

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

名城大学 正会員 小高猛司・崔 瑛
 名城大学大学院 学生会員 古山翔悟・石樽宏充
 矢作建設工業 正会員 ○武藤裕久・長沼明彦

1. はじめに

盛土補強土壁工法は地震による被災調査報告がなされているが、擁壁としての機能を失うほどの事例は少なく、耐震性の高さが証明されている。しかし、大きな変状などの事例は散見されており、必ずしも補強土壁の耐震メカニズムが明確にされているわけではない。

著者らは、支圧抵抗と摩擦抵抗を併用した補強材を用いた盛土補強土壁工法の開発を行ってきた^{1)~3)}。仙台市内に実大盛土補強土壁を構築し、長期観測を行っていたところ、東北地方太平洋沖地震の余震活動と思われる地震によって動的観測が得られた。既報^{4), 5)}にて、補強材軸力の地震時挙動について報告してきた。本報では、平成 24 年 8 月および平成 25 年 8 月の地震によって得られた地震時の補強材軸力の挙動を比較し、得られた知見を示す。

2. 盛土補強土壁の概要

本実験に用いた盛土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 本のタイロッドを連結し、そのタイロッド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。この構造は、補強材抵抗として支圧抵抗と摩擦抵抗の両者が期待できることから、補強材密度が小さいという施工上の利点を持つ。

仙台市に構築した断面図および計測位置を図 1、補強土壁を写真 1 に示す。盛土補強土壁は、最大壁高 7.2m の内、上部 4.8m である。PC パネルが鉛直に 4 段あり、それぞれのパネルに連結しているタイロッドにひずみゲージを 3 ヶ所 (図中 DR_{ij}: 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および補強土壁上部に 3 軸加速度計を 1 台ずつ設置した。計 5 台 (9 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、150 秒間のすべての計測機器の記録を行う設定とした。

3. 計測結果

平成 24 年 8 月 30 日 4 時 5 分頃 (以下、H24 年) および平成 25 年 8 月 4 日 12 時 28 分頃 (以下、H25 年) に宮城県沖を震源とした地震が発生した。観測された最大震度はともに「5 強」(仙台市宮城野区ほか) であり、盛土補強土壁を施工した仙台市泉区での震度はともに「4」であった。

図 2(a) および(b)に基礎地盤上に設置した加速度計で観測された加速度記録を示す。この加速度の計測値を用いてスペクトル解析を行った。その結果、基礎地盤上での加速度は、H24 年が 5Hz と 7Hz, H25 年が 3Hz, 5Hz と 7Hz の波が卓越していた。一方、盛土内および補強土上部の加速度のスペクトル解析では、H24 年、H25 年ともに 5~6Hz の波が卓越していることから、本補強土壁の固有周期が 5~6Hz 付近であることが確認できた。



写真 1 補強土壁の全景

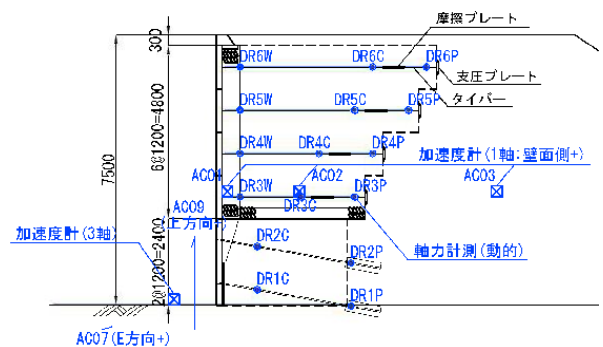


図 1 補強盛土壁内の計測機器の設置状況

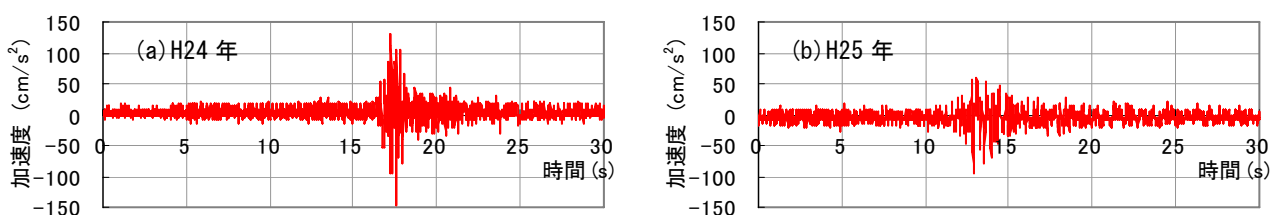


図 2 基礎地盤上の加速度記録

A consideration of demonstrating friction resistance and bearing resistance in the reinforced earth wall during the earthquake. ; Takeshi Kodaka, Cui Ying, Mitsuhiro Ishigure, Syougo Furuyama (Meijo University), Hirohisa Muto, Akihiko Naganuma (Yahagi Construction Co.,Ltd.)

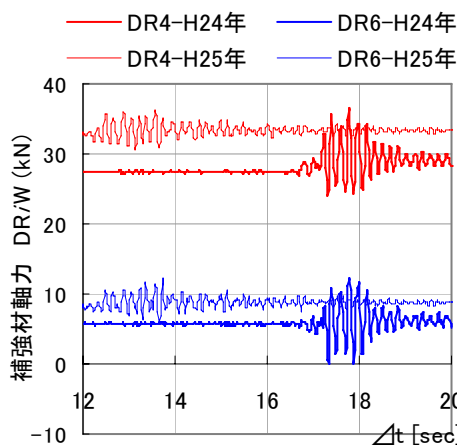


図3 地震中の補強材軸力の時刻歴

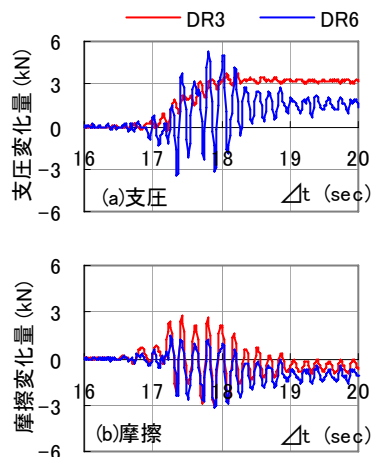


図4 各抵抗力変化量(H24年)

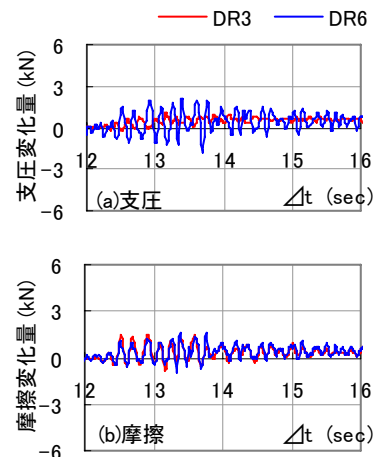


図5 各抵抗力変化量(H25年)

図3に地震中の補強材軸力(DR4WおよびDR6W)の時刻歴(経過時間 $\Delta t=12s \sim 20s$)を示す。補強材位置によらず、H25年の振幅と比較し、H24年のほうが大きな振幅を示した。また、補強材軸力の最大増加量 ΔP_{max} は、H24年が6.6kN(DR6W)、8.1kN(DR4W)、H25年が4.1kN(DR6W)、3.6kN(DR4W)であり、補強材位置による ΔP_{max} の傾向も明確には現れなかった。ここで、 ΔP_{max} は、 $\Delta t=0s$ 時の補強材軸力と最大補強材軸力と差である。

図4および図5に地震中における各抵抗力の変化量の時刻歴を示す。支圧抵抗力はDRiPでの計測値、摩擦抵抗力はDRiPとDRiCの計測値の差である。それぞれ $\Delta t=0s$ 時の各抵抗力との差を変化量として表している。各抵抗力ともに増減していることから、盛土補強土壁の耐震性能に寄与していると推測できる。また、支圧抵抗力においては、H24年、H25年ともに土被りの深いDR3の振幅よりも、浅いDR6のほうが大きな振幅を示した。このことから、地震時には土被りの浅い補強材のうち、支圧プレートが抵抗力に大きく寄与することが確認できた。一方、摩擦抵抗力においては、土被り深さによる差異は見られなかった。

表1は、地震前後($\Delta t=0s$ および150s)における各段(DRi)の支圧抵抗の荷重負担率を示している。H24年およびH25年ともに、支圧プレートの荷重負担率が6割〜7割程度であることがわかる。H24年は支圧抵抗の荷重負担率が増加傾向を示しており、その値はDR6で顕著であった。これは、支圧抵抗力が地震後も残存して負担率が増加したものであり、摩擦抵抗力が減少していることを示しているものではない。

図6にAC01-AC02間の相対変位とDR4における支圧、摩擦抵抗力の変化量の時刻歴を示す。H24、H25ともに支圧および摩擦抵抗力の変化量の波形と相対変位の波形と一部で同期していることがわかる。これは、盛土内の相対的な変形量が、補強材軸力として発生し、各抵抗力が十分機能を発揮していることを示している。このことから、地震時に補強材の支圧および摩擦抵抗が、盛土の変形に応じて発揮されるという補強メカニズムが本観測から示された。

4. まとめ

地震時の応答加速度と補強材軸力の観測記録から得られた知見を以下に示す。地震時に支圧および摩擦プレートがそれぞれ抵抗力を発揮することが確認された。また、土被りが浅い補強材では、支圧プレートが抵抗力に大きく寄与していることが確認された。これらの結果から、盛土補強土壁の地震時挙動が明確になるとともに、支圧抵抗体が耐震性に高く寄与していることも同時に示された。

参考文献： 1) 竹岡ら：支圧抵抗力と摩擦抵抗力を併用した補強材の土中引抜き試験，第44回地盤工学研究発表会，2009。 2) 奥屋ら：支圧抵抗力と摩擦抵抗力を組合せた盛土補強土壁の実物大施工，平成22年度土木学会中部支部，2010。 3) 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。 4) 石樽ら：支圧および摩擦プレートを併用した盛土補強土壁の地震時挙動の観測，第48回地盤工学研究発表会，2013。 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 支圧抵抗の荷重負担率 (%)

	H24		H25	
	前	後	前	後
DR3	57.0	61.4	54.4	54.5
DR4	68.9	71.9	61.7	63.5
DR5	68.2	69.4	58.5	60.0
DR6	68.3	82.3	63.4	62.9

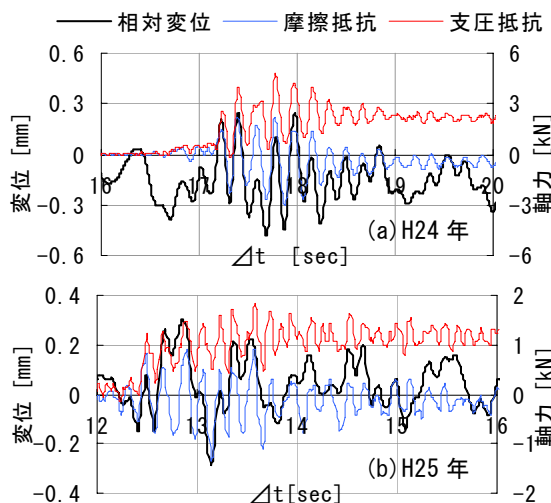


図6 相対変位と軸力変化量の時刻歴