

## 擁壁の繰り返し微小変位と背面土圧

東京都土木技術研究所 正 ○住吉卓・正 山村博孝・藤本慎也  
 東京大学工学部 正 内村太郎・正 龍岡文夫

### 1. 経緯と目的

半地下道路のU型擁壁において完成当初から約3年間にわたって側壁の前面側への変形が進行した事例がある<sup>1)</sup> (図-1)。種々の調査からこの主要因を、日々の温度変化による側壁の繰り返し微小変位に伴う背面土圧の増加であると推定し補強工を施した。幸い以降の変形進行が収まった一方、推定した土圧挙動の検証が課題として残った。

本研究は、上記の経緯と一昨年の予備実験の結果<sup>1)</sup>を踏まえ、室内模型実験により背面土の挙動を確認するものである。本報では実験結果のうち、擁壁の繰り返し微小変位と水平土圧の関係について報告する。

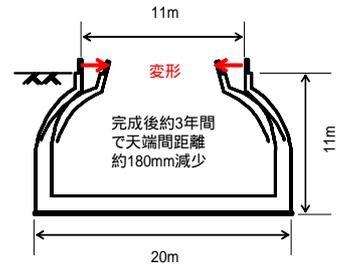


図-1 現場擁壁の変形進行

### 2. 実験方法

模型の概要を図-2 に示す。内寸は延長約 1295 (地盤部) × 幅 400mm で、鋼製枠とアクリル板の側面から成る。壁面部は、土槽底面に台座を設置し、その上面にヒンジで高さ 510 × 幅 390 mm の模型擁壁を設置した。擁壁は重量約 20kg (ジェラルミン製) で、背面に粗度調整用のサンドペーパーを貼付した。擁壁の前面に、アームを介してモータジャッキを設置し、擁壁に前面側/背面側の変位を与えた。

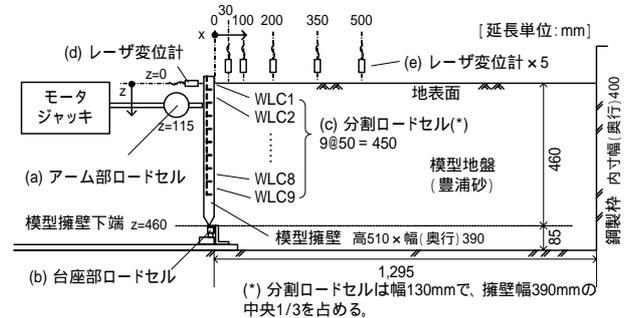


図-2 土槽装置概要

擁壁を鉛直に設置した状態で背面側に模型地盤を作成した (ヒンジからの擁壁高さ 460mm)。試料は空気乾燥の豊浦砂で、空中落下法により相対密度 90% に調整した。次にパソコンによる自動制御で擁壁に繰り返し変位を与える。なお、変位速度 (モータ回転数) は手動設定により固定した。

計測項目は図-2 のように、(a)アームが擁壁から受ける水平力、(b)台座が擁壁から受ける水平力、(c)擁壁の各高さで地盤から受ける水平力をロードセルで計測した。また、(d)初期地表高さでの擁壁の変位を擁壁背面のレーザ変位計で計測した。さらに、レーザ変位計で 5 箇所(e)の地表面沈下を計測するほか、地盤内に色砂によるマークを施し、土槽側面付近の土粒子の挙動を観測した。本報では (a)、(b)、(d) の計測値について述べる。他の項目については別途報告予定である。

表-1 実験条件

番号	パラメータ	実験1 擁壁「剛」	実験2 擁壁「弾塑性」
	擁壁の変位振幅DA (mm)(*1)	0.5	0.5(*2)
	変位振幅 / 擁壁高さ (460mm) DA / H (%)	0.11	0.11(*2)
	擁壁の「弾塑性域」での荷重 - 変位比 WS (mm/N)(*1)	0	0.001
	擁壁の「塑性域」での荷重 - 変位比 WSY (mm/N)	0	0.004
	擁壁の「降伏荷重」に相当する土圧 PTY (N)	-	300

(\*1) 本表で、「変位」は地表高さにおける擁壁の変位を、「荷重」は(a)アーム部、(b)台座部のロードセルが受ける水平力の合計を指す。  
 (\*2) - の設定により、実際の振幅はこの値とは異なる。

### 3. 実験結果と考察

#### (1) 実験ケース

擁壁の性質を「剛」と想定した実験1、および「弾塑

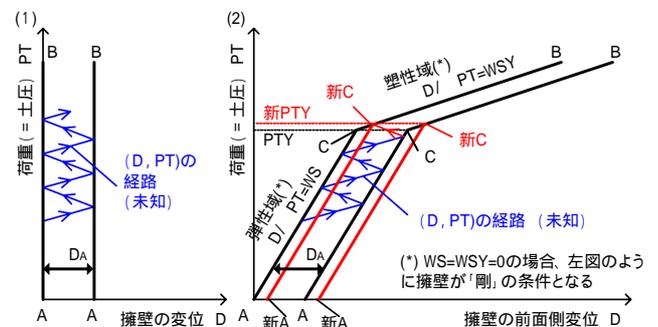


図-3 制御方法 (1) 擁壁が「剛」 (2) 擁壁が「弾塑性」

キーワード 擁壁、土圧、繰り返し载荷、微小ひずみ、模型実験、砂

連絡先 〒136-0075 東京都江東区新砂1丁目9番15号 東京都土木技術研究所 技術部 TEL 03-5683-1522

性」と想定した実験2を実施した（表-1）。制御方法の概略を図-3に示す。現場の擁壁が日々、昼/夜に温度膨張/収縮によって背面側/前面側に変位することを想定し繰り返し変位振幅 DA を与えた。実験1では擁壁の動く範囲が常に一定で、図-3(1)のように (D, PT) の経路は、直線 A-B と A'-B'の間を往復する。これは繰り返し変位に伴う背面土圧の挙動を確認する基本的なケースといえるが、模型擁壁の長期変位が一定である点で現場擁壁の変形状況とは異なる。実験2では土圧に応じて擁壁が降伏することを想定した。つまり (D, PT) の経路は図-3(2)のように折れ線 A-C-B と A'-C'-B'の間を往復し、荷重（土圧）が降伏点 PTY を超えると PTY は新 PTY に、折れ線の組は新 A-新 C-B と A'-新 C'-B'に更新され、長期変位が進行する。

## (2) 水平土圧の挙動

実験1の結果を図-4に示す。同図(1)に示すように、初期に  $0.9\text{ kN/m}^2$  だった合計水平土圧は、時間の経過または変位サイクル数の増加に伴って増加した（終盤はヒンジ部故障のため減少した）。その極大値（受働側）は1サイクル目の  $2.0\text{ kN/m}^2$  から 1000 サイクル目には  $7.7\text{ kN/m}^2$  に増加した。一方、同サイクルで極小値（主動側）は  $0.4\text{ kN/m}^2$  から  $1.2\text{ kN/m}^2$  であり、増加量が小さい。また、図-4(a)と(b)はそれぞれ、合計水平土圧の内訳となるアーム部水平力と台座部水平力であるが、土圧の大部分を(a)が占めた。そして各サイクルの極小値の推移は (a)はほぼ一定で、(b)が増加していることから、合計水平土圧の極小値の増加はほとんど(b)によって生じたことがわかる。なお(b)の極小値が増加した理由は不明である。

また図-4(2)は、実験1の地表面高さにおける擁壁変位の推移である。擁壁が「剛」（表-1）のため、極大値・極小値共にほとんど増減せず、一定の変位振幅（ $0.5\text{ mm}$ ）を保っていた。

## (4) 長期変位の進行について

実験2の結果を図-5に示す。同図(1)を図-4(1)と比較すると、合計水平土圧の極大値・極小値が増加したのは同様であるが、特に極大値については同サイクル数では実験2の方がやや小さい。一方、図-5(2)は擁壁変位の推移である。擁壁が「弾塑性」（表-1）のため、「降伏荷重」PTYを更新しながら長期変位が進行した。

## 4. まとめと課題

擁壁に繰り返し微小変位を与える土槽実験を行い、以下のことを確認した。

- (1) 合計水平土圧の極大値は増加した。一方、極小値も増加したが、その原因には不明点が残った。このことは、土圧は一定ではなく、擁壁の繰り返し変位の影響を大きく受けることを示している。
- (2) 擁壁の性質を「弾塑性」と設定した場合、擁壁の前面側への長期変位が進行しつつも、その進行がない「剛」の場合と同様に、合計水平土圧が増加傾向を示した。

本研究は本報執筆現在も継続しており、現場状況の精査も含め各種条件について今後検討すべきことが多い。

## 参考文献

- 1) 杉本・住吉・廣島：地盤の破壊現象と土留め・山留め工の計画と選定，基礎工，VOL. 31，NO. 4，pp21-25，総合土木研究所

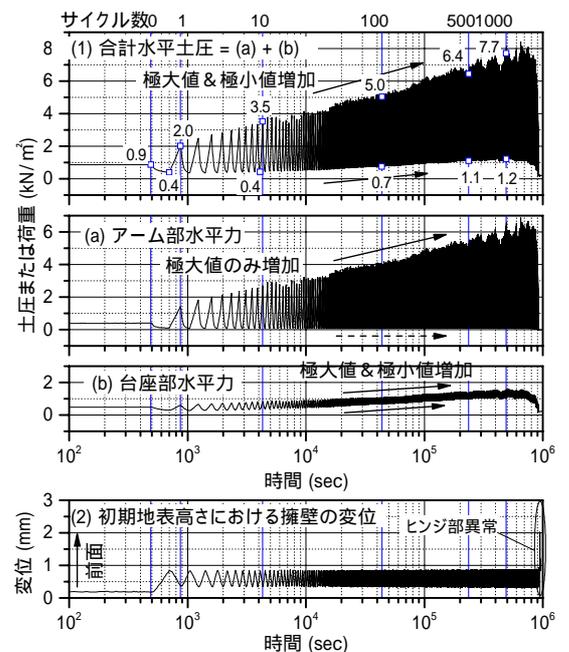


図-4 実験1の結果

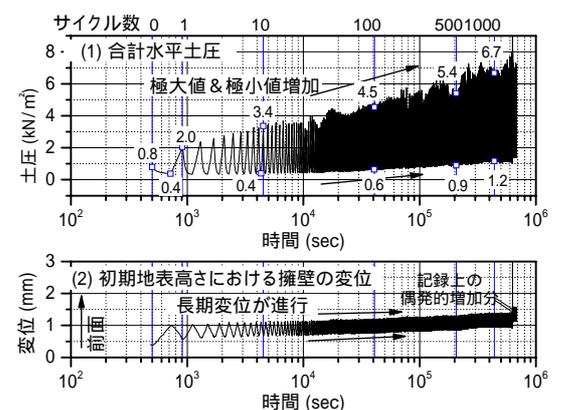


図-5 実験2の結果