

# 新型雨水ブロックの研究開発 — GEOCUBE (ジオキューブ) 工法 —

## New Plastic Blocks Developed for Rainwater Storage — GEOCUBE —

中 村 善 彦	株式会社 IHI インフラシステム	営業本部橋梁企画部	部長	技術士 (建設部門)
鈴 木 透	株式会社 IHI インフラシステム	エンジニアリング部	主査	
山 内 昭 弘	株式会社 IHI インフラシステム	開発部		
広 川 清 司	株式会社 IHI インフラシステム	エンジニアリング部		
高 林 和 生	株式会社 IHI インフラシステム	エンジニアリング部	技術士 (建設部門)	
塩 永 亮 介	技術開発本部基盤技術研究所構造研究部	主査	技術士 (建設部門)	

近年、気候変動に伴う集中豪雨によって都市部を中心に浸水被害が増加している。このような都市災害の低減や雨水の有効活用を目的とした施設として、IHI グループでは新しいプラスチック製地下雨水浸透貯留槽を開発した。技術的な課題は、より広い貯留空間を確保できること、ブロック同士の組立が容易なこと、耐震性も含めた十分な強度をもつこと、であった。これらを達成するためブロックの新規設計を行うとともに、強度特性を把握する各種試験や有限要素法による解析的評価を実施した。

In recent years, local downpours caused by global climate change have damaged urban areas. To prevent such disasters and utilize the surplus rainwater, IHI group has developed a new underground rainwater storage system. The technical issues involved in doing so were obtaining a large amount of storage space, making the assembly of each block sufficiently simple and designing them with sufficient strength to withstand even severe earthquakes. To that end, the new plastic blocks were designed in the course of several experiments and FEM simulations.

## 1. 緒 言

大都市をはじめ局地的に 1 時間に 100 mm を超えるゲリラ豪雨が社会問題化している。集中豪雨による浸水被害が頻発する理由として、開発行為によって地表がアスファルトで覆われ、流域の浸透・保水能力が低下し表面流出が短時間で起こり、既存の河川能力と下水道施設の処理能力を上回ることが考えられる。このため流域の保水機能を回復させ、雨水の流出を抑制し、浸水被害を軽減させることを目的として、地下埋設施設の貯留材の開発を進めた。

## 2. GEOCUBE (ジオキューブ) 工法の特徴

### 2.1 施設の構成

本工法における施設は、貯留構造体・シート・付帯施設および基礎から構成される。さらに、適用するシートによって 3 種類の貯留・浸透・貯留浸透の流出抑制施設に区分される。また、貯留された雨水を有効利用できる施設として適用も可能である。さらに、維持管理を必要とする

場合、必要に応じて点検孔などを設け、点検開口部の施設を付加することができる。

第 1 図に、貯留された雨水を有効利用できる施設の概念図を示す。

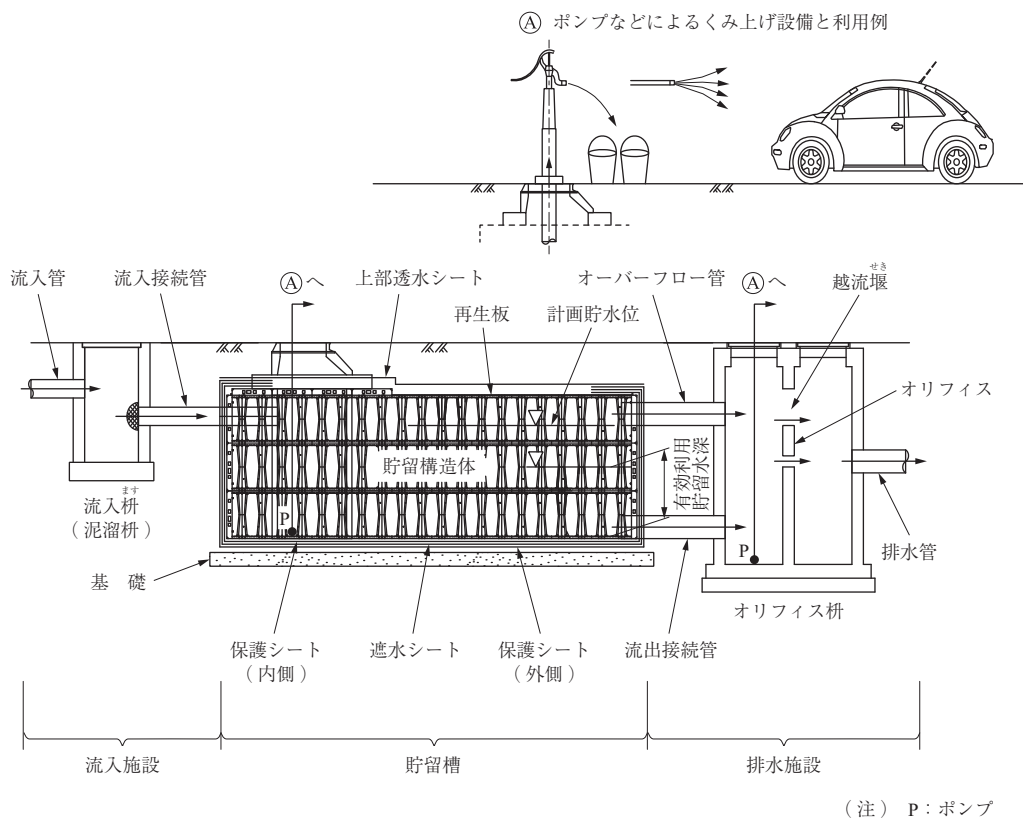
### 2.2 特 徴

貯留槽全体の空隙率は 95% 以上をもって地下に貯水空間を確保でき、従来製品の継手と呼ばれる煩雑な単体部材を省略しながら、要求される機能を満足している。継手部材を省くことで、施工面では組立時間を大幅に短縮できた。また、必要な強度を保持しながら、部材の断面積を最小にすることによって、部材本体の軽量化を実現し、コスト面や施工面で優位性を果たすことができた。

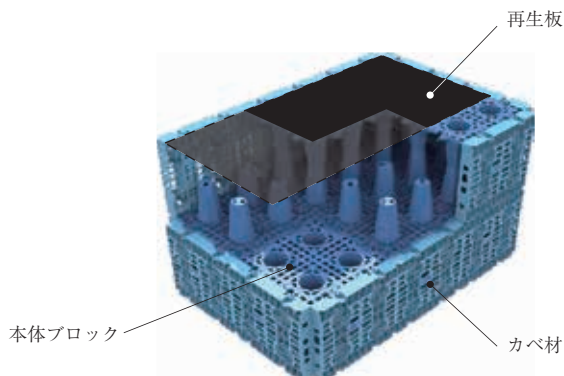
第 2 図～第 4 図に積段数 4 段、縦 2 列、横 3 列で構築した場合の貯留槽の組立過程のイメージを示す。

### 2.3 施工方法

組立方法を第 5 図に示す。最下層の本体ブロックを上向きに置き、隣接する本体ブロックの突起形状に合わせ順次並べて配置する。カベ材は側面の外周囲部分に本体ブ



第1図 有効利用できる施設の概念図  
Fig. 1 Overview of the rainwater storage system



第2図 ジオキューブ工法の構造  
Fig. 2 Structures of the GEOCUBE method



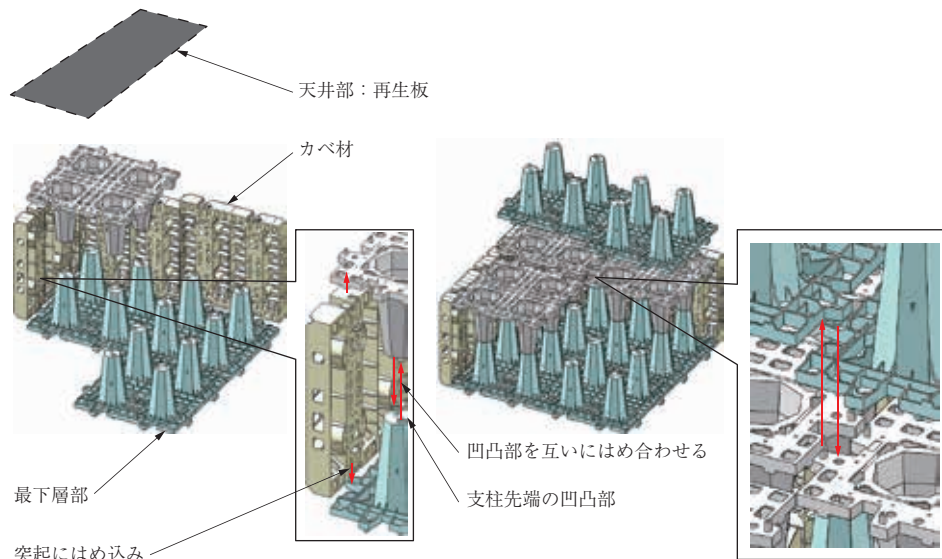
第4図 貯留ブロックの積み重ね状況  
Fig. 4 Stacked water storage blocks



第3図 貯留ブロックの組立状況  
Fig. 3 Assembly of the water storage blocks

ロック底部の突起部に合わせてはめ込みを行う。はめ込んだカベ材の上部と、さらに裏返した下向き本体ブロックを突起部に合わせると同時に、本体ブロックの支柱先端の凹凸部をはめ合わせて積みあげていく。本体ブロックをはめ合わせていくことで、ブロック同士の横方向、縦方向および上下方向を継手なしで拘束することができる。順次繰り返して本体ブロックを一方向に階段状になるよう組立てていく。

天井部に再生板を敷き詰め、組立施工が完了となる。再生板は、ずれ止め処理として本体ブロックと固定する。



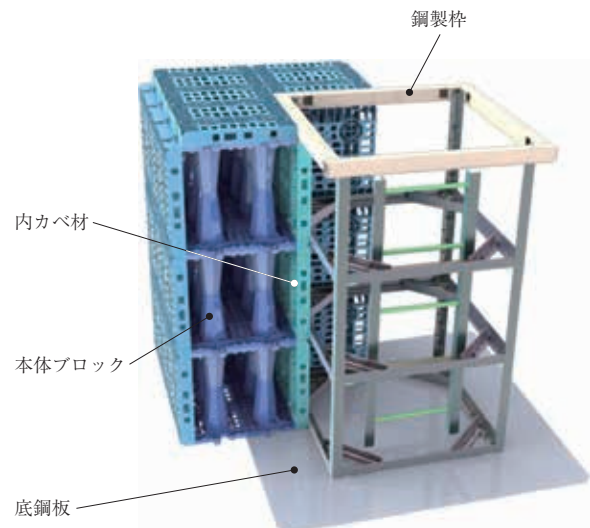
第 5 図 組立方法の説明図  
Fig. 5 Block assembly instructions

## 2.4 維持管理施設

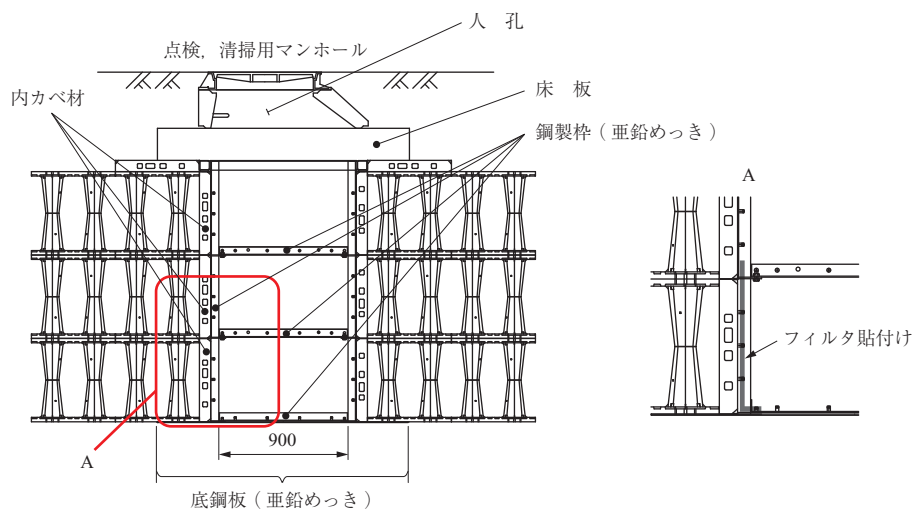
### 2.4.1 点検開口部

本体ブロックを抜くことで点検・清掃用として、開口された空間を設けることができる。ここから、貯留浸透槽内に点検員が入り、ごみの堆積状態を直接目視によって確認できる。また、槽内に堆積した土砂は、吸泥車と高圧洗浄車との組合せで除去できる。

開口された空間の周囲には点検員の安全性と作業性を考慮し、内カベ材および鋼製枠を配置する（第 6 図および第 7 図）。また、底部には清掃時のシートの巻き込みを防止するため底鋼板を設置する。鋼製枠および底鋼板は、亜鉛めっきで防錆処理したものを使用する（第 8 図）。



第 7 図 内カベ材と鋼製枠の配置  
Fig. 7 Installation of the inner cover blocks with steel frames



第 6 図 点検開口部（単位：mm）  
Fig. 6 Maintenance hatch (unit:mm)

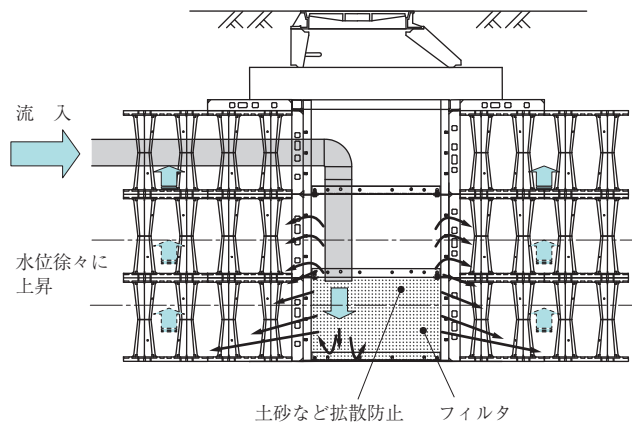


第 8 図 マンホールの配置  
Fig. 8 Installation of the manhole

### 2.4.2 堆砂装置

堆砂装置に流入した水の流れを第 9 図に示す。流入<sup>ます</sup>枡で除去できなかった土砂などを貯留槽内に拡散させないことを目的に、内カベ材にフィルタ（透水シート）を貼り付ける（第 10 図～第 13 図）。また、フィルタ（透水シート）は定期的に張り替えることで、目詰まり対策を容易に行うことができる。

貯留材は本体ブロックとして 2 種類、カベ材として 1 種類となる。各貯留材の仕様を第 1 表、第 2 表に、基礎物性を第 3 表に示す。



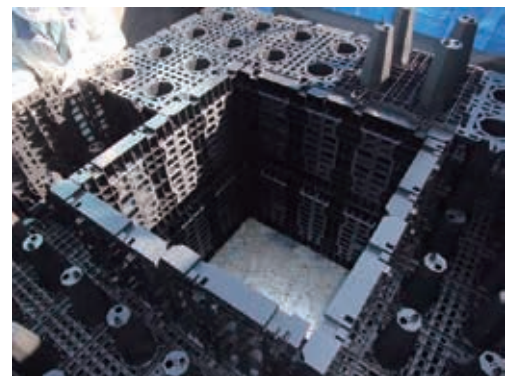
第 9 図 堆砂装置に流入した水の流れ  
Fig. 9 Water flow through the sand storage system



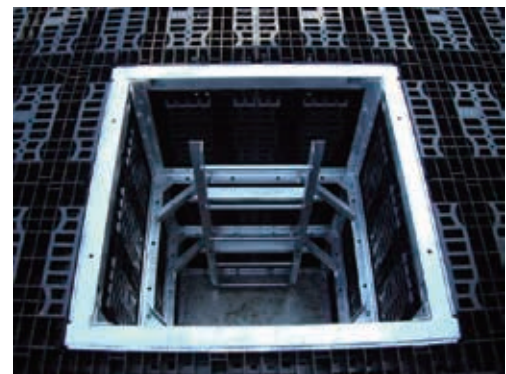
第 10 図 フィルタ付の内カベ材  
Fig. 10 Inner cover block with filter



第 11 図 内カベ材の組立状況  
Fig. 11 Assembly of the inner cover blocks



第 12 図 内カベ材の配置  
Fig. 12 Installation of the inner cover blocks



第 13 図 鋼製枠の配置  
Fig. 13 Installation of the steel frames

## 3. 試験および解析

### 3.1 目的および項目

開発した商品を市場に投入するためには、公益社団法人雨水貯留浸透技術協会の技術評価認定を取得する必要がある。このため、評価委員会を 2 回開催し、水平交番載荷試験の立会いを経て、2012 年 12 月に技術評価認定を取得した。取得するためには、以下の項目を満足させる

第 1 表 本体ブロックの仕様  
Table 1 Specifications of the main block

項目	仕 様	
	突起あり	突起なし
形 状		
寸 法 (mm)	520 × 520 × 260	
質 量 (kg)	2.0	
製 造 方 法	射出成形	
素 材	再生ポリプロピレン (再生 PP)	

第 2 表 カベ材の仕様  
Table 2 Specifications of the cover block

項 目	仕 様
形 状	
寸 法 (mm)	520 × 520 × 70
質 量 (kg)	1.9
製 造 方 法	射出成形
素 材	再生ポリプロピレン (再生 PP)

第 3 表 基礎物性  
Table 3 Material properties of the plastic

項 目	単 位	規 格 値	試 験 法
密 度	g/cm <sup>3</sup>	0.90 ~ 0.93	JIS K7112
引 張 降 伏 強 さ	MPa	25 以上	JIS K7113
引 張 破 断 伸 び	%	30 以上	
曲 げ 弾 性 率	MPa	700 以上	JIS K7171
曲 げ 強 さ	MPa	20 以上	JIS K7171
アイゾット衝撃強さ	KJ/m <sup>2</sup>	5 以上	JIS K7110
マルチフローレイト	g/10 min	15 ~ 30	JIS K7210

必要があった。

- (1) 貯留、浸透、貯留浸透および雨水利用のいずれの用途にも適用できる。
- (2) 地下に貯留するための空間は高い空隙率を有する。
- (3) 実用上必要とされる強度を有する。
- (4) レベル 2 に相当する地震時でも安全な強度を有する。
- (5) 必要な耐久性を有する。
- (6) 運搬および施工が容易である。
- (7) 維持管理が容易に行える。
- (8) 環境への負荷が少ない製品である。

要求された上記 8 項目を満足させるため、実施した試験などを以下に記述する。

(1), (6), (7)を確認するため、開発した貯留材を用いて実用施設として、株式会社 IHI インフラシステム千葉事業所の駐車場施設の下に埋設した。

(2)を確認するため、部材の空隙率を求め、貯留槽全体の空隙率が 95%以上になることを確認した。

(3)では、実物の貯留材を用いて圧縮試験機で鉛直方向および水平方向に対する圧縮強度試験を実施した。

(4)では、水平交番載荷試験および地震時応答解析を実施した。

(5)では、鉛直・水平方向クリープ試験と第3次クリープ試験およびFEM（Finite Element Method：有限要素法）解析を実施した。

(8)では、再生ポリプロピレン（再生PP）を使用し品質を確保することを明記した。

次に、圧縮強度試験、クリープ試験、FEM解析および地震時の安全性検討について記述する。

### 3.2 圧縮強度試験

#### 3.2.1 必要とされる性能

設計した埋設条件において、貯留構造体が土中で受ける鉛直方向の荷重および水平方向の荷重に対して、必要な強度をもっていることを確認する。

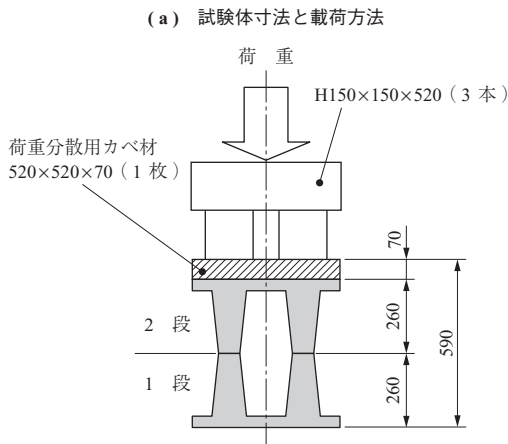
#### 3.2.2 試験方法および結果

試験は鉛直方向および水平方向の荷重に対して行った。鉛直方向は死荷重および活荷重に対する応力の照査を行うことを目的に、試験体が破壊するまで行った。水平方向は側方からの土圧などに対する応力の照査を行うため、鉛直方向と同様に試験体が破壊するまで行った。

##### (1) 鉛直方向圧縮強度試験

試験は本体ブロックを上下裏返しに2段に積み重ね、圧縮試験機の中央に置き、鉛直方向に荷重を10 mm/minのスピードで荷重を加えていき、破壊するまでの荷重と変位を測定した。試験は均一性を確認するため3体とした（第14図）。試験結果を第4表に示す。

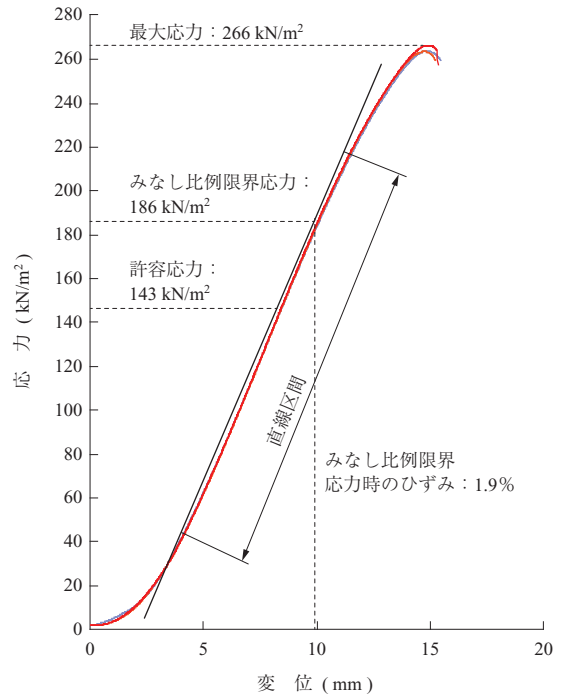
表中のみなし比例限界応力は圧縮強度試験によって確認された最大応力の70%の値とした。鉛直方向の許容圧縮応力は、みなし比例限界応力にはばらつきとして材料係数1.3で除した値を許容応力とし、143 kN/m<sup>2</sup>に設定した（第15図）。



第14図 鉛直方向圧縮強度試験状況（単位：mm）  
Fig. 14 Vertical compression test (unit:mm)

第4表 鉛直方向圧縮強度試験結果  
Table 4 Experimental results of the vertical compression test

供試体	最大応力 (kN/m <sup>2</sup> )	みなし比例限界応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容応力 (kN/m <sup>2</sup> )	みなし比例限界応力時のひずみ (%)
No. 1	265	186	143	1.9
No. 2	265	186	143	1.9
No. 3	268	188	144	1.9
平均	266	186	143	1.9



第15図 鉛直方向圧縮強度試験 圧縮応力-変位曲線  
Fig. 15 Stress-strain curve of the vertical compression test

##### (2) 水平方向圧縮強度試験

鉛直方向での組付け状態を横転させ、支柱の内部に全ねじ棒鋼を貫通させて、両端部をナットで固定し左右方向の膨らみを拘束した。試験体は圧縮試験機の中央に置き、鉛直方向に荷重を10 mm/minのスピードで荷重を加えていき、破壊するまでの荷重と変位を測定した。試験は均一性を確認するため3体とした（第16図）。試験結果を第4表に示す。

(b) 荷重試験の様子



ピードで荷重を加えていき、破壊するまでの荷重と変位を測定した。試験は均一性を確認するため3体とした(第16図)。

試験結果を第5表に示す。表中のみなし比例限界応力は鉛直方向と同様に圧縮強度試験によって確認された最大応力の70%の値とした。水平方向の許容圧縮応力は、みなし比例限界応力にばらつきとして材料係数1.3で除した値を許容応力とし、78 kN/m<sup>2</sup>に設定した。

### 3.2.3 性能の評価

貯留構造体の強度の照査は、地中で鉛直方向および水平方向に貯留構造体を受ける計算上の応力と、貯留構造体の圧縮強度試験から求まる応力の許容値とを比較して行った。

貯留槽の使用環境に応じて算定された荷重を適切に設定して土中で受ける応力が貯留構造体のもつ応力の許容値より小さい場合、設定した使用環境条件で貯留構造体の施工が可能であると判断できる。

鉛直方向に継続的に作用する土かぶりの荷重と、埋設された上部を車両などが通行する断続的な荷重に対して、貯留構造体は土かぶり0.5～2.0mの範囲で適用が可能である。

また、側方からの土圧と地表載荷荷重に対して、貯留構造体は埋設深さ4.5m以下を条件に適用できる。

## 3.3 クリープ試験およびFEM解析

### 3.3.1 必要とされる性能

貯留構造体はプラスチック(熱可塑性樹脂)で構成されるため、長時間継続して荷重を受け続ける場合、クリープ変形を起こす。このため、50年相当の変位を推定して、地表面に極端な段差が生じないことを確認する必要がある。

第5表 水平方向圧縮強度試験結果

Table 5 Experimental results of the horizontal compression test

供試体	最大応力 (kN/m <sup>2</sup> )	みなし比例限界応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容応力 (kN/m <sup>2</sup> )	みなし比例限界応力時のひずみ (%)
No. 4	145	101	78	2.0
No. 5	144	101	77	2.0
No. 6	143	100	77	2.0
平均	144	101	78	2.0

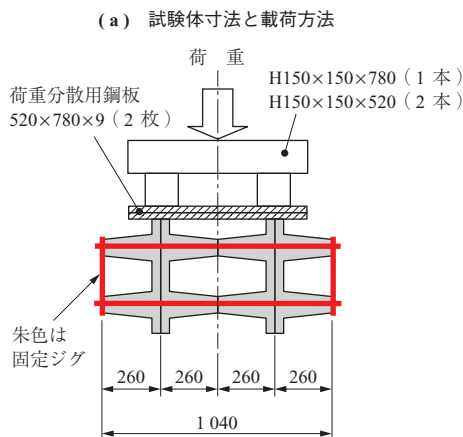
また一般にプラスチックでは、継続的に荷重が作用し続けると、ある点を境に急激に変位が増大する3次クリープが発生するおそれがあるため、50年後に3次クリープが発生しないことを確認する必要がある。

### 3.3.2 試験方法および試験結果

まず、鉛直方向および水平方向の圧縮クリープ試験を実施した。ただし、クリープ試験では土砂による等分布荷重の載荷は困難なため、FEM解析を用いて等分布荷重載荷時の貯留構造体の挙動を推定した。併せて局所的に樹脂としての許容応力を超えている箇所を把握し、構造体への影響を検討した。さらに、貯留構造体に働く引張応力をFEM解析から求め、第3次クリープ引張試験結果で得られた第3次クリープ発生応力を比較し、第3次クリープに対する安全性を検討した。

#### (1) 鉛直方向圧縮クリープ試験

試験は、長時間継続して荷重を受け続ける状態を評価するため、実物のブロックの上に10kNの荷重を載荷させた状況で、1000時間(約42日)まで鉛直方向の変位を計測した。載荷荷重は普通土の土かぶり2.0m相当で36kN/m<sup>2</sup>とした。試験体数は3体で、1試験体当たり計測点は2点とした。試験は恒温室で実施し、室温は23℃で実施した。



(b) 載荷試験の様子



第16図 水平方向圧縮強度試験状況(単位:mm)  
Fig. 16 Horizontal compression test (unit:mm)

試験状況を第 17 図に、試験結果を第 18 図および判定結果を第 6 表に示す。

鉛直方向圧縮クリープ試験結果から、载荷時間と変位の近似式を算出し、50 年相当ひずみを求め、許容値 1.0% を満足することを確認した。

判定式：50 年相当ひずみ - 10 時間後ひずみ  $\leq$  1.0%

近似式：载荷時間と変位の関係（第 18 図）

$$y = 0.458 \log(x) - 0.817 \quad \dots\dots\dots (1)$$

y : 変位 (mm)

x : 時間 (h)

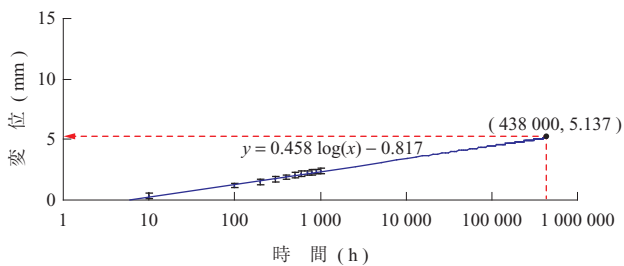
(2) 水平方向圧縮クリープ試験

長時間継続して水平土圧荷重を受け続ける状態を評価するため、実物の本体ブロックを横置きし、その上に 22 kN の荷重を载荷させた状況で、1 000 時



第 17 図 鉛直方向圧縮クリープ試験状況

Fig. 17 Overview of the creep test by vertical compression



第 18 図 鉛直方向圧縮クリープ試験結果

Fig. 18 Experimental results of the creep test by vertical compression

第 6 表 鉛直方向圧縮クリープ試験の判定結果  
Table 6 Evaluations for the vertical compressive creep

10 時間後変位 $y_{10h}$ (mm)	50 年相当変位 $y_{50y}$ (mm)	50 年相当ひずみ $y_{50y} - y_{10h} / h^{*1}$ (%)	許容値 (%)
0.347	5.137	0.86	$\leq 1.0$

(注) \*1 : h は試験体の高さ (mm) を示す。

間 (約 42 日) まで変位を計測した。载荷荷重は普通土の埋設深さ 4.5 m 相当で 41 kN/m<sup>2</sup> とした。試験体数は 3 体で、1 試験体当たり計測点は 2 点とした。計測のばらつきを確認するため、3 体の平均値を誤差範囲で図に表示を行い評価した。試験は恒温室で実施し、室温は 23℃ で実施した。

試験状況を第 19 図に、試験結果を第 20 図および判定結果を第 7 表に示す。第 7 表に示したように、許容値 1.0% を満足することを確認した。

近似式：载荷時間と変位の関係（第 20 図）

$$y = 0.830 \log(x) + 1.870 \quad \dots\dots\dots (2)$$

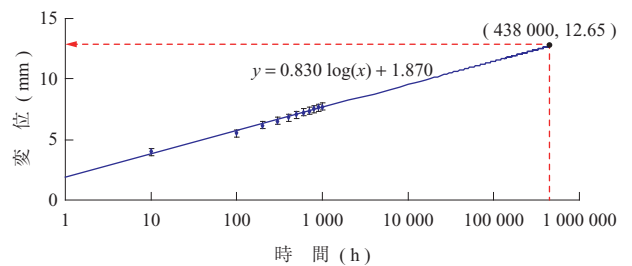
(3) FEM 解析

本体ブロック単体およびカベ材を対象とした三次元 FEM 線形解析を実施した。本体ブロックおよびカベ材はすべてシェル要素でモデル化し、形状の組合せと载荷方向をパラメータとした 3 ケースを計算



第 19 図 水平方向圧縮クリープ試験状況

Fig. 19 Overview of the creep test by horizontal compression



第 20 図 水平方向圧縮クリープ試験結果

Fig. 20 Experimental results of the creep test by horizontal compression

第 7 表 水平方向圧縮クリープ試験の判定結果  
Table 7 Evaluations for the horizontal compressive creep

10 時間後変位 $y_{10h}$ (mm)	50 年相当変位 $y_{50y}$ (mm)	50 年相当ひずみ $y_{50y} - y_{10h} / h^{*1}$ (%)	許容値 (%)
3.948	12.650	0.95	$\leq 1.0$

(注) \*1 : h は試験体の高さ (mm) を示す。



したが、その結果を第 21 図および第 22 図に示す。第 21 図に示したように、発生する引張応力は樹脂の引張降伏応力 7.5 N/mm<sup>2</sup> 以下を満足する結果が得られた。

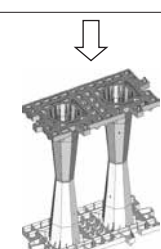
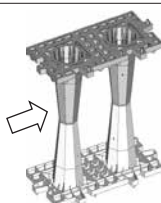
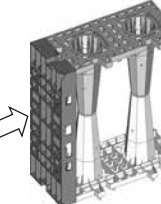
(4) 第 3 次クリープ

第 3 次クリープ引張試験は、ダンベル形状の試験片を用意して JIS 規格による引張試験で引張降伏応力を求めるのと同時に、ダンベル形状の試験片 6 体を 1 組とした専用の引張クリープ試験装置を用いて実施した。

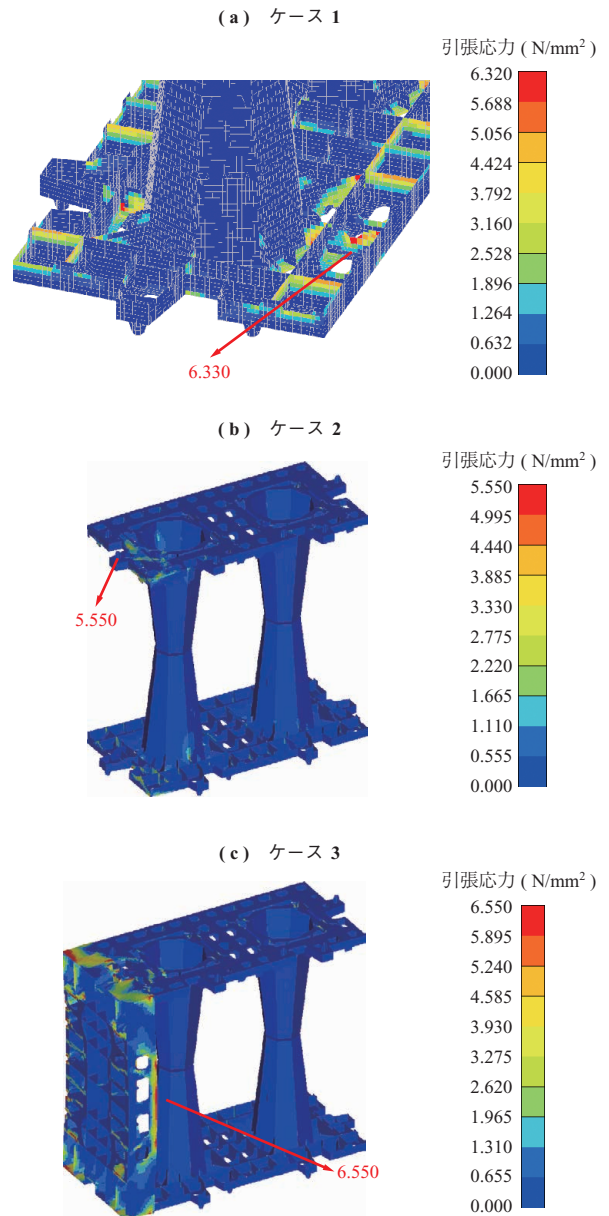
6 体の試験片に重さの違うおもりを引張力が作用するように設置する。試験は、室温 23℃ の常温で行い、試験装置にダイヤルゲージを設置し 360 時間における変位と試験片の破断時間を計測した。

得られた試験結果は試験片ごとに縦軸にクリープひずみ (%) 横軸に経過時間 (h) をプロットして、各試験片の第 3 次クリープ発生点を、現行のフランスの設計に基づき求めた (第 23 図)。

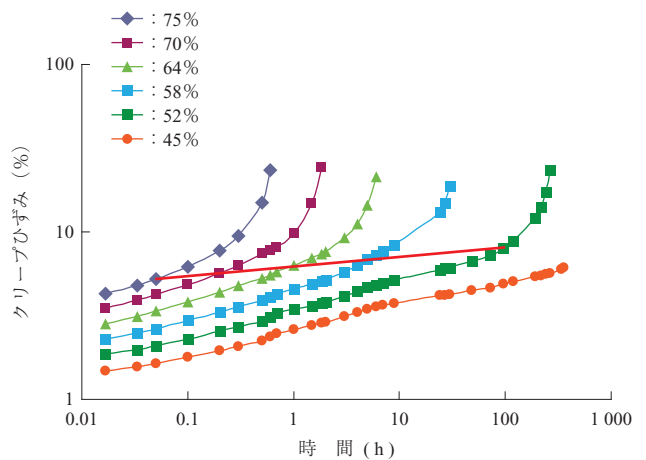
また、第 3 次クリープの発生時間と応力の関係に着目し、50 年後相当で発生する 3 次クリープの応力を計算上予想した。以下に各試験応力の第 3 次クリープの発生時間をプロットし、回帰式を最小二乗

項目	解析モデル	载荷方法	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	引張応力 [許容応力] (N/mm <sup>2</sup> )
ケース 1		鉛直	36.0	6.33 [ $< 7.50$ ]
ケース 2		水平	40.5	5.55 [ $< 7.50$ ]
ケース 3		水平	40.5	6.55 [ $< 7.50$ ]

第 21 図 FEM 解析ケース一覧  
Fig. 21 Analytical models and FEM analyses



第 22 図 引張応力のコンター図  
Fig. 22 Contour of the tensile principal stress



(注) 図中の \*\* : 引張降伏応力に対する低減率

第 23 図 クリープひずみ-時間線図  
Fig. 23 Time dependence of the creep strain

法で求め、50年後(438 000 h)の保持強度を求めた(第24図)。

### 3.3.3 性能の評価

鉛直および水平方向の圧縮クリープ試験に基づき50年後のクリープひずみを推定した。その結果、クリープひずみは許容値の1.0%以内であることが判明した。したがって、地表面に段差が生じるなどの日常生活への悪影響はないものと考えられる。

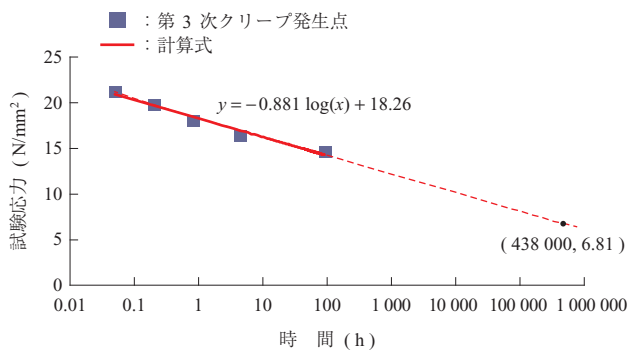
また、50年後に第3次クリープが発生する引張応力は、第3次クリープ試験結果から6.81 N/mm<sup>2</sup>と推定された。一方、貯留構造体に発生すると推定される引張応力は、FEM解析より最大で6.55 N/mm<sup>2</sup>であると推定された。このため、長期クリープに対しても安全と考えられる。

## 3.4 地震時の安全性検討

### 3.4.1 必要とされる性能

地震による貯留槽の陥没や機能停止を防止するため、耐震性を確認した。すなわち、構築された地下貯留槽がレベル2地震時に倒壊せず、地震後も貯留槽としての一体性が確保され、短期間の部分的な修復で再び利用できるような性能をもっていることを確認する必要があった。

貯留槽の性能評価は土中に埋設された状態で挙動確認で



第24図 試験応力-第3次クリープ発生時線図  
Fig. 24 Stress line at the third creep appearance

きればよいが、設備や費用の面で現実的でない。よって、地震における土中での貯留槽のせん断変形の程度を動的解析から求め、一方で、水平交番載荷試験を実施し解析による貯留槽の変形角と、実測によって得られた変形角を比較し、解析値が実測値より小さい場合、耐震性をもつと判断した。

### 3.4.2 水平交番載荷試験の方法

水平交番載荷試験は、試験装置の物理的制約の限界程度の貯留槽を組立て、土かぶりに相当する上載荷重を積載させた状態で地震による上載荷重の慣性力として水平力が作用したときの挙動を把握する水平加力試験とした。

試験装置は、堅固な鋼製部材を使用して、試験体の周囲に配置した。試験体には土かぶりに相当する荷重として敷鉄板を載荷した。また、地震時の慣性力は一樣に水平方向に移動する、これを模擬するため、水平方向に試験体上面が傾かないような平行保持装置を付けて実施した。試験装置の概要を第25図、試験状況を第26図に示す。

試験は、従来設置されている貯留槽の実績と費用面から判断し、貯留槽高さで2種類の複数段の4段と10段、土かぶりの厚さで3種類とした。また、試験体は幅方向に3列、長さ方向に6列で構成した。

以上の条件から試験体の形状の組合せと載荷荷重をパラメータとし、第8表に示す6ケースで試験を実施した。

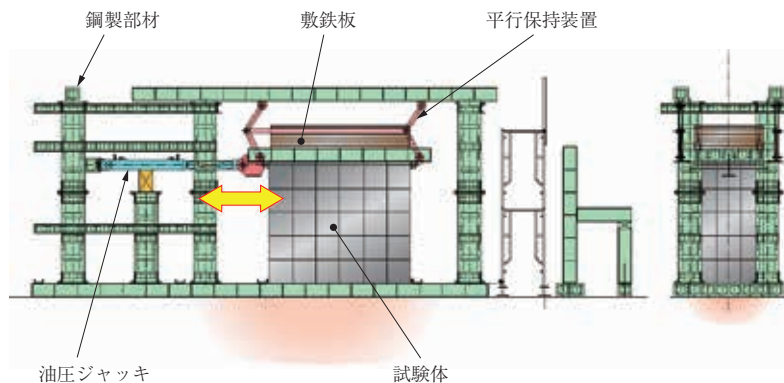
### 3.4.3 試験結果

許容せん断変形角は、実際に貯留構造体が地震によるせん断変形を受けた場合、著しい塑性変形をせずどの程度まで地盤に追随できるかを示す指標である。

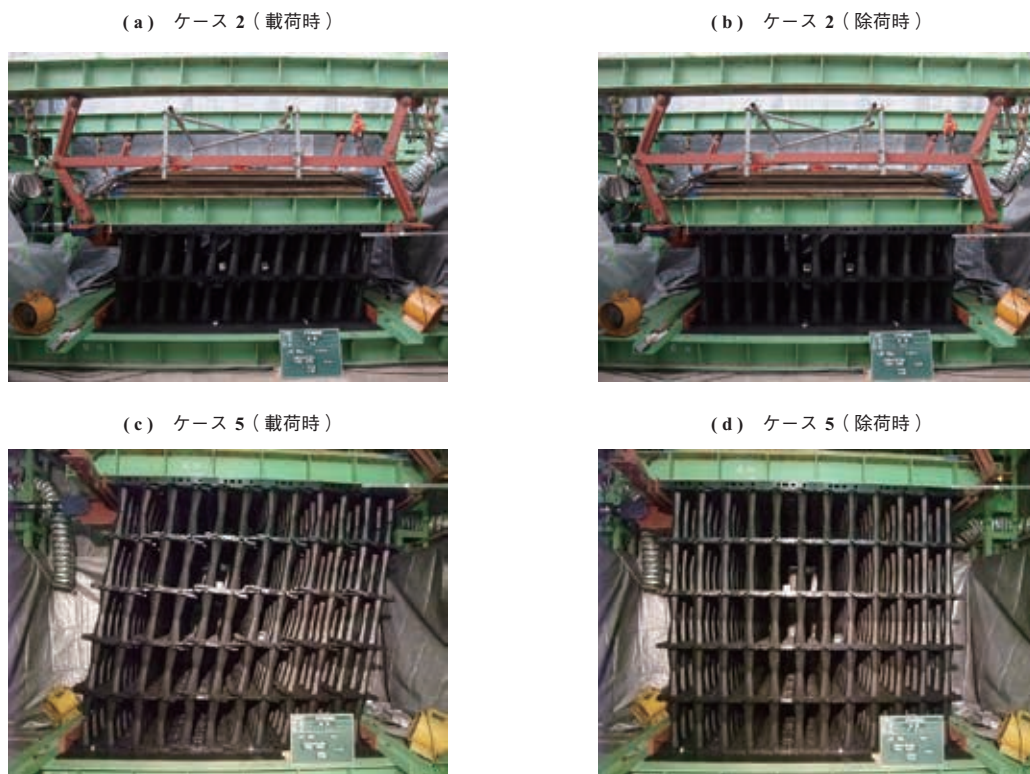
第27図および第28図に水平交番載荷試験におけるせん断変形角とせん断応力の測定結果を示す。また、本試験結果から整理した許容せん断変形角を第9表に示す。

### 3.4.4 地震時の応答解析

地震時の応答解析で用いる許容せん断変形角は、水平交



第25図 水平交番載荷試験装置の概要  
Fig. 25 Loading system for the horizontal cyclic loading test



第 26 図 水平交番載荷試験の状況  
Fig. 26 Overview of the horizontal cyclic loading test

第 8 表 水平交番載荷試験のケース  
Table 8 Horizontal cyclic loading test experiments

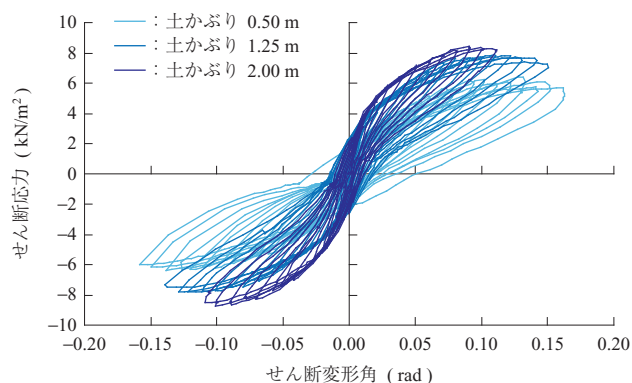
項目	段数 (段)	槽高さ (m)	平面寸法 (m)	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	備考 (m)
ケース 1	4	1.04	1.56 <sup>*1</sup> × 3.12 <sup>*2</sup>	9.0	土かぶり 普通土 0.50
ケース 2				22.5	土かぶり 普通土 1.25
ケース 3				36.0	土かぶり 普通土 2.00
ケース 4	10	2.60	1.56 <sup>*1</sup> × 3.12 <sup>*2</sup>	9.0	土かぶり 普通土 0.50
ケース 5				22.5	土かぶり 普通土 1.25
ケース 6				36.0	土かぶり 普通土 2.00

(注) \*1: 幅 3 列の寸法  
\*2: 長さ 6 列の寸法

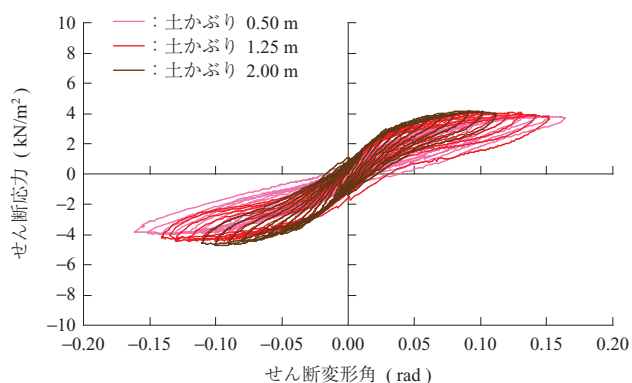
番載荷試験で試験体にせん断変形を与えたときの最大応力の発生点を判断する指標である。最大応力が発生した後は、塑性変形の発生によって応力低下や座屈による形状変形、接続部のはずれなどが生じ、耐震強度の低下が進行する。

よって、交番載荷試験で得られた最大応力に、安全率を考慮し最大応力の 80% の値と、正負（押し引き）を考慮した値から算出したものを用いる。

レベル 2 地震動に対する安全性を検討するため、地盤と槽を平面ひずみ要素でモデル化した二次元 FEM 動的解



第 27 図 せん断変形角-せん断応力の履歴ループ (4 段)  
Fig. 27 Hysteresis curve of the shear stress-shear transformed angle (4 layers)



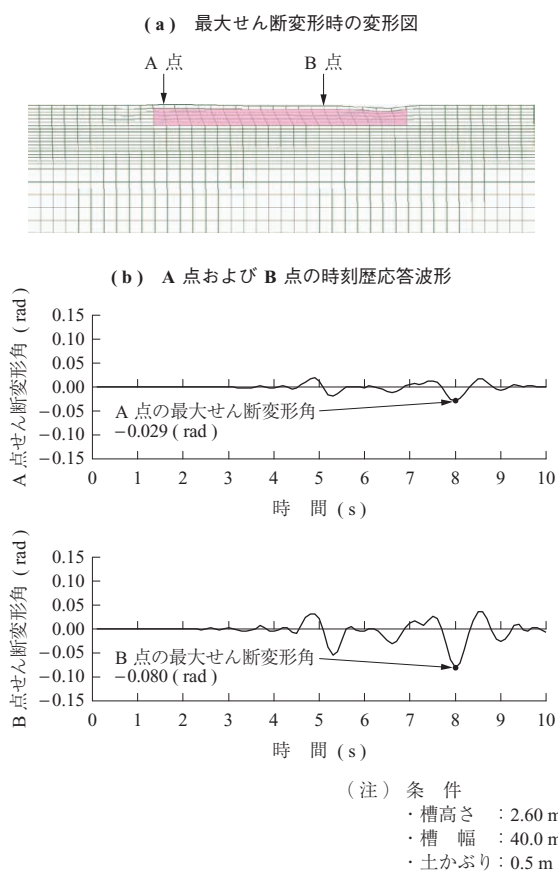
第 28 図 せん断変形角-せん断応力の履歴ループ (10 段)  
Fig. 28 Hysteresis curve of the shear stress-shear transformed angle (10 layers)

第 9 表 許容せん断変形角の算出  
Table 9 Allowance shear transformed angle for each case

項目	段数 (段)	槽高さ (m)	土かぶり (m)	最大せん断変形角 $\theta_{7max}$ (rad)		$\theta_{7max} \times 80\%$ (rad)		許容せん断変形角 $\theta_{max}$ (rad)
				最大 (+側)	最小 (-側)	最大 (+側)	最小 (-側)	
ケース 1	4	1.04	0.50	0.132	-0.139	0.106	-0.111	0.108
ケース 2			1.25	0.118	-0.129	0.094	-0.103	0.099
ケース 3			2.00	0.091	-0.101	0.073	-0.081	0.077
ケース 4	10	2.60	0.50	0.140	-0.130	0.112	-0.104	0.108
ケース 5			1.25	0.121	-0.121	0.097	-0.097	0.097
ケース 6			2.00	0.091	-0.097	0.073	-0.078	0.075

析を実施した。槽の地震時のせん断変形特性は、水平交番載荷試験結果を基に設定した。解析モデルは、地盤が洪積層と沖積槽で構成された深さ 20 m、幅 200 m の大きさとした。貯留槽は地盤の中央に配置した。解析モデルの左右端は等変位境界とし、モデル底辺に工学基盤面を設定し、想定した地震動を直接入力した。解析コードは FLIP を用いた。動的解析で用いる入力地震動波形は、「平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震 (災害名: 阪神・淡路大震災)」を想定した。

第 29 図に槽高さ 2.6 m、槽幅 40 m、土かぶり 0.5 m



第 29 図 二次元地震応答解析結果の一例  
Fig. 29 Analytical results of the seismic response analyses

のモデルにおける最大せん断変形角を示したときの貯留槽の変形図とせん断変形角の時刻歴応答波形の解析結果を示す。

### 3.4.5 性能の評価

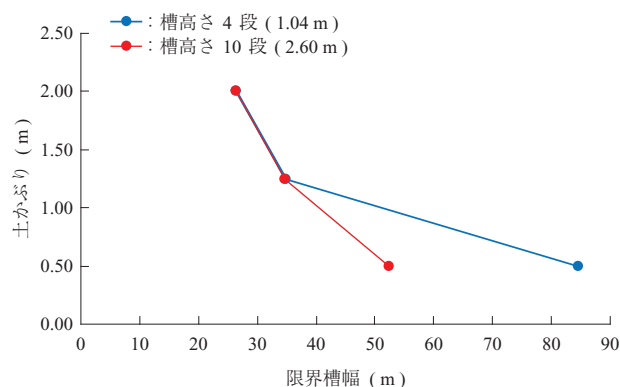
水平交番載荷試験によって得られた許容せん断変形と、動的解析によって求められた貯留槽の変形角から、限界槽幅が求められる。この限界槽幅は土かぶりや貯留槽高さなどの設定条件によって値が変化するため、それぞれの条件に応じて限界槽幅を求める必要がある。

このため、土かぶりを設定し、槽の幅を変えて動的 FEM 解析を実施した。それぞれのケースで槽に生じる最大せん断変形角を抽出し、槽幅と最大せん断変形角の関係を求めた。

この最大せん断変形角と槽の許容せん断変形角を比較することによって、設定した土かぶりにおける限界槽幅が求められる。このようにして求めた土かぶりとの関係を第 30 図に示す。

## 4. 結 言

開発したプラスチック貯留材の性能を確認するため、基礎的な物性試験をはじめ、圧縮強度試験、圧縮クリープ試



第 30 図 土かぶりと限界槽幅の関係  
Fig. 30 Relationship between earth covering and maximum storage width

験、第3次クリープ引張試験、実物での水平交番載荷試験などを実施した。また、その試験結果を評価するため、貯留材すべてをシェル要素でモデル化した三次元 FEM 線形解析、および地盤と槽を平面ひずみ要素でモデル化した二次元 FEM 動的解析を実施した。

この結果、開発した貯留材の適用範囲は、土かぶりが 0.5～2.0 m であり、埋設深さは 4.5 m 以下になった。さらに、50 年間のクリープを推定し、日常生活に悪影響を与えない大きさであると判定された。また、レベル 2 地震動に対して所要の安全性を確保するための、土かぶりと限界槽幅の関係を明らかにした。

以上の結果、本貯留材は要求性能を満足していることが確認された。本貯留材の諸元や適用範囲は雨水貯留浸透槽の市場に合致しており、コストを抑えたものとなっている。

#### — 謝 辞 —

本研究の実施に当たり、ご指導ご協力を頂いた公益社団法人雨水貯留浸透技術協会に対して、ここに記し、深く感謝の意を表します。

(IHI インフラ技報 vol.2 2013 pp.190-197 より転載)