

補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係 に関する遠心力模型実験

河邑眞¹・岡林宏二郎²

¹正会員 工博 豊橋技術科学大学助教授 工学部建設工学系 (〒440豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

²正会員 工修 高知工業高等専門学校助教授 建設システム工学科 (〒783 高知県南国市物部新開乙200-1)

補強土擁壁の安定性を検討するには、壁変位、補強材の張力、壁面土圧、補強材と土との間の摩擦力などの関係を把握する必要がある。本論文では、補強土擁壁の壁変位により裏込め地盤のひずみレベルが変化することに着目して、遠心力模型実験を行い安定時と破壊時に分けてこれらの関係を実測した。その結果、裏込め地盤が非破壊状態である安定時には壁面土圧や補強材張力は設計値より小さく、壁変位が大きくなり裏込め地盤が塑性状態になると現行の設計値によく一致することが明らかとなった。すなわち、補強土擁壁の変形の関数としての壁面土圧と補強材張力の関係を明確にした。

Key Words : centrifugal model test, retaining wall, earth pressure, failure, reinforcement, strain, tensile force

1. まえがき

補強土擁壁の安定性評価、とくに内部安定問題を考える場合には補強材に作用する張力ならびに補強材が有効に働くために必要な補強材長を明確にする必要がある。この問題に対する合理的な解を得るためには、補強土擁壁の変形、とくに壁面の変位と補強材の張力、壁面に作用する土圧、補強材と土との間の摩擦力の相互作用を明確にする必要がある。補強土擁壁が安定した状態、すなわち壁面変位が小さい状態では裏込め地盤のひずみは小さく非破壊状態にあり、補強材に作用する張力も壁面変位が大きき場合より小さいものと考えられる。これに対して、一般に補強土擁壁の設計においては補強材の張力は補強された地盤を塑性状態にあると仮定して行われており、実現象と対応していないものと考えられる。Roweら¹⁾は実際の補強土擁壁の補強材張力を測定した結果を収集整理し、安定状態にある場合には補強材張力の計測値は設計値よりも小さいことを示している。また、デンパーで行われた補強土擁壁に関するブラインドテストにおいても同様の結果が得られている^{2), 3), 4)}。本研究では、このような補強土擁壁における壁面変位、補強材張力、壁面土圧、地盤の変位の相互関係を明確にすることを目的として、遠心荷重模型実験を行った。

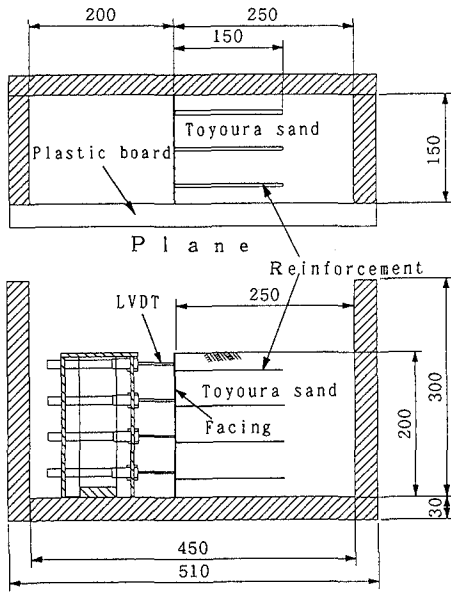
これまでに行われた補強土擁壁に関する遠心模型実験としては、Boltonら⁵⁾ Yooら⁶⁾などの研究が

ある。Boltonらは破壊時に補強材に作用する張力の大きさを検討したが、補強材と裏込め土の間の十分な摩擦力が期待される場合で、とくにもろい補強材や局部的な弱部を有する場合には、破壊状態は進行性破壊の影響を大きく受け全体の破壊状態を明確に特定することが困難であったとしている。Yooらは、補強材の材質、補強材の配置形態が補強土擁壁に与える影響について検討した。自重により発生する補強材の最大張力は対数ら線すべり面と仮定した極限解析結果によく一致したとしている。しかし、これらの遠心荷重模型実験においては壁面変位にともなう壁面土圧と補強材張力の関係、すなわち相互関係については必ずしも明確にされていない。また、補強土擁壁に関する解析^{7), 8)}や現場計測結果^{9), 10)}でも、これらの点については明確にされていない。本研究では前述したように補強土擁壁の壁面土圧と補強材の張力の関係を明確にするために実験を行った。

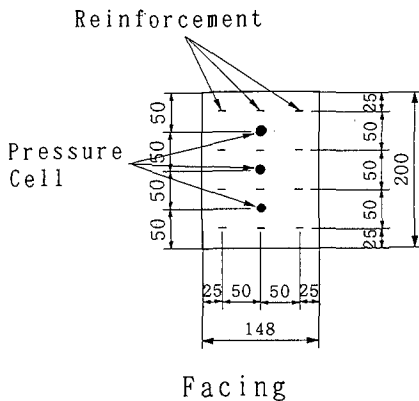
2. 遠心力荷重模型実験

(1) 遠心力荷重装置

実験に用いた遠心力荷重装置の基本諸元は、公称回転半径1.55m, 最大加速度200g (g:重力加速度), 最大容量 2g・tonである。ローターの回転は、22kWの三相モーターにより、また回転速度



Cross section (Unit: mm)



Facing

Fig.1 Profile of centrifugal model

の制御は、インバーターによる周波数制御で行うものである。

(2) 実験モデル

模型の作成状況を Fig.1 に示す。実験に用いた模型容器は、内寸で幅 450mm、高さ 300mm、奥行き 150mm の硬質アルミ容器である。容器の側面には実験中の供試体の挙動を観察するために強化プラスチック板を取り付けている。模型材料の裏込め土は気乾状態の豊浦標準砂を用いた。豊浦標準砂と変形や破壊面を観るために用いた色砂の物理試験結果を Table 1 に示す。

Table 1 Specific gravity of soil particle, maximum and minimum density

	Toyoura standard sand	Colored sand
G_s	2.640	2.664
$\gamma_{d \min}$ (kN/m^3)	13.15	14.46
$\gamma_{d \max}$ (kN/m^3)	16.11	16.86
e_{\min}	0.606	0.550
e_{\max}	0.968	0.807

模型作成にあたり、30g の遠心力場の模型と実物との相似則が成り立つように模型寸法を決めた。模型の壁面材の寸法は模型と実物の曲げ剛性 EI より、厚さ 0.4 mm、高さ 200 mm、幅 150 mm とした。壁面材としては土圧計の設置や壁面の鉛直性を保持するなど模型作成上の簡便性を考慮して連続したアルミ板を用いた。

壁面工が連続しているということは局所剛性と全体剛性もつことになる。一方、実物の壁面工にはテールアルメ擁壁のように分割したコンクリートパネルを積み重ねたタイプの壁面工を想定しており、壁面工の全体剛性は小さいが、コンクリートパネルの上下端面には横ずれ防止用ジベルがあり、個々のパネルは補強材に結合されていて回転しにくいので、ある程度の大きさの全体曲げ剛性が期待できる。以上のような、模型と実物の壁面工のタイプの相違を考慮して、模型の壁面材の厚さを実物との相似則を満足するように求めた厚さの 1/10 と仮定した。

模型の補強材には、模型と実物の寸法比を考慮して厚さ 0.2mm、幅 5.0mm のアルミ板で作成したものをを用いた。この寸法は 30g の遠心力場では厚さ 6mm 幅 150mm に相当しており、実物では厚さ 3.5mm 幅 100mm 程度の鋼製の補強材を用いるので面積比で 3 倍程度大きくしている。この理由は、アルミの引張り強度が鋼材の引張り強度より小さいことを考慮し、模型と実物の破断強度をほぼ一致させるためである。

作動トランスを用いた接触型変位計 (LVDT) を取り付け壁面中央の変位を高さ 35mm、85mm、135mm、185mm の 4 箇所測定した。また、土圧計は直径 6mm、厚さ 1mm、容量 980kPa のものを Fig.1 示すように壁面中央の補強材間に 3 箇所設置した。

Table 2 Test code and condition

Test code	Facing (mm)	Reinforcement(mm)			Test condition
		Thickness	Length	Width	
Earth pressure test with reinforcement					
A-1	0.4	0.2	150	5	Failure
A-2	0.4	0.2	150	5	Failure
A-3	0.4	0.2	150	5	Failure
A-4	0.4	0.2	150	5	Failure
Earth pressure test without reinforcement					
B-1	0.4	—	—	—	at rest
B-2	0.4	—	—	—	at rest
B-3	0.4	—	—	—	at rest
B-4	0.4	—	—	—	active
Strain test with reinforcement					
C-1	0.4	0.2	150	5	Failure
C-2	0.4	0.2	150	5	Failure
C-3	0.4	0.2	150	5	Failure
C-4	0.4	0.2	150	5	Failure
Deformation test with reinforcement					
D-1	0.4	0.2	150	5	L/H=0.75
D-2	0.4	0.2	100	5	L/H=0.5
D-3	0.4	0.2	150~90	5	L _* =CONST

(3) 実験方法と実験条件

一連の実験は、補強材の有無、測定項目により

- ①補強土擁壁の土圧測定
- ②補強材のない場合の静止土圧と主動土圧測定
- ③補強材の張力を求めるためのひずみ測定
- ④補強材長をパラメータとして変化させた変位測定

以上の4種類から成り立っている。Table2に実験ケースとその条件を示す。

模型地盤の作成は3方向が風よけフードで覆われた砂の充填装置を用い、砂の落下高を油圧ジャッキで調整して一定に保ちながら0.42mmフルイを通過させて砂を降らせる方法で行った。砂の落下高さHは、目標相対密度をDr=80% (γ=15.48 kN/m³)として行った予備実験よりH=50cmと定めた。所定の高さまで砂を詰め、あらかじめ壁面材に取り付けた補強材を水平に設置した後、上部の裏込め地盤を作成した。裏込め土の変位状況に着目する実験ではターゲットを縦横40mmピッチに埋め込み、沈下状況をみる場合にはTable1に示した色砂の水平層を側面のプラスチックボード側に高さ40mmごとに厚さ2mm程度になるように人手でばらまいて設置した。

裏込め地盤部への砂の充填終了後に表面成形を行ったのち、15箇所まで砂層の厚さをノギスを用いて測定し、その平均値から体積を求めて裏込め土の密度を計算した。その結果、全実験の相対密

度はDr=78~83% (γ=15.36~15.53 kN/m³)に調整できていた。

壁面材の側面と底面に幅5cmのトランスペアレントシート(厚さ0.1mmの透明ビニールシート)を壁面材表面に1cm張り付け直角に折り返して取り付け、側面とシート間および底面とシート間に砂もれ防止と摩擦カットの目的でワセリンを塗布した。なお、補強材は壁面材にあらかじめ穿ったスリットを通して補強材の表面に折り曲げて、折り曲げ部をテープで補強し壁面材に貼り付けた。

遠心力载荷方法は破壊に至るまで5g毎にステップ载荷し、一分間放置後デジタルヒズミ測定器で各センサーの値をとり写真撮影とビデオ録画を行った。

(4) 土圧計の検定

土圧の計測は、土がせん断抵抗を有することや、密度、粒度、土圧計の設置方法などの影響を受けるため非常に難しい項目の一つに数えられており、地盤内での土圧計の検定が重要である^{11), 12), 13)}。とくに、土の密度に注目すると、密度増加に伴い土圧の計測値が小さくなることが報告されており、Keriselら¹⁴⁾によると土の変形係数の増加により、液圧検定値の60%程度まで減少するという報告も見られる。したがって、本研究では、遠心力模型実験において土圧を正しく計測するために、実験に用いる土圧計の検定を、実験と同密度の試料により遠心力場で行った。

(3)節の実験方法と同じ砂の充填方法で、同密度の土層を作成し、鉛直土圧を土圧計で測定し、土圧計の検定実験を行った。また、得られた検定値により水平土圧の測定結果を算定し、その妥当性について検討した。

a) 鉛直土圧の測定

桂らの報告¹³⁾を参考に、土槽底面から6cmの高さにアルミ板を設置し、その上に上向きに土圧計をとりつけ、土被り厚さ10cmとして、最大加速度50gまでの遠心力場で鉛直土圧を測定し、カタログ校正値を用いて実測値を求めた。この実測値と計算値(N・γ・H:遠心加速度×土被り圧)とを比較して次式により検定値を求めた。

$$\text{検定値} = \frac{\text{計算値}}{\text{カタログ校正値を用いた実測値}} \quad (1)$$

Fig.2は9個の土圧計の遠心力载荷過程での測定例を示した。いずれも土被り圧から求めた計算値より小さく、土圧計毎に式(1)で求めた検定値も異なり1.9~2.5の範囲で分布していた。遠心力

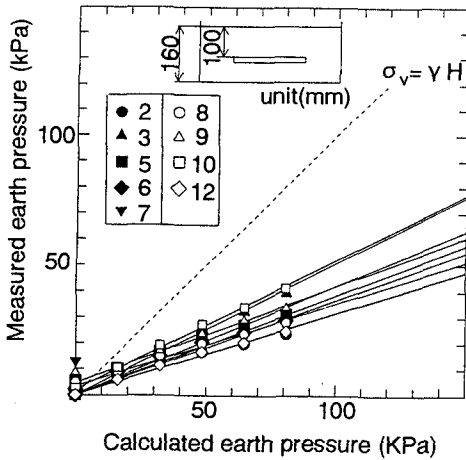


Fig.2 Test of pressure cells

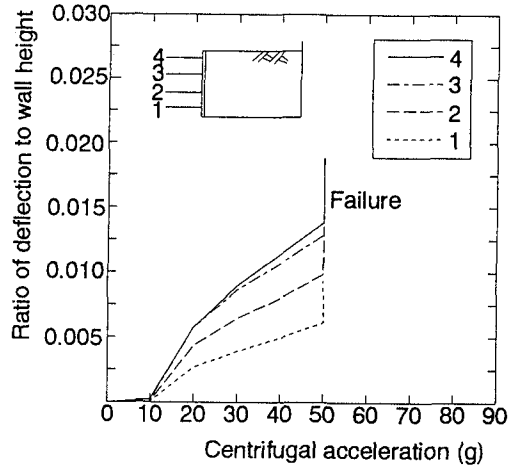


Fig.4 Ratio of deflection to wall height

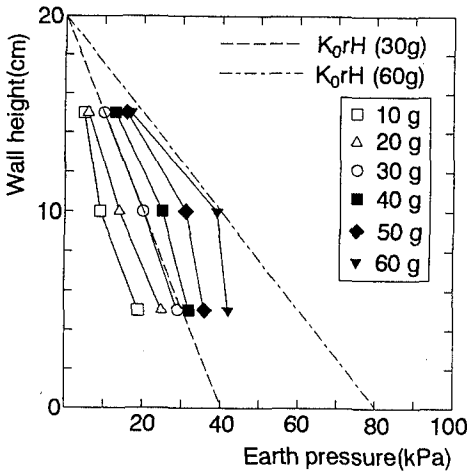


Fig.3 Horizontal earth pressure distribution

載荷実験では、小型土圧計を利用するため土圧計の受圧板の剛性が小さく検定値が大きくなると考えられる¹⁵⁾。

b) 水平土圧の測定

水平土圧の測定実験では、硬質アルミ容器の側面に土圧計を設置し、補強土擁壁実験と同じ土層厚さ、設置高さで水平土圧を測定した実験ケースB-1の水平土圧分布図をFig.3に示す。図中には、静止土圧の理論値としてJakyの式($K_0 = 1 - \sin \phi$; $\phi = 35^\circ$)より求めた $K_0 \cdot \gamma \cdot H$ の値も示す。

ここに、 ϕ の値は遠心模型実験と同密度の豊浦標準砂で供試体を作成して側圧50~200 kPaのもとで三軸圧縮試験を行い求めたものである。 $\phi =$

35° は通常値と比較して少し小さいと思われるが、この標準砂は繰り返し実験に使用していたので粒子破碎等の影響によるものと解釈して、この値を用いた。遠心加速度30gでは測定値は理論値にほぼ一致していた。ただし、60gでは下方で約25%の低下が認められる。

以上のことから、補強土擁壁模型実験では、前述の土圧計の検定値を用いて土圧の計測結果を求めた。

3. 測定結果

(1) 壁面変位

本実験における壁変位は1g場で模型作成後壁面の支え箱を取り外し変位を許した後に計測した。実験A-1において各変位計で計測した壁変位を壁高で除した相対変位量と遠心力載荷加速度レベルの関係をFig.4に示す。壁変位量は、遠心加速度とともに大きくなりその値は上部ほど大きく、遠心加速度50gでほぼ同時に塑性平衡状態、すなわち破壊が生じていることがわかる。Fig.5は計測した壁変位の形状を壁高に対して示したものである。壁変位は遠心加速度と共に増加しており、壁変位様式は下端を中心とした回転と平行移動が合成された形となっている。この特性はBoltonら⁹⁾の実験においても認められた。破壊に達するまでの相対変位量は、壁底から高さ35mmの位置で1/160、高さ85mmの位置で1/100、高さ135mmの位置で1/80、高さ185mmの位置で1/70であった。

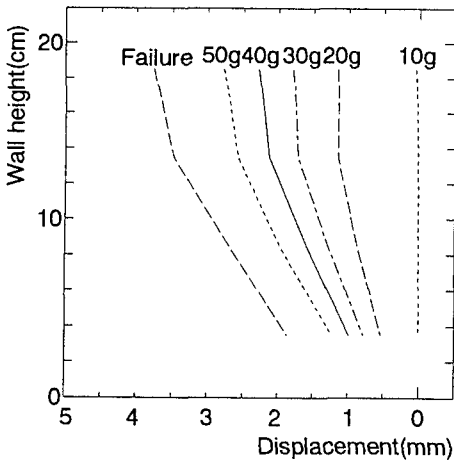


Fig.5 Horizontal wall face displacement

テールアルメのように補強材の剛性が高い鋼材の補強土擁壁工法では、水平土圧が低い盛土上部では水平方向ひずみが生じにくいので、現行設計法の補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル^{1,6)}においては壁面上部では静止土圧が、下部では主働土圧が作用すると考えている。この作用土圧と壁面変位の相互関係を考えると、壁面の動きは上部固定で下端が外側に変位することが予測される。この予測された変位形態と本実験における変位形状とは異なっており、上部でも水平方向のひずみが大きいという結果が得られた。この相違の理由として、前述した実験の荷重方法と実際の荷重方法では荷重のかけ方が異なるためと考えられる。

(2) 壁面土圧

補強土擁壁工法の壁面材に作用する土圧の直接計測は難しいため、一般には補強材のひずみから補強材の張力を求めて、この張力に等価な水平土圧を求めている。しかしながら、Murray¹⁷⁾の報告にもあるように、等価水平土圧と実際の土圧は一致しない。本研究では、壁面土圧を実測するとともに、壁面近傍（壁面から3cm）の補強材のひずみから補強材の張力を求め、両者の関係を調べた。

補強土擁壁実験において、壁面材中央断面の補強材間に土圧計を取り付け、水平土圧を計測した実験結果の一例として実験A-3における水平土圧の分布図をFig.6に示す。なお、他のA-1～A-4もほぼ同様な分布であった。水平土圧は、遠心加速度と共に増加傾向はみられるが、壁面の中央部で小さくなっている。

Fig.7は、補強材のない裏込め土による実験B-4

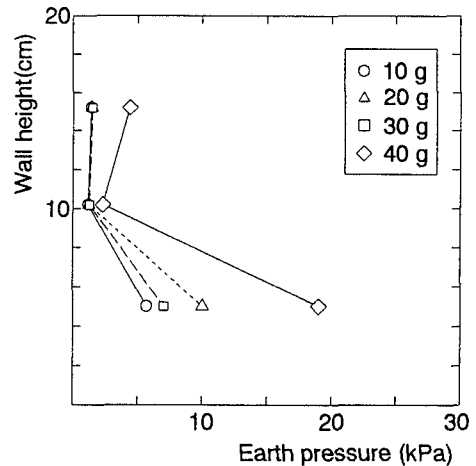


Fig.6 Horizontal earth pressure distribution

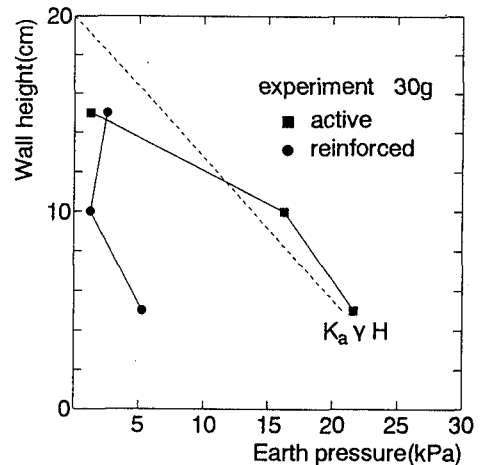


Fig.7 Horizontal earth pressure distribution

において計測された土圧の値と、補強材を設置した実験A-4における水平土圧の計測値を30gの遠心力場で比較したものである。主働土圧の計測は、壁面材と同じ大きさで厚さ2cmの圧縮性材料を模型作成用の支え箱と壁面材表面間に設置し、遠心力の増加にともなう壁面材の変位を許すことによって行った。主働土圧 σ_a の計測値は式(2)による計算値によくあっている。

$$\sigma_a = k_a \cdot N \gamma H \quad (2)$$

ここに： $k_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ 、 N ：遠心力荷重加速度（ g ）、 γ ：土の単位体積重量、 H ：壁高
補強土擁壁実験で計測した壁面土圧は主働土圧の実験値より小さく、壁面下方で主働土圧の約20%になっている。

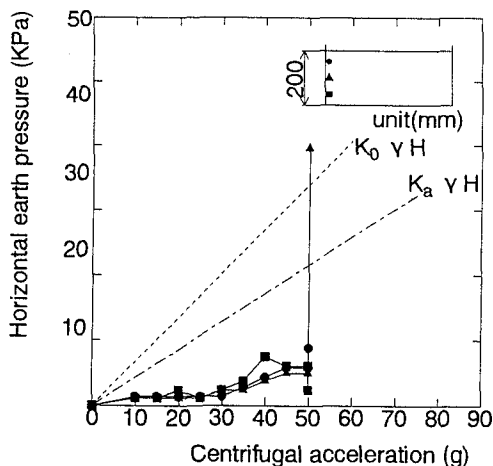


Fig.8 Horizontal earth pressure with gravitational level

Fig.8は補強土擁壁に作用する土圧と遠心加速度との関係を示したもので、Fig.4において急激な変形増加がみられた50gで破壊が生じたことが認められる。実験では、壁面変位が徐々に増加し、壁面材と補強材の接合部での切断により破壊は急激に発生した。Table2におけるAシリーズとCシリーズの全ての破壊実験で補強材の接合部での切断による破壊が発生した。壁面土圧は破壊までは小さいが、破壊により急激に増加し壁面中央では主動土圧より大きな値となった。

(3) 補強材のひずみ分布

壁面材中央に取り付けた補強材に壁面材から3cm間隔でヒズミゲージを張り付け、補強材のひずみを測定した。実験ケースはC-1,C-2,C-3,C-4で、リード線付きのひずみゲージを用い、そのリード線を壁面に穿った小穴から、模型外部に取り出し計測器に接続した。なお、ひずみゲージの結線法は1ゲージ3線法でリード線長3mのものを用い、温度やリード線長の影響を補正して使用した。

a) 安定時

Fig.9は、裏込めの変位が小さい安定時の実験C-1において測定された補強材のひずみ分布を各補強材ごとに示したものである。ここで安定時とはFig.8において水平土圧が小さく壁変位が小さい状態を示す。壁面上部では補強材のひずみは壁面近くで大きく、壁面材から離れるに従って小さくなっている。また、壁面中央以下では、補強材のひずみの範囲が後方まで広がっており、補強材全体に張力が働いている。補強材の最大ひずみが発生する位置は、Fig.9の分布形状から壁面に近く、壁面では少し減

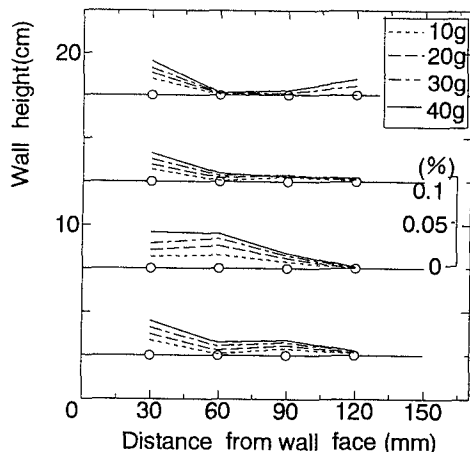


Fig.9 Distribution of tensile strain of reinforcement

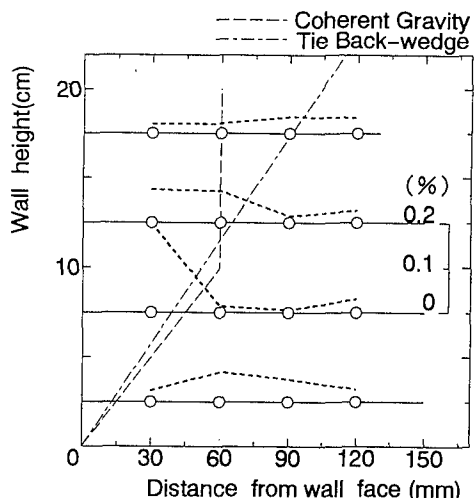


Fig.10 Distribution of tensile strain of reinforcement

少していると推定される。

b) 破壊時

Fig.10は、破壊時における補強材のひずみ分布を示したものである。図中には現設計法としてよく用いられているCoherent Gravity法とTie Back-Wedge法によるすべり面も示した。ここで、破壊時とはFig.4における破壊直前の50gの時点を言う。

最大ひずみを結ぶ線と2つの設計法のすべり線を比べてみるとこれらの設計法によるすべり面近くで最大ひずみが大きくなっていた。Coherent Gravity法は補強材の剛性が高い場合の近似法であり、Tie Back-Wedge法はジオテキスタイルの様に補強材の剛性の低い場合に用いられる近似法である。今回の実験では剛性の高い補強材を対象としているが、補

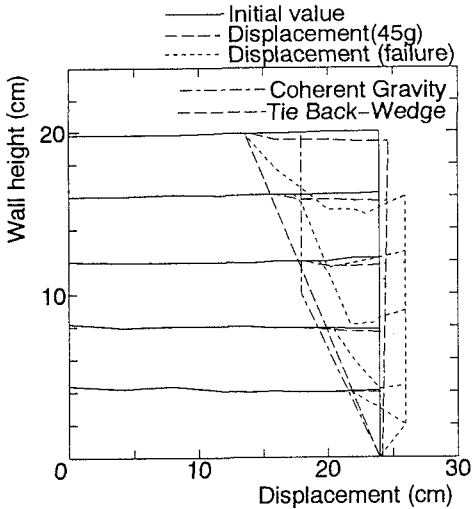


Fig.11 Displacement and sliding surface

強材間隔が比較的広く補強効果が低いため、最大ひずみの位置が Back-Wedge 法にも近い結果が得られたものと考えられる。安定時の補強材の最大ひずみは、破壊時の補強材の最大ひずみより壁面に近い位置で発生しており、設計での抵抗域の補強材長が長くなることを示し、現設計法は安全側で設計していることとなる。

(4) すべり面

Fig.11 は、遠心载荷前の裏込め土の形状と破壊前の変位状況および破壊時に観察されたすべり面を示したものである。また、Coherent Gravity 法と Tie Back-Wedge 法によるすべり面を参考のために示した。実験で観察されたすべり面は、Coherent Gravity 法によるすべり面より裏込め土上部でやや深い位置にあるが、これらのすべり面とほぼ一致している。

4. 壁面土圧と補強材の張力との相互関係

(1) 測定結果

各補強材のひずみ測定結果を用いて、各補強材の張力を式 (4) を用いて求めた。また、一本の補強材が受け持つ等価水平土圧を式 (5) を用いて求めた。

$$\sigma = E \varepsilon \quad (3)$$

$$T = A \sigma \quad (4)$$

$$\sigma_h = T / A_H \quad (5)$$

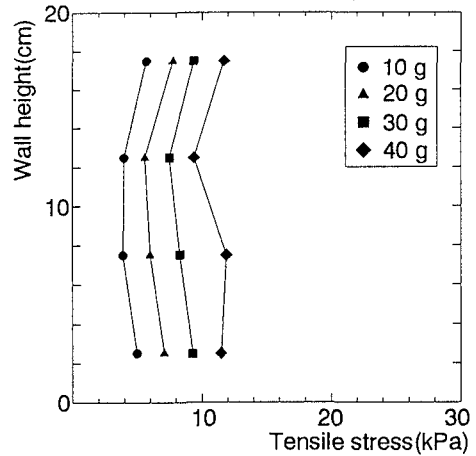


Fig.12 Tensile stress distribution (3cm from facing)

ここに、 σ : 補強材の引張応力 (kPa)

E : 補強材のヤング率 (7.03×10^7 kPa)

ε : 補強材引張りひずみ

T : 補強材に作用する張力 (N)

A : 補強材の断面積 ($0.02\text{cm} \times 0.5\text{cm} = 0.01\text{cm}^2$)

σ_h : 1 本の補強材が受け持つ等価水平土圧 (kPa)

$A_H = 25\text{cm}^2$ (擁壁の面積) / (補強材の本数)

a) 安定時

壁面材の変位が小さく裏込め土が非破壊状態と考えられる場合の補強材の引張り応力分布図を Fig.12 に示す。この図は設置したヒズミゲージの値が最大値を示した壁面材から 3cm の位置で求めたものである。補強材の張力は遠心加速度の増加とともに増加しており、高さ方向での大きさの違いは少ない。補強材の張力は壁面の変形と密接な関係があり、壁面上部では壁変位が大きく土圧は減少するが、変形により補強材表面に摩擦力が働き補強材に張力が発揮される。一方、壁面下方では変位が小さいため土圧は大きくなるが Fig.9 のひずみ分布図からもわかるように広い範囲で張力が作用して摩擦力が働くことや、盛土底部では砂箱との摩擦力が働くことにより盛土底部の張力が小さくなるものと推察される。

Fig.13 は、壁面より 3cm の位置の補強材の張力と壁面土圧を 30g の遠心力場で比較したものである。この両者の差としては、補強材表面に働く摩擦力が大きき部分を占めると考えられる。これは、壁変位により補強材の周りの土がせん断変形を起こし発揮される力であり、河邑ら¹⁸⁾の二次元弾塑性 FEM 解析でも確認されており、その関係を Fig.14 に示す。

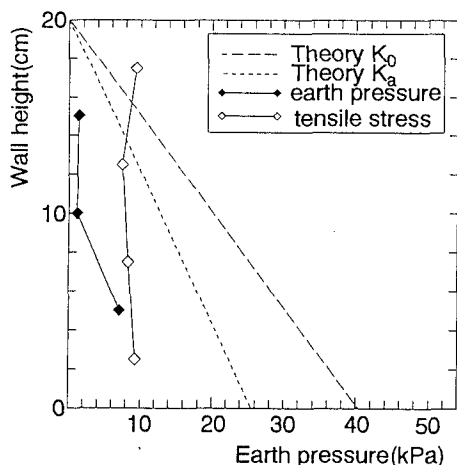


Fig.13 Earth pressure and tensile stress (30g)

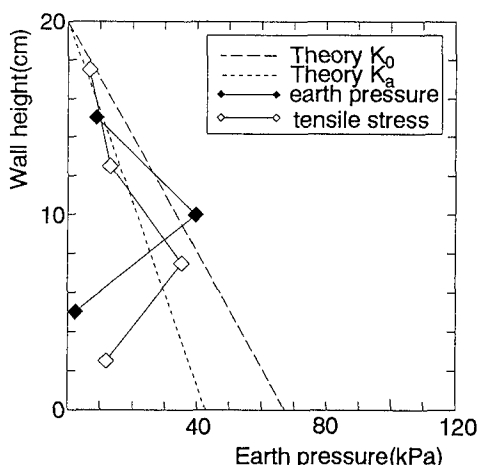
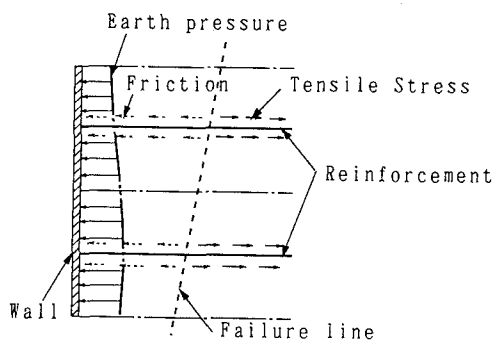


Fig.15 Earth pressure and tensile stress (failure)



Tensile force = Earth Pressure + Friction

Fig.14 Relation between tensile force and earth pressure

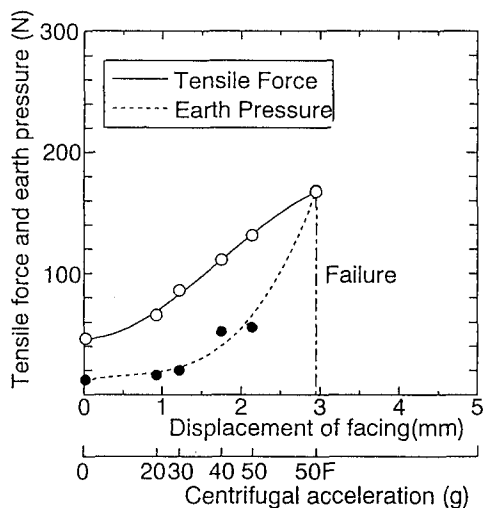


Fig.16 Tensile force and earth pressure for displacement of facing

b) 破壊時

Fig.15 は破壊時の補強材の最大張力と壁面土圧を比較したものである。最大張力は設置したヒズミゲージの最大値より求めた値である。盛土の低い位置で土圧が小さいことの要因の一つとして、底面での砂箱との摩擦が考えられる。この図より、補強材の張力は壁面土圧とほぼ同程度の値となる。また、このことから破壊時（破壊が起こる直前）には主働領域で補強材表面の摩擦力が働かなくなることがわかる。また補強材の張力、水平土圧とも、壁面上部では Rankine の主働土圧に中央部では Jaky の静止土圧に近く、底部では主働土圧より小さくなった。

(2) 壁変位との関係

遠心加速度の上昇に伴う壁変位の平均値の変化に対する補強材の張力および壁面土圧合力の変化を Fig.16 に示す。横軸には模型に作用させた遠心加速度の大きさを付記している。この実験では遠心加速度が上がることで土圧が大きくなると同時に主働側への壁の変位が生じている。また、この壁変位量には模型作成後壁面の支え版を取り外した際の変位量は含まれていない。壁変位が小さい安定時には補強材張力が壁面土圧より大きく、この両者の差が補強材の摩擦力に相当する。この差は壁変位の初期においては増加するが壁変位が大きくなり破壊に

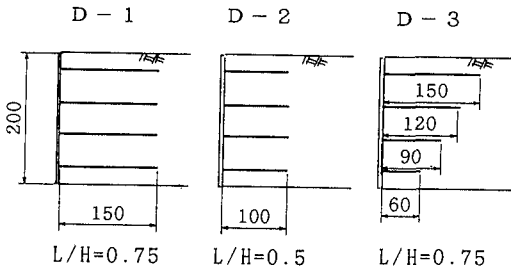


Fig.17 Test condition for length of reinforcement

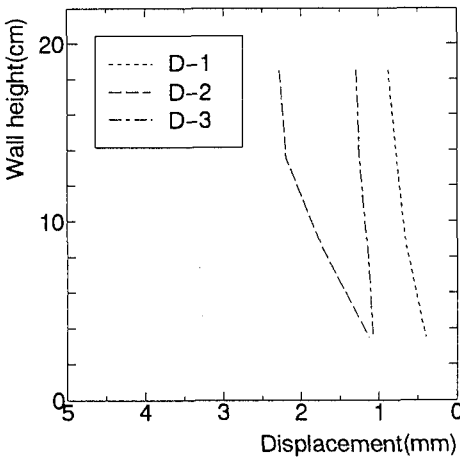


Fig.18 Horizontal displacement of facing

近づくに従いその差は小さくなり、破壊時には補強材の張力と壁面土圧合力は等しくなっており、主動領域で補強材に作用する摩擦力が小さくなっている。このことは、「補強土擁壁工の利点を発揮するには、盛土を建設中にはなるべく柔らかく、完成後はなるべく剛にするとよい」という龍岡らの考え¹⁹⁾と関連している。すなわち、Fig.16の関係は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待できるが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより、補強土擁壁が不安定となることを意味している。

(3) 設計値との比較

本実験で明らかになったように、補強土擁壁の安定時には補強材の張力は、前述の現行設計法¹⁶⁾で用いられている主動土圧値より小さく、主動領域においても高い抵抗性を示していた。一方、破壊時には補強材表面の摩擦力が働かなくなり、現行設計法

と同程度の値となった。また、最大ひずみの位置やすべり面も現行設計法によくあっていた。すなわち、現設計法では、裏込め土のひずみ状態が大きい塑性状態を対象に設計を行っているが、安定時を設計対象とした検討をしておらず、この点で過大設計となっている。

5. 壁面変位と補強材長の相互関係

(1) 有効な補強材長

補強材長が壁変位に及ぼす影響について調べるために、Fig.17に示すD-1、D-2、D-3の三つの実験を行った。これらの実験における壁面変位量を遠心加速度 30g の場合について比較した結果をFig.18に示す。補強材長が短くなりL/H=0.75から0.5になると変位形状は変わらずに変位量が増加した。また、補強材の抵抗域の長さを一定にして経済的な設計をするという考えから深さ方向に補強材長を短くした実験D-3では、変位モードは平行となり変位量も増加するという結果が得られた。すなわち、補強材長は補強土擁壁の壁面材の変位を抑制しており、壁面下部の補強材も重要な働きをしていることが確認できた。

(2) 設計法との比較

前述の土木研究センターによる補強土（テールレス）壁工法設計・施工マニュアル¹⁶⁾では補強材長Lは式(6)と式(7)で決定している。

$$L = L_e + L_o \quad (6)$$

$$L_e = F_s \cdot T / 2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot f \quad (7)$$

ここに、 L_e : 抵抗領域内の長さ、 L_o : 主動領域内の長さ、 F_s : 安全率、 T : 補強材の張力、 σ_v : 鉛直応力、 b : 補強材の幅、 f : 見かけの摩擦係数

L_e は鉛直応力が大きい壁面下方で小さくなる。あるいは、補強材の最小長さを上段付近では $0.7H_a$ (H_a : 仮想壁高) 下段付近では $0.4H_a$ という制限を設けている。したがって、壁面下方の補強材は短くてよいことになる。しかしながら、遠心模型実験からも明らかのように壁面下方の補強材が、壁面材の変位制御に大きく寄与しており、裏込め土のひずみレベルを小さくおさえ安定時を保つ上からも、壁面下方の補強材の長さを短くせずに、深さ方向に一定の長さにすることが望ましいと考える。

6. まとめ

補強土擁壁の遠心力模型実験で、壁変位、補強材の張力、壁面土圧、補強材と土の間の摩擦力の関係を調べた結果、次に示すことが明らかとなった。

(1) 遠心力模型実験による壁面変位は、擁壁の上部ほど大きく、下端を中心とした回転と平行移動が合成された形であり、各変位計の位置で1/200~1/100程度の相対変位量でほぼ同時に塑性平衡状態に達していることがわかった。

(2) 補強土擁壁に作用する土圧は、安定時には主働土圧の理論値および遠心模型実験による主働土圧の計測値よりも小さく、破壊時には主働土圧以上の土圧が作用することが明らかとなった。

(3) 補強土擁壁の補強材に発生するひずみは安定時には壁面近くで大きいことが明らかとなった。このことから安定時には現設計法^{1,6)}でいう抵抗域が広いことがわかる。

(4) 破壊時に観察された最大ひずみの発生位置は現設計法で用いられているCoherent gravity法やTie back-Wedge法のすべり面の位置とほぼ一致していた。また、実験により観察されたすべり面もこれらの方法とほぼ一致した。

(5) 安定時の補強材の張力と壁面土圧を比較すると、張力が壁面土圧より大きい。両者の差は、補強材表面に働く摩擦力と考えられる。破壊時の補強材の張力と壁面土圧を比較した結果、補強材の張力は壁面土圧とほぼ同程度の値となり、破壊時には主働領域で補強材表面の摩擦力が働かなくなることがわかった。

(6) 補強材長は補強土擁壁の壁面材の変位を抑制しているという点で重要な働きをしている。とくに壁面下方の補強材が張力を広い範囲で分担しており、壁面材の変位制御にも大きく寄与している。このことから、裏込め土のひずみレベルを小さくおさえ安定を保つには、壁面材下方の補強材の長さを短くせず、高さ方向に一定の長さにすることが望ましい。

(7) 壁面土圧と補強材張力の関係より、補強土擁壁は壁変位の初期には補強材の摩擦力の増加を期待でき安定しているが、壁変位が増加し破壊に近づくことにより主働領域の摩擦力が小さくなり不安定となることが明らかとなった。

謝辞：本研究の遂行にあたり、実験とデータ処理に協力していただいた高知高専卒業生、三崎将人君と小松弘祐君に謝意を表します。

参考文献

- 1) Kerry Rowe, R. and Ho, S.K.: A review of the behavior of reinforced soil walls, Keynote Lecture, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.2, pp.801-830, 1992.
- 2) 龍岡文夫：補強土擁壁の過去・現在・将来 - マカニスムからの一考 -, 基礎工, Vol.19, pp.8-18, 1991.
- 3) Wu, J.T.H.: *Predicting performance of the Denver Walls Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Wu(ed), pp.3-20, 1992.
- 4) Wu, J.T.H., Xiaopei, Qi., Nelson, Ch., Ksouri, I., Helway, M.B. and Huang, C.C.: Comparison of predictions for the Denver Walls, *Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Wu(ed), pp.43-60, 1992.
- 5) Bolton, M.D. and Pang, P.L.R.: Collapse limit states of reinforced earth retaining walls, *Geotechnique* 32, No.4, pp.349-367, 1982.
- 6) Yoo, N.J. and Ko, H.-Y.: Centrifuge modeling of reinforced earth retaining walls, *Centrifuge 91*, Ko(ed.), Vol. 13, pp.325-332, 1991.
- 7) Smith, I.M. and Segrestin, P.: Inextensible reinforcements versus extensible ties - FEM comparative analysis of reinforced or stabilized earth structures, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.425-430, 1992.
- 8) Sakajo, S., Chai, J.C., Nishikawa, K. and Takai, T.: Performance of a steel strip reinforced wall, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.491-496, 1996.
- 9) Yogarajah, I. and Saad, M.A.: Development of horizontal earth pressure and behaviour of single and multi segmented walls, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.553-558, 1996.
- 10) Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi, K.: Full-scale failure experiment of geotextile-reinforced soil walls with different facings, *Proc. of Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Vol.1, pp.525-530, 1996.
- 11) 松澤宏：土圧計の作動特性と検定について，土と基礎，30-7, pp.71-76, 1982.
- 12) 松澤宏，石井恒久：土中土圧計四種の作動に関する研究，土木学会論文報告集，第203号，pp.29-44, 1972.
- 13) 桂豊，内山伸：砂地盤中の水平応力（遠心場での応力値校正），第30回土質工学研究発表会，pp.647-648, 1995.
- 14) 藤田亀太郎，最上武雄 監訳：土中応力の実測，コーケルゲルの土質力学，pp.148-149, 1975
- 15) 土質調査法改訂編集委員会：土質調査法，pp.508-511, 土質工学会，1985.
- 16) 土木研究センター：補強土（テールメ）壁工法設計・施工マニュアル pp.63-191, 1988.
- 17) Murry, R.T.: Discussion in the paper, Reinforced earth-research and practice, *Ground Engineering*, Vol.13, No.4,
- 18) 河邑眞，佐野圭介：補強土擁壁の変形挙動と補強材の張力の関連，第24回土質工学研究発表会，pp.1521-1522, 1989.
- 19) 龍岡文夫：ジョンベック補強土擁壁工法の特徴・歴史・将来展望，基礎工，Vol.24, pp.2-11, 1996.

(1997.5.12 受付)

CENTRIFUGAL MODEL TEST ON INTERACTION BETWEEN EARTH PRESSURE AGAINST REINFORCED RETAINING WALLS AND TENSILE FORCE OF REINFORCEMENTS

Makoto KAWAMURA and Kojiro OKABAYASI

In order to evaluate stability of reinforced retaining walls, it is required to know the relations between displacement of a wall, tensile force of reinforcements, earth pressure against the wall, frictional force on reinforcement and so on. In this study these relations were observed in the series of centrifugal model tests taking into account the strain level of the backfill soils. As the results of the experiments, it was made clear that tensile force of the reinforcements and earth pressures against the wall as the small strain level of backfill soil are relatively small compared with those which are estimated in the current design. When the failure of backfill soil occurs, the tensile force and the earth pressures coincide with those in the current design. The relation between earth pressure against the wall and tensile stress of the reinforcement according to the wall displacement were clarify from this research.