

技術報告資料

第13号

昭和48年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

目 次

(1)	9:40~	北海道の火山灰の土質工学的性質(第2報).....	北 大	北郷 繁 川島 崇則	○高岩 勝 藤波 岳臣	1
(2)	10:00~	ねり返しを受けた火山灰のセン断特性と水分特性について.....	専 修 大	常松 哲		7
(3)	10:20~	粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(第2報).....	北 大	北郷 繁 唐牛 義夫 神 敏郎	○三田地利之	13
(4)	10:40~	砂と粘土の混合土の土質工学的特性一過圧密した場合の特性について.....	北 大	北郷 繁 見工 輝之 大成 建設 ○鈴木 知孝	前川 拓美	19
(5)	11:00~	乾燥砂の変形特性に関する実験的研究.....	北 大	北郷 繁 星野 茂	土岐 祥介	27
(6)	11:20~	有機物が土の物理性に及ぼす影響について.....	北 大	開 発 局 ○田村 祥一 前田 隆 平田 貞夫	○相馬 尅之	35
(7)	11:40~	道内沖積平野におけるケイ藻質土.....	土質コンサル ル タ ン ト	若松 幹男		43
(8)	13:00~	2ツ折平面盛土のクーロン土圧論の適用(常時および地震時).....	産 業 短 大	今井 芳雄		49
(9)	13:20~	凍結融解作用による土壌構造の破壊.....	専 修 大	佐藤 裕一		57
(10)	13:40~	融解期の現場CBRとそれに基づく舗装厚の設計について.....	土 試	○久保 宏	斎藤 幸俊	63
(11)	14:00~	切取斜面の安定解析とその検照例.....	石 建 基 礎 地 盤 コンサルタンツ	中田 瞭司 佐田 頼光	杉江善五郎 ○藤堂 博明	71
(12)	14:20~	軟弱地盤上の道路における施工機械走行車両による地盤振動の軽減対策について.....	土 試	佐々木 晴美 札幌 開 建 小林 繁	○能登 繁幸	79
(13)	14:40~	万年橋クイ基礎の振動試験について(第2報).....	土 試	渡辺 恒喜 逢坂 秀俊	○加賀谷誠一	89
(14)	15:00~	双葉ダム設計について.....	小 樽 開 建	杉井 勲		99
(15)	15:20~	新冠ダムの施工管理について(第2報).....	北 電	○酒井 賢一	谷藤 和三	109

北海道の火山灰の土質工学的性質(第2報)

北海道大学 教授 北郷 繁
" 助手 高岩 勝
" 院生 川島宗則
" " 藤波岳臣

1. まえがき

北海道における特殊土の一つである火山灰について、その土質工学的性質を明らかにしようとする試みが、道内の各研究機関によって盛んに行なわれている。筆者らも昨年度以来火山灰についての各種の実験を行ない、その結果は昨年度の発表会において発表したが、今年度も引き続き次の二点に注目して火山灰についての実験を行なった。a:支筋降下火山灰(以下faと略す)の噴出源からの距離による土質工学的性質の差異, b:支筋流下火山灰(以下fbと略す)の場所の変化による土質工学的性質の差異。今回の報告はこの二項目を明らかにするために行った実験結果についてである。なお、本文の一部はオマハ回土質工学研究発表会において発表しているが、その後において新しい試料について実験中であり、現在までに得られた結果についても合せて報告する。

2. 試料および試験項目

2-1. 試料

道内に広く分布する火山灰は支筋系の火山灰で、その分布は図-1に示してあるが、faの分布は噴出源より東方へほぼ扇円状に分布し、fbは噴出源を中心とした同心円状に分布している。本実験に用いた試料はこれらの分布地域から、faは距離が等間隔になるように、fbは近接した地点とばらぬように注意して採取した。

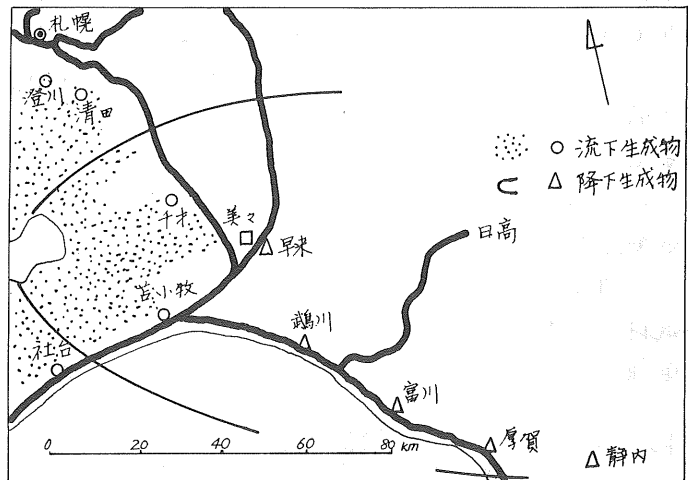


図-1

2-2. 試験項目

実施した試験項目は次の通りである。

1. 物理試験(比重, 含水比, 粒度, 強熱減量)
2. 突貫の試験
3. 三軸圧縮試験

3. 試験方法

3-1. 物理試験

昨年度報告したような方法¹⁾、すなわち、自然含水状態の試料を用い、煮沸法により脱気し、脱気時間は2~3時間として行なった。

3-2. 粒度試験

faは74μフルイ通過率が10%内外であるため比重計法は行なわず、フルイ法だけによった。

3-3. 強熱減量

粒度と同様に北海道庁発局道路仕様書の火山灰強熱試験法によった。

3-4. 突固め試験

突固め効果におよぼす初期含水比の影響と突固めによる粒子の破砕程度をみるためにJIS-A 1210の第一法のうち、1b法(乾燥非繰り返し法)、1c法(非乾燥非繰り返し法)で試験を行なった。突固め終了後、モールドより平均的に粒度分析用の試料を取り出し、粒度分布の変化を調べた。なお、モールドは昨年度使用したものと同様なり、モールドと底板は溶接していないものを使用した。

3-5. 三軸圧縮試験

faについては4.76%以下の気乾試料(早来より東においてはほとんど4.76%フルイに残留せず、自然粒度状態である)、fbについては、4.76%以下の気乾試料と、1b法で得られた最適含水比で突固められた試料を気乾した試料の2種とした。試験は拘束圧0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0kgfの5種とし、供試体初期密度は、各試料とも作成可能な最も密なもの、最もゆるいものをそれぞれ密づめ・ゆるづめとし、この二条件で、またfbにおける突固めを受けた試料の密度は非突固め試料の密度と同一となるように作成した。供試体寸法は径50mm, 高さ120mmとした。またセン断中の供試体の体積変化を調べるために、空気マンメーターを併用し、セン断後の供試体の粒度分布の変化を調べるために粒度分析(フルイ法)も行なった。

4. 試験結果とその考察

4-1. 物理試験

各試料の物理的性質は表-1に示したとおりであり、このうちfaに対して噴出源からの距離と比重・均等係数との関係を図示したものが図-2である。まずfaについて

産地	比重	D ₁₀ mm	D ₅₀ mm	D ₆₀ mm	均等係数	曲率係数	噴出源からの距離	
降下火山灰	早来	2.21	0.18	2.50	3.10	17.2	11.2	37 km
	富川	2.26	0.43	1.10	1.30	3.0	6.0	60 km
	厚賀	2.32	0.35	0.84	0.96	2.7	2.1	78 km
	静内	2.44	0.20	0.62	0.75	3.8	2.6	98 km
流下火山灰	澄川	2.24	0.018	0.16	0.26	14.4	5.5	3.1
	清田	2.36	0.022	0.155	0.24	10.7	4.6	3.4
	干才	2.45	0.013	0.22	0.35	26.9	10.6	3.8
	荻原	2.40	0.012	0.22	0.40	33.3	10.1	3.5
社台	2.37	0.034	0.30	0.48	14.1	5.5	3.4	

表-1

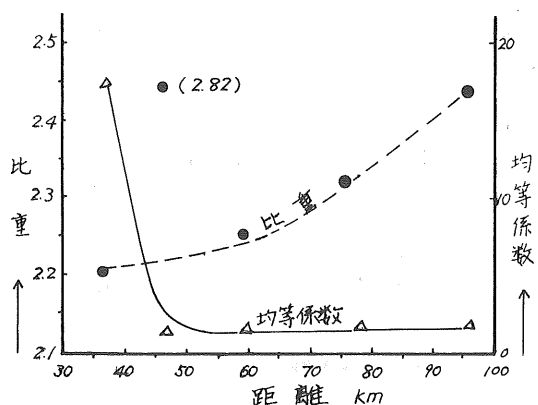


図-2

述べるに、比重および均等係数については、噴出源からの距離に影響されている事がわかる。火山灰の比重は粒子が多孔性であるため、粒子の大きさに影響されるが、距離が遠くなるにつれて最大粒径は小さく、均等係数も小さくなり、そのために比重が大きくなってきている。すなわち、多孔質のために比重試験で脱気が困難な粒子内間ゲキを内蔵し、この粒子内間ゲキの粒子容積に対する割合は大きな粒子で大きく、小さな粒子で小さいと考えられる。このため、距離が遠くなるにつれて比重が大きくなってきているもののようである。距離40km内外の地点で比重がかかり大きく曲線よりずれている点があるが、試料採取時の地層の観察では二次堆積物とは考えられず、したがって噴出物が特異な条件下で堆積し、その結果として上述の結果が生じたものと考えられる。一方flについては、比重・均等係数とも成因を考えれば地域的な差は生ぜず、ほぼ同一になると考えられるが、比重・均等係数とも南東部が大きいうたである。

4-2. 突固の試験 (fa について)

4-2-1. 初期含水比の影響

初期含水比を変えて行った突固の試験によって得られた突固の曲線はいずれも明瞭なピークを示しており、この δd_{max} 、 W_{opt} と初期含水比 W_i との関係を図示すると図-3、4となる。すなわち、 δd_{max} は W_i に影響を受けるが、その上、 $(\delta d_{max})_{max}$ を生じるような W_i が存在するようである。また W_{opt} は W_i が40%付近まではほとんど一定値を示し、40%をこえるとその影響が大きくなる。しかしながら δd_{max} の値は0.6%前後とかなり小さな値を示し、 δd_{max} の変化量もまたわずかであるが、これは火山灰粒子が多孔性であることが原因と考えられる。一方 $(\delta d_{max})_{max}$ と $(\delta d_{max})_{min}$ との差は0.06%と実用上無視し得る程度に小さく、巨視的に見れば W_i の影響によらず、得られた δd_{max} はほぼ一定と見ることが出来る。また昨年度のデータも使用して $\delta d_{max} \sim W_{opt}$ の関係を図示すると図-5になり、明瞭にfaとflは区別される。すなわち、faは W_{opt} が60~100%、 δd_{max} が0.6%前後、flは W_{opt} が20~50%、 δd_{max} が0.9~1.2%であり、比重の大きいfaはflの上部に位置する。

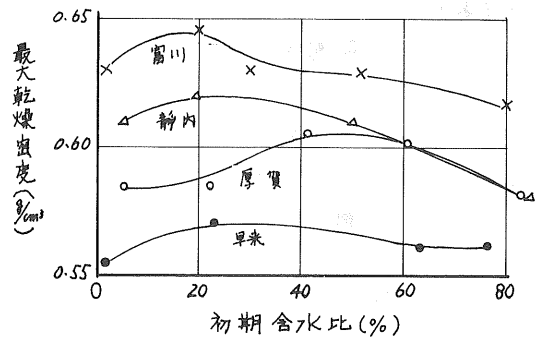


図-3

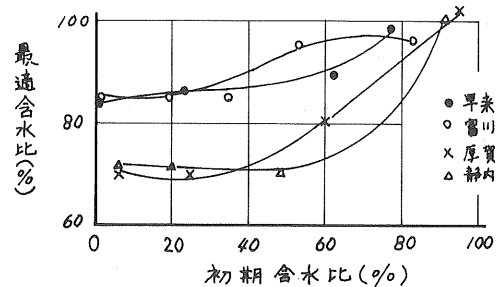


図-4

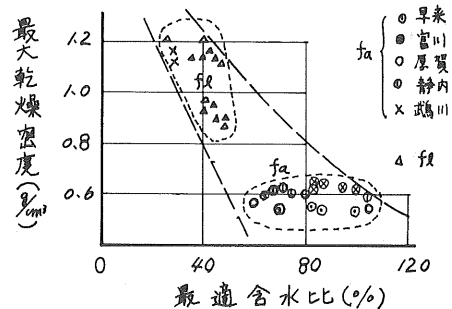


図-5

4-2-2. 突固めによる土粒子の破碎

突固めによって火山灰粒子が破碎され、そのために突固めの試験は非くり返し法をとるべきであると前報で述べたが、試料の含水状態のちがいで突固め後の粒度分布がどう変化するかを調べるため、モールドより平均的に試料を取り出し、乾燥後、水洗い法により得た粒度曲線より均等係数を求め、含水比と均等係数との関係を求めたのが図-6である。これによると、試料の配合の影響で、初期の均等係数に差が認められたが、各初期含水比の場合でも最適含水比において最大の均等係数を示しており、この事から $\alpha_{d,max}$ を生じるような含水比のとき破碎が最大なものとなるようである。

4-3-1. 三軸圧縮試験

a). f_a について

図-7は実験で得られた $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を用いて描いた $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \sim (\sigma_1 + \sigma_3)_{max}$ の関係である。この図より C, ϕ は次式で求めることができる。

$$\sin \phi = \tan \beta \quad (\beta: \text{直線の傾き})$$

$$C = a / \cos \phi \quad (a: \text{直線の縦軸切片})$$

これによると、すでに砂の高圧三軸試験結果として報告されているように拘束圧が高くなるにつれて破壊包絡線の傾きは小さくなり、その原因として粒子の破碎があげられているが、図-7においては、明らかに折れ点が認められ、前後の中を比較すると、4~10°ほど後半部の方が小さくなっている。またその原因と考えられる粒子破碎についてセン断後の供試体の粒度分析より得られた均等係数と拘束圧との関係を見ると図-8のようになる。これによれば、拘束圧が大きくなるにつれて均等係数は大きくなっている。すなわち、粒子の破碎が大きくなってきている。これを総合すると、前例と同じように包絡線の曲がりは粒子の破碎の影響であると考えられるが、折れ点となる点の拘束圧における均等係数はその前後の拘束圧におけるそれとは明瞭な差は認められない。この様な事例はゆるぎめの場合も同様であ

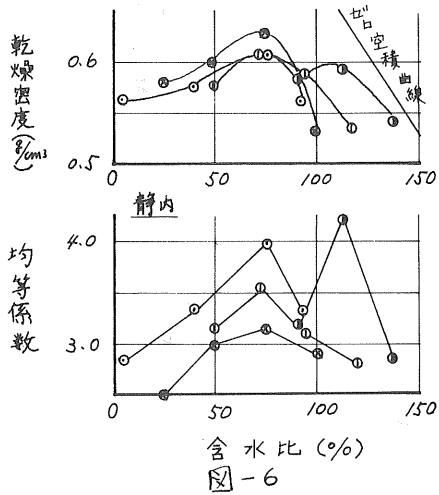


図-6

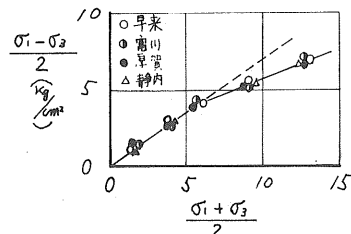


図-7

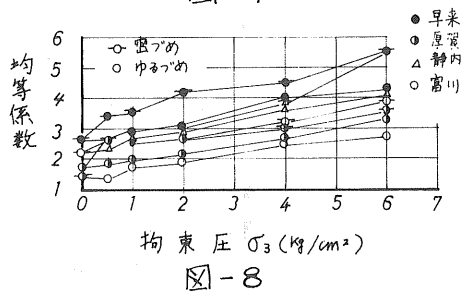


図-8

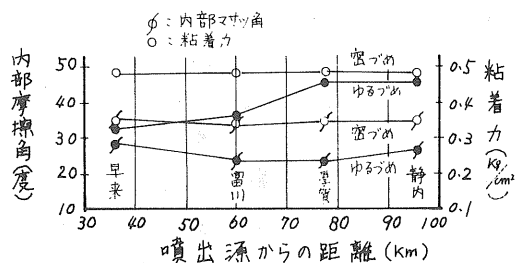


図-9

る。図7の拘束圧が小さな範囲における包絡線より求めたC, ϕ と噴出源からの距離との関係を見ると図9のようになり、密づめの供試体においては、C, ϕ とも距離の遠近にかかわらず一定でC=0.48 $\frac{kg}{cm^2}$, $\phi=35^\circ$ の値を示す。一方ゆるづめの供試体においては、Cは距離が遠くなるにつれて0.35 $\frac{kg}{cm^2}$ から0.45 $\frac{kg}{cm^2}$ と大きくなり、 ϕ は逆に30から25と小さくなる傾向が認められる。

b). flについて

突固めを受けた試料と非突固めの試料の粒度組成を表-2に示す。これによると、社台の試料においてだけ均等係数が小さくなっているが、D₁₀, D₃₀等を見ると全て小さな値を示しており、他の試料と同様に明らかに破碎されていることが判断できる。

試料	突固め	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	均等係数	標準偏差
澄川	突固め	0.017	0.06	0.16	0.255	15.0	0.8
	非突固め	0.021	0.074	0.18	0.280	13.3	0.9
清田	突固め	0.023	0.070	0.16	0.240	10.4	0.8
	非突固め	0.027	0.076	0.17	0.255	9.4	0.8
干才	突固め	0.015	0.066	0.20	0.32	27.8	1.2
	非突固め	0.022	0.10	0.285	0.50	22.7	0.9
苫小牧	突固め	0.015	0.064	0.205	0.38	25.3	0.7
	非突固め	0.019	0.080	0.250	0.475	25.0	0.7
社台	突固め	0.035	0.12	0.30	0.48	13.7	0.8
	非突固め	0.038	0.14	0.47	0.80	21.0	0.6

表-2

上述のfaと同様な方法によって得られた破壊包絡線を図示したものが図-10である。これによると、faと異なり、試験拘束圧範囲内では包絡線は直線性を有している。これは突固めを受けた試料についても同様である。この差はfaとflの火山灰粒子の固さの程度差により生じたものと考えられる。この包絡線より求めたC, ϕ と初期間ゲキ比との関係と求めると図-11のようになる。すなわち、火山灰の強度は初期間ゲキ比に影響される事が読みとれる。また突固めを受けた試料は非突固めの試料と比較すると、C, ϕ は共に小さくなるかあるいは同じかのどちらかである。また清田試料のように両者の粒度組成の差が小さいものにおいてはC, ϕ は変化なく、干才試料のように差があるものについてはC, ϕ が変化していることから、火山灰の強度は粒度組成にも影響されるものと考えられる。

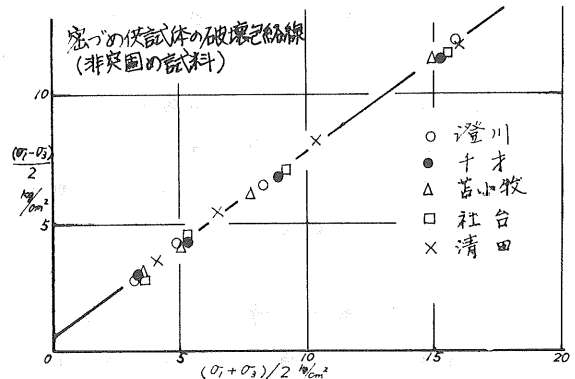


図-10

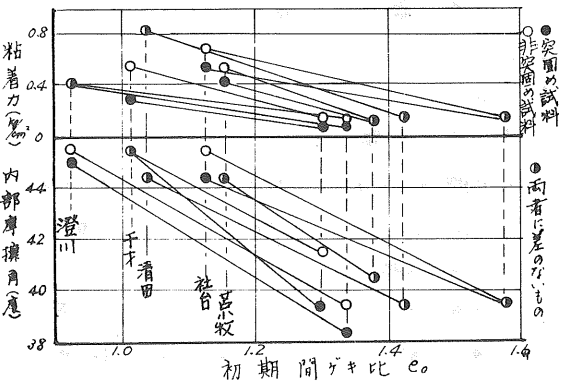


図-11

c). 粘着切片について

砂質土の強度は一般には粒子間の摩擦と供試体がせん断中に起す体積変化に消費されるエネルギーとの和と考えられ、粒子間の摩擦を引き出すためには体積変化のエネルギーをこのように補正するかが問題である。現在までの研究ではTaylor-Bishop法, Newland-Alley法, Rowe法が提案されている。flと同じようなシラスについての研

究報告²⁾において粘着切片が生じるのは、Rowe法によって体積変化エネルギー補正をして包絡線を描くと粘着切片がゼロとなるので、粒子の噛みあいによるものとしている。しかし、新たに0.2^{kg}の低拘束圧を追加して実験を行なった浅利・福留の実験結果によるとその結果は図-12のようになって、体積変化エネルギー補正をしなくても包絡線は原点を通る直線となっているようであり、シラスのように粘着切片は生じない。また火山灰の供試体は自立できないのであるから、砂と同じく粘着成分をもたないとするのが自然である。このような実験結果より、乱した火山灰における三軸圧縮試験結果の粘着切片は包絡線を直線と仮定したために生ずるものと考えられる。

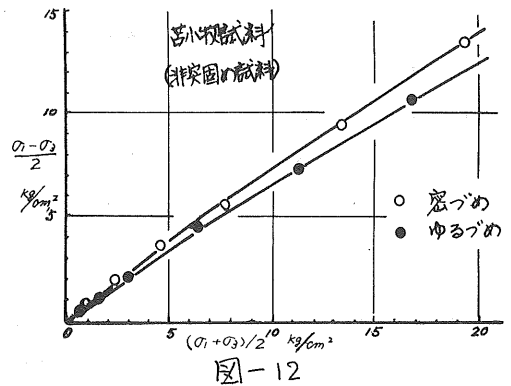


図-12

り、シラスのように粘着切片は生じない。また火山灰の供試体は自立できないのであるから、砂と同じく粘着成分をもたないとするのが自然である。このような実験結果より、乱した火山灰における三軸圧縮試験結果の粘着切片は包絡線を直線と仮定したために生ずるものと考えられる。

5. まとめ

これまで述べてきた試験結果についてまとめると次のようである。

- 1). 火山灰の比重は粒子内間ゲキの容積に非常な影響をうける。したがって破砕を受けると比重が変わるのでその取扱いは注意が必要である。
- 2). f_a の最大乾燥密度は初期含水比にはあまり影響を受けず、その値は0.6^g程度でかなり小さい。また最適含水比付近で最大の破砕を受けるようである。
- 3). f_a の中は28~35°、 f_d では39~45°の範囲内にあり、 f_d の破砕を受けた試料においては非突圓め試料より中が若干減少するものもある。

6. あとがき

前年度に引き続き札幌周辺の火山灰についての実験結果の報告を行なったが、火山灰の特殊性により種々の問題が残っており今後とも検討してゆきたい。なお、本報文は主として文部省科学研究費の補助を受け、昭和46年度の卒業研究として川島・藤波が実験を行ない、高岩がとりまとめ北郷が総括したものである。火山灰の試料収集に際して室蘭開発建設部の協力を得た。ここに記し謝意を表す次第である。

7. 参考文献

1. 北郷高岩表・滝沢：北海道の火山灰の工學工学的性質，技術報告資料第12号 昭和47年2月。
2. 春山吉松・若元；えびの・吉松地域のシラスのせん断特性について，第25回国土学術講演集 土木学会 昭和45年11月。(全般の参考文献)
3. 池浦・山田；火山灰の工学的性質に関する実験(予報)，技術報告資料第12号，昭和47年2月。
4. 坂上；清田火山灰の2.3の工學工学的性質と土質試験における問題点，技術報告資料第11号 昭和46年3月
5. 春山・山内；乱したシラスの排水せん断抵抗について；九州大学工学部学報 Vol.39, No.2 1966
6. 森；火山灰の締固めとその反力(その1)，土工基礎 Vol.13 No.6 1965.
7. 山田・藤井・近堂；北海道における第4紀火山砕屑物の分布とその編年 第4紀研究 Vol.3, 1963.
8. 三浦・山内；高拘束圧下の砂のせん断深度による粒子破砕の影響，第26回国土学術講演集 土木学会 昭和46年。
9. 福留・浅利；支笏火山灰の工學工学的研究；昭和47年度卒業論文 北大工学部。昭和48年3月提出予定

ねり返しを 受けた火山灰のセツ断特性 と 水分特性
について。

専修大学北海道短期大学

常 松 哲

I まえがき

道内には、多種多様な火山灰が広く分布しており、その成因、同化程度などによって特異な性質を有している^{(1)~(4)}。これら火山灰は、一般に多孔質で高含水比を有し、さらに火山灰の分布地域のほとんどでは、性質の異なる火山灰が幾層にも堆積している場合が多い。

また、火山灰はねり返しを受けることにより物理的、工学的性質が変化するとされている^{(5)~(7)}。たとえば、重土工機械による土のねり返しは地盤の支持力を低下させるとともに、土工機械のけん引力を低下させることなどは、よく知られていることである^{(8)~(9)}。

このように火山灰の性質は同一地点でも深さによって著しく異なるし、またねり返しを受けることによっても異なるため、現場施行管理がはたはた困難な土といえる。

本報ではねり返しを受けた火山灰のセツ断特性と水分特性を明らかにするために、セツ断試験として三軸圧縮試験を行うと共に、水分特性を知るためにpF-水分曲線を求めた。なお、ねり返しの影響を比較するためにねり返しを受けない(非ねり返し土)火山灰についても同様の試験を行った。

II 供試土

供試土は、釧路の北約30kmに位置する中層裡面の土取場から採取した。採土深は、0~18cm 雌阿寒岳の火山灰(以下Me-aと呼ぶ)と。

採土深103~181cmのヤンベツロム(以下CmLと呼ぶ)と思われる火山灰を用いた。Me-aの自然含水比は72.1~74.8%、CmLのそれは59.4~61.9%の範囲にあった。これら供試土の諸性質は表1に示す通りである。

表1 供試土の物理性

比重	2.42	2.77
L.L(%)	NP	NP
P.L(%)	NP	NP
有機物含有量(%)	19.3	8.3
分類 (三角座標法)	砂質ロム	砂質ロム

III 実験方法

両試料を自然含水比のまま 4.76% フルイでよくふるい分け、通過した試料を用いた。ねり返しは、ボールミキサ(ボール容量 4.7L 、アジテーター回転数 60rpm) に試料を約 2.0kg ずつ入れて行った。

ねり返し時間、 $Me-a$ が 1.5 分間と 5.0 分間、 CaL が 0.5 分間とした。

供試体は、初期密度が一定となるようにランパで締め固めて作成した。初期密度は、 $Me-a$ の非ねり返し土が $\gamma_d = 0.768\%$ 、 1.5 分間ねり返し土が $\gamma_d = 0.821\%$ 、 5.0 分間ねり返し土が $\gamma_d = 0.841\%$ 、また、 CaL の非ねり返し土が $\gamma_d = 0.974\%$ 、 0.5 分ねり返し土が $\gamma_d = 1.012\%$ である。

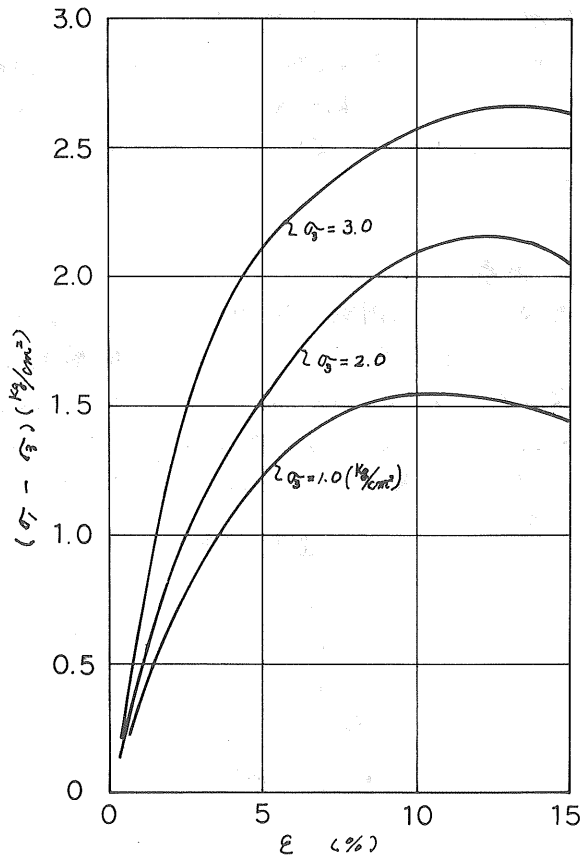
供試体寸法は径 50mm 、高さ 125mm である。三軸圧縮試験は、UU法で行ない、拘束圧は $1.0, 2.0, 3.0\text{kg/cm}^2$ の3段階とし、 $\dot{\epsilon}$ の速度は $1\%/min$ とした。

pF -水分の測定は、非ねり返し土と各ねり返し土について行い、 $pF=1.0$ は土圧法、 $pF=3.0, 4.0$ は遠心法で、 $pF=5.0, 6.0, 7.0$ は蒸気圧法に従ってそれぞれ実施した。

IV 実験結果と考察

ねり返しを各けた場合のせん断強度について述べる前に、ねり返しを各けたり非ねり返し土の強度について述べることにする。

オノ図は $Me-a$ 試料、オス図は CaL 試料の応カーヒズミ曲線を示したものである。応カーヒズミの関係から両試料ともヒズミ ϵ が 15% 以内において最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を示しており、拘束圧 σ_3 が大きくなるにつれ最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を示すヒズミ ϵ も大きくはまっている。なお、最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と拘束圧 σ_3 との関係より、最小自乗法で傾き M_0 、切片 b_0 を求め、強度定数 ϕ と C を次式より算出すると、 $Me-a$ は、 $\phi = 12.1^\circ$ 、 $C = 0.94(\text{kg/cm}^2)$



オノ図 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ の関係

OMLが $\phi \approx 9.4^\circ$ $C \approx 0.34 (\frac{kg}{cm^2})$ とする。

次に Me-a 試料が ねり返しを受けた場合の実験結果について述べることにする。

Me-a 試料が 1.5分間と 5.0分間それぞれ ねり返しを受けたときの応カーヒズミ曲線はオ2図に示す通りである。

1.5分間 ねり返し土の応カーヒズミの関係は、全2の拘束圧合に対し、ヒズミ ϵ が 15% 以内で最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) を示す。

ヒークが 表われず ヒズミ $\epsilon = 15\%$ の時の最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) は

$\sigma_3 = 1.0$ のとき $0.72 (\frac{kg}{cm^2})$

$\sigma_3 = 2.0$ のとき $0.97 (\frac{kg}{cm^2})$

$\sigma_3 = 3.0$ のとき $1.11 (\frac{kg}{cm^2})$ となり

また、強度定数 ϕ , C は $\phi = 4.6^\circ$

$C = 0.24 (\frac{kg}{cm^2})$ となった。さらに

5.0分間 ねり返しを受けたときも最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) のヒークを示さず、ヒズミ $\epsilon = 15\%$ の時に

おける最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) は、拘束圧合 $\sigma_3 = 1.0$ のとき $0.34 (\frac{kg}{cm^2})$ 、

$\sigma_3 = 2.0$ のとき $0.43 (\frac{kg}{cm^2})$ 、

$\sigma_3 = 3.0$ のとき $0.50 (\frac{kg}{cm^2})$ となり

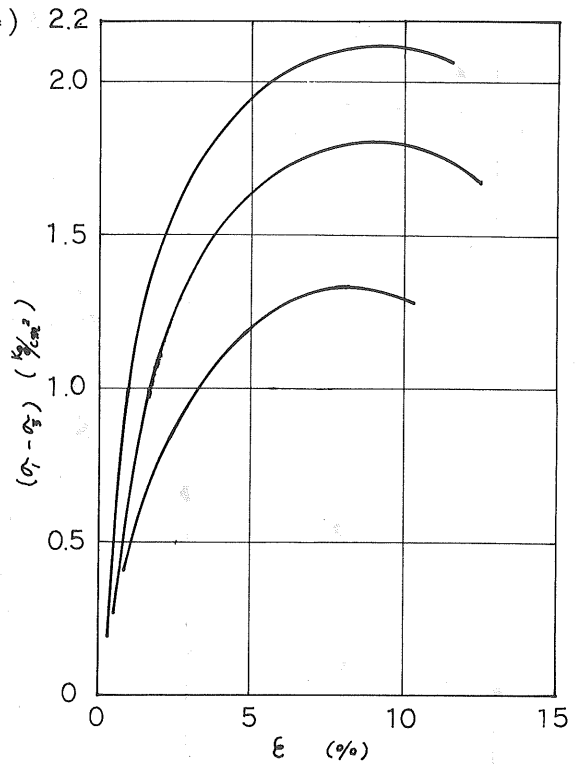
最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) が極端に低下している。また、強度定数 ϕ ,

C は $\phi = 2.2^\circ$, $C = 0.12 (\frac{kg}{cm^2})$

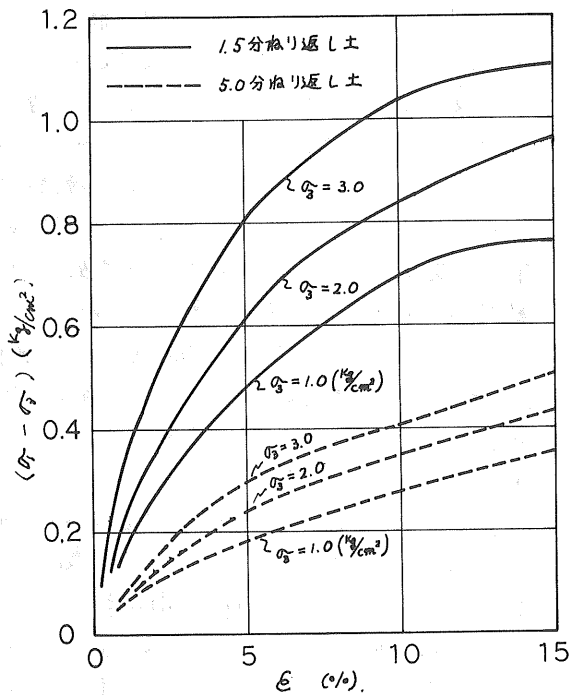
となり強度定数も低下を示した。

なお、ねり返し土と 非ねり返し土との最大主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と拘束圧合の関係を示すとオ4図の通りである。

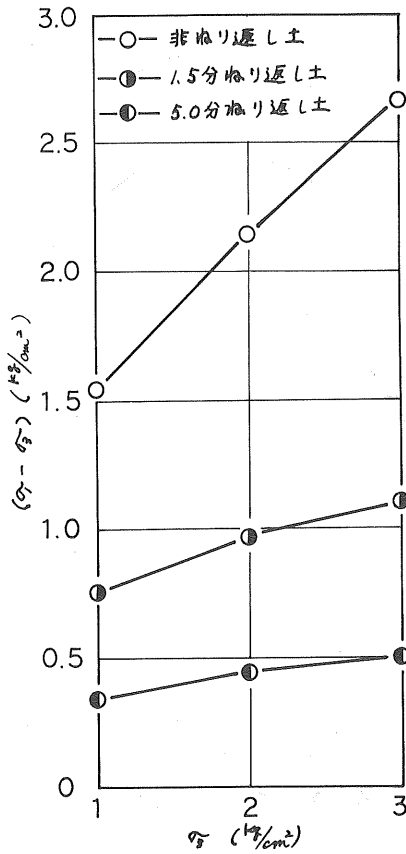
次に、OMLを 0.5分間 ねり返しを行った時の、応カーヒズミの関係は、オ5図に示した。



オ2図 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ との関係



オ3図 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ との関係

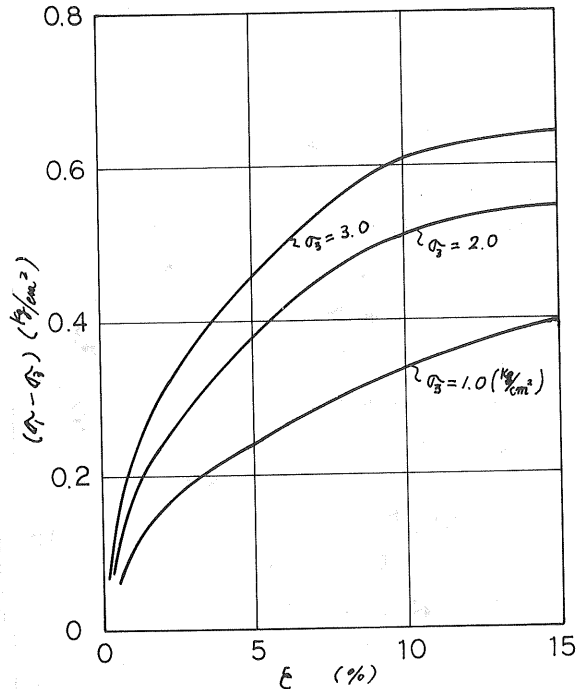


オ4図 (σ₁ - σ₃) - σ₃ との関係

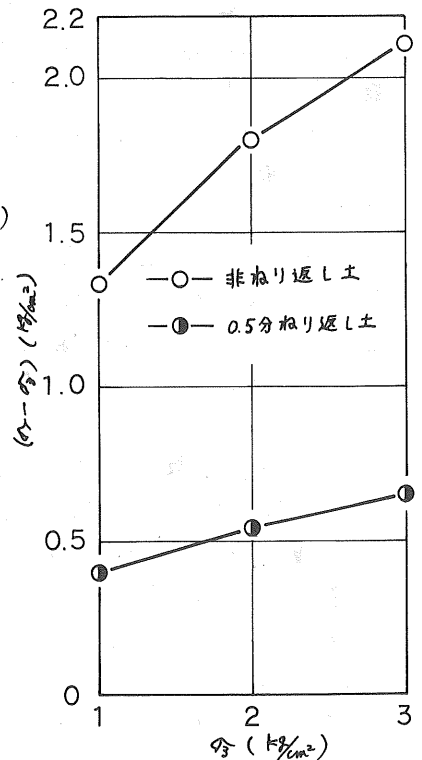
本試料もヒズミεが15%以内で最大主応力差(σ₁ - σ₃)を示している。ヒズミε = 15%の時の最大主応力差(σ₁ - σ₃)は、拘束圧σ₃ = 1.0のときに0.40 (kg/cm²)、σ₃ = 2.0のとき0.50 (kg/cm²)、σ₃ = 3.0のとき0.64 (kg/cm²)となり、強度定数φ、Cはφ = 2.2°、C = 0.17 (kg/cm²)とされた。なお、最大主応力差(σ₁ - σ₃)と拘束圧σ₃との関係を示すヒズミεの通りである。

以上ねり返しを受けたMe-a, CmL所試料の最大主応力差(σ₁ - σ₃)を各拘束圧σ₃ごとに非ねり返し土に対する強度比を求めた。オ5図のようになる。

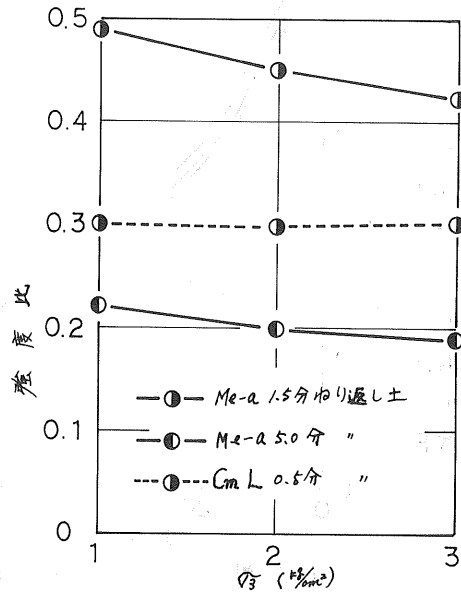
これよりねり返しを受けることにより強度が顕著に低下していることが表わされる。即ち、Me-aでは1.5分間のねり返しで、約50~60%の低下となり、さらに5.0分間では約80%の低下となっている。また、CmLでは、わずか0.5分間のねり返しで約70%の強度低下を招いている。



オ5図 (σ₁ - σ₃) - ε との関係



オ6図 (σ₁ - σ₃) と σ₃ との関係

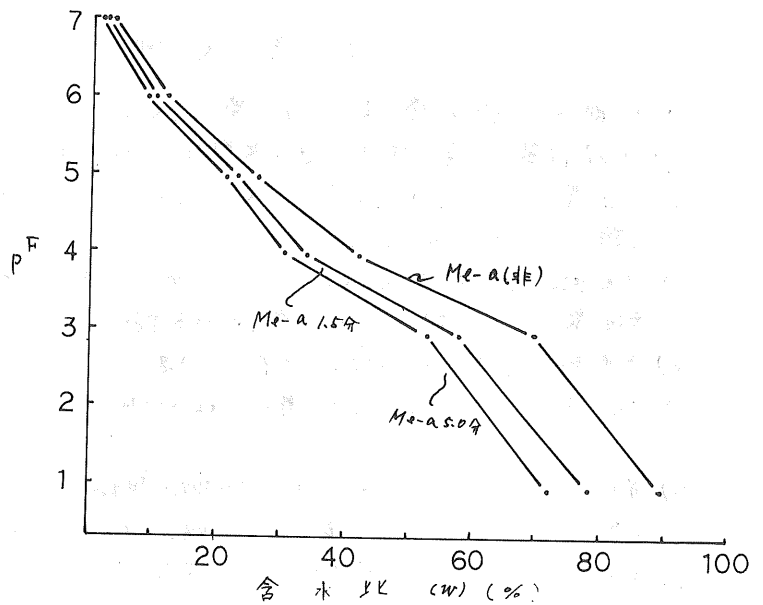


第7図 非収り返し土に対する
各拘束圧合別の強度比

以上の実験結果の通り
火山灰土に、収り返し作用
を与えることにより、
せん断強度が極端に
低下することが判明した
が、原因について次の
ように要約することが
できると思う。

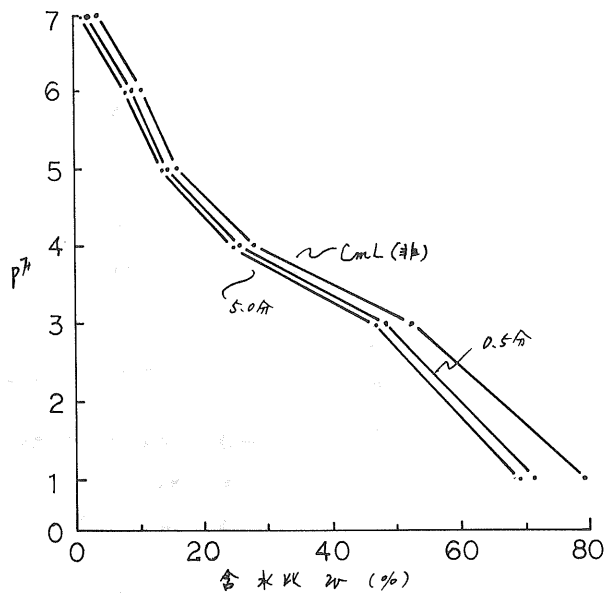
第8図と第9図に示す
Me-a 試料と CmL 試料
の pF -水分曲線より
収り返し作用を受けた
試料の水分保持力は
減少を示していること
がわかる。

即ち、収り返し作用を
受けることにより、固相内
水分が自由化して固
相に押し出されたり
また、構造的な非自由水が



第8図 Me-a の pF -水分曲線

自由化した間隙水となり、
 しまうからである。
 そして、この自由化した水分は、
 非可逆的な性質を有しているため、
 たとえ新たに加水されても容易
 には、団粒内の粒子に吸着されず
 団粒内の間隙水として存在する
 に過ぎないためである。従って
 ねり返し作用による間隙水が
 増加し、間隙水が土粒子相互の
 潤滑作用を助長させるために
 粘着力が減少し、強度が低下
 させるものと判断される。



V. あとがき

図 9 団粒の pH-水分曲線

以上述べたように、火山灰をねり返すことによるセメント断強度が低下することが明らかとなったが、さらに他の火山灰についても実験を試みると共に、ねり返しに伴う強度低下対策についても今後検討していくつもりである。

(謝辞) 採取した火山灰の判定に際しては、北大農学部土質改善学講座教授 佐々木清一先生の御教示をいただきたいことを深く感謝すると共に、実験に当っては、本学農業土木科2年次 鈴木紹純、高倉信光、新妻 寛、吉本 潔、斎藤政昭の諸君に協力をいただきたいことを感謝する次第である。

参考文献

- 1) 北郷 繁, 高岩 勝, 表 次雄, 滝沢 正人 (1972): 北海道の火山灰土の土質工学的性質, 土質工学会北海道支部技術報告資料, No. 12.
- 2) 岡上 孝幸: (1971) 青田火山灰の土質工学的特性と土質検査における問題点, 同上 No. 11.
- 3) 池浦 勲: (1971) 火山灰土の力学的性質に関する実験, 同上 No. 11.
- 4) 多田 敦: (1965) 団粒ロムの締固めと透水係数について, 農学土木学会論文集, No. 14号.
- 5) 浅井 美利: (1971) ねり返した火山灰土の性質について, 札幌土質学会研究発表会, 土質工学会.
- 6) 常松 哲: (1972) ねり返した火山灰土の断特性について, 青田農学土木学会道支部研究発表講演会, 農学土木学会道支部.
- 7) 常松 哲: (1971) 北海道の火山灰土の物理的・工学的特性について, 札幌大学農学見聞工短年報, No. 4号.
- 8) 尾富 六郎: (1968) 火山灰土壌の土質問題, 土壌の物理性, No. 18.
- 9) 常松 哲: (1971) 土質改良用トラフターノ型式別適用性に因る研究(Ⅱ), 札幌大学農学見聞工短年報, No. 9号.
- 10) 北海道火山灰命名委員会: (1972) 北海道の火山灰分布図.

粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響 (才2報)

北大工学部 正員 〇三田地 利之
 " " 北郷 繁
 " 学生員 唐牛 義夫
 京都府 神 敏郎

[1] まえがき

室内試験によって得られた粘性土の強度特性に関する成果を実際問題に適用しようとする場合には、室内試験での供試体の応力条件と原位置での応力条件の相違(たとえば、圧密応力履歴やせん断時の応力条件の相違)も両者の間にあるタイムスケールの相違、すなわち、圧密時間あるいはヒズミ速度の相違に留意しなければならない。

筆者らは圧密応力履歴が強度におよぼす影響を調べ、有効応力の変化のみに着目した原位置強度の推定を試みたが⁽¹⁾、これには前述のタイムスケールの相違は考慮されていない。そこで、実際の粘性土地盤での圧密時間までにはおおよばないにしても室内試験での可能な範囲で圧密時間を種々に変化させたときに、強度特性にどの程度の影響があるものかを調べるのが本研究の目的である。

この種の研究はあまり多くはないが、Taylor⁽²⁾、三笠^{(3),(4)}の直接せん断試験機によるもの、Bjerrumら⁽⁵⁾の三軸圧縮試験機によるものなどがあげられる。本文は三軸圧縮試験機を用いて等方圧密および異方圧密条件で行なった実験結果であって、一部は才7回土質工学研究発表会において発表しているが⁽⁶⁾、以後に新たな実験を加えたので、その結果をあわせて報告するものである。

[2] 試料および実験の種類

本実験に用いた試料は表-1に示す物理的性質をもつ3種の乱した粘性土である。

試料	LL (%)	PI (%)	調整含水比 (%)	G _s	採取地
No.1	46	21	33	2.70	江別市角山厚別川左岸
No.2	66	24	51	2.66	札幌市東雁来豊平川左岸
No.3	87	46	59	2.68	札幌市苗穂豊平川右岸

No.3の異方圧密試験用の試料はつぎの方法で調整した。自然含水比の状態の試料をときほぐして蒸留水に浸して泥水状にし、420μフルイを通過させる。これを約1ヶ月放置したのちソイルミキサーに投入し、ミキサーを加熱して泥水を煮沸しながら攪拌脱気する。つぎにこれを室温までさましたのち、真空でφ165mm、高さ350mmの圧密容器に導き、0.7 kg/cm²の圧力で圧密する。圧密時間はおよそ3.5日で、これをφ50mm、高さ120mmに切り出して供試体とする。この時の含水比はおよそ70%である。

表-1 試料の物理的性質

他の試料については、自然状態で試料に混入している異物を入念に取り除いたあと、表-1に示す含水比に調整し、約1ヶ月養生した。調整含水比は、供試体を作った時に、これが自立し得るもっとも高い含水比を選んだ。また、供試体の作製は当研究室でいうビート法および真空押出法⁽⁷⁾によった。

実験は等方圧密非排水試験および異方圧密非排水試験の2種類に大別される。等方圧密の場合は側圧を0.8, 1.5, 3, 6 kg/cm²の4段階とし、それぞれの側圧について圧密時間を半日, 1日, 2日, 1週間, 4週間(以下, それぞれHD, 1D, 2D, 1Wおよび4Wの略号を使うことにする。)の5段階に変えて実験を行なった。ただし, 試料No.3については2Dの試験は行っていない。異方圧密の場合, No.1とNo.2の試料では, 側圧は0.5, 1, 2, 4 kg/cm²の4段階で, 圧密時間は1日および1週間の2種類である。No.3の試料では, 側圧は0.8, 1.5, 3, 6 kg/cm²の4段階で圧密時間は1日, 3日, 1週間(以下, K₀-1D, K₀-3D, K₀-1Wと略称する。)の3種類である。

[3] 実験装置および実験方法

(1) HD, 1D, 2Dの圧密試験

これらの試験については通常の三軸セルの中で所定の時間だけ圧密のうち(圧密中の測定量は沈下量, 排水量および供試体下端における間ゲキ水圧), ただちに非排水セン断する。なお, この場合の供試体のセットは水中で行ない, セット後の状態は図-1(a)に示すようである。

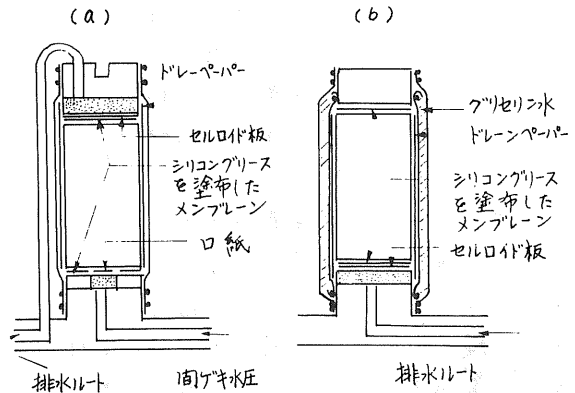


図-1 供試体のセット状態

(2) 1W, 4Wの圧密試験

これらの試験は写真-1に示すようなセルに供試体3本を一度にセットし, 空気圧で1週間ないし4週間の圧密(圧密中の測定量は沈下量と排水量だけで, 間ゲキ水圧は測定しない)を行なった。この場合の供試体のセットは空中で行ない, セット後の状態は図-1(b)に示すようである。所定の時間だけ圧密したあと, 供試体をセルからはずしてセン断試験用のセルにセットしなおす。このときのセットは水中で行ない, セット後の状態は図-1(a)と同じである。このあと, 1Wの供試体は1日, 4Wのものは2日間の再圧密を行なった。再圧密中の測定量は(1)の場合と同じである。なお, 1W, 4Wの圧密中の室内温度は15±3°Cであった。

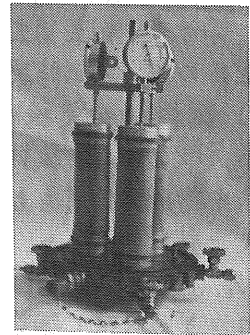


写真-1

(3) 異方圧密試験

a) 試料No.1, No.2についての試験方法

試料No.1, No.2については, 所定の側圧を一度にかけて圧密を開始し, 側方ヒズミ指示器⁽⁸⁾を用いて測方の変位を許さないように軸圧をコントロールした。K₀-1Dの場合はこのコントロールを24時間行なったあとすぐ非排水セン断する。K₀-1Wの場合はK₀-1Dと同じく24時間コントロールのあと, 24時間の時にかかっていた軸差応力を一定に保ったまま1週間圧密した。なお, 供試

体のセットは(1)の場合と同じであり、圧密中の測定量は(1)の場合の測定量に軸差応力が加わる。

b) 試料 No. 3 についての試験方法

No. 3 の試料については、圧密容器から取り出して所定の寸法に切り出したあと、通常の三軸セルに水中セットし、つぎのような方法で異方圧密した。側圧を2時間で 0.05 kg/cm^2 づつ段階的に増加させ、各側圧段階で $\Delta V = A_0 \times \Delta H$ (ΔV : 排水量, A_0 : 供試体初期断面面積, ΔH : 軸方向変位量) となるようにして K_0 条件を満足させた。この方法では所定の側圧に到達するまで3~4日かかるので、Lewin⁽⁹⁾の方法を参考にして自動コントロール装置を試作し、これによって上記の K_0 条件を満足させた。 $K_0=1D$ の場合は所定の側圧で24時間 K_0 圧密のあとすぐ非排水セシ断し、 $K_0=3D$ および $K_0=1W$ の場合は24時間 K_0 圧密後の軸差応力を一定に保ったまま、それぞれ3日および1週間圧密した。

(4) 非排水セシ断試験

等方および異方応力条件で所定の時間だけ圧密した供試体について、ただちに非排水セシ断試験を行なう。このときのヒズミ速度はすべての供試体について $0.05 \text{ \%}/\text{min}$ とし、供試体下端で間ゲキ水圧の測定を行なった。

[4] 実験結果

(1) 等方圧密の場合

図-2は圧密圧力 p と非排水セシ断強度 C_u の関係の一例を示したものである。図からわかるように C_u は圧密時間の差に無関係に一本の直線上にのっているとみてよい。

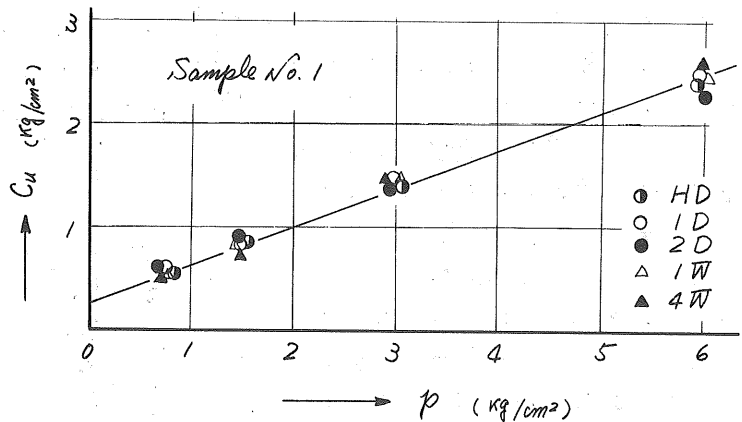


図-2 $C_u \sim p$

図-2では C_u 軸に切片が現われているが、これを無視して原点

を通るものとして求めた C_u/p の値を表-2に示す。表の値かのみみると圧密時間によって C_u/p 値に差が出ているように見えるが、その差は必ずしも圧密時間の長さに依存していない。これはむしろ実験値のバラツキによるものと考えた方がよいと思われる。

図-3は、 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f$ の関係の一例を示したものである。図中の点を通る直線の傾度と切片から求めた強度常数 C' , ϕ' を表-3に示す。表からわかるように、すべての試料についてHDの ϕ' が他の圧密時間のものよりも大きな値を示している。本実験の

C_u/p 圧密時間	試料		
	No. 1	No. 2	No. 3
HD	0.43	0.50	0.47
1D	0.44	0.42	0.47
2D	0.41	0.51	—
1W	0.46	0.47	0.47
4W	0.46	0.51	0.46

表-2 C_u/p

場合、すべての等方圧密供試体について2~3時間で一次圧密が終了しているが、それでも半日程後の圧密時間では ϕ' を求めるのに適当でないと言えようである。しかし、No.3の試料の場合を除けば、1日以上 of 圧密時間では強度常数にほとんど差がみられない。したがって等方圧密非排水せん断試験からの強度常数を求める場合の圧密時間は一日で充分だと考えられる。

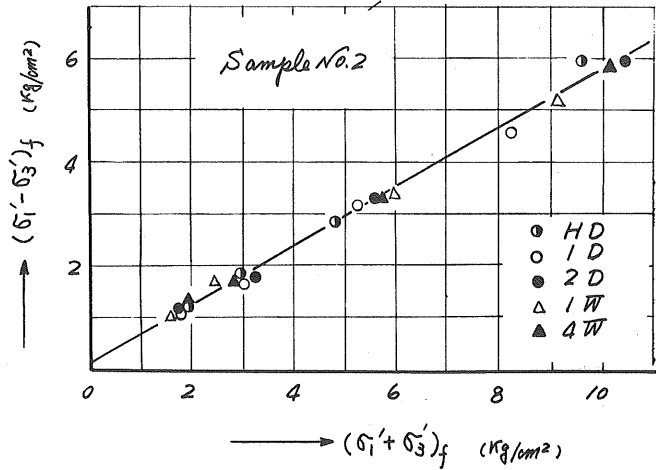


図-3 $(\sigma_1 - \sigma_3)_x \sim (\sigma_1 + \sigma_3)_x$

図-4は応力~ヒズミ曲線の一例を示したものであるが、 $\varepsilon \approx 7\%$ あたりまで圧密時間の影響がみられ、圧密時間の長いものほど曲線の立ち上がり之急になっている。しかし、 $\varepsilon \approx 7\%$ を越えたと圧密時間の影響はほとんどなくなり、 $\varepsilon = 15\%$ での $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の値には前述の通りに圧密時間の影響が認められなくなる。

圧密時間	Sample No.1		Sample No.2		Sample No.3	
	$C' (kg/cm^2)$	$\phi' (^\circ)$	$C' (kg/cm^2)$	$\phi' (^\circ)$	$C' (kg/cm^2)$	$\phi' (^\circ)$
HD	0.12	33.1	0.00	38.1	0.03	39.2
1D	0.18	30.3	0.09	32.2	0.03	37.6
2D	0.20	29.7	0.11	32.9	—	—
1W	0.11	31.3	0.11	32.4	0.08	32.6
4W	0.08	32.8	0.06	33.6	0.04	34.1

表-3 C', ϕ'

(2) 異方圧密の場合

図-5はNo.3の試料についての C_u と $p(\sigma_{ic})$ の関係を示したものである。また、表-4は $C_u \sim p$ 直線が原点を通るものとして求めた C_u/p の値を示している。これらの図表からわかるように、圧密時間によって非排水せん断強度に明瞭な差が生じている。

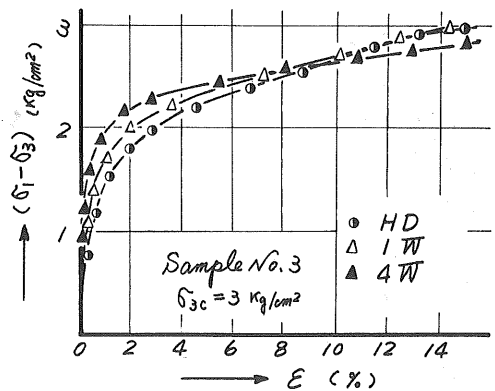


図-4 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon$

図-6はNo.3の試料について $(\sigma_1 - \sigma_3)_x$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)_x$ の関係を示したもので、この図から求めた C', ϕ' の値を表-5に示す。これを見ると、 ϕ' に最大でも1.5°程度の差しかない。この理由は図-7に模式的に示したように、同一鉛直方向圧密圧 $p(\sigma_{ic})$ での K_0-1D と K_0-1W の破壊時の有効応力と比較すると前者の方が小さい、つまり破壊時の間ゲキ水圧が K_0-1D の方が大きいからである。したがって、破壊時の有効応力の差が C_u/p 値の差を相殺するような結果となり、 ϕ' にほとんど差がみられなくなる。

図-8は応力~ヒズミ曲線の一例を示したものであるが、等方圧密の場合と同様

に圧密時間の長いほど曲線の立ち上がりが急になっている。ただ等方圧密の場合と異なるのは、 $\varepsilon \leq 0.5\%$ で一度ピークが現われて応力が減少したあと、ヒズミの進行とともに再び応力が増大するという傾向を示すことである。しかも圧密時間の長いほど、このピークが明瞭に現われることが特徴的である。

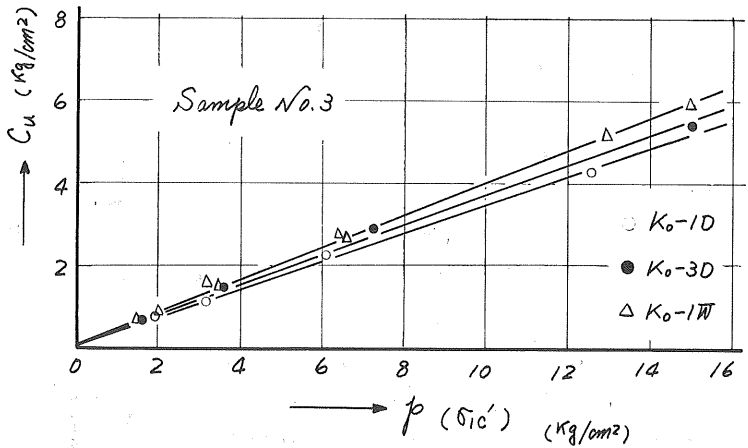


図-5 $C_u \sim p$

Bjerrum ら⁽⁵⁾の実験結果をみると、圧密時間の長いほど応力 \sim ヒズミ曲線の立ち上がりが急であることと、ヒズミの小さいところでピークが現われるという点では本実験結果と同様の傾向を示しているが、圧密時間の長いものほどピーク後の応力の減少が著しく、図-7のようになり再び増加するようは傾向は示していない。

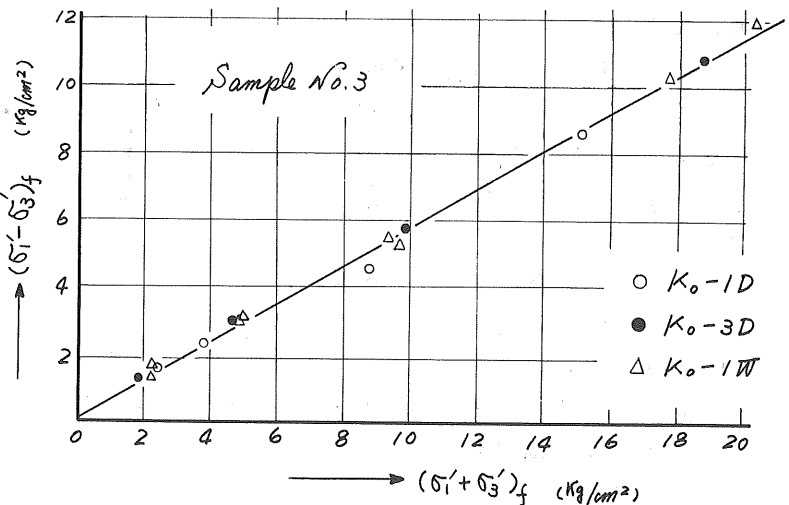


図-6 $(\sigma'_i - \sigma'_3)_f \sim (\sigma'_i + \sigma'_3)_f$

Bjerrum らは、圧密時間の長いものほど粒子間の結合力が大きくなり、したがってヒズミの小さいところで大きなせん断抵抗を發揮するが、ヒズミの増大とともにこの結合が徐々に破壊されるのでせん断抵抗が減少するものと解釈している。

圧密時間	Cu/p		
	No.1	No.2	No.3
K ₀ -1D	0.42	0.39	0.35
K ₀ -3D	—	—	0.37
K ₀ -1W	0.50	0.48	0.40

表-4 C_u/p

本実験の場合、小さなヒズミで一度ピークが現われ、再び応力が増大するのは、粒子間結合力によってヒズミの小さいところで大きな抵抗を示したあと、ヒズミの増大とともにこの結合力が破壊され

圧密時間	Sample No.1		Sample No.2		Sample No.3	
	C' (kg/cm²)	ϕ' (°)	C' (kg/cm²)	ϕ' (°)	C' (kg/cm²)	ϕ' (°)
K ₀ -1D	0.02	36.2	0.06	33.8	0.07	33.8
K ₀ -3D	—	—	—	—	0.11	34.8
K ₀ -1W	0.04	37.0	0.06	34.7	0.05	35.3

表-5 C', ϕ'

る一方、マサツ成分が卓越して来て再び大きな抵抗を發揮するものと考えられる。

[5] まとめ

本実験の結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 等方圧密非排水試験の場合

a) C_u/p の値は圧密時間の差による影響はほとんどない。

b) 本実験の場合のように $\phi 50\text{mm}$ 高さ 120mm の供試体で、排水を半径方向に規制して等方圧密した場合、1日以上の圧密時間では、 c', ϕ' の値は圧密時間の差に依存しないとみてよい。

c) 応力～ヒズミ曲線の初期傾度は圧密時間の長いほど大きくなる傾向を示す。

(2) 異方圧密非排水試験の場合

a) C_u/p の値は圧密時間の長いほど大きくなる。

b) 圧密時間が長くなるほど破壊時の間ゲキ水圧の発生量が小さくなるために、 C_u/p 値の差を相対するよう結果となり、 ϕ にほとんど差がみられなくなる。

c) 応力～ヒズミ曲線の初期傾度は等方圧密の場合と同じように圧密時間の長いほど大きくなる傾向を示す。

[6] あとがき

本文は主として文部省科学研究費(46年度試験研究)および47年度本州四国連絡橋公団の受託研究費により、唐牛、神および田中陽一君の卒業研究の一部として行なわれた実験結果をとりまとめたものである。試料収集については道内の各機関に御協力頂いた。記して深甚なる謝意を表す。

(参考文献)

- 1) 北郷・三田地・吉沢・唐牛：粘性土のサンプリング～，土質工学会北海道支部技術報告資料第12号，1972
- 2) R.T. Whitman：Some Considerations～，ASCE Research Conf. on Shear Strength～，1960. p.597の抄録
- 3) 三笠・木下：粘性土の圧密時間～，土木学会第25回年次講演会講演集，1970
- 4) 三笠・木下・高田：粘性土の圧密時間～(第2報)，土質工学会第6回研究発表会講演集，1971
- 5) L. Bjerrum & K.Y. Lo：Effect of Aging～，Geotechnique Vol.13 No.2, 1963
- 6) 北郷・三田地：粘性土の強度特性～，土質工学会第7回研究発表会講演集，1972
- 7) 北郷・三田地・上田：乱した飽和粘土の供試体～，土質工学会北海道支部技術報告資料第9号，1969
- 8) 三田地・能登・上田：飽和粘土の強度におよぼす～，" " " " 第10号，1970
- 9) P.I. Lewin：Use of Servo-Mechanisms～，Geotechnique Vol.21, No.3, 1971

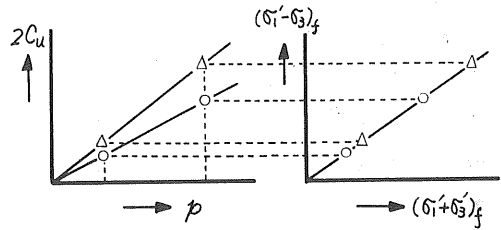


図-7

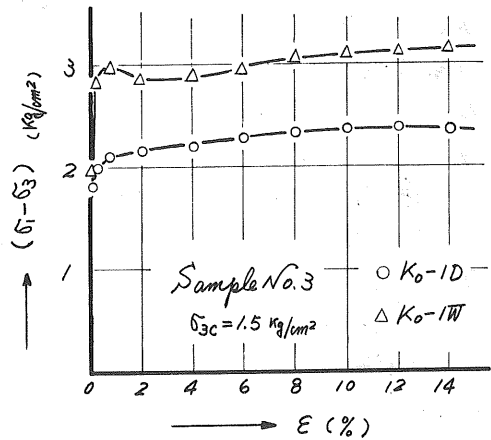


図-8 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$

砂と粘土の混合土の工学的特性
過圧密した場合の特性について

北大工学部 北郷 繁
北見工業大学 鈴木 輝之
北大大学院生 前川 拓美
大成建設 大関 知寿

1. まえがき

土の工学的性質は砂質土と粘性土とは著しく異なる。したがって、土を工学的目的で取扱う場合には、まず、その土が砂質土であるか、粘性土であるかを判断する必要が生じてくる。この判断は非常に重要なことであるが、その明確な基準というものはない。また、砂質土と粘性土の中間的な性質を持つ土の存在は当然予想されるところであるが、もしこのような性質があるとするならば、それを明らかにしていく必要がある。

本研究は、砂と粘土を種々の割合で混合した土の圧密非排水三軸圧縮試験を行ない、混合割合によって次のような特性がどのように変化するかを調べたものである。1). 圧密特性, 2). 破砕時の間ゲキ水圧, 3). セン断中の応力経路, 4). 強度係数, さらに、砂質土と粘性土とで根本的に異なるとされている応力履歴の影響の違いを調べるため、過圧密した土の三軸圧縮試験を行なっている。文献1)の研究では、本報告の場合と同じ混合土を正規圧密し、三軸圧縮試験を行なっている。この結果と、今回の結果を比較することにより、過圧密の影響が分かることになる。本研究の結果次のようなことが分かった。

1). 混合土の工学的性質は、混合割合によって変化するが、大別すると、純粋の粘土と同じ領域、純粋の砂と同じ領域、および、粘土と砂の中間的、あるいは移行的領域の3つに分けられる。

2). これらの3つの領域の境界における混合割合は、混合割合によって変化する工学的性質のうち何に注目して境界を決めているかによって少し異なるようであるが、粘土分の乾燥重量パーセントで表わすと、砂領域と中間領域の境界は20~30%、中間領域と粘土領域の境界は、60~70%になる。

2. 試料および実験

用いた試料は豊浦標準砂と蛙目粉末粘土である。この試料は昨年度の実験に用いたものと同じであり、その物理的性質は前報¹⁾に示されているのでここでは省略する。これら2つの試料を所定の重量づつ取り、まず乾燥状態で十分に混合した。このときの混合割合は、乾燥重量で粘土の混合割合(以後Rと略す)、(粘土)/(砂+粘土)で、0, 20, 30, 40, 60, 80, 100%になるようにした。次に供試体の成形に支障の生じない範囲で、できるだけ多量の水を加え、ボーティング法によって含水状態を均一にし、一週間以上養生したものを試料とした。このとき調整含水比をできるだけ高くしたのは、圧密後の強度に初期含水比の影響が現われるのを防ぐためである。供試体の作り方は、R≧40%の土では、二つ割れモールドで圧縮成形した。R=

20,30%の土では、最初の含水比調整において液状とし、これを三軸セルを利用した脱水装置中で、 2kg/cm^2 の等方圧で圧密脱水後、トリマーによって供試体の成形を行なった。つぎに純粋の砂では、煮沸によって気泡を追い出した後に水中セットを行なった。供試体の成形においては飽和度を高めることに重点を置いたが、Skemptonの間ゲキ水圧係数 B で飽和度をチェックした結果、 $B=1$ となった。さらにセン断時においてはバックプレッシャーがかかっていたり、飽和度は高められている³⁾。

実験は各混合割合の試料に対して、過圧密非排水三軸圧縮試験を行なった。すべての実験ケースにおいて、まず、 10kg/cm^2 の等方圧で圧密し、その後等方圧を1.0, 2.0, 5.0, 10.0kg/cm^2 に変化させ、リバウンド後に圧縮試験を行なった。このときのリバウンドの方法は、三軸セル内の圧力は圧密時と同じ 10kg/cm^2 に保ち、バックプレッシャーによって有効拘束圧を減少させる方法³⁾によった。圧密時間は純粋砂を除いて24時間(この時間内ですべての場合圧密は終了している)とし、排水は供試体の側面のみから行なった。セン断速度は、 $R=0$ で $\dot{\epsilon}=0.2\%/分$ 、 $20 \leq R \leq 40$ で $\dot{\epsilon}=0.1\%/分$ 、 $60 \leq R \leq 100$ で $\dot{\epsilon}=0.05\%/分$ とした。また供試体の上下端ではシリコングリースによる端面マサツの除去を行なった。

3. 圧密特性

前述のように砂質土と粘性土の工学的性質が異なってくる原因の一つとして、透水性の違いがあげられる。その一つの現れとして圧密特性の違いが考えられる。三軸供試体の等方圧密の過程で測定される、時間と間ゲキ水圧の関係から、河上³⁾の方法によって、水平方向の圧密係数(以後 C_h と略)を求めることができる。図-1は C_h と R の関係を示したものである。図中、昨年度の結果にバラツキが多いのは、同一の R の値を持つ土において圧密圧が異なっていた($1.0 \sim 7.0\text{kg/cm}^2$)ためと考えられる。それに対して今回の実験は圧密の条件はすべてのケースにおいて同一としたため結果のバラツキも少なかったと考えられる。また、昨年度の結果と今回のそれとでは C_h の大きさにかなりの違いが

認められるが、その原因としては、今回の実験においては、昨年度の実験の場合より圧密圧が大きかったこと、さらに、排水を供試体の側面からしか許さなかったことが考えられる。土の圧密係数 C_h は $C_h = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ (k : 透水係数, m_v : 体積圧縮係数, γ_w : 水の単位体積重量) で表わされる。ここで k と m_v の値は砂と粘土とで大きく変わるから、当然 C_h の値は R によって変化することになる。 C_h の R に対する変化の状態をみると、 C_h が R に関係なく純粋の粘土と同じ値を持

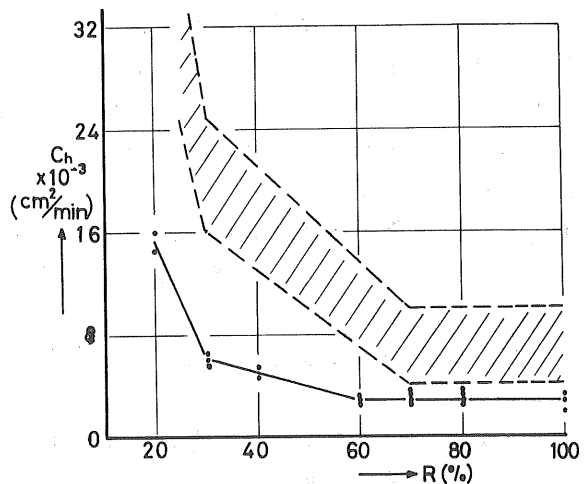


図-1, C_h と R の関係

領域、 R の変化とともに除々に C_h が変化する領域、 C_h が急激に増加していく領域の領域に分けることができる。ここで、 C_h の変化点となっている R の値は、土が砂から粘土へと変化していくときの何らかの境界と考えられる。つぎに、昨年度の結果と今回の結果を比較してみると、 $R=30\%$ で C_h に変化点が見られるのは両者に共通しているが、昨年度の実験で $R=70\%$ で見られる変化点は、今回は $R=60\%$ で見られている。さらに、前述した C_h の値の差も $R=70\%$ 以下で急に大きくなっている。これらの原因はこの結果だけでは分らないが、 $70 \geq R \geq 30\%$ の領域は粘土から砂への移行領域とも考えられ、この範囲の土の性質はさらに明らかにしていく必要があると考えられる。

4. セン断ハカイ時の間ゲキ水圧

ハカイ時の間ゲキ水圧の発生は、過圧密の程度によって異なってくる。図-2はハカイ時の間ゲキ水圧係数(以後 A_f と略)と過圧密比(以後 $O.C.R$ と略)の関係をといったものである。図中の曲線の傾きが急である程、過圧密の影響が敏感に出ていることになる。このような考え方をすると、 $R \geq 30\%$ の土では、各曲線はほぼ平行になっ

ており、過圧密の影響は大体同じ程度に現れていると考えられる。一方、 $R=0,10\%$ の土は、他の土に比べて曲線の傾きは小さく、すなわち、過圧密の影響の少ない砂質土の性質を示していると考えられる。

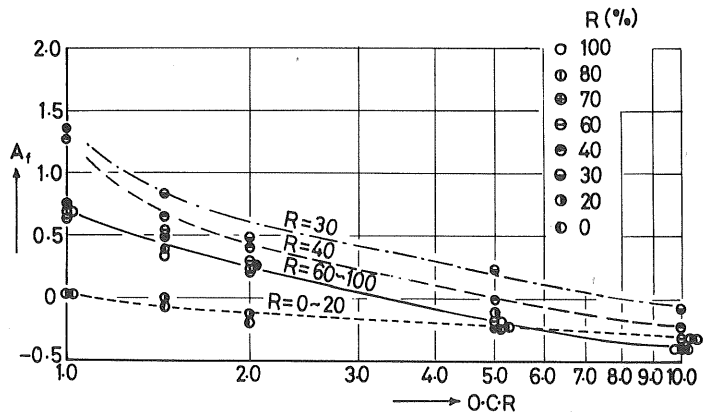


図-2, A_f と $O.C.R$ の関係

つぎに、 A_f の値

の大きさに注目してみると、 $R \leq 20\%$ 、 $R \geq 60\%$ の土は、各々一つのグループとなってほぼ同じような値を示し、 $R=30, 40\%$ の土は、このどちらのグループともはずれていることが分る。この状態をさらにくわしくみるために、図-2を書き変えて、 $O.C.R$ をパラメーターとして、 A_f と R の関係をとってみたのが、図-3である。この図によれば

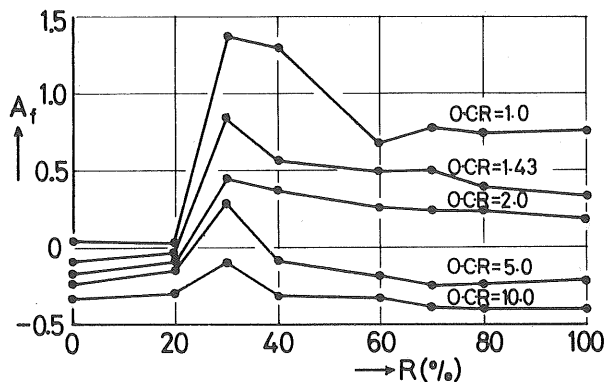


図-3 A_f と R の関係

、上述した A_f の値の変化がさらによく分る。また、 $R=30\%$ で A_f の値にピークが現われている。これは、 $R=30\%$ の土では前報⁴⁾図-10から粒子骨格は砂分によるものが主体をなすと考えられる。しかしこのような土でも、ある圧密圧に対応した粒子骨格を形成するとき、粘土分の影響を受けて砂粒子相互の間隔が小さくなり得ず、結局、非常にゆるくつまった砂と同じような性質の粒子骨格が形成されたと考えられる。また、 $R=30\%$ の土の粒子骨格は砂が主体をなすということは、後述の図-7において、有効応力による内部マサツ角中は $R=30\%$ と 0% とでは同じ値を持つことから予想される。つぎに $R=0, 20\%$ の A_f の値をみると、 $O.C.R$ による A_f の変化が $R \geq 30\%$ の土に比べて非常に小さくなっていることが、さらに明らかになっている。以上図-2, 3の A_f の値を基準にして判断してみると、まず、 $R \geq 60\%$ の土については、 A_f の値は R に関係なくほぼ一定であること、さらに図-2の $R=60 \sim 100\%$ の曲線はHenkel⁴⁾が自然の粘土に対して行った実験と比べてすほどはずれないことなどから、この土は粘土の領域に入ると考えられる。また、 $R \leq 20\%$ では砂領域となる。 $R=30, 40\%$ の土は粘土から砂への移行領域で、その両方の成分が互いに影響し合い特異な間ゲキ水圧の発生をみせている。

5. セン断中の応力経路

粘性土における過圧密の影響はセン断中の応力経路にも現われてくる。さらに応力経路は R によっても変化してくる。図-4~6はRendulicの応力経路図の中で代表的なものを示している。図-4中には特に、昨年度行なった正規圧密の場合の図を破線で示してある。示している以外の経路図については、 $R \geq 70\%$ の場合図-4とほぼ同じになり、 $R=40\%$ では図-4と図-5の中間的な形を示し $R=20\%$ では図-6とほぼ同じ形になった。

一般に、正規圧密された粘性土の応力経路は、平行になるが、過圧密された粘性土の応力経路は、過圧密の程度に対応して形が変化してくる。図-4の破線と実線の関係はその一例を示している。すなわち、過圧密によって応力経路の変化する土は粘性土であり、変化しない土は砂質土であるということが出来る。

本実験においてこの考えを適用するならば、 $R \geq 60\%$ の土では過圧密の影響を明らかに受けず粘性土の領域に入れることができる。さらに、図-4における応力経路の形はHenkel, Sowa⁵⁾が粘土について行なった実験結果とも類似しており、この土は粘土とみなしてもよいと考えられる。つぎに図-5の $R=30\%$ の

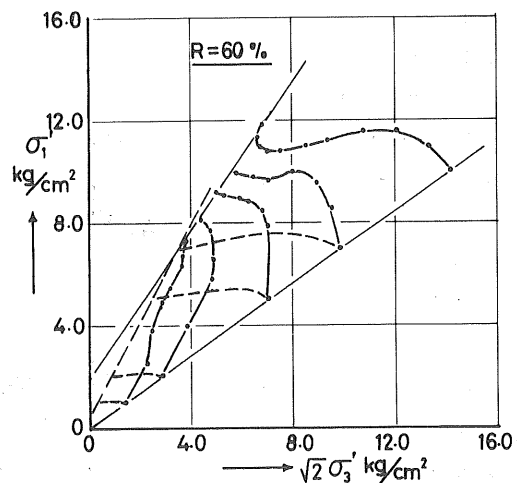


図-4, セン断中の応力経路図(その1)

応力経路図の形は、一般的な粘土の
 ちのとは異なっており、さらに
 $O.C.R = 10$ の場合を除いて、互いの
 曲線は平行に近くなり、過圧密の影
 響が小さくなってきていることを示
 している。図-6の純粋砂の場合は、
 ヒズミの比較的小さいうちにハカイ
 線に達してしまい、その後はハカイ
 線上を応力は上昇していく。この
 ような応力経路は砂において一般に
 見られるものであり、この形を決め
 ているのは過圧密の程度ではなく、
 砂の初期密度である。以上セソ断中
 の応力経路の形から砂領域、粘土領
 域を決めると、 A_f の変化から決めら
 れたものと同じ結果が出てくるが、
 ここでも $R = 30\%$ の土の応力経路の
 形は一般の砂にも粘土にも異なる特
 異なものであることが注目される。

6. 強度常数

圧密非排水セソ断試験で求められる
 粘性土の、クーロンのハカイ線は
 正規圧密の場合は原点を通る直線
 となる。すなわち強度常数は内部マ
 サツ角のみとなる。一方、過圧密さ
 れた土の場合、このハカイ線は、正規
 圧密のそれの上に現われ、かつ傾き
 は小さくなる。すなわち、粘着力が
 現われ、内部マサツ角は小さくなる。
 このような粘性土に特有の過圧密
 の影響が R によってどのように変化
 するかを示しているのが図-7であ
 る。图中、点線で示されているのは
 前報²⁾で示した正規圧密の場合の強度
 常数である。また、 C' は有効応力
 による強度常数、 C_{cu} 、 ϕ_{cu} は全応力
 によるものである。この図によれば
 $R \geq 40\%$ で過圧密の影響が現われ、
 $R \leq 30\%$ ではその影響はなくなっ

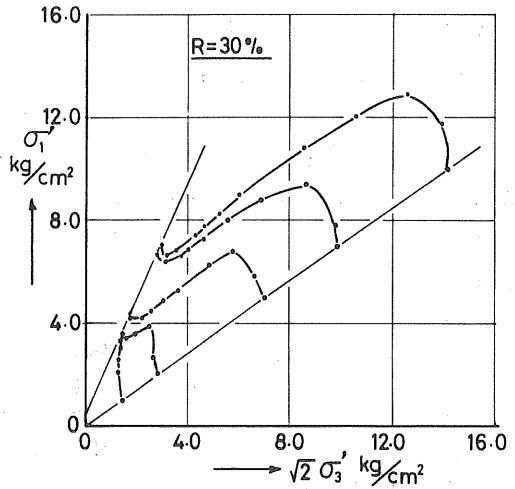


図-5、セソ断中の応力経路図(その2)

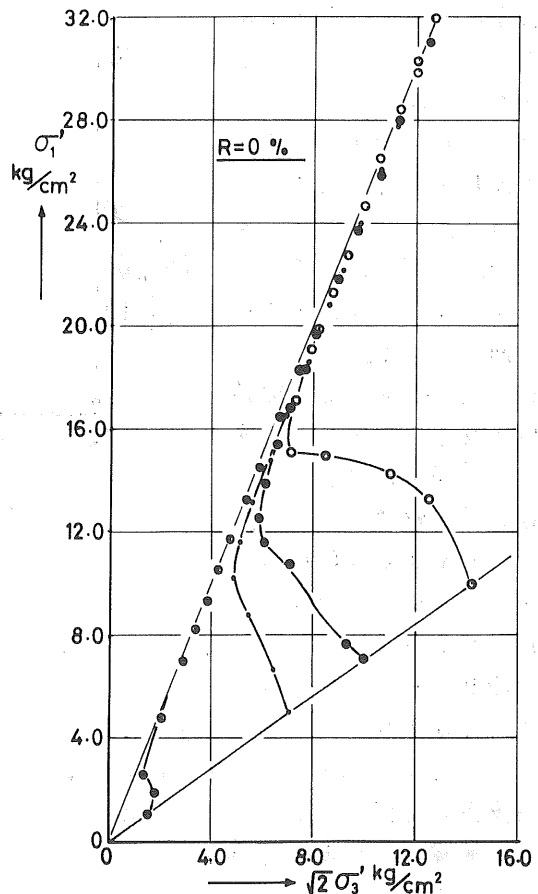


図-6、セソ断中の応力経路図(その3)

いることが分る。つぎに強度常数の変化点に注目して、正規圧密と過圧密の各々の場合を比較してみると、前者では $R=30\%$ と 70% で変化点が現われ、一方、後者では $R=30\%$ と 40% で変化点が現われている。このように正規圧密土と過圧密土とは、 R による強度常数の変化点が違ってきている。この原因はこの結果だけでは分らない。以上の結果図-7によれば、少くとも $R \leq 30\%$ では砂領域、 $R \geq 70\%$ では粘土領域になると判断されるが、 $40 < R < 70\%$ の土は、砂と粘土の中間的な強度を持つ土とみるべきか、あるいは、粘土に近い強度を持つ土とみるべきかはさらに検討を要する問題である。

7. 結論

以上述べた内容について主なものをまとめてみると次のようになる。

1). 圧密係数 C_h は $R=30\%$ と 60% で変化点が現われた。このうち特に $R=60\%$ の変化点は圧密圧の大きさなどによって変るようである。

2). ハカイ時の間ゲキ水圧係数の値は、 $R \geq 60\%$ では粘土とはほぼ同じ、 $R=30\%$ でピークが現われ、 $R \leq 20\%$ では砂のそれと同じになる。

3). セン断中の応力経路図の形は、 R によって変化し、特に粘性土では、 $O \cdot C \cdot R$ の影響も受ける。

この事実から判断すると、 $R \geq 60\%$ では粘土、

$R \leq 20\%$ では砂となり、 $R=30\%$ の土の応力経路図の形は、このどちらとも異なる特異な形をしている。

4). 強度常数は $R=40\%$ で変化が現われ、さらに有効応力による C' 中に注目すると $R=30\%$ でも変化点が現われている。このうち前者の変化点は、正規圧密土の強度常数の場合とは異なっている。

この実験は、北郷の指導の下で大関、前川の卒業論文として行なったものを鈴木がまとめたものである。

参考文献

1). 北郷 繁、鈴木輝文、三浦清一、岡田光弘：砂と粘土の混合土の土質工学的

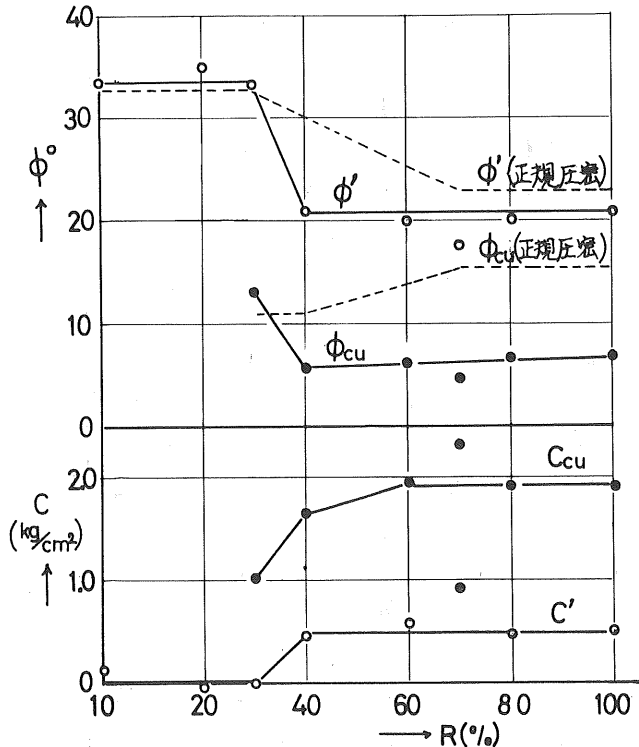


図-7 強度常数とRの関係

特性 — 特に圧密、強度特性について —

技術報告資料 第12号 昭和47年2月

- 2) 鈴木輝之、北郷 繁：過圧密した砂と粘土混合土の強度特性について
土木学会第27回年次学術講演会講演概要集、1972
- 3) Hiroshi Kawakami: The measurement of Horizontal Coefficient of Consolidation by a Triaxial Testing Apparatus.
SOILS AND FOUNDATION, Vol IV No 2 1964.
- 4) D. J. HENKEL: THE EFFECT OF OVERCONSOLIDATION ON THE BEHAVIOUR OF CLAYS DURING SHEAR
Geotechnique Vol 6 . 1956
- 5) D. J. HENKEL . V. A. SOWA: THE INFLUENCE OF STRESS HISTORY ON STRESS PATHS IN UNDRAINED TRIAXIAL TESTS ON CLAY
A. S. T. M , S. T. P No 361 . 1963

乾燥砂の変形特性に関する実験的研究

北海道大学工学部

北郷 繁
上岐 祥介
星野 茂

北海道開発局

田村 祥一

1. まえがき

砂のような粒状体の変形挙動は、弾性体と異なり応力状態あるいは応力の如しかた、すなわち応力経路によって異なり、一意的には表わせないようである。また一般に地盤内の応力変化は、普通に行なわれる応力の一定の室内実験におけるものと一致していない。この研究は、応力一定試験および主応力比 $k = \sigma_1/\sigma_3$ を一定に規制して行う三軸圧縮試験より得られた結果を比較し、砂の変形特性におよぼす応力状態および応力経路の影響を調べたものである。

2. 試料と実験方法

この実験で用いた試料は、気乾した豊浦砂である。供試体寸法は、直径 50mm、高さ 120mm で、初期間隙比 e_0 を 3 種に変えた。側圧 σ_3 の範囲は、1~20 kg/cm^2 である。主応力比 k を一定値に規制する必要があるため、側圧測定には、抵抗線型圧力変換器を、軸差応力測定には、力計に差動トランスを取り付けたものを用い、応力を電気的に検知し、X-Yレコーダーに出力させた。主応力比 k を一定に保つ方法は、載荷装置を一定速度で昇降させて軸差応力の増減を行なうと同時に、 σ_1 と σ_3 の出力（応力）が、あらかじめキャリアレーションされたレコーダー記録紙上の線に沿うよう、側圧制御用のエアレギュレーターを手動で調整した。また軸ヒズミの測定には、ダイヤルゲージと差動トランスを併用し、側方ヒズミの測定には、主としてストレインゲージ型変位計を改良して用いた。

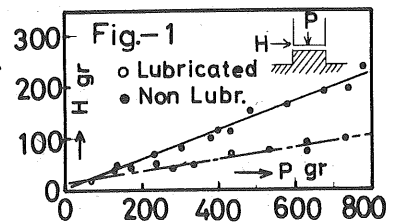
上下端の拘束の影響を少なくするため、キャップとベディスタルにはシリコングリースを塗布したメンブレンを敷き、端面マサツの軽減をはかった。図-1にこの結果を示す。砂とステンレス製ベディスタル間のマサツ係数が、約 0.28 であるのに対し、メンブレンを敷いたものでは、約 0.11 で効果が認められた。

σ_1 一定試験では、破壊応力の約 70% の軸差応力を 5 回繰り返し載荷させた後、6 回目の載荷で破壊させた。また k 一定試験では、応力比 k を一定に保ちながら側圧 σ_3 を、1 kg/cm^2 から最大 20 kg/cm^2 まで変化させ、5 回繰り返し載荷を行なった。

3. 変形定数の計算方法

砂のような弾塑性体の弾性係数は、一般の金属材料と異なり応力状態が変わると一定ではなくなるが、応力の微小な変化に対し、次の関係が成り立つと考える。

$$\Delta \epsilon_1 = \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_1 - \nu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \}$$



$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{1}{E} \left\{ \Delta \sigma_2 - \nu (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3) \right\} \quad \dots (1)$$

$$\Delta \varepsilon_3 = \frac{1}{E} \left\{ \Delta \sigma_3 - \nu (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2) \right\}$$

ここで上式のE, νは、応力状態が変化した際、そのあいだの平均弾性係数およびポアソン比を示す。三軸圧縮試験では、 $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$, $\Delta \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon_3$ であるから、E, νは次のように表わされる。

$$E = \frac{(\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3)(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)}{\Delta \sigma_1 \Delta \varepsilon_1 + \Delta \sigma_3 (\Delta \varepsilon_1 - 2\Delta \varepsilon_3)} \quad \dots (2)$$

$$\nu = \frac{\Delta \sigma_3 \Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_3 \Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_1 \Delta \varepsilon_1 + \Delta \sigma_3 (\Delta \varepsilon_1 + 2\Delta \varepsilon_3)} \quad \dots (3)$$

4. 結果と考察

4-1 $\sigma_1 - \sigma_3$ 一定試験

(1) 応力と軸ヒズミの関係

Kondnerは、 $\sigma_1 - \sigma_3$ 一定試験における応力と軸ヒズミ ε_1 の関係が、(4)式 of 双曲線下表示されたとしている。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad \dots (4)$$

(4)式を変形すると、(5)式を得る。

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_1 \quad \dots (5)$$

従って、 ε_1 と $\varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ をプロットすると、図2-(b)に示されるように直線関係となる。

ここで a, b は、(6), (7) 式で示される値である。

$$\lim_{\varepsilon_1 \rightarrow 0} \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = E_i = \frac{1}{a} \quad \dots (6)$$

$$\lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b} \quad \dots (7)$$

双曲線表示より求めた破壊応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ の値は、実際の破壊応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ より大きく、(8)式の関係がある。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad \dots (8)$$

(8)式 of R_f は、破壊比と呼ぶが、Kondnerによれば、密度の変化により多少異なるが、拘束圧 σ_3 には、影響されず、0.75 ~ 1.00 の値をとるようである。

今回の実験値を使い、 ε_1 と $\varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ をプロットしたものが、図-3 である。実験によれば、密な砂ではほぼ一直線とみなせるが、緩い砂では、ヒズミの

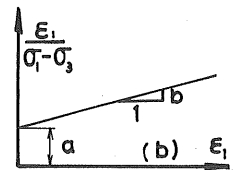
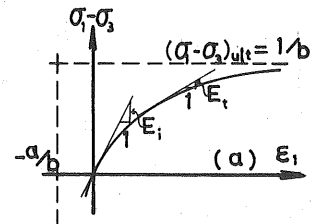
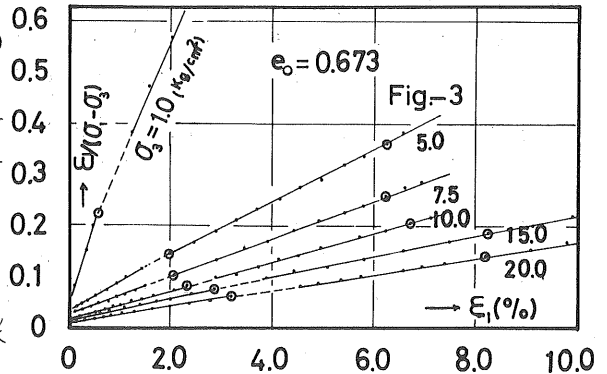


Fig-2



小さい部分が、破壊時の応力の95%と70% (◎印)を結んだ直線より下方にプロットされる傾向があった。しかし全体的にみて、Kondnerの双曲線表示は、 σ_1 -一定試験の応力-ヒズミ曲線を比較的良好に示しており、以後の解析に、(4)式の関係を利用した。

(2) 弾性係数

Kondnerは、(4)式より図-2(a)における弾性係数 E_t が、(9)式で表わされる事を導いた。

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sum \sigma_3 \sin\phi} \right\}^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

$$= \left\{ 1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)}{2 \sin\phi} (k-1) \right\}^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{--- (9)}$$

ここに R_f , ϕ , K , n は、実験より求めらる定数、 p_a は大気圧(1kg/cm²)である。 K , n は、一般に砂の初期接線係数 E_t と拘束圧 σ_3 との間に経験式

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{--- (10)}$$

が成り立つことから求められる。

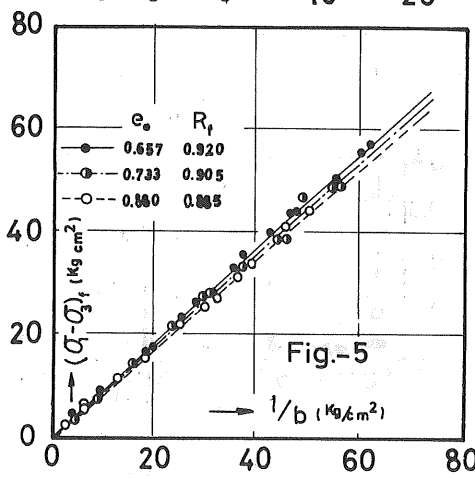
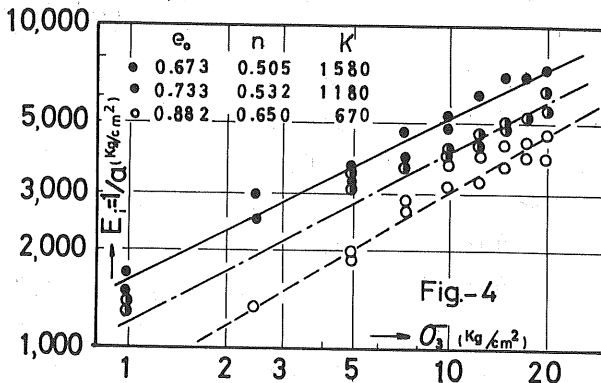
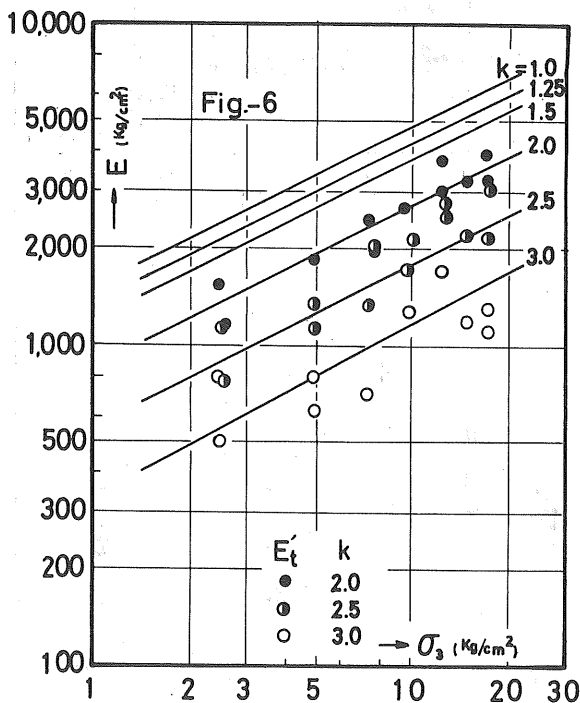
図-4に、 K , n の求め方を示す。

また R_f は、図-5から求めた。

ϕ は、砂の内部マサツ角である。

e_0	ϕ	R_f	n	K
0.882	32°00'	0.885	0.610	670
0.733	37°10'	0.905	0.532	1180
0.673	39°50'	0.920	0.505	1580

Table - 1

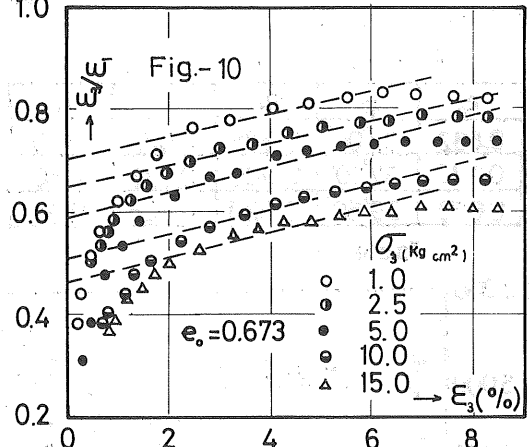
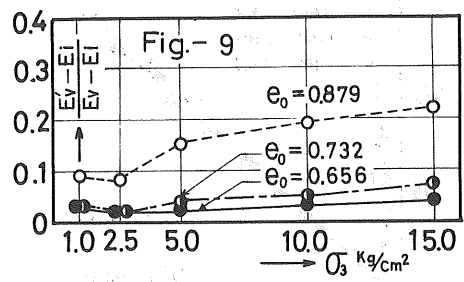
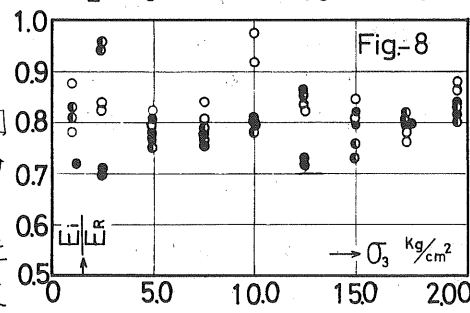
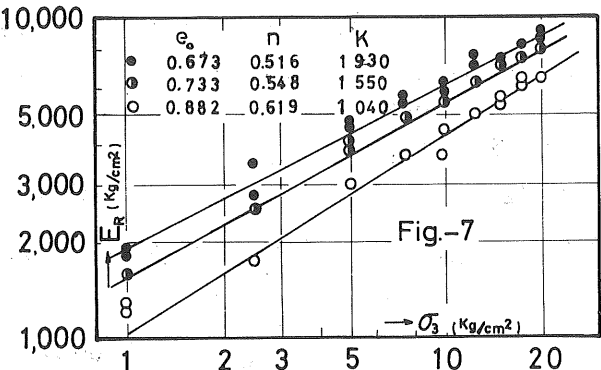


これらをまとめたのが、表-1である。式(9)より、 E_t は、 σ_3 と k のみによって決まる。(9)式から得られた E_t と、実験で得られた応力-ヒズミ曲線に接線を引いて求めた弾性係数 E_t とを比較したものが、図-6である。図中の実線は、式(9)から得られた E_t 、プロットされた点は E_t である。応力-ヒズミ曲線と同様 E_t と E_t においてもKondnerの実験式は、実験値と比較的良好に合っている。

図-7は、破壊荷重の約70%に相当する軸差応力を5回載荷した際、第5サイクルの応力-ひずみ曲線の立ち上がり部分の勾配より求めた繰り返し載荷時の弾性係数 E_R である。

e_0, n により異なるが、繰り返し載荷を受けた砂は、前荷重の70~80%の荷重レベル付近まで応力-ひずみの関係は、ほとんど直線的で、弾性的に挙動する。よって繰り返し載荷を受けると、砂の弾性係数 E_R は、初期接線係数 E_i より大きくなる。 E_i/E_R の値は、図-8に示すように、今回の実験において約0.8で、繰り返し載荷を受けた砂の弾性係数は、 E_i に比べて約20%大きい。

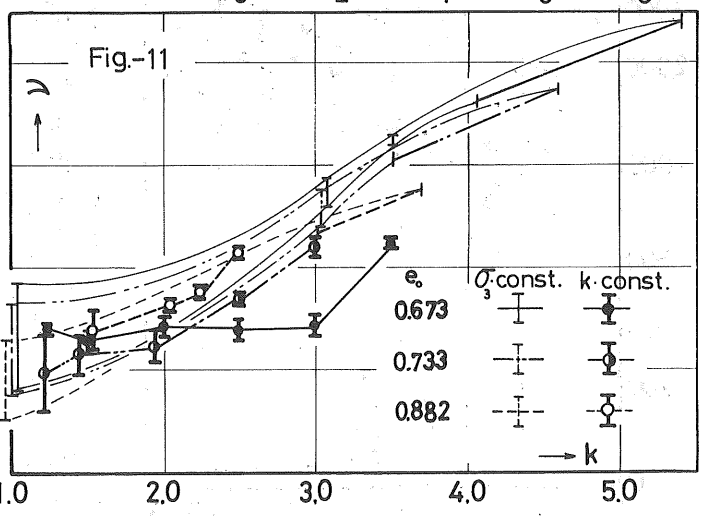
この弾性係数の増加は、間隙比の変化と構造の変化によるものである。このうち間隙比の変化による影響は、初期間隙比を変えて行った一連の実験より推定することができる。第5サイクルまでに生じた成分を $(E_p - E_i)$ 、 E_R の全増分を $(E_p - E_i)$ と



おくと、図-9に示すように、間隙比の変化による成分は小さい。以前に加えられた荷重により粒子の再配列が生じ、変形に対し強い構造に変化するという成分のほうが、はるかに大きいようである。

(2) ポワソン比

Kulhawy, Duncan, Seedらは、 e_0 一定の三軸圧縮試験において、 E_s と E_i が



双曲線の関係にあると報告している。図-10は、Kulhavyらにはらって、 $\varepsilon_3 \sim \varepsilon_3/\varepsilon_1$ の関係をプロットしたものであるが直線性は悪い。乾燥砂においてボワソン比を双曲線表示を利用して求めることは、難かしいようである。第1サイクル載荷時におけるボワソン比は、図-11に示す線で囲まれた帯の中にプロットされる。一般に側圧の低いほど大きく、また間隙比の小さな砂ほど大きな値を示した。同一の砂に対しては、 k が大きくなるに従いとも大きな値を示した。プロットされた点は、 k 一定試験の値で、後に説明する。

繰り返し載荷時のボワソン比については、側圧のあるいは、間隙比 e_0 との関係を求めることは困難であったが、平均的にみると $0.3 \sim 0.4$ であった。

4-2 k 一定試験

(1) 応力とヒズミの関係

主応力比を一定に規制して行なう k 一定三軸圧縮試験の応力とヒズミの関係は、一般に図-12に示されるような形となる。第1サイクル載荷時には、軸ヒズミの小さい範囲で下に凸な曲線であり、軸ヒズミの進行とともに直線部分を介して逆に上に凸な曲線になってゆく。この傾向は、 k の大きな試験ほど顕著である。これは繰り返し載荷時にも認められた。主応力比 k を一定に保って単調に応力を増加する応力経路であるにもかかわらず、応力とヒズミの関係に変曲点が生ずることに疑問が生ずる。同一の k であっても、側圧の大きい所では、せん断応力の絶対値が相当に大きくなり、砂粒子の破碎が生じ、また e_0 の大きな所ほど k が小さく、強度の動員率が大きくなることなどが、その理由として考えられる。

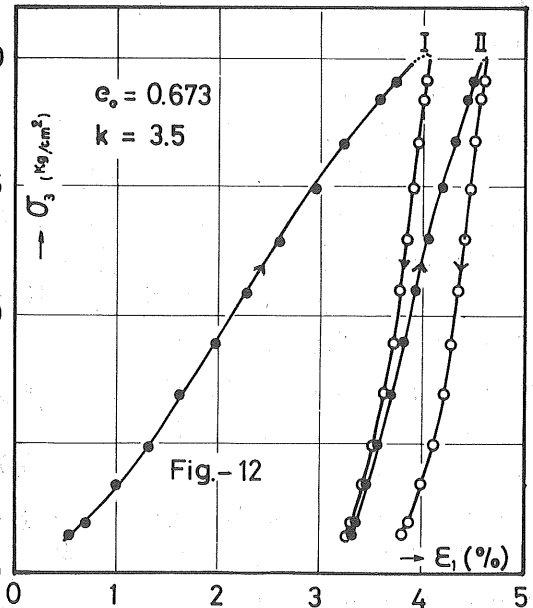
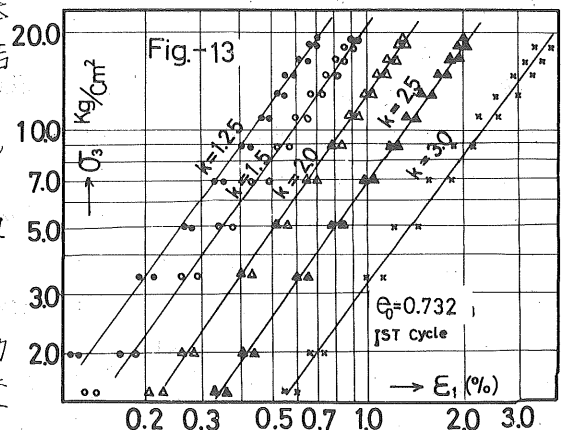


図-13は、同じ初期間隙比 e_0 の供試体について行なう一連の k 一定試験の結果より、第1サイクルの軸ヒズミ ε_1 と、側圧の k とを両対数紙上にプロットしたものである。 $\varepsilon_1 \sim k$ の関係は、 k をパラメータとすると、平行な直線群とみなせられるように表示される。

$$\sigma_3 = f(e_0, k) \cdot \varepsilon_1^\beta \quad (11)$$

ここで $f(e_0, k)$ は、初期間隙比と主応力比の関数で、 β は、 e_0 によりわずかに変わる定数である。 $f(e_0, k)$ は、図-13の



$\epsilon_1 = 1$ における σ_1 に相当し、図-14に示すように片対数紙上で、 k と直線関係にある。 δ, α を定数として $f(\epsilon_0, k)$ は (2) 式で表わされ、(3) 式を得る。

ϵ_0	δ	α	β
0.882	1.25×10^5	-1.572	1.50
0.733	1.32	-1.212	1.50
0.673	1.55	-1.088	1.50

Table - 2

$$f(\epsilon_0, k) = \delta \exp(\alpha k) \quad \text{---- (2)}$$

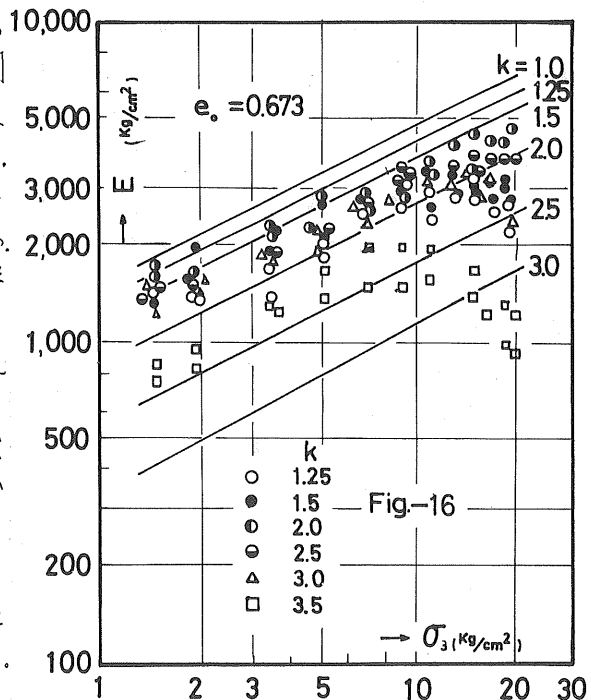
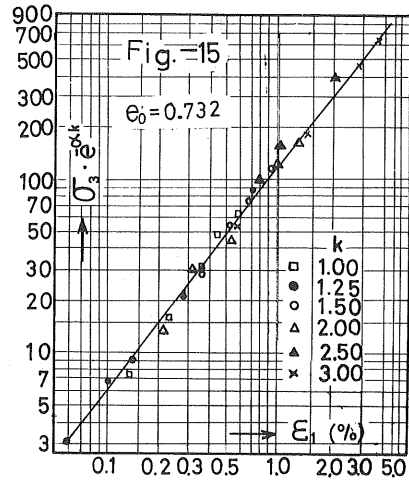
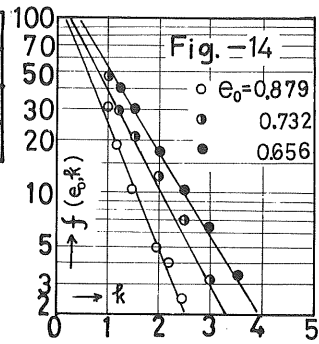
$$\sigma_1 = \delta \exp(\alpha k) \cdot \epsilon_1^\beta \quad \text{---- (3)}$$

式(2)の諸定数は、表-2のようになつた。 k 一定試験における(2)式の適合性をみるために、表-2に示す α, β, δ を用い、 $\sigma_1 \exp(-\alpha k)$ と ϵ_1 を両対数紙上にプロットしたのが図-15である。他の ϵ_0 についても同様な関係がみられ、 k 一定試験における応力-ヒズミの関係は、(2)式でよく近似できるものと思われる。

(2) 弾性係数

k 一定試験における弾性係数は、微小応力変化に対する供試体の変形量から、(2)式によつて得られる。図-16は、 $\epsilon_0 = 0.673$ における第1サイクル載荷時の弾性係数 E と σ_3 を、両対数紙上にプロットしたものである。 k 一定試験においては、 k 一定試験における $E \sim \sigma_3$ の関係はほぼ直線関係はよくないが、 k の大きなものほど、 E は小さいようである。 σ_3 の約 10% 近くから、 k の大きなケースほど、下方への折れ曲がり方が激しい。この折れ曲がり方は、 $\epsilon_1 \sim \sigma_3$ の曲線の曲率が逆になる位置とほぼ一致している。なお図-16中の線は、図-6に示されるもので後で小れる。

繰り返し載荷時の E は、計算値のバラツキが大きく、明確な傾向は、つかめなかった。ある大きさの k までは、 k が大きくなるに従い E も大きくなるようであるが、 k がそれ以上になると逆に E は、小さくなる傾向がみられた。 k のある範囲内において、以前に大きな k で載荷を受けたものの方が、変形に対し、より強い構造に粒子が再配列されるためとも考えられる。しかしレーターのばらつきからみて、はっきりと断定は



きない。

(3) ポワソン比について

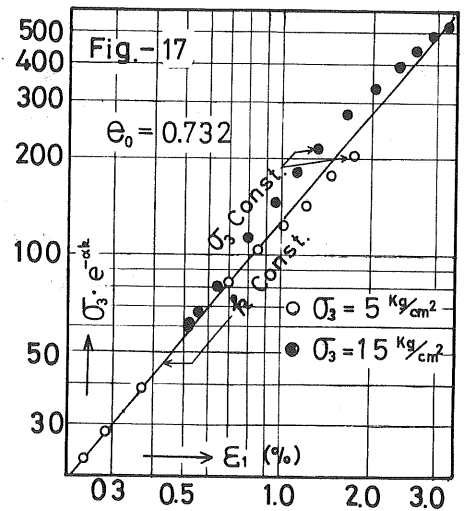
k -一定試験におけるポワソン比は、一般に側圧 σ_3 とは関係がなく、 k によつて一定の値をとるようである。図-11中の点は、 k -一定試験第1サイクル載荷時の、側圧 $1 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ の間におけるポワソン比 ν の平均値である。 k の大きなものは ν は大きいようであるが、 $e_0 = 0.732$ の堅い砂では、 $k=2.0$ ぐらいまで、ほぼ一定値を示し、 $k=2.5$ になると急に大きくなる。緩い砂の方が、変化は大きい。

繰り返し載荷時のポワソン比 ν は、 σ_3 の増加にともないやや増加する傾向がある。また k に対しては、最初 k の増加とともに減少し、ある k を越えると再び増加する傾向がみられるが、データのバラツキが大きいようである。

4-3 両試験結果の関係

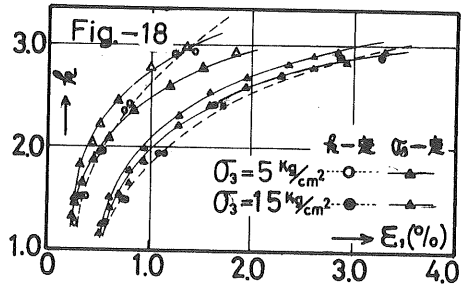
(1) 応力-ヒズミの関係

応力経路に関係なく、応力とヒズミの関係が定まるものであれば、 k -一定試験から得られた応力 σ_1 と σ_3 -一定試験においても成り立つはずである。図-17において、直線は、 k -一定試験から得られた実験式を示し、プロットされた点は σ_3 -一定試験の結果である。また図-18は、両試験における軸ヒズミと k の関係をプロットしたものである。ヒズミの絶対量の相違は小さいが、応力の増加に対する傾向は、若干違っている。 k が小さい範囲では、 k -一定試験による ϵ_1 の変化の方が大きく、 k の大きな範囲では、 σ_3 -一定試験による ϵ_1 の変化の方が大きい。



(2) 弾性係数

図-16に示す直線は、 σ_3 -一定試験第1サイクル載荷時における弾性係数を、Kondnerの式で表示したもので、プロットされた点は、 k -一定試験より得られた結果である。 k の小さな所では σ_3 -一定試験による値の方が、 k の大きな所では k -一定試験による値の方が大きいようである。このことは、応力-ヒズミの関係において、 k の小さな所で、 k -一定試験の ϵ_1 の変化が大きく、 k の大きな所で、 σ_3 -一定試験によるものの方が、大きい傾向と一致している。



(3) ポワソン比

第1サイクル載荷時におけるポワソン比は、図-11に示す如く、 σ_3 -一定試験および k -一定試験とも、 k の増加とともに、単調に増加する傾向がある。しかし σ_3 に対しては、 σ_3 -一定試験では、 σ_3 の増加につれては増加するが、 k -一定試験では、 σ_3 に無関係にはほぼ一定であった。

5. むすび

本研究では、 σ - ϵ 一定試験における応力と軸ヒズミの関係が、Kondnerの双曲線で近似でき、その関係が、 ϵ -一定試験で得られた応力と軸ヒズミの実験式と若干傾向が異なることを示した。弾性係数やポワソン比についても、 σ - ϵ 一定試験方法で傾向が違ふようである。砂の変形挙動は、応力経路のとりによつて変わり、応力状態の変化量を知るだけでは、その間の変形量の正確な予測は、期待できないものと思われる。

おわりにこの研究を進めるにあつて、助力をいただいた北大工学部工質工学講座の各位に謝意を表わすものであります。

参考文献

- 1) Kondner, R. L., (1963) "Hyperbolic stress - strain response; cohesive soils.," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, Feb. S111.*
- 2) Kulhawy, F. H., Duncan, J. M., and Seed, H. B., (1969); "Finite element analyses of stress and movement in embankment during construction", *College of Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley, California, Report No. TE-69-4.*

有機物が土の物理性に及ぼす影響について

北大農学部 (正) 前田 隆

○相馬 尅之

平田 貞夫

1. まえがき

北海道では、有機物(腐植)にきわめて富んだ土が地表30cm以上堆積している地帯を礫土地帯と称し、渡島、松山、日高、十勝、北見、網走地方に点在し、およそ5万6千haの面積を有している。この黒色有機質(腐植)土は有機物含有量がきわめて高く、また輕鬆で強風によって飛ばされやすく、更に春の融雪時や降雨時には過湿になりやすい等の性状を有している。この礫土の分布、化学性及び物理性などについては、2、3の調査研究がなされているが、有機物が土の物理性にどのような影響を与えるかについては、今迄のところ殆んど研究されていない。そこで筆者等は、有機物を除去した土と原土との物理性を比較検討することにより、2、3の知見を得たのでここに報告する。

2. 試料及び試験項目

2-1. 試料

試料は図-1に示す如く、埋没礫土の落部(駒ヶ岳火山灰)、根崎(礫土、駒ヶ岳火山灰)、樽前火山灰栗の西舎(礫土)、植苗(樽前dのA層)、北興A層(重粘土)、北大A層(沖積土)の6試料を用いた。

試料はすべて2mmフルイ通過分を使用した。

2-2. 試験項目

行なった試験は次の通りである。

1. 有機物含有量
2. 真比重
3. 有機物の比重
4. 含水比
5. 液性限界
6. 水分保持特性

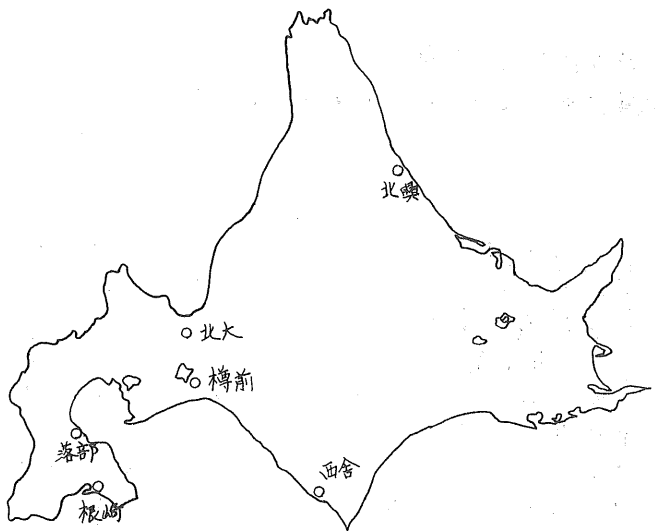


図-1 試料の採取地

3. 試験方法

- ①. 有機物含有量は土質試験法の重クロム酸法により測定した。また有機物除去後の有機物残留量も測定した。
- ②. 真比重は原土と、6%過酸化水素により有機物を除去した土とについて測定した。なお脱気方法は真空法による。また過酸化水素処理は有機物による黒色が消える迄行ない、水洗、遠心分離後試験を行なった。
- ③. 有機物の比重は土質試験法の次式より算出した。

$$C_o = \frac{G_o (G_s - G_p)}{G_p (G_s - G_o)} \cdot 100 (\%)$$

ここで C_o ; 有機物含有量
 G_p ; 原土の比重
 G_s ; 有機物除去土の比重
 G_o ; 有機物の比重

- ④. 液性限界 (L.L.) については土質試験法に従い、原土の生土及び風乾土の有機物除去をしたものとしないものについて L.L. を求めた。なお有機物除去の方法は上述の②の場合と同じである。
- ⑤. 水分保持特性については、原土の生土及び風乾土の有機物除去をしたものとしないものについて、加圧板法により pF はから μ 迄の pF -水分曲線を求めた。なお試料は L.L. に調整したものをを用いた。

4. 試験結果及び考察

試験結果は表-1に示した通りである。

表-1

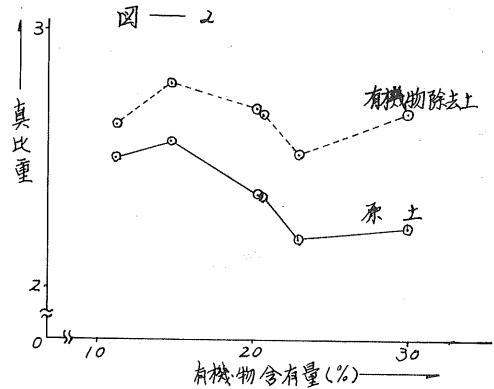
	落部	根崎	西倉	植苗	北畑	北犬
有機物含有量 (%)	28.69	20.39	20.13	14.64	22.83	10.91
有機物除去後の (生土) 有機物残留量 (%) (風乾土)	1.12 0.76	1.61 1.07	3.44 1.42	1.82 0.97	5.33 5.53	1.12 1.94
原土の真比重	2.23	2.35	2.36	2.57	2.19	2.50
有機物除去後の真比重	2.67	2.66	2.70	2.79	2.52	2.63
有機物の比重	1.59	1.62	1.57	1.76	1.52	1.78
原土(生土)の含水比 (%)	141.67	103.33	118.90	132.64	107.96	26.82
原土(風乾土)の含水比 (%)	15.26	14.04	17.89	16.11	27.13	6.41
原土(生土)の L.L. (%)	180.00	137.60	146.70	151.40	172.40	58.70
初期含水比 *	141.67	103.33	118.90	132.64	107.96	26.82
原土(風乾土)の L.L. (%)	96.60	79.30	89.00	74.00	116.10	57.00
初期含水比 *	15.26	14.04	17.89	16.11	27.13	6.41
有機物除去土(生土)の L.L. (%)	70.20	62.50	71.50	136.90	106.95	
有機物除去土(風乾土)の L.L. (%)	51.15	45.00	67.89	66.95	102.40	39.48

* L.L. に於ける初期含水比とは試験開始時の試料の水分状態で、この初期含水比が L.L. に及ぼす影響は非常に重要である。

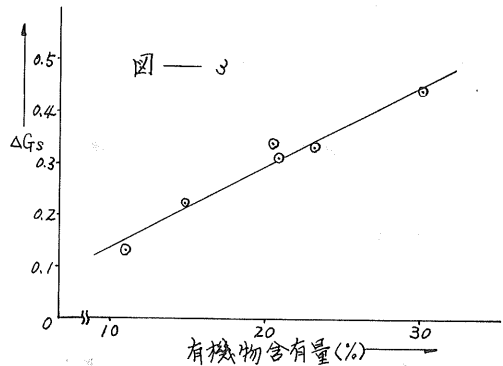
4-1 有機物が土の真比重に及ぼす影響

土の中に含まれる有機物(腐植)の比重は1.1~1.3といわれており、若し母材が同じならば有機物含有量の多い土ほど、その土の真比重は小さくなっていくことが予想される。

原土及び有機物除去土の真比重と有機物含有量との関係を図示したのが図-2である。これを見ると、有機物含有量が増大するにつれて原土の比重は低下し、原土と有機物除去土との比重の差が増大している。このことは図-3から更に明らかになる。すなわち原土と有機物除去土の比重の差の有機物含有量に対する関係は大約直線関係にあり、有機物含有量が多いほど、有機物除去の影響が大きくなることが判る。



勿論、用いた試料は有機質土といたっても母材が異なり、有機物の質的相違もあるので、有機物含有量が増加しても直線的に比重が低下する訳ではないが、図-3には大約その傾向が現われている。

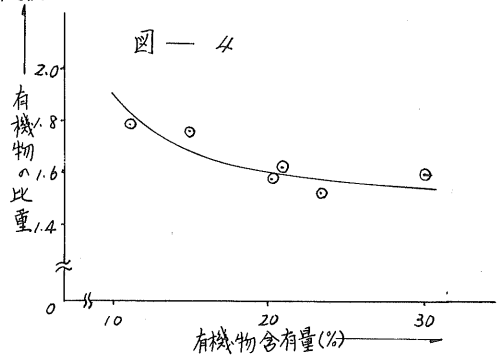


有機物除去土の有機物残留量をみる

(表-1参照)、ほとんどの土では1%程度の残留量しか示さないが、北嶽と西舎では3%以上の残留量を示している。同一の有機物除去過程をとっていることからこれは有機物の質的相違を示すものと考えられる。

4-2 有機物の比重と有機物含有量との関係

計算式により算出した有機物の比重はすべて1.5以上の値を示した(表-1参照)。有機物の比重は生成過程、母材の相違などにより質的相違はあるとしても図-4に見られる如く、有機物含有量が多い土ほど、その土が有する有機物の比重は小さくなる傾向がある。



4-3 有機物含有量と液性限界との関係

4-3-1 有機物含有量と原土の液性限界との関係

一般に供試土の初期含水比が変化するにつれてLLが変化し、初期含水比が低下するとLLも低下するといわれている。LLの低下が始まる初期含水比を限界初期

④
含水比とすれば、少なくともLLに關する風乾土とは限界初期含水比以下に乾燥した試料であり、生土とは限界初期含水比よりも高い初期含水比を有する試料ということになる。

⑤
風乾土のLLが生土のLLに比べて低くなる原因については、神山の粒子の粗粒化説、炭木の拘束水の非可逆的脱水説があるが、我々は粒子の粗粒化による粒子の比表面積の減少で説明した。そしてLLを支配する主要な因子として土粒子の比表面積を仮定した。

⑥
有機物は非常に大きな比表面積を有すると云われており、従って有機物を多量に含む土の場合、有機物が土粒子の比表面積を増加させる機能を有することが予想される。このことは有機物含有量が高い土の生土の含水比が非常に高く(表-1参照)、保水性が良いことにも表わされている。

⑦
有機質土の風乾は、従って土粒子の風乾効果(土粒子の粗粒化による比表面積の減少)に加えて、有機物の風乾効果(有機物の比表面積増加機能の低下—有機物の比表面積の減少)を伴う。

⑧
有機物は一般に土粒子と結合した状態で土中に存在し、有機物単体として存在している訳ではないから、単純にこの考え方を適用することはできない。むしろ風乾による土粒子の粗粒化に対して有機物は結合物質として作用し、粗粒化を促進することが予想される。

結果を整理すると表-2の様になる。

表-2

試料	有機物含量	①	②	③	④	⑤*	⑥*	⑦*	⑧*
		原土(生土)	原土(生土)	有機物除去土	有機物除去土	①-③	②-④	⑤-⑦	⑧-④
落部	28.69	182.0	96.6	70.2	51.2	109.8	45.4	64.4	19.0
根崎	20.39	137.6	79.3	62.5	45.0	75.1	34.3	40.8	17.5
西倉	20.13	146.7	89.0	71.5	67.9	75.2	21.1	54.1	3.6
植苗	14.64	151.4	74.0	136.9	67.0	14.5	7.0	7.5	69.9
北興	22.83	172.4	6.1	107.0	102.4	65.4	13.7	51.7	4.6
北大	10.91	58.7	57.0		39.5		17.5		

* ⑤; 有機物の機能(生土) ⑥; 有機物の機能(風乾土) ⑦; 有機物の風乾効果 ⑧; 土粒子の風乾効果

これから有機物含有量と原土のLLとの関係を求めると図-5の如くになり、有機物含有量の多い土ほどLLは高くなる。生土と風乾土を比較すると、前者の方がLLの増加量は大きく、その差、すなわち風乾効果も有機物含有量が多い土ほど大きくなっている。(図-6参照) これは先下述べた様に、有機質土の場合土粒子の風乾効果の他に有機物の風乾効果も加わるためである。

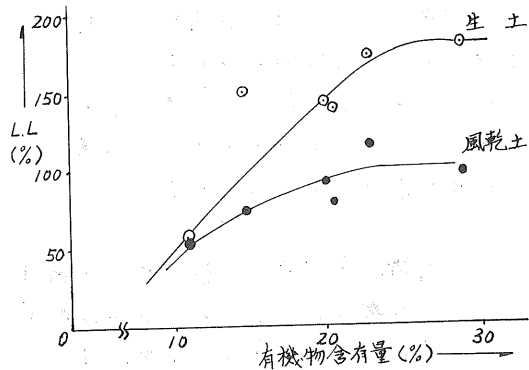
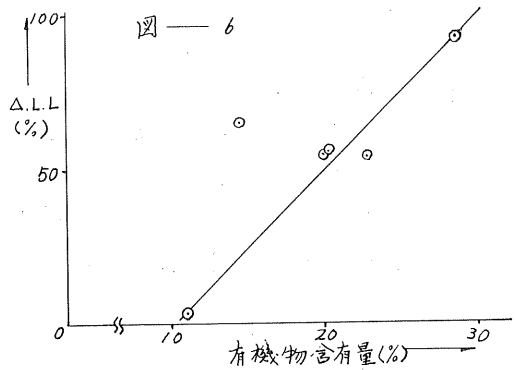


図-5

液性限界を支配する主要な因子として我々は土粒子の比表面積を考へたが、この中には粘土含有量や粘土鉱物の種類の相違が含まれる。但し試した試料の粘土含有量は落部が20%である他は何れも30%前後であり、粘土鉱物の種類は異なるがこの両者は考慮しないこととし、両者を包含した比表面積の量的相連で以下に述べる結果について考察した。

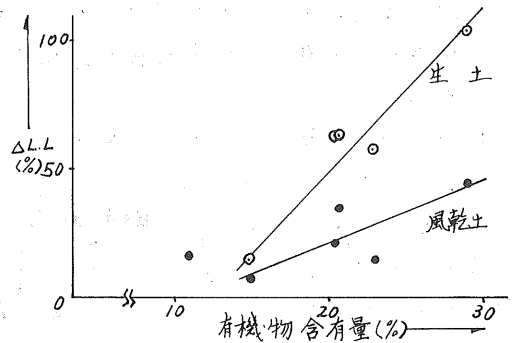


4-2-2 有機物含有量と原土及び有機物除去土の液性限界

有機物土の有機物を除去することにより（ここでは過酸化水素処理による溶出物の影響は無視することにする）、土のLLがどのように変化するかについて考える。

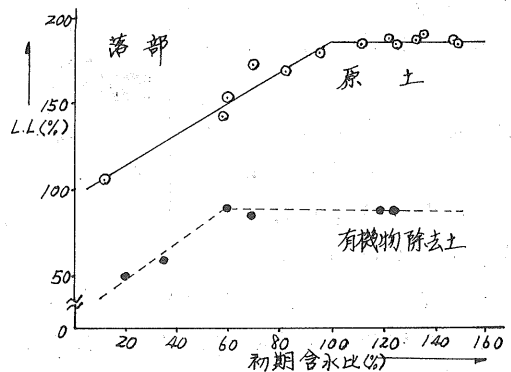
有機物除去は、結合物質が除去されて土の微細粒団が細分化し、土の比表面積が増加することによってLLが高くなる側面と有機物の非常に大きな比表面積が失われ、LLが低くなる側面とを有する。

我々の実験結果（表-2参照）をみると、植苗を除いては後者の側面が大きく現われていて、図-7に見られる如く、有機物含有量が多い土ほど原土と有機物除去土のLLの差、すなわちLLの低下量は大きくなる。このLLの低下量は有機物の機能を量的に示すことになる。風乾土の場合、有機物の機能は生土の場合より小さくなっているが、これは前述した様に有機物含有量の多い土ほど風乾効果が大きいためである。



図—7

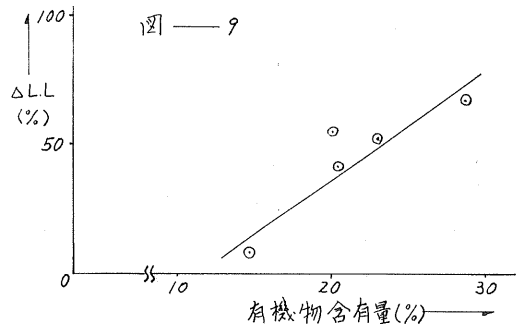
なお落部について、原土及び有機物除去土の初期含水比とLLの関係を求めると図-8の様になる。これによると原土の限界初期含水比は有機物除去土のそれよりも高含水比側で現われている。すなわち原土の風乾効果が有機物除去土の風乾効果より低い乾燥程度で現われるということ、これから有機物の風乾効果は土粒子の風乾効果よりも高含水比側で現われることが判る。



図—8

次に有機物土の風乾を前述した様に単純に土粒子の風乾効果と有機物の風乾効果を併うものと考えると（表-2参照）、図-9に示す様な有機物含有量と有機物の風乾

効果との関係が得られる。そしてこの図からL.L.に関しては、有機物含有量の多い土ほど有機物の風乾効果が大きくなっていることが判る。しかも土粒子の風乾効果に比して有機物のそれは非常に大きい。ところが植苗の場合は全く逆の結果となり、植苗の母材の特異性が予想される。



4-4 有機物含有量と水分保持特性との関係

一般に有機質土は水分保持力が非常に大きい。これは前述した様に有機物が非常に大きな比表面積を有することが最も大きな原因であるが、有機物と土粒子の結合作用などの相互作用も大きいと考えられる。しかしここでは問題を単純化して、有機質土の水分保持力は土粒子の水分保持力と有機物の水分保持力とが合成されたものとする。

有機物除去が土の水分保持力に与える影響については、液性限界の所で論議したのと同様に、土粒子の比表面積が増加する側面と有機物の比表面積が消失する側面とが考えられる。

図-10～図-14は原土（生土及び風乾土）と有機物除去土（生土及び風乾土）のpF-水分曲線を示す。一部は現在迄の所pF0までの結果より得られていないので（測定中）、pF1.5からpF0迄について結果を整理すると、表-3の如くなる。

落部、根崎の場合は有機物の水分保持の方が土粒子の水分保持より大きい。に対し、植苗、北興の場合には土粒子の水分保持の方が

大きくなっている。また西舎の場合は、生土では土粒子、有機物の水分保持はほぼ同程度であるのに対し、風乾土では土粒子の水分保持の方が大きくなっている。

水分保持に於ける風乾効果は有機物の方が土粒子よりも大きく、特に西舎、北興で著しい。

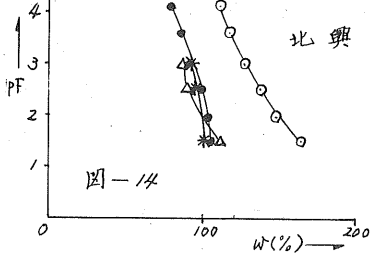
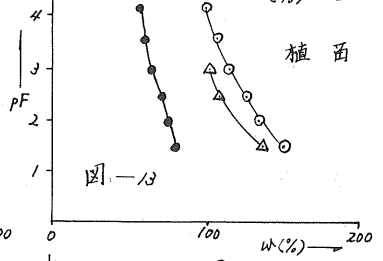
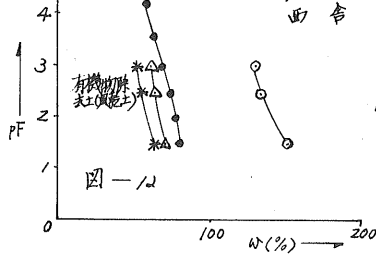
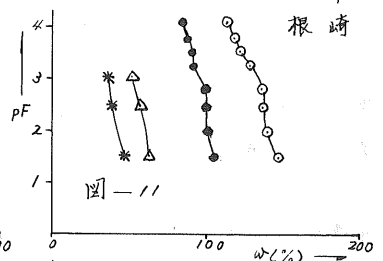
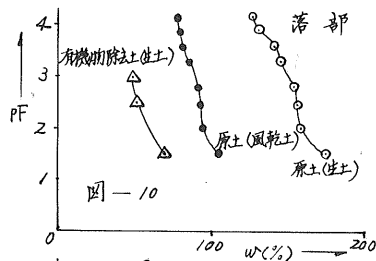


表-3

試料	PF	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
		原土(生土)	原土(風乾土)	有機物除去土(生土)	有機物除去土(風乾土)	①-③	②-④	⑤-⑥	③-④
落部	1.5	174	106	70		104			
	2.5	159	93	52		107			
	3.0	152	90	50		102			
根崎	1.5	146	104	63	45	83	59	24	18
	2.5	136	99	56	42	80	57	23	14
	3.0	130	97	54	39	76	58	18	15
西舎	1.5	147	79	72	68	75	11	64	4
	2.5	134	74	67	61	67	13	54	6
	3.0	129	69	65	58	64	11	53	7
植苗	1.5	150	81	137		13			
	2.5	126	73	110		16			
	3.0	116	66	106		10			
北興	1.5	163	105	107	102	56	3	53	5
	2.5	137	98	92	94	45	4	41	-2
	3.0	126	90	88	90	38	0	38	-2
北大	1.5	58	57						
	2.5	49	49						
	3.0	42	43						

注) ①; 土粒子の水分保持(生土) ②; 土粒子の水分保持(風乾土) ③; 有機物の水分保持(生土) ④; 有機物の水分保持(風乾土)
 ⑤; 水分保持の風乾効果(有機物) ⑥; 水分保持の風乾効果(土粒子)

生土の場合の有機物の水分保持と有機物含有量の関係を探ると図15の如くになり、生土の場合には有機物含有量が多いほど、その土の水分保持特性に大きく有機物が影響することが判る。しかし前述した様に有機物の風乾効果もまた大きいことから、風乾土の場合には有機物の影響が小さくなることは表3からも明らかである。

有機質土の水分保持力が非常に高いことを示したのが図16で、これは根崎の下層の有機物をほとんど含まない火山性土と本報告で用いてきた根崎の原土のPF-水分曲線である。この場合有機物除去の影響は消去される反面、母材が同一であるのかが不明であるという問題が出てくるので断定することはできないが、有機物を含むことによって土の保水性が著しく高くなることが示されている。

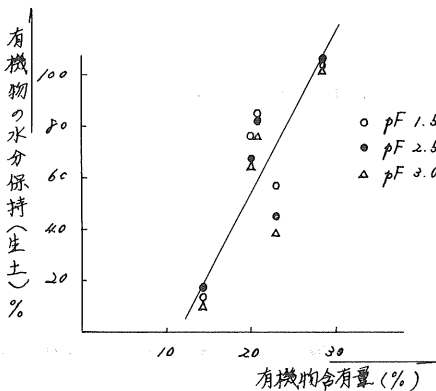


図-15

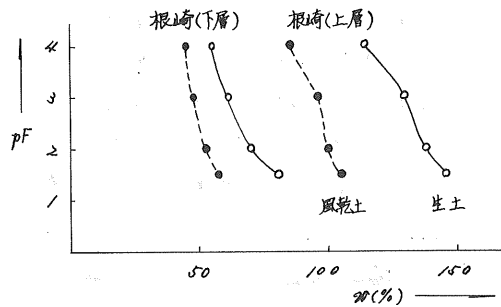


図-16

5. まとめ

- (1). 有機質土の場合、有機物含有量が増大するにつれて原土の比重は低下し、原土と有機物除去土との比重の差が直線的に増加していく。
- (2). 有機物含有量が多い土ほど、その土が有する有機物の比重は小さくなる傾向がある。
- (3). 有機物含有量の多い土ほど液性限界は高くなり、風乾による液性限界の低下もまた著しい。これは有機物の風乾効果に起因する。
- (4). 有機物含有量が多い土ほど、原土と有機物除去土の液性限界の差（低下量）は大きくなり、しかも生土の方が風乾土より大きい。
- (5). 有機物の風乾効果は土粒子の風乾効果よりも高含水比側で現われる。
- (6). 有機質土の水分保持を、土粒子の水分保持と有機物の水分保持とに分けると、その風乾効果は後者の方が大きく、また生土の場合には有機物含有量が多い土ほど水分保持特性に与える有機物の影響が大きくなり、風乾土の場合には小さい。これは有機物の風乾効果のためである。

6. 参考文献

- (1). 前 松雄 (1970)
北海道における塩土の成因、理化学的特性とその生産性向上に関する研究
北海道立農業試験場報告 16.18
- (2). 北海道開発局農業水産部 (1967, 1968)
塩土地開墾方式調査
- (3). 川村一水、船引真吾 (1964)
農林土壌学
- (4). 神山光男 (1959)
試料の乾燥状態が土の稠度にも及ぼす影響
土と基礎 vol.7 16.1
- (5). 茨木龍雄 (1967)
関東ロームの工学的性質に関する研究——指数特性について
中央大学理工学部紀要 vol.10
- (6). 相馬尅之、前田 隆 (1972)
液性限界におよぼす初期水分の影響
昭和47年度農業土木学会講演要旨
- (7). Bower, C. A. and Goebert, F. B. (1952)
Ethylene glycol retention by soils as a measure of surface area and interlayer swelling
Soil Sci. Soc. Amer. Proc. vol. 16 16.4

道内沖積平野におけるケイ藻質土

北海道土質コンサルタント(株) (正)若松幹男

1 まえがき

北海道の特殊土として、泥炭や火山灰質土がよく知られているが、当報文は、これらとは別に、ケイ藻を含む軟弱な特殊土に遭遇する機会が数例あったので、函館市谷地頭の調査資料を中心にして、その堆積環境や性質などを紹介するものである。

なお、ケイ藻を含む特殊土の名称をどのように扱えば良いのが明らかではないが、仮に、「ケイ藻質土」と称しておく。

2 谷地頭の地形と地盤の構成

谷地頭は函館山の東側、津軽海峡に面して円形をなす標高1~2mの凹地で、現在は家屋が密集しているが、その地名からも想像されるように、かつては沼地または湿地帯であり、江戸時代には水鳥の群れていたことが記録されている地区である。

凹地の海岸沿いはやや高まりを見せる標高4~5mの砂丘性地形で閉され、他の三方は急斜面をなす函館山々麓と段丘とて囲まれており、スリ鉢状の地形をし

図-1 谷地頭周辺の地形

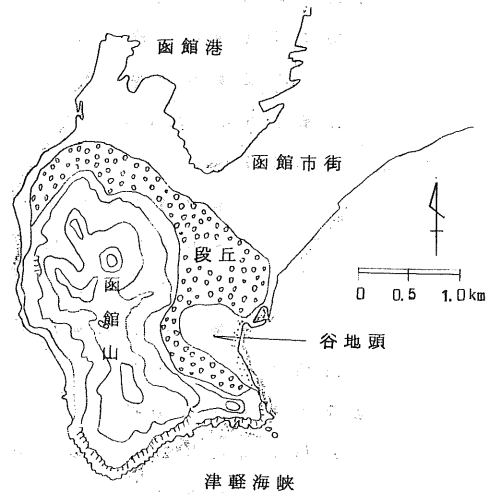
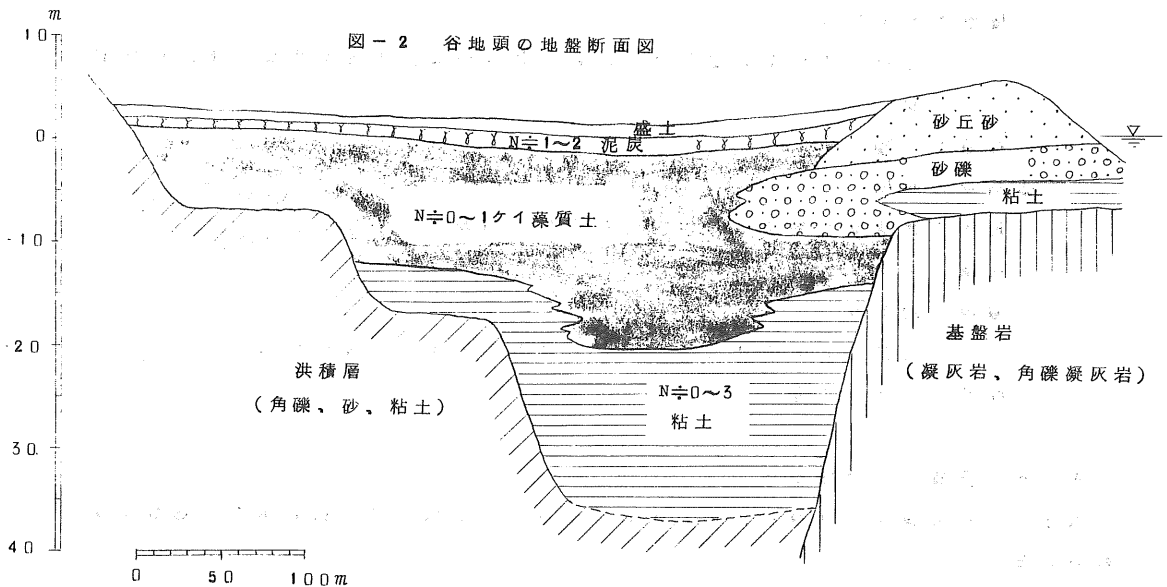


図-2 谷地頭の地盤断面図



ていることなどから、函館山の火山活動の中心となった噴火口跡であるとの説もある。また、地形条件から、大雨の際には浸水による被害がしばしば生じている。ボーリングやサウンディングによる調査資料から、地盤の構成は図-2のように推定することが出来る。

凝灰岩または角礫凝灰岩で構成される基盤岩とその上にのる砂丘砂とで海岸側を閉され、内陸側を埋没段丘地形を留める洪積層（一部は嵐錐堆積物と考えられる）で囲まれた深い窪地内に5~20mの厚さでケイ藻質土が堆積しており、表層1~2mをヨシ、スゲ類の繊維を残す低位泥炭でおおわれている。また、窪地の深い部分ではケイ藻質土の下にやわらかい粘土がみられる。

3 他地区で確認したケイ藻質土

① 浦河郡浦河町萩伏

地形：元浦川右岸、海岸から約3kmの

位置にある閉そく性枝谷

面積：500×1500m

層厚：5~10m

上部は厚さ2~5mの低位泥炭

でおおわれ、下部は厚さ10m

以上のやわらかい粘土が続く

基盤岩は凝灰質泥岩

ρ_c 値：1~1.5%

② 常呂郡常呂町岐埠

地形：常呂川左岸、海岸から約2.5km

の位置にある閉そく性枝谷

面積：500×1000m

層厚：約10m

上部約2mを低位泥炭でおおわれている。下部は火山灰や火山灰質砂

ρ_c 値：1%

③ 網走市能取

地形：能取湖に接する海岸から約1kmの沼地

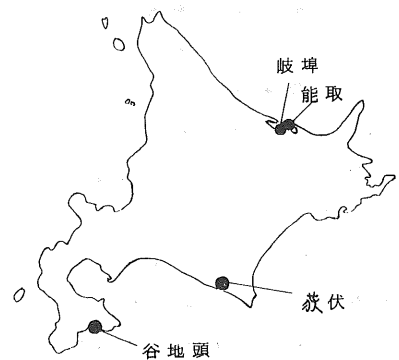
面積：150×?m

層厚：約5m

上部約2mを低位泥炭でおおわれている。下部は火山灰

ρ_c 値：0.5~1%

図-3 ケイ藻質土確認地区



4 ケイ藻質土の堆積環境

以上のケイ藻質土の堆積状況をまとめてみるとその環境には次の様な共通性が認められる。

① 基盤は火山灰質土または凝灰質岩で構成されている。

- ② 分布する地形は閉そくされた枝谷や沼地などに限られる。
- ③ 表層数 m を低位泥炭がおおっている。
- ④ 分布地区は海岸から数 km 以内が多いよりである。しかし、海進の行われていた地区ではより内陸側に堆積している可能性もある。

5 ケイ藻質土の顕微鏡による観察

谷地頭に分布するケイ藻質土の内、標高 $-3 \sim -6 m$ 、 $-8 \sim -14 m$ 、 $-18 \sim -20 m$ からケイ藻 (diatom) を抽出して顕下で撮影したものを写真-1 に示す。

形状は球形、防錘形、筒形など種々ある。生活環境的にみると淡水性のものが多いが、下位に海水性のものがあることなどから、谷地頭の凹地はかつて海とつながっていたが、現海岸部の閉そくに伴って次第に汽水性→淡水性と変化し、その間にケイ藻質土で埋め立てられ、ついにはヨシ、アシの繁る低湿地になったものと想像することが出来る。

ケイ藻の粒径は数 $10 \sim 100 \mu$ の範囲にあり、これはほほシルトに相当している。

なお、ケイ藻のほか花粉も一部みられた。また、写真-1 の 20.3 はケイ藻ではなく、花粉である可能性が強い。

注) ケイ藻はケイ酸 (SiO_2) 質の小殻が組みあわさって 1 個体をなす単細胞藻類である。

6 ケイ藻質土の性質

6.1 観察

暗緑色または緑褐色など帯緑色のものが多いが、中には白色を呈するものがある。見かけは粘土に似ているが、ネバツキがほとんどなく、スポンジ状のフワフワした弾力性のあるのが大きな特徴であって、こね返すと容易に液状化する性質がみられる。乾燥すると、固結するが一般の粘土よりも固結強度が小さく、吸湿性に富んでいる。挟雑物として何やらコケ状のものが含まれているような感じを受けるが、明らかでなく、腐食臭もない、所によって貝殻の混入がある。

6.2 土性

ケイ藻質土の土性を各地区毎にまとめてみると、表-1 のようになる。なお、粒度試験は 74μ 通過率が 100% 近く、細粒分は綿毛化が激しくて粒子がメスシリンダー内に浮遊するような状態になるため、何れも試験不能か、意味のない試験になっている。

土性の相関図を図-4 に示しておく。

強熱減量が $10 \sim 40\%$ あることは有機物の存在を意味しており、この有機物はコケと花粉で構成されているものと予想される。有機物を含むため、比重が一般の土よりも小さい。

泥炭と同様に間隙比や圧縮指数、含水比などが大きな値を示しているが、一般の泥

表-1 ケイ藻質土の土性

地 区	谷 地 頭	荻 伏	能 取	岐 埠
土粒子の比重	1.8~2.4	2.1~2.3	*1 2.3~2.4	2.4~2.6
含水比 %	250~600	200~500	*1 150~650	100~300
強熱減量 %	20~40	10~30	*2 30~35	—
湿润单位体積重量 g/cm ³	1.05~1.15	1.1~1.3	*1 1.2~1.4	1.1~1.4
乾燥单位体積重量 g/cm ³	0.15~0.3	0.2~0.4	*1 0.3~0.5	0.3~0.7
間隙比	6~13	5~9	*1 4~6	3~7
液性限界 %	300~600	—	—	—
塑性限界 %	70~100	—	—	—
塑性指数 %	200~500	—	—	—
圧密降伏応力 %	0.1~0.3	0.1~0.3	*1 0.05~0.1	0.1~0.3
圧縮指数	2.5~6.5	2.5~4	*1 1~2	1~4
7.4 μ 通過率 %	95~98	100	90~95	97

*1 含水比300%以下のみ、*2 含水比300%以上のみ

炭性軟弱土と異なるのは強熱減量に対する含水比の割合が大きいことである。これはケイ藻の殻の中に水が含まれているためである。

含水比と乾燥密度、圧縮指数、間隙比などの関係は一般の泥炭とよく似たような相関性をみせている。

液性限界が非常に大きな値を示す土であるが、日本統一土質分類法に照し合わせてみると何れも塑性図のA線の下に入り、有機物を含むことから、OHに分類されるものである。

なお、コーン貫入試験による f_c 値は0.5~1.5%と非常に小さな値を示し、上部をおおりの低位泥炭の f_c 値よりも小さな貫入抵抗を示す場合が多い。

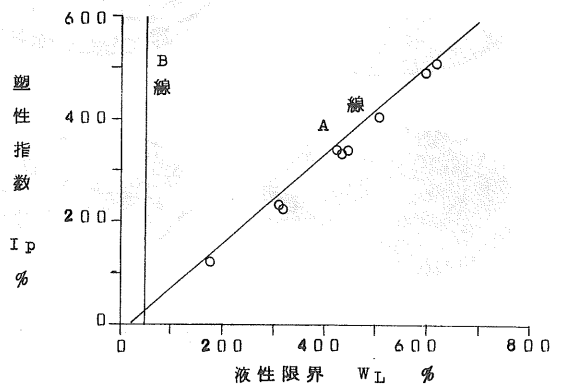
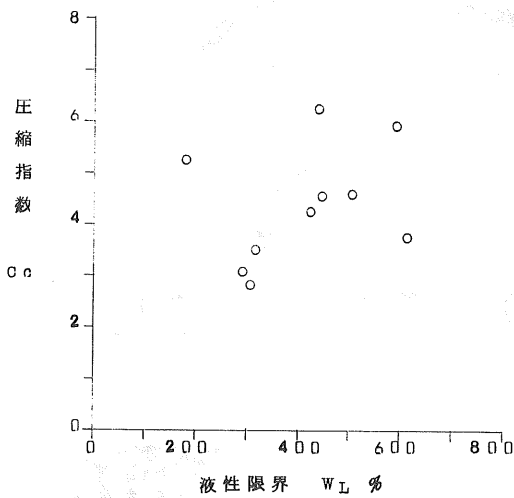
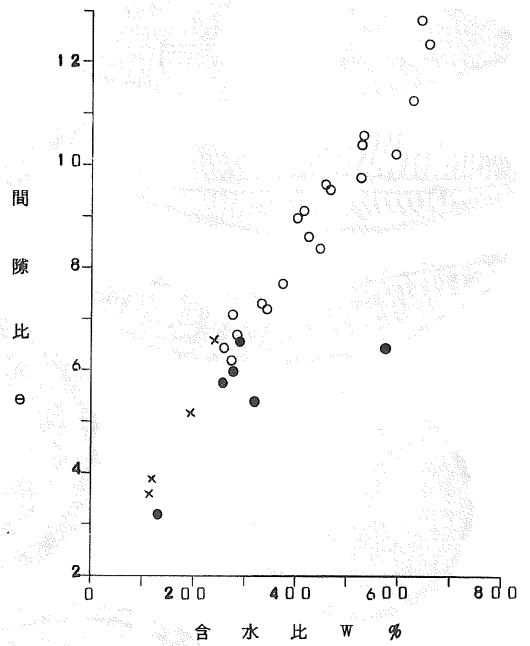
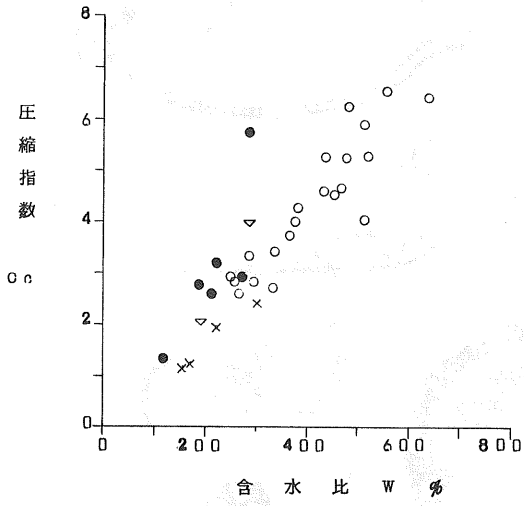
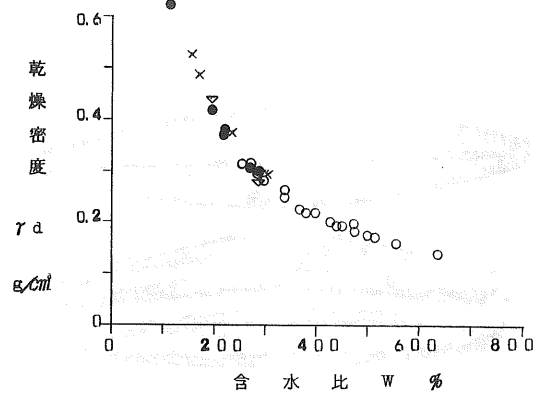
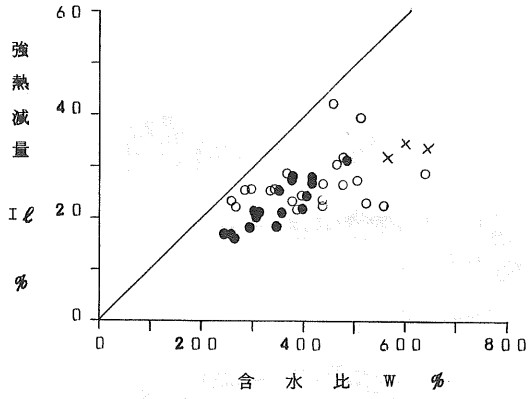
7. むすび

ここでとりあげたケイ藻質土はその分布がせまい範囲に限られている点で、出会う機会は少いかも知れない。しかし、一般と異った土であると言ひ点でわずかな資料ではあるがあえて紹介した次第である。

なお、谷地頭は函館市下水道整備計画のために行った調査資料であり、他は道路基礎の調査資料である。また、ケイ藻の撮影、鑑定は北大、理、地質学鉱物学科第2講座の諸先生にお手をわずらわしたことを述べ、拙文に御協力頂いた皆様に厚くお礼申し上げ謝辞とする。

図 - 4 ケイ藻質土の土性相関図

凡例
 ○ 谷地頭
 ● 萩伏
 × 能取
 ▽ 岐埠



ケイ藻の顕微鏡写真

0 20 40 60 μ

標高-3 ~ -6 m

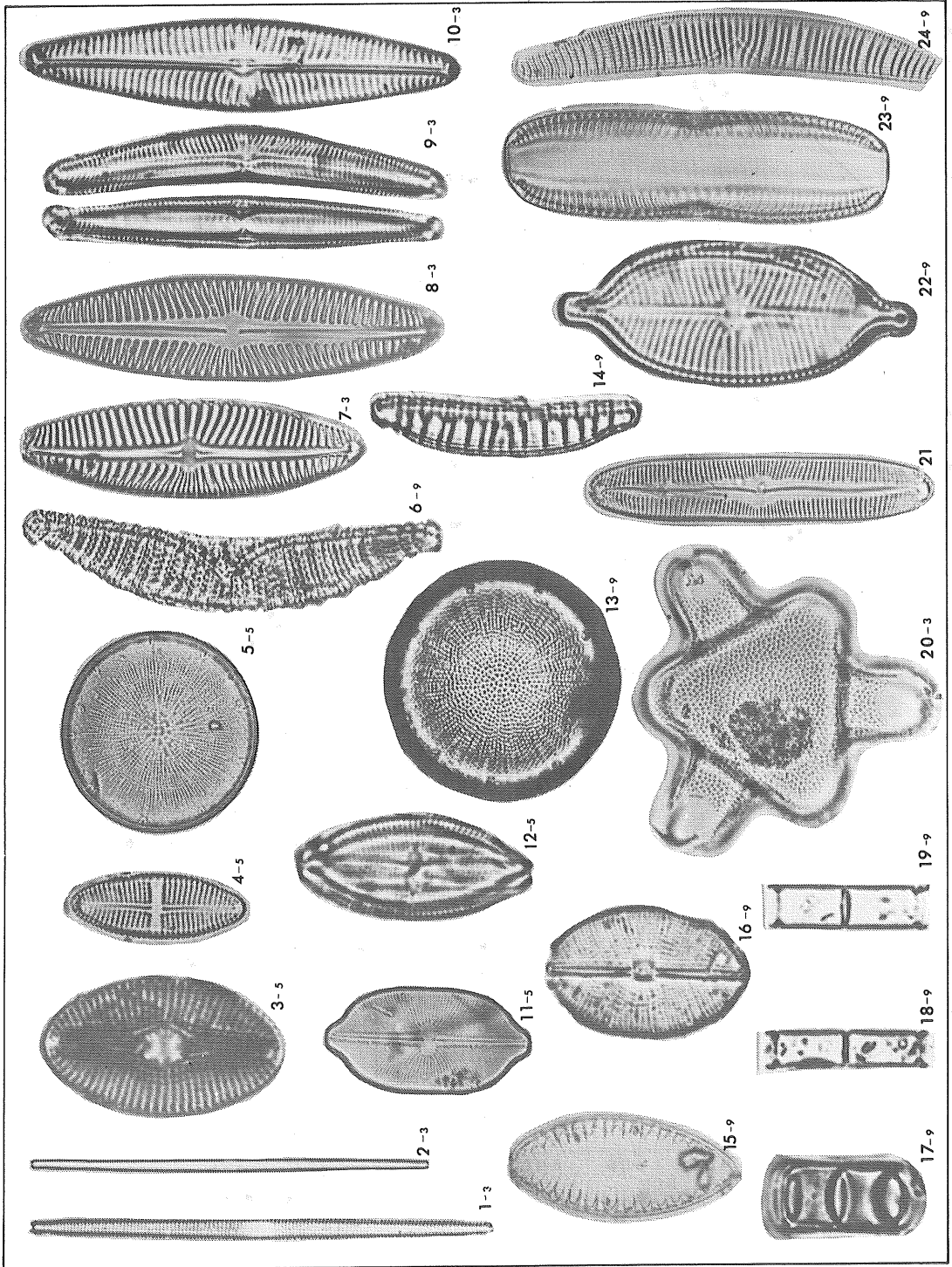
- 1-5 淡水性
- 2-3 淡水性
- 7-3 淡水性
- 8-3 淡水性
- 9-3 淡水性
- 10-5 淡水性
- 20-3 (?) 花粉か

標高-8 ~ -14 m

- 3-5 淡水性
- 4-5 汽水性
- 5-5 海水性
- 11-5 淡水性
- 12-5 淡水性

標高-18 ~ -20 m

- 6-9 淡水性
- 13-9 海水性
- 14-9 淡水性
- 15-9 汽水性
- 16-9 (?)
- 17-9 淡水性
- 18-9 淡水性
- 19-9 淡水性
- 21-9 淡水性
- 22-9 淡水性
- 23-9 淡水性
- 24-9 淡水性



2ツ折平面盛土のクローン土圧論の適用(常時および地震時)

北海道産業短期大学(正員) 今井芳雄

§1. まえがき

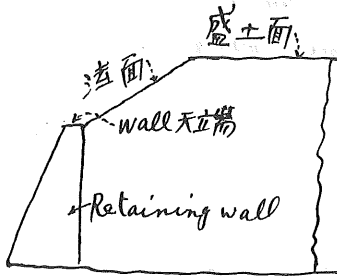


Fig. 1

よう壁天端から盛土面まで法面で仕上げてある様な盛土をもつ Retaining wall (Fig. 1) のクローン土圧を求めるには若干の工夫が必要である。従来は解析法で求め試行で結果に至ったか時には一度で決めた場合もあり本論文はその解析式を述べるのである。

§2. クローン土圧論の基本式

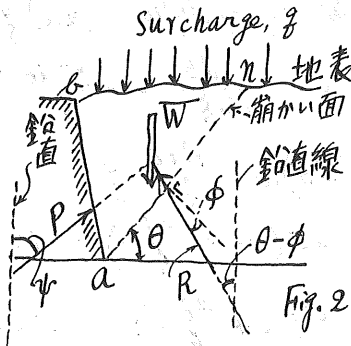


Fig. 2

順序として基本式から入る。Retaining wall 面 ab と崩れ面 an に挟まれた土塊 abn と Surcharge との和を W としこの W と土圧 P , 崩れ面反力 R の三力は釣合りにあり (Fig. 2) 従ってこの三力の力の三角形は閉じる (Fig. 3) 然るときは

$$P = W \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin\{180^\circ - (\theta - \phi + \psi)\}} = W \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta + \psi - \phi)} \quad (21)$$

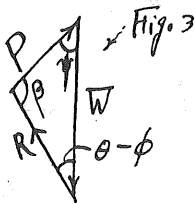


Fig. 3

- ここに、 ϕ : 崩れ面における土の friction 角.
- ψ : 土圧 P の鉛直線と与す角.
- θ : 土圧 P を与える崩れ面の水平と与す角

ここで (21) 式の P を最大にする θ を探す。

$$\therefore \frac{dP}{d\theta} = \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta + \psi - \phi)} + \frac{d\left\{\frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta + \psi - \phi)}\right\}}{d\theta} W \quad \dots \dots \dots (22)$$

(22) 式を equal zero とおくことによつて

$$W = - \frac{dW}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi) \cdot \sin(\theta + \psi - \phi)}{\sin \psi} \quad \dots \dots \dots (23)$$

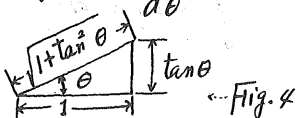


Fig. 4

今 Fig. 4 の直角三角形によつて

$$\sin \theta = \frac{\tan \theta}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}}, \quad \cos \theta = \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \quad \dots (24)$$

∴ あらから (21) 式より

$$P = W \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(\theta + \psi - \phi)} = W \cdot \frac{\sin \theta \cdot \cos \phi - \cos \theta \cdot \sin \phi}{\sin(\psi - \phi) \cos \theta + \cos(\psi - \phi) \cdot \sin \theta}$$

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

$$= W \cdot \frac{\tan \theta \cdot \cos \phi - \sin \phi}{\sin(\psi - \phi) + \tan \theta \cdot \cos(\psi - \phi)} \quad \dots (25)$$

§3. $\tan \theta$ の計算

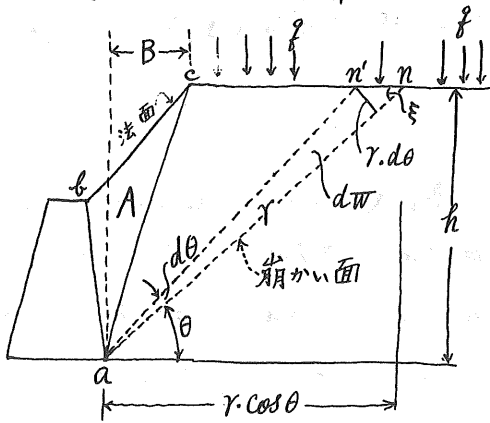


Fig. 5

崩れかゝる面の斜面長 (an) = r とおけば Fig. 5 から 角 theta の増分 $d\theta =$ 対し $dW = -(\frac{1}{2} r^2 d\theta) \omega - (nr) \cdot \rho$
 $(\because n n' = \frac{r \cdot d\theta}{\sin \xi} = \frac{r^2 \cdot d\theta}{h})$
 $= -(\frac{1}{2} r^2 \cdot d\theta) \omega - \frac{r^2 \cdot d\theta}{h} \cdot \rho$
 $= -\frac{1}{2} r^2 \cdot d\theta (\omega + \frac{2\rho}{h}) \quad \dots (31)$

$$\therefore \frac{dW}{d\theta} = -\frac{1}{2} r^2 (\omega + \frac{2\rho}{h}) \quad \dots (32)$$

∴ ω ... 土の単位体積重量, h ... 盛土面までの高

$$\sin \theta = \frac{\tan \theta}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta}} \quad r = \frac{h}{\sin \theta} \quad \therefore r^2 = \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} \quad \text{∴ あらから}$$

$$(32) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} (\omega + \frac{2\rho}{h}) \quad \dots (33)$$

また surcharge, ρ のつてゐる長さ cn は $cn = \frac{h}{\tan \theta} - B \quad \dots (34)$

従つて崩れかゝる面のつてゐる土塊, surcharge の和 W は

$$W = A \cdot \omega + \frac{1}{2} (\frac{h}{\tan \theta} - B) h \cdot \omega + (\frac{h}{\tan \theta} - B) \rho \quad \dots (35)$$

(35), (33) を (23) に用ゐると

$$A \cdot \omega + \frac{1}{2} (\frac{h}{\tan \theta} - B) h \cdot \omega + (\frac{h}{\tan \theta} - B) \rho = - \frac{h^2 (1 + \tan^2 \theta)}{\tan^2 \theta} (\frac{1}{2} \omega + \frac{\rho}{h}) \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin \psi}$$

$$\dots (36)$$

(36)式において(24)の関係を用いると

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

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

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

となる。そこで(36)式を展南整理すると、

$$\left\{ A \cdot \omega + \left(\frac{1}{2} h \cdot \omega + g \right) \left(-B - \frac{h \cdot \cos\phi \cdot \cos(\psi-\phi)}{\sin\psi} \right) \right\} \tan^2\theta$$

$$+ h \left(\frac{1}{2} h \cdot \omega + g \right) \left\{ 1 - \frac{\sin(\psi-2\phi)}{\sin\psi} \right\} \tan\theta + \left(\frac{1}{2} h \cdot \omega + g \right) h \cdot \frac{\sin\phi \cdot \sin(\psi-\phi)}{\sin\psi}$$

が得られる。(37)式の両辺を $h \cdot \left(\frac{1}{2} h \cdot \omega + g \right)$ で割ると $= 0 \dots \dots \dots (37)$

$$\left\{ \frac{1}{h} \left(\frac{A}{\frac{1}{2} h + \frac{g}{\omega}} - B \right) \sin\psi - \cos\phi \cdot \cos(\psi-\phi) \right\} \tan^2\theta$$

$$+ \left\{ \sin\psi - \sin(\psi-2\phi) \right\} \tan\theta + \sin\phi \cdot \sin(\psi-\phi) = 0 \dots (38)$$

(38)は土圧Pを最大にする崩れ面角θのtanθについての2次方程式である

§4. 2折平面盛土の土圧計算例

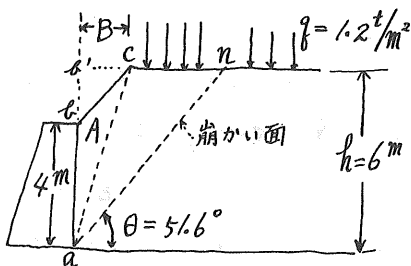


Fig.6

$$A = (4\text{m} \times 2\text{m}) \times \frac{1}{2} = 4\text{m}^2 \quad \text{wall背面は鉛直}$$

$$g = 1.2\text{t/m}^2 \quad \omega = 1.6\text{t/m}^3 \quad h = 6\text{m}$$

$$\phi = 30^\circ, \text{土圧Pの鉛直に対する角 } \psi = 90^\circ - \frac{2}{3}\phi = 70^\circ$$

$$\psi - \phi = 70^\circ - 30^\circ = 40^\circ, \psi - 2\phi = 70^\circ - 60^\circ = 10^\circ$$

これらを(38)式にいれると

$$\left\{ \frac{1}{6\text{m}} \left(\frac{4\text{m}^2}{\frac{1}{2} \times 6\text{m} + \frac{1.2\text{t}}{1.6\text{t}}} - 2\text{m} \right) \sin 70^\circ - \cos 30^\circ \cdot \cos(70^\circ - 30^\circ) \right\} \tan^2\theta$$

$$+ \left\{ \sin 70^\circ - \sin(70^\circ - 2 \times 30^\circ) \right\} \tan\theta + \sin 30^\circ \cdot \sin(70^\circ - 30^\circ) = 0$$

$$\therefore - (0.8097 \tan^2\theta - 0.766 \tan\theta - 0.3214) = 0$$

∴ ν

角	10°	30°	40°	70°
Sin	0.1736	0.5	0.6428	0.9397
cos		0.86603	0.76604	

を用いた

$$\therefore \tan \theta = \frac{0.766 \pm \sqrt{(0.766)^2 + 4 \times 0.8097 \times 0.3214}}{2 \times 0.8097} = 1.26073 \text{ (+根)}$$

∴ $\theta = 51.578^\circ = 51.6^\circ$, この時土崩かゝ面上の土と surcharge の和

$$= \left\{ (b'n) \cdot h \cdot \frac{1}{2} - (bb') \cdot B \cdot \frac{1}{2} \right\} \omega + (c'n) \cdot \rho$$

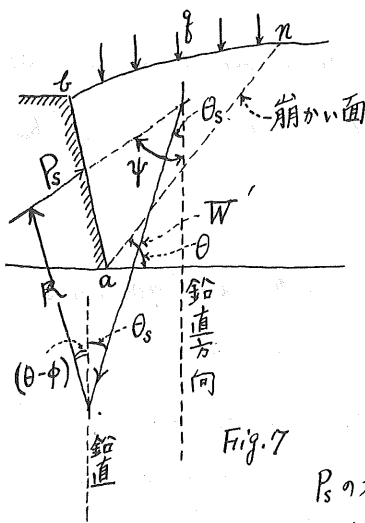
$$= \left\{ \frac{h}{\tan \theta} \cdot h \cdot \frac{1}{2} - (bb') \cdot B \cdot \frac{1}{2} \right\} \omega + (c'n) \cdot \rho = \left\{ \frac{36}{1.2607} - 2^m \cdot 2^m \cdot \frac{1}{2} \right\} \times 1.6 \frac{t}{m^3} + 2.76^m \times 1.2 \frac{t}{m^2} = 23^t$$

$$\text{従つて土圧 } P = (4) \text{式} = W \cdot \frac{\tan \theta \cdot \cos \phi - \sin \phi}{\sin(\psi - \phi) + \tan \theta \cdot \cos(\psi - \phi)}$$

$$= 23^t \cdot \frac{1.26073 \times \cos 30^\circ - \sin 30^\circ}{\sin(70^\circ - 30^\circ) + 1.26073 \cos(70^\circ - 30^\circ)} = 23^t \times \frac{0.592}{1.609}$$

$$= 8.5^t$$

§5. 地震時、ロン理論による崩かゝ面位置



崩かゝ面 an 上にある surcharge 及び土塊の重量の和を W とするとき、常時ならば鉛直方向を指すが、水平地震力をうけるとき鉛直より θ_s だけ傾くとする。水平地震力と W の合力 W' の大きさは

$$W' = W \times \frac{1}{\cos \theta_s} \quad \dots \dots \dots (51)$$

である。崩かゝ面 an 上の反力 R の方向は地震時も an 面に対する normal と内部摩擦角 ϕ をなすことは常時と変りないから、鉛直と $\theta - \phi$ の角をなす地震時土圧 P_s の方向も wall と裏込めの friction 角は常時同様、鉛直と ψ の角をなす。然るとき土圧 P_s , 反力 R , W' の三力は釣合うが、

理論であるから三力の力の三角形は閉合する。従つて

$$P_s = W' \cdot \frac{\sin(\theta - \phi + \theta_s)}{\sin\{180^\circ - (\psi - \theta_s + \theta - \phi + \theta_s)\}} = W' \cdot \frac{\sin(\theta - \phi + \theta_s)}{\sin(\psi + \theta - \phi)} \quad \dots \dots \dots (52)$$

§2 同様 P_s を最大にする θ を探す

$$\therefore \frac{dP_s}{d\theta} = \frac{dW'}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi + \theta_s)}{\sin(\psi + \theta - \phi)} + W' \cdot \frac{d\left\{ \frac{\sin(\theta - \phi + \theta_s)}{\sin(\psi + \theta - \phi)} \right\}}{d\theta} \quad \dots \dots \dots (53)$$

(53)式を equal zero とおくと

$$W' = -\frac{dW'}{d\theta} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi + \theta_s) \cdot \sin(\theta + \psi - \phi)}{\sin(\psi - \theta_s)} \dots (54)$$

土の単位体積重量 W と水平地震力の合成重量 W' は $W' = W \cdot \frac{1}{\cos \theta_s}$,
 surcharge g については $g' = g \cdot \frac{1}{\cos \theta_s}$ である。 $\tan \theta$ についての二次方程式は(38)式
 同様にして

$$\left\{ \frac{1}{h} \left(\frac{A}{\frac{1}{2}h + \frac{g'}{w}} - B \right) \cdot \sin(\psi - \theta_s) - \cos(\phi - \theta_s) \cos(\psi - \phi) \right\} \tan^2 \theta$$

$$+ \left\{ \sin(\psi - \theta_s) - \sin(\psi - 2\phi + \theta_s) \right\} \tan \theta + \sin(\phi - \theta_s) \cdot \sin(\psi - \phi) = 0 \dots (55)$$

が得られ。又地震時土圧 P_s は $P_s = W' \cdot \frac{\tan \theta \cdot \cos(\phi - \theta_s) - \sin(\phi - \theta_s)}{\sin(\psi - \phi) + \tan \theta \cdot \cos(\psi - \phi)} \dots (56)$

で求められる

§6. 2つ折平面盛土における地震時土圧 P_s の計算例。

さき計算(§4の例題)法により、地震時土圧 P_s を求める。水平地震加速度 $k=0.2$
 とする。 $\tan \theta_s = 0.2 \therefore \theta_s = 11.31^\circ \therefore \frac{1}{\cos \theta_s} = \sqrt{1 + \tan^2 \theta_s} = \sqrt{1 + (0.2)^2} = 1.0198$.
 (55)式において $\psi - \theta_s = 70^\circ - 11.31^\circ = 58.69^\circ$, $\phi - \theta_s = 30^\circ - 11.31^\circ = 18.69^\circ$, $\psi - \phi = 70^\circ - 30^\circ = 40^\circ$, $\psi - 2\phi + \theta_s = 70^\circ - 60^\circ + 11.31^\circ = 21.31^\circ$. 下記の \sin, \cos は左記であり

	18.69°	21.31°	40°	58.69°
sin	0.32046	0.36341	0.64279	0.85437
cos	0.94727		0.76604	

これを(55)式に代入すると

$$0.85864 \tan^2 \theta - 0.491 \tan \theta - 0.206 = 0 \therefore \tan \theta = \frac{0.491 \pm \sqrt{(0.491)^2 + 2 \times 0.85864}}{2 \times 0.85864}$$

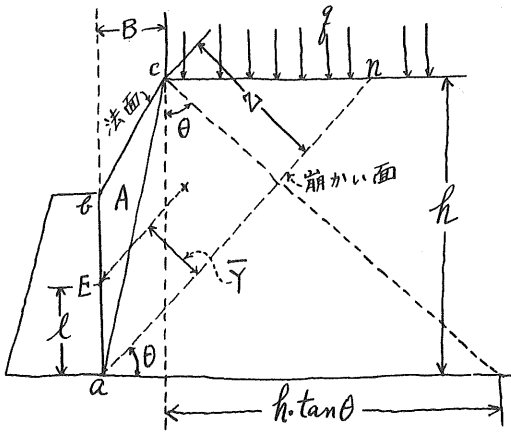
$$\frac{1.4649}{1.7172} = 0.85307 \therefore \theta = 40.47^\circ$$

Fig. 6 に従って $W' = \left\{ (sabc + \Delta acn)w + (cn) \cdot g \right\} \times \frac{1}{\cos \theta_s}$
 $= \left\{ (4m^2 + 15.1m^2) \times 1.6 \frac{t}{m^3} + 5.03m \times 1.2 \frac{t}{m} \right\} \times 1.0198 = 37.32^t$

$$\therefore P_s = W' \cdot \frac{\tan \theta \cdot \cos(\phi - \theta_s) - \sin(\phi - \theta_s)}{\sin(\psi - \phi) + \tan \theta \cdot \cos(\psi - \phi)} = 37.32^t \cdot \frac{0.8531 \cdot \cos 18.69^\circ - \sin 18.69^\circ}{\sin 40^\circ + 0.85307 \cos 40^\circ}$$

$$= 37.32^t \times 0.3754 = 14.01^t$$

§.7. 土圧着カ臭



土圧の着カ臭をフーロム(Charles Augustin Coulomb)理論から力学的に定めることは条件不足で難しいことであるが、今崩れかゝる面an上のfrictionがないとすれば(Fig.8)土塊abcの重量の面anに平行な分力が

そのまゝ、wall面を押すであらう。そして土塊abcの重心を通るであらうからwall面との交点をフーロム土圧の着カ臭と

考え、最終土圧方向はwall面のfrictionの条件に合うと崩れかゝる面反力Rと共に定まると考えてみたい。これは私の虫断だけでない様である。今△abcの重心がGと仮定すれば、an面より $\frac{2}{3}$ Gにあると仮定すれば、解析手数がはぶけて、四辺形abcnの重心高 \bar{Y} は1つの式で求める。従つて土圧着カ臭Eの高さlは $l = \frac{\bar{Y}}{\cos\theta}$ で

求めることにする。

$$l = \frac{\bar{Y}}{\cos\theta} = \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times (bc) + \frac{h\sqrt{1+\tan^2\theta}}{\tan\theta}}{(bc) + \frac{h\sqrt{1+\tan^2\theta}}{\tan\theta}} \right) \left\{ \frac{h}{\cos\theta} - (B + h \cdot \tan\theta) \sin\theta \right\} \cdot \frac{1}{\cos\theta}$$

$$= \frac{1}{3} \left\{ h - B \cdot \tan\theta \right\} \cdot \frac{2 \times (bc) + \frac{h}{\tan\theta} \sqrt{1+\tan^2\theta}}{(bc) + \frac{h}{\tan\theta} \sqrt{1+\tan^2\theta}} \quad \dots \dots (71)$$

よつて求める。

§8. 計算例の着カ臭

先づ §4. 常時土圧の計算例では $\tan\theta = 1.2607$, $h = 6^m$, $B = 2^m$ と

$(bc) = 2.83^m$ であるから

$$l = \frac{1}{3} \left\{ 6^m - 2^m \times 1.2607 \right\} \cdot \frac{2 \times 2.83^m + \frac{6^m}{1.2607} \sqrt{1 + (1.2607)^2}}{2.83^m + \frac{6^m}{1.2607} \sqrt{1 + (1.2607)^2}}$$

$$= \frac{1}{3} \left\{ 3.48^m \right\} \times 1.2698 = 1.47^m$$

(2) §6. 地震時土圧の計算例では $\tan\theta = 0.8612$. 他は常時と同じ

だから

$$l = \frac{1}{3} \left\{ 6^m - 2^m \times 0.8612 \right\} \frac{2 \times 2.83^m + \frac{6^m}{0.8612} \sqrt{1 + (0.8612)^2}}{2.83^m + \frac{6^m}{0.8612} \sqrt{1 + (0.8612)^2}}$$
$$= \frac{1}{3} \left\{ 4.29^m \right\} \times 1.232 = 1.76^m$$

§9. 結言

Coulomb 土圧の一般理論を 2 つ折平面盛土という条件に合わせて展開したもので $\tan \theta$ を求める (38) 式, (55) 式を実用していただけるならば、この上ない老榮とおもう次第であります (1973. 2. 16)

凍結融解作用による土壤構造の破壊

専修大学美唄農工短期大学

佐藤 裕 一

1. ま え が き

土が凍結し融解すると、その物理的・力学的性質の変化によつておこる現象は、春先によく見うけられ、土道の泥ねい化、道路舗装の被害等が載げられる。これら構造物の被害軽減対策が考えられ、凍害防止に役立つている。しかし、今以上によりよい経済的・効果的方策があるのではなからうか。それは土の凍結・融解の現象がより以上に、理解されてはじめて、可能になるのであろう。

本報告では土の凍結・融解、特に土の性質に、大きな影響を与えると考えられる凍結過程における土壤構造の破壊を、基礎的な立場から述べよう。

従来、凍結性土・非凍結性土の判別は、土粒子の大小分布量から分類され、実際に使用されている。勿論、凍結するのは土粒子そのものではなく、土中水であるから、それに着目して究明せられるのが必然的であらう。

本報告では、土中水に着目して、凍結・融解土の破壊のメカニズムに触れたい。

2. 実験材料及び方法

供試土は洪積火山灰、及び北陶東ロームである。供試体はモールド内で5～25回突き固めたものを使用した。PF測定にはPF0～2.0までは吸引法、PF2.0～4.0は遠心法によつた。土の凍結には、冷凍庫及び低温室(-5～-20°C)を使用し、凍結土の顕微鏡観察は(-5～-20°C)低温室内で行なつた。

10000サンプラーに押しこんだ土を、側面は断熱し上面から凍結させ、分割水平面、垂直面を観察した。

3. 土壤構造の破壊モデル、実験結果及び考察

土壤が凍結する過程を、熱力学でよく使用される次のようなモデルで考える。シリンダーA、Bとそれを連続する毛細管C、Dからなり、系は水で満されている。これを土壤構造に対応させると、シリンダーA、Bは水で満された飽水間ゲキ、または団粒間々ゲキに相当し、それを毛管、または団粒内毛管が連結している。

シリンダー A、B 内のピストンは自由に移動する場合もあるし、固定的な場合もあり、これは土壌間ゲキ、または団粒の強度により決定する（後に詳述する）。

モデル内（図-1）が飽水し、常温で平衡している系と考えよう。モデルの上方から温度が降下し、シリンダー A 内が

0°C に達し氷核が発生する。氷核は徐々に生長し、シリンダー A 内は水で満される。毛管 C、D を通して水がシリンダー内から上昇し、A 内で更に氷が発達しピストンが移動する。

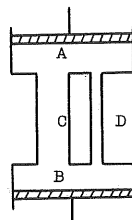


図-1

(1) ピストンが自由に移動する場合

シリンダー A 内のピストンが自由に移動する場合は、土壌間ゲキ内の大気圧下で、何の拘束も受けず、氷が自由に生長する場合に対応する。この場合、A 内の水の化学ポテンシャル μ_A は一定である。しかし、シリンダー B には水の補給がなく、その中の圧力は減少して、化学ポテンシャル μ_B は減少する。すなわち、

$$\mu_A = \mu_B$$

に至つて、水の上昇は停止し、シリンダー A 内の水の生長は止まる。

(2) ピストン A が固定、またはシリンダーとピストンに摩擦のある場合

この場合は、シリンダー A 内で生長した水に氷圧が発生する。すなわち、間ゲキ内で生長した氷が、周辺間ゲキ壁の拘束を受け、氷圧が発生する場合に対応する。そのため、シリンダー A 内の化学ポテンシャル μ_A は増加する。もしもある氷圧に達して間ゲキ壁が破壊すると、氷の拘束はとかれ、一時的に増加した化学ポテンシャル μ_A は再び減少し、 μ_B と平衡して氷の生長は止まる。また、発生する氷圧に耐えるだけ、間ゲキ壁に強度があると、A 内の氷圧は徐々に増加し、化学ポテンシャル μ_A は増大し、毛管 C、D の中まで、氷-水界面が進行していく。

そのように進行していく氷の化学ポテンシャル μ_A と、シリンダー B 内の水の化学ポテンシャル μ_B が平衡して、氷-水界面の進行は止まる。現実の土壌は、

図-1 のモデルが多数連結した図-2 のようなモデルに近似できよう。

図-2は、ピストンと毛管が可動的に連結した系である。A内で氷が発生々長し満されると、シリンダーB内の水が上昇する凍結線が下降して、順次下方シリンダーから水が補給される。その過程で $\mu_A = \mu_B$ でシリンダーA、Bは平衡しよう。しかし、シリンダーBは、シリンダーCからの上昇水のため、その化学ポテンシャル μ_B は変化しシリンダーAとの平衡は失しなわれるが、

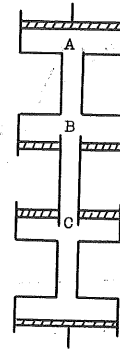


図-2

時間の経過と共に再び平衡に達するであろう。シリンダー部分が、氷レンズの生長位置となる。

勿論、土中には大小さまざまな間ゲキが存在し、毛管がそれらをあらゆる方向から連結している。これら毛管水は、おおよそPF3前後の含水比状態を境に不連続になる。これが凍結融解土の圧縮強度比（凍結融解土と未凍結土の一軸圧縮強度の比）にも反映している（図-3）。PF3以下の毛管水が連続した状態で凍結すると、モデル（図-2）内の水も含水比の増加と共に連続性が増す。凍結後も氷が連続した状態で析出しやすく、供試土表面にも連続した氷が観察された（土の連続的破壊）。これに対して、PF3以上の低水分状態では、土中に大きな氷圧が発生するが、それは極部的であり、しかも不飽和土では、不飽和間ゲキがクッションの役割をはたし、土中での破壊は極部的となる（極部的破壊）。

次に土壤構造の破壊を水分保持特性から述べよう。（図-2）で、凍結線がシリンダー部で停止している時間が長いと、下方毛管からの水の上昇が続く。そのため、シリンダー内に発達する氷晶は大きい。これは0°C附近の比較的高い温度で、凍結する場合に相当する。これに比べて、凍結線がより下方のシリンダーに進行する場合、氷晶は小型となる。

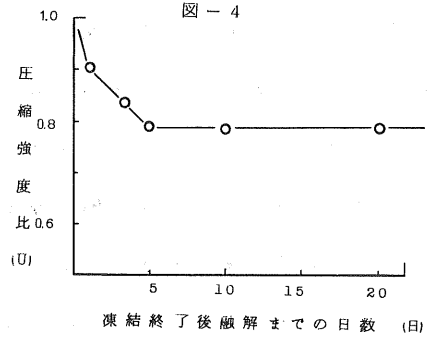
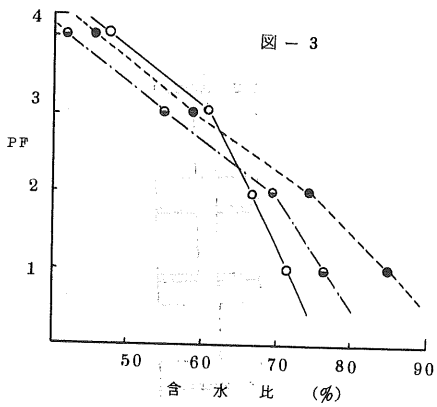


図-4は、凍結温度の違いによる水分保持特性の変化を示した。実線は未凍結、点線は -5°C 、鎖線は -15°C 凍結・融解土のPF～水分特性である。図-4から次のことが知れる。

- (1) おおよそPF2.5～3.0を境に、低PF側では保持水が増加し、高PF側では減少している。
- (2) 増加は団粒間ゲキの増加に、減少は団粒の破壊によるものと考えられよう。すなわち、団粒内の水が団粒間に移動し、団粒間で凍結する場合は前者に、温度降下が急速で、団粒間に移動する以前に、団粒内で凍結すると、後者の特性が出現するものと推察する。

更に、凍結時PFの相違による凍結土中の析出氷の状態を知るために、凍結土を分割して顕微鏡観察した。勿論、飽和状態では、団粒間ゲキに析出した氷はすべて連続している。PF1.5～2.0では、比較的大きな団粒間に析出し、団粒間を押し広げるかのように架橋している。更に、PF3.0付近では、団粒内から移動して、団粒間にごくわずかに点状にみられるにすぎない。PF4.0に至つてはほとんど氷の析出はみられない(写真-1.2.3)。

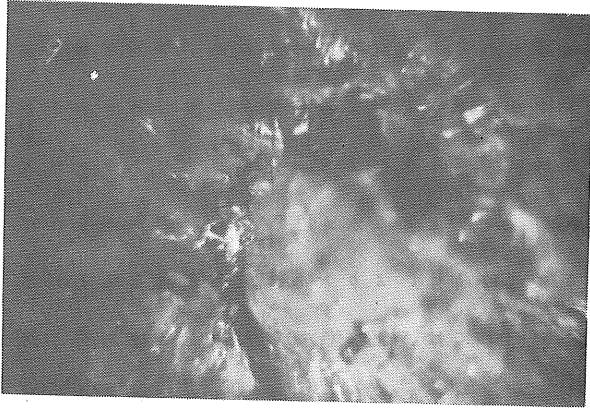


写真 - 1



写真 - 2

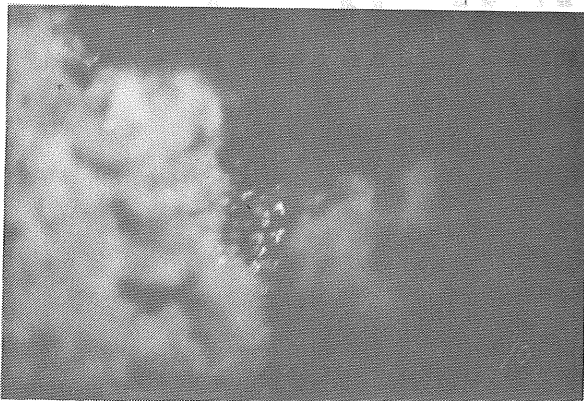


写真 - 3

前述した土の破壊は、凍結時におこるものであつた。この他に、凍結終了後融解開始までの間におこる破壊も考えられよう。すでに述べたように、凍結終了後においても、図-2に示したシリンダーA、B、C、……が熱力学的平衡状態に達していない。凍結土中の氷は大小さまざまな形で存在するので、各々の氷の化学ポテンシャルが異なり、小さな氷は大きなそれより、化学ポテンシャルは大きい。そのために、小さな氷は消滅し、より大きな氷が生長する。団粒内または団粒間で十分生長できなかつた小さな氷結晶は、より大きな結晶に蒸気体として移動し、再び土の構造を破壊する。図-5には、土壌構造の破壊を、凍結終了後融解までの経過時間と、圧縮強度比の関係で示した。おおよそ120時間経過まで強度比が減少し、以降一定しているので、おおよそ熱力学的平衡に達したものと推察する。レンズ状氷を顕微鏡で観察すると、時間の経過に共なつて、どこほこ面が少なくなり、なめらかに変化している(図-5)。

これは、氷の凸部の化学ポテンシャル M_1 と、凹部のそれ M_2 を比較すると、前者が大きいために、両部がなめらかに変化し、平衡に達する。この作用によつても土の破壊がおこる。

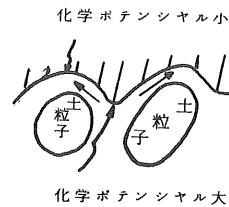


図-5

4. あとがき

凍結融解作用を受けた土の構造破壊を、凍結中の破壊(1次破壊)と、凍結完了後融解までにおこる破壊(2次破壊)に分け、定性的ではあるが、モデルを通して考察した。

融解期の現場CBRとそれに基づく舗装厚の設計について

土木試験所

齊藤 幸俊

(正) 〇 久保 宏

よまがき

一般に寒冷地においてアスファルト舗装道路を築造する場合、凍上対策からの置換厚さ、路床のCBRおよび将来の大型車推定交通量を考慮して舗装厚の設計を行っている。現在まで北海道庁発局では過去における室内実験や構内実験または美々試験道路の調査結果などから、在来砂利道の凍結深さの約80%を置換した場合に、春期の融解期に期待できる支持力は、約30cm厚さの凍上抑制層の上面でCBR=3と考えて舗装厚を設計してきた。

しかし、この支持力の値も凍上抑制層材料の種類や路床の土質などによって当然異なってくるものと考えられる。したがって、この調査結果ではその状況と現地調査によって確認し、舗装厚の合理的な設計を行うための基礎資料とする目的で昭和45年度と46年度の2カ年計画で現場CBRを中心に現地調査を行った。現在その結果に基づき、路床土の土質区分ごとに設計CBRを定め、置換厚さと交通量を考慮しながら舗装構成を決定することにしている。

1 融解期の現場CBRと設計CBR⁽¹⁾

実際の道路における調査では、昭和45年4月～5月の融解期に44年度路床・路盤工までの工事を完了した室蘭、小樽、帯広の各庁発建設部管内の区間を対象に73地点を選定して、路床と凍上抑制層の上面および路床上約30cm凍上抑制層中の面で現場CBRとそれらの材料の現場含水比と乾燥密度などを測定した。また昭和46年5月には、約10年以前に舗装したが舗装の劣化はひどい破損のために昭和46年度オーバーレイまたは打換之施工した札幌、旭川の各庁発建設部管内の区間を対象に35地点を選び45年度と同様に調査を行った。ここで問題となったのは、路床や凍上抑制層が春の融解期に完全に合致して最も支持力が低下した状態となっていたかどうかであるが、実際問題としては最低値をつかむことは非常に困難で45年度調査では調査時期が少々早く、また46年度調査では遅すぎた傾向にあった。調査結果をもとに、路床土と凍上抑制層材料がこね返し状態になっているものを除いて材料の大きさを種類別に①土、②火山灰、③砂、④切と砂利、切込碎石などの粗粒材の4種類に分類してその現場CBRをとりまとめた。

(1) 路床土のCBR

調査対象となった路床土は、現場で普通土と呼んでいるもので、土質分類の名称では砂質土や粘質土などに相当する土である。現場CBRの調査結果は図-1に示した。

設計CBRは、極端に離れた値を除いてアスファルト舗装要綱の“設計CBRの決定

"方法⁽²⁾"に従い次式から求めた。

設計 CBR = 各地点の CBR の平均 - σ

ここに

$$\sigma = \frac{\text{CBR}_{\text{最大値}} - \text{CBR}_{\text{最小値}}}{d_2}$$

d_2 : 測定個数によって決まる係数でこの場合は 10 個以上のため 3.18

したがって、図-1 から路床土がいかりの普通土の設計 CBR は

$$\text{設計 CBR} = 6.2 - \frac{12 - 2}{3.18} = 3.1$$

すなわち 3 とした。

(2) 火山灰からなる凍上抑制層の CBR

凍上抑制層材料が火山灰の場合の現場 CBR の調査結果は図-2 のとおりである。ここにいう火山灰とは、北海道に広く分布している比較的新しい時代の火山噴出物で、凍上を起しにくい材料として一般に凍上抑制層に使われているものである。路床土の場合と同様にして最小の現場 CBR を求めると、

$$\text{最小現場 CBR} = 31.24 - \frac{52 - 13}{3.18} = 19$$

となり、かなり大きな値となる。

一般に火山灰は、凍結融解作用および荷重の繰返し作用によってその粒子が次第に細粒化し融解期の支持力が大きく低下することが、室内実験や現場実験からわかっている。また昭和 45 年春期に現地調査した 34 カ所については、44 年度に路盤工の施工を行なったものであつて、しかも 1 年間の使用期間しかない。以上の二つ

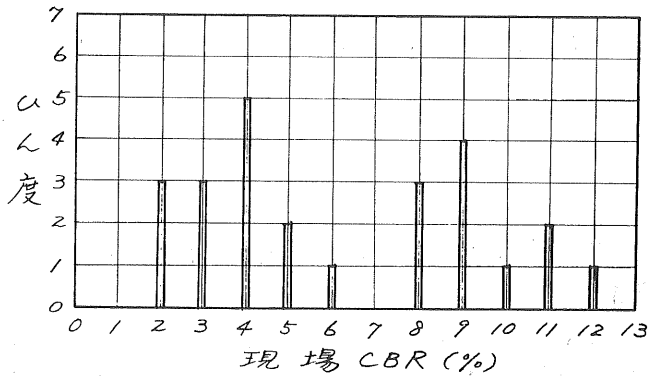


図-1 路床土の融解期における現場 CBR

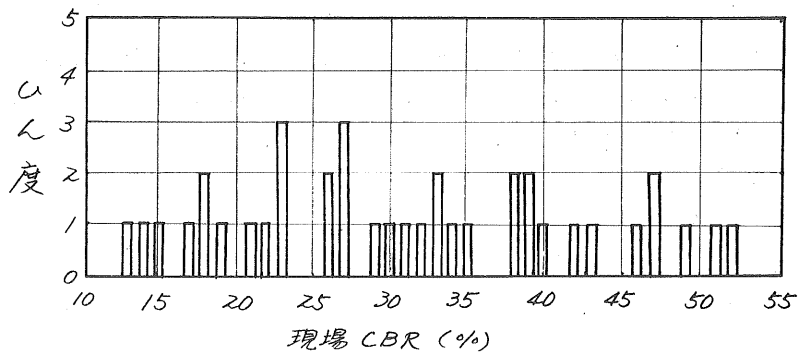


図-2 凍上抑制層(火山灰)の現場 CBR

の条件を勘案して現場で測定した CBR に、繰返し荷重や風化をうけて凍上抑制層材料である火山灰が劣化する度合を示す凍結融解による支持力保存率 20%⁽³⁾ をそのと乗じて設計 CBR を求めた。

$$\text{設計 CBR} = 19 \times 0.20 = 4$$

火山灰には、細粒・粗粒の別、風化の度合、産地などによってその特性に差異はあるが、北海道内産出の火山灰のおおよその設計 CBR は 4 と考えられる。

(3) 砂からなる凍上抑制層の CBR

凍上抑制層材料が砂の場合の現場 CBR の調査結果を図-3 に示した。砂の設計 CBR を求めるにあたって、凍結融解による支持力保存率の考え方を導入しながったが、その理由として次の二つがある。① 約 10 年以前に施工した舗装について行なった 46 年度調査の現場 CBR 値は、44 年度改良工事区間の 45 年度調査の現場 CBR 値よりかなり大きな値を示した。すなわち、砂が凍上抑制層または路床の場合には永年道路舗装として

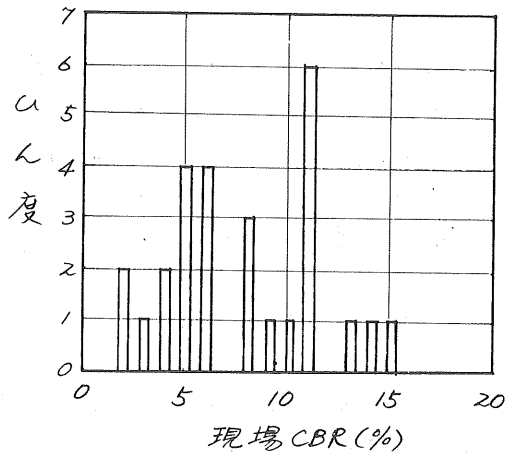


図-3 凍上抑制層(砂)の現場 CBR

使用することによって砂が締固められ、その支持力は低下することが多い。② 砂は切込砂利や切込碎石などの粗粒材に比べて空隙が小さいために路床土のシルト・粘土が混入する度合が小さいと考えられる。したがって、砂の設計 CBR は次のとおりとする。

$$\text{砂の設計 CBR} = 8.46 - \frac{15-4}{3.18} = 5$$

(4) 切込砂利などの粗粒材からなる凍上抑制層の CBR

図-4 は、凍上抑制層が切込砂利、切込碎石、岩くずなど粗粒材の場合の現場 CBR の調査結果を一括して示したものである。これらの材料の凍結融解による支持力保存率を文献⁽⁴⁾によって 70% として設計 CBR を次のように求めた。

$$\text{最小現場 CBR} = 37.14 - \frac{82-9}{3.18} = 14$$

$$\text{切込砂利などの粗粒材の設計 CBR} = 14 \times 0.70 = 10$$

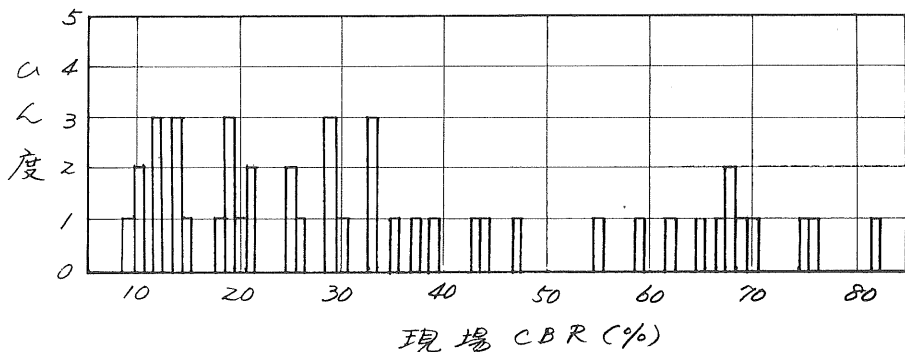


図-4 凍上抑制層(切込砂利など粗粒材)の現場 CBR

現実には路床材料については、土、火山灰、砂、粗粒材の4種類に明確に分類することが不可能な混合材料の場合が存在する。とくに、土と切込砂利がまざっているものの設計 CBR を、土の3か切込砂利の10に判定するかによって舗装厚が大きく違ってくが、切込砂利の混入割合や土の鋭敏比、現場での地下水位との関係などをから安全性を考慮して決定することになる。

2 路床と凍上抑制層の CBR の合成

アスファルト舗装要綱では路床土の設計 CBR を求める場合、凍上抑制層(しゃ断層)を含めずに計算することになっているが⁽²⁾、北海道においては凍上抑制層の厚さが大きくなり、それを設計 CBR の計算で無視することは経済的を観点から不合理である。したがって、凍上抑制層と路床の合計厚1mについて、上記で求めた CBR をもとに合成した設計 CBR をアスファルト舗装要綱の“深さ方向に土質の異なるいくつかの層をなしている場合”の方法⁽²⁾に従い次式から求めた。

$$\text{設計 CBR} = \left(\frac{h_1 \text{CBR}_f^{1/3} + h_2 \text{CBR}_s^{1/3}}{100} \right)^3$$

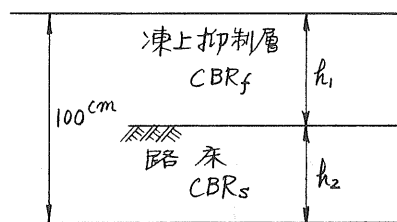
ここに

CBR_f : 凍上抑制層の CBR (火山灰の CBR = 4, 砂の CBR = 5, 切込砂利など粗粒材の CBR = 10)

CBR_s : 路床土の CBR (土の CBR = 3)

h₁ : 凍上抑制層の厚さ (cm)

h₂ : 路床土の厚さ (cm) (= 100 - h₁)



凍上抑制層材料としては大別して火山灰、砂、切込砂利などの粗粒材の3種類であるが、路床材料は土が大部分であろう。しかし、火山灰地盤地帯や海岸線の砂地

盤帯あるいはトンネル抗口近くで土以外の路床材料も考えられるので、3種類の凍上抑制層材料と路床材料の組合せにおける合成した設計CBRを求める必要がある。

(1) 火山灰の凍上抑制層と土の路床との組合せ

i) 火山灰の厚さが52 cm以下のとき 設計CBR=3

ii) " " 53 cm以上のとき, " = 3.5

(2) 砂の凍上抑制層と土の路床との組合せ

i) 砂の厚さが28 cm以下のとき, 設計CBR=3

ii) " " 29~54 cm " , " = 3.5

iii) " " 55 cm以上 " , " = 4

(3) 切込砂利, 碎石など粗粒材の凍上抑制層と土の路床との組合せ

i) 粗粒材の厚さが10 cm以下のとき, 設計CBR=3

ii) " " 11~20 cm " , " = 3.5

iii) " " 21~37 cm " , " = 4

iv) " " 38~52 cm " , " = 5

v) " " 53~78 cm " , " = 6

vi) " " 79 cm以上 " , " = 8

(4) 切込砂利, 碎石など粗粒材の凍上抑制層と火山灰の路床との組合せ

i) 粗粒材の厚さが21 cm以下のとき, 設計CBR=4

ii) " " 22~40 cm " , " = 5

iii) " " 41~72 cm " , " = 6

iv) " " 73 cm以上 " , " = 8

(5) 切込砂利, 碎石など粗粒材の凍上抑制層と砂の路床との組合せ

i) 粗粒材の厚さが24 cm以下のとき, 設計CBR=5

ii) " " 25~65 cm " , " = 6

iii) " " 66 cm以上 " , " = 8

ただし、凍上抑制層のCBRがその下の路床のCBRより小さい場合には、CBR設計法の考へ方に及ぶため、合成しをいて上の凍上抑制層のCBRを設計CBRとすべきである。

以上のことから、凍上抑制層材料の種類と厚さおよび路床材料が決まると設計CBRを推定することができ、舗装の厚さを設計することが可能となる。

3 アスファルト舗装の路盤工の厚さの決定

基地におけるアスファルト舗装の路盤工の厚さは、凍上対策上から置換厚さ、大型車交通量の区分および凍上抑制層の上面での設計CBRから決められる。凍上抑制層を含めた舗装合計厚、すなわち置換厚さは、道路に凍上被害を及ぼさないように凍結深さの予測値や経験的にわかっている値あるいは気温のデータから得られる凍結指数を参考にして各舗装工事計画地点で個有な値として求めることができる。現在北海道開発局 各開発建設部管内ごと次のように標準値を定めている⁽⁵⁾。

札幌 80~90cm, 小樽 70~80cm, 函館 50~70cm, 室蘭 70~90cm, 旭川 90~100cm, 留萌 80~90cm, 稚内 80~90cm, 網走 80~100cm, 帯広 100~110cm, 釧路 80~100cm.

また置換厚さのうち表層, 基層, 上層路盤の厚さのいわゆるアスファルト混合物の各層については, 舗装にかかる交通荷重の値と量やアスファルト舗装各層の施工性・経済性などから決められることが多い。

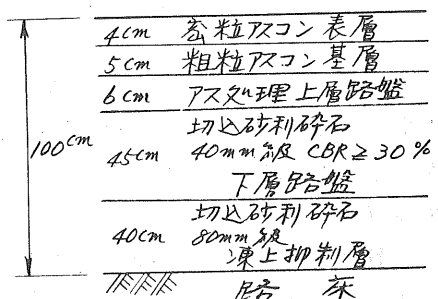
したがって, 交通区分, 置換厚さ, 凍上抑制層と路床の材料の種類がわかると路盤工の厚さを決めることができる。まず, 舗装設計カ所の交通区分とその地区の置換厚さ, 路床土の種類を定め, 現場近くで産出する凍上抑制層材料を選定する。つぎにアスファルト舗装要綱で示す所要の舗装換算厚 (T_A) と舗装合計厚 (H) を定めるが, この場合路床の設計 CBR を求める必要があり, これには凍上抑制層の厚さが関係する。凍上抑制層の厚さは, その上・下層路盤の厚さが定まらなければならずという関係にあるため, 凍上抑制層の厚さと設計 CBR による繰返し計算によって, 各条件を満足する最小の下層路盤厚を求め, 置換厚からアスファルト混合物の厚さと下層路盤の厚さを差し引いて求められる。

(例) B交通区分, 置換厚さ 100cm のカ所で凍上抑制層材料が切込砂利碎石の場合

表層, 基層, 上層路盤をそれぞれ密粒式アスファルトコンクリート 4cm, 粗粒式アスファルトコンクリート 5cm, アスファルト安定処理層 6cm とする。まず設計 CBR=3, すなわち凍上抑制層の厚さを 0 と仮定すると, 所要の $T_A = 25.5\text{cm}$, $H = 58\text{cm}$ となり, アスファルト混合物の $T_A = (4-2) \times 1.0 + 5 \times 1.0 + 6 \times 0.8 = 11.8\text{cm}$ この場合, 表層の 2cm は, 磨耗層と考へ T_A に含まれていない。つぎに下層路盤で負担すべき $T_A = 25.5 - 11.8 = 13.7\text{cm}$ 。下層路盤の等価換算係数は 0.25 であるので, 必要路盤厚 = $13.7 / 0.25 = 55\text{cm}$ 。したがって, 凍上抑制層の厚さ = $100 - 13 - 55 = 32\text{cm}$ 。切込砂利碎石の凍上抑制層厚 21~37cm の場合の設計 CBR=4 となり再計算を行う。

設計 CBR=4 の場合の所要の $T_A = 23.5\text{cm}$, $H = 50\text{cm}$ である。上層路盤の厚さ = $(23.5 - 11.8) / 0.25 = 47\text{cm}$, 凍上抑制層の厚さ = $100 - 13 - 47 = 40\text{cm}$ となり, 凍上抑制層厚 38~52cm の場合は設計 CBR=5 となり再計算を行う。設計 CBR=5 の場合の所要の $T_A = 22\text{cm}$, $H = 43\text{cm}$ である。上層路盤の厚さ = $(22 - 11.8) / 0.25 = 40.8\text{cm}$ となり, 設計 CBR=5 で条件を満足する。

したがって, 下層路盤の厚さは 5cm 単位で定めるため 45cm となり, 凍上抑制層の厚さ = $100 - 13 - 45 = 42\text{cm}$ 丸めて 40cm とする。よって右図に示すような舗装構成となる。



各交通区分、置換厚さ、凍上抑制層および路床土の材料の種類ごとに上記のような方法で求めた路盤工の厚さを示すと表-1~3のようになる。(5)

あとがき

寒冷地の舗装構造を設計するにあたって、春の融解期の路床の支持力低下とくに考慮しなければならないが、今回の調査結果でその概略を把握することができた。しかし、この調査ですべてが解決したわけではなく、たとえば砂と土、切込砂利と土がまざりあった材料についてのCBRやその材料の凍結融解による支持力低下の問題、泥炭地域のような軟弱地盤帯の路盤工の厚さの問題などは今後の調査に期待するところである。

参考文献

- (1) 河野文弘；寒冷地における路床・路盤；土と基礎 P21~22 47年6月号
- (2) 日本道路協会；アスファルト舗装厚綱(改訂版) P9~10 42年12月
- (3) 平尾、高橋、荻野；火山灰の凍上性と凍結融解後のCBRについて；北海道開発局土木試験所月報 第159号 41年8月
- (4) 小山、平尾、高橋、川井、上坂；切込砂利の凍上性および凍結融解後のCBRについて；第8回北海道開発局技術研究発表会論文集 40年2月
- (5) 北海道開発局；昭和47年度道路工事設計基準

表-1 路床が土の場合

置換厚さ(Cm)と凍上抑制層材料	交通区分 厚さ(Cm)		A		B		C	
	下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚
60	火山灰	40	15	55	0	50	0	
	砂	40	15	55	0	50	0	
	粗粒材	35	15	55	0	50	0	
70	火山灰	40	20	55	0	50	0	
	砂	40	20	55	0	50	0	
	粗粒材	35	25	55	0	50	0	
80	火山灰	40	30	55	15	55	0	
	砂	35	35	55	15	55	0	
	粗粒材	30	40	65	0	55	0	
90	火山灰	40	40	55	20	70	0	
	砂	35	45	55	20	70	0	
	粗粒材	25	55	50	25	70	0	
100	火山灰	35	55	55	30	70	15	
	砂	35	55	55	30	70	15	
	粗粒材	25	65	45	40	65	15	
110	火山灰	35	65	55	40	70	20	
	砂	35	65	55	40	70	20	
	粗粒材	25	75	40	55	60	30	

表-2 路床が火山灰または砂で凍上抑制層が粗粒材の場合

交通区分 置換厚さ(cm)と 路床材料		A		B		C	
		下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚
60	火山灰	35	15	50	0	40	0
	砂	30	20	45	0	35	0
70	火山灰	30	30	55	0	45	0
	砂	25	35	55	0	45	0
80	火山灰	25	45	50	15	40	15
	砂	25	45	40	25	35	20
90	火山灰	25	55	45	30	70	0
	砂	25	55	40	35	55	15
100	火山灰	25	65	40	45	55	25
	砂	20	70	40	45	45	35
110	火山灰	20	80	40	55	45	45
	砂	20	80	40	55	45	45

表-3 路床と凍上抑制層が同種材料の場合

交通区分 置換厚さ(cm)と凍上 抑制層材料		A		B		C	
		下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚	下層路盤厚	凍上抑制層厚
60	火山灰	35	15	50	0	40	0
	砂	30	20	45	0	35	0
	粗粒材	15	35	25	20	15	20
70	火山灰	35	25	55	0	45	0
	砂	30	30	45	15	35	15
	粗粒材	15	45	25	30	15	30
80	火山灰	35	35	50	15	40	15
	砂	30	40	45	20	35	20
	粗粒材	15	55	25	40	15	40
90	火山灰	35	45	50	25	60	15
	砂	30	50	45	30	55	15
	粗粒材	15	65	25	50	30	40
100	火山灰	35	55	50	35	60	20
	砂	30	60	45	40	55	25
	粗粒材	15	75	25	60	30	50
110	火山灰	35	65	50	45	60	30
	砂	30	70	45	50	55	35
	粗粒材	15	85	25	70	30	60

切取斜面の安定解析とその検照例

石狩川開発建設部 中田 瞭 司
 杉江 善五郎
 基礎地盤コンサルタンツKK 佐田 頼 光
 藤堂 博 明

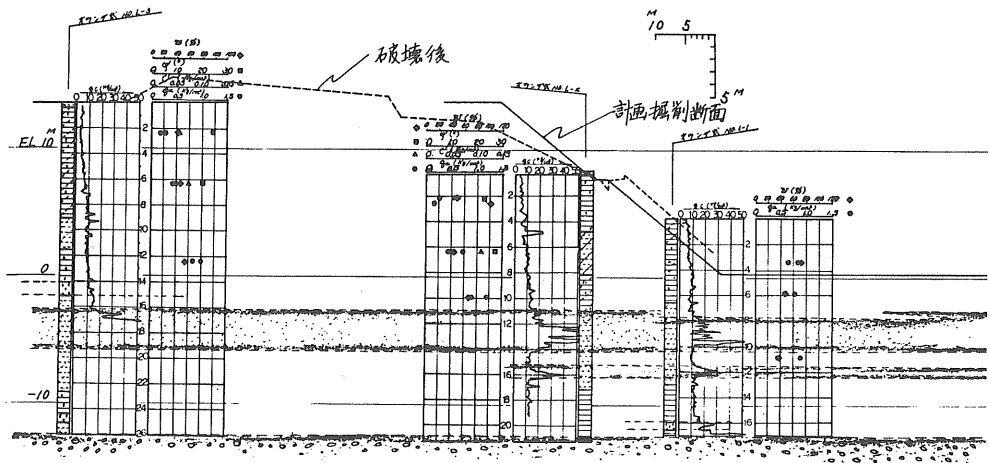
1. まえがき

軟弱地盤の切取斜面は土の強さを的確に把握することのむづかしさもあって、安全性について予測し、切土工事を安全に施工することが困難になる場合が多い。斜面の安定解析では土の強さを含む地盤の性状をいかに的確に把握するかということと得られた情報に基づいてどのような解析を行なうかが問題であるが両者には密接な関連があつて土の強さの測定方法に応じたいくつかの解析方法が提案されている。これらについては、現地の事象と解析結果を対比し適用性の高い調査解析方法を確立するための資料が集積されなければならないが検照例は少ない。

ここでは、夕張川清幌橋下流床留工事の斜面掘削に伴つて発生したスベリ破壊について、分割法による解析方法の中で代表的な $\phi=0$ 法と $C'\phi'$ 法(ビショップ法)による解析を行ないパイプヒズミ計などによる実際の現象の把握から解析結果を検照してスベリ防止工法(くい工法)を検討した。

2. 地盤土性

当該地点は石狩川との合流地点から夕張川の上流約8.5kmに位置するいわゆる石狩低湿地に包含される軟弱地帯である。床留工の諸元は本報告の主旨に直接関りをもたないので省略するがスベリ破壊を起した区間の代表断面について土層構成を示すと図~1となる。



図~1. 土層分布図

土質調査の結果によると当地点ではシルト質の粘土及び砂からなる細粒土で覆われており下位には砂礫層が潜行している。細粒土はもちろん沖積層であるが全般に有機物が混入し軟弱であり厚さは2.6m前後を有している。砂礫層の厚さは不明であるが、当地域に一定の広がり厚さをもって分布するものと思われ、礫径は最大50mm、平均径は10~20mmの円~歪円礫で構成されている。本層に対する特記事項として被圧性地下水の存在を挙げなければならない。ポアホールにおける測定によると、水頭は21~23t/m²に達し、かなりの水量があるがこれの流入経路については明らかにされていない。

シンワールサンプリングの試料による細粒土の土性は次のとおりである。自然含水比(w_n) 37~100%、液性限界(L.L) 38~110%、塑性限界(P.L) 19~43%、比重(G_s) 2.5~2.7で粒度試験では殆んどがシルト分によって占められる。図-2は、自然含水比と液性限界の関係を示したものであるが、両者はかなり接近した値をもつ。地盤の安定性を知る手段の一つとしてコンシテ

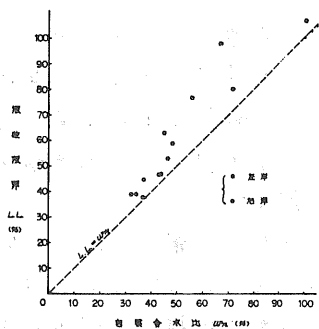


図-2. 自然含水比と液性限界の関係

ンシー指数(I_c)または液性指数(I_L)による判断があるが当地盤においては $I_c = 0.1 \sim 0.5$, $I_L = 0.5 \sim 0.9$ の範囲を示している。 $I_c < 1$, $I_L < 0$ が安定した状態であり、 $I_c > 0$, $I_L > 1$ の場合は不安定な状態にあることから判断して当地盤はかなり不安定な含水状態にあると伺える。

また、細粒土のせん断強さを把握するために一軸圧縮試験と三軸圧縮試験(C.U試験)を実施したが、これらの値の深さ方向分布は図-1に示してある。一軸圧縮強さは平均値では $\bar{q}_u = 6.1 \text{ t/m}^2$ 、三軸圧縮試験では $C = 0.50 \sim 1.08 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 20^\circ \sim 27^\circ$ ($\bar{C} = 0.73 \text{ t/m}^2$, $\bar{\phi}' = 24^\circ$)が得られた。

なお、スベリ破壊による斜面の変状は、延長約100mにわたって認められ、代表断面付近では法高に約2.5程度の段落ちが発生し法尻値が河心に何って移動した。

3. 安定解析結果

$\phi = 0$ 法によるスベリ解析は(3.1)式による。

$$F_s = \frac{\sum C \cdot l}{\sum W \sin \theta} \quad (3.1)$$

ϕ', C' 法によるスベリ解析は(3.2)式による。

$$F_s = \frac{\sum [C' \cdot \Delta l \cos \alpha + (\Delta W + Q - U \sin \alpha) \tan \phi']}{\sum (\Delta W + Q) \sin \alpha} \quad (3.2)$$

記号(3.1)式の場合

F_s : スベリに対する安全率, C : 粘着力, θ : スベリ土塊の傾斜角
 W : 土塊の全重量, l : 分割弧長

(3.2)式の場合

C' : 粘着力, Δl : 分割土塊の長さ, α : スベリ土塊の傾斜角
 ΔW : 土塊の全重量, Q : 過載荷重, U : 間隙水圧, ϕ' : 内部摩擦角

なお、スベリ頭部に発生するランションクラックについては次式で計算される深さはスベリ抵抗を考慮しないこととするが、計算値が2.5mを越える場合は最大を2.5mとした。

$$h_c = \frac{2C}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.3)$$

(3.1)式を用いた場合の安全率の分布を図-3に示す。安全率は掘削断面について計算したものを示したが、核は2つ現れており斜面に近い方が低い値を示している。すなわち、計算ではスベリ円弧の半径が小さい深いスベリの方がスベリやすいという結果になっている。

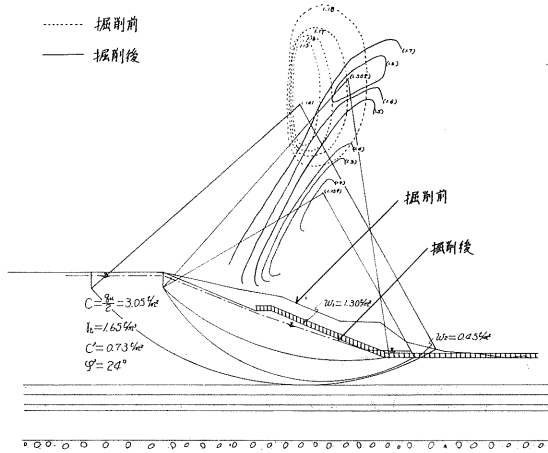


図-3. $\phi=0$ 法による F_s の分布

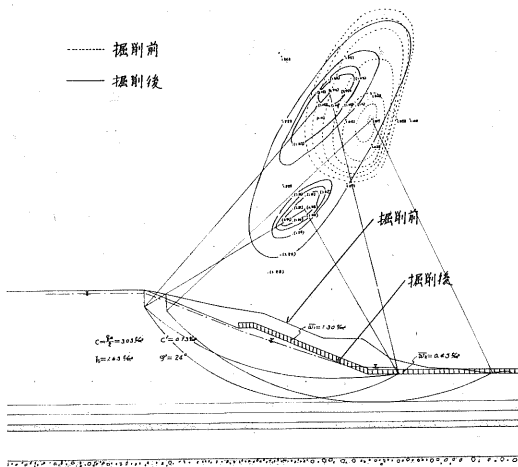


図-4. ϕ, C 法による F_s の分布

また、(3.2)式の有効応力解析法による安全率の分布は、図-4のとおりで(3.1)式の場合と同様に核が2つ認められるがこの場合は逆にスベリ半径の大きい浅いスベリがスベリやすいという結果になった。掘削前は $F_s=1.02$ であったものが掘削断面では $F_s=0.90$ に減っていることも理解される。以上の解析結果から、スベリの原因は、当掘削斜面が地盤の強さに対して不安定な切深と斜面勾配であったといえるであろう。

もともと当該地の旧地形をなめると、過去に幾度かスベリを起したことが推測される地貌を呈しており、床留工事の掘削によってスベリの平衡が破られ今回のスベリ発生に至ったものと判断される。

表-1 最少安全率 (F_{smin})

解析法	掘削前断面	掘削断面	備考
$\phi=0$ 法	1.14	1.15	$C = \frac{2u}{2}$
ϕ, C 法	1.02	0.90	

これまでしばしば指摘されているように切取斜面の安定は、盛土基層のそれと異なり掘削除荷されることにより地中のせん断強さは時間の経過とともに低下するために盛土の場合と同じような解析では矛盾するわけである。土の強さの測定方法にはまだ解決されなければならない問題もあり今回のデータも数が少ないが有効応力による解析方法の方が現象に符合した結果を与えるといえるであろう。

4. 現地観測結果と解析結果の対比

土質調査解析に続いてスベリ面の位置と規模、砂礫層に存在する被圧性地下水の影響等を把握するための調査を実施した。観測器機としては、スタンドパイプとパイプヒズミ計を埋設したか、前者は主に斜面の地下水頭の分布を、後者はスベリ土塊の範囲の確認を目的としている。

まず、スタンドパイプは斜面の中に5ヶ所選定し、1ヶ所について深さを変えたものを6本埋設した。各パイプの水頭を示したものが図-5で、これらのデータをもとにフローネットを描いたものも同図に併示してある。

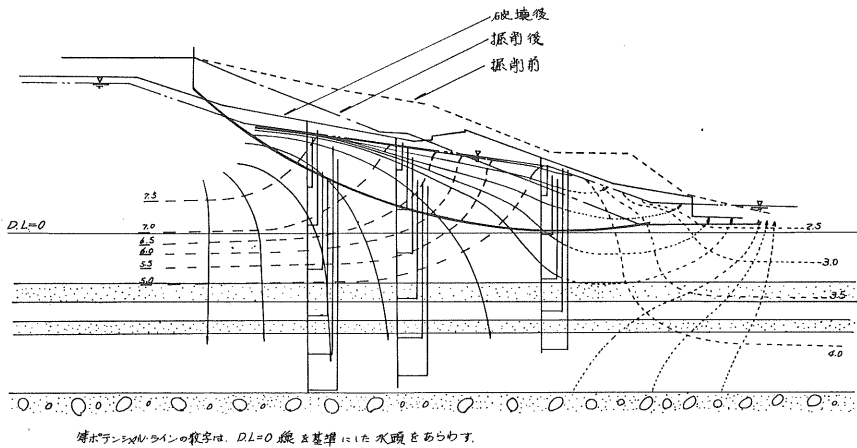


図-5 間隙水圧測定結果

図-5によると、法尻付近では、被圧性地下水の影響と思われる高い水頭が存在するために一般的に予想されるよりも危険側の状態にあることが予想される。表-2は、最少安全率を与えるスベリ円弧の全域にわたって、計算で仮定した間隙水圧と測定値のそれを比較対照したものである。同表によると、計算で仮定した間隙水圧

表-2 間隙水圧における仮定値と実測値の比較

土塊	静水頭 \bar{h} (m)	土塊の中 Δh (m)	$\bar{h} \cdot \Delta h$ (m ²)	flow netから求めた \bar{h}' (m)	$\bar{h}' \cdot \Delta h$ (m ²)
1	3.3	4.0	13.4	0	0
2	4.6	4.0	18.6	1.3	5.2
3	5.3	4.0	21.2	2.7	10.8
4	5.4	2.8	15.0	3.6	10.0
5	5.7	2.4	13.7	4.1	9.8
6	5.8	4.0	23.0	4.6	18.4
7	4.9	4.0	19.6	4.7	18.8
8	3.7	4.0	14.8	4.7	18.8
9	2.1	4.0	8.2	4.2	16.8
10	0.7	1.9	1.2	3.2	6.1
11	0.1	1.3	0.1	3.0	3.9
合計			148.8		118.6

($\bar{h}' \cdot \Delta h$)は、法肩からステップにかけては実測値よりも大きく、ステップから法尻にかけては実測値よりも小さく見積っていたことになる。しかし、スベリ円弧全体については、30%程度大き目に見積っていたことになる。

一般に定常浸透流のある斜面では、厳密にはポテンシャル線を描いて間隙水圧を求めべきとされているが、今回のデータでは個々の土塊については問題があっても全体では分割土塊中央の静水位を採用しても実用的な見地では許容されると言えよう。

つきにパイプヒズミ計の測定結果について述べる。ヒズミ計は、スベリ区間100mの中央付近について斜面の横断方向に5ヶ所設置した。図-6は各設置地点におけるヒズミの深さ分布を示したもので、同図には2つの解析法で得られた最少安全率を与えるスベリ円弧も併示しているがこれらの結果から次のことが指摘される。

すなわち、ヒズミの深さ方向の分布特性には、土塊の不動部分と滑動部分の境界面が明瞭に現われており有効応力法 $F_s = 0.90$ に対するスベリ円弧がこれに近い位置にある。また、一般にスベリ面は対数らせんになると言われているが円弧としても大差はないように判断される。これらは、これまで考えられている実用的な処理方法を確かめたに過ぎないことではあるが、対策工を検討する際には解析結果の妥当性を確かめておくことが施工を安全に行なう上で極めて重要なことである。

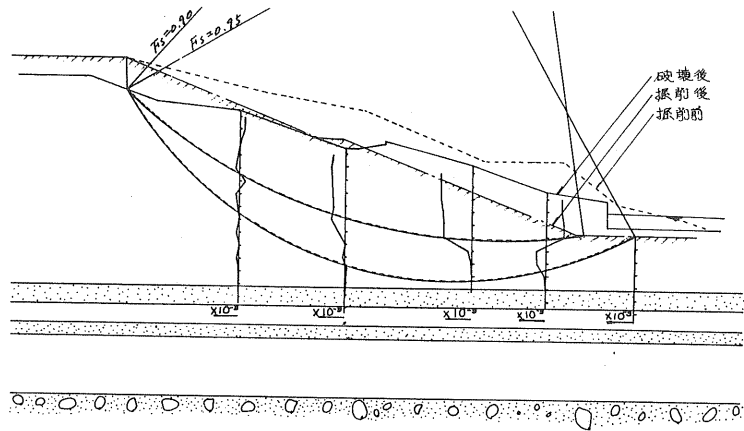
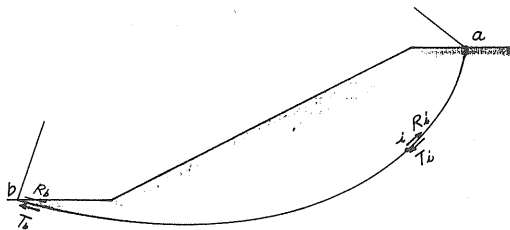


図-6 ヒズミの深度分布とスベ用

5. 対策工法について

平坦地における切取斜面は、法勾配を緩くすることによって一応の安定性を確保されるが、当該地の場合には、床留工として既設作工物との関連性、右岸斜面との釣合いなどに問題があって種々検討の結果対策工法としてはスベリ防止ぐいによる抑止工法を採用することになった。

スベリ防止ぐいの設置位置についてはこれを決定するための明確な方法が見当たらないのでここでは滑動力と抵抗力の釣合いをスベリ面上の個々の点で検討し、効果的と考えられる位置を検討した。図~7に示すようなスベリ面上の任意点における滑動力(T_i)と抵抗力(R_i)を考えると(5.1)式が成立つ。



$$\Delta R_i = R_i - T_i \quad (5.1)$$

記号. ΔR_i : i点における余剰抵抗力

R_i : 点aからiに至る間の抵抗力

T_i : 点aからiに至る間の滑動力

図~7

また、 R_i, T_i は周知のように次式で表わされる。

$$R_i = \sum_a^i \{ (N-U) \tan \phi + C \cdot l \} , \quad T_i = \sum_a^i \{ W \cdot \sin \theta \} \quad (5.2)$$

$$\therefore \Delta R_i = \sum_a^i \{ (N-U) \tan \phi + C \cdot l \} - \sum_a^i \{ W \sin \theta \} \quad (5.3)$$

また、同様の考え方をして任意点iからスベリ末端bまでの滑動力(T_b)と抵抗力(R_b)を考えると、

$$\Delta R_b = \sum_i^b \{ (N-U) \tan \phi + C \cdot l \} - \sum_i^b \{ W \cdot \sin \theta \} \quad (5.4)$$

図-8に $F_{smin} = 1.14$ を有するように修正された断面について (5.3), (5.4) 式による ΔRi と ΔRb の計算結果を併示した。スベリ防止ぐいは $F_s = 1.30$ まで高めるために採用することとしたが同図における $\Delta Ri, \Delta Rb$ の推移から次のことが推論される。

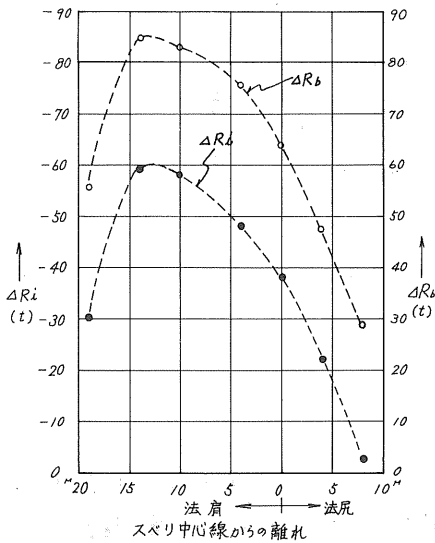


図-8 余剰抵抗力 ($\Delta Ri, \Delta Rb$) の推移

ぐい自身のせん断, 曲げモーメントが考げられるが, 主に曲げモーメントによる安全度が支配的であるため PC ぐいよりも鋼ぐいの方が有利である。特にスベリ方向が一方向の場合には慣性モーメントに方向性をもつ H 型鋼が経済的と判断されたため $H300 \times 300 \times 10 \times 15$ を採用した。これの配置は図-9のとおりである。

スベリを防止する目的からすると ΔRi の極少値を示す位置にぐいを設置した方が有効に働くと思われるが, 同時にぐいの位置からスベリ末端までの釣合いを示す ΔRb についても考慮する必要がある。すなわち, ぐいから下のスベリが起きないことを予めチェックしておくためにも ΔRb の推移に着目しなければならないわけだ。ぐいの設置位置としては $(\Delta Ri)_{min}$ と $(\Delta Rb)_{max}$ の両方が満足される点が望ましいといえよう。この条件に適合するのは, スベリ中心線からの離れが 10~15m の範囲となり施工上の容易さをも考慮した結果 スラップの位置にぐいを設置することとした。以上がぐい設置位置に対する議論と結論である。

次に, ぐい種の選定についてであるが一応考えられるぐい種は, PC ぐい, 鋼管ぐい及び H 鋼ぐいが考げられる。ぐいの断面を決める際に検討を要する事項としてぐいが負担すべきスベリ抵抗力 ($P_r = 16.56 \text{ t/m}$) による

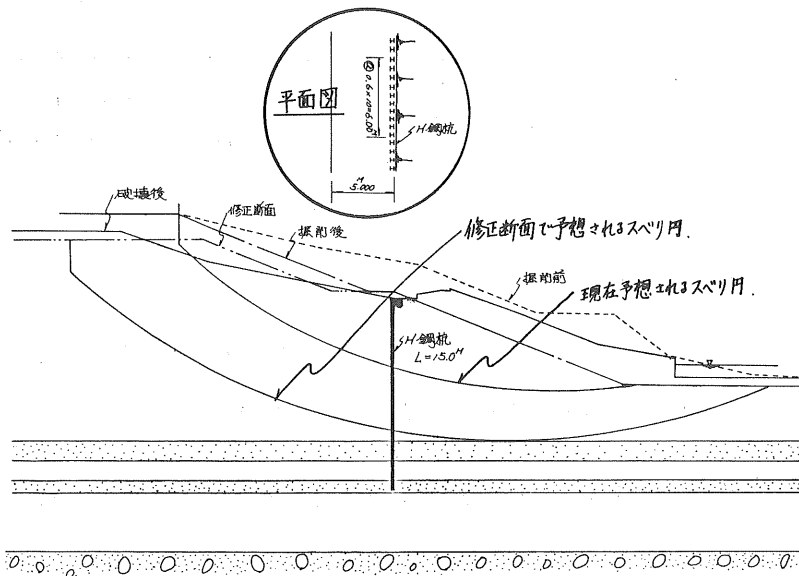
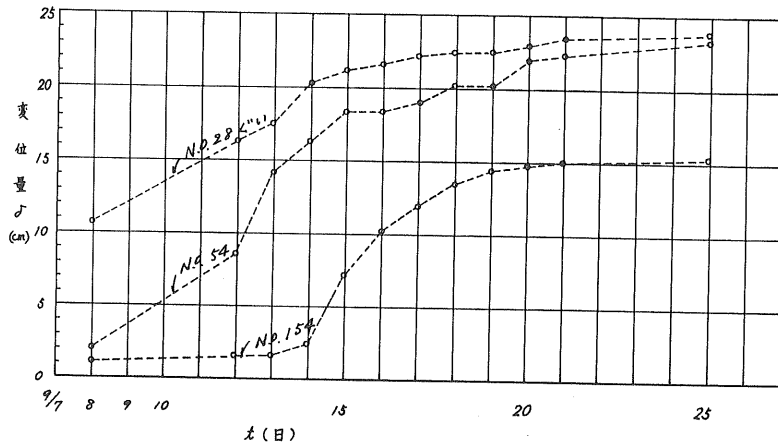


図-9 スベリ防止ぐい配置とスベリ面

なお、くいの根入長さ(L)については、スベリ面以下の土の横方向地盤反力係数を $K_H = 1.0 \text{ kg/cm}^3$ として Chang の解による才不動点 $\delta = \frac{\pi}{2\beta}$ の値が 4.5m 程度になったためこれにスベリ面上の土の厚さを加えて $L = 15\text{m}$ とした。またくいの間隔についても、くいの間から抜ける周辺土のせん断に対する安全性なども考慮して $\phi = 0.8$ としたものである。

崩壊斜面が再び掘削され始めるとスベリ防止ぐいは図~10 に示される推移をたどって河心に向って変位が進行した。



図~10 くい頭変位の時間経過

くいの変位はスベリ抵抗カ (P_R) のほかに背後における掘削重機の走行、振動荷重によっても敏感に反応して変位を起す。最終的には $\delta = 30\text{cm}$ を越えるものも認められたため頭部を切取るなどの補助対策が構じられた。現在のところ背後からのスベリは発生していないのでスベリ防止ぐいは効果があつたと判断している。

6. むすび

以上、軟弱地盤の切取斜面の破壊例について解析し検照した結果について極めて概括的に述べた。数少ないデータであり、切取斜面の安定というテーマに対する結論を導くには到底至らなかった。今後こうしたデータの集積が望まれたわけである。今回の調査解析例の結論としては以下のことが言える。

- ・軟弱地盤の大規模掘削を安全に施工することは極めてむづかしいので事前の土質調査を慎重に実施し土性の把握、地下水の状況等の把握を必要とする。
- ・これまでに指摘されていることであるが切取斜面は盛土基層の場合と土の強さの変化という点で根本的な相違があり両者を同一視した解析はもちろんできないわけで、これが有効応力法が解析法として進んでいるといわれる理由でもある。今回の調査でも $\frac{1}{2} \rho u = C$ とした $\phi = 0$ 法よりも Cu 試験から得られた $C' \phi'$ を用いた有効応力解析法の方が実際の現象に符合する結果が得られた。

しかし、土層構成にムラの大きい沖積層の強さを的確に把握するためにどの程度の密度で試験を実施すべきかについては今後の課題である。

スベリ防止工法としてのくい工法は有効であるが、軟弱地盤の場合はくいの設置位置及び根入長さについて慎重な検討を要する。位置については余剰抵抗カ (ΔR) に着目することも一つの方法と思われる。また、単くいで用いるか組くい型式とするかについても土の強さとの関連から一概に言えないが、

組く「い」型式の方が横荷重に対して有効に働くものと考えられる。

本報文は、石狩川改修工事の内夕張川清幌橋下流床留土質調査解析報告書その1、2（昭和47年6月～昭和47年7月施工）のデータに考察を加えたものである。この種の問題に関心をもたれる諸兄の参考になれば幸である。

軟弱地盤上の道路における施工機械、走行車輛による 地盤振動の軽減対策について

札幌開発建設部(正) 小林 繁
土木試験所 (〃) 佐々木晴美
〃 (〃) 能登 繁幸

まえがき

地盤は常に揺れているものである。その多くは自然現象であり、また何がしかの人為的現象でもあるが、人間が感知できない場合が多い。しかし、工場機械、建設工事、交通機関などは、時には激しく地盤を振動させて人間の快適な生活環境を阻害する。最近の施設、機械の大型化、建設工事量の増大など、人口の増大に伴う開発事業、経済活動の進展は、さらに地盤活動による弊害を増加させる傾向にある。このため今日、公害対策基本法の制定、振動許容値の指導基準のとり決め、各種振動軽減工法の開発など、種々の施策が進められている。また建設工事振動対策指針(案)⁽¹⁾が発表されたのもつい最近のことである。

地盤振動の軽減対策は、次の三つに大別される。

- (1) 振動源における対策
- (2) 伝播経路である地盤に対する対策
- (3) 振動の対象物に対する対策

防振対策の大原則は振動源を抑制することであり、これに関しては産業機械の防振例が幾つか報告されている⁽²⁾。建設工事では、くい、矢板の打ち込みなどの基礎工事に無音無振動工法が各種開発されているのは周知のとおりである。振動の対象物に対しては、防振設計や防振材料の開発など、この方面の研究も進んでいる。

本報告で述べる振動軽減対策は、上述(2)の場合に相当し、施工機械や交通機関によって発生する振動が、その伝播経路である地盤の改良、オーバーレイによる路面の平坦性確保および土中に矢板を打設したり溝を掘るなどによって、どの程度まで軽減するかを調査したものであり、今後さらに増加するであろう公害としての振動問題に対して、適切な処置を見出そうとするものである。

1. 地盤振動の計測について

地盤振動を測定するにあたってまず問題となるのは、振動を表わす物理量である。変位、速度、加速度のいずれを測定すべきかは測定の方法によって異なるが、従来の地盤振動に関する研究は振動計の規格化、測定法の確立がなされておらず、それぞれの研究者の判断に従い、測定物理量は統一を欠いていた。最近になって公害を対象とした低周波の振動計が市販され、これには守田試案やISO(国際標準化機構)の提案による人体感覚特性が考慮されている⁽³⁾。また日本音響学会の提案した振動レベル計の規格(案)⁽⁴⁾にみられるように、騒音の単位フォンのような振動の統一単位としてdB(デシベル)表示を用いようとする気運が高まっている。従来から

統一単位の試みが提案され、ZellerのPal値、ドイツVDIのK値、イギリスのTrem⁽⁵⁾など国際的にも数多いが、単位の設定が必然性に欠けるため普及されていない。東京都の新公害振動規制基準値や新潟の公害振動防止条例はdBで決められている。しかし他府県の条例に規制されている物理量は圧倒的に振動速度である。

人体に感じる振動数の範囲は約0.1~500 Hzといわれているが、公害振動の振動数の範囲は主として1~90 Hzであり⁽⁶⁾、とくに施工機械や交通機関による振動の場合はほとんど5~20 Hzである。

加えて我々が問題とするのは地盤振動が人間の感覚に与える影響であり、計測する物理量が人間の感覚と密接に結びつくものである必要がある。Dieckmannは振動数が5~40 Hzでは速度が数的に比較しやすいとい⁽⁸⁾、Meisterの等感覚曲線やドイツVDIのK値(上下動)も5 Hz以上では振動数に関係なくほぼ振動速度に比例している⁽⁹⁾。これらのことを考慮し、今回測定した物理量はほとんどの場合振動速度(片振幅)であり、振動数も測定した。

地盤に与えられた振動は3次元的な運動をする。交通機関のうち自動車に関する振動調査では、水平動は上下動よりかなり小さいことが判明しているが⁽¹⁰⁾、今回札幌新道建設工事現場で調査した施工機械(ブルドーザー、(スクリューボウ)トラック)の振動では、図-1にみられるようにほとんど確実に水平動(車線平行と直角の2方向)は上下動より小さいことが確かめられた。この結果、以後の測定は、すべて上下動についてのみ調査した。解析手順は図-2に示すとおりである。

通常の振動解析といえば、地震や飛破などの比較的短時間に生ずる振動を扱い、人体の感覚に対する検討はなく主に構造物の安全性に関するものがほとんどである。この場合は無機質な物体を対象としている点で振動の許容値を決めることは容易である。しかし、施工機械や交通機関による地盤振動は連続的であり、比較的小さな振動であるため、人体感覚を問題にする場合が多く、対象が有機的であるためにその許容値を決定するのはきわめて困難である。

本報告には地盤振動と人体感覚との関連については触れていないが、この問題に関して先の機会に検討した結果⁽¹¹⁾、一定振動速度0.4 mm/sを有感限界、

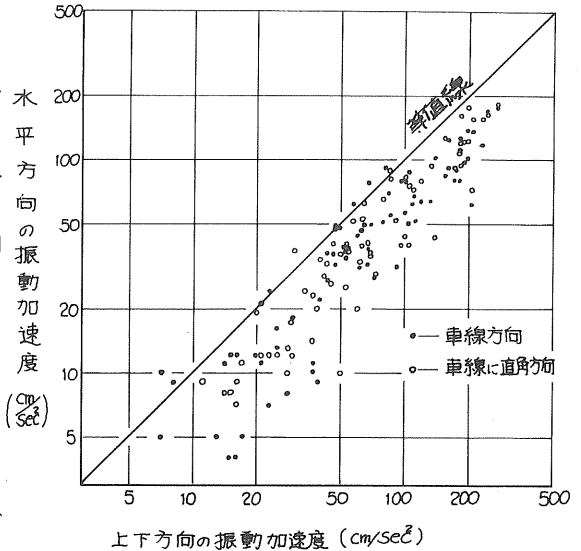


図-1 上下動と水平動の比較(札幌新道)

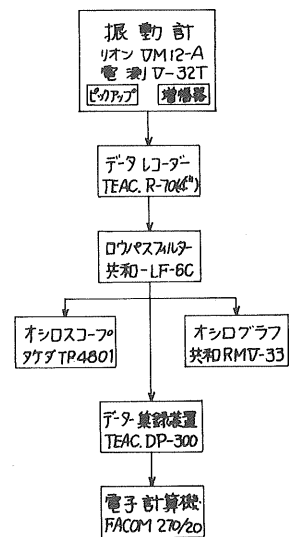


図-2 地盤振動測定解析システム

1.3 m%を苦情の下限 4 m%を不快の下限と考えてよいと思われる。

2. オーバーレイによる交通振動の軽減⁽¹²⁾

一般国道36号札幌市月寒町周辺道路の舗装は、車道中央部をセメントコンクリート舗装（昭和27、28年施工）で、その後アスファルトコンクリート（以後アスコンと略す）で車道拡幅および歩道新設工事（昭和33、34年施工）を行なっているが、セメントコンクリート舗装の摩耗、ひび割れの大きい所には昭和35年ごろアスコンによる厚さ3cm位のオーバーレイが施工されていた。ところが最近になって、クラックや部分的な摩耗および旧オーバーレイのハクリが生じて走行車輛による衝撃のため地盤振動が発生し、道路周辺の家屋が振動することが報告された。

このため、とくに振動の大きい約1 kmにわたって、密粒アスコン4 cm、粗粒アスコン5 cm、レベリングコース3 cmのオーバーレイを施工することとし、その施工前および施工の各段階で道路周辺地盤の振動状態を測定した。

周辺地盤の土質は、深さ1 mまでは腐蝕砂質シルト層で、それ以深は一般に月寒火山灰層と呼ばれるものである。

交通振動は当然ながら路面の平坦性と密接な相関があり、3 mプロフィールメーターによる路面の平坦性と上下動振幅の間には相関性の高い直線関係も見出されているが、⁽¹³⁾プロフィールメーターによる調査は供用道路では交通の妨げになり、標準偏差算出も手間のかかる作業である。そこで路面状況を相対的に比較するために、一定速度の車上における上下方向の振動速度に着目して「平坦指数」なる概念を設けることにした。これは、試験車（ランドクルーザー、バン、1900 cc）に圧電型公害用振動計をとりつけ、振動調査対象区間約40 mを約30 km/hの速度で走行させ、0.5 sec毎に振動速度（片振幅）を読みとり、その個数50~60個の累積度数分布を求め、その50%値に対応する振動速度を「平坦指数」としたものである。したがって路面の摩耗、ハクリ、ひび割れが大きい程、平坦指数は大きくなる。

地盤振動の測定は、舗修対象区間1 kmのうち4地点で、1地点につき道路横断

表-1 補修前および後の交通振動と平坦指数

調査地点	区分	車種	補修前			補修後			振動軽減率					
			平坦指数	0M	5M	15M	平坦指数	0M	5M	15M	平坦指数	0M	5M	15M
3	右	バス	12.4	2.12	1.70	0.97	4.6	0.41	0.30	0.23	0.37	0.19	0.18	0.24
		中型トラック		1.54	1.15	0.75		0.24	0.20	0.23		0.16	0.17	0.31
		大型トラック		1.96	1.36	0.78		0.31	0.23	0.29		0.16	0.21	0.37
目	左	バス		1.79	1.61	0.88		0.40	0.36	0.25		0.22	0.22	0.27
		中型トラック	10.0	1.25	1.07	0.78	3.2	0.29	0.20	0.18	0.32	0.23	0.19	0.23
		大型トラック		1.11	1.11	0.74		0.34	0.31	0.22		0.31	0.28	0.30
5	右	バス	11.4	1.71	1.05	0.70	3.8	0.39	0.24	0.23	0.33	0.23	0.23	0.33
		中型トラック		1.23	0.71	0.48		0.27	0.17	0.17		0.22	0.24	0.35
		大型トラック		1.74	0.90	0.57		0.33	0.19	0.18		0.19	0.21	0.32
目	左	バス		1.45	0.93	0.52		0.48	0.32	0.21		0.33	0.34	0.40
		中型トラック	11.9	1.80	1.15	0.58	4.2	0.31	0.22	0.16	0.35	0.17	0.19	0.28
		大型トラック		1.36	0.95	0.61		0.45	0.29	0.24		0.33	0.31	0.39
7	右	バス	8.3	1.29	1.23	0.43	4.0	0.27	0.22	0.14	0.48	0.21	0.18	0.33
		中型トラック		0.90	0.87	0.36		0.20	0.17	0.12		0.22	0.20	0.33
		大型トラック		1.26	1.01	0.45		0.24	0.17	0.15		0.19	0.17	0.33
目	左	バス		1.93	1.80	0.84		0.44	0.52	0.37		0.23	0.29	0.44
		中型トラック	7.6	1.03	0.96	0.49	3.8	0.22	0.31	0.22	0.50	0.21	0.32	0.45
		大型トラック		1.68	1.52	0.66		0.40	0.32	0.21		0.24	0.24	0.32
8	右	バス	11.6	2.78	1.77	1.07	6.0	0.51	0.44	0.38	0.52	0.18	0.25	0.38
		中型トラック		1.80	1.04	0.64		0.39	0.34	0.32		0.22	0.33	0.50
		大型トラック		1.58	0.82	0.60		0.48	0.40	0.40		0.30	0.49	0.67
目	左	バス	9.3	1.65	1.51	0.85	4.4	0.76	0.49	0.35	0.47	0.46	0.32	0.41
		中型トラック		1.16	1.20	0.61		0.36	0.24	0.20		0.31	0.20	0.33
		大型トラック		1.65	1.64	0.78		0.67	0.39	0.29		0.41	0.24	0.37

方向に車道縁石より0m(縁石上)、5m(家屋前面)および15m(家屋背面)の3点で同時測定を行なった。通行車種は中型車(4t~8t)、大型車(11t以上)、バス(マイクロバスを除く)の3種類とし、3t以下の小型トラックおよび一般乗用車は、その振動が0.1~0.2 mm/secであり、対象外とした。各車種とも走行速度は約30~40 km/hであるが、車輻は同一路面上を走行するとは限らず、輪荷重も異なっているため、同一車種約25台前後について通過時の最大振動速度を求め、これの平均値で整理した。

各地点における車種別の地盤振動速度および平担指数の測定結果、さらに補修前後の比をまとめて表-1に示す。また図-3には、その1例を図化して示す。

補修前の地盤振動は、車種別にみるとバスが最も大きく次いで大型、中型トラックの順であり、いずれも他都市の規制基準値と比較しても極めて大きいことがわかる。一方補修前の平担指数は7~12 cm/sで平均10.3 cm/sであるが、補修後は3~6 cm/s、平均4.2 cm/sとなり、走行車輻の上下動が小さくなっている。すなわちオーバーレイによって路面の凹凸が減ったと判断され、このことから走行車輻が地盤に与える衝撃が少なくなり、同時に舗装厚も増したため、表-1にみられるように、補修後の振動は、補修前に較べて約1/4に

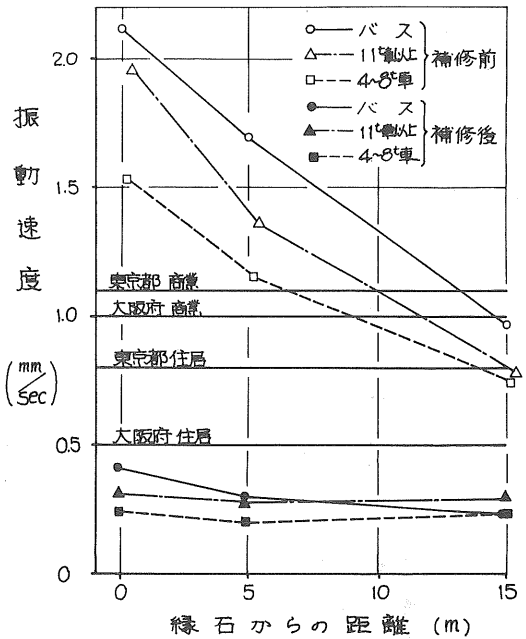


図-3 交通振動の1例(月寒快速3丁目)

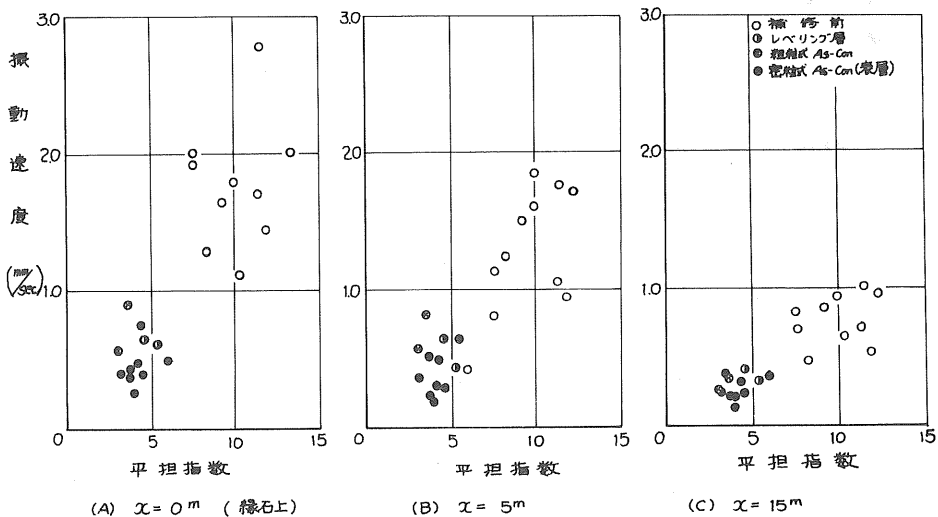


図-4 各点における平担指数と地盤振動速度との関係(バス)

減少している。他都市における基準値と比較しても、問題にならない程度に緩和されていることがわかる。畑中らの同様な調査報告では⁽⁴⁾1/2~1/4に減少している。

図-4は、車道端より0m、10m、15mの各点におけるバス走行時の振動速度と路面の平坦指数の関係を測定全地点にわたってまとめたものである。これによれば今回便宜的に用いた「平坦指数」が地盤振動と密接な関係を持ち、路面の平坦性を表わす相対的な指標として十分な精度を有しているということができよう。

なお、振動数に関しては補修前と後とでほとんど変化なく、約14Hz程度である。

3. 地盤改良による振動軽減

一般国道5号札幌新道建設工事では、軟弱地盤改良工法としてケミコパイルを打設している。また一般国道39号浦幌バイパス工事でもサンドコンパクションパイルを打設して地盤改良を行なった。とくに前者は、無処理ブロックを設けて処理地盤の地盤改良効果を調査している⁽¹⁵⁾。

軟弱地盤と堅固な地盤では振動の距離による減衰率や、周辺地盤へ与える振動の大きさも異なると思われるが、上記工事ヶ所において施工機械による地盤振動が、地盤改良によってどのように変化するかを調査した。

札幌新道における調査ヶ所の無処理地盤の土性は、 $w = 50 \sim 80\%$ (平均58%)、 $\gamma_d = 1.038 \text{ g/cm}^3$ 、 $C_u = 1 \text{ t/m}^2$ 、統一分類CH、CLの軟弱粘土であり、ケミコ⁽¹⁶⁾パイル中 $\phi 200 \text{ mm}$ 、 $l = 3.00 \text{ m}$ 、 80 cm ピッチで打設した処理地盤の土性は、 $w = 25 \sim 70\%$ (平均46%)、 $\gamma_d = 1.141 \text{ g/cm}^3$ 、 $C = 4.4 \sim 5.8 \text{ t/m}^2$ である。

無処理地盤と処理地盤の振動加速度を比較してみると図-5に示すように、処理地盤の振動は、無処理の場合に較べて約3/5に軽減されていることがわかる。とくに振動が大きい範囲では、軽減効果が高いといえる。

一方浦幌バイパス調査ヶ所の地盤は、 $\gamma_c = 3 \text{ kg/cm}^2$ 、 $w = 250\%$ の泥炭が5~7m堆積しており、サンドコンパクションパイル中 $\phi 700 \text{ mm}$ 、 $l = 8 \text{ m}$ 、 130 cm ピッチで打設後の地盤は、 $\gamma_c = 4 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ で5割ほど強度増加している。

図-6は、コンポーザ打設前と後の地盤振動を比較したのである。軽減効果は一定で

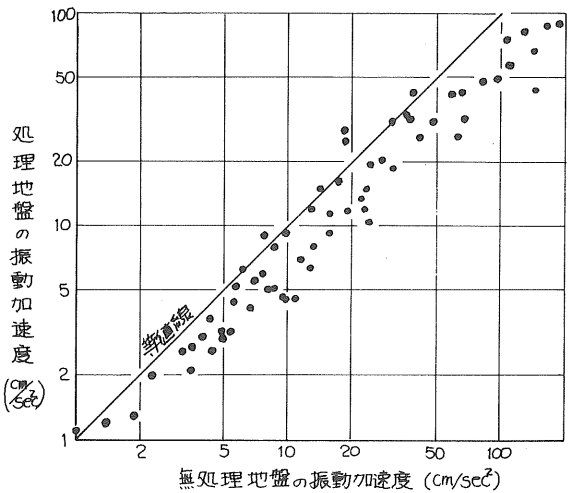


図-5 ケミコ処理地盤の振動軽減(札幌新道)

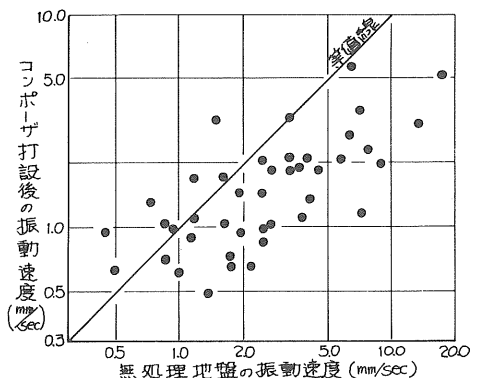


図-6 コンポーザ打設地盤の振動軽減(浦幌バイパス)

はないが、平均的には約3/4に減少している。

半無限弾性体の表面に鉛直方向の周期的集中力が動いて生ずる表面波の振幅は、距離の平方根に逆比例するが、地盤振動の多くは一般に Rayleigh 型表面波であり、この場合の波動は経験上次の式で表わされている。

$$y = \frac{C}{\sqrt{x}} e^{-\alpha x} \quad \text{--- (1)}$$

ここに、Cは振動源の振幅や振動数、地盤の密度に関する常数、 α は地盤の減衰常数である。

地盤改良の場合、地盤が固くなる程、距離による振動の減衰効率が悪くなるものであるが、地盤の密度が増加することにより、常数Cが小さくなり振動源の振幅が減少する。このため、全体としてみれば地盤改良によって振動が軽減される結果となる。

距離による振動減衰状況の1例を図-7に示す。図中の曲線は、最小自乗法を用いて(1)式を適用させた場合であるが、実測値によく合致している。

また図-8は、地盤改良によって(1)式のC、 α が変化した様子を示すが、先に述べたように、地盤の減衰常数 α が小さくなって減衰率が低下するが、常数Cが非常に小さくなって全体として軽減効果を示すことが首肯ける。

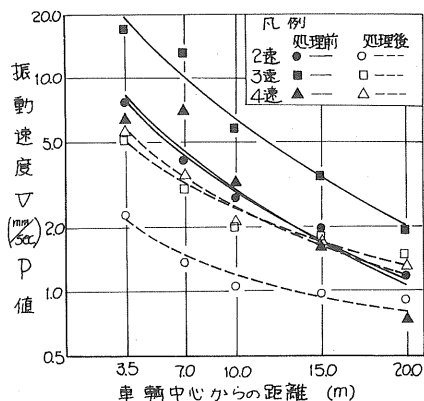


図-7 距離による振動の減衰(理論と実測)
(浦幌バイパス、SP900、ブルドーザー走行)

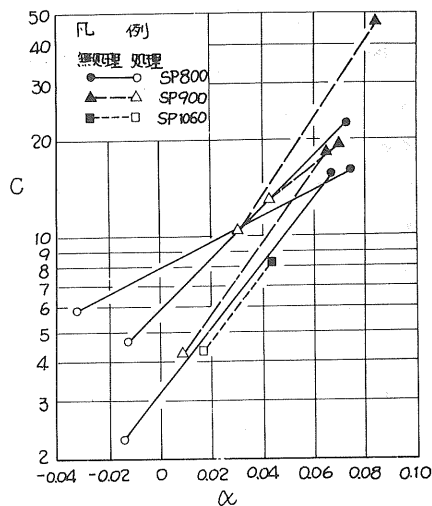


図-8 地盤改良による常数C、 α の変化

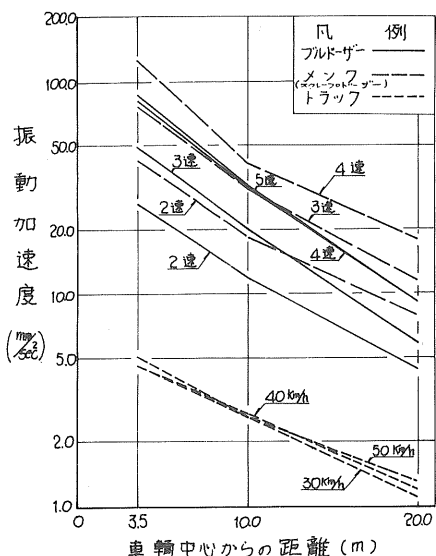


図-9 車種、速度と地盤振動(丸糠新道)

図-9は、舗装面を走行させたときの車種別、走行速度別の地盤振動を比較したものであり、メンクが最も大きな振動を与え、次いでブルドーザーがやや小さく、ダンプトラック走行による振動はきわめて小さいことがわかる。これはキャタピラとタイヤの接地条件の相異によるものである。また、キャタピラの場合は、速度を増すと振動も大きくなるがタイヤの場合は、ほとんど速度の影響を受けないといえる。

なお、浦幌バイパスにおけるブルドーザーの振動数は4~14 Hzで平均8 Hz程度であった。

4. 溝切りによる軽減

施工機械による振動は、地盤がその伝播経路であり経路を何らかの方法で遮断することにより、振動を軽減することができる。実際的な対策としては、溝を掘ったり、土中に矢板などで壁を設ける方法が考えられる。

鈴木らの実験⁽¹⁷⁾によれば、溝による防振効果は振動波の波長に関係があり、波長の $1/4$ の深さの溝を掘ることによって振幅を $1/2$ に減少させることができ、 $3/4$ 位の深さでは振幅は $1/3$ に減るといふ。また溝の幅や本数を増してもせいぜい 20% 減少させるのが限界であると報告されている。46年度に行なった溝による軽減調査⁽¹⁸⁾では、波長約 10 m の振動波に対して深さ $2\sim 2.5\text{ m}$ の溝を掘ることにより、速度振幅が大きい範囲では $1/3$ に減少することを確かめている。

今回は、溝の深さを 1 m 、 2 m 、溝の本数を 1 本、 2 本と組合せ、計 4 種類の溝切りによる振動軽減効果を調査した。調査ヶ所は、47年度札幌新道建設工事ヶ所の 1 区間で、その土層は深さ 5 m まで $\rho_c = 2\sim 3\text{ t/cm}^3$ の粘土および腐蝕土である。

考案に用いた振動速度値は、ブルドーザーが調査地点を走行中の約 10 秒間について振動速度(片振幅)の累積百分率を求め、その 70% 値をもって代表値とした⁽¹⁹⁾。これは人体へのばく露時間を計算に入れ、入力信号の信頼性および偶然性などを考慮して決めたもので、度数分布における最頻値に相当する値である。

溝の位置は車輛走行中心より 2.5 m の地点で幅は $70\sim 80\text{ cm}$ 、 2 本目は 1 本目から 5 m 離れた地点(車輛中心より 7.5 m)に設けた。

ブルドーザー走行に伴う地盤振動の波長は、隔点における同時測定の結果約 4.5 m であった。このことから、鈴木の実験結果に基づく軽減率を用い、深さ 1 m および 2 m の溝を掘った場合の計算値を、実測値と比較して図-10に示す。計算は、原地盤における実測値を(1)式にあてはめ、それに 1 m 深の溝では 0.6 、 2 m 深では 0.4 を乗じて算出した⁽²⁰⁾。

この結果、 1 m 深では実測値の方が大きく、 2 m 深では逆に実測値が小さくなった。この理由として考えると、波長の計測にも問題があるが、波の伝播が溝の下端を通過するとすれば、とくに 2 m 深の溝の場合には深さ方向の減衰効果が加わっている⁽²¹⁾と考えられる。しかしながらその程度は明らかでない。

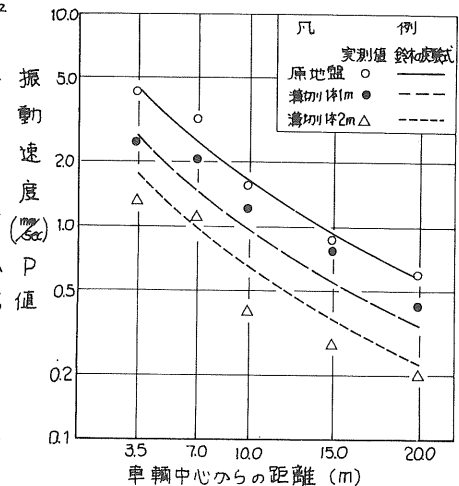


図-10 実測値と鈴木の実験計算値の比較 (ブルドーザー走行、波長 4.5 m)

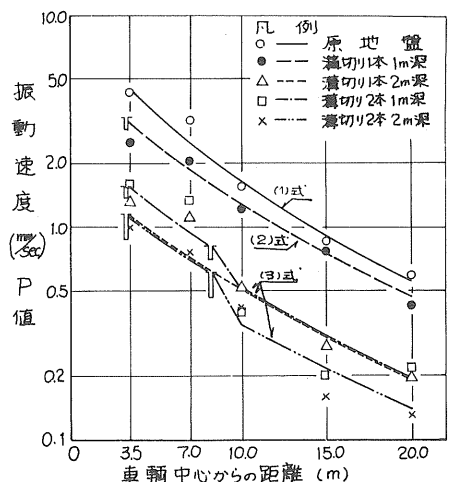


図-11 溝の深さ、本数による振動軽減効果

溝の深さを増すことにより、軽減効果は大きくなるが、図-11に示すように、2本目の溝からさらに振動が低下していることから、溝の本数による軽減効果もあることがわかる。

溝の深さや本数を考慮して振動の軽減式を求めるために、種々の思考を試みた。たとえば電磁波における回折理論、音波における障壁回折実験式⁽²²⁾などであるが、いずれの場合も合致もしくは近似させることはできなかった。そこで単純に、振動波が地表を伝播するものと考え、溝の深さDとして、距離xを(x+2D)とした。すなわち、波が溝の深さ分だけ迂回路を伝播してくると仮定した。

まず、原地盤における距離による減衰式は、(1)式のRayleigh型表面波とした場合の式をあてはめると、 $\alpha = 0.0729$ 、 $C = 10.84$ で図-11の実線で表わされる。この係数を用いて、 $x \rightarrow x + 2D$ として計算してみると、溝1本1m深の場合はほぼ完全に一致した(図-11、破線)。しかし、溝1本2m深、2本1m深、2本2m深の場合は、さらに求めた値を $1/2$ とすると近似曲線となった。(図-11参照)すなわち、波長4.5mの場合に限っていえば、

$$\text{溝1本1m深 } y = \frac{C}{\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \text{ -----(2)}$$

$$\text{上記以外 } y = \frac{C}{2\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \text{ -----(3)}$$

であり、これに最も近似する簡便な式は

$$y = \frac{C}{D\sqrt{n}\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \quad \begin{matrix} \text{ここに } D: \text{溝の深さ} \\ n: \text{溝の本数} \end{matrix} \text{ ----(4)}$$

で表わすことができよう。このときの軽減率(y/y_0)は、次式で与えられる。

$$\frac{y}{y_0} = \frac{1}{D\sqrt{n}} \sqrt{\frac{x}{x+2D}} e^{-2\alpha D} \text{ -----(5)}$$

したがって、溝切りの軽減効果は、距離がいかに大きくなっても $(1/D\sqrt{n}) \cdot e^{-2\alpha D}$ だけは軽減されることになる。

5. 地中壁による軽減

地盤に溝を掘る工法と同様に、土中に防振壁を設ける方法も考えられ、既にこれについての施工例も見られる⁽²³⁾。

札幌新道建設工事において下水管理設に伴う土留用矢板 $l = 5\text{m}$ 打設後に、矢板による振動軽減効果を調査する機会が与えられた。また江列市豊幌の幌向川築堤工事現場を借りて、不動建設K.K.北海道支店の好意により、シートウォール(以後SWと略す) $l = 5\text{m}$ 打設による振動軽減効果も調査したので併せて報告する。

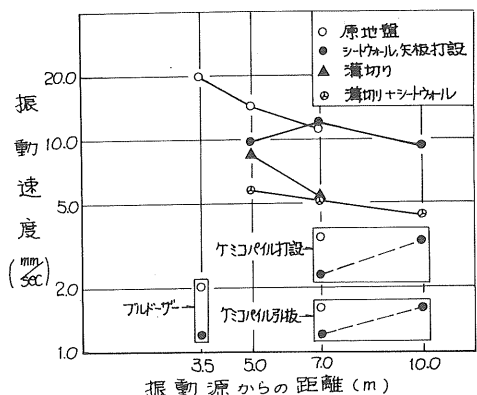


図-12 矢板、SWの振動軽減効果

前者は、ブルドーザー走行とケミコパイル施工機の振動で矢板は振動源からそれぞれ3.5mと7.0mの地点、後者はコンポーザー施工機による振動でSWは振動源から5.0mの地点である。

結果は図-12にみられるように、矢板およびSWの背後の振動は原地盤に較べて約 $\frac{2}{3}$ になっている。しかし、矢板およびSWから2~3m離れた地点では、軽減効果はみられない。溝切りの場合は、溝から遠くまで軽減効果があったのに較べると、矢板およびSWはその背後のわずかの範囲のみ効果があり、軽減工法としては望ましいものではない。

しかしながら、ブルドーザー走行のようにその発生波が明らかに地表面を伝播するのと異なると、パイル打設機の振動は、パイル造成の過程で打込時か打止まり時に最大の振動を発生する。今回の江別におけるコンポーザ打設では、G.L.-11m近隣の打止まり時点で最大振動を生じている⁽²⁴⁾ため、波の伝播が必ずしも地表面ではなく、地中を伝播したものと考えるのが妥当である。したがって $l=5m$ の矢板およびSWの下端よりさらに下方を伝播してくる波は、何ら軽減工法の影響を受けないことになる。これらの点について、今後の調査が必要であろう。

あとがき

本報告の要約は次のとおりである。

- (1) 施工機械の発生する地盤振動は、水平動よりも上下動が大きい。
- (2) オーバーレイによる補修工事を行なった結果、交通振動は約 $\frac{1}{4}$ に減少し、車道縁石より0m、5m、15mの振動速度はそれぞれ $0.3\sim 0.5\text{ mm/sec}$ 、 $0.2\sim 0.6\text{ mm/sec}$ 、 $0.2\sim 0.3\text{ mm/sec}$ であった。これは他都市の公害振動規制基準値以下であり、十分満足できる結果と考えられる。

車種別にはバスが最も大きな振動を与え、次いで11t以上の大型トラック、8~6tの中型トラックの順である。3t以下の小型トラックおよび一般乗用車は問題とならない位に小さい。

路面の平坦性を相対的に表わす平坦指数は、地盤振動と密接な相関々係を持ち、今後の指標として満足できるパラメーターと考えられる。

- (3) 軟弱地盤を地盤改良することによる地盤振動の軽減効果については、ケミコパイル処理地盤では無処理地盤における振動の $\frac{4}{5}\sim\frac{3}{5}$ 、サンドコンパクションパイル打設地盤では平均的に約 $\frac{2}{3}$ に減少した。
- (4) 溝切りによる地盤振動の軽減効果は、溝の深さ、本数とともにその効果が大きくなり、ある距離における振幅は、近似的に本文中(2)、(3)式で示された。
- (5) 矢板およびシートウォールで土中に防振壁を設けた場合、その軽減効果は壁のすぐ背後のみ有効で約 $\frac{2}{3}$ に減少されるが、それ以遠に効果はみられない。

以上、振動の軽減対策について述べてきたが、振動が小さい場合はもちろん対策工など必要ではない。対策の必要性を決めるのは人間の感覚なのである。したがって当然、振動に対する人体感覚の「じよ限度」⁽²⁵⁾を決めるのが先決であり、許容値な

り基準値なりが振動対策に重要になってくる。

また、今回の調査は地盤上の振動についてのみ行なわれたものであるが、地盤振動が個々の建物に伝達された場合、木造家屋の固有周期が0.4~0.6 secであること⁽²⁶⁾から共振を起こす可能性が十分考えられる。鳥海や畑中は、木造家屋の2階床で、上下、水平とも地盤振動の3倍程度⁽²⁷⁾⁽²⁸⁾に増幅されると述べている。人間が苦情を訴えるのは地盤に立っているときではなく、家の中に居るときであることを考えれば、建物内の振動を測定し、その共振度合を確かめる必要がある。しかるのちに、人体感覚の「じよ限度」と照らし合わせ、何らかの対策を構想することになる。

このように地盤振動に関する問題はその複雑性のため、増々多岐にわたって研究しなければならない。この報文が、幾分なりとも貢献できれば幸いである。

最後に、本報告の調査に御協力頂いた札幌開発建設部札幌新道建設事務所、同札幌道路事務所、帯広開発建設部帯広道路改良事業所、不動建設 K.K.北海道支店の関係各位に記して謝意を表するものである。

参考文献

- (1) 建設省大臣官房建設機械課「建設工事にともなう騒音、振動に関する調査研究」才26回建設省技術研究発表会、1972
- (2) 昭和電線電装(株)特品部防振グループ「産業機械による防振の実施例」公害と対策、Vol.6, No.3
- (3) 畑中元弘「建設工事・都市交通と地盤振動」土と基礎 Vol.20, No.5, 1972
- (4) 騒音研究委員会振動分科会「振動レベル計の規格について」日本音響学会誌、26巻, 10号, 1970
- (5) 鳥海 薫「振動の影響と許容値」土木学会関西支部、1966.5
- (6) 畑中 杉山「各種公營振動計の性能試験結果」土木技術資料、14巻, 6号
- (7) (3)に同じ
- (8) 竹崎 内田「市街地における振動障害について」都土木技術報告、46号, 1970.3
- (9) (5)に同じ
- (10) 畑中元弘「走行車両による中戸市内沿道の振動」(才1辛段)建設工学研究年報 No.10, 1967.4
- (11) 小林 佐休 能登 裕次「施工機械による地盤振動および対策に関する試験について(札幌新道)」才15回開発建設部発表会論文集、1972
- (12) 奥 高橋 小林 佐休 能登「交通車輛による地盤振動防止法(舗装修繕工法)の効果について」土木学会北海道支部研究発表論文集、1973
- (13) 竹崎 達下「道階の傾斜性状と振動伝播について」才27回土木学会年次学術講演会講演論文集、1972
- (14) 畑中 大槻「トラックの走行による附近の地盤および建物の振動について」建設工学研究年報 No.2
- (15) 渡辺 真田 沢田 川原 理賢寺「生石灰パイルによる軟弱地盤処理の施工について」才14回開発建設部発表会論文集、1971
- (16) 土木学会編「土木技術者のための振動学」技報堂
- (17) 鈴木 石垣「福野波の最大振幅が色々な構構によって減少する場合について」地震 Vol.12, No.3, 1960
- (18) (11)に同じ
- (19) (11)に同じ
- (20) 皇 鳥海 渡辺「振動の軽減対策」土木学会関西支部 1966.5
- (21) 札幌開発建設部「若見次バイパス振動、騒音調査報告書」
- (22) 金泉 昭「遮音壁に関する基礎実験」土木技術資料 13巻, 11号
- (23) (8)に同じ
- (24) 不動建設(株)北海道支店「一般国道229号北松山町築石、地盤改良および工作物に関する検討」1972.11
- (25) 畑中元弘「振動測定と振動障害」土木学会関西支部 1966.5
- (26) (8)に同じ
- (27) 鳥海 薫「振動障害について」都市環境衛生、土木学会関西支部 1972
- (28) (25)に同じ

万年橋クイ基礎の振動試験について 第 2 報

角田 和夫
渡辺 恒喜
加賀屋 誠一
逢坂 秀俊

1 まえがき

最近 橋梁構造物の耐震設計法に関する研究が普及するにつれ、従来の震度法に基く設計法ばかりでなく、地震応答解析を考慮に入れた設計法も取り入れられるようになってきた。すなわち、従来より考えられた震度法の慣性力というものの他に、動的な諸係数を設計に導入するが、またはその定数をを用いて直接応答を考へるといふ耐震設計の一步進んだ考え方が、道路橋耐震設計指針、その他最近の文献に表われてきている。そのため、これらの動的な諸係数を簡略に、かつ適確に算出する方法が、理論的計算と並行して、実際の現場試験、模型実験を通じて検討されている。

当試験所においても、現場で実施する各種振動試験の結果をもとに、主に橋梁基礎、あるいは橋梁下部の動的特性について、検討を進めているが、今年度実施した万年橋の振動試験も、その一環として実施したものであり、昨年は橋脚とその基礎ゲイに対して振動試験を行なったが、今年度は上部工事が完了した時点における下部工、上部工を合わせた、橋梁全体に対して振動試験を試みた。

本報文は、今年度の試験で得られた結果を紹介するとともに、昨年報告会で発表した資料とあわせて橋脚、および基礎構造物の動的特性について主に検討したものである。

2. 振動試験概要

万年橋の基礎型式、および基礎地盤の土質調査結果については、すでに前回報告済みであり、ここでは、今年度実施した試験の概要について述べる。

今回実施した試験は、床版完成後に図-1のような配置で、起振機を床版上に設

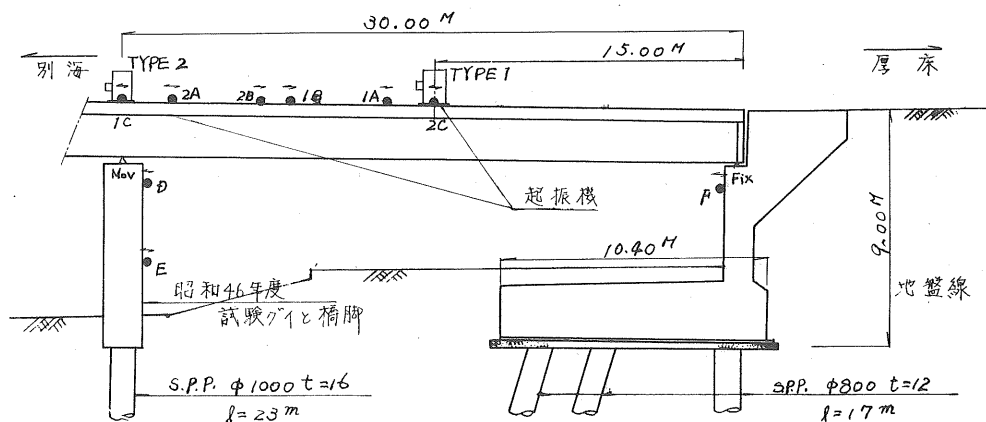


図-1 強制振動試験、起振機、計器配置図

置した、強制振動試験と、図-2に示す配置でダイナミイトを利用した振動試験との2種類の振動試験を実施した。

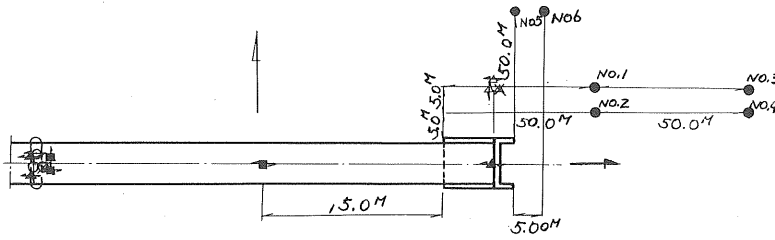


図-2. ダイナミイトによる振動試験計器配置図

●	ダイナミイト孔
○	床版上振動計
△	地盤上振動計
▲	橋脚・橋台上加速度計
■	橋脚・床版上振動計

表-1. 計器の種類

孔番号	薬量 (kg)	深さ (M)
NO.1	1.0	5.0
NO.2	1.0	7.5
NO.3	2.0	7.5
NO.4	2.0	10.0
NO.5	1.5	5.0
NO.6	1.5	7.5

表-2. ダイナミイトの薬量と深度

図-1の●印は、計器の位置を示し、TYPE1は、起振機が、橋台と橋脚のspanの中央の床版上にある場合、TYPE2は、起振機が、橋脚の上部の床版上にある場合を示す。
また、図-2の配置図で設置した計器は、表-1に示

してあり、ダイナミイトの薬量と、深度を表-2に各々示してある。設置した計器による、加速度、および速度の記録、およびデータ解析は、表-3のダイアグラムのよる順序で行なった。

3. 振動試験結果について

3-1. 強制振動試験

単ゲイ頂部、橋脚頂部、および床版上での強制振動試験の単ゲイ頂部、橋脚頂部の結果に現われた共振曲線の形を示すと、図-3のようになる。起振力1tonの場合を、抽

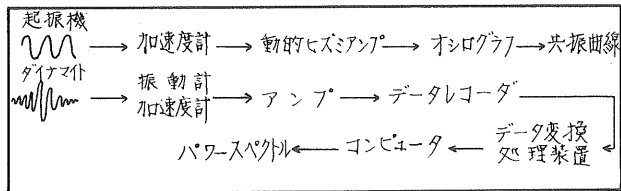


表-3. データ整理流れ図

出して表わしたが、これは起振力によって共振点の位置は変わらず、また各試験体に設置した計器は、ほぼ同じ位置におかれていてと考えてよい。これをみると、各試験体が一定の起振力で、強制的に加振されると、各試験体は、水平変位はもろろん、共振振動数も異なってくるのが分る。また図-4は、共振点での水平変位(δ)と、起振力(F)の関係を、単ゲイ、橋脚の各頂部と、地盤上80cmの2カ所について表わしたものである。これによると共振点の水平変位と起振力は、動的荷重試験の荷重～変位曲線と同様、 $\delta = AF^b$ という関係が成り立つことが分る。(δ:共振変位、F:起振力、A、bは常数)

また、図-5は、床版上の計器についての起振力～共振変位の関係を示したものである。実線はTYPE1の場合、破線はTYPE2の場合であるが、TYPE1がTYPE2の場合より同一起振力では、変位が小さめに示している。TYPE1とTYPE2について、動的挙動が、異なるためであろうが、橋梁上部の場合、支承

などの影響もあるので、今後検討していきたい。表-4は、強制振動試験結果を共振振動数と減衰率

FL例
 ○ 単ゲイ頂部
 ● 橋脚頂部
 △ TYPE 2の場合の橋脚頂部

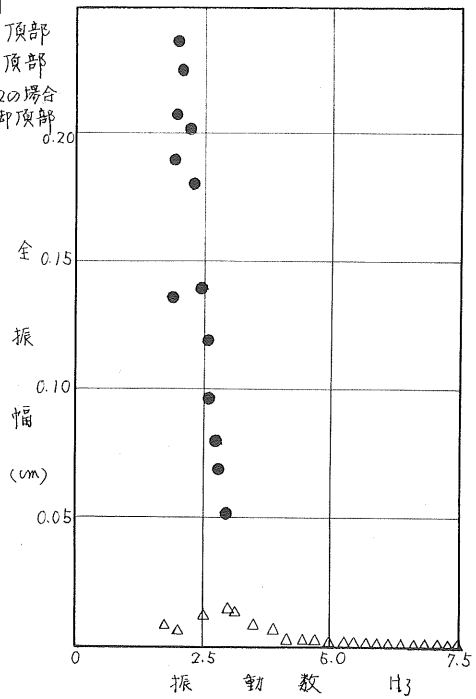
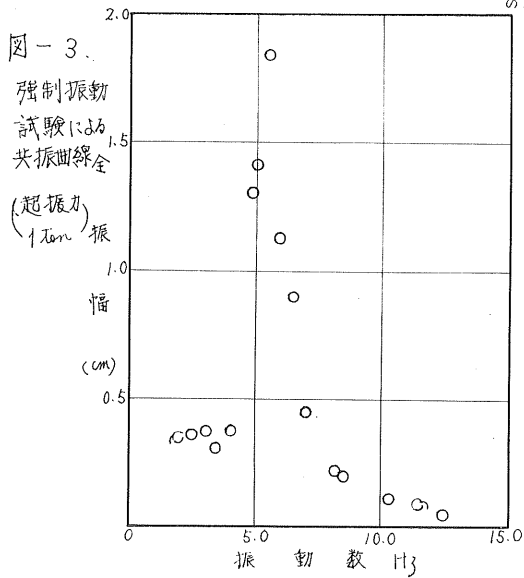


図-4 強制振動試験による起振力～共振変位

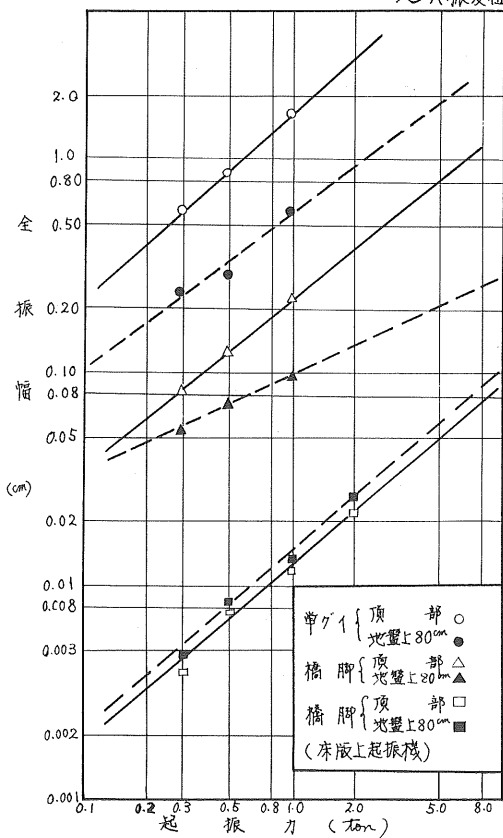
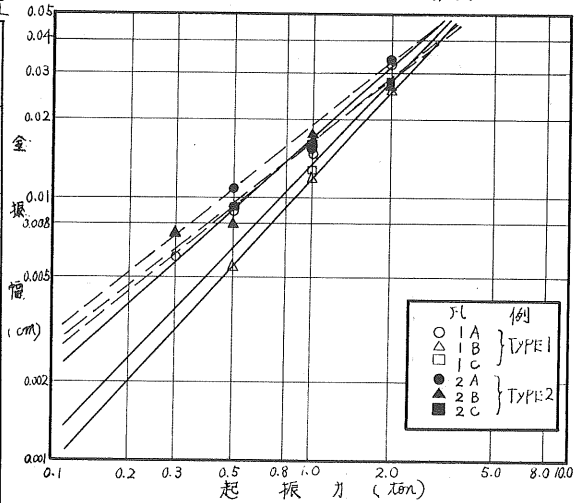


図-5 床版上の計番の起振力～共振変位



数によって表わしたものである。これによると、単ゲイの場合、共振振動数が、5 Hzと他の2つの場合に比べて大きい値を示している。これは、ワイ自体がたわみ性であることにより、基礎地盤の影響を大きく受けるのに対し、他の2つの場合、剛性が強く、構造物自体の振動特性が、現象となって現われたと考えられる。つまり、橋梁の

上部工、橋脚など剛性の強い構造物と、基礎グイなどのたわみ性の基礎構造物では、動的作用力に対しての応答が異なると考えられる。

表-4. 強制振動試験による振動諸常数

試験種類	単グイ	橋脚	上部工
共振振動数	5.5 Hz	2.1 Hz	3.2 Hz
減衰常数	0.05	0.1	0.1~0.15

3-2. ダイナマイトによる振動試験

昨年度、橋脚完成後に第1回目のダイナマイトによる振動試験を実施し、今年度は床版完成後に第2回目の試験を行なった。ダイナマイトによって発生する振動波の特徴は、一般に地震波よりは衝撃波的な性格が強く、その作用力の働く時間も短か

くまた、作用力のくり返し回数も少ない。またエネルギーも地震エネルギーに比べ、はるかに小さく従って、作用力によって生ずるヒズミも小さいので、同一視することは問題があるが、振動波の種類として、P波、S波、表面波などを観測できる点で、耐震設計上、貴重な資料を得る手段として有効であると考えられる。

図-6. 橋脚の振動試験によるスペクトル
(第1回ダイナマイトによる振動試験)

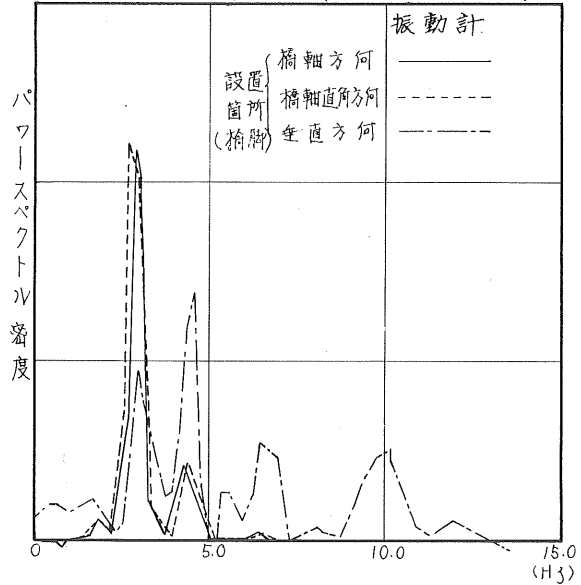


図-7-1

図-7
第2回
ダイナマイト
による
振動試験

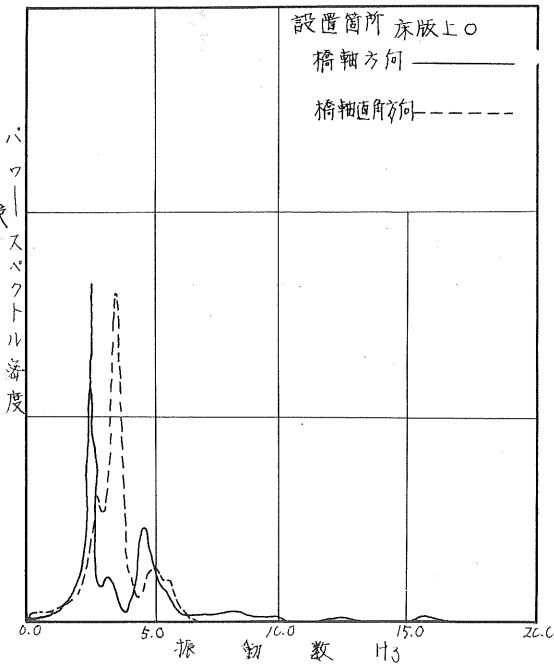


図-6は、第1回目の試験で橋脚頂部で得た振動波形から求めたパワースペクトルである。これによると、水平方向では、2.7 Hz付近、垂直方向では、4.0 Hzで振動数が卓越している。また地盤上の振動計で得られたスペクトルでは、5.0 Hzに卓越しているのが分った。

また図-7-1~4は、第2回目の試験で得られた凡例に示す計器(図-2参照)の位置のパワースペクトルである。また自己相関関

数より、減衰係数を求め、卓越する振動数、減衰係数の関係を示した図が図-7である。これを見ると構造物の最も卓越する振動数は、2.5~3.2 Hzに集まり、減衰係数は、0.15~0.20にあることが分る。

また地盤では、5.0~6.0 Hzに卓越していることが分る。1回目、2回目の振動試験を比べると、後者の卓越する振動数がやや大きいが、構造物、地盤共に、ほとんど等しいことが分る。以上の結果、地盤の卓越する振動数は、構造物のそれより大きく、これは、砂地盤特有の現象であり、構造物自体もかなり固有周期が長いと考えられるので、地盤の卓越周期は、0.2 Sec付近、また構造物の固有周期も、0.4 Sec程度の値を持つことは妥当であると考えられる。

4. 考察

以上、主に試験結果を中心に地盤、および構造物の振動特性を検討してきたが、質点モデルを用いて、単グイ、橋脚、さらに上部工を含めた基礎の動的特性について検討を加えることになる。

4-1. 単グイの振動特性について
 1質点系の振動方程式を利用して、静的変位より、動的変位を換算する方法は、前回述べているが、共振点では、 $x_d = x_s / 2\zeta$ であり、 $f_d = f_s / 2\zeta$ となる。
 また1質点系の振動方程式、

$$\ddot{x} + 2P\dot{x} - p^2x = F \exp(i\omega t)$$

ただし、 $P = \sqrt{c/m}$ 、 $f = c / 2\sqrt{mk}$

m : 質量、 k : バネ定数、 c : 粘性係数、 F : 外力、 ω : 正弦波外力の振動数であるから、今TYPE Iのようなモデル質量をクイ頭の質量と突出部のクイ質量の和 M と、付加質量 M' とすると、

$$m = M + M' \text{ となり、}$$

図-7-2

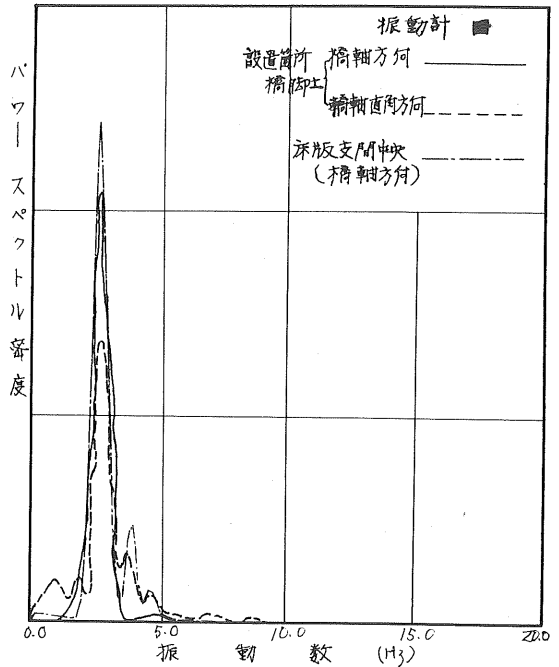
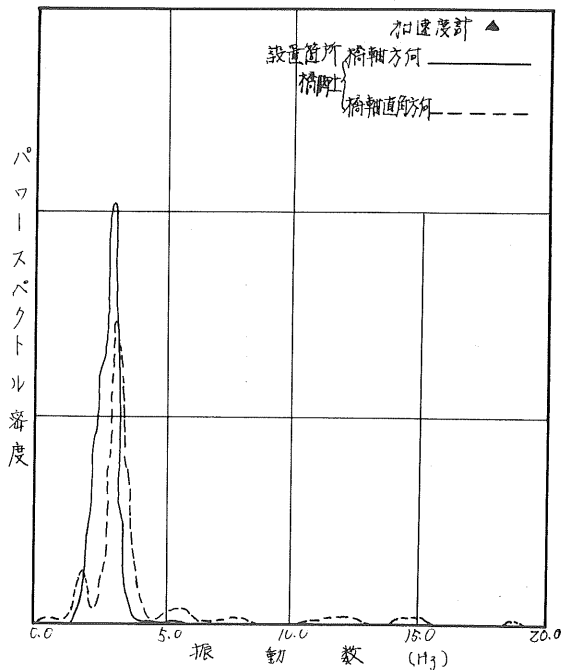


図-7-3



$$P^2 = k_e / (M + M')$$

TYPE I

となる。

$$P^2 = 34.54$$

$$\text{Rad/sec. } k_e =$$

$$0.121 \times 10^4$$

t/m (前回の

報告会による、

)とすると、

$$M + M' = k_e / P^2 = 1.01 \text{ } t s^2 / m$$

$$M' = 1.01 - 0.29 = 0.72 \text{ } t s^2 / m$$

また、TYPE

IIのようなモ

デルを考える

と、運動方程

式は、

$$\begin{cases} m\ddot{x}_2 + k_{eH}(x_2 - x_1) \\ = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} m\ddot{x}_1 + 2k_{eH}x_1 \\ - k_{eH}x_2 = 0 \end{cases}$$

となり、振動方程

式は

$$\begin{vmatrix} (M P^2 - k_{eH}) & \\ k_{eH} & M P^2 - 2k_{eH} \end{vmatrix} = 0$$

となる。

これより、

M'を算出すると、

$$M' = \frac{(k_{eH}^2 + 2k_{eH})}{M P^2 - k_{eH}} / P^2$$

$$= 0.63 \text{ } t s^2 / m$$

Mを、起振機の質

量と、突出部のク

1の質量の和として考えた場合、上記の算出法では、付加質量が6.6 tonとなり、M/M'の値は、2.3となることが分る。一般的に付加質量をどのように考えたらよいか、他の現場の試験結果もあわせて今後検討していきたいと思う。また起振機、共振変位の関係よりchangの方法で共振時のK値を計算し、静的水平荷重試験より求めた静的K値とあわせて図-9に示した。静的K値に比べ動的K値がかなり小さく出ているので、耐震設計上、考慮する必要があると考えられる。

4-2. 橋脚の振動特性についての考察

橋脚の振動試験でロッキング現象を考慮した2自由度の解析方法は、すでに前回

図-7-4

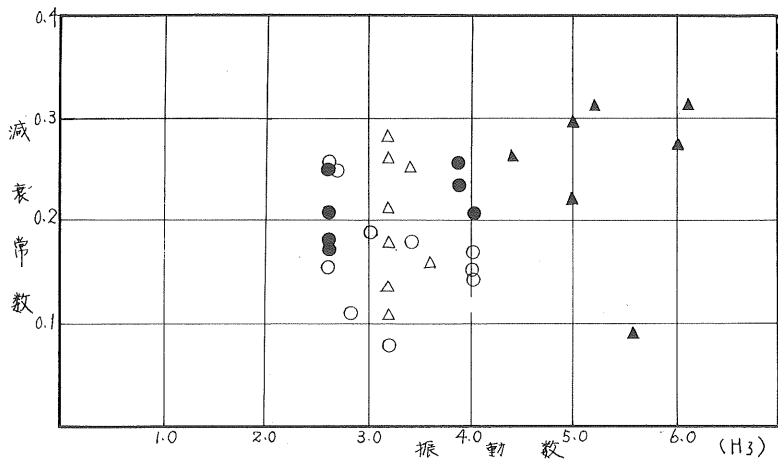
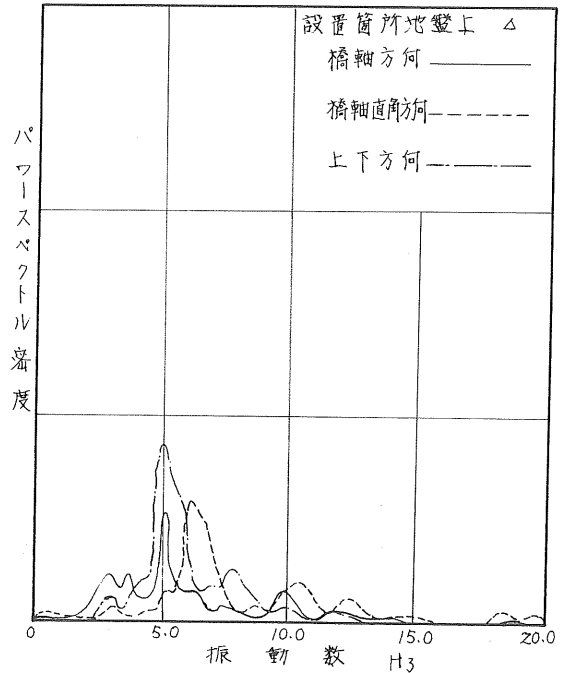


図-8. ダイナマイトによる振動試験による振動数と減衰定数

述べたことであるが、今回モーダルアナリシスによる解法を適用して、方程式を解く方法を考えた。TYPE III は、そのモデルとして考えた質点系であるが、運動方程式は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} m\ddot{u} + k_H(u + k\theta) &= -m\ddot{z}_H \\ m\ddot{v} + 2k_V v &= 0 \\ I_G\ddot{\theta} + (2k_V b^2 + k_H k^2)\theta - k_H k u &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

(1) より考えれば
大振動数方程式は、

$$\begin{vmatrix} (-P^2 m + k_H) & k_H k \\ k_H k & (-P^2 I_G + 2k_V b^2 + k_H k^2) \end{vmatrix} = 0 \dots (2)$$

となり、これより固有値 P^2 および固有円振動数 P が求められる。 k_H は、静的水平荷重試験より求めた値、また k_V は N 値より算出した値を採用すると、橋脚に適用する諸数値は、次のようになる。

$$k_H = 0.605 \times 10^4 \text{ t/m} \quad (\text{水平方向バネ定数})$$

$$k_V = 5.47 \times 10^4 \text{ t/cm} \quad (\text{垂直方向バネ定数})$$

$$m = 16.18 \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m} \quad (\text{橋脚の質量})$$

$$I_G = 102.2 \text{ b}$$

$$k = 2.0 \text{ m} \quad (\text{図中の } k)$$

$$b = 0.7 \text{ m} \quad (\text{図中の } b)$$

(II) 式に上記の数値を代入して、 P を求めると $P_1 = 17.16 \text{ rad/sec}$ 、 $P_2 = 48.71 \text{ rad/sec}$ となり、 $f_1 = 2.73 \text{ Hz}$ 、 $f_2 = 7.76 \text{ Hz}$ となる。

また $Y = I, II$ を振動モードの次数として表わすと、各次数に対応する u, θ の値を U_r, θ_r とすると、 $U_r = C_r \phi_{Ur}$ 、 $\theta_r = C_r \phi_{\theta r}$ となり、(1) の運動方程式は、

$$\begin{vmatrix} (-P_r^2 m + k_H) & k_H k \\ k_H k & (-P_r^2 I_G + 2k_V b^2 + k_H k^2) \end{vmatrix} \begin{cases} U_r \\ \theta_r \end{cases} = 0 \dots (3)$$

(3) は、

$$\begin{vmatrix} (-P_r^2 m + k_H) & k_H k \\ k_H k & (-P_r^2 I_G + 2k_V b^2 + k_H k^2) \end{vmatrix} \begin{cases} \phi_{Ur} \\ \phi_{\theta r} \end{cases} = 0 \dots (4)$$

とおける。

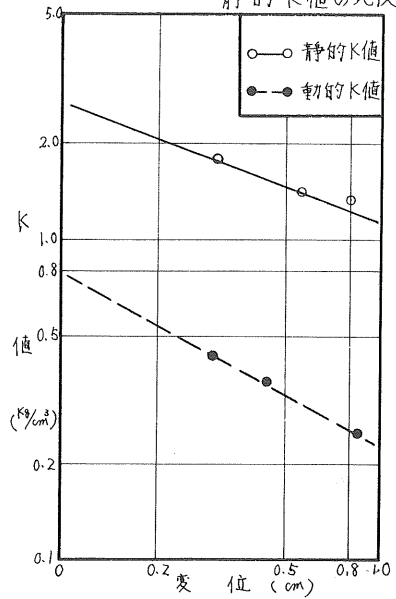
したがって固有ベクトル ϕ_{Ur} 、 $\phi_{\theta r}$ は、 $\phi_{Ur} = 1$ とおくと、相対的に

$$\phi_{\theta r} = -(-P_r^2 m + k_H) / k_H k \dots (5)$$

また強制振動の場合の運動方程式は、

$$m_r \ddot{\xi}_r + k_H \xi_r = \theta_r \quad (r = I, II) \dots (6)$$

図-9. 動的K値と静的K値の比較



ただし、 $m_r = m \phi_{ur}^2 + I_G \phi_{\theta r}^2$ $k_r = \bar{p}_r^2 m_r$ $\theta_r = (-P / i\omega t) \phi_{ur}$ と書ける。

(5) 式に、上記で用いた諸定数を入力 $\phi_{\theta r}$ の値を計算すると、 $\phi_{\theta I} = -0.109$ $\phi_{\theta II} = 2.67$ となる。これより m_r 、 k_r 、 θ_r を求めると、

$$\begin{cases} m_1 = 17.40 \text{ tS}^2/\text{m} & k_1 = 0.5088 \times 10^4 \text{ t/m} & \theta_1 = F \cos pt \\ m_2 = 745.72 \text{ tS}^2/\text{m} & k_2 = 0.1769 \times 10^7 \text{ t/m} & \theta_2 = -P \cos pt \end{cases} \quad (7)$$

(6) 式を ξ_r で解くと、 $\xi_r = F \cos pt / m_r \cdot 1 / (p^2 - \omega^2)$ となる。

ξ_r を用いて、応答変位を算出すると、 $u = \sqrt{\xi_1^2 + \xi_2^2}$ (8) となる。

上記の数値を用いて、 $\omega = 0$ の場合 (慣性力 F は、静的作用力に相当する) の ξ_r を計算すると、 $\xi_1 = F / 4.764 \times 10^3$ 、 $\xi_2 = F / 1.77 \times 10^6$ となる。

単位荷重 1 ton の場合、 $\xi_1 = 0.0195 \text{ cm}$ 、 $\xi_2 = 0.0 \text{ cm}$ であるから、 $u = 0.0195 \text{ cm}$ となる。単グイの静的水平荷重試験で得られた 1 ton の変位は、 0.0267 cm であるから、(橋脚計算変位) / (単グイの静的変位) ≈ 0.7 で、橋脚の剛性を考えると、橋脚の逆算変位がやや大きめの値をとるように思われる。

4-3. 上部工を含めた振動試験についての考察

4-2 では、ロッキング振動の運動方程式を用いて、橋脚の振動について検討したが、ロッキング振動と、上部工にまさつ抵抗によるバネ定数を考慮して 3 自由度の TYPE IV のモデルを考え、4-2 と同様にモーダルアナリシスによる解法によって上部工を含めた下部構造物の動的解析を行なってみる。

振動方程式を組み立てると次のようになる。

$$\begin{cases} m \ddot{u} + k_H (u - u_G - k_F \theta) = -M_A \ddot{z} \\ m_G \ddot{u}_G + k_{HF} (u_G - k_F \theta) = -m_G \ddot{z} \\ I_G \ddot{\theta} + k_{HF} k (u_G - k_F \theta) + 2k_{\nu} b^2 \theta = 0 \end{cases} \quad (9)$$

上記の振動方程式を解き、振動数方程式を求める

と、(10) 式のようになる。

$$\begin{vmatrix} -m p^2 + k_H & -k_H & -k_{HF} k \\ 0 & -m_G p^2 + k_{HF} & -k_{HF} k_F \\ 0 & -k_{HF} k_F & -P^2 I_G + k_{HF} k^2 - 2k_{\nu} b^2 \end{vmatrix} = 0 \quad (10)$$

(10) 式は、 P^2 の 3 次方程式になり、それを解くこ

とにより、固有値 P^2 、および固有円振動数 P が求まる。4-2 で用いた定数の他にここで用いなければならぬ定数は、次のとおりである。

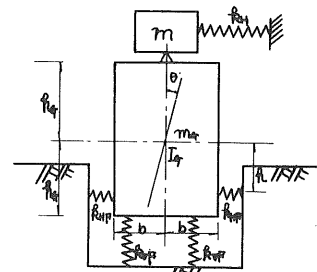
k_H ; 他橋台、橋脚からのまさつ抵抗を示すバネ定数

m ; 上部工の質量

k_{HF} ; k_{HF} ; k_{ν} は、4-2 の k 、 k_H 、 I_G 、 k_{ν} に等しい。

k_H は、今年強制振動試験によって得られた床版上の荷重-変位 (上部の変位-橋脚頂部の変位) より求めたバネ定数を用いる。すなわち、 $k_H = 3.33 \times 10^5$ 、 $M = W/g = 326.9/9.8 = 33.35 \text{ tS}^2/\text{m}$ となる。

以上の値を (10) 式に代入して P^2 について解くと、 $P_1^2 = 2.18 \times 10^2 \text{ (rad/sec)}^2$ となり、固有円振動数 $P = 14.76 \text{ rad/sec}$ となる。すなわち固有振動数 $f = 2.35 \text{ Hz}$



TYPE IV

となる。実際、各種振動試験で求めた固有振動数の実測による推定値 $f_s = 2.6 \sim 3.0$ Hz であるので、近似した値が得られたことになる。
 また道路橋耐震設計指針によるとクイ基礎で支持される橋の固有周期は、(11)式で与えられる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3 W_p + W_u}{3 E I \gamma}} h^3 \dots \dots \dots (11)$$

T: 対象とする下部構造と上部構造をひとつの構造系と考えた場合の固有周期 (sec)

W_p : 対象とする橋脚ク体の重量 (ton)

W_u : 対象とする橋脚ク体が支持する上部構造の重量 (ton)

E: 対象とする橋脚ク体の弾性係数 (t/m^2)

I: 対象とする橋脚ク体の計算方向に用いる平均断面2次モーメント (m^4)

h: 対象とする橋脚ク体の高さ (m)

γ : 重力の加速度で、9.8 (m/sec^2)

$W_p = 178$ ton, $W_u = 326.9$ ton, $E = 2.1 \times 10^7$ t/m^2 , $I = 2.01$ m^4 ,

$h = 8.1$ m であるから固有周期 $T = 0.254$ sec となる。したがって固有振動数は、 $f = 3.9$ Hz となる。

4-4. まとめ

以上の結果より、耐震設計に必要な動的特性をあらわす固有振動数について、実測値と計算値を、橋脚、および上部工を含めた場合についてまとめると、表-5 のようになる。モーダルアナリシスによる解法は、多自由度の構造物を、1自由度の運動方程式に置換して、解析を進めることができるのでモデルの仮定に問題はあるが、広く適用性があるように考える。以上の振動試験結果を総合的にまとめると次のようになる。

1. 単ゲイの試験で代表されるたわみ性の基礎と、橋脚など剛性を有する構造物では、振動性状に差異が認められる。つまりたわみ性の構造物では、地盤の振動性状が強く影響するのに対し、剛性の構造物では、構造物自体の動的解析があらわれると考えられる。これは、橋脚だけの振動試験結果が、上部工を含めた試験結果と大差がないことで裏付けられる。

表-5. 固有振動数の実測値と計算値の比較

試験種類 各数値	橋脚だけの 振動	上部工を含めた振動	
		モーダルアナリシスによる解法	耐震設計指針による解法
計算値	2.73 Hz	2.35 Hz	4.0 Hz
実測値	起振機	2.1 Hz	3.2 Hz
	ダイヤ付	2.7 Hz	2.6 ~ 3.0 Hz

2. 基礎構造物の地震時の設計は、現在震度法に基づき、それを条件によって補正する方法で、作用力の増減を行なっているが、基礎、特にクイ基礎の場合、その応力変位計算には、動的K値が、静的K値にくらべてかなり異なった値を示すことが考えられるので、静的K値を補正するなど、今後検討する必要があると思う。

3. 構造物の動的解析にあたってはロッキング振動を取り入れたモーダルアナリシ

スによる方法を用いたが、比較的良い結果が得られた。しかし、本報文に採用した質点系では、粘性減衰項を考慮に入れなかったため、共振時の変位などについては導き出すにいたらなかったため、今後考えていきたい。

6. むすび

以上、万年橋で実施した振動試験結果を紹介するとともに、基礎および橋脚を中心に、その動的特性の検討を加えた。しかしながら、一現場についての検討であるので、現場の特殊性などによって一般的に傾向を見出すまでには、至らなかった。今後同様な試験を実施している他の現場の動的特性について検討する一方軟弱地盤の橋梁下部構造において、各種動的な試験を実施して、多くのデータをもとに統計的な手法で、動的諸常数の把握に努めていきたいと考える。

7. 参考文献

- 田沼見 宏 : 建築振動学 コロナ社
岡 本 他 : 耐震設計編 橋梁と基礎 1971年10月
岡本 舜三 : 耐震工学 オーム社
" : 建設技術者のための振動学 オーム社
栗 林 他 : 構造物の地震応答解析法 (1) ~ (6) 土木技術資料 8-11~9-5
道路橋耐震設計指針、同解説 日本道路協会 昭和47年4月
土岐 憲三 : 地震記録による地盤内震度分布の推定 土木学会論文集 No207, 1972.11
塩 川 明 : ランダム変動の解析
河野 渡辺他 : 万年橋クイ基礎の振動試験について 技術報告資料 才12号
土木学会北海道支部 昭和47年2月

双葉ダムの設計について

小樽開発建設部 田 杉 井 敷

1 まえがき

双葉ダムは、北海道開発局が農業用として現在施工中のダムである。ダムタイプも表面アスファルトフェーシング、タイプロックフィルダムで、北海道では初めてのダムである。昭和47年度から基礎工事に着手し、昭和48年度から本格的に盛土を開始する計画である。この報文は、ダムタイプ決定迄の経緯及びダム設計上の2.3の点について概要を述べる。

2. ダムの概要

(1) ダム諸元

ダム諸元は表~1の通りである。

(2) 気象

中部後志地方は、北海道の中で最も雪の多い所である。俱知安測候所の気象観測資料を表~2.3に示す。

(3) 地質

ダムサイト上流は麓盤である緑色凝灰岩が地表に現れている所もあり、川中も広く段丘の発達が見られる。これに対し、ダムサイト下流にかけては安山岩が露頭し、谷中は狭まる。ダムサイトの麓盤は、新元了紀中新世脇方沢で、ペーベナイ緑色凝灰岩系と呼ばれている。この系の上には安山岩類が覆っている。

(i) 緑色凝灰岩

緩分軟質であるが、風化は少く割れ目も乏しい均一な岩盤をなしている。透水性は低い。

(ii) 安山岩

安山岩を大別すると、次の通りである。

輝石安山岩(下部安山岩)：緑色凝灰岩と接している。表~3 月別気象

その境界から2~5m区間を不均質で、変形安山岩が主で、上位に移りこいたが、漸移的に良好となり、節理は全般

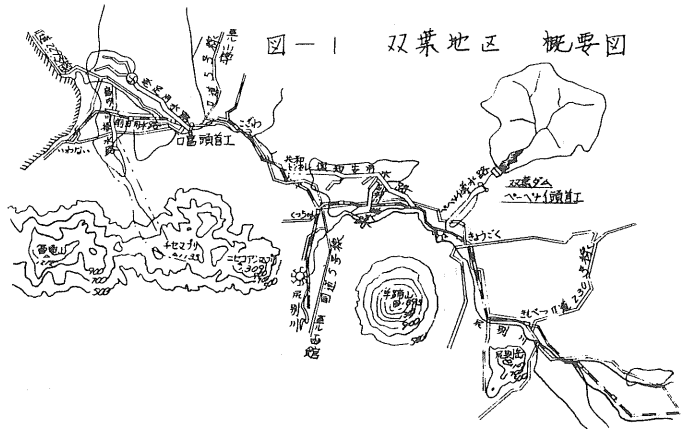


図-1 双葉地区 概要図

表~1 ダム諸元

総貯水量	10,450,000 ^{m³}	堤頂	天端中70'堤長234'	湛水面積	64.3 ^{ha}
有効貯水量	8,866,000	堤体積	660,000 ^{m³}	余水吐	計画洪水量 Q=650 ^{m³/s} 側溝式(L=70 ^m)
型式	アスファルトフェーシングロックフィルダム	法勾配	上流共 1:1.85	取水施設	現水量 Q=91 ^{m³/s} 表面堰水取水式
堤高	基礎岩盤上 57.8 ^m	流域面積	63.4 ^{km²}	放排水口	型式標準高流型 (V=2.70 ^m L=325 ^m)

表-2 一般気象

観測所名	観測期間	観測年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	計	備考
俱知安	5.20年	5.25年														
平均気温	16.1°C	-0.3°C	6.5°C													
降水量	694.3%	1023.0%	1674.3%													
降雪年	54.9.8	110.2.6	150.4													
降雪日数	平均 80.3	121.5日	261.8日													
降雪日	70日	152日	226日													
観測期間	11月8日	4月22日	1.52日													
観測期間	6月2日	2月20日														
最多風向	南南西	概風速	24.27日													

方位北緯42~52 東経140~45' 海拔174.40^m

観測所名	観測年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	計
平均気温	18.1	13.8	6.2	12.9	13.4	14.7	15.9	16.4	16.5	15.7	14.3	12.1	10.5	12.5
平均降水量	188.3	144.2	96.7	25.9	84.0	83.2	62.4	78.6	230.1	99.0	186.9	191.2	161.3	
平均蒸発量					15.0	12.6	10.8	10.1	7.5	7.5	5.2			56.1
平均降雪日数	37.2	26.9	26.3	18.3	15.6	13.3	12.1	12.4	13.9	12.1	28.1	26.7	26.1	

的にやや細かく、地表から数m~10数m迄は開口i、凡化粘土を狭む所もあるが深部では密着している。透水係数は大部分が 10^{-6} cm/sの範囲である。新鮮部での弾性波速度は、 $3.8 \sim 4.2$ km/sを示し、ダム基盤としてもダム用ロック材料としても適している。

輝石安山岩(中部安山岩)：下部安山岩を覆って分布するアズキ色及び暗緑色をした輝石安山岩を主とし、全般に下位の安山岩よりも凡化が進んでいる。

透水性もやや高く、 10^{-3} cm/s程度の値を示し、弾性波速度は $2.0 \sim 2.5$ km/sである。

泥炭安山岩(上部安山岩)：淡紅色(アズキ色)の安山岩原火山砕屑岩である。一般に割目が少なく均一の岩質であるが軟質で脆く凡化により容易に砂状になり、ダム基盤とはならない。弾性波速度は、 $1.5 \sim 1.8$ km/sで非常に低い。

(iii) 欠4紀系

現河川堆積層：礫砂粘土からなる。尺厚は、 $5 \sim 15$ mで透水性も高い。揚水回復法による透水試験より透水尺としては、2尺構造を示している。

上尺：深度5m迄 10^{-2} cm/s

下尺：深度5~15m迄 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/s

その他 段立堆積尺、崖錐堆積尺よりなる。

3. ダムタイプの検討について

(1) ダムタイプの選定

コンクリートダムにするかフィルダムにするかについていろいろ検討した結果、コンクリートダムの場合、地形上堤長が長く河床堆積層が厚く、工費的に不利であり、又基礎岩盤(特に泥炭安山岩)は、コンクリートダムの基礎としては、不適当である事から、フィルダムと決定した。

(2) フィルダム

フィルダムを分類すると均一タイプ、ゾーンタイプ、コアタイプ、舗装タイプの4つに分けられる。

双葉ダムについては、ダムサイト上下流岩地に散在する土質材料を、不透水性部に使用出来るかどうか検討を行ない、その結果から、タイプの決定を行った。

(i) 不透水性材料

供知安地方は、有

図-2 双葉ダム縦断面図

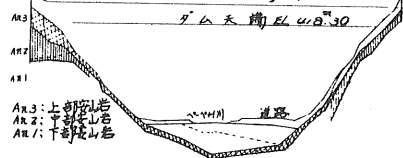


図-3 双葉ダム標準断面図
剖面断面

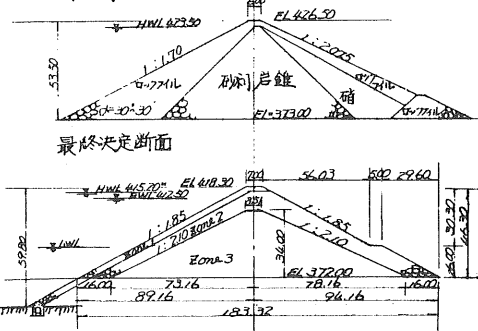
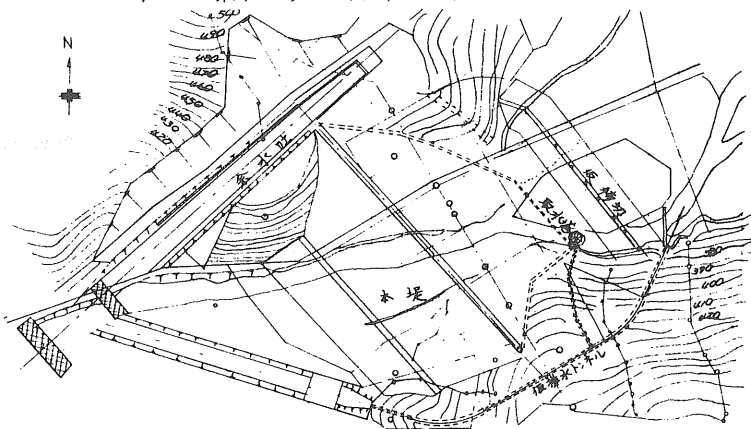


図-4 双葉ダムダムサイト平面図



珠羊蹄ニセコ連峯の火山群に囲まれ土と称するものは殆んどこれらの火山から噴出した火山灰礫で地表数mも厚く覆っている。この火山灰土は地山含水比が

表-4 不透水性材料土質試験一覧表

試験項目	此値	地山含水比	土の分類			コンスチンシー			実測値試験	
			粒分類	三角座標	L.L	P.L	PI	最終含水比	最終液限	
試験値	2.59-2.70	62.0-97.7	MH, S.M	S.L, S.L	77.5-102.5	51-74.3	23.0-26.5	45.5-65.0	0.83-1.04	
試験項目	剪断試験			圧密試験			透水性係数			
	含水比	C	φ	圧密係数	体積増減	含水比	透水性係数	砂	シルト	粘土
試験地	40-80	10-0.3	22°8'-23°58'	24107-3210-3	24107-6210-4	24107-8210-5	24107-9210-7	30-62	30-61	15-16

液性限界又はそれ以上の高含水比土で、一部モリロナイトも加水ハロイサイトを含有。関東ロームと同様な性質を持つた土である。火山灰土の土質試験結果は表~4の通りである。又現場において昭和43年度輾圧試験を行った。これら1連の試験結果から次の事が判明した。①この火山灰性土は関東ロームに似た土壌構造を持っており、発達した構造の中、水分をかかえこんでいるのが高含水比の原因となっている。また強い力で水分をかかえこんでいるので、排水溝のみでは地山状態で含水比の低下を期待できない。②火山灰土はその採取位置によって、その性質が非常に違う。③地山含水比と最適含水比とは、20~50%の差があり、含水比を下げず、締固めた場合に乾燥密度が小さく、せん断強度の弱いものが出まることが予想される。又最大乾燥密度は非常に小さく、1つの構造物の中、特に密度の小さいゾーンがあるのは、ダム全体が一体として安定を保つために好ましくない。④遮水能力については、地山含水比付近から20~30%乾燥程度の範囲では、10⁻⁶程度の透水性係数を示し、それが含水比の低下とともに急激に高くなる。⑤沈下については、圧密試験の結果から、堤高ならびに含水比の増加ととも沈下量が非常に大きくなることが推定される。⑥施工機械のトラフカビリティについては、この土が構造水をかかえこんでいるので、機械などのこね返しを受けた場合、現在かかえこんでいる水分が自由化され、土が軟化現象を受けることが予想される。現場輾圧試験を行った結果では、含水比40~60%で貫入抵抗値8~13%を示し、地山の土を乾燥あるいは混合する等の措置を講ずることにより、トラフカビリティは確保される事が分った。

このような火山灰性高含水比土を、50%のダムに使用した例は見あたらず、地震時の安定性などについては未解明なものもある。しかし、人工的に次の処置により、性質を改善すれば、使用することが一応出来ると思われる。①地山含水比を出来るだけ低下させる。出来るれば、添加剤による処置や、強制乾燥を折込む。②含水比の低下に呼应して輾圧締固めのを十分にやる。③遮水能力を低下させない範囲で、礫の混入を行う。④上記の手段により、出来るだけ緊密なコアを形成し、遮水能力が高く、せん断強度も大きく、完成後の沈下変形の少ない良好なものに仕上げる。

次に施工管理上から、次の点が問題となる。双葉ダムの火山灰土を使ったコアを作る場合、材料の性質から、不透水性を確保するためには、高い含水比がよく、また沈下量を少なく、機械の作業効率をよくするためには、低い含水比が必要である。以上の点から、適正な施工が出来る含水比の範囲は狭く、かつ、施工管理は厳重に行なわなければならない。また、堤高が高くなった場合の沈下量の増加については、盛土工法あるいは構造上工夫が必要である。

(ii) 舗装材料

舗装材料としては、アスファルトと鉄筋コンクリートの2タイプが考えられる。ダム本体へのなじみ、沈下に対する適応性、点検修理が容易であることが望ましい等の理由により、アスファルト舗装が適当である。アスファルト舗装の特徴としては、次の点がある。長所としては①粘弾性体であり、したがって緩慢な変位に対して順応しやすい。すなわち、たわみ性や伸縮性といった面で有利である。②前面遮水の場合ほとんど全断面が有効断面として働き、堤体断面積が節約出来る。③先に、本体盛土を行ってから施工出来るので、機械を効率的に使用出来る。④舗装体の点検補修が容易である。

以上の様な事から、火山灰土モコアに使用する事については、疑問点が多く、これと比較して、施工例は少ないが多くの長所を持ったアスファルト舗装タイプを採用する事に決定した。

4. 盛土材料

(1) ダム断面及び使用材料

ダム標準断面は図～3の通りである。使用材料は、ダム上流に堆積する河床砂礫（Zone 3）と、ダムサイト右岸側余水吐建設予定地奥にもなっている原石山から採取するロック（Zone 1, Zone 2）であり、盛土総量は、660,000^{m³}である。ロックの内、耐久性が大きく細粒を含まない良い粒度のものを選んで、Zone 1に使用する予定である。

(2) 設計数値の決定について

(i) 設計数値

ダムの設計に採用した数値は、表～5の通りである。これらの数値の決定に当たっては、次に述べる通り、各種の調査試験を行い、又他のダムの数値等を参考に、総合的に判断を行い決定した。

表～5 設計数値

区分	φ	γ_2	C	盛土量	摘要
Zone 1	44°-00'	1.65	0	^{m³}	ロック、細粒分を含まず
Zone 2	44°-00'	1.65	0	280,000	ロック
Zone 3	38°-50'	2.07	0	380,000 ^{m³}	河床砂礫

(iii) 河床砂礫

(a) 材料試験

砂礫材料は、透水性が高いので、一般に間隙水圧は発生しない。この様な材料に対しては、粘着力を無視するのが一般的である。即ち、砂礫及びロック材料で出来てゐるロック、フィルダムでは、内部まさつ角のみが存在すると考えられてゐる。この考え方を円形すべり面の安定計算式にあてはめて見ると、次の通りである。

$$F = \frac{N \tan \phi + cL}{T} \quad c = 0, \quad F = \frac{N \tan \phi}{T}, \quad F = 1 \text{ のときが限界条件であるから } \frac{T}{N} = \tan \phi$$

$$T = W \sin \alpha \quad N = W \cos \alpha \quad \frac{W \sin \alpha}{W \cos \alpha} = \tan \phi \quad \therefore \alpha = \phi$$

即ち静的な安息角 α を測定すれば、内部まさつ角 ϕ を求めることが出来る。双葉ダムについては、河床砂礫材料を用いて、現地と室内実験から静的安息角の測定を行い、又、大型三軸圧縮試験の結果を参考に、河床砂礫材料の内部まさつ角を、38°-50' と決定した。まず、現地実験であるが、ダムボケット内2地奥 10×15^m 四方の河床表土約 10^{cm} をほぎ取り、地表面下 3^m 以内の砂礫を直径約 3.5^m の円すい形の盛立てた砂礫と底中 8^m 四方、高さ 1^m の四角すい台に盛立てた砂礫の2ヶ所、静的な安息角の測定を行った。又、

室内実験については、現地材料を室内に搬入し、乾燥（赤外線などを利用した凡乾）を行ない、供試体を製作し、締固めしない場合と、タンパーで突固めた場合の2種類について測定した。その結果は表～6の通りである。

表～6 静的安息角測定表

実験の種別 Zone	現地実験		室内実験			
	四面すくい台盛りの 平均値	刃格納(Zone2) 円形形盛(Zone3) の平均値	締固めしない場合		タンパーで突固めた場合	
			密度	α	密度	α
2	43°	41°	1.651 t/m ³	41°	1.873 t/m ³	44°
3	40°~30°	41°	1.650 t/m ³	39°	1.808 t/m ³	40°
試料の状態	湿潤		凡乾		凡乾	

次に、大型三軸圧縮試験があるが、現地河床材料を用いて三軸試験を行った。

その結果は表～7の通りである。

密度については、昭和45年度ダムポケット内の圃場を

(注)密度は実際問題として大型のバイブレーションローラーで十分に確保され3.0と思われる。

設り、小型バイブレーションローラーを用いて、輾圧試験を実施し、その結果を参考に、

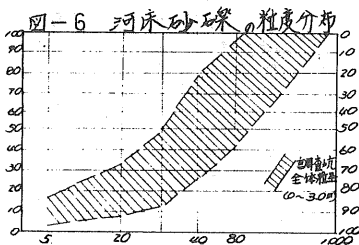
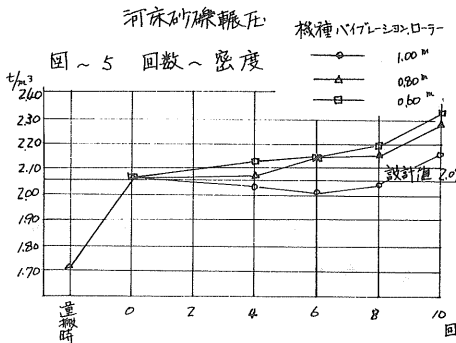
表～7 大型三軸圧縮試験結果

試料名	試料の最大粒径	平均乾燥密度	試験条件	試験結果		現地材料採取状態
				ϕ	c	
河床砂礫 NR.1	63.5 mm	2.008 t/m ³	圧密排水	38°~50°	0.8	悪い
NR.2	50.0	1.929	非圧密排水	40°~30°	0.9	平均
NR.3	50.0	1.926	非圧密排水	45°~20°	0.1	大変良好

$\gamma_s = 2.07 \text{ t/m}^3$ と決定した。輾圧試験

の結果は図～5の通りである。

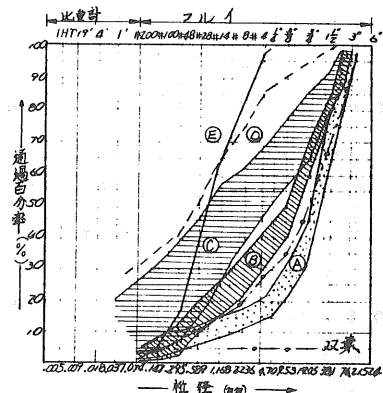
(b)砂礫の内部まさつ角の検討
内部まさつ角は材料の粒度密度粒子の形状などによって、かなり変化し、粒度配合のよいもの、密



又同じ材料の粒度分布をアメリカ陸軍土木部及びフランス電力会社における「透水性砂利層材料」大型三軸試験結果の粒度配分図にあてはめて見ると、図～7の通り④ないし⑤のグループに入る。この場合の内部まさつ角は、 $\phi = 40^\circ \sim 41^\circ$ である。同じく $\gamma_s \sim \phi$ の関係直線から、 $\gamma_s = 1.97 \text{ t/m}^3$ ($\gamma_s = 2.07 \text{ t/m}^3$, $W = 5\%$) の時、 $\phi = 39^\circ$ である。

度の大きいもの、角ばった粒形のものほど大きな値となり、粗粒になるに従って、まさつ定数のバラつきも少なくなる傾向がある。過去の実施例などから推定しても、極端な差異はないと云われている。双葉ダムの河床砂礫の粒度分布は図～6の通りである。又昭和45年度輾圧試験の粒度曲線より均等係数及び曲率係数を求めると、 $D_{10} = 2.0 \text{ mm}$, $D_{30} = 20 \text{ mm}$, $D_{60} = 80 \text{ mm}$ であるので、均等係数 $U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{80}{2.0} = 40$, 曲率係数 $U' = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(20)^2}{2.0 \times 80} = 2.50$ 。Uが10より大であり、U'が1~3となり、粒度分布が良い事が分る。

図-7 砂礫材料の粒度分布



次にアメリカ開拓局で「砂礫材料」における 76^{mm} 以下の粒子に対する相対密度と内部まっ角の関係³⁾を表であらわしているがこれを双葉ガムに適用して見ると、粒度配合の良い砂礫の混合材料に相当し、(この場合 $R_d = 71\%$) $\phi = 40^\circ \sim 45^\circ$ となる。以上の検討結果からしても、内部まっ角 $\phi = 38^\circ \sim 50^\circ$ は妥当である。

(iii) ロック材料

(a) 材料試験

ダムサイト右岸側に余水吐を建設する予定であるがその上部の堅硬な安山岩を爆破してロック材料を使用する。まず内部まっ角の決定であるが河床砂礫と同様の理由から、まだロックの採取の段階ではないので、仮排土トンネルより産した掘削すりをを用い(盛土に使用するロックと同岩種、同粒径と推定されるので)、現地と室内実験の両方を行い、静的安息角を測定し、それを参考にし、値を決定している。

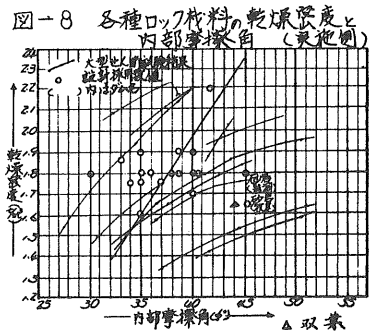
即ち、現地実験は底中 8.0^m 四方高さ 1^m の四角すい形にロックをトラフター、シヨベルを用いて製作し、その斜面勾配 α とトンネルすり捨場では、ダンプトラックより投げ込まれたトンネル掘削岩の勾配 α の両者について測定した。四角すい台は、トラフター、シヨベルが走行してはいるが、一般クルーズな状態である。すり捨場に於ては、トラックより落下させたのみで、弛緩した状態である。これらの α は表 6 に示すとく、 $43^\circ \sim 41^\circ$ である。又同一材料を用いて、室内で凡軌を行った後、現地実験と同様に行った所、密度 $1.651^t/m^3$ 、 $\alpha = 41^\circ$ とはり、現地実験とは値は似ているがタンパーで突固めた場合、密度 $1.873^t/m^3$ 、 $\alpha = 44^\circ$ となった。又、実際の施工には大型のバイブレーションローラーを使用する予定であるので、密度は $\gamma_d = 2.00^t/m^3$ が十分に確保される事から判断して、設計数値を 44° と決定した。なお昭和 47 年度には、ロック材を用いて大型せん断試験を実施した所、その値を満足する結果が出た。

次に密度であるが、昭和 45 年度小型バイブレーションローラーを用いて現場で輻圧試験を行った所、初期密度 $1.80^t/m^3$ に対し、4 回転圧後の密度は $2.10^t/m^3$ となっている事から判断して、設計値を $\gamma_d = 1.65^t/m^3$ と決定した。

(b) ロックの内部まっ角の検討

ロック材料にもっとも必要な性質は、ロック自体の強度と耐久性である。双葉ガムのロックの材質は安山岩であり、フラックは発達しているが非常に堅硬で圧縮強度は $900 \sim 1,700^kg/cm^2$ であり、(下流側で採石を行いコンクリート骨材に使用している) 弾性波速度は採取位置において $3.8 \sim 4.2^km/s$ を示す。

一般に、ロック材料のせん断強度を試験により求めることは、非常に困難と云われ、過去の事例などを参考として、推定をしている。図 8 は我が国における各種ロック材料の乾燥密度と内部まっ角の関係⁴⁾を整理した図であるが、双葉ガムの設計数値をプロットして見ると、すでに施工済の牧尾ガム(砂岩)、岩洞ガム(砂岩)の $\phi = 45^\circ$ と比較しても、妥当な設計値と言えらる。



次に最上式により内部まっ角を検討して見る。即ち、最上博士は粒体力学の研究から、ロック材料の内部まっ角と間げき比との間には、次式が成立することを見出した。

$$\sin \phi = \frac{\bar{R}}{1+e}$$

\bar{R} : 常数で岩質粒度分布(均等係数)により異なる値で、破砕されやすく、均等係数の比較的大きい材料の場合、0.8、均等係数の小さい堅硬な材料の場合、1.2程度とされている。双葉ダムの場合、 e を計算して見ると $V_d = 1.65 \text{ t/m}^3$ 、 $G_s = 2.65 \text{ t/cm}^3$ 、 e があるので、 $e = \frac{V_d}{V_d} \cdot G_s - 1 = \frac{1}{1.65} \times 2.65 - 1 = 0.606$ となる。又ロック材料粒度曲線(昭和45年度転圧試験の結果を利用)より、均等係数を求めると $D_{60} = 130 \mu\text{m}$ 、 $D_{10} = 35 \mu\text{m}$ 、 \therefore 均等係数 $U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{130}{35} = 3.7$ となる。 $\log U = 0.6$ となり、最上氏の $\log U \sim \bar{R}$ 図から \bar{R} を求めると、 $\bar{R} = 1.20$ である。したがって求められた値を、上式に代入し ϕ を求めて見ると、 $\phi = 48 \sim 21'$ となる。この値からしても、 $\phi = 44'$ は十分安全側の値である。

(3) ロック材料の爆破試験

来年度から本格的にロックの採取を始めるが、これに先立って昭和47年度爆破試験を行い、火薬使用量、パターンの考察を行った。材料採取の方法としては、一般に坑道爆破工法とベンチカット工法があるが、採取地の地形、地質及び採取の規模や作業条件等を検討の結果、ベンチカット工法を採用する。試験の順序としては、次の通りである。

- ① 原石山の表土ほき取り
- ② 5m²ベンチの造成(実施ではベンチ高、10mを予定)
- ③ パターンの決定
- ④ 爆破
- ⑤ 考察
- ⑥ パターンの変更

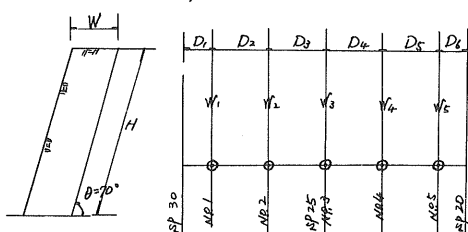
試験の結果、 $\times 8$ パターンの孔の配置、装薬方法、試験前後のベンチの断面図及び全体の爆破後の粒度分布は、表~8、図~9、10、11、12の通りである。

表~8 ロック材料爆破試験結果

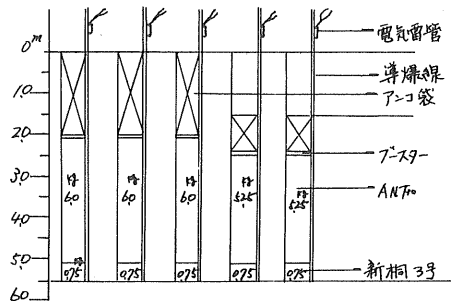
2段階、下段100cmあり

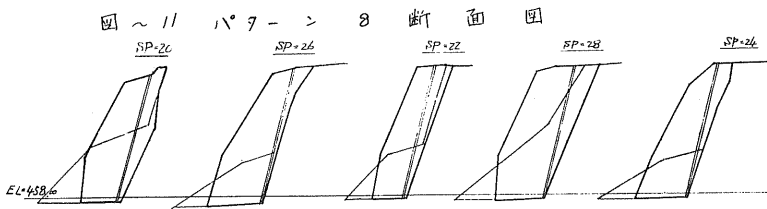
月日	作業区分	孔角度	爆薬量	爆薬		火工品		最小抵抗	孔間隔	平均孔長	孔延長	薬量係数	備考		
				AN	新桐	電着	崩壊								
10月12日	1	70°	65.6	18.5 27.44	30.0 4.57	21.0 32.01	4 6.09	2.6 37.63	1.2 1.83	1.5	1.5	5.8	2.2	0.4	このパターンは、パターン2の根切の不良を解消するための孔に、新桐3号と付いた孔を、水加吸に際し、結露良好。孔に付いた付着状態であったので、孔内液体が不凍状態。根切が不良。
10月10日	2	70°	77.2	31.5 40.80	30.0 40.80	31.5 7.77	6 46.63	36 2.33	1.8 1.5	1.5	1.5	5.4	32.4	0.4	1時間前後結露を行ったので、ANと水加吸収孔の孔内附近は不凍。水加吸。
10月7日	3	70°	77.0	27.0 34.44	30.0 34.44	27.0 7.56	6 45.37	36 1.51	1.8 1.5	1.5	1.5	5.5	33.0	0.4	集中装薬でANと水加吸を使用。根切は良好である。水加吸は付着状態。分散装薬法により、結露良好。
9月30日	4	70°	103.3	40.0 38.72	30.0 38.72	40.0 4.86	5 33.88	35 0.48	0.5 0.48	2.0	2.0	5.2	25.8	0.4	岩質が硬く、切羽が当初予定より、1.2mより奥に入った。
10月21日	5	80°	151.7	30.0 17.77	37.5 2.47	37.5 22.24	5 3.29	32.5 21.42	1.5 0.99	2.0	2.0	4.8	24.0	0.35	ANと使用のパターン8の1.1mと1.2m。
10月18日	7	70°	86.8	18.75 21.60	18.75 21.60	18.75 5.76	5 37.84	32.5 37.84	1.5 2.0	2.0	2.0	5.5	27.5	0.25	パターン7と同時に較爆破。
10月18日	8	70°	105.6	26.98 30.0	3.55 37.5	30.53 33.75	4.70 5	30.77 32.5	1.42 1.5	2.0	2.0	4.9	24.5	0.4	乾燥状態は良好と考えられる。
10月19日	9	70°	96.2	31.18 30.0	3.89 37.5	35.08 33.75	5.19 37.78	1.55 1.5	2.0	2.0	2.0	5.5	27.5	0.35	垂直割孔は、新桐3号の孔に2~3m位は存在。根切は良好。新桐3号の付着状態は、パターン7より大である。
10月20日	10	90°	117.7	30.0 25.78	3.75 3.18	33.75 28.57	5 4.24	32.5 27.1	1.5 1.27	2.0	2.0	5.0	25.0	0.35	

図~9 $\times 8$ パターン孔の配置



図~10 $\times 8$ パターン装薬方法





以上の結果から考察すると、双葉ダムでは孔間隔 $D = 20^m$ 、最小抵抗線 $W = 16 \sim 20^m$ 、突孔角度 $\theta = 70^\circ$ 、葉量算定係数 $C = 0.4$ が妥当と思われる。なお火薬の使用量については、今回決めるとなる結果が得られなかったため、今後の検討事項としたい。

5 安定解析

1) 静的解析

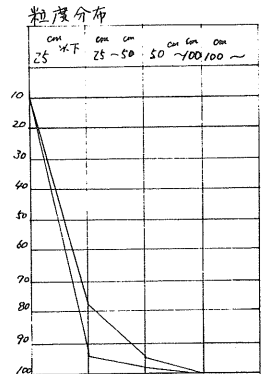
表～5に示した設計数値を使用し、表～10に示すケースにおいて、円形すべり面法により、安定解析を行った（堆積層を通り岩盤接触面を基礎と考える）。安定解析に用いる震度は $k = 0.15$ とし、又双葉ダムは、アスファルト、フェーシング、タイア、ロックファイルダムであるの、どのケースにおいても、盛土に間隙圧及び浸透水圧は発生しないと、考えた。臨界円の決定を行った。

結果は表～9の通りであり、上流側は半径 170^m 、下流側半径 80^m となる。解析の結果は表～10の通りであり、いずれも基準値を満足している。

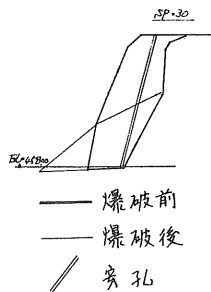
2) 動的解析

4. 盛土材料の項で述べた如く、粘着力がない材料 ($c = 0$) では、安全率を求める式が $F = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$ となる。

即ち、理論上からも、この斜面の安定解析を行なうと、半径が無最大の円となり、円弧が斜面をうまく削り取るほど安全率は低下し、きわめて斜面に沿ったすべり面を考える。時、その値が最小となる。これは斜面が直線状の破壊を生じるためであり、ロックファイルダムに円形すべり面法を適用する事に不合理性がある。一般に、ロックファイルダムは地震力を与えると直線の斜面形状は、上に凸（とつ）の曲線形状となる。これは、ダムの底部から頂部に行くにしたがい、振動が増大するため、動的安息角が漸減し、このために微小直線の連続すべりが生じて、安定勾配が頂部ほどゆるくなるからである。よって、震度の増加によって、凸曲線は円弧曲線に近づき、ある震度で完全な円弧となる。



図～12 爆破後粒度分布



表～9 臨界円の決定

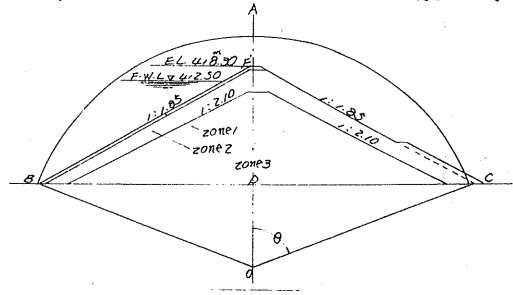
上流側		下流側	
半径	安全率	半径	安全率
140 ^m	1.657	110 ^m	2.425
150 ^m	1.643	100 ^m	2.323
160 ^m	1.636	90 ^m	2.274
170 ^m	1.633	80 ^m	2.199
180 ^m	1.655	70 ^m	2.238

表～10 静的解析結果

ケース	ダム条件	水位	地震力	上流側安全率	下流側安全率
1	完成直後	なし	50%	1.37	1.77
2	満水時	常時満水位	100	1.79	1.46
3	中間貯水時	中間水位	100	1.68	—
4	水位急低下時	低水位	100	1.51	—
5	設計洪水時	設計洪水位	—	2.20	2.20
6	アスファルト層の場合	なし	—	—	1.87

る。この考え方もついで、農業土木試験場の中島博士らに双葉ダムについて試料を試験場に持ちこみ振動実験を行い各震度における斜面のすべりの形状も内部まざつと円弧を形成する中心角の關係として、図～13の方法で断面を決定した。しかし、この解析では動的解析の根柢となる応力解析や地震加速度の波形をどのように震度円解析上とらえてゆくかの問題である。

図-13 双葉ダムの震度円法による耐震設計



6. ダム基礎としての河床堆積層の検討

地質の頂で述べた通り、堤敷には、穴4紀系の緩丘河床堆積層がある。双葉ダムでは、アスファルト、フェニングタイプロックファイルダムであり、洗下は絶体にくるされないで十分基礎堆積層の性質を把握する必要がある。このため、一連の調査試験を行った。

まず穴一に、堅坑を掘り肉眼で確認を行うと共に、揚水試験を行った。この結果粒径は、5^m以下で増大する傾向にあり、粗粒礫が多く、中間粒径が全にくる。礫間は砂粒によって固結され、緩丘堆積層に対比される河床堆積物で、自立性に富み、支保工なしで坑底迄維持可能である。堅坑展開図と粒度分布を、図～14、15と示す。

次に、透水試験であるが、 $S \sim \log t/t$ 線図では、下層土の影響が明らかに現われており、透水層としては、2層構造を示している。したがって、この試験では、両層が干渉し合ひ、下層では、実際の透水係数より高く、上層では、逆に、低くなつてくる可能性がある。深度と揚水回復時間の関係は、図～16の通りである。透水係数は、上層（深度5m迄）は、 10^{-2} cm/s 、下層では、 $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/s}$ と評価される。

図-14 堅坑展開図

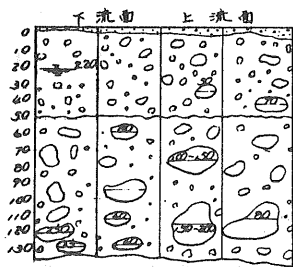


図-15 堅坑試料による粒度分布

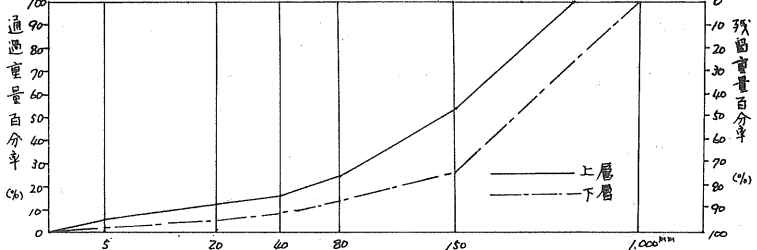
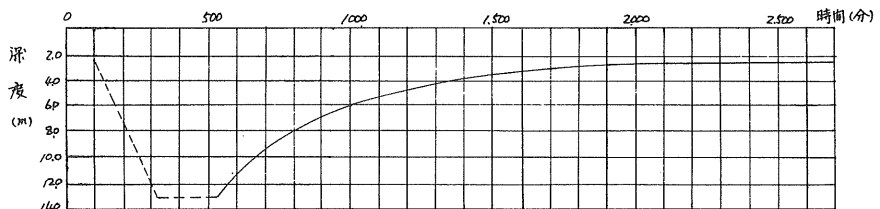


図-16 深度と揚水回復時間の関係



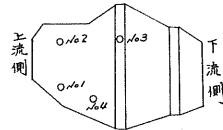
次に河床堆積物をダム基礎として用いるのときは、沈下に河する性質を把握する必要がある。このため図-17に示す通り、ダムセンターから上流側と下流側にそれぞれ異なる位置で、異なる荷重をかけた沈下試験を行った。ダム基礎における最大荷重は、 $P = 46.30 \times 2.07^2 / m^2 = 96^m / m^2 = 96 \text{ t/m}^2$ であり、この全荷重による経年変化（沈下量）を計算すると表-11の通りとなる。

表-11 全荷重による経年変化表(単位mm)

測点	最大荷重の沈下量	1日	10日	100日	1年	5年	10年	50年	100年
1	6.6	8.5	8.9	9.2	9.4	9.7	9.8	10.1	10.2
2	7.5	9.2	9.4	9.7	9.9	10.1	10.2	10.4	10.4
3	5.2	7.3	7.8	8.3	8.6	8.9	9.0	9.4	9.5
4	7.3	10.2	11.0	11.8	12.2	12.8	13.1	13.6	13.8

注 最大荷重沈下量 96 t/m^2 のとき、1日~100年は $S \sim \log t$ 曲線から求めた。

図-17 載荷試験位置図



地耐力については、最大荷重の2倍の載荷を行ったが、降伏値が見られない。河床砂礫の地山密度は、表層付近に於いても 2.26 t/m^3 であり、下層に行くにしたがって密度が大きくなって行く事が推定される。ダムの設計値が 2.07 t/m^3 及び載荷試験結果から見て、現河床堆積物は、ダム基礎として十分利用出来る。又、基礎の施工にあたってはこの堆積物自体を、盛土層として、表土及びダム本体の沈下を助長する材料も有機物は完全に除去し、新鮮な砂礫を現わし、表面のへこみ穴等は、ダム材料を用いて、基礎となじみよくするよう配慮し、ランパー或は大型振動ローラーで十分締固める。砂礫堆積物との接触面は、特に入念に施工し、不等沈下等の要因となることのないよう十分配慮を要する。

7. あとがき

双葉ダムの設計について、ダムタイプ決定迄の経緯及びダム設計上の2,3の点について、概要を述べたが、ロックファイルダムの施工にあたり、我々が十分注意しなければならぬのは、盛土材料が転圧後設計に用いたまさつ角を満足しているかどうかである。双葉ダムも、来年度から本格的に盛土を開始するが、施工管理にあたって、この点について十分注意するつもりである。双葉ダムの盛土施工管理方式については、概論があれば、後日報告したい。なお、この報文をまとめるにあたり、沖協力下さった小樽開港建設部後た中部農業開発事務所職員にお礼申し上げたい。

参考文献

- 1), 2), 3), 4), 5) 「ファイルタイプダムの施工技術(II)」 日本ダム協会
- 6) 「双葉ロックファイルダムの振動模型実験報告」 農業土木試験場技報C(造構) 欠10号

新冠ダムの施工管理について (第2報)

北海道電力(株) 新冠建設所 次長 酒井賢一
 第1土木課 谷藤和三

1 ダムの施工概要

1) ダムの盛立計画

盛立は、昭和46年6月～9月に、2次締切堤を盛立て、同年10月より本体コア盛立てを開始し、総盛立量308万m³を稼働月数約20ヶ月で盛立てる。11月中旬～4月末まではコア、1月～3月末までは、ロック盛立作業を、気象条件の関係上、中止しなければならない。表-7に国内主要ロックフィルダムの盛立実績を示すが、寒冷地北海道の過酷な気象条件の中で、新冠ダムは、他ダムと大差ない施工能率を示している。

表-7 国内主要ロックフィルダム盛立実績表

項目	ダム名	新冠	本沢	魚梁瀬	九頭竜	御母衣	水窪	喜撰山	下小島
総盛立量(万m ³)	ダム筋(m)	1,028	73	115	128	131	105	91	119
	コア	392,879 (270,729)	223,000	339,300	720,000	1,640,000	234,000	292,700	350,200
工期(月)	総合	3,680,000 (2,429,040)	1,952,000	2,719,700	6,120,000	8,084,300	2,411,000	2,338,000	3,428,800
	ロック	21	25	19	23	27	15	17	14
盛立実績	コア	17	19	17	12.5	22	15	15	14
	コア								
稼働月数(月)	日最大	4,940	1,360	1,420	7,900	11,450	3,070	3,130	2,340
	日平均	1,479	740	1,000	3,800	4,970	1,040	1,130	1,800
	月最大	53,400	28,500	28,400	105,300	171,700	32,670	35,400	35,100
	月平均	20,825	11,700	20,000	18,400	74,500	15,600	19,500	25,000
総合	日最大	20,924	7,000	—	23,600	20,880	16,000	11,630	14,590
	日平均	6,197	3,340	4,160	18,600	15,940	7,270	6,670	11,150
	月最大	338,770	169,000	288,600	564,000	522,100	300,000	242,800	317,200
	月平均	6,197	76,900	148,960	319,400	322,100	160,700	117,500	244,980
備考	冬季作業せず	コア 5/20～10/31 30日 22% 169日 冬季休業せず	冬季休業せず	コア 5/16～10/31 194日 冬季休業 27日 10/15～11/31 ロック 12/15～1/15	冬季休業 27日 10/1～11/31 ロック 11/1～11/31	冬季休業 27日 2月のみ ロック 休業せず	冬季休業せず	冬季休業 コア 10/1～11/31 30日 27% 169日 ロック 10/1～11/31	

注 新冠ダム盛立量中()内に示す数値は、昭和47年12月末現在の盛立実績。

計画可能日数は、次の基準により算出した。

(1) コア找

- 積雪のないこと
- 降雨量 1.5mm以下盛立可能、5~10mmの場合、翌日盛立休止、10mm以上の場合は、その後2日間盛立休止
- 温度 最低温度0℃以上、盛立可能、最低温度0℃以下で、標準温度0℃以上の時、昼間のみ盛立可能

表-2 月別施工可能日数と実績

項目	平均	昭和47年度			
		計画日数	コア稼働日数	コア稼働日数	ロック稼働日数
4月	20	—	—	—	16
5月	25	19	12	10.9	27
6月	27	23	19	15.4	28
7月	28	20	17	13.4	28
8月	28	24	18	14.2	27
9月	25	20	22	16.9	29
10月	28	17	18	10.8	29
11月	19	18	15	7.5	28
12月	3	—	—	—	28
計	85	203	141	121	240

b) ロック材

。積雪のないこと 。降雨量 15mm以下 。標準温度 0℃以上 盛立可能

コアについては、過去13年、ロックについては、過去4年の平均盛立可能日数を計算したものと、昭和47年度の実績を表-2に示す。表-2によれば、盛立可能日数は、コアで85日、ロックで203日である。47年度の実績からみると、コアのそれは、実績日数と同じ程度であり、稼働日数は、2mm以上と晴天とした日数を幾分下回る程度である。ロックの場合は、ほとんどの月で実績が上回っている。これは、ロックの盛立が15mm以上の降雨量の時や、0℃以下であっても降雪がなければ、十分リッピングと転圧を行うという条件のもとで、盛立に支障がなかったことを裏付けているといえる。

2) 盛立実績

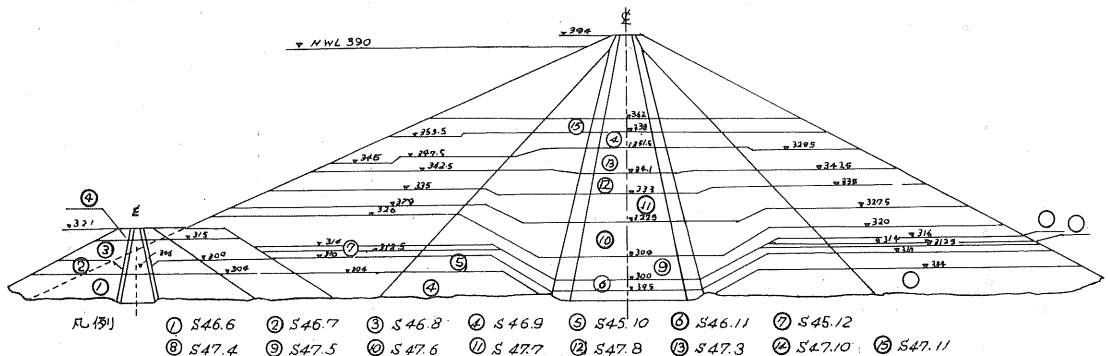
ダムの杓料別盛立数量と現在の進捗率を表-3に示す。

月別盛立実績を表-4、図-1に示す。

表-3 杓料別盛立進捗率表

杓料名	盛立数量 (m ³)	昭和47年12期概 算数量 (m ³)	進捗率 %
コア	372,879 (10,589)	270,729	72.6
フェイス	179,461 (8,981)	118,151	62.1
ロック	2,880,120 (47,540)	2,045,160	82.4
合計	3,680,000	2,427,040	78.9

図-1 ダム盛立実績図



3) 原石山爆破実績

ダムロック杓料の盛立数量は、250万m³で、さらに堤体縮毒道路と合わせると約270万m³必要となる。これに対し洪水吐、地下発電所の流用掘削岩約60万m³で、原石山からは、盛立量210万m³、地山換算率1.3とすると地山量で170万m³のロックを採取する。当原石山は、地形が急峻、狭小なため、表-5に、その実績を示した3回にわたる坑道式大発破工法で約73万m³の原石を採取した。その後、14m高さのベンチカット工法で残り全部を採取する予定であったが、地形的な問題から、そのうち35万m³のロックを、さらに坑道式大発破工法で採取する予定である。

4) 工事用機械

新冠ダムの工事関係に使用している、主要工事用機械の標準配置は、図-2に示す通りであるが、工程確保のため、ガンプロック45t級2台、32t級7台、20t級6台、ホイールローダー992、825Bコンパクター、パワーショベル88Bなど国内工事現場で用いられる工事用機械としては、最大級のものが用いられている。

現在迄の機械稼働実績の大略は、表-6に示す。現場に設けた修理工場で、重機械の維持・整備・管理を十分徹底して実施しているため、稼働率は、かなり高く、当初の予定通り工程は、維持できている。

表-5 新居ダム原石山大発破実績表

項目	試験発破	初回大発破	第2回大発破
日時	S46.10.30.12H	S47.3.22.12H	S47.4.16.12H
岩質	チャート	輝緑凝灰岩	赤土粘板岩 砂名輝緑凝灰岩
薬室数	10	32	60
平均爆破係数	0.50	0.45	0.48
抵抗線最大値(m)	20.5	23.0	23.0
装薬量(t)	24.525	101.517	156.052
電気雷管数(個)	40	128	248
装薬量最大値(t)	3.285	6.354	6.296
坑道延長(m)	197	591.3	974.9
掘削量(m ³)	100,000	238,300	392,500
母線長(m)	IV 1250 IV 800 IV 220	1800 1,000 1,500	3,700 1,500 1,500
起爆方法	電気雷管方式	全左	全左
使用火薬名	AN-F0 三号桐 林桐	AN-F0 新桐 林桐	全左
火薬メーカー	旭化成	全左	全左
段発最大装薬量(Kg)	14,220	27,405	31,185
埋戻し量(m ³)	354	1,001	1,647

図-2 弘盛工工事用機械の標準配置

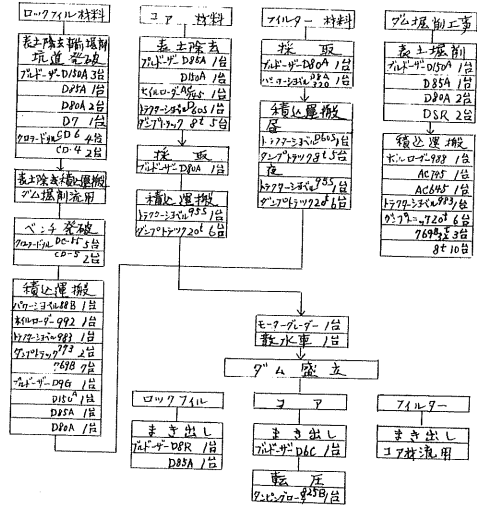


表-6 ダム・原石山工事使用重機械稼働実績 (本工事分)

機種	機名	示 様	製作所	台数	46年												起台数	稼働延時間	整備及心 休止時間	稼働率	主な使用区分								
					5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4						5	6	7	8	9	10	11	12
パワートラック	38B	自重42.0t	ビスイブス	1																					6台	2,165 ⁵	786 ⁰	73.4	ロック積込
"	PH 320	自重20.6t	神戸製鋼	1																					10台	1,168 ⁵	348 ⁵	76.0	フィルター採取
ホウローダー	992	自重27.0t	キャタピラ	1																					6台	2,093 ⁰	582 ⁵	78.2	ロック積込
"	988	自重47.7t	"	1																					6台	1,064 ⁵	262 ⁰	80.2	"
"	AC 145	自重34.0t	神戸製鋼	1																					9台	1,592 ⁰	324 ⁰	83.1	コア積込
"	AC 645	自重27.0t	"	1																					4台	453 ⁰	67 ⁰	87.0	掘削用土材料積込
トラック	983	自重38.0t	キャタピラ	1																					14台	4,405 ⁵	1,192 ⁰	78.7	ロック積込
"	977	自重47.7t	"	1																					4台	3,280 ⁰	64 ⁰	85.2	掘削用土材料積込
"	955	自重30.0t	小 松	1																					8台	3,291 ⁰	634 ⁵	83.8	コアフィルター積込
"	D605	自重18.0t	"	1																					19台	3,197 ⁰	503 ⁰	86.4	掘削用土材料積込
ブルドーザー	D99	自重47.7t	キャタピラ	1																					5台	2,094 ⁵	653 ⁰	76.2	ロック採取
"	D8R	自重34.0t	"	2																					17台	6,774 ⁰	1,977 ⁸	77.4	掘削用土積込、原石山
"	D6C	自重14.7t	"	1																					15台	6,085 ⁰	1,581 ⁰	79.4	コアフィルター積込
"	D150A	自重37.4t	小 松	4																					39台	7,019 ⁰	2,491 ⁰	73.8	コアフィルター積込、原石山
"	D85A	自重20.6t	"	2																					33台	7,802 ⁵	1,501 ⁰	83.9	ロック積込、コア採取
"	P80A	自重22.1t	"	5																					30台	8,738 ⁴	2,545 ⁵	77.4	掘削用土採取
ダンプトラック	773	積載量45.0t	キャタピラ	2																					14台	5,601 ⁰	1,380 ⁵	80.2	ロック運搬
"	769B	積載量32.0t	"	7																					37台	15,741 ¹	5,391 ⁷	74.5	"
"	D200	積載量20.0t	三菱	6																					88台	29,215 ⁵	6,746 ⁰	81.3	コアフィルター運搬
"	DH1000 UD4	積載量8.0t	三菱	13																					112台	16,448 ⁰	3,688 ⁸	82.1	"
ショベルトラック	RF14	自重21.0t	小 松	1																					7台				コア積込
カビカロー	825B	自重29.0t	キャタピラ	1																					8台	2,272 ⁵	504 ⁵	81.5	"
散水車	1924 V04	自重11.4t	キャタピラ	3																					26台	2,294 ⁵	586 ⁵	83.2	工事用道路
ブローダー	1924 V04	自重11.4t	キャタピラ	1																					14台	5,230 ⁵	503 ¹	91.2	"

注1) 出来高月(前月21日～当月20日)とする。 3) 整備及心休止時間には、日常整備、計画整備、修理、休憩、休業(待機故障)の各時間を含まず。
 2) 各月の数値は稼働機数/台数を示す。 4) 稼働率は稼働延時間/稼働延時間+整備及心休止時間

表-4 ダム設立実績表

年 度	47 年 度												
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(1/20-12)	(1/1-7)	12	
土 質	6,165.63	7,191.70	7,240	1,249	6,110	2,319.0	3,940.0	3,886.0	5,011.0	2,763.0	1,808.0		
月別設立量 ^{×10}	1,880	1,020	491.0	2,440	1,249	55.420	3,940.0	3,886.0	5,011.0	2,763.0	1,808.0		
設立量累計	1,880	2,900	7,790	11,449	17,559	40,749	136,049	174,935	225,046	252,649	270,729		
設立量(2)	(306)	(306)	(315)	(320)	296	309	335	341	357.5	357	362		
延日数	16	20	31	31	30	31	30	31	30	30	20		
稼働日数	11	6	11	12	15	17	17	18	22	18	15		
稼働日数(8)						10.9	13.4	14.2	16.9	10.8	7.5		
延日平均設立量	116	51	158	78	44	1,160	1,787	1,330	2,254	1,616	921		
稼働日平均設立量	169	170	446	201	407	1,933	2,916	2,347	2,777	1,535	1,235		
稼働日平均内均設立量						2,128	3,677	2,978	2,745	2,558	2,440		
日最大設立量	269	363	658	372	722	3,373	4,940	4,387	3,785	2,902	2,804		
月別設立量	840	560	2,182	2,680	1,790	5,173	6,217	7,251	8,291	10,179	11,313		
設立量累計	840	1,400	4,156	6,830	8,620	13,793	20,010	26,787	35,078	45,257	56,570		
延日数	16	20	31	31	30	31	30	31	30	30	21		
稼働日数	15	6	12	14	15	19	18	18	22	19	16		
延日平均設立量	53	28	89	86	58	325	650	857	1,254	727	426		
稼働日平均設立量	56	93	279	191	62	721	940	938	917	1,015	673		
日最大設立量	120	143	405	497	175	1,035	2,168	1,597	1,597	2,269	1,470		
月別設立量	630	712	812	913	1,030	5,173	6,616	7,173	7,271	8,241	10,179		
設立量累計	630	1,342	2,154	3,067	4,097	9,270	15,886	23,059	30,330	38,571	48,750		
延日数	16	20	31	31	30	31	30	31	30	30	21		
稼働日数	15	6	12	14	15	19	18	18	22	19	16		
延日平均設立量	39.4	22.6	71.3	70.6	39.4	298.5	517.0	741.0	1,011.0	682.0	484.3		
稼働日平均設立量	40.0	155.0	230.0	154.3	51.4	374.0	494.0	494.0	494.0	559.0	383.0		
日最大設立量	16,300	18,560	53,570	40,480	44,300	186,700	255,917	218,430	267,450	265,600	442,580		
設立量累計	16,300	34,860	88,430	128,910	173,210	359,910	615,827	834,257	1,101,707	1,367,307	1,810,000		
延日数	(304)	(309)	(315)	(321)	(310)	(316)	(320)	(325)	(341)	(349)	(362)		
稼働日数	16	20	31	31	30	31	30	31	30	31	21		
延日平均設立量	10.19	9.28	17.26	13.06	2.77	6.207	8.255	9.281	11.070	8.627	4.999		
稼働日平均設立量	1,986	1,160	2,432	1,446	2,344	6,876	9,140	9,904	9,905	9,176	5,097		
日最大設立量	1,989	2,313	2,580	3,826	3,901	4,711	4,636	4,387	4,572	4,626	10,257		
月別設立量	616	76	730	913	913	515	530	625	819	916	1,023		
設立量累計	19,000	20,140	61,170	45,570	65,380	126,940	172,280	234,770	316,540	408,310	510,530		
延日数	16	20	31	31	30	31	30	31	30	31	21		
稼働日数	15	6	22	28	27	27	28	27	29	29	20		
延日平均設立量	1,188	1,007	1,973	1,470	2,153	3,015	4,196	10,693	11,170	10,413	10,175		
稼働日平均設立量	1,267	1,259	2,788	1,628	2,421	7,996	11,838	11,965	11,682	10,546	6,058		
日最大設立量	2,095	2,671	3,846	3,910	4,066	4,911	11,010	20,924	16,528	16,356	11,331		
月別設立量	616	715	813	913	913	513	513	625	725	819	1,023		
天気日数	13	12	19	23	20	19	23	24	20	24	17		
晴天日数(%)	3	8	12	8	10	8	11	10	7	11	13		
降雨量	75.5	200.5	221.7	220.9	219.0	85.9	66.7	45.2	179.0	231.6	175.7		
最高気温の平均	21.0	20.9	23.1	21.1	16.1	9.8	3.3	11.7	16.4	20.5	27.5		
互相湿度	77.1	18.5	20.7	17.5	12.1	5.6	0.0	8.7	14.3	17.0	23.6		
最低気温の平均	8.6	13.7	13.9	11.7	4.8	0.3	-1.9	4.1	8.6	13.5	17.3		

注 1) 出来高月(前月21日~当月20日)迄の累計値。
 2) ()内は、2次締切の標準高。
 3) 20時間前後 / 稼働日数。
 4) 降水量 2 mm/s 未満は省略。

2. 盛立材料の品質管理

1) 概要

新冠ダムにおける品質管理試験の概要を表-7に示す。

ロックフィルダムにおいては、施工の中で品質管理の重点をコア部においたことは当然のことである。従って、本項では、コア部における管理試験を中心に述べることにする。新冠ダムの土質コア材は、変化の多い気象条件のもとで、複雑な地質構造の地山から、+4.0mm含有率が30~60%有するシキ混り粘性材料を、ストックパイルで粒度調整を行わず、大規模土工機械により、急速な施工速度で、大量に直接採取使用するので、材料の均一性は、望みがたい。従って施工管理上、迅速かつ合理的な試験法が必要である。

2) 転圧後の密度試験頻度と盛立現場監督員の配置

コア部には、ダムの上下流方向に材料運搬用仮設横断道路を設けるため、図-3のように密度を採取し各点毎の締固の度の合否の判定を行った。各層毎の試験点数は、着岩部2点、境界部2点、中央部2点計6点となる。試験の頻度は、現在のところ日平均10.8点、コア盛立量170m³に1点の割合となっており、大きな労力を要している。

試験に要した人員は、表-8のとおりである。1シフト当たり、会社側は、ダム現場担当1人、試験担当1人、業者側は、ダム1人、原石山1人の社員を常置した。

3) 品質管理における合否の判定について

図-4 ダム盛立現場における施工管理作業

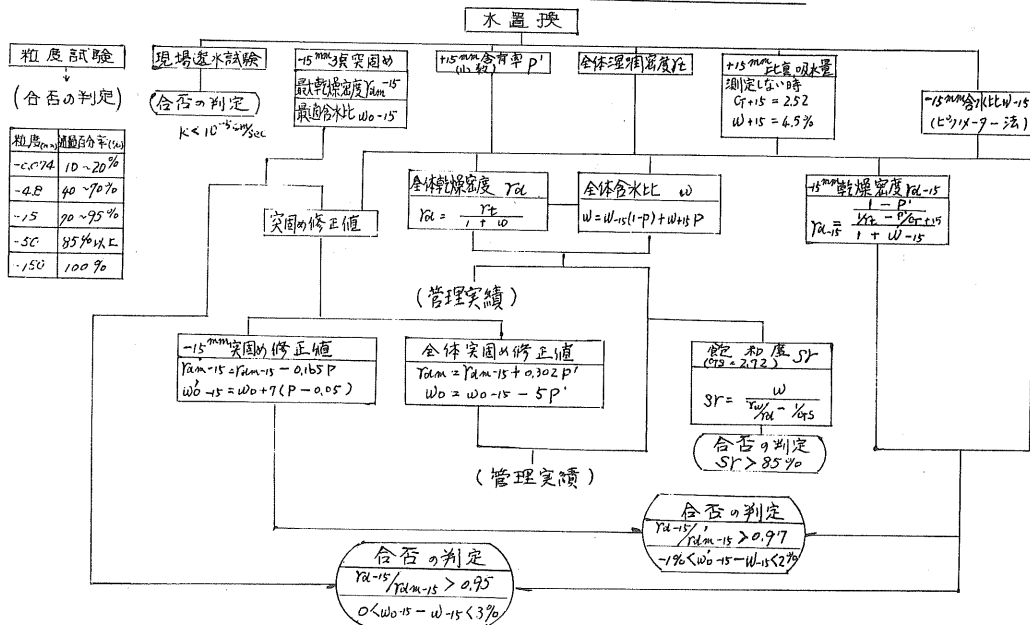


図-3 現場密度標準採取方法例

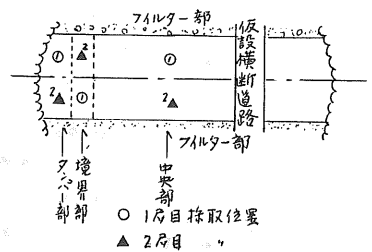


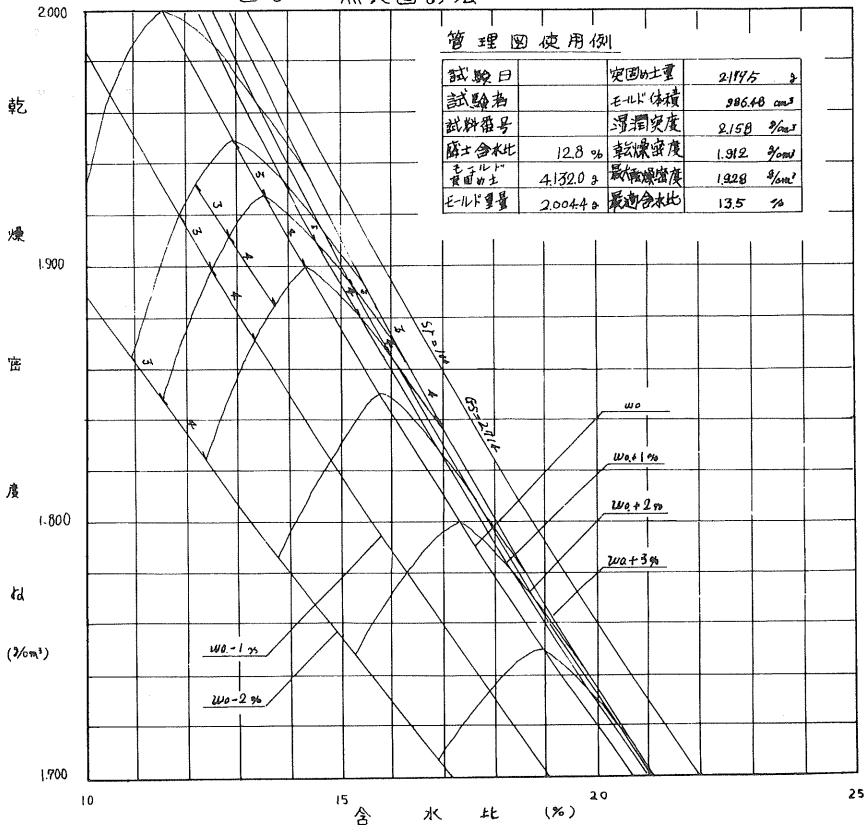
表-8 盛立現場監督要員

職種	会社	業者	計
社員	5人	7人(試験室) 7人(建設)	12人
常員	2人(試験室)		2
職人	1人(試験室)	1人(試験室)	2
計	8人	8人	16人

表-7 タム盛立管理試験一覽表

材料	試料採取場所	No	試験名称	試験方法	試験目的または結果の処理	試験頻度	試験者
土質	土取場	1	粒度	炉乾法(全粒度-200 μ 水篩)	粒度 T_{60} の1/2の事前報告	1回/日 材料が変更した時の粒度	業者
	"	2	含水性	迅速法(ピグメータ法)	含水比が管理基準内にあるか否かの事前報告	1回/4時間(4回/日)	"
	"	3	突固め	1)突固めあるいは3環突固め 最大粒径15 mm モルタル $\phi 10 \times 12.7 \text{cm}$	同上	1回/日	"
	ダム外(転圧後)	4	密度	水置換法 バイトノリ置換法 あるいはRI法	転圧後の固結の可否の判定、否の場合再転圧後再測定	1回/層以上	会社
	"	5	含水性	ピグメータ法あるいはPI法	転圧後の密度 含水比の可否の判定、否の場合再転圧後再測定	1回/層以上	"
	ダムサイト(転圧前)	6	粒度	炉乾法(全粒度-200 μ 水篩)	転圧前の粒度のチェック	1回/日 材料の変更時は1回/37ト	"
	"	7	突固め	3環突固めあるいは1環突固め 最大粒径15 mm モルタル $\phi 10 \times 12.7 \text{cm}$	締固め基準値の定期的チェック	1回/37ト	"
ソールター	管内突固め試験	8	管の透水	変水化測定法 最大粒径13 mm	密度と透水係数の関係のチェック	1回/月	"
	ダムサイト(管下面)	9	現場透水	変水位測定法 $\phi 20 \text{cm} \times 1.6 \text{cm}$	築堤された工の透水性のチェック	1回/日 材料の変更時は1回/37ト	"
	上流側河床部	10	粒度	速乾法(全粒度)	粒度が基準の範囲内にあるか否かの判定	1回/日	業者
	"	11	比重吸着	2.5 mm ~50 mm 50 mm ~	比重吸着量のチェック	1回/月	"
	ダムサイト(転圧後)	12	密度	水置換法 $\phi 80 \text{cm}$	転圧後の密度のチェック	1回/日	会社
	"	13	粒度	炉乾法(全粒度)	転圧後の粒度のチェック	1回/日	"
	原石山	14	澱別密度		業者原石山担当係員が粒度を計るべく盛立現場に赴く		業者
ロッフ	"	15	粒度	速乾法(全粒度)	管留置の材質、粒径に疑問が生じた時業者に指示する	1回/数ヶ月	"
	"	16	比重吸着	9.5 mm ~50 mm 50 mm ~	比重吸着量のチェック	1回/月	"
	ダムサイト(転圧後)	17	密度	水置換法 $\phi 150 \text{cm}$	転圧後の密度のチェック	1回/月	会社
	"	18	粒度	炉乾法(全粒度)	転圧後の粒度のチェック	1回/月	"

図.6 一点突固め法



る。次に、任意の u - v 図上にとり、特性曲線に対応する u との差の点をプロットし、それらを結んで、数々の代表的突固の曲線を作る。チャートとその使用例については、図-6 に示す。

6) 迅速含水比測定法の精度

15mm部分の含水比測定は、土の真比重を知って、土の容積と重量から含水比を換算するピクノメーター法で行ったが、急速乾燥法（フライング法、赤外線法など）と比べると、コアの真比重が、ほぼ一定であることと、試料の量が、多くとれることから、時間的にも精度的にも劣らない。図-7には、JIS試験との比較を示す。

全体含水比は、-15mm 含水比から、レキ率換算による Walker-Hellz の式で推定したが、その精度は、図-8 に示すとおりである。

図-7 JIS法とピクノメーター法の含水比の比較

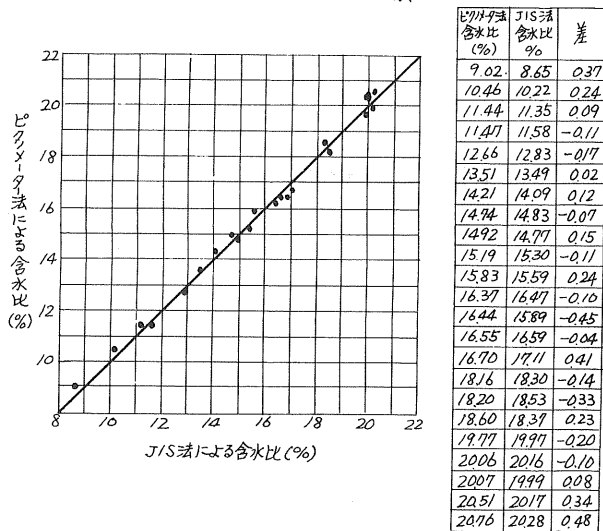
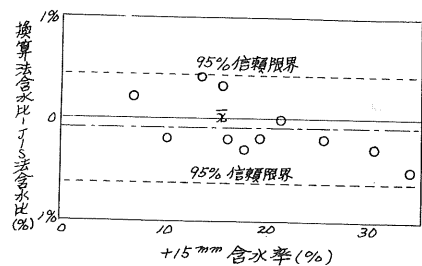


表-10 迅速含水比測定法の比較

	ピクノメーター法	急速乾燥法
測定時間	10 ~ 20分	10 ~ 20分
試料の量	700 ~ 1,000g	50 ~ 200g

図-8 全体含水比の信頼度



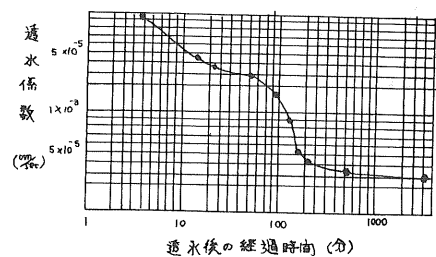
-15mm 含水比 (%)	+15mm 含水率 (%)	換算法全体含水比 (%)	JIS法全体含水比 (%)	差
15.7	5.3	15.1	15.2	-0.1
15.2	7.2	14.4	14.2	0.2
15.8	10.5	14.6	14.4	-0.2
16.1	13.9	14.9	14.5	0.4
16.4	15.8	14.5	14.2	0.3
15.5	16.4	13.7	13.9	-0.2
16.2	17.8	14.1	14.4	-0.3
13.9	19.4	12.1	12.3	-0.2
14.2	21.5	12.1	12.1	0
14.8	25.5	12.2	12.4	-0.2
14.3	31.4	11.2	11.5	-0.3
13.8	33.9	10.7	11.2	-0.5

7) 現場透水試験について

水置換法に使用した直径20cm、高さ15cmのピットで、体積測定に注入した水をそのまま利用して、簡易透水試験を行った。この方法は、U.S.B.Rの定水位法を変水位法に変換し、図表化して計算を簡便にしたもので、式の誘導、使用図表については、文献4を参考にした。

試験の代表例、図-9に示すように、通水後の経過時間と透水係数の関係を調べると、時間経過とともに、定常状態になっていくため、土の細粒分により、空隙が目づまりしたためなどにより、透水係数は、小さくなっていく。図-9によると、約2時間で下部変曲点に至り、ほぼ定常状態になるものと考えられる。従って、正規には、2~3時間の透水時間で試験を行ったが、工事支障をきたす場合、約30分の試験で透水係数を推定した。

図-9 現場透水試験結果 (EL361^m)



標準的締固め品質管理手法としては、室内突固の試験により管理基準値を求め、締固め時の含水比、密度などの結果から、強度・透水性を間接的に推定する手法によるが、新冠タムの場合に、コアのバラツキや、レキを混入した材料の管理に問題が残る。これを補正して締固めの度の判定するために、

- a) 密度試験の際に、含有するレキ重量と体積を測定し、これらを差し引くことにより、盛土材料中の-15mm分の γ_d 及び w を計算し、小型突固の試験(-15mm材料)の値と比較する。これが標準的的手法である。
- b) 上記の-15mm分の γ_d 、 w と、大型突固の試験より求めたレキ含有率に応じて補正した-15mm分の γ_{dmax} 、 w_{opt} と比較する。ちなみに、レキ含有率が増加すると細粒分の締固め仕事量が減少するため、-15mm分の γ_{dmax} は低く、 w_{opt} は高くなる。
- c) 真比重が、ほぼ一定であることにより飽和度管理を行う。
- d) 現場簡易透水試験で、概略の透水係数を実測する。

以上、4種の管理手法により、総合的に判断をした。

これらの管理手法の作業工程は、図-4に示す。

4) 密度測定とその問題点

盛立現場で行う密度測定法は、土質コアの吸水時間の遅いことを利用して直

接、水あるいは、バントナイト10%溶液を注入して体積を測定する方法を用いた。この方法によると盛立土の含水比が高い場合、掘削孔同壁がぶくぶみ、孔の体積が実際より小さく測定されるために、密度は、実際より大きく求まる。

この補正のために、次の実験を行った。一定容積の鋼製容器(60cm×60cm×30cm)に数種の含水比の土を締固めた場合に測定した密度とその一部を置換法により求めた湿潤密度を比較して孔の収縮率を求めた。試験結果を図-5

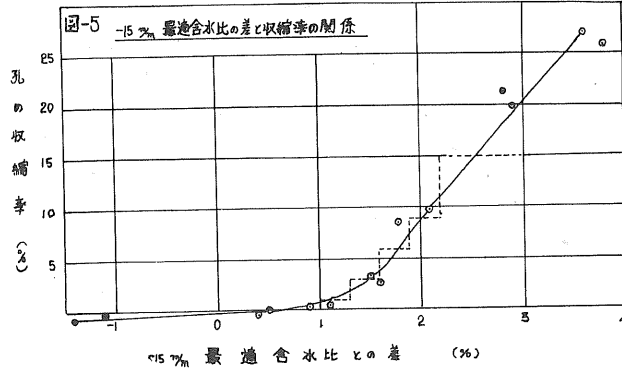


表-9 孔の補正值

-15mm w_0 との差	1.0%	1.0~1.3%	1.4~1.6%	1.7~1.9%	2.0~2.2%	2.3%以上
孔の収縮率(%)	0%	1%	3%	6%	9%	15%

に示す。これより、孔補正值として表-9の値を採用した。

5) 突固の試験の迅速化について

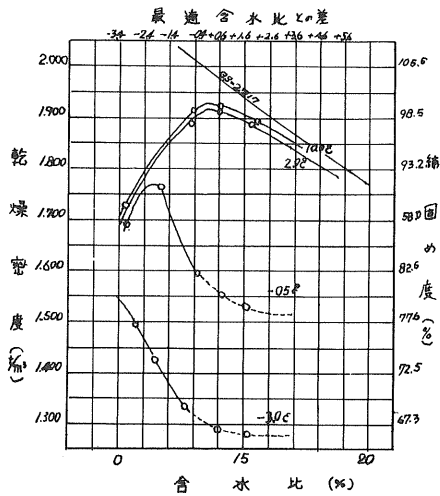
品質管理の基準となる値を求める突固の試験は、毎月数回の試験を予定していたが、材料の変動が大きいので、現場の実情にそくすると1シフト1回程度の試験が必要となる。そのためのJISに基づく試験では、タイムタイムがあり、試験時の条件も厳しくなるので既報(支那)のように、-15mm部分の材料についてU.S.B.R.で開発した三点突固法を応用した方法を採用した。また土取場においては、さらに迅速化をはかるため一点突固の法で行った。このチャートの作製方法は、数十点の突固の曲線から、 w - γ_d 特性曲線と、最小自乗法により(例えば、 w_0 の時 $1/\gamma_{dmax} = 0.3903 + 0.0956w_0$) 求め

8) 寒冷に基づく温度管理について

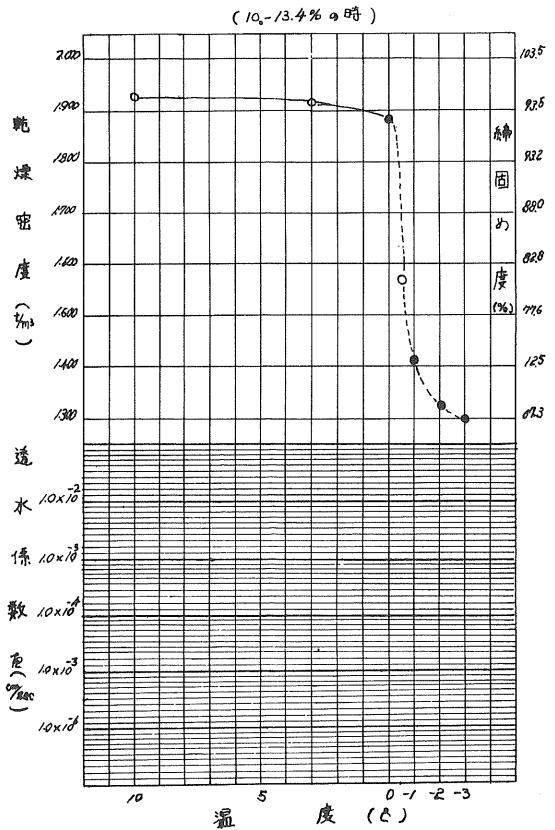
土が凍結すると十分締固めを行うことが出来なくなる。温度低下によるコア材の締固め特性について調べた。突固の曲線と一定含水比(標準温度の w_0)における密度と透水性係数について、 10°C ~ -30°C 温度を変えた時の関係を図-10に示す。

凍結した試料は、使用に先立ち破砕した。それを図-10に点線以示した。図より、温度の低下と共に、乾燥密度・最適含水比、透水性が低下することが解る。土の温度が 0°C 以下で、含水比が高い場合に、その影響は、大となる。これらの現象は、土が凍らない状態では、催滑作用により、締固めの効果に寄与した水分が、凍ると固体となるためと考えられる。以上のことから、冬期施工におけるコア材盛立可能温度を 0°C 以上とし、温度の監視を十分に行なった。

図-10 (イ) 突固の曲線



(ロ) 突固の透水曲線



9) 簡理試験実績

コアの簡理試験の月毎に集約した結果を表-11~12に、フィルター・ロックの簡理試験結果を図13~15に示す。

参考文献

- 1) 酒井賢「新冠フィルダム設計について」土木学会支部講演テキスト 昭和46年12月
- 2) 酒井賢一他「新冠ロックフィルダム 二次締切の施工管理」土木学会支部研究発表論文集 昭和47年3月
- 3) 酒井賢一他「新冠ダムの築堤材料と施工管理について」上質学会支部技術報告発表論文 昭和47年3月
- 4) 相田俊郎他「簡易な現場透水試験法の提案」昭和43年度 北海道開発局技術研究発表会論文

表-11 土質コア月別盛立管理試験結果

年次		昭和46年		昭和			47年			通年		
月		10	11	5	6	7	8	9	10	11		
ロー 部 による 締め 固め	+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	15.3	15.5	13.0	20.7	17.2	15.6	18.3	22.3	26.9	16.8
		σ	3.5	2.9	6.3	5.1	5.0	2.7	6.3	5.7	3.8	5.9
	-0.074mm 含有量 (%)	\bar{X}	3.1	2.4	3.1	10.2	3.5	6.2	9.6	8.8	6.5	8.3
		σ	3.9	2.2	6.5	5.3	3.8	2.6	5.8	6.9	4.5	5.7
	全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}	1.89	1.63	1.57	1.42	1.59	1.69	1.57	1.41	1.1.3	1.5.6
		σ	1.6	3.5	2.7	2.7	2.6	2.8	3.3	2.6	2.1	3.1
	全体含水比 (%)	\bar{X}	1.934	1.918	1.974	1.955	1.929	1.947	1.951	1.961	2.003	1.957
		σ	0.047	0.050	0.040	0.063	0.063	0.044	0.075	0.054	0.036	0.100
	-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}	0.055	0.060	0.141	0.113	0.110	0.083	0.092	0.073	0.059	0.064
		σ	0.044	0.056	0.061	0.089	0.050	0.041	0.070	0.050	0.041	0.060
	-15.9mm め百分率 (%)	\bar{X}	14.0	14.3	13.0	13.1	13.8	13.7	13.8	13.3	11.8	13.4
		σ	1.1	0.9	0.9	1.3	1.4	0.9	8.0	1.5	0.6	1.5
	+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	1.0	0.6	2.2	1.9	2.3	1.0	2.2	1.8	0.8	1.7
		σ	0.9	0.7	1.0	1.2	1.4	0.5	1.8	1.3	0.4	1.3
	-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}	0.6	0.8	0.8	0.6	0.6	0.7	0.9	0.8	0.6	0.8
		σ	0.7	0.8	0.8	0.6	0.6	0.5	0.7	0.7	0.5	0.7
	-15.9mm め百分率 (%)	\bar{X}	0.7	0.6	1.7	1.4	1.5	0.9	1.4	1.2	0.7	1.2
		σ	0.8	0.8	0.7	0.6	0.6	0.4	0.8	0.8	0.7	0.7
	+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	99.6	100.0	99.4	99.0	99.3	100.0	99.1	99.0	98.3	99.1
		σ	3.0	2.7	2.8	2.6	2.3	3.9	1.9	2.3	1.9	4.8
	全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}	3.6	3.3	6.2	5.2	5.2	4.5	3.6	3.3	3.4	4.5
		σ	3.4	3.2	2.5	3.3	2.0	2.2	1.8	2.2	2.3	2.6
	+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}			1.81	2.14	17.6	15.4	18.8	23.5	28.4	19.3
		σ			2.6	5.9	5.4	3.0	6.6	5.7	3.7	6.2
-0.074mm 含有量 (%)	\bar{X}			6.8	7.3	9.9	5.1	8.8	7.9	5.4	7.7	
	σ			3.4	6.4	5.7	4.0	6.6	5.5	4.5	5.5	
全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}			1.57	1.42	1.59	1.69	1.57	1.41	1.1.3	1.5.6	
	σ			2.7	2.7	2.6	2.8	3.3	2.6	2.1	3.1	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}			1.956	1.957	1.938	1.904	1.954	1.980	2.037	1.956	
	σ			0.058	0.063	0.058	0.047	0.073	0.062	0.037	0.078	
-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}			0.066	0.078	0.065	0.074	0.103	0.095	0.034	0.026	
	σ			0.041	0.058	0.062	0.042	0.056	0.055	0.033	0.055	
-15.9mm め百分率 (%)	\bar{X}			1.32	1.31	1.38	1.37	1.37	1.31	1.1.5	1.3.4	
	σ			0.7	1.4	1.4	0.9	2.0	1.3	0.7	1.5	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}			1.1	1.6	2.0	1.1	2.1	1.7	0.7	1.6	
	σ			0.7	1.1	1.5	0.8	1.8	1.0	0.6	1.3	
-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}			0.9	0.7	0.7	0.7	1.0	0.9	0.5	0.6	
	σ			0.8	0.7	5.6	0.5	0.7	0.7	0.5	0.7	
-15.9mm め百分率 (%)	\bar{X}			1.1	0.7	1.2	0.9	1.3	1.0	0.5	1.0	
	σ			0.6	0.7	0.8	0.5	0.6	0.7	0.5	0.5	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}			98.7	99.0	99.0	99.5	99.3	99.8	100.0	99.3	
	σ			2.8	2.4	2.4	2.2	2.2	2.1	2.2	2.4	
全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}			3.4	3.6	4.9	4.2	4.7	4.0	2.2	4.1	
	σ			3.9	3.0	2.7	2.3	2.1	3.8	1.3	2.6	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	18.9	18.8	19.6	21.8	18.4	15.7	18.7	23.2	78.8	19.7	
	σ	4.0	2.7	5.7	3.0	5.9	3.6	7.9	5.3	4.4	6.2	
-0.074mm 含有量 (%)	\bar{X}	5.0	2.4	7.9	6.6	7.9	6.0	9.5	7.2	7.0	6.3	
	σ	3.2	2.1	6.8	5.0	4.8	4.3	8.7	4.5	5.3	5.6	
全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}	18.9	16.3	15.7	14.2	15.9	16.9	15.7	14.1	11.3	15.6	
	σ	1.6	3.5	2.7	2.7	2.6	2.6	3.3	2.6	2.1	3.1	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	1.909	1.900	1.984	1.972	1.944	1.940	1.956	1.962	2.021	1.954	
	σ	0.058	0.060	0.065	0.057	0.068	0.052	0.087	0.061	0.044	0.070	
-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}	0.091	0.037	0.001	0.078	0.098	0.072	0.097	0.077	0.067	0.084	
	σ	0.070	0.046	0.082	0.057	0.065	0.042	0.087	0.063	0.045	0.066	
-15.9mm め百分率 (%)	\bar{X}	14.6	14.2	13.2	13.0	13.9	13.8	13.6	13.3	11.6	13.2	
	σ	1.2	0.8	1.1	1.3	1.7	1.0	2.0	1.5	0.8	1.5	
+15.9mm 含有量 (%)	\bar{X}	1.6	0.6	1.5	1.4	1.9	1.2	2.2	1.6	0.9	1.5	
	σ	0.9	0.6	1.4	1.4	1.5	0.7	1.9	1.2	0.6	1.3	
-15.9mm最 含水比の差 (%)	\bar{X}	0.9	1.0	1.1	0.7	0.8	0.7	0.9	0.9	0.5	0.8	
	σ	-1.0	0.6	1.0	0.7	0.8	3.5	0.7	0.8	0.4	0.8	
+15.3mm め百分率 (%)	\bar{X}	1.2	0.7	1.2	0.8	1.5	1.0	1.2	1.1	0.5	1.1	
	σ	1.1	0.6	0.9	0.8	0.9	0.5	0.8	0.8	0.8	0.8	
+15.3mm め百分率 (%)	\bar{X}	99.5	98.6	93.4	99.6	99.3	99.6	99.2	99.1	98.8	98.8	
	σ	2.9	2.9	2.9	2.6	2.5	2.4	2.3	2.5	2.1	2.5	
全体乾燥密度 (γ_m)	\bar{X}	4.7	2.4	3.9	4.0	5.7	4.3	5.7	3.5	2.6	3.9	
	σ	3.7	2.8	2.6	3.6	3.1	2.3	2.4	2.6	3.0	2.8	

表-12 工簡コア月別盛立管理試験結果(飽和度・締固め度修正値の平均値)

		昭和46年		昭和47年		昭和48年					通年
		10	11	5	6	7	8	9	10	11	
ローラーによる締固め	15.0mm 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,863	1,843	1,896	1,874	1,877	1,877	1,883	1,873	1,911	1,880
	実固め 含水率 (%)	15.3	15.3	14.2	14.7	14.9	14.7	14.9	15.0	13.9	14.7
	飽和度 Sr (%)	93.8	93.1	93.5	91.1	91.6	93.9	95.3	93.5	89.7	92.5
	レキ率 P (%)	15.3	15.5	18.8	20.7	17.2	15.6	18.3	22.3	26.9	18.8
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,909	1,890	1,953	1,937	1,929	1,924	1,938	1,940	1,992	1,937
	修正値 含水率 (%)	14.5	14.5	13.3	13.7	14.0	13.9	14.0	13.9	12.6	13.8
	修正値 Wt-W (‰)	-0.5	-0.2	-0.3	-0.6	-0.2	-0.2	-0.2	-0.6	-0.8	-0.4
	修正値 (全体) 締固め度 (%)	101.3	101.5	101.1	100.9	100.0	101.2	101.7	101.1	100.6	100.7
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,838	1,817	1,865	1,840	1,849	1,851	1,853	1,836	1,867	1,849
	修正値 含水率 (%)	16.0	16.0	15.2	15.8	15.8	15.4	15.8	16.2	15.4	15.7
	修正値 (15.0mm) 締固め度 (%)	-0.1	0.1	-0.2	-0.5	-0.1	0	0	-0.4	-0.9	-0.2
ラッパ部における締固め	15.0mm 最大乾燥密度 (g/cm³)			1,902	1,875	1,875	1,877	1,882	1,875	1,915	1,880
	実固め 含水率 (%)			14.2	14.7	15.1	14.7	14.8	14.8	13.8	14.7
	飽和度 Sr (%)			91.8	91.4	92.9	86.9	95.1	95.3	93.4	93.2
	レキ率 P (%)			18.1	21.4	17.6	15.4	18.8	23.5	28.4	19.3
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)			1,957	1,940	1,928	1,924	1,939	1,946	2,001	1,938
	修正値 含水率 (%)			13.3	13.6	14.2	13.9	13.9	13.6	12.6	13.7
	修正値 Wt-W (‰)			-0.1	-0.5	-0.4	-0.2	-0.2	-0.5	-0.9	-0.3
	修正値 (全体) 締固め度 (%)			99.9	100.9	100.5	99.0	100.8	101.7	101.8	100.9
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)			1,872	1,840	1,846	1,852	1,851	1,836	1,868	1,848
	修正値 含水率 (%)			15.1	15.8	16.0	15.4	15.8	16.1	15.4	15.1
	修正値 (15.0mm) 締固め度 (%)			0	-0.4	-0.2	0	0	-0.4	-1.1	-0.2
タンパーによる締固め	15.0mm 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,820	1,831	1,899	1,879	1,871	1,874	1,886	1,869	1,915	1,875
	実固め 含水率 (%)	16.1	15.4	14.1	14.6	15.1	14.8	14.8	15.0	13.9	14.9
	飽和度 Sr (%)	93.4	89.4	96.8	93.3	94.8	93.4	94.6	93.7	91.2	93.7
	レキ率 P (%)	18.9	18.8	19.6	21.8	18.4	15.7	18.7	23.2	28.8	19.7
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,877	1,888	1,953	1,946	1,927	1,921	1,942	1,939	2,002	1,934
	修正値 含水率 (%)	15.2	14.5	13.1	13.5	14.2	14.0	13.9	13.8	12.5	13.9
	修正値 Wt-W (‰)	-0.6	-0.3	0.1	-0.5	-0.3	-0.2	-0.3	-0.5	-0.9	-0.4
	修正値 (全体) 締固め度 (%)	101.7	100.6	101.3	101.3	100.9	101.0	100.7	101.2	100.9	101.0
	修正値 最大乾燥密度 (g/cm³)	1,789	1,800	1,867	1,843	1,841	1,848	1,855	1,831	1,867	1,842
	修正値 含水率 (%)	17.1	16.4	15.1	15.8	16.0	15.5	15.8	16.3	15.6	15.9
	修正値 (15.0mm) 締固め度 (%)	-0.1	0	-0.1	-0.5	-0.1	0	-0.1	-0.4	-1.2	-0.2

表-13 ファイル月別盛立管理試験結果

測年	月日	標高(m)	粒					湿度密度 (g/m³)	含水比 (%)	乾燥密度 (g/m³)	間隙比
			-150 mm	-50 mm	-15 mm	-4.8 mm	-0.074 mm				
46	10-22	295.6	100	71.2	46.2	30.0	0.5	2.149	5.2	2.043	0.974
46	11-14	300.0	100	83.4	66.8	38.9	0.4	2.123	4.4	2.034	0.975
47	5-15	309.0	100	88.2	60.0	35.3	0.4	2.255	4.1	2.168	0.998
47	6-20	323.5	100	83.1	56.7	38.6	0.5	2.106	3.8	2.029	0.981
47	7-18	330.4	100	83.1	54.8	31.4	0.2	2.113	4.1	2.030	0.977
47	8-22	340.0	100	85.5	48.8	17.6	0.6	2.055	2.9	1.997	0.985
47	9-25	355.0	97.2	84.2	48.8	14.8	0.04	2.165	3.3	2.096	0.989
47	10-31	364.0	100	73.0	38.3	16.3	1.1	2.130	2.9	2.071	0.975

表-14 細粒ロック月別盛立管理試験結果

測年	月日	標高(m)	粒					湿度密度 (g/m³)	含水比 (%)	乾燥密度 (g/m³)	間隙比
			-150 mm	-50 mm	-15 mm	-4.8 mm	-2.0 mm				
46	11-7	300.0	86.2	47.0	15.0	4.8	1.7	2.163	3.9	2.081	0.996
47	5-15	312.0	84.7	48.5	18.0	5.7	2.0	2.188	2.9	2.127	0.967
47	6-22	327.0	61.3	40.5	19.0	5.0	2.0	2.034	1.8	1.998	0.915
47	8-21	343.0	68.6	30.8	22.0	17.7	7.5	1.946	0.9	1.928	0.448
47	9-25	355.0	62.3	33.8	11.0	2.3	0.92	1.973	1.9	1.936	0.441
47	10-31	365.0	56.5	32.8	14.4	7.4	3.4	2.032	2.5	1.983	0.433

表-15 粗粒ロック月別盛立管理試験結果

測年	月日	標高(m)	粒					湿度密度 (g/m³)	含水比 (%)	乾燥密度 (g/m³)	間隙比
			-150 mm	-50 mm	-15 mm	-4.8 mm	-2.0 mm				
46	11-7	300.0	52.0	36.0	17.0	8.0	4.0	2.112	1.1	2.019	0.434
47	6-22	330.0	32.7	10.4	2.3	0.7	0.4	2.109	0.9	2.091	0.353
47	8-21	340.0	51.6	30.8	24.0	16.6	7.6	2.057	0.9	2.039	0.369
47	9-25	350.0	43.1	25.8	9.0	2.1	0.75	2.164	3.8	2.084	0.374
47	10-31	362.0	51.5	22.7	11.0	5.6	3.1	2.187	5.1	2.081	0.357

昭和46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	北大工学部教授
委員	四天王 政 信	道立寒地建築研究所長
〃	林 正 道	開発局土木試験所長
〃	宮 原 和 雄	国鉄道総局施設部長
〃	阪 部 一 郎	北海道電力(株)土木部長
〃	佐々木 敏 雄	開発コンサルタント(株)取締役
〃	酒 井 良 男	北大工学部教授

選考経過

昭和47年4月6日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの2編を授賞論文として選考した。

論文名：砂と粘土の混合土の土質工学的特性

——特に圧密、強度特性について——

著 者：北郷繁、鈴木輝之、三浦清一、岡田光弘

受賞者：鈴木輝之

選考理由

従来、土構造物の調査設計を行なう場合、対象とする土を粘性土か砂質土のどちらかに属するものとみなし、それぞれを全く異った材料として取扱ってきている。しかし実際に取扱う土には、砂と粘土の両方の成分を含んだものが多く砂質土、あるいは、粘性土のどちらに属するかの判断が困難な場合がある。これに対して、現在のところ、この判断の基準となるべきものは明確にされていない。この報文は、任意の割合で砂と粘土を混合した土について、三軸圧縮試験（正規等方圧密非排水）を行ない、混合割合によって、土の性質が、砂的性質から粘土的性質へ移行してゆく状態を調べることにより、砂質土と粘性土の区別の基準となるものを見い出そうとしたものである。ことような目的をもってとりあげた試験項目は強度特性と圧密特性の2つである。

土の強度は、粘性土では、 $\phi = 0$ 砂質土では $C = 0$ とするのが一般的であるが、正規圧密非排水試験による強度は、砂質土あるいは粘性土に関係なく、内部マサツ(有効応力 ϕ')で表わせる。この ϕ' および、圧密過程から得られる圧密係数 C_v が粘土の含有率によってどのように変化していくかを実験的に求めたのが本報文の具体的な内容であって、前者が強度特性を後者が圧密特性の一部を示すものである。

強度特性、圧密特性ともに、粘土含有率 $P = 30\%$ と 70% で変化点が現われ、 $P \leq 30\%$ では純粋砂のそれと同じであり、また C_v がこの付近で急激に増大していることから砂領域、 $30 \leq P \leq 70\%$ では ϕ 、 C_v ともに P と直線関係をもって変化するので中間領域、 $P \geq 70\%$ では

両者とも純粋砂土のそれに等しく粘土領域になることを述べている。また、全応力による内部マサツ角 ϕ C_v は、中間領域において、 P の減少(すなわち砂に近づく)に従って減少してゆくという傾向を示し、これは、 ϕ' とは全く逆の傾向である。この結果は、間ゲキ水圧の発生状況と関係させて説明している。さらに、本報告では、砂質土と粘性土による応力—ヒズミ曲線、および間ゲキ水圧の発生状況の違いについて述べている。

以上要するに著者は、一つの土を砂質土、あるいは、粘性土のどちらかに属するものとして取扱う従来の方法において、判断の基準となる資料を得るとともに、粒度配合によっては、砂と粘土の中間的な性質をもつ土も存在することを示した。本実験によって得られたデータは土構造物の設計の際に有用なものと考えられ、支部賞に値するものと認められる。

論文名：泥炭地盤における住宅の不同沈下とその対策

著 者：藤村成夫、吉村敬一

受賞者：藤村成夫

選考理由

著者らは、泥炭地盤に建てられた住宅などの沈下状況を数年にわたり多数調査し、そのうちから、タイプの異なるもの4例を選び、それらの沈下状況と、調査全般を通じての傾向および調査の結果に基づく不同沈下対策について述べたのが本論文である。

調査の結果によると、建物竣工後数年間は、経過日数の平方根にほぼ比例して沈下が進む例が多いこと、また構造計画のよい住宅の場合では、泥炭地盤に対する接地圧が、平板載荷試験によって得られる長期許容地耐力より相当大きくても、構造上および生活上何らの障害も受けていないものもあることなどが認められたとしている。

不同沈下対策として、提唱していることは、建物の重量軽減が重要であることはもちろんであるが、さらに大切なことは、一般住宅の布基礎の高さを90cm以上とし、便槽は、布基礎の内側におさめて、布基礎全体が連続して一体となった剛構造とすべきであること、また、床の支持には束を用いず、直接布基礎に負担させ、床高や床下換気孔は、沈下に対して余裕をもたすことなどを述べている。

近年、泥炭地にも住宅が建てられるようになってきたが、不同沈下対策が不十分なため、障害を起している例が多く、また、同じような失敗を繰返しているものも見られる。この報文はこのような時点において適切な対策工法を提唱したものであって、軟弱地盤上の建築基礎工法に貢献するところが少なくない。よって支部賞を受けるに値するものと考えられる。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(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「技術報告資料」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。

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、選挙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次選考は発表会後すみやかに（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。

実費頒価300円

技術報告資料 第13号

発行所	土質工学会北海道支部 札幌市中央区南1条西2丁目 長銀ビル5階 事務局 261-7742・251-7038 郵便番号 060 振替小樽 7106番
編集	技術報告資料編集委員会
印刷所	株式会社正文舎印刷所 札幌市白石区菊水西町2丁目 TEL(代)811-7151