

大型ブロック積み擁壁の設計法に関する基礎的研究

八木 則男・矢田部龍一・松山 哲也・右城 猛

愛媛大学工学部紀要 第17巻 pp.133—141 別刷 平成10年2月

Fundamental Study on Design of Block Type Retaining Wall

Norio YAGI, Ryuichi YATABE, Tetsuya MATSUYAMA
and Takeshi USHIRO

Reprinted from

Memoirs of the Faculty of Engineering, Ehime University

Vol. XVII, pp.133~141 February 1998

大型ブロック積み擁壁の設計法に関する基礎的研究

八木 則男*・矢田部龍一*・松山 哲也**・右城 猛***

Fundamental Study on Design of Block Type Retaining Wall

Norio YAGI*, Ryuichi YATABE*, Tetsuya MATSUYAMA**
and Takeshi USHIRO***

Recently, block type retaining walls are widely used, because of easy construction. But there is no fixed design method. In order to find a failure mechanism of the block type retaining wall under static and dynamic forces, small model tests were carried out. Shapes and positions of slip surfaces which are necessary for stability analysis could be obtained. And the slip surfaces obtained from the Generalized Limit Equilibrium Method nearly agree with the experimental ones in static cases.

Key words : Block type retaining wall, Model test, Slip surface, Dynamic force, Limit equilibrium analysis

1. ま え が き

道路建設, 宅地開発などにおける切土や盛土の土留め工として, 種々のタイプの擁壁が採用されてきた。従来は, 重力式やL型擁壁が主であったが, これらのタイプの擁壁は現場施工であって, 労働者の確保などの問題から簡易に施工が可能な手法が模索されてきた。その一つとして既製のブロック積み擁壁が挙げられる。従来のブロック積み擁壁は小型のもので, 大規模な土留めには適していなかった。そこで, ブロックを大型にして大規模な土留めにも使用できるようにし, 実際に施工例もみられるようになった。今後ますます増加の傾向にあると思われる。

しかし, ブロック積み擁壁の設計法が確立されていないことや耐震性に関して問題点があることが指摘されている。これらを検討するには, ブロック積み擁壁の破壊機構を明らかにする必要がある。本研究では, 設計計算に必要な静態時・動態時のすべり面の位置に関する基礎的な情報を得るために室内の模型実験を行ったので, その結果を報告する。

*愛媛大学工学部 環境建設工学科

*Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, EHIME University

**日本興業 株式会社

**Nihon Kogyo Co. Ltd

***株式会社 第一コンサルタント

***Daiichi Consultant Co. Ltd

原稿受理 平成9年9月4日

2. 静態時における実験

2.1 実験装置, 計測方法, 実験条件, 試料

実験装置の概略図を Fig. 1 に示す。土槽の大きさは幅 600mm × 高さ 900mm × 奥行き 1200mm であり、側面に地盤の挙動を観察するためにアクリル板を取り付けている。また、土槽側面および上面は鋼材による補強を行っている。

模型擁壁は模型擁壁の内部に砂袋を詰め壁体の単位体積重量の増加をはかったもの(1.8 ~ 1.9tf/m³)と擁壁内部を空洞としたもの(0.6 ~ 0.7tf/m³)の2種類を用いた。また、擁壁の勾配は 1:0.3, 1:0.5, 1:0.7 の3種類とした。模型擁壁は底面幅 80mm × 擁壁高さ 400mm × 奥行き 20mm のものを横に3個並べた。

擁壁と土槽側面の隙間からの砂もれを防ぐために隙間を薄型ゴムシートにより 5 ~ 10mm 程度被った。裏込め土には気乾状態の豊浦標準砂を使用した。

ブロック積み擁壁の破壊は擁壁底面に取り付けたジャッキを手前に滑动さすことにより行っ

た。実験の手順を以下に示す。

- ① 所定の豊浦標準砂を気乾状態にて充分乾燥させる。
- ② アクリル壁面(観察面)を研磨剤にて入念に磨く。
- ③ アクリル壁面に地盤内の挙動を観察するた

めに標点を設置する。このとき Fig. 2 に示すよう標点の頭部にワセリンを少量塗布し、アクリル板との摩擦を軽減する。これにより標点をアクリル壁面に自立させ作業を容易にした。また標点には比重の値が標準砂と近いアルミ棒を用いた。標点の設置位置は Fig. 2 に示している。

- ④ 基礎地盤になるよう標準砂を 150mm 敷き詰めた後、模型擁壁を鋼材にて固定し設置した。
- ⑤ 裏込め土の作製は、緩づめの場合は空中落下法を用い、密づめの場合は締め固め棒を用い各層ごと均等に締め固めを行い、全体で間隙比が一定となるようにする。これにより間隙比は、

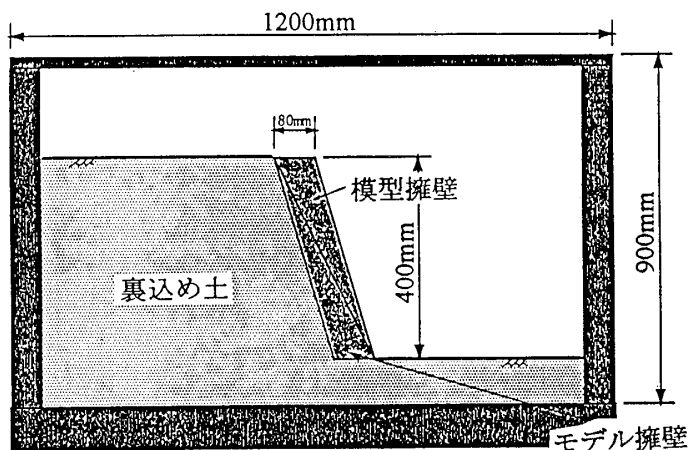


Fig. 1 Experimental apparatus

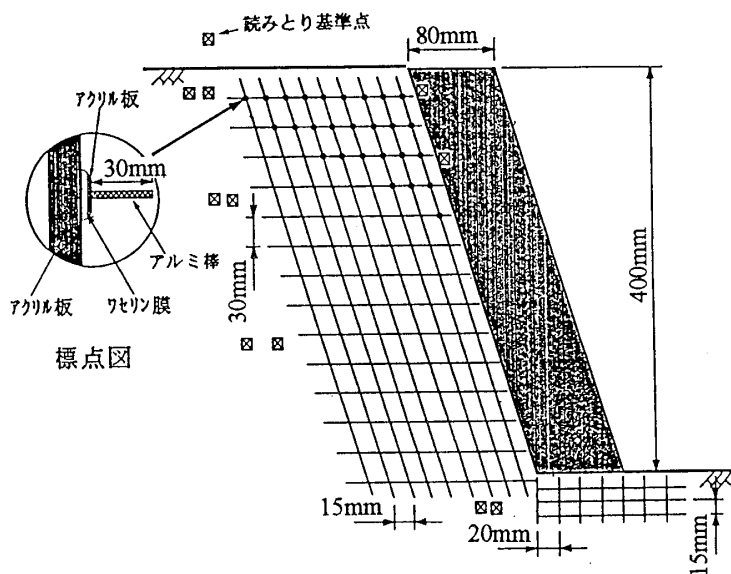


Fig. 2 Positions of marked point

- ⑥ 座標読みとり望遠鏡を土槽と平行となるように、高剛性ボード上に水平に設置する。
- ⑦ 模型地盤製作後、地盤内部に設置された標点の初期座標を読みとり、擁壁を固定していた鋼材を取り外す。
- ⑧ 擁壁の底面に滑動方向の微小変位(ジャッキの変位量 5mm) を与える。この際、擁壁下部の変位を制御するための制御棒にヒンジを取り付け、擁壁角の変位を拘束しないようにした。
- ⑨ 擁壁の変位を測定した後、各標点の変位を読みとる。その後再び擁壁底面に微小変位(ジャッキの変位量 5mm) を与える。
- ⑩ 同様に各標点の変位を読みとる。

なお、土槽側面、擁壁側面および底面の土に対する摩擦係数を測定するための摩擦試験を行った。実験装置は一面せん断装置を改良したものを使用した。豊浦標準砂とアクリルの摩擦角は $\phi_u=11.36^\circ$ 程度、豊浦標準砂と鉄板の摩擦角は $\phi_u=22.4^\circ$ 程度である。

標点の設置位置を Fig. 2 に示す。標点座標の読みとりには読みとり望遠鏡を用いた。読みとり望遠鏡の読みとり精度は 2/100mm であり、読みとり範囲は鉛直方向に 18.5cm, 水平方向に 23.0cm である。

Table 1 Experimental patterns in the case of free sliding of bottom of wall

パターン	傾斜角	擁壁の単重(tf/cm ²)		間隙比(e)	
		0.5~0.7	1.8~1.9	0.89	0.75
①	1:0.7	○		○	
②			○	○	
③		○			○
④	1:0.5	○		○	
⑤			○	○	
⑥		○			○
⑦	1:0.3	○		○	
⑧		○			○

本実験においては、読みとり範囲が広範囲におよぶため以下のように測定を行った。まず、読みとり顕微鏡を実験土槽前面より約 3 m 離れた場所に、上下方向にスライド可能な

高剛性ボードに設置した。そしてその高剛性ボードを擁壁側面と平行な方向に水平移動可能なレール上に設置し、必要に応じ読みとり望遠鏡の移動を行った。この様に望遠鏡の移動時に発生する読みとり誤差を最小限にするため基準点を数点とり、その基準点を用いて誤差の補正をおこなった。測定における誤差はほぼ $\pm 0.5\text{mm}$ 以下であることを確認した。行った実験のパターンは Table 1 に示されている。

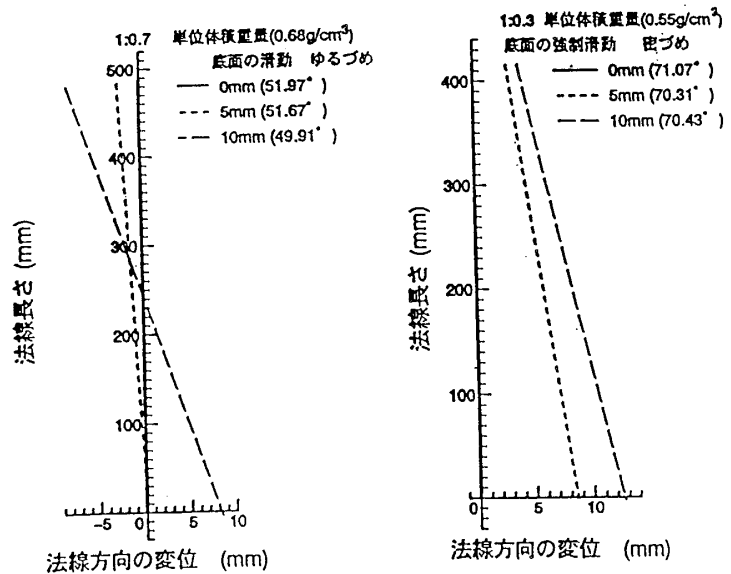


Fig. 3 Wall displacement of normal direction

2.2 実験結果

実験パターン①と⑧の壁面の放線方向の変位を Fig. 3 に示す。勾配が緩いと回転型の変位モードが、勾配が急であると擁壁全体が前面に押し出されるような変形が卓越することが分かる。

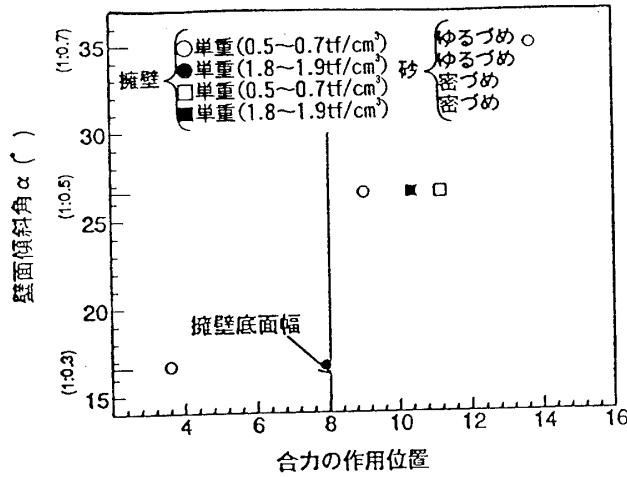


Fig. 4 Application point of resultant force on wall

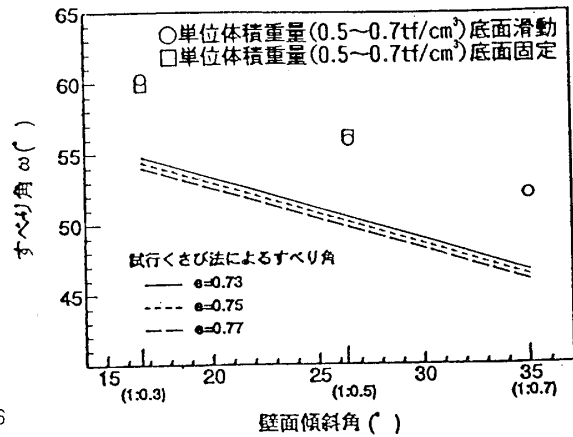


Fig. 5 Relationship between inclination of slip surface and of wall

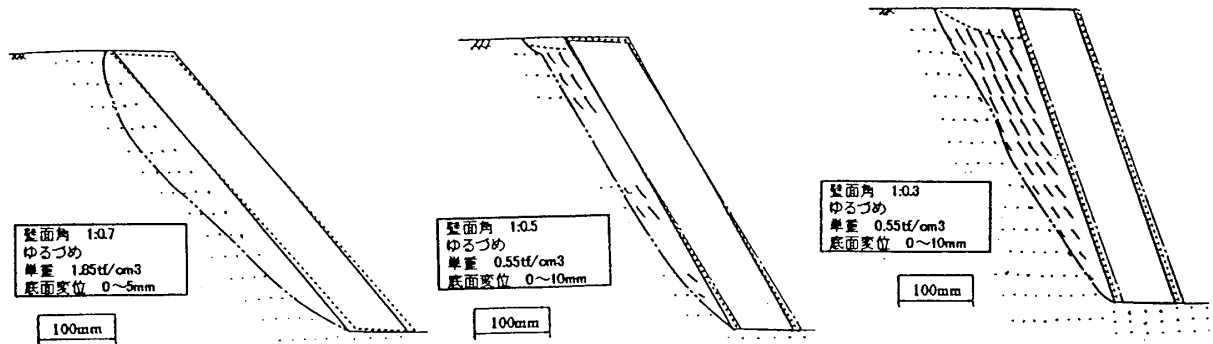


Fig. 6 Displacement vectors of fill and shapes of slip surface

擁壁の勾配と土圧と擁壁の自重による回転モーメントの合力の作用位置の関係を Fig. 4 に示す。なお主働土圧の算定には Culmann の方法(試行くさび法)を用いた。これから勾配が 1:0.7, 1:0.5 の擁壁においては合力の作用位置が擁壁底面の核から外れ、1:0.3 の擁壁では擁壁底面の middle third に入っていることがわかる。

Fig. 5 に実験により確認されたすべり線を一次近似して得られたすべり角と試行くさび法によるすべり角の関係を示す。これから実験により得られたすべり角が計算値より大きくでていることが分かる。これは試行くさび法においてはすべり面を直線としてのみ定義していることと、実験では壁面摩擦によりすべり角が大きくなっていること等が考えられる。

Fig. 6 に擁壁の勾配が 7 分, 5 分, 3 分の変位ベクトルならびにすべり面形状を示す。これから擁壁の勾配が緩ければ円弧すべり型の崩壊が、勾配が急になると直線的なすべり崩壊が起こることが分かる。

2.3 まとめ

もたれ型擁壁に微小変位を与え、それに伴う裏込め土地盤内の変形挙動と擁壁の変位について観察した。それにより擁壁の各変形モードの違いによる破壊領域、土圧の発生場の違いをひびき場、変位場の立場で明らかにした。得られた結果を以下に示す。

底面の滑動実験により試行くさび法から求めた合力の作用位置の違いにより擁壁の変位モードが 2 通りに大別されることが確認された。まず、作用位置が後方に大きく外れる場合は擁壁上部が後方に、下部が前方に変位する変位モード(A)を示す。次に作用位置が比較的擁壁底面に近い擁壁底面内にある場合は擁壁全体が前方に変位する変位モード(B),(C)を示す。擁壁

の変位がモード(A)を示す場合は発生するすべり線が曲線となり、モード(B),(C)の場合は直線的になった。

各擁壁の変位モードにおいてすべり線と壁面付近に大きな最大せん断ひずみを確認した、これから擁壁の壁面摩擦が想像以上に土圧に影響しているのではないかと考えられる。

3. 一般化された極限平衡法「GLEM」による数値解析

3.1 用いた解析法

極限状態における擁壁の裏込め土に発生するすべり面および主働土圧を従来の解析方法により求めた結果を述べる。解析法としては従来の設計法で用いられる試行くさび法 (Culmannの方法) と一般化された極限平衡法 GLEM (Generalized Limit Equilibrium Method) ¹⁾ を用いる。

3.2 解析結果

一例として Fig. 7 に勾配 7 分の、GLEM から得られたすべり面について示す。この図より GLEM より求められた値が実験より求められたすべり面と良い相関性を示していることが分かる。しかし、7 分の場合には実験より得られたすべり面のほうが GLEM によるものより擁壁上部において多少大きなすべり面となっている。実験より得られたすべり面は土槽側面の壁面摩擦の影響を受けているために実際のすべり面は後方に発生していると思われる。従って、実際のすべり面との差はさらに大きくなると思われる。

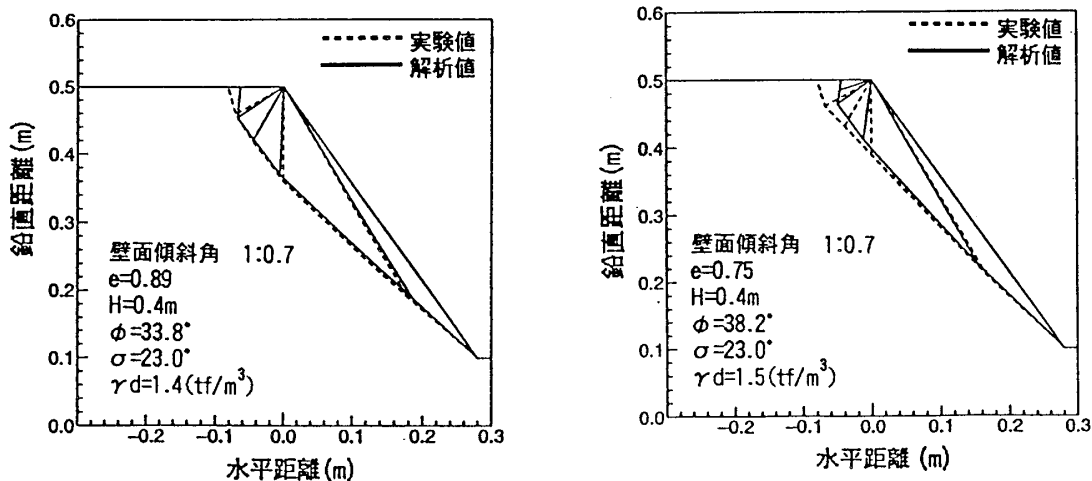


Fig. 7 Comparison of slip surfaces obtained from experiments and analysis

Fig. 8 に $\phi_a=33.8^\circ$ ($e=0.89$) と $\phi_a=38.2^\circ$ ($e=0.75$) の場合の擁壁傾斜角 (α) と主働土圧 (P_a) の関係を示す。各図には GLEM と試行くさび法から得られたものを同時に示す。緩づめ、密づめの何れの場合も 5 分、7 分と擁壁の勾配が緩くなるにつれて土圧が減少していることが分かる。また間隙比が大きくなると、言い換えればせん断抵抗角 ϕ_a が小さくなるとともに主働土圧が増加することが分かる。GLEM と試行くさび法により求められた土圧の関係はどちらの場合においても GLEM からの値の方が大きな値を示していることがわかる。

3.3 まとめ

擁壁の勾配 (α) と間隙比 (e) をパラメータに取り、現在設計においてよく使われている試行くさび法と一般化された極限平衡法 (GLEM) より求められた主働土圧についての比較を行った。

裏込め土内に発生するすべり面と壁面傾斜角の関係では、合力の作用位置 (d) が擁壁底面の

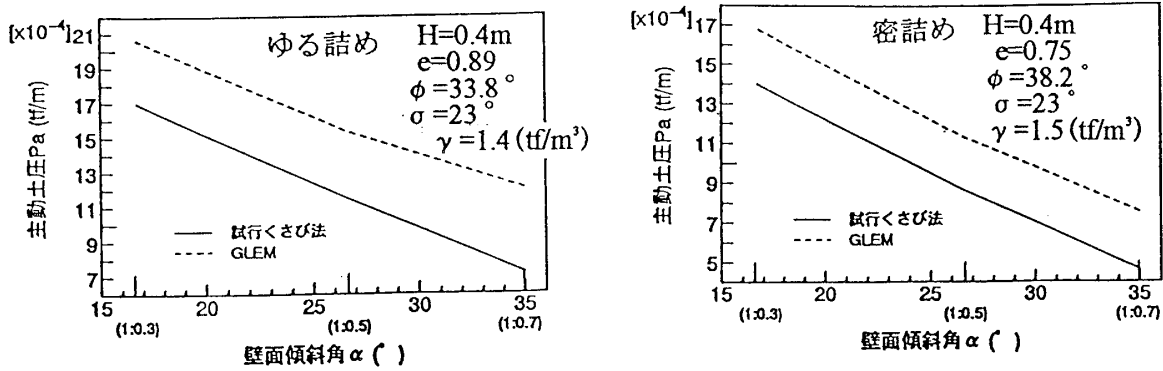


Fig. 8 Active earth pressure obtained from analyses

核に入る場合には、GLEMを用いることにより土圧の作用位置と作用土圧を求めることが可能であることを示した。また、擁壁の傾斜角が大きく合力の作用位置が擁壁底面の核から外れる場合、主動土圧で土圧を考えた場合、擁壁上部の土圧を過小評価する恐れがあることが分かった。

しかし、擁壁が回転を伴うような破壊を示すと予想されるような場合、すべり土塊の境界条件と地盤は非常に複雑な力学特性を示すためGLEM等の極限平衡法を用いて解くことは難しい。従ってこのような場合においては、ある一定の仮定を設けて有限要素法解析(FEM)等を用いて作用土圧を算定する必要があると思われる。また、擁壁の接地面に擁壁の自重による回転モーメントから得られる地盤反力をサーチャージ項として作用させた状態における一種の斜面安定問題として擁壁の安定問題を考えることも非常に有効であると考えられる。

4. 動的外力を受けるブロック擁壁の安定性

4.1 概説

テールアルメ工法のような補強土工法を用いることにより耐振性が高まることは周知の事実である。しかし、施工は煩雑で、施工期間が長く、施工単価は高い。

大型ブロック積み擁壁は背面地山の切土量が少なく、また、施工期間が短く、施工単価が安いという利点を持つ。しかし、耐震性の検討はほとんどなされていない。そこで、地震時の挙動を把握するためにブロック積み擁壁の模型振動実験を行った。

4.2 実験装置, 実験方法, 試料

使用した試料は、静的な実験の場合と同様の豊浦標準砂を使用した。実験装置は Fig. 1 に示した土槽の幅を 1/2 にしたものを水平方向にだけ振動できる振動台に載せている。前面は観察のためにアクリル板を取り付けた。擁壁の傾斜角(α)、裏込め土の間隙比(e)、周波数(Hz)をパラメータに取り静的実験と同様に以下の2条件で観察を行った。

条件1 擁壁の滑動に伴う地盤の破壊実験

擁壁を土槽に設置したのち壁体を固定しない状態で振動を与え観察を行った。

条件2 擁壁上部の転倒に伴う地盤の破壊実験

擁壁を土槽に設置したのち壁体下端(つま先版側)をL型鋼材にて押さえた状態で振動を与え実験を行った。行った実験パターンを Table 2 と Table 3 に示す。

以下に実験方法について示す。

- ① 所定の豊浦標準砂を気乾状態にて充分乾燥させる。

- ② アクリル壁面(観察面)を研磨剤にて入念に磨く。
- ③ 基礎地盤になるよう標準砂を150mm 敷き詰めた後、模型擁壁を鋼材にて固定し設置を行う。
- ④ 基礎地盤、裏込め土の制作において緩づめの場合は空中落下法を用い、密づめの場合は手で締め固め棒を用いて各層ごと均等に締め固めを行い、全体で間隙比が一定となるようにする。これにより間隙比は、緩づめで 0.89 程度、密づめで 0.75 程度になった。
- ⑤ 基礎地盤および裏込め土内の地震時挙動を観察するために、基礎地盤で底面より 100mm, 150mm に裏込め土では擁壁底面より 100mm 毎にアクリル板に沿って色砂を入れる。
- ⑥ 土槽側面、擁壁中央部、擁壁上端に加速度計を張り付け、振動機で土槽全体を振動させる。その際ビデオをできるだけ測定誤差の少ないよう土槽に平行して設置し擁壁の破壊形態とすべり面を撮影した、また同時に加速度計で加速度を測定した。

Table 2 Experimental patterns in the case of fixed bottom of wall under dynamic loading

パターン	傾斜角	間隙比 (e)		周波数 (Hz)	
		0.89	0.75	3Hz	5Hz
1	1:0.7	○		○	
2		○			○
3			○	○	
4			○		○
5	1:0.5	○		○	
6		○			○
7			○	○	
8			○		○
9	1:0.3	○		○	
10		○			○
11			○	○	
12			○		○

Table 3 Experimental patterns in the case of free sliding of bottom of wall under dynamic loading

パターン	傾斜角	間隙比 (e)		周波数 (Hz)	
		0.89	0.75	3Hz	5Hz
13	1:0.7	○		○	
14		○			○
15			○	○	
16			○		○
17	1:0.5	○		○	
18		○			○
19			○	○	
20			○		○
21	1:0.3	○		○	
22		○			○
23			○	○	
24			○		○

実験に用いた振動台の仕様は振幅± 5mm, 振動数が 1 ~ 10Hz に調節可能なものである。また加速度計は応答周波数範囲 0 ~ 80Hz, 容量 2g のものを、加速度計の計測はポータブルメモライザーを用いた。

4.3 実験結果

実験結果の一例として、緩づめで3分勾配の模型斜面を 3 Hz (最大加速度 0.25g 程度) および 5 Hz (最大加速度 0.6g 程度) で振動させた場合の破壊形態と擁壁と土槽の加速度を Fig. 9 に示す。加速度が大きくなれば大きな破壊が起こっていることが分かる。

Fig. 10 に緩づめ地盤および密づめ地盤の実験結果を全てまとめて、すべり面の角度と擁壁の勾配の関係を示す。ここで、すべり面角度は水平面からの角度である。

緩づめ、密づめともに擁壁の角度が急なほど、すべり角は大きくなっている。また、加速度の影響をみると、何れの場合でも 0.6g の方が 0.25g と比べてすべり面の角度は小さい。従って、加速度が大きいほど大きな崩壊が発生する。間隙比の影響をみると、間隙比が小さいほど(密なほど)すべり面角度は大きい。従って、小さな崩壊が発生している。

底面の固定の影響をみると、すべり面角度に対してはばらつきがあり、断定できない。しかし、Table 4 に示したように、底面を固定した方が破壊発生までの時間は長くなる。これから、耐震性向上のために底面の固定をしっかりとすべきことがわかる。

次に、図示はしていないが、各擁壁の変位とすべり面形状について述べておく。底面の滑動による崩壊実験で得られた結果と同様に条件 1 の変位モード A の場合においてはすべり面が曲

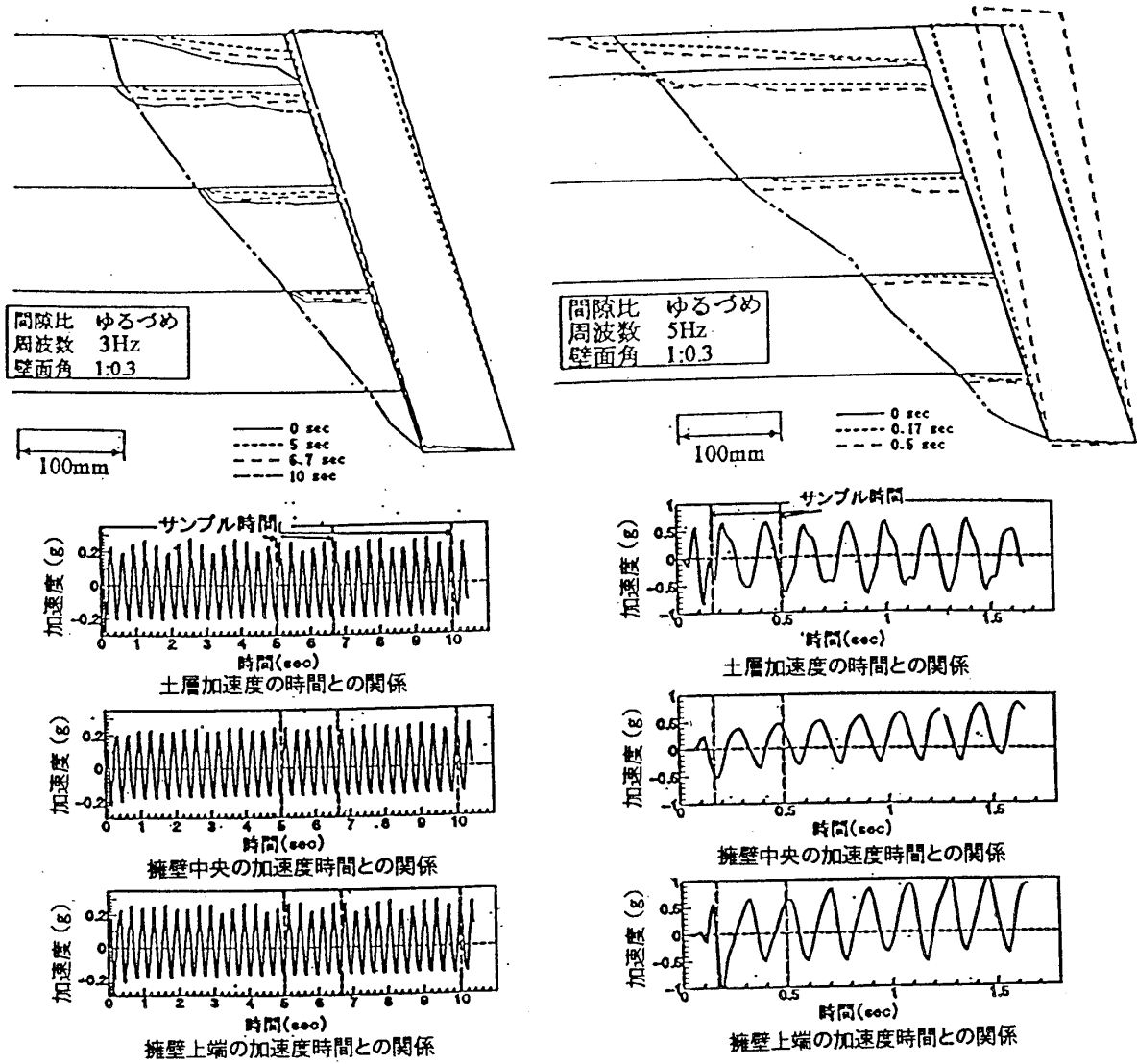


Fig. 9 Slip surfaces and acceleration under dynamic loading

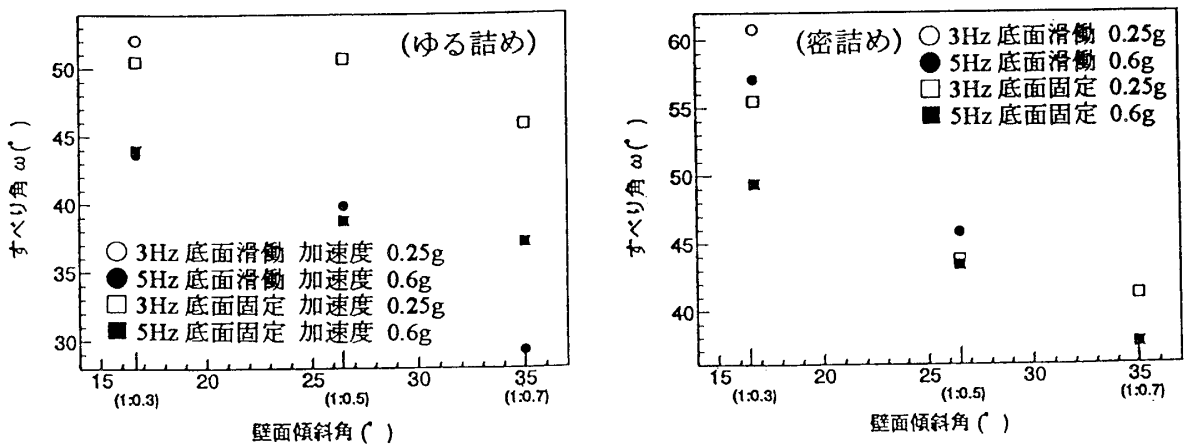


Fig. 10 Relationships between inclination of slip surface and of wall under dynamic loading

Table 4 Difference of failure time between fixed and free sliding bottom of wall

	緩, 5Hz,1:7	密, 5Hz,1:8	緩, 5Hz,1:0.5	密, 5Hz,1:0.5	緩, 3Hz,1:0.3	密, 5Hz,1:0.3	密, 3Hz,1:0.3	緩, 5Hz,1:0.3
固定	1.67s	3.3s	1.0s	1.67s	10s	0.5s	3.3s	1.0s
滑動	0.5s	0.83s	0.67s	0.43s	1.2s	0.23s	2.4s	0.5s

面を描くのに対し、条件2の場合にはすべり面が直線的になることが観察された。これより擁壁がモード(A)のような回転を示す場合には振動時においても擁壁上部に圧縮ひずみを、下部に体積膨張ひずみを生じているものと思われる。

5. あとがき

本研究により得られた結論は以下の通りである。

1) 擁壁底面の滑動実験により、試行くさび法から求めた合力の作用位置の違いによる擁壁の変位モードは2通りに大別される。作用位置が後方に大きく外れる場合は擁壁上部が後方に、下部が前方に変位する。また、作用位置が擁壁の底面内にある場合は擁壁全体が前方に変位する変位モードを示す。

2) 擁壁上部が後方に、下部が前方に変位する場合、裏込め土内に発生するすべり面は曲線となる。これは擁壁の回転に伴ないすべり土塊上部に作用する擁壁の自重の影響である。また、擁壁全体が前方に変位する場合は裏込め土内に発生するすべり面が直線的になることが確認された。したがって、擁壁が裏込め土塊側に回転しない場合には、従来の主働土圧を考慮した設計法ではほぼ妥当な値が得られていると思われる。それに対して、擁壁の勾配が緩く、擁壁が土塊側に回転する場合には、擁壁重量をのり面に作用させて、斜面安定問題として解く必要があると考えられる。

3) 数値解析の結果、合力の作用位置が擁壁底面内にある場合は一般化された極限平衡法「GLEM」により非常に精度良く作用土圧が求められることがわかった。しかし、作用位置が後方に外れる場合は壁面に作用する土圧が複雑になるため、擁壁上部の土圧を過小評価するおそれがあることが予想される。

4) 振動台実験の結果、擁壁の勾配が緩いほど、土塊の間隙比が大きいほど、加速度が大きいほど、すべり土塊のすべり面角は緩くなることがわかった。

以上、本報告ではブロック積み擁壁の崩壊機構について模型実験により検討を加えた結果を述べた。ブロック積み擁壁は挙動・機構が複雑であり、殆ど研究は行われていない。今回の研究でいくつかの有意義な知見は得られたが、今後さらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) M.Enoki, N.Yagi and R.Yatabe ; Generalized slice method for stability analysis, Soils and Foundations, Vol.30, No.2 pp.1 ~ 13, 1990.