

盛土高さの変化に伴う直壁タイプ補強土壁盛土の耐津波安定性について

九州工業大学大学院 学生会員 ○井上貴大 小宮聡
九州工業大学大学 非会員 上野淳
九州工業大学大学院 正会員 永瀬英生 廣岡明彦
ヒロセ株式会社 正会員 佐原邦朋 高尾浩司郎

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震の津波により、太平洋沿岸部の多くの盛土構造物は甚大な被害を受けた。現在までに、本津波被害について多くの調査¹⁾が行われており、特にコンクリート壁面を有する補強土壁盛土は耐津波性能が高いという報告が挙げられている。しかし、その津波に対する抵抗メカニズムは明らかにされておらず、ましてや崩壊に至る過程も現状では十分に理解されていない。そこで、一昨年より九州工業大学地盤工学研究室では遠心模型実験装置を用いて、補強土壁盛土を想定した模型に対し、耐津波性能評価実験を実施した。その結果、補強土壁盛土の壁面傾斜の有無及び盛土高さの違いによって、明らかに損傷形態に違いが生じることが確認できた。更に、数値波動水路プログラム「CADMAS-SURF」²⁾を用いて、遠心模型実験と同様な 100G の遠心加速度場を想定した解析モデルを作成し、解析を実施した。本報告では、直壁タイプ補強土壁盛土の盛土高さの変化に伴う、壁面への作用波圧の違い及び津波波圧に対する補強土壁盛土の安全率の違いについて、解析より得られた知見を報告する。

2. 解析について

解析では 100G の遠心加速度場における実験を想定し、解析の対象ケースは表-1 に示す直壁タイプの補強土壁盛土で実物盛土高さ 4.0～10.0m のものとする。対象構造物の寸法は、実際の実験の模型盛土と同規格なモデルとし、重力加速度のみ $980(\text{m/s}^2)$ と設定することで、100G の遠心加速度場を再現している。本解析の設定条件である計算時間、格子間隔、及び盛土の設定について、表-2 にまとめて示す。表-2 に示すように、1 つのセルの格子間隔は複雑な水面形の変動が予想される遡上台内部(図中の赤枠内)では $dx \times dz = 0.25(\text{cm}) \times 0.25(\text{cm})$ のピッチ間隔とし、それ以外は解析時間の短縮を目的に、 $dx = dz = 0.50(\text{cm})$ のピッチ間隔としている。解析モデルの寸法を図-1 に示す。また、測定項目は実験と同様に、擬似津波の越流水深、先端流速、及び上流側壁面での作用波圧とし、一定時間毎にそれらの項目について測定を行う。解析における測定位置及び測定内容を図-2 に示す。図-2 に示すように、解析では、開口部から盛土までの距離を 20.0cm とし、実験と同規格なモデルとしている。

実験では 100G の遠心加速度場の下で水槽弁が移動し、弁を開くことで津波を発生させる。しかし、本解析では水槽弁の開閉といったような移動現象は再現できない。そこで、水槽の奥行幅に対する水槽弁(障害物)の奥行幅の割合を算出し、その損失割合の分だけ流入量を抑制させることで調節を行った。具体的には、開口部については開閉に伴う損失割合の分だけ初期水位を下げ、開口後の水槽弁の停止位置には同割合の分だけ障害物を設置し、流入速度を抑制することで実験との整合性を図っている。加えて、遠心加速度場を加味し、実際の実験の水槽内水量の内、遡上台内に流入する水量を有効水量と想定して解析を実施する。

表-1 解析ケース

case	実物盛土高さ(m)	法面勾配
①	4.0	垂直
②	6.0	
③	8.0	
④	10.0	

表-2 解析の設定条件

計算時間	計算間隔 $\Delta t(\text{s})$	0.00001
	終了時間 $t_{\text{END}}(\text{s})$	1
格子間隔	x,z 方向 Δ/L	1/360 ~ 1/720
盛土	間隙率	0.120
	慣性力係数 C_M	2.0
	抵抗係数 C_D	1.0

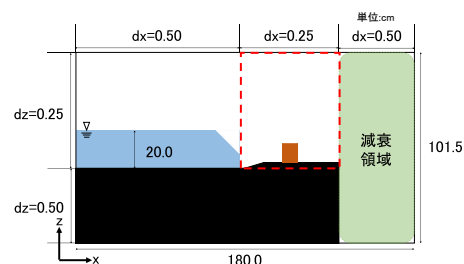


図-1 解析モデルの寸法

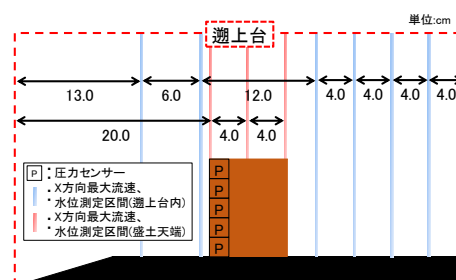


図-2 測定位置及び測定内容

3. 結果と考察

擬似津波の盛土衝突時の侵入流速は実験値で 10.0～12.0(m/s)，解析値で 13.3(m/s)となり，概ね一致し，解析における侵入流速の再現性は高いと言える。これより，各々の解析結果に着目し，盛土高さの変化による比較を行う。

3.1 越流水深と先端流速について

越流水深は天端上で水深が最大となる点と定義し，先端流速は盛土を挟む 2 点間の先端流速計測用センサーの水平距離を反応時間の差で除した値と定義する。表-3 に越流水深と先端流速の解析結果を合わせて示す。表-3 によれば，盛土高さが高くなるほど越流水深，先端流速ともに抑制される傾向が読み取れ，同一規模の津波に対しては盛土高さを高くするほど越流を抑制でき，先端流速も抑制できると言える。実験においても，同様の傾向を得ている。

3.2 上流側壁面に作用する波圧について

上流側壁面の作用波圧は，擬似津波が上流側の壁面に衝突した際の衝撃波圧と定義し，実験時に最下位置にある圧力センサーが反応を開始し，最大となる時刻における波圧を採用する。なお，作用波圧については，実験及び解析ともに実施している実物盛土高さ 4.0,8.0,10.0(m)の 3 ケースに着目し，考察を行う。まず，作用波圧を横軸，遡上台底面からの高さを縦軸にとり，各盛土高さで得られた解析結果を図-3 に示す。ここで，実験では直壁タイプの損傷は上流側最上部壁面で発生することが確認されている。そこで，図-3 に示す解析結果の波圧分布図より，各ケースで上流側最上部壁面 1 枚に作用する波圧合力と抵抗力である受働土圧合力の比較を行い，受働破壊に対する安全性の検討を実施した。その結果を表-4 に示す。表-4 によれば，盛土高さが高くなるほど，安全率は大きくなり，作用する波圧合力も小さくなっていることが分かる。これより，盛土高さが高いほど，津波に対する抵抗性が高いと言える。また，全ケースで安全率は 1 より大きく，波圧は受働土圧を越えず，波圧のみによる受働破壊は解析上では発生しないという結果を得た。しかしながら，実験では実物盛土高さ 4.0m のケースでは受働破壊が発生していた。これは，津波の掃流力に起因する天端での洗掘が要因であると考えられる。表-3 によれば，他のケースと比較して，実物盛土高さ 4.0m のケースは擬似津波の先端流速が大きい結果を示している。そのため，大きな掃流力により天端洗掘が生じ，これが受働土圧合力を減少させ，波圧と受働土圧の対比では余裕があったにも拘わらず受働破壊が生じたものと推測できる。そこで，表-4 を基に波圧合力に耐え得る地盤深さ H を算出すると， $H=0.85(m)$ と求まった。即ち，実物換算で 0.15(m)程度の洗掘が生じると受働破壊が発生する可能性が懸念される。

4. まとめ

直壁タイプの補強土壁盛土は，同一の津波に対しては盛土高さが高くなるほど津波の越流や先端流速を抑制でき，壁面に作用する波圧も小さくなることが分かった。即ち，盛土高さが高いほど津波波圧に対する安全率は高いことが確認できた。また，天端洗掘に伴い受働破壊が発生するといったように，段階的な損傷メカニズムの可能性が示唆された。

参考文献

- 1)佐原ら，東日本大震災における鋼製帯状補強土壁の被災調査結果と今後の課題，第 6 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，2012
- 2)日本テールアルメ協会，補強土(テールアルメ)壁工法，平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告書<第二報>，2011
- 3)沿岸技術研究センター，CADMAS-SURF 実務計算事例集～数値波動水槽の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書～，2008

表-3 越流水深と先端流速の解析結果

実物盛土高さ(m)	越流水深(m)	先端流速(m/s)
4.0	6.63	6.53
6.0	5.85	4.97
8.0	4.66	4.09
10.0	3.98	3.64

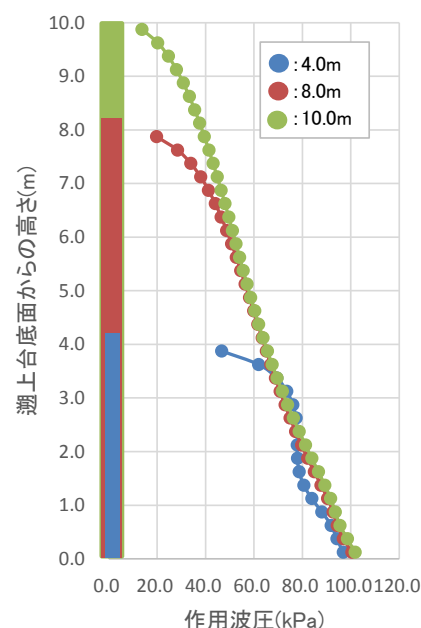


図-3 各ケースの波圧分布

表-4 受働破壊に対する安全率

実物盛土高さ(m)	最上部壁面に作用する合力(kN/m)		安全率
	波圧	受働土圧	
4.0	62.88	77.81	1.24
8.0	29.98	84.19	2.81
10.0	21.62	82.72	3.83