

ブロック積み擁壁土圧の模型実験と数値解析

Model Test and Numerical Analysis of Active Earth Pressure Against Concrete Block Retaining Wall

荒井克彦*, 辻慎一朗**, 藤田貴準***, 町原秀夫****

Katsuhiko ARAI, Shinichiro TSUJI, Takanori FUJITA and Hideo MACHIARA

*フェロー会員 工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

**正会員 工博 前田工織株式会社 (〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目 38-3)

***非会員 工修 株式会社キミコン (〒916-0084 福井県鯖江市小泉町 26-6-4)

****正会員 福井大学 技術部 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

This paper discusses active earth pressure acting on concrete block retaining wall considering deformation and stiffness of wall and backfill material. Many laboratory model tests are performed, subjected to block retaining walls which have reinforced or unreinforced backfill, and which have different inclination. Earth pressure distribution and active thrust, etc. are monitored according to the displacement of retaining wall. The monitored results are simulated fairly well by proposed FE analysis which employs Mohr-Coulomb yield criterion, a simple non-associated flow rule, and initial stress method for nonlinear analysis. By applying the proposed procedure to the result of full-scale model test, it is shown that the procedure duplicates fairly well the results observed in the test.

Key Words : active earth pressure, Mohr-Coulomb failure criterion, model test, numerical analysis

1. まえがき

擁壁に作用する土圧は、擁壁の移動量や変形様式に大きく影響されることが知られている。擁壁土圧に関する多数の室内模型実験や現場実験が実施されてきたが^{1)~6)}、擁壁の変形と土圧の関係を精度よく表現する簡便で実用的な方法は確立されていない。複雑な変形をする石積み擁壁やブロック積み擁壁に作用する土圧についても不明確な部分が少なくない^{7), 8)}。ブロック積み擁壁と補強土工法を組み合わせる工法が普及しているが、擁壁や補強材がある裏込め地盤の複雑な変形挙動を考慮した土圧の評価方法も十分に確立されていない⁹⁾。擁壁土圧を推定する実用的な方法として、極限平衡法に基づく Coulomb 解が用いられる場合が多いが、擁壁の変形や材料の剛性を考慮しにくいいため、上述のような複雑な変形挙動を示す場合の土圧は、Coulomb 解のみでは明確な表現が困難である。有限要素法などの数値解析手法に基づく土圧の推定方法が検討されてきたが、従来の数値解析手法ではすべり面のような明確な破壊形式を得にくい難点のために、極限平衡法に基づく伝統的な設計法との関係が不明確になり、実務には応用しにくかった。本研究は、ブロック積み擁壁の裏込め地盤をアルミニウム棒の積層体で近似した 2 次元の室内模型実験を行い、裏込め地盤内に補強材を敷設した地盤と敷設しない地盤の結果

を比較する。ブロックと裏込め地盤の変位、ブロックへの土圧分布、水平全土圧などを計測する。この実験結果に対する有限要素解析を行って、ブロック積み擁壁に作用する土圧や、擁壁土圧に対する補強土工法の効果のメカニズムなどを検討する。例えば、補強材がない裏込め地盤では、ブロック積み擁壁が十分に変形した完全な主働状態の全土圧を Coulomb 解で表現できるが、補強材がある場合には、全土圧が Coulomb 解より小さくなる。補強材の引張り抵抗が裏込め地盤の変位を抑制するとともに、裏込め地盤の水平方向のせん断応力を負担することにより水平土圧を減少させる可能性などを数値解析で示す。本論文の方法により、ブロックの変形特性や、地盤と補強材の強度と剛性を考慮した水平土圧の評価が可能であることを示す。本論文の方法を、過去に実施された補強土工法の現場実験結果に適用した結果も示す。本論文の方法は、安定解析に加えて変形量も評価する今後の性能設計に資することを目標とする。

2. 室内模型実験

2.1 実験装置

(1) 裏込め材

装置全体を図-1 に示す。主働土圧は小さいので、実験土槽を用いて裏込めに土を使用すると、裏込め土と土槽

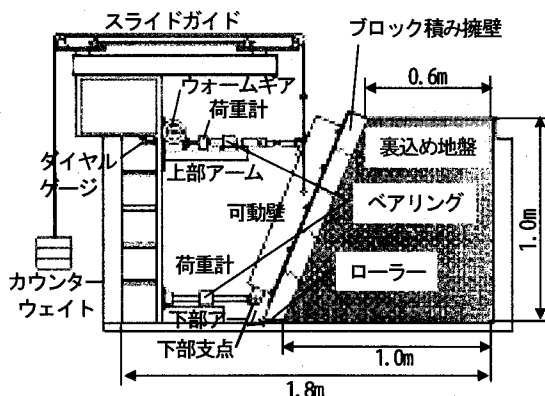


図-1 実験装置

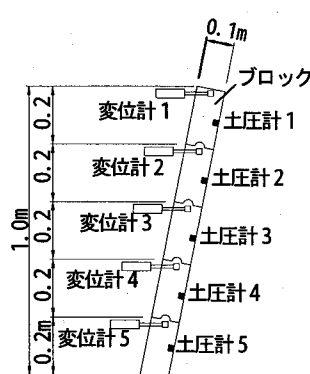


図-2 ブロック水平変位の計測 (断面図)

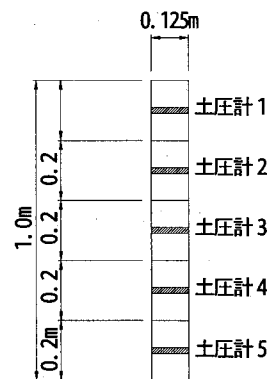


図-3 ブロック背面土圧の計測 (正面図)

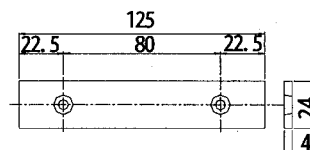
の摩擦の影響で正確な主働土圧の計測が困難になる。そこで、長さ12.5cm、直径3mmと1.6mmのアルミニウム棒を重量比2:3の割合で混合し、裏込め部に積み上げて、側面摩擦のない2次元状態で実験を行う。裏込めの底面における水平変位を固定するために、アルミニウム棒を接着した銅板を敷く。裏込め材の単位体積重量は 21.7kN/m^3 、粘着力 $c=0$ 、せん断抵抗角 $\phi=25.3^\circ$ である。 ϕ は安息角の平均として求めた。

(2) 可動壁

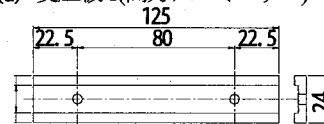
図-1に示すように、荷重計をセットした上下のアームに、H型鋼(100×100×10mm)に銅板を付けた「可動壁」を取り付ける。上下のアームはベアリングで支えることで、水平力のみを荷重計に伝える。可動壁には、可動壁と同じ重さのカウンターウェイトを取り付けて自重を相殺させる。可動壁の下端は下部アームとピン結合され、ピンを下部支点として回転する。上部アームにはウォームギアを取り付け、ウォームギアのハンドルを回すことにより、可動壁は下部支点を中心として回転し、上部が図-1の左方へ後退する。可動壁の後退は図-1に示すスライドガイドにより滑らかに行われ、後退量はダイヤルゲージで計測する。

(3) ブロック積み擁壁

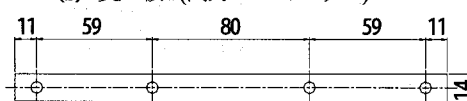
図-1のブロック積み擁壁は、厚さ10cm、奥行き12.5cm(裏込めのアルミニウム棒と同じ)のコンクリートブロックを5個積み上げて、鉛直高さ100cmにしたものである。各ブロックの上部に半径2cmの半円の突起をつけ、下部に半径2.1cmの半円の凹部を設け、各ブロックは、下のブロックの突起の回りに、ある程度回転できるようにした。実験中に、回転の制限がブロックの変形に影響を与えることはないように突起と凹部の位置関係を調節してある。下のブロックの突起部と上のブロック凹部の間にはテフロンシートを挿入し、ブロック相互の回転をスムーズにした(ブロック接続部の曲げ剛性は後出の表-1参照)。最下端のブロックの底面には図-1に示すように半径1cmのローラーを取り付けて、ブロックと下の台の上に摩擦抵抗が生じないようにした。



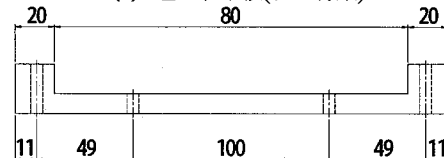
(a) 受圧板1(高力アルミニウム)



(b) 受圧板2(高力アルミニウム)



(c) 起はずみ板(リン青铜)



(d) 固定金具(ステンレス)

図-4 土圧計の詳細 (単位: mm)

2.2 実験方法

(1) 実験方法

図-1に示す装置を次のように組立てた。①可動壁を上下アームに所定の勾配でセットする。②ブロックを可動壁にボルトで締め付けながら5段取り付ける。③裏込めのアルミニウム棒を積み上げる(予め混合しておいたアルミニウム棒を薄い2枚の板ではさんで搦とり、裏込め位置に静かに置いてから、薄い板で軽く叩いて水平に均し、できるだけ均一になるようにした)。④裏込めが終了した段階で、ブロックを可動壁に固定していたボルトを外す。⑤ウォームギアで上部アーム(可動壁上部)を後退させて(可動壁を下部支点回りに回転させて)、土圧などを計測する。上部アームの後退量5mmまでは0.5mmごとに、以後10mmまでは1mmごと、20mmまでは2mmごとに下記の計測を行った。

(2) 計測項目

①図-1の上下アームに取り付けた荷重計で水平方向の全土圧を計測した。荷重計はひずみゲージ式変換器であり、上部・下部の荷重計の容量はそれぞれ $\pm 981\text{N}$ 、 $\pm$

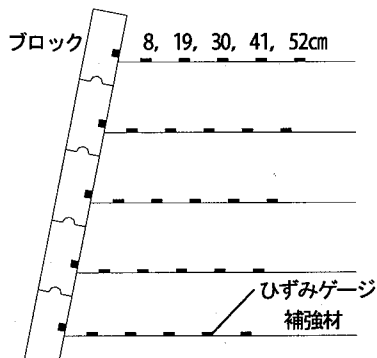


図-5 補強材の引張り力の計測位置

1961N, 非直線性は0.17%, 0.13%である。②図-2に示すように、各コンクリートブロック上端部の5点の水平変位を直線変位計で計測した。③図-2, 3に示すように、裏込めからブロック背面に垂直に作用する土圧応力を土圧計で計測した。土圧計は各ブロック背面の溝に埋め込み、土圧計の表面をブロック背面と一致させる。土圧計(自作)の詳細を図-4に示す。土圧計の表面となる受圧板(高力アルミニウム製の剛体)で裏込め材の土圧を受ける。受圧板を起ひずみ板(リン青銅製)に取り付け、起ひずみ板の曲げひずみをひずみゲージで計測した。この曲げひずみと荷重の関係から土圧応力を求める。キャリブレーションでは、曲げひずみ-荷重関係の直線性は良好で、荷重を除去したときの塑性ひずみも無視できる程度である。④裏込めの変位は、アルミニウム棒にマークを付けておき、写真撮影とデジタイザーで計測した。

2.3 補強材

補強材(化学繊維布, 寒冷紗, 厚さ0.1mm)を各コンクリートブロック中央高さの1.5cm下にエポキシ系接着剤で固定し、図-5に示すように水平に5層敷設する。補強材の奥行き幅は裏込めと同じ12.5cmであり、長さは裏込め部右端までとした。ひずみゲージを補強材に直接貼り付けることは困難なので、補強材を5箇所で切断し、切断箇所を補強材と同じ奥行き OHP シート(厚さ0.13mm)で接着剤で接続し、OHP シートにひずみゲージを貼り付けて、補強材にかかる引張り力を計測した。ひずみゲージの配置を図-5中に示す。補強材の物性を後出の表-1中に示す。

2.4 実験の種類

ブロック積み擁壁の設置時の勾配(可動壁の勾配と同じ)は2分(1:0.2)と4分(1:0.4)の2種類とし、補強材がある場合とない場合の、合計4ケースの実験を行う。アルミニウム棒裏込めの積み上げにばらつきが生じる可能性があるため、各ケースで2回実験した平均を実験結果として、数値解析結果とともに3.で示す。2回の実験で、計測結果に大きなばらつきは認められなかった。

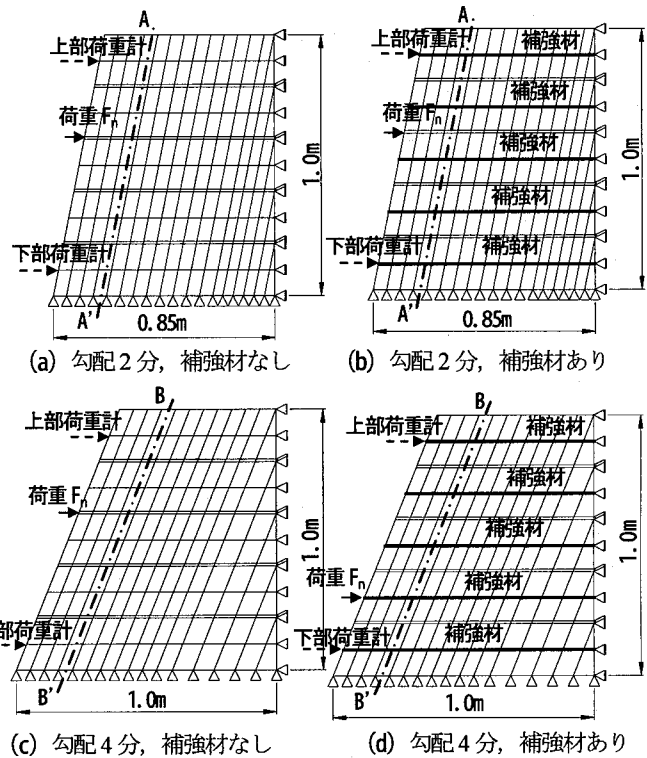


図-6 有限要素分割図

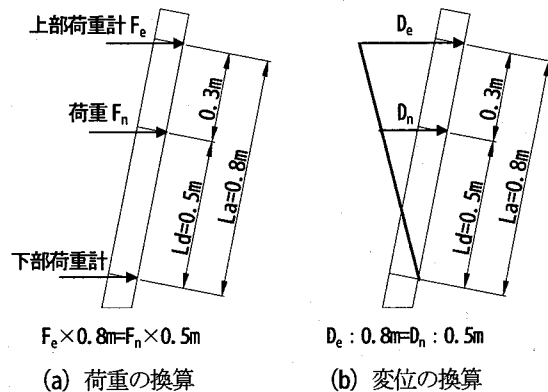


図-7 上部荷重の作用位置(勾配2分, 補強材なしの場合)

3. 数値解析

3.1 実験装置のモデル化

図-1の実験装置を図-6に示す有限要素分割図で表す。裏込めを平面ひずみ要素とし、四角形要素は三角形要素の重ね合せで表して(四角形の2つの対角線で四角形を4つの三角形に分け、各三角形の要素剛性マトリクスを重ねて平均化する)要素内で応力一定とする。コンクリートブロックをはり要素で表す。補強材は引張り力のみ抵抗するトラス要素で表す。裏込めとブロックのずれをDesaiらによるインターフェイス要素¹⁰⁾で表す。図-1の装置を忠実にモデル化するには、可動壁とブロックをはり要素で表し、可動壁とブロックの間、ブロックと裏込めの間にインターフェイス要素を入れる必要があるが、ブロックの両側にインターフェイス要素を入れると計算が不安定となり、可動壁とブロックが離れる現象も表現できなかった。そこで、可動壁とブロック部分を以下の

ようにモデル化する。ブロックをはり要素で表す。各ケースの実験結果から、可動壁とブロックが離れる位置を把握する（後出の図-14 参照）。可動壁とブロックが離れない下部では（可動壁による変位拘束の影響を表すために）、ブロックを表すはり要素全体に高い曲げ剛性を与える。可動壁とブロックが離れる上部では、ブロック相互の回転を表すように、上下ブロックの接続部分で極端に弱い曲げ剛性（表-1 参照）を与える。上部アームの位置は固定されているが、可動壁とブロックが離れる場合には、可動壁とブロックが離れる位置で可動壁からの上部荷重がブロックに作用する。数値解析では、図-7 に示すように、可動壁とブロックが離れる位置に（可動壁からの）上部荷重を作用させ、次式で「上部アーム荷重計の値： F_e 」と「上部アーム位置での可動壁の水平変位： D_e 」に換算する。

$$F_e \times L_a = F_n \times L_d \quad (1)$$

$$D_e : L_a = D_n : L_d \quad (2)$$

ここで、 L_a ：下部支点から上部アームまでの距離、 F_n ：数値解析での（可動壁からの）上部荷重、 L_d ：下部支点から可動壁とブロックが離れる位置までの距離、 D_n ：数値解析での（可動壁からの）上部荷重作用位置での水平変位である。同じように、補強材の上下にインターフェイス要素を入ると計算が不安定となるので、補強材と裏込めのずれを考慮しない。図-6 に示す有限要素分割図は以上のモデル化に従ったものである。具体的な計算手順を以下に示す。1) 図-1 に示す上部アームの位置で、図-7 に示すように集中荷重 F_e を設定する（後出の図-18 が描けるように、適当な値を上部荷重として与える）。2) 1) の F_e を式(1)で F_n に変換し、 F_n と裏込め自重を荷重として有限要素解析を行う。3) 2) の結果から、式(2)で D_e を求め、上部アーム位置での可動壁の後退量と土圧や変位の関係を把握する。4) 上部アーム位置での荷重に応じた計算は、それぞれの荷重で独立して行う（全荷重を1段階でかける）。計算は2次元平面ひずみ状態でモデル化して行った。

3.2 降伏基準

Coulomb 解との比較を重視して、裏込めには Mohr-Coulomb 降伏基準、インターフェイス要素には Coulomb 降伏基準を適用する。

Mohr-Coulomb：

$$F_M = \left\{ \left(\sigma_x - \sigma_y \right)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}^{1/2} - \left\{ \left(\sigma_x + \sigma_y \right) \sin \phi + 2c \cos \phi \right\} = 0 \quad (3)$$

$$\text{Coulomb} : F_C = |\tau| - c - \sigma_n \tan \phi = 0 \quad (4)$$

ここで、 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} ：全体座標での応力成分、 σ_n 、 τ ：すべり面上の応力成分、 c 、 ϕ ：Mohr-Coulomb 強度

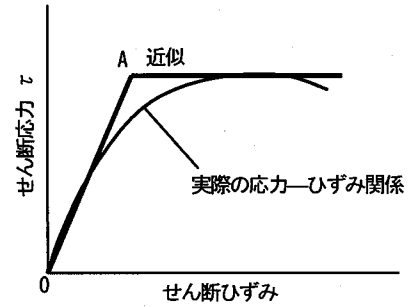


図-8 応力-ひずみ関係 (Coulomb 材, σ_n 一定)

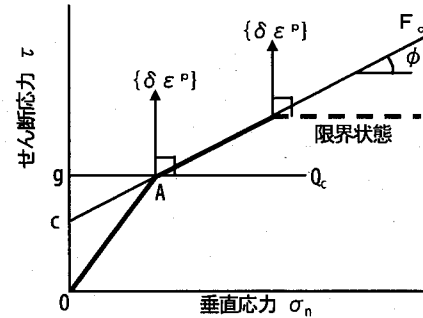


図-9 降伏線上の移動と流れ則 (Coulomb 材)

定数である。

3.3 応力-ひずみ関係

本論文では、できるだけ基本的な応力-ひずみ関係モデルを用いて実際現象の表現を試みる。拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が一定の場合、図-8 に示すように、弾完全塑性体としてモデル化する。A 点で降伏するまでは線形弾性体とする。このモデルは三軸圧縮試験または直接せん断試験で得られる応力-ひずみ関係に相当する。完全塑性状態は Cam Clay モデルなどにおける限界状態に対応すると考える。実際地盤におけるように、裏込め施工中の载荷により拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n が増加しつづける場合は、図-9 に示すように、A 点で降伏した後、降伏線上を移動すると考える。降伏線上を移動する場合、塑性ひずみ増分は図-9 に示すようにダイレイタンシー角を 0 とする非関連流れ則に従うと仮定する¹¹⁾（種々の検討の結果、ダイレイタンシー角は計算結果にほとんど影響しなかったため 0 とする）。図-9 で、 F_c ：降伏関数、 Q_c ：塑性ポテンシャル、 $\{\delta \epsilon^p\}$ ：塑性ひずみ増分である。

Mohr-Coulomb：

$$Q_M = \left\{ \left(\sigma_x - \sigma_y \right)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}^{1/2} - 2g = 0 \quad (5)$$

$$\text{Coulomb} : Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (6)$$

ここで、 g ：図-9 に示す定数（塑性ポテンシャルは微分形で用いられるので、 g は実際には不要）である。施工中に構造物の形状などにより、拘束圧 σ_3 または、せん断面の垂直応力 σ_n がほとんど増加しなくなる場合は、図-9 に示すように、応力状態は降伏線を離れて、せん断強度一定となると考える（降伏線から離れる位置は、外

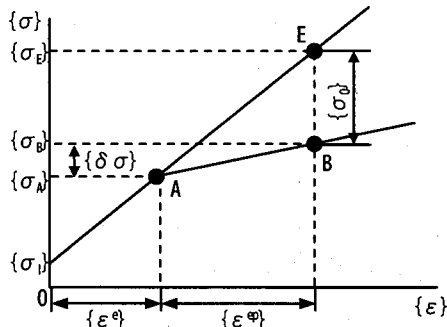


図-10 初期応力法

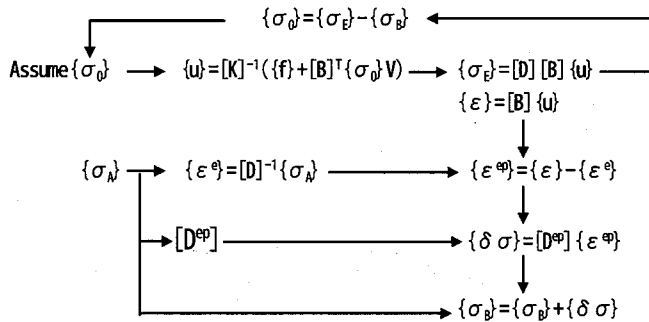


図-11 計算の流れ

力の状態により決まる). 本論文で対象とする擁壁土圧の問題では, 裏込め施工により σ_3 が増加し続けるので, この現象は生じない (塑性ひずみ増分は, 降伏線に対して非関連流れ則となる). 裏込めは引張り応力を, 補強材は圧縮応力を負担しないことを Zienkiewicz らの方法¹²⁾で表す.

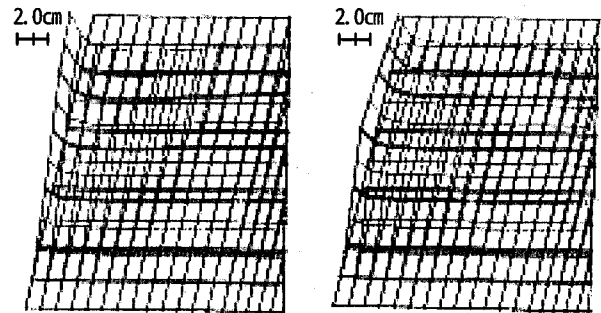
3.4 初期応力法

極限平衡法におけるように, 地盤構造物の最終状態に注目した安定解析を試みる. Zienkiewicz らによる初期応力法¹³⁾を用いると, 計算される降伏要素の分布が地盤構造物の最終破壊状況に比較的よく対応することが分かっている¹⁴⁾. 図-10に示すように, 全荷重を一つの荷重段階で載荷する. 図-10でA点が降伏点を, B点が最終平衡点を表す. A点までは線形弾性体とし, $\{\epsilon^e\}$: 弾性ひずみ, $\{\epsilon^{ep}\}$: 弾塑性ひずみとする. $\{\sigma_i\}$: 実際の初期応力, $\{\sigma_A\}$: 初期降伏応力, $\{\sigma_B\}$: 最終状態の応力, $\{\sigma_E\}$: 弾性体としたときの最終状態応力, $\{\sigma_0\}$: 初期応力法における初期応力を表す. 計算の基本的な流れを図-11に示す. $\{u\}$: 節点変位ベクトル, $[K]$: 剛性マトリックス, $\{f\}$: 全荷重ベクトル, $[B]$: $\{u\}$ からひずみを計算するマトリックス, V : 要素の体積である. 初期応力 $\{\sigma_0\}$ は, 図-11の反復ループの計算で決定される. 初期応力法の手順を以下に述べる. ①初期応力 $\{\sigma_0\}$ の値をゼロと仮定する. ②次のa) からe)のステップで初期応力 $\{\sigma_0\}$ を決定する. a) 本来の荷重ベクトル $\{f\}$ と, $\{\sigma_0\}$ による修正荷重ベクトル $\{f_0^i\}$ の合計を荷重として次の弾性問題を解く.

$$[K]\{u^i\} = \{f\} + \{f_0^i\} \quad (7)$$

表-1 物性定数

	裏込め	インターフェイス
弾性係数 E (kN/m ²)	981 (主働状態) 9810 (静止状態)	981 (主働状態) 9810 (静止状態)
せん断弾性係数 G (kN/m ²)	-	98.1
ポアソン比 μ	0.25	0.25
せん断抵抗角 ϕ (°)	25.3	16.9
密度 γ (kN/m ³)	21.7	-
	ブロック (はり)	補強材 (トラス)
弾性係数 E (kN/m ²)	1.4×10^7	3.9×10^5
断面積 A (m ²)	0.1	0.0001
断面 2 次モーメント I (m ⁴)	2.2×10^{-6} (ブロック) 2.3×10^{-9} (接合部)	-



(a) 勾配 2 分, 補強材なし (b) 勾配 2 分, 補強材あり
図-12 裏込めの変位 (計算結果, 可動壁の後退量 16mm)

ここで, i : 初期応力法の繰り返しのサイクルである. b) 降伏している要素を見つける. c) 降伏した要素で Nayak らの方法¹⁵⁾で降伏応力 $\{\sigma_A\}$ を決定する. d) c) で決定した $\{\sigma_A\}$ を使って, 図-10の $\{\sigma_B\}$ を計算する. e) $\{\sigma_0\}$ を次のように修正する.

$$\{\sigma_0^i\} = \{\sigma_E^i\} - \{\sigma_B^i\} \quad (8)$$

③新しく得られた $\{\sigma_0\}$ を最初の $\{\sigma_0\}$ と置き換えて, 仮定した $\{\sigma_0\}$ と得られた $\{\sigma_0\}$ の差が小さくなるまで繰り返す. 初期応力法には, 剛性を仮定して計算される節点力と荷重の残差を荷重として収束計算を繰り返す方法もあるが, 非線形応力-ひずみ関係と, 引張り応力を負担しないという2つの条件を表すには上述の本来の初期応力法を適用する方が良い結果を与える.

4. 実験結果と数値解析結果

4.1 物性定数

3. で述べたモデル化に従って, 各材料の物性定数を表-1に示す. 表-1で E : 弾性係数, μ : ポアソン比, G : インターフェイスにおけるせん断弾性係数, γ : 単位体積重量, A : 断面積, I : 断面 2 次モーメントである. 単位体積重量, c , ϕ 以外の裏込め (アルミニウム棒) の物性定数 (E, G, μ) は実験で求めた数値ではなく, 次のように想定した. 主働土圧状態では, 裏込めが水平方向に膨張しながら変形するので, 実験で弾性係数を決定することが困難である. しかし, 主働土圧状態では裏込めの弾性係数は計算結果にほとんど影響を与えないの

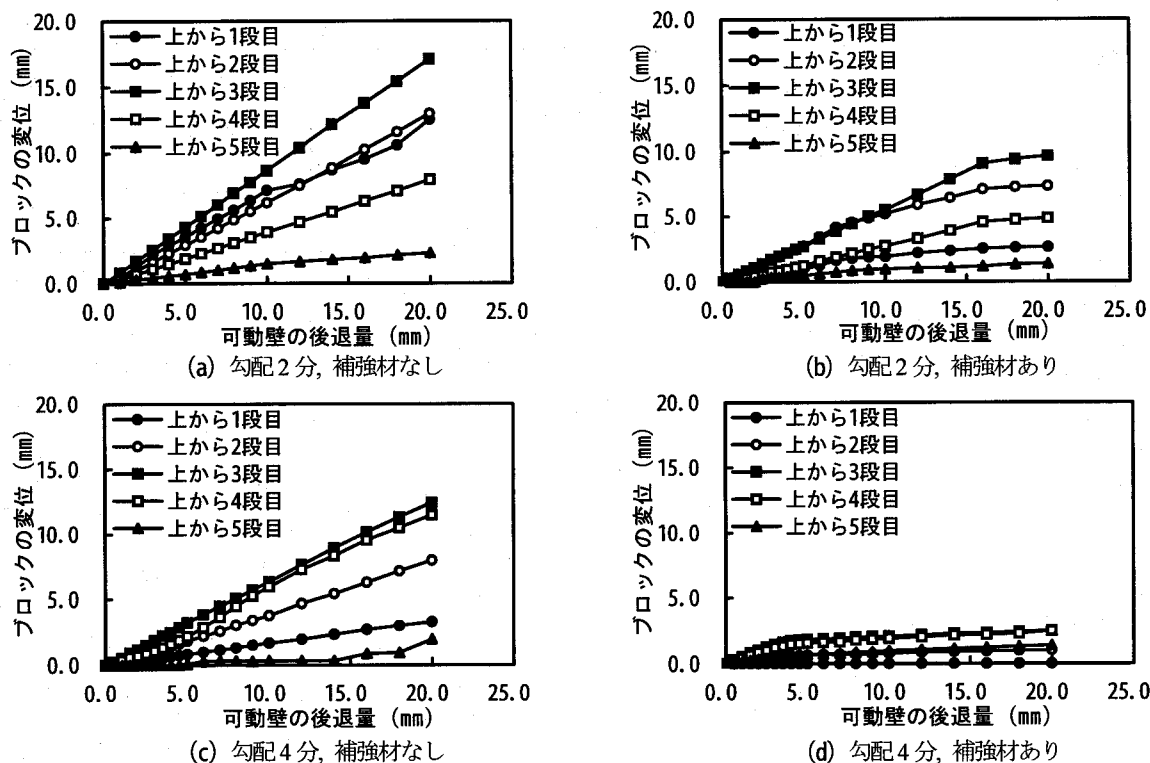


図-13 ブロックの水平変位 (計測結果)

で¹⁴⁾、適当な値を与えた。補強材の弾性係数は引張り試験から求めたが、その他の数値は寸法から計算した。図-1の装置で裏込めを終了し、可動壁とブロックを固定するボルトを外した状態（静止土圧状態）では、裏込めが水平方向に圧縮される状態であるため、主働土圧状態の10倍の弾性係数を与えた（計算上の仮定値）。ポアソン比は計算結果が実験結果に合うように決定した。インターフェイス要素の ϕ は裏込めの ϕ の $2/3$ とし、ブロックと裏込めのずれを表現するために、 G を小さくした。ブロックを表すはり要素の曲げ剛性を大きくしすぎると計算が不安定となるため、1つのブロックの長さ20cmのはりで変位がほとんど生じない範囲で最小の曲げ剛性を与えた。上下ブロック相互の接合部の曲げ剛性を極端に小さくすると、計算が不安定となるので、コンクリート部分の $1/10$ の曲げ剛性とした。補強材の物性定数は、別の実施した引張り試験の結果である。

4.2 数値解析結果

図-12に、図-1の可動壁の後退量16mmにおける裏込め変位の計算結果を示す（図-12の変位は、裏込めの自重による沈下も含む）。補強材がある場合には裏込め上部の水平変位が少し小さくなっている。この傾向は勾配4分の場合に一層顕著になる。この結果は、ここでは省略するが、裏込め変位の計測結果とほぼ一致している。勾配や補強材の有無に関係なく、裏込めのほとんどの有限要素が降伏したので、降伏要素分布図を省略する。模型実験での計測結果と比較する形で、計算結果を次節に示す。

4.3 実験結果と数値解析結果の比較

(1) ブロック積み擁壁の水平変位

図-13に可動壁の後退量とブロック水平変位の関係（計測結果）を示す。可動壁後退量とブロック水平変位の関係が比例的な部分では、ブロックと可動壁が一体となって変形しているのに対し、ブロック変位の傾きが急変して水平になる場合はブロックが可動壁から離れたとみなせる。補強材がある場合には、ない場合に比べてブロック変位が小さくなる。上から5段目ブロックは前述のように可動壁の支点近くに位置するため変位が拘束されている。図-14に可動壁とブロック水平変位の高さ方向の分布（計測結果と計算結果）を示す。可動壁は剛体であり、下部支点を中心に回転する。ブロックと可動壁が分離していない部分では、ブロックと可動壁の変位はほぼ一致している。補強材がない地盤では勾配2分が上から1段目、勾配4分が上から2段目から可動壁と分離している（分離する位置は前述のように図-13から求めた）。補強材がある地盤では勾配2分、4分とも、かなりのブロックが可動壁から離れており、補強材がブロックの変位を抑制している。計算結果は計測結果をほぼ再現している。可動壁からブロックが分離した後の計算変位が計測結果より小さくなるのは、前述のように、実験では上下ブロックの接合部にテフロンシートをはさんで摩擦を減少させて曲げ剛性を低下させているのに対し、計算では接合部にある程度の剛性をもたせていることによる。

(2) ブロック積み擁壁への水平土圧

図-3に示した土圧計で計測した、可動壁の後退に伴う

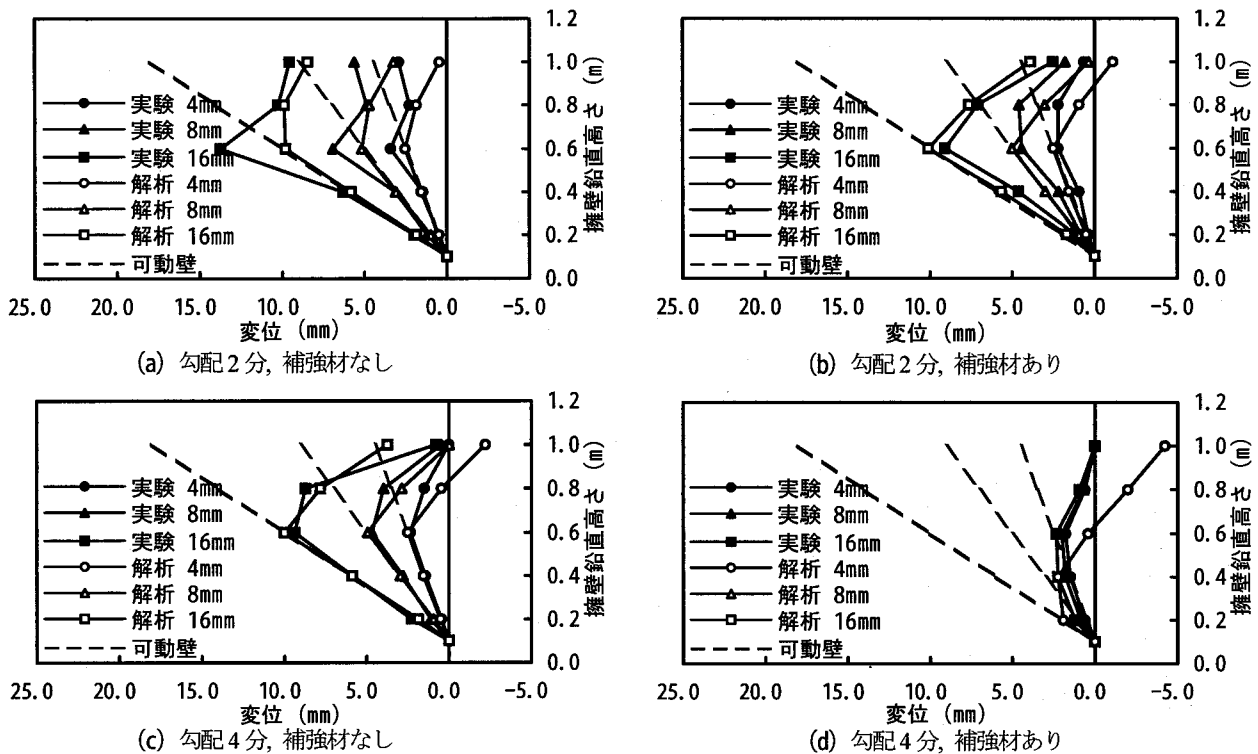


図-14 ブロック水平変位の分布 (計測結果と計算結果)

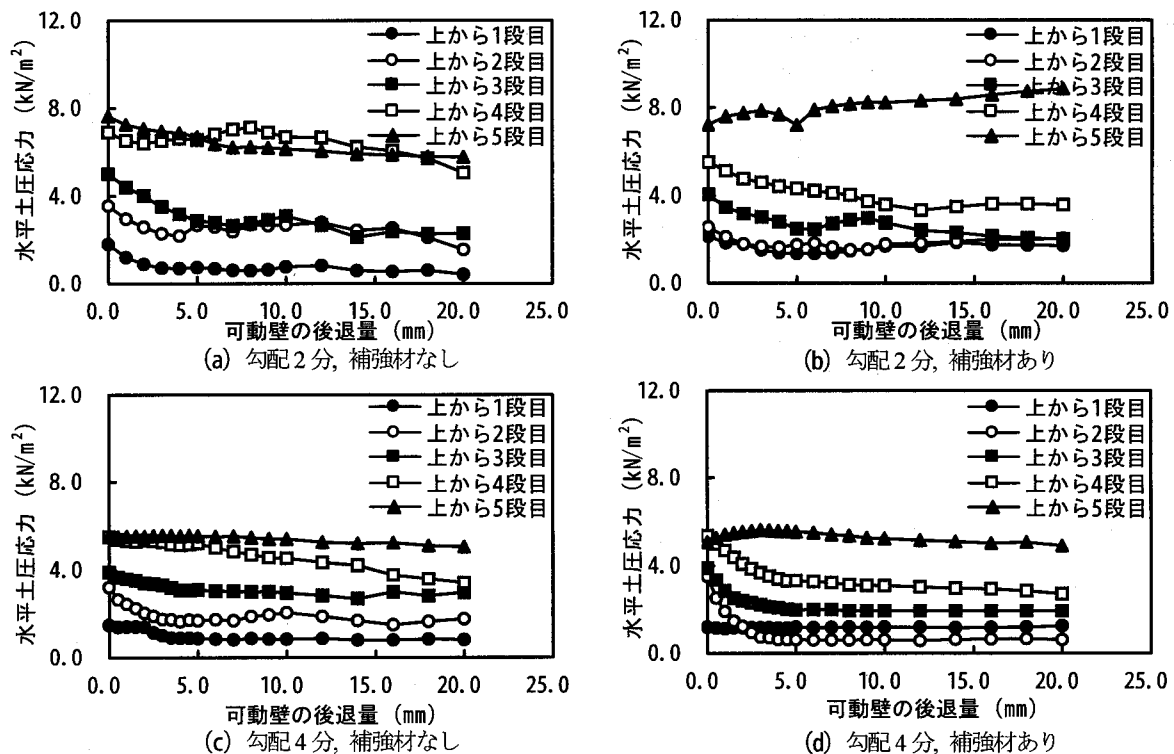


図-15 水平土圧応力 (計測結果)

水平土圧応力の変化を図-15に示す。図-3の土圧計は、ブロック背面に垂直な土圧を測定するので、次式で水平土圧応力 p に換算した。

$$p = p_N \cos(\delta + \omega - 90^\circ) / \cos \delta \quad (9)$$

ここで、 p_N ：土圧計で測定した土圧応力、 δ ：ブロックと裏込めの摩擦角 ($2\phi/3$ と仮定)、 ω ：ブロック積み擁壁の当初の傾斜角度である。図-15に示すように、あ

る程度のばらつきはあるが、上から5段目ブロックでの土圧応力を除き、可動壁の後退量に応じて土圧応力が減少して一定値になっており、主動状態が表現されている。ばらつきの原因は、土圧計の受圧板に裏込めのアルミニウム棒が直接当たるため、アルミニウム棒の積み方のばらつきが影響すると考えられる。図-16に、可動壁の後退量に応じた水平土圧応力の深さ方向分布 (計測結果と計算結果)を示す。可動壁の後退に応じて土圧応力は深さ

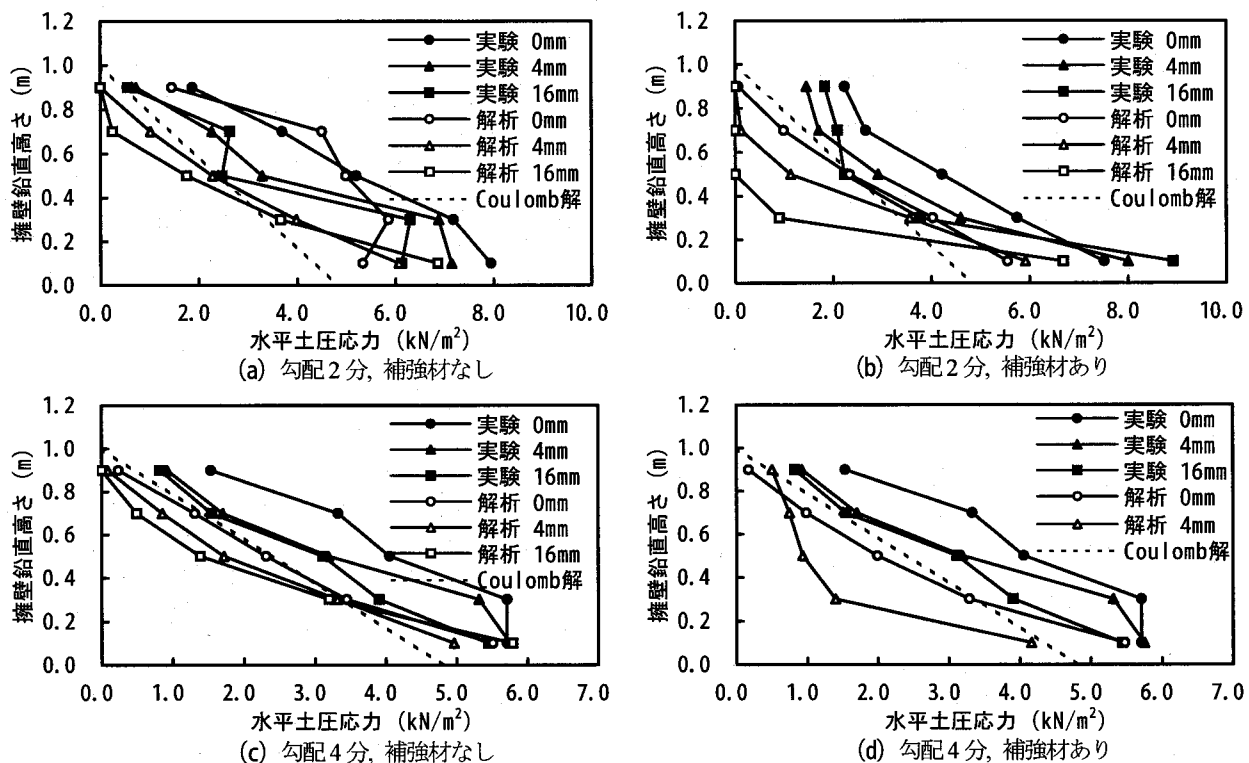


図-16 水平土圧応力の分布 (計測結果と計算結果)

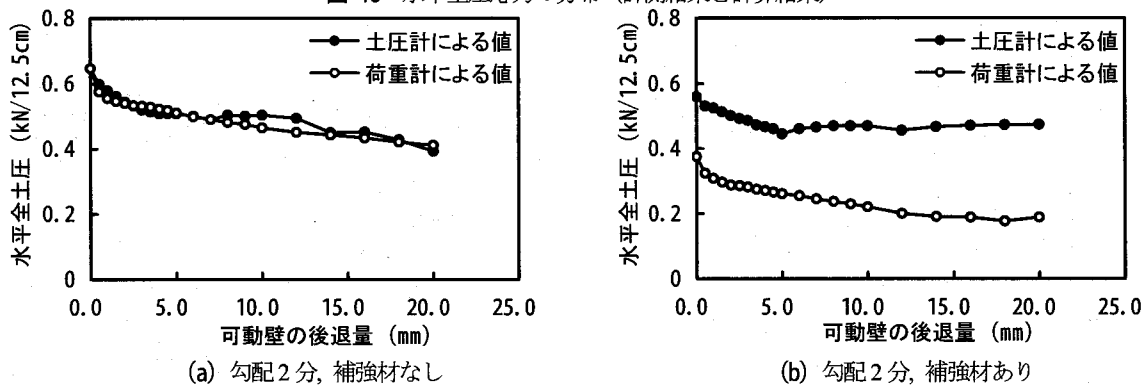


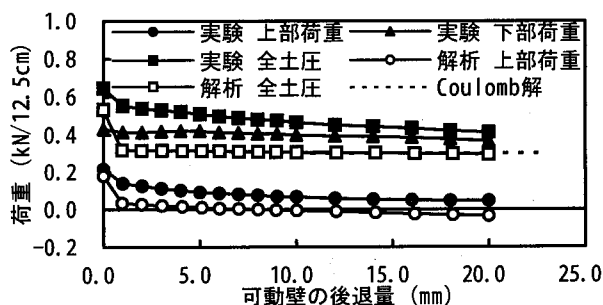
図-17 荷重計と土圧計による全土圧 (計測結果)

に関係なく減少し、補強材がない地盤では後退量 16mm で計測・計算結果ともに、三角形分布を仮定した Coulomb 解にある程度近い値をとる。上から5段目ブロックの土圧応力の挙動は図-1 に示す可動壁の支点位置に関係している。可動壁の支点は上から5段目ブロックの中央になるので、可動壁を後退させても5段目ブロックは変位しないか、またはブロックが支点を中心として回転して受働土圧が生じると考えられる。補強材がある地盤では、土圧分布の計算結果は計測結果やCoulomb解とかなり異なる。図-16(b)で、変位 16mm の場合の解析値が上部で 0 となることは、ブロックが可動壁から離れているためである。Zienkiewicz ら¹²⁾の方法により、この現象は容易に表現できる。勾配4分で補強材がある場合、可動壁の後退量 4mm を超えると計算における収束計算が発散したため、後退量 4mm までの結果を示した。可動壁とブロックが分離した後の土圧応力の計算値は計測値に比べてかなり小さくなる。実験では上下ブロックの接合部

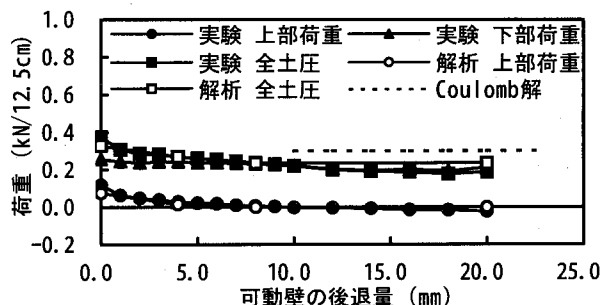
にテフロンシートをはさみ、ブロックの回転に伴う摩擦を減少させているため、分離したブロックは自重で裏込め部に寄りかかる形になり、ある程度の土圧が生じる。計算では数値解析の安定性のために、接合部にある程度の剛性を持たせているので、分離後のブロックは自立し、裏込めへの荷重は小さくなる。このことは、土圧応力の計算値がCoulomb解より小さくなる原因の1つと思われる。後述するように、土圧応力の計測結果が大きめに推定されていることも影響している。可動壁の後退量 0mm (初期状態) のときの実験結果と計算結果にかなりの差がある場合が多いが、実験でアルミニウム棒を積み上げる際の敷き均しや簡単な締固めの影響が土圧計に残っている可能性などが考えられる。

(3) 水平全土圧

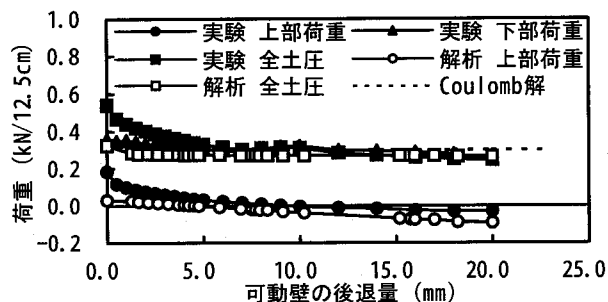
ブロック積み擁壁に作用する水平方向全土圧の計測値は、図-1 に示す上下2個の荷重計の値の和で求める。全土圧を図-3 の土圧計で計測した土圧応力から推定する



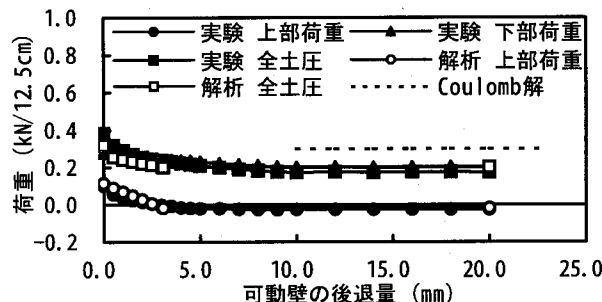
(a) 勾配2分, 補強材なし



(b) 勾配2分, 補強材あり



(c) 勾配4分, 補強材なし

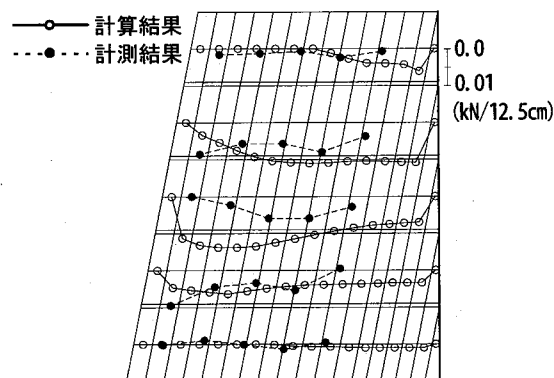


(d) 勾配4分, 補強材あり

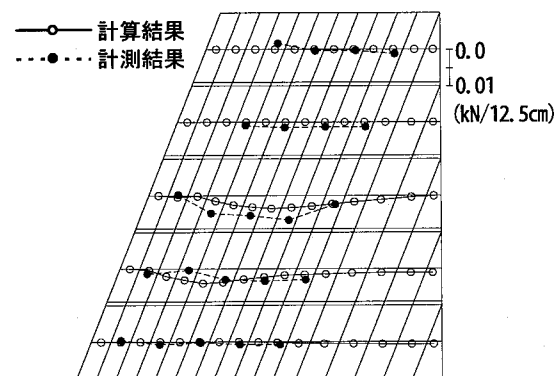
図-18 水平全土圧 (計測結果と計算結果)

ことも可能である。図-17 に、二つの方法で求めた全土圧の比較の一部を示す (全土圧と荷重は、実験における裏込めの奥行き 12.5cm に対する値である)。荷重計による値と土圧計による値は同じ値になるはずであるが、かなりの差がある。土圧計の値は、局所的な値であるため誤差が生じやすいこと、土圧計の受圧板にアルミニウム棒が当たるためにアルミニウム棒の積み方により変動しやすいことが要因と考えられる。また、荷重計の値は可動壁からの荷重を計測するため、ブロックが可動壁から分離すると、荷重は 0 となる。土圧計はブロック背面で計測するため、ブロックが可動壁から分離した後もブロック自重が裏込めにかかり土圧は 0 にはならない。このため、多くのブロックが可動壁から分離する完全な主働状態では土圧計による値が荷重計の値より大きくなる。以下では、荷重計で求めた値を水平全土圧の計測結果として用いる。

図-18 に、荷重計による水平全土圧の計測結果と計算結果の比較を示す (全土圧と荷重は、実験における裏込めの奥行き 12.5cm に対する値である)。計算による水平全土圧は、ブロックと裏込め間のインターフェイス要素における垂直応力とせん断応力の水平成分から計算した。図-18 に示すように、可動壁の後退量に応じて水平全土圧が減少し、後退量が約 10mm を越えるとほぼ一定となり完全な主働状態になる。勾配 2 分の補強材がない地盤以外では、可動壁の後退に伴って上部荷重計が負の値をとる。上部のブロックが可動壁から離れると、可動壁に対するブロックの支えがなくなり、可動壁上部が裏込め側に回転するために上部荷重計には引張りが働く。計算結果は勾配 2 分・4 分、補強材の有無に関係なく、計測結果に近い。補強材がない地盤では計測・計算結果と



(a) 勾配2分



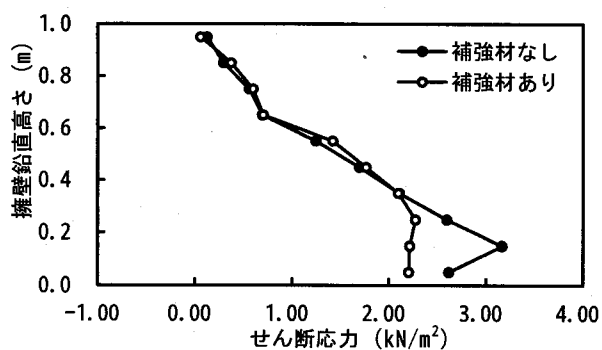
(b) 勾配4分

図-19 補強材の引張り力 (可動壁の後退量 16mm, 計測結果と計算結果)

も、完全な主働状態では Coulomb 解に近くなる。補強材がある地盤では、計測・計算結果は Coulomb 解よりもかなり小さい。

4.4 補強材の効果

4.3 の結果から、補強材の引張り抵抗により裏込めや



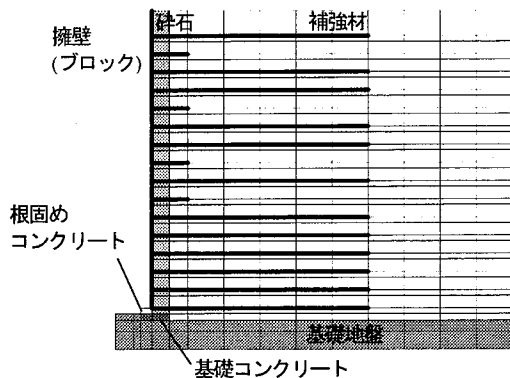


図-22 有限要素分割図

求める。実験結果は相対変位と最下段ブロックの変位を加えた絶対変位で表す。平板載荷試験を実施して基礎地盤の支持力を確認している。裏込め材の転圧試験により、仕上がり厚さ1層0.25m、巻きだし厚さ0.3m、転圧回数を8回としている。補強土擁壁の完成後に、裏込め天端に碎石で0.5mの盛土を行い、 9.8kN/m^2 の上載荷重を与えている。詳細は参考文献¹⁶⁾に与えられている。

5.2 数値解析モデルと物性定数

図-22に有限要素分割を示す。擁壁ははり要素で、補強材はトラス要素で、裏込めと基礎地盤、基礎コンクリートなどは平面ひずみ要素で表す。擁壁と裏込めの間、基礎コンクリートと基礎地盤の間にインターフェイス要素を入れる。擁壁・補強材・コンクリートは弾性体とし、補強材は圧縮応力を、裏込めは引張り応力を負担しないとする。裏込めとインターフェイスの応力-ひずみ関係は室内模型実験で用いた関係と同じである。計算で用いた物性定数を表-2に示す。裏込めの弾性係数とポアソン比が得られていないので標準的な数値を使用する(前述のように裏込めの弾性係数は土圧や擁壁の変形にほとんど影響しない)。三軸圧縮試験結果から裏込めと碎石の c 、 ϕ を求めている。基礎地盤の弾性係数は平板載荷試験の結果を用い、降伏しないように十分大きな c 、 ϕ とした。擁壁の弾性係数はコンクリートの標準的な数値を、断面積、断面2次モーメントはブロックの空洞部分を除いた値を用いた。ブロックとブロックの上下方向の結合部は断面2次モーメントをブロック部分の $1/10^4$ として曲げ剛性を下げた。インターフェイスの ϕ は、地盤の ϕ の $2/3$ とし、せん断弾性係数は地盤の弾性係数とポアソン比から弾性論で求めた。補強材の物性はSR55の既往の数値を使用した。

5.3 実験結果と数値解析結果

擁壁に作用する土圧分布を図-23に示す。図中の「擁壁完成」、「上載荷重載荷」はそれぞれの施工時点を示す。擁壁完成時の水平土圧応力分布の計測結果は上端から4m付近で減少し、全体としてCoulomb解よりかなり小さい。計算結果は上端から5m付近で減少し、最下部では計測結果より少し大きい、全体的には計測結果をほ

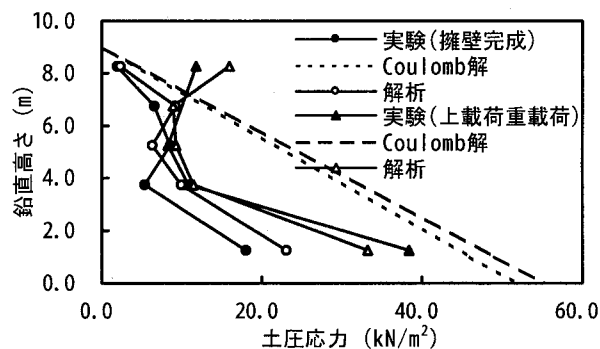


図-23 擁壁に作用する土圧応力

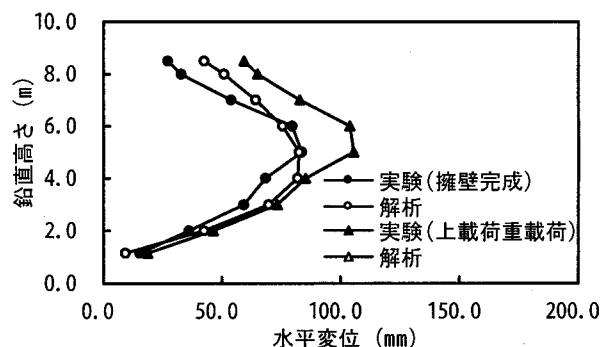


図-24 擁壁の水平変位

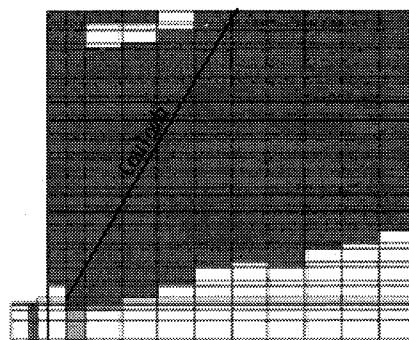


図-25 降伏領域

ぼ再現している。計測結果がCoulomb解より小さい理由は、前述の室内模型実験と同様に、補強材が引張り応力を負担して裏込めのせん断応力を軽減することによって考えられる。上載荷重載荷時の土圧の計測結果は最下部で増加し、中央部ではそれほど変化していない。計算結果も同じ傾向を示している。擁壁の水平変位を図-24に示す。擁壁完成時の水平変位の計測結果は最大で約65mm(基礎の水平変位を含めて約85mm)であり、中央部が前方にはらみ出した形となっている。計算結果は計測結果をほぼ再現している。上載荷重による水平変位の増加は、計測・計算結果ともに壁面上部で顕著になるのは、根固めコンクリートが擁壁下端の変位を拘束しているためと考えられる。上載荷重に対する応答についても計算結果は計測結果をほぼ再現している。図-25に、計算で求めた降伏要素の分布を示す。降伏領域はCoulomb解のすべり面位置とは大きく異なる。図-22で裏込めの奥行き方向の計算領域がやや小さいことから、裏込め右端の水平変位を拘束している影響や、補強材による拘束の影響が過大に評価されている可能性なども考えられ、今後さらに検討する必要がある。以上のように、本論文

の方法により、現場実験の結果をほぼ再現できた。現場実験の精度が高かったことも、計測・計算結果がよく一致した理由の一つと考えられる。

6. 結論

擁壁の設計実務で一般に用いられる Coulomb 解は擁壁や裏込めの変形、剛性などを十分には評価しにくい。本論文は変形と剛性を考慮して、ブロック積み擁壁や補強土工法を用いたブロック積み擁壁に作用する土圧の表現を試みた。裏込めに補強材がない場合と、ある場合について、ブロック積み擁壁の勾配を 2 分、4 分とした室内模型実験を行い、ブロック積み擁壁の変位に応じた水平全土圧、土圧応力分布などを測定した。水平土圧は静止状態で大きく、擁壁の変位に応じて減少し、完全な主動土圧状態でほぼ一定値をとる。本論文の実験に関しては、補強材がない場合の完全な主動土圧は Coulomb 解でかなりよく表現できる。室内模型実験の計測結果に対して、Mohr-Coulomb 降伏基準と簡単な非関連流れ則を用い、初期応力法による有限要素解析を行い、計測結果をかなりの程度表現できることを示した。計算で、裏込めのせん断抵抗角は土圧に大きな影響を与えるが、裏込めの変形係数は土圧や擁壁の変形にほとんど影響しない。裏込めに補強材がある場合の土圧の計測結果は補強材がない場合より小さいが、数値解析結果では補強材の引張り抵抗により裏込めのせん断応力の一部を負担する結果となっていることで、この現象を説明できる。本論文の方法を過去に実施された現場実験に適用して、計算結果が計測結果をほぼ再現できることを示した。

7. あとがき

ブロック積み擁壁土圧に関する室内模型実験を実施し、その結果を数値解析で再現することを試みた。この結果、擁壁や裏込め・補強材などの変形や剛性を考慮した土圧の一つの簡便な評価方法が得られたと考えられる。今後、多数の適用例を通じて本論文の方法の妥当性を検証する必要がある。室内模型実験などに御助力をいただいた森下喜雄、有田謙一郎、森井亮、上坂直泰、葉芳欣、河合奈津子、竹内知徳の諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Lee, I. K. and Herington, J. R. : Effect of wall movement on active and passive pressures, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp. 625-640, 1972.
- 2) Shen, C. K., Bang, S., Romstad, K. M., Kulchin, L. and DeNatale, J. S. : Field measurements of an earth support system, Proc. ASCE, Vol. 107, No. GT12, pp. 1625-1642, 1981.
- 3) Sherif, M. A., Ishibashi, I. and Lee, C. D. : Earth pressures against rigid retaining walls, Proc. ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp.679-695, 1982.
- 4) Bang, S. : Active earth pressure behind retaining walls, J. Geotechnical Engineering, Proc. ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 407-412, 1985.
- 5) Fang, Y. and Ishibashi, I. : Static earth pressures with various wall movements, J. Geotechnical Engineering, Proc. ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 317-333, 1986.
- 6) Matsuzawa, H. and Hazarika, H. : Analysis of active earth pressure against rigid retaining wall subjected to different modes of movement, Soils and Foundations, Vol. 36, No. 3, pp. 51-65, 1996.
- 7) Powrie, W., Harkness, R. M., Zhang, X. and Bush, D. I. : Deformation and failure modes of drystone retaining walls, Geotechnique, Vol. 52, No. 6, pp. 435-446, 2002.
- 8) Claxton, M., Hart, R. A., McCombie, P. F. and Walker, P. J. : Rigid block distinct-element modeling of dry-stone retaining walls in plane strain, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Proc. ASCE, Vol. 131, No. 3, pp.381-389, 2005.
- 9) Leshchinsky, D. Kaliakin, V. Bose, P. and Collin, J. : Failure mechanism in geogrid-reinforced segmental walls: experimental implications, Soils and Foundations, Vol. 34, No. 4, pp. 33-41, 1994.
- 10) Desai, C. S., Zaman, M. M. Lightner, J. G. and Siriwardane, H. J. : Thin-layer element for interfaces and joints, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 19-43, 1984.
- 11) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, Mechanics of Solids (the Rodney Hill 60th Anniversary Volume), Pergamon Press, Oxford, pp.119-132, 1980.
- 12) Zienkiewicz, O. C. Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material, Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.
- 13) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Elastoplastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 1, pp.75-100, 1969.
- 14) Arai, K. : Active earth pressure founded on displacement field, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 54-67, 1993.
- 15) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C. : Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 5, pp.113-135, 1972.
- 16) 中嶋智樹, 大木祐司, 尾田賢治, 宮武裕昭, 土橋聖賢 : コンクリートブロックを用いたジオテキスタイル垂直補強土壁の試験施工, 第10回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集, pp.47-56, 1995.

(2007 年 4 月 12 日 受付)