

背後に地山がある場合のアンカー式補強土壁の地震時挙動

遠心力模型実験 補強土工法 地震

豊田工業高等専門学校 学生会員 ○林 大瑚, 宮本 優樹
豊田工業高等専門学校 国際会員 小林 睦
豊橋技術科学大学 国際会員 三浦 均也
岡三リビック 国際会員 小浪 岳治, 林 豪人

1. はじめに

筆者らは、これまで設計では考慮されていない降雨浸透を受けるアンカー式補強土壁の地震時変形・崩壊挙動について検証してきた。その結果、200gal程度の地震規模であれば、裏込め地盤密度が小さくても大変形には至らないことと、補強領域背後の過剰間隙水圧の挙動および地盤変形状況から補強領域が一体となって滑动することが明らかになった¹⁾。一方で、実施工のケースでは主動崩壊線を基に支圧板埋設を決定することになるため、補強材が等長になることはない。そこで本研究では、これまでの基礎的な知見を実務レベルにまで発展させるために、一般的な施工モデルを対象にした遠心力場浸透加振実験を行った。このとき、補強領域背後に地山が存在するケースについても検証した。

2. 実験概要

表1に本研究における実験条件を示す。補強材の長さは実施工モデルを想定しているためマニュアル²⁾を基にして決定した。図1にD40C2, D65C2における模型地盤の概要を示す。模型地盤は50Gの遠心加速度場で浸透加振実験を行うため、縮尺を1/50とした。したがって、実寸法の壁高は8mである。補強領域内および背後には間隙水圧計PPTを設置し、浸透時および加振時の間隙水圧の変化を観察した。また、浸透時および加振時の土圧を観測するために下から1から4段目の壁面パネルに小型圧力計EPを設置した。補強領域背後に地山が存在することを想定したケースの模型地盤概要を図2に示す。地山は、豊田産砂質土を締め固め度90%になるように作製し、型枠を用いて成型した。なお、給水タンクから地山を介して裏込め地盤への浸透を容易にするために、図中に示したように不織布を敷設している。両ケースともに、裏込め地盤には含水比10%に調整した豊浦砂を補強材設置層ごとに所定の相対密度になるように締め固めた。浸透加振実験では、遠心力場における時間の相似則を考慮して粘性を調節したメチルセルロース水溶液を間隙流体に用いた。浸透実験において、給水タンク内水位が上限に達したら、実規模換算で加速度 2.0m/s^2 、周期1sの地震動を20波与えた。

3. 補強領域形状の影響

これまで得られた知見では、裏込め地盤密度が密詰めでなくても引き抜き抵抗力が確保されていれば補強領域は一体となって滑动するというものであった。このように地震時に補強領域が一体となって滑动するのであれば、等長モデルよりも実施工モデルでは補強領域が転倒することが想定される。しかしながら、図3に示すケースD40C2での加振前後の模型地盤の変形状況より、転倒ではなく補強領域下部の前方移動に伴う土塊の滑动であることがうかがえる。図4に示す加振中の過剰間隙水圧の挙動より、補強土壁下段(下から2段目の補強材設置層)の支圧板背後の地盤において過剰間隙水圧の上昇が確認できる。図5には加振中の壁面土圧の時刻歴を示す。これより、最下段の土圧EP1が急増していることが指摘できる。これらのことから、D40C2では、加振に伴う過剰間隙水圧

表1 実験条件

コード	背後地山	相対密度(%)	含水比(%)
D40C2	無	40	10
D65C2		65	
D65CM	有		

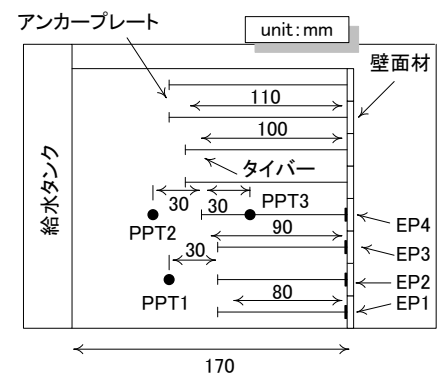


図1 模型地盤概要(D40C2, D65C2)

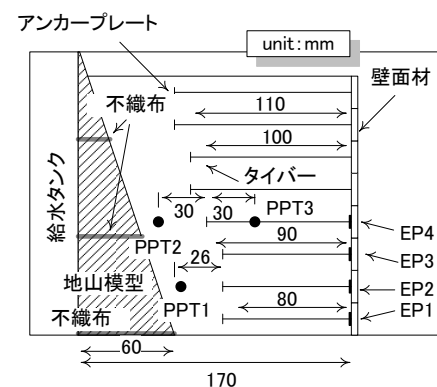


図2 模型地盤概要(D65CM)

の増加により下段の引抜き抵抗力が低下して壁面パネルが倒れ、さらに倒れたパネルに作用する土圧に鉛直成分が加わることで引抜きに至ったものと推察される。裏込め地盤の相対密度が65%のケース D65C2においても、図6に示す過剰間隙水圧の時刻歴より下段の過剰間隙水圧が上昇していることが分る。このケースでは崩壊には至らず、図7に示すような壁面パネルのはらみ出しが観察された。図7より、下から5段目の壁面パネルにおいてははらみ出し量が最大となっていることが確認でき、その変形量は実規模換算で39.0cmである。また、壁面の鉛直度は3.63%と小さいものの最下段のパネルの倒れ角が25.11度であることから、被災なしとは判定できないレベルである。

4. 背後に地山を有する補強土壁の地震時挙動

ケース D65CM の加振実験前後のターゲットビーズおよび模型地盤の形状の変化を図8に示す。これより、裏込め地盤の相対密度が同じケース D65C2 と比較して、変形量が極めて小さいことが指摘できる。また、図8より下から5段目の壁面パネルにおいてははらみ出し量が最大となっており、その変形量は実規模換算で10.4cm、壁面の鉛直度は0.65%である。これらのことから被災なしと判定できる。図9に示す地震中の過剰間隙水圧の時刻歴より、加振により変化が見られないことが分る。これは、補強領域と地山モデルに挟まれた領域が狭いことから、補強領域背後の地震時せん断変形が抑えられたことに起因すると考えられる。

5. まとめ

これまでの実験結果より、補強領域と給水タンクに挟まれた領域が狭ければ地震時にせん断変形を起こすことがないため、過剰間隙水圧の上昇は見られなかった。一方で、この部分が広がるようなモデルでは、設計では考慮されない過剰間隙水圧の上昇による支圧板の引き抜き抵抗力の低下が確認でき、両者での変形モードが異なることが明らかになった。このことから、補強領域の一体化が地震時安定性に大きく寄与することを改めて確認できた。さらに、補強領域背後に地山がある場合には、地下水が存在していても高い耐震性を有することが分った。

《参考文献》

- 1) 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, 2018.
- 2) 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.278, 2014.

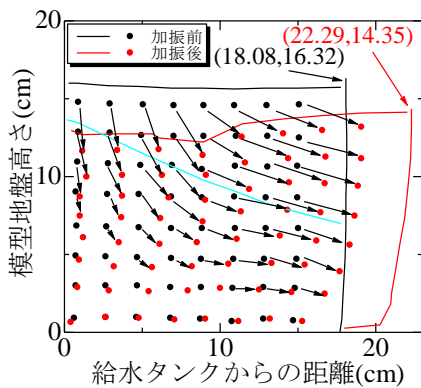


図3 模型地盤変位(D40C2)

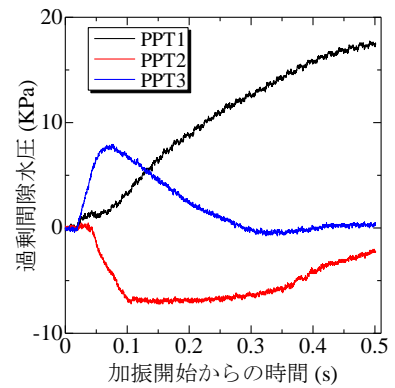


図4 過剰間隙水圧の変化(D40C2)

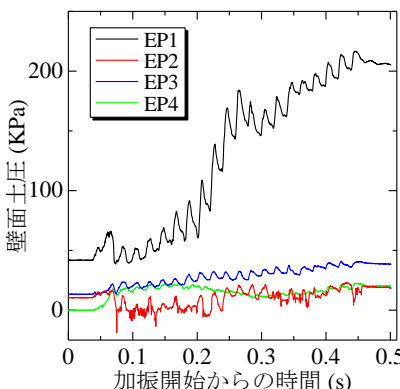


図5 壁面土圧の変化(D40C2)

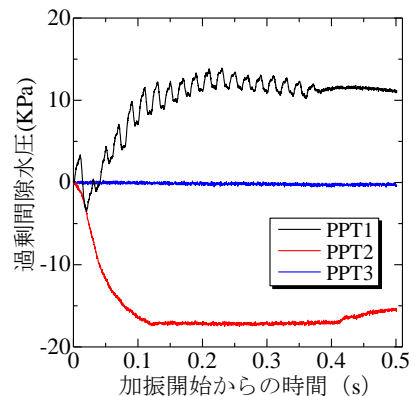


図6 過剰間隙水圧の変化(D65C2)

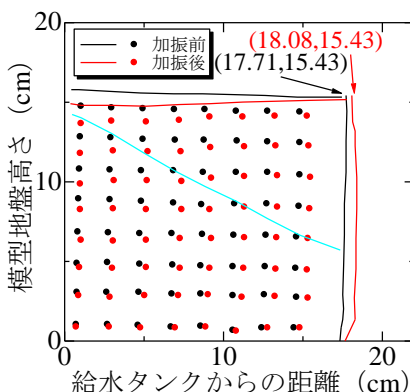


図7 模型地盤変位(D65C2)

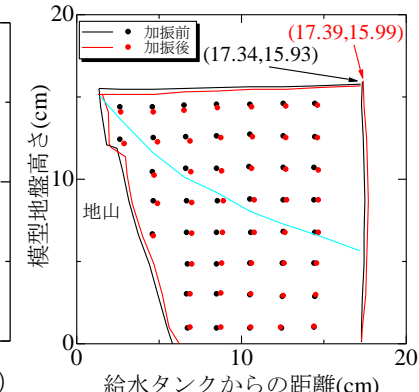


図8 模型地盤変位(D65CM)

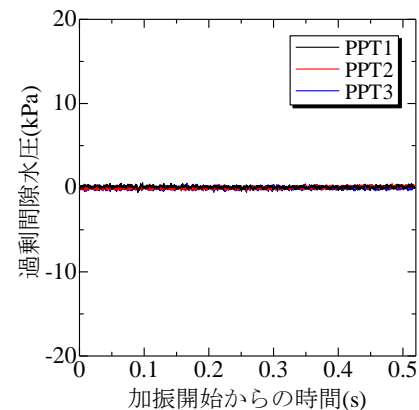


図9 過剰間隙水圧の変化(D65CM)