

袋詰め軽量モルタル材を用いた 水中盛土地盤の地震時挙動に関する研究

吉 田 隆 治 高 橋 浩
柳 澤 太 一

要 旨

海底軟弱地盤上に埋め立て工法による大規模な土地造成を行う場合、盛土荷重による基礎地盤の不同沈下や側方変位が大きな問題となる。この問題に対する対策のひとつに盛土材を軽量化し、基礎地盤への荷重を軽減する方法がある。本論文では袋詰めされた軽量モルタルで構築された水中盛土地盤の耐震安定性を振動実験と簡単な理論解析によって検討した結果を報告する。以下に検討結果を示す。

- ① 地震時の水中盛土地盤の地表面沈下量は袋詰め材の材令に依存し、まだ固まらない状態で袋詰め材を投入することで盛土地盤の沈下は抑制される。
- ② 比重1.5の袋詰め材を用いた水中盛土地盤では地震時の過剰間隙水圧の上昇は見られない。
- ③ 本工法による水中盛土地盤の強度定数は確認できていないが、まだ固まらない状態で袋詰め材を投入することで、かなり強度の高い地盤が構築できたことが振動台実験および静的震度法による検討結果から推測される。

キーワード 耐震／振動台実験／水中軽量盛土工法／袋詰め投入工法／EPS／軽量モルタル
軟弱地盤

目 次

- | | |
|---------------------|---------------------|
| 1. はじめに | 4. 水中軽量盛土地盤の抗土圧構造物に |
| 2. 袋詰め投入工法による水中軽量盛土 | 作用する地震時土圧 |
| 地盤の地震時挙動に関する振動台実験 | 5. まとめ |
| 3. 水中軽量盛土地盤の耐震安定上の | 6. おわりに |
| 限界震度 | |

STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF SUBMERGED FILLING MADE FROM PACKED LIGHT-WEIGHT MORTAR

Takaharu YOSHIDA Hiroshi TAKAHASHI
Taichi YANAGISAWA

Synopsis:

In order to investigate the dynamic behavior of submerged filling made from packed light-weight mortar containing Expanded-Poly-Styrol, shaking table tests and analytical studies were carried out. By the investigation for the packed light-weight mortar having specific gravity of 1.5, the following findings were made .

- 1) Settlement of the submerged filling during an excitation could be controled by filling the packed light-weight mortar which did not hardened yet.
- 2) A rise in pore water pressure of the submerged filling during an excitation was not observed.
- 3) Filling the packed light-weight mortar which do not hardened yet, the submerged filling can have high earthquake resistance performance.

1. はじめに

軟弱な海底地盤上に埋め立て工法による大規模な土地造成を行う場合、盛土荷重による基礎地盤の不同沈下や側方変位が大きな問題となる。また、既設構造物に隣接して建設する場合にはその連れ込み沈下の問題も生じてくる。この問題に対する対策のひとつに盛土材を軽量化し、基礎地盤への荷重を軽減する方法がある。従来、軽量盛土工法¹⁾は陸上での軟弱地盤に対する荷重軽減対策や抗土圧構造物に対する土圧軽減対策に用いられたきたが、最近では水中盛土への適用²⁾も検討されており、著者ら^{3)~8)}も開発を進めてきた。

著者らが当初開発を進めてきた礫状の軽量モルタル（発泡スチロールビーズ（EPS）を混入）を用いた水中盛土工法^{3)~5)}は基礎地盤の沈下に追従する特徴（変形追従生）を有するが、軽量化に伴う拘束圧の低下により盛土地盤の地震時の変形や沈下が懸念された。これについては振動台実験から水中投入後に盛土地盤そのものを締め固める必要のあることを確認した。次に、変形追従性は保持しながらも水中投入後に締め固めを必要としない工法として軽量モルタルを袋詰めにして用いる袋詰め投入工法^{6)~8)}を提案した。水中投入実験からはまだ固まらない状態で袋詰め材を投入することで密度増加を図ることができること、即ち、密度の面からは投入後の締め固めが不要であることが確認できた。

そこで、この袋詰め投入工法により構築された水中盛土地盤についてその耐震安定性を確認するために振動台実験および理論的検討を加えた。本論文ではこれら振動台実験と理論的検討の結果を報告する。

2. 袋詰め投入工法による水中軽量盛土地盤の地震時挙動に関する振動台実験

袋詰め投入工法により構築された水中軽量盛土地盤の地震時挙動、特に袋詰め材の材令と盛土地盤の地震時沈下量および盛土地盤内の過剰間隙水圧の発生状況の関係を把握することを目的に振動台実験を行った。以下に実験の方法および結果を示す。

2.1 実験方法

実験は、水深 20m 程度の海域に造成された埋め立て地盤を想定し、せん断土槽内に小型の袋詰め軽量モルタル材（以下、袋詰め材と呼ぶ。）で作製した模型地盤に L2 相当の地震動を作用させて行なった。

(1) 軽量モルタルの配合と袋詰め材の寸法

EPS を混入した軽量モルタルの配合を表 2.1 に示す。以前実施した礫状モルタル材を用いた振動台実験⁵⁾では軽量モルタルの比重 G_s を $G_s = 1.1$, 1.5 , 2.2 の 3 種類としたが、 $G_s = 1.1$ では振動時に過剰間隙水圧の上昇が観察される場合があったことから、今回は設計比重を $G_s = 1.5$ とした。

表2.1 EPSを混入した軽量モルタルの配合
(設計比重 $G_s = 1.5$)

	単位量 (Kg/m^3)
セメント	2 9 1
フライアッシュ	2 9 1
水	2 5 0
細骨材	6 7 2
EPS (90 倍発泡)	4 . 9 5

実験に用いた袋詰め材は縦 14cm、横 8cm のポリエチレン製の袋に軽量モルタルを 150cm^3 詰め、作製した。袋詰め材の大きさについては相似比を特に考慮していないが、袋の容量に対する軽量モルタルの容量の比率で表されるモルタルの充填率は実際の袋詰め材に合わせ、70 %とした。写真 2.1 に実験に用いた袋詰め材と 90 倍発泡の EPS を示す。



写真2.1 実験に用いた袋詰め材と90倍発泡のEPS

(2) 模型地盤の製作

模型地盤の寸法はせん断土槽の大きさ（高さ 100cm、幅 120cm、奥行き 80cm）から高さ 80cm、幅 120cm とし、奥行きは振動時の地盤の挙動をビデオで記録できるようにアクリル板で仕切り、30cm とした。アクリル板によるせん断土槽のせん断変形の拘束についてはアクリ



写真2.2 模型地盤の状況

ル板端部とせん断土槽の間に発泡スチロールをはさみ対処した。

模型地盤の製作は振動台上に設置されたせん断土槽に水を張り、水中落下法にて行った。所定の高さまで袋詰め材を投入の後、水位を模型地盤表面に一致させた。写真 2.2 に模型地盤の状況を示す。

(3) 相似則

想定地盤と模型地盤の盛土高さおよび単位体積重量の比率から相似則は表 2.2 のようになる。今回の実験では盛土地盤に強い非線形性が現れ、表 2.2 は厳密な相似則とは言えないが、大ひずみ領域ではせん断剛性が拘束圧の 1 乗に比例するという研究⁹⁾とも整合がとれており、大ひずみ時の相似則として用いることができよう。

表 2.2 相似則

長さ	(L_m / L_p)	1 / 25
単位体積重量	(γ_m / γ_p)	1
せん断弾性係数	(G_m / G_p)	1 / 25
時間	(T_m / T_p)	1 / 5
加速度	(A_m / A_p)	1

(4) 計測項目

図 2.1 に計測の概要を示す。計測は振動台の加速度のほか、模型地盤内の加速度（1 点）、過剰間隙水压（3 点）および模型地盤表面の沈下量（33 点）について行った。また、加振時の盛土地盤の挙動を観察するため模型地盤中にターゲットとなる袋詰め材を据え、ビデオで記録した。

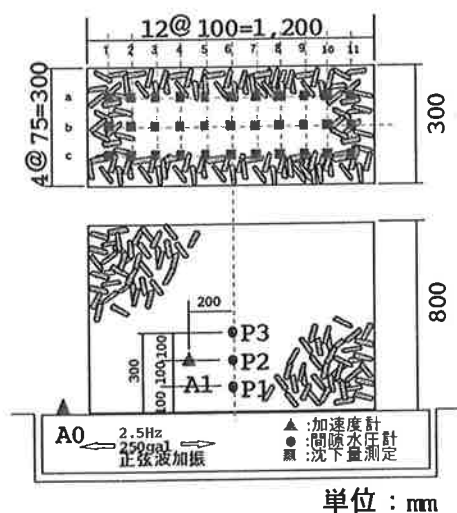


図 2.1 計測の概要

(5) 入力地震動

入力地震動は L2 相当とし、図 2.2 に示す 1995 年兵庫県南部地震のときに神戸ポートアイランドの地中（GL-16.4m）で記録された加速度波形¹⁰⁾を参考に、

この記録を正弦波で置き換えた波形とした。表 2.2 の相似則から、最大加速度が 250gal、主要動の継続時間が 3 秒、振動数が 2.5Hz の正弦波を入力地震動とした。ただし、振動台の性能から初期の立ち上がりに時間を要し、地震動の継続時間は初期の立ち上がりの時間も含め約 18 秒とした。図 2.3 に入力地震動を示す。

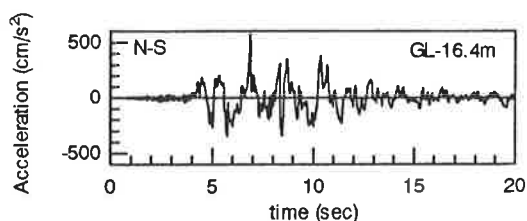


図 2.2 1995 年兵庫県南部地震のときに神戸ポートアイランドの地中（GL-16.4m）で記録された加速度記録（NS 成分）¹⁰⁾

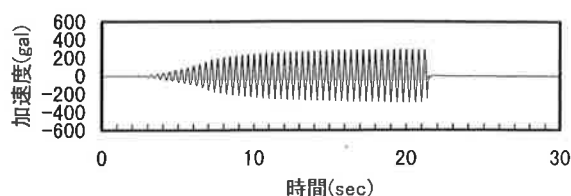


図 2.3 入力地震動

(6) 実験ケース

実験は袋詰め材の材令を変えた 3 ケース（練り上がり直後投入、練り上がり 3 時間後投入、硬化後投入）と、アクリル板によるせん断土槽の拘束の影響を確認するためアクリル板を撤去して土槽全体を用いた 1 ケース（硬化後投入）とした。表 2.3 に実験ケースを示す。この 4 ケースに対して袋詰め材が硬化してから図 2.3 の入力地震動を模型地盤の沈下が収束するまで数回作用させた。

表 2.3 実験ケース

ケース	材令（袋詰め材投入時期）			土槽奥行き	
	練り上がり直後	練り上がり 3 時間後	硬化後	30 cm	80 cm
1	○	—	—	○	—
2	—	○	—	○	—
3	—	—	○	○	—
4	—	—	○	—	○

2.2 実験結果と考察

(1) 模型地盤の初期の間隙比と飽和重量

表 2.4 にそれぞれのケースにおける模型地盤の初期の間隙比、乾燥重量および飽和重量の測定結果を示す。模型地盤の間隙比 e は練り上がり直後の投入で $e = 0.4$ 、

練り上がり 3 時間後投入で $e = 0.7$ ，硬化後投入で $e = 1.0$ が得られ，別途実施した水中投入実験⁸⁾の結果と良く対応している．乾燥重量は袋詰め材投入時の材令によって差があるが，飽和重量は $1.2 \sim 1.3 \text{ t/m}^3$ と材令の違いによる差は小さい．また，軽量モルタルの比重は設計比重より若干小さい $G_s = 1.4$ であった．

表2.4 模型地盤の間隙比，乾燥重量および飽和重量

ケース	間隙比	乾燥重量 (t/m^3)	飽和重量 (t/m^3)
1	0.44	0.99	1.29
2	0.74	0.79	1.22
3	1.04	0.69	1.20
4	0.99	0.70	1.19

(2) 地表面の沈下量

図 2.4 にケース 1 ～ 4 の加振回数と盛土高さ（模型地盤表面の 33 計測点の平均値）の関係を示す．図 2.4 から，練り上がりから投入までの時間が短いほど，盛土高さの変化が小さく，練り上がり直後の投入（ケース 1）ではほとんど模型地盤に沈下が生じていない．硬化後投入（ケース 3）では 1 回目の加振で大きく模型地盤が沈下し，その後の沈下は小さい．また，土槽の奥行き 30cm（ケース 3）と 80cm（ケース 4）の結果にほとんど違いが見られないことからアクリル板によって仕切った影響は小さいこともわかる．

図 2.5 に模型地盤の間隙比 e と加振回数の関係を示す．硬化後投入の場合，1 回目の加振で e が急激に小さくなり，それ以降 e にあまり変化がなく，1 回目の加振による締め固め効果によって沈下が抑えられた様子が伺える．練り上がり 3 時間後の投入および練り上がり直後の投入では初期の e が硬化後投入の場合に比べて小さく，1 回目の加振から e の変化は小さい．

図 2.6 に各加振後の模型地盤の沈下ひずみとそのときの相対密度 D_r との関係を示す．ここで， D_r は硬化後の袋詰め材を用いた時の最小および最大間隙比を用いて求めた．図 2.6 から，全体的には D_r が大きいほど沈下ひずみは小さく， $D_r = 60\%$ で沈下ひずみが 2% 以下に抑えられることがわかる．個々には，硬化後投入の場合，1 回目の加振で 11% の沈下ひずみが生じ，先に実施した礫状モルタルの場合^{3), 5)}とほぼ同じ結果となった．また，練り上がり 3 時間後の投入では約 2% ，練り上がり直後の投入では 0 である．練り上がり 3 時間後の投入の初期地盤では D_r は約 60% ($e = 0.74$)，練り上がり直後の投入では D_r は約 100% ($e = 0.44$) であることを考えると，まだ固まらない状態で袋詰め材を投入することによってそれぞれの D_r まで締め固めたのと同等の効果が現れたと理解できる．

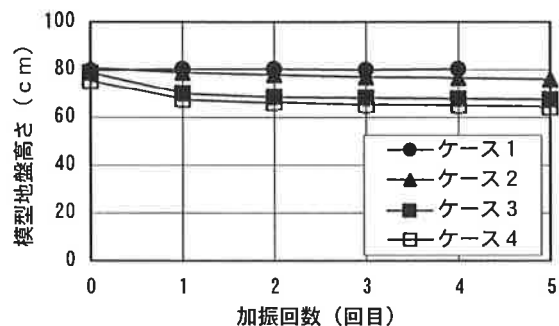


図2.4 模型地盤高さとか振回数の関係

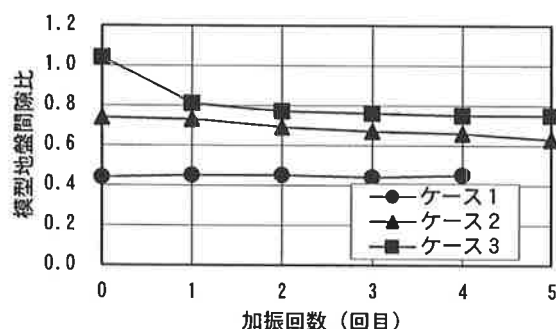


図2.5 模型地盤の間隙比とか振回数の関係

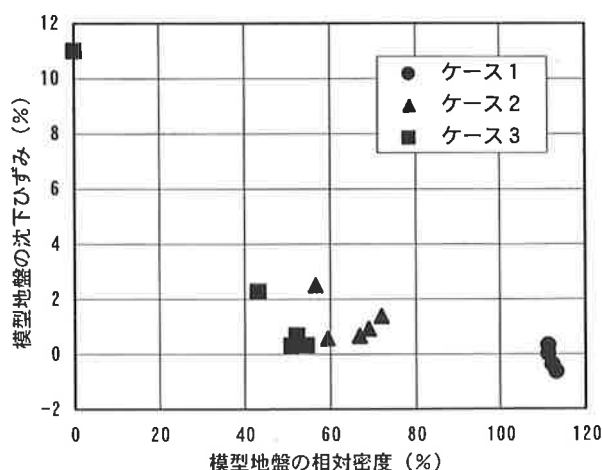


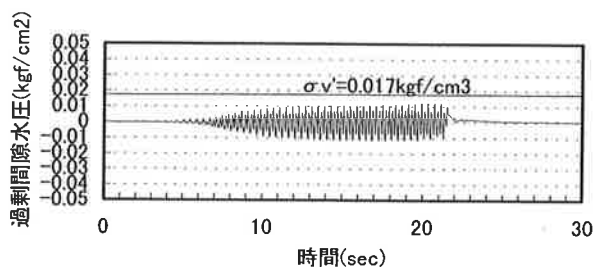
図2.6 模型地盤の沈下ひずみと相対密度の関係

(3) 過剰間隙水圧

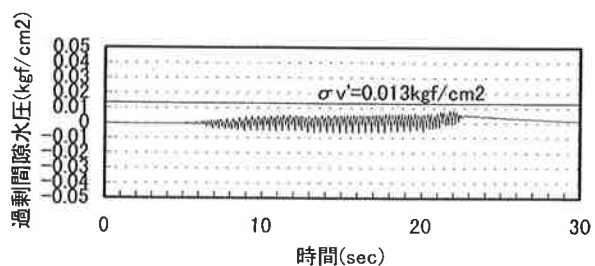
図 2.7 に 1 回目の加振における過剰間隙水圧の経時変化（図 2.1 の P2 の間隙水圧）を示す．図 2.7 から，いずれのケースも過剰間隙水圧は有効拘束圧 σ_v' を下回り，また過剰間隙水圧が蓄積される様子も見られず，振動成分のみが記録されている（一部後半に過剰間隙水圧の上昇が見られるが，これはアクリル板を境にして水位差が生じてしまったことが原因している）．この過剰間隙水圧の振動成分は練り上がりから投入までの時間が短いほど，大きな振幅を示し，よく見ると入力地震動の倍の振動数で振動していることがわかる．この入力地震動に対して倍の振動数となる応答は礫状モルタルを用いた振動

台実験⁵⁾でも観測されており、模型地盤がせん断変形に伴い体積変化をおこそうとすることが原因のひとつと考えられる。また、練り上がりから投入までの時間が短いほど過剰間隙水圧の振幅が大きい理由として、投入までの時間が短いほど密な地盤が造成され、力の伝達率が高くなっていることも原因していると考えられるが、詳しいことはまだ良くわからない。

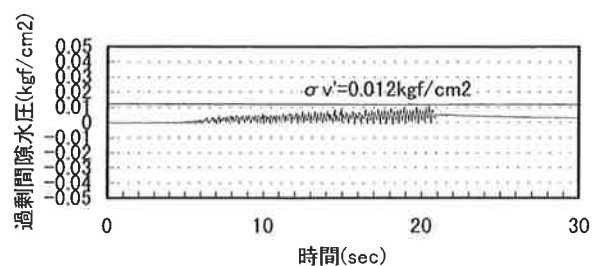
以上の結果から、比重 $G_s = 1.1$ の礫状モルタルの振動台実験で見られた様な過剰間隙水圧の上昇は見られず、今回の実験の範囲ではモルタルの比重 $G_s = 1.5$ の袋詰め材で構築された地盤では有効拘束圧が低下するような現象は見られないことが確認できた。



(1) 練り上がり直後投入 (ケース 1)



(2) 練り上がり 3 時間後投入 (ケース 2)



(3) 硬化後投入 (ケース 3)

図 2.7 1 回目加振における過剰間隙水圧の経時変化

3. 水中軽量盛土地盤の耐震安定上の限界震度

上記の振動台実験では L2 地震動だけを対象としたため、地震動強度と水中盛土地盤の耐震安定性の関係がよくわかっていない。そこで、ここでは水中盛土地盤の滑動安定性に着目し、静的にはあるが、盛土材料の単位重量および強度との関係を検討した。以下に解析方法と

結果を示す。

3.1 解析方法

水中盛土地盤の耐震安定性と地震動強度との関係を盛土地盤が地震時に滑動安定性を保つことのできる限界の震度として求め、水中盛土地盤の単位重量（飽和重量）および地盤強度をパラメータとして検討する。図 3.1 に検討モデルの概念図を示す。ここで、検討は以下の仮定のもとに静的震度法により行うこととする。

- ① 地震力は水平方向のみとする。
- ② 盛土地盤の地震時挙動は土水一体とする。
- ③ 耐震安定性は盛土地盤内の水平面内の活動安定性で評価する。
- ④ 盛土地盤のある深さにおける地震時の水平方向せん断応力はそれより上の土塊の質量と加速度の積で評価できる。
- ⑤ 盛土地盤は水平方向に半無限に広がる一様地盤とする。
- ⑥ 盛土材はφ材とする（粘着力は零）
- ⑦ 地下水位は盛土天端高さとする。

以上の仮定から盛土地盤内のある深さにおけるせん断応力と摩擦抵抗力から盛土地盤の滑動に対する安定条件は (3.1) 式で表すことができる。

$$F_i < R_i \quad (3.1)$$

$$F_i = k_h \gamma_{sat} z$$

$$R_i = \gamma' z \tan(\phi)$$

F_i : 深さ z におけるせん断応力 (t/m^2)

k_h : 水平震度

γ_{sat} : 盛土地盤の飽和重量 (t/m^3)

z : 地表面からの深さ (m)

R_i : 深さ z における摩擦抵抗力 (t/m^2)

γ' : 盛土地盤の水中重量 (t/m^3)

($= \gamma_{sat} - \gamma_w$)

γ_w : 水の単位重量 (t/m^3)

(ここでは、 $\gamma_w = 1.0 t/m^3$ とした.)

ϕ : 盛土地盤の内部摩擦角 (度)

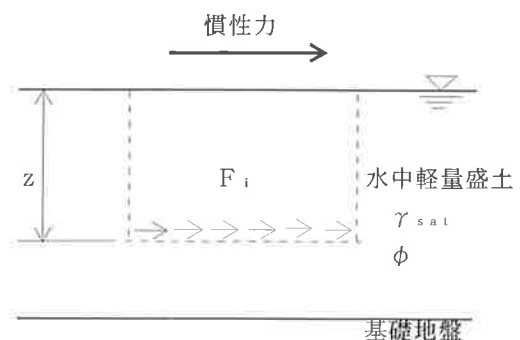


図 3.1 水中軽量盛土地盤の地震時滑動安定性の検討モデル概念図

(3.1) 式より盛土地盤が滑動に対して安定を保てる水平震度の上限（以下、限界震度と呼ぶ。）は(3.2)式で表され、この限界震度は盛土地盤の飽和重量と内部摩擦角で決まることがわかる。

$$k_{hu} = (\gamma_{sat} - 1) \tan(\phi) / \gamma_{sat} \quad (3.2)$$

k_{hu} : 限界震度

3.2 解析結果と考察

内部摩擦角を $\phi = 30, 35, 40, 45$ 度とし、飽和重量 $\gamma_{sat} = 1.1 \sim 1.8 \text{ t/m}^3$ の水中盛土地盤について検討を行った。(3.2) 式を用いて求めた水中盛土地盤の γ_{sat} と滑動安定性を保つことができる限界震度 k_{hu} の関係を図 3.2 に示す。

図 3.2 より、水中盛土地盤は γ_{sat} が小さいほど k_{hu} も小さくなること、また γ_{sat} が小さいほど ϕ を大きくしても k_{hu} の増分量がそれほど大きくならないことがわかる。即ち、 ϕ 材からなる水中盛土地盤では軽量化するほど耐震安定性が低くなり、耐震安定性の面からは単位重量の大きな盛土材を用いる方が有利となる。やむなく盛土材を軽量化する場合には、十分な強度を有する盛土材を選定する必要がある。これは軟弱な海底地盤への荷重軽減の目的から安易に盛土を軽量化することは耐震安定上問題となる場合があることを示唆した結果と言える。

袋詰め材による水中盛土地盤の γ_{sat} は $1.2 \sim 1.3 \text{ t/m}^3$ で、硬化後投入の場合の ϕ は約 30 度であることがわっている。これらの値を図 3.2 にあてはめると、硬化後投入の場合は耐震性が高いとは言えず、振動台実験の結果と整合する。練り上がり直後および練り上がり 3 時間後の投入の場合の ϕ は確認できていないが、振動台実験（入力最大加速度 250 gal ）ではほとんど沈下が生じなかったことなどと図 3.2 を考えあわせると、これらの ϕ は 45 度以上であることが推測できる（詳しくは室内試験での確認が必要である）。

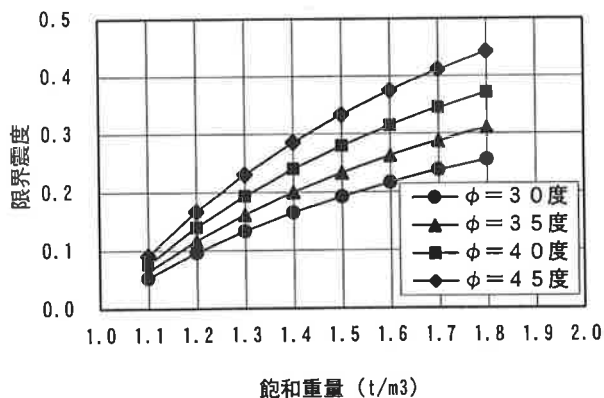


図 3.2 水中盛土地盤の飽和重量と地震時滑動安定性に関する限界震度の関係

4. 水中軽量盛土地盤の抗土圧構造物に作用する地震時土圧

水中盛土地盤の地震時の振る舞いとして検討しておかなければならない項目のひとつに構造物に作用する地震時土圧が挙げられる。例えば、ケーソン岸壁に地震時にどのような土圧が作用するかを検討することは岸壁の耐震設計をする上で必要不可欠である。本来、地震時土圧は動的に検討すべきであるが、ここでは特に盛土材の軽量化が地震時土圧にどのような影響を与えるかに着目し、静的に検討した。以下に解析方法と結果を示す。

4.1 解析方法

盛土材の軽量化が地震時土圧に及ぼす影響を主働土圧の合力で評価し、水中盛土地盤の単位重量（飽和重量）および地盤強度をパラメータとして検討する。図 4.1 に検討モデルの概念図を示す。ここで、地震時土圧の算定は以下の仮定のもとに静的震度法により行うこととする。

- ① 地震力は水平方向のみとする。
- ② 盛土地盤の地震時挙動は土水一体とする。
- ③ 検討は地震時主働土圧により行う。
- ④ 地震時土圧は港湾の基準¹¹⁾に準じて算定する。
- ⑤ 盛土は一様地盤とする。
- ⑥ 盛土材は ϕ 材とする（粘着力は零）。
- ⑦ 盛土地盤の地表面は水平とする。
- ⑧ 地下水位は盛土天端高さ（地表面位置）とする。
- ⑨ 抗土圧構造物の壁面は鉛直とする。
- ⑩ 地表面の上載荷重は零とする。

以上の仮定から深さ z における地震時主働土圧は(4.1)式で表すことができ、(4.1)式から地震時主働土圧の合力は(4.2)式となる。

$$p_a = K_a \gamma' z \quad (4.1)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\phi - \theta) [1 + \{\sin \phi \sin(\phi - \theta) / \cos \theta\}^{0.5}]^2}$$

$$\theta = \tan^{-1}(k')$$

$$k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} k_h$$

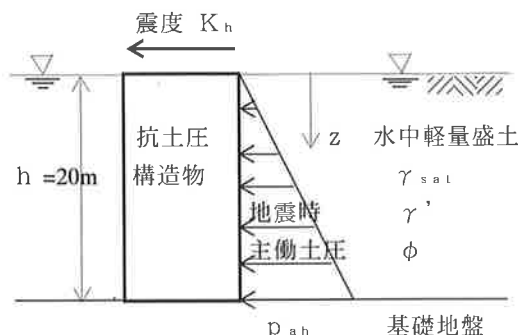


図 4.1 抗土圧構造物に作用する地震時主働土圧検討モデルの概念図

p_a : 深さ z における地震時主働土圧強度
 (t/m^2)
 K_a : 地震時主働土圧係数
 γ' : 盛土地盤の水中重量 (t/m^3)
 z : 地表面からの深さ (m)
 ϕ : 盛土地盤の内部摩擦角 $(度)$
 θ : 地震合成角 $(度)$
 k' : 水中における見かけの震度
 γ_{sat} : 盛土地盤の飽和重量 (t/m^3)
 k_h : 水平震度
 γ_w : 水の単位重量 (t/m^3)
 (ここでは, $\gamma_w = 1.0 t/m^3$ とした.)

$$P_a = \frac{1}{2} p_{ah} h \quad (4.2)$$

P_a : 地表面から深さ $z = h$ までの地震時主働土圧の合力 (t/m)
 p_{ah} : 深さ h における地震時主働土圧強度 (t/m^2)
 h : 盛土地盤厚さ (m)

この (4.2) 式を用いて地震時土圧と水中盛土地盤の単位重量 (飽和重量) および地盤強度との関係を検討する。

4.2 解析結果と考察

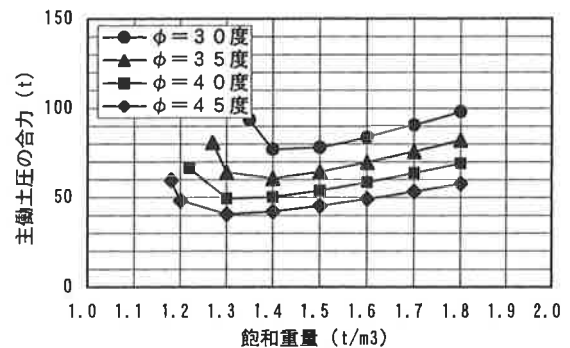
内部摩擦角を $\phi = 30, 35, 40, 45$ 度とし, 飽和重量 $\gamma_{sat} = 1.1 \sim 1.8 t/m^3$ の水中盛土地盤について検討を行った. (4.2) 式より求めた水中盛土地盤の γ_{sat} と主働土圧の合力 P_a の関係を図 4.2 に示す. また, 図 4.2 の P_a を地盤強度 (ϕ) ごとに $\gamma_{sat} = 1.8 t/m^3$ のときの P_a で正規化した図を図 4.3 に示す. ここで, P_a は水中盛土地盤の厚さを $h = 20m$ とし, 水平震度を $k_h = 0.15$ および $k_h = 0.2$ として求めた.

図 4.2 より, ϕ を固定して γ_{sat} を小さくしていくと P_a は最初のうちは小さくなるが, ある値を過ぎると再び大きくなる. P_a の計算は γ_{sat} が小さい領域で打ち切られているが, これは港湾の基準では地震合成角 θ が ϕ を超えると計算不能となるためである. また, P_a の増加はその直前に見られる. この主働土圧を求めることができる γ_{sat} の下限値は ϕ が小さいほど大きく, この傾向は k_h が大きいほど強い.

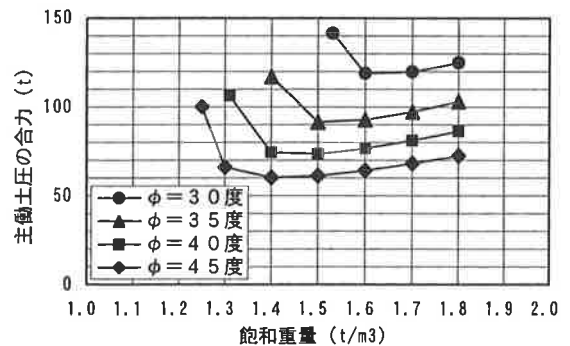
図 4.3 からは, $k_h = 0.2$ では軽量化による主働土圧低減の効果が $k_h = 0.15$ の場合に比べて小さいことがわかる. $k_h = 0.15$ の場合, 主働土圧の合力比はほとんど 1.0 以下であるが, $k_h = 0.2$ の場合には θ が ϕ に等しくなったときの主働土圧の合力比はどの ϕ に対しても 1.0 以上で, $\phi = 45$ 度の場合には約 1.4 となる.

また, 袋詰め材による水中盛土地盤では飽和重量が $1.2 \sim 1.3 t/m^3$ となることから, 水平震度を 0.2 に設定すると, 盛土の内部摩擦角は 45 度以上でないと主働土圧が計算できないことになることがこれらの図からわかる.

以上の結果は, 現行設計法に従う限り, 安易な水中盛

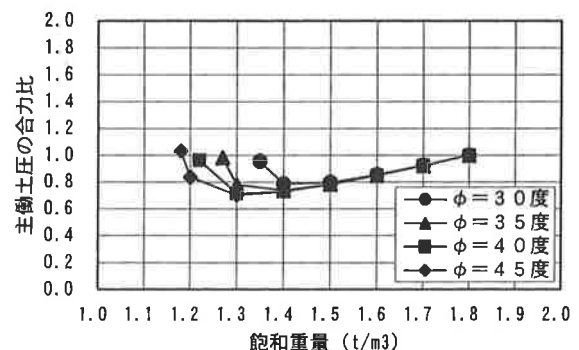


(1) $k_h = 0.15$ の場合

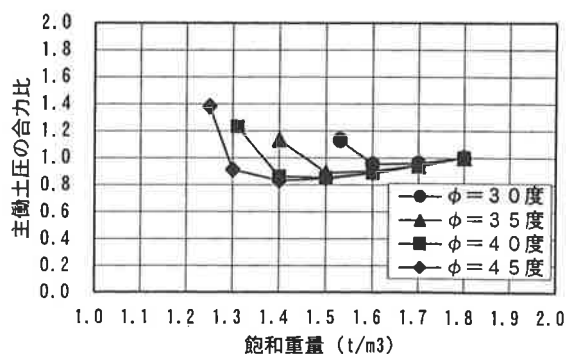


(2) $k_h = 0.2$ の場合

図 4.2 水中軽量盛土地盤の飽和重量と主働土圧の合力の関係



(1) $k_h = 0.15$ の場合



(2) $k_h = 0.2$ の場合

図 4.3 水中軽量盛土地盤の飽和重量と主働土圧の合力比 (飽和重量 $1.8 t/m^3$ の主働土圧の合力に対する) の関係

土材の軽量化は耐震設計上問題となる場合があることを地震時主働土圧の面からとらえた結果と言え、前項の3.2と整合している。

5. まとめ

以上の結果をまとめると以下のとおりとなる。

- ① 振動台実験の結果から、袋詰め材（モルタルの比重 $G_s = 1.5$ ）の練り上がりから投入までの時間が短かいほど地盤の地震時の沈下量は小さくなる。練り上がりから3時間後に投入すれば、L2相当の地震動に対して水中盛土地盤の沈下ひずみは硬化後投入の場合の約11%が約2%に抑えられる。
- ② 振動台実験の結果から、L2相当の地震動に対して過剰間隙水圧の蓄積的な上昇は見られず、まだ固まらない状態で袋詰め材を投入すれば水中盛土地盤の有効拘束圧は低下しない。
- ③ 解析的検討から、滑動に対する水中盛土地盤の安定性は単位重量（飽和重量）が小さいほど低く、盛土材を軽量化する場合にはそれ相当の強度を有する材料を選定する必要がある。
- ④ 解析的検討から、港湾の基準¹¹⁾に従う限り、水中盛土材を軽量化すると地震時主働土圧の算定が困難となる場合がある。土圧算定の面からも軽い材料ほど強度を必要とする。
- ⑤ 本工法で構築された水中盛土地盤の強度定数は確認できていないが、まだ固まらない状態で袋詰め材を投入することによってかなり強度の高い地盤が構築できることが振動台実験および解析的検討結果から推測される。

6. おわりに

袋詰め材による水中盛土地盤の地震時挙動について振動台実験および簡単な理論解析によりに検討したが、

- ① 袋詰め材をまだ固まらない状態で水中投入した場合の地盤の強度（内部摩擦角）の確認。
- ② 上下動の影響の確認。

など課題も残されている。今後はこれらの課題について検討するとともに、設計技術のひとつとして不連続体としての解析技術（個別要素法）の適用も検討していくことが必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 三木博史：軽量盛土工法の種類と特徴，基礎工，Vol.22，No.10，pp.2-7，平成6年10月。

- 2) 例えば 松井創，湯川雅之，掛橋隆晴，塩坂健，森晴夫：発泡ビーズ混合処理土の水中打設実験，第29回土質工学研究発表会講演集，pp.2385-2386，平成6年6月。
- 3) 高橋浩，清水英樹，石黒健，白澤眞：水中軽量盛土の地震時沈下に関する振動台実験，第32回土質工学研究発表会発表講演集，pp.1023-1024，平成9年7月。
- 4) 柳澤太一，佐藤文則，香山康晴，出頭圭三：礫状モルタルによる水中軽量盛土工法の概要と軽量盛土材の基本物性，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，第VI部門，pp.358-359，平成9年9月。
- 5) 柳澤太一，佐藤文則，高橋浩，清水英樹，石黒健：軽量モルタルを用いた水中軽量盛土工法の開発と適用に関する研究，前田技術研究所報，Vol.38，pp.91-98，1997年。
- 6) 吉田隆治，佐藤文則，高橋浩，柳澤太一：袋詰め軽量モルタル材を用いた水中盛土地盤の地震時沈下挙動に関する振動台実験，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，第VI部門，pp.522-523，平成10年10月。
- 7) 高橋浩，吉田隆治，佐藤文則，柳澤太一，小川朗二：袋詰め軽量モルタル材を用いた水中軽量盛土の密度特性に関する水中投入実験，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，第VI部門，pp.524-525，平成10年10月。
- 8) 松井幹雄，井上淳一，吉田隆治：個別要素法による袋詰め材水中盛土の振動解析，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，第III部門，pp.514-515，平成10年10月。
- 9) 石原研而：土質動力学の基礎，p.141，鹿島出版会，1979年。
- 10) 吉田望，中村晋，末富岩雄：1995年兵庫県南部地震における地盤の非線形挙動とその予測，第23回地盤振動シンポジウム，pp.39-52，1995年10月。
- 11) 運輸省，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成元年。
- 12) 吉田隆治，高橋浩：袋詰め軽量モルタル材を用いた水中盛土地盤に関する振動台実験—袋詰め材の投入時期（材令）が水中盛土地盤の地震時挙動に与える影響—，第25回地震工学研究発表会講演概要，平成11年7月。