

補強土壁の傾斜実験に基づく限界水平震度に関する一考察

(独) 土木研究所 正会員 ○山木 正彦
 (独) 土木研究所 正会員 石原 雅規
 (独) 土木研究所 正会員 佐々木哲也
 (独) 土木研究所 正会員 藤田 智弘
 (独) 土木研究所 正会員 小橋 秀俊

1. はじめに

分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁（以下、補強土壁）の設計においては、1）壁面との接合部における定着切れ、土中からの引抜け、破断のそれぞれの項目に対する補強材の内的安定、2）滑動、転倒、支持に対する補強領域の外的安定、3）補強土壁と背後・基礎地盤の全体安定に関して、所要の安全率を確保するように、壁高にあわせて補強材の諸元等が決定される。しかし、設計計算の結果得られるのがある水平震度に対する安全率であり、補強土壁の地震動に対する応答値（例えば地震後の残留変位量）が直接的に評価できず、特に、補強土壁の粘り強い変形性能が適切に評価されていない。

著者らは、動的遠心模型実験の結果より、変形性能を考慮した設計の可能性を検討し^{1), 2)}、補強土壁の破壊モードに応じた補強土壁の荷重変位関係の定式化、限界状態の設定等の課題を抽出してきた。

本研究では、地震時の補強土壁の荷重-変位関係の定式化の検討の一環として、傾斜荷重状態の下での荷重-変位関係に及ぼす影響要因を明らかにするために、補強土壁の傾斜実験を実施した。実験においては、補強材の敷設長および盛土の密度をパラメータとした。併せてその実験モデルを基に安定計算を行い結果の比較を行った。

2. 実験概要

実施した補強土壁の傾斜実験の概要を示す。図-1は実験模型の断面図である。図中には変位計、ひずみゲージ、土圧計、荷重計の設置箇所も示している。実験模型は実際の1/5スケールを想定し、高さ810mm、幅1650mm、奥行き500mmとした。盛土材は豊浦砂を使用し、補強材は規格品のジオグリッドのストランド数を減らすことで剛性を1/5程度にしたものを使用した。なお壁面は4枚のアルミニウムパネルを用い、各パネルに補強材を接着している。実験ケースは盛土の密度が高低の2パターン、補強材の敷設長が長短の2パターンで計4ケースである（表-1）。作製した実験模型は傾斜実験用の土槽に設置し、各ステップにおいて次の要領で傾斜および測定を行った。①土槽の傾斜角が $\theta=15^\circ + (i-1) \times 5^\circ$ （ここで、 $i=1, 2, 3, 4, 5$ ）になるまで土槽を $1^\circ/\text{min}$ の速度で傾斜させる。②土槽の傾斜角が θ_i に達したら、各計測値が定常となったことを確認する。③十分ゆっくりと水平に戻し次のステップに入る。

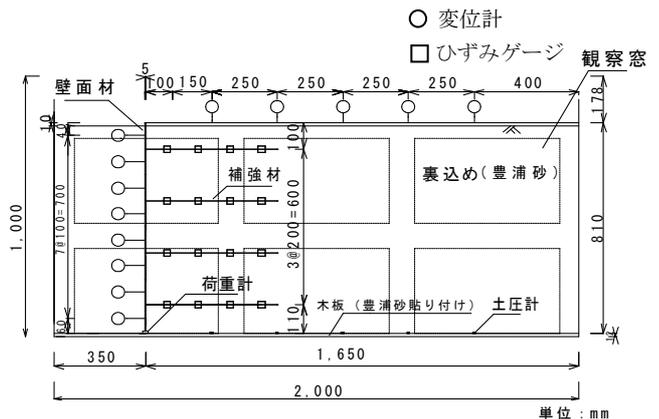


図-1 実験模型

表-1 実験ケース

	盛土材	盛土乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	盛土相対密度 D_r (%)	補強材敷設長 (mm)
Case1	豊浦砂	1.376	20.7	700
Case2		1.379	21.8	350
Case3		1.607	89.8	700
Case4		1.607	89.8	350

3. 実験結果

各ケースの補強土壁崩壊時の概略は次の通りである。Case1, 2は壁面全体が土圧作用方向に変形し（図-2(a)）、Case3は壁面に変状をきたす前に上端から盛土材がこぼれだし（図-2(b)）、Case4は上部2枚の壁面のみ土圧作用方向に変形した（図-2(c)）。

次いで、各ケースにおける壁面の水平震度と水平変位の関係を図-3に示す。各ケースの水平変位は壁面に設置した各計測値の最大値

キーワード 補強土壁, 限界水平震度, 傾斜実験

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 (独)土木研究所土質・振動チーム TEL 029-879-6771

を代表値とした．なお図中には水平変位が急増し始める水平震度（限界水平震度 k_{hcr} ）の値も示している．図より，盛土の密度，補強材の敷設長はその補強土の水平震度と水平変位の関係に大きな影響を及ぼしていることが確認できる．補強材敷設長の長短に着目すると，Case1 と Case2 の比較により補強材の敷設長を2倍にすることで k_{hcr} が1.9倍程度増加していることが確認できる．また崩壊モードが異なる（図-2参照）ため，今後さらなる検討が必要ではあるが，図中に示した終局変位（水平変位が瞬間的に急増する直前の水平変位）の比較から，補強材敷設長の長短で補強土壁の崩壊に至る水平変位が大きく異なり，補強材敷設長が短いCase2 とCase4は相対的に粘り強さが小さいといえる．次いで密度の高低に着目すると，Case2 とCase4の比較により，密度を増加させることで k_{hcr} が大幅に増加していることが確認でき，また，密度が低いCase1 とCase2は，相対的に密度が高いCase3 とCase4と比較し，小さい水平震度の中から変位が漸増している特徴がみられる．

4. 限界水平震度

補強領域背面から作用する土圧として抗土圧構造物の地震時安定検討に用いられる修正物部岡部式³⁾を適用し，補強領域の力のつり合いから本実験モデルの限界水平震度を算出した．表-2に計算に用いた各強度定数を示す．これらは盛土材の圧密排水（CD）三軸圧縮試験を基に得ている．図-4は補強土壁に作用する力のつり合いを模式的に表したものである．図中の補強領域底面に作用する地盤反力 R が底面となす角度が ϕ_{peak} と一致する水平震度 k_h を限界水平震度 k_{hcr} としている．

図-5は計算により得られた修正物部岡部式による限界水平震度と傾斜実験により得られた限界水平震度の関係である．図より比較的よい相関が確認できるが，若干計算結果の方が大きめの値となっている．補強領域底面を，分割壁下端と最下段補強材端部を結ぶ線とすることによっても異なる結果が得られるものと考えられる．

5. おわりに

道路土工-擁壁工指針⁴⁾における設計水平震度は最大で0.24であることを考えると，通常の施工を行えば補強土壁は十分耐震性も備えているともいえる．

今後は，盛土材や盛土形状を変えた条件でも実験を行い，補強土壁の耐震性能に資する諸条件を明確にしていくとともに，動的实验により動的荷重との比較も行っていく．併せて適切な補強領域の設定に関して検討を進める．

参考文献

1) 中島ら：分割型補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計法に関する研究，第54回地盤工学シンポジウム，2009． 2) 中島ら：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験による設計計算法の検討，第55回地盤工学シンポジウム，2010． 3) 古関ら：大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法，第10回日本地震工学シンポジウム，1998． 4) 日本道路教会：道路土工-擁壁工指針，1999．

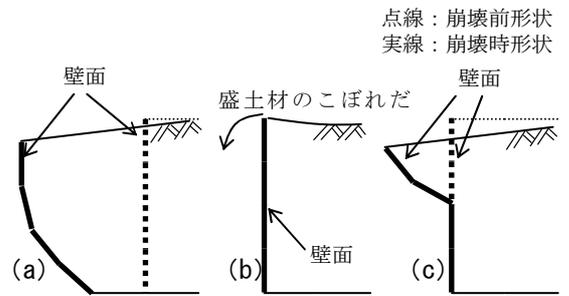


図-2 補強土壁崩壊時の状況

(a) : Case1,2 (b) : Case3 (c) Case4

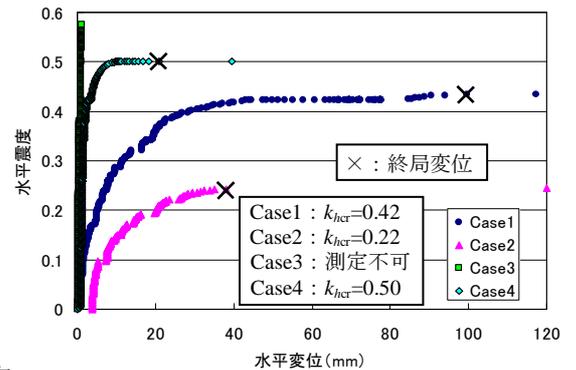


図-3 水平震度と水平変位の関係

表-2 計算に用いた強度定

	c_d (kPa)	ϕ_{peak} (°)	ϕ_{res} (°)
Case1, 2	0	34	28
Case3, 4	0	41	30

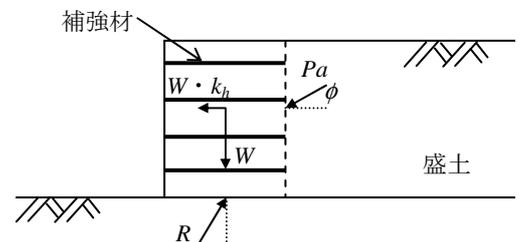


図-4 計算における力のつり合い

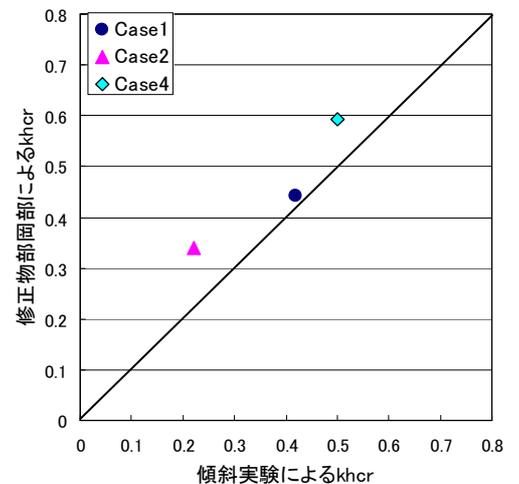


図-5 修正物部岡部式と傾斜実験による限界水平震度の関係