

Research Reports of the National Institute  
of Industrial Safety, NIIS-RR-04 (2005)  
UDC 624.152:624.13.54

## 遠心場可動土留め装置を用いた壁面土圧の発生機構に関する研究

豊澤康男\*, 伊藤和也\*, スレンダラ B. タムラカル\*\*

### Study on the Mechanism of Generating Lateral Earth Pressures using Centrifuge with Movable Earth Support Equipment

by Yasuo TOYOSAWA\*, Kazuya ITOH\* and Surendra B. TAMRAKAR\*\*

**Abstract:** To prevent the accidental collapse of earth supports in construction work, knowledge about collapse mechanisms, collapse precursors, and so forth are needed. However, the interaction between the generation of lateral earth pressures, deformation of soil, movement of retaining walls and the behavior that leads to collapse are very complicated. Therefore, it is difficult to predict accurately whether the observed movement at a construction site will result in a collapse, or whether the movement will stop. Further research is required to take account of wall movement, deformation in the soil, and the phenomena that lead to collapse. This research investigates the interaction between the generation of earth pressures and soil deformation due to wall movement. Centrifuge experiments were carried out using the newly developed movable earth support equipment, which controls the wall movements with high precision in a 50g centrifugal field. For the analysis of soil deformation, an image-processing system was utilized.

The following conclusions were obtained.

- (1) The lateral earth pressure decreased with the wall movement on the active side in every test, however, the redistribution of earth pressure, displacement of the model ground, and development of strains varied depending on the mode of wall movement.
- (2) Until the movement of the wall reached  $X/L = 0.01$ , the activated area propagated behind the wall in a wedge shape. After the rupture surface appeared (analyzed by image processing), the deformation area was limited within the rupture surface and wall.
- (3) For rotation about the top, translation and center swelling (Crank mode) cases, the lateral earth pressure on the upper part of the wall was close to the line of earth pressure at rest and the lateral earth pressure on the lower part of the wall was smaller than Rankine's active earth pressure at around  $X/L = 0.02$ , so it is assumed that the arching action has a significant effect on the redistribution of earth pressure.
- (4) In the case of rotation about the base, it is supposed that the active state started from around  $X/L = 0.01$ .
- (5) The calculated earth pressures by using Rankine theory are almost same as the measured earth pressures.

**Keywords;** safety, centrifuge test, earth pressure, earth retaining, excavation, sand, soft ground

---

\* 建設安全研究グループ Construction safety Research Group

\*\* 科学技術振興事業団 重点研究支援協力員 Supporting Staff for Priority Research, Japan Science and Technology Corporation

## 1. まえがき

掘削工事において掘削が進行する過程で予期せぬ土留めの変形や地盤の変形・沈下などが生じることは多い。これらが更に進行した場合にはトラブルや事故に至るが、このような事例も数多く報告されているところである<sup>1)~6)</sup>。こうした事例の背景には、仮設構造物として施工される土留めは作業効率や経済性が求められるために、一般に本体構造物よりも低い安全率のもとで設計・施工が行なわれることが多いことが挙げられる。さらには、設計時における地盤条件の入力値の誤差や、施工過程における作業手順、プレロードなどの応力負荷、土留めの変形の影響など、多様な要因が影響していると考えられる。

一方、他の構造物と同様に土留めの設計も許容応力度設計から、より合理的で経済的な設計法として限界状態設計が行われるようになるに当たって、土圧分布をより正確に推定することの重要性が増してきている。すなわち限界状態設計法に基づき設計が行われる場合は、土圧の予測を誤るとそれが事故に繋がりがかねない危険性を孕んでいるといえる。

このような背景において、土留め掘削工事中の崩壊災害を未然に防ぐためには、掘削に伴う土圧の再配分、崩壊前兆現象、崩壊に至るまでの挙動等についての体系化された知見が必要となる。

歴史的に見ると、地盤や土留めの変形と側圧発生の相互作用に関する問題は、地盤工学の中でも最も古いテーマのひとつであり、現在までに現場計測、室内小型実験、遠心模型実験など数多くの研究がなされている。古くは、Flaate<sup>7)</sup>が切りばりで支保した掘削現場における切りばり荷重の実測値を集めて整理し、Terzaghi and Peck<sup>8), 9)</sup>がこれらの計測結果をまとめて設計上必要である「見かけの土圧」を半経験的な方法で与えている。これによれば、砂地盤では多数の実測値を包絡すると台形に近い分布形になるとしている。また、Tschebotarioff<sup>10)</sup>は粘性土地盤において土圧はほぼ三角形分布となり、主動土圧を大きく超えることはないとしている。

山口<sup>11)</sup>、石原<sup>12)</sup>は土留め壁の変形と土圧の関係を定性的に示し、Dubrovaら<sup>13), 14)</sup>は土留め壁の変形に伴う土圧分布の予測方法を示した。

Chang<sup>15)</sup>、Sherif<sup>16), 17)</sup>、Fang<sup>18), 19)</sup>らは、重力場において土留め模型を作成し、土留めの水平変位に伴う土圧の再配分について検討を加えている。しかしこれらは高さ1m程度の模型地盤であるため実大規模における土圧分布に対応するか否かについての検証は十分とはいえない。

日本における最近の研究では、解析や実測データを基にした側圧に関する研究成果が数多く報告されている<sup>20), 21)</sup>。これらに基づきRankineやCoulomb式による側圧、又は実測側圧に基づく三角形分布、台形分布等が用いられているのが現状である。

しかし最近では、桂<sup>22)</sup>らは山留め壁にかかる側圧について、実施工時の原位置計測結果から検討を加えており、側圧は山留め壁の変形に依存すること、土圧の再配分を考慮した側圧の研究が必要であることを指摘している。また、中井ら<sup>23), 24)</sup>は重力場で二次元掘削モデル試験機を用いてアルミ棒で地盤を模擬した実験およびその解析を行い、壁体と同じ変位を与えても変位の与え方（施工過程）の違いにより地盤の変形や壁面土圧が異なることを解明している。しかしながら、アルミ棒で作成した小規模な模型地盤という限られた条件下での実験結果であり、これをより普遍的な議論とするためには、今後さらに実地盤における実測や非線形特性を有する地盤材料の力学特性や施工過程を取込んだ精緻な数値解析とともに、より実地盤の状況を再現した模型実験が必要であると考えられる。

実地盤の状況を再現した模型実験として、遠心模型実験がある。遠心模型実験は実物とほぼ同じ応力状態とすることで、複雑な拘束圧依存性を有する土質材料からなる模型地盤でも初期応力状態および応力の変化に伴うひずみや変形を再現することができる。このような特性を生かして掘削に関する数多くの研究が発表されている<sup>25)~30)</sup>。

上記のことを踏まえて、本研究では、土留め壁の変形を高精度に制御することができる遠心場可動土留め装置を開発し、従前の研究では行われていなかった遠心場において土留め壁の変形を高精度で強制的に変位させる実験を行った。数種類の土留め壁の変形パターンを再現する実験を行うことで約18mの掘削に相当する土留め壁の変形に伴う壁面土圧の発生機構および背面地盤の変形特性について検討した。

## 2. 遠心場可動土留め装置の概要と実験手法

### 2.1 遠心模型実験装置

実験に用いた遠心模型実験装置 (NIIS Centrifuge-I) は、(独) 産業安全研究所に設置されていたもので、主な仕様は最大遠心加速度200G、有効半径2.3m、最大搭載能力500kgである。本装置の詳細は既報<sup>31)</sup>を参照されたい。

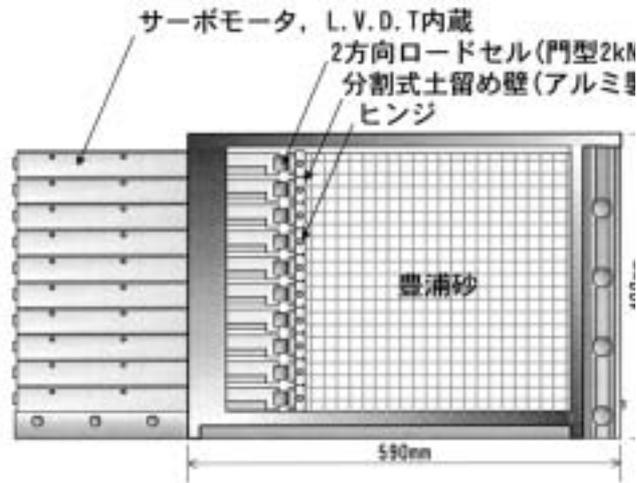


Fig. 1 Schematic diagram of in-flight movable Earth Support Equipment.  
遠心場可動土留め装置

## 2.2 遠心場可動土留め装置

土留め壁の微妙な変形状態の変化に土圧は非常に敏感に影響を受ける。このため、①土留め壁を10分割し、それぞれ独立に水平方向に制御することにより多様な土留めの変形を再現し、②高精度、高トルクで微小変位を制御することのできる遠心場可動土留め装置を製作した。Fig. 1 に本装置の概要図を示す。10段の分割式土留め壁はそれぞれ中央部をヒンジによって取付けてあり、地盤の変形に応じて回転し、土留め壁の連続性を保つ構造となっている。この土留め壁は制御室内にある制御用PCによって、それぞれ独立に制御（移動方向の逆転、移動速度の変更、停止）することが可能である。駆動用モータとして小型サーボモータを使用し、変形速度のコントロール制御範囲は設計理論上0.0~0.2 mm/sec、位置の制御は $1.0 \times 10^{-4}$  mmまで可能である。さらに、実験開始時の土留め壁を正確な鉛直面とするために機械的に同一位置に復帰するようなシステムとしている。この結果、ほぼ再現性のある実験結果が得られたといえる。可動距離は最大40 mmである。それぞれの分割式土留め壁の背後には2方向ロードセル（門型2 kN）が配置されており、それぞれの土留め壁に作用する水平・鉛直荷重を計測している。土圧の計測では、一般的には土留め壁に土圧計を埋め込むことが多いが、この方法では土圧計表面部分のみにかかる荷重から土留め壁にかかる荷重を計算しているため土留め壁にかかる全土圧を表しているという保証がなかった。本実験ではそれぞれの分割式土留め壁全面に働く土圧そのものを直接測定している。なお、模型土槽の内寸は幅590 mm、高さ400 mm、奥

行き200 mmである。

## 2.3 画像収録・解析システム

遠心力载荷装置のプラットフォーム上に搭載されている遠心場可動土留め装置の模型土槽の前面にCCDカメラ（40万画素）を設置した。実験中の模型地盤の状況はCCDカメラで撮影し、その映像をモニターすると同時にデジタルビデオに録画している。これにより、基準点の動かない連続したデジタル画像を得ることができ、画像を直接イメージプロセッシングによって処理出来る。

画像解析は録画した実験映像から画像解析ソフトウェアを用いて任意の静止画像を取り出した後、デジタルイザールを用いて静止画像の標点の座標を求めると行う。なお、用いた画像は640×480画素のものである。

## 3. 壁面摩擦除去法について

模型実験では地盤と試料容器壁面との摩擦が問題となる。本研究のために行った一連の予備実験において、壁面摩擦を低減する措置を行わなかった場合には土圧の計測値がRankineの土圧理論より求めた計算値より大幅に小さくなった。これは龍岡ら<sup>32), 33)</sup>が指摘しているように壁面摩擦の影響によるものであると考えられた。そこで龍岡らの研究を参考にし、摩擦計測装置を作成し、実験で用いた模型容器の壁面と砂を用いることで実際に働く摩擦を計測した。その結果、砂とガラス又は砂とアルミとの間にメンブレンとシリコングリースを用いることで50Gの実験時に模型容器底部付近の側面に作用する80 kN/m<sup>2</sup>程度までの静止土圧に対して壁面摩擦を無視出来るほど小さくできることがわかった。このことから、本研究の一連の実験では、模型容器側面および分割式土留め壁面にシリコングリースを塗ったうえにメンブレンを貼り付けた。

Table 1 Properties of Toyoura Sand.  
豊浦砂の土粒子密度等

土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.64
$D_{50}$	0.16
均等係数 $U_c$	1.46
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.645
最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.335

## 4. 遠心模型実験

### 4.1 遠心模型実験概要

豊浦砂（気乾状態）の模型地盤においてCase1～Case19の実験を行った。土留め壁の変形モードをFig. 2に示す。実験は50Gの遠心場で行った。模型地盤は地盤高350mmであり、空中落下法で所定の相対密度に調整した。前述したように摩擦除去のため分割式土留め壁および模型容器側面にシリコングリースおよびメンブレンを使用した。なお、このメンブレン表面には地盤変形の解析等のため20mm間隔で格子状に直線を引いた。

乾燥砂の場合は地盤強度を相対密度で管理できることからFig. 3に示すように層毎に相対密度を変化させて一層から三層までの地盤条件を再現した。Case1～Case5は相対密度70%、Case6は40%、Case7は90%の様な一層の砂地盤である。Case8～Case13は二層砂地盤、Case14～Case19は三層砂地盤とした。

Case1, Case8, Case11, Case14, Case17は下端を回転中心として土留め壁が主動側に変形した状態を再現した。これは例えば自立式土留め、又は切りばりを設置する以前の一時掘削時に起こる変形状態であり、最も一般的な変形状態と言える。Rankineの主動土圧もこの変形状態を仮定している。

Case2は上端を回転中心として土留め壁が主動側に変形した状態を再現した。上端部に切梁を設置して掘削を進めた時に受働側の地盤が変形する場合や解体時に切りばりを下段から取り外していった場合等に起こり得る状態である。

Case3は土留め壁の中央部が主動側に膨らむように変形した状態を再現した。一段切りばりを設置した場合に上端部と根入れ部が変形せずにそれらの間の土留め壁が変形した場合に起こる状態である。

Case4では土留め壁全体が鉛直を保ったまま平行に主動側に変形した状態を再現した。

Case5では中央部が不動で上・下端が主動側に変形した状態の再現である。これは土留め壁の中間位置に切梁がある場合などに起こり得る変形状態であると考えられる。

Case6, Case7, Case9, Case12, Case15, Case18は土留め壁の中央部が膨らむように主動側に変形（Case3と同じ変形）した後、中央を回転中心として主動側に変形した状態を再現した。これは最終的な変形状態はCase1と同様であるが、土留め壁中央部の変形が先行した掘削過程を再現したものである。

Case10, Case13, Case16, Case19では中央部を膨

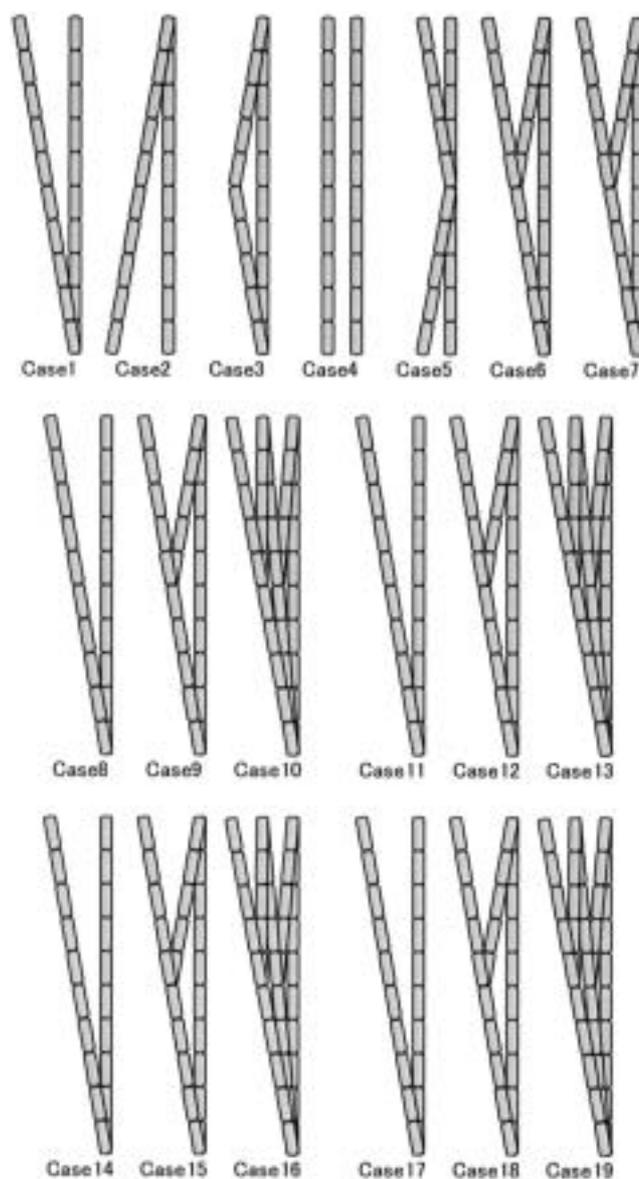


Fig. 2 Wall movement modes.  
土留め壁の変形モード

らむように変形させた後、下端を回転中心として主動側に変形させた状態の再現を $X/L = 0.010$ という小さな変位で繰り返し行った。これも土留め掘削工事における掘削過程を再現したもので最終的な変形状態はCase1と同様である。

Case14～Case16は相対密度が上層40%中層90%下層40%の三層砂地盤である。すなわち、強度の弱い地盤の中層に固い地盤が入っている状態を再現している。Case17～Case19は相対密度が上層90%中層40%下層90%の三層砂地盤である。これは固い地盤の中層に強度の弱い地盤が挟まれている状況を再現している。層厚は上層110mm中層120mm下層120mmとした。

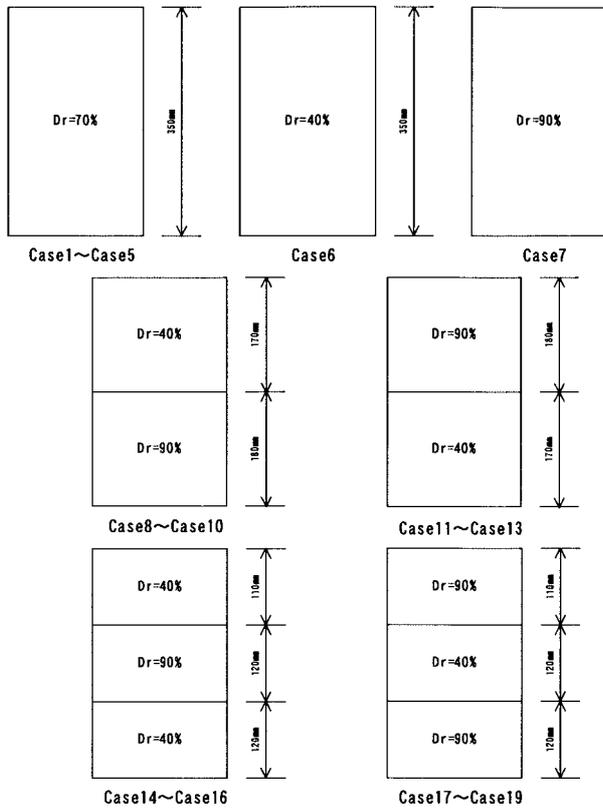


Fig. 3 Stratium conditions for each model.  
模型地盤層毎の地盤条件

## 5. 遠心模型実験結果および考察

### 5.1 一様砂地盤における遠心模型実験結果及び考察

#### 5.1.1 土留め壁背面地盤の変形形状

Fig. 4 に相対密度70%の一様砂地盤Case1~Case5における背面地盤の変位状況を示す ( $X/L=0.040$ )。ここで、 $X/L$ は土留め壁の傾斜状況を表し、 $X$ が土留め壁上端又は下端部の変位、 $L$ が土留め壁長さを表している。なお、Case5の場合は、土留め壁中央部が変位しないので $X$ を土留め壁上端部の変位とし、Case3, Case4, Case6, Case7等土留め壁全体が一律に変形しない場合は $X$ を土留め壁中央部の変位とし、 $L$ を土留め壁中央部の地盤高としている。Case10等のように変形を繰り返す場合も同様とした。

Case1では背面地盤が左斜め下 $45^\circ$ の方向に変位し、分割式土留め壁の下から2段目付近より約 $62^\circ$ の方向の直線状のすべり線が発生した。Case2では背面地盤が下方に大きく変位し、最下端より円弧状のすべり面が発生した。なお、下端付近の地盤は横方向に、上部の地盤は下方向に変位していることが確認できる。Case3では土留め壁の下から2, 3段目付近より円弧

状のすべり線が発生した。Case4では背面地盤がほぼ左斜め $45^\circ$ の方向に変位し、最下端よりおよそ $65^\circ$ の直線状のすべり線が発生した。Case5では背面地盤の上部では斜め $45^\circ$ の方向に変位し、直線状のすべり面が発生した。地盤下部では下方に変位し最下端より円弧状のすべり面が発生した。これは、上部ではCase1, 下部ではCase2のようなすべりが発生していると理解できる。

Fig. 5 からFig. 7 はイメージプロセッシング処理を行った可視化画像である。一画面当たり $640 \times 480$ 画素の一画素はそれぞれ黒(数値は0)から白(数値は255)の256段階の輝度(濃淡の程度)に分解される。比較する2枚の画面において、同一地点の画素の輝度の差を取ると(サブトラッキング)、輝度の変化がない画素では0となるため黒となり、変化のある画素ではその値(絶対値)に応じて灰色や白を示す。さらにこの結果を白黒を逆にして(ネガポジ反転)見やすくしたものがFig. 5 からFig. 7 である。この原理より、比較した画像間で輝度の変化が大きいほど色調が濃くなり、すべり線が明瞭な境界として表現される。Fig. 5 は下端を回転の中心として主動側に土留め壁を変位させたCase1の変形モードの画像処理結果であり、変形前( $X/L=0$ )から $X/L=0.04$ までを左から $X/L=0.01$ 間毎に比較して画像処理した変位領域の可視化画像である。 $X/L=0.02$ までは変位する領域が土留め壁背後に楔状に大きく広がる挙動を示すが、 $X/L=0.02$ 以降はすべり面の発生に伴い変形領域がすべり面と土留め壁の間に限定されることがわかる。Fig. 6 はCase2の変形モードであるが、 $X/L=0 \sim 0.01$ で上部で変形領域が広がっている一方で既に下部地盤ではすべりが見られる。その後すべり面が上部に進行して行くことがわかる。Fig. 7 は上下端が不動で中央部が膨れるように変位した場合である。この場合も上述したケースと同じように、初期には地盤の変形領域が大きく広がるが、すべり面発生後はその領域が限定されている。

2 cm間隔の格子の交点の座標から地盤の最大せん断ひずみを計算し○印でその大きさを表したのがFig. 8 およびFig. 9 である。Fig. 8 は土留め壁の変位面積(側面で計測)が同じ時点(Case1で $X/L=0.04$ を基準)における最大せん断ひずみの比較である。下端を回転の中心とした場合はほぼ均等にひずみが発達したが、その他の変形モードではそれぞれ異なる地盤領域にひずみが発達した。Fig. 9 はCase1およびCase6において最終的に同じ土留め変形後( $X/L=0.1$ )における最大せん断ひずみの分布である。

これらから土留め壁の変形形状によって地盤の変形領域が大きく異なり、最終的な土留めの変形状態が同

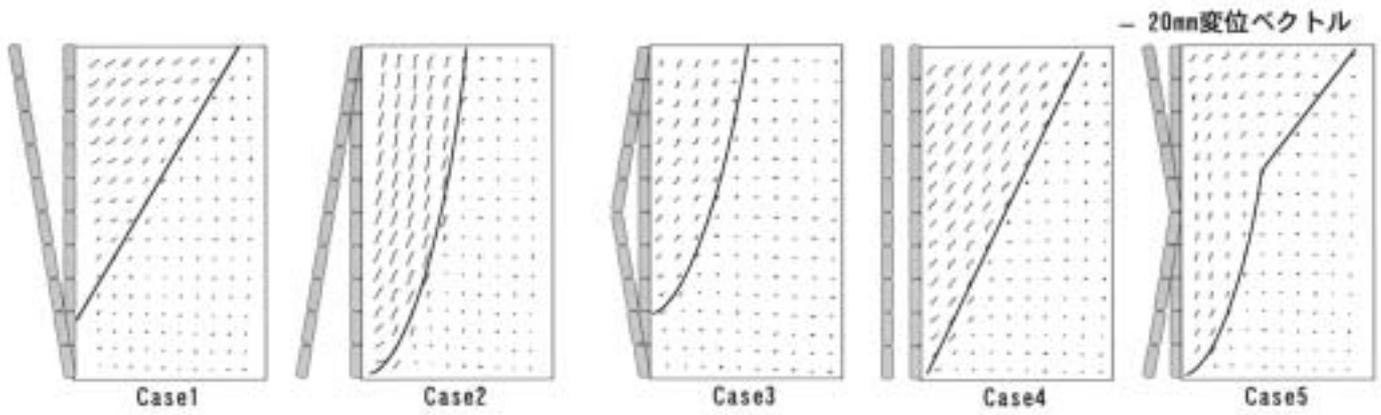


Fig. 4 Displacements of model grounds in Case1~ Case5 ( $X/L=0.04$ ).  
背面地盤の変位状況 (Case1~Case5 ( $X/L=0.040$ ))

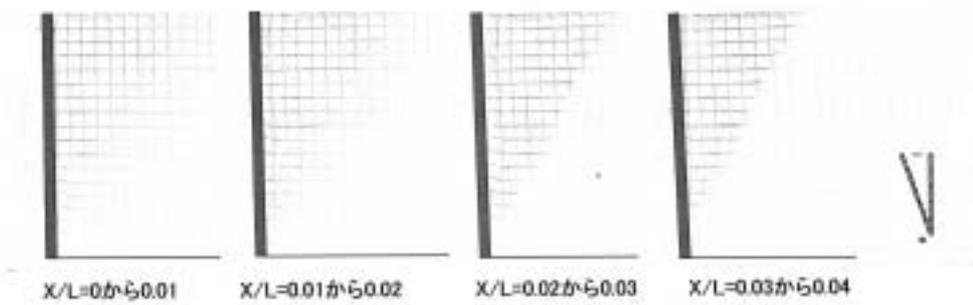


Fig. 5 Visualized deformation area in Case1 (rotation about bottom).  
変位領域の可視化画像 (Case1)

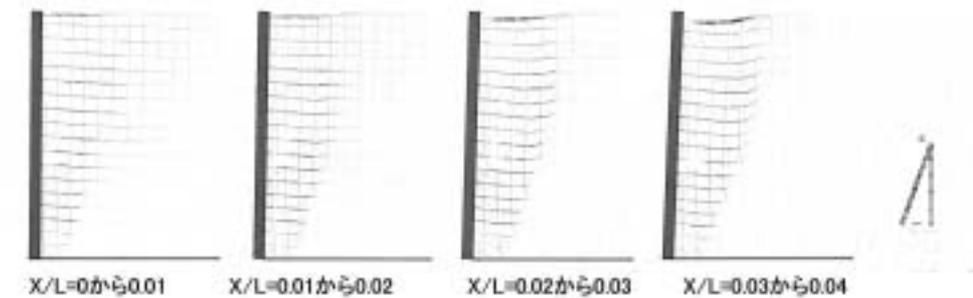


Fig. 6 Visualized deformation area in Case2 (rotation about top).  
変位領域の可視化画像 (Case2)

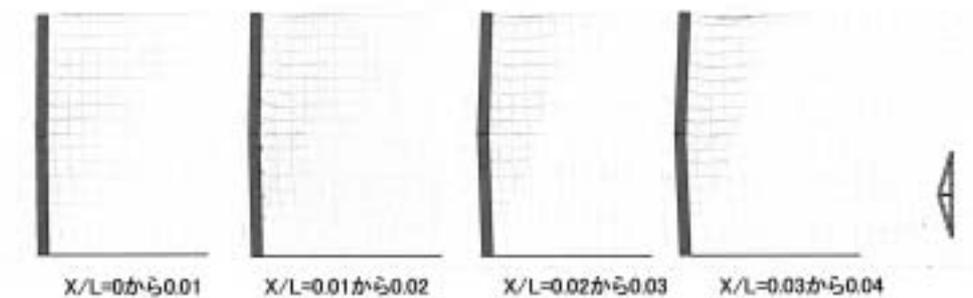


Fig. 7 Visualized deformation area in Case3 (crank mode).  
変位領域の可視化画像 (Case3)

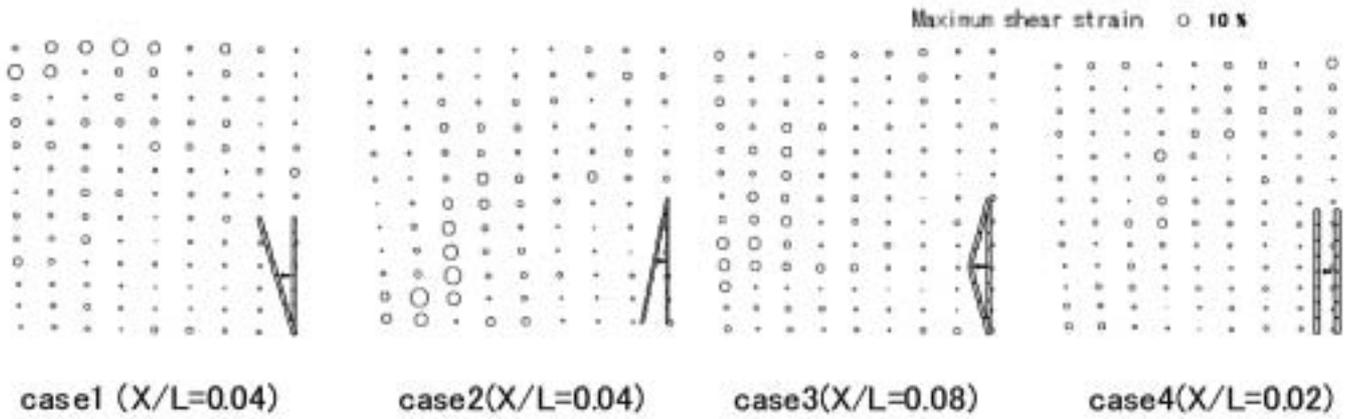


Fig. 8 Distributions of maximum shear strain ( $\gamma_{max}$ ) in Case1-4.  
各変形モード (Case1-4) における最大せん断ひずみ ( $\gamma_{max}$ ) の分布

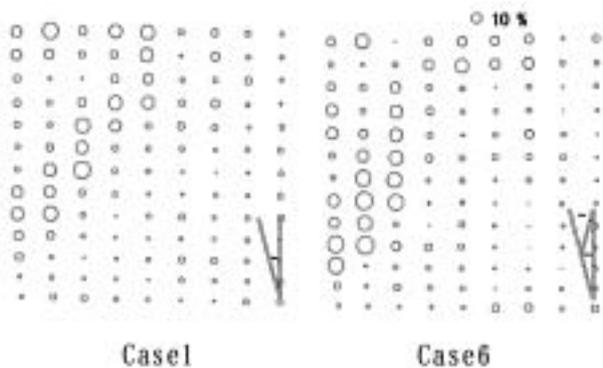


Fig. 9 Distributions of maximum shear strain ( $\gamma_{max}$ )  
( $X/L=0.1$ ) .  
最大せん断ひずみ分布 ( $X/L=0.1$ )

じであっても変形過程の違いによって地盤の変形領域およびひずみ分布が異なるといえる。

### 5.1.2 土留め壁に作用する壁面土圧

Fig.10にCase1 (下端中心変形,  $Dr:70\%$ ) における分割式土留め壁に作用する壁面土圧の分布状況を示す。土留め壁が静止した状態 ( $X/L=0.000$ ) の壁面土圧は、深さ10m付近までJaky式による静止土圧係数に基づく土圧の計算値 (以下、「静止土圧計算値」という。) に近く、ほぼ深さ方向に大きくなる三角形分布となった。しかし、10m以深では静止土圧計算値より小さくなる傾向を示した。これは、後述するように壁面土圧が軽減されるアーチ作用が生じていることに起因すると考えられる<sup>19)</sup>。なお、図中に示した静止土圧の計算に用いる $K_0$ 値はJaky式 ( $K_0=1-\sin\phi'$ ) より求め、せん断抵抗角 $\phi'$ は一面せん断試験より求めた値を用いた。

土留め壁を静止した状態から下端を回転中心として主働側に変形させると変位開始と同時に壁面土圧は変

化し、 $X/L=0.010$ 近辺で壁面土圧はRankine主働土圧の計算値 (以下、「主働土圧計算値」という。) に近くなり、深さ方向に大きくなる三角形分布となった。土留め壁をさらに変形させると、壁面土圧は深さ12m付近までは大きな変化が無く主働土圧計算値に近似した分布を保っていた ( $X/L=0.040$ )。しかし、12m以深では主働土圧計算値より大きな壁面土圧となり、最下端では主働土圧計算値より小さな壁面土圧となった。これは、Fig.16に示すように地盤の変形によるすべり線の発生が土留め壁の下から2段目付近からであったことに起因すると考えられる。すべり線の直近の土留め壁部分に土圧が集中し、すべり線が観測される少し前からその土留め壁部分の土圧が上昇する傾向が見られた。

Fig.11にCase2 (上端中心変形,  $Dr:70\%$ ) における壁面土圧の分布状況を示す。土留め壁を静止した状態から上端を回転中心として主働側に変形させると、壁面土圧は上端付近で静止土圧計算値より大きく、中央部では深さとともに減少し、主働土圧計算値を下回るようになり、下端付近で主働土圧計算値と同様な傾きで深さとともに大きくなる分布となった。同図において、 $X/L$ が0.001の時点での土圧分布は、上部では初期値から僅かに増加するものの、下部では減少する傾向を示している。この土圧減少傾向も、下部での静止土圧の減少傾向と同様にアーチ作用によるものと考えることができる。すなわち、底面の摩擦抵抗を礎にして、地盤が底部から土留め壁面に至るアーチを形成していると見ることができる。側面や土留め壁面にはメンブレンがあるため、ほとんど摩擦抵抗は働かないが、底面から端を発生して土留め壁面に達する半アーチにおいては、壁面での摩擦力を必要としないため、アーチ形成が可能であると考えられるからである。わずか

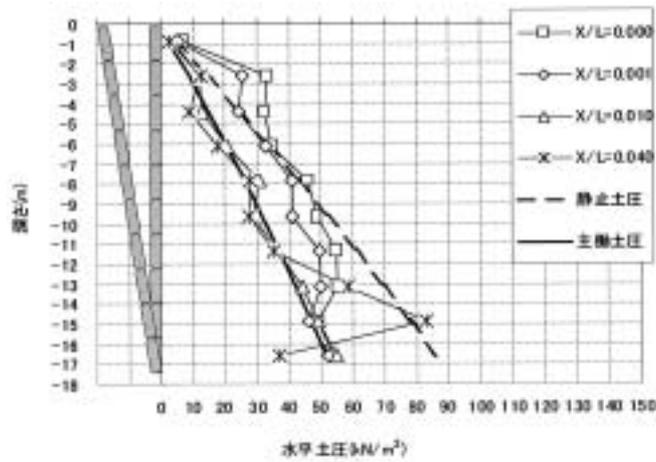


Fig. 10 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case1 : Rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case1)

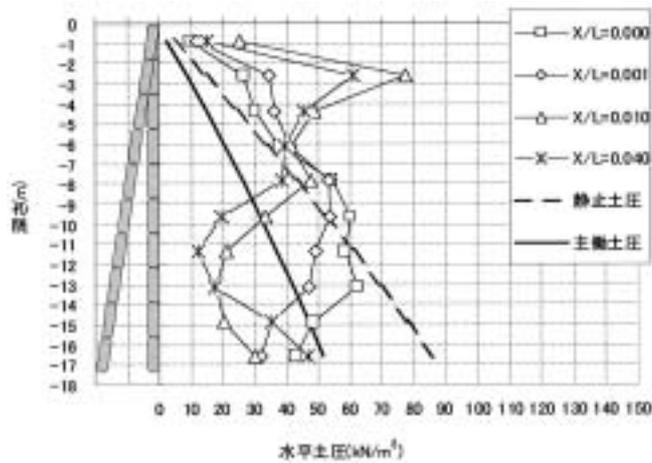


Fig. 11 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case2 : Rotation about top).  
壁面土圧の分布状況 (Case2)

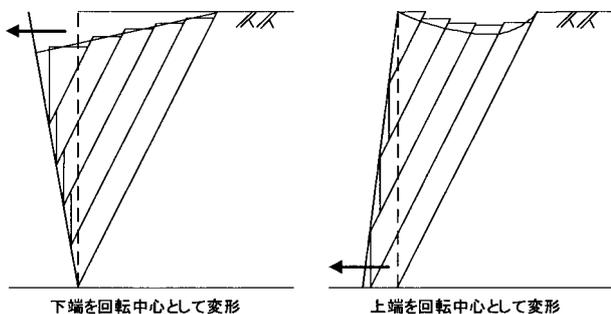


Fig. 12 Ground movements caused by the wall deflection.  
土留め壁の変形に伴う砂層の変位

$X/L = 0.001$ の変形でこのような応力状態が生じるのであるから、初期状態においても静止土圧の大きな下部では、50G 荷重による地盤のなじみや土留め壁面の僅かな変位の可能性もあり、これが静止土圧が下部で減少した一理由と考えられる。

Fig. 12 に土留め壁の変形に伴う背面地盤の変位状況を模式的に示す。同図に示すモデルは、上部地盤と下部地盤の相対変位によって生じる上部土圧の相対的な受働化を説明するものである。土留め壁の上端を回転中心として変形させると、Fig. 6 からも見取れるように下層の地盤が変形する際に上層の地盤もそれに伴って変形しようとする。しかし、土留め壁の上部における変形量が下部と比較して相対的に小さいため上層の地盤は土留めに押し付けられることになる<sup>14)</sup>。この結果、上部の壁面土圧が大きな値になったと考えられる。一方、その作用の影響として下部への鉛直土圧が減少し10m 以深で主働土圧計算値より小さな壁面土圧になったと考えられる。この現象は粒状体のインターロッキングによって形成されるアーチ作用とは異なる現象であると思われる。なお、この実験結果は Terzaghi<sup>9)</sup> や山口<sup>11)</sup> が示した再配分土圧の分布形状とよく対応している。ただし、山口は壁の上端が固定されている場合の再配分土圧は、主働土圧より大きくなるが静止土圧を超えることはないとしているが、本実験においては上端付近において静止土圧計算値を上回る壁面土圧が確認された。

Fig. 13 に Case 3 における壁面土圧の分布状況を示す。Case 3 は相対密度が70% の一様砂地盤において土留め壁の中央部が膨れるように主働側に変形させたケースである。壁面土圧は上端付近で静止土圧計算値より大きく、中央部で主働土圧計算値より小さく、下端付近で深さ方向に大きくなる分布となった。これは、Case 1 と Case 2 を組み合わせた変形であるため、上部では Case 2 に近い壁面土圧の分布形状になり、下部では Case 1 に近い分布形状になったと考えられる。

Fig. 14 に Case 4 における壁面土圧の分布状況を示す。相対密度が70% の一様砂地盤において土留め壁全体を平行に主働側に変形させた時のものである。壁面土圧は上端付近で若干増加し、中央部以深では若干減少する傾向を示した。土留め壁をさらに変形させると壁面土圧は全体的に減少し、主働土圧計算値に近い分布形状になった。

Fig. 15 に Case 5 (中央固定変形,  $D_r : 70%$ ) における壁面土圧の分布状況を示す。土留め壁を静止した状態から中央部を不動として上端・下端を主働側に変形させると、壁面土圧は中央部付近で非常に大きな値となり、下部では小さな値となった。土留め上部は

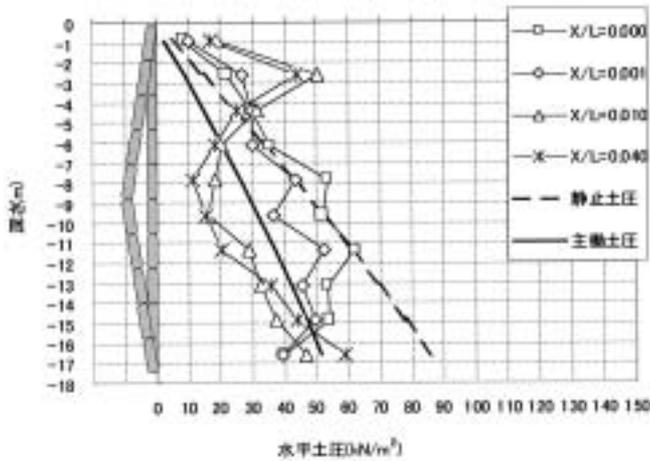


Fig. 13 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case3: Crank mode).  
壁面土圧の分布状況 (Case3)

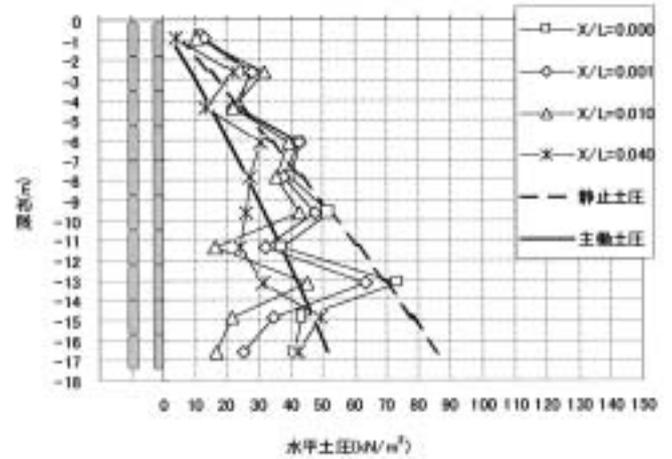


Fig. 14 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case4: Translation mode).  
壁面土圧の分布状況 (Case4)

Case1の変形であるため中央部の土圧が大きくなり、下部はCase2の変形であり中央部の土圧が大きくなるため、両者の効果が重なり合うことによって中央部の土圧が大きくなったと考えることができる。これより、切梁が土留めの中間位置にあって土留めの上部和下部が変位する場合は、想定以上に大きな荷重が発生する可能性があることが指摘できる。なお、この変形ではCase3と変形面積が同じ時点における $X/L$ を指標として用いた。

一般に、土留め壁が背面地盤から離れるように変位すると、壁面土圧は主動土圧状態になることが知られている。しかし、その分布形状は必ずしもRankineの土圧理論で示されるような三角形分布ではなく、土留め壁の変形形状によって大きく異なる実験結果となった。一様砂地盤においてRankineの土圧理論が成り立つのは土留め壁が下端を回転中心として主動側に変形した場合のみである。土留め壁が主動側に変形しても、Rankineの主動土圧計算値とは大きく異なる壁面土圧となり、土留め壁の変形形状によっては静止土圧計算値に比較しても大きな土圧が発生することが実験結果で示されたといえる。

Case6およびCase7における背面地盤の変位状況をFig.16に示す ( $X/L = 0.040$ 時点)。Case6は相対密度40%の一様砂地盤、Case7は相対密度90%の一様砂地盤である。いずれのケースも、土留め壁の中央部を膨れるように $X/L = 0.040$ まで変形させた後、中央部を回転中心として上部土留め壁だけを動かして、最終形状が下端中心のケース ( $X/L = 0.040$ ) に等しくなるまで変形させた場合である。

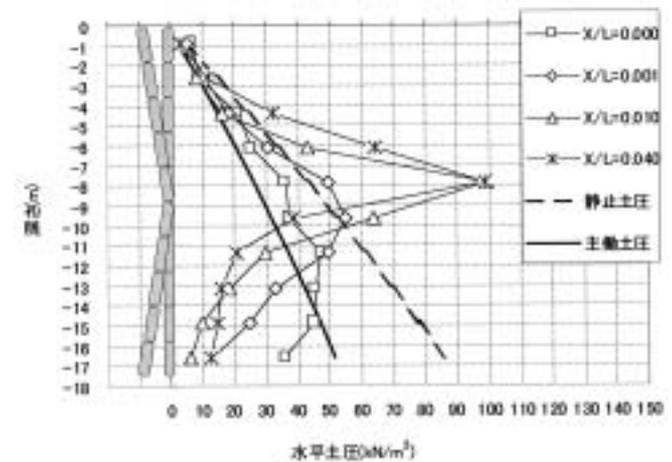


Fig. 15 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case5: Rotation about center).  
壁面土圧の分布状況 (Case5)

Fig.16のCase6においては土留め壁の中央部が膨らむように変形すると、背面地盤が広い領域で左斜め $45^\circ$ の方向に変位し、土留め壁の下から2段目付近より円弧状のすべり線が発生した。その後、下端を回転中心として主動側に変形させると、すべり面は直線状へと変化した。一方、Case7では土留め壁の中央部が膨らむように変形すると、背面地盤が狭い領域で下方に変位し、土留め壁の下から2段目付近より円弧状のすべり面が発生した。その後、下端を回転中心として主動側に変形させても、変位領域はほとんど変化せず、すべり線も円弧状のままであった。

相対密度の高い地盤 (Case7) と低い地盤 (Case6)

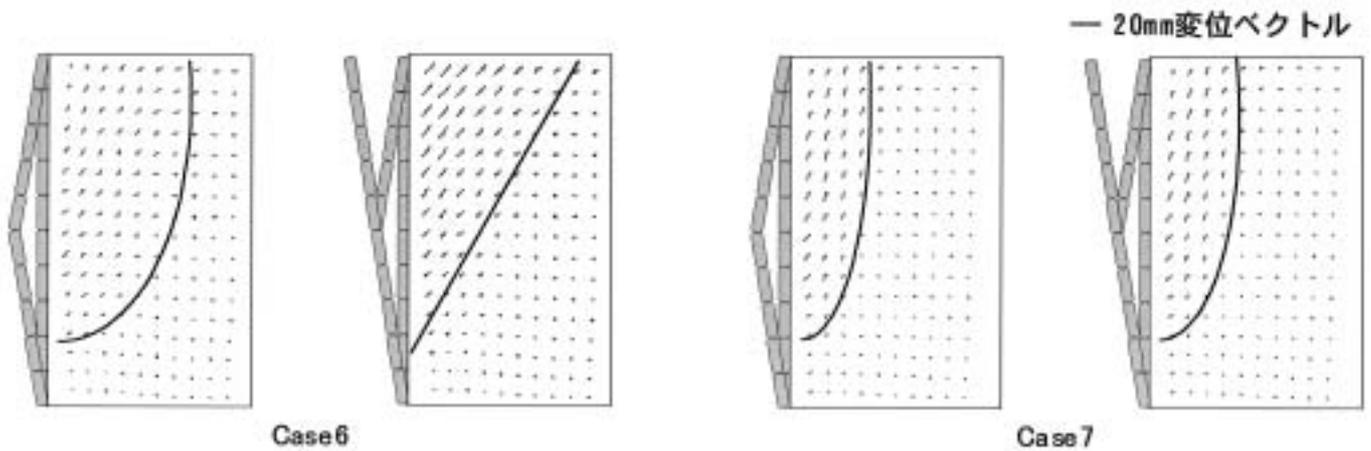


Fig. 16 Displacements of model grounds in Case6 and Case10 ( $X/L=0.04$ ).  
背面地盤の変位状況 ( $X/L=0.040$ )

を較べると、相対密度の高い地盤 (Case7) の方が変形領域が狭く、当初のすべり線に沿ってすべりが進む傾向が見られた。つまり、初期の土留め壁の変形過程による影響が継続する結果となった。これは、密な砂の場合、つまり正のダイレイタンスを有している場合には、最初のモードで地盤が塑性化まで到達すると (すべり線が発生すると)、そのすべり線上の地盤の軟化が大きいので、その変形パターンが支配的となり次の変形へと移りにくくなるためと考えられる。

Fig.17にCase6における壁面土圧の分布状況を示す。Case6は相対密度が40%の一樣砂地盤において土留め壁の中央部を膨れるように主動側へ変形させた後、下端を回転中心として変形させたケース (Fig. 2のCase6に対応) である。Fig.18はCase7における壁面土圧の分布状況である。土留め壁を静止した状態から中央部が膨らむように主動側へ変形させると、壁面土圧はCase6およびCase7の両ケースともにCase3と同様に上端付近で静止土圧計算値より大きな土圧分布となった。この上部の土圧の最大値は相対密度の低いCase6の方が大きくなった。次いで、下端を回転中心とした状態へ変形させると、両ケース (Case6およびCase7) とともに上端付近の壁面土圧は急激に減少する一方で中央部の壁面土圧は上昇し、壁面土圧の分布は主動土圧計算値に近似した深さ方向に大きくなる三角形分布となった。

一般に相対密度の高い方がせん断抵抗角も大きいので、受働土圧は大きくなる。上述したように、この土圧の再分配は相対的な変位による土圧の受働化によるものと考えられ、相対密度が高い土留め壁上部の土圧の方が大きくなると予想されるが、異なる結果となった。この理由として、変形領域の大きさの違いと土留め壁

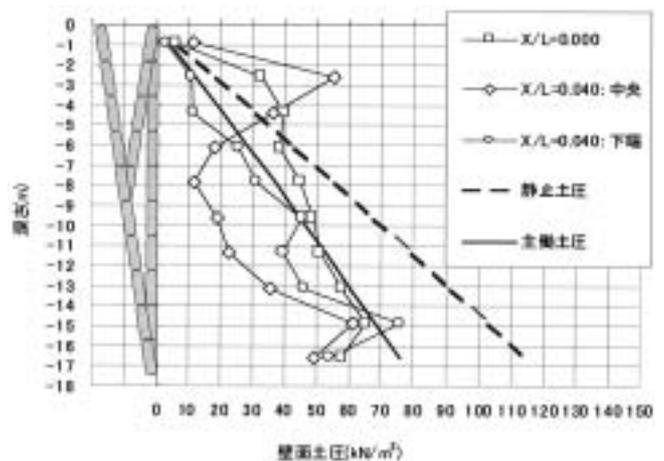


Fig. 17 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case6).  
壁面土圧の分布状況 (Case6)

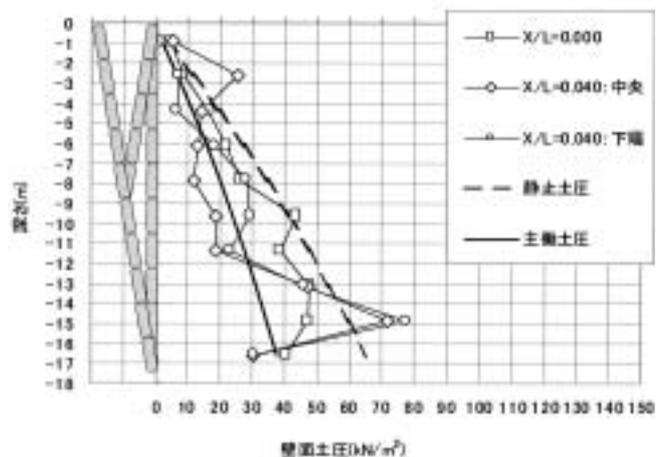


Fig. 18 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case7).  
壁面土圧の分布状況 (Case7)

中央部の地盤における変形の方向の違いが原因として挙げられる。つまり、相対密度が高い地盤では、変形領域が土留め壁に近く、かつすべり線が鉛直に近い。このことが地盤上部と下部との相対変位を低減させ、結果として上部の土圧がそれほど大きくならなかったものと考えられる。

Fig.10のCase1, Fig.17のCase6およびFig.18のCase7における土圧分布の変遷を見ると、土留め壁の変形モードによって土圧分布が大きく異なり、定常的な土圧分布に達するには、ある程度の変位量を必要とすることが分る。すなわち、ある変形モードから他のモードに移行するときには、必ず最初の変形モードに依る土圧から次のモードに対する土圧への遷移過程が存在すると言え、この意味で土圧分布に施工過程の影響があることが説明できる。

ただし、Case1, Case6およびCase7において下端固定の最終変形状態 ( $X/L=0.04$ ) における土圧分布はほぼ同じとなりRankineの主働土圧計算値分布に近づいている。このことから、変形モードが異なっても、次のモードにおいて十分な変位量が与えられたならば、以前の地盤の応力状態が変化して土圧分布に影響を与えなくなったものと考えられる。これは、Fig.16のCase6の変形図、Fig.17の土圧分布（最終的には下端固定の土圧分布となっている。）と同じ現象と考えられる。ただし、Fig.16のCase7の変形図およびFig.18を見ると、地盤の変位状況が移行しないにもかかわらず、土圧分布は最終的にRankineのそれに近づいている。このような場合においても、土圧分布に関しては十分な変形を与えると応力変化の履歴が消去されるといってもよいと考えられる。

### 5.1.3 土留め壁変形に伴う全壁面土圧の変化

Fig.19に相対密度70%の一樣砂地盤Case1~Case5における土留め壁にかかる全壁面土圧と変形面積との関係を示す。ここで、 $P/P_A$ は実験から得られた全壁面土圧 ( $P$ ) をRankineの土圧理論より求めた全主働土圧 ( $P_A$ ) で除したものである。つまり、 $P/P_A=1$ は全壁面土圧がRankineの土圧理論より求まる主働土圧合力と等しいことを示す。なお、 $A/L^2$ は土留め壁の変形面積 ( $A$ ) を土留め壁長 ( $L$ ) の2乗で除すことで正規化したものである。

土留め壁が静止した状態においてすべてのケースで壁面土圧はほぼ静止土圧合力となった。この状態から土留めを主働側に変形させると、全壁面にかかる土圧合力はすべてのケースにおいて減少した。この減少割合には土留め壁の変形モードによって若干の違いが見られたものの、土圧合力は土留めの変形が進むに従ってすべてのケースで主働土圧合力の計算値へと収束した。

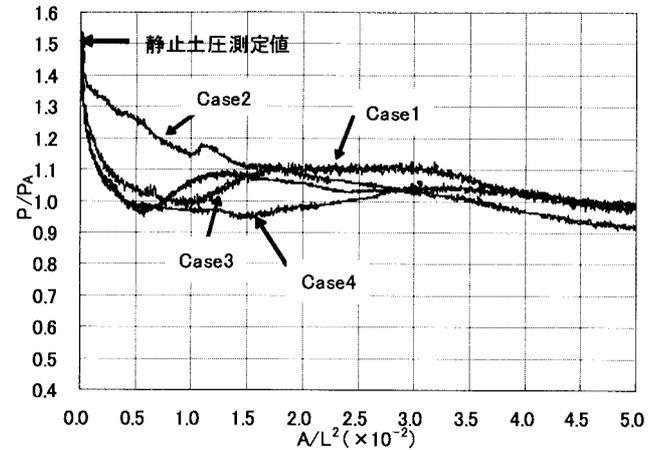


Fig. 19 Total lateral pressures on the wall and movement area.  
変形面積と土圧合力 (Case1~Case4)

下端変形の場合には、土留めの傾き $X/L$ が0.01程度の傾き ( $A/L^2=0.5 \times 10^{-2}$ に相当) で一定の値に収束していることがわかる。

変形モードによって土圧分布が大きく異なるにもかかわらず、土圧の合力が一定になるというこの結論は、本事象が結局のところ土圧の「再配分」問題であることを再確認させる。

## 5.2 二層・三層砂地盤における遠心模型実験結果及び考察

### 5.2.1 背面地盤の変形状況

Fig.20にCase8からCase19における $X/L=0.000 \sim 0.040$ までの変位ベクトルとすべり線を示す。変位ベクトルは各ターゲットの変位とその大きさを示している。

下端を回転中心とした土留め壁の変形モード (Case8, Case11, Case14, Case17) では、二層地盤 (Case8, Case11) においては相対密度が高い層ではすべり線が急角度となり相対密度が低い層ではすべり線が緩い角度となる。一方、三層地盤 (Case14, Case17) ではすべり線はほぼ直線となり、最下層の相対密度が低いCase14と相対密度が高いCase17を比べるとCase17におけるすべり線がより急角度であることがわかる。多層地盤の場合、上層の地盤強度が大きい場合であっても下層の地盤強度が小さい場合は、すべり面の角度は緩くなる傾向がみられた。すべり線は最下層において発生し始め、そのすべり線の角度にそれから進展するすべり線の位置と角度が影響されるとい

える。すべり面が最初に生じる層のすべり面角度が地盤全体の変形状況に大きな影響を与えていると考えられる。

二層地盤の場合、下層の相対密度が高いケース (Case8, Case9, Case10) では、 $X/L$ が0.02程度で明瞭なすべり線が発生するのに対して、下層の相対密度が低いケース (Case11, Case12, Case13) では、 $X/L$ が0.04以降ですべり線が確認された。三層地盤においても、最下層地盤の相対密度が高いケース (Case14, Case15, Case16) では、 $X/L$ が0.03程度までに明瞭なすべり線が発生した。

相対密度が高い層は正のダイラタンシー特性により小さいひずみ状態においてすべり線が出現し、さらに、ひずみ軟化傾向が大きいいため、その発生したすべり線はその位置が変化しない傾向があるといえる。また、最終的にはすべり線は地盤全体でつながるため、影響範囲はすべり線が発生する層の状態に左右されると考えられる。すなわち、すべり面の位置・角度や変形領域は、下層の影響を大きく受けることがわかった。

土留め壁の変形モードの影響に関しては、同条件の地盤について比較すると、変位ベクトルの方向、大きさ、すべり線の位置、角度がそれぞれ異なっていることがわかる。土留め壁の変形モードと地盤条件の組み合わせが地盤の変形状態に複雑に影響していると言える。

### 5.2.2 壁面土圧の分布

Fig.21からFig.32にCase8からCase19における壁面土圧の分布状況を示す。なお、これらの実験における土留め壁の変形モードはFig. 2に、地盤条件はFig. 3に示すとおりである。

二層地盤の場合 (Fig.21からFig.26) の静止土圧分布 ( $X/L=0.000$ ) を見ると計測値と計算値は傾きがほぼ同じであり、相対密度の違いによる地盤強度 $\phi$ の変化の影響を受けている状況が見て取れるが、必ずしも計測値と静止土圧計算値とは一致しない。三層地盤 (Fig.27からFig.32) ではさらにその傾向が顕著であり、土圧に対する層毎との強度の違いの影響はそれほど大きくない。また、下部地盤が弱い場合、上部の地盤における土圧が大きくなる傾向あり、相対的な地盤変位による受働化によるアーチ作用が発生していると考えられる。三層地盤では下層地盤が弱い場合、中間層地盤が強度が高くても土圧が大きい傾向があり、下部では土圧が小さくなる傾向が見られる。

下端を中心とした土留め壁の変形モードにおけるケース (Fig.21, Fig.24) では、 $X/L=0.01$ 程度において土圧の計測値はRankineの土圧分布に近い傾向を示す。しかし、 $X/L=0.04$ となると両者の土圧分布はほ

ぼ同じとなる。すなわち、一層地盤と同様に土留め壁の変形量が大きくなると応力履歴が消え、相対密度の影響を受けなくなると言える。

Case10のような繰返し変形モードではFig.23, Fig.26, Fig.29, Fig.32に示されるように $X/L=0.01$ の中央変形 (Crank) までは相対的な受働化によるアーチ作用の影響により上部での土圧が高くなるが、その後下端を中心とした土留め壁の変形モード (下端から直線となる土留め壁変形) を与えると、その作用の影響が消えることがわかる。特に、Fig.26, Fig.32

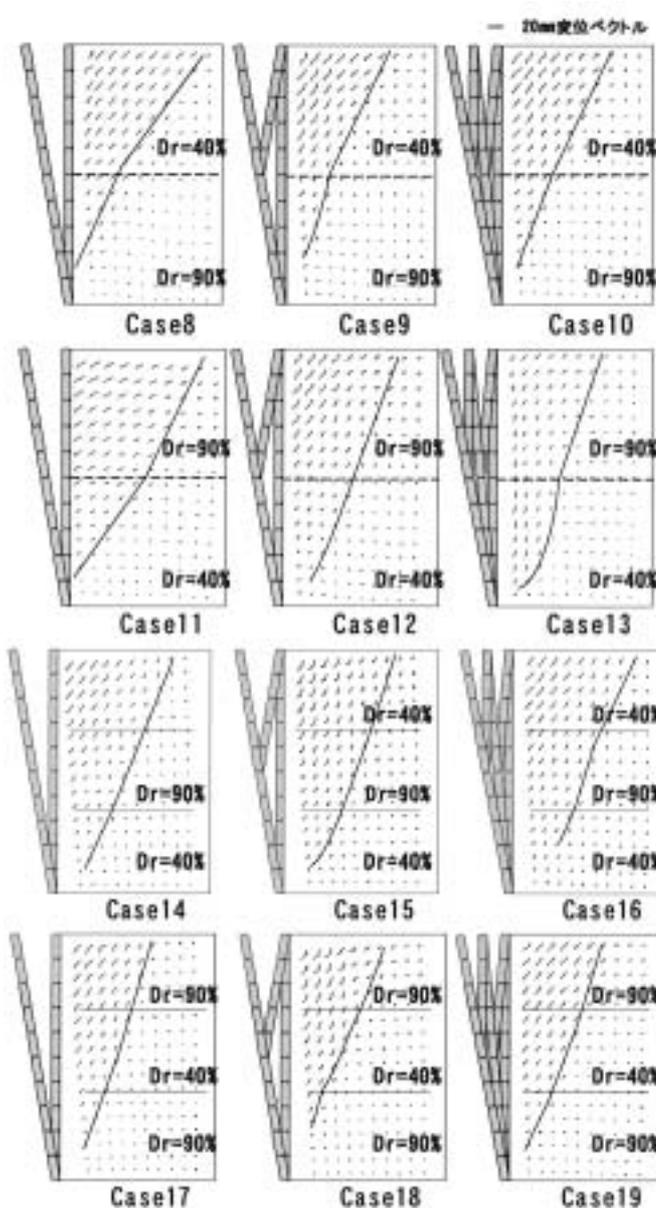


Fig. 20 Displacements of model grounds in Case 8~ Case 19 ( $X/L=0.04$ ).  
背面地盤の変位状況 ( $X/L=0.040$ : 下端)

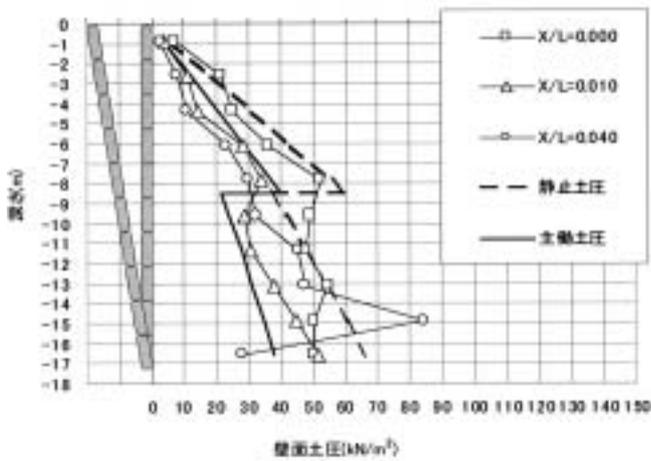


Fig. 21 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case8:Rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case8)

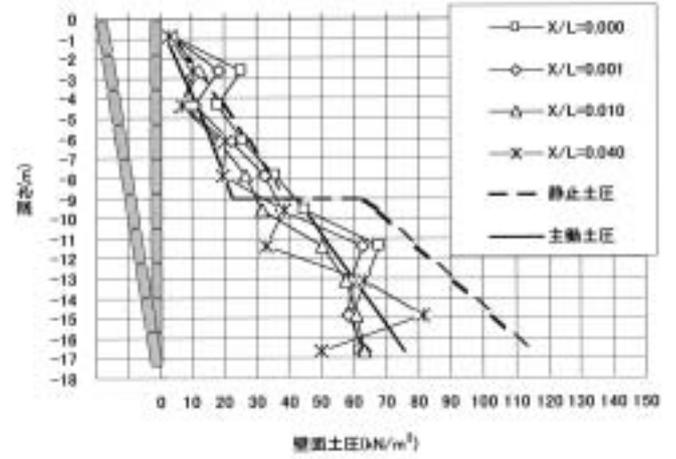


Fig. 24 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case11:Rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case11)

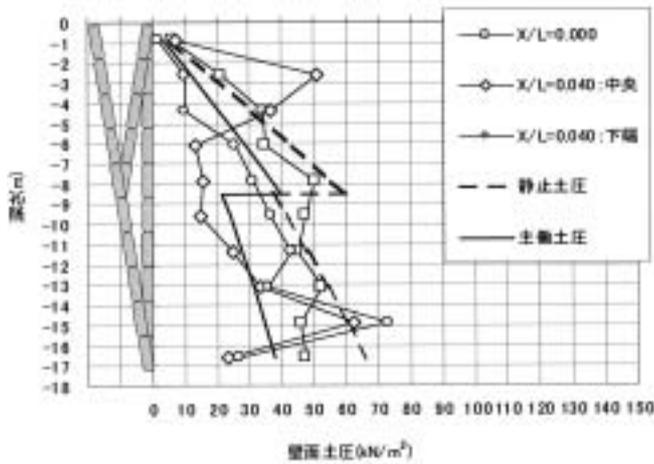


Fig. 22 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case9:Crank and rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case9)

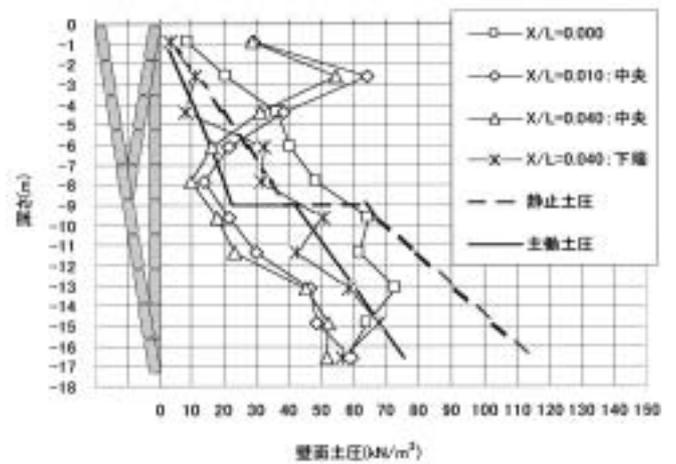


Fig. 25 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case12:Crank and rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case12)

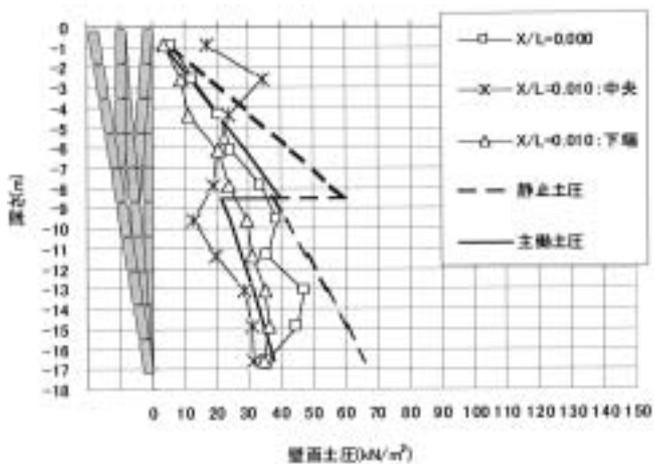


Fig. 23 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case10:Rotation about bottom and crank by repetition).  
壁面土圧の分布状況 (Case10)

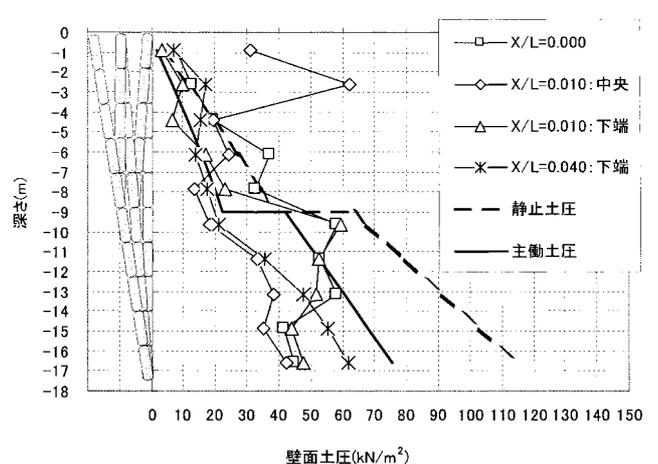


Fig. 26 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case13:Rotation about bottom and crank by repetition).  
壁面土圧の分布状況 (Case13)

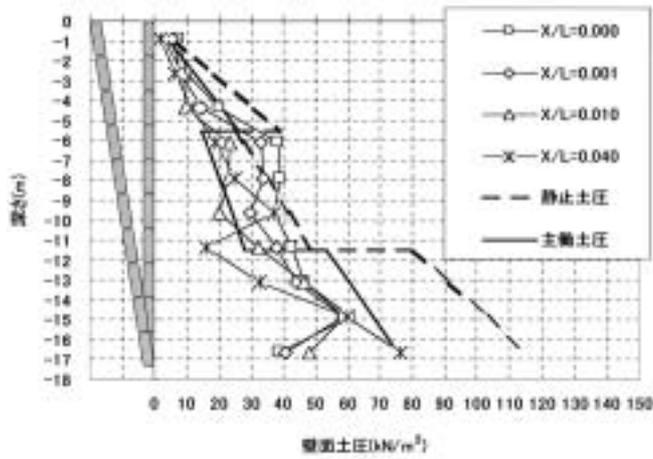


Fig. 27 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case14: Rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case14)

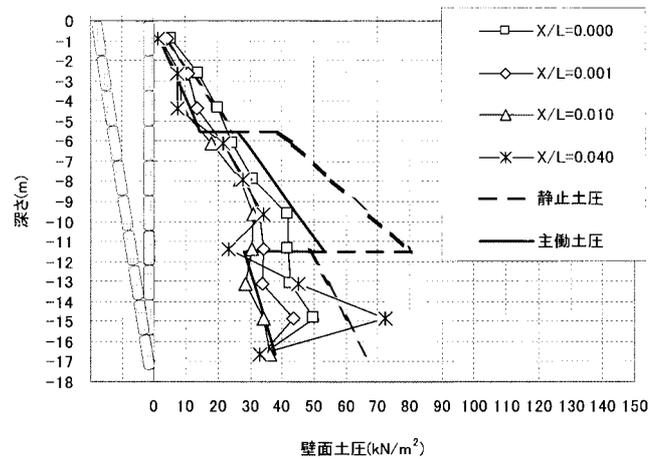


Fig. 30 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case17: Rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case17)

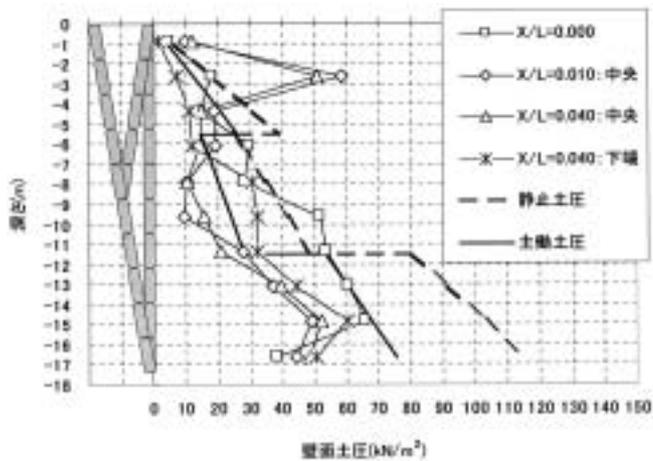


Fig. 28 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case15: Crank and rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case15)

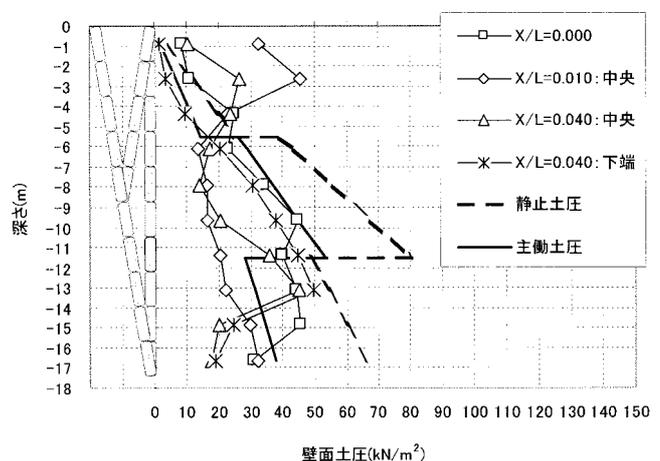


Fig. 31 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case18: Crank and rotation about bottom).  
壁面土圧の分布状況 (Case18)

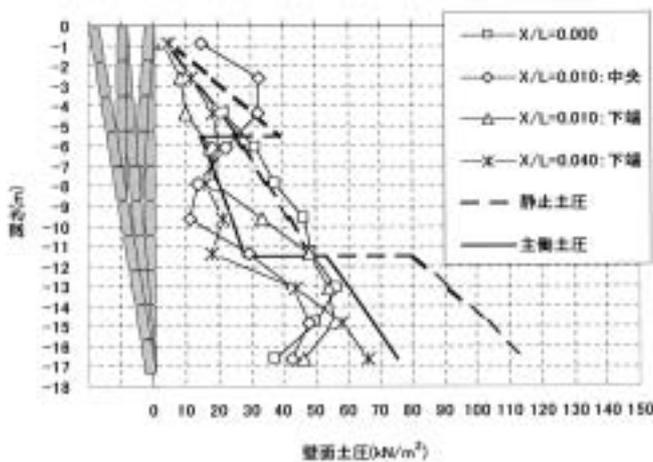


Fig. 29 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case10: Rotation about bottom and crank by repetition).  
壁面土圧の分布状況 (Case16)

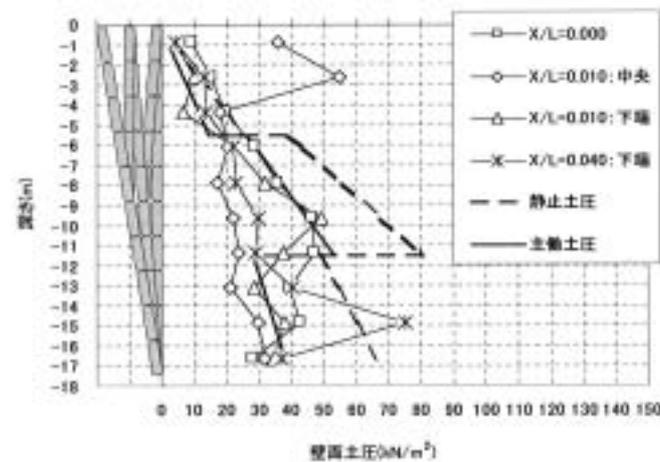


Fig. 32 Distribution of lateral earth pressures on wall (Case19: Rotation about bottom and crank by repetition).  
壁面土圧の分布状況 (Case19)

を比べると、下部の相対密度が小さい地盤（強度の低い地盤）ほど上部の土圧が大きい傾向があることがわかる。相対的な受働化の発生はダイレタンシー特性の影響が表れていると言える。

**Fig.22**はCase9（中央部を膨れるように変形させた後、下端を回転中心として変形）における壁面土圧の分布状況を示す。壁面土圧は上層では主働土圧の計算値より小さく、下層では計算値より大きく全体として主働土圧の計算値とは異なるものの深さ方向に大きくなる三角形分布となった。さらに土留めの変形が進むと、下から2段目の土圧が大きくなるが、すべり面が2段目の土留め付近から発生しているのに対応している。土圧の大きさが地盤の変形状態に影響されていると言える。他のCaseでも土圧が集中するのは、すべり面の直近の土留め部分であり、すべり面が観測される少し前からその土留め部分の土圧が上昇する傾向が見られた。

**Fig.33**に相対密度が90%の一様砂地盤（Case7）、上層90%下層40%の二層砂地盤（Case12）において土留め壁を静止した状態から中央部が膨らむように主働側へ変形させた際の壁面土圧の分布状況を示す（ $X/L=0.040$ ：中央）。上層は両ケースとも相対密度が90%であるにもかかわらず、上層の壁面土圧が大きく異なる結果となった。これは、**Fig.16**に示すようにCase7は相対密度の高い一様砂地盤であるため背面地盤の変位領域が全体的に狭いのに対し、Case12では下層の相対密度が低いいため変位領域が広く、それに伴って上層もCase7と比較して広い領域で変位していることに起因すると考えられる。また、上層の変位方向がCase7では下方に変位しているのに対し、Case12では左斜め $45^\circ$ の方向に変位していることも壁面土圧に影響を与えたと考えられる。すべり面の発生位置、変形領域の範囲は下層の地盤条件の影響が大きいと考えられる。

**Fig.34**にCase11～Case13における土留め矢板の下端を回転中心として主働側に変形させた状態での壁面土圧の分布状況を示す（ $X/L=0.040$ ：下端）。地層条件及び土留め壁の変形形状が同じであるにも係わらず、壁面土圧は異なる分布となった。これは、**Fig.20**に示すように土留め矢板の変形過程の違いにより背面地盤の変位状況が異なっていることに起因すると考えられる。

**Fig.35**に相対密度が上層90%、中間層40%、下層90%の三層砂地盤（Case17およびCase19）において土留め壁を静止した状態から下端を回転中心として主働側へ変形させた後の壁面土圧の分布状況を示す（ $X/L=0.01$ ：下端）。単純な下端を回転の中心として土留め壁を変形させた場合（case17）と比べて、繰り

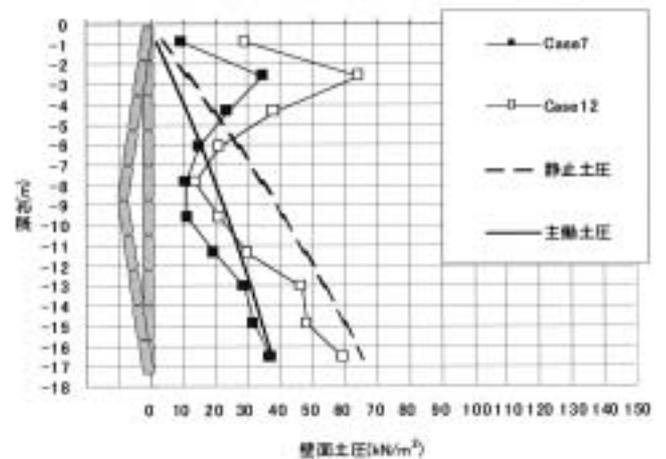


Fig. 33 Distribution of lateral earth pressures on wall. 壁面土圧の分布状況（ $X/L=0.040$ ：中央）

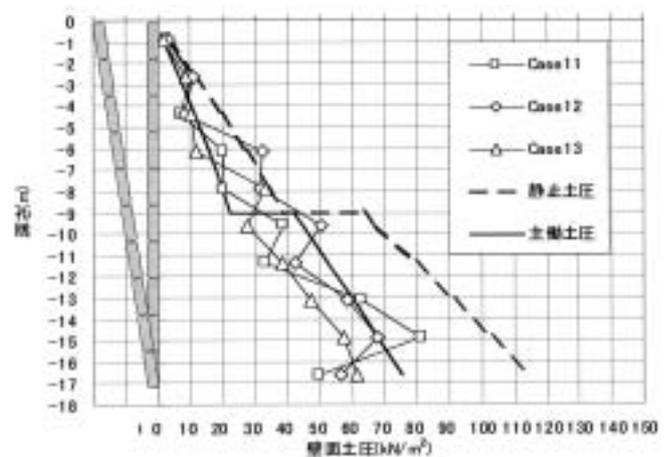


Fig. 34 Distribution of lateral earth pressures on wall. 壁面土圧の分布状況（ $X/L=0.040$ ：中央）

返し変形モード（case19）の方が、 $X/L$ が0.01時点で中層部での土圧が大きくなった。

**Fig.36**にCase17～Case19における土留め壁の下端を回転中心として主働側に変形させた最終状態での壁面土圧の分布状況を示す（ $X/L=0.040$ ：下端）。これは $X/L$ が0.04の際の土圧分布であるが、 $X/L$ が0.01時点で異なっていた土圧分布が $X/L$ が0.04の時点でほぼ同じものとなっていることがわかる。大変形が応力履歴を消去すると考えると理解できる。なお、Case17、Case19とCase18の土圧分布が異なるのはCase18において、すべり線が土留め壁の2段目と3段目の中間から出現しているのに対応している。

以上より、二層・三層砂地盤ではそれぞれ地質条件

の異なる上層地盤と下層地盤が相互に影響しあい、これによって一様砂地盤と同じ地質条件の地点であっても下層地盤の影響を受けることで異なる壁面土圧となる。土留め壁の変形形状が同じであっても背面地盤の変位状況や壁面土圧が一様砂地盤と大きく異なる結果であった。

前述した一層の一様地盤のみならず二層・三層砂地盤においても壁面土圧・地盤変状は施工過程（土留め矢板の変形プロセス）の影響を受ける。つまり、最終的な土留め壁の変形形状が同じであっても、それに至るまでの過程が異なれば壁面土圧分布、すべり線の発生位置など地盤の変形状態が異なる。変形過程を考慮しなければ、最終的な土留め壁の変形形状だけから壁面土圧を推定することは難しいといえる。

### 6. 結論

本研究では、土留め壁の変形を高精度に制御することができる遠心場可動土留め装置を開発し、遠心場において地盤強度を変化させた一層から三層までの砂地盤における土留め壁の強制変位実験を行うことで、土留め壁の変形に伴う壁面土圧の発現機構等について検討した。

得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 非常に小さな土留め壁の動きで土圧は大きく変化する。そのため下端回転中心変形モード（例えばCase1）など直線からなる基本的な変形モードを遠心場で再現するためには個々の分割土留め壁を高精度で稼働させる必要がある。新たに開発した遠心場可動土留め装置はその要件を満たしており、土留め壁の変形に伴う壁面土圧の発生機構、背面地盤の変形特性等の解明に有効である。
- (2) 遠心場において静止土圧計測値はJaky式から求めたものとはほぼ同等であった。その静止位置から土留め壁を主動側に変形させると、変形と同時に土圧は下降する。変形モードにより、個々の土圧値に変動はあるものの全土圧で見るとその合計値はほぼ一定の値に収束する。下端を中心に变形させた場合、土留め壁の傾き $X/L$ が0.01程度での傾きで一定の値に収束した。
- (3) 土留め壁の変形に伴う地盤の変形領域がイメージプロセッシング（画像処理）により明らかになった。これによるといずれの変形モードでも $X/L$ が0.02程度まで変形領域が土留め壁の背後に大きく広がるが、その後には発生するすべり面とともに変形領域がすべり面と土留め壁の間に限定される。
- (4) 下端回転中心変形モード（Case1）と上端回転中心変形モード（Case2）では土圧分布が大きく異なる。

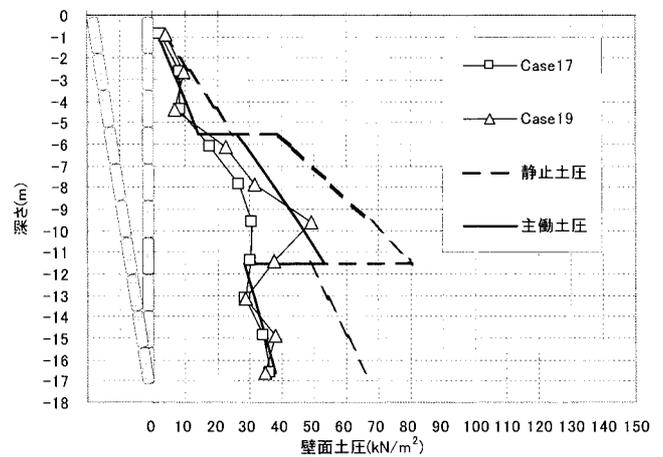


Fig. 35 Distribution of lateral earth pressures on wall. 壁面土圧の分布状況 ( $X/L=0.010$ : 下端)

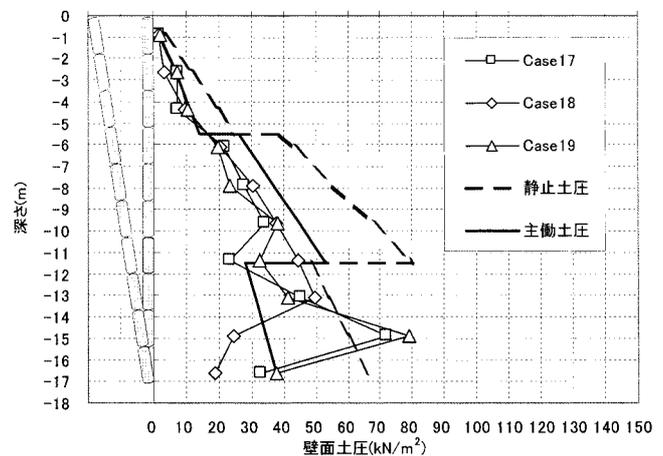


Fig. 36 Distribution of lateral earth pressures on wall. 壁面土圧の分布状況 ( $X/L=0.040$ : 下端)

る。Rankine主動土圧計算値の土圧分布となるのはCase1の時のみであった。土留め中央部が変形するCase3と中央部が変形せず上下端が変形するCase5は土留め上部と下部でCase1とCase2の土圧分布を重ね合わせたものと考えられる。

- (5) 上端回転中心変形モードのケース（例えばCase1）や土留め中央部が変形するケース（例えばCase3）では土留め壁上部においてRankine主動土圧計算値より極めて大きな壁面土圧が発生する場合がある。
- (6) 壁面土圧は施工過程（土留め壁の変形プロセス）の影響を受ける。つまり、最終的な土留め壁の変形モードが同じであっても、それに至るまでの過程が異なれば、その遷移領域での壁面土圧分布およ

び地盤の変形状態が異なる。しかしながら、応力の履歴を消去し得るに十分な壁変形を受けた場合には、その土圧分布は最終的な土留め壁の変形モードに対応する。

- (7) すべり線の直近の土留め壁部分では、明瞭なすべり線が観測されるより少し前の変形段階から土圧が上昇する傾向が見られた。
- (8) 二層・三層地盤の場合、上層の地盤強度が大きい場合であっても下層の地盤強度が小さい場合は、すべり面の角度は緩くなる傾向がみられた。すべり線は最下層において発生し始め、そのすべり線の角度にそれから進展するすべり線の位置と角度が影響されるといえる。すべり面が最初に生じる層のすべり面角度が地盤全体の変形状況に大きな影響を与えていると考えられる。
- (9) 二層・三層砂地盤ではそれぞれ地質条件の異なる上層地盤と下層地盤が相互に影響しあい、これによって一様砂地盤と同じ地質条件の地点であっても下層地盤の影響を受けることで異なる壁面土圧となる。
- (10) 本論は砂地盤における遠心模型実験という限られた条件ではあるが、広範な実験から土留め壁の変形に伴う土圧の発生メカニズムを系統的にまとめたものである。これが実際の掘削時に起こる土留め壁の変形や土圧の集中現象などを理解するための一助となり、土砂災害を未然に防ぐことができれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会：山留め架構の設計・施工に関する研究報告書，山留め架構の設計・施工に関する研究委員会，pp.149-150，1977.
- 2) 宮崎祐助：根切り山留めの技術開発，土と基礎，Vol.45，No.10，pp.1-4，1997.
- 3) 宮崎祐助：根切り山留めの設計と施工に関する展望，土と基礎，Vol.50，No.12，pp.10-13，2002.
- 4) 丸岡正夫：地下掘削・山留め，土と基礎，Vol.47，No.11，pp.66-69，1999.
- 5) 土木学会：仮設構造物の計画と施工，2000.
- 6) (社)地盤工学会：根切り・山留めのトラブルとその対策，1995.
- 7) Flaate, K.S.: Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay, PhD Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, Illinois, 1966.
- 8) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, *John Wiley and Sons*, New York, 1943.
- 9) Terzaghi, K. and Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice 2nd Ed., *John Wiley and Sons*, New York, 1967.
- 10) Tschebotarioff, G.P.: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, *McGraw-Hill*, New York, 1953.
- 11) 山口柏樹：土質力学，技報堂出版，1969.
- 12) 石原研而：土質力学，丸善，1988.
- 13) Dubrova, G.A.: Interaction between soils and structures, *Rechnoy Transport*, Moscow, 1963.
- 14) 原田千三：土圧計算新法，産業図書，1965.
- 15) Chang, M.F.: Lateral earth pressures behind rotating walls, *Canadian Geotech Journal* 34 (4), pp.498-509, 1997.
- 16) Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee, C.D.: Earth pressures against rigid retaining walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 108 (5), pp.679-695, 1982.
- 17) Sherif, M.A., Fang, Y.S. and Sherif, R.I.:  $K_a$  and  $K_o$  behind rotating and non-yielding walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 110 (1), pp.41-56, 1984.
- 18) Fang, Y.S. and Ishibashi, I.: Static earth pressures with various wall movements, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 112 (3), pp.317-333, 1986.
- 19) Fang, Y.S., Cheng, F.P., Chen, R.C. and Fan, C.C.: Earth pressures under general wall movements, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 24 (2), pp.113-131, 1993.
- 20) Matsuo, M., Kenmochi, S. and Yagi, H.: Experimental study on earth pressure of retaining walls by field tests, *Soils and Foundations* 18 (3), pp.27-41, 1978.
- 21) Matsuzawa, H. and Hararika, H.: Analyses of active earth pressure against rigid retaining walls subjected to different modes of movement, *Soils and Foundations* 36 (3), pp.51-65, 1996.
- 22) 桂豊，三田地利之：山留め施工過程を考慮した室内試験による洪積砂地盤の土圧係数の検討，土木学会論文集，No.638，pp.51-58，1999.
- 23) 中井照夫：砂質地盤における山留め掘削問題のモデル実験と数値解析，地盤工学論文報告集，Vol.39，No.3，pp.1-12，1999.
- 24) Nakai, T.: Finite element computations for active and passive earth pressure problems of

- retaining wall. *Soils and Foundations* 25 (3), pp.98-112, 1985.
- 25) Toyosawa, Y., Horii, N., Tamate, S., Suemasa, N., Katada, T. and Ichikawa, T. : Lateral Earth Pressures with Wall Movement in Centrifuge Tests, *Proc. of Third International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground IS-TOULOUSE 2002*, Toulouse, pp.501-506, 2002.
- 26) 片桐雅明, 齊藤邦夫, 増田達, 相沢文也, 鶴飼恵三 : 地下連続壁の溝壁の安定性に関する遠心模型実験, *土と基礎*, Vol.45, No.10, pp.13-16, 1997.
- 27) Kusakabe, O. : Stability of excavations in soft clay, PhD thesis, Cambridge University, 1982.
- 28) Bolton, M.D. and Powrie, W. : Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse, *Geotechnique*, Vol.38, No.2, pp.197-189, 1988.
- 29) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Suemasa, N. and Kouda, M. : Stability of unsupported and supported vertical cuts in soft clay, *Proc. 11th SEAGC*, pp.31-70, 1993.
- 30) Tohda, J., Nagura, K., Kawasaki, K., Higuti, Y., Yagura, T. and Yano, H. : Stability of slurry trench in sandy ground in centrifuged models, *Proc. of Centrifuge* 91, pp.75-82, 1993.
- 31) Toyosawa, Y., Horii, N., Tamate, S., Hanayasu, S. and Ampadu, S.K. : Deformation and failure characteristics of vertical cuts and excavations in clay, *Proc. of International Conference on Centrifuge* 94, Singapore, pp.663-668, 1994.
- 32) 龍岡文夫, 生原修 : 模型地盤と支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響 I - 側壁面摩擦の影響の実際, *生産研究* Vol.35, No.12, pp.27-30, 1983.
- 33) 龍岡文夫, 生原修 : 模型地盤と支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響 II - 砂と平板の間の摩擦力の測定, *生産研究* Vol.36, No.1, pp.25-28, 1984.

(平成17年1月4日受理)