密度が低いことなどがあげられる。これは火山灰土を構成する土粒子（行動単位）が多孔質であるとともに、火山灰土では多孔質な団粒構造が発達していることに起因している。

本報告は、このような火山灰土の構造的多孔質性を、実固めおよび乾燥収縮による火山灰土の乾燥密度の変化という側面から検討したものである。

2. 方法

火山灰土（有機質火山灰土および火山灰質粘土）と非火山灰土を対比させながら以下の実験を行った。

- (1) 現場乾燥密度 ----- 100 cm³の試料円筒でサンプリングした乱さな試料について測定した。
- (2) 実固め ----- 2mmフルード通過部分について、Standard Proctor により乾燥過程（非乾燥法）の実固めを行った。また同時に、ランマーを用いずにモールドに振動を与えるだけで試料を充てんした場合の密度 (ρ_d) を求めて、実固め密度 (ρ) と比較した。
- (3) 乾燥収縮 ----- 乱さな試料、実固め試料（自然含水比状態）、練返し試料（液性限界状態）について、種々の乾燥段階で含水比と体積を測定して乾燥密度を求めた。体積の測定は遊動顕微鏡とハイトゲージにより行った。

3. 結果および考察

(1) 火山灰土の現場乾燥密度; (ρ_d)_{現場}

図1は試料の自然含水比 (w_n) と (ρ_d)_{現場} を示したものである。図1をみると、 w_n と (ρ_d)_{現場} には明らかな相関がみられ、(ρ_d)_{現場} が低いなるほど w_n は高くなる。これは、(ρ_d)_{現場} が低い土は間隙が多く、間隙中に多くの水分を保持できることを意味する。図1から、非火山灰土の (ρ_d)_{現場} は 0.85 g/cm³ 以上であるのに対して、火山灰土の (ρ_d)_{現場} は 0.40 ~ 0.85 g/cm³ の範囲にある。とくに有機質火山灰土の (ρ_d)_{現場} は低く、0.40 ~ 0.60 g/cm³ の範囲であり、これはまた有機質火山灰土が非常に多量の間隙を持つこ

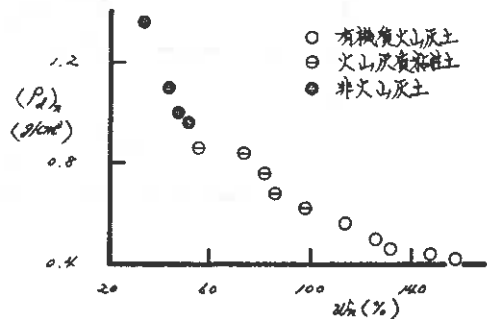


図1. 試料の現場乾燥密度

と示している。従って有機質火山灰土は地の土に比べて ρ_d が高い。

(2) 突固めによる火山灰土の乾燥密度の変化

図2に有機質火山灰土(落部、根崎)、火山灰質粘性土(根崎下層)と非火山灰土(北文)の乾燥過程の突固め曲線を示す。図2では突固め密度(ρ_d)の他に、 ρ_d' および ρ_d と ρ_d' の差($\rho_d - \rho_d'$)、すなわち“突固め効果”も同時に示している。

火山灰土の乾燥過程の突固め曲線は明瞭なピークをもたないが、“突固め効果”には明らかに最大値が存在する。火山灰土は“突固め効果”が小さく、とくに有機質火山灰土で顕著である。また有機質火山灰土の場合、試料の初期含水比(w_i)が50%以下になると“突固め効果”がほとんどゼロになる。

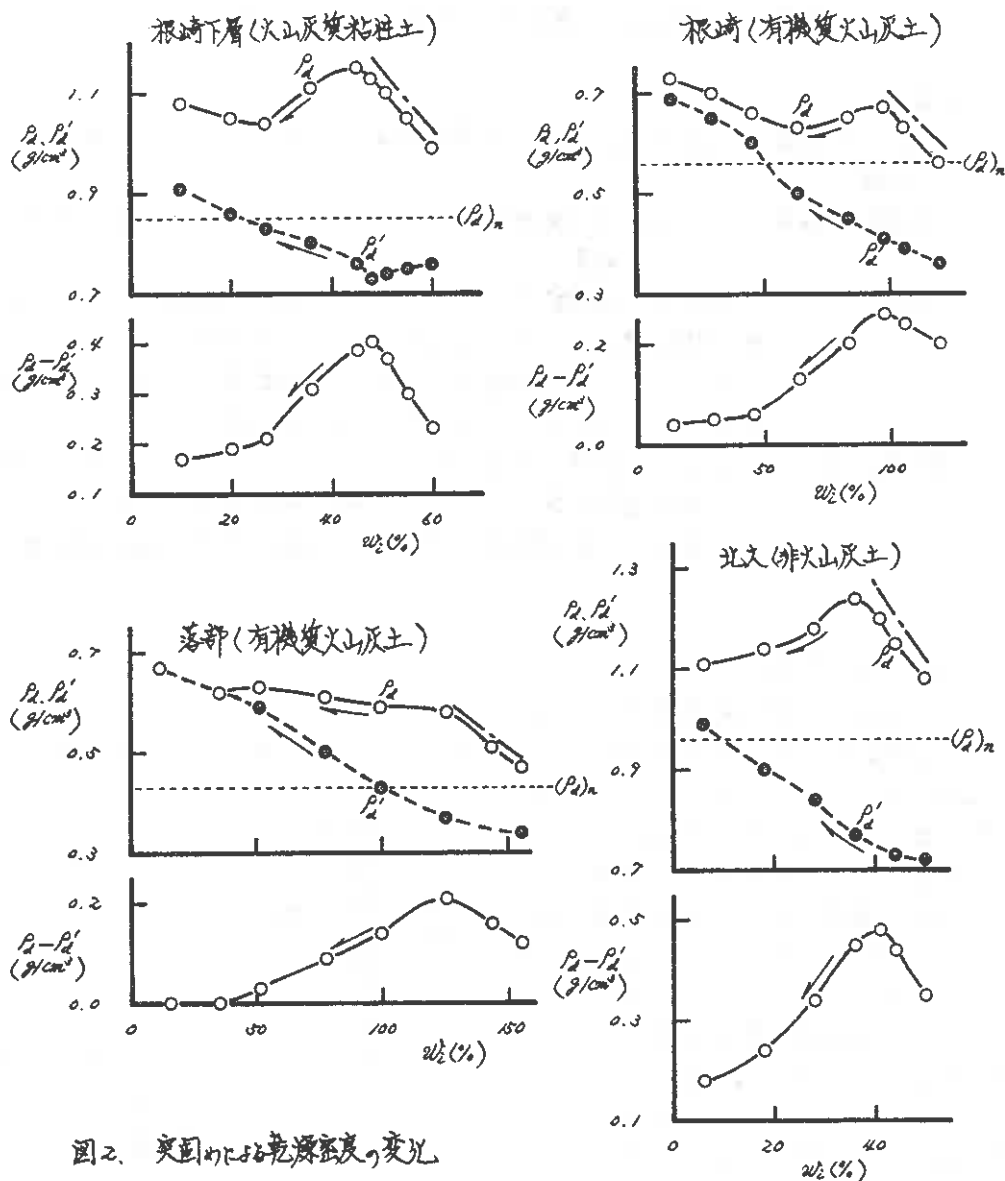


図2. 突固めによる乾燥密度の変化

“突固め効果”は、非常にルーズな充テン状態の土が突固め外力による圧縮を受け乾燥密度が増加するときの増加量を表わすが、火山灰土の“突固め効果”が小さいということは、火山灰土の団粒構造が突固め外力に対して比較的安定であることと示している。これはまた、火山灰土、とくに有機質火山灰土の ρ_s (ρ_s')を対比したとき、両者の差違が小さい(根崎で著しい)ことから伺える。それ故、火山灰土の構造の多孔質性は、乱さない試料だけでなく突固め試料にも現われるといえる。有機質火山灰土の団粒構造の安定性には、粘土・腐植複合体として存在する腐植(有機物)の土粒子間結合作用が関与しているため、團之にみられるように“突固め効果”は他の土よりさらに小さなものとなる。

図2に於いて、 ρ_s' の増加は乾燥収縮による団粒セリ動単位密度増加に起因すると考えることができ、有機質火山灰土の場合、乾燥(ρ_s の低下)に伴う ρ_s' の増加が著しい。すなわち、有機質火山灰土の乾燥過程の突固めにおいて、乾燥に伴う ρ_s' の増加は主として ρ_s' の増加によるものといえる。

(3) 乾燥収縮による火山灰土の乾燥密度の変化

乱さない試料の収縮曲線($\rho_s - \rho_s'$ で表示)を図3に示す。

乱さない試料の収縮曲線には、体積変化はほとんど起らずに脱氷する構造収縮段階が存在する。この構造収縮段階における脱氷は、団粒間の粗間隙からの脱氷に相当し、有機質火山灰土はこの段階の脱氷量が他の土より非常に多い。すなわち、有機質火山灰土は多孔質であるとともに粗間隙も多量にもつことが判る。

また図3から、火山灰土、とくに有機質火山灰土は乾燥による ρ_s' の増加が非常に大きいことが判る。このような乾燥収縮による ρ_s' の増加が、前項で述べた ρ_s' の増加につながるのである。

火山灰土の乾燥収縮による ρ_s' の変化(増加)が試料の状態によ、まごうように異なるかを図4に示す。

図4は有機質火山灰土の著部について、乱さない試料、突固め試料(自然含水比状態)、凍返し試料(液性限界状態)の収縮曲線を同じと同等の表示法で示したものである。

凍返し土と突固め土の収縮形態は、ともに正規収縮段階と残留収縮段階とから成り、両段階の境界点、すなわち変曲点含水比は著部の塑性限界($P.L.=85\%$)にはほぼ対応している。

図4から、凍返し土——突固め土——不かく乱土の順に、乾燥収縮による ρ_s' の増加が小さく

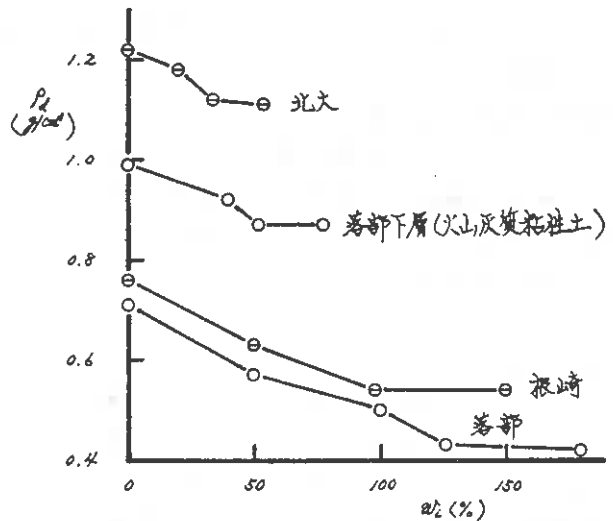


図3. 乱さない試料の収縮曲線

なることが判る。これは乾燥収縮が開始するときの試料の間隙量が異なること、行動単位が大きさが異なることによるものと考えられる。すなわち、練土の行動単位は突固め土の行動単位や不かく乱土の行動単位（構造単位）よりも小さく、また行動単位間に多量の水分子保持しているために、乾燥（脱水）に伴う行動単位の移動が容易であり、それ故、収縮量が大きく、 ρ の増加量も大きくなる。

さらに、蒸部の別でも明らかになるように火山灰土は、残留収縮段階での体積変化量（従って ρ の増加量）が大きい。これは火山灰土の行動単位が多孔質であり、残留収縮段階では、この多孔質な行動単位自体の収縮が起ることに起因している。

図4は蒸部について、試料の ρ が異なる場合の収縮曲線を示したものである。

火山灰土は乾燥による土の工率 ρ の変化が著しいが、これは行動単位の不可逆的な粗粒化によるためである。図5から判るように、この行動単位の粗粒化は、行動単位自体の ρ の増加に伴う。

図5に於いて、乾燥収縮による ρ の増加は生土の方が風乾土よりも大きい。これは風乾土の場合、行動単位が粗粒化したために、乾燥（脱水）に伴う行動単位の移動が少なくなり、体積変化（収縮）が小さくなることによる。この結果は図4の場合と良く対応している。

4. 切わりにくさくめ)

火山灰土は多孔質な構造をもち、乾燥密度が低い。この火山灰土の構造は突固め外力に対しては比較的安定しており、従って火山灰土は突固めによる乾燥密度の増加の程度は小さく、突固め効果、が小さい。火山灰土はむしろ、乾燥収縮による乾燥密度の増加の程度が大きく、有機質火山灰土で著しい。

(文献省略)

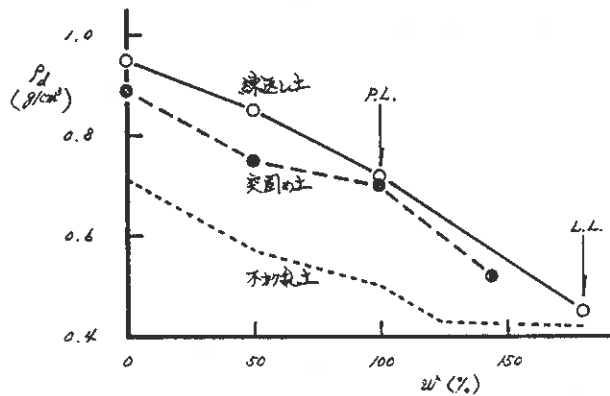


図4. 試料の状態が異なる場合の収縮曲線(蒸部)

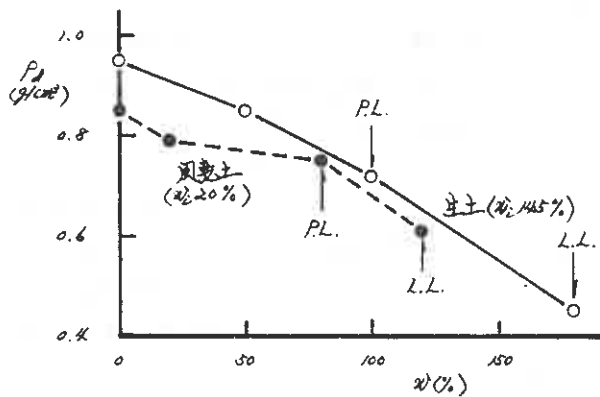


図5. ρ が異なる練土の収縮曲線(蒸部)

⑮ 高塑性粘土の非排水クリープ時の間隙水圧挙動

函館高専 佐野 侑房

1 まえがき

有効応力による安定解析は、それによる土の挙動の解釈が合理的であるが、間隙水圧の大きさを知らねばならないという大きな弱点があり、その推測法、測定法の開発が急がれている。

筆者は、せん断時の過剰間隙水圧がひずみの大きさと良い相関を示すであろうとの L_0 ⁽¹⁾の考え方に興味を引かれ、その研究を始めた。変形速度一定試験、応力増加速度一定試験、繰返し載荷試験での検討を終え、クリープ試験へ進んだ。試料の塑性が高く、透水性が著しく低いから、供試体下端面にて測定する間隙水圧は、ある程度の時間を経過しなければ正しい値を示さないこと、応力が一定であっても、ひずみが増加し、それに伴った間隙水圧を測定できることが、クリープ試験を採用した理由である。

現在ある実験装置を転用したので、最初から最後までクリープ荷重一定で実施され、クリープ応力は一定ではなく減少してゆく。また、測定は長期間にわたるため、低応力レベルの試験は継続実施中である。したがって、データ解析には不十分な点もあり、次回に補足させて頂きたい。

2 従来の研究

間隙水圧の変化 ΔU は3つの成分に分けて考えることが適当であろう。すなわち、等方圧力の変化による成分 ΔU_a 、偏差応力によって生じた変化のうち弾性的成分 ΔU_{se} と塑性的成分 ΔU_{sp} である。試料土は飽和、等方等質であるとして、周圧の変化 $\Delta \sigma_r$ は ΔU_a を与える。 ΔU_{se} がいくらであるかは検討の余地があろうが、平均主応力の変化 $\Delta \sigma_m$ に等しいとしている。 ΔU_{sp} は測定量から $\Delta U - \Delta U_a - \Delta U_{se}$ として計算される。

ΔU_{sp} は偏差応力の関数として表現できるというSkemptonや柴田らの考え方は、応力単調増加の場合に適用できるが、応力の減少を伴う場合や応力一定の場合には適用できない。

L_0 ⁽¹⁾は、 ΔU_{sp} は主ひずみで表現できるとした。すなわち間隙圧比 $1 - K_0 + \Delta U_{sp} / \sigma'_c$ は E_1 によって決まり、応力の載荷時間、圧密圧力の大きさ、圧密時間、本質的異方性に左右されないことを示した。

赤井ら⁽²⁾は、過圧密粘土の場合、ひずみ速度が間隙水圧に影響することから、間隙水圧はひずみによって一義的には決められず、 L_0 の主張にも限度があることを示唆している。

著者は、高塑性粘土の繰返し載荷試験結果より、 ΔU_{sp} よりも $\Delta U_{se} + \Delta U_{sp}$ がひずみ

量と良く関連づけられることを示した⁽³⁾。このことは、除荷した時、再び載荷した時の両者にあてはまる。

変形速度を1.0～0.0001mm/分の間5種類にて、圧縮試験を行った⁽⁴⁾。円柱供試体の上下端部は拘束されるため、ひずみが一様には生じない。したがって、下端面での間隙水圧と中央部の間隙水圧とは異なることになる。高速せん断では、中央部の影響が薄く、低速せん断では、中央部の影響が大きく、下端面の間隙水圧に反映される。本試料土の場合、高速せん断では低い間隙水圧、低速せん断では高い間隙水圧を示しているから、中央部の間隙水圧が高く発生し、負のダイレタンシーが生じていると考えられる。しかしながら0.0001mm/分という十分に低速の変形速度であっても、その前段階(0.001mm/分)での間隙水圧よりも更に高くなり、一定の関係には収束しなかった。せん断速度の高低によって、微視的にはせん断の挙動が異なっている可能性を暗示していた。

3 試料と試験方法

北海道福島町千軒地内より産出した軟岩を水にて溶解した練返し再圧密土を使用した。溶解後0.42mmフルイ通過分を貯蔵し、予圧密法にて自立できる程度に脱水したケーキより、直径50mm高さ120mmの供試体を切り出した。

試料はX線回折アーターによるとモンモリロナイトで構成されていることが確認され、高い膨潤性、強いシキソトロピーを示すことが納得される。物理的性質等は表1に示す通りである。

非排水クリープ試験は、通常の軸対称三軸試験装置に、圧力媒体変換セルを組み込んで行う方式とした(図1)。すなわち、等方圧力 $\sigma_{rc} = 200\text{kPa}$ にて圧密した後、非排水条件にて周圧($\sigma_{rc} = 300\text{kPa}$)は不変、偏差応力が所定の大きさであるようにエアレギュレーターで調整した空気圧力を水圧力に変換して、ベロフラムシリンダー上室に力を発生させる。適当な時間/隔にて、時刻、偏差応力、間隙水圧、鉛直変位、周圧を電気計測・記録した。間隙水圧は供試体下端にて測定した。供試体上下端面は閉鎖され、半径方向にのみ排水が許されている。圧密初期より100kPaの背圧を負荷している。

本方式の場合、ベロフラムシリンダーから供試体に作用する力が一定である(定荷重)。他方、偏差応力は荷重を供試体断面積にて除した値である。クリープの進行につれて、断面積はわずかではあるが増大することとなり、厳密には応力は一定不変ではなく、減少傾向にある。減少の割合は、鉛直軸ひずみを ϵ_a とすると、

表1 試料土の性質

Gs	2.670	砂分	1%
W _L	268.5%	シルト分	53%
W _p	48.4%	粘土分	46%
I _p	220.1%	コロイド分	30%
e	1.83×10^{-8}	U _c	34.5
	$4.67 \times 10^{-10} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$		

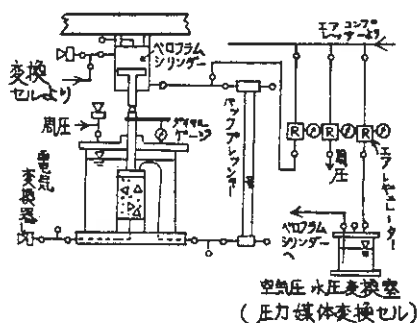


図1 クリープ試験装置

E_a だけ、つまり10%のひずみの時には初期応力の90%の値まで減少するということである。測定が長期間にわたり、何度も夜を迎えること、エアレギュレーターの微調整は難しいこと、試験条件が同一であれば研究目的の一部は達せられること、以上の理由により、段階的にエアレギュレーターを調整し、偏差応力を一定に保持することは行われなかった。

測定は破壊が生ずるか、あるいは1週間を目途として終了とした。初めての経験であり、しかも高塑性土であり、既往の研究結果と異なる現象もあり予測が立てにくかったため、測定期間は不揃いであり、明確な破壊まで至った例は少ない。

変形速度一定(0.0105mm/分)圧縮試験を行ない、基準データを得てデータ解析に活用した。等方圧密圧力が200、400、500kPaであることを除いて、クリープ試験と同一条件とした。

クリープ応力 $(\sigma_a - \sigma_r)_{cr}$ は次のような手順にて決定した。圧密終了時点での有効圧密圧力と、これまでに実施されたすべての基準試験結果による $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2\sigma'_c$ から、ひずみ制御試験で示すであろう破壊時偏差応力 $(\sigma_a - \sigma_r)_f$ を算出する。クリープ応力レベルとしては $(\sigma_a - \sigma_r)_{cr} / (\sigma_a - \sigma_r)_f = 0.6 \sim 1.1$ を予定していたが、1.0を越える偏差応力を加えても破壊を生ぜず、その付近の応力レベルを多種採用する結果となった。

4 試験結果と考察

4.1 クリープ特性

時間の経過に伴って発生する供試体の変形を、半対数紙にプロットして図2を得た。载荷と同時に変形が生じ、1分後には1~3%のひずみが測定されている。その後は、時間と共にひずみが単調に増加している。クリープ応力が十分に大きい場合には、ある時点よりひずみが急増し破壊が生じる。クリープ応力レベルが1.11、1.12、1.19の場合に、明瞭な破壊がみられた。しかし、応力レベル1.23の場合には、ひずみが8%を越えた時点で停電があり、破壊には至らなかった。この時は2万分を経過して

おり、破壊しそうな光候はみられなかった。後掲の図5の横軸に示すように、偏差応力の減少は各試験時共、同程度であることから、载荷ピストンロッドとブッシュ間にごみが付着してマサツが増大した可能性がある。

図2には、基準試験の変形速度を平均的供試体

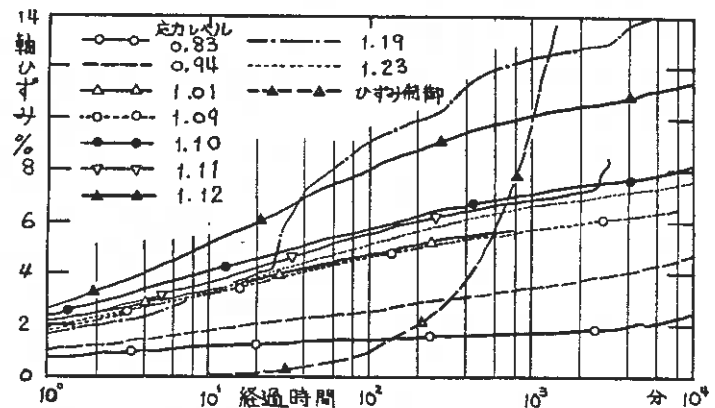


図2 $E_a \sim \log t$

高さの場合についてのひずみを算出して、プロットしてある。5~6%のひずみ後の傾きが、クリープ試験の破壊事例の傾きに類似しており興味深い。

SinghとMitchell⁽⁵⁾によると、土の挙動を応力-ひずみ-時間の関数で示すことが可能である。一般式は $\dot{\epsilon} = A \cdot e^{\alpha D} \cdot (t_1/t)^m$ である。ここに、Aは偏差応力零、基準時間におけるひずみ速度、 α は $\sigma_a - \sigma_r \sim \log \dot{\epsilon}$ 曲線の傾き、mは $\log t \sim \log \dot{\epsilon}$ 曲線の傾き、Dは偏差応力、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度である。3個のパラメーターA、 α 、mと時間 t_1 におけるひずみ ϵ_1 を知ると、任意の応力、時間におけるひずみを推測でき、実測値は計算値とよく合うと報告している。

本試料土について、 $\log t \sim \log \dot{\epsilon}$ 曲線を描いてみると、低ひずみ速度ではパラッキがみられるけれども、直線関係があり、しかも応力レベルの高低にかかわらず、平行関係が認められる。その傾きmは(-)1.24である。Singhらの試料土の場合には、mは0.75~1.0であり、一つの土についても単一の値ではなく、圧密の程度によって変化するようであると述べている。 $\sigma_a - \sigma_r \sim \log \dot{\epsilon}$ 曲線は1、10、100、1000、10000分について整理してみたところ、互いに平行な直線をあてはめることができた。傾きは $\alpha = 0.017$ 1/kPaであり、切片は $A = 3.3 \times 10^{-3}$ %/分であった。低応力レベルにおけるデータを得て、パラメーターの信頼範囲が判明した時、この式による計算値と実測値を比較検討して報告したい。

4.2 クリープ応力による過剰間隙水圧

図3は、過剰間隙水圧 Δu_s が時間の経過につれて、どのように出現するかを示している。 Δu_s は圧密圧力で除して正規化値にて表示している。変形速度一定試験の場合には、偏差応力とひずみが共に連続的に増加してゆくので、間隙水圧は30分すぎから大きな増加を示し、1000分を越える付近まで続く。これに対しクリープ試験の場合には、瞬時にかなりのひずみが発生し、1分を経過した時点で最終値あるいは最高値の13~42%がすでに出現している。その後は、全般的にゆるやかに増大を続け、やがて定常状態になり、更に時間が経過すると減少する例が多い。間隙水圧が一定値に到達する時間(t_c)は80~500分であり、多くの場合には、最初の100分位の間、ほとんど発生していることが分った。

10分から100分の間の曲線の平均勾配 $d\Delta u_s/dt$ を検討してみると、クリープ応力レベルが高くなるに従って大きくなる傾向がみられる。クリープ応力レベルが高いときには、平均主応力増分が大きいから Δu_{se} が高いであろう。更に、より大きいひずみが発生する

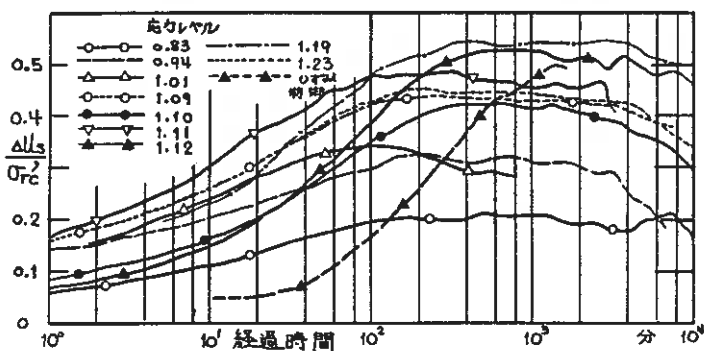


図3 間隙水圧の時間的变化

ことから Δu_{sp} も高いはずである。したがって、傾きは応力レベルが大なる場合がきついのである。

初期の間隙水圧値は、応力レベルが低い場合には低く、高くなると高くなってゆく。しかし、ある程度より高くなると、むしろ低い値をもっている。これは、試料土の透水性が著しく低いため、下端面測定の間隙水圧は、変形速度の影響（時間的遅れ）を伴うことに帰因している。定常状態に到達する時間 t_c についても、高応力レベル時の方が、より長時間であることとも一致している。

間隙水圧が発生して、その後減少することについて少し考えてみる。1つの要因として、ひずみの進行と共に偏差応力が減少することが挙げられる。2つめとしては、変形がある程度進行すると、供試体内にせん断帯ができ上り、新しい体積変化は発生しないと推定される。

変形速度一定試験の曲線と比較すると、傾きが似通っているのは応力レベルが 1.12 と 1.19 の曲線であり、わずかにゆるやかとみられるのは 1.10 と 1.11 (1.23) の曲線である。その他の曲線はいずれも、よりゆるやかな傾きである。供試体が破壊するか否か、大きな変位が生ずるか否かの境界と、間隙水圧の増加速度とは、密接な関連を当然もっているであろう。

4.3 ひずみと過剰間隙水圧

本研究の主要項目である「ひずみによって過剰間隙水圧を表示することが可能であるか」について検討する。図4は、 Δu_s と ϵ_a の関係を示し、更に変形速度一定試験結果を一例掲載している。

ひずみ-間隙水圧曲線の一般的形状は山型であって、変形速度一定試験結果のそれとは著しく異なっている。更に高応力レベルの場合には、ひずみ速度が高いため、間隙水圧が低く測定され、下に凸型の曲線から始まっているのが見られる。

ピーク点は、応力レベルが高くなるにつれて右上方へと進むこと、変形速度一定試験曲線におおむね沿っていること、応力レベル 1.10 付近を境界にして、低応力レベルではやや内側、高応力レベルではやや外側にそれて存在している。ピーク点については、4.6 にて補足検討する。

測定開始時点からピーク点までの関係は、例えば 1.09 と 1.01 の応力レベルの場合に良好な一致がみられるものの、1.10 の曲線とはかなり異なりまた 0.94 の曲線ともひずみが 2~3% の間は異なっているなど、一義的關係にはない。

前述のように、ひずみ速度の影響を含んだ間隙水圧値であるから、せん断帯の間隙水

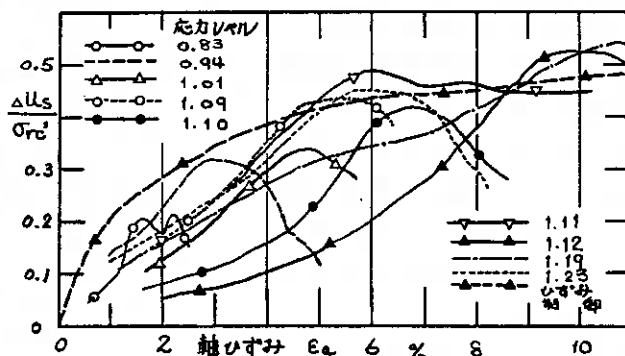


図4 間隙水圧とひずみとの関係

圧を計測できるようになれば、もう少し異なった知見が結論されるかもしれないが、現時点では、クリープ試験中の間隙水圧はひずみのみで決定できないと言わねばならない。

各クリープ試験中、ひずみ速度が減少し変形速度一定試験と同一のひずみ速度に到達するのは、例外なくピーク点のひずみより0.5~1.0%手前である。このような低透水性粘土で間隙水圧を測定するには、少なくともこのひずみ速度0.009%/分以下でなければ、間隙水圧を過小にみつもることになり危険ということになる。

4.4 偏差応力と過剰間隙水圧

間隙水圧は偏差応力と関連づけられることもある。クリープ試験における両者の関係を図5に示す。変形速度一定試験の場合には、偏差応力の増加に伴ない間隙水圧が増加し、ピークまでは関連づけることができる。しかし、定荷重クリープ試験の場合には、偏差応力がほぼ同一であっても、種々の間隙水圧が存在することになる。

図5にみられる曲線は皆ピークを有している。繁雑になるのを避けるため、ピーク後は省略されている。低応力レベルの場合には、ピーク点は変形速度一定試験結果より低く、同一の間隙水圧値を示さない。これに対し、1.10付近より高い応力レベルの場合のピーク点は、ちょうど、変形速度一定試験をそのまま単調に応力を増加させたならば得られそうな曲線を形成している。ある特定の時点における間隙水圧は、取り扱いが少し容易であることを暗示している。

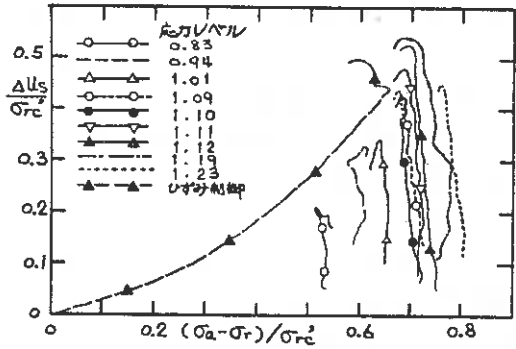


図5 間隙水圧と偏差応力の関係

4.5 ひずみと塑性間隙水圧

これまでは、全過剰間隙水圧（周圧は不変で $\Delta u_a = 0$ ）について検討してきた。本項では、塑性間隙水圧 Δu_{sp} を取り上げ考察してみよう。

塑性間隙水圧をひずみに対してプロットして図6を得た。例によって、変形速度一定試験結果に比しての相異点をあげてみると、大きな負の値を示すこと、正值に到達する時のひずみが大きく、高応力レベルの大なる場合ほど大きなひずみに達して初めて正值に回復することが観察される。

大きな負値が計測される理

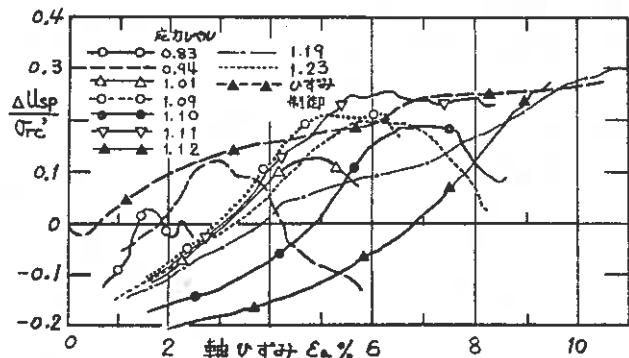


図6 塑性間隙水圧とひずみとの関係

由は、やはりひずみ速度の早いことと低透水性であると考える。塑性間隙水圧は本試験条件の場合には、平均有効主応力増分の逆符号($-\Delta\sigma'_m$)に等しい。すなわち $\Delta U = (\sigma_a - \sigma_r) / 3$ である。後項が加えられても、前項が遅れて発生するためしばらくは負の値になり、あたかも体積増加が生じているかの如くにみられるものと考えている。

曲線の中央部の傾きがほぼ似通っていて、且つ変形速度一定試験のその最急部と同程度である。

4.6 間隙水圧の最大値について

先に報告した⁽⁴⁾ように、千軒粘土は低透水性土であるため、下端面に測定された間隙水圧は時間の影響をうけている。図4, 6に示したように、全過剰間隙水圧や塑性間隙水圧はひずみとは一義的關係を持つてはいないが、それぞれ1つの曲線に内接するようである。そこで、全過剰間隙水圧のピーク点について考察してみる。

間隙水圧の最大値は40~110kPa、圧密圧力にて正規化して0.21~0.55の範囲であって、この時のひずみは1.6~11.3%であった。経過時間は100~620分であって、ひずみ速度は $2.5 \times 10^{-4} \sim 7.5 \times 10^{-3}$ %/分にまで減少しており、十分に遅いひずみ速度になったと言えよう。最初からの累積ひずみと経過時間に基づく平均的ひずみ速度は $3.3 \times 10^{-3} \sim 2.9 \times 10^{-2}$ %/分であって、基準としているひずみ速度 9×10^{-3} %/分にもう少しというところである。したがって、この最大間隙水圧値は、この応力レベルにおいて伝達されるべき間隙水圧がほぼ全量伝達されたものとみなしてみる。

図7はひずみと、図8は応力レベルとの関係を示したものである。ひずみが7%以内では、直線的に大きく増加している。その傾きは0.049である。それより大きいひずみの時には、供試体は既に実質的な破壊面を形成し、新たな土粒子の相対移動は生じないから、せん断帯の体積変化はなく、間隙水圧はほとんど生じないと解釈される。

最大値という一時点の値についてであるから、応力レベルともかなり相関すると予測された。図8では、変形速度一定試験による強度の1.1倍のクリープ強度をもつものとして、間隙水圧は $0.5\sigma_{rc}$ が最大値であろうと推測した。これまで経験した低塑性土、中塑性土では $0.9\sigma_{rc}$ 程度の間隙水圧が多かった。高塑性土はせん断領域が狭いとか、正規圧密土であっても、せん断過剰中に過圧密されたと同様の粒子配列をもつなど、特殊な性質を有するため低い間隙水圧を示すのかもし

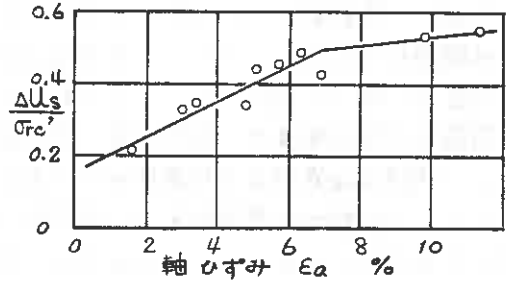


図7 間隙水圧最大値とひずみ

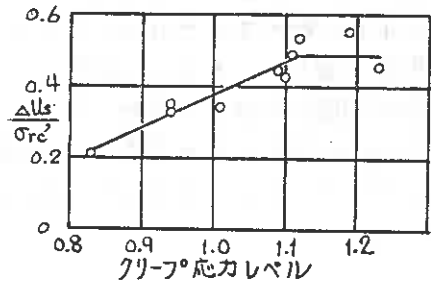


図8 間隙水圧最大値と応力レベル

れない。今後の研究課題に含めて解明したい。

5 まとめ

高塑性粘土について、荷重一定のクリープ試験を行い、過剰間隙水圧の発生量について検討を加えた。

クリープ応力レベルの高い場合ほど、過剰間隙水圧は大きく発生する。最初の1分間に、最終値の13~42%が発生する。経過時間80~500分ほどで、ほとんどの間隙水圧は発生していて、その後はあまり発生しない。クリープ応力がひずみの進行に伴って減少することも加わって、むしろ間隙水圧は減少する。

間隙水圧増加速度が、変形速度一定試験における間隙水圧増加速度と同程度になると、供試体は破壊する可能性が大である。

クリープ試験中の間隙水圧は、偏差応力ではもちろん決定されないが、ひずみによっても決定されない。応力レベル、直接的にはひずみ速度の影響をうける。

低透水性であるがゆえの、反応遅延に帰因する可能もある。

塑性間隙水圧は、大きな負の値を示し、応力レベルの高い場合に著しい。負値から正值に転ずるひずみは、応力レベルが高い程大きい。 $\Delta u_{sp}/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$ 曲線中央部の傾きが、お互いに似通っている。

最大間隙水圧は、ひずみ、応力レベル両者に関係づけられる。

SinghとMitchellの提案式 $\dot{\epsilon} = A \cdot e^{\alpha D} \cdot (t_1/t)^m$ に関して、本高塑性粘土についてパラメーターを求めると、 $A = 3.3 \times 10^{-3} \%$ /分、 $\alpha = 0.017$ /kPa、 $m = 1.24$ であった。

低応力レベルの荷重一定クリープ試験や、土体内部の間隙水圧測定装置について継続して研究を進めている。更に、クリープ試験データと一定ひずみ速度試験データとの結合について、検討を加えてゆきたいと考えている。

本報告に用いたデータは元本校学生 福沢諭君(現東亜建設工業(株))が卒業研究として実験して得られた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- (1) Lo, K.Y. [1969] The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays: Canadian Geotech. J. Vol.6 No.4
- (2) 赤井, 他 [1975] 過圧密粘土の時間依存性: 第10回土質工学研究発表会
- (3) 佐野信房 [1979] 飽和粘土における間隙水圧と軸ひずみの関係: 第14回土質工学研究発表会
- (4) 佐野信房 [1980] 粘性土における間隙水圧におよぼす変形速度効果: 技術報告集 第20号
- (5) Singh, A. & Mitchell, J.K. [1968] General stress-strain-time function of soils: Proc. ASCE Vol.94 SM1

16 粘土の衝撃圧縮試験 (続報)

室蘭工業大学 ○ 朝日秀定

沢田義男

工藤久良

1 はじめに

前報¹⁾では動圧密工法の基礎実験として粘土について拘束圧 0.5 kgf/cm^2 下で、 1.0 kg の重錘を落下させることにより衝撃荷重を加え、この供試体の一軸圧縮強さの低下や間隙水圧の上昇より動圧密工法でいう液状化やまたフィッシャーの発生の確認を試みた。しかし、先報ではフィッシャーの確認はされたものの、液状化を示すような大幅な一軸圧縮強さの低下は認められなかったし、拘束圧を上回る間隙水圧の上昇例は少なかった。そこで今回は、重錘を 2.0 kg にして先報と同様の実験を行ったのでその結果を報告する。

2 結果ならびに考察

2-1 一軸圧縮強さ

供試体は同一地層の同一深度より採取しているが、図-1に示すように一軸圧縮強さ、含水比などに供試体間の差異がある。このため、個々の供試体を同質の力学特性を持つものとする事はできないが、大幅に平均よりはづれるものを除外し一部一軸圧縮強さを推定した。すなわち、乱さない状態での供試体の一軸圧縮強さを推定するには、衝撃を受ける供試体と同一のシンウオールチューブより得られた2~3個の乱さない供試体より求めた一軸圧縮強さと含水比のそれぞれの差が全実験試料より求められた標準偏差の3倍以上大きくなった場合

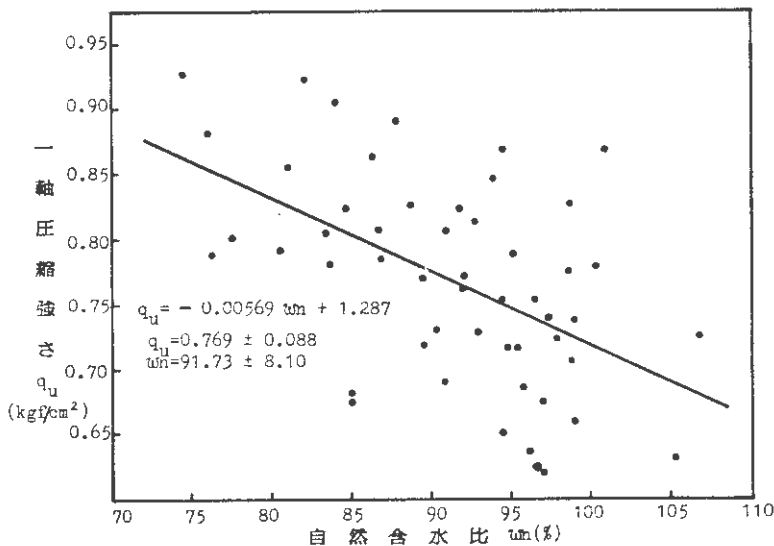


図-1 自然含水比一軸圧縮強さ

は除外し、それ以内で標準偏差外にあるものは衝撃を受ける供試体の含水比より乱さない試料の含水比一軸圧縮強さの回帰直線式を利用して一軸圧縮強さを推定した。このようにして決めた一軸圧縮強さで衝撃後の供試体に対する一軸圧縮試験より得られた強さを徐し

た値を図-2に重錘落下高との関係で示した。この図より落下高8 m付近に一軸圧縮強さを増加させる高さがあることがうかがわれ、筆者等が他の試料について調べた結果²⁾と一致している。落下高には締め固め最適落下高ともいべき高さが存在するようであるが、このエネルギーの評価は前報¹⁾の重錘質量1.0 kgの場合でも8 m前後に最適落下高と思われる落下高が考えられるので、質量×落下高で表わされる仕事量だけでは律しきれないようである。またこの試料では、液状化に至るような大幅な強度の低下はなかつた。

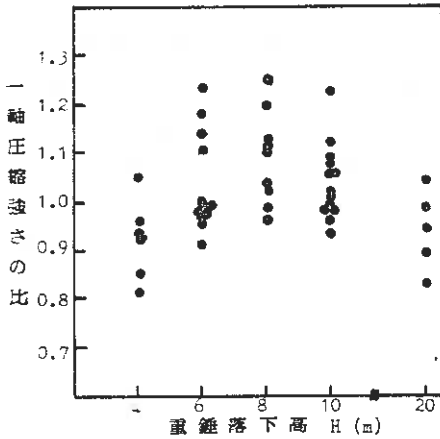


図-2 落下高一軸圧縮強さの比

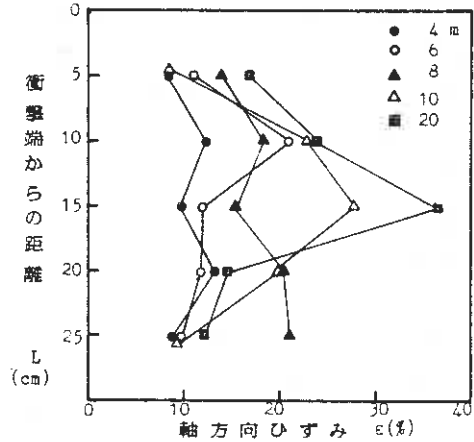


図-3 軸方向のひずみ

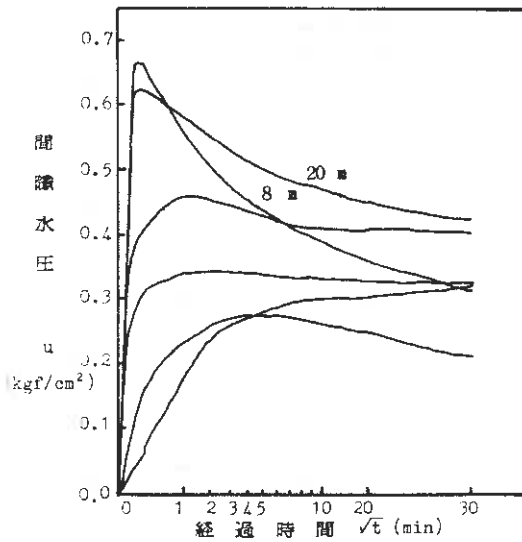
2-2 ひずみ

ひずみの供試体の長さ方向での分布を重錘の落下高さごとに平均した値で図-3に示した。ひずみの供試体表面での分布は重錘落下高の低いうちには弓字状で、高くなるとD字状となり絶対量も大きくなる。すなわち、衝撃端より離れた位置に落下高に従い大きなひずみを生ずるようになる。また落下高20 mの場合のひずみ程度まで乱されないで一軸圧縮強さの低下は明らかにならない。

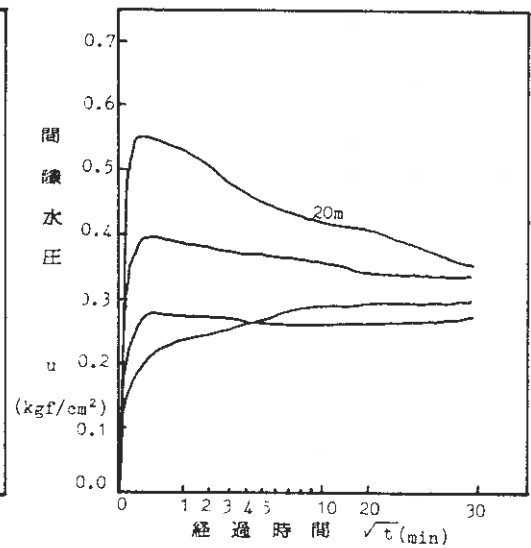
2-3 間隙水圧

供試体の衝撃端と中央付近(衝撃端より12 cm)での間隙水圧の測定を行った。衝撃後の20 ms くらいの間に、いつれの圧力も急激な振動波形(2~8 kHz)を示し、あまりにも周波数が高く持続時間は短い。この時点での間隙水圧と、その後続く間隙水圧の挙動には、例えば、初期のピーク間隙水圧の大きさによって全応力以上の間隙水圧を発生するというような一定の関係はみられなかつた。間隙水圧の静的な経時変化を衝撃後の30分間について図-4に示した。

ここに示したのは一部であるが、間隙水圧が拘束圧より高くなった例は、衝撃端での測定で2例、中央部で数例見られた。しかし、その持続時間はほとんど3分以内で、後述するように透水係数は $10^{-5} \sim 10^{-7}$ cm/secであるから、この短時間での圧密による締め固めはほとんど考えられない。また重錘の落下高で



(a) 衝撃端間隙水圧 (d-u)

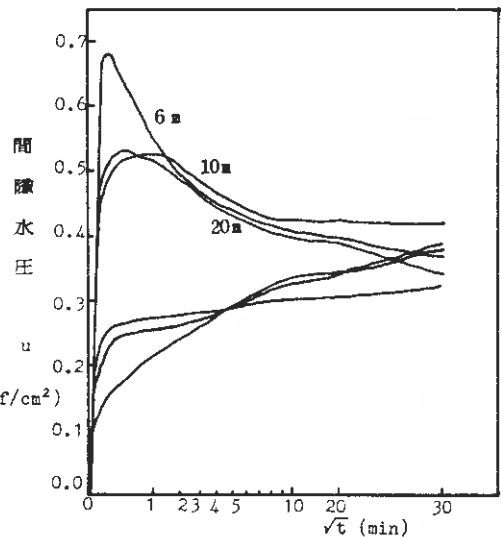


(b) 中央部間隙水圧 (d-u)

は 20 m の場合で衝撃端、中央部合わせて 4 例あり、他の高さでは 10、8、6 m で各 1 例ずつ間隙水圧が拘束圧を上回った。このように中央部でも間隙水圧が拘束圧を上回る例があることは動圧密の可能性を示すと考えられるが、すべての場合に起こる現象でなかった。

2-4 衝撃応力

衝撃端と中央部(衝撃端より 15 cm)での応力の最大値を落下高さについて図 4 (kgf/cm²) に示す。衝撃端では落下高さで最大衝撃応力の間には落下高 10 m の場合を除いては一応の対応が見られるが、中央部のそれには変化がない。中央部応力に落下高による違いがない理由は、中央部と衝撃端の間で供試体に破壊が生じているからであろう。このことから本実験に用いられた試料の動的一軸圧縮強さは 1 kg/cm² 程度と考えられる。なお落下高 10 m での上端でのピーク応力が他に比べ低い値を示す理由は不明である。



(c) 中央部間隙水圧(d-u)

図-4 間隙水圧の経時変化

2-5 衝撃の締め固めにおよぼす効果

以上は主に衝撃力による粘土の弱化的な実験結果であったが、ここで衝撃が圧密締め固めに有効な影響を与えるかを検討するために、わづかで

あるが圧密試験などを行った。同一シンウオールチューブより得た供試体について乱さない試料と衝撃を与えた試料を6週間の等方圧密、および標準圧密試験を行った。等方圧密後の一軸圧縮強さは乱さないものでは、1.70、1.65、1.62、1.47、1.32 kgf/cm²、平均1.55 kgf/cm²、衝撃を与えたものでは1.91、1.80、1.73、1.69、1.67、1.64、1.54、1.45、平均1.68 kgf/cm²であった。平均値で見ると多少効果があったようである。一方標準圧密試験の結果を図-6に示すが透水係数に大差はないが、むしろ小さくなるくらいで、有効な影響があったと考えられない。

3 まとめ

以上をまとめると

- 1) 最適締め固め落下高ともいうべき落下高がある
- 2) 落下高が高くなるに従いひずみを大きく生ずる位置が衝撃端より離れひずみに落下高の影響がよくなる。
- 3) 重錘落下高が高くなるに従い間隙水圧が拘束圧を上回る状態が起り易い
- 4) 衝撃応力を測ることと同様の方法により動的強度を得ることができる。

5) 粘土では液状化は起りずらく、本実験の場合は動的締め固めと考える。

などを結論できる。衝撃力の粘土に果たす役割は明らかでない。今後はシルト質試料に重点を移していく予定であり、また現場規模の詳細な計測こそ必要と思われる。なお本研究の一部は昭和56年度文部省科学研究費補助金によるものであり応力等の整理にわ北海道大学大型計算機を利用した。

参考文献

- 1) 朝日秀定・他：粘土の衝撃圧縮試験、土質工学会北海道支部技術報告集、第21号、pp99～104、1981
- 2) 沢田義男・他：衝撃三軸試験における粘性土の強度特性および波動特性、室蘭工大開発技報、第23号、pp1～4、1981

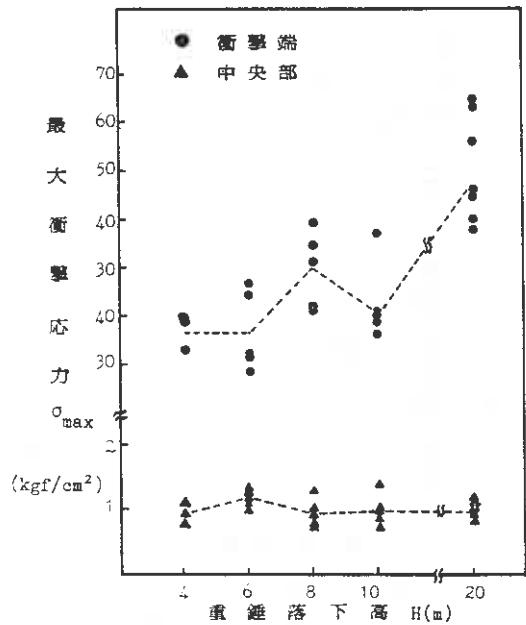


図-5 重錘落下高—最大衝撃応力

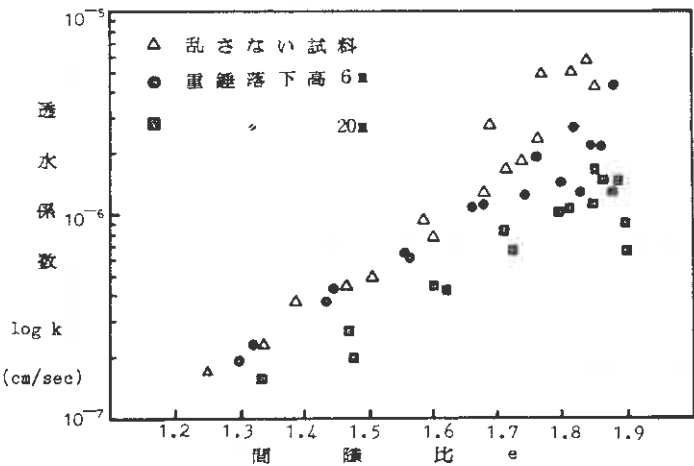


図-6 圧密試験結果(間隙比—透水係数)

⑰ 異方圧密粘土の変形特性について

北大工学部	北郷 繁
苫小牧高専	○池浦 勲
北大工学部	三田地 利久
北大大学院	下越 仁

1. まえがき

粘土地盤上に盛土構造物などの外力が作用したときの地盤内の変形挙動を検討するためには、現地盤の状態に即した応力-ひずみ-時間関係式を用いて解析を行なわなくてはならない。そのうち応力-ひずみ関係は Roscoe らの Cambridge 学説^{1),2)} や太田ら³⁾の理論が著名であるが、それらは等方性の粘性土を対象としたものであり、自然地盤におけるように K_0 圧密を受けた粘土についての理論は数少ない^{4),5)} ようである。また Roscoe らの理論の基本仮定の一つである塑性ポテンシャルの応力径路非依存性については Lewin⁶⁾ や大橋⁷⁾ によって反証がなされている。

筆者らは前報⁸⁾において、等方圧密から出発した応力比一定の異方圧密、平均主応力一定の排水せん断試験結果を報告したが、本報告においては K_0 圧密後の粘土に応力比や平均主応力、応力増分比を一定に保った応力径路を与えたときの変形状態を観察し、ひずみや塑性ポテンシャルの応力径路依存性について考察したものである。なお実験としてはひずみの経時変化も追跡しているが、このことについては他の機会に報告したい。

2. 実験条件および実験方法

(1) 実験条件

本報告に用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、偏差応力 q 、応力比 η であって次式で定義される。

$$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 \quad (1a), \quad q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (1b), \quad \eta = q / p \quad (1c)$$

σ'_a, σ'_r : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v 、偏差ひずみ ε である。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (2a), \quad \varepsilon = \varepsilon_a - v/3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3 \quad (2b)$$

$$\varepsilon_a = \ln(\bar{h}_0 / \bar{h}) \quad (3a), \quad v = \ln(V_0 / V) \quad (3b)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向のひずみ

\bar{h}_0, \bar{h} : 圧密終了時およびせん断中の供試体高さ

V_0, V : " " 供試体体積

実験は Fig. 1 に示すように $p = 280 \text{ kPa}$ まで K_0 圧密した試料に応力比一定試験 (C η テスト)、平均主応力一定試験 (C P テスト)、応力増分比一定試験 (C I R テスト) の 3 種類の応力制御排水せん断試験を行なった。予備実験により K_0 値 = 0.50 ± 0.02 、破壊時の応力比 $M = 1.35$ が得られたので、それらに基本に応力径路を定めた。

① C η テスト

η を K_0 圧密時の値 ($\eta_{K_0} = 0.75$) に保つたまま p , q を増加させる (Fig.1 の ①)。

② CPテスト

p を K_0 圧密時の値 ($p = 280 \text{ kPa}$) に保つたまま q を増加させる (Fig.1 の ②)。

③ CIRテスト

圧密終了時から応力増分比 $\Delta q / \Delta p$ が一定値 ($= 1.714$) になるよう载荷する (Fig.1 の ③)。この応力増分比は $\Delta \sigma'_v / \Delta \sigma'_h = 5$ に相当する。さらにこの試験の変形として q を一定のまま p を増加させる実験 (C δ テスト, Fig.1 の ③') も実施した。

CIRテストの η の最大値 η_{max} としては破壊前の変形特性を考察する本実験の目的に照らして M よりやや少ない 1.25 とした。またCIRテストでは p の増分比 $\Delta p/p$ が一定値になるよう応力点を定めた。C η テスト, C δ テストでは p が, CPテストでは q がCIRテストの値と一致するよう各応力点を定めて, 変形の応力経路依存性の検討に便なるようにした。

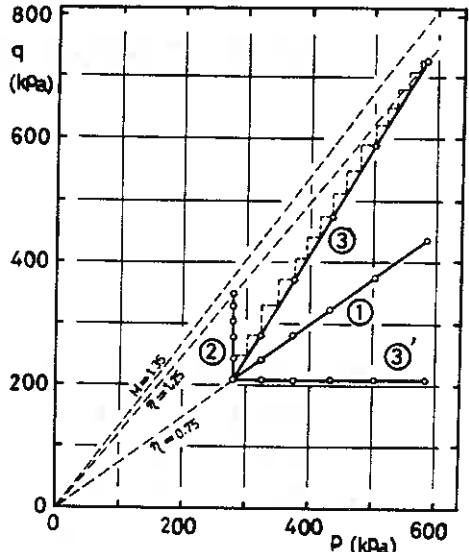


Fig.1 応力経路

(2) 試料

今回用いた試料は勇払郡早来町守平から採取した自然粘性土を泥水状態にした後, 420 μ フルイを通し, 80 kPaの鉛直応力で予圧密したものである。その粘土分はFig.2に示すように62%であり, 液性限界 $w_L = 63\%$, 塑性指数 $I_p = 30\%$, 比重 $G_s = 2.65$ である。また日本統一分類法では(C'H)と分類された。

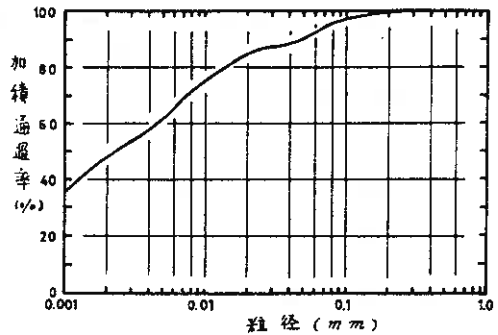


Fig.2 粒径加積曲線

(3) 実験装置

予圧密後の粘土から水平に切出した直径5cm, 高さ12cmの供試体と水中で三軸セル内にセットした。供試体周囲にはスリットを付いたドレーンパーパーを巻き, 供試体端面には摩擦を減じる目的でシリコングリースを塗付したテフロンシートを置いた。向けき水圧は下端中心部で測定した。排水は供試体半径方向になされ, ドレーンパーパーに集まった水をトップキャップを通して体積変化測定装置に導く。体積変化測定装置は既に報告³⁾したように, 排水された水と同体積の水銀の移動によるポットの重量変化と, スプリングにより鉛直変位に変換するものであるが, 今回はその鉛直変位の測定に直流型差動トランスを用いた。

試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより, 軸変位量はひずみゲージ式変位変換器で, 側圧 σ_r と向けき水圧 u はひずみゲージ式圧力変換器で測定

した。また軸力の制御にはゼロフラムシンガーを、側圧の制御にはエアレギュレーターを用いた。

(4) 実験方法

セット後の供試体を $\sigma'_v = 30 \text{ kPa}$ で等方圧密後、自動 K_0 圧密装置³⁾により6日間にわたり $\sigma'_v = 210 \text{ kPa}$ まで K_0 圧密を行なった。その後所定の応力点 (Fig. 1 参照) まで段階的に載荷したが、載荷間隔は固けき水圧がほぼ消散するよう12時間とし、応力の急変を避けるために、初めに現応力点と次の応力点の中間点 (CIRテストでは $1/3 \sim 1/5$ 点) まで載荷し、1時間毎に残りの量を載荷していった。所定の応力点に達したならそのまま7日間放置して変形の終時変化を測定し、その後載荷時と同じ径路で12時間毎に除荷を行なった。この除荷は弾性変形量を知る目的で行なうものである。なお試験中は供試体に 100 kPa のバックプレッシャーを載荷した。

3. 実験結果

(1) K_0 圧密

Fig. 3 は K_0 圧密中の p と含水比 w の関係の一例を示す。 $p > 100 \text{ kPa}$ では w と $\log p$ は直線関係にあり、別に行なった標準圧密試験におけるもの (図中の破線) とほぼ一致した。その傾きは等方圧密試験 (図中実線) によるものと等しいが、同一の p では等方圧密時よりも w が小さい。この方向の傾向は既報の結果と一致している。

自然対数目盛による Fig. 3 の傾き λ_w は 0.05 であり、図には示していないが等方圧密後の除荷過程における傾きは 0.015 と求められた。従って w の代わりに固けき比 e を用いた場合の圧縮指数 λ 、膨張指数 κ はそれぞれ 0.13 , 0.039 となる。なお圧密後半部 (おもむね $p > 200 \text{ kPa}$) の有効主応力比 $K_0 = \sigma'_v / \sigma'_a = 0.50 \pm 0.02$ 、応力比 $\eta_{K_0} = 0.75$ が得られた。

ところで Roscoe の Cam-Clay 理論²⁾ によれば、Original Theory の場合、

$$\left. \begin{aligned} w_a - w &= \lambda_w \ln p + (\lambda_w - \kappa_w) \eta / M \\ \eta_{K_0} &= M - \frac{3}{2} \left(1 - \frac{\kappa_w}{\lambda_w} \right) \end{aligned} \right\} (4a)$$

w_a : 等方圧密における $p=1$ のときの含水比

Modified Theory の場合

$$\left. \begin{aligned} w_a - w &= \lambda_w \ln p + (\lambda_w - \kappa_w) \ln (1 + \eta / M^2) \\ \eta_{K_0}^2 + 3 \left(1 - \frac{\kappa_w}{\lambda_w} \right) \eta_{K_0} - M^2 &= 0 \end{aligned} \right\} (4b)$$

であるから、同じ p での K_0 圧密と等方圧密の含水比の差は Original Theory では 1.9% 、Modified Theory では 0.9% と予測される。Fig. 3 によれば実験の含水比差は約 0.5% であるから、Cam-Clay 理論は K_0 圧密時の含水比変化と適度に予測可

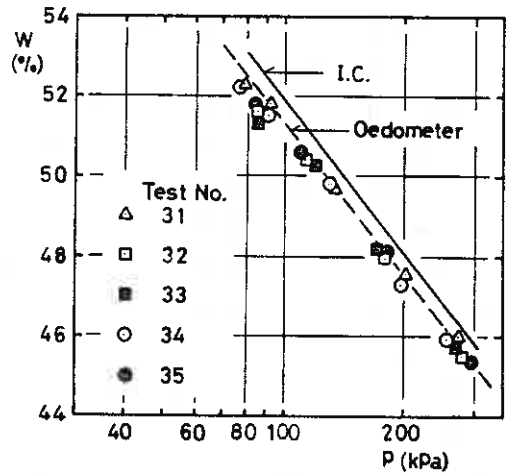


Fig. 3 圧密時の $w-p$ 関係

ることになる。また K_0 値の予測値は Original, Modified Theory でそれぞれ 0.73, 0.54 であり、これらもまた実測 K_0 値よりも過大である。

(2) C η テスト

C η テストは K_0 圧密時の η のまま p を増加させていくものであるから K_0 圧密の延長といえる。Fig. 4 は $\log p$ と v の関係を示したものであるが両者は直線関係にある。図中の破線は η 日間放置後の除荷曲線と、その開始点が図中の応力点に一致するよう平行移動して書いた線であるが、それらも初期を除いては互に平行な直線となっている。その傾きは等方圧密の場合よりやや小さく 0.028 であった。

Fig. 5 は ε と v の関係を示すが、両者は比例関係にあるようである。除荷時においては ε はほぼ一定値を示し、C η テストでは Cam-Clay 理論で仮定されているように弾性成分 (= ε^r) が無視できることが認められる。また図中の実線は横方向ひずみ $\varepsilon_r = 0$ としたときの ε - v 関係であるが実測値はほぼこの条件を満足している。すなわち C η テストにおいても供試体は K_0 圧密時と同様の変形をしていることが確認された。次に C η テスト ($d\eta = 0$) に Cam-Clay 理論を当てはめると次式が得られる。

$$dv = \frac{\lambda}{1+e} \cdot \frac{dp}{p} \quad (5)$$

: Original および Modified Theory

$$d\varepsilon = \frac{d\varepsilon^r}{dv^r} \cdot dv^r = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1+e} \right) \frac{1}{M-\eta} \cdot \frac{dp}{p} \quad (6a)$$

: Original Theory

$$d\varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left(\frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \right) \frac{dp}{p} \quad (6b)$$

: Modified Theory

ここで ε^r の増分はひずみのうちの塑性成分を示す。

ひずみ比 ε と定数 (= 初期ひずみ比) とし上式で計算した結果を Fig. 4, Fig. 5 に示す。Cam-Clay 理論は v については良い予測値を与えるが、 ε については過大な値を与える。従ってひずみ増分比 $d\varepsilon/dv$ も実測値 0.67 に対して Original では 1.19, Modified Theory では 0.83 と過大に予測する。

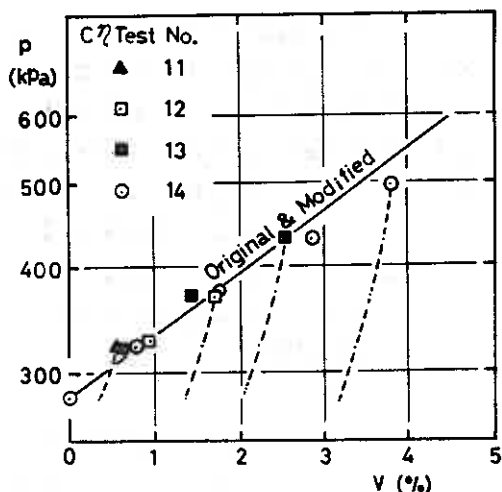


Fig. 4 C η テストの p - v 関係

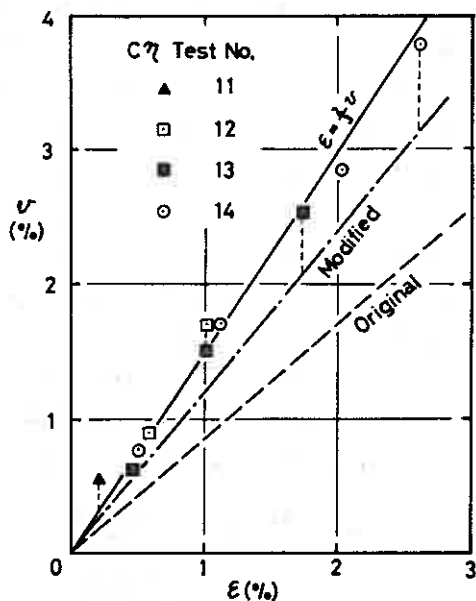


Fig. 5 C η テストの ε - v 関係

(3) CPテスト

Fig. 6(a), (b)に平均主応力一定試験の応力-ひずみ関係を示す。(a)図に見るようにダイラタンション量(圧縮を正とする)はせん断初期部分を除いては η と直線関係にある。(b)図の ε - η 関係は $M=1.35$ 線に漸近していく傾向を示す。また図中の細破線はFig.4の場合と同様に除荷曲線との平行線であるが、CPテストにおける弾性成分 v^r , ε^r は小さいことが認められた。

CPテスト($dp=0$)の場合Cam-Clay理論は次式のようになる。

$$dv = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \right) \frac{1}{M} d\eta \quad (7a) \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Original}$$

$$d\varepsilon = \frac{d\varepsilon^p}{dv^p} \cdot dv^p = \frac{1}{M - \eta} dv \quad (7b)$$

$$dv = \left(\frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \right) \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} d\eta \quad (8a) \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{Modified}$$

$$d\varepsilon = \frac{d\varepsilon^p}{dv^p} \cdot dv^p = \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} dv \quad (8b)$$

上式の計算結果をFig.6に併記したが、両理論ともにひび、Original Theoryは ε をひずみに大きく評価するようである。ひずみ増分比 $d\varepsilon/dv$ はFig.7に見るように両理論とも実測値とほぼ合致している。

また η - v 関係についてはFig.6(a)の鎖線の様に、筆者らが非排水試験によって提唱した⁴⁾折線の関係のほうが実験値をよく表わすといえる。

$$v = D(\eta - \eta_0) \quad [\eta \geq \eta_0] \quad (9)$$

D: 実験定数 (=0.032)

η_0 : ダイラタンション開始点の η (=0.081)

実験定数DはOriginal Theoryにおける $(\lambda - \kappa) / (1 + e) \cdot M = 0.031$ とほぼ合致した。またDによる膨張指数 K の予測式⁴⁾である

$K = \lambda - (1 + e) \cdot MD$ によると $K = 0.035$ であり前述の $K = 0.039$ とほぼ合致した。

(4) CIRテスト

Fig.8(a), (b)は応力増分比一定試験における応力-ひずみ関係を示す。

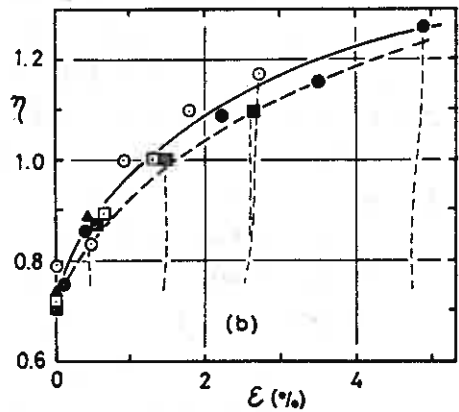
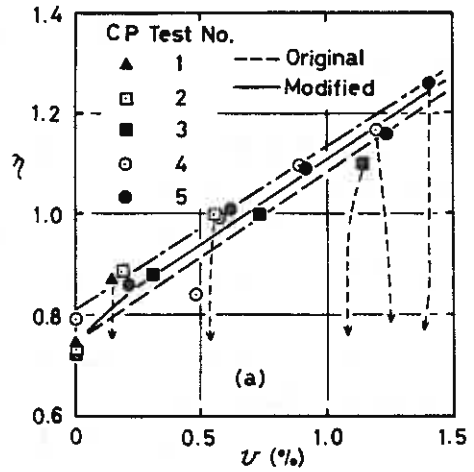


Fig.6 CPテストの応力-ひずみ関係

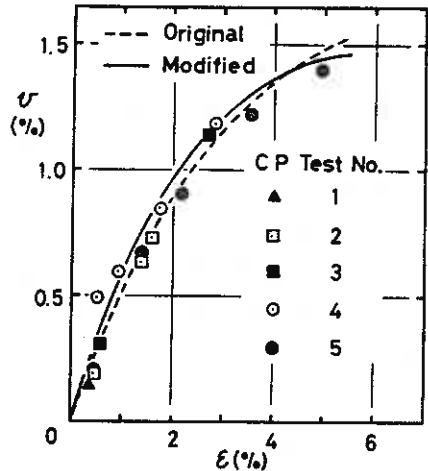


Fig.7 CPテストの ε - v 関係

除荷曲線 (図 (a) の細破線) は実験ケースが
少ないものの C η テストの場合 (Fig. 4) とほぼ
平行と見なすことができる。

Cam-clay 理論においては CIR テストのよ
うな応力経路の場合, v を η -定成分と p -定
成分の重ね合せたものと考え, さらに塑性ポテ
ンシャルが応力経路に依存しないものとして
いる。すなわち Original Theory では

$$dv = (5) \text{ 式} + (7a) \text{ 式}$$

$$d\varepsilon = (6a) \text{ 式} + (7b) \text{ 式}$$

Modified Theory では

$$dv = (5) \text{ 式} + (8a) \text{ 式}$$

$$d\varepsilon = (6b) \text{ 式} + (8b) \text{ 式}$$

である。これらに $d\varepsilon = \eta dp + p d\eta$, $d\varepsilon/dp =$
Const. (= 1.714) なる関係を代入して計算した
結果を Fig. 8 に併記する。 v の場合, 両理論で
は η -定成分は同一であり p -定成分に若干の
差があるだけであるから Fig. 8 (a) のように C
IR テストの予測値に大差はない。実測値は p
の小さい間は予測値より小さいが, これは Fig.
6 (a) の傾向に対応するものであろう。たとえ
ば p -定成分として (9) 式を採用し, η -定成
分として Modified Theory (5) 式を用いれば
Fig. 8 (a) の鎖線のようになる。 ε については
両理論とも過大な予測を与える。(Fig. 8 (b))
また Fig. 9 に示すように $d\varepsilon/dv$ も全応力範囲
にわたって過大評価しているようである。

ところで Wroth⁽¹⁰⁾ は砂について, 応力とせん断ひずみとの間に指数関係が成り立つとした
がこれを CIR テストに当てはめると次式が得
られる。

$$\eta - \eta_{k0} = (M - \eta_{k0}) \{ 1 - \exp(-a\varepsilon) \} \quad (12)$$

a , b は実験定数であって $a = 22$, $b = 0.92$ とすると Fig. 8 (b) の鎖線で示
すように実験値とよく合致するが, これら定数の物理的意味についてはなお検討を
要するところである。ちなみに (12) 式において $1/a = (\lambda - \kappa) / (1 + e) \cdot M$, $b = 1$ と
置いたものは CP テストの場合の Original Theory (7b) 式と同値である。

(5) C η テスト

Fig. 10 (a), (b) に主応力差一定試験における応力-ひずみ関係を示す。
Cam-clay 理論は v を過少に, ε を過大に評価するようである。

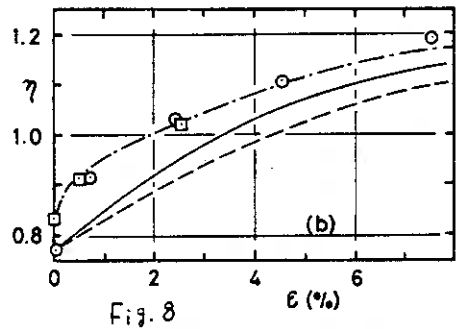
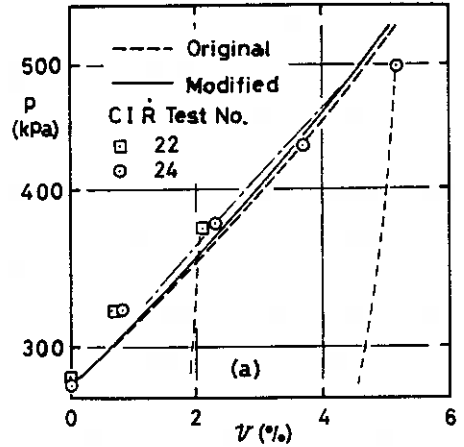


Fig. 8

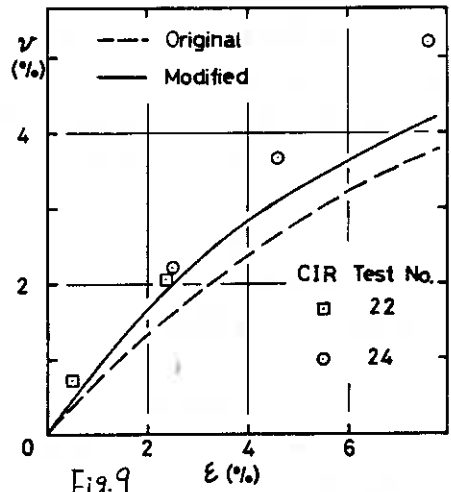


Fig. 9

この試験は P の増加につれて η が減少していくものであるが、 P による v の増分は $C\eta$ テストで示した (Fig. 4) ように実測値とほぼ合致しているから、 v を過少評価することは CP テスト (η が増加) において過大評価したと定性的には対応するものである。

同様に、 η が減少する場合の ε が CP テストと同じく *Cam-Clay* 理論で説明できるとすれば、 $C\eta$ テストで ε を過大に評価することは $C\eta$ テスト (Fig. 5) において ε を過大評価したと対応するものであろう。

なおこの試験において v Fig. 10 (a) の細破線で示される除荷曲線の傾きは $C\eta$ テストのものに一致した。

(6) v の重ね合せについて

Fig. 11 は体積 v の重ね合せ則の検討のために、縦軸に $CI R$ テストの v を、横軸には $CI R$ テストとそれぞれ同一の p, η を有する $C\eta$ テストと CP テストの v の和をプロットしたものである。応力レベルが高くなれば ($\eta > 1, p > 400 \text{ kPa}$) v の重ね合せは成り立つようである。すなわち v は応力経路によらずに応力の大きさのみで定まるといえる。

(7) 塑性 v の増分比について

Fig. 12 は塑性 v の増分比 $d\varepsilon^p/dv^p$ と η の関係を示す。 ε^p, v^p は「 η 日間放置後に除荷して v 、応力- v 曲線における除荷経路は放置しない場合のものと平行になる」と仮定して、各応力点における v から可逆成分を差し引いて求めた。

Fig. 12 によれば $d\varepsilon^p/dv^p$ は η の増加につれて大きくなるのみならず、応力増分比の増加につれて大きくなっている。このことは Lewin⁽¹¹⁾ や大模⁽⁷⁾ の報告と同じ傾向である。

また $CI R$ テストと $C\eta$ テストでは載荷初期を除いては同一曲線にあると仮定しようである。*Cam-Clay* 理論によるものと比較すれば、*Modified Theory* が CP テストの結果と一致しているが、他の応力経路の $d\varepsilon^p/dv^p$ を過大に評価している。

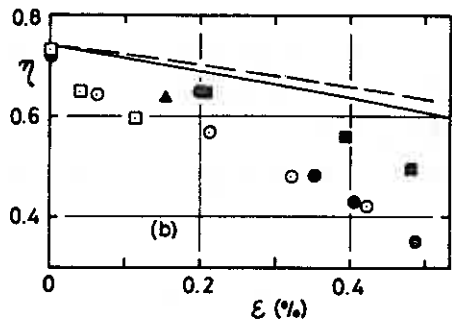
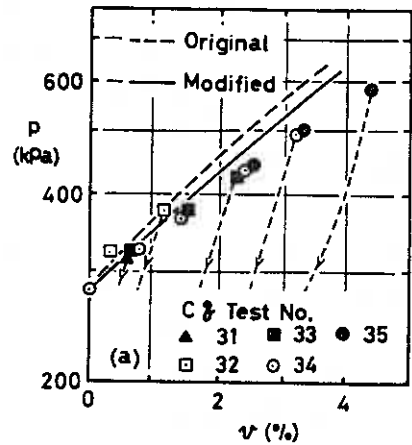


Fig. 10 $C\eta$ テストの応力- v および η - ε 関係

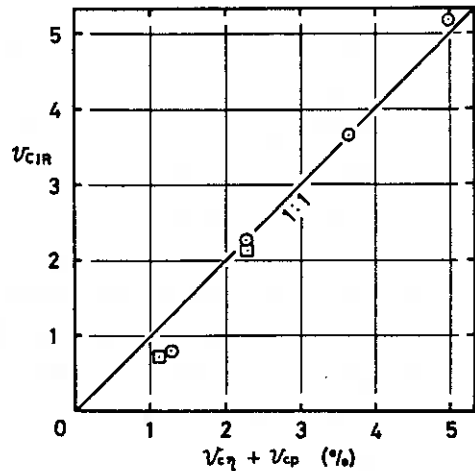


Fig. 11 v の重ね合せ

これまで述べてきたように Cam-Clay 理論は η については実測値と比較的良好合っている。また各試験の除荷曲線の傾きから考えると $d\epsilon^p$ のうちの弾性成分 $d\epsilon^e$ についても妥当な値を予測するといえるようである。従って (6a) なる形で求められるところの ϵ が過大に予測されたのは $d\epsilon^p/dv^p$ の過大評価に起因するといえる。

以上のように各種応力径路下での応力-ひずみ関係と単一の塑性ポテンシャルで表現することは困難であると思われる。

4. あとがき

この報告は鎌田照章、柴山直人両君の卒業論文としての実験結果の一部をとりまとめたものである。実験に当っては本学工務重技官の御助力を得、さらに本学大学院生の牧田嘉人君からは実験データの一部を提供して頂いた。記して、各位に感謝する次第である。

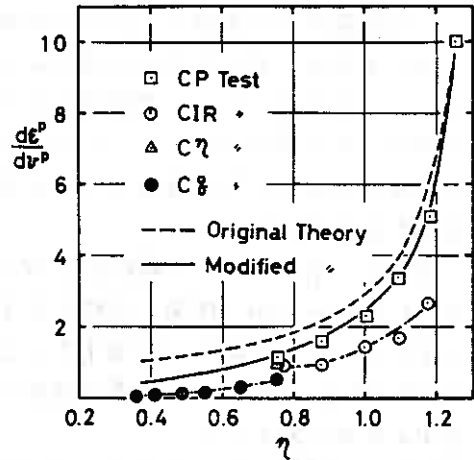


Fig.12 $\eta - d\epsilon^p/dv^p$ 関係

参考文献

- 1) A.N. Schofield & C.P. Wroth : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, 1968
- 2) Roscoe, K.H & J.B. Burland : On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ., 1968
- 3) Ohta, H. & Hata, S. : A theoretical study of the stress-strain relations for clays, Soils and Foundations, vol.11, No3, 1971
- 4) Mitachi, T. & Kitago, S. : The influence of stress history and stress system on the stress-strain-strength properties of saturated clay, Soils and Foundations, vol.19, No2, 1979
- 5) Ohta, H., Yoshitani, S. & Hata, S. : Anisotropic stress-strain relationship of Clay and its application to finite element analysis, Soils and Foundations, vol.15, No4, 1975
- 6) P.I. Lewin : The influence of the stress history on the plastic potential, Proc. Symp. on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, Cambridge, 1973
- 7) 大橋 : 正規圧密粘性土の変形特性に及ぼす応力経路履歴の影響, 土木学会論文報告集, 136号, 1981
- 8) 北郷, 三田地, 西尾 : 粘性土の変形特性におよぼす応力径路の影響について, 土質工学会北海道支部技術報告集, 21号, 1981
- 9) 三田地, 北郷, 唐牛 : 粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響 (沖3報), 土質工学会 8 回研究発表会講演集, 1973
- 10) C.P. Wroth & R.H. Basset : A stress-strain relationship for shearing behaviour of a sand, Geotechnique, vol.15, No1, 1965
- 11) P.I. Lewin & J.B. Burland : Stress-probe experiments on saturated normally consolidated clay, Geotechnique, vol.20, No1, 1970

⑱ 不攪乱粘性土の圧密非排水せん断特性

北大工学部 北郷 繁
 “ 三田地 利之
 “ 小野 丘

1. まえがき

過圧密粘性土の有効応力に関する強度定数、特に C' の値を精度よく決定することの困難さなどを考慮すると、飽和粘土地盤に掘削を行うような場合の安定解析は、掘削による非排水せん断強度 S_u の減少率を求めておいて $\phi_u=0$ 法で計算するのがより実際的であるとの考えから、筆者ら¹⁾は Hvorslevの破壊規準に基づいて過圧密状態にある粘土の原位置非排水強度と有効土被り圧の比 S_u/p_0 を等方圧密非排水三軸圧縮試験により推定する方法を提案した。この方法は、等方圧密・膨張および K_0 圧密・膨張後の非排水三軸圧縮試験結果に基づくものであったが、後に伸張状態や平面ひずみ状態でも三軸圧縮試験と同様の結果が得られることを示した^{2), 3)}。方法は異なるが、上記と同様の趣旨による過圧密粘土の非排水強度推定に関する研究として中瀬⁴⁾やLadd⁵⁾のものがある。最近、Mayneら^{6), 7)}は土質工学関係の文献に発表された約100種類の世界各国の粘土やシルトについての非排水せん断強度に関するデータをとりまとめ、Roscoeらによって提案されたcritical stateの概念に基づいて導かれた予測式による予測値と実測値との比較を示している。

筆者らの提案した $S_u/p_0 \sim OCR$ の関係式が、後述するように、Mayneらが用いた式と全く同形であること、Mayneらの研究によって $S_u/p_0 \sim OCR^{\Lambda}$ 関係が広範囲の粘性土試料に適用可能なことが分ったこと、さらにまた不攪乱試料について多数の三軸圧縮試験を実施する機会を得たことなどから、練り返した試料を用いて理想的条件のもとで行われた実験結果に基づいて導かれた推定式が、不攪乱試料による実験結果にも適用できるか否かについて確かめてみようというのが本研究の目的である。

2. 過圧密粘性土の S_u/p_0

過圧密状態にある粘性土の非排水せん断強度 S_u と有効土被り圧 p_0 との比 S_u/p_0 の推定式として本研究においては次式を用いる。

$$\left(\frac{S_u}{p_0} \right)_{OC} = \left(\frac{S_u}{p_0} \right)_{NC} \cdot (OCR)^{\Lambda} \quad (1)$$

ここに、サフィックス OC, NC はそれぞれ過圧密状態、正規圧密状態を表し、 OCR は過圧密比であり、 Λ は土固有の定数である。なお、本研究においては後述するように等方応力条件のみを考えているため、(1)式における p_0 は常に平均有効主応力と等しい。従って、以下に出てくる p_0 は全て平均有効主応力である。

(1)式は、 OCR と S_u/p_0 の関係を両対数紙上にプロットした際に図-1に示すように $\left(\frac{S_u}{p_0} \right)_{NC}$ を切片とし、傾き Λ の直線となる^{1), 6)}という実験事実を表すものであるが、筆者ら¹⁾は鉛直圧密(膨張)圧力と含水比の関係、破壊時の有効応力と含

水比の係数に関する仮定と Huorslev の破壊規準を基礎として(1)式が誘導できることを示した。この場合の Λ は標準圧密試験から得られる圧縮指数 C_c および膨張指数 C_s を用いて次式のよ
うに表される。

$$\Lambda = \Lambda_c = 1 - C_s/C_c \quad (2)$$

一方、critical state の概念に基づいて、 K_0 条件で過圧密された粘土の非排水強度と過圧密比の関係として Atkinson & Bransby⁹⁾が導いた式を、等応力条件の場合に適用し、かつ正規化することによって Mayne⁶⁾は(1)式を得た。ただし、この場合の Λ は

$$\Lambda = 1 - C_{si}/C_{ci} \quad (2')$$

であって、 C_{ci} 、 C_{si} はそれぞれ等応力条件での圧縮および膨張指数である。従って、筆者らと Mayne の式との違いは Λ の内容の違いだけであるが、Atkinson & Bransby の提唱するように $(1 - C_s/C_c) \doteq (1 - C_{si}/C_{ci})$ として差支えないとすると、両者は全く同じことになる。しかし、仮にそうであったとしても、 Λ の値の決定に問題がないわけではない。例えば、 C_s にしても C_{si} にしても、過圧密比によって値が異なるため膨張試験の $e - \log p$ の勾配として決定することが困難な場合が多いなどがそれである。

ここで、(1)式を用いて過圧密状態の S_u/p_0 を求める具体的な方法を考えてみよう。ただし、以下において OCR は既知とする。

i) 標準圧密試験から C_c 、 C_s を求めて Λ を計算。正規圧密の試料について非排水試験を実施して $(S_u/p_0)_{NC}$ を得る。これらの値を(1)式に代入して $(S_u/p_0)_{OC}$ を得る。

ii) 正規圧密試料について間隙水圧の測定を伴う非排水試験を行い、 $(S_u/p_0)_{NC}$ を得ると同時に後に述べる(10)式によって理論上の Λ を計算。これらの値を用いて $(S_u/p_0)_{OC}$ を得る。

iii) の方法による場合の Λ の計算法は次のようである。筆者らは⁹⁾粘性土のダイレイタンシー特性を応力比 η ($\eta = \sigma_1/p$, $\sigma_1 = \sigma'_1 - \sigma'_3$, $p = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$) の関数として適切に表現できるような関数形 $F(\eta)$ を導入すれば、粘性土の応力-ひずみ挙動をよりよく推定できることを示した。この方法に従って Λ の算出法を考える。

一般に排水せん断試験中の間隙比の変化が平均有効主応力 p の増分に基づく部分 $(de)_c$ とせん断応力の増分による部分 $(de)_d$ の和で表されると仮定し、等方圧密試験による $e - \ln p$ 直線の勾配を $\lambda (= C_{ci}/\ln 10)$ とすると次式を得る。

$$de = (de)_c + (de)_d \quad (3) \quad (de)_c = -\lambda \frac{dp}{p} \quad (4)$$

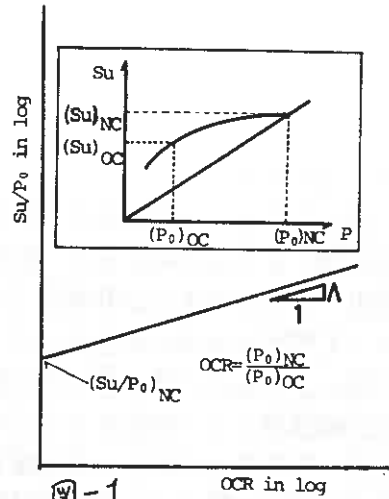


図-1

また、せん断応力の増分による体積ひずみ $(v)_d = (\Delta V/V)_d$ を応力比 η の関数 $F(\eta)$ と仮定すると、 $\Delta V/V = -\Delta e/(1+e_0)$ の関係から

$$(de)_d = -(1+e_0)F'(\eta)d\eta \quad (5)$$

(4)、(5)式を(3)式に代入し、初期条件 $e = e_0$ で $\eta = \eta_0$ 、 $\eta = 0$ のもとで解くと

$$e - e_0 = -\lambda \ln \frac{p}{p_0} - (1+e_0)F(\eta) \quad (6)$$

ただし、 e_0 、 η_0 はせん断初期における間隙比および平均有効主応力である。非排水試験では $e = e_0$ であるから、

$$\ln \frac{p}{p_0} = -\frac{1+e_0}{\lambda} F(\eta) \quad (7)$$

ここで、Roscoeらの提唱する限界状態¹⁰⁾($\eta = M$ ($\rightarrow \infty$))では $p = q/M = 2Su/M$ 、 $F(\eta) = F(M)$ であるから、これと(7)式から次式を得る。

$$\frac{Su}{p_0} = \frac{M}{2} \exp\left\{-\frac{1+e_0}{\lambda} F(M)\right\} \quad (8)$$

また、等方膨張試験による $e - \ln p$ 直線の勾配として定義された $K (= Csi/\ln 10)$ は、膨張試験を行わなくとも次式によって求められる(詳細は文献9)参照)。

$$K = \lambda - (1+e_0)MF'(M) \quad (9)$$

よって、 $\Lambda = 1 - Csi/Cci = 1 - K/\lambda$ に(8)、(9)式を代入すると、

$$\Lambda = -\frac{M \cdot F(M)}{F(M)} \ln\left(\frac{2}{M} \cdot \frac{Su}{p_0}\right) \quad (10)$$

(10)式からわかるように $F(\eta)$ の関数形が決まれば Λ を得ることが可能であり、この値と $(Su/p_0)_{oc}$ の値を(1)式に代入することにより、任意のOCRにおける $(Su/p_0)_{oc}$ を求めることができる。

RoscoeらのOriginalおよびModified Cam-Clay Theoryでは、ダイレイタンシー特性についての仮定は設けていないが、それぞれの理論に基づく応力経路の予測式から $F(\eta)$ を逆算すると、各々次のように仮定しているのと同じことになる。

$$F(\eta) = \frac{\lambda - K}{M(1+e_0)} \eta, \quad (\text{original}) \quad (11)$$

$$F(\eta) = \frac{\lambda - K}{1+e_0} \ln\left\{1 + \left(\frac{\eta}{M}\right)^2\right\}, \quad (\text{modified}) \quad (12)$$

(11)、(12)式に対応する Λ は、(10)式から次式のように求まる。

$$\Lambda = \Lambda_0 = -\ln\left(\frac{2}{M} \cdot \frac{Su}{p_0}\right) \quad (13)$$

$$\Lambda = \Lambda_{m1} = -\ln\left(\frac{2}{M} \cdot \frac{Su}{p_0}\right) / \ln 2 = \frac{\Lambda_0}{\ln 2} \quad (14)$$

本研究では、(2)、(13)、(14)式および $F(\eta)$ の関数形を別に仮定した結果得られる(17)式(後述)と(1)式との組合せによって、計4通りの $(Su/p_0)_{oc}$ の計算値と実験値とを

試料番号	採取深度 (m)	粒度特性					LL %	PI %	目録分類	比重	自然含水率 %	湿潤密度 g/cm^3	Cc	Cs	M
		礫分 %	砂分 %	粘土分 %	粘性	塑性指数									
T-1-6	16.50~17.30	0.80	24.5	43.7	30.0	4.76	46.3	23.1	CL	2.70	44.3	1.702	0.386	0.034	1.439
T-1-7	17.50~18.29	0	4.5	50.5	45.0	2.00	53.4	18.4	VE ₁	2.72	44.5	1.670	0.476	0.046	
T-1-8	19.00~19.79	0	10.3	52.4	37.3	2.00	52.1	29.7	CH	2.72	44.2	1.759	0.511	0.062	1.235
T-1-9	20.00~20.72	0.20	10.8	56.5	32.5	4.76	55.0	30.9	CH	2.70	38.3	1.785	0.414	0.064	
T-1-10	21.00~21.79	0	0.9	68.6	30.5	2.00	46.4	22.3	CL	2.70	35.6	1.822	0.289	0.037	1.401
T-1-11	22.00~22.79	0	1.6	76.4	22.0	2.00	64.1	29.4	CH	2.68	42.5	1.838	0.493	0.071	
T-5-8	19.00~19.80	0.40	7.1	48.0	44.5	4.76	51.1	31.3	CH	2.70	44.4	1.742	0.535	0.086	1.228
T-5-9	20.00~20.79	0.50	10.5	43.5	45.5	4.76	47.2	23.6	CL	2.67	47.2	1.719	0.465	0.047	
T-5-11	22.50~23.30	0	1.2	56.4	42.4	2.00	51.6	23.3	CH	2.70	39.7	1.785	—	—	1.388
T-5-12	23.50~24.38	0	0.6	40.4	59.0	2.00	66.3	39.9	CH	2.70	45.1	1.723	0.382	0.047	
T-6-7	18.00~18.80	0.70	14.8	40.1	44.4	4.76	50.8	28.4	CH	2.74	44.5	1.681	—	—	1.347
T-6-8	19.00~19.80	0.20	6.0	40.8	53.0	4.76	54.9	11.1	VE ₁	2.76	46.3	1.714	0.542	0.059	
T-6-10	21.50~22.30	0	5.9	47.3	46.8	2.00	45.1	24.7	CL	2.74	34.6	1.854	0.368	0.050	1.354
T-6-11	22.50~23.30	0	0.8	56.2	43.0	2.00	51.7	29.8	CH	2.75	38.0	1.816	0.333	0.042	

表-1

比較する。

3. 試料および実験方法

試料は苫小牧東港の東水路掘削予定地から固定ピストン型シンワールサンフーにより採取された粘性土で、その物理的性質は表-1に示すようなものである。また、試料をシンワールチューブから手動で鉛直方向に押し出した後、直径50mm、高さ100mmに整形して三軸試験用供試体とした。三軸セルへのセットは一部水中で行ったものもあるが、大部分の供試体は空中でセットし、その上下端面にシリコングリースを塗布したテフロンシートを敷いて端面の摩擦軽減を図り、周面にはスリットを入れた沪紙を巻いて半径方向に集めた水を上部キャップを通して排水する方式をとった。

実験は次の2種類で、いずれも間隙水圧の測定を伴う三軸圧縮試験である。

- 1) 等方圧密非排水試験 (CIU) : 有効圧密圧力 2, 3, 4, 5 kgf/cm^2 で等方的に圧密 (24時間) したのちに、非排水条件で行う三軸圧縮試験。
- 2) 等方圧密等方膨脹非排水試験 (CIRIU) : 有効圧密圧力 5 kgf/cm^2 で24時間等方的に圧密したのち、過圧密比がそれぞれ 1.5, 3, 6, 10 になるように側圧を下げ、24時間吸水膨脹させ、非排水条件で行う三軸圧縮試験。

両試験とも圧密段階からバックプレッシャーを加えた。その大きさは、T-1系列の試験では 1 kgf/cm^2 としたが、スケンプトンの B 係数の値が低いことが多かったので、T-5 および T-6 系列の試験では 2 kgf/cm^2 とした。これらの試験での B 値はほとんど 0.9 以上であった。せん断時のひずみ速度は 0.1 %/min. で供試体底部で間隙水圧の測定を行った。

実験方針として、連続する2つのサンフーから得られる試料 (例えば、T-1-6 と T-1-7) は同一と見なして一組とし、番号の若い方の試料について CIU 試験を、もう一方の試料に CIRIU 試験をそれぞれ4本づつ実施して、CIU 試験結果を用いて計算された S_u/c_u の推定値と CIRIU 試験から得られる実測値とを比較することとした。上記2種類の三軸圧縮試験と並行して実施した標準圧密試験は、荷重増

加段階ではJISの方法によったが、除荷段階では荷重を3.2, 0.8, 0.2, 0.05 kgf/cm²の4段階に分けて除荷し、各段階で24時間膨張させた。圧縮指数および膨張指数の値は表-1に示す通りである。

なお、原位置の過圧密状態における非排水強度を推定することを目的とするのであるならば、圧密膨張時の応力状態を原位置のそれに近づける意味でK₀圧密・膨張後非排水試験を実施すべきであるが、今回は繰り返した粘土について行った実験結果をもとに導かれた関係式が不攪乱試料についても成り立つか否かを確かめることに主眼をおいたため、試験の容易な等方圧密(膨張)非排水三軸圧縮試験を行うこととした。

4. 実験結果と考察

各試料の S_u/p_0 は図-2に示すように、正規圧密状態では原点を通る直線としてその傾きをとり、過圧密状態においては、各点でそれぞれ原点と結んだ直線の勾配をとった。

図-3は上記のようにして求めた S_u/p_0 とOCRの関係の一例を両対数紙上にプロットしたものである。他の試料についても図-3のような直線性を認めることができ、(1)式の妥当性が確かめられた。

図-4は、破壊時主応力差の最大時と規定した ϕ' の主応力差と有効主応力の関係の一例を示したものであるが、 S_u-p_0 関係よりも直線性がよく、かつ過圧密試料の値も正規圧密試料についての直線上にのっているとみなしてもよいようである。この傾向は他の試料においても変わらない。また、図-4からは試料のせん断抵抗角 ϕ' を求めることができるが、この ϕ' から(8)式以後における M (ミュー)が次式によって計算できる。

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (15)$$

これは、 $\sin \phi' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ 、 $\eta = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$ 、 $\phi = \sigma'_1 - \sigma'_3$ であることより容易に導かれる。

図-5は、正規圧密試料について(7)式を用いて計算した $F(\eta)$ とその時の $\eta (= \phi/\eta)$ との関係の一例を

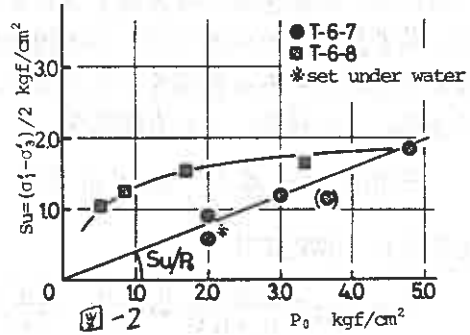


図-2

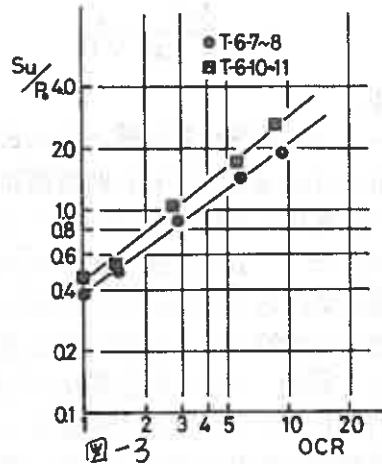


図-3

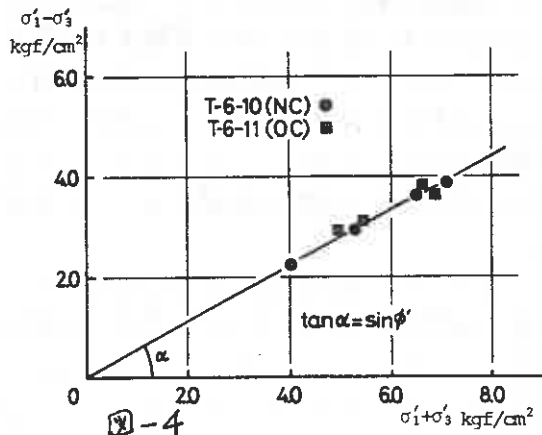


図-4

示したものである。F(η)は、正の領域で η とともに直線的に増加しておりこの傾向は正規圧密状態の全試料について言えることである。

図-6は、(11)、(12)式による η -F(η)の仮定曲線とT-6-10による実験値とを比較したもので、図中C3は今回仮定したものである。これは、(10)式で与えられる Λ がF(M)およびF' (M) の関数となっており実験のF(η)- η 曲線は前述のように η の小さい範囲を除けば直線とみなせることから、前半部分でのF(η)<0となる領域を無視し、後半の領域で一本の直線をあてはめてみたものである。この場合、この直線式を

$$F(\eta) = a + b\eta, \quad a, b \text{ は定数} \quad (16)$$

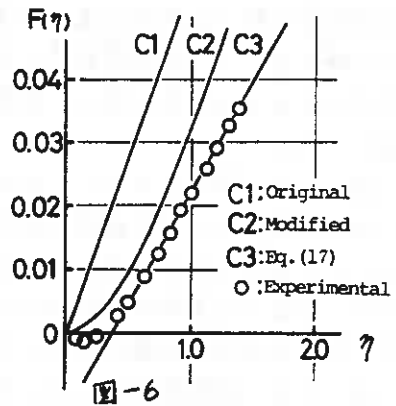
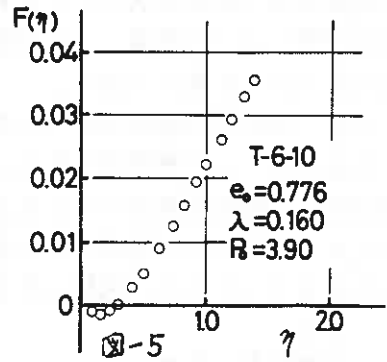
とすると、(10)式より

$$\begin{aligned} \Lambda = \Lambda_{m2} &= \frac{-bM}{a+bM} \ln\left(\frac{2}{M} \cdot \frac{Su}{p_0}\right) \\ &= \frac{bM}{a+bM} \cdot \Lambda_0 \end{aligned} \quad (17)$$

となる。

表-2は、標準圧密試験から(2)式によって計算される Λ_c の値およびせん断試験結果から(13)、(14)、(17)式を用いて計算される Λ の値を示したもので、これらの値を用いて計算した過圧密状態における $Su/p_0 = (Su/p_0)_{OC}$ の実験値と推定値を比較したのが図-7である。 Su/p_0 の小さい範囲、つまり過圧密比が比較的小さい範囲($OCR < 3$)ではどの Λ 値を用いた推定値もよく実験値を表現できているが、過圧密比が大きく($OCR > 6$)なるにつれて実験値との差が大きくなっていくようである。特に Λ_c を用いた推定値は危険側に寄っており、逆に Λ_0 によるものは着しく小さい。また、 Λ_{m2} による推定値は、やはりOCRの小さい範囲ではよく一致しているものの、OCRが大きくなると予測精度が落ちており、 η -F(η)を単純な直線で表現することに無理があることを示唆するものと考えられる。

このように、過圧密比の大きな範囲において実験値との差が大きく表われるのは(17)式の性質上、値のばらつき具合が過圧密比の増大とともに拡大されることも影響していると考えられる。そこで、 $\log(Su/p_0) - \log(OCR)$ の傾きと上述の各 Λ 値とを比較したのが図-8である。この図から Modified Cam-Clay Theory



	Λ_c	Λ_0	Λ_{m1}	Λ_{m2}
T-1-6	0.912	0.447	0.645	0.757
T-1-8	0.879	0.434	0.626	0.962
T-1-10	0.872	0.314	0.452	0.465
T-5-8	0.839	0.490	0.708	0.774
T-5-11	0.877	0.291	0.419	0.432
T-6-7	0.891	0.534	0.770	0.780
T-6-10	0.864	0.426	0.615	0.589

表-2

による λ が最もよく実験値の傾きを予測できていることが分る。

以上の結果と、 λ_c を得るのに必要な膨張指数の決定しづらさをあわせ考えると、 λ の値を標準圧密試験から求めるよりは、非排水せん断試験結果を有効応力 σ で処理して、(14)式により計算するのが妥当であると考えられる。

5. まとめ

- i) (1)式に基づいて過圧密状態の S_u/p_0 を推定するとすれば、本実験結果に関する限り Modified Cam-Clay Theory による λ の値を用いると、実験値との一致度がよい。実験が理想的な状態で行われるとすると、正規圧密状態の試料についてただ一回の間隙水圧の測定を伴う非排水せん断試験を実施すればよいことになる。すなわち、試験結果から得られる $(S_u/p_0)_{NC}$ および $M (=6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi'))$ を(14)式に代入して λ を求め、これを(1)式に代入すれば、任意の過圧密比における $(S_u/p_0)_{OC}$ が求まる。
- ii) $(S_u/p_0)_{OC}$ の予測精度をさらに上げるためには、ダイレイタンシー特性をよりよく表現し得てかつ簡単な $F(\eta)$ の関数形を見出す必要がある。

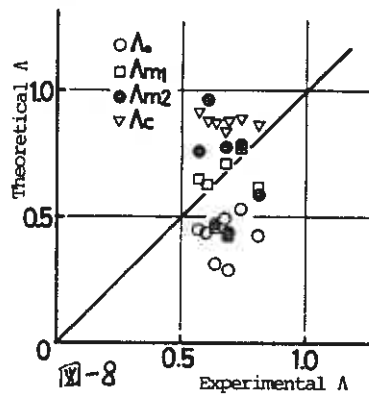
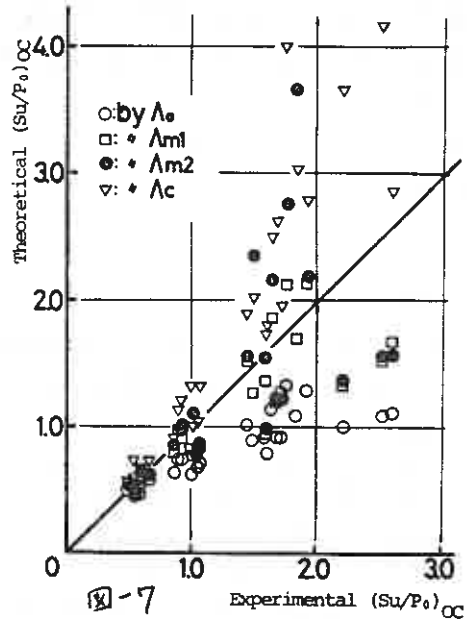
なお、本実験は等方応力条件に限っているが、原位置における応力状態に近づけるためには、今後異方応力条件下での推定法の妥当性を検討する必要があると考えられる。

6. あとがき

本文は、本学4年目学生市川・芳岡両君の卒業論文のために行われた実験結果の一部をとりまとめたもので、実験に当っては本学工藤技官の協力を得た。また、試料の採取に際しては、道開発局苫小牧港湾建設事務所ならびに北海道土質コンサルタント㈱の御協力を戴いた。記して謝意を表する。

<参考文献>

- 1) 三田地・北郷・川島・武田；「圧密膨張による飽和粘土の非排水強度特性について」, 土質工学会北海道支部技術報告資料第15号, 1975, pp. 33~42.



- 2) 北郷・三田地・武田・近藤；「飽和粘性土の強度特性におよぼす応力系・応力履歴の影響」, 土質工学会北海道支部技術報告資料第18号, 1978, pp.31~38.
- 3) 北郷・三田地・北村・村馬；「平面ヒズミ状態における過圧密粘土の強度特性(第2報)」, 第13回土質工学研究発表会講演集, 1978, pp.333~336.
- 4) 中瀬・小林・勝野；「圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化」, 港湾技術研究所報告第8巻第4号, 1969, pp.103~143.
- 5) Ladd, C.C. & Foott, R. ; " New Design Procedure for Stability of Soft Clays ", Proc. ASCE, Vol.100, No.GT7, 1974, pp.763-786.
- 6) Mayne, P.W. ; " Cam-Clay Predictions of Undrained Strength ", Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT11, 1980, pp.1219-1242.
- 7) Mayne, P.W. and Swanson, P.G. ; " The Critical-State Pore Pressure Parameter from Consolidated-Undrained Shear Tests ", Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, STP740, 1981, pp.410-430.
- 8) Atkinson, J.H. & Bransby, P.L. ; " The Mechanics of Soils ", McGraw-Hill, London, 1978, pp.329-336.
- 9) 三田地・北郷； " The Influence of Stress History and Stress System on the Stress-Strain-Strength Properties of Saturated Clay ", Soils and Foundations, Vol.19, No.2, 1979, pp.45-61.
- 10) Roscoe, K.H. et al. ; " A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays ", Geotechnique, Vol.13, No.1, 1963.
- 11) 三田地・北郷； " Undrained Triaxial and Plane Strain Behaviour of Saturated Remolded Clay ", Soils and Foundations, Vol.20, No.1, 1980, pp.13-28.

19 高見ダムの施工について

北海道電力㈱

(正) 安田 稔
 (〃) 織田 紀雄
 (〃) 高橋 昌東
 (〃)・○小林 仁

1. はじめに

高見ダムの本体盛立は、昭和55年6月からロックの盛立を、7月初めからコアの盛立を開始し、55年の盛立量は133万 m^3 である。昭和56年は4月からロックを、5月からコアの盛立を再開し、56年の盛立量は302万 m^3 であり、累計435万 m^3 となり総盛立量の85%の進捗率に達している。

56年の盛立量は、新冠ダムの総盛立量308万 m^3 にはほぼ匹敵するものであり、新冠ダムの施工月数が20ヶ月であるのに対して、当ダムの施工月数は7ヶ月であり、後述するとおり高い施工能率を示している。盛立は57年夏には終了する予定であり、主要工事工程を表-1に示す。

以下、高見ダムの施工管理を中心にその概要について述べる。

以下、高見ダムの施工管理を中心にその概要について述べる。

項 目	単 位	数 量	53				54				55				56				57				58			
			4	8	10	12	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12	2	4	6	8	10	12		
工 事 用 道 路																										
1号仮排水路	m	900																								
2号仮排水路	m	822																								
ダ 基 礎 掘 削	m ³	728,070																								
原 土 処 理	m ³	932,270																								
コア盛立	m ³	506,000																								
フィルタ盛立	m ³	256,000																								
ロック盛立	m ³	4,338,000																								
監 査	m	490																								
洪水吐	m ³	735,530																								
基 礎 掘 削	m ³	145																								
コンクリート	m ³	89,140																								
発 電 工 程																										

2. 着岩部コア材の配置

(1) 着岩部コア材の配置

フィルダムにおいては、コア材料と基礎岩盤の接触部（以下着岩部と称する）が、浸透流に対して最も抵抗性が小さい領域とされている。このため当ダムにおいても、基礎岩盤については破砕帯、シームジョイントおよび掘削によるゆるみ領域を改良するために、基礎処理工として表層から1.5～3.0mの深さの表層処理グラウチングを行っている。一方、ダムサイトの地形は図-1に示すように左岸側は約45°の急崖をなし、右岸斜面には急変する偶角部があるという非対称地形条件から、着岩部近傍のコアに応力的に不安定領域が発生し、浸透流に対する抵抗性も小さくなることが予測されたので図-2に示すように着岩部コア材を配置した。図-3に着岩部コア材の粒度分布を示す。

着岩部コア材に要求される性質については前報で述べたとおり、①変形に対して柔軟性があり、せん断変形が生じても強度が極端に低下しない材料であること、②せん断ひずみを生じた

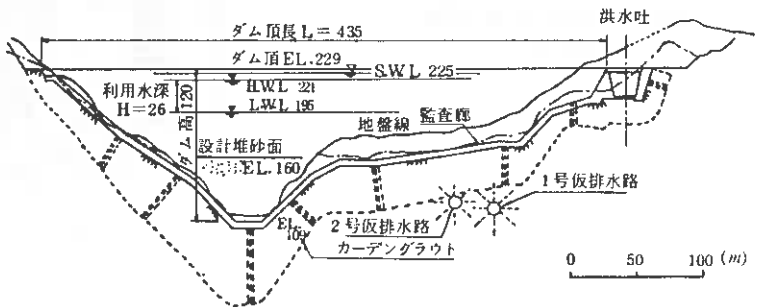


図-1 高見ダム縦断面図

後も透水性が低下しない材料であることなどである。そこで当ダムでは、供水吐の右岸斜面表層に分布する風化凝灰岩の細礫混り崖難堆積物に着目し、大きなひずみを受けた場合、透水性に変化を生ずるかどうかを調べるために、ねじりせん断透水試験を実施した。

(2) ねじりせん断透水試験

ねじりせん断透水試験は、最大粒径15.9%、 $W=37\%$ 、 $\rho_d=1.184 \text{ t/m}^3$ の試料について図-4に示すような試験装置(内径6.3cm、外径17.0cm、高さ2.0cm \times 2)によって、回転によるねじり角度90°(せん断ひずみ値としては約250%)の範囲で試験を行った。ねじりせん断試験のせん断回数は4回とし、鉛直(圧密)定荷重として2.0、4.0、6.0 kg の3通りを用いた。これはせん断のくり返しにより、コンタクトクレイの強度および透水性が低下するかどうかを調べるためである。透水試験はねじりせん断試験各回ごとに定水位法により行い、最大透水圧を鉛直荷重の $\frac{1}{2}$ とし、透水方向は供試体外側から水平方向とした。試験手順は次のとおりである。

- ① 供試体の作成およびセット
- ② 一定圧密応力下での通水
- ③ せん断前透水試験
- ④ 第1せん断試験
- ⑤ せん断後透水試験
- ⑥ 圧密・通水
- ⑦ 第2～第4せん断透水試験
(④～⑥のくり返し)

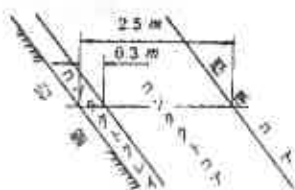


図-2 層岩部コア標準配置

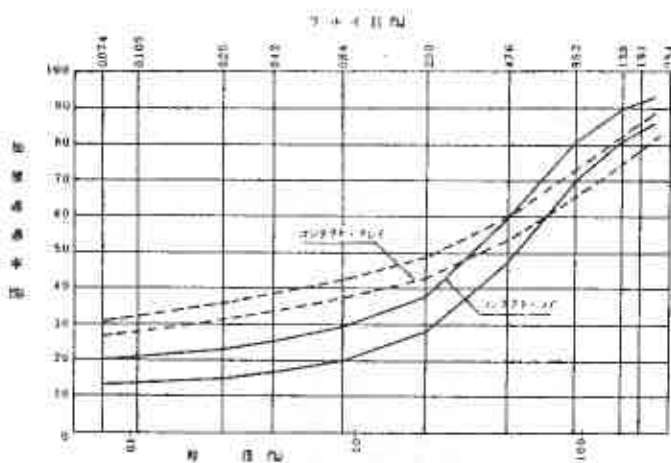
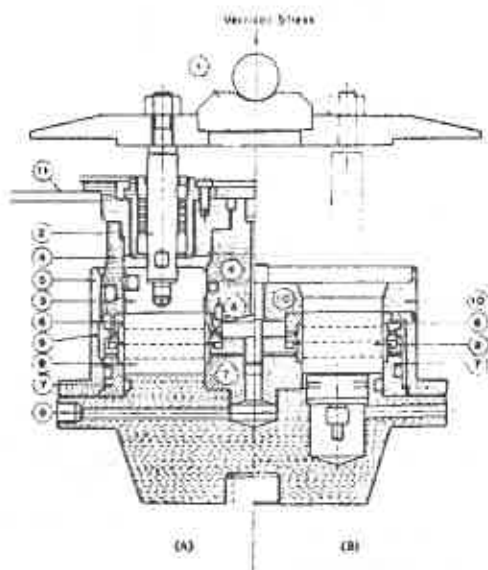


図-3 層岩部コア材粒度分布曲線



- (a) せん断透水実験時 (b) 試料の突込め時
 (1) 鉛直応力制御キャップ (2) 載荷ピストン (3) 載荷盤
 (4) 載荷案内ガイド (5) 透水実験用ヘッド (6) せん断透水実験用上部ヘッド (7) 下部ヘッド
 (8) 供試体 (9) 透水実験用注水孔 (10) 突込め用ガイド
 01 ねじりせん断力制御用プーム

図-4 せん断透水実験装置

(3) 試験結果

図-5にねじりせん断試験結果 ($\sigma_v = 4.0 \text{ kg/cm}^2$) の一例を、図-6に透水試験結果を示す。ねじりせん断試験結果では、

①第1せん断時にはピーク強度は明瞭でないが、再せん断時には比較的小さなひずみのところでピーク強度が明瞭に現われ、第1せん断時のピーク強度より20%~46%高くなっている。

②残留強度で比較しても再せん断の残留強度が、第1せん断時より23%~35%高くなっており、また、第1~第4せん断時の残留強度は、ピーク強度の76%~100%程度を示し、せん断後に極端な強度低下は起らないことがわかる。

これらのことは、この材料はくり返しせん断を受けても強度低下はなく、むしろ初期せん断時よりくり返しせん断を受けることによって強度は増加することを示している。

透水試験結果では、

①透水係数はおおよそ $1 \times 10^{-9} \text{ cm/sec} \sim 1 \times 10^{-10} \text{ cm/sec}$ の範囲にあり、非常に低い値を示している。

②せん断後の方がせん断前より低く、くり返しせん断が進むにつれ、透水係数は低くなる傾向にある。

以上のことから、この材料はせん断、圧密の過程で容積が小さくなるような特性をもっていることを示すもので、大きなせん断ひずみを受けても強度、遮水性とも低下しないことがわかり、着岩材料として良好な性質を有すると判断した。

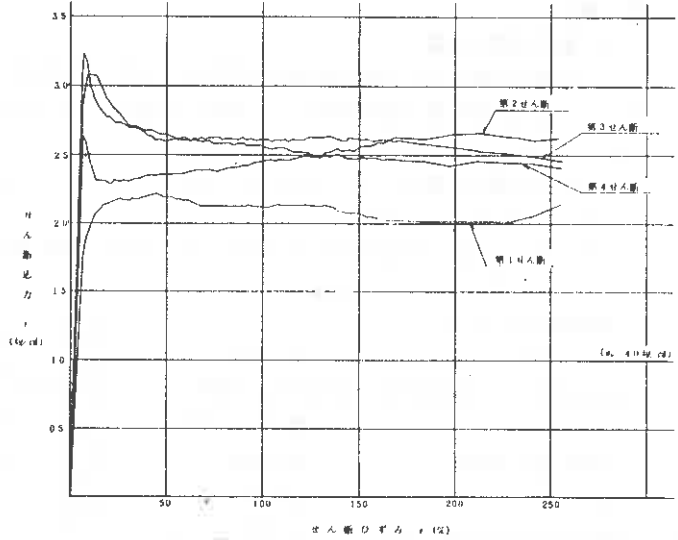


図-5 ねじりせん断試験結果

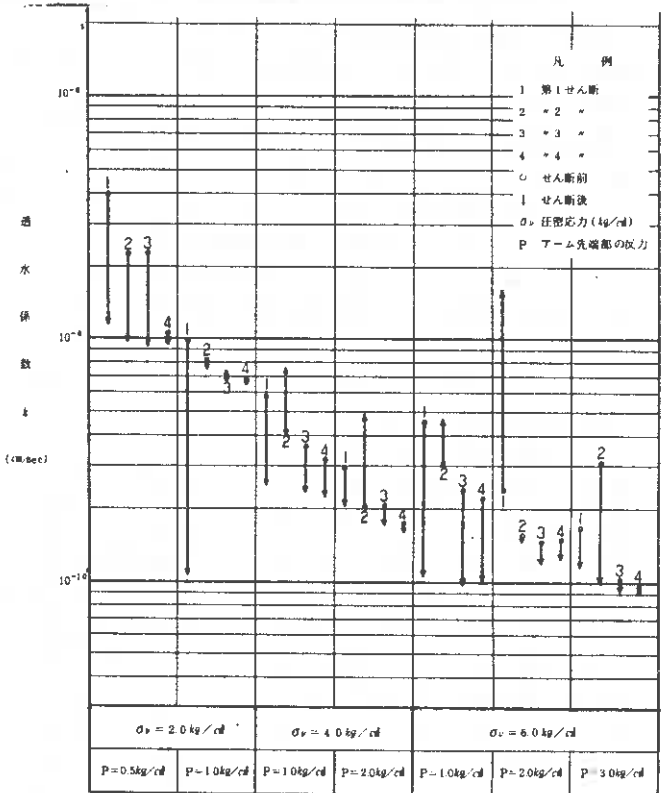


図-6 ねじりせん断透水試験結果

3. 盛立

(1) 盛立計画と実績

ダム の 盛 立 は 表 - 1 の と お り 昭 和 55 ~ 57 年 の 3 ケ 年 を 予 定 し て お り ， 最 盛 期 と な る 昭 和 56 年 の 盛 立 作 業 能 率 を 1 と す る と ， 初 年 度 の 昭 和 55 年 は ， 監 査 廊 の 築 造 工 程 に 左 右 さ れ る こ と ， 河 床 の 狭 隘 な 部 分 で あ る た め 岩 盤 清 掃 ， コ ン タ ク ト ク レ イ の 盛 立 な ど 人 力 作 業 の 占 め る ウ ェ イ ト が 大 き い こ と か ら 作 業 比 率 を 0.8 と し ， 最 終 年 の 昭 和 57 年 の 盛 立 作 業 は ， ダ ム 天 端 に 近 く 作 業 ス ペ ー ス が 狭 く な り 能 率 が 低 下 す る の で ， 比 率 を 0.6 と し て 施 工 計 画 を 立 案 し た 。

コアの盛立計画は，新冠ダムなどの既設のダムの施工実績を参考にし，次の基準により算出した施工可能日数をもとにした。

表 - 2 月別計画盛立日数と実績

単位：日

月	計 画 値			55年実績			56年実績		
	コ フィルタ	ア ロック	ロック	コ フィルタ	ア ロック	ロック	コ フィルタ	ア ロック	ロック
4	6	12	—	—	—	—	0	—	11
5	13	25	—	—	—	—	20	—	28
6	13	24	—	—	—	26	20	—	28
7	13	25	—	19	—	29	19	—	29
8	8	22	—	17	—	26	10	—	25
9	13	24	—	21	—	28	21	—	28
10	12	25	—	20	—	28	16	—	27
11	4	16	—	5	—	24	3	—	28
12	—	—	—	—	—	8	—	—	4
計	82	173	—	82	—	169	109	—	208

- 降雨量をRとすると，
- $R < 2mm$: 施工可能
- 連続2日以上 の 降雨 で 終 り の 日 が $R < 15mm$: 翌日半日可能
- $2mm \leq R < 15mm$: 当日中止
- $R > 50mm$: 2日中止
- 連続5日以上作業の場合 : 1日休み
- 最低気温 $0 \sim -2^{\circ}C$ の 場 合 : 半日可能

ロックについては，雨量にほとんど影響されないの
で公休日，機械の定期整備を考慮して1ヶ月6日
控除することとした。なお，11月21日から翌年4
月15日までを冬期休止期間とした。

盛立計画の施工日数と昭和56年末までの実績は
表-2に示すとおりである。この施工実績をみる
と計画の施工日数を大きく上回っていることがわ
かる。このことは，コアの場合，転圧機械に振動
ローラーを採用したことによって，コア内部にほ
とんど雨水の浸透がなく，降雨後表面水を処理す
れば短時間で盛立の再開が可能であったこと。ま
た，ロックは公休日を月2回とし，
機械の定期整備を公休日に合せたこ
とによる増である。なお，ロックは
積雪さえなければ気温が $0^{\circ}C$ 以下で
あっても，充分リップングを行えば
盛立が可能であり，実際に12月上旬
まで盛立を実施している。表-3に
年度別の盛立実績を，図-8に月別
の盛立実績を示し，ダムの盛立に使
用した工事用機械の標準配置を図-
7に示した。また，図-9に提体材
料の採取位置を示す。

表 - 3 盛立実績

単位：m³

年度		55	56	57
コア	当年	93,666	326,665	85,669
	累計	93,666	420,331	506,000
フィルター	当年	31,574	160,005	64,421
	累計	31,574	191,579	256,000
ロック	当年	1,204,760	2,533,330	599,910
	累計	1,204,760	3,783,090	4,338,000
計	当年	1,330,000	3,020,000	750,000
	累計	1,330,000	4,350,000	5,100,000

ロック		コア		フィルター			
原 石 山 達	発 出	穿孔機 T-4	1	探 取	バウショベル D60P	1	
	機 械	クローラードリル CD8	1	運 搬	バウショベル HD1200	1	
		CD610	2		UH09	1	
	機 械	ホイローラー H400(8.4m)	3	機 械	UH10	1	
		ブルドーザー D155AR	2		運 搬	ダンストラック114	10
	機 械	D9G	2	機 械	ダンストラックQR110	5	
		ダンストラック(32t) HD325	19		出 力	ブルドーザー D60P	1
	機 械	769C	11	機 械	出 力	D60P	1
		機 械	ブルドーザー D155AR		2	機 械	バウショベル UH14
	機 械		バウショベル UH10	1	機 械		運 搬
機 械		ブルドーザー D80A	2	機 械		出 力	ブルドーザー D80P
	機 械	駆動ローラー SAW185	2		機 械	出 力	バウショベル 12HT
機 械		ダンストラック(32t) HD325	5	機 械		出 力	バウショベル D31P
	機 械	ブルドーザー D80P	1		機 械	出 力	ド ー ザ ー シ ョ ベ ル D31Q
機 械		D60P	1	機 械		出 力	ミニ ユ ン ボ 1
	機 械	D31P	1		機 械	出 力	駆 動 ロ ー ラ ー BW200
機 械		ド ー ザ ー シ ョ ベ ル D31Q	2	機 械		出 力	マ カ ニ カ ル ・ タ シ メ 3
	機 械	ミニ ユ ン ボ 1	1		機 械	出 力	ラ ン マ ー 2
機 械		駆 動 ロ ー ラ ー BW200	4	機 械		出 力	
	機 械	マ カ ニ カ ル ・ タ シ メ 3	3		機 械	出 力	
機 械		ラ ン マ ー 2	2	機 械		出 力	

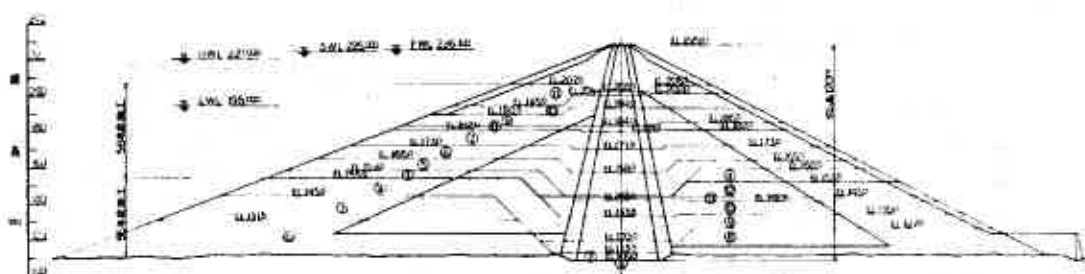


図-8 ダム月別盛立実績図

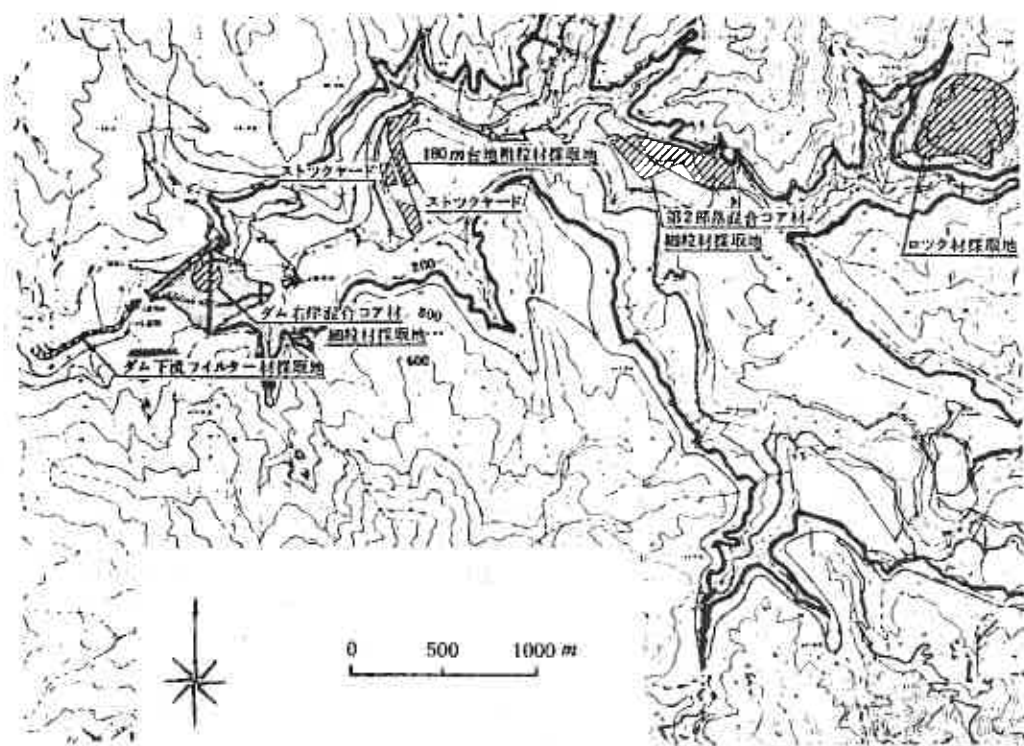


図-9 堤体材料採取位置図

(2) コア材の盛立

コア盛立は表-4に示した施工基準に従って所定のまき出し厚、転圧回数によって施工している。コア盛立作業は図-10に示すフローチャートのとおりである。

(a) スタンダードコア

スタンダードコアは、図-9に示す採取位置より粗粒材料をストックヤードに運搬し、互層に積み重ねてストックパイルしたものを使用している。ストックヤードは、排水を考慮して用側へ勾配をつけ、ベッドは風化頁岩を約50cmの厚さに敷均して施工した。

ストックパイルは、約10m程度の高さに造成し、粗粒材料の混合比の管理はダムの透水性を支配する0.074mm以下の細粒分の含有率の目標を10%程度とし、施工は次に示す大密ダム方式で求めた重量混合比を固厚比(体積混合比)に変換して行った。

$$n = (PdA - PdE) / (PdE - PdB)$$

$$n' = n (1 + WA) / (1 + WB)$$

ここに

n : 乾燥混合比

PdA: 細粒材の 0.074 篩における加積通過率

PdB: 粗粒材の 0.074 篩における加積通過率

PdE: 混合材の 0.074 篩における加積通過率

n' : 湿潤重量混合比

WA : 細粒材の含水比

WB : 粗粒材の含水比

表-4 コア材の品質管理基準

項目	ダム右岸混合材		第2部落混合材		コンタクトコア	
	E.L.150 m付近まで		E.L.150 m付近以上		全層高	
盛立 標 高	粒 径 通 過 率	粒 径 通 過 率	粒 径 通 過 率	粒 径 通 過 率	粒 径 通 過 率	粒 径 通 過 率
粒 度	0.074mm以下	10%以上	0.074mm以下	10%以上	0.074mm以下	12%以上
	2.0 mm	20%	2.0 mm	20%	63.5 mm	100%
	15.0 mm	45%	15.0 mm	45%		
	53.5 mm	70%	53.5 mm	70%		
	150 mm	100%	150 mm	100%		
基準締固エネルギー	3.0 E _{cj1s} (16.8kg-cm-cd)		2.0 E _{cj1s} (11.2kg-cm-cd)		1.0 E _{cj1s} (5.6kg-cm-cd)	
締固め 試 料	63.5mm以下の試料		63.5mm以下の試料		63.5mm以下の試料	
含 水 比	Wopt + 0.5% ~ 2.5%		Wopt + 0 ~ 2%		Wopt + 0 ~ 3%	
締 固 め 度	Pd = 2.83 - 0.083w ただし、Pd < 2.047, w		Pdmax × 95%以上		Pdmax × 95%以上	

コア材は互層に積み重ねながら、各層ごとに粒度試験、含水比試験を行う一方、10層程度ストックしたところで一部を混合し、10層の混合材としての粒度試験を行って材料の混合比率を補正した。これによって、各ストックパイルのコア材料の粒度分布は均一に調整され、含水比も施工含水比より低く保たれるため、盛立時に加水することで調整が容易であり、しかも、ストックパイルはサージパイルの役割を持つため、材料の品質と供給量の安定がはかられ、施工能率の向上はもとより、品質管理上も大きなメリットがあった。

ストックパイルからコア材を搬入する際には充分混合する必要があるが、混合にはブルドーザーにより極力薄く切崩し(スライスカット)を行うことにより、ローディングショベルやタインローター型混合機などによる攪拌を省略しても、各ストックパイルごとに均一な粒度分布の材料が得られ、スライスカット面に散水し混合と同時に含水比の調整を行っている。

まき出し厚は、非対称地形によるコアの変形問題を考慮して、E.L.109 m ~ E.L.151 mの谷合部とE.L.151 m以上の段丘部で締め固めエネルギーを変える設計としており、前者の谷合部はダム右岸混合材を20cm厚でまき出し、3 E_{cj1s}で締め固め沈下、変形を極力抑えることとし、後者の段丘部は第2部落混合材を30cm厚でまき出し、2 E_{cj1s}で締め固めている。

転圧機械は、当初、ロック材の盛立との汎用性を考慮して被けん引13.5 t 振動ローラーを主とし、自走式8 t 振動ローラーを補助として使用する計画であったが、自走式は被けん引式に比べて「操作が容易なこと」、「狭隘な部分や接岩部の施工が容易なこと」、「仕上り面が平滑で降雨後の早期盛立開始が可能なこと」など利点があるためコア材の実施工に当っては、自走式8 t 振動ローラーを主として使用し、6回転圧とした。転圧終了後、各層ごとに主としてコンパクションメーター(RI使用)により密度、含水比を測定しており、測定回数は谷合部などの狭い施工範囲では1層当り6点以上を標準としていたが、段丘部より施工面積が広くなり、この実情に合わせて測定回数を1層当り12点に変更した。これにより施工面積当りでは1点/250 m²となっている。転圧された層が管理基準を満足していることを確認した上で、転圧面をドーザーショベル(D31Q)でスキヤリファイし、新旧盛立面の馴みを計り、次層をまき出している。

谷合部における盛立材料の運搬道路は地形上、堤体外に設けることが出来ず、コア部に横断道路を設けたが、コアの施工長さが短く作業スペースが狭いので作業能率が悪くなり、頻繁に付替を必要とした。一方、盛立標高の高い段丘部に達すると、コアの施工長さが長くなり、盛立作業能率が良くなった。盛立実績によればコアの月最大盛立量は、谷合部で38千m³、段丘部では84千m³となっている。

コアの盛立が先行する場合、コアの安定性を保つために抱かせ幅として、新冠ダムの例により約15mのロックゾーンを同時に施工する必要がある。昭和56年8月以降よりコアの盛立が先行したので、ロックゾーンの抱かせ幅の部分を優先して施工した。それにもかかわらず、ロックの盛立速度が追いつかずコアの盛立を休止することもあったが、順調に56年の盛立を終了している。

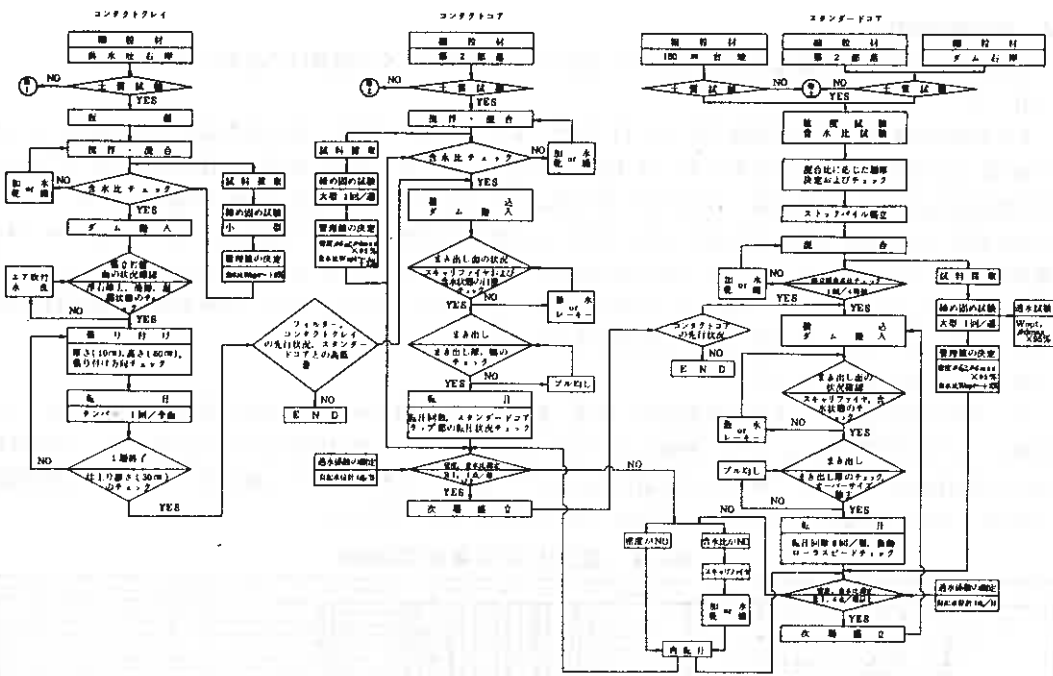


図-10 コア盛立管理図

(3) フィルター材の盛立

フィルター材は、ダム下流の砂防ダムに堆積する砂礫を使用している。堆積位置によって粒度のバラツキがあり、直送材は基準に適合した粒度分布の箇所から採取し、仮置材については、採取位置での粒度試験結果に基づいて、細粗材料が混合するよう留意しストックして使用している。

盛立は、厚さ40cm程度でまき出し、木片、オーバーサイズなどを除去し、コアと同一標高を保ちながら施工することを原則としている。フィルター材はブルドーザーによる均し整形の程度で所定の強度が得られるので、まき出しはフィルターゾーンへのダンプトラックの進入を禁止し、ロックゾーンからダンプアップして敷き均した。フィルターゾーンの剛性が増すと、コアゾーンにアーチアクションなどの影響をおよぼすことが懸念され、過転圧と思われる場合にはブルドーザーによりリッピングするなど、細心の注意を払って施工した。

(4) ロック材の盛立

ロック部は材料の品質、粒度分布により細粒ロック、粗粒ロックにゾーニングした。細粒ロック材は、ダム工事や発電所工事から発生する掘削ずりおよび、原石山から採取するロック材のうち頁岩含有率の比較的多いものを使用した。

盛立は細粒ロック材は1.0m、粗粒ロック材は1.5mリフトでまき出し、被けん引式13.5t振動ローラーで4回転圧している。施工は水平に盛立することを原則としているが、高低差が生ずる場合は先行ロック部の各リフトごとに2~3mの控え幅を設置し、後続ロック盛立時にその接触部をリッピングして先行ロックと一体化を計って転圧している。なお、

表-5 盛立最盛期(昭和56年)における32tダンプトラック運用実績

項目	4	5	6	7	8	9	10	11	12	備考
ロック盛立 (t)	29(1)	22(1)	25(1)				30(1)			神山時(1)ロック盛立に転用 ()内は内数を示す。
コア盛立 (t)	25(1)		20(1)			25(1)		20(1)		
コア・ストップパイル	9(1)		9(1)					2(1)		
コア盛立 (t)	5(1)							5(1)		
ロック盛立量	151,813	311,715	130,200	353,599	303,364	372,004	370,000	331,945	19,090	2,513,300 m ³
コア盛立量		47,453	63,141	83,081	20,500	63,531	45,210	3,180		326,065 m ³

なお、細粗粒材の識別のためダンプトラックの前頭部にランプ表示し(細粒材は1個、粗粒材は2個)、盛立現場における誘導を容易にし施工能率をあげた。盛立最盛期(昭和56年)における盛立量と32tダンプトラックの運用の実績を表-5に示す。

4. 品質管理実績

昭和56年11月末での品質管理実績は表-6, 図-11~13であり, その概要は下記のとおりである。

(1) コア

ダム右岸混合材では, 乾燥密度 ($\bar{x} = 2.11 \text{ t/m}^3$, $\sigma = \pm 0.03 \text{ t/m}^3$), 施工含水比 ($\bar{x} = 9.9\%$, $\sigma = \pm 0.43\%$), 0.074mm以下の含有率 ($\bar{x} = 11.3\%$, $\sigma = \pm 1.0\%$)とも非常に安定した管理実績となっている。第2部落混合材では, 乾燥密度(D値の $\bar{x} = 98.1\%$, $\sigma = \pm 1.2\%$), 含水比(Wf-Woptの $\bar{x} = 0.95\%$, $\sigma = \pm 0.45\%$)とも良好な管理状況を示しているが, 0.074mm以下の含有率は月別に見ると, いく分バラツキの傾向を示している。これはストックパイル別の差であり, 5・6月, 7月, 8~11月とそれぞれストックパイルごとにブロック分けすると, 各ブロック内では安定した値となっている。また, 乾燥密度の変動係数が非常に小さいことから, コア材料は均一な粒度分布であるといえる。

(2) フィルターおよびロック

フィルター材およびロック材の粒度分布, 比重, 吸水率などは表-6に示すとおり管理基準を満足しており, 材料については問題はない。また, 密度についてみると, フィルター材は無転圧にもかかわらず, その材料特性から設計値 $\rho_d = 2.07 \text{ t/m}^3$ を上回る値が得られている。ロック材については細粒材, 粗粒材とも乾燥密度で 2.20 t/m^3 以上の値となっており, 振動ローラーの効果が見われている。

表-6 盛立材料の品質管理実績表

試験項目	単位	年 月											平均値			
		55.6	7	8	9	10	11	56.4	5	6	7	8		9	10	11
コ ア	ダム右岸混合材	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	2.10	2.11	2.10	2.11	2.11	2.10								2.11
		含水比 Wf (%)	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9								9.9
		0.074mm以下含有率 (%)	11.6	11.1	12.1	11.2	11.0	11.2								11.3
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)	1.8	1.1	0.8	0.8	0.9	0.8								1.0
		D値 (%)	2.2	1.7	1.2	1.2	1.2	1.2								1.8
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)	2.2	1.7	1.2	1.2	1.2	1.2								1.8
	第2部落混合材	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							1.97	2.00	2.04	2.07	2.07	2.08	2.07	2.04
		含水比 Wf (%)							9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7
		0.074mm以下含有率 (%)							11.7	12.3	11.4	10.9	10.7	10.9	10.9	11.3
		D値 (%)							0.52	0.75	0.82	0.45	0.48	0.44	0.43	0.52
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							0.84	1.05	1.01	0.90	0.91	0.85	0.85	0.86
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							0.81	0.94	0.97	0.83	0.82	0.82	0.83	0.82
材	コンタクト・コア	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							1.89	1.89	1.90	1.91	1.91	1.91	1.90	1.91
		含水比 Wf (%)							9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7
		0.074mm以下含有率 (%)							17.7	15.6	16.9	16.8	16.8	16.2	16.1	17.4
		D値 (%)							1.9	1.8	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							2.3	2.4	2.7	2.8	2.9	2.9	2.9	2.7
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							2.3	2.4	2.7	2.8	2.9	2.9	2.9	2.7
	コンタクト・ロック	含水比 Wf (%)							9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7	9.7
		乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							2.09	2.10	2.08	2.09	2.09	2.09	2.09	2.09
		0.074mm以下含有率 (%)							2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
		D値 (%)							1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
		透水係数 K (×10 ⁻⁴ cm/sec)							2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
フ ィ ル タ ー 材	コンタクト・ロック	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							2.30	2.31	2.32	2.31	2.32	2.32	2.30	2.31
		0.074mm以下含有率 (%)							0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
		D値 (%)							10.9	11.7	10.2	10.4	10.4	10.4	10.4	10.4
		透水係数 P (%)							1.0	1.2	1.0	0.9	1.2	0.8	0.8	1.0
		透水係数 P (%)							1.0	1.2	1.0	0.9	1.2	0.8	0.8	1.0
		透水係数 P (%)							1.0	1.2	1.0	0.9	1.2	0.8	0.8	1.0
	粗粒ロック	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							2.27	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27	2.27
		150mm以下含有率 (%)							69.2	69.2	69.2	69.2	69.2	69.2	69.2	69.2
		比重 G _s							2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60
		吸水率 P (%)							2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
		吸水率 P (%)							2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
		吸水率 P (%)							2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
細粒ロック	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)							2.19	2.21	2.19	2.22	2.20	2.20	2.20	2.21	
	150mm以下含有率 (%)							29.7	42.8	43.8	31.8	47.8	41.0	26.2	40.8	
	比重 G _s							2.60	2.64	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	
	吸水率 P (%)							1.5	2.3	2.8	2.7	2.3	1.8	2.2	2.2	
	吸水率 P (%)							1.5	2.3	2.8	2.7	2.3	1.8	2.2	2.2	
	吸水率 P (%)							1.5	2.3	2.8	2.7	2.3	1.8	2.2	2.2	

(3) コアの間隙水圧の測定実績

コア内部に発行する間隙水圧は, ダムの安定上大きな影響力を有し, 間隙水圧が上昇するとコアの有効応力を減少させ, せん断強度を低下させる。したがって, 間隙水圧の変化を観測することは施工中の安定性および施工後の維持, 管理上重要である。

間隙水圧の発生度合は, 施工含水比に大きく影響され, 盛立速度, 透水係数にも影響される。当ダムにおける間隙水圧計の配置は図-14に示し, 間隙水圧の発生状況の一例 (E L 111.0 m) は, 図-15に示すとおりである。施工含水比は他ダムに比較して低いが施工速度が速いため, 埋設当初においては, 盛土荷重に対する間隙水圧の比率が100%を越える箇所もあったが, その後徐々に低下の傾向を示し, その値は20~40%程度で安定した横ばい状態にある。

昭和56年11月中旬における等間隙水圧分布を図-16に示す。これによると盛立高さは93mに達しており, コ

ア内部に最大6%（盛土荷重に対する比率30%）程度の閉塞された間隙水圧が発生している。また、間隙水圧は上流側が高く、下流側が低い傾向を示しているが、上、下流側水位の影響による間隙水圧消散程度の違いによるものと考えられる。

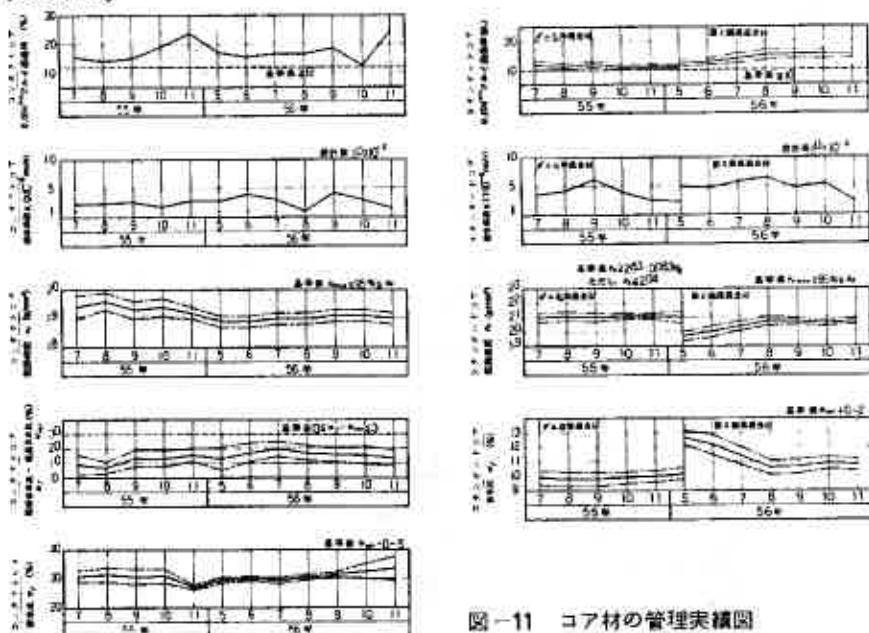


図-11 コア材の管理実績図

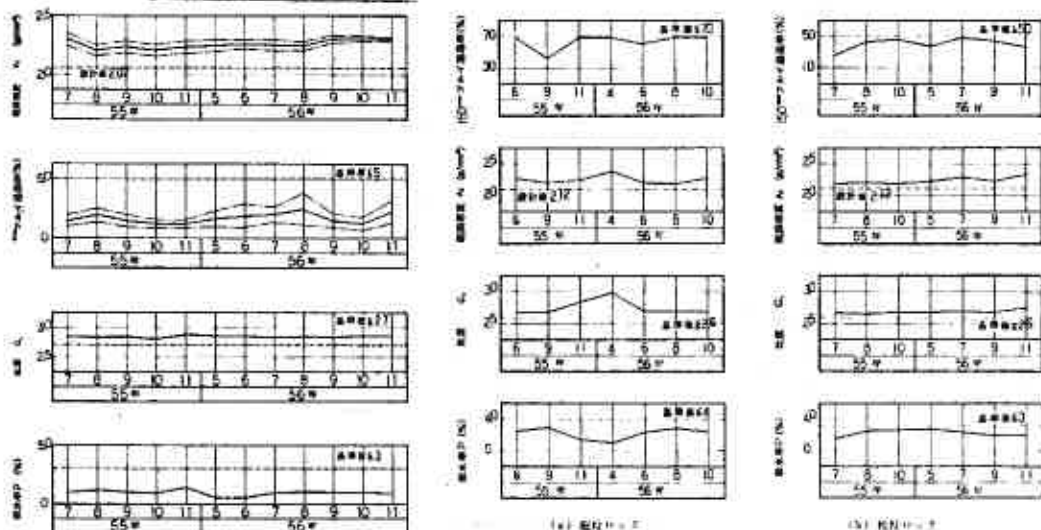


図-12 フィルター材の管理実績図

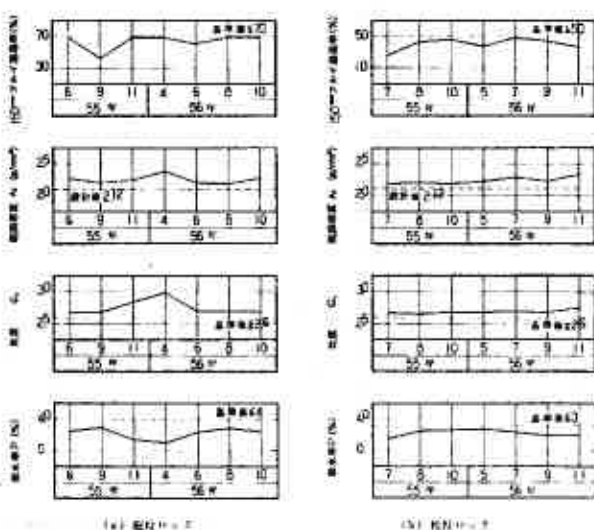


図-13 ロック材の管理実績図

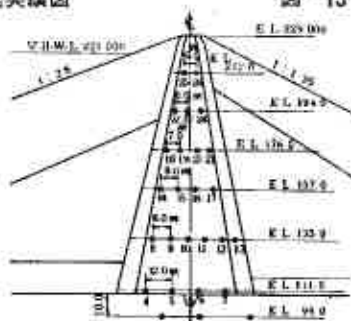


図-14 間隙水圧計配置図

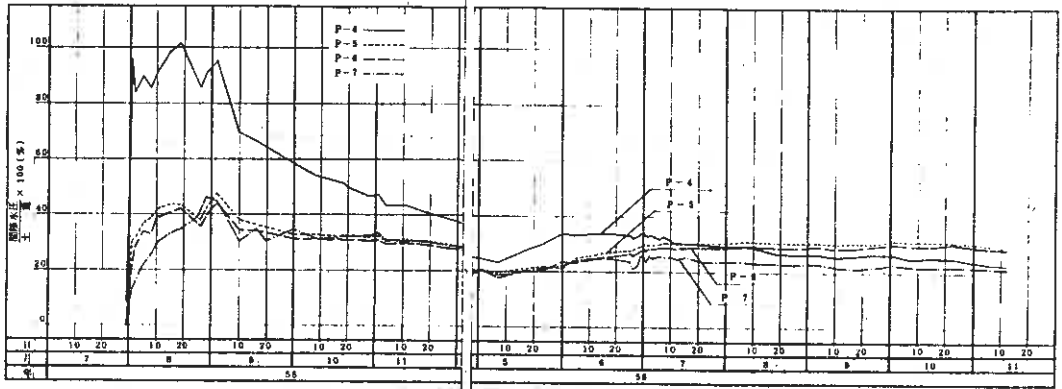


図-15 間隙水圧/土重 経時変化図

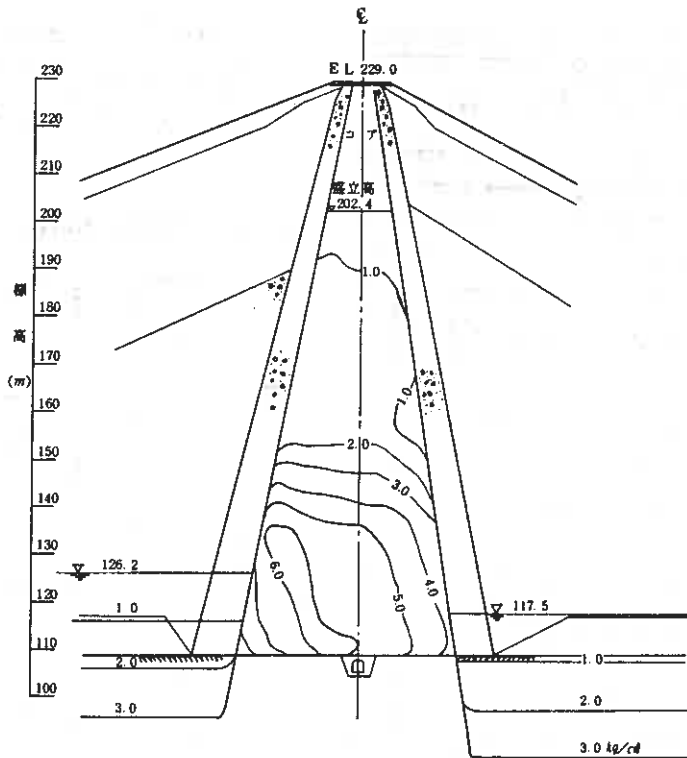


図-16 堤体内等間隙水圧分布図

5. あとがき

近年、フィルダムの築造に必要な盛立材料の確保が課題の一つであり、この高見ダムにおいてもコア材およびロック材の確保が至難であった。コア材は細粒材を2箇所の地点から採取し、ストックヤード周辺の粗粒材をブレンドして鉦量を確保した。一方、ロック材は湛水池内には良材、鉦量ともなくダム上流約4.5 km地点（運搬距離約7 km）の潜水区域外から採取せざるを得なかった。

これら盛立材料の施工と品質管理実績について概要を報告したが、ダムの完成は今年の8月末を目標とし、高見発電所の操業開始は昭和58年10月を予定しており、施工業者の鹿島・青木・地崎共同企業体と当社建設所員が一丸となって鋭意努力しているところである。

最後に、この建設工事に関して、御指導、御助言を戴いた北海道、電力中央研究所等の関係各位にこの機会を借りて厚く謝意を表する次第である。

20 築堤内に薄いアスファルト遮水壁を設けた際の安定性について

日本グラウト工業（株） 四方 哲 雄

1. まえがき

老朽化してきた貯水池や河川堤防のほか、干拓堤防では、次第に増してくる湧水量が気がかりになるばかりか、それに伴って激しくなるバイピング現象によって、堤体自体の安定性に不安がつゆる例が意外に多い。

この対策工には、いろいろな手法も立案され、例えば、最も手軽なものとして、堤体内に矢板や連続地中壁を造成し、それを遮水壁にとの考え方もあるが、各セクションの接合問題と、剛性壁からくる地震時の挙動に疑問があるなど、これまでにどちらの工法も利用されたことはほとんどない。

ところで、現在、広く用いられている対策工には、前刃金工によるもの、グラウチング工によるもの、あるいはシート張り工、場合によっては、全面的に開削撤去した後堤体を築造しなおすなどの工法があげられるが、この種の改修工事に、堤体土質材との付着、壁体のたわみ、遮水性等に優れた6～10cm程度の薄いアスファルト壁を堤体内に造成する例もある。

これらの工法には、それぞれの利点もある反面、欠点もあげられることから、それらの特異性について述べてみたいと考えているほか、築堤内に薄い遮水壁を設けた際の安定性をとりあげていきたい。特に、この安定解析を広く用いられている方法で進めていくと、遮水壁によって安全率が低下する傾向になることから、我々が現在、利用している安定解析に2, 3の疑問を感じている。

ここでは、以上のような問題にふれるとともに、築堤内に造成する際のアスファルトの手法概要、その特性、その代表的な施工例も付記して述べておきたい。

2. 対策工の状況

現在、実施されている対策工を分類してみると、表-1のように分けられるが、全面改修ともなれば、工費、工期ともにかさむことから、重要構造物との改修以外にその施工例も少ない。最も経済的な対策工といえば、堤体や貯水池内を整備して、全面に張りめぐらすシート工になろう。しかし、このシート背後にまわった地下水の影響などによって、破損することが多く、永久対策工にはならない例があまりにも多い。いずれにしても、長期的な対策工には、図-1の3種があげられるが、それぞれについて述べてみたい。

表-1 対策工の分類

全面改修	— 開削撤去再築堤工
部分改修	— 前刃金工
	— シート張り工
現状改修	— グラウチング工
	— 遮水壁造成工

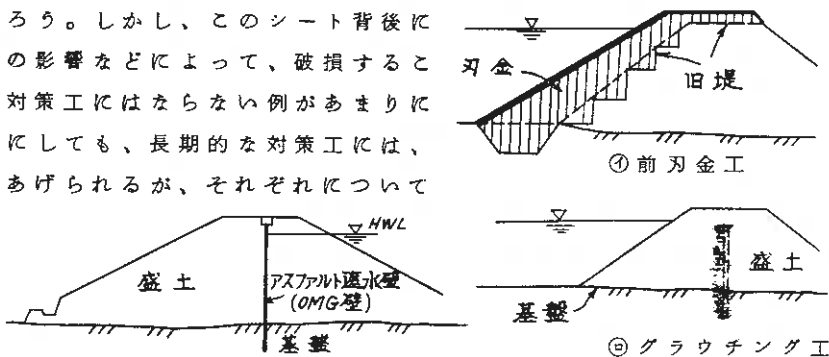


図-1 主な対策工

④ 前刃金工 — 老朽化した築堤の断面形状が、基準断面に対して不足している場合が意外に多く、形状確保も合わせて施工されているが、前刃金と基盤との接合処理、段切り部の接合締め固め等、十分な施工管理が対策工のポイントになっている。それに、前刃金築造に必要な敷地と、減水期間、築造改修、工期が問題になる際には、また、別の対策工が優位になるようである。

⑤ グラウチング工 — 貯水池や干拓堤防の老朽化対策として、堤体、及び、基礎を含めて、それなりの施工実績も多く、現状のまま、手軽に工事を進めることのできる反面、グラウチング工法独自の特殊技術が必要になる対策工である。それに、従来、セメントミルクが主体になる例が多かった。ところで、宮城沖地震報告では、破堤した貯水池のグラウトケーキの挙動から、セメントグラウトも話題になり、“できるだけ堤体材に近い特性を有するグラウト主材”との考え方になって、粘土やアスファルトグラウトの利用が叫ばれているといえる。

特に、この工法の欠点といえば、当初の設計計画に対して施工実績等が一致することはまれで、ほとんどが、最終まで予測できなく計画施工できない技術内容を備えていること。

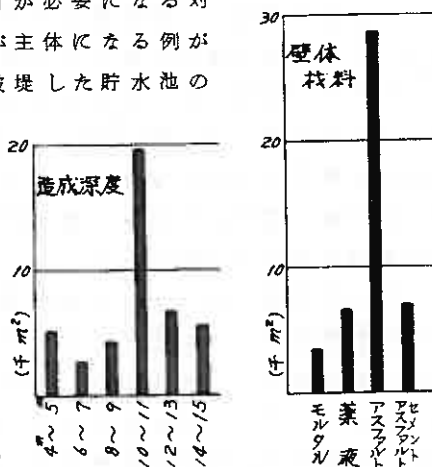


図-2 遮水壁造成傾向

⑥ 遮水壁造成工 — 堤体内に薄い遮水壁を設ける工事も、グラウチング工と同じよう

に、現状のままの堤体で施工しているが、その実績を図-2に示している。これまでの例では、造成深度、15m程度までのもので、10~11m深度のものが多い。それに、壁体は、アスファルトを主体とする耐震壁体を考慮した施工になっている。

この工法では、計画的に、堤体や軟弱を基盤遮水を目的として、その効果を発揮する反面、砂れき層や軟岩以上の硬岩に対する基礎処理がむずかしくなることからこの部分の基盤については、例えば、グラウチング工との併用が必要になる。

以上のようになるが、ここで、老朽化した貯水池、河川堤防及び干拓堤防などでは、次のものが漏水の原因になる場合が多く、その様子を示しておく。

- ・堤体自体の漏水、吸出し — 護岸の不良、堤体管理の不良(樹木自生等による)
- ・堤体と基盤の接合部からの漏水 — 長年のパイピング、堤体下部の軟弱化
- ・堤体基礎の漏水 — 堤体の基礎が不良

このようになるが、老朽化した堤体の多くは、堤体の下部及び接合部付近が課題になる。それらのことから、堤体と接合部を中心に施工することになると、端的にみて、この遮水壁造成工が、最も効果的である。

この薄いアスファルト壁は、堤体用土との付着もよく、粘弾性に富んだたわみ壁でもあることから地震時の問題も低減されることになる。これらの理由から、ここでは、この薄いアスファルト壁造成工を取りあげてみたいと考えている。

3. アスファルト壁の造成とその特性

この壁の造成方法は、図-3、表-2のように各機器を配置して、注入パイプ先端に備えた特製の造成パネル（幅600～1,000mm）をパイプロハンマー等で、図-3のごとく所定の深さまで打込み、パネルを引き抜く際に生じる空隙に、アスファルト混合乳材を注入パイプより1～2Kgf/cm²の注入圧で吐き出しながら徐々に引き上げていく。

引き抜いたあとには、図-3④のように残してきたインターロッキングパイプを軸にパネルを反転させ、⑤のようにパイプに沿ってパネルを打ち込み、また、アスファルト混合乳材をグラウティングしながら連続した遮水壁を造成していくことになる。

この際に用いるアスファルト混合乳材の標準配合は、1㎡当り、次のものである。

アスファルト乳材	300ℓ
水	150ℓ
アスファルト添加剤	30ℓ
骨材	770g

この標準配合のアスファルト混合乳材は、下記のような諸特性を備えている。

引張りせん断強度	1.1Kgf/cm ²
壁体の透水係数	1×10^{-9} cm/s
硬化時間	6～18分

たわみ（伸び）	200%
壁体の密度	1.2～1.3 t/m ³

アスファルト壁厚 6～10cm

なお、アスファルト混合材の付着試験を、30cm×1.5cmシートに塗り付け写-1のように実施しているが、その試験数量6個に対して、1.09～1.22Kgf/cm²の値を得ている。

さらに、このグラウト主材については、上記のアスファルト以外に使用目的、施工条件、経済性に応じて最も効果的に選定することができ、例えば、セメントモルタル系材料も利用できることは言うまでもないが、堤体に遮水壁を造成する場合は、やはり、地震時の問題を含め、長期的にも安定なアスファルト系材料となる。

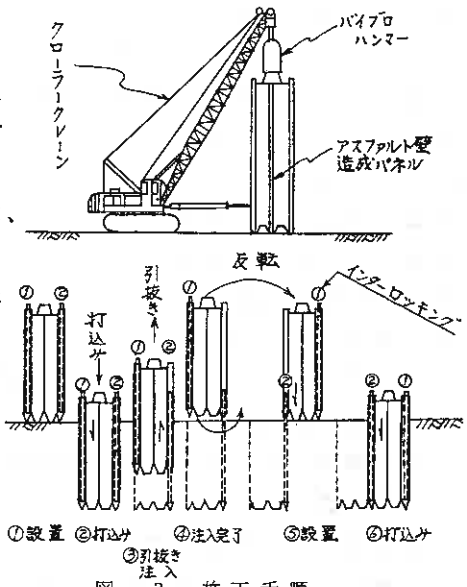


図-3 施工手順

クローラークレーン	グラウトポンプ
パイプロハンマー	グラウトミキサー
造成パネル	給排水ポンプ

表-2 主な機械器具



写-1 付着試験

4 遮水壁の設置位置と計算条件

ここで、従来から堤体を整形することなく、現状のままで対策工事を進めてきている一般のグランピング工では、堤体の中央、あるいは貯水側のり肩付近で施工するが多い。それと同時に、この遮水壁造成においても、できるだけ浸透路長を長くとり安定性を保つ考えから、図-4のように3ケースが考えられる。

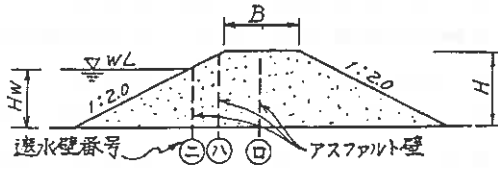


図-4 安定計算の諸条件

ここで、次のケースについて検討してみる。

① 遮水壁がない場合

② 天端の中央 ($B/2$) に遮水壁を造成した場合

③ 中央部と貯水面との中間 (貯水側のり肩) に遮水壁を造成した場合

④ 貯水面に遮水壁を造成した場合 ※ 浸潤線はカサグランデの方法で求めた。

一般に、老朽化の激しい貯水池や河川堤防の改修工事を行う際、この種の問題として取り扱われる堤体には、 $H < 15.0$ m の均一タイプのアース堤のうえに、しかもその貯水側 (堤外側) の斜面勾配が、 $1:2.0 \sim 1:3.0$ のものが多い。

この安定計算では、その斜面勾配のうち $1:2.0$ を選び、対象とする堤体は、 $H = 5.0, 10.0, 15.0$ m のものについて検討している。

さらに、検討する堤体断面は、図-4、表-3 a のケースを取りあげ、また、比較的均一タイプのアース堤では、土質材料にシルト質粘土、シルト質細砂などが用いられることが多く、この土質材料は、一般に表-3 b のような土質常数程度になることから、代表値としてこの値を採用することにする。

なお、堤体の安定計算を行っているとき、一般に均一タイプの堤体では、満水位の状態から中間水位にかけて、最も不安定になることが知られている。したがって、この安定計算の場合も、満水位について検討している。

そのほかここでは、下流側の安定計算を行っていない。その理由は、老朽化した貯水池や河川堤防の改修を考える際、これまで永年の悪条件に耐え忍んだ築堤でもあり、破堤状態までに至っていない堤体であったことを考慮に入れ、この遮水壁の造成によって、これまで以上に堤体内の水位も低下し、現状よりもさらに安定化すると判断より安定計算を実施していない。

さらに、遮水壁の壁体には、引張りせん断強度 1.1 kgf/cm^2 と 200% のたわみが滑り面に作用することは言うまでもないが、ここでは、安全側の評価、との考えから、アスファルト壁のせん断強度 ϕ_a は、無視し $\phi_a = 0$ として安定計算を進めている。

a) 堤体の諸常数

ケース番号	1	2	3
堤高 H (m)	5.0	10.0	15.0
堤頂幅 B (m)	3.0	4.0	5.0
水位 Hw (m)	3.75	8.50	13.25
斜面勾配 N 割	2	2	2

地震係数 $k = 0.15$

b) 土質常数

単位体積重量 (γ/m^3)		せん断強度	
湿潤 r_t	飽和 r_{sat}	$C' (\text{t/m}^2)$	$\phi' (^\circ)$
1.8	1.9	2.0	1.8

表-3 安定計算の諸常数

以上述べたような基本条件の基に、次の考え方に沿って検討している。

5. 安定計算の考え方

5-1 一般式による場合¹⁾

一般に広く知られ、利用されている安定解析の方法は、滑り円内の土塊を幾つかに分割して、そのおのおのの分割片に働く外力のつり合い条件を考える分割法による場合が多い。

堤体形状		①	②	③	④
堤高	堤頂幅	壁なし	中央に壁あり	肩に壁あり	水面に壁あり
5.0m	3.0m	1.944	1.861	1.770	1.712
10.0	4.0	1.226	1.171	1.125	1.094
15.0	5.0	0.975	0.955	0.919	0.897

表-4 一般式による最少安全率Fs

その基本式は、次のもので安全率Fsを求めている。

$$F_s = \frac{\sum \{C' \ell + (N - U - Ne) \tan \phi'\}}{\sum (T + Te)} \dots\dots (1)$$

ここで、

C'、φ'：分割片の滑り面上における粘着力及びせん断抵抗力（有効応力表示）

N、T：分割片の滑り面上に作用する垂直力及び接線力

Ne、Te：分割片の滑り面上に働く地震荷重の垂直力及び接線力

U：分割片の滑り面上に働く間げき水圧

ℓ：分割片の滑り面上における長さ
この計算結果は、表-4、図-5、図-6のようになっている。

ところで、図-5の如くFsは、遮水壁を設けないものから水面近くに打設するものにかけてFsが低下し、遮水壁を設けない場合のFsが最も大きく安定な条件下になる傾向にある。

しかしながら、堤体内の滑り面を考えた際、遮水壁を水面側に近づけるほど下流側の湿潤部が増し、間げき水圧が減少することから、滑り面に働くせん断抵抗力は、増すはずである。この疑問に対して、2・3検討を加えたので、その点にふれてみたい。

5-2 アスファルト遮水壁を設けた場合²⁾³⁾

図-7に示すアスファルト遮水壁と滑り面との交わるA点では、水圧Pwが遮水壁に作用するはずである。この水圧のモーメントを考え、A点で水圧Pwが滑り面に働くものとして、遮水壁を堤体内に設けた際の安定解析方法について述べる。

図-7の水圧Pw'は、下記のように表わされる。

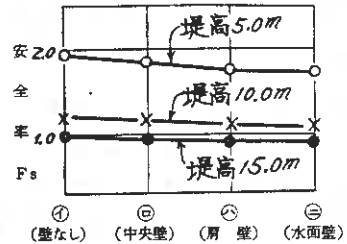


図-5 一般式によるFs

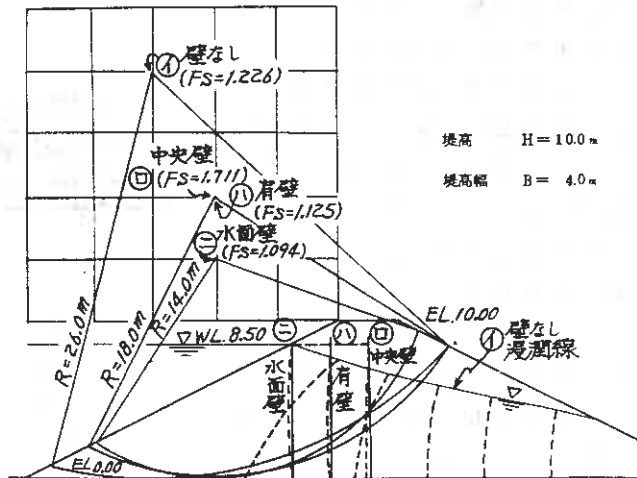


図-6 安定計算成果図

$$Pw' = \frac{h^2 \times rw}{2} \left(R \cos \alpha - \frac{h}{3} \right) / R \cos \alpha$$

rw : 水の単位体積重量 $\div 1.0 \text{ t/m}^3$

ここで、この水圧 Pw' を滑り面の垂直方向および接線方向の分力に別けると

$$Np = Pw' \cos \alpha$$

$$Tp = Pw' \sin \alpha$$

この条件を式 (1) に入れると、次の式になる。

$$Fs = \frac{\sum \{ C'l + (N - U - Ne) \tan \phi' \} + Np \tan \phi_a}{\sum (T + Te) + Tp} \dots (2)$$

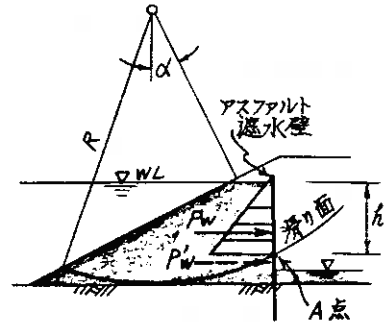


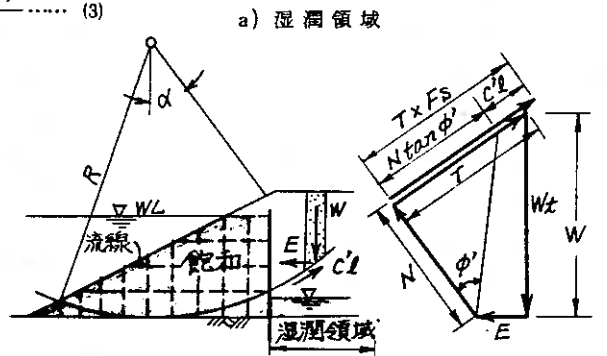
図-7 アスファルト遮水壁に働く力

ただし、この () のなかの符号は、下流側の安定解析に用いるものである。ところで、アスファルト遮水壁のせん断強度 ϕ_a を無視して、 $\phi_a \div 0$ とすると、(2) の式は、次のような変形式となり、この式に基づいて安定計算することができる。

$$Fs' = \frac{\sum \{ C'l + (N - U - Ne) \tan \phi' \}}{\sum (T + Te) + Tp} \dots (3)$$

この提案式 (3) を実際に利用する際の手順と、この式がもつ細かい意味あいについておこう。

堤体内に薄い遮水壁を設けた際 図-8 に認められるように、壁体より上下流では、飽和、湿潤の両域に分けられ、それぞれの基本ベクトルは、図-8、a)、b) のようになる。

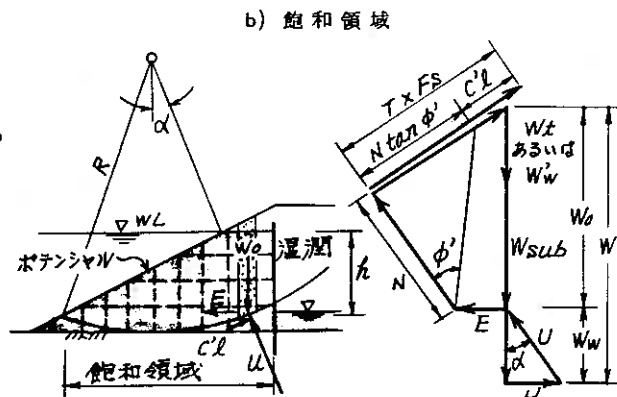


a) 湿潤領域

ところで、この飽和領域では、水平水圧 H 、水重 Ww 、および、間げき水圧 U 、この三つの力がつりあっているので

安定解析を進める際、次のようになる。

- 上流側の飽和領域 A
- アスファルト壁体 Tj
- 下流側の湿潤領域 B



b) 飽和領域

この3領域を考慮した計算式は、

図-8 各領域の基本ベクトル

次のようになる。

$$Fs' = \frac{\sum^A \{ C'l + (W \cos \alpha + H \sin \alpha - E \sin \alpha - U) \tan \phi' \} + \sum^B \{ C'l + (W \cos \alpha - E \sin \alpha) \tan \phi' \}}{\sum^A (W \sin \alpha - H \cos \alpha + E \cos \alpha) + \sum^B (W \sin \alpha + E \cos \alpha) + Tp} \dots (4)$$

$$= \frac{\sum^A \{ C'l + (W_0 \cos \alpha - E \sin \alpha) \tan \phi' \} + \sum^B \{ C'l + (W \cos \alpha - E \sin \alpha) \tan \phi' \}}{\sum^A (W_0 \sin \alpha + E \cos \alpha) + \sum^B (W \sin \alpha + E \cos \alpha) + Tp}$$

ここで、この基本ベクトル図、安定計算式にある地震力Eは、水平方向に作用するとともに、湿潤線より上の部分では W_t に、その下の飽和した部分は W_{sat} に、それぞれ水平震度に乘じて求めている。

なお、このベクトル図、安定計算式の記号は、次のものである。

W : 分割片の滑り面に働く全重量

W_w : 分割片の水重

W_w' : 分割片の滑り面に作用する静水圧

W_t : 分割片の滑り面に働く湿潤重量

W_{sub} : 分割片の滑り面に働く水中重量

以上のような手順に沿って、安定計算を進めた結果を、表-5、図-9、10に示している。

この様子を端的に言って、一般式とは傾向が異なり、提案式では、遮水壁を上流側の水面近くに移設するほど、安定率 F_s が増す傾向にある。

この理由は、提案式(3)で示す遮水壁体に作用する水圧分力 T_p が働いていることをよく物語っていることは言うまでもない。

それに、図-10で認められるように、一般式の最少安全率 F_s の位置が、提案式で検討すると、 F_s' がより上流側に移動しながら、安全率は $F_s' > F_s$ の関係になっている。

これらの傾向からも、堤体に遮水壁を設ける際は、この提案式(3)が、実状に適應した考え方ではなかるうか、とも考えている。

それに、遮水壁を造成する場合、上流側の水面近くほど良いと言うことになるが、図-9に認められるように F_s' に大きな差があまりないことから、堤高の低い小型の堤体では、施工性を考慮に入れた計画が良策とも考えている。ここで、比較的の小規模な、しかも老朽化の進んだ貯水池で、前刃金工、シート張り工、グラウチング工等、比較検討した後施工した例を示しておきたい。

6. 群馬県熊ノ穴貯水池の施工実施例

ここに紹介する熊ノ穴貯水池は、堤体管理が不十分ならうえに老朽化が著しい群馬県内の貯水池である。この貯水池は、満水面積 12000 m^2 、貯水量 1000 m^3 と小規模のもので、すでに一部、護岸工事に着手していることと、貯水量が減少すること、それに、減水期間が非常に短いことなどから部分改修方式がとれなく、現状改修

堤体形状	①壁なし	②堤体中	③貯水側	④貯水面	
堤高	堤頂幅	(一般式)	中央壁あり	肩に壁あり	に壁あり
5.0m	3.0m	1.944	2.057	2.132	2.148
1.00	4.0	1.226	1.326	1.381	1.485
1.50	5.0	0.975	1.053	1.111	1.186

表-5 提案式による最小安全率

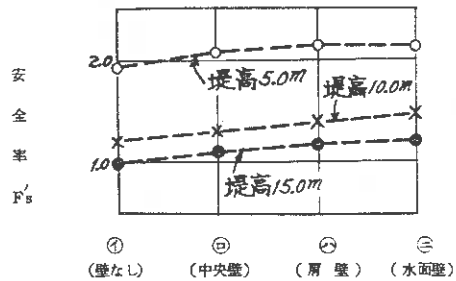


図-9 提案式の F_s 状況

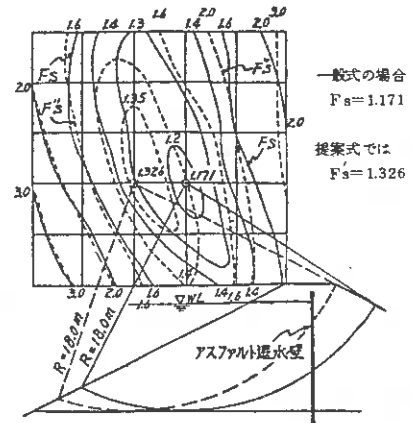


図-10 堤高10mで中央壁の安定計算図

方式で対策工をおし進めることになった。

ここで、実施したアスファルト遮水壁の造成は、図-11に示すものである。

この堤体には、管理不足も手伝って図-12のように、平均約15%程度の樹木が自生しているほか、全域に竹がおい繁っていた。

それに、この貯水池のなかで最も

顕著な現象が表われている部分は、図-12の平面図に示す右岸下流側のり尻付近に認められる10~15%の湧水現象によって、いまにも

破堤しかねない状況にあった。

ところで、この堤体土質及び基礎地盤の状態を示すと、それらの状況は、図-13の断面図の如く、堤体下部に透水性に富んだ砂れき質土が分布するほか、堤体の下部にパイピングしやすい条件の有機質粘性土が堤体材料として使用されている貯水池であった。

そこで、この貯水池の湧水対策工事としては、地震時の課題を含めて、粘弾性に富んだ耐震性のアスファルト壁を造成することになった。

それに、この方法が採用された理由のなかに、植生根を切断することができるほか、根が腐食してもパイピングルートにならないことである。例えば、グラウチングによる場合などでは、一時遮水できたとしても、腐食した根が問題として残ることになる。

このような経過をへて、遮水壁を造成したが、造成後は、一部ある護

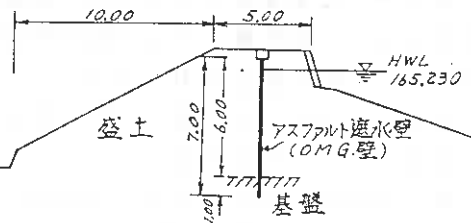


図-11 貯水池の標準断面

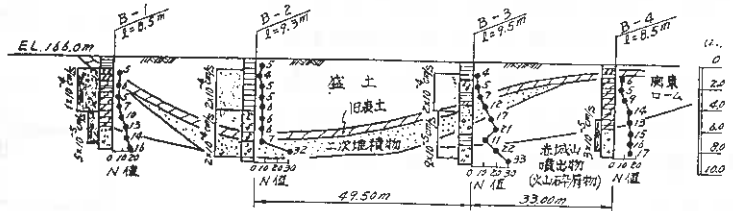


図-12 貯水池の平面及び断面

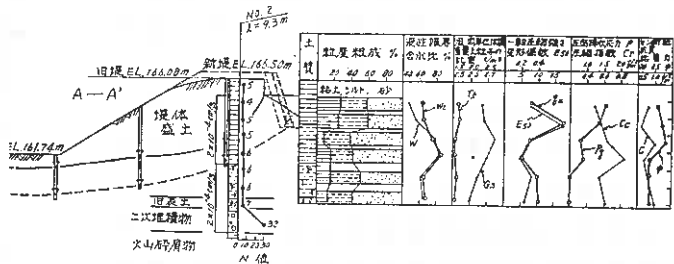


図-13 堤体の土質特性

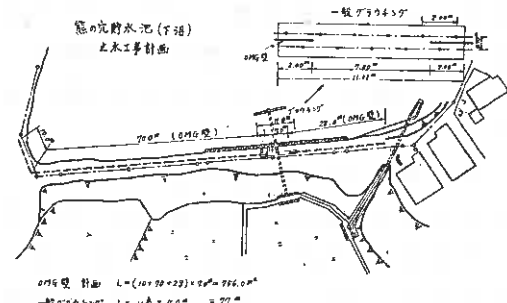


図-14 遮水壁造成工事の概要

岸を貯水池周辺に広げ、より安定な堤体に仕あげている。

ところで、このアスファルト壁の造成は、図-14のように、750m²の遮水壁を、堤体の中央に打設した。この考え方は、堤体の安定計算のところで述べたように、堤高が低い小型の堤体条件を考慮に入れた施工であったと言える。なお、この工事報告については、別の機会に改めて報告したいと考えている。

7. あとがき

日頃、老朽化した堤体の調査、改修計画の設計業務等に携わることが多く、その対策工をどのように選定していくかが、最もむずかしい課題である。

それに、前刃金工の安定計算では、それほど気にならなかったが、堤体に遮水壁を設ける場合の安定解析を進めているうちに、一般式では、実状に合わない成果が得られることがわかってきて、この問題について2・3検討を重ねてきた末に、この提案式(3)となったわけである。

ところで、この種の安定計算を進める際には、この提案式で示した壁体にかかる水圧の分力を考慮に入れたことからほぼ解決できたとも考えているが、何はともあれ、日常業務から疑問点を集積しながら改良してきたものでもあり、今後とも逐次検討を加えながら、この(3)式をより発展させていく必要があると考えている。

それに老朽化した堤体をより経済的に、しかも計画性に富んだ遮水壁造成との発想から、地震時の挙動を主眼に、たわみ性アスファルト遮水壁の造成が考えられるが、そこで、この地震時の挙動、あるいは、壁体のたわみ性が堤体に及ぼす影響など、今後の課題と思っている。

そのほか、まだまだ多くのものについて解決しなければならない問題点も多いが、これら堤体に遮水壁を設けた際の安定解析をも含めて、今後とも検討したいと考えている。

参考文献

- 1) 土地改良事業計画設計基準 ダム 農林水産省推進改善局
昭和56年4月
- 2) 四方哲雄 他 “築堤内に薄い遮水壁を設けた際の安定性について
(特に、アスファルト壁の場合)”
土質学会第16回研究発表会 昭和56年6月
- 3) 和田修明 “円形滑り面スライス法とその基本ベクトルについて”
農業土木学会大会講演会 講演要旨集 昭和56年5月

21 地盤変動による洞爺協会病院の被害について

北海道立地盤工学研究所 藤村成夫 阿部通孝

1. まえがき

1977年8月7日、32年ぶりに噴火した有珠山は、その後一年あまり小噴火を繰返しながら次第に活動が減少してきた。その間、降灰・泥流・地盤変動などの多くの被害を与えてきたが、現在では地盤変動による温泉街の建物の被害の進展は極く僅かになってきた。そこで、この報告では今回の噴火活動のうち、地盤変動による建物の変状を記録する一資料として洞爺協会病院ととりあげ、その被害経過を述べた。

2. 洞爺協会病院の概要

洞爺協会病院の所在地は、図1に示すように温泉街の西端で、火口から北西3kmのところにある。この病院は、北海道社会事業協会に属しており、一般診療の他にリハビリ料と備えた医療センターとなっている。建物は図2のようにA・B・C・Dの鉄筋コンクリート造とEの木造からなり、それぞれ棟と渡り廊下でつながっている。これらの建物の概要は表1に示す如くである。

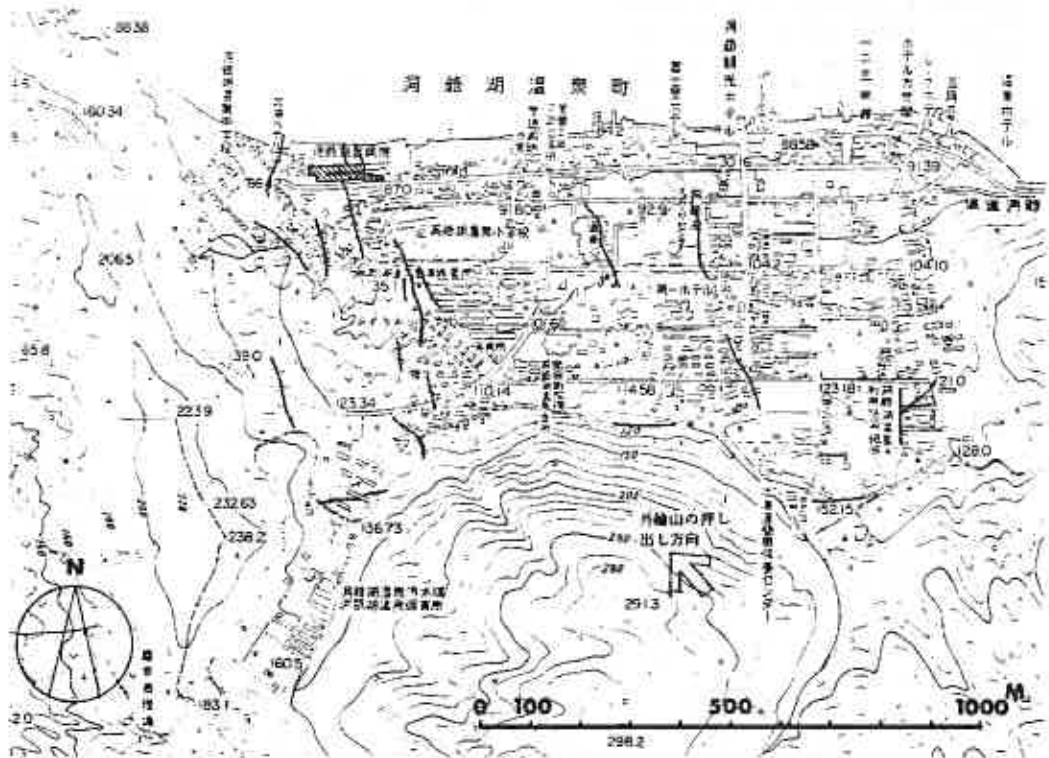


図1 洞爺協会病院位置図

凡例 — : 主心断面

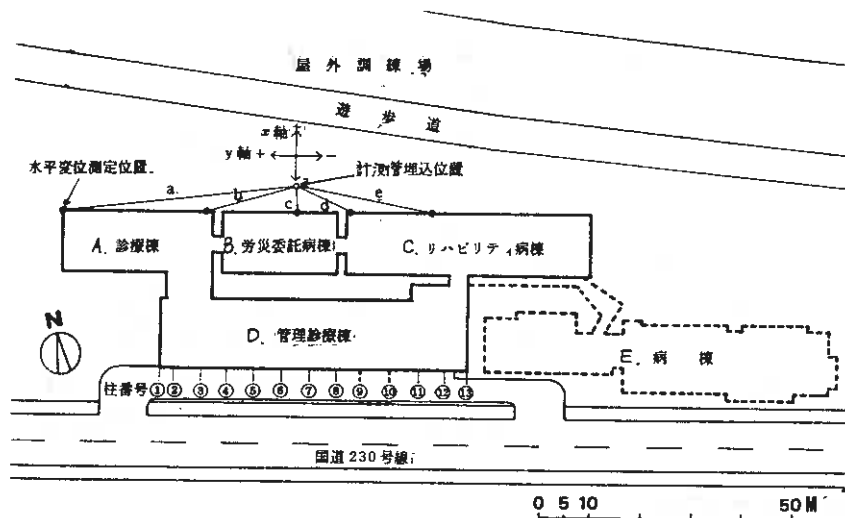


図2 協会病院の配置図および測定点位置図

表1 協会病院の建物概要

	A	B	C	D	E
	診療棟	防災委託病棟	リハビリティ 病棟	管理診療棟	病棟
建設 年度	昭和42年 オ2期工事	昭和43年 オ3期工事	昭和40年 増改築工事	昭和42年 オ2期工事	昭和55年
規模	鉄筋コンクリ 地上6階	鉄筋コンクリ 地上5階 地下1階	鉄筋コンクリ 地上3階 地下1階	鉄筋コンクリ 地上2階 地下1階	不造 2階(一部)
基礎 杭	ベタ基礎 木杭 L=6m	独立基礎 RC杭 L=30m	ベタ基礎 木杭 L=6m	ベタ基礎 木杭 L=6m	-
建築 面積	467.6 m ²	321.0 "	698.0 "	908.9 "	1657.9 "
延床 面積	2805.6 m ²	1380.7 "	2792.0 "	2726.7 "	1864.9 "

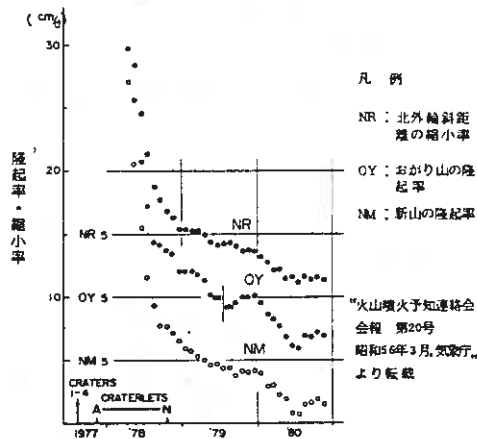


図3 有珠山の地殻変動

3. 地盤の変動状況

3.1 地表の変動

有珠山火口付近の地殻変動は、図3の気象庁の資料に見られるように噴火時に急激に起り、1979年の始め頃から鈍化してきた。これに比較して、協会病院付近の地盤変動は、図4のように噴火から約230日おくれて急増し、その後次第に減じ、'80年の中頃から鈍化が顕著になってきた。

前面道路のずれ Δ_1 とC棟東端の相対水平変位 Δ_2 が大体同じに進み、'81年秋で4.5^m程度に達した。また、B・C棟の相対水平変位 Δ_3 はこれの約1/2になっている。これは建物の剛性の影響によるものと思われ、換言すればこの分だけ建物に力が加わっていることになる。なお、 Δ_1 の'80年始めの急増は、D棟のベタ基礎が破壊し、この抵抗が減じたためと考えられる。

図5は、地中変位観測点と各建物間の距離の変化を示したもので、断層線の左右

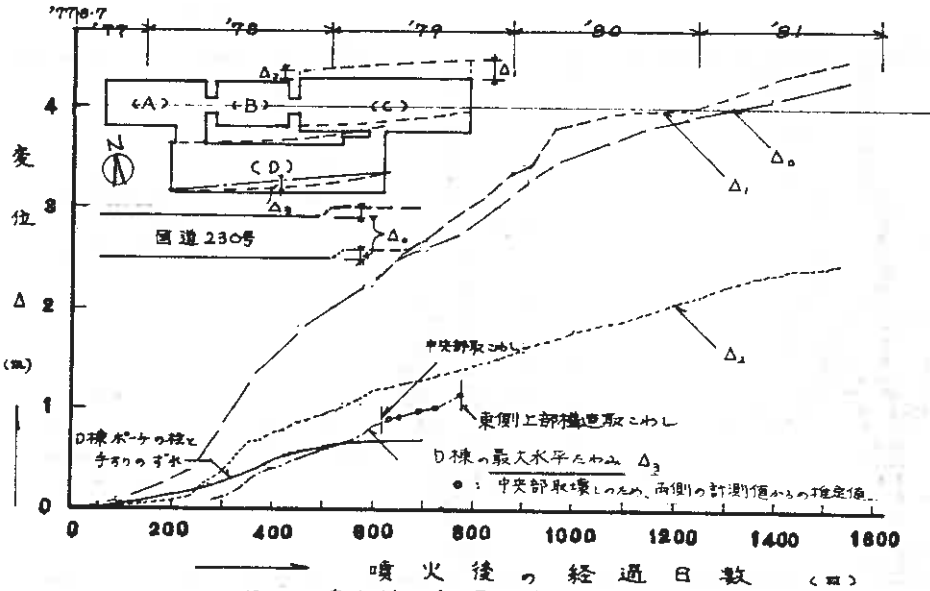


図4 噴火後の経過日数と各棟の水平変位

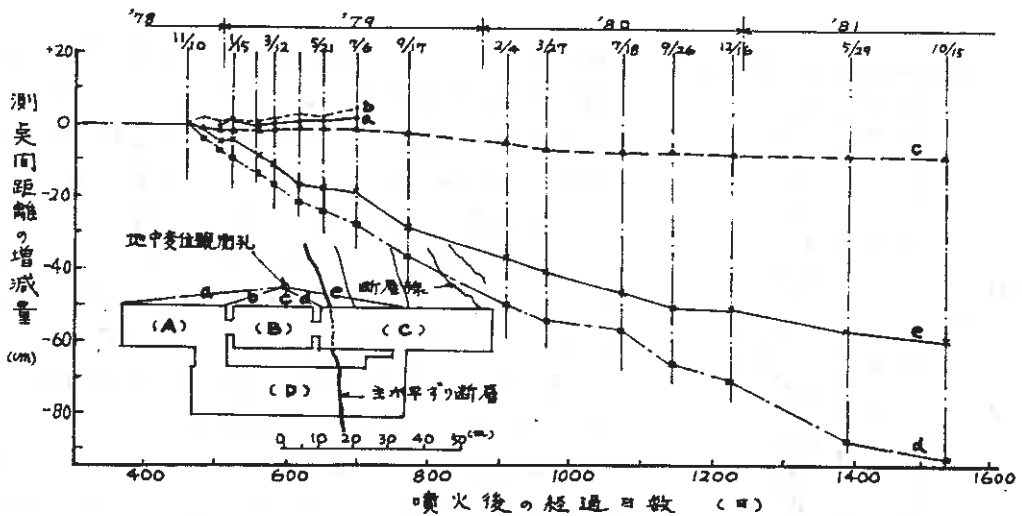


図5 測点間距離の増減量の推移

の建物ではこれらの値に大差が生じている。また、dの観測値で'80年後半からの減少量が大きく表われているが、この時期にB・C両棟の接触部分取壊しと数度行っているので、この影響もあると思われる。この事を考慮すると、地中変位観測点と各建物間の距離の変化もほぼ図4と同じ傾向にあると見做される。

3.2 地中の変動

地中変位観測孔は、図5に示すB棟北側に設置した。その目的は、B棟が独立基礎、くい地業(RCぐい・径350および400・長さ30m継ぐい)を採用しており、一部のぐいの折損でも建物の耐力に影響を及ぼすので、これの可能性を判断するためである。

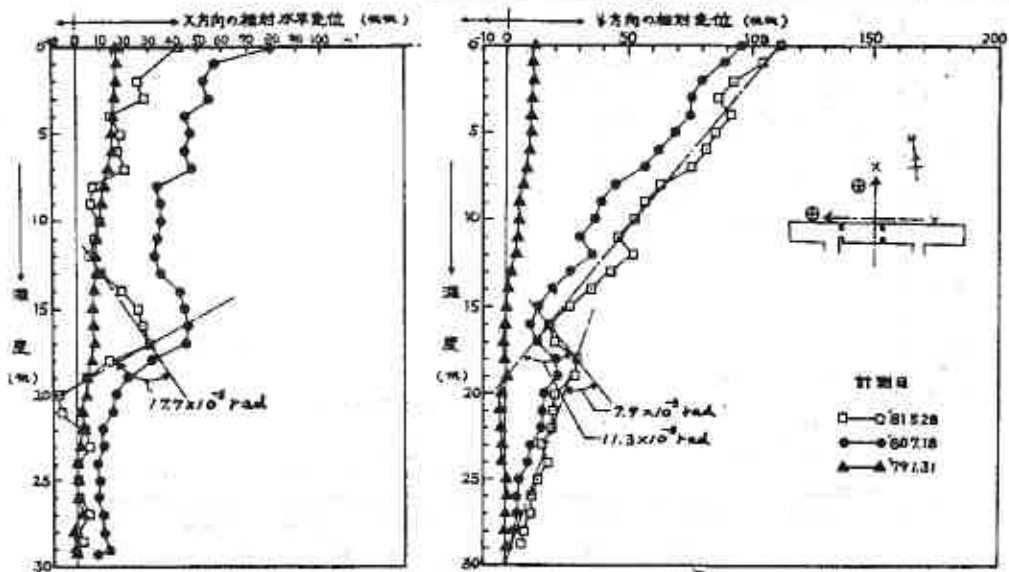


図6 地中の相対水平変位

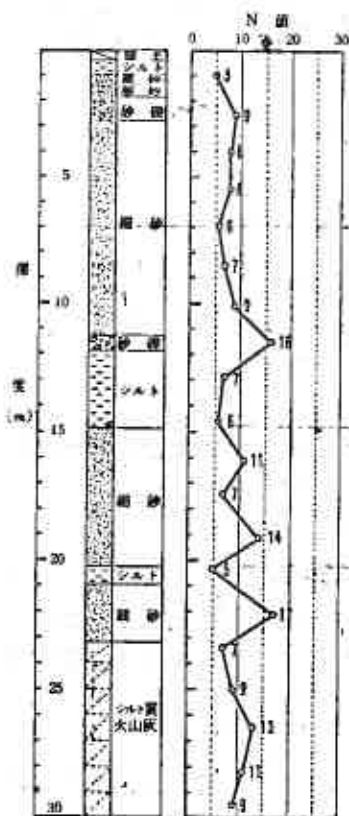


図7 ボーリング柱状図
(地中変位観測孔地質)

観測孔は、XY2方向に滲のついた径60mmの塩ビ管を地中30mまで挿込んだものである。地中の相対水平変位は、各深さごとの傾斜角を計測(ま和電業製BK-5HS傾斜計による)し、この値から地中30mの点を基準とした相対的な値として算出した。

図6は、その結果の一部である。これによくと'78年11月10日の計測開始から'79年2~3月まではX方向の相対水平変位が大きく、地表で約20mm生じた。その後Y方向の増加が顕著になり、'80年3月頃から地表で100mmとこえるようになった。

地中の相対水平変位は、一般に上層ほど大きいがときによって下層の方が大きくなることもあり不規則である。その境は、深さ7m・15m・20m付近で、図7に示した同位置のボーリング柱状図と対比してみると、地層の境界面やN値が相対的に小さくなっていく部分にはほぼ一致している。特に深さ17m付近では傾斜が急変し、最大変形角が $17.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$ に達している。

観測孔とB棟のくいの相互位置から、くいには観測孔位置より大きな応力を受けているはずであり、これらの事からB棟のRCくいには有害なひび割れなどの障害が生じている可能性が考えられる。

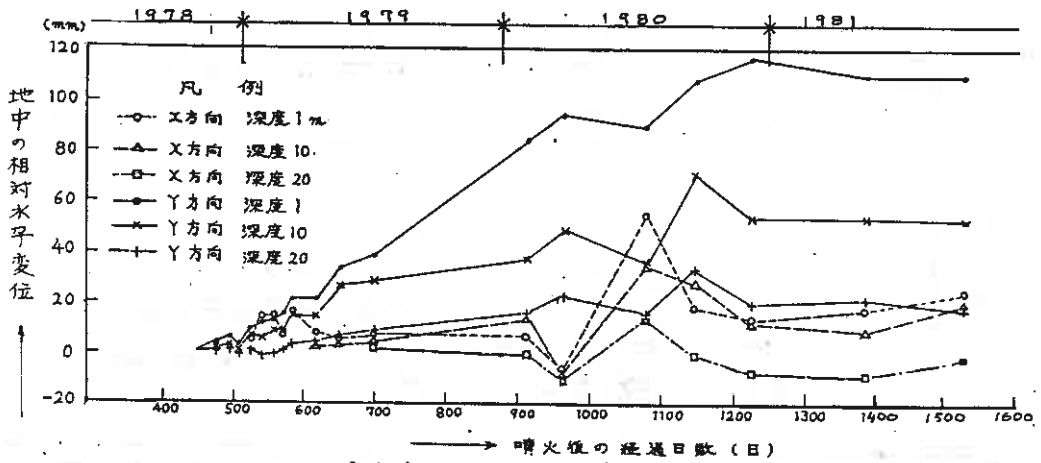


図8 一定深度における地中の相対変位の推移

図8は、地中の相対水平変位の推移を示したものであるが、図4と同様に'80年中頃以降鈍化してきているようである。

4. 建物の障害

4.1 後列の建物の障害

後列の建物のうち、A棟は、エキスパンション部分以外殆んど外見上の障害がみられない。

B棟は、南面の壁体にせん断亀裂が入っている。これらの両棟は、表2および図9に示すように同方向に傾斜し、不同沈下も徐々に進行している(図10参照)。

C棟は、主断層線の東側にあるためA・B両棟より障害が多く、構造体には無数に亀裂が入り、その幅と10^{cm}を超えるヶ所もあって耐力的にも限界にきている。

なお、地盤の主断層線の左右の建物で傾斜の方向が異なるのは、断層線付近で両側の地盤がぶつかって盛り上がったこと、およびこれより離れたところでは、ゆるい砂層が土の移動によって体積減少と起したることなどによるものと思われる。

表2 各棟の傾斜

	A棟	B棟	C棟
最大不同沈下量 (cm)	11.5	7.5	32.5
最大傾斜角 (x10 ³ rad)	4.92	5.77	7.15
長辺の傾斜方向	東	東	東
短辺の傾斜方向	北	北	北

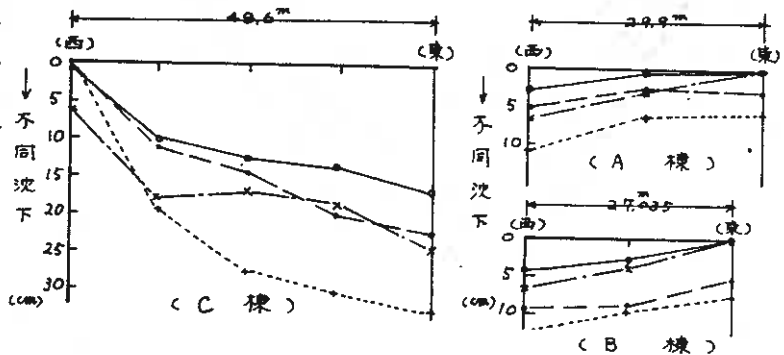


図9 各棟の不同沈下状況

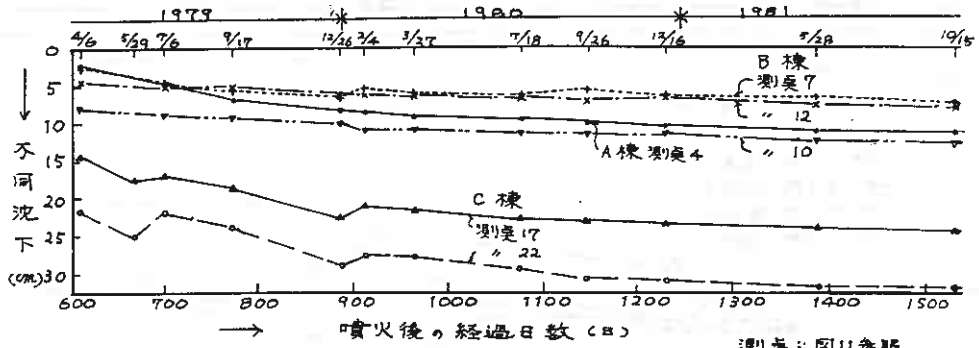


図10 各病棟の不同沈下の推移

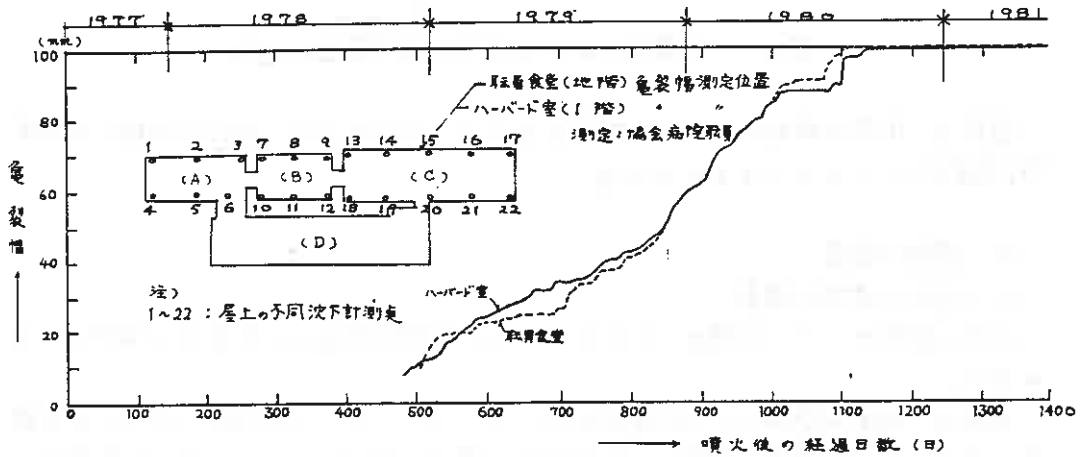


図11 C棟の亀裂幅の増加状況

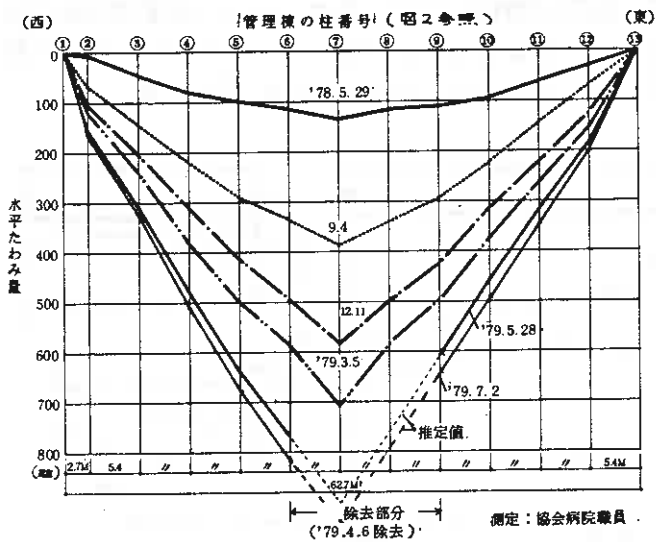


図12 D棟の水平たわみ量の推移

また、図11はC棟中央部の亀裂幅の増加状況で、'80年後半から増加がとまっているのが認められる。これは地盤変動の鎮静化もみえるが、この病棟とB棟との接触部分取壊しによってこの部分の抵抗が減じたためと思われる。図5のdがほぼ同時期から急増していることはこれを裏付けている。

4.2 前列の建物の障害
D棟は、各建物の前列に位置し、主断層線がこの建物を貫通している(図5参照)。このようなことから各建物

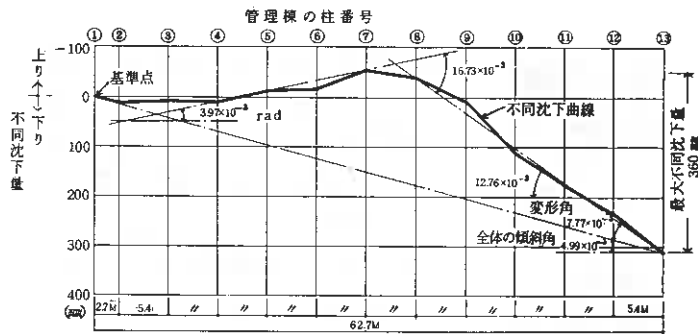


図13 D棟の不同沈下量 ('79.3.12)

の水平剛性の最も小さい吹抜け部分から水平に折れ曲げられていく様子も表したもので、'79年3月には最大水平たわみが70^{mm}をこえた。



写真1 D棟南面 '79.3.12 中央部除去前
中央のシートに覆われている部分のスラブや梁が破断し、柱が破壊した。

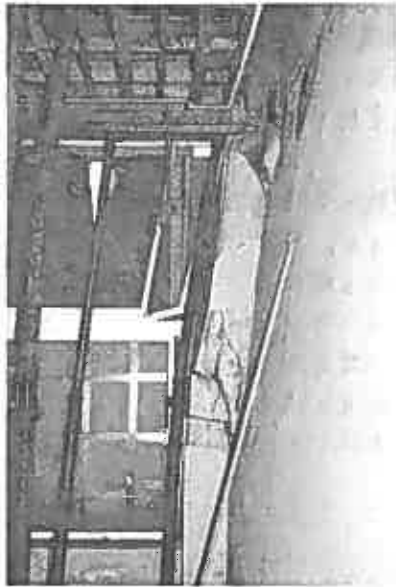


写真2
D棟中央部1階
柱の破壊。
崩壊寸前の状況
'79.3.12

のうち最も早く障害が現れてきた。図4にはD棟の玄関ポーチのずれおよび本体の最大水平たわみの増加状況を示してあるが、そのうち前者は噴火後まもなく生じてきている。

図12は、D棟が主断層線付近で、建物

また、図13は、その不同沈下状況で、主断層線付近で建物が浮上り、地盤の移動が大きい東側がより沈下しているのが認められる。最大不同沈下量は36^{mm}('79.3.12)に達し、変形角も許容値をはるかに超えている。これらにより、中央部のスラブや梁が破断し、柱が破壊した(写真1・2参照)。

5. まとめ

- 1) 洞爺協会病院付近の地盤変動は、有珠山火口付近の噴火直後の急激な変動より約230日おくれ急増した。同じく敷地の地盤変動の鈍化傾向は、不明瞭であるが火口付近のそれより約1年おくれで表れてきた。
- 2) 地盤変動による建物の移動や変形は、地盤変動に大体比例するが、建物の剛性の影響が大きく、建物の抵抗部分と除去すると変形も進まず、また、同じ理由により後列の建物への影響は前列のものより少ない。
- 3) 地中の相対水平変位は、一般に上層ほど大きくその方向は北

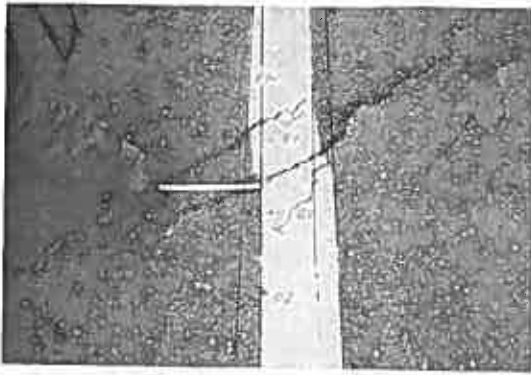


写真3 前面道路(国道230号線)の
主水平ずり断層 '77.10.4
噴火後58日、ずれの幅40^{mm}



写真4 同上 '80.7.18
噴火後1077日 ずれの幅3,665^{mm}
'81.10.15現在1531日 " " 4,275^{mm}
右側の建物は、D棟の35の両側1/3を修理改装したもの。



写真5 C棟北面の中央部 '81.5.26
壁面の最大亀裂中10^{cm}以上

西である。またその変位は、地層により不規則に変動しており、層の境界付近の変化が大きい。これによりB棟のくいに障害が生じている可能性も考えられる。

- 4) 建物は、主断層線付近で浮上りこれより離れるほど沈下している。建物の傾斜は、地盤変動の大きい程度になっている。

なお、今回の地盤変動による建物の被害経過から、今後このような地盤変動の起る地域に建物を建設しなければならぬ場合の留意事項として次の点があげられる。

- 1) 建物の長辺を断層線の方角に合わせ、極力断層線をさける。
- 2) 建物の剛性を高め、基礎はベタ基礎とする。また、許容変形量の大きな構造とする。
- 3) 建物は小規模とする。規模の大きなものは、適宜に十分な間隔をとったエキスパンションジョイントを設ける。
- 4) 鋼構造では柱脚のアンカーボルトの穴をスリーブホールとするなど後日変形を修正しやすい構造とする。
- 5) 建物の支持地盤は密な均質層に改良する。摩擦ぐいなどで地盤を締固める場合は、これと基礎を結合しない方がよいと思われる。なお、地盤変動が少なく、支持ぐいと採用する場合は、或る程度の変形に追従できるようなH型鋼とする。

②② CCP工法による被圧帯水地盤の橋台基礎処理例

農用地開発公団

川向 勲

笹森 洋

北海道開発コンサルタント(株) 河合 裕志

由良 桂一

○本間 公康

1. まえがき

根室区域広域農業開発事業に伴い列海地区(図-1)において橋梁が計画されたが、地盤調査の結果、当地点は本道ではあまり例を見ない特に大規模な被圧帯水層を容存していることがわかった。

このため、橋梁の仮設時において通常の施工法では基礎掘削部への浸透水流入等の水処理の問題が懸念され、何らかの対策が必要であった。

本報告は、CCP工法の地盤改良によってこの問題に対処した橋台基礎処理の工事例であり、当面した被圧帯水地盤の状況、基礎処理工法を決めるにあたっての考え方や試験施工から本施工の経過を述べるものである。

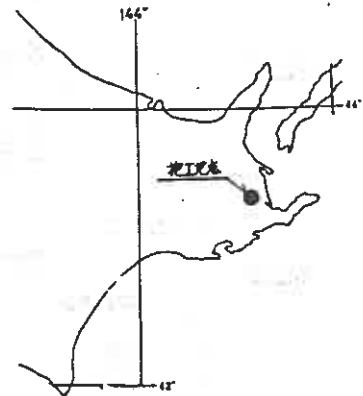


図-1

2. 地盤および被圧水の概要(図-2)

橋梁予定地点の付近一帯は標高40~50mのゆるやかな丘陵地地形をなし、ヤウシュベツ川が蛇行しながら流れる地域である。

土質は図-2に示すように地表面の約30m間は主に火山灰層、シルト層、砂層、また所々に腐植土層を挟存する互層帯であり、層序は複雑である。したがって、強度的なバラツキが大きくN値=10~50回以上であった。これに続いて堆積しているのはN値50回以上の砂層で層厚5mである。

また、この下位には層厚10m以上、N値30回以上の火山灰層が堆積している。

今回の調査で被圧水が確認されたのは、深度16.5m(EL≒0m)、21m(EL≒5m)、35m(EL≒18.5m)付近であった。被圧水が見られた層の土質はEL≒0m付近では微粒砂状で灰色の火山灰、EL≒5m付近では浮石(最大径15mm)が少量に含まれた粗粒砂状の火山灰、またEL≒18.5m付近では火山灰質の砂である。

被圧水の状況は、水頭は図-2に示すごとく自然水位よりそれぞれ4h=6.59m、6.65m、8.30m、湧水量は掘削深度35m(孔径66mm)の時点で740^l/minという大規模なものである。

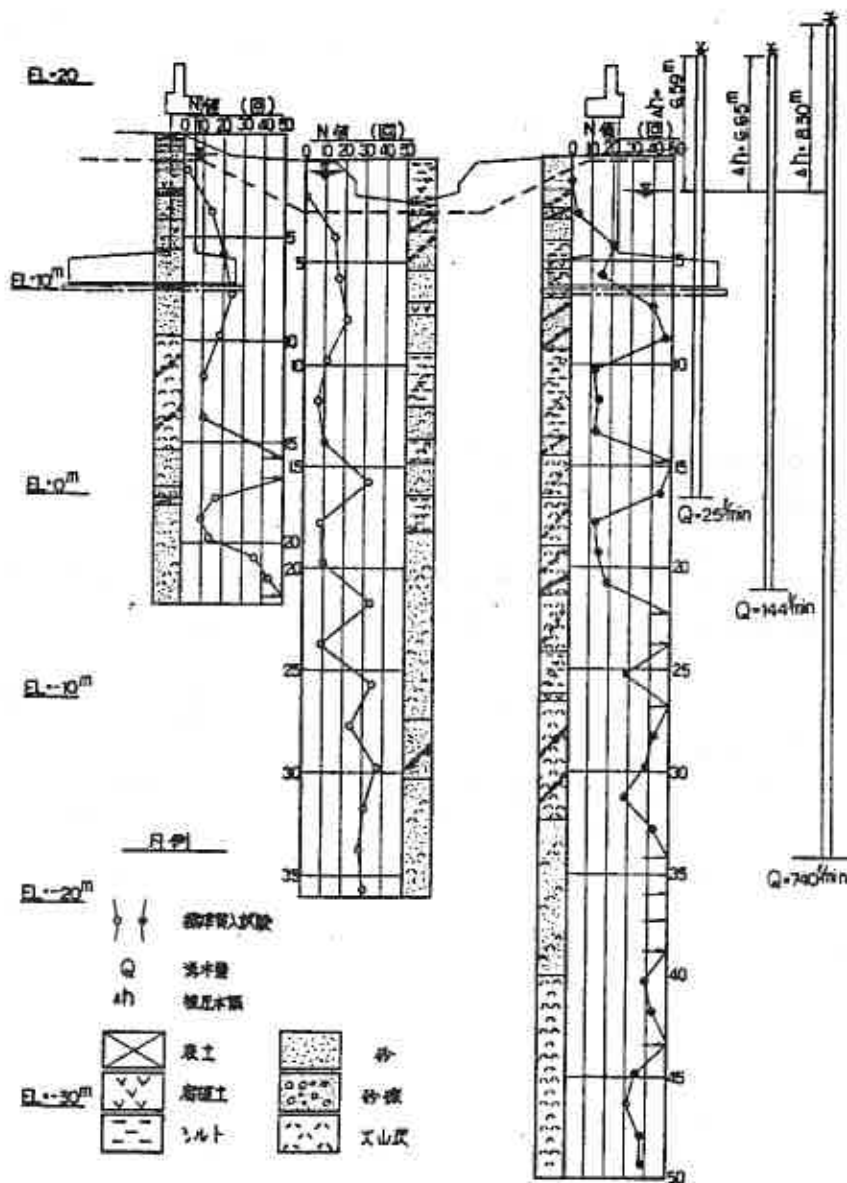


図-2

資料¹⁾によれば、この一帯の火山灰質あるいは浮石質の相違堆積物層は被圧地下水の帯水地盤になっているということであり、付近ではかなりの数の井戸が自噴した²⁾り、河川や沢部では湧水が見られるということから、当地点のみが特異な地盤ではなくて地盤一帯が被圧地下水を容存した問題のある地盤であるといえよう。

3. 被圧水におよぼす問題点と対応法

橋台仮設時、特に掘削時においては、当地のような被圧帯水層を容存する地盤で

は水に関する対応が特に重要となる。

すなわち、浸透水の処理およびこれに伴うボイリング発生やパイピングの問題などがある。

一般的には、このような問題の対応の方法としてはウエルポイント工法やディープウエル工法などの強制的な排水工法を採用することで水位を掘削底面下に低下させ土の有効荷重の増加、揚圧力の低下を期待する。

しかし、当地盤では先に示したように水頭が最大で $h = 8.30 \text{ m}$ 、湧水量は孔径 66 mm で 740 l/min という観圧の規模のため処理する水量が多くなるため、これらの工法では工事費が莫大となる。

このため、矢板で地盤を囲み地盤の密度を増加したり、せん断抵抗力を増加して被圧水による下位からの揚圧力に十分安全である状態まで固結させる工法を採用することとした。

工法としては、一般に考えられるのは薬液注入工法、深層攪拌式混合処理工法、深層噴射式混合処理工法であるが、十分な止水効果が得られ、また、橋台の基礎地盤として所要の強度が期待されなおかつ施工機械が小型で制約された作業空間でも必要可能な深層噴射式混合処理工法が妥当であった。

ここでは特に道内において橋梁基礎工法などに採用された実績をもつ CCP 工法で行うものとした。

CCP 工法による改良パイルの圧縮強度は実績より 50 kg/cm^2 以上、すなわち、許容圧縮強度 $\sigma_a = 16 \text{ kg/cm}^2$ が期待できる。

パイル配置は図-3 に示すとおり複合地盤的に作用するよう 7 列 × 7 列の 49 本とした。

また、改良深度は比較的良質な地盤までとし 8.5 m とした。注入材は安価で使用も容易なセメントミルクで、注入量は今回の目的に合わせて 165 l/m 本とした。

施工はまず当地点での改良効果を調べるために地表から深度 5 m の範囲で試験注入を行った。

結果は図-4 に示すとおりであって、深さ方向にパイルの圧縮強度が増加する傾向が明らかである。

この傾向は、地表部においては土被り重量が小さいため噴射圧により層界現象等が発生し、セメントミルクの混入が不十分であったためと考えられる。しかし、深度 3 m 以下では所要の 50 kg/cm^2 以上であり、本施工では改良位置が原地盤から 7 m 以深となるため、当然所要強度以上となる。なお、橋台の支持力については CCP 工法による改良範囲を 1 つのマスと考え、これに適合する支

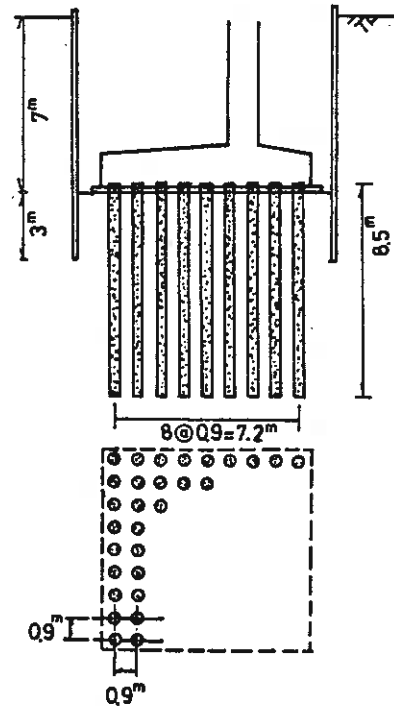


図-3.

持力式をあてはめて十分満足するものであった。

4. 施工結果

CCP工法の施工は矢板打設後、原地盤より所定の範囲に注入を行い、その後強削を行った。

強削時の状況は、本地盤においては水処理の問題が懸念されたにもかかわらず非常にドライな状態で施工がなされ、床付

等も容易であった。当地域の類似工事で水処理が問題となっていることを考えると当初の目的が十分達せられた。排水は2インチポンプ/台で可能で、この水も河川側の矢板の継目からの漏水がほとんどである。

CCPパイルは約205mmの径で仕上っており、コア抜きによる強度試験の結果は図-4に併記したように60~270^{kg}/cm²であった。また、パイル間地盤で板状および塊状に固結したセメントミルクが目視され、これが止水に対して効果があったと判断される。さらに、橋台の施工後矢板の引抜きを行ったが、この時も漏水等の問題は発生しなかった。

以上の経過で橋台の基礎処理工事を行ったが、水に対する問題の処理が計画通り進んだので、当初の予定通り竣工することができた。現時点で本橋は交通供用されているが沢下その他の変形は発生していない。

5. あとがき

多量の被圧水が存在する橋台の基礎処理についての経過とその結果についてとりまとめしたが、今回の最大の問題点は仮設時の水に対する処置であった。ため、支持力的には材料の信頼度からすればくい工法が優位であると考えられるが、文中に示したようにCCP工法でも十分な支持力が得られることや経済性（CCP工法のほうがくい工法に比較し約10%安い）を考慮してCCP工法を採用したものである。

CCP工法における注入量、地盤改良の支持力の考え方等について、今後検討を要する項目もあるが今後同様な地盤での工事の際に参考とされれば幸いである。

最後に、本報告にあたり御協力いただいた東興建設株式会社札幌営業所長 井本 眞章氏、東邦建設株式会社 亀山 義雄氏および関係各位に対し心から感謝致します。

参考文献 (1) 地質図幅 西列 (釧路-第11号) 北海道立地下資源調査所、昭和64年。

(2) 水理図幅 根室-第11号 北海道立地下資源調査所、昭和65年3月。

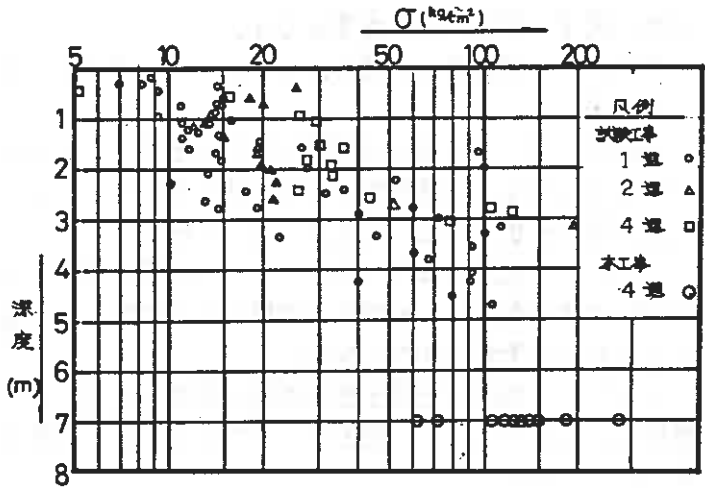


図-4

②③ 軟弱地盤におけるくいおよびフーチングの水平抵抗に関する実験

北海道立寒地建築研究所 ○阿部道彦 藤村成夫

1. 目的

本道には軟弱地盤上に建つ建物が多いが、その基礎の水平抵抗については不明な点が多い。本実験は、軟弱地盤におけるくいおよびフーチングの水平抵抗を把握するために行ったもので、地盤反力の算定方法とフーチングの水平力分担率について検討を加えた。

2. 試験方法

2-1 試験の概要

試験は道内各地(図1)における公共建築物の建設に付随して実施されたものである。

加力方法は図2に示すとおりである。釧路の2号ぐい、石狩の2号ぐい、白糠の1号ぐいおよび浦河の2号ぐいは、いずれもくいの頭部をコンクリートで根巻きしたものである。厚岸、釧路、石狩では、いずれも1号ぐいと2号ぐいの間にジャッキをセットして加力している。白糠では、試験1で1号ぐいと2号ぐいの間で加力したあと、試験2で2号ぐいとフーチングの間に鋼材をかませ、試験1と同様に加力した。浦河では、試験1で1号ぐいとフーチングの間で、試験2では1号ぐいと2号ぐいの間で加力し、試験3では1号ぐいとフーチングの間に木材をかませて試験2と同様に加力した。

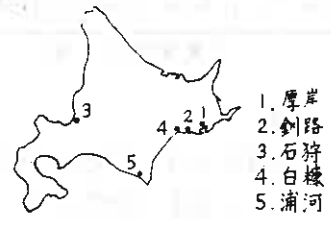


図1 試験箇所

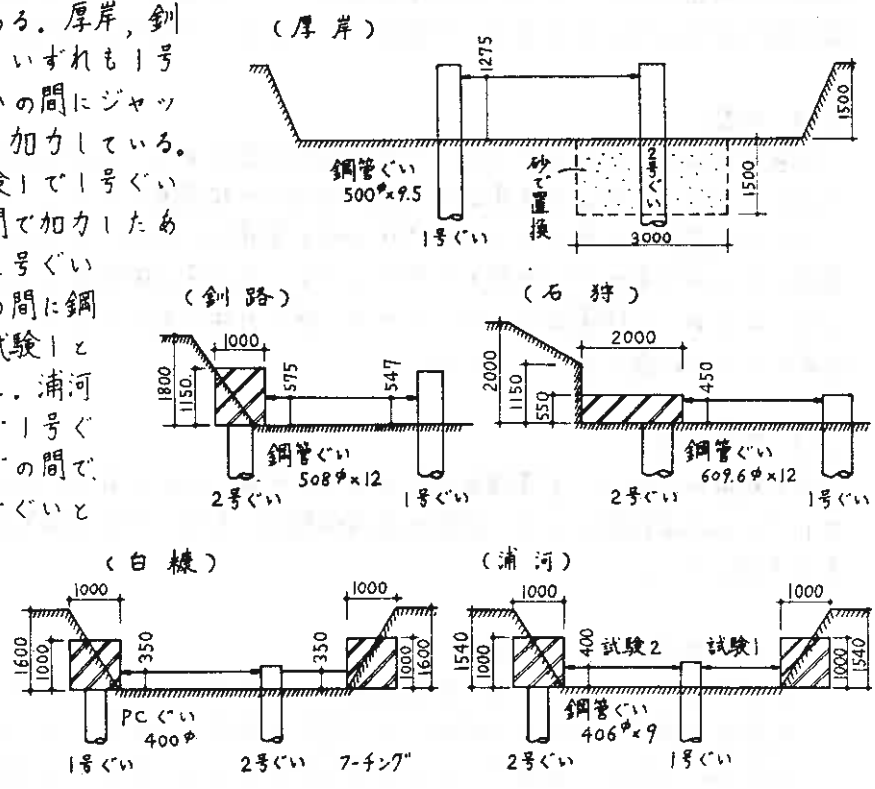


図2 加力方法

表1 くいの諸元

試験箇所	建物	試験年月日	くいの種類(くいのゲージアロテクタ)	断面諸係数(上段-くいのみ 下段-ゲージアロテクタ)			ヤング係数 E kg/cm ²	くいの長 m
				A cm ²	Z cm ³	I cm ⁴		
厚岸	水産高校	昭和年月日 51.7.21	鋼管くい(500φ×9.5t 2L-150×75×6.5/10)	146	1.76×10 ³	4.40×10 ⁴	2.1×10 ⁶	18 (9+9)
				N ₁ 194	3.36×10 ³ *	8.41×10 ⁴		
				N ₂ 194	3.37×10 ³ *	8.12×10 ⁴		
釧路	高校	52.6.22	鋼管くい(508φ×12t 2L-150×75×6.5/10)	187	2.27×10 ³	5.75×10 ⁴	2.1×10 ⁶	29 (5+14)
				234	3.89×10 ³ *	9.88×10 ⁴		
石狩	高校	52.7.12	鋼管くい(609.6φ×12t 2L-150×75×6.5/10)	225	3.30×10 ³	1.01×10 ⁵	2.1×10 ⁶	55 (10+10+5+15+15) 12.5 9.5
				273	5.19×10 ³ *	1.58×10 ⁵		
白糠	養護施設	53.8.29 -31	PCくい(400φ なし)	1260	5.15×10 ³	1.03×10 ⁵	3.5×10 ⁵	26 (9+10+8)
				—	—	—		
浦河	高校	54.8.22 -23	鋼管くい(406φ×9t 2L-150×75×6.5/10)	112	1.09×10 ³	2.22×10 ⁴	2.1×10 ⁶	21 (10+11)
				160	2.46×10 ³ *	4.99×10 ⁴		

* 歪度測定点の値

2-2 くい

試験くいは、白糠がPCくいで他はいずれも鋼管くい(STK41)である。PCくいでは歪度の測定を行っていないが、他は歪度の測定を行うためゲージアロテクターを取付けている。くいの諸元を表1に示す。厚岸の1号くいと2号くいで断面係数Zと断面2次モーメントIの値が異なっているのはゲージアロテクターの中心線が加力方向に対して1号くいでは3.4°、2号くいでは15.8°ずれたためである。

2-3 地盤

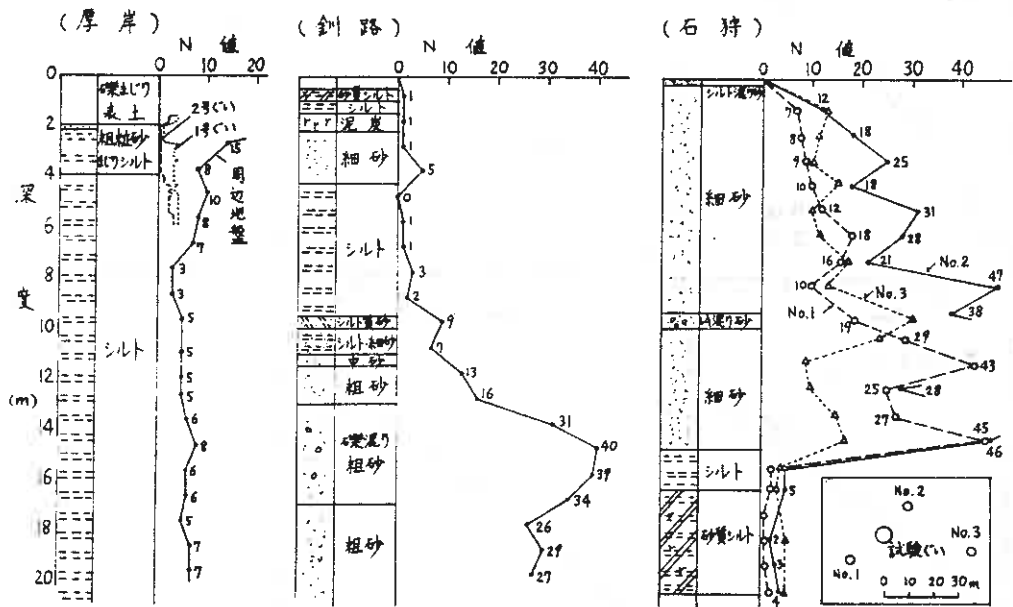
試験地盤は図3に示すようにいずれも軟弱地盤である。石狩の地盤は上部が砂層であるが、約15~42mの深度までN値が10以下の軟弱層となっている点と異なっている。厚岸の2号くいの地表付近を砂で置換したのはくいの水平抵抗の増加と意図したものであるが、使用した砂がシルト・粘土等の微粒分を含み、水位が高かったこともあって締固めが十分にできず、逆にN値の低下をもたらした。白糠では地表から1.3m盛土を行っている。

2-4 載荷方法

水平載荷の方法は、土質調査法(土質工学会編)に示されているA法に準じた9サイクルの定速載荷とした。荷重の保持時間は、各サイクルの最大荷重で15分、0秒で4分とした。

2-5 水平変位と歪度の測定

くい頭部とフーチングの水平変位の測定にはダイヤルゲージ(0.01mm)とひずみゲージ式変位変換器(0.01mm)を使用した。歪度の測定には歪ゲージ(防水タイプ・ゲージ長5mm)を用い、自動デジタルひずみ測定器により測定点の歪度と1/3所0.2秒の速度で自記記録させた。歪度の測定点はくい1本につき24ヶ所である。



3. 結果の考察

3-1 くいの地盤反力算定式

ここでは非線形弾性地盤反力法を用いて考察を行う。この方法では、地盤反力は一般に式(1)の形で表わされる。

$$P = \alpha \pi m \gamma^n \quad \text{----- (1)}$$

- ここに α : 地盤常数
- π : 地表面からの深さ
- γ : 水平変位

m と n の値は試験結果にもとづいて定めなければならないが、本試験では歪度測定点の数が少ないこともあり、地盤反力 P と水平変位 γ の関係から m と n の値を定めるのが困難と判断されたため、ここでは港研方式による計算値と実験値の比較により港研方式の適合性を検討した。

フーチングを有するくいについては、全水平力からくいの地表面の位置に生ずるせん断力をさし引いたものがくい頭に作用すると考えている。

図4は港研方式によるくい頭(加力点)の水平変位 γ_{top} 、最大曲げモーメント M_{max} および曲げモーメント第一ゼロ点の深さ z_{m1} の計算値と実験値の適合性を示したもので、地盤の類型と地盤常数を適当に選定すれば両者は比較的よく適合するといえる。

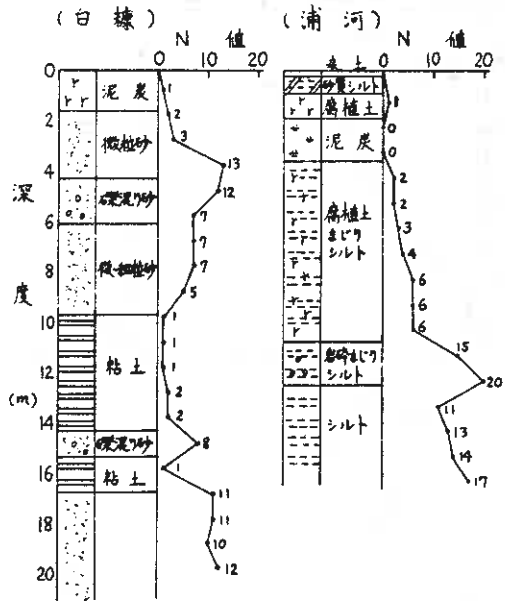


図3 地盤柱状図

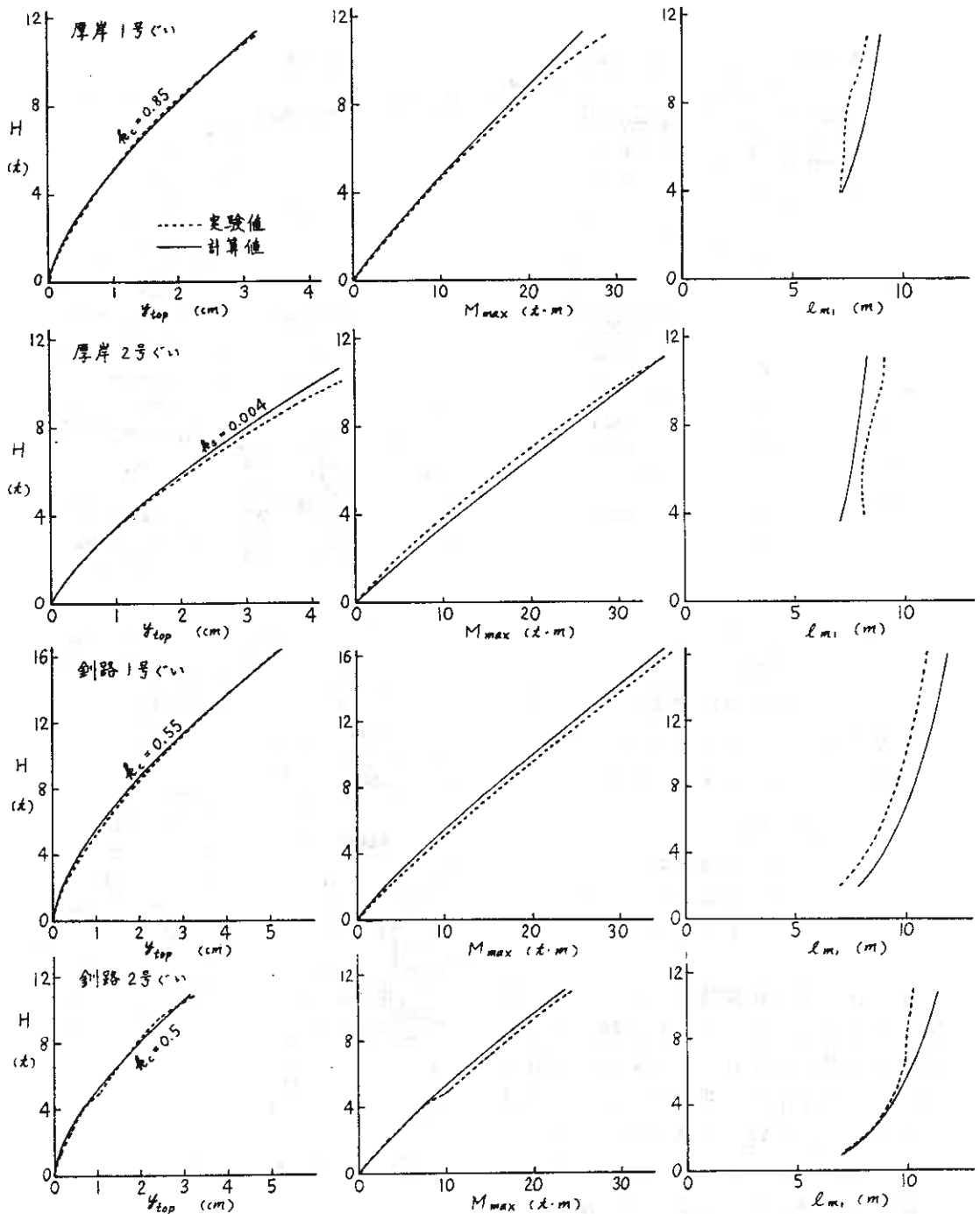


図4 港研方式による δ_{top} , M_{max} , l_{m_1} の計算値と実験値の適合性

白糠ではぐい頭の水平変位以外のデータがなく、 N 値の分布も少し変則的であるため地盤の種類の判定は困難であるが、ここにはS型地盤とした場合を示している。水平荷重が4tをこえると水平変位の急激な増加が認められるが、これはひびわれ発生によるPCぐいの曲げ剛性の低下あるいは泥炭地盤の破壊による塑性領域の拡

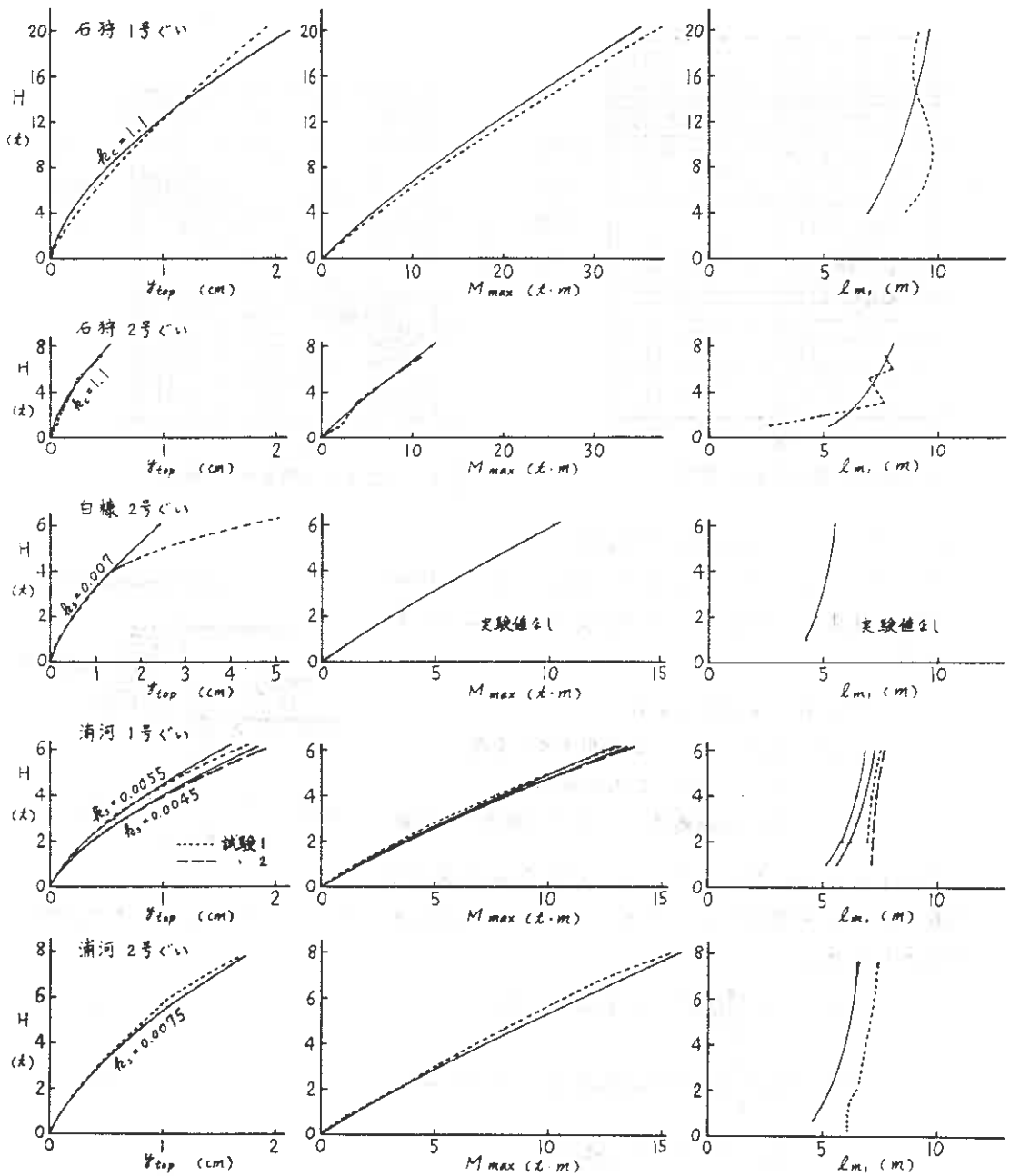


図4 港研方式による y_{top} , M_{max} , l_m の計算値と実験値の適合性(77キ)

大によるものと考えられる。

3-2 くいに対する地盤常数

図5はN値と地盤常数 c_c の関係を示したもので、同一N値で比較すると本試験結果の地盤常数 c_c は既往の試験結果より小さい値となっている。図6はN値と地盤常数 c_s の関係を示したもので、本試験結果は既往の試験結果と同様の値になっている。

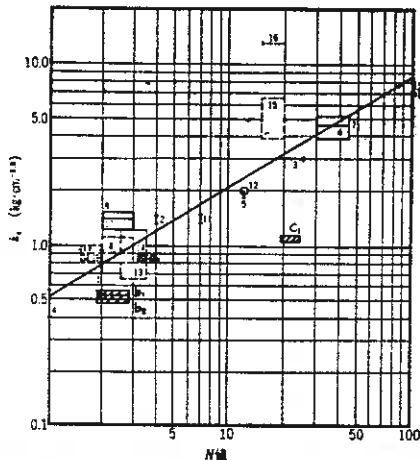


図5 N値と地盤定数 k_1 の関係

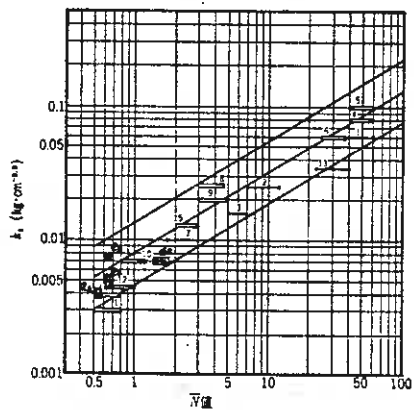


図6 N値と地盤定数 k_2 の関係

3-3 フーチングの地盤反力算定式

フーチングが水平力 P を受け、図7のような移動と回転を生じたとすると、水平変位 y は式(2)で表わされる。

$$y = u_0 + \theta_0(d - x) \quad \text{----- (2)}$$

ここに u_0 : フーチング底面の水平変位

θ_0 : フーチングの回転角

d : 地表面からフーチング底面までの距離

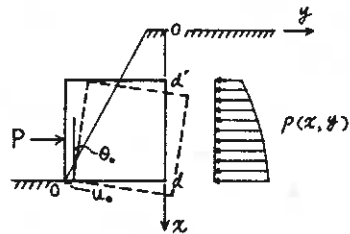


図7 フーチングの変位と地盤反力

式(2)を式(1)に代入し、フーチング前面の地盤の地盤反力および地盤反力により点Oに作用する曲げモーメントを求めるとそれぞれ次のようになる。

$$H_F = -B_F \int_{d'}^d k_1 x^m \{u_0 + \theta_0(d-x)\}^n dx \quad \text{----- (3)}$$

$$M_F = -B_F \int_{d'}^d k_2 x^m \{u_0 + \theta_0(d-x)\}^n (d-x) dx \quad \text{----- (4)}$$

ここに B_F : フーチングの幅

d' : 地表面からフーチング上面までの距離

今、フーチング底面および側面の摩擦抵抗と無視すると、水平方向の力のつりあいおよび点Oに関する曲げモーメントのつりあいからそれぞれ次式が成立する。

$$P + H_F = 0 \quad \text{----- (5)}$$

$$Ph + M_F = 0 \quad \text{----- (6)}$$

ここに P : フーチングに作用する水平荷重

h : 点Oから水平荷重の作用点までの距離

地盤常数 k は、式(3)と式(5)に代入して整理した式(7)、または式(4)と式(6)に代入して整理した式(8)により求められる。

$$k = P / B_F \int_0^d x^m \{u_0 + \theta_0(d-x)\}^n dx \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$k = Ph / B_F \int_0^d x^m \{u_0 + \theta_0(d-x)\}^n (d-x) dx \quad \dots\dots\dots (8)$$

m は式(7)から求めた地盤常数と式(8)から求めた地盤常数が一致するように定め、また、 n は水平荷重 P の変化に対して k が一定値となるように定めればよい。

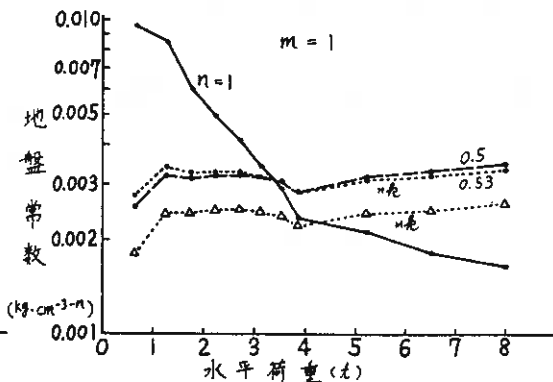
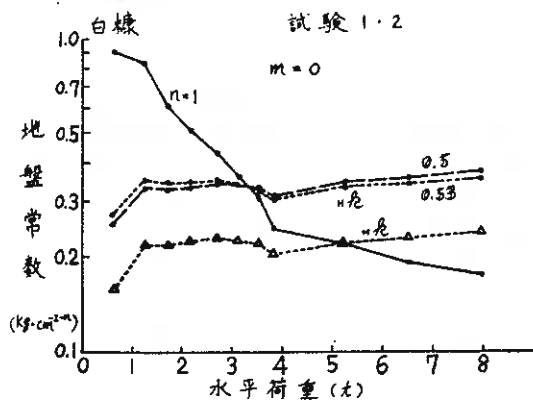
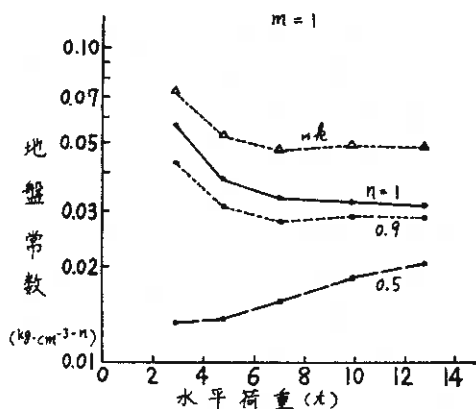
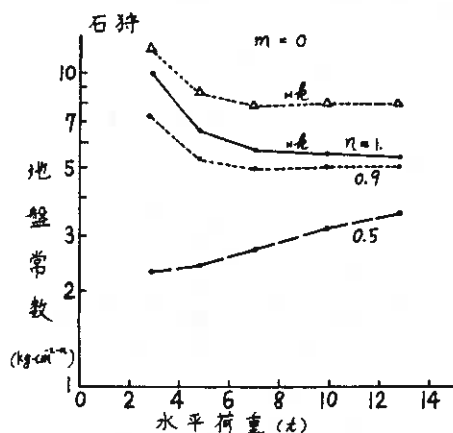
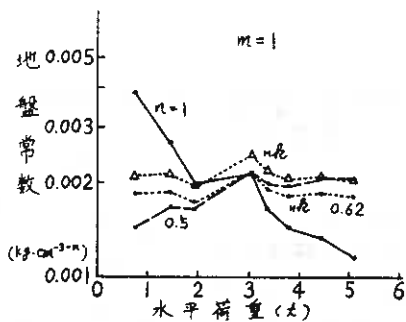
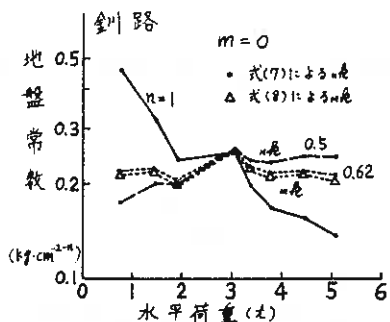


図 8 m および n をかえた場合の地盤常数の変化

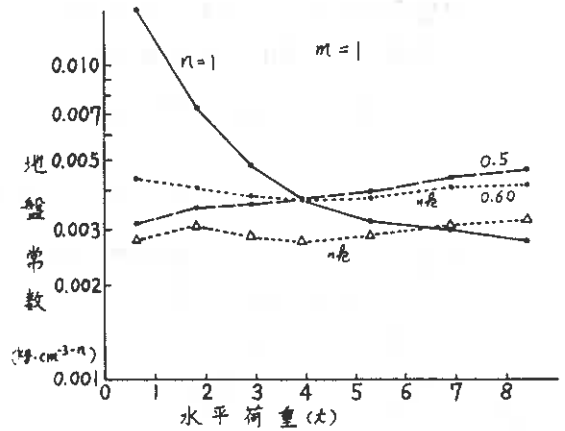
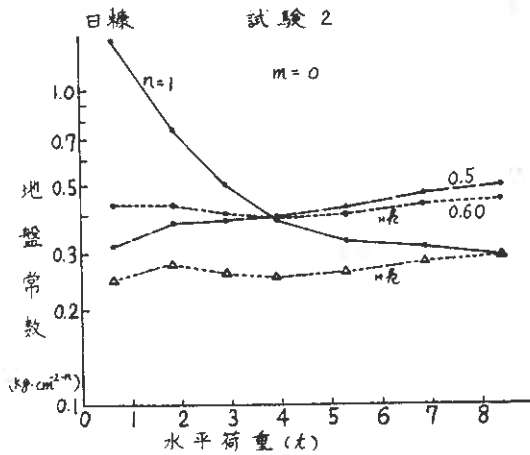


図8は m および n をかえた場合の地盤常数の変化を示したものである。なお、式(8)より求められる n については、 P の変化に対して n が一定値をとる場合のみ示した。これによると石狩では $n=0.9$ で、また他の箇所では $n=0.6$ 前後で n はほぼ一定値となっている。また、釧路と石狩では $m=0$ 、白線と浦河では $m=1$ の方が式(7)から求めた n と式(8)から求めた n の値の差は小さくなっている。この m の値はくいの場合について求めた値と一致している。このため、地盤の上層が軟弱な箇所についてはフーチングの地盤反力は次式によって算定すればよいと思われる。

$$P = n \alpha^m y^{0.6} \dots (9)$$

ここに m : くいの場合の値に準ずる

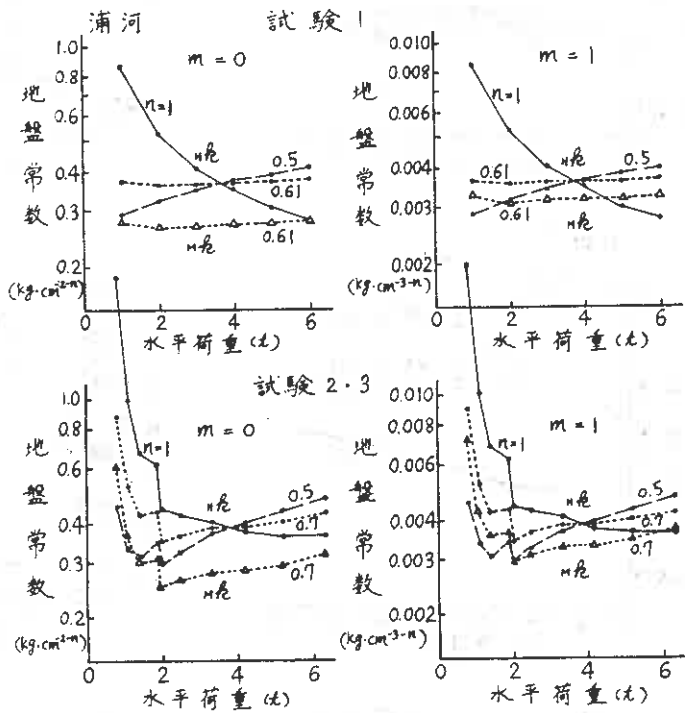


図8 m および n をかえた場合の地盤常数の変化 (つづき)

表2 くいおよびフーチングの地盤常数

試験箇所	くいフーチングの関係	くい			フーチング		
		n	m	n	n	m	n
釧路	単独	0.55	0	(0.5)	—	—	—
	結合	0.50	0	、	0.22	0	0.62
石狩	単独	1.1	0	、	—	—	—
	結合	1.1	0	、	5.0	0	0.90
白線	単独	0.0070	1	、	0.0039	1	0.60
	結合	—	—	、	0.0033	1	0.53
浦河	単独	0.0045 0.0035	1	、	0.0037	1	0.61
	結合	0.0075	1	、	0.0039	1	0.70

3-4 フーチングに対する地盤常数

表2はくいとフーチングの地盤常数を示したもので、石狩ではフーチングの地盤常数がくいの地盤常数の4.5倍ともなっているが、他の箇所ではいずれも約半分程度の値となっている。

3-5 くいとフーチングの水平力分担率

実際のフーチングを有するくいの場合、水平力が作用してもつなぎばりのためくい頭の回転は拘束される。ここでは、くい頭が回転せず単位水平変位(1cm)を生ずるときのくいとフーチングの水平力分担率を求める。くいにはゲージプロテクターがついていないものとし、フーチングの深さは地表面から1mまでとする。

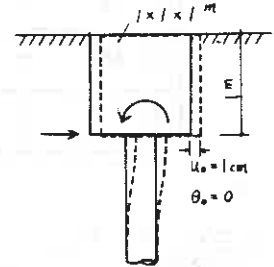


図9 計算の条件

図9においてくい頭(加力点位置)が回転せず1cmの水平変位を生ずるのに要する水平力と曲げモーメントは次式で与えられる。

C型地盤 ($m=0$) の場合

$$H = 1.87 \cdot (EI)^{1/3} \cdot B \ell \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$M = 1.15 \cdot (EI)^{1/2} \cdot (B \ell)^{1/2} \quad \dots \dots \dots (11)$$

S型地盤 ($m=1$) の場合

$$H = 1.30 \cdot (EI)^{2/5} \cdot (B \ell)^{3/5} \quad \dots \dots \dots (12)$$

$$M = 1.18 \cdot (EI)^{3/5} \cdot (B \ell)^{2/5} \quad \dots \dots \dots (13)$$

ここに E : くいのヤング係数

B : くい幅

同様にフーチングの場合は次式で与えられる。

C型地盤 ($m=0$) の場合

$$H = 10^4 \cdot \ell \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$M = 5 \cdot 10^5 \cdot \ell \quad \dots \dots \dots (15)$$

S型地盤 ($m=1$) の場合

$$H = 5 \cdot 10^5 \cdot \ell \quad \dots \dots \dots (16)$$

$$M = 5 \cdot 10^7 \cdot \ell / 3 \quad \dots \dots \dots (17)$$

表3は実験結果から得られた地盤常数を用いて計算したくいとフーチングの水平力分担率を示したもので、フーチングの水平力分担率は石狩で66%となっているが他の箇所ではいずれも15%程度の値となった。

表3 フーチングの水平力分担率の計算結果

試験箇所	地盤の 類型	く い			フーチング		フーチング の水平力 分担率 %
		B _危	EI _{kg-cm²}	H _土	危	H _土	
釧路	C型	25.4	1.21×10 ¹¹	10.7	0.22	2.2	16.1
		27.9		11.5			17.1
石狩	C型	67.1	2.12×10 ¹¹	25.5	5.0	50.0	66.2
白糠	S型	0.28	3.60×10 ¹⁰	10.1	0.0033	1.7	14.4
		0.304			0.0039	2.0	16.5
浦河	S型	0.183	4.66×10 ¹⁰	8.7	0.0037	1.9	14.0
		0.304		11.7	0.0039	2.0	18.7

4. まとめ

軟弱地盤において実施したくいおよびフーチングの水平載荷試験の結果は次のように要約される。

- ① 微小変形の範囲内であれば軟弱地盤におけるくいの挙動に対しても港研方式を適用できる。

N値と地盤常数 c_0 の関係は既往の試験結果とほぼ同様の傾向を示すが、N値と地盤常数 c_1 の関係は少し異なり、同一N値に対する地盤常数は既往の試験結果より小さい値を示した。

- ② フーチングの地盤反力は次式によって算定できる。

$$P = c_0 \alpha^m \gamma^{0.6}$$

m はくいの場合と同じ値にし、地盤常数はくいの場合の半分程度の値にすればよいと思われる。

- ③ フーチングと有するくいに水平力が作用しフーチングが回転せずに1cmの水平変位を生じたと仮定すると、フーチングの水平力分担率の計算値は約15%程度となる。

<参考文献>

横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂

昭和55年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	北郷 繁	北海道大学工学部教授
委員	田口 雍也	北海道開発局土木試験所長
〃	石崎 嘉明	北海道電力土木部長
〃	佐々木 敏雄	北海道開発コンサルタント株式会社長
〃	工藤 智明	日本国有鉄道札幌鉄道管理局施設部長
〃	柴田 実	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和56年3月5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、つぎの一編を授賞論文として選考した。

論文名	ボックス・カルバートの土圧軽減工法について
著者	佐藤嘉平, 岩崎洋一郎
授賞者	岩崎洋一郎

選考理由

地中構造物の一種であるボックスカルバートにかかる鉛直土圧は、前後の裏込盛土が相対的に大きな沈下をするのが一般であるため、土かぶり荷重よりも大きくなるとされ、このためカルバートの設計鉛直荷重としては従来土かぶり土圧を割増したものを採用してきた。しかし、この土かぶり荷重をこえる荷重は時間とともに減少し、ついには消失するものとされているので、従来の設計鉛直荷重によるカルバートの設計は不経済となり、この傾向は盛土の高さが大きいほど強くなる。もし当初から土かぶり荷重を設計値として使えるような工法が確立されれば、それがもたらす工学上の利益は大きい。本論文の目的はこの工法の確立にある。

筆者らの採用した工法はカルバート頂版附近にたわみ性材料を置いて、その上の土体の沈下をその前後の裏込盛土の沈下よりも大きくして、いわゆるトレンチ型の土圧を出現させようとするものである。この方法は、筆者らによれば、他に考えられる工法、たとえば裏込盛土の沈下を何らかの方法で減少させるものとか、頂版上の盛土を適当な方法で裏込めの盛土から遮断するなどのものに比べて経済的でしかも施工性がよいとしている。これを道央自動車道苫小牧地区のボックスカルバートに採用し、施工中および施工後の土圧・沈下等の観測を行うとともに有限要素法による解析結果と照合して本工法の妥当性を検討したものである。

たわみ性材料として発泡スチロールを用い事前にその圧縮特性を調べ、これを設置したブロックを設置しないブロックの土圧および沈下を計測比較した。その結果、たわみ性材料のあるブロックの鉛直土圧は盛高 5 m までは土かぶり荷重に等しい土圧を示したが、それ以上 13.7m までの盛高に対してはわずかしこ増加せず、盛土完了後 450 日時点でもその鉛直土圧は土かぶり荷重の半分程度であるのに対し、たわみ性材料のないブロックの土圧は、従来の想定通りのものとなった。一方たわみ性材料の圧縮量は当初の厚さ 40cm の半分程度であった。土圧はここで平衡状態に達したもののようであり、また有限要素法による応力解析は実測値とほぼ一致した結果を与えている。

以上の実験結果はカルバート上の鉛直土圧を軽減するという本来の目的を十分に果すものであるが、なお今後時間の経過とともに土圧がどのように変化するかを観測を継続することが期待される。今やわが国の高速道路は日本列島を横断する時代に入り、山岳地帯を通過するため土かぶりの大きなカルバートを設計、施工する機会が多くなるものと考えられる。

このような場合、本論文の目指す工法の開発は土質工学および建設工事に貢献するところ大であり、今後一層の研究の進展が望まれる。

よって著者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規定

(趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告集」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

第4条 1 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。

2 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3 選考委員会に委員長をおく。

4 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部通常総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

宝 土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。
2. 授賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。
直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。
4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会后すみやかに（1週間以内を原則とする）行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA・B・Cの順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに（1週間以内を原則とする）選考委員会議を開いて行なう。この際の、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設（総合建設）

い	伊藤組土建株式会社	3
お	太田建設株式会社	1
た	大成道路株式会社	1
な	株式会社中山組	1
に	西松建設株式会社	3
	日本舗道株式会社	2
は	株式会社間組	2
	株式会社早坂組	4

ボーリング・調査・測量・設計・施工

き	株式会社北日本ソイル研究所	4
は	パンフィックコンサルタンツ株式会社	5
ほ	有限会社北開水工測量社	2
	北海道土質コンサルタント株式会社	5

電 力

	北海道電力株式会社	6
--	-----------	---



太田建設株式会社

代表取締役会長 太 田 照 國
代表取締役社長 太 田 拓
専務取締役 三 谷 康 夫
常務取締役 七 田 正 男

本 社 室蘭市東町 5 丁目 3 番 1 号 電話 0143 (44) 5151



大成道路株式会社北海道支社

代表取締役社長 寺 尾 正 久
取締役支社長 平 尾 晋

本 社 東京都中央区京橋 3 丁目 13 番 1 号 (有楽ビル)
電 話 (代表) (567) 9431 番
北海道支社 札幌市中央区南 1 条西 1 丁目 14 番地 (第 2 有楽ビル)
電 話 (代表) (231) 1221 番

特 定 建 設 業



株式会社 中 山 組

取締役社長 中 山 弘 三

本 社 / 札幌市東区北 18 条東 1 丁目 13 番地 18 電話 (代) 741-7111
支 社 / 滝川市明神町 4 丁目 1 番 17 号 電話 (代) 22-1212
支 店 / 東京都中央区新富町 2 丁目 (大峯ビル) 電話 (代) 551-3442
出張所 / 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧



日本舗道株式会社

取締役社長 亀卦川 振 興

本 社 東京都中央区京橋1丁目19番11号 電話代表 (567)8171番

札 幌 支 店

取締役支店長 佐 渡 博 夫

札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 電話 代表 812-1151番

豊富な経験・高度な技術



間組

HAZAMAGUMI

札 幌 支 店

代表取締役社長 本 田 茂

取締役支店長 音 羽 敬 三

札幌支店 札幌市中央区大通り西18丁目 〒060 TEL 011 (643)2031

本 店 東京都港区北青山2-5-8 〒107 TEL 03 (405)1111

建設コンサルタント・測量業・計量証明事業・地質調査業

有限会社 北開水工測量社

営 業 種 目

一般測量設計製図・河川流量調査・水質調査・大気汚染調査

騒音の調査・土壌関係調査・土質・骨材試験・地質調査

以上に関する試験研究・コンサルタント等業務一切

代表取締役 福 岡 正 雄

〒080-01 河東郡音更町共栄台西11丁目1番地 TEL (0155) 31-6171

特定建設業



伊藤組土建株式会社

取締役社長 伊藤義郎

本社 札幌市中央区北4条西4丁目1番地 TEL (代) 261-6111
東京支店 東京都中央区日本橋2の8の11 (旭洋ビル) TEL (代) 271-3611
仙台支店 仙台市錦町2丁目1番3号 (大興ビル) TEL (代) 64-1521
営業所 函館・室蘭・苫小牧・帯広・釧路・横浜・埼玉・盛岡

明日をささえる



西松建設

札幌市中央区北六条西十四丁目四番地
西村建設株式会社札幌支店

支店長 藤井 喬

株式会社 早坂組

代表取締役 早坂勝太郎

北海道浦河郡浦河町昌平町西通28号

TEL (01462) 2-2675

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

施工管理試験のエキスパート



株式会社 北日本ソイル研究所

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験
アスファルト試験・試験機具販売及びリース・試験の指導

取締役社長 対馬 美和

技術士・顧問 太田 長四郎

〒065 札幌市東区中沼118番地497

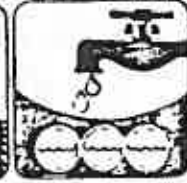
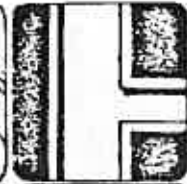
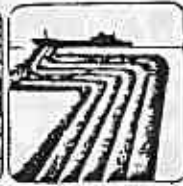
電話 (011) 791-1651 番

パシフィック コンサルタンツ

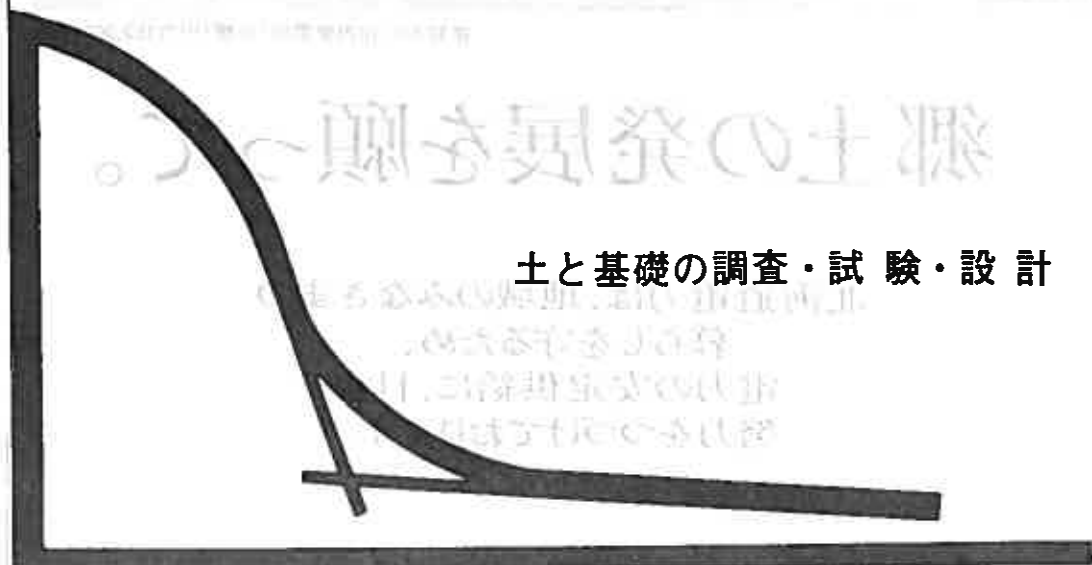
— 登録部門 —



- 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・施工設備
- 建設機械 ○トンネル



■本社 東京
 ■支社 札幌・仙台・名古屋
 大阪・福岡
 ■札幌支社
 中央区北4条西4丁目日興ビル
 TEL221-4181



土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所—札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL (011) 841-1466