

地震時における支圧抵抗と摩擦抵抗を組み合わせた補強土壁挙動と FEM 解析（その 2）

補強土壁，FEM 解析，地震

矢作建設工業(株) 正会員 ○武藤裕久・長沼明彦
名城大学 国際会員 小高猛司・崔 瑛

1. はじめに

補強土壁はこれまでの巨大地震によって高い耐震性が示されている。また，補強土壁の耐震性はその柔な変形性能から重力式擁壁などの抗土圧構造物と比較して，大きな加速度に対して変形が小さくなること¹⁾が証明されている。しかしながら，内部に配置される補強材と地盤の相互関係の検討された研究は少ない。

本研究では，支圧抵抗と摩擦抵抗を併用した補強材を用いた補強土壁²⁾の地震による動的観測結果に対し，補強材軸力の挙動について FEM 解析と計測値の比較について示す。

2. 補強土壁および計測の概要

構造物全体の断面図および計測位置を図 1，施工完了状況を写真 1 に示す。構造物下部 2.4m は地山を模擬するため，セメントによる地盤改良を行い，アンカーで補強している。一方，構造物上部は補強材とパネルを用いた補強土壁構造となっている。本実験に用いた補強土壁工法の構造は，補強土壁前面に設置する PC パネルの中心に 1 本のタイバーを連結し，そのタイバーに支圧プレートと摩擦プレートを設置した 1 組の補強材から成る。それぞれのパネルに連結しているタイバーには，ひずみゲージを 3 ヶ所（図中 DR*i**j* : *i*=3~6, *j*=W, C または P）設置した。また，補強材 DR3 と同層に 1 軸加速度計を 3 台（AC01~03），補強土壁外の基礎地盤上に 3 軸加速度計を 1 台設置した。計 4 台（6 測点）の加速度計の内，1 台でも $\pm 5\mu$ （約 $\pm 20\text{cm/sec}$ ）以上の値を感知した際に，その時点から 5 秒間の遡り，自動計測を開始し，30 秒間のすべての計測機器の記録を行う設定とした。

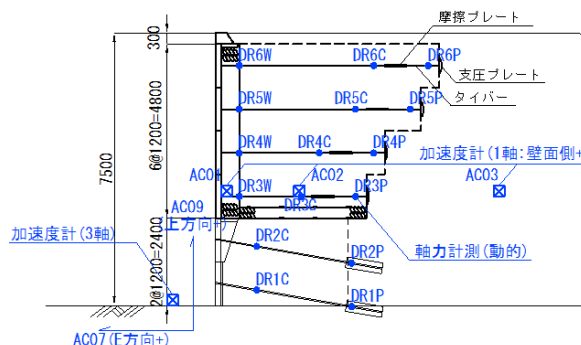


図 1 補強土壁内の計測機器の設置状況

3. 解析モデルと入力地震動

今回の動的解析では，2 次元 FEM 解析ソフトの PLAXIS を使用した。解析モデルを図 2，解析に用いた諸元を表 1 に示す。本解析では，基礎地盤の高さ 5.0m×幅 80m の弾性体とした。地山を模擬した構造物下部の地盤は，構造物上部に使用した盛土材をセメント改良しているため，本解析では強固な地盤であると仮定し，弾性体とした。構造物上部の盛土地盤，盛土部と PC パネルの間の 500mm の排水層はモールクーロンモデルを使用した。ここでは，盛土部の弾性係数³⁾ E は施工後に行った標準貫入試験より得られた N 値を用いてせん断弾性速度⁴⁾ V_s を算出し，それぞれの層に個別の値を設定した。また，既報⁵⁾より地震時にタイバーにも摩擦力が発生することが確認されているが，本解析ではその摩擦力を考慮せず，タイバーの構成モデルを節点間アンカー（TRUSS 要素），支圧および摩擦プレートは板要素（BEAM 要素）とし，すべて弾性体とした。



写真 1 補強土壁の全景

解析に使用した地震動は，平成 24 年 8 月 30 日 4 時 5 分頃に宮城県沖を震源とした地震である。地震動は，K-SHAKE（構造計画研究所）を用いて，引き戻し計算を行い，本解析モデルの基礎地盤最下面に作用させた。なお，基礎地盤の境界条件は，下面は自由地盤，側面は粘性境界とした。

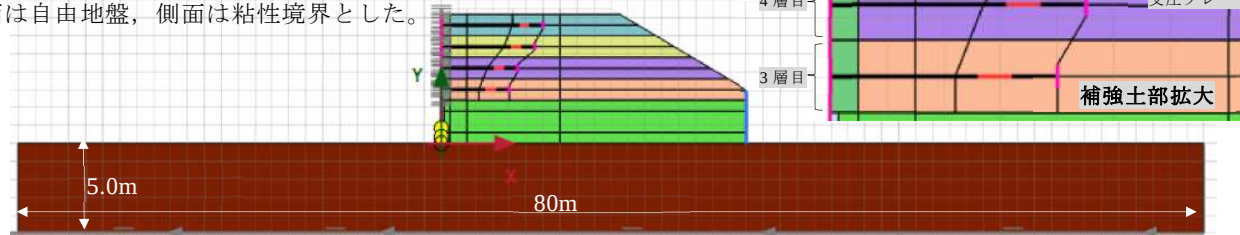


図 2 解析モデル（右上：補強土壁部拡大）

4. 解析結果

基礎地盤および補強土内の加速度の計測値と解析値の比較を図3(1)～(5)に示す。図3(1)は引き戻し計算から得られた本解析の入力加速度を示している。図3(2)には基礎地盤上の加速度を示しており、計測値と解析値が一致していることがわかる。図3(3)～(5)には壁面(AC01)、補強土壁内(AC02)および補強土壁外(AC03)の加速度を示している。図に示すように加速度波形はほぼ一致する傾向を示した。

補強材軸力の変化量 ΔP の経時変化を図4(a)に示す。ここで補強材軸力の変化量 ΔP は加震前の軸力からの変化量を示している。支圧プレート前面側(DRiP, $i=3\sim6$)および摩擦プレート前面側(DRiC, $i=3\sim6$)に発生した補強材軸力変化量 ΔP は、計測値と解析値の位相差、振幅がほぼ一致していることがわかる。ただし、DR3Pのみ計測値と解析値の傾向に大きな差異が生じた。

次に、支圧プレートおよび摩擦プレートが発揮する抵抗力変化量 ΔP_B 、 ΔP_F を図4(b)および(c)に示す。ここで、支圧抵抗成分の変化量 ΔP_B はDRiPの値、摩擦抵抗成分の変化量 ΔP_F はDRiPとDRiCの差分とした。支圧抵抗成分の変化量 ΔP_B 、摩擦抵抗力の変化量 ΔP_F ともに位相がほぼ一致していることがわかる。振幅については若干解析値のほうが小さな値となる傾向を示した。また、支圧抵抗成分の変化量 ΔP_B は補強材深さが浅い(6P>3P)ほど振幅が大きくなる傾向がみられ、一方、摩擦抵抗成分の変化量 ΔP_F は補強材深さが深い(6F<3F)ほど振幅が大きくなる傾向が見られる。これは、補強材深さが深い場合、摩擦プレートに作用する上載荷重が大きくなり、効果的に摩擦力を発揮することが要因として考えられる。

5. まとめ

本解析ではほぼ実験値とほぼ一致した結果が得られた。また、各プレートの発生抵抗力においても、支圧プレートが補強土壁上部、摩擦プレートが補強土壁下部において効果的に抵抗力を発揮することが確認できた。今後、補強材軸力が補強土壁の変形および地盤内の応力状態に及ぼす影響を検討していく。

参考文献： 1) Watanabe, K.et: Behaviors of several types of model retaining walls subjected to irregular excitation, *SOILS AND FOUNDATIONS*, 2003.

2) 長沼ら：支圧および摩擦プレートを併用した盛土補強土壁の補強材抵抗力の計測，第47回地盤工学研究発表会，2012。 3) PLAXIS Reference manual, P.116。 4) 土木学会：支圧抵抗と摩擦抵抗を組み合わせた盛土補強土壁工法(FILLWALL工法)に関する技術評価報告書，P.47，2012。 5) 古山ら：余震記録を用いた地震時に発揮される補強材力に関する考察，平成25年度土木学会中部支部，2014。

表1 解析に使用した各係数

			補強土壁下部	補強土壁上部			
N値			—	15	12	8	6
せん断波速度	V_s	m/s^2	197.3	197.3	183.2	160.0	145.4
弾性係数	E	MN/m^2	206.5	196.2	169.1	129.0	106.5
粘着力	c	kN/m^2	—	10			
内部摩擦角	ϕ	$^\circ$	—	40			
ダイレイタンシー角	ψ	$^\circ$	—	10			
レイリー減衰	α			0.02			
	β			0.02			

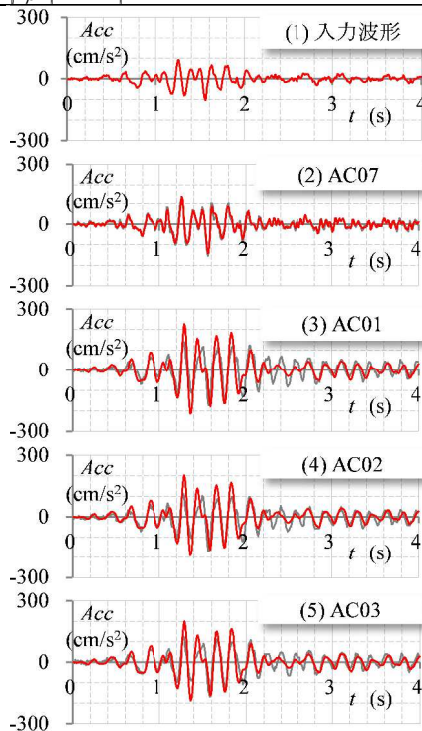
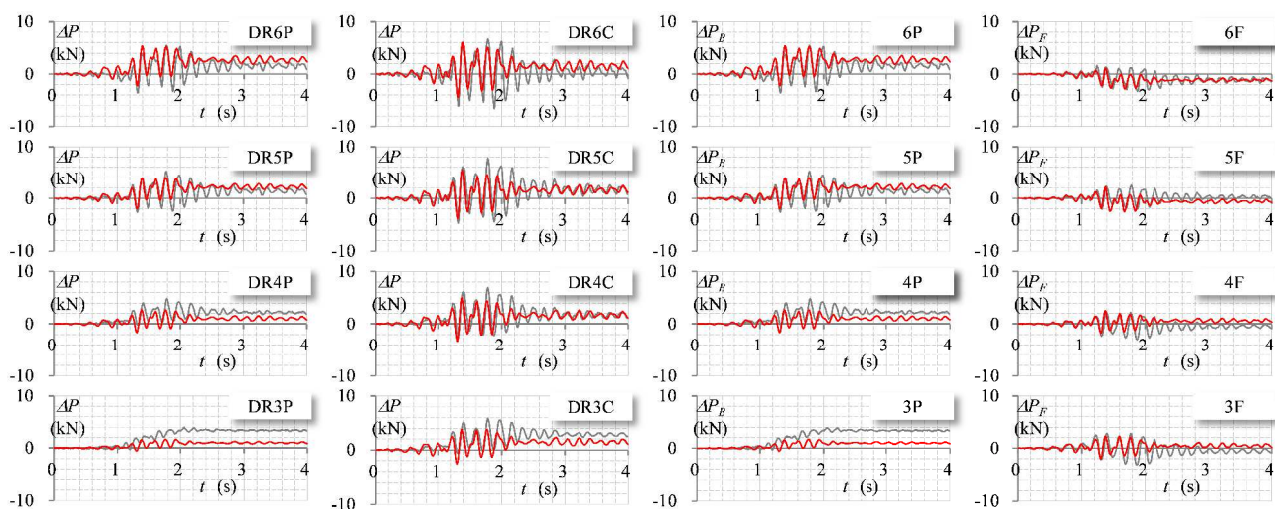


図3 加速度波形



(a) 補強材軸力

(b) 支圧抵抗成分

(c) 摩擦抵抗成分

図4 補強材軸力比較 (縦軸：変化 (kN)、横軸：動的時間 (s)、赤線：解析値、黒線：計測値)