

補強材破断を想定した地下水が高いアンカー式補強土壁の地震時挙動について

補強土工法 遠心模型実験 地下水位

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

補強土壁においても、他の構造物同様に維持管理の局面に入ってきており¹⁾、時間の経過に伴って設計・施工時に期待した排水機能等の劣化に起因して、耐震性が高いといわれていた補強土壁でさえも被災した事例が報告されてきている。これまで、部材の劣化による被災事例の報告は見当たらないが、設計・施工マニュアルに何らかの要因で補強材の異常が認められた場合の対応が記載されている²⁾ことから、補強材そのものの機能低下を想定した健全性評価は重要であるといえる。補強土壁の安定性照査においては、壁面に作用する土圧に対して、補強材の引抜きや破断に対して行う。筆者らは、これまでに地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁を対象に、アンカープレート寸法を変化させて、補強材の引抜きを限界状態に設定した遠心力場浸透実験を実施してきた。その結果、補強材設置層毎の引抜き安全性照査よりも、補強土壁全体のバランスで表現する安全率で崩壊現象を捉えることができた³⁾。また、常時だけでなく地震時において、過剰間隙水圧の増加に伴う地盤の引抜き抵抗の低下を再現した遠心力場加振実験を実施してきた。これらの結果、裏込め地盤密度が小さくても、アンカープレートの引抜き安定性が確保されている場合は、補強領域は一体となって挙動することが明らかになってきた⁴⁾。

そこで本研究では、補強材設置層においてタイバーの破断を再現した層を設けることで、一体化した補強領域の挙動を改めて検証するとともに、この種の限界状態がアンカー式補強土壁の性能に与える影響を調べたので以下に報告する。

2. 遠心力場加振実験

本研究における実験システムを図1に示し、表1に実験条件を示す。裏込め地盤は含水比10%に調整した豊浦砂を相対密度が65%になるように、補強材設置層毎に締め固めて作製した。タイバーを等長にしているのは、補強領域の一体化を観察しやすくするためである。壁面パネルは裏側の縦方向に短冊状にセロファンフィルムを貼りつけて結合しているが、上下のパネル同士の結合は重力の作用のみとなっている。破断想定層を設ける場合、下部より2, 4層目の補強材設置層のタイバーを針金から乾麺に替えて引抜き抵抗力を発揮できない場合を想定した。なお、模型地盤作製段階で、乾麺が水分を吸収して伸びてしまい、引抜き抵抗力を発揮できない状態であることが確認できている。間隙水圧計を補強領域背後と内部にそれぞれ設置している。

模型地盤に50gの遠心加速度を付与し、地盤背後の給水タンク内に粘性を調節したメチルセルローズ水溶液を供給して浸透実験を実施する。タンク内水位が上限に達するか、D65N24Lでは盛土材の流出が確認された時点で、レベルI地震動に相当する振幅200Galの地震波を20波与える。なお、加振周期は1sである。

3. 結果と考察

図2にD65N24における加振前後の模型地盤の写真を示す。また、画像より読み取った模型地盤の変形およびターゲットビーズの変位を図3に示す。これらより、地下水が上昇してくる場合、引抜き抵抗力が発揮されないとパネルのずれが生じるために、浸透水と共に盛土材が流出してくることが確認された。盛土材のこぼれ出しに伴って、その上部の補強材設置層の壁面裏に空洞が生じるために、補強材による拘束効果がなくなることから、ここでもパネルのずれが生じることになる。このケースでは、壁背面の空洞に上部の盛土材が流下したため、下部より4段目において、水分を吸収してのびた乾麺のタイバーは切断され、もはや補強土壁としての機能を発揮できない状態となった。これに対して、D65N24Lでは、タイバーは破断しなかったものの、引抜き抵抗力を発揮できない状態であったために、裏込め地盤内水

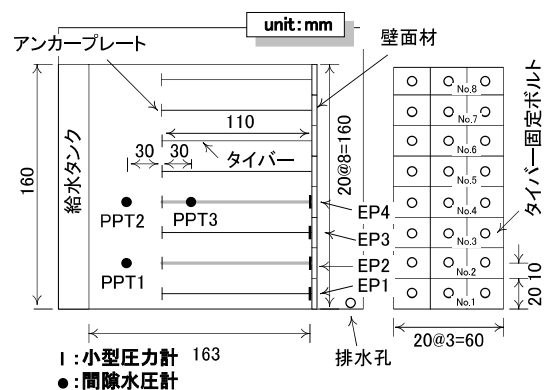


図1 実験システム図

表1 実験条件

実験コード	破断想定層 (下部より)	加振時給水タンク 内水位 (cm)
D65N24	2, 4	15.0
D65N24L	2, 4	9.2
D65N4	4	13.8

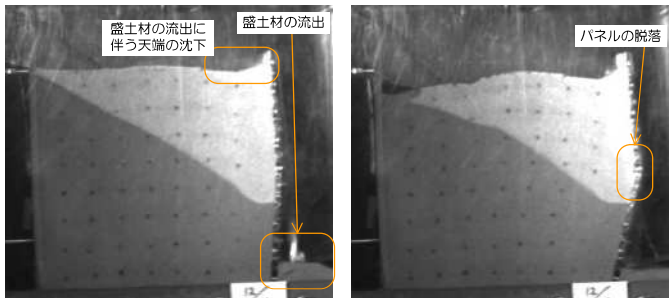


図2 加振前後の模型地盤 (D65N24)

位が高くないにもかかわらず、図4に示すように変形量は大きく、壁面全体が広範にわたってはらみ出していることが指摘できる。このとき、壁高に対する鉛直度は5.1%であった。この変形量は、被災度応急判定表によると構造物の安定性に大きく影響せず、経過観察により使用可能の状態に分類されるものの、補強材の補強効果が発揮できない場合の性能低下は明らかである。

ここで、ケースD65N4において、図5に示す模型地盤の変形状態を検証する。地下水位が達していない上部の幾つかの補強材設置層は一体となって挙動していることがうかがえるが、引抜き抵抗力を發揮できない層を挟んだ領域の一体化が確認できない。また、特に下部より2段目以上の壁面裏のビーズが水平方向に変位している様子が指摘できる。このとき、壁高に対する鉛直度は6.7%である。図6に加振実験中の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。これより、補強領域背後の過剰間隙水圧が負を示していることから、これまでの実験結果同様⁴⁾に、一体化した補強領域が前方に滑動していることがうかがえるが、補強領域内の間隙水圧計PPT3が正の過剰間隙水圧を示していることが確認できる。また、図7に示す加振中の壁面圧力の時刻歴より、最下段のEP1に着目すると、構造計算で求められる加振前の水平土圧は間隙水圧を含めて43.0kPaであり、同図の加振直前と同程度であることが分かる。ところが、加振中の土圧が100kPa程度を示していることから、地震時水平土圧だけでは説明ができず、壁面パネル下端を支点として回転した土塊重量を支持していることがうかがえる。これらのことから、本ケースでの変形モードを考察すると、補強材破断想定層より上部が一体化して挙動しているものの、補強土壁天端の不連続面からPPT3が敷設している位置を含み下部より2段目の壁面を結ぶすべり面に沿って変形したものと推察される。このように、アンカープレート引抜き抵抗力が發揮できない層がある場合、その領域のみで引抜きが生じるのではなく、補強土壁全体のはらみ出し変形に至る場合があることが分かった。

4. おわりに

補強土壁は、一体化することで高い耐震性能を發揮することが明らかになっている。そこで本研究では、アンカー式補強土壁の補強材の補強効果が期待できない層がある場合の影響を調べた。その結果、補強領域が一体化せずに、補強領域内部ですべり破壊を起こす場合があることが分かった。すなわち、このような状態における補強土壁の耐震性能は、補強材が健全に機能する場合と比較して著しく低下することが分かった。

《参考文献》1)宮武ら：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。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.391393，2014。3)小林ら：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。4)佐藤ら：地下水浸透がアンカー式補強土壁の地震時挙動に与える影響について，第52回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1469-1470，2017。

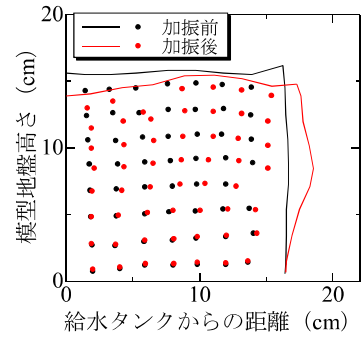


図3 模型地盤変形状況 (D65N24)

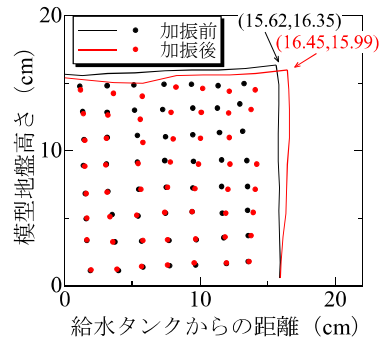


図4 模型地盤変形状況 (D65N24L)

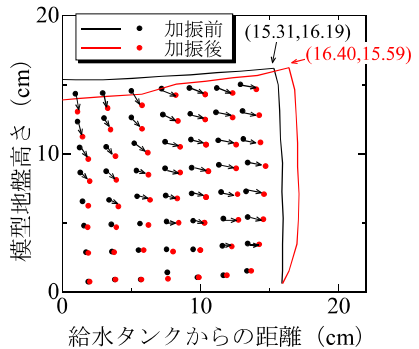


図5 模型地盤変形状況 (D65N4)

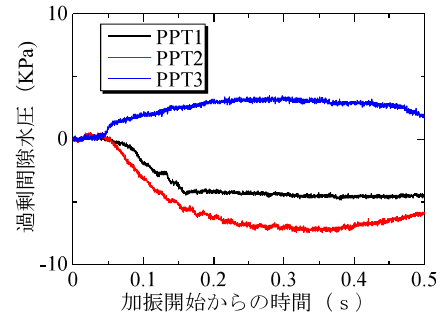


図6 過剰間隙水圧の時刻歴 (D65N4)

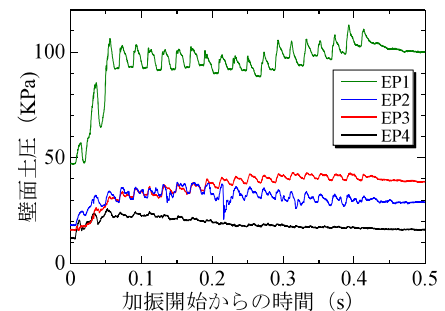


図7 壁面土圧の時刻歴 (D65N4)