

逆 T 型鋼製擁壁に作用する土圧

(Earth Pressure on T Type Steel Retaining Wall)

福	岡	正	巳*	(Masami Fukuoka)
吉	田	喜	忠**	(Yoshitada Yoshida)
赤	津	武	男***	(Takeo Akatsu)
片	桐	真	次***	(Shinji Katagiri)

キーワード：静止土圧／設計／土圧／粘性土／変形／擁壁

IGC： E5

1. ま え が き

筆者らは土質工学会鋼製擁壁委員会のメンバーとして、逆 T 型擁壁の実験を計画ならびに実施してきたが、その一部は「土と基礎」1973年 6 月号に発表した。その後委員会の活動は終了したが、引き続いて毎年実験を重ねて現在に至った。実験は現在も継続中であり、次々と新しい事実が明らかになりつつあるが、今回は逆 T 型擁壁の裏込めの表面が水平である場合の実験結果と、その解析について報告する。

逆 T 型の擁壁の設計に必要な土圧については、今まで断片的にしか研究されていなかった。ことに粘性土を裏込めにもつ擁壁の土圧については、クーロン、ランキン、テルツァギー・ペックなどの計算法があるが、これらはまだ十分に正確であるとはいえない。逆 T 型の擁壁の土圧と重力式擁壁の土圧とは同様な取扱いをうけ、逆 T 型擁壁の底板の設計にさいして、底板の上に加わる土圧のようなものについては全然触れていない。底板にはその直上にある土の自重が鉛直方向から加わるだろうという想定のもとに設計されているだけである。前壁と底板上面には共に摩擦力が作用するが、これらについて測定が行なわれたというようなことはまったく聞かない。底板下面に作用する反力についても鉛直反力のほかに接面摩擦力が作用するが、これらについては実測例がなかった。

裏込め盛土施工中に擁壁は移動、傾斜する。その量は土圧の大きさと基礎地盤の性質によって定まる。底板は

一種の直接基礎であるが、普通の設計法において見られるように一定の偏心傾斜荷重を受ける訳ではなく、土圧に基づく荷重は擁壁の移動と傾斜、裏込めの変形と密接に関係しながら変化する。

土圧と反力は土質試験の結果求められる土質諸定数を用いて計算さるべきであるのに、いまだその手法は不明のままに放置され、テルツァギー、ペックなども土質を大きく 5 種にわけているだけである。

そこで、もっとも典型的な実物大の模型擁壁を造り、設計ならびに解析に必要と思われる土質諸定数、土圧や移動、傾斜諸量をできるだけ詳しく測定し、測定された結果から現象を解明し、設計の指針を得るというような方法をとって進めていくことにした。

試験の結果、逆 T 型の擁壁の設計が従来よりも一層確実にできるようになったことはもとよりであるが、さらにまた試験結果を解析することにより、一般の擁壁に加わる土圧の実体がある程度明らかになった。

2. 実験擁壁、土圧ならびに変位の測定計画

高さが 5 m の擁壁について実験をしておけば、もっともしばしば造られる逆 T 型の擁壁についての設計の基礎的なデータが得られると考えたので、この高さの擁壁を選定した。基礎地盤ならびに裏込め土もごく普通の粘性土を用いた。実験開始に先立って土圧の大きさならびに擁壁の変位と傾斜の大きさを予測するためにどのような土質試験をすればよいかわからなかったもので、できるだけ関係がありそうな試験項目を選んで試験を実施した。試験項目は次のとおりである。

(1) 基礎地盤に関する試験

土の粒度試験、液性限界、塑性限界、標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験、平板載荷試験。

(2) 裏込め盛土材料に関する試験

土の粒度試験、液性限界、塑性限界、突固め試験、一面セン断試験、三軸圧縮試験。

基礎ならびに盛土材料の試験結果から、土の力学的性

* 東京大学工学部土木工学科 教授 (東京都文京区本郷 7-3-1)

** 東京大学工学部土木工学科 助手 (東京都文京区本郷 7-3-1)

*** 建設省東北地方建設局東北技術事務所 (宮城県多賀城市桜木 3-6-1)

・この論文に対するディスカッションは昭和 51 年 10 月 1 日までにご投稿下さい。

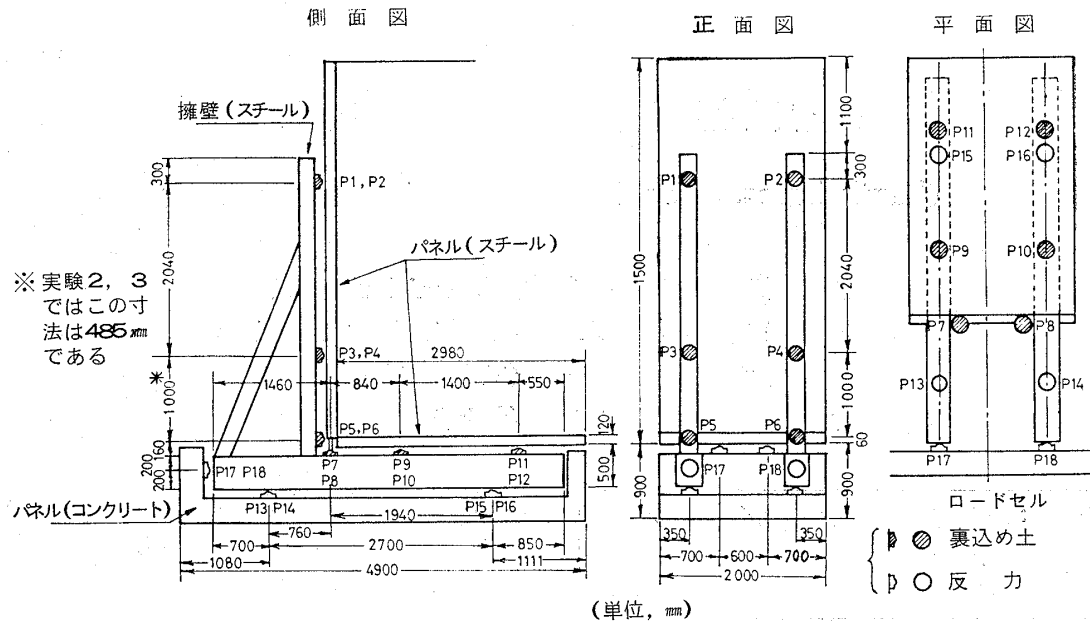


図-1 実験擁壁とパネルならびにロードセル

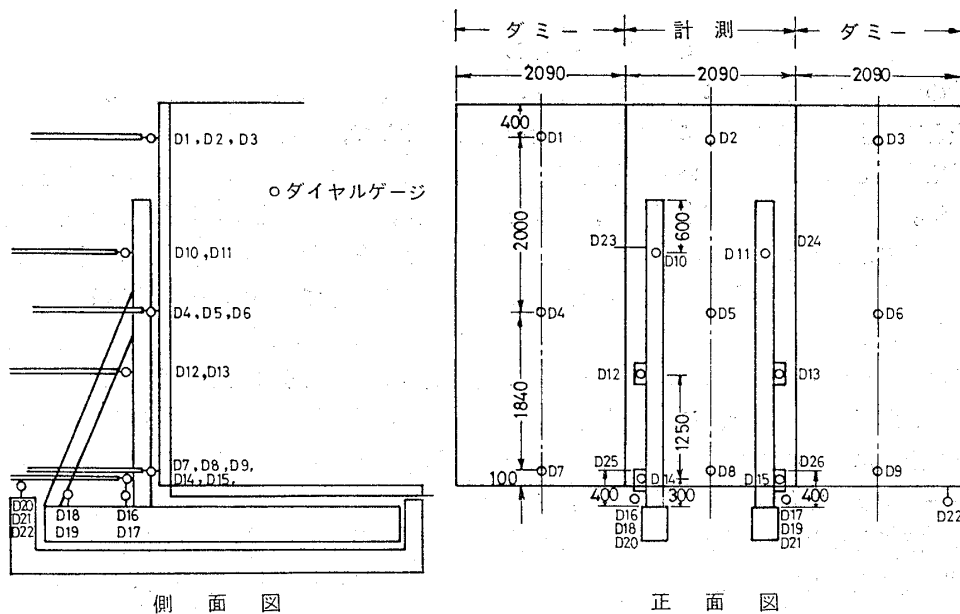


図-2 ダイヤルゲージ取付図

質はほぼ明らかになったが、さて模型擁壁の各部にどのような土圧が加わるかはまったく予測がつかなかった。また擁壁の変位、傾斜の関係もまったく不明であった。そこでやむを得ず模型擁壁のメンバーはなるべく丈夫にし、変形も少なくなるようにした。荷重計や変位計も容量を十分大きくとり、精度を犠牲にしてもスケールアウトしないように注意した。

前壁ならびに底板の上下両面に働く土圧を、たくさんの土圧計を取り付けて測定する方法もあるが、むしろ大づかみに全体の土圧を測定したほうがよいと思い、図-1に示すように、前壁の内側と底板の上下両面に合計3枚のスチール製のパネルを張りつけ、18個のロードセルを取り付けて、垂直力の合力と、壁面摩擦力の合力とを測

定することにした。第2回目の実験では土中土圧計を併用して土圧分布を測定したが、これはあくまで補助的なものである。擁壁の壁面に加わる土圧の合力が測定されれば、擁壁の設計に必要なデータを求めようとする当初の目的は満足される。底板の底面の反力は、裏込めから擁壁の内側の面に作用する土圧から計算できるが、測定値の精度は裏込め土圧と底面反力を同時に求めることによって確かめられる。この実験の結果、パネルとロードセルを用いることにより、非常に高い精度で土圧合力が求められることが明らかになった。今後の実験では必ずしも反力は測定しないでもよからうというような結論を得た次第である。

図-2に示すように擁壁の前面にはスチールパイプで

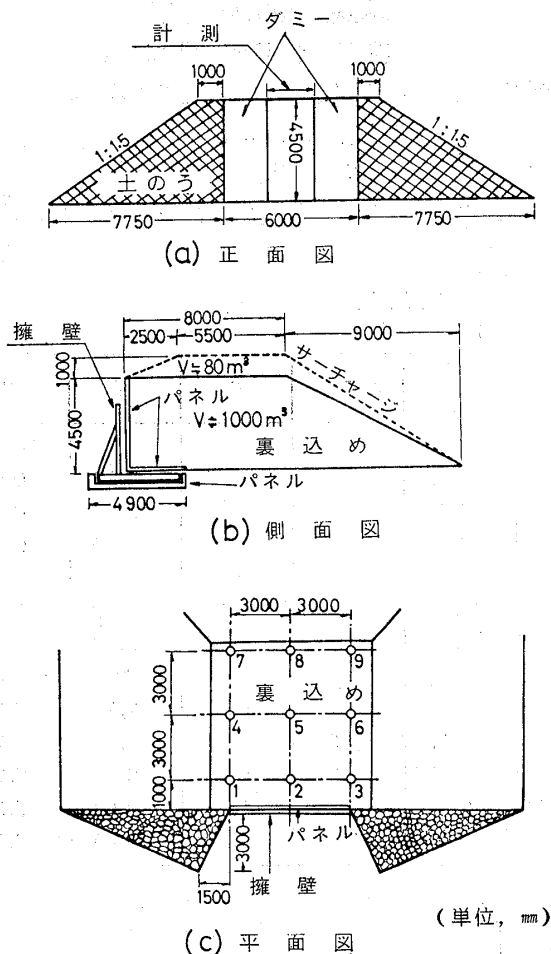


図-3 擁壁実験一般図

わくを組み、これにダイヤルゲージを取り付けて変位を測定した。また裏込め盛土の完成後に、裏込め表面の沈下をレベルで測定した。

盛土の敷きならしと転圧には 15ton のブルドーザを用いた。転圧時の土層厚さは 30cm とした。盛土が完成した状態は 図-3 に示す。

盛土中に実施した試験項目は次のとおりである。

単位体積重量, 含水比, 粒度, CBR, 平板載荷, コーンペネトレーション。

3. 試験回数

第1回目の試験は、全体を粘性土で盛り上げ、最後に水平な盛土の表面に 1m だけ台形に盛土をした。また完成後に全量 150mm の降雨を降らせ、水分の増加に伴う土圧の変化を求めた。その後 70mm の自然降雨があった。後でデータによって示すが、土圧ならびに変位量の変化はほとんど見られなかった。

第2回目の試験では前壁の内側に砂を入れて、壁面付近の土の性質が土圧に及ぼす影響を調べた。

第3回目の試験では前壁の内に側碎石を入れて、その影響を調べた。さらに最後に碎石の中に水を注入した。

4. 測定結果

基礎地盤は砂質ロームと砂からなり、試験前に行なった標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験の結果 $N=25$, $N_{sw}=250$ 程度であった。直径 30cm の

表-1 盛土材料の性質

(試 験 前)			
試 験 項 目			試 験 値
土 質 分 類			ML(粘性土)
比 重			2.616
粒 度	フルイ通過重量百分率(%)	2,000 μ	100
		420 μ	85
		74 μ	57
コンシステンシー		液 性 限 界 (%)	32.2
		塑 性 限 界 (%)	24.8
突 固 め	最大湿潤密度 (g/cm ³)		1.866
	最大乾燥密度 (g/cm ³)		1.523
	最 適 含 水 比 (%)		22.5
一 面 セ ン 断	含水比(%) 粘着力(kg/cm ²)		内部摩擦角
	16	0.38	44°10'
	22.5	0.19	34°01'
	31	0.08	19°39'

(注) JIS A 1210 突固め試験 3層

(第1回試験中)		
試 験 項 目	試 験 値	
湿 潤 密 度 (g/cm ³)	1.867	
乾 燥 密 度 (g/cm ³)	1.485	
含 水 比 (%)	25.7	
コ ー ン 指 数 qc (kg/cm ²)	7.6	
K 値 (30cm) (kg/cm ³)	6.3	
C B R (%)	2.8	
一軸圧縮強さ q _w (kg/cm ²)	1.05	
三 軸 圧 縮 試 験	粘着力 c (kg/cm ²)	0.14~0.44
	内部摩擦角φ (度)	11~18
ポ ア ソ ン 比		0.467~0.499

表-2 試験中の土質試験結果(平均値)

Test No.	含水比 (%)	K_{30} (kg/cm ³)	コーン指数 q_c (kg/cm ²)	単位体積重量 (g/cm ³)	CBR (%)	一軸圧縮強さ q_u (kg/cm ²)
1	25.72	6.3	7.6	1.867	2.8	1.05
2	24.44	4.4	7.6	1.855	2.5	0.87
3	23.16	4.6	14.3	1.810	3.0	1.00

円形載荷板による載荷試験の結果, 荷重強さ 1 kg/cm^2 で沈下量 0.2 cm , 荷重強さ 5 kg/cm^2 で沈下量 2.4 cm , したがって $K_{30}=2\sim5 \text{ kg/cm}^3$ 程度であった。盛土材料の試験結果は表-1,2 に示す。

(2) 土圧に関する測定結果

第1, 2, 3回実験の測定結果の一部を表-3,4,5 に

表-3 実験1のロードセルの測定結果
水平方向のもの(t)

盛土高 h, m	ロードセル P	1	2	3	4	5	6	17	18
0		0	0	0	0	0	0	0	0
0.9		0.20	0.91	0.71	0.37	0.84	0.07	1.70	0.07
1.5		0	0.42	1.52	0.43	1.08	0	3.70	0.74
1.8		0.20	0.78	1.25	0.55	1.31	0.07	3.20	0.58
2.1		0	0	0	1.00	1.69	0.47	4.20	1.67
2.4		0	0	0	1.34	1.18	0.20	4.55	2.44
2.7		0.20	0	0	1.86	1.41	0.34	5.80	3.40
3.0		0.68	0	0.37	4.73	1.62	0.57	6.80	4.46
3.3		1.32	0.26	0.81	3.11	1.75	0.81	7.70	5.32
3.6		2.10	1.34	1.25	3.17	1.89	0.91	9.00	6.70
3.9		2.97	2.16	1.42	3.11	1.38	0.85	9.85	7.79
4.15		2.27	1.41	1.35	2.93	1.75	1.15	10.00	7.98
4.4		2.81	2.03	1.62	3.11	1.69	1.18	10.40	8.50

鉛直方向のもの(t)

盛土高 h, m	ロードセル P	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.9		0.41	0.45	1.32	2.63	3.70	2.08	0.40	1.74	5.36	2.83
1.5		0.50	0.39	2.79	3.99	5.85	4.03	1.45	2.80	7.94	5.27
1.8		0.57	0.39	2.89	3.86	5.90	4.48	1.30	2.39	8.07	5.98
2.1		0.86	0.51	4.39	4.97	7.30	5.59	3.09	2.45	9.16	8.06
2.4		0.54	0.29	4.33	5.72	8.50	6.30	3.64	3.03	10.04	8.61
2.7		0.86	0.68	4.66	6.27	9.60	7.21	4.63	3.77	10.99	9.74
3.0		1.17	1.34	5.03	6.82	10.85	8.25	5.62	5.32	11.87	10.23
3.3		1.65	1.62	5.26	7.24	11.85	9.09	6.79	6.71	12.27	10.65
3.6		2.12	2.07	5.59	7.89	13.20	10.10	8.21	8.38	12.95	10.91
3.9		2.28	2.37	5.76	8.34	14.50	10.97	9.45	10.06	12.95	10.85
4.15		2.41	2.50	6.13	8.73	15.00	11.43	9.60	10.00	14.17	10.65
4.4		2.72	2.66	6.32	8.89	15.70	11.88	10.25	10.61	14.31	10.65

表-4 実験2のロードセルの測定結果
水平方向のもの(t)

盛土高 h, m	ロードセル P	1	2	3	4	5	6	17	18
0		0	0	0	0	0	0	0	0
0.9								0.1	0
1.5		0.25	0.70	1.35	0.45	0.50	0.85	1.60	1.70
2.1		0.35	0.70	1.75	1.45	0.85	1.40	2.90	3.10
2.7		0.70	1.20	2.55	2.15	0.90	1.70	4.30	4.60
3.3		1.40	1.95	3.35	3.00	1.05	1.95	5.70	6.30
3.9		2.00	2.55	4.10	3.75	1.05	2.05	7.70	8.40
4.4		3.00	2.55	4.50	4.10	1.05	1.95	8.60	9.10

鉛直方向のもの(t)

盛土高 h, m \ ロードセル P	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.3	0	0	0.40	0.50	0.90	0.70	0.20	0.30	1.60	1.40
0.9	0.05	0	1.50	1.80	2.60	2.10	1.00	0.70	4.00	3.50
1.5	0.15	0.15	3.00	3.40	4.20	3.80	1.90	1.90	6.60	5.90
2.1	0.55	0.55	4.70	4.70	6.50	5.90	3.20	2.90	9.10	8.60
2.7	0.95	1.00	5.80	5.60	8.40	7.90	4.80	4.10	10.10	10.80
3.3	1.90	1.65	6.80	6.60	9.60	9.10	6.70	6.50	12.40	11.90
3.9	2.15	2.05	7.80	7.50	10.50	10.20	8.70	7.90	13.40	12.80
4.4	3.45	2.65	8.50	8.40	11.30	11.10	10.80	9.50	14.40	13.60

表-5 実験3のロードセルの測定結果
水平方向のもの(t)

盛土高 h, m \ ロードセル P	1	2	3	4	5	6	17	18
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.3	0.05	0.05	0	0	0.30	0	0.10	0
0.9	0	0.05	0	0.05	0.80	0	0.70	0
1.2	0.05	0.10	0.35	0.50	1.10	0.15	1.50	0.80
1.5	0.15	0.15	0.65	0.80	1.20	0.20	2.20	1.40
1.8	0.20	0	0	0.65	1.35	0.40	2.90	2.20
2.1	0.25	0	0.35	0.75	1.35	0.35	3.10	2.20
2.4	0.30	0	0.60	1.00	1.50	0.30	3.40	2.30
2.7	0.45	0	0.95	1.35	1.60	0.40	4.00	2.90
3.0	0.55	0.15	1.30	1.80	1.70	0.70	4.70	4.00
3.3	0.95	0.60	1.40	2.05	1.60	0.60	5.10	4.40
3.6	1.40	1.00	1.65	2.25	1.55	0.65	5.60	5.00
3.9	1.65	1.35	1.90	2.50	1.65	0.75	6.00	5.40
4.4	2.40	2.05	2.10	2.75	1.55	0.75	6.90	6.50

鉛直方向のもの(t)

盛土高 h, m \ ロードセル P	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.3	0	0	0.90	0.80	1.30	0.90	0.30	0.40	1.80	1.80
0.9	0.05	0	2.20	2.30	3.00	2.50	0.90	0.70	4.50	4.30
1.2	0.10	0	3.10	3.10	3.80	3.40	1.50	1.40	5.80	5.60
1.5	0.10	0	3.90	4.30	4.70	4.30	2.10	2.00	7.20	6.90
1.8	0.20	0	4.80	5.00	5.70	5.50	2.60	2.60	8.50	8.50
2.10	0.20	0	5.30	5.50	6.10	5.70	2.90	3.00	9.10	8.90
2.40	0.15	0	5.80	6.10	7.20	6.60	3.10	3.30	10.40	9.90
2.7	0.35	0.10	6.40	6.70	7.80	7.30	3.80	3.80	11.40	10.70
3.0	0.50	0.40	7.10	7.40	8.70	8.30	5.20	4.80	12.50	12.00
3.3	0.50	0.50	7.70	8.10	9.10	8.70	5.70	5.40	13.00	12.30
3.6	0.75	0.70	8.40	8.70	9.80	9.40	7.00	6.10	13.70	12.90
3.9	1.25	1.25	5.50	8.90	10.50	10.00	7.30	7.00	14.60	13.70
4.4	2.50	1.60	9.70	9.70	11.10	11.10	8.30	7.95	15.00	14.20

示す。

(3) 変位に関する測定結果

第1回実験の擁壁の変位(水平ならびに鉛直方向)はもっとも大きかった。表-6には第2, 3回実験の測定結果の一部を示す。回数を重ねるごとに変位, 沈下量は

ともに小さくなっている。

5. 前壁に働く水平土圧力

前壁に加わる水平土圧力の大きさならびに着力点の位置はロードセル P-1, 2, 3, 4 の測定結果から求める

表-6 水平変位および沈下量 (単位 mm)

盛土高 h, m	Test No. 2			Test No. 3		
	水平変位		沈下	水平変位		沈下
	D-2	D-8	D-16	D-2	D-8	D-16
0.9	-0.90	0.41	0.24	0.26	-0.16	0.07
1.5	-1.98	1.00	0.34	-0.60	0.45	0.15
2.1	-2.02	1.38	0.32	-0.04	0.49	0.32
2.7	-1.50	1.88	0.40	-0.39	0.98	0.08
3.3	1.90	2.29	0.38	1.56	1.30	0.12
3.9	4.01	3.21	0.43	3.50	1.20	0.10
4.4	6.56	3.68	0.48	5.60	1.45	0.16

ことができる。実験 1, 2, 3 における程度の擁壁の移動, 沈下量の違いは, 土圧の変化にはあまり大きな影響を与えないようである。したがって合計 3 回の実験は同一の条件で行なったものとして取り扱うことにしたい。擁壁の背面に接した部分に厚さ 50cm の砂と碎石を用いて実験 2, 3 を実施したが, その影響も少ないようである。

前壁に作用する土圧の合力と盛土高との関係を求めたものを図-4 に示す。テルツァギー・ペック ③ と示したものが Terzaghi-Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice のグループ 3 の土を裏込めにもつ擁壁の仮想壁面上に作用する土圧である。

テルツァギー・ペックは仮想壁面の位置の決定方法ならびに前壁に働く土圧と仮想壁面に働く土圧の違いについては何ら触れてはいない。このことは非常に重大であるから後で議論することにする。粘性土の土圧についての研究論文が手元にないので, 以下テルツァギー・ペックの著書のものと比較しながら考察を進めざるを得なかった。盛土高の増加と土圧の増加の傾向は互に似ているが, 実験 2 の土圧だけが多少大きくなっている。これは実験 2 の場合の土質の状態が実験 1, 3 のそれと異なっていたためと考えられる。すなわち, 実験 2 の K_{30} , 一軸圧縮強度, および CBR が他の実験におけるものより

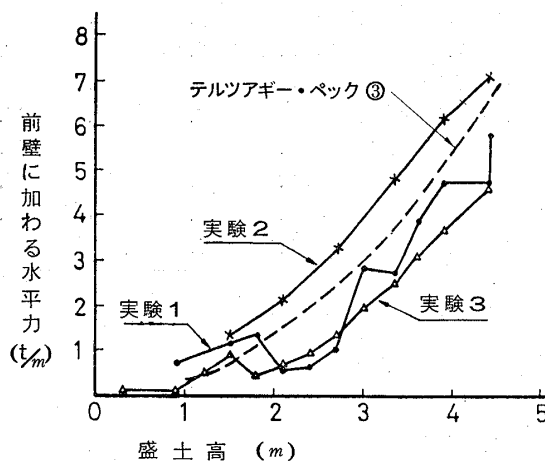


図-4 前壁に加わる水平力

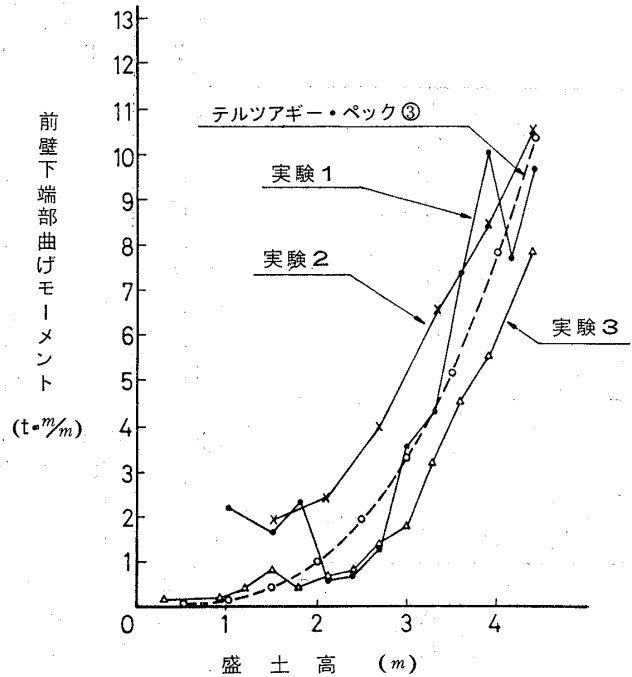


図-5 盛土高と前壁下端部の曲げモーメント

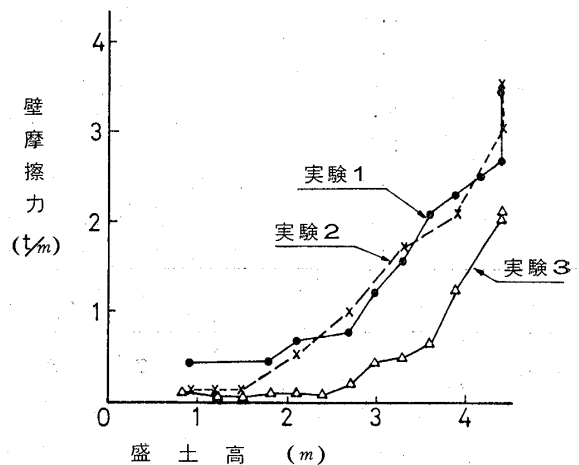


図-6 前壁に働く壁摩擦力と盛土高との関係

やや小さい。

実験 1 について, 土圧の合力の着点の高さ h_f は盛土高さ h の 3 分の 1 より大きい。盛土高が 2 m より低い部分では h_f/h が大きくなっているが, これはブルドーザによる締固めの影響であろう。前壁の設計をする際にもっとも重要な量は, 下端部と底板の接点における前壁の曲げモーメントである。そこで盛土高さと前壁下端部における曲げモーメントの関係を求め, これを図-5 に示した。テルツァギー・ペックの仮想壁面に作用する土圧がそのまま前壁に加わったと仮定すると, 着点の高さは前壁の下端部から, 擁壁高の 1/3 の点にあり, 土圧のモーメントは図-5 のようになる。実験値はテルツァギー・ペックのグループ 3 のものより大きな値を与えている。

6. 前壁に働く壁摩擦力

前壁に働く壁摩擦力と盛土高の関係は 図-6 に示すようである。盛土高さの増加と共に壁摩擦力は増加するが、その傾向は水平土圧が盛土高の増加と共に増す傾向とよく似ている。テルツァギー・ベックだけではなく、一般に裏込めの表面が水平な場合に、前壁には大きな摩擦力が働かないと考えられているが、実際には土が圧縮性であるからこのような相当大きな壁面摩擦力が作用するのである。

この壁面摩擦力のために底板上面に働く鉛直圧力が、盛土高さと土の単位体積重量を掛けた値よりも小さくなる。

7. 底板上面に働く壁面摩擦力

底板上面に働く摩擦力は P-5, 6 で測定される。図-7 は底板上面に働く壁摩擦力を示す。従来はこの面に働く摩擦力についても研究がなされていなかった。この摩擦力のために、前壁の水平土圧はテルツァギー・ベックの仮想壁面に働く水平土圧よりも小さくなる。また前壁の土圧の合力が下から 3 分の 1 より高い点に作用するようになる。

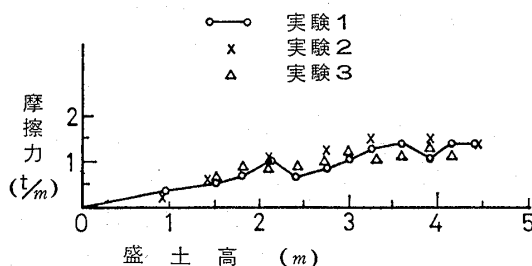


図-7 底板上面に働く壁面摩擦力

8. 底板下面の反力と底板の曲げモーメント

底板下面の反力は、鉛直方向の反力とスベリ抵抗に分解できる。これらはそれぞれ、P-13, 14, 15, 16 および P-17, 18 で測定できる。P-13, 14, 15, 16 の合力は P-7, 8, 9, 10, 11, 12 の合力とつり合わなければならない。両者の測定値が相等しくなるかどうか実験精度のチェックになる。表-7, 8 は擁壁に働く力を鉛直方向と水平方向にわけて別々に加え合わせたもので、その結果によれば、この種の実験としては精度が高く、満足すべきものであると思われる。

底板の下面に働く反力の分布は測定していないが、仮に直線分布するものとすれば、底板に作用する曲げモーメントが計算できる。図中底板前部というのは底板と前壁背面の交点、底板後部というのは底板と前壁背面の交点という意味である。つまり 図-1 のロードセル P7, P8 のある位置より前方の部分の底板を底板前部、後方

表-7 水平力 (盛土高 4.4m)

試験番号	裏込めの土圧によるもの $P_1+P_2+P_3+P_4+P_5+P_6$ (t/m)	底面反力によるもの $P_{17}+P_{18}$ (t/m)	テルツァギー・ベック③ (t/m)
1	7.54	10.23	6.97
2	8.46	8.55	
3	7.63	8.10	

表-8 鉛直力 (盛土高 4.4m)

試験番号	裏込めの土圧によるもの $P_7+P_8+P_9+P_{10}+P_{11}+P_{12}$ (t/m)	底面反力によるもの $P_{13}+P_{14}+P_{15}+P_{16}$ (t/m)	底板直上に載っている土の重量 (t/m)
1	22.9	24.1	24.6
2	22.7	24.2	
3	22.9	22.9	

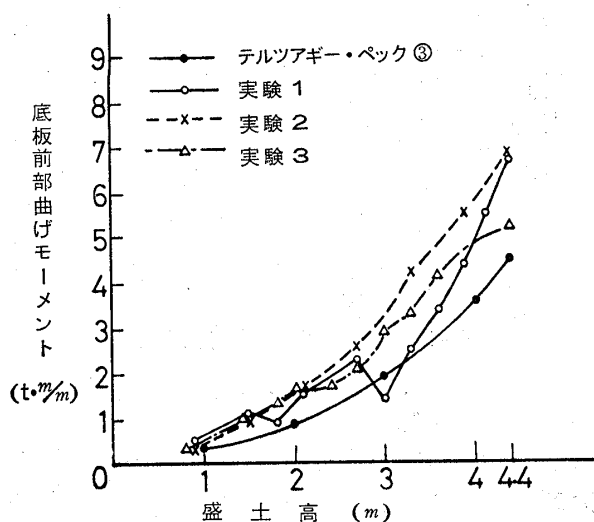


図-8 底板前部の最大曲げモーメント

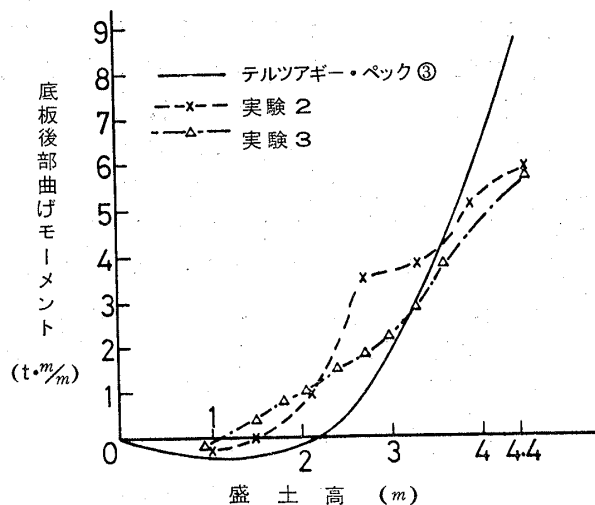


図-9 底板後部の最大曲げモーメント

の部分の底板を底板後部とした。計算の結果は 図-8, 9 に示すようである。テルツァギー・ベックのものとは相異なる結果が得られた。

9. 基礎地盤の反力

基礎地盤の反力，言い換えれば地盤に及ぼす圧力を求めることは，擁壁が転倒するかどうかを調べる上で重要である。そこで反力の圧力分布が直線であると仮定してその分布を求め，得られた結果を図-10に示す。ここでもテルツァギー・ベックのものと比較したが，かなりの開きが出ている。「つまさき」における圧力 p_1 はこの実験の方が大きく，「かかと」における圧力 p_2 はこの実験値が小さく求められている。

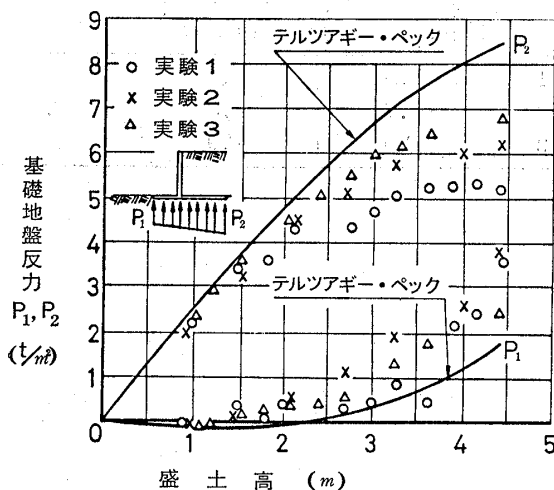


図-10 基礎地盤反力(底板下面反力)

10. 裏込め上に載せられた盛土による土圧

裏込めの上面が水平な場合については上に述べたとおりである。次に 図-3(b) の点線で示すように裏込め土の水平な表面上に台形の盛土をサーチャージとして載せた場合について述べる。

台形の盛土を施工することによって増加した土圧の大きさを求めたものが図-11に示されている。前壁に作用する土圧の水平分力は 0.28 t と小さく，しかも底面から 3.559 m と高いところに作用している。前壁の摩擦は小さい。底板上面に作用する土圧の鉛直分力は底面直上にある土の重量とほぼ等しく 2.19 t である。底板上面の壁摩擦力は小さい。テルツァギー・ベックによって計算すると，水平土圧は 4.21 t，壁摩擦力は 0.78 t 増加することになる。前記の値とこれらの値とを比較する

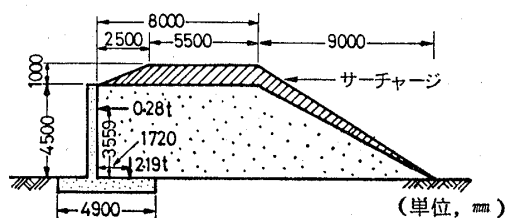


図-11 水平な裏込めの地表面上に台形の盛土を施工したときの土圧力

と，裏込め背面上に盛土がある場合には，テルツァギー・ベックの土圧表は相当大きな誤差があることが想像される。

11. 基礎地盤の変形と変位

基礎地盤の地盤反力係数は第1回目の実験前に測定してあるだけである。実験2および3では繰返し載荷の影響で変化し，地盤反力係数が次第に大きくなっているものと思われる。実験1の試験値によって地盤の鉛直バネ係数を求めると次のようになる。

地盤の鉛直バネ係数 $K_v = 0.36 \div 0.26 = 1.38 \text{ kg/cm}^3$

地盤のせん断バネ係数 $K_h = 0.193 \div 0.9 = 0.21 \text{ kg/cm}^3$

平盤載荷試験による鉛直バネ係数は $K_{30} = 6 \text{ kg/cm}^3$ であるから $K_{30} : K_v = 6 \div 1.38 = 4.35$ である。また $K_h : K_v = 0.21 \div 1.38 = 0.152$ である。実験2では， $K_v = 13 \text{ kg/cm}^3$ ， $K_h = 0.456 \text{ kg/cm}^3$ で， $K_{30} : K_v = 0.46$ ， $K_h : K_v = 0.035$ となる。

以上の結果から，擁壁の変位を，平板載荷試験によって簡単に求める方法は提案することができなかったが， $K_{30} = 6 \text{ kg/cm}^3$ 程度の地盤で，地下に軟らかい層がない場合には水平移動量が 10 mm，鉛直沈下量が 3 mm 程度であろうというような目安は得られた。

12. 裏込め土内の応力分布

裏込め材料は圧縮性をもっていること，ブルドーザによって転圧して施工したことが裏込め土圧に大きな影響をもっていると考えられる。そこでこのことを考慮に入れて土圧発生メカニズムを分析する。この実験を開始した時点では，土圧を計算するためにどんな土質実験をしたらよいかもまったく不明であり，したがってロードセルの容量も決めかねたような状態であった。そこで土圧と関係がありそうなあらゆる土質試験を実施し，試験終了後これらの数値と土圧との関連性を求めようとしたものであった。土圧の合力の測定によって，前壁や底板に働く最大曲げモーメントのようなものは明らかになったが，土圧や摩擦力の分布は，土中土圧計を用いたが必ずしも十分明らかにすることができなかった。メカニズム分析にはどうしても分布を必要とするから，将来実験の機会があれば必ず測定を実施したいと思う。現在のところは計算によって推定をするという方法を採用するを得ない。

合計3回の実験の結果の平均値として，盛土高 4.4 m の場合の裏込め土圧を表-9のようにして求めることができる。前壁から十分離れたところではその影響がないとして，まずその部分の応力分布を求める。この部分の土中のある一点における水平面と鉛直面には垂直応力だ

表-9 裏込め土圧の総括表 単位 t/m

前 壁	水 平 土 圧	5.50
	壁 面 摩 擦	2.60
底 板	鉛 直 土 圧	21.62
	壁 面 摩 擦	1.36

けでセン断応力は作用しないものと考えられる。そして水平面には土カブリ圧 σ_z に等しい応力が作用する。また鉛直面には $\sigma_h = K\sigma_z$ の水平応力が作用するとし、 $K = \frac{1}{m}$ と仮定すればよいと思われる（ただし、 m はポアソン比）。前壁に近いところでは壁面と裏込め材料の摩擦力によってこの関係が乱れてくる。裏込め材料には圧縮性があるため、工事中に圧縮沈下を起こす。前壁は剛であり、鉛直方向には縮まないから、土と壁との間に摩擦力が発生する。

図-12 に示すように、厚さ h の土層の上に $H-h$ の厚さの土層を載せた場合、 $a-a'$ 面の沈下量 δ は次式で表わされる。

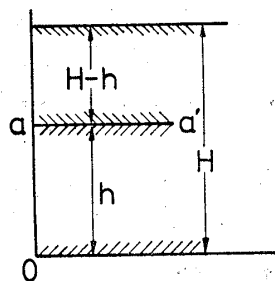


図-12

$$\delta = h \cdot \frac{\gamma(H-h)}{E} \quad (1)$$

ただし、 E は土の変形係数、 γ は単位体積重量である。底板上面からある高さ h における壁摩擦力 τ は、その位置における沈下量に比例すると仮定する。すなわち

$$\tau = k'\delta \quad (2)$$

(1), (2) 式をあわせ、前壁全体に働く壁摩擦力の合力を求めると、

$$S = \int_0^H \tau dh = \frac{k'\gamma}{E} \int_0^H (H-h) h dh = \frac{k'\gamma}{6E} H^3 \quad (3)$$

さらに、

$$k' = \frac{6ES}{\gamma H^3} \quad (4)$$

土質試験ならびに模型実験から得られた値から、 $E = 150 \text{ t/m}^2$, $S = 2.6 \text{ t/m}$, $\gamma = 1.867 \text{ t/m}^3$, と置いて k' を求めると、 $k' = 14.71 \text{ t/m}^3$ となる。 τ の分布を表わす式は (1), (2) から、

$$\tau = 0.186h(4.4-h) \quad (5)$$

$$\tau_{\max} = 0.68 \text{ t/m}^2$$

そのときの $h = 2.2 \text{ m}$ となる。

次に底板の上面の摩擦力の分布を計算する。

図-13 において前壁背面から x の距離におけるスライスの厚さを dx 、これをはさむ両鉛直面に働く圧力をそれぞれ P , $P+dP$ 、底面摩擦力を τdx とすれば

$$(P+dP) - P = \tau dx \quad (6)$$

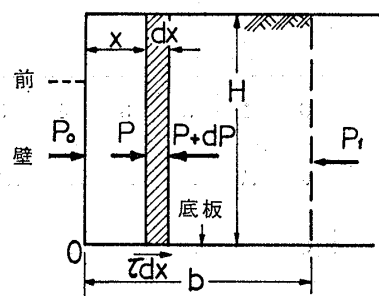


図-13

ゆえに

$$\tau = \frac{dP}{dx} \quad (7)$$

このスライスの水平移動量を δ とし、摩擦の定数を k' とすると。

$$\tau = k'\delta \quad (8)$$

スライスの圧力による縮み量を ϵdx とすると

$$\delta = \int_0^x \epsilon dx \quad (9)$$

ここに

$$\epsilon = \frac{P}{HE} \quad (10)$$

(8), (9), (10) から

$$\tau = k' \int_0^x \frac{P}{HE} dx \quad (11)$$

セン断応力（摩擦力） τ の分布は測定されていないので現在のところ不明であるが、仮に放物線であると仮定する。そしてそれが次のような形であるとする。

$$\tau = n(x^2 - ax) \quad (12)$$

ここに n は定数、 b は底板の幅とする。底板上面の摩擦力の合力を S_b とすると、

$$S_b = \int_0^b \tau dx \quad (13)$$

(12), (13) から

$$n = \frac{6S_b}{b^2(3a-2b)} \quad (14)$$

a は $\tau = 0$ になる点までの距離であるが、 $0 \sim a$ の摩擦力の合力を S_a とすると、

$$S_a = \int_0^a \tau dx = -\frac{na^3}{6} \quad (15)$$

前壁の水平土圧を P_0 とすると、任意の点 x における土圧は

$$P = P_0 + \int_0^x \tau dx = P_0 + \frac{n}{6}(2x^3 - 3ax^2) \quad (16)$$

この式を (11) 式に代入すると、

$$\tau = \frac{k'}{HE} \left\{ P_0 x + \frac{n}{6} \left(\frac{1}{2} x^4 - ax^3 \right) \right\} \quad (17)$$

$b = 3 \text{ m}$, $S_b = 1.36 \text{ t/m}$, $H = a = 4.4 \text{ m}$, $E = 150 \text{ t/m}^2$ とし、 P , τ を求めると表-10 のようになる。また摩擦の定数 k' を求めると $k' = 22 \text{ t/m}^3$ となり、前壁の $k =$

表-10 底板上面の壁摩擦力
a=5.5m の場合

前壁からの距離 x(m)	0	1	2	3	4	5	5.5
仮想鉛直壁面の圧力の合力P(t)	5.5	5.7	6.2	6.8	7.4	7.8	8.0
底板上面の摩擦力 τ (t/m ²)	0	0.38	0.60	0.64	0.51	0.21	0

a=4.5m の場合

前壁からの距離 x(m)	0	1	2	3	4	4.4
仮想鉛直壁面の圧力の合力 P(t)	5.5	5.76	6.34	6.98	7.40	7.45
底板上面の摩擦力 τ (t/m ²)	0	0.47	0.66	0.58	0.22	0

14.71t/m³ よりも大きくなる。これは底板に作用する土圧が前壁に作用する土圧よりも大きくなるためではないかと思われる。セン断応力が作用する範囲 a は前壁の高さと同じであるとは限らないので、 $a=5.5m$ についても上と同様な計算をしてその結果を表-10 に書き加えた。 a が変化しても $0 \sim b$ の区間ではあまり大きな変化がない。 $a=5.5m$ に対する $k'=28.3t/m^3$ である。

前壁の影響を受けない、前壁からはるか後方の仮想壁面上の土圧分布は、土質試験の結果から計算によって求めた。また、前壁と底板の土圧分布は前記の計算をもと

にして決定した。裏込め盛土内の応力ならびに主応力線は容易に求めることができる。その結果を図-14 と表-11 に示す。

このような主応力線と主応力の大きさを求めておけば、テルツァギー・ベックのように底板の「かかと」を通る鉛直な仮想壁面だけではなく、前壁の上端と「かかと」を結ぶ線上の応力も自由に求めることができる。

なお図-14 の最少主応力線が、前壁に向かって傾斜していることは、前壁の壁摩擦のために土がアーチのような応力状態になっていることを示すものであって、まったく興味深く感ぜられる。壁体が前方に移動、傾斜すると、このアーチ作用が崩れてくる。前壁に作用する土圧力は底板の上面に作用する摩擦力によって影響を受けるであろうこともこの図から想像できる。

裏込め表面による載荷、底面反力の減少などのために、擁壁が変位、傾斜し、ついに崩壊する場合には、いわゆる主動土圧状態になるわけであるが、すべてのものはこの実験で求められたような施工直後における図-14 のような応力状態からスタートするのである。

13. 結 論

結論として次のようなものが得られた。

(1) 擁壁の壁面全体に作用する土圧力ならびに壁面摩擦力を測定するため、測定パネルとロードセルを用い

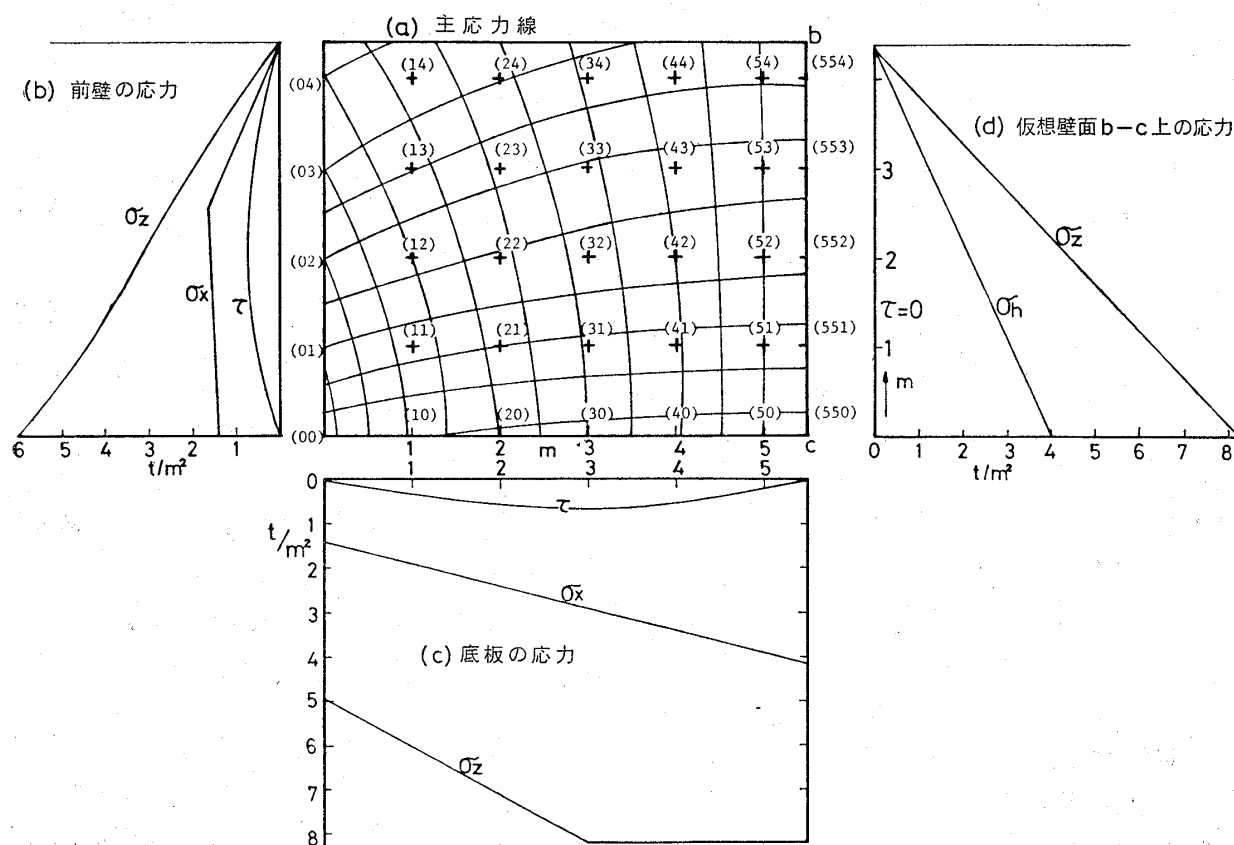


図-14 壁面に働く応力と裏込め内の主応力線

表-11 格点の応力

	00	01	02	03	04	10	11	12	13	14
σ_x	1.4	1.5	1.6	1.3	0.4	1.9	1.85	1.75	1.29	0.38
σ_z	5.9	4.3	3.2	2.0	0.7	6.7	4.7	3.45	2.10	0.68
τ	0	0.63	0.89	0.78	0.28	0.29	0.51	0.72	0.51	0.20
σ_1	5.9	4.40	3.60	2.50	1.10	6.70	4.8	3.75	2.40	0.78
σ_2	1.4	1.40	1.20	0.80	0	2.00	1.80	1.45	1.00	0.28
	20	21	22	23	24	30	31	32	33	34
σ_x	2.40	2.15	1.90	1.28	0.36	2.90	2.54	2.00	1.27	0.34
σ_z	7.40	5.10	3.68	2.20	0.66	8.20	5.40	3.90	2.30	0.64
τ	0.52	0.39	0.56	0.45	0.15	0.66	0.27	0.40	0.30	0.10
σ_1	7.60	5.10	3.80	2.40	0.74	8.20	5.42	4.00	2.40	0.68
σ_2	2.30	2.10	1.80	1.00	0.30	2.90	2.46	1.90	1.20	0.31
	40	41	42	43	44	50	51	52	53	54
σ_x	3.40	2.75	2.10	1.26	0.32	3.90	3.05	2.20	1.25	0.30
σ_z	8.20	5.70	4.10	2.40	0.62	8.20	6.00	4.30	2.50	0.60
τ	0.50	0.15	0.24	0.15	0.05	0.17	0.05	0.08	0	0
σ_1	8.20	5.70	4.10	2.40	0.63	8.20	6.00	4.30	2.50	0.60
σ_2	3.30	2.75	2.10	1.20	0.31	3.80	3.05	2.20	1.25	0.30

備考：(550), (551), (552), (553), (554) の値はそれぞれ (50), (51), (52), (53), (54) とほぼ同じである。

た新しい実験方法を開発し、擁壁の前壁ならびに、底板に働く土圧の合力の大きさを求めることができた。

(2) 裏込めの表面が水平な場合でも、前壁ならびに底板の上面には、相当大きな壁面摩擦力が働くことが判明した。

(3) これらの壁面摩擦力は裏込め材料の圧縮性によって生ずる体積変化と、施工の過程のために生ずるものとして説明できる。

(4) 壁面摩擦力のために、裏込め内の主応力線は、前壁から壁の高さにはほぼ等しい距離の間において乱れが生じる。

(5) 前壁から十分離れたところの仮想壁面では、鉛直土圧と水平土圧との比は土のポアソン比と変形係数によって定まる。そしてここでは水平土圧力の合力と着力点は鉛直仮想壁面の下端から3分の1のところにある。この仮想壁面には壁摩擦力が作用しない。

(6) 前壁の水平土圧力は、前壁から十分離れており、主応力線が乱れていない部分の鉛直仮想壁面に作用する土圧力に比して小さく、そして、その小さくなる量は底面の壁摩擦力に等しい。また土圧力の合力の着力点は前壁の下端から壁高の3分の1より高い位置にある。

(7) 底板の上面に働く土圧力の合力の着力点は、底板の中心より後方にある。また合力の大きさは、その鉛直上方に載っている土の重量と同じではない。その差は底板の後端（「かかと」）を通る鉛直仮想壁面と前壁の内

面に作用する壁摩擦力によって生じる。

(8) 壁面に作用する土圧力ならびに壁摩擦力の測定と、三軸圧縮試験の結果から裏込め土内の主応力線を描き、各点の主応力を求めることができた。

(9) 基礎地盤の反力、擁壁の変位、変形の概略値を求めることができた。

なお擁壁に関する研究は目下進行中であり、擁壁の補強工法、地震に対する安定、降雨による土圧の変化、裏込め上に盛土を施した場合の土圧、裏込め盛土の地盤が平面ではなくて傾斜している場合の土圧などですでに実験を完了したものもある。これらは別の機会に発表する予定である。

謝 辞

この研究は、日本鋼材倶楽部から土質工学会に委託された鋼製擁壁に関する研究によってはじめられ、ついで建設省、日本道路公団によって援助がなされたものである。鋼製擁壁委員会の委員の方々、特に山下宏、梶本政

良、針生幸治氏らのご尽力があった。ここに記して関係各位に対して厚く御礼申し上げる次第である。

記 号 説 明

- E = 土の変形係数
- h_f = 着力点の高さ
- K_{30} = 直径 30 cm の円形載荷板による載荷試験K値
- k' = 摩擦の定数
- K_h = 地盤のせん断バネ係数
- K_v = 地盤の鉛直バネ係数
- m = ポアソン比
- n = 定数
- S = 前壁全体に働く壁摩擦力の合力
- $S_a = 0 \sim a$ の摩擦力の合力
- S_b = 底板上面の摩擦力の合力
- σ_h = 水平応力
- σ_v = 土カブリ圧
- γ = 土の単位体積重量
- τ = 壁摩擦力
- δ = 沈下量、移動量

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. and R. Peck (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons.
- 2) 福岡正巳 (1973): 鋼製擁壁に加わる土圧に関する実験, 「土と基礎」, Vol. 21, No. 6, pp. 75~80.
- 3) 福岡, 赤津, 片桐 (1974): 擁壁背面に作用する土圧の模型実験について, 「第9回土質工学会研究発表会講演集」.
- 4) 福岡, 吉田, 赤津 (1974): 逆T型擁壁の設計土圧について, 「土木学会第29回年次学術講演会概要集」.

(原稿受付, 1975. 3. 22)