

固化処理による地震時土圧低減に関する振動台実験

九州大学工学部 学生会員 ○佐々木 渉
九州大学大学院 正会員 陳 光斉

九州大学大学院 フェロー 善 功企
九州大学大学院 正会員 笠間 清伸

1. 背景および目的

近年頻発する大地震により、擁壁や岸壁などの抗土圧構造物への被害が多数報告されており、地震時における抗土圧構造物の安定性向上は重要な課題となっている。事前混合処理や浸透固化処理工法のように、固化材混合や薬液注入により砂地盤に所定の粘着力を与える工法¹⁾がある。この粘着力の増加により、隣接する抗土圧構造物に与える静止ならびに地震時土圧は低減する²⁾ことが期待され、その土圧低減効果は、改良強度や改良範囲に影響すると考えられる。そこで本文では、土圧低減効果に影響をおよぼす固化処理地盤の改良範囲を評価することを目的として、背後を固化処理した抗土圧構造物の模型土槽を作製し、地震時を想定した振動台模型実験を行った。

2. 実験概要

図-1 に、本実験で用いた模型土槽を示す。側壁は固定壁とし、模型の縮尺は 1/10 縮尺とした。壁面を 5 分割しロードセルを地表面から z 軸方向に 50, 150, 250, 350 および 450mm の位置に、水平方向と鉛直方向にそれぞれ 5 つ設置し、計測した荷重を受圧板の面積で割ることで水平土圧と鉛直土圧を計測できる。また、壁中央位置にロードセルを設置することで、壁面に作用する水平土圧合力を計測できる。500mm(高さ)×750mm(幅)×300mm(奥行)の土槽内に、模型地盤を改良部と未改良部に分けて、作製した。未改良部には乾燥した 5 号珪砂を用い、改良部には所定の粘着力を添加させるため、5 号珪砂とグリセリンを混合した砂(以下、グリセリン砂)を用いた。グリセリンを 5 号珪砂に対して質量比 10:1 の割合で混合することで、グリセリン砂の粘着力は一面せん断試験より 12kPa となった。この強度を相似則を考慮して実際のスケールに換算すると 120kPa 程度となり、液状化対策として用いられる固化処理土の強度に相当する。地盤作製は、改良部を鉛直方向に 4 層に分割し、各層毎にハンマーで締め固めて作製した。改良部を作製した後、未改良部に砂を投入し振動締め固めにより作製した。なお、改良部と未改良部の地盤相対密度は 60%に調整した。改良高 H を 500mm とし、改良幅 B を変化させ、改良幅比を表-1 に示すように変化させた。振動台の加振は、3Hz の正弦波を 10 波ずつ 50Gal~400Gal までステップ载荷で行った。表-1 に実験条件を示す。さらに、壁面は地盤からの土圧の増加にともない、水平移動が可能である

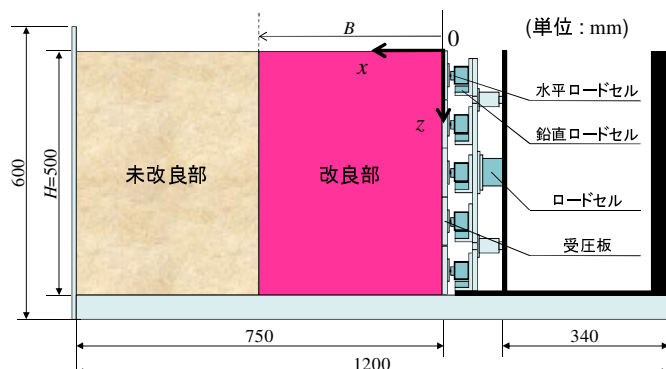


図-1 模型土槽

表-1 実験条件

固化処理地盤	c_d	12kPa
	ϕ_d	34°
未改良地盤 ϕ_d		34°
改良幅比 B/H		0, 0.1, 0.2, 0.4, 0.75, 1.5
相対密度 D_r		60%
入力加速度		50, 10, 150, 200, 250, 300, 350, 400Gal

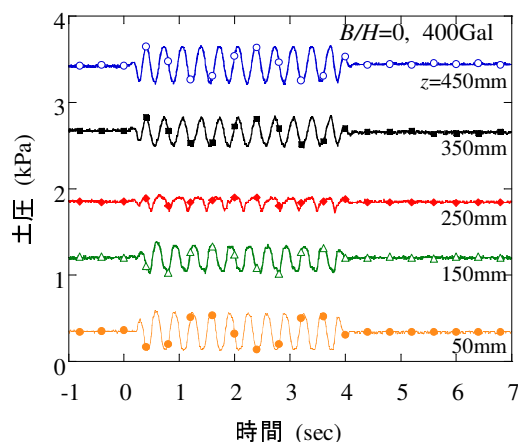


図-2 水平土圧の時系列 ($B/H=0$, 400Gal)

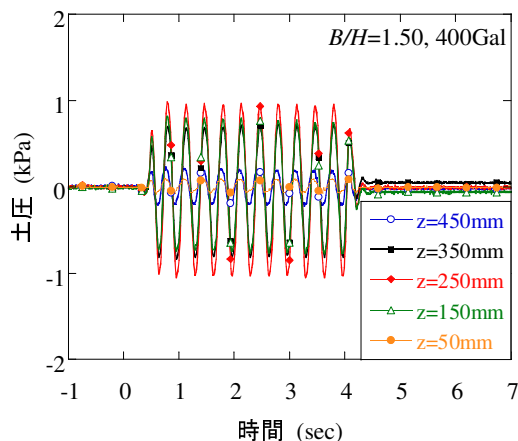


図-3 水平土圧の時系列 ($B/H=1.5$, 400Gal)

3. 実験結果および考察

図-2 と図-3 に、それぞれ $B/H=0$ (未改良)と $B/H=1.5$ における 400Gal 加振時の水平土圧の時系列を示す。図-2 と図-3 より、加振前の静止土圧は、 $B/H=0$ では深度とともに増加したが、 $B/H=1.5$ では深度によらずほぼ 0kPa を示した。これは、粘着力の効果により改良部が自立することで、静止土圧が大幅に減少したためである。

図-4 に 400Gal 加振時の各ケースにおける地震時水平土圧の最大値の深度分布図を示す。図-4 より、改良幅比 $B/H=0$ の土圧が最大であり、改良幅比 $B/H=0.4$ まで、改良幅比の増加とともに土圧は減少した。しかし、改良幅比 $B/H=0.4$ 以上では、土圧は改良幅比の増加によらず比較的小さい。この地震時土圧の低減にも、粘着力が影響していると考えられる。

図-5 に、400Gal 加振時の動土圧振幅の深度分布図を示す。動土圧振幅とは、加振時における最大と最小水平土圧の差である。図-5 より、改良幅比の増加とともに、動土圧振幅は相対的に増加した。また、改良幅比 $B/H=0$ では深度方向にほぼ一定の動土圧振幅であるが、動土圧振幅の分布形状は改良幅比の増加とともに変化し、次第に中央付近の成分が増加した。これは、改良幅比の増加とともにグリセリン砂の占める範囲が増加し、次第にグリセリン砂のみの場合(改良幅比 $B/H=1.5$)の剛体的挙動に近づいたためと考えられる。

図-6 に、入力加速度と最大水平土圧合力の関係を示す。図-6 より、水平土圧合力は入力加速度の増加とともに増加したが、改良幅比の増加とともに大きく減少した。改良幅比と水平土圧合力の関係をより明らかにするため、図-7 に改良幅比と土圧低減率の関係を示す。土圧低減率とは、以下の式(1)で計算される指標である。

$$\text{土圧低減率} = \frac{P_{\max 0} - P_{\max}}{P_{\max 0}} \times 100 (\%) \quad (1)$$

ただし、 $P_{\max 0}$ は $B/H=0$ における最大水平土圧合力を、 $P_{\max}$ は各改良幅比における最大水平土圧合力を示す。例えば、土圧低減率 100% のとき、壁面に作用する土圧がゼロになることを意味する。図-7 より、土圧低減率は入力加速度の大きさによらず、 $B/H=0.4$ までは改良幅比とともに増加するが、 $B/H=0.4$ 以上ではほぼ一定値を示した。また、そのさいの土圧低減率は約 94%であった。

4. 結論

(1)地震時の壁面に作用する最大水平土圧は、固化処理の範囲の増加とともに大きく減少し、 $B/H=0.4$ 以上では鉛直方向にほぼ一定となる。
 (2)動土圧振幅の深度分布は、改良幅比の増加とともに壁面中央付近が大きくなる。
 (3)水平土圧合力に影響をおよぼす改良範囲は、改良幅比 $B/H=0.4$ 程度であり、土圧低減率は約 94%程度であると考えられる。
 <参考文献> 1) 財団法人 沿岸開発技術研究センター: 浸透固化処理工法技術マニュアル, 2003. 2) 大原資生ら: 岸壁に作用する地震時土圧の計算, 土木学会論文集 第 358 号/III-3, 1995

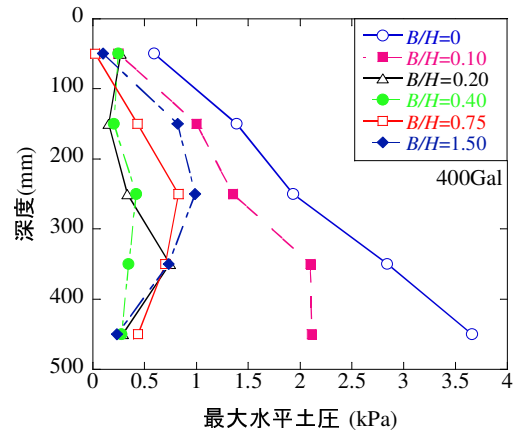


図-4 土圧最大値の深度分布

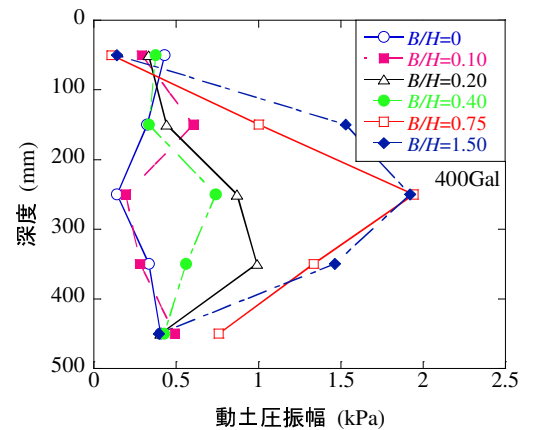


図-5 動土圧振幅の深度分布

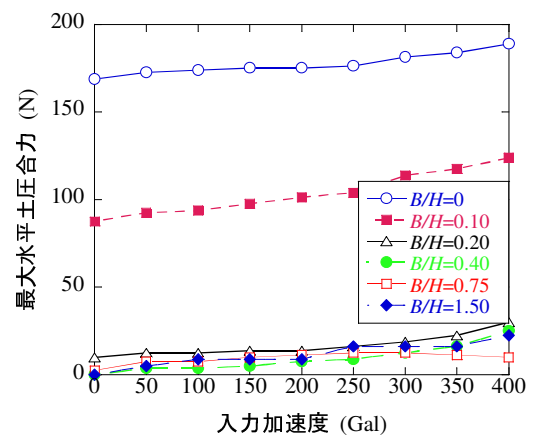


図-6 入力加速度と最大水平土圧合力の関係

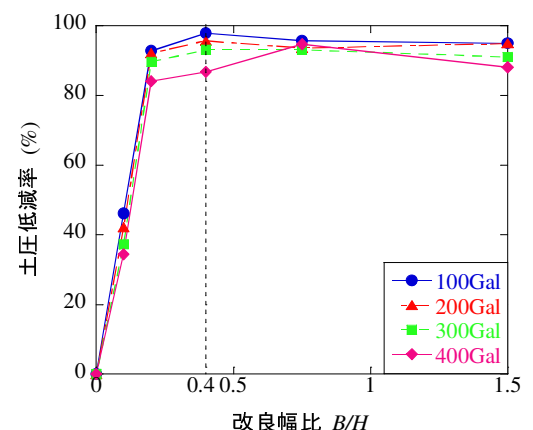


図-7 改良幅比と土圧低減率の関係