

土 木 研 究 所 資 料

第 1746 号

クイックサンド現象に関する調査

昭和 56 年 7 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 基 礎 研 究 室

Copyright © 1982 by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor transqated 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、複写は土木研究所の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

仮締切りを計画する際に、設計上不明確な主な点として矢板の変形と切梁反力の関係、軟弱地盤における矢板の根入れや剛性と掘削面の安定性の関係、自然地盤における透水性と地盤の破壊の関係、2重締切の中詰土の果す役割の4点をあげることができる。

本資料はこのうちの掘削時における浸透流と地盤の破壊の関係を室内実験を通じて検討した結果を報告するものである。この現象はクイックサンド（掘削時に飽和した法面等が液体状になってくずれる現象）やボイリング（掘削底面の土粒子が浸透流で転動をはじめ次第に沸騰に似た状態になって地盤を吹き上げる現象）と呼ばれ、過去に数多くの研究がなされている。

しかし、それらの多くは均質な砂地盤を対象として、専ら水圧と重力の関係で現象をとらえているために、現象の多層系の地盤や粘性土を含む砂質地盤などには適用しがたい。また、粒度構成や粒径の相違も考慮の対象にならない。現実の現象にはこれら因子の影響は大きいので、その影響を加味できる設計法を開発する必要がある。また、矢板の根入れ長を大きくとる以外にも経験的にいくつかの対策工法があるにもかかわらず、その設計方法も確立していない。そのためにこれらの影響を考慮できる設計体系を樹立するための研究が求められている。ボイリング現象に対する研究は、古くは Terzaghi が注目し、矢板背面の土の重量と浸透圧のつり合いから半理論半経験的に安全率を定義している¹⁾。また Kochina は浸透流の理論的な解析から限界水頭を求める方法を示した²⁾。Terzaghi の方法は簡便ではあるが理論的に不明確な点があり条件が複雑になった場合対応できない。Kochina の方法は理論的には明確であるが粒子間力を無視している。本資料では、河野、久保田らの γ_{net} の概念（浸透力によって下向きの応力が0になる領域）を用いて、浸透圧に対し地盤の内部摩擦力を見込むことによってより現実的な現象の解明と併に適合性の高い安定計算の方法を提案するとともに対策工法を想定したケーススタディを行ない、その効果について定性的な検討を加える。

昭和56年7月

構造橋梁部基礎研究室

室長 塩 井 幸 武

山 本 洋 司

目 次

ま え が き

1. 実 験 目 的	1
2. 実 験 内 容	1
2. 1 実験装置	1
2. 2 実験材料	2
2. 3 実験方法	3
2. 4 実験条件	3
3. 実 験 結 果	5
3. 1 破壊の過程	5
3. 2 水頭差と流量の関係	6
3. 3 水頭分布	6
3. 4 限界水頭差	7
4. 考 察	10
4. 1 破壊の機構	10
4. 2 矢板の下を廻る浸透流の解析	13
4. 3 安全率の簡略な計算法	20
4. 4 実験結果との比較	22
4. 5 既往の計算式との比較	24
5. 結 論	24
あ と が き	25
実験データ集	27

1. 実験目的

現在、我国のクイックサンドやボーリングに関する設計基準は殆んどが Terzaghi 系の式である。しかし、これらの式は過小な値を与えているといわれており、合理的な設計方法や対策工法の模索のため模型実験を実施し、これと平行して合理的な計算方法の開発を目指したものである。

52年度(実験〔I〕)は、大型水槽を用いた基礎的な模型実験を行ない既応の理論式の適応性を検討するとともに河野、久保田等の γ_{net} の概念を用いた合理的な計算方法の検討を行なった。

53年度(実験〔II〕)では、実験〔I〕の結果を踏えて種々の条件について実験を実施し、より一般的な境界条件下においてできるだけ簡略化した計算法でクイックサンドを予測する方法について検討した。

2. 実験内容

2.1 実験装置

実験〔I〕に用いた水槽は、図-2.1.1の補助水槽を除く、深さ1.2m、幅2.4m、奥行1.2mで、中央に仕切矢板が取り付けられる構造となっていた。しかし、この装置では水頭差が十分と確保できない等の問題があり実験〔II〕では図-2.1.1のように深さ0.8mの補助水槽を設置したものをを用いた。

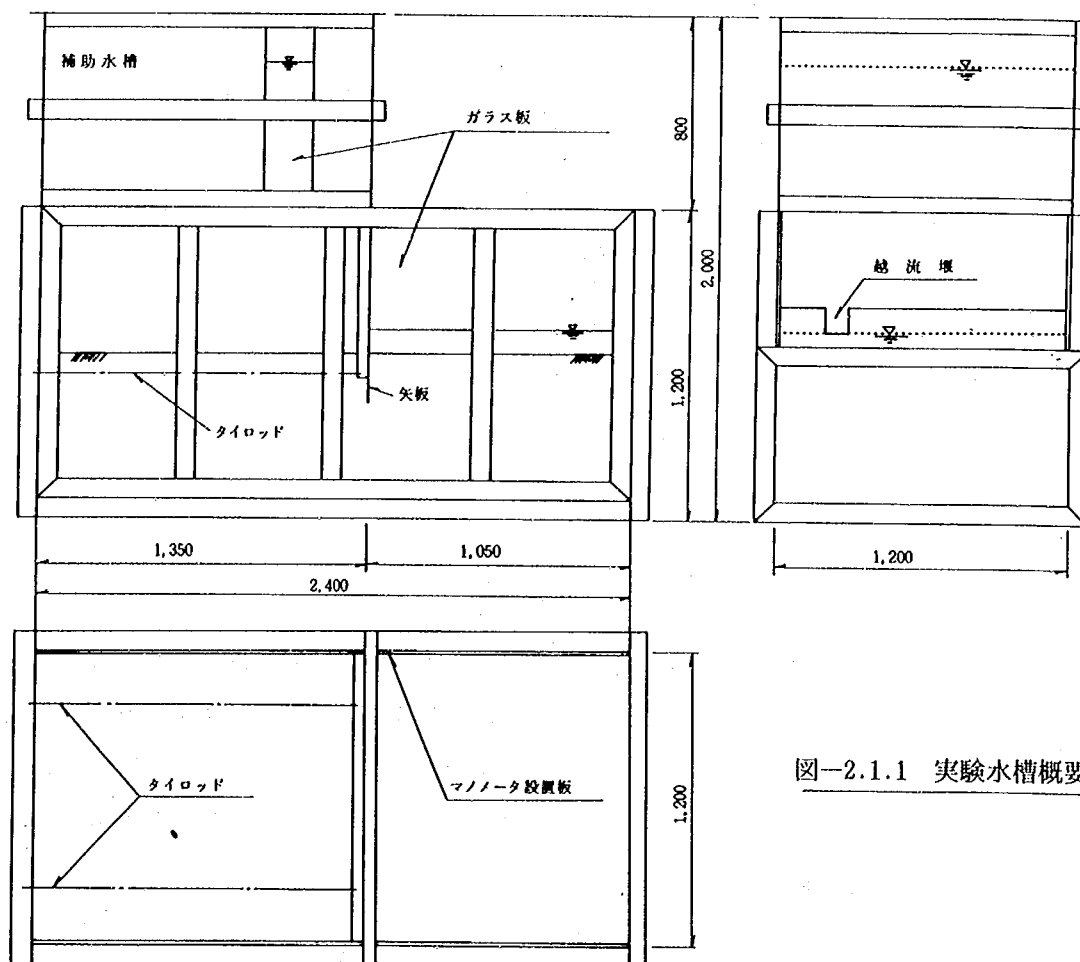


図-2.1.1 実験水槽概要図

2.2 実験材料

実験材料は、当初既往の実験結果と比較が容易なものとして、豊浦標準砂を用いることが検討されたが、

表2.2.1 材料の物理及び力学的性質

		高 萩 砂			浅 間 山 砂 D 砂
		A 砂	B 砂	C 砂	
比 重	G_s	2.70	2.65	2.61	2.73
最 大 粒 径	$D_{max} (mm)$	1.00	1.00	0.84	4.00
最 小 粒 径	$D_{min} (mm)$	0.05	0.05	0.05	0.05
60%粒 径	$D_{60} (mm)$	0.60	0.30	0.29	0.30
10%粒 径	$D_{10} (mm)$	0.30	0.10	0.12	0.20
均 等 係 数	U	2.00	2.40	2.40	1.80
乾燥単位体積重量	$\gamma_d (t/m^3)$	1.57	1.55	1.51	1.50
間 隙 比	e	0.72	0.71	0.73	0.80
透 水 係 数	$k (cm/s)$	1.15×10^{-1}	2.50×10^{-2}	1.30×10^{-2}	5.0×10^{-3} $\sim 5.6 \times 10^{-2}$
内 部 摩 擦 角	$\phi (度)$	35	33	33	38

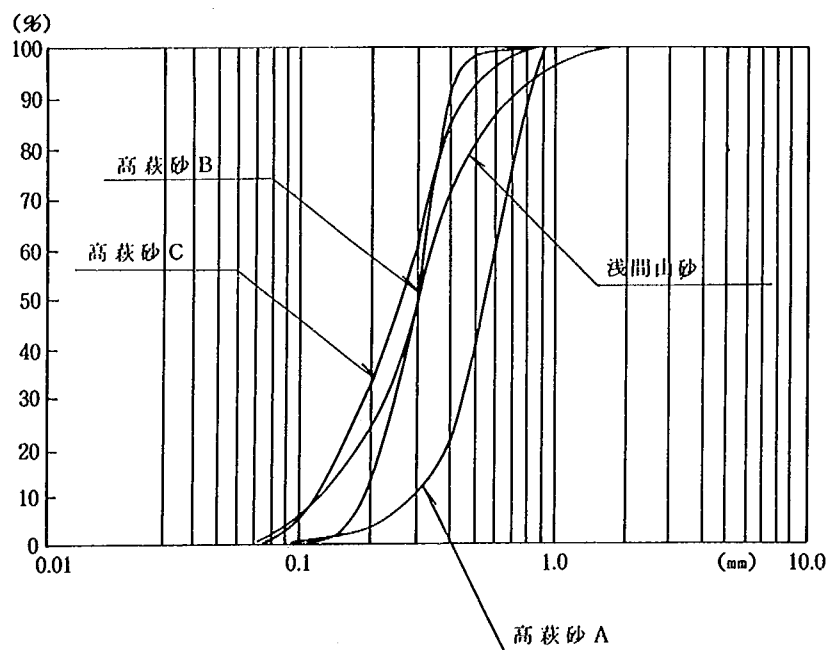


図-2.2.1 材料の粒度分布

入手が困難であったため比較的類似した粒度の高萩砂（珪砂）と実際の地盤に近い材料として浅間山砂を用いた。尚、高萩砂については、3種類の粒度のものを扱い、浅間山砂については水洗い等により粒度を整えたものである。

実験〔I〕では、高萩砂 A, B と浅間山砂を、実験〔II〕では高萩砂 A, C を使用したもので、各々の砂の諸元を表-2.2.1 に粒度分布を図-2.2.1 に示す。

2.3 実験方法

(1) 地盤の作成

実験水槽に予め水を張っておき、砂を均一に自由落下させホースの水流により砂中の気泡を追い出し、ある一定の厚さまで敷きならしたら棒状パイププレートによって振動締固めを行なった。以上の操作を繰り返して地盤を所定の高さまで造成した。

2層系の地盤については、各層間の砂の混入を避けるため上層の締固めを慎重に行った。

(2) 測定項目および測定方法

水位の設定は下流側の水位を固定（図-2.1.1に示す越流堰よりオーバーフローさせる）して、上流側の水位を上昇させ、上下流の水位差 $\Delta H = 10 \text{ cm}$ 毎（実験〔I〕では $\Delta H = 5 \text{ cm}$ 毎）に流量，流線，ポテンシャルの測定を行った。

① 流量

越流堰よりオーバーフローしたものをストップウォッチとメスシリンダーを用いて測定を行った。

② 流線

流線の観測には色素（フローレッセソング）を用い、写真により観測を行った。

③ ポテンシャルの測定

ポテンシャルの測定は、実験水槽の背面にセットしたマノメーターにより測定を行った。

2.4 実験条件

実験のケースは表-2.4.1(a), (b)に示す通りで、実験〔I〕では1層系について、実験〔II〕では、1層系，2層系，対策工系（ブランケット，リリーフウェル）について行い、各ケース毎に3～4回繰り返して実験を行った。

表-2.4.1 実験ケース

(a) 実験〔I〕

case	D_1	D_2	d	高萩砂		浅間山砂 D
				A	B	
A-1	40	40	5	○		
A-2	40	40	10	○		
A-3	60	60	5	○		
A-4	60	60	10	○		
A-5	80	40	5	○		
A-6	80	40	10	○		
B-1	40	40	5		○	
B-2	40	40	10		○	
B-3	60	60	5		○	
B-4	60	60	10		○	
B-5	80	40	5		○	
B-6	80	40	10		○	
D-1	40	40	5			○
D-2	40	40	10			○
D-3	60	60	5			○
D-4	80	40	5			○

(b) 実験〔II〕

(単位: cm)

	case	D_1	D_2	d	d_U	d_L	B	e_1	e_2	高萩砂	
										A	C
一層系	A-1	50	50	10						○	
	A-2	60	60	20						○	
	A-3	70	70	30						○	
	C-1	60	60	20							○
二層系	A・C-1	60	60	20	10	10				上層	下層
	A・C-2	60	60	20	20	0				上層	下層
	C・A-1	60	60	20	10	10				下層	上層
	C・A-2	60	60	20	20	0				下層	上層
ブランケット	A-4	60	60	20			20			○	
	A-5	60	60	20			40			○	
	A-6	60	60	20			60			○	
ウェル	A-7	60	60	20				25	25	○	
	A-8	60	60	20				25	30	○	

(1) 1層系 (図-2.4.1(a))

1種類の砂で実験するもので、最も基本的なモデルである。矢板の根入れ深さ、砂の種類等の条件を変えて実験〔I〕で16ケース、実験〔II〕では4ケース行った。

(2) 2層系 (図-2.4.1(b))

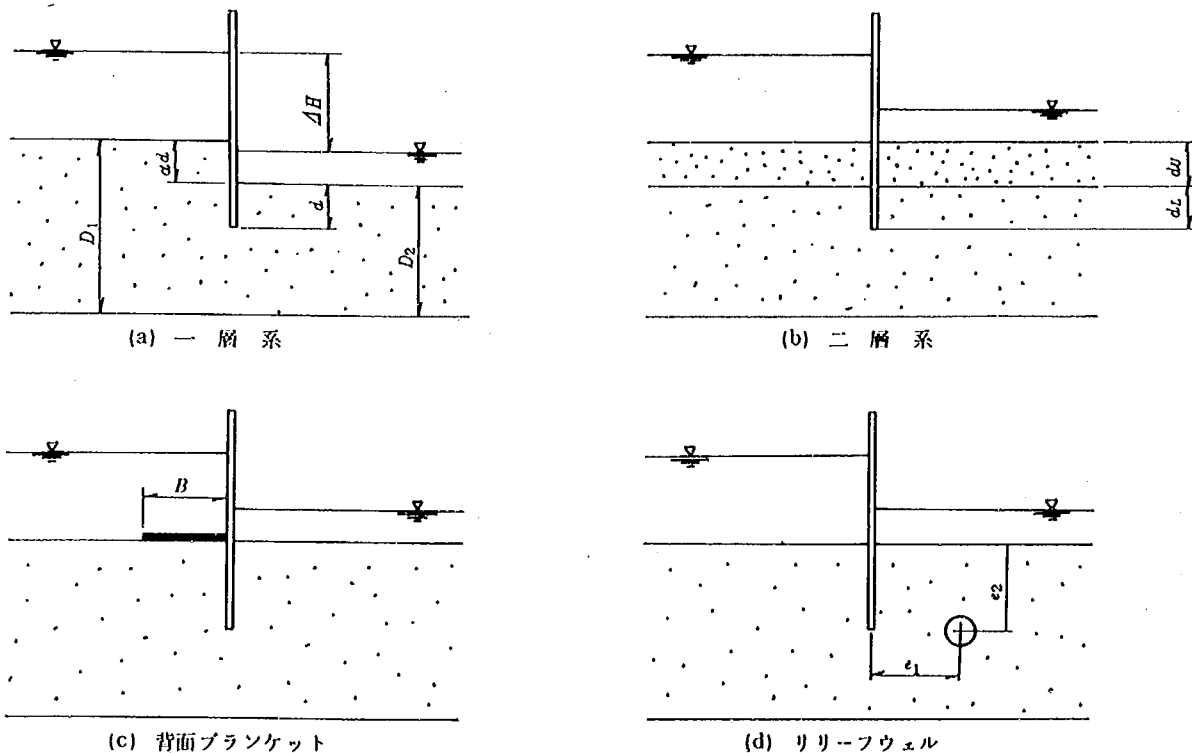
実際の地盤は単層地盤であることは希であり、深さ方向に推積した複層地盤を成す事が多い。一方、過去の研究においては主に単層系地盤を対象としており、複層地盤についての実験例は殆んど見当たらない。そこで透水係数が10倍程度異なるA砂とC砂を用いて2層系地盤を形成し、層の状態が限界水頭におよぼす影響を調べるために4ケースの実験を行った。

(3) 対策工系 (図-2.4.1(c), (d))

クイックサンドに対する安定性を増すためには

- ① 浸透路長を長くする。
- ② 上下流の水頭差を低下させる。
- ③ 下流側の流線の流向を変えて浸透水力の上向成分を少なくする。
- ④ 下流側に透水性の良い土載荷重を載荷する。

などが考えられる。実験では矢板背面に止水膜を敷き浸透路長を長くする背面ブランケット工法(3ケース)と下流側に排水口を設けて、流向を変化させたリリーフウェル(2ケース)について行った。



ΔH ; 水頭差
 D_1, D_2 ; 上下流両側の層厚
 d ; 下流側の矢板根入れ深さ
 a ; d と $D_1 - D_2$ の比

d_L, d_u ; 2層系地盤の上下層厚
 B ; ブランケット長
 e_1, e_2 ; 矢板と地盤からのウェルの位置

図-2.4.1 実験の種類

3. 実験結果

3.1 破壊の過程

(1) クイックサンド発生 の定義

クイックサンド現象の開始を確認するのは難しいが、ここでは下流側の矢板に接する地表面の盛り上りによって開始を定義し、この時の水頭差を限界水頭差 ΔH_c とした。

(2) 1層系

① 土被りのない場合

1層系のうち上流側の土被りがない場合、水頭差 ΔH が ΔH_c を過ぎると瞬時に破壊に至り、砂の盛り上がり等の前兆を確認し得ない場合も多い。

② 土被りのある場合

土被りがある場合は $\Delta H = \Delta H_c$ の状態から水頭差の増加にともなって矢板前面の砂の盛り上がりが顕著になり、砂の移動が表面近くから次第に先端に及び、ついには矢板背面上流側に陥没が生ずる。砂の移動は前者と比して緩慢であり、下流側はいわゆるボイリング状態が継続する。水頭差がより増加すると砂の補給が不足して急激に全体の破壊に至る。

(3) 2層系

2層系地盤では上層と下層の透水係数の違いによって2つの破壊形態に分かれる。

① 上層の透水係数の方が小さい場合

限界水頭付近になると下流側の矢板付近で砂粒子の転動が起こり、その後の水頭差のわずかな増加にともなって矢板付近では土の盛り上がりが見られ、除々に矢板から離れた広い範囲に拡がる。同時に下流側の上層砂層中にテンションクラックが発生し、パイピングが生ずる。この時点までは下層砂層中には全く変化は見られない。これ以上、水頭差を増加させると下層砂層中にもテンションクラックが生じ、それにともなうパイピングによって構造が乱され、下層の砂がボイリング状態になって上層砂層中に下層砂が流入し全体破壊に至る。

② 下層の透水係数の方が小さい場合

1層系とよく似ている。つまり限界水頭差に近づくと下流側の上層の矢板付近で砂粒子の転動が起こり始め、上層の矢板付近で砂の盛り上りを生じると共に上層の砂粒子が動き始める。上層の砂粒子の動きが下層へと伝達され、その動きが先端に達すると同時に全体破壊が生ずる。境界層での変化は見られない。

3.2 水頭差と流量の関係

水頭差と浸透流量は Darcy の法則が成立している限りにおいては線型を保つはずである。図-3.2.1 に ΔH と浸透流量 Q の関係の 1 例を示す。図-3.2.1 において両者が線型関係にあることから、浸透流が Darcy の法則に従うことが確かめられる。測定の都合上、限界水頭直前までしか Q を記録していないが、既往の研究で報告されているように限界水頭差を過ぎると急激に流量が増加することが観測された。これは限界水頭を過ぎるとボイリング、パイピング等が発生し土の構造が乱されるためであると思われる。

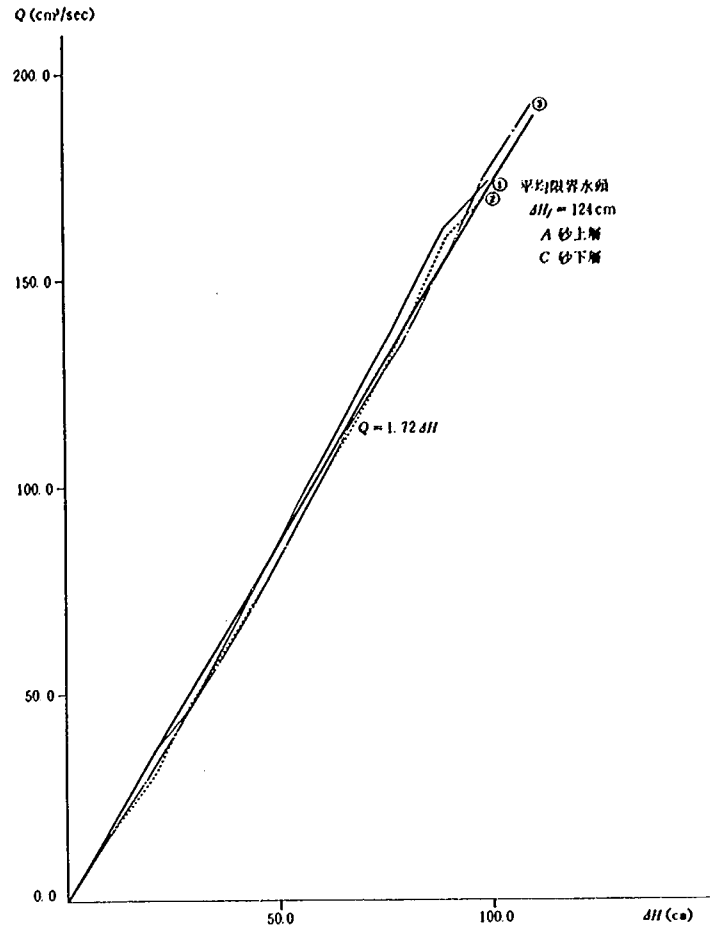


図-3.2.1 水頭差と流量の関係（2層系）

3.3 水頭分布

クイックサンド現象を左右するのは矢板前面付近の過剰間隙水圧分布であることは古くから知られている。図-3.3.1 にマノメータで測定した矢板前面付近の水頭分布の例を示す。この例は $\Delta H_c = 40$ cm で $\Delta H = 30$ cm のときに測定したもので、実線は実測値から推定した圧力のコンター、点線は 4.2 において境界を無限深としたときの理論値である。両者がよく一致していることから、限界水頭付近まで理論解で水頭分布を近似しても大きな差はないものと思われる。

また図-3.3.2 は 2 層系地盤での水頭分布を表わしている。(a) は上層の透水係数が大の場合、(b) はその逆の場合である。圧力のコンターの様相は (a) 図では、1 層系とそれ程違わないが、(b) 図では上下の層で若干異なっている。即ち透水係数が小さい C 砂が上層の場合、コンター線は上層においては水平に近くなり、流量は鉛直方向に卓越することになる。しかも上層での等水頭圧線の間隔がやや密になり、水頭勾配が大きくなること判る。さらに境界における水頭分布が均等に近くなるので崩壊域も大きくなることが予想されるが、これは実験の観察によっても裏付けられている。

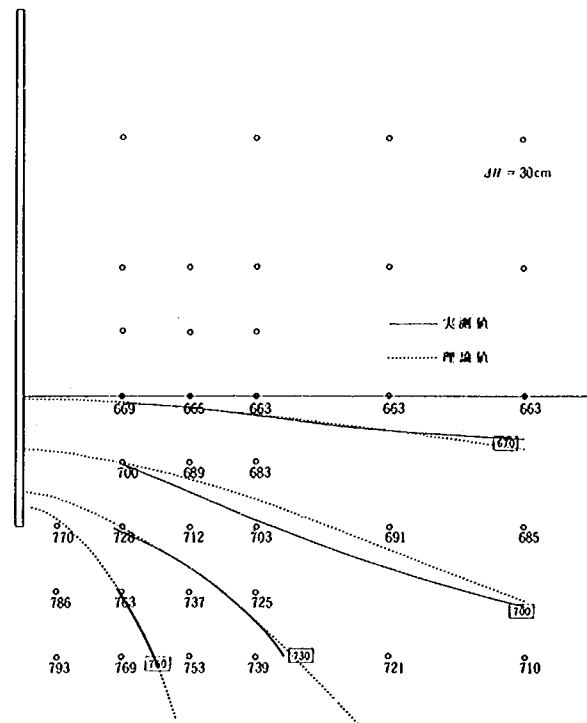


図-3.3.1 ポテンシャル分布図



JH 20cm
 C 45 L M
 A 45 F M

- 7 -

—3.4.2に示す。いずれも矢板の根入れ長 d と限界水頭差 ΔH_c は線型関係にある。これは根入れ長が長くなるにつれ、浸透力に抵抗する下流側の土塊重量が d に比例して大きくなるためと思われる。また土被りのある方が ΔH_c が大きくなる理由は、流路長の違いにあることは明白である。

(2) 2層系

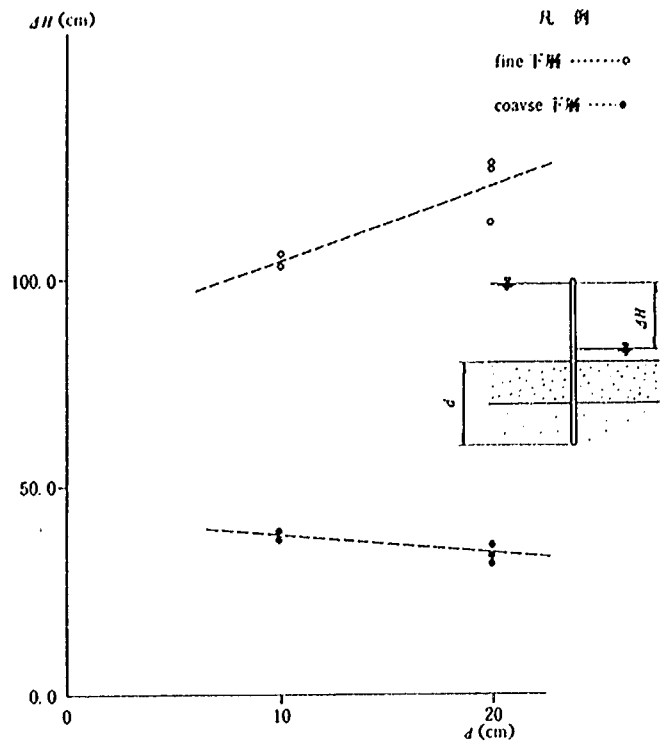
2層系はいずれのケースも根入れ長が20 cmの条件で実験した。図—3.4.3は2層の境界の下流側地盤から深さと限界水頭差の関係を表わしたものである。A砂が上層のときとC砂が上層の時では限界水頭差の値が大きく異なることがわかる。これは定性的には予測されている事であるが、現段階においては通常の安定計算上は全く考慮されていない。矢板を難透水層に若干でも貫入すれば安全率が上昇する事は経験的に知られているが、逆に難透水層が上層の場合には、現行の計算式を盲目的に用いることは非常に危険であると言える。

(3) ブランケットの効果

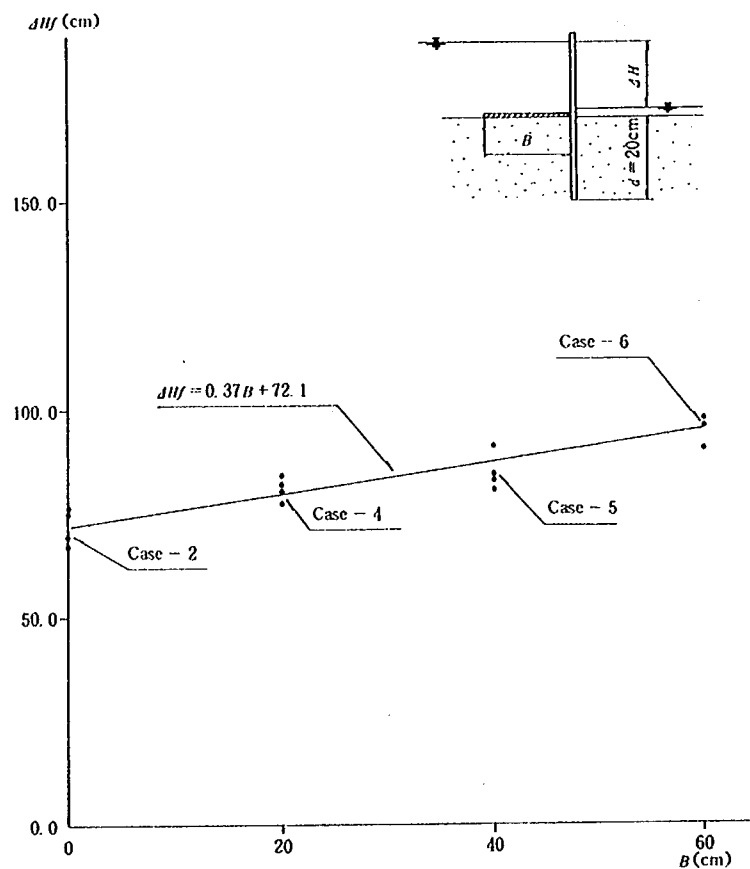
矢板背面にブランケット（ゴムシート）を敷設し、その長さを変えて効果を検討した。図—3.4.4に結果を表わす。ブランケットを長くすれば限界水頭差は大きくなるが、図—3.4.1, 3.4.2と比較するとブランケットの長さの効果は矢板の根入れ長の効果に比して数段劣る事がわかる。

(4) リリーフウェルの効果

流線の変化が顕著に表われるように矢板先端から横に25 cm離れた位置にリリーフウェル（径10 cm）を埋設し効果を検討した。浸透流がウェルの排水能力の範囲内にある場

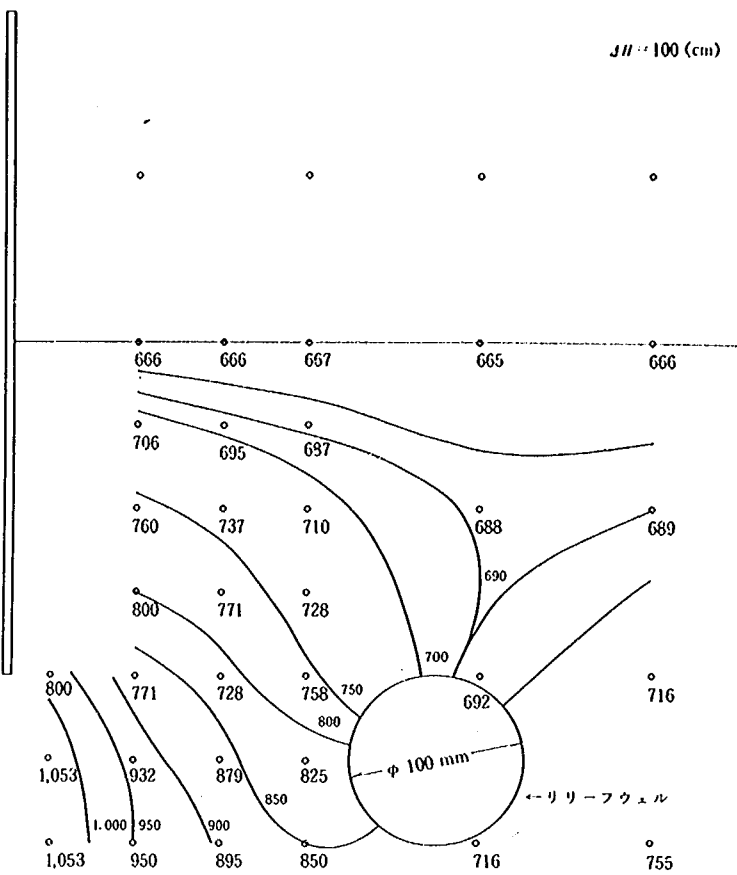


図—3.4.3 2層系における根入長と限界水頭差の関係



図—3.4.4 ブランケットの長さで限界水頭差の関係
(ブランケットの効果)

合、図一3.4.5より流線は殆んどウェルの方向に向かう。しかし排水能力を越えると流線は鉛直方向に卓越し限界水頭に至る。効果としては排水能力を十分確保できるものであればウェルの効果を発揮するものと考えられる。



図一3.4.5 ポテンシャル分布図

4. 考 察

4.1 破壊の機構

(1) 概 説

浸透流による地盤の破壊について、そのメカニズムを考えてみる。水頭関数を H とすると、単位体積に作用する体積力 F は

$$F = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial S} \dots\dots\dots (1)$$

ここに γ_w ：水の単位体積重量

H ：水頭

S ：体積力の作用方向

となる。座標方向に直すと

$$\left. \begin{aligned} F_x &= -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial x} \\ F_y &= -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに F_x ： x 方向の体積力

F_y ： y 方向の体積力

である。

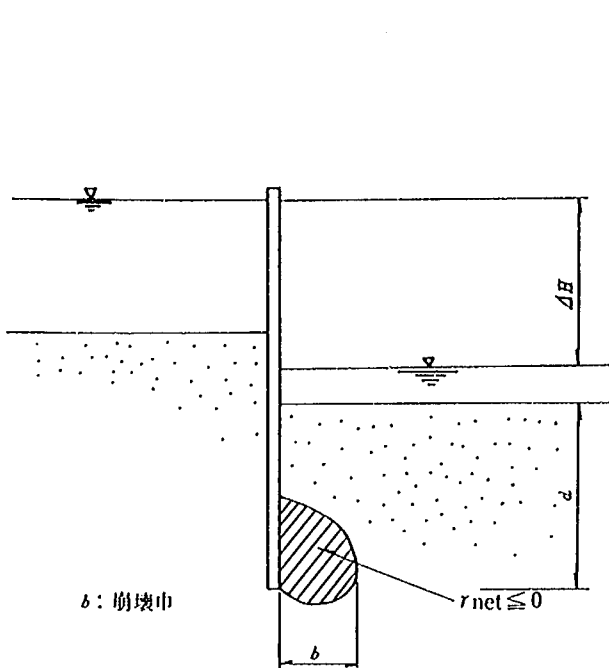
クイックサンド現象はこのような体積力の作用する地盤の破壊現象であるから、①水頭関数(浸透力)、②地盤破壊の条件、③地盤内の初期応力分布の3条件がわかれば解くことができる。①と②はある程度の精度で知ることができるが③は不確定要素が多く予測は難しい。ここでは①と②に注目した計算方法について考察した。

(2) 破壊時の力のつり合い

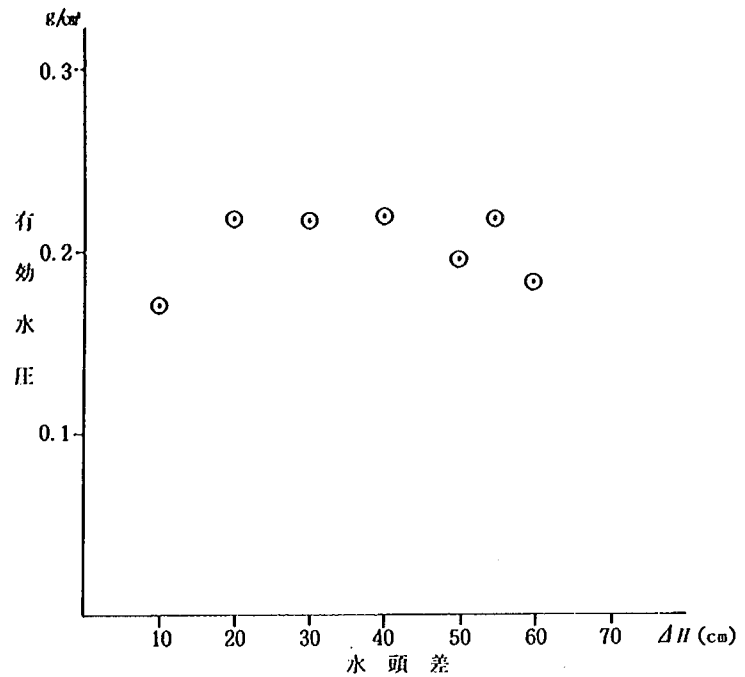
クイックサンドの現象の生ずる限界水頭差 ΔH_c の下で矢板の前面の砂に生ずる崩壊形状は実験の観察によると模式的には図-4.1.1のように表わされる。このような破壊の形状は Terzaghi の仮定する角柱というよりもむしろ三角形あるいは台形に近いものであるが、崩壊面と地表面のなす角度は 90° に近く、計算の簡便化のために崩壊形状を角柱と仮定しても実用上問題はないと考え、この角柱における力のつり合いを検討する。上下方向の力のつり合いを考えればよいが、上向きの力は図中 BC 面に作用する過剰間隙水圧 P のみで、これに下向きの力即ち角柱の重さと AB 面、CD 面の摩擦力が抵抗する。次に、クイックサンド状態は両者の力のつり合いが破れた時に発生すると仮定すればこの時のつり合い方程式は次のようになる。

$$\int_B^C P_{dx} = W + \int_A^B \sigma_{AB} \tan \phi' dy + \int_D^C \sigma_{CD} \tan \phi' dy \dots\dots\dots (3)$$

但し、 W は角柱の水中重量、 σ_{AB} はAB面に作用する直角方向有効応力、 σ_{cd} はCD面に作用する直角方向の有効応力、 ϕ は水中での内部摩擦角である。



図一4.1.1 崩壊巾の模式図



図一4.1.2 水頭差と有効水圧の関係

CD面に作用する土圧については、鉛直有効土圧 $\equiv 0$ として土圧が作用しないという説と、受働土圧が作用するという説がある。この点を確認するために、崩壊面付近に土圧計と間隙水圧計を設置して、水平方向の有効土圧を測定した。計器は崩壊面と推定される位置(矢板より5 cm, 地表面より深さ5 cm)に設置したが、この時の矢板根入れ長は20 cmである。結果は図一4.1.2に示す通り限界水頭付近まで有効応力が存在しており、クイックサンドの安定計算にはCD面に作用するせん断抵抗を考慮に入れる必要があると考える。

次にAB面に作用する力について考えると、矢板に沿った動水勾配は最も大きく、クイックサンド発生時にはAB付近の土の有効応力は0に近くなるものと考えられ、従って(3)式の右辺第2項は無視できる。一方、水平方向の力のつり合いを考えると次式が成り立つ。

$$\int_A^B \sigma_{AB} dy + \int_A^B P_1 dy = \int_D^C \sigma_{CD} dy + \int_D^C P_2 dy \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここでは P_1 はABに沿った過剰間隙水圧、 P_2 はCDに沿った過剰間隙水圧である。前述のように $\sigma_{AB} \equiv 0$ であるので σ_{CD} は

$$\int_D^C \sigma_{CD} dy = \int_B^A P_1 dy - \int_C^D P_2 dy \quad \dots\dots\dots (5)$$

と表わされる。

したがって(3)式は,

$$\int_B^C P dx = W + \tan \phi \left(\int_A^B P_1 dy - \int_C^D P_2 dy \right) \dots\dots\dots (6)$$

となる。 W , ϕ は既知であるので, 地盤内の水頭分布と崩壊巾がわかれば(6)式を解くことができる。

実際の設計には安全率の方が使い易いので(6)式を使って次のように安全率 F_s を定義する。

$$F_s = \frac{W_{sub} + \tan \phi \left(\int_A^B P_1 dy - \int_C^D P_2 dy \right)}{\int_B^C P dx} \dots\dots\dots (7)$$

次に崩壊巾 b について考える。矢板背面の応力状態を考えると, ある水頭以上では砂の自重と上向きの浸透水力との関係で上向きの力の成分を持つ領域ができる。河野, 久保田³⁾は γ_{net} (浸透水力を考慮に入れた砂の有効重量) の概念を導入した。これは次式で表わされる。

$$\gamma_{net} = \gamma_{sub} - \gamma_w \frac{\partial h}{\partial y} \dots\dots\dots (8)$$

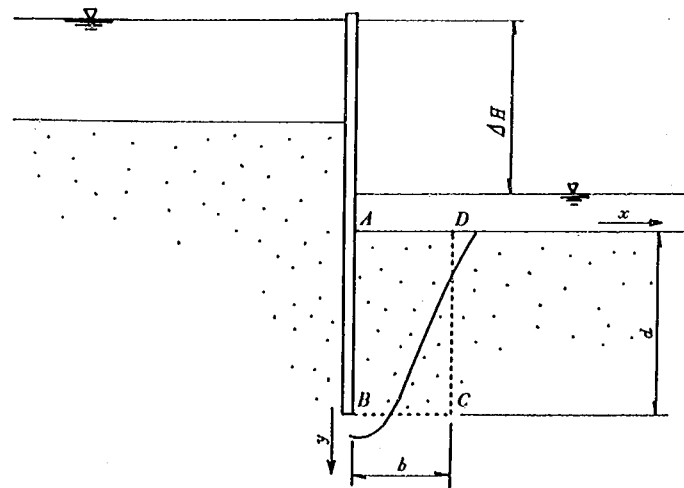
γ_{sub} : 土の水中重量

γ_w : 土の単位体積重量

h : 矢板先端の水頭

y : 上下方向の座標

$\gamma_{net} < 0$ となる領域は模式的に図—4. 1. 3 の斜線部のようになり, 水頭差が大きくなる程領域は拡大する。クイックサンド現象は $\gamma_{net} \leq 0$ なる領域からその上部へせん断力が伝達しそれによって矢板背面の砂が崩



図—4.1.3 γ_{net} の模式図

壊する現象であると考えられる。従って $\gamma_{net} \leq 0$ の領域の大きさ b を崩壊巾とするのは合理的と考えられ, 崩壊巾 b を図—4. 1. 3 のように定義する。 γ_{net} については次節に述べる。

4.2 矢板の下を廻る浸透流の解析

(1) 浸透流の解析

(7)式及び(8)式を解くためには浸透流を解析し、過剰間隙水圧分布を求めればよい。これを解くために以下の仮定を設ける。

- ① 地盤は均一である。
- ② 浸透流は Laplace の方程式を満足する。
- ③ 地盤は半無限地盤とする。
- ④ 二次元の解析とする。

浸透流の解析には写像変換を行うが、解き方については他書^{4),5)}に詳しく述べているので省略する。

(2) $\gamma_{\text{net}} \leq 0$ の領域

(8)式より $\gamma_{\text{net}} = 0$ となる時、

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_w} \dots\dots\dots (9)$$

となる。即ち(9)式を満足するような等水頭勾配比線が $\gamma_{\text{net}} \leq 0$ の領域を示すことになる。水頭勾配分布をその都度計算するのは不便であるので、次のような事実から簡略な近似計算方法を考える。水頭勾配 I を矢板前面の浸出点（図—4.2.1 中の E 点）の水頭勾配 I_E で割って無次元化する。根入れ長と上流側土被り厚の比 $\alpha = 0$ の時と $\alpha = 3$ の時水頭勾配の分布を図—4.2.2 (a), (b)に示すと両者はほとんど一致する。これは下流側の境界条件はいずれのケースでも等しいため、上流側の境界条件が多少異なっても下流側の境界付近での水頭分布にはそれ程変化がないためと思われる。よって α が大きくない範囲では水頭勾配の分布も相似形になると仮定しても大きな誤差はない。図—4.2.2 (a)は $\alpha = 0$ のケースにおける等水頭勾配線を示す。図では I_E を基準にして

$$I = I_E \cdot S \dots\dots\dots (10)$$

（但し、 S は係数）とし、 S の値ごとに等水頭勾配比線を引いてある。ここで I_E を簡単に

$$I_E = \frac{\Delta H}{\pi \cdot d} \dots\dots\dots (11)$$

と表わし、(9)式を(10)、(11)式に代入すると

$$S = \frac{\pi \cdot d \cdot \gamma_{\text{sub}}}{\Delta H \cdot \gamma_w} \dots\dots\dots (12)$$

即ち、この(12)式を満足する S をパラメータにとる線が $\alpha = 0$ の時の $\gamma_{\text{net}} = 0$ の領域を示すことになる。また $\alpha = 0$ の場合の矢板前面の浸出点の水頭勾配は、

$$I_E = \frac{m \cdot \Delta H}{\alpha \cdot d \cdot (1 - m)} \dots\dots\dots (13)$$

であるから S は

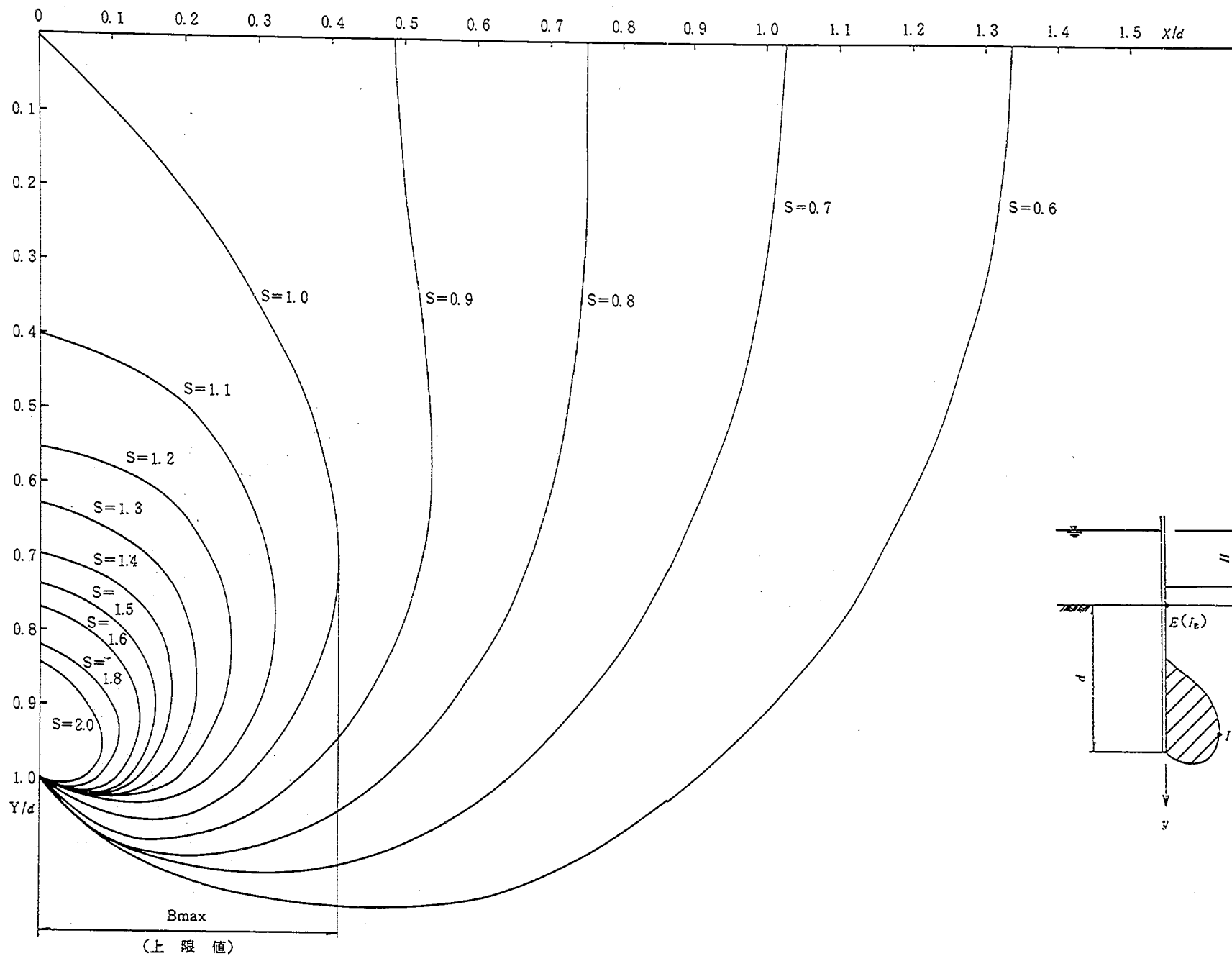


圖-4.2.1 等水頭勾配比線

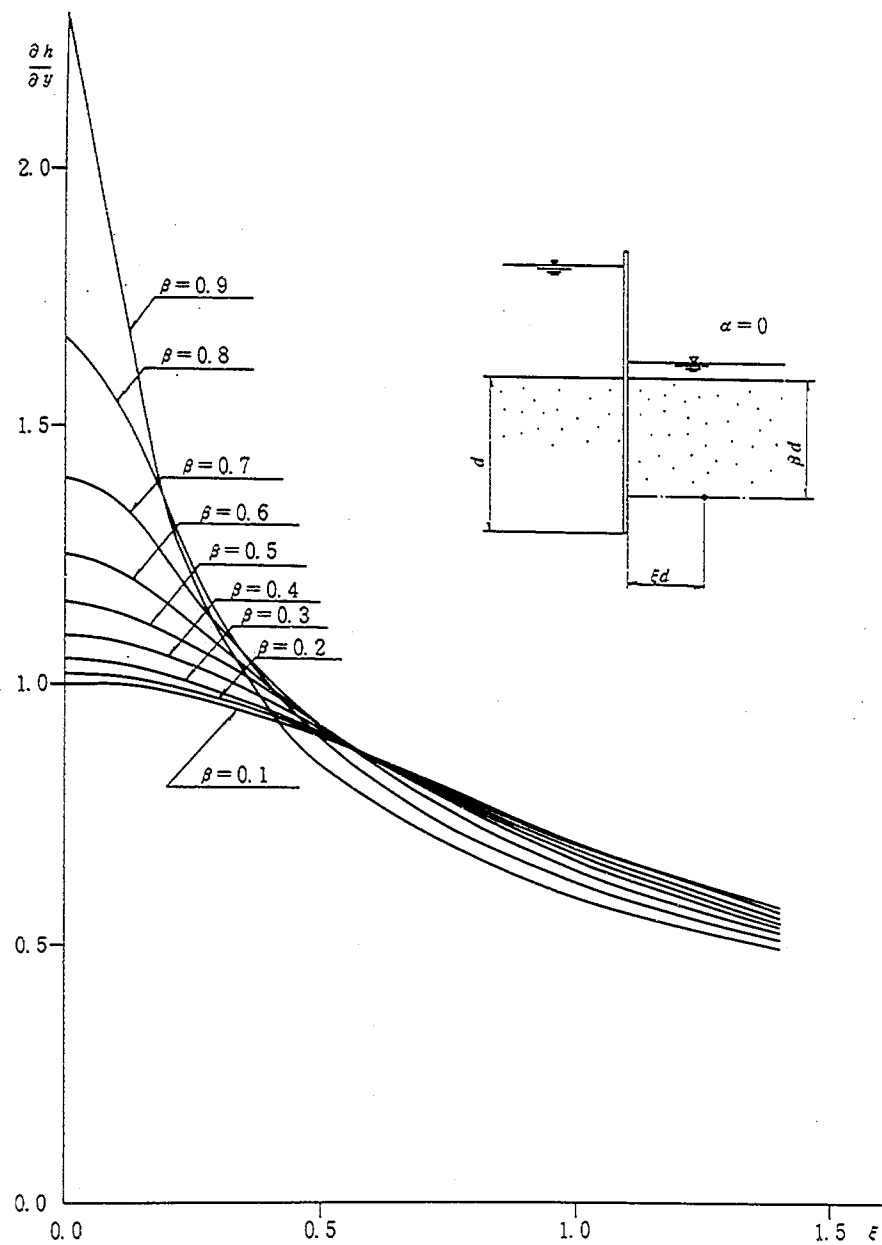


図-4.2.2(a) 矢板背面の任意点の水頭勾配比

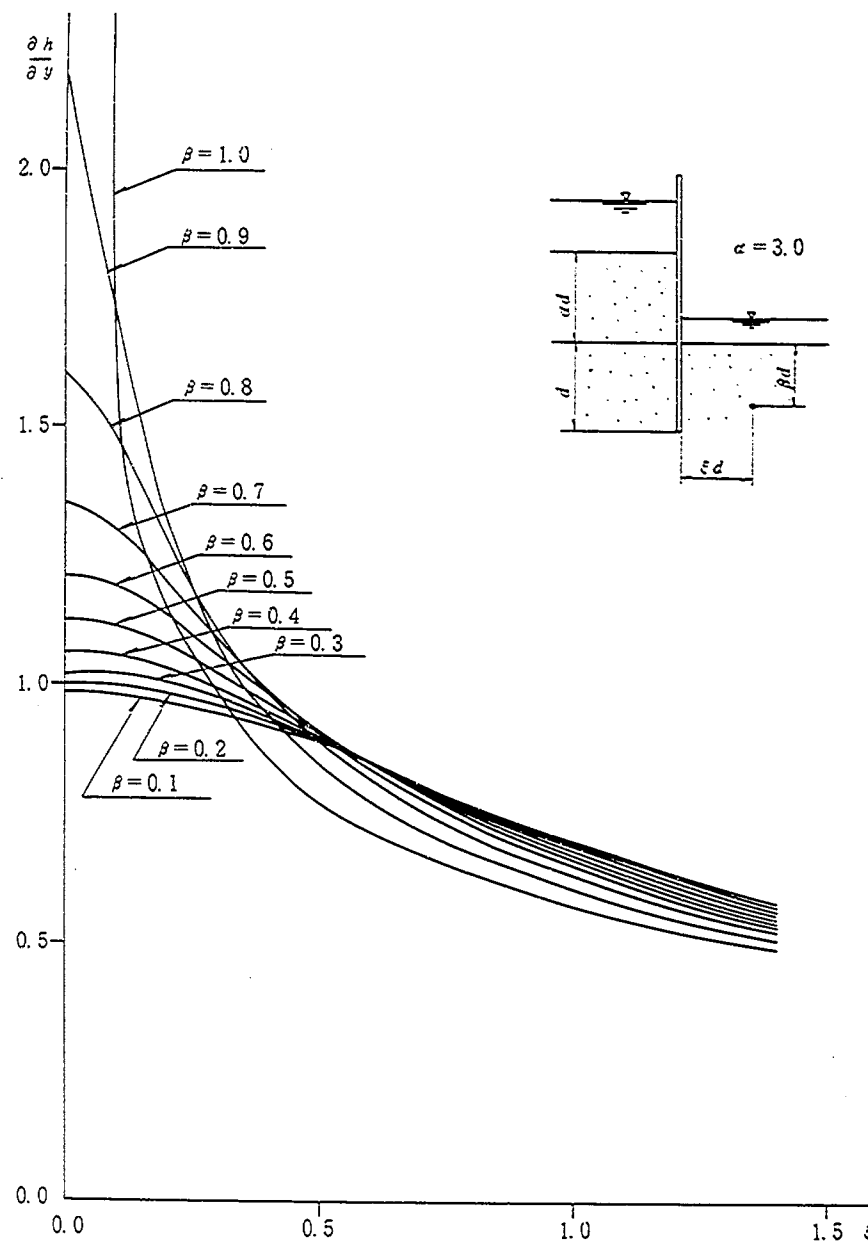


図-4.2.2(b) 矢板背面の任意点の水頭勾配比

$$S = \frac{\alpha \cdot (1 - m)}{\Delta H \cdot m} \cdot \frac{d \cdot \gamma_{sub}}{\gamma_w} \dots\dots\dots (14)$$

となる。ここで m は図—4. 2. 3 に示すような α の関数である。従って図—4. 2. 3 の結果をあわせて考えると、 γ_{net} の領域は式(12), (14)の S をパラメータにして図—4. 2. 1 で近似的に求められることになる。上流側にブランケットがある場合は、

$$I_E = \frac{\Delta H}{\pi \cdot d \cdot \sqrt{\lambda}} \dots\dots\dots (15)$$

ここに $\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \mu^2}}{2}$

$$\mu = \frac{B}{d}$$

であるから

$$S = \frac{\Delta H}{\pi \cdot d \cdot \sqrt{\lambda}} \cdot \frac{d \cdot \gamma_{sub}}{\gamma_w} \dots\dots\dots (16)$$

となり、同様に図—4. 2. 1 を使って $\gamma_{net} = 0$ の領域が求められる。

(3) 矢板前面の間隙水圧分布

矢板の先端における過剰間隙水圧は解析的に比較的容易に求められる。矢板先端の過剰間隙水圧 P_A を根入れ長と上流側土被り厚の比 α をパラメータにして求めたものを図—4. 2. 4 に、矢板の根入れ長と背面ブランケットの長さの比 μ をパラメータにしたものを図—4. 2. 5 に示す。しかし矢板前面の任意点における水頭を求めることは非常な手間を要する。ここで矢板前面の任意点の水頭と矢板に沿う水頭の比を計算してみる。図—4. 2. 6 (a), (b) に $\alpha = 0$ と $\alpha = 3$ の時の水頭比を示す。図から読みとれるように、両者はほとんど一致しており前述の水頭勾配比と同様に水頭比も、 α の変化による影響はほとんどない。ブランケットがある場合も同様に考えられる。

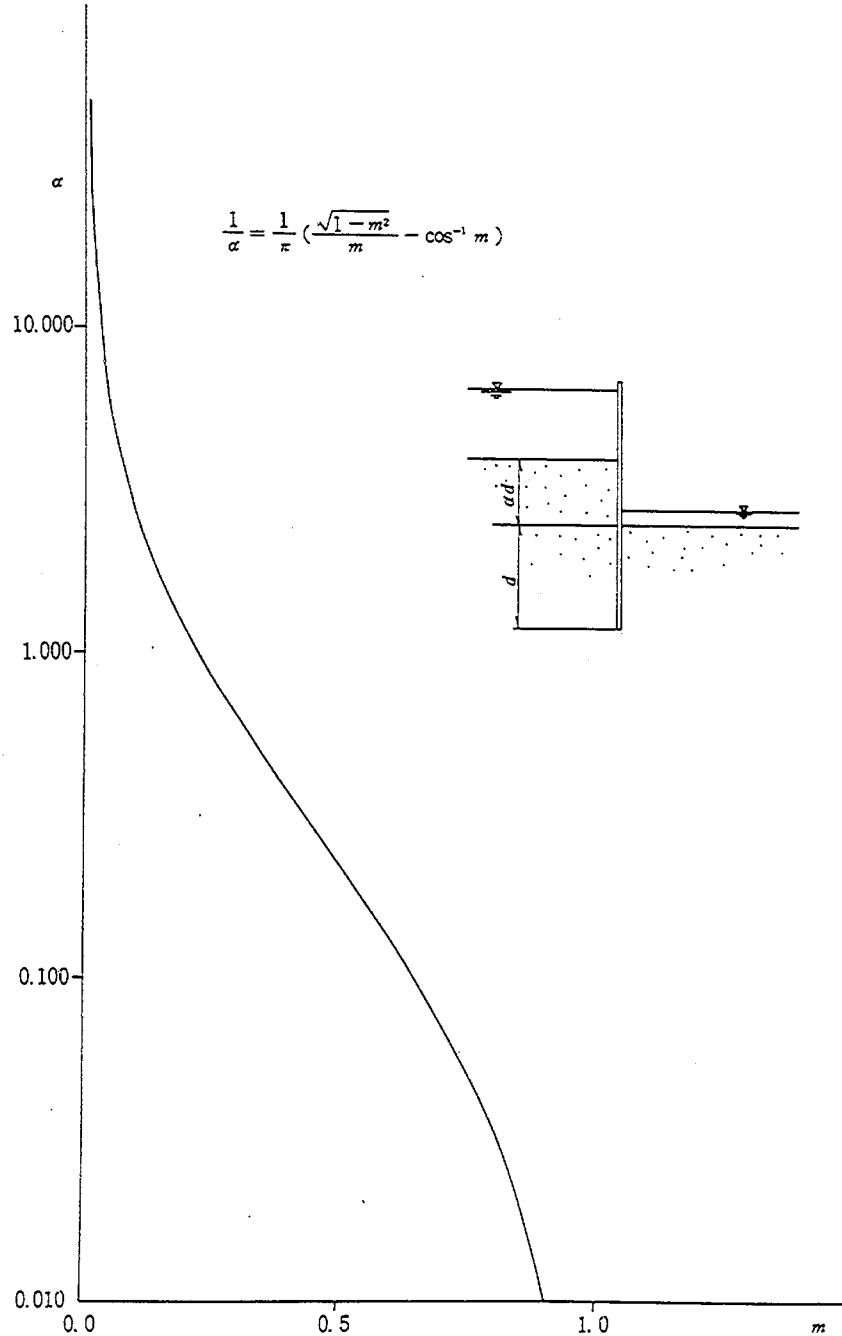


図-4.2.3 α と m の関係

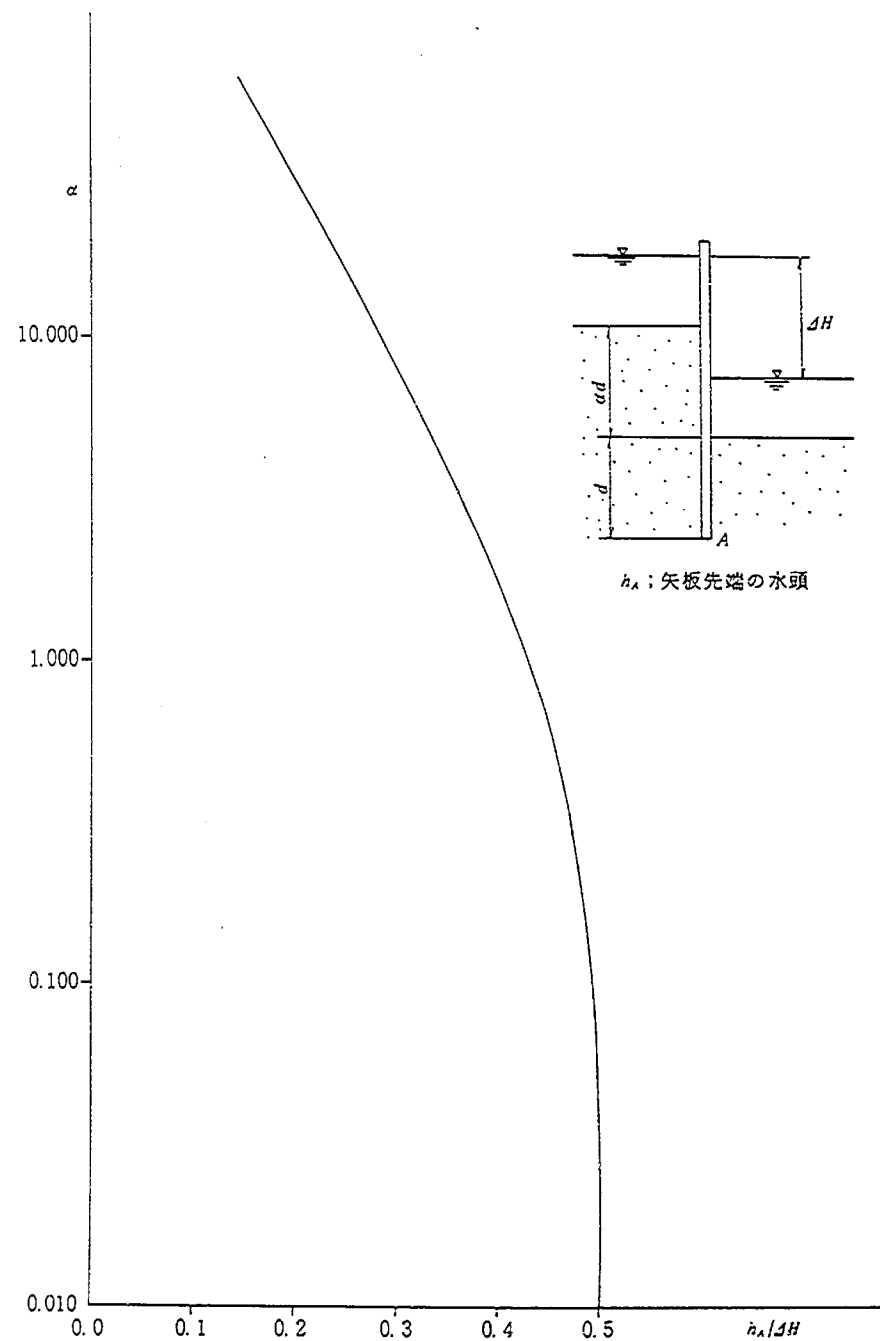
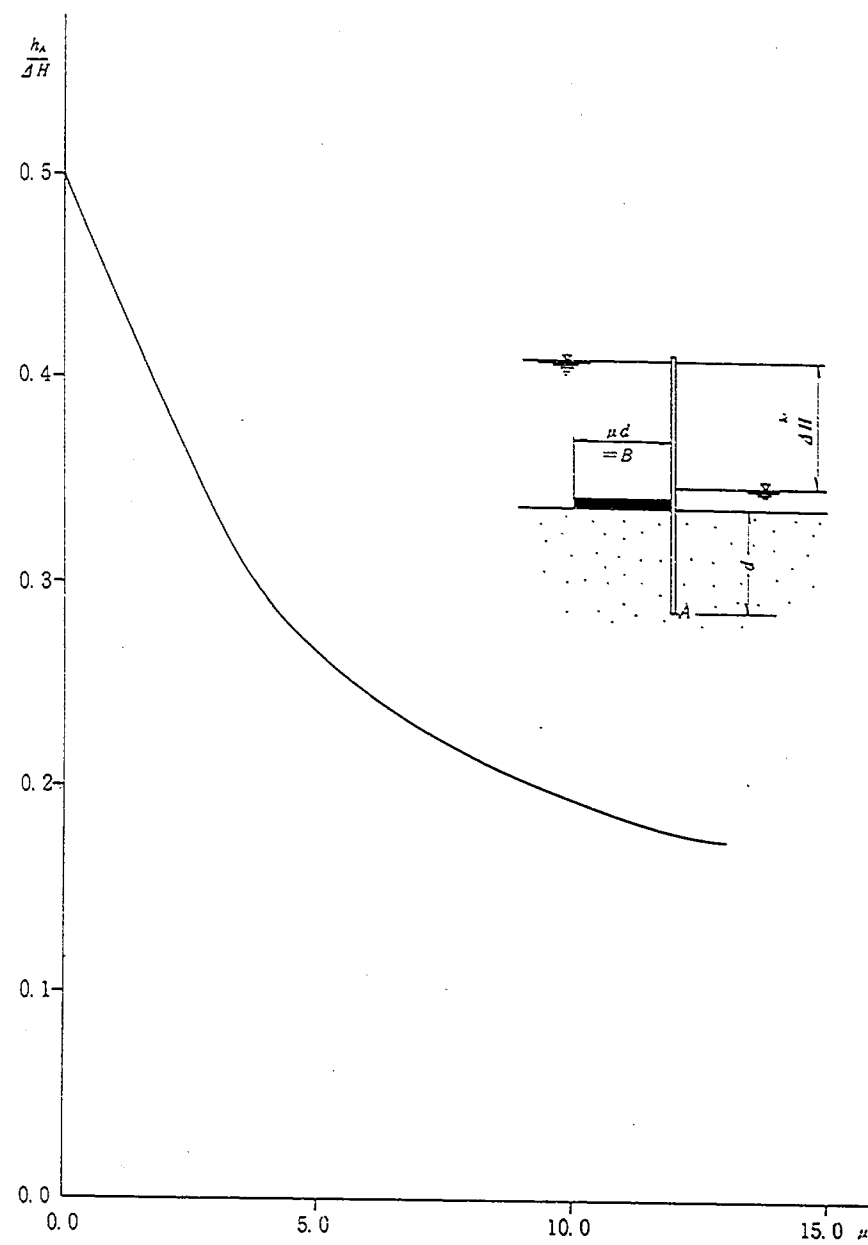


図-4.2.4 α と $h_A/\Delta H$ の関係



図—4.2.5 矢板先端の過剰間隙水圧

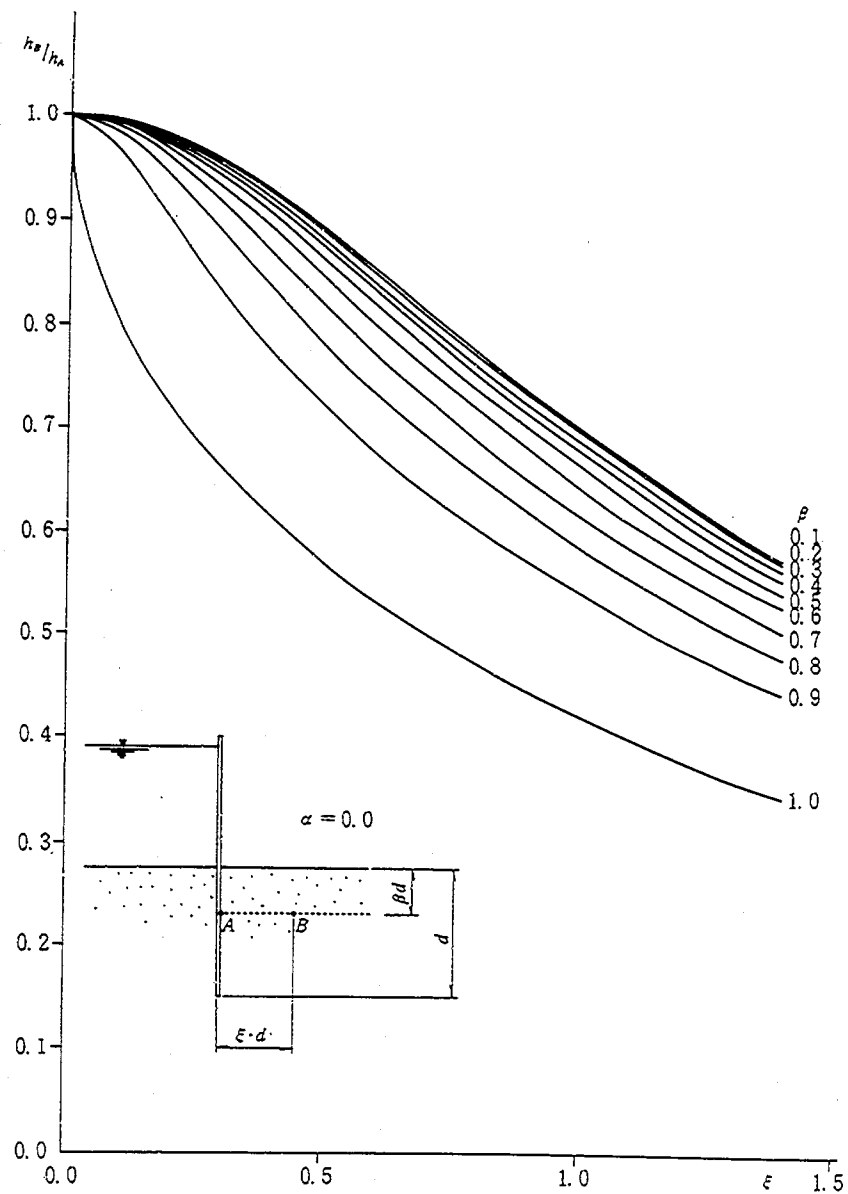


図-4.2.6(a) 矢板背後の任意点水頭と矢板に沿う水頭の比の関係

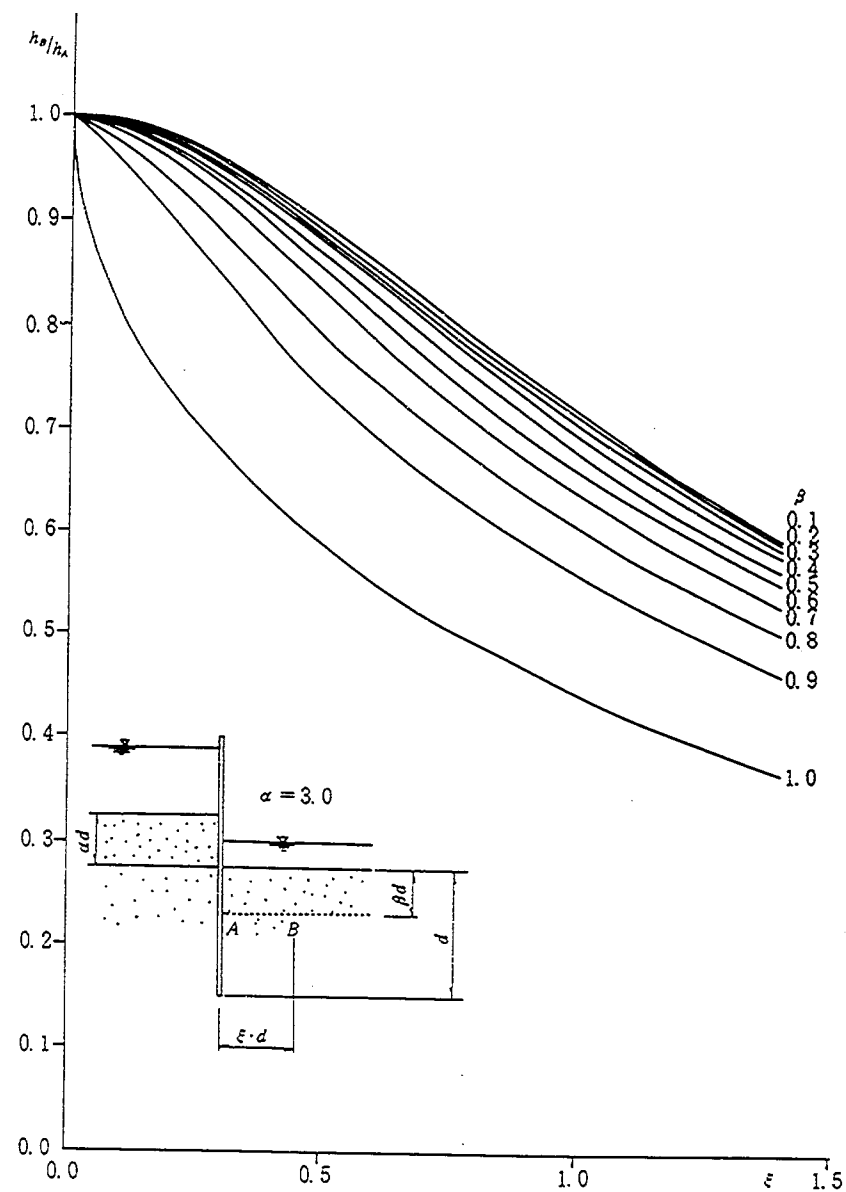


図-4.2.6(b) 矢板背後の任意点水頭と矢板に沿う水頭の比の関係

4.3 安全率の簡略な計算法

基本的なケースについて安全率の計算法を考えてみる。ここで取り上げるのは(1)基本系(1層系)、(2)2層系の2種類である。

(1) 基本系(1層系)

実際の過剰間隙水圧分布は図-4.3.1(a)に示すような形になるが、これを簡略化して図-4.3.1(b)のよう

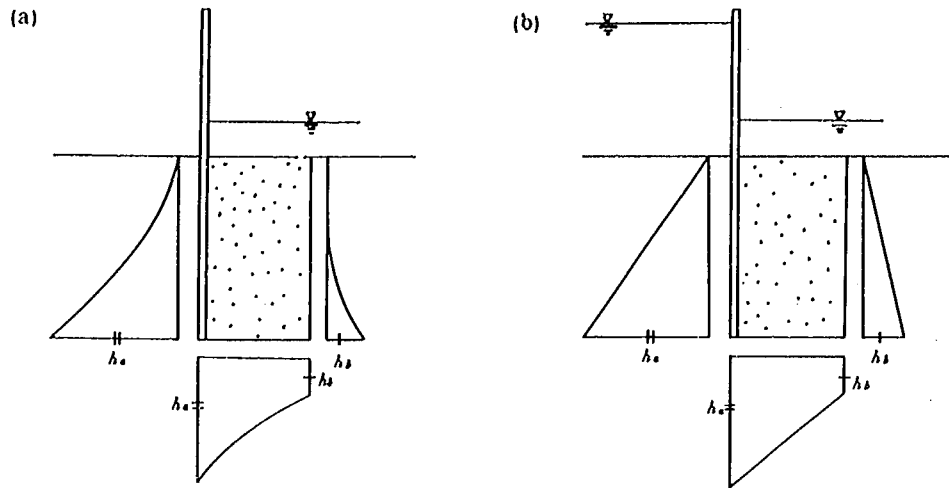


図-4.3.1 過剰間隙水圧分布のモデル(1層系)

に近似できるものとする。矢板面に沿う過剰間隙水圧の和を U_L 、崩壊面前面に沿う過剰間隙水圧の和を U_R 、角柱底面に作用する過剰間隙水圧の和を U とすると(7)式の安全率 F_s は次のようになる。

$$F_s = \frac{W_{sub} + (U_L - U_R) \times \tan \phi'}{U} \dots\dots\dots (17)$$

$$W_{sub} = b \times d \times \gamma_{sud}$$

$$U_L = 1/2 \times h_a \times d \times \gamma_w$$

$$U_R = 1/2 \times h_b \times d \times \gamma_w$$

$$U = 1/2 (h_a + h_b) \times b \times \gamma_w$$

ϕ' = 水中における内部摩擦角

である。(17)式の値を求める手順を示すと

- ① 式(14)(16)によって S を計算する。
- ② S を用いて図-4.2.1 より $\gamma_{net} = 0$ の最大巾を求め、崩壊巾 b とする。但し、 $b/d \geq 0.4$ 以上となる時は地表面まで $\gamma_{net} = 0$ の領域が広がるため、崩壊巾 b は、 $0.4d$ と仮定した。
- ③ 図-4.2.4 より矢板先端の過剰間隙水圧 h_a を求める。
- ④ P_A と図-4.2.6 の $\beta = 1$ の線より矢板先端レベルで矢板より b 離れた点の過剰間隙水圧 P_B を求める。
- ⑤ (17)式により F_s を計算する。

(2) 2層系

基本的には1層系と同じであるが上層と全層に分けてそれぞれ F_s を求め、その小さい方をその系の安全率とする。すなわち2層系の場合、過剰間隙水圧の分布は図-4.3.2のようになるが、基本系同様台形と三

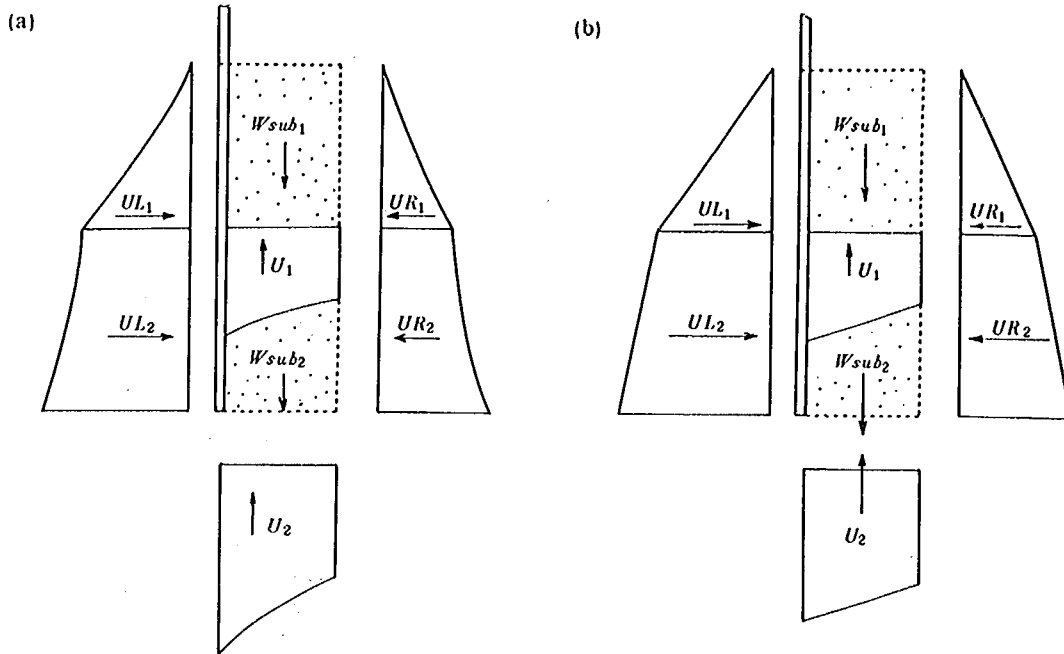


図-4.3.2 過剰間隙水圧分布のモデル (2層系)

角形に近似して考え、安全率 F_s は次のように与えられる。上層の安全率を F_{s1} 、全層の安全率を F_{s2} とすると

$$\left. \begin{aligned} F_{s1} &= \frac{W_{sub} + (U_{L1} - U_{R1}) \tan \phi}{U_1} \\ F_{s2} &= \frac{\sum_i^2 W_{subi} + \sum_i^2 (U_{Li} - U_{Ri}) \tan \phi_i}{U_2} \end{aligned} \right\}$$

$$F_s = \min(F_{s1}, F_{s2})$$

次に、上下各2層の定数を1層系の場合に換算して求めることを考える。2層系の過剰間隙水圧分布は、一般には図-4.3.3のようになるがこの時、矢板のごく近傍で上下各2層の透水係数をそれぞれ k_1, k_2 とし、さらに両者の関係を

$$k_2 = K \cdot k_1$$

とする。また、上下各層の層厚をそれぞれ D_u, D_L として矢板の全根入れ長 d が

$$D_u = \beta \cdot d$$

で表わされるものとする。透水係数を上下層とも同一と仮定した場合、損失水頭を合わせるために層厚を次

のようにして換算する。

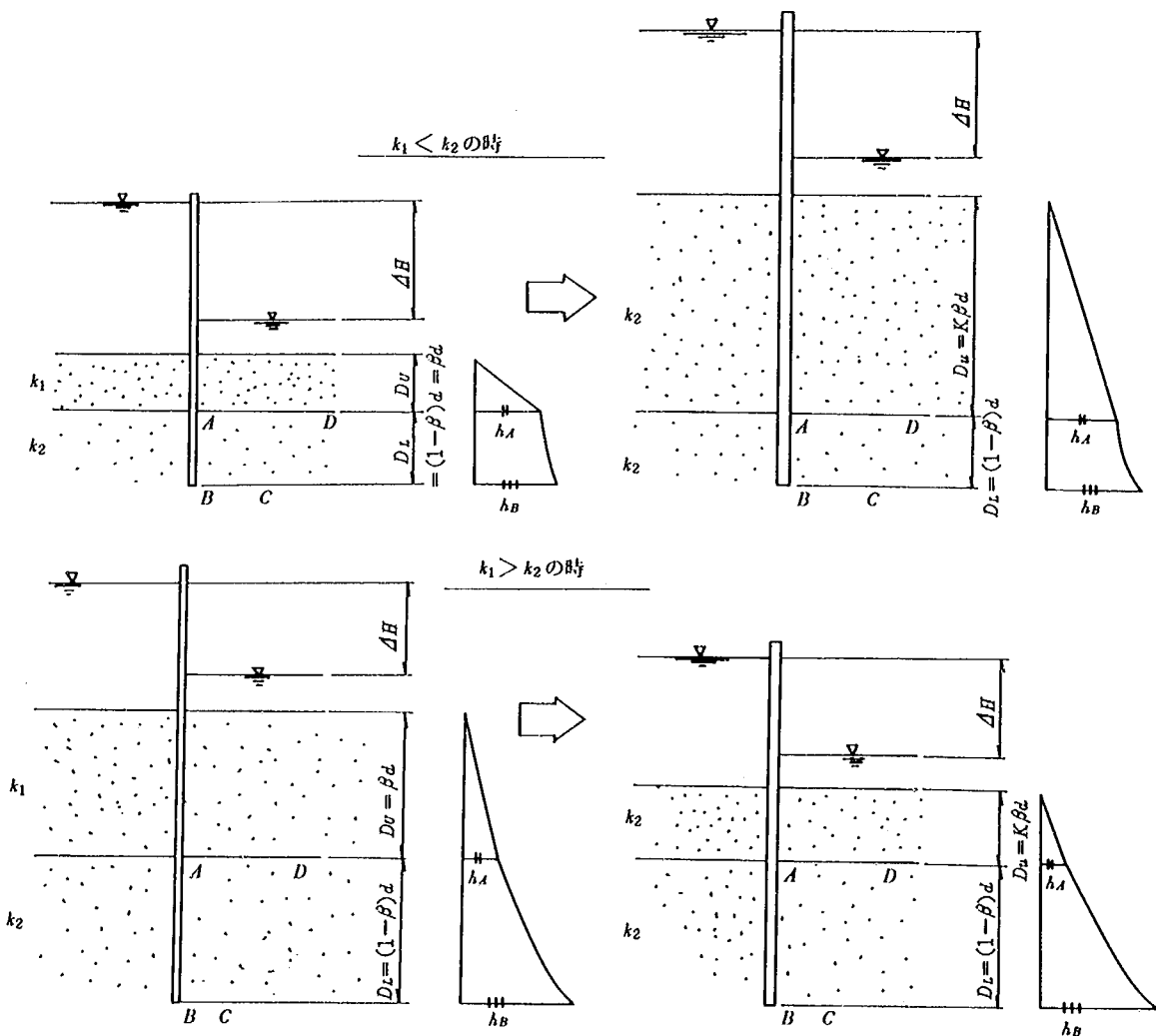
$$\frac{k_1}{\beta \cdot d} = \frac{k_2}{D_n}$$

$$D_n = K \cdot \beta \cdot d$$

ここで、 D_n は換算層厚である。このような処置をすることにより、矢板の根入れ長 d が

$$d' = \{ K\beta + (1 - \beta) \} d$$

なる 1 層系の地盤に対する過剰間隙水圧として 2 層系の地盤の過剰間隙水圧を求めることができる。



図—4.3.3 層厚換算のモデル図

4.4 実験結果との比較

前項までに述べた安全率の提案式の妥当性を確かめるために実験結果との比較を行った。実験〔I〕では、矢板の根入れが浅くかつ矢板厚が 7 cm と厚かったため計算値との対応が困難であったのでここでは表—4.1 に代表的な 4 ケースについて比較するにとどめた。

表-4.4.1 限界水頭差 ΔH の比較

(単位 m)					
case	実験値	提案式	Terzaghi 式	首都高速 道路公団式	備 考
A-3	0.28	0.28	0.22	0.20	○ Terzaghi 式 $F = \frac{\gamma_{\text{sub}} \cdot D}{\gamma_w \cdot h_a}$ ○ 首都高速道路公団式 $H_s = a \cdot \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \frac{D_2}{P_0}$ a: 1.08 D: 矢板の根入れ長さ γ_{sub} : 砂の水中重量 h_a, P_0 : 矢板先端の 間隙水圧
B-3	0.25				
A-4	0.56	0.46	0.31	0.33	
B-4	0.51				
A-5	0.32	0.42	0.32	0.30	
B-5	0.34				
A-6	0.64	0.63	0.44	0.45	
B-6	0.65				

実験〔Ⅱ〕については、結果の比較を表-4.4.2 に示したが、表中の安全率は限界水頭時のものであり、安全率 1.0 を真の安全率とした。試みに Terzaghi の提案式による安全率を表中に併記したが、本提案式によ

表-4.4.3 既往式との比較一覧表

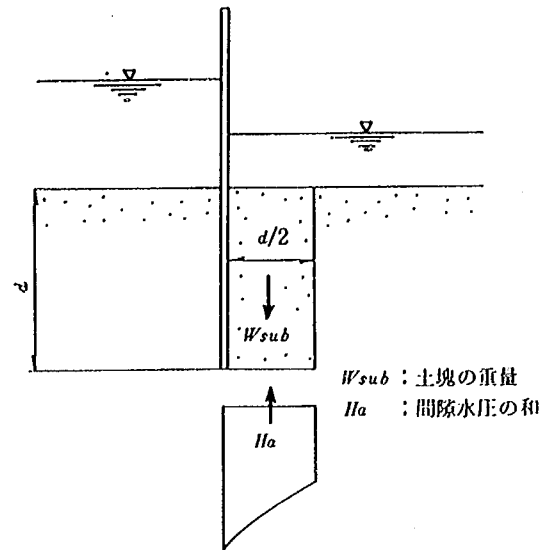
case			Terzaghi	Terzaghi (厳密解)	提案式	case			Terzaghi	Terzaghi (厳密解)	提案式		
一 層 系	A-2	1	0.489	0.681	1.028	背 面 ブ ラ ン ケ ッ ト	A-4	1	0.549	0.750	1.095		
		2	0.482	0.674	1.022			2	0.509	0.695	1.064		
		3	0.499	0.694	1.040			4	0.540	0.738	1.065		
	A-2	1	0.591	0.823	1.155		A-5	1	0.564	0.760	1.120		
		2	0.574	0.799	1.134			2	0.617	0.833	1.187		
		3	0.521	0.718	1.062			4	0.612	0.825	1.180		
		4	0.528	0.735	1.077		A-6	1	0.614	0.818	1.181		
	A-3	1	0.577	0.804	1.138			2	0.677	0.917	1.259		
		2	0.585	0.813	1.147			3	0.615	0.820	1.183		
		3	0.578	0.805	1.139			4	0.628	0.828	1.190		
		4	0.554	0.771	1.108		平均値		0.593	0.798	1.152		
				標準偏差			0.048			0.060	0.060		
	C-1	1	0.531	0.740	1.050		case		Terzaghi (下層破壊)		Terzaghi (上層破壊)		提案式
		2	0.437	0.608	0.933		二 層 系	AC-1	1	0.520	6.690	0.853	
		3	0.430	0.598	0.924				2	0.538	6.918	0.869	
		4	0.496	0.690	1.006			CA-2	1	1.385	0.786	0.811	
		5	0.459	0.629	0.946				2	1.374	0.787	0.807	
	平均値		0.521	0.724	1.057			3	1.360	0.775	0.791		
	標準偏差		0.051	0.072	0.075								

(注) 提案式では、上層破壊と下層破壊のうち安全率の小さい方を採用した。 A 砂 $\phi = 35^\circ$
C 砂 $\phi = 33^\circ$

る安全率がほぼ 1.0 に近いのに対し、Terzaghi 系の式によるものは総じて 1.0 より小さく、安全側に寄っていることがわかる。これは Terzaghi の式では崩壊面における摩擦力を考慮していないため下向きの抵抗力が小さめに計算されるからである。ここに提案した方法は崩壊面における砂の内部摩擦角を考慮したことにより、実験値と良い対応を示したものと考えられる。

4.5 既往の計算式との比較

我国の基準は殆んど Terzaghi の式を基本としているので Terzaghi の式と本提案式を比較してみる。Terzaghi は矢板の前面に巾 $1/2 d$ の角柱を考え、その底面に作用する過剰間隙水圧の和と水中重量の比によって安全率を与えている。図—4.5.1 に示すように土被りが矢板の前後で等しいケースについて安全率 $\Delta H / d$ の関係を比較したものが図—4.5.2 である。図中点線が Terzaghi による安全率で、実線は本提案式によるものである。内部摩擦角 ϕ の値が大きくなるにつれて安全率は Terzaghi の式より本提案式の方が大きくなる。また、 $\Delta H / d$ に対する感度も本提案式と Terzaghi の式はよく似ているので、4.4 で述べた実験結果から限界水頭時の安全率が 1.0 に近い方がより合理的な計算式であると考えることができる。

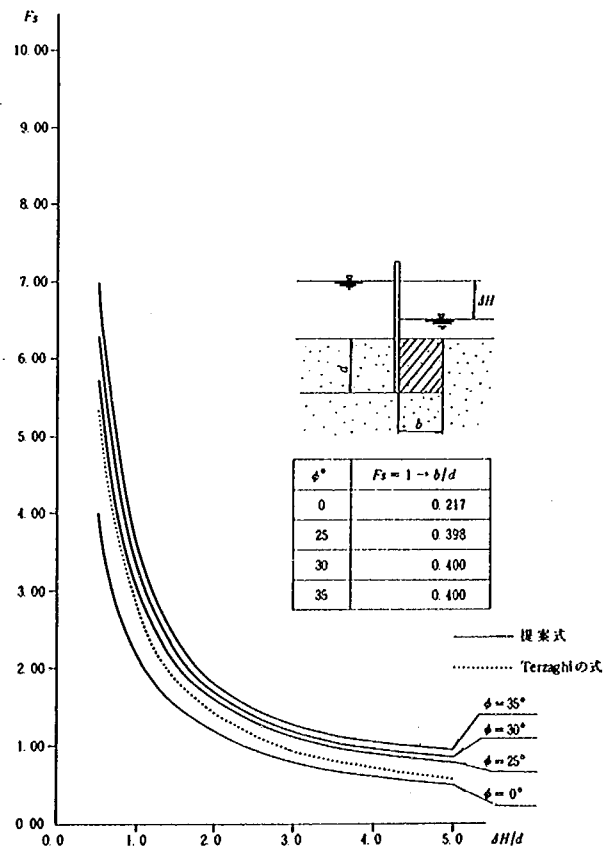


図—4.5.1 Terzaghi の考え方

5. 結 論

以上の考察より次のようなことが得られた。

- (1) クイックサンド現象には地盤内の摩擦力を考慮すると安全率は従来の式に比較して良い値を示し、多層系地盤にも適用が可能である。
- (2) 上流側の土被りがあまり大きくない時は矢板前面の、間隙水圧、動水勾配の分布は簡単なノモグラムで近似できる。



図—4.5.2 安全率と動水勾配の関係

あ と が き

本実験の実施にあたり、御協力いただいた(株)建設技術研究所、榎本、楢井の諸氏に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi . K ; Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons (1943)
- 2) Kochina P. Y. ; Theory of Ground water Movement, Princeton Vniversity Press (1962)
- 3) 河野伊一郎, 久保田英之 ; 矢板等の下をまわる浸透流と地盤の安定に関する考察, 第 7 回土質工学研究発表会論文集 (1972)
- 4) 河野伊一郎, 久保田英之 ; 透水一設計へのアプローチ, 鹿島出版会
- 5) M. E. Harr ; Ground Water and Seepage, Mcgraw Hill (1962)
- 6) 塩井幸武, 古屋敏夫, 渡辺一郎 ; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 土木技術資料 Vo 1. 20—9 (1978)
- 7) 塩井幸武, 古屋敏夫, 渡辺一郎 ; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 第 13 回土質工学研究発表会論文集 (1978)
- 8) 塩井幸武, 元田良孝, 山本洋司, 榎本文男 ; クイックサンド現象の解析, 第 14 回土質工学研究発表会論文集 (1979)
- 9) 塩井幸武, 浅沼秀弥, 山本洋司 ; クイックサンド現象に関する基礎的実験, 第 34 回土木学会年次学術研究発表会論文集 (1980)

データは・ $Q \sim \Delta H$ (浸透流量～水頭差) 図

・等ポテンシャル図

からなる。

なお、ポテンシャル計測ができなかったため等ポテンシャル図を作成できなかったケースを以下に示す。

実験 (I) $\left\{ \begin{array}{l} A-1 \\ A-2 \\ A-3 \\ A-5 \\ D-1 \\ D-2 \end{array} \right.$ 実験 (II) - A-8

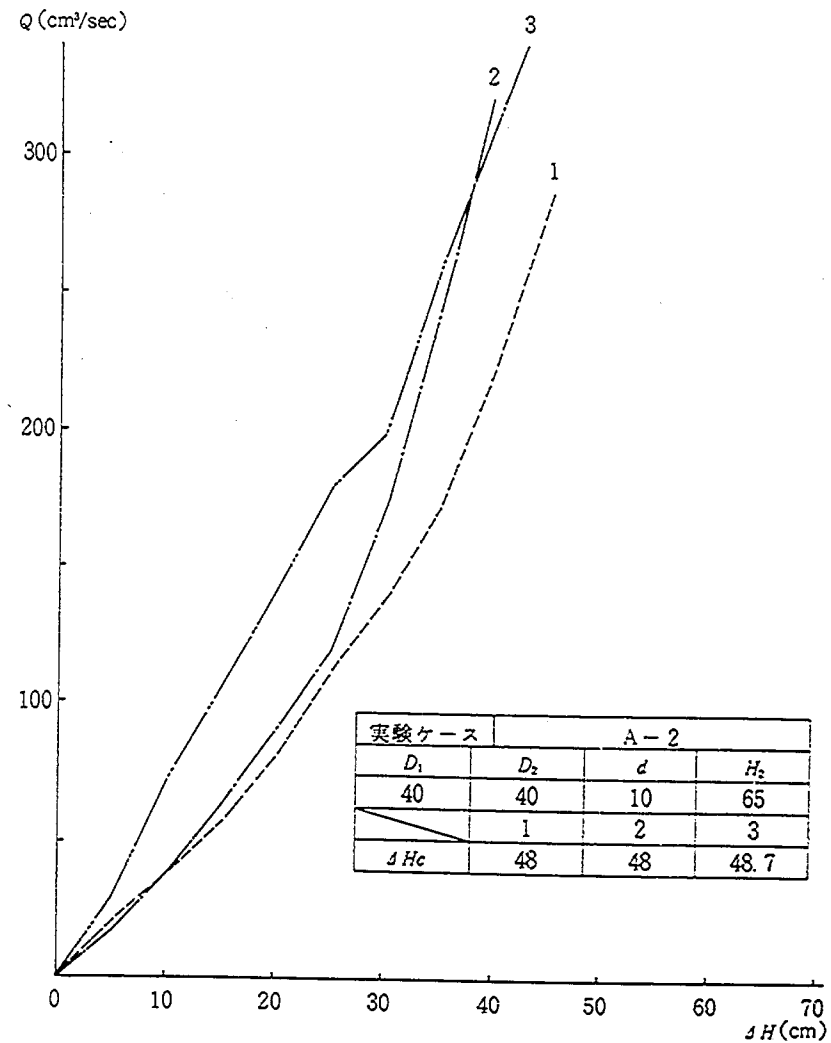
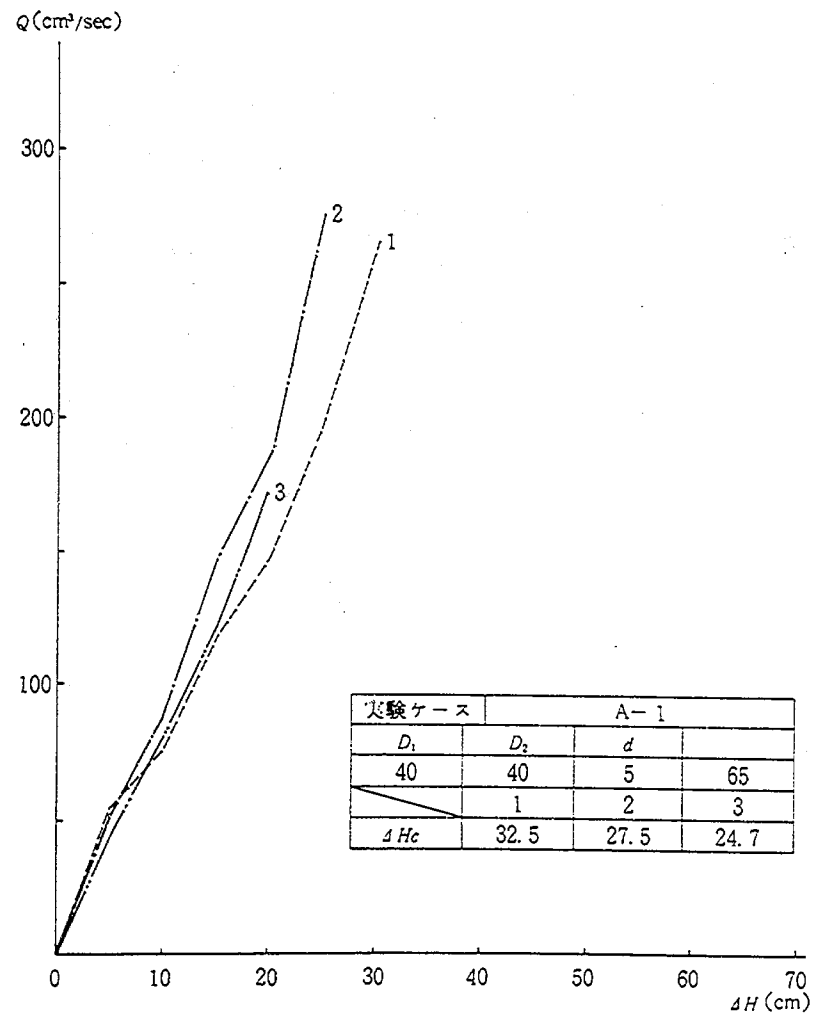
実験地盤の状況(実験(II))

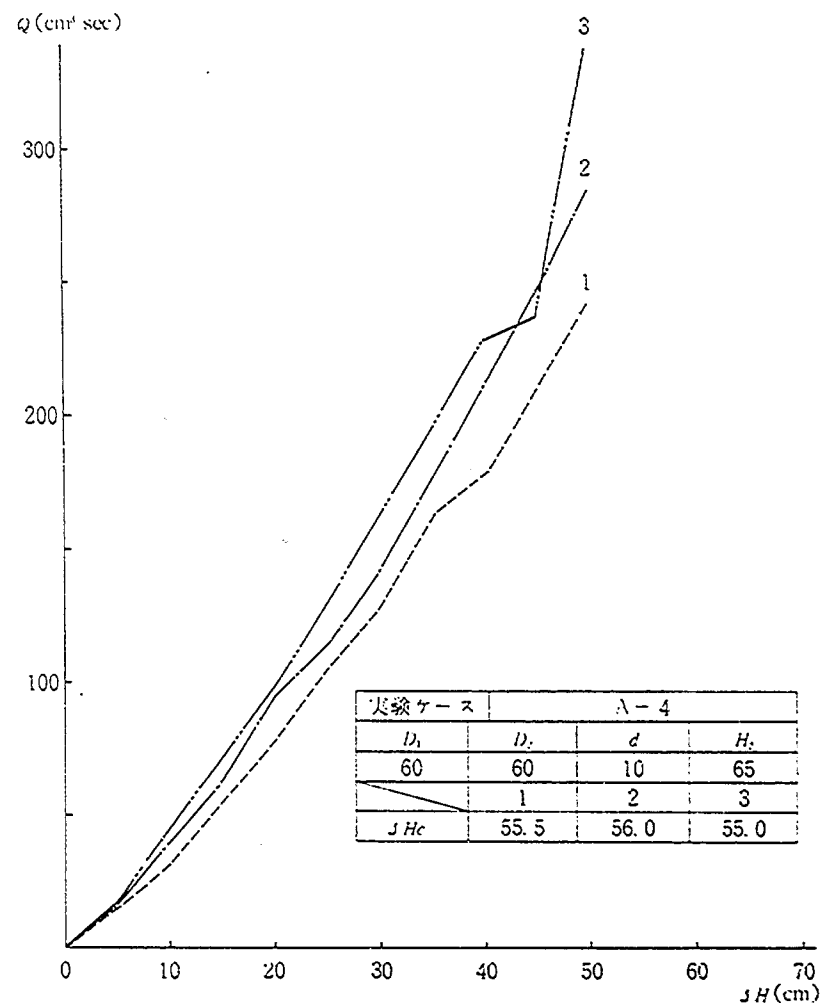
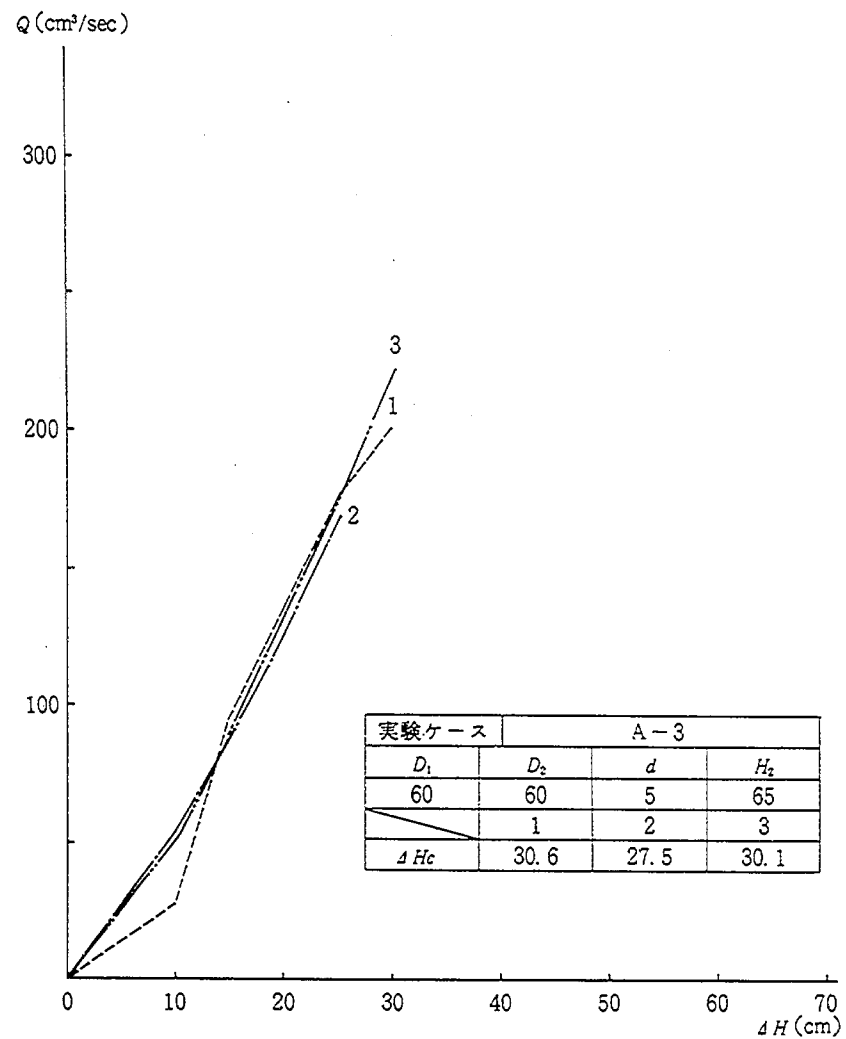
	case	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	間隙比
一層系	A-1	1.99	26.3	0.71
	A-2	1.99	26.7	0.72
	A-3	1.99	26.6	0.72
	C-1	1.94	27.9	0.73
二層系	A・C-1	2.05 1.94	23.0 27.6	0.62 0.72
	A・C-2	1.94	30.4	0.82
	C・A-1	1.91 2.00	30.0 25.8	0.76 0.73
	C・A-2	1.89	32.2	0.81
ブランケット	A-4	1.95	29.3	0.79
	A-5	1.97	27.9	0.76
	A-6	1.98	27.7	0.75
ウエル	A-7	1.99	27.1	0.73
	A-8	1.97	27.9	0.76

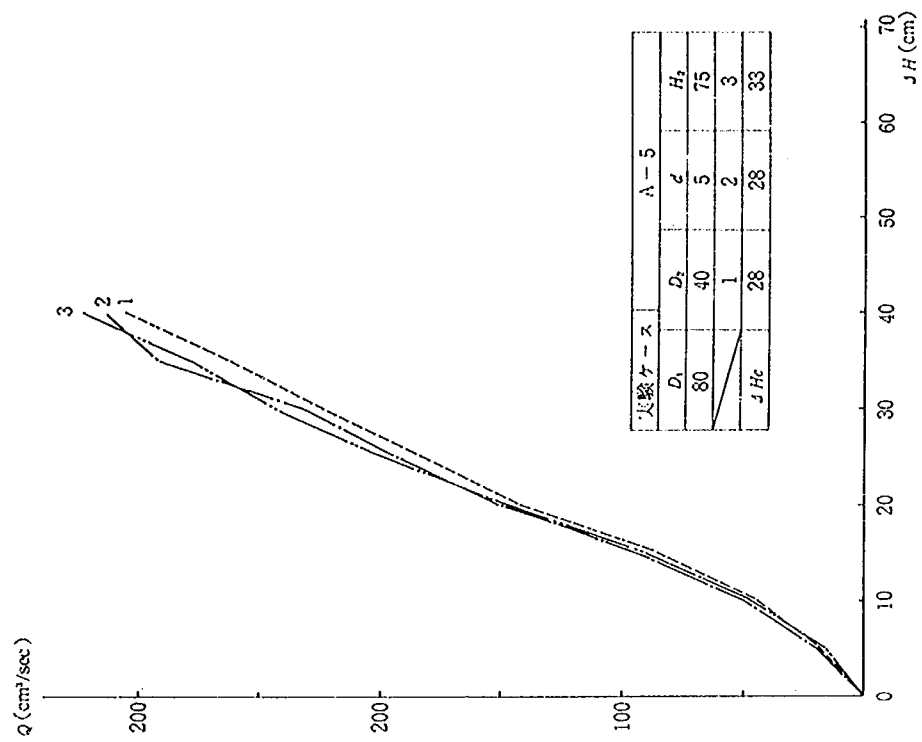
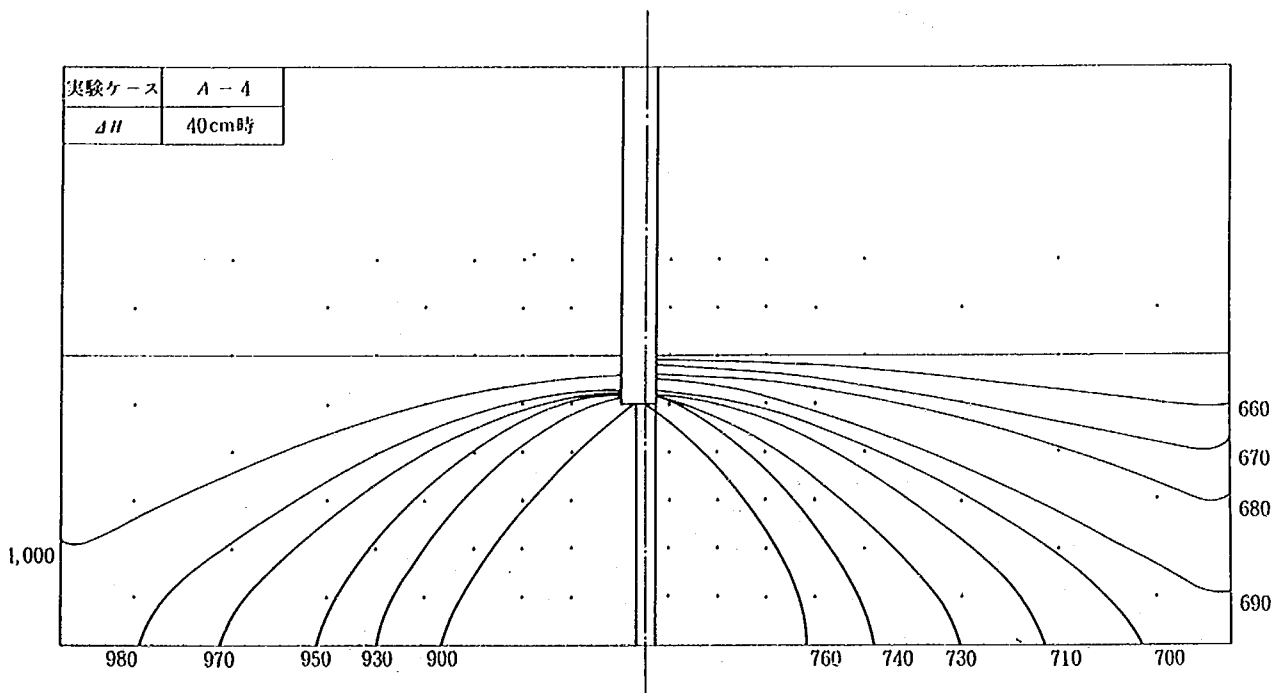
実験〔Ⅰ〕データ

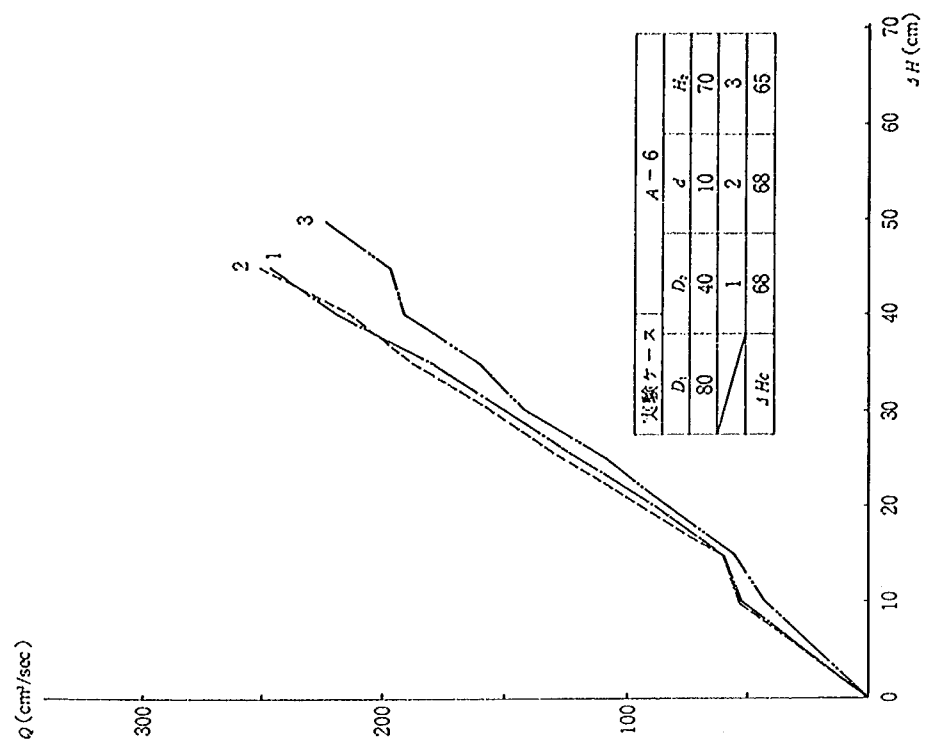
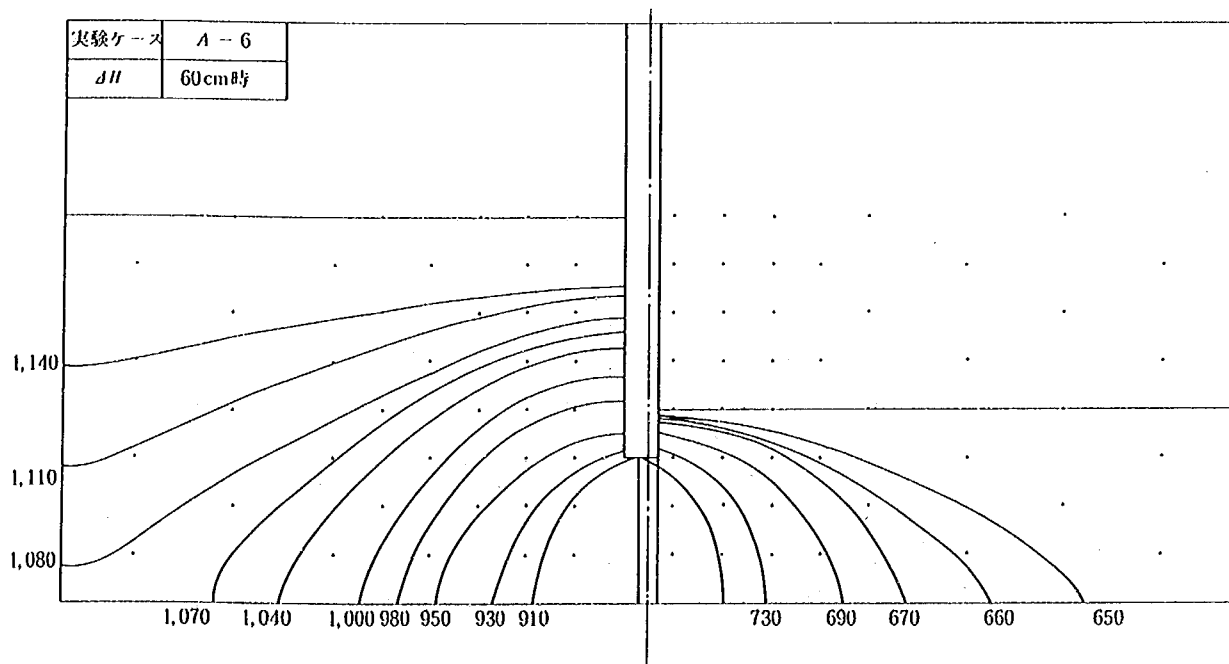
(単位:mm)										
	5	13	21	25	33	41	49	57	69	77
1		9	17	26	34	42	50	58	65	73
	6	14	22	27	35	43	51	59	70	78
2		10	18	28	36	44	52	60	66	74
	7	15	23	29	37	45	53	61	71	79
3		11	19	30	38	46	54	62	67	75
	8	18	24	31	39	47	55	63	72	80
4		12	20	32	40	48	56	64	68	76
1, 200					1, 200					

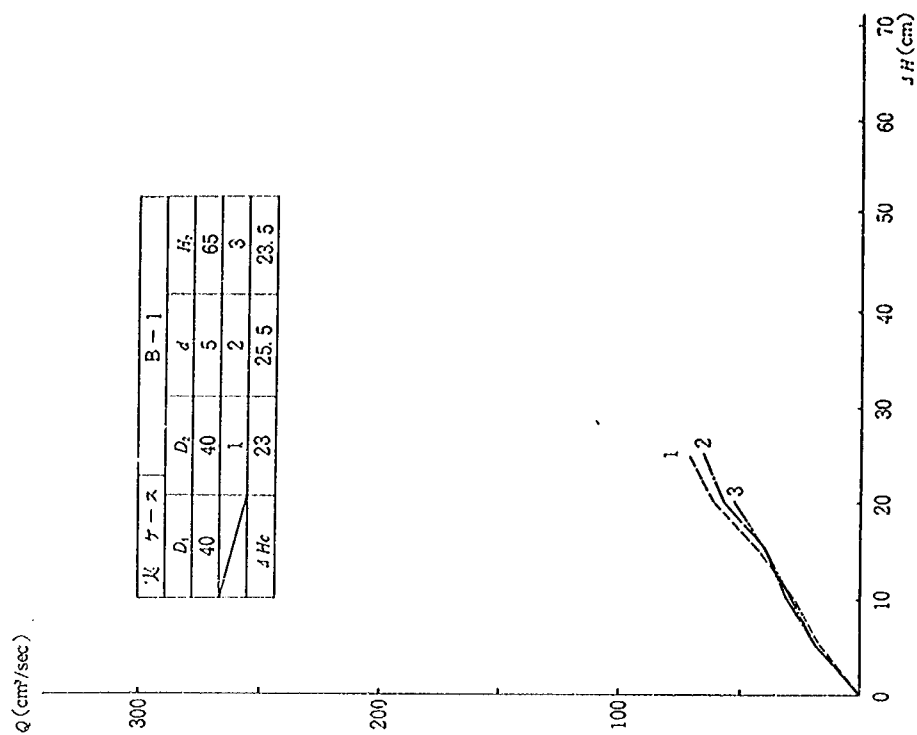
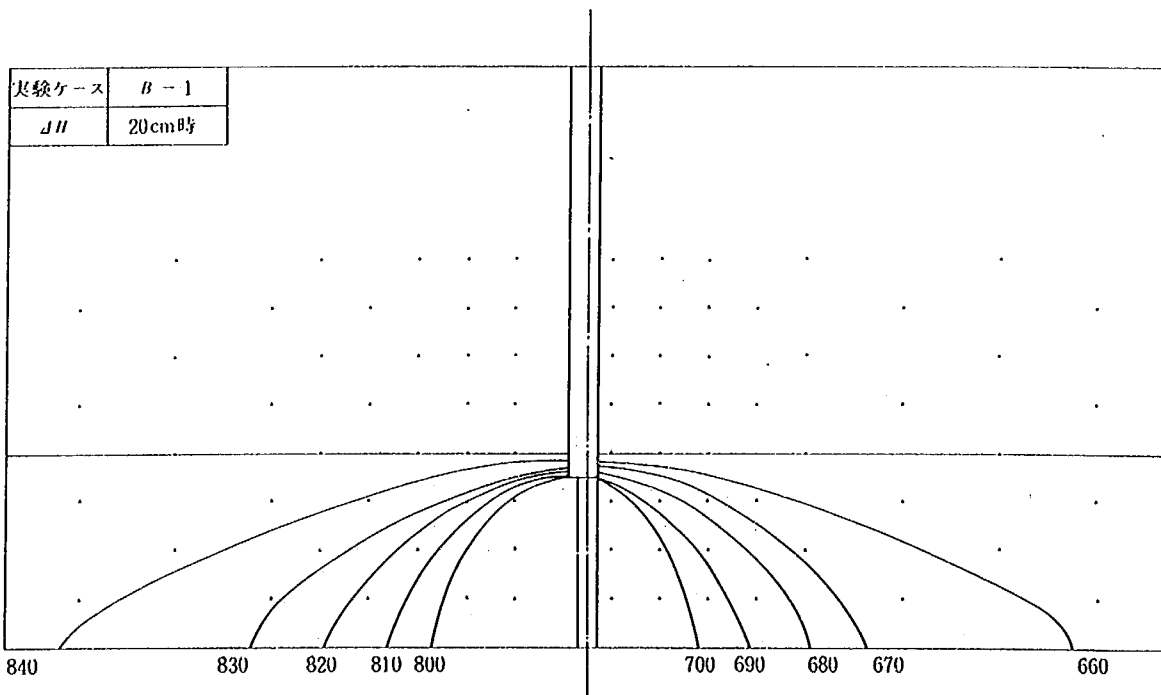
マノメータ設置位置図

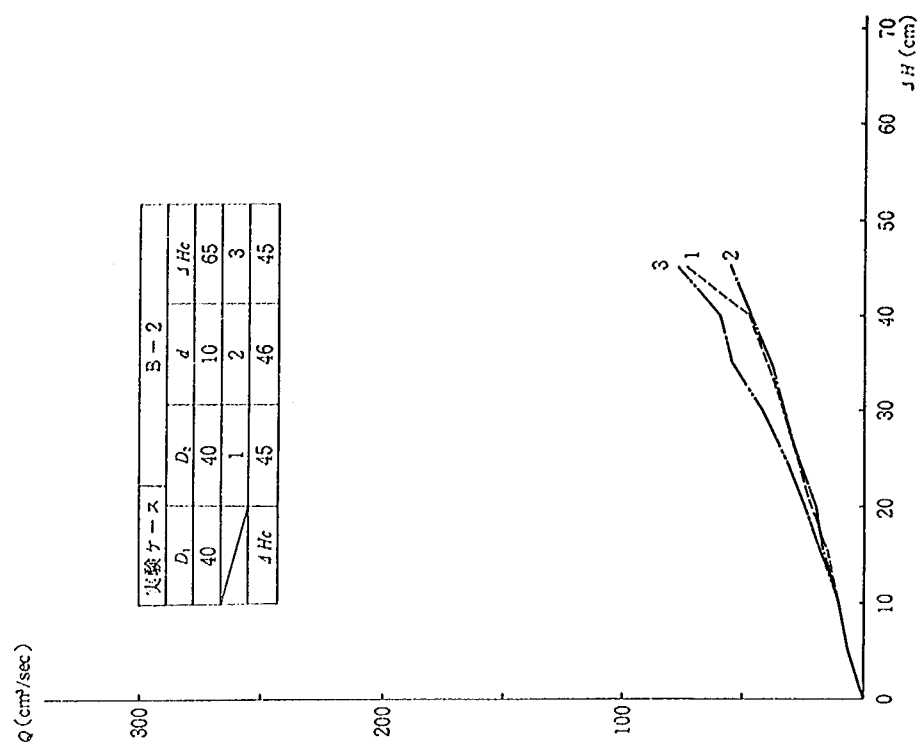
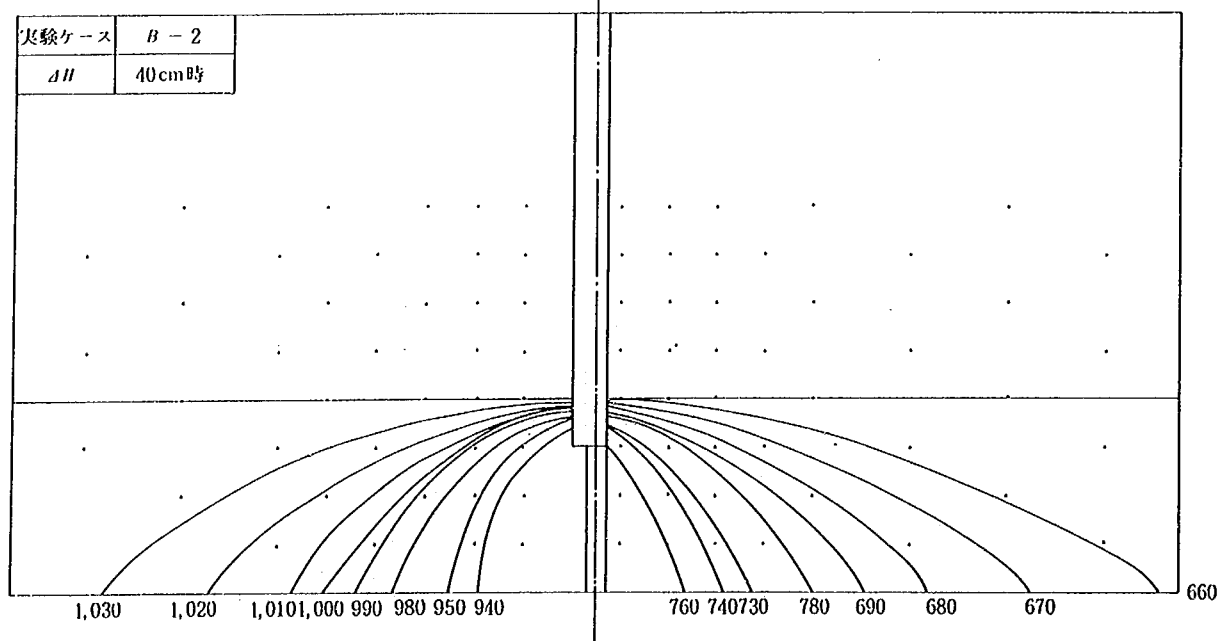


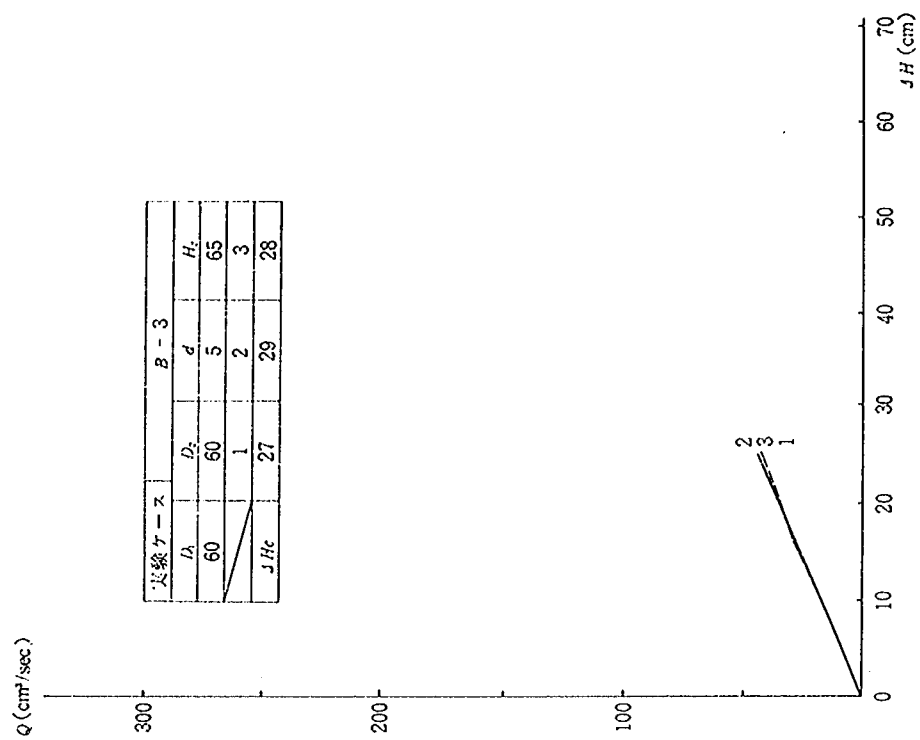
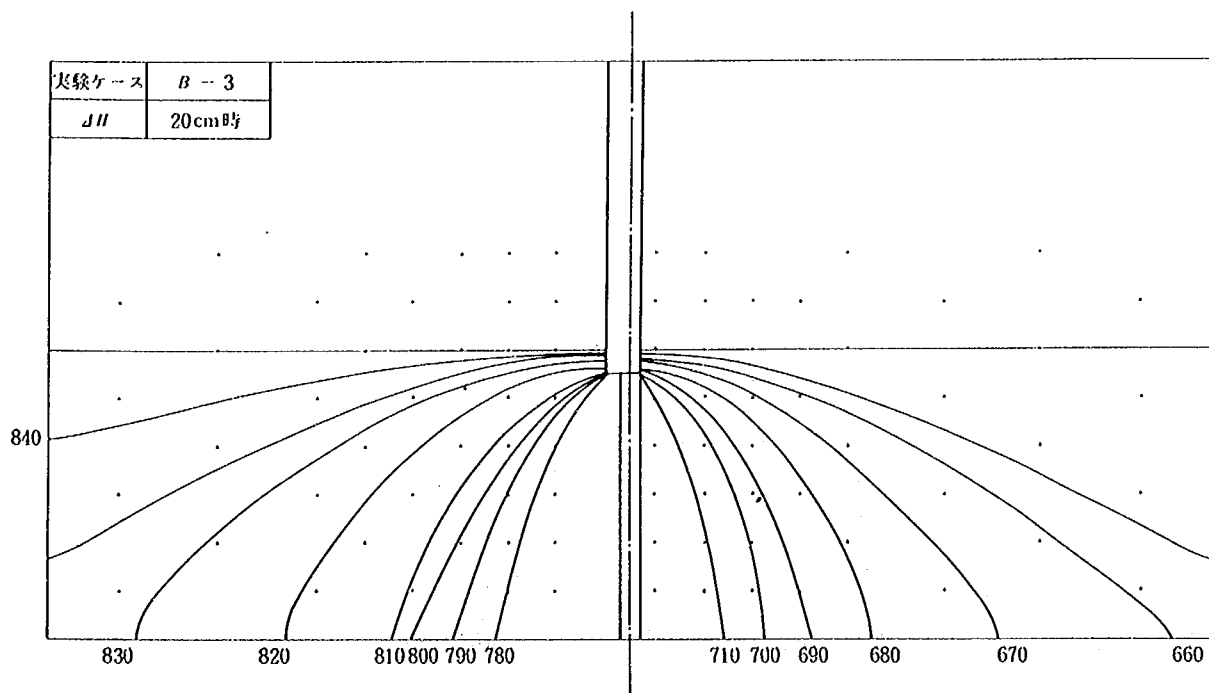


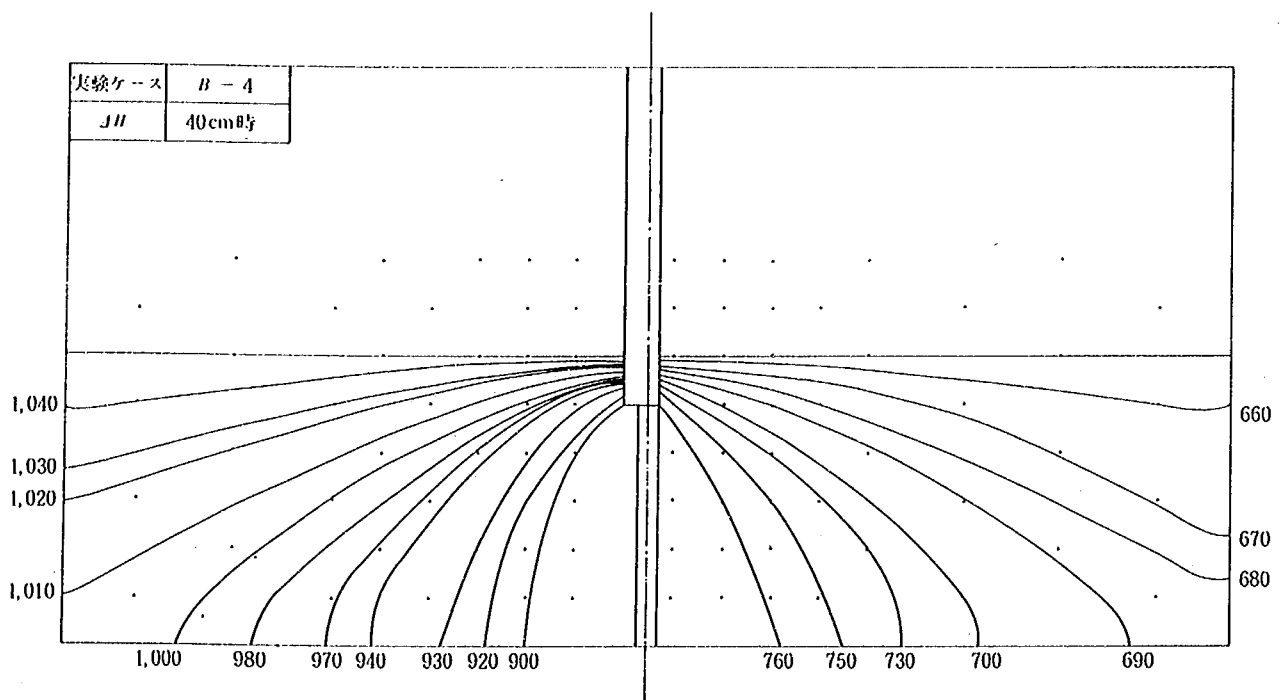
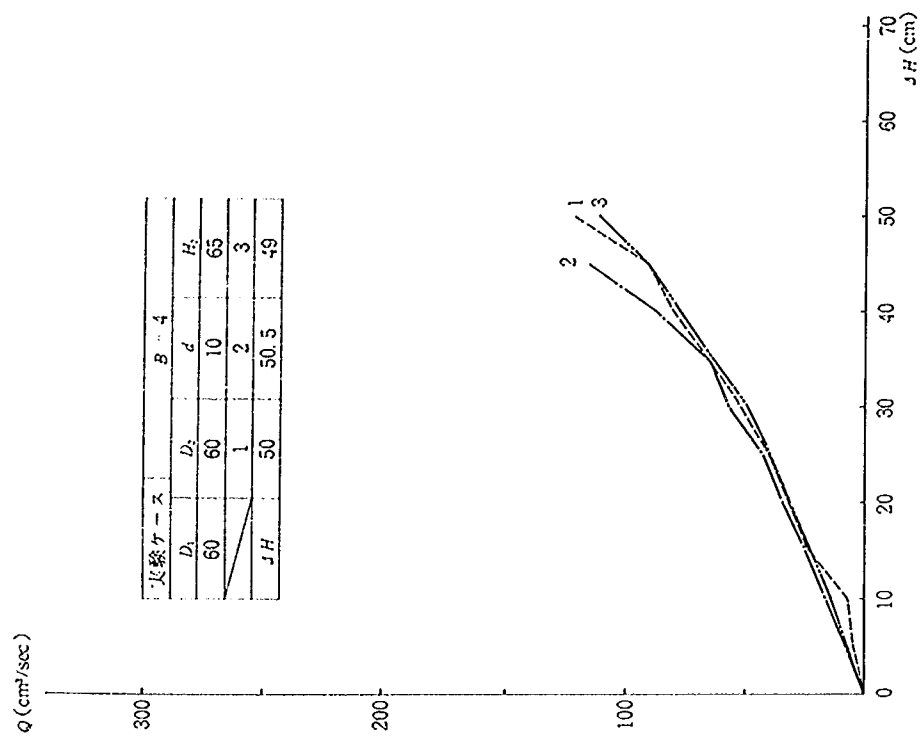


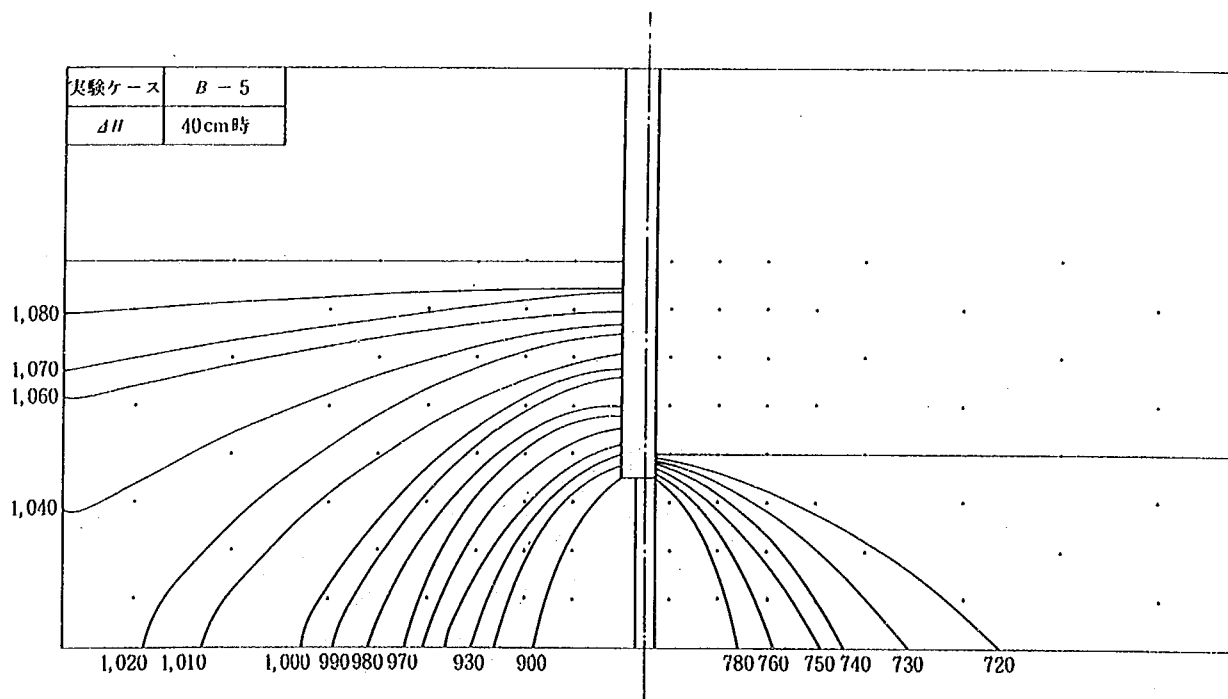
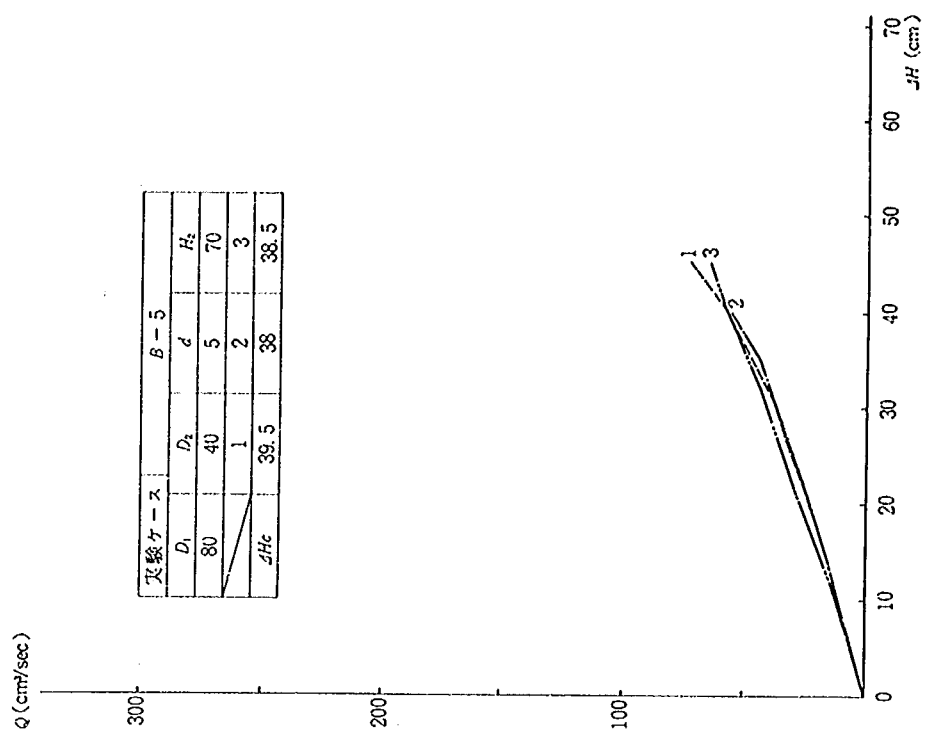


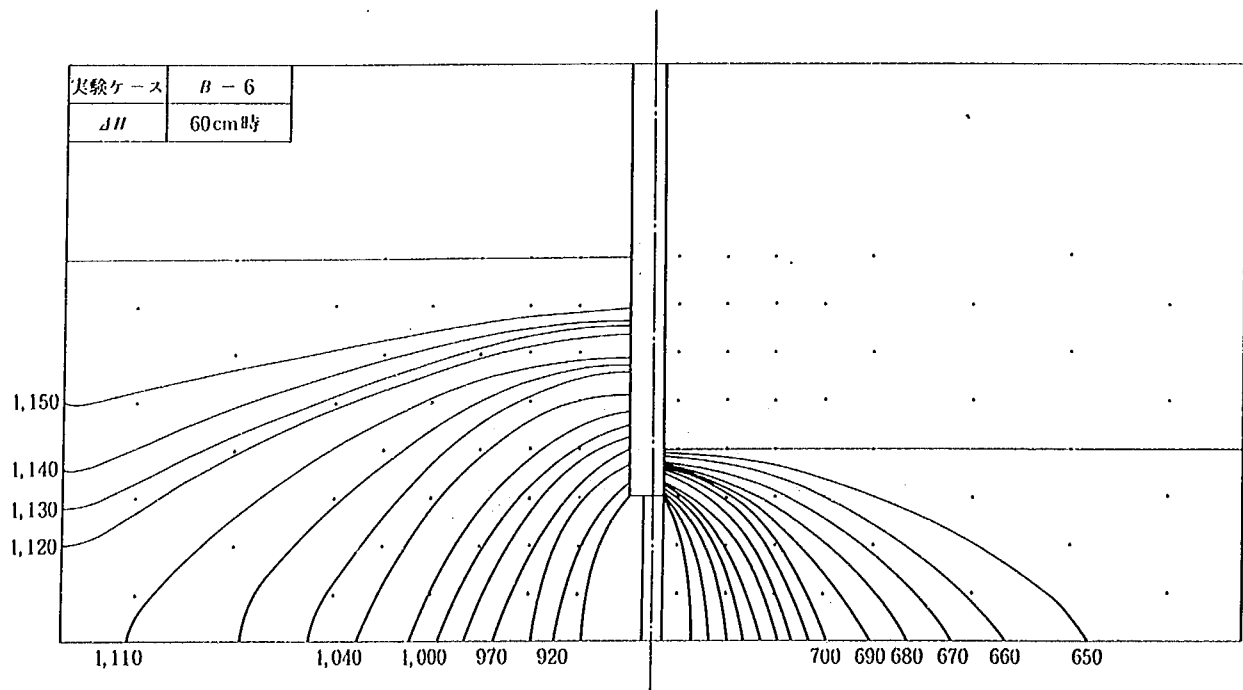
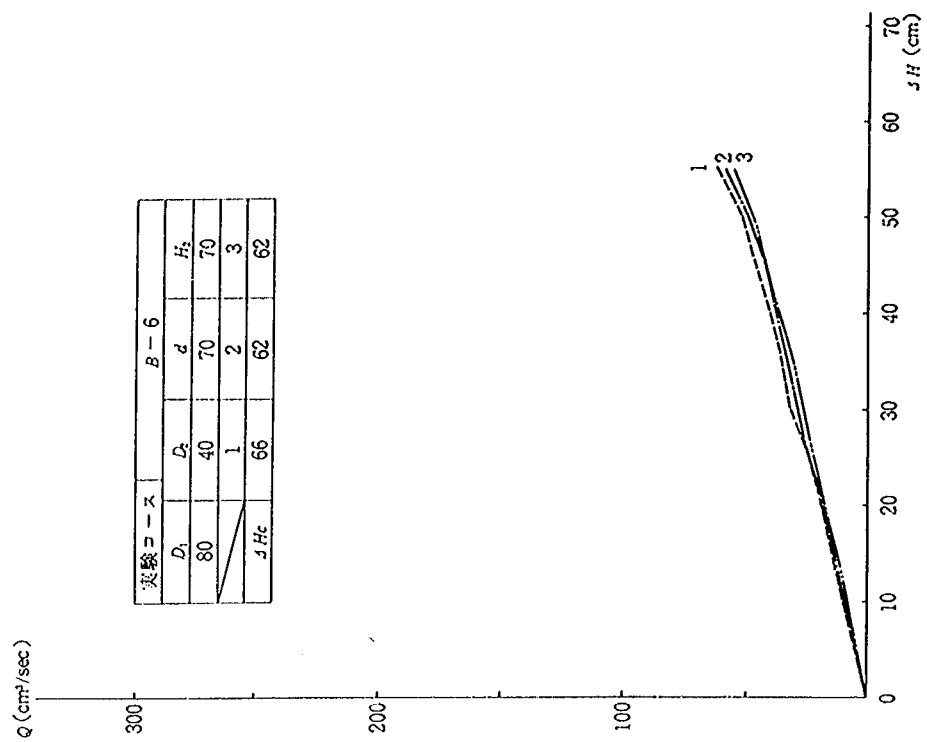


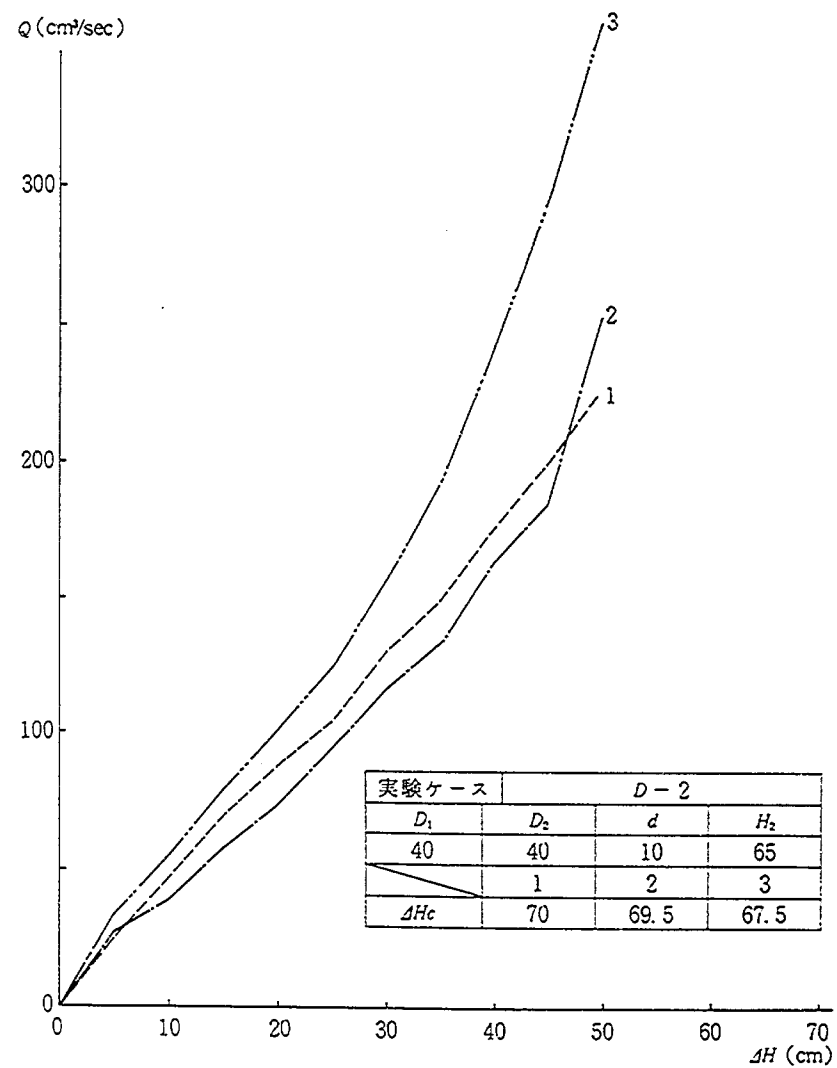
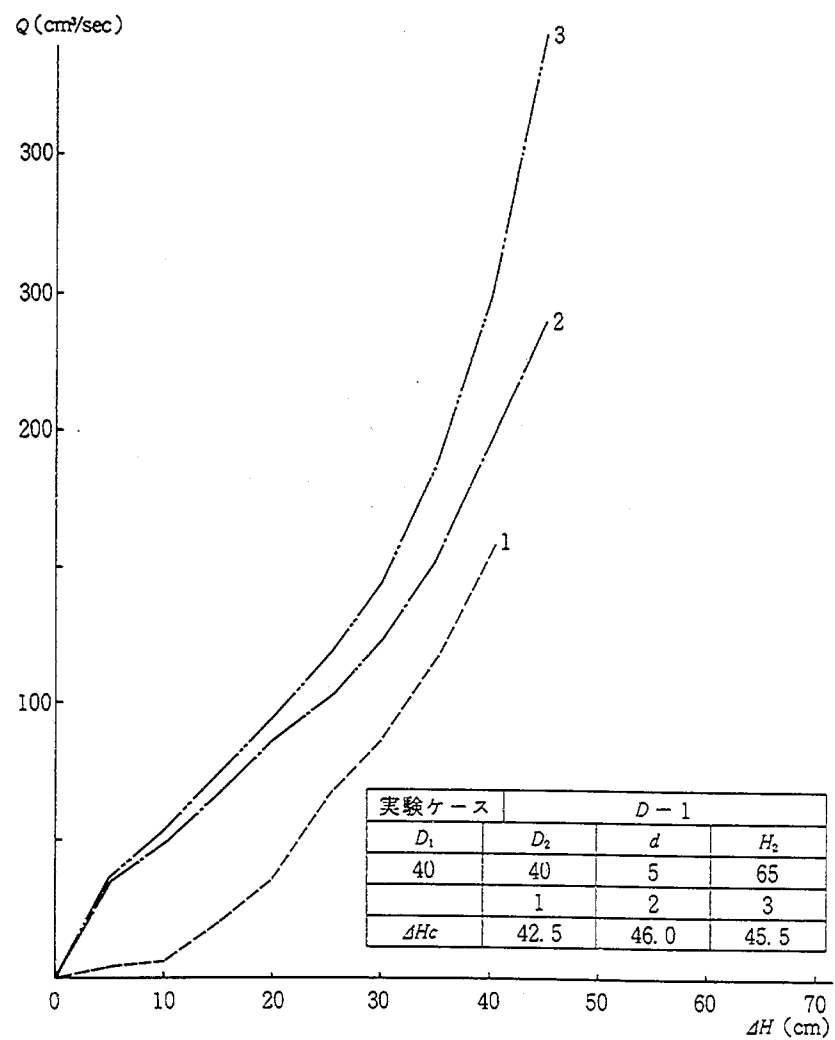


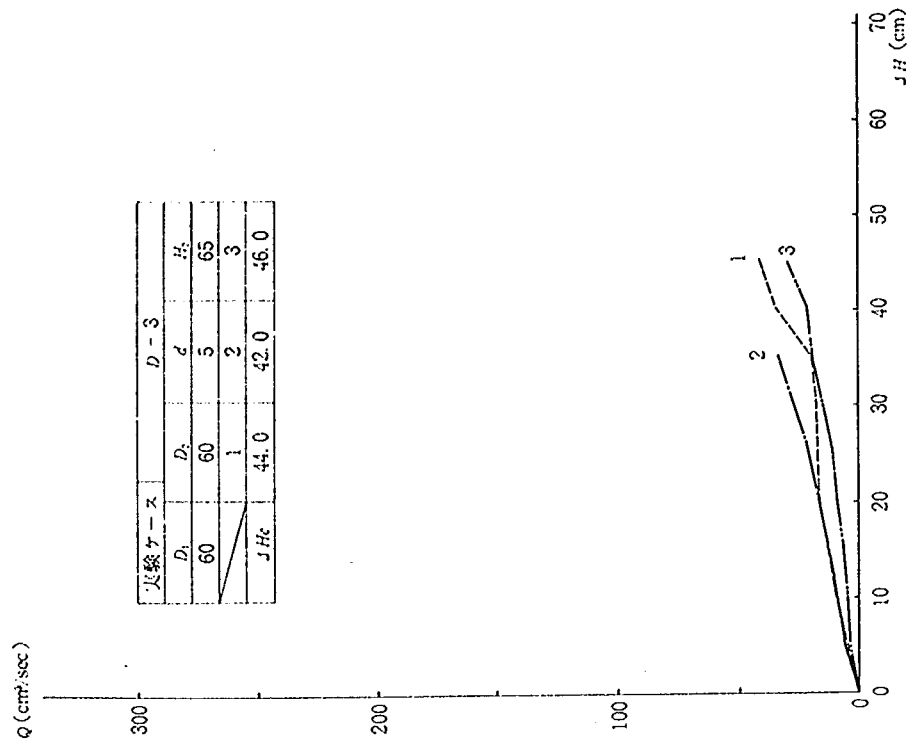
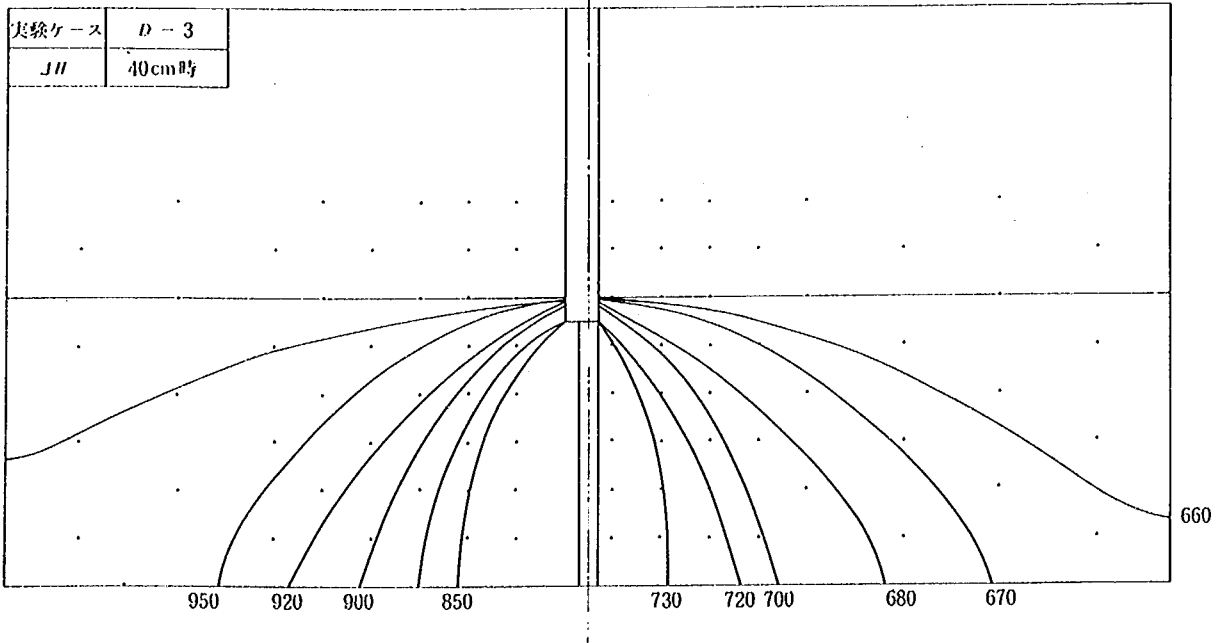


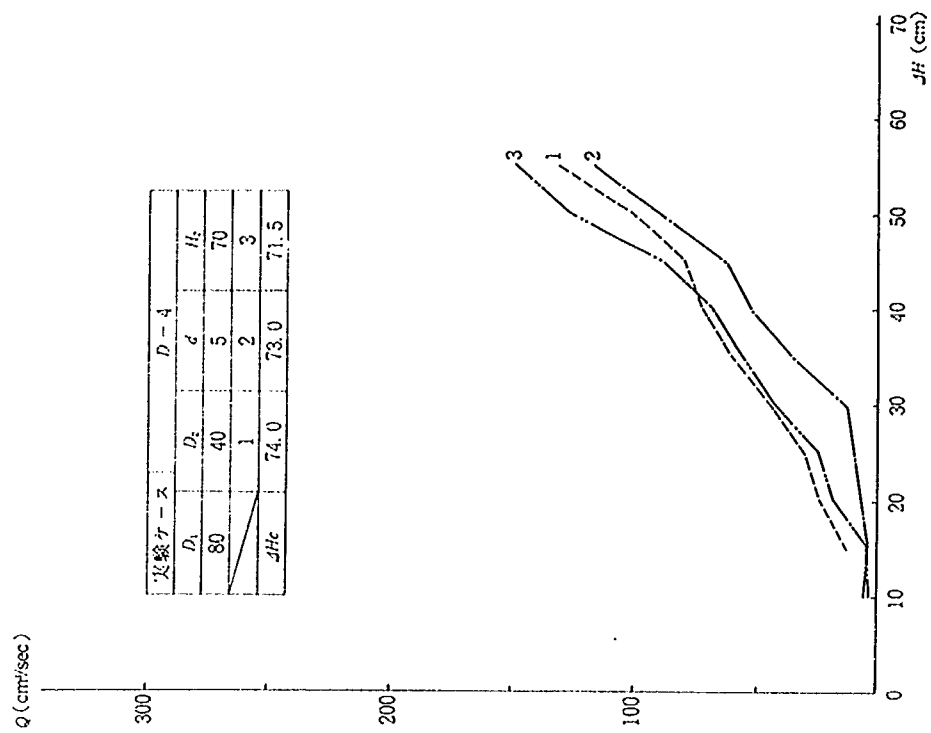
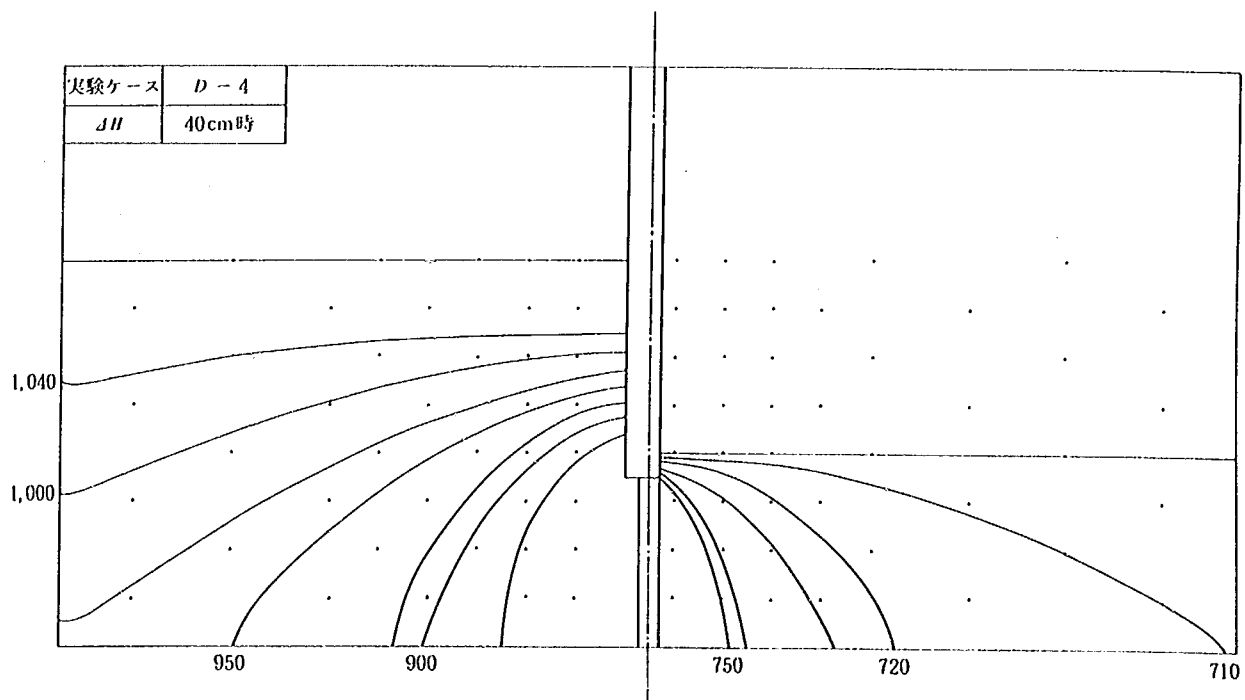




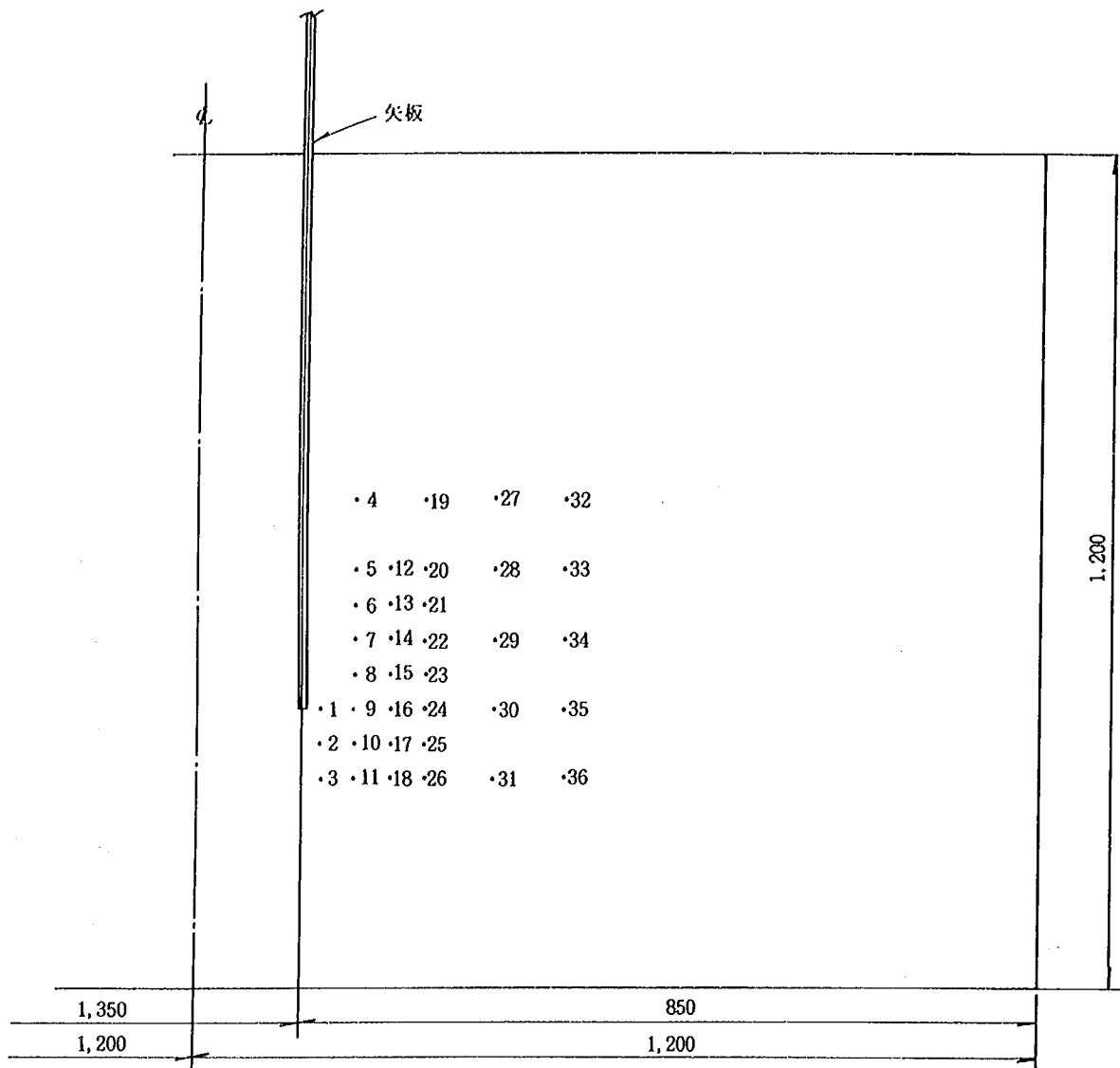




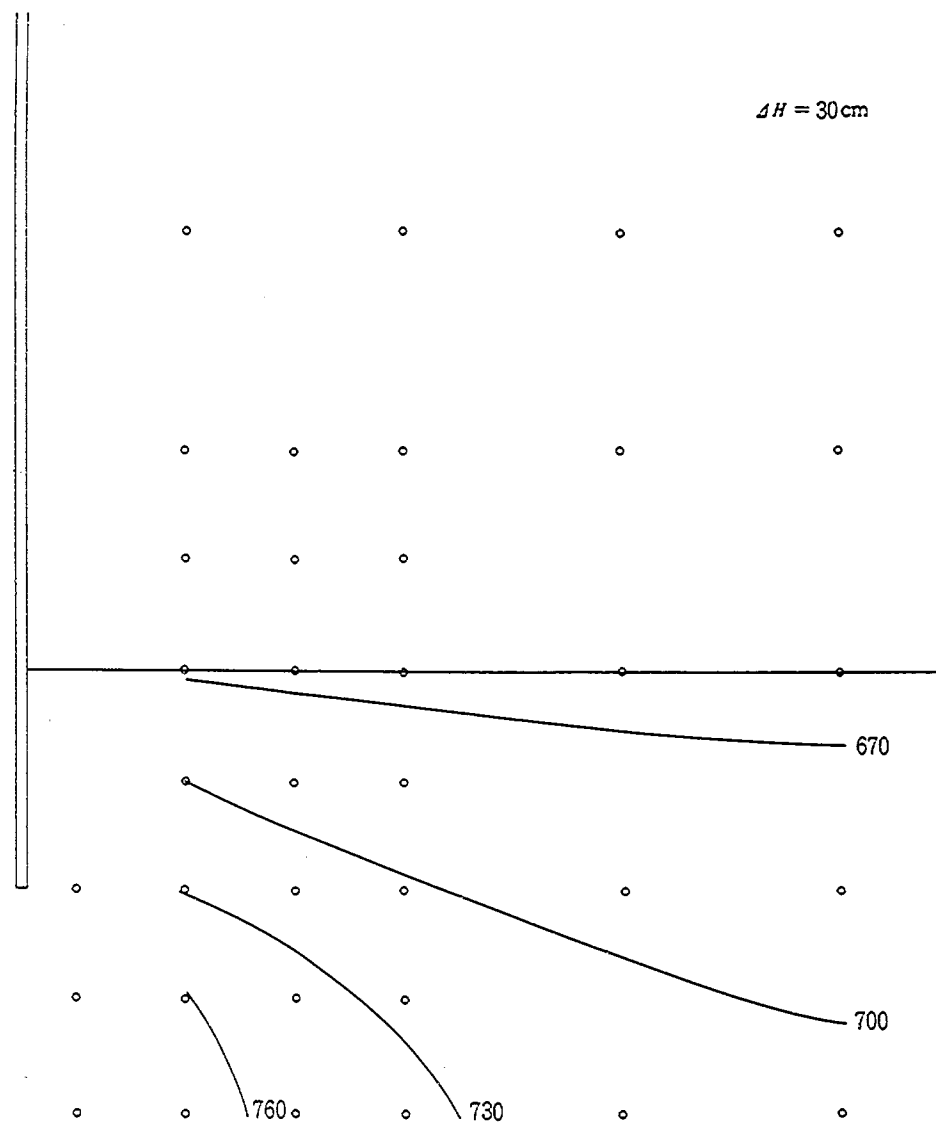
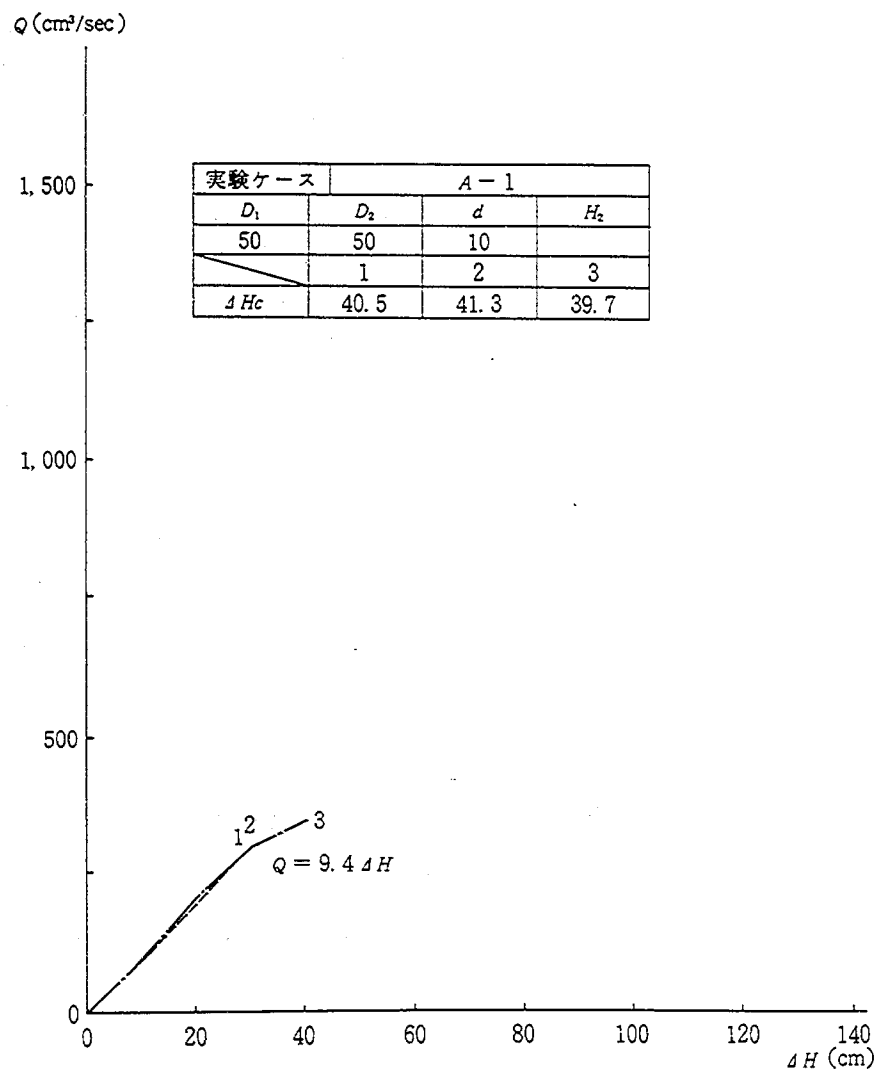




実験〔II〕データ



マノメータ設置位置図



Q (cm²/sec)

1,500

1,000

500

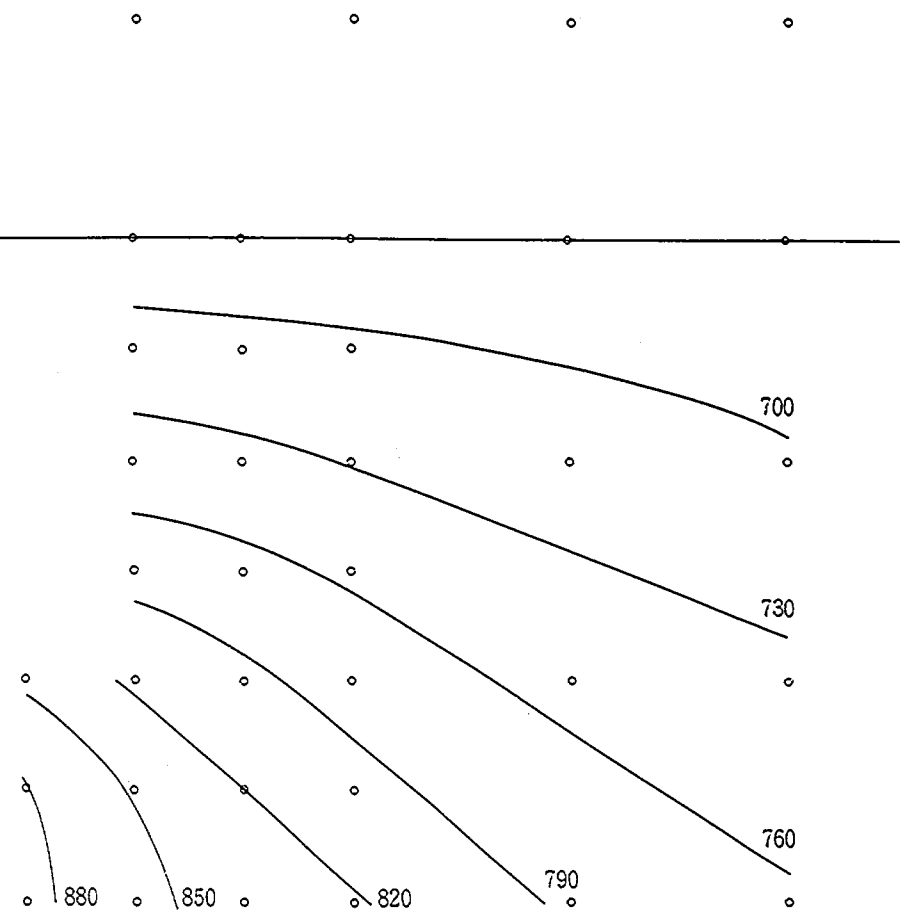
0

実験ケース		A-2		
D_1	D_2	d	H_2	
60	60	20		
	1	2	3	
ΔH_c	69.0	76.0	75.0	

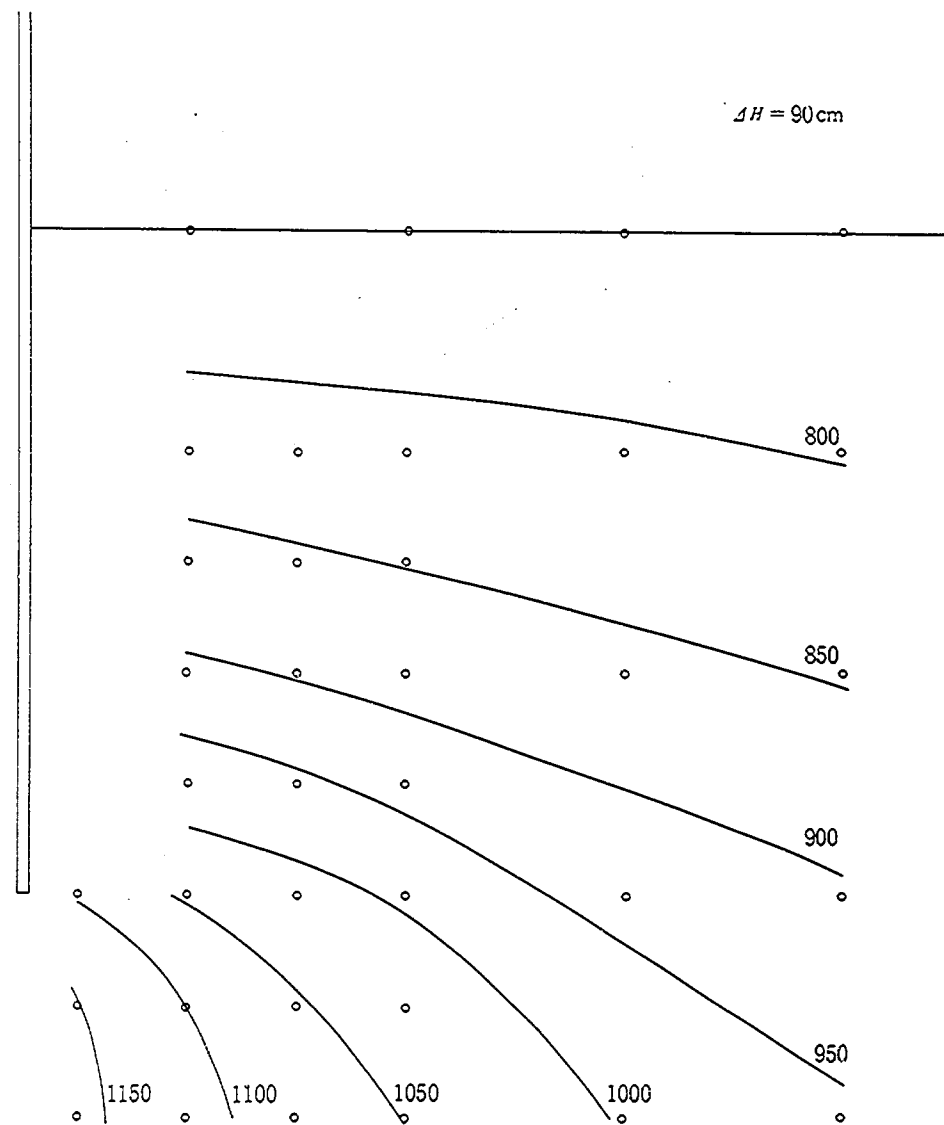
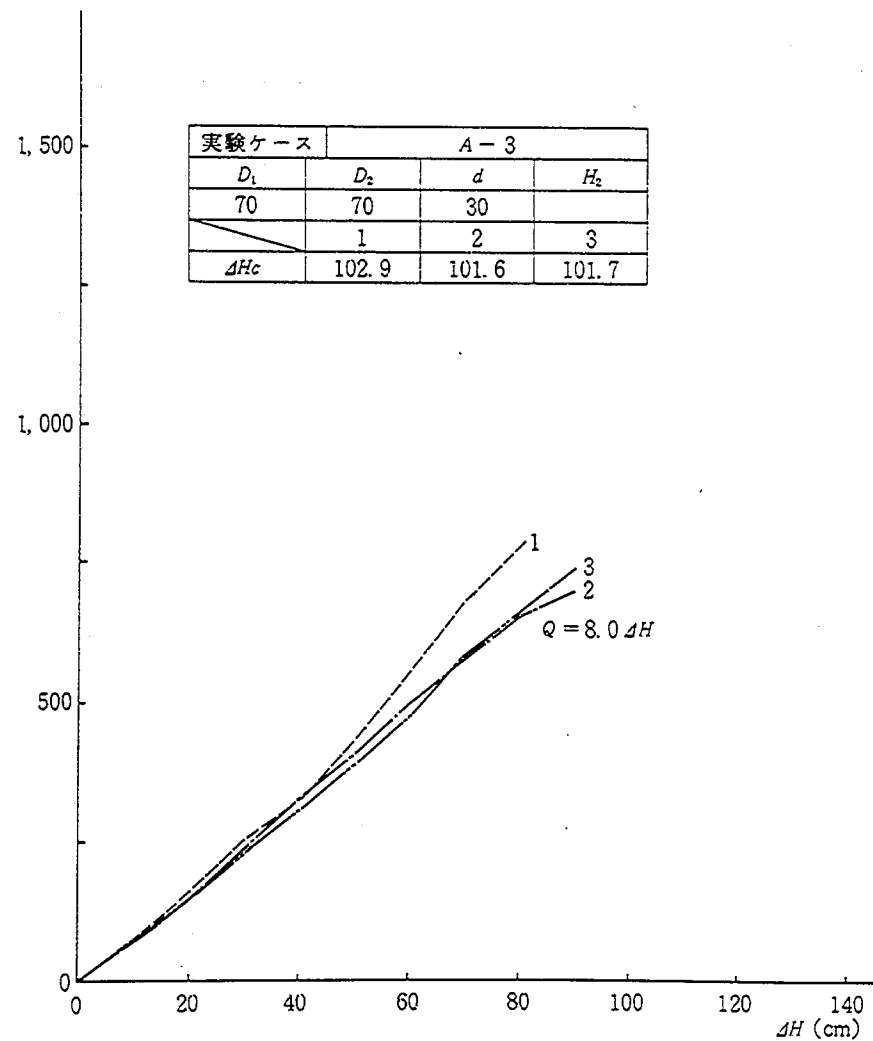
3
2
1
 $Q = 9.2 \Delta H$

ΔH (cm)

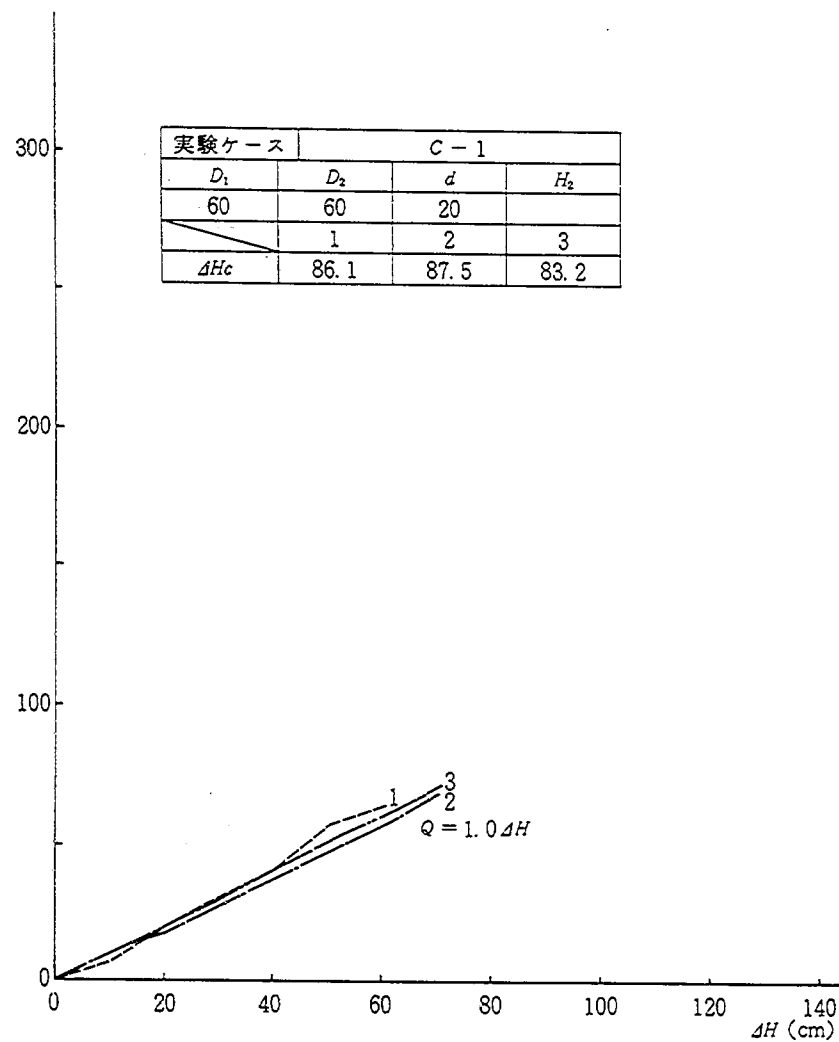
$\Delta H = 50$ cm



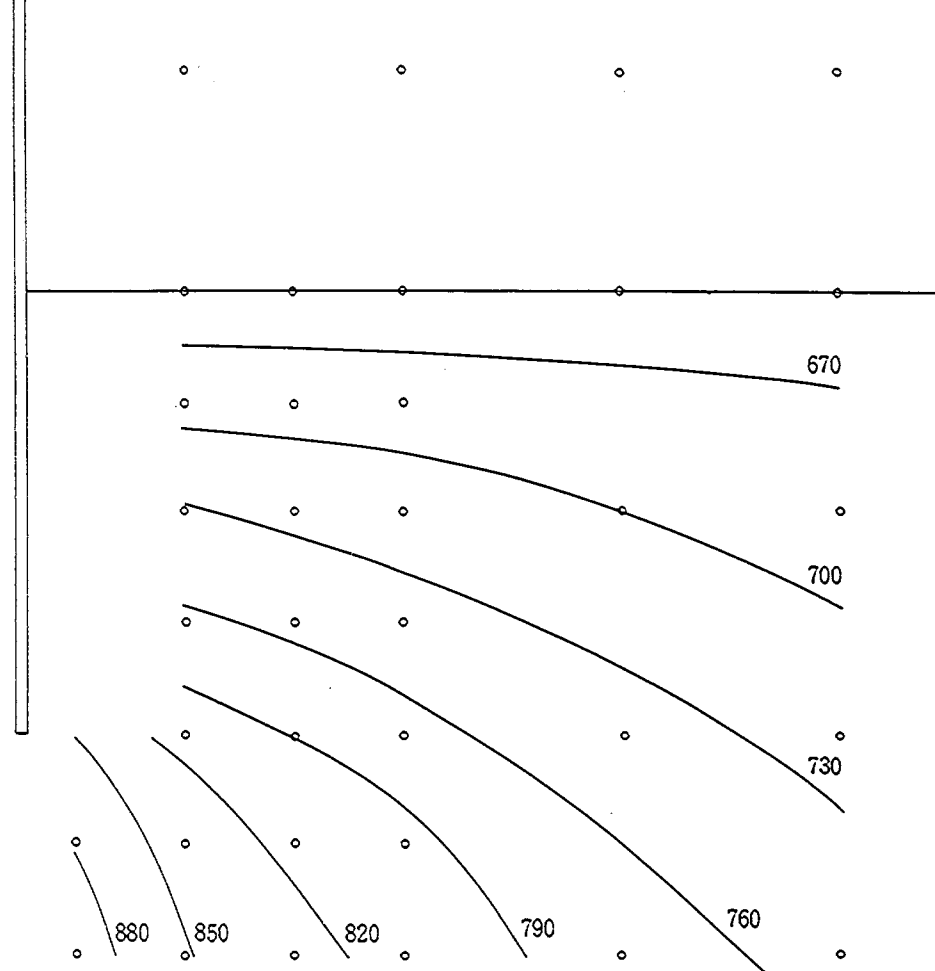
Q (cm²/sec)



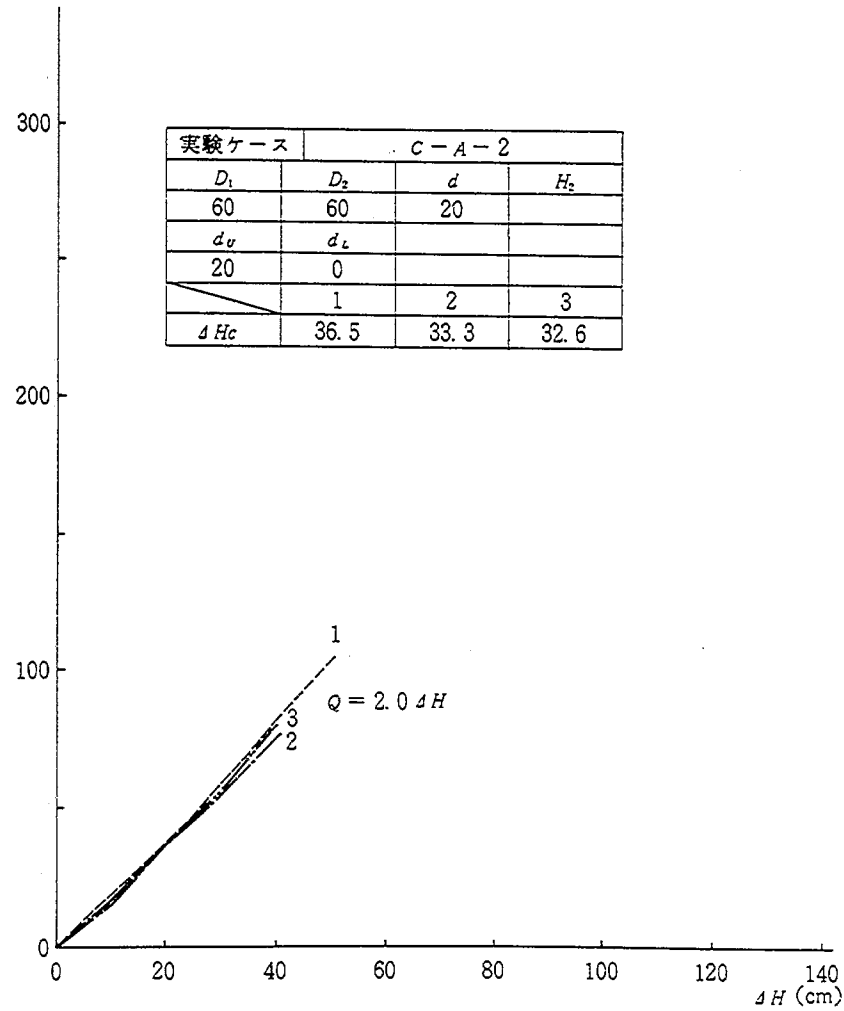
Q (cm³/sec)



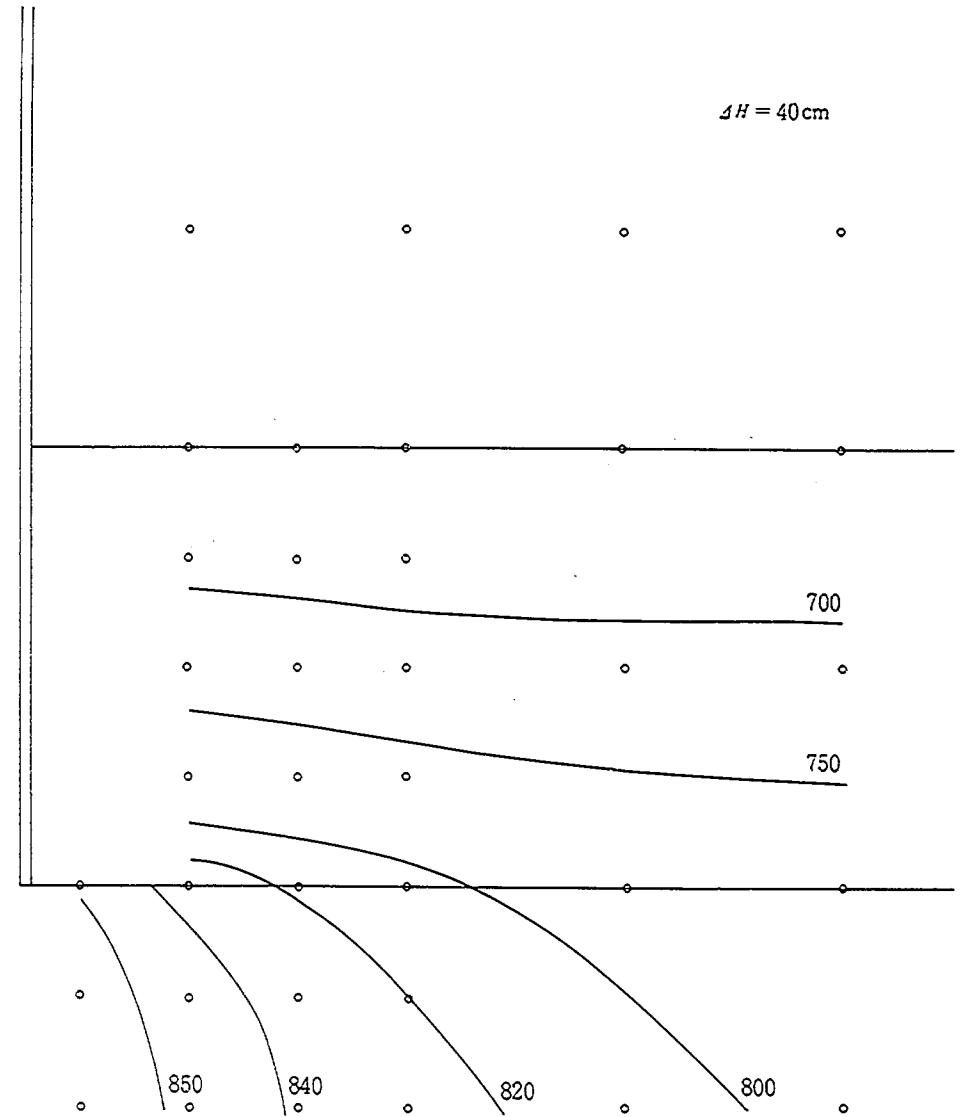
$\Delta H = 60$ cm

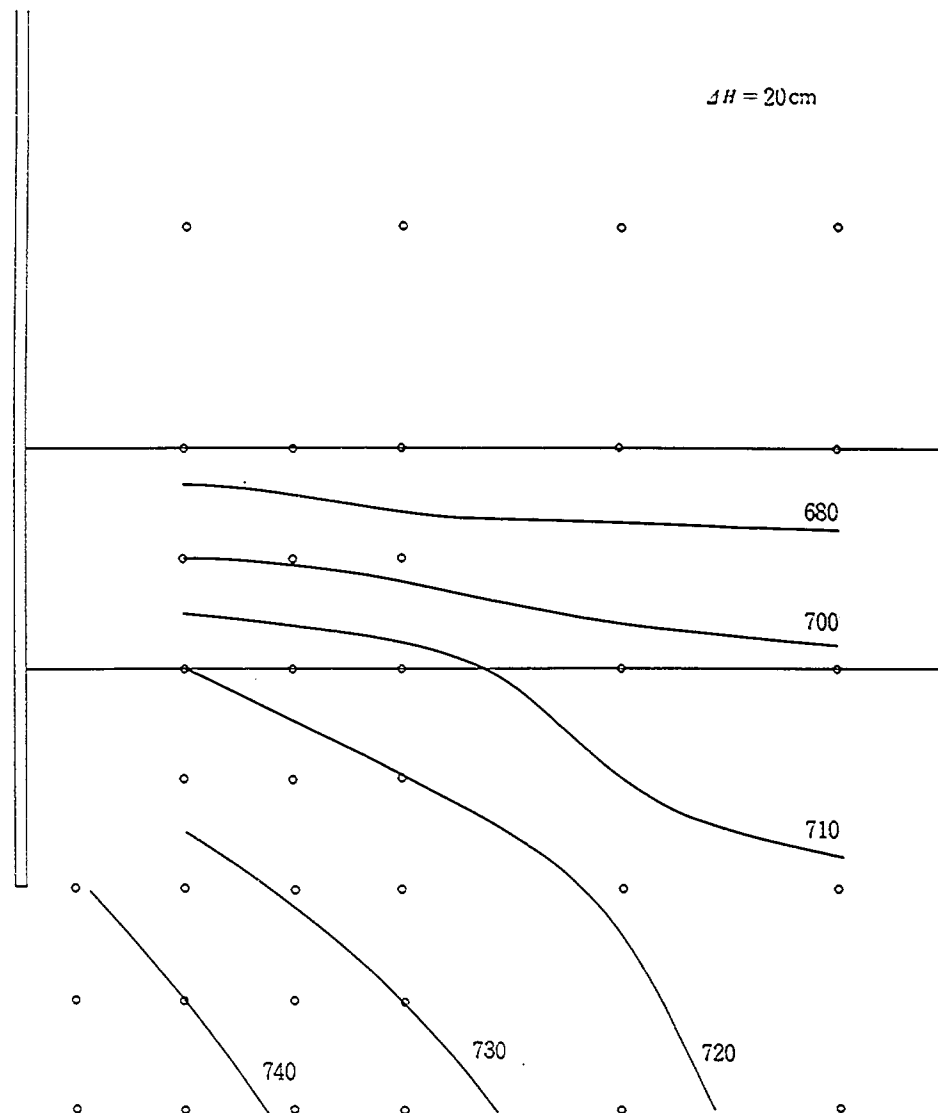
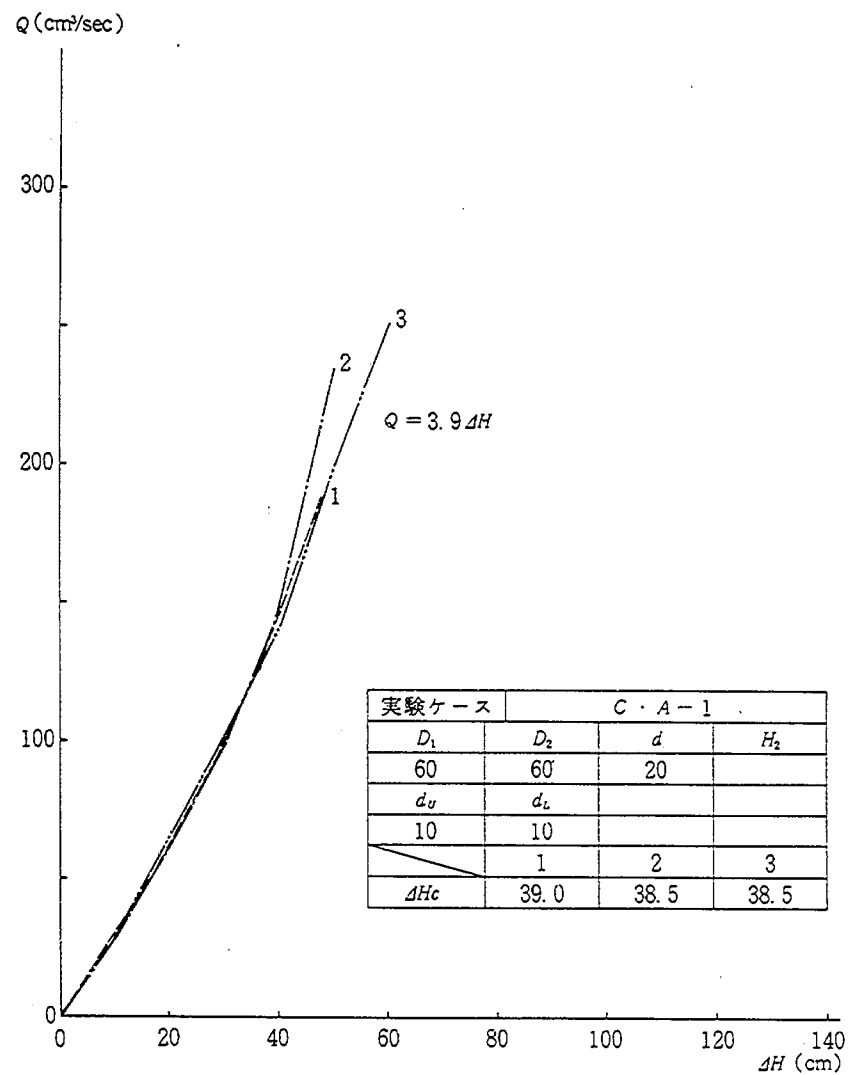


Q (cm³/sec)

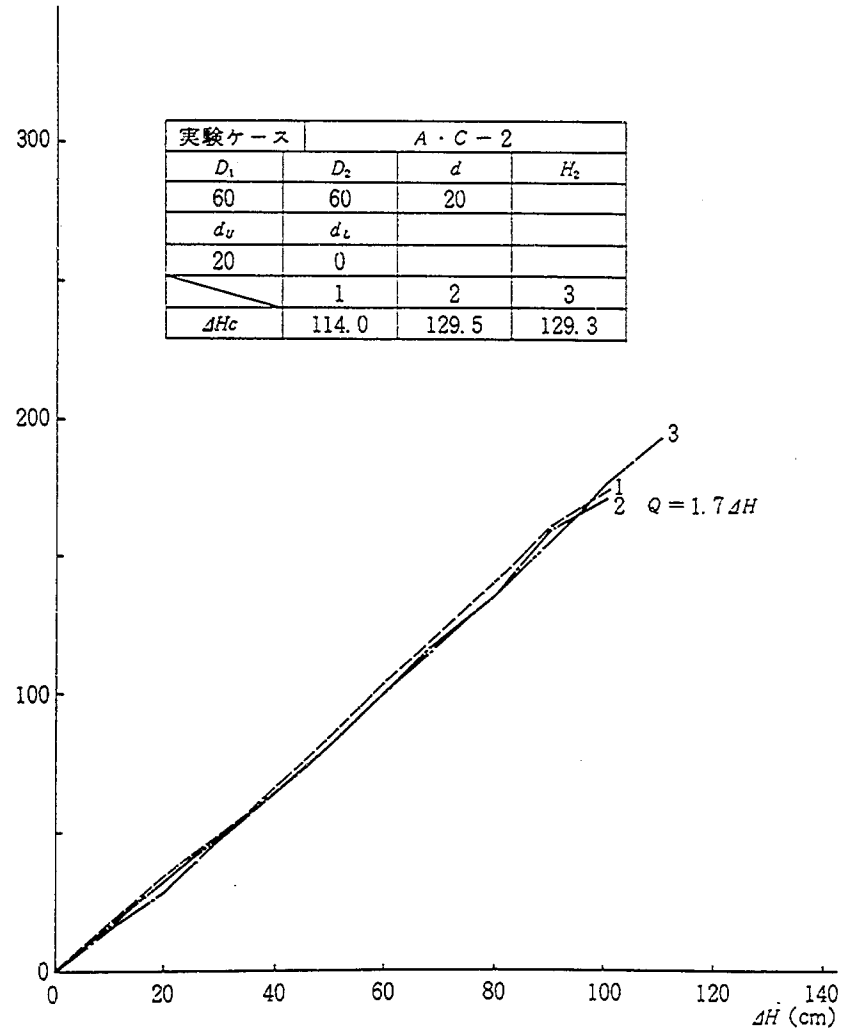


$\Delta H = 40$ cm

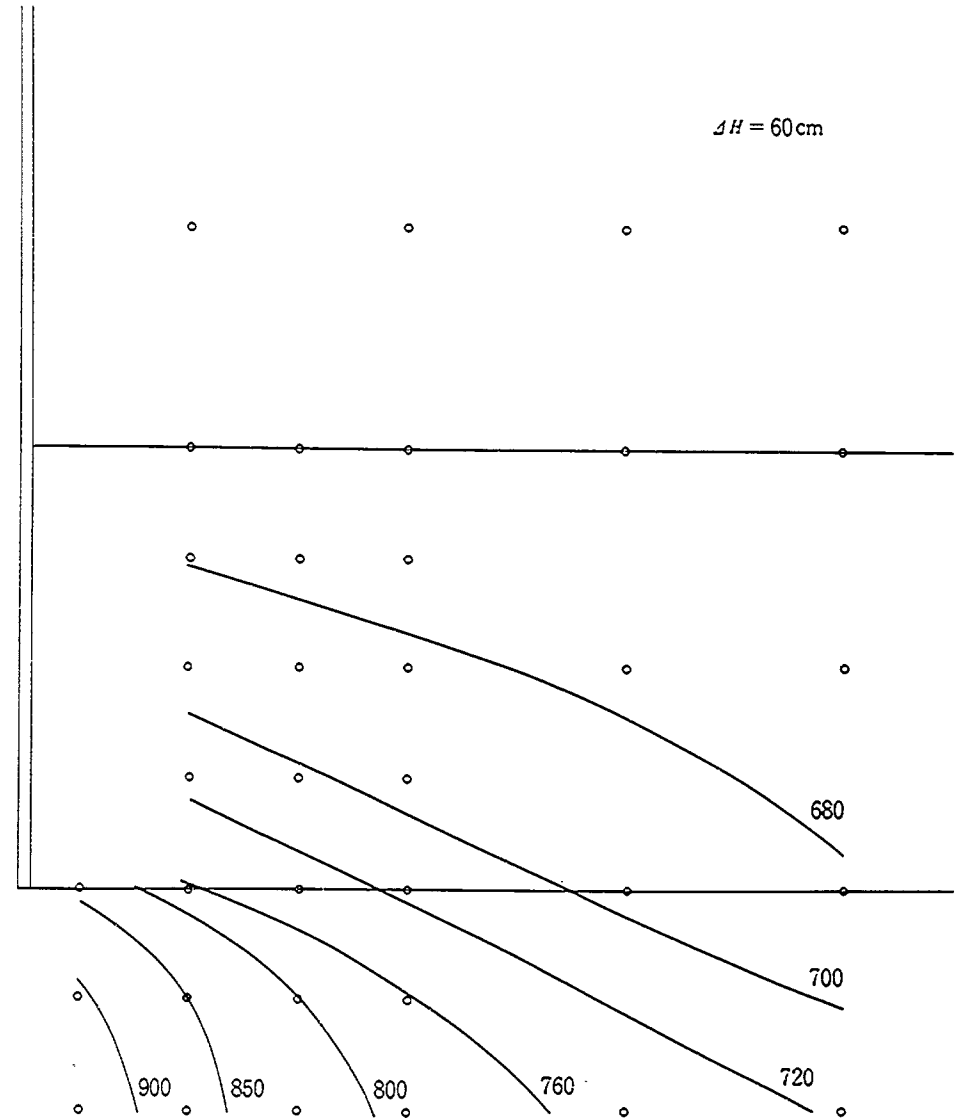




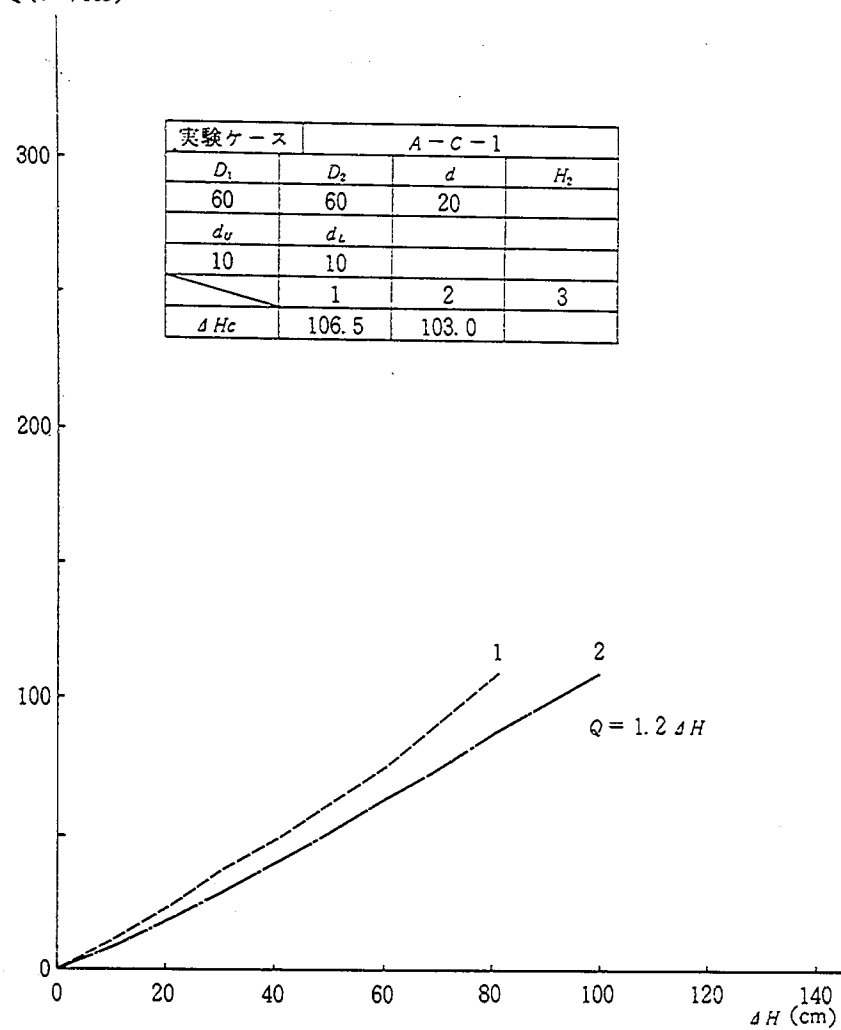
Q (cm²/sec)



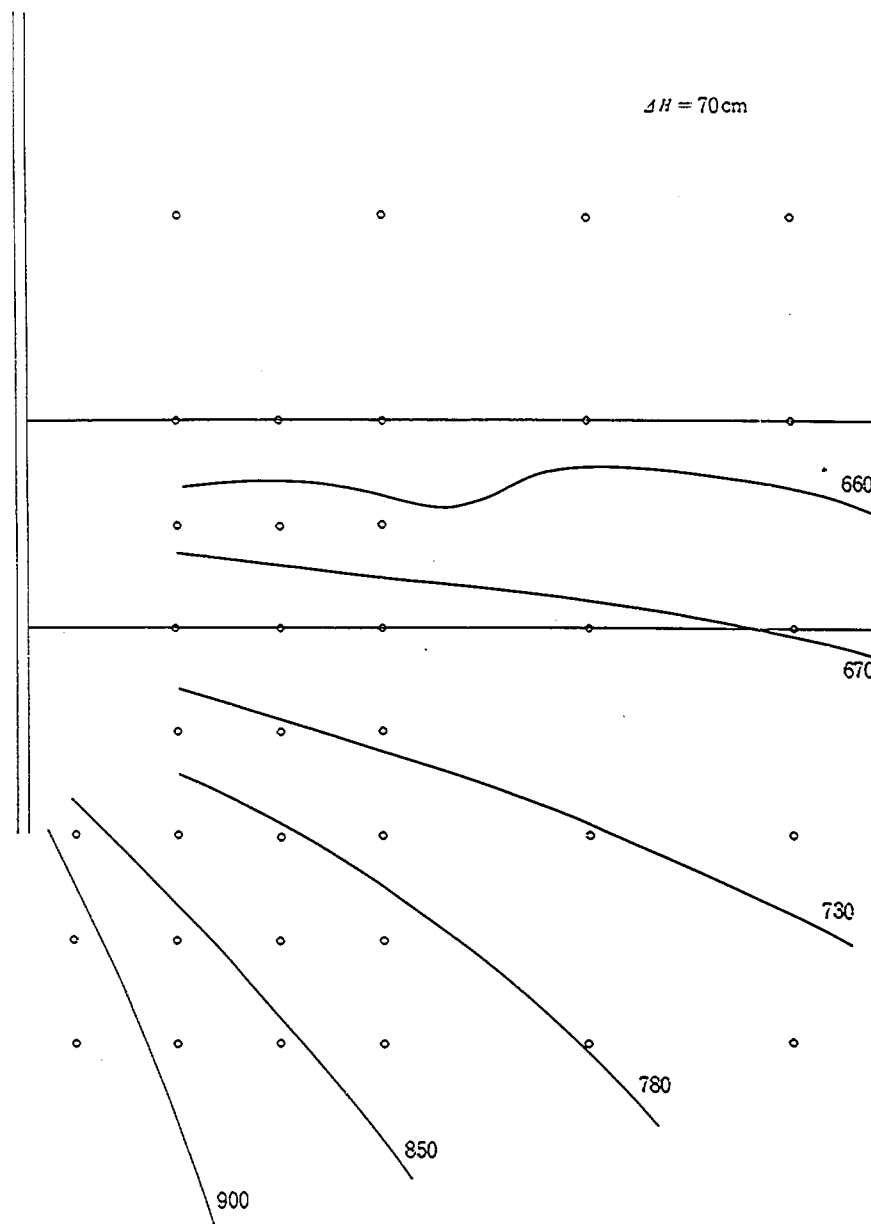
$\Delta H = 60$ cm



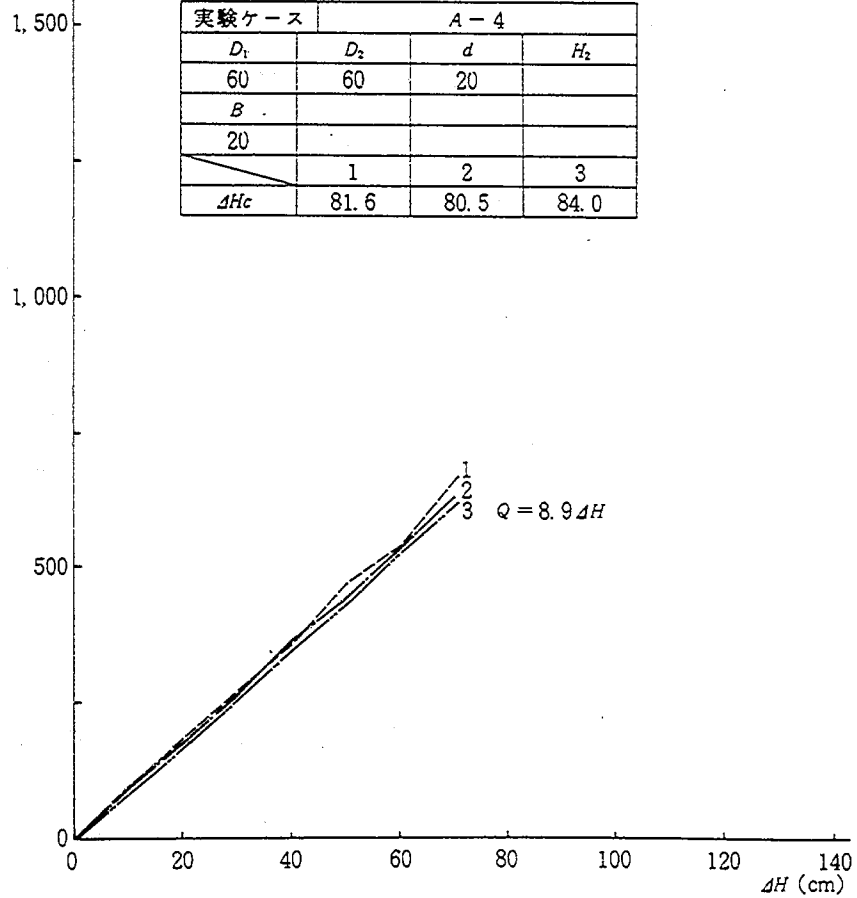
Q (cm³/sec)



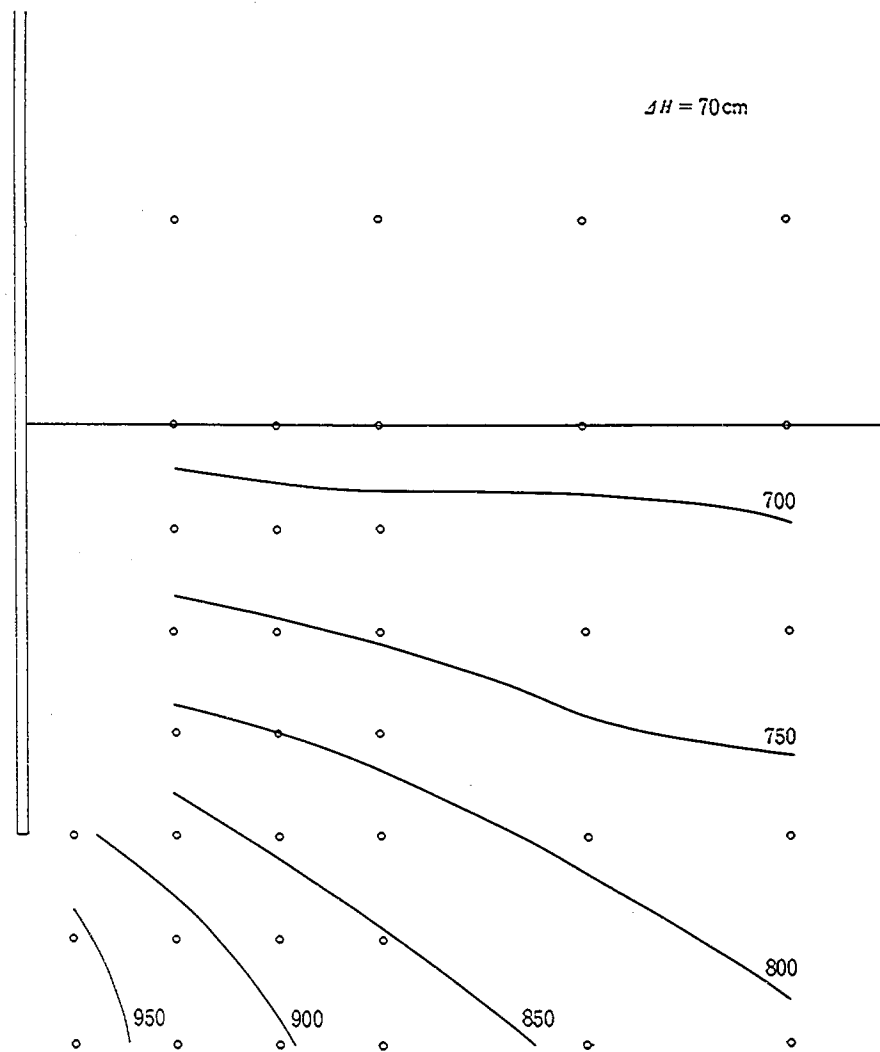
$\Delta H = 70$ cm



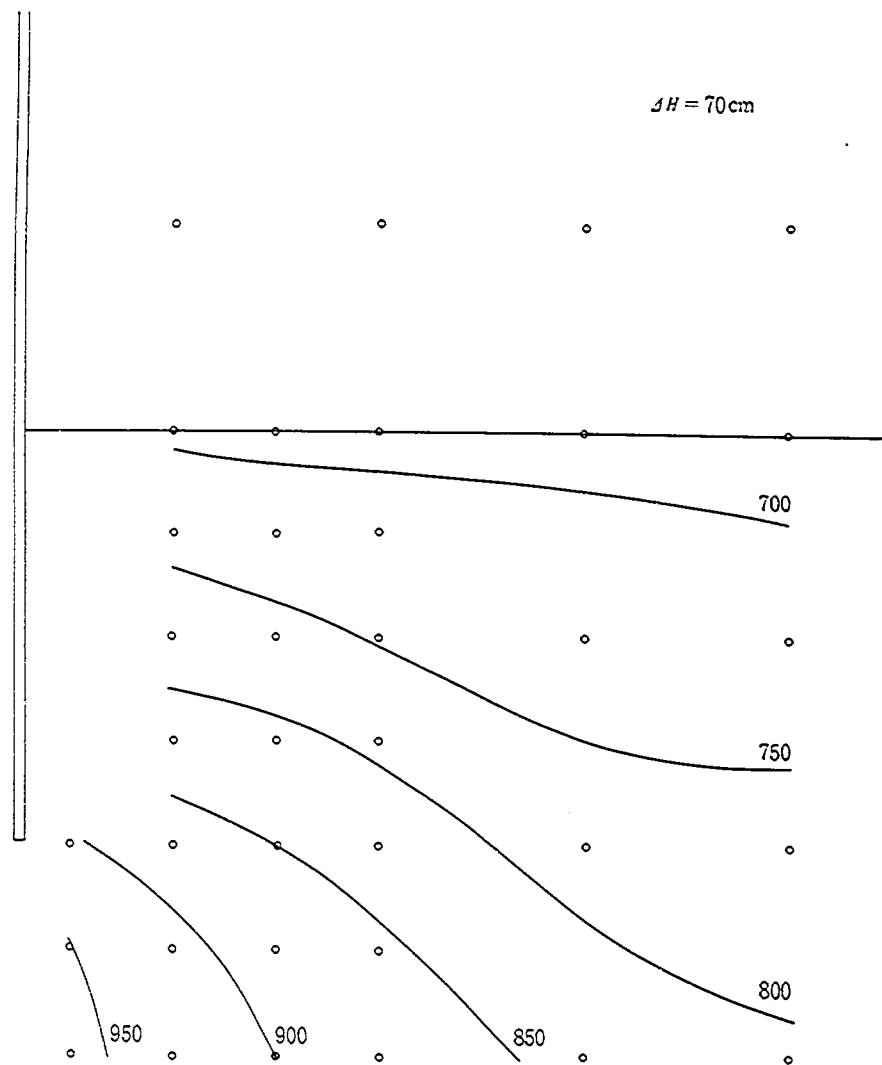
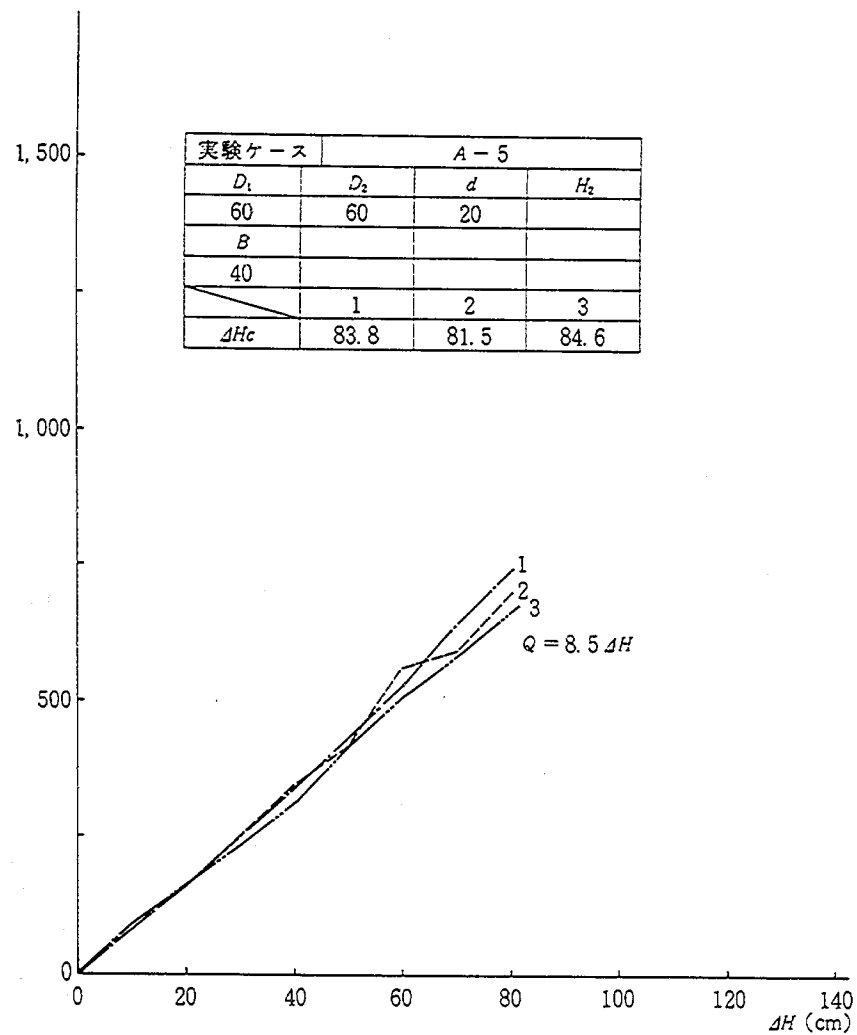
Q (cm³/sec)



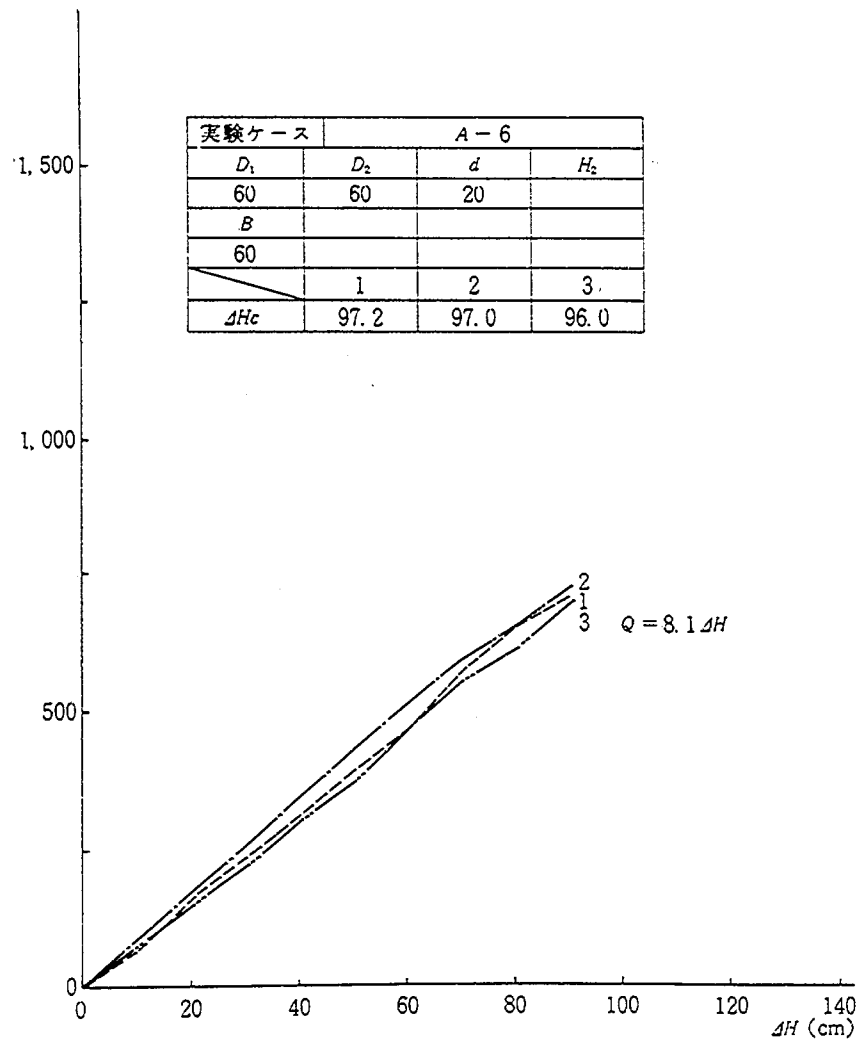
$\Delta H = 70$ cm



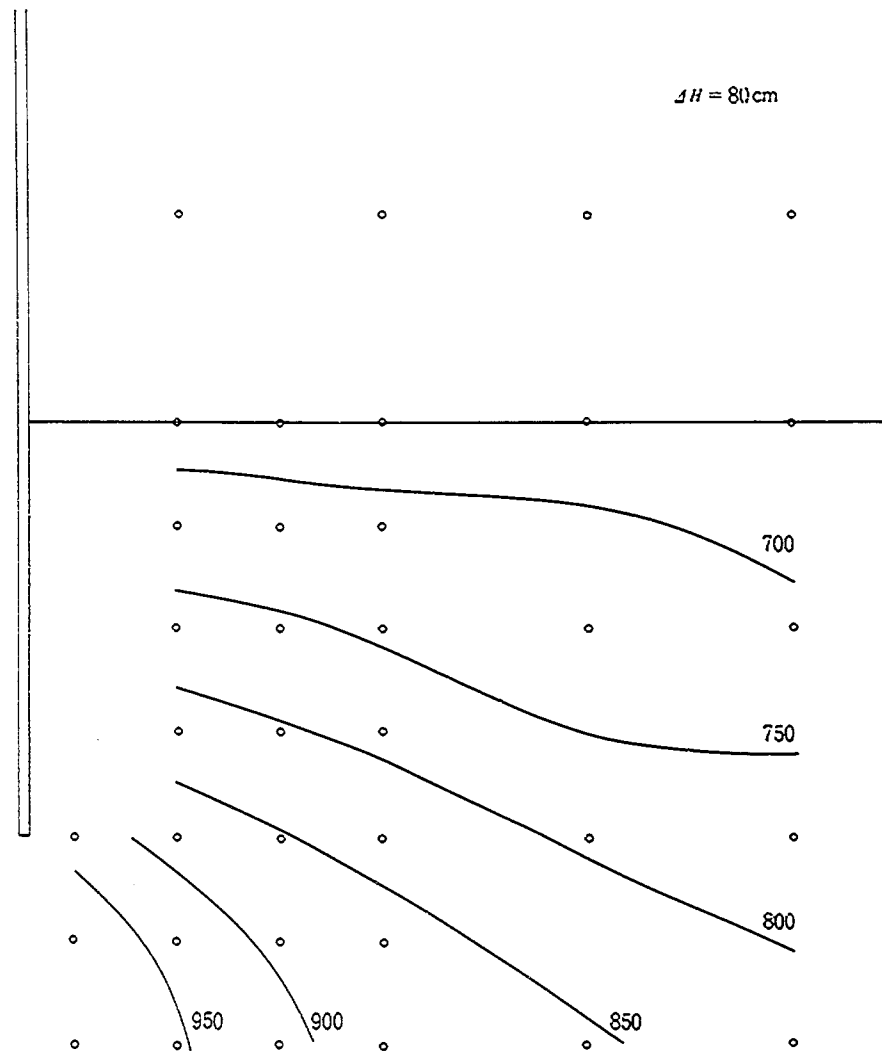
Q (cm³/sec)



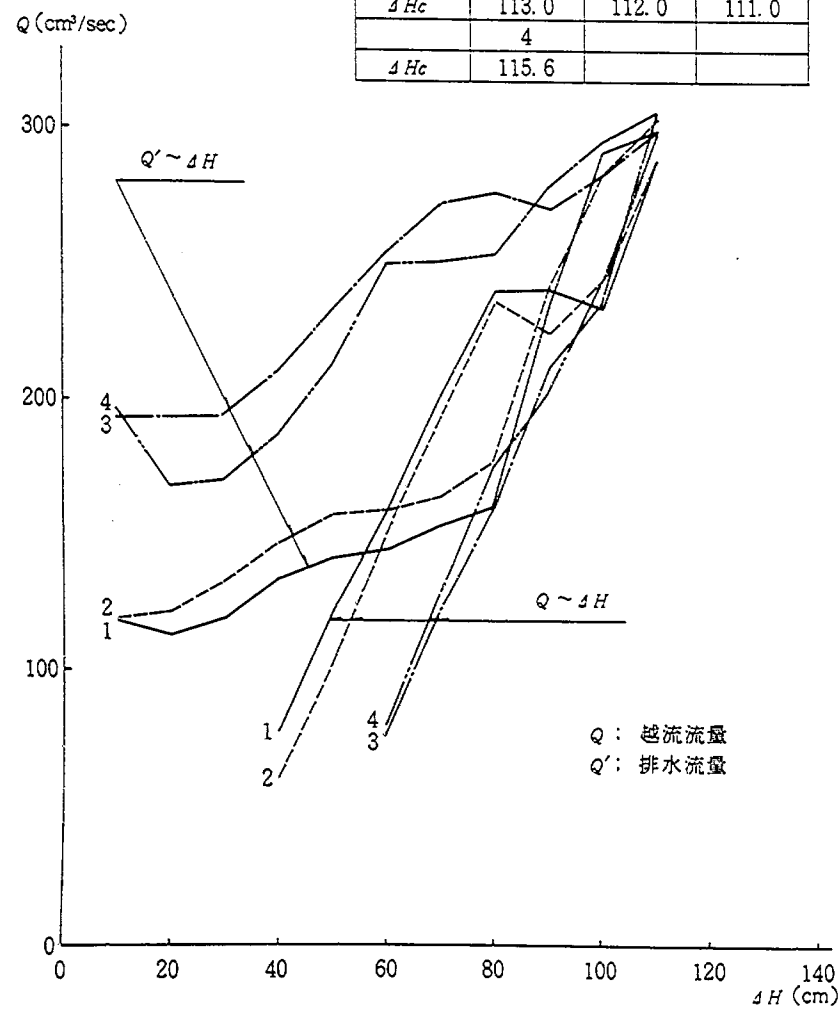
Q (cm²/sec)



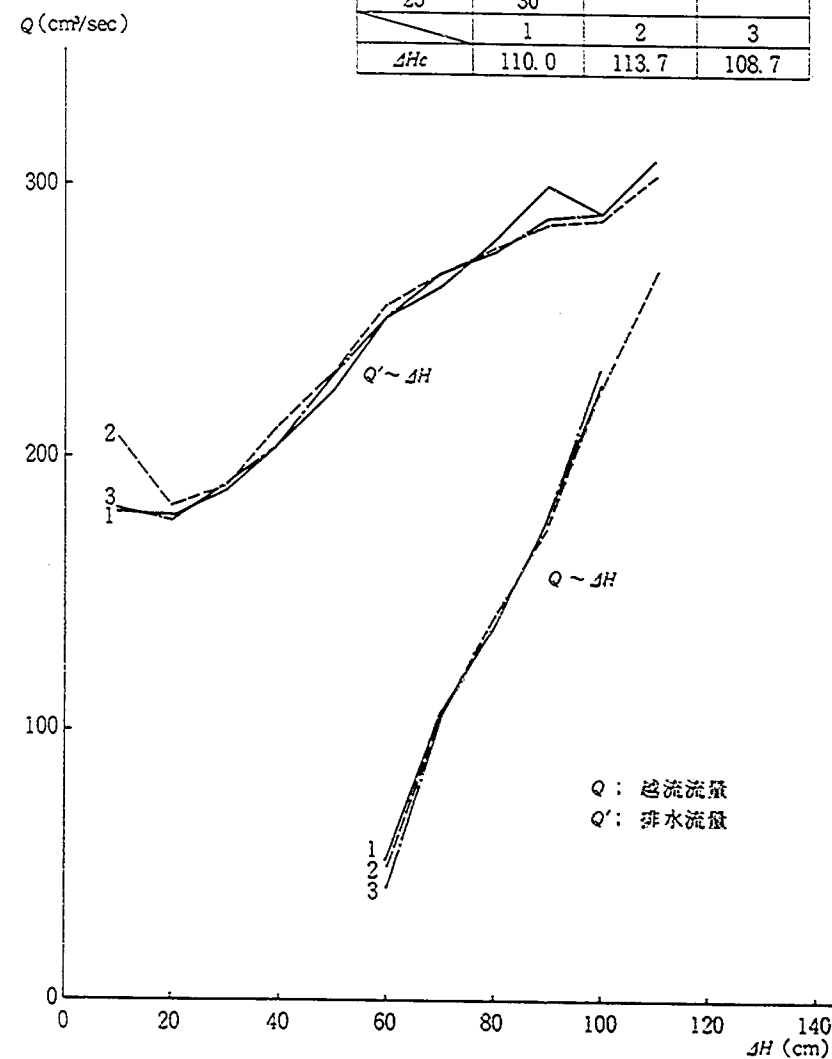
$\Delta H = 80$ cm



実験ケース		A-7	
D_1	D_2	d	H_2
60	60	20	
e_1	e_2		
25	25		
	1	2	2
ΔH_c	113.0	112.0	111.0
	4		
ΔH_c	115.6		



実験ケース		A-8	
D_1	D_2	d	H_2
60	60	20	
e'	e'		
25	30		
	1	2	3
ΔH_c	110.0	113.7	108.7



クイックサンド現象に関する調査

土研資料第1746号
昭和56年7月(1981)

建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室
キーワード 仮設構造物、掘削、透水、実験等

要旨

本資料は、大規模掘削における、砂地盤のクイックサンド現象を模型実験および解析を実施し、現象を把握しようとしたものである。

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1746号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印