

傾斜模型実験による多数アンカー式補強土壁の補強領域の形状と耐震性能に関する検証

岡三リビック(株) 正会員 ○林 豪人
 岡三リビック(株) 正会員 小林 悟史
 岡三リビック(株) 正会員 小浪 岳治

1. はじめに

補強材と盛土材とで構成される補強領域の滑動に対する安定性の検討は、多数アンカー式補強土壁の外的安定の検討項目の一つとして位置付けられている。通常は補強領域の形状を、最も短い最下段の補強材の長さと同じ短辺長の長方形と仮定し、これを重力式擁壁と見なして滑動の検討を行う(図1の①)¹⁾。一方で補強領域を全ての補強材によって構成される領域として定義すると、図1の②に示すような形状となり、自重の増加によって滑動の安定性の余裕が増し、結果として補強材長を従来と比べ短く設計することが可能となる(図1の③)。しかしこのような設計法で構築した多数アンカー式補強土壁の実例はなく、特に耐震性能に関して未知な点が多い。

そこで本実験では、土槽を段階的に傾斜させ、土槽内に構築した多数アンカー式補強土壁の模型に水平力を作用させることにより、補強領域の形状を、長方形と仮定して設計した場合と、台形と仮定して設計した場合の耐震性能の比較を行った。

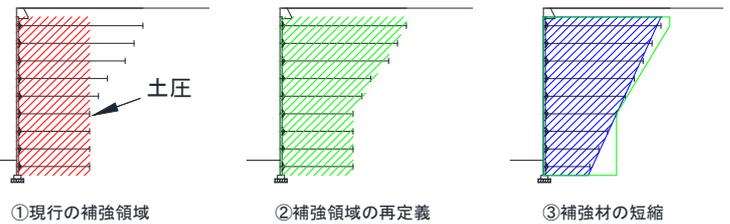


図1 補強領域の形状と補強材長

2. 実験方法

実験で用いた土槽は、内寸が幅2000mm×高さ1200mm×奥行500mmであり、一端に接続した吊り上げ装置によってその傾斜を調整することが可能である。吊り上げ装置の操作はチェーンを介して人力で行った。土槽の片方の側面の一部はガラス製であり、土槽の外から内側の模型を観察することが可能である。

模型は実大の1/15のスケールとし、以下の要領で構築した。まず土槽の内側の境界から模型が受ける摩擦力を少なくする目的で、土槽内側にグリースを塗布し、その上にメンブレンを設置した。その後、土槽内に乾燥した豊浦砂を十分に締固めて厚さ200mmの基礎地盤を構築した。基礎地盤上の所定の位置に、樹脂製の壁面材模型(1枚162mm×高さ100mm×厚さ8mm)を高さ方向に6段を連結し、3列設置した。壁面材模型の縦目地の盛土側には盛土材の流出防止を目的としたメンブレンを設置した。乾燥した豊浦砂を相対密度Drが75%となるように1段目の補強材模型の設置高さまで構築した。1段目の補強材模型を壁面材模型に接続した後、乾燥した豊浦砂を2段目の補強材模型の設置高さまでDr75%で構築し、以降はこの過程を地盤の高さが最上段の壁面材模型の位置に到達するまで繰り返した。その後、上載盛土を乾燥豊浦砂でDrが75%となるように構築した。土槽の傾斜時に上載盛土が補強土壁の模型より先に崩壊することを防止するために、上載盛土は不織布を巻き込んだ補強盛土とした。最後に壁面材および擁壁の天端に変位計を設置した。図2に実験模型の概要図を示す。

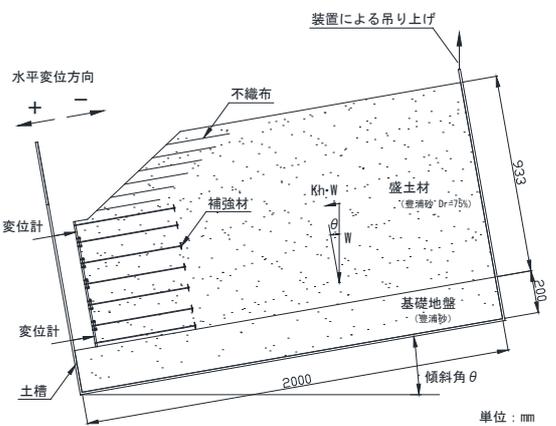


図2 実験模型の概要図

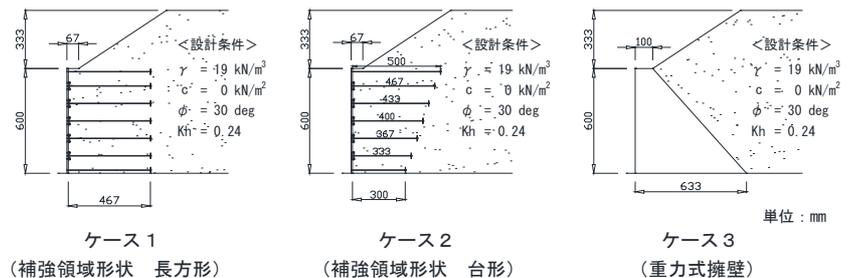


図3 実験ケースの概要図

キーワード 多数アンカー式補強土壁, 耐震性, 模型実験

連絡先 〒108-0023 東京都港区芝浦4-16-23 岡三リビック(株)技術部 TEL03-5442-2400

実験は以下に示す手順で実施した。土槽の一端に接続した吊り上げ装置により、土槽を 0.5 度毎に段階的に傾斜させた。傾斜角度 θ が、模型に作用する水平震度 K_h が設計値である 0.24 と同等となる 13.5 度に到達した後は、各傾斜段階で 1 分間の角度の保持を行った。この過程を繰り返し、補強土壁の模型が崩壊した時点で実験を終了した。

実験ケースは、従来の長方形の補強領域を仮定して設計した補強土壁模型と、台形を仮定した模型、および比較のための重力式擁壁である。設計に用いた地盤定数及び設計水平震度は、全てのケースで同じである。実験ケースの概要を図 3 に示す。

3. 実験結果

擁壁模型の上部と下部の水平変位 δ と水平震度 K_h の関係をそれぞれ図 4 および図 5 に示す。ここでの K_h は、土槽の傾斜角を θ として、 $K_h = \tan\theta$ である。これらの結果から以下の 3 点のことが言える。まず全てのケースにおいて、設計水平震度である 0.24 より低い K_h においては擁壁の変位は生じておらず、今回の全ての擁壁の設計は安全側であったことが分かる。次に、 K_h が 0.24 以上になると、重力式擁壁の δ は進行する一方で、多数アンカー式補強土壁の δ は K_h が 0.45 付近に至るまで進行しない。このことから、補強領域の形状の仮定が長方形であっても台形であっても、初期変位を生じさせるための K_h は重力式擁壁の K_h と比較して大きいと言える。最後に、ある K_h に到達すると、擁壁下端の δ が急激に増加し崩壊に至ることが分かる。このことから全ての擁壁について滑動に近いモードで崩壊が生じており、崩壊時の K_h の比較から、補強領域を台形と仮定して設計を行った多数アンカー式補強土壁の極限時の K_h は、補強領域を長方形と仮定して設計した補強土壁の K_h と比較して小さく、重力式擁壁の K_h と同等となった。

多数アンカー式補強土壁の崩壊直後の状況を図 6 および図 7 に示す。メンブレンにマーキングしたグリッド線の変形より、補強領域の背面に生じたすべり線の位置の推定が可能である。これらの結果より、どちらのケースも補強領域の下端からすべり線が生じ、補強領域の背面の土塊によって土圧が作用するという設計上の仮定の妥当性が確認された。

4. まとめ

本実験で以下の知見を得た。

- ・ 現行の擁壁の設計法は、概ね安全側である。
- ・ 補強領域の形状を長方形と仮定し設計した多数アンカー式補強土壁は、重力式擁壁や補強領域の形状を台形と仮定して設計した補強土壁より高い耐震性能を有する。
- ・ 補強領域の形状を台形と仮定して設計した多数アンカー式補強土壁は、重力式擁壁と同等の耐震性能か、あるいは変位の発現に関してはそれ以上の耐震性能を有する。

参考文献 1) 土木研究センター, 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第 3 版, 2002.10

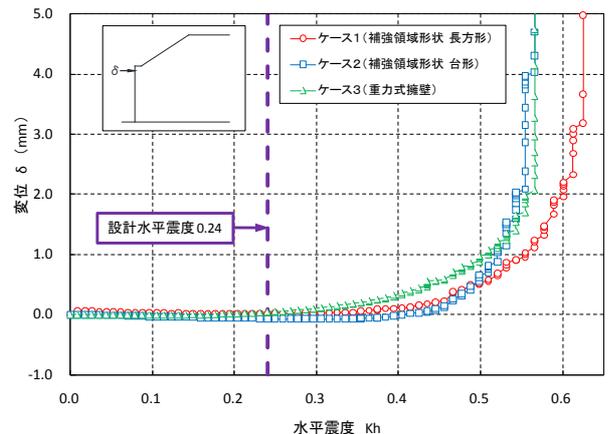


図 4 δ と K_h の関係 (擁壁上部)

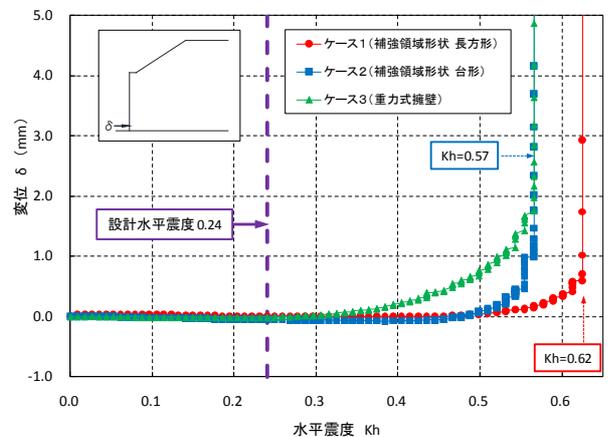


図 5 δ と K_h の関係 (擁壁下部)

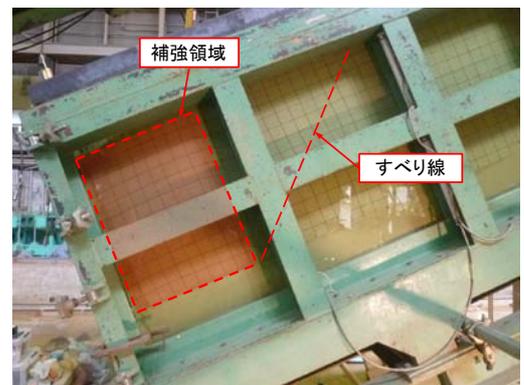


図 6 崩壊直後の状況 (ケース 1)

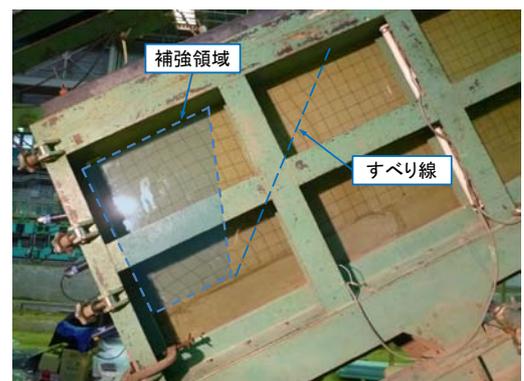


図 7 崩壊直後の状況 (ケース 2)