参　考　資　料

参考資料

1. 現地実証実験

破砕瓦の材料特性を把握するために、各種計測機器を設置した実験施設を建設し、H27d～H28d にかけて、約 1 年間の計測、観測を実施した。また、上載荷重(現地を通行する工事車両や、土嚢等による等分布荷重)をかけることで、側方土圧及び材料の経時変化の挙動把握を実施した。

1.1. 計測および観測の概要

1.1.1. 計測

1) 実験施設に設置した計器により、土圧、水位、温度、変位を測定した。データは 10 分に 1 回の頻度で自動計測を行い、データロガーに記録した。なお、温度計については、H27d の検討結果に基づき、H28d に追加で設置した。
2) 計測期間は平成 28 年 1 月 28 日～平成 28 年 12 月 1 日である。

1.1.2. 観測

1) 実験施設において**表 1.1** に示す観測を実施した。
2) 観測期間は平成 28 年 1 月 28 日～平成 28 年 12 月 1 日である。

表 1.1　観測項目と観測位置

観測項目	観測位置	観測の方法
L 型擁壁変位量	L 型擁側面の反射シート	トランシット、トータルステーション等
走行路水準測量	路体表面	レベル等
L 型擁壁水準測量	L 型擁壁上面	レベル等

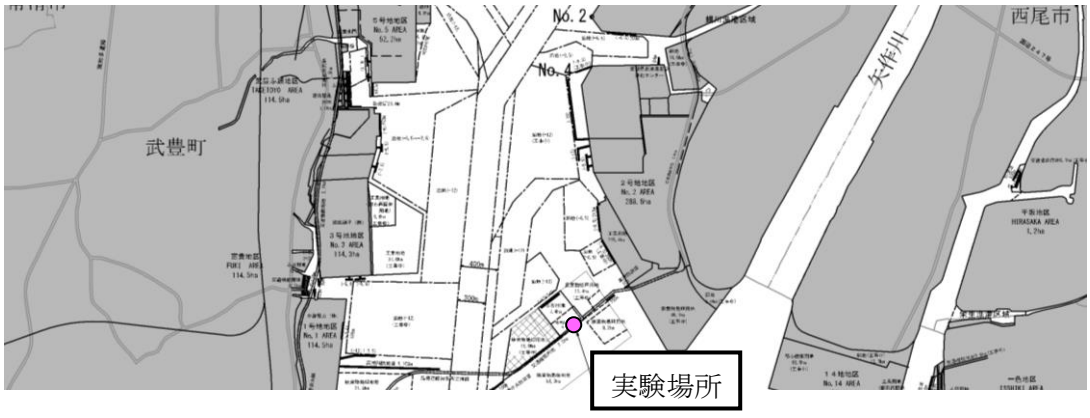


図 1.1　実験場所

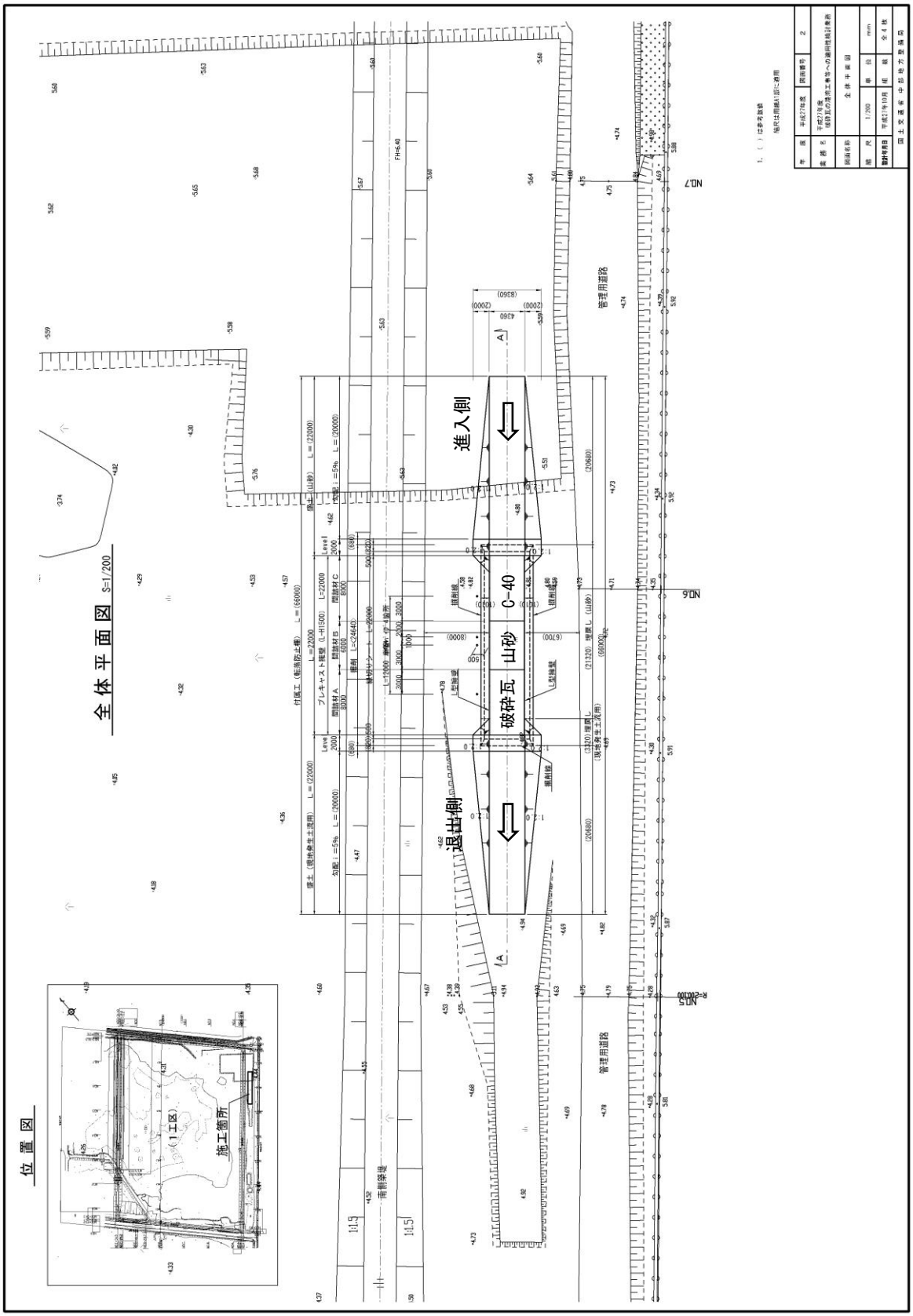


図 1.2　実験施設の全体平面図

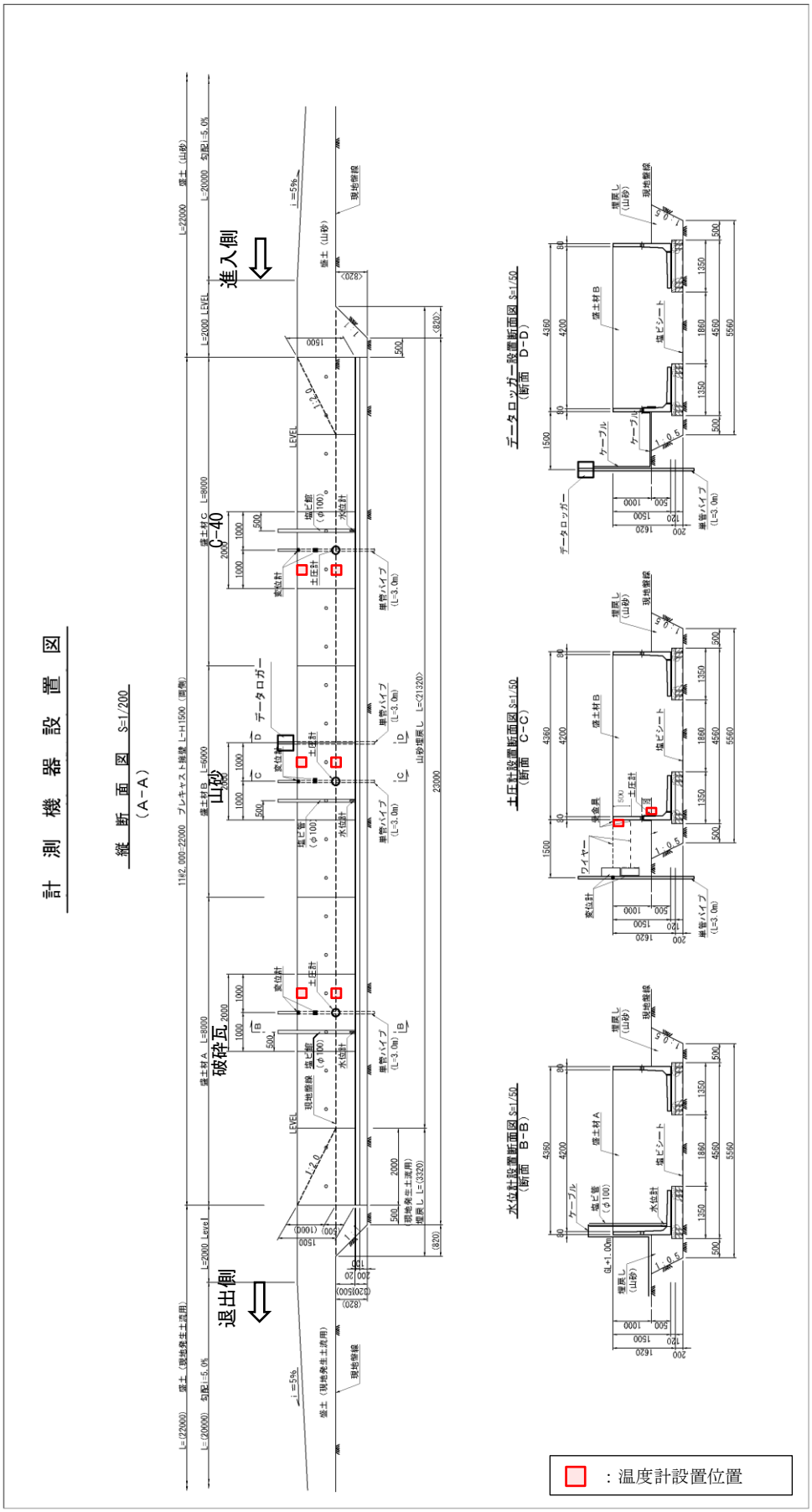


図 1.3 実験施設の計測機器設置図

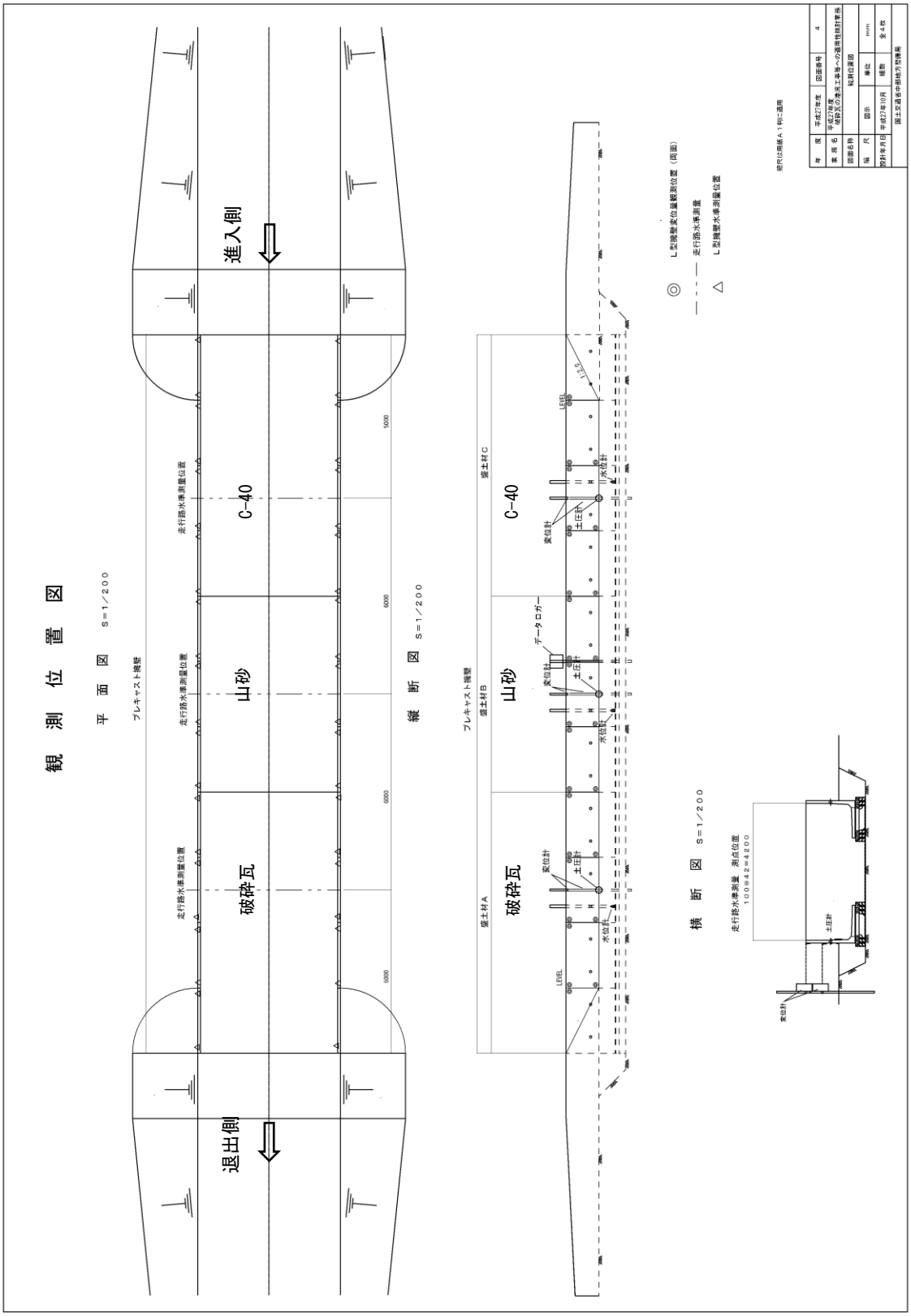


図 1.4　実験施設の観測位置図

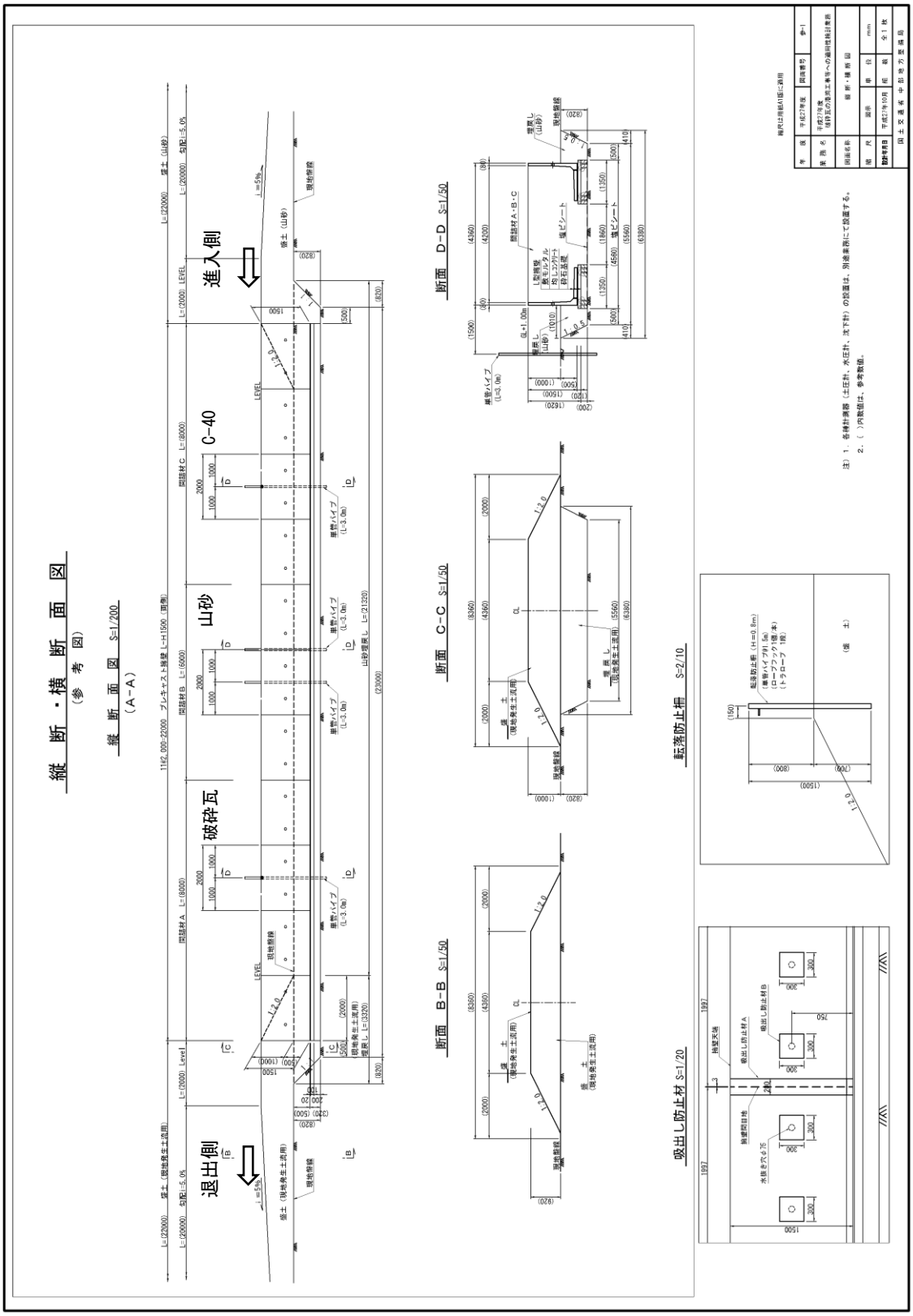


図 1.5　実験施設の縦断・横断面図

1.1.3. 設置概要

現在設置されている計測機器を図 1.6 に示す。

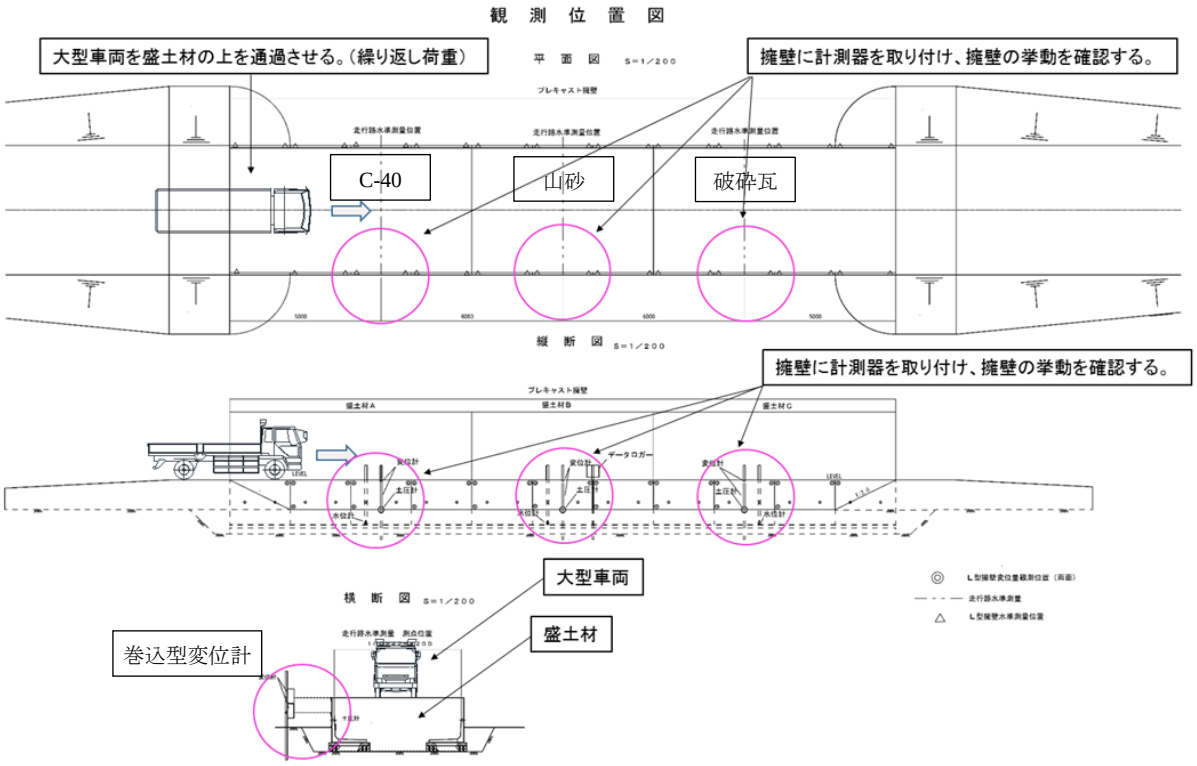


図 1.6 計測器設置位置

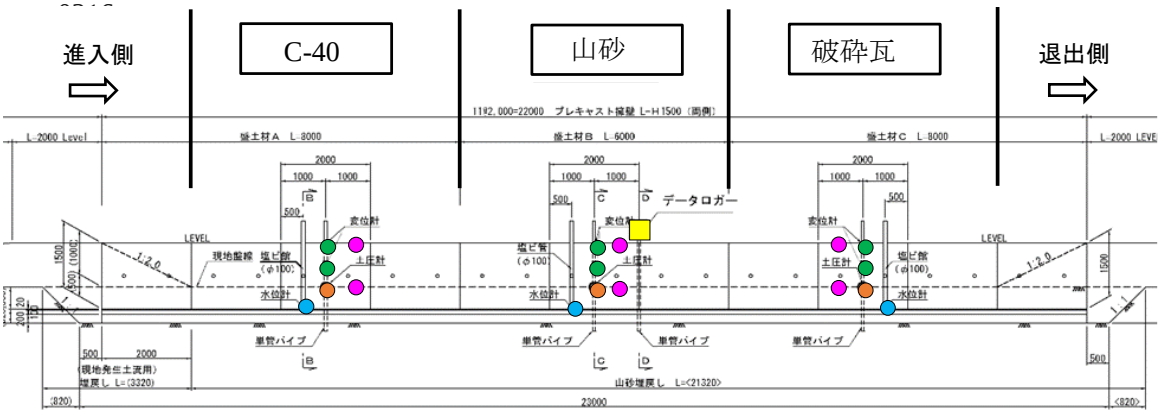
表 1.2 設置計測器の一覧

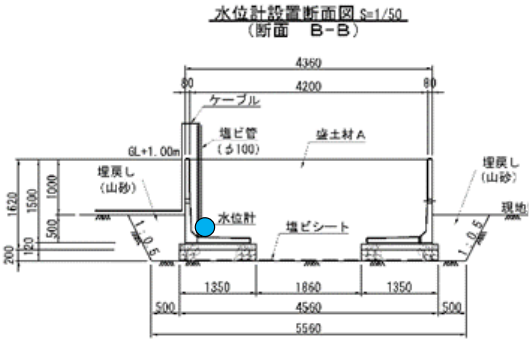
計測項目	計測器	計測器の容量	型式	計測方法	数量
L 型擁壁への側圧	土圧計	200KPa	KDA-200KPA	自動計測 (10 分間隔のインターバル計測)	3 断面(3 台)
L 型擁壁内の水位	水位計	10m	KW-10C		3 断面(3 台)
L 型擁壁の変位 (側壁変位)	巻込型変位計	500mm	DP-500E		3 断面(6 台)
気中部および土中部の温度	温度計※)	-40～375℃	K 熱電対		3 断面(6 台)
データの収集	データロガー	20ch (電池式)	TDS-150 FSW-10(L)		1 セット

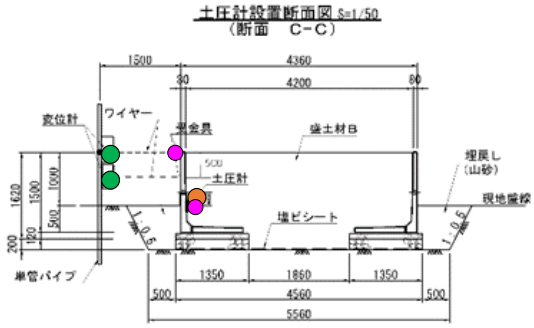
※)温度計は、H28/9/21 に設置。それ以外は H28/1/28 に設置。

(1) 計測器の配置

計測器の配置を**図 1.7** に示す。

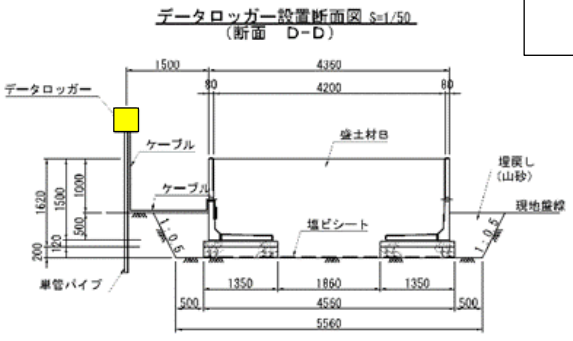






≪温度計の設置について≫

- 温度計は、L 型擁壁側面外側(気中部)、土圧計設置深度(土中部)の 2 箇所に設置した。
- 設置時には、既設の計測器(水位計、土圧計、変位計)への影響を考慮し、土圧計設置位置から 50~100cm 程度縦断方向へ離した位置に設置した。



凡　例

記号	計測項目	計測器	数量
●	L型擁壁の変位	巻込み型変位計	6台(3断面×2台)
●	L型擁壁への側圧	土圧計	3台(3断面×1台)
●	L型擁壁内の水位	水位計	3台(3断面×1台)
●	気中部と土中部の温度	温度計	6台(3断面×2台)
□	データ収録	データロガー	1台

図 1.7 計測器の配置図

1.1.4. 計測器の設置方法

(1) 水位計(L 型擁壁内の水位)設置方法

水位計の設置要領を**図 1.8** に示す。

1. 位置出しを行い、塩ビ管(Φ100 ストレーナー加工)を擁壁側部にアンカーとサドルバンドを使用して固定する。
2. 塩ビ管固定後、水位計を塩ビ管内に下していき、ハンチ部上端に水位計を設置する。その後、水位計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

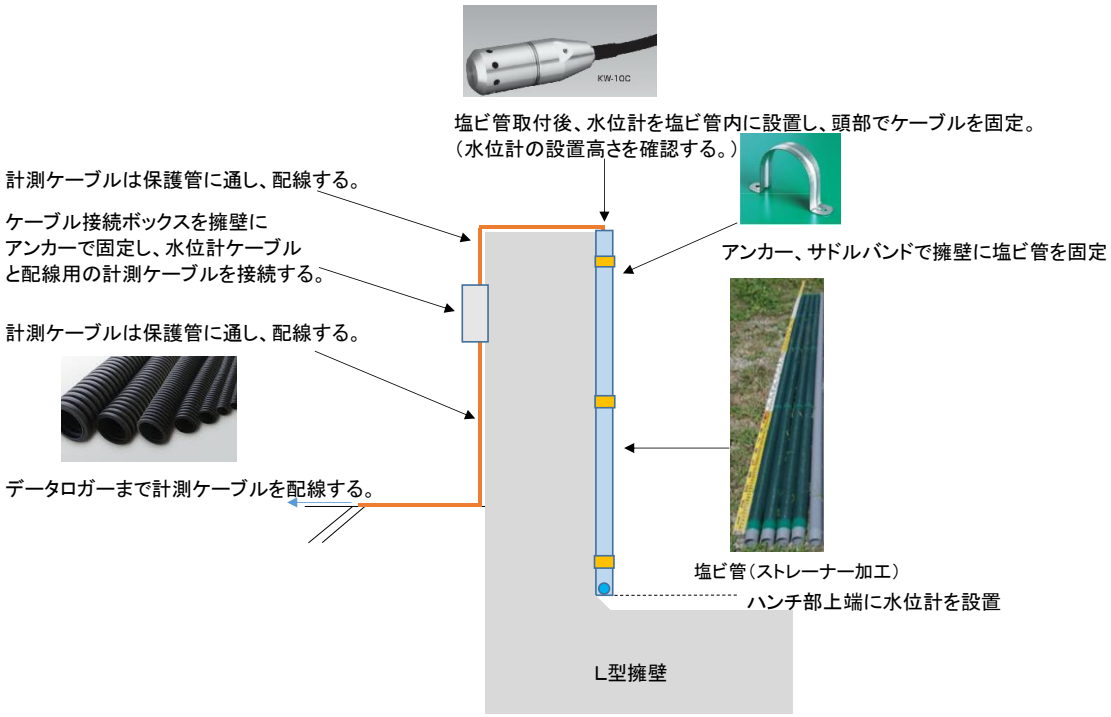


図 1.8 水位計の設置要領

(2) 巻込み型変位計(L 型擁壁の変位)設置方法

巻き込み型変位計の設置要領を**図 1.9** に示す。

1. 位置出しを行い、打込み単管、単管を使用して、巻込み型変位計の保護箱を取り付ける。
2. 保護箱の中に巻き込み型変位計を収納する。
3. 擁壁にアンカーを使用してアイナットを取り付け、巻込み型変位計のワイヤーとアイナットをインバー線で結ぶ。
4. インバー線は塩ビパイプを使用して保護する。
5. その後、巻込み型変位計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

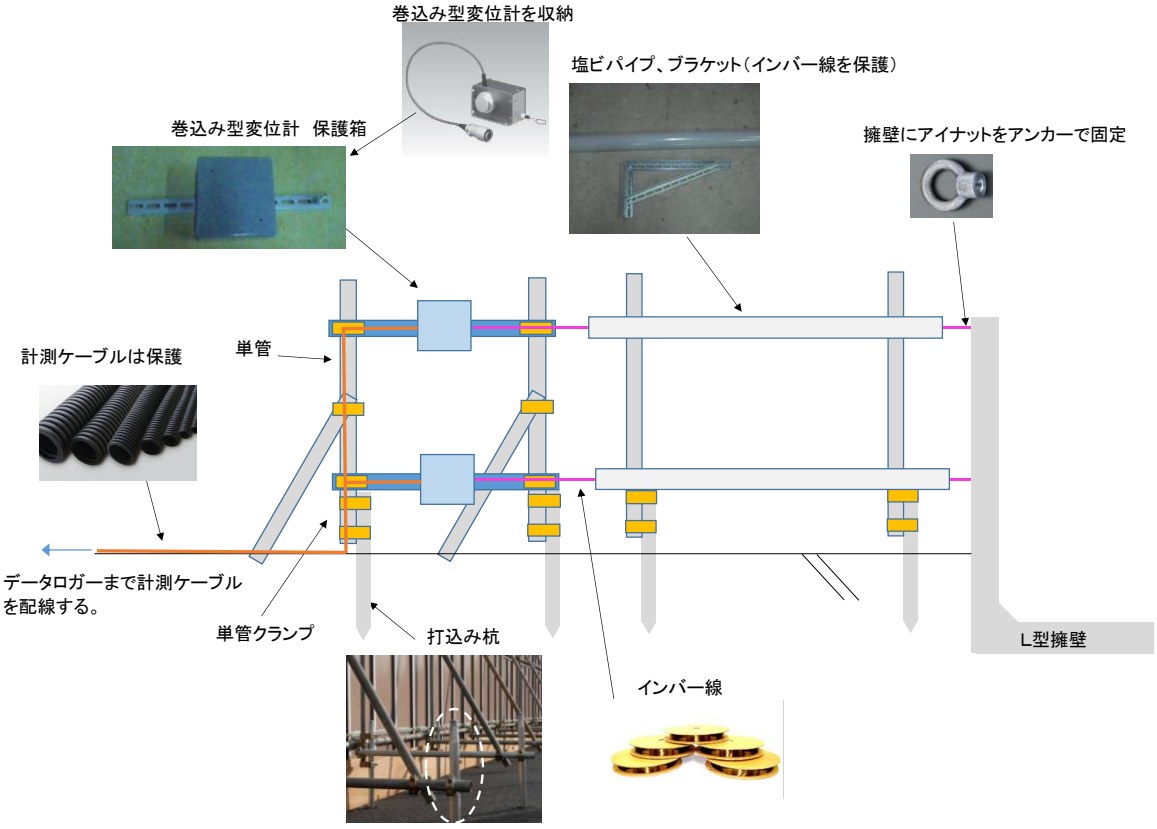


図 1.9 巻込み型変位計の設置要領

(3) 土圧計(L 型擁壁への側圧)設置方法

土圧計の設置要領を図 1.10、図 1.11 に示す。

1. 位置出しを行い、土圧計を擁壁側面に取付け治具を使用してアンカーで固定する。
2. 土圧計の受圧面に砂の入った土嚢袋をセットする。
3. その後、土圧計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

(側面)

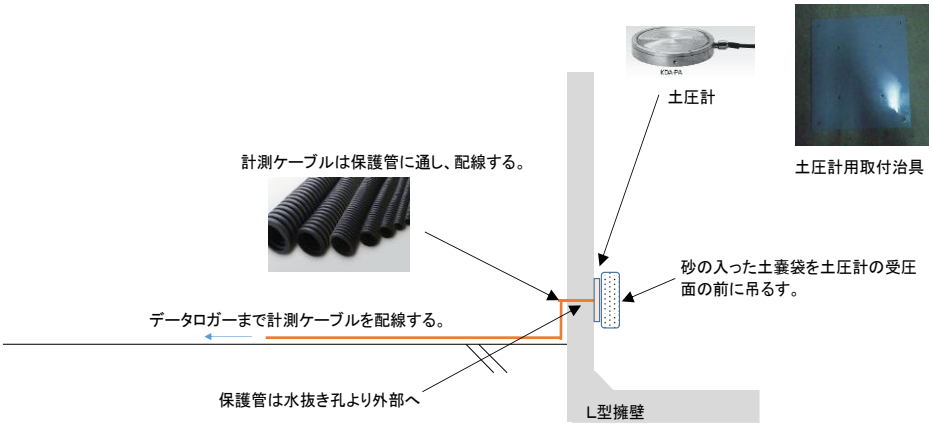


図 1.10 土圧計の設置要領(側面図)

(正面)

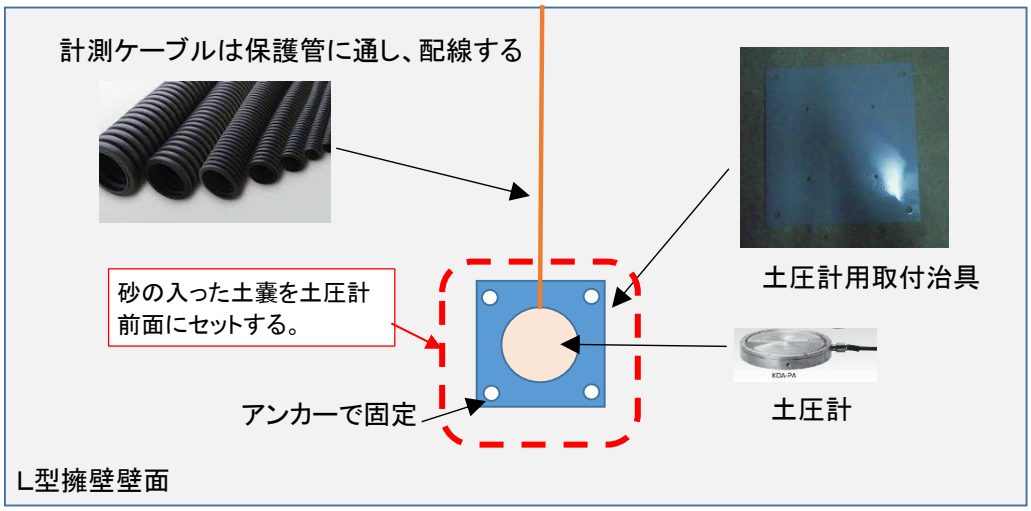


図 1.11 土圧計の設置要領(正面図)

(4) 温度計(L 型擁壁の内側と外側)設置方法

温度計(熱電対)の設置要領を**図 1.12** に示す。

1. 位置出しを行い、設置想定位置まで開削を行う。
2. 土中温度計および外壁温度計を設置後、ケーブルを保護管（Φ30 エフレックスを想定）に通して、データロガーまで配線する。

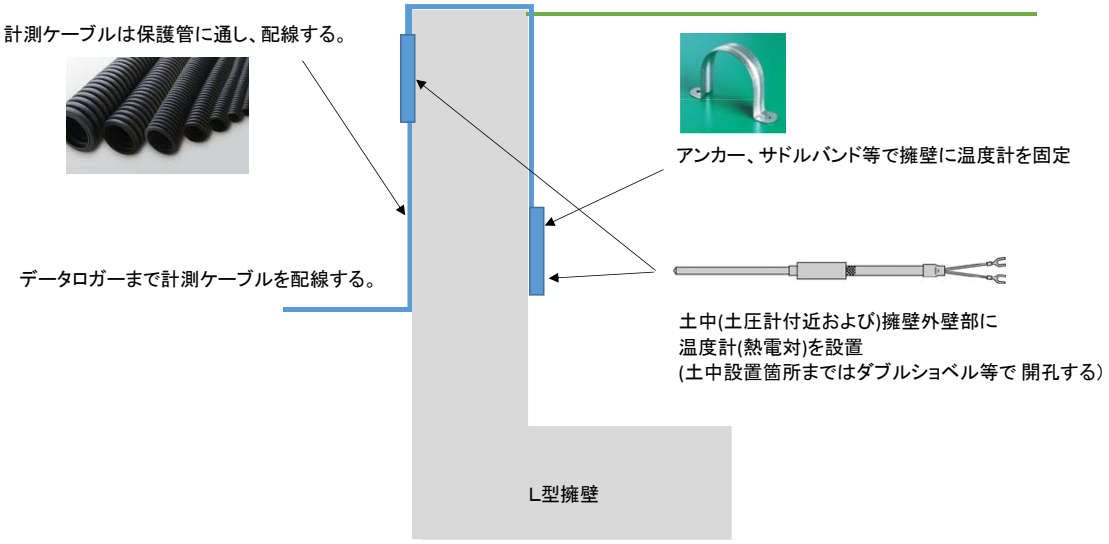


図 1.12 温度計の設置要領

1.1.5. データロガー設置・計測

(1) 概要・計測概要

設置するデータロガーは、設置する計器(土圧計、水位計、変位計、温度計)のデータを10分に1回の頻度での保存が可能で、3か月間分のデータを蓄積できる性能を有している。

データ計測は 2016 年 1 月～12 月に実施した。1 月 28 日の設置後は、未計測期間無しで続けており、データ回収は 1 回／2 月程度実施し、最終データは 12 月 1 日である。データ回収時においては各計器の動作状況及びデータの取得状況の確認を併せて行った。

(2) データロガーの設置方法

データロガーの設置要領図を**図 1.13** に示す。

1. データロガー設置位置に打込み単管および単管を使用してデータロガーの保護ボックスを取り付ける。
2. 保護ボックス内にデータロガーを収納し、各計測ケーブルをデータロガーの端子に接続する。

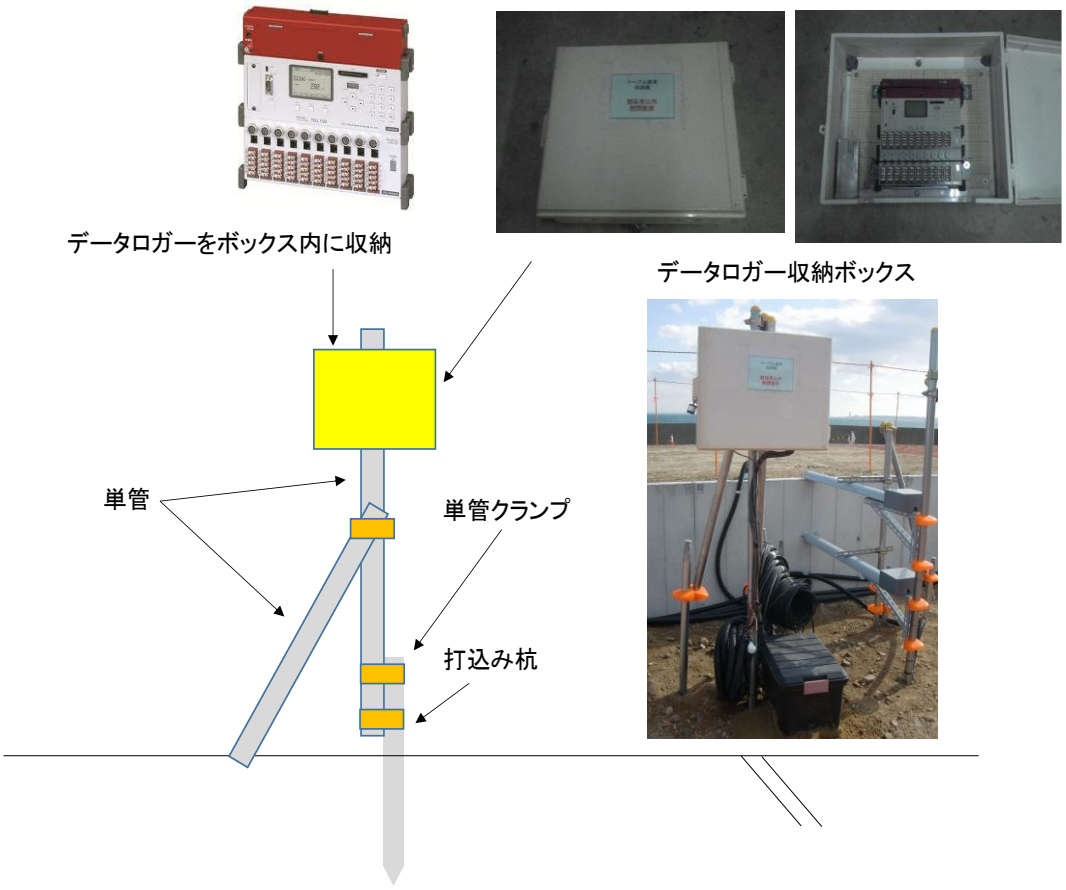


図 1.13 データロガーの設置要領

(3) 計測システム

計測システムは各種計測器の計測ケーブルをデータロガーに接続し、計測は一定間隔の時間で行い、そのデータを保存するインターバル計測とした。

システムブロックを図 1.14 に示す。

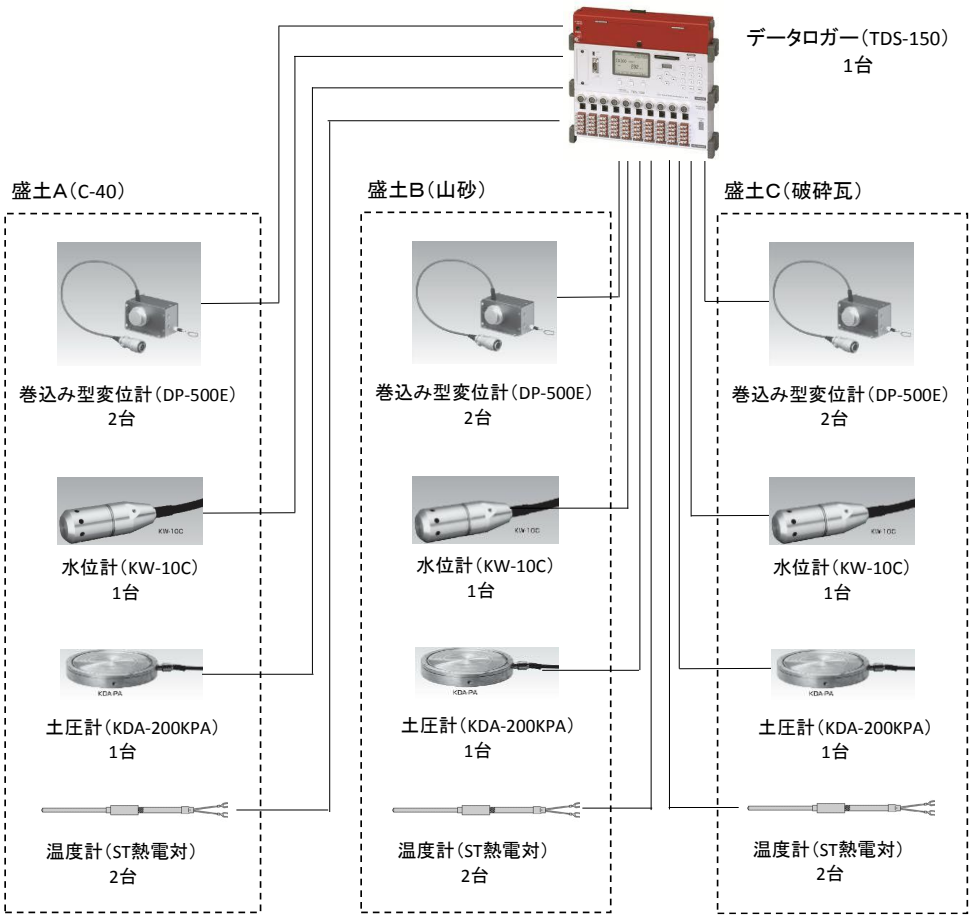


図 1.14 計測システムの接続要領図

(4) 計測頻度及びデータの回収頻度

計測期間は平成 28 年 1 月 28 日から平成 28 年 12 月 1 日まで実施した。なお、計測間隔は 10 分間隔とし、適宜データ回収、電池交換、計測器の動作確認を実施した(測量実施時にもデータ回収を実施)。

表 1.3 計測頻度及びデータの回収頻度

計測器	計測頻度	データ回収頻度	備考
土圧計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
水位計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
巻込型変位計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
温度計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/9/21 設置

1.1.6. 観測

(1) 観測概要

実証実験施設において以下の観測を実施した。観測位置を**図 1.17**、**図 1.18** に示す。

表 1.4 観測項目と観測位置、頻度

項目	観測位置	観測頻度	観測の方法
観測基準点設置 (1級基準点測量)	基礎となる基準点の設置	H28年1月設置	GNSS
L型擁壁変位量	L型擁壁側面 29点×2面	1/28～3/25に6回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	測点シールの位置観測(TS等)
走行路水準測量	路体表面	1/28～3/25に3回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	横断測量
L型擁壁水準測量	L型擁壁上面	1/28～3/25に3回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	水準測量

(2) 観測基準点設置(基準点測量)

電子基準点岡崎、常滑1、常滑2の3点を既知点としてGNSS測量機により観測を行い、今後の観測基準点の既知点となる測点3点の水平位置及び標高値を定める。

水平位置については1級基準点測量に基づいて実施した。

なお、標高については GNSS 水準測量により標高を決定した。GNSS 観測における電子基準点のみの場合の点検計算の許容範囲を**表 1.5**、GNSS 水準測量の点検計算の許容範囲を**表 1.6** に示す。

表 1.5 GNSS 観測における電子基準点のみの場合の点検計算の許容範囲

区　分	許　容　範　囲		備　考
結合多角 又は単路線	水平 (⊿N、⊿E)	60mm+20mm√N	N：辺数 ⊿N：水平面の南北方向の閉合差 ⊿E：水平面の東西方向の閉合差 ⊿U：高さ方向の閉合差
	高さ(⊿U)	150mm+30mm√N	

出典：公共測量作業規程の準則(平成 20 年 3 月 31 日)　第 2 編第 2 章第 6 節第 42 条

表 1.6 GNSS 水準測量の点検計算の許容範囲

区　分	許　容　範　囲		備　考
基線ベクトルの較差	水平(⊿N、⊿E)	20mm	⊿N：水平面の南北方向の閉合差 ⊿E：水平面の東西方向の閉合差 ⊿U：高さ方向の閉合差
	高さ(⊿U)	40mm	
既知点間の楕円体高の閉合差		15mm√S	S：路線長(km 単位)
仮定三次元網平均計算における 楕円体高の閉合差		15mm√S	S：路線長(km 単位)
仮定三次元網平均計算における 基線ベクトルの各成分の残差		20mm	

出典：GNSS 測量による標高の測量マニュアル(平成 27 年 7 月)　第 2 章　第 5 節　第 18 条

(3) L 型擁壁変位量

前項により設置した観測基準点を既知点としてトータルステーションを使用して L 型擁壁側面の測点について測角・測距の観測を行い変位量を求めている。L 型擁壁変位量については測定箇所(29 か所×2 面)に反射シートを設置し観測を実施した。

図 1.15 測点シール

図 1.16 L 型擁壁側面部の測点位置図

(4) 走行路水準測量

走行路水準測量については観測点において、接線に対し直角方向を横断方向とし、地形変化点の地盤高及び距離の観測を 10cm の間隔で観測を行い横断図の作成を実施した。

走行路水準測量の点検計算の許容範囲を**表 1.7** に示す(路線測量・横断測量)。

表 1.7 走行路水準測量の点検計算の許容範囲

区　　分	距　　離	標　　高	摘　　要
平　　地	L/500	2cm+5cm $\sqrt{L}/100$	L は中心杭等と末端
山　　地	L/300	5cm+15cm $\sqrt{L}/100$	見通杭の測定距離(m 単位)

出典：公共測量作業規程の準則　第 4 編第 2 章第 4 節第 362 条

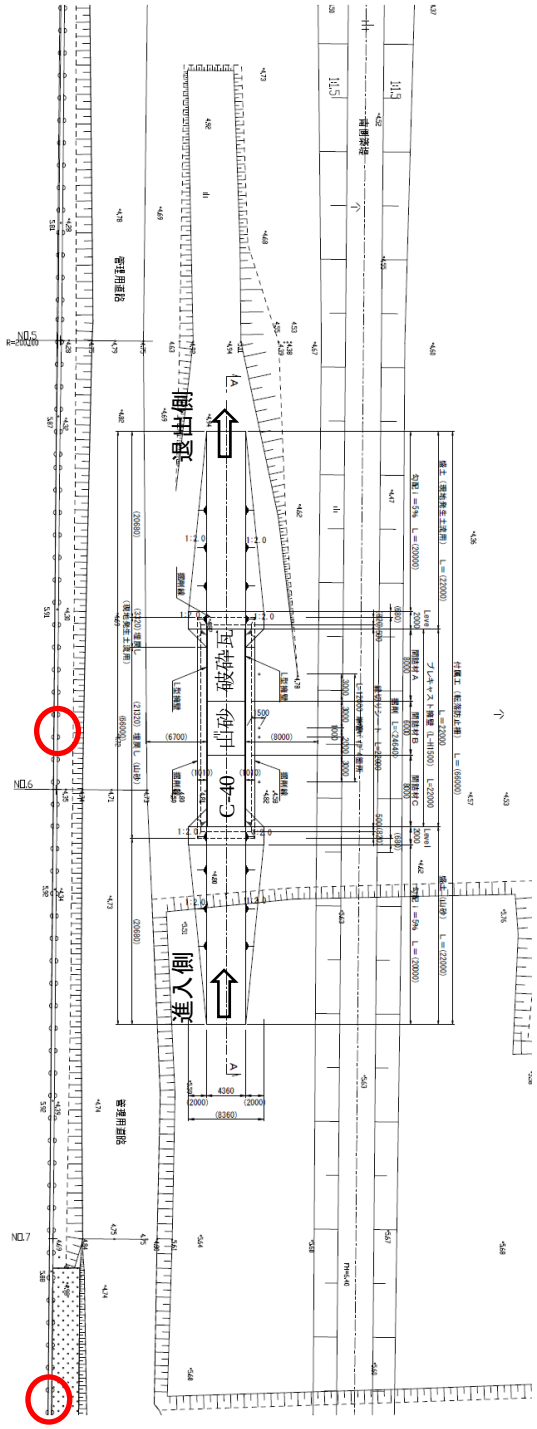
(5) L 型擁壁水準測量

L 型擁壁上面の標高については前項により決定した標高を基準に 3 級水準測量に準じて実施した。L 型擁壁上面の標高の点検計算の許容範囲を**表 1.8** に示す。

表 1.8 標高の点検計算の許容範囲

環　閉　合　差	3 級水準測量
	10mm $\sqrt{S}$ km
既知点から既知点 ま で の 閉 合 差	15mm $\sqrt{S}$ km

出典：公共測量作業規程の準則　第 2 編第 3 章第 6 節第 69 条



：観測基準点の設置予定箇所(1 級基準点 2 点設置)

図 1.17 観測基準点の設置箇所

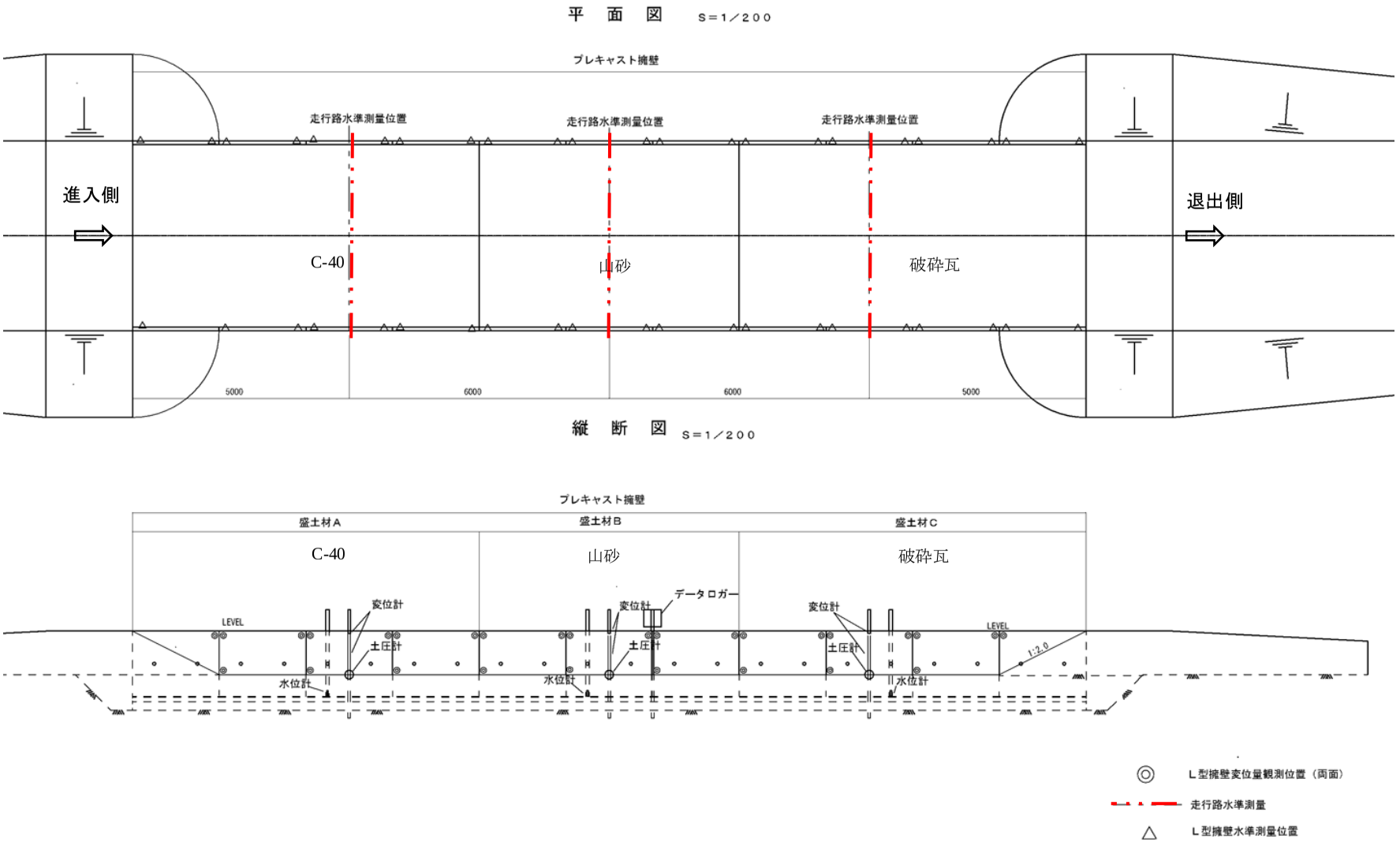

平　面　図　S＝1／200
プレキャスト擁壁
走行路水準測量位置
走行路水準測量位置
走行路水準測量位置
進入側
退出側
C-40
山砂
破砕瓦
5000
6000
6000
5000
縦　断　図　S＝1／200
プレキャスト擁壁
盛土材A
盛土材B
盛土材C
C-40
山砂
破砕瓦
LEVEL
変位計
土圧計
水位計
変位計
データロガー
土圧計
水位計
変位計
土圧計
水位計
LEVEL
1:2.0
L型擁壁変位量観測位置（両面）
走行路水準測量
L型擁壁水準測量位置

図 1.18 観測位置図

(6) 精度管理

測量の精度確保のため、各工種につき作業の終了後速やかに点検測量を行うとともに適切な精度管理を行い、この結果に基づいて精度管理表を作成した。各工種の点検測量率を**表 1.9** に示す。

表 1.9 精度管理基準

測　量　種　別	点検測量率
L型擁壁変位量	5%
走行路水準測量	5%
L型擁壁水準測量	5%

1.2. 実験施設建設時の施工記録

1.2.1. 使用材料の物性

実験施設に用いた材料の物性を**表 1.10** に示す。

表 1.10 使用材料と施工時の試験結果

使用した材料の事前試験結果

名称		単位	破砕瓦 (ｼｬﾓｯﾄ0-20)	山土 (良質土)	ｸﾗｼｬﾗﾝ (C-40)
土粒子の密度		g/m^3	2.605	2.693	―
自然含水比		%		7.9	―
粒度	レキ分	%	69.7	42.5	83.9
	砂分	%	21.7	37.2	16.1
	シルト分	%	6.8	20.3	
	粘土分	%	1.8		
最大粒径		mm	20	37.5	40
WL		%	N.P.	35.3	N.P.
Wp		%	N.P.	N.P.	N.P.
塑性指数IP			N.P.	N.P.	N.P.
最大乾燥密度γmax		g/m^3	1.630	1.894	2.401
最適含水比Wopt		%	9.9	10.2	4.54
CBR値		%	78.8	48.4	78.3

現場密度試験（砂置換法）:表層部(5層目)

名称	単位	破砕瓦 (ｼｬﾓｯﾄ0-20)	山土 (良質土)	ｸﾗｼｬﾗﾝ (C-40)
含水比	%	4.0	9.8	2.8
湿潤密度	g/m^3	1.700	2.088	2.401
乾燥密度	g/m^3	1.635	1.901	2.335

道路の平板載荷試験

名称	単位	破砕瓦 (ｼｬﾓｯﾄ0-20)	山土 (良質土)	ｸﾗｼｬﾗﾝ (C-40)
地盤反力係数Ks	MN/m^3	71.9	40.0	143.8
(計算に用いた沈下量S)	mm	5.90	10.61	2.95
(荷重強さp)	MN/m^2	424.3	424.3	424.3

＊使用した材料の事前試験結果は、実験施設建設工事における材料承諾資料より抜粋した。

1.2.2. 施工管理記録

各材料共に仕上がり厚さ 30cm の 5 層構成とし、2 日間で施工した。その際の施工管理記録を表 1.11 に示す。

表 1.11 施工管理記録

作業	内容	管理項目		ﾁｪｯｸ	備考
1層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2／1 11:05
(0～300mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	10:53
	ｼｬﾓｯﾄ投入	投入開始時刻	写真	○	10:26
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:28
		転圧完了時刻	写真	○	11:34
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	11:41
2層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2／1 13:04
(300～600mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	13:16
	ｼｬﾓｯﾄ投入	投入開始時刻	写真	○	14:00
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	14:34
		転圧完了時刻	写真	○	14:40
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	14:44
3層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2／1 15:42
(600～900mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	15:33
	ｼｬﾓｯﾄ投入	投入開始時刻	写真	○	14:52
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	16:18
		転圧完了時刻	写真	○	16:29
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	16:31
4層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2／2 8:16
(900～1200mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	8:52
	ｼｬﾓｯﾄ投入	投入開始時刻	写真	○	10:21
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:28
		転圧完了時刻	写真	○	11:42
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	13:14
5層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2／3 8:36
(1200～1500mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	9:00
(GL+700mm)	ｼｬﾓｯﾄ投入	投入開始時刻	写真	○	8:01
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:01
		転圧完了時刻	写真	○	11:07
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	2／4 10:47

1.3. 計測および観測データ

計測および観測を行った実施日は**表 1.12** に示す。計測および観測データについては、次頁以降に示す。

表 1.12　計測および観測項目と最新データの更新日

項目		H27 年度～H28 年度
計測	土圧	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	水位	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	変位	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	温度	H28/9/21～H28/12/1(自動計測)
観測	L 型擁壁変位量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施
	走行路水準測量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施
	L 型擁壁水準測量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施

【実験施設による挙動確認】

図 1.19 に示すように、計測変位および観測変位より実験施設の変位挙動の確認を行った上で、以下の検討を行う。

① 盛土材料の沈下特性の把握

② 計測土圧と港湾基準に示されている一般的な土圧論の適用性の確認

H27d の計測・観測結果より、L 型擁壁は微小な変位が生じていることから計測土圧と理論土圧は「主働土圧」に対応していると考える。

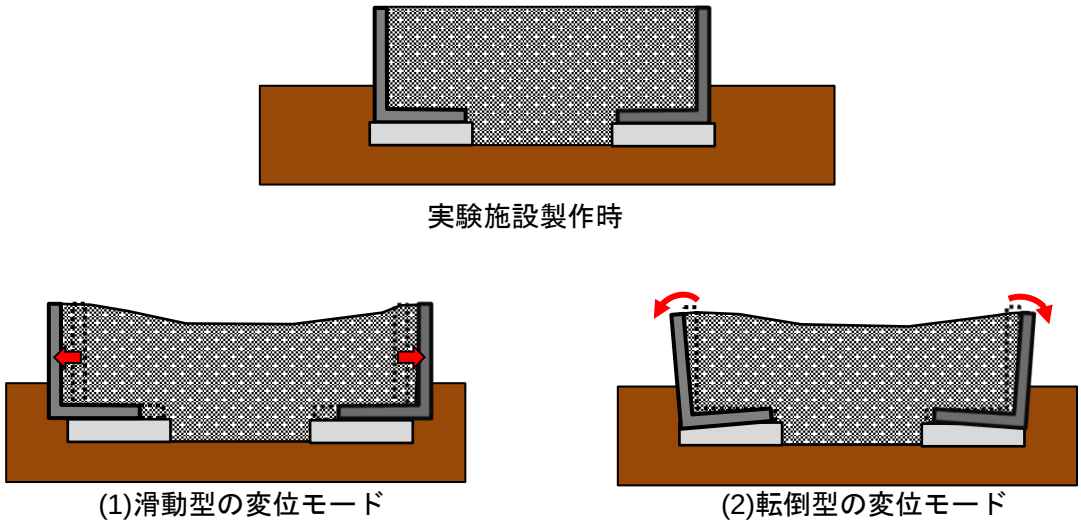


図 1.19　実験経過後の変位イメージ図

1.3.1. 計測

計測データについては、H27d,H28d の全計測結果(H28/1/28～H28/12/1)の記録を示す。
なお、降雨量については気象庁 HP アメダスより、愛知県：一色のデータを参照した。

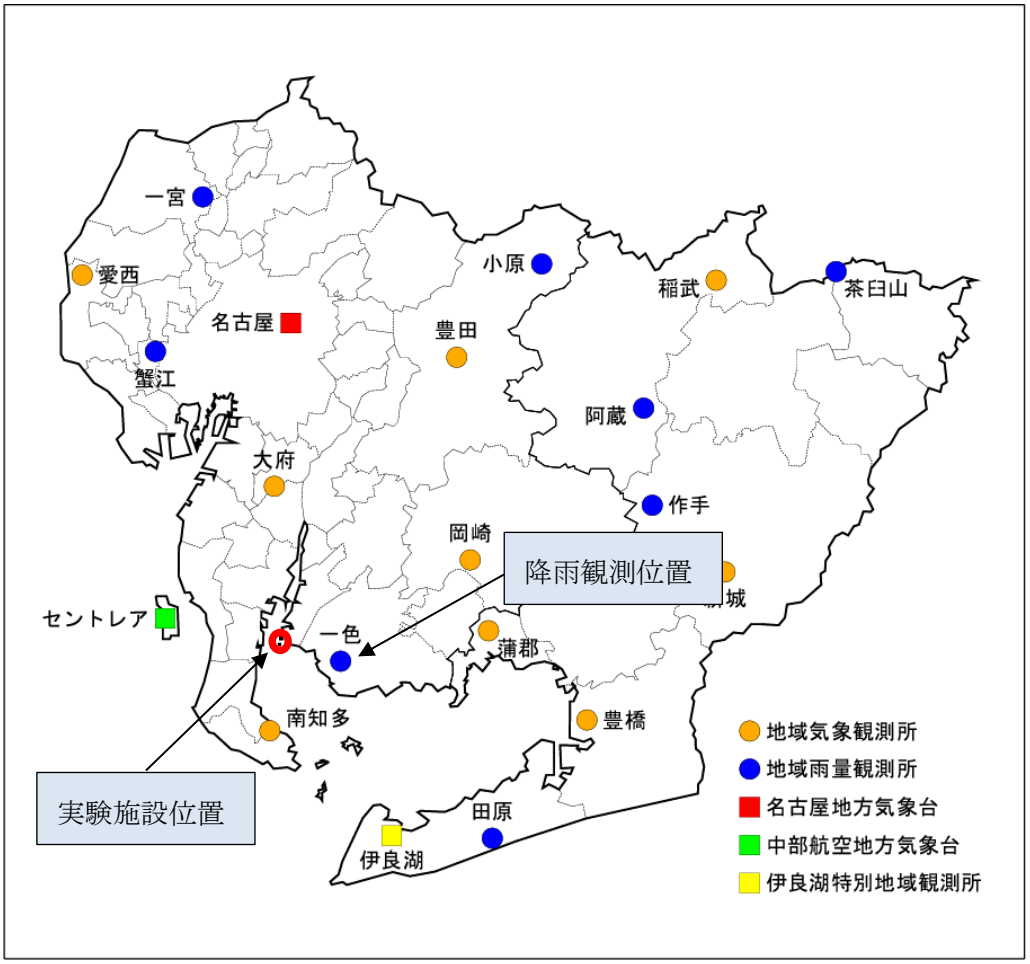


図 1.20　参照する降雨量観測所(アメダスより)

(1) 自然環境

計測データの参考として、計測期間における降雨量、気温のデータを示す。日降雨量は最大で 50mm 程度、気温は最高 40℃程度を観測した。

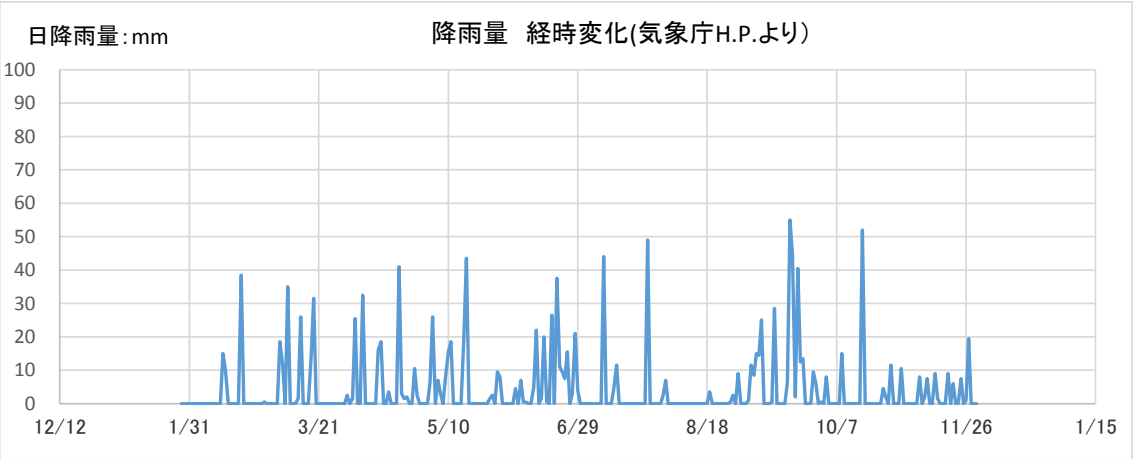


図 1.21 降雨量(日あたり降雨量：気象庁 H.P.：愛知・一色より)

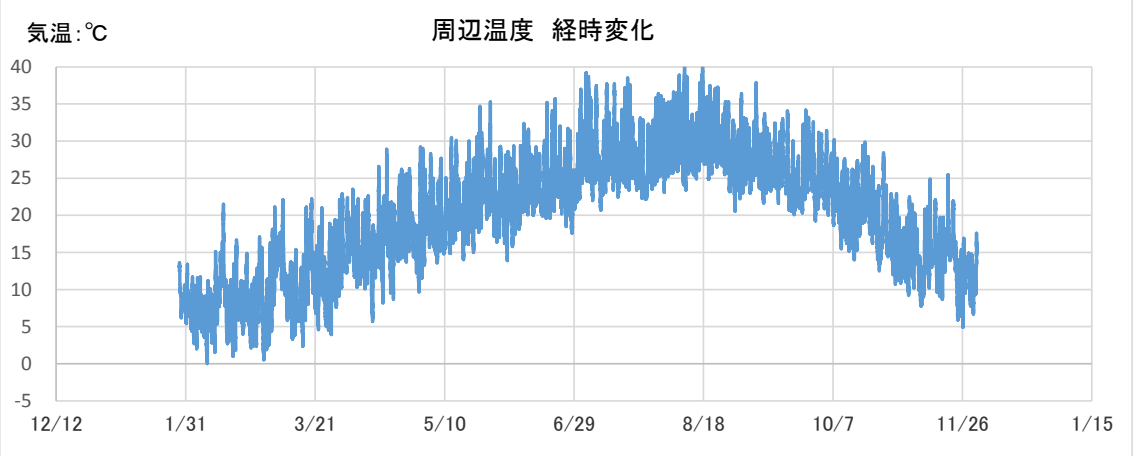


図 1.22 気温(自動観測)

(2) 土圧計

土圧の経時変化を図 1.23 に示す。以下に傾向を示す。

・各材料とも共通して、土圧の増減が確認できる。この要因は降雨、気温等と推察する。

・土圧の最大値は、山砂:15kpa＞C-40:9kpa＞破砕瓦:4kpa 程度となった。なお、9/20-21 に等分布荷重載荷実験、11/14～16 に車両通行実験を実施しており、C-40 は前者、山砂は両方の場合に、土圧が上昇したまま保持する傾向を示している。

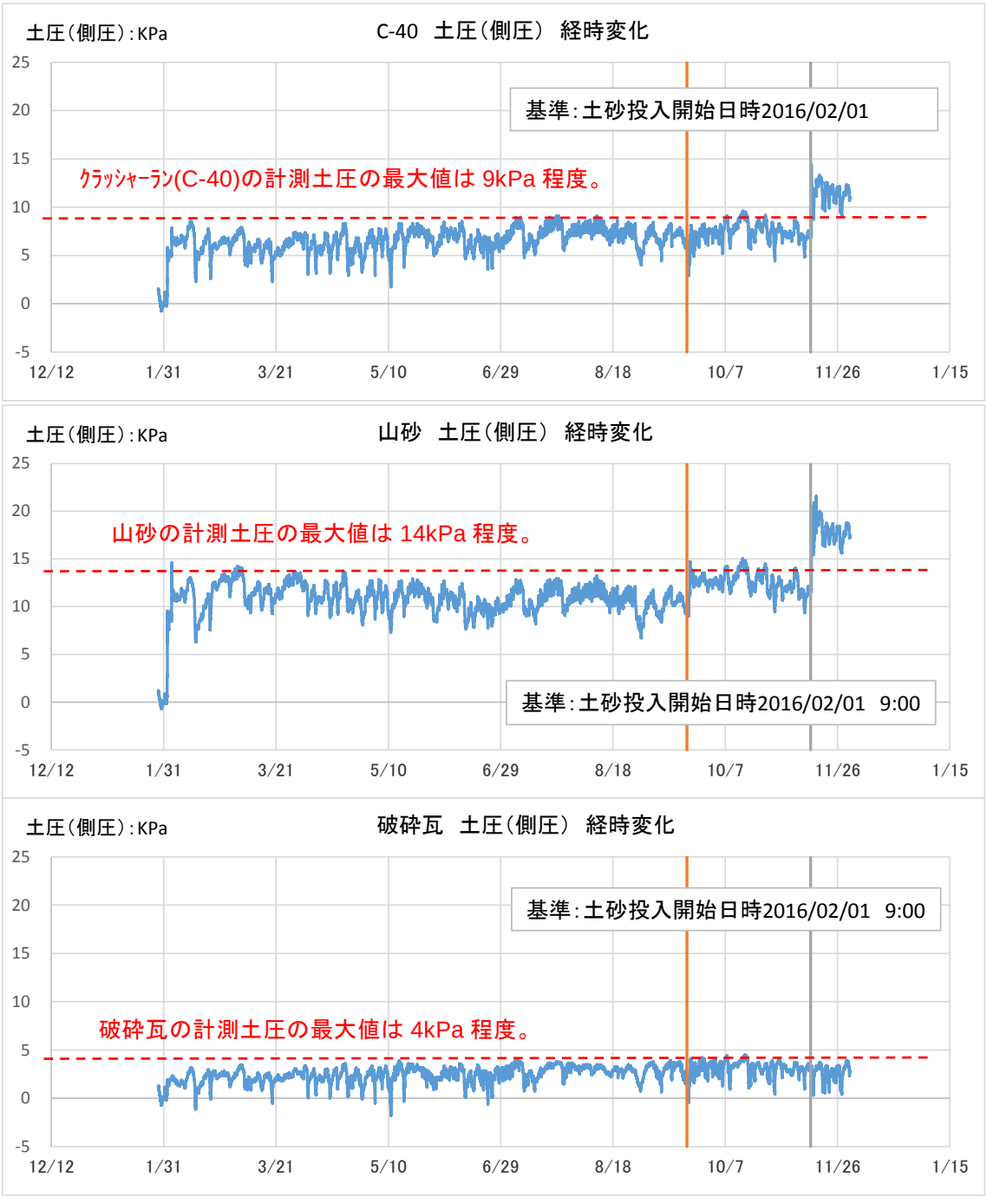


図 1.23 土圧計

(3) 水位計

水位計の経時変化を図 1.24 に示す。なお、経時変化図の縦軸は擁壁天端を基準として深さ方向の深度を示している。以下に傾向を示す。

・地下水位上であることと、降雨量が少ないため水位は観測出来ていない。

・9/20 には異常データが観測されている。これは、台風の影響でケーブル接続部に水が入り混んだ影響と思われ、乾燥後は正常値に戻っている。

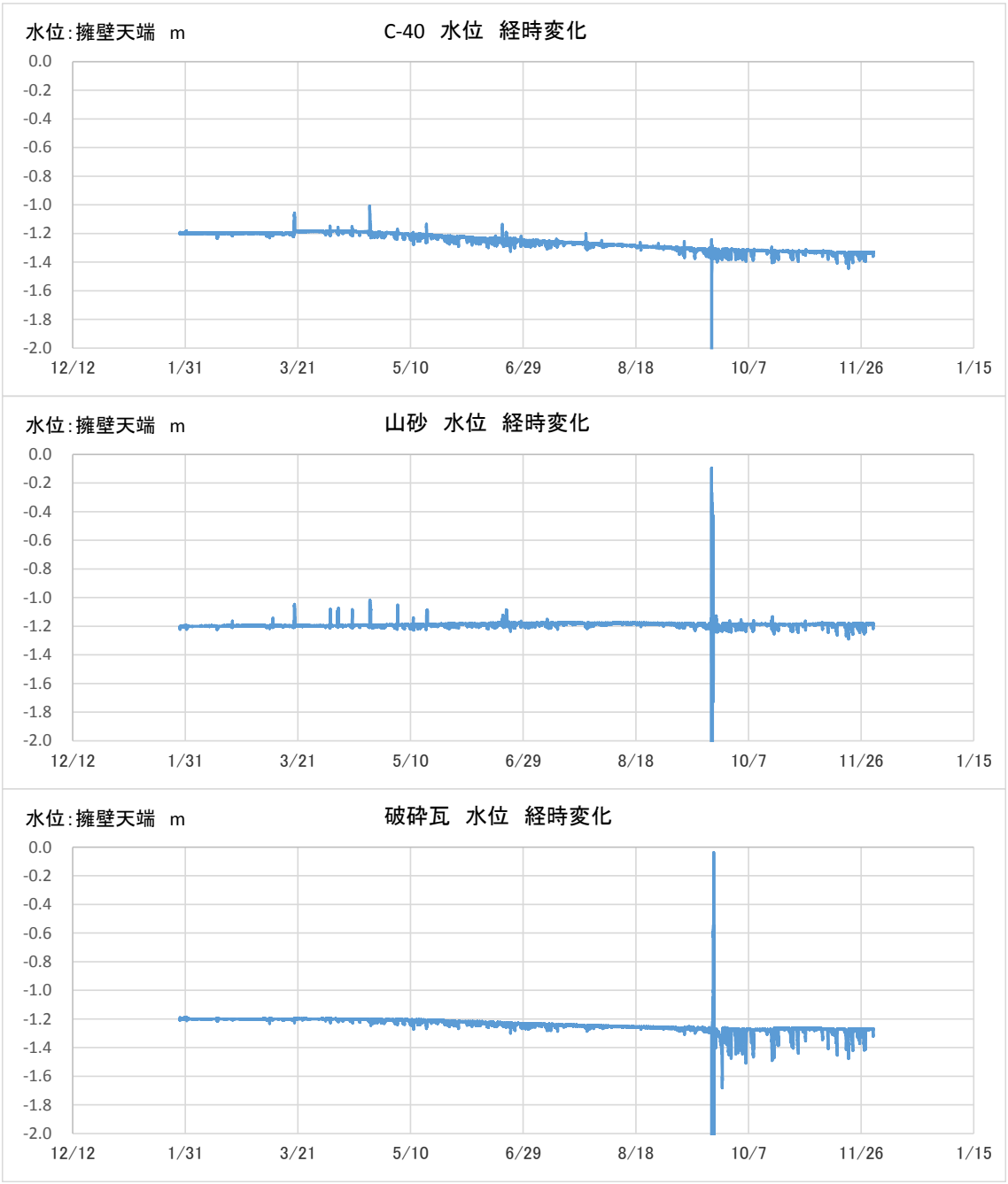


図 1.24 水圧計

(4) 変位計

図 1.25～図 1.28 に変位計の経時変化を示す。なお変位は、マイナス値はＬ型擁壁が外側へはらみだしている現象を示す。本計測器については、変位計測ワイヤーの延長ワイヤー（インバー線）が腐食により破断しており、一部異常値または破断していたが、9 月 12 日に全 6 箇所について、取り替えを実施した。以下に各グラフと傾向を示す。

1) Ｃ－４０

- 図 1.25(C-40)では、外部への変形が漸増する傾向が見られ、4mm 程度観測されている。なお、8 月付近の外側へのはらみだしについては、他の計測結果(測量、土圧等)には変動はなく、インバー線の腐食による影響と判断する。
- 9/20 の等分布載荷実験、11/14～16 の車両通行実験の影響は顕著には確認できない。

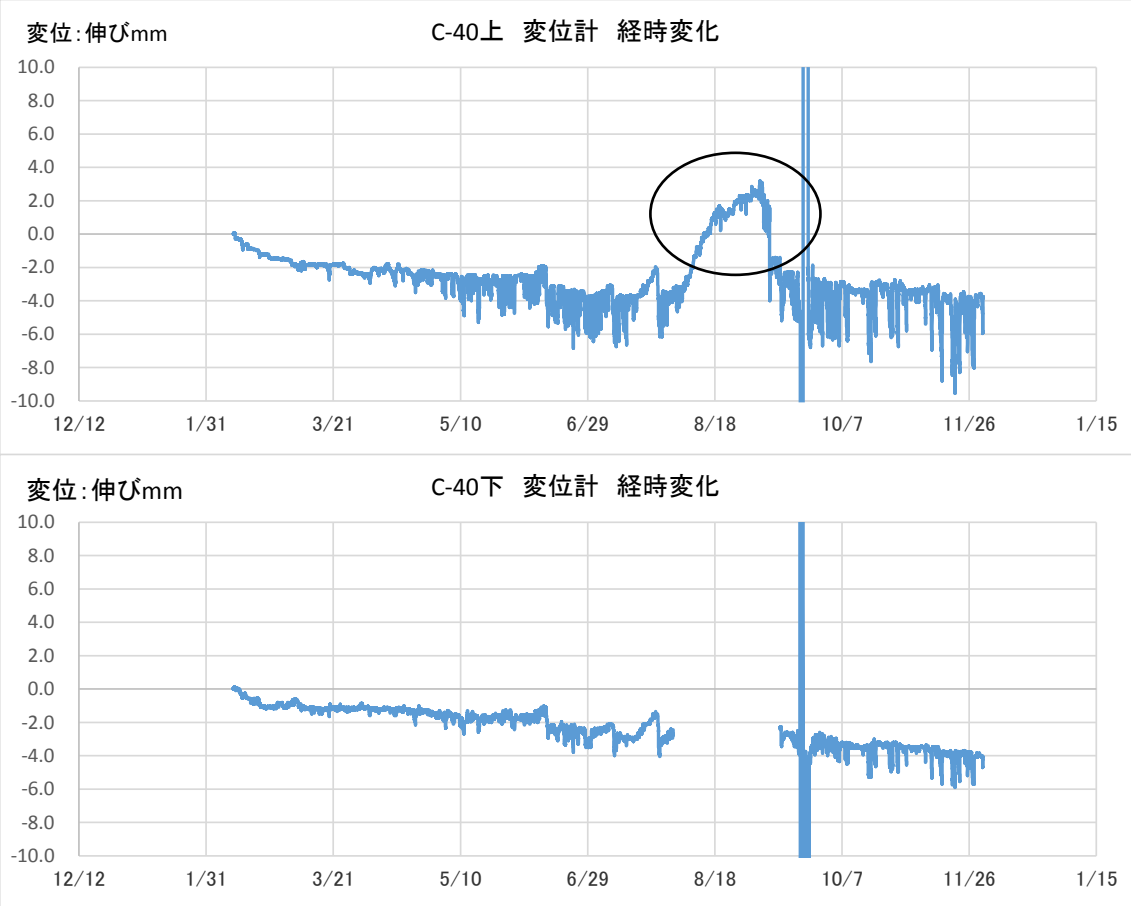


図 1.25 変位計-1

2) 山砂

- 図 1.26(山砂)では、外部への変形が漸増する傾向が見られ、上下計測位置共に最終変位として 5mm 程度の変位が生じていおり、上側の変位の方がやや大きい。
- 11/14～16 日の車両通行実験の際には、轍が 5cm 程度できるほど圧縮された関係で、側方土圧が上昇し、擁壁を内側から外側に押す力が働き、擁壁が外側へ変位している。

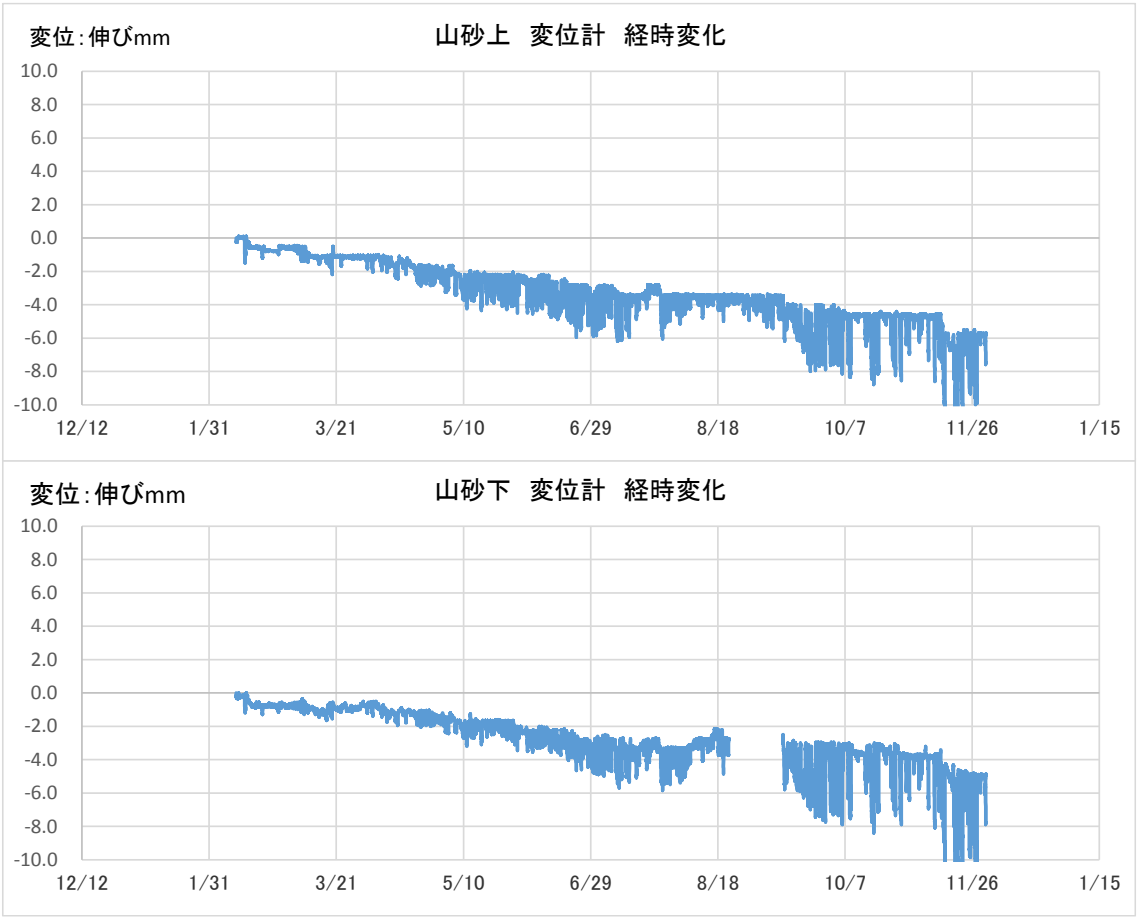


図 1.26 変位計-2

3) 破砕瓦

- 図 1.27(破砕瓦)では、他の材料と同様に外部への変位が漸増する傾向が見られ、最終変位として 3mm 程度の変位が生じている。変位量は最も小さい。
- 11/14～16 の車両通行実験後にやや外側へはらむ傾向が確認できる。

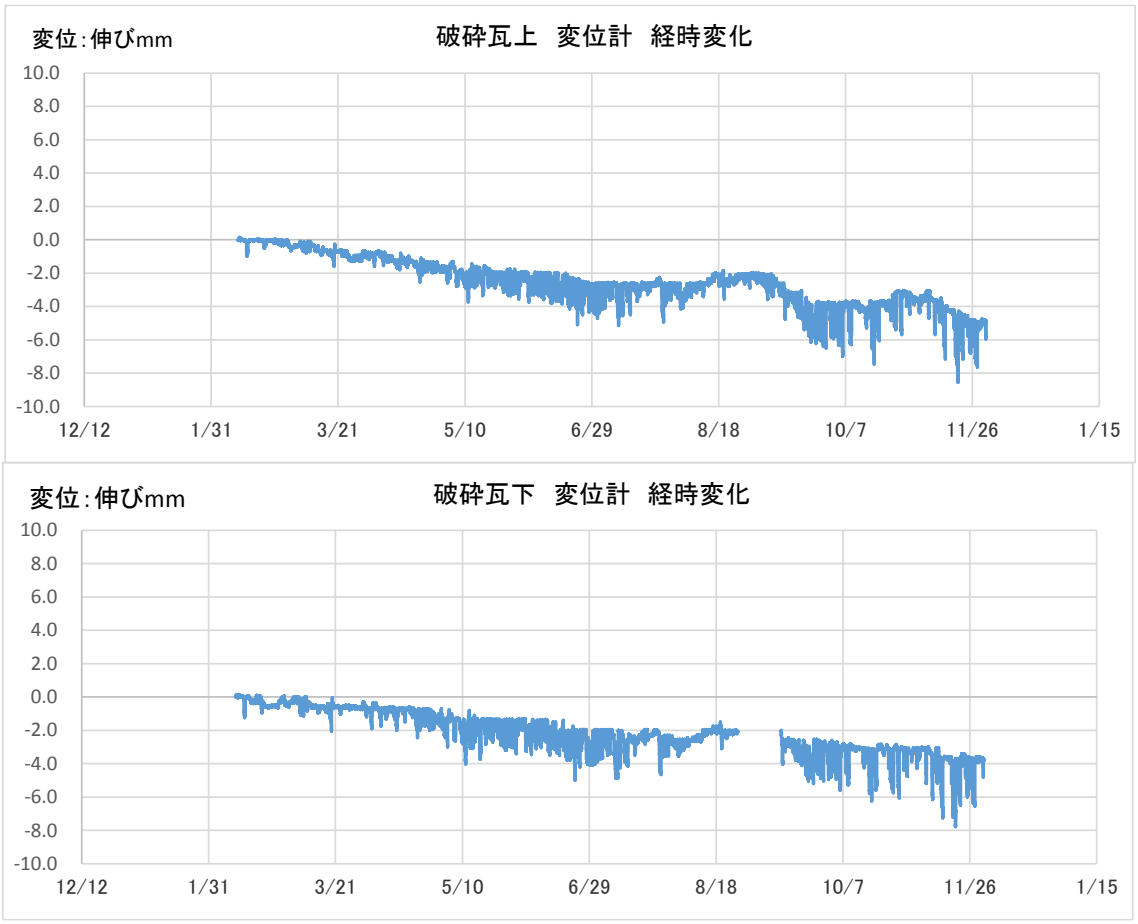


図 1.27 変位計-3

4) 上下端測定位置の相対変位（全材料）

- 図 1.28 に各材料毎の擁壁上下の変位差を考慮した相対変位の経時変化を示す。
- 各材料共に値はプラスを示しており、底部よりも上側の方が変位量が大きい。
- インバー線の破断補修後(9/12 以降)は、等分布載荷試験の影響によるはらみも見られるため山砂、破砕瓦は値が大きく観測されているが、C-40 は小さくなっている。原因は明確では無いが、測量成果(図 1.34)にも見られるように、L 型擁壁の基礎地盤支持力が他と比較し、やや小さかった事が原因として考えられる。

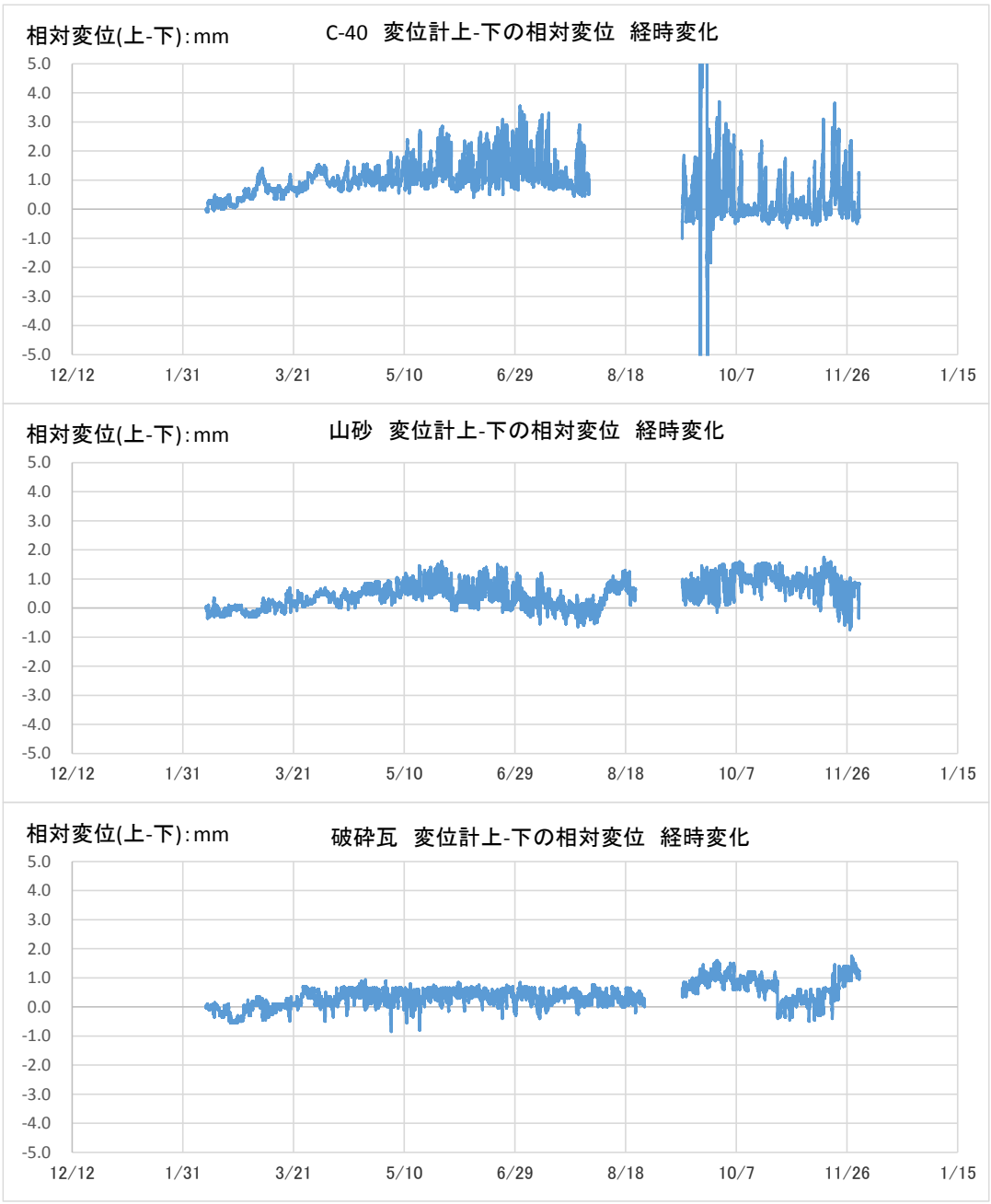


図 1.28 変位計-4（相対変位）

(5) 温度計

- 図 1.29～図 1.31 に温度経時変化を示す。観測期間の間では大きな差は見られないが、地中部に設置した温度計の方が外気の変動に比べ小さい。また最高、最低の数値についても、観測期間においては外部が、15℃～35℃であったのに対し、17℃～27℃と小さい変動範囲となっていた。
- 振れ幅は気中部 12℃程度、土中部 6℃程度と半分程度の変動量となっている。

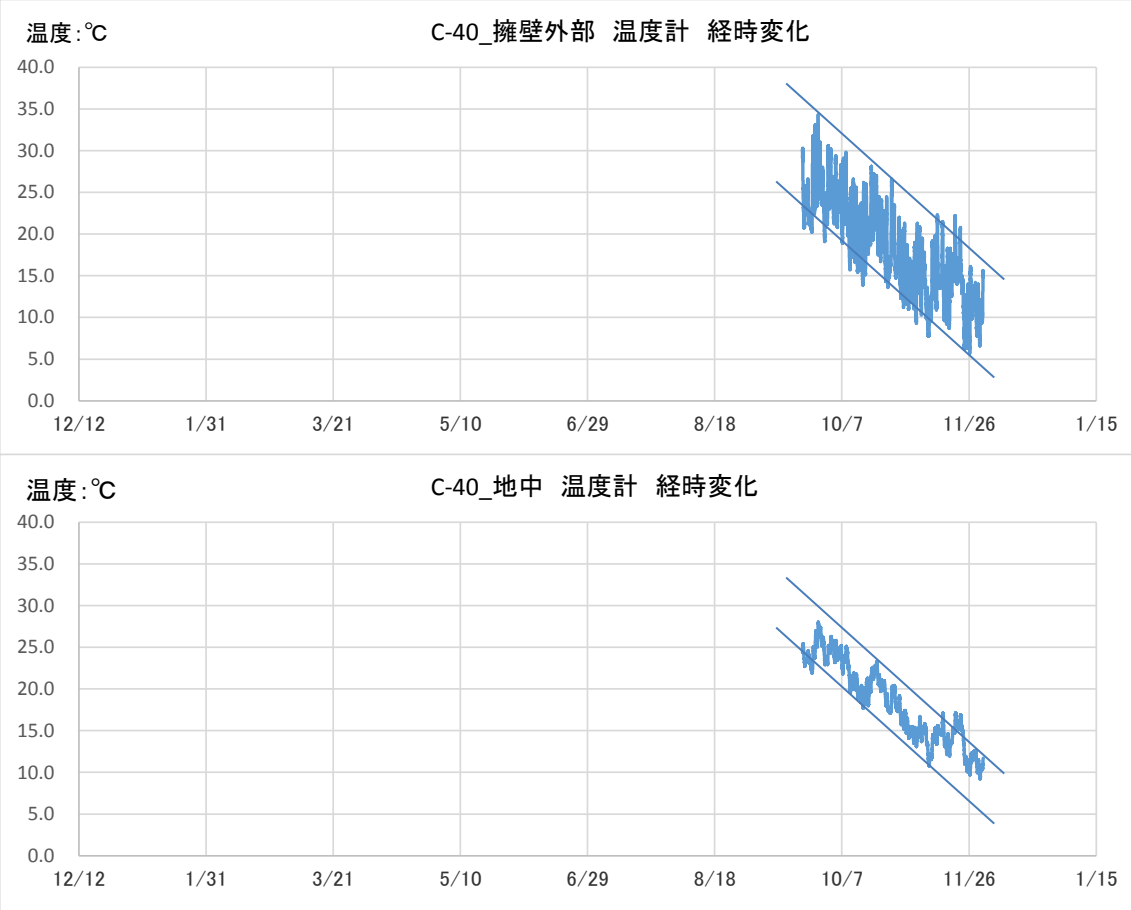


図 1.29 温度計-1

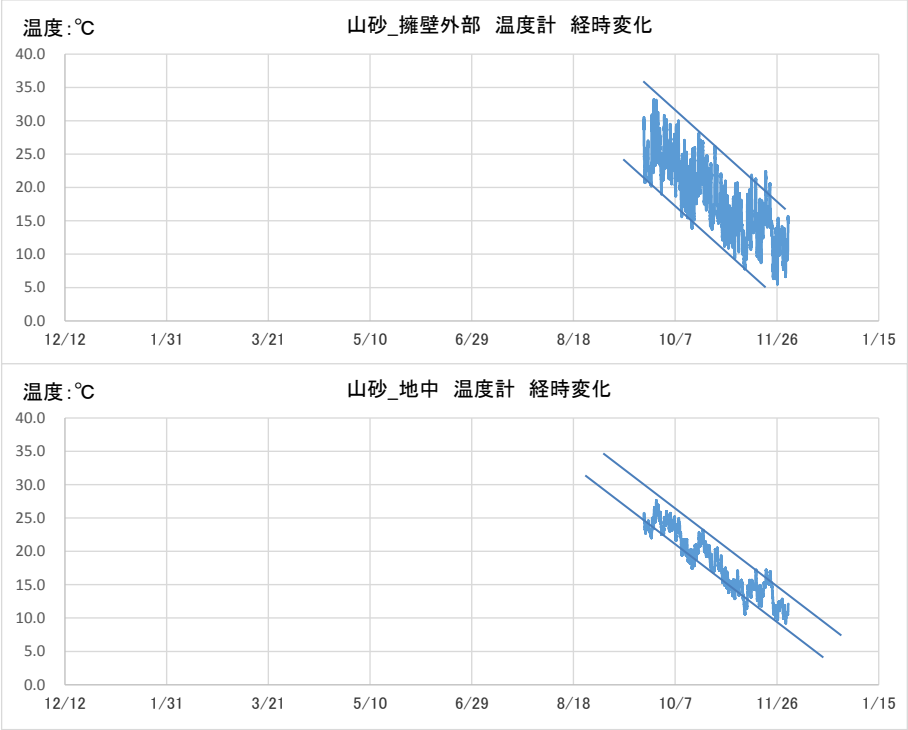


図 1.30 温度計-2

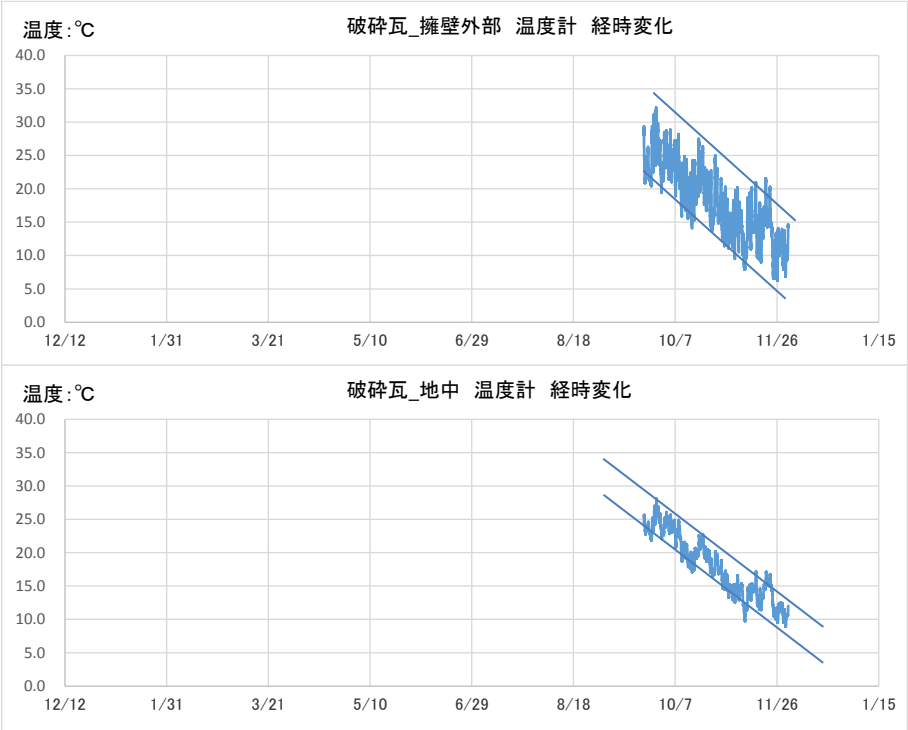


図 1.31 温度計-3

1.3.2. 測量

(1) L 型擁壁変位測量

L 型擁壁側面の測量シール箇所を計測した結果を図 1.32 に示す。それぞれの面を正面から見た図を表す。以下に傾向を示す。

- 変位量は 1cm 未満であり、ほとんど変位はない。
- 両端部側の変位量がやや大きい傾向がみられる。
- H28.3.11～H28.9.16 では、半年間観測が空いたが、観測値に変化は見られない。

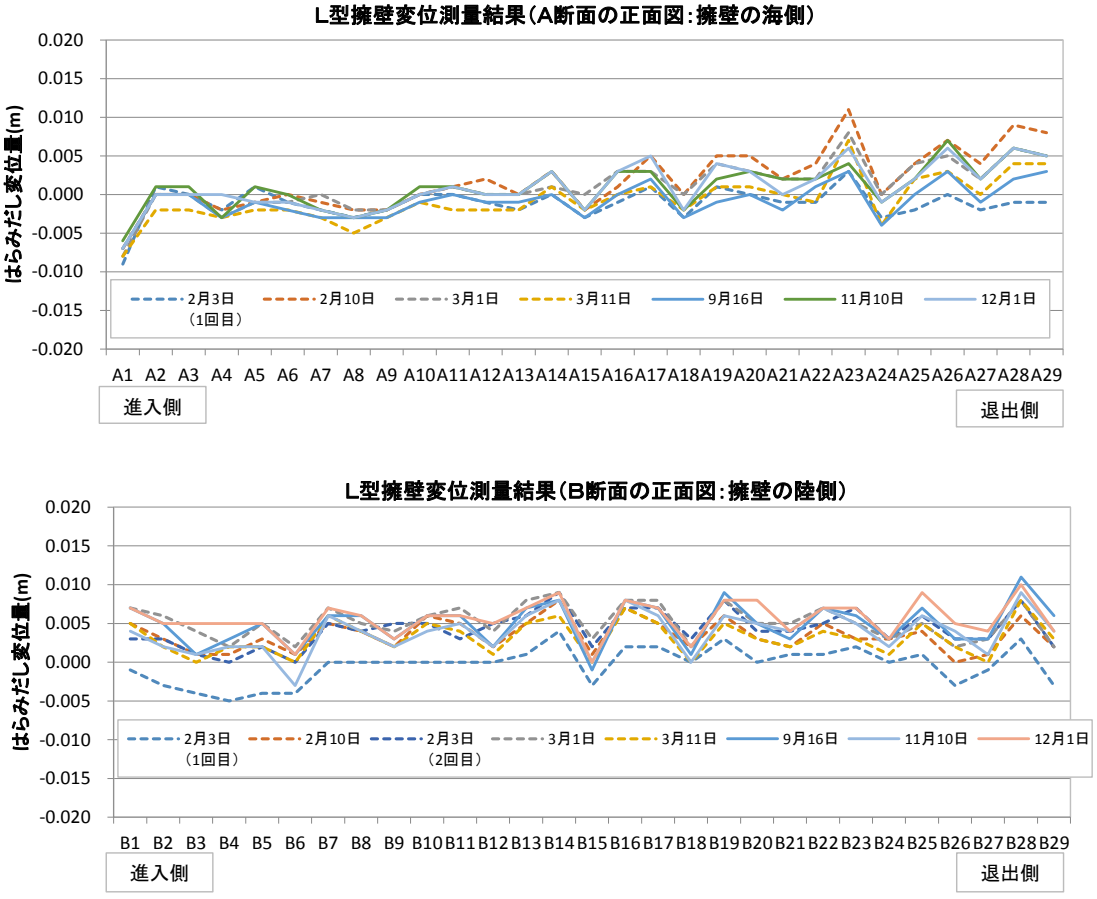
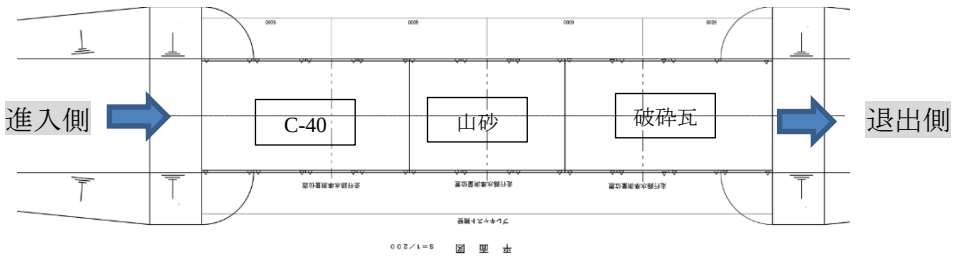


図 1.32 L 型擁壁変位測量結果

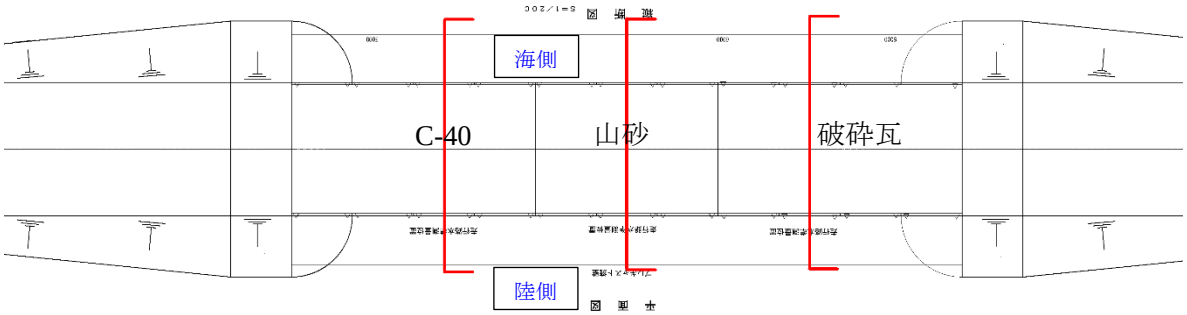
＜参考図＞



(2) 走行路水準測量

走行路水準測量の結果を図 1.33 に示す。材料部位ごとに下記の断面位置において、横断測量を実施した結果である。なお、参考として 50mm 上面に横線を引いている。以下に傾向を示す。

- 各断面共に、10mm 程度の増減が見られるが、総じて大きな変動は見られない。
- 車両走行実験の結果、各材料最大値として C-40：51mm、山砂：56mm、破砕瓦：38mm の轍が生じ、破砕瓦は他の材料と比べ轍が少ない結果であった。



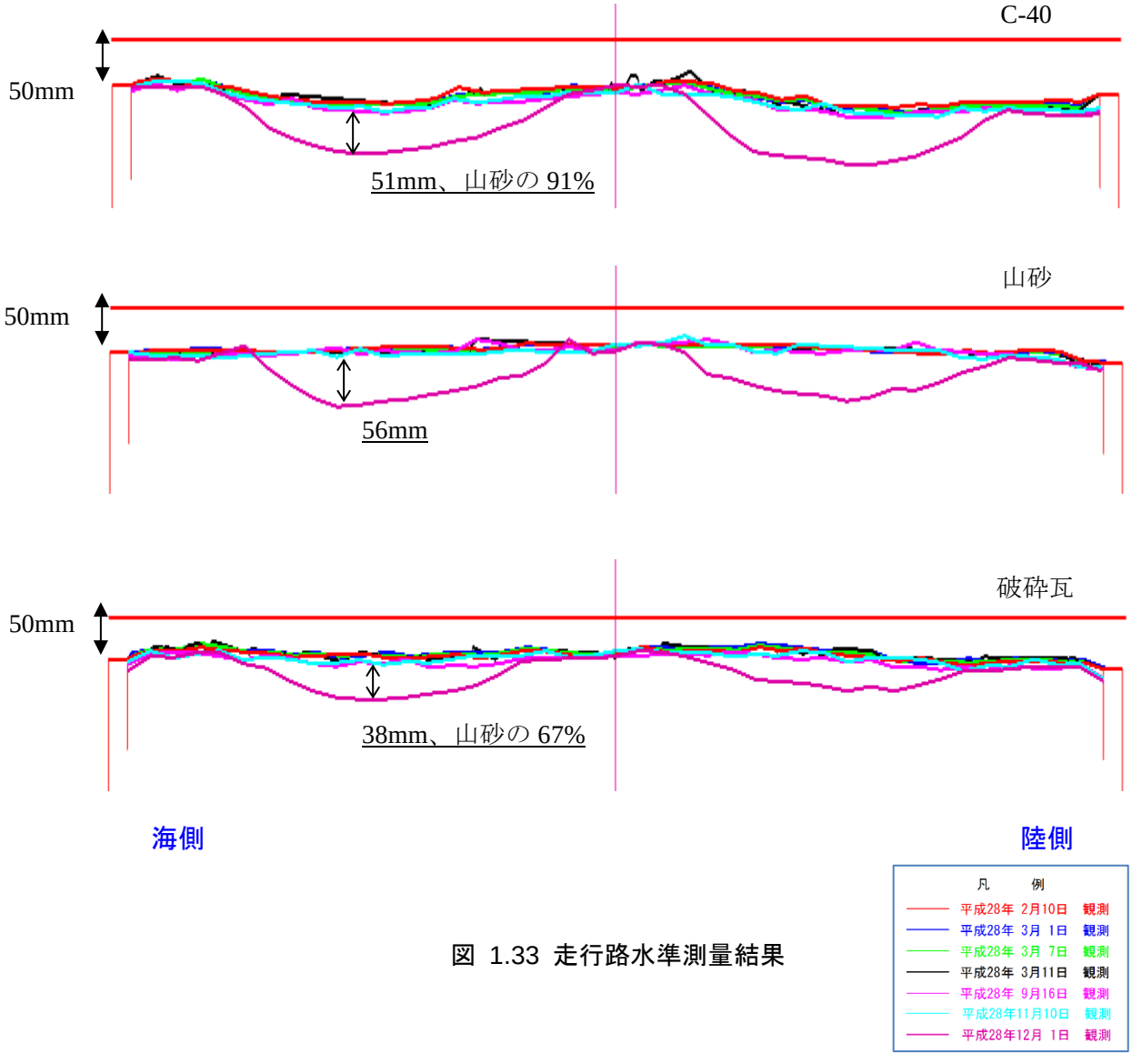


図 1.33 走行路水準測量結果

(3) L 型擁壁水準測量

L 型擁壁水準測量の結果を図 1.34 示す。以下に傾向を示す。

- 総じて沈下量は 3cm 未満となっている。
- 3 月と 9 月の計測結果に 5mm 程度の差は見られるが、約 6 ヶ月の観測期間を考えると、少量で漸増していると思われる。しかし、その後 12 月までの変動は見られない。
- 沈下傾向としては、進入側(C-40)の沈下量が大きくなっている。計測箇所は擁壁天端位置であり、擁壁を設置している支持地盤の影響と思われる。

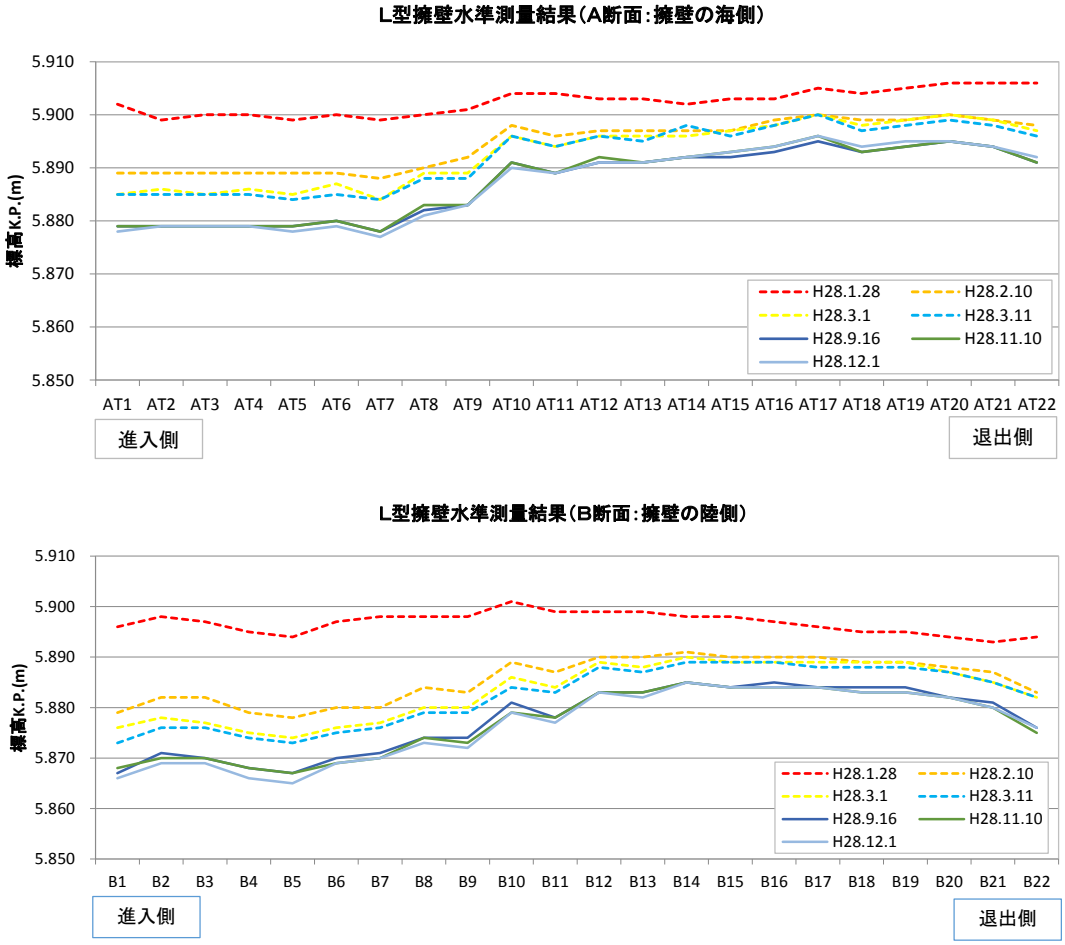
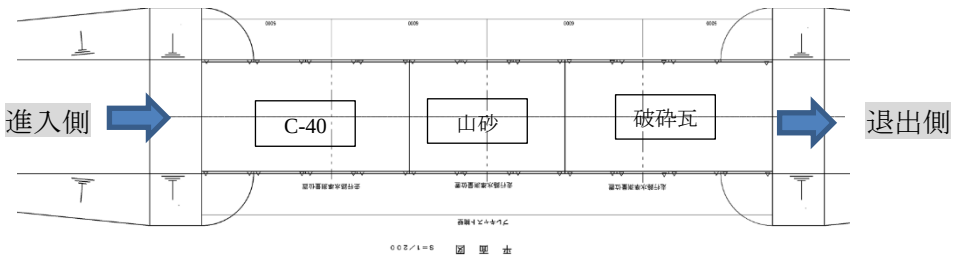


図 1.34 L 型擁壁水準測量

＜参考図＞



1.4. 等分布荷重載荷

(1) 実験施設の表面に等分布荷重をかけるために、各材料毎に大型土のうを設置して計測(主として土圧計計測)および挙動観測を実施した。

(2) 等分布荷重及び荷重載荷方法については図 1.35～図 1.38 に示す方法で実施した。なお、実験施設の L 型擁壁は、設計分布荷重 w=10kN/m^2 にて設定されているため、本検討で載荷する等分布荷重はこれを超えない重量となるよう配慮した。
（土嚢袋の重量測定の結果、設計分布荷重 w=8.5kN/m^2 となった）

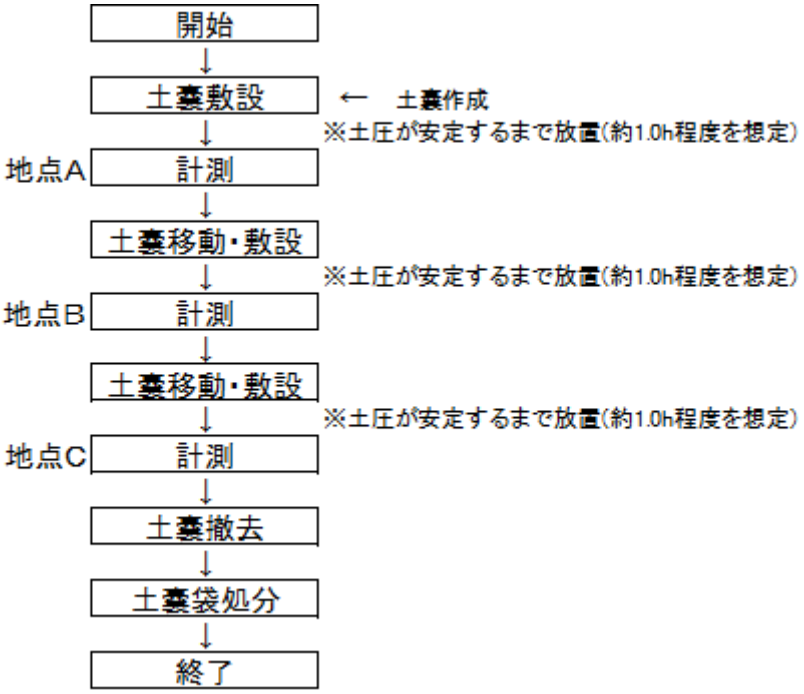


図 1.35 等分布荷重載荷実験実施フロー

＊載荷順序は「破砕瓦→山砂→C-40」の順で実施した。

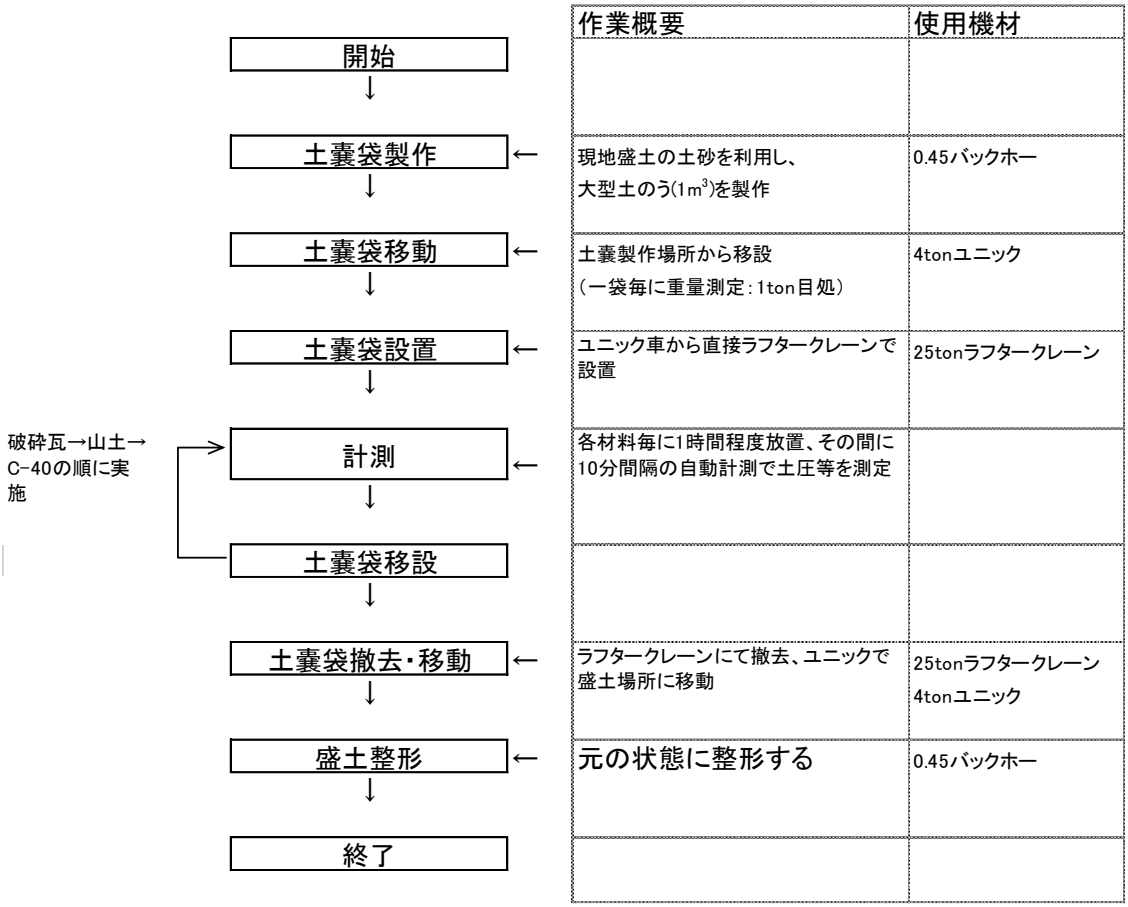


図 1.36 土嚢作成～設置フロー

図 1.37 土嚢製作箇所・移動図

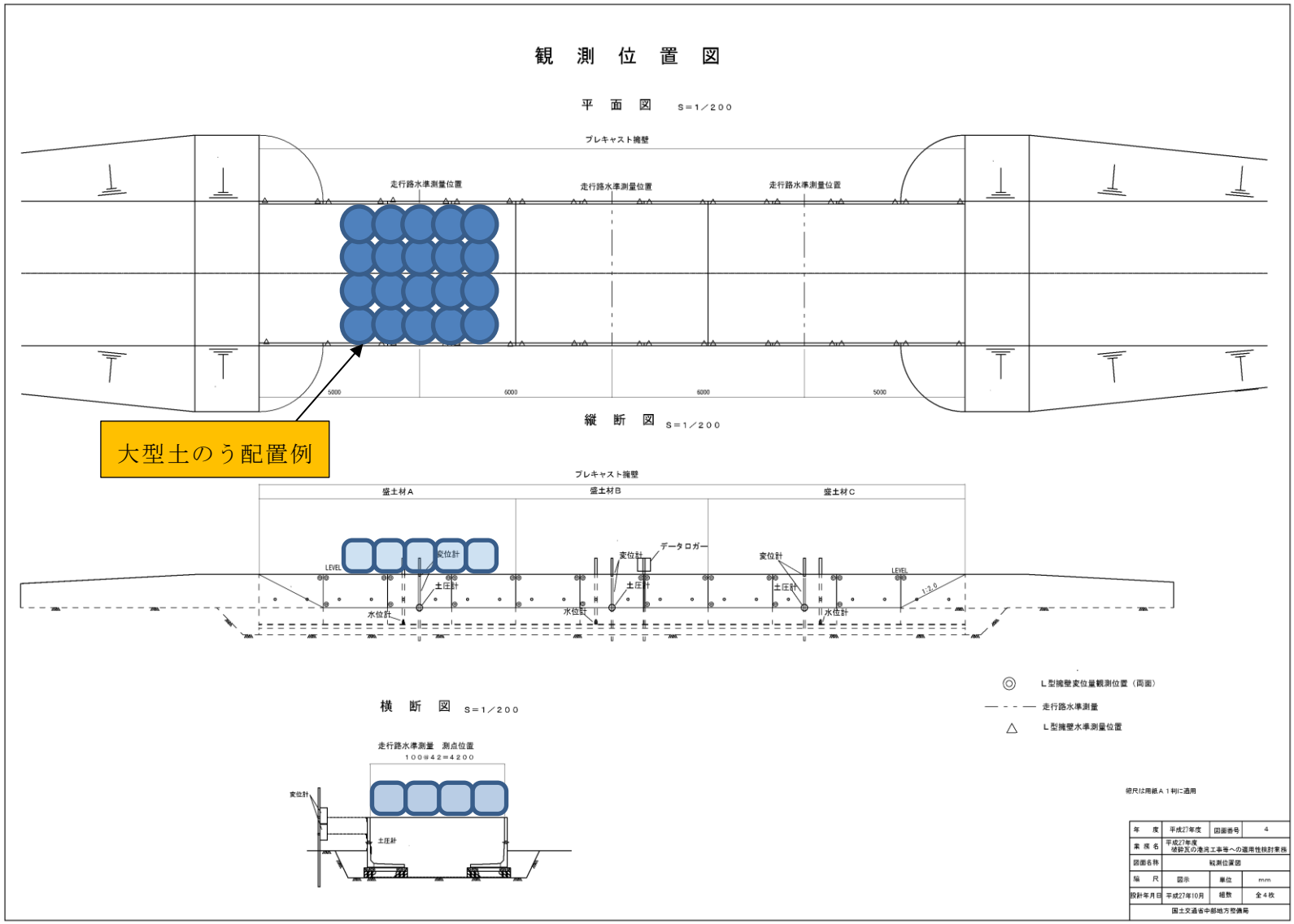


図 1.38　大型土のう配置イメージ図

上載荷重を作用させた場合の各材料の土圧の変化を確認するため、等分布載荷試験を実施した。載荷経緯等を**表 1.13** および**図 1.39** に、土圧の変化図を**図 1.40**～**図 1.42** に示す。

- **図 1.40** は、土圧計の観測開始時期からの結果を示している。破砕瓦と C-40 についてはほとんど傾向に差はなく、破砕瓦(4kpa)、C-40(8kpa)程度を示している。一方、山砂については、等分布載荷試験(9/21)以降は、それまでよりも 3kpa ほど大きく推移している(他の 2 材料は明確では無い)。
- **図 1.41** は、等分布載荷試験の前後の土圧の変化(9/18～9/23)を示したものである。この期間は降雨量も多く、土圧の変化が大きい。図中には、載荷試験時期を点で示したが、破砕瓦以外は増加しているのが確認できる。まお、9/21 の夜に 3 種類共に土圧が上昇傾向にあるが、近傍のアメダス観測地点では、降雨は観測されて居らず、理由は不明である（局所的に雨が降った可能性も考えられる）。
- **図 1.42** は、各材料毎の等分布載荷試験時(10 分間隔)の土圧の変化を計測したものである。各材料の変化量は「C-40：1kpa」「山砂：4kpa」「破砕瓦：0.5kpa 未満」となっており、破砕瓦はほとんど変化が見られない。

写真 1.1　現地載荷状況写真

表 1.13　載荷順序・経緯とりまとめ表

載荷試験経緯	備考
＜1 番目　破砕瓦＞ 9/20　土嚢設置時間　9:40～10:20 （製作→設置） 荷重放置時間　10:20～11:20	・大型土嚢袋は 100m 程度離れた場所で 20 袋製作。 ・製作後、4ton ユニックにて 4 袋づつ運搬し、実験施設箇所で 25ton ｸﾚｰﾝにて設置。その際 1 袋づつ重量を計測。 ・前日より降雨あり。台風接近に伴い、午前で作業中止。
＜2 番目　山砂＞ 9/21　土嚢設置時間　8:10～8:25 (破砕瓦より移設) 荷重放置時間　8:25～9:25 →移設	・大型土嚢袋を、25ton ｸﾚｰﾝを使用し、破砕瓦の上から山砂の上に移設。 ・前日(9/20)の午後から 9/21 の朝方にかけて強い風雨有り。9/21 は降雨なし。
＜3 番目　C-40＞ 9/21　土嚢設置時間　9:25～9:40 (山砂より移設) 荷重放置時間　9:40～10:45 →撤去	・大型土嚢袋を、25ton ｸﾚｰﾝを使用し、山砂の上から C-40 の上に移設。 ・9/21 は降雨なし。

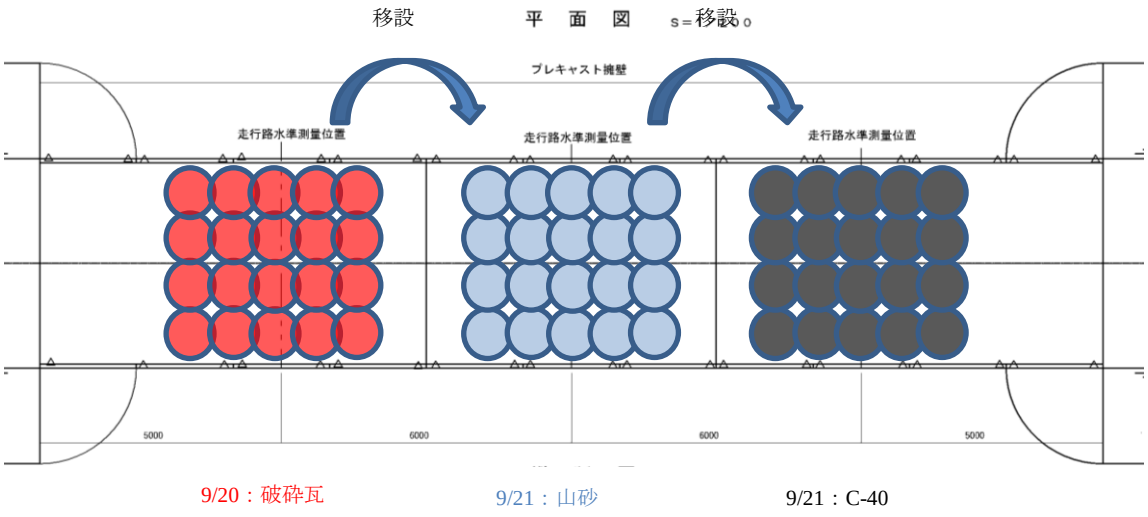


図 1.39 土嚢移設のイメージ図

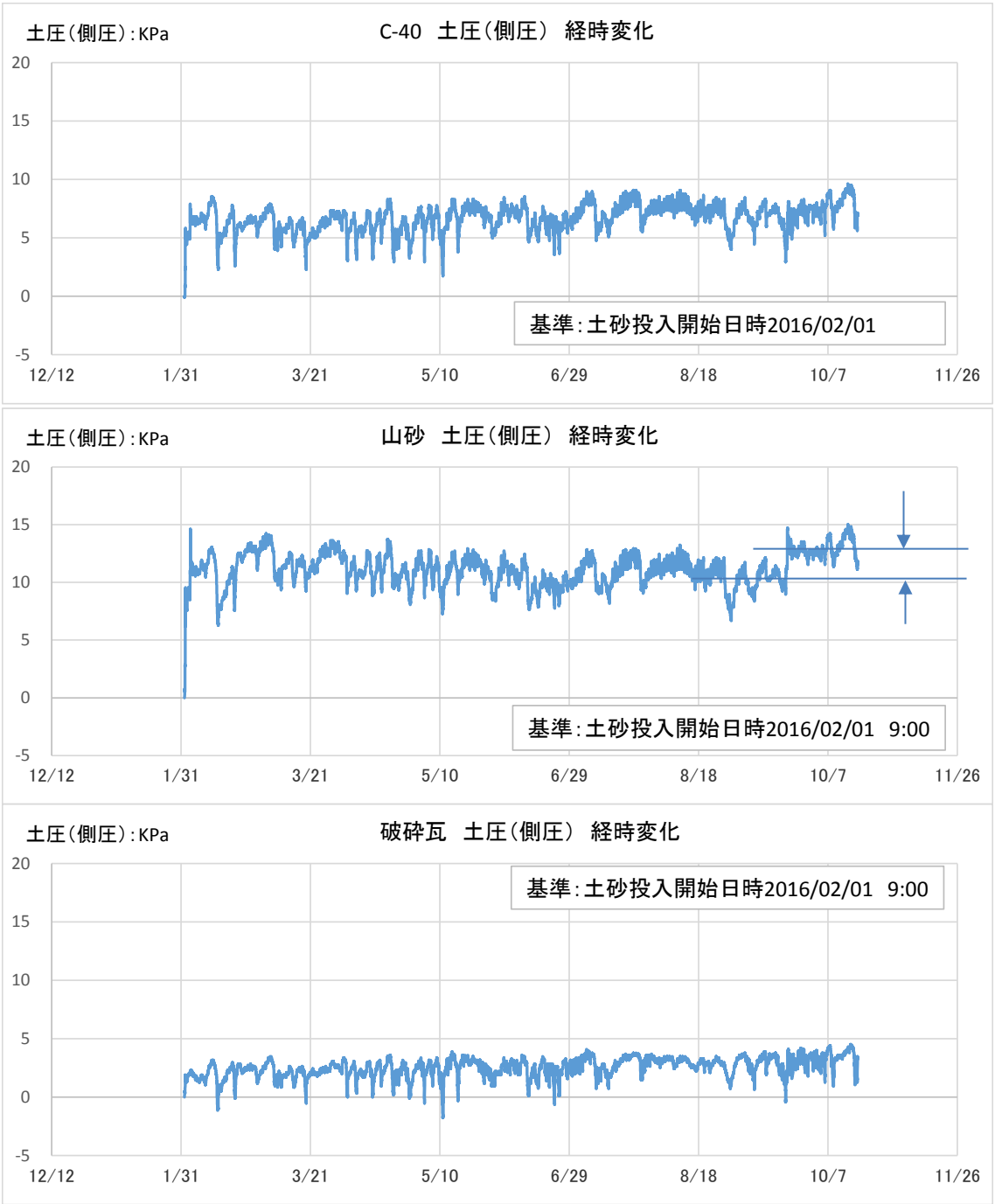
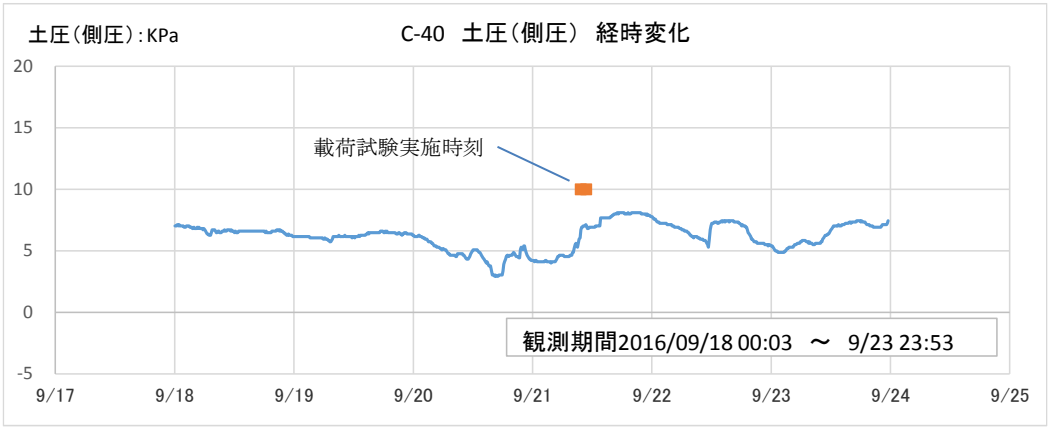
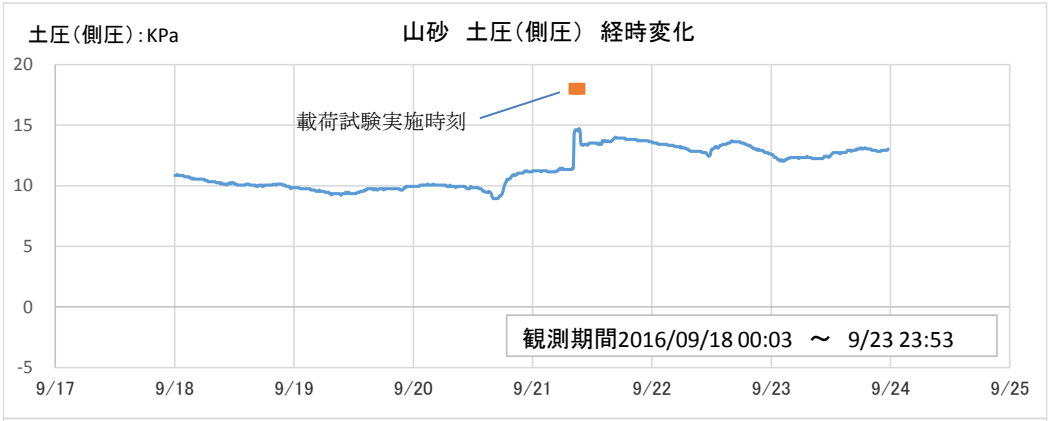
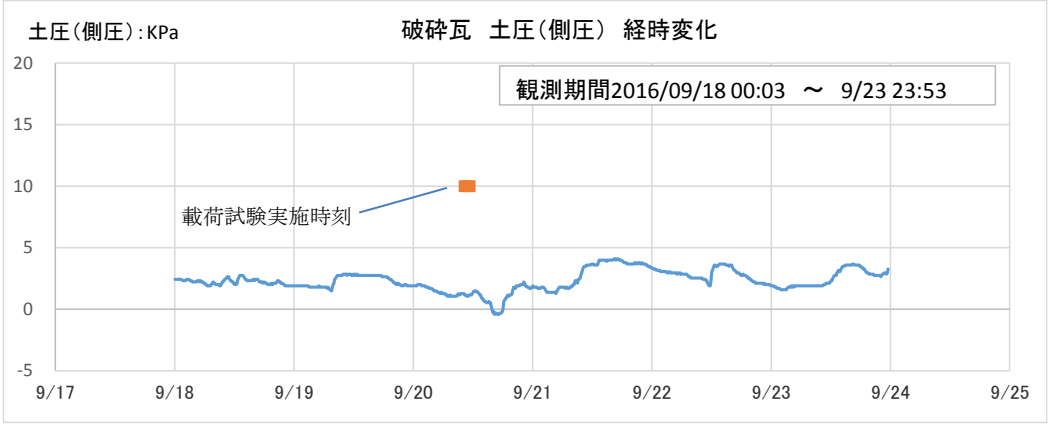

土圧(側圧):KPa
C-40　土圧(側圧)　経時変化
20
15
10
5
0
-5
12/12
1/31
3/21
5/10
6/29
8/18
10/7
11/26
基準:土砂投入開始日時2016/02/01
土圧(側圧):KPa
山砂　土圧(側圧)　経時変化
20
15
10
5
0
-5
12/12
1/31
3/21
5/10
6/29
8/18
10/7
11/26
基準:土砂投入開始日時2016/02/01　9:00
土圧(側圧):KPa
破砕瓦　土圧(側圧)　経時変化
20
15
10
5
0
-5
12/12
1/31
3/21
5/10
6/29
8/18
10/7
11/26
基準:土砂投入開始日時2016/02/01　9:00

図 1.40　土圧の変化-1


土圧(側圧):KPa
C-40　土圧(側圧)　経時変化
載荷試験実施時刻
観測期間2016/09/18 00:03　～　9/23 23:53
20
15
10
5
0
-5
9/17
9/18
9/19
9/20
9/21
9/22
9/23
9/24
9/25


土圧(側圧):KPa
山砂　土圧(側圧)　経時変化
載荷試験実施時刻
観測期間2016/09/18 00:03　～　9/23 23:53
20
15
10
5
0
-5
9/17
9/18
9/19
9/20
9/21
9/22
9/23
9/24
9/25


土圧(側圧):KPa
破砕瓦　土圧(側圧)　経時変化
観測期間2016/09/18 00:03　～　9/23 23:53
載荷試験実施時刻
20
15
10
5
0
-5
9/17
9/18
9/19
9/20
9/21
9/22
9/23
9/24
9/25

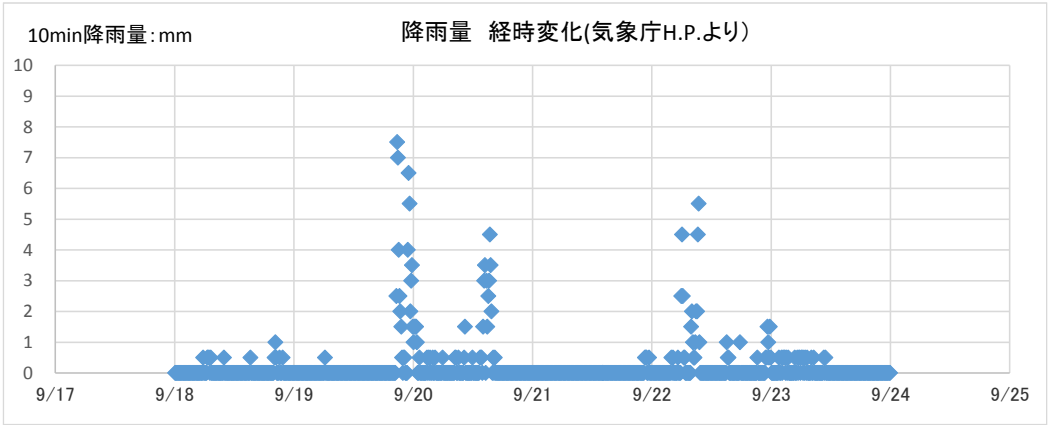
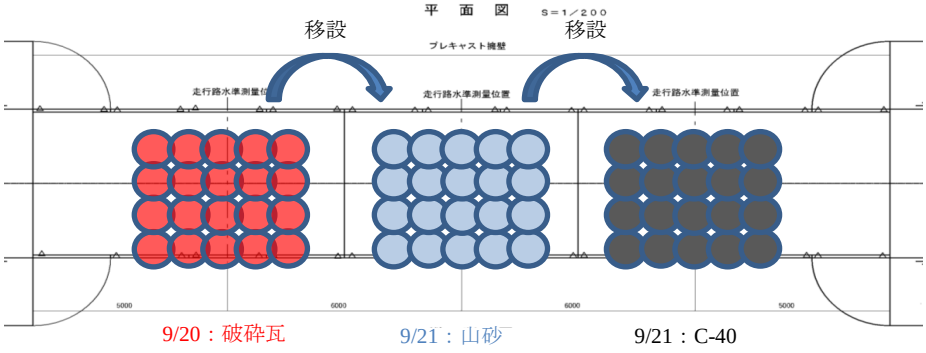

10min降雨量:mm
降雨量　経時変化(気象庁H.P.より)
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
9/17
9/18
9/19
9/20
9/21
9/22
9/23
9/24
9/25

図 1.41　土圧の変化-2

－載荷経緯－

＜1 番目　破砕瓦＞
9/20　土嚢設置時間　9:40～10:20（製作→設置）
荷重放置時間　10:20～11:20
＜2 番目　山砂＞
9/21　土嚢設置時間　8:10～8:25(破砕瓦より移設)
荷重放置時間　8:25～9:25
＜3 番目　C-40＞
9/21　土嚢設置時間　9:25～9:40(山砂より移設)
荷重放置時間　9:40～10:45



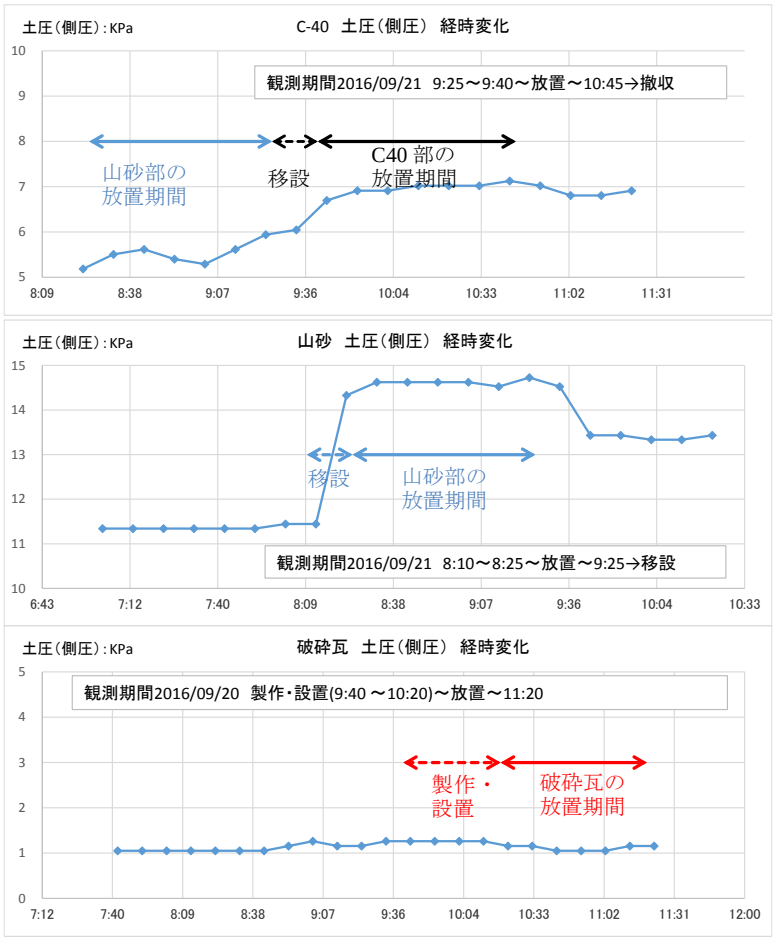


図 1.42 土圧の変化-3（10 分単位の挙動）

1.5. 車両通行

(1) 実験計画

(1) 実験施設の締固めを促進させるため、ダンプトラック(10t 積)で通行を延べ 3 日実施し、その後、破砕瓦部の試料を採取し、破砕瓦の粒径の変化(長期通行に伴う粒子破砕の有無)を確認、および計測機器の変化確認を目的とする。

(2) 車両通行の際には、通行するダンプトラックの重量を計測する。実験施設の通行については、1 日中(12 回/h×5h=60 回程度)行う。

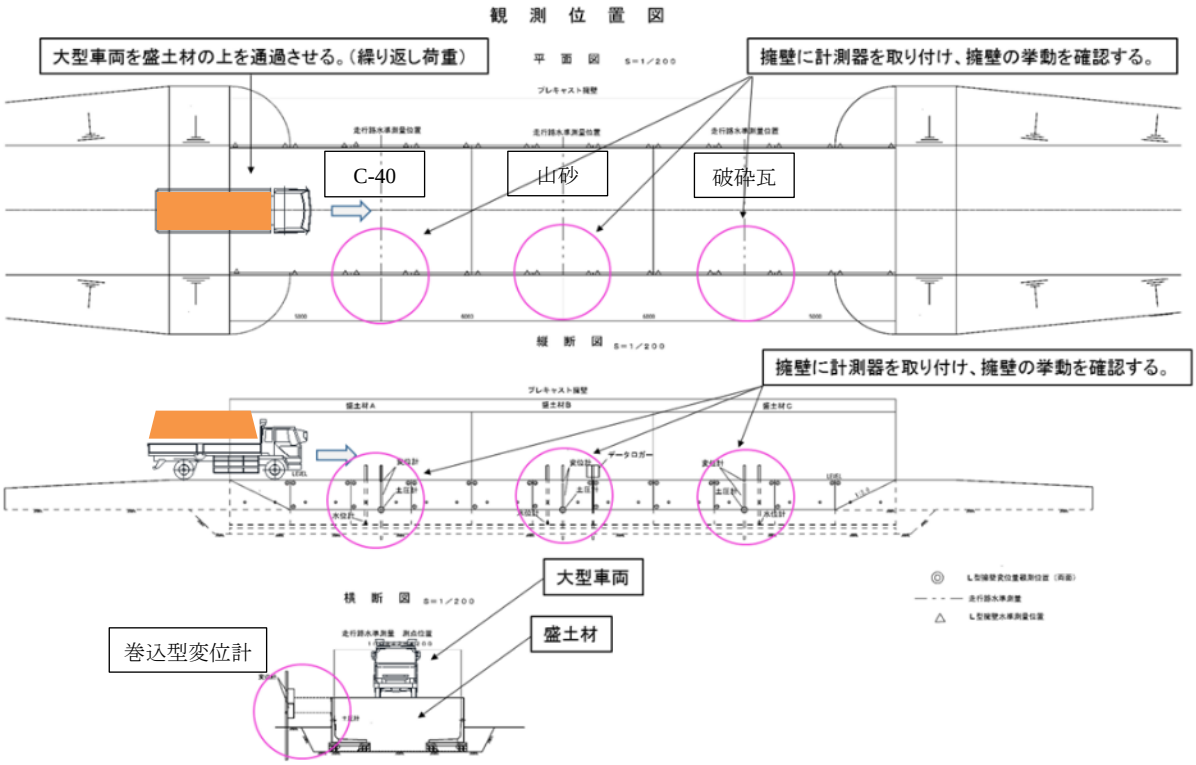


図 1.43　車両通行イメージ図

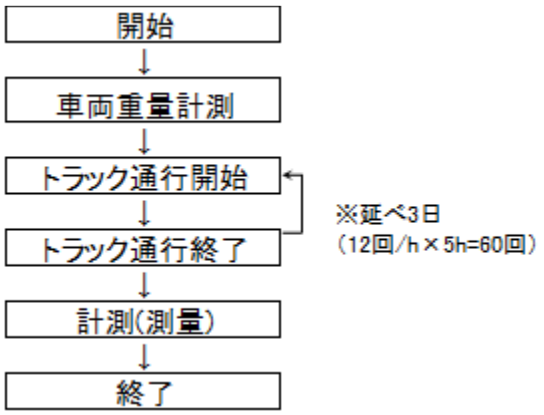
(2) 実施内容

・日時と天候：3 日間の天候と地盤状態の概要を示す。

日時	天候	地盤状態
11/14(月)	曇→雨	前日まで 3 日ほど降雨は無く、地面は乾→湿の移行期間であった。
11/15(火)	曇	前日と夜中の降雨で、地盤は前日より緩く、3 日間では最も含水が多い状況と推察する。
11/16(水)	晴れ	快晴だが、地盤が乾くほどの温度ではなく、前日よりやや乾いた状態。

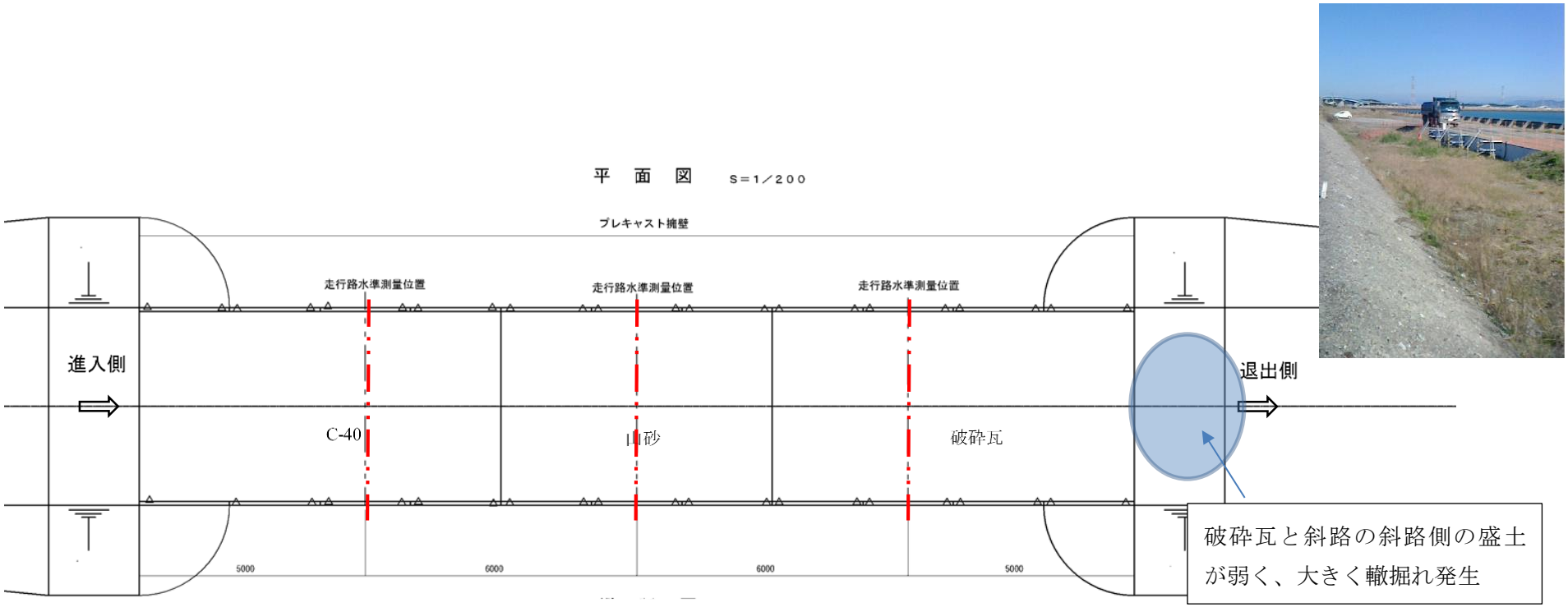
・ﾀﾞﾝﾌﾟﾄﾗｯｸ重量：総重量 20,200kg(車体 11,580kg＋積載重量 8,620kg)

・通行数量：60 回/日×3 日＝180 回

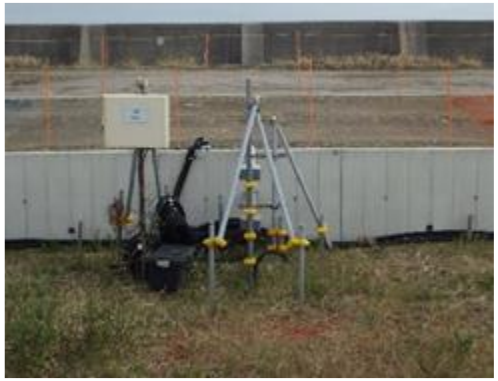


＊11/14～11/16 の 3 日間で実施。

図 1.44　車両通行による実施フロー



C-40



山砂

破砕瓦

図 1.45　車両通行実験後の様子

(3) 車両通行後の試料を用いた粒度試験

車両通行試験後の破砕瓦の試料を採取し、粒径の変化を確認するために粒度試験を行った。以下に採取試料位置を示す。

- 採取箇所：１箇所
- 採取深度：３深度（0～20cm、20～40cm、40～60cm）

なお、試料採取時には、掘削深度方向に車両通行載荷の影響具合について目視観察を十分に行ったが、目視レベルでの材料変化は確認できなかった。

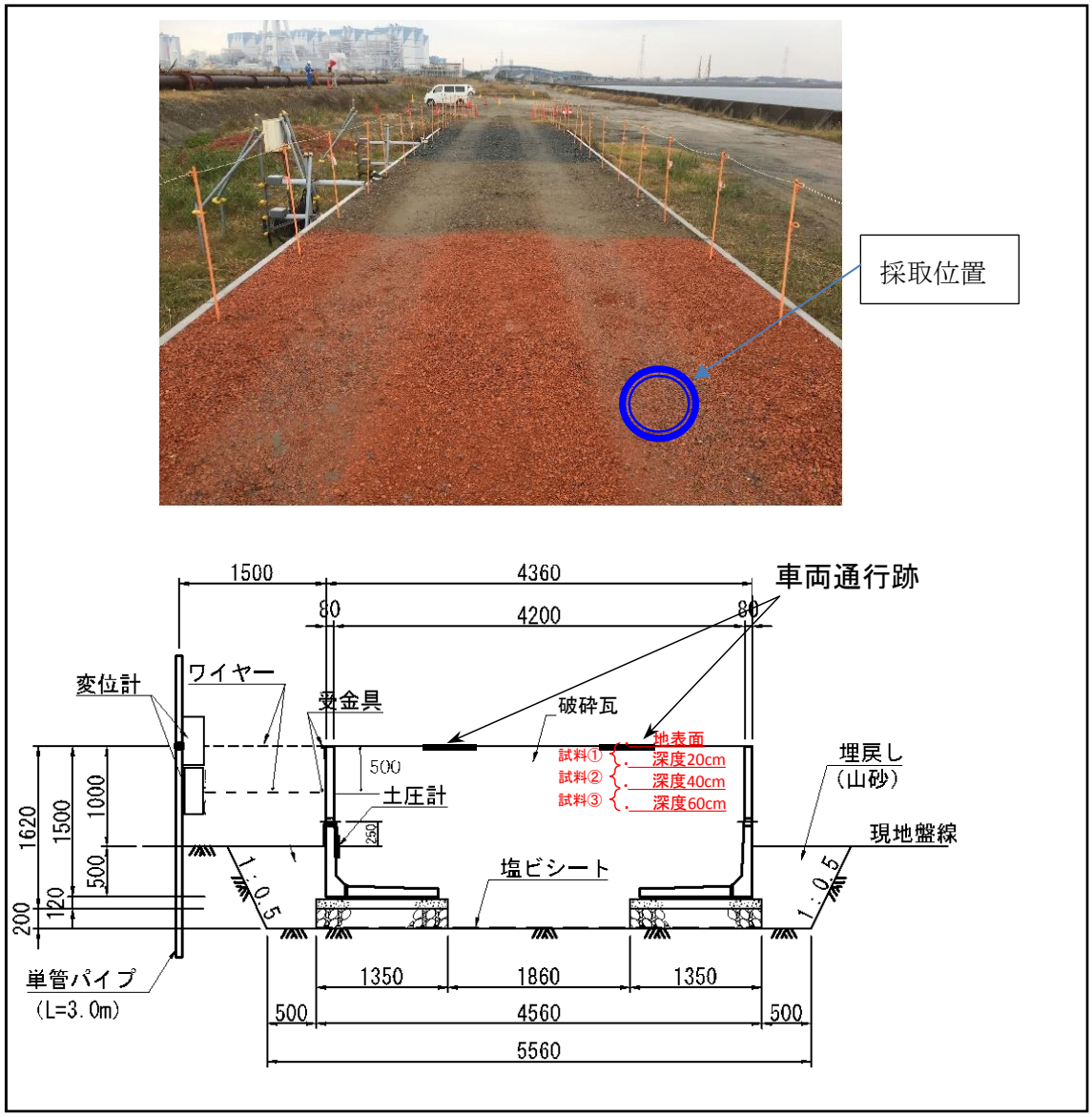


図 1.46　車両通行後の粒度試験の試料採取位置

(4) 粒度試験結果

1) 実験施設築造時の破砕瓦の粒度分布

H27d において、破砕瓦材料の気中まき出し時の細粒分の分粒によるだまり発生の有無を確認するため、まき出し材料の粒度試験を実施した。試料採取位置は、**図 1.47** に示すように、破砕瓦を盛り土する際の最終路面（最上層）にて、ローラー転圧前に路面を 2m×6m の 12 区画(1m×1m メッシュ)に分割し、その各区画の中央部の破砕瓦を採取した。

12 区画の表面位置から採取した試料の粒径加積曲線を**図 1.48** に示す。12 区画の中で大きな変動は見られない結果が得られた。

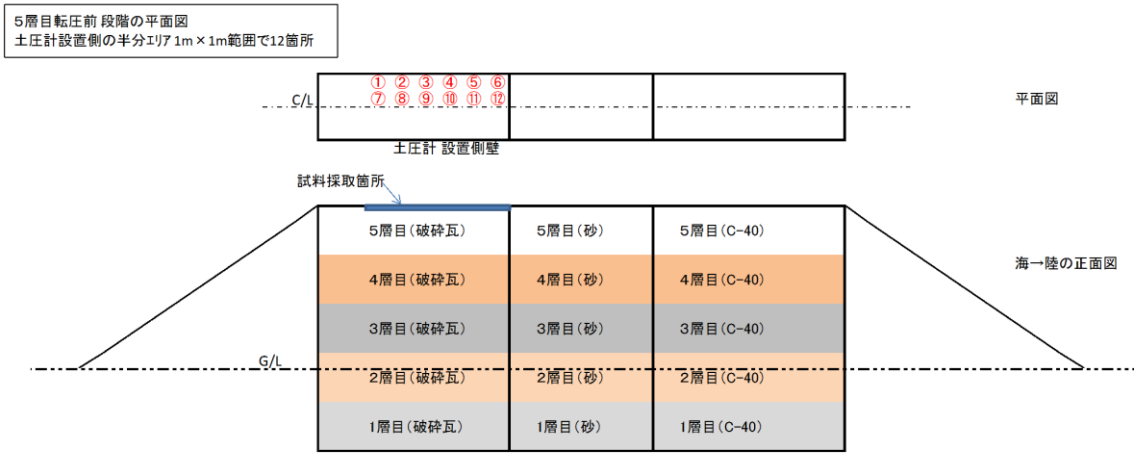


図 1.47　試料採取位置イメージ図

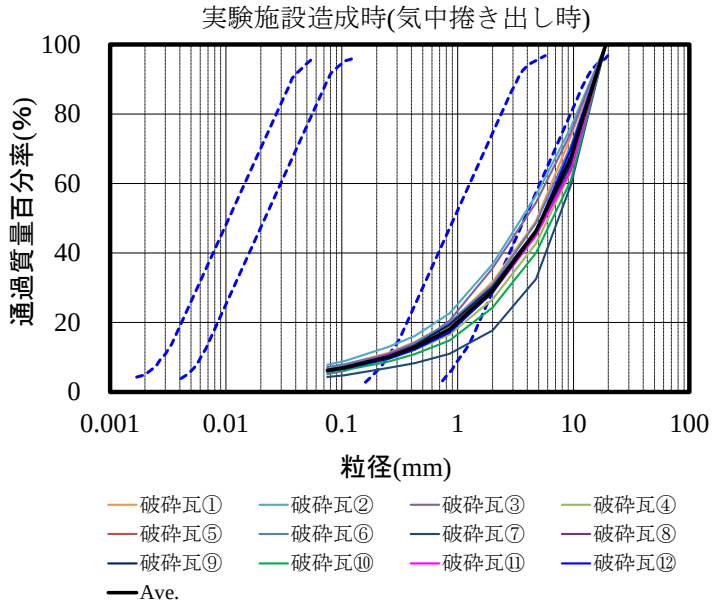


図 1.48　実験施設築造時の破砕瓦(0-20mm)の粒径加積曲線

2) 車両通行後の試料を用いた破砕瓦の粒度分布

図 1.49 に、車両通行前後の粒径加積曲線を示す。

車両通行後の試料を用いた粒度試験の結果、粒子破砕が比較的進行すると予想していた表層付近の採取箇所①の粒度分布と、さらに深部の採取箇所②と③の粒度分布は明確な違いが確認できず、車両通行試験実施前の粒度分布のはらつきの範囲内にほぼ収まっている。

以上より、今回の車両通行試験では、車両通行後の粒度は深度ごとに着目した場合でも変化がほとんど見られず、車両通行前の粒度分布とほとんど同様であることが確認でき、粒子破砕の影響は認められない結果となった。

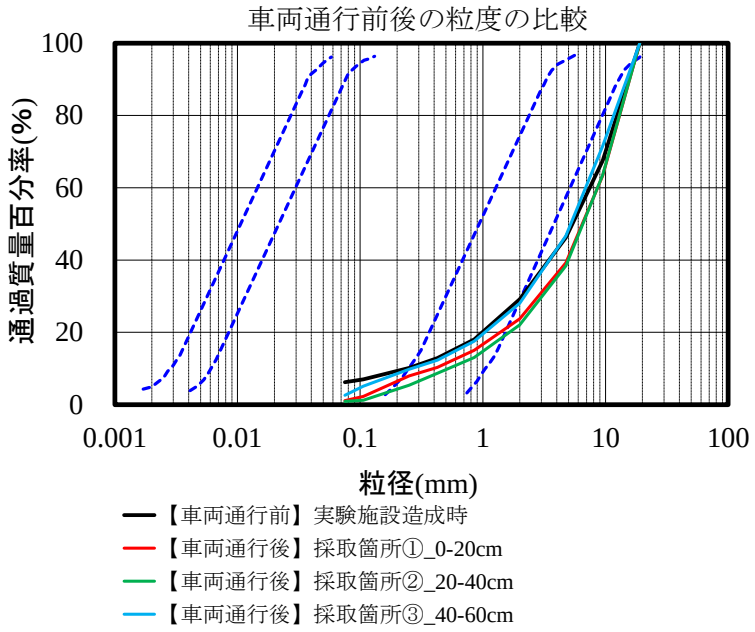


図 1.49　車両通行前後の破砕瓦(0-20mm)の粒径加積曲線

1.6. 実験施設撤去時の観察

実験施設の撤去を H29/1/10～12 の 3 日間で実施した。その際、地盤挙動に関する情報を得るため、観察を実施した。以下にその結果を記載する。

- 1/8 に総雨量 20mm が記録されており、適度な含水比の地盤状態であった。
- 各材料が自立するか否か、撤去時に確認した結果、それぞれ 1.4m の深さで鉛直に成立した。締め固めた影響によりかなり強固な地盤になっていた。
- 各材料の鉛直断面の上にバックホーにより荷重をかけ、その際の崩壊状況を観察した。破砕瓦については、バックホーのキャタピラ前面が浮くほどの荷重をかけて、ようやく崩壊に至った。それ以外の材料は、それに比べ、早く崩壊した。
- 破砕瓦の崩壊は、乾燥材料のようにほとんど粘りのない崩壊挙動にみえた。瓦の気泡部に水分が入る関係で他の材料と比較し、乾燥が早いと思われる。

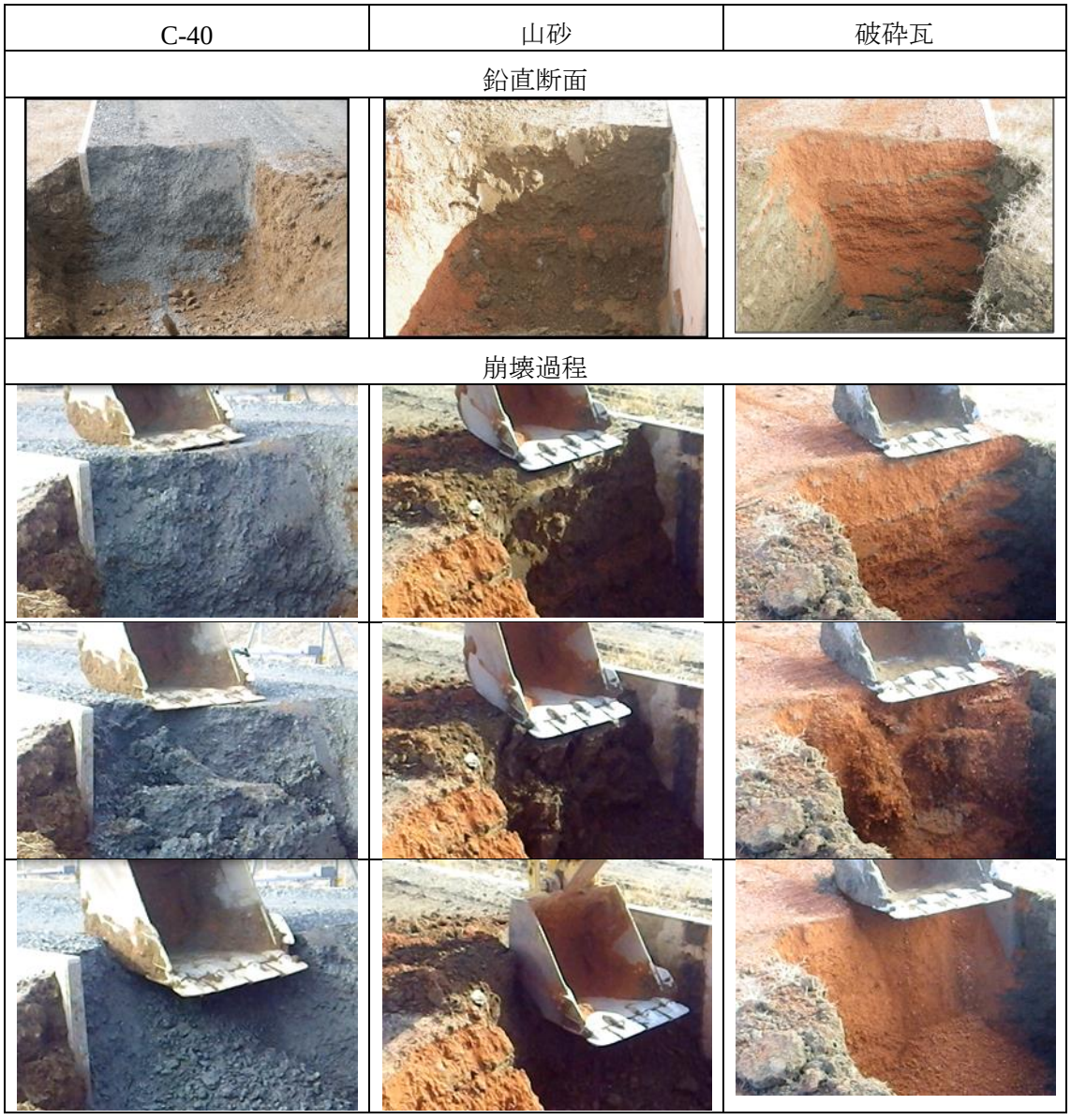


図 1.50　各材料別直立断面と崩壊時の断面写真

1.7. 計測・観測結果に対する考察

実証実験結果および考察を下記に示す。

なお土圧の変化に関係する、(1)負圧の発生要因、(2)車両通行後の土圧変化の 2 点については、別途詳細に考察を実施した。

表 1.14　計測及び観測結果一覧表

計測項目	観測結果（H27d,H28d に観測）
水平変位計*1 （自動計測）	降雨時の変化は微小であり、降雨と水平変位の相関関係は確認できない。なお、擁壁上側と下側の相対変位を確認すると、C-40､山砂では上側が広がるのに対し、破砕瓦は大きな差は見られなかった。なお、等分布荷重載荷実験時には外側に膨れる傾向が確認できた。
土圧計 (自動計測)	計測した全期間を通して、1 日の中での増減が確認された。これは温度による変化と想定される。なお、等分布荷重載荷実験時には土圧が上昇する傾向が確認できた(破砕瓦だけは上昇が確認できなかった)。
水位計 （自動計測）	半年の観測の結果、大きな変化は見られなかった。
L 型擁壁変位 (測量) *2	・両端部は盛土材料投入前に比べ 1cm 程度広がる傾向がみられるが、　その後にあまり変化はない ・3/11～12/1 までの 9 ヶ月間の計測ではその間に大きな変位はなかった。 ・等分布荷重載荷実験、走行実験の後で、外側への変位が確認された。
L 型擁壁水準 (測量)	沈下量は、実験施設構築直後が最も大きく、その後は徐々に減少する傾向が確認された。特に、3/11～9/16 の半年間計測が空いたが、9/16 日以降に変動が見られないことから、この期間に沈下はほぼ収束した事が確認できる。
走行路横断測量(測量)	・一般車両を走行させた場合は、走行路に変動は見られるが、タイヤ跡が確認できる程度で、土圧の増減に影響を与えるほどの変動はない。 ・車両走行実験時に大きな轍が生じ、その大きさの傾向は C-40＝山砂＞破砕瓦の順であった。
等分布荷重載荷試験	盛土上に土嚢を設置する荷重載荷により土圧の変化が確認できた。その増加割合は、C-40>山砂>破砕瓦となったが、破砕瓦の増加は、ほとんど見られなかった
車両通行実験	・車両通行の結果、C-40,山砂については轍が最大 5cm 程度生じ、破砕瓦は 3cm 程度であった。 ・走行後の路面から採取した破砕瓦での、粒度試験の結果からは、走行に伴う表層部の顕著な破砕は確認できなかった。

＊1：変位計の延長ケーブル(インバー線)が一部腐食により破断したため、全てを 9/13 に取り替えた。なお、夏場の測定値に異常が見られたのは、腐食による事、および雑草がケーブルを押した事が原因として考えられる。

＊２：測量精度的には 5㎜ 程度の誤差は考えられる。

(1) 負圧の発生要因

土圧計計測結果からの挙動の特長として「降雨後の負圧発生」があった。その要因について検討を実施するに際し、負圧発生要因を下記の 2 点と想定した。

- コンクリート擁壁の内外温度差に関係する、膨張収縮を要因とする負圧の発生
- 土圧計設置位置の温度変化に伴う、計器としての増減（負圧の発生）

その要因と想定される温度の影響を確認するために、擁壁の内外（土中と擁壁外壁）に設置した温度計と土圧の関係について、以下に考察する。

＜計測結果からの確認＞

土圧計の計測結果は、前述(p.64)に示すように、日々の変動(増減)が確認できる。その要因として以下の事象を想定し、それぞれについて計測結果をもとに次頁以降に検討した。ここでは検討項目と結果概要を記載する

1)コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う変動

コンクリート擁壁の内外温度差に伴う膨張収縮の結果、土圧計に変化が確認された。膨張による擁壁のひずみと土圧計の挙動の関係では、それまでの計測土圧(初期土圧)の小さかった破砕瓦の土圧挙動のみが他の材料と比較し、小さい結果となった。この挙動は初期土圧の影響と思われる。

2)土圧計本体の計器としての変動

実験施設建設時は、擁壁・計測器を設置した後に 3 日間は盛土材料を投入しない状態が発生していた。その間の土圧計の変化を確認した結果、土圧計は温度に対して変動していることが確認された。

3)降雨の影響による温度変化に伴う変動

まとまった量の降雨があった時期を確認した結果、温度が下がった際に土圧低下の傾向は見られたが、増加している箇所もあった。これは「土圧計本体の温度変化の影響」と「降雨による材料重量の増加に伴う土圧の増加」が複合的に作用した結果と判断する。

＜土圧計変動要因のまとめ＞

- 土圧計の負圧発生要因は、①コンクリート内外温度差、②土圧計の温度による変動の 2 点が要因であると考えられる。
- 降雨時の土圧計変動要因は、上記 1)～3)が影響をしていると判断する。そのため、計測結果は妥当(異常値ではない)であると考えられる。

1) コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う変動

コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う土圧の変動の影響を検証するため、L 型擁壁の内外に設置した温度計の計測値を用いて、内外温度差(擁壁の膨張収縮による歪み：**図 1.51** 参照)と土圧の関係を確認した。

その結果、以下の様な内外温度差と土圧増減の関係が確認された。

- 外壁温度が上昇し、内外温度差が漸増する場合、土圧が漸減傾向にあることが確認できた（**図 1.52** 参照）。
- 降雨の無い期間（含水比変化の影響の無い期間）だけを選定して、温度変化に伴う擁壁ひずみと土圧の関係を確認した(**図 1.53** 参照)。その結果、検証した 3 期間の全てにおいて、同様の傾向が確認できた。
- 各材料毎に最急勾配を確認した結果、C-40,山砂は傾きが a=-200、破砕瓦は a=-50 となり、破砕瓦の傾きが最も小さい結果となった(**図 1.54**)。実験前は、断面の自立している方がその勾配は大きいと想定していたが、その逆の結果となった。これは、元々の土圧が微小なため、土圧計位置の動きによる土圧の微小変化が確認できなかった為と思われる。

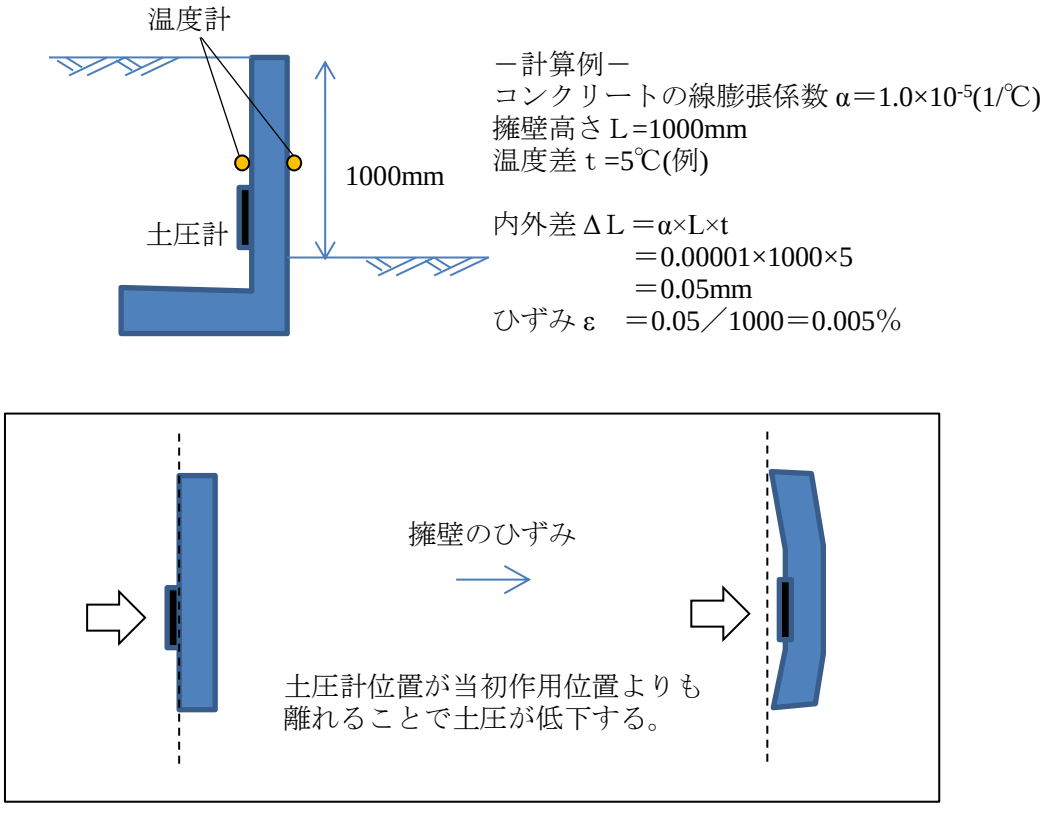
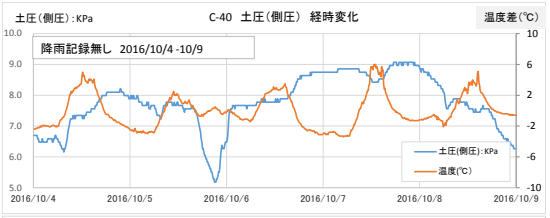
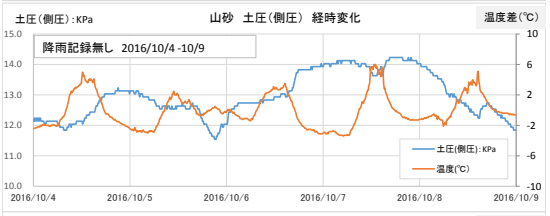
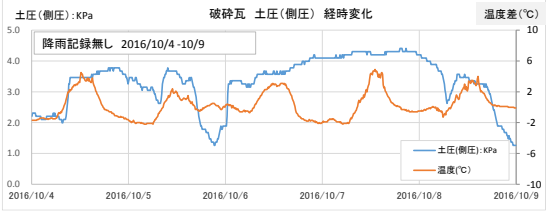


図 1.51　L 型擁壁の膨張収縮概念図

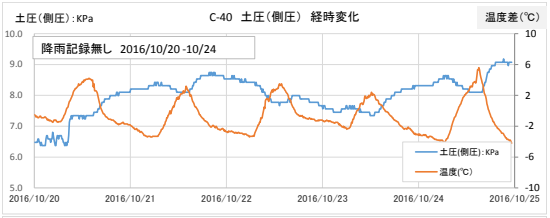
2016/10/4 ～ 2016/10/8

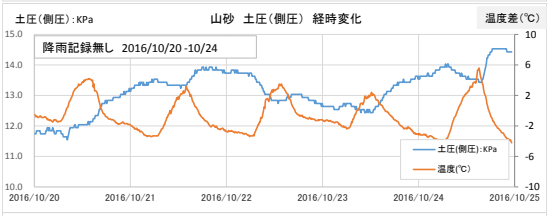


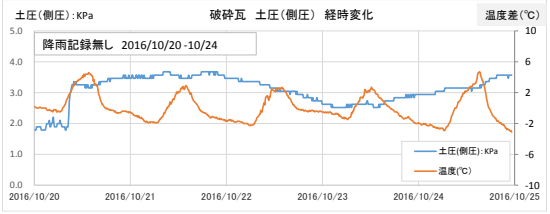




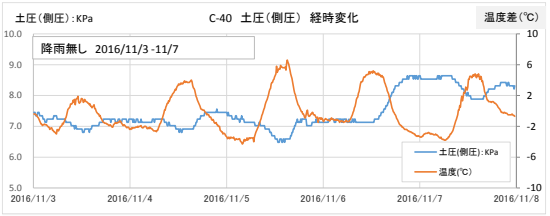
2016/10/20 ～ 2016/10/24

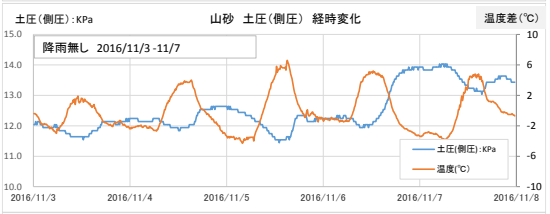


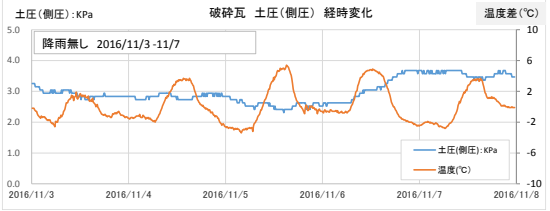




2016/11/3 ～ 2016/11/7



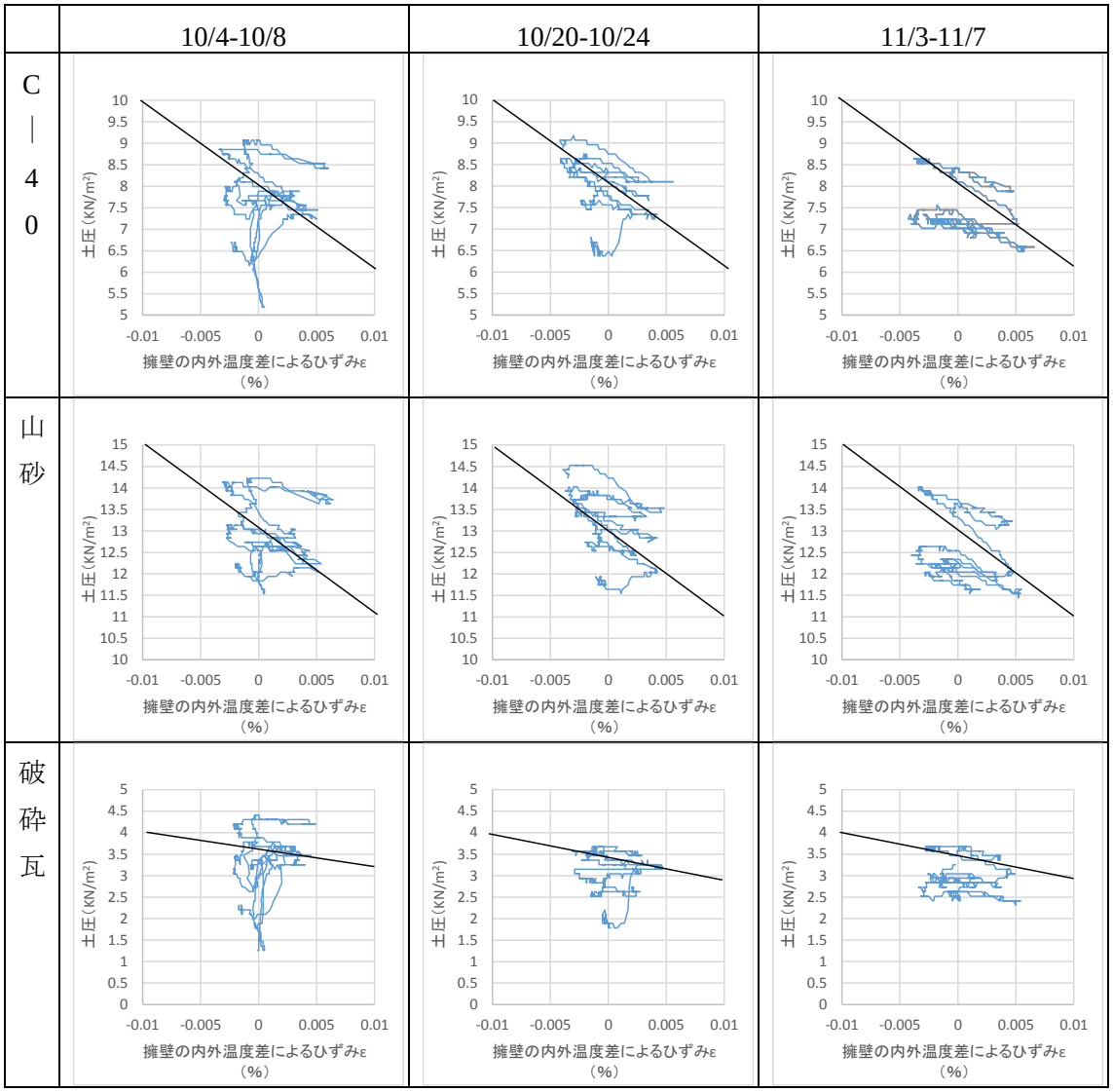




・内外温度計の設置は、9/21 日に実施。

・L 型擁壁の内外に温度計設置後で、且つ降雨の無かった下記の時期を選定した。
→10/4～10/8
10/20～10/24
11/3～11/7

図 1.52 温度計内外差と土圧増減の関係図



＊1)歪みが大きくなると、擁壁の外側が伸びて弓形にに変形する。そのために土圧が低減する。
＊2)図中には、最急勾配線を記載する。

図 1.53　各材料毎の土圧－擁壁ひずみ関係図

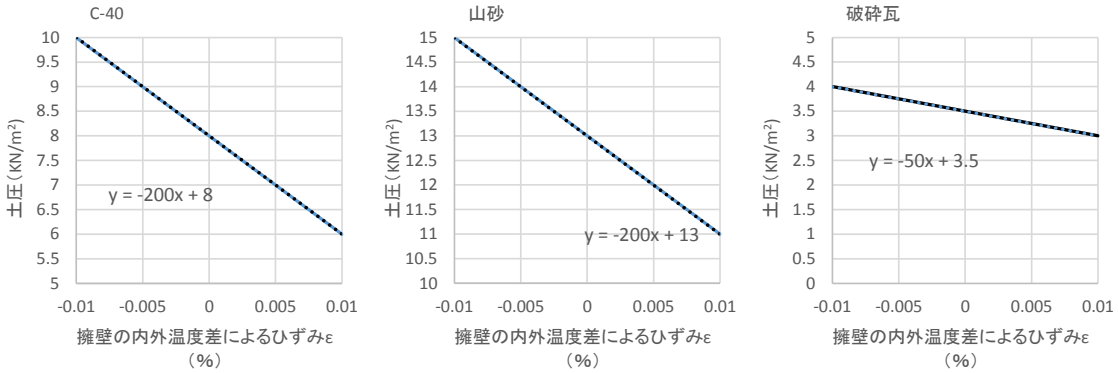


図 1.54　土圧－擁壁ひずみ関係の最急勾配図

2) 土圧計本体の計器としての変動

実験施設建設時は、擁壁・計測器を設置した後に 3 日間は盛土材料を投入しない状態が発生していた。**図 1.55** は、その期間である 1/28PM～2/1AM までの土圧計と温度の関係を比較したものである。気温の変動に対する土圧計の変動(±1kpa 程度)が確認できる。

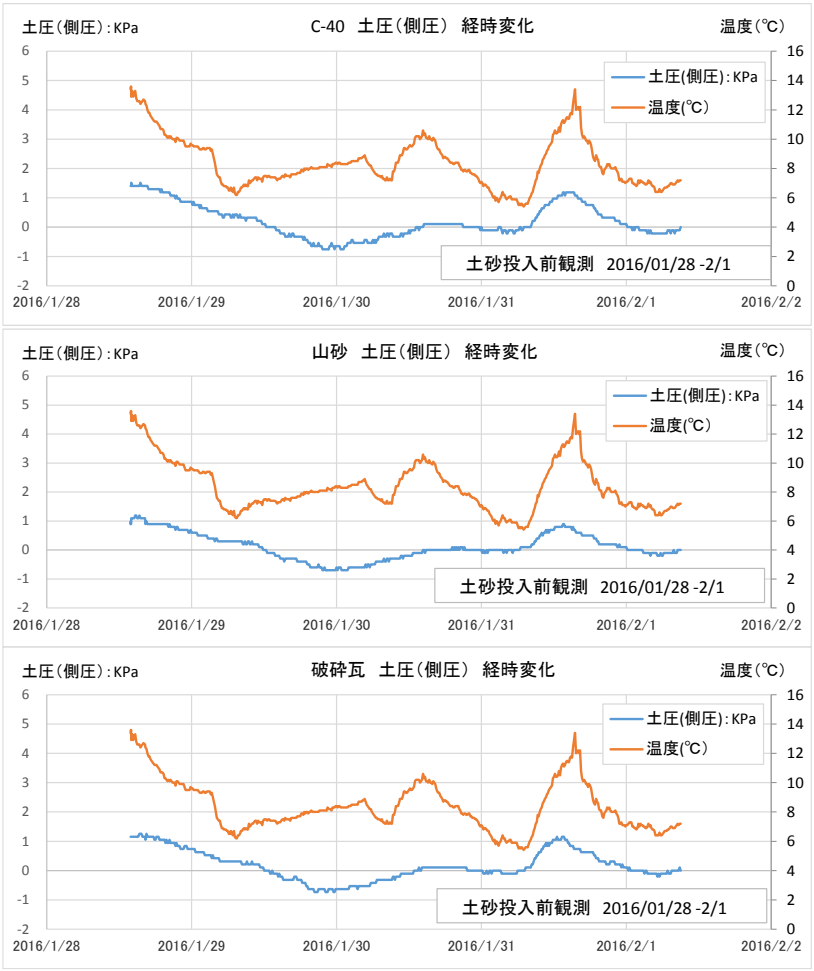


図 1.55　盛土載荷前の外気温と土圧計の関係図

3) 降雨時の温度変化に伴う変動

計測期間中で、ある程度まとまった量の降雨が観測された、以下の２ケースを選定し、検討を行った。

＜ケース１＞9/20-21 日　台風による降雨

＜ケース２＞10/17-18 日　まとまった降雨(内外温度計設置後)

＜ケース１＞

等分布荷重載荷実験を行った際の土圧と降雨の関係について確認する。C-40、山砂については 9/21 日の観測データを、破砕瓦については 9/20 日の観測結果を示す。なお、図中の赤色分布については、等分布載荷荷重をかけた時間帯を示す。

・9/20 日については、降雨の後に土圧が低下している傾向が見られる。

・9/21 日については、降雨はなく、降雨との関係は見られない。

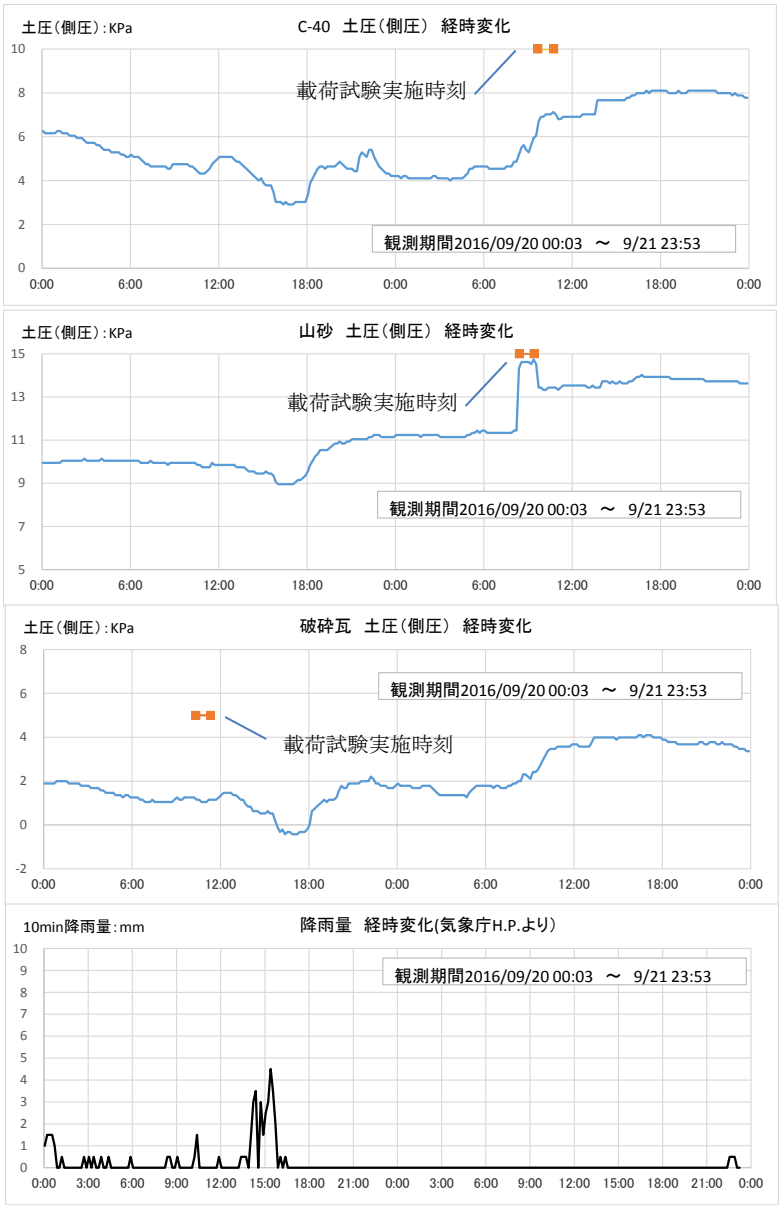


図 1.56　盛等分布載荷試験時(9/20 晩に台風通過)の土圧変化と降雨量の比較図

＜ケース２＞

土中への温度計設置後の 10/16-17 日の 2 日間の大気温度、土中温度、擁壁温度、降雨量の観測値(全て 10 分毎)を図-1～図-4 に示す。これらの図より以下の傾向が読み取れる。

・図-1 より、降雨期間は 10/17 5:50～10:30 頃にかけて観測された。

・図-2 より、降雨期間中の大気温度は 3:00→8:00 にかけて 22 度→17 度に低下、その後 15:00 頃まで上昇し、最高気温 23 度程度を示す。降雨期間中は 18 度前後で一定。

・図-3 より、降雨期間中の土圧は程度の差はあるものの、3 種類共に低下している。

・図-4 より、擁壁外部の温度④は、大気中の温度②と同様の動きをしている。一方、地中の温度変化⑤については、3 種類共に降雨の始まった時刻より温度の低下が確認できる。

以上の傾向より、以下の事が確認できた。

・降雨が土中に浸透する事で、土圧計周囲の温度を低下させた時に「温度低下→土圧計の温度低下→土圧測定の仕組みによる土圧低下」という傾向が見られる。

なお、16 日の挙動についても以下に示す。

・図-3 より、16 日は降雨は無かったが、15:00 頃に土圧が小さくなっている。その際の温度は、最低期ではなく上昇過程にあり「温度低下→土圧計の温度低下→土圧測定の仕組みによる土圧低下」には当てはまらない。16 日は日中の温度上昇が大きく、擁壁の内外の温度差が土圧に影響を及ぼした可能性がある。

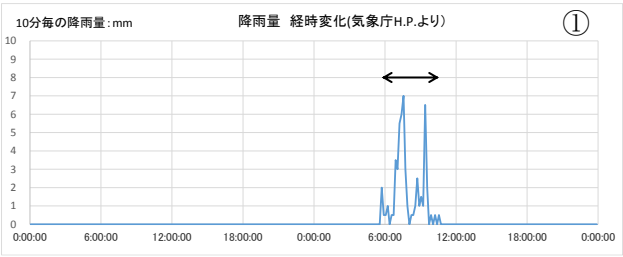


図-1　10 分あたりの降雨量

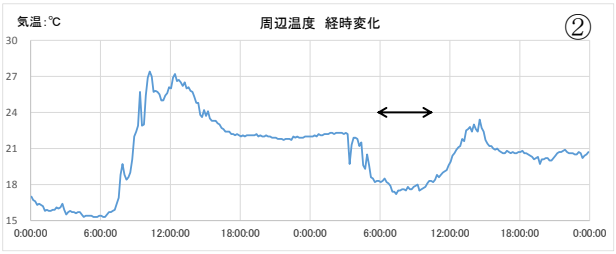


図-2　大気中の温度変化

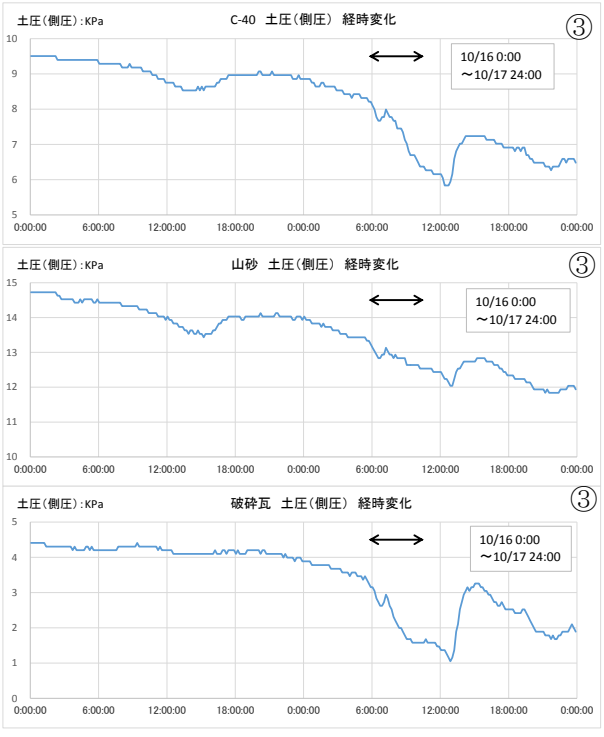


図-3　降雨時の土圧変化

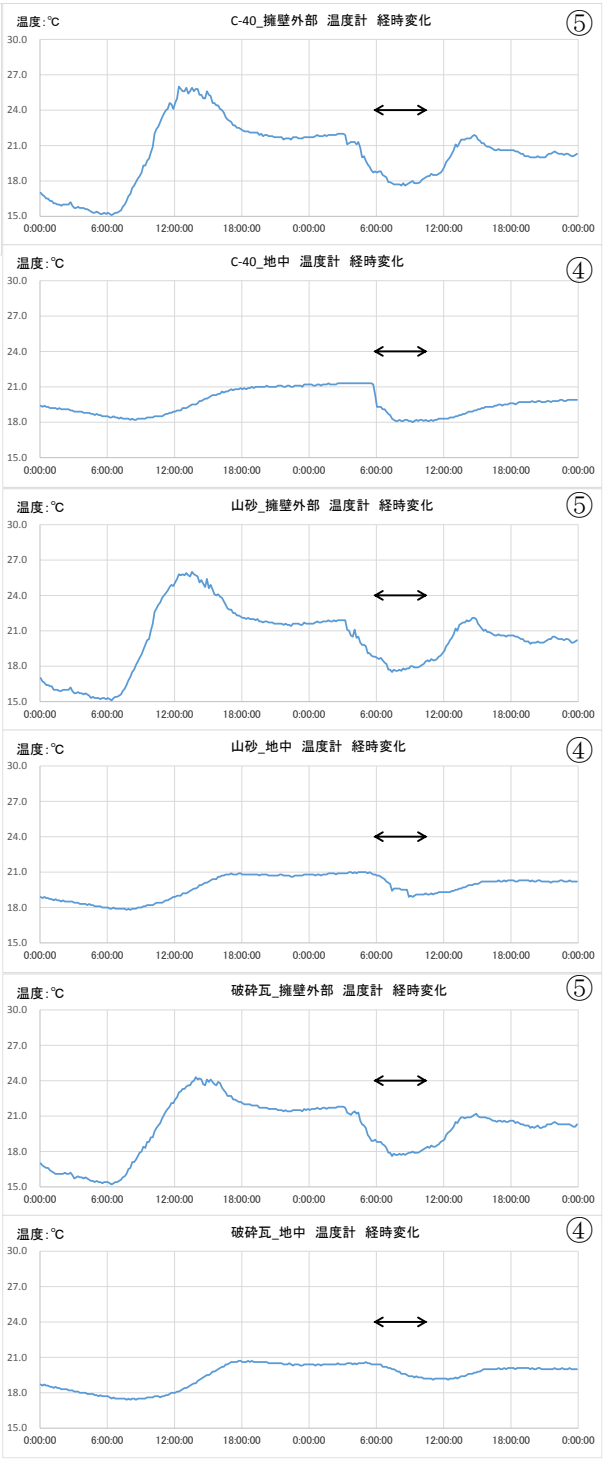


図-4　土中擁壁(降雨時)の温度変化

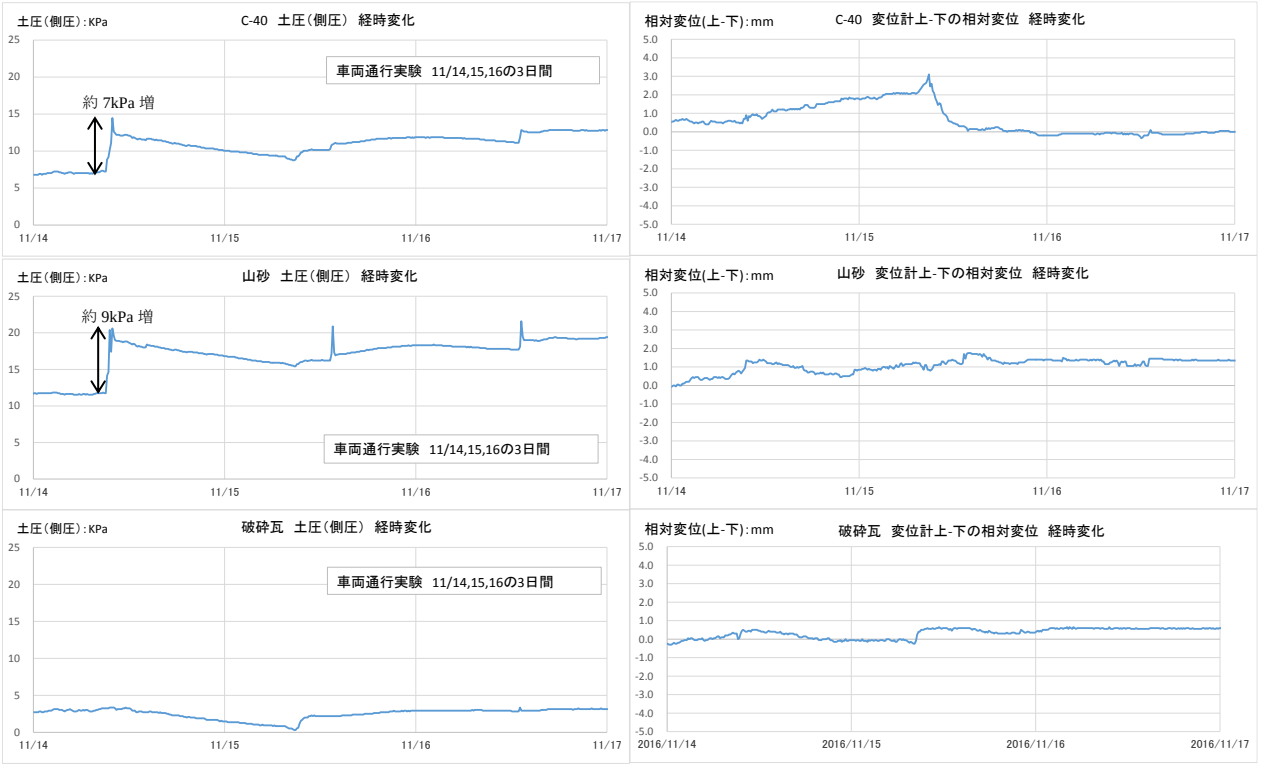
＊10/16～17 における大気温度、土中温度、擁壁温度、降雨量の各観測値　　(全て 10 分毎)　図中の矢印の範囲は、降雨期間を示す。

図 1.57　降雨時の各種温度と土圧の関係（10/16～17）

(2) 車両通行試験での土圧の変化

車両通行実験は、破砕瓦の粒子が車両通行に伴い、どのような破砕を生じるかの確認を目的に実施しているが、轍ぼれが発生する事に対する土圧計への影響について検討する(図 1.58)。以下に確認できた傾向を示す。

- 11/14 の午後から降雨が確認されている。
- C-40、山砂の土圧は実験初日 14 日の時点で増加が確認できたが、破砕瓦の変動は見られない。増加の理由は走行時の振動により材料が崩壊した結果と想定する。
- 土圧計の山砂部では一時的に上昇している箇所が 11/15、11/16 と見られるが、これは 10 分毎の計測時に車両通行があったためと想定される。
- 相対変位図で C-40 は、11/15 日に数値が上昇後、急激に減少する傾向が確認できる。最初、表面だけ押されることで擁壁上端部が押され広がったが、その後の車両通行により徐々に下端部へ土圧が移動し、元に戻ったと推察する。
- 破砕瓦は、他の材料と比較して、変動は少ない。



土圧変化　　擁壁の変位(上端－下端)

図 1.58　土圧変化と擁壁挙動の関係図

＜参考-1＞

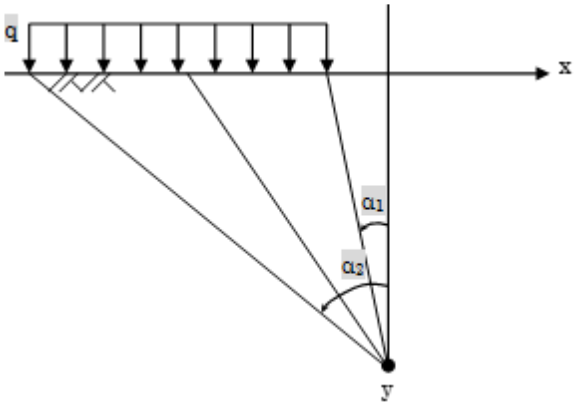
以下に示すブシネスクの弾性応力解に基づく方法を用いて、荷重載荷時の鉛直方向および水平方向の応力増加の検討を行った。

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{\pi}\left(2\theta + \sin 2\theta \cos 2\varphi\right)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi}\left(2\theta - \sin 2\theta \cos 2\varphi\right)$$

$$2\varphi = \alpha_2 + \alpha_1$$

$$2\theta = \alpha_2 - \alpha_1$$



ここに、

$\Delta\sigma_y$：鉛直荷重の増分値(kN/m²)、

$\Delta\sigma_x$：水平荷重の増分値(kN/m²)、

q：等分布荷重(kN/m²)、

α_1：荷重載荷終了地点と任意座標地点を結ぶ直線と x=0 の直線とのなく角度(°)、

α_2：荷重載荷開始地点と任意座標地点を結ぶ直線と x=0 の直線とのなく角度(°)

車両通行時の輪荷重の算出値を**図 1.59**、およびブシネスクの弾性応力解に基づく荷重の応力増加分の分布図を**図 1.60** に示す。

車両通行時の鉛直方向の荷重増加は、**図 1.60(1)**に示すように、車両通行時の直下 5cm で約 69.6kN/m²、直下 50cm で約 41.2kN/m²、直下 100cm で約 24.5kN/m² 程度である。

水平方向の荷重増加は、**図 1.60(2)**に示すように、L 型擁壁の壁面付近に着目すると、著表面より直下 5cm で約 1.1kN/m²、直下 50cm で約 7.7kN/m²、直下 100cm で約 8.0kN/m² 程度である。

実験施設では直下 100cm に土圧計が設置されており、車両通行時の C40 の計測土圧の増分は約 7kPa、山砂の計測土圧の増分は約 9kPa であり、ブシネスクの弾性応力解に基づく荷重の応力増加分の推定値(約 8.0kN/m²)とほとんど同様であることが確認できた。

①ダンプトラック重量	
車体重量(t)	1.16
積載重量(t)	8.62
総重量(t)	9.78
総重量(kN)	95.92

②ダンプトラックの輪荷重	
1輪当たりの荷重(kN)	9.59
タイヤ幅(mm)	275
分布輪荷重※(kN/m)	69.8

※後輪の載荷幅550mmを設定

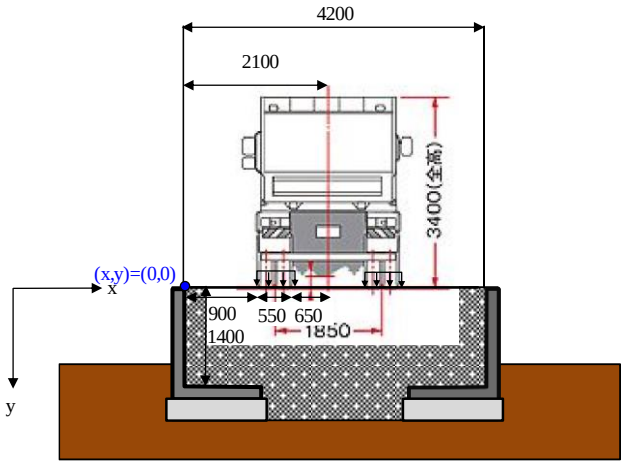


図 1.59　車両通行時の輪荷重の算定

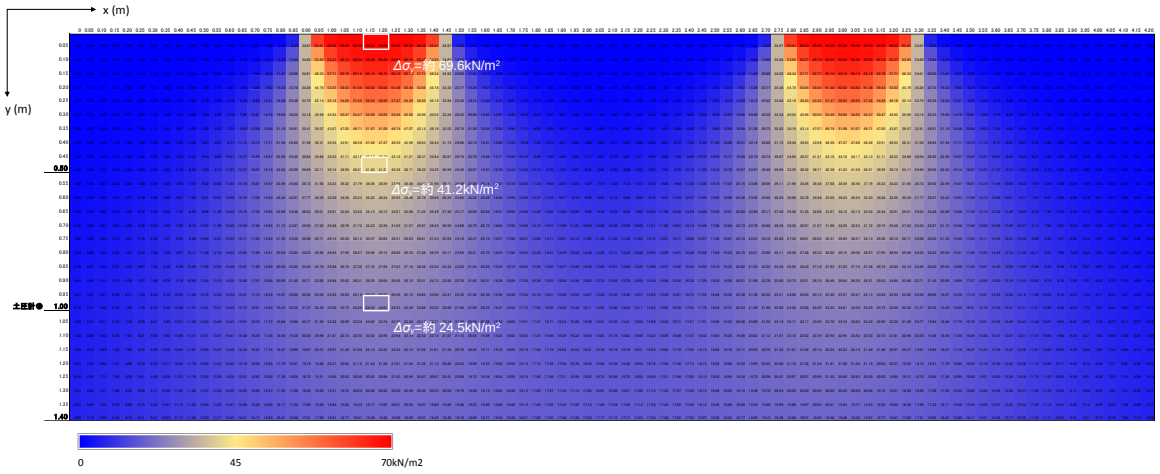


図 1.60(1)　ブシネスクによる鉛直荷重の増分値(⊿σy)分布図

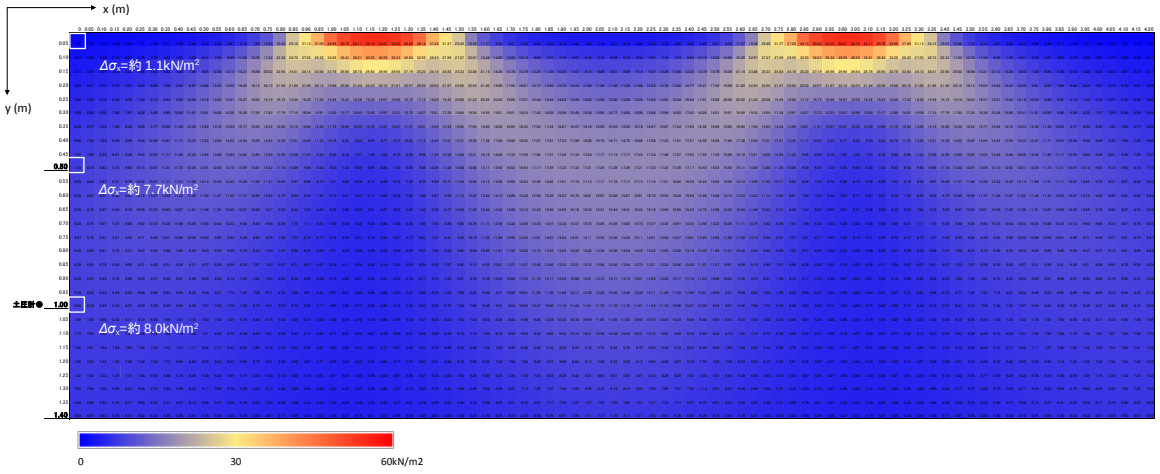


図 1.60(2)　ブシネスクによる水平荷重の増分値(⊿σx)分布図

＜参考-2＞

－轍ぼれと地盤物性の関係－

地盤の上を重量物が走行する際、その設置圧が支持力以上になると、走行部において地盤がせん断破壊する。通常のアスファルト舗装道路では、表層アスファルトのみが劣化により崩壊し、ボロボロ崩れることにより発生する事が多いが、今回の実験では、締め固めた材料の上を直接車両が走行した。

道路盛土を構築する際は、一般に路盤よりも上層については材質や締固め方法が決まっており、工法規定となるため、締固め試験を実施することは少なく、締固め試験は路床部分で実施される。支持力(地盤反力)把握の方法としては、CBR 試験、平板載荷試験が一般的となるが、これらの値で轍の大きさと地盤の抵抗性を評価する事は困難である(今回は、平板載荷試験で確認、また締固めは 3ton タイヤローラーで締固めを実施した)。

今回の走行実験で生じた轍は、地盤の表層部のすべり破壊が原因と思われるため、基礎の支持力式の考え方が妥当と思われる。支持力公式では、内部摩擦力φが大きいほど支持力が大きくなるため、轍ぼれ量が小さくなる。

今回の材料では、破砕瓦の轍ぼれ深さが最も少ない結果となっている。このことから、破砕瓦は内部摩擦角φの大きな材料であることが確認出来る。

なお、実験施設構築時に実施した平板載荷試験結果 K30（kgf/cm^3）の値は以下のようになり、C-40 が最も抵抗力(支持力)のある結果となった。

破砕瓦：7.3（kgf/cm^3） 、山砂：4.0（kgf/cm^3） 、C-40：14.6（kgf/cm^3）

－轍ぼれと土圧の関連性－

走行路実験で生じた轍ぼれは、主としてタイヤ接地面である表層付近で発生した地盤の破壊のため、5cm 程度の轍深さでは土圧計に直接作用する事はない。ただし、1)表層部分の地盤が端部Ｌ型擁壁を押すことによって、擁壁が外側に移動する結果として土圧に与える影響、2)轍ぼれとは関係無く、走行時の振動により主動崩壊面にそって地盤が崩壊し、土圧計に与える影響、という 2 点も考えられる事象である。

今回の実験結果でも、走行実験初日 14 日に山砂、C-40 は土圧が急激に増加した事が確認されている。その後、土圧はほとんど変更の無い事からも内部崩壊による土圧計への作用の可能性が考えられる。

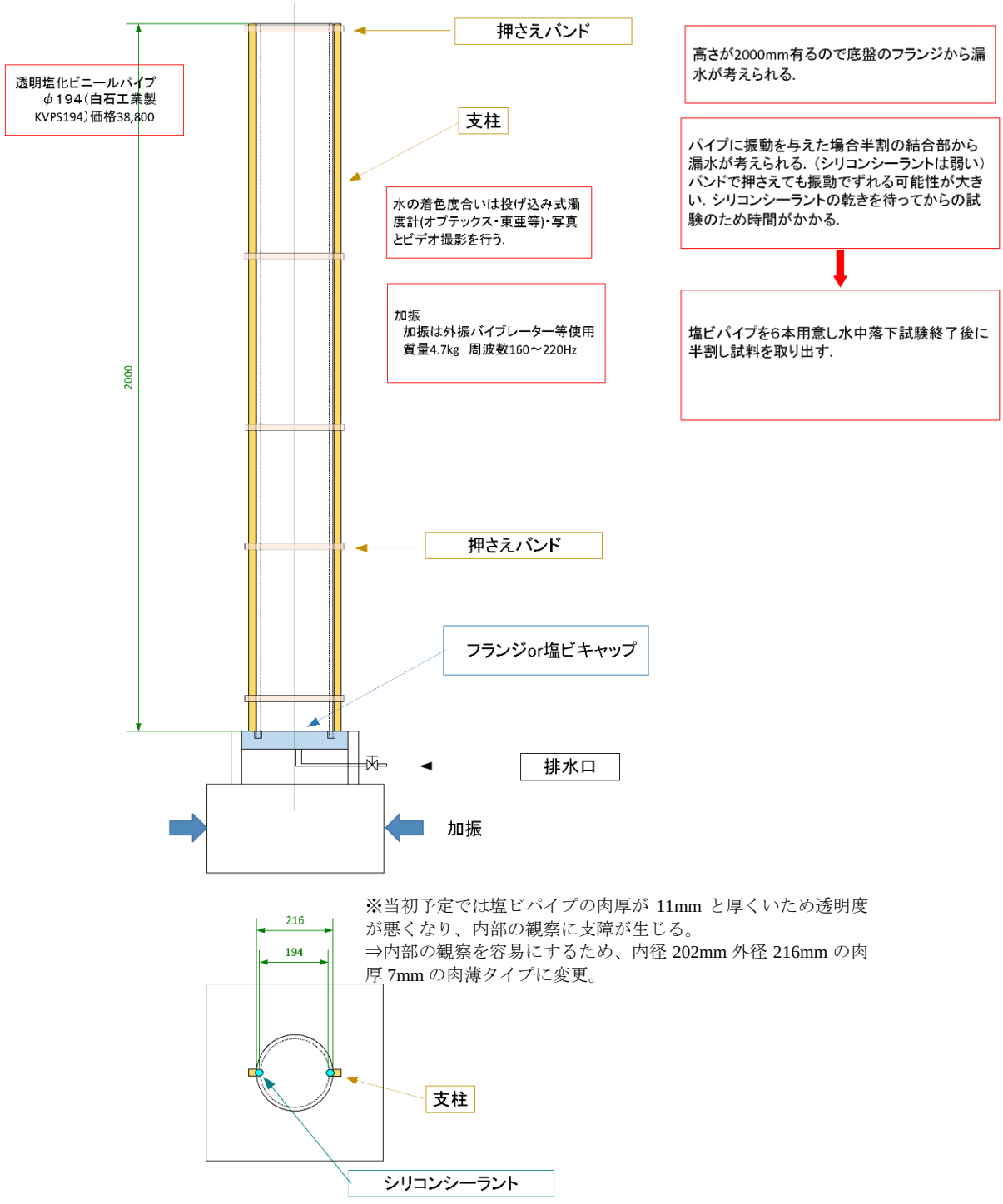
2. 水中落下試験、振動試験の実施

試験器具および試験概要を**図 2.1～図 2.2**に示す。試験に用いる容器は、以下の方法で製作した。

- 透明塩化ビニルパイプ（内径194mm、長さ2000mm）を縦に二つ割にし、透明シリコンシーラント等で再接合、プラスチックベルト等で補強する。
- 下部端部には不織布フィルターを配置し、排水バルブを設置する。投下破砕瓦の量は、透明塩化ビニルパイプ高さ2mの1/2程度とする。

試験は以下の手順で実施した。

- 破砕瓦を水中落下後、水の着色の度合いを観察し記録に残す。
- 自然沈降後、目視にて概ね３層程度に分類し、境界面をマーキングし、下面からの高さを計測する。
- 水中落下試験を行った供試体を使用し振動試験を行う。
- 水中落下試験後、バイブレータを用いて、振動を供試体に十分に与え沈下後、目視にて境界面をマーキングし、下面からの高さを計測する。また、概ね３層程度に分類し、各々の層毎の体積ひずみを算出する。



※当初予定では塩ビパイプの肉厚が 11mm と厚くいため透明度が悪くなり、内部の観察に支障が生じる。
⇒内部の観察を容易にするため、内径 202mm 外径 216mm の肉厚 7mm の肉薄タイプに変更。

図 2.1　水中落下試験器具の概要図

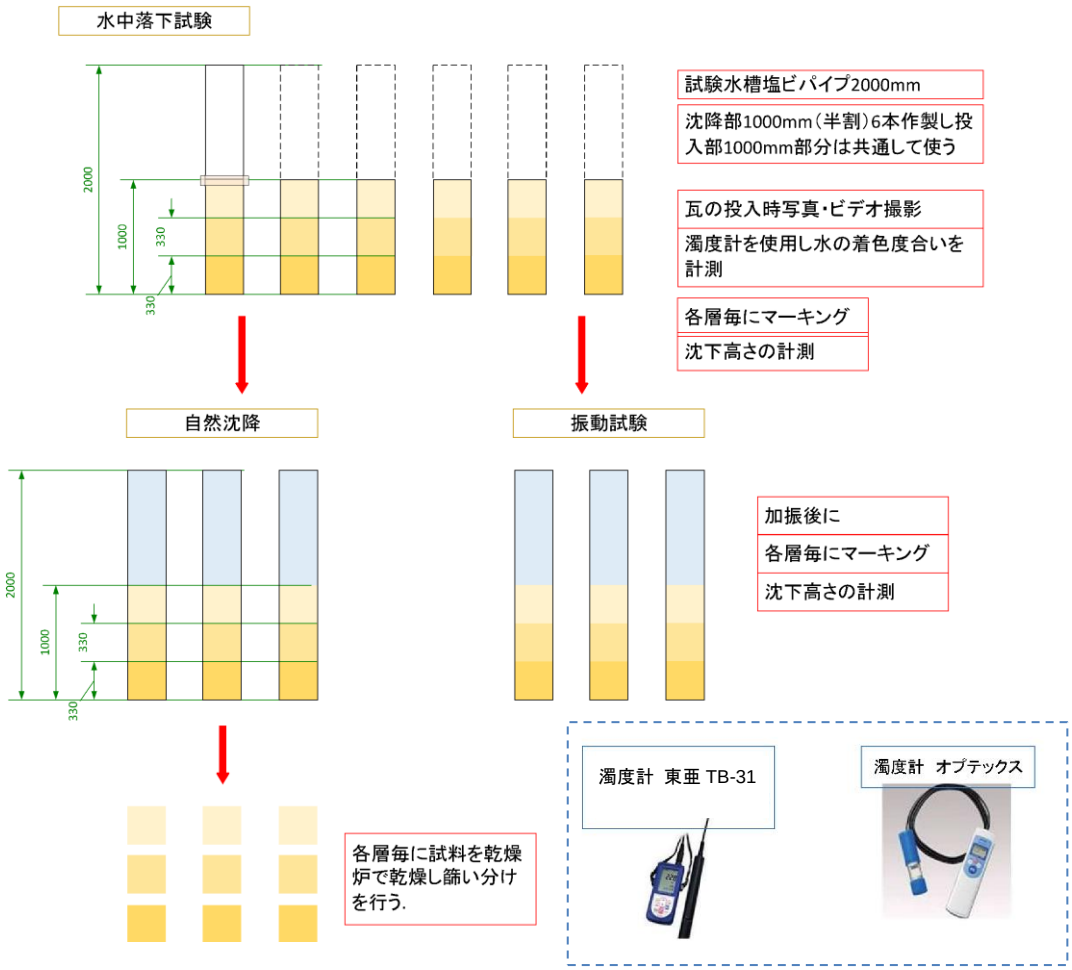


図 2.2　水中落下試験の概要図

2.1. 水中落下試験

2.1.1. 試験概要

＜事前の予備検討＞

① 水中落下試験に用いる透明塩化ビニール管は φ202mm、高さ 2000mm で、これに水道水を注水し水中落下試験を実施するが、パイプ高さ 2000mm まで水を入れ試験を行うと、破砕瓦の投入時に水位が上がりオーバーフローを起こしパイプから水が溢れ出てしまうため水中に溶け出した細粒分も流れ出てしまう。

② 予備試験において破砕瓦を約 10kgf 投入すると水位は 150～180mm 程上昇するので、初期の水位をパイプの高さの半分 1000mm として試験を行うこととした。

＜試験の実施＞

③ 破砕瓦の投入方法は**図 2.3** に示すような投入器を作製し水面から 150mm 上から落とし込み、破砕瓦の堆積高さと水位の間隔(900～1000mm)を常に一定に保つため水を補充し水位を調整しながら試験を行った。

④ また、試料取り出しの際、2000mm のパイプを半割にするのは作業効率が悪いため 1000mm のパイプを 2 本連結し長さ 2000mm の試験用パイプとした（**図 2.3**）。ただし、連結部に継ぎ手パイプを用いるので約 100mm 程度透明部分を遮るため、投入する破砕瓦の堆積高さは外から観察できる高さの 900mm 迄とした。

⑤ 破砕瓦の投入後は濁度計を用いて濁り具合を測定し、5～7 日程様子を見ながら細粒分の沈降と水の濁り具合を観察し、その後パイプ内の水を排水し試験パイプの試料を 3 分割に分けそれを採取し篩にかけた。

⑥ 水中落下試験の手順を以下に示す。

(1) 塩ビパイプ内に水道水を水位 1000mm 迄通水。

(2) 投入器を用いて破砕瓦を投入。投入総重量は 40kgf で一回の投入にスコップ 2 杯分約 2.0kgf を連続的に投入。

(3) 4.0～6.0kgf 投入毎に堆積した破砕瓦と水位の差が出るため水を補充しながら常に水位 1000mm を保ち投入を行った。

(4) 予定重量の 40.0kgf を全て投入後、堆積した破砕瓦の高さを測定。

(5) 水の濁り具合を濁度計で測定。

(6) 細粒分の沈降具合を観察する。

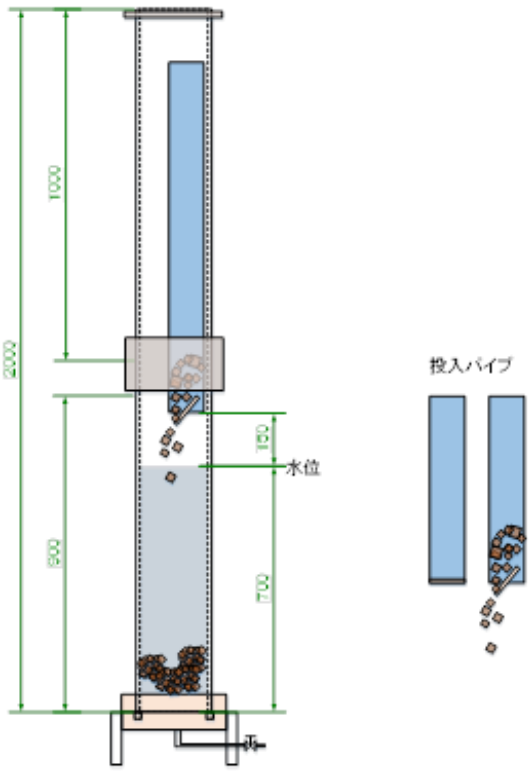


図 2.3　破砕瓦の投入方法

①通水状況

②破砕瓦の投入

③堆積した破砕瓦

④濁り水

写真 2.1　水中落下試験の実施状況

2.1.2. 試験結果

2.1.2.1. 堆積した破砕瓦の高さ測定

投入後、堆積した破砕瓦の出来高を測定し、**表 2.1** に投入後の出来高を、**表 2.2** に排水後の出来高を纏めた。それぞれの測定箇所は任意に 5 点取り平均した。No.4、5、6 の供試体については排水前に振動試験を行ったため排水後の値は記録していない。

また、投入した破砕瓦の重量と堆積した出来高から単位体積重量を纏め**表 2.3** に示す。

表 2.1 投入直後の堆積高

供試体	1	2	3	4	5	平均(mm)
No.1	925	920	915	925	920	921.00
No.2	925	920	920	922	927	922.80
No.3	920	910	932	880	916	911.60
No.4	933	932	928	932	930	931.00
No.5	934	937	946	935	938	938.00
No.6	915	920	910	920	908	914.60

表 2.2 排水後の堆積高

供試体	1	2	3	4	5	平均(mm)
No.1	919	909	918	928	910	916.8
No.2	922	940	925	939	930	931.2
No.3	937	947	940	910	914	929.6
No.4	—	—	—	—	—	—
No.5	—	—	—	—	—	—
No.6	—	—	—	—	—	—

表 2.3 投入した破砕瓦の単位体積重量

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm^3)	単位体積重量 (gf/cm^3)	単位体積重量 (kN/m^3)
No.1	40000	20.2	92.10	29515.6	1.355	13.29
No.2	40000	20.2	92.28	29573.3	1.353	13.27
No.3	40000	20.2	91.16	29214.4	1.369	13.43
No.4	40000	20.2	93.10	29836.1	1.341	13.15
No.5	40000	20.2	93.80	30060.4	1.331	13.05
No.6	40000	20.2	91.46	29310.5	1.365	13.39
					全供試体のγ_{Ave}=	13.26

2.1.2.2. 水の濁り具合

投入終了直後から濁度計を用いて水の濁り具合を測定し**表 2.4** に纏めた。投入直後の水は測定器(TD-M500)のレンジを遙かにオーバーしたため計ることが出来なかった。投入後 4 時間経過の測定も測定出来ず、目視でも水面から 10～20mm 先は見えないほど濁りがあった。投入後 4 日目にようやくパイプ上部（水面から 100mm）のみ測定値が表示されたが水面から 150mm を過ぎると測定は出来なくなった。濁度センサーの測定箇所を**図 2.4** に示し、濁りの経過を**写真 2.2** に、濁度測定状況を**写真 2.3** に、濁度の目安になる濁度見本を**写真 2.4** に示す。

表 2.4　濁度計測定値(--：測定不可)

	No.1			No.2			No.3		
測定日時	上	中	下	上	中	下	上	中	下
10/13　11:08	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/13　11:00	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/14　11:00	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/14　17:15	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/15　12:00	500	500	--	500	500	--	500	500	--
10/15　17:00	500	500	--	500	500	--	500	500	--
10/17　09:30	413	500	--	434	500	--	485	500	--
10/17　17:00	408	500	--	444	500	--	453	500	--
10/18　09:30	453	500	--	411	500	--	411	500	--

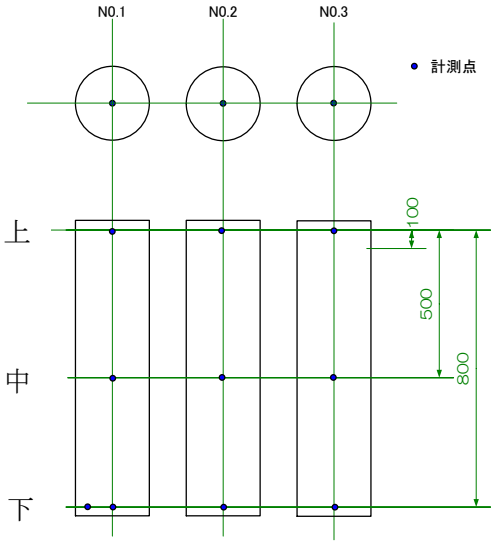
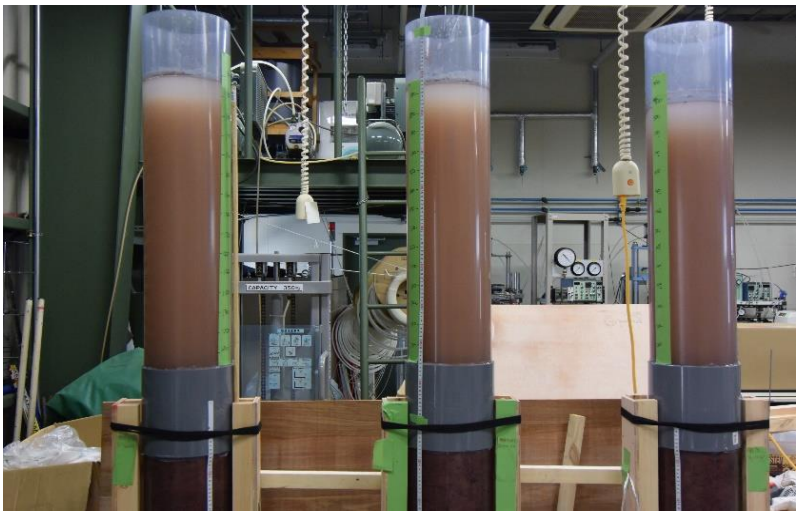


図 2.4　濁度の測定箇所

投入後

10/15　3 日目撮影



10/18　6 日目撮影

写真 2.2　水中落下試験における濁りの経過状況

写真 2.3　濁度測定

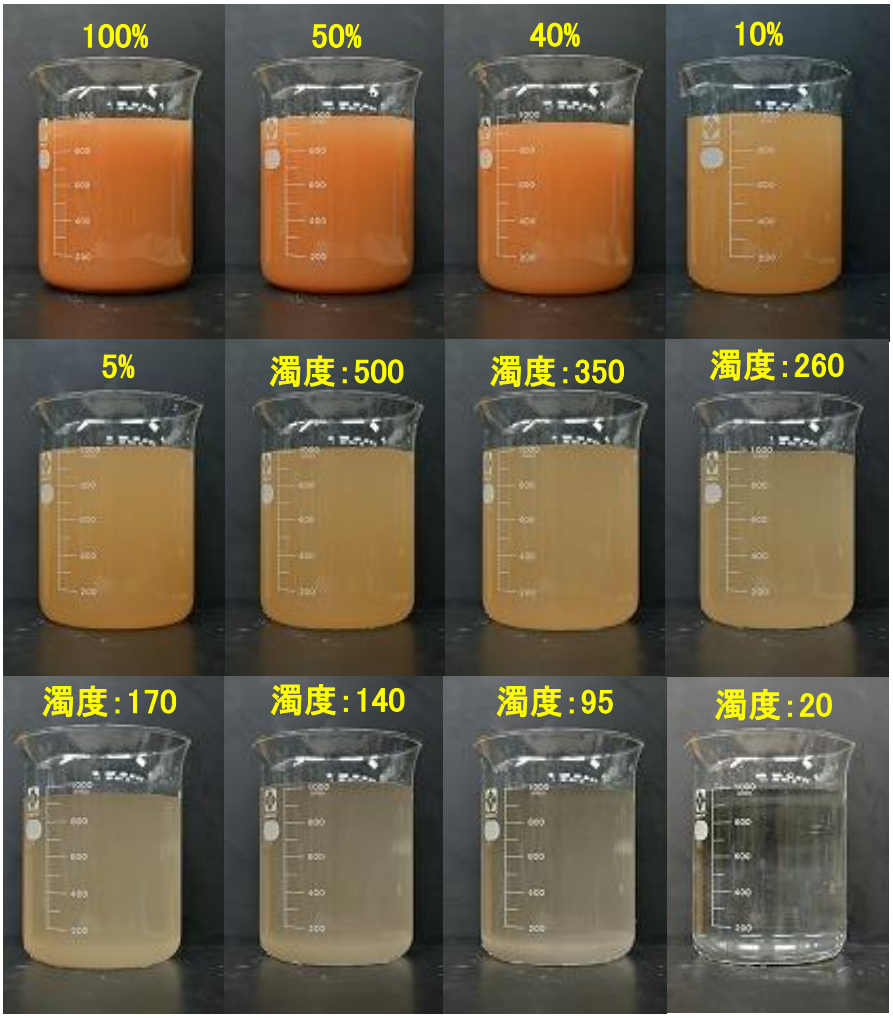


写真 2.4　濁度見本

2.1.2.3. 粒度試験

水中落下試験を実施した供試体 3 本から試料を採取し、粒度試験を実施した。試料採取と粒度試験は以下の手順で行った。

1．水中落下試験後にパイプ内の水を排水した後、透明塩化ビニールパイプを縦に二つ割りにして破砕瓦を露出させる。
2．パイプ内の沈降した破砕瓦を概ね三層に分け、各層から試料を採取して粒度試験を実施した。

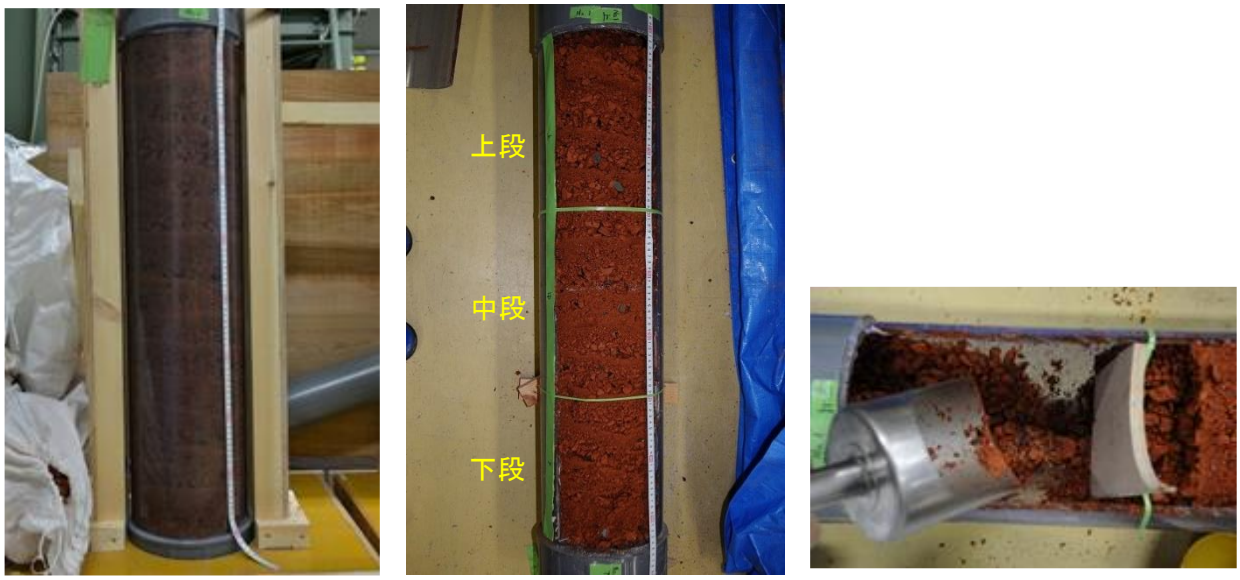
(1) No.1 および No.3 の粒度試験

排水後の No.1 パイプを対象にした粒度試験に用いる試料の採取状況を**写真 2.5** に示す。排水後はパイプ表面を**写真 2.5(2)**のように裁断し上段・中段・下段の 3 層に分け、**写真 2.5(3)**のように試料を採取した。

採取した試料は乾燥炉で乾燥し粒度試験を行った。粒度試験は各段 3 回ずつ行い、その結果を**図 2.5** に纏めた。

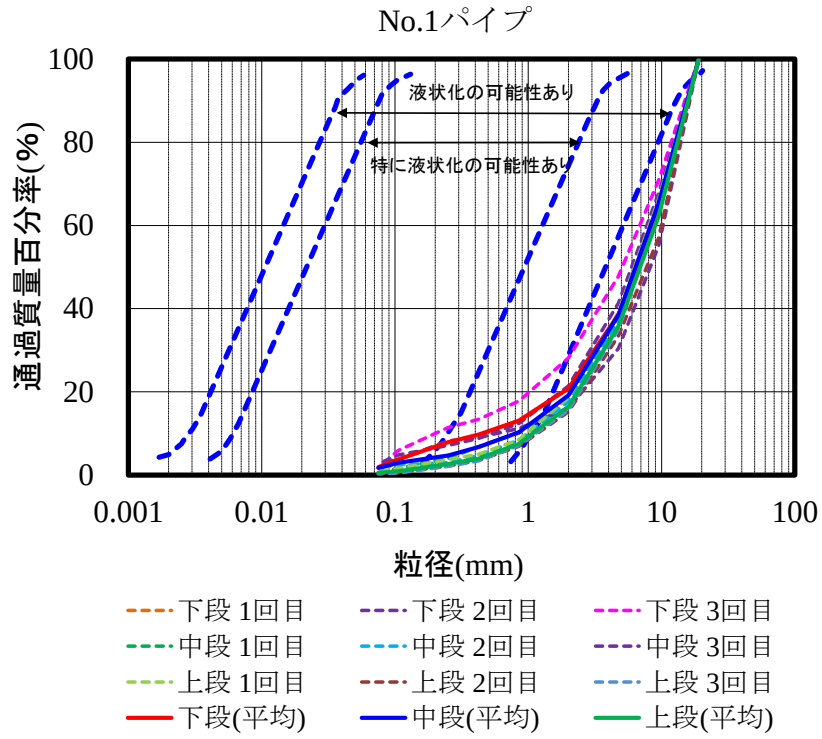
図 2.5 には、水中落下試験後の粒度試験結果から取りまとめた粒径加積曲線を示し、参考として港湾基準で示されている粒度による液状化の範囲(均等係数 Uc≧3.5)も併記した。これより以下のことが確認できた。

① 水中落下試験後の No.1 と No.3 の試料(上段、中段、下段)の粒径加積曲線は、概ね同様の傾向を示している。
② 粒度の観点からは液状化し難い材料であることがいえる。



(1)排水後　　(2)パイプの裁断　　(3)試料採取

写真 2.5　粒度試験に用いる試料の採取状況



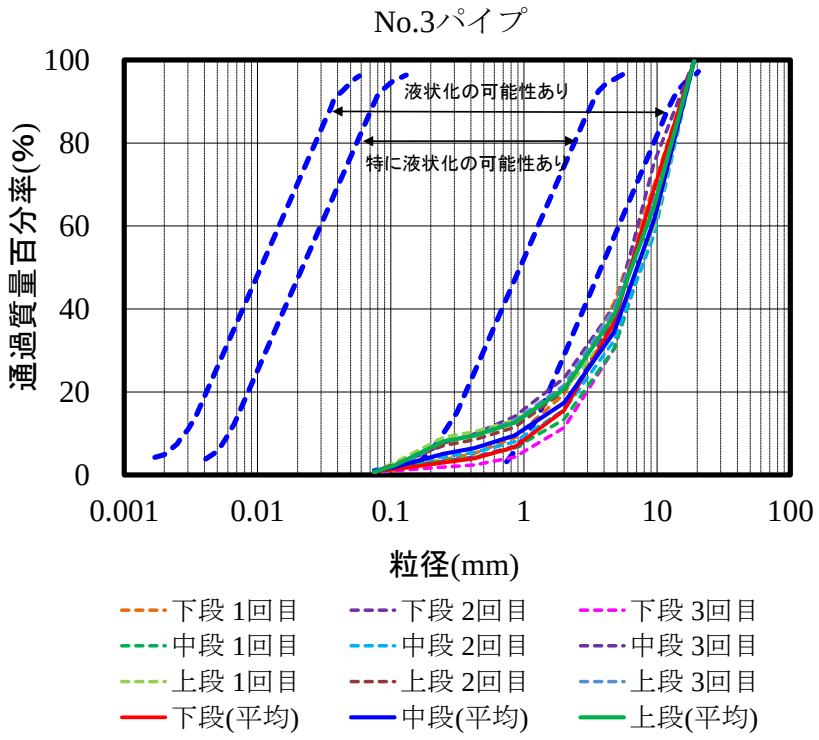


図 2.5　水中落下試験後の粒径加積曲線

(2) No.2 の粒度試験

No.2 パイプの粒度試験結果の堆積状況を**写真 2.6** に示す。投入毎に下側から粗粒土～細粒土の順に堆積していることが確認できることから、破砕瓦は水中投入時に分級する材料であることが確認できた。

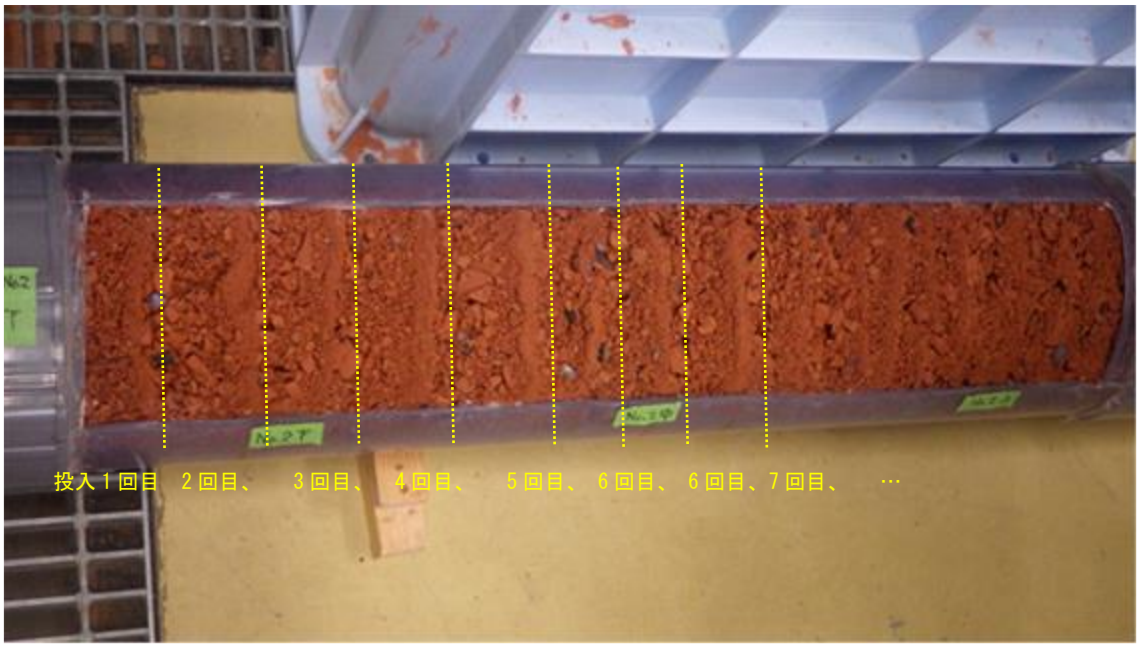


写真 2.6　No.2 パイプの破砕瓦の堆積状況

No.2 供試体の破砕瓦の投入毎に現れた沈殿層の寸法を計測し、スケッチした図を**図 2.6** に、堆積状況を**写真 2.7** に示す。

試料採取にあたり各堆積層の観察を行った結果、上部の地表面には細粒分の層が堆積していたが、その他の細粒分が堆積していると見られた部位に細粒分は堆積しておらず、パイプ周りに細粒分がドーナツ状に付着しているだけで、堆積しているのは大きな破砕瓦であった(**写真 2.8～写真 2.9**、**図 2.7** 参照)。

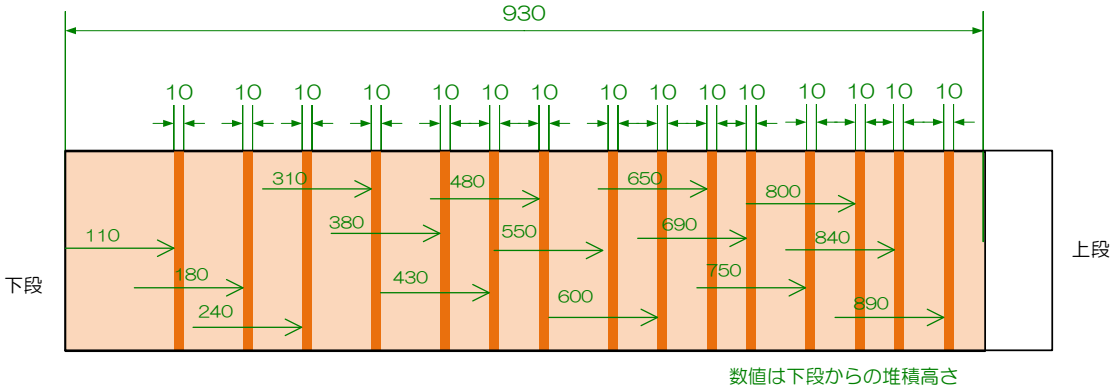


図 2.6　No.2 供試体の堆積層スケッチ

写真 2.7　No.2 供試体の状況

写真 2.8　分離して堆積した破砕瓦

写真 2.9　パイプ周りに付着した細粒分

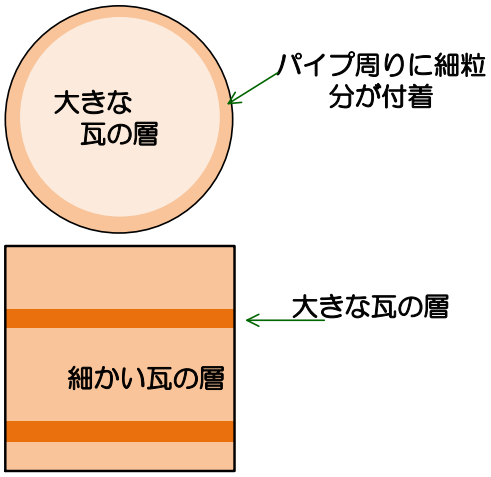


図 2.7　No.2 堆積層

1) 粒度試験の実施

供試体 No.2 の水中落下試験結果から、分級後の破砕瓦の粒度の違いを把握するための粒度試験を実施した。粒度試験を行う試料の採取箇所は以下の通りである。

採取箇所①：目視観察の結果より、細かな粒度の破砕瓦

採取箇所②：目視観察の結果より、大きな破砕瓦より比較的細かな粒度の破砕瓦

採取箇所③：目視観察の結果より、大きな粒度の破砕瓦

2) 上段部(地表面)の粒度試験結果

上段部の供試体の内、地表面に堆積した細かな粒度の破砕瓦を採取し、粒度試験を 2 回実施した。試料採取箇所を**写真 2.10**、粒径加積曲線を**図 2.8** に示す。

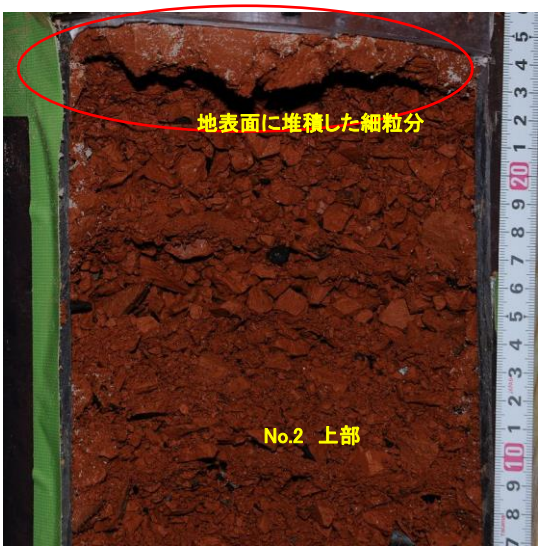


写真 2.10　試料採取箇所

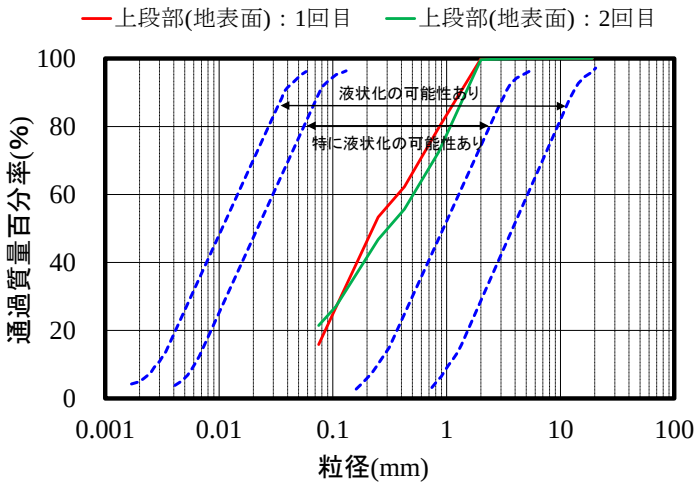


図 2.8　粒径加積曲線

3) 上段部の粒度試験結果

供試体の上段部から**写真 2.11** に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を**図 2.9** に示す。

写真 2.11　試料採取箇所

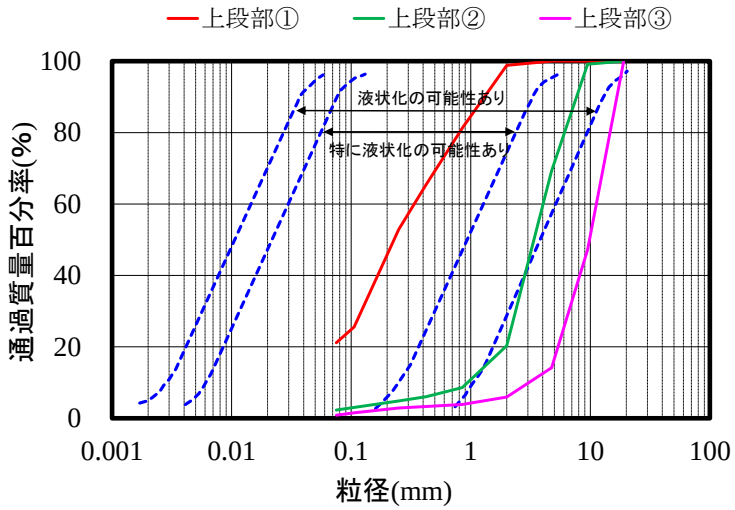


図 2.9　粒径加積曲線

4) 中段部の粒度試験結果

供試体の中段部から**写真 2.12** に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を**図 2.10** に示す。

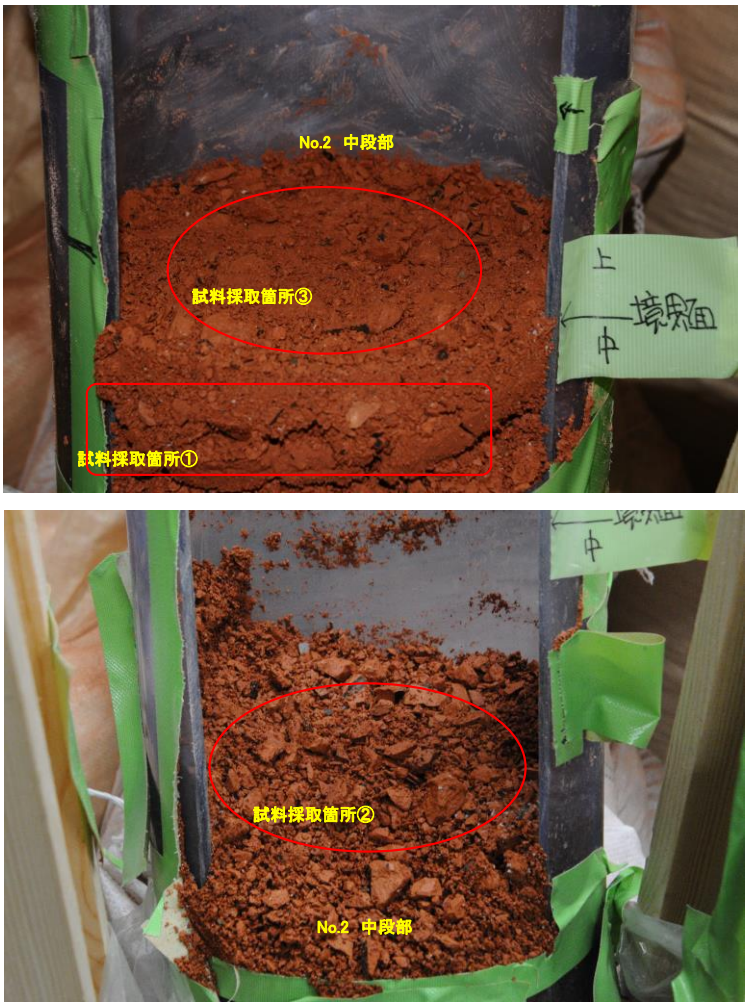


写真 2.12　試料採取箇所

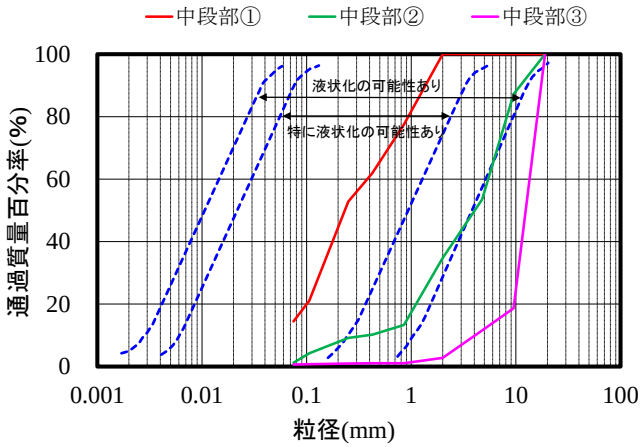


図 2.10　粒径加積曲線

5) 下段部の粒度試験結果

供試体の下段部から**写真 2.13** に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を**図 2.11** に示す。

写真 2.13　試料採取箇所

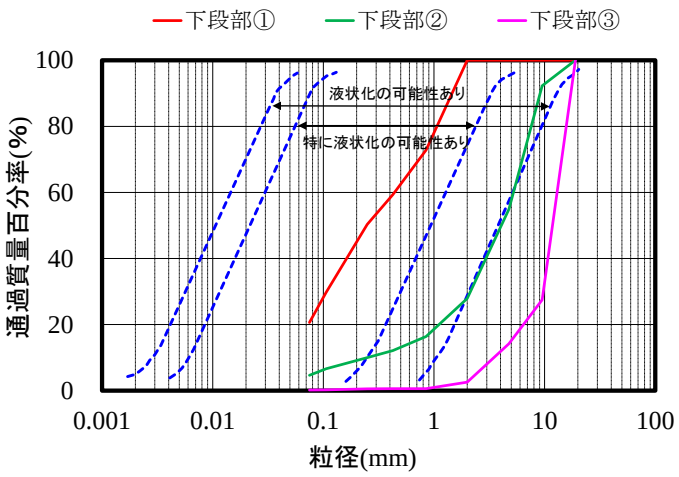


図 2.11　粒径加積曲線

2.2. 振動試験

2.2.1. 試験概要

① 水中落下試験を行った供試体 3 本(No.4、5、6)を使用して振動試験を行った。
② 水中落下試験で破砕瓦を投入するとき、振動による沈下を確認するため予めペンキで色を付けた瓦を用意しおおむね 1/3 毎お境界面にマーカーとして撒いた。
③ 水中落下試験終了後にバイブレーターを用いて供試体に振動を与え破砕瓦が沈下後、目視にて色を付けた破砕瓦の移動量を目視にて計測した。
④ 振動を与えたバイブレーターはコンクリート打設時に用いる外振バイブレーターで(**写真 2.14**)毎分 12000～15500 で供試体に 30 秒間振動を与えた。

写真 2.14　外振バイブレーター

2.2.2. 試験結果

表 2.5 に水中落下試験後の振動試験による加振前後の破砕瓦の堆積高さや沈下量、**表 2.6** に加振前後の破砕瓦の単位体積重量を示す。また、境界面のマーカーの沈下量と体積ひずみの算出結果を**表 2.7** に纏め、No.4～No.6 供試体の加振後の境界面マーカーの沈下状況を**写真 2.15**～**写真 2.17** に示す。

表 2.5　加振前後の破砕瓦の堆積高さ

供試体	計測点	1	2	3	4	5	平均 (mm)	体積ひずみ ε(%)
No.4	加振前	933	932	928	932	930	931.00	3.65
	加振後	897	902	893	894	899	897.00	
	沈下量	36	30	35	38	31	34.00	
No.5	加振前	934	937	946	935	938	938.00	3.82
	加振後	900	902	898	898	913	902.20	
	沈下量	34	35	48	37	25	35.80	
No.6	加振前	915	920	910	920	908	914.60	6.19
	加振後	860	851	857	859	863	858.00	
	沈下量	55	69	53	61	45	56.60	

全供試体のε_{Ave}=　4.55

表 2.6　加振前後の破砕瓦の単位体積重量

≪加振前の破砕瓦の単位体積重量≫

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm^3)	単位体積重量 (gf/cm^3)	単位体積重量 (kN/m^3)
No.4	40000	20.2	93.10	29836.12	1.341	13.15
No.5	40000	20.2	93.80	30060.45	1.331	13.05
No.6	40000	20.2	91.46	29310.54	1.365	13.39

全供試体のγ_{Ave}=　13.20

≪加振後の破砕瓦の単位体積重量≫

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm^3)	単位体積重量 (gf/cm^3)	単位体積重量 (kN/m^3)
No.4	40000	20.2	89.70	28746.51	1.391	13.65
No.5	40000	20.2	89.22	28592.68	1.399	13.72
No.6	40000	20.2	85.80	27496.66	1.455	14.27

全供試体のγ_{Ave}=　13.88

表 2.7　加振後の境界面マーカーの沈下量と体積ひずみ

≪加振後の境界面マーカーの沈下量と体積ひずみ≫

供試体	測定数	1	2	3	4	5	平均 (mm)	マーカー高さ(mm)	体積ひずみ ε(%)
No.4	上	24.0	25.0	25.5	27.0	23.0	24.90	680	3.66
	下	14.5	15.5	15.5	13.0	15.5	14.80	330	4.48
No.5	上	24.0	20.0	25.0	24.0	--	23.25	600	3.88
	下	11.5	11.5	18.0	--	--	13.67	300	4.56
No.6	上	37.5	38.0	37.0	33.0	30.0	35.10	620	5.66
	下	15.0	15.0	16.0	13.0	--	14.75	300	4.92

全供試体のε_{Ave}=　4.53

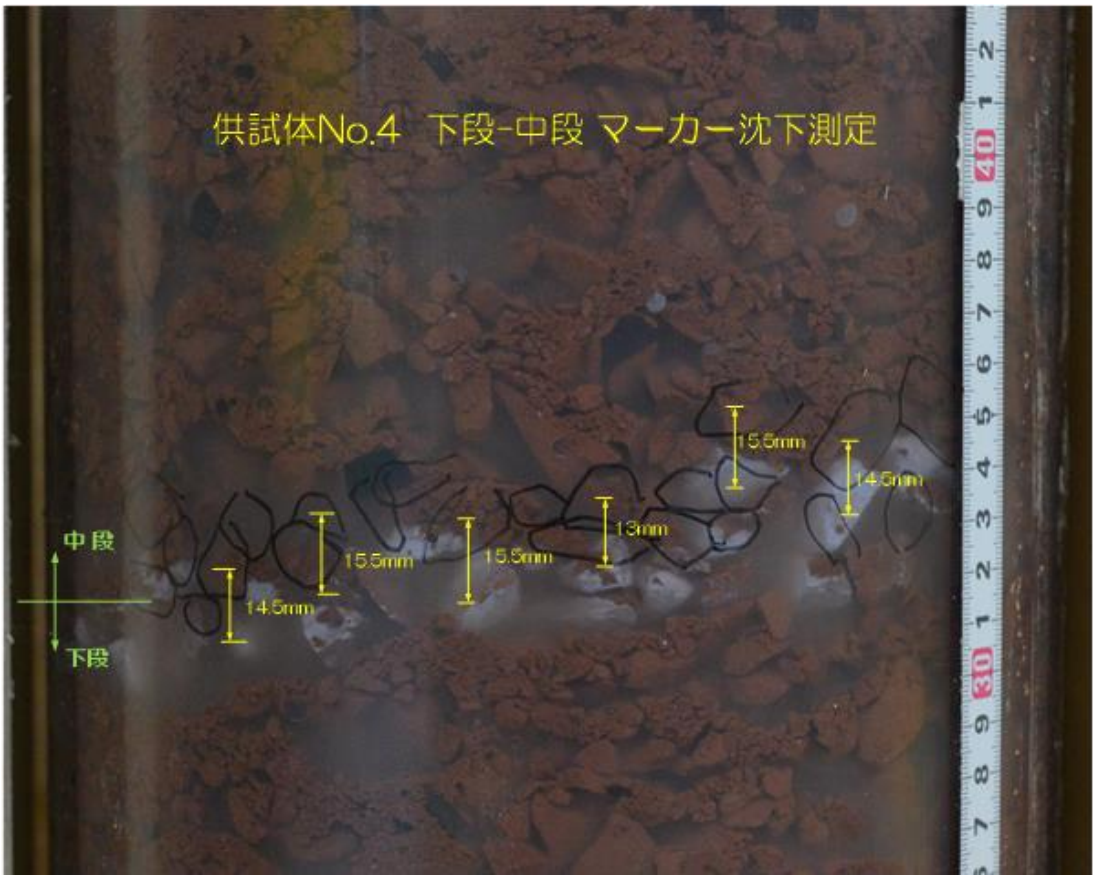
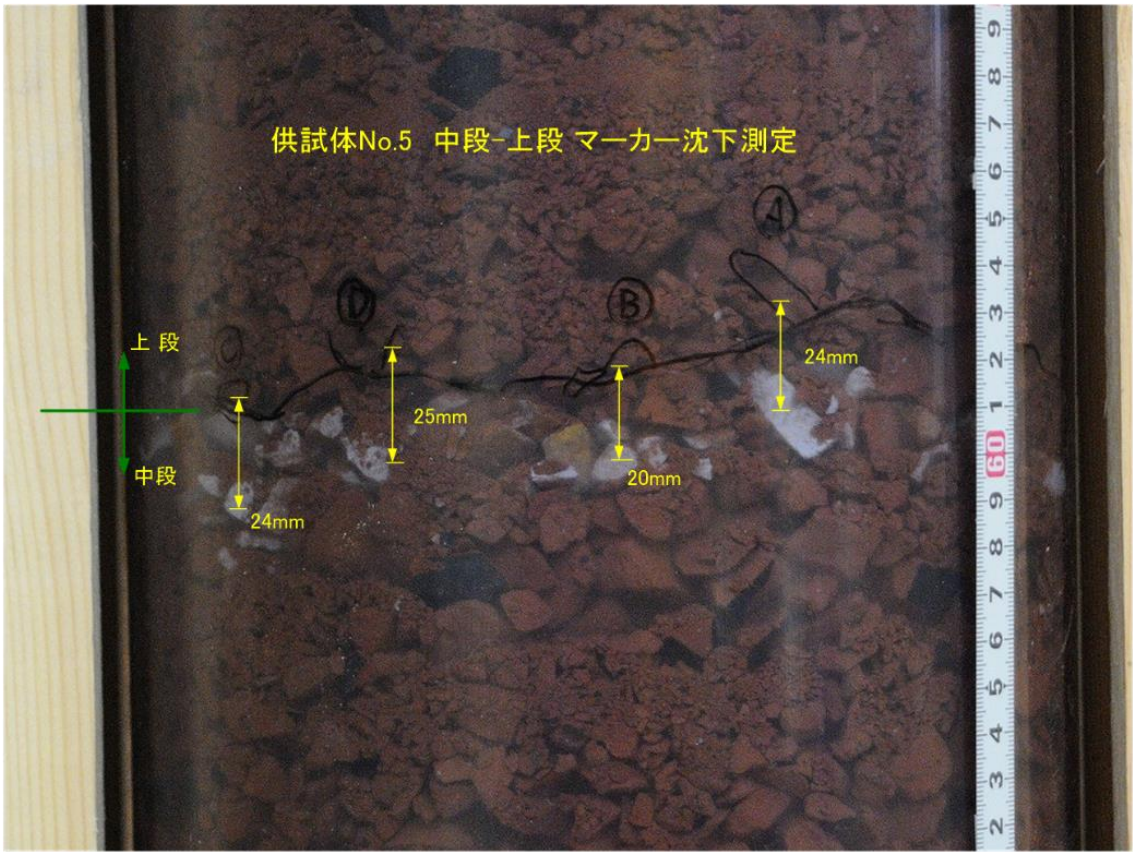


写真 2.15　No.4 供試体マーカーの沈下量



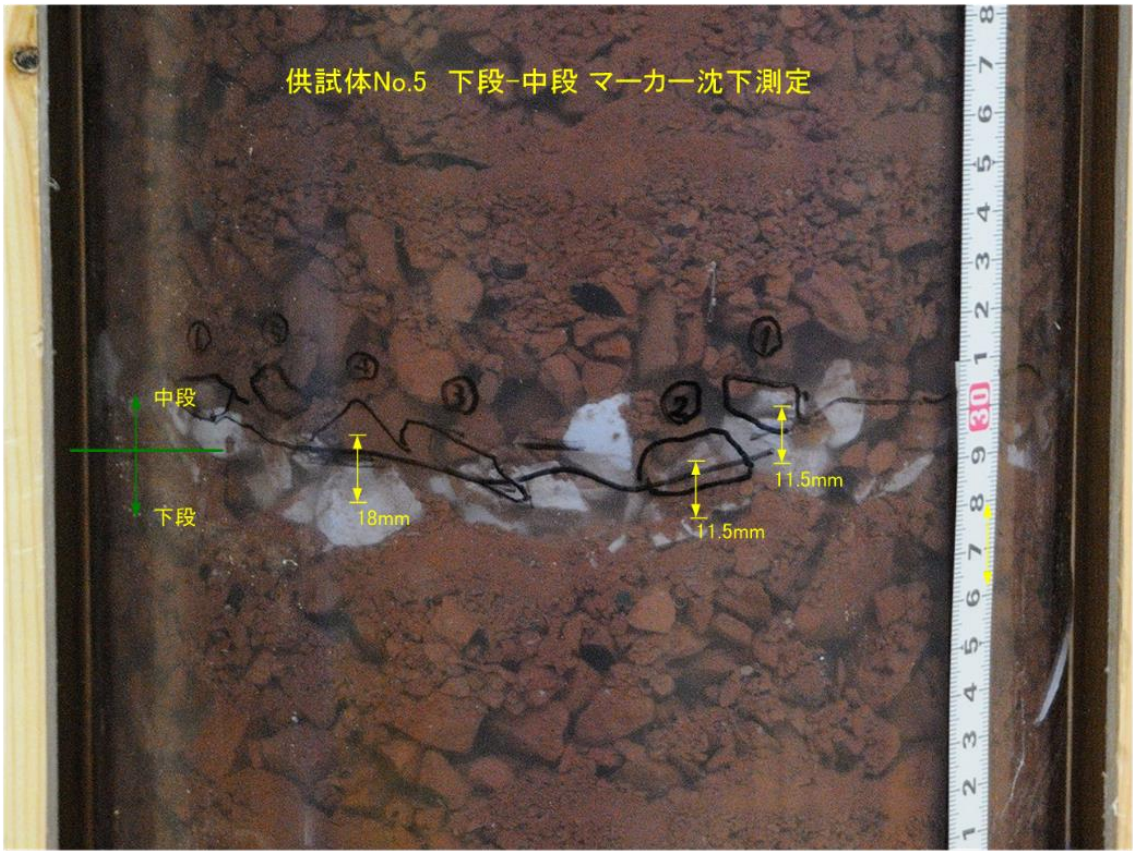


写真 2.16　No.5 供試体マーカーの沈下量

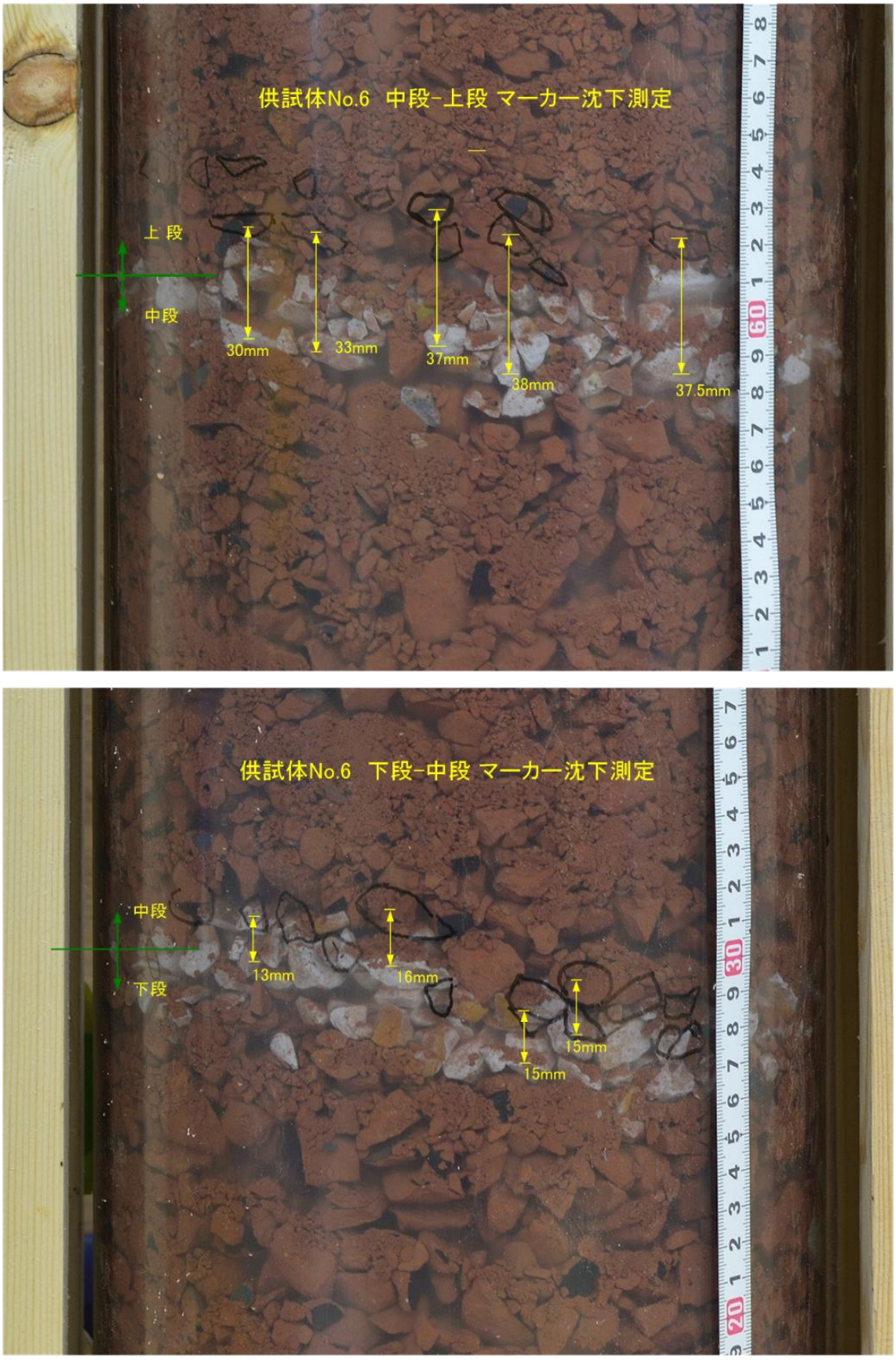


写真 2.17　No.6 供試体マーカーの沈下量

振動試験の結果より、以下のことが確認できた。

(1) 堆積した破砕瓦に振動を与えた結果、平均で 4.5%程度の体積収縮が生じることが確認できた。

(2) 参考として既往研究事例[1)]では、**図 2.12** に示すような相対密度 Dr と体積ひずみ ε_v の関係が取りまとめられている。同図によると、緩い状態を仮定し Dr=30%時の体積ひずみを読み取ると、概ね 4.0%程度の体積ひずみが生じることが分かる。

(3) 以上より、破砕瓦は、他の材料の一例として挙げた砂質土と概ね同程度の体積収縮(体積ひずみ)が生じる材料であることがいえる。

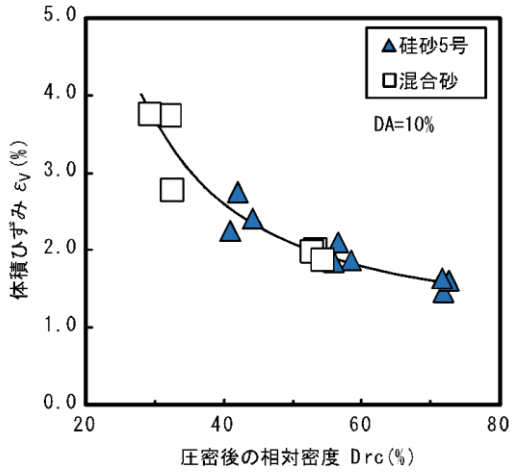


図 2.12　相対密度と残留体積ひずみの関係

なお、振動試験による加振前後の供試体の相対密度 Dr は**表 2.8** に示す通りである。

表 2.8　振動試験による加振前後の相対密度

≪加振前の破砕瓦の相対密度≫

供試体	土粒子密度※) ρ_s(g/cm^3)	V_s (cm^3)	V_v (cm^3)	間隙比 e	最大間隙比※) e_{max}	最小間隙比※) e_{min}	相対密度 Dr(%)
No.4	2.579	15509.9	14326.23	0.924	1.049	0.611	28.61
No.5	2.579	15509.9	14550.56	0.938	1.049	0.611	25.31
No.6	2.579	15509.9	13800.65	0.890	1.049	0.611	36.35
						全供試体のDr_{Ave}=	30.09

≪加振後の破砕瓦の相対密度≫

供試体	土粒子密度※) ρ_s(g/cm^3)	V_s (cm^3)	V_v (cm^3)	間隙比 e	最大間隙比※) e_{max}	最小間隙比※) e_{min}	相対密度 Dr(%)
No.4	2.579	15509.9	13236.62	0.853	1.049	0.611	44.65
No.5	2.579	15509.9	13082.79	0.844	1.049	0.611	46.91
No.6	2.579	15509.9	11986.77	0.773	1.049	0.611	63.05
※)名古屋工業大学森河助教よりご提供頂いた破砕瓦(0-20mm)の試験データより設定。						全供試体のDr_{Ave}=	51.54

1)梅寿康、仙頭紀明、小野大和、林健太郎：繰返しせん断ひずみ履歴を用いた砂質土の液状化に伴う体積ひずみの評価法、土木学会論文集 C(地圏工学)、Vol.68、No.4、pp680-694、2014.

3. 水中安息角計測試験

3.1. 試験概要

① 試験に使用するコンテナボックスの底面に滑り防止のため耐水サンドペーパー(320 番)を貼り付ける(**写真 3.1(1)**)。

② 水道水をボックス内に高さ 150mm 程通水する(**写真 3.1(2)**)。

③ 通水後は破砕瓦を投入板(**写真 3.1(3)**)で側壁に這わせるよう落下高さ 0mm に近い距離で破砕瓦を置くように落とし込んだ(**写真 3.1(4)**)。

④ 投入時は水の濁りが酷く堆積した破砕瓦に投入板が当たらぬよう慎重に行った。また、堆積した破砕瓦の高さと水位の高さが 150mm を保つよう水位を調整しながら投入した。投入した破砕瓦の総重量は湿潤で 50kgf であった。

⑤ 投入終了後は堆積した破砕瓦の出来高測定を行い(**写真 3.1(8)**)、水を抜き堆積した破砕瓦の形状を観察し傾斜計を用いて斜面の傾きを計測した(**写真 3.1(10)～(11)**)。

⑥ 排水後のコンテナボックス内には堆積層から細粒分が流れ出ていた。形状観察後は、堆積した破砕瓦と流れ出た細粒分を採取し乾燥炉で乾燥し重量を測定した。水中安息角試験は計 3 回行った。

(1)サンドペーパーの貼付け

(2)通水

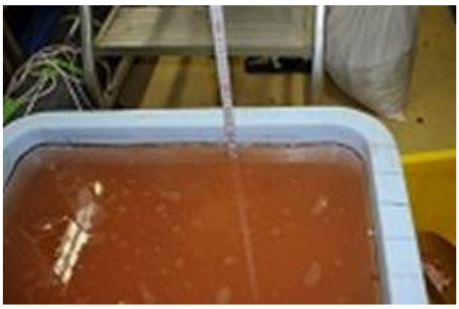
(3)投入板

(4)投入

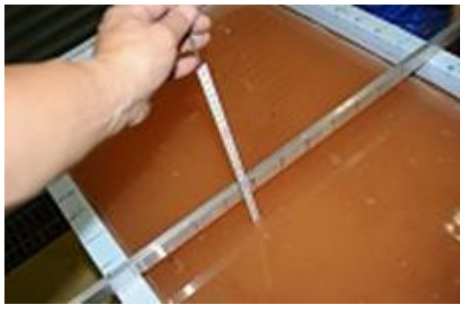
写真 3.1　水中安息角計測試験の実施状況

(5)濁り

(6)濁り



(7)投入終了



(8)出来高測定

(9)排水

(10)底面測定

(11)斜面計測

写真 3.1　水中安息角計測試験の実施状況

3.2. 試験結果

投入終了後は堆積した破砕瓦の形状測定を、堆積出来高の測定点(**図 3.1**)、堆積高さ測定点(**図 3.2**)から測定し、水を抜き堆積した破砕瓦の形状を観察した。また、試料容器の底盤に流れ落ちた砕石瓦の距離を計測し安息角を求めた。また、**図 3.3** に示すように任意の 6 点を傾斜計によって測定も実施した。

出来高測定結果および安息角の算出結果を**図 3.4**～**図 3.6** に示す。

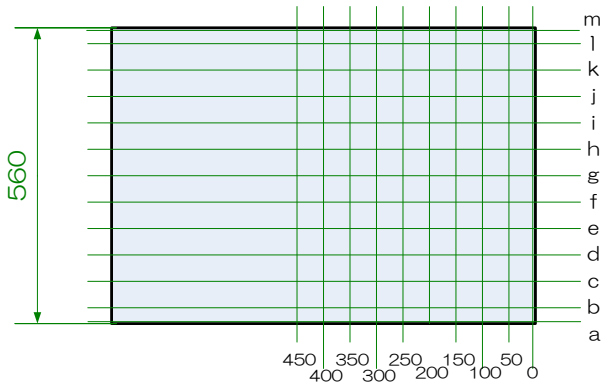


図 3.1　堆積出来高の測定点

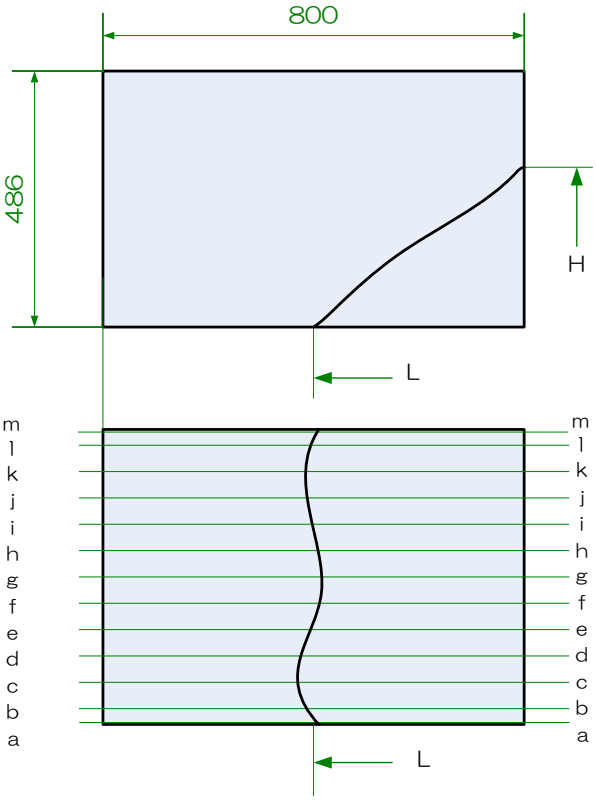


図 3.2　堆積高さ測定点

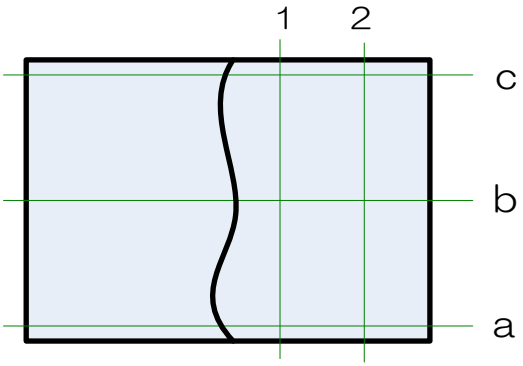


図 3.3　傾斜測定点

CASE-1

≪出来高測定結果≫

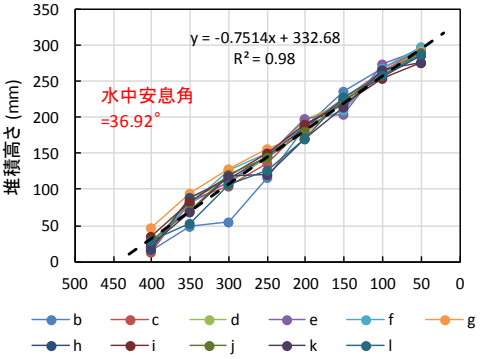
(mm)

	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	309	311	313	310	314	308	309	311	311	296	294	--	307.82
50	266	294	294	296	294	299	293	286	276	290	276	288	256	285.23
100	261	268	264	258	274	268	256	256	255	262	267	258	254	261.62
150	246	236	226	221	204	211	222	224	218	222	214	228	206	221.38
200	213	186	188	196	198	189	176	186	191	181	171	171	196	187.85
250	251	116	136	144	146	151	156	146	150	144	121	126	111	146.00
300	88	56	104	108	111	126	128	115	118	121	118	106	96	107.31
350	48	49	85	89	81	78	94	89	83	72	69	54	64	73.46
400	31	16	14	21	17	28	47	18	36	29	23	29	41	26.92
450	0	6	0	0	26	11	0	0	0	6	11	8	21	6.85

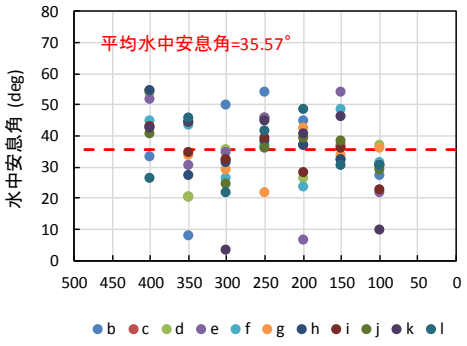
≪傾斜計測定結果≫

	1	2
a	37°	36°
b	36°	35°
c	40°	38°

6点測定値の平均値= 37°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.4　出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-1)

CASE-2

≪出来高測定結果≫

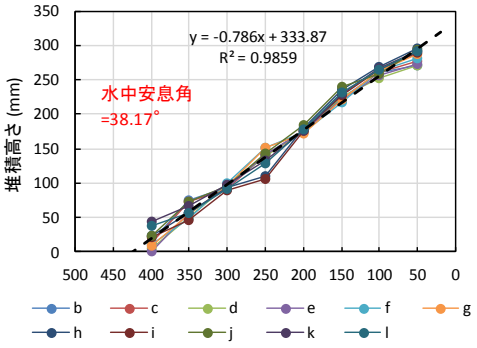
(mm)

	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	306	301	296	306	291	296	306	301	301	306	302	--	301.09
50	281	271	276	271	273	281	288	296	289	294	291	291	288	283.85
100	276	261	261	252	256	262	262	269	264	258	266	265	261	262.54
150	221	223	221	226	222	218	221	235	228	239	229	231	236	226.92
200	176	176	173	176	175	174	171	181	176	185	176	178	171	176.00
250	144	142	141	138	140	151	151	110	106	144	132	129	134	135.54
300	96	94	91	96	94	99	95	94	90	96	98	91	101	95.00
350	65	76	74	51	56	48	54	57	46	73	66	56	41	58.69
400	16	16	14	6	0	11	9	23	21	24	45	38	26	19.15
450	4	4	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	1.23

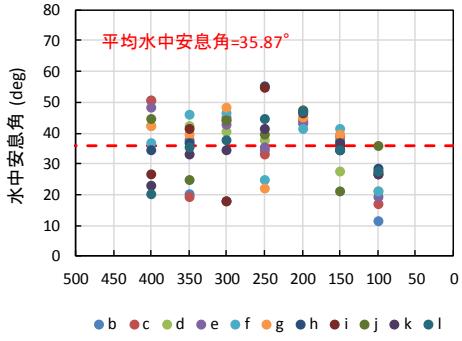
≪傾斜計測定結果≫

	1	2
a	37°	36°
b	36°	35°
c	40°	38°

6点測定値の平均値= 37°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.5　出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-2)

CASE-3

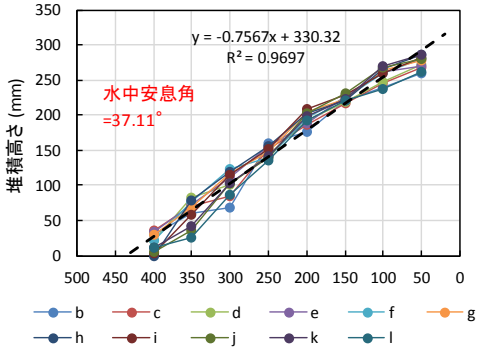
≪出来高測定結果≫ (mm)

	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	306	293	291	289	298	306	311	301	306	311	316	--	302.55
50	261	259	268	271	270	281	278	286	282	281	286	261	268	273.23
100	251	239	246	248	262	259	263	266	260	267	270	238	231	253.85
150	228	220	217	219	228	226	224	221	229	232	224	221	208	222.85
200	168	176	186	193	189	197	204	202	208	202	199	193	191	192.92
250	140	160	152	144	156	140	148	156	151	140	141	136	137	146.23
300	84	68	84	100	112	123	118	119	116	103	102	86	81	99.69
350	78	61	71	83	73	77	68	79	59	36	41	26	16	59.08
400	41	30	36	22	34	22	29	0	4	6	11	11	11	19.77
450	16	11	6	6	11	0	0	0	0	0	0	0	0	3.85

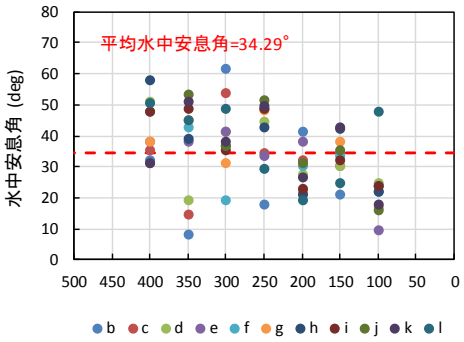
≪傾斜計測定結果≫

	1	2
a	42°	35°
b	34°	36°
c	35°	36°

6点測定値の平均値= 36°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.6　出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-3)

今回の試験から得られた水中安息角算出結果の一覧を**表 3.1** に示す。安息角は、破砕瓦とコンテナボックスの積極面の影響を考慮し、**図 3.4～図 3.6** に示した出来高測定結果の■枠の測定データより算出した。

算出方法の違いにより、平均で 35° ～37° 程度の水中安息角となることが確認できた。今回の試験結果より評価する水中安息角は、設計上の安全側の検討となる 35° 程度として整理することとする。

表 3.1　水中安息角の計測結果一覧

算出方法	Case-1	Case-2	Case-3	**Ave**
出来高計測による水中安息角(1)	36.92°	38.17°	37.11°	**37.40°**
出来高計測による水中安息角(2)	35.57°	35.87°	34.29°	**35.24°**
傾斜計測定による水中安息角	37.00°	37.00°	36.33°	**36.78°**

3.3. 堆積した破砕瓦の重量

安息角試験で使用した破砕瓦の含水比を求めると 7.56%であった。試験で用意した破砕瓦の重量は湿潤で 50kgf 投入したので実際の投入量は 46.22kgf であった。試験終了後堆積した破砕瓦と堆積層から流れ出た細粒分を分けて回収し、乾燥炉で乾燥し重量を量り**表 3.2** に纏めた。

試験後の堆積結果より、実際に堆積した重量と、流失した重量(=コンテナボックス底面に堆積した流失細粒分+排水時の未回収分)を整理すると、全投入材料のうち約 95%～97%の材料が堆積し、約 3%～5%の細粒分が流失することが確認された。

表 3.2　回収した破砕瓦の重量

CASE-1

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.10	0.94	45.04	1.18	2.55

堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.10	**95.4**	**2.12**	**4.6**

CASE-2

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.90	1.18	46.08	0.14	0.30

堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.90	**97.1**	**1.32**	**2.9**

CASE-3

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.75	0.90	45.65	0.57	1.23

堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.75	**96.8**	**1.47**	**3.2**

4. 破砕瓦の濁水に対する簡易ジャーテスト

破砕瓦の濁水対策の一案として、凝集剤を用いた簡易的なジャーテストを実施した。

破砕瓦 0-5mm を水に投入して濁水を作成し、ジャーテストに用いた凝集剤は**表 4.1** に示す通りである。

表 4.1　使用材料

	無機系凝集剤	有機高分子凝集剤
種類	・ポリ塩化アルミニウム(PAC) PAC-250	・タキフロック （アニオン系、ノニオン系、カチオン系、両性系）
凝集反応	アルミニウムイオンの陽電荷＋を持った結合イオンにより濁質を凝集しフロックを形成する。	微細粒子を主として水素結合による吸着で大きなフロックを形成する。

4.1. 試験方法

試験の概要図を以下に示す。

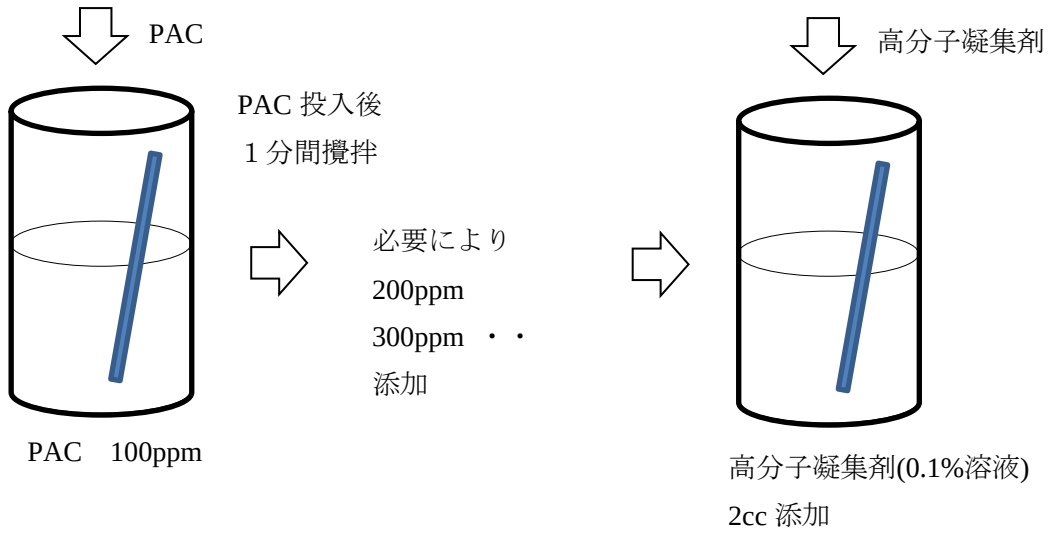
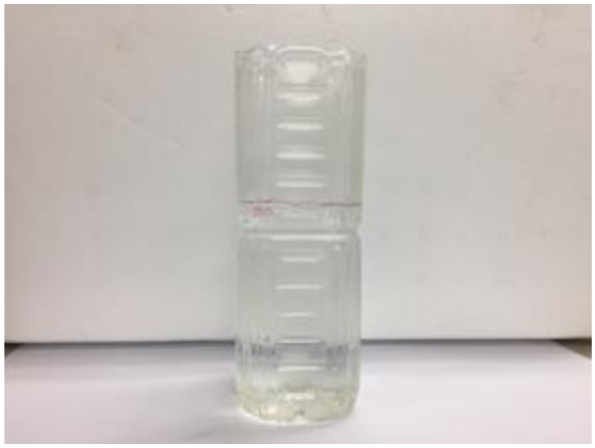


図 4.1　簡易ジャーテスト概要図

4.2. 試験結果

以下に試験結果を示す。破砕瓦の水中投入時の濁りは、凝集剤による濁質のフロック形成効果により、濁り対策に一定の効果があることが確認された。



①試験前

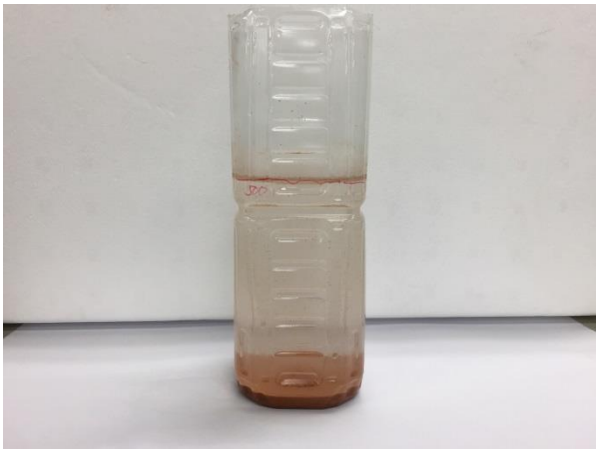
②破砕瓦(0-0.5mm)投入、１分間攪拌

③１分間放置

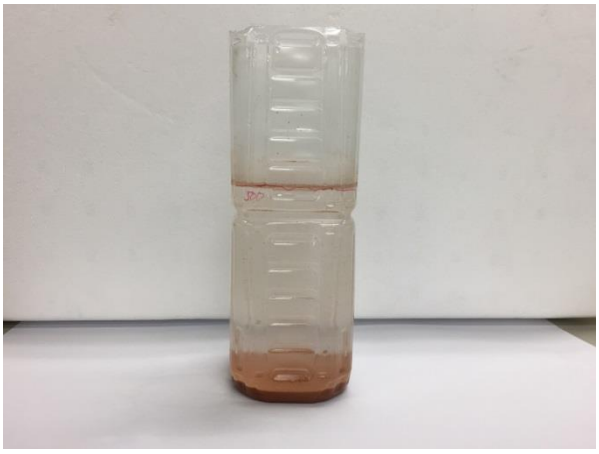
④PAC 投入(100ppm)、１分間攪拌

⑤１分間攪拌後

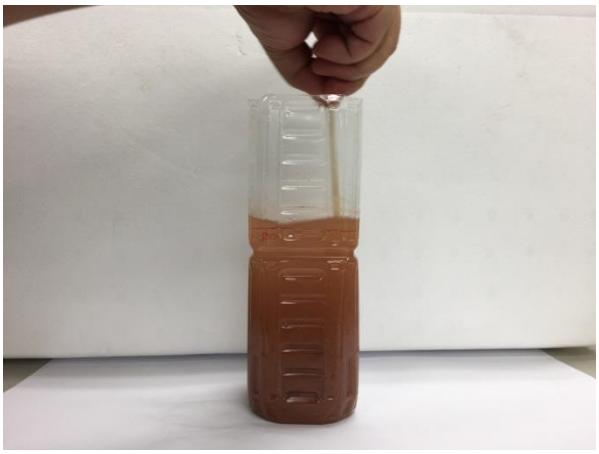
⑥１分間放置



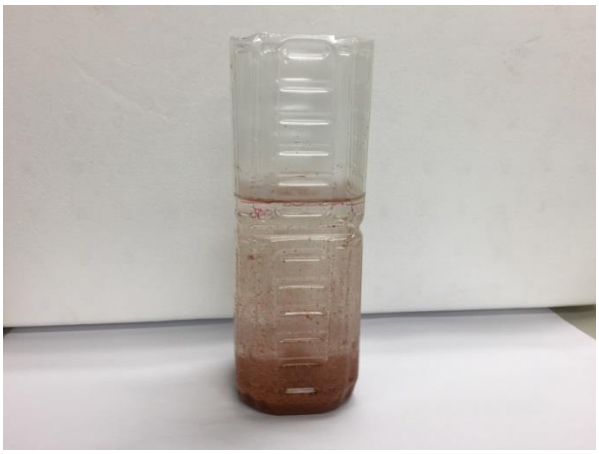
⑦２分間放置



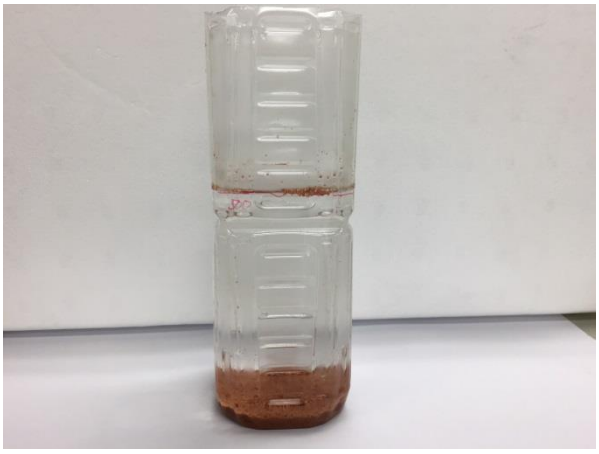
⑧３分間放置



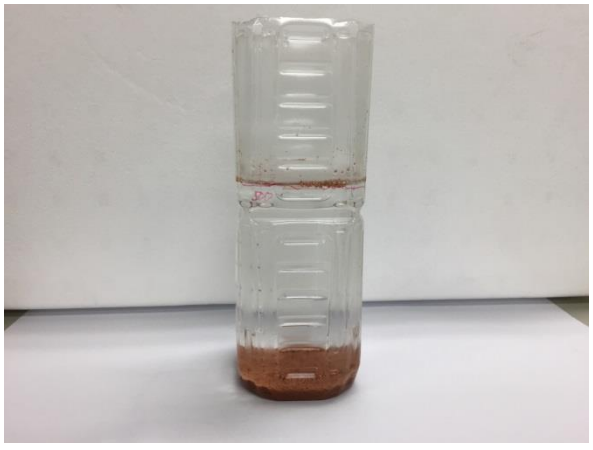
⑨高分子凝集剤添加(0.1%溶液 2cc)、１分間攪拌



⑩１分間攪拌後



⑪１分間放置



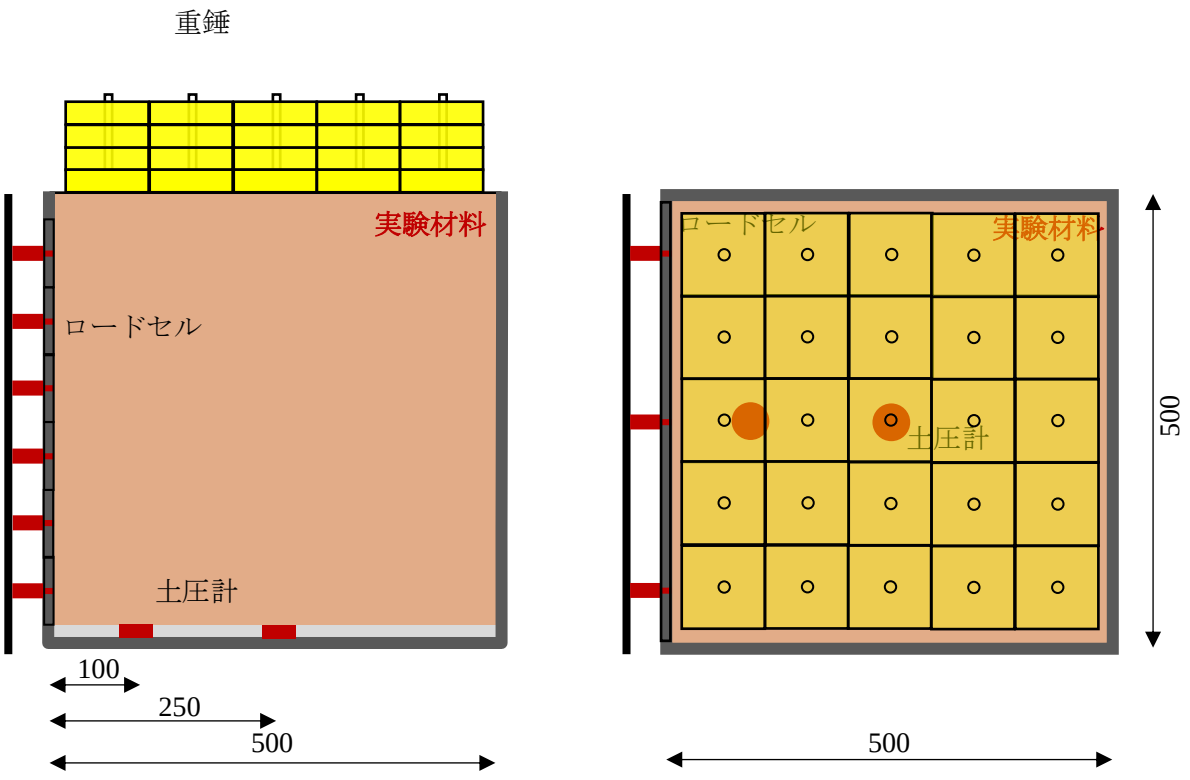
⑫２分間放置

5. 模型載荷実験

5.1. 実験概要

鋼製土槽に破砕瓦を用いた模型地盤を作製し、破砕瓦上面に重錘を載せて荷重載荷する。土槽壁面はロードセルを、土槽下面には小型土圧計を配置し、載荷圧力と鉛直応力と水平応力について調べる。

(1) 実験装置概要



(1)側面図　　(2)平面図

図 5.1　実験装置概要

(2) 鋼製土槽

使用する鋼製土槽の内寸法は、幅 500ｍｍ、高さ 500ｍｍ、奥行き 500ｍｍであり、前面は取り外し可能な透明アクリル板となっており、必要に応じてロードセル設置版の付け替えが可能である。今回はロードセル設置版を取り付けて使用した。

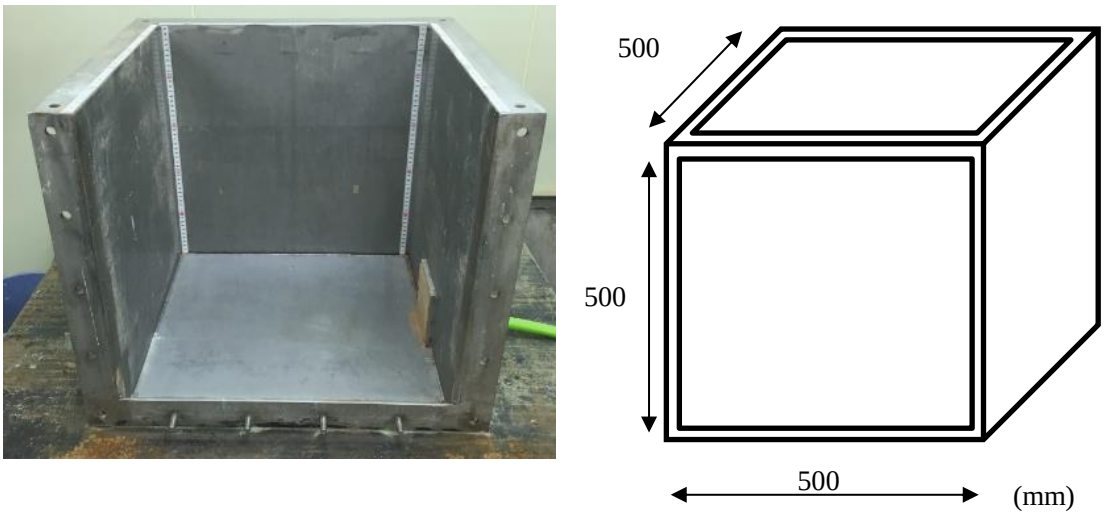


図 5.2　鋼製土槽

(3) 載荷に用いる重錘

載荷には重錘を使用し、鉛直等分布応力を作用させる。載荷に用いる重錘は、1 個当たり寸法 L98×B90×H13(mm)、重量 W=87N、載荷重量 q≒2.5kN/m^2 であり、1 セット 4 段積みまでの載荷が可能である(最大載荷重量 q≒10kN/m^2)。

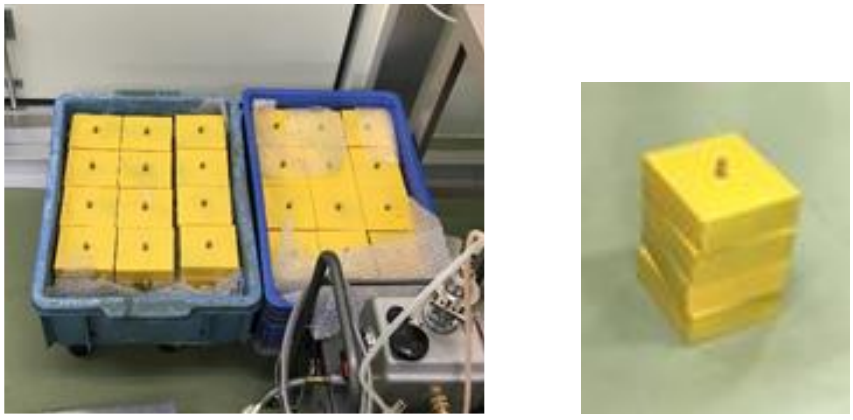
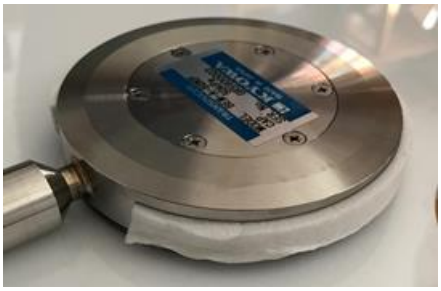


図 5.3　載荷に用いる重錘

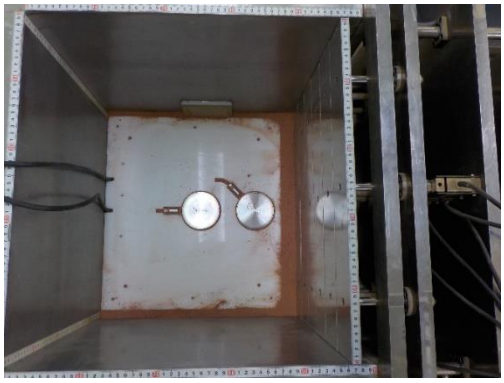
(4) 土圧計（小型圧力計）

センサーφ100mm、容量 50kPa の小型圧力計(BEM-A-50KP　共和電業)を用いる。土圧計センサーは底面に設置(2 個)し、側面はロードセル(容量 500N)にて対応する。

図 5.4　ロードセル設置版



(1)土圧計（底面設置）



(2)土圧計設置用加工平板

(3) 土圧計と設置用加工平板の設置状況

図 5.5　土圧計と土圧計設置用加工平板

(5) 実験ケース

実験の対象材料を**表 5.1** に、実験ケースを**表 5.2** に示す。今回の模型載荷実験では、等分布荷重載荷時の破砕瓦の水平土圧および鉛直土圧の増加傾向を確認することを主目的としているが、実験施設での計測土圧との相対的な対比を行うため、実験施設の盛土材料として用いられている「破砕瓦 0-20mm」と「山砂」の 2 種類の材料を対象に実施した。

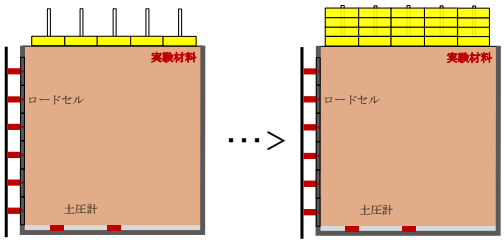
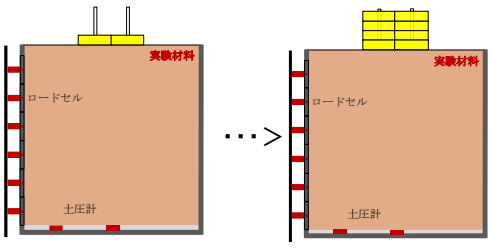
模型地盤の密度は、密度の違いによる水平および鉛直土圧の応答特性を把握するため、締固めを行わない場合（緩い場合）と所定の締固め方法により締め固めた場合（密な場合）の 2 ケースとした。

荷重載荷については、重錘を模型地盤表面に対して全面に配置するもの（5×5）を基本とし、密度が緩い場合に対しては、車両通行の輪荷重載荷を想定した模型地盤表面中央に配置するもの（2×2）も実施した。

表 5.1　実験の対象材料

	材料名	地盤の密度		備考
材料①	破砕瓦 0-20mm	緩	密	
材料②	山砂	緩	密	実験施設の盛土材料と同じもの。

表 5.2　実験ケース

	Case1（全面載荷）	Case2（部分載荷）
内容	最大載荷面積(重り5×5)を想定し、徐々に載荷荷重を増やした実験を行う。	載荷面積を小さくした場合(重り2×2)を想定し、徐々に載荷荷重を増やした実験を行う。
イメージ図		

(6) 実験方法

1) 模型地盤作製

【緩い地盤の場合】

(1) 10kg の地盤材料を準備し，鋼製土槽に投入した後、地盤表面を敷き均す。
（図 5.6(1)、(2)）

(2) (1)を繰り返し合計 50kg 投入後、表面を整形し、模型地盤の厚さ測定を行う。
（図 5.6(3)）

(3) 以下，(1)を繰り返し、地盤材料 50kg 投入ごとに(2)を行う。

(4) 地盤上面が鋼製土槽上面と同一となるように計量した地盤材料を投入し、地盤表面を整形する。（図 5.6(4)）

(5) 作製された模型地盤の全体の密度を計算で求める。

(1) 地盤材料の投入

(2) 地盤材料の敷き均し

投入量　100 kg

	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
0	218	212	220	213	220	220	221	218	220	217	218
50	218	215	215	217	217	215	220	218	218	214	217
100	218	216	213	217	218	217	220	217	217	215	219
150	220	215	214	220	214	211	218	212	210	213	218
200	215	217	220	219	213	218	215	214	210	212	212
250	218	215	218	217	214	218	215	212	214	210	212
300	219	217	218	212	215	214	214	212	215	212	214
350	214	210	219	220	210	211	212	210	218	217	212
400	213	210	217	212	218	212	212	217	217	218	210
450	215	215	212	214	215	215	217	219	218	215	210
480											

ロードセル

(3) 模型地盤厚さ計測

(4) 模型地盤完成

図 5.6　緩い地盤の作成方法

【密な地盤の場合】

(1) 10kg の地盤材料を準備し，鋼製土槽に投入した後、地盤表面を敷き均す。
(2) 模型地盤表面を均等に締め固め、合計 200 回締め固める。
(3) (1)、(2)を繰り返し合計 50kg 投入後、表面を整形し、模型地盤の厚さ測定を行う。
(4) 以下，(1)、(2)を繰り返し、地盤材料 50kg 投入ごとに(3)を行う。
(5) 地盤上面が鋼製土槽上面と同一となるように地盤材料を投入し、地盤表面を整形する。このときの地盤投入量を計測する.
(6) 作製された模型地盤の全体の密度を計算で求める。

図 5.7　地盤材料の締固め状況

2) 載荷方法

(1) **図 5.3** で示した重錘を地盤上面に設置する。
(2) 重錘を設置ごとにロードセルの荷重値をデータロガーにより記録する。

(1) 重錘の設置状況

(2)重錘設置完了（Case1）

(3)重錘設置完了（Case2）

図 5.8　重錘の設置状況

5.2. 実験結果

作成した模型地盤の密度を**表 5.3** に示す。各材料のケース毎に着目した実験結果の比較を p.145 以降、各ケースの実験結果を p.153 以降に示す。また、参考のため珪砂 7 号を対象とした実験も行い、**合わせて**考察した。

表 5.3　実験ケース一覧

地盤材料※1	検討 ケース名	載荷方法、締固めの有無	模型地盤の 乾燥密度※2 ρ_d(g/cm^3)	締固度※2 Dc(%)
破砕瓦	破砕瓦①	Case1（全面載荷）、締固め：無し	1.445	90.3
	破砕瓦②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.588	99.2
	破砕瓦③	Case2（部分載荷）、締固め：無し	1.442	90.1
山砂	山砂①	Case1（全面載荷）、締固め：無し	1.614	85.2
	山砂②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.855	97.9
	山砂③	Case2（部分載荷）、締固め：無し	1.603	84.7
珪砂 7 号 【参考】	珪砂 7 号②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.597	98.6

※1：地盤材料は、炉乾燥後、恒温実験室内で保管した。
※2：模型地盤の平均値

表 5.4 に示す模型載荷実験結果の考察より、破砕瓦の優位性と、実験施設での計測土圧を踏まえた作用土圧の傾向としては以下のことがいえる。

① 破砕瓦は緩詰め地盤でも締固め地盤に近い締固度が得られ、他の材料よりも締固め管理が容易である。また、破砕瓦は緩詰め地盤であっても他の材料の締固め地盤と同程度の作用土圧まで抑制できる効果がある。

② 実験施設で得られた計測土圧傾向(破砕瓦＜C40＜山砂)は、模型載荷実験においても同様の傾向にあることが確認でき、破砕瓦は土圧低減材料として有用的であることを確認した。

③ 実験施設では荷重載荷時の破砕瓦の計測土圧に変化が生じなかった理由としては、模型載荷実験でのサイロ効果と同様の原理であるアーチ効果が、実験施設での計測土圧設置付近の破砕瓦の骨格構造に作用していたためである可能性が高いと考えられる。

④ 鉛直土圧については実験施設では計測されていないが、模型載荷実験の結果から破砕瓦の鉛直方向の応力球根は、山砂と比較して水平方向にやや狭くなり、鉛直にやや延びる傾向にあり、荷重分散角がやや小さくなる可能性が考えられる。

表 5.4　模型載荷実験結果の考察

水平土圧		
着目比較検討ケース		内容
締固め有無の違い	1.破砕瓦①と破砕瓦② (図 5.9 参照) 2.山砂①と山砂② (図 5.10 参照)	1.破砕瓦は荷重載荷に伴い水平土圧が表層付近で土圧が大きくなる傾向にあり、この影響は締固地盤に強い傾向にある。これは、不動壁内に囲まれた地盤の土圧作用効果である「サイロ効果(具体的には 5.2.8.項(p.172)参照)」によるものと考えられ、内部摩擦角が大きいことに起因して壁面摩擦力が大きく生じるために生じる現象である。 2.山砂では緩詰め地盤の場合では、荷重載荷に伴って土中全体的に土圧が増加する傾向にあるが、締固め地盤では破砕瓦②の結果と同様に、サイロ効果によって表層部分の土圧が増加する傾向にある。 ⇒破砕瓦は緩詰め地盤であっても締固度が高く、かつ内部摩擦角が高いことから山砂と比較して密地盤に近い挙動を示す傾向にあることが確認できた。
破砕瓦と山砂の作用土圧挙動の違い	3.破砕瓦①と山砂① (図 5.11 参照) 4.破砕瓦②と山砂② (図 5.12 参照) 5.破砕瓦③と山砂③ (図 5.13 参照)	3.破砕瓦①と山砂①の比較より、破砕瓦は載荷荷重増加に伴い表層付近で土圧が増加するが、土中部ではサイロ効果により土圧が山砂よりも小さくなる。 4.破砕瓦②と山砂②の比較では、両材料で生じる土圧の明確な差は確認できない。これは、両地盤とも締固めを実施していることから内部摩擦角が増加し、サイロ効果により載荷した荷重に対して大きな壁面摩擦力で抵抗する挙動となるためであると考えられる。 5.破砕瓦③と山砂③の比較では、破砕瓦は山砂よりも土圧が小さく生じることが確認できる。また、実験結果から得られた土圧分布形状は、壁面に作用する場合の形状を再現できていることが考えられる。さらに、実際に現場で作用する上載荷重分布は本検討ケースの部分載荷に近い状態となることが想定されるため、破砕瓦の土圧低減材料としての優位性を確認することができた。 ⇒破砕瓦は山砂と比較して、模型載荷実験では緩詰め地盤でもサイロ効果が生じやすい材料である。締固め地盤では両材料で明確な差は生じない。実現場で想定される荷重載荷ケース(部分載荷)では、破砕瓦の方が土圧低減材料として優位性が高いことを確認した。

締固め地盤における作用土圧挙動の違い	6.破砕瓦②と珪砂 7 号② (**図 5.14** 参照) 7.山砂②と珪砂 7 号② (**図 5.15** 参照)	6.締固めた破砕瓦と珪砂 7 号を比較すると、両地盤とも載荷荷重の増加によって表層部分で土圧が増加し、土中部では大きな変化が生じない傾向にあることが分かる(サイロ効果の影響)。しかし、作用土圧は破砕瓦の方が小さく作用する傾向にあり、土圧低減に効果があることが確認できる。 7.締固めた山砂と珪砂 7 号を比較においても、上記 6.と同様の作用土圧が発生する傾向にある。 両ケースの結果について共通して確認できる内容は、珪砂 7 号の場合はサイロ効果による拘束圧が比較的小さいため、載荷荷重が土中部に伝達されやすく、土中部の土圧は大きく生じる傾向にあることがいえる。 ⇒サイロ効果は材料の締固め程度や地盤の内部摩擦角に起因する壁面摩擦抵抗に大きく影響することを実験の結果から確認できた。
鉛直土圧		
着目比較検討ケース		内容
材料の違いによる作用土圧の違い	8.破砕瓦③と山砂③ (**図 5.13** 参照)	8.今回の模型載荷実験で用いた鋼製土槽サイズが小さかったため、鉛直方向の計測データの精度は低いことが想定される(特に中央部の土圧計の反応)。そのため、鉛直土圧の計測結果は壁面部の土圧計のみを参考値として取り扱うこととする。また、土圧増分の傾向を把握することを目的として、サイロ効果の影響を受けていない実験ケース(部分載荷、締固め無し)に着目した。 載荷荷重の増加に伴って、両材料の鉛直土圧は増加する傾向にあるが、破砕瓦の方が鉛直土圧の増分が若干大きい傾向にある。 ⇒これは、同実験ケースの水平方向の土圧が山砂よりも小さく生じている結果を踏まえると、破砕瓦の応力球根は、山砂と比較してやや水平方向に狭くなり、鉛直方向にやや延びる形状となっている可能性があることを示していると考えられる。

「破砕瓦①」と「破砕瓦②」の比較

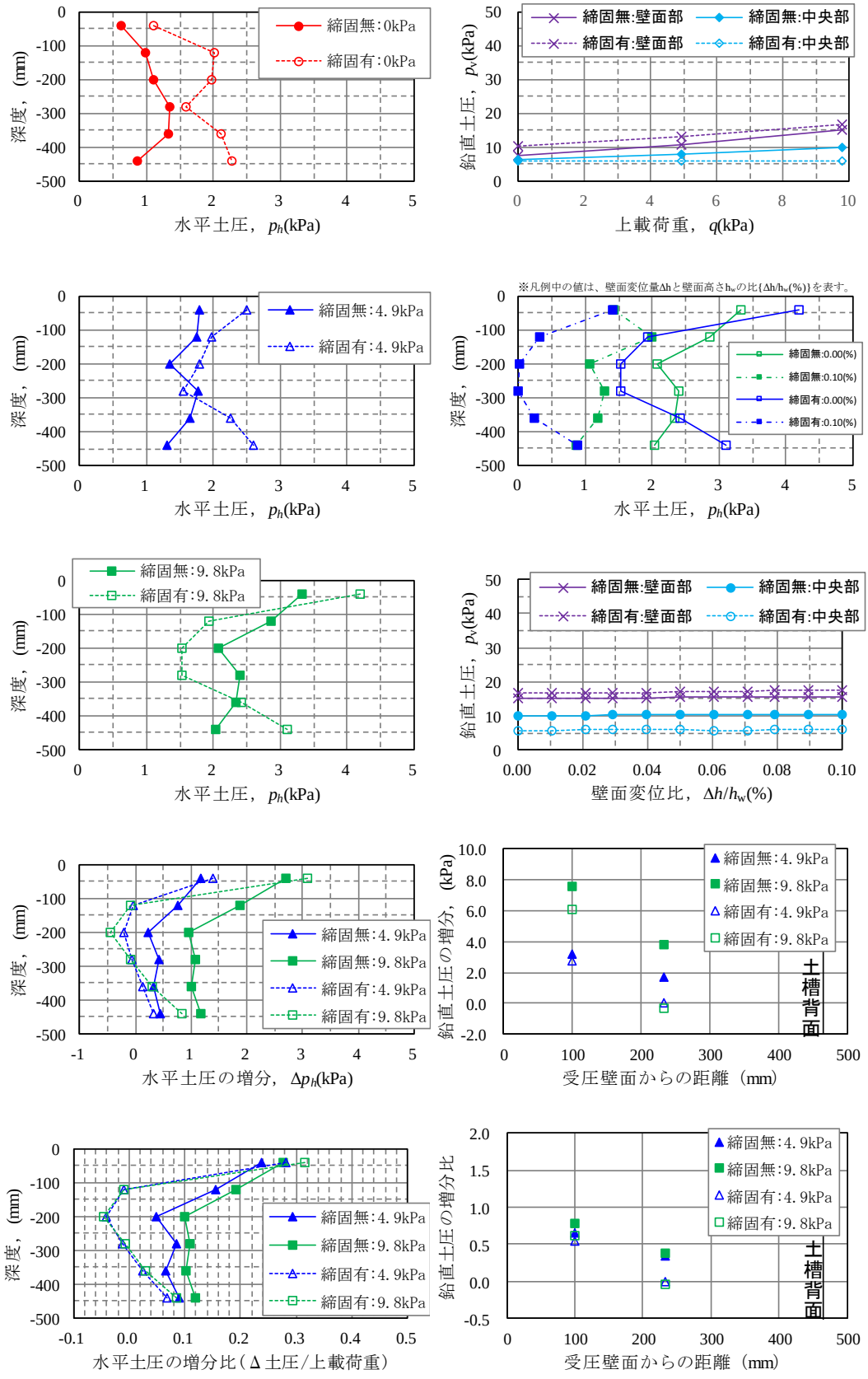


図 5.9　破砕瓦①と破砕瓦②の比較

「山砂①」と「山砂②」の比較

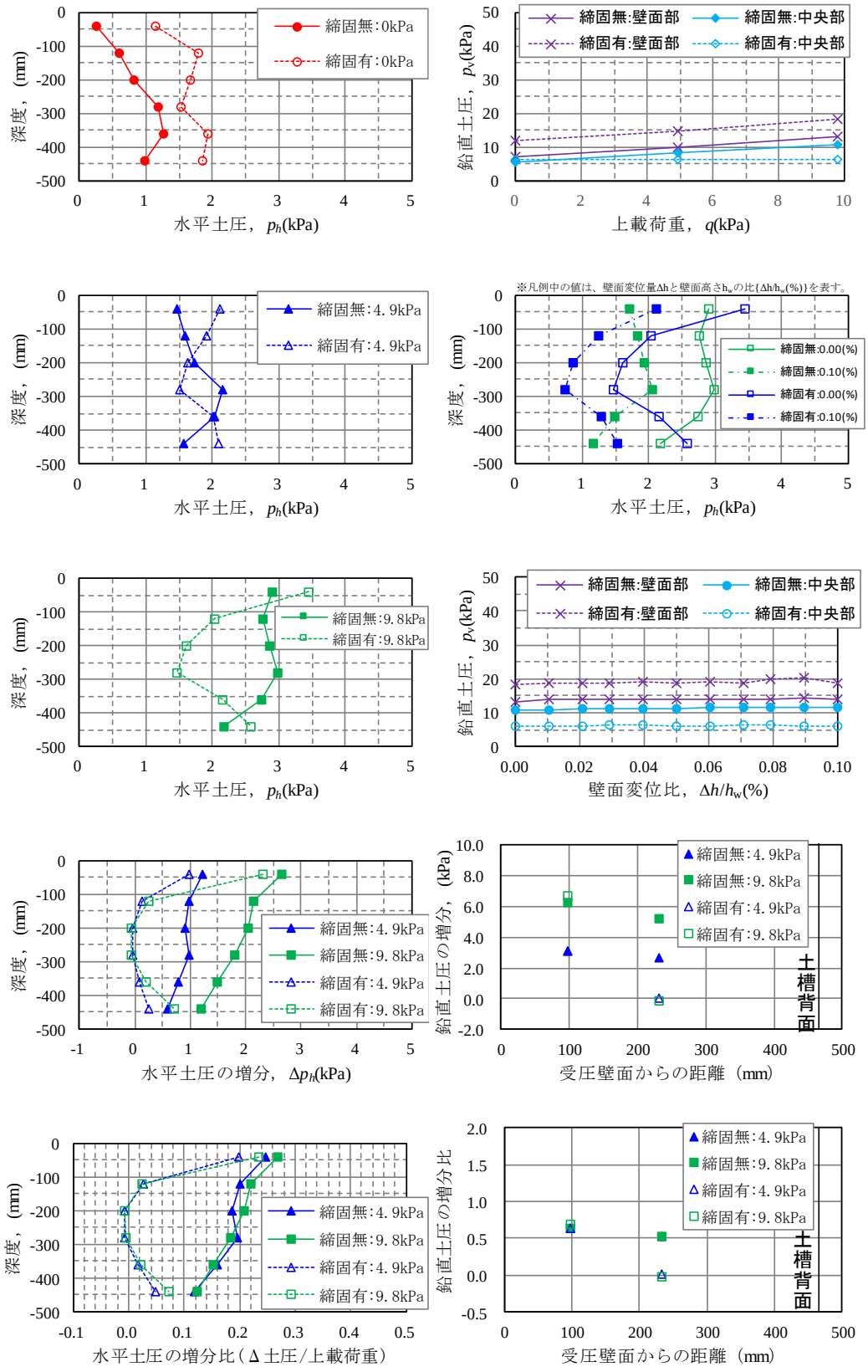


図 5.10　山砂①と山砂②の比較

「破砕瓦①」と「山砂①」の比較

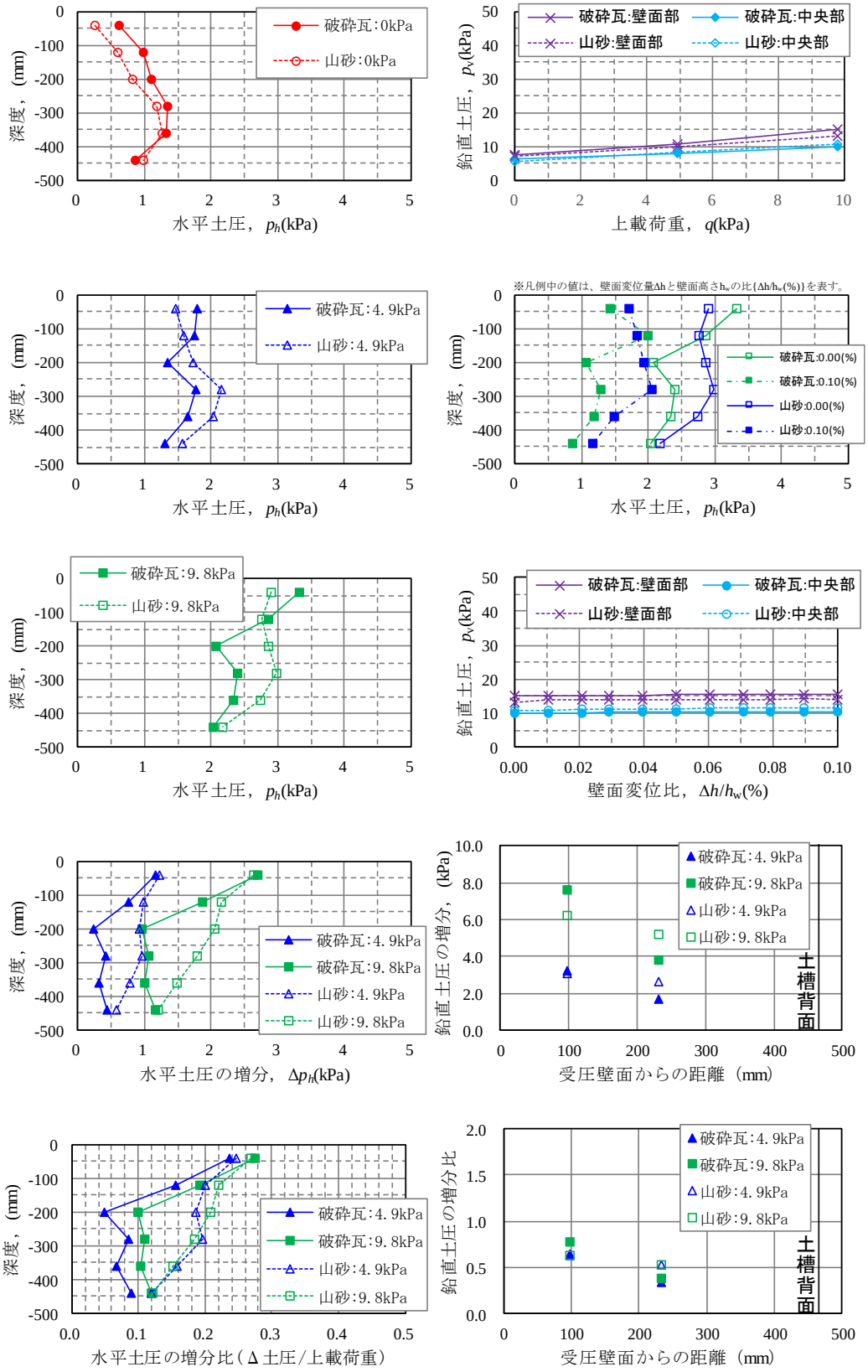


図 5.11　破砕瓦①と山砂①の比較

「破砕瓦②」と「山砂②」に比較

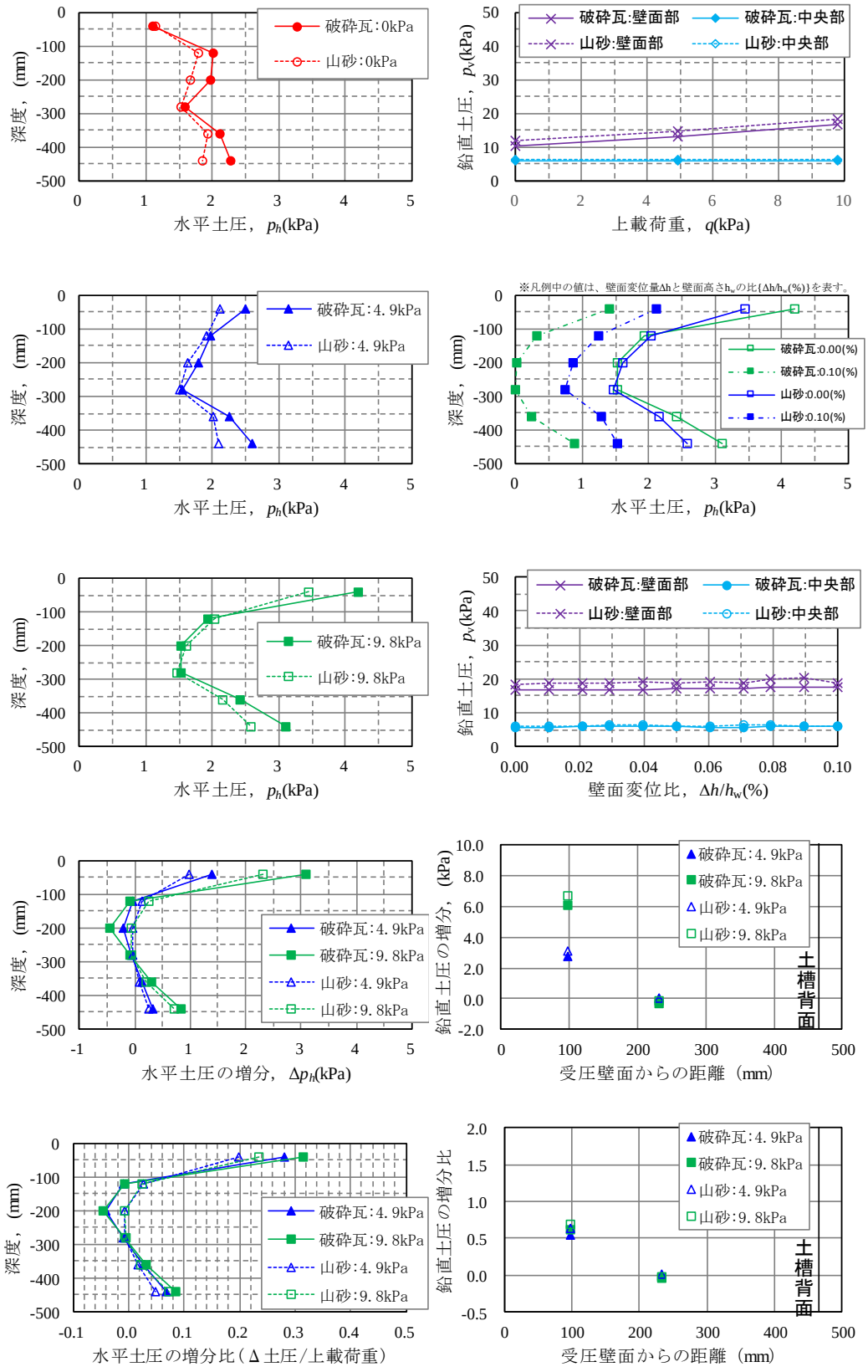


図 5.12　破砕瓦②と山砂②の比較

「破砕瓦③」と「山砂③」の比較

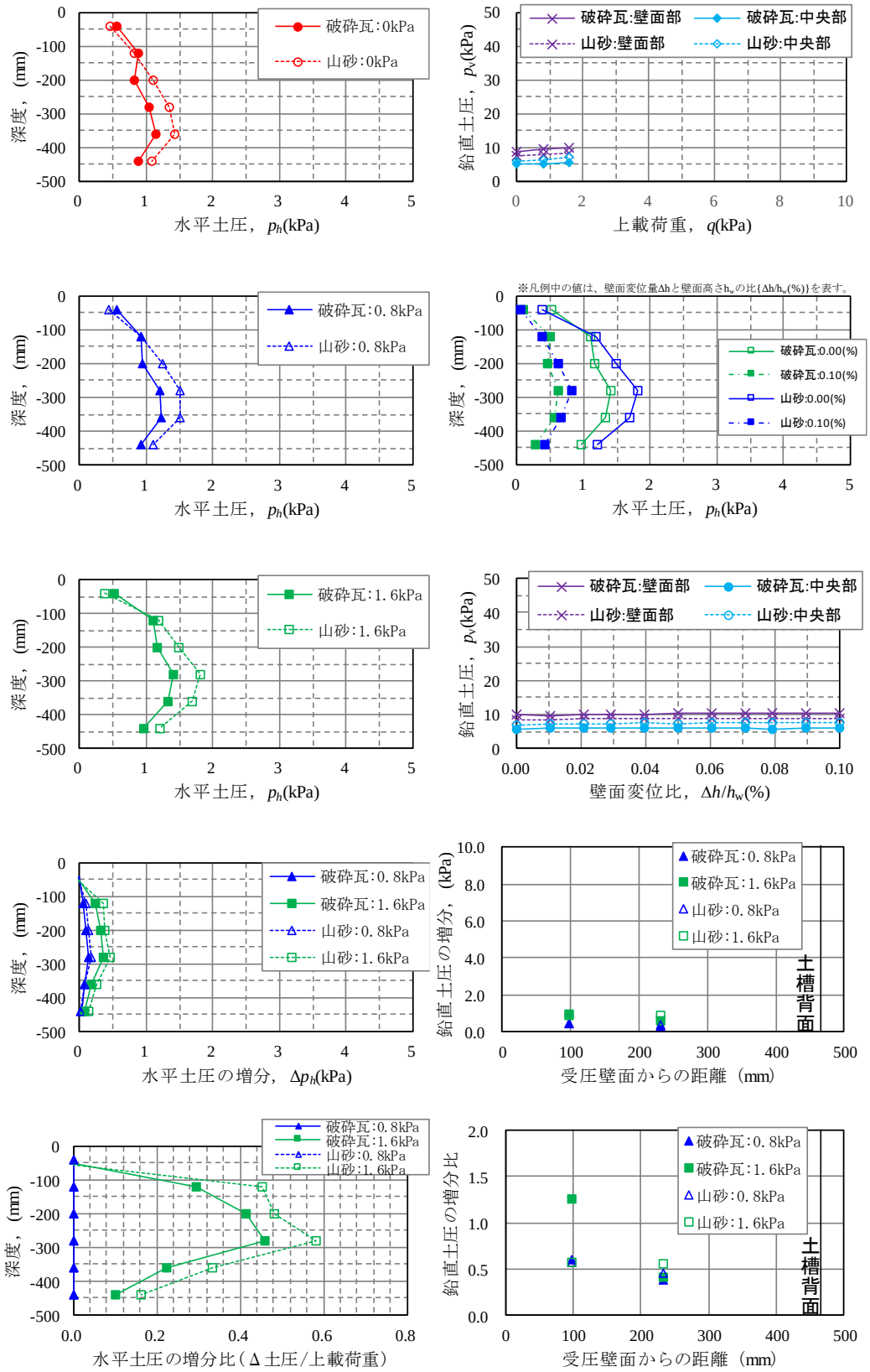


図 5.13　破砕瓦③と山砂③の比較

「破砕瓦②」と「珪砂7号②」の比較

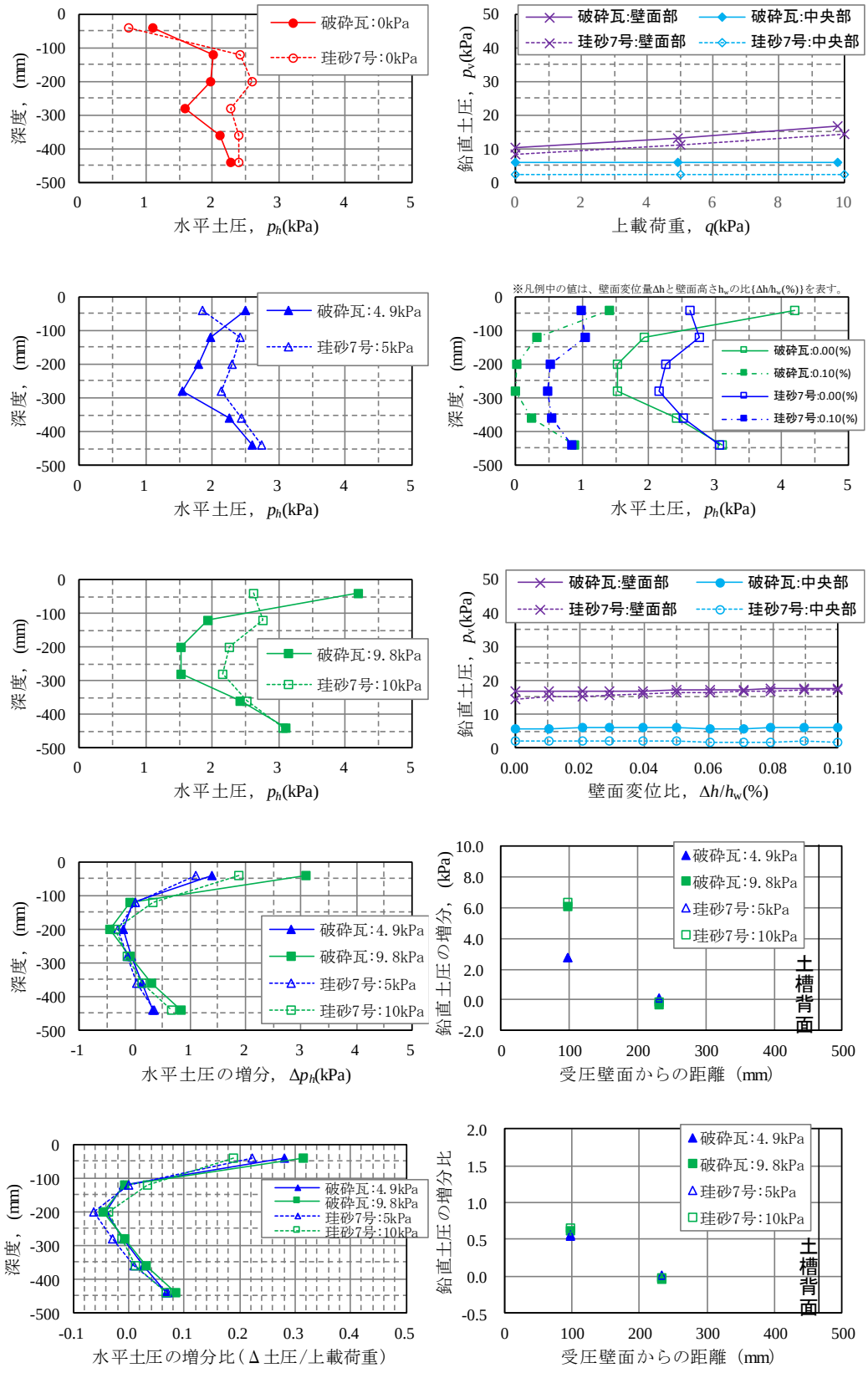


図 5.14　破砕瓦②と珪砂 7 号②の比較

「山砂②」と「珪砂7号②」の比較

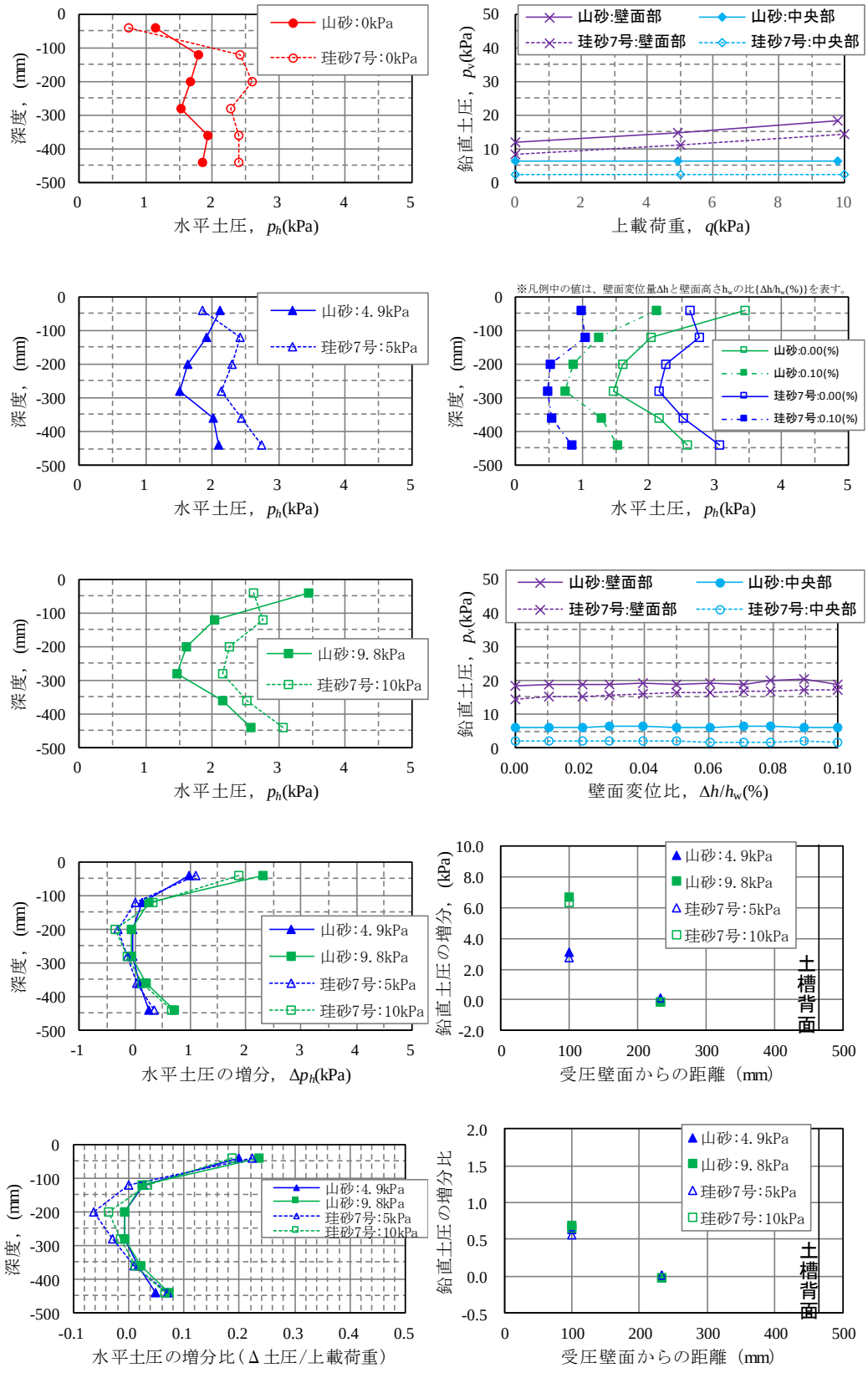


図 5.15　山砂②と珪砂 7 号②の比較

5.2.1. 破砕瓦①：Case1(全面載荷)、締固め無し

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/2
試料番号（深さ）	破砕瓦①-Case1（全面載荷）	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	破砕瓦(乾燥)
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.579
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	44.6
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	0.611
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	1.049
	突固め方法		最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.601

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-332	-183	-31	0
50	-480	-332	-181	-31	0
100	-480	-331	-181	-31	0
150	-480	-331	-181	-31	0
200	-480	-331	-180	-31	0
250	-480	-330	-180	-29	0
300	-480	-331	-179	-29	0
350	-480	-330	-179	-29	0
400	-480	-330	-179	-29	0
450	-480	-330	-178	-28	0
平均値	-480	-331	-180	-30	0

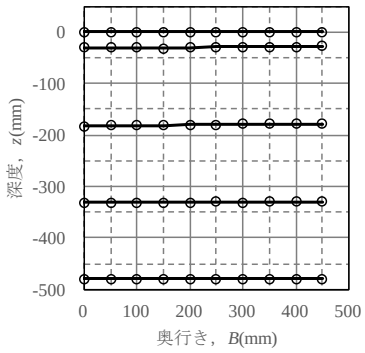


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	149	34,643	1.443	1.443	0.787	59.8	90.1
50,000	0.0	50,000	151	35,108	1.424	1.424	0.811	54.3	89.0
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6
10,300	0.0	10,300	30	6,975	1.477	1.477	0.746	69.2	92.3
平均					1.445	1.445	0.786	60.2	90.3

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	0.624	0.990	1.106	1.341	1.332	0.866	0.2431	7.652	6.219
4.93	1.794	1.758	1.344	1.762	1.659	1.307	0.3738	10.859	7.924
9.79	3.321	2.867	2.070	2.407	2.340	2.039	0.5844	15.250	10.004

壁面変位比 $\Delta h/h_w$(%)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	3.321	2.867	2.070	2.407	2.340	2.039	0.5844	15.250	10.004
0.01	2.630	2.373	1.585	1.929	1.860	1.529	0.4625	15.216	10.128
0.02	2.386	2.283	1.479	1.788	1.706	1.381	0.4281	15.305	10.128
0.03	2.174	2.257	1.444	1.678	1.612	1.287	0.4060	15.305	10.483
0.04	2.010	2.180	1.395	1.566	1.516	1.165	0.3819	15.305	10.305
0.05	1.887	2.167	1.370	1.556	1.490	1.110	0.3722	15.394	10.305
0.06	1.730	2.125	1.286	1.463	1.416	1.036	0.3518	15.572	10.217
0.07	1.614	2.064	1.190	1.392	1.332	0.972	0.3327	15.394	10.305
0.08	1.550	2.100	1.177	1.395	1.323	0.949	0.3299	15.394	10.483
0.09	1.486	2.051	1.145	1.350	1.261	0.914	0.3188	15.394	10.483
0.10	1.421	1.994	1.058	1.293	1.194	0.866	0.3039	15.394	10.483

【備考】
・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

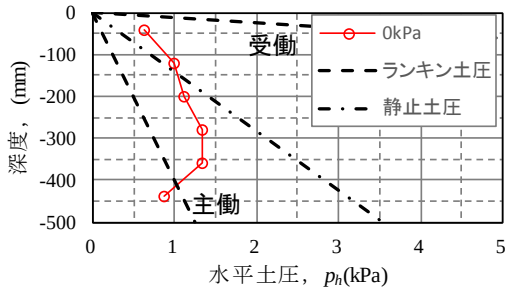


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

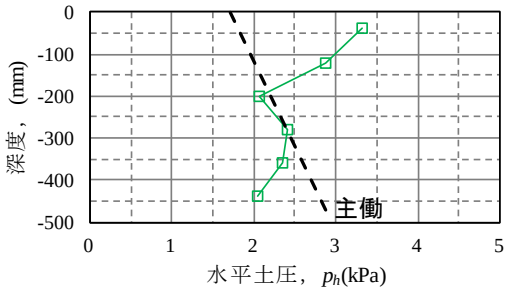


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

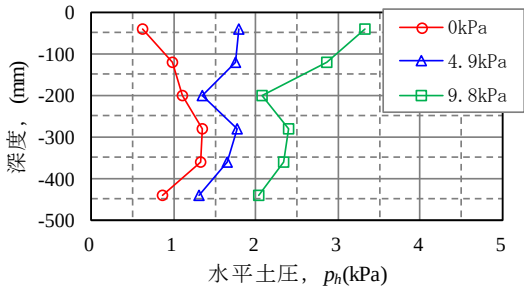


図-4　上載荷重と水平土圧

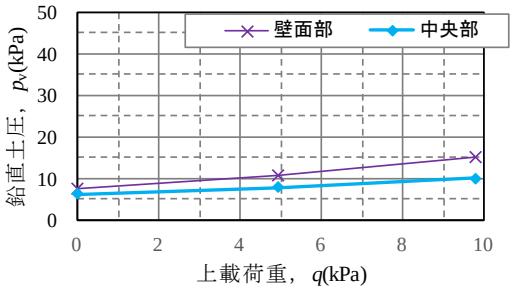


図-5　上載荷重と鉛直土圧

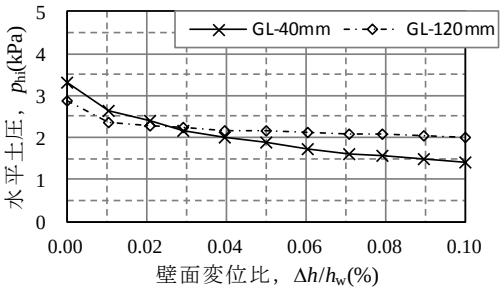


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

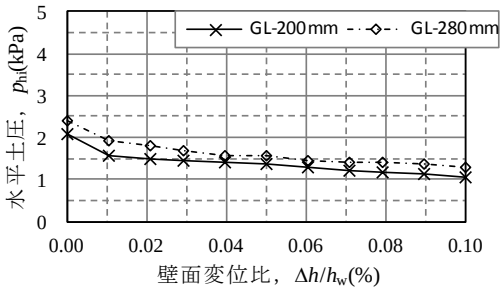


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

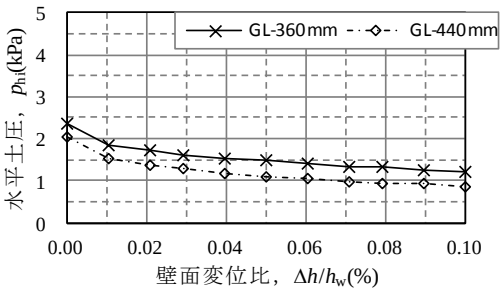


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

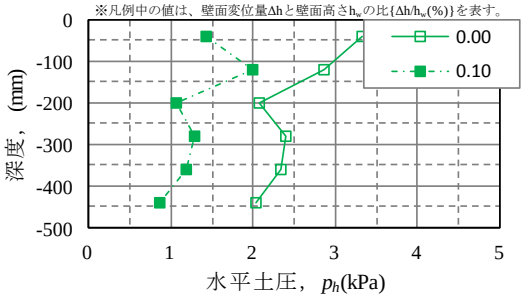


図-9　壁面変位と水平土圧分布

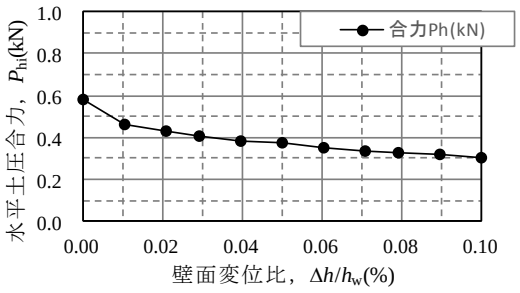


図-10　壁面変位と水平土圧合力

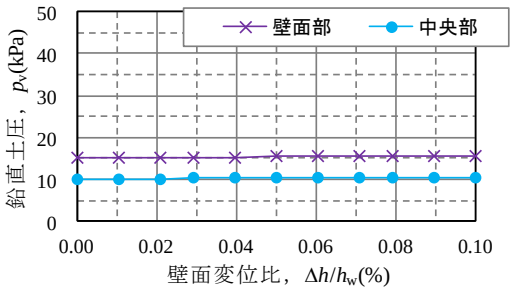


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.16　破砕瓦①の実験結果(1)

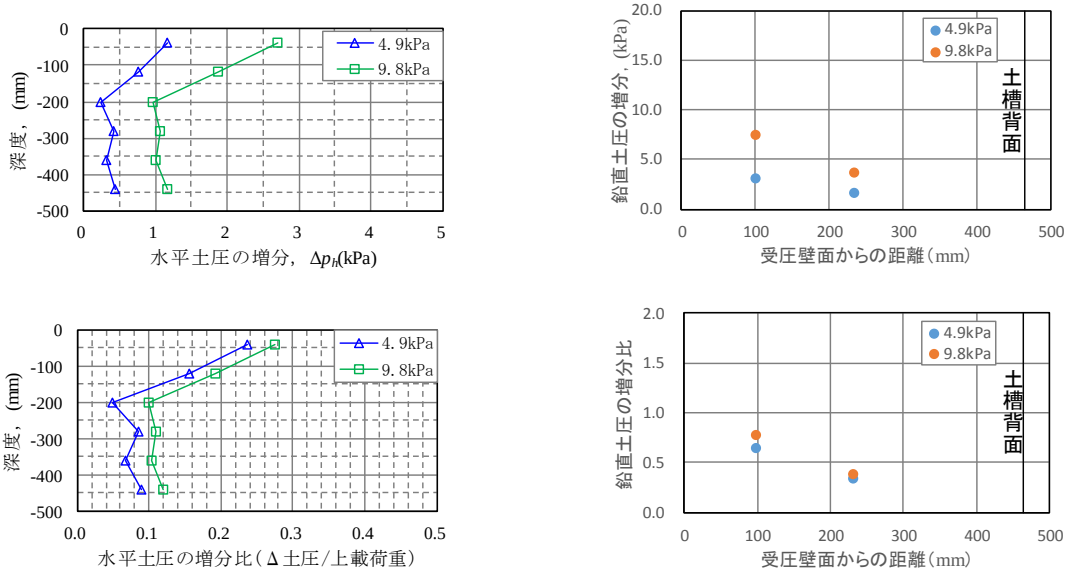


図 5.17　破砕瓦①の実験結果(2)

5.2.2. 破砕瓦②：Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/3
試料番号（深さ）	破砕瓦②-Case1（全面載荷）-締固め	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	破砕瓦(乾燥)
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.579
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	44.6
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	0.611
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	1.049
	突固め方法	10kg投入ごとに200回突固め	最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.601

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-348	-205	-77	0
50	-480	-348	-205	-77	0
100	-480	-347	-206	-77	0
150	-480	-345	-205	-76	0
200	-480	-345	-207	-76	0
250	-480	-344	-205	-74	0
300	-480	-344	-206	-73	0
350	-480	-345	-208	-74	0
400	-480	-343	-207	-74	0
450	-480	-342	-205	-73	0
平均値	-480	-345	-206	-75	0

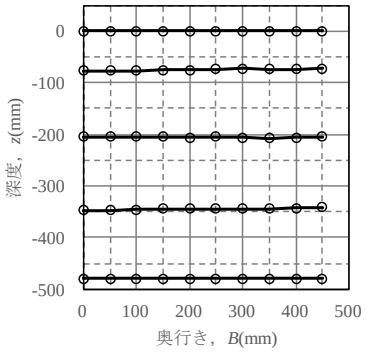


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.619	98.2	99.5
50,000	0.0	50,000	139	32,318	1.547	1.547	0.667	87.2	96.6
50,000	0.0	50,000	131	30,458	1.642	1.642	0.571	109.1	102.6
27,349	0.0	27,349	75	17,438	1.568	1.568	0.645	92.2	97.9
平均					1.588	1.588	0.626	96.7	99.2

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	1.113	2.016	1.981	1.595	2.124	2.275	0.4313	10.500	6.130
4.93	2.502	1.971	1.782	1.542	2.250	2.608	0.4916	13.214	6.144
9.79	4.196	1.933	1.535	1.520	2.422	3.110	0.5716	16.615	5.836

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	4.196	1.933	1.535	1.520	2.422	3.110	0.5716	16.615	5.836
0.01	3.199	1.328	0.887	0.900	1.770	2.211	0.3999	16.728	5.775
0.02	2.543	1.032	0.534	0.537	1.393	1.789	0.3041	16.728	5.863
0.03	2.325	0.923	0.395	0.383	1.220	1.635	0.2672	16.817	5.863
0.04	2.199	0.801	0.267	0.241	1.052	1.532	0.2366	16.906	5.952
0.05	2.084	0.675	0.183	0.129	0.856	1.451	0.2089	17.173	5.863
0.06	1.891	0.559	0.129	0.058	0.647	1.307	0.1783	17.173	5.775
0.07	1.711	0.482	0.096	0.023	0.502	1.146	0.1538	17.173	5.775
0.08	1.621	0.408	0.058	0.016	0.402	1.049	0.1381	17.440	5.863
0.09	1.569	0.383	0.045	0.010	0.344	1.014	0.1307	17.440	5.863
0.10	1.402	0.318	0.019	0.003	0.238	0.875	0.1109	17.529	5.863

【備考】
・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

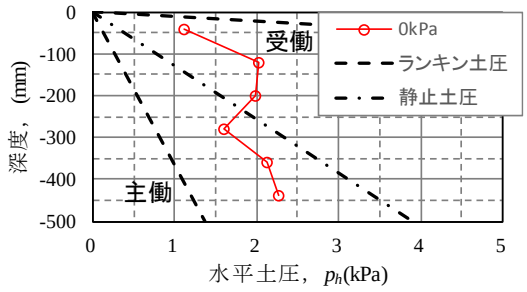


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

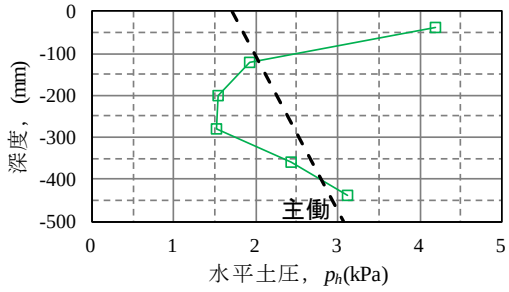


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

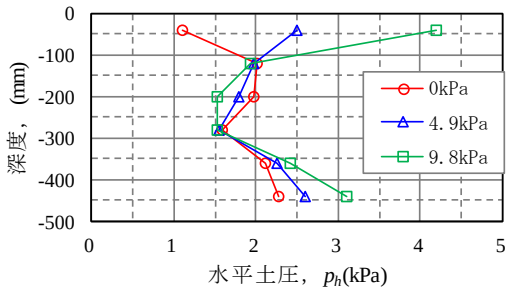


図-4　上載荷重と水平土圧

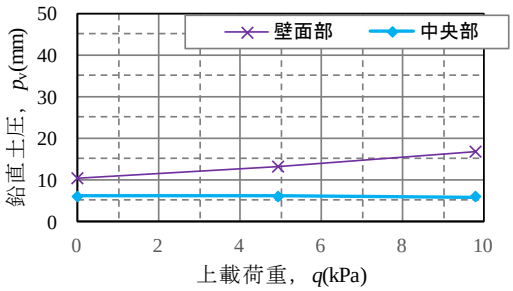


図-5　上載荷重と鉛直土圧

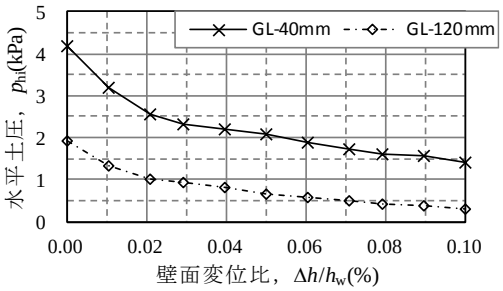


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

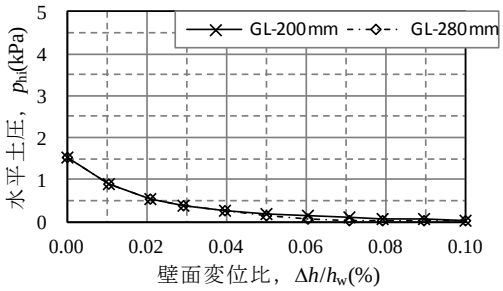


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

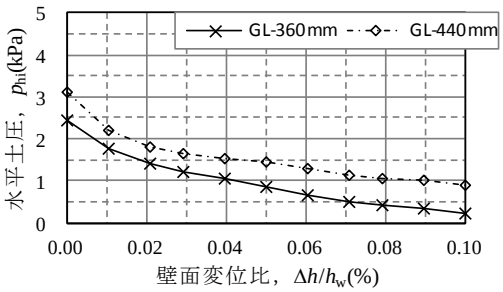


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

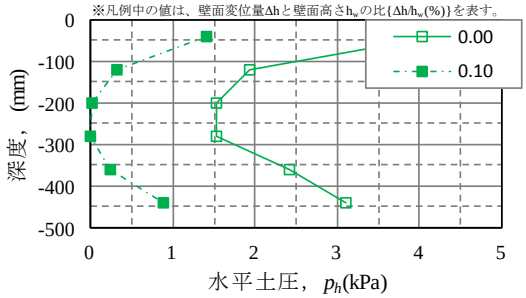


図-9　壁面変位と水平土圧分布

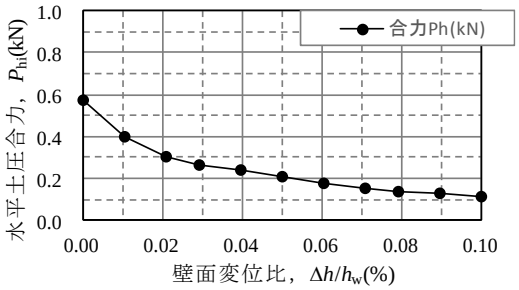


図-10　壁面変位と水平土圧合力

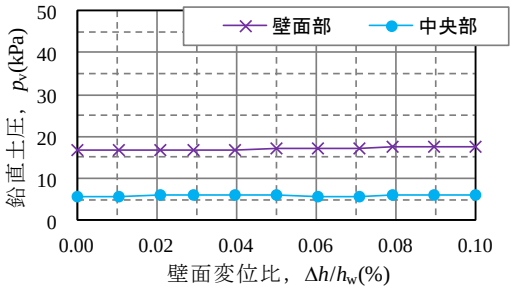


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.18　破砕瓦②の実験結果(1)

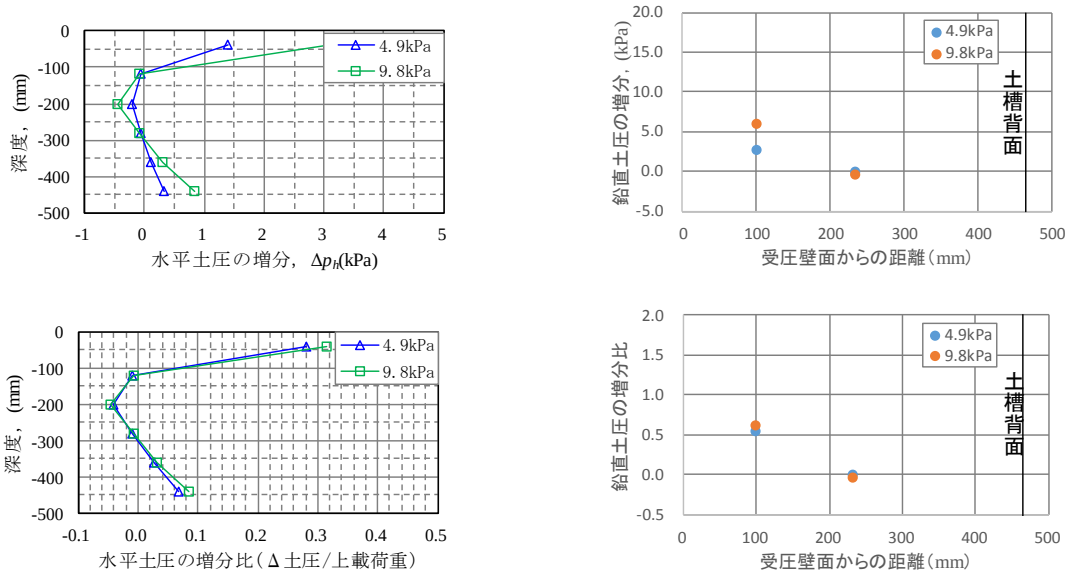


図 5.19　破砕瓦②の実験結果(2)

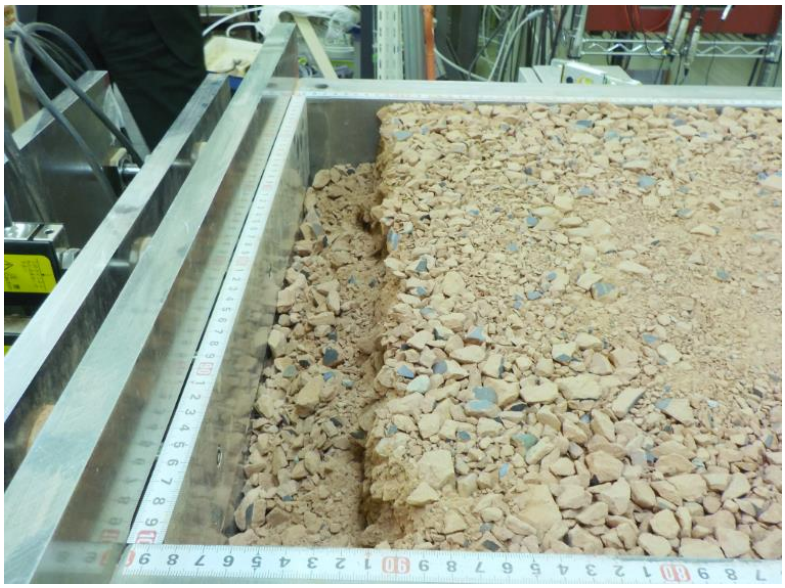


図 5.20　実験終了後の側壁移動に伴う破砕瓦の崩壊状況

5.2.3. 破砕瓦③：Case2(部分載荷)、締固め無し

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/2
試料番号（深さ）	破砕瓦③-Case2（部分載荷）	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	破砕瓦(乾燥)
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.579
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	44.6
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	0.611
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	1.049
	突固め方法		最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.601

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-331	-179	-31	0
50	-480	-332	-180	-32	0
100	-480	-331	-181	-33	0
150	-480	-330	-182	-32	0
200	-480	-329	-183	-32	0
250	-480	-329	-183	-31	0
300	-480	-329	-182	-30	0
350	-480	-331	-181	-30	0
400	-480	-330	-179	-29	0
450	-480	-329	-178	-29	0
平均値	-480	-330	-181	-31	0

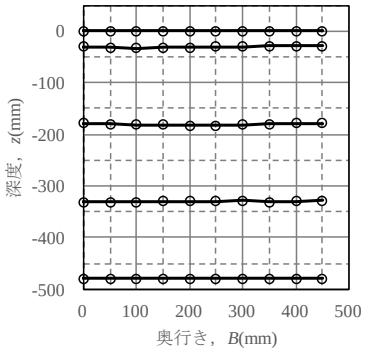


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6
50,000	0.0	50,000	149	34,643	1.443	1.443	0.787	59.8	90.1
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6
10,500	0.0	10,500	31	7,208	1.457	1.457	0.770	63.7	91.0
平均					1.442	1.442	0.788	59.5	90.1

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	0.563	0.878	0.833	1.055	1.155	0.879	0.2083	8.898	4.975
0.79	0.558	0.934	0.939	1.197	1.233	0.914	0.2243	9.367	5.278
1.57	0.527	1.110	1.159	1.417	1.331	0.959	0.2526	9.891	5.613

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	0.527	1.110	1.159	1.417	1.331	0.959	0.2526	9.891	5.613
0.01	0.367	0.981	1.035	1.325	1.197	0.830	0.2228	9.788	5.952
0.02	0.154	0.717	0.723	0.952	0.862	0.547	0.1537	9.966	5.952
0.03	0.135	0.659	0.659	0.878	0.798	0.483	0.1403	10.055	6.041
0.04	0.129	0.637	0.617	0.788	0.740	0.434	0.1299	10.144	5.952
0.05	0.125	0.579	0.556	0.730	0.679	0.383	0.1186	10.233	5.952
0.06	0.116	0.572	0.547	0.707	0.673	0.364	0.1157	10.322	5.952
0.07	0.100	0.540	0.508	0.682	0.644	0.331	0.1089	10.322	6.041
0.08	0.087	0.508	0.466	0.643	0.599	0.299	0.1011	10.233	5.775
0.09	0.090	0.508	0.479	0.640	0.586	0.299	0.1011	10.500	5.952
0.10	0.090	0.495	0.463	0.624	0.560	0.280	0.0976	10.500	6.219

【備考】
・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

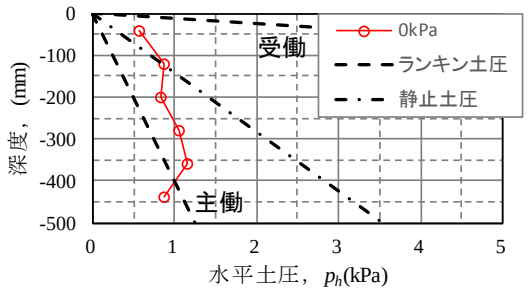


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

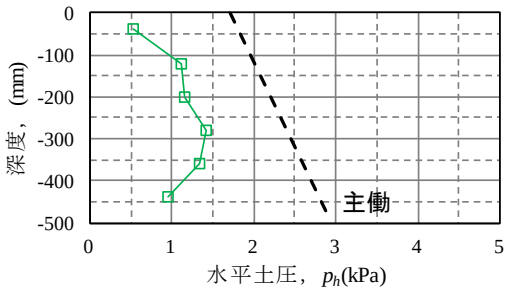


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

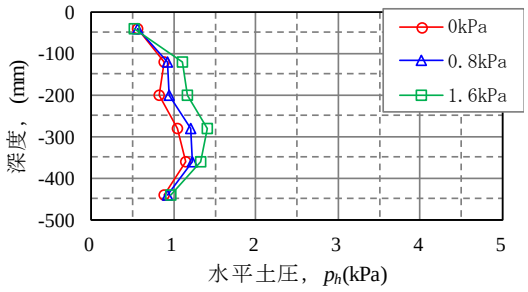


図-4　上載荷重と水平土圧

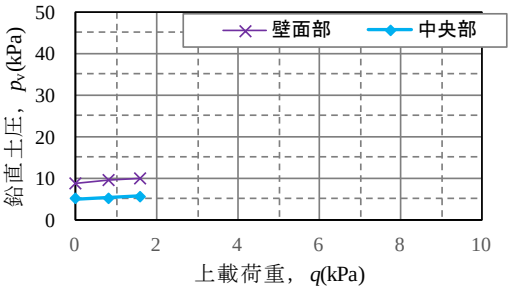


図-5　上載荷重と鉛直土圧

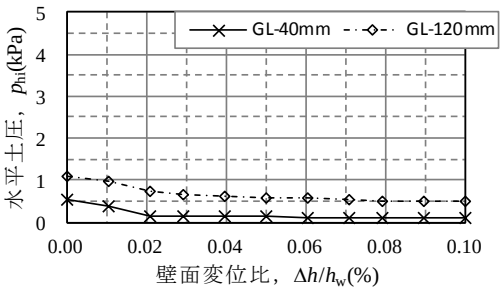


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

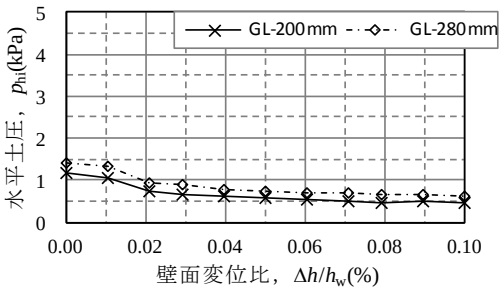


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

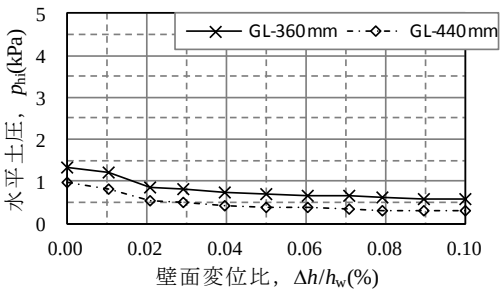


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

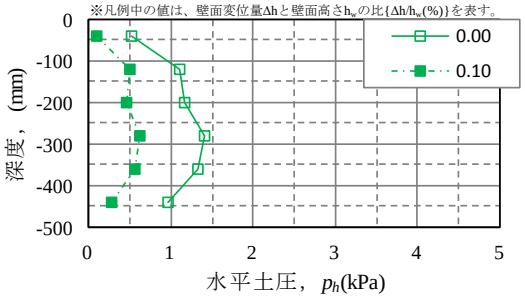


図-9　壁面変位と水平土圧分布

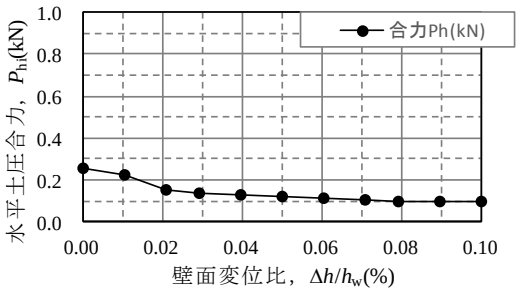


図-10　壁面変位と水平土圧合力

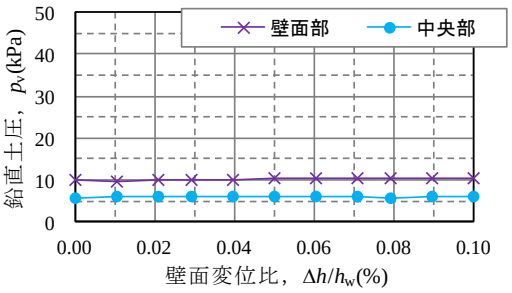


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.21　破砕瓦③の実験結果(1)

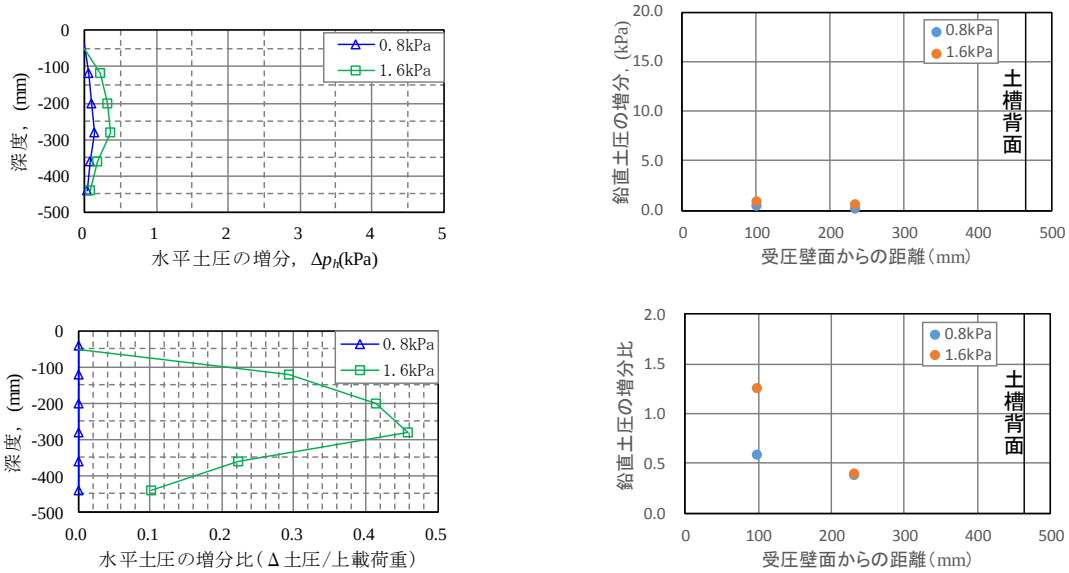


図 5.22　破砕瓦③の実験結果(2)

5.2.4. 山砂①：Case1(全面載荷)、締固め無し

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/2
試料番号（深さ）	山砂-Case1（全面載荷）	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	山砂（乾燥）
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.650
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	30.0
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	
	突固め方法		最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.894

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-347	-216	-82	0
50	-480	-347	-215	-81	0
100	-480	-347	-215	-82	0
150	-480	-347	-215	-81	0
200	-480	-345	-214	-80	0
250	-480	-346	-213	-79	0
300	-480	-346	-212	-79	0
350	-480	-345	-213	-79	0
400	-480	-346	-211	-78	0
450	-480	-342	-209	-77	0
平均値	-480	-346	-213	-80	0

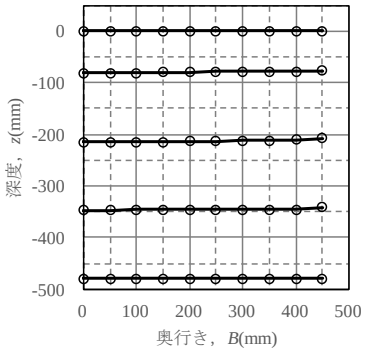


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	134	31,155	1.605	1.605	0.651	—	84.7
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.639	—	85.4
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.639	—	85.4
30,060	0.0	30,060	80	18,600	1.616	1.616	0.640	—	85.3
平均					1.614	1.614	0.642	—	85.2

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	0.257	0.608	0.820	1.186	1.261	0.981	0.1986	7.029	5.686
4.93	1.475	1.597	1.735	2.155	2.043	1.567	0.4107	10.137	8.320
9.79	2.897	2.759	2.865	2.982	2.747	2.179	0.6382	13.270	10.896

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	2.897	2.759	2.865	2.982	2.747	2.179	0.6382	13.270	10.896
0.01	2.309	2.283	2.273	2.354	2.134	1.680	0.5062	13.792	10.838
0.02	2.228	2.257	2.238	2.318	2.043	1.606	0.4930	13.881	11.105
0.03	2.241	2.283	2.264	2.341	2.050	1.599	0.4963	13.792	11.105
0.04	1.945	2.151	2.074	2.174	1.805	1.416	0.4492	14.059	11.194
0.05	1.916	2.096	2.077	2.180	1.770	1.377	0.4435	14.059	11.283
0.06	1.852	2.068	2.061	2.180	1.712	1.345	0.4357	13.970	11.460
0.07	1.762	2.000	1.974	2.100	1.615	1.278	0.4168	14.059	11.460
0.08	1.765	2.010	1.997	2.122	1.619	1.268	0.4188	14.059	11.549
0.09	1.781	1.904	1.968	2.106	1.554	1.236	0.4098	14.237	11.638
0.10	1.704	1.839	1.936	2.058	1.493	1.175	0.3964	14.148	11.549

【備考】
・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

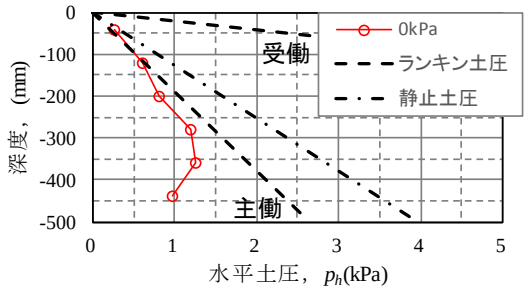


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

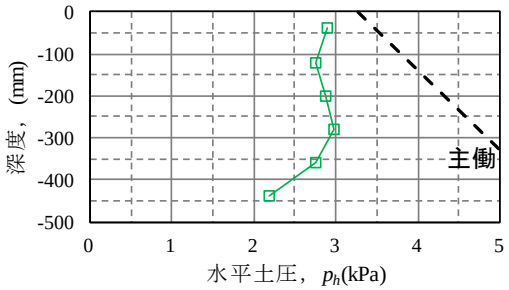


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

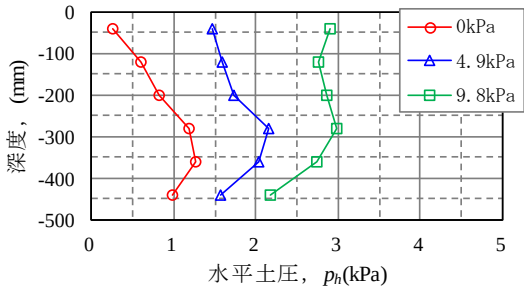


図-4　上載荷重と水平土圧

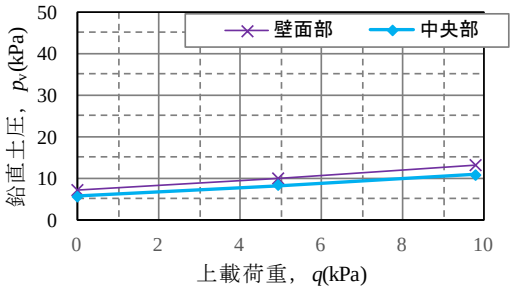


図-5　上載荷重と鉛直土圧

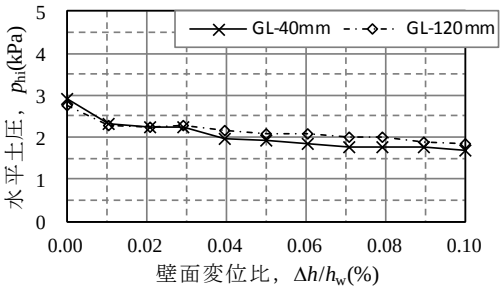


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

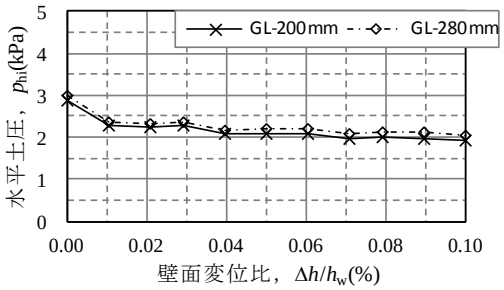


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

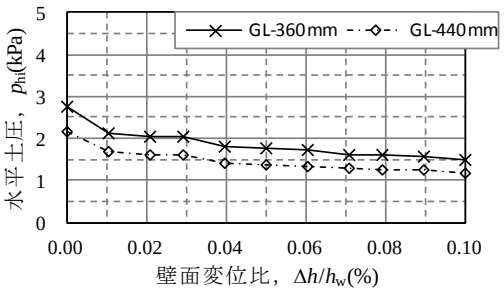


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

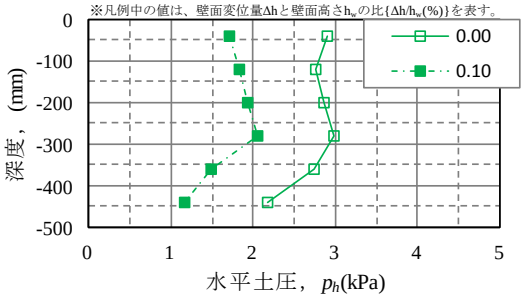


図-9　壁面変位と水平土圧分布

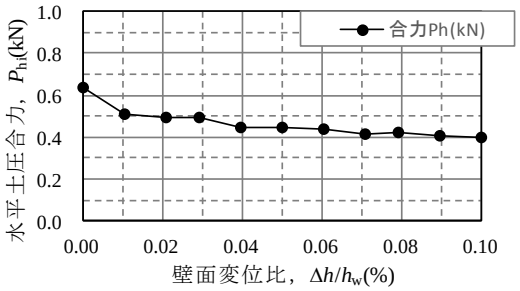


図-10　壁面変位と水平土圧合力

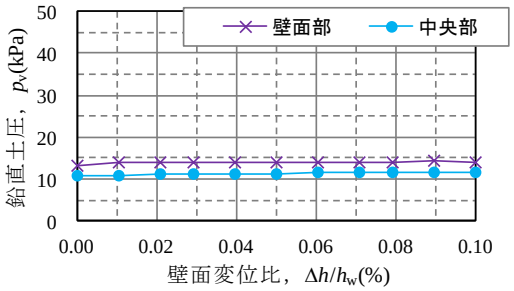


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.23　山砂①の実験結果(1)

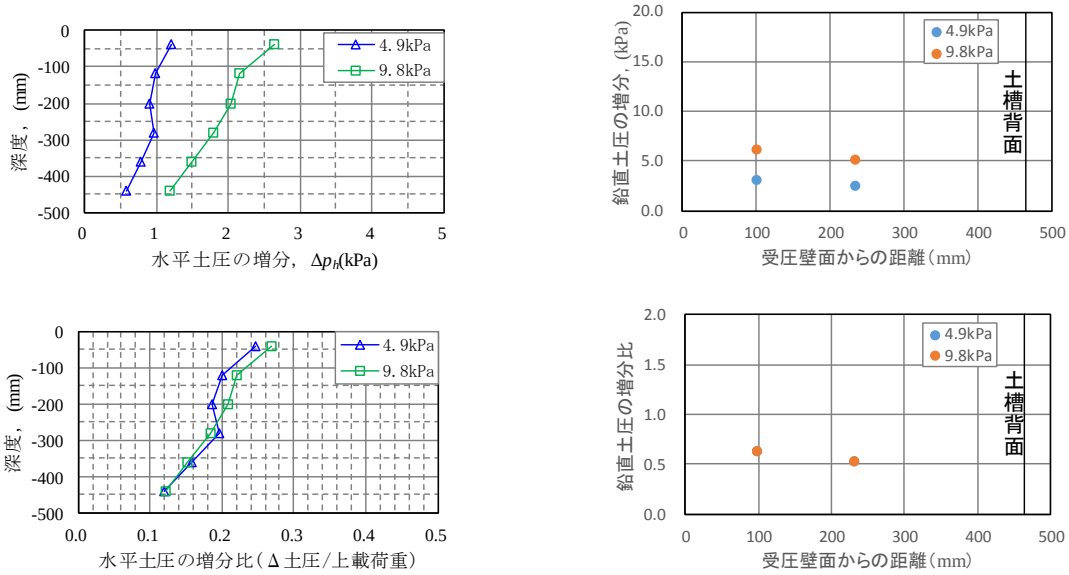


図 5.24　山砂①の実験結果(2)

5.2.5. 山砂②：Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/3
試料番号（深さ）	山砂-Case1（全面載荷）-締固め	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	山砂（乾燥）
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.650
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	35.0
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	
	突固め方法	10kg投入ごとに200回突固め	最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.894

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-366	-250	-134	0
50	-480	-366	-250	-135	0
100	-480	-366	-249	-134	0
150	-480	-365	-249	-133	0
200	-480	-363	-248	-133	0
250	-480	-363	-248	-132	0
300	-480	-362	-248	-130	0
350	-480	-361	-247	-130	0
400	-480	-361	-247	-128	0
450	-480	-360	-244	-127	0
平均値	-480	-363	-248	-132	0

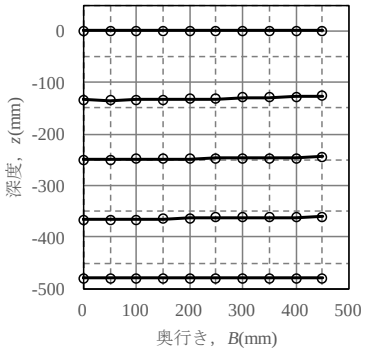


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	117	27,203	1.838	1.838	0.442	—	97.0
50,000	0.0	50,000	115	26,738	1.870	1.870	0.417	—	98.7
50,000	0.0	50,000	116	26,970	1.854	1.854	0.429	—	97.9
57,000	0.0	57,000	132	30,690	1.857	1.857	0.427	—	98.0
平均					1.855	1.855	0.429	—	97.9

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	1.141	1.791	1.672	1.534	1.931	1.860	0.3857	11.745	6.308
4.93	2.117	1.918	1.636	1.502	2.019	2.103	0.4387	14.872	6.369
9.79	3.450	2.035	1.602	1.476	2.147	2.580	0.5162	18.464	6.180

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	3.450	2.035	1.602	1.476	2.147	2.580	0.5162	18.464	6.180
0.01	2.106	1.228	0.852	0.707	1.268	1.509	0.2980	18.597	6.219
0.02	2.103	1.232	0.852	0.711	1.261	1.519	0.2982	18.597	6.130
0.03	2.106	1.232	0.852	0.711	1.268	1.525	0.2988	18.686	6.308
0.04	1.170	0.653	0.289	0.167	0.589	0.827	0.1436	19.131	6.308
0.05	2.113	1.235	0.878	0.733	1.281	1.538	0.3021	18.864	6.219
0.06	0.977	0.537	0.206	0.106	0.451	0.679	0.1148	19.220	6.130
0.07	2.113	1.212	0.839	0.701	1.261	1.548	0.2981	18.597	6.308
0.08	0.476	0.257	0.077	0.045	0.122	0.270	0.0485	20.109	6.308
0.09	0.315	0.161	0.023	0.000	0.023	0.154	0.0262	20.287	6.130
0.10	2.113	1.238	0.871	0.733	1.281	1.522	0.3013	18.597	6.219

【備考】
・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

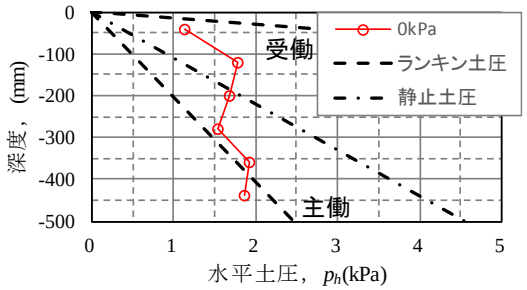


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

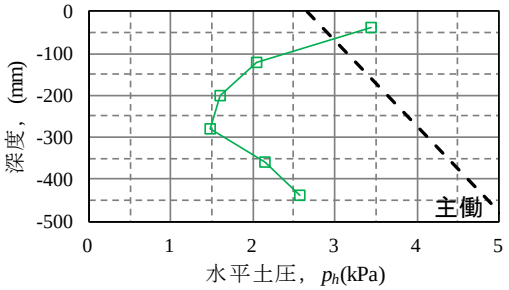


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

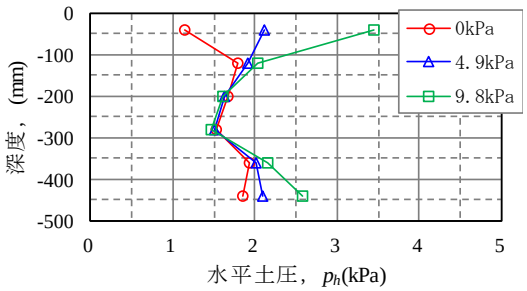


図-4　上載荷重と水平土圧

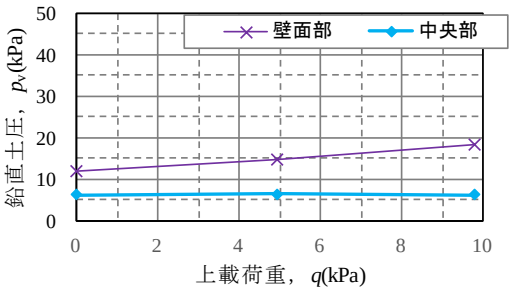


図-5　上載荷重と鉛直土圧

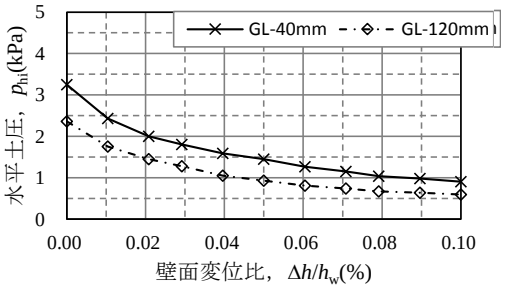


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

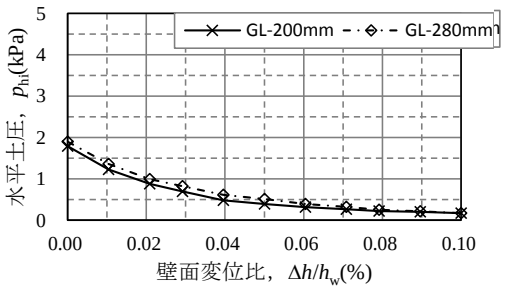


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

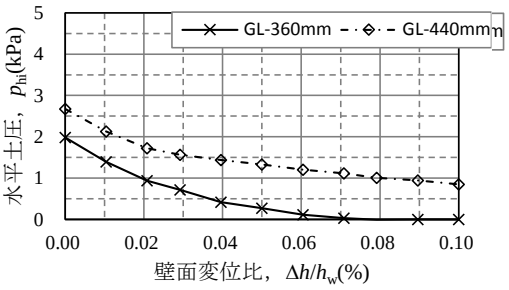


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

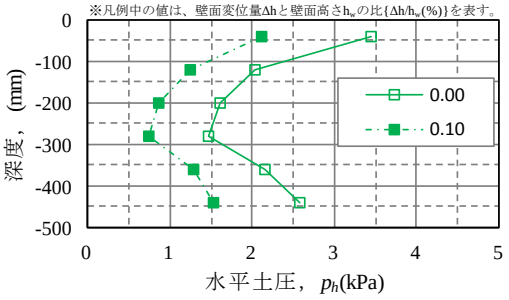


図-9　壁面変位と水平土圧分布

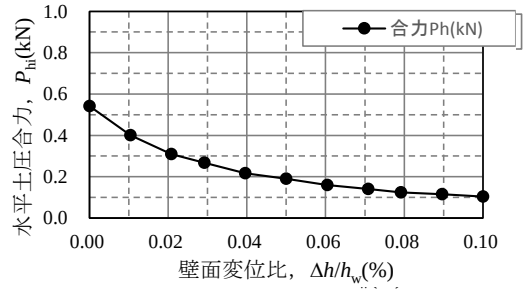


図-10　壁面変位と水平土圧合力

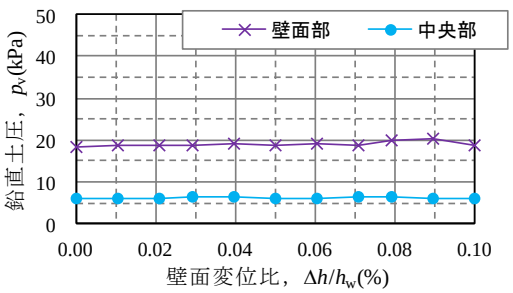


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.25　山砂②の実験結果(1)

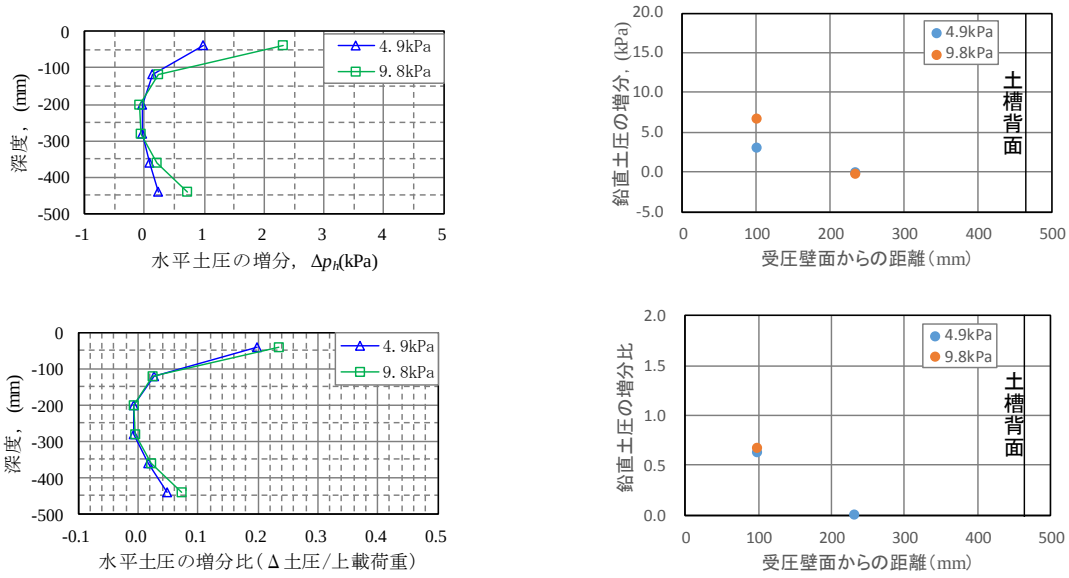


図 5.26　山砂②の実験結果(2)

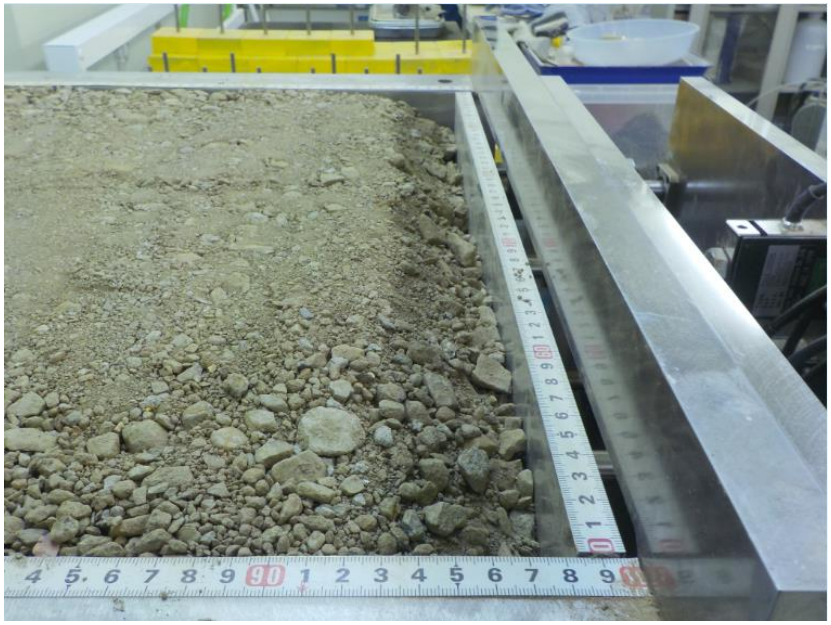


図 5.27　実験終了後の側壁移動に伴う山砂の崩壊状況

5.2.6. 山砂③：Case2(部分載荷)、締固め無し

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/2/1
試料番号（深さ）	山砂③-Case2（部分載荷）	試　験　者	橋爪　秀夫 海老澤　伸二

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	山砂（乾燥）
	壁面の1枚の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.650
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	35.0
	壁面の1枚の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	
	突固め方法		最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.894

x(mm)	仕上がり深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-347	-214	-76	0
50	-480	-346	-214	-77	0
100	-480	-347	-213	-76	0
150	-480	-346	-212	-76	0
200	-480	-345	-210	-74	0
250	-480	-345	-211	-75	0
300	-480	-345	-209	-75	0
350	-480	-344	-209	-75	0
400	-480	-344	-210	-75	0
450	-480	-343	-210	-75	0
平均値	-480	-345	-211	-75	0

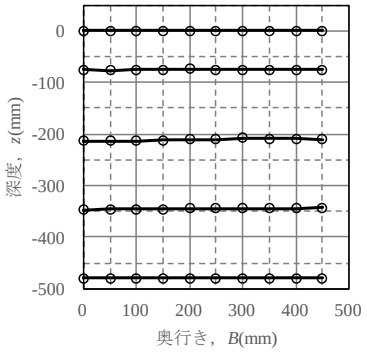


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.664	—	84.1
50,000	0.0	50,000	134	31,155	1.605	1.605	0.651	—	84.7
50,000	0.0	50,000	136	31,620	1.581	1.581	0.676	—	83.5
28,500	0.0	28,500	75	17,438	1.634	1.634	0.622	—	86.3
平均					1.603	1.603	0.653	—	84.7

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	0.469	0.830	1.100	1.347	1.432	1.084	0.2432	7.563	6.130
0.79	0.438	0.932	1.239	1.516	1.508	1.109	0.2619	8.012	6.492
1.57	0.385	1.187	1.480	1.807	1.694	1.211	0.3016	8.451	7.008

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	0.385	1.187	1.480	1.807	1.694	1.211	0.3016	8.451	7.008
0.01	0.116	0.881	1.138	1.482	1.384	0.907	0.2295	8.453	7.285
0.02	0.106	0.723	0.939	1.225	1.130	0.740	0.1889	8.631	7.285
0.03	0.100	0.630	0.826	1.080	0.978	0.637	0.1652	8.720	7.374
0.04	0.100	0.595	0.801	1.042	0.917	0.605	0.1577	8.809	7.640
0.05	0.096	0.527	0.759	0.971	0.840	0.547	0.1453	8.809	7.374
0.06	0.080	0.476	0.717	0.932	0.788	0.512	0.1362	8.720	7.463
0.07	0.074	0.428	0.666	0.884	0.737	0.467	0.1264	8.987	7.640
0.08	0.068	0.415	0.646	0.862	0.705	0.457	0.1224	8.987	7.640
0.09	0.064	0.395	0.624	0.842	0.682	0.438	0.1183	8.987	7.551
0.10	0.064	0.389	0.617	0.826	0.663	0.425	0.1159	8.987	7.640

【備考】
・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

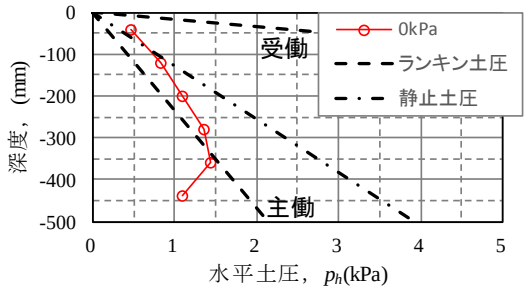


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

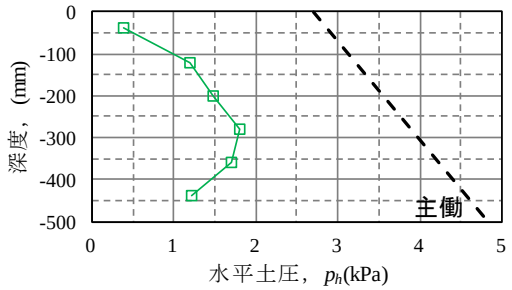


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

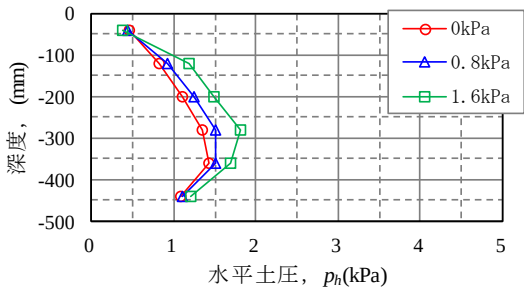


図-4　上載荷重と水平土圧

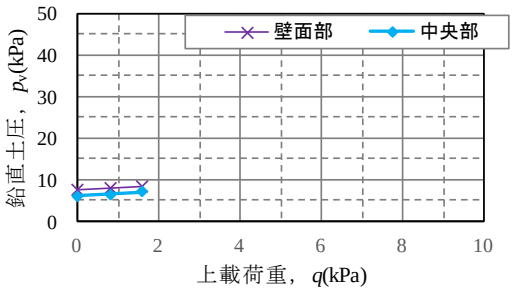


図-5　上載荷重と鉛直土圧

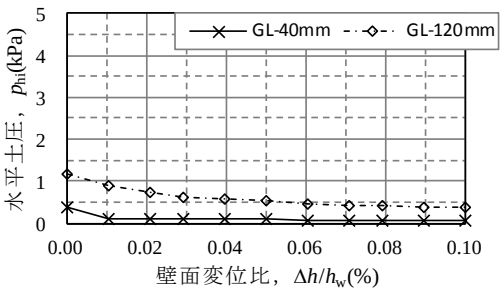


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

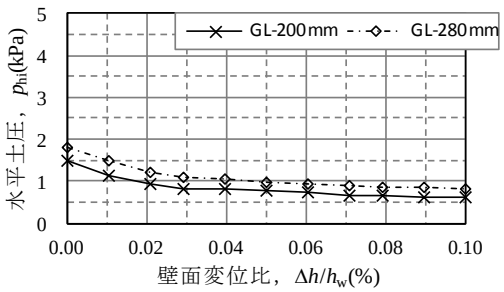


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

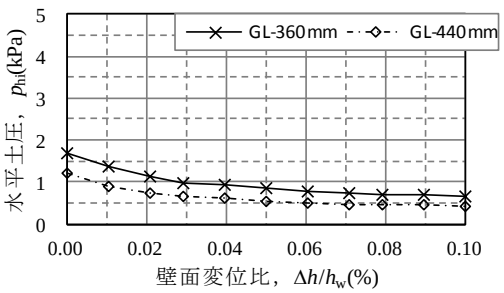


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

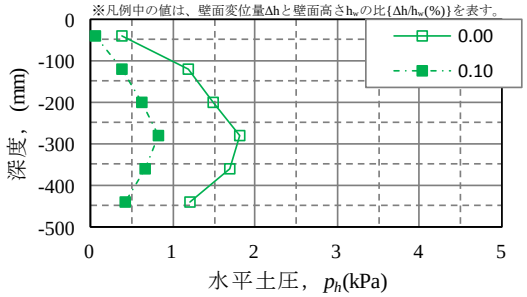


図-9　壁面変位と水平土圧分布

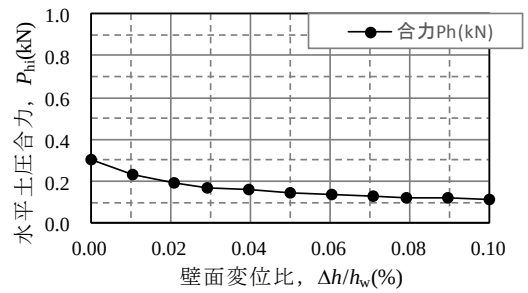


図-10　壁面変位と水平土圧合力

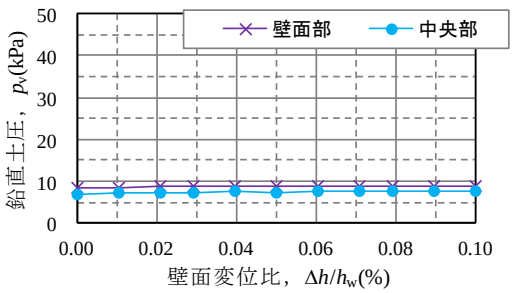


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.28　山砂③の実験結果(1)

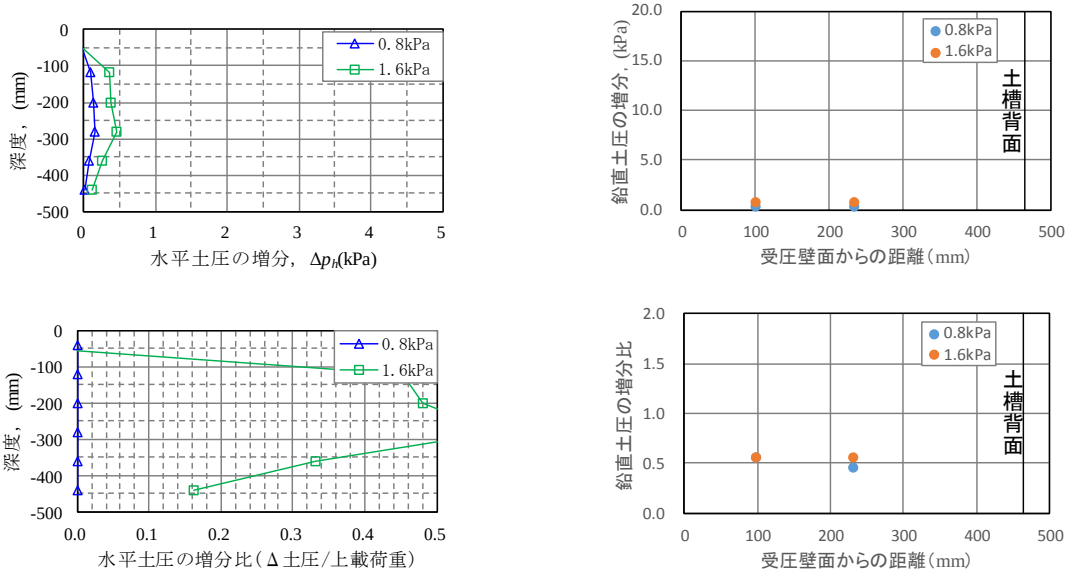


図 5.29　山砂③の実験結果(2)

5.2.7. 珪砂 7 号②：Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名	破砕瓦の土圧測定実験	試験年月日	2017/1/30
試料番号（深さ）	珪砂7号（全面載荷）	試　験　者	森河由紀弘 佐藤　智範

壁面	壁面の幅　W_w(mm)	498	使用材料	珪砂7号(乾燥)
	壁面の高さ　H_w(mm)	78	土粒子密度　ρ_s(g/cm^3)	2.686
	全体の高さ　H(mm)	480	内部摩擦角　ϕ_d(deg)	39.0
	壁面の面積　A_w(mm^2)	38,844	粘着力　c(kPa)	0.0
供試体	土層の幅　W(mm)	500	最小間隙比　e_{min}	0.658
	土層の奥行　B(mm)	465	最大間隙比　e_{max}	1.128
	突固め方法	付き棒で200回/10kg	最大乾燥密度　ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.620

x(mm)	深度，z(mm)				
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層
0	-480	-345	-215	-82	0
50	-480	-347	-217	-83	0
100	-480	-348	-217	-82	0
150	-480	-348	-215	-80	0
200	-480	-348	-213	-80	0
250	-480	-348	-212	-80	0
300	-480	-350	-210	-80	0
350	-480	-348	-210	-78	0
400	-480	-350	-212	-78	0
450	-480	-348	-213	-78	0
平均値	-480	-348	-213	-80	0

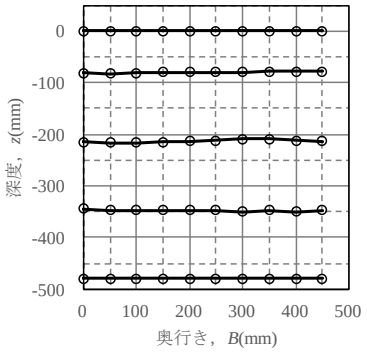


図-1　試料50kgごとの層厚

湿潤重量 m_t(g)	含水比 w(%)	乾燥重量 m_d(g)	高さ H(mm)	体積 V(cm^3)	湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r(%)	締固め度 D_c(%)
50,000	0.0	50,000	132	30,690	1.629	1.629	0.649	101.9	100.6
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.686	94.0	98.3
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.661	99.4	99.8
28,783	0.0	28,783	80	18,600	1.547	1.547	0.736	83.4	95.5
平均					1.597	1.597	0.683	94.7	98.6

上載荷重 q(kPa)	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0	0.733	2.418	2.601	2.283	2.401	2.394	0.4984	8.186	2.310
5	1.844	2.421	2.290	2.140	2.445	2.748	0.5395	10.969	2.430
10	2.613	2.751	2.247	2.150	2.528	3.060	0.5962	14.516	2.193

壁面変位比	水平応力　p_h(kPa)							鉛直土圧　p_v(kPa)	
$\Delta h/h_w$(%)	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力P_h(kN)	壁面部	中央部
0.00	2.613	2.751	2.247	2.150	2.528	3.060	0.5962	14.516	2.193
0.01	1.508	1.817	1.244	1.215	1.625	1.934	0.3629	15.038	1.954
0.02	1.305	1.569	0.939	0.939	1.339	1.680	0.3019	15.305	1.954
0.03	1.186	1.386	0.765	0.730	1.094	1.464	0.2574	15.660	1.954
0.04	1.158	1.312	0.717	0.695	0.991	1.358	0.2420	15.927	1.954
0.05	1.058	1.193	0.637	0.572	0.817	1.194	0.2125	16.283	1.954
0.06	1.064	1.148	0.617	0.559	0.766	1.097	0.2040	16.461	1.777
0.07	1.010	1.084	0.572	0.524	0.650	1.007	0.1883	16.817	1.777
0.08	1.000	1.058	0.543	0.502	0.628	0.953	0.1819	16.906	1.777
0.09	0.984	1.045	0.524	0.482	0.563	0.866	0.1734	17.084	1.954
0.10	0.990	1.051	0.521	0.476	0.550	0.840	0.1720	17.262	1.777

【備考】
・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

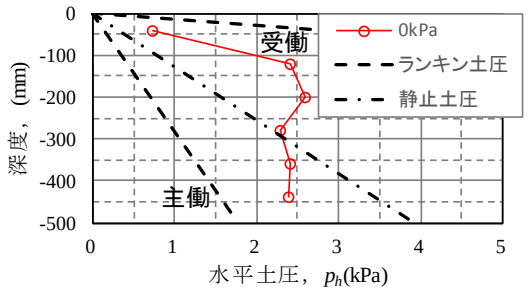


図-2　水平土圧分布（上載荷重0kPa）

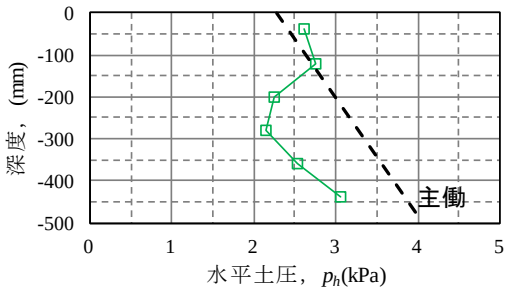


図-3　水平土圧分布（上載荷重10kPa）

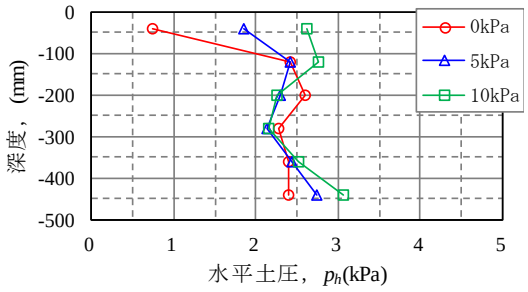


図-4　上載荷重と水平土圧

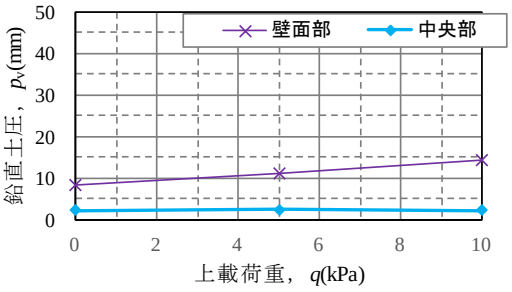


図-5　上載荷重と鉛直土圧

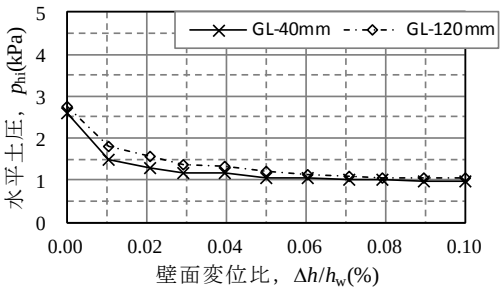


図-6　壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

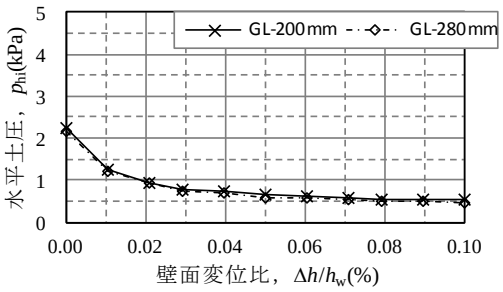


図-7　壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

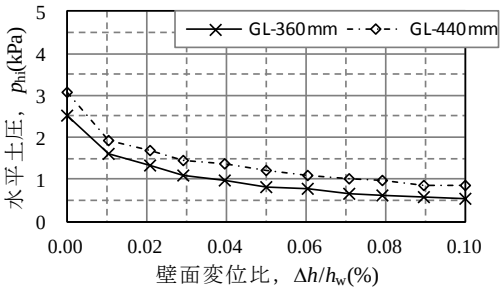


図-8　壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

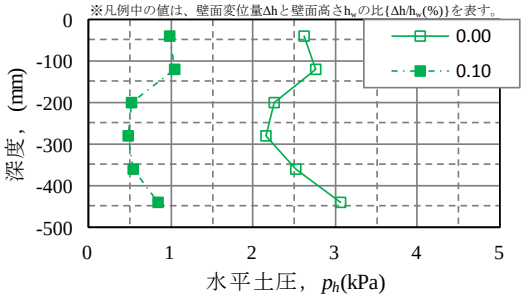


図-9　壁面変位と水平土圧分布

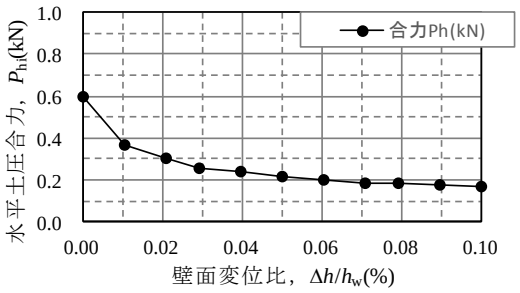


図-10　壁面変位と水平土圧合力

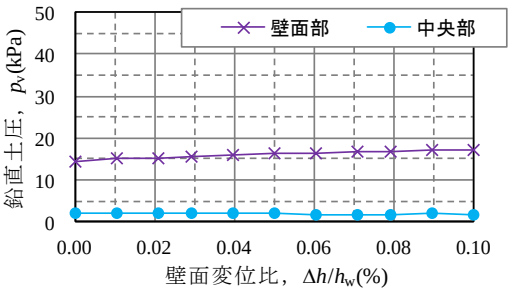


図-11　壁面変位と鉛直土圧

図 5.30　珪砂 7 号：Case1 の実験結果

5.2.8. 【参考】サイロ効果の検討

1. 壁面摩擦角の検討およびサイロ効果を考慮した土被り圧

表-1.1　摩擦試験結果

質量	鉛直荷重	計測値(μ)			水平荷重P_h(N)		
m(g)	P_v(N)	珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
2,629.1	25.77	-72.00	-96.00	-104.00	8.99	11.99	12.99
4,815.7	47.19	-128.00	-170.00	-211.00	15.99	21.23	26.35
7,001.5	68.61	-204.00	-253.00	-292.00	25.48	31.60	36.47

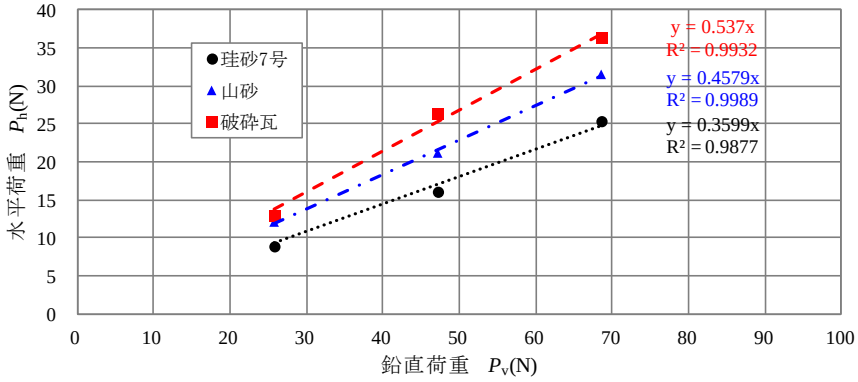
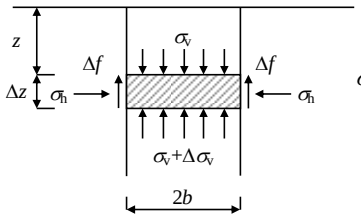


図-1.1　土-アルミニウムの摩擦試験結果

表-1.2　土-アルミニウムの壁面摩擦角

摩擦係数　$\mu(\tan\delta)$			壁面摩擦角　δ(deg)		
珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.3599	0.4579	0.5370	19.79	24.60	28.24



$$\sigma_v = \frac{\gamma_t \cdot b}{K \cdot \tan\delta}\left(1 - e^{-\frac{K \cdot \tan\delta}{b} z}\right)$$

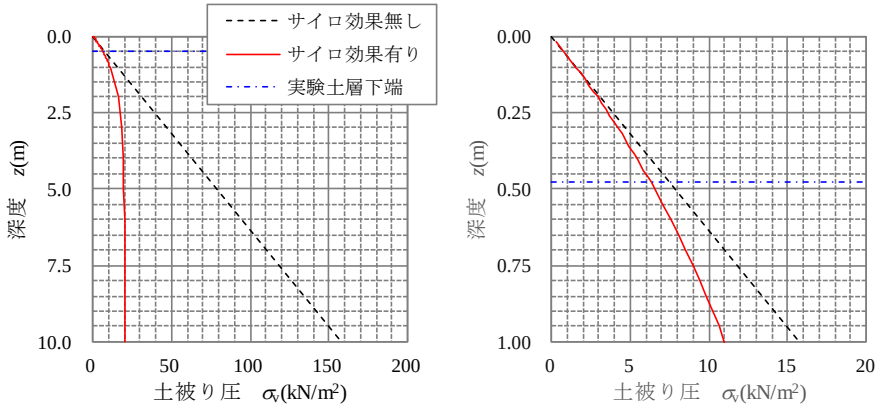
z	(m)	：深度
$2b$	(m)	：壁面の幅
σ_h	(kN/m^2)	：深度zにおける水平応力
σ_v	(kN/m^2)	：深度zにおける鉛直応力
Δf	(kN)	：壁面の摩擦抵抗（$K \cdot \sigma_v \cdot \tan\delta \cdot \Delta z$）
K		：土圧係数（σ_h/σ_v）
δ	(deg)	：壁面摩擦角（土と壁面）

図-1.2　不動壁に囲まれた場合の鉛直土圧

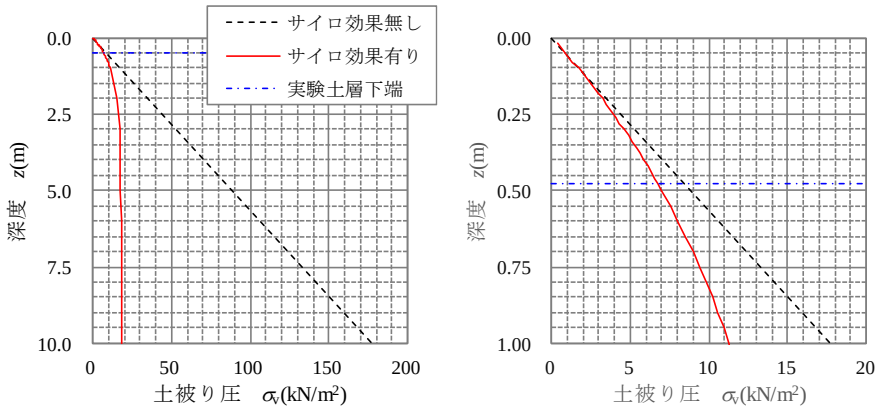
2. 深度と土被り圧の関係

表-2.1　設計定数

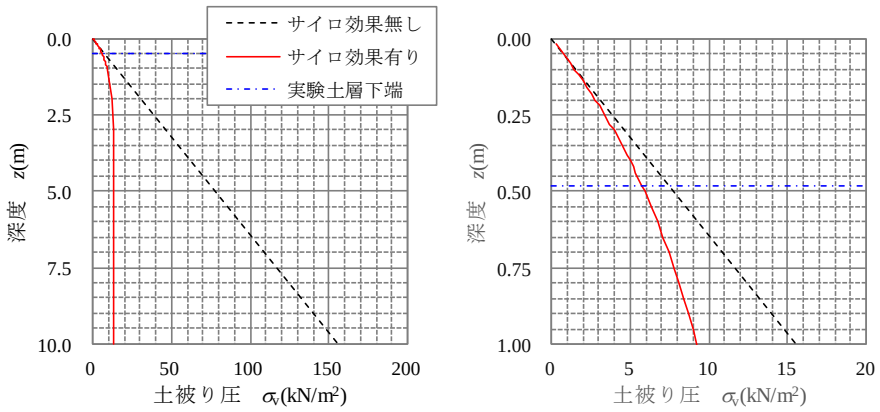
		珪砂7号	山砂	破砕瓦
壁面幅	$2b$ (m)	0.465	0.465	0.465
湿潤単位体積重量	γ_t(kN/m3)	15.778	17.748	15.562
土圧係数($K=\sigma_h/\sigma_v$)	K	0.500	0.500	0.500
壁面摩擦角	tan δ	0.3599	0.4579	0.5370



(a)　珪砂7号

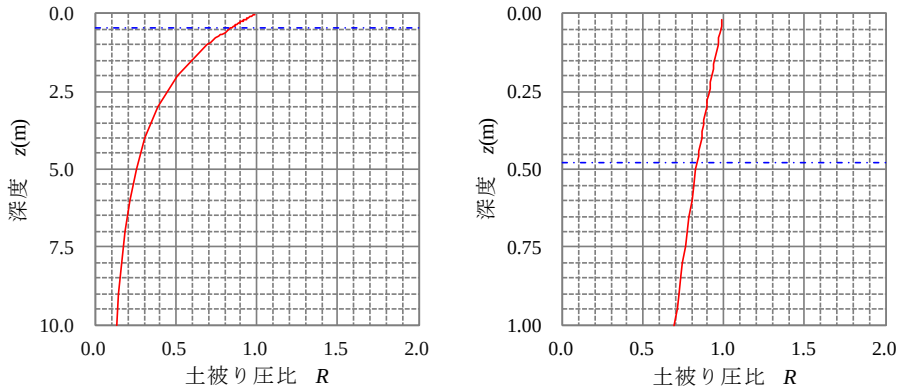


(b)　山砂

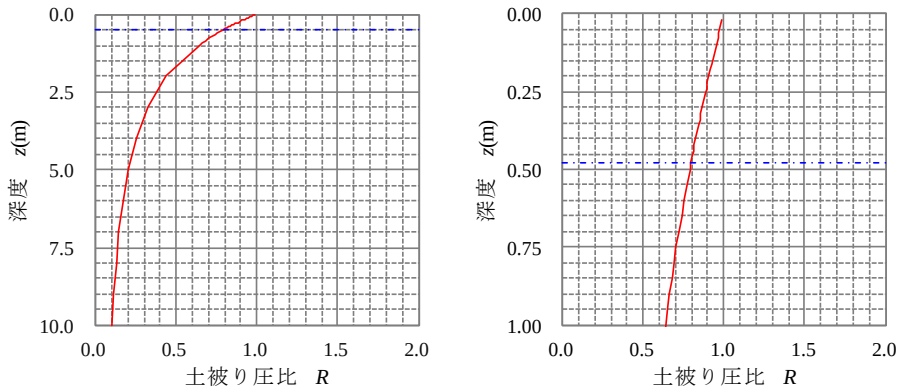


(c)　破砕瓦

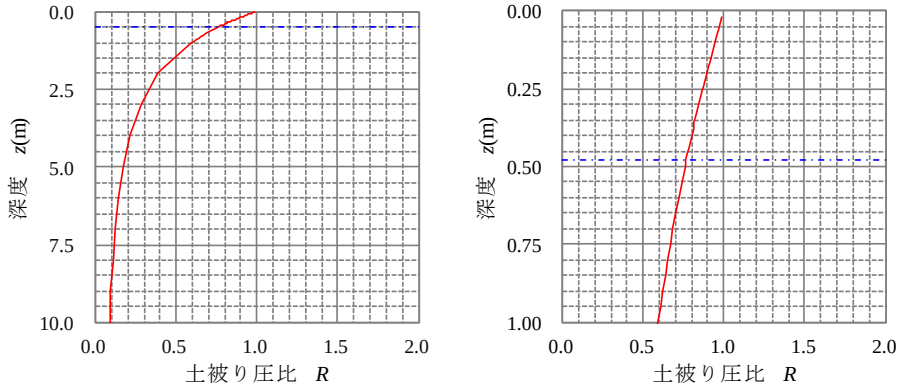
図-2.1　深度と土被り圧の関係



(a) 珪砂7号



(b) 山砂



(c) 破砕瓦

図-2.2 深度と土被り圧比の関係

表-2.2 一般的な土被り圧 (b =0.465m)

サイロ効果無し				
深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	$\sigma_v=\gamma_t z$ (kN/m^2)		
		珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	0.465	157.78	177.48	155.62

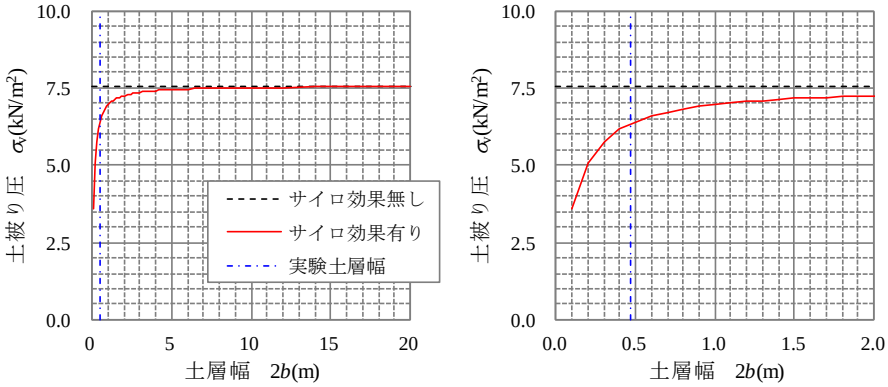
表-2.3　サイロ効果を考慮した土被り圧と土被り圧比（b=0.465m）

深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	サイロ効果有り $\sigma_v^*=\gamma_t b/(K\tan\delta)*(1-e^{(-K\tan d*z/b)})$			一般的なの土被り圧との比 $R=\sigma_v^*/\sigma_v$		
		珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.020	0.465	0.3131	0.3515	0.3077	0.992	0.990	0.989
0.040	0.465	0.6215	0.6961	0.6083	0.985	0.981	0.977
0.060	0.465	0.9250	1.0340	0.9021	0.977	0.971	0.966
0.080	0.465	1.2240	1.3654	1.1892	0.970	0.962	0.955
0.100	0.465	1.5183	1.6902	1.4697	0.962	0.952	0.944
0.120	0.465	1.8081	2.0087	1.7438	0.955	0.943	0.934
0.140	0.465	2.0935	2.3211	2.0117	0.948	0.934	0.923
0.160	0.465	2.3744	2.6273	2.2734	0.941	0.925	0.913
0.180	0.465	2.6511	2.9275	2.5292	0.933	0.916	0.903
0.200	0.465	2.9235	3.2219	2.7791	0.926	0.908	0.893
0.220	0.465	3.1917	3.5106	3.0233	0.919	0.899	0.883
0.240	0.465	3.4558	3.7936	3.2620	0.913	0.891	0.873
0.260	0.465	3.7159	4.0711	3.4952	0.906	0.882	0.864
0.280	0.465	3.9719	4.3432	3.7230	0.899	0.874	0.854
0.300	0.465	4.2240	4.6100	3.9457	0.892	0.866	0.845
0.320	0.465	4.4723	4.8716	4.1633	0.886	0.858	0.836
0.340	0.465	4.7167	5.1280	4.3759	0.879	0.850	0.827
0.360	0.465	4.9574	5.3795	4.5837	0.873	0.842	0.818
0.380	0.465	5.1944	5.6261	4.7867	0.866	0.834	0.809
0.400	0.465	5.4277	5.8679	4.9851	0.860	0.827	0.801
0.420	0.465	5.6575	6.1049	5.1789	0.854	0.819	0.792
0.440	0.465	5.8837	6.3374	5.3684	0.848	0.812	0.784
0.460	0.465	6.1065	6.5653	5.5535	0.841	0.804	0.776
0.480	0.465	6.3258	6.7887	5.7343	0.835	0.797	0.768
0.500	0.465	6.5418	7.0078	5.9111	0.829	0.790	0.760
0.550	0.465	7.0673	7.5370	6.3355	0.814	0.772	0.740
0.600	0.465	7.5728	8.0408	6.7361	0.800	0.755	0.721
0.650	0.465	8.0592	8.5204	7.1142	0.786	0.739	0.703
0.700	0.465	8.5271	8.9770	7.4711	0.772	0.723	0.686
0.750	0.465	8.9772	9.4116	7.8080	0.759	0.707	0.669
0.800	0.465	9.4103	9.8253	8.1260	0.746	0.692	0.653
0.850	0.465	9.8269	10.2192	8.4261	0.733	0.677	0.637
0.900	0.465	10.2277	10.5941	8.7094	0.720	0.663	0.622
0.950	0.465	10.6133	10.9510	8.9768	0.708	0.650	0.607
1.000	0.465	10.9843	11.2908	9.2292	0.696	0.636	0.593
2.000	0.465	16.0499	15.5084	12.1375	0.509	0.437	0.390
3.000	0.465	18.3861	17.0838	13.0539	0.388	0.321	0.280
4.000	0.465	19.4635	17.6723	13.3426	0.308	0.249	0.214
5.000	0.465	19.9603	17.8921	13.4336	0.253	0.202	0.173
6.000	0.465	20.1895	17.9742	13.4623	0.213	0.169	0.144
7.000	0.465	20.2951	18.0049	13.4713	0.184	0.145	0.124
8.000	0.465	20.3439	18.0164	13.4742	0.161	0.127	0.108
9.000	0.465	20.3663	18.0206	13.4751	0.143	0.113	0.096
10.000	0.465	20.3767	18.0222	13.4753	0.129	0.102	0.087

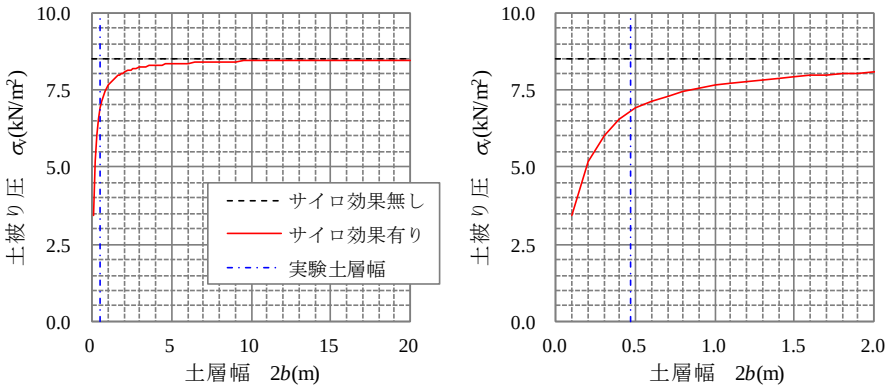
3. 壁面幅と土被り圧の関係

表-3.1　設計定数

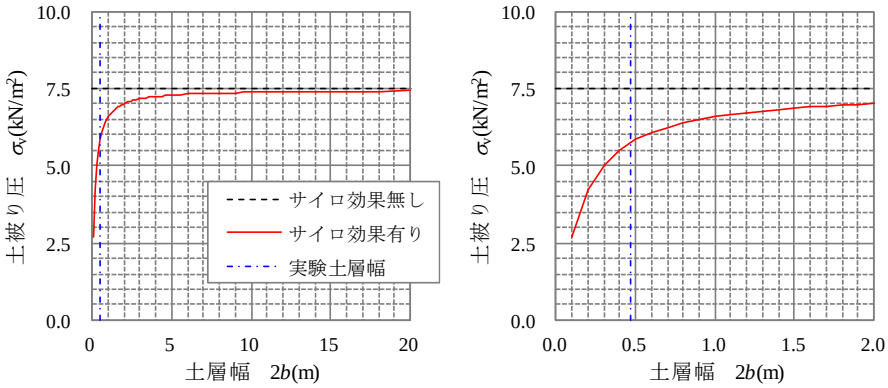
		珪砂7号	山砂	破砕瓦
深度	z(m)	0.48	0.48	0.48
湿潤単位体積重量	γ_t(kN/m3)	15.778	17.748	15.562
土圧係数($K=\sigma_h/\sigma_v$)	K	0.500	0.500	0.500
壁面摩擦角	tan δ	0.3599	0.4579	0.5370



(a)　珪砂7号

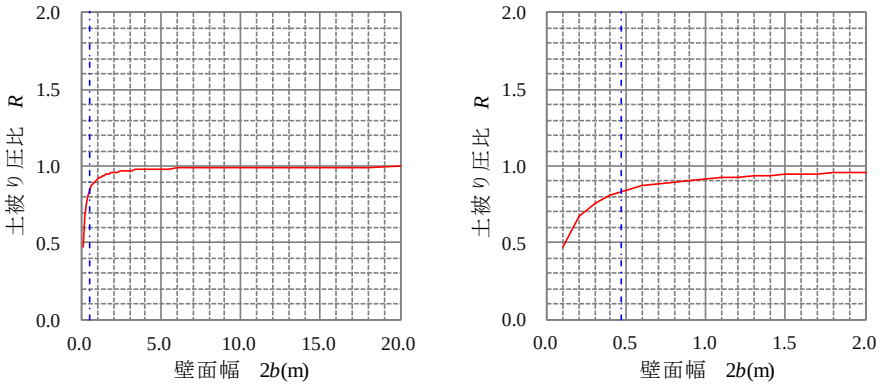


(b)　山砂

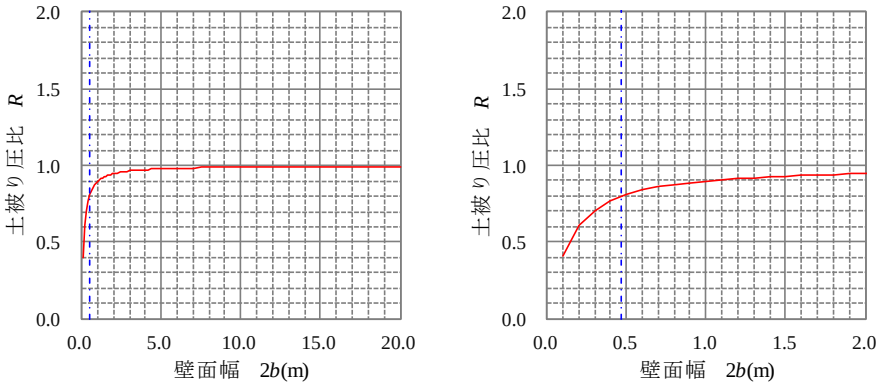


(c)　破砕瓦

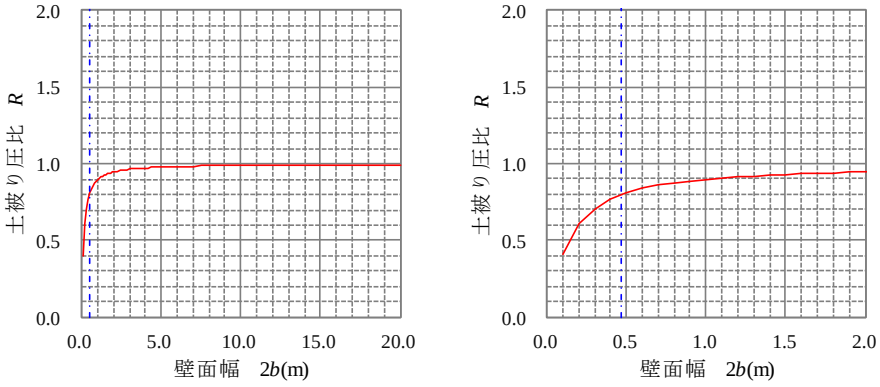
図-3.1　深度と土被り圧の関係



（a） 珪砂7号



（b） 山砂



（c） 破砕瓦

図-3.2 壁面幅と土被り圧比の関係

表-3.2 一般的な土被り圧（z=0.480m）

サイロ効果無し				
深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	$\sigma_v=\gamma_t z$ (kN/m^2)		
		珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.48	0.00	7.5734	8.5190	7.4698
0.48	50.00	7.5734	8.5190	7.4698

表-3.3　サイロ効果を考慮した土被り圧と土被り圧比（z=0.480m）

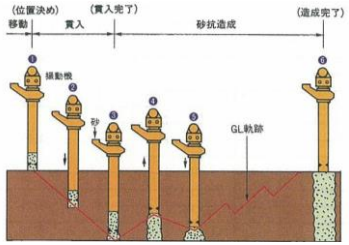
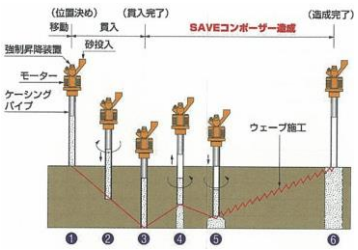
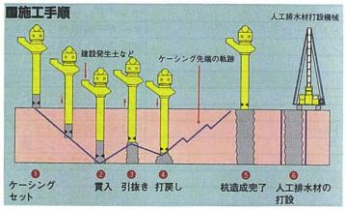
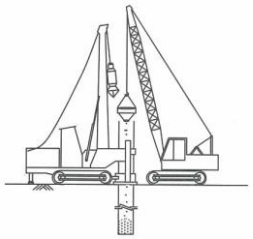
深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	サイロ効果有り $\sigma_v^* = \gamma_1 b / (K \tan\delta)^*(1-e^{(-K\tan\delta^* z/b)})$			一般的なの土被り圧との比 $R=\sigma_v^*/\sigma_v$		
		珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.48	0.10	3.6049	3.4456	2.6778	0.476	0.404	0.358
0.48	0.20	5.0716	5.1688	4.1985	0.670	0.607	0.562
0.48	0.30	5.7575	6.0391	5.0120	0.760	0.709	0.671
0.48	0.40	6.1501	6.5542	5.5064	0.812	0.769	0.737
0.48	0.50	6.4036	6.8933	5.8366	0.846	0.809	0.781
0.48	0.60	6.5807	7.1330	6.0723	0.869	0.837	0.813
0.48	0.70	6.7113	7.3112	6.2488	0.886	0.858	0.837
0.48	0.80	6.8115	7.4490	6.3859	0.899	0.874	0.855
0.48	0.90	6.8909	7.5586	6.4953	0.910	0.887	0.870
0.48	1.00	6.9554	7.6478	6.5847	0.918	0.898	0.882
0.48	1.10	7.0087	7.7219	6.6591	0.925	0.906	0.891
0.48	1.20	7.0535	7.7844	6.7220	0.931	0.914	0.900
0.48	1.30	7.0918	7.8378	6.7758	0.936	0.920	0.907
0.48	1.40	7.1248	7.8840	6.8224	0.941	0.925	0.913
0.48	1.50	7.1536	7.9243	6.8632	0.945	0.930	0.919
0.48	1.60	7.1789	7.9598	6.8991	0.948	0.934	0.924
0.48	1.70	7.2013	7.9913	6.9310	0.951	0.938	0.928
0.48	1.80	7.2214	8.0195	6.9596	0.954	0.941	0.932
0.48	1.90	7.2393	8.0448	6.9852	0.956	0.944	0.935
0.48	2.00	7.2556	8.0676	7.0084	0.958	0.947	0.938
0.48	2.20	7.2837	8.1073	7.0488	0.962	0.952	0.944
0.48	2.40	7.3073	8.1406	7.0826	0.965	0.956	0.948
0.48	2.60	7.3273	8.1689	7.1114	0.967	0.959	0.952
0.48	2.80	7.3445	8.1933	7.1362	0.970	0.962	0.955
0.48	3.00	7.3595	8.2145	7.1579	0.972	0.964	0.958
0.48	3.20	7.3726	8.2331	7.1768	0.973	0.966	0.961
0.48	3.40	7.3843	8.2495	7.1936	0.975	0.968	0.963
0.48	3.60	7.3946	8.2642	7.2086	0.976	0.970	0.965
0.48	3.80	7.4039	8.2774	7.2220	0.978	0.972	0.967
0.48	4.00	7.4122	8.2892	7.2342	0.979	0.973	0.968
0.48	4.20	7.4198	8.3000	7.2452	0.980	0.974	0.970
0.48	4.40	7.4267	8.3098	7.2552	0.981	0.975	0.971
0.48	4.60	7.4330	8.3187	7.2643	0.981	0.976	0.972
0.48	4.80	7.4388	8.3269	7.2727	0.982	0.977	0.974
0.48	5.00	7.4441	8.3345	7.2805	0.983	0.978	0.975
0.48	5.50	7.4557	8.3511	7.2974	0.984	0.980	0.977
0.48	6.00	7.4655	8.3649	7.3116	0.986	0.982	0.979
0.48	6.50	7.4737	8.3766	7.3236	0.987	0.983	0.980
0.48	7.00	7.4808	8.3867	7.3339	0.988	0.984	0.982
0.48	7.50	7.4869	8.3954	7.3429	0.989	0.985	0.983
0.48	8.00	7.4923	8.4031	7.3507	0.989	0.986	0.984
0.48	8.50	7.4970	8.4098	7.3576	0.990	0.987	0.985
0.48	9.00	7.5012	8.4159	7.3638	0.990	0.988	0.986
0.48	9.50	7.5050	8.4212	7.3693	0.991	0.989	0.987
0.48	10.00	7.5084	8.4261	7.3743	0.991	0.989	0.987
0.48	12.00	7.5192	8.4415	7.3901	0.993	0.991	0.989
0.48	14.00	7.5269	8.4525	7.4014	0.994	0.992	0.991
0.48	16.00	7.5327	8.4608	7.4099	0.995	0.993	0.992
0.48	18.00	7.5372	8.4672	7.4165	0.995	0.994	0.993
0.48	20.00	7.5408	8.4724	7.4218	0.996	0.995	0.994

6. その他

6.1. 主な締固め工法一覧

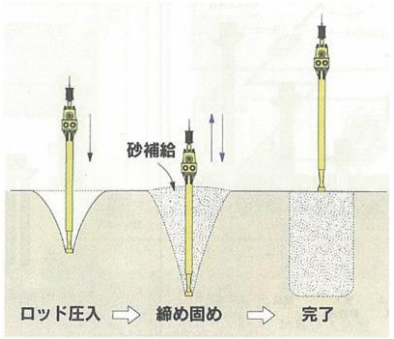
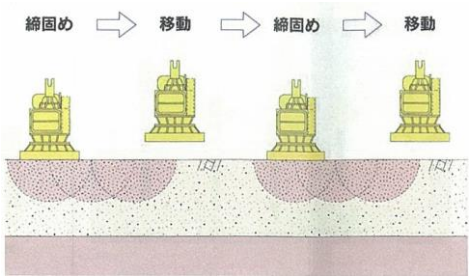
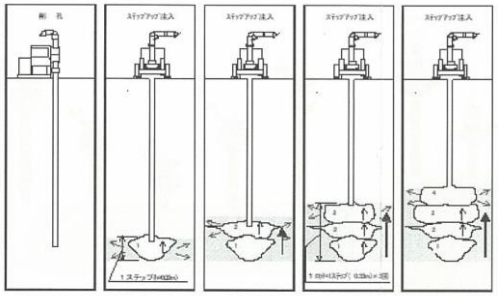
参考として陸上施工および海上施工における、主な締固め工法を次頁以降に示す。

表 6.1　陸上施工の主な締固め工法(1/2)

原　理		圧密・締固め			
工法名称		陸上コンポーザー （打戻し式サンドコンパクションパイル工法）	SAVEコンポーザー （静的締固め砂杭工法）	リソイルコンポーザー （建設発生土利用コンポーザー）	ノンフローコンポーザー （大口径砕石コンパクションパイル工法）
工法概要		地盤中に振動機（バイブロハンマー）を用いてケーシングを貫入させ、所定の深度よりこれを引き抜き、材料である砂などを排出し、更にこれを打ち戻すことにより良く締め固めた砂杭を造成する。 緩い砂地盤に対しては密度の増加により地盤全体を締固め、粘性土地盤に対しては粘性土と砂杭の複合地盤を形成し地盤を強化する。陸上および海上など幅広く様々な環境において適用されている最も代表的なサンドコンパクションパイル工法。  	地盤中に油圧式の強制昇降装置を用いた回転圧入施工によりケーシングを貫入させ、材料砂の排出打ち戻しを細かく行う「ウェーブ施工」により締め固めた砂杭を造成する静的なサンドコンパクションパイル工法（静的締固め砂杭工法）。 	中詰め材を砂の代わりに、建設発生土に細粒分含有率が25%程度以下の土材料を用いてサンドコンパクションパイルを打設する工法。地盤改良と建設発生土の処分を同時に行うことを可能としている。 粘性土地盤を対象とする場合は人工排水材を杭の周囲に打設して地盤の排水効果の補助としている。 	コンパクションパイル工法の一種でオールケーシングを用いケーシング内の土砂を排出して砕石や砂利等を投入し、モンケンで締め固めることによりよく締まった大口径の砕石杭を低振動で造成する工法。 
適用地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	主に粘性土、有機質土
施工深度		45m程度	25m程度	25m程度	20m程度
使用材料		砂、砕石、（スラグ、再生砕石）等	砂、砕石、（スラグ、再生砕石）等	建設発生土・石炭灰・鉱滓・（人口排水材）	主に砕石、砂利等
標準仕様		ケーシング径φ400mm（標準） 出来上がり径φ700mm（標準）	ケーシング径φ400mm 出来上がり径φ700mm	ケーシング径φ400mm 出来上がり径φ700mm	ケーシング径φ1000mm程度 出来上がり径φ1000mm程度
施工実績		非常に多い	H17年度現在400件以上	中部電力碧南火力発電所他数件	30件程度
適用目的		液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	盛土の安定、沈下対策
環境	振動		ほとんど無い	比較的大きい	比較的小さい
	騒音	比較的大きい	小さい	比較的大きい	比較的小さい
	変位	比較的大きい	比較的小さい	比較的大きい	比較的小さい
特徴	長所	・粘性土、砂質土など殆ど全ての地盤に対して効果を有する。 ・締固めによる密度の増加、地盤の水平抵抗の増加、複合地盤によるせん断抵抗の増加および沈下量の低減、ドレーンとしての圧密促進など様々な改良効果を併せ持つ。	・施工される砂杭強度及び改良効果は陸上コンポーザーと同等である。 ・バイブロを用いず強制昇降装置を用いて静的に締固めることから、打診による乱れの影響が少ない。	・従来廃棄処分されてきた建設発生土を有効利用して発生土処分の費用が節約できる。	・振動、騒音の影響は小さい。 ・大断面の砕石杭を確実に施工できる。 ・他のコンポーザー工法に比べると施工機の高さが低いため空域制限下での施工には有利である。
	短所	・騒音、振動および周辺構造物の変位などの周辺環境への配慮が必要となる。 ・粘性土に対しては打設直後に乱れの影響がある。（1～3ヶ月程度で強度を回復する）	・バイブロ式のコンポーザーと比較すると施工能率が落ちるためやや割高になる。	・使用する材料や対策の目的によっては人口排水材を併用する必要がある。	・施工費が割高なため近年ではSAVEコンポーザーに代替される傾向にある。
コスト　※） （材工共）		4,000円/m（φ700m）	6,000円/m（φ700mm）	3,500円/m （人口排水材及び中詰材費は除く）	20,000円/m（φ1000mm）
能率　※）		165m/日（φ700mm）	140m/日（φ700mm）	150m/日	20m/日（φ1000mm）

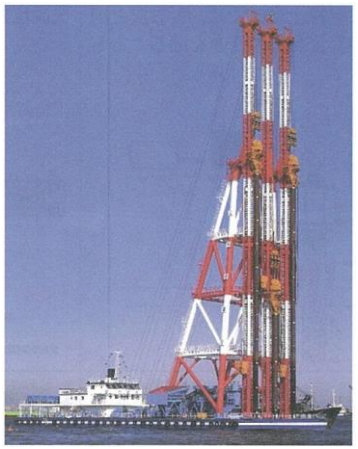
※）杭長15mを標準としてコスト・能率を換算（杭長その他条件により変動する）。

表 6.2　陸上施工の主な締固め工法(2/2)

原　　理		締　固　め		
工法名称		バイブロロッド （振動棒工法）	マンモスバイブロタンパー （表層締固め工法）	コンパクショングラウチングデンバーシステム （静的圧入締固め工法）
工法概要		バイブロハンマーに接続した各種の特殊圧入ロッドを振動圧入することによって、緩い砂質地盤を締め固める工法で、ロッドの先端および側面形状によりNFコンパクション工法、KFコンパクション工法の2つのタイプがある。  	砂質地盤の支持力の増大を図る表層締固め工法の一種で、強力な振動機と大型のタンパーを組み合わせた密度増大工法であり、表層地盤の締め固めを対象としたものである。クローラークレーンにバイブロハンマーを直結したダンパーを吊りながら地表面を締固める。  	きわめて流動性の低いモルタルなどの注入材を地盤に注入し、地盤を押し広げることで締固め、密度を増大させ地震時の液状化を防止する工法。  ボトムアップ方式
適用地盤		緩い砂質地盤	砂質土	緩い砂地盤
施工深度		20m程度	3～5m（改良効果が及ぶ深度）	20m程度
使用材料		現地土、砕石、スラグ等	なし	セメント、粒度調整骨材
標準仕様		出来上がり径φ500～600mm程度	□2.0×2.0m、□3.0×3.0m	φ700mm相当
施工実績		50件程度	関西国際空港など20件程度	東京国際空港旅客ターミナル等28件 （2005年研究会実績）
適用目的		護岸・岸壁背面等の液状化対策	タンク基礎、空港路床等表層締固め	既設構造物付近・直下、狭隘な場所での新設構造物
環境	振動	比較的大きい	比較的大きい	ほとんど無い
	騒音	比較的大きい	比較的大きい	小さい
	変位	比較的小さいが注意を要する	比較的小さい	大きい（注入順序によって対応可能）
特徴	長所	・液状化防止に効果的である。 ・施工機械が機動性に富み、施工能率が高い経済的な工法である。 ・使用材料に現地土が利用できる。	・機動性に優れ、施工能率もよいため安価である。 ・コンポーザーやバイブロロッドなどと併用することにより深層から表層に至る締固めを確実に行うことができる。	・特殊ポンプを用いた静的圧入により、無振動、低騒音で地盤を締め固める。 ・地盤／構造物変位が小さく、既設構造物にも適用可能。 ・小型ボーリングマシンが設置できる程度の作業空間で施工可能。 ・対象地盤の上部に硬い地盤が存在しても適用可能。
	短所	・細粒分が多いと改良効果が低下する。 ・改良対象土層上に粘性土層が挟んでいる場合は材料の供給ができない場合がある。 ・材料の使用量の管理が難しい（試験施工等で確認）。	・振動、騒音の影響が大きく市街地などでの施工は困難である。 ・対象深度の深い改良には不適。	・砂杭による締固めに比べ、工費・工期ともに大きい。
コスト　※） （材工共）		2,600円/m（φ600mm、材料費含む）	800円/m^2（タンパーサイズ2.0×2.0m）	31,000円/m（1ﾌﾟﾗﾄﾝ2ﾏｼﾝ、切削ﾏｼﾝ2） 35,000円/m（1ﾌﾟﾗﾄﾝ1ﾏｼﾝ、切削ﾏｼﾝ1）
能率　※）		310m/円（φ600mm）	460m^2/円（タンパーサイズ2.0×2.0m）	32m/日（1ﾌﾟﾗﾄﾝ2ﾏｼﾝ、切削ﾏｼﾝ2） 16m/日（1ﾌﾟﾗﾄﾝ1ﾏｼﾝ、切削ﾏｼﾝ1）

※）杭長15mを標準としてコスト・能率を換算（杭長その他条件により変動する）。

表 6.3　海上施工の主な締固め工法

原　　理		圧密・締固め	
工法名称		海上コンポーザー （打ち戻し式サンドコンパクションパイル工法）	SAVEマリン （無振動低騒音型海上コンポーザー）
工法概要		地盤中に振動機（バイブロハンマー）を用いてケーシングを貫入させ、所定の深度よりこれを引き抜き、材料である砂などを排出し、更にこれを打ち戻すことにより良く締め固めた砂杭を造成する。 緩い砂地盤に対しては密度の増加により地盤全体を締固め、粘性土地盤に対しては粘性土と砂杭の複合地盤を形成し地盤を強化する。陸上および海上など幅広く様々な環境において適用されている最も代表的なサンドコンパクションパイル工法。 	強制昇降装置を用いて、ケーシングを貫入させ、材料砂の排出打ち戻しを細かく行う「ウェーブ施工」により締め固めた砂杭を造成する静的な海上サンドコンパクションパイル工法（静的締固め砂杭工法）。
適用地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質
施工深度		70m程度（水面下）	50m程度（水面下）
使用材料		砂、砕石、（スラグ、再生砕石）等	砂
標準仕様		ケーシング径φ800～1200mm 出来上がり径φ1000～2000mm	ケーシング径φ700mm 出来上がり径φ1000mm（液状化対策の場合）
施工実績		非常に多い	愛知県衣浦護岸工事
適用目的		護岸・岸壁防波堤の基礎等	護岸・岸壁防波堤の基礎等
環境	振動	比較的大きい	ほとんど無い
	騒音	比較的大きい	小さい
	変位	比較的大きい	比較的小さい
特徴	長所	・置換率30%程度の低置換から80%程度の高置換まで幅広い範囲で改良仕様の設定が可能であり、改良目的に応じた有効な対策を講じることが可能である。 ・3連装の専用船による施工となるため施工能率が高い。 ・粘性土、砂質土など殆ど全ての地盤に対して効果を有する。 ・締固めによる密度の増加、地盤の水平抵抗の増加、複合地盤によるせん断抵抗の増加および沈下量の低減、ドレーンとしての圧密促進など様々な改良効果を併せ持つ。	・砂杭強度及び改良効果はコンポーザーと同等である。 ・バイブロを用いず、強制昇降装置を用いて静的に締固めることから、周辺への振動・騒音等の影響がほとんどない。
	短所	・騒音、振動、周辺構造物の変位など周辺環境への配慮が必要となる。 ・粘性土に対しては打設直後に乱れの影響がある。（1～3ヶ月程度で強度は回復する） ・砂杭打設による盛り上りを考慮する必要がある。	・バイブロ式のコンポーザーと比較すると施工能率が落ちるため割高となる。
コスト　※） （材工共）		30,000円/m（3連装φ2000mm 50m級 杭長30m）	37,000円/m（1連装φ1000mm）
能率　※）		340m/日（φ2000mm）	90m/日（1連装）

※）杭長15mを標準としてコスト・能率を換算（杭長その他条件により変動する）。

6.2. 標準材料と破砕瓦の材料費の概算比較

参考として、想定する用途の標準材料と破砕瓦の運搬費を加味した材料費の概算比較を行った結果を以下に示す。標準材料および破砕瓦の運搬費込みの材料費の算出条件は**表 6.4～表 6.5** に示す通りである。**表 6.5** の供給量試算は、H27d の愛知県陶器瓦工業組合へのヒアリング結果に基づく破砕瓦の年間発生量(約 6~6.5 万トン)とその内訳、最大貯蔵可能量を考慮して算出した工事現場への供給量の概算値である。

表 6.4　標準材料と破砕瓦の材料費の算出条件

項目	標準材料	破砕瓦
材料費	愛知県内の港湾工事での実勢調査に基づく現地渡し価格(運搬費込み)を参照。	愛知県陶器瓦工業組合へのヒアリング結果に基づく。
運搬費		**表 6.5** で試算した想定工事への供給量を、港湾土木請負工事積算基準(平成 28 年度改訂版) [2)]に基づいて出荷工場からの運搬距離(10km、50km、100km)に応じた運搬費を算出。

表 6.5　破砕瓦の供給可能量の試算(概算)

		破砕瓦	
		瓦用原材料 粘土への還元	リサイクル資材 ・土木資材
発生量(t)	年間	60,000	
		37,000	**23,000**
	月別	3,083	**1,917**
最大貯蔵可能量(t)		**13,000**	

※H27dヒアリング調べに基づく。

港湾施設への供給可能量の試算		備考
供給可能量(t)	7,667	リサイクル資材・土木資材の月別発生量*4ヶ月分
貯蔵可能量(t)	13,000	
工期内の供給可能量(t)	20,667	供給可能量+貯蔵可能量
破砕瓦の湿潤密度(t/m^3)	1.49	湿潤密度試験結果より
工事現場への供給量(m^3)	**13,870**	工期内の供給可能量/湿潤密度

運搬費(陸上運搬 or 海上運搬)を考慮した破砕瓦(0-20mm、5-20mm)と標準材料との価格比を**表 6.6～表 6.7**、**図 6.1** に示す。この結果より以下の可能性があることがいえる。

① 標準材料との比較から、破砕瓦 0-20mm を用いると経済的に有利となる。
② 標準材料との比較から、運搬距離が約 40km 圏内の地域であれば、破砕瓦は経済的に有利となる。

[2)]公益社団法人日本港湾協会：港湾土木請負工事積算基準(平成 28 年度改訂版)、平成 28 年 4 月

表 6.6　運搬費を考慮した破砕瓦(0-20mm)と標準材料の価格比

			運搬距離			備考
			10 km	50 km	100 km	
価格比	【裏埋材】砂との比較	陸上運搬	0.97	2.17	3.68	ダンプトラック(10t)運搬 バックホウ山積0.8m^3、土砂、DID無
		海上運搬	1.41	2.16	3.10	ガット船海上運搬投入 3.0m^3、850m^{3}積、運8h航4h
	【裏込材】栗石との比較	陸上運搬	0.52	1.15	1.95	
		海上運搬	0.75	1.15	1.64	

表 6.7　運搬費を考慮した破砕瓦(5-20mm)と標準材料の価格比

			運搬距離			備考
			10 km	50 km	100 km	
価格比	【裏埋材】砂との比較	陸上運搬	2.55	3.75	5.25	ダンプトラック(10t)運搬 バックホウ山積0.8m^3、土砂、DID無
		海上運搬	2.99	3.74	4.68	ガット船海上運搬投入 3.0m^3、850m^{3}積、運8h航4h
	【裏込材】栗石との比較	陸上運搬	1.35	1.99	2.79	
		海上運搬	1.59	1.99	2.48	

※1)価格比＝破砕瓦の価格(運搬費込み)／標準材料の価格(運搬費込み)より算出。
※2)破砕瓦の価格は、愛知県陶器瓦工業組合殿へのヒアリング価格(工場渡し)に、別途運搬費を考慮して算出。
※3)標準材料の価格は、愛知県内の実勢調査価格(運搬費込み)を参照して設定。

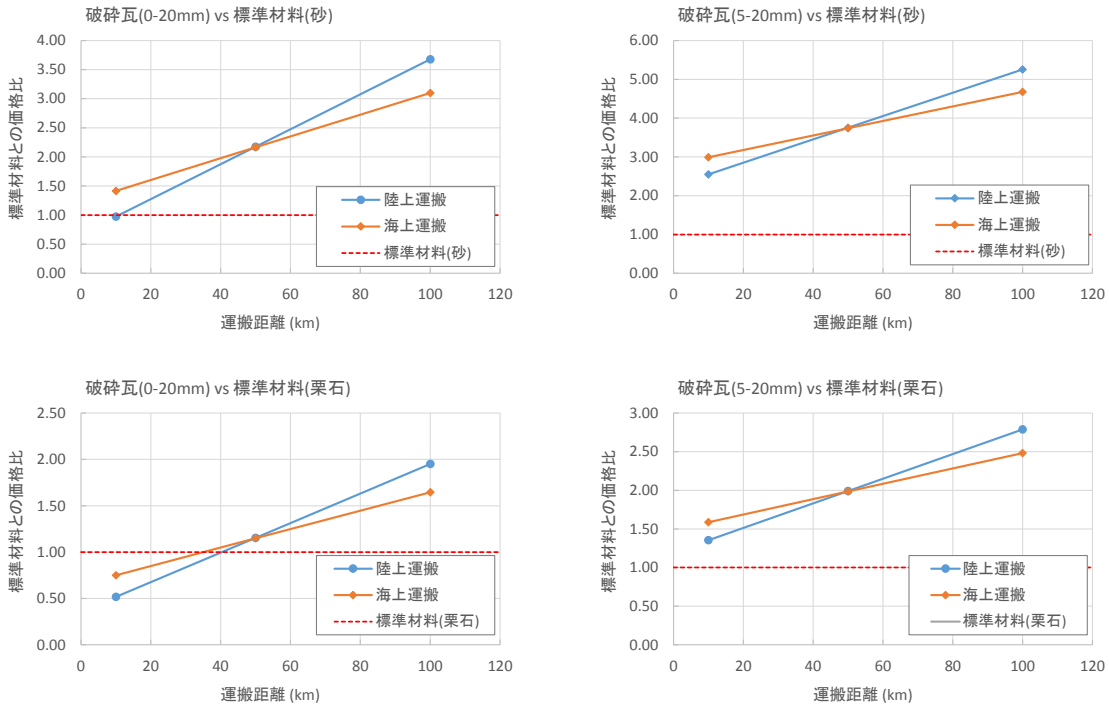


図 6.1　運搬費を考慮した破砕瓦と標準材料の価格比

6.3. 土留矢板に作用する主働土圧の低減効果

標準材料(例えば砂や栗石)と破砕瓦の単位体積重量と比較すると、破砕瓦は軽量であることから土圧低減材料として有効であることがいえる。

そこで、**図 6.2** に示す断面を仮定し、気中部の雑石(図面中の黄色に着色した範囲)を破砕瓦に代替した場合における岸壁主要部材の安定計算を行った。主な設計条件は**表 6.8** に示す通りである。このうち、本技術資料ではモデル断面においてより厳しい条件である変動状態(レベル 1 地震動)に関する試計算を行った。

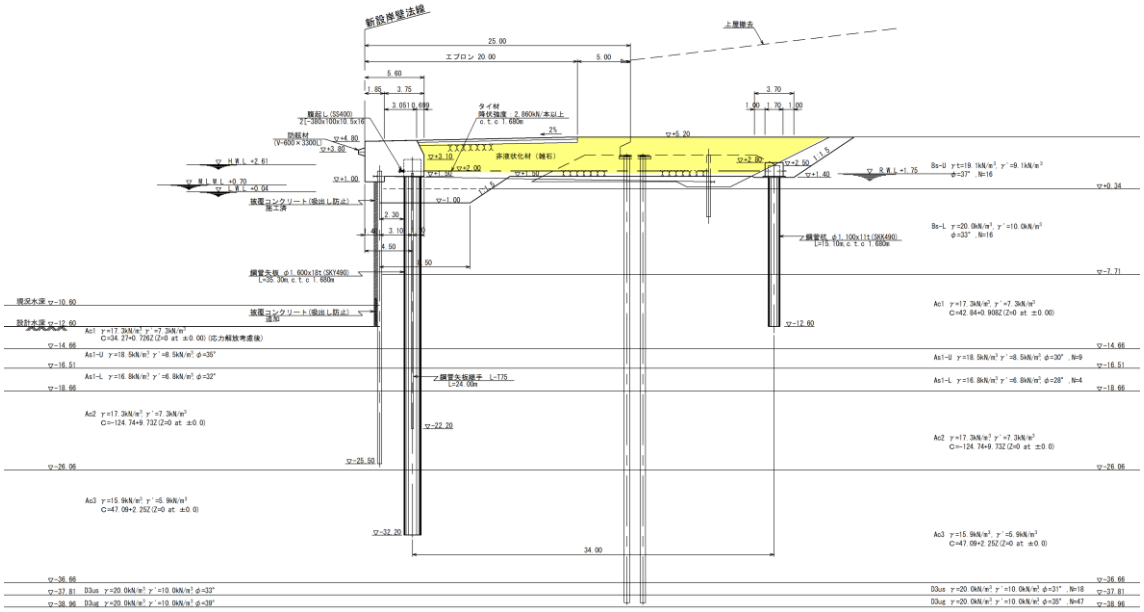


図 6.2　モデル断面

表 6.8　設計条件一覧

上載荷重	永続状態	W=10.0 kN/m^2
	変動状態(レベル 1 地震動)	W= 5.0 kN/m^2
照査用震度		kh=0.25
設計水深		-12.60m
潮位	H.W.L.	+2.61m
	L.W.L.	+0.04m
残留水位	R.W.L.	+1.75m
タイ材取付高		+2.00m
耐用年数		50 年
埋立材料	ケース 1：雑石	γ_t=18.0 kN/m^3、ϕ=35.0 °
	ケース 2：破砕瓦	γ_t=14.2 kN/m^3、ϕ=44.6 °

変動状態(レベル 1 地震動)における照査結果一覧を**表 6.9** に示す。

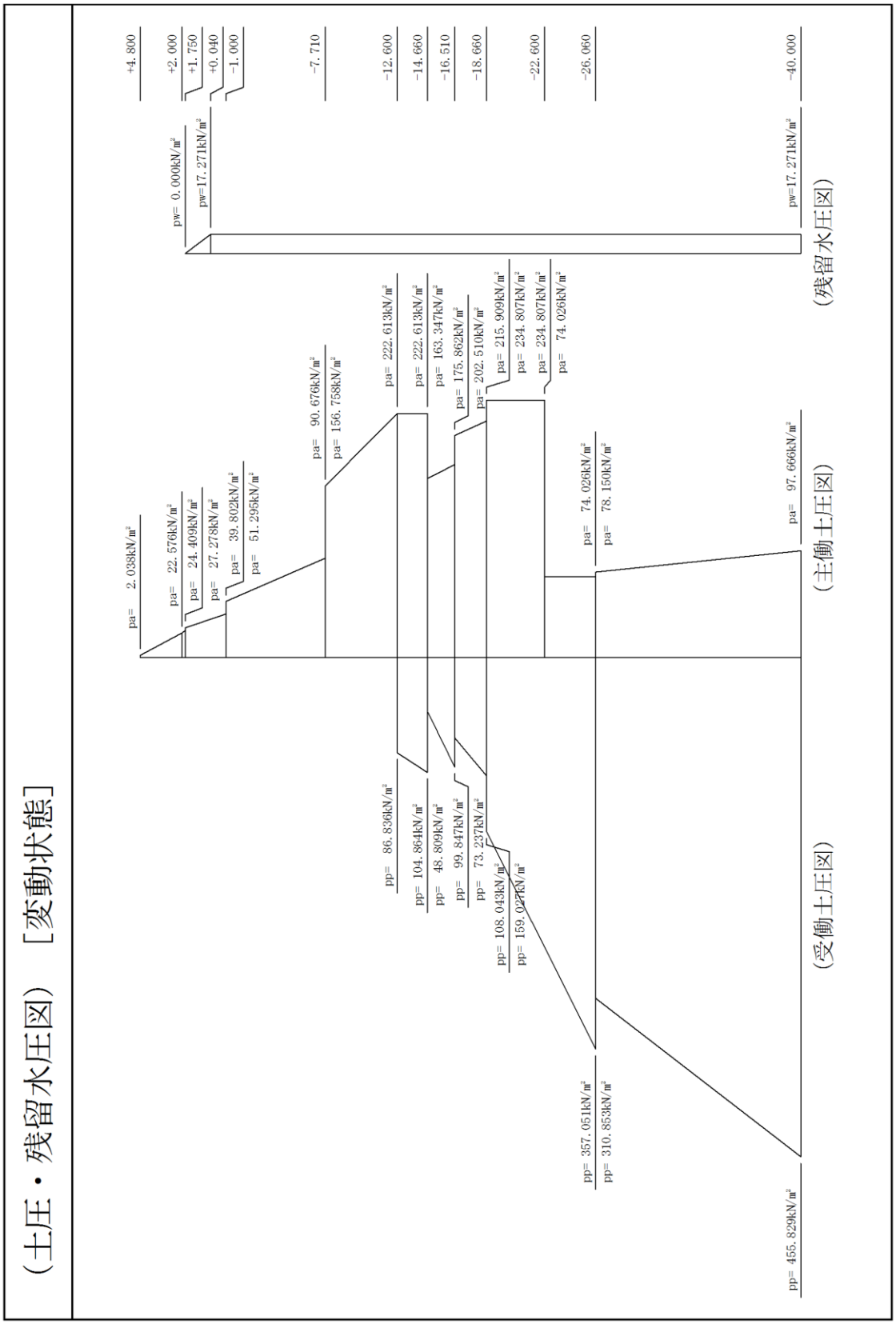
破砕瓦を適用することで作用土圧の低減を図ることができ、モデル検討断面においてはタイ材と控え工の諸元を落とすことが可能となり、より経済的な断面諸元を設定することが可能となることが確認できた(全体の鋼材料としては約 3.5%の縮減を達成)。各材料を想定した変動状態の土圧・残留水圧分布図は次頁に示す通りである。

表 6.9　モデル断面の変動状態(レベル 1 地震動)の照査結果一覧

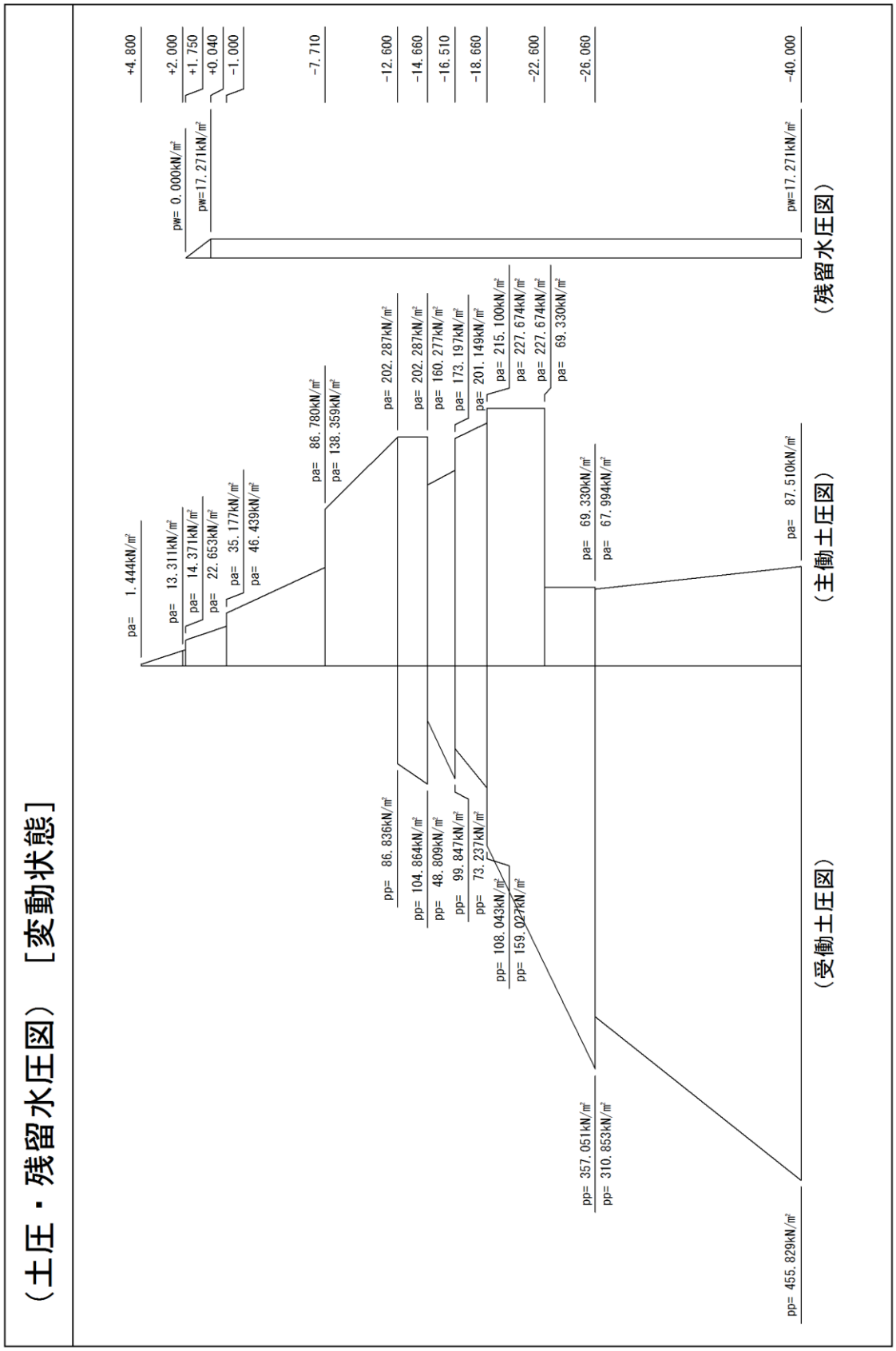
埋立材料		ケース1:**雑石**	ケース2:**破砕瓦**	備考
前面矢板	諸元	φ 1600 x t18 (L-T)型[L-75x75x9]		
	応力度(N/mm^2)	309.1 ≦ 315.0 OK	290.4 ≦ 315.0 OK	
	根入れ深度(m)	-32.163	-32.163	
	施工根入れ深度(m)	-32.200	-32.200	
タイ材	諸元	タイロープ:TR-450	タイロープ:TR-401	約12.2%の鋼材量縮減
	降伏荷重(kN)	2859.995 ≦ 2942.0 OK	2356.41 ≦ 2621.3 OK	
	タイ材長さ(m)	33.784	33.579	
	施工タイ材長さ(m)	34.000	34.000	
腹起し	諸元	2[-380×100×10.5×16.0		
	応力度(N/mm^2)	211.2 ≦ 235.0 OK	174 ≦ 235.0 OK	
控え工	諸元	φ 1100 x t11	φ 1000 x t11	約14.0%の鋼材量縮減
	応力度(N/mm^2)	286 ≦ 315.0 OK	269.8 ≦ 315.0 OK	
	根入れ深度(m)	-12.547	-11.722	
	施工根入れ深度(m)	-12.600	-11.800	

※全体鋼材量として約3.5%の鋼材量縮減

6.3.1. 雑石を想定した場合の土圧・残留水圧分布図



6.3.2. 破砕瓦を想定した場合の土圧・残留水圧分布図



参考文献

1) 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破砕瓦の有効利用(第1回)「地盤材料として見た破砕瓦の物理特性や力学特性」、2014.(巻末に添付)
2) 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破砕瓦の有効利用(第2回)「破砕瓦を用いた液状化対策」、2014. (巻末に添付)
3) 前田健一、森河由紀弘：平成27年度破砕瓦の港湾工事等への適用性検討委員会(第1回(案))、2016.
4) 愛知県陶器瓦工業組合：瓦の生産過程で発生する規格外瓦の有効利用に関する調査研究報告書、平成21年2月
5) 堀智之、張鋒、前田健一：「規格外瓦破砕材シャモットの地盤材料としての物理・力学特性」、土木学会回年次学術講演会講演概要集, Vol.66, No.Ⅲ-413, pp825-826, 2011.
6) 経済産業省産業技術環境局：基準認証ユニット「コンクリート用及び道路用スラグ骨材の利用促進を図るために(資料2)」、平成23年7月13日
<http://www.jisc.go.jp/newstopics/2011/201107Slag_aggregate.htm>
7) 国土交通省港湾局：港湾空港等におけるリサイクルガイドライン(改訂)、平成27年12月
8) 国土交通省港湾局：浚渫土砂の海洋投入及び有効利用に関する技術指針(改訂案)、平成25年7月
9) 愛知県公式webサイト、建設企画課「44万トンを超える再生資源が有効に活用されました～平成26度あいくる材の利用実績集計」、2015年7月更新
<http://www.pref.aichi.jp/soshiki/kensetsu-kikaku/0000085304.html>

添　付　資　料

リサイクル材料である破砕瓦の有効利用
～第1回～
「地盤材料として見た破砕瓦の物理特性や力学特性」

名古屋工業大学　高度防災工学センター　森河　由紀弘
前田　健一
張　鋒

2014年6月24日

本日のプログラム

＜15:00～15:10＞
◇財団御挨拶：
公益財団法人科学技術交流財団　業務部長　出口 和光　氏

＜15:10～15:30＞
◇座長挨拶，研究会趣旨説明：
名古屋工業大学　都市社会工学科　助教　森河　由紀弘

＜15:30～15:45＞
◇メンバー紹介：　参加者全員

＜15:45～16:45＞
◇話題提供：「地盤材料として見た破砕瓦の物理特性や力学特性」
名古屋工業大学　都市社会工学科　助教　森河　由紀弘

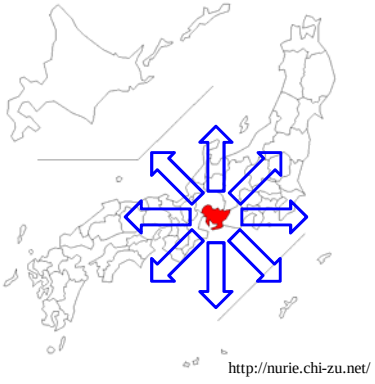
＜16:45～16:55＞
◇座長総括、次回予定等：座長

＜16:55～17:55＞　ライトパーティー

研究会の趣旨①

研究会の概要

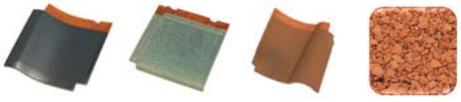
愛知県の特産品である三州瓦を細かく砕いた破砕瓦（シャモット）がリサイクル資源として大きな関心を集めており、名古屋工業大学・愛知陶器瓦工業組合・愛知県は共同で**破砕瓦の有効性**について様々な検証を行ってきました。本研究会では破砕瓦の有効性について更なる検証を行い、愛知県から**全国に向けた普及活動**を行います。

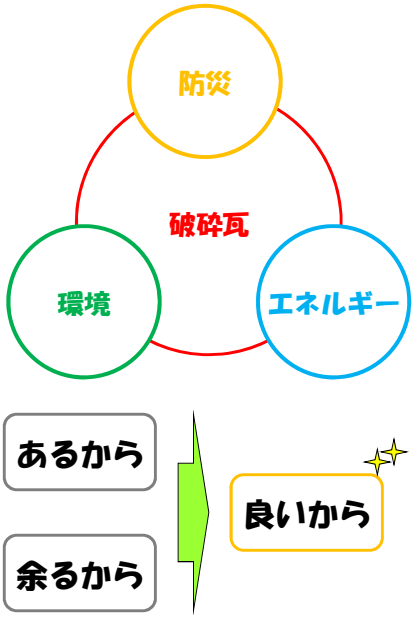


研究会の趣旨②

研究会のねらい・目標

- 様々な用途への適用性，利用方法の拡大を目指し，種々の分野からの情報収集を行い，破砕瓦の**付加価値を向上**させます。
- **早期実用化**を目指し様々な分野と連携，製品としての性能評価，目的ごとの仕様選定・評価，安全性の確認など，**残された課題の抽出**を目標にしています。
- 破砕瓦ブランドを確立し恒久的な材料とするために，安定した**製品品質**や**供給能力**の確保を目標とし，残された課題の整理と対応方法を検討します。





今までの研究活動

瓦破砕物を車道路盤に
高浜で1年かけ実証試験

破砕瓦で運動場排水4倍
県陶器瓦組合が新路盤材披露

まずは粘土瓦について。。。

釉薬瓦（陶器瓦）

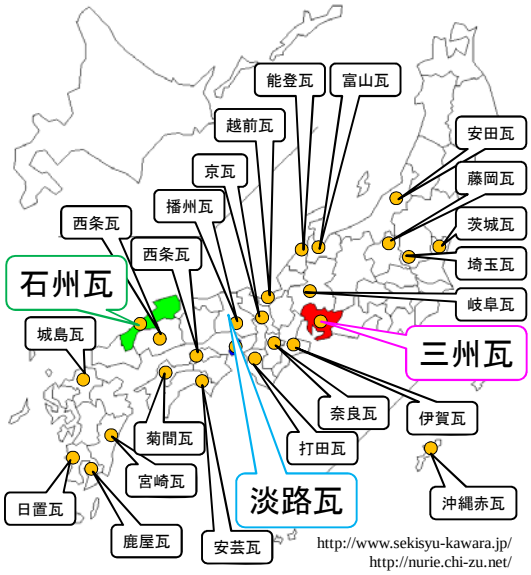
伝統的な和瓦の系譜を受け継ぐデザイン

凹凸をなくした平板状のデザイン

西洋建築とともに移入されたデザイン

いぶし瓦

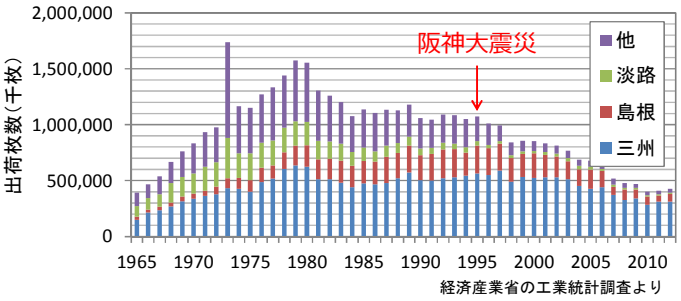
釉薬を使わず、焼成したあとに空気を完全に遮断、「むし焼き」にする燻化工程が特徴



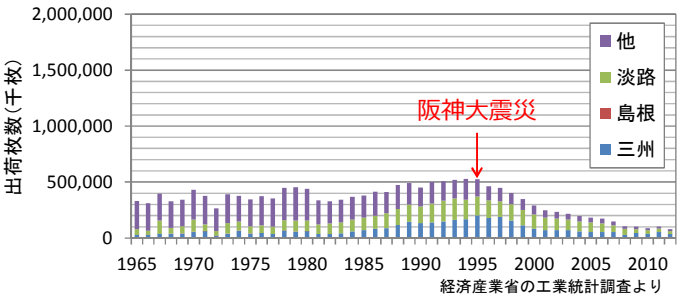
http://www.sekisyu-kawara.jp/
http://nurie.chi-zu.net/

粘土瓦の出荷枚数の推移

釉薬瓦
（ゆうやくがわら）



いぶし瓦
（炭素コーティング）

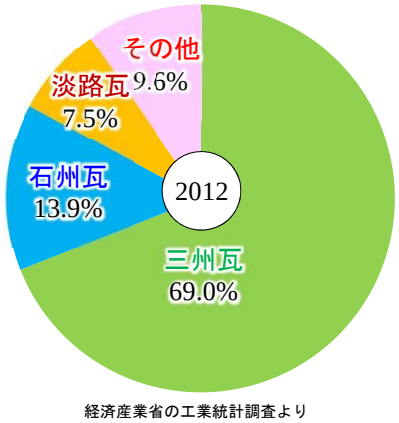


粘土瓦三大産地における出荷枚数（2012年）

○三州瓦（愛知県）
- 焼成温度：1130℃以上
- 釉薬瓦，いぶし瓦共に日本最大の瓦の産地
- 耐久性、耐震性が高く、F形瓦等の瓦の種類、色種など豊富

○淡路瓦（兵庫県）
- 焼成温度：1000℃以上
- いぶし瓦を得意としており，全国シェアの3割以上

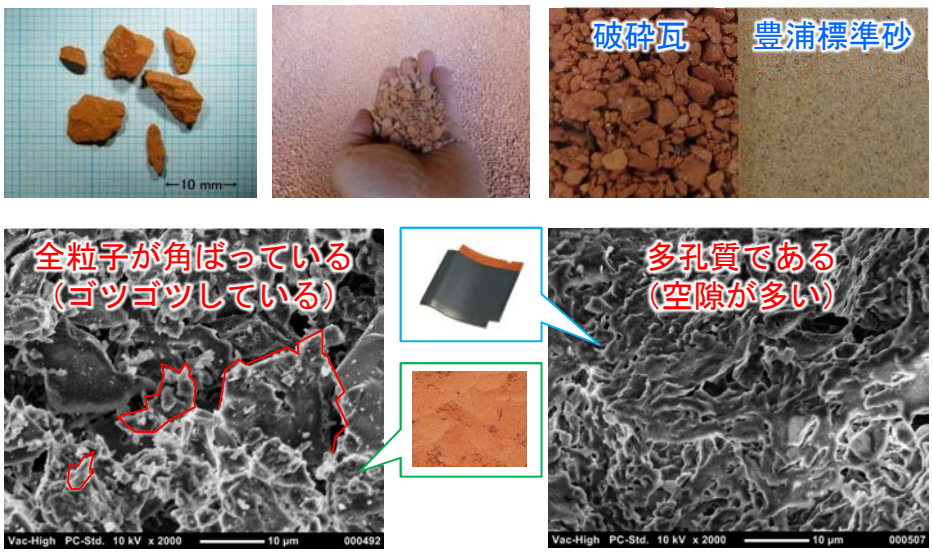
○石州瓦（島根県）
- 焼成温度：1200℃以上
- 凍害や塩害に強い
- 現在，いぶし瓦は生産していない



経済産業省の工業統計調査より

破砕瓦（シャモット）が出来るまで

破砕瓦（シャモット）の形状



微粒子（破砕瓦）の形状

釉薬瓦（陶器）の破断面

破砕瓦の安全性①【環境基準-1】

土壌の汚染に係る環境基準（環境省告示第46号）-1

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
カドミウム	mg/L	0.001未満	0.01mg/L　以下	○
全シアン	mg/L	検出されず	未検出	○
有機燐（りん）	mg/L	検出されず	未検出	○
鉛	mg/L	0.005未満	0.01mg/L　以下	○
六価クロム	mg/L	0.01未満	0.05mg/L　以下	○
砒（ひ）素	mg/kg	0.4未満	15mg/土壌1kg　未満	○
総水銀	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L　以下	○
アルキル水銀	mg/L	検出されず	未検出	○
ＰＣＢ	mg/L	検出されず	未検出	○
銅	mg/kg	1.8	125mg/土壌1kg　未満	○
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L　以下	○
四塩化炭素	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L　以下	○
１，２－ジクロロエタン	mg/L	0.0004未満	0.004mg/L　以下	○
１，１－ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L　以下	○
シス－１，２－ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04mg/L　以下	○

破砕瓦の安全性②【環境基準-2】

土壌の汚染に係る環境基準（環境省告示第46号）-2

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
１，１，１－トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1mg/L　以下	○
１，１，２－トリクロロエタン	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L　以下	○
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L　以下	○
テトラクロロエチレン	mg/L	0.0005未満	0.01mg/L　以下	○
１，３－ジクロロプロペン	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L　以下	○
チウラム	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L　以下	○
シマジン	mg/L	0.0003未満	0.003mg/L　以下	○
チオベンカルブ	mg/L	0.002未満	0.02mg/L　以下	○
ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L　以下	○
セレン	mg/L	0.002未満	0.01mg/L　以下	○
ふっ素	mg/L	0.11	0.8mg/L　以下	○
ほう素	mg/L	0.02未満	1mg/L　以下	○

破砕瓦の安全性③【農用地・土壌汚染基準】

農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準
（昭和59年環水土第149号）

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
亜鉛	mg/kg	49	120mg/kg	○

土壌汚染対策法に基づく含有量基準（環境省告示第19号）

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
カドミウム及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/L	○
六価クロム化合物	mg/kg	2未満	250mg/kg　以下	○
シアン化合物	mg/kg	1未満	50mg/kg以下 （遊離シアン）	○
水銀及びその化合物	mg/kg	0.05未満	15mg/kg　以下	○
セレン及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg　以下	○
鉛及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/kg　以下	○
砒素及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg　以下	○
ふっ素及びその化合物	mg/kg	10未満	4,000mg/kg　以下	○
ほう素及びその化合物	mg/kg	5未満	4,000mg/kg　以下	○

破砕瓦の安全性④【産業廃棄物の最終処分－1】

産業廃棄物の最終処分（海洋投入処分）に係る基準（環境省告示第13号）-1

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
アルキル水銀化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
水銀又はその化合物	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L　以下	○
カドミウム又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L　以下	○
鉛又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.01mg/L　以下	○
有機燐〈りん〉化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
六価クロム化合物	mg/L	0.04未満	0.05mg/L　以下	○
砒〈ひ〉素又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L　以下	○
シアン化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
PCB	mg/L	検出されず	未検出	○
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L　以下	○
テトラクロロエチレン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L　以下	○
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L　以下	○
四塩化炭素	mg/L	0.001未満	0.002mg/L　以下	○
1，２－ジクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.004mg/L　以下	○
1，１－ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L　以下	○

破砕瓦の安全性⑤【産業廃棄物の最終処分-2】

産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-2

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
シス－１，２－ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04mg/L　以下	○
１，１，１－トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1mg/L　以下	○
１，１，２－トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.006mg/L　以下	○
１，３－ジクロロプロペン	mg/L	0.001未満	0.002mg/L　以下	○
チウラム	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L　以下	○
シマジン	mg/L	0.0003未満	0.003mg/L　以下	○
チオベンカルブ	mg/L	0.02未満	0.02mg/L　以下	○
ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L　以下	○
セレン又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L　以下	○
有機塩素化合物	mg/L	0.8未満	1mg/L　以下	○
銅又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.14mg/L　以下	○
亜鉛又はその化合物	mg/L	0.01	0.8mg/L　以下	○
弗〈ふつ〉化物	mg/L	0.2	3mg/L　以下	○
ベリリウム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.25mg/L　以下	○
クロム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.2mg/L　以下	○

破砕瓦の安全性⑥【産業廃棄物の最終処分-2】

産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-3

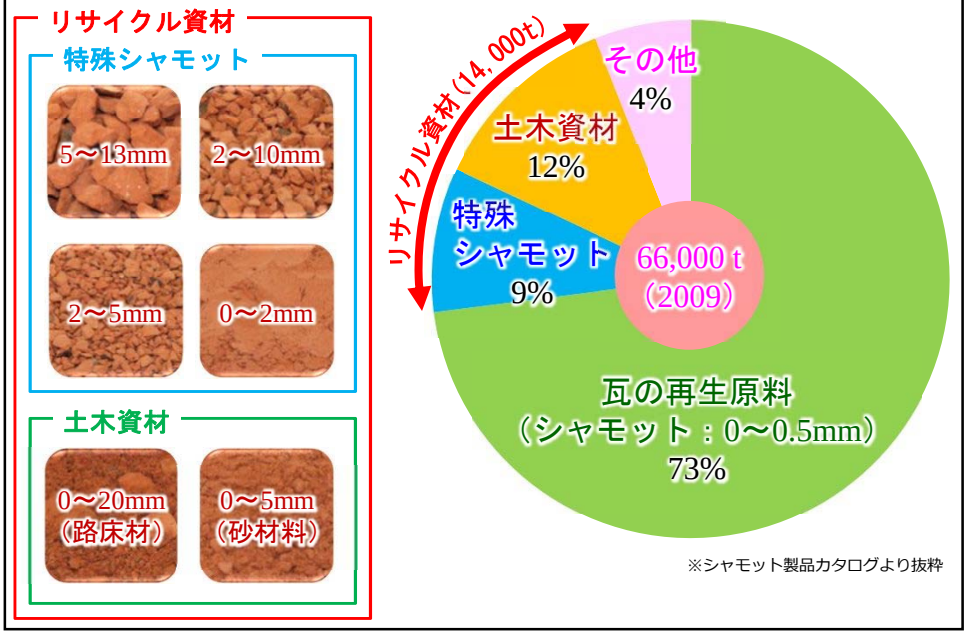
分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
ニッケル又はその化合物	mg/L	0.03未満	0.12mg/L　以下	○
バナジウム又はその化合物	mg/L	0.10	0.15mg/L　以下	○
フェノール類	mg/L	0.025未満	0.2mg/L　以下	○

破砕瓦の安全性

- 土壌の汚染に係る環境基準　クリア
  (環境省告示第46号)
- 農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準　クリア
  (昭和59年環水土第149号)
- 土壌汚染対策法に基づく含有量基準　クリア
  (環境省告示第19号)
- 産業廃棄物の最終処分（海洋投入処分）に係る基準　クリア
  (環境省告示第13号)

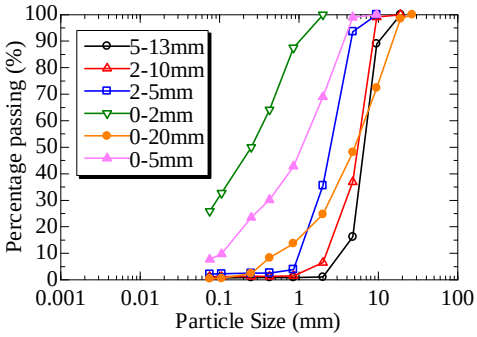
安全な製品である破砕瓦①【種類】

安全な製品である破砕瓦②【内訳】



※シャモット製品カタログより抜粋

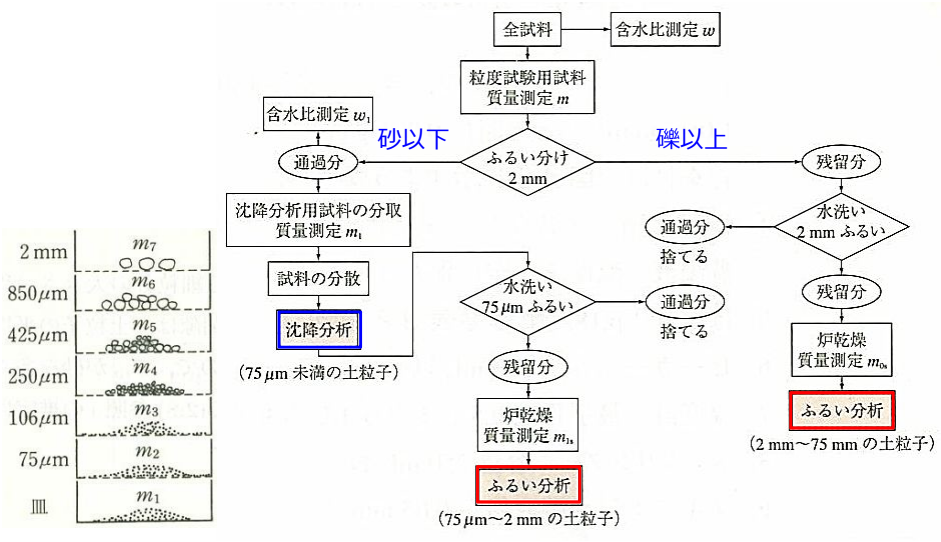
安全な製品である破砕瓦③【粒度分布】



26.5mm
19.0mm
9.50mm
4.75mm
2.00mm
0.850mm
0.425mm
0.250mm
0.106mm
0.075mm

項目		5–13mm	2–10mm	2–5mm	0–2mm	0–20mm	0–5mm
最大粒径		19.0	19.0	9.50	2.00	26.5	9.50
60%粒径	D_{60}	7.21	6.15	2.88	0.36	6.67	1.49
50%粒径	D_{50}	6.56	5.50	2.48	0.25	5.02	1.08
30%粒径	D_{30}	5.42	3.90	1.72	0.092	2.43	0.42
10%粒径	D_{10}	3.33	2.21	1.00	—	0.53	0.11
均等係数	U_c	2.2	2.8	2.9	—	10≦12.6	10≦13.9
曲率係数	U_c'	1.2	1.1	1.0	—	1≦1.7≦3	1≦1.1≦3

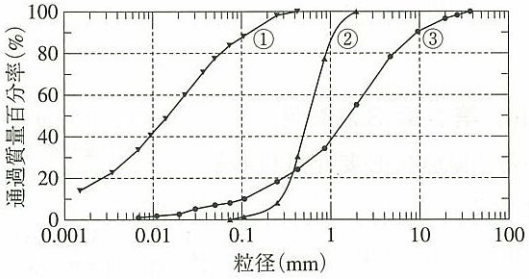
補足：物理試験①【粒度試験－1】



公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P27

補足：物理試験②【粒度試験-2】

粒径(mm)	0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300	
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石(コブル)	巨石(ボルダー)	
		砂			礫			石		
細粒分		粗粒分						石分		

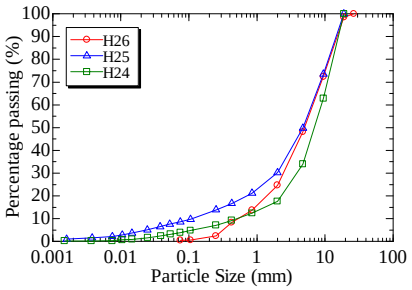


① 細粒分（粒径0.075mm）が多い土
② 粒径の範囲が狭く（粒径加積曲線の勾配が急），似たような粒径ばかりが集まった土で締固め特性の悪い土。盛土には適さない。粒度の悪い土とも言う。
③ 粒径の範囲が広く（粒径加積曲線の勾配が緩やか），色々な粒径が集まった土で締固め特性の良い土。粒度の良い土とも言う。

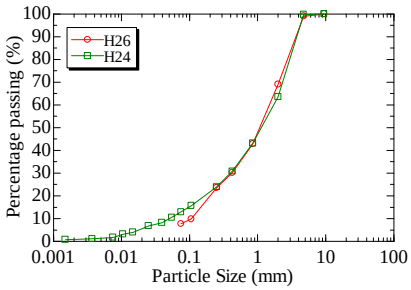
- 粒度が良い土：色々な粒径の土粒子が**ある**ため，土粒子間の隙間が**埋まりやすい**。
  ⇒締固め難いため，**強度が出にくい**。
- 粒度が悪い土：色々な粒径の土粒子が**無い**ため，土粒子間の隙間が**埋まりにくい**。
  ⇒締固めしやすい，**強度が出やすい**。

公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P27

【0-20mm】と【0-5mm】の粒度分布品質



【0～20mm】

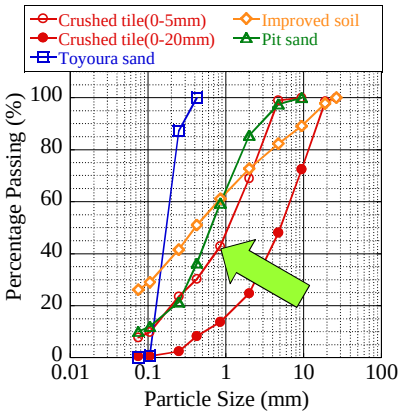


【0～5mm】

項目		0-20mm (H26)	0-20mm (H25)	0-20mm (H24)	0-5mm (H26)	0-5mm (H24)
最大粒径		26.5	19.0	19.0	9.50	9.50
60%粒径	D_{60}	6.67	6.56	8.98	1.49	1.79
50%粒径	D_{50}	5.02	4.80	7.22	1.08	1.18
30%粒径	D_{30}	2.43	1.97	4.09	0.42	0.40
10%粒径	D_{10}	0.53	0.11	0.51	0.11	0.05
均等係数	U_c	12.6	57.91	17.46	13.9	34.9
曲率係数	U_c'	1.7	5.2	3.6	1.1	1.8

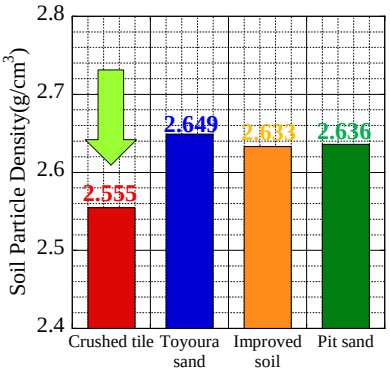
破砕瓦の特性(その1)

粒度試験



- 破砕瓦は埋戻し材に使われる「山砂」の粒度分布とほぼ同様である。

土粒子の密度試験



- 破砕瓦は土粒子自体に**空隙が多い**ため，一般的な土に比べ**土粒子の密度が軽い**。

補足:物理試験③【土粒子の密度試験】

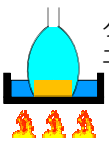
①試料の準備とピクノメータの計量

・1試料あたり3～5回試験を行い，特異値（エラー）は排除する。試験結果は3点の平均値となる。
・ピクノメーターの質量m_f(g)を電子天秤で0.001gまで計る。

②ピクノメータと土（乾燥）の計量

・ピクノメーターに乾燥した試料を入れ，全体の質量を電子天秤で0.001gまで計る。

③試料中の空気を脱気する



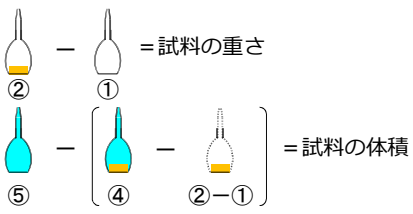
・土が入った状態のピクノメーターに水を入れ，煮沸を行い水，土中の空気を脱気する。
・真空ポンプを用いるのも有効。

④試料，ピクノメーターの体積測定

・水温が常温に戻ったら，ピクノメーター全体に水を入れて重さを測る。この時，試験に用いる水の水温を計測しておく。
※水温の変化により水の密度が変化します。

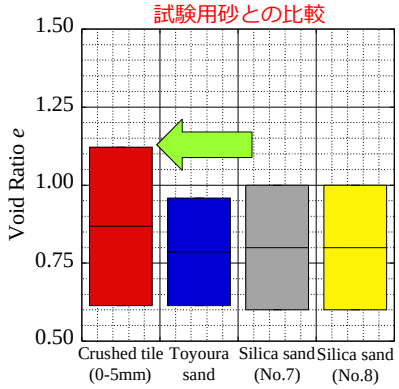
⑤試料中の空気を脱気する

・試料を捨て，ピクノメーターを十分に洗浄した後，ピクノメーターを水で満たして重さを測る。
⇒ピクノメーターの体積測定



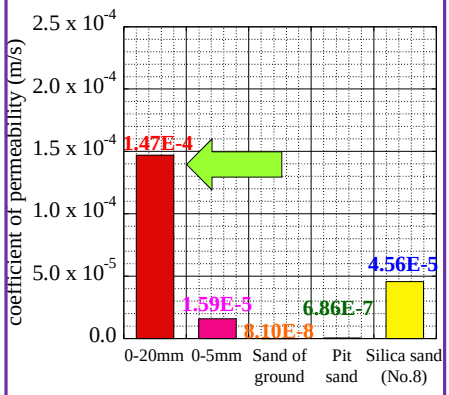
破砕瓦の特性（その2）

最小・最大密度試験（間隙比）



- 実験用の砂として最も一般的である豊浦標準砂等と比べ，最大**間隙比が大きい。**

透水試験



- 「0-20mm」の透水係数は「0-5mm」の10倍，一般的な埋戻し土である山砂の210倍程度である。

補足：物理試験④【最小密度・最大密度試験】

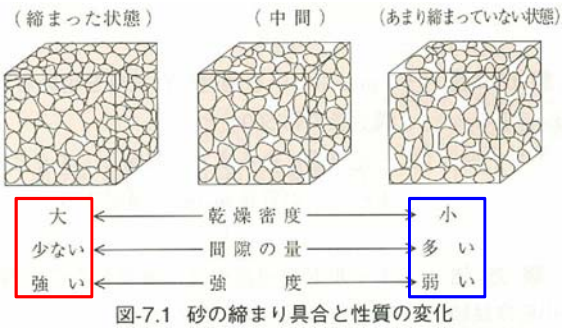
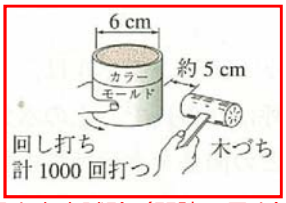


図-7.1 砂の締まり具合と性質の変化

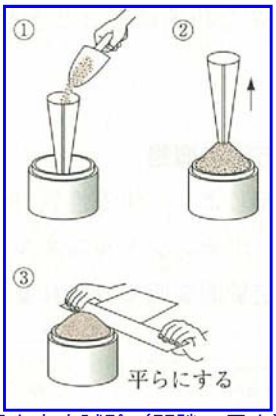
相対密度 $D_r = \dfrac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

D_r=100%：最大密度

D_r= 0%：最小密度



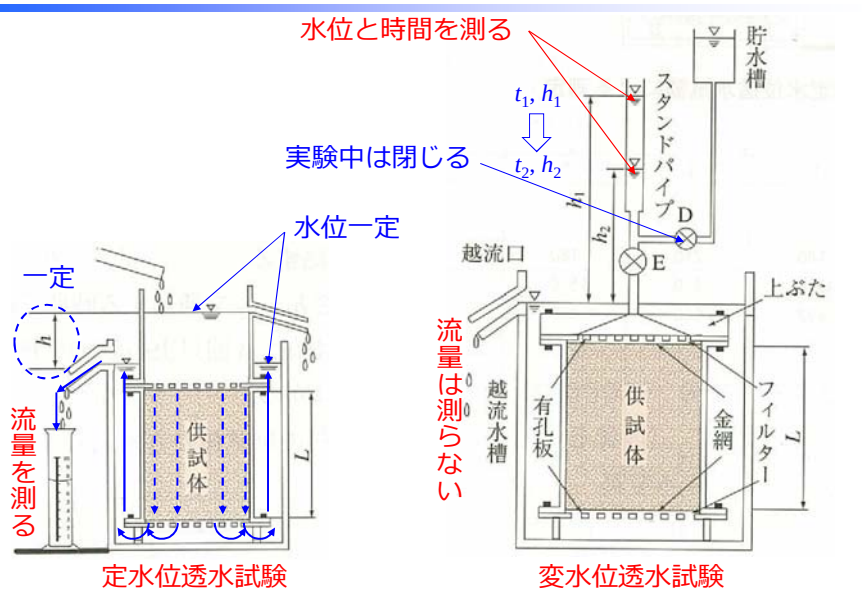
最大密度試験（間隙：最小）



最小密度試験（間隙：最大）

公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P59～P60

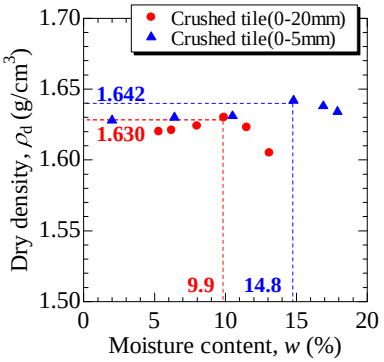
補足：力学試験①【透水試験】



公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P95～P96

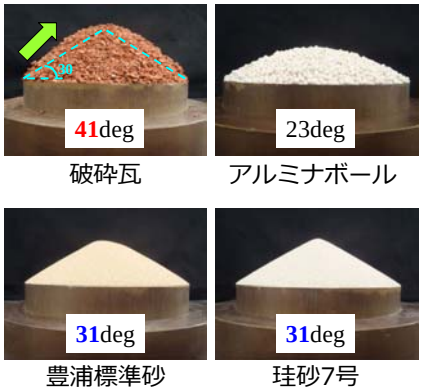
破砕瓦の特性（その3）

突固めによる土の締固め試験



- 破砕瓦は最適含水比のピークが出にくい材料であり，締固めしによる密度変化が起きにくい。
- 乾燥密度も一般的な砂に比べて小さい。

安息角（自立角度）



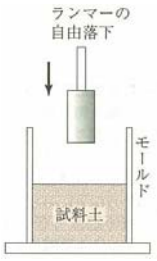
破砕瓦　アルミナボール

豊浦標準砂　珪砂7号

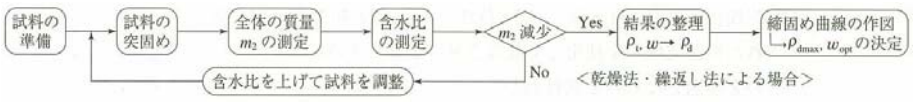
- 破砕瓦は砂に比べて安息角が大きく，自立性が高い。

補足：力学試験②【締固め試験－1】

道路盛土などの土構造物では，**地耐力の増加**を目的として**土の締固め**が行われる。
この土は**どんな含水比**のときに**一番よく締固めできるか**？
ビシャビシャでもパサパサでもNG！

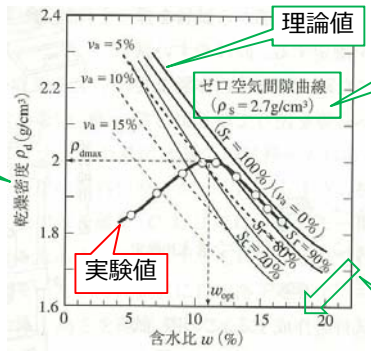


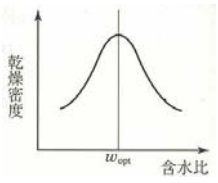
呼び名	ランマー質量 (kg)	ランマー落下高 (cm)	モールド内径 (cm)	モールド容積 (cm³)	突固め層数	各層の突固め回数	許容最大粒径 (mm)	準備する試料の必要量 乾燥法 繰返し法 a	乾燥法 非繰返し法 b	湿潤法 非繰返し法 c
A	2.5	30	10	1000	3	25	19	5 kg	3 kg× 組数	3 kg× 組数
B	2.5	30	15	2209	3	55	37.5	15 kg	6 kg× 組数	6 kg× 組数
C	4.5	45	10	1000	5	25	19	5 kg	3 kg× 組数	3 kg× 組数
D	4.5	45	15	2209	5	55	19	8 kg	—	—
E	4.5	45	15	2209	3	92	37.5	15 kg	6 kg× 組数	6 kg× 組数

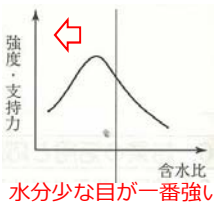


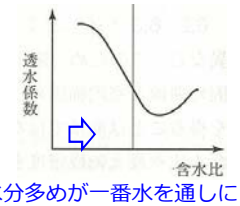
公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P71

補足：力学試験③【締固め試験－2】







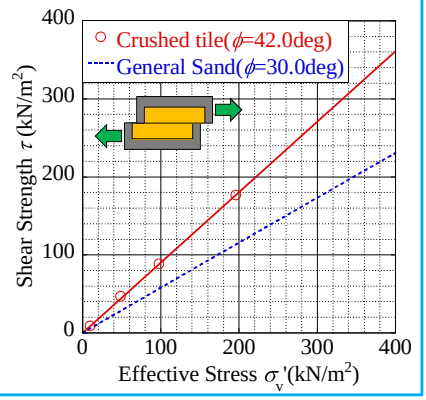


水分少な目が一番強い　水分多めが一番水を通しにくい

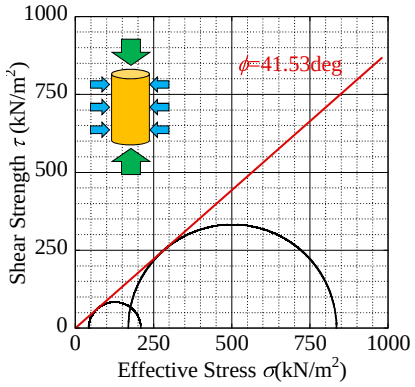
公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P74～P76

破砕瓦の特性（その4）

定圧一面せん断試験（緩詰め）



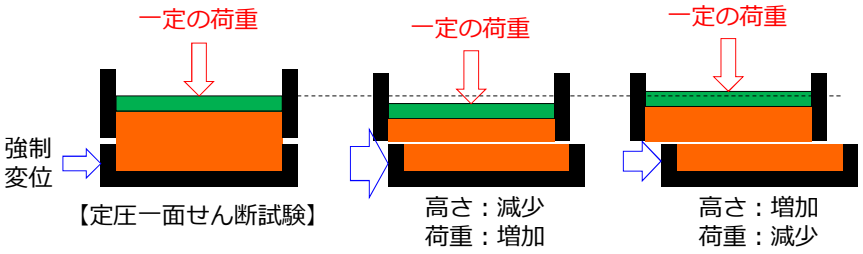
排水三軸圧縮試験（緩詰め）

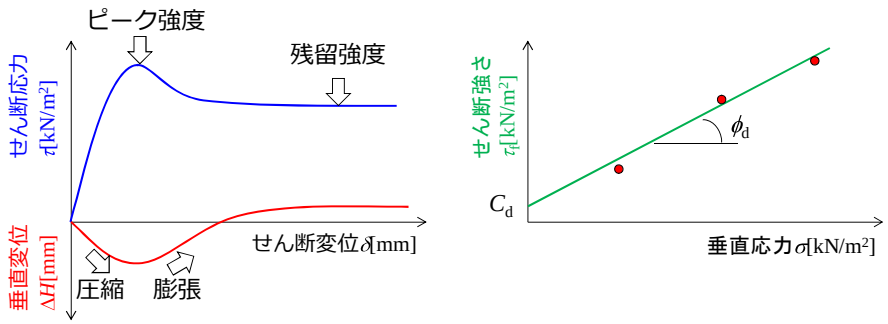


測定結果

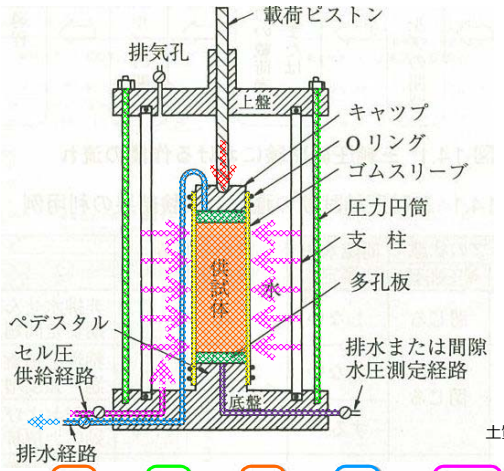
安息角	41.0deg	＞	40deg
内部摩擦角（定圧一面せん断試験）	42.0deg	＞	40deg
内部摩擦角（排水三軸圧縮試験）	41.5deg	＞	40deg

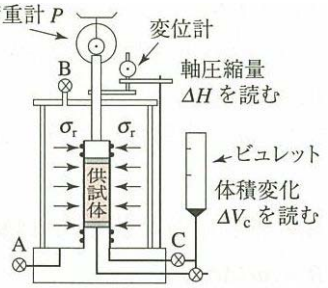
補足：力学試験④【一面せん断試験】



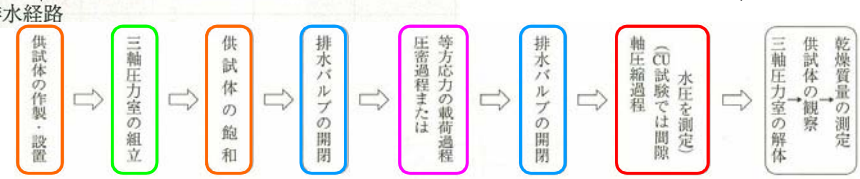


補足：力学試験⑤【三軸圧縮試験】

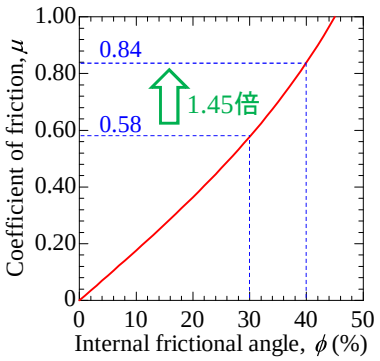




公益社団法人　地盤工学会：
土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P135～P141



内部摩擦角と摩擦係数



土のせん断強度

$$\tau = c + \sigma \times \tan\phi$$

粘着力　垂直応力　摩擦係数

摩擦力　$F=\mu \times N$

F：摩擦力
μ：摩擦係数
N：垂直力

アルミニウム	0.82
鉄	0.52
銅	0.46
コンクリート	0.60程度？
石	0.6～0.7

破砕瓦の盛土材としての性質(0-20mm, 0-5mm)

項目		0-20mm	0-5mm
すり減り試験 (JIS A 1121)	すり減り減量(%)	27.6	―
液性限界・塑性限界試験 (JIS A 1205)	液性限界 塑性限界 塑性指数	NP NP NP	NP NP NP
土の締固め試験 (JIS A 1210)	最大乾燥密度(g/cm^3) 最適含水比(%)	1.630 9.9	1.642 14.8
CBR試験 (JIS A 1211)	膨張比(%) 設計CBR(%):舗装用 修正CBR(%):盛土用	0.003 78.8 ―	― 47.4 88.2
土の透水試験 (JIS A 1218)	透水係数(m/s)	1.47×10^{-4}	1.59×10^{-5}

設計CBR(0-20mm, 0-5mm)

項目		0-20mm	0-5mm
CBR試験(JIS A 1211)	設計CBR(%):舗装用	78.8	47.4

表 3.9 T_Aの目標値

設計CBR	設計期間 10年					設計期間 20年	
	信頼性 90%						
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
	(簡易舗装)		(L交通)	(A交通)	(B交通)	(C交通)	(D交通)
(2)	(11)	(13)	(17)	(21)	(29)	(44)	(57)
3	9	12	15	19	26	39	50
4	9	11	14	18	24	36	46
6	8	10	12	16	21	32	41
8	7	9	11	14	19	29	38
12	6	8	10	13	17	26	33
20	6	7	9	11	15	22	29

上限値

愛知県：道路構造の手引き（2014），P120

修正CBR(0-20mm, 0-5mm)

項目		0-20mm	0-5mm
CBR試験(JIS A 1211)	修正CBR(%)：盛土用	ー	88.2

表-10.9 修正 CBR に関する材料規定（文献 3)を加筆修正)

機関		日本道路協会	東･中･西日本高速道路(株)	国土交通省航空局	鉄道総合技術研究所
区分		一般道路	高速道路	空港舗装	鉄道舗装
路盤	上層	80% 以上 (a=0.35)	80% 以上 (a=0.32)	アスファルト舗装 80% 以上 コンクリート舗装 45% 以上	80% 以上
	下層	アスファルト舗装 30% 以上 (a=0.25) 20% 以上 30% 未満 (a=0.20) コンクリート舗装 20% 以上	アスファルト舗装 30% 以上 (a=0.25)	アスファルト舗装 タイプ A：30% 以上 タイプ B：20% 以上 タイプ C：10% 以上 コンクリート舗装 20% 以上	30% 以上
路床	上層		10% 以上	10% 以上	
	下層		5% 以上		

a：等価換算係数（p.88 参照）

公益社団法人　地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P89

破砕瓦の活用実績①【0～20mm】

0～20mm（路床材）

路床材（あいくる取得）暗渠材，造成材，護岸工事裏込め材，グラウンドの透水材など

透水材：碧南市2号地グラウンド

暗渠材：衣浦ポートアイランド

透水材：碧南市沢渡公園

路床材：高浜市田戸町

路盤材：高浜市田戸町

舗装材：愛・地球博

破砕瓦の活用実績②【5～13mm，2～10mm】

園芸用資材，ブロックの骨材，コンクリート二次製品，透水性ブロック，インターロッキングブロックの骨材など

農作物 生育促進
土壌改良に効果
瓦リサイクル品
県工業組合が報告会
稲・大豆で栽培実験
安全性も確認

園芸用資材

園芸用資材

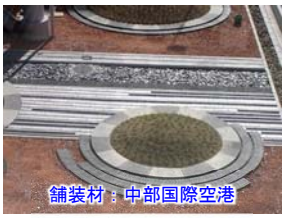
透水性ブロック

コンクリート二次製品

破砕瓦の活用実績③【2～5mm，0～5mm，0～2mm】

コンクリートの細骨材，舗装材，アンツーカ，0～0.5mmの原料

細骨材：ボックスカルバート


舗装材：中部国際空港

舗装材：高浜市沢渡公園

舗装材：店舗駐車場

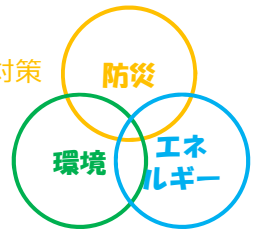
アンツーカ：半田市

アンツーカ：武豊町

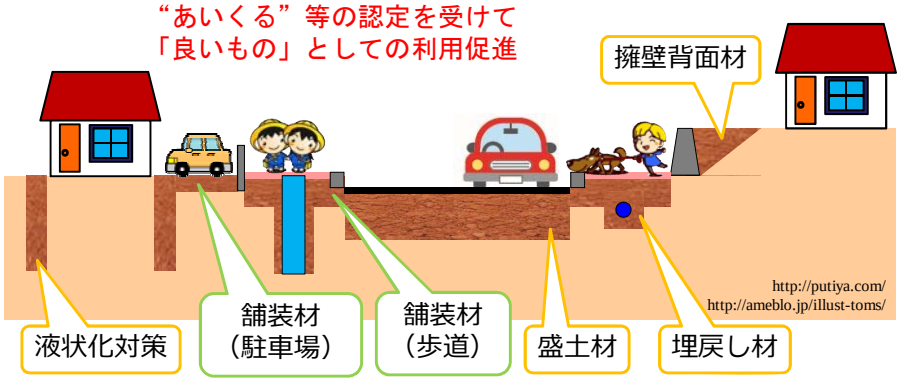
様々な破砕瓦の有効利用

破砕瓦を使った住みよい街づくり

舗装材　　：ヒートアイランド対策，都市水害対策
盛土材　　：支持力増大，舗装の耐久性増大，水はけ対策
埋戻し材　：構造物保護，施工性向上，浮上り抑止
擁壁背面材：土圧低減，水はけ対策，転倒対策
液状化対策：液状化時の被害低減



“あいくる”等の認定を受けて
「良いもの」としての利用促進



“あいくる材”について

“あいくる材”とは、そのままでは不要物として廃棄されていたものを再生資源（原材料）として使用したリサイクル資材であり、地球環境に優しい公共工事の実現に役立ちます。

“あいくる”の仕組み

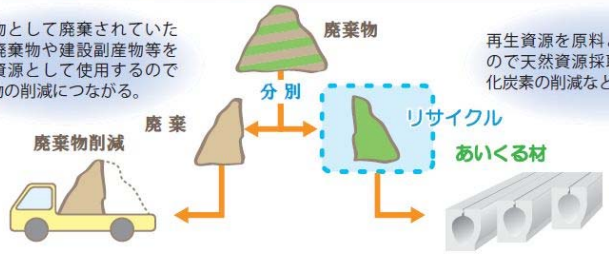
“あいくる”は、愛知県が発注する公共工事において、率先利用が見込まれるリサイクル資材を“あいくる材”として認定し、積極的な活用を図る制度です。

“あいくる”の概要パンフレット（平成２６年度版）より抜粋
http://www.pref.aichi.jp/kensetsu-kikaku/recycle/H26pamphlet.pdf

“あいくる材”利用による効果

“あいくる材”利用による効果のイメージ

不要物として廃棄されていた建設廃棄物や建設副産物等を再生資源として使用するので廃棄物の削減につながる。



再生資源を原料として製造するので天然資源採取の抑制や二酸化炭素の削減などにつながる。

“あいくる材”利用による効果の例

鉄筋コンクリート側溝［鉄鋼スラグの使用］
- → 廃棄物の削減
- → 処分費用がかからない
- → 天然資源の砂利や砂を必要としない

工事用看板［間伐材の使用］
- → 廃棄物の削減
- → 二酸化炭素の削減
- → 天然資源の木材を必要としない

http://www.pref.aichi.jp/kensetsu-kikaku/recycle/H26pamphlet.pdf

市販品の品質（建設汚泥再生利用指針検討委員会）

建設汚泥再生利用指針検討委員会

報　告　書

平成１８年３月

建設汚泥再生利用指針検討委員会

Ⅳ．具体的な方策
１ 発生抑制の徹底
・・・
２ 再生利用の促進
２．１ 品質基準の策定
（１）建設汚泥処理土について
・・・
（２）市販品について
ｉ）品質基準
利用用途が同様となる他の市販品に関する日本工業規格等における材料規定をもとに、品目毎の品質基準を整理した。
なお、これらの品目の他にも**「ドレーン材」**「植栽用土」が市販品として市場に流通しているが、利用用途が同様となる他の市販品に関する**材料規定が存在しない**ことから、その品質基準については試験施工等の結果を踏まえて策定していくべきと考える。**[参考資料－11]**

ドレーン材の品質（建設汚泥再生利用指針検討委員会）①

ドレーン材の品質　　参考資料11－1

建設汚泥再生利用指針検討委員会　報告書（参考資料）より抜粋（平成１8年3月27日）

ドレーン材の品質（建設汚泥再生利用指針検討委員会）②

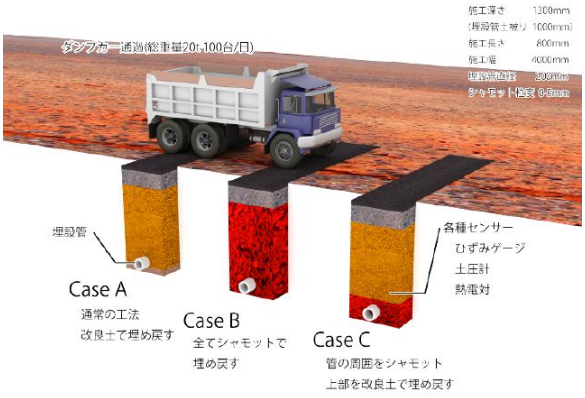
項目	基準（案）	調査結果（0-20mm）	判定
粒度	74μ以下の細粒分が3～5%以下で最大粒径が40～50mm以下で施工により土粒子が細粒化しないもの	74μ以下：0.5% 最大粒径：26.5mm	○
透水係数	1.0×10^{-3}m/s～10^{-5}m/s程度	1.24×10^{-4}m/s程度	○
強度特性	内部摩擦角は30度程度以上	40度程度	○
締め固め効果	締め固め性が良い方が強固な杭を形成しやすい	△ （強度は問題なし）	△
すり減り減量	50%以下 [試験方法：JISA1121]	28%程度	○
スレーキング率	１%以下 [試験方法：JHS110]	0.1% （10-30の値）	○
単位体積重量	大きい方が安定計算上有利となることが多い	△ （根拠が不明）	△
その他	溶出による影響には注意する。	環境基準クリア	○

建設汚泥再生利用指針検討委員会　第１回検討委員会資料より抜粋（平成17年6月8日）

第2回の予定

開催日：8月下旬～9月中旬（9月19日（金）？）

- 「破砕瓦の応用実験①（埋設管の埋戻し材への適用等）」について
  名古屋工業大学　高度防災工学センター　助教　森河由紀弘
- 「破砕瓦製造時における現状の問題点」について
  話題提供者：調整中



リサイクル材料である破砕瓦の有効利用
～第2回～
「破砕瓦を用いた液状化対策」

名古屋工業大学　高度防災工学センター　森河　由紀弘
前田　健一
張　鋒

2014年9月18日（木）

本日のプログラム

＜15:00～15:10＞
◇座長挨拶
名古屋工業大学　都市社会工学科　助教　森河　由紀弘

＜15:10～15:50＞
◇話題提供：「破砕瓦を用いた液状化対策」
名古屋工業大学　都市社会工学科　助教　森河　由紀弘

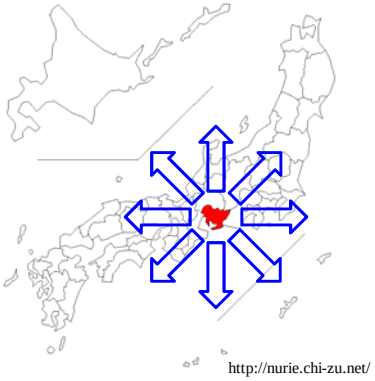
＜16:00～16:50＞
◇話題提供：「瓦リサイクル材「シャモット」の現状と課題」
碧南窯業株式会社　代表取締役　神谷　彦二　氏
○片岡瓦工業株式会社　代表取締役　片岡　慶一郎　氏

＜16:50～17:00＞
◇座長統括

研究会の趣旨①

研究会の概要

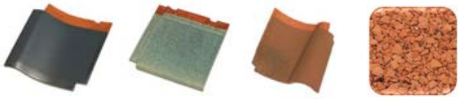
愛知県の特産品である三州瓦を細かく砕いた破砕瓦（シャモット）がリサイクル資源として大きな関心を集めており、名古屋工業大学・愛知陶器瓦工業組合・愛知県は共同で**破砕瓦の有効性**について様々な検証を行ってきました。本研究会では破砕瓦の有効性について更なる検証を行い、愛知県から**全国に向けた普及活動**を行います。

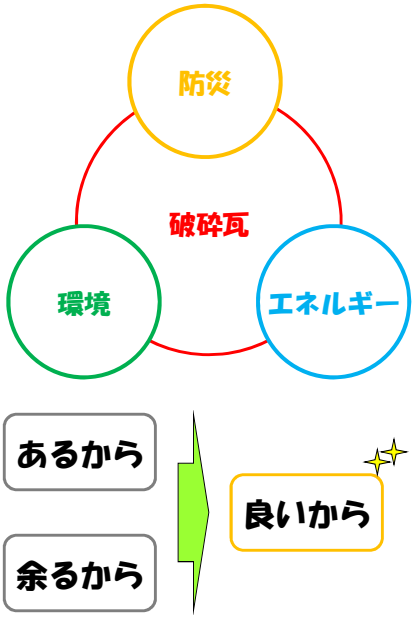


研究会の趣旨②

研究会のねらい・目標

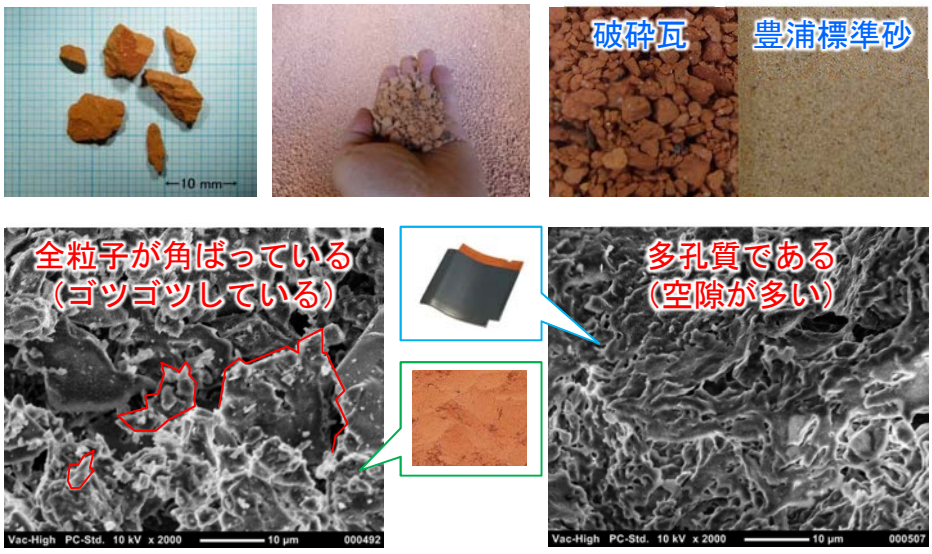
- 様々な用途への適用性，利用方法の拡大を目指し，種々の分野からの情報収集を行い，破砕瓦の**付加価値を向上**させます。
- **早期実用化**を目指し様々な分野と連携，製品としての性能評価，目的ごとの仕様選定・評価，安全性の確認など，**残された課題の抽出**を目標にしています。
- 破砕瓦ブランドを確立し恒久的な材料とするために，安定した**製品品質**や**供給能力**の確保を目標とし，残された課題の整理と対応方法を検討します。





破砕瓦の製造方法（破砕瓦は製品である！）

破砕瓦（シャモット）の形状



微粒子（破砕瓦）の形状

釉薬瓦（陶器）の破断面

破砕瓦(シャモット)の安全性

破砕瓦の安全性

- 土壌の汚染に係る環境基準 (環境省告示第46号) — クリア
- 農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準 (昭和59年環水土第149号) — クリア
- 土壌汚染対策法に基づく含有量基準 (環境省告示第19号) — クリア
- 産業廃棄物の最終処分（海洋投入処分）に係る基準 (環境省告示第13号) — クリア

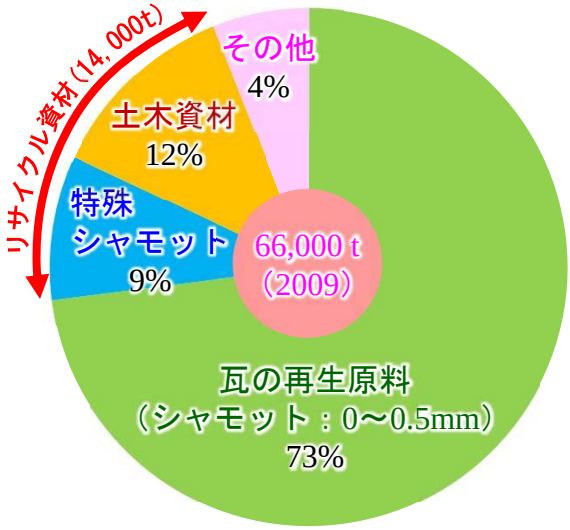
規格外瓦（新品）から製造される
シャモットの安全性に今のところ問題はない！

安全な製品である破砕瓦の年間生産量

リサイクル資材

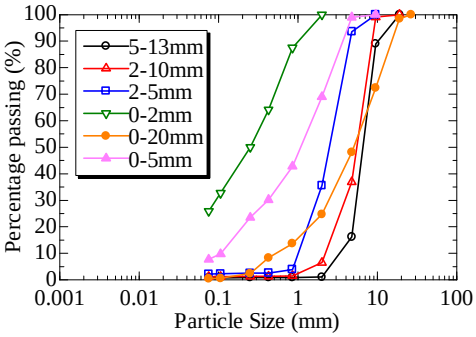
特殊シャモット

土木資材



※シャモット製品カタログより抜粋

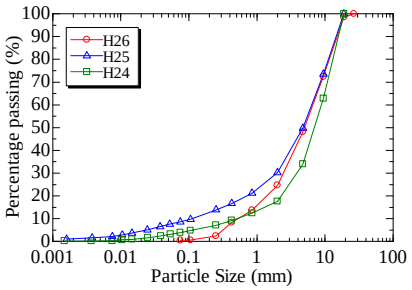
安全な製品である破砕瓦の種類



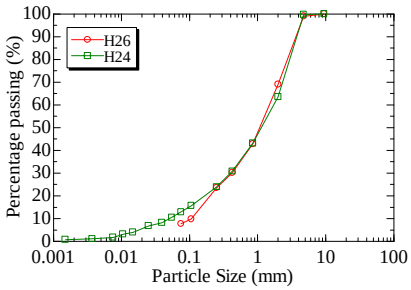
26.5mm
19.0mm
9.50mm
4.75mm
2.00mm
0.850mm
0.425mm
0.250mm
0.106mm
0.075mm

項目		5-13mm	2-10mm	2-5mm	0-2mm	0-20mm	0-5mm
最大粒径		19.0	19.0	9.50	2.00	26.5	9.50
60%粒径	D_{60}	7.21	6.15	2.88	0.36	6.67	1.49
50%粒径	D_{50}	6.56	5.50	2.48	0.25	5.02	1.08
30%粒径	D_{30}	5.42	3.90	1.72	0.092	2.43	0.42
10%粒径	D_{10}	3.33	2.21	1.00	ー	0.53	0.11
均等係数	U_c	2.2	2.8	2.9	ー	10≦12.6	10≦13.9
曲率係数	U_c'	1.2	1.1	1.0	ー	1≦1.7≦3	1≦1.1≦3

【0-20mm】と【0-5mm】の粒度分布品質



【0～20mm】

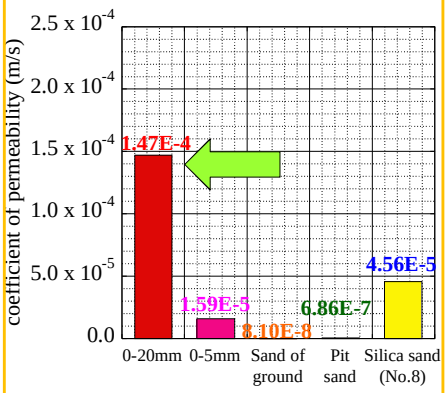


【0～5mm】

項目		0-20mm (H26)	0-20mm (H25)	0-20mm (H24)	0-5mm (H26)	0-5mm (H24)
最大粒径		26.5	19.0	19.0	9.50	9.50
60%粒径	D_{60}	6.67	6.56	8.98	1.49	1.79
50%粒径	D_{50}	5.02	4.80	7.22	1.08	1.18
30%粒径	D_{30}	2.43	1.97	4.09	0.42	0.40
10%粒径	D_{10}	0.53	0.11	0.51	0.11	0.05
均等係数	U_c	12.6	57.91	17.46	13.9	34.9
曲率係数	U_c'	1.7	5.2	3.6	1.1	1.8

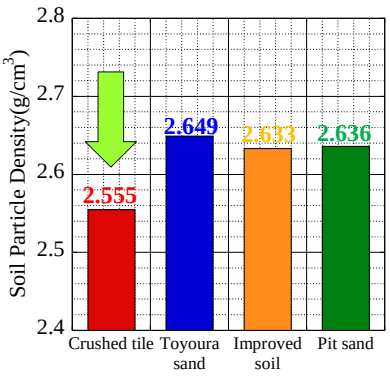
破砕瓦の特性①

粒度試験



- 破砕瓦は埋戻し材に使われる「山砂」の粒度分布とほぼ同様である。

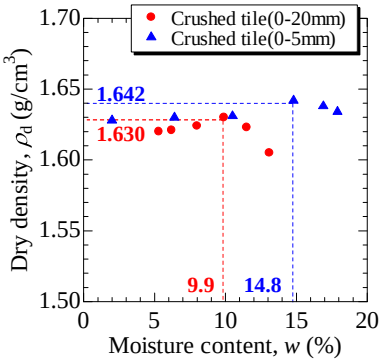
土粒子の密度試験



- 破砕瓦は土粒子自体に空隙が多いため，一般的な土に比べ土粒子の密度が軽い。

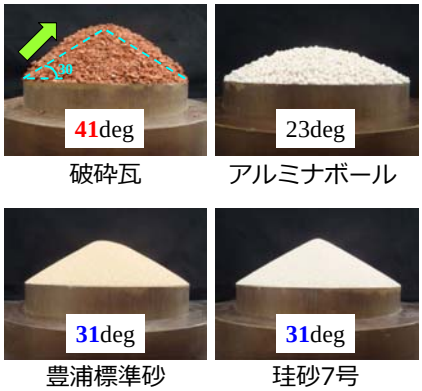
破砕瓦の特性②

突固めによる土の締固め試験



- 破砕瓦は最適含水比のピークが出にくい材料であり，締固めしによる密度変化が起きにくい。
- 乾燥密度も一般的な砂に比べて小さい。

安息角（自立角度）



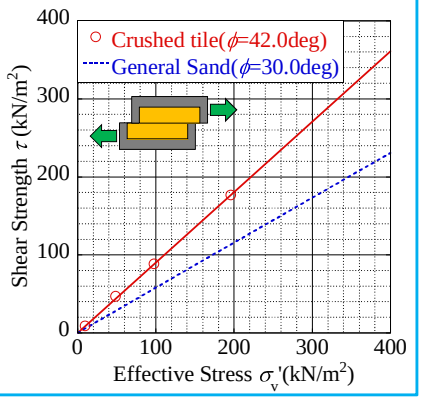
破砕瓦　アルミナボール

豊浦標準砂　珪砂7号

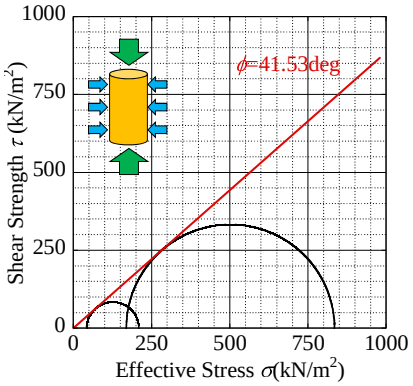
- 破砕瓦は砂に比べて安息角が大きく，自立性が高い。

破砕瓦の特性③

定圧一面せん断試験（緩詰め）



排水三軸圧縮試験（緩詰め）

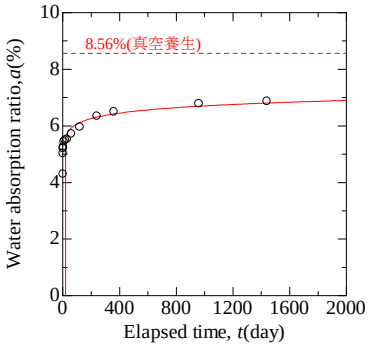


測定結果

安息角	41.0deg	＞	40deg
内部摩擦角（定圧一面せん断試験）	42.0deg	＞	40deg
内部摩擦角（排水三軸圧縮試験）	41.5deg	＞	40deg

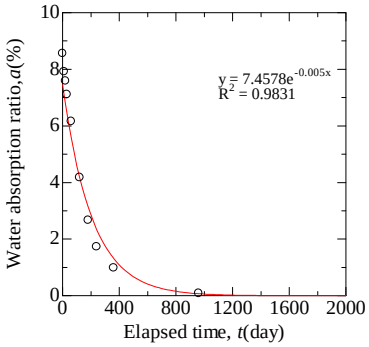
破砕瓦の特性④

骨材の吸水率試験（吸水）



- 破砕瓦は1分間で5%程度粒子内に吸水し，その後1日で吸水率は7%程度になる。

骨材の吸水率試験（蒸発）



- 破砕瓦は16時間でほぼ吸水率は0%になる。

利用実績①【0～20mm（粗め材料）】

路床材（あいくる取得）暗渠材，造成材，護岸工事裏込め材，グラウンドの透水材など

透水材：碧南市2号地グラウンド

暗渠材：衣浦ポートアイランド

透水材：碧南市沢渡公園

路床材：高浜市田戸町

路盤材：高浜市田戸町

舗装材：愛・地球博

利用実績②【2～13mm（中位の材料）】

5～13mm

2～10mm

園芸用資材，ブロックの骨材，コンクリート二次製品，透水性ブロック，インターロッキングブロックの骨材など

農作物 生育促進
土壌改良に効果
瓦リサイクル品
県工業組合が報告会
栽培実験で 安全性も確認

園芸用資材

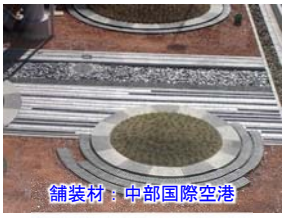
園芸用資材

透水性ブロック

コンクリート二次製品

利用実績③【0～5mm(細かめの材料)】

コンクリートの細骨材，舗装材，
アンツーカ，0～0.5mmの原料



様々な破砕瓦の有効利用

社会への情報配信例①

瓦破砕物を車道路盤に
高浜で1年かけ実証試験

埋設管の埋戻し実験（2013.12.13）
中京テレビ，中日新聞，中部経済新聞，リフォーム産業新聞

グラウンド改修工事（2014.6.10）
CBCテレビ，テレビ愛知，中日新聞、中部経済新聞、日刊工業新聞、循環経済新聞

社会への情報配信例②

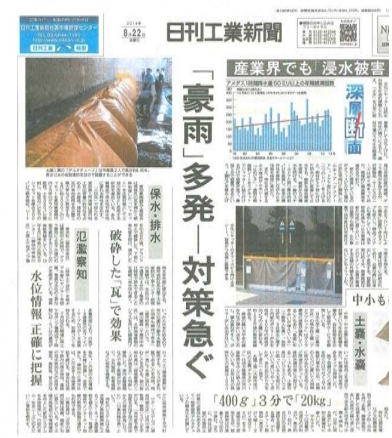
瓦破砕物の防草効果 実験
県陶器瓦工業組合 販路開拓狙う

防草材実験（2014.5.22）
中日新聞，中部経済新聞

三州瓦シャモット利用で研究会

研究会（2014.6.25）
中部経済新聞，中日新聞

社会への情報配信例③

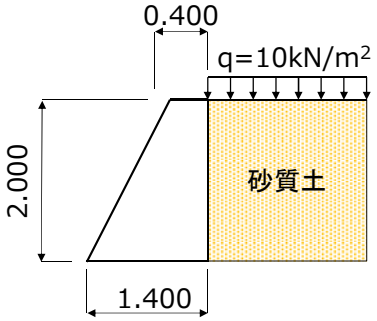


豪雨対策（2014.8.22）
日刊工業新聞

ヒートアイランド抑制（2014.9.5）
朝日新聞，中日新聞、中部経済新聞，

重力式擁壁の計算例

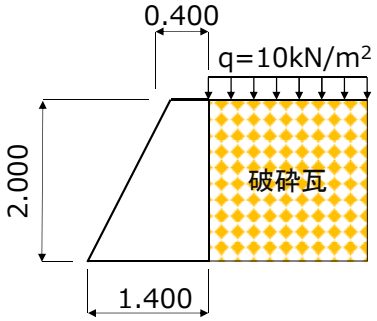
Case A



○コンクリート
- γ_c=23.0kN/m³，σ_{ck}=18.0N/mm²，μ=0.6

○地盤（砂地盤）
- γ_{sat}=19.0kN/m³，ϕ=30.0deg，c=0kN/m²

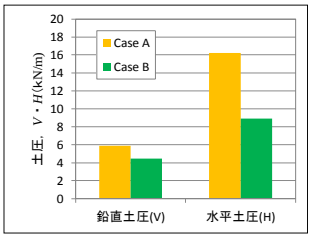
Case B



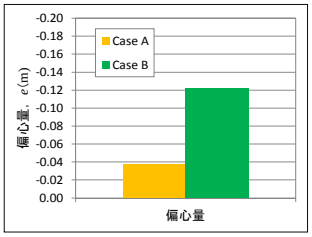
○コンクリート
- γ_c=23.0kN/m³，σ_{ck}=18.0N/mm²，μ=0.6

○地盤（破砕瓦地盤）
- γ_{sat}=15.1kN/m³，ϕ=40.0deg，c=0kN/m²

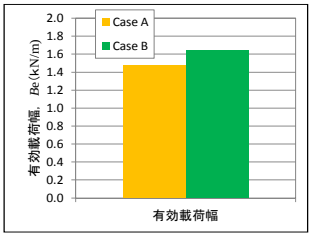
重力式擁壁の計算結果



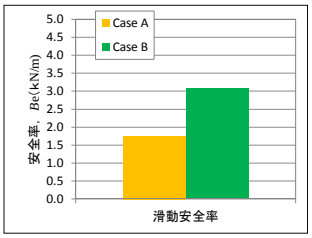
擁壁に作用する土圧



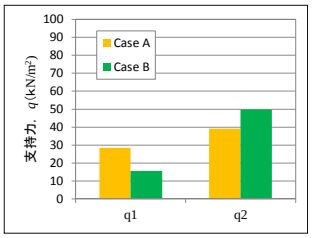
荷重の偏心量(*e*)



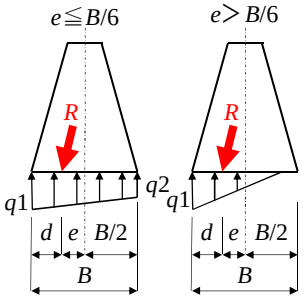
擁壁の有効載荷幅(*Be*)



擁壁の活動に対する安全率



地盤に作用する擁壁支持力



※「重力式擁壁構造計算Ver4.02／開発者：にゅん太」にて計算

支持力の計算例① 支持力公式

$$Q_u = A_e\left(\alpha\cdot\kappa\cdot C\cdot N_c\cdot S_c+\kappa\cdot q\cdot N_q\cdot S_q+\frac{1}{2}\gamma_1\cdot\beta\cdot B_e\cdot N_\gamma\cdot S_\gamma\right)$$

Q_u	：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力（kN）
C	：地盤の粘着力（kN/m²）
q	：上載荷重（kN/m²）で，$q=g_2\cdot D_f$
A_e	：有効載荷面積（m²）
γ_1，γ_2	：支持地盤及び根入れ地盤の単位重量（kN/m³） ただし，地下水位以下では水中単位重量を用いる。
B_e	：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m） $B_e=B-2e_B$
B	：基礎幅（m）
e_B	：荷重の偏心量（m）
D_f	：基礎の有効根入れ深さ（m）
a，b	：基礎の形状係数
K	：根入れ効果に対する割り増し係数
N_c，N_q，N_γ	：荷重の傾斜を考慮した支持力係数
S_c，S_q，S_γ	：支持力係数の寸法効果に対する補正係数

「（社）社団法人日本道路協会ー道路橋示方書IV 下部構造編」

支持力の計算例② 支持力公式（砂質土）

今回は無視する

$$Q_u = A_e\left(\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma\right)$$

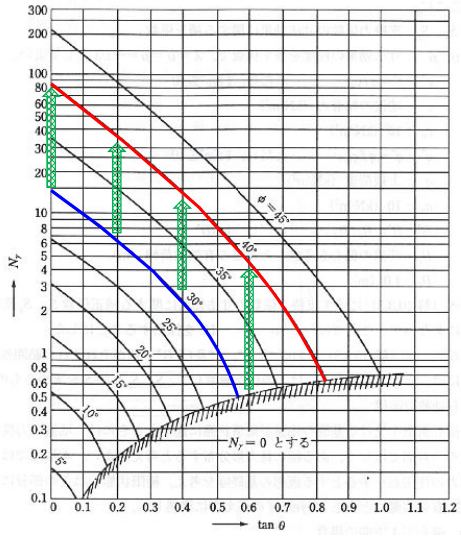
粘着力(粘土)の項　根入れの項　摩擦(砂)の項

地盤材料（砂）による違い：$\gamma_1 \times \beta \times B_e \times N_\gamma \times S_\gamma$

- γ_1 ：支持地盤の単位重量（kN/m^3）
- B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）
  $B_e = B - 2e_B$
- B ：基礎幅（m）
- N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- S_γ ：支持力係数の寸法効果に対する補正係数

支持力の計算例③ 計算結果

地盤材料（砂）による違い：$\gamma_1 \times \beta \times B_e \times N_\gamma \times S_\gamma$



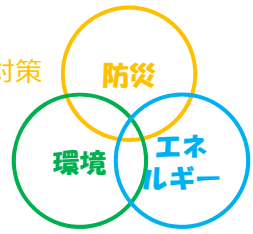
支持力係数：$N_\gamma(\tan\theta=0.0)$

- ϕ=30°　：N_γ=15
- ϕ=35°　：N_γ=35
- ϕ=40°　：N_γ=86

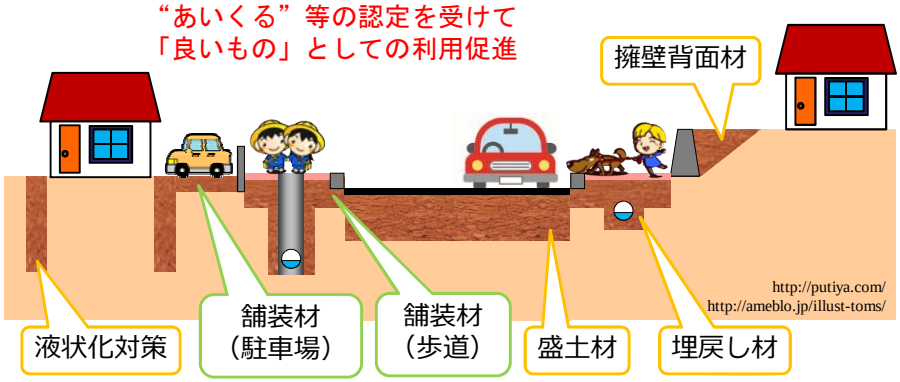
R＝(86×15.1)／(15×19.0)≒4.6
破砕瓦（ϕ=40°，γ_1=15.1kN/m^3）の支持力は普通の砂地盤（ϕ=30°，γ_1=19.0kN/m^3）の4.6倍程度になる。

破砕瓦を使った住みよい街づくり

舗装材　　：ヒートアイランド対策，都市水害対策
盛土材　　：支持力増大，舗装の耐久性増大，水はけ対策
埋戻し材　：構造物保護，施工性向上，浮上り抑止
擁壁背面材：土圧低減，水はけ対策，転倒対策
液状化対策：液状化時の被害低減



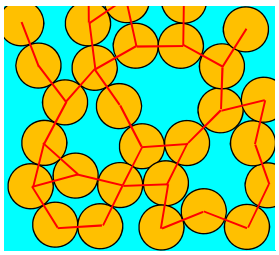
“あいくる”等の認定を受けて
「良いもの」としての利用促進



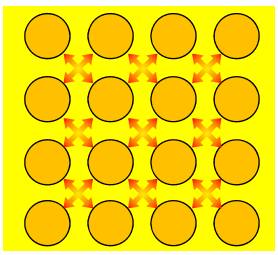
液状化とは？

- 液状化とは**砂地盤**などが地震動などの繰返しせん断変形を受けることにより，いつも私たちが触れている**固体**の状態から**液体**のような状態になってしまうことです。
- 液状化は一般的に**緩く強度が低い砂地盤**や**粒径が細かい砂地盤**で起きやすい傾向があります。
- ある程度密度が高く強度が低くない地盤においても，**強い地震動**や**長い地震動**，**地震動の繰返し**によって液状化が発生したり，その被害が拡大する恐れもあります。
- 液状化が発生すると地盤は**強度を失ってしまう**ため，構造物にとっては文字通り**「足を取られた状態」**になってしまいます。よって，支えを失った不安定な構造物は**本来の性能を発揮できません。**

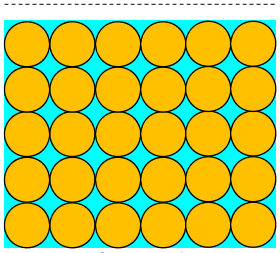
液状化のメカニズム



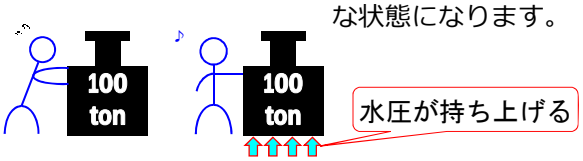
【地震前】
粒子同士がスクラムを組んで安定しています。スクラムの源は摩擦力です。



【液状化中】
地震によるせん断変形により間隙水圧が上昇し，摩擦のスクラムが外され不安定な状態になります。



【液状化後】
間隙水圧が消散することにより粒子は不安定な状態から安定した状態に戻ります。この時粒子が再配列されることによって沈下が生じます。



液状化被害①

- 液状化が発生すると我々を支えている地盤は強度を失い液体化してしまいます。その結果，**重たい構造物**は沼地に立ったように**沈み込み（沈下）**や**倒壊**の被害が生じ，**地中にある軽い構造物**は泥水の大きな浮力を受けることによって**浮き上がり**の被害が生じてしまいます。

http://www.engineering-eye.com/interview/uni/labo10/

http://photo.sankei.jp.msn.com

液状化被害②

埋設物の浮き上り

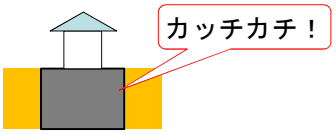
- 液状化により地盤が泥水化し，比較的重量の軽い埋設物は**浮き上がり**の被害が生じる。**ライフラインの寸断**により生活に支障が生じる。

舗装の被害

- 液状化により圧力の高まった泥水は逃げ道を探し，泥水により**押し上げられた箇所**と泥水が抜けて**沈下した箇所**が発生し，激しい不陸（凸凹）が生じてしまいます。舗装下部の**空洞化**も懸念されます。

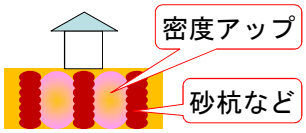
一般的な液状化対策

固化工法



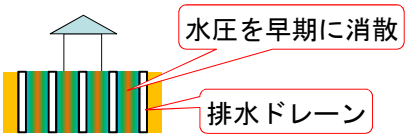
- セメントなどによって地盤を固化させ，液状化しない地盤にする。（免疫力アップ）

締固め工法



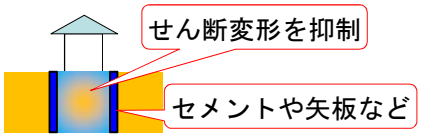
- 地盤を締固めて地盤の密度を増大し，液状化しにくい地盤 にする。（免疫力アップ）

排水工法



- 地震による土中の水圧の上昇を抑止したり，上昇した水圧を早期に消散させる。（風邪薬）

せん断変形抑止工法



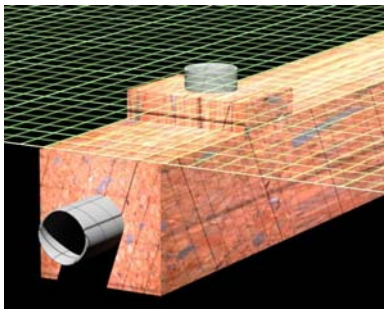
- 地震による地盤のせん断変形を抑止し，地盤内部の水圧上昇を未然に防ぐ。（免疫アカップ）

破砕瓦を用いた液状化対策

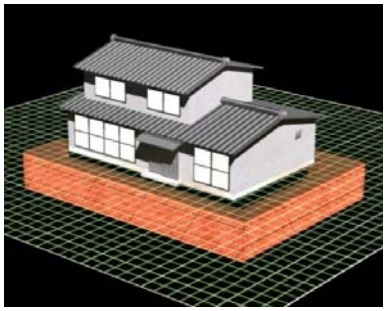
破砕瓦の性質

- 物理試験：粒度分布，土粒子の密度，最小密度・最大密度試験
- 力学試験：透水試験，一面せん断試験，三軸圧縮試験，安息角試験

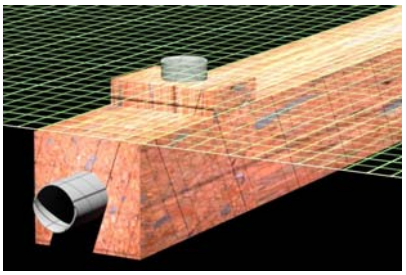
埋設物の浮上り対策



排水壁による液状化対策



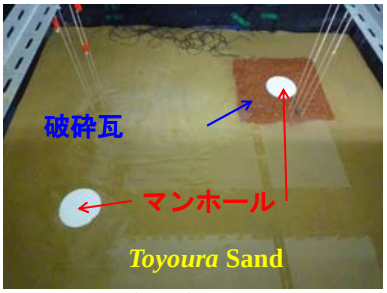
Part 1
破砕瓦を用いた埋戻しによる埋設物の浮上り対策



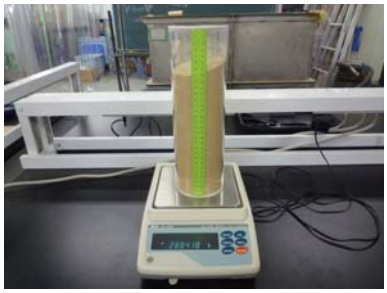
- 摩擦性能と排水性能が高い破砕瓦を用いて埋設物を埋戻すことにより，液状化時における埋設物の浮上り対策を目指している。

埋設物の浮上り対策①（概要）

振動台実験装置を用いた模型実験



モデルグラウンド


モデルマンホール

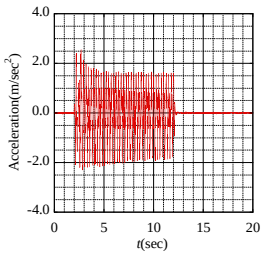
- 地盤材料　：豊浦標準砂（相対密度：D_r=24.2%）
- 埋戻し材料　：破砕瓦0-5mm（相対密度：D_r=23.7%）
- マンホール　：アクリル製，直径D=100mm，高さH=300mm
  見かけ比重1.2

埋設物の浮上り対策②（振動台試験装置）

振動台実験装置(1G)

- 土槽寸法　W1.2m×L1.0m×H0.8m
- 地盤試料　豊浦標準砂
- 地盤作製　空中落下法（落下高:0.9m）

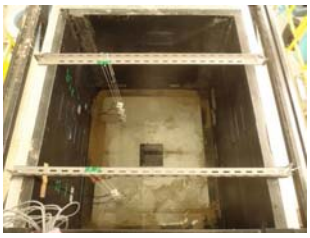
空圧式加振装置
- 最大空圧　：1.0MPa
- 最大振幅　：0.05m
- 最大加振重量　：18kN
- 最大加振加速度：9.8m/s^2



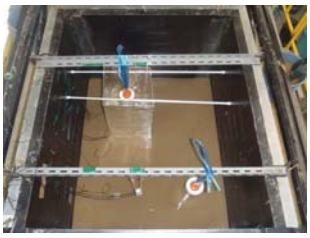
- 4Hz，200gal程度
- t=10sec

埋設物の浮上り対策③（土層作成）

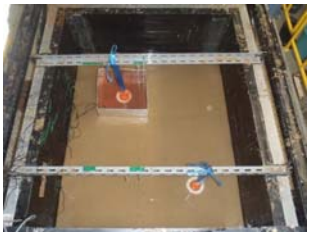
Step1：計測機器の設置



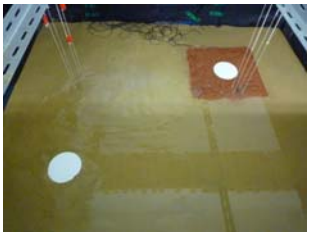
Step2：マンホールと型枠の設置



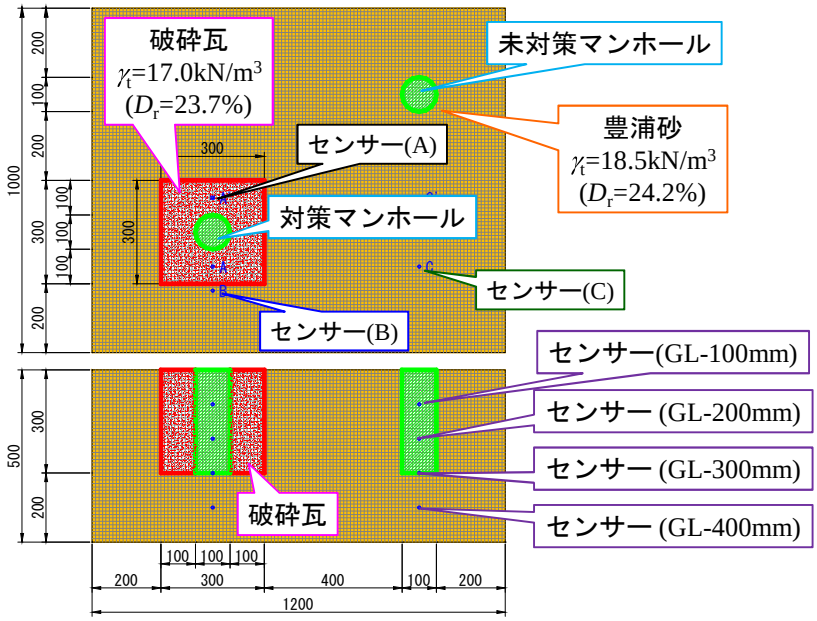
Step3：土層の完成



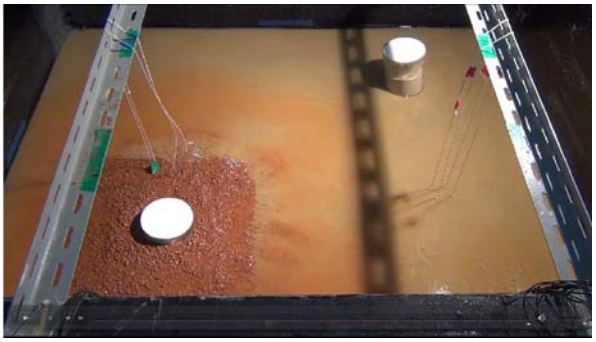
Step4：型枠等の撤去・整地



埋設物の浮上り対策④（実験土層）



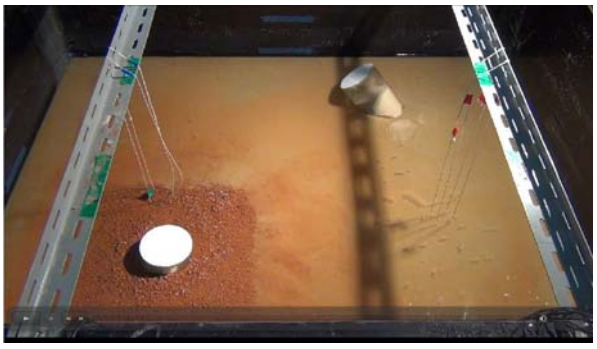
埋設物の浮上り対策⑤（1回目の加振状況）



1回目の加振状況

- 未対策マンホールは液状化によって対策済みマンホールより大きく浮き上がっている。
  対策済みMH(31mm)＜未対策MH (**95mm**)

埋設物の浮上り対策⑥（2回目の加振状況）



2回目の加振状況

- 未対策マンホールは液状化によって完全に浮き上がり，対策済みマンホールあまり変化がない。

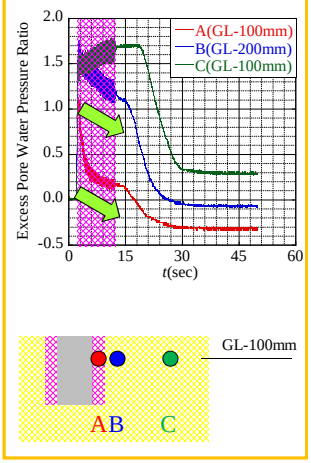
埋設物の浮上り対策⑦（浮上り状況）

1回目の加振（本震）

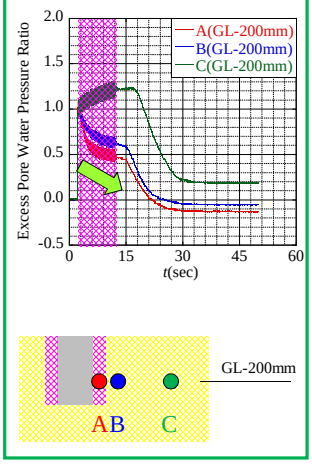
2回目の加振（余震）

埋設物の浮上り対策⑧（過剰間隙水圧比）

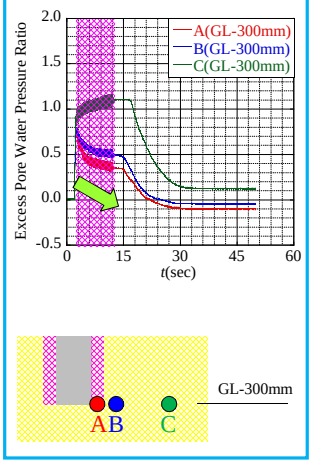
GL-100mm



GL-200mm

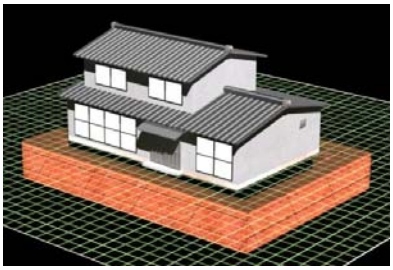


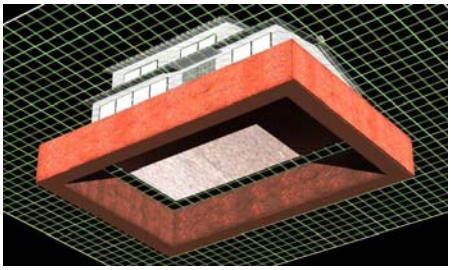
GL-300mm



- 全深度において **Point A**（破砕瓦内部）及び，**Point B**（破砕瓦近傍）にて 過剰間隙水圧が早期に消散している。

Part 2
破砕瓦を用いた排水壁による液状化対策（支持力の早期回復）



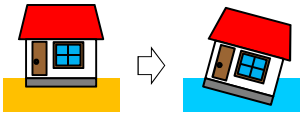


- 破砕瓦から構築されるせん断変形抑制型排水壁による液状化対策は，液状化後における地盤支持力の早期回復，減災効果を目指している。

排水壁による液状化対策①（概要）

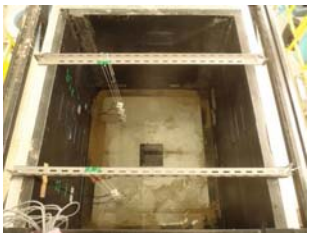
- 液状化を完全に防止するのは困難！
- 液状化後に如何に支持力を回復させ，構造物を傾斜させないかが重要となる（ある程度の沈下は仕方ない）。

初期段階（1/1000rad）	モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する。
第１期段階（3/1000rad）	束立て床の不陸を生じ，布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る。
第２期段階（5/1000rad）	壁と柱の間に隙間が生じ，壁やタイルに亀裂が入る。窓・額縁や出入口の接合部に隙間が生じ，犬走りやブロック塀等外部構造物に被害が生じる。
第３期段階（10/1000rad）	**柱が傾き，建具の開閉が不良になる。床が傾斜して支障を生じる。**
最終期段階（15/1000rad）	柱の傾が著しく倒壊の危険がある。床の傾斜もひどく使用困難である。

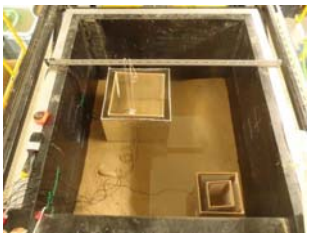


排水壁による液状化対策②（土層作成）

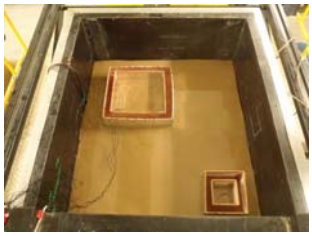
Step1：計測機器の設置



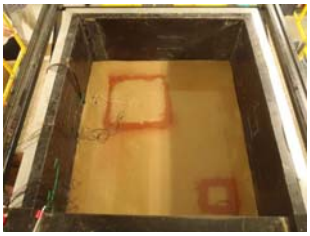
Step2：排水壁型枠の設置



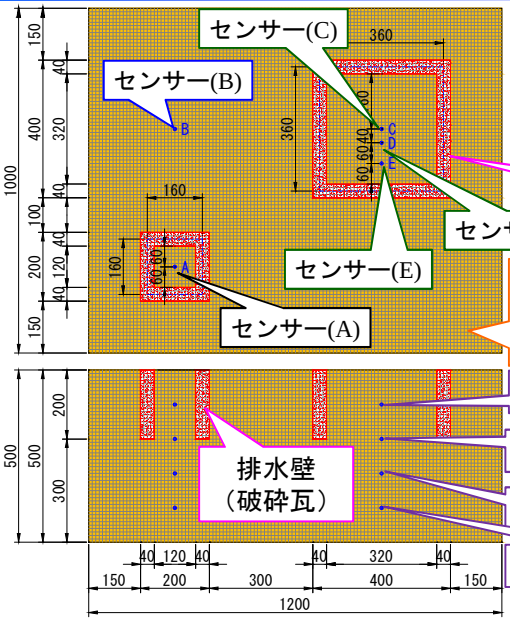
Step3：土層の完成



Step4：型枠等の撤去・整地



排水壁による液状化対策③（実験土層）

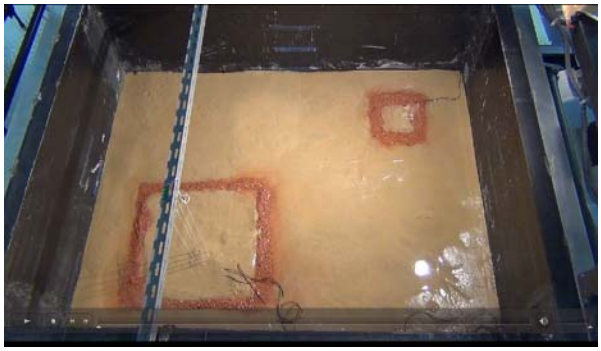


排水壁（小）：**200mm×200mm**
排水壁（大）：**400mm×400mm**
壁厚　：**40mm**
壁深度　：**200mm**

排水壁（破砕瓦）
γ_t=17.0kN/m^3
(D_r=23.7%)

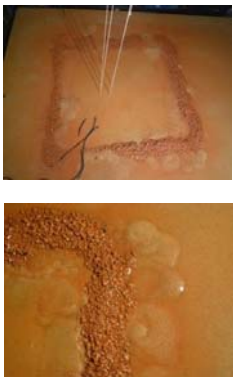
豊浦砂
γ_t=18.5kN/m^3
(D_r=24.2%)

排水壁による液状化対策④（1回目の加振状況）



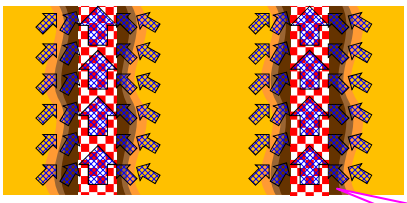
1回目の加振状況

2nd excitation



- 排水壁付近において液状化に伴う噴砂現象が発生した。
- 2回目の加振後においても周囲の地盤は再液状化したにもかかわらず，排水壁は崩壊せず健全性を保っている。

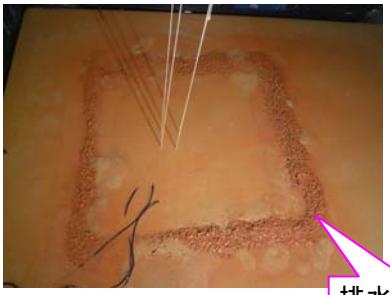
排水壁による液状化対策⑤（噴砂状況）



排水壁有り（イメージ）

剛性回復？

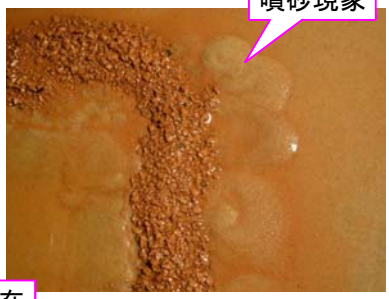
- 加振終了後においても排水壁は崩壊せず健全である。排水壁周囲における砂地盤の剛性回復による効果？
- 排水壁付近において，排水壁の透水性による噴砂現象を確認。



排水壁有り

排水壁は健在

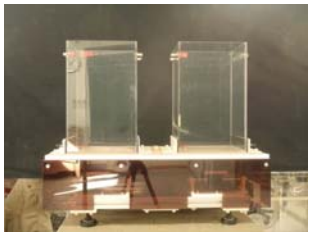
噴砂現象

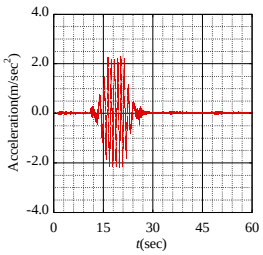


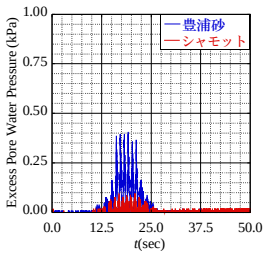
排水壁有り（拡大図）

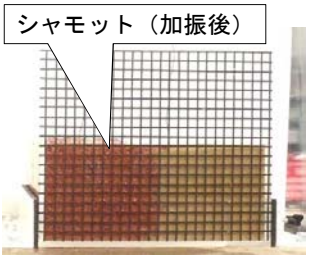
排水壁による液状化対策⑥（簡易実験による検証）

加振終了後における排水壁



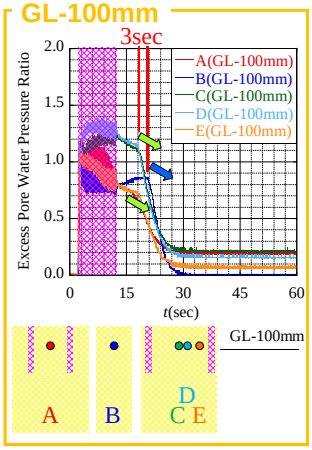


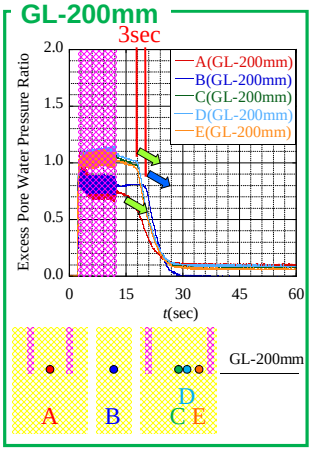


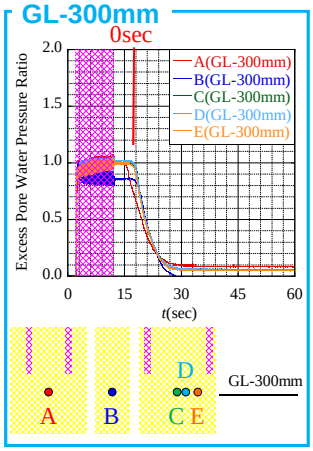


- 2つの剛体土層を設置可能で，対策前・対策後の比較が可能。
- 加速度は毎分60回転で約200gal（震度6～7？）程度となる。
- 加振終了後も破砕瓦は崩壊せずに自立している。
- 破砕瓦内部での過剰間隙水圧は小さい。

排水壁による液状化対策⑦（過剰間隙水圧比）



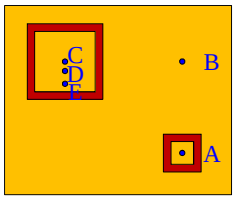


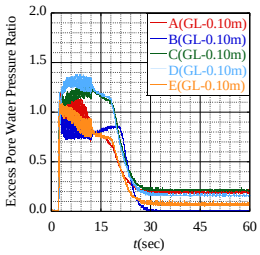


- 排水壁内部（GL-200mmより浅い**Point A**，**C**，**D**，**E**）において，未改良部より過剰間隙水圧が早期に消散している。
- 排水壁より深い深度（GL-300mm）においては改良効果が認められない。

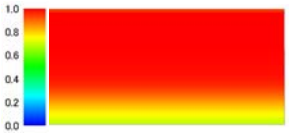
排水壁による液状化対策⑧（FEMによる解析）

実験結果（排水壁）

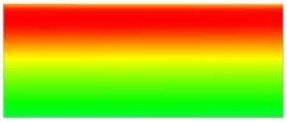




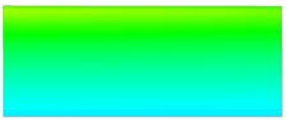
解析結果（未対策）



加振直後（100gal）

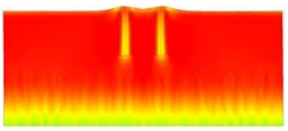


t=20sec （加振後）

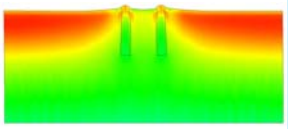


t=40sec（加振後）

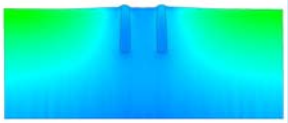
解析結果（排水壁）



加振直後（100gal）



t=20sec （加振後）



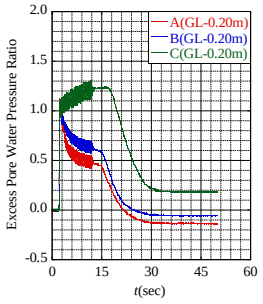
t=40sec（加振後）

※名古屋工業大学　張鋒教授のプログラム「DBLEAVES」を使用して計算

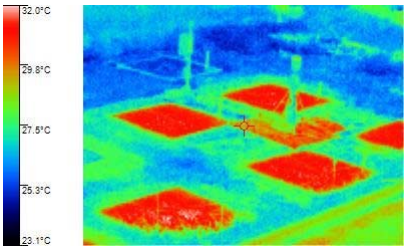
液状化対策のまとめ

排水性材料による液状対策効果

- 破砕瓦は摩擦抵抗が大きく，透水係数が高いため液状化しにくい。
- 破砕瓦で埋設物を埋戻した場合，浮上りを大幅に低減可能であり，被災後においても埋設管等の要求性を満足させることが可能である。
- 排水壁は液状化後に周囲の地盤剛性を早期に回復させ，また排水壁自身を自立させる（加振後も壁は健全）。
- 破砕瓦による改良効果は余震時においても健在であり，恒久的な液状化対策として期待することができる。



第3回の予定

開催日：12月中旬～1月中旬

- 「破砕瓦の応用実験①（埋設管の埋戻し材への適用等）」
- 「破砕瓦の応用実験②（ヒートアイランド抑制効果）」
- 「破砕瓦の応用実験③（防草実験）」
  名古屋工業大学　高度防災工学センター　助教　森河由紀弘
- 「その他の話題」について
  話題提供者：調整中