

土 木 研 究 所 資 料

アンカー補強擁壁挙動実験報告書

昭和62年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

Copyright © (1987) 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 General 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ってはならない。

アンカー補強擁壁挙動実験報告書

要 旨

斜面崩壊防止構造物としての擁壁にアンカーを打設し崩壊を抑止するケースが増加している。くさび型崩壊が想定される斜面に対する擁壁プラスアンカー工の設計法としては、力の多角形による解析方法で検討しているのが現状である。

本報告では、現在の力の多角形による簡便な設計法の適用性について検討を行ったものである。

キーワード：アンカー，斜面安定，模型実験，補強工法

ま え が き

斜面崩壊を抑止する目的で擁壁工とアンカー工を組合せた工法を用いる事例は多い。擁壁工やアンカー工が単独で用いられる場合の設計法については、各々、「道路土工－擁壁工・カルバート、仮設構造物指針」（日本道路協会）、「アース・アンカー工法」（土質工学会）等の技術指針に整理されている。しかしながら、擁壁工とアンカー工を組合せた合理的な設計法は定まっておらず、現在、主に以下のような疑問点が残されている。

1. アンカーの配置密度および設置位置の決定法

擁壁を補強するためのアンカー配置を、擁壁の上・中・下部のどの位置に配置するのが効率的か、また、アンカー密度の合理的な決定法。

2. アンカーの初期緊張力の設定法

変位との関連において、擁壁およびアンカーの最大抑止力を同時（安全率の最大低下時）に発揮される為には、アンカーの初期緊張力をどの程度に設定すべきか。

本報告では、くさび型崩壊が想定される斜面において必要な抑止力をアンカーで補強されたもたれ式擁壁で確保する工法の設計法を合理的にする目的で実験検討を行ったもので、付加的外力を受ける時のもたれ式擁壁の挙動や擁壁に作用する土圧の変化およびアンカー緊張力の変化などを測定すると共に、アンカーの配置や初期緊張力を決定するための各種要因について解析的に実施したものである。

昭和62年3月

急傾斜地崩壊研究室室長

浅井 涌太郎

主任研究員

仲野 公章*

部外研究員

千葉 淳

* 現建設省河川局砂防部傾斜地保全課課長補佐

目 次

1. 実験の概要	1
1-1 実験の目的	1
1-2 実験の概要	1
1-3 実験装置の概要	2
2. 実験条件の検討	5
2-1 載荷及び計測方法	5
2-2 擁壁前面の抵抗荷重	6
2-3 実験における載荷荷重及びアンカー緊張力の検討	7
3. 実験結果	9
3-1 試料砂の土質試験結果	9
3-2 各実験の単統重量	9
3-3 各実験における試料砂の単位体積重量	10
3-4 各シリーズの実験結果の概要	15
3-4-1 A-1 実験結果	15
3-4-2 A-2 実験結果	15
3-5 Bシリーズ実験結果	16
3-5-1 B-1 実験結果	16
3-5-2 B-2 実験結果	16
3-5-3 B-3 実験結果	17
3-5-4 B-4 実験結果	18
3-5-5 B-5 実験結果	18
3-5-6 B-6 実験結果	19
3-5-7 B-7 実験結果	20
3-5-8 B-8 実験結果	20
3-5-9 B-9 実験結果	21
3-6 Cシリーズ実験結果	21
3-6-1 C-1 実験結果	21
3-6-2 C-2 実験結果	21
3-6-3 C-3 実験結果	22
4. 考 察	37
4-1 擁壁変位とアンカー緊張力の関係	37
4-2 上部変位(δ_1)と下部変位(δ_2)の比率による擁壁挙動	41

4 - 3	擁壁反力と壁面摩擦角について	46
4 - 3 - 1	擁壁反力 (R)	46
4 - 3 - 2	壁面摩擦角 (δ)	46
4 - 4	アンカー緊張力と土圧の関係	48
5.	実験のまとめ	51
6.	おわりに	52
7.	参考資料	53

1. 実験の概要

1-1 実験目的

斜面安定は、斜面を構成する地盤性質、想定すべり面形状の崩壊要因などに左右される。

今回の実験では、くさび型崩壊が想定される斜面において必要な抑止力を擁壁やアンカーに期待する場合を想定し、付加的な外力が加わった場合の擁壁やアンカー挙動、土圧変化などを把握し、設計手法の1手法である力の多角形によるアンカー設計手法に関する基礎資料を得ることを目的とする。

1-2 実験の概要

今回の実験は、図-1.1、図-1.2に示すような状況を想定し、一定擁壁形状下で、アンカー補強の有無による擁壁挙動に対する相違やアンカー緊張力及び外力を変化させた場合の擁壁の擁動、アンカー挙動について調べるものである。

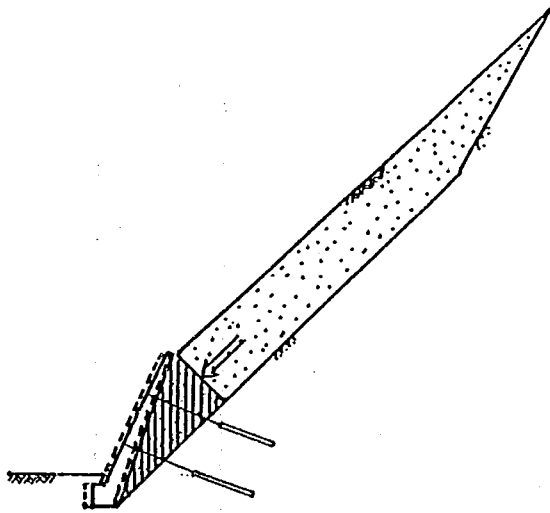


図-1.1 すべりによる擁壁挙動

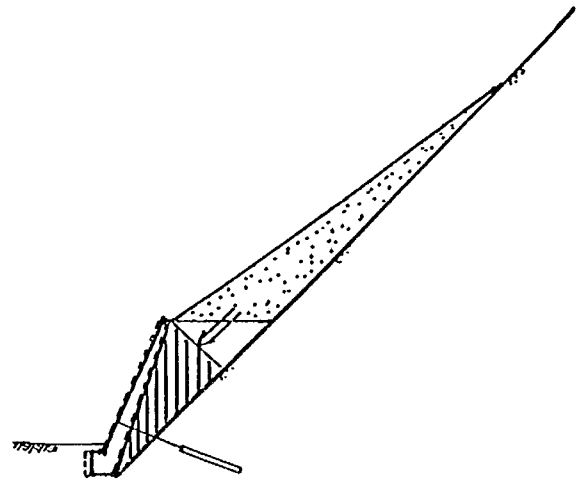


図-1.2 崩積土砂の堆積による擁壁挙動

実験条件及び実験ケースを表-1.1に示す。実験条件とし、転倒型（抵抗荷重(P_p)=400 kgf）滑動型（抵抗荷重(P_p)=250 kgf）の2タイプを設定した。

シリーズAは、転倒型、滑動型のアンカー補強がない場合で今回の実験の基本試験となる。

シリーズBは、転倒型、滑動型のタイプにアンカーを1本設置した場合の実験である。

シリーズCは、転倒型、滑動型のタイプにアンカーを2本設置した場合の実験である。

表- 1.1 実験条件および実験ケース

シリーズ	実験番号	アンカー本数	アンカー設置位置	初期張力	受働荷重	上座荷重
A	A - 1	0 本	—	—	4 0 0	5 5 0
・	A - 2	・	—	—	2 5 0	2 8 0
B	B - 1	1	上 部	1 4 0	・	7 0 0
・	B - 2	・	・	・	4 0 0	・
・	B - 3	・	・	7 0	2 5 0	・
・	B - 4	・	中 部	1 4 0	・	5 0 0
・	B - 5	・	・	・	4 0 0	7 0 0
・	B - 6	・	・	7 0	2 5 0	・
・	B - 7	・	下 部	1 4 0	・	・
・	B - 8	・	・	・	4 0 0	・
・	B - 9	・	・	7 0	2 5 0	・
C	C - 1	2	上・下部	7 0 × 2	・	・
・	C - 2	・	上・中部	・	・	・
・	C - 3	・	中・下部	・	・	・

1-3 実験装置の概要

実験装置の概略を図- 1.3 に示す。実験装置は試験擁壁、背後地盤、アンカー、載荷装置、抵抗装置、計測装置に分けられる。

1. 試験擁壁

試験擁壁は、全高 1.0 m、幅 1.5 m の鉄筋コンクリート製であり、背面勾配 1 : 0.3、前面勾配 1 : 0.4、重量約 480 kgf である。

擁壁の挙動は、沈下が許されず水平挙動と若干の転倒が許される構造となっている。

2. 背後地盤

背後地盤は、水平に対し 45° の傾斜を持った背面パネルとこれを支えるコンクリートブロックから成る。背面パネルは鋼製であり、本実験では、この表面を仮想すべり面とした。

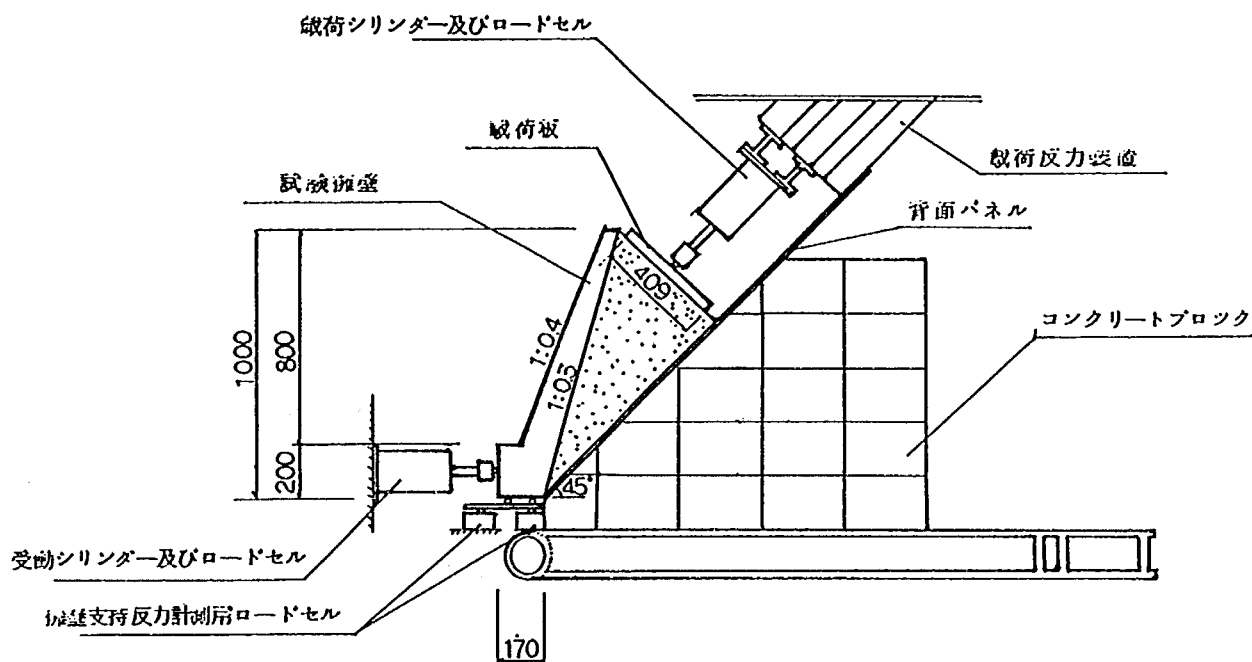


図- 1.3 実験装置

3. アンカー材

アンカー材は、 $\phi 5.0$ 鋼で両端ネジが切ってある。アンカー材の固定は、背後地盤内に取り付けたアンカーボックスと擁壁表面のナットにより固定した。

4. 載荷装置

試料土に上載荷重をかける為の装置で、ペロフラムシリンダーにエアーを送ることによって機能する。この装置の最大載荷能力は2台で1,000 kgfである。

5. 抵抗装置

抵抗装置は、擁壁下部に擁壁底面摩擦分の荷重を与えるものである。装置は、載荷装置と同じものを用いた。

6. 計測装置

計測は、表- 1.2 に示すように、荷重、変位、土圧の3項目の計測を行った。計測装置の設計位置を図- 1.4～図- 1.7 に示す。

表- 1.2 計測装置

項 目	計 測 項 目	計 測 器
荷 重	載 荷 荷 重 受 動 荷 重 アンカー緊張力	ロード・セル
変 位	載 荷 部 変 位 擁壁上部水平変位 擁壁下部水平変位 擁壁鉛直変位	変 位 計
土 圧	擁壁背面土圧 すべり面土圧	土 圧 計

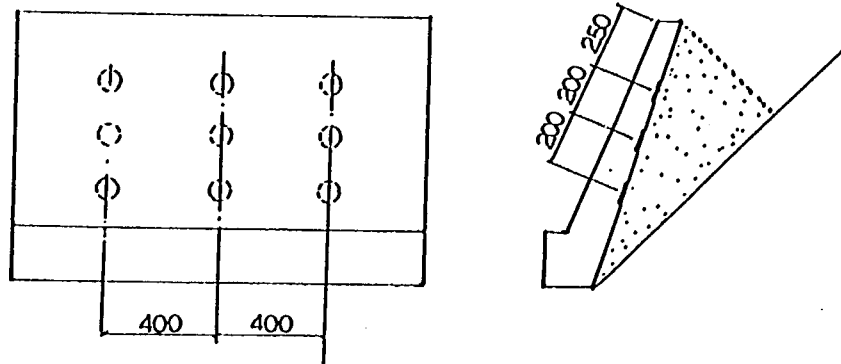


図- 1.4 背面土圧計配置図

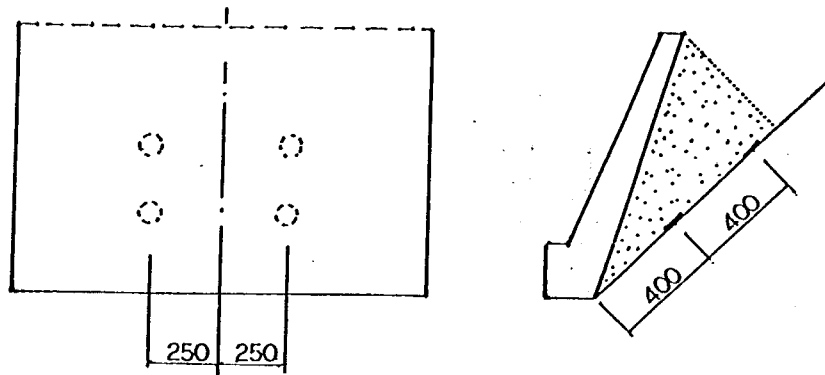


図- 1.5 すべり面土圧計配置図

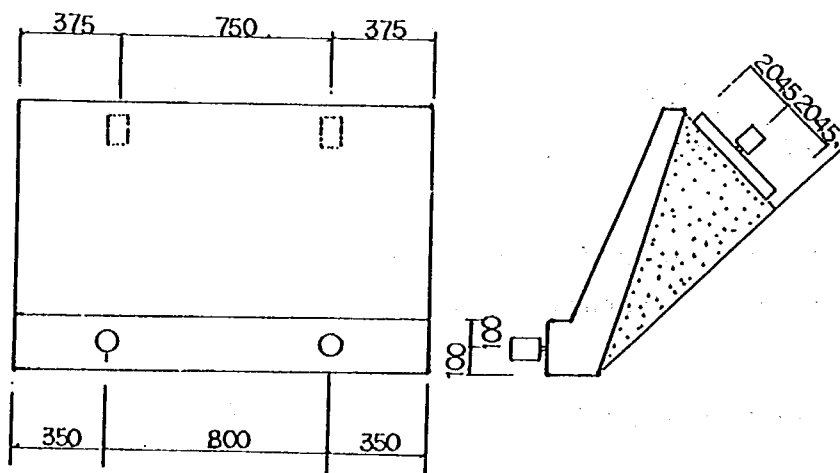


図- 1.6 ロード・セル配置図

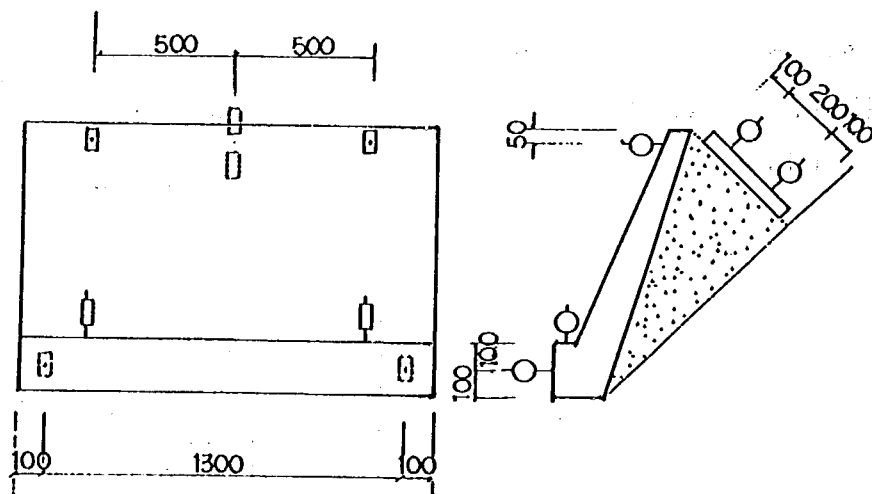


図- 1.7 変位計配置図

2. 実験条件の検討

2-1 载荷及び計測方法

A-1, A-2 実験については, 実験開始と同時に上载荷重を段階的に増加させていった。計画最大荷重 700 kgf としこれを 50 kgf ずつ14段階にわけて増加させ, 最大荷重時で10分間保持した後 50 kgf/min の速度で連続的に除荷した。

B-1~B-9, C-1~C-3 の実験では, 実験開始と同時にアンカー緊張力を段階的に所定荷重まで増加した後, 安定するまで待ってAシリーズと同様に载荷した。A・B・Cシリーズ共に荷重保持時間は4分間とした。载荷パターンをAシリーズを図-2.1, B・Cシリーズを図-2.2 に示した。

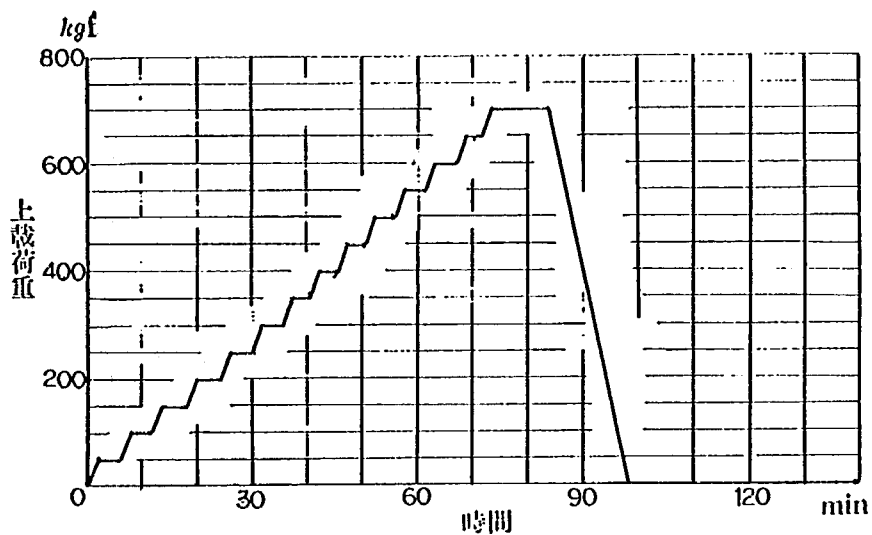


図-2.1 Aシリーズ载荷パターン

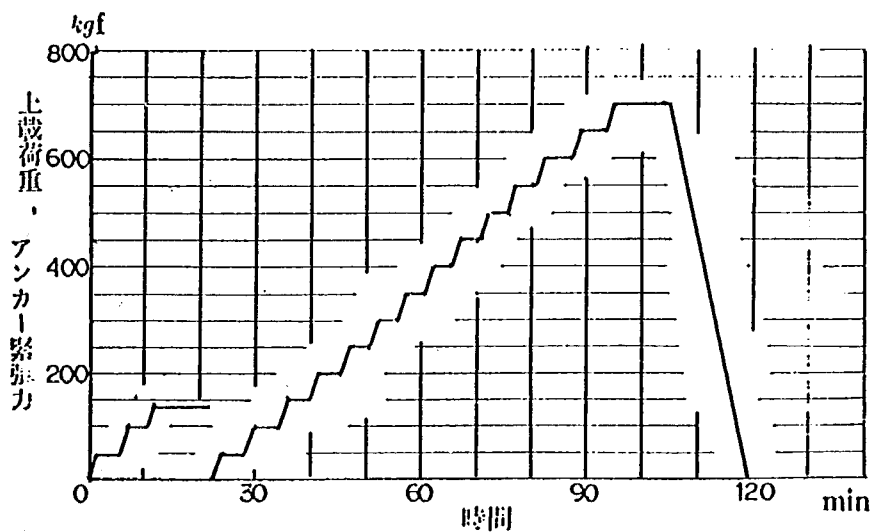


図-2.2 B・Cシリーズ载荷パターン

載荷荷重は、堆積土砂（不安定土塊）が降雨により単位体積重量が増加する割合程度の荷重を想定した。

2-2 擁壁前面の抵抗荷重

擁壁前面の抵抗荷重を表-2.1に示す。擁壁前面の抵抗荷重は、擁壁底面の摩擦に相当する荷重相当した。摩擦係数は、表-2.2に示される岩盤の値を用いた。また、実験においては、前述したように滑動型と転倒型を考慮し検討した。表-2.1において250kgfの抵抗荷重は、滑動型を示し、400kgfの抵抗荷重は、転倒型のパターンを示している。

表-2.1 各実験の前面抵抗荷重

		初期アンカー緊張力
A - 1	$200\text{kgf} \times 2 = 400\text{kgf}$	—
A - 2	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	—
B - 1	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	140 kgf
B - 2	$200\text{kgf} \times 2 = 400\text{kgf}$	140 kgf
B - 3	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf
B - 4	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	140 kgf
B - 5	$200\text{kgf} \times 2 = 400\text{kgf}$	140 kgf
B - 6	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf
B - 7	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	140 kgf
B - 8	$200\text{kgf} \times 2 = 400\text{kgf}$	140 kgf
B - 9	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf
C - 1	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf
C - 2	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf
C - 3	$125\text{kgf} \times 2 = 250\text{kgf}$	70 kgf

表-2.2 摩擦係数の設定

基礎地盤の種類		許容支持力度 (t/m ²)	擁壁底面の滑動安定計算に用いる土壌摩擦係数(注)	備考	
				q_u (t/m ²)	N 値
岩盤	きれつが少ない均一な硬岩	100	0.7	1,000以上	—
	きれつの多い硬岩	60	0.7	1,000以上	—
	軟岩・土丹	30	0.7	100以上	—
礫層	密なもの	60	0.6	—	—
	密でないもの	30		—	—
砂地質盤	密なもの	30	0.6	—	30~50
	中位なもの	20	0.5	—	15~30
粘地性土盤	非常に堅いもの	20	0.5	20~40	15~30
	堅いもの	10	0.45	10~20	8~15
	中位のもの	5		5~10	4~8

2-3 実験における載荷荷重及びアンカー緊張力の検討

くさび型のすべりに対し、構造物を設置する場合に、すべり外力の考え方は、土くさび理論を用いるのが一般的である。その検討手法の概要は、急傾斜地崩壊防止工事技術指針（建設省河川局砂防部）に示されている。

(1) くさび型すべり型（擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合）

(a) 一般的考え方

この計算方法は対象斜面において図-2.3のようなくさび形すべり面が想定された場合に用いられる。

このようなすべりに対しては、次のように力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力(E)を求め、これから構造物によるすべり抵抗力(F)を減じて必要アンカー力(P_n)を求める。

まず、くさび形土塊 abc に働く力の連力図を、図-2.4, 2.5 のようにして求める。このとき W_s , K , S の方向と大きさおよび R , T の方向が既知であるから、図-2.6 のように力の多角形が1つに確定して R および T の大きさを求めることができる。

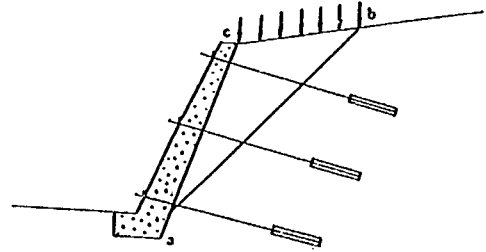


図-2.3 くさび形すべり型

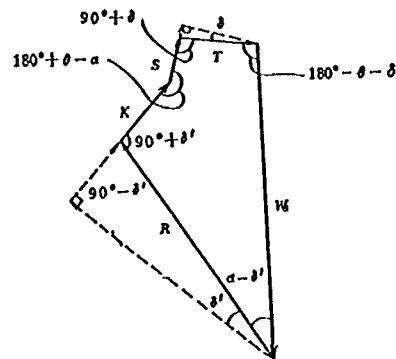


図-2.4 くさび形土塊に働く力

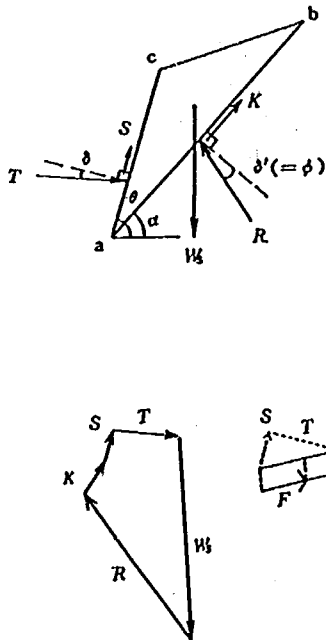


図-2.5 くさび形土塊に働く力の多角形

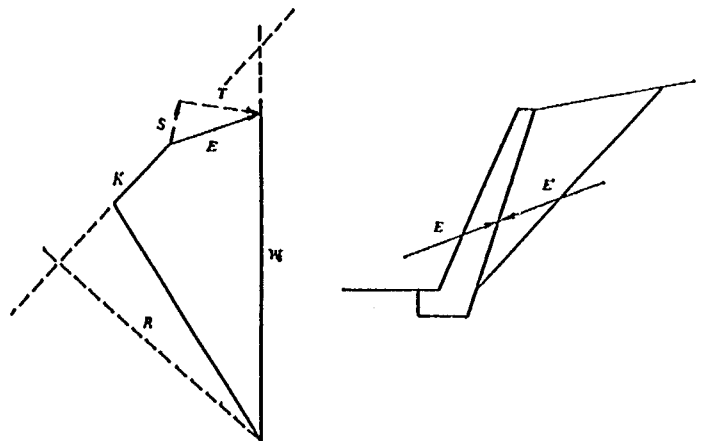


図-2.6 構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 E (E')

ことに、

W_s :土塊 a b c 自重 (ただし上載載荷重を含む)

R : すべり面における反力

K : すべり面に作用するせん断抵抗力 ($K=s \times \overline{ab}$)

S : 擁壁面に作用するせん断抵抗力 ($S=sa \times \bar{a}_c$)

T : 擁壁面における反力

E : 構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 (S と T の合力)

F : 構造物による抵抗力

P_n : 必要アンカー力

s : すべり面における土塊の粘着力によるせん断強度

 s_a : 擁壁面における付着せん断強度 δ' : R がすべり面の法線となす角 (一般に $\delta' = \phi$, ϕ : 土塊の内部摩擦角)

δ : T が擁壁面の法線となす角 (一般に $\delta = \frac{1}{2} \sim \frac{2}{3} \phi$, ϕ ; 土塊の内部摩擦角)

θ : 擁壁面と水平面のなす角

α : 想定されるすべり面と水平面のなす角

図-2.6に示すように、斜面崩壊を防止するために構造物およびアンカーにより支える必要がある力(E)は S と T の合力である。したがって E と方向が反対で大きさの等しい力(E')が構造物およびアンカーに作用する力となる。

次に擁壁の補強に用いたアンカーの安定計算方法の一般的手順を示す。図-2.7に示すようなもたれ擁壁とアンカーの併用工法を考え、これの安定を検討すると、図-2.7において擁壁およびアンカーに作用する力は、

E' : すべり土塊から擁壁に作用する力 (土圧) (t/m)

W : 擁壁の自重 (t/m)

P_1 : 擁壁上部に設置されたアンカーの必要耐力 (t/m)

P_2 : 擁壁下部に設置されたアンカーの必要耐力 (t/m)

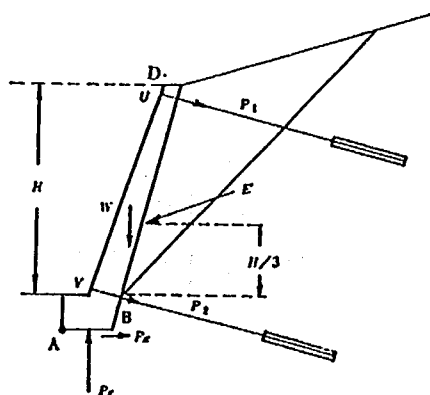
 R_H : 擁壁基礎部における水平抵抗力 (t/m) R_v : 擁壁基礎部における鉛直耐力 (t/m)

図-2.7 もたれ擁壁とアンカーの併用の例

以上の考え方を用いて、アンカー補強がない場合は最大上載荷重時に安全率が0.9，アンカー設置時には、安全率が1.2になるように、アンカー緊張力を設計した。

その結果、アンカー緊張力は 140 kgf となった。実験では表-1.1 に示すように、100%, 50%の2種類の初期緊張力で実験を行うこととした。

3. 実験結果

3-1 試料砂の土質試験結果

試料砂の粒径加積曲線を図-3.1に示す。今回の実験に用いた試料砂の均等係数(u_c)=2.71であった。

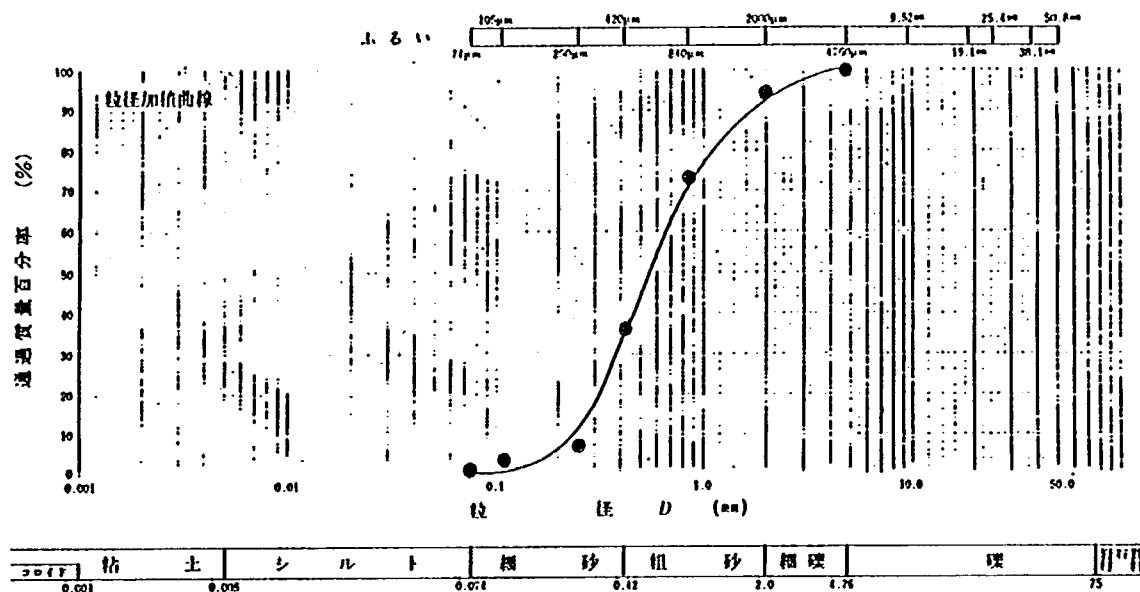


図-3.1 試料砂の粒径加積曲線

また、三軸圧縮試験により求めた試料砂の内部摩擦角(ϕ_u)と粘着力(C_u)は、以下に示すとおりであった。

1. 内部摩擦角(ϕ_u)=42°
2. 粘着力 (C_u)=0 t/m²

3-2 各実験における試料砂の単位体積重量

各実験における試料砂の密度は、表-3.1に示す通りである。

表- 3.1 各実験の単位体積重量

	砂重量 γ_{sf}	容 積 V_i m^3	密 度 t/m^3
A - 1	590.1	0.342	1.73
A - 2	594.5		1.74
B - 1	597.0		1.75
B - 2	598.9		1.75
B - 3	596.9		1.75
B - 4	592.5		1.73
B - 5	595.9		1.74
B - 6	※631.6	0.363	1.74
B - 7	595.7		1.74
B - 8	596.3		1.74
B - 9	※633.7	0.363	1.75
C - 1	632.3	0.363	1.74
C - 2	630.4	0.363	1.74
C - 3	632.3	0.363	1.74

$$\text{平均 } \bar{X} = 1.74 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}} = 0.0065$$

$$V_i = \frac{1}{2} \times 0.495 \times 0.92 \times 1.5 = 0.342$$

$$\text{※ } V_i = V_i + 0.02 \times 1.04 = 0.363$$

3-3 各シリーズの実験結果の概要

各シリーズの実験結果の概要を表- 3.2～表- 3.5 に示す。

表- 3.2 に実験条件及び最大荷重時の水平変位、鉛直変位、載荷盤変位、アンカー緊張力の増加量を示した。

表- 3.3 に、擁壁背面土圧の変化を、上部、中部、下部についての特徴を述べ土圧変曲点荷重を示した。

表- 3.4 に、擁壁反力増加傾向を示した。また、擁壁反力増加量を示した。

表- 3.5 に、すべり面土圧増加傾向を示した。

表- 3.2 実験条件及び最大荷重時の変位

	アンカー位置	初期緊張力 (kgf)	抵抗荷重 (kgf)	擁壁の水平変位量 (mm)			擁壁鉛直変位量 (mm)	載荷板沈下量 (mm)	緊張力増加量 (kgf)
				擁壁上部	擁壁下部	変位傾向			
A-1	——	——	400	10.5	3.1	上部大	上向き 0.15	14.5	——
A-2	——	——	250	12.0	14.0	下部大	上向き 0.35	20.0	——
B-1	上	140	250	0.8	10.6	下部大	上向き 1.0	10.0	299
B-2	上	140	400	1.3	1.7	下部大	上向き 0.8	3.0	125
B-3	上	70	250	2.2	3.0	下部大	上向き 0.9	5.0	252
B-4	中	140	250	1.1	0.1	上部大	上向き 0.2	2.0	93
B-5	中	140	400	1.8	0.5	上部大	上向き 0.4	2.5	148
B-6	中	70	250	2.0	2.6	下部大	上向き 0.2	5.0	253
B-7	下	140	250	2.5	1.2	上部大	上向き 0.7	4.0	232
B-8	下	140	400	3.0	0.2	上部大	上向き 0.5	4.0	175
B-9	下	70	250	2.8	1.5	上部大	上向き 0.5	5.0	278
C-1	上下	70 70	250	1.3	1.3	上部・下部共近似	上向き 0.7	3.0	上 98 下 166
C-2	上 中	70 70	250	0.8	3.0	下部大	上向き 0.3	4.0	上 69 中 197
C-3	中 下	70 70	250	1.5	1.2	上部大	上向き 0.35	2.0	中 112 下 119

表- 3. 3 擁壁背面の土圧変化

	擁 壁 背 面 土 圧 増 加 傾 向			土 圧 変 曲 点 荷 重 (Kgf)		
	擁 壁 上 部 土 圧	擁 壁 中 部 土 圧	擁 壁 下 部 土 圧	上部土圧	中部土圧	下部土圧
A-1	載荷に伴い、僅かに減少している。	載荷に伴い、僅かに増加している。	載荷に伴い、僅かに減少している。	—	—	—
A-2	200 Kgf ~ 250 Kgf より増加傾向が著しくなる。	載荷に伴い、僅かに減少している。	載荷に伴い、僅かに減少している。	200~250	—	—
B-1	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。	700	300~700	250~700
B-2	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。増加率は、B-1 実験結果より小さい。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。減少の程度は B-1 実験結果程著しくない。	700	450~700	450~700
B-3	B-1, B-2 実験同様、載荷に伴い増加し除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少し、200Kgf~400 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	載荷に伴い減少し、300 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	700	200~400	300
B-4	載荷開始後、一度減少するがすぐに増加に転じる。除荷時は減少する。	載荷に伴い減少したのち、200 Kgf ~ 300 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、300 Kgf ~ 400 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	50~100	200~300	300~400
B-5	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、200 Kgf ~ 300 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、200 Kgf ~ 400 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	700	200~300	200~400
B-6	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、300 Kgf ~ 400 Kgf より増加に転じる。除荷時は増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、200 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続けるが、増加率は低い。	700	300~400	200
B-7	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、400 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、300 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	700	400	300
B-8	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、200 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、350 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	700	200	550
B-9	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、500 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、300 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	700	300	300
C-1	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、400 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	載荷に伴い減少したのち、400 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	700	400	400
C-2	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少するが、中部・下部土圧に比べ著しい変化を示す。	載荷に伴い若干減少したのち300 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	中部土圧と同様の傾向を示すも、初期の減少率は中部よりも大きく、減少後の増加も殆んど見られない。	700	300	250~700
C-3	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	載荷に伴い減少したのち、300 Kgf ~ 400 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	中部土圧と同様に、載荷に伴い減少したのち300 Kgf ~ 400 Kgf より増加に転じ、除荷時も増加を続ける。	700	300~400	300~400

表-3.4 擁壁反力の増加

	擁 壁 反 力 増 加 傾 向		擁壁反力増加量 (kgf)		擁壁反力増加率	
	擁 壁 前 部	擁 壁 後 部	前 部	後 部	前 部	後 部
A-1	載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少傾向を示す。	殆んど変化見られないが、僅かな減少傾向を示す、除荷に伴い増加する。	45	-5	0.11	-0.01
A-2	載荷に伴い増加する。	殆んど変化見られないが、僅かな増加傾向を示す。	40	15	0.14	0.05
B-1	アンカー緊張力を増加させていく過程では僅かに減少し、載荷に伴い一定の割合で増加するが600kgfを境に急激に減少する。	アンカー緊張力を増加させていく過程では僅かに減少し、載荷に伴い一定の割合で増加するが600kgfを境に急激に増加する。	110	60	0.18	0.10
B-2	アンカー緊張力を増加させていく過程では減少し、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力を増加させていく過程では減少し、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	100	70	0.14	0.10
B-3	アンカー緊張力を増加させていく過程では一様に減少し載荷に伴い増加するが、400kgfを境に減少に転じる。	アンカー緊張力を増加させていく過程では一様に減少し、載荷に伴い増加し、450kgfより急激に増加するが、除荷に伴い減少に転じる。	40 400kgf以後 -20	70 450kgf以後 70	0.10 400kgf以後 -0.06	0.15 450kgf以後 0.30
B-4	アンカー緊張力を増加させていく過程では僅かに減少し、載荷に伴い一様に増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力を増加させていく過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	50	25	0.1	0.05
B-5	アンカー緊張力を増加させていく過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力を増加させていく過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	70	70	0.1	0.05~0.1
B-6	アンカー緊張力増加過程では、変化せず載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力増加過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	100	40	0.1~0.14	0.06
B-7	アンカー緊張力増加過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力増加過程では減少するが、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	90	70	0.13	0.06~0.1
B-8	アンカー緊張力増加過程では変化せず、載荷時は一様に増加し、除荷時は減少する。	アンカー緊張力増加過程では増加し、載荷時も増加する。除荷時は減少する。	60	40	0.08	0.06
B-9	アンカー緊張力増加過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷時は減少する。	アンカー緊張力増加過程では変化せず、載荷に伴い増加し、除荷時は減少する。	100	50	0.14	0.7
C-1	アンカー緊張力増加過程では減少し、載荷に伴い増加し除荷に伴い減少する。B-2実験結果と類似している。	アンカー緊張力増加過程では減少し、載荷に伴い増加し除荷に伴い減少する。B-2実験結果と類似している。	100	70	0.14	0.1
C-2	アンカー緊張力増加過程では減少し、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力増加過程では減少し、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	70	70	0.1	0.1
C-3	アンカー緊張力増加過程では僅かに減少し、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	アンカー緊張力増加過程では変化しないが、載荷に伴い増加し、除荷に伴い減少する。	90	70	0.13	0.1

但し、反力増加率 = $\frac{\text{反力増加量}}{\text{載荷荷重}}$

表-3.5 すべり面土圧の変化

	すべり面土圧増加傾向	
	すべり面上部土圧	すべり面下部土圧
A-1	載荷に伴い、僅かに増加傾向にある。	載荷に伴い、僅かに減少傾向にある。
A-2	載荷に伴い、僅かに増加し、150 Kgf ~ 200 Kgf より減少し始め250 Kgf より急激に減少する。	載荷に伴い、僅かに減少し、150 Kgf ~ 200 Kgf より増加し始め250 Kgf より急激に減少する。
B-1	載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。
B-2	載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少するが、B-1 実験結果と比べ緩やかである。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加するが、B-1 実験結果と比べ緩やかである。
B-3	載荷に伴い増加傾向にあるが、400 Kgf 以後はほぼ一定となる。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。
B-4	載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する傾向にある。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。
B-5	増減は、顕著に表われていないが、僅かに増加傾向にある。	増減は顕著に表われていないが、左側では減少傾向、右側では増加傾向がみられた。
B-6	載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する傾向にある。	上部土圧に比べ、殆んど変化しない。
B-7	載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する傾向にある。	全体的に増加傾向を示す、B-1 ~ B-6 実験では上部土圧と下部土圧は逆の傾向の増減を示したが、この実験では増加率は異なるが同じ傾向を示している。
B-8	殆んど変化しない。	左右で若干異なり、左側は400 Kgf まで減少した後ほぼ一定値を保持したが、右側は250 Kgf まで一定値を保持した後増加に転じる。
B-9	B-7 実験結果に類似しており、載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する傾向にある。	B-7 実験結果に類似しており、全体的に増加傾向を示す、上部土圧に比べ増加率は小さい。
C-1	B-2 実験結果に類似しており、載荷に伴い増加し、除荷に伴い僅かに減少する。	B-2 実験結果に似ているが、B-2 実験と比べ、400 Kgf からの急激な土圧減少は見られず、最大荷重まで緩やかに減少する。
C-2	載荷に伴い、ほぼ一定の割合で増加し、除荷に伴い僅かに減少する傾向にある。	載荷に伴い減少し、除荷に伴い増加する。上部土圧に比べ減少する割合は不安定である。
C-3	載荷に伴い若干の増加傾向にあるが、200 Kgf より増加率が大きくなる。	殆んど変化しないが、微増傾向にある。

3-4 シリーズA実験結果

3-4-1 A-1実験結果

A-1実験は、アンカー補強がなく抵抗荷重を400 kgfに設定し、擁壁に転倒傾向の挙動を期待したものである。

図-3.2に実験結果を示した。

擁壁上部の水平変位量は下部に比べて大きく、その荷重に伴う増加率も擁壁上部の方が大きい。このことは、擁壁が転倒傾向の挙動をしていることを示している。

鉛直変位は、最大で0.15 mm程度の増加（上向きの変位）を示した。

載荷板の変位は、載荷重550 kgf時には14 mm程度の変位を示し、この荷重下で25 mm程度まで、クリープ的に変位している。これは、擁壁の安定状態がすでに崩れ降伏状態へと移行したものと考えられる。

以上のように、変位挙動を見れば、アンカーで補強しない擁壁で抵抗荷重が400 kgfあればその挙動は、転倒傾向を示すことがわかる。

また、上載荷重が550 kgf程度で擁壁は、降伏状態に至っていることもわかる。

擁壁反力は、載荷に伴い擁壁前面の反力が増加し、奥側の反力はほとんど変化しない。また、除荷を始めると前側の反力は減少し、逆に奥側の反力は増加する。このことも擁壁の転倒傾向の挙動に対応していることを示している。

擁壁背面の土圧変化は、後述する他の実験の土圧変化のように位置による著しい土圧の変化傾向の違いは見られない。擁壁の上部、中部、下部では、上・下部の土圧が載荷に伴いわずかに減少している。中部の土圧については、わずかに増加していることがわかる。

すべり面の土圧は、載荷に伴ってわずかに増加しすべり面下部の土圧は、減少傾向にある。

3-4-2 A-2実験結果

A-2実験も、A-1実験同様アンカー補強のないものである。実験は、抵抗荷重250 kgfと小さいのが特徴である。この実験は、擁壁の滑動を期待して行ったものである。

図-3.3に、実験結果を示した。

擁壁の水平変位は、擁壁上部と下部が同じように対応しており、滑動傾向の変位挙動を示している。

鉛直変位は、0.35 mm程度まで上向きに変位した後250 kgfから280 kgfに上載荷重が増える過程で急激に減少している。

載荷板の変位は、上載荷重280 kgf時にすでに20 mmを超える変位を示しており、その変位傾向からこの時点ですでに降伏状態であることがわかる。

以上のように、変位挙動を見ると抵抗荷重を250 kgfまで落せば、擁壁は滑動傾向を示し、A-1実験の転倒傾向の擁壁に比べ低い荷重で降伏状態になることがわかる。

擁壁反力の変化は、載荷に伴いほぼ同様に増加し続け、転倒傾向の擁壁のように前側と奥側で傾向が異なることはなかった。この傾向も滑動の傾向を意味している。

擁壁背面の土圧変化は、A-1 実験同様に大きな土圧変化はないが、擁壁背面中部から下部の土圧は一樣にわずかな減少傾向にあるのに比べ上部で擁壁の左右の若干のばらつきが見られる。

また、上載荷重 200 kgf を超えたあたりから上部土圧は増加し始め 250 kgf を超え始めると、この傾向は更らに著しくなった。

すべり面側土圧の変化は、上部土圧が载荷に伴ってわずかに増加し、下部土圧は逆にわずかに減少し始める傾向がある。しかし、150 kgf から 200 kgf 付近から上部土圧は減少し始め下部の土圧はわずかに増加し始める。

3-5 Bシリーズ実験結果

3-5-1 B-1 実験結果

B-1 実験は、擁壁上部中央にアンカーを配置し、これに、アンカー初期緊張力 (P_a) = 140 kgf を導入したもので抵抗荷重は、A-2 実験と同じ 250 kgf に設定した。

図-3.4 に、実験結果を示した。

擁壁の水平変位は、上部変位が微少であるのに比べ、下部変位は载荷重 700 kgf 時で 10 mm を超えた上部変位の 20 倍以上である。これは、ほぼアンカー設置位置を中心とした下部がすべり出すような挙動である。

鉛直変位は、载荷重 700 kgf 時まで段階的に増加しており、最終的に 1.0 mm 程度上向きに変位している。

载荷板変位は、载荷重 700 kgf 時で 10 mm 程度沈下している。

擁壁反力の変化は、アンカー緊張力を初期緊張力 (P_a) = 140 kgf まで増加させていく過程で、わずかな減少を見せる。しかし、上載荷重の増加に伴い反力はすべて増加に転じほぼ一定の割合で増加する。上載荷重 600 kgf までは、擁壁前側の反力は、上載荷重に対し 0.18 程度の割合で増加し、擁壁奥側の反力は、0.10 程度の割合で増加している。しかし、上載荷重 600 kgf を境に擁壁前側の反力は、急激に減少し奥側は急に増加した。これは、擁壁下部の滑動が進み擁壁前側が浮き始めたことを示していると思われる。

擁壁背面土圧は、擁壁中部と下部で载荷に伴って減少し、除荷に伴って増加する。

擁壁上部では逆に载荷に伴って増加し除荷に伴って減少している。これを見ると拘束度の小さな擁壁下部、中部で土圧が減少していると思われる。

すべり面側土圧は、すべり面上部で土圧は増加し、下部で減少していることがわかる。

3-5-2 B-2 実験結果

B-2 実験は、B-1 実験同様、擁壁上部中央にアンカー初期緊張力 (P_a) = 140 kgf を導入したもので、抵抗荷重 (P_p) = 400 kgf に設定したものである。

図-3.5 に実験結果を示した。

擁壁水平変位は、下部の変位が上部の変位に比べて大きく出ている。上載荷重(P)=700 kgf 時で下部変位が 1.7 mm で上部変位が 0.8 mm 程度である。

上部変位は、B-1 実験同様アンカーに拘束されている為に微少であるが、下部変位は上部変位の 2 倍であった。これは、抵抗荷重の小さい B-1 実験より小さい値であり、抵抗荷重が大きければ、B-1 実験のようなすべり出しは防げることがわかった。

鉛直変位は、上載荷重(P)=700 kgf 時で上向きに変位している。

載荷板変位は、上載荷重(P)=700 kgf 時で、3.0 mm 程度の沈下であり、B-1 実験の 2/3 の程度である。

擁壁反力は、アンカー緊張力を初期緊張力まで増加させていく過程では、B-1 実験結果同様わずかな減少を見せる。特に、擁壁前面の反力の減少率の方が奥側に比べて大きく、擁壁がアンカー力により後方に倒れるような挙動を示している。上載荷重をかけ始めると擁壁反力も徐々に増加する。この増加傾向は、最大荷重(P)=700 kgf まで続きこの増加割合は、擁壁前側の反力が 0.14 程度で奥側が 0.1 程度と B-1 実験とはほぼ同様の結果を得た。

擁壁背面側土圧は、擁壁中部と下部で B-1 実験結果同様に載荷に伴って減少し、除荷に伴って増加している。しかし、下部の土圧の減少の程度は、B-1 実験程著しくない。これは、抵抗荷重が B-1 実験よりも高く擁壁下部変位が小さい為と思われる。

擁壁上部では、載荷に伴い土圧が増加しているがその増加率は、B-1 実験よりも小さい。これは、アンカーによる拘束度が擁壁上部で高いことによるものと思われるが、B-1 実験程、上部・下部の差がなかったのは、擁壁の水平変位が小さかったことに関連があると考えられる。

擁壁すべり面土圧は、すべり面上部で増加傾向、すべり面下部で減少傾向が見られた。

3-5-3 B-3 実験結果

B-3 実験は、基本的に B-1 実験と同じであるが、アンカー初期緊張力(P_0)を 70 kgf にしたものである。

図-3.6 に、実験結果を示した。

擁壁の水平変位は、B-1 実験よりも、B-2 実験に近い挙動であった。しかし、上載荷重(P)=700 kgf 時の擁壁上部変位は、約 2.0 mm と B-2 実験の 2 倍であった。下部変位も 3.0 mm とこれも B-2 実験結果より大きく出ている。挙動としては、B-1 と B-2 結果の中間的な性質を持つものと考えられる。

鉛直変位は、B-1、B-2 実験結果とはほぼ同様の結果を示している。

載荷板変位は、最大沈下量が約 5.0 mm とこれも B-1、B-2 同様の結果であった。

擁壁底盤反力の変化は、アンカー緊張力を初期緊張力(P_0)=70 kgf まで増加させていく過程で、ほぼ一様な減少を示した。その後の上載荷重増加の過程では、B-1、B-2 実験同様に反力は増加するが、擁壁前側の反力は、上載荷重(P)=400 kgf 程度まで増加した後、少しずつ減少に転じる。一方、擁壁

奥側の反力は $P=450\text{ kgf}$ から急激な増加率に転じる。一方、奥側の反力は、 $P=450\text{ kgf}$ から急激な増加率に転じる。このような傾向は、B-1実験でもみられた。

上載荷重(P)= 400 kgf までの反力増加率は、前面で0.1、奥側で0.15程度であり、上載荷重(P) 400 kgf 以上の上載荷重下では、前面で-0.06奥側で0.3程度であった。

擁壁背面土圧の変化は、B-1実験に近いものであった。擁壁上部の土圧は、最初から増加するのに対し、中部では、上載荷重 $200\text{ kgf} \sim 400\text{ kgf}$ 程度から増加に転じる。また、下部の土圧も、上載荷重 300 kgf 程度から増加に転じている。除荷時には、上部土圧が減少し始めるのに対し、中部・下部土圧は増加し始める。

すべり面側土圧は、上載荷重(P)= 400 kgf 程度までは、すべり面上部で増加傾向、下部で減少傾向が見られるが、B-1、B-2実験結果の中間的傾向を示している。

傾向としては、上部土圧が増加すると、下部土圧が減少を示し、下部土圧が減少すると上部土圧が増加する。

3-5-4 B-4 実験結果

B-4実験は、擁壁中部中央部にアンカーを配置し、これに、アンカー緊張力(P_a)= 140 kgf の初期緊張力を導入したもので抵抗荷重(P_p)= 250 kgf に設定している。また、B-4実験については、最大上載荷重(P)を 500 kgf とした。

図-3.7に実験結果を示した擁壁水平変位は、擁壁下部の変位がほとんどなく、擁壁上部変位が下部よりも大きく変位していることである。これは、下部変位の大きいB-1、B-3の実験結果と異なるものである。また、最大変位量は、最大荷重時($P=500\text{ kgf}$)で、擁壁上部において 0.7 mm 程度であった。

擁壁の鉛直変位は、最大荷重時($P=500\text{ kgf}$)において 0.2 mm 程度の値を示す。

載荷板変位は、最大荷重時($P=500\text{ kgf}$)まで線形的に変位し、最大沈下量は、 $2\text{ mm} \sim 3\text{ mm}$ 程度であった。

擁壁反力は、アンカー緊張力を(P_a)= 140 kgf まで増加させていく過程で、擁壁前側の反力がわずかに減少し、奥側の反力はほとんど変化しない。その後、載荷に移ると反力はほぼ一様に増加し始める。この増加率は、前側の方が若干大きく、 $P_R/P=0.1$ 奥側で、 $P_R/P=0.05$ 程度である。この傾向からも擁壁上部変化が大きな挙動を知ることが出来る。

擁壁上部の土圧は、載荷開始後、一度減少するが、すぐに増加し始める。中部の土圧は、 200 kgf から 300 kgf まで減少したのち増加に転じた。また、下部の土圧は、更に上重レベルが上り、 $300\text{ kgf} \sim 400\text{ kgf}$ 程度を境に増加に転じた。

すべり面土圧は、すべり面上部で土圧は増え、下部で減少する傾向は、B-1実験と同様であった。

3-5-5 B-5 実験結果

B-5実験は、B-4実験同様、擁壁中央部にアンカーを配置し、これにアンカー緊張力(P_a)= 140

kgf に設定した。

図-3.8 に実験結果を示した。擁壁水平変位は、B-4 実験結果同様、擁壁上部の変位が下部に比べて大きく変位していることがわかる。最大変位量は、上載荷重 (P) = 700 kgf で上部において、1.25 mm 程度、 P = 500 kgf 時で下部において、0.5 mm 程度と B-4 実験より小さい値を示している。

擁壁の鉛直変位は、上載荷重 (P) = 700 kgf 時で 0.4 mm 程度上向きに変位し、 P = 500 kgf 時で 0.5 mm 程度であった。

載荷板変位は、上載荷重 (P) = 700 kgf で 2.5 mm 程度沈下し、 P = 500 kgf 時で約 1.0 mm 程度の沈下を示した。若干小さな値であり、受働土圧が高い分だけ値が小さくなっているものと考えられている。

擁壁鉛直反力は、アンカー緊張力 (P_a) = 140 kgf まで増加させる過程で、反力の変化はほとんど見られない。しかし、載荷に移ると反力は増加し始め、擁壁前側の増加量は、 $P_R/P = 0.1$ 奥側で $P_R/P = 0.05 \sim 0.1$ 程度であった。

擁壁背面土圧は、中部の土圧が B-4 結果同様に、上載荷重 (P) 200 kgf ~ 300 kgf まで減少した後増加に転じ、下部の土圧も 200 kgf ~ 400 kgf 程度まで減少した後増加に転じた。

すべり面側土圧の挙動は、あまり顕著な動きを見られなかった。アンカー緊張時、上載荷重載荷時にも変化なく一定であった。

3-5-6 B-6 実験結果

B-6 実験は、B-4・B-5 実験同様に擁壁中部中央にアンカーを設置し、アンカーの初期緊張 (P_a) = 70 kgf を導入し、抵抗荷重を (P_a) = 250 kgf に設定したものである。

図-3.9 に実験結果を示した。擁壁の水平変化は、B-4、B-5 の実験結果と異なり、下部変位が上部変位よりも大きく、上部変位量 1.75 mm (最大荷重時 (P) = 700 kgf)、下部変位量 2.50 mm (P = 700 kgf 時) であり、特に下部変位においては、B-4、B-5 実験結果と著しい差がある。

擁壁の鉛直変位は、上載荷重 (P) = 700 kgf 時で 0.2 mm 程度上向きに変位している。

載荷板変位は、上載荷重 (P) = 700 kgf で沈下量は 5.0 mm 程度であり、B-4・B-5 実験と比較すると大きい。

擁壁反力は、アンカー初期緊張力導入過程では反力の変化はほとんど見られない。しかし、載荷に移行すると反力は増加し始め、擁壁前側の増加率 $P_R/P = 0.1 \sim 0.14$ 、奥側で $P_R/P = 0.06$ 程度であった。

擁壁背面土圧は、上部土圧は、載荷と共に増加し、中部の土圧は、上載荷重 300 kgf ~ 400 kgf を境にして減少から増加に転じ、下部土圧は、200 kgf 程度から増加に転じた。

すべり面土圧は、上部の土圧が載荷と共に増加するのに比べ、下部の土圧は、ほとんど変化しないことがわかる。

3-5-7 B-7 実験結果

B-7 実験は、擁壁中央下部にアンカーを設置し、これにアンカー初期緊張力(P_a)=140 kgf を導入し、抵抗荷重(P_p)=250 kgf に設定したものである。

図-3.10 に実験結果を示した。擁壁の水平変位は、下部より上部の方が大きく転倒型の変位傾向を示している。上部最大変位量は 2.5 mm、下部で 1.25 mm 程度である。

擁壁の鉛直変位は上載荷重(P)=700 kgf 時で 0.7 mm 程度上向きに変位している。

載荷板の変位は各荷重段階で線形的に増加し、最大荷重時(P)=700 kgf に最大沈下量は平均 4.0 mm 程度であった。

擁壁反力は、アンカー緊張力導入課程で、擁壁奥側の反力がわずかに減少するが、著しい変化は見られない。載荷に伴う反力の増加率は前側で 0.13、奥側で 0.06～0.10 程度でわずかな増加率を示す。

擁壁背面の土圧変化は、上部土圧が載荷と共に増加し、中部土圧は、上載荷重 400 kgf 程度まで減少し、その後増加に転じる。即ち、下部土圧の方が中部土圧より低い荷重段階で増加に転じることがわかる。

すべり面側の土圧は、上部・下部共に増加傾向がある。B-1～B-6 の実験では、上部土圧と下部土圧は逆の挙動を示していたが、この実験で増加率は異なるが、同じ挙動をしているのが特徴である。

3-5-8 B-8 実験結果

B-8 実験は、擁壁中央下部にアンカーを設置し、アンカー緊張力(P_a)=140 kgf の初期緊張力を導入し、抵抗荷重(P_p)=400 kgf に設定した実験である。

図-3.11 に実験結果を示した。

擁壁水平変位は、上部変位が下部変位よりも大きく、転倒傾向の変位を示した。特に、下部の拘束度が高い為に、抵抗荷重により後方に変位している。B-8 実験のような挙動は、アンカーの設置位置の影響であると考えられる。

擁壁鉛直変位は、上載荷重の増加に伴って変位量も増加している。この変位傾向も、擁壁が転倒する傾向にあることを述べている。

載荷板変位は、線形的に増加し最大荷重時に 4 mm 程度であった。

擁壁反力の変化は、アンカー緊張力導入課程で前側反力はほとんど変化せず奥側がわずかに増加する。載荷時に、ほぼ一様に反力は増加するがその増加率は、0.08 kgf 程度である。

擁壁背面土圧は、上部土圧が載荷と共に増加し、中部土圧は上載荷重 200 kgf 程度から増加し始め、下部土圧は 350 kgf 前後まで減少しその後増加に転じる。

すべり面側土圧は、上部土圧がほとんど変化しないのに比べ、下部土圧は、左右で若干異なる。左側は、上載荷重 400 kgf まで減少した後、ほぼ一定値を保ったが、右側は、上載荷重 250 kgf まで一定値を保った後増加し始めた。

3-5-9 B-9 実験結果

B-9 実験は、B-7、B-8 実験同様に擁壁中央下部にアンカーを設置し、これにアンカー緊張力 (P_a) = 70.0 kgf の初期緊張力を与え抵抗荷重 (P_p) = 250 kgf に設置した場合の実験である。

図-3.12に、実験結果を示した。

擁壁水平変位は、B-7、B-8 実験同様に転倒傾向の変位を示している。最大荷重時の変位量は、上部変位が 2.5 mm、下部変位が、1.25 mm であり、約 2 倍の変位が上部に発生した。

擁壁の鉛直変位は、荷重段階ごとに線形的に変位し最大荷重時に 0.6 mm 程度変位した。この挙動からも転倒傾向を示すことがわかる。

載荷板変位は、荷重段階ごと線形的に増加し最大荷重時 5 mm 程度の変位量があった。

擁壁反力の変化は、アンカー緊張過程で一定値を保ち載荷を始めると一様に増加する傾向がある。擁壁反力の増加率は、前側で 0.14 奥側で 0.7 程度であった。

擁壁背面土圧は、載荷に伴い上部土圧は増加する。しかし、中部・下部土圧は載荷を始めると減少し 350 kgf 程度を境に土圧は増加を始める。

すべり面側土圧の変化は、比較的 B-7 実験結果に似ている。即ち、上部・下部の土圧は両方とも増加傾向にあった。

3-6 Cシリーズ実験結果

3-6-1 C-1 実験結果

C-1 実験は、擁壁中央部に上部・下部に各々 1 本ずつアンカーを配置したものである。この時のアンカー緊張力 (P_a) は 70 kgf ずつ計 140 kgf であり抵抗荷重 (P_p) は 250 kgf である。

図-3.13に、実験結果を示した。

擁壁水平変位は、下部変位が最大荷重時に 25 mm、上部変位が 0.6 mm 程度であり、下部変位の方が大きく増加傾向はほぼ同じであった。この傾向は、擁壁がほぼ水平に滑動したことを表わしている。

擁壁の鉛直変位は、載荷段階ごと線形的に増加し、最大荷重時 0.9 mm 程度変位した。

載荷板変位は、荷重段階ごと線形的に増加し、最大荷重時 3 mm 程度であり B-2 実験に近い結果であった。

擁壁反力は、アンカー緊張時に減少し、載荷が始まると増加する。擁壁前側の荷重増加率は 0.14、奥側の荷重増加率 0.1 であった。

擁壁背面側の土圧は、上部土圧が載荷に伴って増加している。中・下部は載荷と共に減少し、300 kgf から増加に転じている。

すべり面側土圧は、上部土圧が上載荷重の増加により増加しているが、下部は一定値を保ち続ける。

3-6-2 C-2 実験結果

C-2 実験は、擁壁上部と中部の中央に各々 1 本ずつ、2 本アンカーを配置したものである。この時

のアンカー緊張力は、各々 70 kgf であり、抵抗荷重は 250 kgf としたもので擁壁上方の拘束度の高いものである。

図- 3. 14に実験結果を示した。

擁壁水平変位は、上部変位に比べ下部変位が著しく大きい。傾向として B-1 実験に近いものである。しかし、水平変位量は、下部で最大 30 mm 程度であり B-1 実験の 1/2 程度である。この結果も擁壁下部がすべり出すような挙動を示しており、抵抗荷重が小さいことに起因している。

鉛直変位は、荷重段階ごと線形的な挙動を示し、最大荷重時 4.0 mm 程度沈下した。

擁壁反力は、載荷段階ごとに一様に増加し反力の増加率は 0.1 程度であった。

擁壁背面の土圧変化は、載荷に伴って上部土圧が増加する。中・下部土圧は、載荷に伴って減少し、上載荷重 300 kgf 程度から増加に転じた。また、下部土圧と上部土圧を比較すると、下部土圧の挙動が著しい。

すべり面土圧は、載荷に伴って上部土圧が増加し、下部土圧が減少する。

3-6-3 C-3 実験結果

C-3 実験は、擁壁中部と下部の中央に各々 1 本ずつ 2 本アンカーを配置したものである。この時のアンカー初期緊張力は、各々 70 kgf、抵抗荷重 (P_p) = 250 kgf としたもので、擁壁下部の拘束度の高い場合の実験である。

図- 3. 15に実験結果を示した。

擁壁水平変位は最大荷重時、上・下部とも同じ値を示している。また、擁壁の水平変位は上部の方が大きい値となっている。

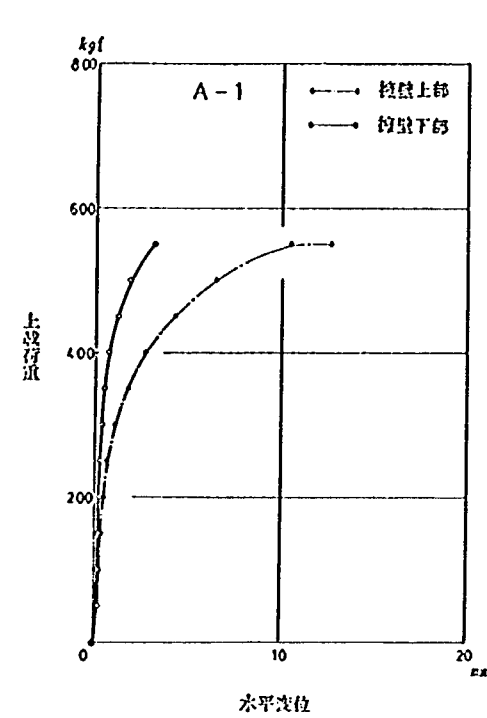
擁壁の鉛直変位は、載荷に伴い線形的に増加しており最大荷重時に 0.35 mm 程度であった。

載荷板変位は載荷に伴って線形的に増加している。最大荷重時における沈下量は 2.0 mm 程度であった。

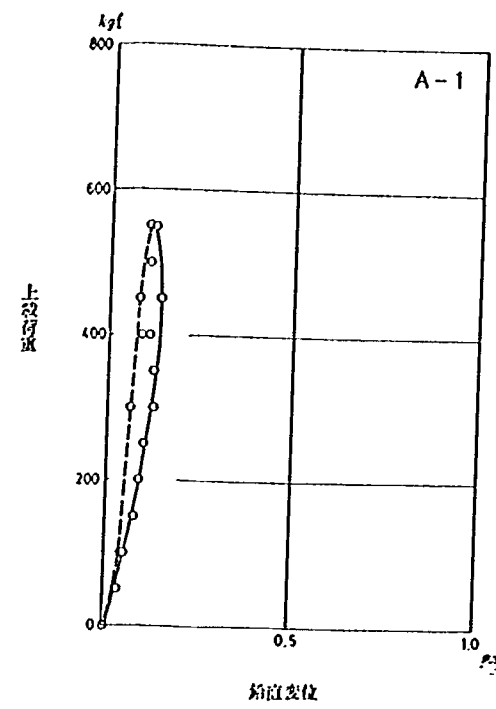
擁壁反力は、載荷に伴い線形的に増加している。反力の傾向としては、奥側反力の方が前側反力より大きい値を示している。擁壁反力の増加率は 0.1 ~ 0.13 程度であった。

擁壁背面土圧は上部土圧が載荷に伴って減少し、中・下部土圧は減少する。しかし、300 kgf ~ 400 kgf 付近から増加する傾向に向っている。

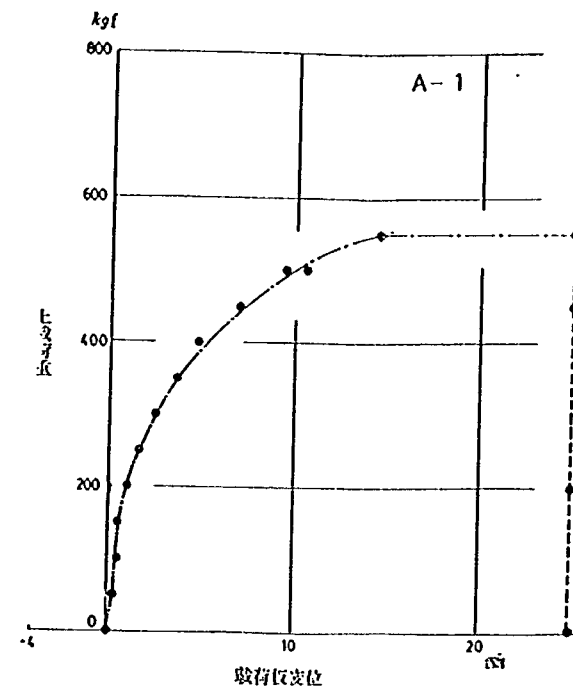
すべり面土圧は、載荷が行われても一定値を保ち続けるが、わずかに前側の反力が増加している。



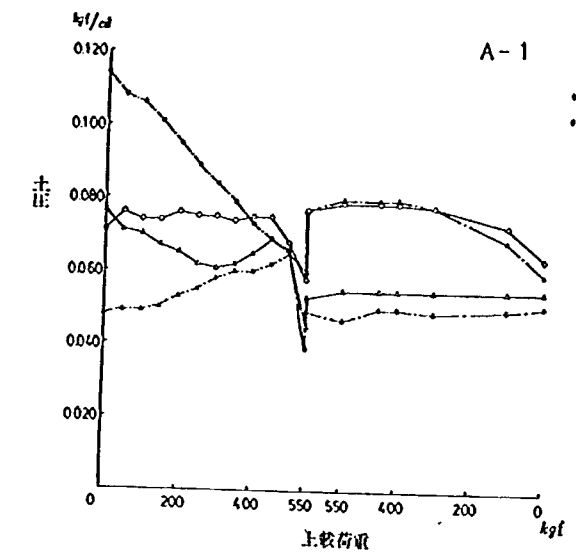
擁壁水平変位



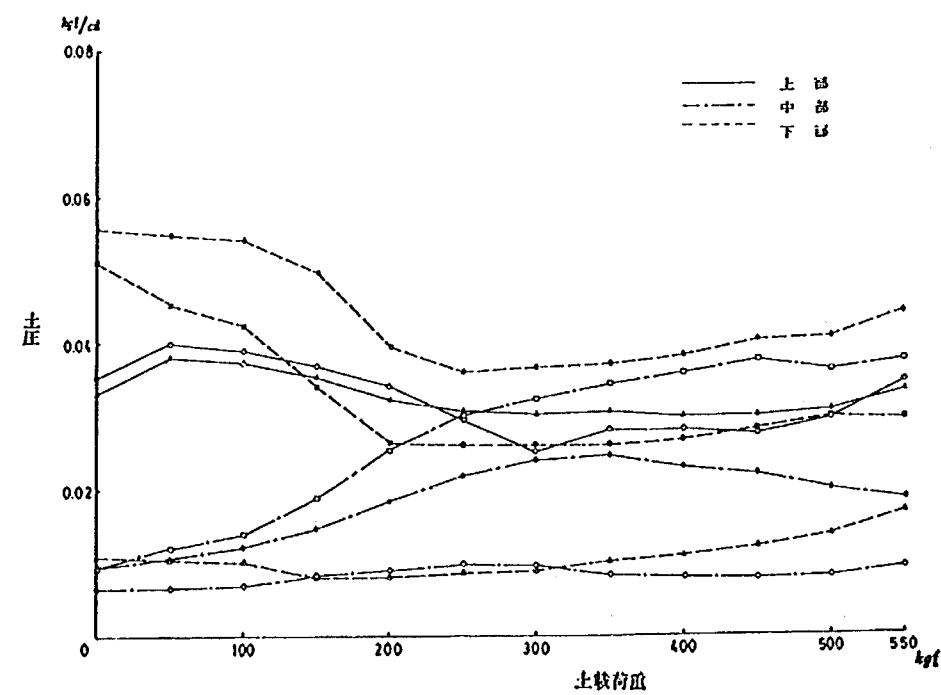
擁壁鉛直変位



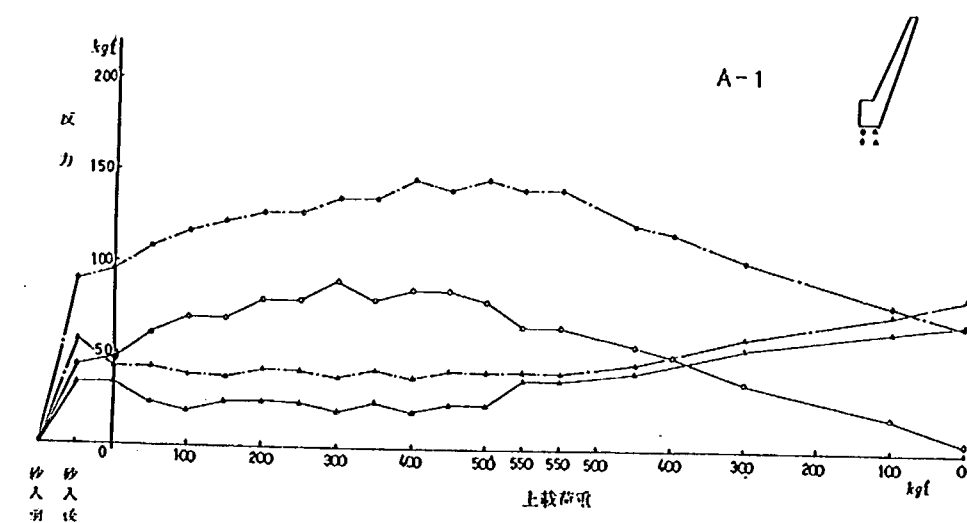
載荷盤変位



すべり面土圧変化

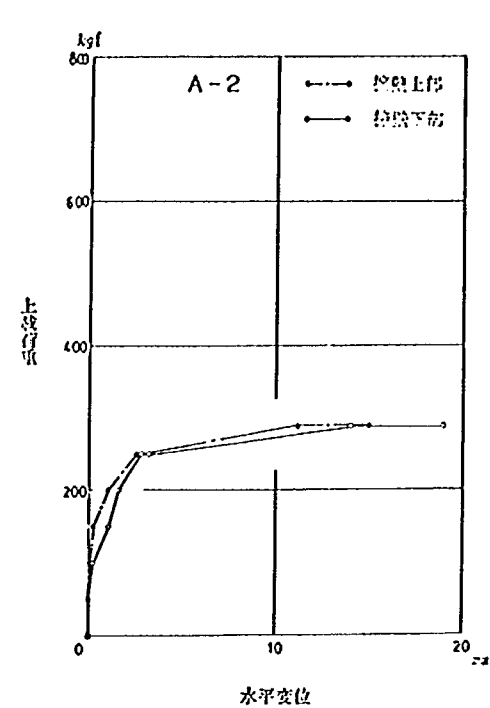


擁壁背面土圧変化

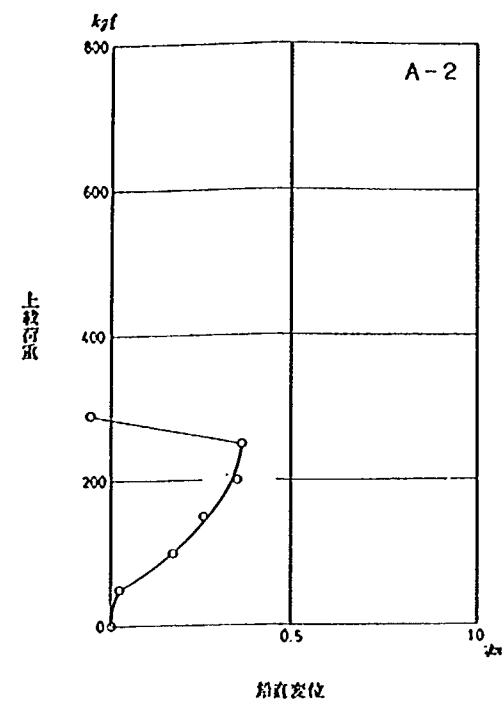


擁壁反力

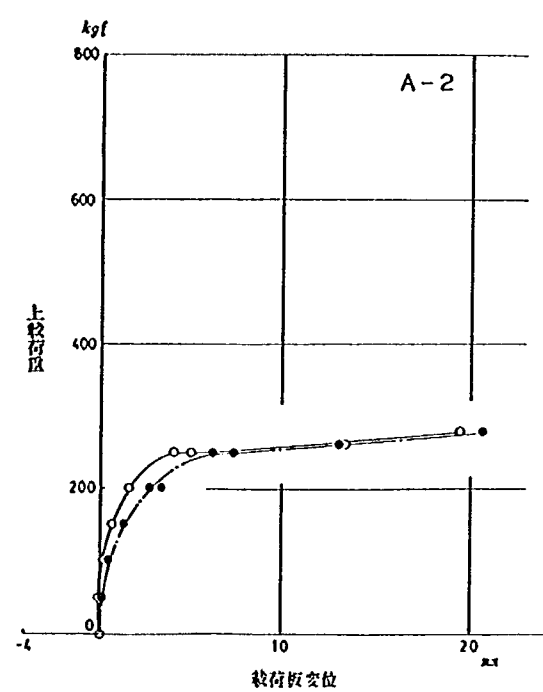
図-3.2 A-1 実験結果



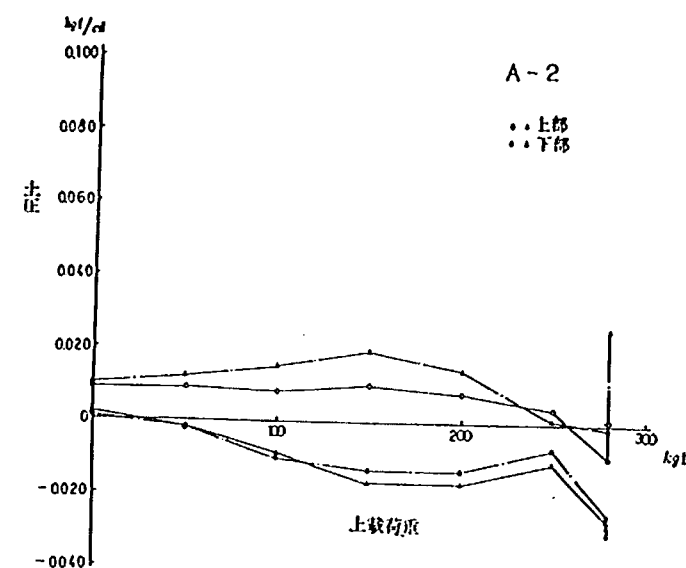
擁壁水平変位



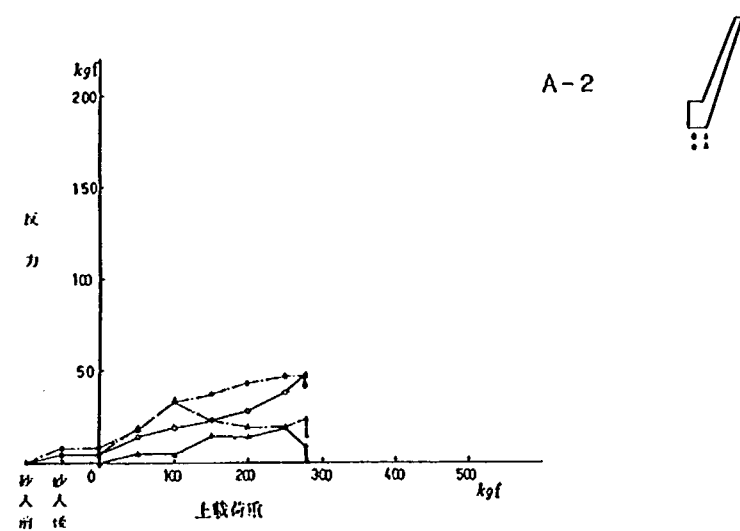
擁壁鉛直変位



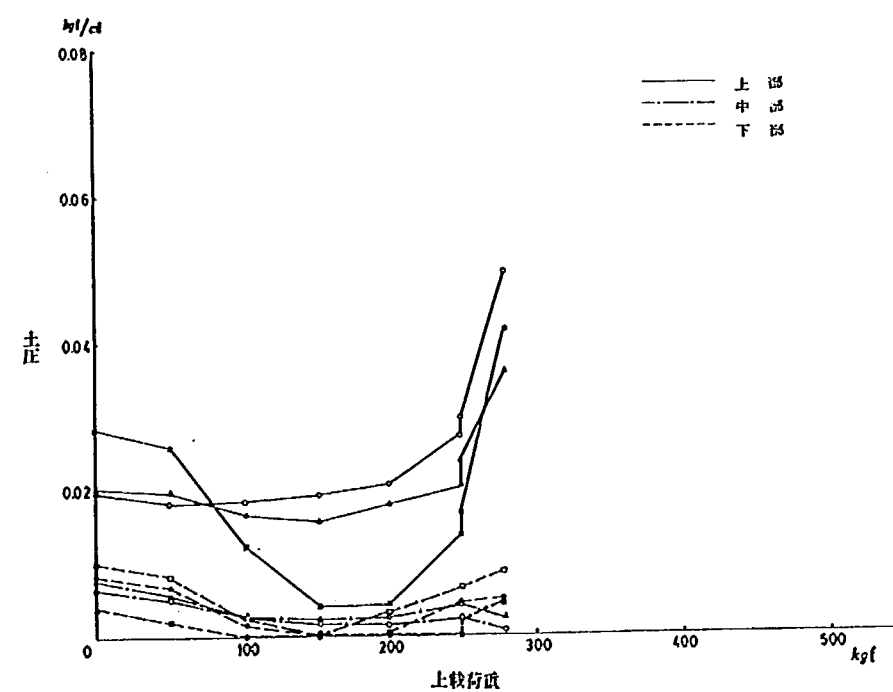
載荷盤変位



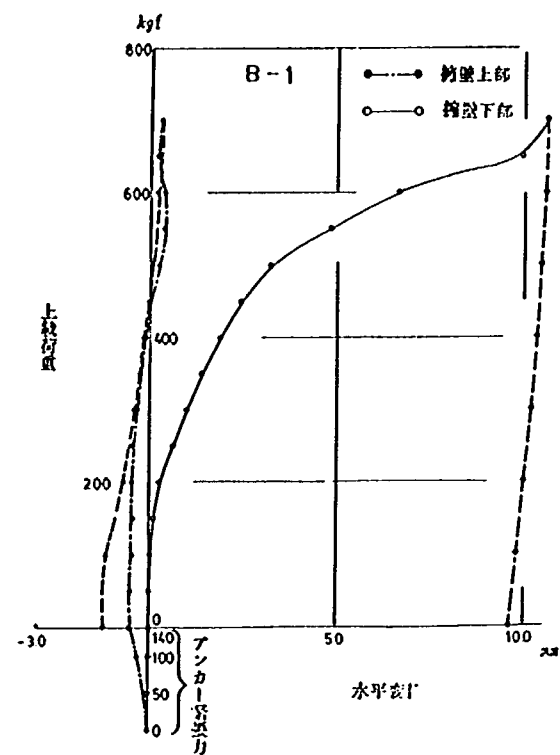
すべり面土圧変化



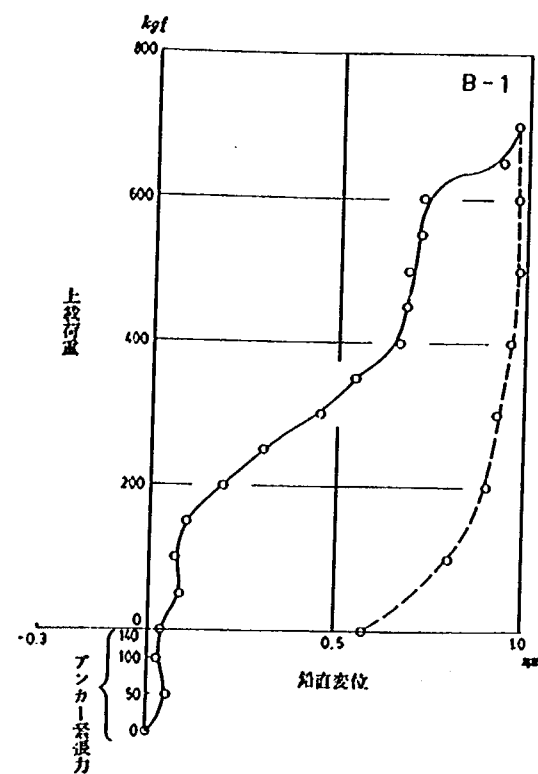
擁壁反力



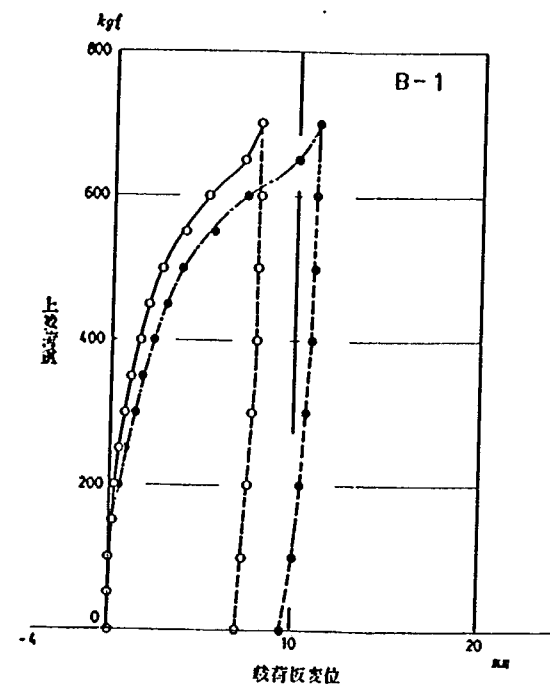
擁壁背面土圧変化



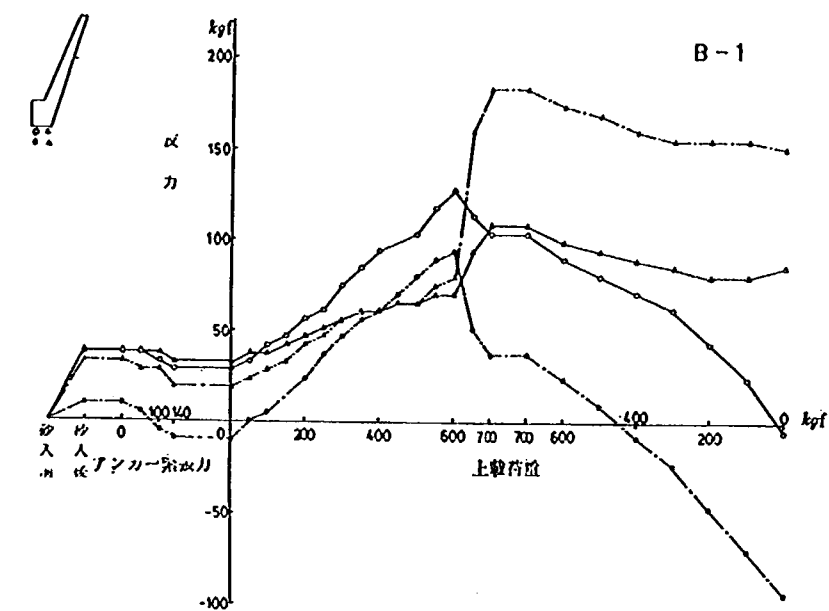
擁壁水平変位



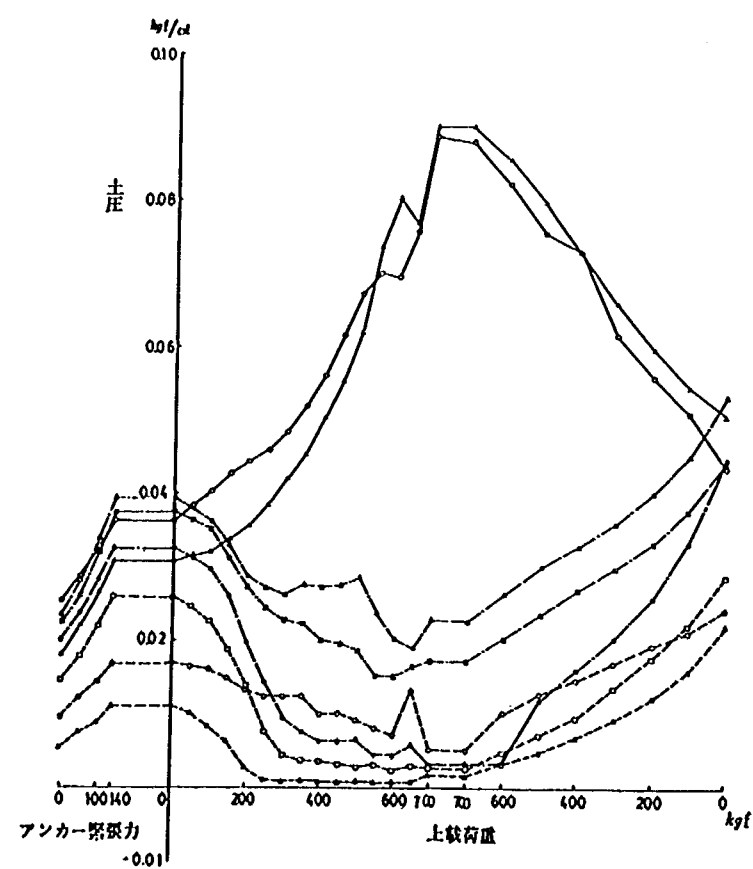
擁壁鉛直変位



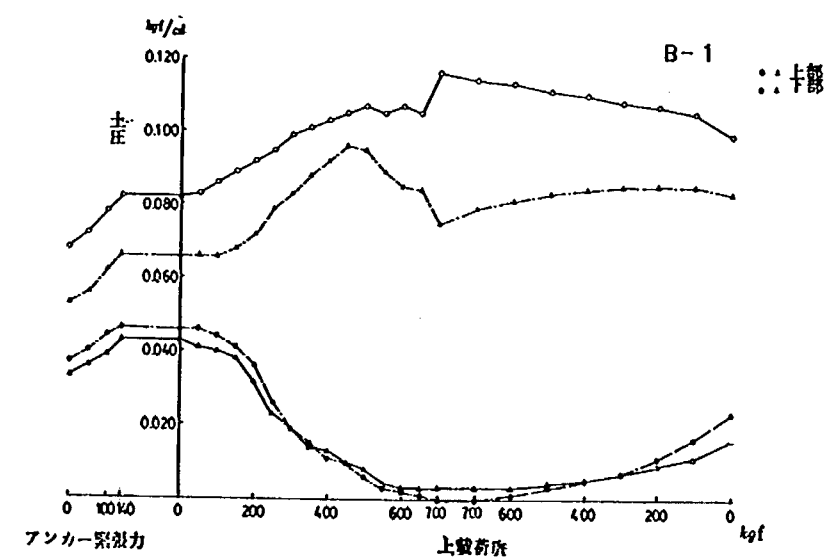
載荷盤変位



すべり面土圧変化

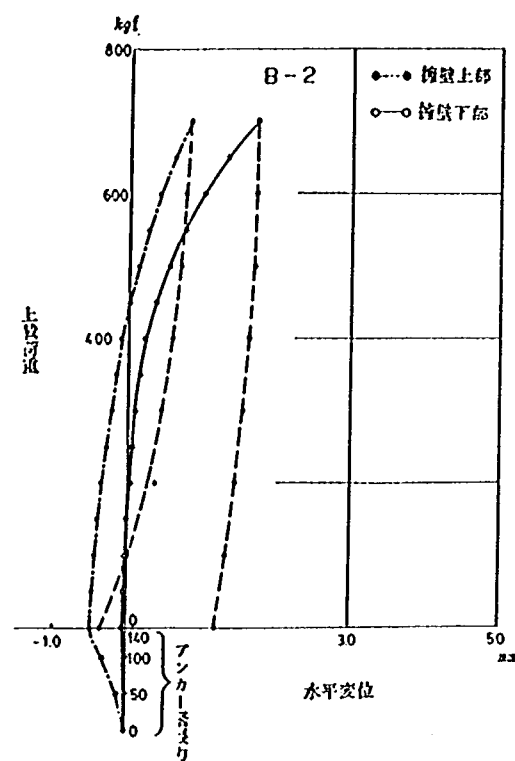


擁壁背面土圧変化

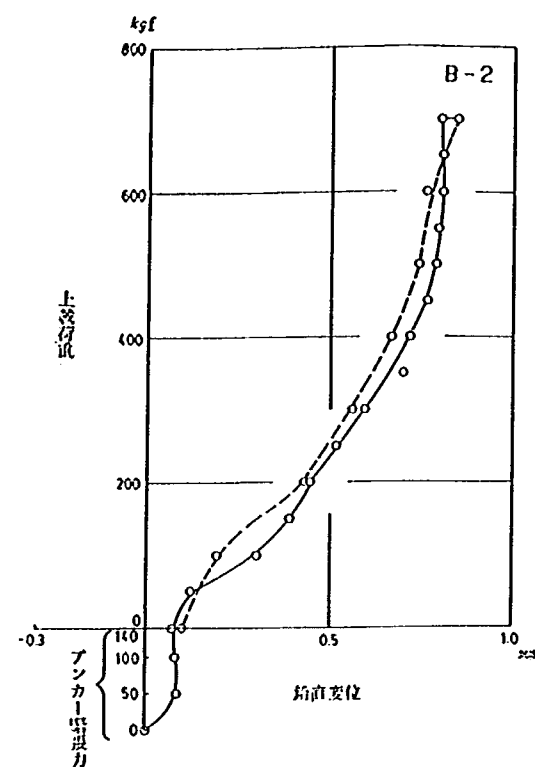


擁壁反力

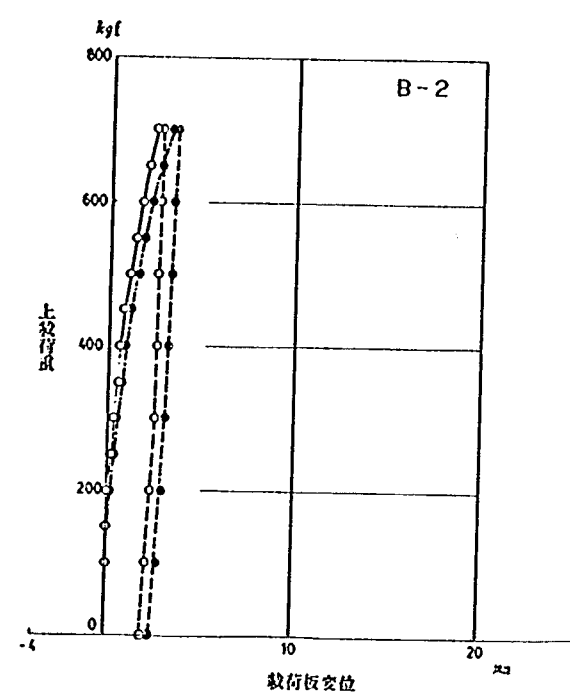
図-3.4 B-1 実験結果



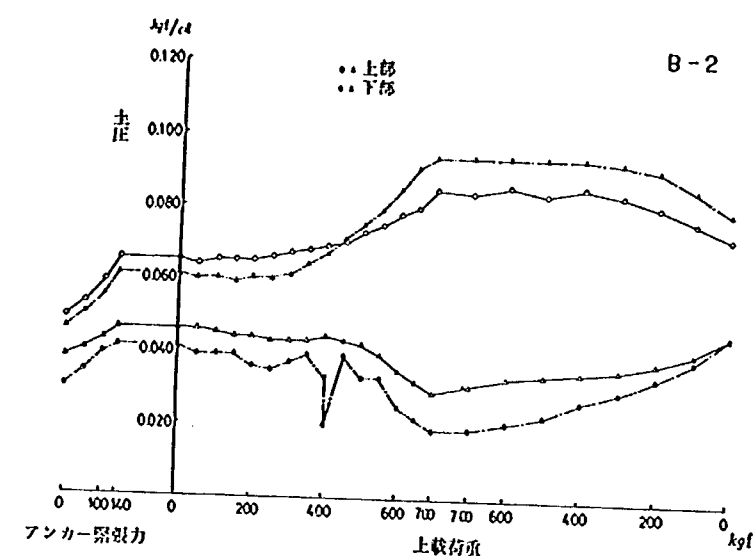
擁壁水平変位



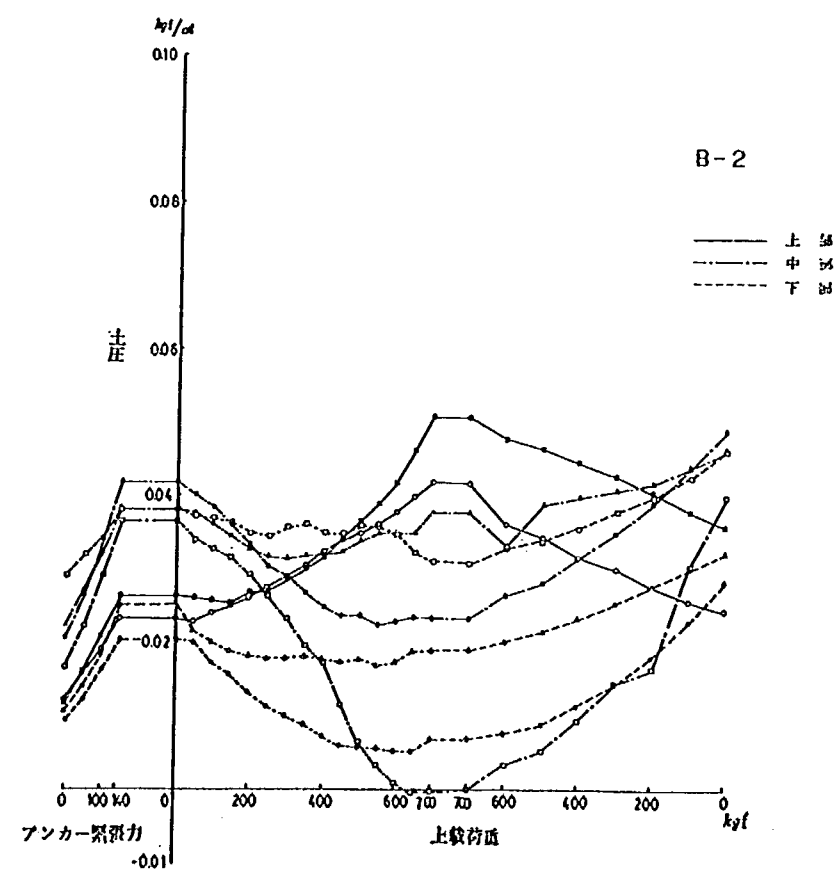
擁壁鉛直変位



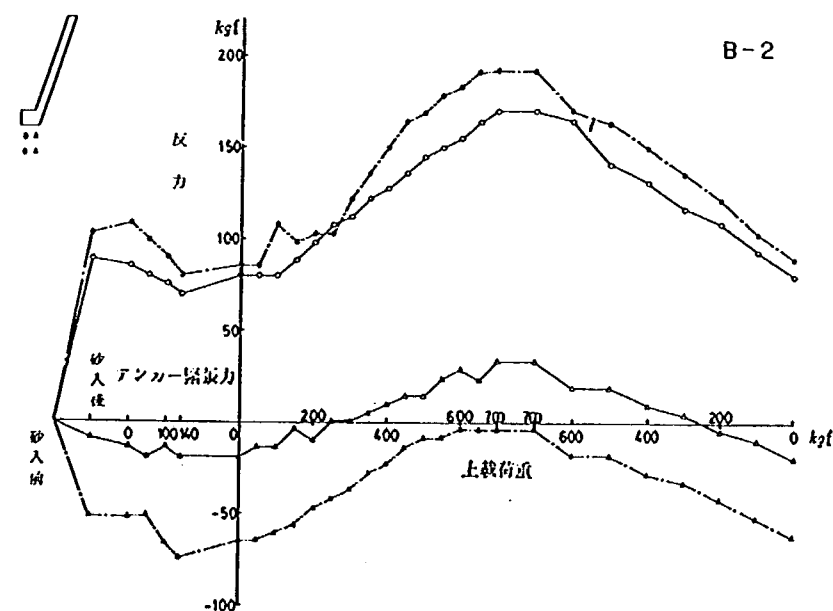
載荷板変位



すべり面土圧変化

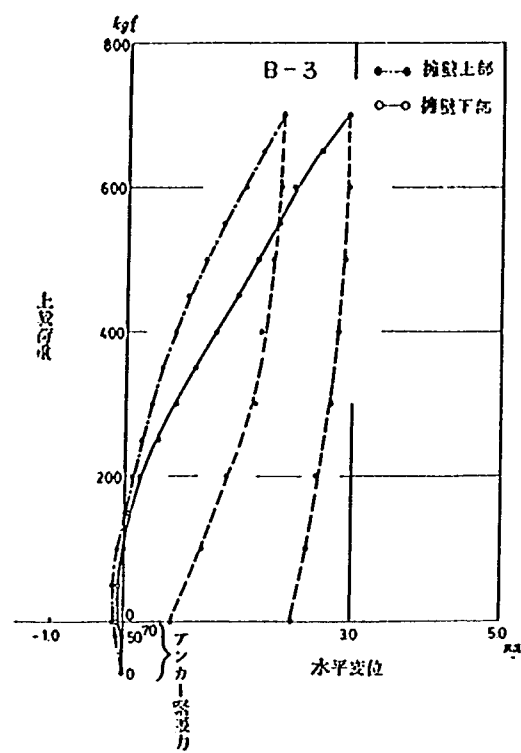


擁壁背面土圧変化

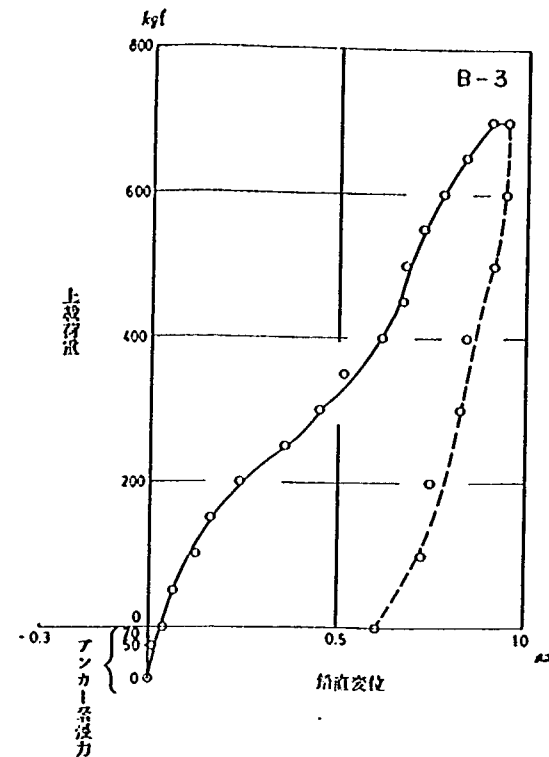


擁壁反力

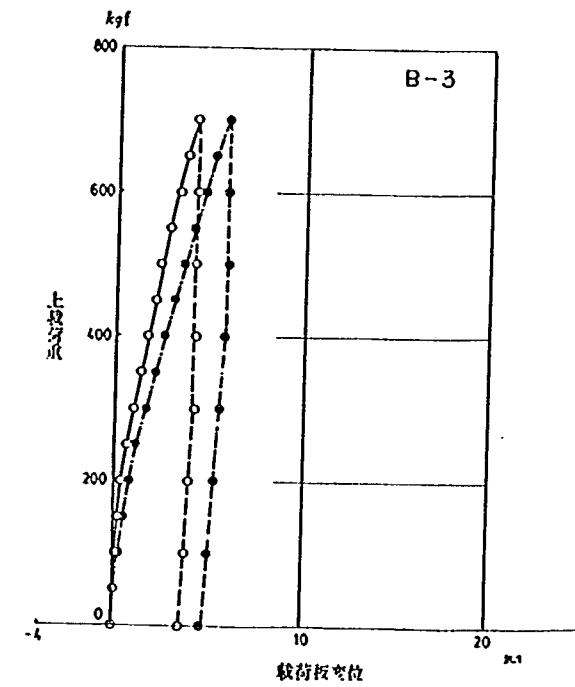
図-3.5 B-2 実験結果



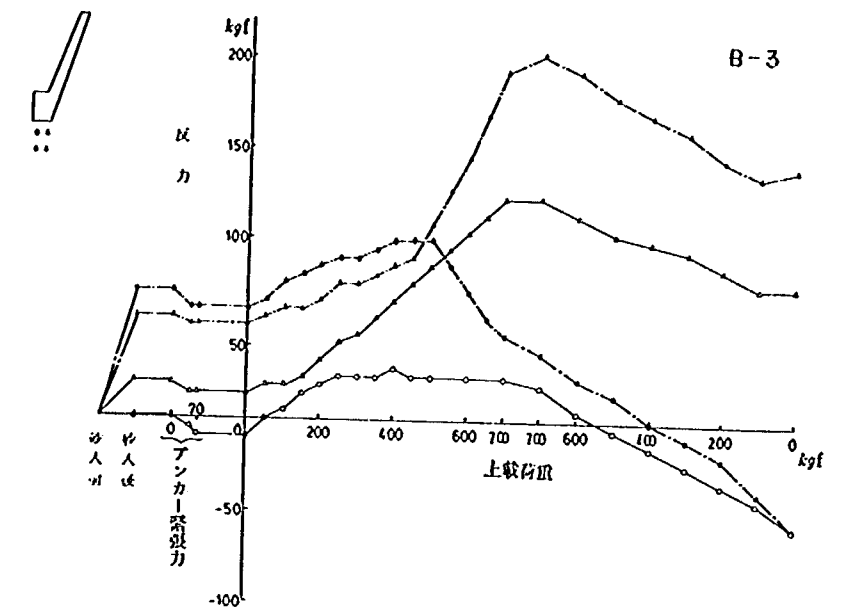
擁壁水平変位



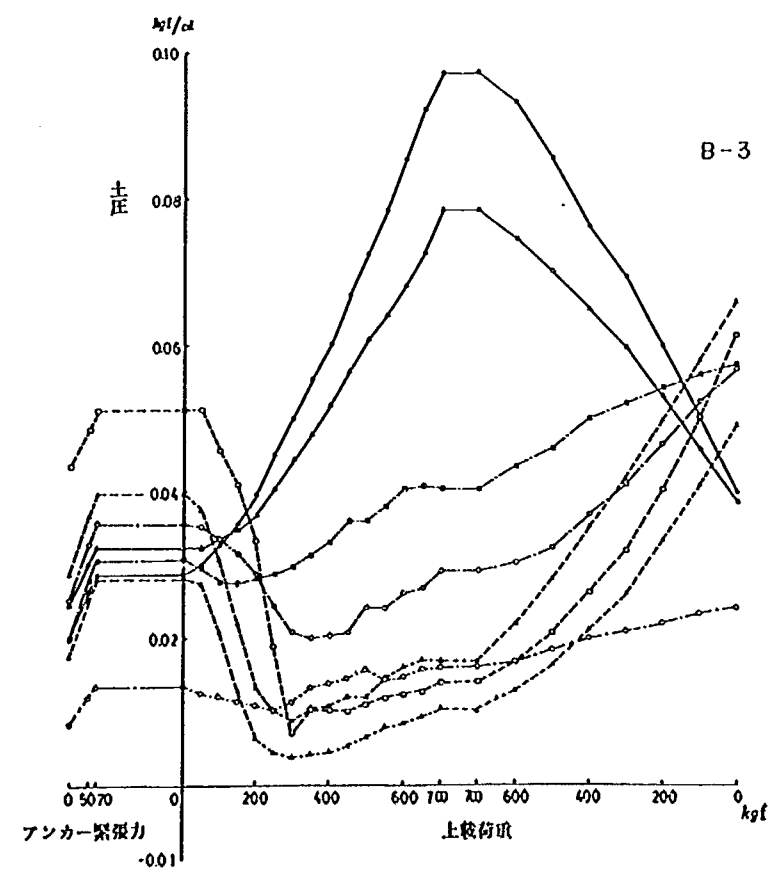
擁壁鉛直変位



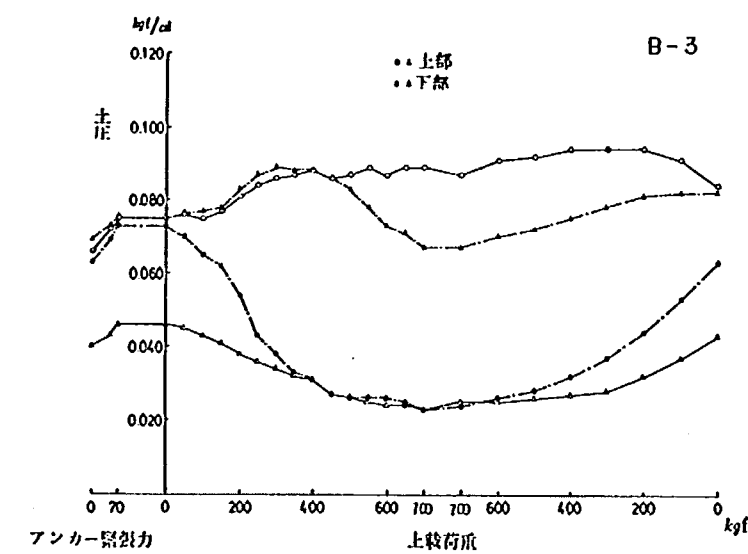
載荷盤変位



すべり面土圧変化

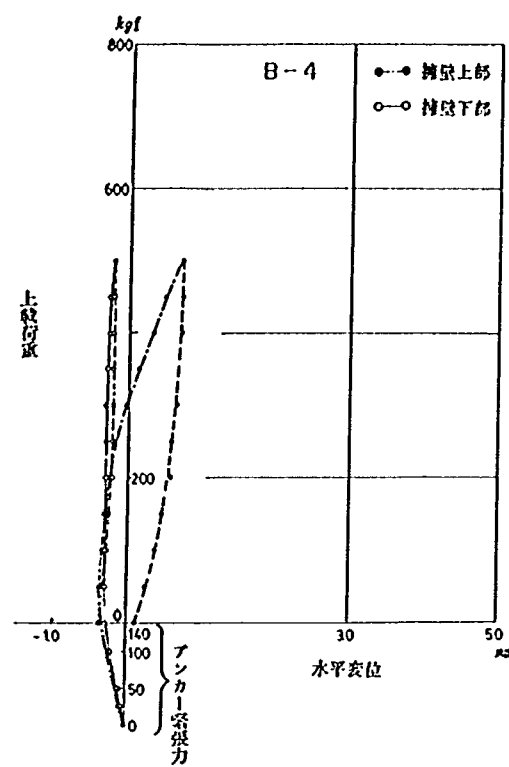


擁壁背面土圧変化

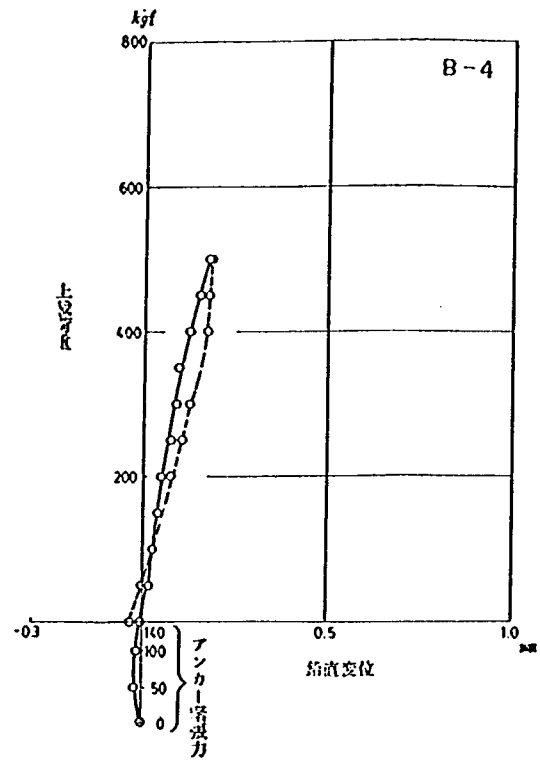


擁壁反力

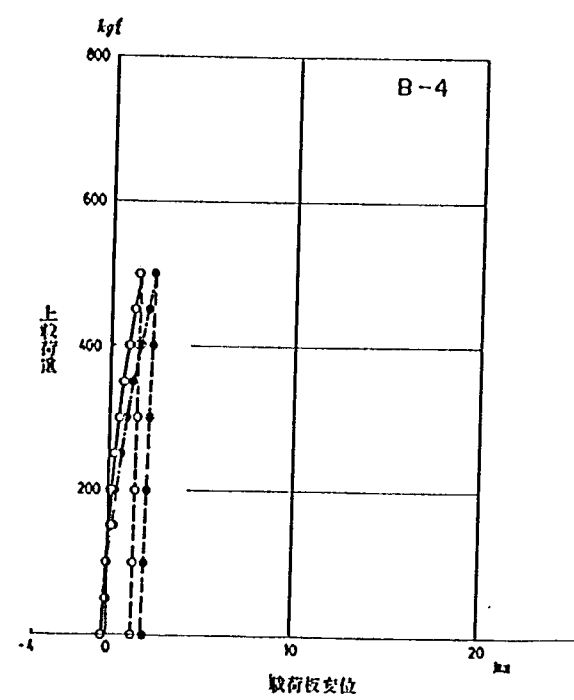
図-3.6 B-3 実験結果



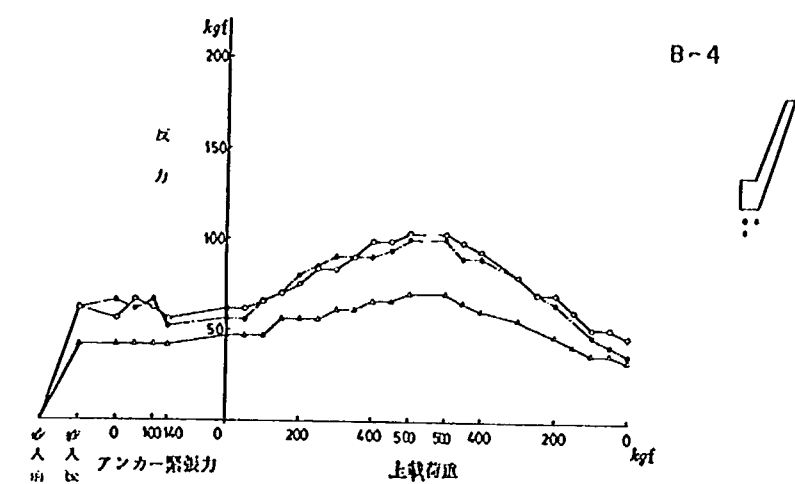
擁壁水平変位



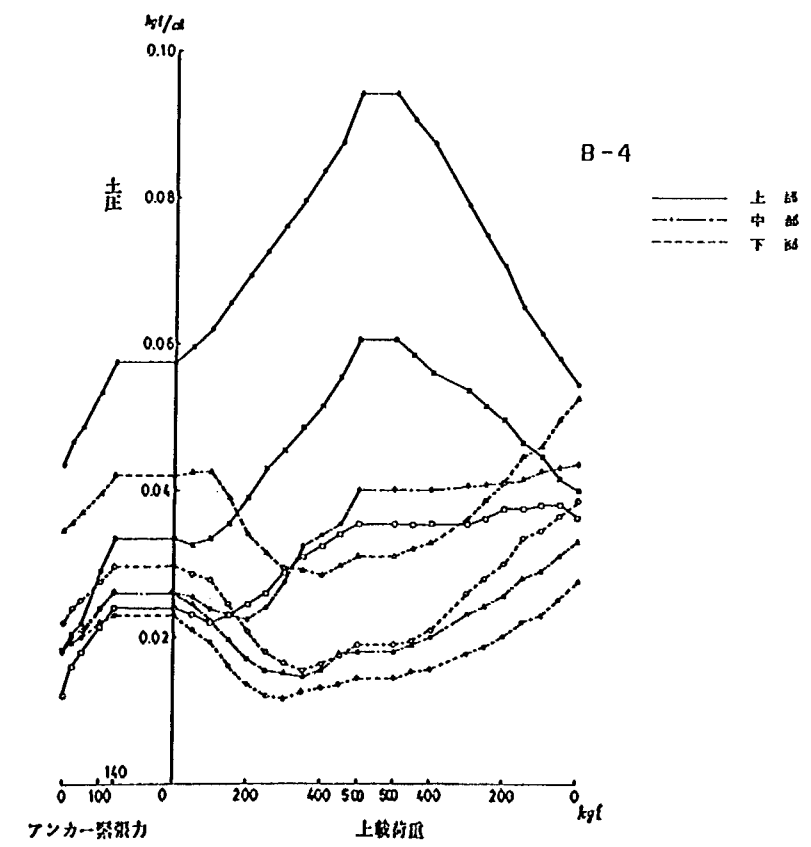
擁壁鉛直変位



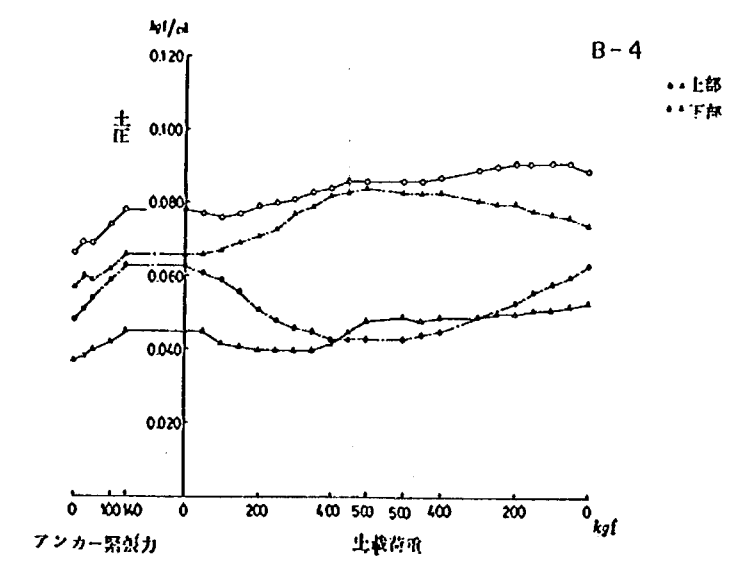
載荷板変位



すべり面土圧変化

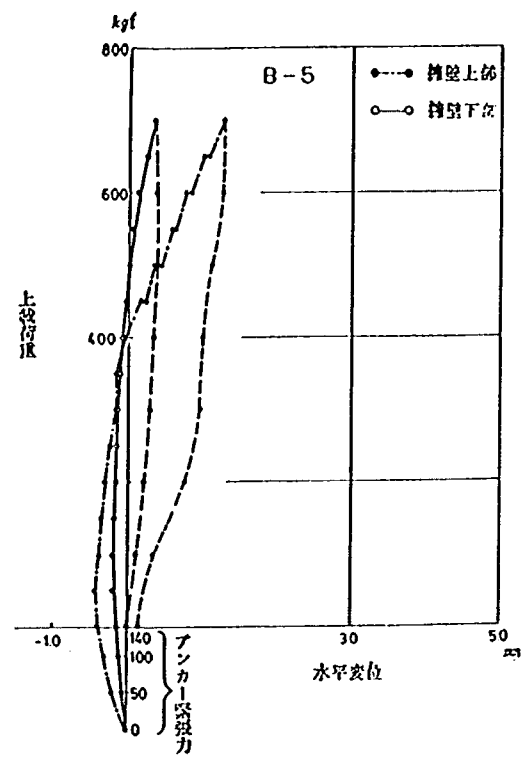


擁壁背面土圧変化

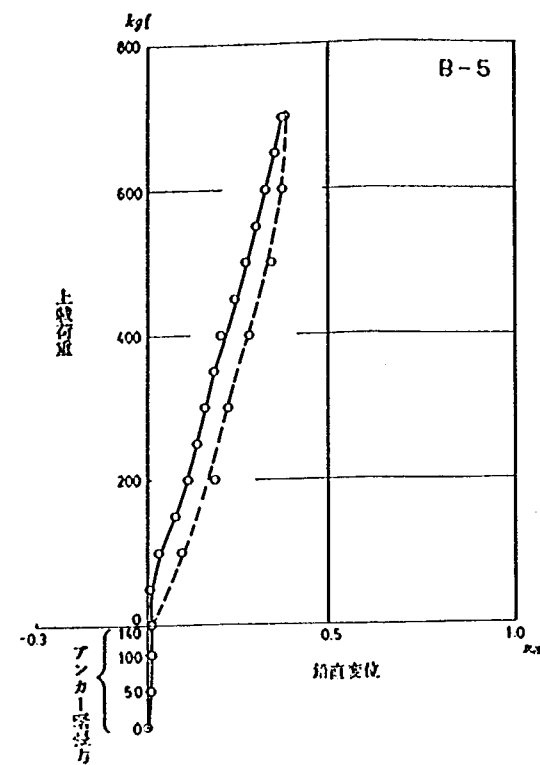


擁壁反力

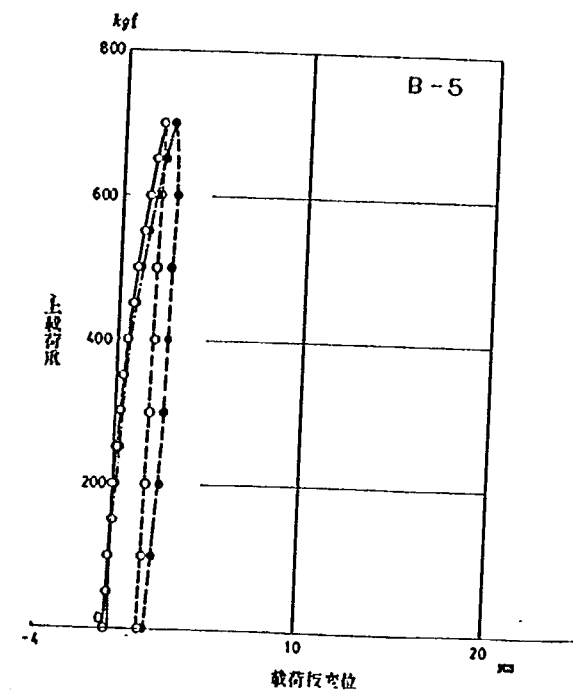
図-3.7 B-4 実験結果



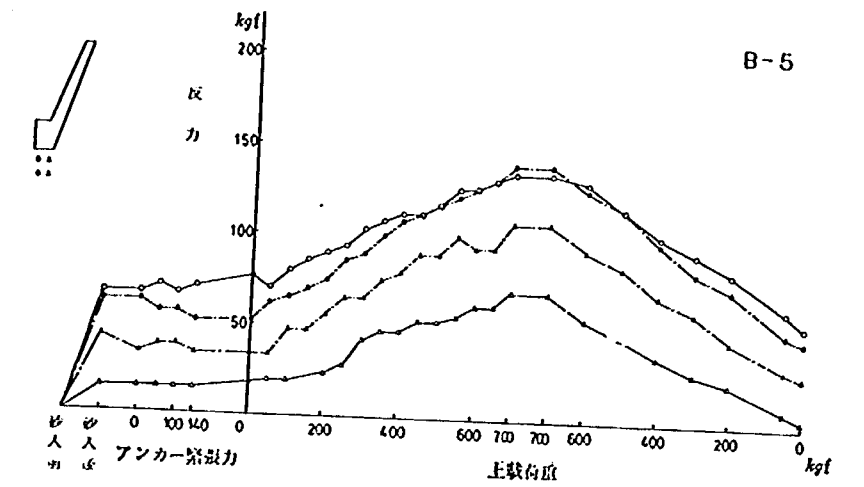
擁壁水平変位



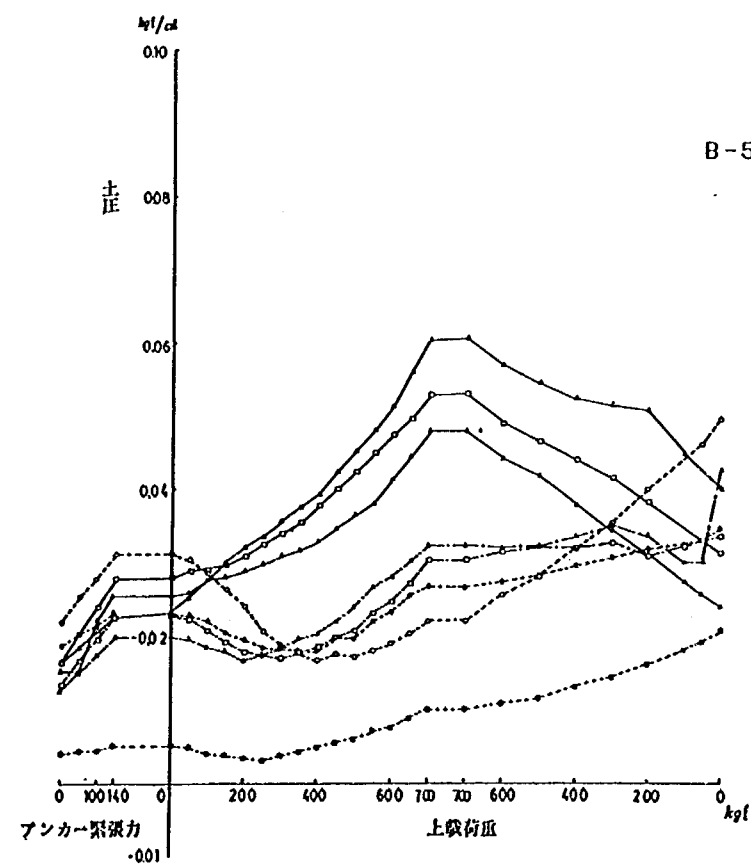
擁壁鉛直変位



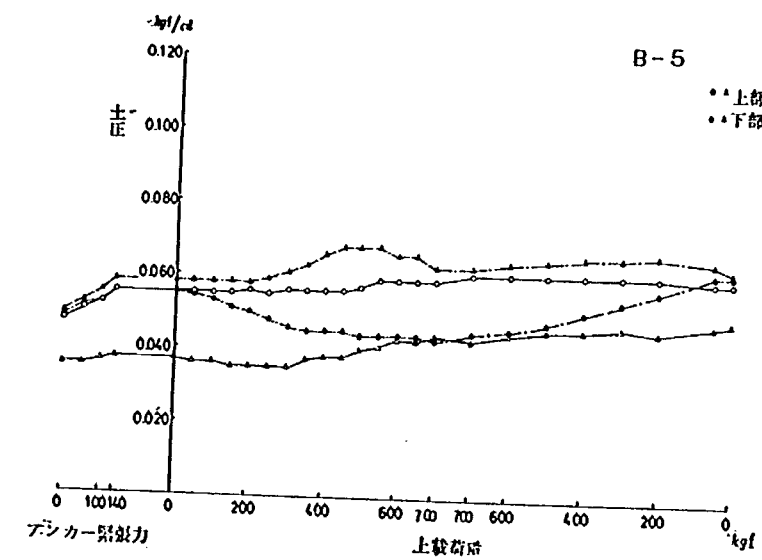
載荷盤変位



すべり面土圧変化

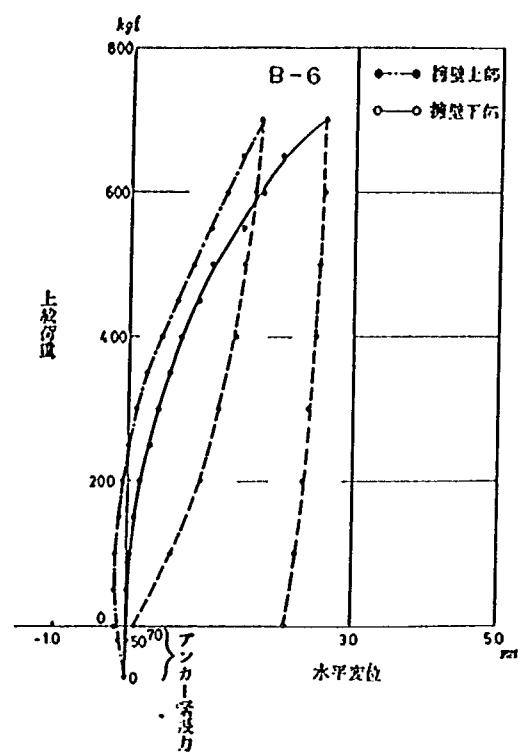


擁壁背面土圧変化

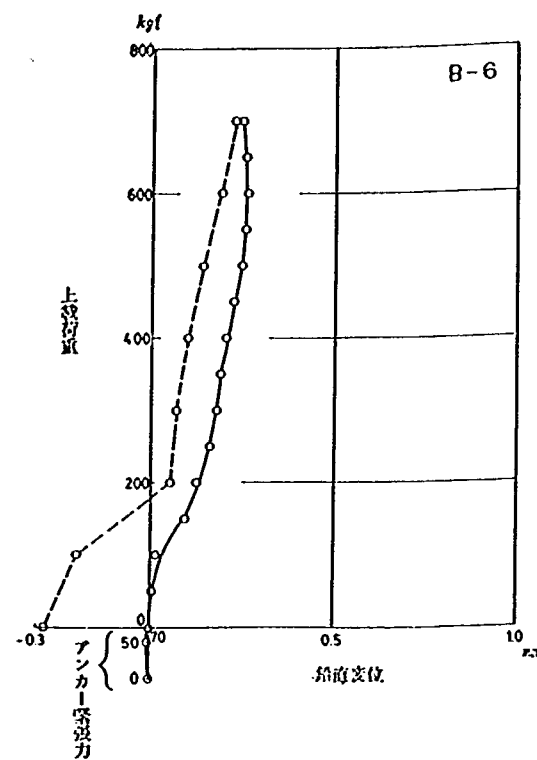


擁壁反力

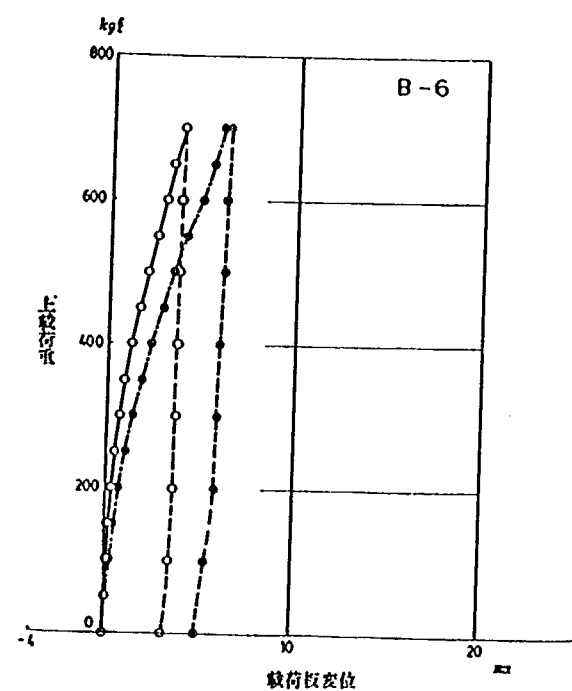
図-3.8 B-5 実験結果



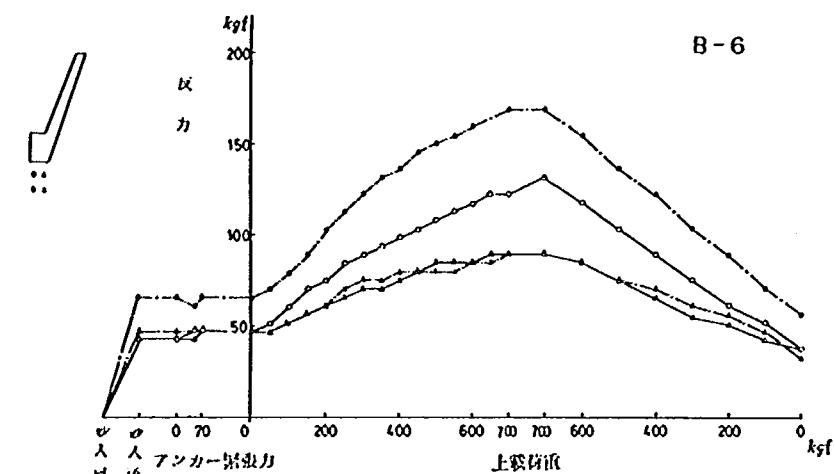
擁壁水平変位



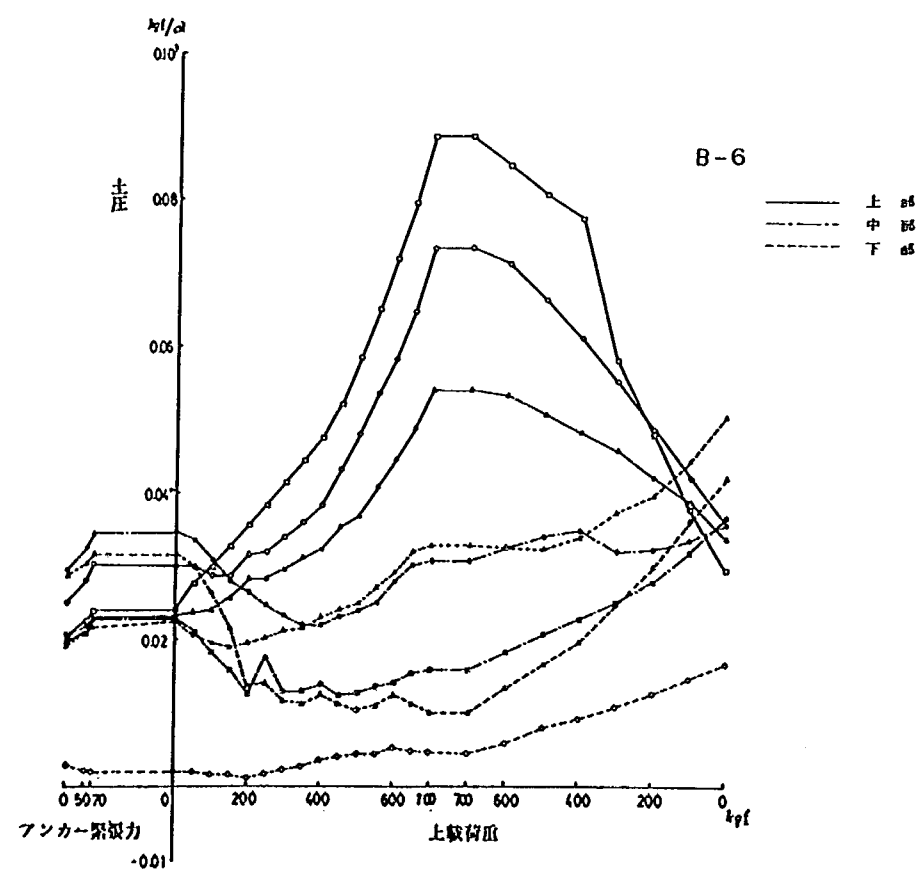
擁壁鉛直変位



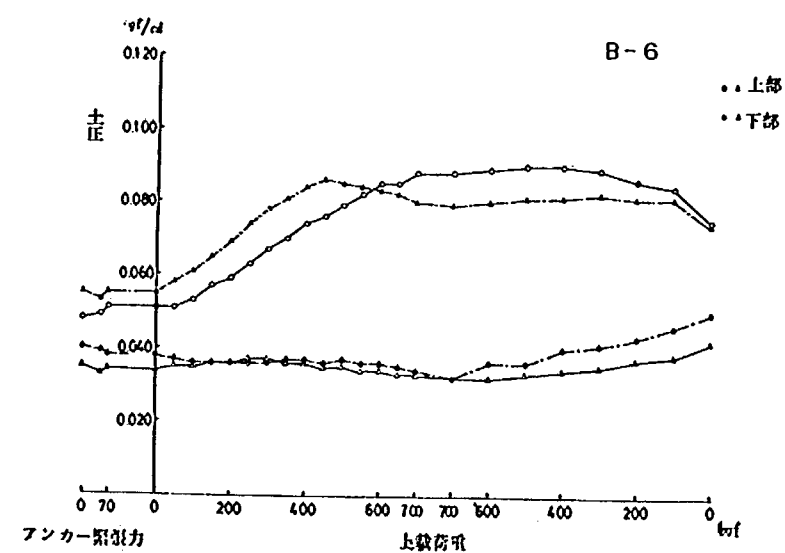
載荷板変位



すべり面土圧変化

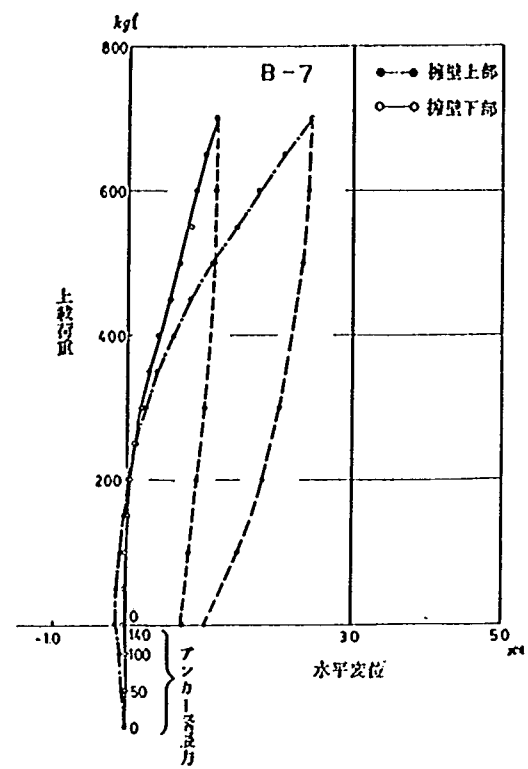


擁壁背面土圧変化

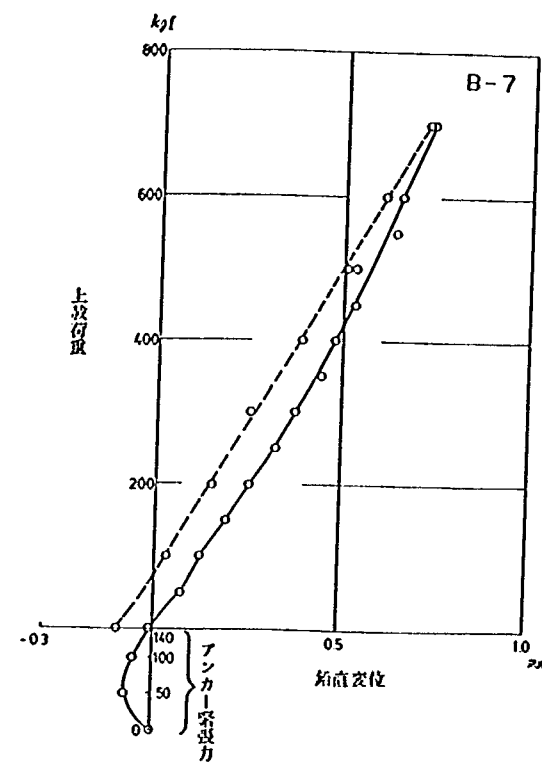


擁壁反力

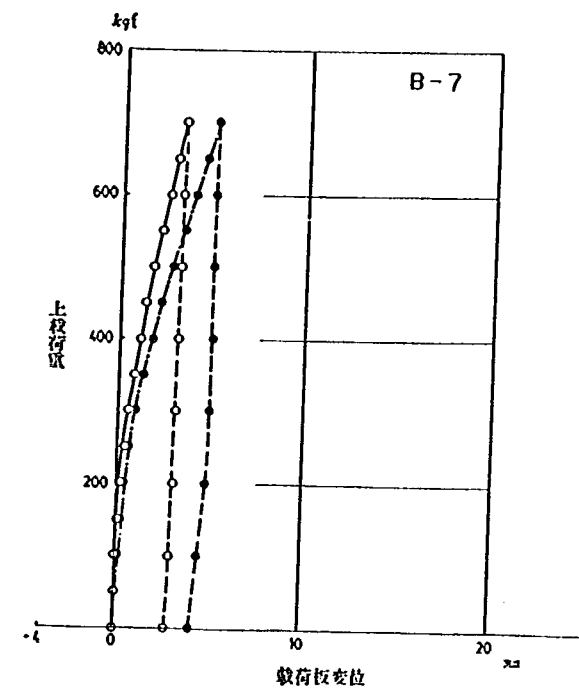
図-3.9 B-6 実験結果



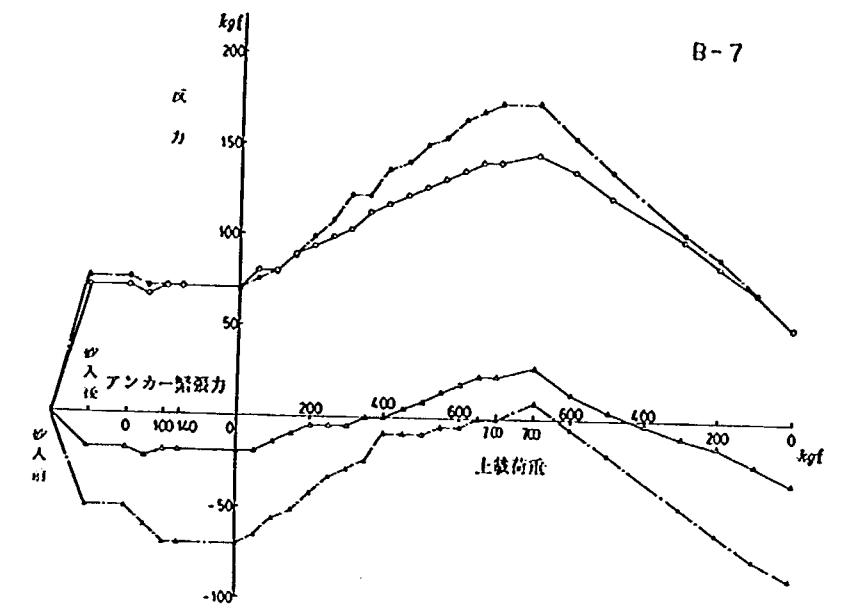
擁壁水平変位



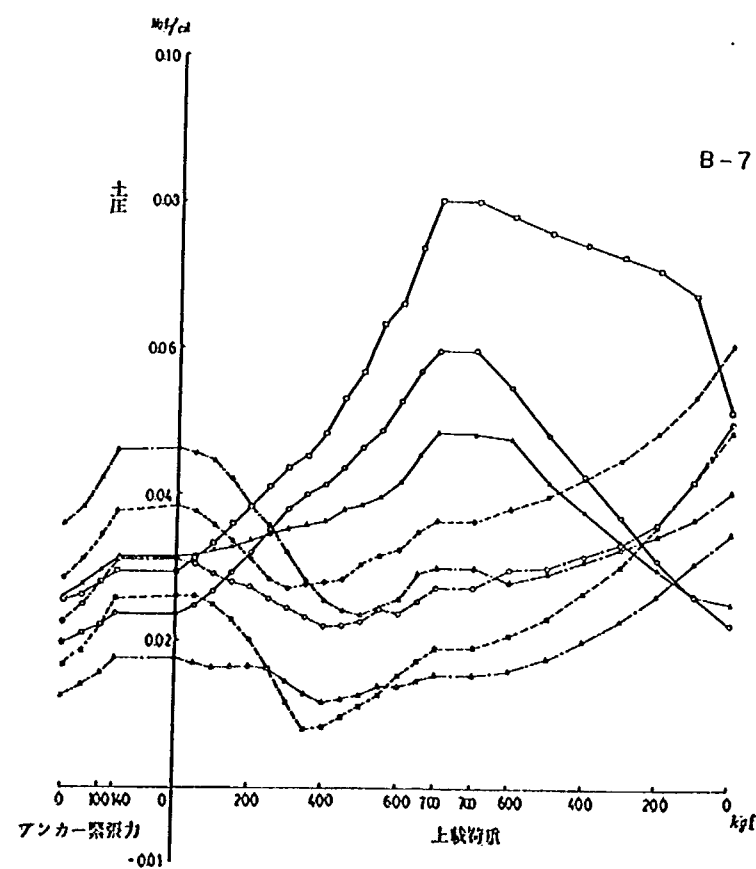
擁壁鉛直変位



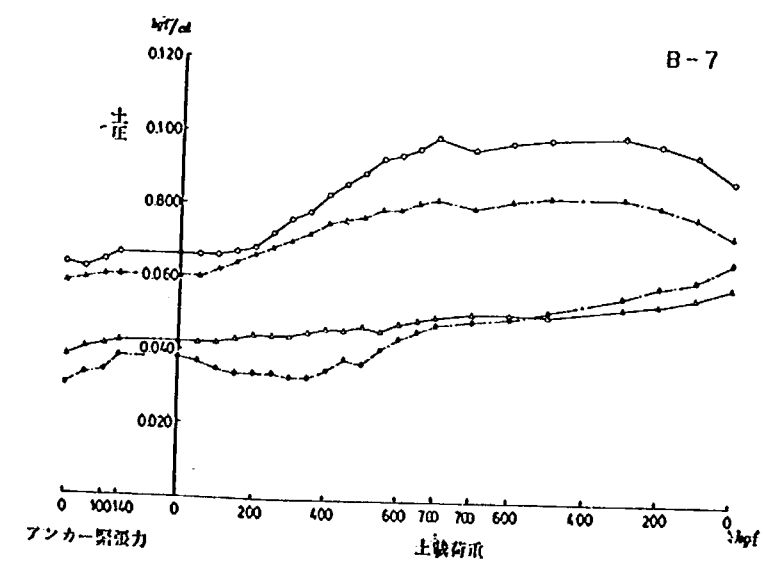
載荷盤変位



すべり面土圧変化

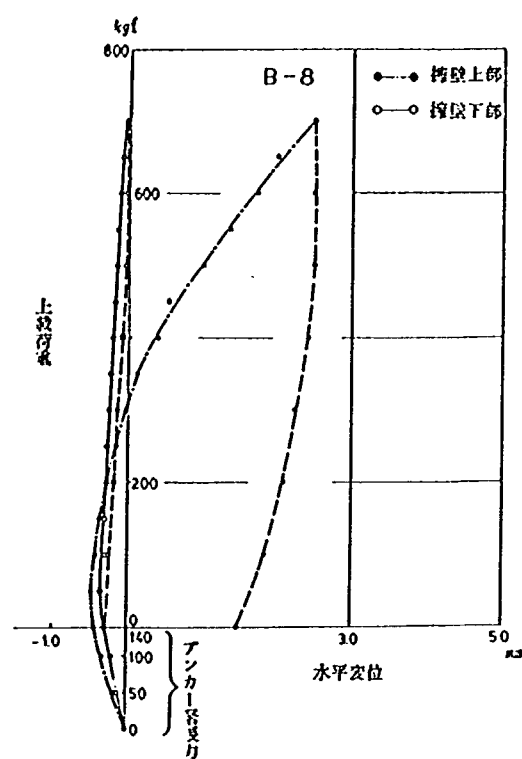


擁壁背面土圧変化

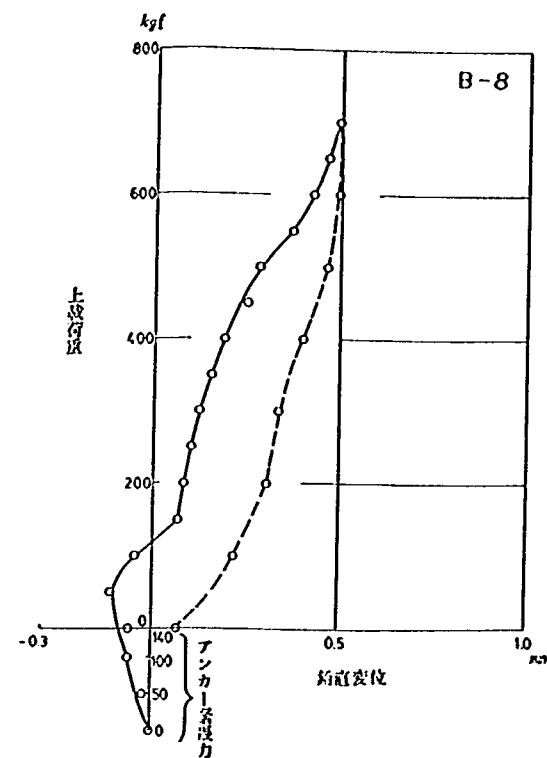


擁壁反力

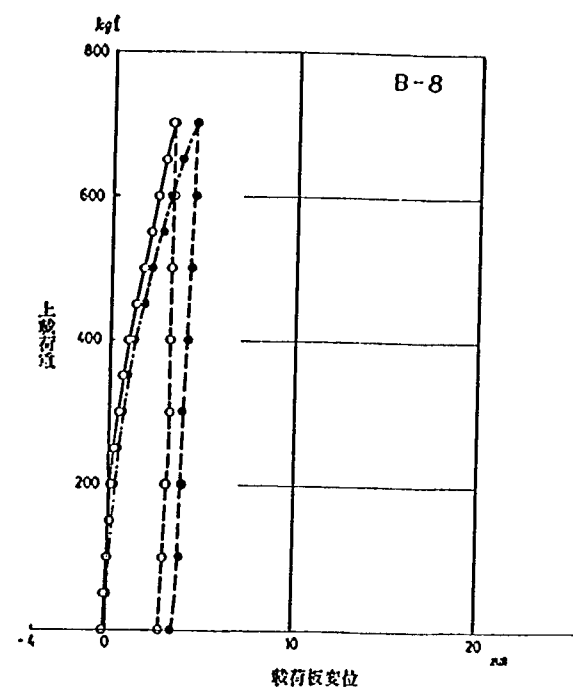
図-3.10 B-7 実験結果



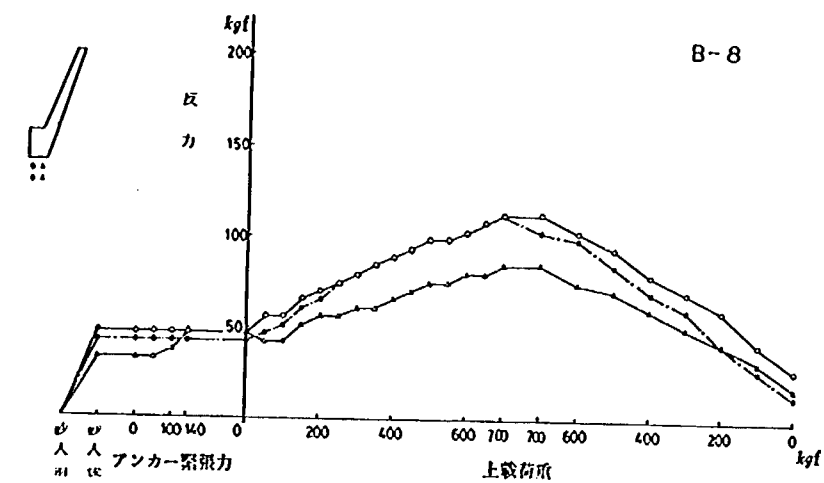
擁壁水平変位



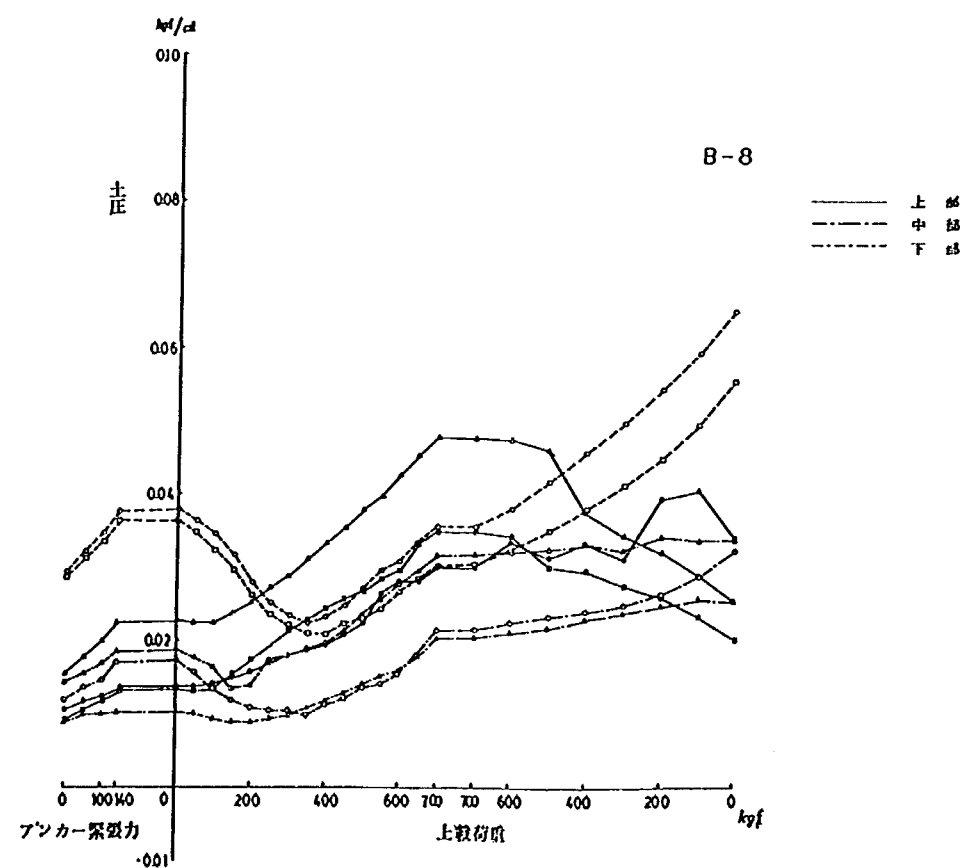
擁壁鉛直変位



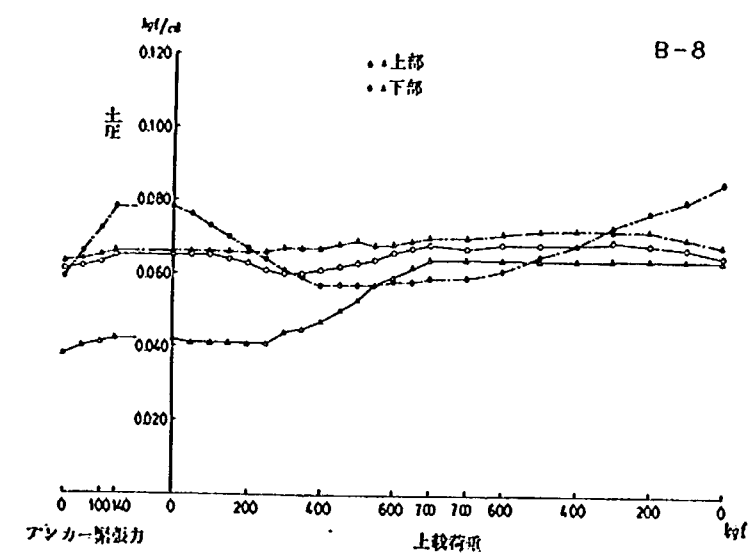
載荷盤変位



すべり面土圧変化

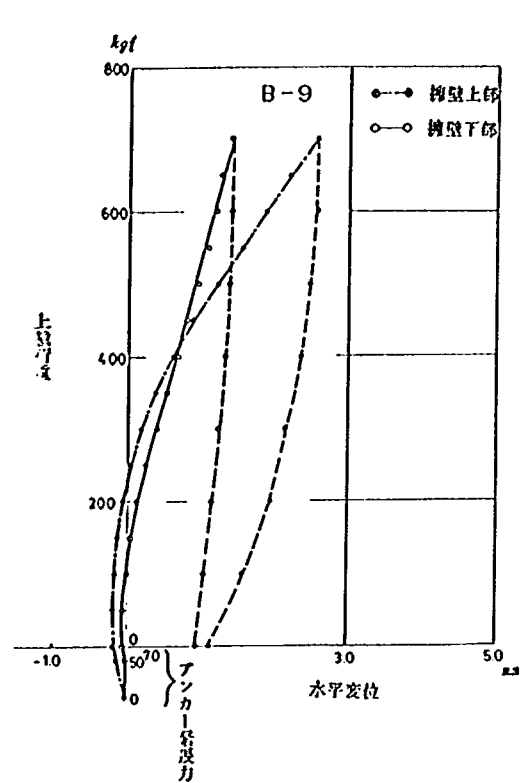


擁壁背面土圧変化

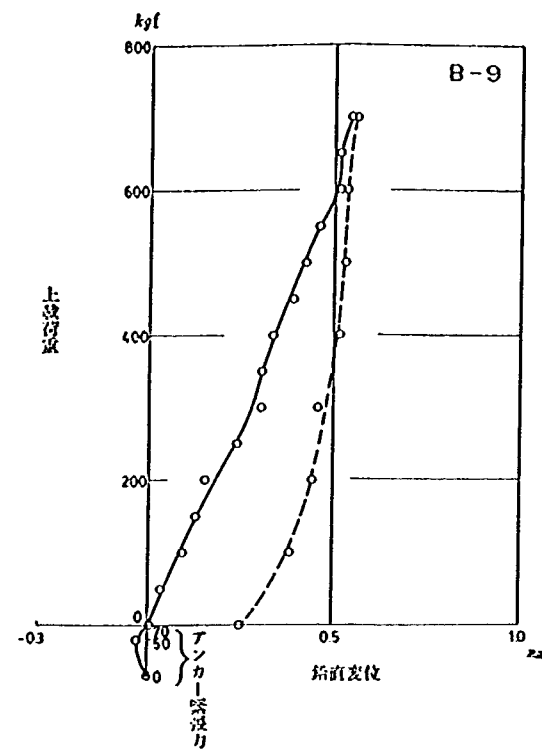


擁壁反力

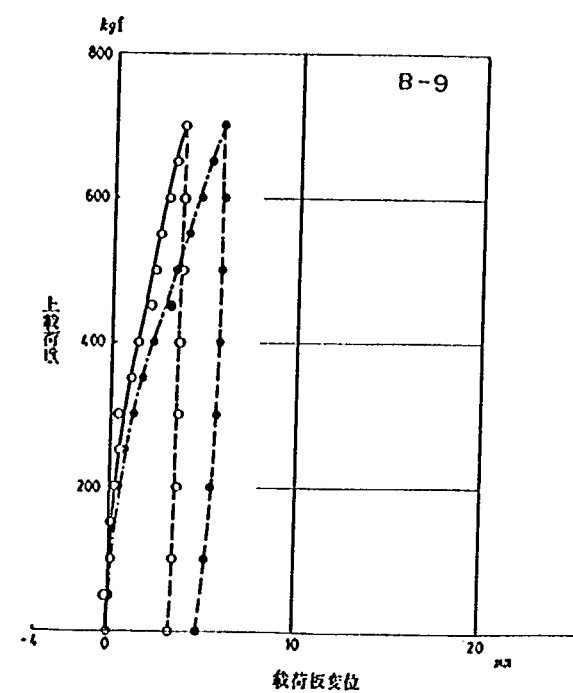
図-3.11 B-8 実験結果



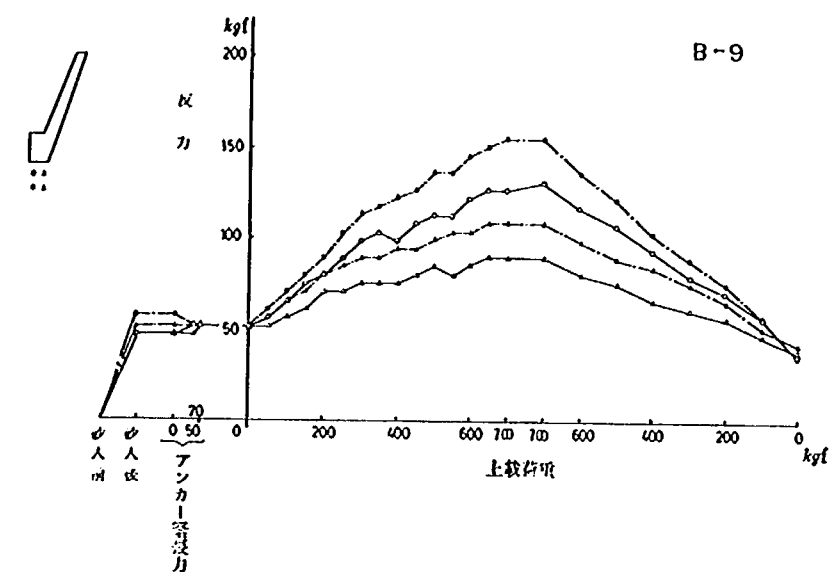
擁壁水平変位



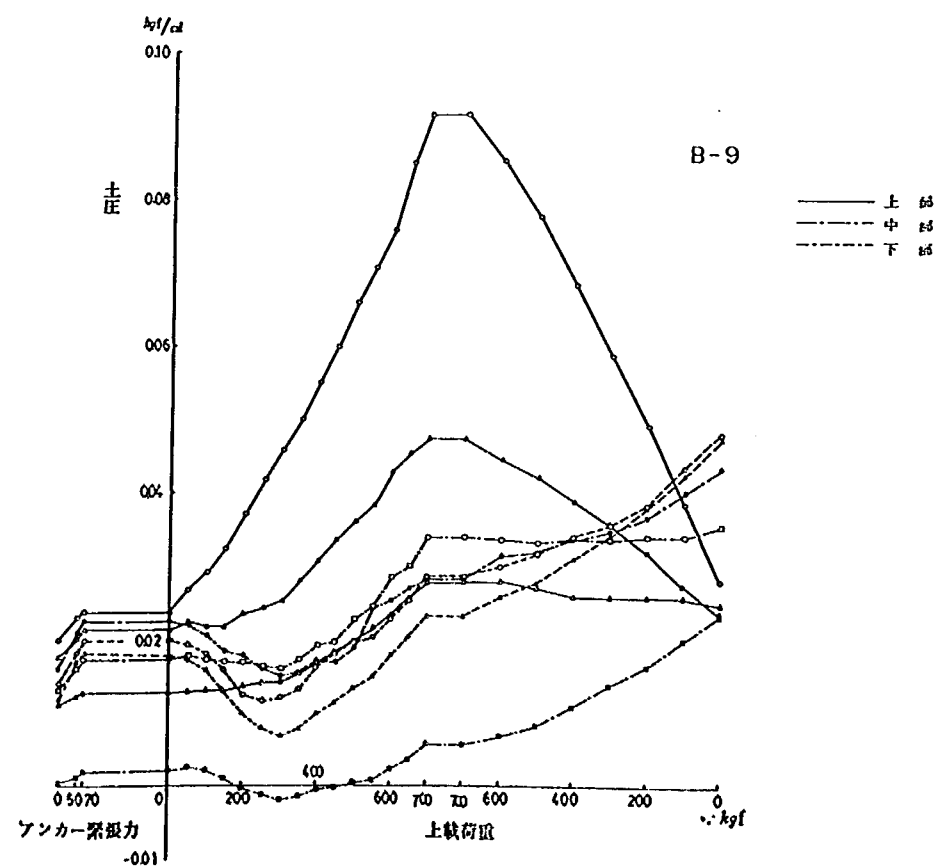
擁壁鉛直変位



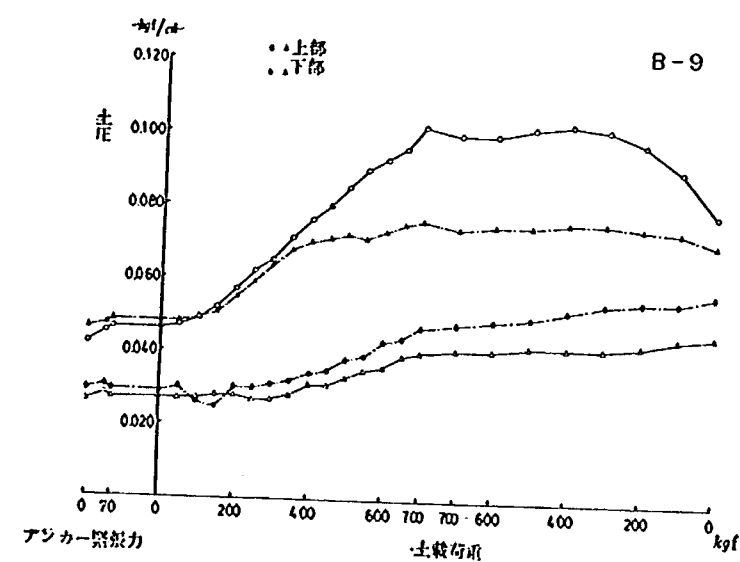
載荷板変位



すべり面土圧変化

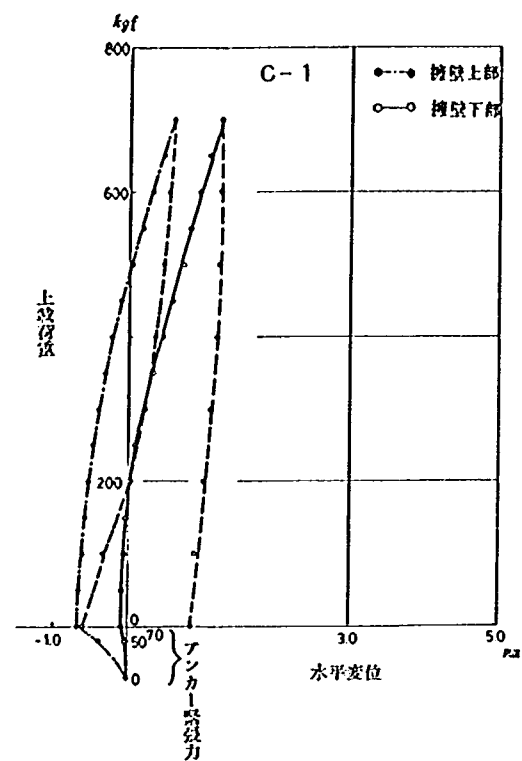


擁壁背面土圧変化

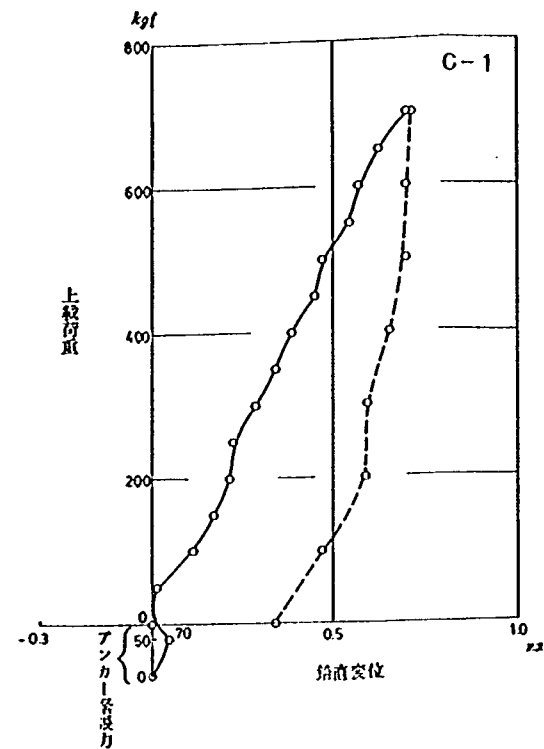


擁壁反力

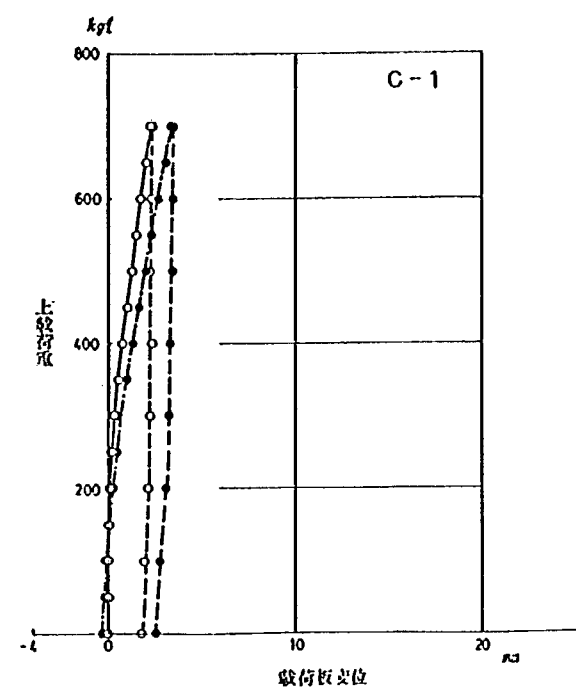
図-3.12 B-9 実験結果



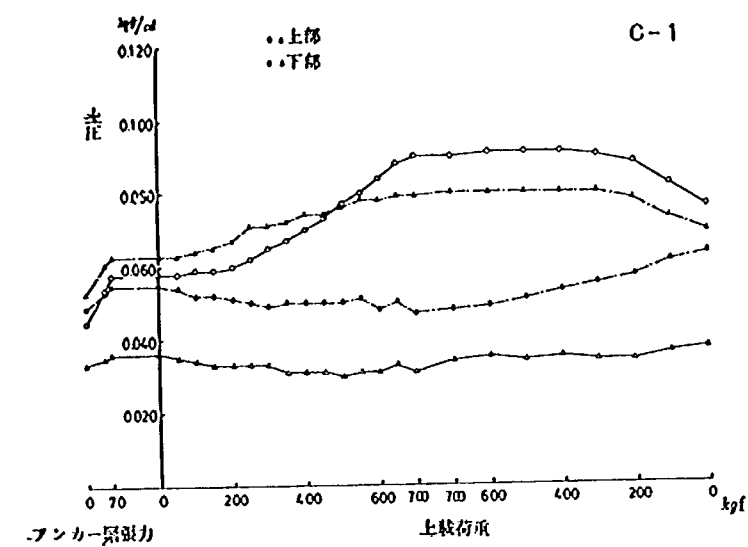
擁壁水平変位



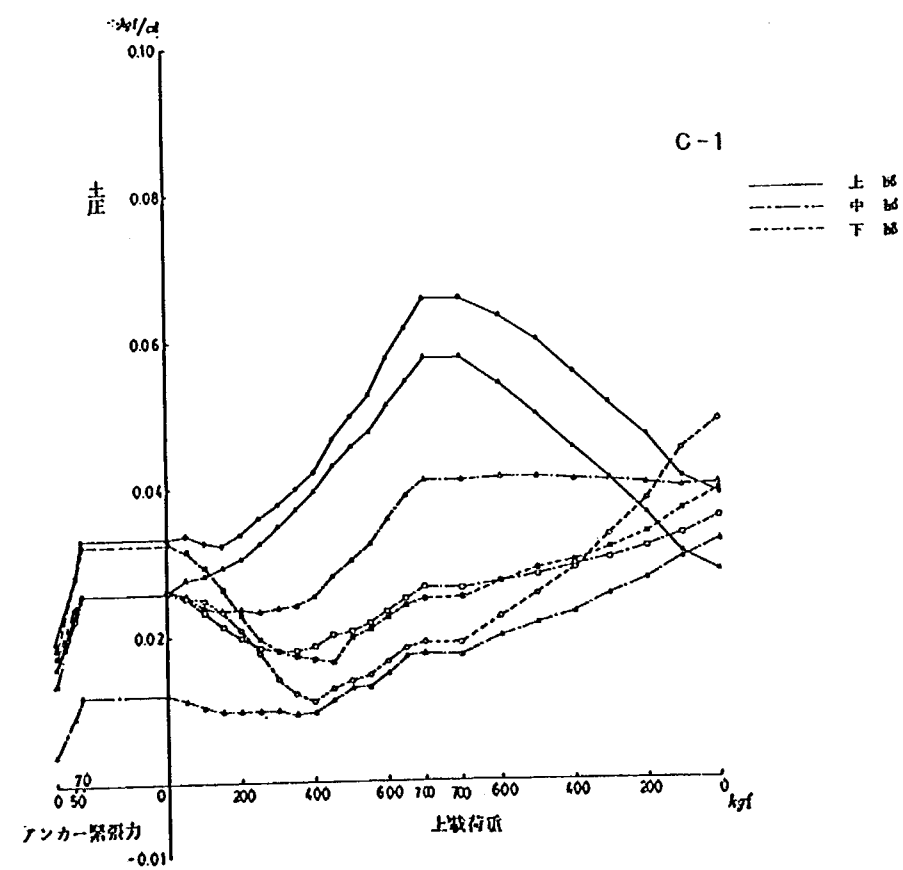
擁壁鉛直変位



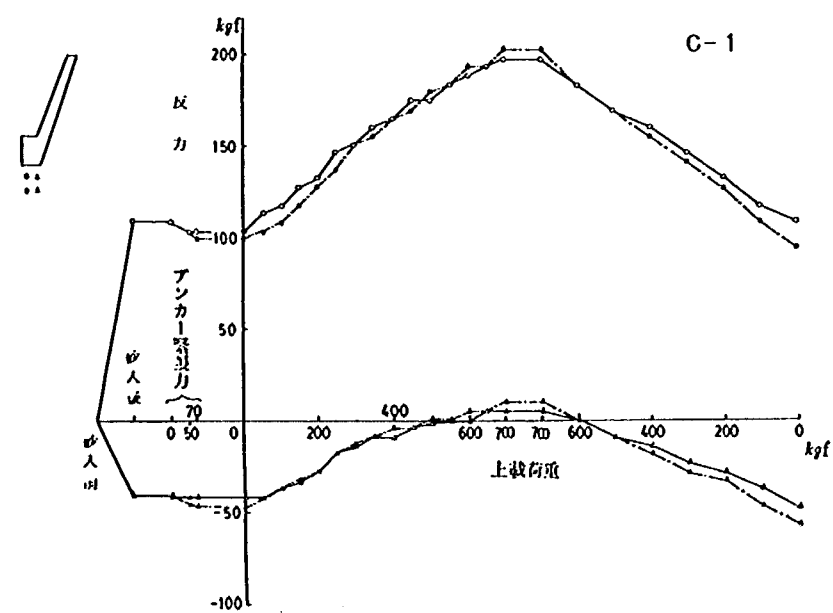
載荷板変位



すべり面土圧変化

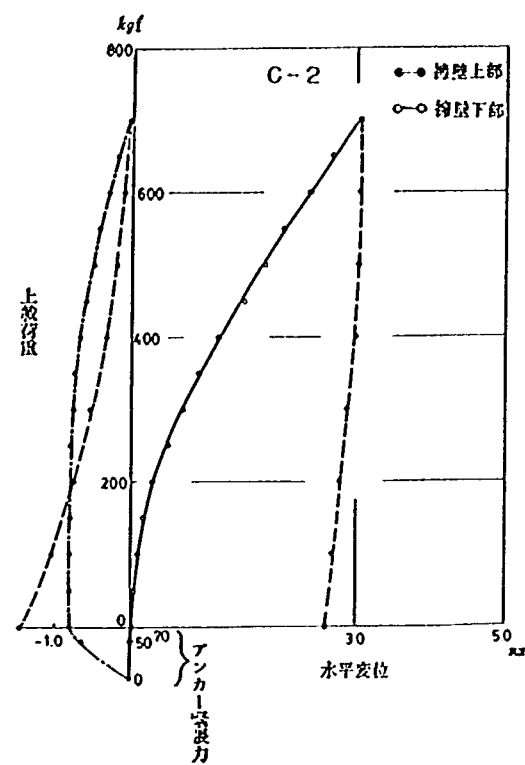


擁壁背面土圧変化

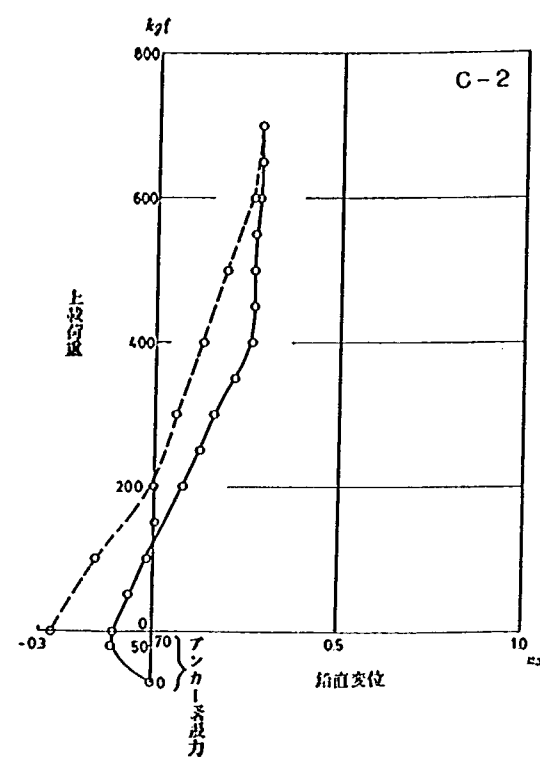


擁壁反力

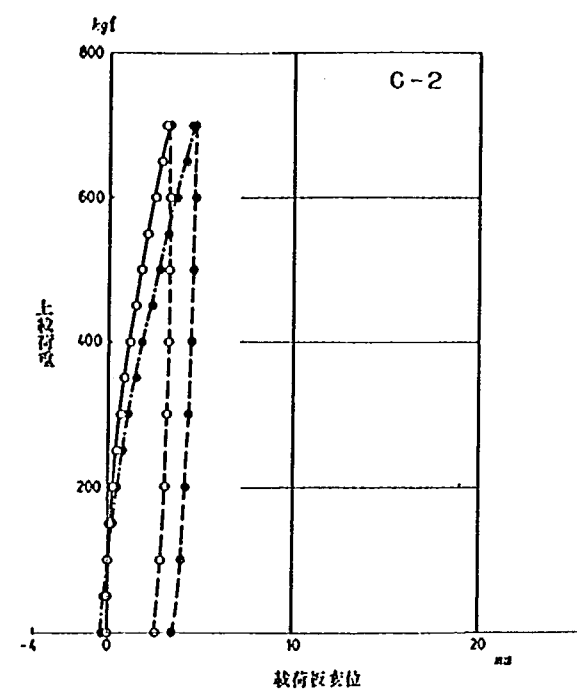
図- 3.13 C-1 実験結果



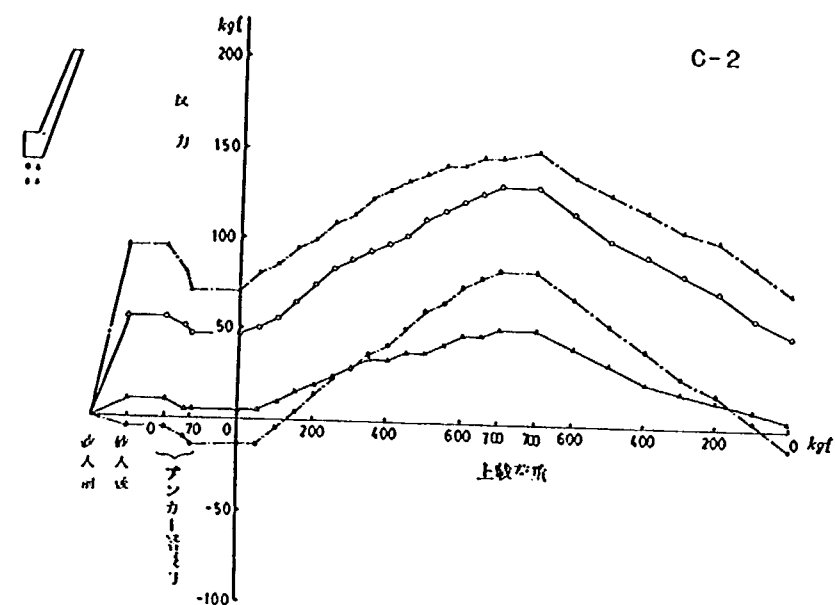
擁壁水平変位



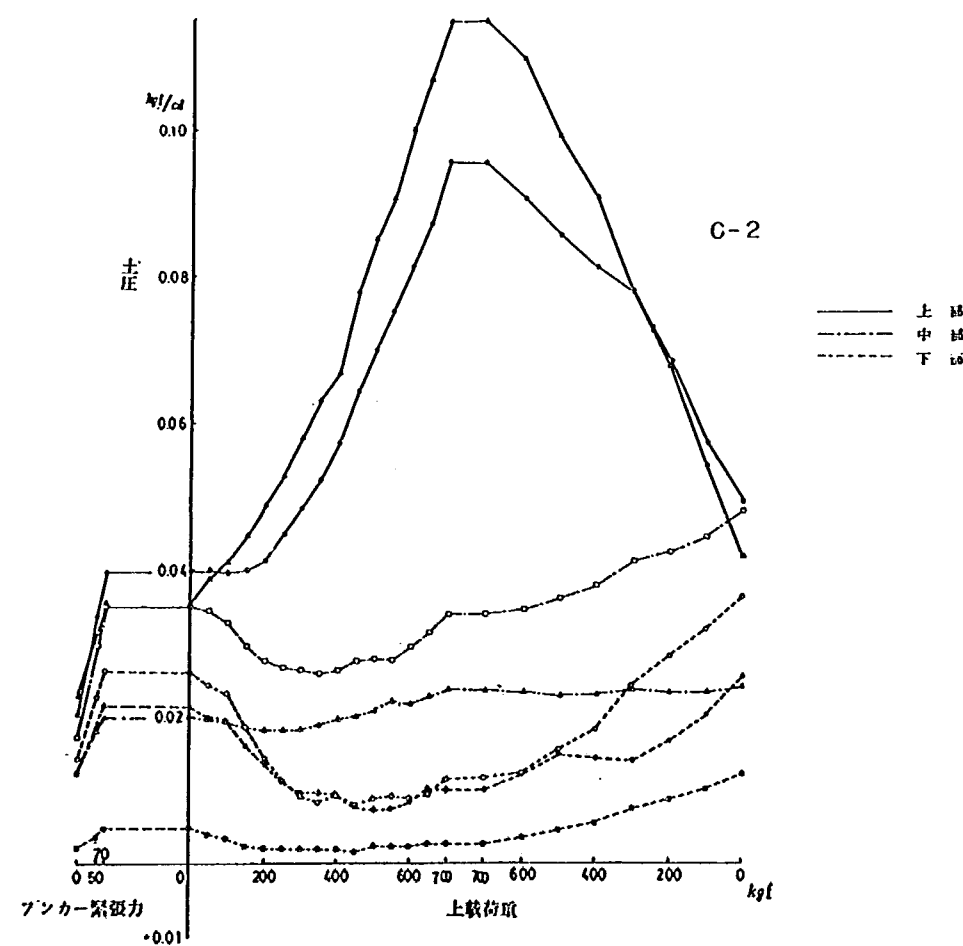
擁壁鉛直変位



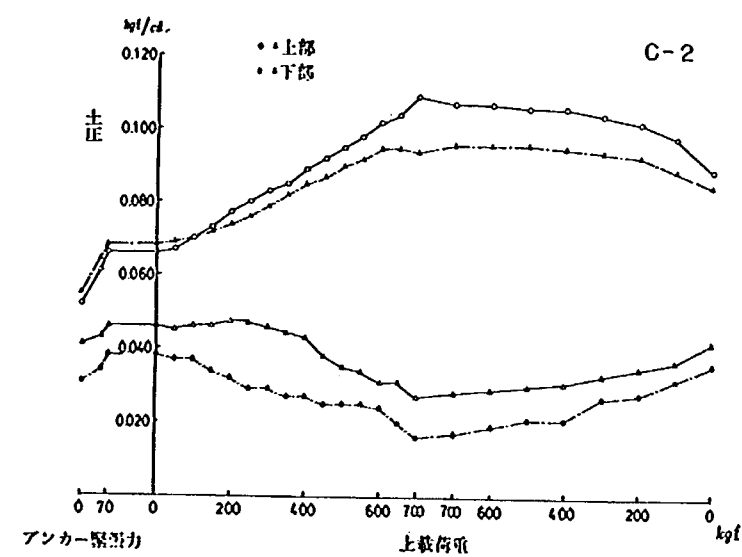
載荷盤変位



すべり面土圧変化

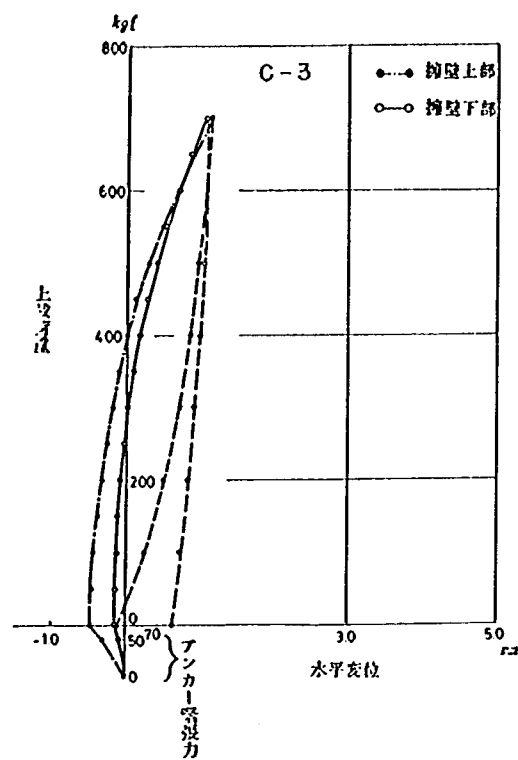


擁壁背面土圧変化

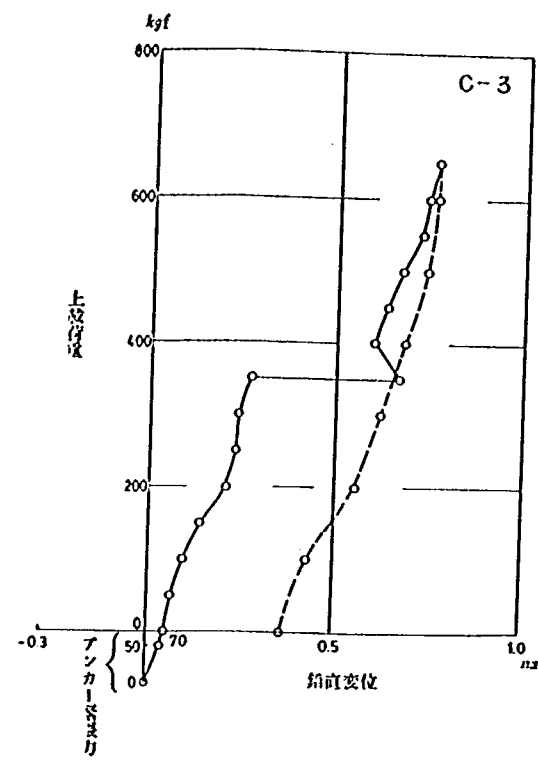


擁壁反力

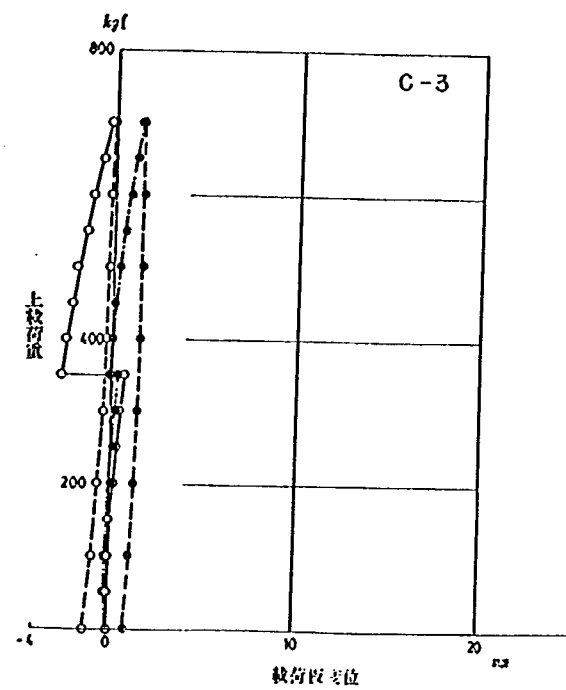
図-3.14 C-2 実験結果



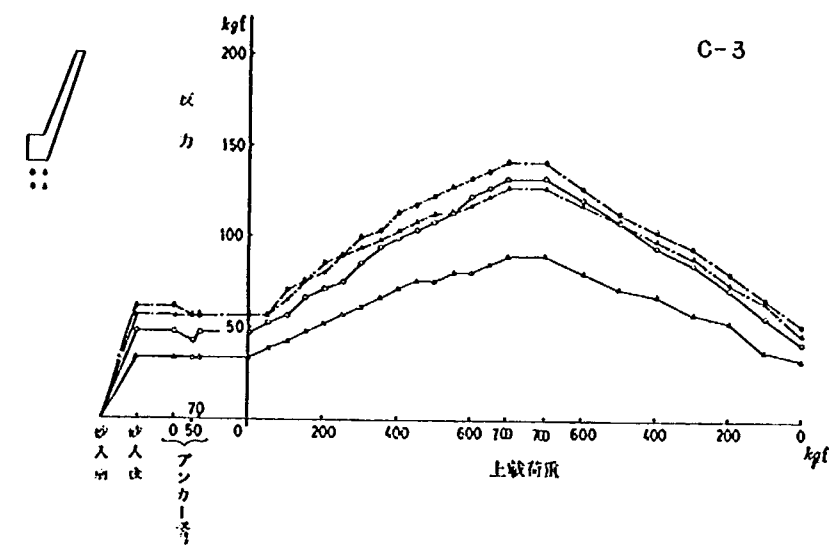
擁壁水平変位



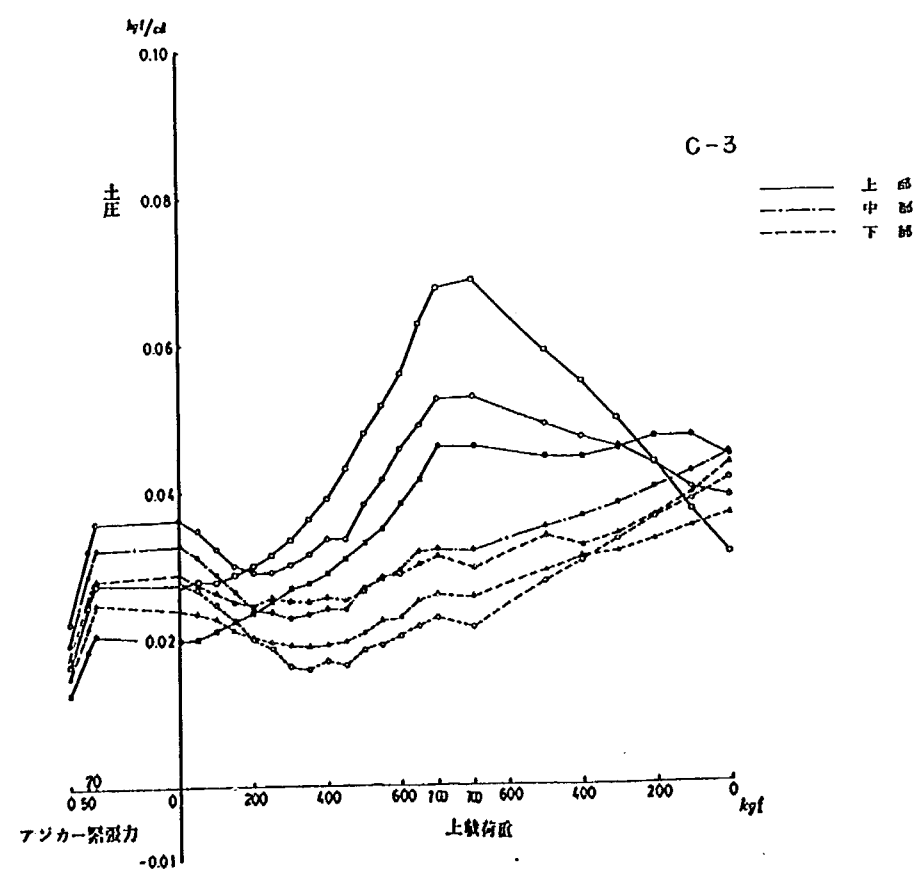
擁壁鉛直変位



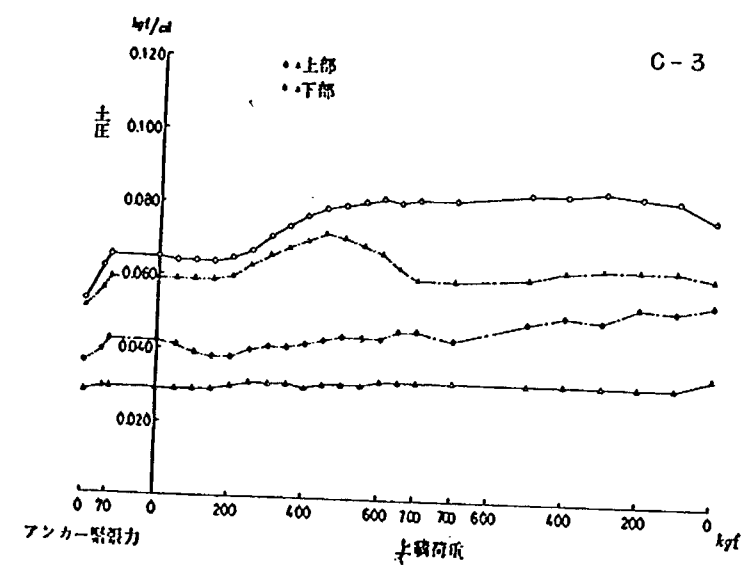
載荷盤変位



すべり面土圧変化



擁壁背面土圧変化



擁壁反力

図-3.15 C-3 実験結果

4. 考 察

4-1 擁壁変位とアンカー緊張力の関係

アンカー打設位置における擁壁変位量(δ')は図-4.1に示されるように、擁壁上部変位(δ_1)と擁壁下部変位(δ_2)から近似的に、4-1式で表わされる。

$$\delta = \delta_1 + (\delta_2 - \delta_1) \cdot l_2 / l_1$$

$$\delta' = \delta \cos \alpha = \{ \delta_1 + (\delta_2 - \delta_1) \cdot l_2 / l_1 \} \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

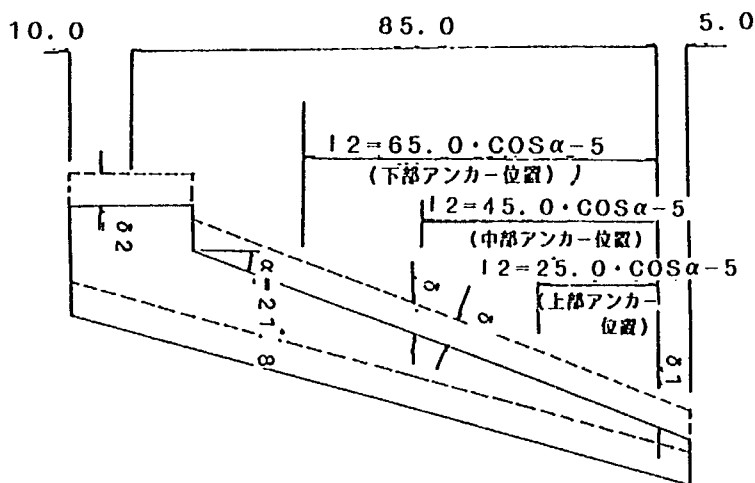


図-4.1 擁壁変位(δ)とアンカー緊張力

実測された上部、下部変位(δ_1 , δ_2)から計算した δ' と実測増加アンカー緊張力の関係を図-4.2に示す。

この図を見ると、同じ位置に打設したアンカーの増加アンカー緊張力(ΔP_a)と擁壁変位(δ')には、ほぼ同じ係数を持つ線形関係が成り立つと考えられる。各実験の係数(a)は表-4.1に示すようになる。

表-4.2の結果を各実験のパターンに分類し平均化係数を求めた結果を表-4.3に示す。

表-4.3を見ると、下部に設置されたアンカー程係数(a)が大きいことがわかる。この現象は、擁壁下部にアンカーを設置した場合、転倒を防ぐ為にアンカーが働いていると考えられる。

一方、弾性論に基づいたアンカーの伸び量と増加アンカー緊張力との関係は(4-2)式のようになる。

$$\Delta P_a = \frac{E \cdot A}{l} \cdot \delta' \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

E' = アンカーの弾性係数

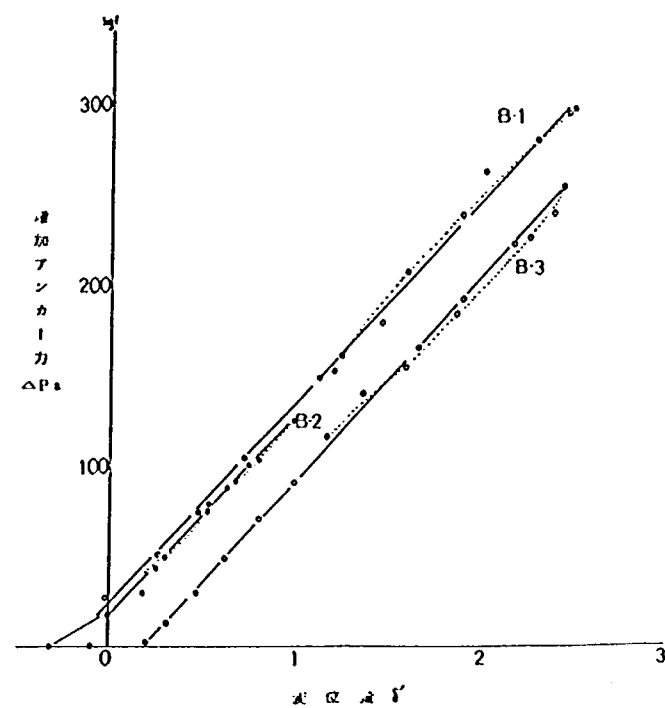
$= a' \delta'$ l = アンカー自由長

A = アンカー断面積

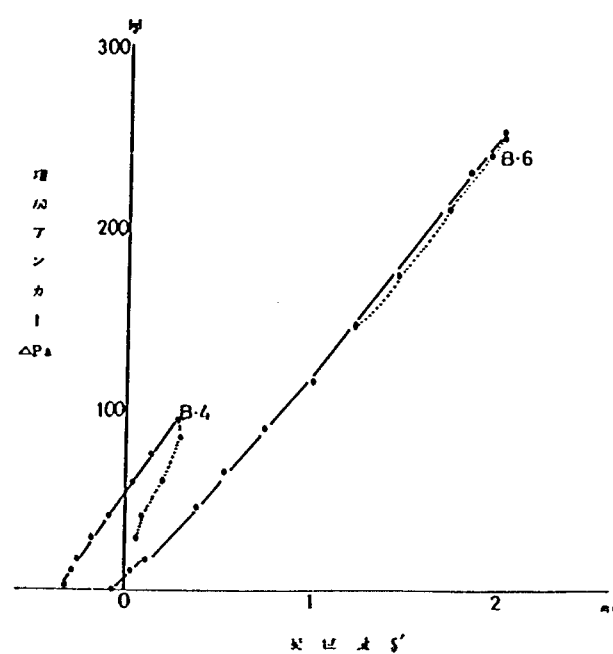
$$a' = E \cdot A / l = (2.0 \times 10^6 \times 0.16) / 120$$

$$= 2600 \text{ kg/cm}$$

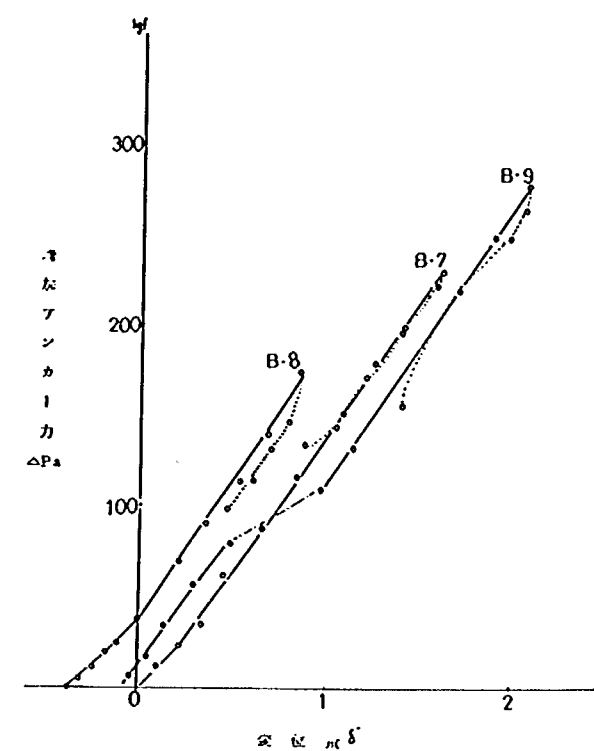
$$= 260 \text{ kg/mm}$$



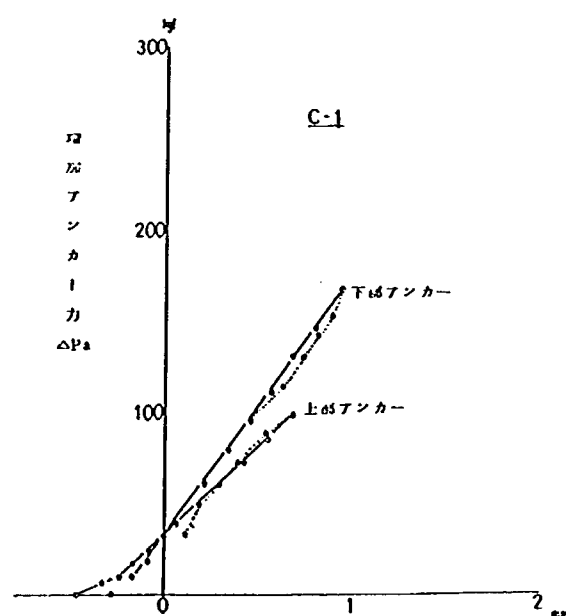
A. B-1~B-3



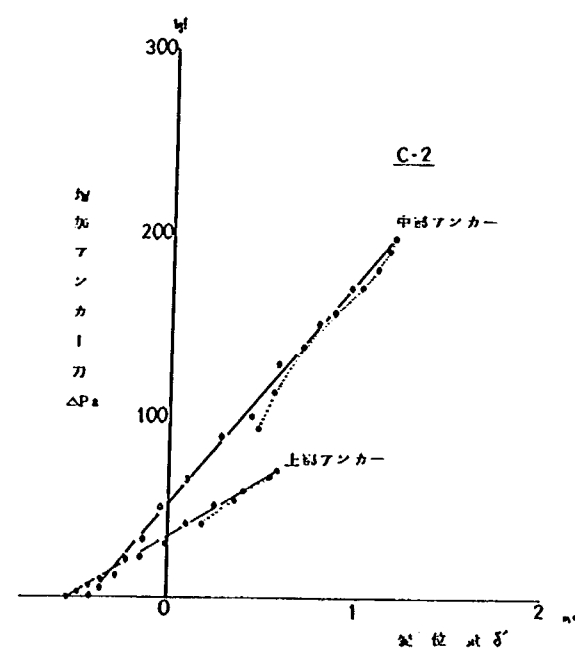
B. B-4~B-5



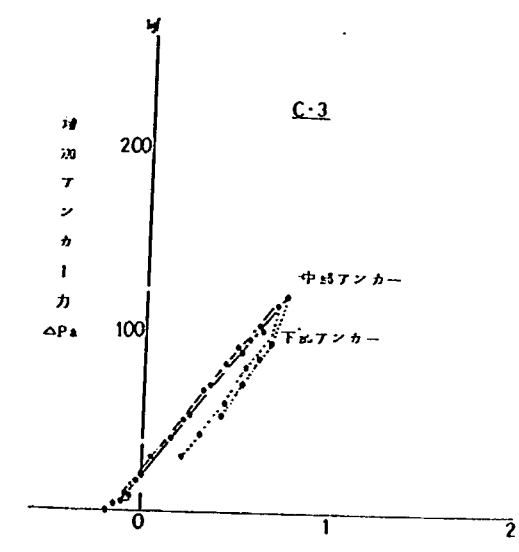
C. B-7~B-9



D. C-1



E. C-2



F. C-3

図-4.2 増加アンカー力と擁壁変位の関係

表- 4.1 平均化係数(a)

実 験	a kgf/cm	
B - 1	上	1 1 0
B - 2	上	1 1 0
B - 3	上	1 1 0
B - 4	中	1 4 0
B - 5	上	—
B - 6	上	1 3 0
B - 7	下	1 5 5
B - 8	上	1 6 0
B - 9	上	1 5 0
C - 1	上	1 0 5
C - 2	上	(7 0) ?
C - 3	中	1 3 5

a kgf/cm	
下	1 5 0
中	1 3 0
下	1 4 0

表- 4.2 平均化係数(a)

アンカー配置位置	平均化係数(a)
上部アンカー	105~110
中部アンカー	130~140
下部アンカー	140~160

この理論値は、実測値の2倍程大きい。即ち、理論的にはある変位に対して、もっと増加するはずのアンカー緊張力に対し実際は、それ程緊張力が増加していないことを示している。

以上の傾向は、アンカー設置位置により、下・中・上部の順で理論値に近くなっている。これら現象の相違は、今回用いた解析手法は、軸方向ヒズミ(ϵ_x)及び増加アンカー緊張力(ΔP)のみを考慮した1次元モデルである為であると考えられる。

4-2 上部変位(δ_1)と下部変位(δ_2)の比率による擁壁挙動

図-4.3に示すように、上部変位(δ_1)と下部変位(δ_2)との比(R)= δ_1/δ_2 を用いて、擁壁の安定性について検討を行った。

図-4.4に各実験に対する上載荷重(P)と擁壁安定度係数(R)の関係を示した。 $(R)=1.0$ を境にして、滑動型と転倒型に分けることが出来る。ここで、述べる滑動型は、擁壁底部すべり出し傾向のことである。予想される傾向としては、

- (1) $R = 1.0$ 上載荷重が増加しても水平変位が一定値を保ち続ける。

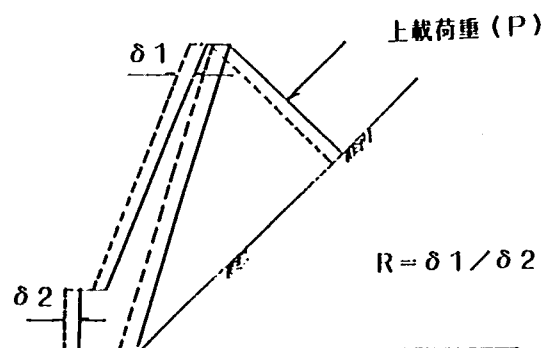


図- 4.3 擁壁の安定性の考え方

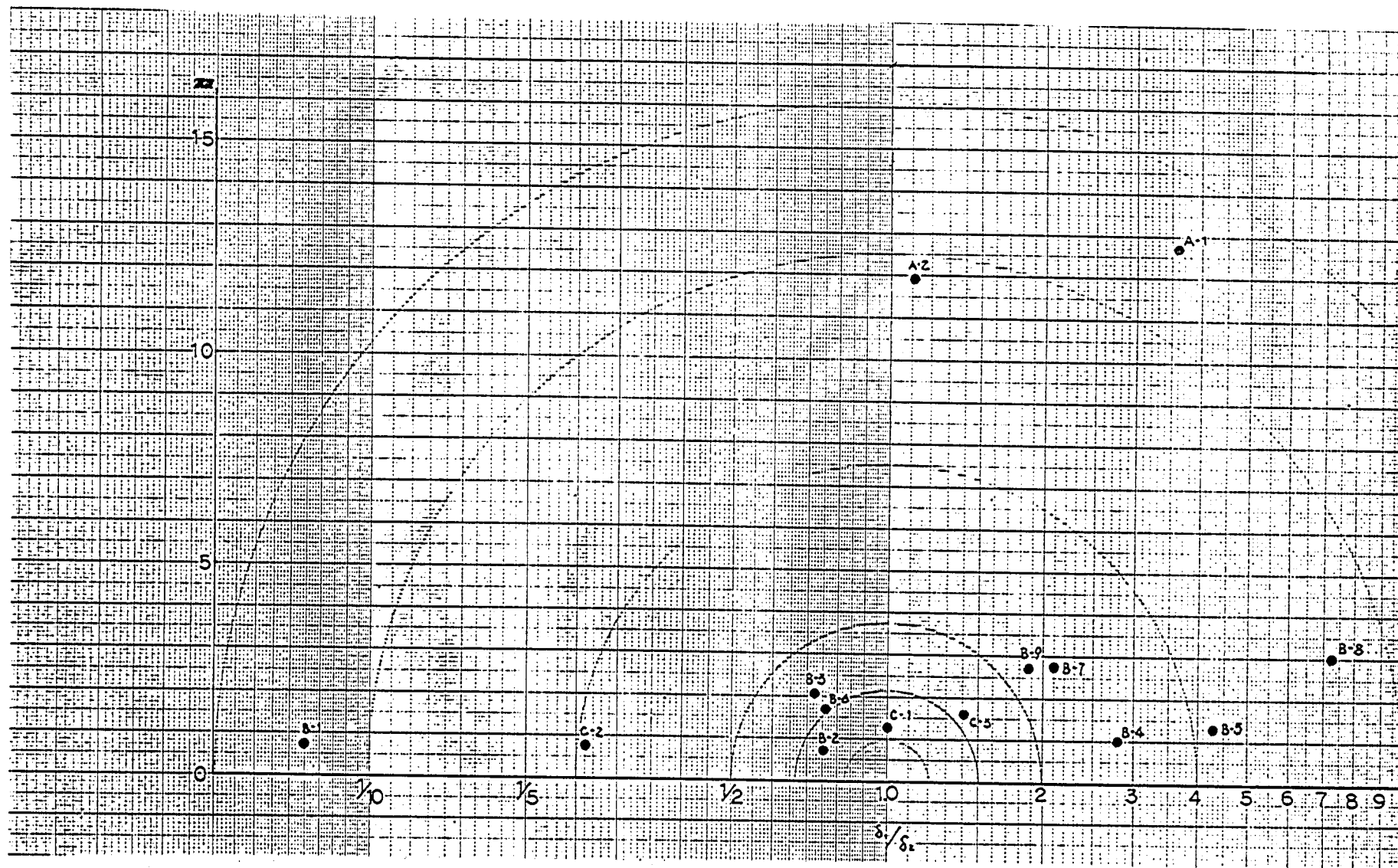


図-4.4 擁壁の変位比率 $R = \delta_1 / \delta_2$ の変化

(2) $R < 1.0$ 下部変位が常に上部変位より大きく、擁壁下部のすべり出しにより擁壁がねてくる挙動。

(3) $R > 1.0$ 上部変位が常に下部変位より大きく、擁壁上部が前に出てくる挙動。

以上のように分類される。

図-4.4を見ると、抵抗荷重(P_p)の小さいB-3, B-6実験は、抵抗荷重(P_p)が小さくアンカー設置位置が高い為に滑動傾向を示した。その他の実験ケースは、上載荷重の増加に伴って転倒傾向を示すようになる。C-1, C-3実験のように、アンカーを2段で配置した場合、上載荷重増加に伴って擁壁の上部、下部変位の増加率の変化も少なく安定している。

図-4.5は、上部水平変位を基準とし、 R 値との関係を最大荷重時について示したものである。

理想的な挙動とし、 R 値の値が1.0に近い値。つまり、水平滑動と考え $R=1.0$ を中心とする等安定度線を仮定した。

$R=1.0$ を理想的な挙動と考えたのは、今回の実験モデルのように、基礎地盤が堅固な岩盤の場合で十分な支持がある場合に、上部・下部の変位が一定あれば、擁壁底部の接地圧分布が基本的に変化しないこと、及び擁壁重心位置が変化しないことによる。

図-4.6は、図-4.5を各荷重段階についてまとめたものである。この図によれば、C-1, C-3, B-3などが変動も少なく、比較的安定度が高いと考えられる。また、B-2のように、転倒傾向にあったものが、徐々に安定化に向い、最終的に滑動傾向領域に至ったものもある。

また、A-1, A-2などのようにアンカー補強のない擁壁では、この変動が大きく不安定な状況を示している。特にA-2では、当初転倒傾向にあったものが、載荷に伴って安定方向に向っていた。しかし、急に変位量が増大し不安定になったことを示している。これなどは、 R 値が1.0付近であるが、総変位量が多い為に安定度が低いと考えられる。

C-1, C-3などは、上部・下部2段にアンカーを配置したもので比較的拘束が均等に行われる為に、安定度が高いものと考えられる。

B-2は、抵抗荷重(P_p)=400 kgf と上部にアンカー設置し初期緊張力を140 kgf 与えた実験であるが、荷重のバランスが低い為に、C-1に近い安定度が得られたものと考えられる。

同じアンカー配置でも、抵抗荷重(P_p)=250 kgf まで下げるとB-1のようにバランスは大きく崩れる。

B-3実験のように、抵抗荷重(P_p)=250 kgf ままアンカーの初期緊張力(P_a)=70 kgf まで下げれば、全体の変位量は大きくなるが安定度が高くなることがわかる。

以上のことから、アンカー配置と初期緊張力のバランスを抵抗荷重に合せてうまくとれば、少ない本数でも比較的高い安定度を得られる。

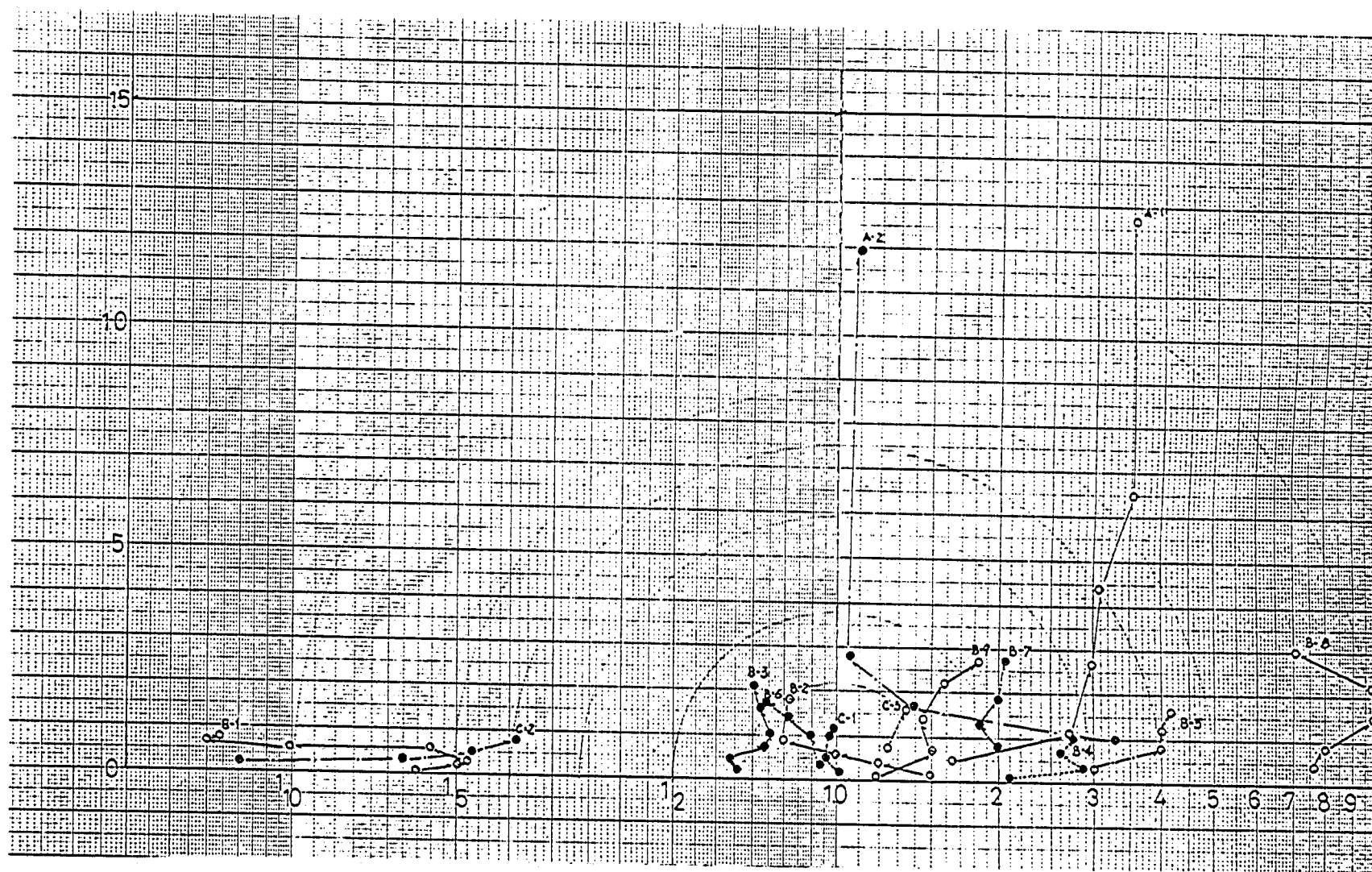


図-4.5 擁壁の変位比率 $R = \delta_1 / \delta_2$ の変化

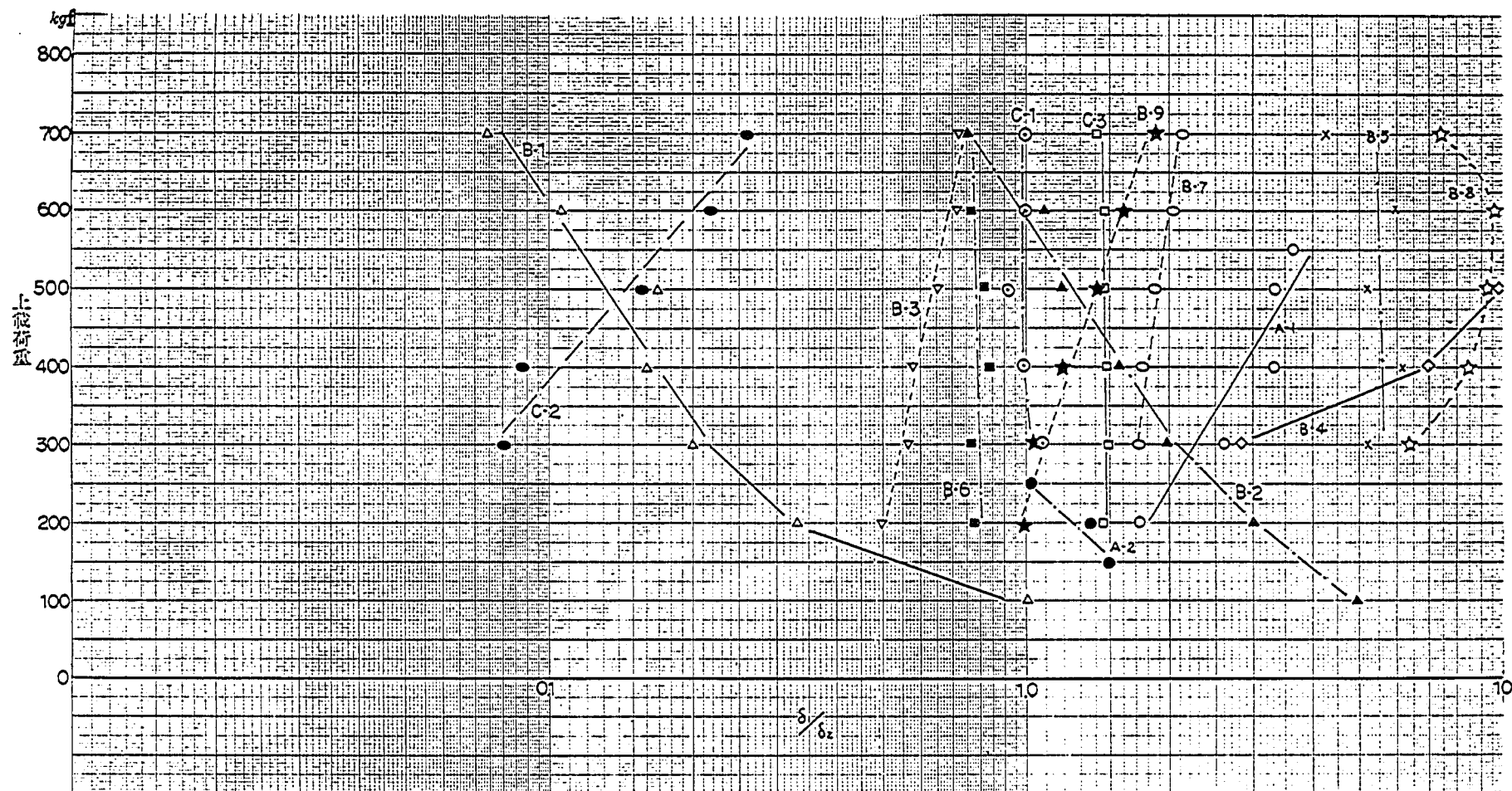


図-4.6 擁壁の変位比率 $R = \delta_1/\delta_2$ の変化 (荷重段階)

4-3 擁壁反力と壁面摩擦角について

4-3-1 擁壁反力

载荷に伴って、擁壁支持反力がほぼ一様に増加する。その平均増加反力をまとめると表-4.3のようになる。この図からわかるように、擁壁変位の著しいA-1, A-2では、増加载荷重の10%, 30%程度の反力増加しか生じていないのに対し、アンカーを擁壁中部や擁壁下部に配置したものでは、ほぼ一様に40%程度の増加に示している。また、擁壁上部にアンカー配置したものは、56%, 48%, 40%とやや高い値を示している。

また、これらの擁壁反力変化図を見ると载荷レベルが上ってきた時点で反力が急増したりしており反力の変化が激しい。

4-3-2 壁面摩擦角

上载荷重の増加に伴う壁面に作用する土圧力及び壁面の摩擦角の変化について検討を行った。

上载荷重の増加によって、新たに擁壁に作用する力は、図-4.7に示す増加アンカー力(ΔP_a)、増加支持反力(ΔR)、背面土圧力(ΔE)である。

以上の増加力を初期条件（前面の抵抗荷重(P_p)、底盤反力(R)、土圧力(E)、アンカー緊張力(P_a))にプラスし力の多角形が釣合するという条件により検討を行った。

初期条件の初期支持反力(R)は、実験中、砂入れ作業の為に計測が出来ない。そこで、

表-4.3 上载荷重増加に伴う平均増加支持反力

実験番号	ΔR 平均増加反力		
	$\Delta P=50 \text{ kgf}$ 当り	$\Delta P=1 \text{ kgf}$ 当り	
A - 1	5.6 kgf	0.11 kgf	
A - 2	15.6	0.31	
B - 1	27.2	0.54	
B - 2	23.6	0.47	
B - 3	20	0.4	
B - 4	14.8	0.3	平均 0.4 kgf
B - 5	21.2	0.42	
B - 6	21.2	0.42	
B - 7	20.8	0.42	
B - 8	20	0.4	
B - 9	20.8	0.42	
C - 1	21.6	0.43	
C - 2	21.6	0.43	
C - 3	22	0.44	

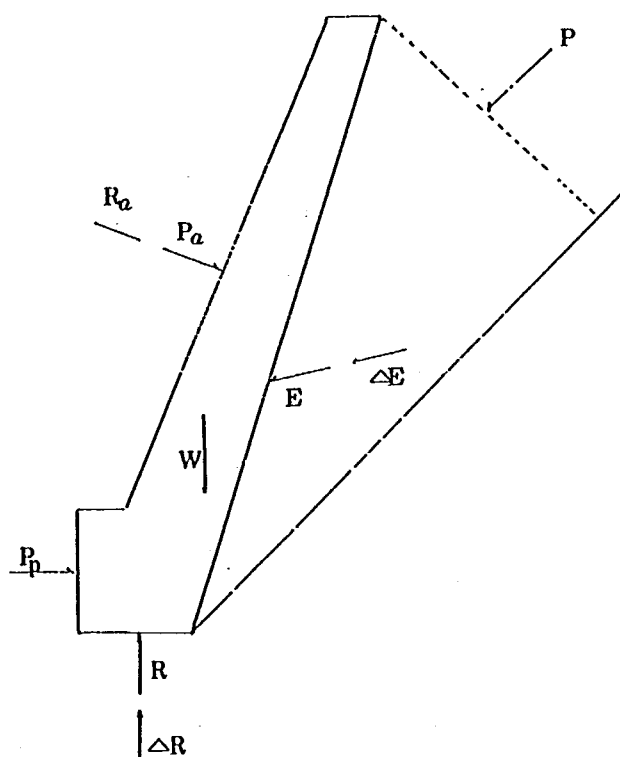


図-4.7 擁壁に作用する力

本試験とは別に試験擁壁セット時の初期反力(R)を知る為に予備試験を行った。その結果、初期の擁壁支持力は、抵抗荷重の大小に関係なく 295 kgf と一定であることがわかった。検討においては、初期の擁壁支持反力は 295 kgf を用いるものとした。

図-4.8に、B-4実験の最大荷重時における力の多角形を用いた検討結果を示した。表-4.4には、図-4.8の手法を用いて検討した結果を示す。

最大荷重時の壁面摩擦角は、ほぼ $20^\circ \sim 35^\circ$ の間にあり多くは $25^\circ (2/3\phi)$ 付近にある。

作用土圧力は、アンカー初期緊張力(P_a)が小さいしB-3, B-6, B-9)では小さい傾向にある。また、拘束度の高い実験(B-2, B-5, B-8)では、大きい傾向にあった。

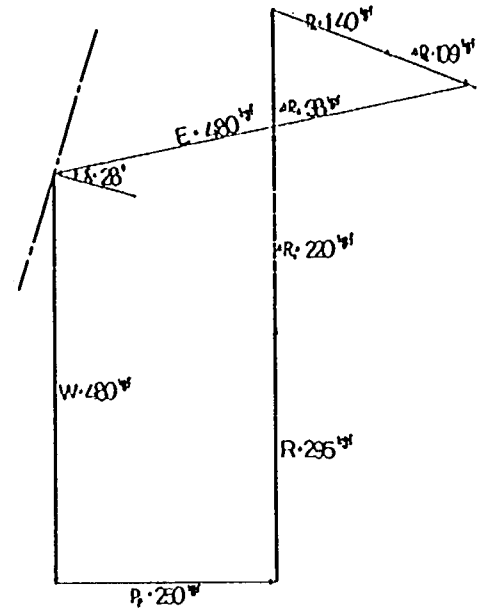
次に、作用土圧力(E)と壁面摩擦角(δ')の変化を知らべる。

図-4.9に、上載荷重の変化に対する壁面摩擦角の変化、図-4.10に上載荷重の変化に対する土圧力の変化を示した。

土圧力(E)は、アンカー緊張力の増加に伴いほぼ一定の割合で増加する。この時、壁面摩擦角は減少していることからこの増加土圧は、受働的なものであることがわかる。

更に、上載荷重をかけ始めると土圧力は、載荷初期でわずかに減少するものの荷重レベルが高くなると増加傾向を示しその増加率も大きくなる。この時の摩擦角は載荷に伴って増加する。

したがって、上載荷重の増加は擁壁変位と相って主働的な土圧を示していると考えられ、荷重レベルが高くなるとアンカーによる拘束力も高くなり、徐々に受働的な土圧へ移行すると考えられる。



※ $P = 550 \text{ kgf}$

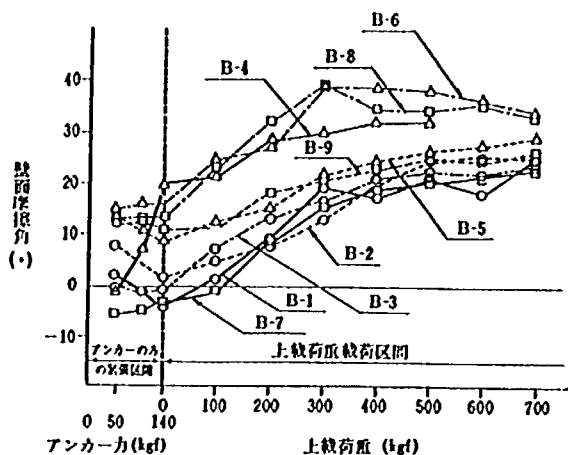
- W : 擁壁自重
- Pp : 抵抗荷重
- R : 擁壁反力
- $\Delta R 1$: 砂投入後の擁壁反力
- $\Delta R 2$: 砂投入・アンカー緊張後の擁壁反力
- P_a : アンカー初期緊張力
- ΔP_a : 増加アンカー緊張力
- E : 擁壁に発生した土圧力
- δ : 最終的に求めた壁面摩擦角

図-4.8 最大荷重時の力の釣合い

表-4.4 最大荷重時の作用土圧力及び壁面摩擦角

	$\Delta E \text{ kgf}$	δ'	
		δ'	δ'
B-1	660	25°	0.6ϕ
B-2	660	25°	0.6ϕ
B-3	560	25°	0.6ϕ
※ B-4	(480)	(28°)	0.66ϕ
B-5	690	30°	0.71ϕ
B-6	580	34°	0.81ϕ
B-7	630	21°	0.5ϕ
B-8	700	24°	0.57ϕ
B-9	600	33°	0.79ϕ

※印は $P = 550 \text{ kgf}$ 時



注) まずアンカー緊張力を増大させ、その後で上載荷重を増大させた。

図-4.9 上載荷重の変化に対する摩擦角の変化

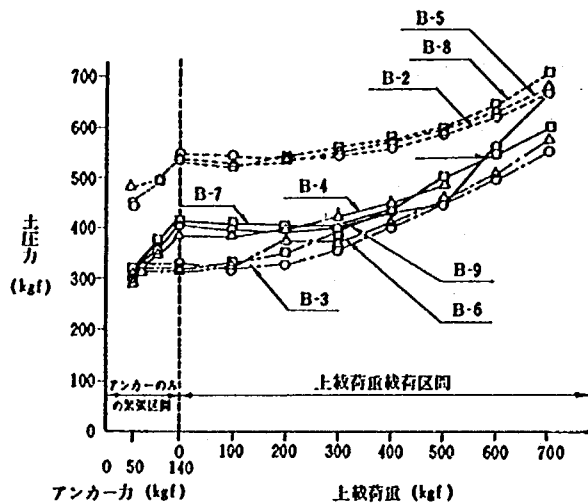


図-4.10 上載荷重の変化に対する土圧力の変化

4-4 アンカー緊張力と土圧の関係

増加アンカー力 (ΔP_a) と擁壁背面の土圧計土圧との間に図-4.11に示す関係が見られた。

アンカー緊張力を増加させていく過程では受働的な土圧が発生し、増加アンカー緊張力を擁壁面積で除した値とほぼ等価であった。これが、図-4.11のOA区間であった。

次に、上載荷重を増加させると、土圧は減少し始め、この時のアンカー緊張力の増加は微増であった(A→B)。

更らに、載荷を続けていくと土圧は、減少から増加に転じアンカーの緊張力の増加率も急激に大きくなる。この変曲点がB点でありこの現象は、B→C区間の軌跡として表わされる。

上載荷重が載荷から除荷に移ると上記関係はC→Dの軌跡を描く。この時、アンカー緊張力は減少する。

一連の載荷・除荷が完了した時のアンカー緊張力 (ΔP_a) と $\bar{P}_s$ の関係は、載荷開始点A点まで戻らずアンカー緊張力、土圧とも増加状態で終了する。

図-4.12に、B-1からB-9までのアンカー緊張力と土圧の関係を示す。

アンカー緊張力を除々に増加させる段階では、背面土圧もこれに比例して増加している。この発生土圧の平均値 $\bar{P}_s$ は、アンカー緊張力 (P_a) を擁壁背面面積で除した値になると仮定する。

$$\bar{P}_s = P_a / A \quad A = 15,600 \text{ cm}^2$$

計画緊張力導入完了時の計算土圧は次のようになる。

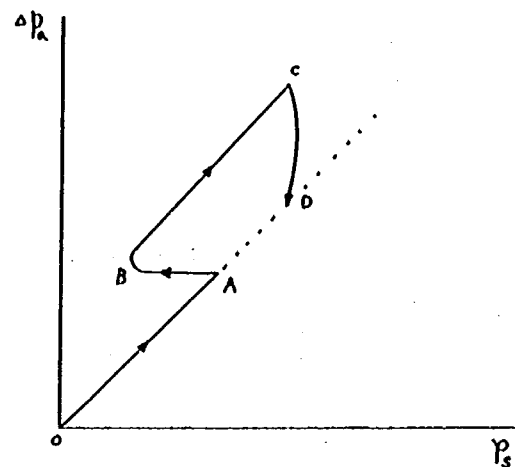


図-4.11 アンカー緊張力と土圧の関係

$$\begin{aligned}
 140 \text{ kgf} \quad \bar{P}_s &= 140 / 15600 \\
 &= 0.009 \text{ kg/cm}^2 \\
 \bar{P}_s &= 70 / 15600 \\
 &= 0.0045 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

この計算値に対し、実測値は表-4.5に示す値であった。

図-4.13に、アンカー緊張力導入時発生土圧を示した。この図を見るとアンカーを上部に配置したものは、計算値よりも実測土圧は大きく、中部に配置したものは、2段に配置したものは、ほぼ計算値に近い、また、下部に配置したものは実測値が小さく出ている。この傾向を考えれば、アンカー緊張力に比例して土圧も増加することがいえる。

次に、上載荷重を増加させる過程では土圧が一時的に減少する。この時のアンカー緊張力は、ほとんど一定値を保つが微少に増加するものもある。

この土圧の一時的な減少は、土粒子の再配列に伴う土圧の再分配が生じて

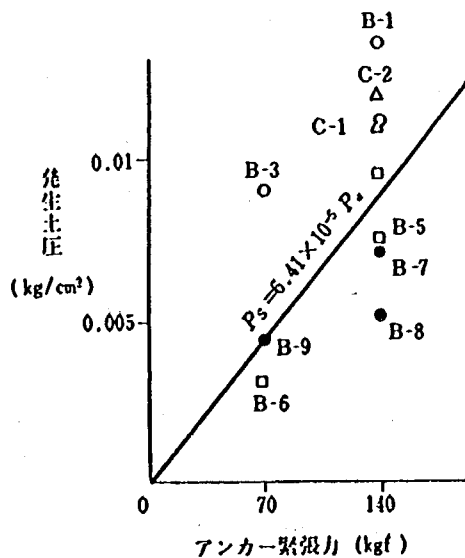


図-4.13 初期緊張時の実測土圧

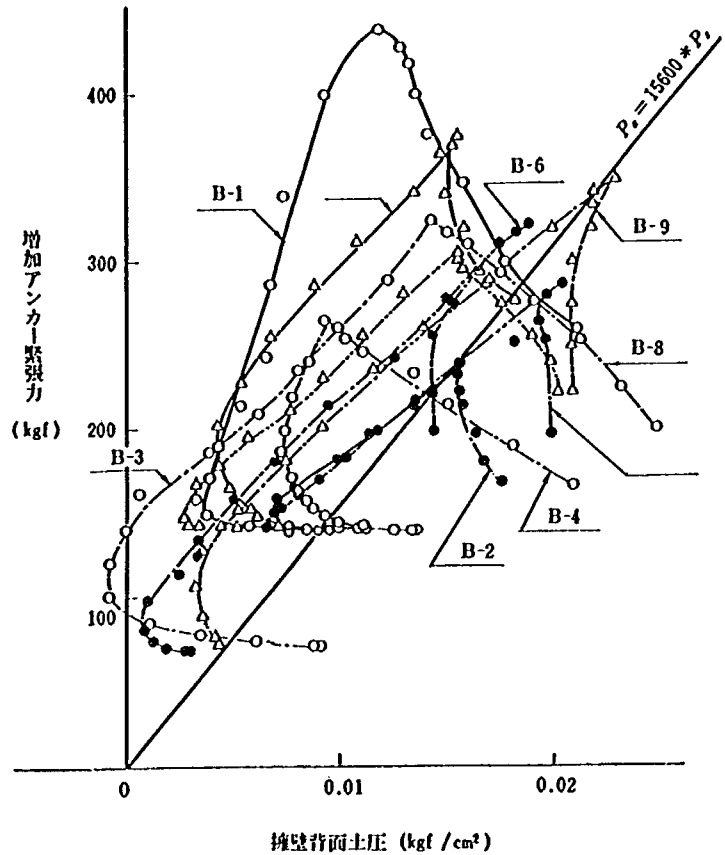


図-4.12 アンカー緊張力と擁壁背面土圧の関係

表-4.5 初期緊張時導入土圧

	初期緊張力	平均実測増加土圧	計算値
B-1	140	0.0113	0.009
B-2	140	0.0136	0.009
B-3	70	0.009	0.0045
B-4	140	0.0096	0.009
B-5	140	0.0075	0.009
B-6	70	0.0031	0.0045
B-7	140	0.0071	0.009
B-8	140	0.0052	0.009
B-9	70	0.0044	0.0045
C-1	70 × 2	0.011	0.009
C-2	70 × 2	0.012	0.009
C-3	70 × 2	0.011	0.009

おり、試料土内で上載荷重による外部エネルギーを吸収しようとするためと考えられる。

つまり、土粒子再配列により、一方向に優勢であった粒子間接触応力が多方向に分散される為に、擁壁背面に発生する土圧は一時的に減少した形になると考えられる。

したがって、この減少量と傾向は初期の土の密度や方向性などによって異なるものと考えられる。

例えば、初期の土粒子配列が最も密充てんであればこの減少は少ないはずであり土のせん断過程におけるダイレタンスーと同様な現象としてとらえることができると考えられる。

上載荷重を更らに増加させていくと土圧は増加に転じ、同時にアンカー緊張力の増加率も急激に増えることになる。この間の土圧増加とアンカー緊張力の増加は1次比例している。

この間では、土粒子の再配列も終了し、载荷による外部エネルギーを擁壁に変化させることにより解放しようとするもので比較的弾性的な挙動領域である。

図-4.14に、土圧増加傾向について示した。

A直線は、アンカー力増加に対して土圧の増加率が比較的少ない場合の軌跡である。B-1, B-2実験などが該当する。

B直線は、アンカー力の増加に対する土圧増加が、 $\Delta P_a = 15600 P_s$ 直線に沿って軌跡を描くものである。B-3, B-7, B-6実験などが該当する。

C直線は、アンカー増加に対する土圧増加が比較的大きいものである。B-4, B-5実験などが該当する。

A, B, C直線が発生するのは、土圧の増加が単にアンカー力の増加で一義的に決められるものでないことを示しており、外力としてのアンカー力に生

じた土中の複合応力と擁壁変化のしやすさの大小、その傾向の差などに生じるものであると考えられる。

例えば、極めて変位しやすい擁壁であれば土圧の増加が少なく変位した分だけ増加アンカー緊張力 (ΔP_a) も大きくなる (A直線)、変位しにくい擁壁であれば土圧は大きくなり、増加アンカー緊張力 (ΔP_a) の変化は小さい (C直線)

今回の実験では、B-1実験など前者の例であり、B-4, B-5実験は後者の例である。B-3, B-7, B-6実験は、中間的な挙動を示している。

一連の载荷・除荷過程が終了すると、アンカー緊張力、土圧ともにより高いレベルに落ちついたが、この時の増加アンカー緊張力に比べ土圧の増加が大きく、単に $P_a = 15600 \bar{P}_s$ という1次関数では与えられない関数となっている。すなわち、外力としての上載荷重による土圧の増加という要素が加わりこの傾向が強くなったと考えられる。

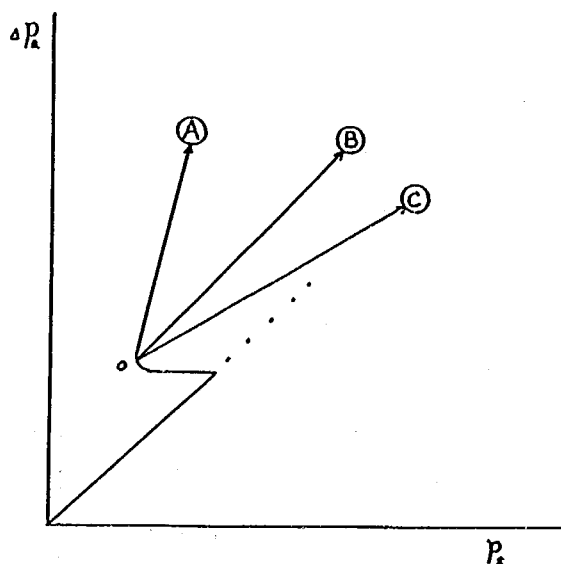


図-4.14 土圧の増加傾向について

5. 実験結果のまとめ

1. アンカー補強のない擁壁では、抵抗荷重の大小が上載荷重による擁壁挙動に影響を与え、抵抗荷重 (P_p) = 400 kgf で転倒傾向の挙動を示し、抵抗荷重 (P_p) = 250 kgf で滑動傾向の挙動を示した。

このような、擁壁変状に対する応急処置としては抵抗側への盛土などが有効となる。

2. アンカー配置が異なると擁壁の挙動も変わる。

上部にアンカーを配置すると、底部滑動の傾向が強くなり、中部・下部に配置したものは、大きな底部滑動傾向は見られず、転倒もしくは水平滑動に近い挙動を示した。

また、アンカーを2段に配置したもので、上部・中部に配置したものは高い安定度を示した。

1段アンカーでも、抵抗荷重に対し適切なアンカー初期緊張力を導入すれば同じような高い安定度を得られる。

したがって、適切なアンカーの配置と初期緊張力導入により、擁壁は高い安定度を得ることが出来る。

3. 擁壁の安定度は、上部・下部の変位比率と変位量で規定される図表によりその安定度を比較することが出来る。

4. 載荷に伴う擁壁支持反力の増加量は載荷荷重の40%である。ただし、アンカーによる拘束が不均等でバランスの悪い擁壁ではばらつきも大きく増加傾向も乱れる。

5. アンカー緊張力の導入により、擁壁背面には、受働的な土圧が発生する。

6. 上載荷重が増加すると土圧はわずかに減少を始める。

これは、擁壁の前方への変位、及び壁面摩擦角 (δ) の主働方向への回転から主働土圧へ移行していき、と考えられる。

7. 上載荷重レベルが高くなると、アンカーによる拘束効果も高くなり、土圧は再び増加し、壁面摩擦角の主働方向への回転も小さくなる。(受働的な土圧への移行を示すと考えられる)

8. 壁面摩擦角 (δ) は、上載荷重の増加に伴って主働側へ変化する。(最大荷重時の平均約 ϕ 程度)

したがって、設計上の壁面摩擦角は本来想定した荷重レベルによって変えるの望しい。

9. 同じ位置に打設した増加アンカー緊張力 (ΔP_a) と擁壁変位 (δ) には、同じ係数を持つ線形関係が成立する。

10. アンカー定着後、上載荷重をかけると土圧は一次的に減少するが、これは、主に土粒子再配列により外部エネルギーを吸収しようとする為であり、その後、アンカー緊張力及び土圧の急激な増加は、吸収しきれなくなった外部エネルギーを擁壁に変位させることにより解放しようとする為である。

6. おわりに

くさび型崩壊が想定される斜面において、必要な抑止力をアンカーで補強されたもたれ式擁壁で抑止する工法の設計手法を合理的にする目的で実験を行った。

その結果、現行設計手法の力の多角形による考え方は、妥当であると考えられる。

しかし、現行設計法では、設置位置の影響を考慮することが出来ない。本実験では、アンカーの配置と初期緊張力のバランスを取れば、比較的高い安定度を得ることがわかった。

また、壁面摩擦角は、 $3/4\phi$ 程度用いるのが妥当である結果を得た。

今後は、アンカー補強された擁壁に関して初期緊張力を設定する為に実物における計測により検討を行う必要があると考えられる。

7. 参考文献

1. アース・アンカー工法，土質工学会昭和52年
2. 土質工学ハンドブック，土質工学会昭和56年
3. 道路土工指針“斜面・のり面工安定指針”昭和49年
4. 急傾斜地崩壊防止工事技術指針(案)，全国治水砂防協会（1982年）

アンカー補強擁壁挙動
実験報告書

ISSN 0386-5878

土研資料第2470号

昭和62年3月(1987)

急傾斜地崩壊研究室室長 浅井 涌太郎

主任研究員 仲野 公章

部外研究員 千葉 淳

要 旨

斜面崩壊防止構造物としての擁壁にアンカーを打設し崩壊を抑止するケースが増加している。くさび型崩壊が想定される斜面に対する擁壁プラスアンカー工の設計法としては、力の多角形による解析方法で検討しているのが現状である。

本報告では、現在の力の多角形による簡便な設計法の適用性について検討を行ったものである。

キーワード：アンカー、斜面安定、模型実験、補強工法

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部急傾斜地崩壊研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2470 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印