

土木研究所資料

ダム基礎軟岩の調査と設計

昭和58年3月

建設省土木研究所
フィルダム研究室

Copyright ©1983 by P. W. R. I.

All rights reserved, No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ダム基礎軟岩の調査と設計

昭和58年3月

建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室

松 本 徳 久

尾 芦 直 人

池 田 隆

目 次

1. 軟岩基礎概説	1
1.1 わが国における軟岩	1
1.2 軟岩におけるフィルダムの設計	5
2. 止水処理	7
2.1 透水性の把握（ルジオンテストに関して）	7
2.2 ダルシーの法則にもとづく原位置透水試験方法	10
2.2.1 概要	10
2.2.2 原位置透水試験方法の種類	11
2.2.3 各試験方法，算定式の適用について	15
2.2.4 理論解におけるポテンシャル分布およびLu 値とk 値との対応	19
2.2.5 開拓局アースマニュアルE-18パッカー法による透水係数の誘導式	27
2.2.6 理論解における透水係数算定式に関する考察	30
2.3 パイピング試験	33
2.3.1 概要	33
2.3.2 パイピング試験例	36
2.4 グラウチング特性	46
2.4.1 概要	46
2.4.2 実施例にもとづく軟岩グラウチングの特徴	46
2.4.3 特殊グラウチング試験例	53
2.5 止水処理工法	61
2.5.1 概要	61
2.5.2 軟岩におけるグラウチング工法の特長	62
2.5.3 軟岩かつ高透水性基礎上の土質ブランケット止水法の検討	64
2.6 軟岩の止水処理についてのまとめ及び今後の課題	73

3. 力学的特性	75
3.1 概説	75
3.2 御所ダムの事例	76
3.2.1 ダムサイト地質の概要	76
3.2.2 泥流堆積物の物理的性質	77
3.2.3 原位置平板載荷試験	78
3.2.4 クリープ試験	85
3.2.5 ダイアフラムを用いた載荷試験	92
3.2.6 孔内載荷試験	95
3.2.7 原位置せん断試験	98
3.2.8 三軸圧縮試験	104
3.2.9 一軸圧縮試験	106
3.3 漁川ダムの事例	109
3.3.1 ダムサイト地質の概要	109
3.3.2 軽石凝灰岩の物理的性質	109
3.3.3 原位置平板載荷試験	111
3.3.4 孔内載荷試験	114
3.3.5 原位置せん断試験	122
3.3.6 三軸圧縮試験	125
3.3.7 一面せん断試験	127
3.4 白川ダムの事例	128
3.4.1 ダムサイト地質の概要	128
3.4.2 粗粒～中粒砂岩(ScS)の物理的性質	128
3.4.3 原位置平板載荷試験	129
3.4.4 孔内載荷試験	135
3.4.5 一軸圧縮試験	143
3.5 七北田ダムの事例	146
3.5.1 ダムサイト地質の概要	146
3.5.2 白沢層砂質凝灰岩(St)の物理的性質	146
3.5.3 原位置平板載荷試験	149
3.5.4 孔内載荷試験	151
3.5.5 三軸圧縮試験	154
3.5.6 一面せん断試験	156
3.5.7 三軸クリープ試験	158
3.5.8 三軸繰り返し試験	162
3.5.9 一軸圧縮試験	165

3.6 亀山ダムの事例	167
3.6.1 ダムサイト地質の概要	167
3.6.2 砂岩・泥岩の物理的性質	167
3.6.3 原位置平板載荷試験	168
3.6.4 原位置せん断試験	177
3.6.5 三軸圧縮試験	181
3.6.6 一軸圧縮試験	182
3.7 Tダムの事例	184
3.7.1 ダムサイト地質の概要	184
3.7.2 砂質泥岩の物理的性質	184
3.7.3 原位置平板載荷試験	184
3.7.4 原位置せん断試験	189
3.7.5 三軸圧縮試験	192
3.7.6 一軸圧縮試験	193
3.8 Sダムの事例	195
3.8.1 ダムサイト地質の概要	195
3.8.2 猪牟田層砂岩・泥岩・凝灰角礫岩の物理的性質	195
3.8.3 原位置平板載荷試験	200
3.8.4 原位置せん断試験	212
3.8.5 孔内載荷試験	215
3.8.6 三軸圧縮試験	218
3.8.7 一軸圧縮試験	222
3.9 軟岩の力学的性質についての考察	223
3.9.1 軟岩の原位置平板載荷試験と試験結果の評価について	223
3.9.2 一軸圧縮強度と平板載荷試験による変形係数、接線弾性係数について	229
3.9.3 平板載荷試験による変形係数と一軸圧縮試験、三軸圧縮試験による変形係数について	230
3.9.4 孔内載荷試験と原位置平板載荷試験による変形係数、接線弾性係数について	236
3.9.5 原位置せん断試験によるせん断強度定数と三軸圧縮試験、一面せん断試験によるせん断強度定数について	238
3.9.6 一軸圧縮強度と原位置せん断試験によるせん断強度定数について	244
3.10 御所ダム泥流堆積物の変形性の評価について	245
3.10.1 泥流堆積物について	245
3.10.2 原位置平板載荷試験の評価	245
3.10.3 変形量の予測	248
3.10.4 考察	250
3.10.5 沈下量の実測	251

3.10.6 結論	251
3.11 軟岩の力学的性質についての結論	255
参考文献・部分的引用文献	260

1. 軟 岩 基 礎 概 説

1.1 わが国における軟岩

まだ「軟岩」についての明確な定義がダム工学で定着しているわけではないが、土木学会岩盤力学委員会の「軟岩の調査・試験の指針(案)」によれば軟岩に共通した特性として「一軸圧縮強度がおよそ 200 kgf/cm²以下、特に100 kgf/cm²以下の岩石で、間隙は多いが粒子間にセメンテーションがある」とされており本報告書もそのようなものを軟岩と呼ぶことにする。

さて以上の意味でわが国の軟岩とされるものは、地質的には次のグループから成り立っていると考えられる。¹⁾

A 新第三紀の堆積岩

A-1 非グリーンタフ地域の堆積岩

A-2 グリーンタフ地域の堆積岩

B 第四紀の低溶結の火山碎屑岩

C 風化岩(マサなど)

外国の大陸部では古生代の泥岩が軟岩である例もあるが、わが国では古第三紀以前の地質は固結度が高く上記Cの風化により軟岩化したものを除けばすべて硬岩である。

図-1.1.1 にわが国の新第三紀と第四紀の岩石の分布²⁾を示す。この図に示される大部分の地域が軟岩であるからわが国の相当の領域に軟岩が分布していることがわかる。さて、新第三紀の岩石は前述のように非グリーンタフ地域とグリーンタフ地域に分けられる。このうちグリーンタフ地域を³⁾図-1.1.2に示す。グリーンタフ地域は東北日本の西側の大半と西南日本の日本海側および東北北海道に広く分布している。この地域は漸新世末期から中新世初期にかけて沈降し、中新世末期には深海性となり、その後激しい海底火山活動を伴いつつ鮮新世末から更新世にかけて隆起した。グリーンタフの中で中新世の溶岩や角礫凝灰岩はよく固結しており硬岩の性質を示す。ただしこれらの硬岩も激しい火山活動に伴う熱水変質を受けて軟岩化しているものもある。グリーンタフ地域も上位の鮮新世の地層になると火山活動

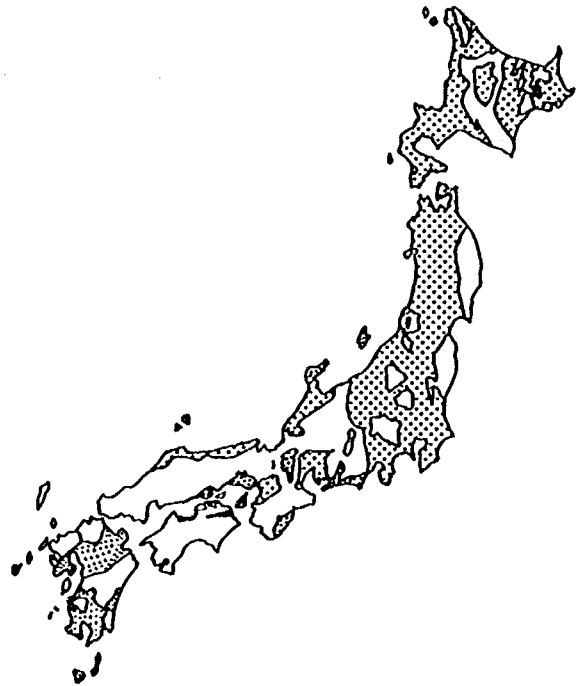


図-1.1.1 日本の新第三紀以降の地質の分布

が弱まり砂岩・泥岩の類を堆積している場合が多くなる。グリーンタフ造山運動は一般に海底火山活動を伴っていることが多いが、各堆積盆地毎に堆積物の種類と続成作用は異なるから各堆積盆地毎に異なる性質を示す。続成作用とは堆積物が固結してゆく途中の物理的、化学的な一連の過程であり、グリーンタフの場合は堆積物の厚みから定まる上載圧、地下熱流量等が大きな要因である。

新第三紀中新世から第四紀更新世にかけての太平洋側の非グリーンタフ地域の堆積岩は、ほとんどが砂岩または泥岩で同時代のグリーンタフ地域の火山碎屑岩に比べて固結度は低く軟岩である。

更新世になると日本列島はほぼ現在の地形を形づくったが、阿蘇・支笏を代表とする火山活動は陸上で行われ、それ以前の地形を不整合に覆い火山碎屑岩を堆積した。このうち溶結度の低い溶結凝灰岩は軟岩であり、溶結度の高いものは冷却節理の発達した硬岩の性質を示す。

(1) 非グリーンタフ地域の堆積岩

非グリーンタフ地域の新第三紀の堆積岩は北海道中部、本州太平洋側、瀬戸内海岸側および沖縄に分布している。図-1.1.3に房総半島の泥岩の一軸圧縮強さと間隙率を上載層厚の関数で示してあるが、⁴⁾上載層厚(=地質時代)により固結度が大きく変わっていることがわかる。この地域の堆積岩は新しいものは泥岩の方が砂岩より固結度が高くそれより以前のものは砂岩の方が泥岩より固結度が高い。この地質は新しい砂岩を除いては一般に、もともと透水係数は小さい。この地質で2.2.1で述べるルジオンテストを行なうと、図-1.1.4に示すように⁵⁾極めて低い圧力(2~5 kgf/cm²)で送水量が急増することも珍しくなく(これを限界圧力と言う)、通常試験地点近傍に地盤変位計を設置しておく、限界圧力を示した時点で地盤が持ち上げられていることがわかる。すなわち限界圧力が加えられた時点で、地盤は水圧破壊を示しているわけで、グラウチング時においてこの限界圧力を大幅に越えた圧力(セメントミルクが水より粘性がある分だけ増圧してもよいが)でセメントミルク注入を行なうことは得策ではない。グラウチング時の圧力を低く押えなければならないということは、1孔当りの改良範囲が狭いということであり、一般にこの種の地盤のグラウチングによる改良は硬岩よりも難しい。ただもともと透水係数は小さいから、グラウチングは、ときどきある割れ目を充てんするという考え方になる。

したがって遮水工法としてはブランケット工法などが有効であり、地形的にも急峻な河谷は少ないこ

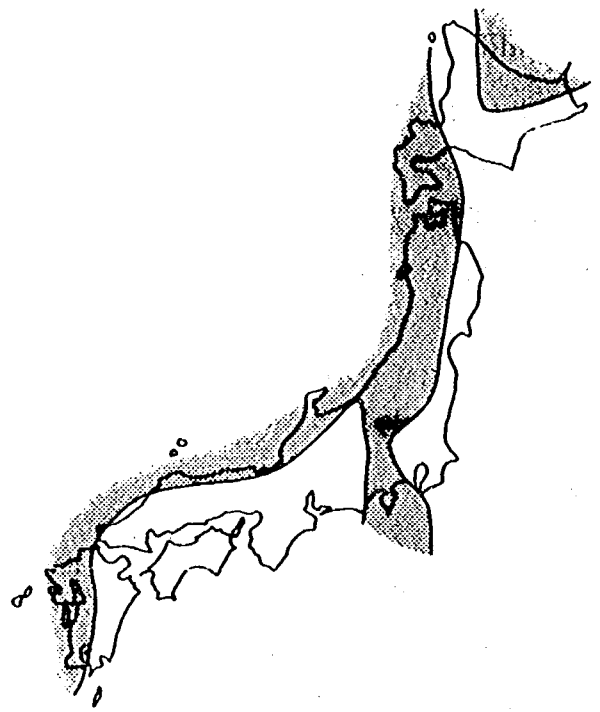


図-1.1.2 グリーンタフの分布

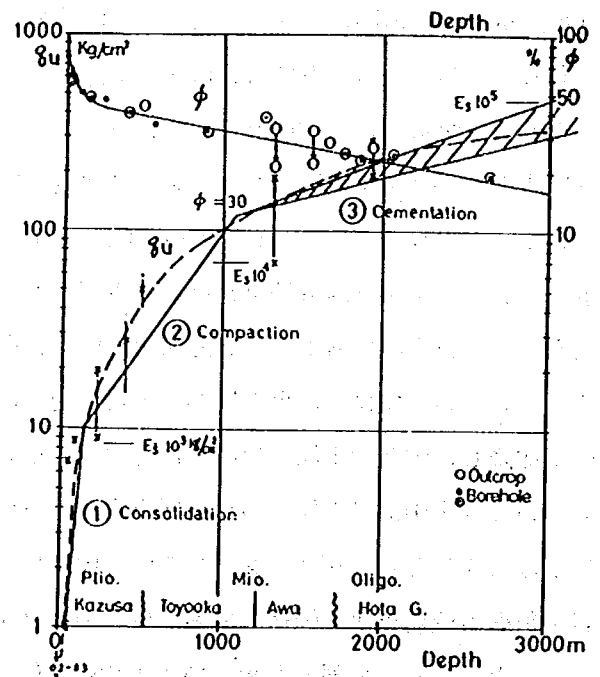


図-1.1.3 房総半島泥岩の力学特性と上載荷重の関係

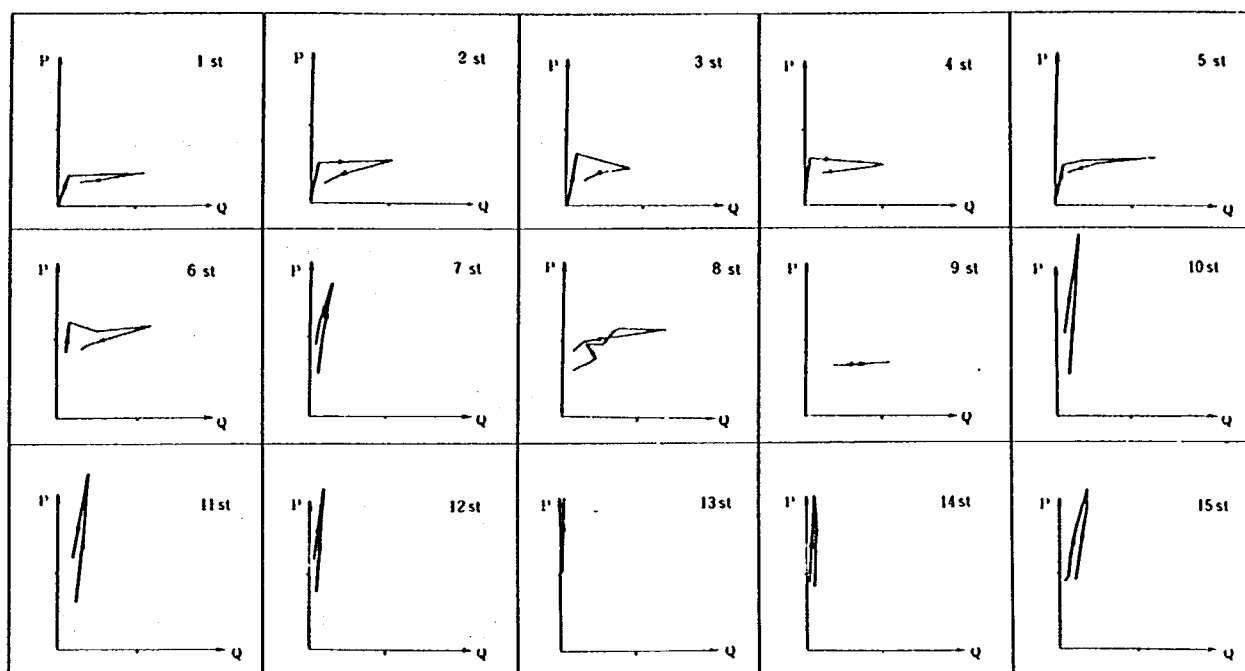


図- 1.1.4 浅瀬石川ダムの軟岩における透水試験

とから低いダムが多く、又フィル材料としてロック材は近傍には得難いことから遮水ゾーンの幅の広いダムや、均一型ダムが建設されることが多い。

(2) グリーントフ地域の堆積岩

グリーントフは、東北日本の日本海側、伊豆半島、九州の一部などにあり、この中に多くの堆積盆があり各堆積盆毎に性質を異にする。またひとつの堆積盆の中にも何枚もの堆積物があるから、経験豊かな地質の専門家による調査が重要である。グリーントフ地域でのダム基礎調査法は、固結度の高い火山岩、堆積岩の場合、熱水変質を受けた場合、固結度の低い堆積岩の場合で着目点が異なる。

a. 固結度の高い火山岩、堆積岩

グリーントフ地域の堆積岩の中には地中数kmのオーダーで上載荷重を受け続成作用により非常によく固結したものや、もともと火山岩で固結度の高いものがある。これらは、一軸圧縮強さで200kgf/cm²を越すものが多く硬岩としての性質を示し、コンクリートダムも多く建設されている。したがってこのような場合は硬岩基礎の調査法に準じてよい。

b. 熱水変質

グリーントフ造山運動は激しい火山活動を伴っていたし、現在の活火山帯ともほぼ一致していることからわかるように、この地域の岩石は熱水変質を受けていることが多い。熱水変質を受けた基礎は透水性および強度の両方でダム基礎としては問題があり、熱水変質の分布の推定は難しいことが多く、地質調査としては難しい調査に属する。また熱水変質部は地表からの風化も受け易いことが多く変質、風化の両方で劣化が促進されていることがある。

c. 固結度の低い堆積岩

これは前項(1)の新第三紀以降の堆積岩とほぼ同様の特性をもっている。大きく異なる点としては第1

にモンモリロナイト等低温生成の粘土鉱物を含んでいて乾湿の繰り返しや応力解放によってスレーキング、スウェリング等の性質を示すことがあること、第2に同じ時代のものであれば、グリーンタフの堆積岩の方が地下よりの熱流量の関係から続成作用が進んでおり固結度が高い場合が多いことがある。土木学会の「軟岩の調査・試験の指針（案）」では軟岩の簡易スレーキング試験を定めており、これは簡単にスレーキング度を調べる試験法として参考になる。

図-1.1.5にこの地域の軟岩の限界圧と深度の関係の1例を示す。

グリーンタフ地域はダムサイトの地形としては非グリーンタフ地域に比べ高い河谷を形成している場合もあり、高いフィルダムも建設されている。このときのロック材は溶岩や貫入岩に着目して調査されることが多い。

この地域での問題のひとつは、地すべりが多いことである。ダム基礎および貯水池内の地すべり調査はこの地域では欠かせない。

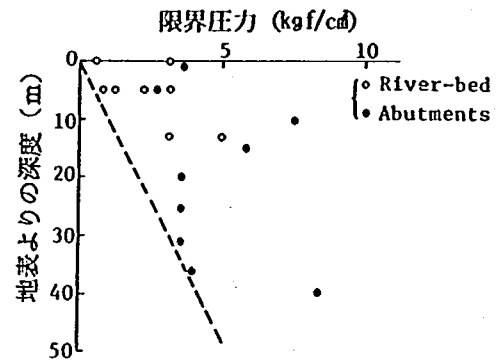


図-1.1.5 軟岩の限界圧と深度（鯖石川ダム）

(3) 第四紀の低溶結の火山碎屑岩

第四紀の陸上の火山活動による軟岩は低溶結の溶結凝灰岩が代表的なものである。溶結凝灰岩は溶結度によって性質は全く異なり、溶結度の高いものは、一軸圧縮強度は500kgf/cm以上あるものもあり、冷却節理が発達している。溶結度の低いものは、多孔質であり、シラスのようにほとんど未固結のものまである。第四紀の溶結凝灰岩は一般に上載荷重を受けていないから溶結度が高く、冷却節理の発達したものは地山の深部までも亀裂は開口性であり、ダム基礎としての止水範囲は広くならざるを得ない。一般には溶結凝灰岩の下位の基岩が上昇してくるまでグラウチングにより止水工を行なっている。従って溶結凝灰岩のダムサイトでは基岩および地山の地下水位の確認が重要である。

低溶結凝灰岩は、割れ目は少なく、透水係数は $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/sec程度の場合が多い。グラウトによってこれを1オーダー改良することはかなり難しい。低溶結の溶結凝灰岩は変形性が大きいから、高いフィルダムの場合変形性の調査も必要である。

第四紀の火山岩地域には、溶結凝灰岩の下位に不整合に旧河床礫などが存在することがあることで、この透水性調査がこの地質での調査のもうひとつの重要な点である。

(4) 風化岩（マサなど）

花崗岩類は、もともと新鮮な場合は堅硬な岩石であるから高いコンクリートダムも多く建設されている。風化が厚いときに、高いダムを築造するためには、風化部を掘削除去してコンクリートダムとするか、風化部を止水改良可能な範囲で残してフィルダムとするかの選択をせまられる。

花崗岩類の風化の程度は、弱風化より強風化まで種々あるわけであるが、物探速度、弾性定数、空隙率などにより一応の目安をつけることができる。フィルダムの基礎としては、主として透水性および止水処理上の観点より調査することによるが、もともとの新鮮岩に存在していた亀裂がマサに残っているかどうかは透水性に大きく影響を与えるものである。すなわち、風化の程度が弱い場合には、元岩の亀

裂がそのままの形で残り、岩石自体は難透水であるから、亀裂をグラウチングすることにより透水性を改良することは可能である。また逆に完全に風化しているときには、亀裂は保存されておらず、浸透流はダルシー則に従う流れとなり、 10^{-4} cm/sec オーダーであっても漏水量は少ないことが予想される。この中間の中風化については、狭いわれ目が残っておりかつ岩が風化して強度が小さいためグラウトによる改良が難しい。

花崗岩のなかには、現在の地形ができる以前に風化を受けたものもあるから、風化深度は現地形の地表からの深度と関係ない場合もある。このようなときには、河谷により開削された部分では新鮮岩が露頭しており、尾根部で風化が厚い。

一般にダム基礎ではグラウトによる改良が可能な部分まで掘削するが、問題は尾根部であり、地下水位を調査し安定した地下水位が出現するまでの部分に止水工を施すことを原則としている。

この地域でのロック材は、一般に花崗岩の新鮮部を使えば問題ない。

1.2 軟岩におけるフィルダムの設計

一般にダム基礎の工学的特性は、透水性、強度、変形性の3項目で表わされる。フィルダムには均一型、ゾーン型、表面遮水壁型の3型式があるわけであるが、それぞれの型式によりダム基礎に要求する工学的特性は異なるものである。

① 均一型ダム：均一型ダムは一般に堤高は30m以下であり、堤体全体が細粒の遮水材で構成され法勾配も緩いから、基礎に作用する荷重は小さく、強度の小さい土質基礎にも築造し得る。また遮水ゾーンが厚く、さらに必要なら貯水池のブランケットとも連続させ易いから、浸透流のパスレングスを長くすれば浸透流速を抑制できる種類の地盤（＝亀裂のない基礎）に適している。また堤体材料が大きな変形能力を持つから基礎の変形性に対しても対応しやすい。

② ゾーン型ダム：ゾーン型ダムは遮水ゾーンの厚さを貯水深の20～40%の範囲で選定していることが多く他は排水性の良く、せん断強さの大きいフィルター、トランジション、ロックの各材料が用いられている。従って遮水ゾーンの幅は均一型よりも短く、動水勾配は急になるから、カーテングラウチングのように浸透水を遮水ゾーン基礎で遮断して止水する必要がある。また動水勾配は均一型よりきついから、このような動水勾配にも耐えられるか適切な処理により耐えられる基礎でなければならない。

またグラウチンおよび管理等の目的で遮水ゾーン下部に底設の監査廊を設けるが、基礎の大きな変形、特に不同沈下は好ましくないので、基礎の変形性も調査設計上の重要な検討項目となる。強度については一般に締固めたロック材以上であれば問題とはならないが掘削時の法面の安定性、洪水吐の基礎としての強度、スレーキングなどによる劣化の問題には注意が必要である。

③ 表面遮水壁型ダム：この型式のダムはわが国では、今までのところ実績としては70m程度までである。それは堤高の高いこの型式のダムでは沈下と地震に対して、薄い遮水壁の安定性が懸念されていたことによる。ところでこの型式のダムはコンクリートダムを含めてあらゆる型式のダムの中で最も遮水ゾーンの幅が短いから従って基礎の動水勾配は最も大きくなる。又沈下は極力小さいことが望ましいから、基礎の変形性も小さく、不同沈下の起こらないものであることが望ましい。また従来、遮水壁とカットオフのとりつけ部はこの型式のひとつの弱点であるのでカットオフ部の強度は十分なものであ

る必要がある。

建設省では貯水池の大きさ、用途などの点からフィルダムとしてはゾーン型を選定している場合がほとんどである。したがってゾーン型に限ると、一般の岩盤基礎では透水性（＝止水性）が最も重要な調査設計項目であり、岩種に応じて変形性と強度が問題となる。しかしダム基礎が軟岩であるときには、1-1でみてきたように変形性、強度についても十分な調査設計を必要とするものが最近はかなりでている。

そこで以下、軟岩基礎におけるフィルダムの設計で問題となる透水特性および変形・強度の力学特性について、事例研究を多く含めて論ずるものである。なお軟岩地域ではフィルダムの材料は、大きな研究課題のひとつであるが本報告書では基礎のみ扱い、研究対象から除いてある。

2. 止 水 処 理

2.1 透水性の把握（ルジオンテストに関して）

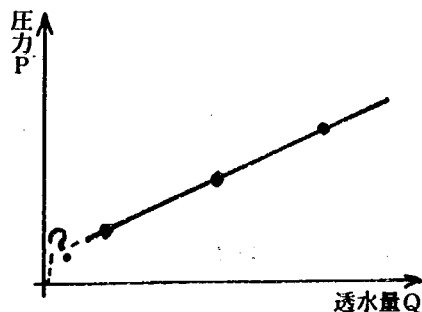
ダム基礎からの漏水を防止するためには、基礎地盤の特性に応じた適切な止水処理を行う必要があるが、このためには基礎地盤の透水特性を正確に把握しておくことが不可欠の条件である。

硬岩を基礎とするダムの透水性を表わす指標としては、土質試験等で通常用いられているダルシーの法則にもとづく透水係数 k のかわりに、ルジオン値が広く採用されている。この理由としては、不連続面を有する岩盤内の浸透流は大部分が不連続面沿いの流れであり、非ダルシー流にて流れることが多いためと考えられ、特に20～30ルジオン以上の開口した不連続面を有する岩盤ではこの性質が顕著である。

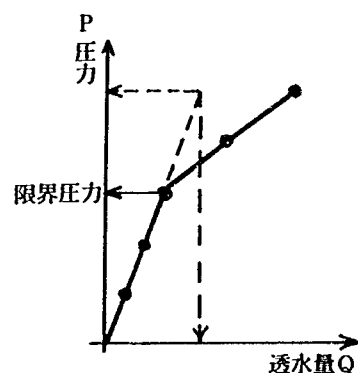
ルジオン値とは、ボーリング孔内に 10kgf/cm^2 の圧力をかけたときの1 m当り、1 分間当りの漏水量を表わしており、通常は圧力を数段階に徐々に上昇させたときの P （圧力）と Q （透水量）を図—2.1.1のようにプロットしてルジオン値を求めている（ルジオンテスト）。この場合、ある圧力までは透水量と圧力がほぼ比例関係にあるが、ある圧力をこえると透水量が急激に増加することが多い。

この透水量が急増し出す圧力を限界圧力と言い、この段階で地層が変位したり、断層物質が抜け出したり、何らかの破壊現象が岩盤内に生じている可能性が強い。硬岩の場合は、限界圧力が比較的高い値を示すことが多く、 $P-Q$ カーブの限界圧力以下の初期の勾配にて（あるいは初期の勾配を延長して）圧力が 10kgf/cm^2 の透水量 Q 、すなわちルジオン値を求めることが容易であり、インタクトな岩盤の透水度が比較的正確に把握されることが多い。

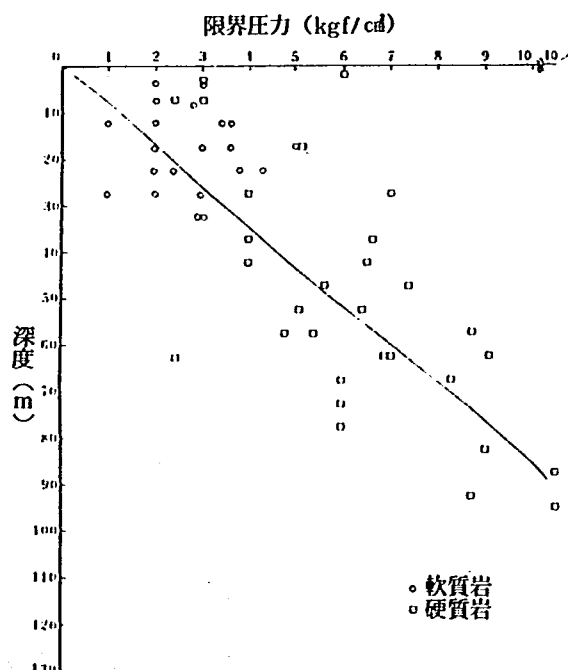
一方軟岩の場合は、低い限界圧力を有する場合が多く、極端な場合は図—2.1.2に示すようにルジオンテストの第1段階の圧力（一般的には $1\text{kgf/cm}^2 \sim 2\text{kgf/cm}^2$ ）以下に限界圧力がある場合も出て来る。



図—2.1.2 軟岩における $P \sim Q$ カーブ例



図—2.1.1 ルジオンテスト $P \sim Q$ カーブ例



図—2.1.3 J ダム深度と限界圧力との関係

実際のインタクトな岩盤の透水性は小さくても、このような場合は実測のP-Qの関係からは、すでに岩盤破壊後の透水性しか求めることが出来ないために、インタクトな岩盤の透水性をオーダー違いの大きな値に誤認してしてしまう可能性も強い。もともと、岩盤の限界圧力は岩盤の強度と上載荷重に強く支配されているが、軟岩の場合は岩盤の強度が低いために、限界圧力は上載荷重（深度）と強い関係を持つことが多い。一例としてJダム基礎岩盤における限界圧力と深度との関係を図-2.1.3に示す。各岩盤の性質については表-2.4.2を参照されたい。また図-2.1.4は、Wダム基礎岩盤の深度ごとのルジオンテストの結果の一例である。

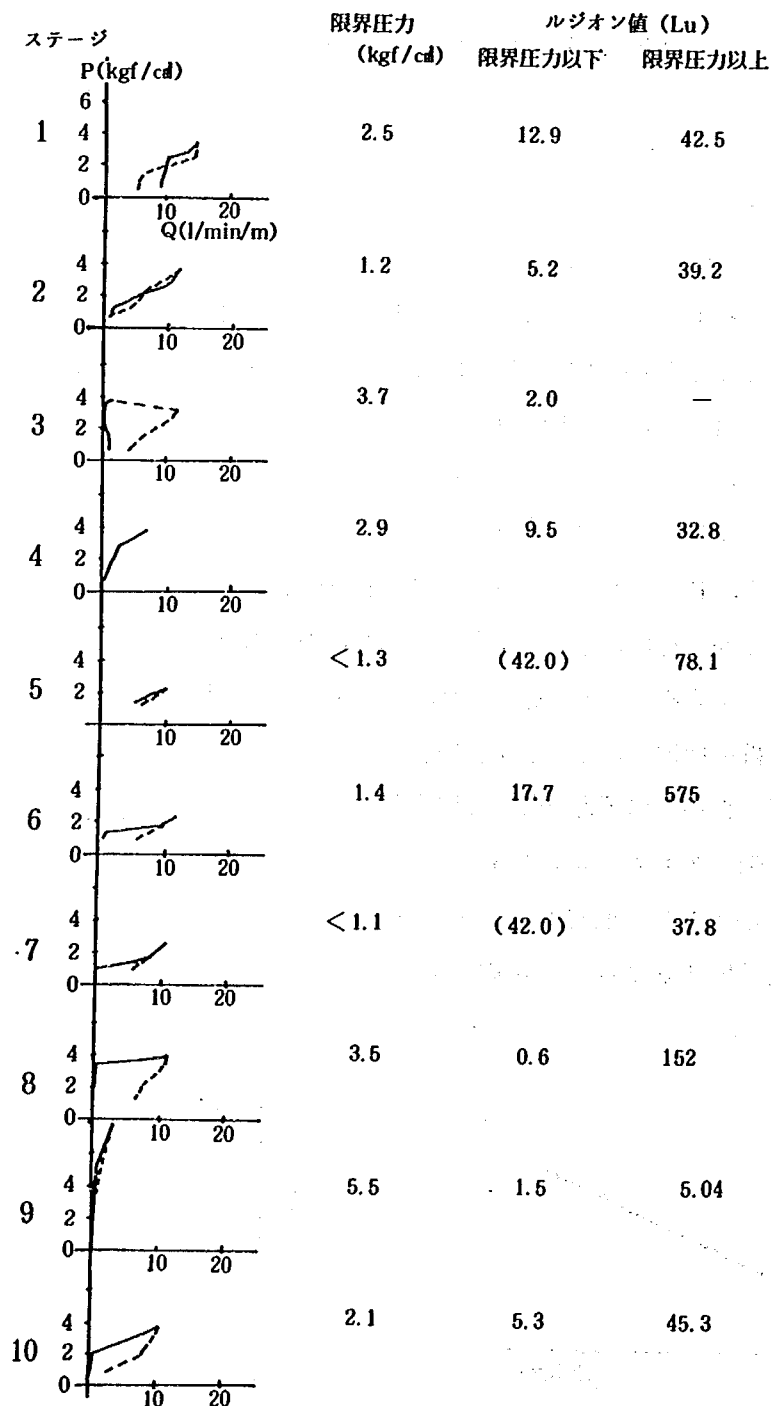
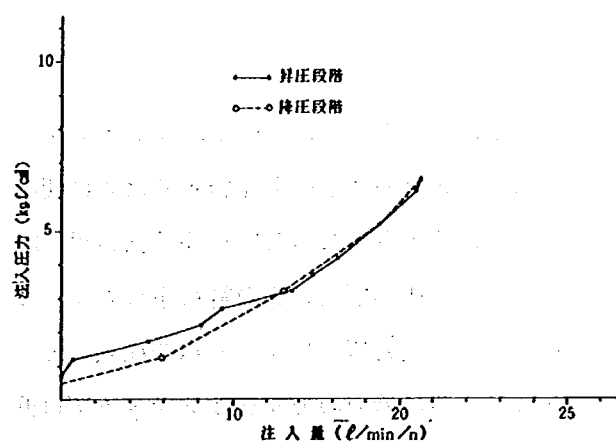


図-2.1.4 Wダム軟岩の深度ごとのルジオンテストの一例

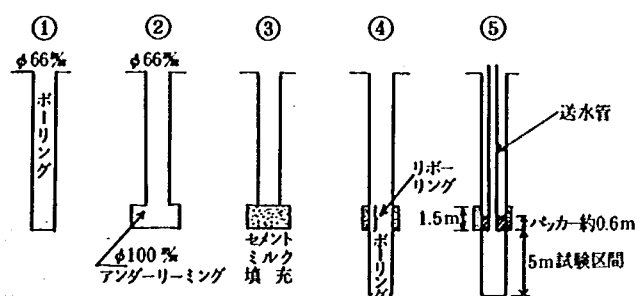
地質は第四紀洪積世～第三紀鮮新世の凝灰岩類で、一軸圧縮強度は 20kgf/cm^2 程度で部分的に 7kgf/cm^2 程度の弱層をはさんでいる。図一2.1.4を見ればわかるように、全体に限界圧力は低く（ $1\sim 5.5\text{kgf/cm}^2$ ）軟岩特有のP～Q関係を示していると言える。また限界圧力がはっきりしない（第1段階の注入圧力以下の低圧の）ステージも見られたり、限界圧力以下のP～Q曲線によるインタクトな岩盤のルジオン値は低いにもかかわらず、限界圧力以上のP～Q曲線による岩盤破壊後のルジオン値は非常に大きな値になっていることから、岩盤のルジオン値の評加には特に注意を要する岩盤と言える。なおこの岩盤は岩石自身の透水係数が $3\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 程度であったことや、全体にキレツの少ない岩盤であることなどから地山全体としての透水係数は $(1\sim 2)\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 程度と考えられており、火山岩地帯に見られるような冷却節理の発達した高溶結凝灰岩類部等のいわゆる“じゃじゃもり”状態とは全くちがうものである。このことは2.4.2の項で述べる同ダムのグラウチングテストの結果にて、比較的少ない注入セメント量にてグラウチングによる改良が見られたことから実証されている。このように限界圧力が低いということと、透水性が大きいということは必ずしもイコールではないと考えるべきではあるが、限界圧力が低い場合は、パイピング等の浸透破壊に対しては弱い岩盤であることは確かであるので、大きな動水勾配を受けることがないような基礎処理設計を考える必要があり、この意味では止水処理に大きな注意を払う必要のある岩盤であることに変わりない。

ところで軟岩においても開口キレツが存在するような場合は、インタクトの岩盤自体が高透水性を示すこともある。このような場合も通常のルジオンテストにおいては、ほぼ原点はとおる（限界圧は0に近い）が、低透水性を示す図一2.1.2とほぼ似たようなP～Q曲線を示す。したがって軟岩の場合の真の透水性を知るためには、硬岩で通常行なわれているようなルジオンテスト（例えば圧力を $2, 4, 6, 8, 10\text{kg/cm}^2$ とする方法）では不十分であり、注入圧力の低い部分（おおむね 2kgf/cm^2 以下）でのP～Qカーブを正確に把握することが重要となる。そこでTダムにおいては、従来のルジオンテストを改良し、低圧部におけるP～Qカーブの正確な測定を試みた。Tダムの地質は新第三紀中新世の砂岩・泥岩互層からなり、これらは一軸圧縮強度 20kgf/cm^2 程度の軟岩である。従来の方法によるルジオンテストにおけるP～Qカーブは図一2.1.5に示されるようであり、低圧部での値がとれていないため、限界圧力の認定が困難であった。そこで、注入ポンプの脈動を小さくするためにエアチェンバーを用いるとともに、

バック部からの漏水防止に対する信頼性を高めるために図一2.1.6に示すようにアンダーリーミングの後セメントでバック部を補強し、エアパ



図一2.1.5 Tダム従来法によるP～Qカーブ例
（B-308孔、3ステージ、 $20.0\sim 25.0\text{m}$ ）



図一2.1.6 Tダム改良法パッカーセット手順

ッカーを使った透水試験を行った。結果の一例を図—2.1.7に示す。この試験方法だと注入圧を微増（ 0.2 kgf/cm^2 ）させることができ、同じダムサイトにおける従来の方法によるP～Qカーブに比べ、限界圧力が正確に把握されており、ルジオン値も1.6ルジオンと低透水性を示すことが確認できる。

以上述べて来たように、軟岩の透水性を正確に把握するためには限界圧力以下の圧力の非常に低い範囲でのP～Qカーブを正しくつかむことが重要である。そこで、ルジオンテストにおいて低圧部を静水圧でかける試みもかなり行わ

れるようになって来ている。この方法だと水槽を地山に沿わせたり、ヤグラを立てたりして、 0.1 kgf/cm^2 （1mのベッド）きざみでも容易に昇降圧できるので、低圧部でのP～Qカーブをポンプの脈動等による誤差なく正確に把握できる利点がある。なお、圧力が $2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ を越える場合は、適宜静水圧からポンプ加圧へ変えることにより、広い圧力範囲でP～Qカーブをつかむことも可能であり、軟岩のルジオンテストにおいて非常に有効な方法と言える。

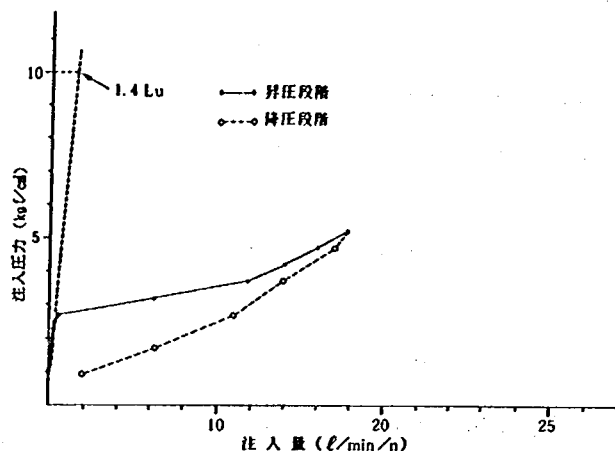
ところで、限界圧力が深度と比例関係を示すことが多い軟岩においては、岩盤表面付近において限界圧力が非常に低くなることが予想され、かつ表面付近は将来的にはダム堤体との接触部となる重要なところであるだけに、この部分については特に注意深く試験を行い、データの分析についても慎重に行って、掘削線あるいは基礎処理計画立案のための正しい岩盤透水性に関する情報を与えるよう努力することも重要である。

このためには、ルジオンテストと並行して、ピット法等によるダルシーの法則に基く原位置透水試験方法を用いて透水性を検討することも必要であるので、次項でこの点に関して述べてみることにする。

2.2 ダルシーの法則にもとづく原位置透水試験法

2.2.1 概 要

前項で述べて来たようにダムの基礎岩盤の透水性を調査する試験方法としては、従来、ルジオンテストが広く使われてきた。しかし、ルジオンテストはもともと亀裂性岩盤の透水性を評価するために使われてきたものである。一方、近年、ダムサイトの岩盤に多く見られるようになったいわゆる軟岩は、固結度が低く、硬岩と比較して一般的には亀裂が発達しておらず、限界圧力が低い等の特徴を有する。このような軟岩の透水性の調査にルジオンテストを適用した場合、限界圧力以上の圧力で水を注入すると岩盤を破壊し過大なルジオン値を示すこと、また軟岩の透水性は一般に低いのでルジオンテストでは低い透水性を正確に評価できないこと、といった欠点が認められるようになった。軟岩の透水性は、それを構成している粒子間の空隙や微小な亀裂を流れるものとして、ダルシーの法則に従うものと考えられ



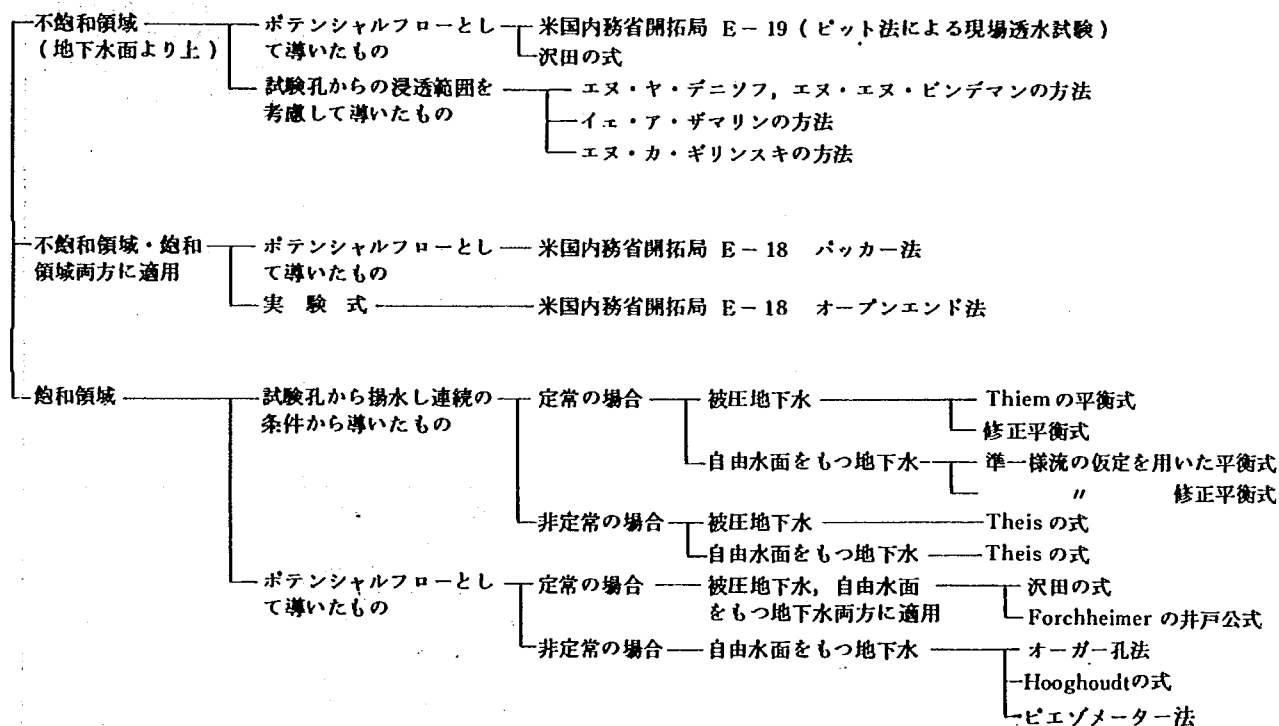
図—2.1.7 Tダム改良法によるP～Qカーブ例
(B-110孔, 3ステージ, 20.0～25.0 m)

る。このため、軟岩の透水性の調査は、ダルシーの法則に基く原位置透水試験方法を用いる方がより適切な場合も多いと思われるので、ここではダムサイトの軟岩に適用しうる原位置透水試験方法について考察を加えてみることにする。なお一般にダルシーの法則が成り立つ場合は、1ルジオンの透水度は、 $k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ の透水係数に相当すると言われている。

2.2.2 原位置透水試験方法の種類

現在、一般に知られている原位置透水試験方法を、飽和領域または不飽和領域のどちらで適用できるか、また透水係数を導く式の理論面で分類すると表—2.2.1のようになる。

表—2.2.1 原位置透水試験方法の分類



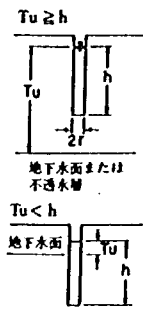
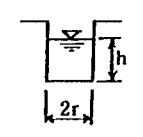
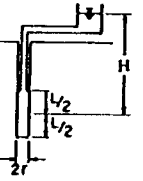
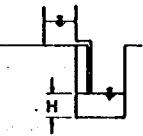
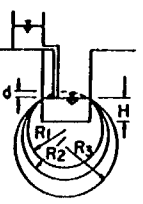
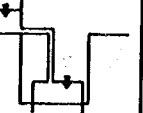
次に各試験方法について概説してみる。

1) 不飽和領域の透水試験方法

通常、地下水面より上の岩盤内は不飽和領域と考えられる。ダルシーの法則による透水係数は飽和領域について成り立つとされるが、これを不飽和領域についても適用できるとして不飽和浸透流の数値解析が行なわれている。しかし、この場合の不飽和透水係数は含水量の関数となる。このため、通常、不飽和領域における透水試験は、試験箇所周辺の岩盤が水で飽和し近似的に定常状態になった場合の透水係数を求めるものである。透水試験方法を表—2.2.2に概説する。

米国内務省アースマニュアルE-19は、ピット周辺の土が飽和して定常状態になった時の透水係数を求めるため、時間～累加流出量の曲線が数時間にわたって直線になるのを確認し、この直線の勾配を計算に用いる流量としている。また、定常状態に達するまでに要する水の量の計算式も与えられている。

表— 2. 2. 2 不飽和領域の透水試験方法

分類	試験名	略 図	透水係数の算定式	理論的根拠	特 徴
試験孔 周辺の 流れを ポテン シャル フロー として 導いた もの	米国内務 省開拓局 アースマ ニユアル E-19		$Tu > 3h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \left(\frac{h}{r} \right) \right] \mu_{20} \quad \dots \textcircled{1}$ $h \leq Tu \leq 3h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\frac{\ell n(h/r)}{\frac{1}{6} + \frac{1}{3} \left(\frac{h}{Tu} \right)^2} \right] \mu_{20} \quad \dots \textcircled{2}$ $Tu < h$ $k_{20} = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\frac{\ell n(h/r)}{\left(\frac{h}{Tu} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{Tu} \right)^4} \right] \mu_{20} \quad \dots \textcircled{3}$ k_{20}: 20℃における透水係数 Q: 注水流量 μ_{20}: 20℃における水の粘性係数 μ: T℃における水の粘性係数	ビット中心軸上の点湧源からの放射流であるという仮定のもとに、その湧源の強さが水深に比例するとして導いている。	ビット法による原位置透水試験方法に適用。 定水位法である。 $h > 10r$ の範囲で適用可能。
			$k = \frac{Q}{2\pi h^2} \left[\sinh^{-1} \left(\frac{h}{r} \right) - \sqrt{\left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1} \right] \quad \dots \textcircled{4}$ k: 透水係数 Q: 注水流量 r: 孔半径 $k = \frac{r^2}{2(t_1 - t_2)} \left[-\frac{1}{h} \sinh^{-1} \frac{h}{r} - \frac{1}{2r} \right]$ $\cosh^{-1} \frac{h}{r} + \frac{1}{2\pi} \sqrt{\left(\frac{r}{h} \right)^2 + 1} - \frac{r}{2h} \left(\frac{h_2}{h_1} \right)$ k: 透水係数 r: 孔半径 t_1, t_2: 測定開始時, 終了時の時期 h_1, h_2: 測定開始時, 終了時の孔	同 上 ④式の原式であり、 $\frac{r}{h} \neq 0$ のときは④になる。	h が r に比べて十分に大きくない時のビット法による原位置透水試験。コア材などの定水位現場透水試験に適用。理論式の仮定を満足していないので透水係数のオーダーを求める試験と解釈すべき。
	沢田の式		$k = \frac{Q}{\pi (H + h) (4r + L)} \quad \dots \textcircled{5}$ k: 透水係数 h: 毛管水頭 Q: 注水流量	ボーリング孔からの浸透流を孔軸に直角な方向のポテンシャルフローとし、上端、下端点のみ半球状の放射流として導いている。	同上。ただし、ロック材などの変水位現場透水試験に適用。
試験孔 からの 浸透範囲 を考慮して 導いたもの	エヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデンマンの方法		$q = \frac{Q}{P} = C + vRo \quad \dots \textcircled{6}$ $v = k \frac{H + \ell + h}{\ell} \quad \dots \textcircled{7}$ $k = \frac{\ell (q - C)}{Ro (H + \ell + h)} \quad \dots \textcircled{8}$ Q: 注水流量 P: 穴の周囲長 h: 毛管水頭 Ro: 水力半径 (穴の断面積を P で除したもの) C: 側方への流出を表す係数 v: 垂直方向の浸透速度 k: 透水係数 ℓ: 浸透深さ (底面より水の浸透した地点までの深さ)	穴からの浸透を、穴の底面積に比例した鉛直方向の流出と穴の周囲長に比例した側面からの流出の和として⑦式を導き、⑥、⑧式より⑧式を導いた。Cは、同一岩盤中に掘られた直径0.25, 0.5, 0.75, 1.0mの4つの穴についてQを測定し、 $q \sim Ro$ のグラフ上に測定値をプロットして求める。	
	イエ・ア・ザマリンの方法		$\theta_i = 2\pi Ri (2Ri - d) \quad \dots \textcircled{9}$ $v_i = \frac{2w_{i+1}}{(\theta_i + \theta_{i+1})t} \quad \dots \textcircled{10}$ θ_i: i 時間後の浸透球の表面積 Ri: " " " 半径 w_{i+1}: i 時間内に浸透した水量 v_i: 平均浸透度	粘土等での透水試験のビットからの浸透が球状に近いことから、試験開始後 i 時間後の浸透球の半径を Ri すると、岩石の空隙率・含水量および浸透水量がわかれば Ri を求められる。各浸透球の表面積 θ_i は⑨式で求められるから、平均浸透度は、⑩式で求められる。平均浸透度の時間の経過による漸近値が透水係数となる。	
	エヌ・カ・ギリンスキの方法		$k = \alpha \ell Q \quad \dots \textcircled{11}$ k: 透水係数 α: 円筒の圧入深さと直角に関する定数 ℓ: 円筒内の水深と毛管水頭に関する定数 Q: 注水流量	円筒 (直径30~50cm) を1~2cmだけ圧入し、定水位で水を注入する。 α, ℓ は与えられている。	

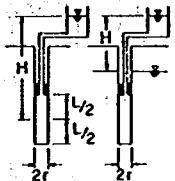
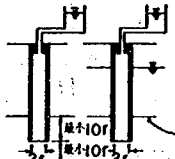
この試験方法の欠点は、岩盤中に $h \geq 10r$ の条件を満足するピットを掘削することが困難なこと、定常状態に達するまで時間がかかること、があげられる。沢田の式は、比較的簡単な試験方法であるが、主として試験孔に直角な方向の透水性を評価するように導かれているので注意を要する。

エヌ・ヤ・デニソフ、エヌ・エヌ・ビンデマンの方法は、均一な岩盤では正確な透水係数を得られるとしているが、穴を4個以上掘らねばならないこと、深透深さ l は、試験前穴の近くで掘ったのと試験後穴の底から掘った2本の小口径ボアホールの水分の差から調べるため、精度に疑問がある。イエ・ア・ザマリンの方法は、岩盤の空隙率・含水量を考慮しているがその測定精度と、浸透水が球状になるという仮定が軟岩で成り立つかどうか大きな問題と言える。エヌ・カ・ギリンスキの方法は係数 ϵ が砂・砂質粘土等について決められているが、軟岩にも適用できるかどうか疑問である。

2) 不飽和領域・飽和領域両方に適用できる透水試験方法

このような透水試験方法を表—2.2.3に示す。

表—2.2.3 不飽和領域・飽和領域両方に適用できる透水試験方法

分類	試験名	略 図	透 水 係 数 の 算 定 式	理 論 的 根 拠	特 徴
試験孔周辺の流れをポテンシャルフローとして導いたもの	米国内務省アースマニユアル E-18 パッカー法		$L \geq 10r$ $k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{L}{r}$ ⑬ $10r > L \geq r$ $k = \frac{Q}{2\pi LH} \sinh^{-1} \frac{L}{2r}$ ⑭ k : 透水係数 Q : 注水流量	ボーリング孔の中心軸上に点湧源を考え、ポテンシャルフローとして導いている。 ⑬式は⑭式において $\frac{L}{r} \gg 1$ として近似したもの。	ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。 地下水位近傍においては、ポテンシャルの分布では⑬、⑭、⑯の沢田の式の方が境界条件が正確
	米国内務省アースマニユアル E-18 オープンエンド法		$k = \frac{Q}{5.5\pi rH}$ ⑮ k : 透水係数 Q : 注水流量	電気相似模型を用いた実験による。	ケーシング等のパイプの末端部からの地盤への浸透量より求める。(末端開口法)

パッカー法、オープンエンド法とも、ボーリング孔を用いるため、比較的容易に試験ができる。両方法を比較すると、オープンエンド法の方がパッカー法より透水性の高い地層を対象とした試験方法である。パッカーについてはルジオンテストとの関連と

して孔径66mm ($r = 3.3$ cm) の場合に、1 ルジオン ($H = 10 \text{ kg f / cm}^2 = 10000 \text{ cm}^2 / \text{cm}^2$, $Q / L =$

$1 \text{ l / min / m} = \frac{1}{6} \text{ cm}^3 / \text{sec}$) に対応したところの試験区間長 L と透水係数との関係は表—2.2.4.のとおりであり、おおむね $1 \text{ Lu} \approx 1.0 \times 10^{-5} \text{ cm}^3 / \text{s}$ の換算式が得られている。パッカー法の欠点としては、深い位置で試験を行う時は、静水頭が限界圧力を越えることがあること、試験の対象とする透水層は、試験区間長に比して十分大きくなければならないこと、

表—2.2.4 アースマニユアル E—18 パッカー法による場合の1 ルジオンと透水係数 k との対応関数

区間長 L (cm)	透水係数 k (cm/sec)
100	0.905×10^{-5}
200	1.089×10^{-5}
300	1.196×10^{-5}
400	1.273×10^{-5}
500	1.332×10^{-5}
1000	1.516×10^{-5}

(1 Lu , $r = 3.3$ cm, $P = 1 \times 10 \text{ kg f / cm}^2$)

があげられる。

なお、パッカー法における透水係数の算定式の誘導方法については、2.2.5に参考として記述することとする。

3) 飽和領域の透水試験方法

飽和領域、つまり地下水面下の地層の透水性を測定する方法としては、井戸から地下水を揚水し、水位の変化を測定する方法が一般的であるが、透水係数を算出する式は、井戸のまわりのある領域についてその領域内へ流入する地下水量と揚水量が等しいとして連続の条件を用いるものと、井戸周辺の流れをポテンシャル流として導いたものの2つに大きく分けられる。前者については、Thiemの式、Theisの式等一般によく知られているものが多い。

連続の条件から導かれた方法の内、定常状態で自由水面をもつ地下水に適用する、準一様流の仮定を用いた平衡式は、次式で与えられる。(図-2.2.1参照)

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi(h_1 + h_2)(S_1 - S_2)} \quad \text{--- ⑯}$$

または、

$$k = \frac{Q \ln(R/r_0)}{\pi(H^2 - h_0^2)} \quad \text{--- ⑰}$$

k : 透水係数 Q : 揚水量 R : 影響半径

揚水による水位低下の範囲は理論的には半無限である。しかし、実用上は影響半径を仮定するか、観測井を設ける等している。この式の適用できる条件としては次のものがある。

(1) 透水係数は、時間、場所によらず一定である。

(2) 地下水は井戸の周囲より無限に供給され、無限遠では地下水面は一定である。

この平衡式は、少なくとも影響半径の範囲は透水係数を一定と見なさなければならず、また、揚水量により影響半径は大きく異なる。従って地質の局所的な透水性の把握が必要なダムサイトの透水性の調査には、このような試験方法は不適であると言える。それに対し、飽和領域内で、試験孔周辺の地下水の流れをポテンシャルフローと考えて透水係数を求める式は、表-2.2.5に示したようなものがあり、局所的な透水性の把握が可能である。

この中で沢田の式は、米国内務省アースマニュアルE-18パッカー法と基本的には同じであるが、境界条件を正確に与えているため、水面や不透水層に比較的近い箇所での透水係数を正確に与える、と思われる。Forchheimerの井戸公式は、井戸底の局所的な流れを対象としているため、井戸底が平坦又は球形であるという境界条件を満足するために、実用上井戸の内径を大きくしなければならない。従って試験のための工事の規模が大きくなると思われる。オーガー孔法、Hooghoudtの式は、地下水面近

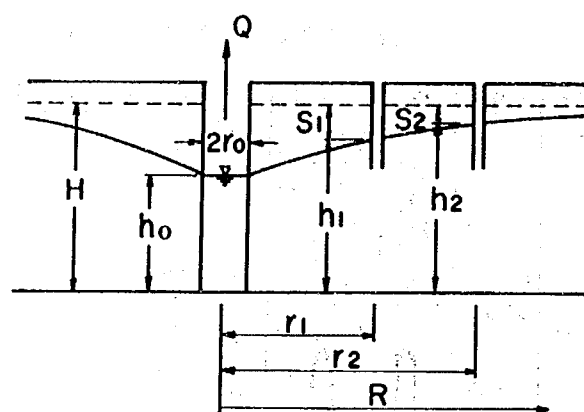


図-2.2.1 揚水時の地下水位分布

傍の箇所の透水係数しか測定できない、という欠点をもつ。

表一2.2.5 飽和領域の透水試験方法

分類	試験名	略 図	透 水 係 数 の 算 定 式	理 論 的 根 拠	特 徴
試験孔 周辺の 流れを ポテン シャル フロー として 導いた もの	沢田の式		不透水層の存在しない場合 (少なくとも10m離れている場合) $k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{2L}{r} \dots\dots(18)$ 測定区間の下に不透水層のある場合 $k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{(a^2 - b^2)(D - \frac{a+b}{2})}{ra(D-a)} \dots\dots(19)$ 測定区間の上下に不透水層のある場合 $k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{4La(D + \frac{L}{2})}{r(a+b)(D-a)} \dots\dots(20)$ k: 透水係数 Q: 注水流量	ボーリング孔の中心軸上に点湧源を考え、ポテンシャルフローとして導いている。境界条件は、鏡像を用いている。	アースマニアルE-18のバック法と基本的には同じ。ただし境界条件を正確に与えている。ルジオンテストと同方法であり、ルジオン値との対比が可能。
	Forchheimerの井戸公式		井戸底が平坦な場合 $k = \frac{Q}{4r(H-h)} \dots\dots(21)$ 井戸底が球形の場合 $k = \frac{Q}{2\pi r(H-h)} \dots\dots(22)$ k: 透水係数 Q: 揚水量	井戸底の局所的な流れをポテンシャルフローとして導いたもの。被圧地下水、自由水面をもつ地下水両方に適用できる。	井戸底の局所的な流れを対象とする揚水試験
	オーガー孔法		$k = 0.617 \frac{r}{SD} \cdot \frac{\Delta H}{Jt} \dots\dots(23)$ k: 透水係数 (cm/s) Jt: 揚水停止後の経過時間 (sec) ΔH: 回復した水位 (cm) S: r/D, H/Dの関数 (r, H, Dの単位はcm)	ボーリング孔に側面からは水平方向の浸透のみ、孔底からは浸透なしとして導かれている。Sは、グラフで与えられている。	水位回復法であるので、地下水面近傍箇所の透水係数しか測定できない。
	Hooghoudtの式	同上	$k = \frac{5.26r^2 D}{(2D+r)(D-H)} \cdot \frac{\Delta H}{Jt} \dots\dots(24)$ k: 透水係数 (cm/sec) (r, D, Hの単位はm)	ボーリング孔に側面からは水平方向の浸透のみ、孔底からは鉛直流と仮定し、水量は、浸出面積とD-Hに比例するとした。	同上
	ピエゾメーター法		$k = \frac{\pi r^2 \ln(h_0/h_1)}{E \cdot (t_1 - t_0)} \dots\dots(25)$ k: 透水係数 (cm/sec) r: 孔ゲキの径 (cm) h, h ₁ : 水深 (cm) t ₀ , t ₁ : 時間 (sec) E: 実験により求める定数 (cm)	パイプを埋めただけの場合 (チューブ法) もあるが、定数Eの値が異なる。Eは、r, W, hの関数である。	水位回復法。地盤のやや深い位置にも適用できる。

2.2.3 各試験方法、算定式の適用について

不飽和領域を対象とする透水試験方法としては、飽和領域にも適用できるものも含めて7種類を概説した。不飽和領域の試験と言っても、透水試験時には飽和させてダルシーの法則を満足させる状態にしなければならないが、飽和領域は試験箇所近傍だけにしか存在しないと考えられ、その範囲は、注水量、透水性、重力などの要因で複雑に変化すると思われる。

したがって、これらの試験方法は、すべて飽和領域と不飽和領域との境界が問題となろうが、できるだけ定常状態にすることは重要である。また、毛管水頭を考慮するかどうかも問題といえる。実用的には、浸透水量と時間の関係から定常状態になったかどうかを判断することになる。毛管水頭については、軟岩にサクションが存在するかどうか、今後の検討課題と言える。

飽和領域の透水試験方法としては、従来から知られている Thiem の平衡式等は、試験の対象となる面積が広く、また揚水量によりその範囲が変化することからダムサイトの原位置透水試験法としては不適である。オーガー孔法、Hooghoudt の式は地下水面近傍しか透水係数を測定できない。従って、最も使いやすいものは、基本的には従来から使われているルジオンテストと同じ試験方法である米国内務省開拓局アースマニュアルE-18パッカー法か沢田の式と言える。

次に試験区分別の適用性について述べてみる。まず軟岩等の局所的な透水性の把握のための原位置透水試験法とその適用性について表—2.2.6 にまとめてみる。

表—2.2.6 局所的な透水性把握のための原位置透水試験法とその適用性

試験区分	注水 又は 揚水	試験名又は 適用式名	地下水位による適用性			試験地点の地表 より深さ別適用性			測定さ れる透水 係数の主 な方向	備 考
			飽 和		不飽和	深い	中	浅い		
			水位下 深い	水位下 浅い						
ピット法	注水	・アースマニュアルE-19 ・イェ・ア・ ザマリンの方法等	×	△	○	×	△	○	水平 鉛直	ビット又はボー リング孔を利用。 パッカーは 用いない。
	揚水	・オーガー孔法 ・Hooghoudtの式	△	○	×	×	△	○	水平	
パッカー法	注水	・アースマニュアルE-18 ・沢田の式	○	△	△	○	○	△	水平	ルジオンテストと同方 法。ボーリング孔を利用 、パッカーを用いる。
オープン	注水	・アースマニュアルE-18	○	○	○	×	△	○	鉛直	ボーリング孔又は ピットを利用。 孔側壁はケーシ ング等で不透水。末端 部のみで試験
エンド法	揚水	・ピエゾメーター法 ・Forchheimerの 井戸公式	○	○	×	×	△	○	水平 鉛直	
トレーサー 法	注水	・重力浸透法	×	×	○	×	△	○	鉛直	実流速を求める 試験方法である ので、地盤の有 効間隙率をかけて 補正の要あり。
	注水	・地下水流法	○	○	×	○	○	○	水平	

記号説明 ○：適用可

△：適用一部可であるが適用する式、条件、信頼性等注意

×

この中で、地表部よりピットを掘って透水係数を測定する、いわゆるピット法において、不飽和領域では一般的にはアースマニュアルE-19の方法による注水試験①②③式によることが多い。なお孔径が孔深に対して大きくならざるを得ない場合は、精度が悪くなるが④式によらざるを得なくなり、また透水係数が非常に大きい場合は変水位法による⑥式になる。また飽和領域については、揚水による水位回

復法にて②式オーガー孔法あるいは③式 Hooghoudt の式を適用することができる。この場合、ケーシング等で側面からの浸透がない場合は、ピエゾメーター法④式又は Forchheimer の井戸公式⑤式が適用できる。したがって表—2.2.6 のオープンエンド法の揚水法はピット法の一部と見ることができる。飽和領域で注水試験による場合は孔口をふさぐ必要があるので、ボーリング孔にパッカーをセットした場合と同様な考え方になる。

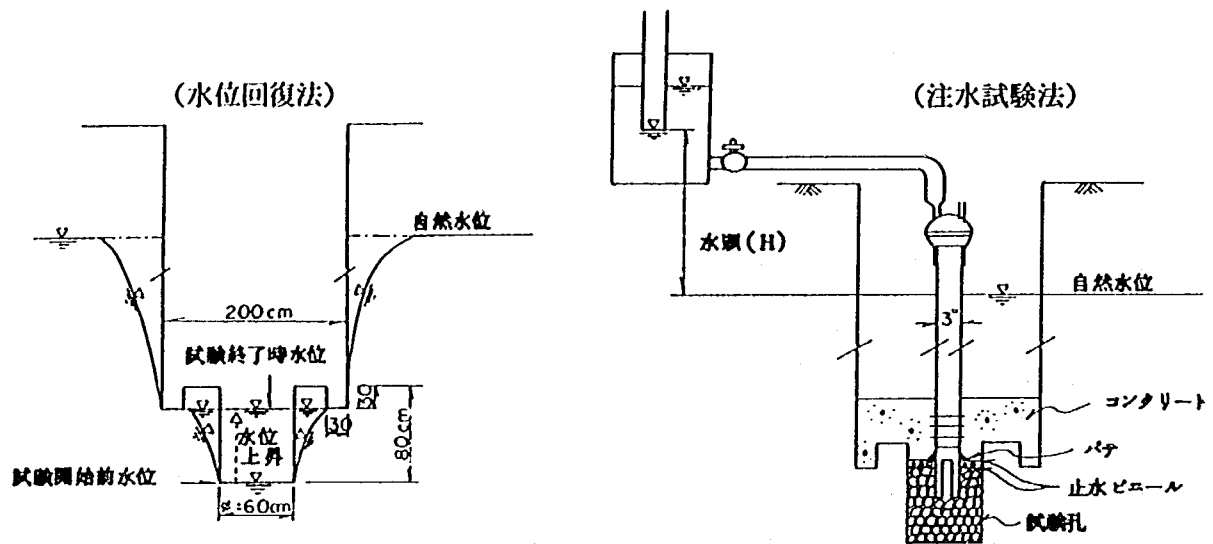
次にボーリング孔を利用して、ルジオンテストと同様にパッカーをセットして注水する方法（パッカー法）をとるときについて述べる。この場合、不飽和領域については、沢田の式⑥式あるいはアースマニユアル E—18 パッカー法⑬⑭式が適用できる。両者のちがいは、沢田の式は、孔軸上の各点からは孔軸に直角な方向のポテンシャルフローとなり、上、下端点のみ上部半球、下部半球の放射流であるという仮定に対し、アースマニユアル E—18 パッカー法の式は、孔軸上の点すべてから放射流として流れると仮定したものである。一般的にはアースマニユアル E—18 パッカー法⑬式又は⑭式によることが多い。この場合、ケーシング等で側面からの浸透がない場合は、同オープンエンド法⑮式を適用する。したがって表—2.2.6 のオープンエンド法の注水法はパッカー法の一部と見ることができる。なおこのオープンエンド法⑮式は、飽和領域にても適用できる。

ところでパッカー法における飽和領域については、アースマニユアル E—18 パッカー法については不飽和領域と同じ⑬⑭式の適用が可能であるが、沢田の式については⑬、⑭、⑮式が適用される。⑬⑭式は、線湧源からのポテンシャル分布において孔壁中央部（ピーク値）でのポテンシャルを孔内のポテンシャルとして代表させているので、平均値を代表させた時と比べ少しばかり大きな透水係数を与えている。この点に関しては 2.2.4 項で述べてみたい。一方沢田の式の原式は、アースマニユアル E—18 パッカー法に比べ、地下水面の境界条件が正確に与えられているので、地下水位近傍での試験においては、沢田の式の方が優れていると思われるが、⑮式は近似の方法に若干問題が指摘できるので、このことについて 2.2.6 項に少し触れておく。なお両者の比較については 2.2.4 項で述べてみることにするが、いづれにしても点湧源からのポテンシャルフローという理論解の仮定と、実際のボーリング孔における一定長の孔径（通常 $r = 3.3 \text{ cm}$ ）を有し、かつ（試験区間ボーリング孔内でのポテンシャルは一定という状態との相違は必ず存在している。

最後に地盤の実流速を測定し、その区間の動水勾配および有効間隙率とから、透水係数を求める方法（トレーサー法）が考えられる。この方法はトレーサーが土粒子に吸着されたり拡散したりして検出が困難となったり、検出が遅れたりする恐れがあり、また地下における浸透ルートをしつつかんでいないことが多いので、透水係数を算出するための調査としては必ずしも確実な方法とは言えないと考えられるので、ここでは省略した。詳しくは参考資料⁴⁾等参照されたい。

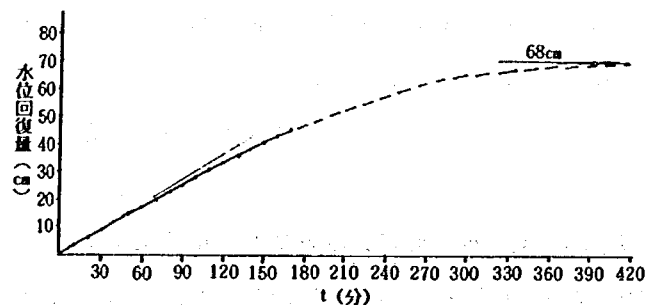
ここで、実例として U ダムにおける各種透水試験結果を一例としてあげてみることにする。試験箇所は第四紀洪積世の砂礫層で試験地点は立坑底部で通常は地下水位以下にある。ここにおいて図—2.2.2 に示されるような水位回復法および注水試験法にて原位置透水試験を行い、比較の意味で室内透水試験（ $\phi 30 \text{ cm}$, 不かく乱試料による）も行った。なお、この砂礫層部でのボーリング孔によるルジオンテストの結果によると、ルジオン値としては 20 Lu 以上の部分が多く、 100 Lu 近いものもあり限界圧力も表層付近では 1 kg f/cm^2 未満と小さく、明らかにルジオンテストよりもダルシーの法則に基

づく透水試験法により透水性を判断すべき地盤と判断される。



図—2.2.2 Uダム原位置透水試験例

水位回復法による試験では2回の試験ではほぼ同様な図—2.2.3に示されるような水位回復曲線を示したので、試験孔内の水位が定常的に上昇している区間（図—2.2.3の直線区間）より $\Delta H / \Delta t = 10 \text{ cm} / 1953 \text{ sec}$ を得た。また $r = 30 \text{ cm}$ 、 $D = 68 \text{ cm}$ 、 $H = 5 \text{ cm}$ （定常上昇区間の中間位置とした）であるので係数 $S = 1.0$ となる。これらの値を使用してオーガー孔法③式、Hooghoudtの式④式を使用して各々透水係数を算出すると次のようになる。



図—2.2.3

$$\text{オーガー孔法の式 } k = 0.617 \times \frac{30}{1.00 \times 68} \times \frac{10}{1953} = 1.39 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

$$\text{Hooghoudt の式 } k = \frac{5.26 \times 0.3^2 \times 0.68}{(2 \times 0.68 + 0.3)(0.68 - 0.05)} \times \frac{10}{1953} = 1.58 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

なお、 $\Delta H / \Delta t$ のとり方を定常的に上昇してない部分、例えば $H = 40 \text{ cm}$ の点で計算した場合はオーガー孔法③式では $k = 1.42 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ と大差ないが、Hooghoudtの式④式では $k = 2.89 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ とかなり異った値となる。

次に、注水試験法の場合についてであるが、注水タンクの水位が 30 cm （容量 20400 cc ）低下する時間を測定した結果、4回の測定で平均値 2309 sec （ $2193 \text{ sec} \sim 2358 \text{ sec}$ の範囲のパラッキ）を得た。また $r = 30 \text{ cm}$ 、 $H = 63.5 \text{ cm}$ 、 $L = 64 \text{ cm}$ であるのでこれらの値を使用して、E-18バッカー法④式、E-18オプンエンド法⑤式、沢田の式⑥式を使用して各々透水係数を算出すると次のようになる。

$$\text{E-18パッカー法の式} \quad k = \frac{20400/2309}{2 \times \pi \times 64 \times 63.5} \sinh^{-1} \frac{64}{2 \times 30} = 3.21 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$\text{E-18オープンエンド法} \quad k = \frac{20400/2309}{5.5 \times 30 \times 63.5} = 8.43 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$\text{沢田の式} \quad k = \frac{20400/2309}{4 \times \pi \times 64 \times 63.5} \ln \frac{2 \times 64}{30} = 2.51 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

以上述べた原位置透水試験結果と比較検証する目的で同じ立坑より3供試体（ $\phi 30\text{cm}$ ）不かく乱試料をとり出し、モールド面にはパラフィンシールを施して室内透水試験を行った。各試料の粒度分布は図2.2.4に示すとおりであり、透水試験結果は表-2.2.7に示す。

表-2.2.7 室内透水試験結果一覧

試料No	採取位置	含水比 %	湿潤重量 Wt(g)	湿潤密度 $\gamma_t(\text{g/m}^3)$	乾燥密度 $\gamma_d(\text{g/m}^3)$	比重 $G_s(\text{g/m}^3)$	間節比 e	飽和度 Sr(%)	透水係数 $k_{15} \text{ cm/sec}$	
									水頭6.5cm	水頭11.0cm
S-1	5.0~5.6	13.6	42850	2.145	1888	2.677	0.418	87.1	3.02×10^{-3}	3.13×10^{-3}
S-2	6.0~6.5	15.4	42000	2.141	1855	2.694	0.452	91.8	1.11×10^{-3}	1.26×10^{-3}
S-3	8.0~8.4	18.2	40800	2.023	1.712	2.719	0.588	84.2	9.63×10^{-4}	1.08×10^{-3}

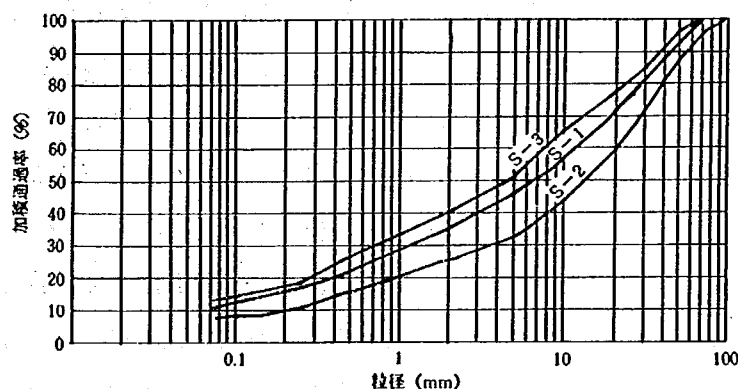


図-2.2.4 室内透水試験試料粒度分布図

以上述べて来たようにUダムの砂礫層はほぼ $k = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 近傍であろうと判断されるが、各データのバラツキが試験方法自体の性格によるものか、砂礫層自体の不均一性によるものか、今後の検討課題としてより多くの試験データの分析が必要である。

2.2.4 理論解におけるポテンシャル分布およびLu値とk値との対応

ここでは、アースマニュアルE-18パッカー法と、飽和領域における沢田の式を使って、実際のボーリング孔によるルジオンテストを想定して地下水面の位置によりポテンシャルの分布がどのように違う

か検討してみることにする。なお、実際に近いモデルを作り、有限要素法による軸対称の浸透流解析も行ったのでこの三者について比較検討を加えてみる。なお、アースマニュアルE-18パッカー法および沢田式における、座標とポテンシャルとの関係は次の②⑥⑦式で与えられるので、これによりポテンシャル分布を計算した。ところで②⑥⑦式は各々、 k 値を求める⑬式⑭式の原式である。

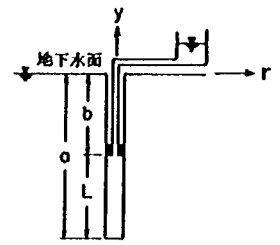


図-2.2.5 透水試験位置座標

なお、各定数については図-2.2.5 に示されるとおりであり、 y 軸については地下水面より上が正、下が負、 r は軸よりの距離（半径）である。

A) アースマニュアルE-18パッカー法 :
$$P = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{a+y+\sqrt{r^2+(a+y)^2}}{b+y+\sqrt{r^2+(b+y)^2}} \dots\dots\dots ②⑥$$

B) 沢田の式（不透水層の存在しない場合） :
$$P = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \left\{ \frac{a+y+\sqrt{r^2+(a+y)^2}}{b+y+\sqrt{r^2+(b+y)^2}} \cdot \frac{b-y+\sqrt{r^2+(b-y)^2}}{a-y+\sqrt{r^2+(a-y)^2}} \right\} \dots\dots\dots ②⑦$$

C) 有限要素法による浸透流解析 : 軸対称モデルとし、所定の注入流量 Q が得られるような等ポテンシャル分布を、ボーリング孔内壁全域に与えた。なお、透水試験区間上部1mの区間はパッカー部として不透水とし、その上部のボーリング孔部は自由排水とした。

なお各計算とも、孔径 $r = 3.3 \text{ cm}$ ($\phi 66 \text{ m/m}$)、試験区間長 $L = 5 \text{ m}$ 、単位注入量 $Q/L = 1 \text{ l/min/m}$ 、透水係数 $k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ にて行った。（すなわち試験位置の注入圧力が 10 kgf/cm^2 を与えれば 1 Lu と $k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ が対応するようにしたものである。）ただし有限要素法による計算においては、とりあえず注入圧力として $P = 10 \text{ kgf/cm}^2$ を与えて計算して Q を求めてから、 P と Q とが比例関係にあることを用いて $Q/L = 1 \text{ l/min/m}$ に対応した P を逆算する形をとった。

次に透水試験位置については、地下水面からの深さを変えて2ケース検討を加えてみた。すなわち、Case-1として地下水位直下を想定して $a = 6 \text{ m}$ 、 $b = 1 \text{ m}$ （中心位置水頭 3.5 m ）、Case-2として少し深い位置を想定して $a = 15 \text{ m}$ 、 $b = 10 \text{ m}$ （中心位置水頭 12.5 m ）の2ケースとした。

以上のように、透水試験位置を変えた2ケースにつき、3つの計算法にて計算を行った結果、まず、実際のルジオンテストの状況と良く合っていると考えられる有限要素法による浸透流解析の結果を図-2.2.6にCase-1、図-2.2.7にCase-2の結果を各々示す。次に地盤内のポテンシャル分布について、3つの計算法によりどの程度違うかを見てみたところ、Case-1は図-2.2.8に示すとおり、またCase-2は図-2.2.9に示すとおりとなった。なおアースマニュアルE-18パッカー法の式および沢田の式は、軸（ $r = 0$ ）において理論上はポテンシャル P が無限大となってしまうため、ここでは注水区間の孔壁中央部（ $r = 0.033 \text{ m}$ 、 $y = -\frac{a+b}{2}$ ）におけるポテンシャル値を $\phi = 100\%$ とした。図-2.2.8を見ればわかるように、試験区間が地下水面に近い場合は、アースマニュアルE-18パッカー法においては、 $\phi = 10\%$ の線が地下水面以上になってしまい（本来は $\phi = 0\%$ の線が地下水面と一致すべき）、境界条件を満足してないことがわかる。それに対し、沢田の式は有限要素法の結果とポテンシャルの分布が非常に良く合っているのがわかる。次に図-2.2.9に示されるように試験区間が地下水面より比較的深い位置にある場合は、E-18パッカー法の境界条件による誤差は少なくなってきた、全体

LUZEON TEST SYINTOURYUUKAISEKI CASE-1

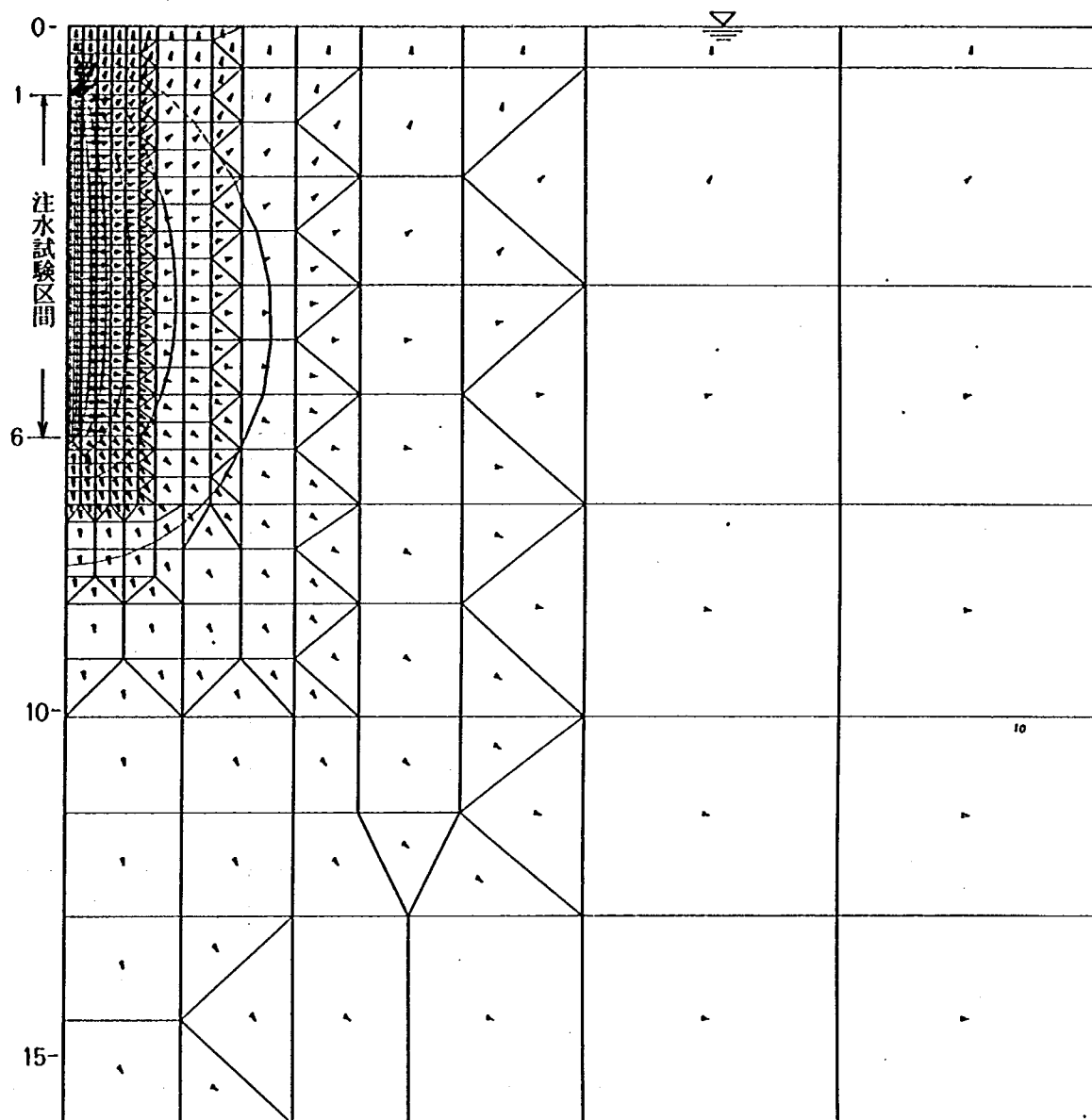


図-2.2.6 Case-1有限要素法による浸透流解析結果

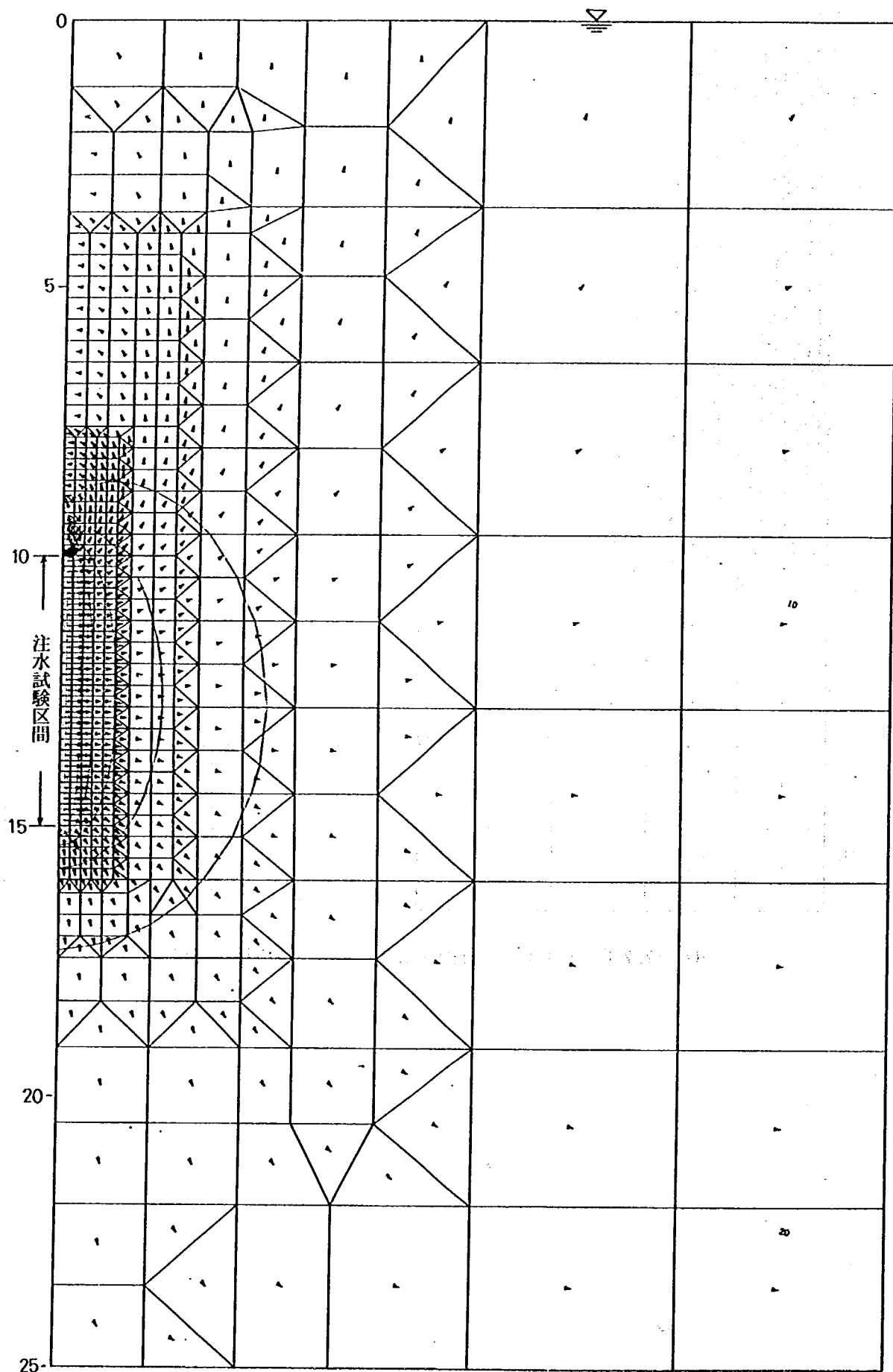


図-2.2.7 Case-2有限要素法による浸透流解析結果

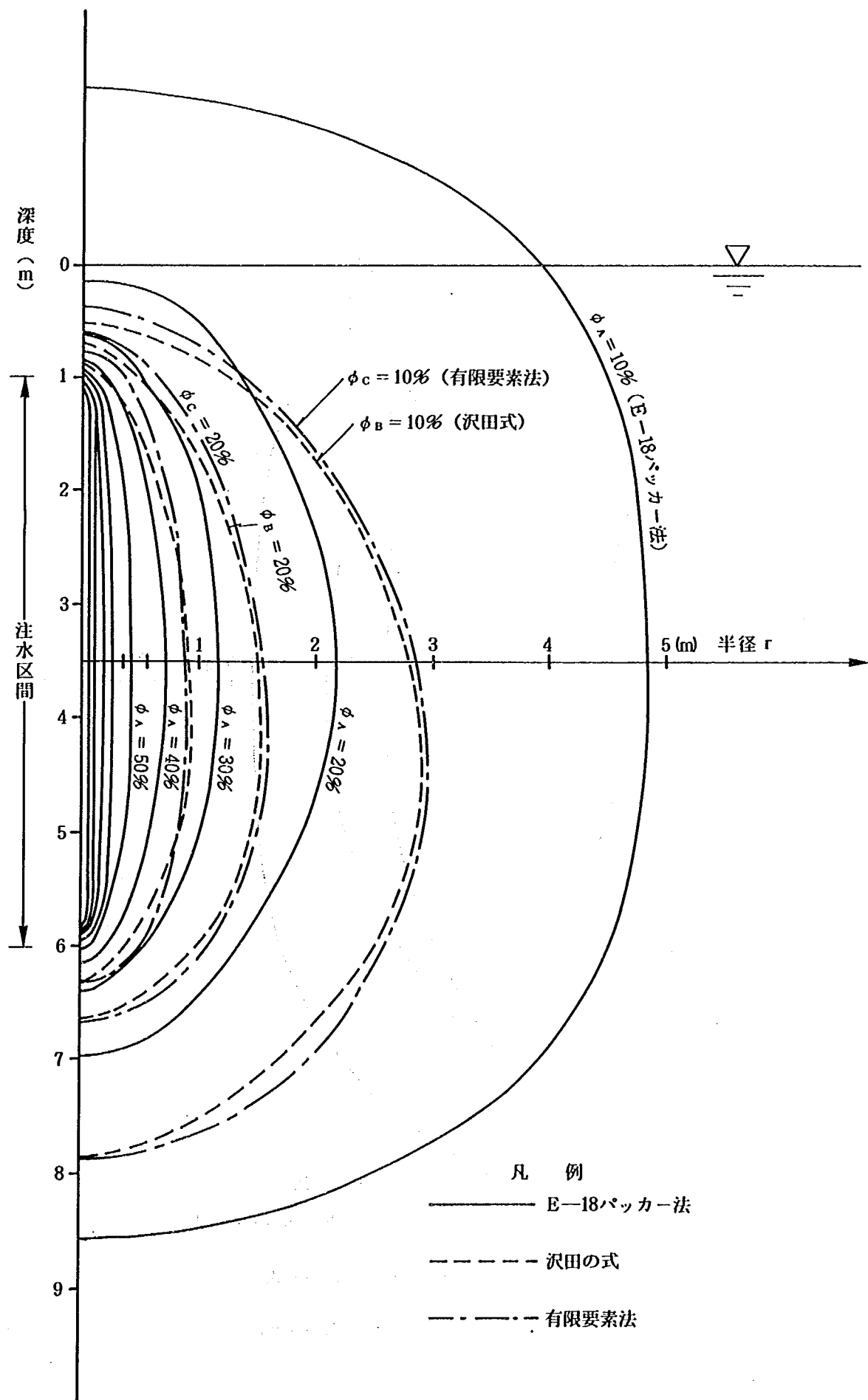
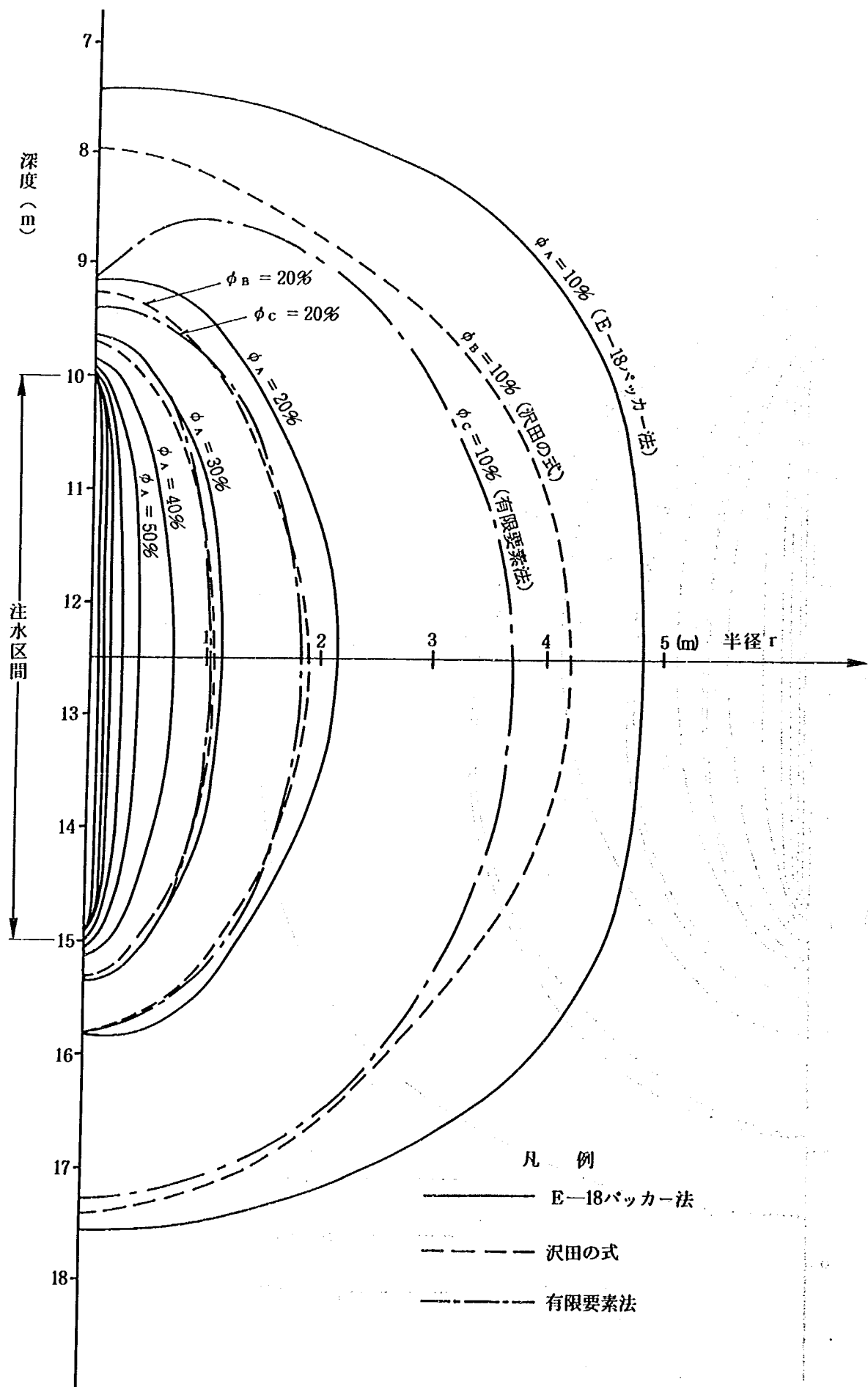


図 2.2.8 Case-1 各計算法による地盤内ポテンシャル分布比較図



図一2.2.9 Case-2 各計算法による地盤内ポテンシャル分布比較図

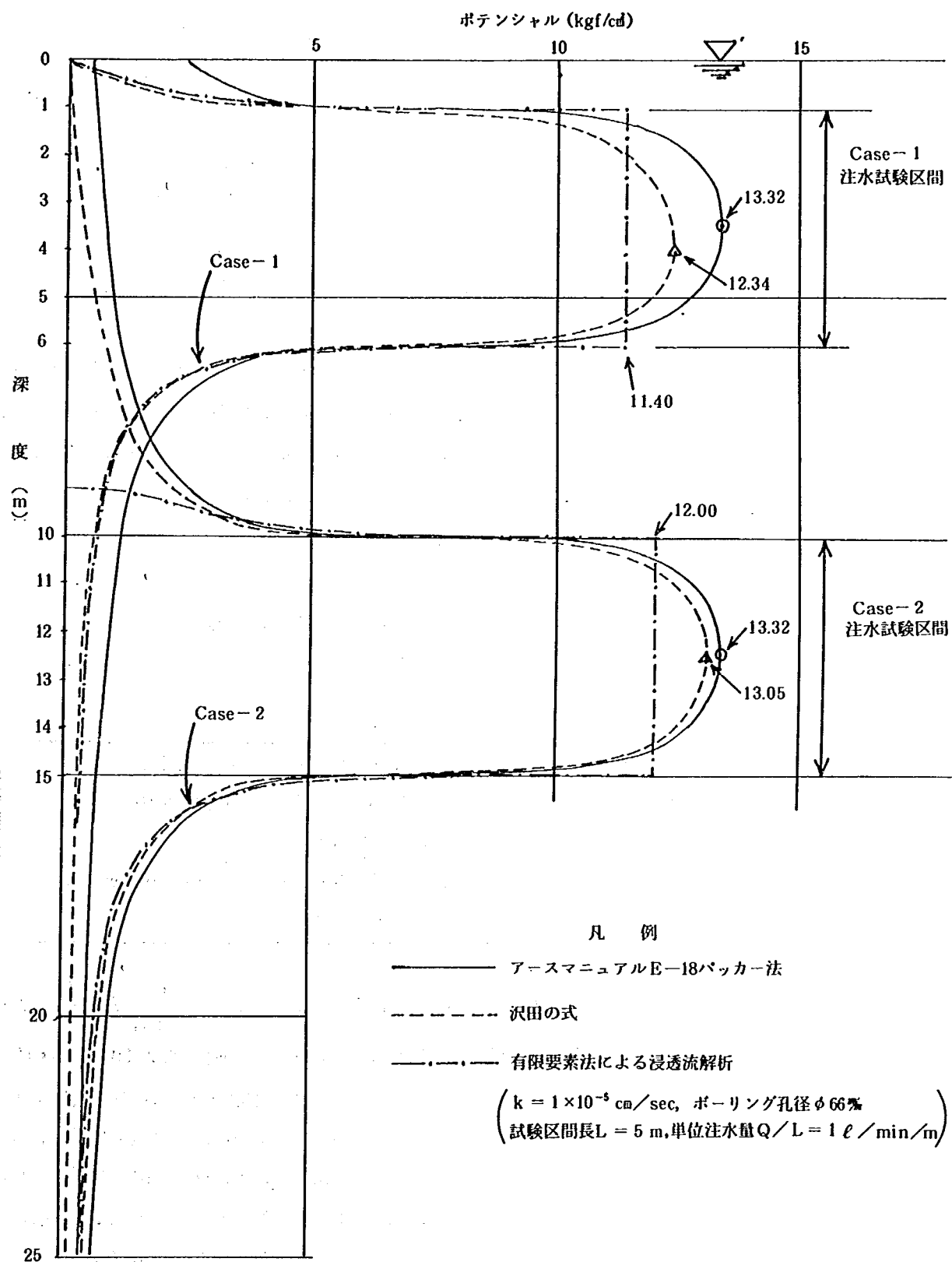


図-2.2.10 各計算法によるボーリング孔壁部 ($r = 3.3$ cm) での鉛直方向
ポテンシャル分布図

に3つの計算式は似かよったポテンシャル分布を示すが、ここでも沢田の式と有限要素法の結果とは良い一致を示している。なお注水試験区間上部の軸付近において、有限要素法によるポテンシャルの分布が他と異っているのは、有限要素法では、パッカー（1 m）区間上部のボーリング孔を自由排水とした影響である。

ここで、ダルシー則にのる地盤におけるルジオン値と、ダルシー則に基く透水係数 k 値との対応について、詳しくみてみることにする。今まで述べて来た3つの計算法において、地盤の透水係数 $k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 、ボーリング孔径 $r = 0.033 \text{ m}$ 、注水試験区間 $L = 5 \text{ m}$ 、を与えた時の単位注入量 $Q/L = 1 \text{ l/min/m}$ となるようなポテンシャル分布について、ボーリング孔壁に沿った（ $r = 0.033 \text{ m}$ における）面での鉛直方向の分布を調べてみると図—2.2.10のとおりになる。実際のルジオンテストにおいては、注入試験区間孔壁面では一定ポテンシャルを示すはずであり、有限要素法による分布と同じ分布を示すと思われる。これに対しアースマニユアルE—18パッカー法は図—2.2.10の実線の示されるように注水区間中央部にてピークを示す曲線を示し、また沢田の式は同じ図の破線に示されるように注水区間中央部付近にてピークを示す曲線を示す。図—2.2.10で得られたポテンシャル分布をもとに、各ケース、各計算式における 1 Lu と k 値との対応を表—2.2.8に示す。

表—2.2.8 各ケース各計算式により 1 Lu と k 値との対応
（孔内ポテンシャルは平均値とする。ただしカッ
内はピーク値）

	試験区間	A) E—18パッカー法②⑥	B) 沢田の式 ②⑦	C) 有限要素法
Case—1	地下水面下 1～6 m	$1.252 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ (1.332×10^{-5})	$1.147 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ (1.234×10^{-5})	$1.140 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$
Case—2	地下水面下 10～15 m	$1.252 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ (1.332×10^{-5})	$1.225 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ (1.305×10^{-5})	$1.200 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$

ところで2.2.1項にて示したE—18パッカー法による透水係数の算定式③ $k = \frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{L}{r}$ 式は、2.2.5項でこれから示すように、注水試験区間孔壁中央部でのポテンシャル（図—2.2.10中の○印で示す）を孔内のポテンシャル値として代表したものである。すなわち $P = 13.32 \text{ kgf/cm}^2$ の注入圧で単位注入量 $Q/L = 1 \text{ l/min/m}$ （ $1 \text{ Lu} = 10/13.32$ ）と $k = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ とが対応している訳である。これは表—2.2.4に示される 1 Lu と $k = 1.332 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ とが対応しているのと同値である。しかるに孔内のポテンシャル値をピーク値である中央部での値（ $P = 13.32 \text{ kgf/cm}^2$ ）ではなく、注水試験区間（5 m）の平均値（ $P = 12.52 \text{ kgf/cm}^2$ ）で代表されると、 1 Lu が $k = 1.252 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と対応するようになり、厳密的に言うとはE—18パッカー法による透水係数の算定式③式は孔壁平均ポテンシャル値を用いるならば次式のとおりとなる。

$$k = \frac{Q}{2\pi HL} \left(\ln \frac{2L}{r} - 1 + \frac{r}{L} \right) \dots\dots\dots \textcircled{28} \quad (2.2.6 \text{ 項参照})$$

もっと厳密に言うならば、E-18パッカー法自体が境界条件を正確に与えていないことから、より境界条件に忠実な有限要素法での結果をもとにルジオン値とk値との対応を見るのがより正確であろう。そう考えると結論的には最も信頼おけるルジオン値とk値との対応は1mのパッカーにおいては表-2.2.8の有限要素法による値すなわちCase-1で $1 Lu = 1.140 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, Case-2で $1 Lu = 1.200 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ であると信じる。なお沢田の式において、孔内のポテンシャル値を注入試験区間(5m)の平均値とした時のLu値とk値との対応は④9式を用いると、Case-1で $1 Lu = 1.147 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, Case-2で $1 Lu = 1.225 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と有限要素法の値と比較的近い値を与えていることから、有限要素法による値の信頼性は高い。

なお、孔径が変わった時のルジオン値とk値との対応関係について言及してみることにする。今回の有限要素法による計算は、実際のところは注水試験箇所のパテンシャルについては厳密には孔壁面上($r = 0.033 \text{ m}$)にて与えたものではなく軸上($r = 0 \text{ m}$)で与えたものである。これは、有限要素法によるメッシュ切りを考えた場合、最小要素のメッシュが0.20mであり、 $r = 0.033$ でも $r = 0 \text{ m}$ でも実際は全く同じ位置とみなしかまわないと考えられるからである。すなわちどちらの位置のパテンシャルをおけようと全体の浸透流の状況には大きな影響を及ぼさないと考えたからではあるが $r = 0.033 \text{ m}$ ($\phi = 66 \text{ m/m}$), $r = 0.023 \text{ m}$ ($\phi = 46 \text{ m/m}$)にポテンシャルをかけた場合のLu値とk値との対応関係の違いなどについては、今後より多くのケース解析を行って確かめてみたい。いずれにしても表-2.2.8の有限要素法における対応関係はボーリング孔径のいかにかわらず、変わらずに使えると思われる。有限要素法におけるこの点は、ボーリング孔周辺のパテンシャルの変化が著しく、どの地点を孔内のポテンシャル値として代表させるかによって透水係数の算定に大きな影響を及ぼす(例えばE-18パッカー法では1ステージ長5mにおいて $\phi 46 \text{ m/m}$ と $\phi 66 \text{ m/m}$ では、同じルジオン値に対しk値が約7%も違う)E-18パッカー法、あるいは沢田の式と大きく異なる点である。

2.2.5 開拓局アースマニュアルE-18パッカー法による透水係数の誘導式

今、点湧源Sを考え、半径rの球面の内から外へ流れる流量をQ、球面上での流速をvとすると、

$$Q = 4\pi r^2 v \quad \dots\dots\dots (29)$$

また、任意の点PでのポテンシャルをPとすると、透水係数をkとして

$$v = -k \frac{\partial P}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (30)$$

③0式を②9式に代入して

$$Q = -4\pi r^2 k \frac{\partial P}{\partial r}$$

$$\frac{\partial P}{\partial r} = - \frac{Q}{4\pi k r^2} \quad \dots\dots\dots (31)$$

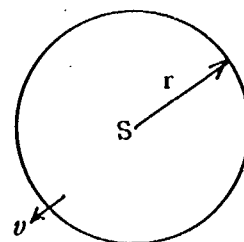


図-2.2.11 点湧源からの流れ

③①式を r について積分すると

$$P = \int \frac{\partial P}{\partial r} dr = - \int \frac{Q}{4\pi k r^2} dr = \frac{Q}{4\pi k r} + H_0 \dots\dots\dots ③②$$

ここで $r \rightarrow \infty$ とすると $H \rightarrow 0$ であるから $H_0 = 0$ となり

$$\therefore P = \frac{Q}{4\pi k r} \dots\dots\dots ③③$$

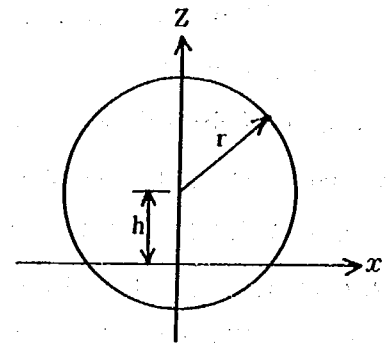
が得られる

点湧源のまわりのポテンシャルの分布は面对称なので図—2.2.12 に示すように $x-Z$ 座標面上で考え、点湧源の位置を $(0, h)$ とすると

$$r = \sqrt{x^2 + (Z-h)^2} \dots\dots\dots ③④$$

③④式を③③式に代入すると

$$P = \frac{Q}{4\pi k \sqrt{x^2 + (Z-h)^2}} \dots\dots\dots ③⑤$$



図—2.2.12 座標

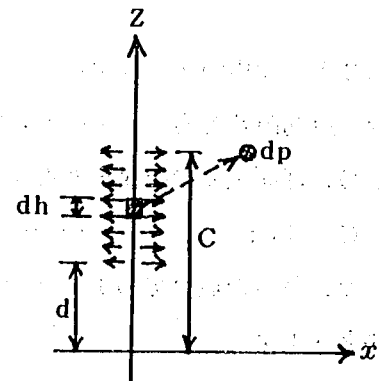
となる。

点湧源を、単位長さ当りの流出量 q ・微小長さ dh の微小線湧源と考える。この点湧源により生じる任意の点のポテンシャルを dP とすると次の式のようにになる。

$$dP = \frac{q dh}{4\pi k \sqrt{x^2 + (Z-h)^2}} \dots\dots\dots ③⑥$$

微小線湧源が図—2.2.13 のように $Z=d$ から $Z=c$ まで、分布しているとする。この線湧源により生じる任意の点のポテンシャル P は次のようになる。

$$P = \frac{q}{4\pi k} \int_d^c \frac{dh}{\sqrt{x^2 + (Z-h)^2}} \dots\dots\dots ③⑦$$



図—2.2.13 点湧源の分布

$$Z-h = l \text{ とおくと } dh = -dl$$

h	d	$\rightarrow$	c
l	$Z-d$	$\rightarrow$	$Z-c$

したがって

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{q}{4\pi k} \int_{z-d}^{z-c} \frac{-dl}{\sqrt{x^2+l^2}} = -\frac{q}{4\pi k} \left[\ln(l + \sqrt{x^2+l^2}) \right]_{z-d}^{z-c} \\
 &= -\frac{q}{4\pi k} \ln \frac{Z-c + \sqrt{x^2 + (Z-c)^2}}{Z-d + \sqrt{x^2 + (Z-d)^2}} \\
 &= \frac{q}{4\pi k} \ln \frac{Z-d + \sqrt{x^2 + (Z-d)^2}}{Z-c + \sqrt{x^2 + (Z-c)^2}} \dots (38)
 \end{aligned}$$

$$q = \frac{Q}{c-b} = \frac{Q}{L} \text{ を(38)式に代入すると 2.2.4}$$

の項で使用した(26)式と同じ次式が得られる。

$$P = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{Z-d + \sqrt{x^2 + (Z-d)^2}}{Z-c + \sqrt{x^2 + (Z-c)^2}} \dots (39)$$

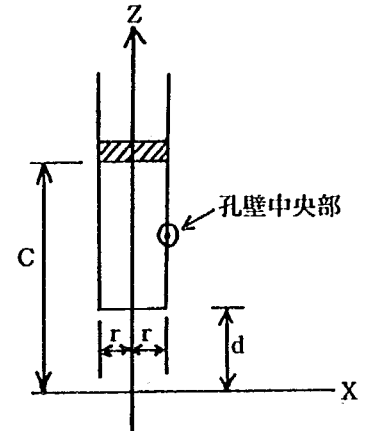


図-2.2.14 孔壁付近座標系

ここで図-2.2.14に示すように、 $x=r$ 、 $Z = \frac{c+d}{2}$ (孔壁中央部)におけるポテンシャルをHとし、 $c-d=L$ と置くと次のようになる。

$$\begin{aligned}
 H &= \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{\frac{c-d}{2} + \sqrt{r^2 + (\frac{c-d}{2})^2}}{\frac{d-c}{2} + \sqrt{r^2 + (\frac{d-c}{2})^2}} = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{\frac{L}{2} + \sqrt{r^2 + (\frac{L}{2})^2}}{-\frac{L}{2} + \sqrt{r^2 + (\frac{L}{2})^2}} \\
 &= \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{\frac{L}{2r} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r})^2}}{-\frac{L}{2r} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r})^2}} = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \left(\frac{L}{2r} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r})^2} \right)^2 \\
 &= \frac{Q}{2\pi kL} \ln \left(\frac{L}{2r} + \sqrt{1 + (\frac{L}{2r})^2} \right)
 \end{aligned}$$

$$= \frac{Q}{2\pi kL} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \dots \dots \dots (40) \quad \because \sinh^{-1} x = \ln(x + \sqrt{1+x^2})$$

いま $\frac{L}{r} \gg 1$ ならば $\sqrt{1 + \left(\frac{L}{2r}\right)^2} \approx \frac{L}{2r}$ と置けるので

$$H = \frac{Q}{2\pi k L} \ln \frac{L}{r} \dots\dots\dots (41)$$

以上より、

$10r > L$ の場合は (40) 式より

$$k = \frac{Q}{2\pi L H} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \dots\dots\dots (14)$$

$L \geq 10r$ の場合は (41) 式より

$$k = \frac{Q}{2\pi L H} \ln \frac{L}{r} \dots\dots\dots (13)$$

としてアースマニュアルE-18パッカー法の式が導びかれている。

2.2.6 理論解による透水係数算定式に関する考察

アースマニュアルE-18パッカー法による式および沢田の式の原式でポテンシャル分布を示す式(26)(27)によるところのポテンシャル分布を見たときに、図-2.2.10に示されるように孔壁部の深さ方向のポテンシャルは一定値ではなく、ほぼ試験区間中央部にピークを持つ曲線分布を示す。ところで一般にアースマニュアルE-18パッカー法による透水係数の算定式と言われている式

$$k = \frac{Q}{2\pi L H} \ln \frac{L}{r} \quad (L \geq 10r) \dots\dots\dots (13)$$

$$k = \frac{Q}{2\pi L H} \sinh^{-1} \frac{L}{2r} \quad (10r > L \geq r) \dots\dots\dots (14)$$

は、2.2.5項で示したように孔壁中央部(ピーク値)でのポテンシャルを孔内のポテンシャルとして代表させたものであるが、他の位置(例えば上端又は下端)あるいは、平均値で代表させた場合、(14)(15)式は変わって来ると考えられる。この点に関して、この項で述べてみたい。

最初に孔壁上端(下端でも同じ値)におけるポテンシャルを代表値とした時について述べる。この場合(39)式において $Z = c$ ($Z = d$ でも同じ)におけるポテンシャルを H とし、 $c - d = L$ と置くと次のようになる。

$$H = \frac{Q}{4\pi kL} \ln \frac{L + \sqrt{r^2 + L^2}}{r} \dots\dots\dots (42)$$

$L \gg r$ ならば $\sqrt{r^2 + L^2} \approx L$ と置けるので最終的には

$$k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{2r}{r} \dots\dots\dots (43)$$

となる。この式は形の上からは、⑩ 沢田の式と全く同じであり、アースマニュアルE-18パッカー法の⑬式よりは若干低い透水係数を与える。なお、本来の沢田のポテンシャル分布式すなわち 2.2.4 項の⑦式において、E-18パッカー法の導き方と同じように孔壁中央部をポテンシャルの代表値とした場合

は、 $r = r$, $y = -\frac{a+b}{2}$ ($x = r$, $Z = \frac{b+c}{2}$ に対応) におけるポテンシャルを H として、 $a \gg r$,

$b \gg r$, $b \gg r$, $L \gg r$ の近似を行なうと

$$k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \left\{ \left(\frac{L}{r} \right)^2 \cdot \frac{a+3b}{3a+b} \right\} \dots\dots\dots (44) \text{ となる。}$$

また $r = r$, $y = -b$ (上端) におけるポテンシャルを H として同様の近似をすると

$$k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \left(\frac{2L}{r} \cdot \frac{2b}{a+b} \right) \dots\dots\dots (45)$$

また $r = r$, $y = -a$ (下端) におけるポテンシャルを H として同様の近似をすると

$$k = \frac{Q}{4\pi LH} \ln \left(\frac{2L}{r} \cdot \frac{a+b}{2a} \right) \dots\dots\dots (46) \text{ となる。}$$

次に孔内ポテンシャルの代表値を試験長全域の平均値で代表させた時について述べる。まずアースマニュアルE-18パッカー法のポテンシャル分布については、③式で $x = r$ において Z を d から c まで積分した平均値をポテンシャル H とすることにより、次のとおりとなる。(なお $c - d = L$ とする。)

$$\begin{aligned} H &= \frac{Q}{4\pi kL} \cdot \frac{1}{c-d} \int_d^c \ln \frac{Z-d + \sqrt{r^2 + (Z-d)^2}}{Z-c + \sqrt{r^2 + (Z-c)^2}} dZ \\ &= \frac{Q}{4\pi kL} \cdot \frac{1}{L} \left\{ \int_0^L \ln (t + \sqrt{r^2 + t^2}) dt - \int_{-L}^0 \ln (t + \sqrt{r^2 + t^2}) dt \right\} \\ &= \frac{Q}{2\pi kL} \left(\ln \frac{\sqrt{r^2 + L^2} + L}{r} - \frac{\sqrt{r^2 + L^2} - r}{L} \right) \dots\dots\dots (47) \end{aligned}$$

したがってアースマニュアルE-18パッカー法の場合は次のとおりとなる。

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \left[\ln \left\{ \frac{L}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{r} \right)^2} \right\} - \sqrt{1 + \left(\frac{r}{L} \right)^2} + \left(\frac{r}{L} \right) \right] \dots\dots\dots (48)$$

いま $\frac{L}{r} \gg 1$ ならば

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \left(\ln \frac{2L}{r} - 1 + \frac{r}{L} \right) \dots\dots\dots (28)$$

また沢田の式については㉔式を $y = -a$ から $-b$ まで積分して平均値を求め、かつ $a \gg r$, $b \gg r$, $L \gg r$ の近似を行うことにより次式が得られる。

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \left[\ln \frac{2L}{r} - 1 + \frac{r}{L} + \frac{1}{L} \left(a \ln \frac{a+b}{2a} + b \ln \frac{a+b}{2b} \right) \right] \dots\dots\dots (49)$$

以上の結果について $L \gg r$ の場合をまとめると表—2.2.9のとおりとなるが、地下水位以下の場合最も信頼おける公式としては有限要素法の結果と良く合う㉔式が、地下水位以上ではいずれも境界条件が合わないが㉔式があげられると思われる。なお各式を用いた時の1ルジオンに対応する k の値(2.2.4項と同じ条件)を計算すると表—2.2.10のとおりとなる。

表—2.2.9 各理論式試験孔内のポテンシャル代表値の違いによる
透水係数 k の算定式のちがい

孔内ポテンシャルの代表値	アースマニユアルE-18パッカー法	沢田の式
中央部	㉓ $\frac{Q}{2\pi LH} \ln \frac{L}{r}$	㉔ $\frac{Q}{4\pi LH} \ln \left\{ \left(\frac{L}{r} \right)^2 \cdot \frac{a+3b}{3a+b} \right\}$
上端部	㉕ $\frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{2L}{r}$	㉕ $\frac{Q}{4\pi LH} \ln \left(\frac{2L}{r} \cdot \frac{2b}{a+b} \right)$
下端部	㉕ $\frac{Q}{4\pi LH} \ln \frac{2L}{r}$	㉖ $\frac{Q}{4\pi LH} \ln \left(\frac{2L}{r} \cdot \frac{a+b}{2a} \right)$
平均値	㉔ $\frac{Q}{2\pi LH} \left(\ln \frac{2L}{r} - 1 + \frac{r}{L} \right)$	㉔ $\frac{Q}{2\pi LH} \left[\ln \frac{2L}{r} - 1 + \frac{r}{L} + \frac{1}{L} \left(a \ln \frac{a+b}{2a} + b \ln \frac{a+b}{2b} \right) \right]$

L : 試験区間長 ($a-b$)

a : 地下水位から試験区間下端までの深さ

b : 地下水位から試験区間上端までの深さ

表—2.2.10 1 Lu と k 値 (cm/sec) との対応 ($L = 5$ m, $r = 0.033$ m)

孔内ポテンシャルの代表値	アースマニユアルE-18 パッカー法	沢田の式
中央部	㉓ 1.332×10^{-5}	㉔ 1.233×10^{-5} 1.305×10^{-5}
上端部	㉕ 0.758×10^{-5}	㉕ 0.592×10^{-5} 0.728×10^{-5}
下端部	㉕ 0.758×10^{-5}	㉖ 0.686×10^{-5} 0.734×10^{-5}
平均値	㉔ 1.252×10^{-5}	㉔ 1.147×10^{-5} 1.225×10^{-5}

沢田の式 上段Case—1 ($a = 5$, $b = 1$)

下段Case—2 ($a = 15$, $b = 10$)

2.3 パイピング試験

2.3.1 概 要

軟岩においては、岩盤の透水性が小さくても限界圧力は低い場合が多い。特に固結の悪い岩盤においてはこの性質が顕著であることが多く、ダム基礎岩盤としては、透水性が低い場合においても、浸透破壊に対する安全性の検討は十分に行う必要がある。

一般にゾーン型フィルダムの土質遮水ゾーンの厚さは、経験的に水深の30%～50%あれば充分安全であると言われており、水深の10%以下では安全性は不安であるとされている。これを動水勾配 (H/L) で言うと、土質遮水壁は $2/1 \sim 3/1$ 程度の動水勾配なら充分安全だが、 $10/1$ 以上だと不安があるということになる。ところで岩盤内の透水性が均一であれば、岩盤内の動水勾配の最大値も土質遮水ゾーンの厚さによって決まる土質遮水壁内の最大動水勾配とほぼ同じ値をとると思われるが、一般的にはカーテングラウチングなどの基礎処理がほどこされていることや、岩盤内の不均一さなどにより、部分的に動水勾配が大きくなる場合が多いと考えられる。今、高さ93mのVダムにおいて、上下流間に78mのヘッド差を与えた時に、地盤がダルシー則にのると仮定した場合のカーテングラウチング膜前後のヘッド差を有限要素法による浸透流解析により求め、どの程度の動水勾配になるか試算してみた。使用したモデルは図-2.3.1のとおりで各透水係数も図中に示してある。なお、カーテン膜の厚さは2.5mとした。解析結果のポテンシャル分布を図-2.3.2に図2.3.1の④、⑤、⑥、⑦地点のカーテン膜前後の水圧と動水勾配を表-2.3.1に示す。

表-2.3.1 代表点カーテン膜前後のヘッド差

地点	コア敷よりの深さ	上流面水圧	下流面水圧	ヘ ッ ド 差	動水勾配
④	4.8 m	59.3 m	50.0 m	9.3 m (0.93 kgf / cm ²)	3.7 / 1
⑤	10 m	64.2 m	55.6 m	8.6 m (0.86 kgf / cm ²)	3.4 / 1
⑥	32 m	86.9 m	77.6 m	9.3 m (0.93 kgf / cm ²)	3.7 / 1
⑦	52 m	107.8 m	96.9 m	10.9 m (1.09 kgf / cm ²)	4.4 / 1
⑧	77 m	129.3 m	125.6 m	3.7 m (0.37 kgf / cm ²)	1.5 / 1

この結果からは、最大でも4.4/1の動水勾配であり、特に大きな値は示さなかったが、カーテン膜内の透水性とインタクトな岩盤の透水性との間に大きな差がある場合およびキレツに沿った流れがある場合などは、もっと大きな動水勾配になることも予想されるので、浸透破壊に対して比較的弱い軟岩基礎の場合は、岩盤自体がどの程度の動水勾配まで耐え得るかパイピング試験にて実際に浸透破壊を起こさせて試験してみることも必要となることがある。

パイピング試験と言っても現在ではきまった試験方法、試験基準があるわけではないが、一般的に行われている方法としては室内試験と原位置試験とがある。室内試験とは、通常の透水試験機に、高圧恒圧安定供給装置をとりつけたものを使用し徐々にヘッドを増加させて、流量が急増する点での圧力から

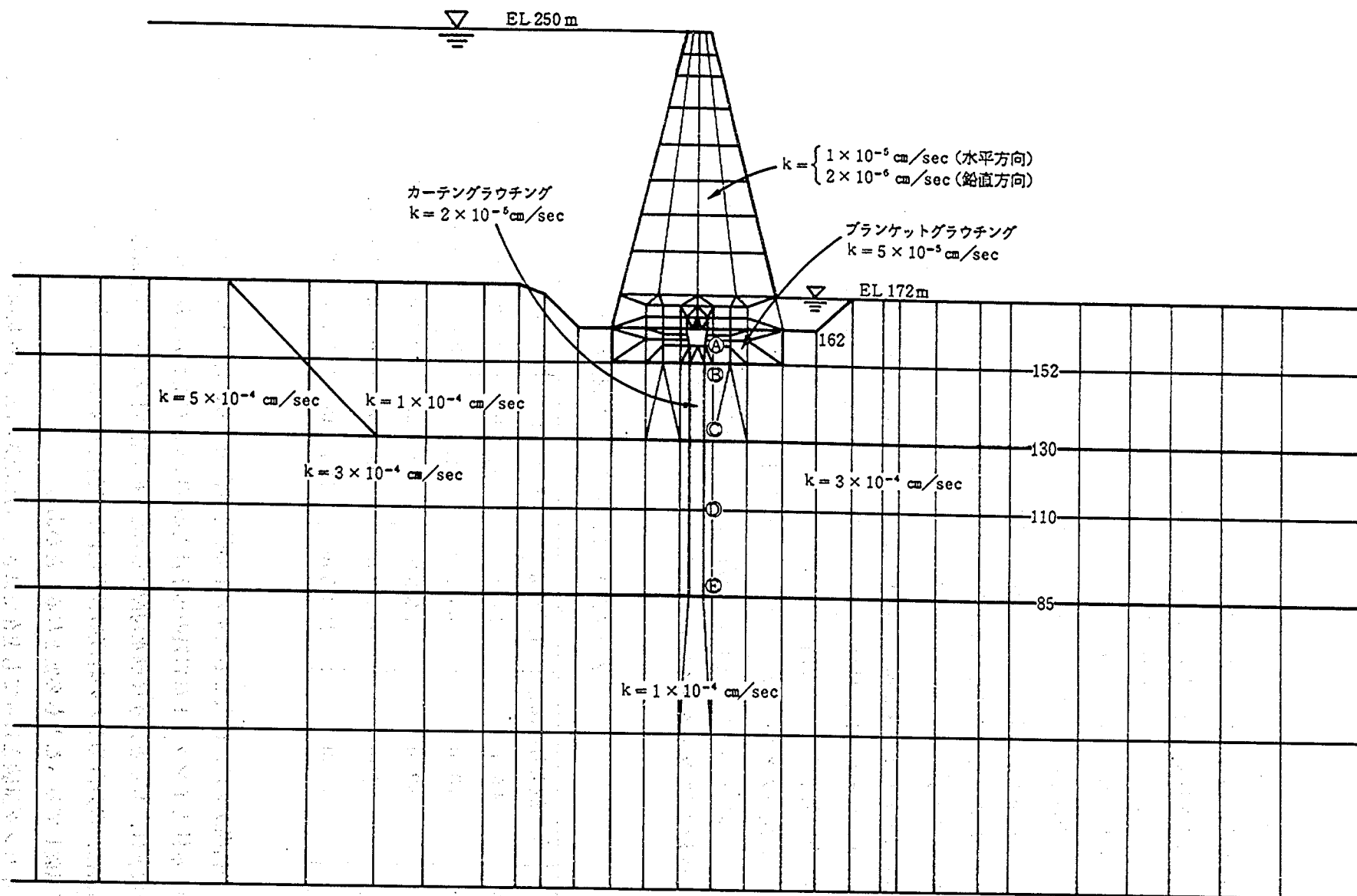


図-2.3.1 Vダム浸透流解析モデル

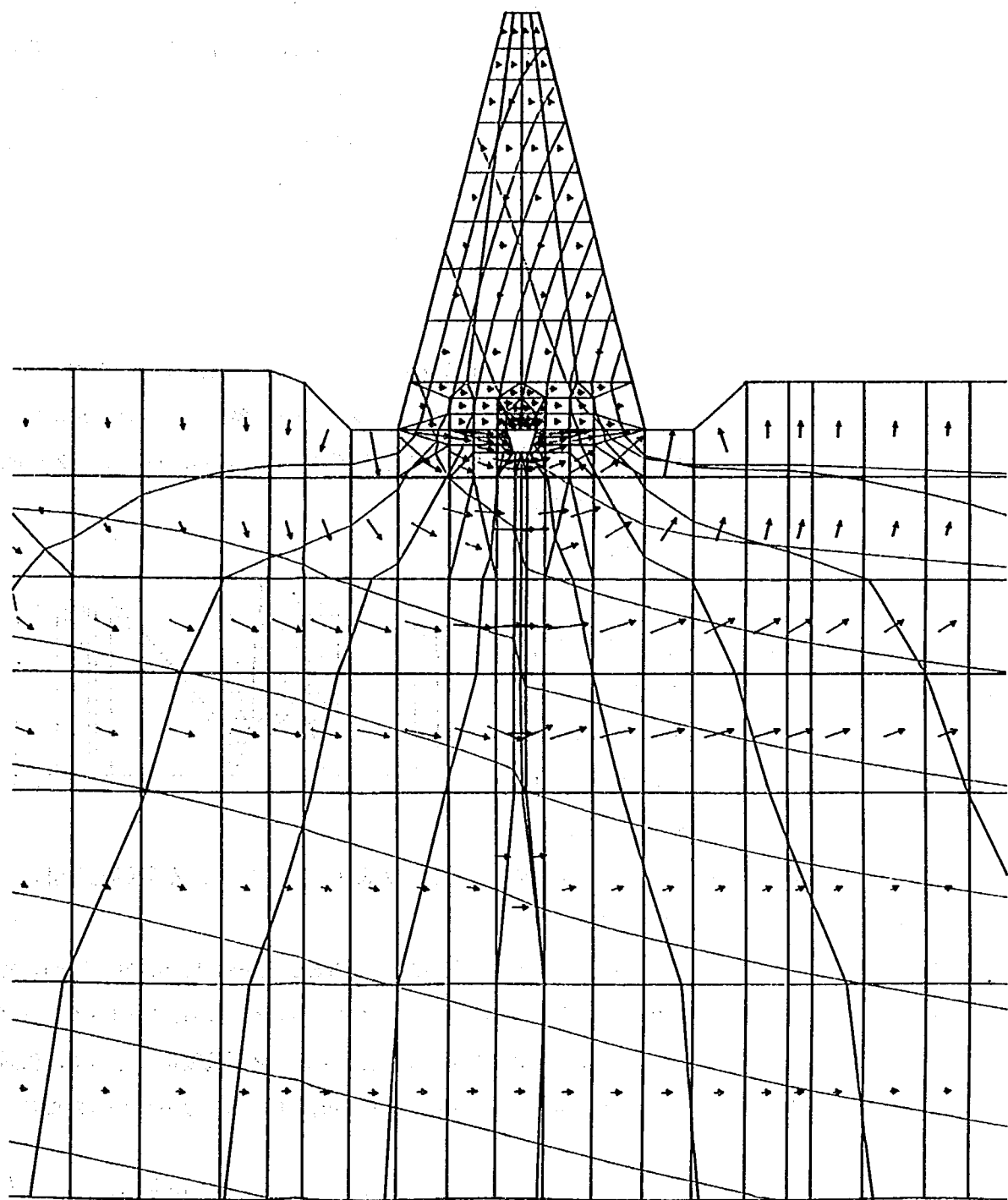


図-2.3.2 Vダム浸透流解析結果

限界動水勾配を求めるものである。また原位置試験としては、横坑（又は立坑）近傍のボーリング孔にバッカーをかけて徐々に昇圧しながら注水し、注入量が急増したり、坑内から水が吹き出したりした時の圧力差とその間の距離とから限界動水勾配を求めるものである。なおこのようにして求めた岩盤の浸透破壊に対する強度（限界動水勾配）がいくら以上あれば安全であるかという基準がはっきりしていないが、実際にダムにより生ずる最大動水勾配の10倍以上は必要であるとも言われており、実ダムにおける岩盤内間隙水圧の観測データなどによるキメ細かな検証とも合わせて今後の研究課題として残されている。なお現実のダム基礎を対象にして行われたパイピング試験の実施例を以下に紹介してみることにするが、実際にパイピング現象が生じて破壊したと言うよりも、岩石の引張り破壊に似たキレツが生じて破壊に至った例が多く、この点をどう評価するかも今後の課題である。

2.3.2 パイピング試験例

（Qダムにおける例）……土佐林・北條・松本による I S R M シンポジウム1981論文より引用

Qダム基礎の軽石凝灰岩は熔結度の低い（～非熔結の）固結シラス状の地盤で岩石自体が透水性を有し、ボーリング孔によるルジオン値も20～30 Luの高透水性を示していることから、パイピングに関する検討が必要とされた。パイピング試験は不攪乱で切り出したサンプルでの室内パイピング試験、原位置におけるパイピング試験が主なものであり、ボーリングの透水試験およびグラウト試験における降伏圧、破壊圧も補助的データとして用いた。

室内パイピング試験は図-2.3.3に示す装置により行った。試料はダムサイト右岸に掘削した斜坑および河床部に掘削した堅坑からチェンソーを用いて切り出した不攪乱サンプルを使用した。サンプルの直径は15～16cmでサンプル長は15～25cmであるが、

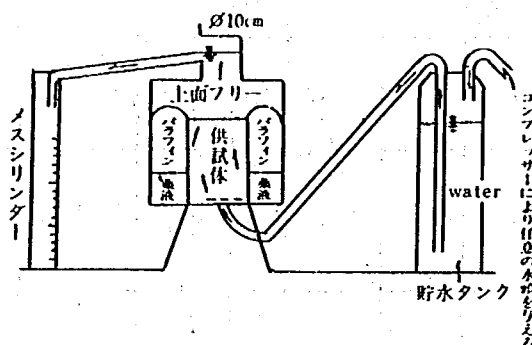


図-2.3.3 パイピング試験装置説明図

図-2.3.4に示すようにサンプルには切り込みを入れ、透水路長を3cm、5cm、15cm、20～25cmと変えている。また透水の方向は堆積面に対して垂直と水平の各々について行った。なお、室内パイピング試験に用いた供試体の物理的、力学的性質を表-2.3.2に示す。またパイピング試験に先立って、供試体の透水性調べるため、水頭2mで約1時間透水し、その後、水頭2m、4mおよび6mの3水頭について

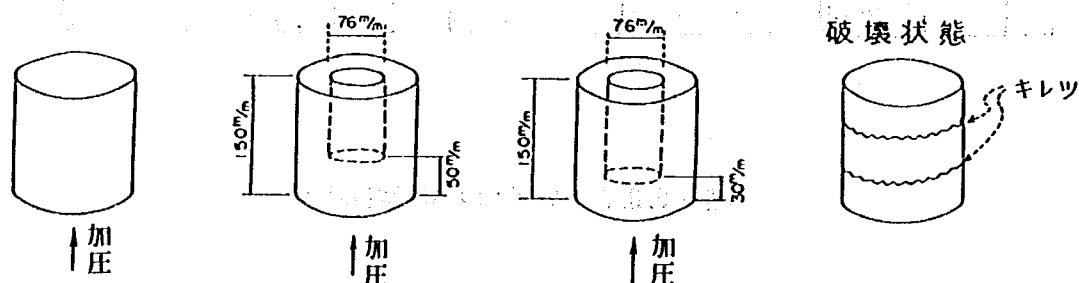


図-2.3.4 試験サンプルと加圧方向

て透水係数を求め、透水時間および水頭の差による透水係数の違いをチェックした結果、平均透水係数は、 $2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 程度の値が得られる。

表-2.3.2 Qダム室内パイピング試験用供試体の物理的および力学的性質

地層名	比重Gs	含水比W(%)	単重rt 位体積量 (t/m^3)	間 ゲ キ 比 e	粒 度 分 析						均等 係数	一軸圧縮強さ qu (t/m^2)	一面せん断強度	
					砂分 (%)	シル ト分 (%)	最大 粒径 (%)	60% 粒径 (%)	30% 粒径 (%)	10% 粒径 (%)			粘着力 C (t/m^2)	内 部 摩擦角 ϕ (度)
Ps 上 層	2.239	24.3	1.530	0.820	72	24	20	0.26	0.08	0.022	9.7	8	3	46~
	~ 2.357	~ 41.8	~ 1.686	~ 1.027	~ 76	~ 28		~ 0.30	~ 0.10	~ 0.031	~ 12.7	~ 17	~ 10	~ 54
Ps 中 層	2.200	30.3	1.434	0.870	78	29	20	0.24	0.075	0.021	8.3	9	2	47
	~ 2.336	~ 44.7	~ 1.674	~ 1.142	~ 71	~ 22		~ 0.29	~ 0.11	~ 0.031	~ 13.8		~ 8	~ 53

パイピング試験の結果は表-2.3.3に示すとおりである。圧力（動水勾配で表す）と流量の関係は図-2.3.5で模式的に示す型をとり変曲点を有する折れ線となっている。これは $1.5 \text{ kgf/cm}^2 \sim 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ の加圧（動水勾配に換算すると $100/1 \sim 200/1$ 前後の値）で岩石の透水性の不均一さに由来する引張り性の破壊が生じて透水量の急激な増加をみたもので、破壊後のサンプルを取り出してみると、多くの場合図-2.3.4に示すような透水方向に垂直に発達する数条の亀裂が生じている事が明らかとなった。ただ破壊後においてもいわゆるパイピングといえる様な貫孔作用は生ぜず、岩組織は残ったまま透水量の増加をみたものである。

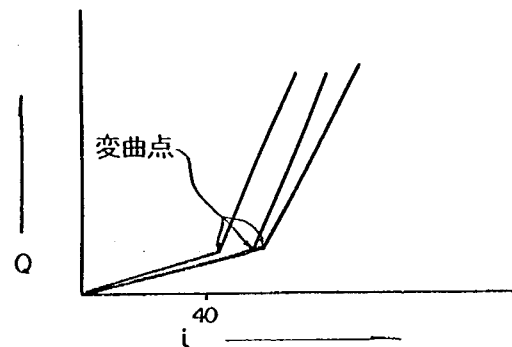


図-2.3.5 動水勾配-流量曲線

表-2.3.3 パイピング試験結果一覧表

サンプル形状		限界動水勾配			限界流速 (cm/s)			堆積面に対する透水方向
直径(cm)	長さ(cm)	個数	平均値	標準偏差	個数	平均値	標準偏差	
15	3	4	241.5	24.8	2	0.019	—	垂 直
"	5	4	200.0	40.0	4	0.0445	0.016	"
"	15	4	126.3	44.9	4	0.072	0.049	"
"	20~25	13	131.2	91.6	13	0.038	0.023	"
		11	227.8	122.0	11	0.072	0.067	水 平

室内試験でこのような現象を原位置で確認するため試験横坑と、これと平行に掘削した水平ボーリング孔を利用して原位置パイピング試験を行った。試験孔の配置は図-2.3.6に示すとおりで、横坑内から水平ボーリング孔に向けて異った深度に間隙水圧計を埋設し、ボーリング孔から貫孔に至るまで $1\text{kgf}/\text{cm}^2$ ぎざみで順次圧力を上げながら送水を行った。

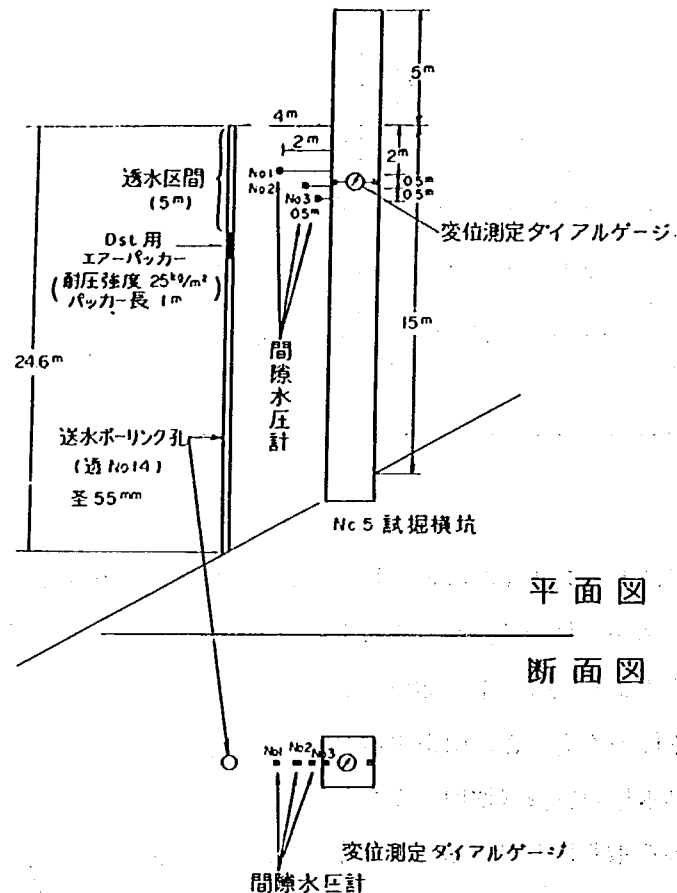


図-2.3.6 Qダム原位置パイピング試験配置図

結果を図-2.3.7に示す。加圧 $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 付近から間隙水圧の上昇が急になり、 $11\text{kgf}/\text{cm}^2$ の加圧時にパッカー部で貫孔作用が生じ全送水量がボーリング孔口に溢流した。間隙水圧計の動きが顕著になった $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 加圧時の動水勾配はボーリング孔壁と No. 1 間隙水圧計の間で $45/1$ 、貫孔が生じた $11\text{kgf}/\text{cm}^2$ では $47/1$ 、またパッカー長は 1m であるので、パッカー部での限界動水勾配は $110/1$ という事が出来る。またこの時の試験横坑壁と No. 3 間隙水圧計の間の動水勾配は $7/1 \sim 5/1$ でダム湛水により生ずる最大の動水勾配 ($0.54/1 \sim 0.84/1$) の約10倍の値であるが、横坑内で壁面を観察する限りでは坑壁の全面から水が滲出する程度で特に顕著な変形、土粒子の移動は認められない。

以上のように不攪乱サンプルの室内試験、および原位置でのパイピング試験では破壊の限界勾配は $40/1 \sim 200/1$ という事が明らかとなった。ただこれ等はサンプリングが可能な程度に良好な岩盤部の値であり、実際にはサンプリングが不可能な程ルーズな部分や、透水試験で $2 \sim 5\text{kgf}/\text{cm}^2$ の加圧で降伏しているような部分もまゝみうけられている。この様な部分ではパッカー長を 1m として $20/1 \sim 50/1$ 程度の動水勾配という事が推察され、この程度の値がQダムにおける軽石凝灰岩のパイピングに対す

る限界動水勾配の最低値を示す目安となるものと推定された。

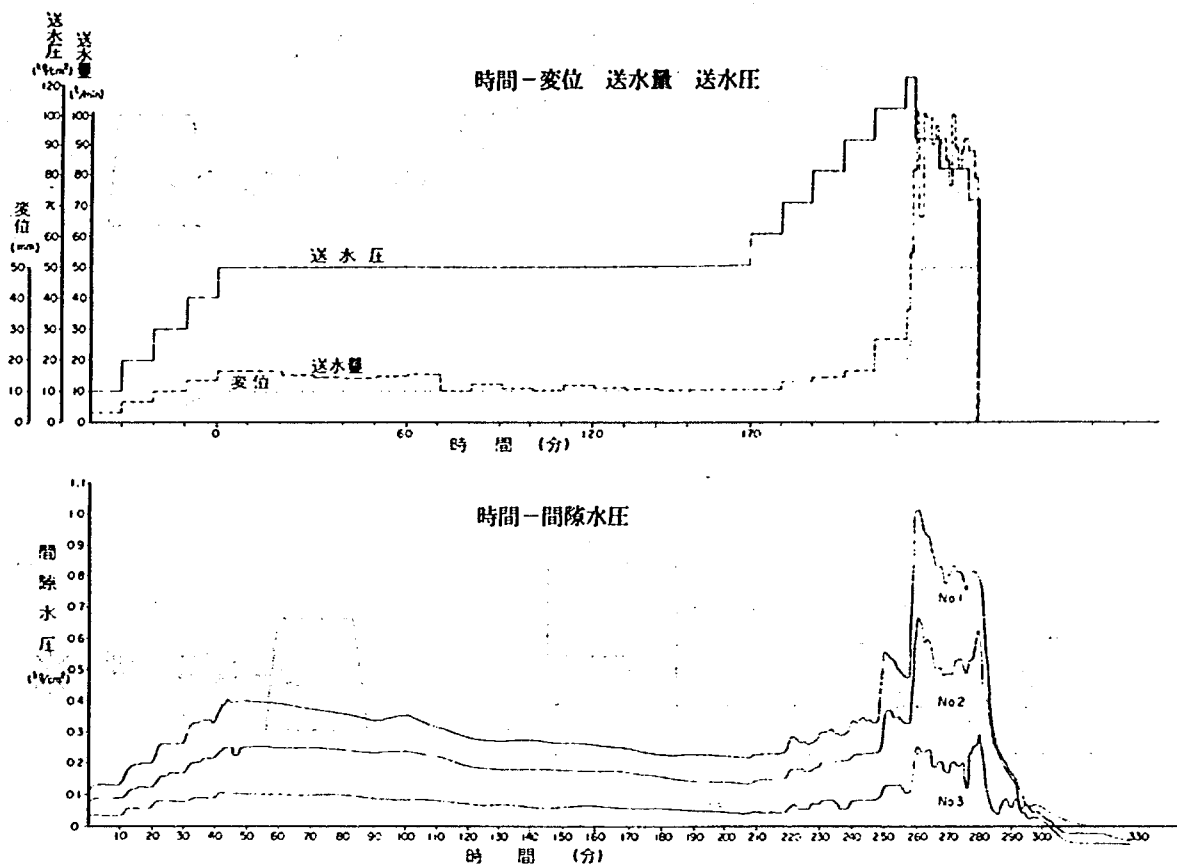
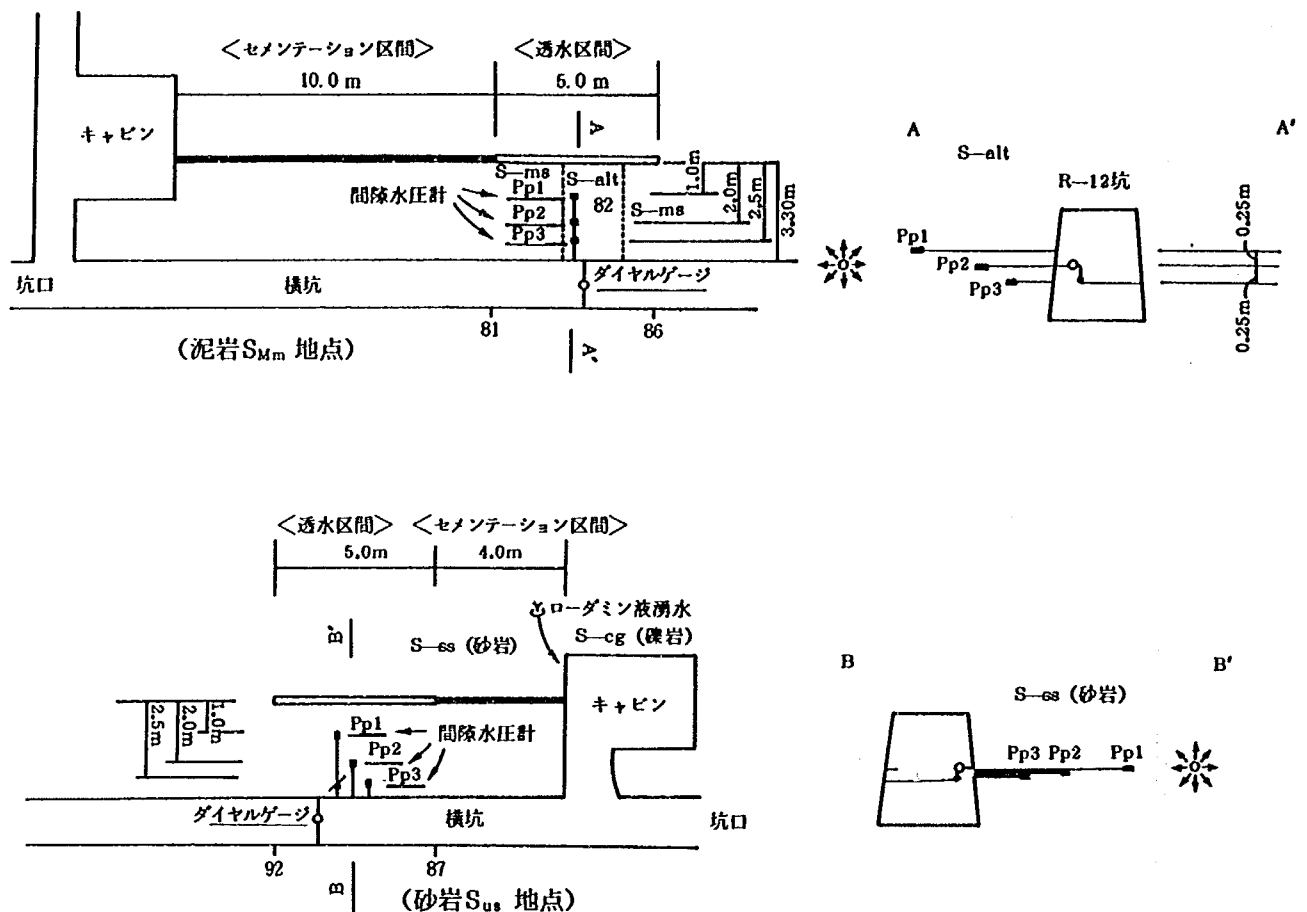


図-2.3.7 Qダムパイピング試験，時間-送水圧，送水量，変位，間隙水圧曲線

(Sダムにおける例)

Sダムサイトにおいては，新第三紀鮮新世前後の砂岩～泥岩が広く分布している。これらの岩盤は非常に軟質であったり又は固結度が悪かったりしているため，ダム基礎としての強度，変形性，遮水性等に関する各種試験検討がなされている地質であるが，パイピング試験もそれらの一環として行なわれた。試験地点は地質状況の異なる2ヶ所とし，一ヶ所は非常に軟質なSmm（中部泥岩）層，他の一ヶ所は固結度の低いSus（上部砂岩）層にて行なわれた。Smm（中部泥岩）については，三軸圧縮試験にて $C = 5 \text{ kgf/cm}^2$ ， $\phi = 25^\circ$ 程度，原位置せん断試験にて $C = 1.3 \text{ kgf/cm}^2$ ， $\phi = 24^\circ$ ，一軸圧縮強度 $5 \sim 16 \text{ kgf/cm}^2$ ，原位置試験での変形係数 $1200 \sim 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ，ルジオン値としては1ルジオン以下の部分が多い。またSus（上部砂岩）については原位置試験での変形係数で $1600 \sim 2000 \text{ kgf/cm}^2$ が得られており，ルジオン値としては5ルジオン程度である。パイピング試験の配置図を図-2.3.8に示す。試験結果について，注入圧，注入量，変位置，間隙水圧計の実測データを図-2.3.9に，試験終了後の横坑内の坑壁観察結果を図-2.3.10に示す。図-2.3.9を見ればわかるように，泥岩（Smm）の場合は注入圧力の増加に従って間隙水圧等も増加し， 8 kgf/cm^2 から 9 kgf/cm^2 の昇圧時に岩盤に破壊が生じそれに伴って間隙水圧の低下と変位，注入量の急増が見られている。また砂岩（Sus）の場合は注入圧力が 1 kgf/cm^2 にて間隙水圧が0近くに急低下していることから，恐らくはキャビン方向に水が抜け出



図－2.3.8 Sダムパイピング試験配置図

てしまったと推定されるが、その後も昇圧は可能で最終的な限界圧力は 5.5 kgf/cm^2 であった。

各注入圧力段階における水圧（注入圧力および間隙水圧）と距離との関係を図－2.3.11の破線で、各水圧測定点間の動水勾配を表－2.3.4に示す。表－2.3.4を見ればわかるように一定の注入圧のもとにおいても各測定点間の動水勾配が大きく異っており、注水孔と横坑間にて等ポテンシャル間隔的に水圧が低下すると言うよりも、注水孔を中心の放射流的なポテンシャルの低下を呈していることがわかる。したがって動水勾配が最もきつくなるのは注水孔付近ということになり、その動水勾配に耐えたと言うことから、各岩盤の限界動水勾配としては、限界圧力における注入孔付近の動水勾配をとるのが合理的と考えられる。そう考えると、Sダムの泥岩（S_{Mm}）は限界動水勾配が80程度、砂岩（S_{us}）については限界圧力をどう考えるかむずかしいが、 1 kgf/cm^2 とするなら限界動水勾配は5程度と見ることができる。

ところで、ダルシー則にのる地盤におけるボーリング孔からの放射流を考えた場合、半径 r_0 のボーリング孔に P_0 の水圧をかけた時のボーリング孔中心より半径 r 離れた地点の水圧は次式で与えられる。ただし q は単位注入量とする。

$$P = P_0 - \frac{q}{2\pi k} \ln \frac{r}{r_0} \dots\dots\dots ①$$

ここで $r = D$ （注入ボーリング孔と横坑側壁との間の距離）において $P = 0$ になると仮定すると、

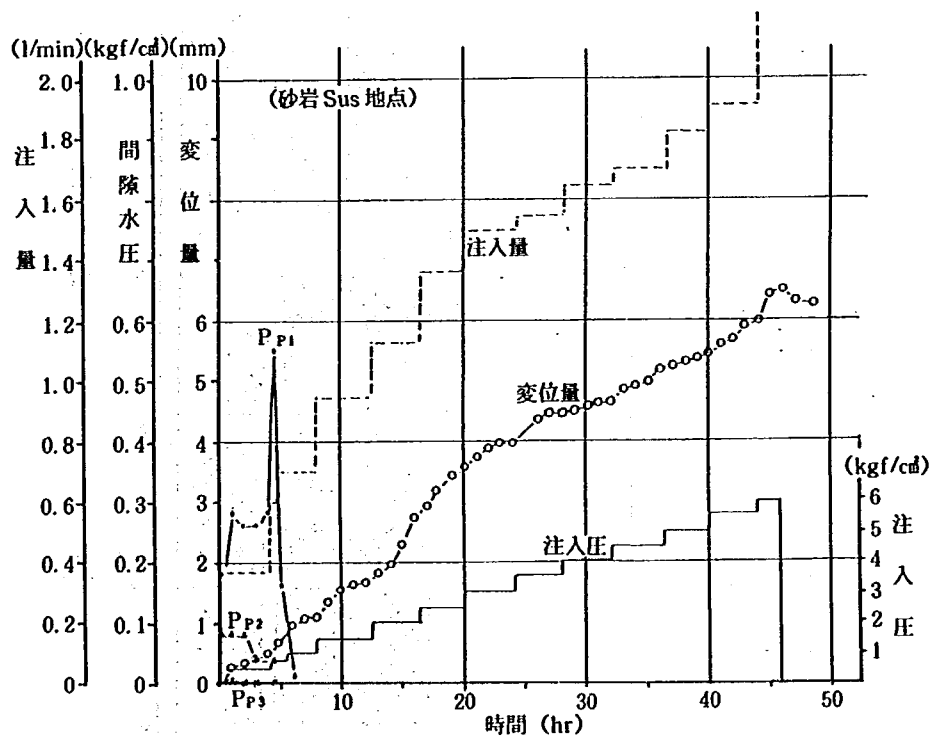
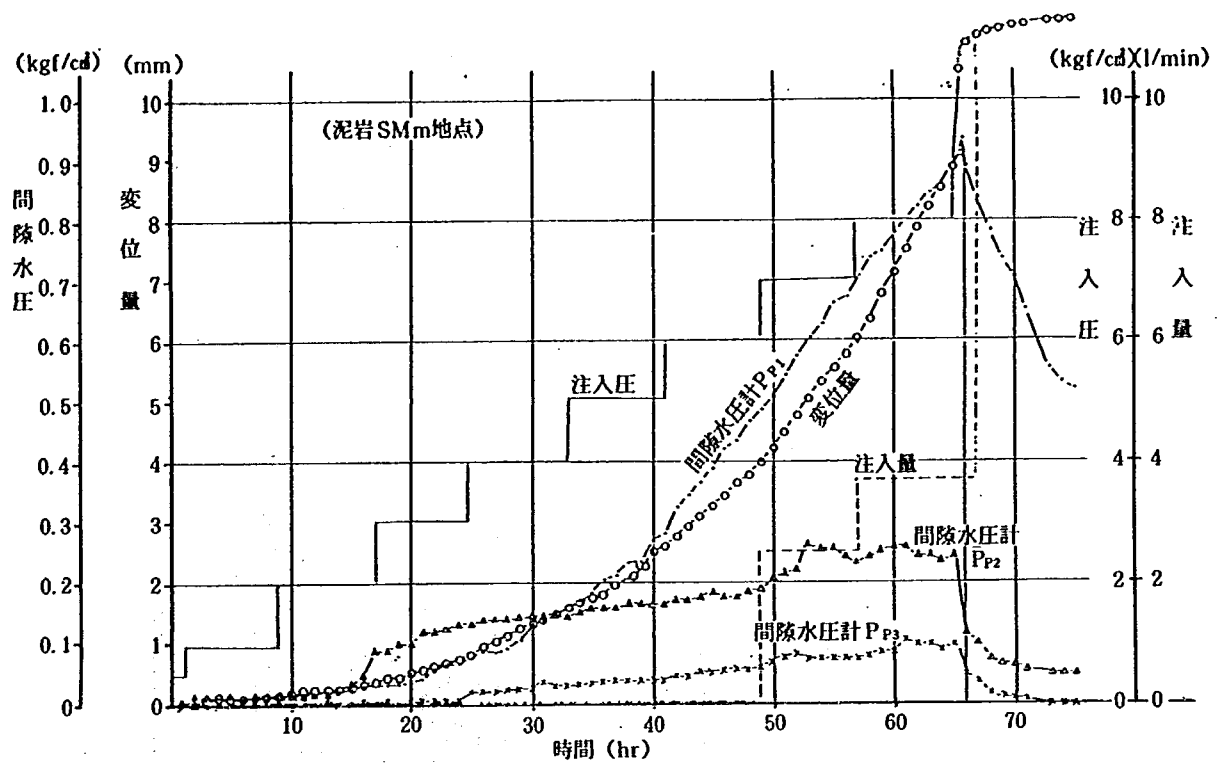


図-2.3.9 Sダムパイピング試験注入圧・間隙水圧・変位量-時間関係図

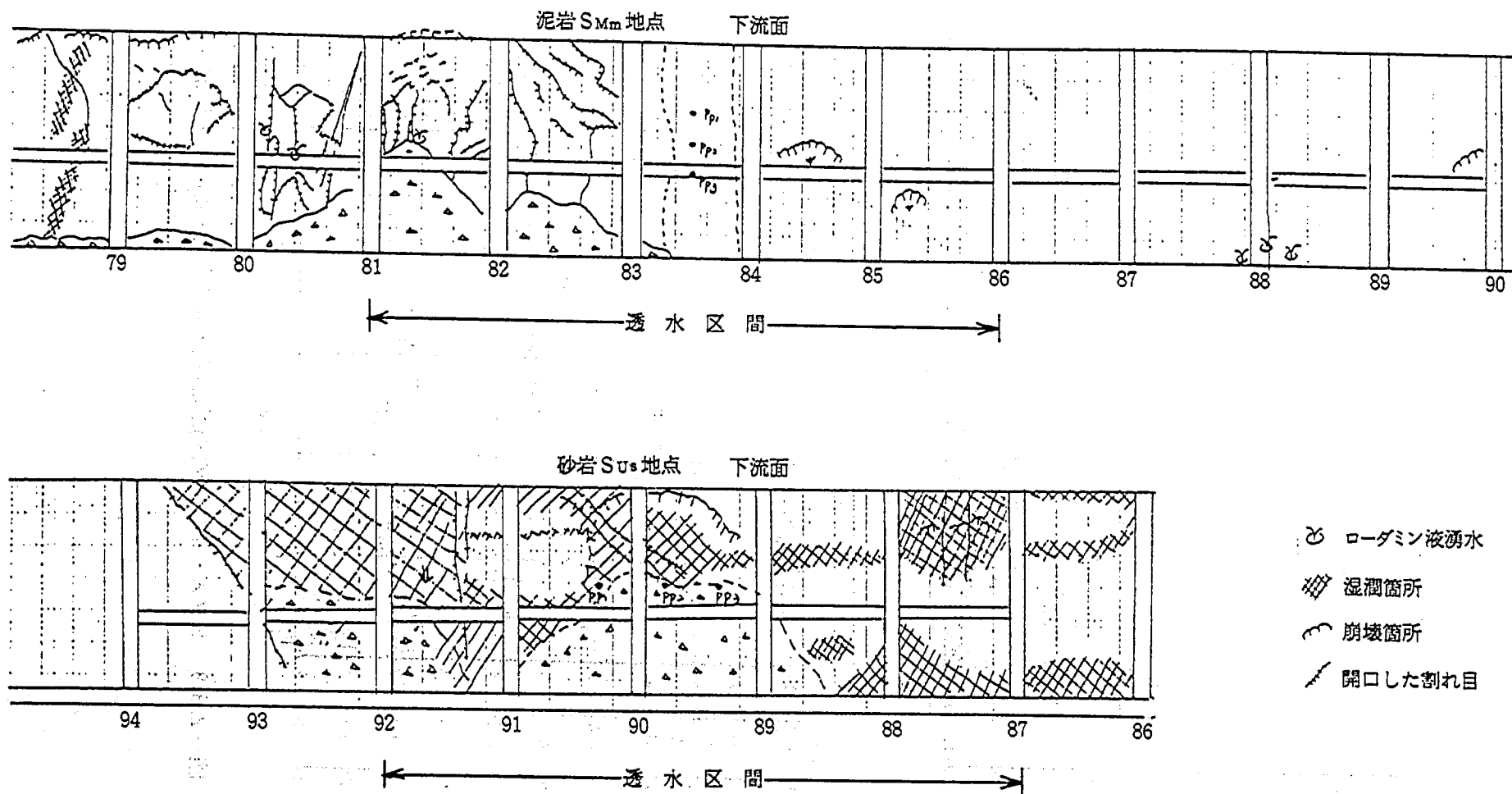


図- 2.3.10 Sダムパイピング試験終了後坑壁観察結果図

表-2.3.4 Sダムパイピング試験動水勾配一覧表

	注入圧 (kgf/cm ²)	動水勾配 (H/L)			
		注水孔～ P _{p1} (1.0m)	P _{p1} ～ P _{p2} (1.0m)	P _{p2} ～ P _{p3} (0.5m)	注水孔～ 横坑壁 (3.3m)
(SMm) 中部 泥岩層	5	4 7.5	0.9	2.4	—
	6	5 6.2	1.9	2.6	—
	7	6 4.2	3.3	3.4	—
	8	7 9.1	6.1	2.9	2 4.2
	9	8 9.1	6.3	2.9	2 7.2

□ 限界圧力
(8 kgf/cm²)

	注入圧 (kgf/cm ²)	動水勾配 (H/L)			
		注水孔～ P _{p1} (1.0m)	P _{p1} ～ P _{p2} (1.0m)	P _{p2} ～ P _{p3} (0.5m)	注水孔～ キャビン壁 (4.0m)
(Sus) 上部 砂岩層	0.5	2.1	2.0	—	—
	1.0	4.5	6.1	—	—
	5.5	—	—	—	1 3.75
	6.0	—	—	—	1 5.0

□ 限界圧力
(5.5 kgf/cm²)

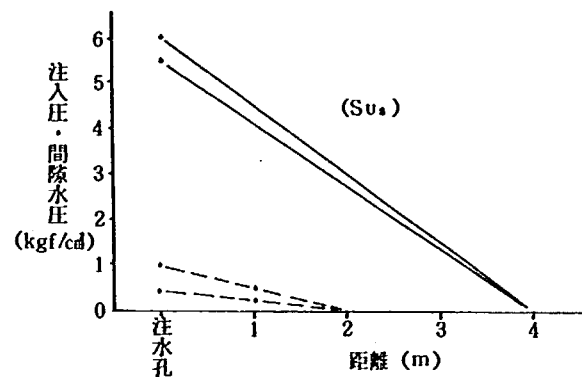
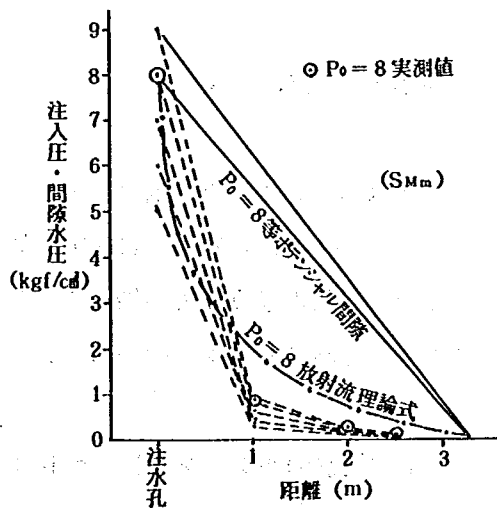


図-2.3.11 Sダムパイピング試験水圧-距離関係図

$$P_0 = \frac{q}{2\pi k} \ln \frac{D}{r_0} \quad \text{②}$$

②式を①式に代入してkを消去すると

$$P = P_0 \left(1 - \frac{\ln \frac{r}{r_0}}{\ln \frac{D}{r_0}} \right) \quad \text{③}$$

今、この式を図-2.3.11に示される砂岩 (SMm) 部の試験データと比較してみることにする。

∴ $r_0 = 0.033 \text{ m}$, $D = 3.3 \text{ m}$ を③式に代入整理すると

$$P = P_0 \left(1 - \frac{1}{2} \log \frac{r}{0.033} \right) \quad \text{④}$$

④式で $P_0 = 8 \text{ kgf/cm}^2$ の時の r と P との関係を図-2.3.11の一点鎖線にて示す。実測値 (破線) の方が理論式④より小さめにしているが、これは、実測の間隙水圧計の値がまだ定常状態を示す前の値を示

しているためではないかと推量される。

ところで半径方向各点での動水勾配を理論式で求めると③式より

$$I = - \frac{dp}{dr} = \frac{P_0}{r \ln \frac{D}{r_0}} \dots\dots\dots ⑤$$

となり、動水勾配が最もきつくなる孔壁部 ($r = r_0$) では理論的には

$$I_{r=r_0} = \frac{P_0}{r_0 \ln \frac{D}{r_0}} \dots\dots\dots ⑥$$

となる。この値をさきの Smm の限界圧力時 ($P_0 = 8 \text{ kgf/cm}^2 = 80\text{m}$) に当てはめると

$$I = \frac{80}{0.033 \ln \frac{3.3}{0.033}} = 526$$

となり、注入孔～Pp₁ (1m 区間) の平均値 $I = 79.1$ よりかなり大きな値となっている。

(X ダムにおける例)

パイピングに対する耐性を調べる時に、横坑近傍のボーリングに注水加圧して、その限界圧力より限界動水勾配を求める方法だと、地山内のポテンシャルの分布がボーリング孔中心の放射流的な広がりを示すことが一般的であり、実際のダムの地山に生ずるような二次元的な流れと違うことが指摘される。そこで実際の地山同様な二次元流に近い流れを生じさせるように工夫してパイピング試験を行った X ダムの例を紹介する。

試験地点の地質は、花崗岩類の風化層 (マサ) であり、インタクトな地盤のルジオン値は 5～10 Lu であったが、グラウチングテストの結果 2～4 Lu まで改善できることが判っている。試験は横坑を利用して行なわれ、試験孔配置は図-2.3.12 に示すとおりである。A-1 孔付近が未グラウト域、A-2 孔付近が既グラウト域であり、注水及び排水試験孔の周囲を図-2.3.12 に示すように 75cm×460cm 深さ 340cm の壁を作り、できるだけ二次元流に近い状態を作り出したものである。注水圧はすべて静水圧にて行った。結果を表-2.3.5 に示す。

表-2.3.5 に示す排出率とは注入量に対する排出量の割合を示すものである。注水が平面的に点放射状に拡散すると仮定した場合、1m 離れた点で円周 $0.18 \times 2 = 0.36 \text{ m}$ 分での理論的な排出率は $\frac{0.36}{2\pi \times 1} \times 100 = 5.7\%$ である。また実際には重力の影響で三次元的に拡がっていると考えられるので、5.7% よりももっと小さな値になると考えられる。したがって表-2.3.5 に示される Case-2, Case-3 での排出率 28%, 15% はかなり大きな値と考えられ、壁の効果がかなりあることがわかる。

最終的なパイピング試験の結果からは、未グラウト域での限界動水勾配が 50/1、既グラウト域では確認ができなかったが、実流速の割合から推定すると未グラウト域の 1.5～2 倍の限界動水勾配を示すと考えられる。

2.4 グ라우チング特性

2.4.1 概 要

軟岩をグラウチング特性の違いから大きくキレツ性軟岩と非キレツ性軟岩とに分けることができる。キレツ性軟岩とは節理、断層等のキレツから風化軟質化したような岩盤を言い一般に岩盤性状が不均質である。一方非キレツ性軟岩とは均一質な新期堆積層あるいは低溶結の凝灰岩等が代表例としてあげられる。キレツ性の場合一般に透水係数自体も大きく、また単位注入セメント量も多いことが多い。したがってグラウチングによる改良効果が比較的はっきり見られることが多い。これに対し非キレツ性の場合はその透水性がその岩盤の組織自体の透水性に大きく左右されるので、硬岩におけるようなキレツを充填するための、いわゆる通常のグラウチングのやり方では組織内部までセメント粒子を注入することはかなりむずかしい。そういう意味から非キレツ性軟岩で透水性が比較的高い場合（例えば強風化のマサあるいは砂レキ層など）は、通常のグラウチングでは遮水性の改良特性が悪いことが多く、これをダム基礎とする場合には、特殊な止水工法を要することも多い。また一般に軟岩においては限界圧力が低いので、グラウチングを行う場合の注入圧力の選定には特に注意をする必要がある。注入圧力が低すぎる場合は、注入による効果的改良ができず不経済となる。一方、注入圧力が高すぎる場合は、岩盤を破壊させて、不必要な注入を行ってしまう結果になり、これまた効果的改良が不能で不経済となるし、極端な場合、岩盤自体の遮水性が悪くなることすらある。Jダムでの経験では限界圧力+1 kgf/cm²で注入すると良いという報告がなされている。いずれにしても軟岩の地表部付近では、限界圧力が非常に低いことが多く、ある一定の注入圧力を確保するためには、一定の上載荷重を必要とすることが多い。またキレツ性の軟岩においては、一般に注入とともに限界圧力も向上することが多いので、より効果的な注入のためには、各段階での限界圧力の正確な把握が必須である。

2.4.2 実施例にもとづく軟岩グラウチングの特徴

(Wダムの例)

非キレツ性軟岩部におけるグラウチングテストの実施例について、2.1項で例にあげたWダム第四紀洪積世～第三紀鮮新世の凝灰岩類部での結果を以下に述べてみる。試験パターンは図-2.4.1に示すとおりで、1次孔（No.1, 2, 3）は3 mピッチの正三角形の中心にチェック孔（No.7）を、2次孔（No.4, 5, 6）は、1.5 mピッチの正三角形の中心にチェック孔（No.8）を配置したもので、No.8孔は1次孔チェック後No.7孔を穴詰めして同じ位置で掘ったものである。表面部は50cmのキャップコンクリー

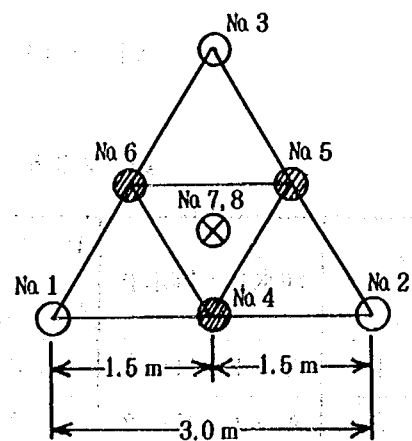


図-2.4.1 Wダムグラウチングテストパターン

トを5 m×4.6 mの範囲打設し、試験区間はステージ長5 mで第1ステージ～第8ステージ（40m区間）実施した。使用材料は高炉セメントB種（ベンナイトC×5%, ポゾリスNo.8 C×0.25%）とし注入圧

力は第1～第3ステージが3 kgf/cm²、第4～第6ステージ5 kgf/cm²、第7～第8ステージ7 kgf/cm²で行った。なお透水試験の最高圧力も同じとした。各孔各ステージのルジオン値、限界圧力、単位セメント注入量の一覧表を表-2.4.1に示す。このグラウチングテストの結果は、非キレツ性軟岩の特徴を良

表-2.4.1 Wダムグラウチングテスト結果一覧表 (非キレツ性軟岩)

ステージ	No 1 孔 (上段) No 4 孔 (下段)			No 2 孔 (上段) No 5 孔 (下段)			No 3 孔 (上段) No 6 孔 (下段)			No 7 孔 (上段) No 8 孔 (下段)		
	Lu	限界圧 (kgf/cm ²)	C (kg/m)	Lu	限界圧 (kgf/cm ²)	C (kg/m)	Lu	限界圧 (kgf/cm ²)	C (kg/m)	Lu	限界圧 (kgf/cm ²)	注 入 効 果
1	1 6.0	0.8	4 0 4	8 4.7	<0.24	7 3 2	1 4.2	0.9	2 3 5	9 2	< 0.3	×
	2.4	0.9	2 1 5	2.0	1.4	4 8 1	0.2	1.4	1 2 4	3.4	1.1	×
2	3.3	1.5	3 7	9 7.6	<0.33	1 1	2.0	0.8	8 3	7.1	0.7	×
	1.6	0.8	2 5 8	4.7	1.3	6 0	5.6	1.3	4 6	1.2	0.7	×
3	0.1	> 4.1	0	0.1	2.9	1 5 8	0.1	> 3.3	1	0.1	2.2	—
	0.2	> 3.8	0	2.6	1.8	1 6	0.1	3.8	4 1	0.1	1.4	—
4	3.0	2.8	1 6 5	1.2	2.0	6 3	1.2	2.4	1 7 2	0.1	4.2	◎
	4.1	1.8	9 5	0.8	4.8	6 0	2.0	3.4	3 8	6.4	1.5	※
5	1.1	0.9	2 8 7	0.2	1.1	2 3 4	0.1	1.4	1 8 7	1.0	2.0	◎
	0.5	3.3	8 1	1 4.0	2.2	7 1	1.0	2.2	7 0	0.6	3.2	◎
6	0.1	2.3	1 4 6	1.7	1.7	1 2 6	0.0 4	5.3	0	1.8	2.3	◎
	1.9	2.3	8 2	0.5	3.2	3 7	0.7	4.2	4	1.1	2.8	○
7	2.7	2.4	1 1 9	0.1	1.9	1 4 5	2.5	4.0	1 1 7	0.4	3.2	○
	0.8	2.3	7 0	0.8	3.3	1 0	0.8	4.3	1 8	0.8	4.2	○
8	0.7	3.8	1 3 7	0.8	4.2	8 1	0.5	5.4	1 3 6	1.2	5.7	○
	0.9	4.4	6	1.6	6.0	1 0	1.2	6.9	9	0.7	5.0	○

く表わしていると言うことができる。すなわち、次のとおりである。

1) 限界圧力は全体的に低い、深部に行くに従って大きくなっている。

2) もともとの岩盤のルジオン値は、限界圧力以下においては小さいが、限界圧力を越えると急激に注水量が増す。

3) 注入セメント量は、通常の場合は非常に少なく、0に近いステージもいくつかあるが、ルジオンテストにて明らかに限界圧力を越えさせて破壊させてしまったと推定されるステージは、かなり多くのセメント量(100～200kg/m)が入っている。

4) 注入によるルジオン値の改良はそれほど良いとは言えない。同じく注入による限界圧力の向上も多くは望めない。逆に試験後の方が透水性が大きくなってしまったステージもある(第4ステージ2次孔など)。

(Yダムの例)

Yダム基礎岩盤は新第三紀鮮新世の砂岩、泥岩で、一軸圧縮強度 $50 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$ 、変形係数 $20,000 \text{ kgf/cm}^2$ の非キレッ性軟岩である。Yダムのカーテングラウチングの施工実績より単位注入セメント量の分布推移を図-2.4.2に、ルジオン値の分布推移を図-2.4.3に示す。なお注入材料は普通ポルトランドセメント+ベントナイト(C×5%) + ポゾリスNa 5 L (C×0.25%)で、注入圧力は1～3ステージが 3 kgf/cm^2 又は 5 kgf/cm^2 、4ステージ以深が 4 kgf/cm^2 又は 7 kgf/cm^2 とした。孔間隔は、最終的に1.25mピッチで行なわれた。

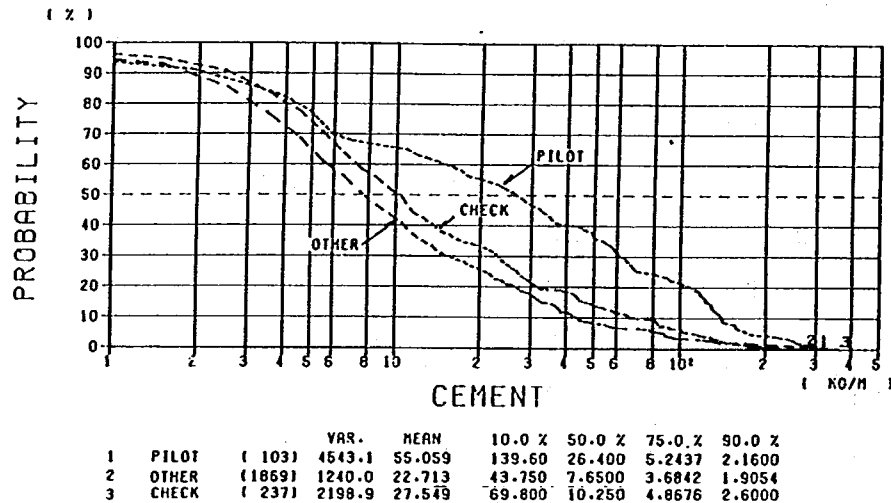


図-2.4.2 Yダムカーテングラウチング単位注入セメント量の分布推移

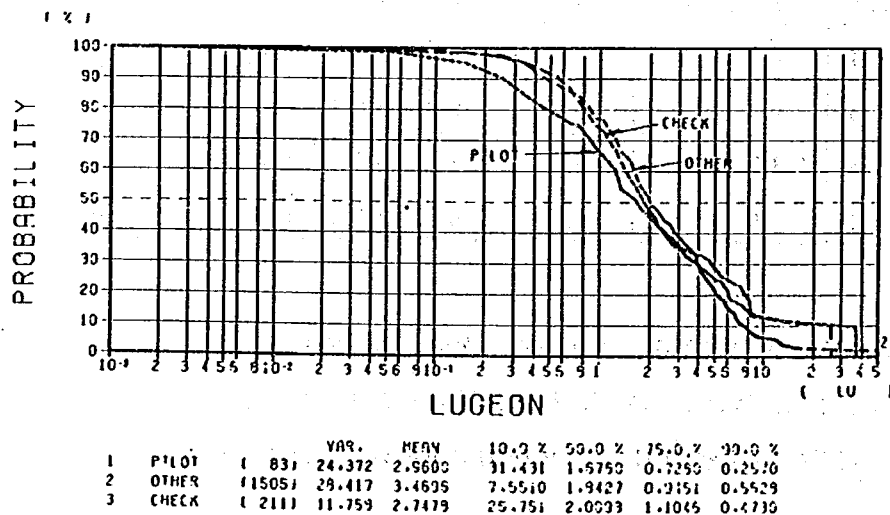


図-2.4.3 Yダムカーテングラウチングルジオン値の分布推移

結論的に言うならば、Yダム基礎岩盤の透水性の特質は、“限界圧力以上の圧力をかけない限り、ある限られた範囲に透水係数の値が分布し、特に大きな値は示さず連続性も見られない反面、グラウチングによって大幅な改良を期待できない性質のものである”とすることができる。Yダムでの非キレッ性軟岩のグラウチング特性について次にあげる結論を得た。

- 1) 注入量, および $P = 3 \text{ kgf/cm}^2$ における透水量から換算した透水係数は, パイロット孔, チェック孔間では減少が見られるが, その程度はさほどでもない。
- 2) ルジオン値では, 全く改良効果は見られない。
- 3) 注入量と透水性との間に相関性はほとんどなく, 相互の対応はつかない。
- 4) 注入量, 透水性について深度方向に特定の傾向は見い出せなく, 一方ゾーンによる差の方が大きい。
- 5) 透水係数と互層の状況との関係は希薄である。傾向としては泥岩の比率が高いほど又互層層数の少ないほど透水性は低い。
- 6) 改良の程度は砂岩系ほど大きい。
- 7) 注入圧力が高いほど注入量が多いが, 注入圧力が注入量と透水係数との相関性に関与する要因にはなり得ない。
- 8) 透水試験において $P-Q$ 履歴パターンで限界圧力が明確な場合が, 最も注入量が多くなる。(岩盤破壊によると推定される。)
- 9) 全ステージ中, $1/3$ について限界圧力もしくはそれに類するものが得られた。
- 10) 限界圧力は 4 kgf/cm^2 台が最も多く, 深い部分ほど高くなる。
- 11) 限界圧力はパイロット孔からチェック孔の間で平均 1.0 kgf/cm^2 程度の上昇が認められ, 上昇の程度は浅い部分ほど顕著である。

(Jダムの例)

Jダムは新第三紀中新世の堆積岩類を基盤とするが, 表-2.4.2に示すとおり特に軟質な部分と比較的硬質な部分が存在し, 開口亀裂もあるなどして, キレツ性軟岩と見ることが出来る。Sダムにおけるグラウチングの施工実績にもとづいて, 硬質岩と軟質岩の注入改良特性の違いについて以下に述べてみることにする。

表-2.4.2 Jダム岩盤区分と岩盤状況

区分	主な岩種	記号	一軸圧縮強度 kgf/cm^2	吸水率 %	変形係数 kgf/cm^2	岩盤状況	透水性
硬質岩	粗～中粒砂岩	ScH	130～150	15	14000	節理が発達し亀裂が多く, 一部開口している	10～20Lu以上と大きい
	細～中粒砂岩	Sf	100～300	13			
	凝灰岩	TfH	150～400	12			
	砂質凝灰岩	STf	150～400	16	23900		
	シルト岩	Si	200～300				
軟質岩	粗～中粒砂岩	Scs	10～100	18	2700	節理が少ないが風化している部分が多くきわめて脆弱	10Lu以下がほとんど
	砂岩, 凝灰岩等の互層	Al	20～100		1600		
	凝灰岩	Tfs	100～200		2100		

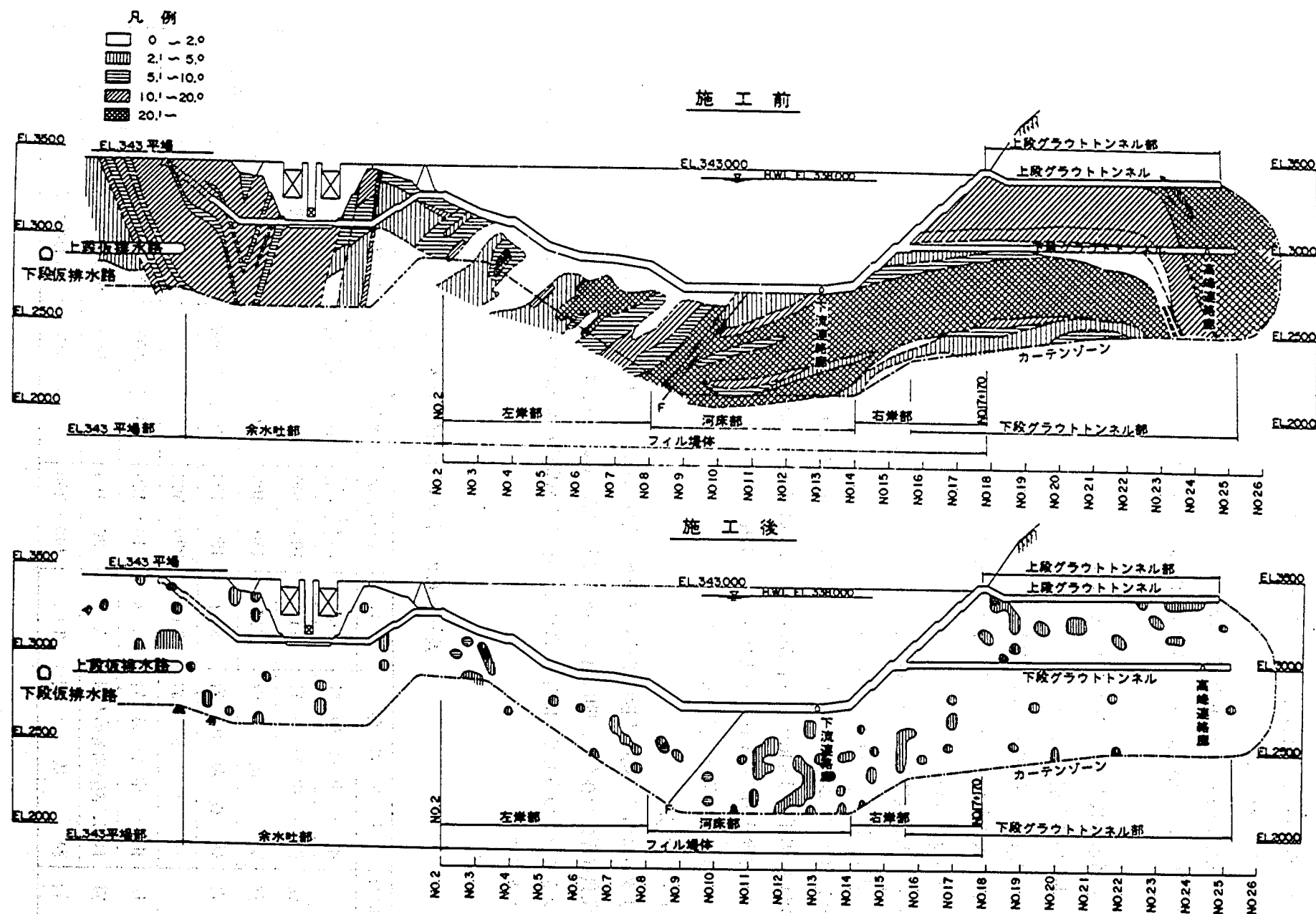
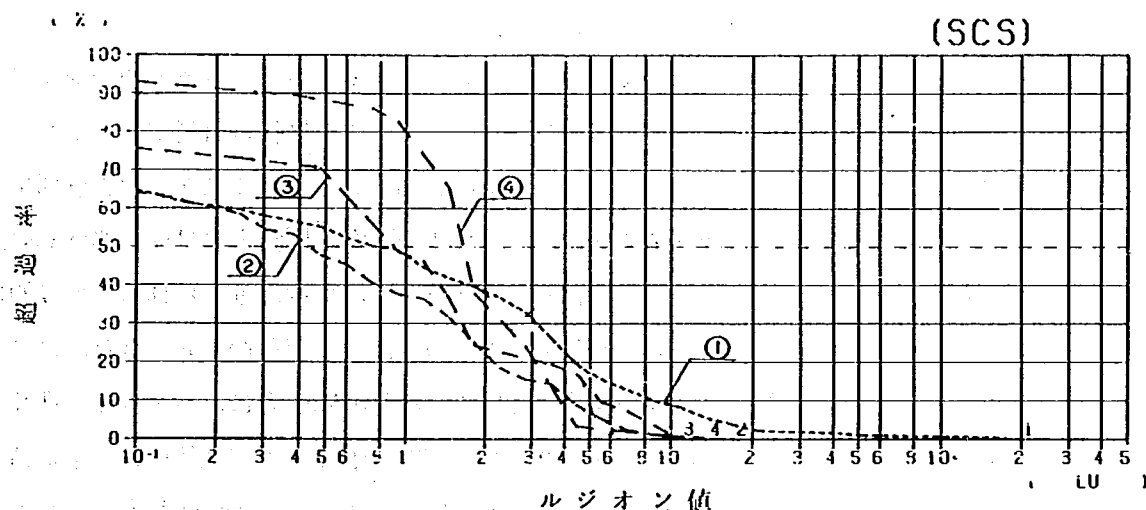


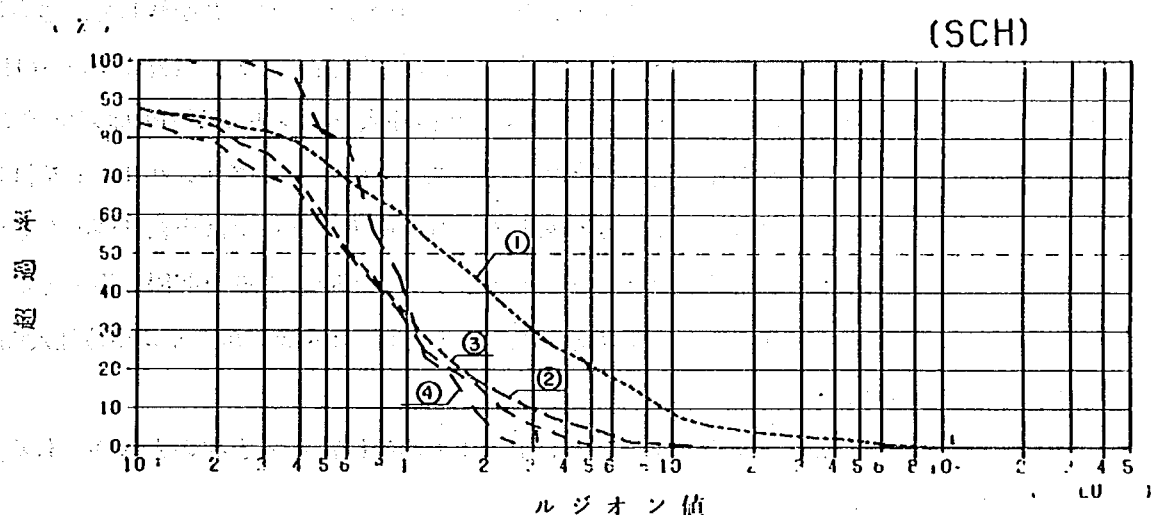
図-2.4.4 Jダムダム軸断面におけるカーテングラウティング施工前後のルジオンマック

カーテングラウチング施工前及び施工後のダムサイトのルジオンマップを図-2.4.4に示す。施工前は5ルジオン以上の面積が78%、特に20ルジオン以上の部分が36%と極めて透水性の大きな基礎であったが、グラウチングの結果これらが5%程度に減少しており極めて良好な改良結果が得られている。

次に岩質の違いによる注入改良状況を検討するため、軟質岩と硬質岩のルジオン値と単位注入量について検討した。図-2.4.5はカーテングラウチングを施工順に①上流側(1~4次)、②下流側(5~8次)、③追加及びチェック(9~12次)、④その後の追加(14~19次)、の4段階に区分して、両岩盤のルジオン値超過確率の推移を示したものである。ScH(硬質)岩盤は着実にルジオン値が低下しているのに対し、Scs(軟質)岩盤は注入を進めてもルジオン値の低下していく割合が少ないことがわかる。ScH岩盤にて改良効果が大きかった理由は、ScH岩盤の透水性が主としてクラックにより支配されていたため、このクラックは容易にグラウチングにより処理可能であることが示された。一方Scs



		VAR.	MEAN	10.0%	50.0%	75.0%	90.0%
1	1-4 JI (179)	332.59	4.5109	8.7459	0.7916	**	**
2	5-8 JI (167)	5.2177	1.3952	4.2731	0.4397	**	**
3	9-12 JI (41)	7.6997	2.0232	5.5141	0.9003	0.1360	**
4	14-20 JI (29)	4.1547	2.2676	3.6784	1.6696	1.1671	0.3533



		VAR.	MEAN	10.0%	50.0%	75.0%	90.0%
1	1-4 JI (317)	103.51	4.3956	9.4506	1.3952	0.4657	**
2	5-8 JI (305)	2.9302	1.1978	2.9606	0.6136	0.3162	**
3	9-12 JI (80)	1.0257	0.9275	2.2737	0.5960	0.2319	**
4	14-20 JI (43)	0.2827	0.9456	1.7917	0.5362	0.6221	0.4180

図-2.4.5 J ダムルジオン値の超過確率分布

岩盤は弱いために変形に対する追従が良いのでクラック自体は少ないが、透水性を改良するためには岩盤の細いスキ間をつめる必要があり、当初の予想どおりグラウチングによる処理がむずかしいことが示された。

基盤の堆積岩類は、中新世の岩盤としては中、高程度に固結しているが、このうち細粒ないし凝灰質の部分は良くセメンティングされているのに対し、粗粒の部分は固結度が落ちる。なお軟質な岩石(Scs)はスレーキング等風化を受け易い。硬質岩軟質岩の地山限界圧力と深度との関係は2.1項の図-2.1.3に示すとおりであるが、硬質岩は、地表付近では風化の影響で限界圧力が若干低くなっているものの、深くなるに従って高くなる傾向を示し、おおむね5~10 kgf/cm²程度であをのに対し、軟質岩では地表から約20mまでは風化が進んでおり、全体的に限界圧力は2~4 kgf/cm²程度と低い。このような岩盤が軟質か硬質かによって限界圧力が大きく異なるので、実際のグラウチング施工時には、岩種の違いによる注入圧力や注入改良効果の違いに十分注意を払う必要があった。

次にカーテングラウチングの施工実績について述べてみることにする。カーテングラウチングは孔間隔1.5 mピッチの2列とし、必要に応じて中間に追加孔を施工した。注入材料は普通ポルトランドセメントを使用し、注入速度は40 ℓ/min/ステージ(8 ℓ/min/m)とした。ここで、両岩盤部における施工順の単位注入量の平均値の推移を図-2.4.6に示す。全体の平均単位注入量は軟質部は35kg/m、硬質部は67kg/mと明らかに両者に倍程度の開きがあるが、硬質岩では次数の進行に伴って比較的良好な減少傾向を示すのに対し、軟質岩では当初減少傾向を示すもののほぼ一定量の注入となり、最後の追加孔でむしろ増加傾向を示し、複雑な地質状況を反映している。なお限界圧力は、パイロット孔及びチェック孔の約10%のステージで明瞭に見られた。グラウチング前後の限界圧の向上程度は、平均値で軟質部(ScS)で3.5→4.3 kg/cm²、硬質部(ScH)で4.2→6.1 kg/cm²と、いずれもチェック孔で高くなっており、注入による改良効果がうかがえるが、硬質部での改良効果の方がはるかに大きいことがわかった。

続いてブランケットグラウチングについてであるが、施工は1 mのカバーロックを残して、さらに1ステージ2 mのグラウトキャップを注入圧1~2 kg/cm²という低圧で実施したが、亀裂の多いScH、Sf(硬質岩)が分布する河床部では地表へのリークが多く、単位注入セメント量が200 kg/mを超える注入量を示す結果となった。また左右岸上位標高部では厚さ0.5 mのキャップコンクリートを打設後にグラウチングを施工した結果、良好な注入実績が得られた。なお施工パターンは当初計画の3.0 m間隔では完全に改良されるに至らず、最終的にはカーテングラウチングと同じ1.5 m間隔の施工となり、単純平均単位注入量は、リークの多かった箇所を除外した値としては32.8 kg/m、平均単位注入時間は46 min/mという値となった。

最後にJダムの経験をもとに軟岩グラウチングについてのまとめを提言すると次のとおりである。

- 1) 岩盤変位の測定を的確に行う。
- 2) 限界圧力を的確に把握する。
- 3) 注入圧力は、限界圧力を十分考慮の上、むやみに高くすることはなく、原則として限界圧力+1 kgf/cm²程度とする。
- 4) パッカーセットは注入ステージ直上とし、漏えいのない様に確実にセットするためには、十分な

孔壁保護を行ない、適したパッカーの選択が必要である。

5) 注入速度はあまり大きくせず、時間をかけて注入する。

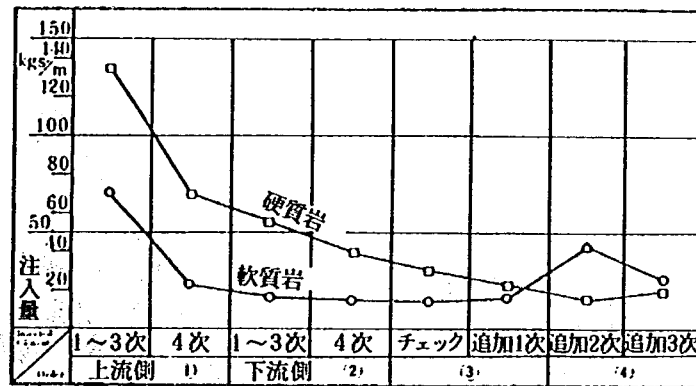


図-2.4.6 Jダム施工順の平均単位注入セメント量の推移

2.4.3 特殊グラウチング試験例

硬岩部などに適用する通常のグラウチング工法においては、岩盤内のキレツを充填することが主目的である。硬岩では、岩盤の透水性はそのキレツの多少又は大小に左右されることが多く、岩石自体の透水性はまず無視できるほど小さいと考えられるので、キレツを充填するだけのグラウチングにて遮水性の改良という点での目的は達せられる。これに対し軟岩においては、例えば強風化花崗岩（マサ）あるいは低固結の新期堆積岩類などでは、岩石の組織自体がかなりの透水性を示すことがあり、岩石組織への浸透注入を行わない限り遮水性の改良が期待できない場合に時々出合うことがある。一般的にダム基礎あるいは貯水池周辺鞍部等などにおいては、透水係数として $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ （おおむね10 Lu）以下の軟岩であれば、一応パス レングスの考え方が採用できると考えられ、浸透路長、あるいは地山の厚さによって貯水圧を一定導入勾配のもとで対処することが期待できると思われるが、透水係数が $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 以上の高透水性軟岩の場合は何らかの特殊止水工法が必要になることが多い。全体としては高透水性を示す軟岩でも通常のグラウチングにてキレツを充填することにより、透水係数を $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 以下に低下させることが可能な場合もあるが、岩石自体が高透水性を示す場合については、1) シャ水壁を表面にはる工法、2) 地下連続壁工法、3) 二重管ダブルパッカー注入工法などの止水処理工法が検討されることが多い。以下に二重管ダブルパッカー注入工法を用いて浸透注入による岩盤の改良を試みたZダムのグラウチングテストの結果について述べてみることにする。

Zダムの基礎岩盤は新第三紀中新世の砂岩、シルト岩、泥岩等よりなる。ここで問題となるのは砂岩のうちでも粗粒砂岩（Ssc）が未固結砂層状を呈している点であり、この砂岩部において、通常工法によるグラウチングテストと二重管ダブルパッカー注入工法によるグラウチングテストを実施した。深度別地質区分と各工法別ステージ番号との対応を図-2.4.7に示す。

最初に通常工法による試験結果について述べる。試験箇所はBパターン、Aパターンの2箇所とし、試験仕様の概要を表-2.4.3に示す。またB試験パターンは図-2.4.8に示すとおりで一次孔一辺4m間隔で、三次孔まで行った。なおA試験パターンは一次孔一辺が3m間隔で他はBパターンと同様である。ボーリングの孔径は $\phi 66 \text{ mm}$ で行ない、アンダーリーミング後モルタル填充、リボーリングを行

深度 (m)	地質区分	通常 工法	二重管 工法
0	細粒砂岩 (固結) S _{sf}	1.3	1.5
		①	① 4.0
			② 6.5
6.7	S _{sm} 中粒砂岩(固結)	6.5	③ 9.0
7.8		②	④ 11.0
	粗粒砂岩 (未固結) S _{sc}	③ 9.0	⑤ 13.0
		④ 11.5	⑥ 15.0
		⑤ 14.0	⑦ 17.0
		⑥ 16.5	⑧ 19.0
17.2		⑦ 19.0	⑨ 22.0
22.0	S _{sc} ~S _{sm} (未固結)		

図-2.4.7 Zダムグラウチングテスト深度別
地質区分及びステージ番号 (○印)

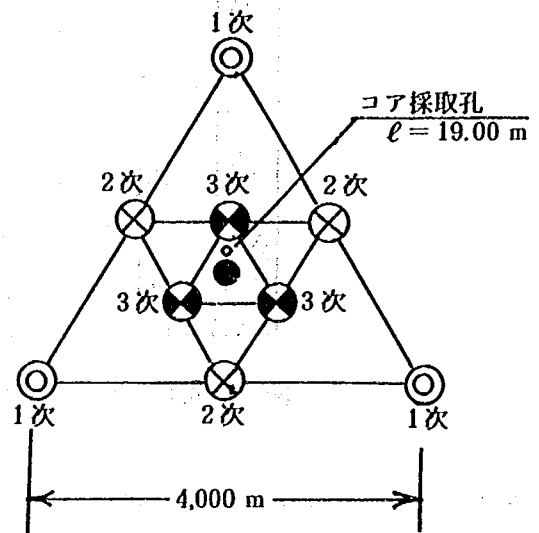


図-2.4.8 Zダム通常工法によるグラウチング試験パターン (Bパターン)

表-2.4.3 Zダム通常工法によるグラウチング試験施工方法

パターン	stage	地質区分	注入材料	注入規定圧	注 入 速 度
B パ タ ー ン	1st	Ssf	コロイド セメント	3.0 kgf/cm ²	0.5 kgf/cm ² ピッチで昇圧 昇圧基準は一圧力段階で注入量が 0.2 ℓ/min/m 以下になった場合 とする。
	2st	Ssm～Ssc		4.0	
	3st	Ssc		5.0	1.0 kgf/cm ² ピッチで各圧力20分間 隔で規定圧まで昇圧
	4st				
	5st				
A パ タ ー ン	0st	Ssf	コロイド セメント	3.0	1.0 kgf/cm ² ピッチで、各圧力20分 間隔で規定圧まで昇圧
	1st			3.5	
	2st	Ssm～Ssc	超微粒子 セメント	4.0 ～ 3.5	グラウチング開始より20分間で規 定圧まで昇圧
	3st	Ssc		3.5 ～ 5.0	
	4st			5.0	
	5st				

い、パッカーはエアパッカーを使用した。グラウチング試験結果について、各次数別のルジオン値、単位注入セメント量の一覧表を表-2.4.4に示す。結論的には次のとおりである。

- 1) インタクトな岩盤の透水性は、細粒砂岩 (S_{sf}) では1~5 Lu程度であるのに対し、粗粒砂岩 (S_{sc}) では100 Lu ($k = 1 \times 10^{-3}$ cm/sec) 程度である。(なおS_{sd}については揚水試験で $k =$

表- 2.4.4 Pダムグラウチング試験結果 (通常工法)

パターン	注セメント 入	地質	ステージ	1 次 孔		2 次 孔		3 次 孔		チェック孔
				Lu	C (kg/m)	Lu	C (kg/m)	Lu	C (kg/m)	
B (1次孔4mピッチ)	コロイド	Ssf	1	2.3~4.8	2~50	2.0~2.7	10~21	2.0~7.4	4~5.4	1.2
		Ssm~ Ssc	2	55~145	10~12	36~134	9~12	44~96	10~11	52~77
		Ssc	3	92~1321	10~12	94~150	9~10	102~240	10~11	143
			4	170~200	12	177~200	10~13	188~235	10~12	59~115
			5	40~150	9~21	96~121	8~21	35~143	10~13	91
A (1次孔3mピッチ)	コロイド	Ssf	0	—	56~83	—	16~114	—	249~343	—
			1	1.9~10.6	15~44	0.8~2.1	26~57	1.1~14.2	29~128	1.3~2.3
		Ssm~ Ssc	2	16~47	111~671	31~39	11~249	16~20	7~13	30~36
	超微粒子	Ssc	3	227~308	13~17	62~263	9~14	102~349	9~11	57~78
			4	136~145	8~17	50~222	11~18	151~187	10~25	99
			5	102~221	11~13	118~187	8~11	184~234	10~17	308

$2.69 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ という値が得られている。))

2) コロイドセメントを用いてグラウチングを施工したBパターンでは、Ssc部で平均的に10kg/m程度しかセメントが入らず、結論的には透水度の改良は全く認められない。

3) 超微粒子セメントを使用した場合、コロイドセメントの場合に比べて若干の浸透が見られることにより注入セメント量が20~30%程度上昇したため、多少の改良はできているが、チェック孔のルジオン値からは、まだまだ改良の程度としては不十分である。

以上のように、通常工法によるグラウチングテストの結果からは、改良の程度は不十分ながら、注入材料としてのコロイドセメントと、超微粒子セメントとの間にグラウタビリティーについては一定の差異が認められた。この件に関して、セメント粒子と地盤との粒度分布との関係について若干ふれてみたい。一般に、セメント又は粘土などのような粒状体を地盤へ浸透的に円滑な注入を行うためには、地盤粒子とグラウト粒子とのそれぞれの粒度分布が次式を満足している必要があるとされている。

$$N = D_{15}/G_{85} \geq 15$$

および

$$N' = D_{10}/G_{95} \geq 8$$

ここにN, N': グラウタビリティー比

D_{10} , D_{15} : 地盤粒子の10%, 15%粒径

G_{85} , G_{95} : グラウト粒子の85%, 95%粒径

ところでZダム基礎岩盤細粒~粗粒砂岩の代表的粒度分布は図-2.4.9に、コロイド、超微粒子セメントの粒度分布は図-2.4.10に示すとおりである。この図より先のグラウタビリティー比を各々計算すると表-2.4.5のとおりとなる。

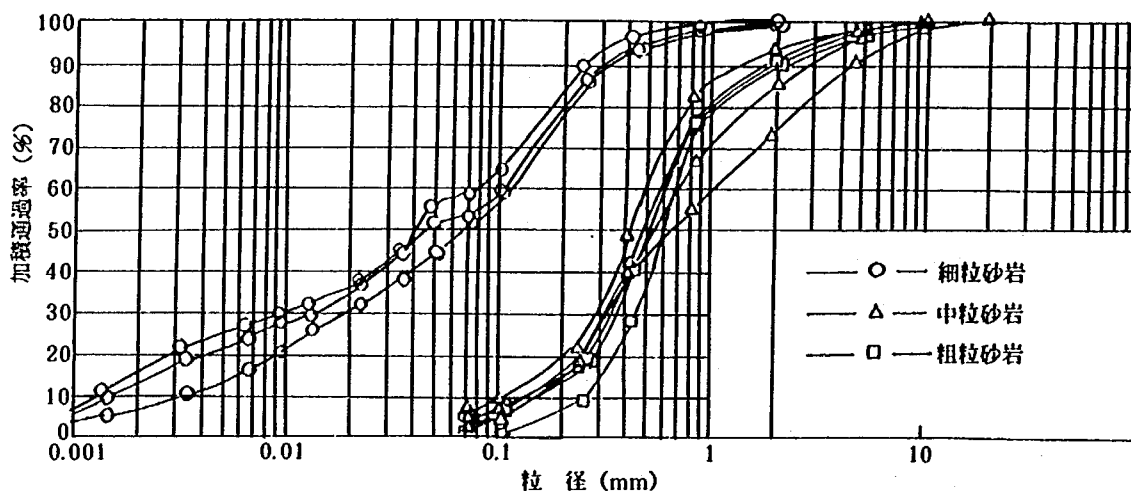


図-2.4.9 Zダム砂岩層，加積通過曲線図

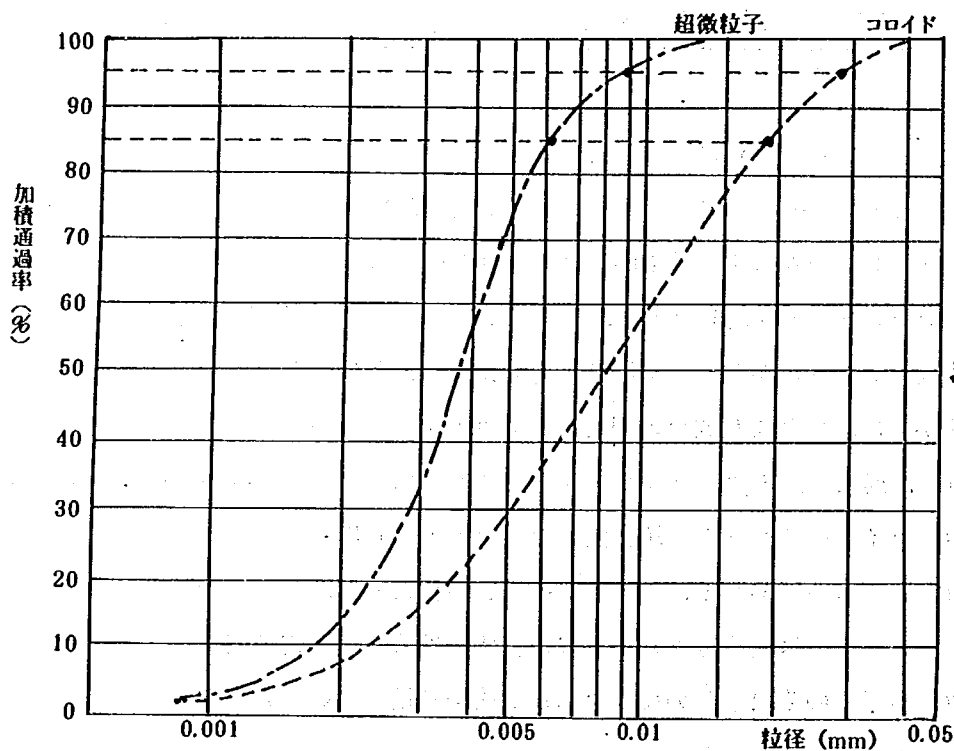


図-2.4.10 コロイド，超微粒子セメントの粒径加積曲線

表-2.4.5を見ればわかるように，コロイドセメントの場合はグラウタビリティー比が基準値より小さくて，浸透注入が困難と考えられるが，超微粒子セメントの場合は，浸透注入のできる可能性が高く，特に，当ダムで問題とする粗粒砂岩ではよりその可能性が大きいと考えられる。そこで同地点で超微粒子セメントを使用して，二重管ダブルパッカー工法によるグラウチング試験を行ったので次に述べてみる。

二重管ダブルパッカー工法によるグラウチング試験のテストパターンを図-2.4.11に示す。1パルプ

表-2.4.5 Zダム砂岩層グラウトビリティー比一覧表

岩 盤	セメント	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	G ₈₅ (mm)	G ₉₅ (mm)	N (≥15) D ₁₅ / G ₈₅	N' (≥8) D ₁₀ / G ₉₅
粗粒砂岩 (Ssc)	コロイド	0.002	0.004	0.019	0.03	0.21	0.06
	超微粒子	0.002	0.004	0.006	0.008	0.67	0.25
中粒砂岩 (Ssm)	コロイド	0.15	0.20	0.019	0.03	10.5	5.0
	超微粒子	0.15	0.20	0.006	0.008	33.3	18.8
細粒砂岩 (Ssf)	コロイド	0.20	0.25	0.019	0.03	13.2	6.7
	超微粒子	0.20	0.25	0.006	0.008	41.7	25.0

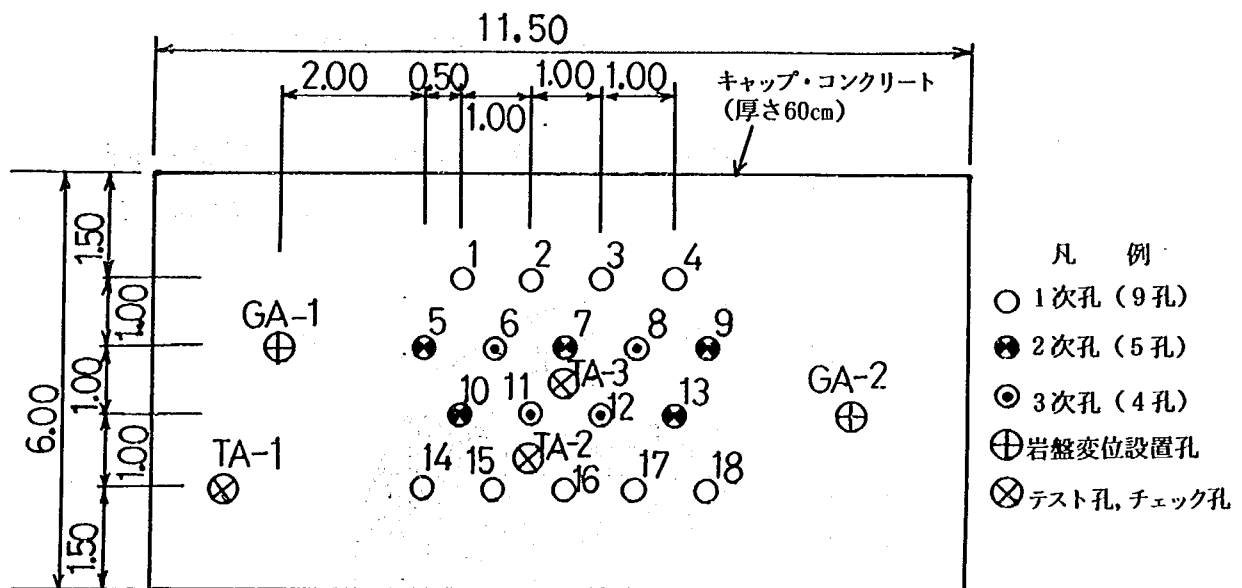


図-2.4.11 Zダム二重管ダブルパッカー工法によるグラウチング試験パターン

長は33cmにて注入したが、透水試験等の際の深度毎のステージ割は図-2.4.7に示すとおりである。注入材料は超微粒子セメント+混和材を使用し、濃度は1:6で注入した。注入速度は10ℓ/min/mになるよう圧力を調整した結果、Ssc部は規定圧力12~15 kgf/cm²にて実施した。岩盤変化規制は、1バルブ当り $\frac{10}{100}$ mm, 合計 $\frac{100}{100}$ mmとした。また注入完了基準については、1次孔、2次孔については遠くへのリークの懸念から1バルブ当りTotal 200ℓで打ち止めとしたが、3次孔については、1ℓ/min/バルブでの注入量が5分間継続するまで注入を行った。各孔別の注入セメント量の合計を図-2.4.12に示すが、注入速度による注入完了基準にて最終値まで注入した3次孔(No 6, 8, 11, 12)が比較的多い注入量を示しているのに対し、1バルブ当り200ℓで打ち止めた1次、2次孔の注入量は少なめであり量的に不十分な注入であると推定されたが、このことはあとでグラウチングテスト箇所直径3mの立坑を掘ることによって目で確かめられた。またこの立坑観察の結果、上部の細粒砂岩(Ssf)、中粒砂岩(Ssm)部ではグラウトが脈状に注入されているのに対し、粗粒砂岩部では浸透注入されていること

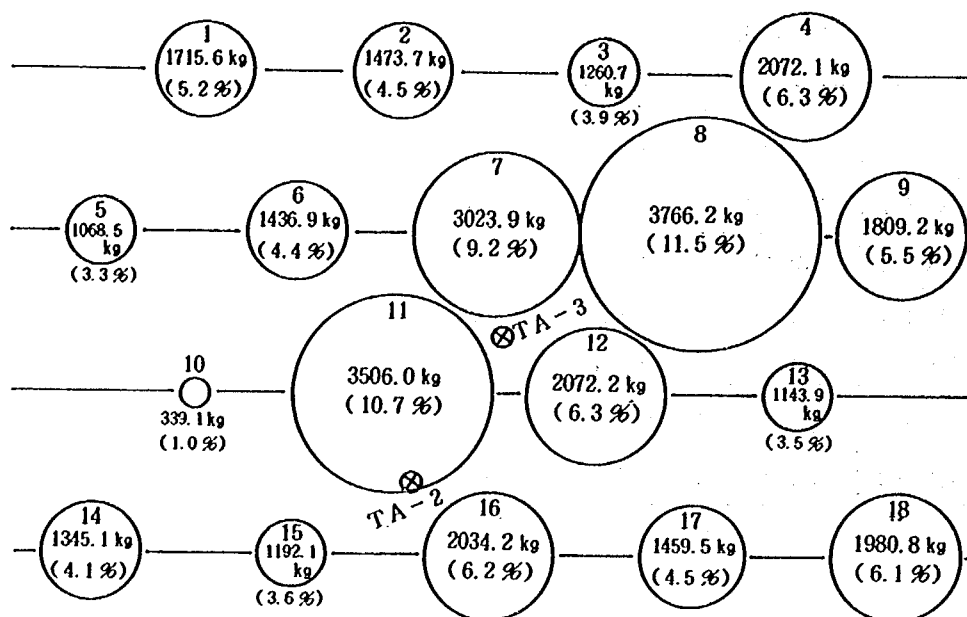


図- 2.4.12 Zダム二重管ダブルパッカー工法による孔別注入量

が確かめられた。図- 2.4.13に立坑深度 10.5 m 底面（粗粒砂岩SSc部）のスケッチ状況を示す。この深度付近では、3次孔であるNa 8 およびNa 11孔の注入セメント量が多かったが、この両孔周辺部は広く浸

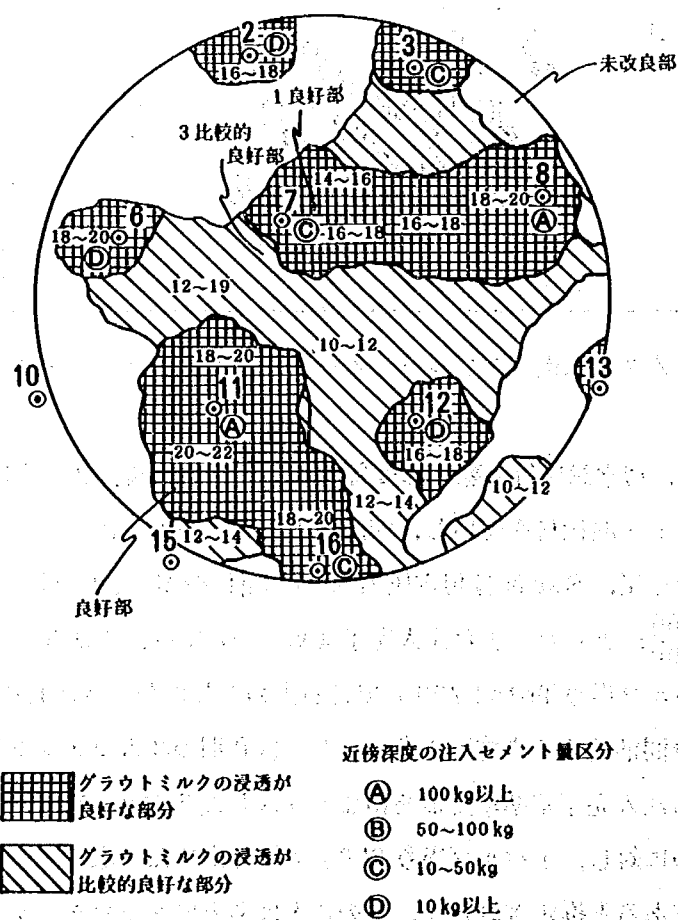


図- 2.4.13 Zダム、二重管ダブルパッカー工法による試験終了後の立坑底面スケッチ（深度 10.5 m）

透注入による改良が見られるのに対し、他の孔では、孔の周辺部のみしか改良されず、孔と孔の間には未改良のゾーンが多く残っており、このことから、1バルブ当り200ℓで打ち止めずに、所定の注入速度になるまで注入すべきであろうことが推測される。図-2.4.13に示される“グラウトミルクの浸透が良好な部分”とは見た感じでは“固結砂岩”と同様に見え、強度変形性などにおいてもインタクトな岩盤の“未固結砂層”状態とは大きな差が認められる。また、フェノールフタレイン液をかけることにより、一様に赤色に変わることから浸透注入もほぼ均一に行なわれていることがうかがえる。なお“グラウトミルクの浸透が比較的良好な部分”とは、まだら状に浸透注入による改良が見られる部分である。次に各ステージ毎の注入セメント量、ルジオン値、孔内載荷試験等の結果を表-2.4.6に示す。注入前と後でルジオン値及び限界圧力ともかなりの向上が見られることがわかったが、ダム基礎処理としてはまだ十分な値まで改良したとは言いきれない。これは、今回の1次孔、2次孔の注入量が少なすぎたため、未改良の部分がかなり残ったためと考えられる。しかしながら一例として図-2.4.14に示す第4ステージのP～Qカーブに示されるように注入による改良の効果は大いに期待できる結果となっている。

表-2.4.6 Zダムグラウチング試験結果（二重管ダブルパッカー工法）

深度 (m)	地 質	ステージ区分			グラウ チング 単位注入 セメント量 (kg/m)	ル ジ オ ン テ ス ト						孔 内 載 荷 試 験			
		No	深 度	区 間 長	バ ル ブ	TA-1 (注入前)		TA-2 (注入後)		TA-3 (注入後)		上段弾性係数E, 下段変形係数D			
						Lu	Pc	Lu	Pc	Lu	Pc	注 入 前		注 入 後	
6.70 7.80	Ssf	1	1.50 4.00	2.50	5 12	(85)	0.8	0.7	3.0	(14)	0.6				
		2	4.00 6.50	2.50	1 19	4.3	>25	0.0	1.6	2.3	2.3	3192 1559	3184 1634		
		3	6.50 9.00	2.50	1 27	1768	27	23	8.9	>4.9	9.7				
17.20	Ssc	4	9.00 11.00	2.00	1 33	171.9	188	>3.2	8.1	>3.5	17	2277 908	4833 1005	2052	
		5	11.00 13.00	2.00	1 39	152.0	480	>1.5	12.4	>2.3	8.1			2208	13110
		6	13.00 15.00	2.00	1 45	131.6	320	>1.2	2.0	>9.3	2.5	979 353	1075 389	-	8045
		7	15.00 17.00	2.00	1 51	125.3	250	>1.4	1.6	>9.9	2.4		376	29661	
		8	17.00 19.00	2.00	1 57	107.7	26	3.5	12	>10.3	2.6	1788 364	1937	1008	23955
		9	19.00 22.00	3.00	1 66	113.1	28	>5.4	14	>10.2	1.6	>8.8	1447	3146	10300
													1772	2631	
22.00	Ssm												1784		

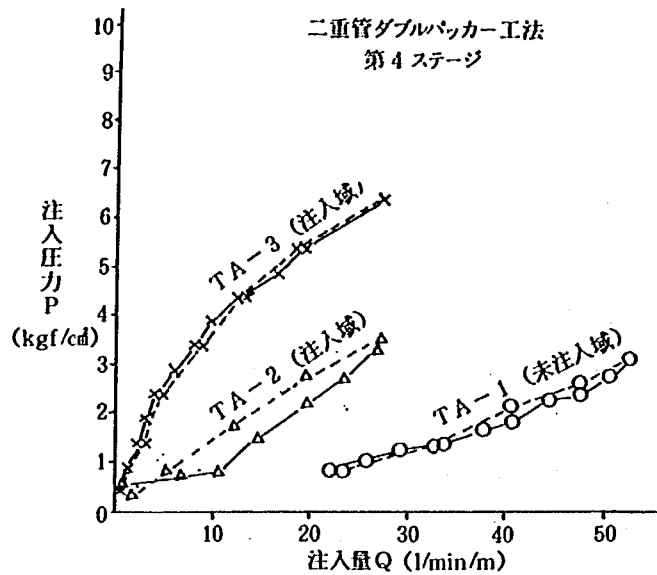


図-2.4.14 P～Qカーブの向上例
(TA-1～3の位置については図-2.4.11参照)

次に変形性の改良について言及してみるとすると、孔内載荷試験の結果より改良前は粗粒砂岩 (Ssc) で弾性係数Eが2000 kgf/cm程度であったものが、浸透注入を十分行うことによる地盤改良を行えば、15000 kgf/cm程度まで改良できそうであることがわかった。

最後に粗粒砂岩 (Ssc) における二重管ダブルパッカー工法グラウチングによる改良部及び未改良部のサンプルを取り出し、各種室内試験によって比較してみたので表-2.4.7に示す。

表-2.4.7 Zダム粗粒砂岩浸透注入前後の室内試験による物性値比較

	単位体積重量 rd (gf/cm³)	吸水率 (%)	間隙比 e	透水係数k (cm/sec) φ 5.5cm×h 5.5cm	軸圧縮強度 qu (kgf/cm²)	一面せん断試験φ6cm		三軸圧縮試験		弾性係数 E (kgf/cm²)
						C (kgf/cm²)	φ (°)	C (kgf/cm²)	φ (°)	
未改良部	1.40	35	0.94	9.7×10^{-4}	不 能	0.5 *	35 *	—	—	—
やや改良部	1.64	25			65	13	42	6	34	10000
改良部	1.83	15		鉛直 2.3×10^{-3} 水平 4.7×10^{-7}	113	20	50	18	36	26500

すべて平均値な値である。

* 攪乱資料による。

2.5 止水処理工法

2.5.1 概要

ダム基礎岩盤の止水処理工法としては、セメントミルクを用いた基礎グラウチングが最も一般的である。グラウチング工法は他の基礎処理工法と比較して次のような利点あるいは特徴が考えられる。①施工事例が多く技術が一般化し定着している。②一般にキレツ性の岩盤の透水性の改良に適している。③広範囲の施工が比較的容易にできる。④施工と平行して効果が比較的容易に、ある程度まで検証できる。しかしながら、通常のグラウチングでは改良がされにくい場合、あるいは施工が困難である場合はダムの型式、基礎地質特性に応じた適切な他の工法が単独、あるいは併用して行われる。このようにグラウチングが最も一般的な止水処理工法と考えられたので、軟岩についてもグラウチングによる改良特性の違いから、大きくキレツ性岩盤と非キレツ性岩盤とに分けれることを2.4.1項で述べた。しかしながらダム基礎としての止水処理工法の選定という観点からは、別の分け方を考える必要があると考えられる。すなわち岩盤の岩石組織自体が高透水性を示すか、低透水性を示すかの2種類であり、ここで言う高透水性と低透水性との境界は、岩石の組織自体の透水係数でおおむね $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ と見ることができる。ところで非キレツ性岩盤の場合は、その岩盤の透水係数は岩石自体の透水係数とほぼ同じとみることができるがキレツ性岩盤の場合は、その岩盤の透水係数はキレツの多少又は大小に大きく左右されるので通常は両者は一致せず、岩盤の透水係数の方が岩石の透水係数より大きくなる。

岩石組織自体の透水性が低い場合で、キレツ性の軟岩においては一般にグラウチングによる止水処理が有効であることが多く通常のグラウチング工法だけによる止水処理で済む場合が多い。また岩石組織自体の透水性が低く、かつ非キレツ性の場合はグラウチングによる改良効果は期待できない反面、改良する必要性が少ない場合も多い。均一質の非キレツ性岩盤でも、キレツのある可能性が考えられる場合には、最少限のグラウチングを保険的に行うこともあるが、逆にグラウチングにより岩盤をいためる恐れもあるので十分注意を払う必要がある。いずれにしても軟岩にて岩石組織自体の透水性が低い場合においては、通常のカーテングラウチング、ブランケットグラウチング等による止水処理が可能である場合が多く、硬岩の場合と比べ基礎の止水処理設計上の考え方の違いは少なく、注入圧力等のグラウチング仕様の方に注意すれば良いことが多い。またその中でも非キレツ性の場合は、一定のパスレングスをとることにより、貯水圧を一定導水勾配のもとで対処できることが多く、難透水で浸透水量も少ないことから、ダム高が低い場合などは、浸透水抑制対策あるいは排水対策を特には必要としない場合もある。

次に軟岩の止水処理において特に問題となるのは、岩石組織自体の透水性が高い場合である。通常のグラウチング工法にてキレツを充填したとしても、通常グラウチングによる岩石組織中への注入はむずかしいので依然として高透水性であることに変わりなく、ダム基礎として何らかの特殊止水工法が必要になることが多い。岩石の透水性が高い場合は、岩石の固結度も低いことが多く、一般に浸透破壊に対して弱いことが多い。したがって、浸透水の量の抑制と同時に浸透圧の軽減についても配慮する必要がある。この場合、浸透水抑制対策としては、1)止水トレンチ工法、2)連続止水壁工法、3)特殊グラウチング工法（二重管ダブルパッカー注入工法など）、4)不透水ブランケット工法などが検討されることが多い。なおこのような工法によっても高透水ゾーンの岩石の性状あるいは分布状態によっては完全止水

が困難な場合があり、ダム下流端付近での浸透水圧の増大による下流のり面のすべりあるいは浸透破壊の恐れに対するため、堤体下流部にドレーンあるいは下流基礎岩盤内にリリーフウェルを設けることにより、浸透水圧の軽減がはかられたり、堤体下流に押え盛土を行って安定性の増大がはかられたりすることも多い。この場合堤体材料および基礎岩盤粒子が浸透水により抜け出したり、あるいはパイピング現象が起きたりするのを防止する目的で、この部分にフィルター材料を置くなど適正な排水対策を施す必要がある。

2.5.2 軟岩におけるグラウチング工法の特異性

軟岩におけるグラウチングのむずかしさを一口で言えば、低限界圧力の岩盤において、いかに岩盤破壊を少なくしてかつ改良効果の得られるグラウチングを行い得るかという点にある。一般に注入圧力は、有害な岩盤変位を起こさせない範囲でできるだけ高い圧力にて行なわれることが多いが、軟岩における地表面付近では、上載荷重がない場合においては、ごく低圧の注入においても有害な岩盤変位が生じることがあり、グラウチングによる効果的な改良ができずに苦勞することが多い。ところで軟岩基礎においてもコンクリートダムの場合は堤体自体を上載荷重として利用できるし、フィルダムにおいてもカーテングラウチングの場合は、監査廊が設けられていれば盛立後にグラウチングを施工することにより堤体を上載荷重として利用できる。したがって硬岩におけるグラウチングの場合と設計計画上の大きな違いはないと考えられる。これに対しフィルダムのブランケットグラウチングにおいては大きな上載圧を得ることがむずかしく、軟岩のグラウチング施工時では、大いに苦勞することが多い。一般的にはカバーロック、カバーコンクリートなどの上からブランケットグラウチングを行うことが多いが、特に限界圧の低い軟岩で、どうしても上載圧がほしい場合はギャラリー内から水平ブランケットグラウチングで対処した例もあるし、また盛土あるいは堤体自体の上からグラウチングを行うことも考えられる。なおギャラリー内からの水平ブランケットグラウチングを行うことの是非については、堤体を上載荷重として利用するので明らかに限界圧力が向上し注入効果が高められるが、逆にコア材内に有害なクラックを発生させる恐れや、岩盤表面のコア接触部の改良が不十分に終わるかも知れないという欠点も指摘されており、意見のわかれるところであるので今のところ補足的な使い方にとどめるべきと考える。また堤体上からのグラウチングについても、堤体に穴をあけることの是非、および注入による岩着部付近のコア材を乱す恐れなどについて、いまだ検討課題が残っている。また注入圧力、配合濃度及び岩盤変位規制などについても、低圧低濃度が良いか、高圧高濃度が良いか等などについて各地質区分との対応が明確でないので今後より多くの実績分析が待たれるが、当面は軟岩においてはグラウチングテストにて最良の仕様を決める必要がある場合が多いと思われる。

フィルダムの基礎としては、軟岩ばかりとは限らないが、各ダムにおけるブランケットグラウチング時の上載荷重、注入圧力等について表-2.5.1に一覧表として示す。最近のすう勢としては、良好な岩盤をフィルダムの基礎とすることが少なくなって来ている関係で、リークあるいは岩盤変位の恐れがあるため仕上げ掘削面から直接ブランケットグラウチングすることは非常に少なくなって来っており、何らかの注入面処理を施す必要の出て来るケースがほとんどである。注入面処理の方法としては、カバーロック（仕上掘削分だけの場合も含む）、モルタル吹付け（コンクリート施工も含む）、スラッシュグラウチ

表 2.5.1 ロックフィルダム ブランケットグラウチング施工状況

ダム名 記号	地 質	注 入 面 処 理	第 1 ステージ 注 入 圧 力 (kgf /cm ²)	最終孔間隔 (m)
A	古生代片麻岩	モルタル吹付 7 cm	3 ~ 5	2.5 m
B	古生代黒色片岩	仕上掘削30cm 又は20m盛立後	3	3.0
C	古生代チャート 粘板岩	カバーロック50cm + ラス入モルタル吹付10cm	2 ~ 5	1.2 5
D	古生代粘板岩 砂 岩	カバーコンクリート10cm 又はカバーロック10m	2	1.0 ~ 2.0
E	古生代緑色片岩	モルタル吹付 7 cm	3	3.0
F	中生代粘板岩(断層部 砂 岩 のみ)	カバーコンクリート 1 m	3	孔 1.5 列 1.0
G	中生代粘板岩 輝緑岩	置換コンクリート 4.5 m	3	1.5
H	中世代閃緑岩	仕上掘削50cm + カバーコンクリート10cm	2 ~ 3	1.0
I	新第三紀火山礫凝灰岩	カバーロック 1 m + モルタル吹付 5 cm	2	6.0
J	新第三紀凝灰質砂岩	カバーロック 1 m 又はカバーコンクリート50cm	1 ~ 2	1.5
K	新第三紀角礫凝灰岩	カバーロック 2 m + カバーコンクリート30cm 又は仕上掘削50cm + カバーコンクリート30cm	2	1.5
L	新第三紀砂 岩 凝灰岩	カバーロック 0 ~ 3 m + モルタル吹付10cm 又はカバーロック 8 m	3 ~ 5	3.0
M	新第三紀流紋岩	仕上掘削50cm 又はモルタル吹付 5 cm	3	1.5
N	新第三紀角礫凝灰岩	モルタル吹付 5 cm	3	3.0
O	新第三紀角礫凝灰岩 安 山 岩	モルタル吹付 5 cm 又はスラッシュグラウチング	3	孔 2.5 列 2.0
P	第四紀火山泥流堆積層	カバーロック 3 m	5	1.5 ~ 2.5
Q	第四紀軽石凝灰岩	約20m堤体盛立後 監査廊内より水平方向	2	1.0

ングによる方法などが考えられる。なお、モルタル吹付けの場合でも一定の仕上掘削厚を残す場合が多く、盛立前にモルタル吹付けも一緒に掘削除去している。なお、キレツが多くかつ比較的硬い岩盤の場合に、グラウチングのための置換コンクリートをそのまま残して、盛立てして良いかどうかについては、コンクリートが割れたり、ジョイントが開いたりして止水上の弱点を新たに形成するのではないかとい

う意見と、逆に岩が硬くコンクリートの厚さが一定以上あればその心配はなく、また岩盤内を水が抜けてもコア材と岩盤とが分離されているのでパイピングの恐れが少なくなるという意見とがあり、今後の試験検討が待たれるが今のところ慎重な検討が必要である。

最後にブラケットグラウチングを行った際に、地表面付近の岩盤を持ち上げて、セメントミルクをリークさせてしまった例を紹介する。地質は新第三紀中新世の角礫凝灰岩で、風化が著しく、原位置試験による変形係数は 2000 kg f / cm^2 程度である。注入面処理としては2 mのカバーロックの上に30 cmのカバーコンクリートを施工したもので、カバーロック部にも1 mのパッカーをかけて下部1 m区間捨てグラウチングを行い、仕上掘削線以下は、1 ステージ長5 mにて深さ10 m（カーテングラウチング近傍2列は深さ20 m、その外側2列は深さ15 m）施工したものである。グラウチングの仕様の概要については表-2.5.2に示すとおりであるが、

岩盤変位計制限を当初注入1回当り2 mmと、かなり大きく取ってあるのが特徴である。最終的には1.5 m格子状にてブラケットグラウチングを終了したが、1次孔の一部に設置された岩盤変位計によるところのブラケットグラウチング施工時の岩盤変位の状況を図-2.5.1に示すが最大350 mm程度の変位が記録された。ギャラリーを掘削した時の岩盤内のグラウトミルクのリーク状況を写真-1に示す。約30 cm～50 cm厚のセメントミルクのリークが、カバーロックとカバーコンクリートとの間ではなく、厚さ2 mのカバーロックの間部（深さ1 m付近）に広範囲にわたって水平に広がっており、セメン

表-2.5.2 Kダム強風化部ブラケットグラウチング仕様

注 入 材 料	普通ポルトランドセメント +ベントナイト3% +ボゾリス 0.25%				
配合切換基準	C : W	Q		Q	
	1 : 8	600 ℓ	途中変更 →	800	
	1 : 6	600 ℓ		1000	
	1 : 4	600 ℓ		1200	
	1 : 2	800 ℓ		1000	
	1 : 1.5	1000 ℓ		800	
	1 : 1	1000 ℓ		600	
	Total	4600 ℓ		5400	
注入圧力・速度	P	Q	P	Q	
1 st	3 (kg f / cm ²)	5 (ℓ / min)	途中 → 変更	2	5
2 st	4	10		2	10
3 st	5	20		3	15
4 st	6	20		4	15
岩盤変位制限値	8 = 2 mm / 注入1回 → 1 mm / 回 → 0.5 mm / 回 変更 変更				

トミルク中には数ミリ毎の層と層の間にベントナイトの分離が見られた。なおこの水平のセメントミルクリークは、鉛直に多く見られるももとの岩盤のキレツを切って広がっており、これらのキレツにはあまりミルクが充填されていないことから、効果的なグラウチングが行なわれたとは判定できない結果となった。

2.5.3 軟岩かつ高透水性基礎上の土質ブラケット止水法の検討

R ダムは、古世代二畳紀の粘板岩、チャート、石灰岩および砂岩などの互層を基盤とする高さ約25 mの比較的低いダムであるが、河床部は巾約100 mにわたってチャート粘板岩の断層破碎帯となっており、全体に不均質で極めて軟かくなっている。なおこの断層破碎帯部の孔内載荷試験結果によると変形係数

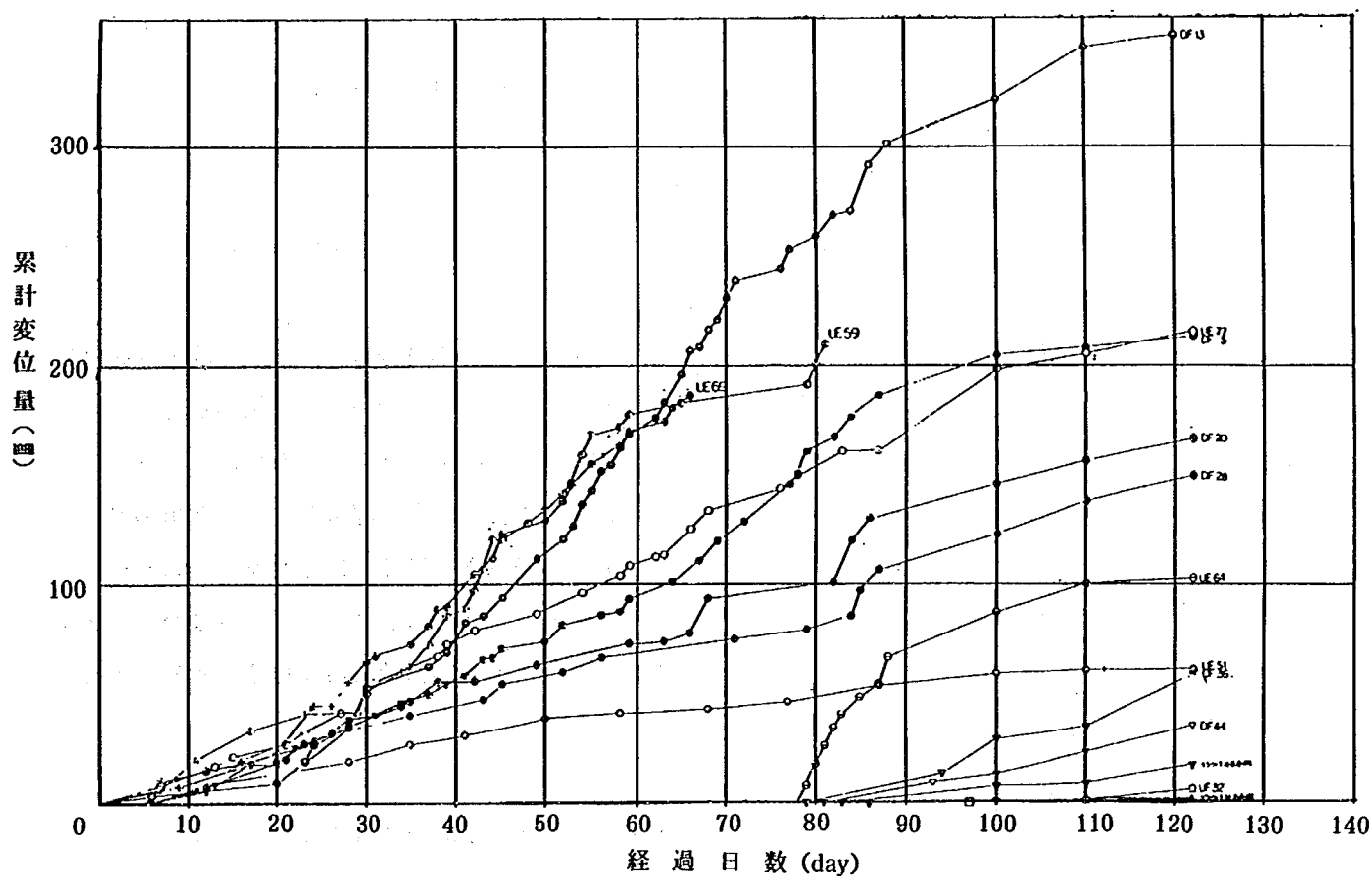


図- 2.5.1 K ダム岩盤変化累計図

として約 1000 kg f/cm^2 という値が得られている。またアバット部には CL ~ CM 級の石灰岩あるいは厚い段丘堆積層が分布しており、地下水位も低い。このダムの場合ダムベースがほとんど破碎帯であるので、所要のせん断強度が期待できず、コンクリートダムは不適であると判断される。一方フィルダムとしても石灰岩が広く分布していることから、

鐘乳洞系の水みちがある可能性があり、グラウチングを十分行ったにしても、不安が多少残る。したがって、土質しゃ水壁型のダムはこの点パイピングの心配が出て来るので、アスファルトフェイスングによる表面しゃ水壁型ロックフィルダムが一案として考え出された。河床の断層破碎帯部の止水は、ギャラリーよりのカーテン及び補助カーテングラウチングを十分行なうこととし、それに加えて上流面に土質ブランケットをはる案が検討された。なおロックフィル堤体と基礎面との間にはフィルター



写真- 1 K ダム岩盤内セメントミルクリーク状況

を敷くことにより、浸透水が安全に排出されるよう設計上の配慮を加えている。ここでは、上流面の土質ブランケットの厚さ、長さについて、有限要素法による浸透流解析および Bennett の式を用いて解析検討を行ったものである。結果を以下に述べる。

イ) 有限要素法による浸透流解析

図－2.5.2 に示されるような鉛直方向 160m、水平方向 650m の地盤モデルを作り、有限要素法による浸透流解析を行った。総節点数は 514、総要素数は 528 である。

なお基礎岩盤は、既往の地質調査の結果等を考慮して、地表部 (EL10m フラットとした) より 20m の深さまで 100ルジオン、20～30m の深さを 50ルジオン、30m 以深はすべて 20ルジオン相当とした。境界条件として上流部分に 30.5m のポテンシャル、下流部分に 10.0m のポテンシャルを与えた。(上下流水位差は 20.5m とした。) 土質ブランケットは表－2.5.3 に示されるように貯水池上流に 3m の厚さで 100m 区間は案を Case-1 とし、比較のためにブランケットの厚さだけ 5m にした案を Case-2、ブランケットは 3m のままカーテングラウチングを行なわない案を Case-3、ブランケット及びカーテングラウチング共に行なわない案を Case-4 とし、クリティカルな点での流速の値及び全漏水量の値の差異を求めてみた。またカーテングラウチング部は監査廊の下部 40m の深さ (EL6m～EL-34m 間) にわたって施工することとし、巾 2.5m の厚さで 5ルジオンに改良されることとした。堤体内は、水位変化に対応して、節点座標が変わるようになっている。また、アスファルトフェイシング、監査廊は不透水とした。

表－2.5.3 Rダム浸透流解析各計算ケース一覧表

	土質ブランケット		カーテングラウチング	
	長さ	厚さ	深さ	巾
case-1	100m	3m	40m	2.5m
" 2	100m	5m	40m	2.5m
" 3	100m	3m	なし	なし
" 4	なし	なし	なし	なし

なお計算ケース及び使用した透水係数等をまとめて表－2.5.3 および表－2.5.4 に示す。

表－2.5.4 Rダム浸透流解析各部分の透水係数と有効空隙率の値

	透水係数 k (x, y 方向)	有効空隙率 (体積)
アスファルトコンクリート	不透水	—
ロック・トランジション	$1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$	0.4
フィルター	1×10^{-3}	0.35
ブランケット (土質)	1×10^{-5}	0.32
監査廊コンクリート	不透水	—
岩盤上部 20m	1×10^{-3}	0.25
" 中部 10m	5×10^{-4}	0.20
" 下部 130m	2×10^{-4}	0.15
岩盤カーテングラウチング施工	5×10^{-5}	0.10

各ケースにおける浸透流及びポテンシャル、水圧の分布を図－2.5.3～図－2.5.6 に示す。

また代表的な 4ヶ所 12点 (図－2.5.7 参照) 選り各点でのみかけの流速および実流速をまとめて表－2.5.5 に示す。なお実流速とは表－2.5.4 に示される透水係数によって計算された流速 (みかけの流速) を有効空隙率で割った値である。

表－2.5.5 には、このモデルにおける単位幅単りの全漏水量及びダムよりの漏水巾を 200m とした時

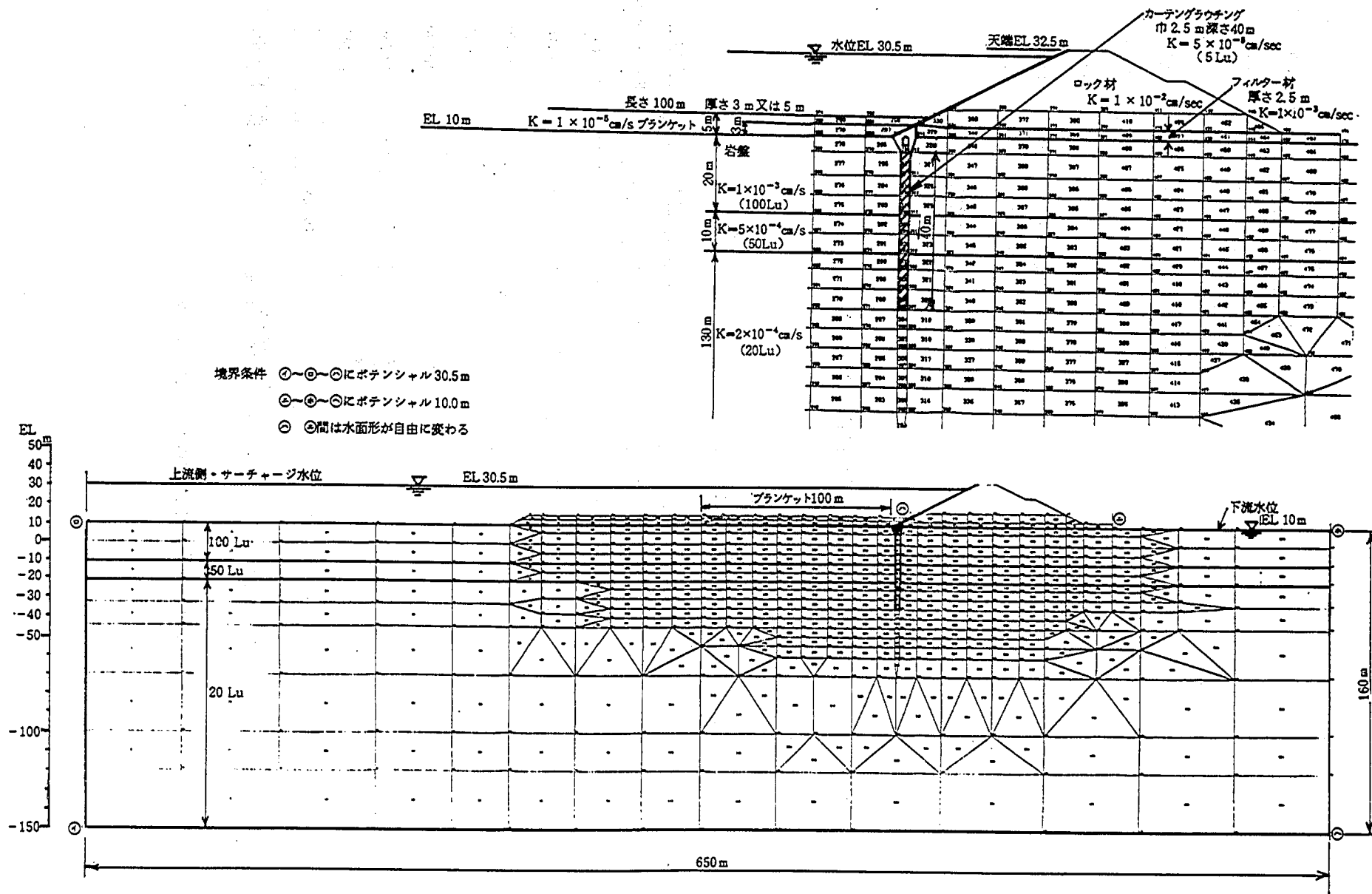


図 2.5.2 Rダム浸透流解析に用いた断面

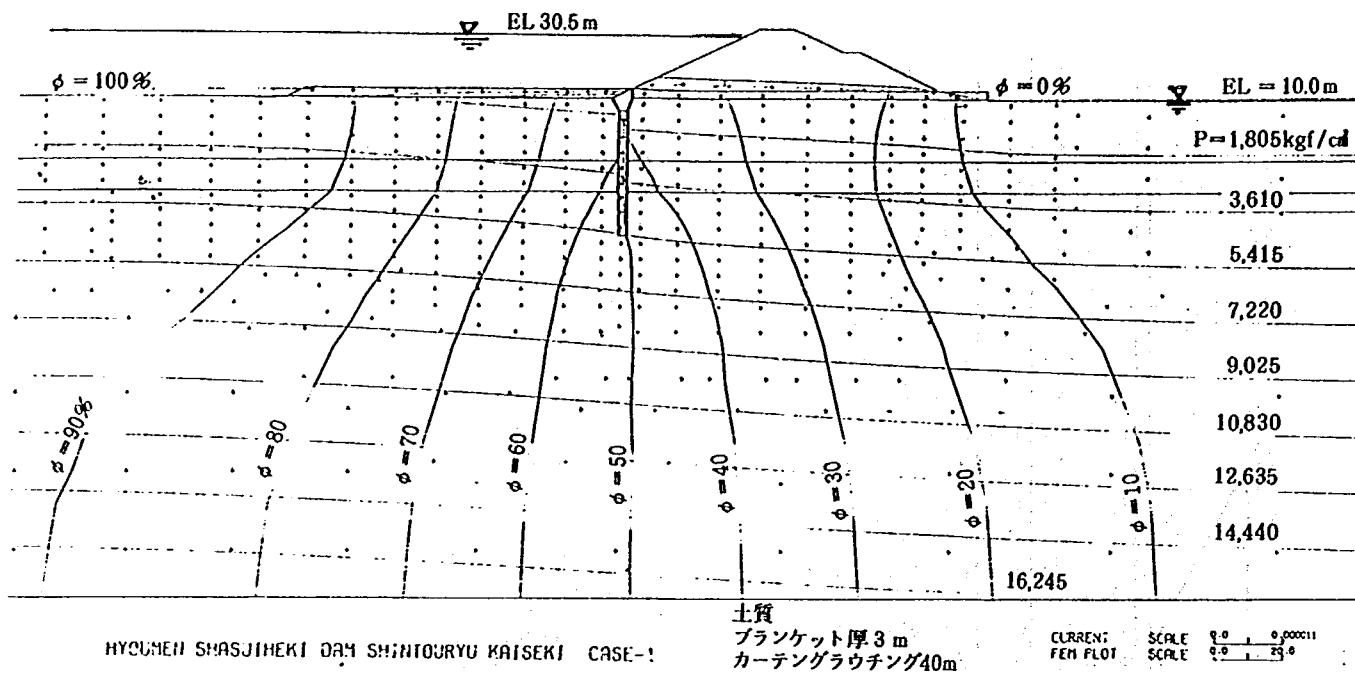


図 2.5.3 浸透流解析結果 Case-1

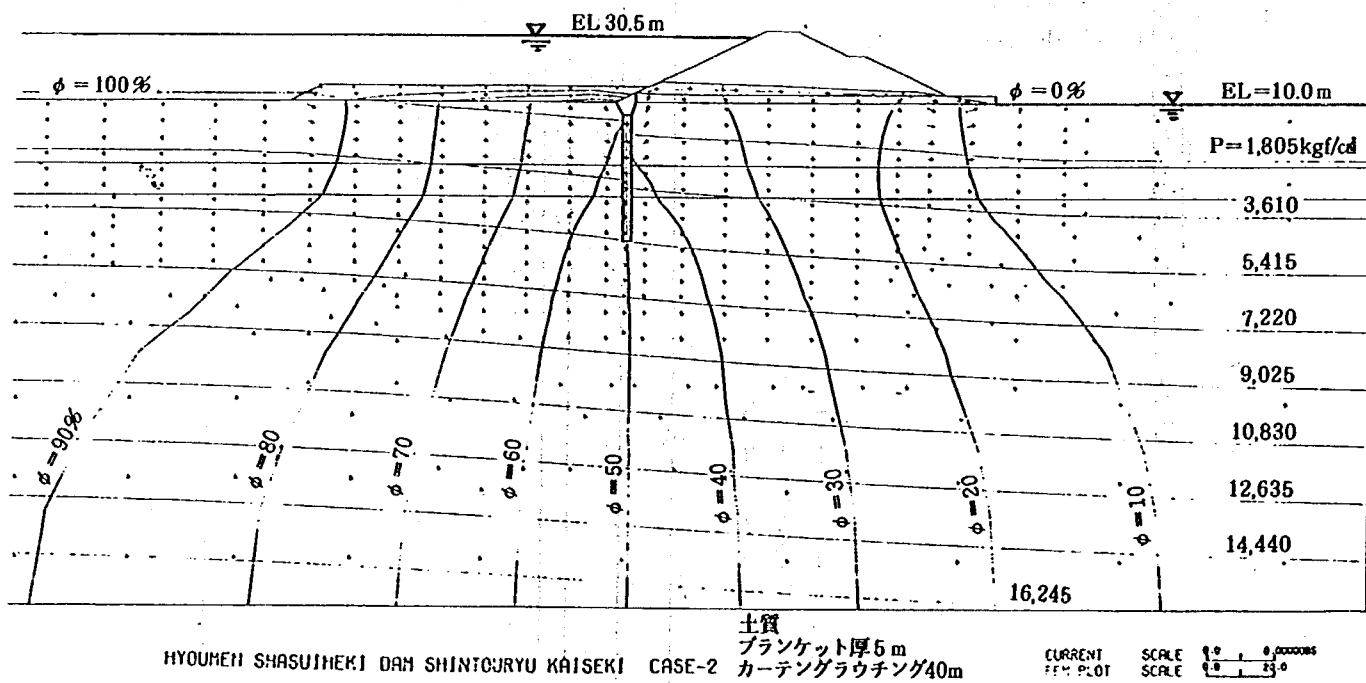


図 2.5.4 浸透流解析結果 Case-2

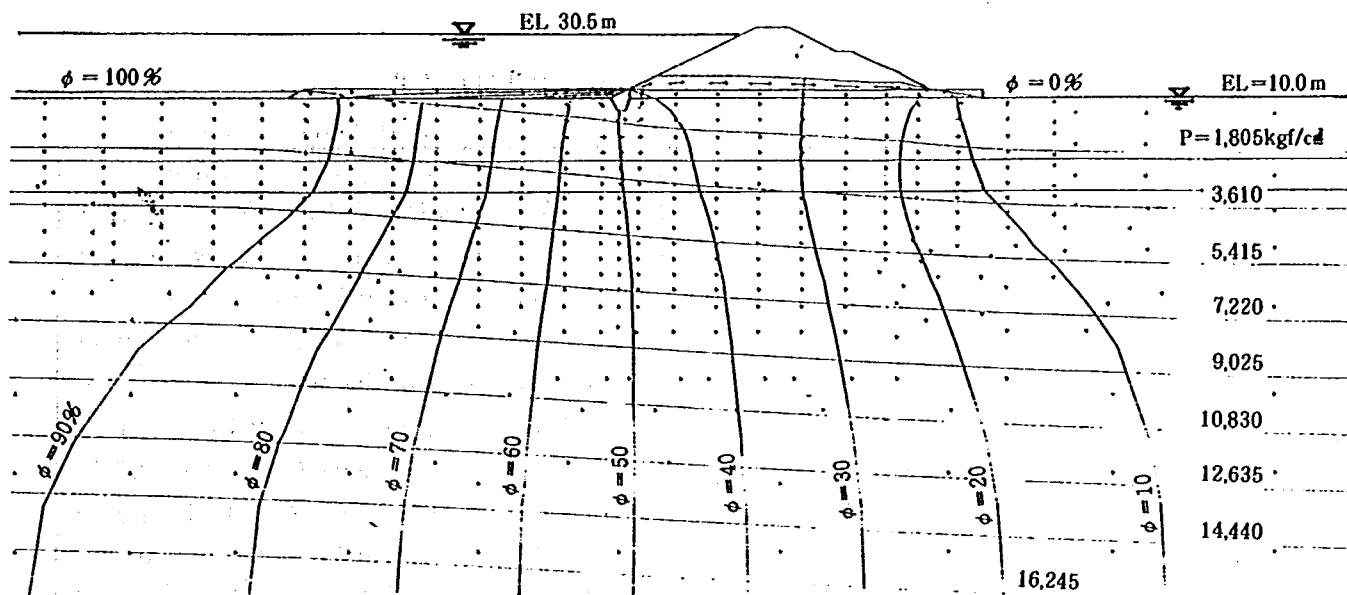


図 2.5.5 浸透流解析結果 Case-3

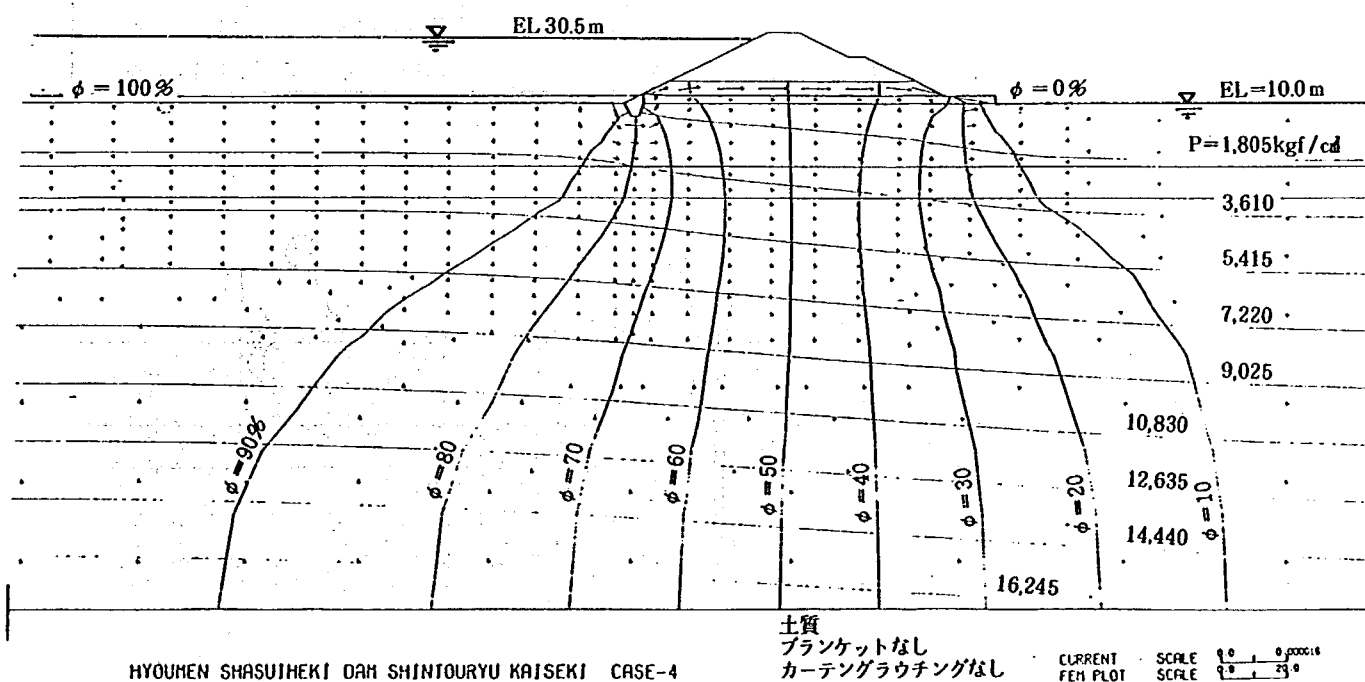


図 2.5.6 浸透流解析結果 Case-4

表- 2.5.5 浸透流解析(流速・全流量)結果

(注) 流速はすべて $\times 10^{-3}$)

代 表 箇 所		地点番号	Case-1		Case-2		Case-3		Case-4	
			みかけ cm/sec	実流速 cm/sec	みかけ cm/sec	実流速 cm/sec	みかけ cm/sec	実流速 cm/sec	みかけ cm/sec	実流速 cm/sec
ブランケット 先 端	ブランケット	(A)	0.001	0.003	0.003	0.009	0.004	0.013	—	—
	岩 盤 ①	(B)	0.104	0.416	0.128	0.512	0.133	0.532	0.009	0.036
カ ッ ト 上 流 中 央 下 流 オ フ 周 辺	ブランケット	(C)	0.024	0.075	0.017	0.053	0.030	0.094	—	—
	岩 盤 ①	(D)	0.086	0.344	0.079	0.316	0.139	0.556	0.427	1.708
	カーテン内	(E)	0.100	1.000	0.093	0.930	0.240	0.960	0.509	2.036
	岩 盤 ①	(F)	0.095	0.380	0.089	0.356	0.163	0.652	0.307	1.228
	フィルター	(G)	0.081	0.231	0.076	0.217	0.130	0.371	0.239	0.683
下 流 法 尻	ロ ッ ク	(H)	0.564	1.410	0.129	0.323	0.627	1.568	0.801	2.003
	フィルター	(I)	0.218	0.623	0.182	0.520	0.269	0.769	0.454	1.297
	岩 盤 ①	(J)	0.180	0.720	0.166	0.664	0.218	0.872	0.356	1.424
カーテン 先 端	カーテン内	(K)	0.018	0.180	0.017	0.170	0.018	0.120	0.024	0.160
	岩 盤 ①	(L)	0.036	0.240	0.035	0.233	0.017	0.113	0.022	0.147
全 漏 水 量		単位(m)	0.0427 ℓ /sec/m		0.0409 ℓ /sec/m		0.0496 ℓ /sec/m		0.0773 ℓ /sec/m	
		当 り	(2.56 ℓ /min/m)		(2.45 ℓ /min/m)		(2.98 ℓ /min/m)		(4.63 ℓ /min/m)	
		200 m	513 ℓ /min		490 ℓ /min		595 ℓ /min		927 ℓ /min	
		当 り	(8.5 ℓ /sec)		(8.2 ℓ /sec)		(9.9 ℓ /sec)		(15.4 ℓ /sec)	

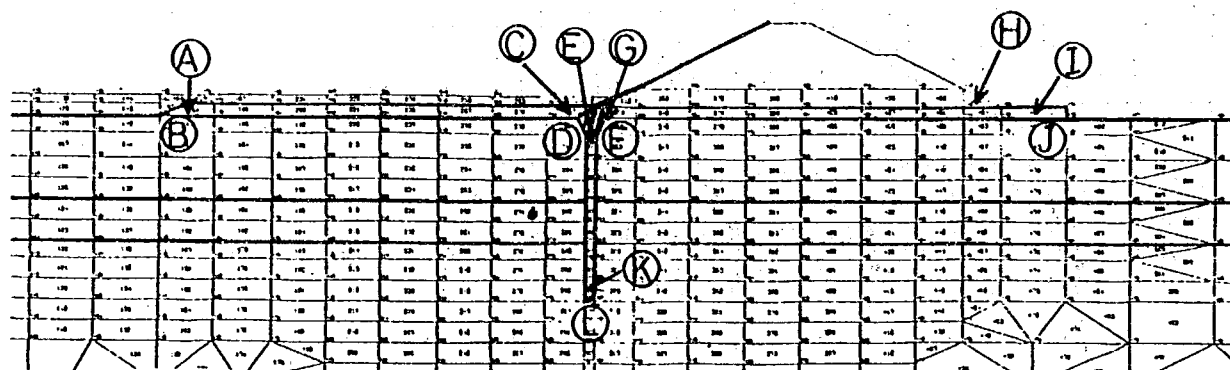


図- 2.5.7 流速の調べるための代表的な点12点

のダムの全漏水量もあわせて示す。流れがダルシー則に従うと仮定すると Case-1 の場合、表- 2.5.5 に示されるようにロック部を除いた最大流速は、カットオフ直下のカーテングラウチング内に生じ 1×10^{-3} cm/sec である。なお Justin の限界流速と比較すると粒子の直径が 0.01 mm でも限界流速は 1.02 cm/sec であり、この解析法によるとパイピングに対しては十分安全であると考えられるが、キレツに沿った流れに対する検討はまだ必要である。続いて、クリープ比についても検討すると、

$$\begin{aligned}
 Lc &= 2a + 2d & \left[\begin{array}{l} 2a = 100 \text{ m} \cdots \text{ブランケット長さ} \\ d = 40 \text{ m} \cdots \text{カーテングラウチング長さ} \end{array} \right] \\
 &= 100 + 2 \times 40 \\
 &= 180 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Lc/h = 180/20.5 = 9.57 \text{ であり,}$$

この値は基礎が栗石と砂利を含む粗砂利のときの $Cc = 4 \sim 6$ よりも大きい。

次に加重クリープ比についても検討してみると

$$\begin{aligned}
 Lw &= \frac{1}{3} (2a) + 2d \\
 &= \frac{1}{3} \times 100 + 2 \times 40 \\
 &= 113 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Lw/h = 113/20.5 = 5.53 \text{ であり,}$$

この値は基礎が栗石と砂利を少し含む石のときの $Cw = 2.5$ よりも大きい

Case-1 の場合、全漏水量はダム全体 (200 m 幅と仮定) で $513 \text{ } \ell/\text{min}$ と計算される。ちなみに Case-2 でブランケットの厚さを 3 m から 5 m に増やしても全漏水量は 5 % 弱しか減少せず、主要な部分での流速も大差ないのでブランケットは 3 m で十分であると考えられる。

また Case-3 でカーテングラウチングを行わず、ブランケットのみでも計算上は、全漏水量で 16 % 増加するだけだが、これはあくまで基礎がダルシーフローに従う均一体と仮定したことによるためであり、グラウチングの長さは 40 m を若干短くすることも検討できようが、カットオフ周辺については入念なグラウチングを行うべきと考えられる。

次に Case-4 で何の基礎処理も行わない場合は、全漏水量およびカットオフ直下部での流速ともに約 2 倍となっている。

ロ) Bennett 理論によるブランケット必要長の検討

A) 理論

ブランケットの始点より任意の点までの距離を x とし、 x 地点でのブランケット下部の水頭ロス (H に比べて) を h とした時に

$$\frac{d^2 h}{dx^2} = a^2 h \cdots \cdots \textcircled{1}$$

ここに

$$a = \sqrt{\frac{k_1}{k \cdot d \cdot t}} \cdots \cdots \textcircled{2}$$

が基礎方程式となる。

この式を $x=0$ にて $h=h_0$ 、 $x=L$ にて $h=0$ で解くと

$$h = \frac{e^{2aL} - e^{ax}}{e^{2aL} - 1} h_0 \cdots \cdots \textcircled{3}$$

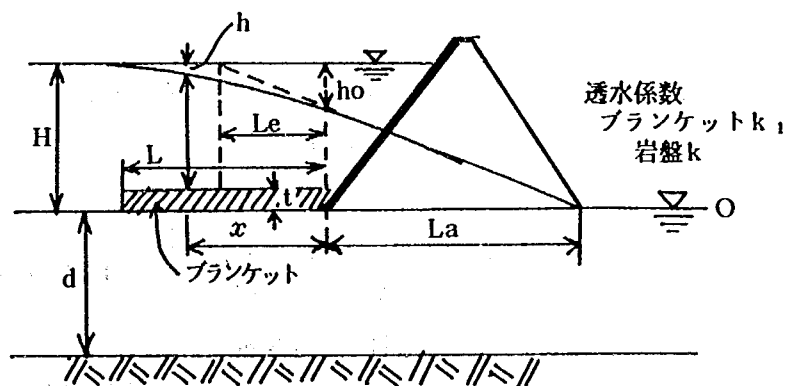


図-2.5.8 Bennett理論概念図

となる。

$x=0$ での勾配は

$$\left(\frac{dh}{dx}\right)_{x=0} = -\frac{a(e^{2aL}+1)}{e^{2aL}-1} h_0 \dots\dots\dots ④$$

であるので

$$Le = -\frac{h_0}{\left(\frac{dh}{dx}\right)_{x=0}} = \frac{1}{a} \cdot \frac{(e^{2aL}-1)}{(e^{2aL}+1)} = \frac{1}{a} \tanh aL \dots\dots\dots ⑤$$

一方 $x=0$ より下流側は堤体よりの漏水はないので②で $k=0$ となるしたがって $a=0$ となり④式で

$$\frac{d^2h}{dx^2} = 0 \text{ より } \frac{dh}{dx} = \text{const}$$

堤内下部における勾配も $x_0=0$ での勾配④と同じと考えることにより結局は次のようにまとめることができる。

図-2.5.9に示されるように上流にブランケット(厚さ t , 透水係数 k_1)を長さ L はった場合は, 上流に不透水膜を Le

(…⑤式)の長さを持ったのと等値であると考えられるので, 単位巾当りの漏水量 q は

$$q = \frac{k \cdot d \cdot H}{Le + La} \dots\dots\dots ⑥$$

となる。

$$\left[\begin{array}{l} d : \text{岩盤透水層厚さ} \\ k : \text{岩盤透水係数} \end{array} \right]$$

B) ブランケット長の検討

$$\left[\begin{array}{ll} \text{ブランケット透水係数 } k_1 = 1 \times 10^{-7} \text{ m/sec } (1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}) \\ \text{ " 厚さ } t = 3 \text{ m} \\ \text{基礎岩盤透水係数 } k = 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec } (1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}) \\ \text{ " 透水部厚さ } d = 40 \text{ m} \end{array} \right]$$

とすると

$$\frac{1}{a} = \sqrt{\frac{k \cdot d \cdot t}{k_1}} = \sqrt{\frac{10^{-5} \cdot 40 \cdot 3}{10^{-7}}} = 109.5 \text{ m}$$

$$H = 20.5 \text{ m}$$

$$Le = \frac{1}{a} \tanh aL, \quad La = 100 \text{ m}, \quad q = \frac{k \cdot d \cdot H}{Le + La} \quad (\text{m}^3/\text{sec}/\text{m})$$

とし, ダム長を200 mとし200 m当りの漏水量を ℓ/min 単位で計算すると $Q = q \times 200 \text{ m} \times 60 \text{ 秒} \times 10^3 \quad (\ell/\text{min})$

以上をもとにブランケット長 L と全漏水量 Q との関係を示すと図-2.5.10のとおりとなる。なお先に述べたFEMによる値も図中に示しておいたが, 傾向的にはよく合っている。この結果によるとBennett

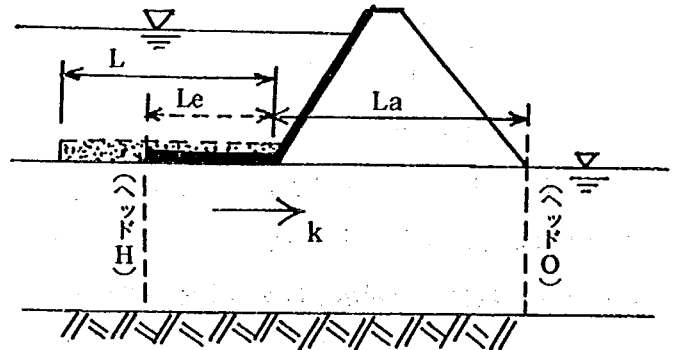


図-2.5.9 Bennett 理論による上流ブランケットの意義

理論式を用いた場合ブランケット長が100mを越えれば、いくら長くしてもその効果は少ない（100mを200mにしても漏水量は、ただだか12%しか減少しない）ことがわかった。

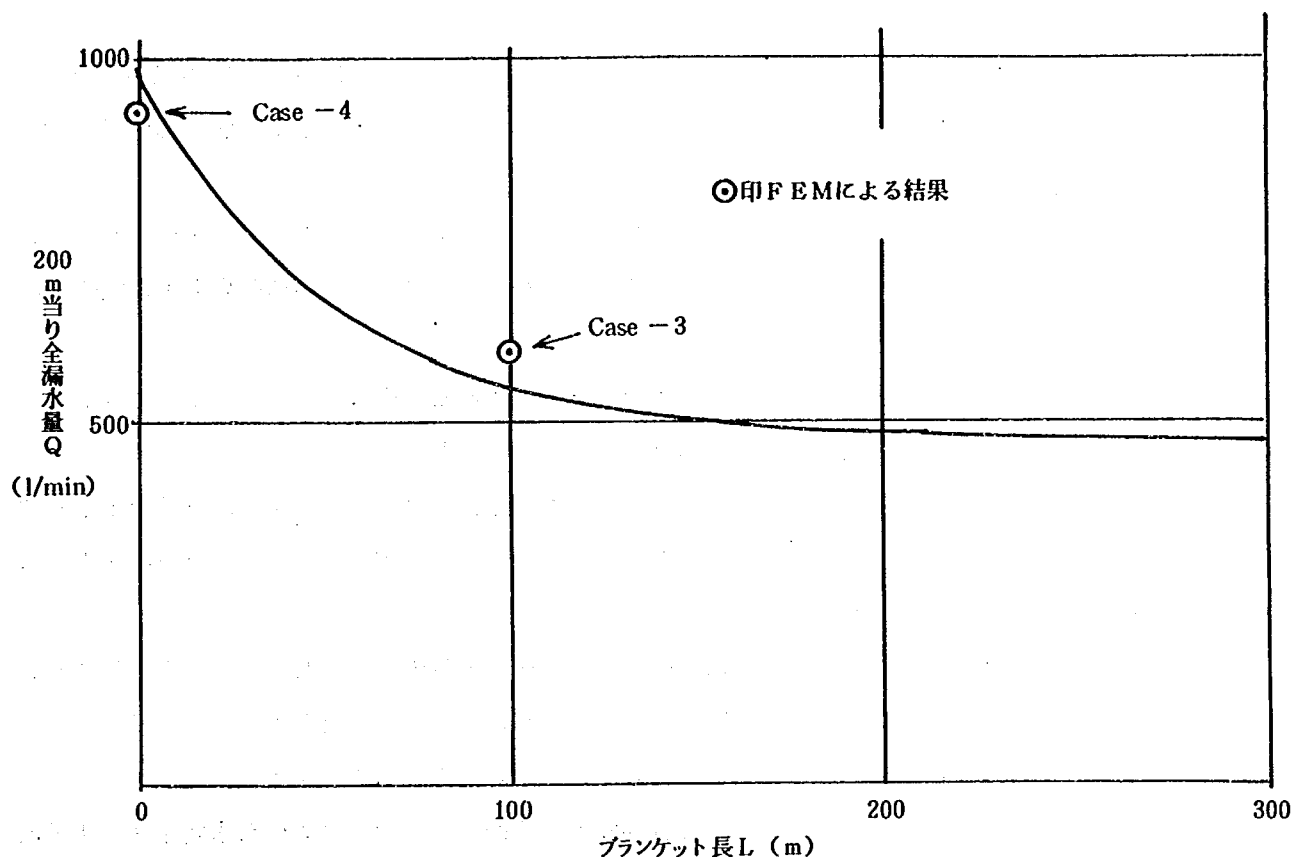


図- 2.5.10 ブランケット長と全漏水量との関係

2.6 軟岩の止水処理についてのまとめ及び今後の課題

軟岩は、岩盤を組織している岩石自体の強度が小さく、また岩石自体の透水性が大きいことがあるため、ルジオン値による透水性の評加、通常グラウチングによる止水処理で済むことが多い硬岩の場合に比べ、止水処理を計画する際の検討事項は多様化せざるを得ない。本報告書の止水処理の項においては、軟岩における止水処理計画を行なうための基本的な調査試験方法から止水処理工法に至るまで、各種事例研究を含めて幅広く記述するよう努めてみた。なお、

- 1) 原位置透水試験方法における各種算定式の適用限界およびその精度について
- 2) パイピング試験手法および浸透破壊に対する安全性の評加法の確立
- 3) 軟岩の性状に応じた適切なグラウチング仕様
- 4) 低固結高透水性軟岩に対する確実な止水処理工法

などについては、今後の試験研究の成果に期待するものである。最後に本報告書、止水処理の項の内容について要約しておく。

1) 軟岩における透水性を正確に把握するためには、しっかりしたパッカーセットと、低圧部（2kgf/cm²以下）でのP～Qの正確な把握が必要である。

2) 軟岩等の局所的な透水性把握に適した原位置透水試験法としては、ピットあるいはボーリング孔

等を利用した、注水あるいは揚水による方法が主であるが、地下水面の位置および完全に飽和してるかどうかなどの条件が試験結果に大きな影響を及ぼす。なお各試験法およびその適用性については2.2.2項および表-2.2.6に示す。

3) 有限要素法による軸対称の透浸流解析の結果、ダルシー則にのる地盤における Lu 値と k 値との対応は、注水位置が地下水面下1m~6mの場合1 $Lu = 1.140 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, 地下水面下10~15mの場合1 $Lu = 1,200 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ となる。

4) ボーリング孔と横坑とを利用するパイピング試験では、岩盤中のポテンシャル分布が等ポテンシャル間隔的ではなく注水ボーリング孔中心の放射流的な分布を示すので、破壊時の限界導水勾配の算定がむずかしい。

5) 非キレツ性、低透水性軟岩の場合、通常注入セメント量は非常に少ないが、ルジオンテストにて限界圧を越えるまでかけて岩盤破壊を起こさせると注入セメント量が多くなる。

6) 岩石組織自体が高透水性で固結が著しく悪い軟岩基礎の場合、グラウチング工法以外の止水処理工法がとられることも多いが、基礎地盤粒子の粒度分布によっては、二重管ダブルバッカー注入工法によって、岩石組織内浸透注入が可能である。

7) フィルダムにおける軟岩グラウチングにおいては、大きな上載圧が得られないまま施工せざるを得ないブランケットグラウチングが、最も改良効果を得るのがむずかしいことが多く、カバーロック、カバーコンクリート等地質状況等に応じた適切な注入面処理が計画されることが多い。

8) 透水性基礎 ($k = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$) 上の高さ約25mの表面しゃ水壁型ダムの有限要素法による浸透流解析の結果、長さ100m、厚さ3mの止水ブランケットの効果は大きいことが判明したが、厚さを5mとしても100m以上伸ばしても、カーテングラウチングを併用しても、解析上は浸透水量の大幅な減少は見られない(せいぜい各々5~16%減少)ことがわかった。

4.2.2.2 透水性基礎の改良工法としてのグラウチング

透水性基礎の改良工法として、グラウチングが用いられる。グラウチングとは、地下水の浸透を防止するために、岩石の空隙や亀裂にセメントや化学薬品を注入し、固化させる工法である。この工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

グラウチングの工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

グラウチングの工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

グラウチングの工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

グラウチングの工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

グラウチングの工法は、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。グラウチングは、地盤の透水性を低減し、水の浸入を防ぐ効果がある。また、地盤の強度を向上させる効果もある。

3. 力 学 的 特 性

3.1 概 説

ダム基礎としての軟岩は硬岩と比較して、力学的特性の面で次のような特徴があると言える。

- 1) 硬岩に比して強度が小さく、変形性は大きい。
- 2) 一般に亀裂、節理が未発達もしくは明瞭でなく、亀裂のある硬岩に比べ、岩盤の力学的特性と岩片の力学的特性は一致すると考えられる。
- 3) 乾湿の繰り返し等の外的条件により、著しく劣化する場合がある。

フィルダムの基礎としての軟岩を考えた場合、まず強度が小さいと、すべり破壊の臨界円が堤体だけでなく基礎も通ることが考えられるため、そのせん断強さを把握することは重要である。また、変形性が大きい場合、基礎が沈下することにより、堤体に亀裂が生じたり、また安全管理の点から基礎に監査廊を設けた場合、基礎の沈下により監査廊に変化を生じさせ、浸透水に対して弱点をつくる懸念もある。

以上のことから、フィルダムにおいても、軟岩の力学的特性、つまりせん断強さと変形性の把握はきわめて重要であると言える。

一方、岩盤のせん断強さ、変形性の調査のためには、従来硬岩上に建設されるコンクリートダムのために開発された原位置せん断試験、原位置平板载荷試験がある。しかし、これらの試験は亀裂を含む岩盤の力学的特性を知る目的で開発されたものであり、亀裂の比較的少ない軟岩については、より簡便な調査方法の採用が要請されてきた。つまり上述の2)の特徴、岩盤と岩片の力学的特性が同じであるという仮定に基き、室内での土質試験で行われてきた試験方法を用い、岩盤からとりだしたテストピースを用いて、一面せん断試験、三軸圧縮試験、一軸圧縮試験を行い、せん断強さ、変形性を調べることが行われてきた。また、近年広く使われるようになってきたボーリング孔内载荷試験も、亀裂のない軟岩においては有効な調査方法と考えられる。しかし、これらの室内土質試験、ボーリング孔内载荷試験の結果と従来の原位置せん断試験、原位置平板载荷試験の結果がどのような関係にあるのかということについては、明確なことがわかっていないのが現状である。また、変形性については、岩盤の変形性を予測するのに、どのような試験を行い、どのような変形係数を用いれば良いのか、ということも未解決な問題である。本章では、実際のダムでの調査試験結果をまとめ、原位置試験と室内土質試験による岩盤の物性値の比較を行うとともに、実測された岩盤の変形量をもとに、変形性の評価手法について考察する。軟岩の調査・試験の事例としては、既に完成した5ダムと現在調査・建設中の2ダムの計7ダムをとりあげた。各ダムの事例の中には、ダムサイト地質の概要、軟岩の物理的性質、各種の原位置、室内試験結果をとりまとめている。そして、そのあとに、各種試験結果の比較、軟岩の変形性の評価方法についての考察を述べる。

3.2 御所ダムの事例

3.2.1 ダムサイト地質の概要

御所ダムは、右岸に新第三紀中新世の安山岩質集塊岩、左岸には新第三紀中新世から鮮新世の凝灰質頁岩および凝灰角礫岩が分布しており、さらに河床から左岸部にはこれらを覆って第四紀の火山泥流堆積物が堆積している。フィルダムの基礎となる凝灰質頁岩、凝灰角礫岩は比較的硬質であるが、亀裂が発達し透水性が高い。火山泥流堆積物は半固結の礫質土で、一般的に不透水性ではあるが、部分的に高透水性の火山砂を団塊状に有している。この火山泥流堆積物は、左岸側のダム軸上下流方向に広く分布し、フィル堤体部ロックゾーンの基礎となるため、その変形性および強度が問題となった。フィル堤体標準断面図およびダム軸地質断面図を図-3.2.1、3.2.2に示す。

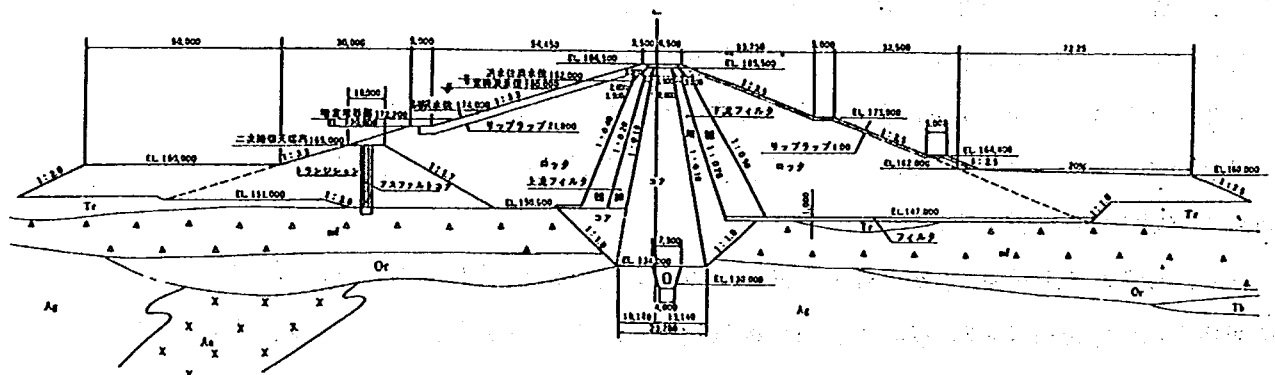
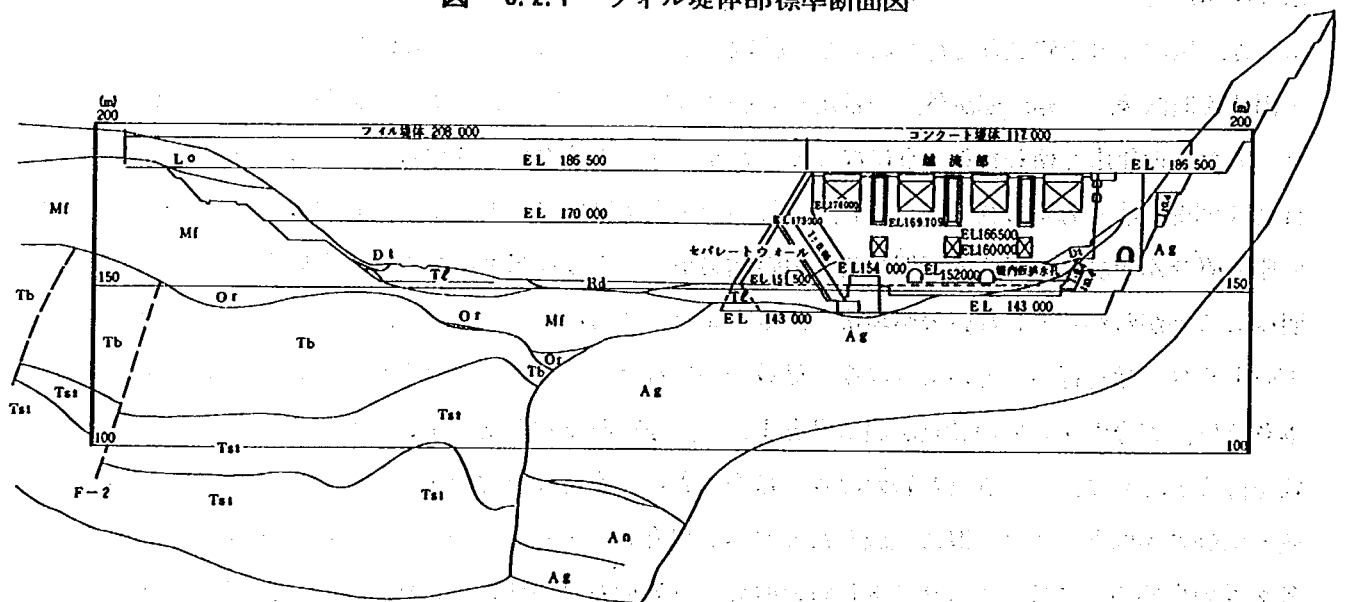


図-3.2.1 フィル堤体部標準断面図



凡	D1 崖 維	Tm 中位の段丘堆積物	Ts1 凝 灰 質 頁 岩
	Rd 現 河 床 堆 積 物	Th 高位段丘堆積物	Ts2 凝灰質頁岩(乱堆積)
例	Tr 低位の段丘堆積物	Mf 火山泥流堆積物	An 安 山 岩 質 溶 岩
	Lo ローム層	Tb 凝 灰 角 礫 岩	Ag 安山岩質集塊岩

図-3.2.2 ダム軸地質断面図

3.2.2 泥流堆積物の物理的性質

泥流堆積物の物理的性質を表-3.2.1に、また、粒度曲線を図-3.2.3に示す。

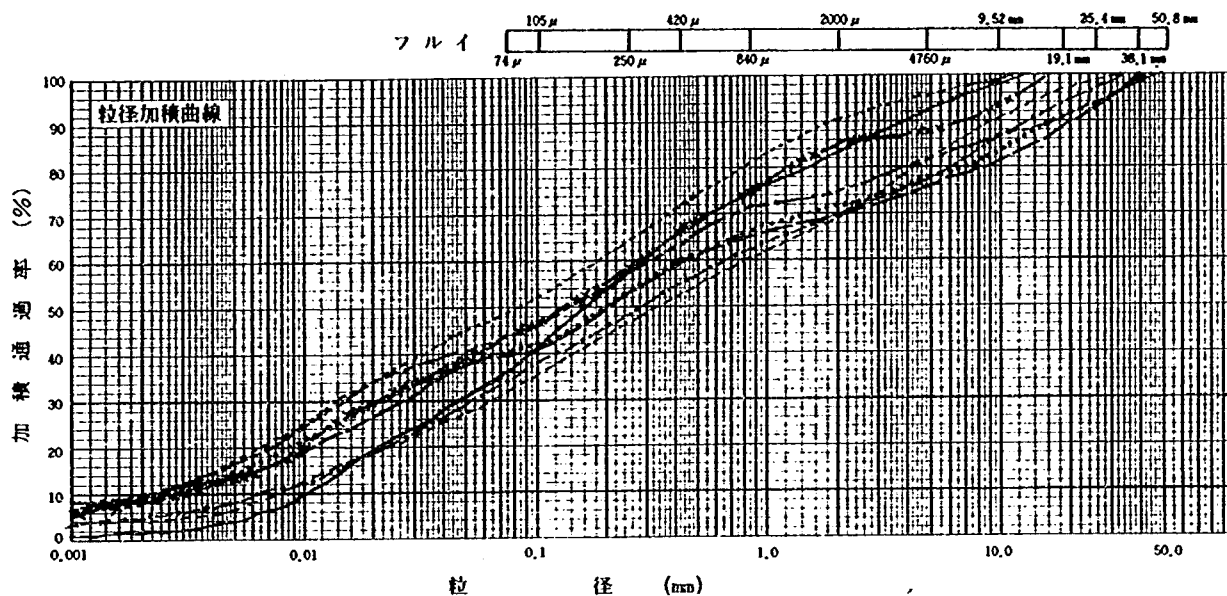


図-3.2.3 泥流堆積物の粒度曲線

表-3.2.1 泥流堆積物の物理的性質

湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)		1.73 ~ 2.03	粒	レキ分 (%)	26.2	飽和度 (%)	68.2 ~ 100.0
自然含水比 (%)		30.0 ~ 40.3		砂 分 (%)	36.5	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	4.27
乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)		1.060 ~ 1.483		シルト分 (%)	26.8	透 水 係 数 (cm/s)	5.9×10^{-5} ~ 1.5×10^{-4}
土粒子の比重		2.68		粘土分 (%)	10.5	圧 縮 指 数	0.141 ~ 0.244
間 隙 比		0.77 ~ 1.53		最大粒径 (mm)	31.8	体積圧縮係数 (cm ³ /kgf)	1.23×10^{-2} ~ 1.24×10^{-3}
コン シ ス テ ン シー 限 界	液性限界 (%)	50.2	度	60%粒径 (mm)	0.92	圧 密 係 数 (cm ³ /day)	3.92×10^3 ~ 5.79×10^3
	塑性限界 (%)	27.1		10%粒径 (mm)	0.013		
	塑 性 指 数	23.1		均等係数	189		

3.2.3 原位置平板載荷試驗

- | | |
|--------------|---|
| (i) 試験位置 | 泥流堆積物中に掘削した横坑 T-1 (EL. 167.77 m 坑長 40 m, ダム軸上流側) 内で実施。 |
| (ii) 試験点数 | 10点 |
| (iii) 試験方法 | 等変位法(載荷板径 30 cm) |
| (iv) 載荷方向 | 水平方向 |
| (v) 載荷パターン | 急速載荷……………図-3.2.4 (試験地点 No 1, 2, 3, 6, 7, 9)
図-3.2.5 (試験地点 No 5)
緩速載荷……………図-3.2.6 (試験地点 No 4, 8, 10) |
| (vi) 荷重～変位曲線 | 図-3.2.7～3.2.16に示す。 |
| (vii) 試験結果 | 表-3.2.2に示す。 |

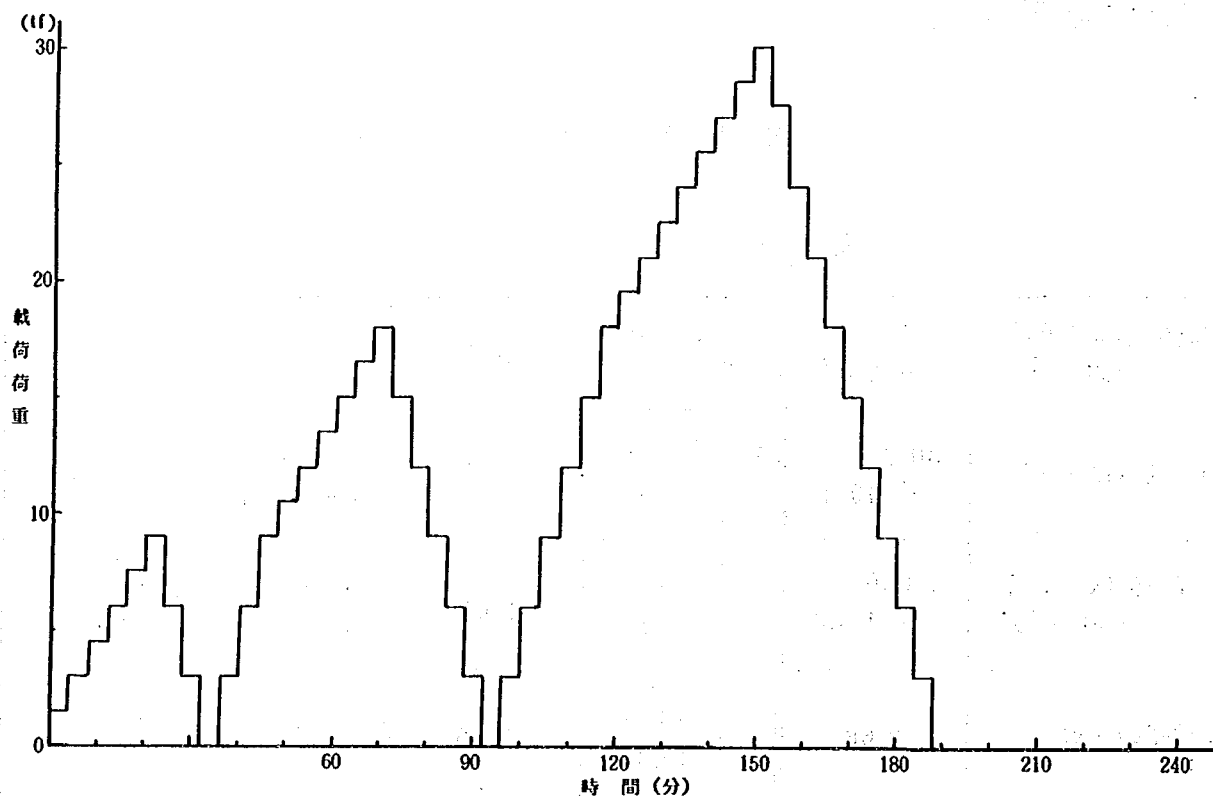


図-3.2.4 急速荷荷荷パターン(試験地点 No 1, 2, 3, 6, 7, 9)

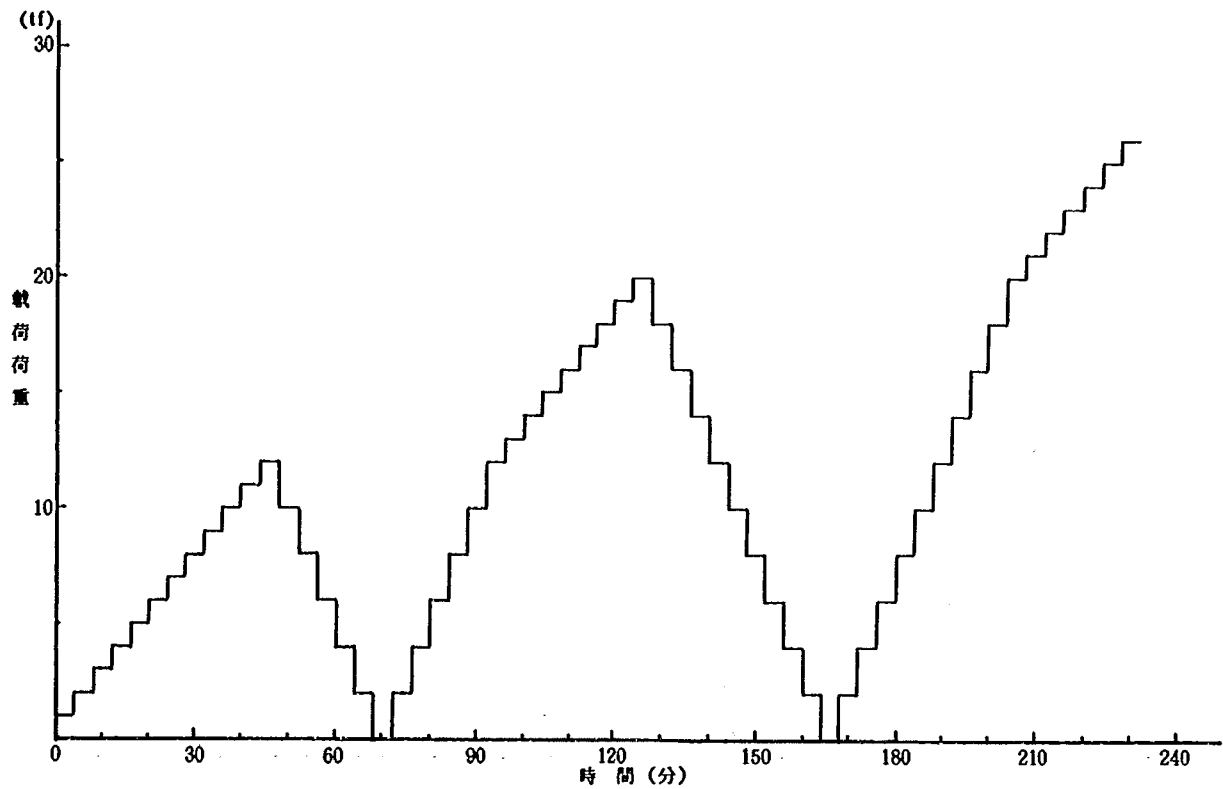


図- 3.2.5 急速載荷載荷パターン (試験地点 No 5)

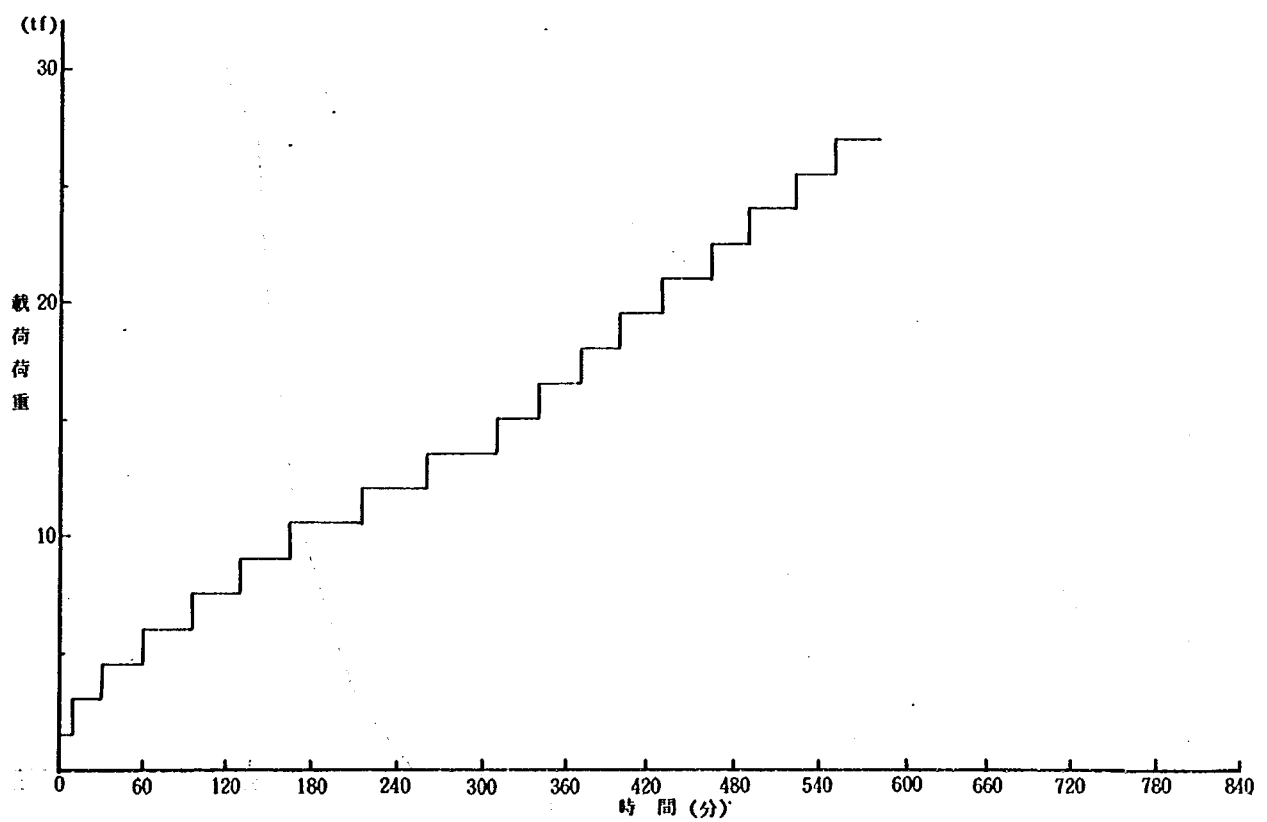


図- 3.2.6 緩速載荷載荷パターン (試験地点 No 4, 8, 10)

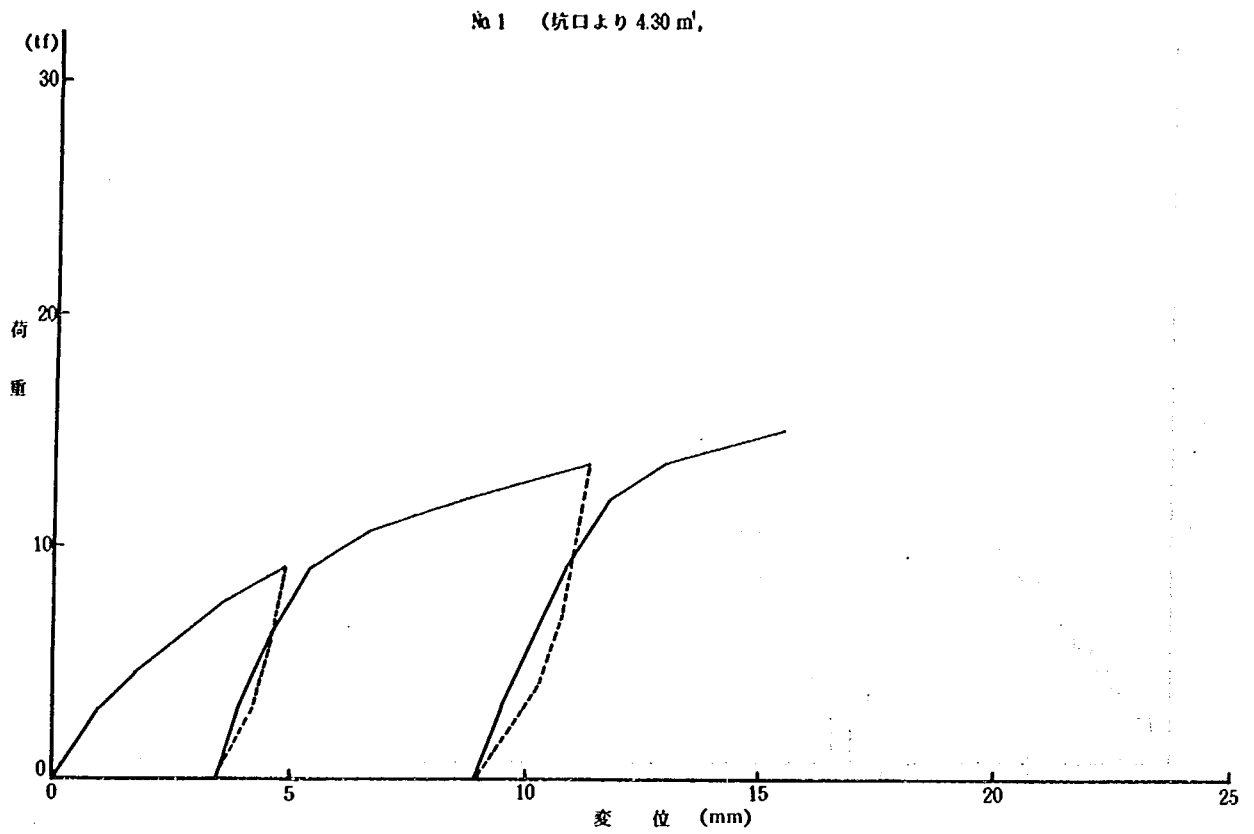


図-3.2.7 平板載荷試験荷重~変位図(試験地点No.1)

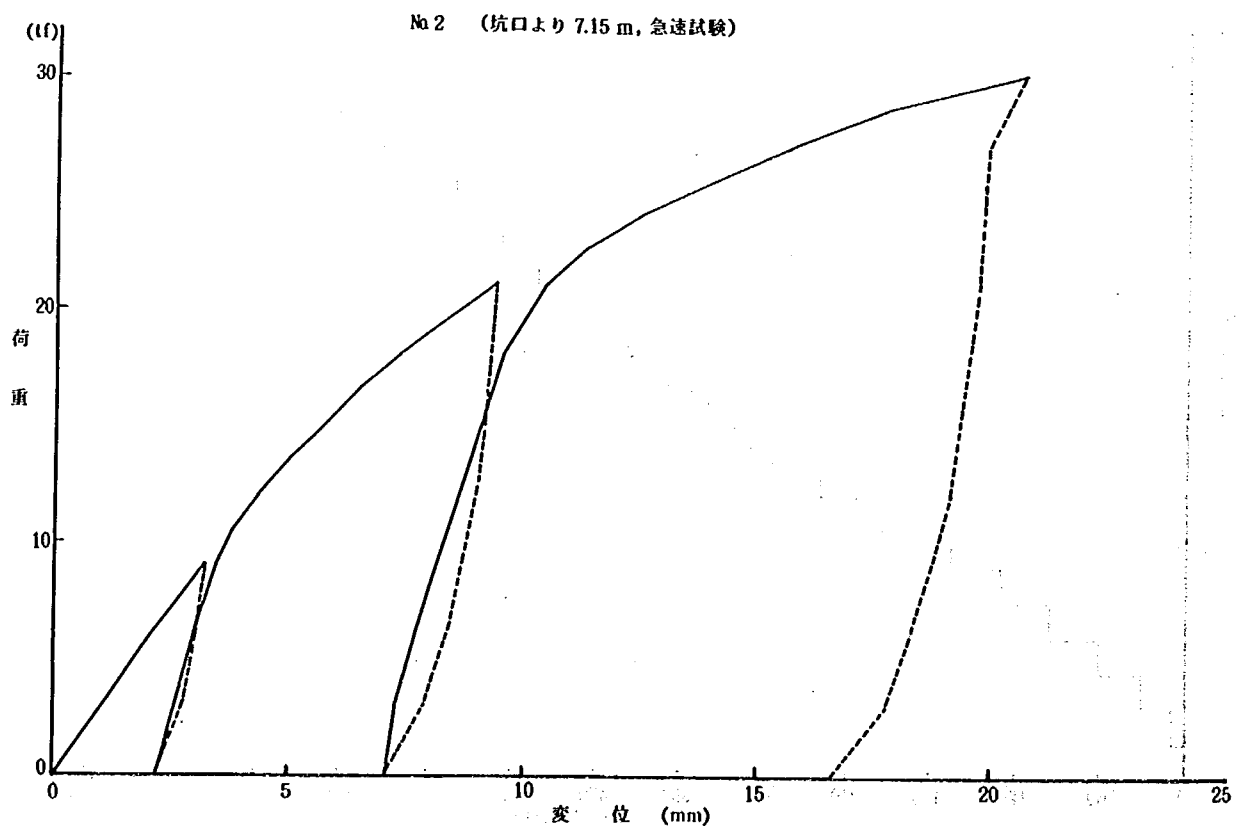


図-3.2.8 平板載荷試験荷重~変位図(試験地点No.2)

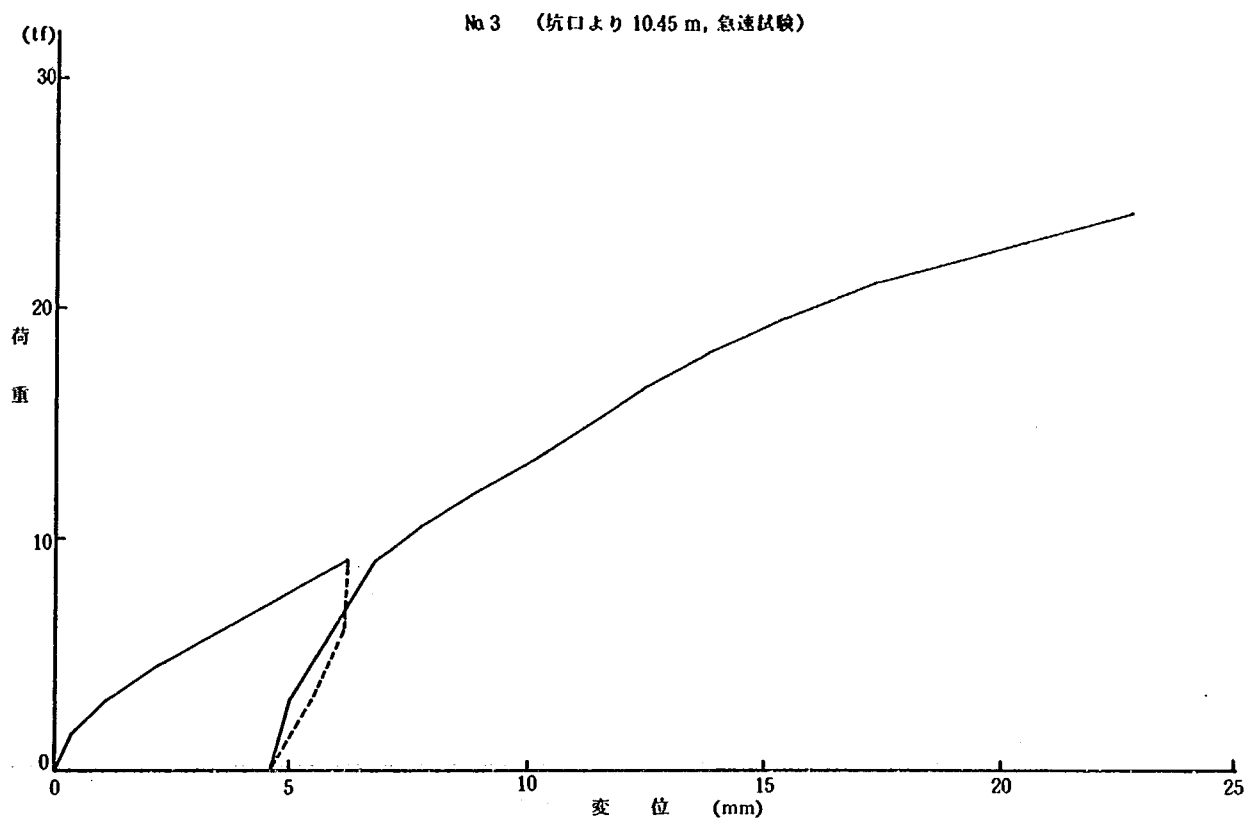


図- 3.2.9 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No.3)

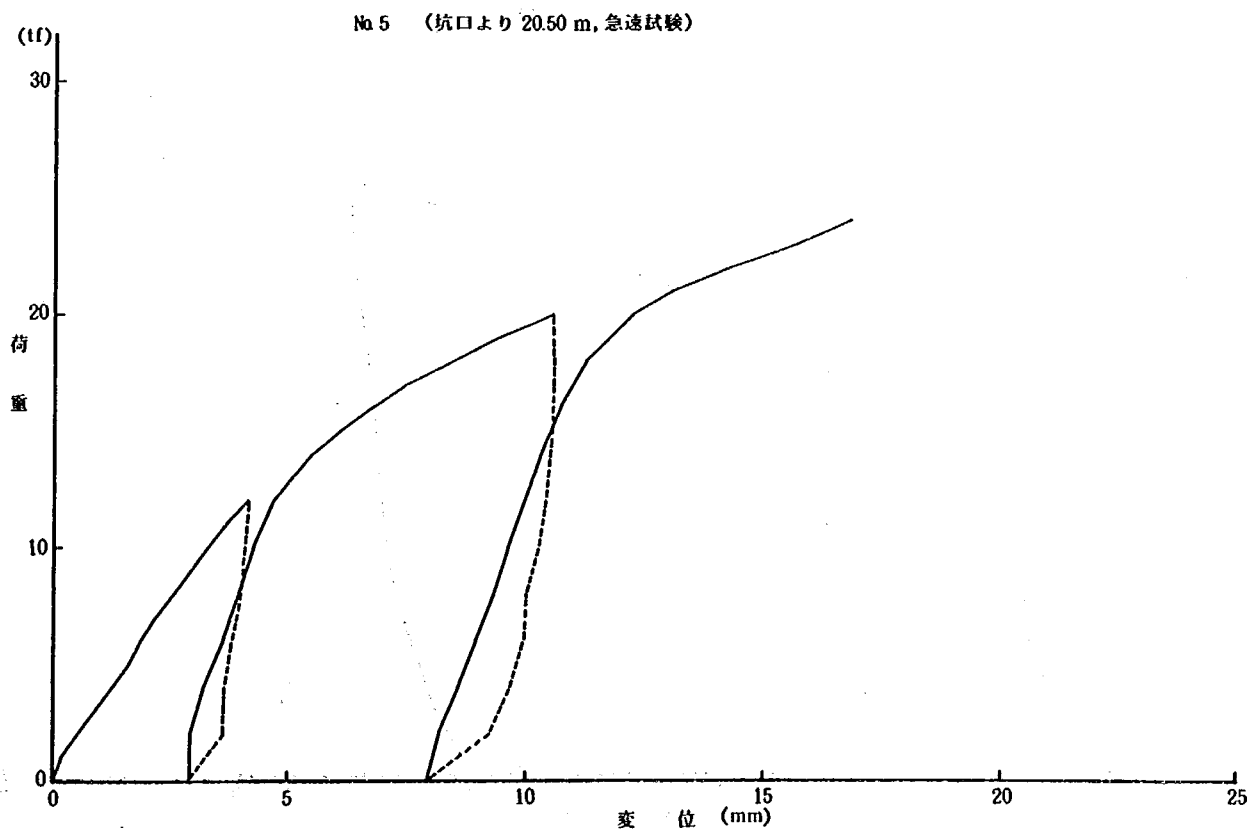


図- 3.2.10 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No.5)

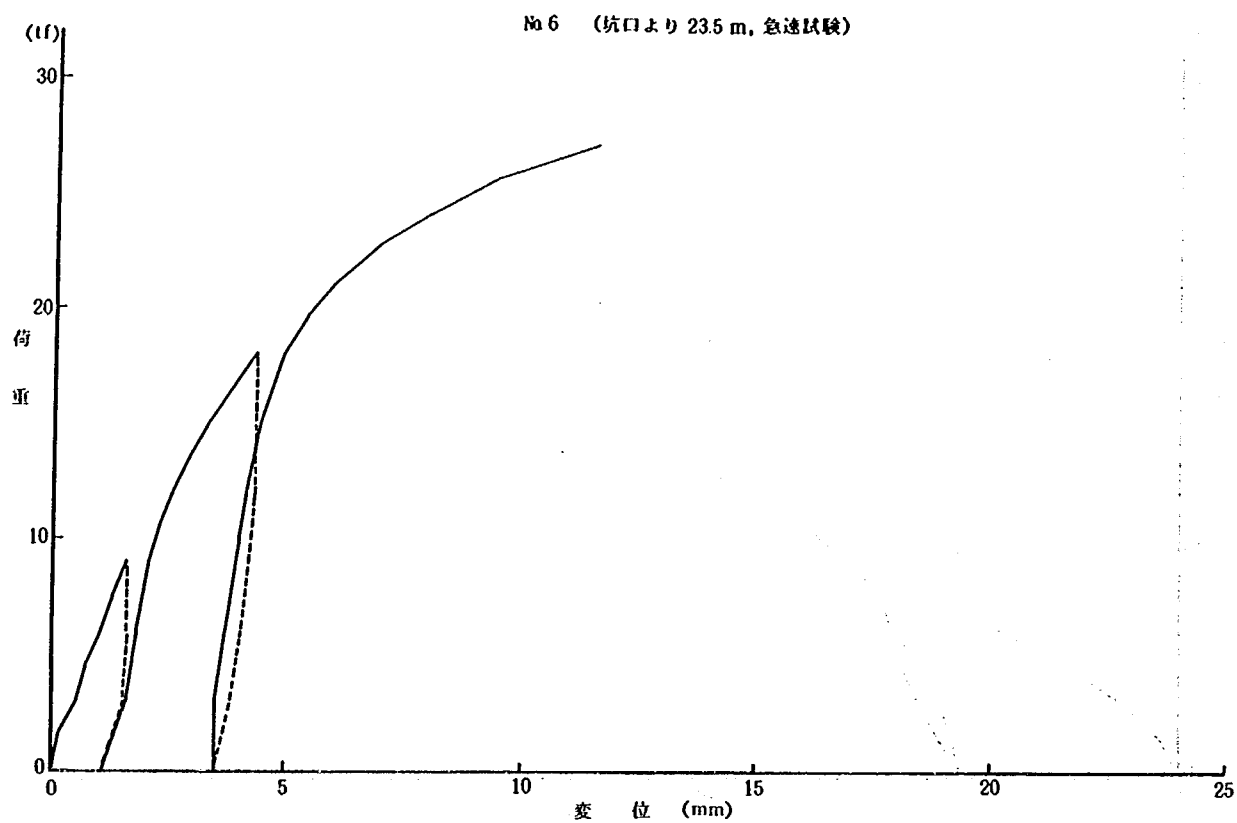


図-3.2.11 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No 6)

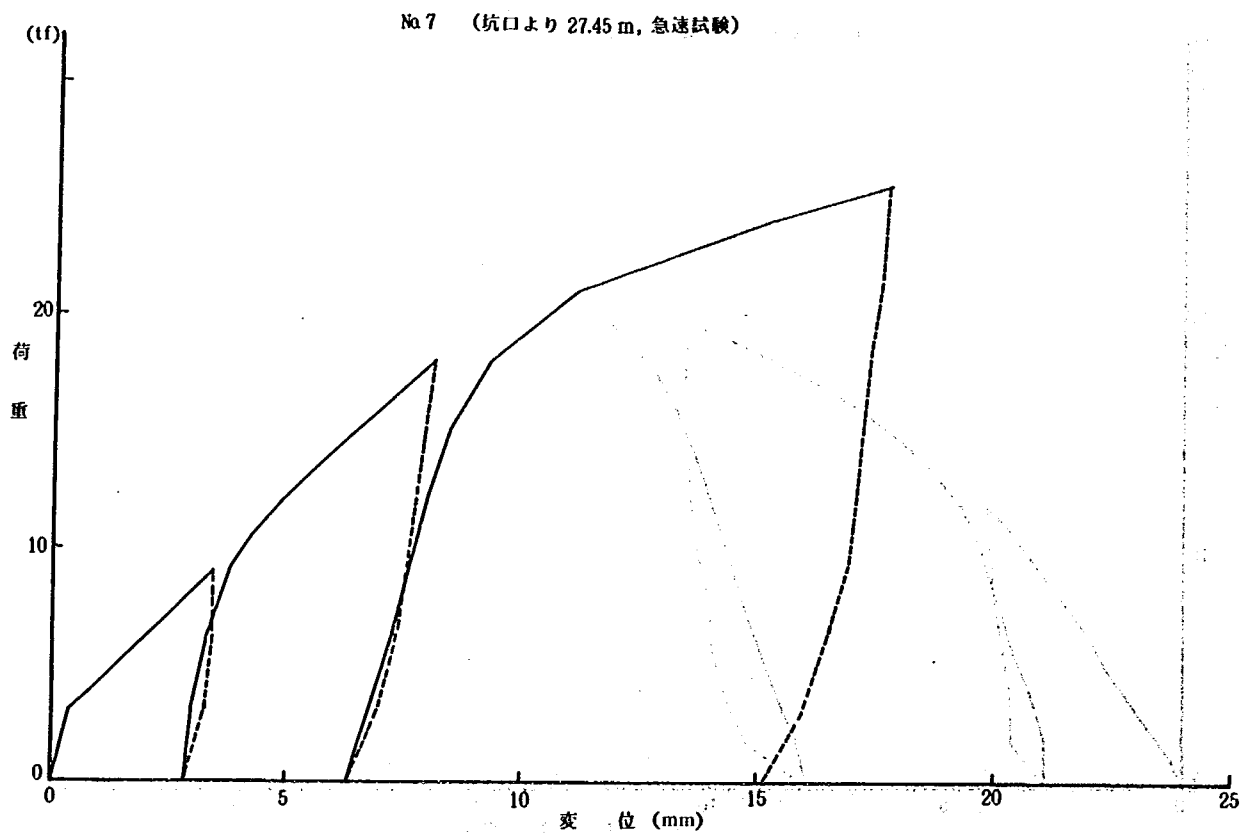


図-3.2.12 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No 7)

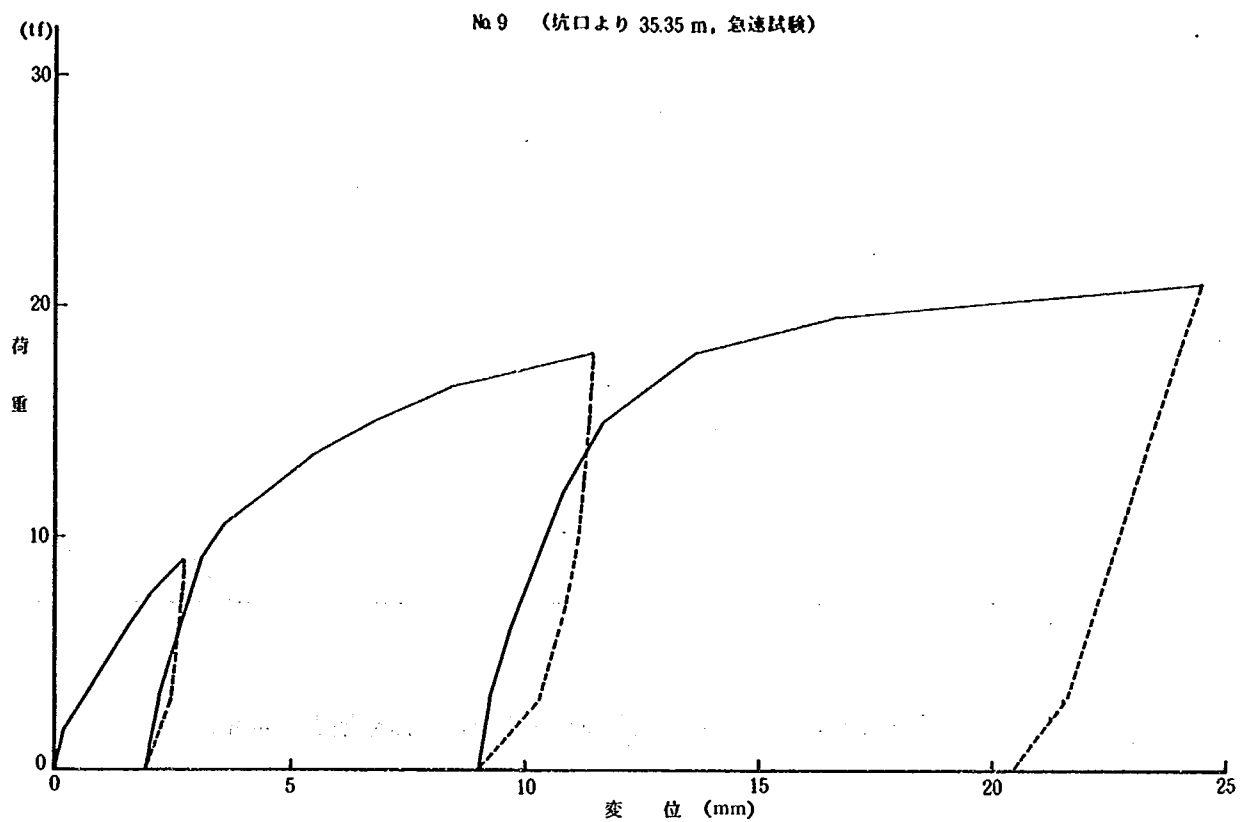


図-3.2.13 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No 9)

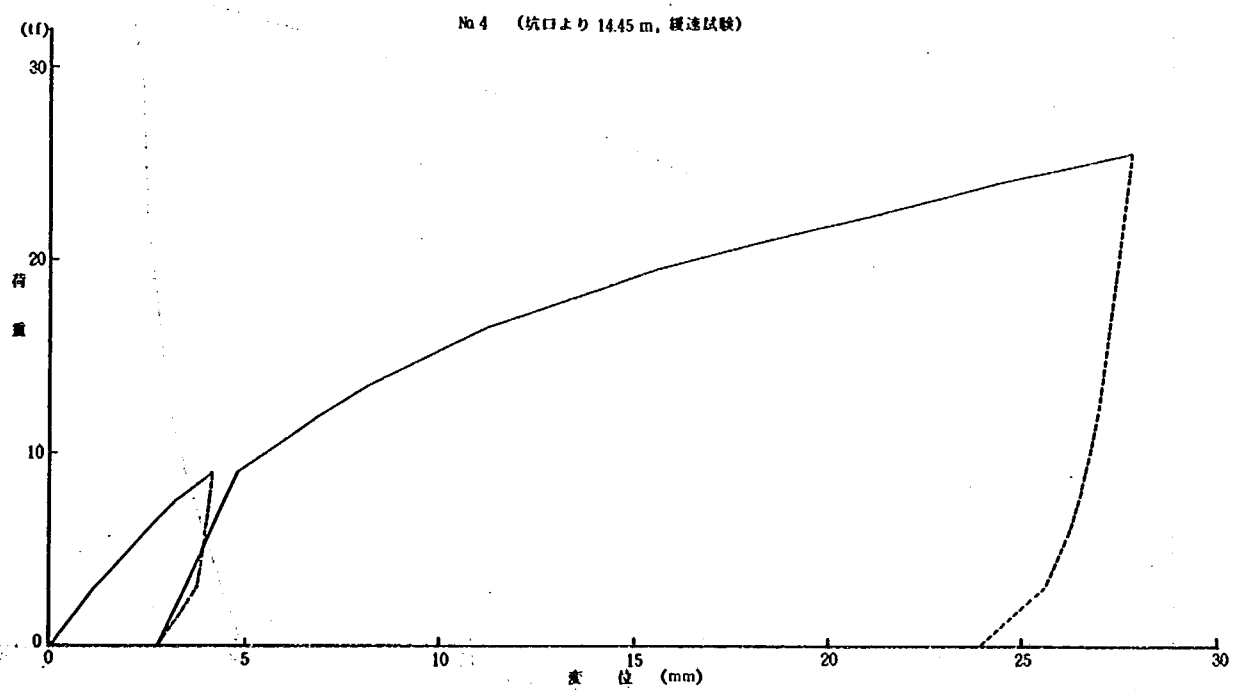


図-3.2.14 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No 4)

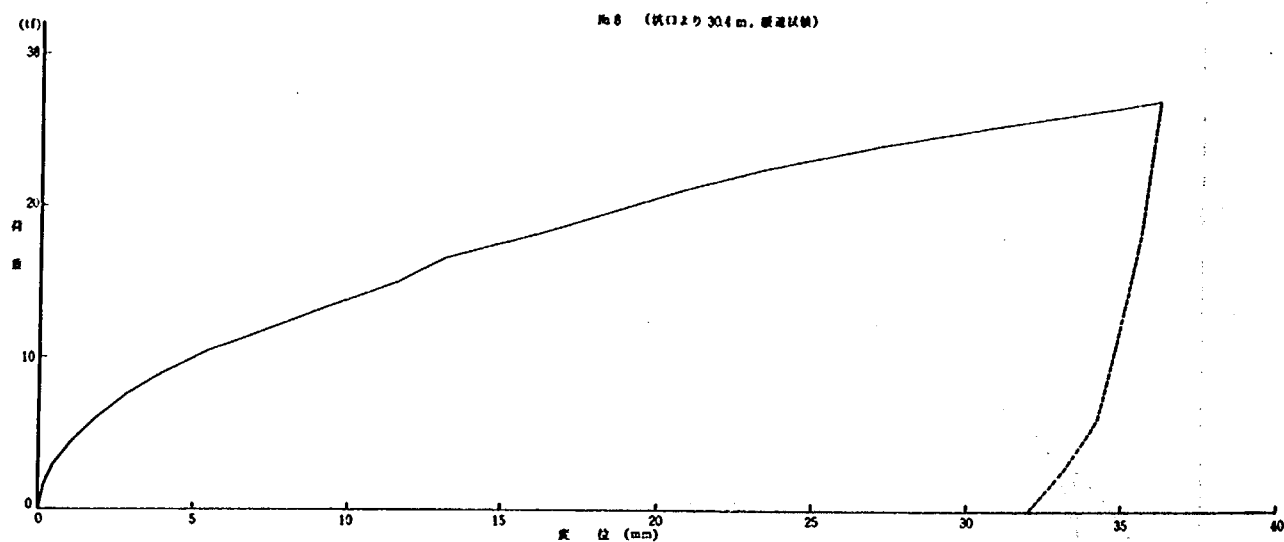


図-3.2.15 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No. 8.)

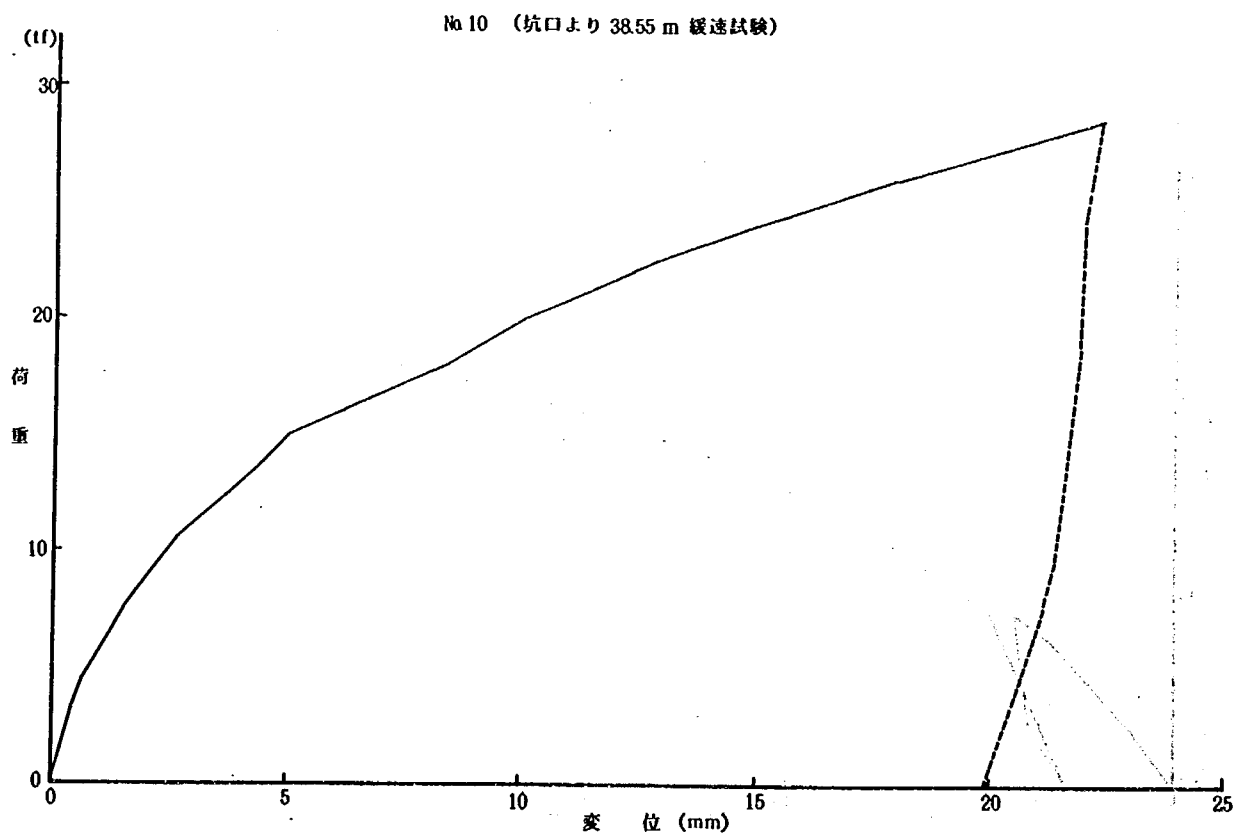


図-3.2.16 平板載荷試験荷重～変位図 (試験地点 No. 10)

表-3.2.2 平板載荷試験の結果

試験地点No	載荷パターンの別	坑口からの距離 (m)	変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	割線弾性係数 (kgf/cm ²)
1	急速載荷	4.30	840	$E_{t1} = 1,000$ $E_{t2} = 1,300$	520
2	急速載荷	7.15	780	$E_{t1} = 1,600$ $E_{t2} = 2,100$	780
3	急速載荷	10.45	310	$E_{t1} = 1,100$	410
5	急速載荷	20.50	810	$E_{t1} = 1,800$ $E_{t2} = 1,600$	810
6	急速載荷	23.50	1,600	$E_{t1} = 3,600$ $E_{t2} = 3,600$	1,600
7	急速載荷	27.45	—	$E_{t1} = 3,000$ $E_{t2} = 5,000$	800
9	急速載荷	35.35	1,000	$E_{t1} = 1,900$ $E_{t2} = 1,400$	1,000
4	緩速載荷	14.45	700	$E_{t1} = 1,200$	610
8	緩速載荷	30.40	520	—	—
10	緩速載荷	38.55	1,100	—	—
平均			850	5,400	820

注 ポアソン比は0.4とした。

変形係数：処女荷重の直線部分より得られる値

E_{t1} : 1回目の繰返し載荷時の接線弾性係数

E_{t2} : 2回目の " "

3.2.4 クリープ試験

- (i) 試験位置 泥流堆積物中に掘削した横坑 T-4, (EL. 162.2 m, 坑長18 m, ダム軸直上流) 内で実施。
- (ii) 試験点数 3 点
- (iii) 試験方法 等変位法 (載荷面は50 cm×50 cmの正方形)
- (iv) 載荷方向 鉛直方向
- (v) 載荷パターン クリープ試験の載荷パターンを図-3.2.17に示す。

試験地点No 2, No 3 については, クリープ試験のあと5分おきに, 25 t, 35 t の一定荷重を繰返し載荷した。載荷回数は, 25 t, 35 t それぞれ7回ず

つとした。

(v) 荷重～変位曲線 クリープ試験の荷重～変位曲線を図-3.2.18に示す。

(vi) 試験結果 クリープ試験の結果を表-3.2.3に繰り返し載荷試験の結果を表-3.2.4に示す。

(vii) 時間～クリープ量曲線 クリープ試験による時間～クリープ量曲線を図-3.2.19～3.2.21に示す。

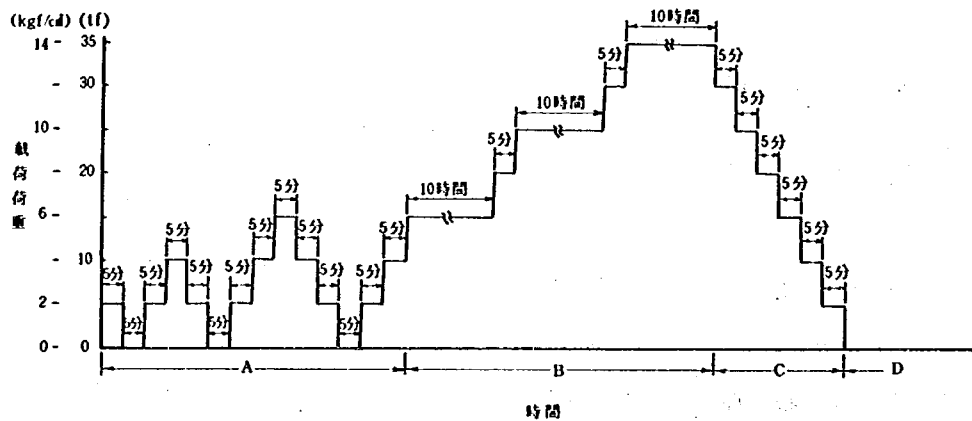


図-3.2.17 クリープ試験載荷パターン

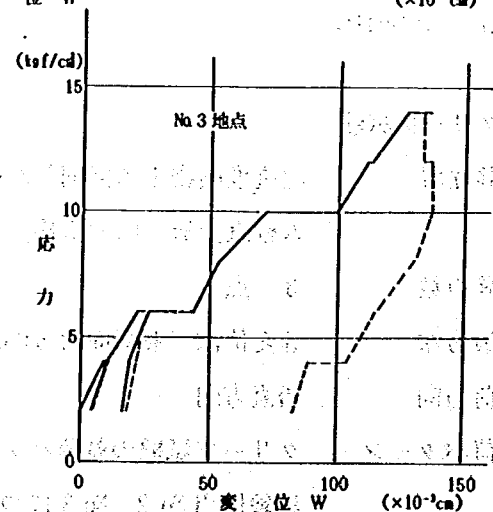
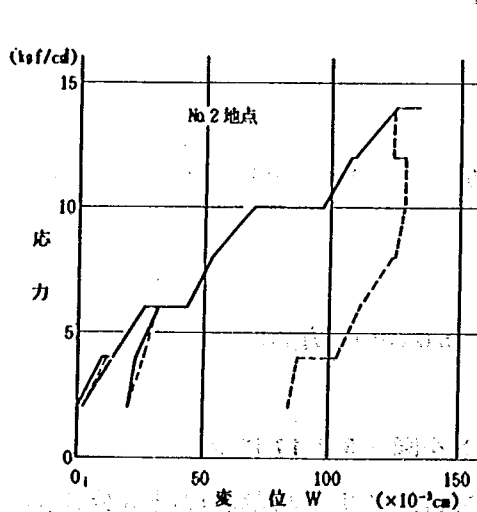
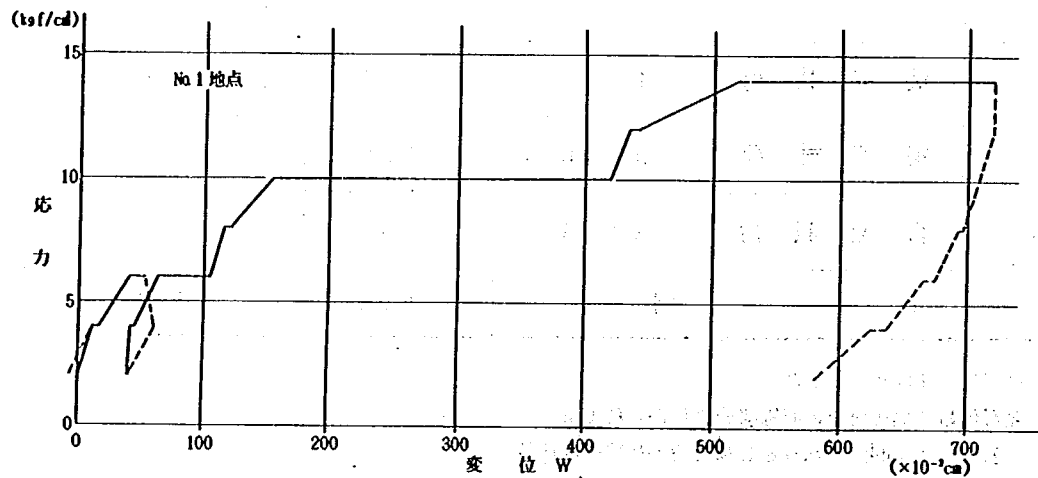


図-3.2.18 クリープ試験 応力～変位曲線

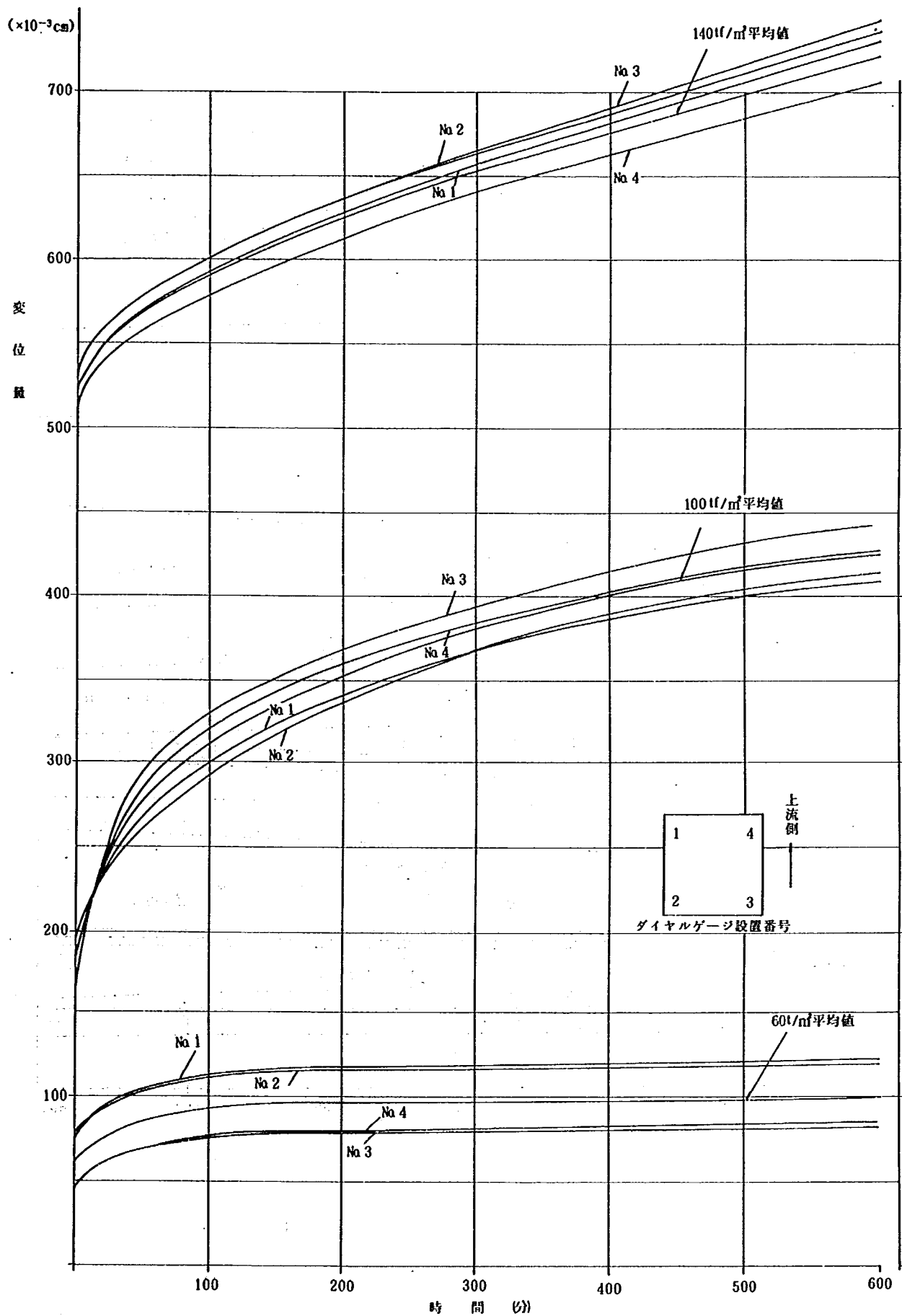


図-3.2.19 クリープ試験による時間～変位量曲線 (No. 1 地点)

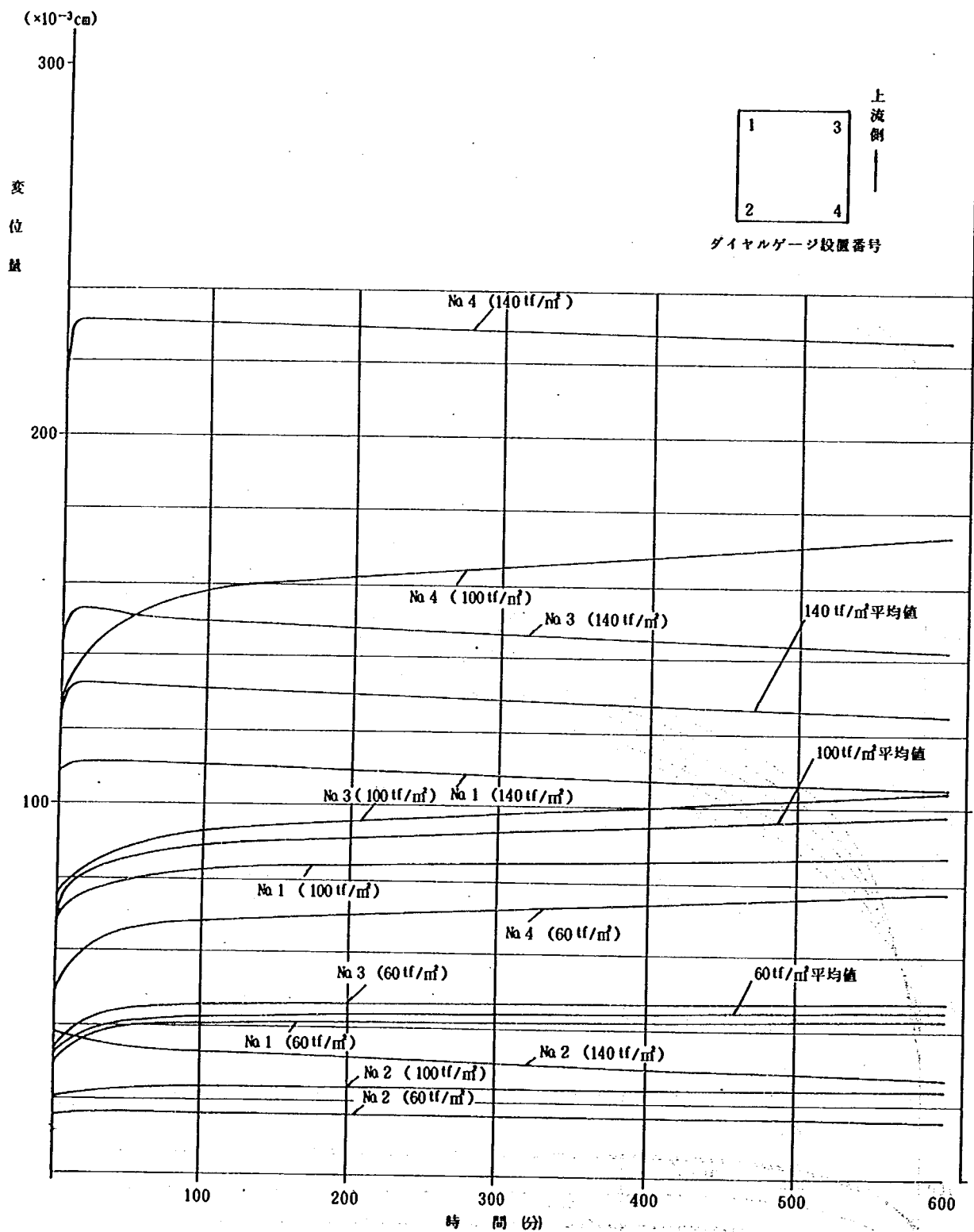


図-3.2.20 クリープ試験による時間～変位量曲線 (No.2 地点)

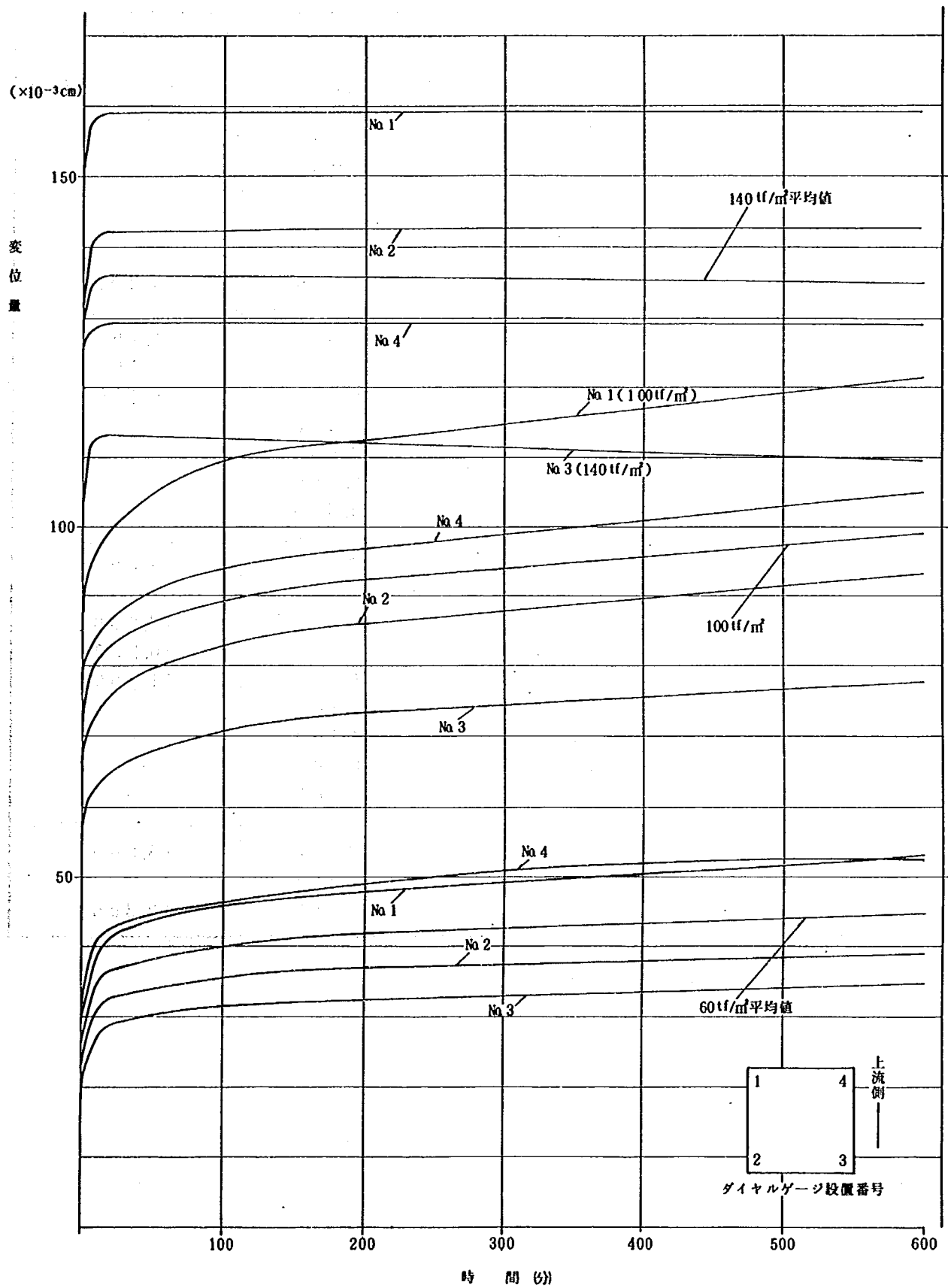


図-3.2.21 クリープ試験による時間～変位量曲線 (No. 3 地点)

表-3.2.3 クリープ試験の結果

試験地点	坑口からの距離(m)	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数(kgf/cm ²)	接線弾性係数(kgf/cm ²)
1	1 1. 5	2 ~ 4	7,600	3,600 , 13,000
		4 ~ 6	3,300	4,900
		6 ~ 8	6,600	—
		8 ~ 10	2,400	—
		10 ~ 12	5,200	—
		12 ~ 14	940	—
		平 均	4,300	7,200
2	1 4. 0	2 ~ 4	7,000	6,900
		4 ~ 6	5,700	19,000
		6 ~ 8	8,400	9,100
		8 ~ 10	4,400	—
		10 ~ 12	6,700	—
		12 ~ 14	4,600	—
		平 均	6,100	12,000
3	1 6. 9	2 ~ 4	8,300	17,000
		4 ~ 6	6,300	26,000
		6 ~ 8	7,800	11,000
		8 ~ 10	4,100	—
		10 ~ 12	6,500	—
		12 ~ 14	5,100	—
		平 均	6,400	18,000
全 体 平 均			5,400	12,300

注 ポアソン比は, 0.4とした。
変形係数: 処女荷重の直線部分より得られる値

表- 3. 2. 4 繰り返し載荷試験の結果

試験 地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	繰り返し 回 数	変形係数 (kgf/cm ²)	試験 地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	繰り返し 回 数	変形係数 (kgf/cm ²)
2	0 ~ 2		—	3	0 ~ 2		—
	0 ~ 4		20,000		0 ~ 4		11,000
	0 ~ 6		9,700		0 ~ 6		9,600
	0 ~ 8		8,000		0 ~ 8		7,700
	0 ~ 10	1	7,800		0 ~ 10	1	7,800
	"	2	7,100		"	2	6,700
	"	3	6,400		"	3	6,500
	"	4	5,900		"	4	5,900
	"	5	6,500		"	5	6,600
	"	6	6,800		"	6	6,800
	"	7	6,200		"	7	6,400
	"	平 均	6,700		"	平 均	6,700
	0 ~ 14	1	5,800		0 ~ 14	1	5,600
	"	2	6,300		"	2	6,300
	"	3	5,500		"	3	5,600
	"	4	5,100		"	4	5,200
	"	5	5,200		"	5	5,400
	"	6	5,500		"	6	5,600
	"	7	5,500		"	7	5,400
	"	8	4,900		"	8	5,100
	"	平 均	5,500		"	平 均	5,500
	全 体 平 均		7,100		全 体 平 均		6,600

注 ポアソン比は、0.4とした。

3.2.5 ダイアフラムを用いた載荷試験

- (i) 試験位置 泥流堆積物中に掘削した横坑T-4 (EL. 162.2 m, 坑長28 m (新たに10 m追加掘削) ダム軸直上流) 内で実施。
- (ii) 試験点数 2 点
- (iii) 試験方法 等分布荷重法 (ダイアフラムの外径80 cm, 内径14 cm)
- (iv) 載荷方向 鉛直方向
- (v) 載荷パターン A地点 — 図-3.2.22
B地点 — 図-3.2.23 参照
載荷速度 — $2.5 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$
- (vi) 応力～変位曲線 図-3.2.24 に示す。
- (vii) 試験結果 表-3.2.5 に示す。
- (viii) 時間～クリープ量曲線 図3.2.25 に示す。

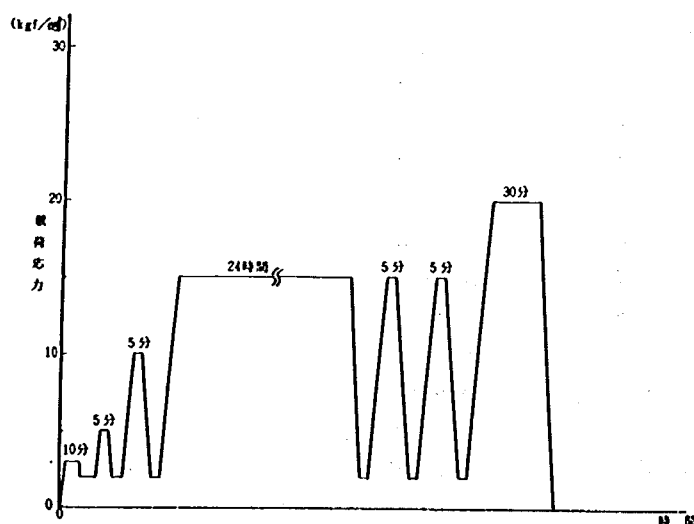


図-3.2.22 載荷パターン (A地点)

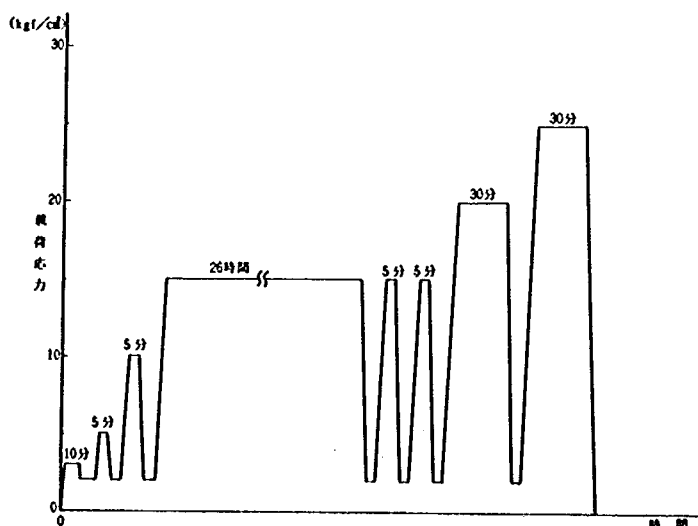


図-3.2.23 載荷パターン (B地点)

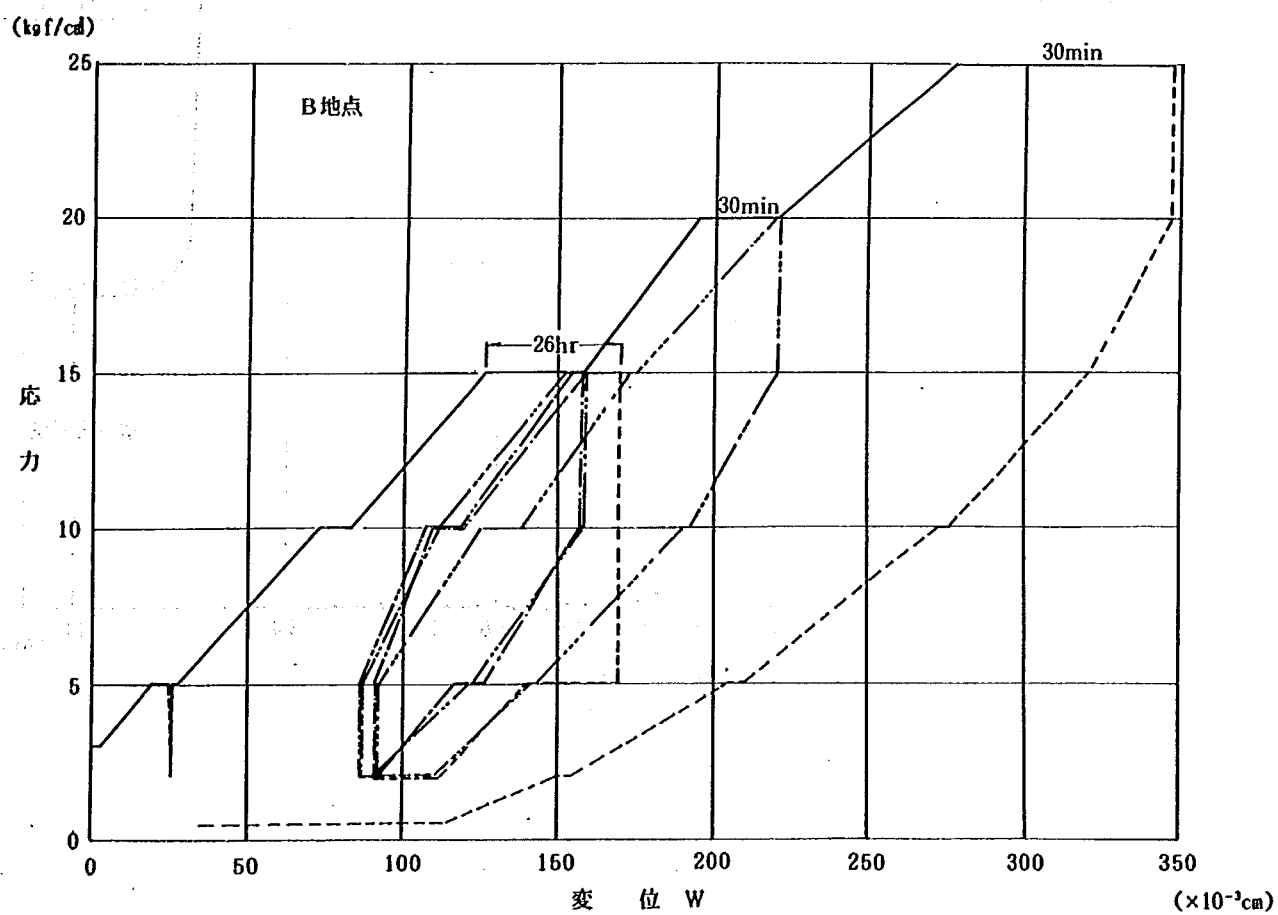
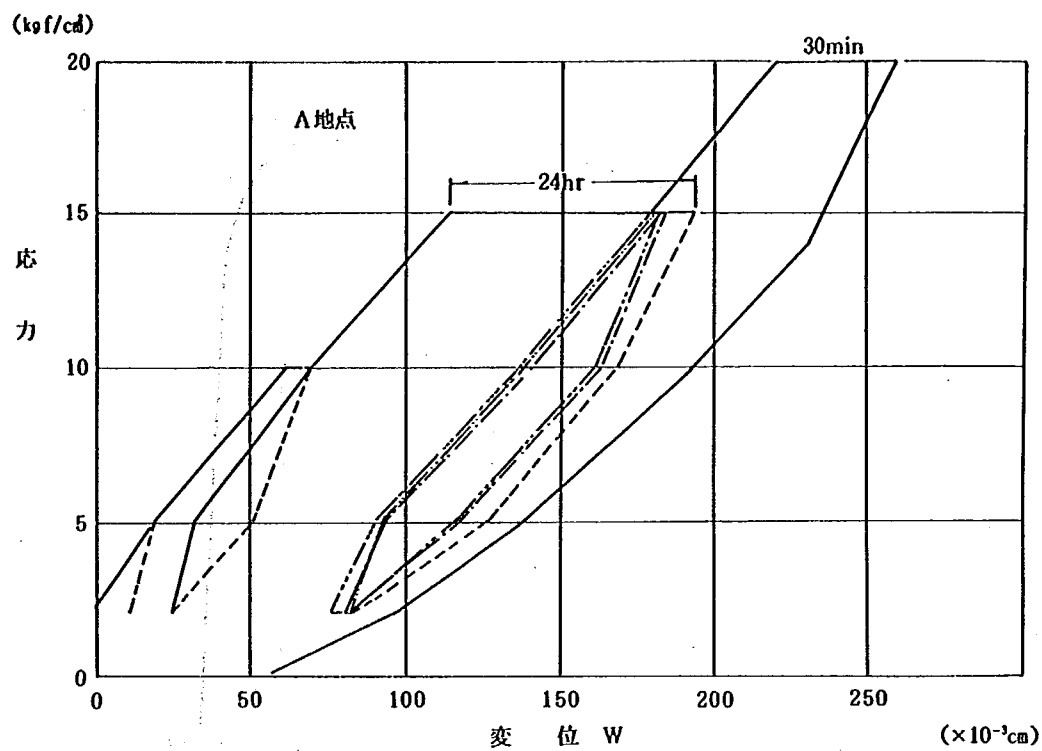


図-3.2.24 応力～変位曲線（ダイアフラムによる載荷）

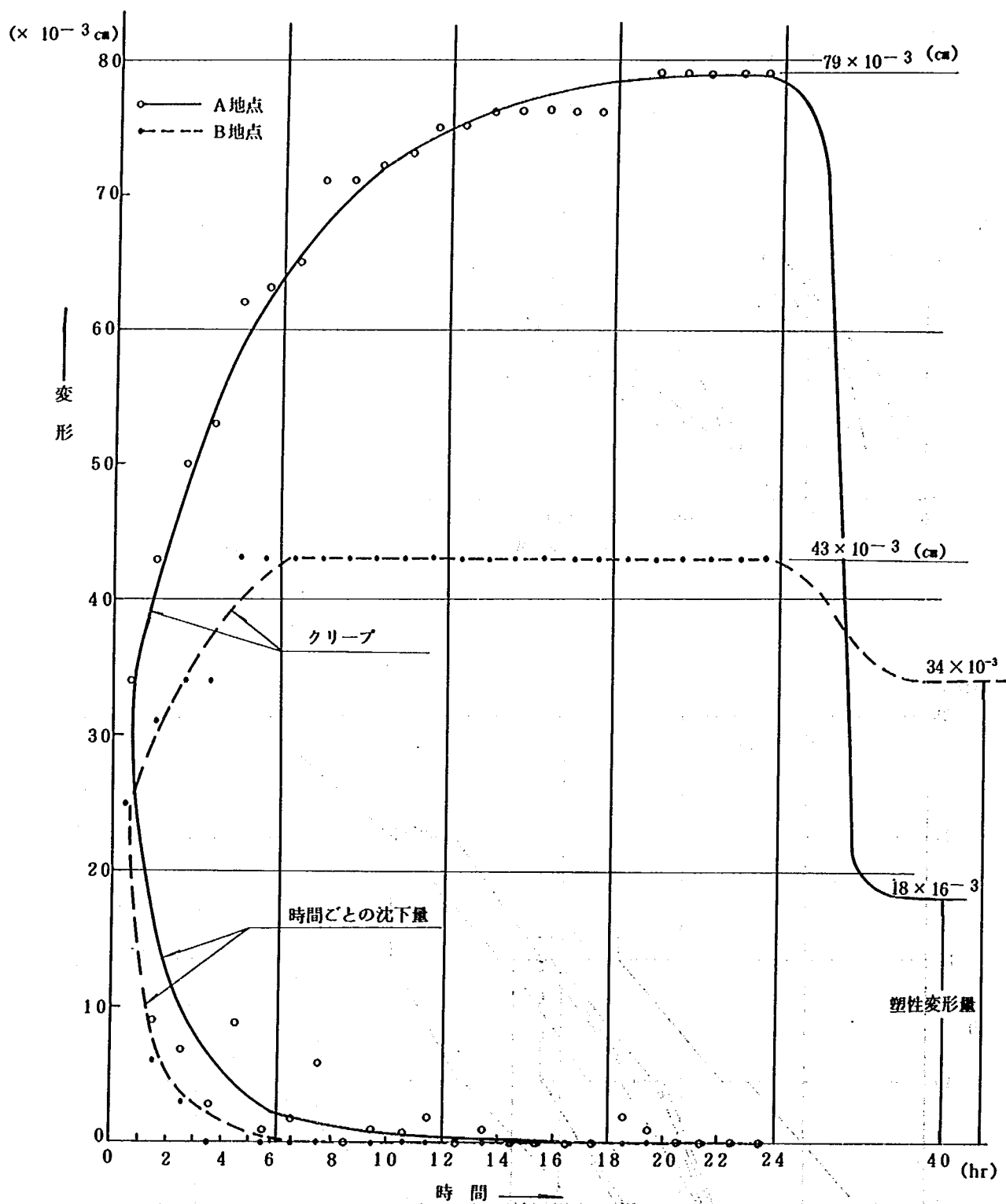


図-3.2.25 時間～クリープ量曲線

表-3.2.5 ダイアフラムを用いた載荷試験の結果

試験地点	坑口からの距離(m)	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数(kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)
A	22.5	2～5	8,800	24,000
		5～10	6,600	7,700
		10～15	6,000	6,300
		15～20	6,900	—
		平均	7,100	13,000
B	24.5	2～5	10,000	—
		5～10	6,300	8,400
		10～15	6,400	7,900
		15～20	7,500	—
		20～25	4,800	—
	平均	7,000	8,200	
全 体 平 均			7,100	10,900

注 ポアソン比は、0.4とした。

3.2.6 孔内載荷試験

(i) 試験位置 ダムサイト左岸 ダム軸直上流のボーリング孔 (φ86mm) 3ヶ所。

(ii) 試験回数 ボーリング孔 No.1 1回 (実施深度 4m)

ボーリング孔 No.2 1回 (実施深度 9m)

ボーリング孔 No.4 1回 (" 4m)

(iii) 試験装置 高圧LLT (ゾンデの載荷部分の長さ 60cm)

(iv) 載荷パターン 三段階の持続荷重を階段型に載荷。持続荷重の大きさは次のとおり。

No.1 6.72~6.67, 10.76~10.63, 14.58~14.12 kgf/cm²

No.2 6.93~6.88, 10.86~10.62, 14.75~14.47 kgf/cm²

No.4 6.57~6.48, 10.42~10.32, 14.28~14.18 kgf/cm²

持続荷重の載荷時間は、10時間とした。また、No.2, No.4孔では、持続荷重載荷のあと、ゼロ荷重から載荷速度0.5 kgf/cm²/minで通常の載荷試験を行った。

(v) 応力~変位曲線 図-3.2.26に示す。

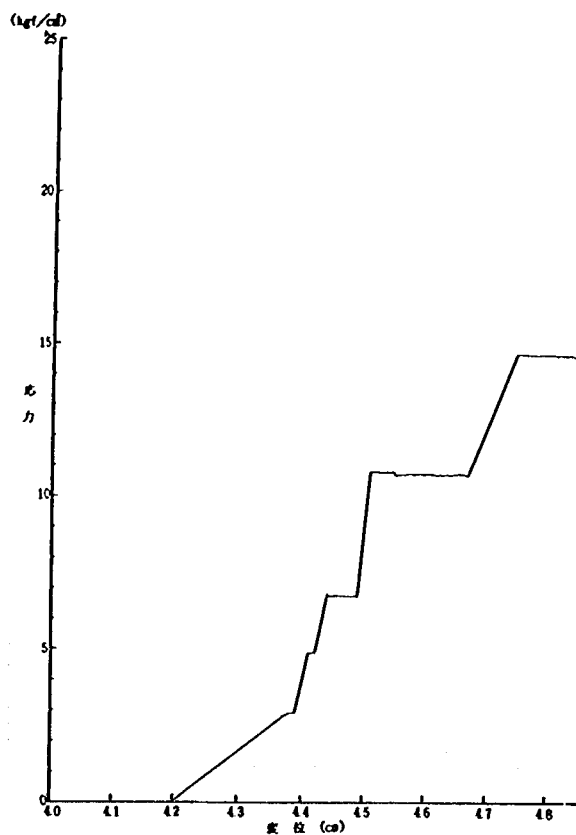
(iv) 試験結果 $E = (1 + \nu) r_m K$

K: 反力係数 (圧力の増分/半径の増分)

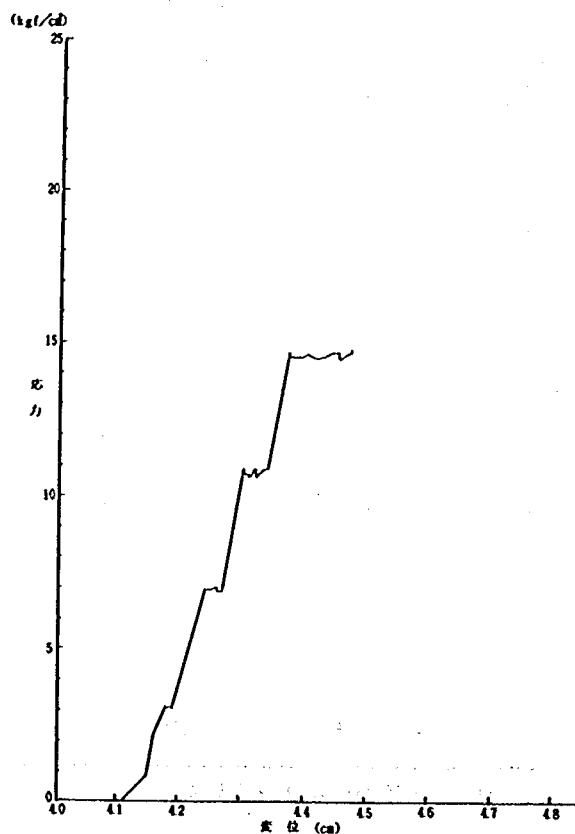
ν : ポアソン比 (0.4)

r_m : 平均半径 (計算に用いた区間の中間半径)

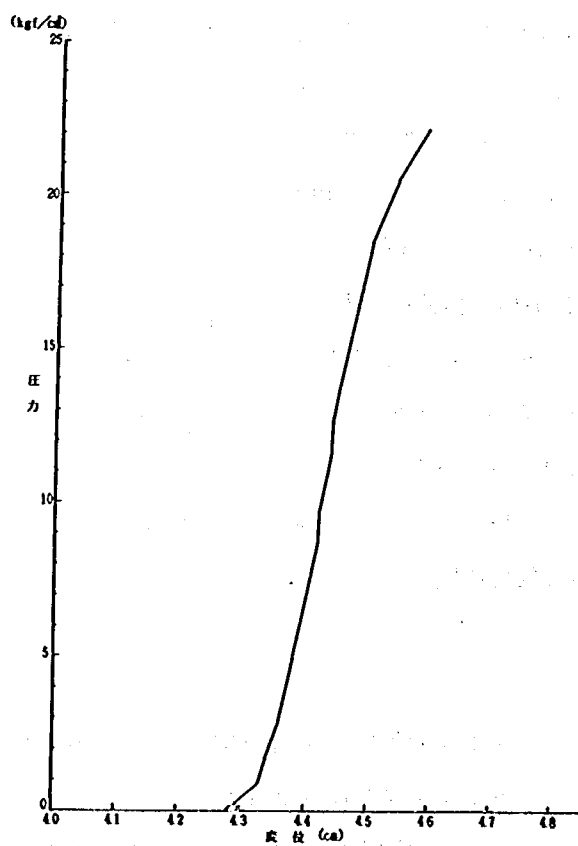
より、変形係数を求めた。



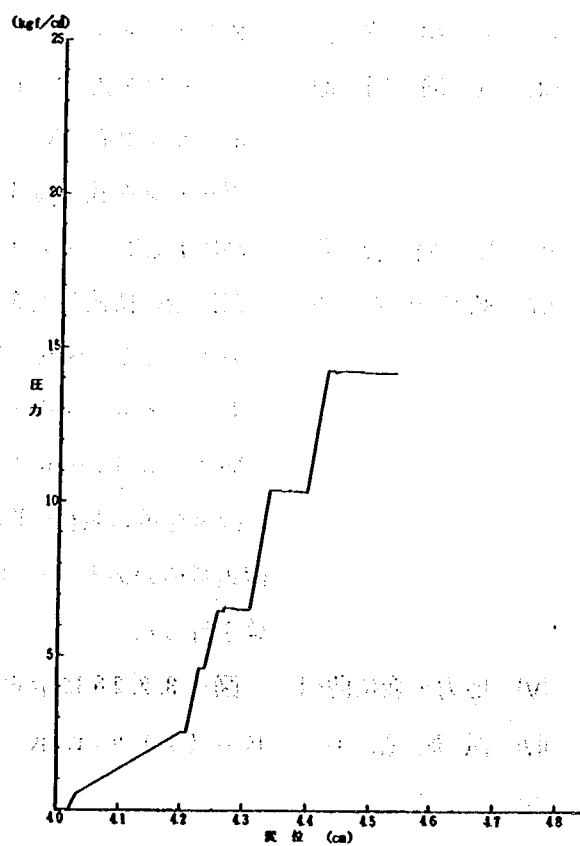
(1) ボーリング孔 No. 1



(2) ボーリング孔 No. 2

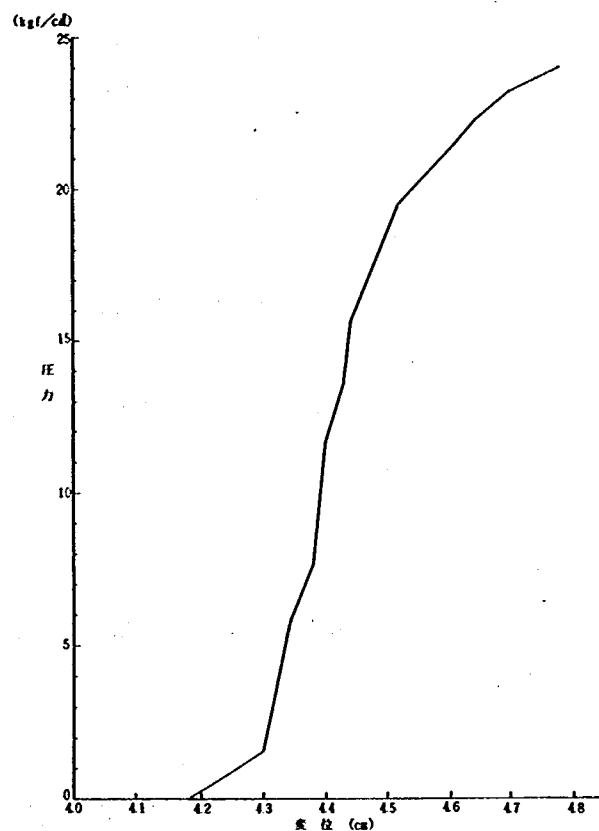


(3) ボーリング孔 No. 2



(4) ボーリング孔 No. 3

図-3.2.26 孔内載荷試験応力～変位曲線



(5) ボーリング孔 No.3

図- 3.2.26 孔内載荷試験応力～変位曲線

表- 3.2.6 孔内載荷試験の結果

孔番号	試験地点深度 (m)	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)
1	3.7 ~ 4.3	2.87 ~ 6.72 6.67 ~ 10.76	470 1,300
2	8.7 ~ 9.3	0.8 ~ 6.93 6.88 ~ 10.86 0.90 ~ 14.67	500 800 770
		0.9 ~ 18.4	640
4	3.7 ~ 4.3	0.8 ~ 6.48 6.52 ~ 10.38 10.42 ~ 14.28	380 780 790
		1.9 ~ 17.0	580
平均			700

3.2.7 原位置せん断試験

(i) 試験位置 泥流堆積物中に掘削した横坑T-1 (EL. 167.8 m, 坑長45 m (せん断試験のため5 m追加掘削), ダム軸上流側) 内で実施。

(ii) 試験点数 5 点

(iii) 試験方法 ロックせん断試験 (0.6 m × 0.6 m), また, せん断試験の前に鉛直荷重による変形試験を実施。

(iv) 載荷速度 鉛直荷重 5 分ごとに 1.39 kgf/cm² 載荷。

傾斜荷重 1 tf/min

(v) 荷重～変位曲線 せん断試験の荷重～変位曲線を図-3.2.27 に, 変形試験の垂直荷重～変位曲線を図-3.2.28 に示す。

(vi) 試験結果 $\tau_0 = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$

$\phi = 33^\circ$

破壊点の応力図を図-3.2.29 に示す。また, 鉛直荷重による弾性係数を表-3.2.7 に示す。

表-3.2.7 せん断試験ブロックによる変形試験の結果

ブロックNo	応力レベル (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	ブロックNo	応力レベル (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
1	0 ~ 1.38	3,200	4	0 ~ 1.38	6,900
2	0 ~ 1.38	6,200		1.38 ~ 2.78	6,200
	1.38 ~ 2.78	5,600		2.78 ~ 5.55	4,700
				5.55 ~ 6.94	5,100
	平均	5,900		平均	5,700
3	0 ~ 1.38	5,100	5	0 ~ 1.38	3,200
	1.38 ~ 2.78	5,600		1.38 ~ 2.78	3,200
	2.78 ~ 5.55	4,100		2.78 ~ 5.55	4,700
	5.55 ~ 6.94	3,100		5.55 ~ 6.94	3,600
	6.94 ~ 8.33	3,400			
	8.33 ~ 9.72	3,900		平均	3,700
	平均	4,200	全体平均		4,600

注 ポアソン比は, 0.4とした。

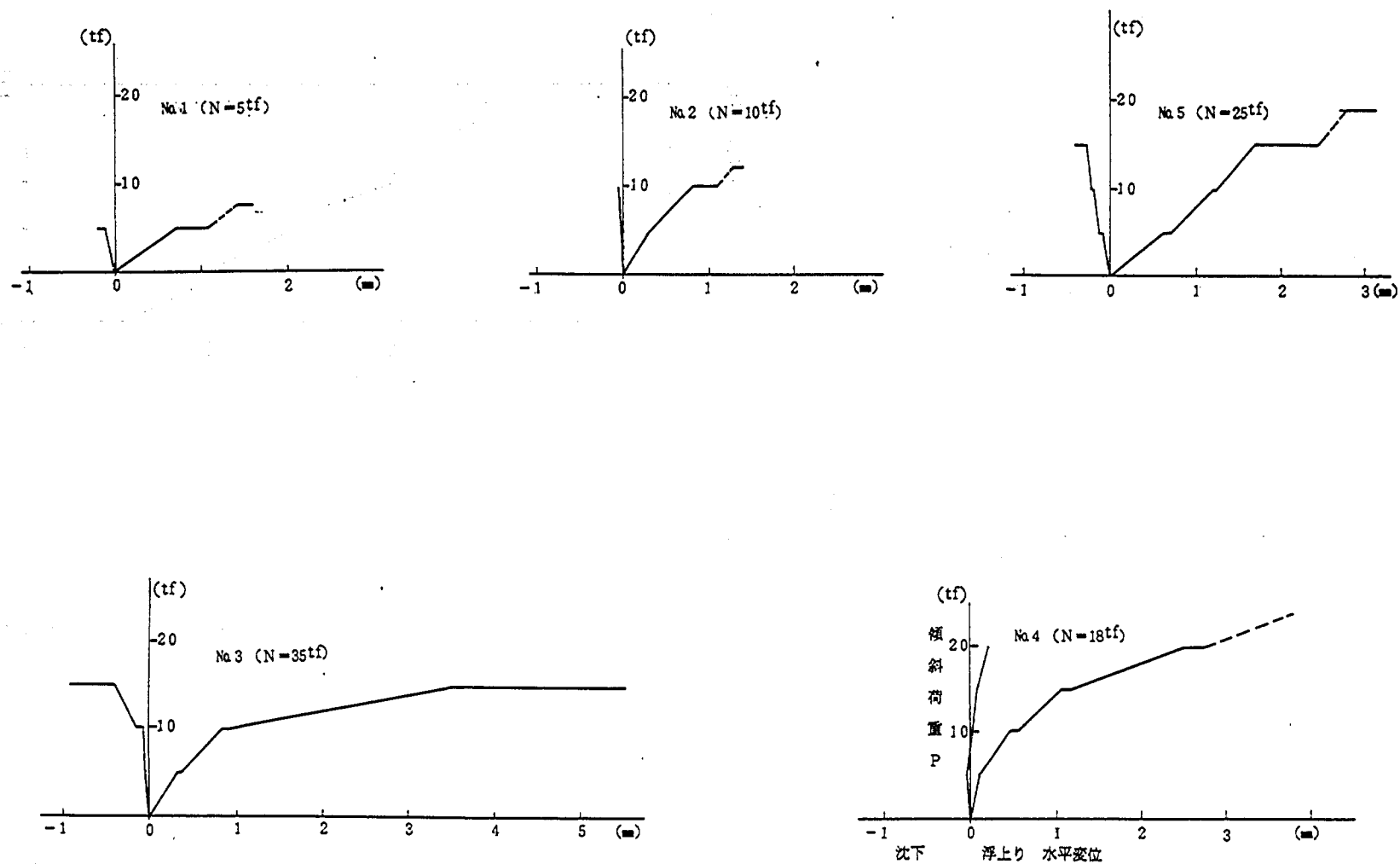
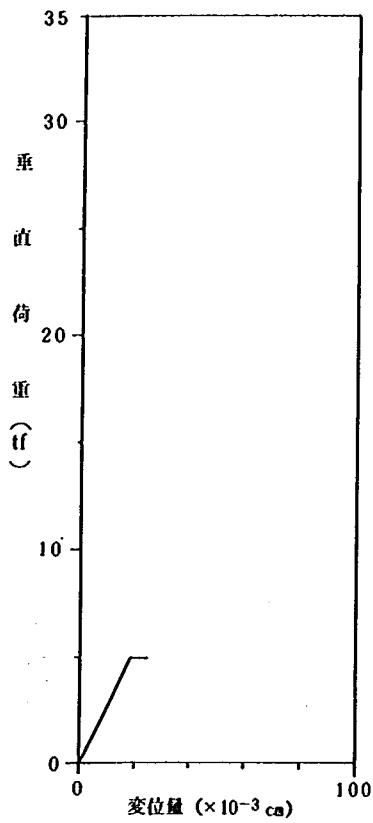
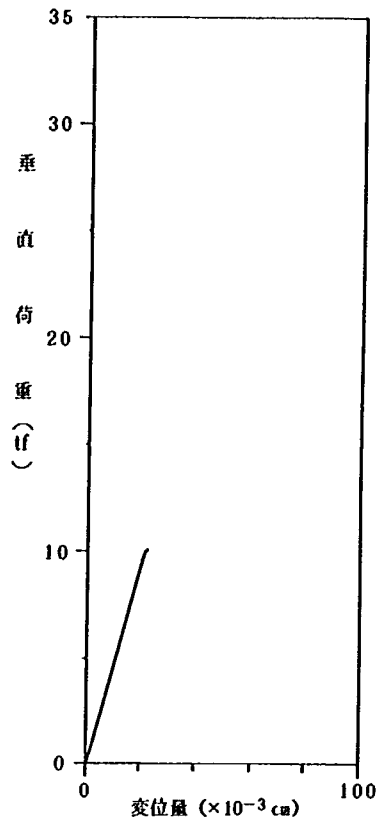


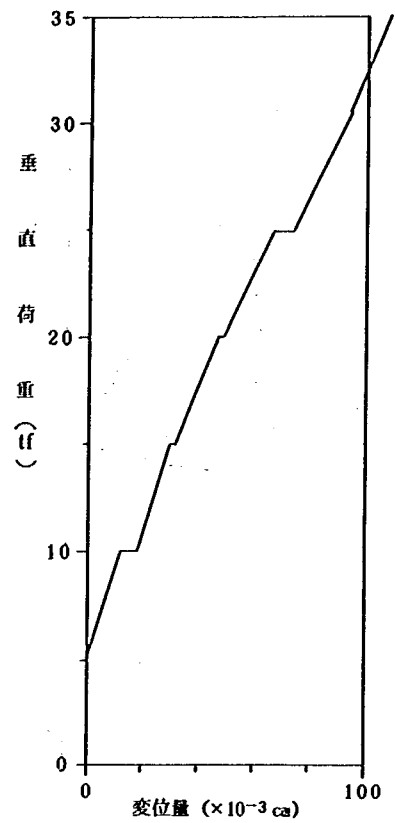
図-3.2.27 セン断試験の傾斜荷重～変位曲線



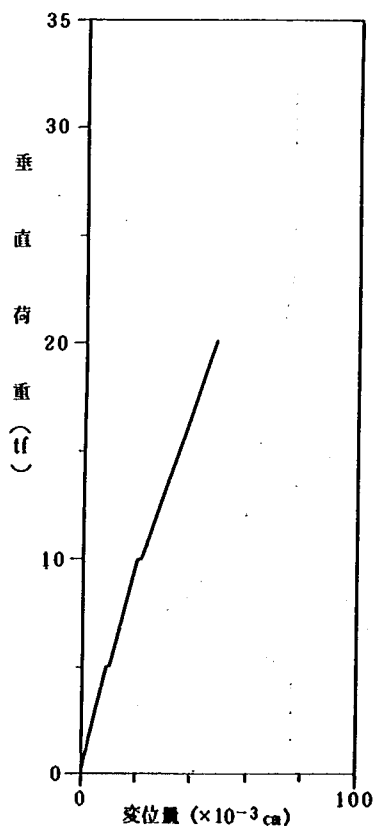
(No. 1 地点)



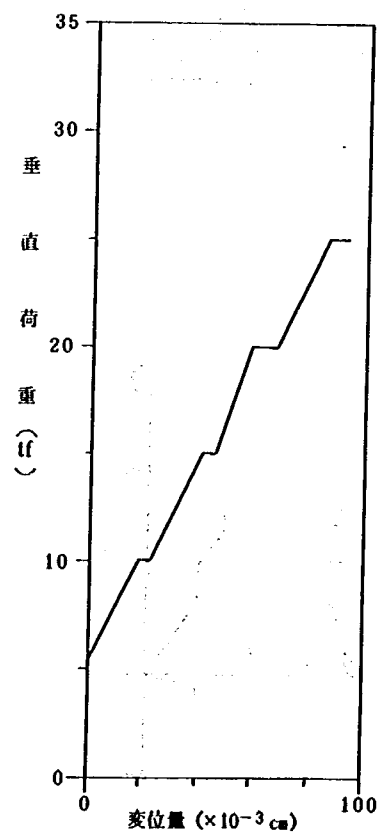
(No. 2 地点)



(No. 3 地点)



(No. 4 地点)



(No. 5 地点)

図- 3.2.28 セン断試験のブロックによる垂直荷重～変位曲線

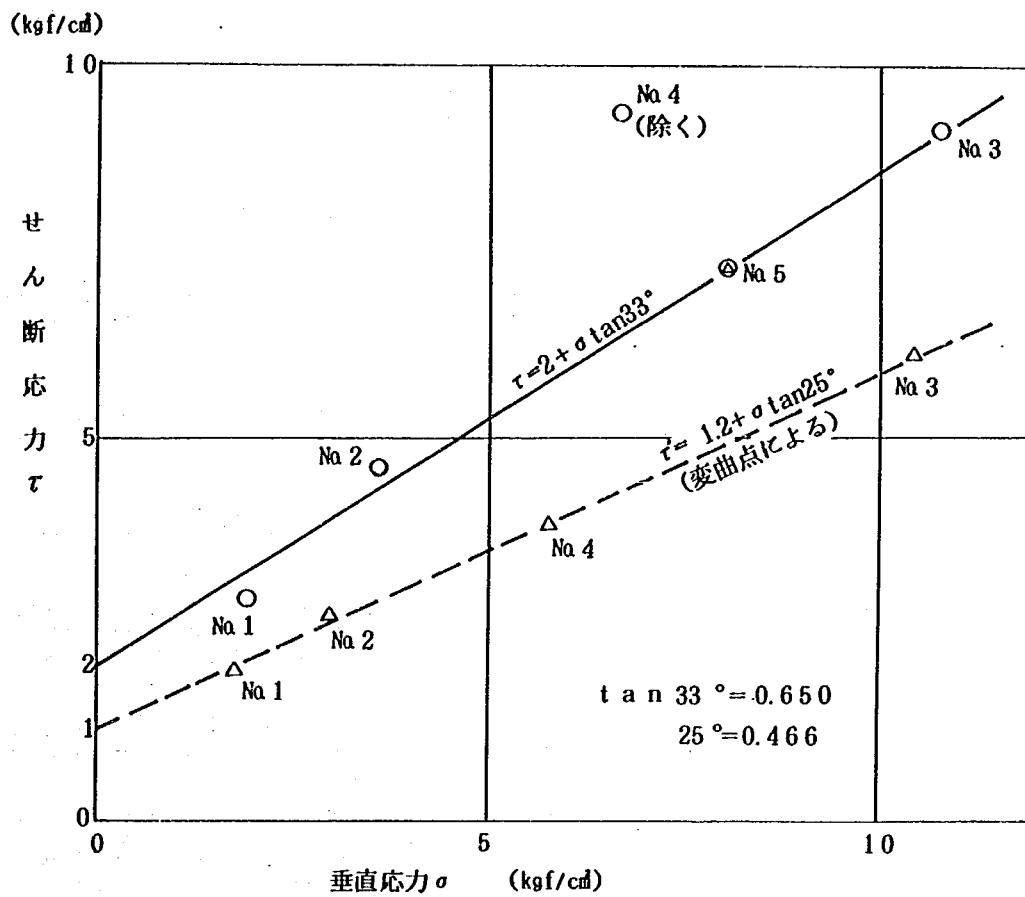


図- 3. 2. 29 せん断応力図

表 - 3 2. 8 三軸圧縮試験の結果一覧表

試験 番号	試料採 取位置	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位体	含水比	乾燥単位体	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時歪		変形係数	粘着力 ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	内部摩擦角 ($^{\circ}$)	備考
			高さ(cm)	直径(cm)	積重量($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$)	(%)	積重量($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$)			側圧($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	$(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$ ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	側圧($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)	ϵ_f (%)	E_m ($\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$)			
1	T-4横坑	C U	8.0	3.5	1.84	34.9	1.36	0.97	97.8	1.0	5.79	1.0	3.0	—	0.7	35.0	
			8.0	3.5	1.88	32.0	1.42	0.91	95.6	2.0	8.21	2.0	6.4	—			
			8.0	3.5	1.82	36.0	1.34	1.03	95.0	3.0	9.86	3.0	15.0	—			
2	T-4横坑	U U	8.06	3.59	1.84	33.7	1.38	0.933	96.1	0.5	4.50	0.5	6.8	173.0	1.5	17.0	
			7.56	3.67	1.85	37.5	1.35	0.977	100.0	1.0	5.72	1.0	11.5	69.8			
			8.07	3.35	1.92	34.3	1.43	0.861	100.0	2.0	5.62	2.0	7.9	296.0			
			8.00	3.57	1.88	38.2	1.36	0.955	100.0	3.0	5.69	3.0	9.0	356.0			
3	T-4横坑	U U	7.91	3.55	1.84	35.0	1.36	0.952	97.8	1.0	4.57	1.0	7.0	109.0	1.0	23.5	
			7.98	3.71	1.79	34.8	1.33	0.973	95.1	2.0	6.29	2.0	13.2	116.0			
			7.90	3.59	1.84	35.0	1.36	0.952	97.8	3.0	6.73	3.0	10.5	187.0			
			8.04	3.53	1.88	34.6	1.40	0.904	100.0	4.0	8.25	4.0	10.7	108.0			
4	T-4横坑	U U	7.76	3.55	1.76	31.1	1.34	0.981	84.3	1.0	4.45	1.0	12.0	131.0	1.0	24.5	
			8.05	3.49	1.82	34.3	1.36	0.963	94.8	2.0	6.10	2.0	4.6	179.0			
			7.90	3.42	1.84	35.0	1.36	0.952	97.8	3.0	7.24	3.0	9.5	278.0			
			8.00	3.47	1.95	35.4	1.44	0.847	100.0	4.0	4.40	4.0	2.8	244.0			
5	T-4横坑	U U	7.93	3.41	1.91	39.5	1.37	0.943	100.0	1.0	5.67	1.0	9.0	135.0	1.4	24.5	
			8.10	3.44	1.93	34.8	1.43	0.858	100.0	2.0	7.50	2.0	11.0	268.0			
			8.00	3.47	1.94	33.0	1.46	0.824	100.0	3.0	8.25	3.0	15.0	275.0			
6	T-4横坑	U U	7.95	3.48	1.85	35.7	1.36	0.977	97.2	1.0	6.58	1.0	4.7	219.0	2.1	16.0	
			8.40	3.45	1.87	32.9	1.41	0.890	98.3	2.0	6.98	2.0	7.0	79.3			
			7.91	3.42	1.88	34.1	1.40	0.897	100.0	3.0	8.46	3.0	9.0	470.0			
			7.85	3.50	1.91	34.5	1.42	0.873	100.0	4.0	8.05	4.0	10.6	161.0			
7	T-4横坑	U U	8.02	3.53	1.85	36.2	1.36	0.958	100.0	1.0	5.73	1.0	5.3	260.0	1.45	23.0	水浸
			8.20	3.50	1.95	27.5	1.53	0.739	99.0	2.0	5.60	2.0	12.6	215.0			
			7.90	3.52	1.87	34.2	1.39	0.909	100.0	3.0	6.92	3.0	3.7	577.0			
			8.04	3.39	1.85	35.3	1.37	0.945	99.3	4.0	9.43	4.0	8.0	277.0			
8	T-4横坑	U U	7.70	3.60	1.96	35.1	1.45	0.834	100.0	1.0	6.18	1.0	3.0	258.0	1.25	23.0	水浸
			8.19	3.36	1.82	33.0	1.37	0.944	93.0	2.0	6.38	2.0	8.1	160.0			
			7.88	3.42	1.89	35.1	1.40	0.901	100.0	3.0	5.52	3.0	12.4	306.0			
			7.53	3.57	1.96	31.2	1.49	0.781	100.0	4.0	9.06	4.0	6.2	238.0			

表 - 3 2.8 三軸圧縮試験の結果一覧表

試験 番号	試料採 取位置	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位体	含水比	乾燥単位体	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時歪		変形係数	粘着力	内部摩擦角	備考
			高さ(cm)	直径(cm)	積重量(g)	(%)	積重量(g)			側圧 (kgf/cm ²)	(σ_3) (kgf/cm ²)	側圧 (kgf/cm ²)	ϵ_f (%)	E_{50} (kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(°)	
9	T-4横坑	UU	8.11	3.30	2.01	39.6	1.44	0.847	100.0	1.0	5.95	1.0	4.8	496.0	1.46	25.5	水浸
			7.96	3.31	1.98	35.6	1.46	0.822	100.0	2.0	7.51	2.0	7.2	417.0			
			8.16	3.43	1.88	33.5	1.41	0.889	100.0	3.0	7.34	3.0	3.8	524.0			
			8.00	3.40	1.96	33.8	1.46	0.816	100.0	4.0	10.0以上	4.0	3.8	357.0			
10	T-4横坑	UU	7.83	3.43	1.81	36.4	1.33	1.003	96.4	1.0	4.95	1.0	8.2	309.0	1.66	18.0	水浸
			8.00	3.40	1.95	36.6	1.43	0.863	100.0	2.0	6.36	2.0	8.6	289.0			
			7.84	3.36	1.99	29.7	1.53	0.734	100.0	3.0	7.20	3.0	15.0	100.0			
			8.02	3.92	1.77	33.0	1.33	0.999	87.9	4.0	8.16	4.0	8.1	340.0			
11	T-4横坑	UU	8.32	3.47	1.93	36.8	1.41	0.885	100.0	1.0	3.77	1.0	15.0	309.0	0.92	21.0	水浸
			8.04	3.46	1.85	34.1	1.38	0.928	97.7	2.0	5.33	2.0	2.4	289.0			
			8.19	3.56	1.87	39.6	1.34	0.986	100.0	3.0	5.46	3.0	15.0	100.0			
			8.14	3.64	1.86	37.3	1.35	0.964	100.0	4.0	7.09	4.0	13.0	340.0			
12	ダム軸直上 流中位標高	UU	24.64	10.20	1,728	35.77	1,273	1.30	73.1	3.0	5,295	3.0	1.8	464.5	1.06	20.12	
			25.06	9.98	1,785	32.32	1,349	1.22	70.2	4.0	5,758	4.0	1.8	612.6			
			20.10	9.98	1,751	33.64	1,310	1.28	70.5	2.0	4,843	2.0	7.8	384.4			
			21.99	10.01	1,804	31.97	1,367	1.20	70.4	5.0	9,752	5.0	2.6	870.2			
			20.63	9.45	1,787	32.12	1,353	1.22	69.8	1.0	4,118	1.0	1.4	326.8			
			24.82	10.05	1,826	33.43	1,369	1.20	73.5	4.0	8,063	4.0	2.7	695.1			
			25.37	9.92	1,846	37.49	1,343	1.25	80.4	5.0	7,988	5.0	2.6	539.7			
			22.99	10.10	1,693	27.44	1,328	1.24	58.6	3.0	5,849	3.0	2.0	495.7			
			24.80	10.18	1,771	33.88	1,323	1.26	71.6	5.0	8,132	5.0	3.6	528.1			
			23.75	9.79	1,769	33.01	1,330	1.26	70.2	4.0	7,133	4.0	1.8	849.2			
			22.08	10.26	2,189	30.82	1,673	0.97	83.3	3.0	7,380	3.0	2.7	625.4			
			22.99	9.52	1,726	37.88	1,252	1.33	76.0	2.0	3,625	2.0	1.2	336.5			
			22.82	10.37	1,801	34.96	1,334	1.23	75.0	1.0	5,194	1.0	7.1	2,597.0			
			22.91	10.17	1,739	32.08	1,317	1.27	67.6	2.0	5,546	2.0	2.3	298.2			
			25.13	9.89	1,754	31.73	1,332	1.25	67.7	1.0	4,127	1.0	2.4	261.2			

3.2.8 三軸圧縮試験

- (i) 試料採取位置 試験番号 1 は, T-4 横坑内
 " 2~11 は, T-4 横坑切羽
 " 12, 13 は, ダム軸直上流中位標高
 " 14, 15 は, " 直下流 " より全て不攪乱試料で採取
- (ii) 供試体の大きさ 試験番号 1~11 は, ϕ 3.5 cm, 高さ 8.0 cm
 " 12~15 は, ϕ 10.0 cm, 高さ 22~25 cm
- (iii) 試験結果 表-3.2.8 に示す。
 試験番号 2~11 の変形係数の平均値は, 250 kgf/cm²
 " 12~15 の " " は, 640 kgf/cm²
 である。

表 - 3.2.8 三軸圧縮試験の結果一覧表

試験 番号	試料採 取位置	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位体	含水比	乾燥単位体	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時歪		変形係数	粘着力	内部摩擦 角(°)	備考
			高さ(cm)	直径(cm)	積重量(g)	(%)	積重量(g)			側圧 (kgf/cm ²)	軸圧 (kgf/cm ²)	側圧 (kgf/cm ²)	ε _f (%)	E ₅₀ (kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)		
13	ダム軸直上 流中位標高	C U	22.53	9.46	1.768	27.02	1.392	1.20	60.2	2.0	8,053	2.0	1.8	610.1	全応力 1.94 有効応力 1.98	全応力 17.35 有効応力 17.97	水浸
			25.33	9.95	1.764	34.67	1.310	1.26	72.9	1.0	6,223	1.0	2.7	426.2			
			24.08	10.28	1.738	34.88	1.289	1.29	72.0	4.0	9,598	4.0	2.7	979.4			
			24.56	9.96	1.828	27.96	1.429	1.22	62.9	3.0	9,595	3.0	1.6	1,499.2			
			24.10	10.01	1.753	36.09	1.288	1.28	74.6	4.0	8,513	4.0	3.3	1,064.1			
			24.47	10.26	1.486	33.71	1.111	1.50	59.9	3.0	9,375	3.0	2.1	937.5			
			24.07	10.23	1.521	30.38	1.166	1.42	56.8	2.0	5,795	2.0	2.0	445.8			
			24.98	10.07	1.525	35.61	1.125	1.49	64.0	1.0	4,311	1.0	1.4	439.9			
			22.70	10.22	1.779	31.45	1.353	1.24	67.9	5.0	7,366	5.0	3.8	783.6			
			25.74	9.99	1.714	35.16	1.268	1.30	71.7	3.0	3,964	3.0	1.1	521.6			
14	ダム軸直下 流中位標高	U U	24.94	9.87	1.770	35.78	1.304	1.26	75.0	2.0	4,037	2.0	1.6	360.4	1.06	16.53	
			22.02	9.34	1.755	35.05	1.300	1.30	72.5	1.0	2,603	1.0	1.2	232.4			
			21.33	9.27	1.709	29.78	1.317	1.26	62.8	4.0	5,260	4.0	4.2	302.3			
			23.70	9.28	1.706	35.86	1.256	1.33	72.0	1.0	3,478	1.0	1.4	228.8			
			22.86	9.28	1.779	37.30	1.296	1.25	78.1	2.0	3,816	2.0	1.7	302.9			
			23.60	10.02	1.792	34.61	1.331	1.22	74.4	3.0	5,240	3.0	1.0	609.3			
			23.88	10.24	1.791	37.33	1.304	1.30	76.2	4.0	6,492	4.0	6.0	507.2			
			21.74	9.73	1.629	32.42	1.230	1.23	69.4	5.0	5,754	5.0	5.2	306.1			
			22.85	10.37	1.726	27.54	1.353	1.17	62.4	1.0	5,105	1.0	2.9	375.4			
			22.98	10.38	1.746	33.29	1.310	1.27	69.9	5.0	8,616	5.0	3.3	755.8			
			24.99	10.04	1.744	28.86	1.353	1.24	62.4	2.0	6,085	2.0	2.5	328.9			
			25.07	10.26	1.771	33.57	1.326	1.26	70.8	4.0	8,300	4.0	4.6	798.1			
15	ダム軸直下 流中位標高	C U	23.62	9.97	1.692	31.05	1.291	1.29	64.1	3.0	7,637	3.0	2.8	763.7	全応力 1.38 有効応力 1.42	全応力 20.57 有効応力 21.37	水浸
			21.29	10.29	1.721	30.78	1.316	1.26	64.8	1.0	4,532	1.0	2.8	264.7			
			22.54	10.05	1.785	35.58	1.317	1.24	75.6	2.0	6,596	2.0	3.1	610.7			
			23.32	10.22	1.721	35.49	1.270	1.31	72.1	3.0	7,186	3.0	2.3	816.6			
			21.48	10.08	1.763	35.06	1.305	1.29	72.5	5.0	9,603	5.0	4.5	960.3			
			25.00	10.01	1.857	34.87	1.377	1.16	78.0	5.0	8,882	5.0	4.7	1,480.3			

3.2.9 一軸圧縮試験

(i) 試料採取位置 試験番号4～63は、泥流堆積物内に掘削した横坑T-4 (EL.162.2 m, 坑長18 m, ダム軸直上流) 切羽よりブロックサンプルとして採取, 試験番号64～70は、同じく横坑, T-1 (EL. 167.8 m, 坑長45 m, ダム軸上流側) 内より, ブロックサンプルとして採取。

(ii) 試験結果 表-3.2.9に示す。

表-3.2.9 一軸圧縮試験の結果

試験 番号	供試体寸法		湿潤単位体積 重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量 (gf/cm ³)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	破壊 歪(%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	備 考
	高さ(cm)	直径(cm)							
1	—	—	1.87	29.9	1.44	6.31	5.8	119	
2	—	—	1.87	31.8	1.42	6.02	6.8	82	
3	—	—	1.88	28.6	1.46	6.23	6.6	87	
4	8.00	3.86	1.86	36.4	1.36	1.97	2.3	—	
5	8.00	3.86	1.86	34.4	1.38	1.86	3.0	—	
6	8.00	3.86	1.86	34.7	1.38	2.27	1.0	378	
7	7.94	3.47	1.95	34.8	1.45	2.85	3.2	—	
8	7.94	3.47	1.89	35.1	1.40	2.53	0.5	316	
9	7.94	3.47	1.87	30.0	1.44	2.86	3.3	89.4	
10	7.91	3.49	1.86	34.7	1.38	3.61	2.1	45.1	
11	7.91	3.49	1.84	32.8	1.39	3.29	2.4	274	
12	7.91	3.49	1.88	33.7	1.41	4.32	1.2	432	
13	8.00	3.55	1.87	32.9	1.41	3.73	2.5	207	
14	8.00	3.55	1.80	34.3	1.34	3.20	2.3	229	
15	8.00	3.55	1.80	35.2	1.33	2.38	3.5	—	
16	7.96	3.69	1.85	34.4	1.38	3.32	2.7	180	
17	7.96	3.69	1.73	40.3	1.23	3.00	4.5	—	
18	7.96	3.69	1.93	35.6	1.42	3.00	4.8	—	
19	7.92	3.47	1.84	32.9	1.38	3.25	2.0	203	水浸後
20	7.92	3.47	1.86	34.7	1.38	4.50	1.0	900	〃
21	3.41	3.47	1.97	32.9	1.48	2.70	3.4	—	〃
22	7.98	3.50	1.80	34.8	1.34	3.65	4.3	—	〃
23	7.98	3.50	1.82	33.1	1.37	0.78	1.5	—	〃

試験 番号	供試体寸法		湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	一軸圧縮強 度(kgf/cm ²)	破壊 歪(%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	備 考
	高さ(cm)	直径(cm)							
24	7.98	3.50	1.83	35.4	1.35	1.86	2.4	101	水浸後
25	8.03	3.50	1.85	34.6	1.37	3.20	1.7	311	"
26	8.03	3.50	1.85	35.5	1.37	3.81	3.0	117	"
27	8.03	3.50	1.85	32.2	1.40	3.10	3.7	109	"
28	7.92	3.48	1.86	33.2	1.40	2.35	0.7	691	"
29	7.92	3.48	1.89	35.2	1.40	2.15	1.0	269	"
30	7.92	3.48	1.70	33.2	1.28	1.63	2.5	51	"
31	7.87	3.36	1.85	36.7	1.35	2.36	2.3	197	"
32	7.87	3.36	1.94	30.9	1.48	3.82	1.6	158	"
33	7.87	3.36	1.77	40.1	1.26	2.36	1.2	66	"
34	立方体 5.01	5.01 ×5.01	1.89	30.0	1.45	5.69	5.5	135	
35	立方体 5.01	5.01 ×5.01	1.89	31.6	1.44	5.36	5.2	134	
36	立方体 5.01	5.01 ×5.01	1.89	30.4	1.45	3.74	4.5	110	
37	立方体 5.01	5.00 ×4.97	1.92	36.9	1.40	5.40	5.4	117	
38	立方体 5.01	5.00 ×4.97	1.96	34.5	1.46	5.17	6.1	118	
39	立方体 5.01	5.00 ×4.97	2.03	31.7	1.54	6.23	5.0	173	
40	立方体 5.02	5.02 ×5.02	2.00	30.6	1.53	6.70	5.4	176	
41	立方体 5.02	5.02 ×5.02	1.96	29.6	1.51	7.33	5.0	175	
42	立方体 5.02	5.02 ×5.02	2.02	27.6	1.58	5.05	4.7	149	
43	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.90	29.6	1.47	5.39	5.0	168	
44	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.85	32.4	1.40	5.80	4.8	161	
45	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.87	33.0	1.41	5.23	5.2	145	
46	立方体 5.01	5.03 ×5.01	2.08	16.2	1.79	6.59	5.4	122	
47	立方体 5.01	5.03 ×5.01	1.84	34.5	1.37	4.72	5.1	112	

試験 番号	供試体寸法		湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	一軸圧縮強 度(kgf/cm ²)	破壊 重(%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	備 考
	高さ(cm)	直径(cm)							
48	立方体 5.01	5.03 ×5.01	1.90	29.5	1.47	5.80	5.2	138	
49	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.87	32.9	1.41	5.24	5.8	138	
50	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.88	28.0	1.47	5.63	5.0	141	水浸後
51	立方体 5.01	5.02 ×5.02	1.82	33.6	1.36	5.15	5.3	112	〃
52	立方体 5.00	5.02 ×5.01	1.92	27.4	1.51	5.45	5.3	73.6	〃
53	立方体 5.00	5.02 ×5.01	1.80	36.1	1.32	4.00	5.2	105	〃
54	立方体 5.00	5.02 ×5.01	1.89	30.2	1.45	4.03	4.5	119	〃
55	立方体 5.00	5.01 ×5.01	1.94	25.4	1.55	3.46	6.3	91.1	〃
56	立方体 5.00	5.01 ×5.01	1.86	32.0	1.41	4.86	5.1	110	〃
57	立方体 5.00	5.01 ×5.01	1.71	37.9	1.24	3.15	4.0	113	〃
58	立方体 5.02	5.02 ×5.01	1.86	31.5	1.41	6.31	5.3	158	〃
59	立方体 5.02	5.02 ×5.01	1.71	42.9	1.20	4.12	5.8	92.8	〃
60	立方体 5.02	5.02 ×5.01	1.80	35.2	1.33	4.95	4.7	155	〃
61	立方体 5.00	5.00 ×5.02	1.43	81.1	1.79	2.96	3.5	106	〃
62	立方体 5.00	5.00 ×5.02	1.81	32.6	1.37	3.82	3.7	147	〃
63	立方体 5.00	4.98 ×5.01	1.96	22.2	1.60	3.39	7.2	530	〃
64	—	—	1.73	37.8	1.26	2.04	6.2	—	
65	—	—	1.47	39.0	1.06	1.02	2.2	36.4	
66	—	—	1.54	38.8	1.11	1.52	2.0	84.5	
67	—	—	1.58	39.0	1.14	1.37	2.2	85.6	
68	—	—	1.65	35.0	1.22	2.78	2.2	92.7	
69	—	—	1.50	38.5	1.08	2.18	3.7	109	
70	—	—	1.66	36.5	1.22	2.40	1.7	400	
					平 均	4.27	—	179	

3.3 漁川ダムの事例

3.3.1 ダムサイト地質の概要

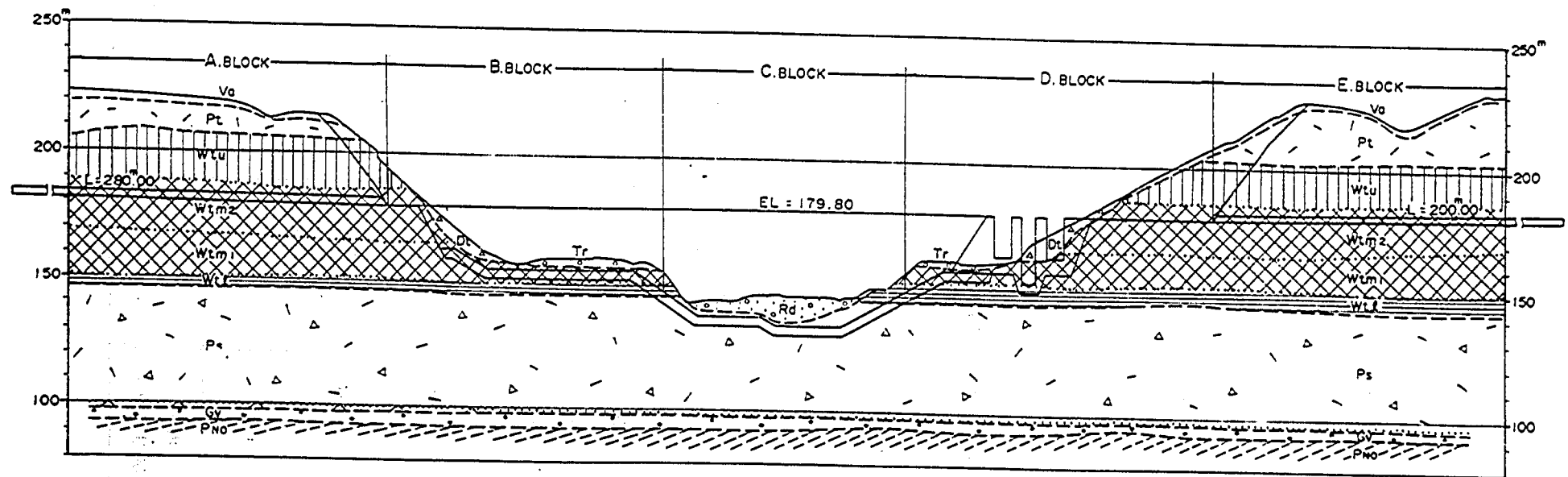
漁川ダムは、新第三紀末期の先野幌層の砂岩・礫岩層を基盤として、それを覆って第四紀洪積世の古期段丘堆積層、支笏火山噴出物が堆積している。ダムの基盤は支笏火山噴出物層に属する軽石凝灰岩層（層厚40m～50m）、熔結凝灰岩層（層厚50m）で構成されている。軽石凝灰岩層は固結度が低く節理は見られず、熔結凝灰岩層は堅硬で柱状、板状の節理が発達しており、これらの層はダム軸方向にほぼ平行な走行をもち、上下流方向には約5%下流下がりで堆積している。断層、褶曲等は見られない。河床部の軽石凝灰岩層、左右岸の熔結凝灰岩層には被圧地下水が存在する。軽石凝灰岩層は、熔結度が極めて低くやや固結した程度のシラス状を呈している岩盤で、その支持力、変形性が問題となった。ダム軸地質断面図を図－3.3.1に示す。

3.3.2 軽石凝灰岩の物理的性質

軽石凝灰岩の物理的性質を、表－3.3.1にまた、粒度曲線を図－3.3.2に示す。

表－3.3.1 軽石凝灰岩の物理的性質

湿潤単位体積重量(gf/cm ³)		1.555 (1.254～1.740)	粒	レキ分(%)	0.0	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	11.1
自然含水比		42.5 (24.3～56.2)		砂分(%)	74.5	透水係数(cm/s)	2.8×10^{-3} ($2.49 \times 10^{-4} \sim 1.16 \times 10^{-2}$)
湿潤単位体積重量(gf/cm ³)		1.087 (0.884～1.251)		粘土シルト分(%)	25.5		
土粒子の比重		2.285 (2.178～2.385)		最大粒径(mm)	2.0		
間隙化		1.108 (0.820～1.473)		60%粒径(mm)	0.279		
コンシステンシー限界	液性限界(%)	—	度	10%粒径(mm)	0.026		
	塑性限界(%)	—		均等係数	10.9		
	塑性指数	—		飽和度(%)	86.9 (50.9～99.8)		



世代	地層名	構成物・岩相	柱状
第四紀	現世 新期火山灰層	ローム、降下軽石 火山灰、火山砂	Va
	豊平浮石層	軽石凝灰岩・非溶結	Pt
	支笏火山噴出物	溶岩・極低溶結	Wtu
		溶岩・極高溶結	Wtmz
		溶岩・高溶結	Wtm
		溶岩・低溶結	Wt
	島松浮石層	軽石凝灰岩 極低溶結 (下部・降下軽石層)	Ps
	古期段丘堆積層	砂 礫	Gv
第三紀	先野幌層	砂岩・礫岩	Pno

図-3.3.1 ダム軸地質断面図

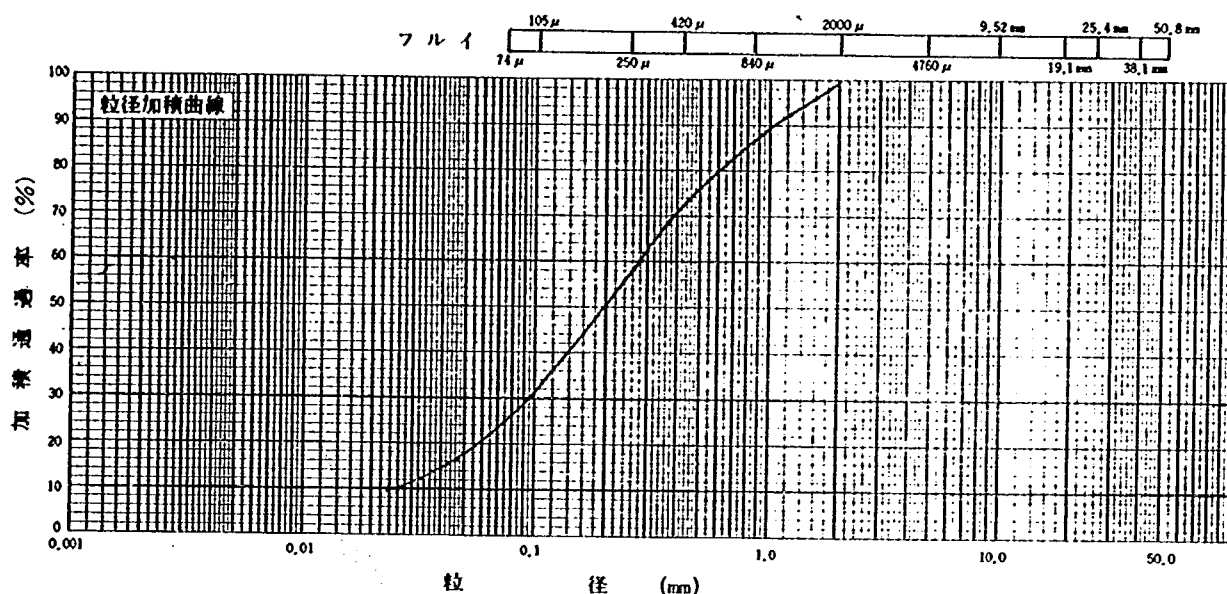


図- 3.3.2 軽石凝灰岩の粒度曲線

3.3.3 原位置平板载荷試験

- (i) 試験位置 軽石凝灰岩上層部中に掘削した、5号横坑 (EL. 147m, ダムサイトより約300m上流右岸側) 内10m以深18mで実施。
- (ii) 試験点数 3点
- (iii) 試験方法 等変位法 (载荷板径 30 cm)
- (iv) 载荷方向 鉛直方向
- (v) 载荷パターン 図- 3.3.3 参照。载荷速度 2 tf/min (2.8 kgf/cm²/min)。
- (vi) 荷重～変位曲線 図- 3.3.4 に示す。

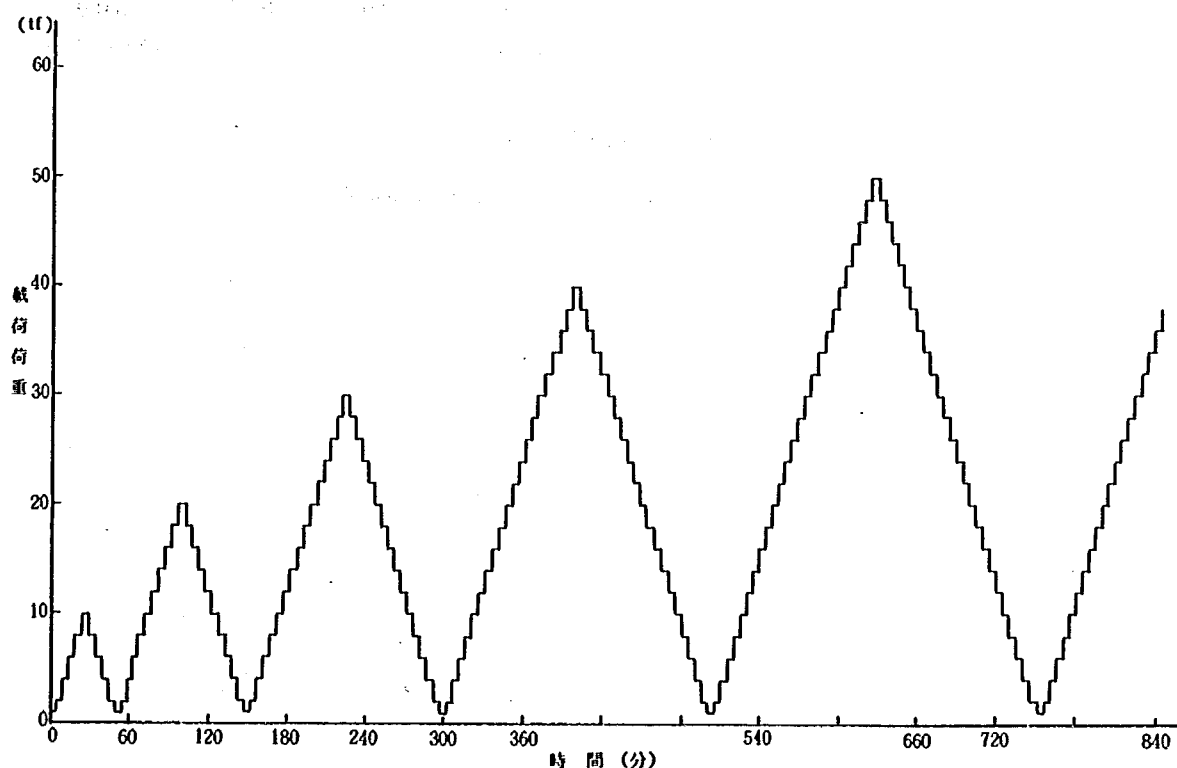
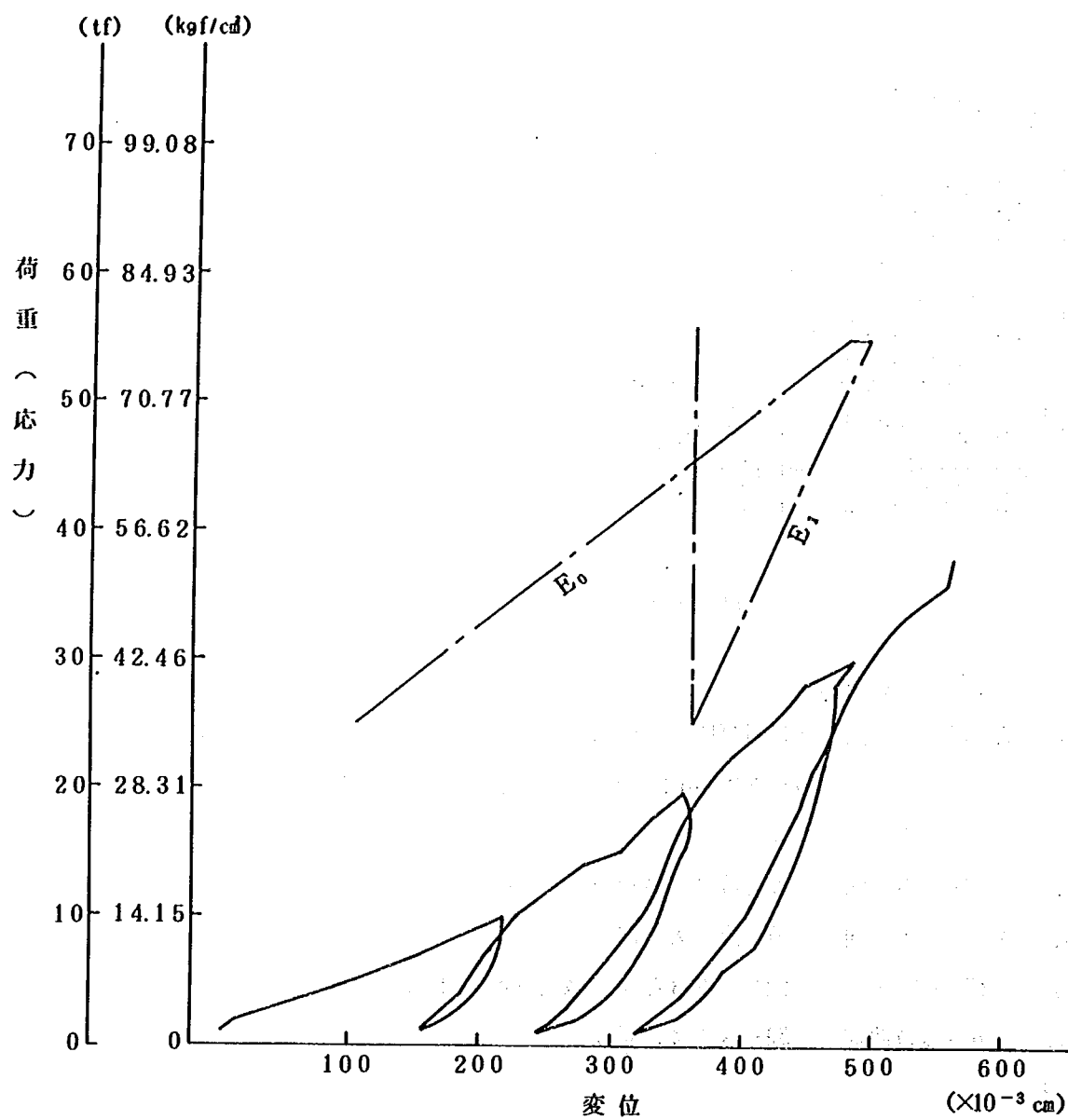
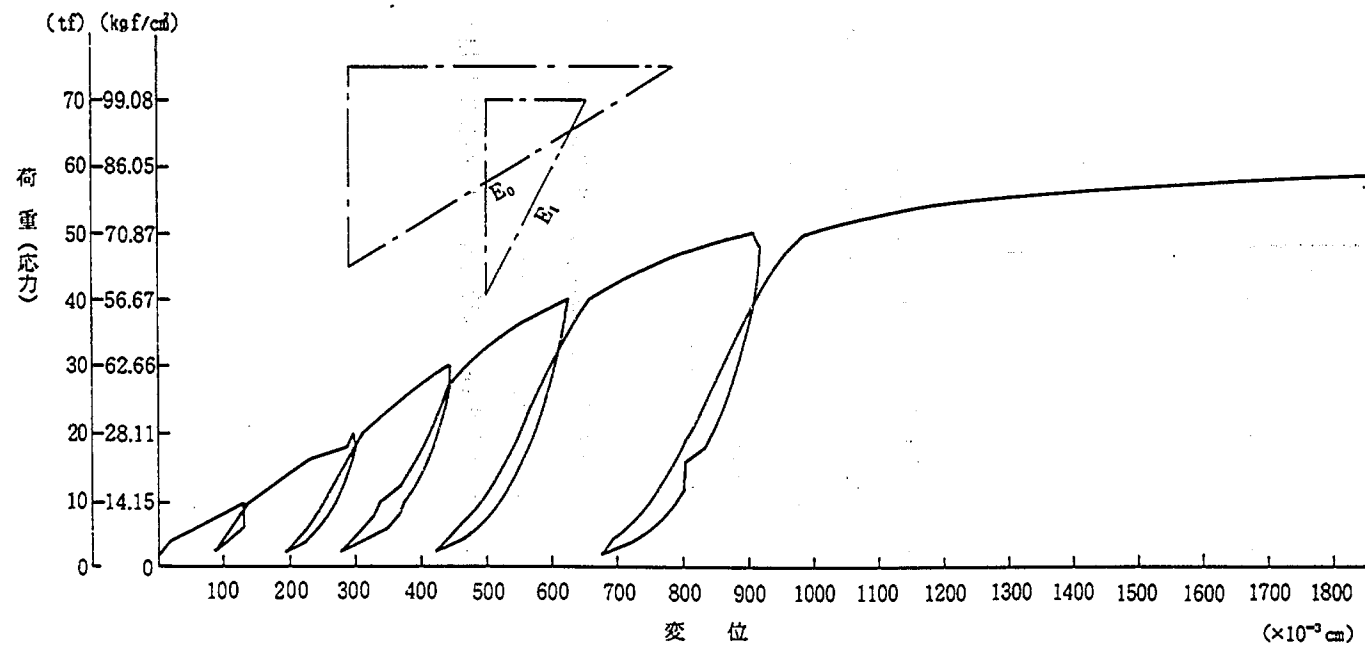


図- 3.3.3 漁川ダム平板载荷試験载荷パターン

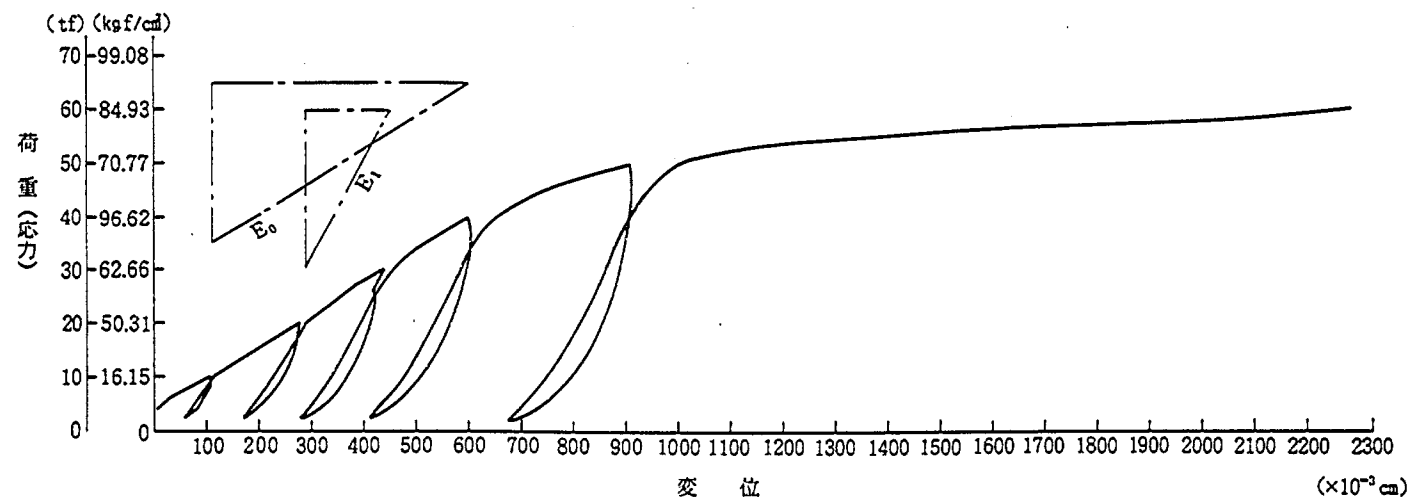


(1) 試験地点 No 1

図-3.3.4 漁川ダム載荷試験荷重～変位曲線



(2) 試験地点 No. 2



(3) 試験地点 No. 3

IV) 試驗結果

表一 3.3.2 漁川ダム平板載荷試験結果

試驗地点	変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)
№ 1	2,300	6,600
№ 2	1,770	5,800
№ 3	1,800	5,800
平 均	1,960	6,070

注 ポアソン比は、0.35とした。

3.3.4 孔内載荷試驗

- | | | | |
|---------------|-----------------------|------------------------------|-------------------------------|
| (i) 試 験 位 置 | ダムサイト右岸上流河床部 | ボーリング孔 | 3ヶ所。E L. 130.6~E L. 138.6。 |
| (ii) 試 験 回 数 | ボーリング孔 | O-1 | 3 回 (実施深度 7, 11, 15 m) |
| | | O-3 | 5 回 (" 7, 9, 11, 13, 15 m) |
| | | O-5 | 3 回 (" 7, 11, 15 m) |
| (iii) 試 験 装 置 | 高圧LLT | (ゾンデの載荷部分の長さ | 52 cm) |
| (iv) 載荷パターン | 図-3.3.5 参照。 | 載荷速度 | 3.0 kgf/cm ² /min。 |
| (v) 応力~変位曲線 | 図-3.3.6 に示す。 | | |
| (vi) 試 験 結 果 | $E = (1 + \nu) r_m K$ | K: 反力係数 (圧力の増分/半径の増分) | |
| | | ν : ポアソン比 (0.35) | |
| | | r_m : 平均半径 (計算に用いた区間の中間半径) | |

より変形係数，接線弾性係数を求めた。

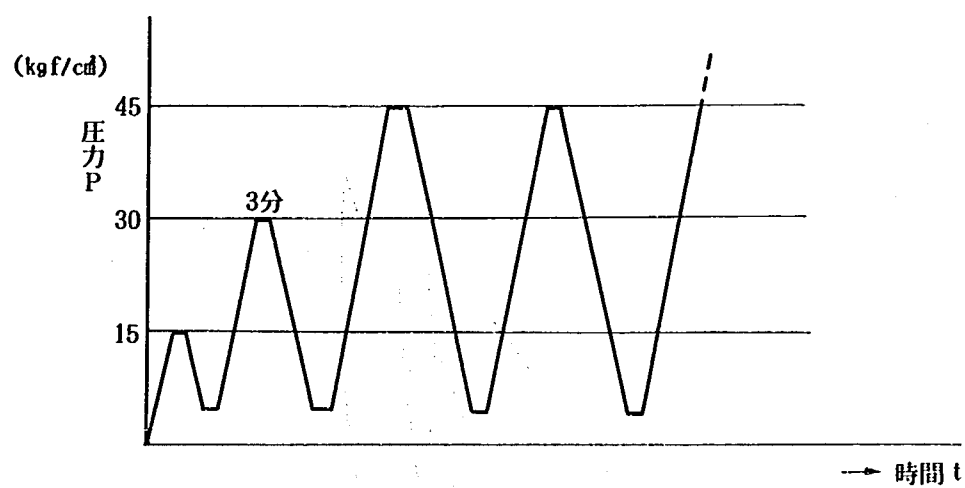
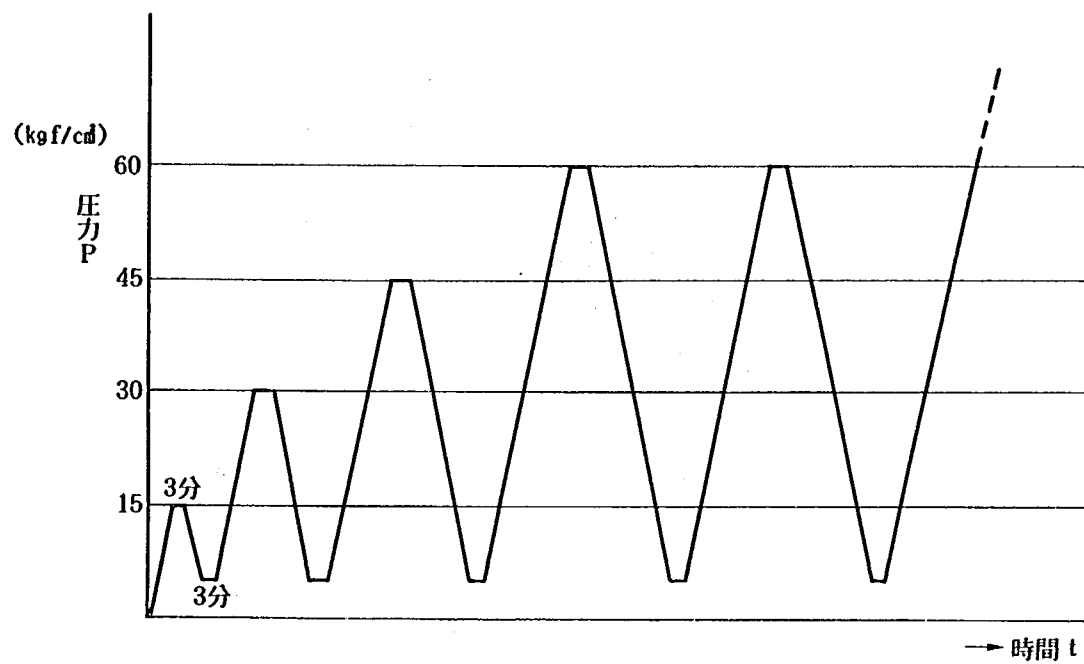
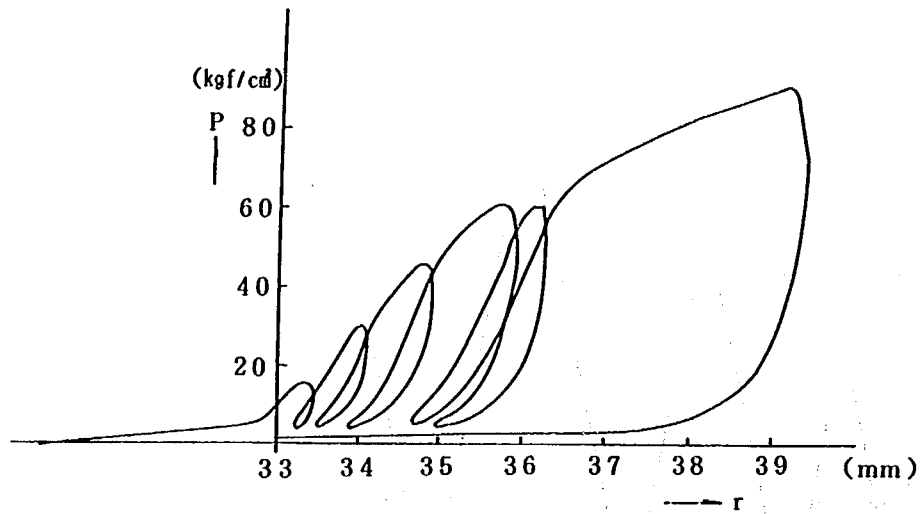
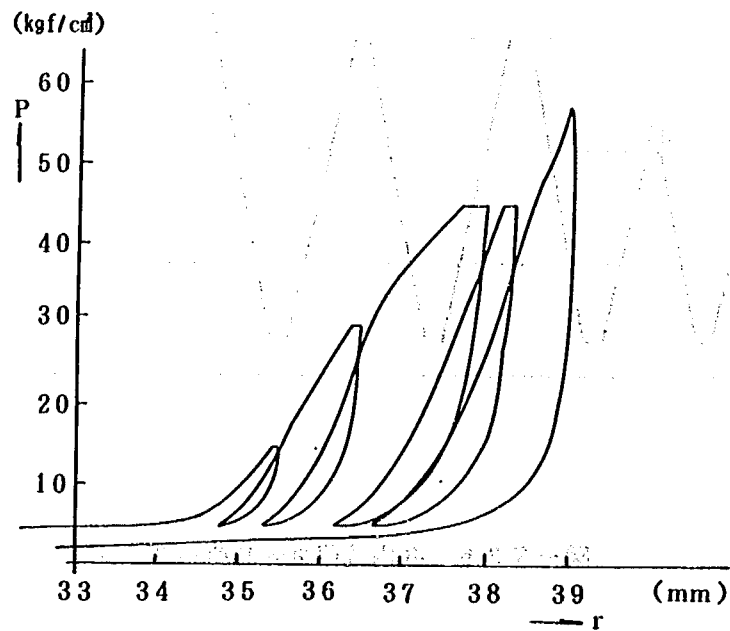


図-3.3.5 孔内載荷試験載荷パターン

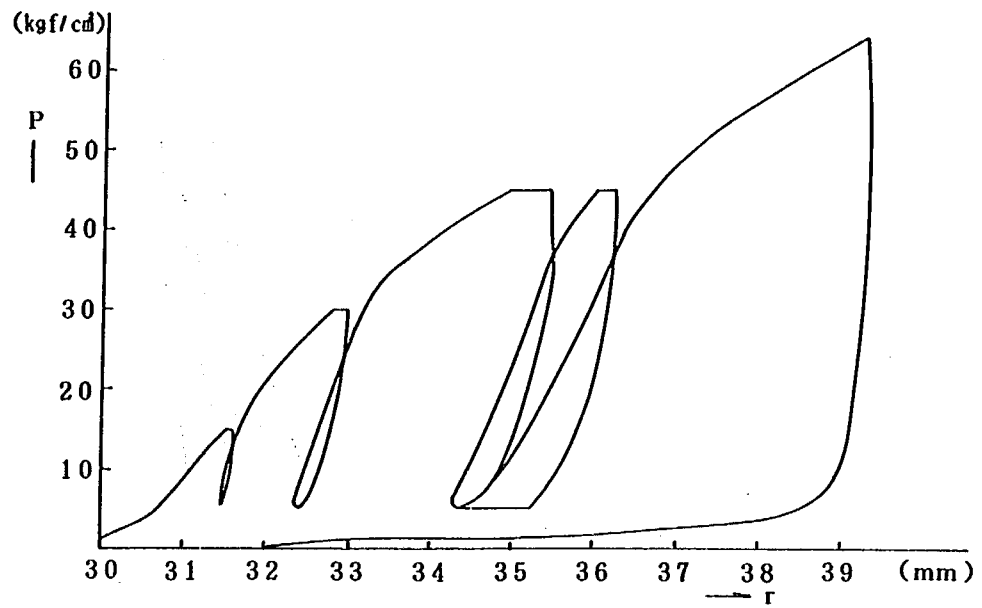


(1) O-1-1 ($Z = 7.00$ m)

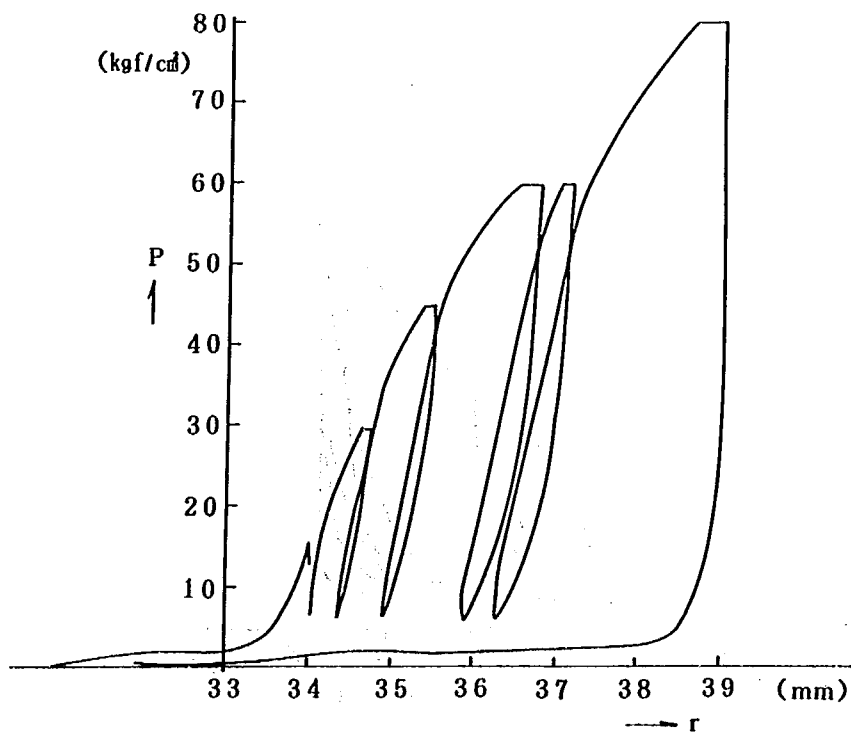


(2) O-1-2 ($Z = 11.0$ m)

図-3.3.6 孔内载荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係

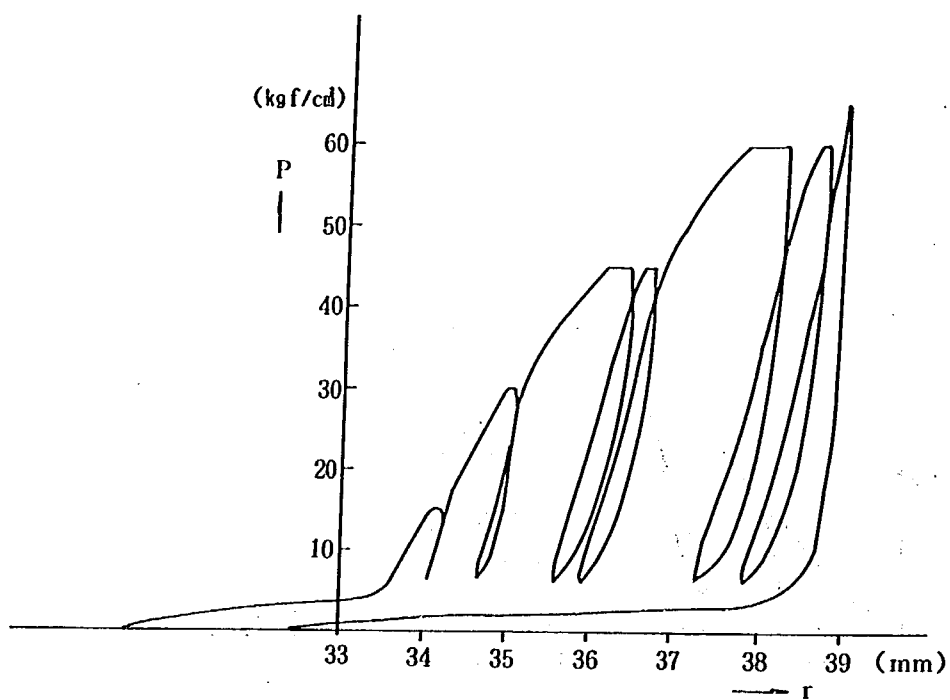


(3) O-1-3 ($Z = 15.0$ m)

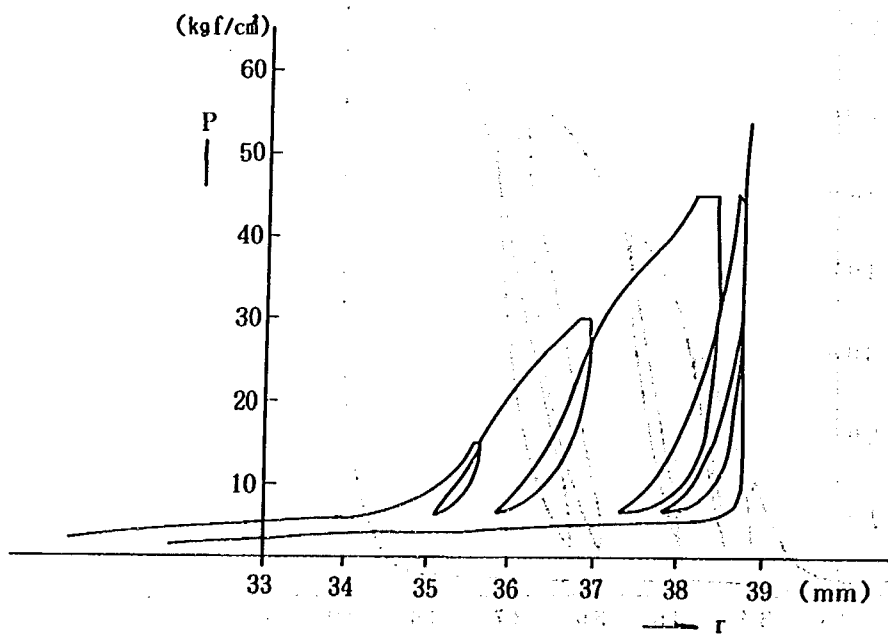


(4) O-3-1 ($Z = 7.0$ m)

図-3.3.6 孔内載荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係

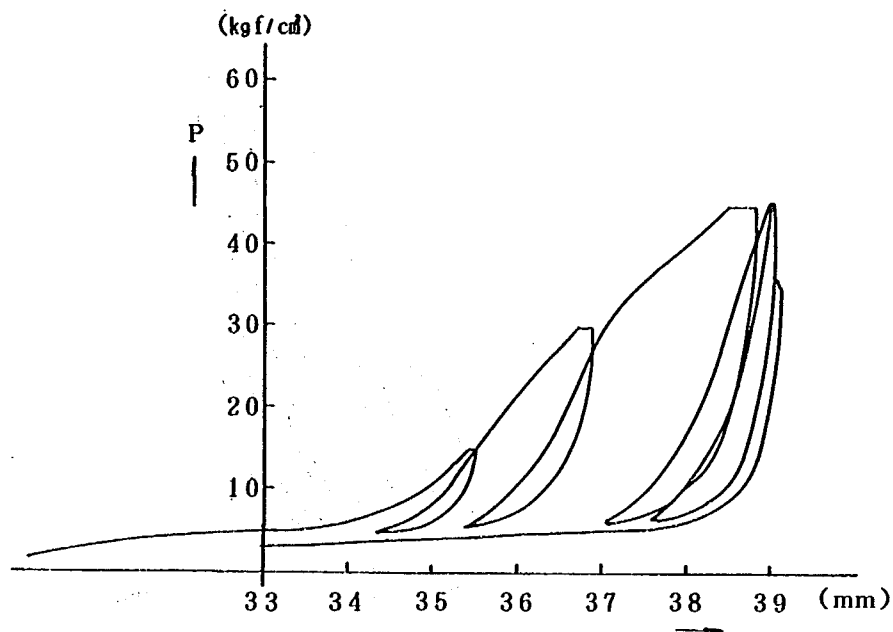


(5) O-3-2 ($Z=9.0\text{ m}$)

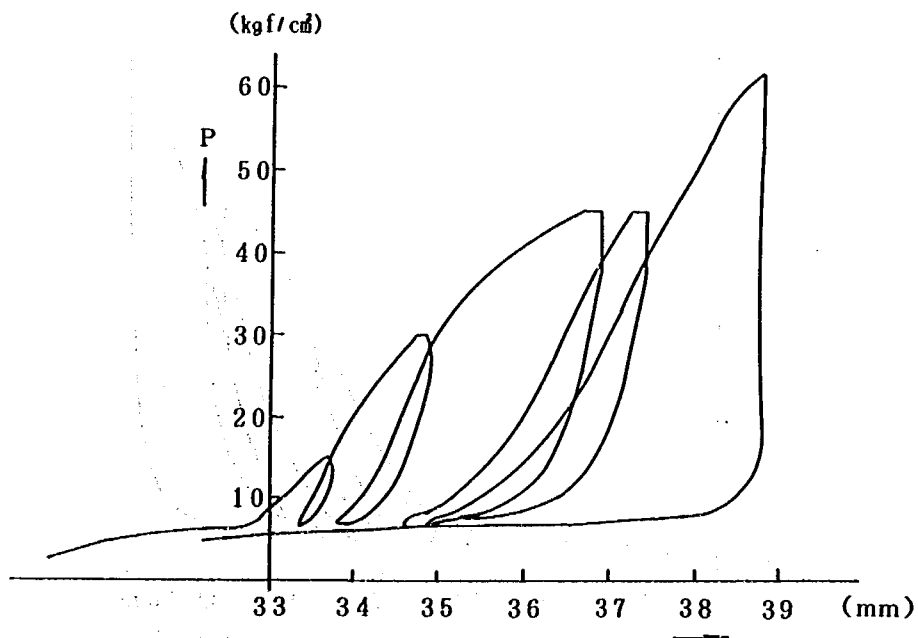


(6) O-3-3 ($Z=9.0\text{ m}$)

図-3.3.6 孔内载荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係

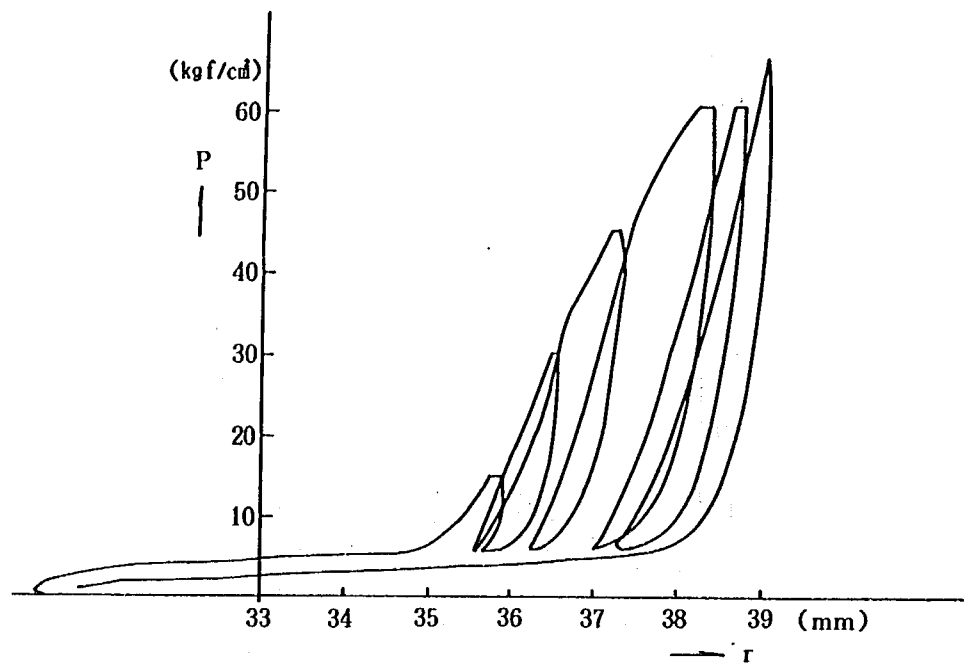


(7) O-3-4 ($Z = 14.0 \text{ m}$)

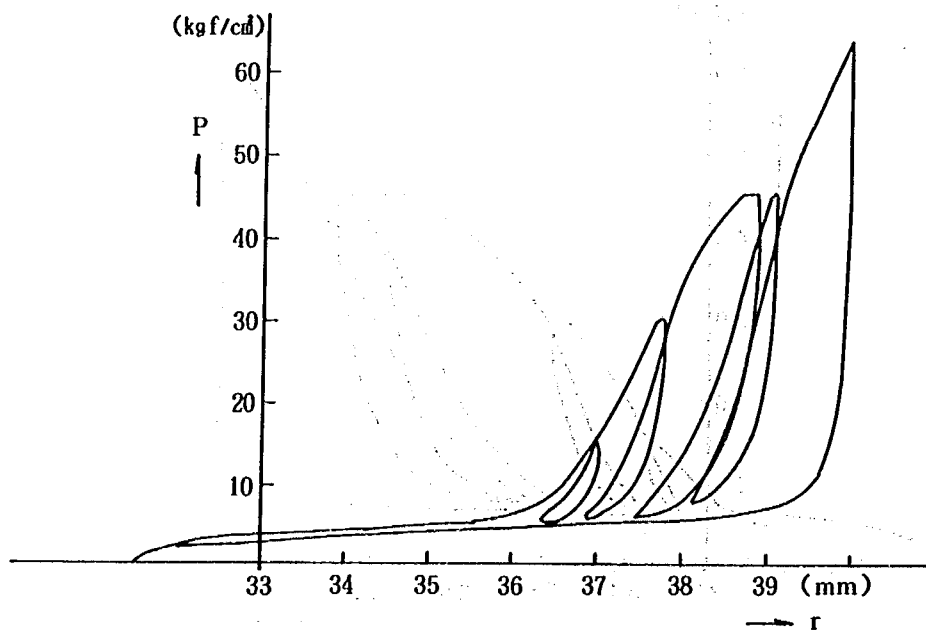


(8) O-3-5 ($Z = 15.0 \text{ m}$)

図-3.3.6 孔内载荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係

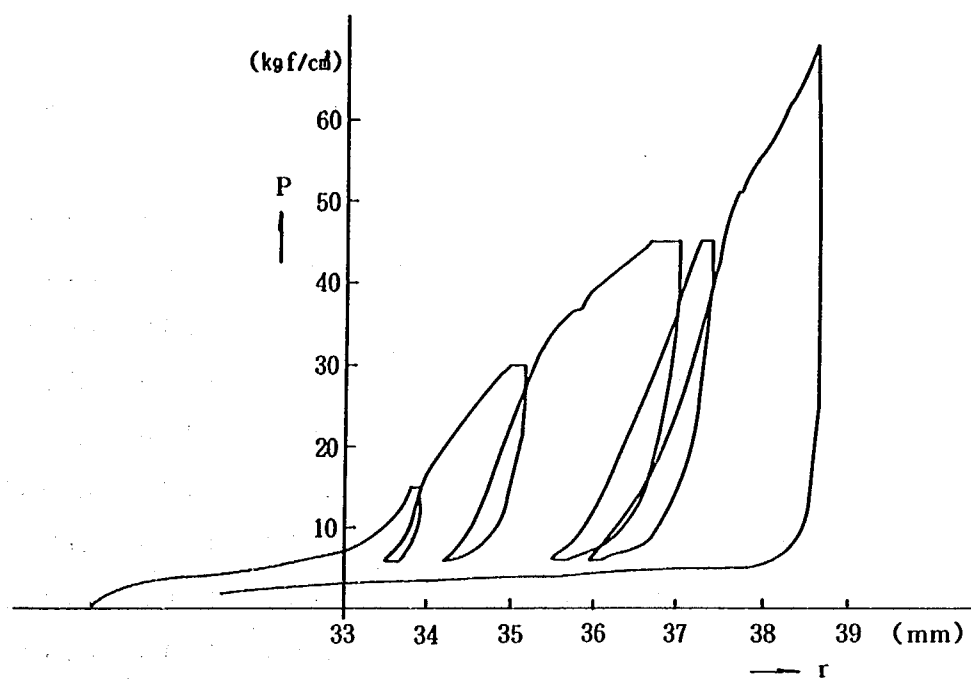


(9) O-5-1 ($Z = 7.0\text{m}$)



(10) O-5-2 ($Z = 11.0\text{m}$)

図-3.3.6 孔内載荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係



(11) O-5-3 ($Z = 15.0$ m)

図-3.3.6 孔内载荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係

表 3.3.3 孔内載荷試験の結果

深度	応力 範囲(kgf/cm ²) 測定No	変 形 係 数 (kgf/cm ²)				接線弾性係数 (kgf/cm ²)			
		～ 15	15 ～ 30	30 ～ 45	45 ～ 60	～ 15	15 ～ 30	30 ～ 45	45 ～ 60
7 m	O-1-1	1,030	1,450	1,310	1,060	1,510	2,210	2,280	2,300
	O-3-1	1,180	1,440	1,130	850	3,900	2,900	2,400	2,340
	O-5-1	690	1,270	1,270	1,020	1,290	1,730	2,140	2,200
	平 均	970	1,390	1,240	980	2,230	2,280	2,270	2,280
9 m	O-3-2	930	970	800	770	2,270	2,240	2,000	2,180
11m	O-1-2	1,070	810	680	—	930	1,470	1,500	—
	O-3-3	610	630	690	—	1,190	1,420	2,060	—
	O-5-2	660	1,020	870	—	1,000	1,790	1,800	—
	平 均	780	820	750	—	1,040	1,560	1,790	—
13m	O-3-4	420	640	530	—	740	1,100	1,600	—
15m	O-1-3	580	590	390	—	2,100	1,410	1,240	—
	O-3-5	600	720	460	—	1,070	1,320	1,070	—
	O-5-3	600	680	520	—	1,250	1,300	1,410	—
	平 均	590	660	460	—	1,160	1,340	1,240	—
全 平 均		760	930	790	930	1,570	1,720	1,770	2,260
総 平 均		840				1,750			

注 変形係数：処女荷重の直線部分から得られる値。

接線弾性係数：一回目繰返し載荷時の応力～変位曲線から得られる値。

3.3.5 原位置せん断試験

(i) 試験位置 軽石凝灰岩上層部に掘削した5号横坑（E L. 147m，ダムサイドより約300m上流右岸側）内10m以深18mで実施。

(ii) 試験点数 4点

(iii) 試験方法 ブロックせん断試験（0.6m×0.6m）

(iv) 載荷速度 鉛直荷重 5分ごとに1.39kgf/cm²載荷

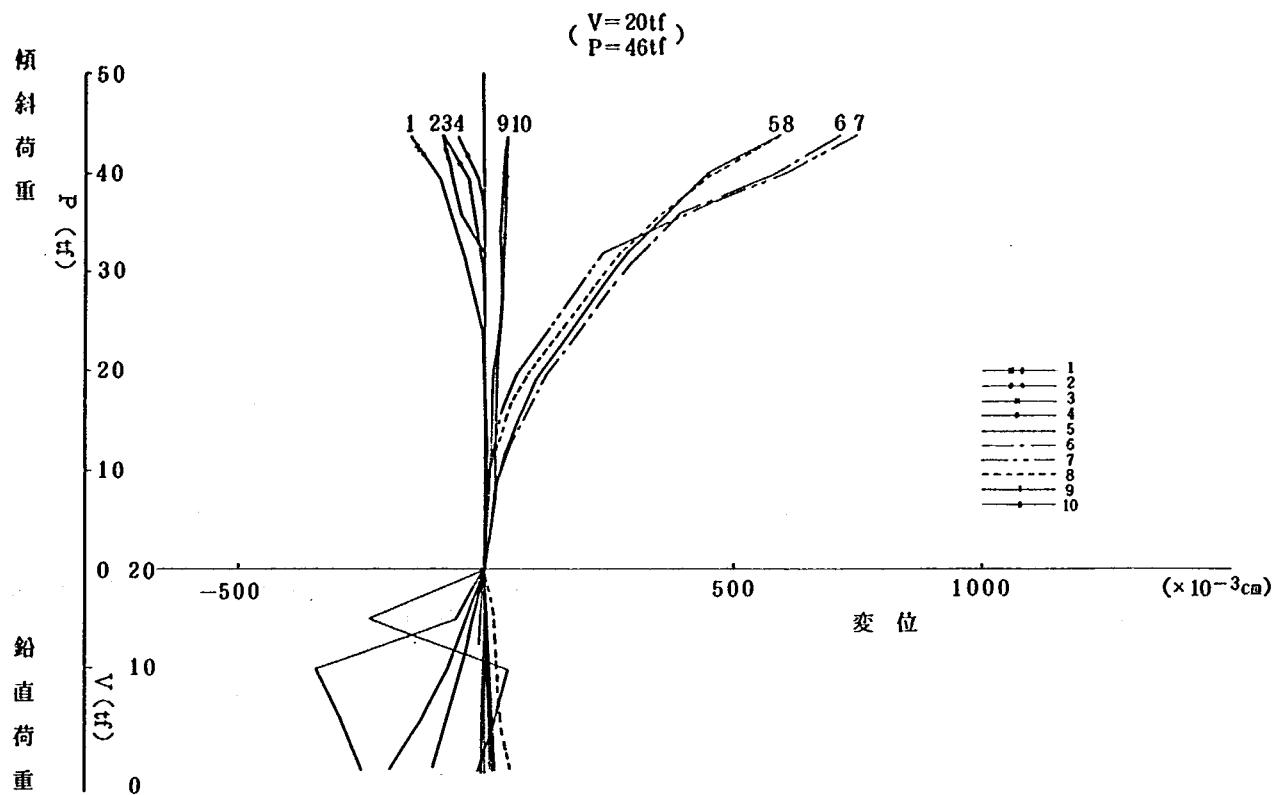
傾斜荷重 1tf/min

(v) 荷重～変位曲線 図－3.3.7に示す。

(vi) 試験結果 $T = 2.3 \text{ kgf/cm}^2$

$\phi = 44^\circ$

せん断応力図を図－3.3.8に示す。



(1) 試験地点 A

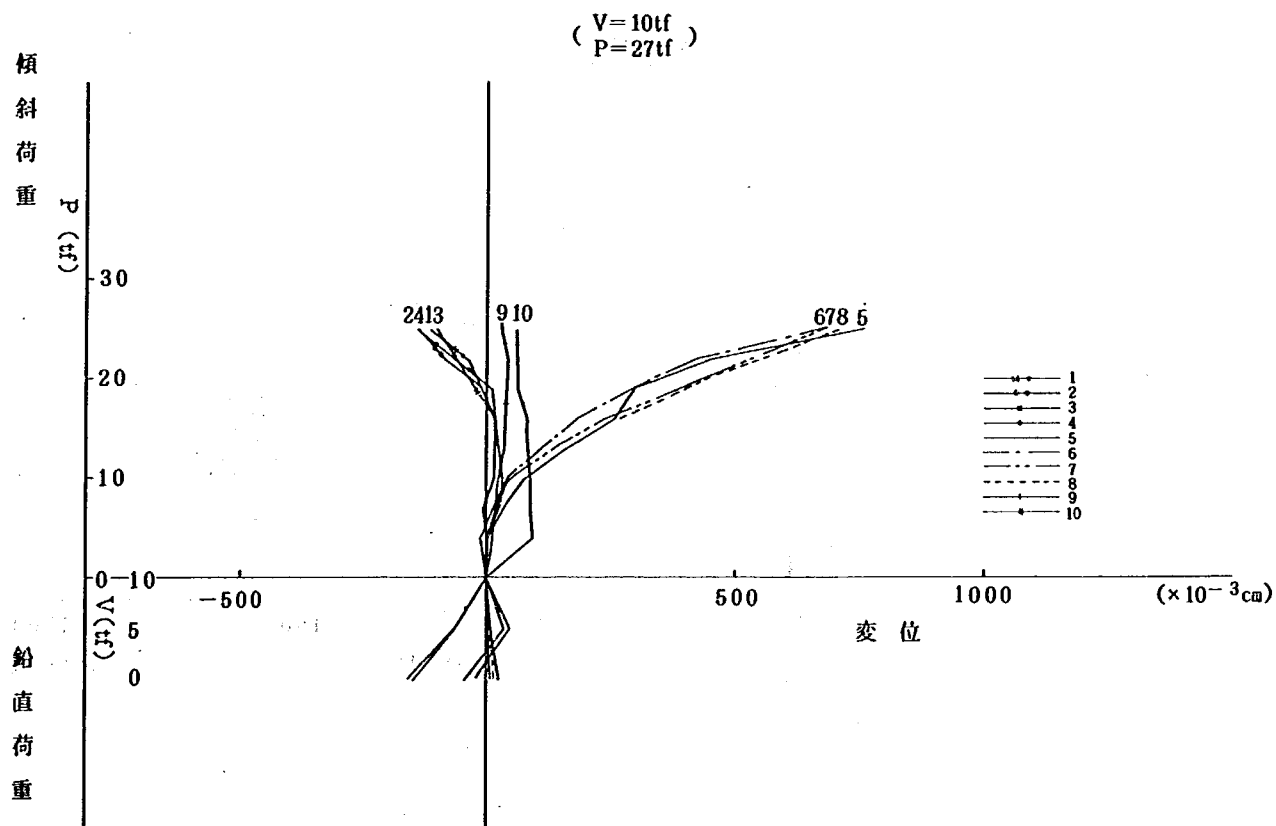
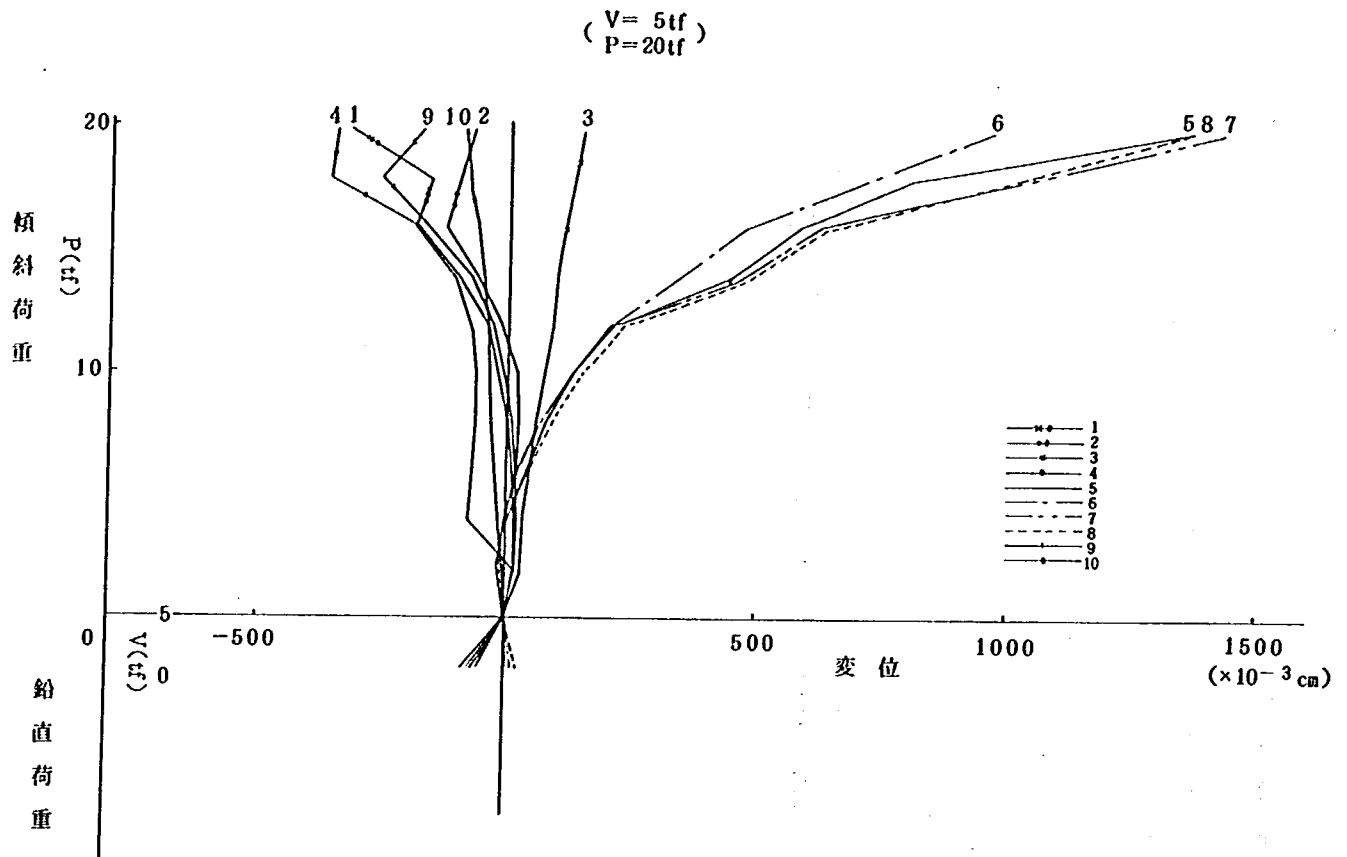


図-3.3.7 せん断試験 荷重～変位曲線



(3) 試験地点 C

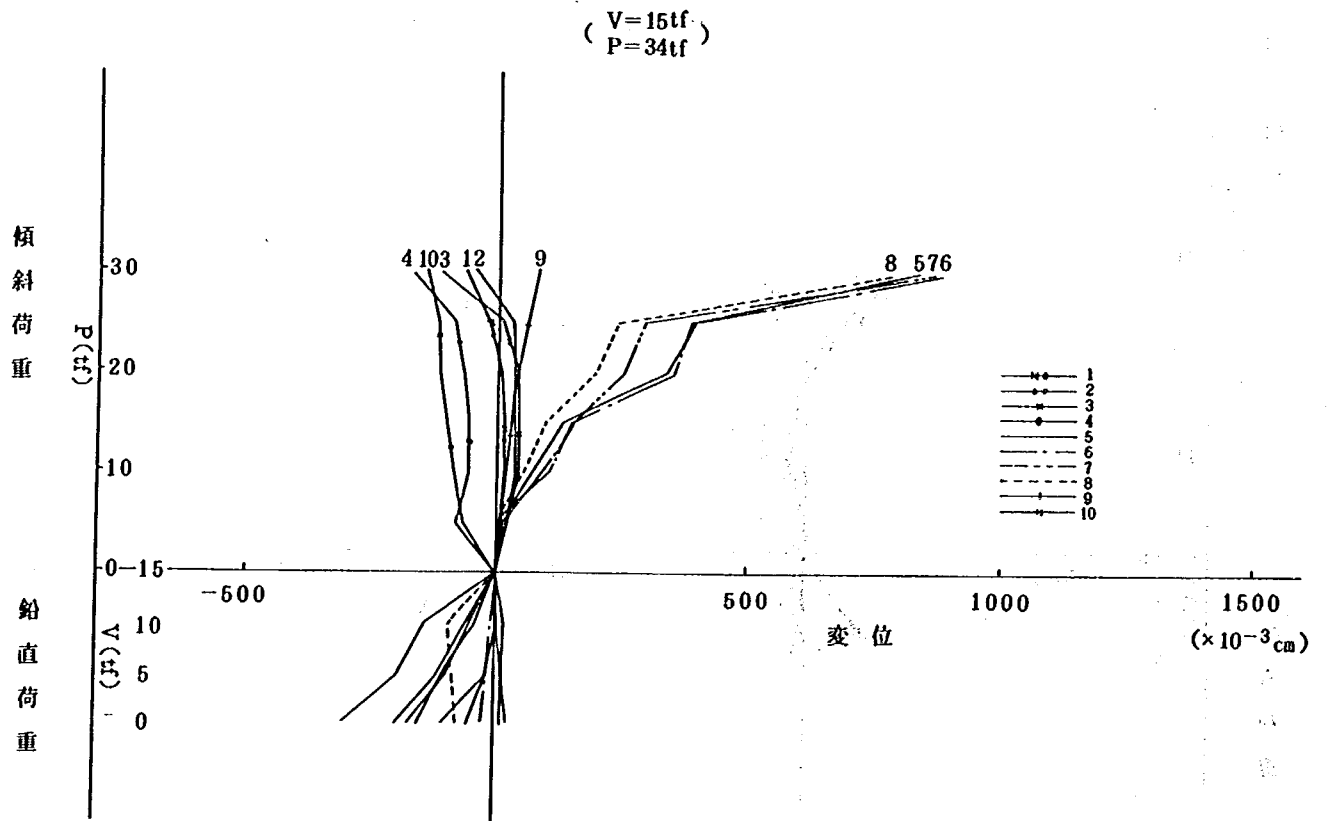


図-3.3.7 せん断試験 荷重～変位曲線

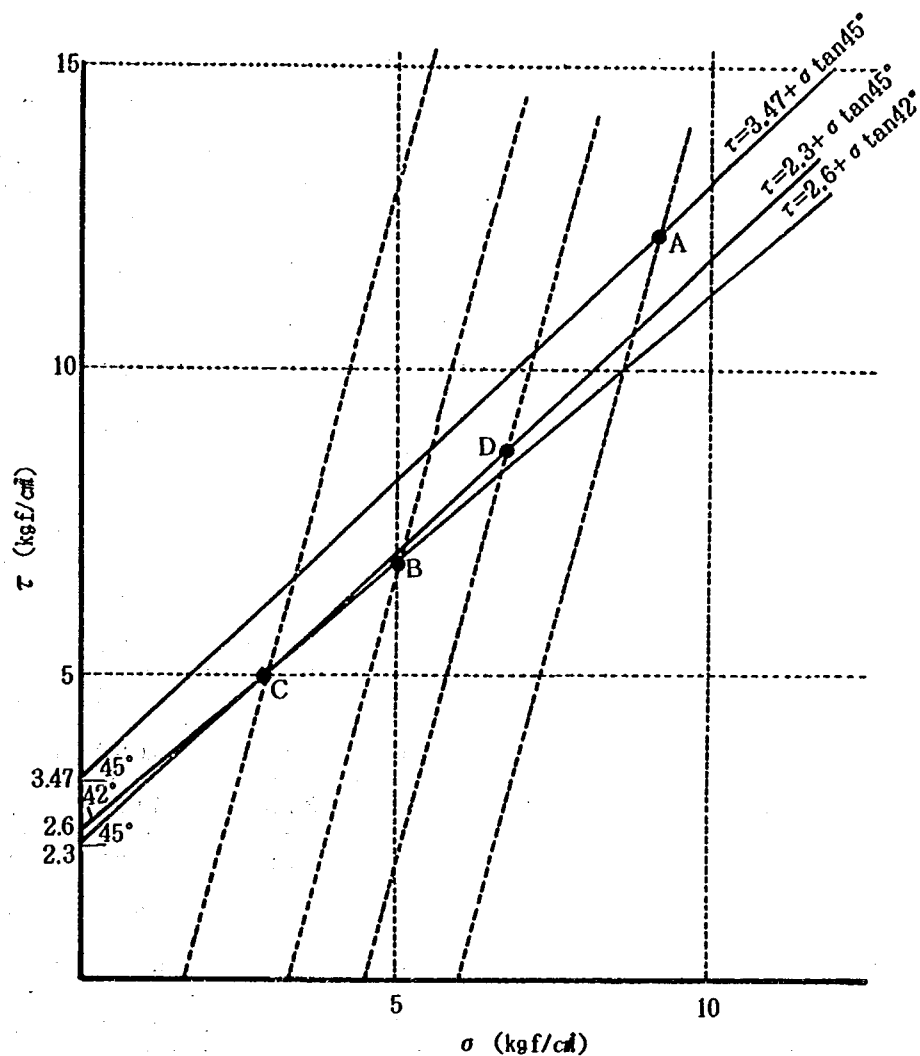


図-3.3.8 せん断応力図

3.3.6 三軸圧縮試験

- (i) 試料採取位置 ボーリング孔No 20 (ダム軸左岸, 孔口標高EL. 230.0m) No 21 (ダム軸左岸, 孔口標高EL. 169.04m), No 22 (ダム軸右岸, 孔口標高EL. 179.0m), No 23 (ダム軸右岸, 孔口標高EL. 216.9m)より採取
- (ii) 供試体の大きさ ϕ 6.9 cm, 高さ約 15 cm
- (iii) 側圧 1, 2, 3 kgf/cm²
- (iv) 排水条件 非圧密, 非排水
- (v) 載荷条件 歪制御 1%/min
- (vi) 試験結果 表-3.3.4 に示す。

表-3.3.4 三軸圧縮試験の結果

孔番号	孔口標高 (E L)	採取深度 (m)	採取標高 (E L)	最大軸差応力 (kgf/cm ²)			粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
				$\sigma_3=1.0$ (kgf/cm ²)	$\sigma_3=2.0$ (kgf/cm ²)	$\sigma_3=3.0$ (kgf/cm ²)		
20	230.0	92.8 ~ 93.65	137.2 ~ 136.35	2.955	1.890	2.927	0	19.48
		96.0 ~ 96.8	134.0 ~ 133.2	1.688	1.386	4.854	0.100	16.45
		100.4 ~ 101.4	129.6 ~ 128.6	3.411	6.420	13.487	0	40.02
		107.5 ~ 108.65	122.5 ~ 121.35	5.524	7.011	8.384	1.319	24.40
		110.4 ~ 111.0	119.6 ~ 120.0	4.352	6.519	5.280	1.841	10.51
21	169.04	31.0 ~ 31.85	138.04 ~ 137.19	16.515	20.509	22.597	3.430	37.05
		37.5 ~ 38.5	131.54 ~ 130.54	2.704	0.703	5.113	0.145	22.03
		40.15 ~ 41.15	128.89 ~ 127.89	0.446	1.836	1.899	0	13.30
		44.5 ~ 45.55	124.54 ~ 123.49	2.353	5.133	3.680	0.929	14.25
		47.35 ~ 48.35	121.69 ~ 120.69	4.126	3.911	5.084	1.404	11.05
		54.8 ~ 55.8	114.24 ~ 113.24	3.929	3.786	5.124	1.220	13.17
		62.8 ~ 63.15	106.24 ~ 105.89	1.619	1.785	3.423	0.171	18.06
22	179.0	42.0 ~ 43.0	137.0 ~ 136.0	2.984	4.302	5.817	0.247	24.31
		48.0 ~ 48.8	131.0 ~ 130.2	1.740	3.746	6.555	0	41.21
		50.8 ~ 51.8	128.2 ~ 127.2	8.419	10.175	10.175	2.858	17.45
		57.0 ~ 57.7	122.0 ~ 121.3	4.945	6.220	7.491	1.218	22.53
		59.6 ~ 60.6	119.4 ~ 118.4	4.246	7.788	9.540	0.497	34.43
		66.63 ~ 67.6	112.4 ~ 111.4	6.265	13.369	13.393	0.908	39.50
		78.2 ~ 79.2	100.8 ~ 99.8	8.767	8.282	11.122	2.384	21.46
23	216.9	82.5 ~ 83.5	134.4 ~ 133.4	4.765	6.337	6.546	1.492	17.57
		86.65 ~ 87.65	130.25 ~ 129.25	2.600	6.093	8.334	0	42.53
		92.3 ~ 93.0	124.6 ~ 123.9	4.260	7.464	12.698	0	42.53
		103.85 ~ 104.85	113.0 ~ 112.05	2.541	4.529	6.681	0.127	30.35

3.3.7 一面せん断試験

- (I) 試料採取位置 ダムサイト右岸ダム軸より約150m上流斜坑（坑口標高EL. 147 m, 方向S 10° E, 傾斜30°）内, EL. 139, 136, 133, 130の4地点（EL. 139地点のみ2回試験, 他は1回ずつ）
- (II) 供試体の大きさ 直径15.8~16.6 cm, 高さ3 cm
- (III) 試験結果 表-3.3.5に示す。

表 3.3.5 一面せん断試験の結果

試料採取標高	粘着力(kgf/cm ²)	内部摩擦角(°)
EL.139	0.5	54.93
EL. 139	0.32	52.75
EL. 136	1.05	46.95
EL. 133	0.2	53.48
EL. 130	0.8	47.08

3.4 白川ダム事例

3.4.1 ダムサイト地質の概要

ダムサイトの基盤岩は、新第三紀中新世に属する堆積岩類であり、これを覆って崖錐、河床砂礫、低位の段丘堆積物が存在する。堆積岩類は、厚さ5～50mの砂岩、砂質凝灰岩、シルト岩等の互層からなる。地層の走向はダム軸にほぼ平行で、傾斜は河床部の断層を境に、左岸では上流側、右岸では下流側へ約80°落ちである。これらの堆積岩は軟岩として分類されるが、図-3.4.1に示されるように比較的硬質な部分と軟質な部分に分れる。硬質部には節理の発達が見られ、透水性も高い。一方、軟質部には節理の発達は少なく、透水性も低いが、部分的に高透水性を示す箇所がある。ダムの設計・建設にあたっては、特に左岸側に広く分布する軟質な粗粒～中流砂岩（ScS）のスレーキング、遮水性の改良、力学的性質が問題となった。

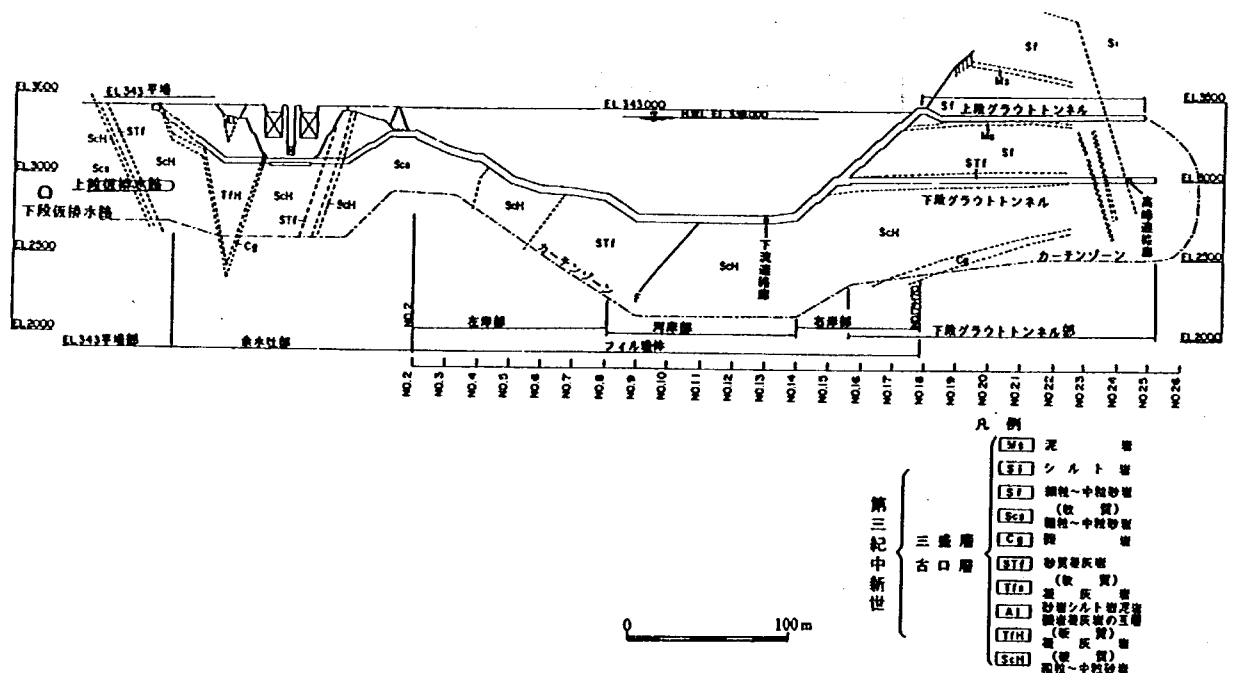


図-3.4.1 ダム軸地質断面図

3.4.2 粗粒～中粒砂岩（ScS）の物理的性質

ScSの物理的性質を表-3.4.1に、また、粒度曲線を図-3.4.2に示す。

表-3.4.1 粗粒～中粒砂岩の物理的性質

湿潤単位体積重量 (grf/cm ³)	2.045	粒	レキ分 (%)	0.0	飽和度 (%)	51.6
自然含水比 (%)	8.3		砂分 (%)	74.6	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	15.9
乾燥単位体積重量	1.861		シルト分 (%)	15.4	透水係数 (cm/s)	—
土粒子の比重	2.65		粘土分 (%)	10.0		
間隙比	0.18		最大粒径 (mm)	0.85		
コン シ ス 限 テ 界	液性限界 (%)	—	度	60%粒径 (mm)	0.18	
	塑性限界 (%)	—		10%粒径 (mm)	0.0047	
	塑性指数	—		均等係数	38.9	

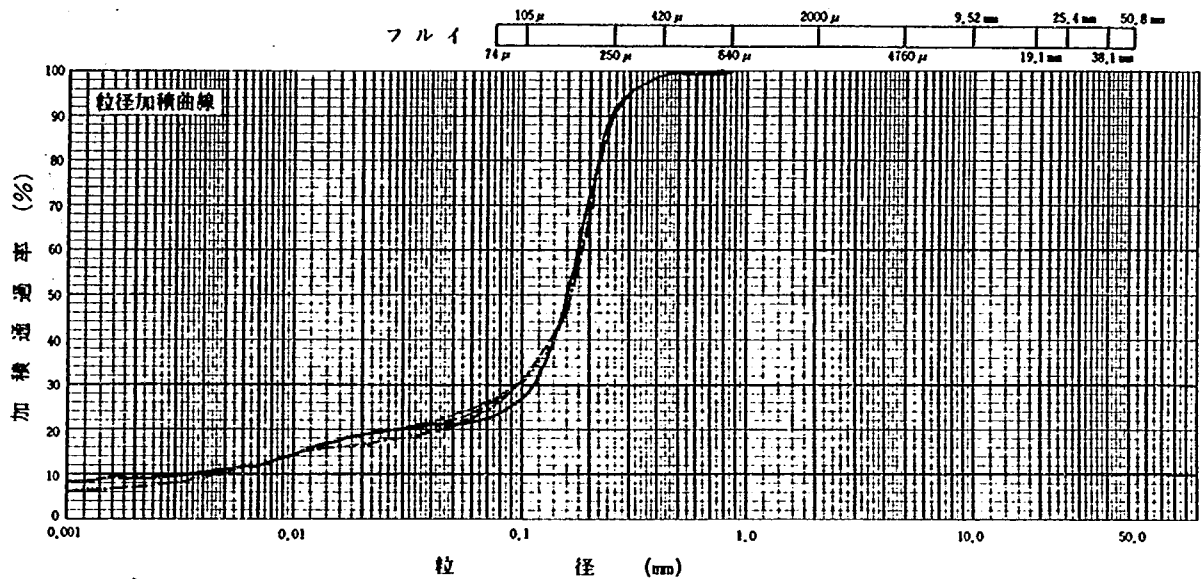


図-3.4.2 粗粒～中粒砂岩の粒度曲線

3.4.3 原位置平板載荷試験

- (i) 試験位置 左岸調査横坑 11m以深で実施
- (ii) 試験点数 4点
- (iii) 試験方法 等変位法 (載荷板径 30 cm)
- (iv) 載荷方向 鉛直方向
- (v) 載荷パターン 通常載荷…………… 図-3.4.3
クリープ試験… 図-3.4.4 参照
載荷速度 2.0 kgf/cm²/min
- (vi) 応力～変位曲線 通常載荷の応力～変位曲線を図-3.4.5 に、クリープ試験の応力～変位曲線を図-3.4.6 に示す。
- (vii) 試験結果 表-3.4.2 に示す。
- (viii) 時間～クリープ量曲線 クリープ試験による時間～変位曲線を図-3.4.7 に示す。

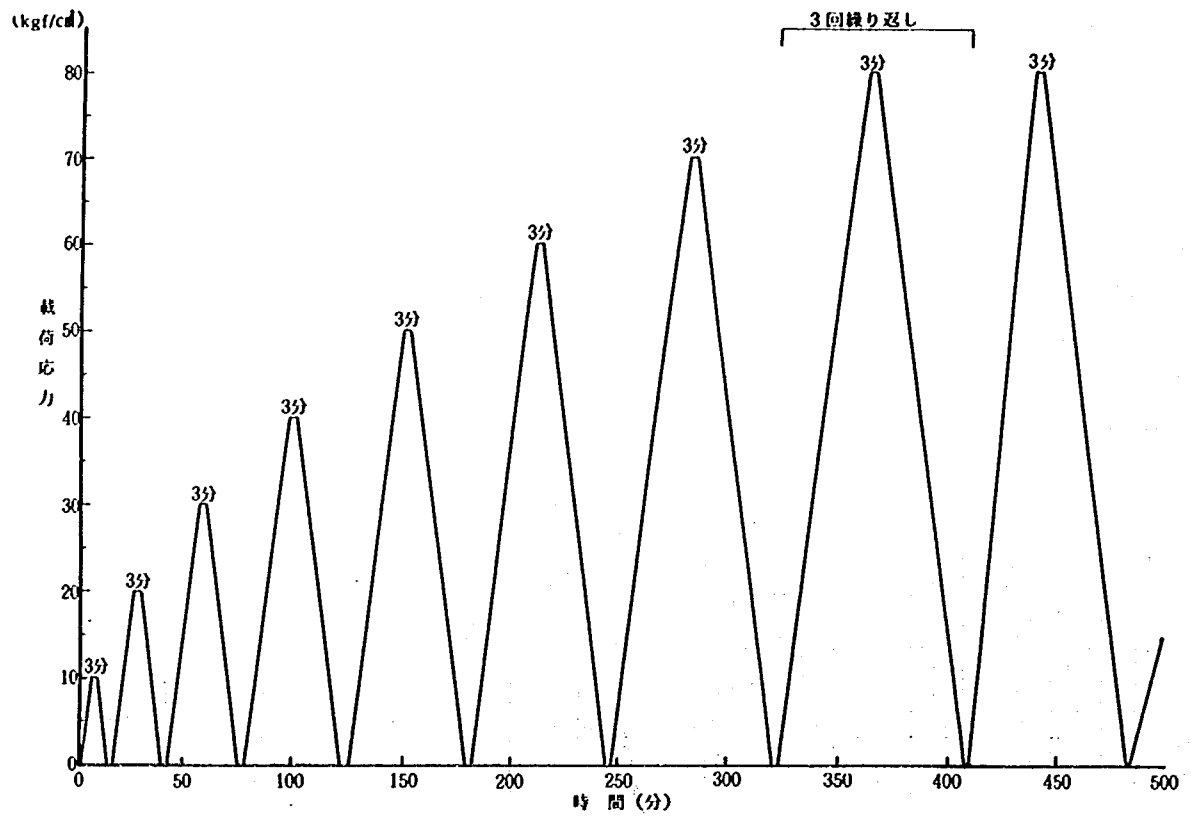


図-3.4.3 通常载荷パターン

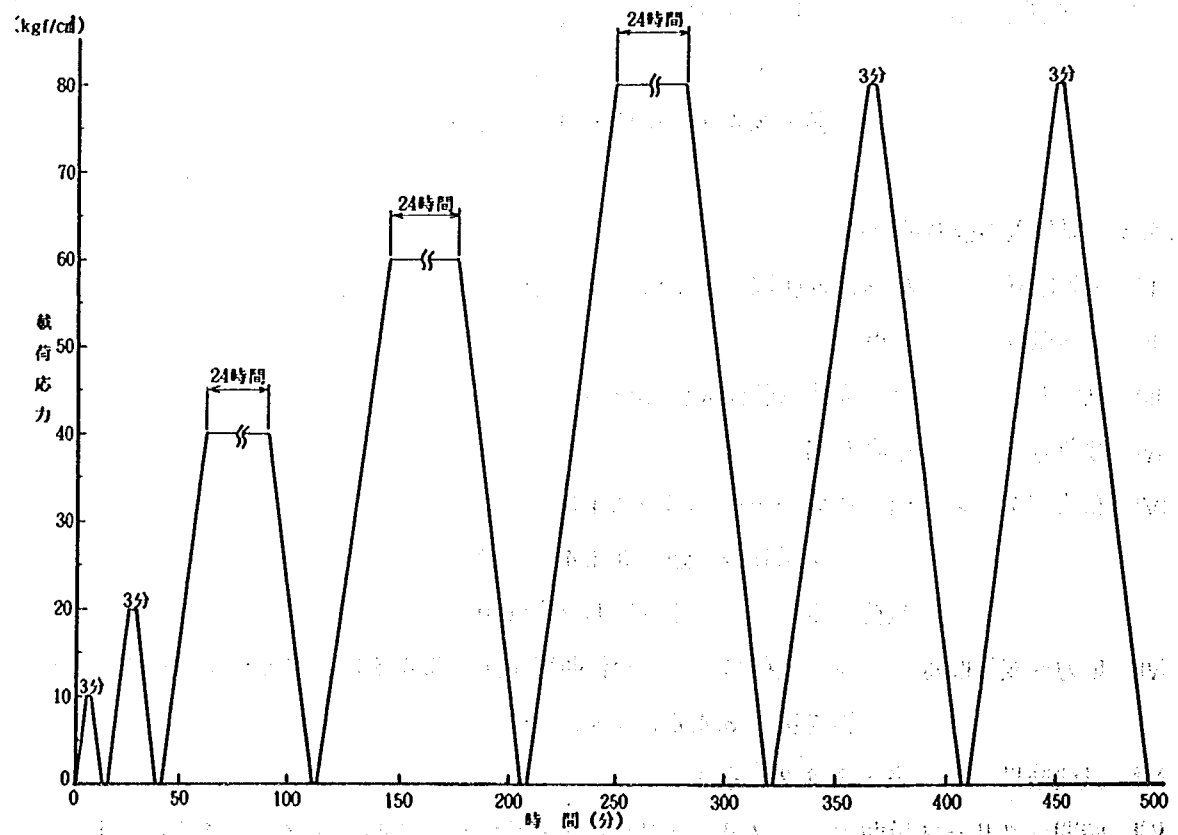
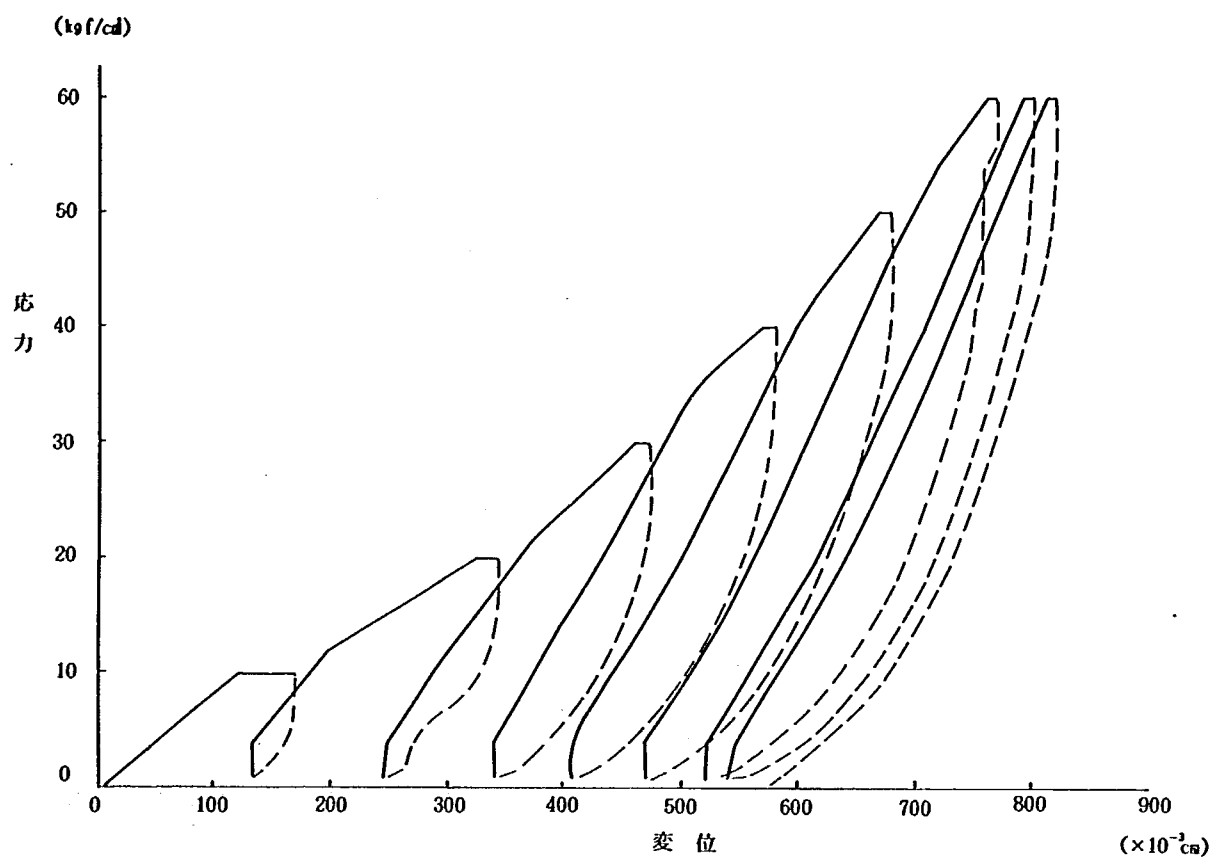
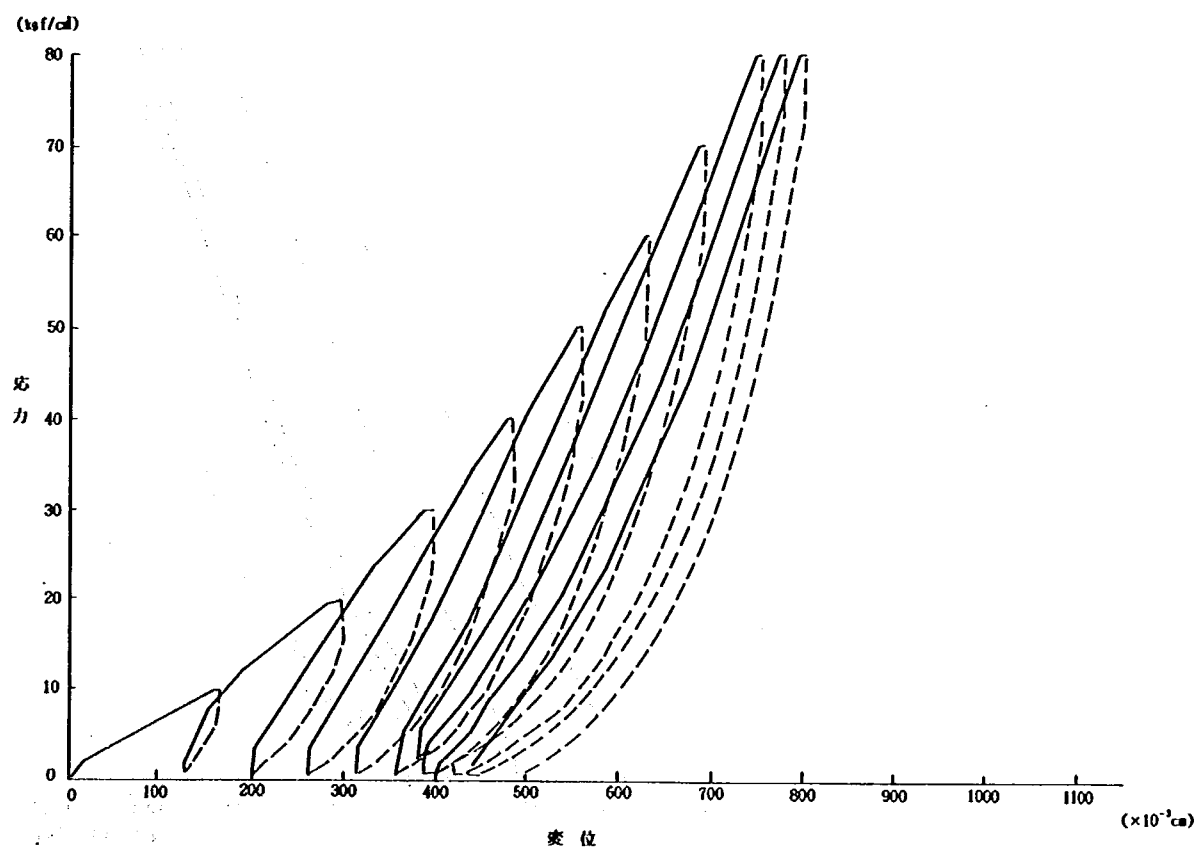


図-3.4.4 クリープ試験载荷パターン

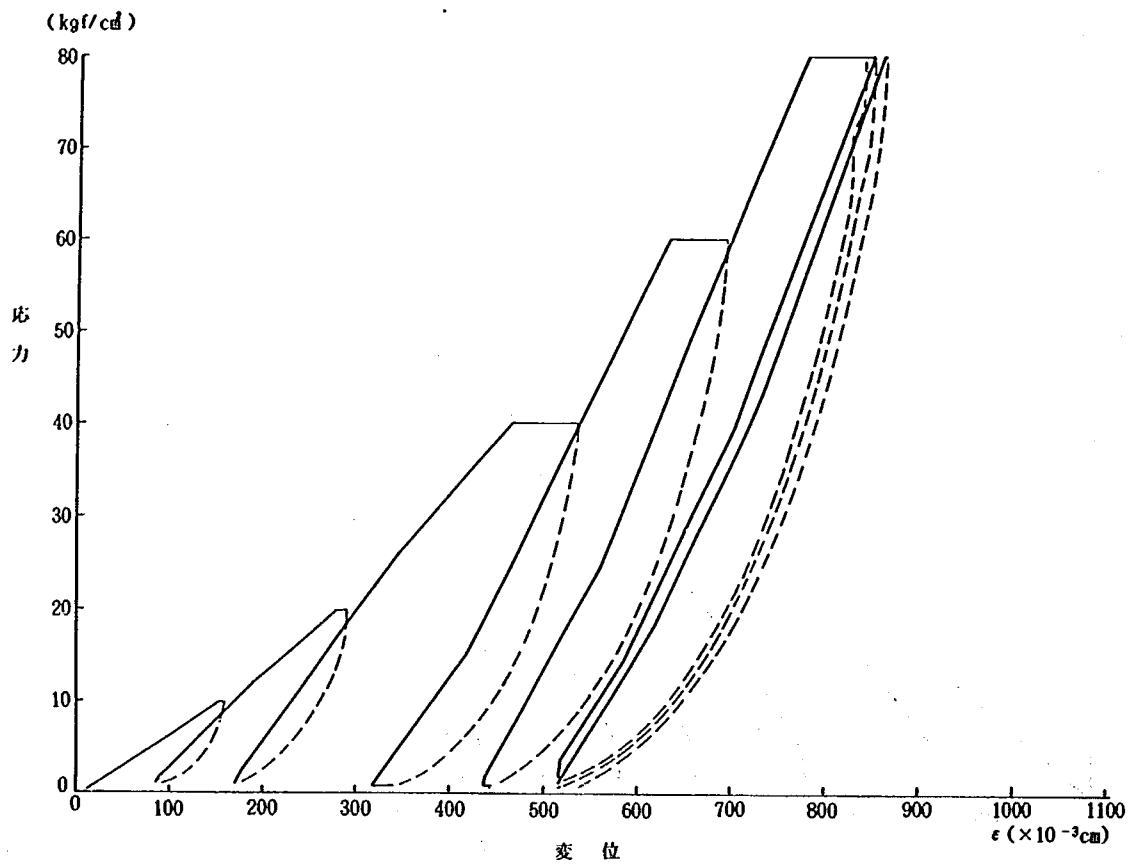


(1) 試験地点 No. 1

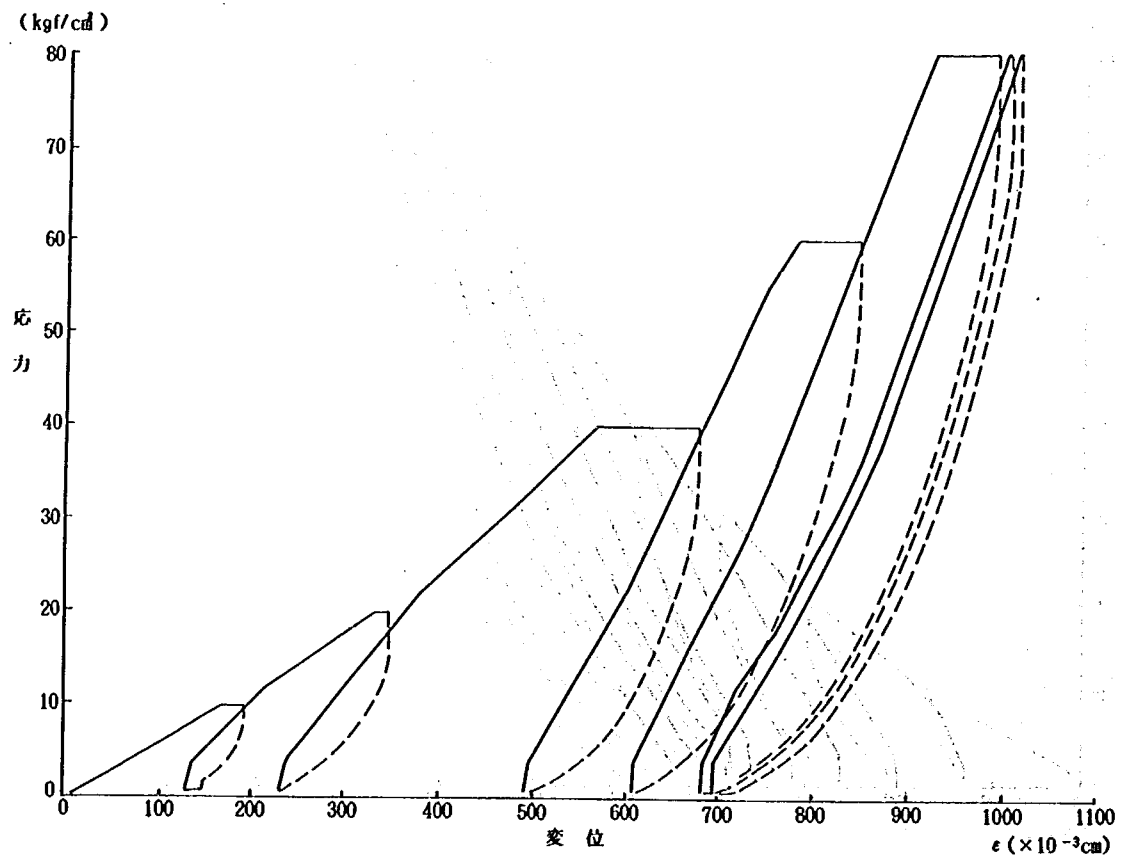


(2) 試験地点 No. 2

図-3.4.5 通常载荷の応力～変位曲線



(1) 試験地点 No. 1



(2) 試験地点 No. 2

図-3.4.6 クリープ試験の応力～変位曲線

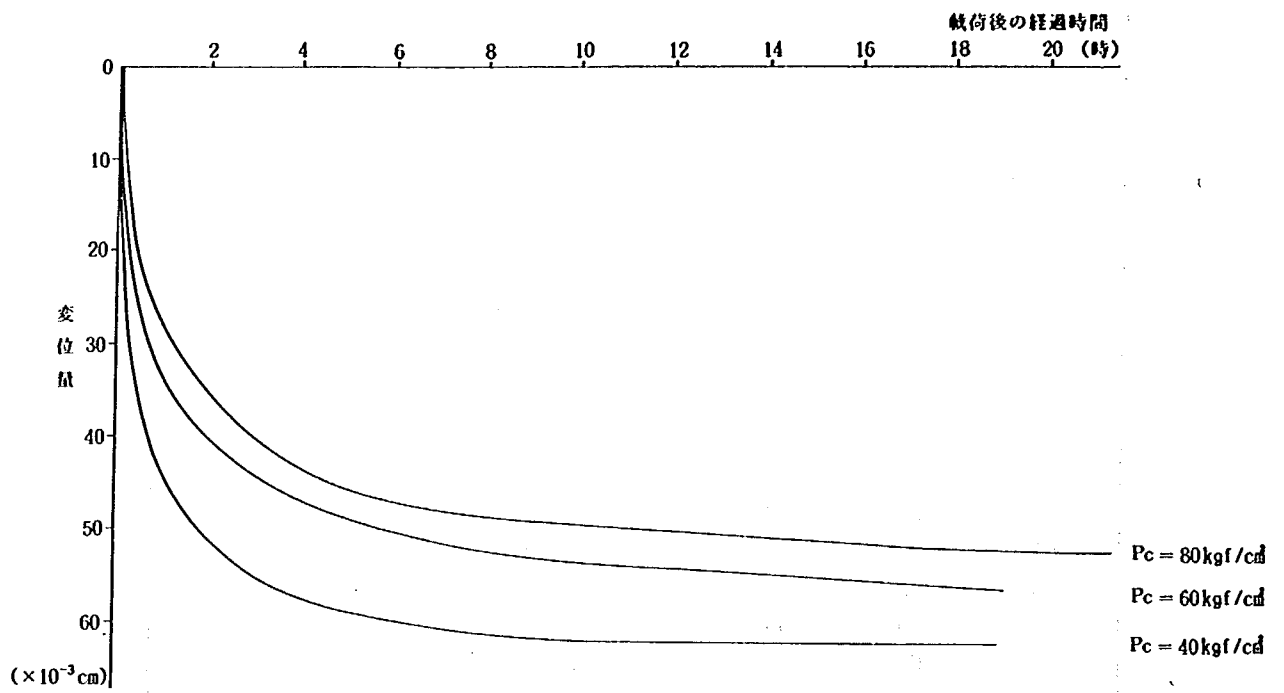
表-3.4.2 原位置平板載荷試験の結果

試験地点	荷重レベル(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数(kgf/cm ²)
通常載荷 No.1	0 ~ 10	1,700	4,700
	10 ~ 20	1,400	2,800
	20 ~ 30	2,000	4,700
	30 ~ 40	2,200	4,100
	40 ~ 50	3,000	4,600
	50 ~ 60	3,300	4,600
	平均	2,300	4,300
通常載荷 No.2	0 ~ 10	1,300	4,500
	10 ~ 20	1,700	3,400
	20 ~ 30	2,300	4,100
	30 ~ 40	3,100	4,400
	40 ~ 50	3,600	5,300
	50 ~ 60	3,900	5,400
	60 ~ 70	4,700	5,700
	70 ~ 80	4,900	5,700
	平均	3,200	4,800
クリープ 試験 No.1	0 ~ 10	1,400	2,400
	10 ~ 20	1,900	3,000
	20 ~ 40	2,500	4,500
	40 ~ 60	4,100	5,700
	60 ~ 80	4,800	6,200
	平均	2,900	4,400
クリープ 試験 No.2	0 ~ 10	1,200	3,200
	10 ~ 20	1,500	2,600
	20 ~ 40	2,000	4,500
	40 ~ 60	3,900	5,400
	60 ~ 80	5,300	6,100
	平均	2,800	4,400
全 平均		2,300	4,300

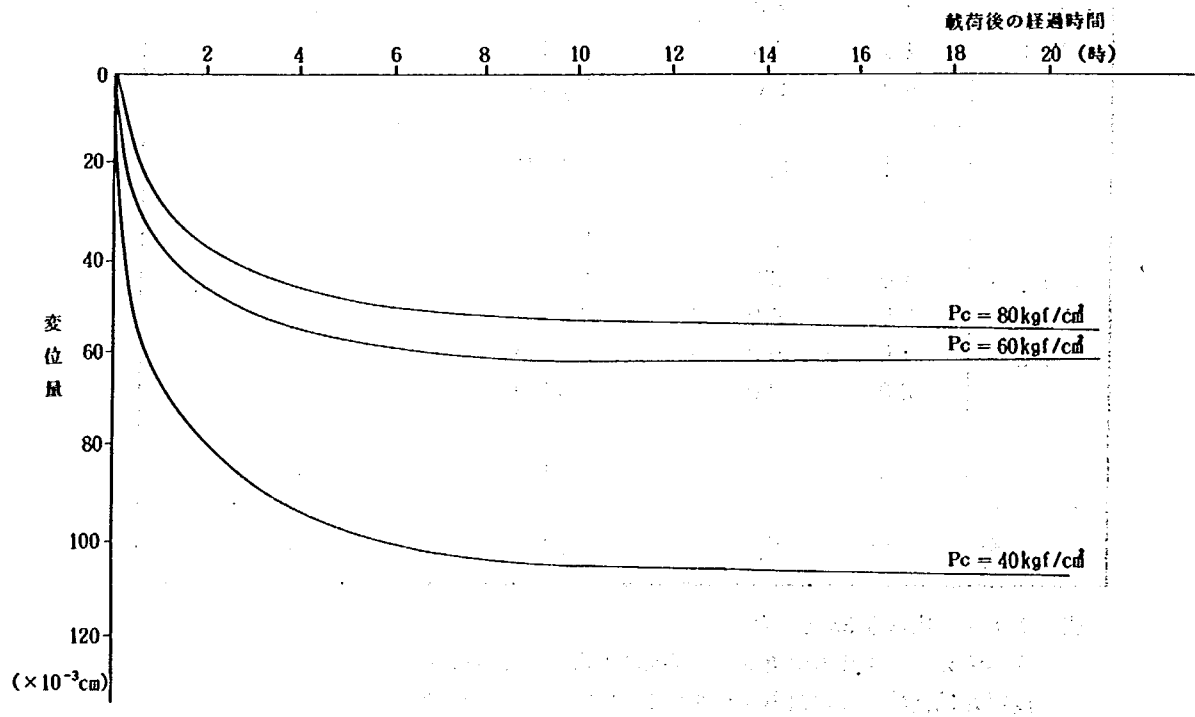
注 ポアソン比は 0.35 とした。

変形係数 : その荷重レベルの処女曲線から得られる値

接線弾性係数 : その荷重レベルに 2 回目に達した曲線から得られる値



(1) 試験地点 No 1



(2) 試験地点 No 2

図 3.4.7 時間クリープ量曲線

3.4.4 孔内載荷試験

(i) 試験位置 左岸調査横坑 (3)の原位置平板載荷試験を行った横坑)で、平板載荷試験を実施した地点と同じ地点で削孔したボーリング孔 (φ 66 mm, 孔長 6 m 5ヶ所) 内で実施。

図-3.4.8 に平板載荷試験実施位置とボーリング孔の位置を示す。

(ii) 試験回数

ボーリング孔	No	回数	実施深度
No 1	1回	(実施深度 4 ~ 4.5 m)	
No 2	2回	(実施深度 4 ~ 4.5 m, 5 ~ 5.5 m)	
No 3	2回	(実施深度 4 ~ 4.5 m, 5 ~ 5.5 m)	
No 4	1回	(実施深度 3.5 ~ 4.0 m)	
No 5	1回	(実施深度 4.0 ~ 4.5 m)	

(iii) 試験装置 高圧LLT (ゾンデの載荷部分の長さ 50 cm)

(iv) 載荷パターン 図-3.4.9 に示す。 載荷速度 2 kgf / cm² / min

最大, 最低圧力は, 3 分間一定圧力を保持

(v) 応力~変位曲線 図-3.4.10 に示す。

(vi) 弾性係数等 $E = (1 + \nu) r_m K$ K : 反力係数 (圧力の増分/半径の増分)
 ν : ポアソン比 (0.35)
 r_m : 平均半径 (計算に用いた区間の中間半径)

より弾性係数を求めた。

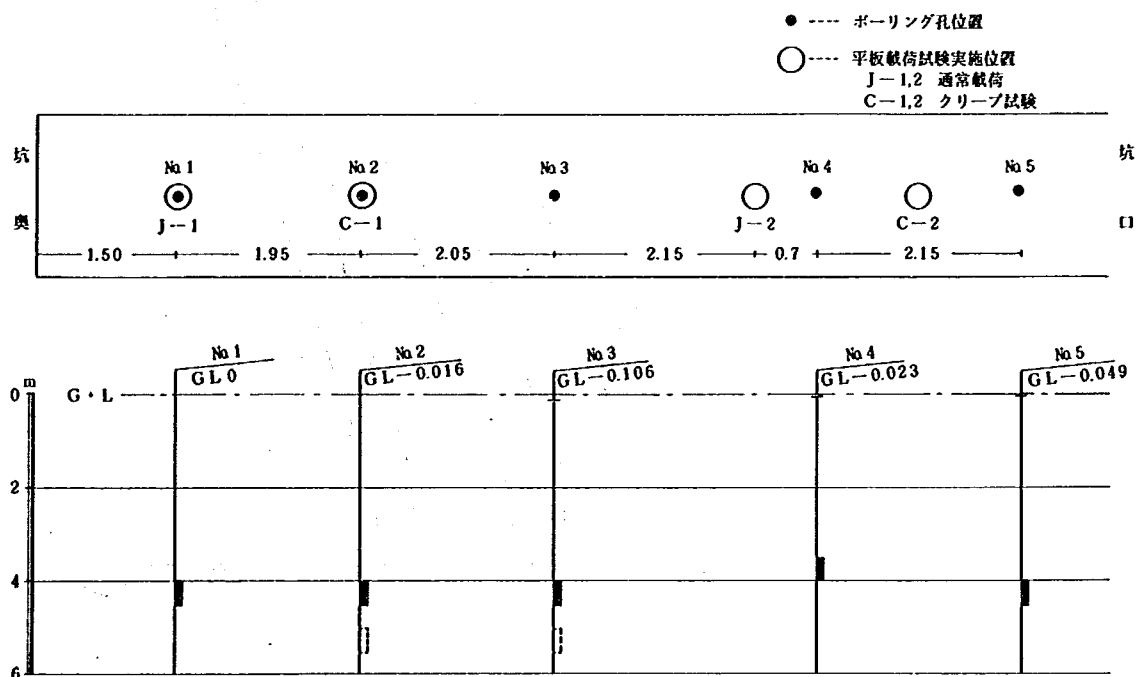


図-3.4.8 試験地点位置図

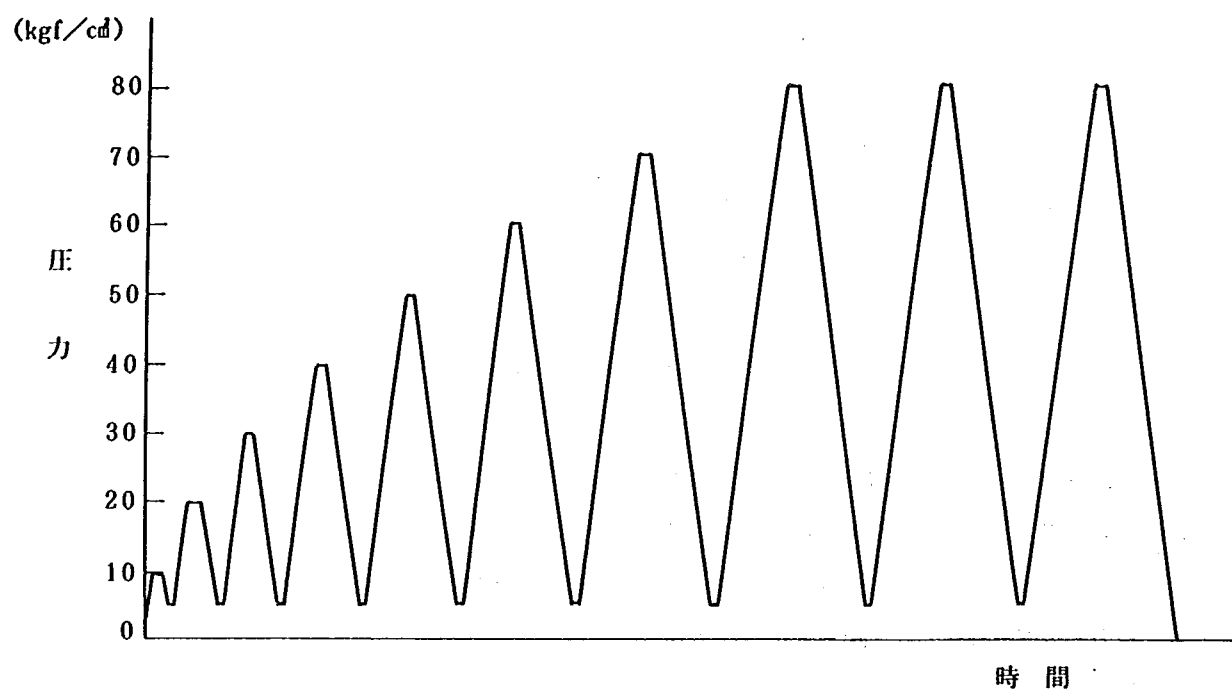
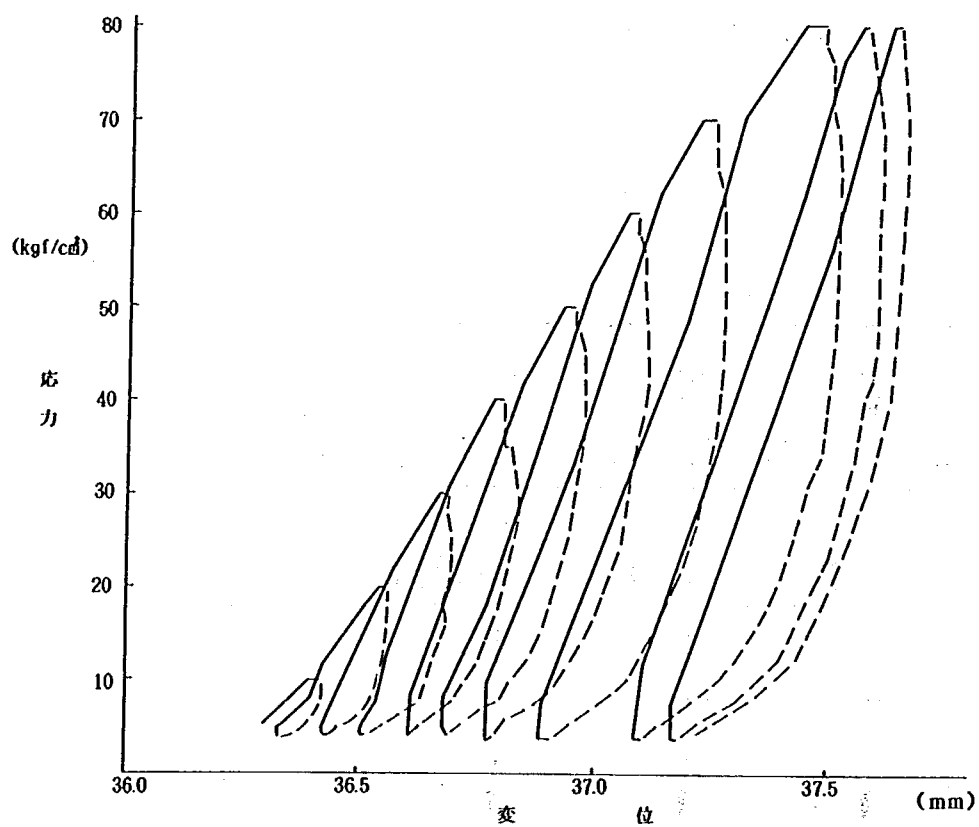
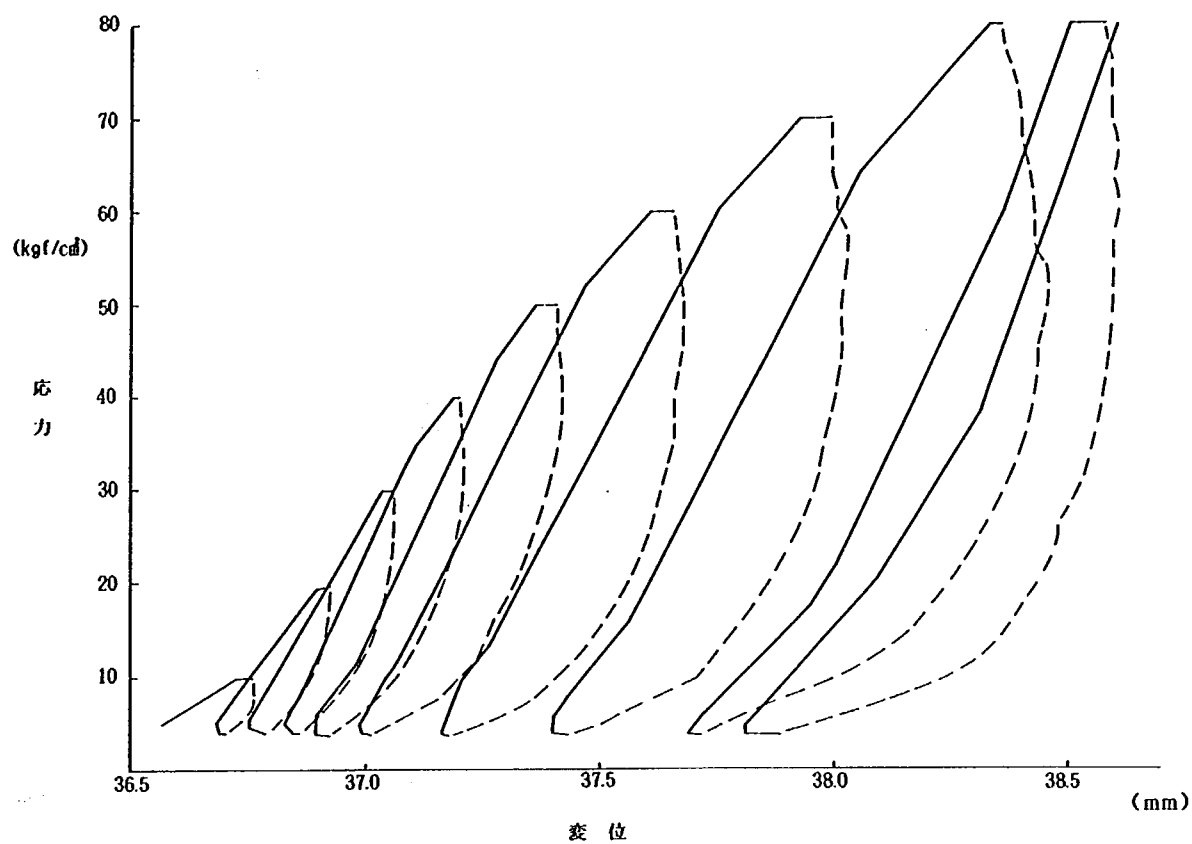


図-3.4.9 孔内载荷試験载荷パターン

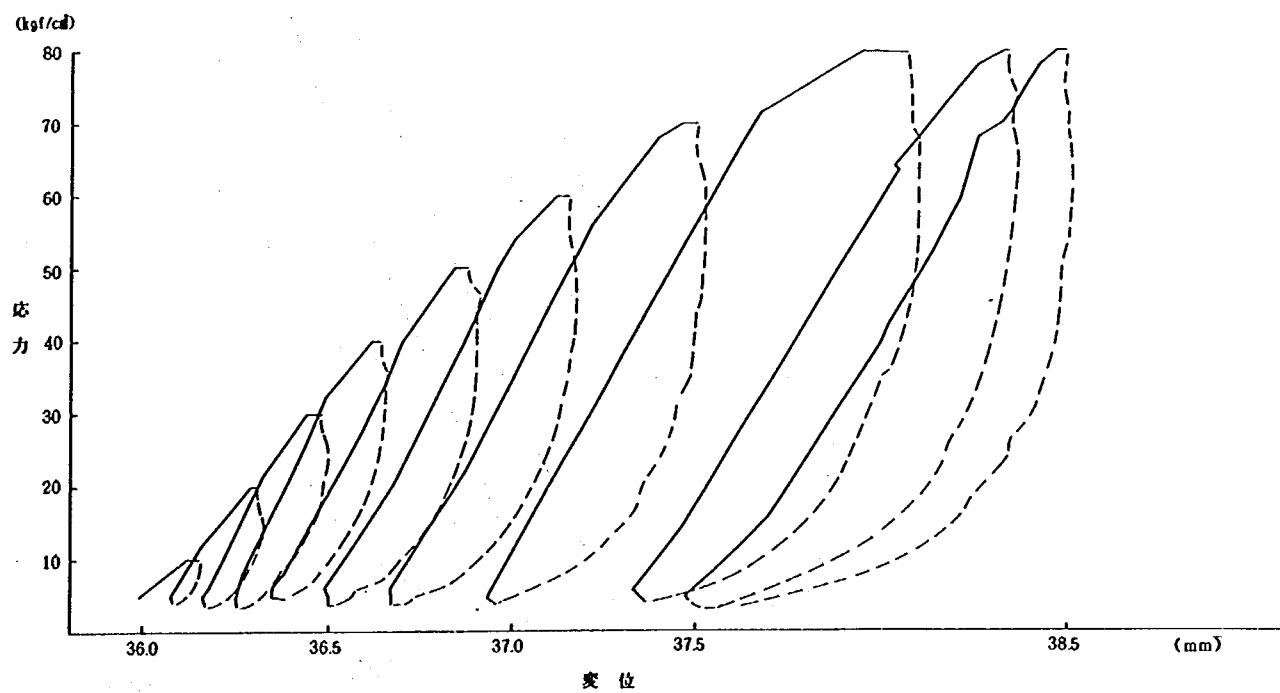


(1) 試験地点 No.1 (深度 4.0 ~ 4.5 m)

図-3.4.10 孔内载荷試験応力～変位曲線

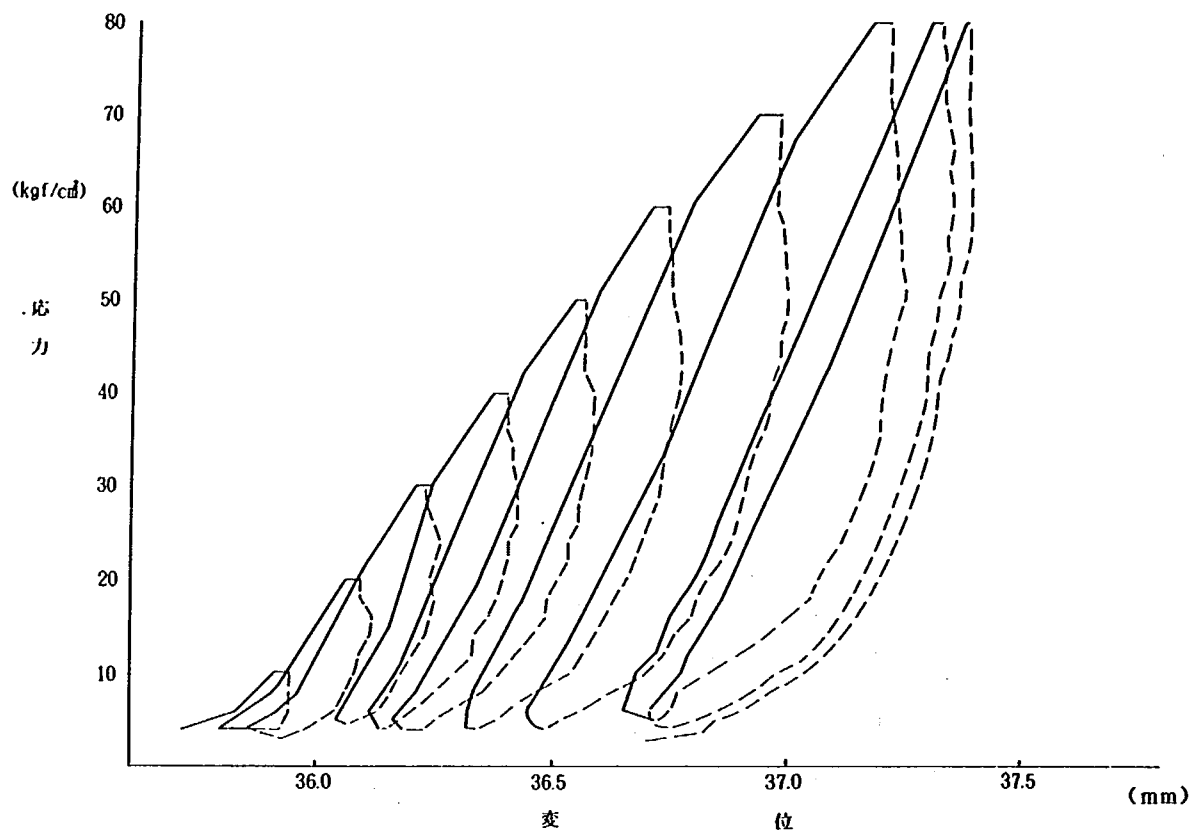


(2) 試験地点 No 2 (深度 4.0 ~ 4.5 m)

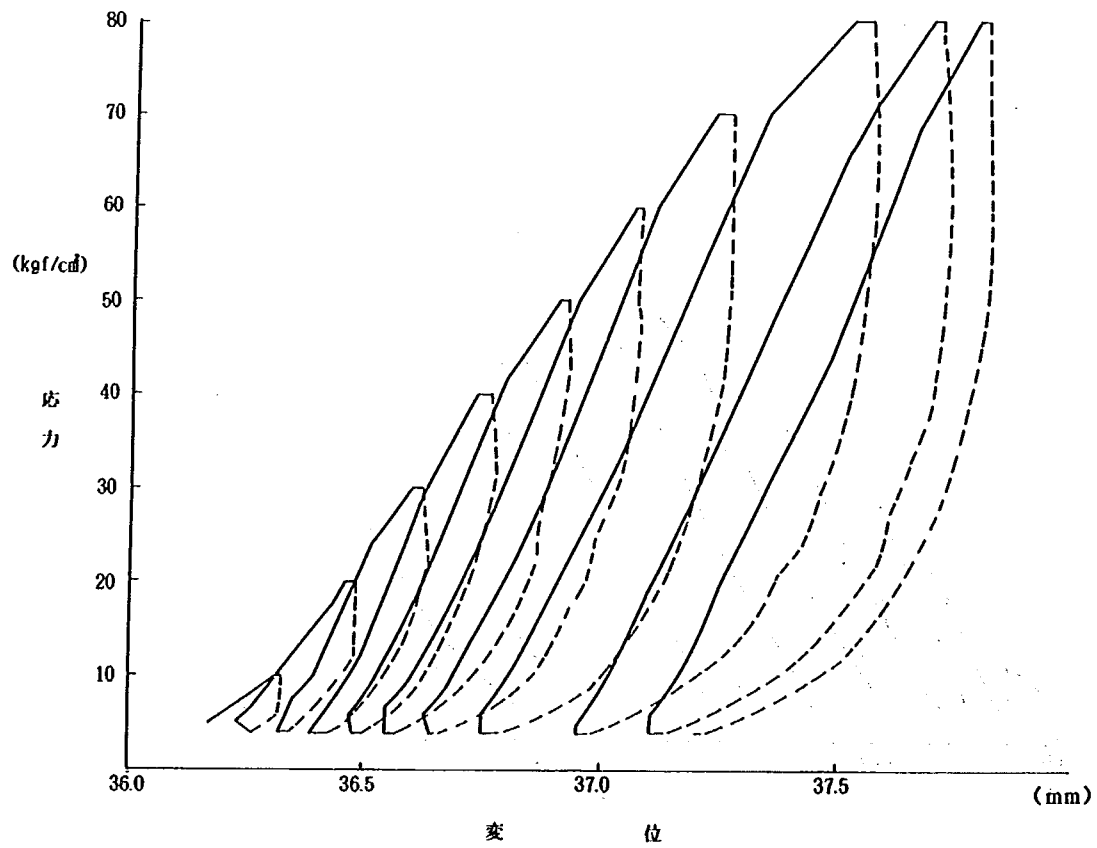


(3) 試験地点 No 3 (深度 4.0 ~ 4.5 m)

図-3.4.10 孔内載荷試験応力～変位曲線

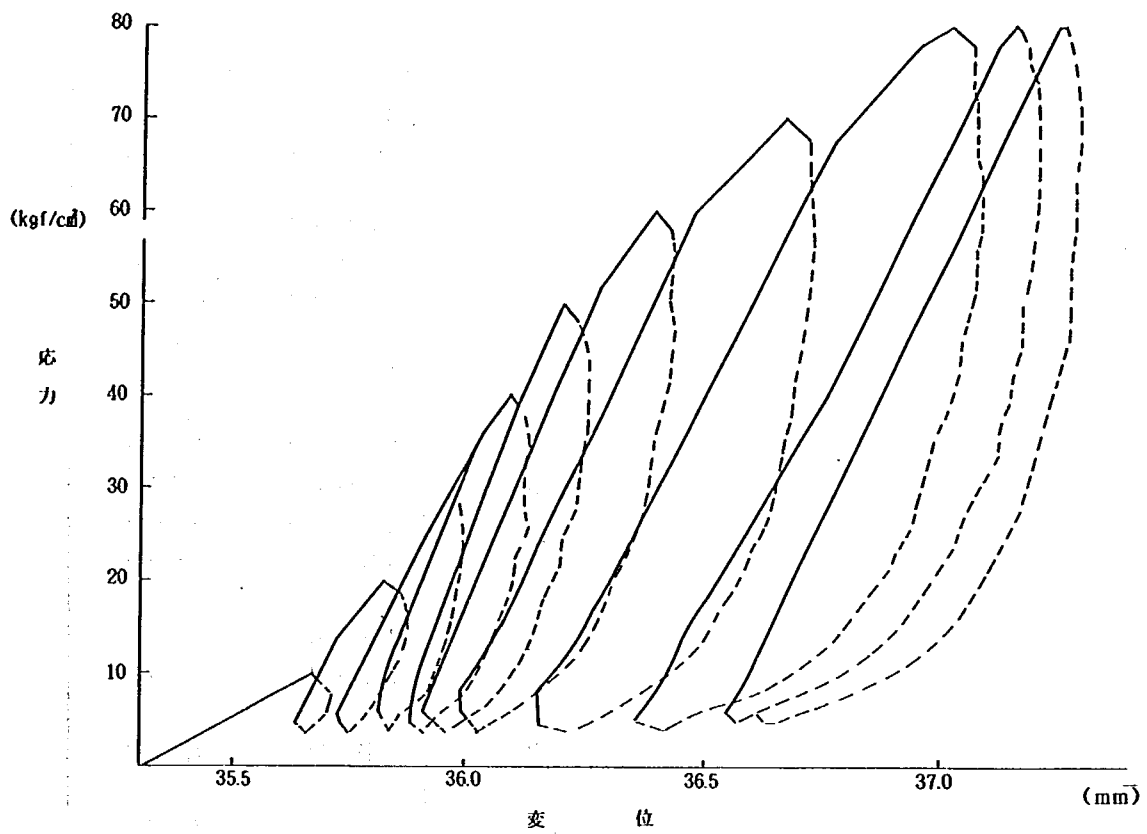


(4) 試験地点 No 4 (深度 4.0 ~ 4.5 m)

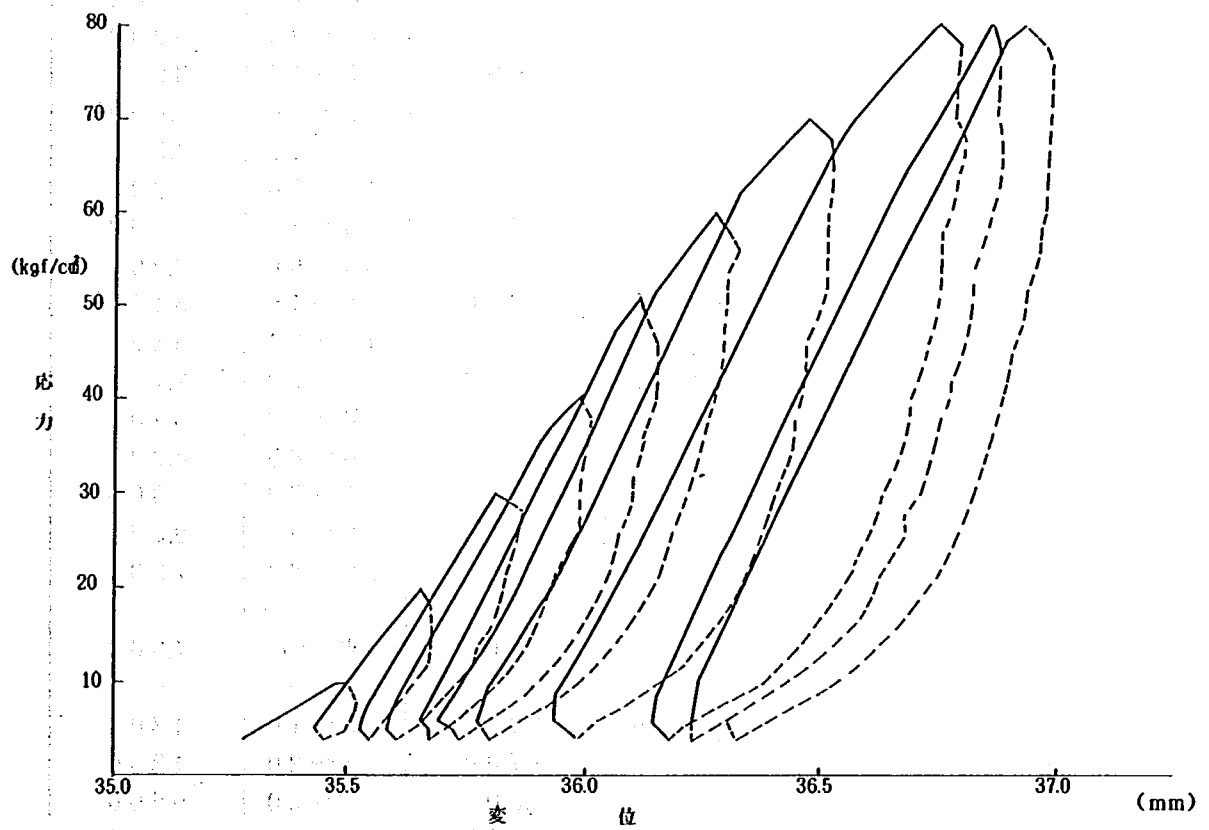


(5) 試験地点 No 5 (深度 4.0 ~ 4.5 m)

図- 3.4.10 孔内載荷試験応力～変位曲線



(6) 試験地点 No 2 (深度 5.0 ~ 5.5 m)



(7) 試験地点 No 3 (深度 5.0 ~ 5.5 m)

図-3.4.10 孔内載荷試験応力～変位曲線

表-3.4.3 孔内載荷試験の結果

試験地点	載荷回数 (回目)	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)
No 1 4.0 ~ 4.5 m	1	0 ~ 10	2,700	5 ~ 10	2,800
	2	10 ~ 20	3,500	5 ~ 20	5,700
	3	20 ~ 30	3,800	5 ~ 30	6,700
	4	30 ~ 40	5,000	10 ~ 40	7,100
	5	40 ~ 50	5,000	10 ~ 50	7,400
	6	50 ~ 60	5,000	10 ~ 30	6,200
				30 ~ 60	7,900
	7	60 ~ 70	4,600	10 ~ 46	6,400
				46 ~ 70	9,300
	8	70 ~ 80	3,900	10 ~ 60	7,600
				60 ~ 76	9,000
	9			10 ~ 60	7,600
				60 ~ 80	9,200
		平 均	4,200	平 均	7,100
No 2 4.0 ~ 4.5 m	1	0 ~ 10	1,500	5 ~ 10	3,400
	2	10 ~ 20	3,600	5 ~ 12	3,500
				12 ~ 20	5,000
	3	20 ~ 30	4,500	5 ~ 20	4,700
				20 ~ 30	6,200
	4	30 ~ 40	3,600	5 ~ 12	3,900
				12 ~ 40	5,400
	5	40 ~ 50	3,400	6 ~ 12	4,300
				12 ~ 50	5,200
	6	50 ~ 60	2,800	5 ~ 30	4,300
				30 ~ 60	4,900
	7	60 ~ 70	2,800	8 ~ 16	3,100
				16 ~ 64	5,100
	8	70 ~ 80	2,600	5 ~ 20	2,700
				20 ~ 60	5,400
				60 ~ 80	6,900
	9			5 ~ 20	2,800
				20 ~ 38	8,700
				38 ~ 80	7,300
		平 均	3,100	平 均	4,900
No 2 5.0 ~ 5.5 m	1	0 ~ 10	1,300	5 ~ 10	4,800
	2	10 ~ 20	2,700	5 ~ 20	4,800
	3	20 ~ 30	4,800	6 ~ 30	6,600
	4	30 ~ 40	4,900	6 ~ 40	6,900
	5	40 ~ 50	6,100	6 ~ 50	6,100
	6	50 ~ 60	3,800	6 ~ 30	5,300
				30 ~ 60	5,700

試験地点	載荷回数 (回目)	荷重レベル (kg f/cm ²)	変形係数 (kg f/cm ²)	荷重レベル (kg f/cm ²)	接線弾性係数 (kg f/cm ²)
No 2 5.0 ~ 5.5 m	7	60 ~ 70	2,900	10 ~ 30	4,300
	8	70 ~ 80	2,800	30 ~ 70	4,800
	9			5 ~ 40	8,900
				40 ~ 80	5,400
				6 ~ 40	4,800
				40 ~ 80	5,400
		平均	3,700	平均	5,700
No 3 4.0 ~ 4.5 m	1	0 ~ 10	1,800	5 ~ 10	3,800
	2	10 ~ 20	3,300	5 ~ 20	4,900
	3	20 ~ 30	4,500	5 ~ 30	4,900
	4	30 ~ 40	3,300	5 ~ 28	4,700
	5	40 ~ 50	3,500	28 ~ 38	5,500
				6 ~ 18	3,700
				18 ~ 50	5,100
	6	50 ~ 60	3,100	6 ~ 22	8,600
	7	60 ~ 70	2,600	22 ~ 56	4,900
				6 ~ 70	4,500
	8	70 ~ 80	1,600	6 ~ 18	3,400
	9			18 ~ 70	4,300
				70 ~ 80	2,900
				6 ~ 16	2,400
				16 ~ 80	4,300
		平均	3,000	平均	4,500
No 3 5.0 ~ 5.5 m	1	0 ~ 10	1,500	5 ~ 10	3,100
	2	10 ~ 20	2,600	10 ~ 20	3,900
	3	20 ~ 30	3,500	6 ~ 30	4,500
	4	30 ~ 40	3,700	6 ~ 16	4,800
	5	40 ~ 50	4,000	16 ~ 40	5,000
				10 ~ 20	4,400
				20 ~ 50	5,200
	6	50 ~ 60	4,100	10 ~ 22	4,200
	7	60 ~ 70	2,900	22 ~ 60	5,000
				10 ~ 32	4,700
	8	70 ~ 80	2,700	32 ~ 70	4,900
	9			10 ~ 80	4,900
				10 ~ 80	5,300
		平均	3,100	平均	4,600
No 4 3.5 ~ 4.0 m	1	0 ~ 10	1,500	0 ~ 10	1,600
	2	10 ~ 20	4,000	8 ~ 20	4,900
	3	20 ~ 30	4,100	5 ~ 18	9,200
				18 ~ 30	7,300

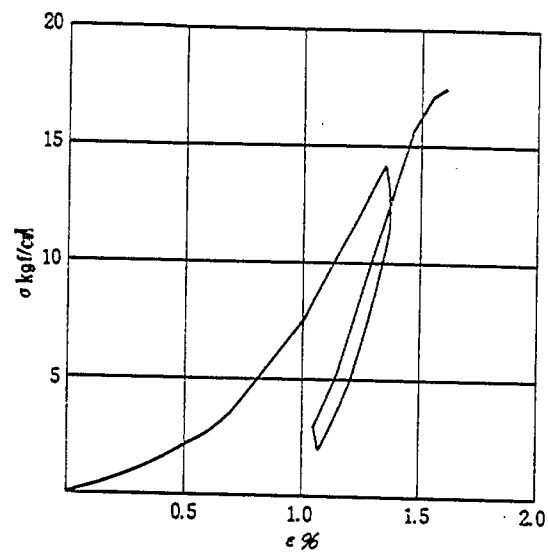
試験地点	載荷回数 (回目)	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)
No 4 3.5 ~ 4.0 m	4	30 ~ 40	3,800	5 ~ 16 16 ~ 40	5,400 6,100
	5	40 ~ 50	3,800	8 ~ 22 22 ~ 50	4,600 6,200
	6	50 ~ 60	4,100	8 ~ 32 32 ~ 60	5,100 6,000
	7	60 ~ 70	3,800	8 ~ 34 34 ~ 70	4,900 6,000
	8	70 ~ 80	3,900	8 ~ 22 22 ~ 80	4,300 6,200
	9			8 ~ 16 16 ~ 46 46 ~ 80	4,000 5,500 6,800
		平 均	3,600	平 均	5,500
	1	0 ~ 10	1,800	5 ~ 10	3,100
	2	10 ~ 20	3,500	6 ~ 10 10 ~ 20	3,300 6,300
	3	20 ~ 30	3,800	5 ~ 12 12 ~ 30	3,800 6,200
No 5 4.0 ~ 4.5 m	4	30 ~ 40	4,500	8 ~ 18 18 ~ 40	4,900 6,600
	5	40 ~ 50	3,800	8 ~ 22 22 ~ 50	4,600 6,300
	6	50 ~ 60	4,200	8 ~ 30 30 ~ 60	4,400 6,500
	7	60 ~ 70	4,200	8 ~ 34 34 ~ 70	5,000 6,000
	8	70 ~ 80	2,800	8 ~ 70 70 ~ 80	5,500 3,900
	9			8 ~ 12 12 ~ 44 44 ~ 70 70 ~ 80	4,000 5,600 6,600 4,600
		平 均	3,600	平 均	5,100
		全 平 均	3,500	全 平 均	5,300

注 変形係数：その荷重レベルの処女曲線から得られる値

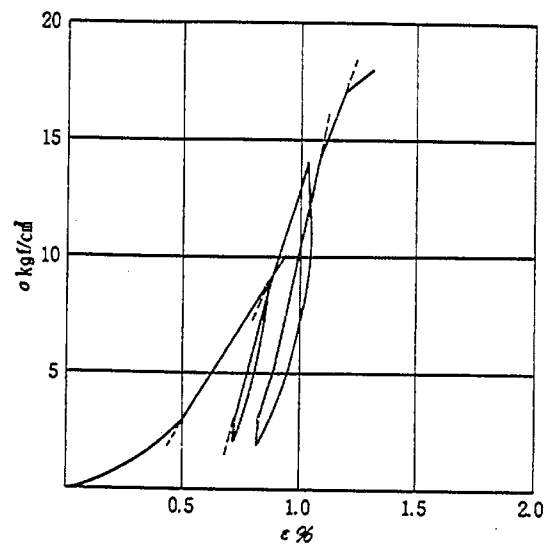
3.4.5 一軸圧縮試験

- (i) 試料採取位置 左岸調査横坑 (3)の原位置平板載荷試験を行った横坑) から採取したブロックサンプルおよび (4) の坑内載荷試験で削孔したボーリング孔のコアから供試体を作成。
- (ii) 試験方法 試験番号①～⑥については通常の一軸圧縮試験, 試験番号⑦～⑪については繰り返し荷重を与えた一軸圧縮試験を行った。供試体は全て自然含水比状態で試験した。
- (iii) 応力～歪曲線 繰り返し荷重を与えた試験番号 ⑦～⑪ の応力歪曲線を図- 3.4.11に示す。
- (iv) 試験結果 表- 3.4.4 に示す。

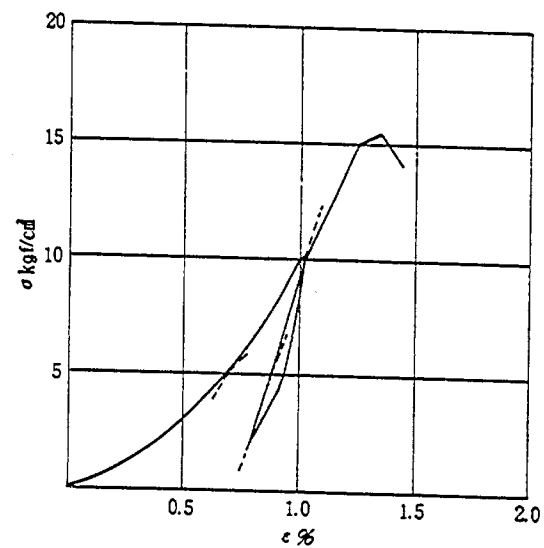
変形係数の平均値	1,640kgf/cm ² (試験番号 1～11)
接線弾性係数の平均値	3,600kgf/cm ² (試験番号 7～11)



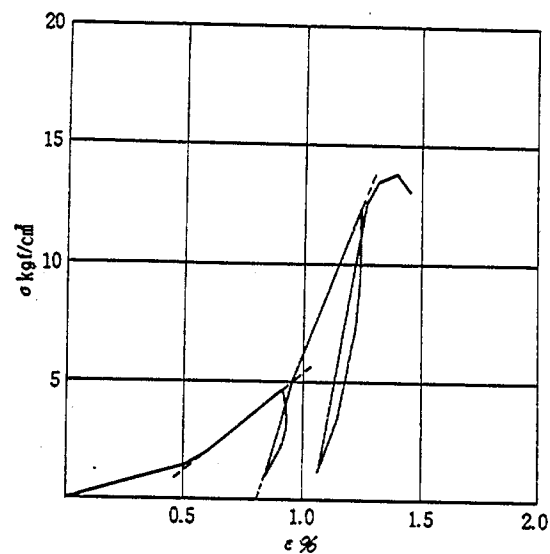
(1) 試験番号 7



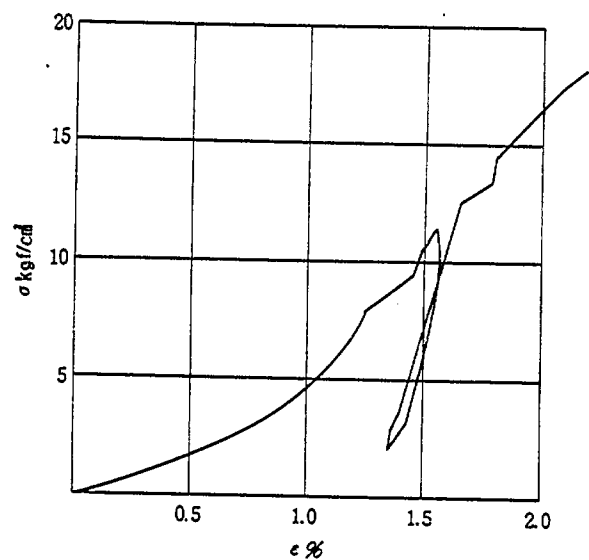
(2) 試験番号 8



(3) 試験番号 9



(4) 試験番号 10



(5) 試験番号 11

図-3.4.11 一軸圧縮試験繰返し載荷

表-3.4.4 一軸圧縮試験の結果

試 番	験 号	供試体採取方法	供試体寸法		湿潤密度 (gf/cm ³)	含水量 (%)	間隙率 (%)	乾燥密度 (gf/cm ³)	縦波速度 (m/s)	横波速度 (m/s)	一軸圧縮密度 (kgf/cm ²)	破壊歪 (%)	弾性係数等 (kgf/cm ²)	
			高さ(cm)	直径(cm)									変形係数	接線弾性係数
1		ブロックサンプル	9.98	5.07	2.010	9.92	18.14	1.829	—	—	17.32	1.23	1,818	—
2		“	9.94	4.97	2.076	10.68	20.04	1.876	—	—	17.15	1.07	2,133	—
3		“	10.0	5.07	2.000	8.81	16.23	1.842	—	—	12.55	1.23	1,120	—
4		“	9.94	5.02	1.992	6.21	11.64	1.876	—	—	11.58	1.10	1,263	—
5		“	9.96	4.93	2.048	9.56	17.87	1.869	—	—	17.81	1.15	1,856	—
6		“	9.93	4.99	2.001	7.31	13.63	1.865	—	—	15.18	1.26	1,455	—
7		ボーリングコア (No.1孔)	10.08	4.97	2.107	15.1	27.62	1.829	2,040	510	17.56	1.61	1,800	3,200
8		ボーリングコア (No.2孔)	10.04	4.85	2.108	16.96	30.56	1.802	2,100	520	17.80	1.30	2,450	4,900
9		ボーリングコア (No.3孔)	10.14	4.84	2.125	17.44	32.09	1.809	1,990	500	15.53	1.35	1,530	3,650
10		ボーリングコア (No.4孔)	10.05	4.94	2.119	17.48	31.53	1.804	2,050	430	13.96	2.78	1,300	2,850
11		ボーリングコア (No.5孔)	10.05	4.95	2.098	14.08	25.89	1.839	2,040	510	18.23	2.18	1,260	3,320
		平 均									15.88		1,640	3,600

注 変形係数：応力～変位曲線の処女曲線から得られる値

3.5 七北田ダムの事例

3.5.1 ダムサイト地質の概要

ダムサイト付近に分布する基盤岩は、新第三紀中新世の砂岩、凝灰質砂岩、凝灰岩、凝灰角礫岩、泥岩等で、厚さ10～30mの互層で存在し、それを新期火山性の泥流堆積物、湿源堆積物、段丘堆積物などが覆っている。基盤岩の各層は、ダム軸断面では、右岸側へ6°～14°傾斜し、上下流方向には上流側へ4°～5°傾斜している。基盤岩は下位より、湯本層に属する砂岩（Yss）、凝灰質砂岩（Ys）、凝灰岩（Yf）、凝灰角礫岩（Yt）、凝灰質砂岩・泥岩の互層（Ym）、凝灰質砂岩（Ds）、そして白沢層に属する凝灰質砂岩・泥岩の互層（Sm）、シルト質凝灰岩・凝灰質泥岩互層（Sa2）、砂質凝灰岩（St）となっている。Yss、Ys は亀裂が少なく難透水性である。Yf は概ね亀裂の少ない岩盤であるが、オープンクラックが存在し、また、Yt は開口した大亀裂が存在する。Ym、Sm、Sa2 の各層は層理面に沿う細亀裂が発達する。最上部のSt は、固結が不十分で層理面がほとんど見られないが、多くの薄い粘土脈が挟在しているのが見られる。ダムの設計、建設にあたっては、このSt の工学的性質の把握が最も問題となった。ダム軸地質断面図を図－3.5.1に示す。

3.5.2 白沢層砂質凝灰岩（St）の物理的性質

白沢層砂質凝灰岩（St）の物理的性質を表－3.5.1に、また、粒度曲線を図－3.5.2に示す。

表－3.5.1 砂質凝灰岩の物理的性質

湿潤単位体積重量(gf/cm ³)	1.615	粒	レキ分(%)	14.5	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	7.7
自然含水比(%)	36.9		砂分(%)	65.6	透水係数(cm/s)	2.7×10^{-5}
乾燥単位体積重量(gf/cm ³)	1.198		シルト・粘土分(%)	19.9		
土粒子の比重	2.375		最大粒径(mm)	20.0		
間隙比	0.89		60%粒径(mm)	—		
コンシステンシー限界	液性限界(%)	—	10%粒径(mm)	—		
	塑性限界(%)	—	均等係数	11.15		
	塑性指数	—	飽和度(%)	88.1		

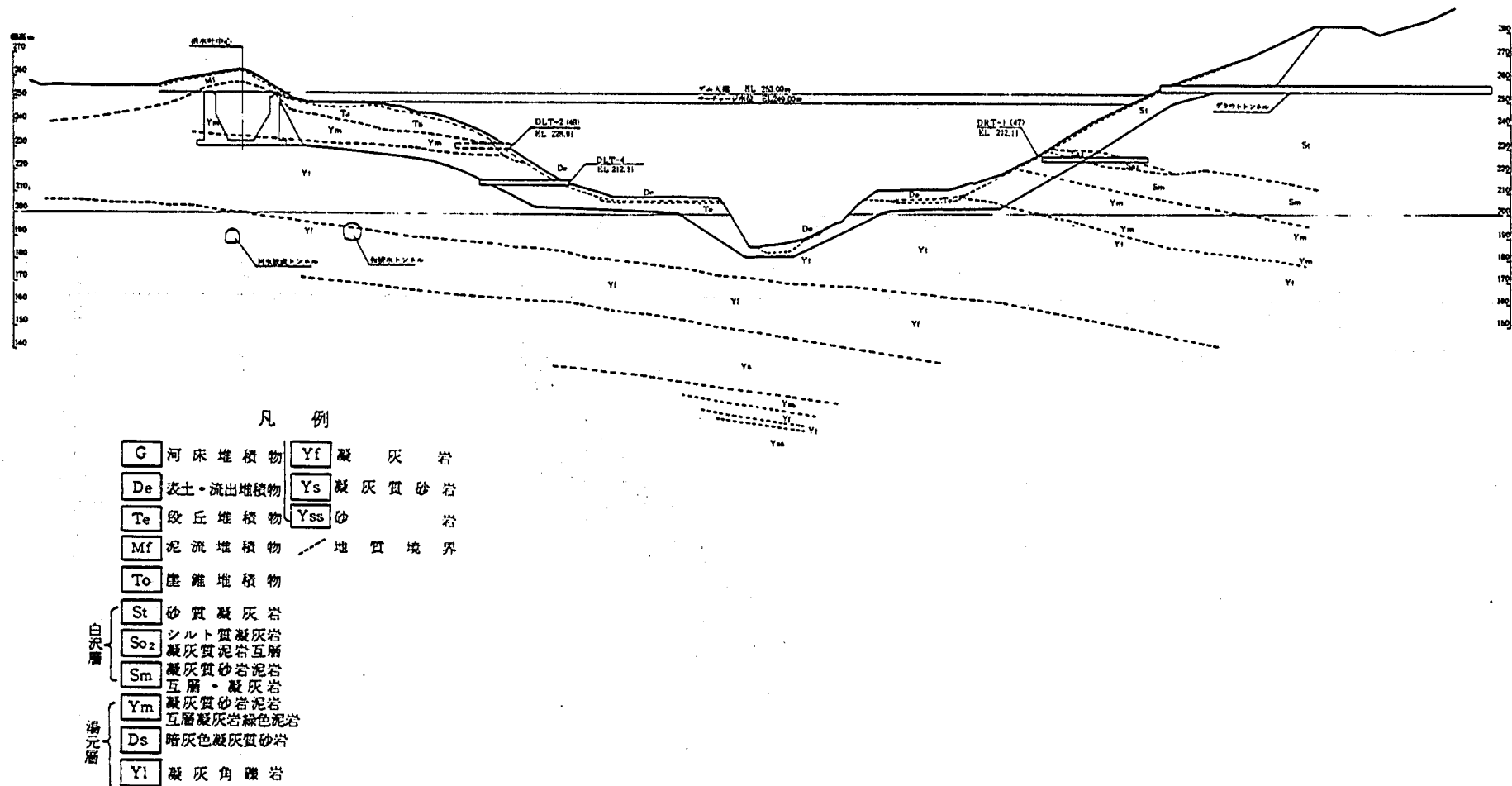


図-3.5.1 ダム軸地質断面図

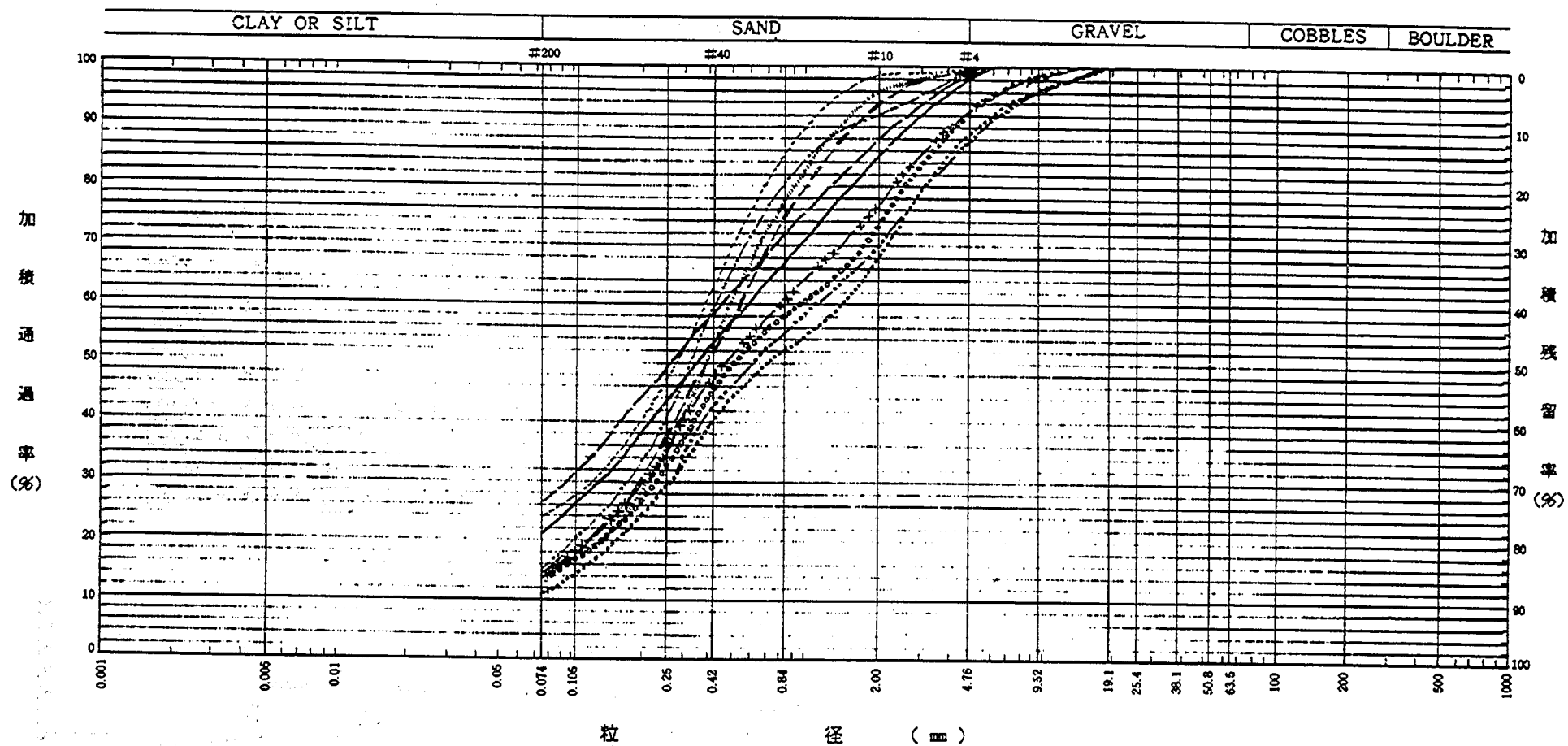


図-3.5.2 白沢層砂質凝灰岩の粒度曲線

3.5.3 原位置平板载荷試験

- i) 試験位置 白沢層砂質凝灰岩内に掘削した横坑DRT-2 (E L. 243.3 m, 抗長 26.7 m, ダム軸右岸上流側) 内で実施
- ii) 試験点数 3 点
- iii) 試験方法 等変位法 (载荷板径 30 cm)
- iv) 载荷方向 鉛直方向
- v) 载荷パターン 各試験地点の载荷パターンを図-3.5.3 に示す。
载荷速度は、 $2.0 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ とした。
- vi) 応力～変位曲線 図-3.5.4 に示す。
- vii) 試験結果 表-3.5.4, に示す。

平均値 変形係数 $2,000 \text{ kgf/cm}^2$
 接線弾性係数 $5,800 \text{ kgf/cm}^2$
 割線弾性係数 $5,100 \text{ kgf/cm}^2$

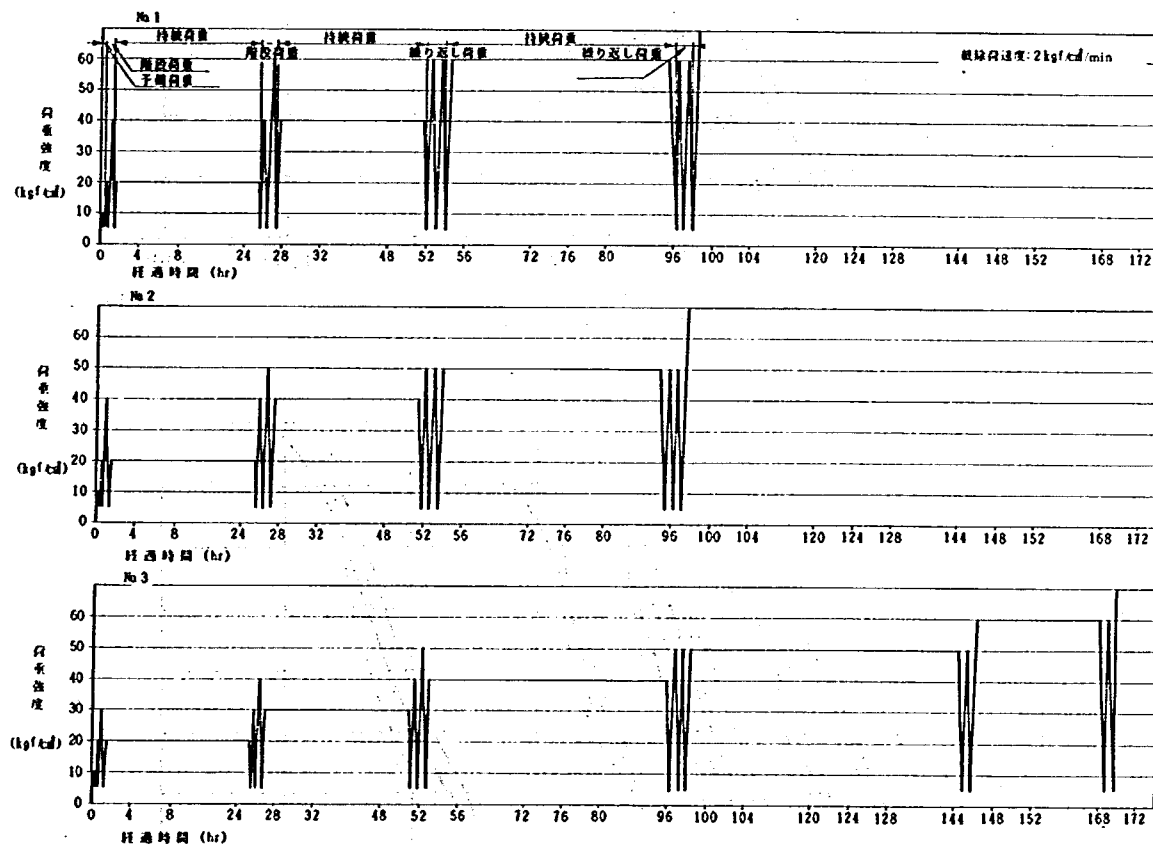


図-3.5.3 原位置平板载荷試験载荷パターン

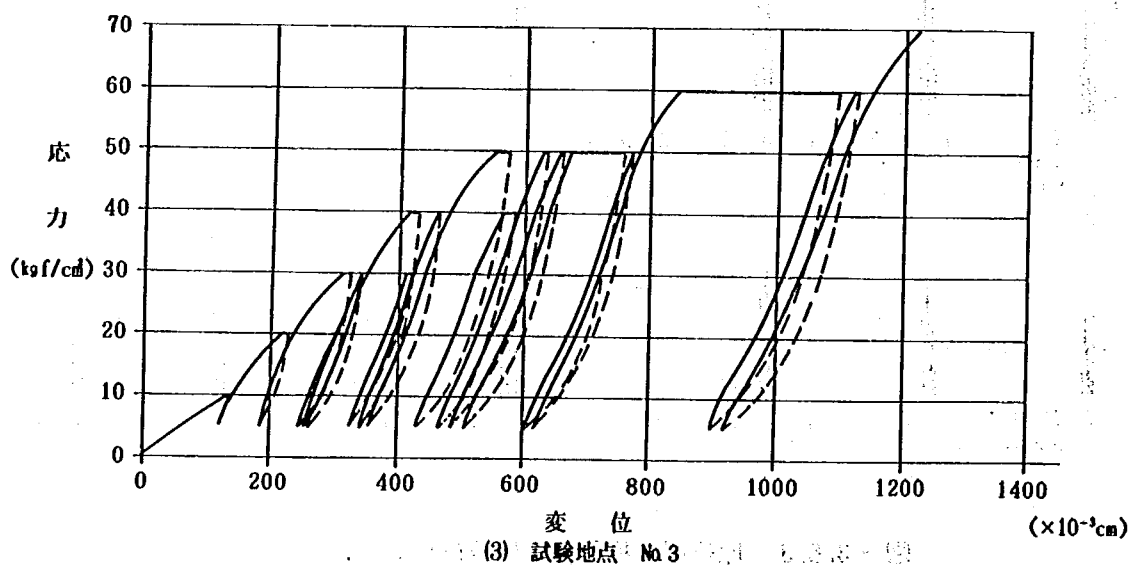
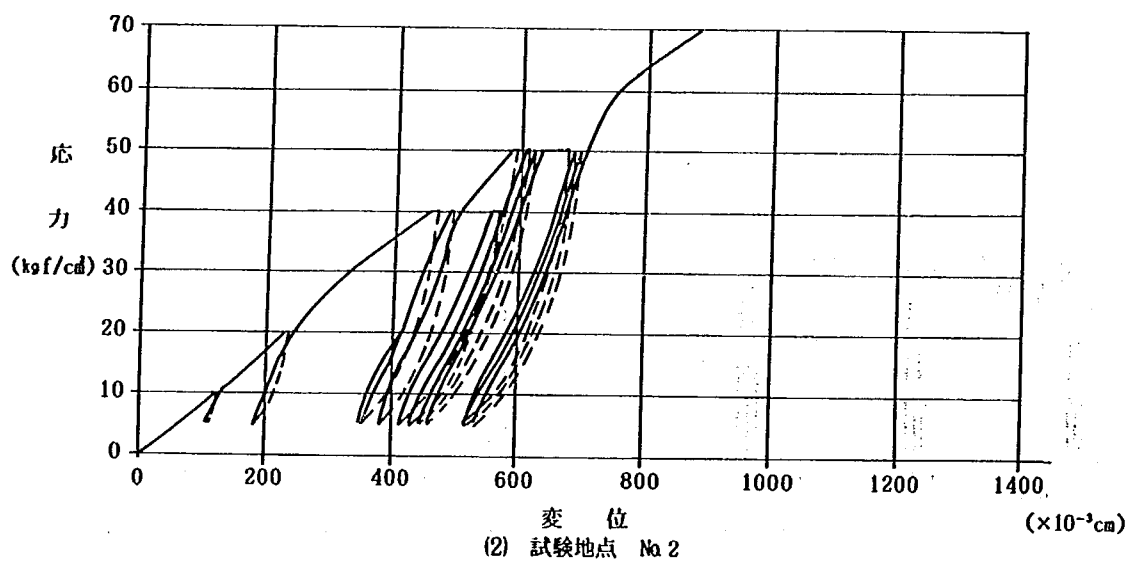
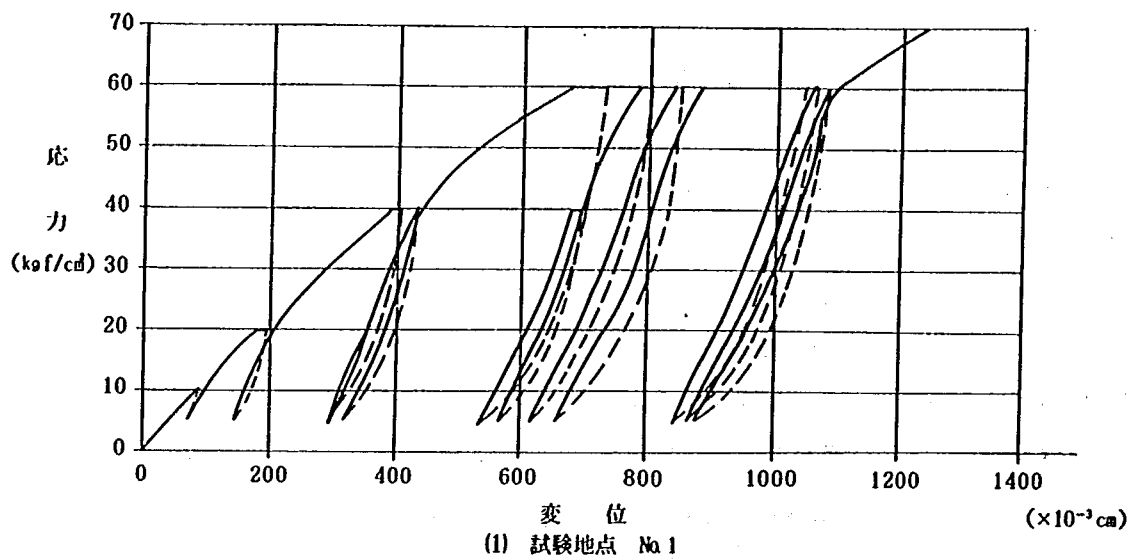


図-3.5.4 応力～変位曲線

表-3.5.4 原位置平板載荷試験の結果

試験地点	持続荷重載荷前				持続荷重載荷後			
	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係 数(kgf/cm ²)
No. 1	10~20	5,400	5~40	3,000	10~40	6,000	5~40	5,400
	10~40	6,400	5~60	3,200	10~50	6,000	5~60	5,400
	10~50	5,500	5~60	5,300	10~50	5,500	5~60	5,500
	平均	5,800	平均	3,800	平均	5,800	平均	5,400
No. 2	10~20	5,800	5~40	2,800	10~40	5,400	5~40	5,600
	10~40	5,900	5~50	4,800	10~50	5,400	5~50	5,400
	10~50	5,500	5~50	5,400	10~50	5,600	5~50	5,700
	平均	5,700	平均	4,300	平均	5,500	平均	5,600
No. 3	10~20	5,800	5~30	4,000	10~30	5,800	5~30	6,000
	10~30	6,200	5~40	5,000	10~40	6,100	5~40	6,200
	10~40	6,000	5~50	4,800	10~50	5,900	5~50	5,900
	10~50	5,800	5~50	5,600	10~50	5,900	5~50	5,800
	10~50	5,900	5~50	5,800	10~50	5,300	5~60	5,300
	平均	5,900	平均	5,000	平均	5,800	平均	5,800

試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)
No. 1	0~10	2,600	No. 2	0~10	1,900	No. 3	0~10	1,700
	10~20	2,300		10~20	2,100		10~20	2,600
	20~40	2,200		20~40	2,000		20~30	2,400
	40~60	1,600		40~50	1,700		30~40	2,300
				50~60	1,300		40~50	1,600
	平均	2,200		平均	1,800		平均	2,100
						全 平 均		
						2,000		

3.5.4 孔内載荷試験

i) 試験位置

白沢層砂質凝灰岩内に掘削した横坑DRT-2 (EL: 243.3m, 坑長26.7 m, ダム軸右岸上流側) で平板載荷試験を実施した地点と同じ地点に削孔したボーリング孔 (φ66 mm, 孔長 6.5 m, 3ヶ所) 内で実施。

ii) 試験回数

ボーリング孔 No.1 2回 (実施深度 1.9~2.4 m, 4.9~5.4 m)
 No.2 2回 (実施深度 1.9~2.4 m, 4.4~4.9 m)
 No.3 2回 (実施深度 1.9~2.4 m, 4.4~4.9 m)

iii) 試験装置

高圧LLT (ゾンデの載荷部分の長さ 50 cm)

iv) 載荷パターン

図-3.5.5に示す。載荷速度 2 kgf/cm²/min. 最大, 最低圧力は, 5分間一定圧力を保持

v) 応力～変位曲線 図- 3.5.6 に示す。

vi) 試験結果

$$E = (1 + \nu) r_m K$$

K : 反力係数 (圧力の増分 / 半径の増分)

ν : ポアソン比 (0.3)

r_m : 平均半径 (計算に用いた区間の中間半径)

より弾性係数を求めた。

平均値 変形係数 1,300 kgf / cm²
 接線弾性係数 3,900 kgf / cm²

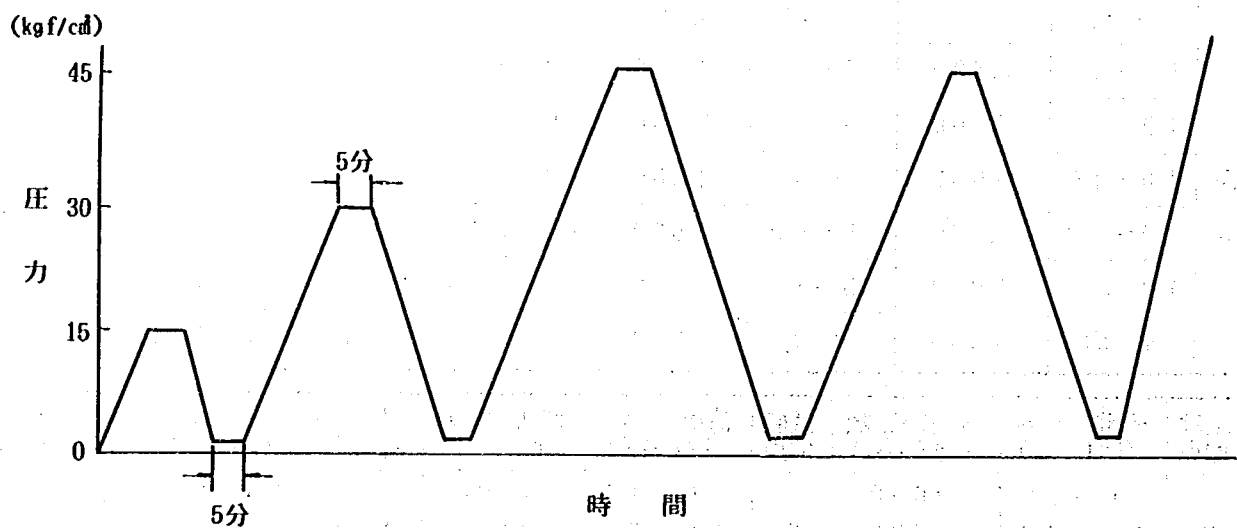
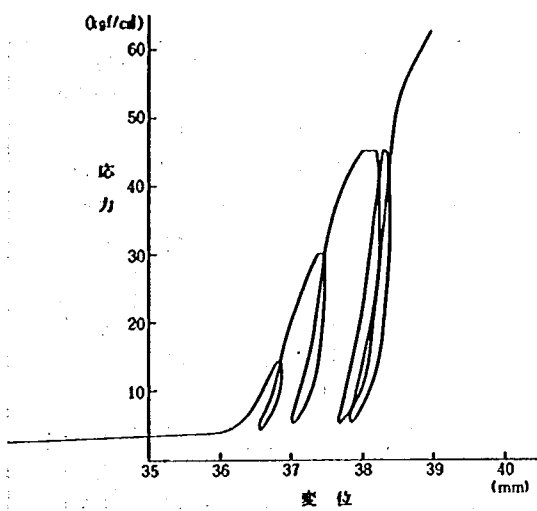
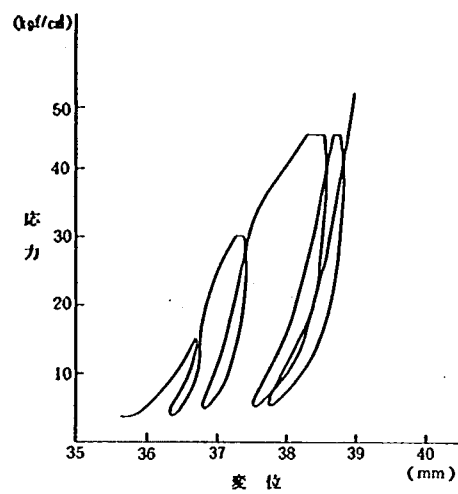


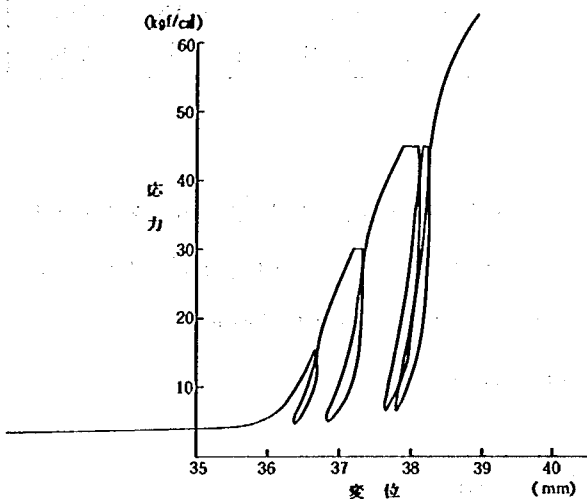
図- 3.5.5 孔内载荷試験载荷パターン



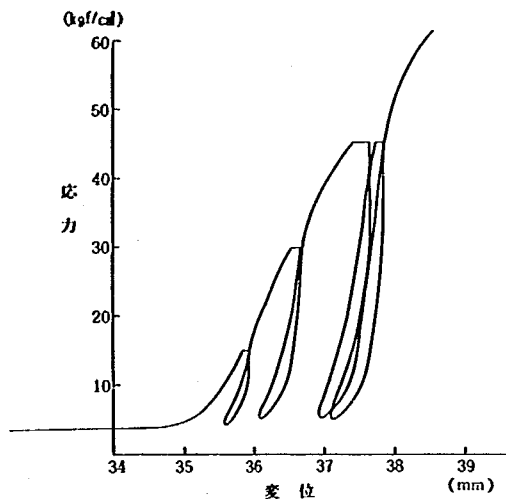
(1)孔番号 No 1 ($Z = 2.2$ m)



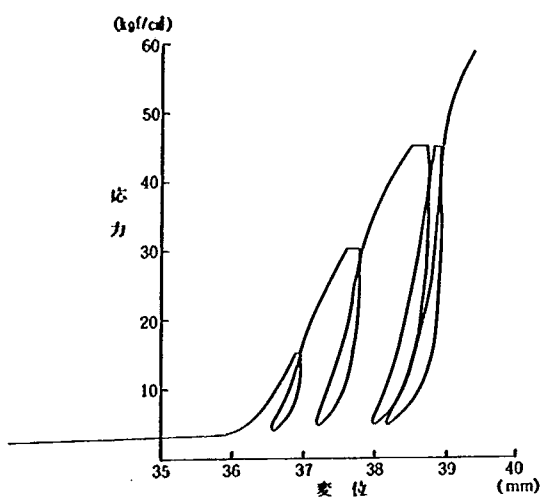
(2)孔番号 No 2 ($Z = 5.2$ m)



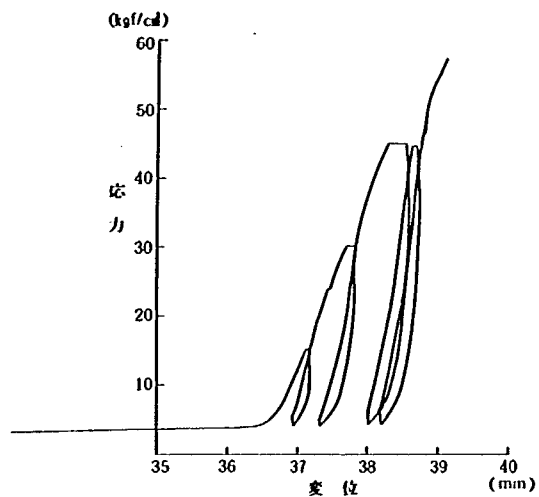
(3)孔番号 No 2 ($Z = 2.2$ m)



(4)孔番号 No 2 ($Z = 4.7$ m)



(5)孔番号 No 3 ($Z = 2.2$ m)



(6)孔番号 No 3 ($Z = 4.7$ m)

図-3.5.6 孔内載荷試験 応力～変位曲線

表-3.5.5 孔内載荷試験試験結果

孔 番号	試 験 深度(m)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	接線弾性 係数(kgf/cm ²)	試 験 深度m	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	接線弾性 係数(kgf/cm ²)
No 1	1.9	0~15	1,200	5~15	2,500	4.9	0~15	1,000	5~15	2,300
	1	15~30	1,600	5~30	4,300	1	15~30	1,100	5~30	2,700
	2.4	30~45	1,600	5~45	4,700	5.4	30~45	900	5~45	2,800
		45~63	1,100	5~45	5,700				5~45	3,500
		平 均	1,400	平 均	4,300		平 均	1,000	平 均	2,800
No 2	1.9	0~15	1,100	5~15	2,500	4.4	0~15	1,200	5~15	2,200
	1	15~30	1,500	5~30	3,700	1	15~30	1,300	5~30	3,200
	2.4	30~45	1,400	5~45	5,100	4.9	30~45	990	5~45	3,800
		45~65	1,300	5~45	6,600		45~62	900	5~45	4,100
		平 均	1,300	平 均	4,500		平 均	1,100	平 均	3,300
No 3	1.9	0~15	1,100	5~15	2,100	4.4	0~15	1,300	5~15	2,500
	1	15~30	1,300	5~30	2,900	1	15~30	1,500	5~30	4,300
	2.4	30~45	1,200	5~45	4,300	4.9	30~45	1,500	5~45	4,700
		45~59	1,200	5~45	7,400		45~57	1,500	5~45	5,200
		平 均	1,200	平 均	4,200		平 均	1,500	平 均	4,200

3.5.5 三軸圧縮試験

- i) 試料採取位置 試験番号 1, 2, 5 は, DRT-2 横坑 (EL. 243.3 m, 坑長 26.7 m, ダム軸右岸上流側) 試験番号 3, 4 は, DRT-3 横坑 (EL. 225 m, 坑長 6.0 m, ダム軸右岸上流側) より, いずれもブロックサンプルとして採取。
- ii) 供試体の大きさ 試験番号 1~4 は, $\phi 10$ cm, 高さ 22.5 cm
試験番号 5 は, $\phi 5$ cm 高さ 10 cm
- iii) せん断速度 試験番号 1~4 は, 歪制御 1 mm/min
試験番号 5 は, 応力制御 3 kgf/cm²/min
- iv) 試験結果 表-3.5.6 に示す。

表 - 3 5. 6 三軸圧縮試験試験の結果

試験 番号	試料採 取位置	排水 条件	湿潤単位体	含水比	乾燥単位体	間隙比	飽和度	破壊時軸差応力		破壊時歪		変形係数	粘着力	内部摩擦 角(°)	
			積重量(%)	(%)	積重量(%)		(%)	側圧(%)	(%)	側圧(%)	ϵ_f (%)	E_{50} (%)			
1	DRT-2	$\overline{CU}$	1.509	38.7	1.088	1.16	78.5	2.0	22.02	2.0	0.24	-	4.35	36.38	有効応力表示
			1.531	44.2	1.062	1.22	85.2	4.0	29.76	4.0	0.32	-			
			1.535	44.8	1.060	1.22	86.4	6.0	32.98	6.0	0.49	-			
			1.516	43.2	1.059	1.22	83.3	8.0	37.78	8.0	0.80	-			
2	DRT-2	$\overline{CU}$	1.493	40.8	1.060	1.22	78.7	1.0	9.76	1.0	0.22	-	1.31	48.9	有効応力表示
			1.495	36.3	1.096	1.15	74.3	2.0	15.80	2.0	0.20	-			
			1.504	37.9	1.091	1.16	76.9	4.0	19.94	4.0	0.33	-			
			1.523	39.5	1.092	1.16	80.1	6.0	23.36	6.0	0.30	-			
3	DRT-2	$\overline{CU}$	1.766	30.8	1.350	0.77	95.6	1.0	47.30	1.0	0.05	-	4.30	40.97	有効応力表示
			1.786	30.2	1.372	0.74	97.6	2.0	57.82	2.0	0.09	-			
			1.784	31.8	1.354	0.78	97.5	4.0	72.22	4.0	0.95	-			
			1.702	36.1	1.251	0.91	94.9	6.0	93.54	6.0	0.05	-			
4	DRT-2	$\overline{CU}$	1.721	27.0	1.355	0.76	84.9	1.0	37.36	1.0	0.11	-	3.62	45.23	有効応力表示
			1.787	29.6	1.379	0.73	97.0	2.0	54.68	2.0	0.17	-			
			1.789	31.1	1.365	0.75	99.1	4.0	68.92	4.0	0.45	-			
			1.736	27.7	1.359	0.76	87.1	6.0	93.56	6.0	0.72	-			
5	DRT-2	$\overline{CU}$	1.547	-	-	-	-	5.0	35.5	5.0	15.0	1.100	5.5	37.00	
			1.537	-	-	-	-	5.0	34.5	5.0	15.0	1.500			
			1.535	-	-	-	-	5.0	36.5	5.0	15.0	1.600			
			-	-	-	-	-	5.0	35.0	5.0	15.0	1.200			
			1.519	-	-	-	-	8.0	36.5	8.0	15.0	1.400			
			1.537	-	-	-	-	8.0	45.5	8.0	15.0	1.300			
			1.534	-	-	-	-	8.0	46.0	8.0	15.0	1.600			
			1.530	-	-	-	-	8.0	44.5	8.0	15.0	1.900			
			-	-	-	-	-	8.0	44.0	8.0	15.0	1.600			
			-	-	-	-	-	10.0	46.5	10.0	15.0	1.800			
			1.531	-	-	-	-	10.0	46.5	10.0	15.0	2.000			
			1.519	-	-	-	-	10.0	47.5	10.0	15.0	1.900			
			1.542	-	-	-	-	10.0	52.5	10.0	15.0	2.000			
			-	-	-	-	-	10.0	48.0	10.0	15.0	2.100			
			1.562	-	-	-	-	15.0	51.5	15.0	15.0	2.400			
			1.541	-	-	-	-	15.0	52.0	15.0	15.0	2.100			
			1.525	-	-	-	-	15.0	48.5	15.0	15.0	2.200			
			1.526	-	-	-	-	15.0	43.0	15.0	15.0	1.700			
			-	-	-	-	-	15.0	48.5	15.0	15.0	2.000			

3.5.6 一面せん断試験

- i) 試料採取位置 試験番号 1,2 はDRT-2横坑 (EL. 243.3 m, 坑長 26.7 m, ダム軸右岸上流側) 試験番号 3,4 はDRT-3横坑 (EL. 225 m, 坑長 6.0 m, ダム軸右岸上流側) 試験番号 5,6 はDRT-1横坑 (EL. 223.1 m, 坑長 50.0 m, ダム軸右岸側) から, いずれもブロックサンプルとして採取。
- ii) 供試体の大きさ 25 cm × 25 cm × 高さ 20 cm
- iii) せん断速度 1 mm/分
- iv) 試験結果 表- 3.5.7 に示す。

表 - 3 5. 7 一面せん断試験試験結果

試験 番号	試料採取 位置	湿潤単位体 積重量 (g/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量 (g/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	せん断試験			粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (°)
							鉛直応力 (kg/cm ²)	圧縮量 (%)	破壊時せん断応力 (kg/cm ²)		
1	D R T - 2	1.538	44.3	1.066	1.21	86.1	1.0	0.13	2.59	1.85	30.5
		1.549	44.9	1.069	1.20	88.0	2.05	0.38	3.53		
		1.555	45.6	1.068	1.20	89.4	4.05	0.68	4.82		
		1.521	45.4	1.046	1.25	85.5	6.05	0.90	6.55		
2	D R T - 2	1.511	38.1	1.094	1.14	78.4	1.09	0.20	2.90	1.90	43.05
		1.595	42.5	1.119	1.10	90.6	2.05	0.47	3.71		
		1.533	42.5	1.076	1.18	84.5	4.06	0.68	5.94		
		1.593	45.4	1.096	1.14	93.4	6.11	0.80	7.48		
3	D R T - 3	1.719	40.6	1.223	0.96	100.0	1.07	0.32	2.94	1.93	49.07
		1.726	39.9	1.234	0.94	100.0	2.06	0.47	4.60		
		1.744	39.6	1.249	0.91	100.0	4.06	0.67	6.59		
		1.725	39.8	1.234	0.94	100.0	6.06	0.95	8.88		
4	D R T - 3	1.753	32.1	1.327	0.80	95.9	1.08	0.15	2.93	2.00	43.12
		1.782	33.0	1.340	0.78	100.0	2.08	0.21	4.08		
		1.810	30.5	1.387	0.72	100.0	4.11	0.41	5.77		
		1.819	32.9	1.368	0.75	100.0	6.06	0.82	7.69		
5	D R T - 1	1.843	21.3	1.519	0.56	90.0	1.00	0.4	3.81	2.82	48.18
		1.908	22.7	1.555	0.55	100.0	2.00	0.5	5.10		
		1.822	20.3	1.515	0.56	85.8	2.00	0.6	5.22		
		1.933	23.6	1.564	0.51	—	4.00	0.7	7.23		
6	D R T - 1	1.792	21.8	1.471	0.58	87.7	1.00	0.2	3.50	2.54	44.88
		1.770	22.1	1.450	0.60	85.9	4.00	0.9	6.62		
		1.801	21.5	1.482	0.57	88.0	6.00	1.2	8.46		

3.5.7 三軸クリープ試験

- i) 試料採取位置 白沢層砂質凝灰岩内に掘削した横坑DRT-2 (E L 243.3 m, 坑長 26.7m, ダム軸右岸上流側) 内より, ブロックサンプルとして採取。
- ii) 供試体の大きさ $\phi 5$ cm, 高さ 10 cm
- iii) 試験方法 側圧を 5, 8, 10, 15 kgf/cm²の各圧力で一定に保ち, 軸圧を加えてクリープ試験を行った。また, 一部供試体についてはクリープ試験後に, せん断試験も行った。
- iv) 载荷パターン 各側圧に対応する軸圧の値および载荷パターンを, 図- 3.5.7, 3.5.8に示す。
- v) 応力～変位曲線 図- 3.5.7 に示した载荷パターンによる応力～変位曲線の代表例を図- 3.5.9 に示す。

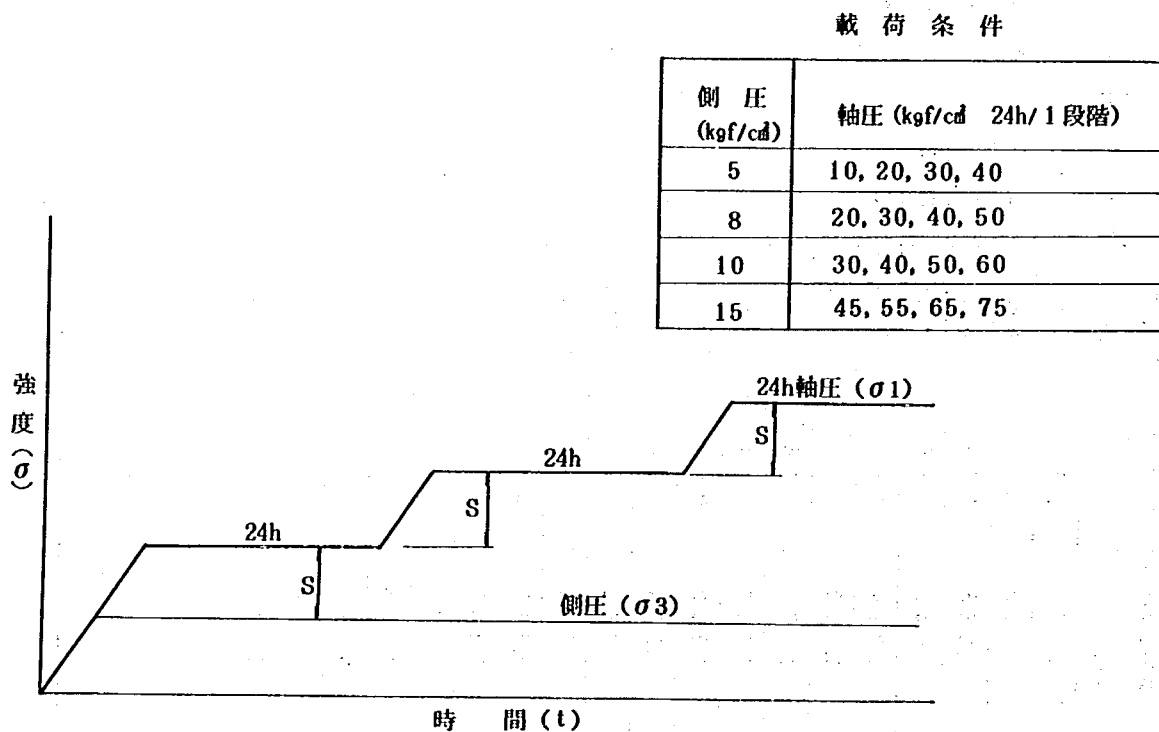


図- 3.5.7 三軸クリープ試験载荷パターン (B試験)

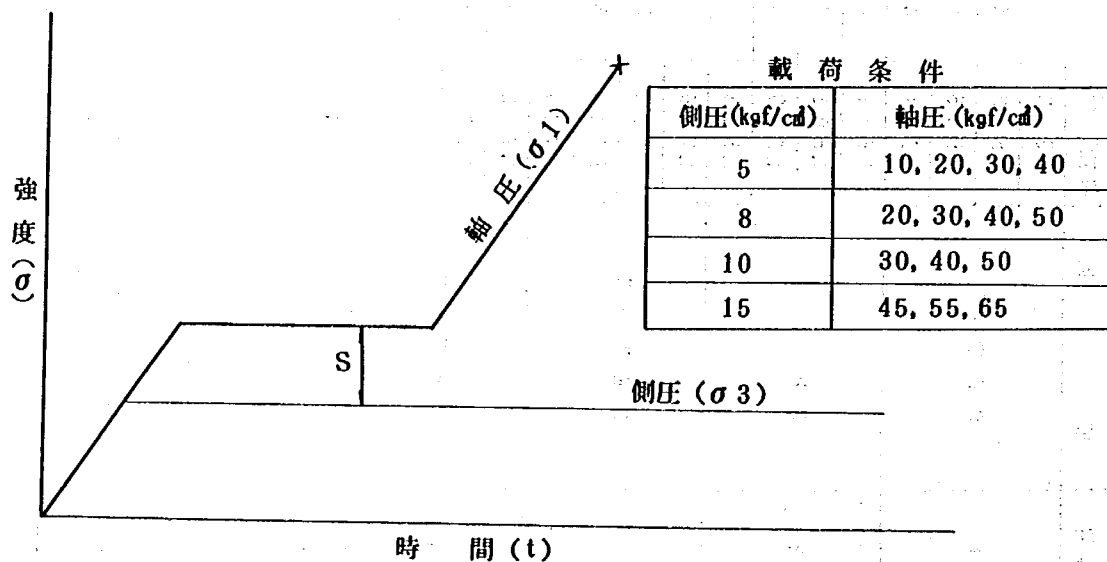


図- 3.5.8 三軸クリープ試験载荷パターン (C試験)

iv) 試験結果 表-3.5.9 参照。弾性係数の値は数本の供試体の平均値である。

vii) クリープ試験後のせん断強度

粘着力 $C = 5.5 \text{ kgf/cm}^2$ 内部摩擦角 $\phi = 37^\circ$ この値は、クリープ試験を行わない通常の三軸圧縮試験の値と同じである。

viii) 時間～クリープ量曲線 図-3.5.10に示す。

表-3.5.9 クリープ試験による弾性係数 (E_0)

σ_1 σ_3	20→30	30→40	(45→55) 40→50	(55→65) 50→60	(65→75) 60→70	破強	壊度
5	2800	2600	2300			51	
8	4400	4200	5100			55	
10		8400	6700	6800	7200	53	
15			5800	5800	4500	71	

単位 kgf/cm^2 ()は $\sigma_3 = 15 \text{ kgf/cm}^2$ について適用する。

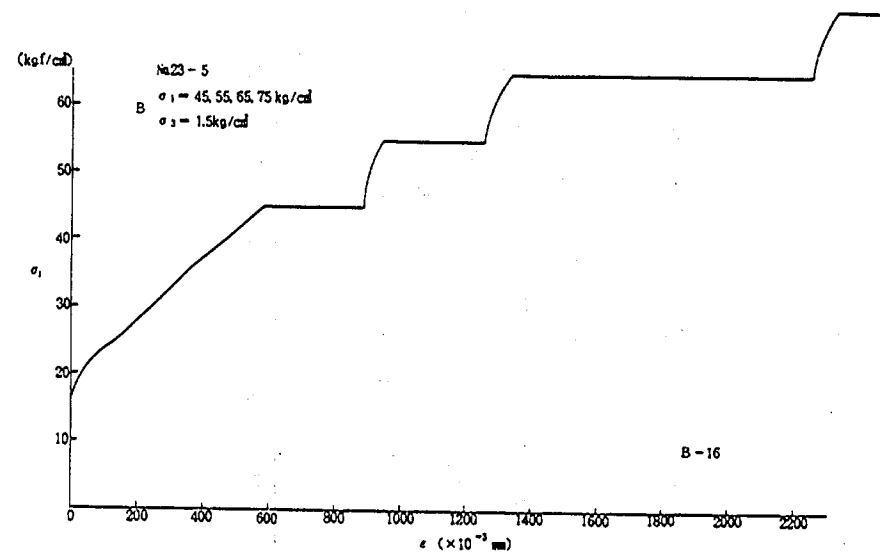
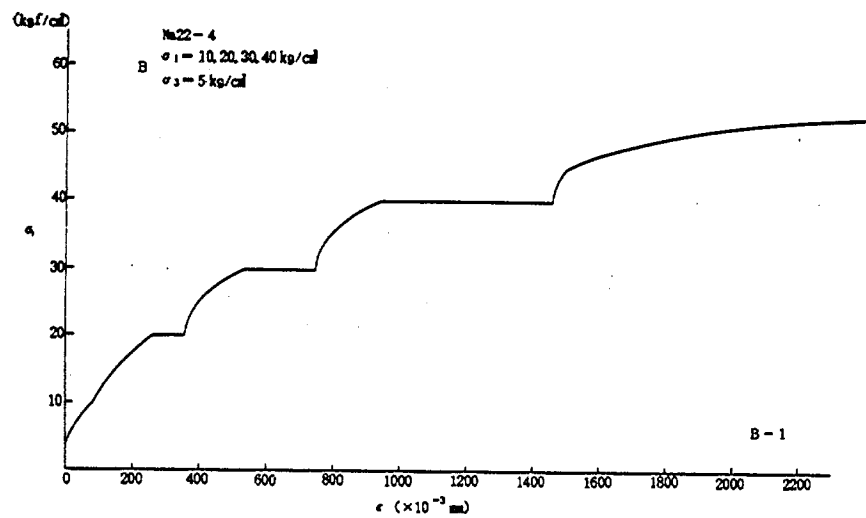
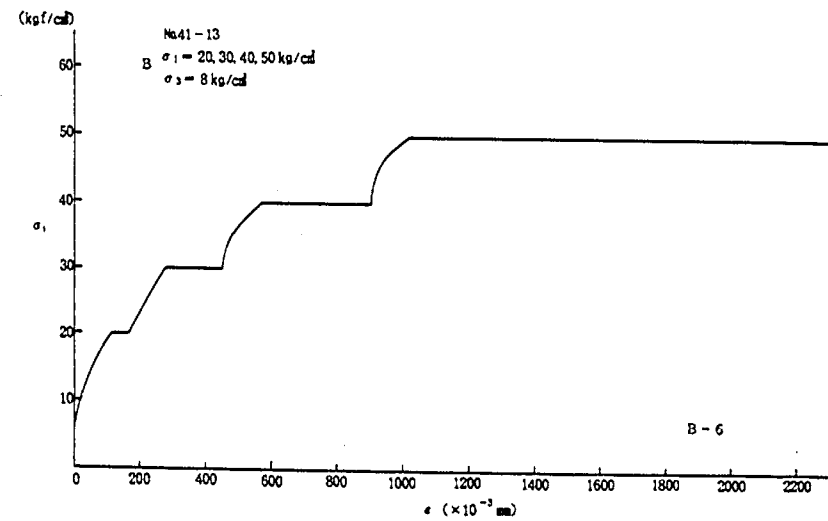
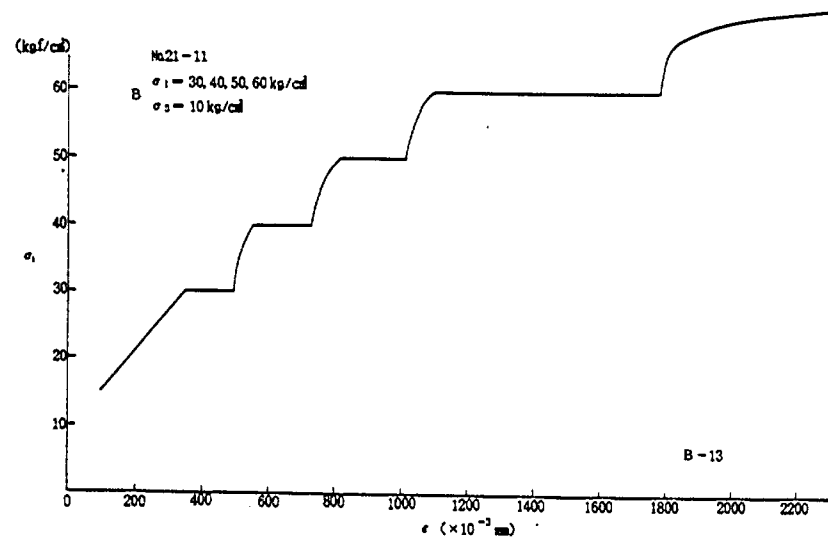


図-3.5.9 三軸クリープ試験 応力～変位曲線 (B試験)

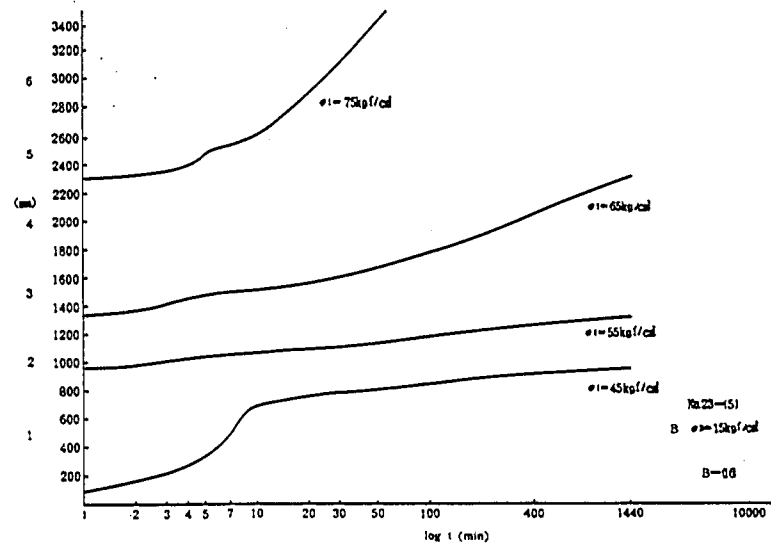
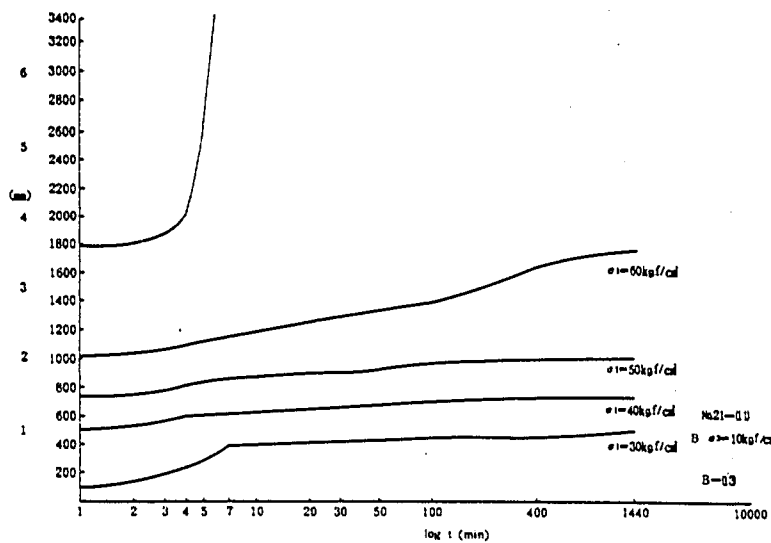
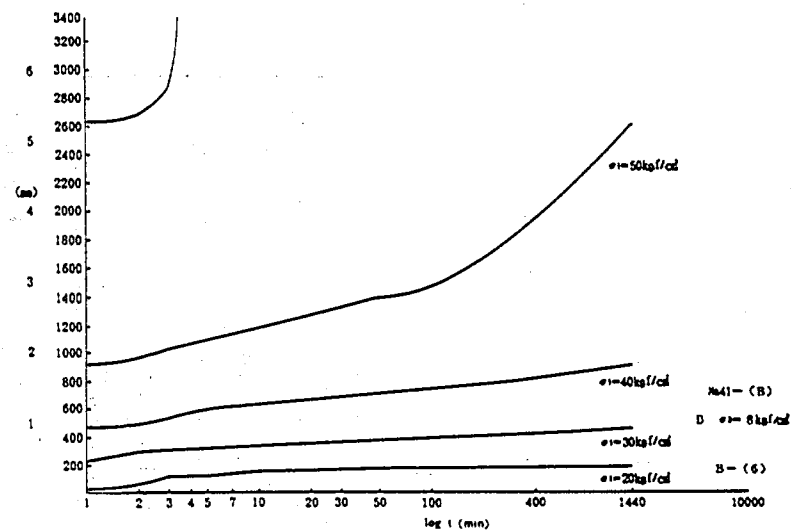
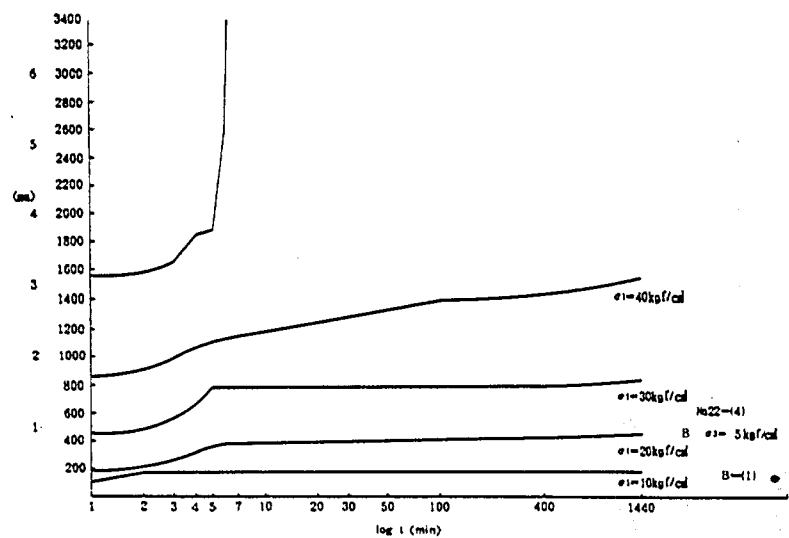


図-3.5.10 時間〜クリープ量曲線

3.5.8 三軸繰返し試験

- i) 試料採取位置 白沢層凝灰岩内に掘削した横坑DRT-2 (E.L. 243.3 m, 坑長 26.7 m, ダム軸右岸上流側) 内よりブロックサンプルとして採取。
- ii) 供試体の大きさ $\phi 5$ cm, 高さ 10 cm
- iii) 試験方法 側圧を 5, 8, 10, 15 kgf/cm² の各圧力で一定に保ち, 軸圧を増減させて繰返し载荷を行った。
- iv) 载荷パターン 各側圧に対応する軸圧の値および载荷パターンを, 図-3.5.11に示す。载荷速度は 3 kgf/cm²/min とした。
- v) 応力～変位曲線 代表的な応力～変位曲線を図-3.5.12に示す。

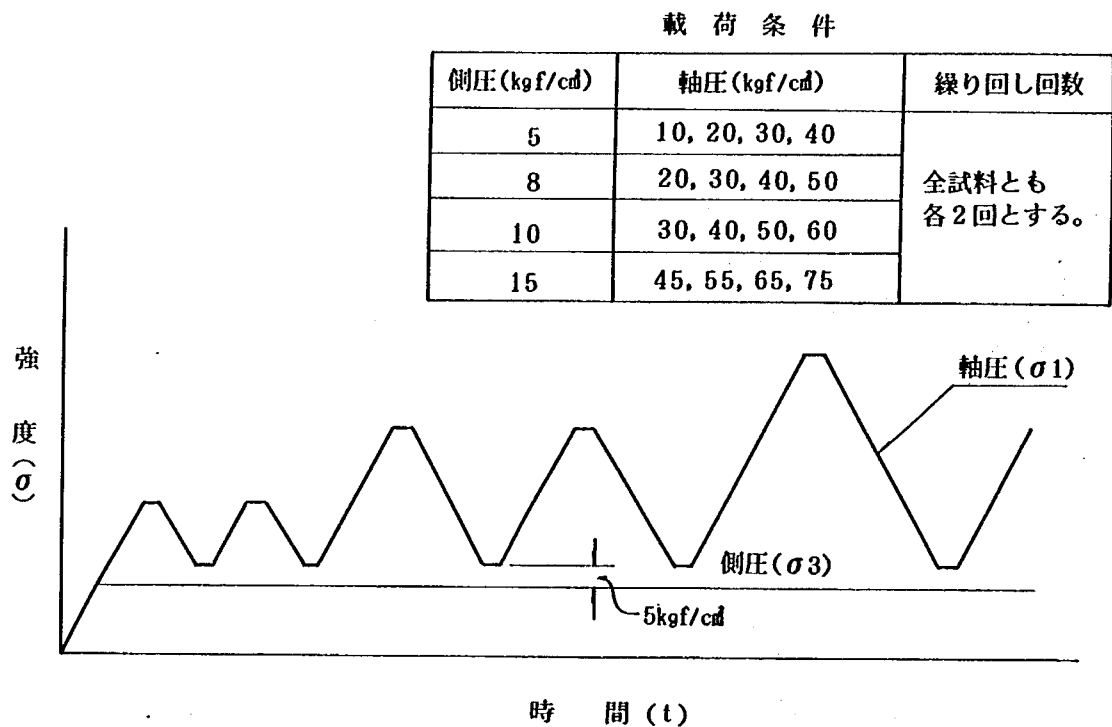


図-3.5.11 三軸繰返し試験载荷パターン

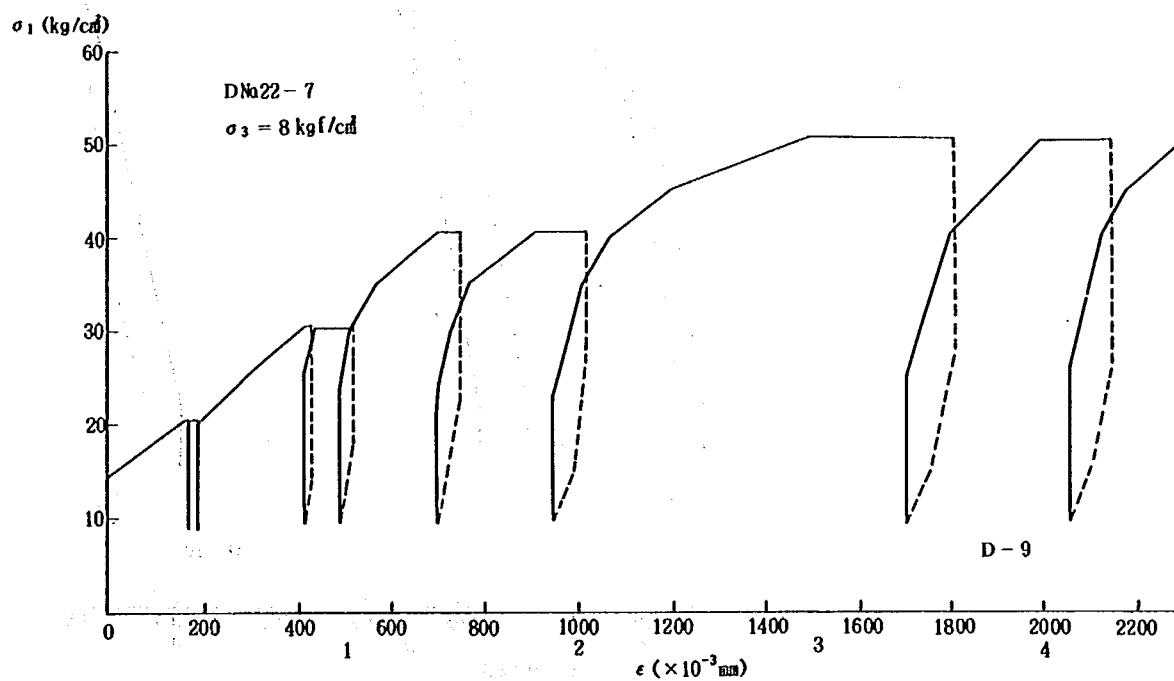
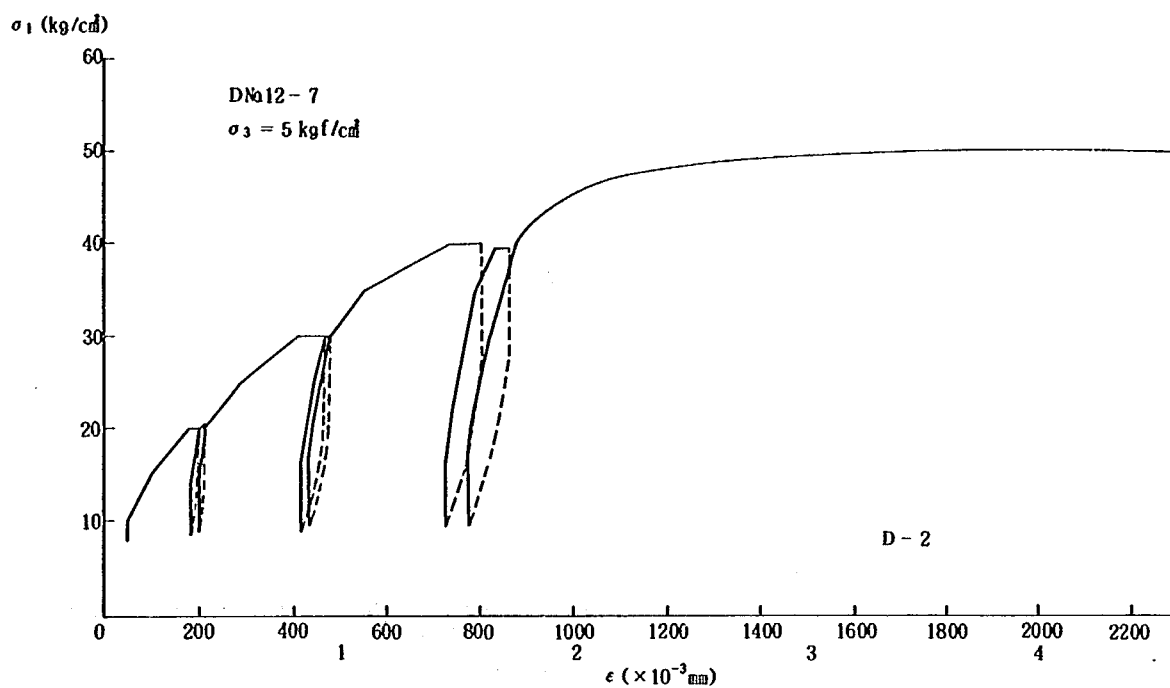


図 3.5.12 三軸繰返し試験の応力～変位曲線

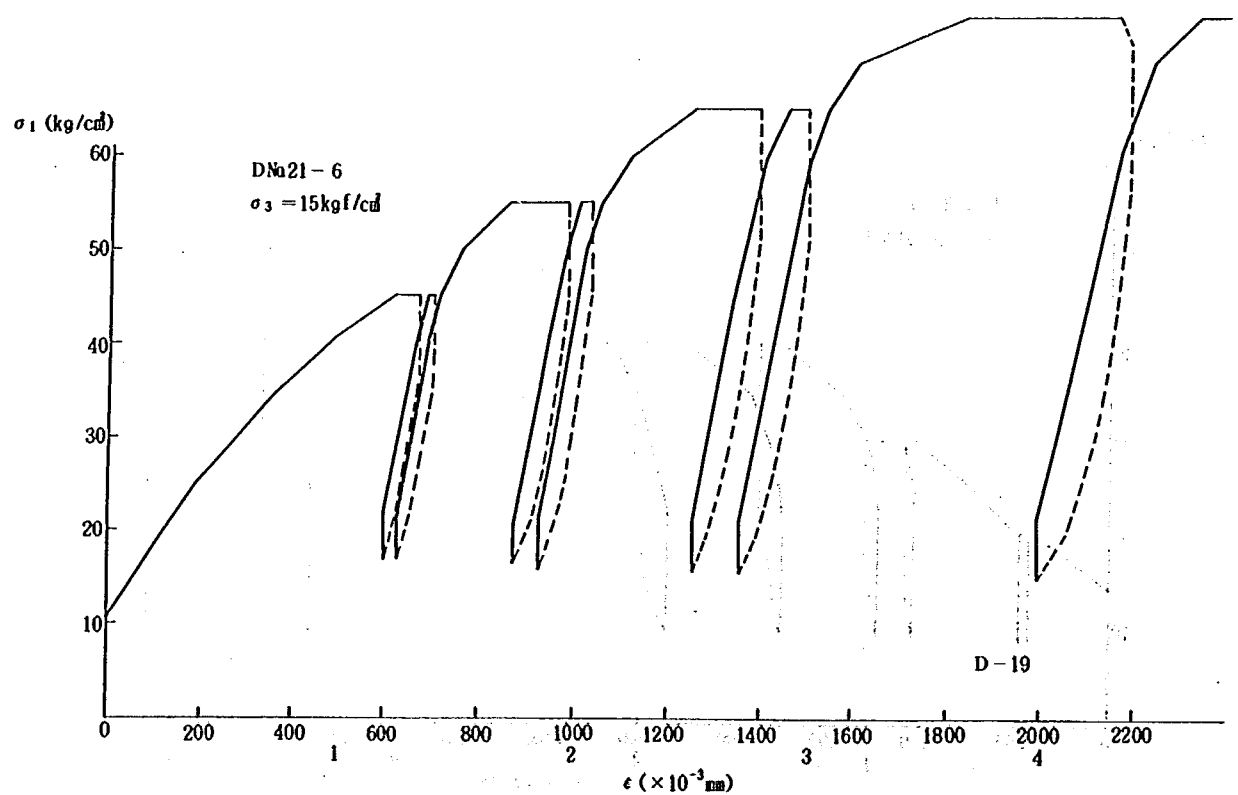
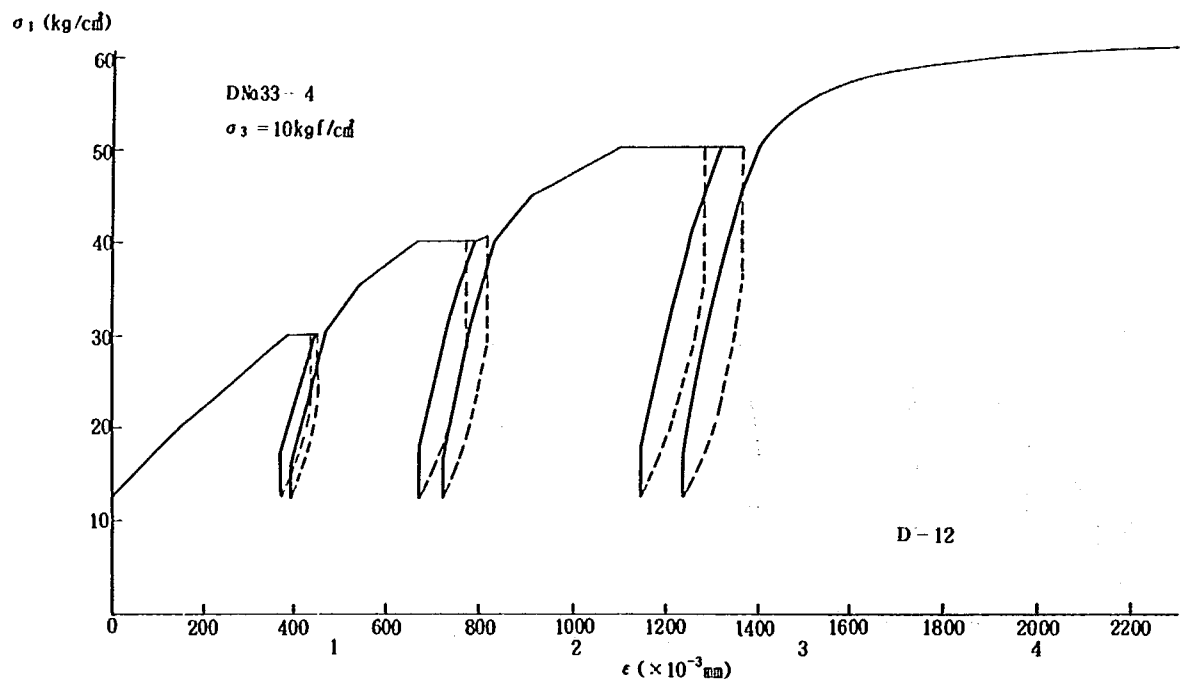


図-3.5.12 三軸繰り返し試験の応力-変位曲線

VI) 試験結果

表- 3.5.14

表- 3.5.14 繰返し試験による弾性係数

σ_3 (kgf/cm ²)	E _o (kgf/cm ²)				E _s (kgf/cm ²)				破壊強度 (kgf/cm ²)
	1	2	3	4	1	2	3	4	
5	4350	3800	3200	1800	10000	9200	7600	—	48
8	1800	2150	2550	1900	15950	9800	6500	—	55
10	3550	5050	4100	2450	13100	10800	8150	—	63
15	2600	2900	2200	1700	13400	7900	5600	—	75

注 E_o ……応力～変位曲線の処女荷重の直線部分の勾配より得られる値。E_s ……接線弾性係数

3.5.9 一軸圧縮試験

i) 試料の採取位置 試験番号1～14は、DRT-2横坑内で削孔したボーリングコアより供試体を作成。5～18は他のボーリング孔のコアより作成。試験番号19～23はDRT-2横坑(E.L. 243.3 m, 坑長26.7 m, ダム軸右岸上流側)内より採取したブロックサンプルより整形

ii) 供試体の大きさ 直径5 cm 高さ10 cm

iii) 試験結果 表- 3.5.15に示す。

表- 3.5.15 一軸圧縮試験結果

試験番号	試料採取条件	供試体寸法 (cm)		湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	破壊歪 (%)	変形係数 E _{st} (kgf/cm ²)
		高さ	直径								
1	ボーリングコア	10.74	4.98	1.512	47.78	1.023	0.96	84.79	8.23	0.93	1,230
2	ボーリングコア	10.73	5.04	1.464	46.36	1.000	0.87	79.11	7.91	1.12	1,230
3	ボーリングコア	10.17	4.85	1.503	36.8	1.099	0.68	74.5	7.45	1.47	670
4	ボーリングコア	10.12	4.95	1.530	40.8	1.087	0.80	81.2	9.26	1.19	1,520
5	ボーリングコア	10.15	4.78	1.519	42.0	1.070	0.80	79.9	6.76	1.43	860
6	ボーリングコア	10.30	4.84	1.556	41.3	1.101	0.84	84.1	5.50	0.29	—
7	ボーリングコア	10.01	4.87	1.498	39.4	1.075	0.74	76.8	5.21	1.00	870
8	ボーリングコア	10.34	4.81	1.533	41.8	1.081	0.82	81.5	6.68	0.75	1,430
9	ボーリングコア	10.30	4.78	1.638	43.7	1.140	0.89	85.5	5.41	1.55	520

試験番号	試料条件	供試体寸法(cm)		湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	破壊歪 (%)	変形係数E ₅₀ (kgf/cm ²)
		高さ	直径								
10	ボーリング コア	10.11	4.91	1.542	43.0	1.078	0.87	84.1	4.28	0.52	850
11	ボーリング コア	10.13	4.78	1.525	44.5	1.055	0.89	84.4	3.38	0.69	650
12	ボーリング コア	10.19	4.81	1.598	41.3	1.131	0.88	88.1	4.01	0.88	650
13	ボーリング コア	11.26	4.80	1.567	43.7	1.090	0.91	87.9	5.37	1.07	490
14	ボーリング コア	10.47	4.83	1.554	42.9	1.087	0.86	84.8	9.72	1.05	1,240
15	ボーリング コア	10.10	4.86	—	—	1.071	—	—	12.63	2.10	890
16	ボーリング コア	10.10	4.95	—	—	1.054	—	—	12.31	1.86	890
17	ボーリング コア	10.15	4.95	—	—	1.067	—	—	12.30	2.12	790
18	ボーリング コア	10.15	4.83	—	—	1.045	—	—	12.97	2.16	930
19	ブロックサ ンプル	10.18	5.033	1.555	—	—	—	—	8.24	2.31	670
20	ブロックサ ンプル	10.045	5.000	1.551	—	—	—	—	7.81	2.54	690
21	ブロックサ ンプル	10.100	4.998	1.549	—	—	—	—	9.68	2.35	820
22	ブロックサ ンプル	10.125	5.045	1.534	—	—	—	—	9.09	2.41	780
23	ブロックサ ンプル	10.195	5.040	1.537	—	—	—	—	3.92	2.26	290
								平均値	7.74	—	860

3.6 亀山ダムの事例

3.6.1 ダムサイト地質の概要

亀山ダムの基礎岩盤は、新第三紀鮮新世の上総層群大田代層に属する砂岩および泥岩の互層から成り、その上に段丘堆積物が覆っている。ダム軸の地質は、図-3.6.1に示すように、 $N 60^{\circ} \sim 80^{\circ} E, 10^{\circ} \sim 20^{\circ} NW$ の走向傾斜で、ダム地点ではほぼ下流下りの単斜構造である。ダムサイトの下位標高では泥岩が優勢で上位程砂岩が多くなる。河床付近の砂岩には最大深さ30cm程度のパイピングホールらしい穴が広く分布しており、また、泥岩の中には層理に直角な節理が若干みられる。これらの砂岩、泥岩は固結度が低く、重力式コンクリートダムの基礎として強度・変形性の点で慎重な調査、設計上の配慮が必要であった。

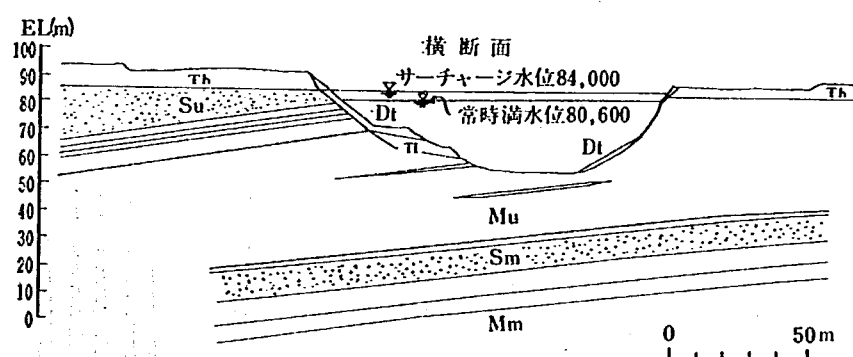


図-3.6.1 ダム軸地質断面図

3.6.2 砂岩・泥岩の物理的性質

砂岩・泥岩の物理的性質を表-3.6.1, 3.6.2に示す。

表-3.6.1 泥岩の物理的性質

湿潤単位体積重量(gf/cm^3)	1.876	飽和度(%)	—
自然含水比(%)	26.9	一軸圧縮強度(kgf/cm^2)	72.8
乾燥単位体積重量(gf/cm^3)	1.484	透水係数(cm/s)	—
土粒子の比重	2.567		
間隙比	0.73		

表-3.6.2 砂岩の物理的性質

湿潤単位体積重量(gf/cm^3)	2.003	飽和度(%)	86.9
自然含水比(%)	21.1	一軸圧縮強度(kgf/cm^2)	—
乾燥単位体積重量(gf/cm^3)	1.647	透水係数(cm/s)	—
土粒子の比重	2.753		
間隙比	0.672		

3.6.3 原位置平板载荷試験

i) 試験位置 右岸横坑TNo 1 (E L. 70.0 m, 坑長 20 m) および左岸横坑TNo 2 (E L. 70.0 m, 坑長 20 m) 内で実施

ii) 試験点数 4 点

No 1 … TNo 2 横坑 14 m 地点 岩種 砂岩

No 2 … TNo 1 横坑 11 m 地点 岩種 泥岩

No 3 … TNo 1 横坑 18 m 地点 岩種 泥岩

No 4 … TNo 1 横坑 15 m 地点 岩種 泥岩

iii) 試験方法 等変位法 (载荷板径 30 cm)

iv) 载荷方向 鉛直方向

v) 载荷パターン 試験地点No 1, 2 ……図-3.6.2

試験地点No 3, 4 ……図-3.6.3 に示す。

载荷速度は, No 1, 2 が 5 tf/min (7.1 kgf/cm²/min) No 3, 4 が 2 kgf/cm²/min

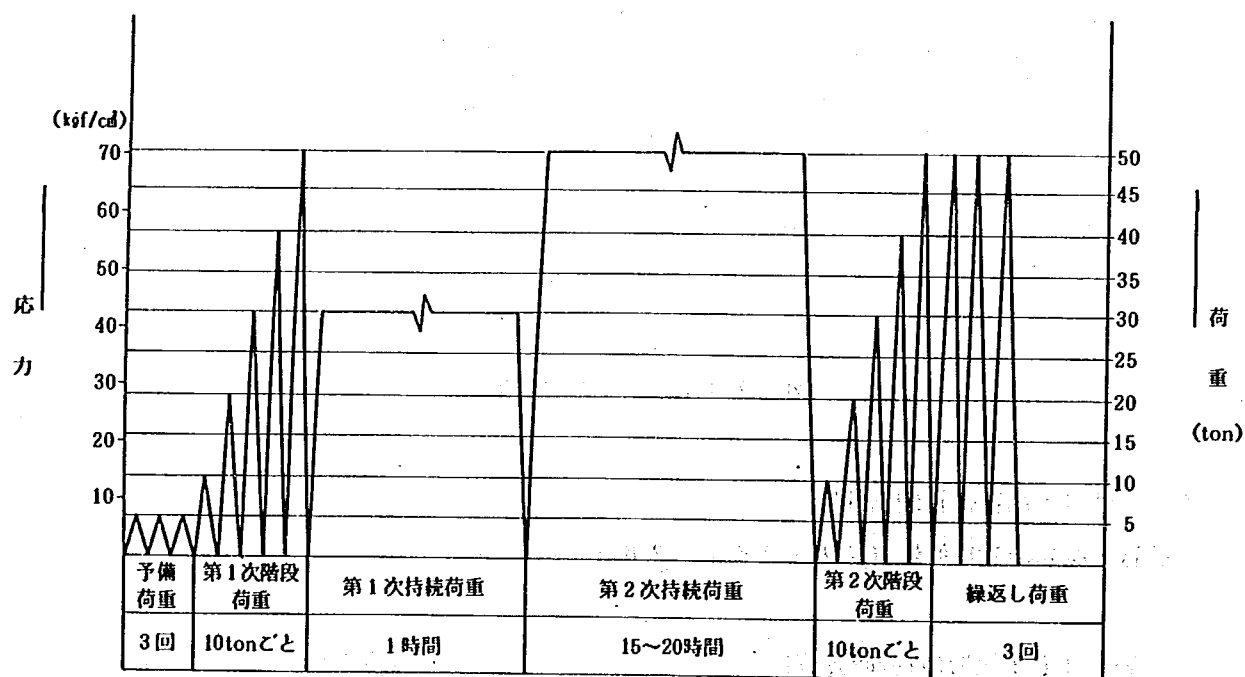


図-3.6.2 载荷パターン (試験地点No 1, 2)

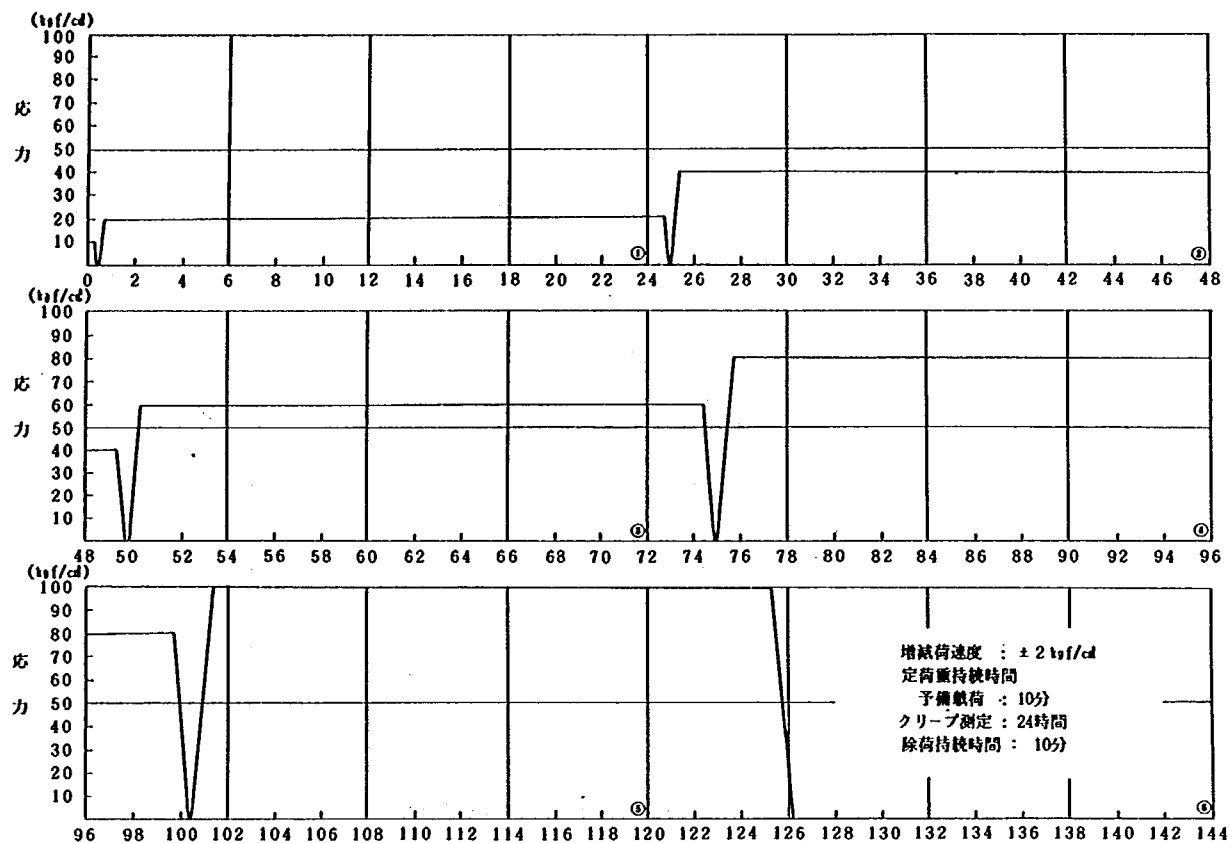


図-3.6.3 载荷パターン (試験地点No 3, 4)

vi) 応力～変位曲線 No 1 ……図-3.6.4 No 2 ……図-3.6.5

No 3 ……図-3.6.6, 3.6.7 No 4 ……図-3.6.8, 3.6.9 に示す。

No 3, 4 は载荷板上の4点で測定した変位それぞれについて応力～変位曲線を描いた。

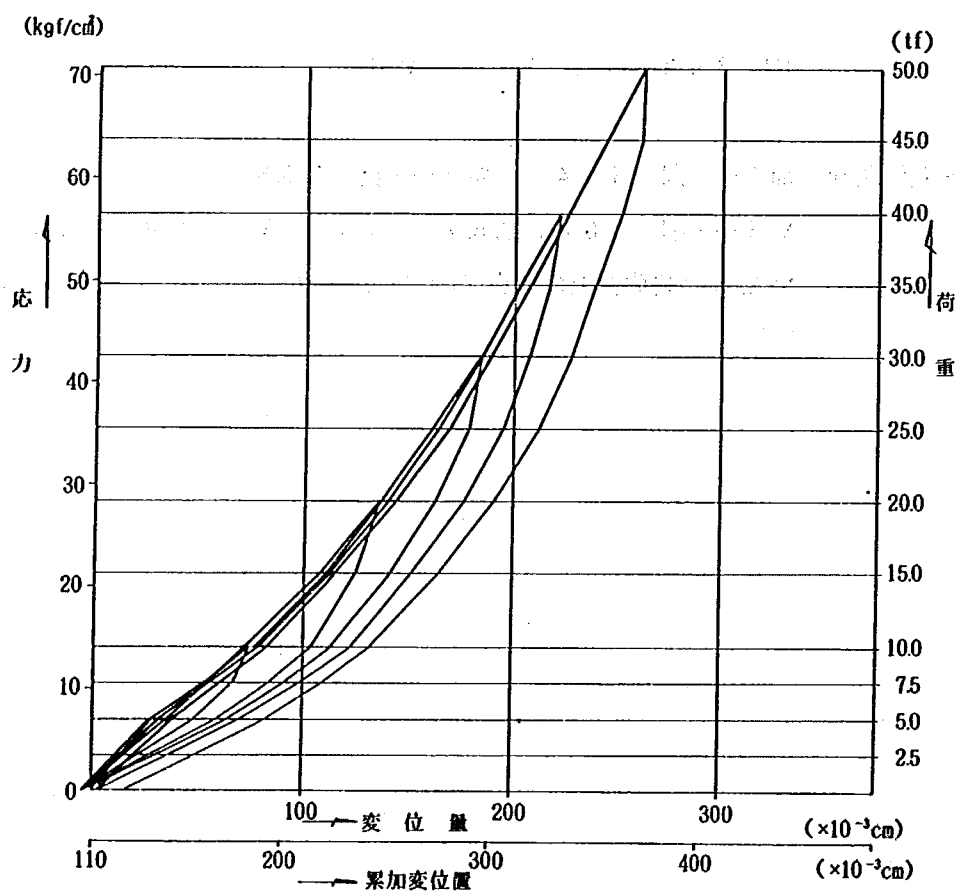
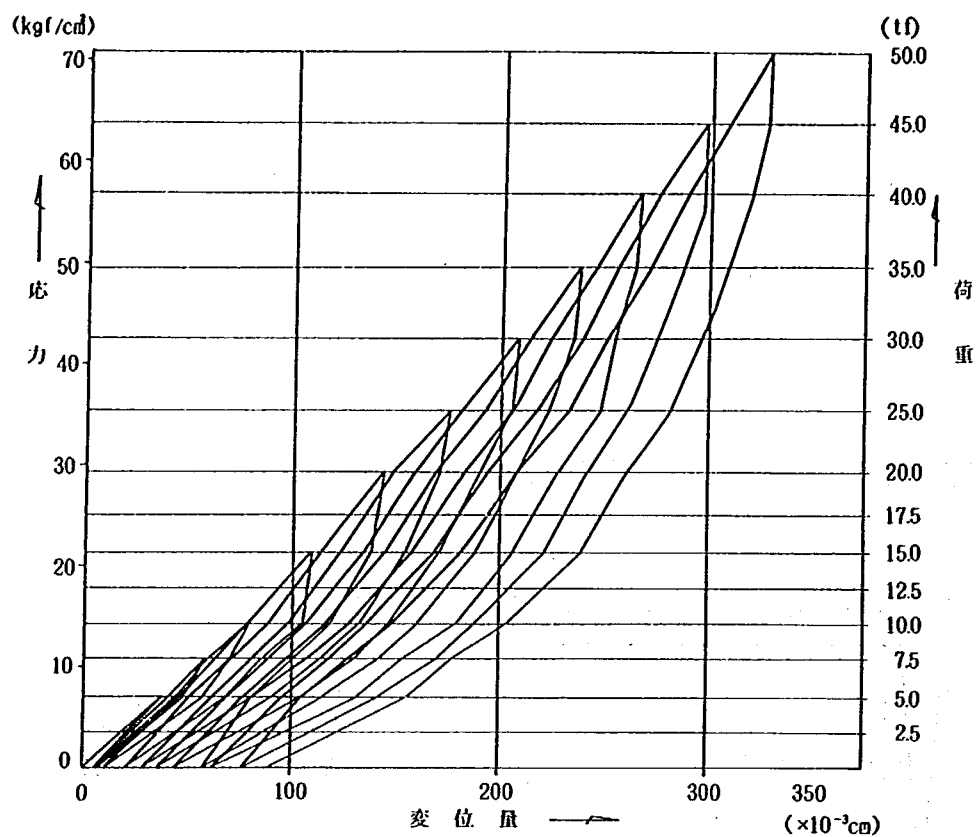
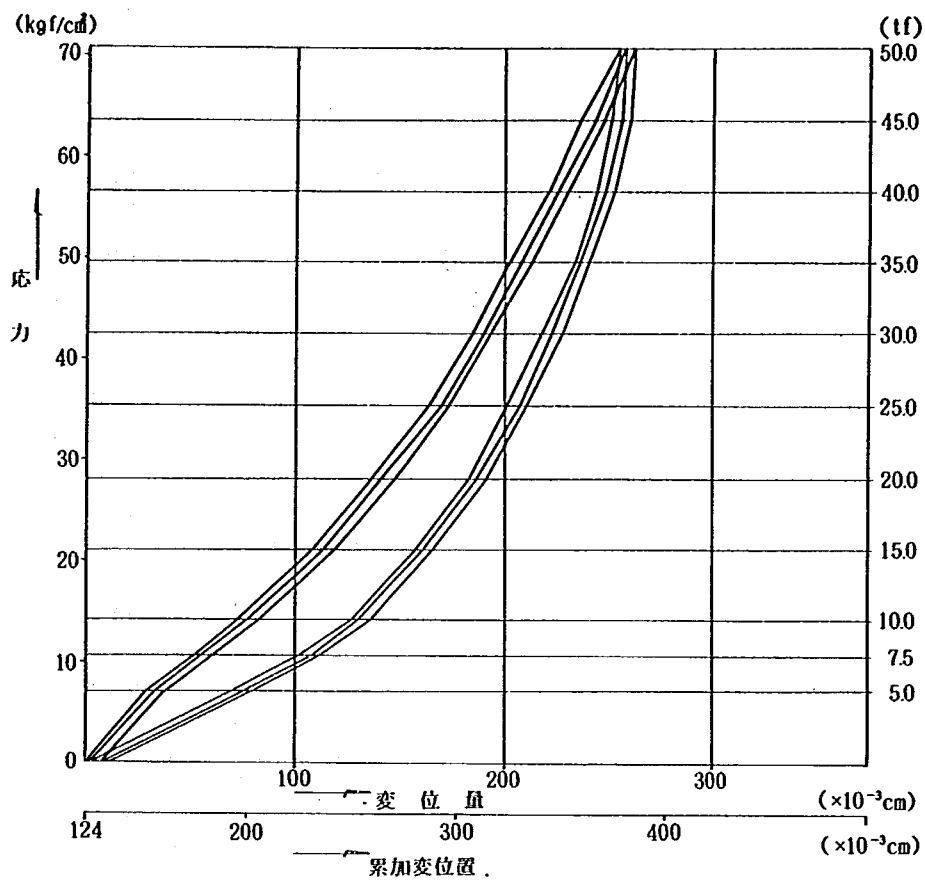
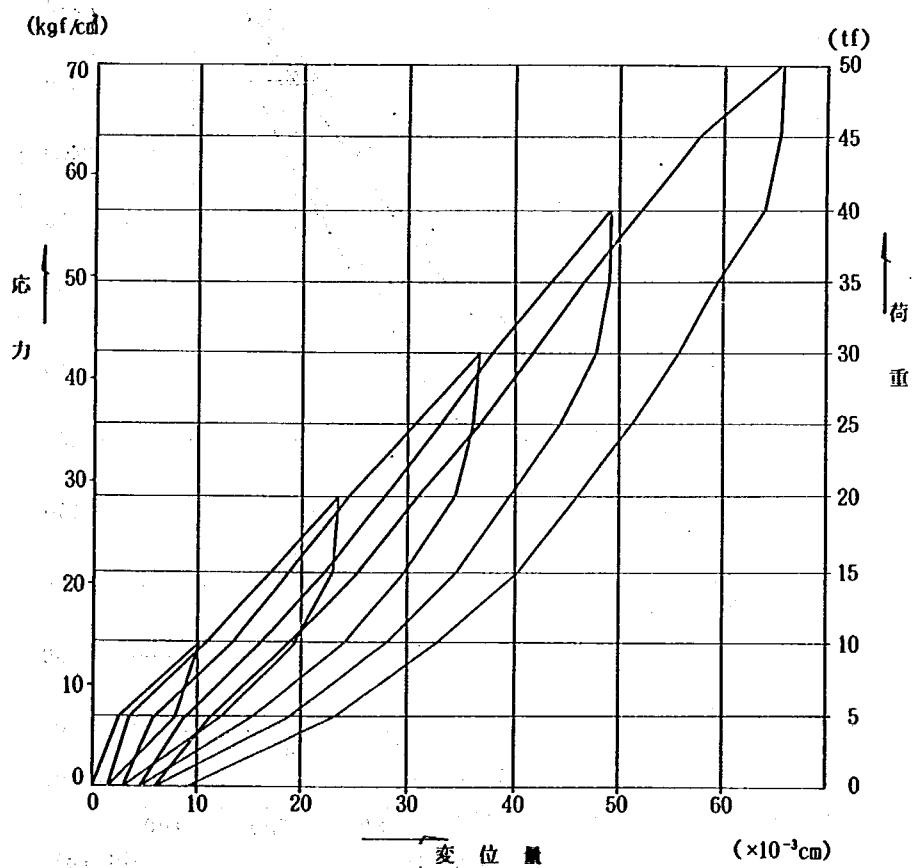


図-3.6.4 応力～変位曲線 (試験地点No 1)



(3) 繰り返し荷重による応力～変位曲線

図-3.6.4 応力～変位曲線 (試験地点No 1)



(1) 第1次階段荷重による応力～変位曲線

図-3.6.5 応力～変位曲線 (試験地点No 2)

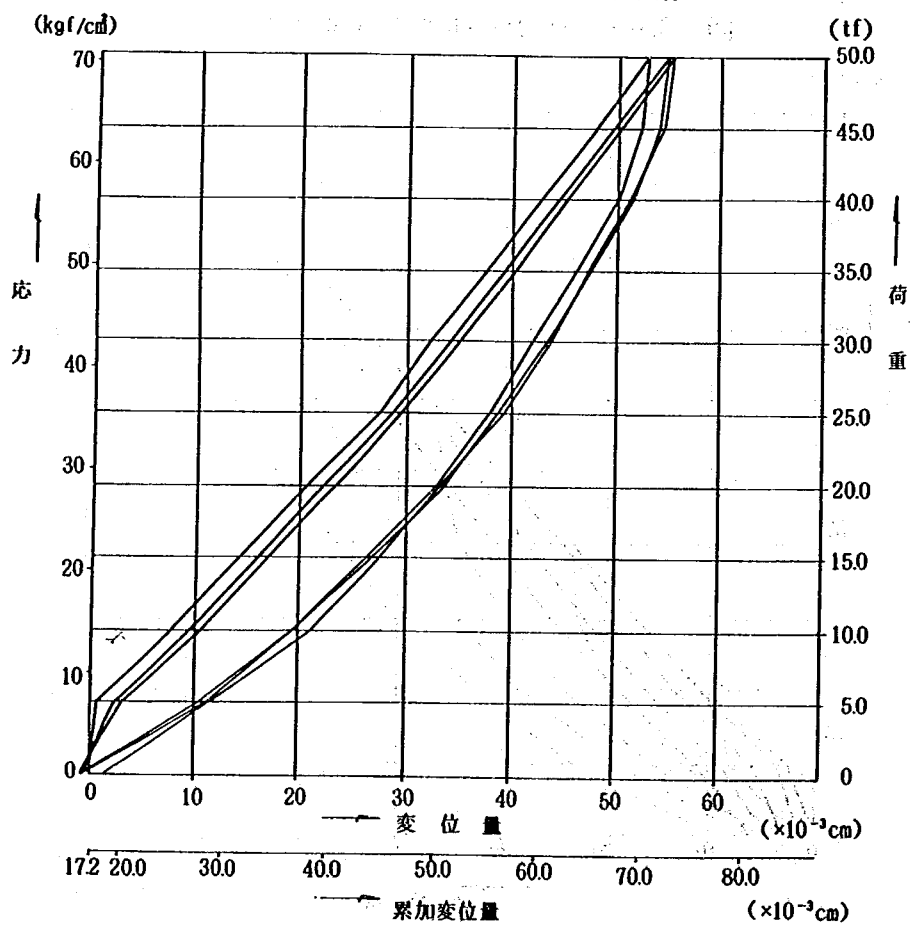
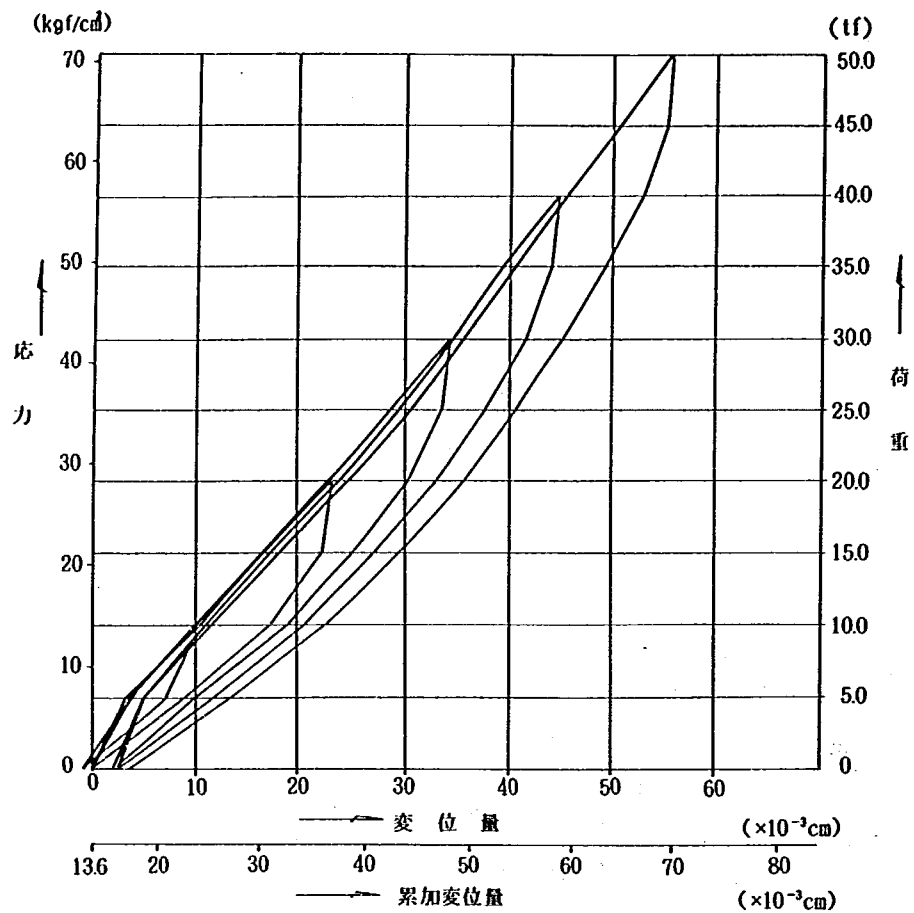


図-3.6.5 応力～変位曲線 (試験地点No.2)

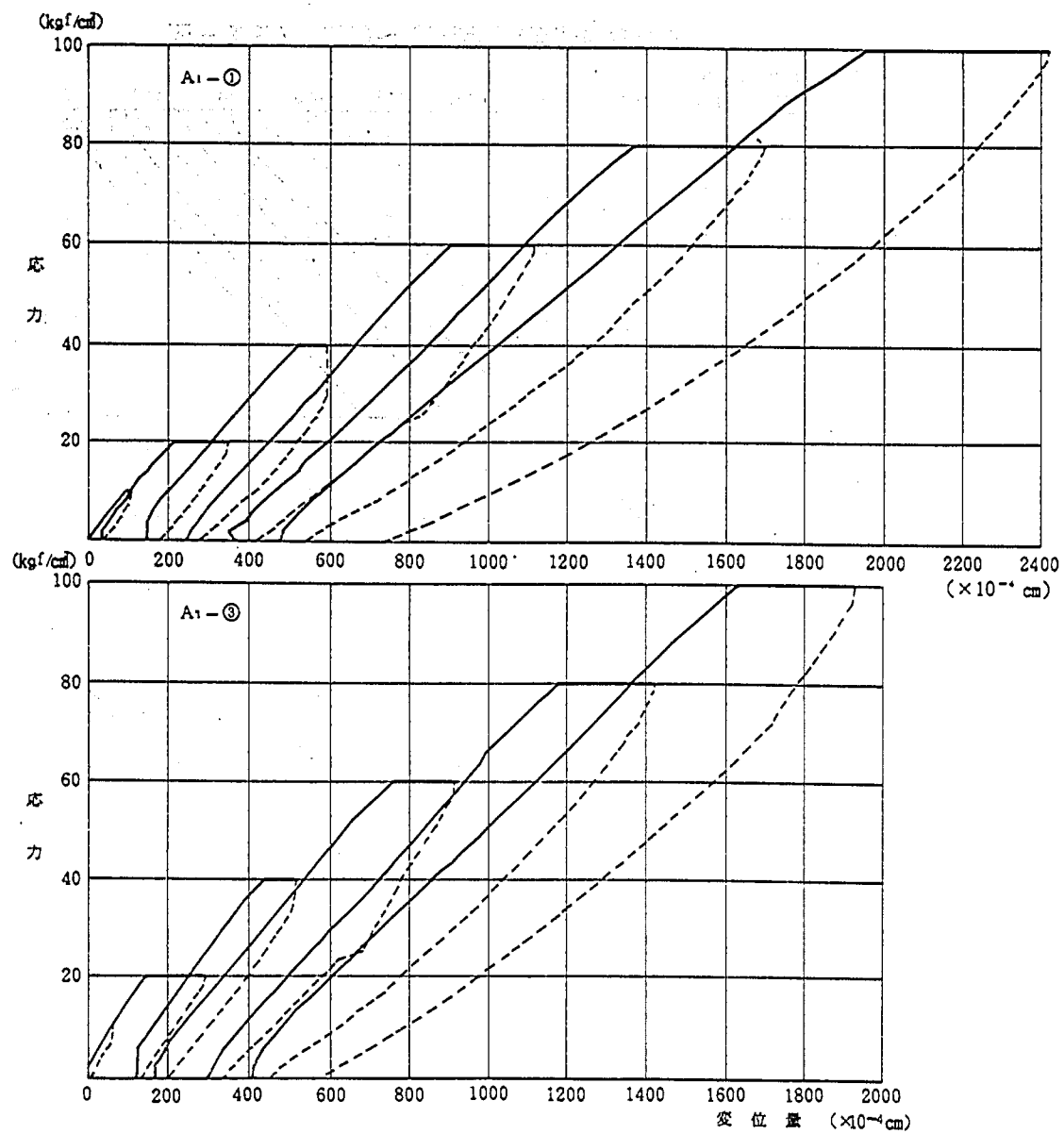
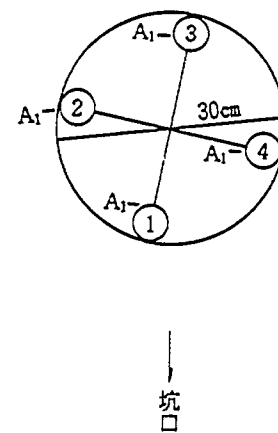


図-3.6.6 応力～変位曲線 (試験地点 No.3)



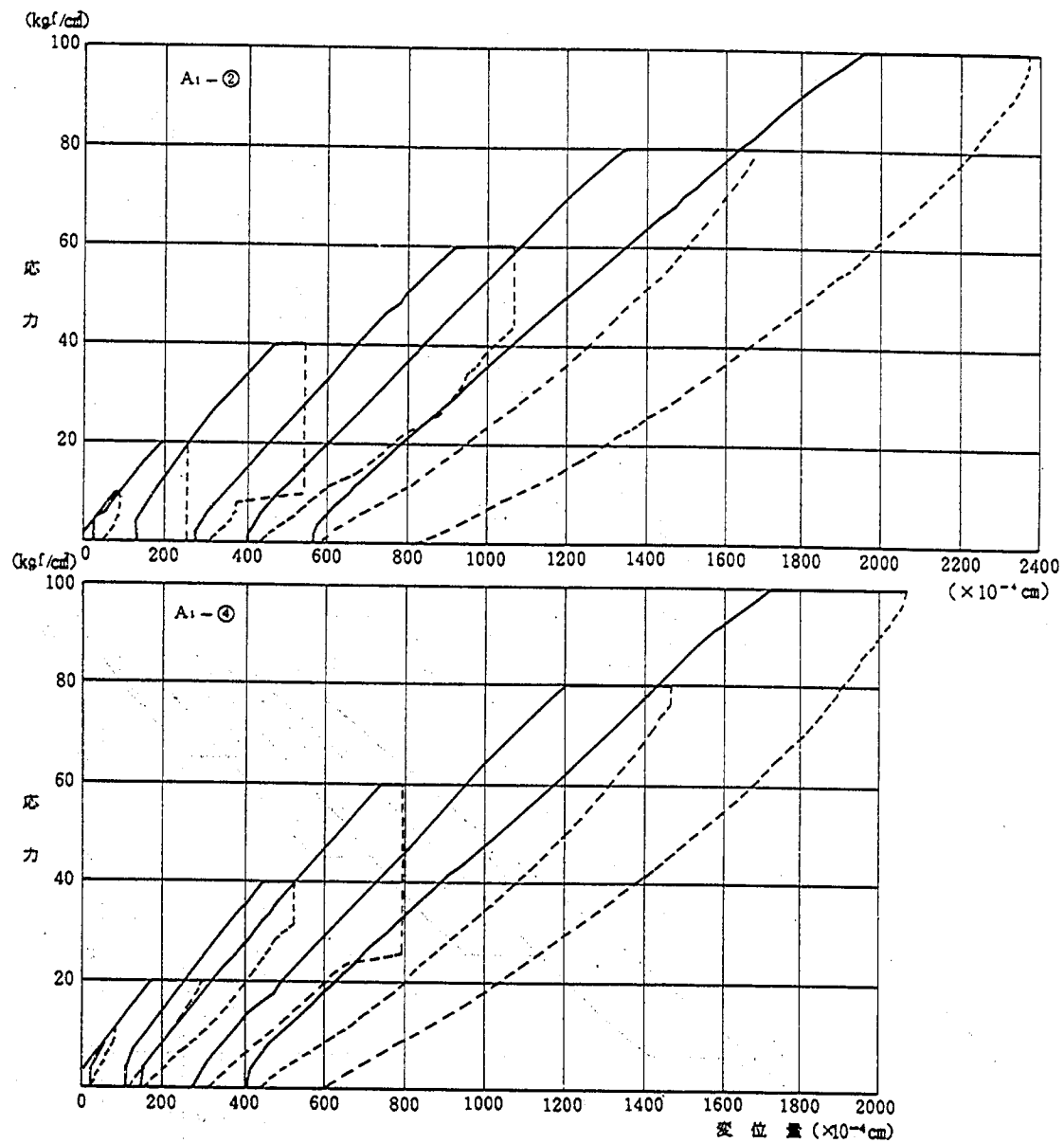
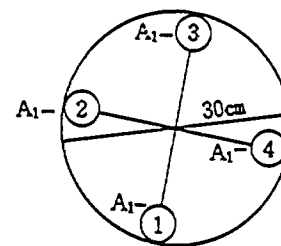


図-3.6.7 応力～変位曲線 (試験地点 No.3)



坑口

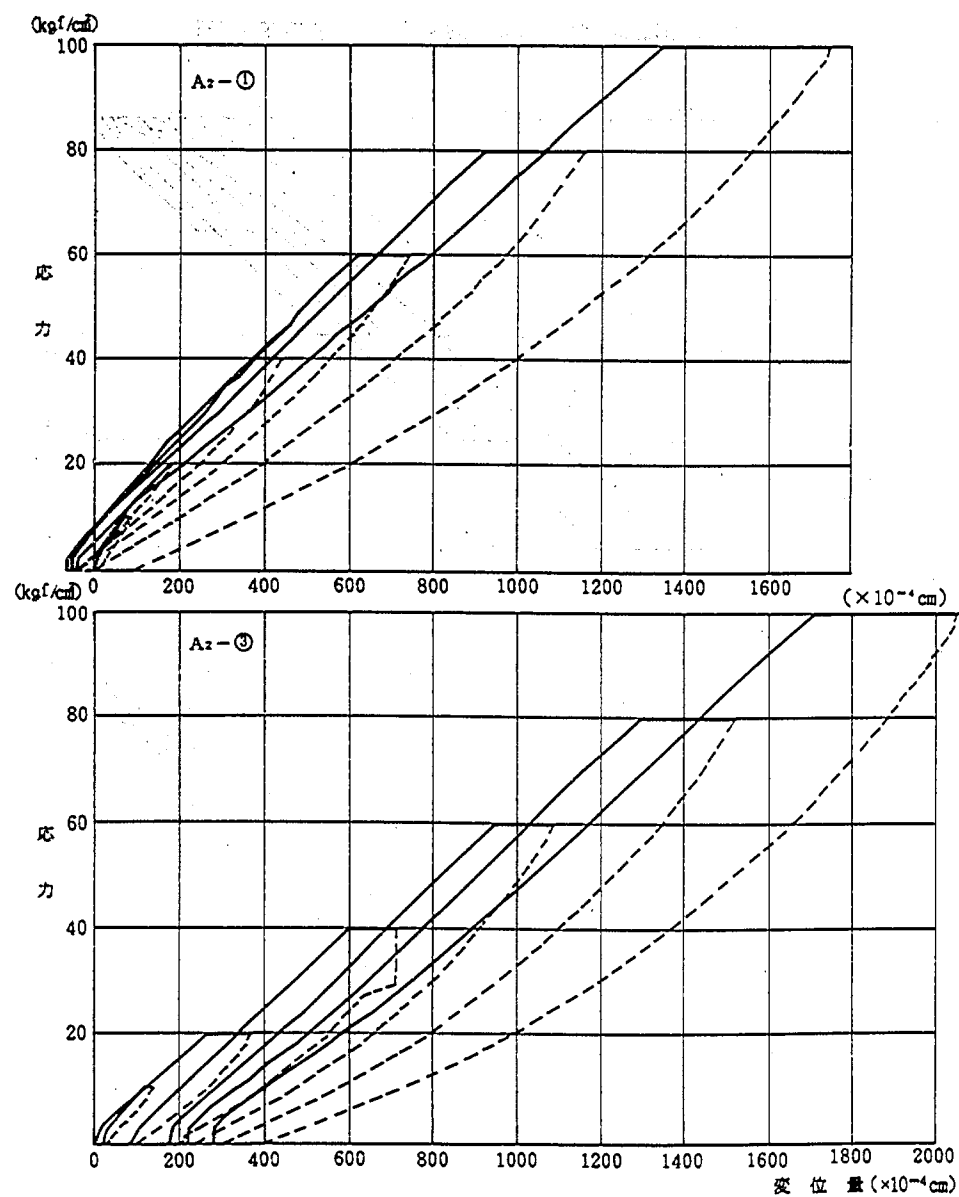
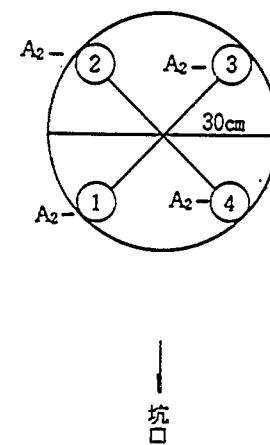


図-3.6.8 応力～変位曲線 (試験地点 No. 4)



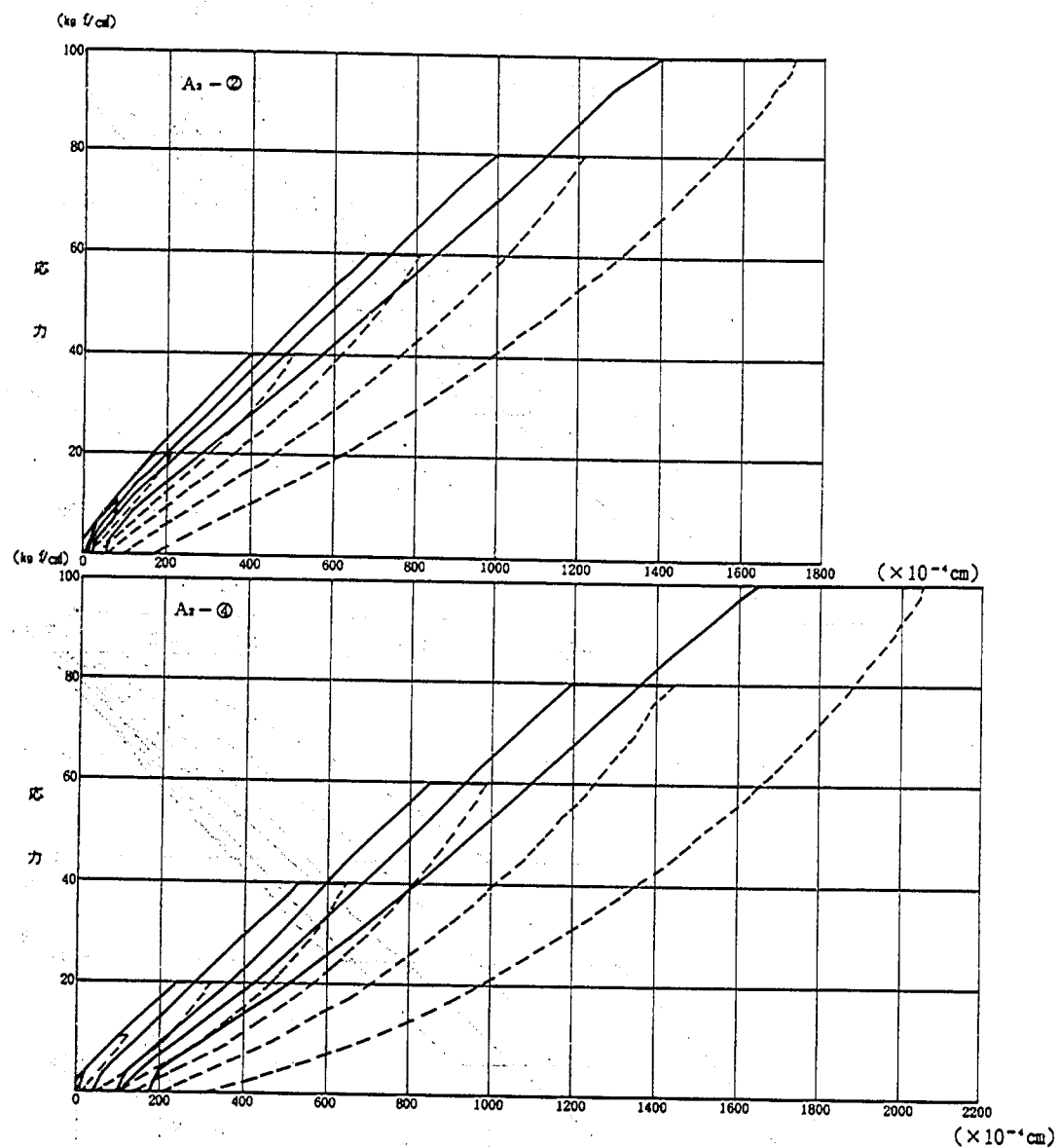
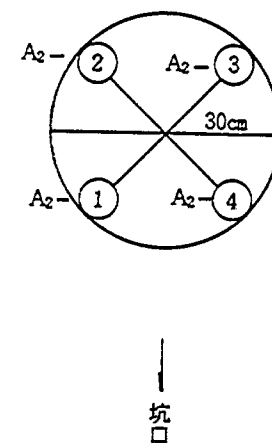


図-3.6.9 応力～変位曲線 (試験地点 No. 4)



vii) 試験結果

表-3.6.3 に示す

表-3.6.3

試験地点	荷重レベル		変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)
	tf	(kgf/cm ²)		
Na 1 (砂岩)	10~20	14.1~28.3	4,700	—
	20~30	28.3~42.4	5,200	—
	30~40	42.4~56.7	5,500	—
	40~50	56.7~70.7	5,000	9,400
	40~50	56.7~70.7	—	9,400
	40~50	56.7~70.7	—	9,700
		平均	5,100	9,500
Na 2 (泥岩)	10~20	14.1~28.3	24,000	—
	20~30	28.3~42.4	24,000	—
	30~40	42.4~56.7	25,000	—
	40~50	56.7~70.7	20,000	32,000
	40~50	56.7~70.7	—	32,000
	40~50	56.7~70.7	—	32,000
		平均	23,000	32,000
Na 3 (泥岩)		10 ~ 20	—	23,000
		10 ~ 40	—	22,700
		10 ~ 60	—	20,400
		10 ~ 80	—	18,500
		10 ~ 100	—	15,900
		平均	—	20,100
Na 4 (泥岩)		10 ~ 20	—	18,800
		10 ~ 40	—	18,700
		10 ~ 60	—	18,100
		10 ~ 80	—	17,000
		10 ~ 100	—	15,600
		平均	—	17,600

注 ポアソン比は0.2とした。

3.6.4 原位置せん断試験

i) 試験位置 右岸横坑TNa 1 (EL. 70.0 m, 坑長 20 m) および左岸横坑T Na 2 (EL. 70.0 m, 坑長20m) 内で実施

ii) 試験点数 6 点 試験地点Na A TNa 2 横坑 19 m 地点 岩種 砂岩
Na B TNa 2 横坑 11 m 地点 岩種 泥岩
Na C TNa 2 横坑 7 m 地点 岩種 泥岩
Na D TNa 1 横坑 7 m 地点 岩種 砂岩
Na E TNa 1 横坑 14 m 地点 岩種 泥岩
Na F TNa 1 横坑 18 m 地点 岩種 泥岩

iii) 試験方法 ロックせん断試験 (0.6 m × 0.6 m)

iv) 載荷速度 傾斜荷重 1 tf/min

v) 応力～変位曲線 図-3.6.10に示す。

vi) 試験結果 表-3.6.4 に示す。

泥岩の試験地点のうちE, Fブロックは、砂岩の薄層をはさむため、B, CとE, F
2つのグループにわけて、せん断定数を求めると、

$$B, C \quad \tau_0 = 5.76 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi = 46.1^\circ$$

$$E, F \quad \tau_0 = 4.92 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi = 51.7^\circ$$

B, C, E, F, 全てを同じ岩質と考えると

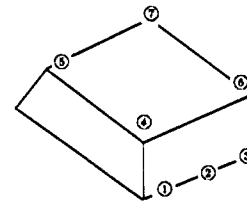
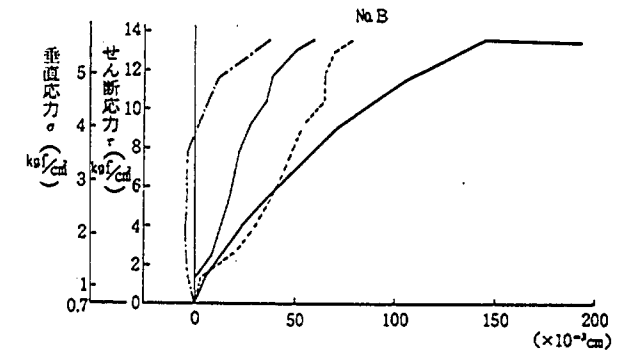
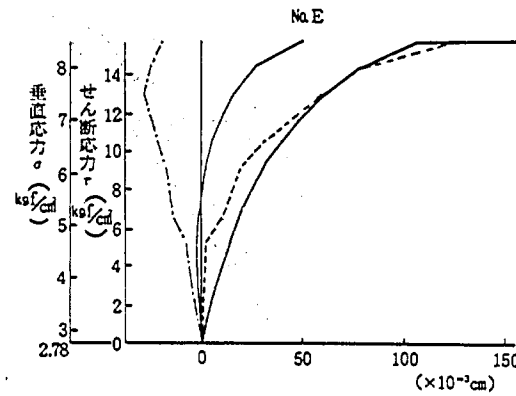
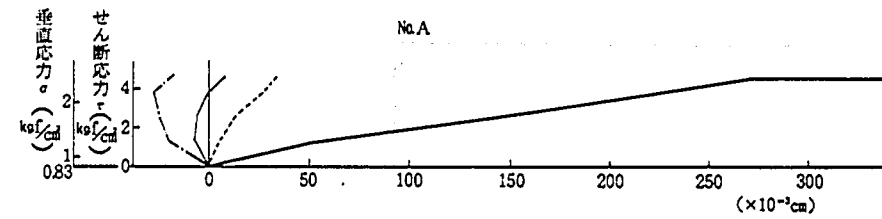
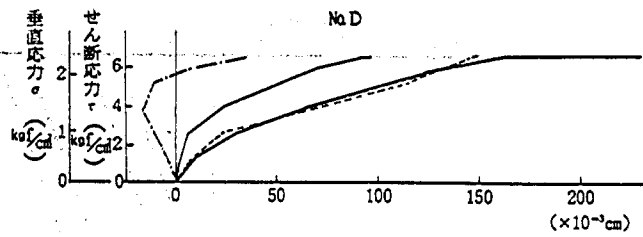
$$\tau_0 = 4.89 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi = 54.57^\circ$$

砂岩については求めることは困難である。

破壊点の応力図を、泥岩については、図-3.6.11に、砂岩については、図-3.6.12
に示す。

表-3.6.4 原位置せん断試験の結果

試験地点	初期垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断時垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断応力 (kgf/cm ²)
A	0.83	2.49	4.57
B	0.70	5.69	13.70
C	2.09	8.50	17.62
D	0	2.38	6.53
E	2.78	8.48	15.66
F	0	3.33	9.14



$\frac{① + ② + ③}{3}$
 $\frac{④ + ⑤}{2}$
 $\frac{⑥ + ⑦}{2}$
 $\frac{① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥ + ⑦}{4}$

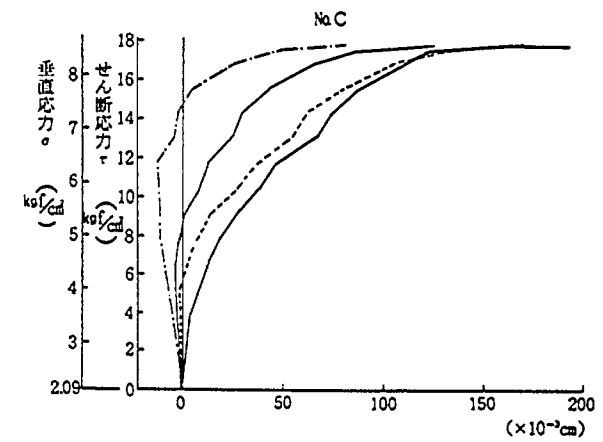
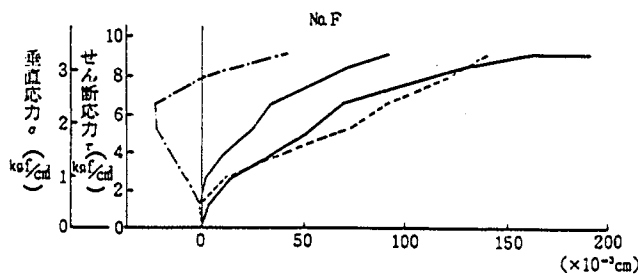


図- 3.6.10 せん断試験応力～変位曲線

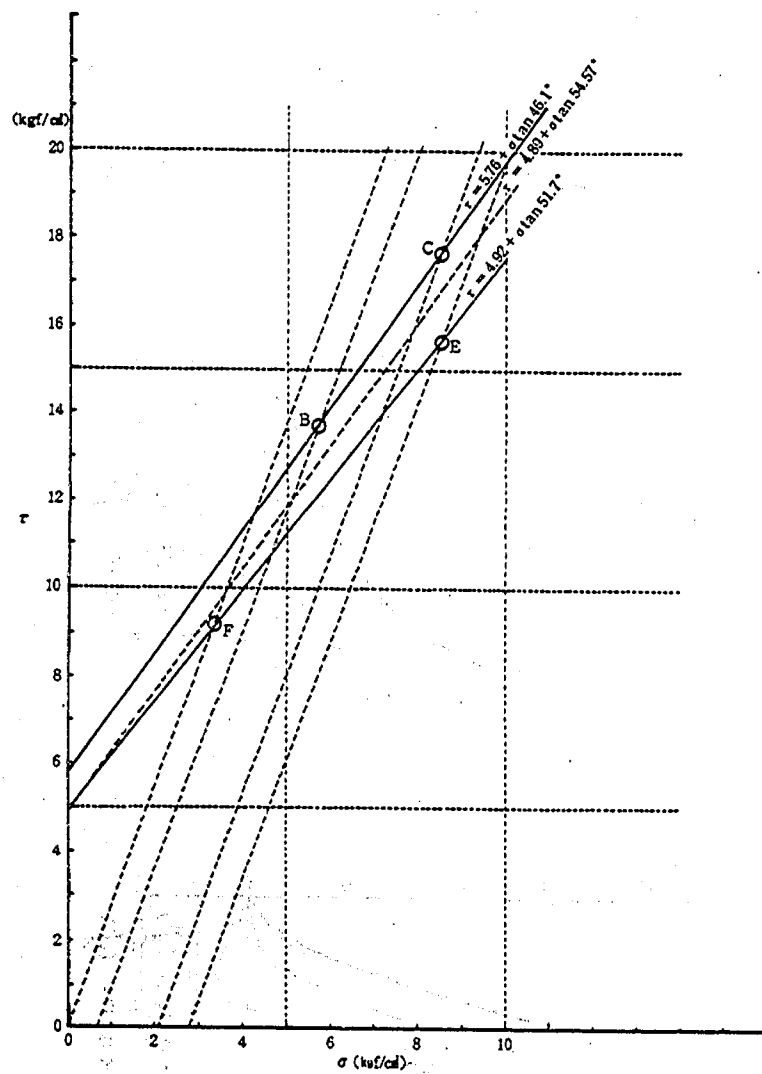


図-3.6.11 せん断応力図 (泥岩)

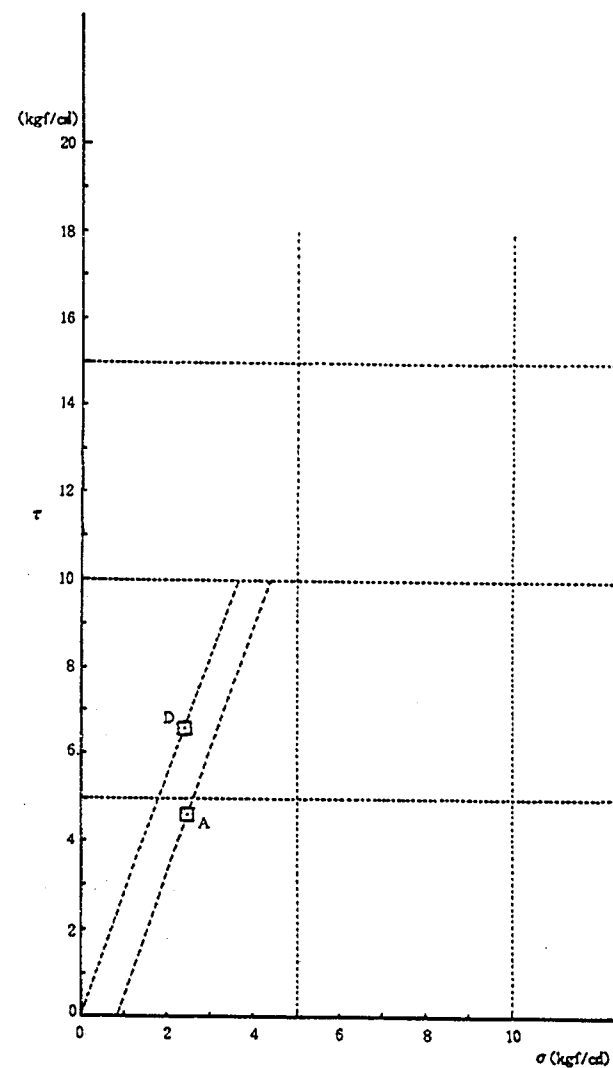


図-3.6.12 せん断応力図 (砂岩)

3.6.5 三軸圧縮試験

i) 試料採取位置 ボーリングコアで採取し、整形して供試体を作成。

ii) 試験結果 泥岩の結果を表-3.6.5 砂岩の結果を表-3.6.6 に示す。

表-3.6.5 (岩種は全て泥岩)

試験 番号	ボー リングNo	ボーリング孔 採取深度 (m)	排水 条件	湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	側 圧 (kgf/cm ²)	最大軸差応 力(kgf/cm ²)	破壊時軸歪 (%)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦 角 (°)
1	23	10.35~10.9	UU	1.811	29.4	1.400	5.0	80.0	1.9	19.1	32.5
		"		1.837	"	1.420	10.0	92.4	2.2		
		"		1.857	"	1.435	15.0	102.9	2.3		
2	23	20.3~21.0	UU	1.869	25.6	1.488	5.0	81.8	1.1	18.0	34.83
		"		1.856	"	1.478	10.0	93.8	1.2		
		"		1.811	27.1	1.425	20.0	120.6	1.6		
3	23	30.7~31.8	UU	1.848	25.9	1.468	5.0	74.9	1.2	20.0	28.17
		"		1.877	"	1.491	15.0	92.6	1.4		
		"		1.888	24.6	1.515	15.0	101.5	1.4		
4	24	27.1~30.0	UU	1.881	26.4	1.567	5.0	75.9	1.4	21.0	27.17
		"		1.858	"	1.469	10.0	84.9	1.5		
		"		1.872	"	1.481	15.0	93.0	2.4		
5	25	20.0~20.6	UU	1.950	26.6	1.540	5.0	61.3	0.8	17.0	25.67
		"		1.927	24.0	1.554	10.0	68.4	1.1		
		"		1.955	"	1.577	20.0	84.3	1.5		
6	26	40.0~41.7	UU	1.870	22.1	1.532	5.0	81.7	1.0	15.0	40.00
		"		1.892	"	1.550	10.0	100.2	1.3		
		"		1.842	"	1.509	20.0	115.0	1.5		
7	27	54.0~54.7	UU	1.820	27.8	1.424	5.0	93.9	1.3	25.6	28.00
		"		1.815	"	1.420	10.0	101.9	1.7		
		"		1.851	"	1.448	15.0	111.0	1.7		

表-3.6.6 (岩種は全て砂岩)

試験 番号	供試体寸法(cm)		湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	側 圧 (kgf/cm ²)	最大軸差応力 (kgf/cm ²)	粘 着 力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
	高 さ	直 径									
8	11.75	4.97	2.022	21.0	1.671	0.616	92.0	0.5	9.653	2.65	38.67
	12.07	5.00	2.007	"	1.659	0.627	90.4	1.0	10.461		
	12.14	5.00	2.034	"	1.681	0.606	93.6	2.0	13.172		
9	11.09	5.00	2.048	21.1	1.691	0.650	90.6	0.5	19.183	3.50	48.42
	11.61	5.00	1.918	"	1.534	0.819	71.9	1.3	22.760		
	11.78	5.00	1.991	"	1.644	0.697	84.5	1.5	23.093		
	11.40	5.00	2.001	"	1.652	0.689	85.4	2.0	25.021		

3.6.6 一軸圧縮試験

i) 試料採取位置 試験番号1～14は、泥岩をボーリングコアで採取し、整形して供試体を作成。試験番号15～19は、平板載荷試験を行った横坑より採取したブロックサンプルより整形して供試体を作成。試験番号20～22は、平板載荷試験を行った横坑付近の泥岩層よりブロックサンプルとして採取したものを整形して供試体を作成。

ii) 試験結果 表-3.6.7, 3.6.8に示す。

表-3.6.7 (ボーリングコア)

試験 番号	ボーリング No	ボーリングコア 採取深度 (m)	湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	間隙比	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	破壊時の軸歪 (%)	変形係数 E _{s0} (kgf/cm ²)
1	5	12.25~15.50	1.915	40.1	1.514	0.67	90.0	—	—
2	6	3.70~3.85					93.0	—	—
3	6	10.70~10.90	1.897	29.7	1.462	0.77	102.0		—
4	7	14.00~14.30	1.869	29.9	1.439	0.75	100.0	—	—
5	8	15.00~15.30					105.0	—	—
6	23	10.35~10.9	1.841	27.5	1.444	—	56.5	1.3	5,200
7	23	20.3~21.0	1.905	28.2	1.486		42.2	0.9	8,500
8	23	30.7~31.8	1.852	21.2	1.528		52.8	1.5	4,100
9	23	43.0~43.15	1.855	19.1	1.558		46.4	1.0	5,900
10	23	61.0~61.2	1.877	23.9	1.515		57.5	0.9	4,900
11	24	27.1~30.0	1.897	26.4	1.501		56.7	1.7	4,600
12	25	20.0~20.6	1.939	24.9	1.552		49.0	1.3	5,400
13	26	40.0~41.7	1.819	26.2	1.441		53.4	1.1	8,100
14	27	54.0~54.7	1.822	27.8	1.426		58.8	0.9	8,600
						平均	70.3		6,100

表-3.6.8 (ブロックサンプル)

試験 番号	供試体寸法 (cm)		湿潤単位体積 重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量 (gf/cm ³)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	破壊時の軸 歪 (%)	変形係数 E ₆₀ (kgf/cm ²)
	高 さ	直 径						
15	10.030	5.238	1.829	31.6	1.390	81.58	0.7	14,300
16	10.040	5.226	1.869	32.39	1.412	89.16	0.7	12,200
17	10.000	5.238	1.860	32.49	1.404	91.14	0.6	17,200
18	10.040	5.103	1.919	32.79	1.445	20.75	0.5	6,600
19	10.250	5.231	1.859	26.13	1.474	89.87	1.0	12,000
20	—	—	1.968	26.23	1.559	65.5	0.6	12,700
21	—	—	1.944	26.74	1.534	74.4	0.9	9,100
22	—	—	1.983	24.78	1.589	70.1	0.7	14,300
					平 均	72.81		12,300

3.7 Tダムの事例

3.7.1 ダムサイト地質の概要

ダムの基礎岩盤は第四期洪積世の笠森層に属する砂質泥岩である。笠森層砂質泥岩は暗青灰色で局所的に細砂を縞状に挟むが、全体的には粘性土を40%程度含む均質なシルト質微細砂の固形物である。地層の走行傾斜は、ENE~WSWで下流側(N)へ4~6°傾いている。また、これを覆って、高、中、低位の各段丘堆積層、崖錐、現河床堆積物が存在する。笠森層砂質泥岩のダム軸地点における厚さは約30mで、透水係数はほぼ $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 程度であり、断層等は存在しない。しかし、固結度が低く、強度が小さいため、重力式コンクリートダムの基礎としては、十分な調査、検討が必要といえる。ダム軸地質断面図を図-3.7.1に示す。

3.7.2 砂質泥岩の物理的性質

表-3.7.1に示す。

表-3.7.1 砂質泥岩の物理的性質

湿潤単位体積重量(gf/cm ³)	1.901	飽和度(%)	98.4
自然含水比(%)	30.6	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	16.0
乾燥単位体積重量(gf/cm ³)	1.456	透水係数(cm/s)	1×10^{-5}
土粒子の比重	2.635		
間隙比	0.81		

3.7.3 原位置平板載荷試験

- i) 試験地点 左岸横坑No.1 (E.L. 28.5 m, 坑長20 m)内坑口より7.2 m地点および、右岸横坑No.2 (E.L. 24.8 m, 坑長15 m)内坑口より6.4 m地点で実施
- ii) 試験点数 2点
- iii) 試験方法 等変位法(載荷板径30 cm)
- iv) 載荷方向 鉛直方向
- v) 載荷パターン 図-3.7.2 参照
載荷速度 5 tf/min (7.1 kgf/cm²/min)
- vi) 応力~変位曲線 No.1 図-3.7.3 No.2 図-3.7.4 に示す。
- vii) 試験結果 表-3.7.2 に示す。

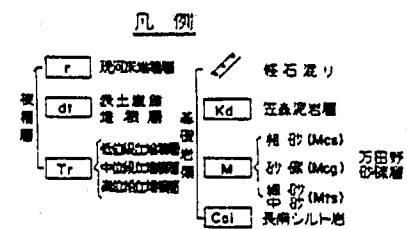
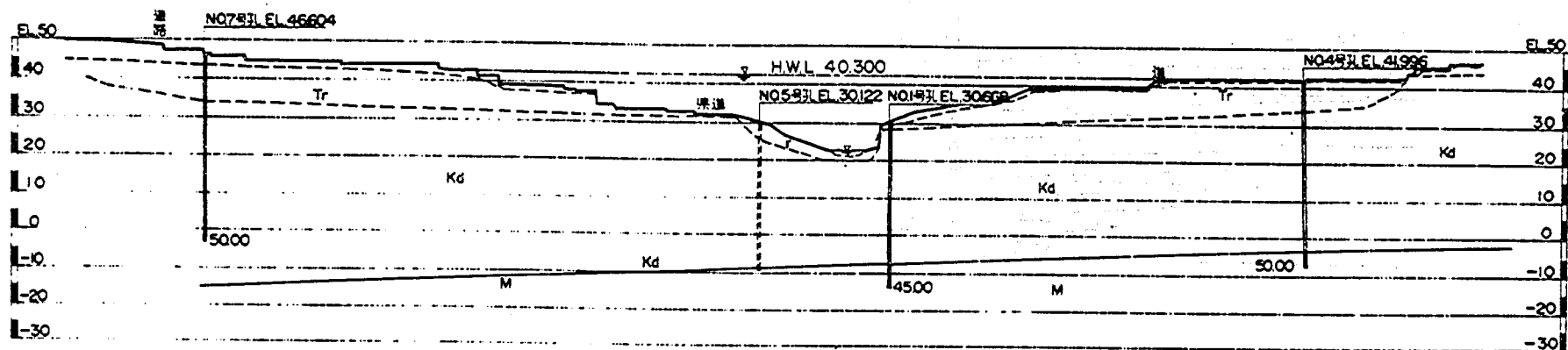


図- 3.7.1 ダム軸地質断面図

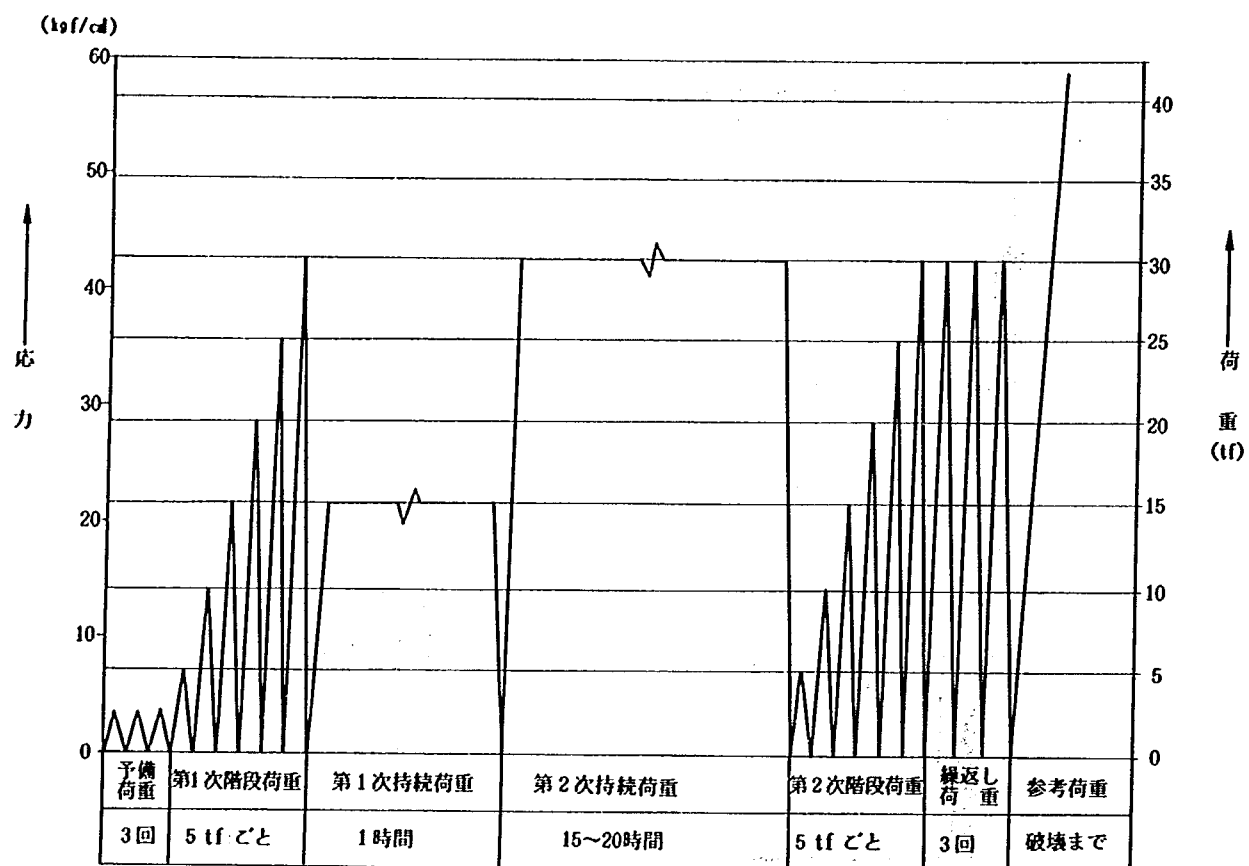
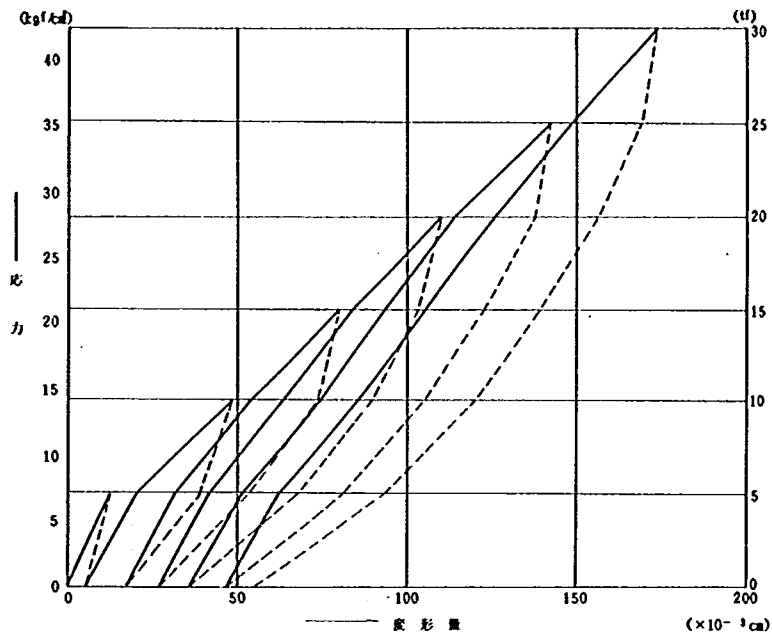
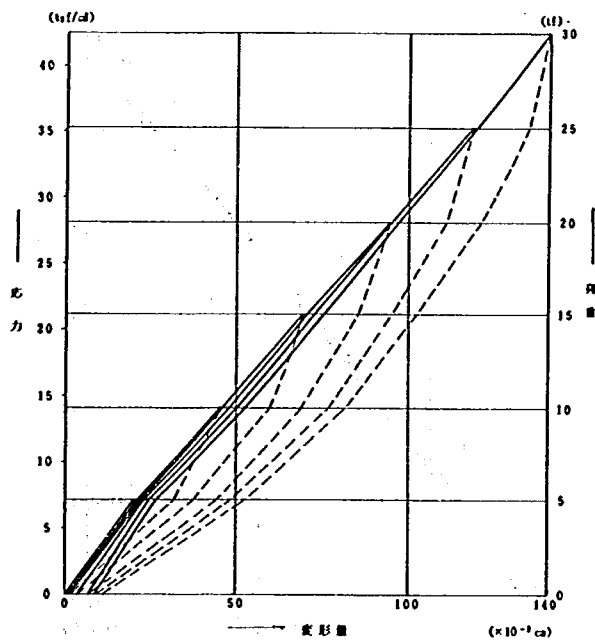


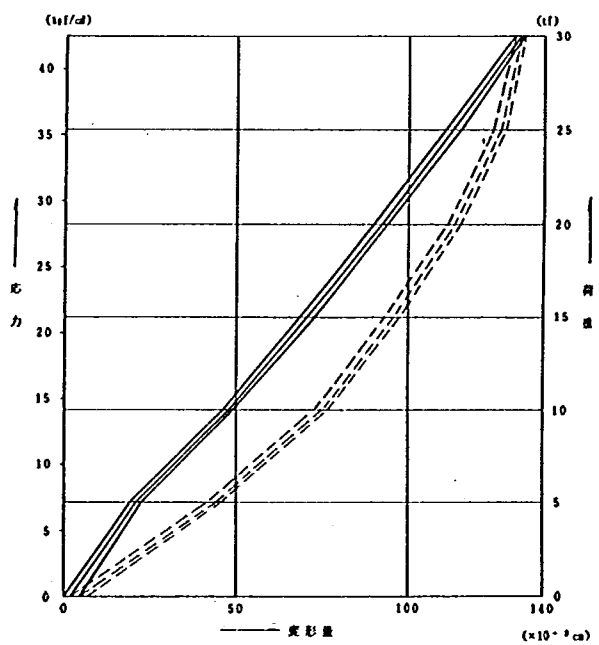
図-3.7.2 載荷パターン



(1) 第1次階段荷重による応力～変位曲線

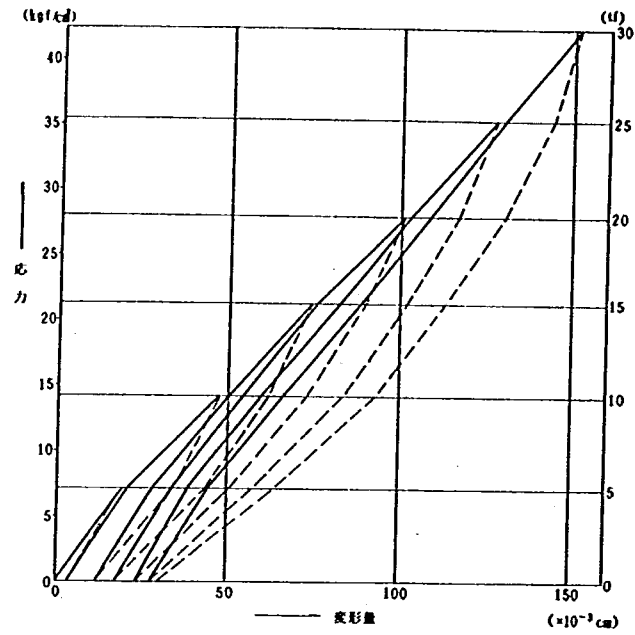


(2) 第2次階段荷重による応力～変位曲線

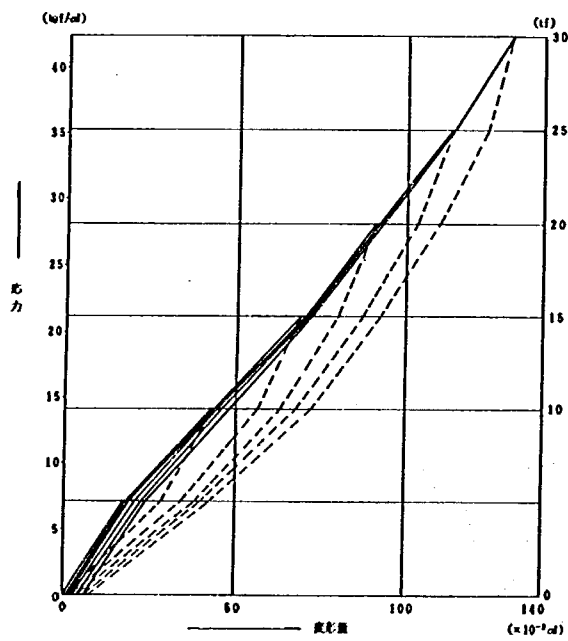


(3) 繰返し荷重による応力～変位曲線

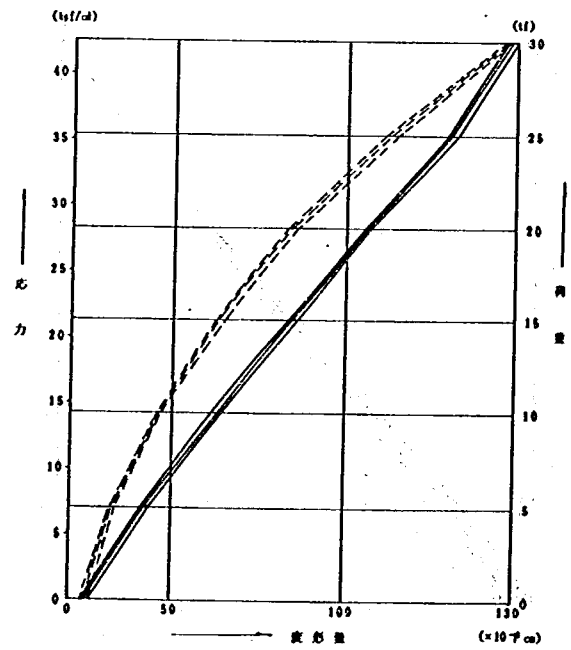
図-3.7.3 応力～変位曲線 (No.1 地点)



(1) 第1次階段荷重による応力～変位曲線



(2) 第2次階段荷重による応力～変位曲線



(3) 繰り返し荷重による応力～変位曲線

図-3.7.4 応力～変位曲線 (No. 2 地点)

表-3.7.2

試験 地点	荷 重 レ ベ ル		変形係数 (kgf/cm ²)	荷 重 レ ベ ル		接線弾性係数 (kgf/cm ²)
	tf	kgf/cm ²		tf	kgf/cm ²	
No 1	5~10	7.1~14.1	4.100	20~30	28.3~42.4	7.300
	10~15	14.1~21.2	5.000	"	"	7.500
	15~20	21.2~28.3	4.900	"	"	7.500
	20~25	28.3~35.4	4.700	—	—	—
	25~30	35.4~42.4	4.700	—	—	—
	平 均		4.700	平 均		7.400
No 2	5~10	7.1~14.1	5.300	20~30	28.3~42.4	8.000
	10~15	14.1~21.2	5.900	"	"	8.000
	15~20	21.2~28.3	5.700	"	"	8.200
	20~25	28.3~35.4	6.000	—	—	—
	25~30	35.4~42.4	5.900	—	—	—
	平 均		5.800	平 均		8.100
全体平均			5.200	全体平均		7.800

注 ポアソン比は0.2とした。

3.7.4 原位置せん断試験

i) 試験位置 左岸横坑No. 1 (E.L. 28.5 m, 坑長 20 m) および右岸横坑No. 2 (E.L. 24.8 m, 坑長 15 m) 内で実施

ii) 試験点数 6 点

試験地点 A No. 1 横坑 15 m 地点
 B No. 1 横坑 10 m 地点
 C No. 1 横坑 5 m 地点
 D No. 2 横坑 8 m 地点
 E No. 2 横坑 4 m 地点

iii) 試験方法 ブロックせん断試験 (0.7 m × 0.7 m)

iv) 載荷速度 傾斜荷重 1 tf/min

v) 応力～変位曲線 図-3.7.5 に示す。

vi) 試験結果 表-3.7.3 に示す。

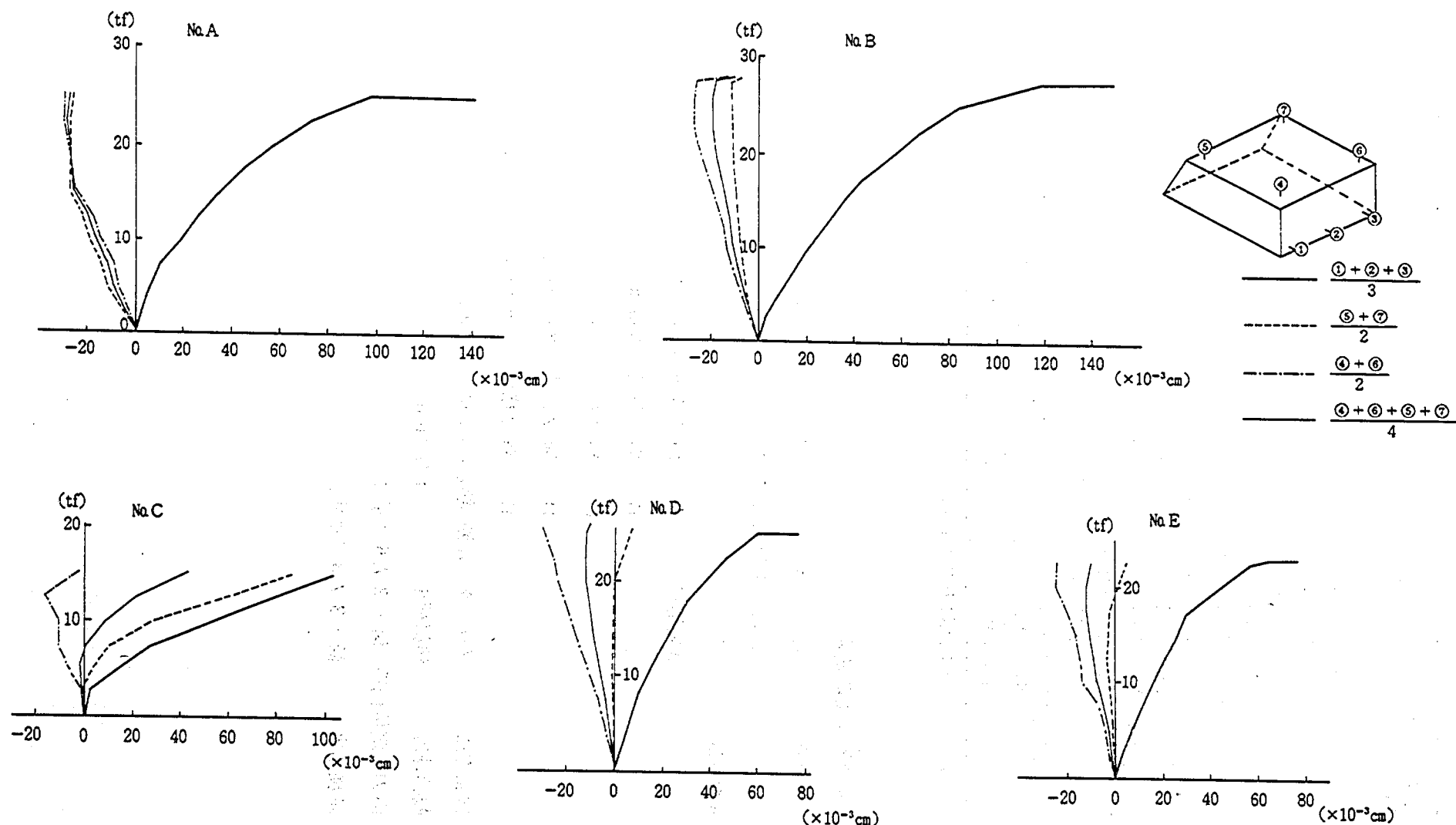


圖- 3.7.5 荷重~変位曲線

表- 3.7.3 原位置せん断試験試験結果

試験地点	初期垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断時垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断応力 (kgf/cm ²)
No.A	1.0 2	3.0 9	4.4 4
No.B	2.0 4	4.4 6	5.1 8
No.C	0.5 1	1.8 0	2.7 7
No.D	0.7 1	2.8 7	4.6 2
No.E	0.5 1	2.5 4	4.3 5

せん断弾性定数は、C点を除いた値が $t_0 = 2.55 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 31.9^\circ$ 全点を含めると $\tau_0 = 1.89 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 38.88^\circ$ せん断応力図を図- 3.7.6 に示す。

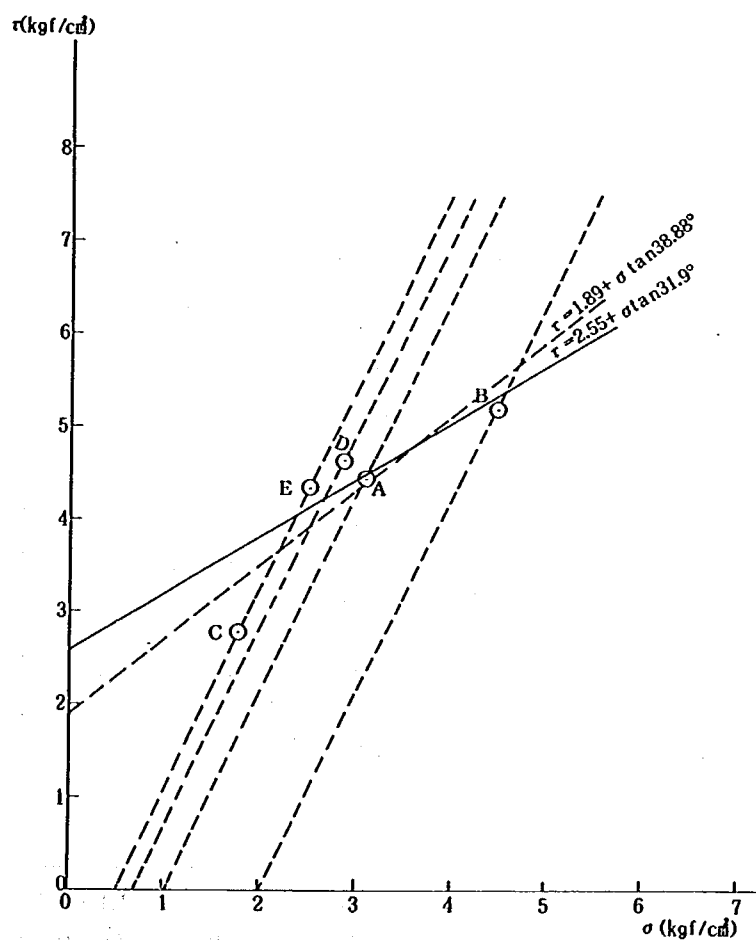


図- 3.7.6 せん断応力図

3.7.5 三軸圧縮試験

- i) 試料採取位置 ダムサイト付近のボーリングコアより供試体を作成
- ii) 供試体の大きさ 試験番号1～3, 6～11は, ϕ 5 cm高さ10cm
 試験番号4, 5は ϕ 4 cm高さ8 cm
- iii) 載荷速度 試験番号7～11は, 歪制御 1 %/min
- iv) 試験結果 表－ 3.7.4 に示す。

表－ 3.7.4 三軸圧縮試験の結果

試験 番号	ボーリ ング No	ボーリングコア 採 取 深 度 (m)	排水 条件	側 圧 (kgf/cm ²)	最大軸差 応 力 (kgf/cm ²)	破壊時 軸 歪 (%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (°)
1	1	20.38 ~ 20.65 24.45 ~ 24.75 "	CU	2.0 4.0 6.0	19.0 20.1 28.3	— — —	— — —	4.1	37
2	3	7.65 ~ 8.00 11.03 ~ 11.45 "	CU	2.0 4.0 6.0	18.9 25.3 29.5	— — —	— — —	3.1	45
3	3	18.00 ~ 18.25 24.15 ~ 24.50 30.60 ~ 31.00	CU	2.0 4.0 6.0	24.4 28.3 31.0	— — —	— — —	5.1	42
4	4	11.80 ~ 12.00 35.55 ~ 35.70	CU	3.0 6.0	21.4 25.5	— —	— —	2.5	45
5	4	26.75 ~ 26.90 31.15 ~ 31.30 38.80 ~ 38.95	CU	2.0 4.0 6.0	20.0 22.0 24.3	— — —	— — —	3.3	45
6	7	15.40 ~ 15.70 17.50 ~ 17.85 31.15 ~ 31.45	CU	2.0 4.0 6.0	15.2 24.0 28.4	— — —	— — —	3.3	40
7	52-2	10.0 ~ 12.0 " " "	UU	5.0 10.0 15.0 20.0	28.62 39.40 44.92 56.24	4.0 5.0 3.0 3.0	1,170 2,020 3,130 4,310	5.5	30.0
8	52-2	20.0 ~ 22.0 " " "	UU	5.0 10.0 15.0 20.0	19.81 36.91 38.95 51.97	2.0 4.0 4.0 3.5	1,430 1,800 2,220 3,710	3.8	30.0

試験 番号	ボーリ ング No	ボーリングコア 採取深度 (m)	排水 条件	側 圧 (kgf/cm ²)	最大軸差 応 力 (kgf/cm ²)	破壊時 軸 歪 (%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (°)
9	52-2	30.0 ~ 32.0	UU	5.0	27.45	3.0	2,000	6.3	27.5
		"		10.0	36.50	3.0	2,690		
		"		15.0	46.23	2.5	4,180		
		"		20.0	54.12	2.5	5,400		
10	52-2	40.0 ~ 42.0	UU	5.0	31.18	2.5	1,410	7.0	24.0
		"		10.0	32.91	3.0	2,670		
		"		15.0	41.97	4.0	2,330		
		"		20.0	48.56	3.5	3,430		
11	52-2	50.0 ~ 52.0	UU	5.0	25.50	3.0	1,250	5.7	21.0
		"		10.0	26.36	5.0	1,300		
		"		15.0	31.89	5.0	1,880		
		"		20.0	36.51	4.0	2,400		

3.7.6 一軸圧縮試験

i) 試料採取位置 ダムサイト付近のボーリングコアより供試体を作成。

ii) 供試体の大きさ 試験番号1~30はφ 6.2 cm高さ 12.4 cm

試験番号31~40はφ 4.1 cm高さ 8.2 cm

iii) 試験結果 表- 3.7.4 に示す。

表- 3.7.4 一軸圧縮試験結果

試験 番号	ボーリ ング孔 No	ボーリングコア 採取深度 (m)	湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水 比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙 比	飽和 度 (%)	一軸圧縮 強 度 (kgf/cm ²)	破壊時 軸 歪 (%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)
1	1	3.53 ~ 3.79	1,888	30.2	1,453	0.77	—	17.7	—	—
2	1	7.72 ~ 8.00	—	—	—	—	—	17.1	—	—
3	1	11.00 ~ 11.23	—	—	—	—	—	23.5	—	—
4	1	16.00 ~ 16.30	—	—	—	—	—	12.0	—	—
5	1	20.38 ~ 20.65	—	—	—	—	—	18.7	—	—
6	1	24.25 ~ 24.75	—	—	—	—	—	13.2	—	—
7	1	29.14 ~ 29.33	1,935	28.2	1,513	0.73	—	25.4	—	—
8	1	32.20 ~ 32.44	—	—	—	—	—	13.2	—	—
9	2	5.80 ~ 6.00	1,885	32.3	1,425	0.85	—	10.6	—	—
10	2	6.70 ~ 6.93	1,900	31.9	1,440	0.85	—	12.9	—	—

試験 番号	ボーリ ング孔 No	ボーリングコア 採取深度 (m)	湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水 比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙 比	飽和 度 (%)	一軸圧縮 強度 (kgf/cm ²)	破壊時 軸歪 (%)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)
11	2	8.65 ~ 8.83	1,914	30.9	1,463	0.82	—	9.1	—	—
12	2	9.00 ~ 9.20	1,955	29.9	1,506	0.81	—	9.1	—	—
13	2	12.55 ~ 12.80	1,958	30.9	1,498	0.85	—	16.7	—	—
14	3	4.65 ~ 5.00	1,886	29.6	1,455	0.76	—	18.4	—	—
15	3	7.65 ~ 8.00	—	—	—	—	—	15.6	—	—
16	3	11.05 ~ 11.45	1,900	32.1	1,435	0.87	—	15.3	—	—
17	3	18.00 ~ 18.25	1,909	29.4	1,475	0.77	—	19.0	—	—
18	3	27.50 ~ 27.70	1,898	31.9	1,439	0.85	—	21.0	—	—
19	3	30.60 ~ 31.00	1,946	27.8	1,523	0.73	—	23.0	—	—
20	3	36.70 ~ 37.00	—	—	—	—	—	15.0	—	—
21	4	11.80 ~ 12.00	1,952	27.1	1,536	0.71	—	9.4	—	—
22	4	22.45 ~ 22.60	—	—	—	—	—	16.7	—	—
23	4	22.45 ~ 22.60	—	—	—	—	—	13.0	—	—
24	4	28.25 ~ 28.45	1,909	31.9	1,430	0.92	—	19.8	—	—
25	4	31.15 ~ 31.30	1,886	30.2	1,446	0.72	—	13.0	—	—
26	7	15.40 ~ 15.70	1,924	29.1	1,491	0.76	—	13.0	—	—
27	7	16.70 ~ 17.00	—	—	—	—	—	21.5	—	—
28	7	17.50 ~ 17.85	1,919	30.4	1,472	0.81	—	14.4	—	—
29	7	23.50 ~ 23.80	1,894	30.9	1,447	0.81	—	13.2	—	—
30	7	31.15 ~ 31.45	1,891	30.7	1,447	0.80	—	13.7	—	—
31	52-2	10.0 ~ 12.0	1,893	30.6	1,449	0.796	100.0	18.0	2.5	750
32	52-2	10.0 ~ 12.0	1,884	30.6	1,443	0.803	99.2	16.62	2.5	638
33	52-2	20.0 ~ 22.0	1,872	31.3	1,426	0.825	98.7	10.03	1.5	625
34	52-2	20.0 ~ 22.0	1,882	31.3	1,433	0.816	99.8	12.84	2.0	800
35	52-2	30.0 ~ 32.0	1,885	32.1	1,427	0.853	97.9	22.79	2.0	1004
36	52-2	30.0 ~ 32.0	1,868	32.1	1,414	0.840	99.4	18.50	2.5	767
37	52-2	40.0 ~ 42.0	1,883	30.1	1,447	0.824	96.4	21.30	2.0	955
38	52-2	40.0 ~ 42.0	1,896	30.1	1,457	0.811	97.9	18.39	2.0	920
39	52-2	50.0 ~ 52.0	1,863	31.6	1,416	0.852	97.3	15.10	2.0	833
40	52-2	50.0 ~ 52.0	1,865	31.6	1,417	0.851	97.2	13.22	2.0	722
		平均						16.02		800

3.8 Sダムの事例

3.8.1 ダムサイト地質の概要

ダムサイトに分布する地質は、新第三紀鮮新世～中新世に属する猪牟田層を構成する凝灰角礫岩、砂岩、泥岩、第四紀更新世の町田熔岩、野上熔岩類および阿蘇熔岩、九重熔岩の火砕流堆積物、そして段丘堆積層、ローム層、崖錐堆積層、現河床、堆積層等の未固結被覆層からなる。地質構造は猪牟田層を基盤とし、左岸にはその上に輝石安山岩質同質碎屑岩類が堆積しそれを覆って町田熔岩が存在し、右岸には野上熔岩が流れており、河床には猪牟田層を貫いて野上熔岩の貫入が見られる。猪牟田層はいずれの岩種も節理・亀裂は少ないが、固結度が低く、いわゆる軟岩に属する。ダムの設計、建設についてはこの猪牟田層の変形性、せん断強度について十分な調査が必要である。ダム軸付近の地質断面図を図-3.8.1に示す。

3.8.2 猪牟田層砂岩・泥岩・凝灰角礫岩の物理的性質

猪牟田層砂岩、泥岩、凝灰角礫岩の物理的性質の一覧をそれぞれ表-3.8.1～3.8.3に示す。また、粒度曲線を図-3.8.2～3.8.4に示す。

表-3.8.1 砂岩の物理的性質

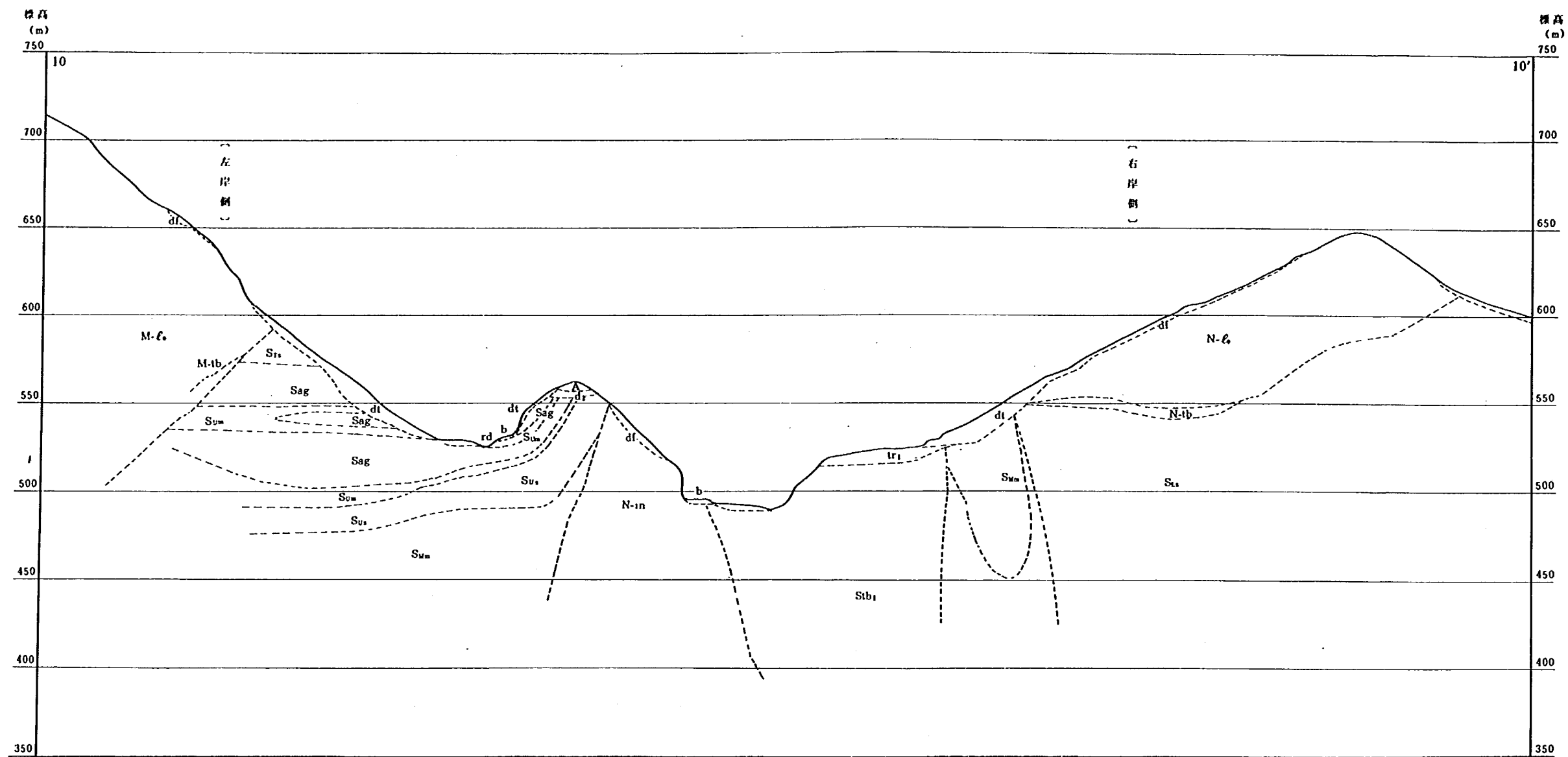
湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)		2.035	粒 度	レキ分 (%)	0.3	飽和度 (%)	80.6
自然含水比 (%)		18.8		砂分 (%)	68.3	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	15.6
乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)		1.713		シルト粘土分 (%)	31.4	透水係数 (cm/s)	1.3×10^{-8} $\sim 1.4 \times 10^{-7}$
土粒子の比重		2.794		最大粒径 (mm)	2.00～4.76		
間隙比		0.58		60%粒径 (mm)	—		
コン シ ス テ ン シー 限 界	液性限界 (%)	38.5		10%粒径 (mm)	—		
	塑性限界 (%)	21.1		均等係数	—		
	塑性指数	17.4					

表- 3.8.2 泥岩の物理的性質

湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)		1,806	粒 度	レキ分 (%)	0	飽和度 (%)	93.7
自然含水比 (%)		35.1		砂分 (%)	4	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	13.2
乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)		1,327		シルト分 (%)	66	透水係数 (cm/s)	—
土粒子の比重		2,713		粘土分 (%)	2.00		
間隙比		1.05		最大粒径 (mm)	30		
コンシステンシー 限界	液性限界 (%)	67.1		60%粒径 (mm)	—		
	塑性限界 (%)	32.3		10%粒径 (mm)			
	塑性指数	34.8		均等係数	—		

表- 3.8.3 凝灰角礫岩の物理的性質

湿潤単位体積重量 (gf/cm ³)		1,981	粒 径	レキ分 (%)	10	飽和度 (%)	77.7
自然含水比 (%)		18.6		砂分 (%)	52	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	21.5
乾燥単位体積重量 (gf/cm ³)		1,671		シルト分 (%)	26	透水係数 (cm/s)	—
土粒子の比重		2,548		粘土分 (%)	12		
間隙比		0.52		最大粒径 (mm)	9.52~19.1		
コンシステンシー 限界	液性限界 (%)	52.1		60%粒径 (mm)	—		
	塑性限界 (%)	28.3		10%粒径 (mm)	—		
	塑性指数	23.8		均等係数	—		



時代	記号	層相岩相
第四紀	b	盛上
	rd	現河床堆積層
	dt	堆積層
	Lm	火山灰層
	tr	低位段丘堆積層
	tr	高位段丘堆積層
	Kw	九重熔岩
	d	旧期堆積層II
	gr	旧期砂礫層II
	A	阿蘇熔岩
	d	旧期堆積層II
	gr	旧期砂礫層II
	N-L	野上熔岩
	N-Lb	野上凝灰角礫岩
第三紀	N-in	野上貫入岩
	M-L	町田熔岩
	M-Lb	町田凝灰角礫岩
	d	旧期堆積層I
	gr	旧期砂礫層I
	Srs	最上部砂岩層
	Sag	輝石安山岩 同質砂岩類
	Srs	上部砂岩層
	Srs	中部砂岩層
	Srs	下部砂岩層

図-3.8.1 ダム軸付近地質断面図

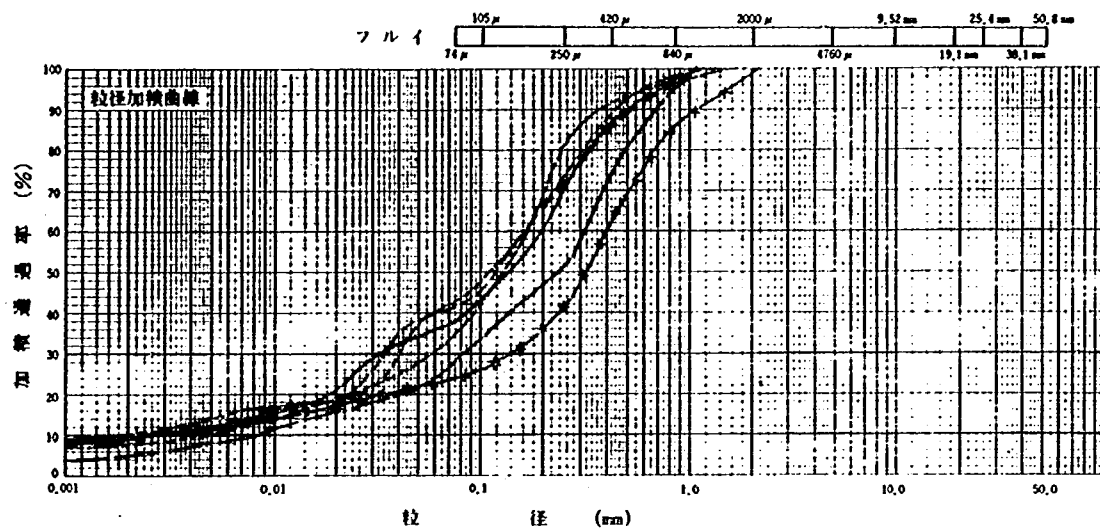


図-3.8.2 砂岩の粒度曲線

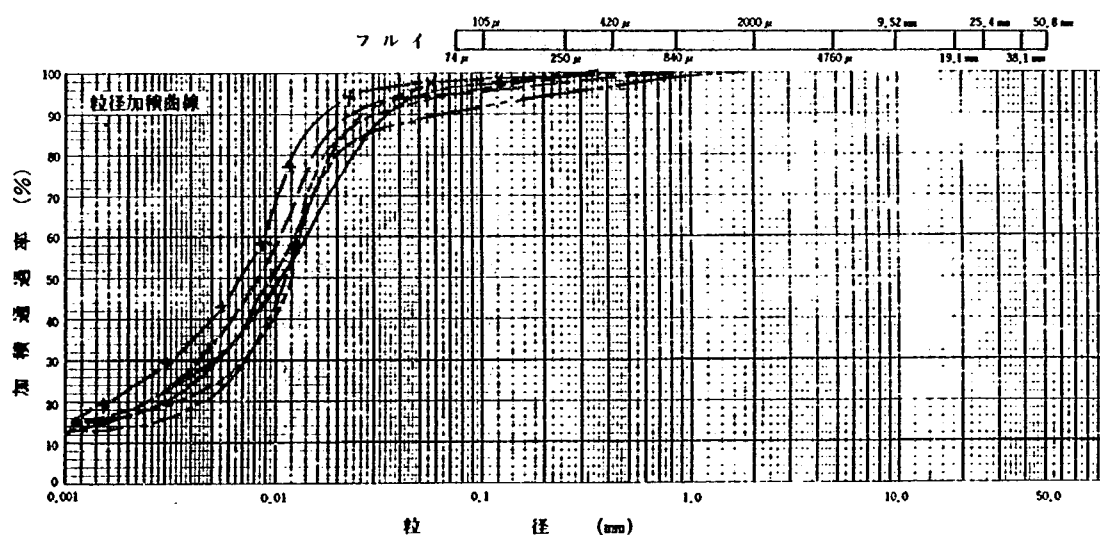


図-3.8.3 泥岩の粒度曲線

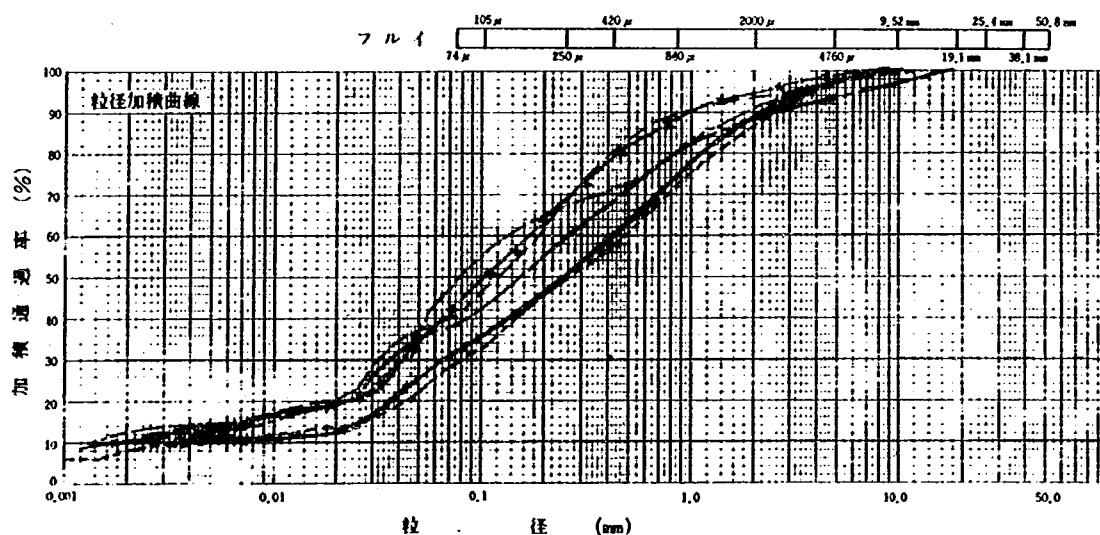


図-3.8.4 凝灰角礫岩の粒度曲線

3.8.3 原位置平板载荷試験

3-1 砂 岩

i) 試験位置

R-6 横坑 (EL. 514.59m, 坑長 75m) 内 52.5m, 66.5m 地点

R-8 横坑 (EL. 534.05m, 坑長 70m) 内 31.5m, 67.5m 地点

R-9 横坑 (EL. 535.00m, 坑長 80m) 内 32.5m, 66.5m 地点で実施。

ii) 試験点数

6 点

試験地点

Na 1 R-6 横坑 52.5 m 地点

Na 2 R-6 横坑 66.5 m 地点

Na 3 R-8 横坑 31.5 m 地点

Na 4 R-8 横坑 67.5 m 地点

Na 5 R-9 横坑 32.5 m 地点

Na 6 R-9 横坑 66.5 m 地点

iii) 試験方法

等変位法 (载荷板径 30 cm)

iv) 载荷方向

鉛直方向

v) 载荷パターン

図-3.8.5 参照

载荷速度 2.5 kgf/cm²/min

vi) 応力～変位曲線

Na 1 図-3.8.6

Na 4 図-3.8.9

Na 2 図-3.8.7

Na 5 図-3.8.10

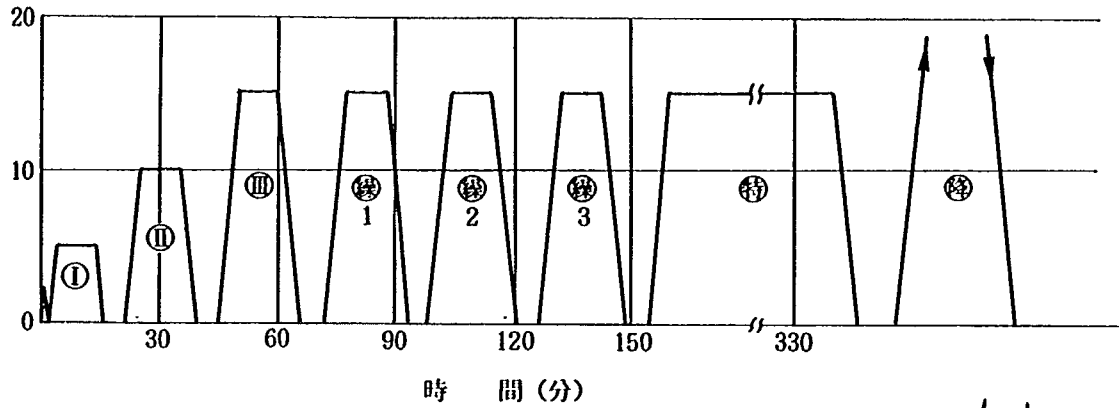
Na 3 図-3.8.8

Na 6 図-3.8.11に示す。

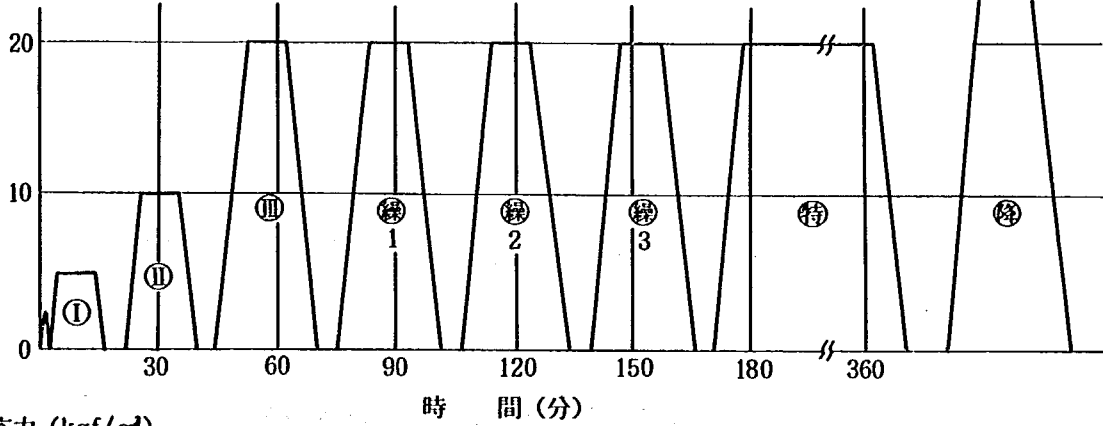
vii) 試験結果

表-3.8.4 に示す。

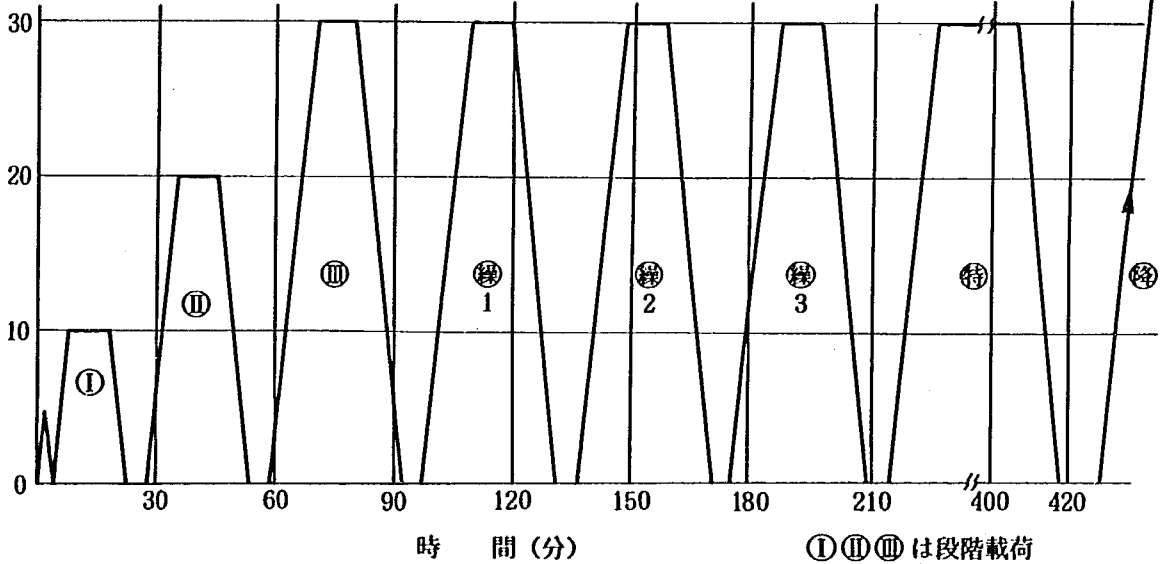
応力 (kgf/cm²)



応力 (kgf/cm²)



応力 (kgf/cm²)



- ① Ⅱ Ⅲ は段階载荷
- 繰 は繰返し载荷
- 特 は特続载荷
- 降 は降伏载荷を示す

図-3.8.5 载荷パターン

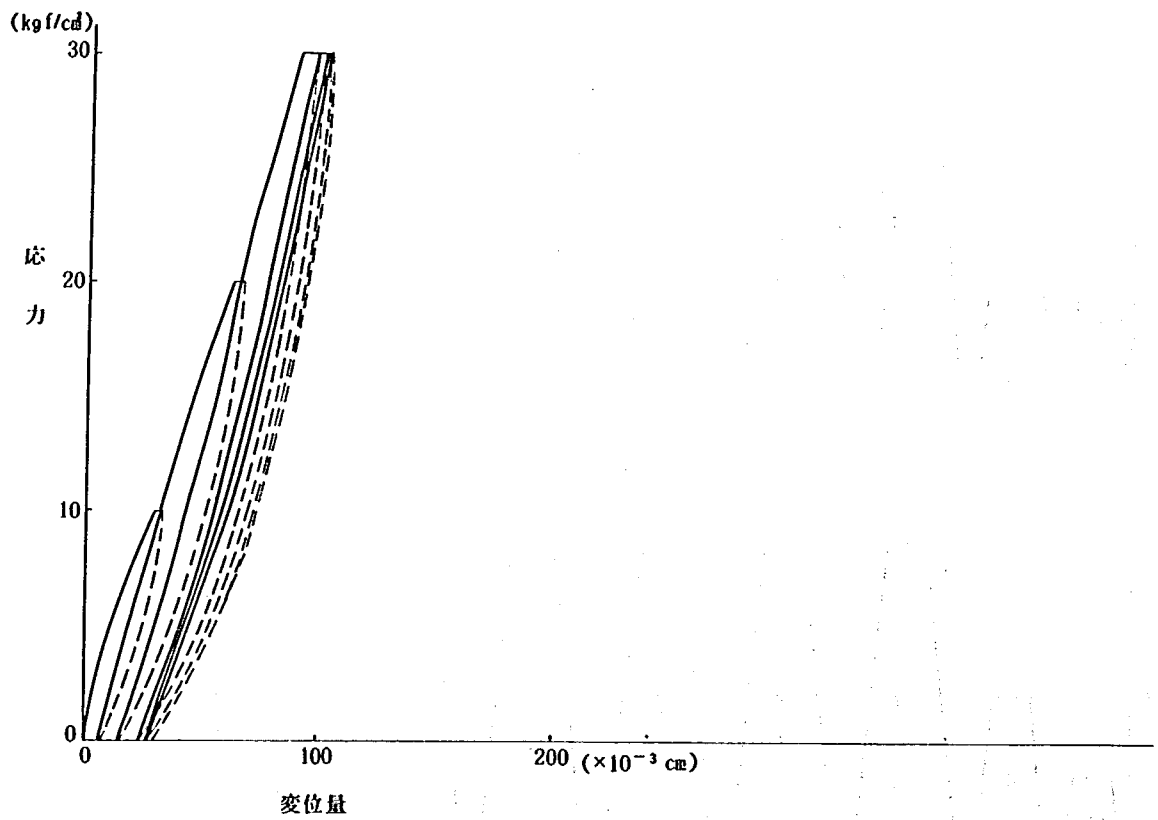


図 3.8.6 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No 1)

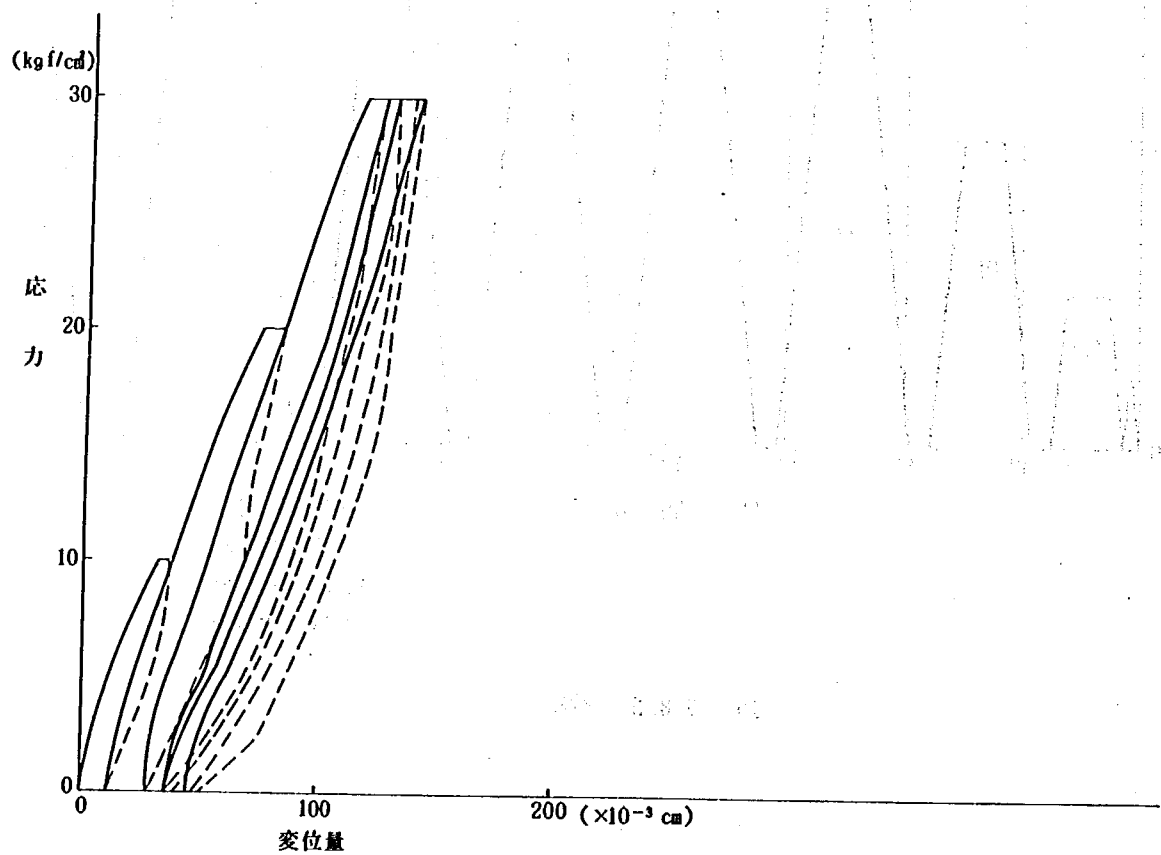


図 3.8.7 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No 2)

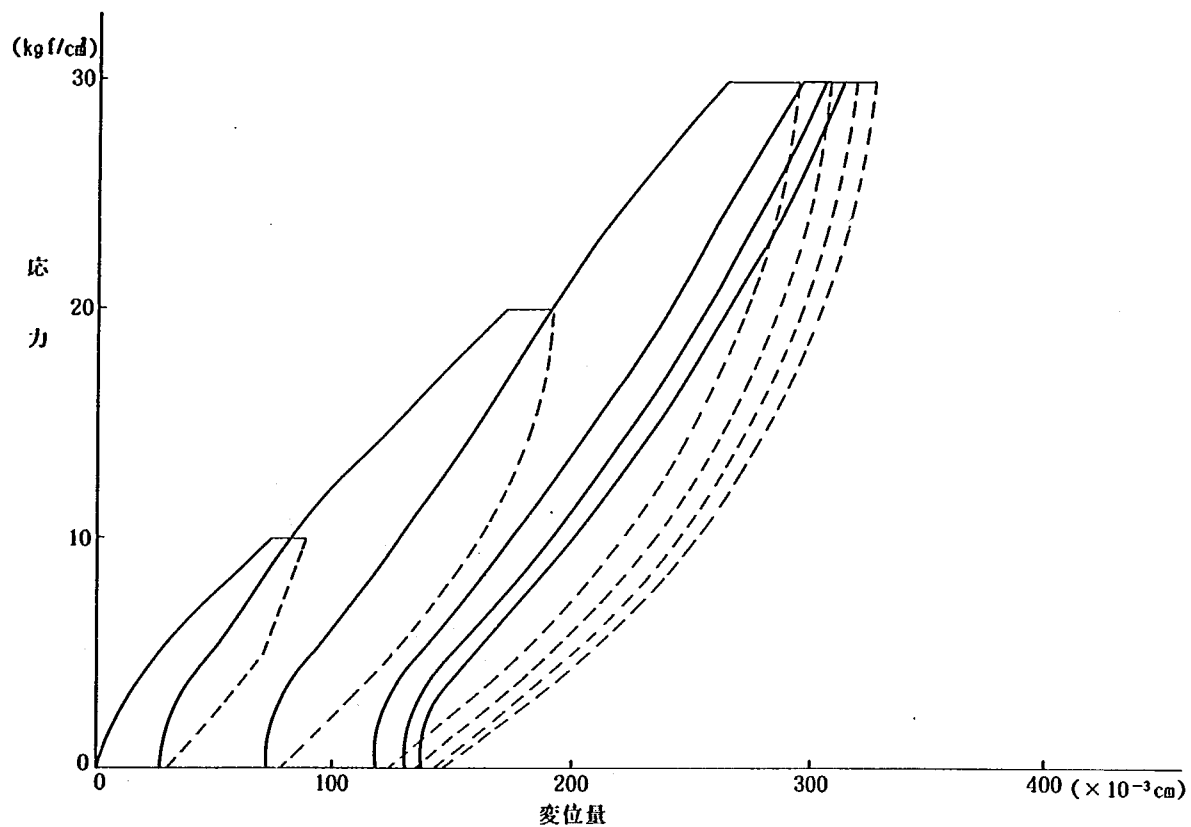


図-3.8.8 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.3)

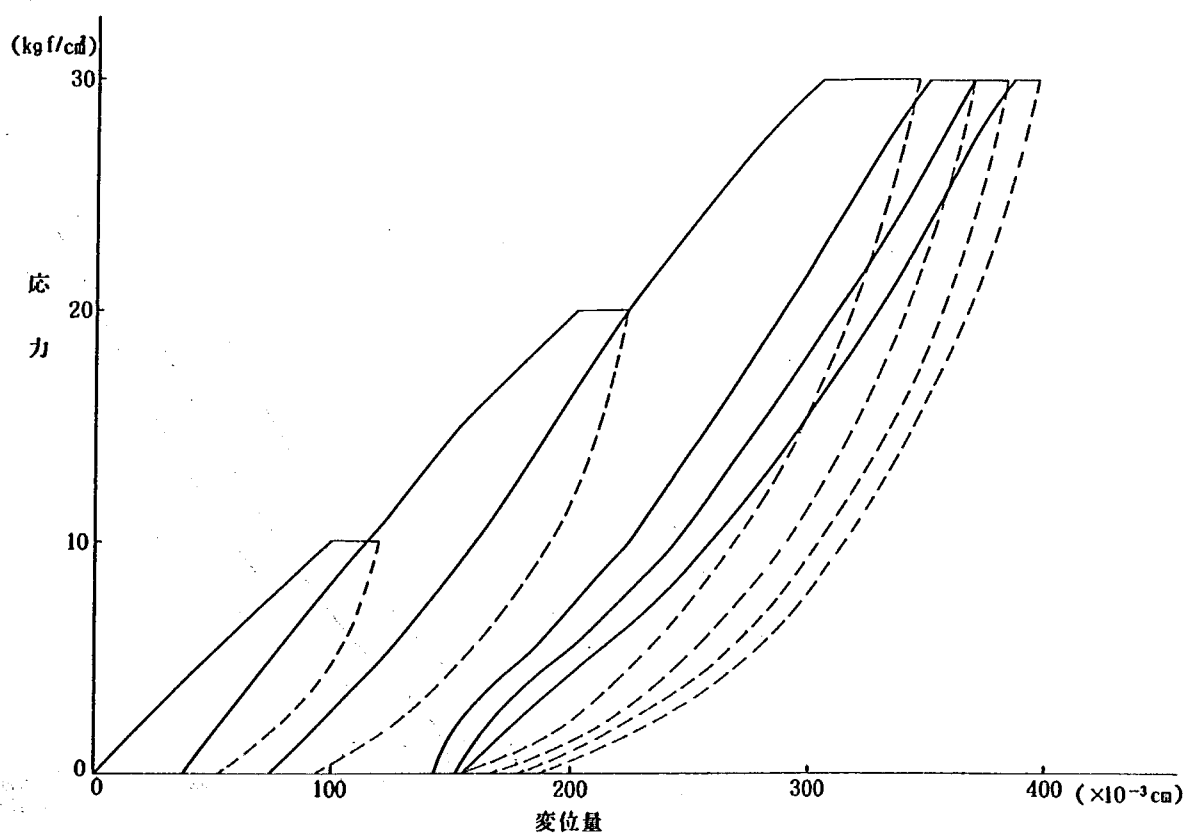


図-3.8.9 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.4)

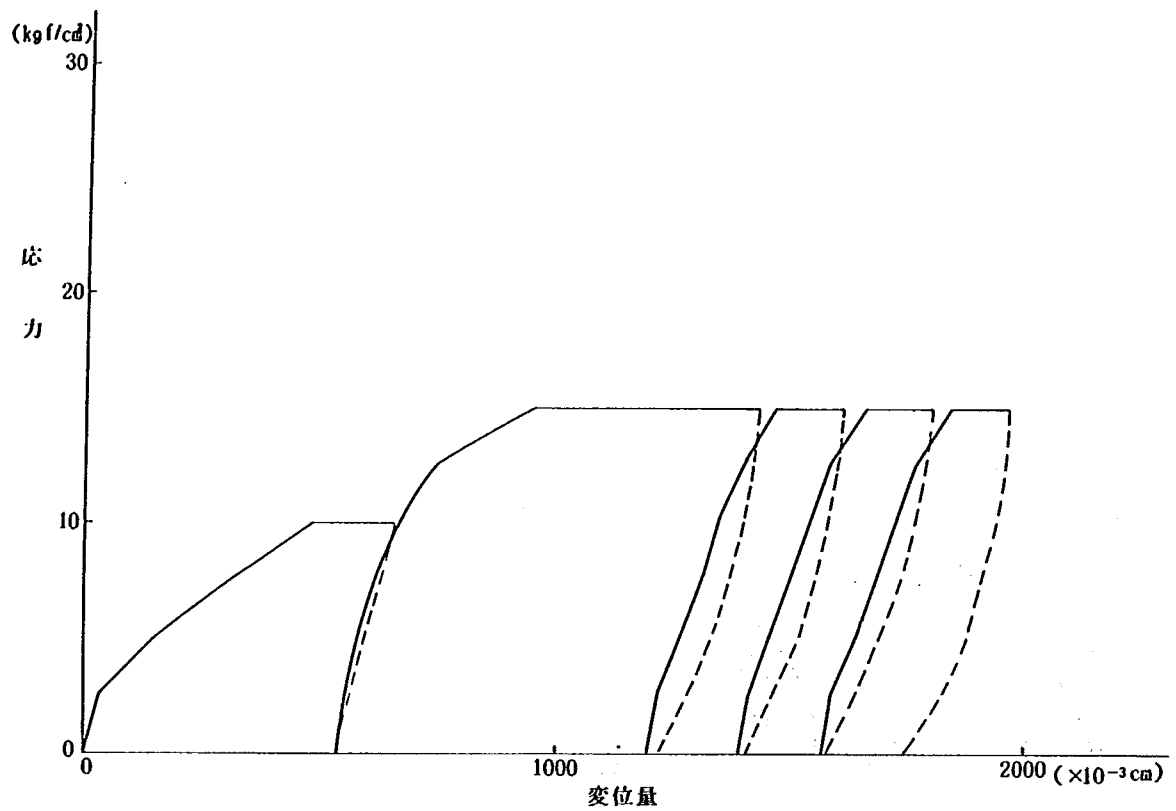


図-3.8.10 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.5)

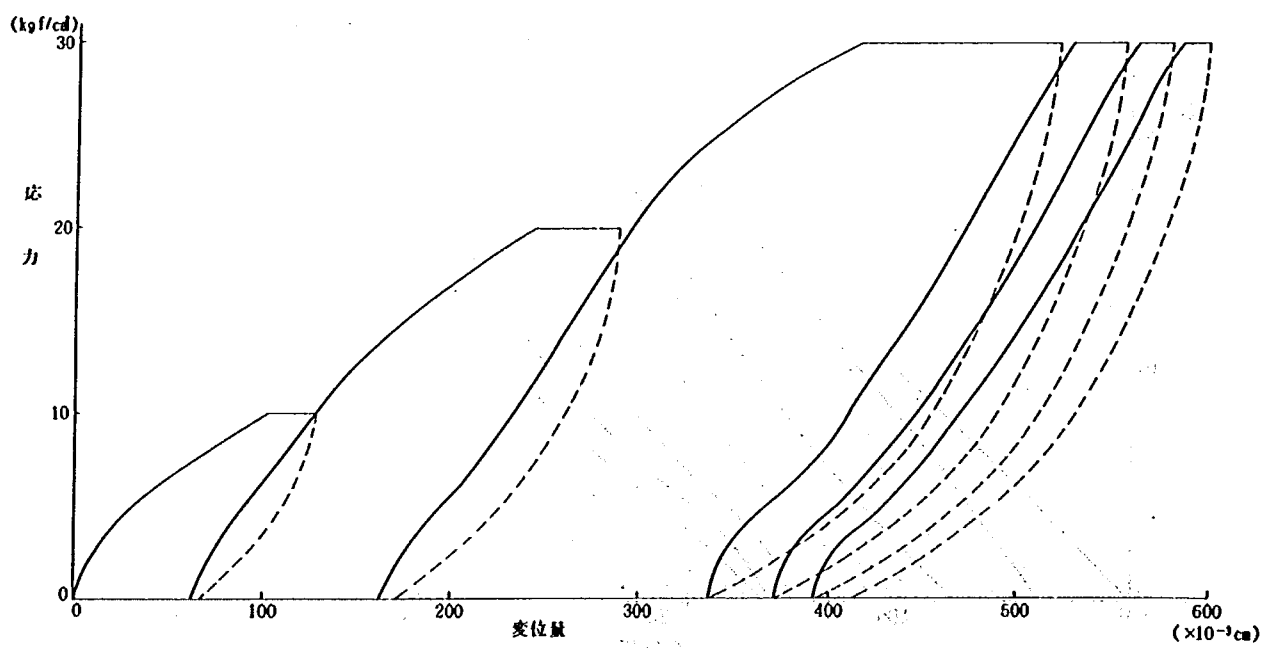


図-3.8.11 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.6)

表-3.8.4 平板載荷試験結果

試験地点	変形係数		接線弾性係数		割線弾性係数	
	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係数 (kgf/cm ²)
No 1	10 ~ 30	7,040	10 ~ 30	10,370	0 ~ 30	8,660
			12.5 ~ 30	10,670	0 ~ 30	8,630
			20 ~ 30	12,480	0 ~ 30	8,690
		7,040	平均	11,170	平均	8,660
No 2	10 ~ 30	5,060	20 ~ 30	9,470	0 ~ 30	7,350
			20 ~ 30	7,490	0 ~ 30	6,930
			17.5 ~ 30	8,280	0 ~ 30	6,790
		5,060	平均	8,410	平均	7,020
No 3	10 ~ 30	2,240	15 ~ 30	3,740	0 ~ 30	3,610
			20 ~ 30	4,140	0 ~ 30	3,620
			20 ~ 30	4,160	0 ~ 30	3,570
		2,240	平均	4,010	平均	3,600
No 4	10 ~ 30	2,090	15 ~ 30	3,510	0 ~ 30	3,090
			20 ~ 30	3,810	0 ~ 30	2,970
			17.5 ~ 30	3,790	0 ~ 30	2,790
		2,090	平均	3,700	平均	2,950
No 5	5 ~ 10	320	5 ~ 12.5	1,260	0 ~ 15	1,190
			2.5 ~ 12.5	1,250	0 ~ 15	1,210
			5 ~ 12.5	1,230	0 ~ 15	1,200
		320	平均	1,250	平均	1,200
No 6	7.5 ~ 24.2	2,020	15 ~ 30	3,740	0 ~ 30	3,340
			17.5 ~ 27.5	4,030	0 ~ 30	3,370
			17.5 ~ 27.5	4,180	0 ~ 30	3,350
		2,020	平均	3,980	平均	3,350
	全平均	3,130	全平均	5,420	全平均	4,460

注 ポアソン比は 0.3 とした。

3-2 泥 岩

i) 試験位置

R-7 横坑 (EL, 495.59m, 坑長 100m) 内 69m 地点で実施。

ii) 試験点数

2 点

試験番号

No 7 R-7 横坑 69m 地点

No 8 R-7 横坑 69m 地点

iii) 試験方法

等変位法 (載荷板 角型 30cm×30cm)

iv) 載荷方向

No 7 は鉛直方向, No 8 は水平方向

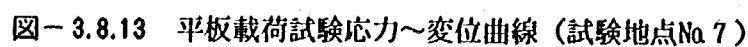
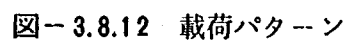
v) 載荷パターン

No 7, 8 … 図-3.8.12 参照

vi) 応力～変位曲線

№ 8 図—3.8.14, 3.8.15に示す。

表-3.8.5に示す。



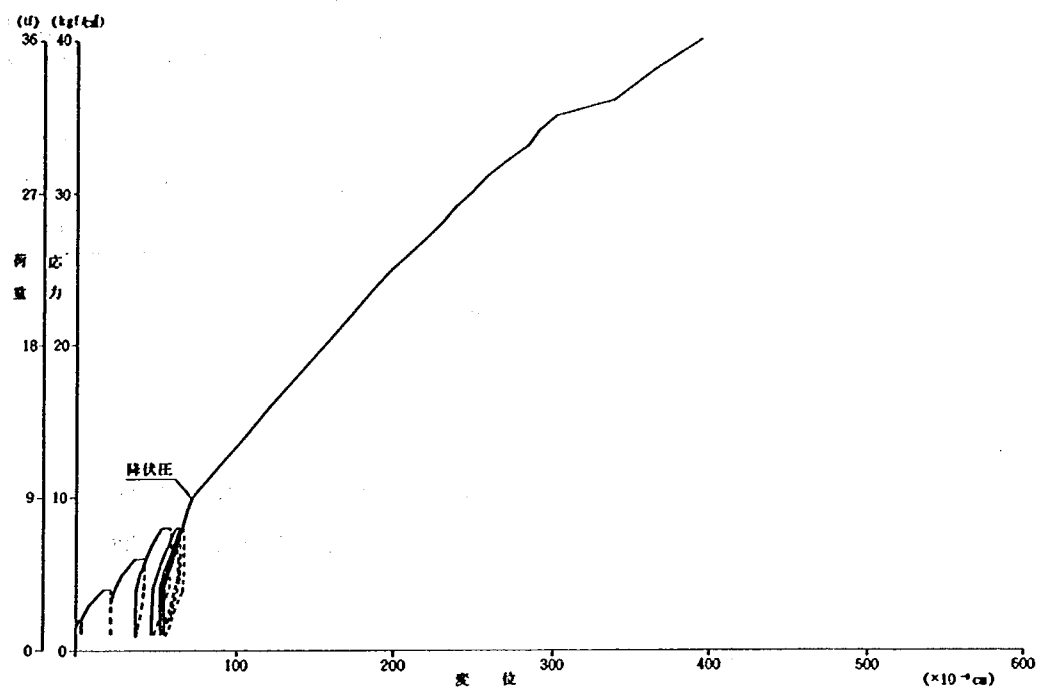


図-3.8.14 平板載荷試験応力～変位図（試験地点No.8 川側）

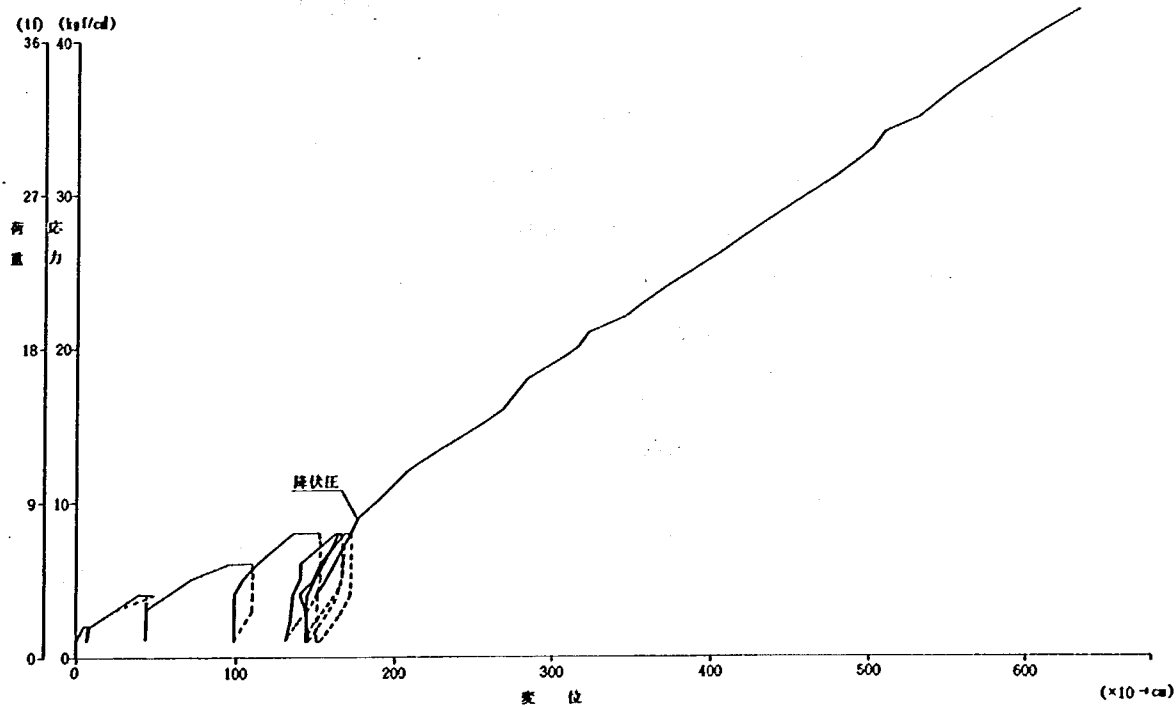


図-3.8.15 平板載荷試験応力～変位図（試験地点No.8 山側）

表- 3.8.5 平板載荷試験結果

試験地点	変形係数		接線弾性係数		割線弾性係数	
	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係数 (kgf/cm ²)
Na 7	4 ~ 8	1,250	4 ~ 8	3,900	1 ~ 8	5,300
Na 8	川側	4 ~ 8	5 ~ 8	8,200	1 ~ 8	17,050
	山側	4 ~ 8	4 ~ 8	4,350	1 ~ 8	8,700
	平均	1,900	平均	5,500	平均	10,400

注 ポアソン比は0.3とした。

Na 7, 8 の接線弾性係数, 割線弾性係数は3回目の繰返し荷重から求めた。

3-3 凝灰角礫岩

i) 試験位置 R-7横坑 (E.L. 495.59 m, 坑長 70 m) 26 m, 37 m地点

R-12横坑 (E.L. 495.0 m, 坑長 95 m) 32.5 m, 39 m地点

ii) 試験点数 4点

試験地点

Na 9 R-7横坑 26 m地点

Na10 R-7横坑 37 m地点

Na11 R-12横坑 32.5m地点

Na12 R-12横坑 39 m地点

iii) 試験方法 等変位法 (載荷板 角型 30cm×30cm…Na 9, 10

円型 ϕ 30cm …Na11, 12

iv) 載荷方向 鉛直方向

v) 載荷パターン Na 9, 10……図- 3.8.16

Na11, 12……図- 3.8.5 参照

載荷速度 2.5 kgf/cm²/min

vi) 応力～変位曲線 Na 9 図- 3.8.17

Na10 図- 3.8.18

Na11 図- 3.8.19

Na12 図- 3.8.20 に示す。

vii) 試験結果 表- 3.8.6 に示す。

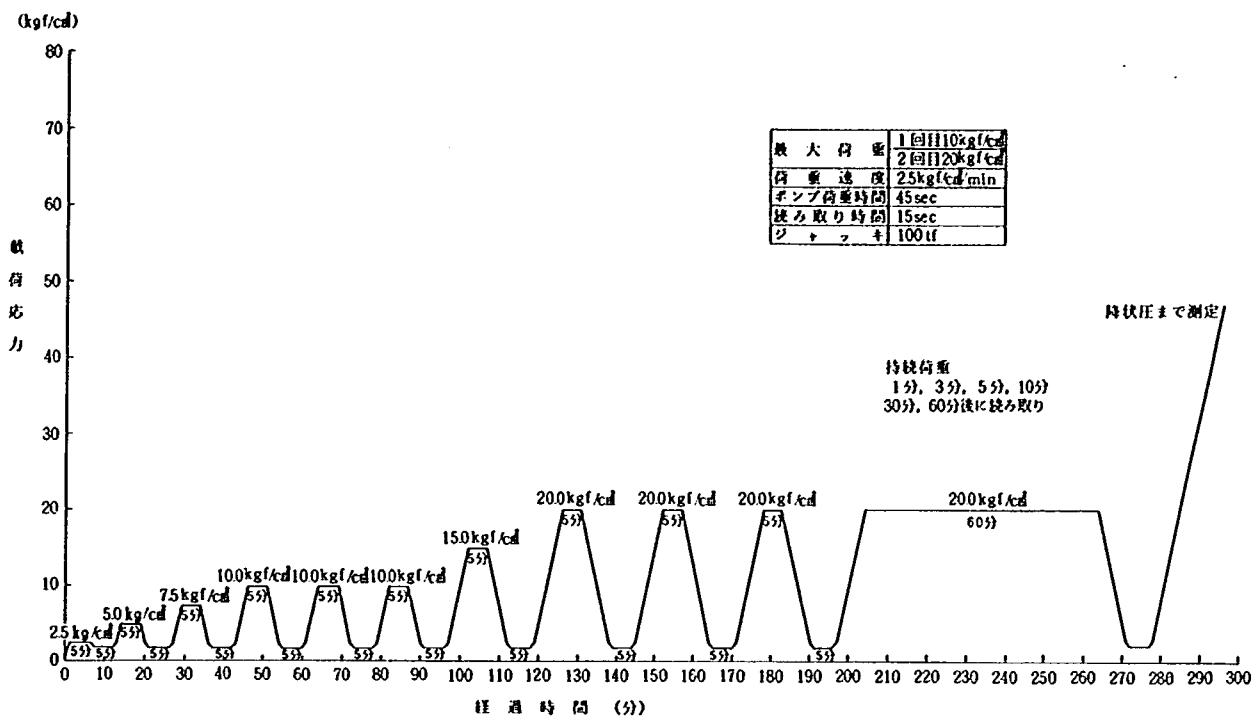


図-3.8.16 载荷パターン

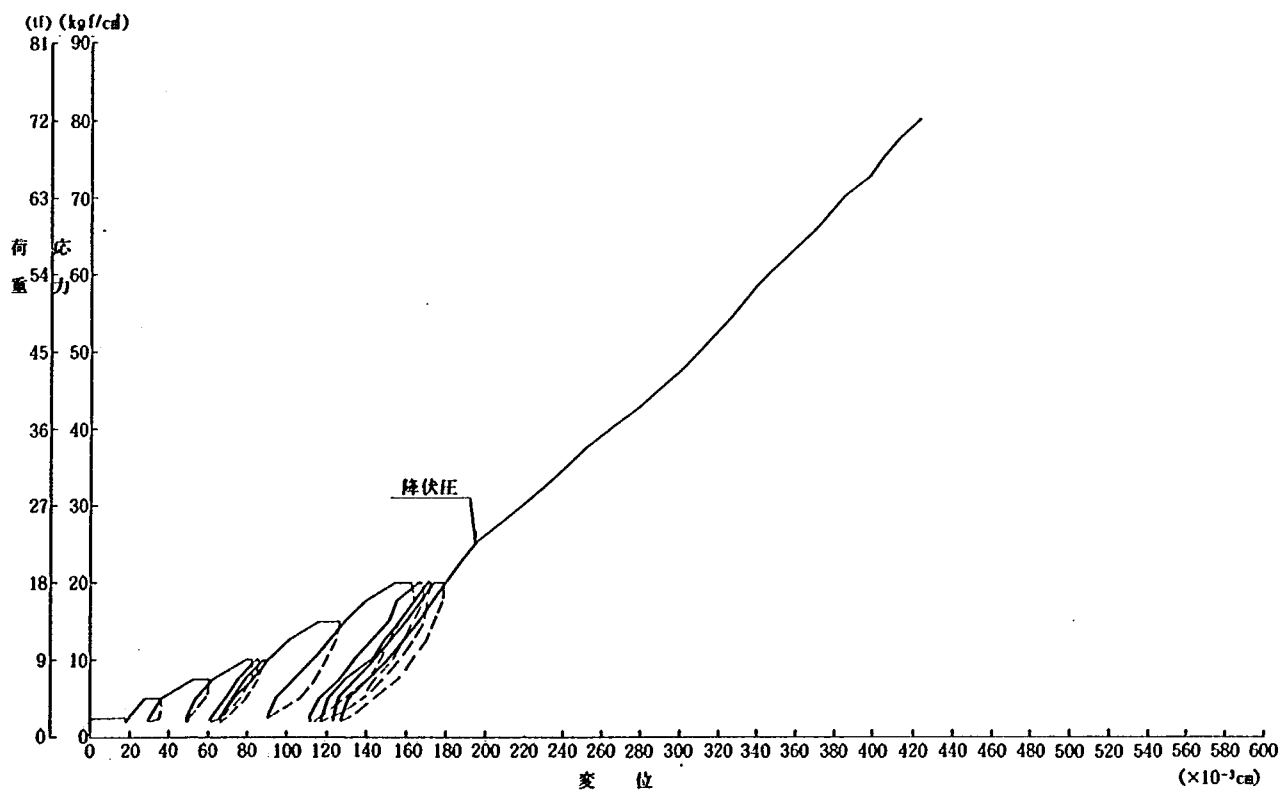


図-3.8.17 平板载荷試験応力～変位図 (試験地点No. 9)

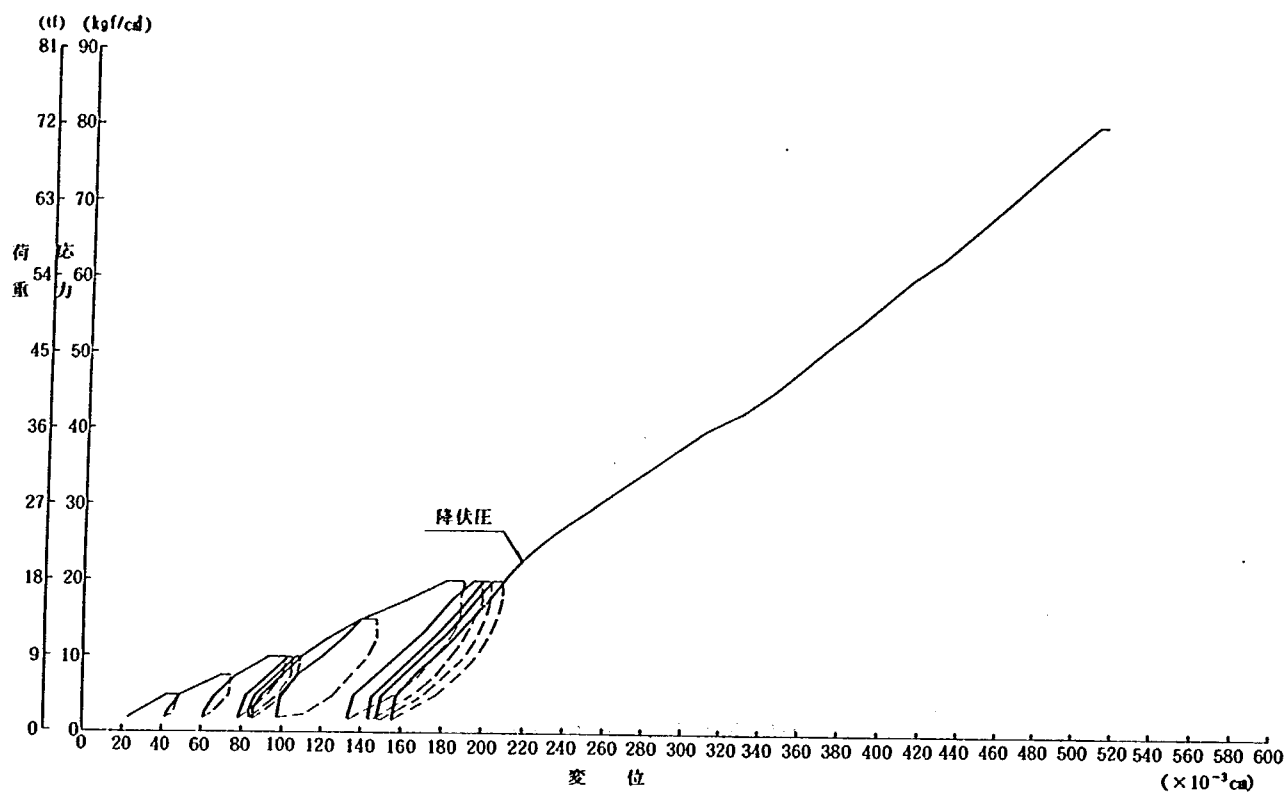


図-3.8.18 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.10)

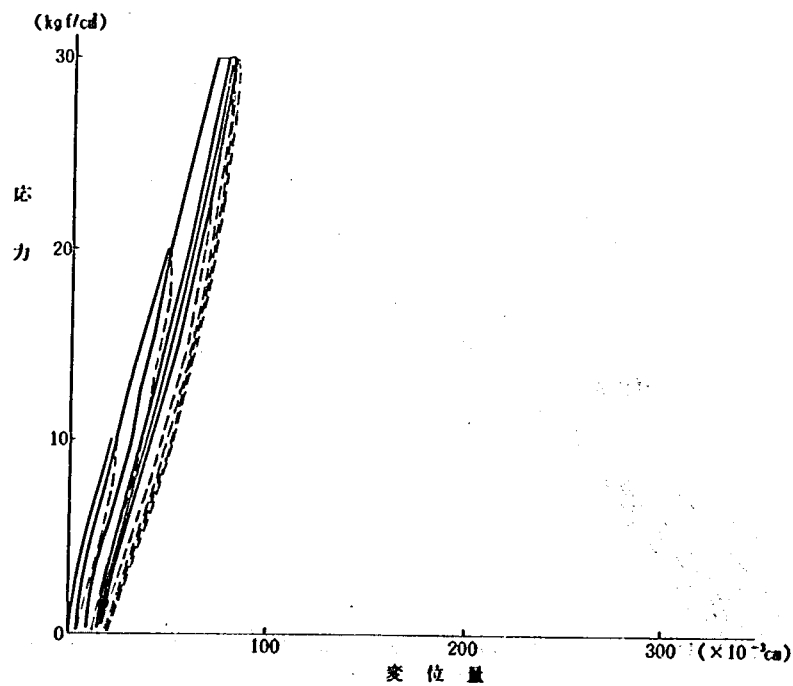


図-3.8.19 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.11)

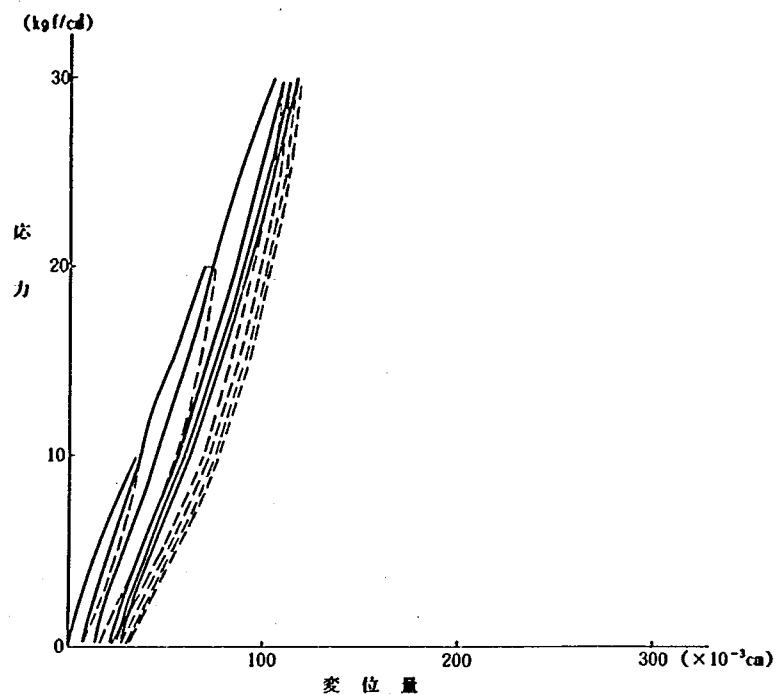


図-3.8.20 平板載荷試験応力～変位図 (試験地点No.12)

表-3.8.6 平板載荷試験結果

試験地点	変形係数		接線弾性係数		割線弾性係数	
	荷重レベル (kgf/cm²)	変形係数 (kgf/cm²)	荷重レベル (kgf/cm²)	接線弾性係数 (kgf/cm²)	荷重レベル (kgf/cm²)	割線弾性係数 (kgf/cm²)
No.9	5~10	2,650	7.5~10	7,600	2.2~10	8,050
	15~20	3,600	10~20	9,600	2.2~20	9,500
	平均	3,130	平均	8,600	平均	8,780
No.10	5~10	2,750	5~10	6,500	2.2~10	8,750
	15~20	3,350	5~20	6,200	2.2~20	8,350
	平均	3,050	平均	6,350	平均	8,550
No.11	10~30	8,820	15~30	11,280	0~30	10,290
			17.5~30	11,480	0~30	10,090
			15~30	11,690	0~30	10,050
	平均	8,820	平均	11,480	平均	10,140
No.12	10~30	6,180	15~30	8,700	0~30	7,210
			15~30	8,880	0~30	7,230
			15~30	9,070	0~30	7,210
		6,180	平均	8,880	平均	7,220
	全平均	4,600	全平均	9,100	全平均	8,700

3.8.4 原位置せん断試験

- i) 試験地点 泥岩中に掘削したR-12横坑 (EL. 495.0 m, 坑長 95 m) 内で実施。
- ii) 試験個数 4 点
- iii) 試験方法 ロックせん断試験 (0.6 m × 0.6 m)
- iv) 载荷速度 鉛直荷重 2.0 kgf/cm²/min
傾斜荷重 0.05 kgf/cm²/min
鉛直荷重の载荷パターンを図-3.8.21に示す。
- v) 応力～変位曲線 図-3.8.22に示す。
- vi) 試験結果 $\tau_0 = 1.3$ (kgf/cm²)
 $\phi = 24^\circ$

表-3.8.7 原位置せん断試験結果

ブロック番号	垂直応力 (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	せん断応力 (kgf/cm ²)
S-5	5.46	500	700	2.90
S-6	7.12	700	1,320	5.00
S-7	1.97	780	—	2.50
S-8	2.97	580	1,630	2.95
平 均		640	1,220	—

破壊点の応力図を図-3.8.23に示す。

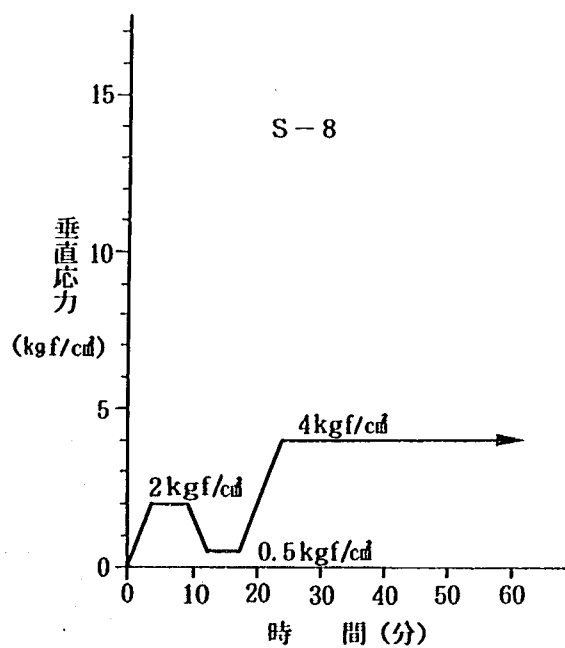
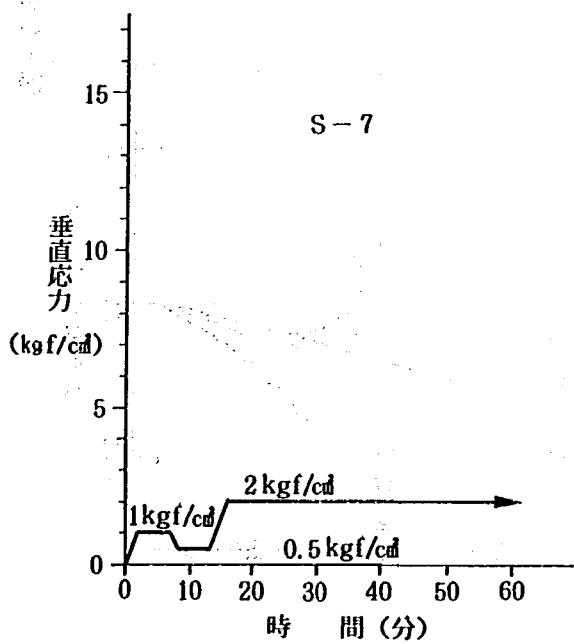
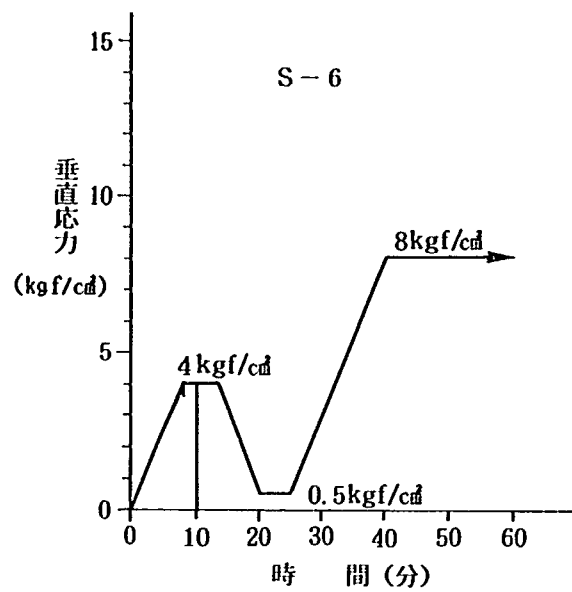
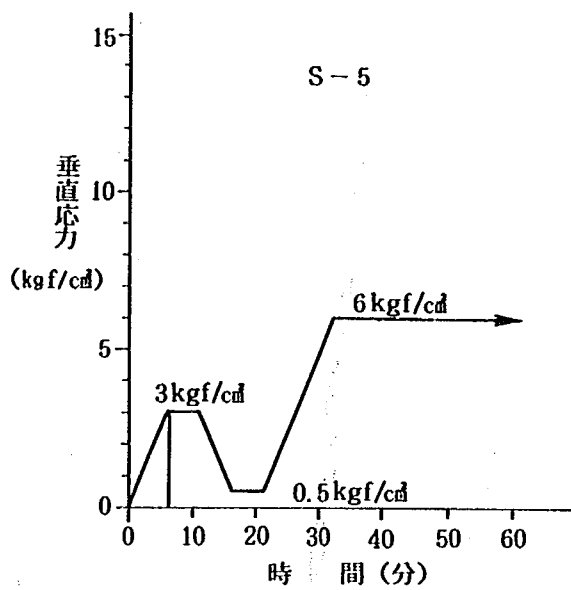


図-3.8.21 鉛直荷重載荷パターン

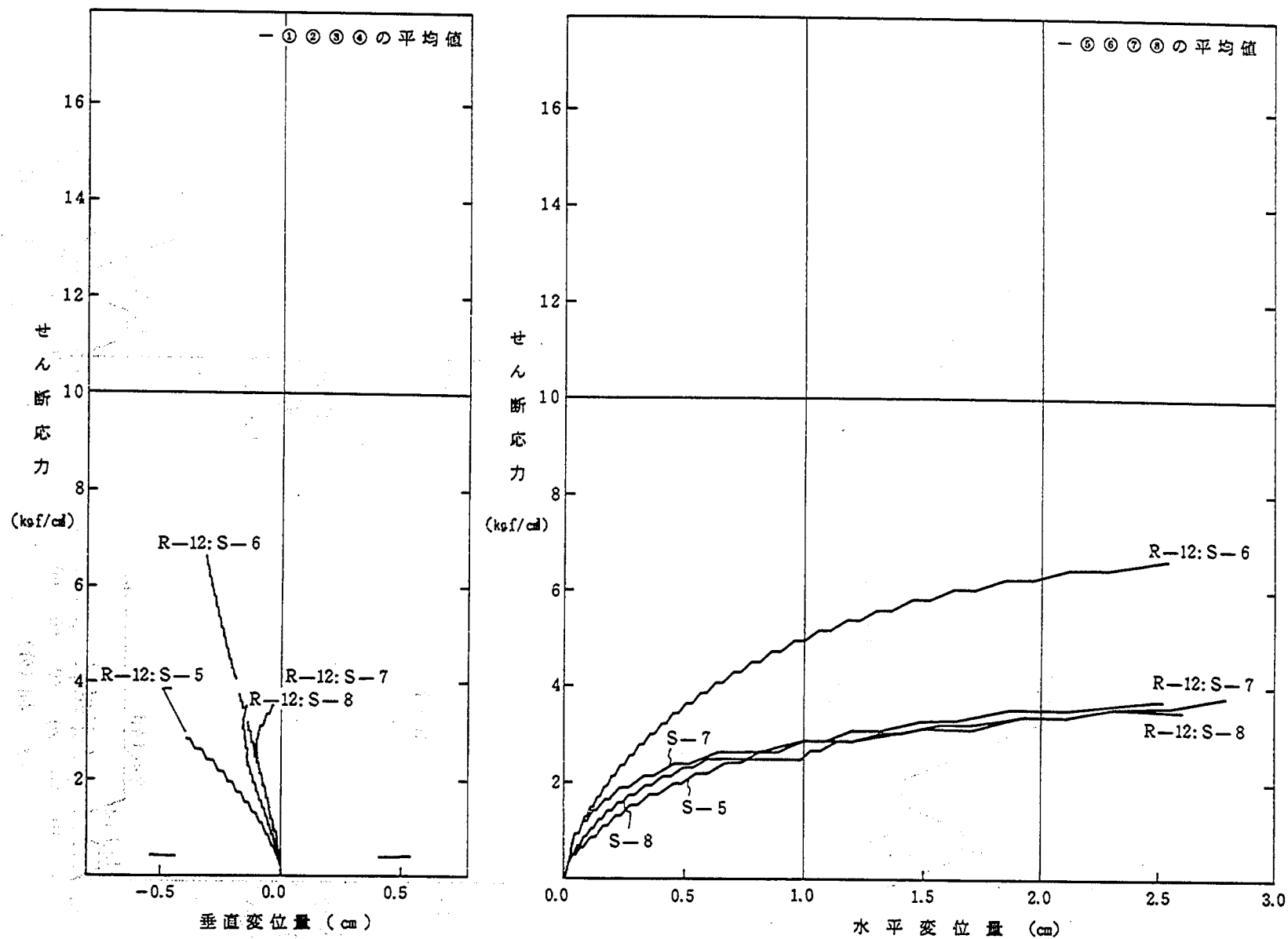


図- 3.8.22 原位置せん断試験応力～変位図

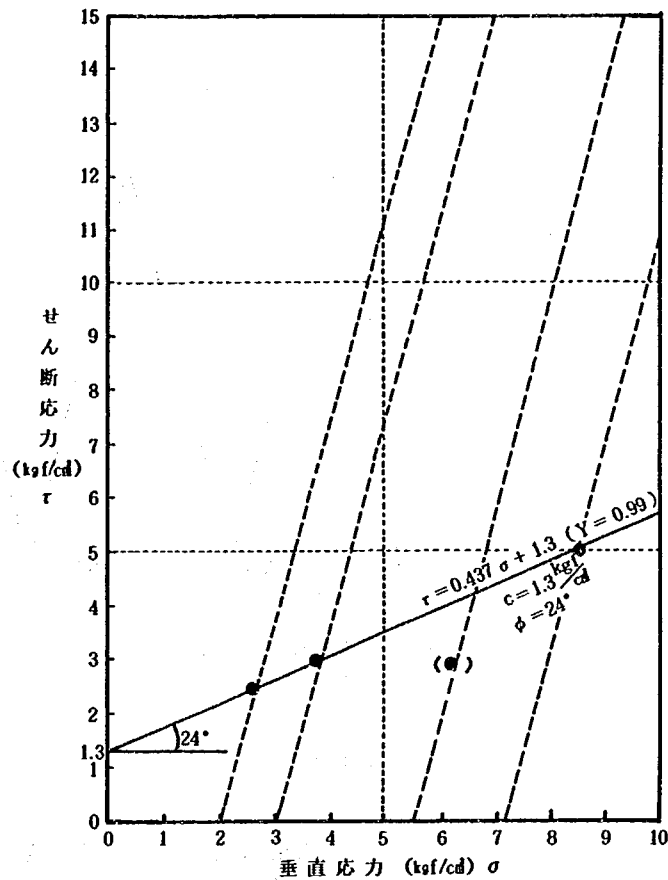


図- 3.8.23 せん断応力図

3.8.5 孔内载荷試験

- i) 試験位置 ダムサイト右岸のボーリング孔 57K, L-9, 10 (孔口標高 542.62 m, 孔長 80.0 m) 内で実施。岩種は全て泥岩である。
- ii) 試験回数 30回 (孔深度 0.5 ~ 3.0 m 間隔)
- iii) 試験装置 高圧 LLT (ゾンデの载荷部分の長さ 52 cm)
- iv) 载荷パターン 図- 3.8.24 に示す。
- v) 応力~変位曲線 代表的な応力~変位曲線を図- 3.8.25 に示す。
- vi) 試験結果 $E = (1 + \nu) r_m K$ K : 反力係数 (圧力の増分/半径の増分)

ν : ポアソン比 (0.3)

r_m : 平均半径 (計算に用いた区間の中間半径)

より弾性係数を求める。表- 3.8.8 に示す。

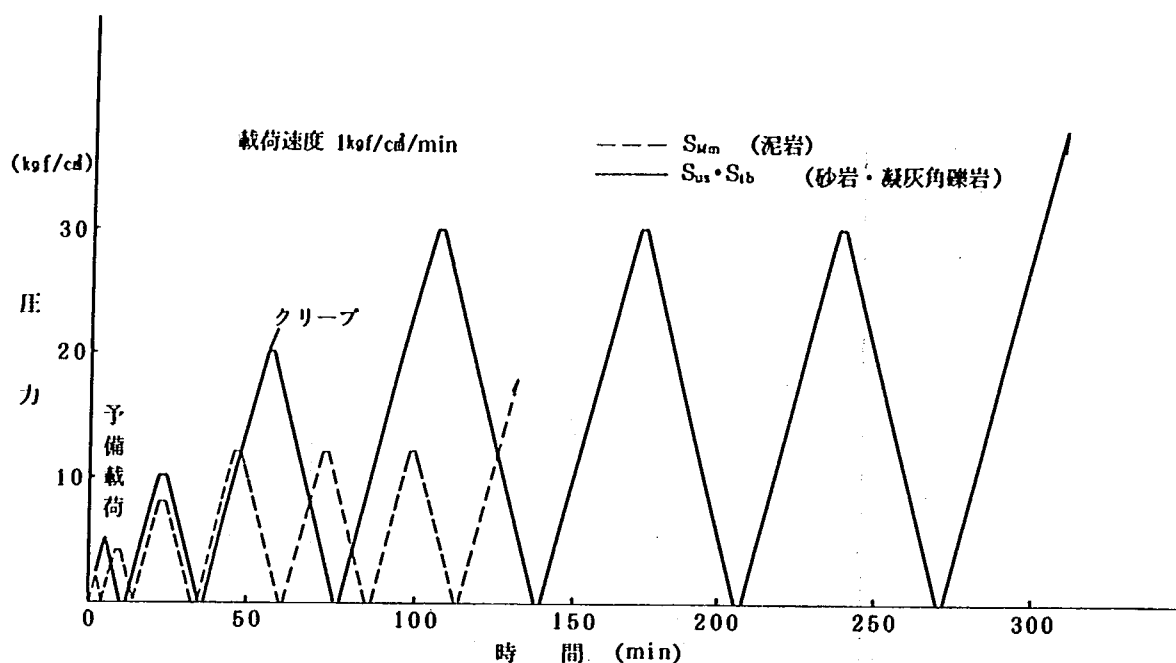


図-3.8.24 荷重パターン

表-3.8.8

(岩種は全て泥岩)

測定深度 (m)	変形係数 (kgf/cm²)	接線弾性係数 (kgf/cm²)	測定深度 (m)	変形係数 (kgf/cm²)	接線弾性係数 (kgf/cm²)
12.80~13.30	200.4	597.0	46.00~46.50	3,559.4	2,819.4
13.80~14.30	232.8	366.9	48.60~49.10	1,801.0	2,442.9
16.10~16.60	65.7	168.2	51.00~51.50	2,918.5	3,164.1
16.70~17.20	205.8	457.6	53.00~53.50	2,177.5	4,342.0
18.80~19.30	371.9	767.1	54.10~54.60	698.4	1,175.0
21.20~21.70	173.0	615.8	56.00~56.50	1,060.8	1,269.9
23.50~24.00	187.8	245.5	58.50~59.00	733.2	1,615.0
25.00~25.50	192.8	300.7	61.20~61.70	1,627.8	2,941.7
29.20~29.70	3,065.8	3,504.8	63.20~63.70	2,065.7	7,150.0
32.60~33.10	509.1	1,500.4	66.50~67.00	4,404.4	4,902.5
33.80~34.80	1,666.8	1,582.5	68.50~69.00	1,934.7	3,217.5
36.60~37.10	1,492.8	2,355.9	71.00~71.50	1,339.2	3,432.0
39.40~39.90	1,074.5	3,776.5	73.80~74.30	—	3,120.0
41.40~41.90	1,077.5	2,015.7	76.50~77.00	—	2,860.0
44.50~45.00	1,707.8	2,805.9	78.50~79.00	—	3,217.5
平均値				1,353.5	2,291.0

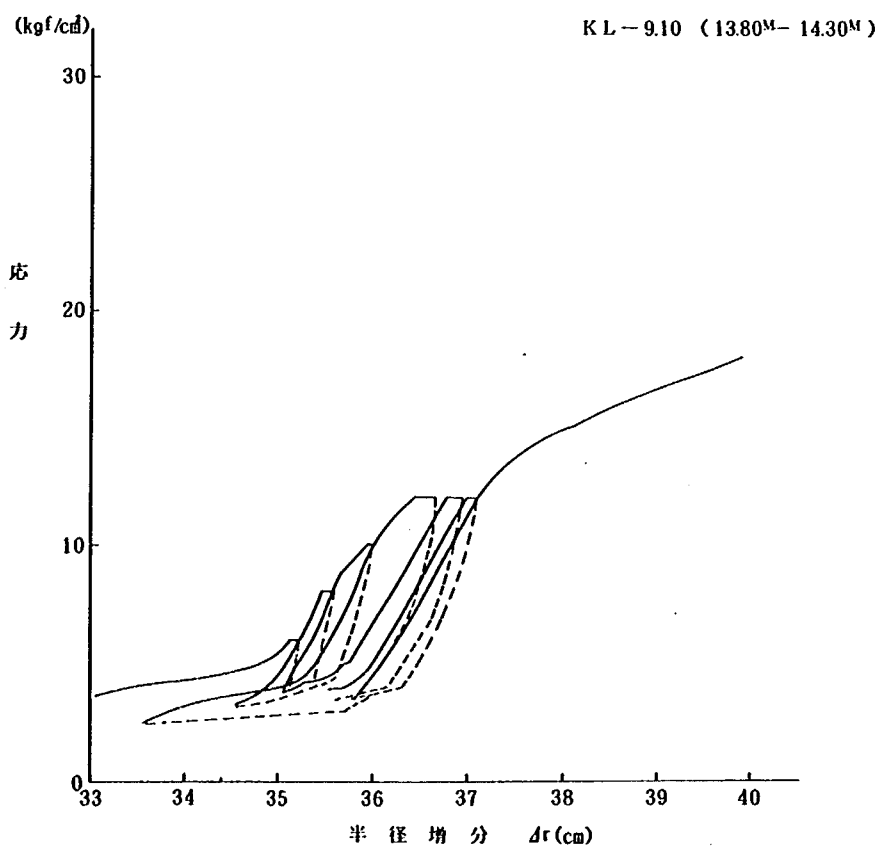
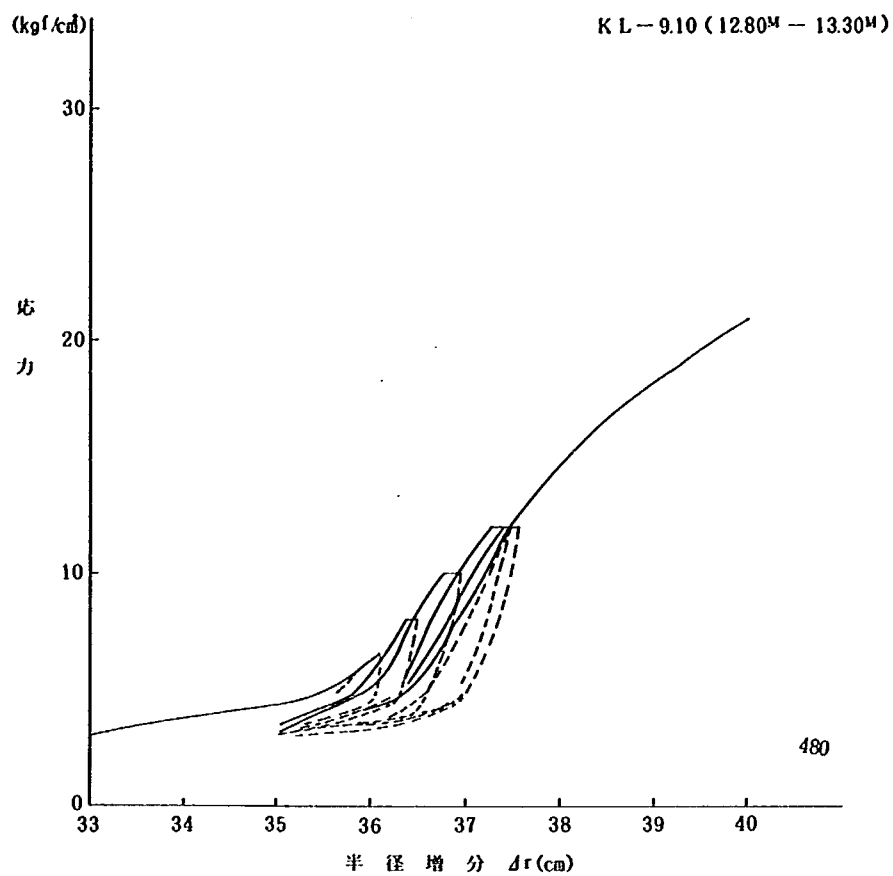


図- 3.8.25 孔内載荷試験応力～変位図

3.8.6 三軸圧縮試験

i) 試料採取位置

原則として原位置平板載荷試験箇所から採取したブロックサンプルを整形、供試体を作成。

ii) 試験結果

表－3.8.9に示す。

試験 番号	試料採取位置 及び岩種	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時軸歪		変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (°)
			高さ(cm)	直径(cm)						側 圧 (kgf/cm ²)	($\sigma_1 - \sigma_3$) _f (kgf/cm ²)	側 圧 (kgf/cm ²)	ϵ_f (%)			
7	R-9横坑 3.2~3.3m地点 砂 岩	UU	10.02	5.02	2.030	15.8	1.753	0.576	75.8	1.0	8.714	1.0	4.98	436	2.0	19.0
			10.10	5.04	2.039	16.6	1.749	0.579	79.2	2.0	7.459	2.0	2.22	622		
			9.98	5.07	2.066	14.5	1.804	0.531	75.4	3.0	8.405	3.0	1.62	700		
			10.11	5.06	2.103	16.0	1.813	0.523	84.5	4.0	9.544	4.0	2.47	823		
													平 均	645		
8	R-9横坑 6.6~6.7m地点 砂 岩	UU	10.05	4.97	2.179	17.9	1.848	0.461	98.8	5.0	14.8	5.0	1.2	3,700	4.0	17.0
			10.18	4.98	2.130	17.5	1.813	0.489	96.6	10.0	18.6	10.0	1.94	1,110		
			10.03	4.98	2.108	18.3	1.782	0.515	95.9	15.0	22.5	15.0	2.4	1,410		
			10.00	4.97	2.127	18.0	1.803	0.498	97.6	20.0	29.3	20.0	2.2	1,750		
													平 均	1,990		
9	R-13横坑 8.1m地点 砂 岩	CD	9.99	4.99	2.068	18.7	1.742	0.60	93.8	10.0	50.00	10.0	5.0	1,770	8.34	31.15
			9.97	4.99	1.980	20.1	1.648	0.67	92.4	20.0	71.13	20.0	8.6	2,400		
			10.00	4.90	2.105	18.4	1.778	0.57	100.0	30.0	99.50	30.0	10.6	3,880		
			10.04	4.96	2.018	20.8	1.670	0.68	88.5	40.0	112.00	40.0	14.9	2,600		
													平 均	2,660		
10	R-13横坑 8.1m地点 砂 岩	CD	10.02	4.98	2.016	20.1	1.679	0.64	97.6	10.0	45.63	10.0	8.3	1,050	5.10	33.87
			9.92	5.00	2.052	18.7	1.729	0.64	92.1	20.0	67.50	20.0	6.3	2,050		
			9.99	4.96	2.084	20.8	1.725	0.63	95.8	40.0	120.50	40.0	13.2	3,470		
													平 均	1,860		
11	R-13横坑 8.1m地点 砂 岩	CD	10.04	4.97	2.089	18.7	1.760	0.58	97.5	10.0	44.00	10.0	8.3	1,330	4.85	33.73
			10.07	4.97	2.031	17.5	1.728	0.61	83.5	20.0	66.75	20.0	10.1	2,310		
			9.98	4.99	2.073	18.7	1.747	0.59	95.6	40.0	118.5	40.0	11.2	4,030		
													平 均	2,560		
12	R-12横坑 泥 岩	CD	10.01	5.03	1.775	36.1	1.304	1.08	91.2	10.0	27.00	10.0	6.1	1,640	4.59	24.5
			9.96	4.99	1.833	36.1	1.347	1.02	96.6	20.0	44.50	20.0	14.1	2,200		
			9.97	4.98	1.774	37.0	1.295	1.10	91.9	30.0	57.41	30.0	15.0	1,160		
			10.03	5.00	1.803	36.1	1.332	1.05	94.8	40.0	69.96	40.0	15.0	1,100		
													平 均	1,530		
13	R-12横坑 泥 岩	CD	10.00	5.00	1.819	36.1	1.337	1.03	95.7	10.0	34.00	10.0	3.3	3,000	5.49	25.18
			10.00	4.98	1.870	36.1	1.374	0.98	100.0	20.0	44.13	20.0	7.4	4,260		
			10.00	5.00	1.816	36.1	1.334	1.04	94.8	40.0	77.51	40.0	15.0	1,280		
													平 均	2,850		

表-3.8.9 三軸圧縮試験の結果

試験 番号	試料採取 位置及び 岩 種	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時軸歪		変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (°)	備考
			高さ(cm)	直径(cm)						側 圧 (kgf/cm ²)	($\sigma_1 - \sigma_3$) _f (kgf/cm ²)	側 圧 (kgf/cm ²)	ϵ_f (%)				
1	R-6横坑 54m地点 砂岩	CD	10.19	4.82	2.050	18.4	1.731	0.56	88.8	2.0	49.40	2.0	1.08	6,760	15.38	23.56	
			10.08	4.92	2.015	17.8	1.710	0.58	82.9	6.0	54.06	6.0	1.89	3,660			
			10.11	4.80	2.001	17.2	1.707	0.58	80.1	10.0	62.81	10.0	1.94	4,720			
			10.09	4.91	1.993	19.5	1.667	0.62	85.0	14.0	64.24	14.0	1.87	5,780			
													平均	5,230			
2	R-6横坑 52~53m 地点 砂岩	UU	20.20	9.91	2.096	18.5	1.769	0.572	89.9	10.0	65.6	10.0	0.87	10,340	14.0	28.3	
			20.47	9.97	2.066	18.1	1.749	0.589	85.4	20.0	75.3	20.0	0.61	13,440			
			20.29	9.87	2.112	17.9	1.791	0.552	90.1	30.0	101.2	30.0	2.12	7,230			
			20.34	9.93	2.053	18.3	1.735	0.602	84.5	40.0	119.3	40.0	2.21	13,560			
													平均	11,140			
3	R-6横坑 52~53m 地点 砂岩	UU	9.89	4.93	2.086	18.1	1.766	0.574	87.7	10.0	38.0	10.0	0.76	6,310	7.4	26.0	72時間水浸
			9.66	4.94	2.136	18.3	1.806	0.540	94.2	20.0	56.1	20.0	1.55	5,000			
			10.01	4.93	2.086	18.5	1.760	0.579	88.8	30.0	59.7	30.0	1.00	11,940			
			9.99	4.89	2.046	18.3	1.730	0.607	83.8	40.0	86.5	40.0	1.00	17,300			
													平均	10,140			
4	R-6横坑 52~53m 地点 砂岩	UU	10.06	4.94	2.116	18.7	1.783	0.526	96.7	5.0	22.4	5.0	0.80	3,250	6.0	20.0	
			10.21	4.92	2.101	18.4	1.774	0.533	93.9	10.0	27.4	10.0	0.87	11,420			
			9.95	4.91	2.125	19.5	1.778	0.530	100.0	15.0	32.8	15.0	2.01	4,100			
			10.14	4.95	2.089	18.1	1.769	0.538	91.5	20.0	33.8	20.0	1.23	6,760			
													平均	6,380			
5	R-8横坑 31~32m 地点 砂岩	UU	10.04	4.94	1.949	17.5	1.659	0.598	77.6	5.0	19.6	5.0	0.87	2,760	3.8	26.7	
			10.17	4.92	1.935	17.3	1.650	0.606	75.7	10.0	28.9	10.0	1.10	7,220			
			10.26	4.97	2.159	16.4	1.855	0.429	100.0	15.0	36.8	15.0	0.74	12,270			
			10.05	4.93	2.101	17.0	1.796	0.476	94.6	20.0	41.5	20.0	1.20	7,690			
													平均	7,490			
6	R-8横坑 67~68m 地点 砂岩	UU	10.47	4.92	1.923	23.6	1.556	0.742	86.2	5.0	10.5	5.0	2.20	1,050	1.5	23.0	
			10.00	4.92	1.911	23.6	1.546	0.753	84.9	10.0	17.1	10.0	2.20	1,900			
			10.13	4.88	1.932	21.6	1.589	0.706	82.9	15.0	21.1	15.0	1.70	1,350			
			10.30	4.93	1.917	22.1	1.570	0.719	83.3	20.0	29.3	20.0	2.20	1,700			
													平均	1,500			

試験 番号	試料採取位置 及び岩種	排水 条件	供試体寸法		湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位 体積重量 (gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	破壊時軸差応力		破壊時軸歪		変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (°)
			高さ(cm)	直径(cm)						側 圧 (gf/cm ²)	($\alpha_1 - \alpha_3$) _f (kgf/cm ²)	側 圧 (kgf/cm ²)	ϵ_f (%)			
14	R-12横坑 泥 岩	CD	10.03	5.01	1.798	36.1	1.321	1.06	93.3	10.0	28.00	10.0	6.1	1400	5.35	24.93
			9.98	4.99	1.769	36.1	1.300	1.09	90.3	20.0	51.00	20.0	10.8	5220		
			9.99	5.02	1.807	36.1	1.328	1.05	94.1	40.0	73.42	40.0	15.0	1470		
													平 均	2700		
15	R-7横坑 26~27m地点 凝灰角礫岩	UU	20.22	10.04	1.933	19.5	1.618	0.700	76.6	10.0	67.2	10.0	1.10	7270	10.6	34.5
			20.30	10.02	1.924	20.1	1.602	0.717	77.1	20.0	91.1	20.0	1.23	11390		
			20.15	10.01	1.921	19.9	1.602	0.716	76.4	30.0	105.0	30.0	1.49	9260		
			20.20	10.02	1.927	19.8	1.609	0.710	76.7	40.0	145.7	40.0	1.48	14010		
16	R-7横坑 37~38m地点 凝灰角礫岩	UU	20.32	10.00	1.936	20.6	1.605	0.701	80.2	10.0	78.6	10.0	1.20	8000	12.0	37.0
			20.68	10.02	1.862	20.4	1.547	0.765	72.8	20.0	96.5	20.0	1.06	9060		
			20.34	10.05	1.921	19.9	1.602	0.704	77.2	30.0	114.2	30.0	1.40	9140		
			20.31	9.99	1.915	21.2	1.580	0.728	79.5	40.0	168.7	40.0	1.48	13820		
17	R-12横坑 45m地点 凝灰角礫岩	CD	10.00	4.93	1.908	17.6	1.623	0.57	83.7	5.0	54.63	5.0	2.3	3320	4.65	46.17
			10.01	5.06	1.869	14.7	1.630	0.57	69.1	10.0	66.50	10.0	2.5	3630		
			10.02	4.98	1.864	19.2	1.564	0.63	82.9	20.0	129.50	20.0	1.7	9090		
													平 均	5350		
18	R-12横坑 45m地点 凝灰角礫岩	CD	10.00	5.06	1.846	19.2	1.549	0.65	80.1	5.0	67.00	5.0	1.5	5250	6.21	46.35
			10.09	5.00	1.818	19.4	1.522	0.67	75.5	10.0	68.63	10.0	1.9	4850		
			10.01	5.03	1.934	19.4	1.620	0.57	89.5	20.0	140.63	20.0	1.6	8870		
													平 均	6320		
19	R-12横坑 45m地点 凝灰角礫岩	CD	9.99	5.01	1.825	17.6	1.552	0.64	73.8	5.0	50.75	5.0	2.4	2600	12.37	33.37
			10.18	5.02	1.878	17.4	1.599	0.59	78.6	10.0	81.50	10.0	1.8	5380		
			10.02	5.03	1.916	19.9	1.556	0.63	82.5	20.0	91.13	15.0	2.5	5070		
													平 均	4350		
20	R-7横坑 26~27m地点 凝灰角礫岩	CD	10.05	4.92	1.759	15.9	1.518	0.58	65.8	2.0	46.16	2.0	0.76	7630	3.02	58.79
			10.04	4.93	1.853	22.7	1.510	0.59	92.3	6.0	90.75	6.0	1.45	7630		
			10.05	4.96	1.904	20.9	1.575	0.52	63.3	10.0	140.72	10.0	1.38	8930		
													平 均	8060		

3.8.7 一軸圧縮試験

i) 試料の採取位置

原則として原位置平板載荷試験箇所から採取したブロックサンプルを整形、供試体を作成。

ii) 試験結果 表-3.8.10に示す。

表-3.8.10. 一軸圧縮試験の結果

試験 番号	試料採取位置 および岩種	供試体寸法(cm)		湿潤単位体積 重量(gf/cm ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積 重量(gf/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	一軸圧縮強 度(kgf/cm ²)	破壊歪 (%)	弾性係数E ₅₀ (kgf/cm ²)
		高さ	直径								
1	R-6横坑 54m地点砂岩	10.14	4.94	2.082	19.5	1.742	0.55	95.8	34.0	0.81	5300
2	R-6横坑 52~53m地点 砂岩	9.95	4.91	2.075	19.5	1.736	0.601	90.2	29.3	1.25	2460
		9.36	4.93	2.043	18.1	1.730	0.607	82.9	24.8	0.6	4300
		9.40	4.92	2.051	18.5	1.731	0.606	84.9	19.7	1.1	2180
								平均	24.6	-	2980
3	R-6横坑 66~67m地点 砂岩	10.05	4.93	2.087	18.5	1.761	0.544	92.5	19.7	1.25	1970
		9.95	4.94	2.102	18.1	1.780	0.528	93.2	30.2	0.70	5660
		9.16	4.92	2.101	18.2	1.777	0.530	93.4	23.2	0.75	3310
								平均	24.4	-	3650
4	R-8横坑 31~32m地点 砂岩	9.65	4.97	2.100	13.2	1.855	0.428	81.7	38.1	0.96	3750
		9.97	4.93	2.078	13.6	1.829	0.449	80.3	15.6	1.1	1560
		9.93	4.94	2.083	13.5	1.835	0.444	80.6	21.5	1.3	1490
								平均	25.1	-	2270
5	R-8横坑 67~68m地点 砂岩	10.51	4.93	1.956	23.6	1.583	0.712	89.8	11.4	0.90	1300
		9.50	4.95	1.908	21.6	1.569	0.727	80.5	6.7	1.55	580
		10.39	4.90	1.995	21.6	1.641	0.652	89.8	7.2	1.55	460
								平均	8.4	-	780
6	R-9横坑 32~33m地点 砂岩	11.15	5.10	2.065	16.2	1.777	0.554	80.8	4.3	1.70	384
		10.42	5.18	2.105	14.2	1.843	0.499	78.6	4.7	1.44	522
		9.20	5.02	2.100	16.4	1.804	0.531	85.3	4.7	1.47	839
								平均	4.6	-	582
7	R-9横坑 66~67m地点 砂岩	10.05	4.97	2.179	17.9	1.848	0.529	95.6	9.7	2.0	1290
		10.18	4.98	2.130	17.5	1.813	0.558	88.6	12.5	1.97	1110
		10.11	4.98	2.157	17.6	1.834	0.540	92.1	11.2	2.00	1000
								平均	11.1	-	1130
8	R-13横坑 81m地点 砂岩	9.97	5.00	2.042	18.7	1.720	0.62	91.1	4.05	2.6	170
		9.99	4.99	1.976	20.1	1.646	0.67	91.7	6.63	1.1	460
		10.04	4.95	2.053	16.8	1.758	0.58	83.9	4.25	1.6	130
								平均	4.98	-	250
9	R-12横坑 泥岩	10.00	4.99	1.817	37.0	1.326	1.05	96.2	16.00	1.1	1540
		9.99	5.01	1.817	37.0	1.326	1.05	96.2	7.50	0.54	1210
		10.01	5.02	1.825	32.0	1.383	0.96	90.8	5.13	1.0	530
		10.04	5.05	1.793	36.7	1.312	1.06	94.1	3.00	1.1	420
		10.00	5.08	1.803	31.1	1.375	0.98	86.5	4.50	0.89	420
								平均	7.2	-	820
10	R-7横坑 26~27m地点 凝灰角礫岩	19.29	10.06	1.870	24.8	1.498	0.835	81.7	35.1	1.15	3530
		17.34	10.06	1.865	25.2	1.490	0.846	81.9	26.3	1.20	2420
		19.03	10.05	1.862	24.4	1.497	0.837	80.2	29.8	1.20	4470
								平均	30.4	-	3470
11	R-7横坑 37~38m地点 凝灰角礫岩	9.56	4.96	1.824	20.5	1.514	0.804	69.6	50.8	1.6	3380
		17.43	10.02	1.871	21.6	1.539	0.774	76.2	29.8	2.4	1430
		17.66	10.04	1.838	19.8	1.534	0.779	69.4	28.1	1.4	1960
								平均	36.2	-	2260
12	R-7横坑 26~27m地点 凝灰角礫岩	9.32	4.87	1.888	23.5	1.529	0.57	98.9	49.5	0.68	6850
13	R-12横坑 45m地点 凝灰角礫岩	10.13	5.14	1.798	19.9	1.499	0.70	75.0	20.50	0.85	2480
		10.03	5.06	1.882	17.4	1.603	0.59	78.6	11.00	0.87	1250
		10.03	4.98	1.831	14.7	1.596	0.60	65.4	13.25	1.2	1020
								平均	14.9	-	1580

3.9 軟岩の力学的性質についての考察

3.9.1 軟岩の原位置平板載荷試験と試験結果の評価について

軟岩の変形性の試験方法としては、従来硬岩に対して使われてきた原位置平板載荷試験を用いるのが一般的なようである。しかし、軟岩の原位置平板載荷試験の場合、硬岩に比して、次のような特徴がある。

- (1) 弾性的性質と塑性的性質をあわせもち、繰り返し荷重を与えた場合、残留変形が大きい。
- (2) 固結度が低いため、処女荷重により締め固まり効果が見られ、同じ応力レベルで2回目以降載荷した場合、変形性が小さくなる。
- (3) 比較的低い応力レベルでも降伏する場合がある。
- (4) 持続荷重により、大きなクリープ変形を示す。

硬岩についての原位置平板載荷試験結果の整理方法としては、繰り返し載荷による応力～変位曲線から変形係数 (E_d)、接線弾性係数 (E_t)、割線弾性係数 (E_s) を求めるのが一般的である。これらの係数は土木学会編「ダムの地質調査」では次のように定義されている。(図-3.9.1 参照)

変形係数 (E_d) : 荷重～変位曲線の処女曲線の包絡線

の勾配 (図-3.9.1 の①-①') で表わす。

接線弾性係数 (E_t) : 最大荷重の載荷時の変形曲線の直線部分の勾配 (図-3.9.1 の②-②') で表わす。

割線弾性係数 (E_s) : 最大荷重の載荷時もしくは除荷時の始点と終点を結ぶ直線の勾配 (図-3.9.1 の③-③') で表わす。

一方、軟岩の応力～変位曲線は上記の 1) 2) の特徴により繰り返し載荷を行った場合の応力～変位曲線は図-3.9.2 に示したようになる。軟岩の応力～変位曲線から、変形係数、弾性係数を求める場合、次のような注意が必要である。変形係数については、軟岩の場合、荷重～変位曲線の処女曲線は直線の包絡線とならない場合がある。このような場合、処女曲線の勾配を載荷荷重レベル別に求め、これらを変形係数と定義するのが妥当であると考えられる。

接線弾性係数については、硬岩と同じ定義で良いと考えられるが、繰り返し載荷回数が増すのに応じて、接線弾性係数が大きくなる場合があり、何回目の繰り返し載荷時の接線弾性係数を明記する必要がある。図-3.9.3 は、Sダムの砂岩に対して径30cmの載荷板での載荷試験による接線弾性係数について1回目から3回目の載荷時の接線弾性係数の値の変化を示したもので、No 2, 3を除いて、締め固まり効果があらわれている。

割線弾性係数は、硬岩の場合、工学的意味はないが、接線弾性係数と値としてはそれほど変わらず、求めるのが接線弾性係数より簡単であるのでよく使われているが、図-3.9.2のような、軟岩の場合、載荷時の割線弾性係数は接線弾性係数と大きく異なる。このため、軟岩では接線弾性係数の値をチェック

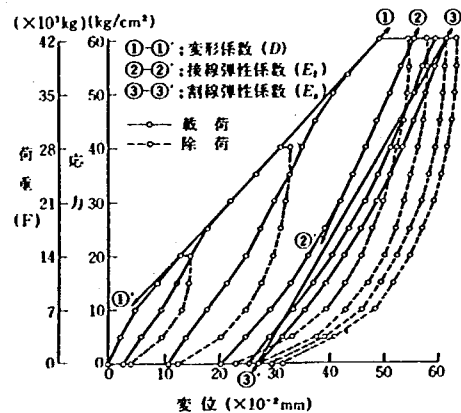


図-3.9.1 硬岩の応力～変位曲線

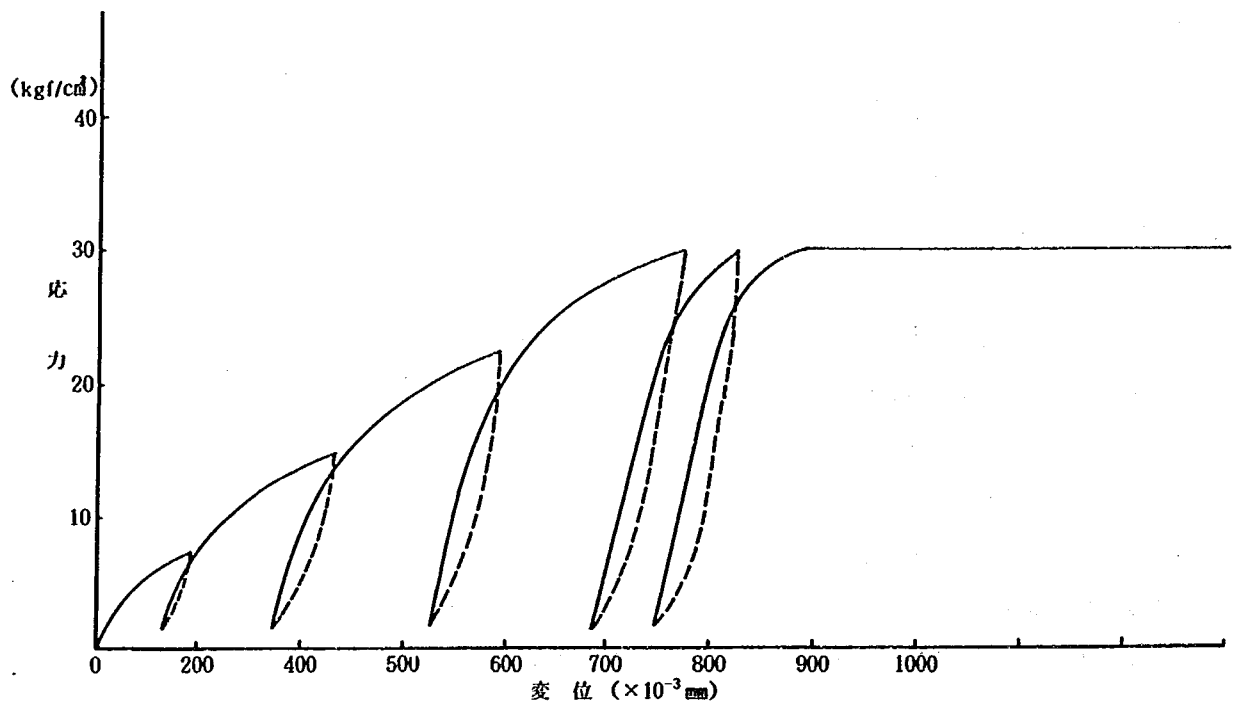


図-3.9.2 軟岩における原位置平板载荷試験応力～変位曲線

するためとか、その替わりとして用いるという意味で割線弾性係数を求める意味がない場合があるといえる。

クリープ変形は、軟岩・硬岩の全ての岩石に実測されているが、岩が軟らかいほど顕著であり、クリープの進行は一般に与えた応力の大きさ・温度・岩の性質・含水状態により変化する。クリープ変形は、変形速度の性質により、時間の経過とともに変形速度が徐々に低下する1次クリープ（遷移クリープ）、続いて変形速度が一定の2次クリープ（定常または流動クリープ）、さらに変形速度が時間とともに増加する3次クリープ（加速クリープ）に分けられる。このクリープの変形挙動を説明するためにいろいろな形の実験式、理論式が提案されている。しかし、現在のところ、解析手法は確立したとは言えず、クリープ変形量の予測は、原子力発電所の基礎の設計等で試行されている程度である。

次に、平板载荷試験の結果の評価方法についてであるがロックフィルダムの基礎としての軟岩の場合、その変形性は一般に次の場合に検討される。

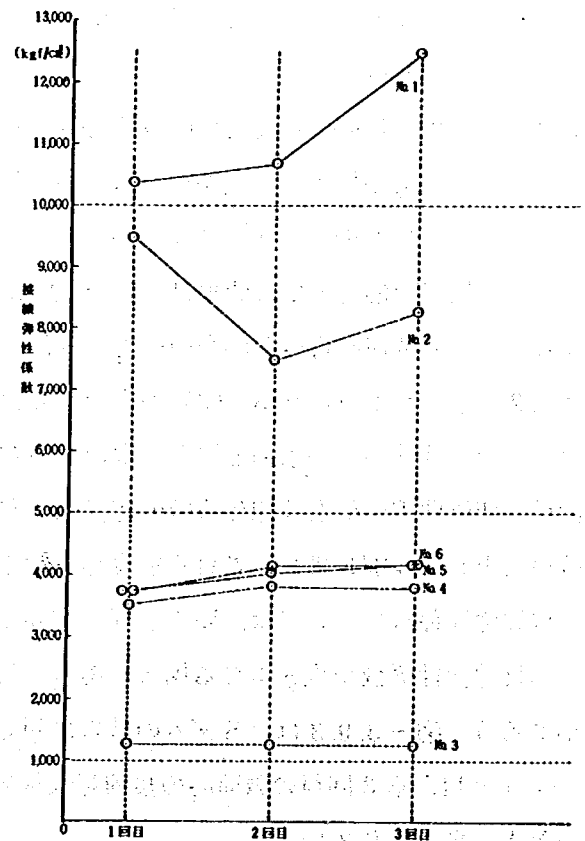


図-3.9.3 Sダム砂岩における接線弾性係数と繰返し载荷回数の関係

- (1) 基礎に軟岩が存在した場合、その変形により堤体にクラック等の有害な変形を生じさせる恐れのある場合。
- (2) 基礎岩盤内に底設監査廊を設けた場合、岩盤の変形により監査廊に大きな応力を生じさせる恐れのある場合、又は、ジョイントが開く恐れのある場合。
- (3) アバットメント等において基礎岩盤自体にクラックなどの有害な変形の生じる恐れのある場合。

重力式コンクリートダムの場合、平板載荷試験の結果は、堤体完成後の基礎盤岩内の点安全率を求めるため有限要素法による応力解析に用いられるのが普通である。この場合、堤体が岩盤上に載っている場合なので岩盤はすでに一定荷重をうけており、湛水時や地震時の応力解析に用いる値は、接線弾性係数を用いるのが妥当とされている。これに対し、フィルダムの基礎の変形解析などでは、堤体盛立中の変形を予測しなければならず、解析に用いる値としてはクリープ変形を無視するなら処女荷重について、求めた変形係数が正しいと言える。

また、監査廊の設計のための応力解析や監査廊のジョイントの開きを検討するような場合、ジョイントの開きは基礎盤岩の変形性に依存するため、変形係数を用いるべきである。

以上の議論は、平板載荷試験により intact な状態の岩盤の変形性を評価できた場合のものであるが、試験地点においては、掘削時のゆるみが存在し、その影響が応力～変位曲線にあらわれる場合があるので変形性の評価の上で十分な注意が必要である。

次に、軟岩における平板載荷試験方法についてであるが、従来、岩盤の平板載荷試験方法としては、

- i) $\phi 30\text{cm}$ の剛体載荷板を用いた等変位法 (図-3.9.4)

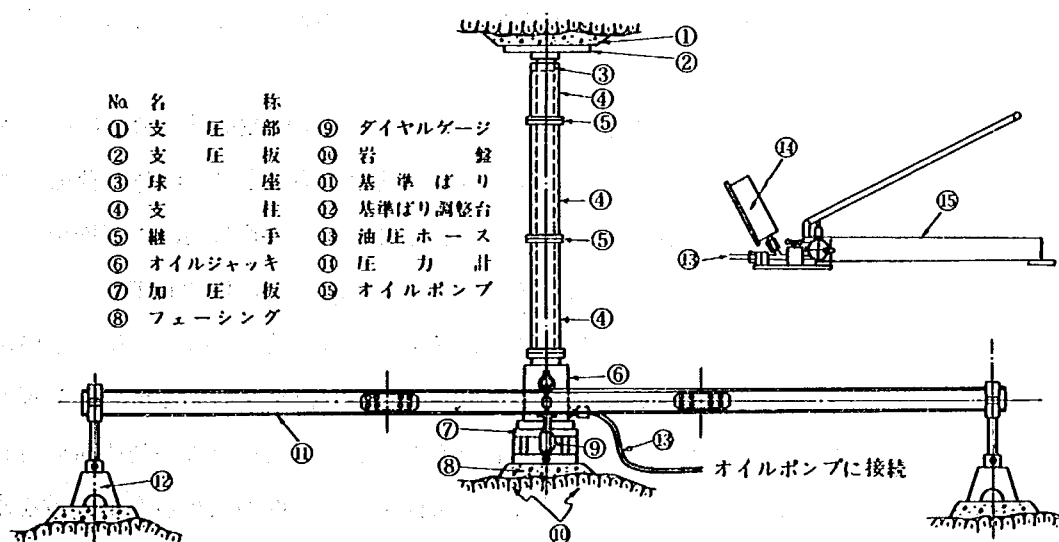


図-3.9.4 平板載荷試験装置 (等変位法)

- ii) $\phi 80\text{cm}$ のダイアフラムを用いた等分布荷重載荷法 (図-3.9.5)

の2つの方法が多用されてきた。亀裂の少ない軟岩では、載荷板の大きさはそれほど影響ないと考えられるが、応力荷重の与え方については次のような問題点がある。

- 1) 載荷範囲内とその外側では、荷重の著しい不連続点が存在するため、固結度、強度の低い軟岩で

は載荷面外縁部で岩盤のせん断破壊が起こりやすい。このことは、特に等変位法において生じやすく、せん断破壊がおこると平板載荷試験の前提である均一等方な半無限弾性体という仮定が成り立たなくなる。

ii) 同様な理由により、載荷面外縁部で岩盤の側方流動、側方の浮き上がりが生じ、弾性体という仮定が成り立たないことになる。

以上のことから、平板載荷試験方法としては、載荷板周縁部に応力集中のおこる等変位法よりは、等分布荷重法の方が本来的には適切なはずであるが、試験方法の簡便さから等変位法も使われている。また、上記の2つの問題点を解決するため、次のような変形試験方法が試みられている。

図-3.9.6は、大川ダムで実施した周辺拘束をした等変位法による平板載荷試験の装置図である。試験ヶ所は、流紋岩で岩級区分がDクラスに属する岩盤である。試験方法は中央の剛体載荷板が通常の載荷パターン、周囲の拘束板は一定荷重を保持するという方法であった。試験結果は周辺拘束をすることにより、変形係数は2,100～5,300 kgf/cm²から1,600～8,300 kgf/cm²に増加している。

図-3.9.7は、Sダムで実施した大型平板載荷試験の装置図である。試験ヶ所は、R-6横坑内で、試験の対象とした岩種は砂岩である。試験方法は、中央の円形の載荷板を含めて4重の載荷板から成っており、各載荷板に半径方向で図-3.9.8のような比率の荷重をかけて三角形の載荷荷重分布により試験を行うものである。そして、近似的に、三角形の分布荷重による理論式から変形係数を求めるものである。

次に載荷板の大きさであるが、上述のように、軟岩では、固結度が低いため、載荷面外縁部での岩盤の側方流動、側方の浮き上がりが生じるため、載荷板の径が大きいほど、面積に比して外周長が短くなり、かつ中央で変位を測定すれば側方の乱れた部分の影響が小さくなるので変形係数、弾性係数は大きくなると考えられる。図-3.9.9は、御所ダムの泥流堆積物で行った載荷板を変えた平板載荷試験の変形係数を示したものであり、載荷面積が広いほど変形係数は大きくなっている。この中で、φ30cm、□50cm、は等変位法φ80cmは等分布荷重法である。

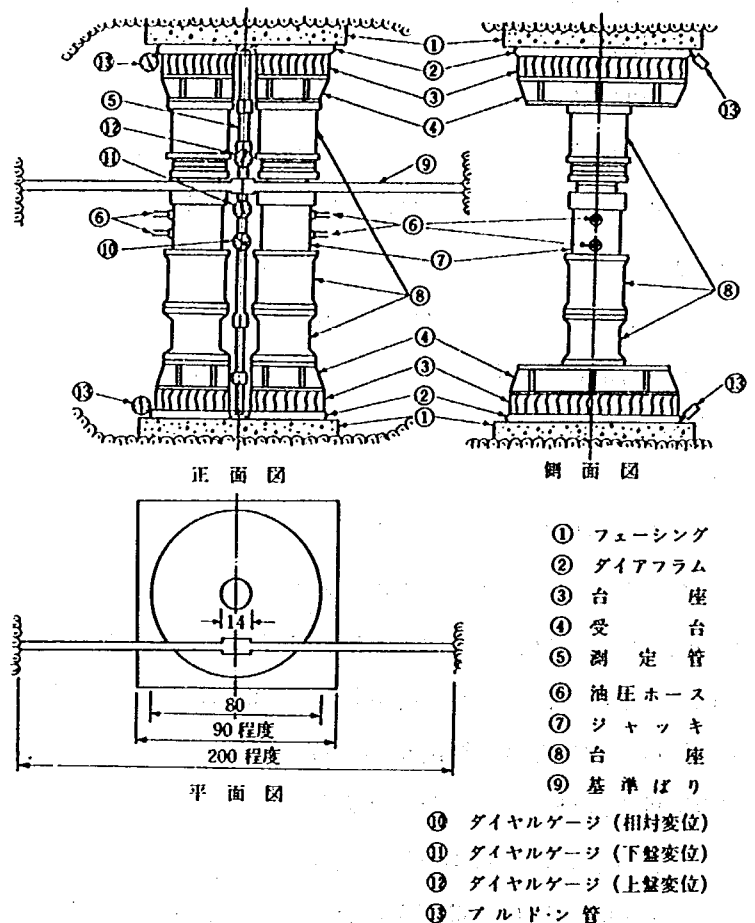
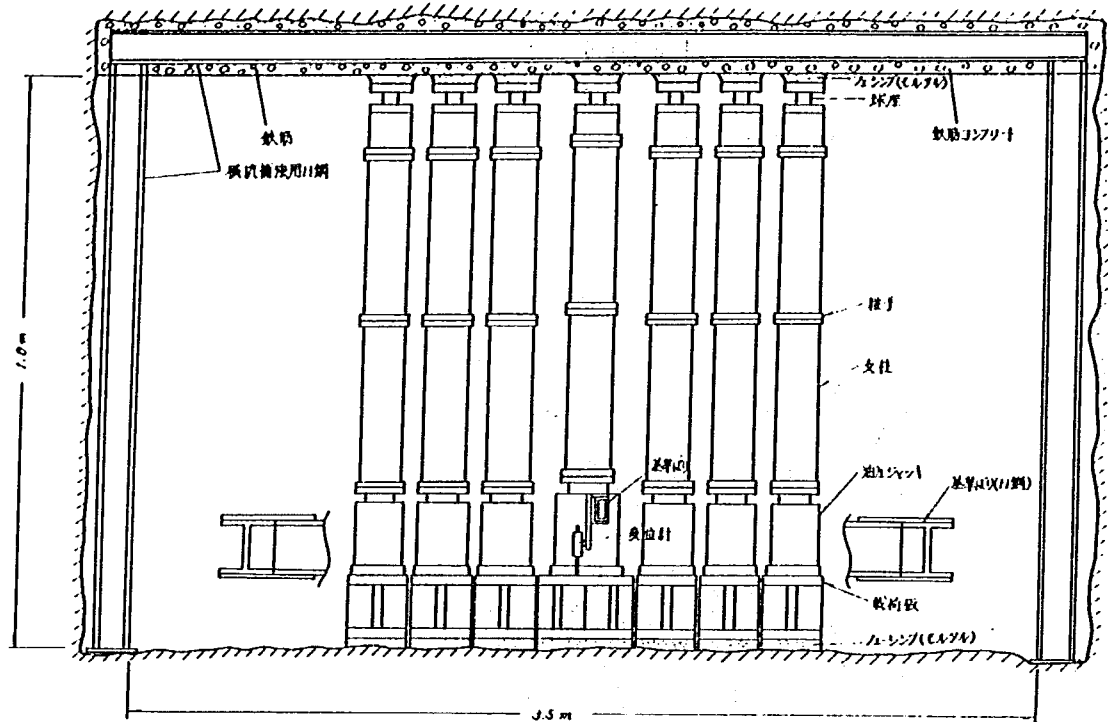


図-3.9.5 平板載荷試験装置 (等分布荷重法)



載荷装置 側面図

載荷装置(大型)平面図

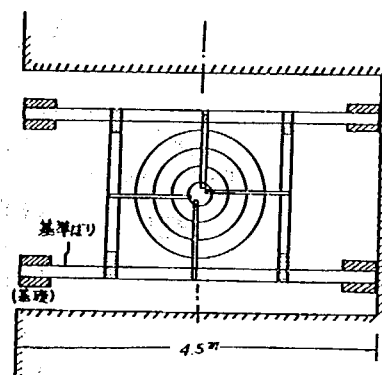


図- 3.9.7

大型平板載荷試験装置図

(S ダム)

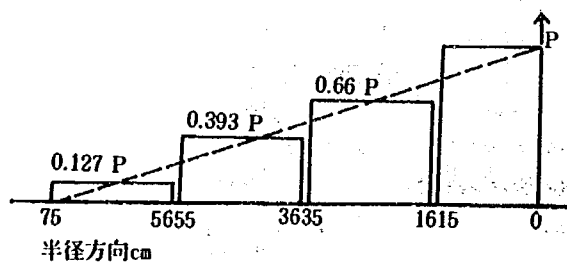
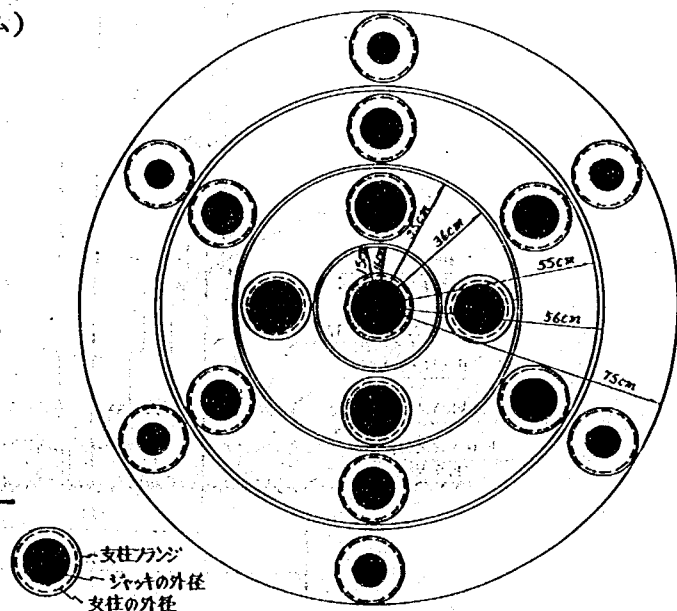


図- 3.9.8

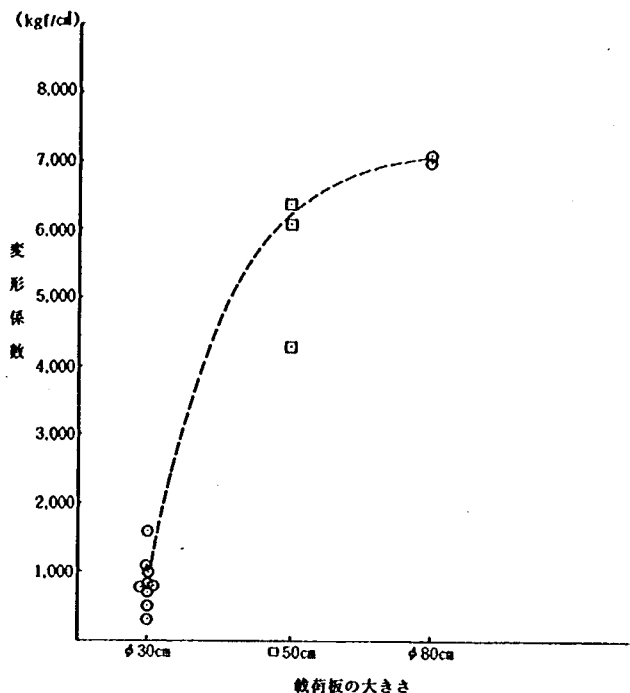


最後に荷重パターンであるが、土木学会岩盤力学委員会制定の原位置岩盤の変形試験—指針と解説には、軟岩では荷重速度 $2 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ 、最大荷重 30 kgf/cm^2 で、図—3.9.10 に示したようなパターンでやるのが望ましいとしている。ロックフィルダムの基礎としての軟岩の変形性を知る場合、既述のように

(1) 基礎の変形性を知るための処女荷重による変形係数

(2) 長期的な荷重によるクリープ変形の2つを知ることができればよいと考えられる。図—3.9.10の荷重パターンは、この2つを知ることができ、十分と言える。但し、最大荷重、クリープ試験時の荷重については、実際に岩盤にかかる荷重の1~1.5

倍で目的を達することができると思われる。荷重速度については遅ければ遅いほど、実際のダム建設時にかかる荷重の増加速度に近くなるので遅い方がよいと考えられるが、試験期間等の制約があり、指針の $2 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ 以下を準拠することになる。クリープ試験の荷重時間についても、可能な限り長時間荷重を行うのが良いと思われる。



図—3.9.9 載荷板の大きさと変形係数の関係

3.9.2 一軸圧縮強度と平板荷重試験による変形係数、接線弾性係数について

図—3.9.11は、横軸に一軸圧縮強度、縦軸に平板荷重試験による変形係数を取り、各岩種について、一軸圧縮強度の平均値 $\pm\sigma$ (σ は標準偏差)、変形係数の平均値を図示したものである。図—3.9.12は、横軸に一軸圧縮強度、縦軸に接線弾性係数を取り、同様な方法で図示したものである。これをみると、一軸圧縮強度が 5 kgf/cm^2 以下では変形係数は $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、接線弾性係数は $2,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以下、 $5 \sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ では、変形係数は $2,000 \text{ kgf/cm}^2$ 前後、接線弾性係数は $9,000 \sim 7,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $15 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ では、 $2,000 \sim 8,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $4,000 \sim 12,000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲となる。一軸圧縮強度が 30 kgf/cm^2 以上では、データが少なくなるが変形係数が $3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上、接線弾性係数が $6,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上（凝灰角礫岩、泥岩）である。一軸圧縮強度の大きさに比べ変形係数、接線弾性係数は比較的大きな値を示しているようである。

3.9.3 平板載荷試験による変形係数と一軸圧縮試験、三軸圧縮試験による変形係数について

軟岩では亀裂が少ないため、岩盤の力学的性質と岩片の力学的性質は類似すると考えられる。そこで、岩盤からとりだした供試体について一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を行い、岩盤の力学的性質を示す原位置平板載荷試験との結果を比較してみた。図-3.9.13は、横軸に一軸圧縮試験による変形係数 E_{50} (一軸圧縮強度の $1/2$ の点と原点を結ぶ直線の勾配)、縦軸に平板載荷試験による変形係数を取り、

各岩種について、一軸圧縮試験による変形係数の平均値 $\pm\sigma$ 、平板載荷試験による変形試験による平均値を図示したものである。また、図-3.9.14は、横軸に三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} 、縦軸に平板載荷試験による変形係数を取り、同様に図示したものである。三軸圧縮試験による変形係数については、側圧の異なる各供試体の変形係数を単純平均した。これより、ほとんどの岩種について、平板載荷試験による変形係数 (E_d) は、一軸圧縮試験による変形係数 E_{50} より大きい。これに対し、三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} は、一軸圧縮試験による変形係数よりは E_d に近く、特に変形係数が $3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の範囲では三軸圧縮試験による変形係数は E_d にはほぼ等しいが、変形係数の大きい範囲ではバラツキが大きくなる。これは、通常の原位置平板載荷試験は試験ヶ所の岩盤は半無限に広がり、載荷方向と直角な方向は拘束された状態で試験するのに対し、一軸圧縮試験は側方を全く拘束しないため、一軸圧縮試験による変形係数は E_d に比べ小さくなるのであろう。三軸圧縮試験では側圧により供試体の側方へのふくらみを拘束しており、供試体が平板載荷試験地点の岩盤と類似した応力状態にあるため三軸圧縮試験による変形係数は比較的 E_d に近くなったと考えられる。また、一軸圧縮強度による変形係数の大きい岩種は各供試体の不均一さがその変形係数に大きく影響するため値のバラツキが大きいと思われる。しかし、供試体の変形性は側圧の大きさにより変化するため、どの程度の軸荷重に対し、どの程度の側圧を加えれば、岩盤と同じ応力状態にできるかを検討する必要がある。

図-3.9.15~3.9.19は、三軸圧縮試験の試験本数の多い岩種について、横軸に三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} 、縦軸に側圧を取り、各供試体について点をプロットした。これらの図より、原位置平板載荷試験による変形係数 E_d に近い E_{50} の値を示した三軸圧縮試験の供試体は、御所ダム泥流堆積物では $\sigma_3 = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ 以上、七北田ダム砂質凝灰岩は $\sigma_3 = 10.0 \sim 15.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、Sダム凝灰角礫岩 I-3 (R-12横坑より供試体採取) は $\sigma_3 = 15 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ であった。Sダム砂岩 G-1 (R-6横坑52~53m地点) Sダム泥岩では明確なことは言えない。上記の σ_3 の値は一軸圧縮強度とも大きく関連している。

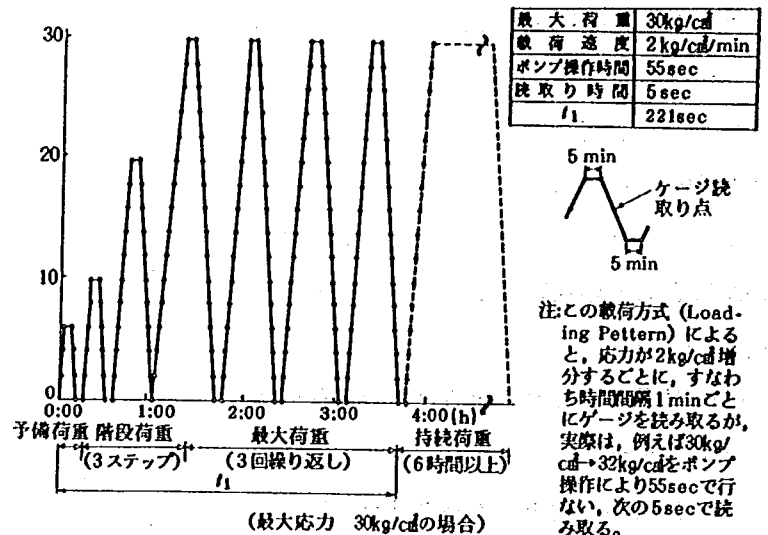


図-3.9.10 軟岩の載荷パターン

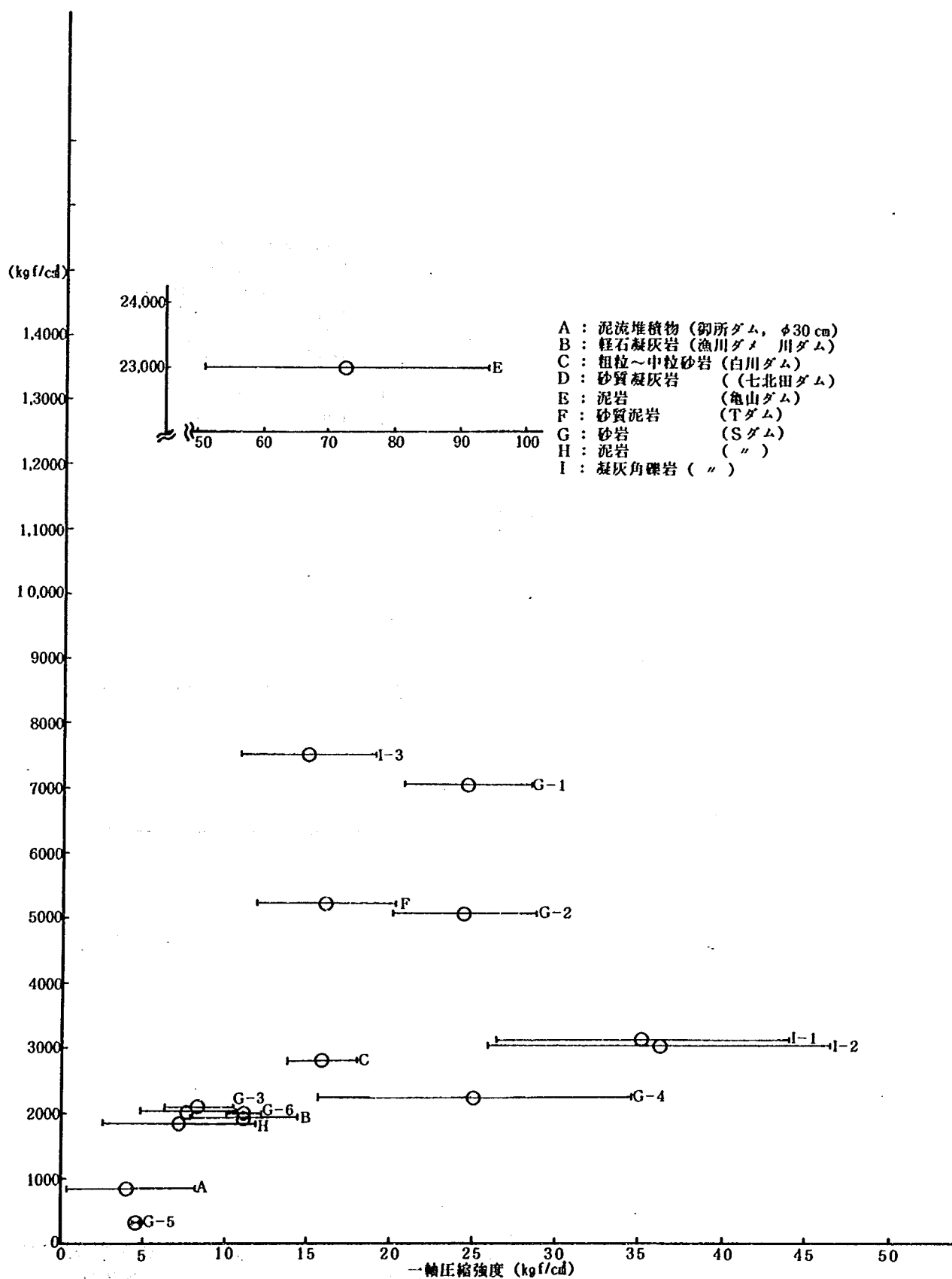


図-3.9.11 一軸圧縮強度と平板載荷試験による変形係数

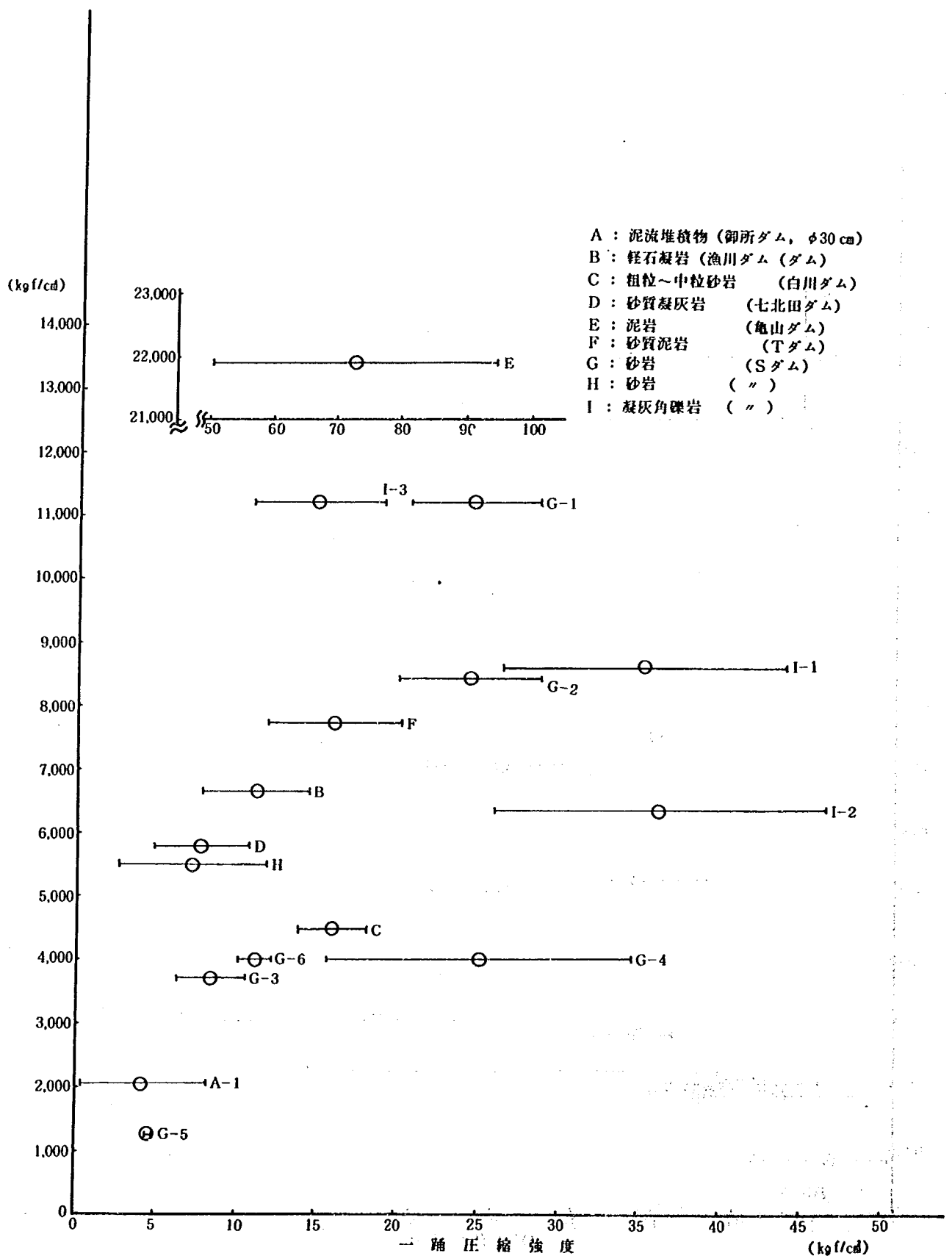
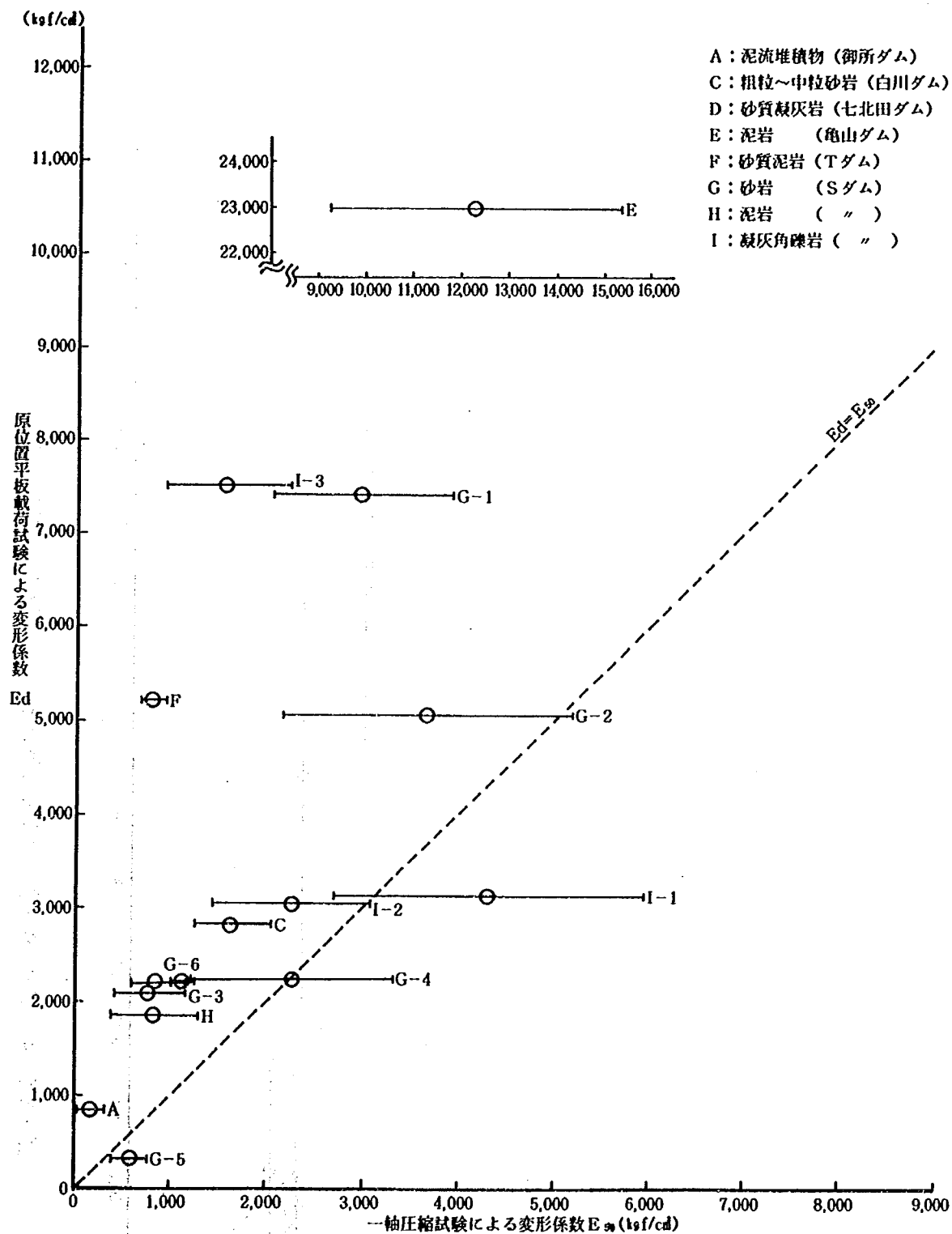


図- 3.9.12 一軸圧縮強度と平板載荷試験による接線弾性係数



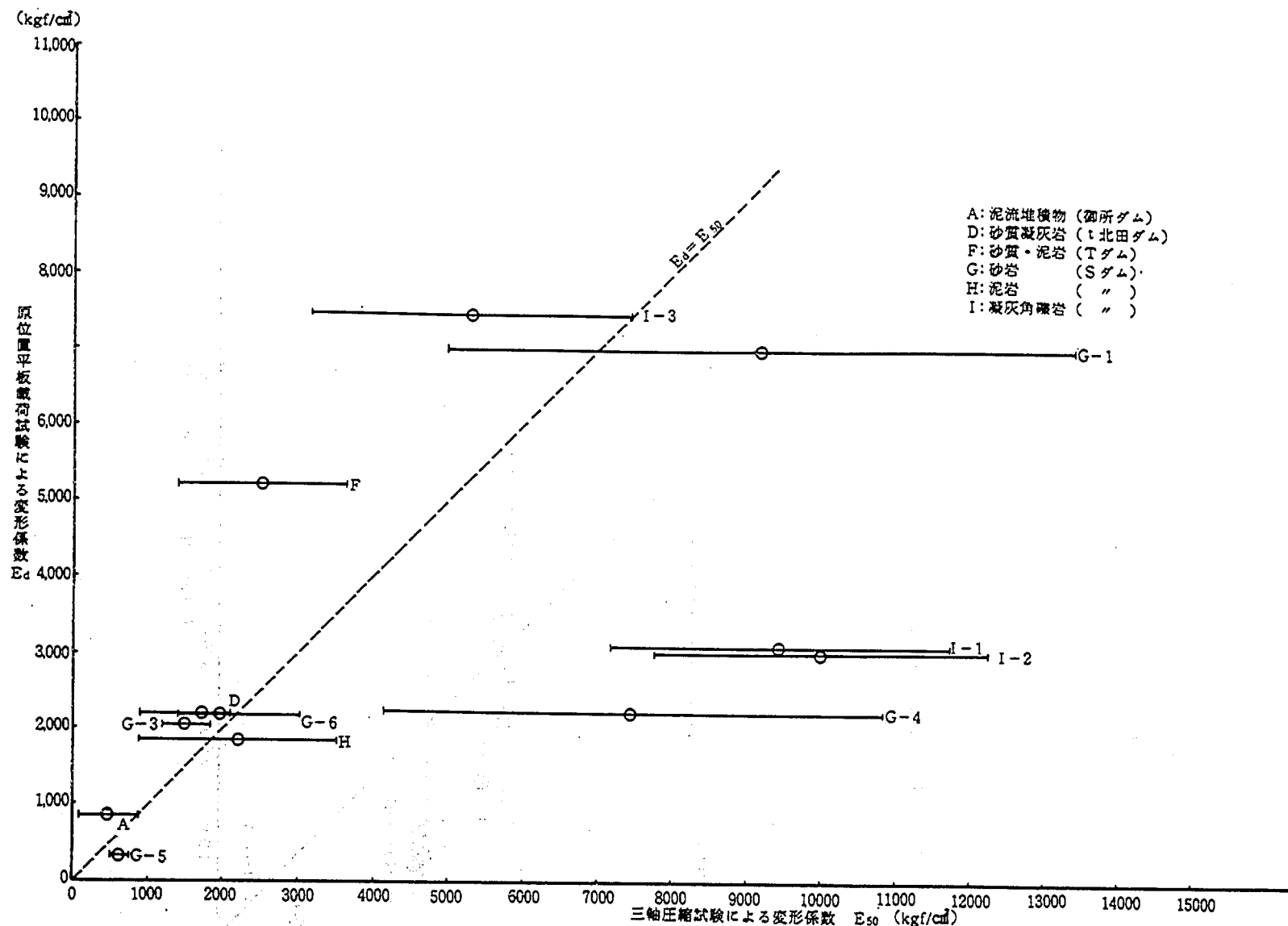


図-3.9.14 三軸圧縮試験による変形係数と原位置平板載荷試験による変形係数

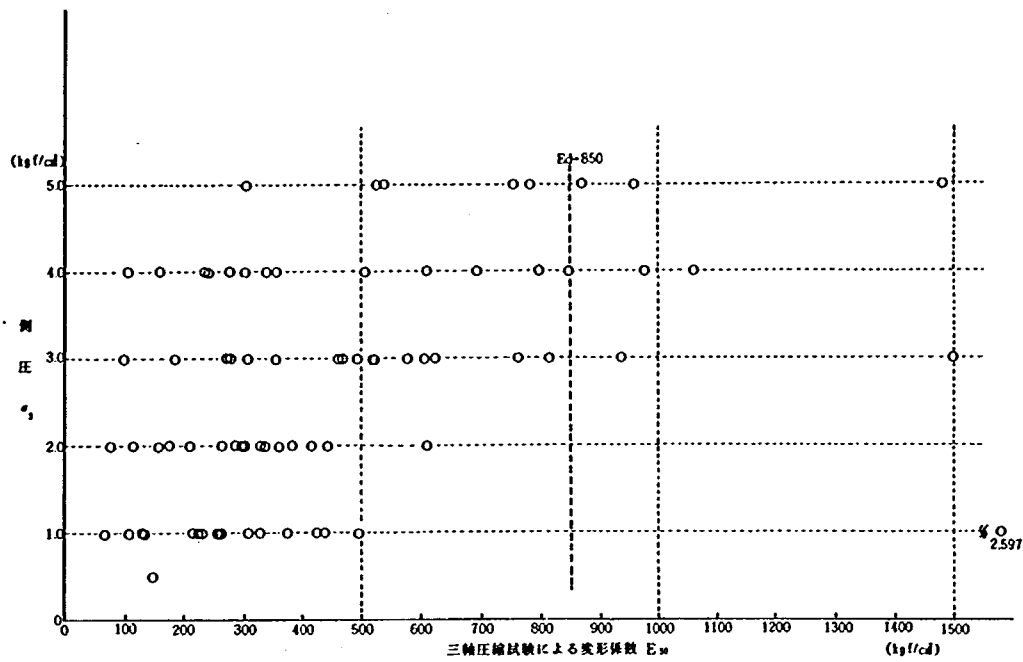


図-3.9.15 $E_{50} \sim \sigma_3$ 図 (御所ダム泥流堆積物)

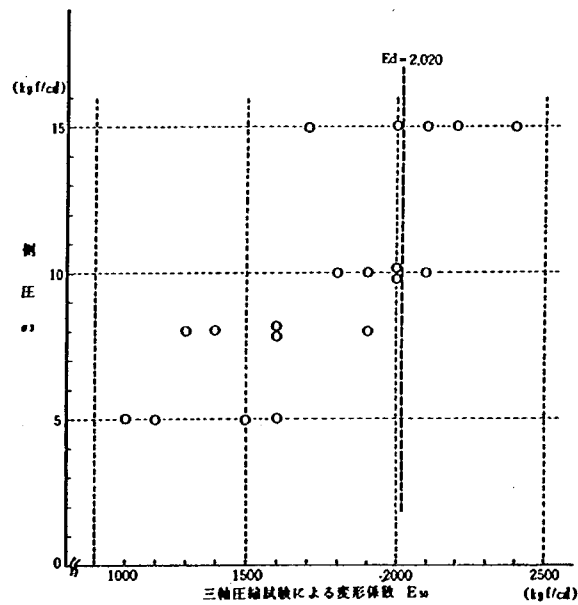


図-3.9.16 $E_{50} \sim \sigma_3$ 図 (七北田ダム 砂質凝灰岩)

つまり

	一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	Edと同じ変形係数を与える σ_3 (kgf/cm ²)	Ed (kgf/cm ²)
泥流堆積物	4.3	5.0 ~	850
砂質凝灰岩	7.7	10.0 ~ 15.0	2,000
凝灰角礫岩	14.9	15.0 ~ 20.0	7,500

という関係が成り立つ。これを図示すると、図-3.9.20の斜線の範囲のようになり、これを用いれば、三軸圧縮試験により、軟岩岩盤の変形性を知ることができると思われるが、なお、検証の必要があろう。

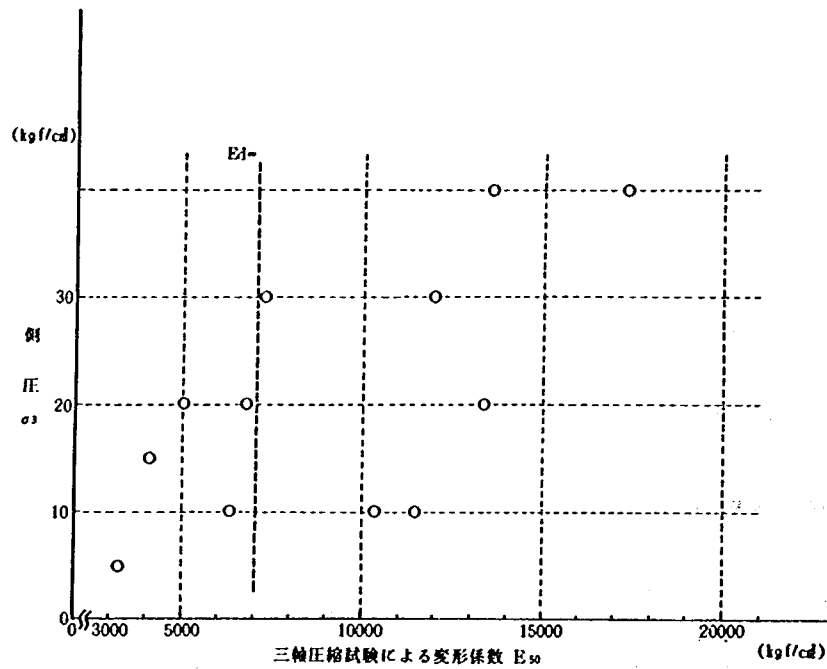


図- 3.9.17 $E_{50} \sim \sigma_3$ 図 (Sダム 砂岩 R-6 横坑52~53m地点)

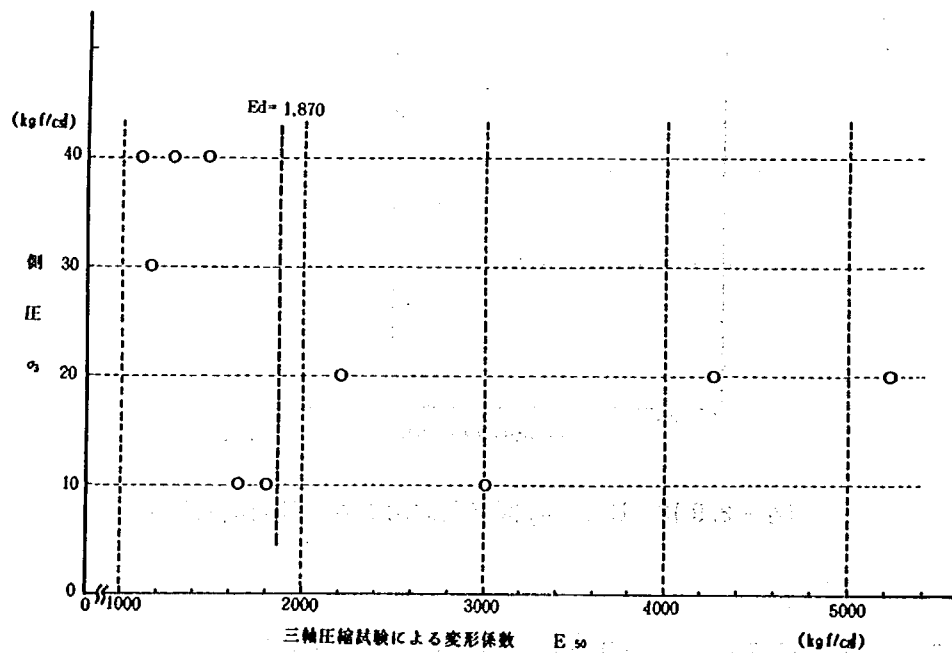


図- 3.9.18 $E_{50} \sim \sigma_3$ 図 (Sダム 泥岩)

3.9.4 孔内載荷試験と原位置平板載荷試験による変形係数、接線弾性係数について

図- 3.9.21に、孔内載荷試験と平板載荷試験の変形係数、接線弾性係数の値を示す。これより、孔内載荷試験による変形係数、接線弾性係数は平板載荷試験による値より小さくなるようである。Mérad

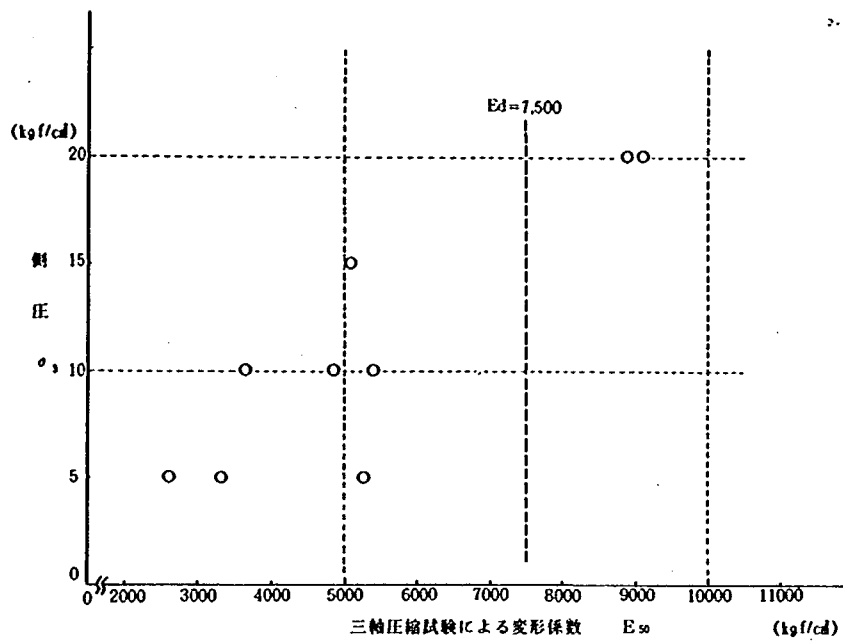


図-3.9.19 $E_{50} \sim \sigma_3$ 図 (Sダム 凝灰角礫岩)

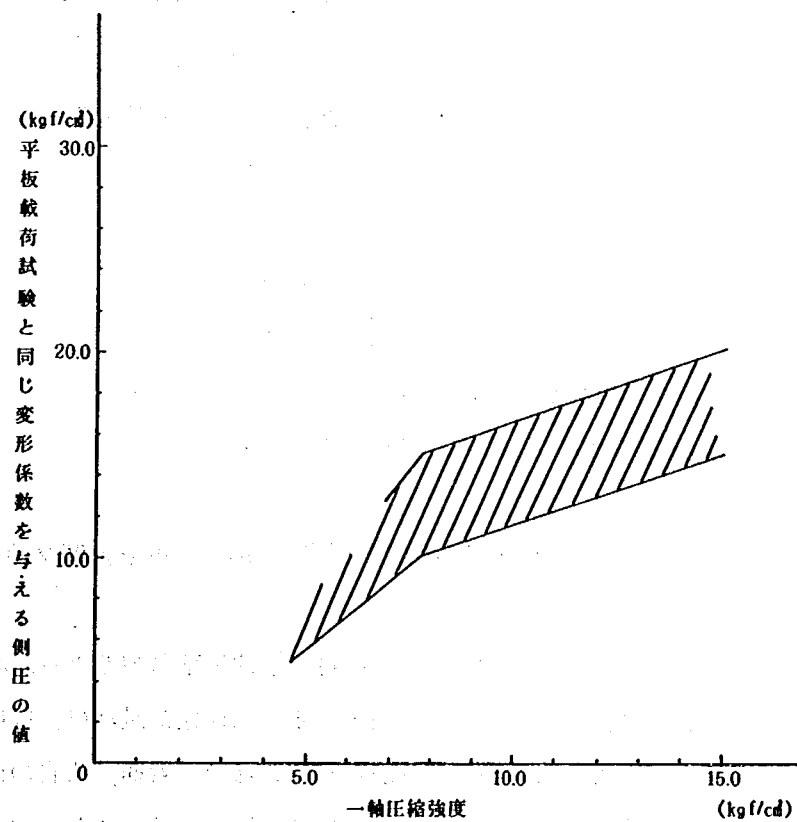
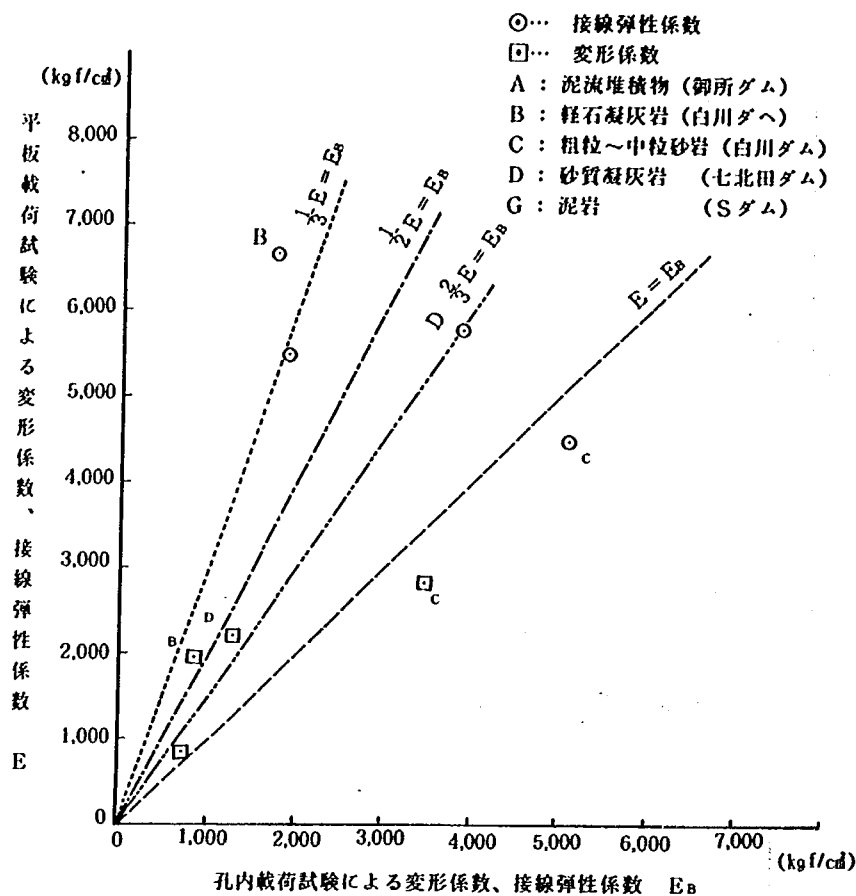


図-3.9.20 一軸圧縮強度と平板載荷試験と同じ変形係数を与える側圧の値との関係

(1962) は横方向平板載荷試験とボーリング孔内での載荷試験の載荷方法の違いに基づく変形特性の差異について理論的研究を行い、孔内載荷試験による変形係数 E_B と設計に用いる変形係数 E との関係を

$$E_B = \alpha E \quad \text{..... 60}$$



図－ 3.9.21 孔内載荷試験と平板載荷試験による変形係数

とし、 α を次のように与えている。

強く圧砕した岩盤 $\alpha = 1/3$

普通の岩盤 $\alpha = 1/2$

わずかに圧砕または強い風化をうけた岩盤 $\alpha = 2/3$

図－ 3.9.21に示した軟岩は式⑥⑩に比較的良好にあっているといえる。

3.9.5 原位置せん断試験によるせん断強度定数と三軸圧縮試験、一面せん断試験によるせん断強度定数について

図－ 3.9.22～3.9.27に、各岩種について横軸に内部摩擦角、縦軸に粘着力をとり、原位置せん断試験、三軸圧縮試験、一面せん断試験の結果をプロットした図を示す。三軸圧縮試験は、UU試験、CD試験、CU試験と各種の試験をいろいろと行っていて統一がとれていない。普通、軟岩の供試体はある程度以上の含水比を含んでいるが、岩片そのものは、きわめて難透水性である。また、沖積粘土等とは比較にならないほど固結している。従って簡便にUU試験で概略のせん断強度定数を得ることができると思われるが、正確には、载荷速度をきわめて遅くし、供試体から排水しやすいようにペーパードレーンなどをまきつけたCD試験、もしくは供試体を飽和させ、間隙水圧を正確に測定することが可能なら、CU試験を行うべきである。しかし、現実にはCD試験における完全な排水、CU試験における間隙水圧の測定は極めて困難である。御所ダムの泥流堆積物について、同じ地点から採取した供試体について、

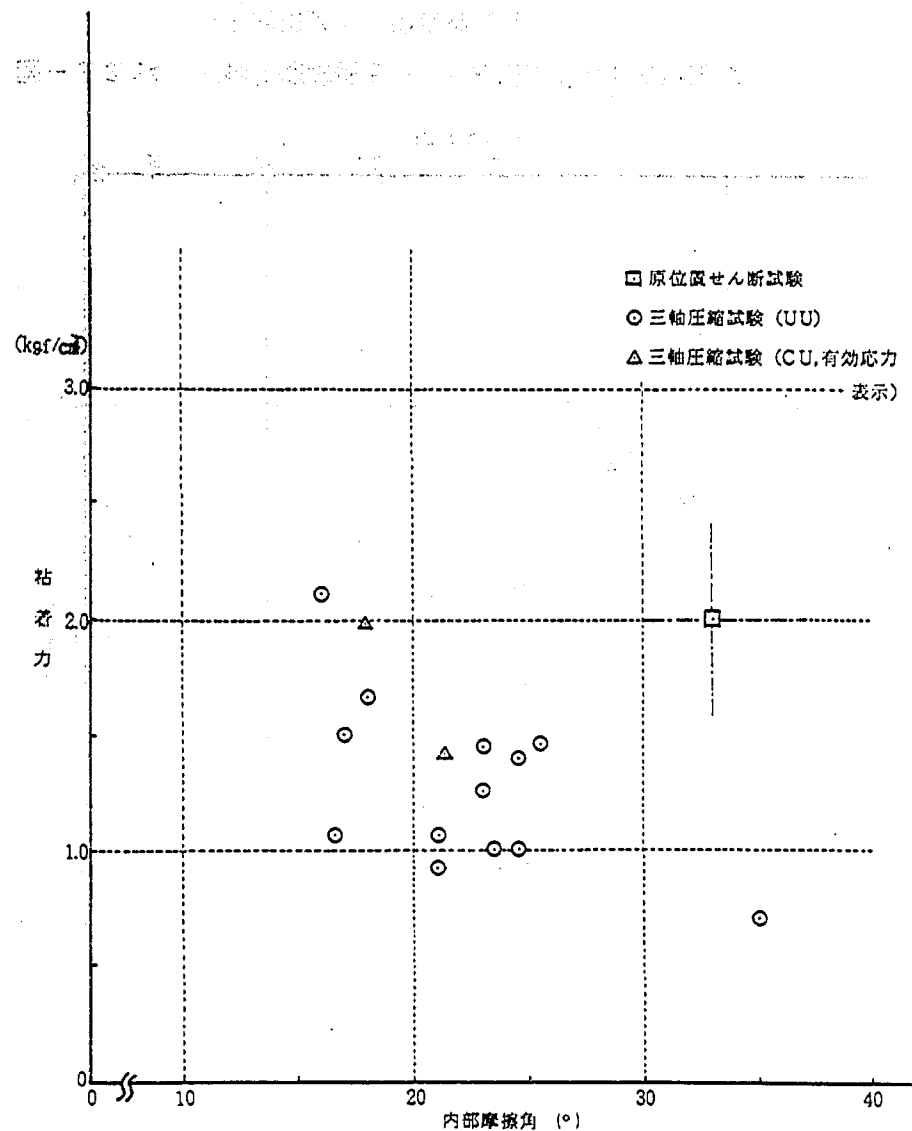


図-3.9.2.2. 原位置せん断試験と三軸圧縮試験のせん断定数
(御所ダム泥流堆積物)

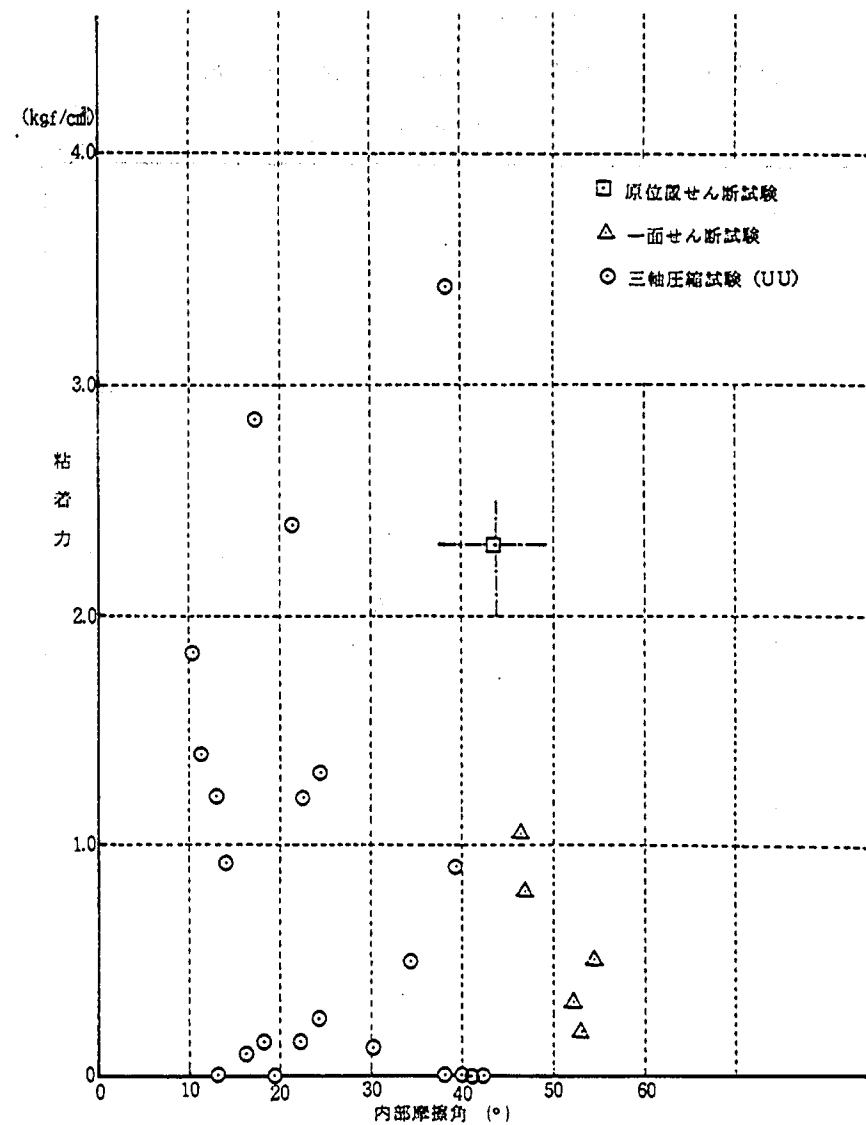


図-3.9.2.3. 原位置せん断試験と三軸圧縮試験・一面せん断試験のせん断定数
(漁川ダム軽石凝灰石)

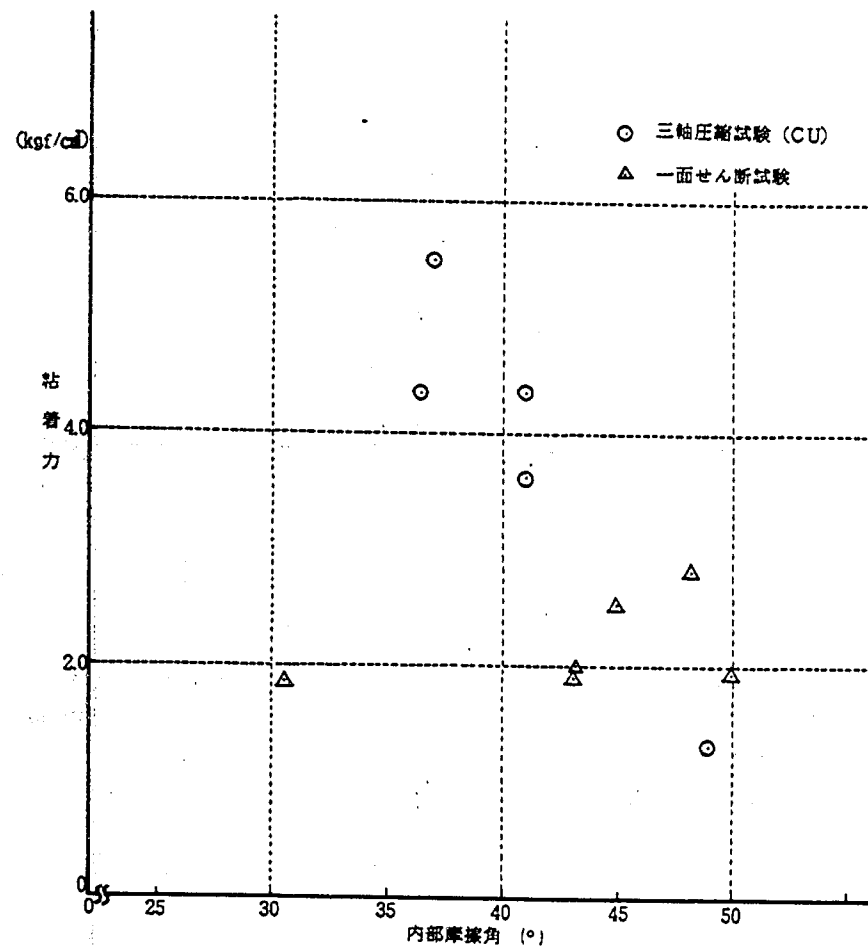


図-3.9.24 三軸圧縮試験と一面せん断試験のせん断定数
(七北田ダム 砂質凝灰岩)

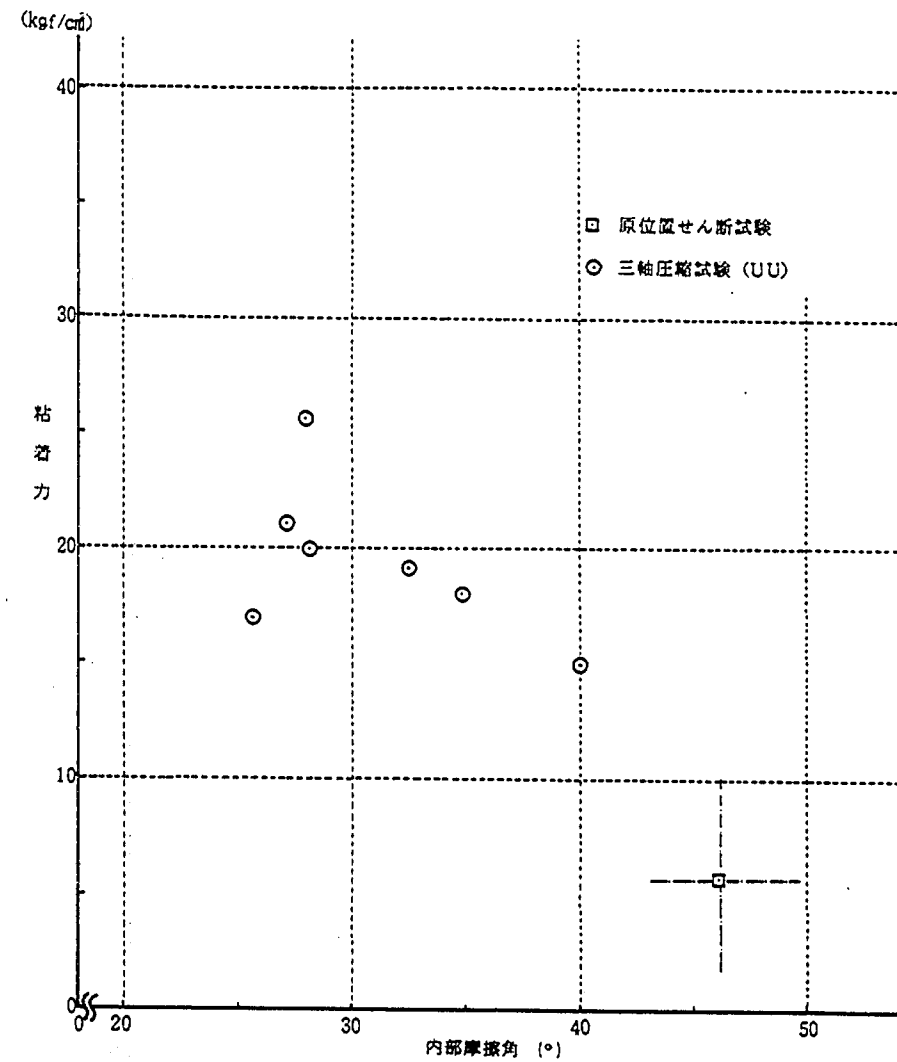


図-3.9.25 原位置せん断試験と三軸圧縮試験
のせん断強さ (亀山ダム 泥岩)

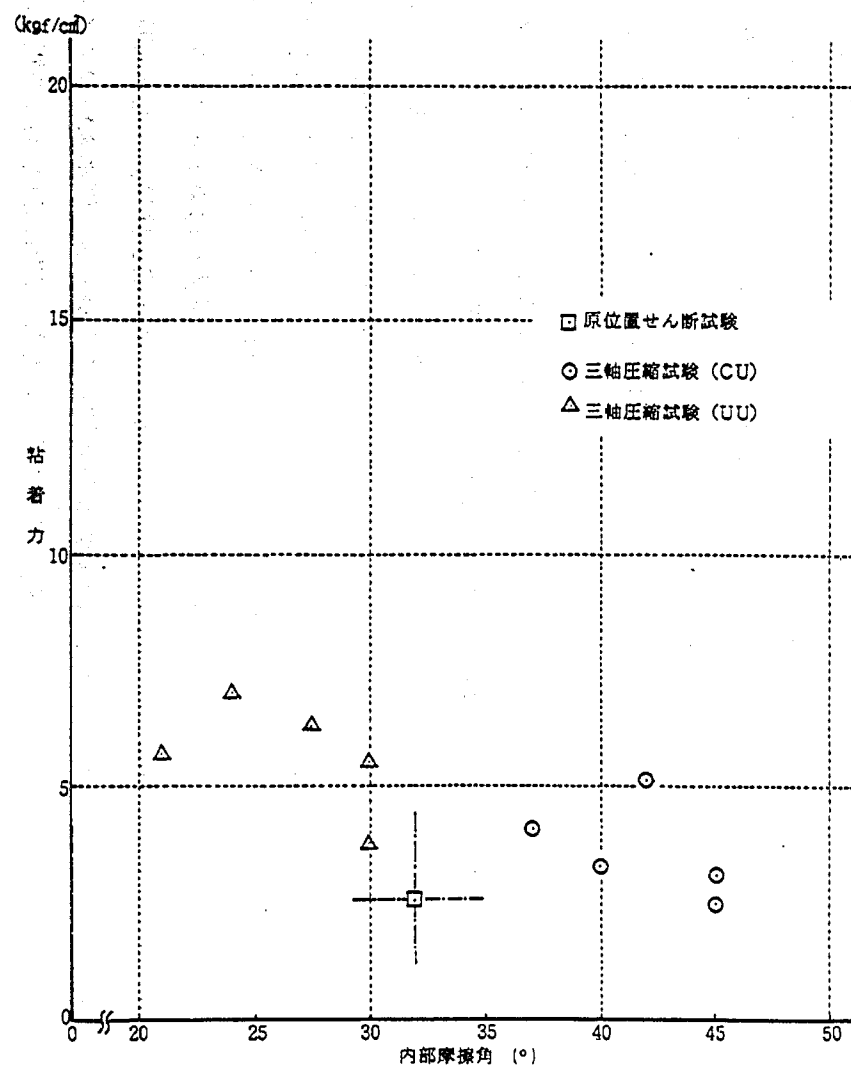


図-3.9.26. 原位せん断試験と三軸圧縮試験の
せん断定数 (Tダム 砂質泥岩)

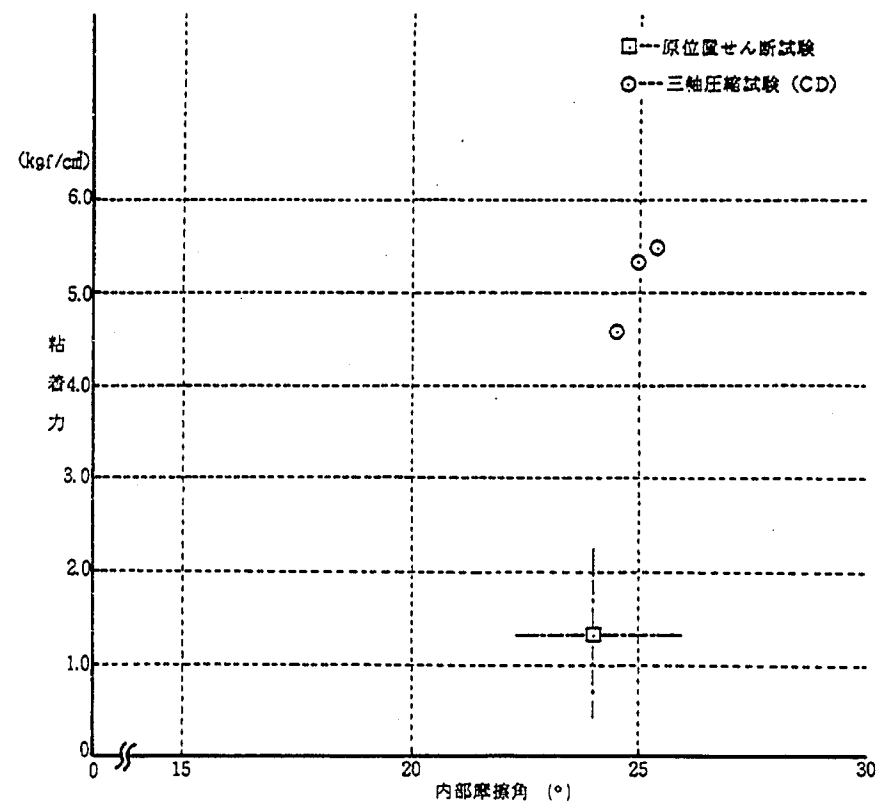


図-3.9.27 原位せん断試験と三軸圧縮試験の
せん断定数 (Sダム 泥岩)

UU試験と $\overline{CU}$ 試験を行っており、この結果を比較してみると、表-3.9.1のようになる。

表-3.9.1 UU試験と $\overline{CU}$ 試験の比較（御所ダム泥流堆積物）

試料採取位置	UU試験		$\overline{CU}$ 試験	
	粘着力(kgf/cm ²)	内部摩擦角(°)	粘着力(kgf/cm ²)	内部摩擦角(°)
ダム軸直上流 中位標高	1.06	20.12	全応力 1.94 有効応力 1.98	全応力 17.35 有効応力 17.97
ダム軸直下流 中位標高	1.06	16.53	全応力 1.38 有効応力 1.42	全応力 20.57 有効応力 21.37

この表からは、 $\overline{CU}$ 試験はUU試験に比して粘着力は大きくでるようである。

原位置せん断試験と三軸圧縮試験のせん断強度定数を比較すると、図-3.9.26のTダムの砂質泥岩を除いて内部摩擦角は、原位置せん断試験の方が三軸圧縮試験より同じか大き目にするようである。粘着力については、泥岩は、原位置せん断試験の方が三軸圧縮試験より小さくで、泥流堆積物、軽石凝灰岩は大きくでる。御所ダムの泥流堆積物については礫混りの泥質火山灰のため、せん断面に存在する礫によってせん断強度が大きくでている可能性があったが、せん断面のスケッチによると、せん断面に礫等の存在はなく、マトリックスの強度と考えて差し支えないようであり、三軸圧縮試験の結果と比較しうるものと思われる。また、Tダムの三軸圧縮試験結果については、 $\overline{CU}$ 試験を行った供試体とUU試験を行った供試体はサンプリングの位置が異なり $\overline{CU}$ 試験の供試体は、現ダム軸右岸側、UU試験の供試体は現ダム軸左岸側で、原位置せん断試験を行った横坑Na1、Na2はそれぞれ現ダム軸より100m、200m離れて存在しているため、岩質等が異なっている可能性がありまた、側圧も異なっているため、これらが試験結果に大きな違いを生じたものと思われる。

一面せん断試験による内部摩擦角は、原位置せん断試験、三軸圧縮試験による内部摩擦角より大きい傾向にあるようである。

上述のように、原位置せん断試験、一面せん断試験、三軸圧縮試験によるせん断強度定数は一致しないが、その理由は、供試体の大きさ、排水条件のコントロール等の違いによると考えられる。つまり、原位置せん断試験は、供試体が大きく岩盤の不均一性のある程度とり込める利点を持つが、排水条件のコントロールは困難であり、せん断面の応力状態は一方向から押しているだけなので均一とは言えず、また、せん断ブロックの回転等により破壊する場合もある。室内における一面せん断試験は供試体の大きさが小さくなり岩盤の不均一性、サンプリングによる乱れ（潜在的な亀裂）の影響を受けるが、排水条件のコントロールは極めてゆっくりせん断すれば可能である。しかし、供試体を拘束する面が多く、従来の試験装置ではせん断面の応力状態を正確に知ることはできない。三軸圧縮試験は、一面せん断試験と同じく供試体は小さいが、せん断面の応力状態は比較的正確に知ることができ、排水条件のコントロールもある程度可能である。しかし、一面せん断試験、三軸圧縮試験とも、実際に排水条件を正確にコント

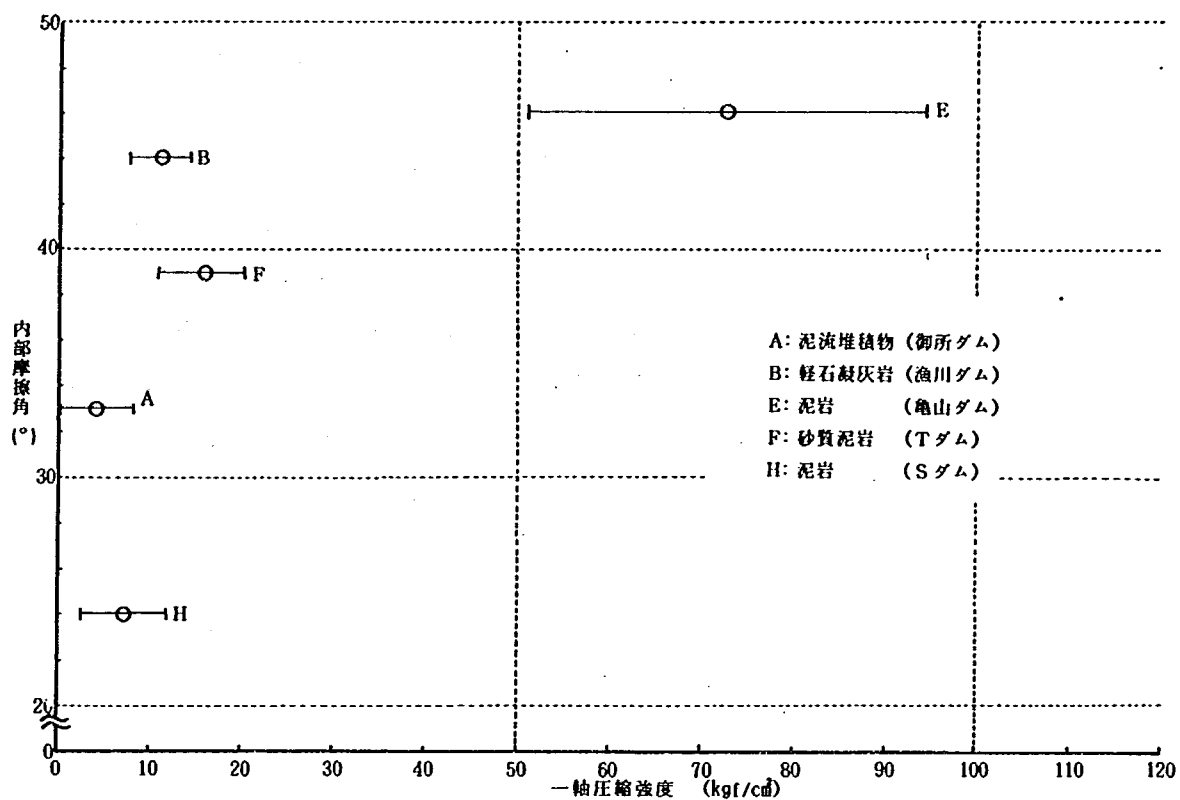


図- 3.9.28 一軸圧縮強度と原位置せん断試験による内部摩擦角

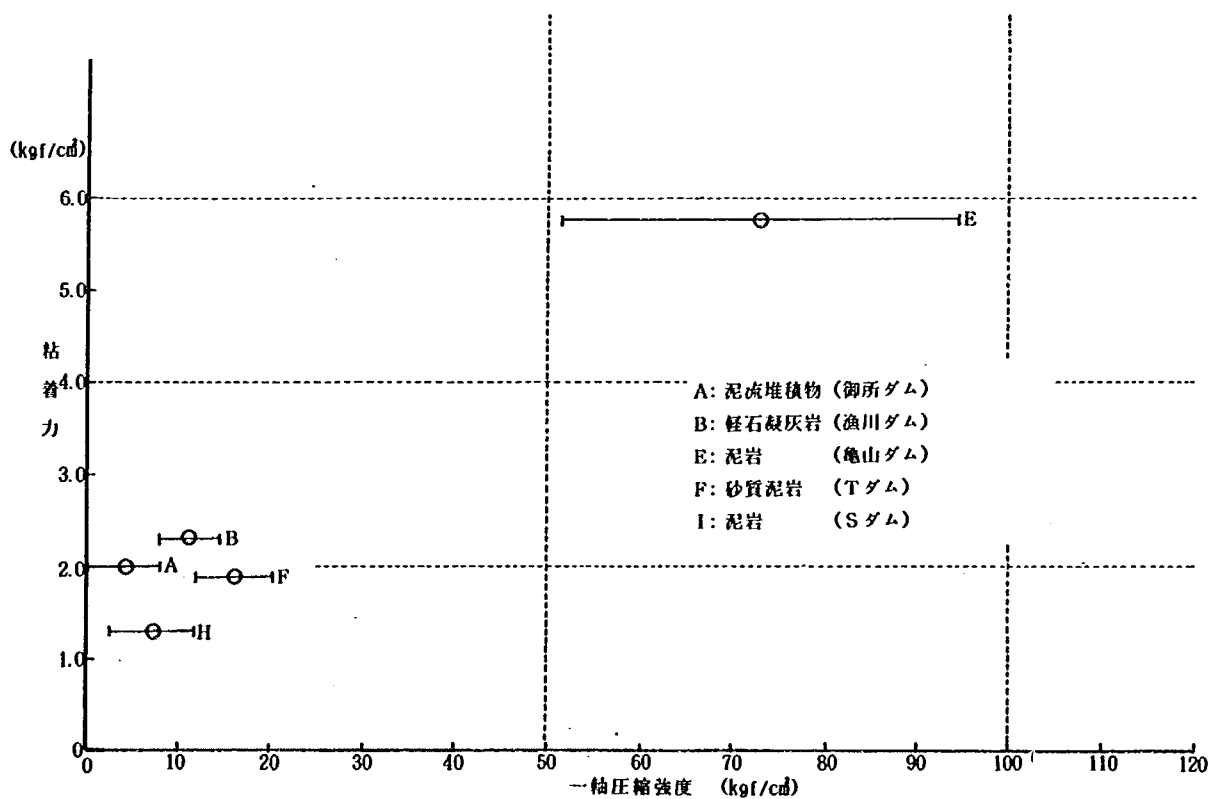


図- 3.9.29 一軸圧縮強度と原位置せん断試験による粘着力

ロールすることは極めて困難で今後の課題が多い。

以上の点により、軟岩のせん断強度定数を求める試験方法は、なお検討の必要があると言える。

3.9.6 一軸圧縮強度と原位置せん断試験によるせん断強度定数について

図－3.9.28に、横軸に一軸圧縮強度、縦軸に原位置せん断試験による内部摩擦角をとり、各岩種について、一軸圧縮強度の平均値 $\pm\sigma$ （ σ は標準偏差）、内部摩擦角の値を図示したものである。図－3.9.29は、横軸に一軸圧縮強度、縦軸に原位置せん断試験による粘着力をとり、同様な方法で図示したものである。これらの図より、一軸圧縮強度と内部摩擦角の相関はそれほど高くなく、一軸圧縮強度と粘着力の関係は、一軸圧縮強度が大きいほど粘着力も大きくなる傾向が見られるようである。

3.10 御所ダム泥流堆積物の変形性の評価について

3.10.1 泥流堆積物について

御所ダムダムサイトの河床から左岸にかけて分布する泥流堆積物は、フィル堤体部ロックゾーンの基礎となるため、3.2で述べたように、その変形性、せん断強さについては数多くの試験がされている。

泥流堆積物の構成は、安山岩、多孔質安山岩、凝灰角礫岩、凝灰質頁岩、凝灰質砂岩、安山岩質集塊岩などの亜角～亜円礫および岩塊が泥質火山灰により凝結されたものであり、多孔質の溶岩片が団塊状に含まれるが、一部では小規模の水平的広がりを示している。締りは密である。粒度曲線は図-3.2.3に示されているが、粒度分布はきわめて良好で均等係数が100以上ある。

3.10.2 原位置平板載荷試験の評価

泥流堆積物に対する原位置平板載荷試験としては、3.2に示したように

- | | |
|---|-----|
| (1) 原位置平板載荷試験（等変位法、 $\phi 30\text{cm}$ ） | 10点 |
| (2) クリープ試験（等変位法、角型 $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ ） | 3点 |
| (3) ダイアフラムを用いた載荷試験（等分布荷重法、 $\phi 80\text{cm}$ ） | 2点 |

が行われており、その結果を表-3.10.1に示す。

3種類の試験方法については、3.9の1)で考察したように、載荷面の面積の広い試験方法ほど正しい結果を与えると考えられるため、ダイアフラムを用いた載荷試験が、泥流堆積物の変形性を正確に与えていると思われる。

しかし、クリープ試験、ダイアフラムを用いた載荷試験で行った持続荷重によるクリープ試験では、泥流堆積物は、大きなクリープ変形を示すことがわかり、変形量の予測にはこれを考慮する必要がある。

また、泥流堆積物のマトリックスを用いた圧密試験の結果を用いて、圧密沈下量を求めると、約1mという沈下量になり、砂分（0.074mm以上）を50～70%含む泥流堆積物の沈下としては過大にすぎると判断された。これは、圧密試験がマトリックス部分だけで行われたためである。

このため、御所ダムの設計時には変形量の予測として、ダイアフラムを用いた載荷試験の結果を用いることとし、図-3.10.1に示すように、応力～変位曲線の始点と、クリープ試験の終了点を結んだ直線の勾配から変形係数 E_c を算出した。これは、24時間および26時間のクリープの試験の結果、図-3.2.25に示すように、クリープ変形がおさまっているため、弾性変形とクリープ変形を含めた変形係数を求めたものといえる。この結果得られた変形係数 E_c の値は、

A地点	$E_c = 3,700 \text{ kgf/cm}^2$
B地点	$E_c = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$
平均値	$3,800 \text{ kgf/cm}^2$

となる。

表-3.10.1 原位置平板載荷試験の結果

試 験 名	試 験 地 点	変 形 係 数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	割線弾性係数 (kgf/cm ²)
原 位 置 平 板 載 荷 試 験 (等 変 位 法 , φ 30 cm)	1	840	1,000 1,300	520
	2	780	1,600 2,100	780
	3	310	1,100	410
	5	810	1,800 1,600	810
	6	1,600	3,600 3,600	1,600
	7	—	3,000 5,000	800
	9	1,000	1,900 1,400	1,000
	4	700	1,200	610
	8	520	—	—
	10	1,100	—	—
	平 均	850	2,200	820
ク リ ー プ 試 験 (等変位 法50cm× 50cm)	1	4,300	7,200	—
	2	6,100	12,000	—
	3	6,400	18,000	—
	平 均	5,400	12,000	—
ダ イ ア フ ラ ム を 用 い た 載 荷 試 験 (等分布荷 重法φ80cm)	A	7,100	13,000	—
	B	7,000	8,200	—
	平 均	7,000	11,000	—

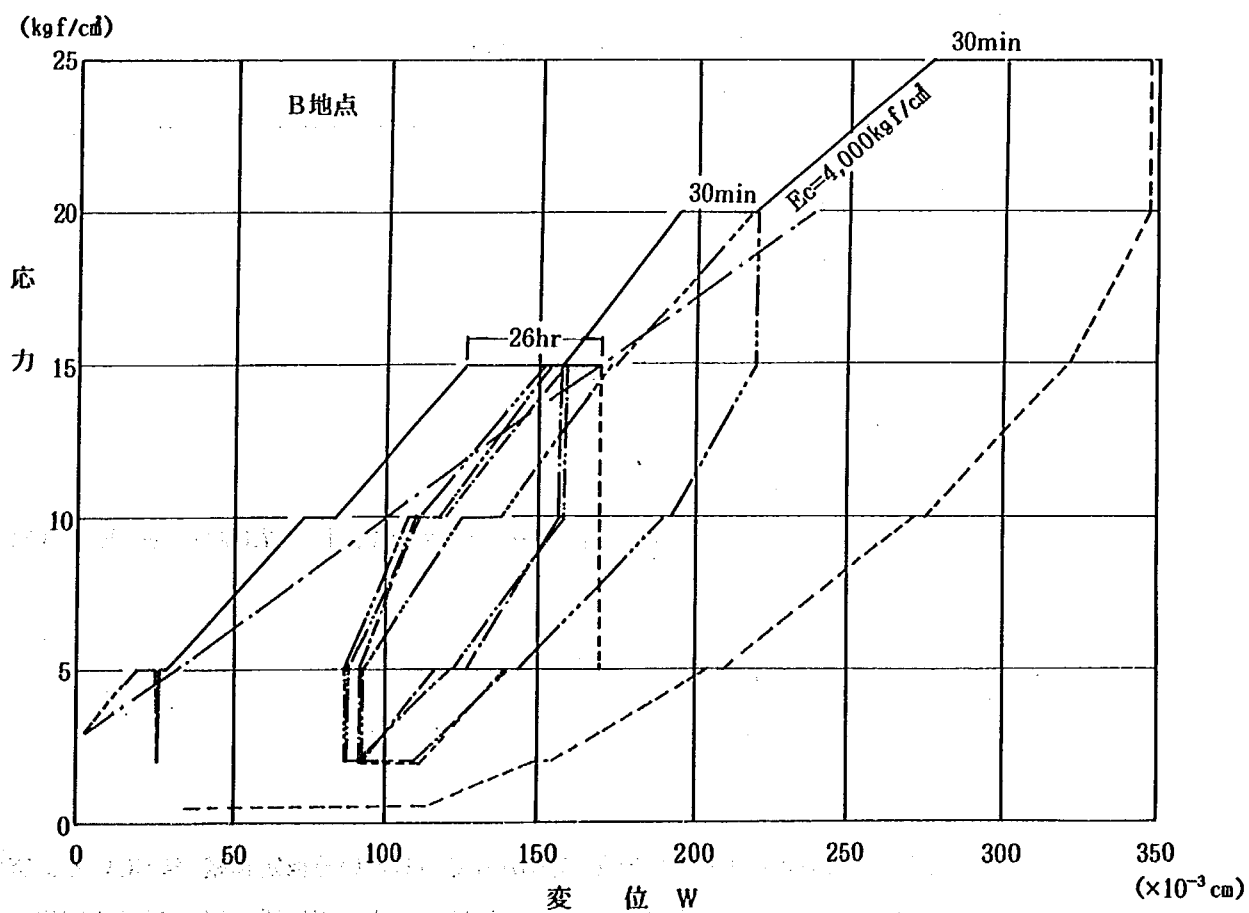
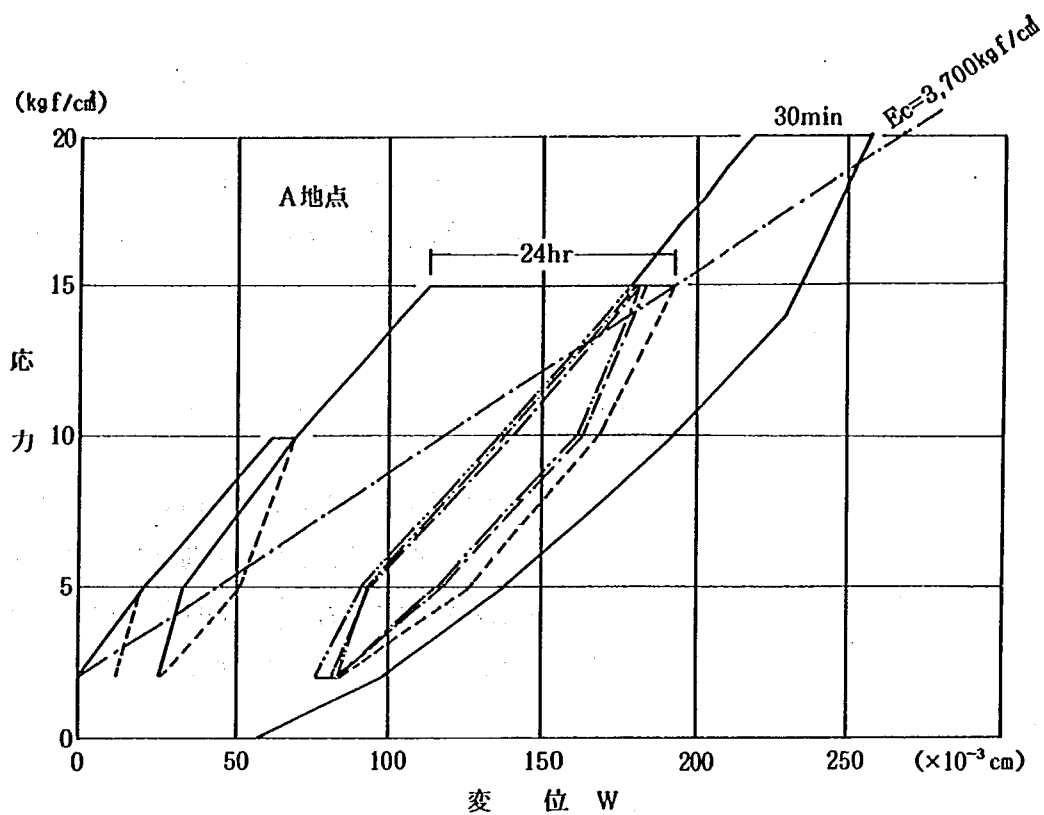


图- 3.10.1

3.10.3 変形量の予測

御所ダム設計時の沈下量の予測としていくつかの方法が検討されたが、以下にその概要を述べる。

(i) 載荷範囲の寸法効果を考慮した方法

平板載荷試験結果を実際の岩盤に適用する場合、次の関係が一般に成り立つとされる。つまり、異なった面積 A_1 、 A_2 に異なった荷重 P_1 、 P_2 が作用した時、その変位 w_1 、 w_2 の間には、次の関係が成り立つ

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{P_1}{P_2} \frac{\sqrt{A_1}}{\sqrt{A_2}} \dots\dots\dots (51)$$

これは載荷板の面積と実際のダムの基礎などの広い面積との寸法効果を考慮したものである。泥流堆積物に作用するフィル堤体による荷重 P_2 を 7.0 kgf/cm^2 とすると、平板載荷試験での荷重 $P_1 = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ での沈下量 w_2 は 0.1 cm である (B 試験による)。また、載荷板の面積 A_2 は、 $\frac{\pi}{4} \times (0.8^2 - 0.14^2) \text{ m}^2$ フィル堤体の荷重の作用する範囲の面積 A_1 は直径 220 m の円形として $\frac{\pi}{4} \times 220^2 \text{ m}^2$ とする

式⑤より、泥流堆積物の沈下量 w_1 は、

$$w_1 = \frac{P_2}{P_1} \frac{\sqrt{A_1}}{\sqrt{A_2}} w_2 \Rightarrow \frac{7.0}{7.0} \times \frac{\sqrt{220^2}}{\sqrt{0.8^2 - 0.14^2}} \times 0.1$$

$$\Rightarrow 28 \text{ cm}$$

次に、ダイヤフラムによる平板載荷試験により変形係数を求める式

$$E = 2 (1 - \nu^2) (r_2 - r_1) \frac{P}{w} \dots\dots\dots (52)$$

ν : ポアソン比

r_2 : 載荷板の外径

r_1 : " 内径

w : 載荷板の中心における変位量

P : 荷 重

E : 変形係数

を、ダムの基礎にそのまま適用する。 $r_2 = 110 \text{ m}$ 、 $r_1 = 0$ 、 $\nu = 0.4$ 、 $P = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E = 3,800 \text{ kgf/cm}^2$ として

$$w = 2 \times (1 - 0.4^2) \times \frac{7.0}{3,800} \times 11,000$$

$$\Rightarrow 34 \text{ cm}$$

この考え方は、泥流堆積層が載荷面より下に半無限に広がっているという仮定に基づいている。実際には、泥流堆積物は厚さは 20 m 程度であり、その下には、変形性の小さい凝灰質頁岩、凝灰角礫岩、安山岩質集塊岩が分布しており、上記の仮定が成り立たないと言える。

(iii) 弾性体モデルによる方法

泥流堆積物はロックゾーンの下にはほぼ一定の厚さで広がっているため、図-3.10.2のようにモデル化して考えることができる。このようなモデルによる沈下量 w は次式により求められる。

$$w = (1 - \nu^2) \frac{P}{E} H \quad \text{..... ⑤③}$$

w : 沈下量
 ν : ポアソン比
 P : 単位面積当り荷重
 E : 変形係数
 H : モデルの厚さ

式⑤③に, $\nu = 0.4$, $P = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$, $E = 3,800 \text{ kgf/cm}^2$, $H = 20 \text{ m}$ として

図 - 3. 10. 2

$$w = (1 - 0.4^2) \times \frac{7}{3,800} \times 2,000$$

$$\approx 3.1 \text{ cm}$$

(iii) 平板載荷試験における地盤内応力の伝達範囲を考慮した方法

等分布荷重法による平板載荷試験の基本理論式により, 地盤上の一点に微小力 dP が作用する時, 地盤内任意点の微小鉛直応力増分 $d\sigma_z$ は, 次式で表わされる。

$$d\sigma_z = \frac{3dP}{2\pi R^2} \cos^3 \psi \quad \text{..... ⑤④}$$

式⑤④の記号については図-3.10.3を参照にする。これを, 図-3.10.3のように α_1 から α_2 , 0 から 2π までは二重積分すると, 平板載荷試験による鉛直応力 σ_z は

$$\sigma_z = -z^3 \left\{ \frac{1}{\sqrt{(r_2^2 + z^2)^3}} - \frac{1}{\sqrt{(r_1^2 + z^2)^3}} \right\} P \quad \text{..... ⑤⑤}$$

これを,

$$\frac{\sigma_z}{P} = K \quad \text{とおくと,}$$

$$K = -z^3 \left\{ \frac{1}{\sqrt{(r_1^2 + z^2)^3}} - \frac{1}{\sqrt{(r_2^2 + z^2)^3}} \right\} \quad \text{..... ⑤⑥}$$

式⑤⑥より, $r_1 = 7 \text{ cm}$, $r_2 = 40 \text{ cm}$ として載荷試験の中心における任意の深さ z における地盤内応力係数 K を求めると, 図-3.10.4のようになる。これより, 地盤内応力は1.50 m程度の深さではほぼ消滅

している。K = 1つまり表面における応力がそのまま地盤内を伝達すると考えた場合、図-3.10.4 と応力的に等価な影響範囲は式(56)を、z について積分し

$$\int_0^z K dz = 2(r_2 - r_1) - (\sqrt{r_2^2 + z^2} - \sqrt{r_1^2 + z^2}) - \left(\frac{r_2^2}{\sqrt{r_2^2 + z^2}} - \frac{r_1^2}{\sqrt{r_1^2 + z^2}} \right) \dots\dots\dots (57)$$

この式に、z = 150 cm, r₁ = 7 cm, r₂ = 40 cmを代入すると

$$\int_0^{150} K dz \approx 51 \text{ cm}$$

となる。平板载荷試験による荷重がそのままの大きさに地盤内を伝わった場合、地表の変位は、ほとんど50cmまでの深さの間でおこったと仮定される。従って、この50cmの区間で0.1 cm変位したとすれば、ひずみεは

$$\epsilon = \frac{0.1}{50} = 0.002$$

という値になる。

一方、ダムの荷重による泥流堆積物内に伝わる荷重は、その载荷範囲が220 mと広いため、泥流の厚さ20 m程度ではほとんどそのまま(K = 1.0)伝わっていくと考えられる、そのため、実際の変位量は、

$$w = (1 - \nu^2) \epsilon H \dots\dots\dots (58)$$

で求められる。その値は

$$\begin{aligned} w &= (1 - 0.4^2) \times 0.002 \times 2000 \\ &= 3.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

となり、式(53)による値と同じオーダーになる。

3.10.4 考察

3種類の原位置平板载荷試験の結果を評価し、その結果を用いて、3通りの変形量の予測を行った。原位置平板载荷試験の結果の評価では、最も载荷面積の広い試験の結果を採用したが、変形係数を求めるにあたっては、便宜的にクリープ変形を考慮した変形係数を設計値とした。変形量の予測については、载荷範囲の寸法効果を考慮した方法では、泥流堆積物の厚さが有限であることを考慮していないため、不適切であり、ほぼ同じオーダーとなった弾性体モデルによる方法もしくは、平板载荷試験における地盤内応力の伝達範囲を考慮した方法が妥当であるとされた。よって、沈下量の予測値は

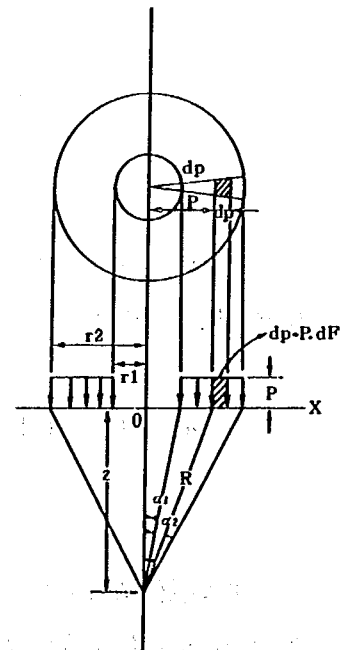


図-3.10.3

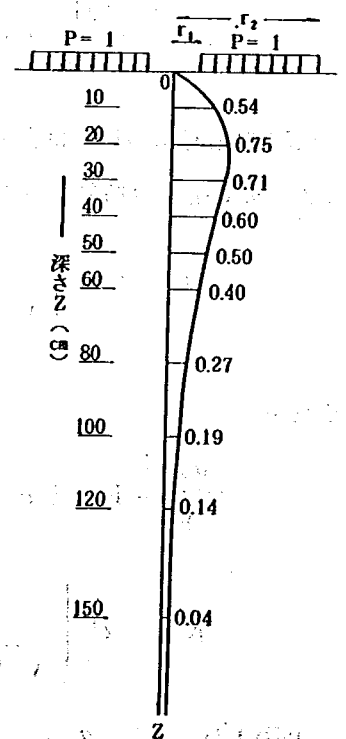


図-3.10.4

3.10.5 沈下量の実測

FC 7

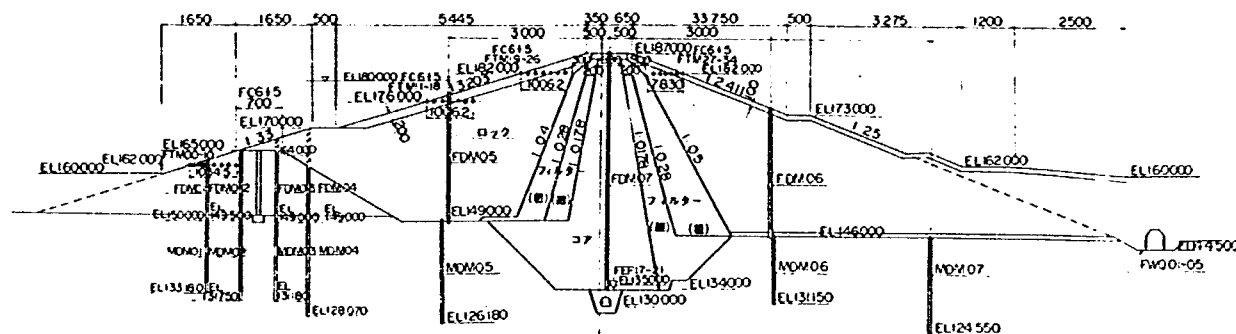


図-3.10.5 御所ダム埋設計器配置図

(1) 盛立の進行につれて沈下量は増大し、中央に近い所ほど（上載荷重が大きいほど）沈下量が大きい。

(2) 湛水後、上流側コフエダム基礎の沈下量が減少している。これは湛水による浮力によるものと考えられる。

(3) 最大の沈下量は 5 cm 程度で、この値はオーダー的に予測値と合致する。

(4) コファダム盛立後の盛立休止期間、昭和54年から55年の冬期にかけての盛立休止期間中も、泥流堆積物の沈下が継続し、クリープ変形を示している。

(5) 泥流堆積物の設計変形係数は、 $E = 3,800 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、MD M 05,・06 の応力-歪曲線から実際の変形係数は、 $2,000 \sim 2,500 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。(図-3.10.8 参照) これは、実際の泥流堆積物のクリープ変形量が試験で得られた値より大きかったためと思われる。

3.10.6 結論

御所ダム泥流堆積物の沈下量の予測は実測値とほぼオーダー的に一致した。しかし、原位置平板載荷試験の結果の適用については、弾性変形とクリープ変形を分離して考えるべきであるが、御所ダムでは両者を一緒にして変形性を評価しており、なお改善の余地がある。変形性の予測手法としては、泥流堆積物の分布状況がほぼ水平に等しい厚さで広がっているため、簡単な二次元弾性体モデルで予測することが可能であった。今後、このような岩盤の変形実測データを収集し、各種試験方法を検討し、より合理的な岩盤の変形量を予測する手法を開発する必要がある。

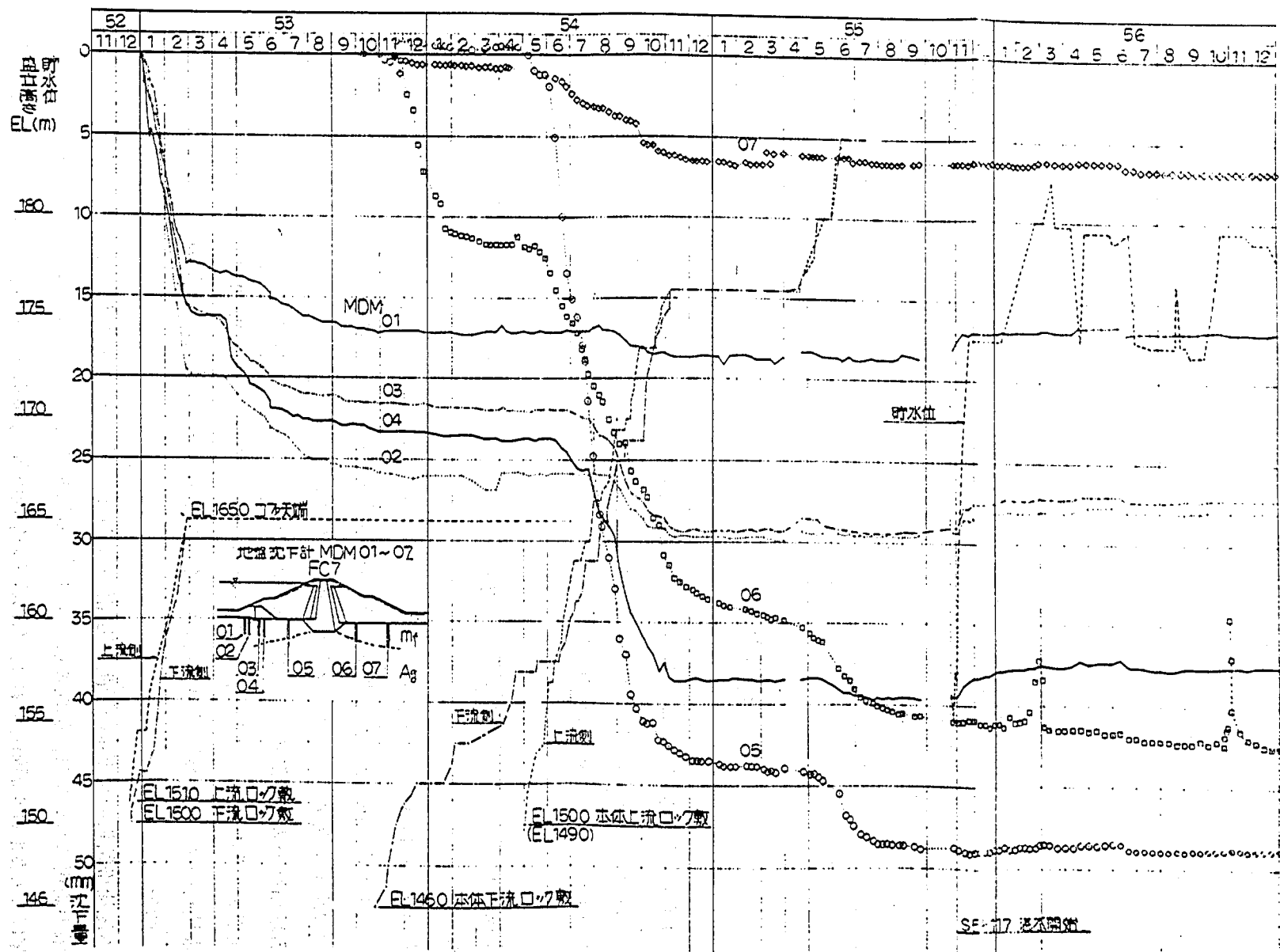


図-3.10.6 フィル 体基礎の沈下(その1)

フィル堤体地盤沈下 1:500

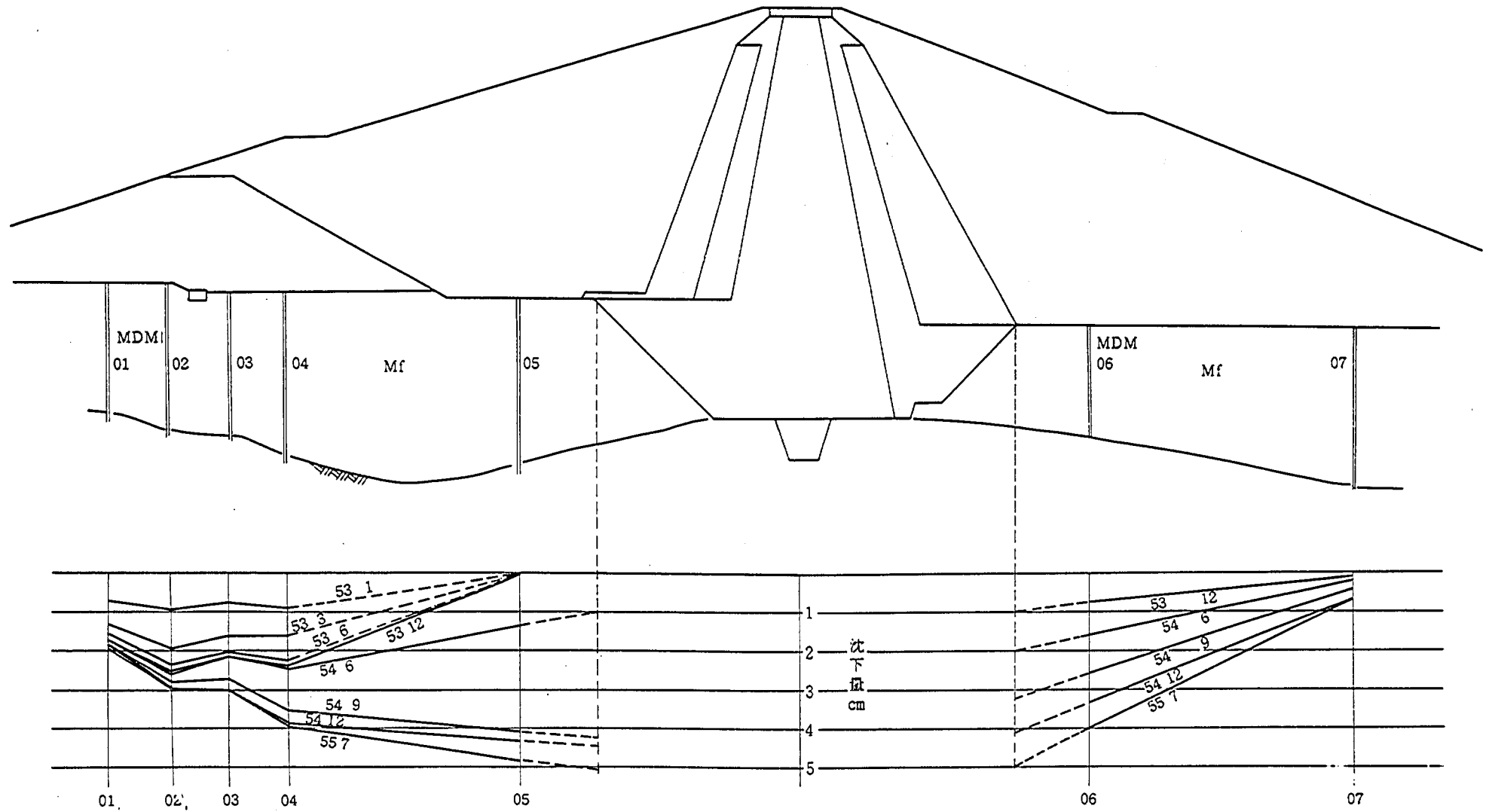


図-3.10.7 フィル堤体基礎の沈下(その2)

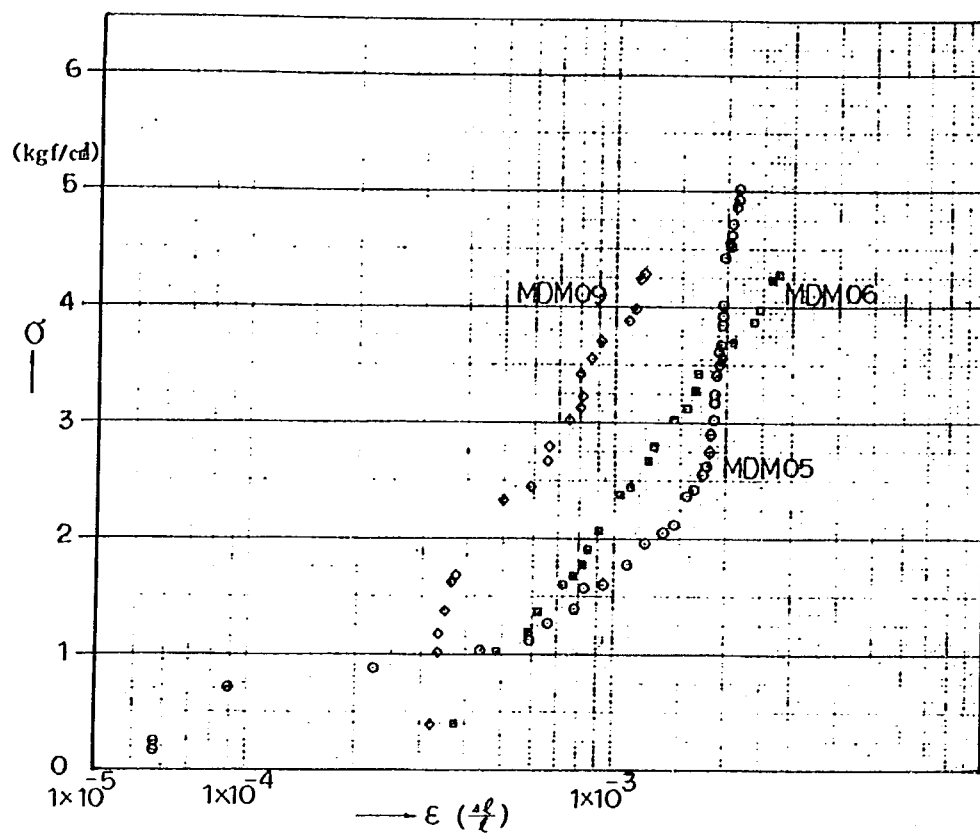


図-3.10.8 応力～歪関係図

3.11 軟岩の力学的性質についての結論

ダム基礎軟岩の力学的性質について、以下のことが言える。

- 1) 軟岩は固結度が低いため、岩種により平板載荷試験の繰返し載荷により締め固まり効果を示し、接線弾性係数は大きくなるものがある。
- 2) 軟岩では、平板載荷試験の載荷面積が大きいほど、変形係数は大きくなる。
- 3) 一軸圧縮強度 q_u と平板載荷試験による変形係数 (E_d)、接線弾性係数 (E_t) の値には次表のような関係がある。

表- 3.11.1

一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	変形係数 E_d (kgf/cm ²)	接線弾性係数 E_t (kgf/cm ²)
$q_u \leq 5$	$E_d \leq 1,000$	$E_t \leq 2,000$
$5 \leq q_u \leq 15$	$\approx 2,000$	3,000 ~ 7,000
$15 \leq q_u \leq 30$	2,000 ~ 8,000	4,000 ~ 12,000
$q_u \geq 30$	$3,000 \leq E_d^*$	$6,000 \leq E_d^*$

注 * : 凝灰角礫岩、泥岩の値

- 4) 平板載荷試験による変形係数 (E_d) と一軸圧縮試験による変形係数 E_{50} (E_{qu}) の値は、 E_d の方が E_{qu} より大きい傾向にある。
- 5) 平板載荷試験による変形係数 (E_d) と三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} (E_{Tc}) の値は、変形係数の低い岩種については、 $E_d \approx E_{Tc}$ となる。また、 $E_d \approx E_{Tc}$ となる時の拘束圧 (側圧) は、一軸圧縮強度が大きいほど高くなる傾向があり、次表のように示される。

表- 3.11.2

岩 種	一 軸 圧 縮 強 度 q_u (kgf/cm ²)	Ed と同じ変形係数 を与える σ_3 (kgf/cm ²)	Ed (kgf/cm ²)
泥 流 堆 積 物	4.3	5.0 ~	850
砂 質 凝 灰 岩	7.7	10.0 ~ 15.0	2,000
凝 灰 角 礫 岩	14.9	15.0 ~ 20.0	7,500

6) 孔内載荷試験による変形係数, 接線弾性係数は, 平板載荷試験による変形係数, 接線弾性係数の $1/3 \sim 2/3$ の値しか示さない。

7) せん断強度定数を求める試験方法として, 原位置せん断試験, 一面せん断試験, 三軸圧縮試験等があるが, どの試験方法が最適かは, なお検討の必要があるが, 既往の試験結果を比較すると, 原位置せん断試験による内部摩擦角は三軸圧縮試験による内部摩擦角より等しいか大きくなる傾向にある。また, 泥岩については, 粘着力が前者の方が後者より小さくなるようである。さらに, 一面せん断試験による内部摩擦角は, 原位置せん断試験, 三軸圧縮試験による内部摩擦角より大きくなる傾向にある。

8) 一軸圧縮強度と原位置せん断試験によるせん断強度定数との相関は小さい。

9) クリープ変形を示す軟岩の変形量の予測としては, 原位置平板載荷試験による弾性変形量とクリープ変形量を含めた変形係数を用いることにより, オーダー的にあわせることができる。

表- 3.11.3.に, 軟岩の力学的特性の一覧表を, 表- 3.11.4に, 参考一覧表を示す。

表-3.11.3 軟岩の力学的特性一覧表

岩 種	ダ ム 名	平板載荷試験			孔内載荷試験		一軸圧縮試験		原位置せん断試験		三軸圧縮試験			備 考
		変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	割線弾性係 数(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	変 形 係 数 E ₅₀ (kgf/cm ²)	粘 着 力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm ²)	粘 着 力 C(kgf/cm ²)	内部摩擦角 φ (°)	
泥流堆積物	御所ダム	850 (φ30cm) 2,200 (□50cm) 7,000 (φ30cm)	2,200 (φ30cm) 12,000 (□50cm) 11,000 (φ80cm)	820 (φ30cm) —— ——	700	——	4.3	180	2.0	33	460	0.7 ~2.1	16.0 ~35	実測による変 形係数 約2,000 ~2,500 kgf/cm ²
軽石凝灰岩	滝川ダム	2,000	6,100	——	840	1,700	11.1	——	2.3	44	——	0.0 ~3.430	10.51 ~42.53	一面せん断 C=0.2~1.05 φ=46.95~54.93
粗粒~中粒 砂 岩	白川ダム	2,800	4,500	——	3,500	5,100	15.9	1,600	——	——	——	——	——	
砂質凝灰岩	七北田ダム	2,000	5,800	5,100	1,300	3,900	7.7	860	——	——	1,800	1.31 ~5.5	36.38 ~48.9	一面せん断 C=1.85~2.82 φ=30.5~49.07
砂 岩	龜山ダム	5,100	9,500	——	——	——	——	——	求まらず	求まらず	——	2.65 3.50	38.67 48.42	
泥 岩	龜山ダム	23,000	21,900	——	——	——	72.8	12,300	5.76	46.1	——	15.0 ~25.6	25.67 ~40.00	
砂質泥岩	T ダ ム	5,200	7,800	——	——	——	16.0	800	1.89	38.88	——	3.1 ~7.0	21.00 ~45.00	
砂 岩	S ダ ム (R=6,52.5 m)	7,000	11,200	8,700	——	——	24.6	3,000	——	——	9,200	6.0 ~14.0	20.0 ~28.3	
砂 岩	S ダ ム (R=6,66.5 m)	5,100	8,400	7,000	——	——	24.4	3,600	——	——	——	——	——	

表-3.11.3 軟岩の力学的特性一覧表

岩 種	ダム名	平板載荷試験			孔内載荷試験		一軸圧縮試験		原位置せん断試験		三軸圧縮試験			備 考
		変形係数 (kgf/cm)	接線弾性係数 (kgf/cm)	割線弾性係 数(kgf/cm)	変形係数 (kgf/cm)	接線弾性係数 (kgf/cm)	一軸圧縮強度 (kgf/cm)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm)	粘着力 (kgf/cm)	内部摩擦角 (°)	変形係数 (kgf/cm)	粘着力 C(kgf/cm)	内部摩擦角 φ(°)	
砂 岩	S ダム (R-831.5 m)	2,200	4,000	3,600	—	—	8.4	780	—	—	1,500	3.8	26.7	
砂 岩	S ダム (R-867.5 m)	2,100	3,700	3,000	—	—	25.1	2,300	—	—	7,500	1.5	23.0	
砂 岩	S ダム (R-932.5 m)	320	1,300	1,200	—	—	4.6	580	—	—	650	2.0	19.0	
砂 岩	S ダム (R-966.5 m)	2,000	4,000	3,400	—	—	11.1	1,100	—	—	2,000	4.0	17.0	
泥 岩	S ダム (R-7 R-12)	1,900	5,500	10,400	1,400	2,300	7.2	820	1.3	24.0	2,300	4.59 ~5.49	24.5 ~25.18	
凝灰角礫岩	S ダム (R-726.5 m)	3,100	8,600	8,800	—	—	35.2	4,300	—	—	9,400	3.02 ~10.6	34.5 58.79	
凝灰角礫岩	S ダム (R-737.5 m)	3,100	6,400	8,600	—	—	36.2	2,300	—	—	10,000	12.0	37.0	
凝灰角礫岩	(R-12)	7,500	10,200	8,700	—	—	14.9	1,600	—	—	5,400	4.65 ~12.37	33.37 ~46.35	

表 - 3. 1. 1. 4 軟軟岩の力学的特性参考一覧表

岩 種	ダ ム 名	平 板 載 荷 試 験			一軸圧縮 強度 (kgf/cm ²)		
		変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	割線弾性係数 (kgf/cm ²)		粘 着 力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
泥 岩	柿崎川ダム	—	2,000	—	20.4	4.2	30
砂岩・泥岩の 互 層	柿崎川ダム	—	6,000	—	22.7	2.0	30
砂 岩	柿崎川ダム	—	—	—	9.1	—	—
シ ル ト 岩	正善寺川ダム	—	—	—	36.8	6.3	31.5
砂 岩	正善寺川ダム	—	—	—	43.3	3.9	32.5
泥 岩	鯖石川ダム	—	14,500 ~ 20,000 8,000 ~ 9,000	—	57.3	4.5	37
砂 岩	鯖石川ダム	—	4,500 ~ 6,000	—	24.6	3.5	29
凝 灰 質 泥 岩	浪 岡 ダ ム	1,520 ~ 1,580	—	3,000 ~ 3,500	12.3 ~ 26.7	—	—

参考文献・部分的引用文献

- 1) 土木学会岩盤力学委員会「平板載荷による原位置岩盤の変形試験法の基準」1976年土木学会
- 2) 土木学会岩盤力学委員会「原位置岩盤のせん断試験一指針と解説」土木学会誌 1978年11月
- 3) 米国開拓局編「アースマニュアル」(日本語版は日本大ダム会議発行)
- 4) ルジオンテスト施工指針(案)同解説, 建設省河川局, 昭和52年11月
- 5) 「地学事典(増補改訂版)」平凡社 1970年
- 6) Iida, Nakano, Matsumoto, "Experiences and problems of constraction of dams on soft rock foundations in Japan " ISRM, 1981, Tokyo Vol. 5, pp 104 - 111
- 7) Matsuda, T, K. Nakamura & A. Sugimura, Late Cenozoic orogeny in Japan, Tectonophys. 4, 349 - 366 1967
- 8) Yamashita, N. 1967 Introduction to Earth Science, Kokubosha, (in Japanese)
- 9) Okamoto, Kojima, Yoshinaka, Distribution and engineering properties of weak rocks in Japan, Proc, of ISRM, Tokyo Vol.2. 1981 pp 1269 - 1281
- 10) Iida, Shibata, Matsumoto, Procedures for the investigations of permeability and seepage control in soft rock foundations for dams ISRM, 1981, Tokyo, Vol. 1 pp 503 - 508
- 11) 松本徳久, 尾芦直人, 池田隆「ダムの軟岩基礎の設計に関する研究」昭和56年度試験研究費報告, 建設省土木研究所, 昭和57年5月(「同」昭和50年度~55年度報告も含む)
- 12) 松本徳久, 池田隆「軟岩基礎の試験方法に関する調査試験」昭和56年度河川総合開発事業調査費報告, 建設省土木研究所, 昭和57年5月(「同」昭和46年度~55年度報告も含む)
- 13) 「ダム基礎岩盤グラウチングに関する研究(参考資料)」第36回建設省技術研究会, 建設省河川局開発課, 建設省土木研究所, 昭和57年10月
- 14) 「同上」第35回建設省技術研究会河川部門指定課題, 昭和56年11月
- 15) 「同上」第34回建設省技術研究会河川部門指定課題, 昭和55年11月
- 16) 「建設省河川砂防基準(案)設計編ダムの設計」建設省河川局開発課, 昭和57年3月
- 17) 柴田功「軟岩の透水性と止水設計法に関する研究」土木研究所報告第153号, 建設省土木研究所, 昭和55年3月
- 18) 沢田敏男「透水性の現場測定法(その1)」愛知用水公団技術資料, 昭和31年1月
- 19) 沢田敏男「透水性の現場測定法(その3)」愛知用水公団技術資料, 昭和31年6月
- 20) 「ルジオンテスト施工指針(案)」土木研究所資料第1276号, 建設省土木研究所地質化学部地質研究室, 昭和52年8月
- 21) H. Ogoshi, N. Oashi, " Grouting at the Soft Rock Foundation of Shirakawa Dam ", ISRM Symposium Tokyo, 1981

- 22) H. Tosabayashi, K. Hojo, N. Matsumoto, "Investigations of Permeability and Grouting for Soft Rock Foundation of Izarigawa Dam".
ISRM Symposium Tokyo, 1981
- 23) 「化女沼治水ダムグラウト試験報告書」宮城県古川土木事務所, (株)建設技術研究所, 昭和57年3月
- 24) 「柿崎川総合開発事業ダムサイト地質調査委託報告書」新潟県土木部河川開発課, (株)応用地質調査事務所, 昭和57年2月
- 25) 「漢那ダムダムサイト試掘横坑立坑調査報告書」沖縄総合事務局北部ダム事務所, (株)アイ・エヌ・エー新土木研究所, 昭和57年2月
- 26) 「猪牟田ダム計画検討資料」九州地方建設局筑後川工事事務所, 昭和57年9月
- 27) 「竜門ダムマサ透水試験報告書」九州地方建設局竜門ダム工事事務所, (株)八千代エンジニアリング, 昭和50年3月
- 28) 「千葉県・亀山ダム, カーテングラウチング・データ解析業務報告書」(株)新日本技術コンサルタント, 昭和54年3月
- 29) 「美利河ダムグラウト試験解析業務報告書」, (株)北海道開発コンサルタント, 昭和56年2月
- 30) 「美利河ダムグラウト判定中間報告」, 北海道開発局函館開発建設部美利河ダム建設事業所, 昭和58年2月
- 31) 「下湯ダム建設工事関係打合せ資料」青森県, 昭和58年1月
- 32) 「寒河江ダムボーリンググラウチング中間報告」東北地方建設局寒河江ダム工事事務所, 昭和57年3月
- 33) 「満名ダム基本設計(案)」建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室, 昭和57年2月
- 34) 「御所ダム工事誌」東北地方建設局御所ダム工事事務所, 昭和57年3月
- 35) 「漁川ダム工事記録」北海道開発局石狩川開発建設部, 昭和56年3月
- 36) 「大雪ダム工事記録」北海道開発局, 昭和52年12月
- 37) 「三保ダム建設工事誌」神奈川県企業庁管理局三保事務所, 昭和56年3月
- 38) 「寺内ダム工事誌」水資源開発公団寺内ダム建設所, 昭和55年3月
- 39) 「白川ダム工事誌」東北地方建設局白川ダム工事事務所, 昭和56年11月
- 40) 「昭和43年度御所ダムダムサイト地盤調査及び築堤用材料(アース)調査一泥流堆積物支持力調査一報告書」東北地方建設局御所ダム調査事務所, (株)応用地質調査事務所, 昭和43年7月
- 41) 「御所ダム泥流堆積層クリープ試験報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所, (株)応用地質調査事務所, 昭和48年3月
- 42) 「御所ダム泥流堆積層ブロック剪断試験報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所, (株)応用地質調査事務所, 昭和48年3月
- 43) 「御所ダム左岸泥流堆積層ジャッキ試験結果報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所調査設計課, 昭和48年11月
- 44) 「御所ダムフィル堤体基礎支持力調査報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所, 開発工事株式会社, 昭和47年10月

- 45) 「御所ダム泥流堆積層土質試験報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所, (株)応用地質調査事務所, 昭和49年10月
- 46) 「御所ダム泥流堆積層三軸圧縮試験報告書」東北地方建設局御所ダム工事事務所, 日本地下工業株式会社, 昭和52年3月
- 47) 「埋設計器データ集」東北地方建設局御所ダム工事事務所, 坂田電機株式会社, 昭和55年10月
- 48) 「御所ダムフィル堤体部の基礎処理について」東北地方建設局御所ダム工事事務所, 土木学会岩盤力学委員会講演資料, 昭和56年3月
- 49) 大隅義隆「泥流堆積層の沈下に関する一考察—御所ダムジャッキ試験の結果について—」昭和49年度東北地方建設局管内技術研究発表会論文要旨, 昭和49年9月
- 50) 大隅義隆「地盤の変形特性に関する一考察—御所ダム・火山泥流堆積層を例に—」昭和52年度東北地方建設局管内技術研究発表会, 昭和52年7月
- 51) 「漁川ダム地質調査報告書のまとめ」石狩川開発建設部漁川ダム建設事業所, 昭和51年3月
- 52) 「昭和49年度漁川ダム基礎岩盤力学特性試験業務報告書」石狩川開発建設部漁川ダム建設事業所, (株)応用地質調査事務所, 昭和50年1月
- 53) 「軟岩岩盤の変形特性試験報告書」建設省土木研究所地質研究室, (株)応用地質調査事務所, 昭和49年2月
- 54) 「軟岩の力学特性試験報告書」建設省土木研究所フィルダム研究室, (株)応用地質調査事務所, 昭和49年3月
- 55) 「軟岩岩盤の変形特性試験(その2)報告書」建設省土木研究所地質研究室, 開発工事株式会社コンサルタント事業部, 昭和50年3月
- 56) 「軟岩基礎の力学特性試験報告書」建設省土木研究所フィルダム研究室, (株)応用地質調査事務所, 昭和50年3月
- 57) 「昭和48年度七北田ダム白沢層試験報告書」宮城県七北田南川調査事務所, 開発工事株式会社コンサルタント事業部, 昭和50年11月
- 58) 「軟岩の室内変形試験報告書」建設省土木研究所地質研究室, 開発工事株式会社コンサルタント事業部, 昭和50年3月
- 59) 「軟岩材料の物理試験及び力学試験報告書」建設省土木研究所フィルダム研究室, (株)開発土木コンサルタント, 昭和55年3月
- 60) 「小櫃川ダム岩盤試験報告書」西日本技術開発株式会社, 昭和43年5月
- 61) 「軟岩の室内試験」建設省土木研究所地質研究室, 基礎地盤コンサルタンツK.K., 昭和47年
- 62) 「軟岩の変形特性試験報告書」建設省土木研究所地質研究室, 基礎地盤コンサルタンツK.K., 昭和48年
- 63) 「軟岩の変形性試験」建設省土木研究所地質研究室, 八千代エンジニアリング株式会社, 昭和47年3月
- 64) 「養老ダム岩盤試験報告書」千葉県開発局工業用水部工務課, 西日本技術開発株式会社, 昭和44年4月

- 65) 「猪牟田ダム基礎軟岩三軸圧縮試験報告書」建設省土木研究所フィルダム研究室，八千代エンジニアリング株式会社，昭和57年3月
- 66) 「猪牟田ダム予定地岩盤載荷試験業務報告書」九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和55年3月
- 67) 「猪牟田ダム岩盤載荷試験（その2）業務報告書」九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和56年3月
- 68) 「猪牟田ダム物理・力学試験業務報告書」九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和55年8月
- 69) 「猪牟田ダム検計会資料」九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和57年3月
- 70) 「猪牟田ダム試錐調査（その20）業務報告書」九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和58年2月
- 71) 岡本隆一，菅原捷，武井修「ダムの軟岩基礎に関する試験調査」昭和49年度河川総合開発事業調査費報告，建設省土木研究所，昭和50年5月，（同昭和46年度～54年度報告も含む）
- 72) 「ダムの地質調査」土木学会編，昭和52年8月
- 73) 「土木技術者のための岩盤力学 昭和54年版」土木学会編，昭和54年8月
- 74) 笹川栄志，松本徳久，尾芦直人「ロックフィルダムにおける漏水量，変形，温度の実測及び解析」大ダムNo 100（1982 - 6）
- 75) 「土質試験法」土質工学会編，昭和54年11月
- 76) 「土質調査法」土質工学会編，昭和54年5月
- 77) 柴田功，西岡正，斎藤孝三，志水茂明，土屋進，竹村公太郎「ダム基礎岩盤における力学的原位置試験とその検討—大川ダムの例について—」土木研究所資料第1462号，昭和54年2月
- 78) 山口柏樹「改訂増補土質力学」技報堂出版，昭和50年6月
- 79) 「御所ダム堤体観測データのまとめ」北上川ダム統合管理事務所御所ダム管理支所，昭和57年11月
- 80) 「七北田ダムの地質及び基礎処理」宮城県，昭和55年3月
- 81) 「高滝ダム地質調査概要報告書」千葉県土木部養老川総合開発事務所，パシフィックコンサルタンツ株式会社，昭和53年3月
- 82) 倉西正嗣「弾性学」文献社，昭和45年10月

ダム基礎軟岩の調査と設計

土 研 資 料 第 1947 号

昭和58年3月

松本徳久, 尾芦直人, 池田隆

キーワード 軟岩, 原位置透水試験, パイピング, グラウチング, 止水処理, 原位置平板載荷試験, 孔内載荷試験, 原位置せん断試験

要 旨

本報告書は, ダム基礎としての軟岩の透水性, 力学的性質の調査方法を実例を中心にまとめ, 軟岩基礎の設計方法について考察したものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

建設省土本研究所

ダム部ファイルダム研究室御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 1947 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

