

既存擁壁背面地盤の補強工法の開発に向けた補強効果の検証実験（その 2．実験結果）

正会員	○執行	晃*1	同	小川	正宏*1	同	川崎	淳志*2
同		高田	同	真島	正人*3	同	平出	務 *4

宅地擁壁 耐震補強 模型土槽実験

1. はじめに

本稿ではその 1¹⁾ で報告した模型土層実験において、擁壁背面地盤に載荷した状態での擁壁に作用する土圧と擁壁の変位及び擁壁の崩壊荷重について報告する。

2. 模型土槽実験の結果

(1) 土圧の測定

実験ケース 1 では、反力を確保するため擁壁の動きを拘束した状態で擁壁背面地盤に載荷し、擁壁上段、中段、下段に設置した土圧計で計測した。鉛直荷重（以下、 M_v ）と土圧の関係を図 1 に示す。擁壁に作用する土圧に、無補強と補強タイプ（I型補強、II型千鳥補強、 Λ 型補強）とで特徴的な違いは確認できなかった。ただ、土圧は擁壁中段が比較的大きく、続いて上段、下段の順で、下段が小さくなる傾向を示した。

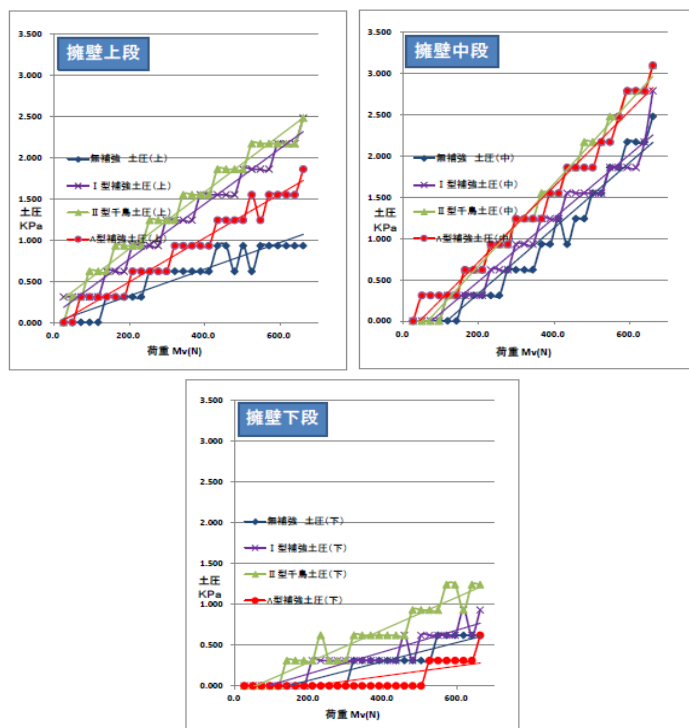


図 1 擁壁に作用する土圧

(2) 載荷時の擁壁の変位

載荷による擁壁上段と下段の変位をレーザー変位計により計測した。実験ケース 2 における擁壁上段の変位を図 2 に、実験ケース 3 おける擁壁上段の変位を図 3 に、

実験ケース 4 における擁壁上段と下段の変位を図 4 に示した。

①無補強における最大鉛直荷重（擁壁崩壊の 1 段階前の荷重）時の擁壁上段の変位

実験ケース 2（図 2）では 5.251mm，実験ケース 3（図 3）では 5.543mm，実験ケース 4（図 4）では 4.040 mm であった。無補強では、擁壁上段の変位と擁壁高さの比が 13/1000（ $\approx 4\text{mm} / 300\text{mm}$ ）を超えると、載荷が難しい場合や、擁壁に破壊が見られた。

②I型補強とII型千鳥補強における擁壁上段の変位

実験ケース 2（図 2）では $M_v=350\text{N}$ までは同程度で推移したが、その後は I型補強 $>$ II型千鳥補強の関係であった。実験ケース 3（図 3）では、常に、I型補強 $>$ II型千鳥補強の関係を示した。実験ケース 4（図 4）では、 $M_v=330\text{N}$ までは II型千鳥補強 $>$ I型補強で推移したが、その後は I型補強 $>$ II型千鳥補強の関係を示した。

③ Λ 型補強における擁壁上段の変位

実験ケース 2～4（図 2～図 4）すべてにおいて、 Λ 型補強は、I型補強やII型千鳥補強よりも変位を小さく抑えることができた。

④擁壁上段と下段の変位

図 4 に示すように、擁壁の変位は下段より上段のほうが大きい。擁壁には擁壁下端を中心として回転するような動きが見られた。

⑤変位曲線の形態

図 2～図 4 の曲線の形態をみると、無補強と I型補強、II型千鳥補強では明瞭な変曲点が見られるのに対し、 Λ 型補強では載荷が進むにつれ変位は直線的であり、変曲点がとらえ難い。

(3) 擁壁の崩壊荷重

表 1 に実験ケース 2～4 における「最大荷重（擁壁崩壊の 1 段階前の荷重）」と「崩壊荷重（擁壁崩壊時の荷重）」を示す。擁壁崩壊時の M_v は、無補強 231N～366N，I型補強 426N～457N，II型千鳥補強 457N～554N， Λ 型補強 548～875N の範囲であった。I型補強よりII型千鳥補強，II型千鳥補強より Λ 型補強のほうが大きな M_v を支持できる傾向を示した。

また、実験ケース 2 あるいは実験ケース 4 と実験ケー

ス 3 を比較すると、水平荷重 M_h が大きいと最大荷重と崩壊荷重は小さくなった。直接基礎では基礎に傾斜荷重が直接作用する場合には支持力低減を行う²⁾が、これと同様な現象と捉えることができる。

(4) 無補強時の変位に着目した正規化

実験ケース 3 (図 3) において無補強時の最大鉛直荷重 231.9N に対応する変位は 5.543 mm となる。この 5.543mm に対応する M_v は、I 型補強 286.3N, II 型千鳥補強 312.2N, Λ 型補強 502.6N である。これらを無補強時の最大鉛直荷重 231.9N で正規化すると表 2 のように整理できる。無補強との比較では、I 型補強は 1.2 倍、II 型千鳥補強は 1.3 倍、 Λ 型補強は 2.1 倍の M_v となった。

3. まとめ

模型土層実験での計測結果から以下のことがわかった。

- ① 擁壁背面に作用する土圧は補強タイプで特徴的な違いは見られず、土圧は擁壁中段より下段が小さい。
- ② 無補強では、擁壁上段の変位と擁壁高さの比が 13/1000 を超えると载荷が難しい場合や擁壁に破壊が見られた。
- ③ 载荷による擁壁の挙動は擁壁下端を中心として回転するような動きであった。
- ④ 擁壁上段の変位に着目すると、载荷が進むにつれ無補強と I 型補強、II 型千鳥補強は明確な変曲点を示し、ピークを超えると変位は大きく増加した。 Λ 型補強は载荷が進んでも変位は直線的であり、 Λ 型補強は擁壁背面地盤の塑性化を遅らせる効果があると考えられる。
- ⑤ 補強タイプのなかで Λ 型補強が最も効果的な補強工法と考えられる。

表 1 最大荷重と崩壊荷重

補強方法		実験ケース 2-1~2-4 $M_h = M_v \times 0.2$ (N)		実験ケース 3-1~3-4 $M_h = M_v \times 0.3$ (N)		実験ケース 4-1~4-4 $M_h = M_v \times 0.2$ (N)	
		鉛直 M_v	水平 M_h	鉛直 M_v	水平 M_h	鉛直 M_v	水平 M_h
無補強	最大	343.6	71.8	231.9	72.8	231.9	48.8
	崩壊	366.7	76.4	254.6	80.1	同上	時間差で崩壊
I 型	最大	434.8	90.2	366.7	116.4	405.3	85.6
	崩壊	457.4	94.9	—	—	426.6	90.2
II 型千鳥	最大	525.6	108.7	434.8	138.1	533.4	113.6
	崩壊	548.4	113.5	457.4	145.3	554.7	118.3
Λ 型	最大	662.6	137.2	525.6	166.9	853.7	185.7
	崩壊	685.0	142.0	548.4	174.2	875.0	185.7

表 2 無補強時の最大鉛直荷重での正規化

補強タイプ	無補強	I 型補強	II 型千鳥補強	Λ 型補強
無補強時の変位 5.543mm に対応する鉛直荷重 (N)	231.9 (最大鉛直荷重)	286.3	312.2	502.6
無補強時最大鉛直荷重で正規化	1.0	1.2	1.3	2.1

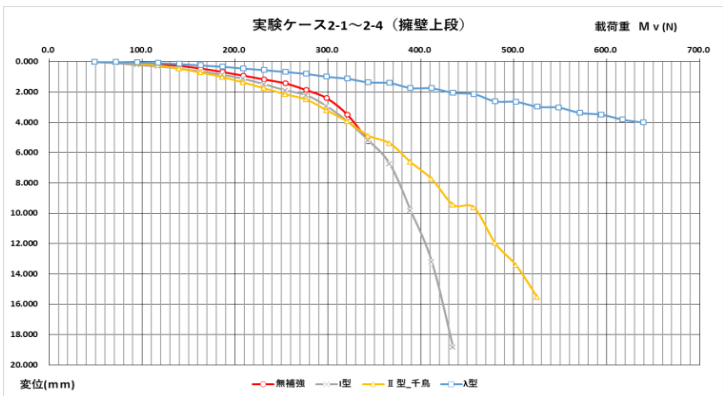


図 2 鉛直荷重と擁壁変位 (上段) の関係 (実験ケース 2)

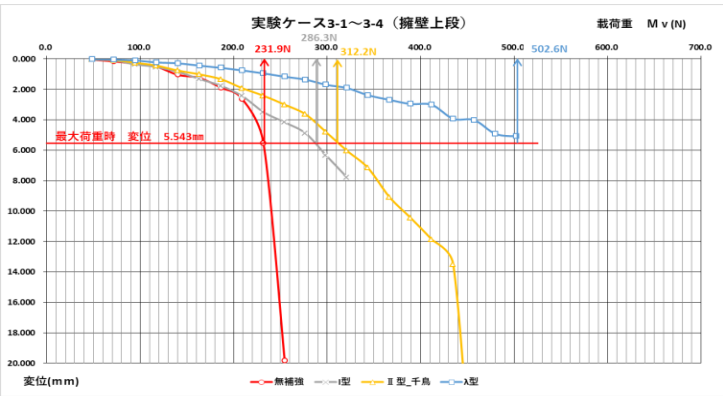


図 3 鉛直荷重と擁壁変位 (上段) の関係 (実験ケース 3)

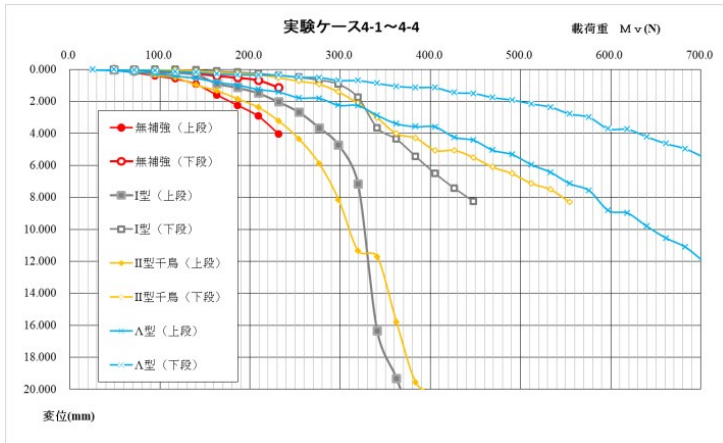


図 4 鉛直荷重と擁壁変位の関係 (実験ケース 4)

<謝辞>

本稿含む一連の報告は、建築研究開発コンソーシアムの研究会「宅地耐震化技術 (既存擁壁背面地盤の補強工法) の開発に向けた研究」における 2019~2020 年度の成果です。山口大学 兵動正幸名誉教授、中田幸男教授、国土技術政策総合研究所 柏尚稔様及び研究会メンバーの方々に多大なご協力を頂きました。感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川崎淳志他：既存擁壁背面地盤の補強工法の開発に向けた補強効果の検証実験 (その 1~その 4), 2021 年度日本建築学会大会 (投稿中), 2021.9
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.130, 2019.11

*¹ 報国エンジニアリング

*² ミサワホーム

*¹ Hokoku Engineering

*² Misawa Homes

*³ 設計室ソイル

*⁴ 建築研究所

*³ Soil Design

*⁴ Building Research Institute