

両面アンカー式補強土壁の地震時挙動に関する動的遠心模型実験

Dynamic centrifuge model test on seismic performance of back-to-back mechanically stabilized multi-anchor walls

小浪岳治¹, 林豪人¹, 小林睦², 三浦均也³

1 岡三リビック株式会社・技術開発部

2 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科

3 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

概 要

近年、特に橋台アプローチ部において補強領域が背面で接する両面補強土壁が採用される場合がある。補強土壁の耐震性が高いとはいえ、この種の形状における地震時挙動に関する検証事例は少なく、補強領域相互の影響については不明な点が多い。そこで、本研究では、片面・両面補強土壁の地震時挙動を比較検討し、両面補強土壁の地震時性能を明らかにするための動的遠心模型実験を実施した。補強土壁の裏込め地盤は、珪砂7号を相対密度70%になるように空中落下法により締め固めた。加振実験は、段階的に約200gal毎増加させて行った。その結果、レベル1地震動相当の揺れでは、裏込め地盤密度が小さくても壁面の鉛直度は0.3%以内であった。ただし、両面補強土壁は、補強領域の変位に追従する背後地盤がないことから、中央部の天端変位が大きくなる傾向があることが分かった。また、地震動によるすべり破壊は、補強領域を横切るような傾きの小さなすべり面に沿うので、両面補強土壁はすべり面が形成された領域の背後の補強材がこのすべり破壊を抑制することになる。したがって、地震時変形量は、片面補強土壁よりも両面補強土壁の方が小さくなることが確認できた。

キーワード：アンカー式補強土壁，地震，遠心模型実験

1. はじめに

我が国において、補強土構造物は1980年頃より普及し始め、今日まで急速に施工実績が増加してきた¹⁾。補強土壁においてもインフラの経年劣化の枠組みから外れるものではなく、維持管理は重要なキーワードになってきている²⁾。そこで、補強土壁の維持管理に関する基本的な考え方が提案され、劣化シナリオの整理がなされている³⁾。ところが、この劣化シナリオ再現のための実大模型実験においては、排水工を設置せずに裏込め地盤を通常より小さな締固め度で締固め、段階的に上載荷重を付与したものの、鉛直度3%を超えるような変形を生じさせることができなかったと報告されている⁴⁾。このように、常時作用する外力に対して補強土壁が変状に至るケースは少ない。実施工において生じた壁面材のはらみ出し変形メカニズムを調べた研究では、盛土材に一部細粒分が多い個所があったことから、背面の谷水の浸透により沈下が生じたことが要因であったことが明らかにされた⁵⁾。筆者らは、降雨浸透を受けるアンカー式補強土壁の安定性を検証しており、排水機能の維持管理の重要性を指摘してきた⁶⁾。このように、補強土壁の性能を維持するためには、適切な排水設備の設

置と点検・記録が重要であることを示唆しているといえる。

一方で、地震で被災した盛土を補強盛土で復旧する⁷⁾など、補強土壁の耐震性の高さは広く知られるところである⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾が、東北太平洋沖地震では、多くの構造物が被災したものの、終局限界に至った補強土壁は調査対象のわずか1%以下であることと、90%以上が全くの無被害であったことは特筆すべき事柄である¹¹⁾。しかしながら、これまでも排水機能の不備や設計時に地震時の検討がなされていない場合は、補強土であっても変状する例が報告されている¹²⁾。東北太平洋沖地震においても、地下水が高い状態にあった補強盛土が終局限界に至った被災報告がある¹³⁾。筆者らは、アンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムを検証するために、裏込め地盤密度の締固め密度を小さくし、地下水を高い状態に保った加振実験を実施した¹⁴⁾。その結果、レベル1地震動相当の揺れでは、裏込め地盤の相対密度が40%と小さい場合においても、壁面の倒れは被災判定基準をわずかに上回る程度であった。このように、通常の施工状態にあれば、補強土壁は地震時に被災しにくいことを示唆しているといえる。

ところが、土構造物も性能設計に移行している中で、想定する外力に対する性能を明示することが求められてい

る。しかしながら、補強土壁においても性能設計への移行は依然として進まず、みなし設計がなされているのが現状である。これは、想定される限界状態に至る事例が少ないだけでなく、再現実験が多くないことが要因であると考えられる。道路土工構造物技術基準・同解説¹⁵⁾では、橋梁の取付け部の盛土において、橋梁と盛土の構造性能の違いによって道路機能を損なわないことを要求性能として挙げている。したがって、橋台アプローチに採用されるような補強領域が背面に接する両面壁の挙動を正確に表現できないのが現状である。これまで、両面補強土壁の地震時挙動に関して検証した研究事例があるものの、崩壊挙動の再現には至っていない¹⁶⁾。

そこで本研究では、まず、標準的な形状である片面アンカー式補強土壁の崩壊を再現し、地震時崩壊メカニズムを調べるために、加振振幅を 1000gal まで段階的に上昇させた動的遠心模型実験を実施した。続いて、両面補強土壁の地震時挙動を検証するために、壁高を同様に設定し、最大加速度振幅を 1400gal まで段階的に上昇させた動的遠心模型実験を実施したので以下に報告する。

2. 動的遠心模型実験

2.1 補強部材

図 1 に壁面材設置イメージを示す。パネル寸法は、コンクリート製パネル H1000mm×W1500mm を想定し、1/20 スケールの H50mm×W73mm のアルミニウム板を用いた。アルミ板の厚さは 6mm である。パネルにはタイバーを接続する治具を 2 つ取り付けている。最下段のパネルは基盤



図 1 壁面パネル

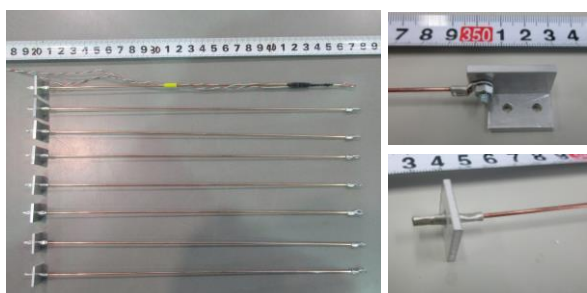


図 2 タイバー、アンカープレート

層に根入れを行わないので、タイバーを接続する治具を 4 つ取り付けている。タイバーは、図 2 に示すように $\phi 1.2\text{mm}$ の棒鋼であり、壁面パネルから 25mm の位置にひずみゲージを表裏に貼りつけ、実験中の棒鋼の伸びひずみを測定した。アンカープレートは、H300mm×W300mm を想定し、H15mm×W15mm のアルミ製の板とした。アンカープレートは、タイバーにストッパーで圧着させて固定している。

2.2 模型地盤作製

本研究で用いた補強土壁模型は、縮尺が 1/20 であり、実規模換算の壁高は 8m である。図 3、4 に片面、両面補強土壁の模型地盤概要図を示す。両者に共通するのは、基盤層および裏込め地盤、補強材寸法、および計測器の壁面パネルからの位置である。基盤層、裏込め材料には 7 号硅砂を用いた。層厚 40mm の基盤層は相対密度が 90% になるように突き固めて作製した。裏込め地盤は、相対密度が 70% になるように、補強材設置層毎に空中落下法により作製した。加振前後における地盤の変形状態を観察するために、7 号硅砂を黒に染色し、水平方向 40mm×鉛直方向 50mm のメッシュを作製した。また、メッシュ中心にはアルミ製のリベットをターゲットとして設置した。このように空中落下法で裏込め地盤を作製したために、補強盛土築造段階ではタイバーに緊張力が発揮されていないといえる¹⁴⁾。

遠心载荷中の補強土壁の変位を測定するために、天端の法肩に変位計 DV1、ここから 130mm 間隔で DV2、3 を設置した。片面補強土壁のケースでは、さらに 260mm 間隔で DV4、5 を設置しており、両面補強土壁のケースでは、DV3 を中心に対称になるように DV4、5 を設置している。壁面パネルの変位を測定するために、上部より 2、4、6、8 段目にそれぞれ変位計 DH1~4 を設置している。両面補強土壁のケースでは、同様に上から順に DH5~8 を設置している。壁面に作用する土圧は、変位計 DH とパネルを挟んで裏側にそれぞれ EPW1~4、5~8 (両面補強土壁のケース) を貼り付けている。また、補強領域の仮想背面土圧を測定するために、EPW を貼り付けた高さにあわせて、アンカープレート埋設位置に EPH1~4、5~8 (両面補強土壁のケース) を設置している。加振実験中の応答加速度を記録するために、圧力計 EPW を貼り付けた壁面パネルに加速度計 AW1~4、5~8 (両面補強土壁のケース) を設置している。地盤の応答加速度を記録する加速度計は、両面補強土壁のケースで地盤中央に圧力計 EPW、EPH と同じ深さに A2~5 を設置した。また、基盤層、背面盛土部にそれぞれ加速度計 A0、A1 を埋設している。タイバーに作用する張力を算出するために貼り付けたひずみゲージは、SG1~4、5~8 (両面補強土壁のケース) で示している。それぞれのケースにおいて、完成した模型地盤の写真を図 5、6 に示す。

2.3 実験条件

完成した模型地盤を遠心载荷装置に搭載し、20G の遠心

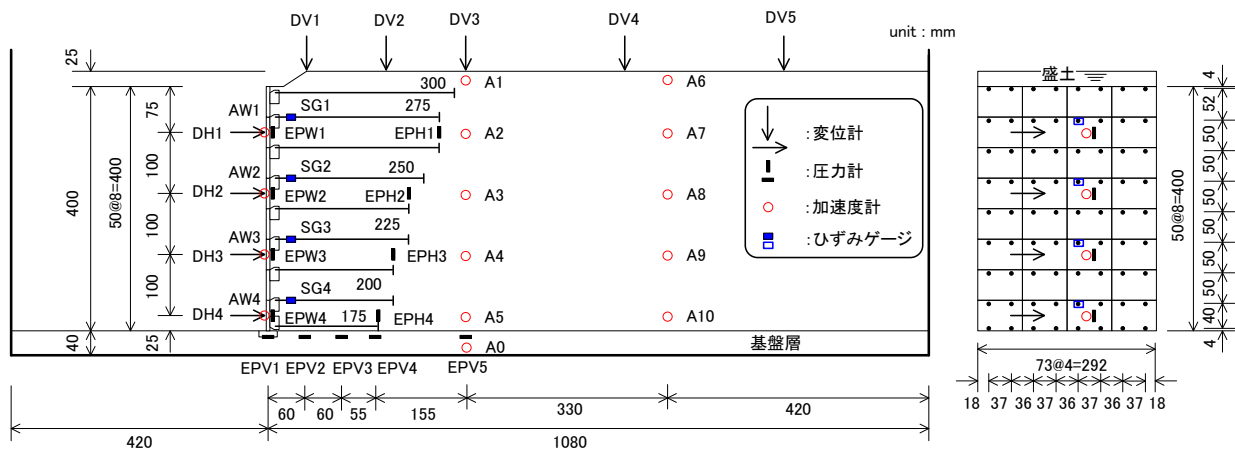


図3 模型地盤概要（片面補強土壁）

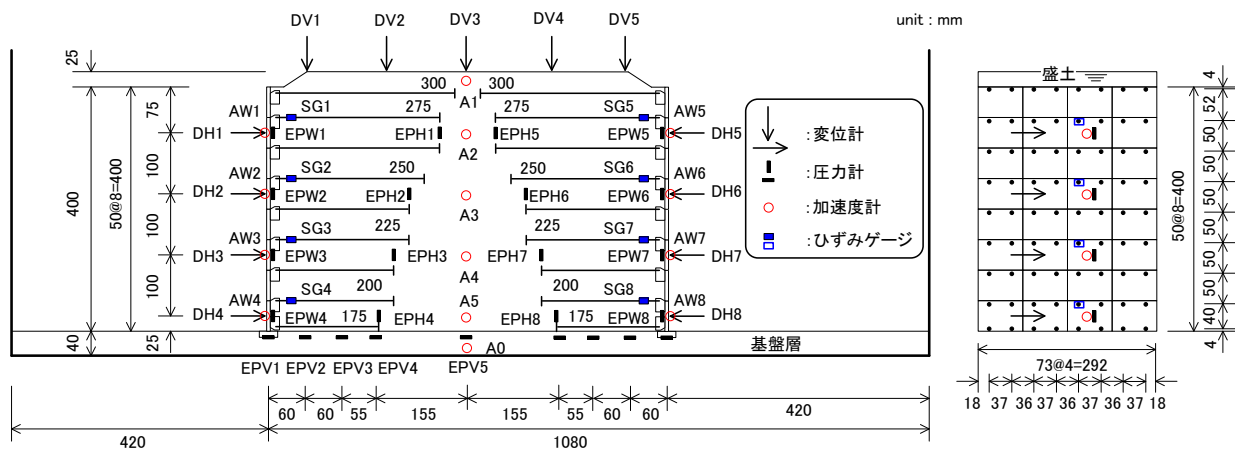


図4 模型地盤概要（両面補強土壁）

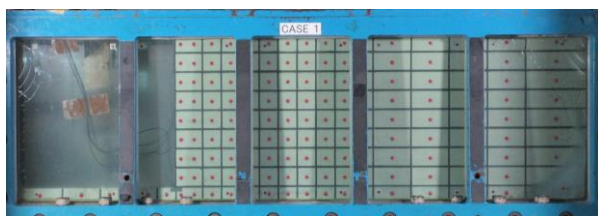


図5 模型地盤概要（片面補強土壁）

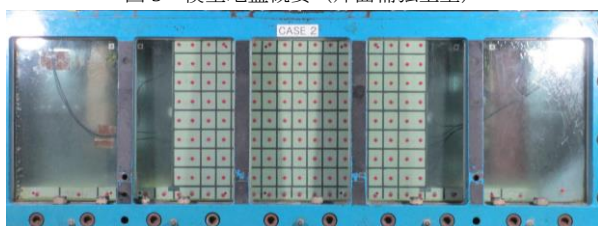


図6 模型地盤概要（両面補強土壁）

加速度を付与し、加振実験を実施する。図7に、片面補強土壁のケースにおける代表的な実規模換算した地震波形を示す。図の通り、周波数 2Hz の正弦波を主要動として20 波およびその前後に同一周波数のエンベロップを付加し、合計 25 波与えた。加振は、表 1 に示すように、段階的に加振加速度を増加させる。表には、主要動の最大平均加速度の絶対値を示している。遠心力載荷中は、CCD カメラおよび高速カメラにより実験中の模型地盤の挙動

表 1 実験条件

実験ケース	ステップ	平均加速度(gal)
片面補強土壁	1	205
	2	397
	3	578
	4	761
	5	930
	6	1040
両面補強土壁	1	203
	2	395
	3	588
	4	776
	5	932
	6	1076
	7	1326

を記録した。

3. レベル 1 地震動相当における地震時性能

レベル 1 地震動に相当する加振ステップ 1 における両実験ケースの地震時性能について考察を加える。図 8, 9 に加振後の模型地盤の画像を示す。これより、両実験ケース

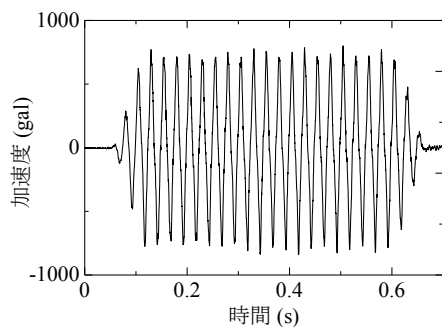


図7 入力波形（片面補強土壁，ステップ4）

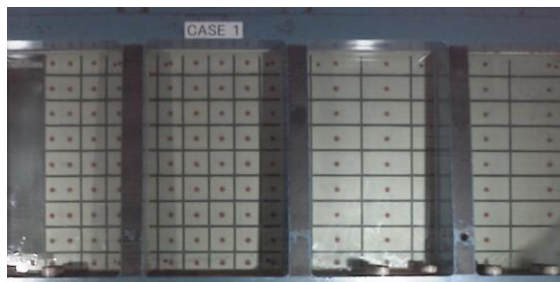


図8 加振後（ステップ1）の模型地盤（片面補強土壁）

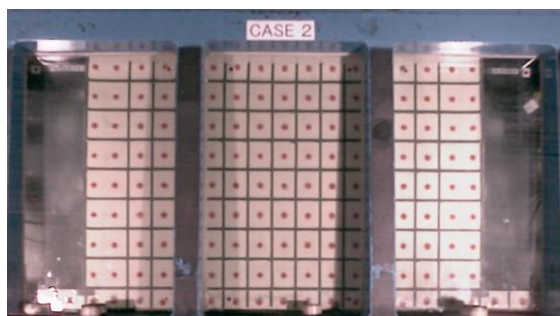


図9 加振後（ステップ1）の模型地盤（両面補強土壁）

ともに、壁面パネルの倒れやはらみ出しが確認できない。図10に加振中の水平変位 DH1, 5 の時刻歴を示す。これより、壁高に対する鉛直度を算出すると、最も変位量が多い片面補強土壁のケースで0.28%であり、施工管理基準以内であることが分かる。図11に両実験ケースにける盛土天端の鉛直変位 DV3 の加振中の時刻歴を示す。これより、両面補強土壁のケースにおける鉛直変位が1.7倍程度であることが分かる。このように、両面補強土壁では、それぞれの補強領域の壁面変位は小さいものの、補強領域が背面で接するためにその直上の鉛直変位が大きくなる。ただし、200gal程度の地震動では、補強土壁の変形・損傷はなしとの判定ができるレベルである。

ところで、本研究において、補強材設置層は空中落下法で作製しているために、地盤作製時にはタイバーにプレテンションが作用せず、補強領域に拘束効果が生じていないと考えられる。その後、遠心载荷による盛土材の自重の増加によって引抜き力が生じ、補強材力が発揮されることになる。したがって、この状態では、通常の施工状況と比較して、裏込め地盤密度が小さいだけでなく、補強効果も十分に発揮されているとはいえない。このことを検証するため

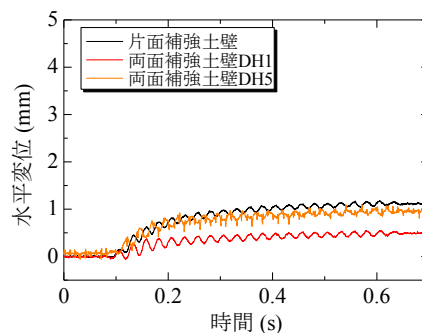


図10 水平変位（DH1,5）の時刻歴

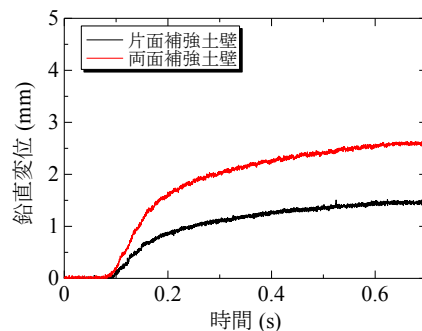
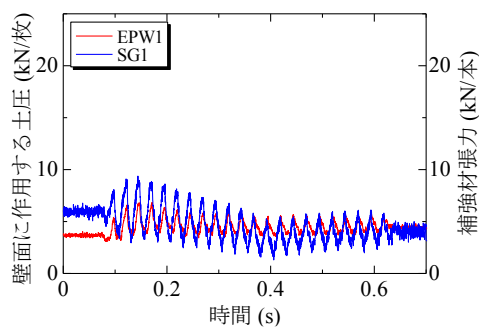
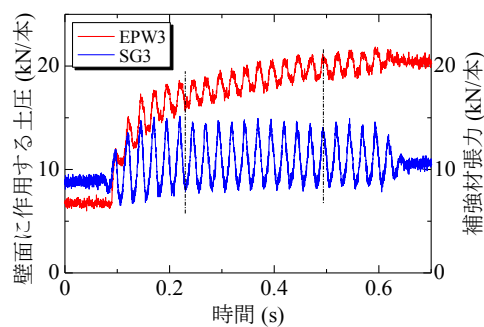


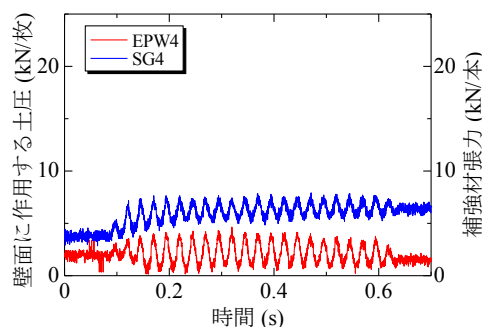
図11 鉛直変位（DV3）の時刻歴



(a)EPW1, SG1



(b) EPW3, SG3



(c) EPW4, SG4

図12 壁面パネル1枚あたりの土圧，補強材1本あたりの張力の時刻歴（片面補強土壁）

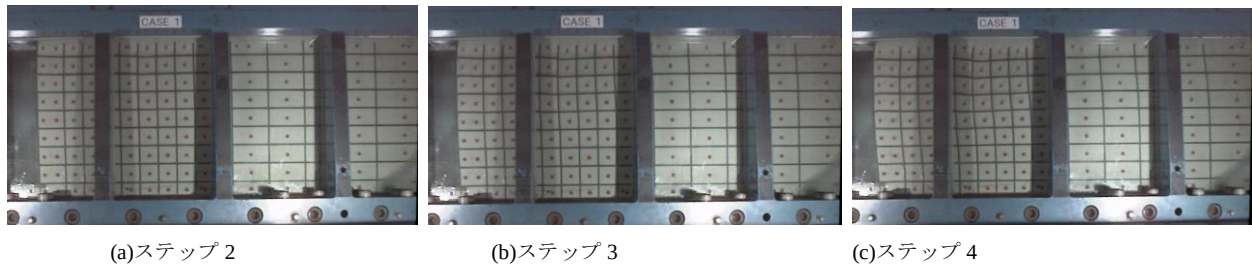


図 13 加振後の模型地盤の変形の様子（片面補強土壁）

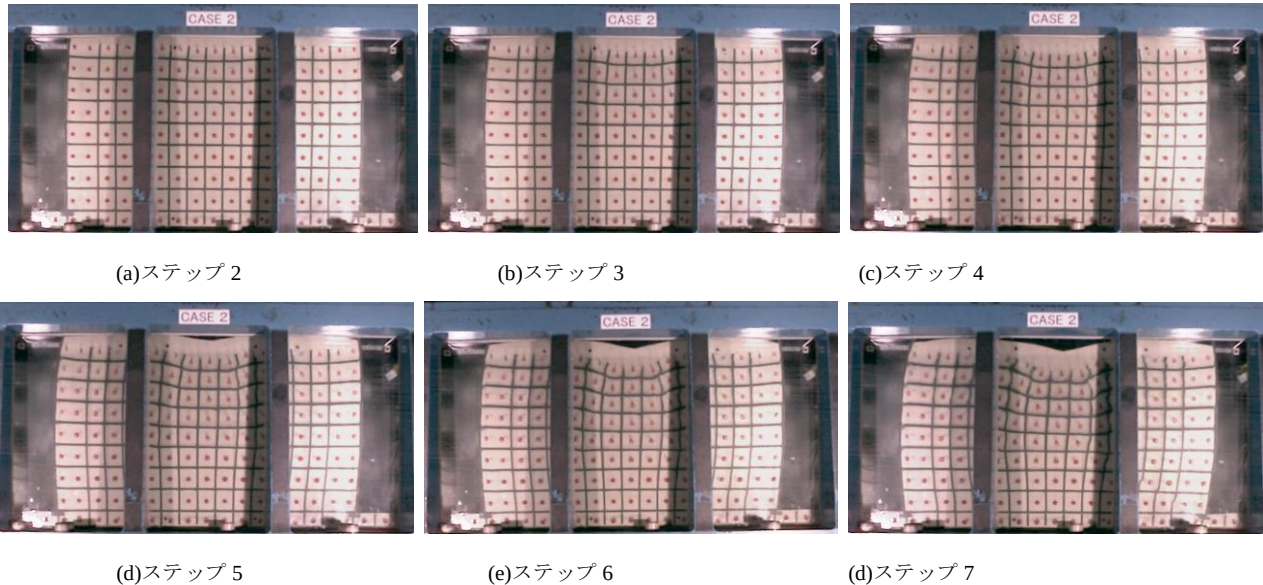


図 14 加振後の模型地盤の変形の様子（両面補強土壁）

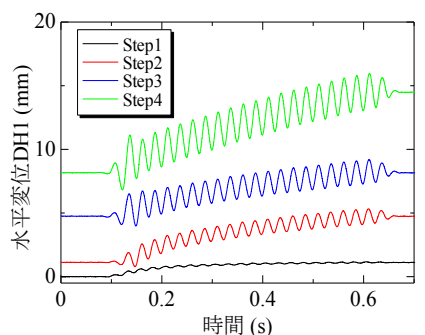
に、図 12 に加振中の片面補強土壁の壁面に作用する土圧とタイバーに作用する張力の時刻歴を示す。ここで、壁面パネル 1 枚に 2 本のタイバーが接続されているので、補強材が負担する土圧は壁面パネルに作用する土圧の半分程度であることを付け加えておく。これらより、補強材張力に着目すると、補強土壁上部の SG1 以外は加振後に増加していることが指摘できる。これは、振動によって裏込め地盤が締め固められたために、補強材に緊張力が作用したものと推察される。SG1 が減少したのは、盛土材が下方に移動したためであると考えられる。一方で、いずれの位置においても、土圧と張力の波形が同期していることから、補強領域が一体となって挙動している様子がうかがえる。このように、補強領域が一体化することでレベル 1 地震動相当の揺れに対して高い耐震性能を示したものと推察される。

4. 地震時変形メカニズム

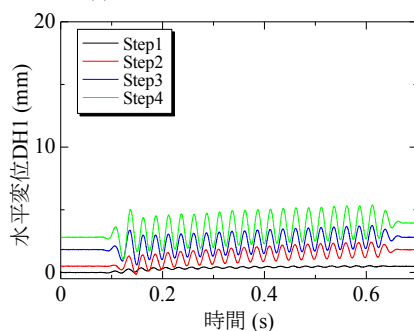
図 13, 14 に両実験ケースにおける加振後の模型地盤状況を示す。これらより、片面補強土壁においてはステップ 4 加振後に壁面下端から、両面補強土壁においてはステップ 7 加振後に右側壁面下端からメッシュの不連続面が見られることから、すべり面が形成されていることが確認できる。両実験ケースの変形状況を比較すると、片面補強土壁の場合は壁面が前方に倒れるような形状をなしており、これに対して両面補強土壁では、壁面中腹がはらみ出すよ

うな変形をしていることが指摘できる。また、両面補強土壁は、双方の補強領域が前方に変位したために、中央部の盛土材がそれに追従して流下し、盛土天端中央部に窪みが生じていることが特徴的である。ここで、ステップ 4 に至るまでの補強土壁の変形を考察する。図 15 に加振中の壁面の水平変位 DH1, 5 の時刻歴を示す。これより、ステップ 4 における片面補強土壁の変位量が大きいことが指摘できる。他方、両面補強土壁においては、DH5 が増加していき、DH1 の増加量は大きくないことが指摘できる。最下端のパネル変位を考慮して壁高に対する鉛直度を算出すると、片面補強土壁では 2.7% であり、両面補強土壁では左側が 0.4%、右側が 2.2% である。これらは、いずれも施工管理基準内であり、応急危険度判定¹⁷⁾によると、変形・損傷なしと判定されるレベルである。このように、裏込め地盤密度が通常施工に比べて小さい場合においても、補強土壁の耐震性能が高いことは特筆すべきことであろう。

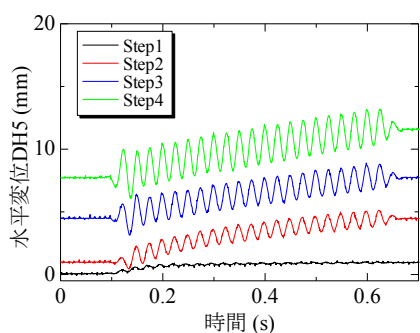
また、両面補強土壁の鉛直度が小さいことについては、形成されるすべり面の形状によるものと考えられる。片面補強土壁のケースにおいて観察されたすべり面は、常時の安定検討で求められる主働崩壊角よりも小さく、補強領域を横切るような形状をなしていた。これは、外部安定検討で照査されるような、壁面基礎部を通る極めて半径の大きな円弧すべりとも考えられる。同様のすべり面が両面補強土壁においては、片側のみに観察された。このことから、図 16 に示すように、すべり面に沿って滑动しようとする土塊の中に、他方のアンカープレートが存在すること



(a) DH1 (片面補強土壁)



(b) DH1 (両面補強土壁)



(c) DH5 (両面補強土壁)

図 15 壁面パネル変位の時刻歴

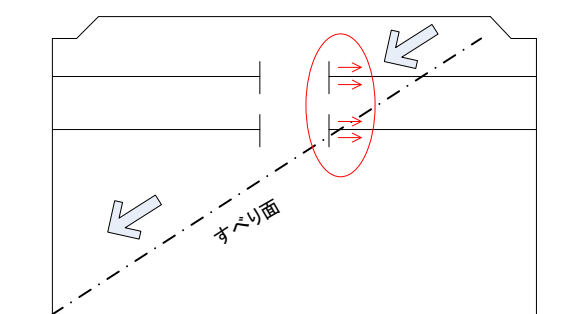
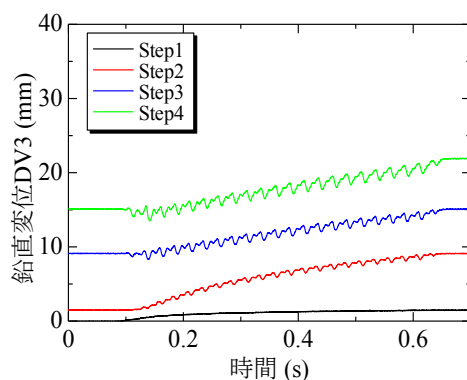
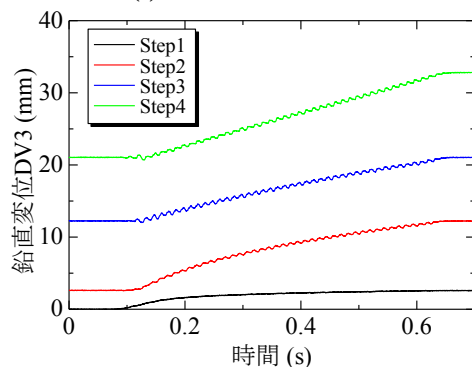


図 16 補強領域の影響 (イメージ図)

から、すべり面が形成されていない補強領域の変位を抑制したものと推察される。また、すべり土塊の滑動は、背面のアンカープレートによって抑止されることにもなるため、両面補強土壁がすべり破壊を起こす加振加速度は大きなものになったものと考えられる。これらのことより、補強領域上部のアンカープレートの引抜けも抑制されるために、壁面中腹がはらみ出すような変形が生じたものと推察される。



(a) DV3 (片面補強土壁)



(b) DV3 (両面補強土壁)

図 17 盛土天端の鉛直変位の時刻歴

図 17 に加振中の鉛直変位 DV3 の時刻歴を示す。これより、両面補強土壁の方が大きいことが指摘できる。両面補強土壁は、地震時に双方の壁面が前方に変位したことにより、天端に窪みが形成されたものと考えられる。これに対して、片面補強土壁のケースでは、壁面が前方に変位し天端が沈下してもその背後地盤から砂が供給されるために変位量が抑えられたものと考えられる。

このように、両面補強土壁の地震動を受けると盛土天端に窪みが生じる場合があるものの、1400gal の地震動を受けてもアンカープレートの引抜けやパネルの脱落といった崩壊挙動が見られなかったことから、両面補強土壁は高い耐震性能を有しているといえよう。

5. まとめ

本研究では、両面アンカー式補強土壁の地震時変形・崩壊挙動を調べるために、片面補強土壁の挙動を参照しながら、段階的に加振加速度を増加させる動的遠心模型実験を実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 裏込め地盤密度が、通常の施工よりも小さい場合においても、レベル 1 地震動相当の揺れではほとんど変形することがなかった。このことから、アンカー式補強土壁の耐震性能が高いことが確認できた。
- 2) 補強土壁が地震動を受けて崩壊に至る場合、補強領域を横切るようなすべり面が形成されることが分かった。したがって、両面補強土壁においては、すべり面

が形成されていない補強領域内上部のアンカープレートがすべり破壊を抑止するはたらきをするため、800gal の地震動を受けてもすべり面が顕在化することとはなかった。このため、壁面上部の変位が抑えられることから、壁面中腹部がはらみ出す変形を起こすといえよう。

- 3) 補強土壁の地震時変形挙動を観察したところ、両面補強土壁の双方の補強領域の間隔が狭い場合、それぞれの壁面が前方に変位すると盛土天端中央部に窪みが生じる点に留意する必要があることが分かった。

参 考 文 献

- 1) Ochiai, H.: Earth reinforcement technique as a role of new geotechnical solutions – memory of IS Kyushu, Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement, pp.3-23, 2007.
- 2) 桑野二郎：補強土壁の長期性能と維持管理 1.講座を始めるにあたって、地盤工学会誌, Vol.62, No.4, pp.62-63, 2014.
- 3) 宮武裕昭, 藤田智弘, 佐藤登, 新田武彦, 中根淳, 藤岡一瀬, 宮田喜壽：補強土壁の維持管理に関する基本的考え方の提案, 第52回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1459-1460, 2017.
- 4) 佐藤登, 宮武裕昭, 藤田智弘, 新田武彦, 大谷義則, 明永卓也, 小浪岳治, 村中俊裕, 宮田喜壽：補強土壁の維持管理技術検証のための実大実験, 第52回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1461-1462, 2017.
- 5) 川尻峻三, 澁谷啓, 鳥居宣之：ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.15-25, 2011.
- 6) 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治：降雨時におけるアンカー式補強土壁の安定性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.3, pp.477-488, 2013.
- 7) Koseki, J.: Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 34, pp.51-68 2012.
- 8) Tatuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J. :Performance of soil retaining walls for railway embankments, Soils and Foundations, Special Issue of Soils and Foundations, 311-324, 1996.
- 9) 吉田浩一, 久保哲也, 南和弘：中越地震による補強土壁の被災調査と復旧事例, ジオシンセティックス論文集, 第20巻, pp.301-304, 2005.
- 10) Koseki, J., Bathurst, R.J., Güler, E., kuwano, J. and Maugeri, M. :Seismic stability of reinforced soil walls, Proceedings of the 8th international conference on geosynthetics, pp.51-77, 2006.
- 11) Kuwano, J., Miyata, Y. and Koseki, J.:Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake, Geosynthetics International, Vol. 21, No.3, pp.179-196, 2014.
- 12) 国際ジオシンセティックス学会日本支部：災害復旧技術委員会報告書（2007年度～2010年度）, 2014.
- 13) Miyata, Y. : Reinforced soil walls during recent earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele Maugeri and Claudio Soccodoto(eds), Springer, pp.343-353, 2014.
- 14) 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治, 林豪人, 佐藤寛樹：地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.2, pp.123-134, 2019.
- 15) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説, pp.33-45, 2017
- 16) Kobayashi. M., Miura. K., Konami. T., Hayashi, T. and Sato, H.: Seismic performance of multi-anchor wall with double-wall facing, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol.4, No.2, pp.9-12, 2016.
- 17) 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4版, pp.236-237, 2014

