

浅層盤状改良による宅地の液状化対策の合理的な設計方法の研究

平成24年9月

公益社団法人 地盤工学会

浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会

目次

第1章 総説	1
1.1 はじめに.....	1
1.2 浅層盤状改良による液状化対策の有効性.....	2
1.3 研究の目的と方針.....	3
1.3.1 目的.....	3
1.3.2 方針.....	3
1.3.3 想定する地震動.....	5
1.3.4 本研究における沈下と傾斜の定義.....	6
1.4 研究メンバーと研究工程.....	7
第2章 液状化に対する戸建て住宅の性能評価	9
2.1 概要.....	9
2.2 戸建て住宅のクライテリアに関する調査.....	10
2.2.1 関連する法・基準類の調査.....	10
2.2.2 既往研究の調査.....	15
2.2.3 液状化による被災住宅の沈下修復を実施した物件の沈下傾斜程度の調査.....	21
2.3 まとめ.....	25
第3章 戸建て住宅の液状化被災調査	27
3.1 概要.....	27
3.2 戸建て住宅の被災調査方法.....	27
3.2.1 被災事例の収集.....	27
3.2.2 現地調査.....	151
3.2.3 アンケート調査.....	162
3.3 戸建て住宅の被災調査結果.....	163
3.3.1 被災事例の収集の結果.....	163
3.3.2 現地調査の結果.....	164
3.3.3 アンケート調査の結果.....	165
3.4 航空レーザを用いた液状化被災調査.....	182
3.4.1 標高補正值と精度検証および現場調査結果との比較.....	182

3.4.2	道路変状の検討個所と断面構造	183
3.4.3	液状化による道路変状と道路構造および地盤条件の関係	186
3.5	東日本大震災による戸建て住宅のめり込み沈下量と傾斜角の関係	192
3.6	まとめ	209
第4章	振動台模型実験による浅層盤状改良工法の効果検証.....	212
4.1	実験概要	212
4.1.1	実験の背景・目的	212
4.1.1	実験ケース	212
4.2	実験方法	214
4.2.1	試験体寸法	214
4.2.2	試験材料の諸元	217
4.2.3	試験体作製手順	219
4.2.4	砂試料の室内試験結果	220
4.3	計測方法	221
4.4	実験結果	231
4.4.1	ケース1（改良無し）	232
4.4.2	ケース2（改良厚 1.5m）	256
4.4.3	ケース3（改良厚 3.0m）	281
4.4.4	ケース4（改良厚 4.5m）	305
4.4.5	実験結果の比較	329
4.5	まとめ	359
第5章	数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証.....	360
5.1	概要	360
5.2	有効応力解析 GEOASIA による検討	361
5.2.1	解析コードの特徴	361
5.2.2	遠心模型実験のシミュレーション	362
5.2.3	ケーススタディ	373
5.3	静的有限要素解析 ALID による検討.....	397

5.3.1 ALID による検討の目的	397
5.3.2 解析コードの特徴	397
5.3.3 ALID による解析	400
5.4 まとめ	410
第6章 戸建て住宅を対象とした浅層盤状改良工法の経済性評価	413
6.1 概要	413
6.2 浅層盤状改良に適用する地盤改良工法	414
6.2.1 締固め（密度増大）による液状化対策	414
6.2.2 固化による液状化対策	418
6.2.3 排水工法による液状化対策	422
6.2.4 本研究で対象とした液状化対策工法	425
6.3 経済性の評価	427
6.3.1 経済性の評価手順	427
6.3.2 各工法的前提条件・仮定条件	428
6.3.3 経済性の評価	429
6.4 まとめ	439
第7章 まとめ	442
7.1 本研究の成果	442
7.2 今後の課題	444
<巻末資料>	
A1. 室内土質試験データシート	
A1.1 第4章 振動台模型実験による浅層盤状改良工法の効果検証	
A1.2 第5章 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証	
A2. (公社)地盤工学会「浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会」資料	
A2.1 研究委員会の設立趣意書と名簿	
A2.2 研究委員会の開催記録	
A3. 住民説明会の資料 (2012年7月22日 香取市、8月22日 神栖市)	
A3.1 配布資料	
A3.2 アンケート (神栖市)	
A4. 外部発表論文	

第1章 総説

1.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震（Mw 9.0）により地盤の液状化により深刻な被害が発生した地域は東北から関東地方まで広い範囲に及び、特に河川堤防や比較的新しい時代に造成された地域の宅地、道路、ライフラインなどに著しい被害が生じた。

地盤の液状化のメカニズムおよびその対策工に関する検討は、1964年新潟地震以降、国内外の多くの技術者・研究者らにより行われてきた。2011年東北地方太平洋沖地震では、大きな地震動が長時間継続したことから顕著な液状化が発生したが、半世紀前の新潟地震で生じたような橋梁などの公共構造物や中・高層ビルの液状化による被害は限定的であった。これは、大型社会基盤施設に対しては、液状化に関する調査技術や対策技術が時代とともに発展し社会に適用されてきたためである。一方、私的財産である戸建て住宅や宅地に対しては、最新の技術が適用されず被害が数多く発生した。国土交通省によると、同地震の液状化による宅地被害件数は2万6914件（2011年9月27日）に達し、地震から1年半が経過した現在でも復旧・対策の目処が立っていない地域が多く存在している。

このように、多くの戸建て住宅や宅地の復旧が遅れている主な理由は、地盤の液状化による建物の沈下・傾斜を修正しただけでは、余震や近い将来に発生が予想される大地震により液状化被害を再び受ける可能性があるからである。沈下・傾斜の修正と同時に液状化対策も施す復旧が望ましいが、戸建て住宅のような小規模な建築物に適用できる経済的な調査技術や対策技術が確立されていないため、現状の建築基礎構造設計指針等で規定されている設計概念に基づく対策では非常に高いコストとなる。適用の可能性のある静的締固め工法や薬液注入工法を施工した場合、例えば、液状化層の厚さが10mの場合に、その全てを改良すると1戸あたりの施工費が1000万円以上となり、住民負担の限度を超えている。

本研究は、このような震災後の社会的背景を踏まえ、平成23年度補正予算建設技術研究助成制度（国土交通省）の支援を受け行われた。戸建て住宅の性能を適切に評価し、その性能に支障のない変形量を目標とした液状化対策の範囲を検討し、宅地の合理的な液状化対策の設計方法の検討を行った。特に、明確な支持層の無い埋立て地の宅地では改良の範囲を浅部に限定した浅層盤状の地盤改良が現実的であることから、その改良範囲を明確にすることを目的とした。被災事例の調査、遠心振動台模型実験および数値解析を実施し、地盤改良範囲と住宅のめり込み沈下量の関係を明らかにし、設計に有用な成果を得た。

なお、本研究では、公益社団法人地盤工学会内に産官学からなる委員会（浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会）を設置し、研究推進に対する有益な情報と適切な助言を幅広く収集した。また、2011年東北地方太平洋沖地震により深刻な液状化被害を受けた千葉県香取市と茨城県神栖市において、本研究の成果を紹介する講演会を開催した。

1.2 浅層盤状改良による液状化対策の有効性

本研究では、浅層盤状改良を一般住宅地における実現可能な液状化対策工法として提案しているが、この改良方法が対策工として有効であることは、過去の地震の調査結果からも示唆されている。

図 1.2.1 は 1983 年日本海中部地震における液状化被害調査と地盤調査結果を基に、地下水位より上位の非液状化層厚 H_1 と地下水位以深に分布する液状化層厚 H_2 の関係を示したものである。地表面に被害が確認されたケースを黒丸で、無被害のケースを白丸で表しているが、図中のラインを境界に地表面被害の有無を明確に分けることが可能である。この事例では、地表面から 3 m 程度まで非液状化層が分布すれば地表面に被害は生じないことを示している。本研究で検討する浅層盤状改良は地下水低下工法ではないが、表層の改良体を図 1.2.1 における非液状化層とみなすことにより、液状化による地表面の被害を軽減できる可能性を示している。

また、1995 年兵庫県南部地震による液状化発生地域のうち、サンドコンパクションパイリング工法で締め固めた地盤では、その改良深度が液状化対象層下端に達していなくても構造物への被害が大幅に低減されたとの報告²⁾もあり、本研究で検討する浅層盤状改良の有効性を示唆している。

浅層盤状改良の手法には様々なものが考えられるが、本研究の目的とする住宅の地盤への要求性能（例えば建物の沈下量や傾斜角）から設定される液状化対策範囲、液状化対策地盤の性能（剛性など）の提示により、既存の液状化対策工法によってもコストを低減した対策が可能となる。さらに、これらの関係を施工状態（施工環境など）に分類して整理した経済性の評価手法を加えることにより、東日本大震災による被災住宅の復旧工事への速やかな適用が可能となると考える。

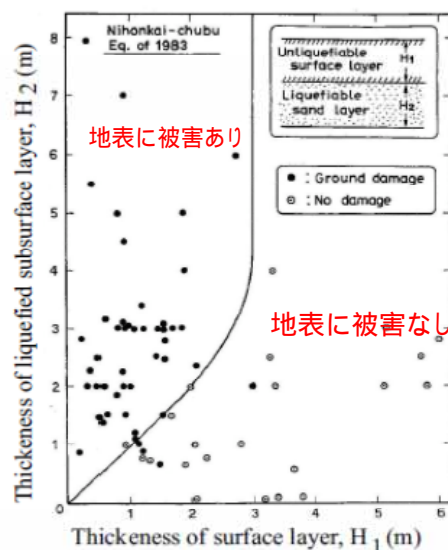


図 1.2.1 液状化層厚と表層の非液状化層の厚さと被害の関係¹⁾

1.3 研究の目的と方針

1.3.1 目的

本研究は、既設および新設の戸建て住宅の液状化対策方法として、浅層盤状改良の技術についてその効果と経済性の評価を行い、合理的な設計方法を提案することを目的とした。具体的な研究の目標は以下の3点である。

戸建て住宅の地盤への要求性能（例えば傾斜や沈下量など）を明確にし、液状化対策を施した地盤の性能を明確する。

浅層盤状改良による液状化対策のメカニズム及びその効果を明確にする。

既設および新設の戸建て住宅に浅層盤状改良による液状化対策を適用した場合の経済性を明らかにする。

1.3.2 方針

前述の目的達成のため、本研究では5つのグループに分かれて研究を行った。本研究の全体の概要を図1.3.1に示すとともに、各グループの研究方針を以下に概説する。

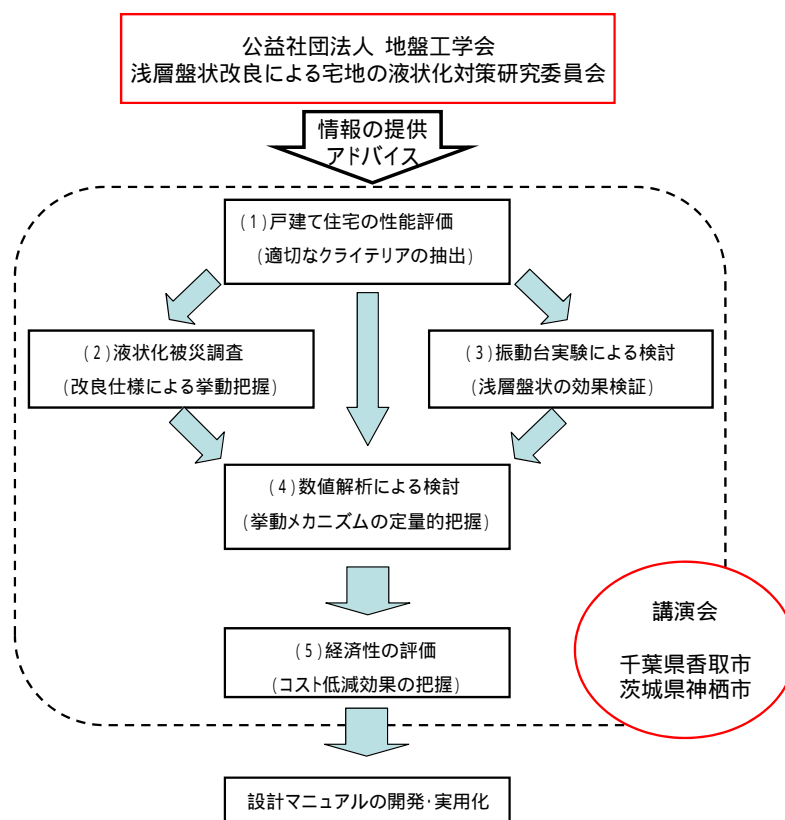


図 1.3.1 本研究の全体概要図（破線枠内が本研究の対象）

(1) 液状化に対する戸建て住宅の性能評価

宅地の合理的な液状化対策の設計法を確立するために、戸建て住宅の性能を適切に評価した。具体的には、住宅の沈下と傾斜が住宅躯体に支障をもたらさない変形量（又は変形角）の許容値を明らかにし、戸建て住宅の液状化対策の適切なクライテリア（最大傾斜角の基準値）を抽出した。

(2) 戸建て住宅の液状化被災調査

2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建て住宅の被災事例の調査から、表層改良・中層改良対策あるいは柱状改良などの地盤改良等の戸建て住宅に対する液状化被害の軽減効果の分析と評価を行った。また、この地震の発生前後に行われた航空レーザ測量から求められた液状化地盤の沈下分布図を使用し、道路の舗装厚と液状化被害の関係から、液状化に対する浅層盤状改良の有効性について分析を行った。また、被災家屋の調査に基づき、(1) で設定した最大傾斜角の基準値に対応するめり込み沈下量の値を抽出した。

(3) 振動台実験による浅層盤状改良工法の効果検証

2011 年東北地方太平洋沖地震による宅地の液状化被害の調査結果を基に、代表的な戸建て住宅と宅地をモデル化し、遠心載荷模型実験装置を用いた振動台実験を実施した。実験では、無対策地盤、及び浅層盤状改良の厚さを変化させた実験を、最大加速度の異なる 2 種類の地震動に対して行い、地盤改良の厚さと沈下量の関係を定量的に求めた。これらの成果は、数値解析によるシミュレーション解析の妥当性の検証に用いた。

(4) 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

2 種類の有効応力解析を用いて改良範囲と住宅のめり込み沈下量の関係等を検討し、浅層盤状改良による改良効果のメカニズムを明らかにすると共に設計に有用な資料を得た。

解析には、静的有限要素解析コード *ALID* と、弾塑性構成式 SYS Cam-Clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形コード *GEOASIA* を用いた。最初に振動台実験のシミュレーションを実施し、解析モデルの作成、変形量の照査と浅層盤状改良の効果のメカニズムを考察した。次に実験を補完するため、改良手法、改良厚、改良幅等をパラメータにしたケーススタディを実施し、効率的かつ効果的な改良仕様の決定に資するデータを得た。

(5) 戸建て住宅を対象とした浅層盤状改良工法の経済性評価

浅層盤状改良による対策の経済性を明らかにするために、新設及び既設の戸建て住宅及び宅地について、各種の液状化対策工の経済性を比較した。費用は様々な条件（地盤、施工環境等）によって大きく変動するため、金額ベースでの具体的な提示は困難である。本研究では、代表的な設計条件を設定して各種工法間のコストの比率として結果を提示した。

1.3.3 想定する地震動

従来の耐震設計法は、考慮すべき地震動として過去に経験した地震被害を基に設定され、発展してきた。当該分野における大きな節目は、1995年兵庫県南部地震において直下型の大きな地震動を受け、それまでの想定地震動（レベル1：中規模地震相当）に加えて、レベル2地震（大規模地震動）を考慮するようになったことである。現在では多くの構造物においてこの二段階設計が採用されていることから、本研究で想定する地震動もこれに倣い、以下のように定義する。

中地震動：戸建て住宅の供用期間中に1～2回程度発生する確率を持つ一般的な地震動レベル。

大地震動：発生確率は中地震動より低い、直下型または海溝型巨大地震による非常に高いレベルの地震動。

一方、2011年東北地方太平洋沖地震により深刻な液状化被害を受けた東京湾沿岸地域では、最大加速度の観点では中地震動レベルでも、地震動の継続時間の観点ではそのレベルを上回るものであった。参考までに、地震動のイメージを図1.3.2に示す。

以上を考慮し、本研究では以下に示す二つの地震動を独自に想定し、実験および数値解析に用いることとした。

地震動1：2011年東北地方太平洋沖地震で宅地の液状化被害が多く発生した千葉県浦安市で観測された地震動と同レベルの地震動とする。加速度の観点では、戸建て住宅の供用期間中に1～2回程度発生する地震動レベルであるが、地震動の継続時間を考慮すると上記の中地震動よりもエネルギーは大きい。

地震動2：地震動1の継続時間をそのままに、加速度を2倍とした地震動。発生確率は上記の大地震動よりも更に低い。

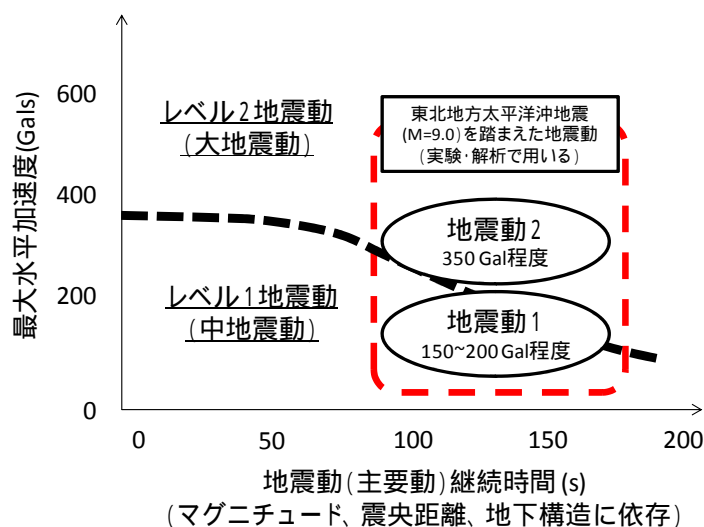


図 1.3.2 本研究における想定する地震動のイメージ図

1.3.4 本研究における沈下と傾斜の定義

本研究報告書で使用する戸建て住宅の沈下と傾斜に関する用語の定義を以下に示す。

建物のめり込み沈下量 S_p

液状化により建物が地盤にめり込んだ部分の沈下量（総沈下量との混同に注意）

建物がない場合の地盤の沈下量 S_g

液状化後に確認される地盤の沈下量であり、建物荷重の影響を受けないものをいう。

建物の総沈下量 S_t

建物がない場合の地盤の沈下量 S_g + 建物のめり込み沈下量 S_p

建物の平均総沈下量 $S_{t,av}$

建物がない場合の地盤の沈下量 S_g + 建物の平均めり込み沈下量 $S_{p,av}$

建物の不同沈下量 S_d

建物の最大総沈下量 $S_{t,max}$ - 建物の最小総沈下量 $S_{t,min}$ もしくは、

建物の最大めりこみ沈下量 $S_{p,max}$ - 建物の最小めりこみ沈下量 $S_{p,min}$

建物の最大傾斜角 θ_{max}

建物の不同沈下量 S_d / 不同沈下間の水平距離 B^*

建物の平均傾斜角 θ_{av}

(建物左端の総沈下量 $S_{t,l}$ - 建物右端の総沈下量 $S_{t,r}$) / 建物の幅 B

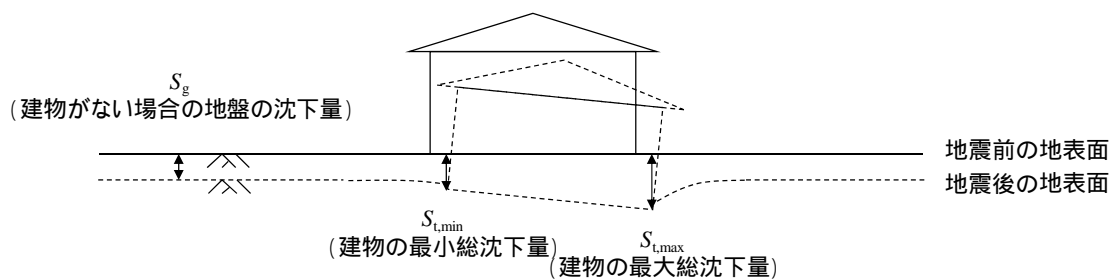


図 1.3.3 液状化による建物の変状例

1.4 研究メンバーと研究工程

本研究の実施メンバーと研究の工程を以下に示す。

表 1.4.1 研究メンバー一覧表

	氏名	所属（勤務先）	執筆担当
代表研究者	谷 和夫	防災科学技術研究所 減災実験研究領域 兵庫耐震工学研究センター	全体統括
共同研究者	清田 隆	東京大学 生産技術研究所	第1・3・7章
共同研究者	松下 克也	株式会社ミサワホーム総合研究所	第2章
共同研究者	橋本 隆雄	株式会社 千代田コンサルタント	第3章
共同研究者	山本 彰	株式会社 大林組	第4章
共同研究者	野田 利弘	名古屋大学 減災連携研究センター	第5章
共同研究者	竹内 秀克	株式会社 不動テトラ	第5章
共同研究者	規矩 大義	関東学院大学	第5章
共同研究者	大林 淳	株式会社 不動テトラ	第6章

表 1.4.2 本研究の工程表

項目	平成24年									
	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	
(1) 戸建て住宅の性能評価	■									
(2) 液状化被災調査	■									
(3) 振動台実験による検討			■							
(4) 数値解析による検討				■						
(5) 経済性の評価						■				
報告書作成							■			
研究委員会	2/27		4/24			7/13		9/20		
住民説明会						7/22 香取市	8/11 神栖市			

【参考文献】

- 1) Ishihara, K. (1985): Stability of natural deposits during earthquakes, Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 321-376.
- 2) 加倉井正昭, 青木雅路, 平井芳雄, 俣野博 (1996): 埋立て人工島における直接基礎の挙動, 土と基礎, 44-2, 64-66.

第2章 液状化に対する戸建て住宅の性能評価

2.1 概要

本研究の目的である宅地の合理的な液状化対策の設計法を確立するために、住宅の性能を適切に評価し、住宅の沈下傾斜が住宅躯体に支障をもたらさない変形量（又は変形角）の許容値を明らかにし、戸建て住宅の液状化対策の適切なクライテリアを抽出することを目的とする。

本研究では、法・基準類の調査、既往研究の調査、東日本大震災および近年の地震で液状化により被災した戸建住宅の沈下による傾斜角を調査した。

では、液状化に関する取扱いや設計に用いる許容値などを、では、被災調査からまとめられた傾斜や沈下が建物に影響する程度や健康被害の程度を、では、生活に支障を及ぼす傾斜角を決定するために、沈下修復された、又は、沈下修復する住宅の最大傾斜角を調査した。

液状化の発生による住宅の被害は、躯体の損傷や図に示す変形角を伴うような躯体の変形が極めて少なく、一体傾斜によるものが多いため、最大傾斜角について調査研究を行なった。

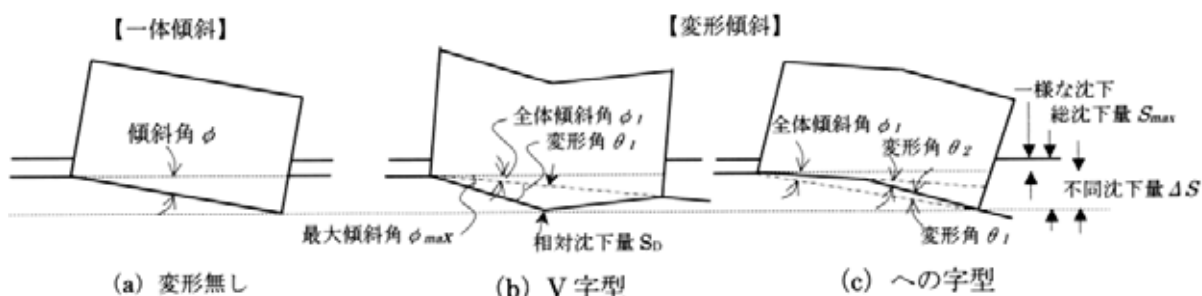


図 2.1.1 沈下傾斜の形状分類¹⁾

2.2 戸建て住宅のクライテリアに関する調査

2.2.1 関連する法・基準類の調査

建築基準法は、人命を守ることを主な目的で作られており、液状化については、構造上の損傷を受けにくい戸建て住宅など個人資産に対して、厳しい対応は求められていない。

1981年（S56）建築基準法の改正で新耐震設計基準が示され、それ以降、建築基準法で要求している建築物の構造性能は、

中地震（稀に発生する）に対して、建築物の機能を保持する。

ここで、中地震とは、150Gal、震度5弱程度で、建築物の存在続期間中に数回程度遭遇する可能性のある地震のこと。

大地震（極めて稀に発生する）に対して、建築物の架構に部分的なひび割れ等の損傷が生じて、最終的に崩壊から人命の保護を図る。

ここで、大地震とは、300Gal～400Gal、震度6強～7程度で、数百年に一回程度発生する可能性のある地震のこと。

となっている。

構造性能に求められている要求性能は上記の通りであるが、この要件を液状化の発生によって生じる建築物の損傷で解釈すると、例えば、1964年の新潟地震では、川岸町の鉄筋コンクリート壁式構造の共同住宅が、液状化により支持力を失い転倒した。建築物の転倒や倒壊は、人命も極めて危ない被害となるが、過去の地震において、液状化により戸建て住宅が転倒や倒壊し、人命が損なわれた事例は発生していないため、厳しい対応が求められてこなかったと考えられる。

以下、建築基準法関連、造成に関する法令・基準、日本建築学会の基準等をまとめた。

(1) 建築基準法・同施行令、告示

建築基準法・同施行令および告示において、「地盤の許容応力度」、「基礎の沈下」、「液状化の取り扱い」に関連する記述のあるものを表 2.2.1 にまとめた。

表 2.2.1 関連する建築基準法・同施行令および告示

法・令	告示	基礎・地盤に関する記述	液状化の扱い
令 38 条		<ul style="list-style-type: none"> ・基礎は荷重及び外力を安全に地盤に伝え、地盤の沈下に対して安全な構造であること ・建築物の基礎構造は、国土交通大臣が定めた構造方法とし、接地荷重が 100kN/m² を超える建築物は良好な地盤に支持を置くこと 	
	平12建告 1347号	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の許容応力度に応じた基礎形式（布基礎、べた基礎、杭基礎）の設定 ・令 38 条の国土交通大臣の構造計算では、土圧、水圧、その他外力を考慮し、地盤の沈下・変形に対して基礎に有害な変形が生じないことを確認する。 	
令 93 条		<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の許容応力度は、国土交通大臣が定める方法により地盤調査を行い、その結果に基づいて求める。 ・上記の方法によらず設定できる地盤の許容応力度を地盤の種類に応じて規定。（砂質地盤（地震時に液状化のおそれのないものに限る。）50 kN/m²） 	密実でない砂質地盤について表の数値の適用を除外
	平13国告 1113号	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤調査の種類について規定。 ・地盤の許容応力度を求める方法を規定。 ・地盤改良体の許容応力度を求める方法を規定。 ・基礎ぐいの許容応力度を求める方法を規定。 	液状化のおそれがある場合も沈下の検討が必要

建築基準法・同施行令や告示が要求している性能は、有害な沈下変形がないことであるが、その明確な数値は示されていない。

(2) 造成に関する法令・基準等

都市計画法・同施行令

宅地造成における「液状化の取り扱い」に関連するものを表 2.2.2 にまとめた。

表 2.2.2 関連する都市計画法・同施行令

法・令		地盤に関する記述
法 33 条	開発許可の基準	<ul style="list-style-type: none">・地盤沈下、崖崩れなどの災害を防止するために、地盤改良、擁壁など安全上必要な措置を講ずるよう設計が定められていること。・必要な技術的細目は、政令で定める。
令 28 条	技術的細目	<ul style="list-style-type: none">・地盤の沈下が生じないように、土の置換えなどの措置を講ずる。・切土の場合、滑りやすい土質の層があるときは、すべりが生じないよう措置を講ずる。・盛土の場合、沈下、崩壊、滑りが生じないよう措置を講ずる。・著しく傾斜している土地を盛土する場合、段切りなどの措置を講ずる。

宅地造成等規制法および関連基準

表 2.2.3 関連する宅地造成等規制法および関連基準

		記述	液状化の扱い
宅地造成等 規制法	昭和37年 創設時	<ul style="list-style-type: none"> ・宅地造成に伴い災害が発生するおそれの著しい区域を規制区域として指定できるようにした。 ・地盤の安全性の確保、擁壁の設置、排水施設の設置といった防災措置を講じるよう規定。 	昭和 43 年頃通達で、原則として液状化する可能性のみが災害の発生しやすい地盤特性としてある場合は、地域に含めないこと
	平成18年 改定	<ul style="list-style-type: none"> ・大規模盛土に対して地震時の検討を規定。 	
宅地防災マ ニュアル	平成元年	<ul style="list-style-type: none"> ・砂、砂質土は地下水位が高い場合に液状化を起こしやすいので十分に注意が必要。 ・地方自治体が作成した液状化予想図を確認すること。 ・地震時に液状化が懸念される場合には、必要な対策を講じること。 ・液状化に係る対策工法の基本的な考え方。 	
	平成10年 改定	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化の概念、メカニズムと要因、対策の基本的な考え方等追記。 ・液状化地盤の確認・調査。 ・液状化地盤の判定手法について記載。 ・液状化対策工法、工法選定に係る留意点等について記載。 	
宅地耐震設 計指針(案)	昭和59年	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震上安全な宅地を造成することを目的に策定。 ・地盤の液状化に対する検討。 ・のり面の安定性に対する検討。 ・自然斜面の安定性に対する検討方法。 	
宅地耐震設 計マニュアル(案)	平成15年 〔平成20年 改定〕	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の液状化による影響の検討として、FL 法による判定法を標準として解説。 ・地表面最大加速度を中地震 200cm/s²、大地震 350cm/s² を標準と設定。 ・液状化による影響の判定として非液状化層 H1 と液状化層 H2 の関係について解説。 ・液状化指数 PL による判定を解説。 	

液状化の判定法については解説してあるが、許容値等の明確な数値は示されていない。

(3) 学会基準等

日本建築学会の「基礎構造設計指針²⁾」および「小規模建築物基礎設計指針¹⁾」では、表 2.2.4 に示す通り、沈下の種類、基礎形式などの許容される値を示しており、沈下量がこの程度以下になることを確認することとしている。

沈下量その他、傾斜の発生により、使用性や機能性に問題が生じるため、表 2.2.5 に示す通り、傾斜角と障害の程度を示している。

表 2.2.4 許容沈下量の参考値^{1),2)}

(単位：cm)

沈下の種類 基礎形式	即時沈下		圧密沈下	
	布基礎	べた基礎	布基礎	べた基礎
標準値	2.5	3～(4)	10	10～(15)
最大値	4	6～(8)	20	20～(30)

標準値：不同沈下による亀裂がほとんど発生しない限度値

最大値：幾分か不同沈下亀裂が発生するが障害には至らない限度値

()：剛性の高いべた基礎の値

表 2.2.5 傾斜角と機能的障害程度の関係¹⁾

傾斜角	障害程度	区分
3/1000 以下	品確法技術的基準レベル-1 相当	1
4/1000	不具合が見られる	2
5/1000	不同沈下を意識する 水はけが悪くなる	
6/1000	品確法技術的基準レベル-3 相当、不同沈下を強く意識し申し立てが急増する	3
7/1000	建具が自然に動くのが顕著に見られる	4
8/1000	ほとんどの建物で建具が自然に動く	
10/1000	配水管の逆勾配	
17/1000	生理的な限界値	5

また、不同沈下の評価においては、単に計算結果だけの評価ではなく、現状の状況や過去の障害事例を参考にするなどして総合的に判断することが大切としながらも、目安として、表 2.2.6 の通り、障害が発生する傾斜角の概ね 1/2 をその設計目標値として示している。

表 2.2.6 不同沈下の設計目標値の参考値¹⁾

不同沈下	設計目標値
傾斜角	3 /1 000 以下
変形角	2.5/1 000 以下

2.2.2 既往研究の調査

建築物、特に戸建て住宅における沈下や傾斜角に関する既往の研究について調査した。

(1) 不同沈下に対する意識

田村³⁾は、軟弱地盤における住宅の沈下に関する調査結果を整理し、不同沈下量と地盤、基礎の関係などを明らかにしている。その中で、不同沈下に関する居住者の意識調査の結果を図 2.2.1 の通りまとめている。

調査は、長野県諏訪湖畔を軟弱地盤の一例として、軟弱地盤上の住宅 232 棟を対象として実施している。

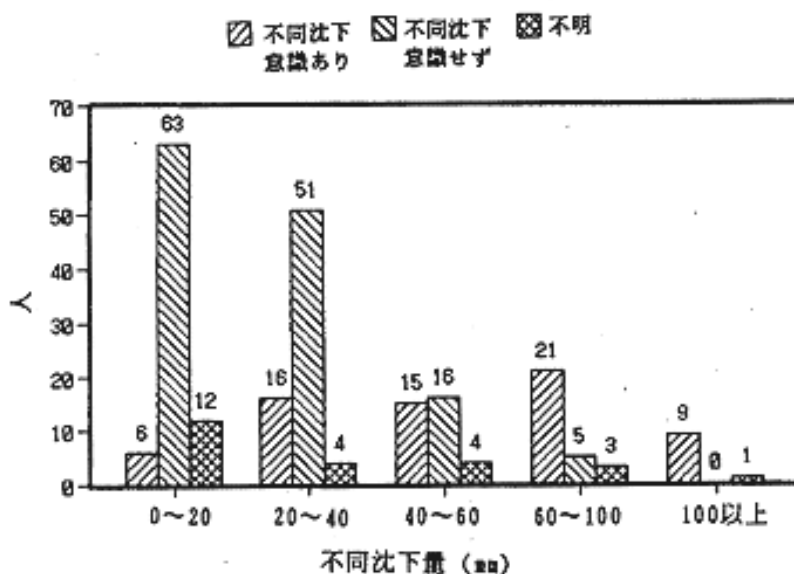


図 2.2.1 不同沈下と居住者意識³⁾

図 2.2.1 では、不同沈下量の大きさが 40mm までは、不同沈下を意識する割合が 14% に対して、不同沈下を意識しない割合が 75% と大きくなっている。したがって、不同沈下量が 40mm 以下ではほとんど不同沈下を感じないと言える。一方、不同沈下量が 60mm を超えると、不同沈下を意識する割合が 77% に対して、不同沈下を意識しない割合が 13% となり、居住者の大部分が不同沈下を意識している。

安田・橋本⁴⁾、安田⁵⁾、は、2000年鳥取県西部地震における安倍彦名団地での液状化被災住宅の調査から、沈下量や傾斜角と復旧の関係をまとめ、傾斜角が10/1000程度以上になると生活に支障が現れて水平化復元工事をせざるを得なかったことがわかったと報告している。

(2) 不同沈下と建物障害

芳賀⁶⁾は、木造建物においても他の構造物と同様に沈下量の計算を行うことが望ましいとして、実測結果をもとに各種沈下量（変形角）と障害の関係を検討し、許容総沈下量を表2.2.7に示す通り、提言している。

表 2.2.7 木造建物の許容総沈下量⁶⁾（単位：cm）

沈下の種別	即時沈下	圧密沈下	
		布	べ た
基礎形式	布	布	べ た
標準値	1.5	2.5	2.5 ~ (5.0)
最大値	2.5	5.0	5.0 ~ (10.0)

注 1. () は剛性の高いべた基礎の値

注 2. 建物の傾斜は標準値で 1.5/1000、最大値で 3/1000 以下

この結果は、日本建築学会の小規模建築物基礎設計の手引き（1988）で示されている表2.2.8の傾斜角に対応する最大沈下量を求めたものである。

表 2.2.8 木造建物の不同沈下障害と変形角

段 階	不 同 沈 下 障 害 の 状 況	変形角（傾斜）の限度
初期段階	モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する。	1/1000
第1期段階	つか立て床の不ろく(陸)を生じ、布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る。	3/1000
第2期段階	壁と柱の間にすき間が生じ、壁やタイルに亀裂が入る。窓・額縁や出入口枠の接合部にすき間が生じ、犬走りやブロック塀など外部構造物に被害が生じる。	5/1000
第3期段階	柱が傾き、建具の開閉が不良となる。床が傾斜して支障を生じる。	10/1000
最終段階	柱の傾斜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。	15/1000

伊奈ら⁷⁾は、実態調査及び実大建物の沈下実験により、沈下と基礎及び上部構造の損傷や使用上及び機能上の障害等の関係について分析している。その結果から、傾斜角の大きさと使用及び機能上の障害程度との関係を表 2.2.9 に、変形角の大きさと基礎及び上部構造の損傷程度との関係を表 2.2.10 に、これらより戸建て住宅の沈下傾斜に関する限界値を表 2.2.11 に示すように提案している。

表 2.2.9 傾斜角と使用上機能上の障害程度との関係⁷⁾

傾斜角	障害程度
3/1000 以下	70 条技術的基準レベル-1 相当
4/1000	不具合が見られる
5/1000	不同沈下を意識する 水はけが悪くなる
6/1000	70 条技術的基準レベル-3 相当 不同沈下を強く意識し申し立てが急増する。
7/1000	建具が自然に動くのが顕著に見られる
8/1000	殆どの建物で建具が自然に動く
10/1000	配水管の逆勾配
17/1000	生理的な限界値

表 2.2.10 変形角と損傷程度との関係⁷⁾

変形角 (θ_2)	損傷程度
2/1000 以下	損傷が明らかでない範囲
2~3/1000	建付と内外壁の損傷が 5 割を超え損傷発生が目立つ 内外壁の損傷は 0.5 mm 程度、建付隙間 3 mm 程度、木工仕口隙間 2 mm 以下
3~5/1000	損傷程度が著しくなる。基礎亀裂の拡大傾向が見られ、 無筋基礎、内外壁の損傷が 0.5 mm 程度、建付隙間 5 mm 程度、木工仕口隙間が 2 mm を超える
5~8/1000	多くの損傷発生が 5 割を超え顕著。有筋基礎でも多くの 建物で 0.5 mm を超える亀裂、内外壁の損傷は 1 mm、建付隙間は 10 mm を超え、木工仕口隙間 4 mm 程度以上となる
8~12/1000	損傷程度はさらに著しくなるが新たな損傷は発生せず 塑性的な傾向を示す 有筋基礎でも 1 mm 程度の亀裂、内外壁の損傷 2 mm 程度、 建付隙間 15 mm 程度、木工仕口隙間 5 mm 程度となる

表 2.2.11 戸建て住宅基礎の傾斜角と変形角の限界値⁷⁾

沈下傾斜量	下限	標準	上限
傾斜角	4/1000	6~8/1000	—
変形角 (θ_2)	3/1000	5/1000	8/1000

下限：一部（概ね 2 割程度）の建物で著しい不具合が見られるレベル

標準：多くの（5 割を超える程度）の建物で著しい不具合が見られるレベル

上限：大部分（概ね 7 割程度）の建物で著しい不具合が見られるレベル

表 2.2.11 は、日本建築学会の小規模建築物基礎設計指針でも引用されており、この数値から、沈下修正を必要とする目安（標準値）は傾斜角 6~8/1000、変形角 5/1000 程度としている。

(3) 不同沈下と健康障害

傾斜角と健康障害については、日本建築学会の住まいづくり支援建築会議の復旧・復興支援 WG「液状化被害の基礎知識」において、これまでに報告された学術研究を調査し、床の傾斜角と健康障害の対応を表 2.2.12 の通りまとめている。なお、床の傾きだけでなく、柱や壁の傾き、窓や窓の外に見える景色の傾きなどの視覚的・精神的影響があるとしている。

表 2.2.12 床の傾斜角と健康障害

傾斜角			健康障害	文献
度	分数 (ラジアン)	/1000		
0.29°	1/200	5/1000	傾斜を感じる。	藤井ら (1998) ⁸⁾
0.34°	1/167	6/1000	不同沈下を意識する。	藤井ら (1998) ⁸⁾
0.46°	1/125	8/1000	傾斜に対して強い意識，苦情の多発。	藤井ら (1998) ⁸⁾
0.6° 程度	1/100 程度	10/1000	めまいや頭痛が生じて水平復元 工事を行わざるを得ない。	安田・橋本 (2002) ⁴⁾ 安田 (2004) ⁵⁾
~ 1°	~ 1/60	~ 16.7/1000	頭重感，浮動感を訴える人があ る。	北原・宇野(1965) ⁹⁾
1.3°	1/44	22.7/1000	牽引感，ふらふら感，浮動感な どの自覚症状が見られる。	宇野・遠藤(1996) ¹⁰⁾
1.7°	1/34	29.4/1000	半数の人に牽引感。	宇野・遠藤(1996) ¹⁰⁾
2° ~ 3°	1/30 ~ 1/20	33.3 ~ 50/1000	めまい，頭痛，はきけ，食欲不 振などの比較的重い症状。	北原・宇野(1965) ⁹⁾
4° ~ 6°	1/15 ~ 1/10	66.7 ~ 100/1000	強い牽引感，疲労感，睡眠障害 が現れ，正常な環境でものが傾 いて見えることがある。	北原・宇野(1965) ⁹⁾
7° ~ 9°	1/8 ~ 1/6	125 ~ 166.7/1000	牽引感，めまい，吐き気，頭痛， 疲労感が強くなり，半数以上で 睡眠障害。	北原・宇野(1965) ⁹⁾

日本建築学会：建築士のためのテキスト 小規模建築物を対象とした地盤・基礎より引用・修正・追記

上記の結果から、6/1000 を超えると不同沈下を意識し始め、8/1000 を超えると傾斜に対して強く意識、10/1000 程度では、めまいや頭痛が生じており、健康障害から判断すると、傾斜角の限界値は、8 ~ 10/1000 程度と考えられる。

(4) 地震による被災建物の被害程度の判定基準

被災した建物を修復する場合において、修復工事に踏み切る要因や修復工法の選択は、当然、かかる費用が優先される場合も考えられる。被災程度によって、義援金や支援される金額が異なるため、支援される金額が大きいほど修復工事に踏み切りやすくなるといった要因もある。

修復を支援するものとして、被災度判定に基づく義援金と地震保険の保険金がある。以下に、それぞれ判定するための基準を示す。

内閣府による罹災証明のための被災度判定では、表 2.2.13 の通りの判定基準を定めている。

表 2.2.13 基礎と柱が一体的に傾く不同沈下の場合

四隅の柱の傾斜の平均	/1000	判定	備考
1/100 以上 , 1/60 未満	10/1000 ~	半 壊	住家の損壊部分が延床面積の20%以上70%未満のもの、または住家の主要な構成要素の経済的被害を住家全体に占める損害割合で表し、その住家の損害割合が20%以上50%未満のもの。
1/60 以上 , 1/20 未満	16.7/1000 ~	大規模半壊	住家の損壊部分が延床面積の50%以上70%未満のもの、または住家の主要な構成要素の経済的被害を住家全体に占める損害割合で表し、その住家の損害割合が40%以上50%未満のもの。
1/20 以上	50/1000 ~	全 壊	住家の損壊、焼失若しくは流失した部分の床面積が延床面積の70%以上に達した程度のも、または住家の主要な構成要素の経済的被害を住家全体に占める損害割合で表し、その住家の損害割合が50%以上に達した程度のも。

参考文献 内閣府：防災情報のページ 災害に係る住家の被害認定（2011年6月17日閲覧）

地震保険の損壊基準は、表 2.2.14 の通りの判定基準を定めている。

表 2.2.14 基礎と柱が一体的に傾く不同沈下の場合

	/1000	判定	備考
0.2°以上, 0.5°未満	3.5/1000 ~	一部損	主要構造部(土台、柱、壁、屋根等)の損害額が、時価の3%以上20%未満である損害
0.5°以上,1° 未満	8.7/1000 ~	半 損	主要構造部(土台、柱、壁、屋根等)の損害額が、時価の20%以上50%未満である損害
1°以上	17.5/1000 ~	全 損	主要構造部(土台、柱、壁、屋根等)の損害額が、時価の50%以上である損害

被災度判定では、10/1000 を超えると半壊、地震保険の損壊基準では、8.7/1000 を超えると半損となり、いずれも被災した建物の傾斜角で概ね 10/1000 を超えると被災程度が著しい状態であると判定している。

また、被災度判定では 16.7/1000、地震保険の損壊基準では 17.5/1000 を超えると、それぞれ大規模半壊、全損と判定され、これらの値が部分的な修復で対応可能な限界と判断できる。

2.2.3 液状化による被災住宅の沈下修復を実施した物件の沈下傾斜程度の調査

東日本大震災で液状化により沈下傾斜した戸建て住宅が、どの程度の不同沈下量および傾斜角で水平修復工事を実施しているかを調査することで、生活に支障を及ぼす傾斜角を数値化した。

(1) 調査の概要

調査の方法は、水平修復工事を実施している会社に対して、アンケート形式で実施した。アンケート調査票の配布先は、社団法人日本曳家協会の会員会社 51 社と NPO 法人住宅地盤品質協会の会員会社 503 社に対して行った。

調査項目は、場所（住所）、建物構造、階数、用途、基礎の形式（布基礎、べた基礎）、地盤補強（浅層混合処理工法、深層混合処理工法、杭工法、その他）の有無、被害程度（レベル測量結果および最大傾斜角）、修復の方法（工法名）、費用など（図 2.2.2）。

場 所(丁目まで)	建物構造	階数	用途	基礎	地盤補強	被害程度		修復工法				費用(万円)						
						傾斜角	不同沈下量	土台補修	耐任盤	鋼管圧入	薬液注入	硬質ウレタン	~250	250~500	500~750	750~1000	1000~	
区市美浜3丁目	鉄骨造	2	住宅	布	柱状	16/1000	13cm		○						○			
区市美浜区磯辺5丁目	木質2levz	2	店舗併用	べた			24cm				○					○		

図 2.2.2 調査票

(2) 調査結果

アンケートで収集できた水平修復工事を実施した 355 棟の戸建て住宅の情報から、水平修復工事を実施した住宅の傾斜角、不同沈下量と基礎形式に着目して整理した。

結果を、布基礎、べた基礎、地盤補強を実施している住宅に分けて、水平修復工事を実施した住宅の傾斜角と不同沈下量の関係を図 2.2.3、2.2.4、2.2.5 にまとめた。

ここで、地盤補強を実施している住宅とは、常時の沈下防止を目的として、設計施工された浅層盤状改良（表層改良）工法、深層混合処理（柱状改良）工法、小口径鋼管杭工法のこと、液状化対策として設計施工されたものではない。

水平修復工事を実施した建物の最大傾斜角と不同沈下量の関係には相関があり、住宅の不同沈下量が、布基礎、べた基礎の建物で、80mm 程度、地盤補強していた建物で、70mm 程度を超えるあたりから多くなる傾向にあった。

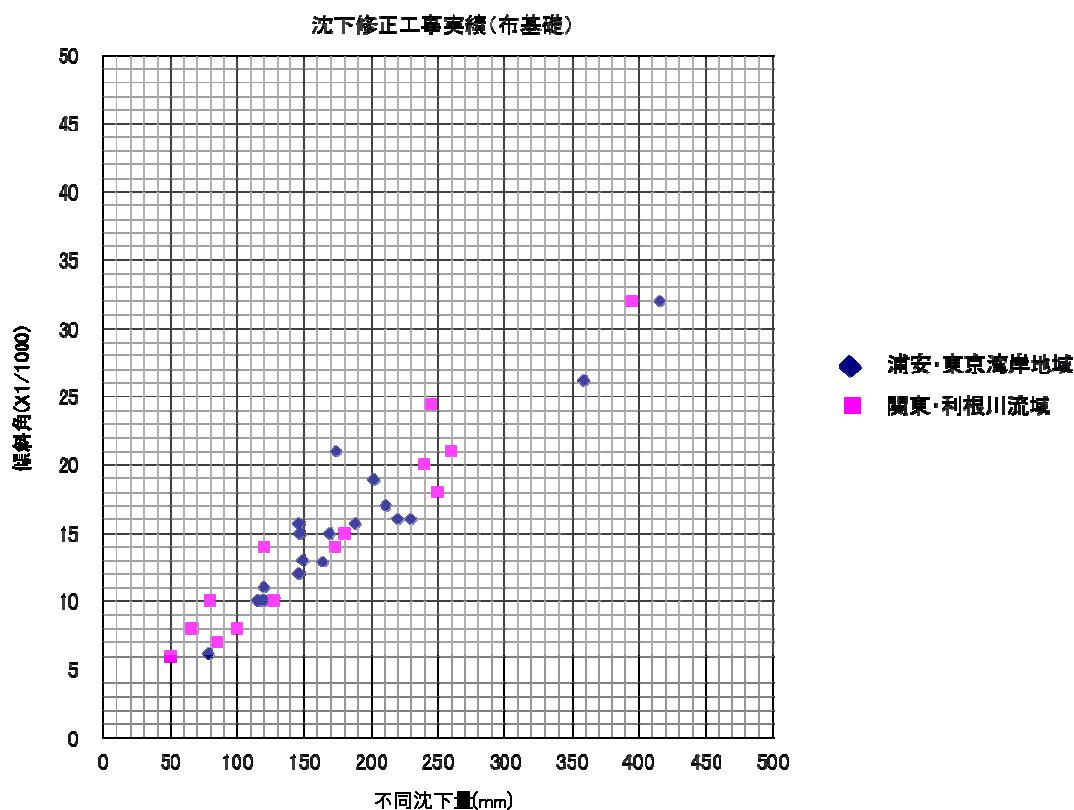


図 2.2.3 水平修復を実施した住宅の最大傾斜角と不同沈下量（布基礎）

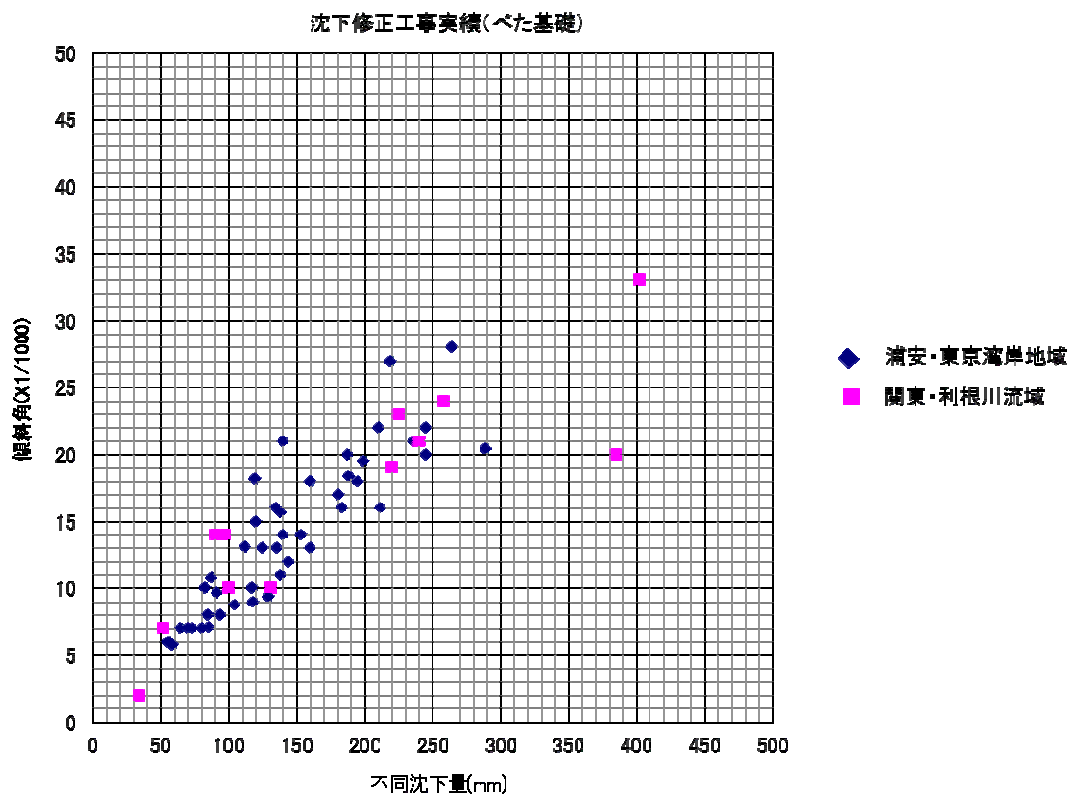


図 2.2.4 水平修復を実施した住宅の最大傾斜角と不同沈下量（べた基礎）

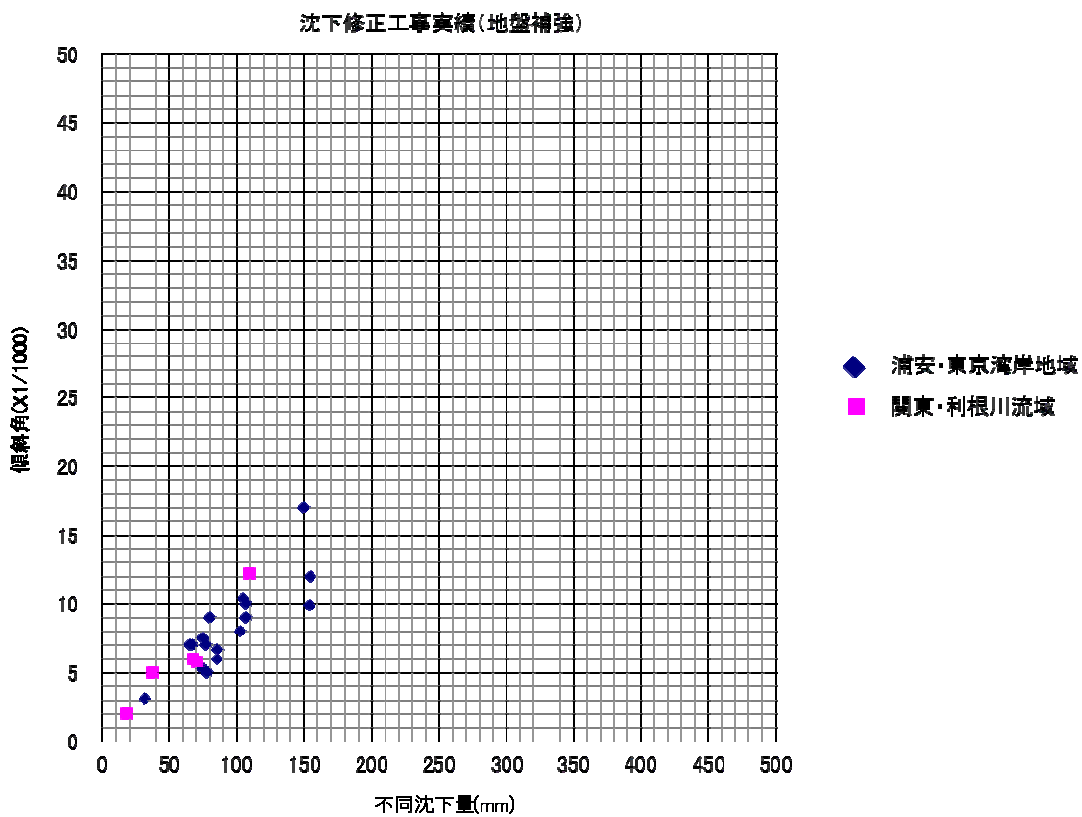


図 2.2.5 水平修復を実施した住宅の最大傾斜角と不同沈下量（地盤補強）

次に、水平修復工事を実施した住宅の最大傾斜角と件数を図 2.2.6、2.2.7、2.2.8 にまとめた。

沈下修復工事件数の分布(布基礎)

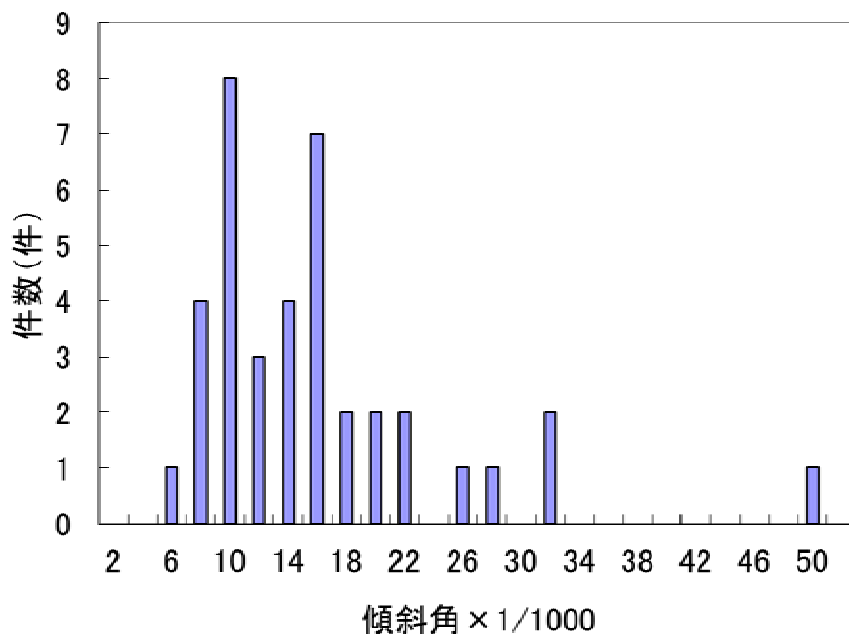


図 2.2.6 水平修復を実施した住宅の最大傾斜角と件数 (布基礎)

沈下修復工事件数の分布(べた基礎)

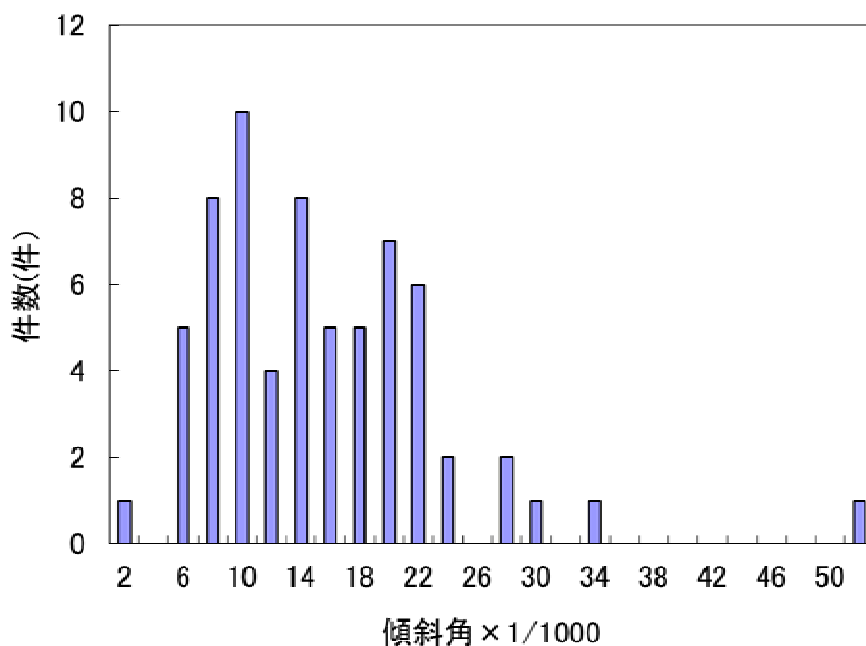


図 2.2.7 水平修復を実施した住宅の傾斜角と件数 (べた基礎)

沈下修復工事件数の分布(地盤補強)

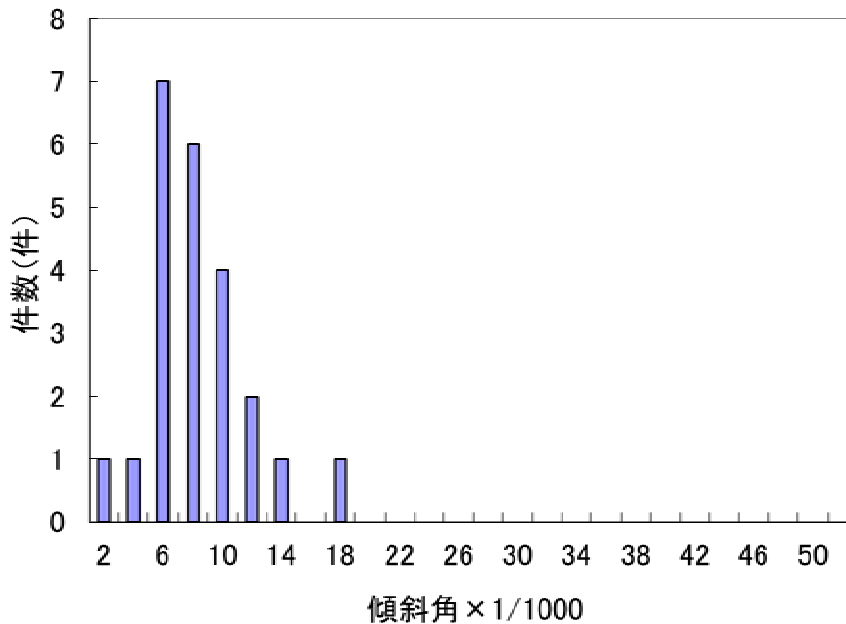


図 2.2.8 水平修復を実施した住宅の傾斜角と件数(地盤補強)

最大傾斜角においては、布基礎の建物で 8~10/1000、べた基礎の建物で 6~8/1000、地盤補強していた建物で 6~8/1000 を超えると水平修復工事を実施する傾向にあった。

2.3 まとめ

日本建築学会の基準では、小規模建築物基礎設計指針で、住宅の品質確保等促進法の技術的基準値におけるレベル 3 相当の傾斜角 6/1000 が、傾斜を強く意識するとの伊奈ら⁷⁾の調査結果から、傾斜角の限界値を 6~8/1000 としている。

また、居住者の意識調査では、不同沈下量が 60~100mm で傾斜を意識しており、健康障害の面では、6/1000 で意識し始め、8/1000 で強く意識し、10/1000 ではめまいや頭痛により水平修復を余儀なくされている。この結果を裏付けるように、水平修復工事を実施した建物の調査結果は、不同沈下量で 80mm 程度、平均傾斜角で 6~10/1000 であった。

罹災証明上の被災度判定および地震保険における損壊基準においては、いずれも 10/1000 程度を超えると半壊、半損として認定している。また、16.7/1000 程度を超えると大規模半壊、全損と判断され、部分的な補修では対応が困難になる。

これらの結果から、本研究開発における戸建て住宅の液状化対策のクライテリアは、

- ・中地震動に対しては、有害な沈下変形を許容しない基礎構造とし、最大傾斜角では 10/1000、不同沈下量では 80~100mm を超えないものとするのが妥当である。

・大地震動に対しては、ある程度の損傷は許容し、修復を容易にする基礎構造とし、最大傾斜角は 16.7/1000 とすることが妥当である。

ただし、最大傾斜角を許容値として設計することは、現状の設計方法からして極めて困難である。このため、第 3 章において、現場調査による住宅の最大傾斜角とめり込み沈下量の関係を示す。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008．
- 2) 日本建築学会：基礎構造設計指針，2001．
- 3) 田村昌仁：軟弱地盤における住宅の不同沈下，日本建築学会構造系論文報告集，No.420，pp.153-161，1991．
- 4) 安田進，橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp.1029-1030，2002．
- 5) 安田進：鳥取県西部地震による団地の被害，日本建築学会総合論文誌，N0.2，pp.45-46，2004．
- 6) 芳賀保夫：木造建物の不同沈下と障害，地盤工学会，土と基礎，Vol.41，No.11，pp.59-64，1993．
- 7) 伊奈潔，藤井衛，田村昌仁，須々田幸治：戸建住宅の不同沈下による障害と傾斜角および変形角の関係，日本建築学会構造系論文集，No.614，pp61-68，2007．
- 8) 藤井衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復 - 戸建住宅の基礎の修復に対する考え方 - ，地盤工学会，土と基礎，Vol.46，No.7，pp.9-12，1998．
- 9) 北原正章，宇野良二：傾斜室における眩暈と平衡 - 新潟地震による傾斜ビルの調査研究 - ，耳鼻咽喉科臨床学会，耳鼻咽喉科臨床，Vol.58，No.3，pp.145-151，1965．
- 10) 宇野英隆，遠藤佳宏：人の平衡感覚に関する研究：傾いた床での生活の限界，日本建築学会計画系論文集，No.490，pp.119-125，1996．

第3章 戸建て住宅の液状化被災調査

3.1 概要

本章では、液状化が戸建て住宅に及ぼす被害の実態を把握するため、東日本大震災および過去の戸建て住宅の液状化被災調査事例を調査した。これまでの表層改良等の液状化対策の評価においては、各地震によりその効果について発表されているものもあるが、その数が極端に少なくそれぞれ地震動や地盤条件等が異なるために、画一化した性能評価がなされてこなかった。そこで本章では、表層改良・中層改良対策あるいは柱状改良などの地盤改良等の戸建て住宅に対する実際の液状化被害軽減効果の現状分析と評価を行った。また、航空レーザ測量による道路の液状化被害調査も行った。これらの資料を収集・整理し、地盤改良層厚と被害軽減効果について分析した。

3.2 戸建て住宅の被災調査方法

3.2.1 被災事例の収集

(1) 2000年鳥取県西部地震による安倍彦名団地の液状化被害事例

①概要

鳥取県西部地震による宅地地盤の液状化被害の顕著な箇所として、**図 3.2.1** に示すように、以下の2つの団地があげられる。

i) 富益団地

米子市北部の富益団地は、臨海の埋立地や干拓地における液状化被害が目立つ中、唯一の弓ヶ浜半島内陸の丘陵地での被害である。しかし、この地点は元々砂を採取した採掘跡地に水が溜って池になっていたところが近年になって埋め立てられた若年の埋立地盤である。液状化被害箇所は、切盛境から局所的な盛土部分が沈下及び傾斜を生じたものである。

ii) 安倍彦名団地

米子市の安倍彦名団地では、液状化の噴砂によりほぼ地区全体で、住宅が沈下及び傾斜した。この団地では、海岸沿いの元の「荒地」に、砂を埋めて、造成したところである。鳥取県西部地震による造成宅地地盤の液状化被害分析は、富益団地の調査データが非常に少なく切盛境からの局所的な盛土であるため、安倍彦名団地を対象として検討を行った。

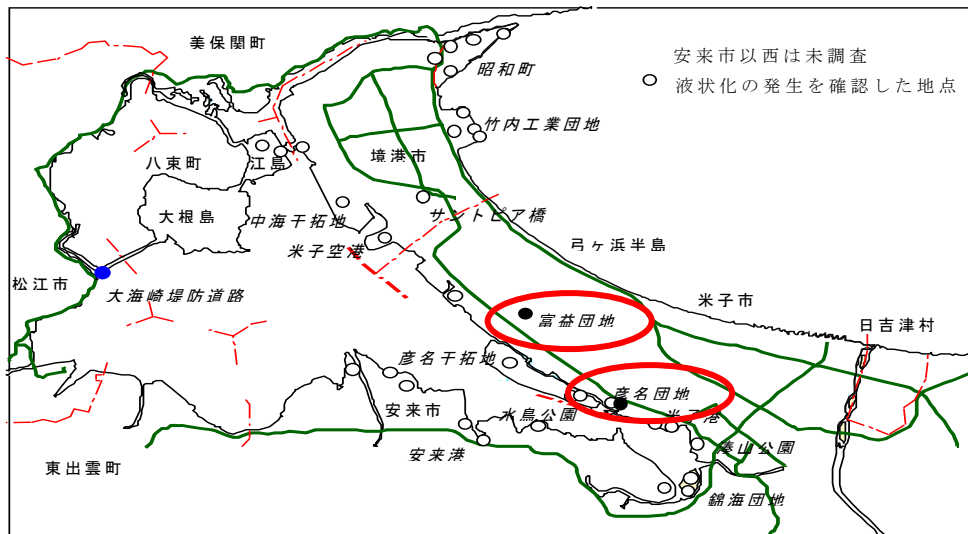


図 3.2.1 鳥取県西部地震による宅地地盤の液状化被害位置図

②地形・地質概要

当地区の造成に当っては、弓ヶ浜砂州を昭和 60 年代に埋め立て平成元年頃から用地の売却が行われている。その搬入土質と分布は表 3.2.1 の通りである。

また、団地南側の一部はペーパードレーンを打設してサーチャージ盛土を施工している。既往調査で確認されている深度は標高 T P - 19m 程度までで T P - 7m 程度以浅は現世の埋土 (R) 層であり、標高 T P - 7m 以深は図 3.2.2 に示すように第四紀沖積世の粘性土 (A c) 層・砂質土 (A s) 層である。埋土 (R) 層は、砂質土を主体として埋め立てられているが、部分的にシルト分を多く混入するところがあり不均一である。N 値は 0~18 とばらついており、平均的な N 値は約 10 程度であるが、0~9 と緩いところがある。沖積粘性土 (A c) 層は、シルトを主体とし、N 値は 0~3 と軟らかい地層である。沖積砂質土 (A s) 層は、中砂を主体とし、N 値は 7~21 と「緩い」から「中位」の地層である。

表 3.2.1 搬入土質と分布

位置	工区	土量 m^3	材質	産出場所
北東部	1	16,266	真砂土	西伯町能竹
東部	2	19,827	碎石混り土砂	伯太町安田山形
北部	3	13,198	レキ混り土砂	宗像
北西部	4	6,061	西高残土	大谷町
西部	5	3,000	真砂土	会見町鶴田
南部	6	20,256	砕砂混り土砂	溝口町谷川
進入路	—	1,988	ズリ	伯太町安田山形
進入路 上置材	—	1,800	碎石	伯太町安田山形

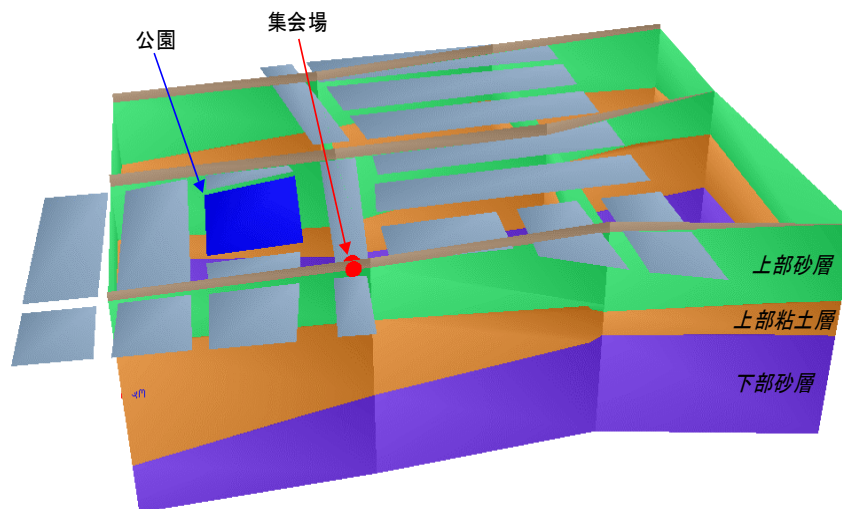


図 3.2.2 阿部彦名団地における地層断面図

③建物被害と沈下量及び変位勾配との相関

i)建物被害

建物被害は罹災判定より全壊、半壊、一部損壊とした。全 169 宅地の内、それぞれの内訳は表 3.2.2 のようになる。

表 3.2.2 建物被害の関係

内容	件数	割合 (%)
全壊	10	5.9
半壊	111	65.7
一部損壊	34	20.1

ii)建物沈下量

建物の沈下量は、5cm 単位ごとに表 3.2.3 のように 4 つの区分を建物傾斜方向別には建物沈下量の大きいところが全壊、半壊となっている。

表 3.2.3 建物沈下量の関係

内容	件数 (件)	割合 (%)
20 c m以上	21	12.4
15 c m以上～20 c m未満	26	15.4
10 c m以上～15 c m未満	31	18.3
5 c m以上～10 c m未満	37	21.9

iii)建物変位勾配

建物の変位勾配は、木造建築物の不同沈下被害の変形角に応じて表 3.2.4 の4つの区分を行った。建物被害は、建物変位量の大きい所が全壊、半壊となり、建物沈下量との相関がある。

表 3.2.4 建物変位勾配の関係

内容	件数 (件)	割合 (%)
5/1000 以下	6	3.6
5/1000~10/1000 以下	40	23.7
10/1000~15/1000	31	18.3
15/1000 以上	47	27.8

iv)建物沈下量と建物変位勾配(x/1000)との相関

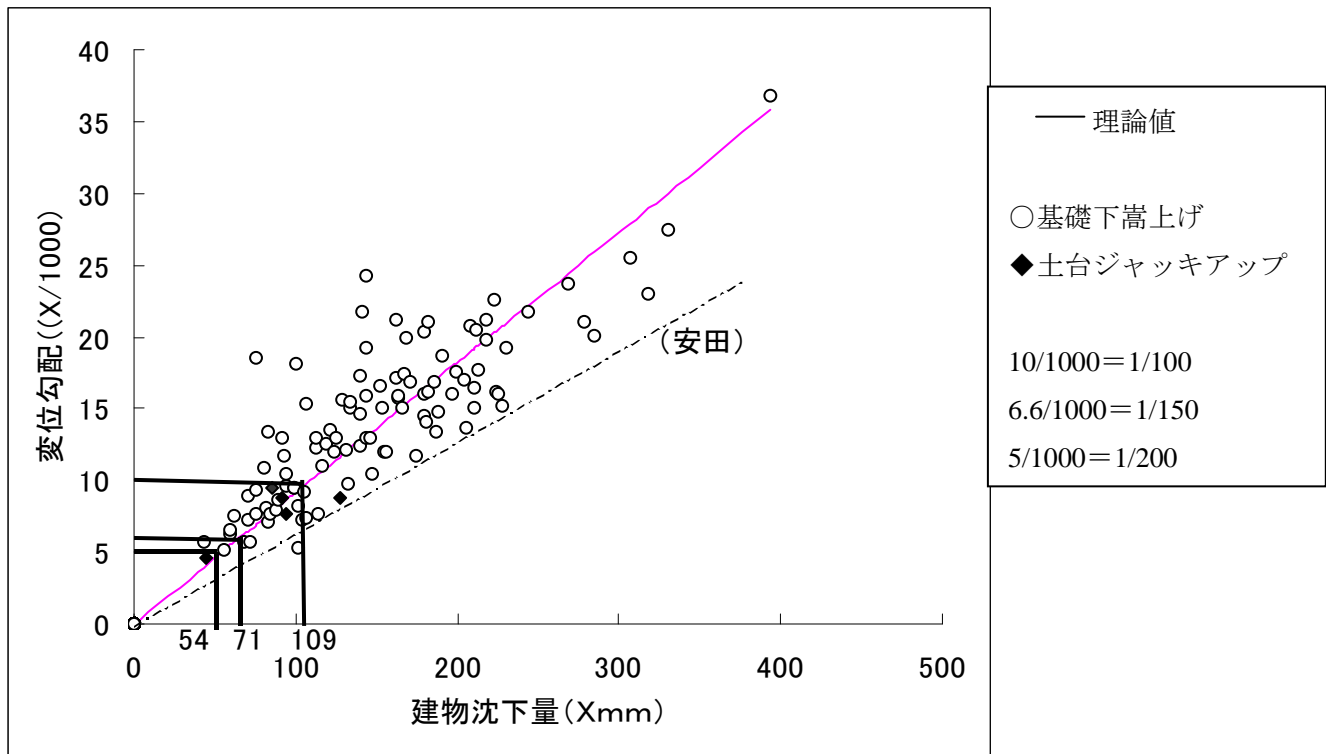
建物基礎地盤の液状化による残留沈下量の算定について、以下のように検証を行う。

- a)鳥取県西部地震（安倍彦名団地）及び新潟地震（安田ら）の建物の変位勾配と建物沈下量の相関図を作成する。
- b)建物の変形量すなわち変位勾配により、建物の大地震時での限界値を設定する。
- c)この建物の限界の変位勾配と沈下量との相関図から建物沈下量の推定を行う。
- d)建物沈下量の推定から許容沈下量の設定を行う。

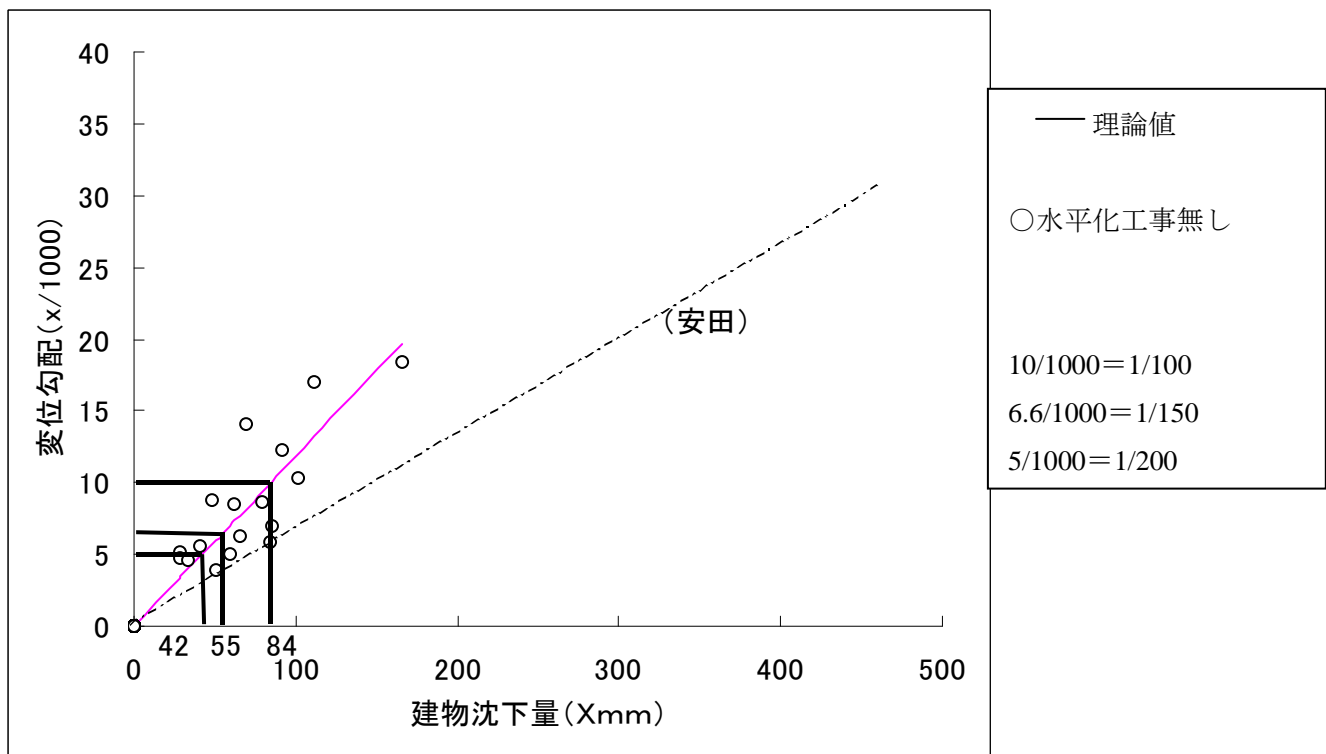
安田らの発表している新潟地震の回帰直線とほぼ近似しているが、鳥取県西部地震の方が建物沈下量が小さい値を示している。特に、斜距離の方が最短距離よりも建物沈下量が小さくなっている。また、木造建築物の不同沈下障害との変形角の関係を入れてみた。その結果、表 3.2.5 のようになった。水平化工事を実際に行った箇所とそうでない箇所を明らかにすることにより、建物被害における不同沈下障害の限界値を得ることが可能となる。

表 3.2.5 木造建築物の不同沈下障害と変形角との関係

建物変位勾配	不同沈下障害	建物沈下量
10/1000(1/100)	柱が傾き床傾斜支障を生じる	10cm
6.6/1000(1/150)	一般建物の構造物損傷のおそれのある限界	7cm
5/1000(1/200)	壁、タイルにキレツが入る	5cm

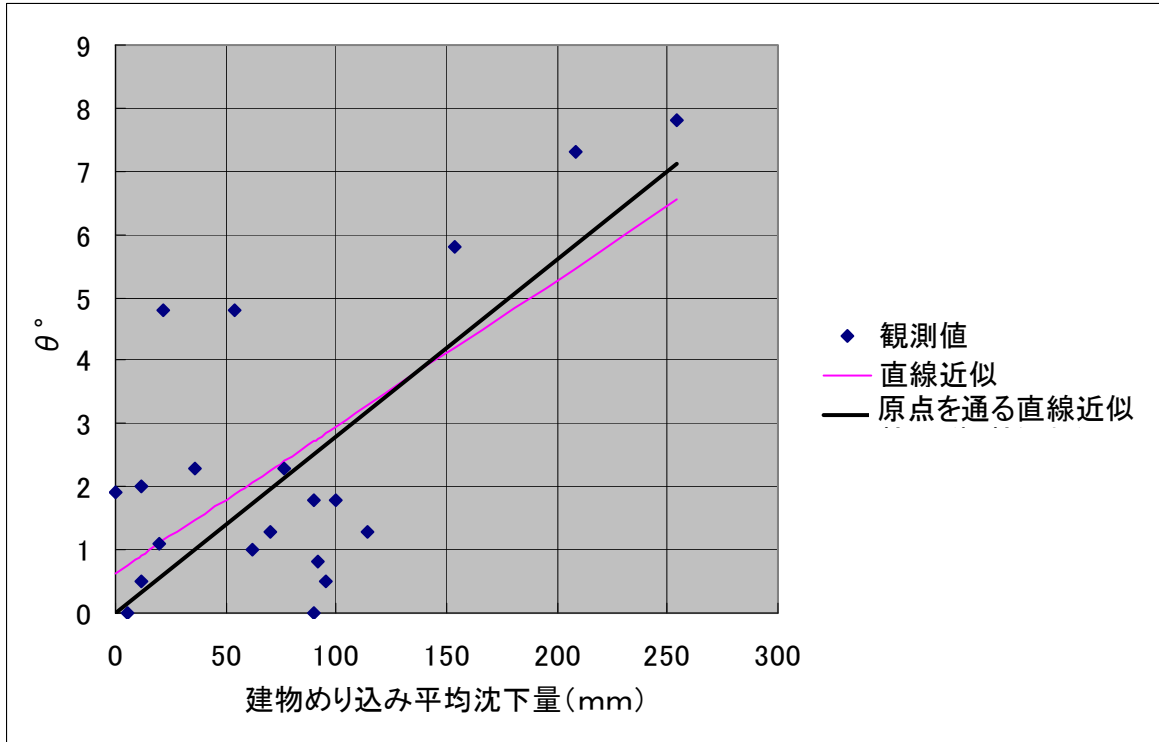


(a) 安倍彦名団地 (水平化工事有)

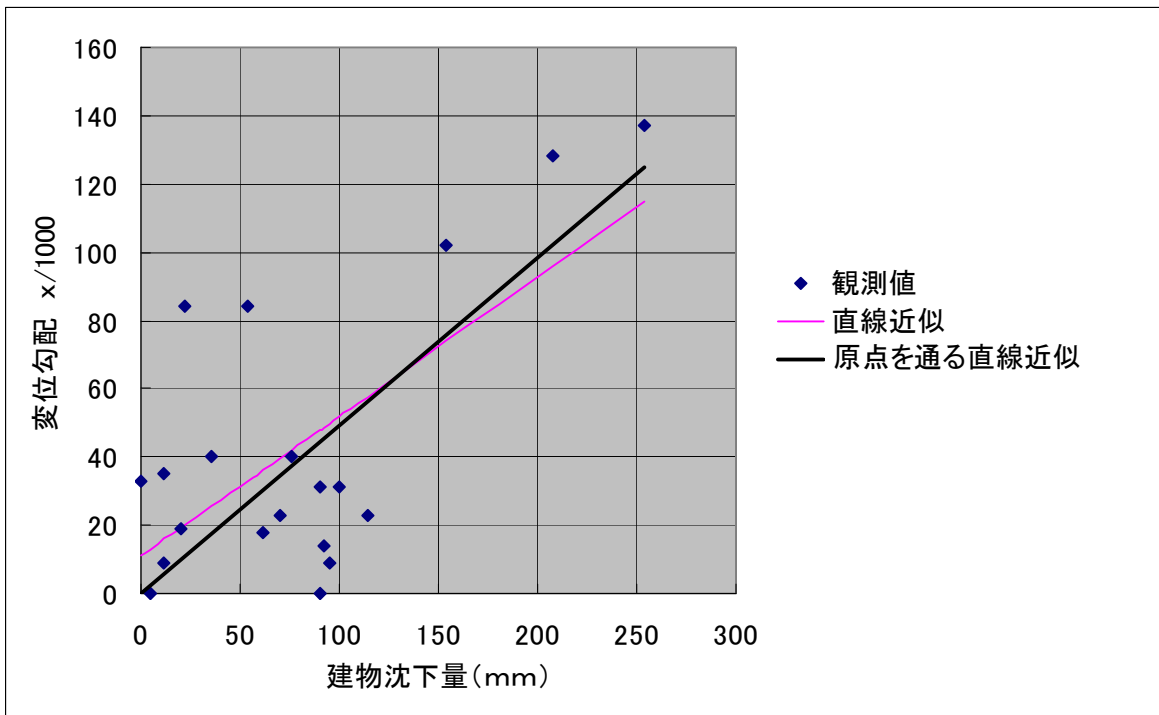


(b) 安倍彦名団地 (水平化工事無)

図 3. 2. 3 安倍彦名団地における建物沈下量と変位勾配の関係



(a) 建物めり込み沈下量と建物変位勾配



(b) 建物めり込み沈下量と建物変位勾配

図 3.2.4 新潟地震における中層住宅の建物沈下量と変位勾配関係 (安田ら)

④非液化化層H1と液化化層H2の関係

地震前における地表面からの地下水コンターは、**図 3.2.5** のように推定した。非液化化層 $H1$ と液化化層 $H2$ の関係は、地下水位面を境にした H_1' と H_2 の相関を **図 3.2.6** に、**図 3.2.7** に地下水位及び設計水平震度 $K_h=0.28$ とした場合について求めた。また、それぞれ平成 14 年 1 月時点と地震前の想定について行った。その結果、非液化化層厚 $H1$ を 2m 確保しておけば宅地被害を防止することができることが明らかとなった。

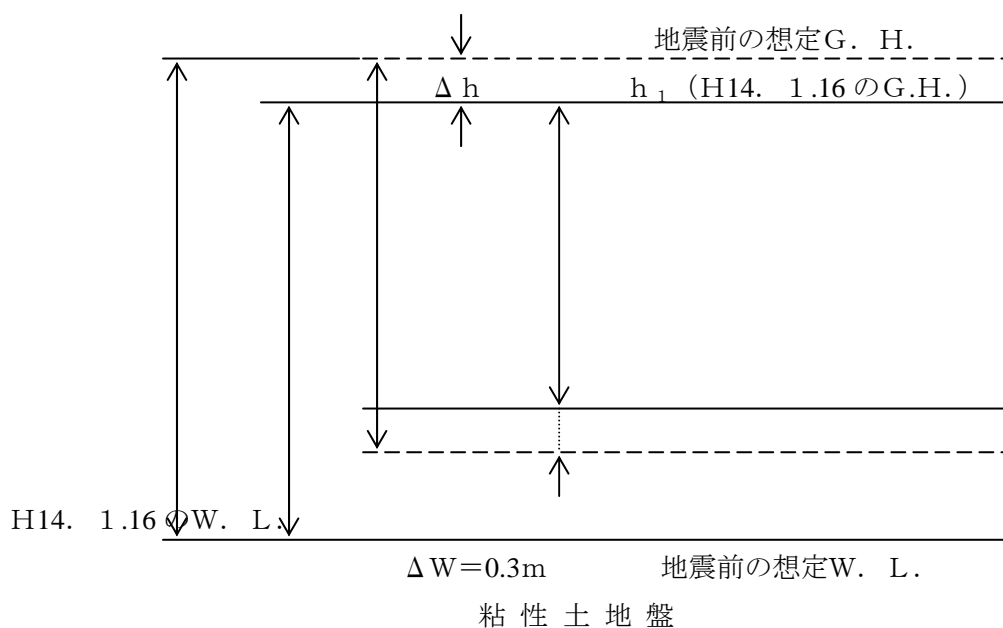


図 3.2.5 地震前における地表面からの地下水コンター（推定）

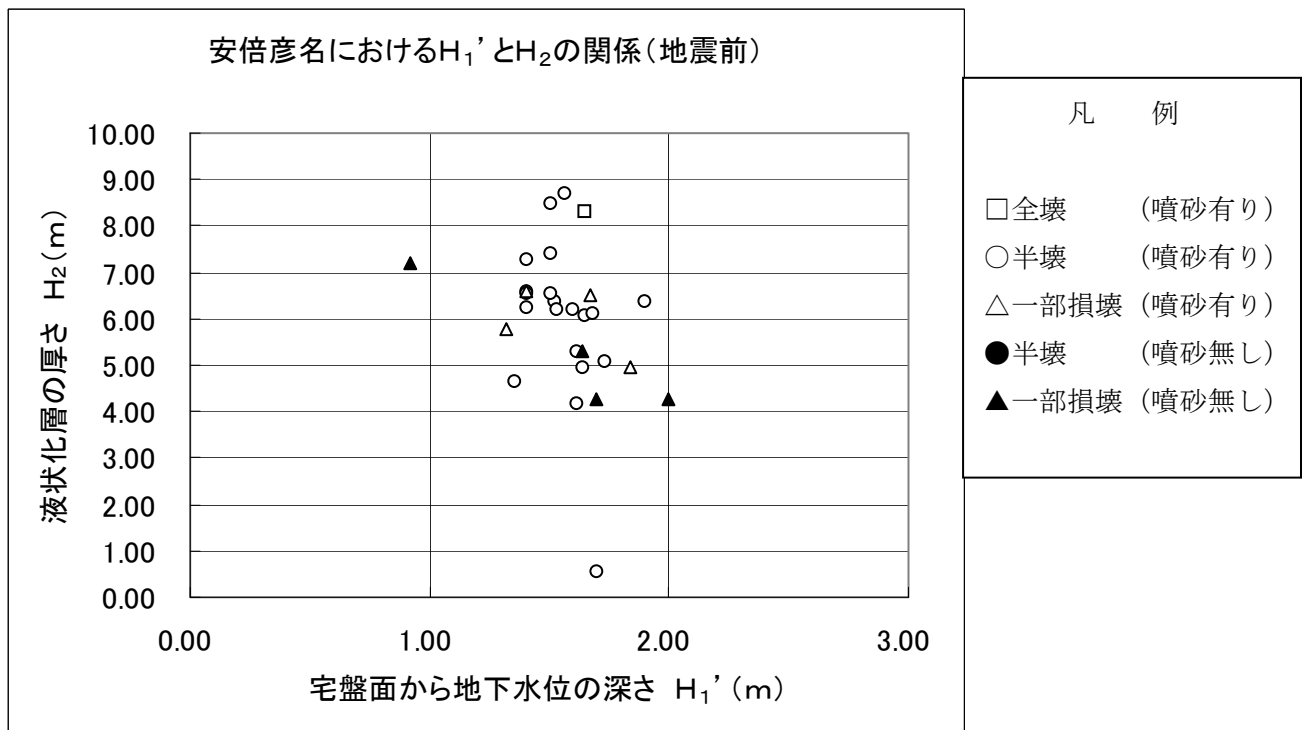
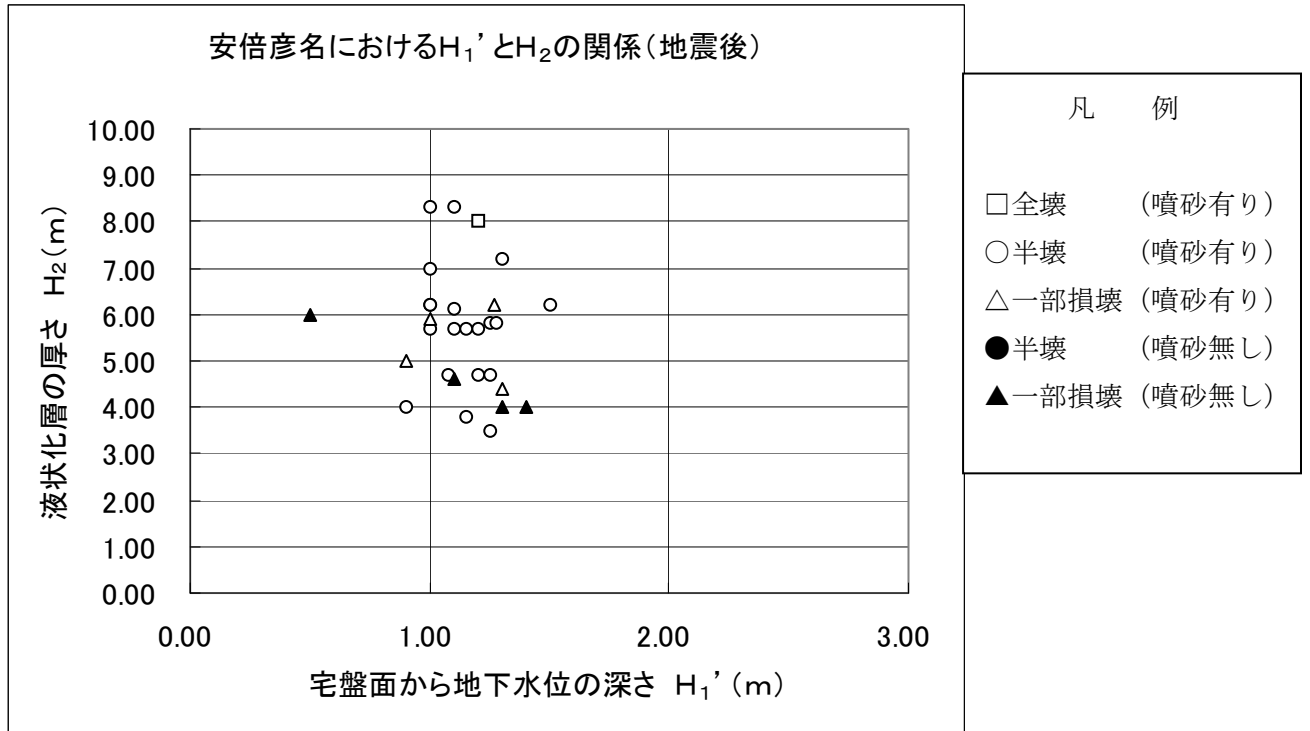
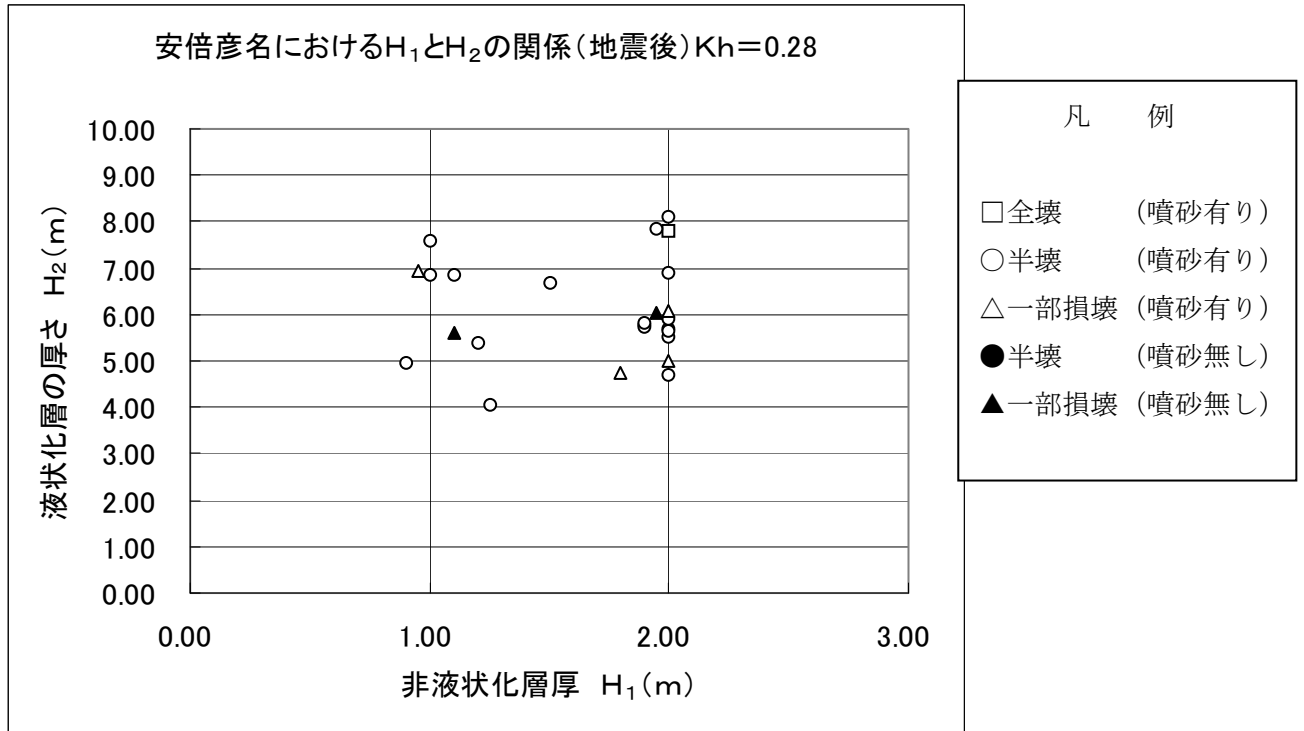
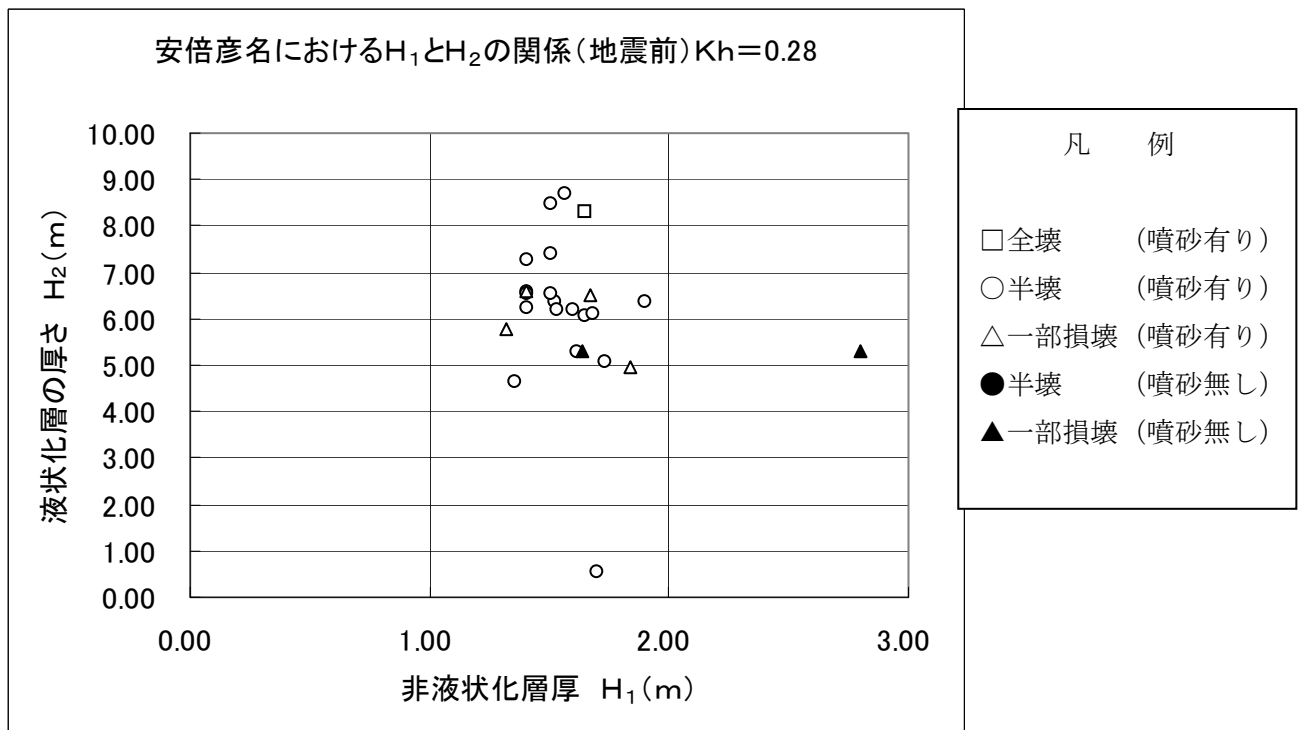


図 3.2.6 地下水位面を境にした H_1' と H_2 の相関



(a) 平成 14 年 1 月 14 日時点の地下水位を用いた場合



(b) 地震発生前の地下水位を推定した場合

図 3.2.7 設計水平震度 ($Kh=0.28$) とした場合の H_1 と H_2 の相関

⑤被災状況と要因

被災状況は、**図 3.2.8** に示すような液状化による噴砂による被災等が生じている。要因は液状化による噴砂により、地域一帯が全体に沈下しているものとみられ、その程度は不均一である。液状化による被災は、南側の一部を除いて全体に分布しており、ペーパードレーンとサーチャージ盛土を施工した南側の一部は被災が見られなかった。なお、家屋の変状は、地震動によるものか液状化によるものか判断が難しいが、液状化による変状と考えられる。

家屋の全壊、半壊、一部損壊、噴射、及び不同沈下傾斜角を、5/1000 以下、5/1000～10/1000 以下、10/1000～15/1000 以下、15/1000 以上に分けた建物被害、及び搬入盛土材及び地盤改良位置図を重ねてみると次のようである。

- ・ 北部の真砂土及び碎石混り土砂で改良した部分は、在来水路の地中化に伴う地下水の堰止め嵩上げ現象によると想定される上昇により被災が大きい。
- ・ 南東部の無処理部は、地下水位の傾斜が急であることも含めて、被災が大きい。
- ・ 西部の無処理部分の家屋、改良部と無処理の境界部分の家屋も被災が大きい。



図 3.2.8 液状化被害分析図（建物被害、地下水位、地盤改良工法の重ね図）

注）：○（GL-1.9m）は、井戸を使用しているために液状化被害がなかった

(2) 液状化によるめりこみ沈下の簡易推定方法と鳥取県西部地震での被災事例への適用

①概要

戸建住宅地で液状化が発生すると、一般に家屋が沈下、傾斜を生じる。家屋が傾斜を生じない等沈下をした場合には、基礎が強ければ家屋にもクラックなどの被害はあまり発生せず、多少の補修程度を行うだけで、そのまま使用することが出来る。ところが、家屋が傾きながら沈下する不等沈下が生じた場合には、基礎にクラックが生じて、その上の家屋も被害を受けやすい。さらに、家屋自体は大した被害でなくても、中に住んでいる住人にとって、家屋の大きな傾斜は生活を続けていくのに致命的になる。2000年鳥取県西部地震の際に被災した安倍彦名団地での調査によると、1/100程度以上の変位勾配で傾いた家屋に住んでいると、めまいやはきけが生じるため、復旧にあたって水平に戻す工事をせざるを得なかった。

このように、戸建住宅にとっては液状化により沈下量自体よりは傾斜角の方が問題となり、大地震を想定して多少の液状化の発生を許すような“性能設計”を行っていく場合に、傾斜角を推定する必要が出てくる。ところが、傾斜角を直接推定できる方法が今まで開発されてきていない。ただし、地震時および常時において一般に、沈下量自体が大きいほど傾斜角も大きいことが言われている。液状化による沈下でも、中層建物に対し、めりこみ沈下量(地盤に対する建物の平均めりこみ沈下量)が大きいほど傾斜角が大きいことが、1964年新潟地震などの事例分析で明らかにされている¹⁾。戸建住宅に関しては、めりこみ沈下量を測定された事例がほとんどなく、このような関係は明らかにされてきてはいないが、中層建物と同様にめりこみ沈下量と傾斜角が関係あるとみなしても良いのではないかと考えられる。

このように考えると、めりこみ沈下量を推定できると傾斜角も推定できることになる。めりこみ沈下量を推定する方法としては、以下のような方法がある。

- a) 経験式を用いて推定する方法
- b) 簡易式を用いて推定する方法
- c) 詳細解析を行って推定する方法

これらのうち、a)の方法は上述のように被災事例でめり込み沈下量を測定したものがほとんどないため、現在のところ推定式が出来てきていない。c)では液状化による地盤や構造物の変形を考慮できる地震応答解析方法が最近いくつか開発されてきており、これを用いることが出来る。ただし、費用がかかり、戸建住宅での設計には用いるのは困難である。そこで、b)の方法を用いるのが良いと考えられる。そこで、以下にはb)の方法を鳥取県西部地震で被災した安倍彦名団地の戸建住宅に適用し、測定されている傾斜角との関係を求めた。そして、上述した中層建物におけるめりこみ沈下量と傾斜角との関係と比較し、この簡易推定方法の適用性に関し検討を行った。

②安倍彦名団地での建物の傾斜状況

鳥取県西部地震により団地内の各地で液状化が発生した。自治会の調査²⁾によると図 3.2.9 の●印で示した箇所で噴砂・噴水が発生した。この液状化により、多くの家屋が沈下・傾斜や損壊の被害を受けた。傾斜した家屋では住民の方々にめまいや頭痛が生じ、そのままでは生活が出来なくなった。そのため、傾斜がひどい家屋は基礎下嵩上げを行って水平に戻す水平復元工事が行われた。この傾斜量、つまり不同沈下量については、地震後の被災状況把握時や復旧時に測定が行われた。

この値は自治会でまとめられた²⁾が、安田・橋本はこの資料を見せていただき、被災判定との関係などの以下のような方法で整理を行っている。沈下量の測定にあたっては、各家屋について最も沈下量が小さい角を基準にし、その他の角の相対沈下量が測定されている。そこで、それらの内から最大と最小の差をとり不同沈下量を求めた。また、その最大と最小の沈下を生じた角どうし間の距離をとり、不同沈下量をこの距離で除して傾斜角を求めた。

このようにして整理した傾斜角の分布を図 3.2.9 に示す。全戸の内最大の傾斜角は 37.5/1000 であり、最大の不同沈下量は 33cm であった。そして、15/1000 以上傾いた家屋が 47 棟、10/1000～15/1000 ほど傾いた家屋が 30 棟、5/1000～10/1000 ほど傾いた家屋が 39 棟、5/1000 以下か沈下量が測定されていない家屋が 53 棟あった。この図から、団地内の北東などで傾斜角が特に大きいことが分かる。



図 3.2.9 噴砂発生地点と家屋の傾斜角の分布

各戸の傾斜角に加えて平均沈下量も求めて両者の関係をプロットしてみると図 3.2.10 となる。この図は復旧にあたって水平化工事を施したか否かを分けてプロットしたものである。これをみると、傾斜角が(5~15)/1000 程度が水平化工事を行ったか否かの境となっている。なお、図中に中層建物と示した関係は新潟地震などで沈下した中層建物における平均沈下量と傾斜角の関係である¹⁾。ただし、この場合は

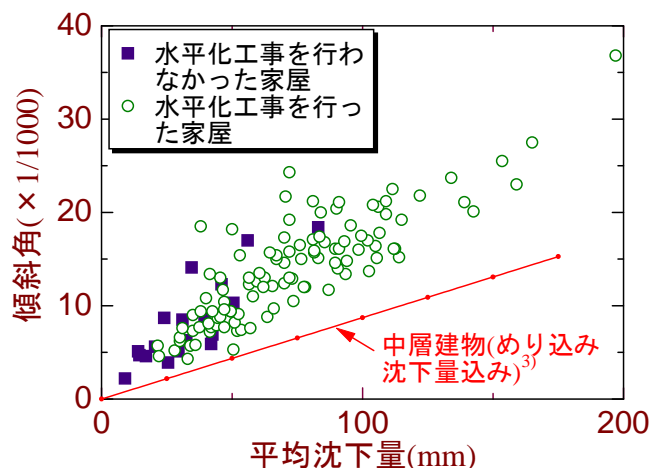


図 3.2.10 平均沈下量と傾斜角の関係

地表面からのめり込み沈下量が測られており、建物全体がめりこみ沈下した値もこれに含まれている。安倍彦名団地の場合はこのめりこみ沈下量は含まれていないので直接比較できないが、安倍彦名団地でのめり込み沈下量が数 cm とみなすと両者の関係は近いものとなってくる。

さて、地震後各家屋の被災度が沈下量などをもとに全壊、半壊、一部損壊に区分され、区分に応じて災害復旧助成が行われた。そこで、被災度ごとに傾斜角の度数分布をとってみると、図 3.2.11 となった。これをみると全壊、半壊、一部損壊と判断された家屋の傾斜角の平均値は、それぞれ(15~22.5)/1000 程度、(7.5~17.5)/1000 程度、(5~10)/1000 程度となっている。被災度が半壊、全壊の場合は復旧工法として基礎嵩上げを行うことが今回基準とされているので、10/1000 程度以上傾斜するとめまいや頭痛が生じて水平復元工事を行わざるを得なかったと言えそうである。つまり、住家としてはこの程度の傾斜角が許容傾斜角と言えそうである。

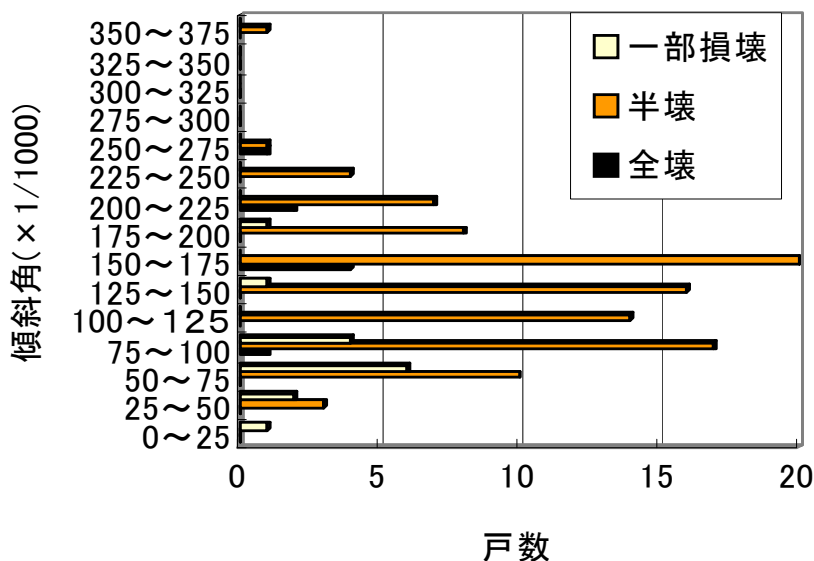


図 3.2.11 被害度ごとの傾斜角の度数分布

③めりこみ沈下量の簡易推定方法

液状化による直接基礎構造物のめりこみ沈下量を簡易的に求める方法としては、
 a)液状化した地盤をせん断剛性が低下した地盤と考えて、液状化による剛性低下割合をもとに沈下量を推定する方法、b)液状化した地盤を粘性流体と考え、その中を構造物が沈下していくと考えて沈下量を推定する方法、の2つが最近提案されてきている。このうち a)の考え方の方が今のところ設計に用いやすいので、a)の方法による推定方法をここでは採り上げてみる。

a)の方法による場合、まず、液状化に伴うせん断剛性の低下割合がいくらになるかを知る必要がある。これに関して、安田らは繰返しねじりせん断試験をいくつかの条件と試料で行ってきている⁵⁾。

この試験では、繰返し载荷により供試体に液状化を発生させた後、単調载荷試験を行い、そこでの応力～ひずみ関係をもとに液状化後の土のせん断剛性を求めている。そして、繰返し载荷を行わない供試体でのせん断剛性の値で除して、せん断剛性低下率を求めている。このせん断剛性低下率と液状化に対する安全率 F_L 、細粒分含有率 F_c の関係をまとめたのが図 3.2.12 である。

この関係を常時でよく用いる有限要素法に適用すると、液状化にともなう地盤や構造物の沈下量が簡易的に推定できる⁵⁾。ただし、さらに簡易的に推定する場合には、地盤を弾性と考え、地表面に载荷重が載った場合の弾性論による解を利用する方法が考えられる。この場合、a)常時のせん断剛性を用いて建物が建設された時のめりこみ沈下量を推定する、b)液状化した地盤のせん断剛性を図 3.2.12 などをもとに推定し、これを用いて建物の沈下量を推定する、c)沈下量 b)から沈下量 a)を差し引いた値を地震によるめりこみ沈下量とする、といった手順により沈下量が求まる。ただし、a)の沈下量は b)に比べてはるかに少ないため、b)の沈下量だけを地震による沈下量としても良いと考えられる。弾性論により沈下量を求める式としては、例えば、建築基礎構造設計指針⁶⁾では、液状化ではなく一般の弾性沈下に対し、地盤を2層からなる場合(式 3.2.1)と1層からなる場合(式 3.2.2)で、以下のような式で沈下量(指針では即時沈下量との表現になっている)を求める方法が示されている。

$$S_{E1} = [\mu_H(H_1, \nu_1)/E_1 + \mu_H(H_2, \nu_2)/E_2 - \mu_H(H_1, \nu_2)/E_2] \times q \times \sqrt{A} \quad (\text{式 3.2.1})$$

$$S_{E2} = \mu_H(H, \nu) \times q \times \sqrt{A} / E \quad (\text{式 3.2.2})$$

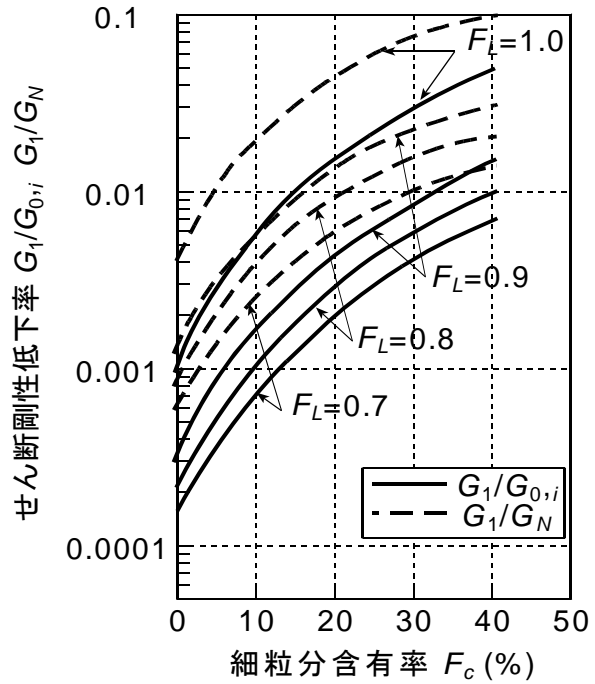


図 3.2.12 せん断剛性低下率

ここで、

S_{E1} 、 S_{E2} : 基礎の沈下量 mm (液状化後の地盤のヤング率 E を用いて計算した沈下量から、液状化前のヤング率 E を用いて計算した沈下量を差し引くと液状化に伴うめり込み沈下量が求まる。)

A : 基礎底面積(m^2)= $B \times L$ B : 基礎の短辺長さ(m) L : 基礎の長辺長さ(m)

q : 基礎の平均荷重強度(kN/m^2)

E_1 : 地盤のヤング率= $2800N$ (kN/m^2)

E_2 : 地盤の液状化後のヤング率= $E_1 \times \alpha$ (kN/m^2)

α : 液状化後の剛性低下率 N : 平均 N 値

ν : 地盤のポアソン比

μ_H : 地盤のポアソン比、厚さおよび基礎底面の形状によって決まる係数

H 、 H_1 、 H_2 : 地盤の厚さ m (H_1 : 2層の場合の上層厚さ、 H 、 H_2 : 全層厚さ)

ここでは、安倍彦名団地の地盤モデルを図 3.2.13 に示す[2層モデルの場合]とし、図 3.2.12 に示すせん断剛性低下率と F_c 、 F_L の関係から式 3.2.1 を用い安倍彦名団地の各戸のめりこみ沈下量を表 3.2.6 のように推定した。

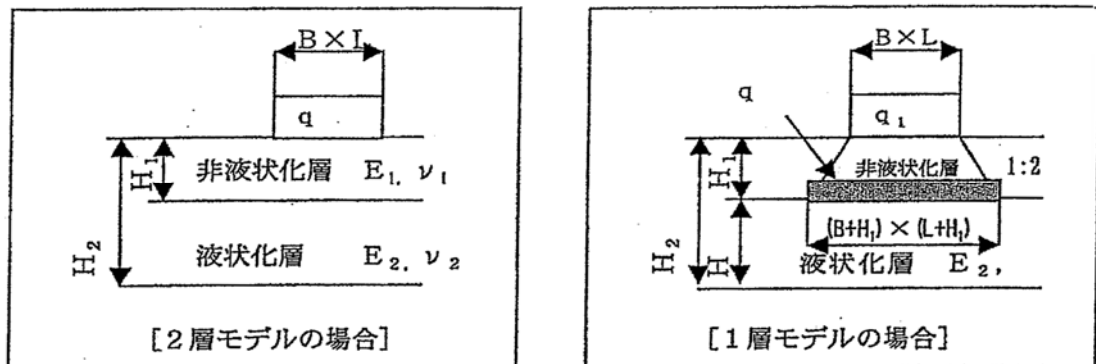


図 3.2.13 弾性沈下の地盤モデル

表 3.2.6 むり込み沈下量の推定結果

番号	むり込み沈下(m)			傾斜角	番号	むり込み沈下(m)			傾斜角
	SE_a	SE_b	SE	*1/1000		SE_a	SE_b	SE	*1/1000
1	0.225	0.001	0.224	9.0	16	0.192	0.001	0.190	0.0
2	0.189	0.001	0.188	18.4	17	0.204	0.001	0.203	12.3
3	0.194	0.001	0.192	6.3	18	0.163	0.001	0.162	16.4
4	0.185	0.001	0.184	6.9	19	0.194	0.001	0.193	0.0
5	0.178	0.001	0.177	0.0	20	0.220	0.001	0.219	8.1
6	0.212	0.001	0.211	19.8	21	0.224	0.001	0.223	12.0
7	0.238	0.002	0.236	11.7	22	0.244	0.001	0.243	11.7
8	0.229	0.001	0.228	20.6	23	0.202	0.001	0.201	4.3
9	0.245	0.001	0.244	20.4	24	0.140	0.001	0.139	21.8
10	0.243	0.002	0.241	9.6	25	0.225	0.001	0.224	0.0
11	0.220	0.001	0.218	21.1	26	0.218	0.001	0.217	13.0
12	0.219	0.001	0.218	7.6	27	0.259	0.001	0.258	12.3
13	0.222	0.001	0.220	19.2	28	0.268	0.001	0.267	14.6
14	0.218	0.001	0.217	14.8	29	0.264	0.001	0.263	12.1
15	0.233	0.001	0.232	9.1	平均			0.111	11.486

④安倍彦名団地での沈下量の推定結果と中層建物との比較

むり込み沈下量の推定にあつての必要条件を以下のように設定した。

i)地盤のN値

非液状化層 (H_1) のN値は、各宅地のスウェーデン式サウンディング試験結果から算出した。しかし、液状化層 ($H_2 \sim H_1$) のN値は、非液状化層 (H_1) にレキ等が混り締つていたため、液状化層まで貫入できず、ボーリング調査結果から一律 $N=7.7$ と仮定した。

ii)液状化層の細粒分含有率と液状化に対する安全率

液状化層の細粒分含有率は、土質調査結果から $F_c=8\%$ と仮定した。また、液状化に対する安全率は、鳥取県西部地震で観測された最大設計水平震度、 $K_h=0.28$ として計算した安全率の平均値である $F_L=0.8$ を用いた。そこで、液状化層 ($H_2 \sim H_1$) のせん断剛性低下率は、図 3.2.12 から上記の細粒分含有率は $F_c=8\%$ を用い、 $\alpha = G_1 / G_N = 0.0036$ と設定した。一方、非液状化層 (H_1) のせん断剛性低下率は、一般的な数値として $1/40$ と仮定した。

上記の条件から計算した各戸のむりこみ沈下量の推定結果を表 3.2.6 を基に測定した変位勾配と推定したむりこみ沈下量の関係をプロットすると図 3.2.14 となった。ばらつきは大きいものの、推定したむりこみ沈下量が多いほど、変位勾配が大きくなった。また、

図には安田らが新潟地震などの中層建物に対して測定された両者の関係をまとめた関係も示す。安倍彦名でのプロットと比べると、かなり一致していると言える。従って、戸建住宅に対して簡易方法でめりこみ沈下量を推定し、当面は安田らの中層建物の関係 $\theta=0.05 \times S$ (ただし、 θ : 傾斜角($^{\circ}$), S : 建物めりこみ沈下量(cm)) を用いて、傾斜角を推定すれば良いと考えられる。なお、上述したように、住民が許容できる変位勾配が 1/100 であるとする、その時のめりこみ沈下量は 15cm 程度となる。

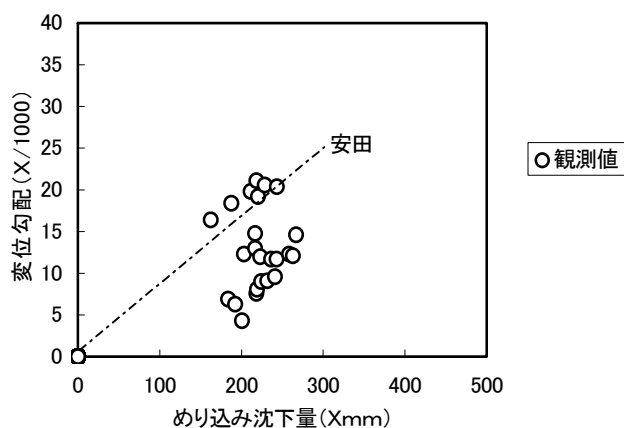


図 3.2.14 めり込み沈下量の推定結果

注) SE_a : 液状化前の沈下量

SE_b : 液状化後の沈下量

(3) 1995年兵庫県南部地震による尼崎築地地区の液状化被害事例

①概要

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、芦屋浜シーサイドタウン（瀬戸内海の内海砂による埋立地）、西宮市の沿岸低地、尼崎市の沿岸低地と築地地区で戸建て住宅が大きな被害を受けた液状化被害が発生した。その中で尼崎市築地地区は、全1100棟のうち、全壊10棟、半壊292棟の大きな被害を出した。住民からは、地震に強い町、再液状化することのない町にしたいという要望に対して、道路の耐震化を目的に実施した地下水位低下工法で要望に応え、区画整理事業を完了させることができた。

②築地地区における液状化被害

尼崎市築地地区は、兵庫県南部地震の震源断層からかなり遠方にあるが、武庫川を越えて尼崎市にはいると全壊率は小さくなっているのに、1個所だけ全壊率の高くなっている。図3.2.15は、写真3.2.1、3.2.2に示すように被災家屋の分布を示す。当時は全壊、半壊、一部損傷の3種類しか被災分類が行われていなかった。全戸数ではないが、約60%の建物の傾斜や不同沈下の測定を行った結果、30cmを越える沈下や10/1,000を越える傾斜建物が多く見られた。

築地地区でこのように大きな液状化が発生した理由は地下水位に求めることができる。図3.2.16はボーリングの孔内水位であるが、点線で囲まれた築地地区の地下水位はほとんどがGL. -0~-1.0mの深さにあるのに対し、水路を挟んで43号周辺から北寄りの地区では地下水位がGL. -2.0m以深と深く、これらの地区では液状化被害は見られなかった。

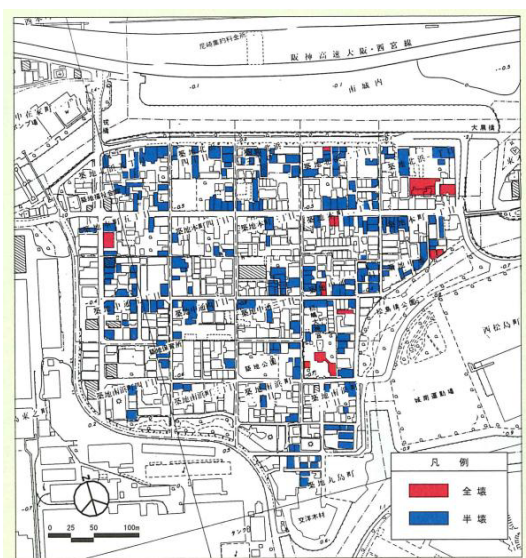


図 3.2.15 家屋の被害

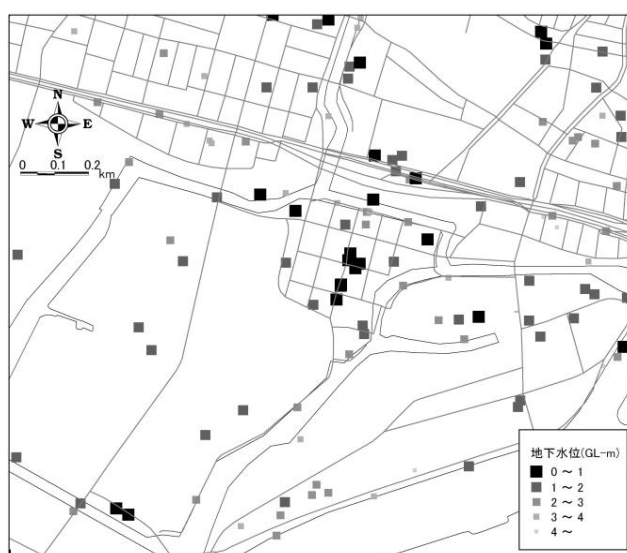


図 3.2.16 築地地区周辺の地下水位(深度表示)



写真 3. 2. 1 初嶋大神宮の全壊状況



写真 3. 2. 2 建物の沈下状況

③地盤の概要

当地区は盛土層の下位に N 値 $N=5\sim 10$ 前後の緩い沖積砂質土層(As)が層厚 7m 前後で成層し、次の沖積粘性土層(Ac)へと続いている。この Ac 層は既存調査結果より、層厚 10m 程度はあると考えられる。尚、No. 10 地点においては As 層の層厚が他地点より厚い様であり、今回のボーリングにおいては下位の Ac 層が確認されていない。したがって、東堀運河の矢板は Ac 層に達しておらず、遮水が出来ていないことも考えられる。

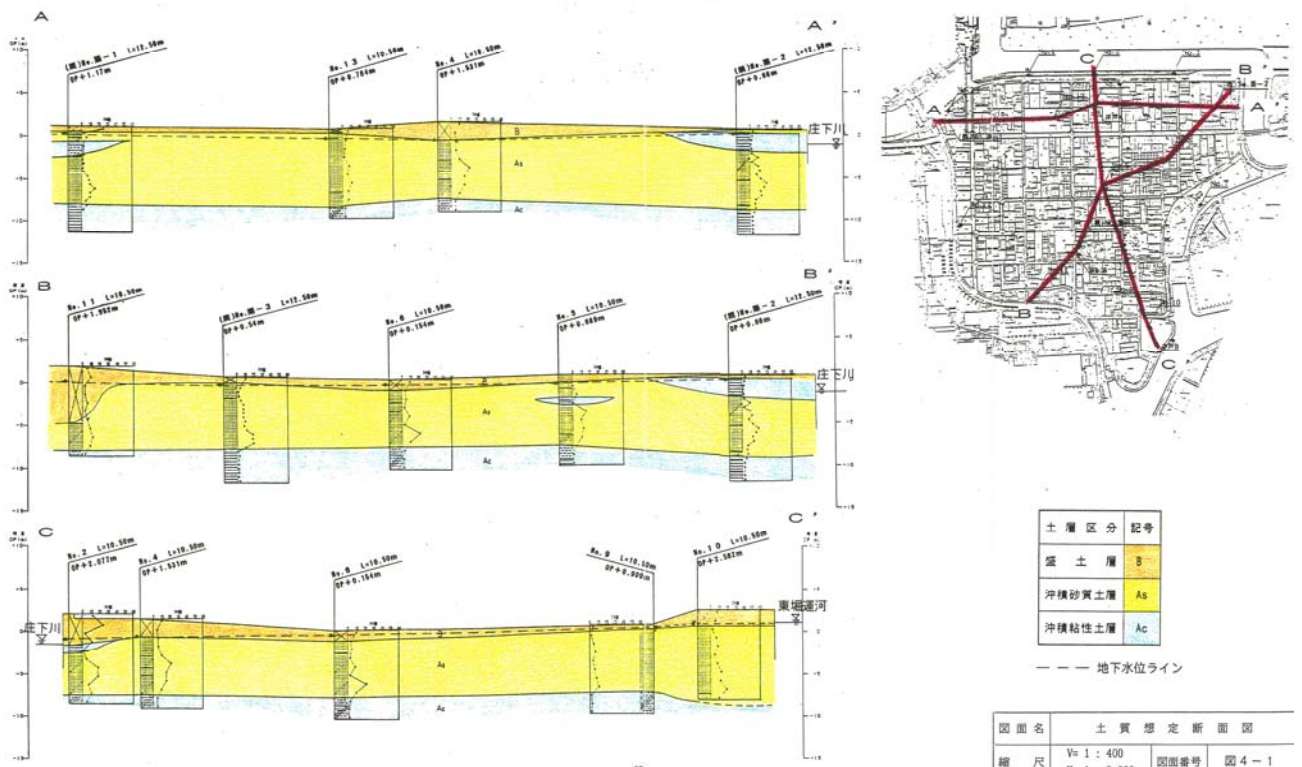


図 3. 2. 17 築地地区の東西地盤断面

④沖積砂層の地下水の状況

地下水位低下工法の適用性を検討するために、詳細な地盤調査と揚水試験を実施した。

揚水井戸を2本、観測井を14本設置した。2本の揚水井戸A、Bを使用し、各々単独に揚水した場合、2本同時に揚水した場合など3ケースの揚水試験を実施し、地下水定数（地下水位の変動、透水係数、貯留係数）や揚水による水位低下量予測、ならびに周辺河川運河からの漏水についても検討した。その結果、地区内の常時の地下水位は、南の東堀運河側が高く、北の庄下川側が低く、東堀運河からの漏水のあることが確認された。庄下川の河川水位の影響はほとんど受けていないことが明らかになった。東堀運河からの漏水の影響で、地区南側の地下水は塩水化されていることも判明した。

揚水試験時の地下水位の変動を図3.2.19、3.2.20に示す。東堀運河の水位は潮位に連動してO.P.+0.4～1.2mの範囲で変動しているが、尼崎閘門の働きで満潮時がカットされた動きをしている。庄下川の水位はO.P.-1.2～-1.0mの範囲に制御されているが、降雨があれば急激に上昇し、排水ポンプが全稼働すると元の水位に戻るという動きをしている。東堀運河や庄下川の変動に地下水が直ちに大きく反応していないことから、東堀運河からの漏水も大きなものではないと判断できる。

試験の結果判明した地下水定数は次のとおりであった。

透水係数=1.45×10⁻²～3.37×10⁻²cm/sec、平均2.27×10⁻²cm/sec

貯留係数=0.22～0.37（東堀運河に近い揚水試験値が大きい）

塩分濃度=0.03～2.09%、平均値=0.76%（庄下川=0.03%、東堀運河=2.31%）

揚水試験後の塩分濃度は若干低下した。

また、沖積粘土の圧密特性を調査するために、沖積粘土の連続サンプリングと詳細な土質試験を実施した。圧密沈下量についての検討結果では嵩上げ盛土（1.5m）と地下水位低下（最大1.5m）により、20cmを越える圧密沈下の発生が予測された。ただし、過去の地盤沈下で沖積粘土層の上下は圧密が進行し過圧密状態にあることなどから、盛土や地下水位低下による圧密の進行はゆっくりと現れるので直接基礎の多い当地区では大きな問題にならないと判断した。



図 3.2.18 揚水井戸と水位観測井位置図

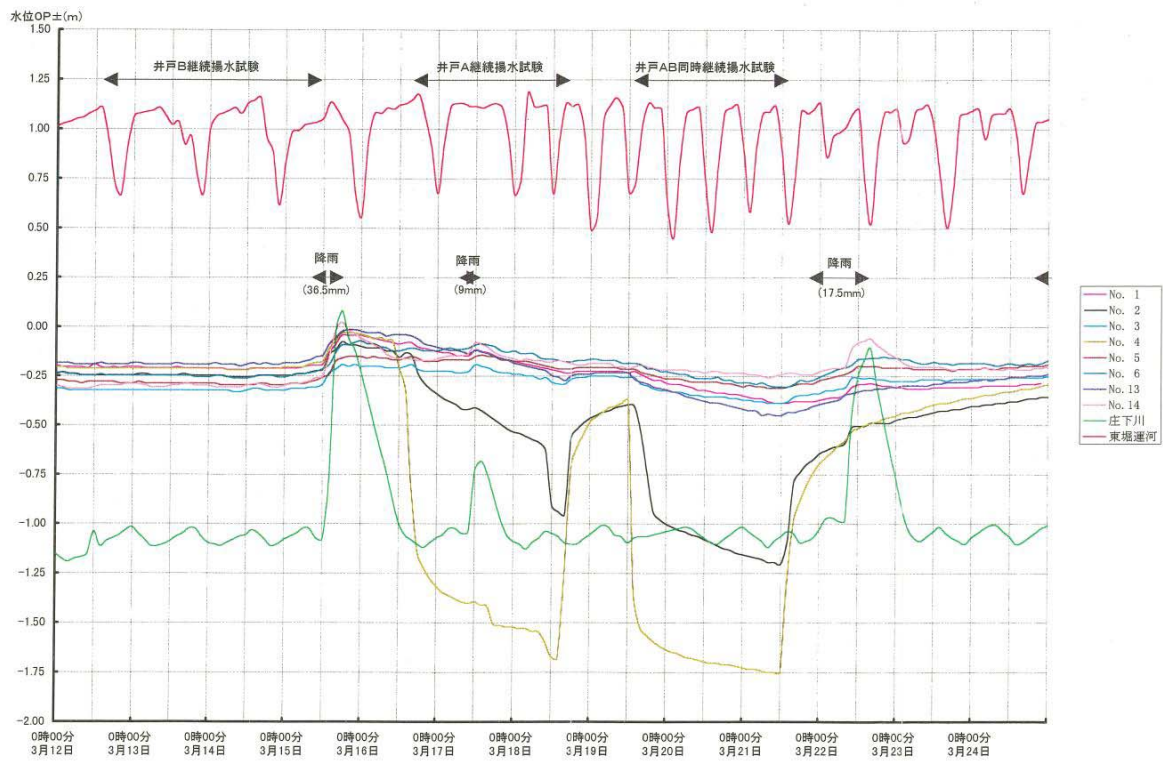


図 3. 2. 19 地区の北半分の揚水試験時の地下水位の変動（観測井 No. 1~6、13、14）

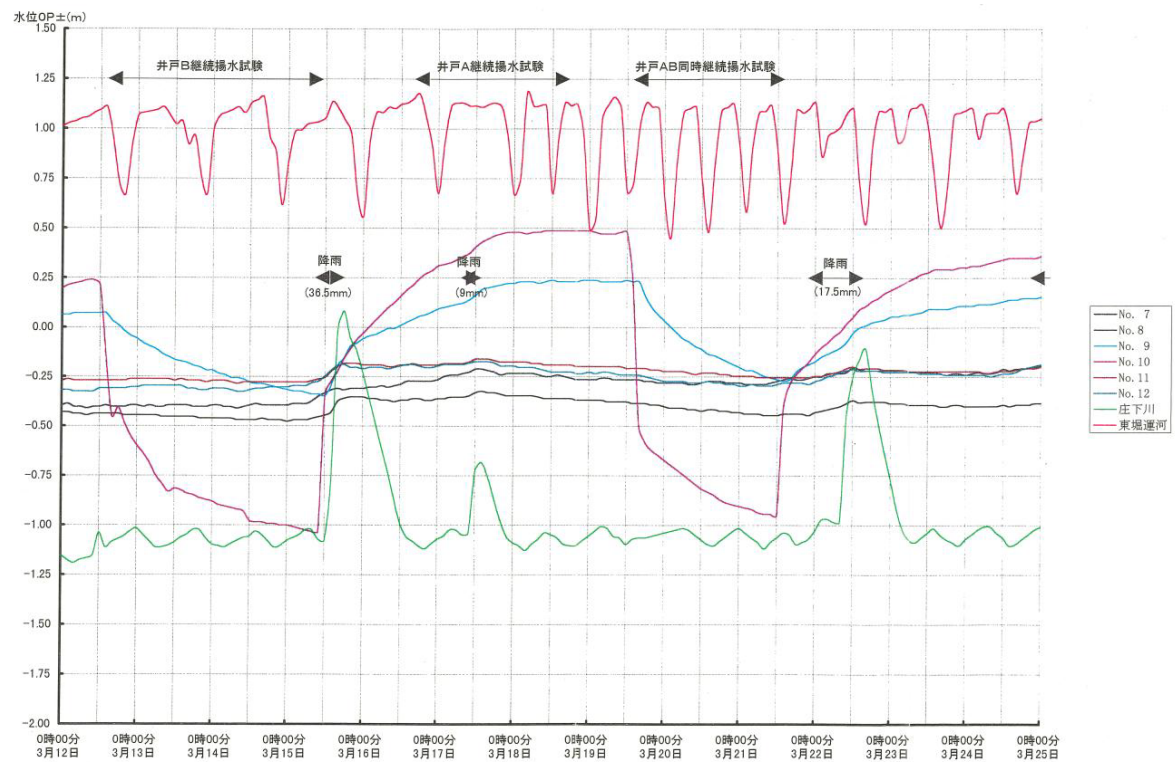


図 3. 2. 20 地区の南半分の揚水試験時の地下水位の変動（観測井 No. 7~12）

⑤地下水低下工法の概要

地下水低下工法には色々な方法が考えられるが、街路の耐震化が主目的であること、液状化対象地盤が有する透水性に適した工法であること、旧地盤面からでは透水管設置のための掘削深度が浅くてすむことなどから街路下に沿って透水管を埋設し、地下水を何カ所に集めて排水することが経済的であり、施工も容易であることで実施した。

尼崎市は瀬戸内海気候であるために年間降水量が 1,300mm 弱である。この降雨のうち地中に浸透するのは、尼崎市の下水道への流入実績から求めると 20%程度とすることが判明している。そうすると、地区での年間の揚水量は $13.7\text{ha} \times 0.2 \times 1.3\text{m} = 35,620\text{m}^3/\text{year}$ となり、これは 1 日にすれば $97.6\text{m}^3/\text{day}$ 、1 時間にすれば $4.1\text{m}^3/\text{h}$ となって大きな量ではない。したがってポンプ施設なども小型で十分である。これ以外には運河や河川からの漏水と陸続きの東西の地区外からの流入であるが、これも大きなものではないと揚水試験結果から判断し、透水管の敷設で十分な水位低下が得られると判断した。設計上は時間雨量 10mm/h に対応することで、透水管の管径 200mm、場外へ排水する末端近くで北部が 300mm、南部が 350mm とした。設計時の透水管の設置位置は外周に設置しない。内部の街路も地下水位低下に必要なだけに限定し、**図 3. 2. 21** のような配置としていたが、実際の施工に当たっては復興委員会などとも協議を行い、ほとんどの街路に設置した。

場外へ排水するピットは庄下川に排水する北西部と東堀運河に排水する南東部の 2 箇所とした。地下水位が高く、東堀運河からの漏水が懸念される南東部の負担面積は $24,100\text{m}^2$ (地区面積の 17.6%)、残りの面積 $112,900\text{m}^2$ (地区面積の 82.4%) を北西部の排水ピットへ集水することにした。透水管の設置断面と工事断面を **図 3. 2. 22** に示す。掘削幅は 950mm、掘削深度は地表面標高と埋設標高で決まり、概略の掘削深度は 2,000~3,500mm である。透水管は高密度ポリエチレン管を使用し、その廻りにはフィルターとして単粒度砕石 4 号 (20~30mm) を厚さ 635mm ほど入れ、その砕石全体を不織布で巻き込み、フィルターへの砂の流入を防いでいる。

築地地区での耐震化は、盛土による地盤の嵩上げが行われたために、地下水位低下量が少なくすみ、透水管敷設工事費も安価であった。さらに、工事開始後透水管が一部埋設されてきたので 1998 年頃、この透水管を使った揚水試験も実施している。ポンプを稼働させると、透水管埋設範囲内では容易に水位を低下できることが確認できた。

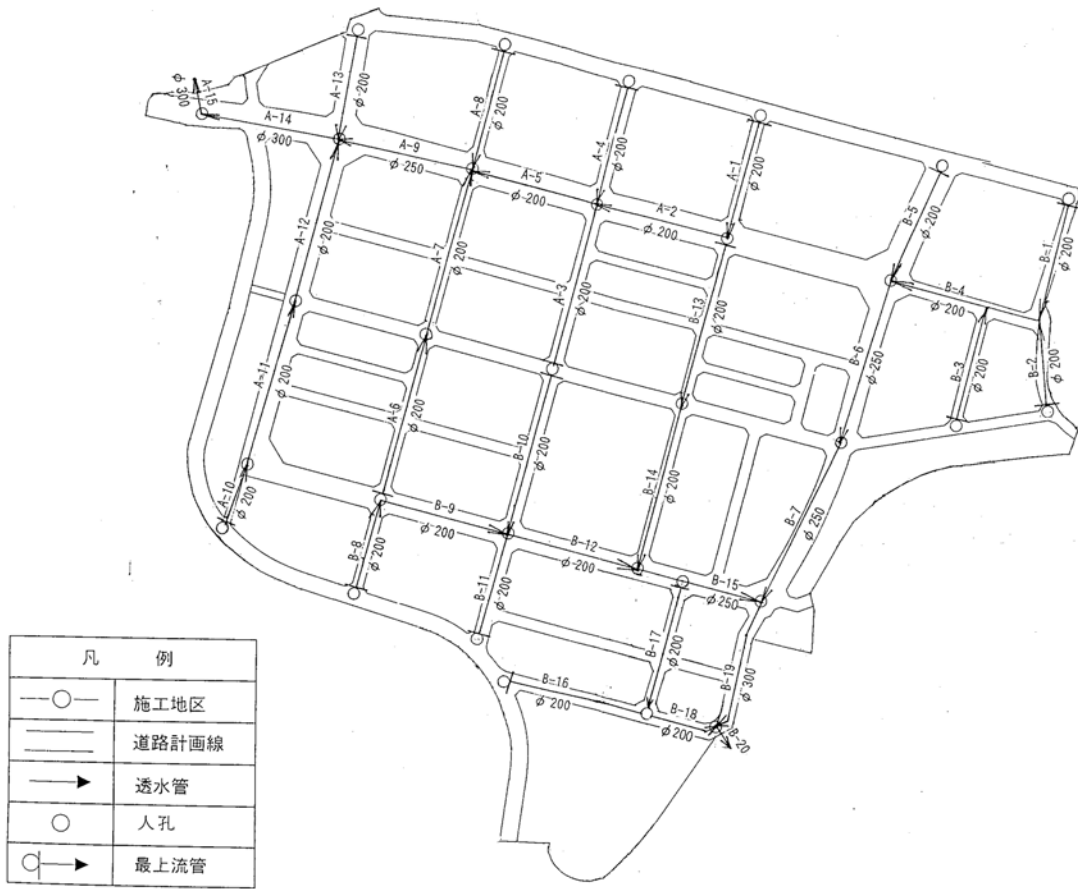


図 3.2.21 透水管の配置 (当初設計)

布設断面図 S = 1 : 20

仮設工 S = 1 : 20

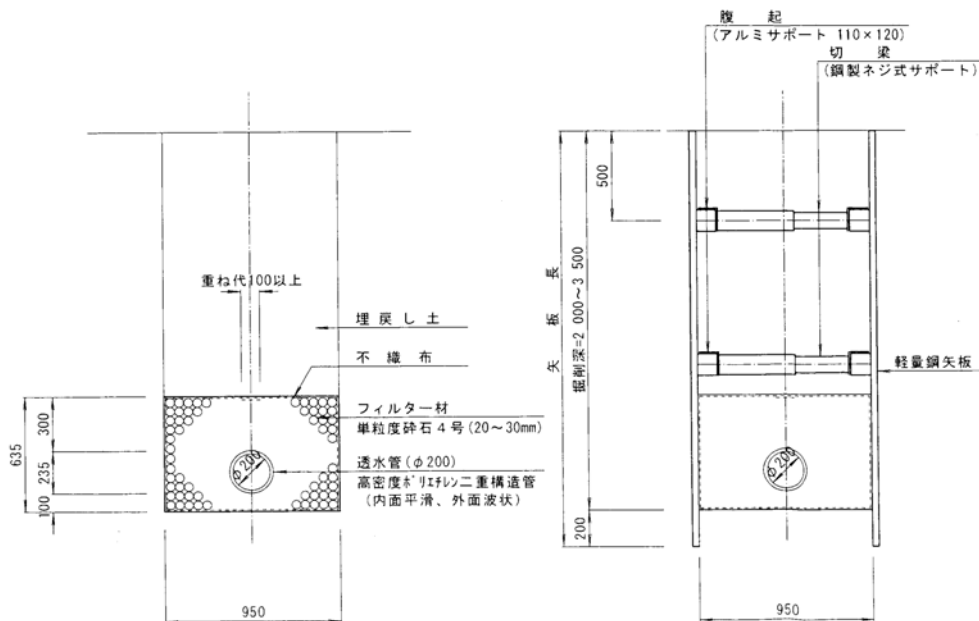


図 3.2.22 透水管設置断面ならびに工事概要図

(4) 2007年新潟県中越沖地震による刈羽村稲場の液状化被害事例⁷⁾

①地形・地質と被害の特徴

i)概要

柏崎市に隣接する刈羽村では砂丘麓での液状化による地盤変状に起因した建物被害が顕著であった。同地区では2004年の新潟県中越地震(M6.8)の際も同様の建物被害が発生しており、潜在的に地震による被害が発生しやすい地域でもある。その要因を調査するために、表面波探査、スウェーデン式サウンディング調査(SWS)、ボーリング調査などの各種地盤調査を実施し、建物の不同沈下量、傾斜角の計測結果と比較した。さらに、中越地震以降に液状化対策が施されていた建物の被害状況を比較することで、その耐震補強効果を検証した。

ii)刈羽村の地質および地形

図 3.2.23 に柏崎・刈羽地域の地質、図 3.2.24 に刈羽村稲場地区の概略地形を示す。図 3.2.23 より、刈羽村は日本海側の荒浜砂丘と内陸側の西山丘陵に挟まれた位置に存在する。被害が甚大であった稲場地区は荒浜砂丘の東側麓に、刈羽駅のある地域は柏崎層上の砂丘後背の低地(柏崎平野)に位置している。なお、図 3.2.24 では地形の特徴をみるために、鉛直距離を水平距離の5倍に拡大している。荒浜砂丘は標高が高く麓は急斜面となっており、丘陵部と平野部の境界が明確である。



図 3.2.23 柏崎・刈羽地域の地質 (文献⁸⁾ に加筆)

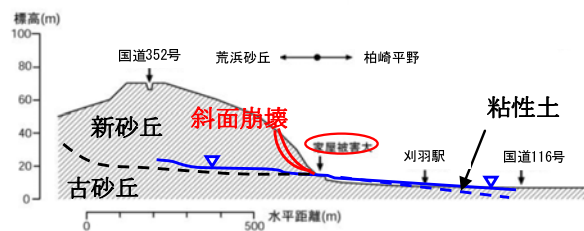


図 3.2.24 稲場地区の概略地形 (文献⁸⁾ に加筆)

iii)地盤調査

図 3.2.25 に新潟県中越沖地震において液状化に伴う地盤変状により建物被害が甚大であった刈羽村稲場地区の被害状況を示す。図には砂丘の地盤変状も記載した。稲場地区の北部（図中①、写真 3.2.3）では、砂丘斜面の崩壊により幾段にも段差のある滑落崖が形成された。中央（図中②、写真 3.2.4）では砂丘の表層崩壊が発生し、建物に被害を及ぼした。表層崩壊発生箇所の東側に位置する砂丘上部には連続した地割れ（図中③、写真 3.2.5）も観察された。また、宅地前の道路の数カ所で沈下、擁壁の目開き、傾斜、側溝の狭窄（図中④、写真 3.2.5）などの被害が見られた。

一方、刈羽駅近くの砂丘後背の低地に位置する建物では、液状化対策として鋼管杭が打設されていたが周辺地盤の沈下、玄関屋根の崩壊など大規模な被害が発生していた建物（写真 3.2.6）と、外見上ほとんど被害のない建物（写真 3.2.7）とが混在し、選択的に被害が発生していた。しかしながら、砂丘麓に比較して砂丘後背低地の軟弱粘性地盤上に位置するこの地域では、被害が総じて小規模である。

図 3.2.25 上に示す砂丘斜面が崩壊した位置やその近傍で砂丘頂部から斜面下方に向かった測線で表面波探査（E、F、I 測線）を実施した。

また、スウェーデン式サウンディング調査（SWS）を F 測線に沿って実施した。これらの調査は（独）建築研究所と共同で実施したものである。表面波探査および SWS の結果^{9,10}を図 3.2.26 に示す。

これより、砂丘斜面とさらに下方の平坦地ではかなり異なる地層構造であることがわかる。砂丘斜面では深度数 m 以深に堅固な砂層（S 波速度 150 m/s 以上あるいは換算 N 値 15 以上を旧期砂丘堆積物、ならびに古砂丘と呼称）が、以浅では比較的緩く堆積した砂層（新期砂丘堆積物、ならびに新砂丘と呼称）が存在すると考えられる。一方、平坦地では深度 10 m 程度まで S 波速度は 100 m/s 程度であり、沖積粘土層が厚く堆積することがわかる。また、E、F、I 測線を比べると、E、I 測線の砂丘斜面（始点～50 m 付近）では深度 2～6 m 以深で S 波速度 150 m/s 以上の高速度層があり、比較的浅部から古砂丘が堆積すると思われるが、F 測線では S 波速度 150 m/s を超えるのは深度 6～10 m 以深であり、比較的深部まで緩んだ砂地盤であることがわかる。E 側線に比べると、I 側線の新砂丘、古砂丘の地層傾斜は緩やかである。

SWS の結果では、古砂丘と思われる深度（E 測線で 6m、F 測線で 10m）まで換算 N 値が 10 以下であるのに対し、それ以深では急激に換算 N 値が増加しており、表面波探査の結果と一致する。地下水位は、計測箇所で異なるものの地表面よりおおよそ 30～70cm の深度に位置しており、水位が高い。また、宅地前の側溝において、豊富に湧き出した湧水が勢いよく流れていることから地下水位の高さが伺える。



図 3.2.25 刈羽村稲場地区の被害状況 (Zenrin)



写真 3.2.3 滑落涯



写真 3.2.4 表層崩壊による建物被害



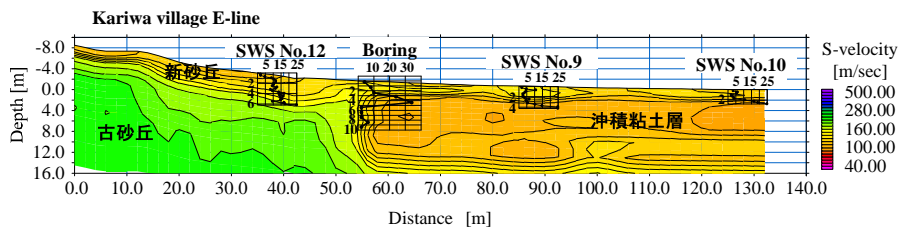
写真 3.2.5 砂丘地割れ・側溝狭窄



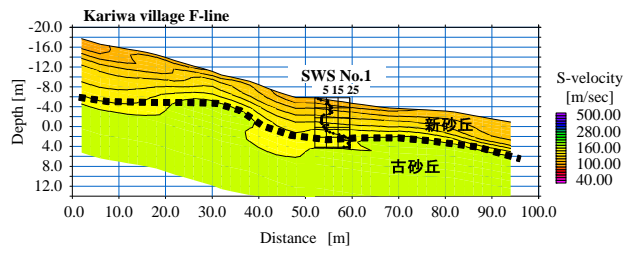
写真 3. 2. 6 刈羽駅近くの建物被害



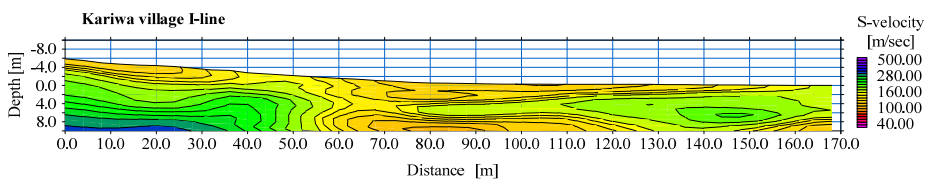
写真 3. 2. 7 刈羽駅近くの無被害の建物



(a) E測線



(b) F測線



(c) I測線

図 3. 2. 26 表面波探査および SWS 結果

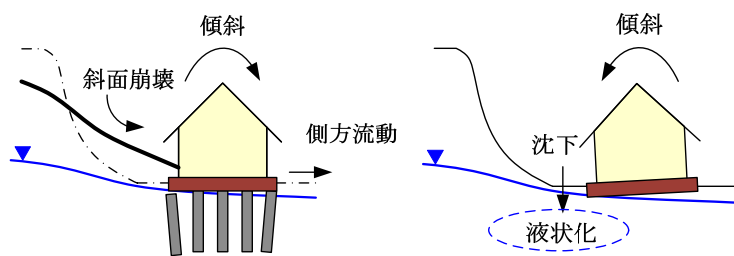
iv)建物の不同沈下量・傾斜角

刈羽稲場地区の建物の不同沈下量を測量した。測量方法は建物の四隅にコンベックスを当て、レベルによりその値を読み、その差分を不同沈下量として算出した。また、傾斜角は不同沈下量と四隅の距離から算出した。測量結果（不同沈下量と傾斜角）を表 3.2.7 に、傾斜方向ならびに各建物の被害規模^{9,10}を図 3.2.25 に併記する。なお、被害規模は応急危険度判定調査票に基づくものであり、赤は危険、黄は要注意、緑は調査済みを表す。図 3.2.25 より、建物の傾斜方向は建物の裏にある砂丘斜面の崩壊が発生した北側の地域（図中②）では道路側に、発生していない南側の地域（図中②以南）では砂丘側に向いている（図 3.2.27）。

道路側に傾斜していた地域では、裏山の砂丘斜面が液状化によりせん断強度を失ったことで崩壊し、法尻部分の隆起、崩積土の直撃、道路側の地盤の側方流動により、建物が下方から持ち上げられ道路側に傾斜したと考えられる（図 3.2.27）。

一方、砂丘側に傾斜していた地域では、砂丘斜面麓の湧水地付近で液状化が発生したために、建物が砂丘側へ傾斜したと考えられる（図 3.2.27）。また、中越地震では斜面崩壊は発生しておらず山側へ傾斜した形態が多く見られた。

表 3.2.7 より、北側の A～E の地域では斜面崩壊に伴う崩積土の直撃により、建物の水平変位量が大きく、最大不同沈下量および傾斜角も大きいことがわかる。



(a) 斜面崩壊により道路側に傾斜 (b) 砂丘麓の液状化により山側に傾斜

図 3.2.27 建物の傾斜方向の違い

表 3.2.7 建物の不同沈下量・傾斜角と 2004 年新潟県中越地震後の対策工

建物No.	不同沈下量 [mm]	傾斜角	中越	中越沖	地震後の対策工
A	1133	161/1000	全壊	全壊	新築（在来工法）
B	278	30/1000	全壊	全壊	-
C	263	18/1000	全壊	全壊	新築（柱状改良）
D	-	-	全壊	全壊	改築（在来工法）
E	62	5/1000	全壊	全壊	新築（在来工法）
F	88	6/1000	半壊	半壊	改築（アンダーピニング）
G	251	12/1000	-	-	無対策
H	-	-	全壊	全壊	新築（鋼管杭）
I	175	18/1000	全壊	全壊	改築（アンダーピニング）
J	72	6/1000	-	-	無対策
K	129	7/1000	全壊	調査済	新築（鋼管杭&暗渠）
L	-	-	全壊	要注意	-
M	187	10/1000	要注意	調査済	無対策
N	-	-	要注意	危険	-

v)液状化対策工による被害状況の違い

刈羽村稲場地区では、2004年新潟県中越地震でもM6クラスの余震の多発により液状化被害が甚大であった。多くの建物が液状化による不同沈下などが原因で全半壊に至っており、他にも石積み擁壁の崩壊や建物の亀裂などの被害が報告されている⁸⁾。この被害を受け、数件の宅地で液状化対策を実施した上で、建物の新築あるいは改築が行われた。主な対策工法として、鋼管杭基礎の打設、暗渠による地下水位低下、アンダーピニング工法、柱状改良工法が施されていた。

表 3.2.7 より各液状化対策工法による効果を比較すると、在来工法を採用し、耐震対策を施していない建物Aでは、斜面崩壊とそれに伴う法尻の隆起により建物が持ち上げられ、道路側へ側方移動するなど大きな被害を受け、稲場地区で最も被害が甚大であった。また、柱状地盤改良を施した建物Cは、裏山斜面の崩壊により建物は道路側へ約50cm水平移動し、それに伴い道路側の柱状改良体が道路側へ傾斜していた。鋼管杭を施した建物Hは、周辺地盤が約20cm沈下、建物が5cm不同沈下し、給排水管が断裂していた。鋼管杭と暗渠を施した建物Kでは、13cmほどの不同沈下、7/1000の傾斜が発生していたが、他の建物と比較して外見上大きな被害は見受けられなかった。猪爪ら¹¹⁾によると裏側の砂丘斜面形状に大差ないことが報告されており、今回実施した地盤調査の結果も踏まえると、新砂丘の堆積厚さが異なっていることと液状化対策の有無が被害規模の差異につながったと考えられる。

vi)まとめ

新潟県中越、中越沖地震の二度にわたり被害を受けた刈羽村稲場地区において、表面波探査、SWS、ボーリング調査を実施した。その結果、液状化対策工法の違いのみならず、表層を覆う新砂丘の堆積厚さが被害の差異に影響を及ぼした可能性を示した。

また、表面波探査結果に基づけば刈羽村における振動特性は砂丘斜面上と平坦地とで異なることが予想される。すなわち、古砂丘上にある斜面の新砂丘上に最大加速度が集中するのに対し、速度や変位は砂丘後背低地の軟弱粘性地盤上で発生し、粘性土地盤上では長周期化する特性である。

その場合、粘性土地盤の軟化により、減衰が大きく長周期化することで粘土層上では液状化などの大きな被害が発生せず、逆に非線形化しなかった古砂丘上での被害が大きくなった可能性があり、建物被害状況とも整合する。振動特性の相違も含めて、液状化層ならびに支持層の傾斜などの地形的な要因、液状化層の堆積厚さなどの地質的要因、液状化対策工法などの人工的要因を区分し、被害形態に与えた影響を検証する必要がある。



(a) 無対策



(b) 柱状改良



(c) 鋼管杭

写真 3.2.8 液状化対策工の差異による被害規模の差異

②地盤の強度と液状化層の推定

刈羽村稲場地区は日本海と刈羽村平野部を隔てる砂丘の東側にある集落である。図 3.2.28 は稲場地区の地形の概略を示したものである。当該地域では、図中左手砂丘法尻に家屋が建ち並び、道路を挟んで緩傾斜の斜面に家屋と畑が混在している。区画整備された宅地は少なく、大部分の家屋は自然斜面上に建てられていた。緩斜面における家屋の被害は総じて古い木造住宅ほど甚大であり、倒壊した家屋もあった。液状化による地盤変状を伴った家屋被害は砂丘法尻の急斜面に集中しており、大部分の家屋が被害を受けた。砂丘法尻の家屋の中には盛土造成された宅地に建てられたものがあり、盛土材には砂丘の砂が使用されていた。

砂丘法尻の宅地には砂丘からの地下水の流入があり、地下水面は深度 20～80cm の比較的浅い位置にあった。また、図 3.2.29 に示すように、稲場地区の宅地（砂丘）の砂の粒度分布は悪く、この地域の地盤は液状化を起こしやすい状態であったと考えられる。



図 3.2.28 稲場地区の地形概略 (ベースマップは Google Map)

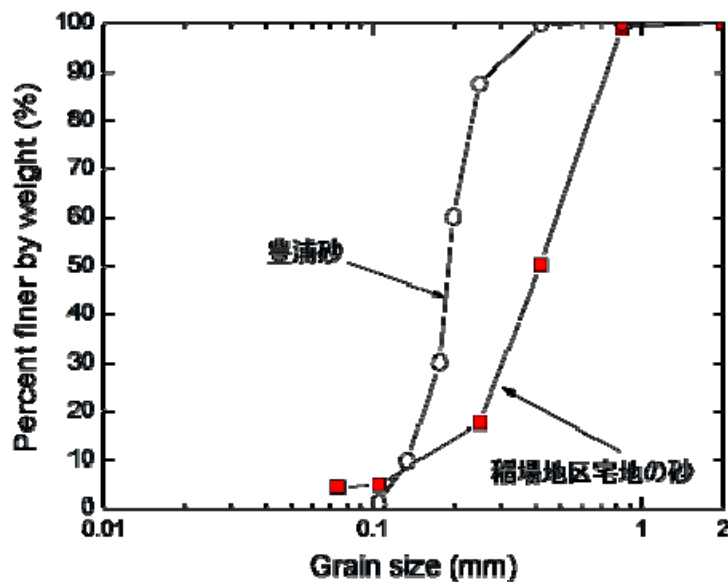


図 3.2.29 砂丘法尻宅地の砂の粒度分布

砂丘法尻における家屋被害の形態は、宅地の液状化により家屋周辺地盤が沈下・流動して家屋が移動・沈下・偏心したもの（図 3.2.30）と、家屋背後の砂丘斜面が流動して家屋に衝突し、外壁を損傷させたもの（図 3.2.31）があった。宅地の液状化による家屋被害の例を写真 3.2.9～11 に示す。写真 3.2.9 および写真 3.2.10 の家屋はいずれも玄関前の斜面が流動・沈下し、基礎が被害を受けて家屋が偏心した。また、コンクリート舗装下の砂が流出して空洞化している様子が見て取れる。写真 3.2.11 では、家屋周辺宅地が 20cm 程度沈下した。この家屋は鋼管杭を基礎に用いていたため、家屋の沈下および偏心は軽微であったが、道路側に約 15cm 移動した。

写真 3.2.12 および写真 3.2.13 は砂丘斜面の流動による家屋被害の例である。写真 3.2.12 では写真中右側の砂丘斜面が液状化して流動し、家屋の外壁に衝突した。写真 3.2.13 では

調査時には衝突した土砂は既に撤去されていたが、土砂の衝突によって斜面側の外壁が損傷していた。

砂丘法尻にあった全ての宅地・家屋において、なんらかの地盤変状または家屋被害が認められたが、**写真 3.2.14** の家屋の被害は他と比較すると軽微で宅地の液状化や家屋の沈下・偏心はほとんど認められなかった。この家屋は2004年新潟県中越地震で被災しており、立て直しの際に敷地周辺に暗渠工の敷設や家屋直下地盤の表層改良、杭基礎等の地震対策が施されていた。

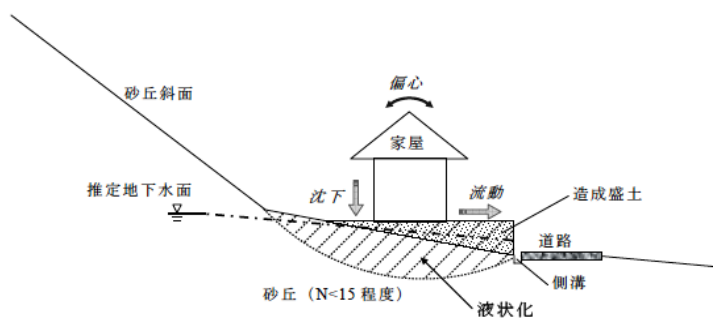


図 3.2.30 宅地の液状化による家屋被害

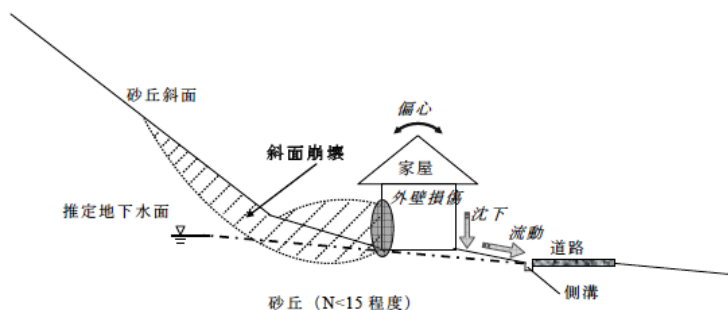


図 3.2.31 砂丘斜面の流動による家屋被害



写真 3.2.9 宅地の沈下・流動による
家屋被害 1



写真 3.2.10 宅地の沈下・流動による
家屋被害 2



写真 3.2.11 宅地の沈下・流動による
家屋被害 3



写真 3.2.12 砂丘斜面の流動による
家屋被害 1



写真 3.2.13 砂丘斜面の流動による
家屋被害 2



写真 3.2.14 被害が軽微であった家屋

図 3. 2. 32 は現地で実施したスウェーデン式サウンディング試験より得られた換算 N 値の深度分布である。図中、地下水位が 30cm 以下のものを白抜き、30cm より深いものを色塗りでプロットしている。また、図中 1~5 は砂丘法尻の宅地、6 および 7 は緩斜面上の空き地における試験結果である。図より、砂丘法尻の宅地では貫入深さ 3m 以上で換算 N 値が約 10 から約 20 へと急変することがわかる。これらの宅地の貫入深さ 1m~3m における平均的な換算 N 値が 5~10 であるのに対して、地下水面が最も浅い (GWL=20cm) の 3 では貫入深さ約 3m まで換算 N 値 5 以下であり非常に緩い地盤であることがわかる。また、5 (写真 3. 2. 14 の暗渠工が施されていた家屋) では貫入深さ 1m 以上で換算 N=10 回以上であり、周囲宅地よりも地盤が堅固であることがわかる。5 では宅地の地盤変状および家屋の被害は軽微であり、暗渠排水が液状化に対して効果を発揮したと推察される。緩斜面上の 6 および 7 は地下水面が浅い (GWL=30cm) にも関わらず 2m 以下の貫入深さで換算 N 値が 20 程度に達していることから、砂丘からの恒常的な地下水の流入がこの地域の宅地の液状化被害に影響を与えたと考えられる。

スウェーデン式サウンディング試験結果を基に液状化判定を行った結果を図 3. 2. 33 に示す。液状化判定は道路橋示方書に基づき、地域補正係数を 0.85、地盤種別を II 種地盤、地震タイプを直下型地震 (TypeII) として行った。この場合における地表設計水平深度は 0.6 となる。図より、この液状化判定条件では全ての宅地で液状化する結果となったが、地下水位の違いにより液状化抵抗値 FL の深度分布が異なる傾向が認められる。すなわち、地下水位が 30cm より浅い宅地 3、4、7 では深度 2m 未満における FL が 0.3 程度であるのに対して、地下水位が 65cm より深い宅地 1、2、5 では FL=0.5 程度であることがわかる。また、2m 以浅における被害が軽微であった宅地 5 の FL 値が他の宅地と比べて高いことは特徴的である。

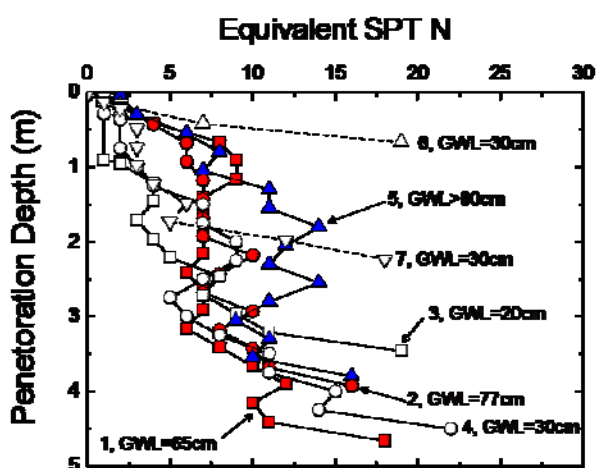


図 3. 2. 32 換算 N 値の深度分布

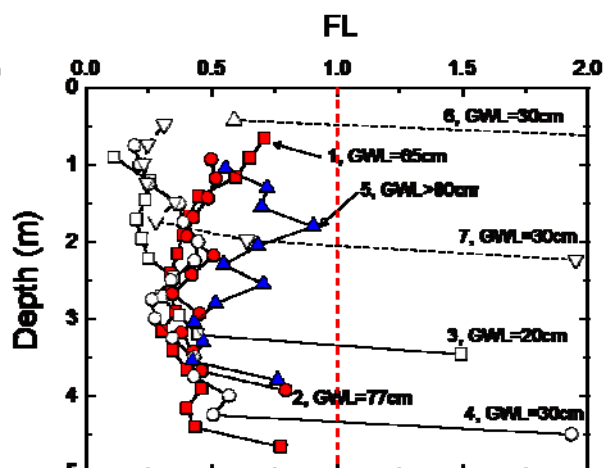


図 3. 2. 33 液状化抵抗値の深度分布

③砂丘周辺の亀裂分布

刈羽村稲場地区付近の荒浜砂丘東面においては地震後に大小無数の亀裂が確認された。砂丘東面における亀裂・段差等の分布、被災家屋等の分布を図 3.2.34 に示す。砂丘の斜面直下で傾斜のやや緩んだ土地には多くの家屋が並んでいるが、これらのうちには深刻な被害を受けたものがある。亀裂の多くは表面のゆるい砂層が大きな地震外力に耐えられず傾斜方向へすべり運動を生じたために生じたものと考えられる。開いた亀裂部分に残された根茎には緊張しているものが多い(写真 3.2.15)。斜面中腹に見られた滑落崖を写真 3.2.16 に示す。このような段差の下部土塊は、地震後に大きく下方へ移動している。一部の斜面直下では崖面が 1m 程度水平方向に変位したことが確認された(写真 3.2.17)。また、斜面下部に多く見られる竹林の一部では、竹林を含む斜面のすべり土塊が後方へ回転運動したため竹幹の逆方向傾斜などが観察された(写真 3.2.18)。砂丘内に卓越した竹の根系は、ゆるい砂からなる斜面表層を一体化させる効果があったと考えられる。

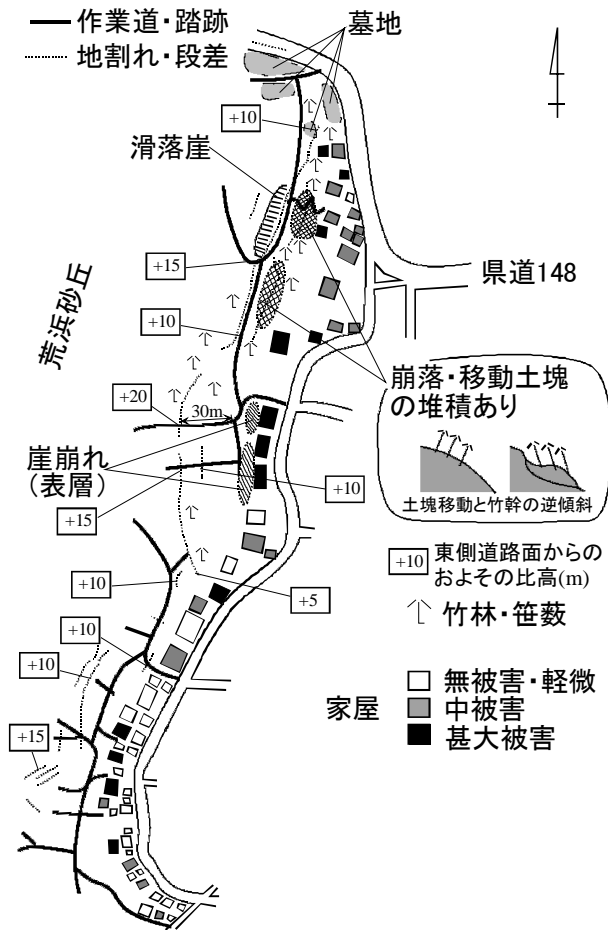


図 3.2.34 砂丘の東面に生じた亀裂の分布



写真 3.2.15 亀裂部分で緊張した根茎



写真 3.2.16 斜面中腹に見られた滑落崖

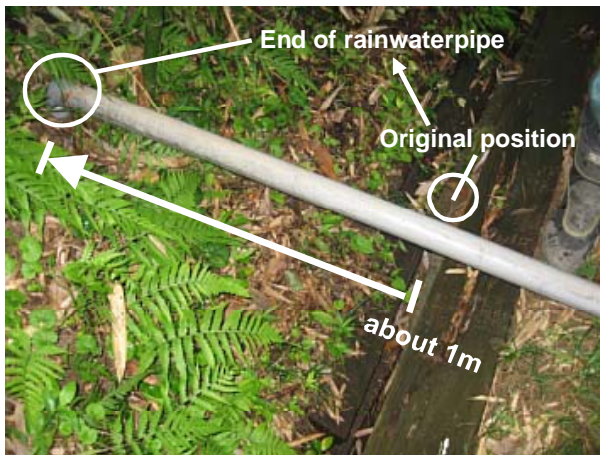


写真 3.2.17 斜面下部の残留水平変位
(雨樋の端部に着目)



写真 3.2.18 すべり土塊の後方回転
による竹幹の逆傾斜

④家屋基礎の被害

図 3.2.35 の位置図に基づいて、基礎の変状を中心に主な被害を報告する。



図 3.2.35 基礎被害調査地点位置図（刈羽村下水道資料一部改）

i)No.1

増築部分が母屋の基礎から離れて避け、修復。

ii)No.2、No.3

No.2 から No.7 までは砂丘麓の中でも最も低湿地に位置し、基礎の被害は目立たなかったものの、建物の歪みが酷く解体。

iii)No.4

写真 3.2.3、15、16 の斜面下に建つ家屋で、砂丘斜面の崩壊土が家屋背面を直撃して覆った (写真 3.2.19 (a))。地下水位はほぼ地表面にあり、敷地は湿地状態である。地震で生木が倒れる例は聞かないので、写真 3.2.19 (b) の倒木は、あるいは浅層の液状化で地盤が支持力を失った結果と疑われる。図 3.2.36 は、基礎と基礎面に補正した土台の不同沈下で、全体的に砂丘側が低いものの、鉛直方向には V 字型に曲がっている。

基礎の被害を、写真 3.2.20 に示す。同写真 (a) は、右側から砂丘斜面の土砂の直撃を受けて家屋背面の中央で 10cm 程度建物の内側に曲がった布基礎である。南側側面の基礎は、中央で内側に 6cm 余り凹み (同写真 (b))、前庭側の基礎は、中央で 20cm ほど建物の外側に押し出された (同写真 (c))。建物内部の土台は、基礎の変位について行かれず、3cm 程度ずれた (同写真 (d))。同写真 (e) のような基礎の通気孔角部を通る亀裂が多数みられる。同写真 (e) で、水位が地表面にあることも分かる。同写真 (f) の亀裂によると、基礎に鉄筋が入っていない。



写真 3.2.19 土砂の直撃と浅層の液状化 (No. 4)

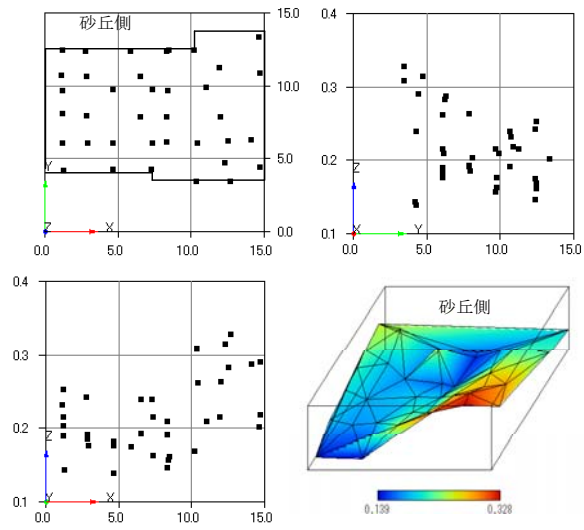


図 3.2.36 家屋 No. 4 の基礎と土台の不同沈下



写真 3.2.20 基礎の被害状況 (No. 4)

iv)No.7

写真 3. 2. 21 (a) に見るように、地表面の低い部分をそのまま池にしたと思われる低湿地である。同写真 (b) のように直径の大きな噴砂孔があった。家屋の重みで発生したと思われる家屋の縁に沿う引っ張りクラック (同写真 (c)) があり、束と束石様の基礎と土台がずれた。家屋内部は壁にクラックなどが認められたが、梁や柱は太く、接合が頑丈であったために被害は目立たない。



写真 3. 2. 21 低湿地の液状化関連被害 (No. 7)

v)No.8

図 3. 2. 25 中の測線 F-line 上の家屋で、その被害の様子は写真 3. 2. 9、10 に示した。建物周りの水平であった敷地が、写真 3. 2. 22 のように左遠方砂丘斜面の地すべりで、線状の縞模様を残して斜めに盛り上がった。

図 3. 2. 37 は、地震前後の地盤断面と家屋の位置を比較したものである¹²⁾。建物は、上から見て反時計周りに回転しつつ平均 4m 前に移動し、前面は 1.4m ほど、背面は 2.5m 余り隆起して 10° 余り前傾した。地震前の地盤高に対して、家屋直下の地下水位は GL-1.5m である。

図 3. 2. 38 は、基礎の不同沈下であるが、中越地震で壊れた家屋の一部を残して一部屋増築した建物の、増築部が千切れてより大きく前に押し出された。増築部は 4m 以上前進したと考えられるが、写真 3. 2. 23 (写真奥が低い) によると束が束石よりも大きく移動し、両者はずれている。床下の地盤は全体的に布基礎よりも盛り上がり、噴砂孔状の陥没が見える。住人は、本震時にこの増築部の床上に座っていたということであるが、転倒した訳ではないので、地すべりは瞬間的なものでなく、多少の時間を要したと考えられる。

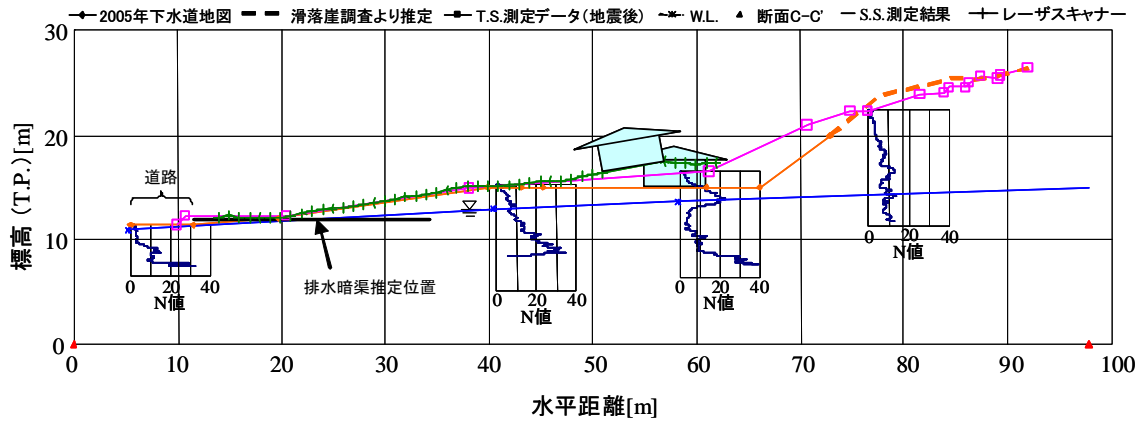


図 3.2.37 家屋 No. 8 の地震前後の位置関係と地盤断面



写真 3.2.22 地すべり舌部の隆起(No. 8)



写真 3.2.23 増築部の束と束石のずれ(No. 8)

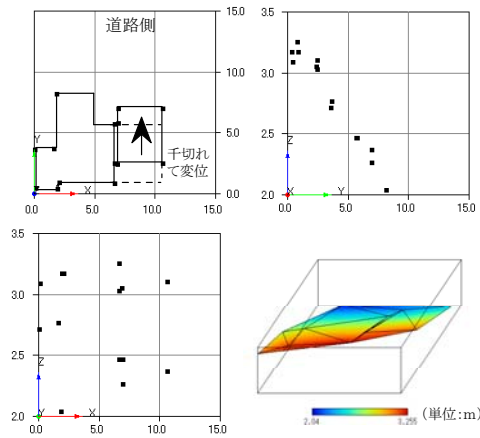


図 3.2.38 基礎の不同沈下 (No. 8)

vi)No.10

布基礎の下の地盤は、 ϕ 60cm、L=3.5m の柱状改良杭 28 本で改良されている。砂丘斜面の崩壊土砂が家屋背面を直撃し、土が高さ 95cm ほど被って外壁の一部を壊した（写真 3.2.24）。地震前の元の裏庭幅は 5m あったが、写真のように砂丘法先の植生が、家屋背面 1m まで接近したので斜面表土は 4m すべった。前後約 9m の建物の砂丘側が道路側より 20cm 余り持ち上がって前傾し、前庭が隆起した（写真 3.2.25）。

また、北側側面が南側側面よりも 5cm 前後高い。ヒアリングの話を総合すると、前面の柱状改良杭との相対変位で言えば、家屋は 60cm 以上前進し、砂丘側の杭は前方に 120cm 以上押し出された（図 3.2.39）。



写真 3.2.24 斜面崩壊土砂の直撃 (No. 10)



写真 3.2.25 前庭（道路側）の隆起 (No. 10)

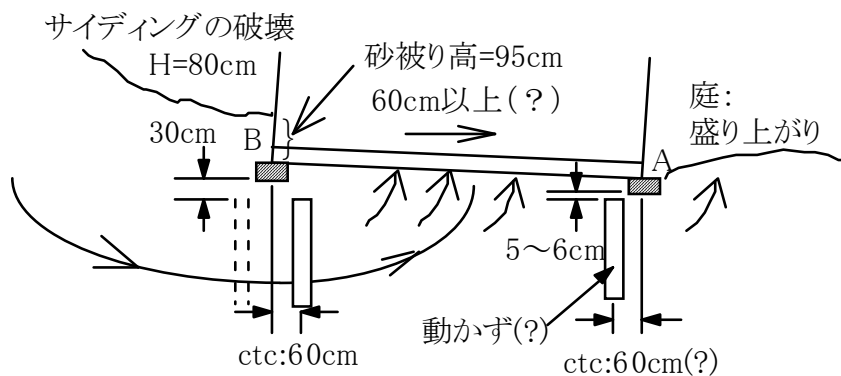


図 3.2.39 柱状改良杭と基礎の関係 (No. 10)

vii)No.11

写真 3.2.26 のように、裏の砂丘の地すべりで前面道路に至るまで敷地全体が圧縮され、家屋は前傾した。写真 3.2.27 は同上写真の赤い屋根の部分の室内であるが、全体的な傾斜とともに、圧縮と突き上げで、部屋が山型に変形した。



写真 3.2.26 砂丘斜面崩壊砂の直撃 (No. 11) 写真 3.2.27 赤屋根部の室内 (右が砂丘側)

viii)No.15

建物は、 ϕ 約 110mm、L=5~6mの鋼管杭 56 本で支持されている。敷地は写真 3.2.28 のように前庭が 20cm~25cm ほど沈下し、前述したように家屋は 15cm ほど前方に移動した(写真 3.2.29)。家屋とともに動いた他の砂丘側の杭の一本を確認したところ、杭頭が 8°程度傾斜していた。



写真 3.2.28 杭支持家屋の前庭の沈下 (No. 15)

写真 3.2.29 砂丘側 (家屋背面) の杭の離れ

ix)No.16

玄関先階段が、周囲地盤よりも二段沈下し（写真 3.2.30）、基礎も割れている（写真 3.2.31）。敷地内に液状化痕が多い（写真 3.2.32）ことから、家屋が沈下して地盤が隆起したと思われる。2004 年新潟県中越地震時にも同様に沈下し、土台を上げて長さ 2m の圧入式鋼管杭支持としたが、杭先端は N 値 8 程度と考えられ、液状化で支持力を失ったのであろう。裏庭の地下水位は GL-11~13cm で、地表は常に湿っている。水道敷設以前は自噴水で生活していたとのことである。



写真 3.2.30 摩擦杭支持家屋の沈下 (No. 16)



写真 3.2.31 基礎の亀裂 (No. 16)



写真 3.2.32 宅地内の噴砂痕 (No. 16)

x)No.17

噴砂孔など液状化の形跡は見られなかったが、建物の砂丘側の北端が相対的に 20cm 程度沈下し、土台をジャッキアップして布基礎との間をコンクリートで間詰めした（写真 3.2.33）。中越地震では噴砂があったとのこと、今回液状化痕が見られないのは隣家 No.18 の排水暗渠の効果という説もあるが、影響範囲も定かでない液状化しなかったとは断定は出来ない。



写真 3. 2. 33 噴砂痕は無いが不同沈下 (No. 17)

xi)No.18

中越地震で全壊後に新築した前掲写真 3. 2. 14 の建物で、図 3. 2. 40 に示すように杭基礎 ($\phi=114.3\text{mm}$ 、 $t=4.5\text{mm}$ 、 $L=6\text{m}$) 88 本、厚さ 1m のセメント系表層改良 ($q_u=545\text{kN/m}^2$)、およびポラコン暗渠 2 本と有孔塩ビ暗渠 1 本による敷地内地下水位低下工(設置深度 130cm ~200cm) が施工されていた。建物は全体的に 12.8cm 沈下したとのことであるが、外見적으로는建物とその外周の犬走りに一部隙間が開き、犬走りが僅かに外側に傾斜している部分がある程度で、宅地や外構と建物の大きな相対変位の形跡は見られない。

杭先端の砂地盤は N 値=31 と大きく、杭長は家屋 No.15 のそれに近いものの、建物は抜け上がっていない。この違いは排水暗渠の効果とも考えられるが、地下水位としては地震前の家屋 No.8 の GL-1.5m と近い点が注目される。暗渠のない裏庭の砂丘法尻付近では地盤が隆起したが、水位は非常に高い (写真 3. 2. 34)。

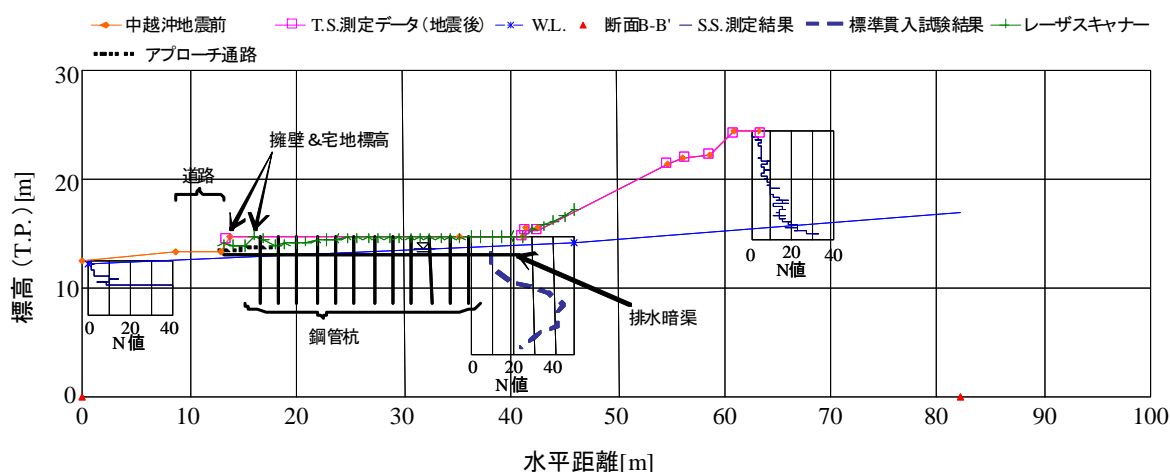


図 3. 2. 40 各種対策工と地盤の断面 (No. 18)



写真 3. 2. 34 斜面法尻の地盤の隆起 (No. 18)

xii)No.19

地下水位は裏庭で GL-75cm と浅く、1964 年新潟地震で壊れて新築し、中越地震で建物の下が液状化し全壊したが、補修で対応した。ヒアリングによれば、今回は液状化しなかったとのことであるが、建物周囲は写真 3. 2. 35 (b)、(d) のように噴砂痕があり、(a)、(c) の様に荒れていて基礎にひび割れが多数入った。



写真 3. 2. 35 噴砂痕と地表の荒れ (No. 19)

xiii)No.II

敷地に不陸はなく、液状化の痕跡は確認されていないが、砂丘斜面のはらみ出しに伴って家屋背面が押され（写真 3.2.36）、玉突き状に前庭の地表面が押された（写真 3.2.37）。特に前庭は、犬走りや玄関先のたたきに沿う土の隆起を除けば、地盤に変状は殆ど見られない。しかし図 3.2.41 の平面図と見取り図、および左下の側面図で右方向が砂丘であるが、これらによれば奥行き 9m ほどの建物が砂丘側に 30cm 程度傾いている。E 通りと e 通りの交点の沈下が大きいが、これは斜面方向から押された基礎が割れて傾いたものである。



写真 3.2.36 砂丘に押された家屋 (No. II)



写真 3.2.37 家屋に押された前庭 (No. II)

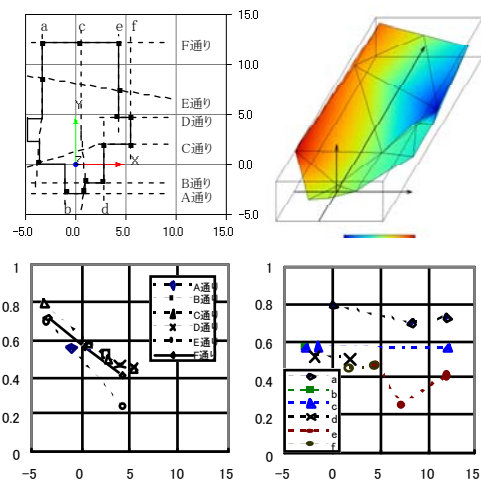


図 3.2.41 砂丘 (右) 側への傾斜 (No. II)

xiv)No.III

写真 3.2.38 のように砂丘斜面崩壊砂が建物を直撃し、高さ 80cm 程度まで砂で覆われた。地震前はかなり広かった裏庭が、大幅に狭まるとともに、家が 10cm 前に出たとの話である。図 3.2.42 によれば、この建物は隣の No. II とは異なって、道路側が 10cm 程度低く前傾している。C 通りと b 通りの交点は隣接測点よりも 30cm ほど低い、これは土砂の直撃で基礎が割れ、割れた部分が地面にめり込んでいるためである。



写真 3. 2. 38 斜面崩壊砂の直撃 (No. III)

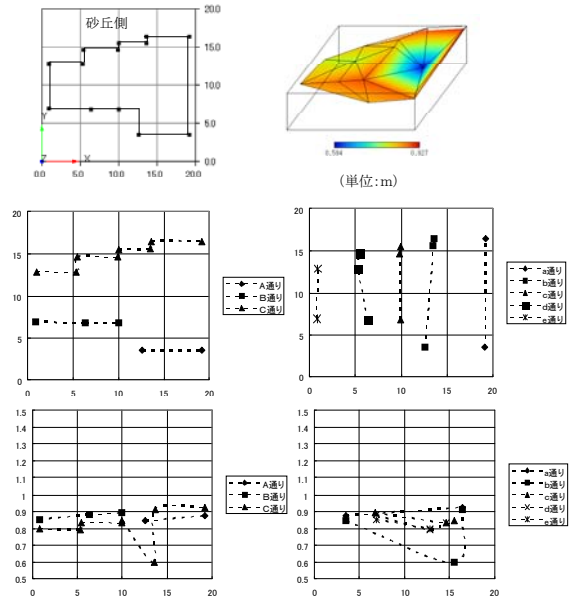


図 3. 2. 42 道路側への傾斜 (No. III)

xv)No.VI

敷地に明確な液状化痕は定かでなかったが、背後の砂丘斜面が崩壊し、比高が最大で約 150cm の滑落崖が生じた (写真 3. 2. 39)。この家屋は解体された。



写真 3. 2. 39 砂丘斜面の滑落崖 (No. VI)

xvi)No.X

砂丘斜面の崩壊で建物背後が押された（写真 3. 2. 40）。写真 3. 2. 41 のベランダ下の建物側面で地割れを伴った隆起があるが、圧縮によるものか液状化に関連するものか否か不明である。



写真 3. 2. 40 斜面崩壊土の衝突 (No. X)



写真 3. 2. 41 建物背面の地盤の隆起 (No. X)

xvii)No.XI

液状化痕と断定できる痕跡は無かったが、家屋は道路側にやや傾斜し、基礎にひびが入っている。

⑤地下水位の経時変化

スウェーデン式サウンディング孔による水位測定は、射し水による孔壁の崩壊で誤認しやすい。そこで先端を布で覆ったφ13mm塩ビ管を建て込み、観測井とした。地震後約300日間の水位は、図3.2.43のように殆ど変化しない¹³⁾。No.8の水位は比較的深いが、地震で地盤が隆起したからで、地震前はまだ浅いことに注意を要する。

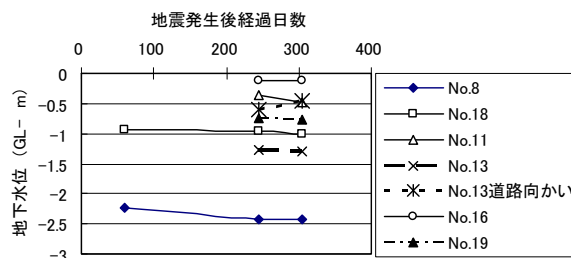


図 3. 2. 43 地震発生後の地下水位の経時変化

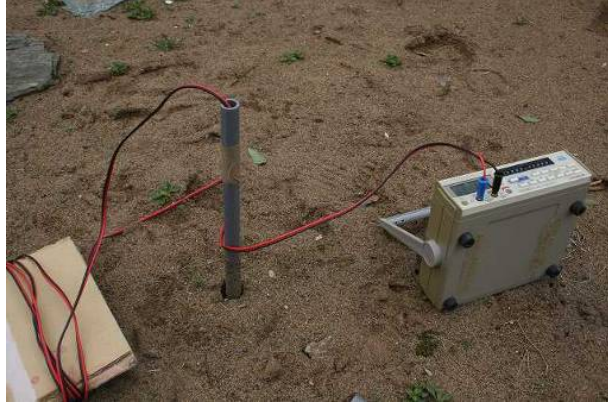


写真 3. 2. 42 水位測定

(5) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市橋場町の液状化被害事例¹⁴⁾

① サウンディング試験を用いた調査

i) はじめに

柏崎市橋場町では、鯖石川左岸堤防に発生した段差、道路の盛り上がり、住宅地内の噴砂、家屋の損傷等地震による被害が多数発生した。また、2004年の新潟県中越地震¹⁵⁾の際に液状化による被害を経験した住宅地においても軽微ではあるが液状化による噴砂が再度確認された。

本報告は、橋場町住宅地で発生した液状化が原因と考えられる住宅被害を中心に、地震発生直後に行った現地踏査とその後に行った追跡調査から得られた知見をまとめたものである。

ii) 地形地質概要

図 3. 2. 44 に橋場町の地形図を示す。この地区は、柏崎市のほぼ中央に位置し、北・西境を日本海から十日町市に至る流域面積 277km²、総延長 48.1km の鯖石川が流れ、南は榎原町、東は JR 越後線を挟んで原町に接している。主として住宅地および農業用地として利用されており、約 500 人・150 世帯¹⁷⁾の住民がこの土地で暮らしている。

この地区に沿って流れる鯖石川の上流域は、谷を深くきざんだ急流であるのに対し、下流域は川幅が狭く大きく蛇行してゆっくりとした流れとなる。古くから灌漑用水や生活用水として利用され、重要な役割を担ってきたが、表 3. 2. 8 のように 1897 年（明治 30 年）以降、大洪水による水害が多数発生し、現在に至るまで大規模な河川改修事業を繰り返し実施¹⁸⁾している。1960 年（昭和 35 年）4 月にはこの地区内を大きく蛇行して流れる部分のショートカット工事を行い、図 3. 2. 45 に示す旧河道 A を旧河道 B のように一度変更²⁰⁾している。旧河道 A のカットされた河道は埋め立てられ、1974 年（昭和 49 年）以降、宅地造成・区画整理後に住宅団地として分譲²⁰⁾されている。また、1978 年（昭和 53 年）の 6・26 水害を契機に、1996 年（平成 8 年）以降、県事業で二次改修工事が進められ、現在の鯖石川改修記念公園西側に沿って大きく蛇行して流れる川の直線化・拡幅工事によって、図 3. 2. 45 の旧河道 B から図 3. 2. 44 の現河道に再度河川改修を行った。

この地区は、柏崎平野の中央に位置しており比較的平坦な地形で、地形分類上鯖石川によって形成された自然堤防²¹⁾に分類されており、図 3. 2. 45 に示す地質図から鯖石川記念公園の一部と地区東側の一部を除き、第四紀完新世の年代に堆積した自然堤防堆積物¹⁹⁾が広く分布していることが分かる。

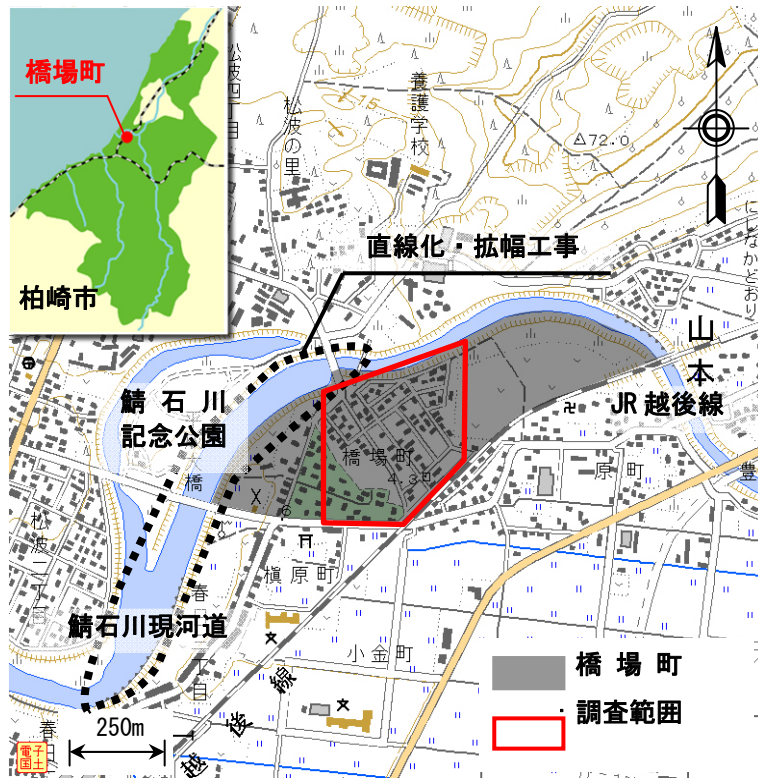


図 3.2.44 橋場町の地形（国土地理院 1/25000 地形図「柏崎」¹⁷⁾ 一部抜粋・加筆）

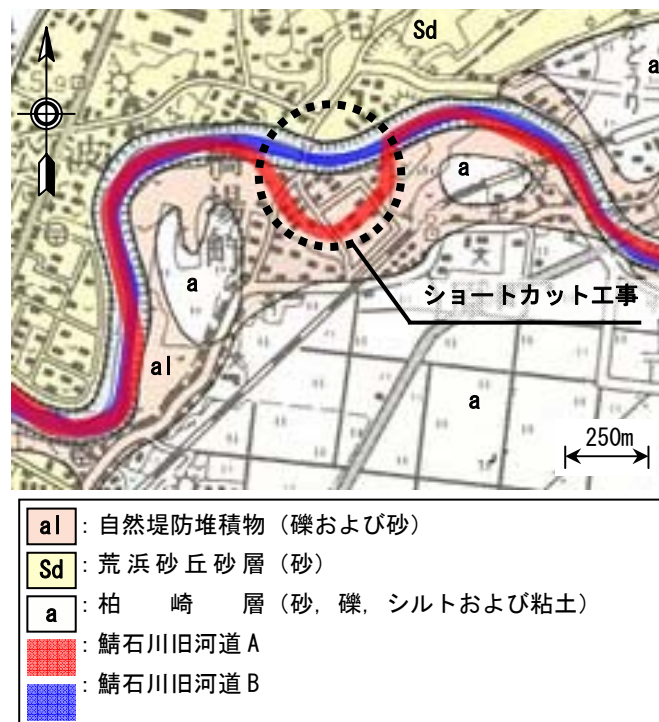


図 3.2.45 橋場町の地質図¹⁸⁾と河道の変遷

表 3.2.8 鯖石川の歴史（明治 30 年以降）

年月	出来事
1897.8	集中豪雨により鯖石川が氾濫
1913.1	集中豪雨により鯖石川が氾濫、石曾根・枇杷島・高田村に被害
1920.1	鯖石川の一部改修工事を実施
1930.2	雪どけで鯖石川の信越線鉄橋、川上・川下の堤防大決壊
1931.7	集中豪雨により鯖石川が氾濫、鯖石川堤防 3 か所決壊、藤井・上条地区に被害
1934.7	集中豪雨により鯖石川が氾濫、鯖石川沿岸泥海と化す
1946.7	集中豪雨により鯖石川が約 1.2m 増水、上条村の堤防約 20 間決壊、耕地冠水、野田村大門橋流失
1950.4	集中豪雨により鯖石川が氾濫・堤防欠壊
1952.7	県下中部一帯の豪雨で、鯖石川・別山川方面に被害発生
1959.7	集中豪雨により鯖石川氾濫、被害の中心は南鯖石・中鯖石
1960.4	鯖石川改修工事により橋場地内の蛇行部分をショートカット、旧河道は埋立。
1960.7	鯖石川が洪水、被害の中心は上条郷
1969.8	集中豪雨により鯖石川氾濫、上条地区堤防決壊、上条・関町に被害発生
1978.6	6・26 水害、柏崎地方に甚大な被害
1996.8	鯖石川下流部改修に向け国の暫定予算事業費 5 億円が認められ直線化・拡幅工事着工
2000.5	鯖石川下流部改修工事によりできた橋場町・榎原町地内の新河道に通水
2002.3	鯖石川河川改修に併せて新設工事を進めてきた松波地区と国道 8 号を結ぶ幹線市道 11-130 号線「平成大橋」「平成橋」と鯖石川改修記念公園が供用開始

iii)被害の調査方法

被害箇所の特定を行うために現地踏査を地震発生直後から断続的に行った。また、平成19年9月1～3日に「地盤工学会中越沖地震緊急調査団スウェーデン式サウンディング調査チーム」の活動の一環として、調査対象の中から図3.2.44に示す赤い線で囲まれた範囲を対象とし、被害が集中している旧河道部を中心に、スウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS試験という）および住民への聞き取り調査を行った。

iv)宅地と家屋の被害状況

地震発生直後から行われた家屋、被災家屋応急危険度判定調査の危険・注意住宅の別、現地踏査によって判明した道路損傷部、噴砂発生箇所、参考として中越地震で全半壊した家屋、明治44年に測図された2万5千分の1の地図と2007年版の住宅地図を重ねることによって割り出した旧河道の位置をまとめたものを図3.2.46に示す。

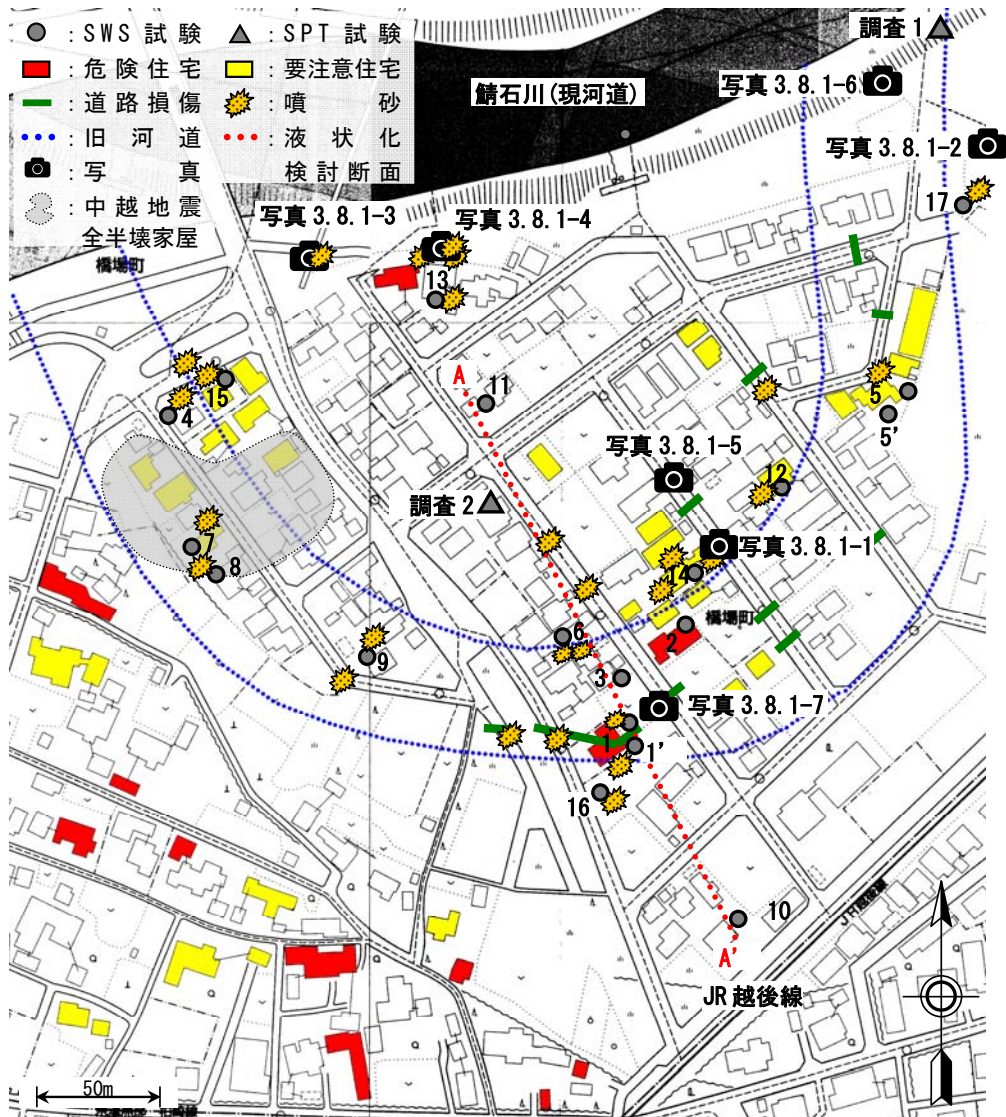


図 3.2.46 橋場町の調査地点と被害の概況

この地区の北側旧河道の内側では、地震発生後に住宅地内や道路等いたる所で**写真 3.2.43** に示すような液状化による噴砂現象が発生した。被災した住民の証言と家屋の外壁に付着した噴砂痕や堆積した砂の量の多さからその現象が激しいものであったことが分かっている。同様に、北東にある農業用地内でも**写真 3.2.44** に示すように噴砂が発生した。図中の噴砂発生箇所を見ると、発生した噴砂は概ね旧河道上に集中していることが分かる。調査地点 13 付近の旧河道以外の箇所にも発生しているが、**写真 3.2.45** に示すように埋戻土の液状化と思われるものや、**写真 3.2.46** のように民家の庭で噴砂が見られたものなど、埋戻土もしくは地表面付近の氾濫堆積物の液状化と思われる。

この地区では、噴砂の他、地震動を受けた地盤の変状に起因したと考えられる道路の盛り上がり (**写真 3.2.47**)、宅地と道路に挟まれた U 字側溝の圧縮破壊、地割れ等が多数散見され、いずれも旧河道上や、旧河道と現河道に挟まれた地域に被害が集中していることがわかる。

図中の**写真 3.2.48** の箇所では、鯖石川新河道堤防の一部で高さ 1.2m の段差が生じていた。段差の直近の堤内地寄り、地震発生後の 8 月 6 日に行った標準貫入試験結果 (以下、SPT 試験という、図中 SPT 試験の調査 1 の箇所) を**図 3.2.47** に示す。図より堤体天端から深度 5m 付近まで N 値が 5 以下で地下水を多く含んだ緩い砂や礫で構成されていることが分かる。段差が発生した箇所のから上流・下流側にわたる SPT 試験データが無いために断言することはできないが、鯖石川現河道の河床が堤防天端から 6m 下がった位置にあることを鑑みると、N=14 の砂礫層 (深度 5~6m) が現河道の河床と同じ深度であり、これより浅い部分は氾濫堆積物や埋め立てられたものと予想され、この部分で液状化が発生し、堤体に沈下が生じた可能性がある。

家屋の被害については、図中の住宅危険度判定の分布から、顕著な液状化被害の見られなかった南西側に危険住宅が集中していることが分かる。

一方で地盤災害が卓越した旧河道の近辺では、図中の**写真 3.2.49** に示すように、ちょうど旧河道の境界にあたると思われる、噴砂をともなう地割れによって分断された家屋を除き、外見上倒壊した家屋や建物の基本構造部分に著しい損傷が確認された家屋はほとんど見られず、要注意住宅が多く分布している。これは、家屋の強度差も考えられるが、液状化した地盤では揺れがそれほど大きくない (加速度が小さい) ことも原因として考えられる。



写真 3.2.43 宅地内の噴砂（旧河道上）



写真 3.2.44 農業用地内の噴砂
（長岡高専，尾上篤生氏撮影）



写真 3.2.45 道路上に残る噴砂（旧河道以外）



写真 3.2.46 調査地点 13 付近の噴砂
（長岡高専，尾上篤生氏撮影）



写真 3.2.47 道路の盛り上がりと噴砂痕



写真 3.2.48 鯖石川新河道堤防の沈下
（柏崎地域振興局提供）

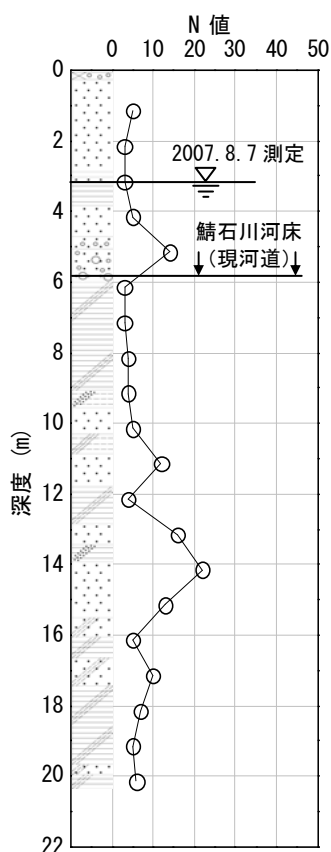


写真 3. 2. 49 住宅地内の地割れと噴砂痕

図 3. 2. 47 鯖石川堤防ボーリング柱状図 (柏崎地域振興局提供)

現地踏査によって明らかとなった宅地と家屋の被災状況および住民へのヒアリング調査の結果を、図 3. 2. 46 に示す旧河道上に建築された家屋とそうでないものに分類し整理したものを表 3. 2. 9 に示す。なお、図 3. 2. 46 の SWS 試験地点番号を家屋の上に記載しているが、この家屋上の番号は表中の整理番号に対応している。また、各調査項目に対する評価の方法として、図中の写真 3. 2. 49 に示す建物に著しい被害が発生した整理番号 1 の家屋を基準として、それぞれを相対的に評価することとした。整理番号 1 の家屋と同様に被害規模の大きいものを◎、比較的軽微なものを△、◎と△の間を○、該当しないものを×とする。

表 3. 2. 9 より本調査で対象となった家屋は、布基礎 2 階建ての一般的な和風住宅がほとんどで、3 階建て以上の家屋、高床式の基礎やべた基礎等の建物の重量が大きくなる基礎形式を有する家屋、バランスの悪い家屋等、軟弱地盤上に建てられた住宅としてしばしば問題となるような家屋が少ないことが分かった。

地震により発生した液状化は、旧河道上で最も顕著で、現鯖石川周辺でも見られた。家屋の被害については、建物の建て方に個体差があるため一概に単純比較することは困難であるが、これも同様に旧河道上に建築された家屋に集中していると読み取ることができる。

また、整理番号 1 を除くほとんどの宅地では、なんらかの地盤被害が発生しているのにも係わらず、建物に発生した被害のほとんどが基礎通風口部のクラックや外壁のはがれ等、外見上軽微なもので住民の生活を脅かす程の大きな被害に至らなかった点が特徴的である。旧河道上で被災した家屋の被害状況を見ると必ずしも 2004 年の新潟県中越地震で被災した家屋に被害が集中しているわけではないことが図 3.2.46 と表 3.2.9 から読み取れる。中越地震時と比較して地震動が大きかったことが被害拡大に繋がったのではないかと推測される。中越地震で一度被害を受けた家屋もほぼ旧河道上に位置しており、その家屋の中で建て替える際に地盤改良・補強を施したものについては被害が軽微であったという大変興味深い結果が得られたため今後更なる検討が必要である。

この地区の住民が日頃感じている問題点を集約すると、河川改修によりかなり改善されたものの、湿気が多い、水はけが悪い、豪雨時に道路がすぐに浸水するといった水に関する苦情が多い。鯖石川の旧河道を埋めてできたこの地区では、慢性的に地下水水位が高い状態にあることが予想され、広域的な液状化災害を引き起こした要因の一つとして考えられる。

表 3.2.9 ヒアリング調査結果一覧（整理番号は図 3.2.46 の家屋上の番号に対応）

整理番号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
地形的分類		旧河道上に建築された家屋									旧河道以外に建築された家屋					
家屋の概要	家屋の階数	2	2	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2	2	2	2
	屋根の様式	瓦	瓦、トタン	瓦	瓦	瓦	瓦	セメント瓦	トタン	トタン	トタン	瓦	瓦	瓦	トタン	トタン
	基礎の形式	布	布	布	布	布	布	布	べた	布	布	布、独立	布	布	布	布
	地盤改良、基礎補強の有無	×	×	×	×	×	×	×	RES-P、耐圧板	湿式柱状	×	×	×	×	×	湿式柱状
	中越地震での被害	-	×	×	×	下水管	駐車場にクラック	車庫にクラック	液状化(建替え)	不等沈下(建替え)	×	×	×	×	×	×
地盤の被害	噴砂の有無	◎	◎	△	△	○	◎	◎	△	△	×	×	△	○	◎	△
	地割れの有無	◎	○	△	×	○	○	×	×	×	×	△	×	×	×	×
	地盤沈下・側方流動の有無	◎	○	△	△	○	○	×	×	○	×	×	×	○	×	○
家屋の被害	家屋の偏心・地盤へのめり込みの有無	◎	○	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○	×
	基礎・室内の変状の有無	◎	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	×
	屋根・外壁等の被害の有無	◎	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	駐車場・塀・家屋附帯設備の被害	◎	×	○	×	○	○	×	○	○	×	×	○	○	○	○
日常生活の問題点	湿度に関する事柄	床下の湿気が多い、大雨の時に湿気が多い														
	水に関する事柄	水はけが悪い、豪雨時に道路が浸水しやすい														

v)地盤調査

地盤特性と被害の関係および液状化層を特定することを目的として SWS 試験を実施した。調査地点は、**図 3.2.46** 中の調査地点マークのある 17 地点とし、液状化による被害が集中している旧河道上にある宅地を中心に計測を行った。また、各調査地点において明確な噴砂痕が確認された場合は、噴出した砂をサンプリングし、室内試験を実施した。

SWS 試験は、JISA1221-2002「スウェーデン式サウンディング試験方法」²²⁾に準拠し、載荷重をおもりにより、回転貫入を人力（**写真 3.2.50**）で行った。試験は、貫入量 5cm 当たりの半回転数が 50 回転以上となる場合、または最大深度 10m に達した段階で終了することとした。なお、礫当たりにより貫入不可能となった場合は位置を変更して再度計測を実施することとした。土質判別の方法は、回転貫入の過程で発生する貫入音やロッドに伝わる感触、ロッドやスクリーポイントに付着した土を目視することで行った。また、地下水位の特定方法は、試験終了後に、ロッドに付着した地下水を確認するか、試験後一定時間経過後に細径の鉄棒を挿入し、鉄棒に付着した地下水を確認することで行った。



写真 3.2.50 試験状況（人力による回転貫入）

vi)地盤調査結果と地盤の特徴

SWS 試験によって得られた深度、 W_{sw} 、 N_{sw} の関係から予測される換算 N 値²²⁾および土質柱状図の中で代表的なもの（調査地点 No.5、11）を図 3.2.48 に示す。なお、対象とする地区の標高差が小さいため道路を基準高として整理した。また、SWS 試験の調査地点 No.11 の付近で行われたボーリング調査（図 3.2.46 中の SPT 試験の調査 2）より得られた深度と N 値の関係、土質柱状図を参考値として付した。図中の SPT 試験で得られたデータを見ると、深さ 2m から 5m 付近まで $N=20$ 程度の礫混じり砂層、深さ 5m から 11m 付近まで $N=2$ 程度の非常に軟弱なシルト層で構成されていることが分かる。一方で、SPT 試験の付近で行った SWS 試験（b）より得られたデータを見ると、土質分類の判別方法が SPT 試験とは異なり、簡易なものであるため誤差を含むが SPT 試験と同様に、上位より粘土主体の表層土、礫混じり砂、粘土と判別されており、概ね当該地盤の特徴を捉えていると言える。しかし、換算 N 値と深度の関係については、礫混じり砂層において SWS 試験の換算 N 値が、SPT 試験の N 値と比較して低い値を示す傾向にあることが分かる。地下水位に関しては、調査を行った時期が異なるものの、ほぼ同程度の値を示した。

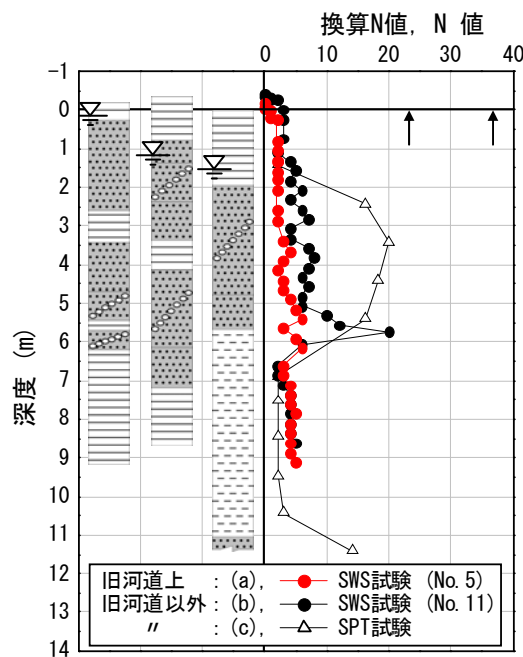


図 3.2.48 SWS と SPT 試験結果

図 3.2.46 から旧河道上と判断される調査地点 No.5 とそれ以外と判断される No.11 を比較すると、粘土主体の表層土以深、深度 4.5m 付近まで No.11 が礫混じり砂層で構成されているのに対し、No.5 では一部粘土を含む砂層で構成されていることが分かる。また、深度 6m まで No.5 の換算 N 値が No.11 に比して、若干であるが相対的に低いことが分かる。地下水

位に関しては道路を基準とすると No.5 の方が浅い位置に推移することが分かった。SWS 試験より、大きな差はないものの、旧河道上と判断される調査地点 No.5 は、地下水位が高く、緩い砂が堆積した地盤であることが予想され、旧河道以外の地点と比して液状化し易い状況にあると考えられる。

代表的な調査地点において、確認された噴砂痕からサンプリングした砂を用いた土粒子の密度試験 (JISA1202) ²³⁾および粒度試験 (JISA1204) ²³⁾で得られた物理特性をまとめたものを表 3.2.10 に、粒径加積曲線を図 3.2.49 に示す。採取した噴砂は、いずれの調査地点においても粒径が 0.1 から 1mm の狭い範囲に集中しており、液状化が発生する可能性の高い粒径の範囲に含まれている。表より、均等係数 U_c の値が全て 10 以下となっていることから分級された均質な砂であるという特徴を有することが分かる。

表 3.2.10 SWS 試験箇所で採取した噴砂の物理特性

調査地点	1	5	8
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.745	2.700	2.710
均等係数 U_c	2.8	3.3	3.3
曲率係数 U_c'	1.2	1.7	1.7
細粒分含有率 F_c	7.2	7.6	7.3

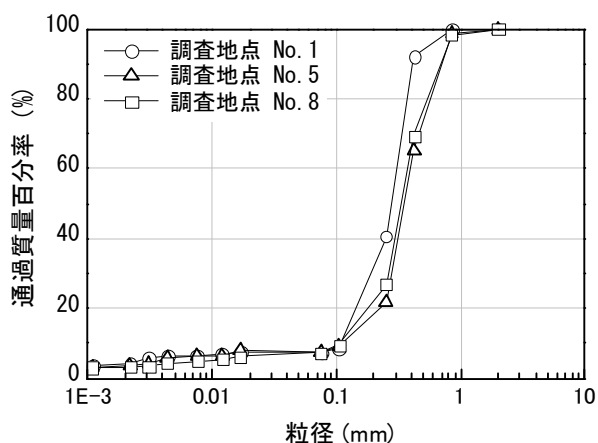


図 3.2.49 SWS 試験箇所で採取した噴砂の粒径加積曲線

SWS 試験で求めた換算 N 値、採取した噴砂の室内試験結果を用いて表 3.2.11 に示す計算条件のもと、図 3.2.46 中の液状化検討断面 A-A'について液状化抵抗値 F_L の計算を行い、調査データから液状化層の特定を試みた。なお、液状化抵抗値 F_L は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 8 年）²⁴⁾にもとづいて計算を行い、SWS 試験から礫混じり砂層で換算 N 値と N 値の相関性が乏しいと考えられるが計算上はそのままの値を用いた。また、粘土と判断された層については非液状化層として計算から除外した。

液状化検討断面 A-A'に沿って行った SWS 試験の各調査地点に関する深度と液状化抵抗値 F_L の関係図および土質柱状図を図 3.2.50 に示す。なお、 F_L 値は図 3.2.48 同様、道路を基準高として整理した。礫混じり砂層もしくは砂層（これらの砂層に挟まれた薄い粘土層も含める）をグレーで色分けした。この図より旧河道では地表面付近から砂層が分布しているのが分かる。

地下水位で深の礫混じり砂層もしくは砂層において概ね $F_L < 1$ となり液状化する層を含む地盤であることが分かった。深度と F_L 値の関係は、地割れや噴砂を伴って建物に著しい被害が発生した旧河道上と判断される調査地点 No.1 や旧河道付近の調査地点 No.6 と、被害が見られなかった旧河道以外と判断される調査地点 No.10、11 と比較すると、No.1、6（旧河道上）の $F_L < 1$ と計算された礫混じり砂層が、No.10、11（旧河道以外）よりも高い位置にあること、No.1、6（旧河道上）の礫混じり砂層の中に液状化対象外となる薄い粘土層を含まないこと等の差異が見られる。ただし、SWS 試験から得られる情報から計算された F_L 値を用いて、旧河道とそれ以外の箇所との差異や、液状化層を正確に特定することは困難である。1960 年以降旧河道を埋め立てることによって造成されたこの地区の詳細な施工記録が残されていないため断定することは難しいが、図 3.2.48 および図 3.2.50 から、旧河道上の宅地では、旧河道以外の宅地と比べて相対的に地下水位が浅く、かつ、緩い連続した液状化する可能性の高い礫混じり砂層が含まれる土質が地表面付近に存在している。参考として、今回調査した全箇所の SWS 試験結果を図 3.2.51 に示す。

表 3.2.11 液状化判定計算条件

項目	設定値
地盤種別	Ⅱ種地盤
地域別補正係数 C_z	0.85
計算用設計水平震度 k_{hc}	0.3
地震動タイプ	レベルⅡ(タイプⅠ)
補正係数 C_w	1.0

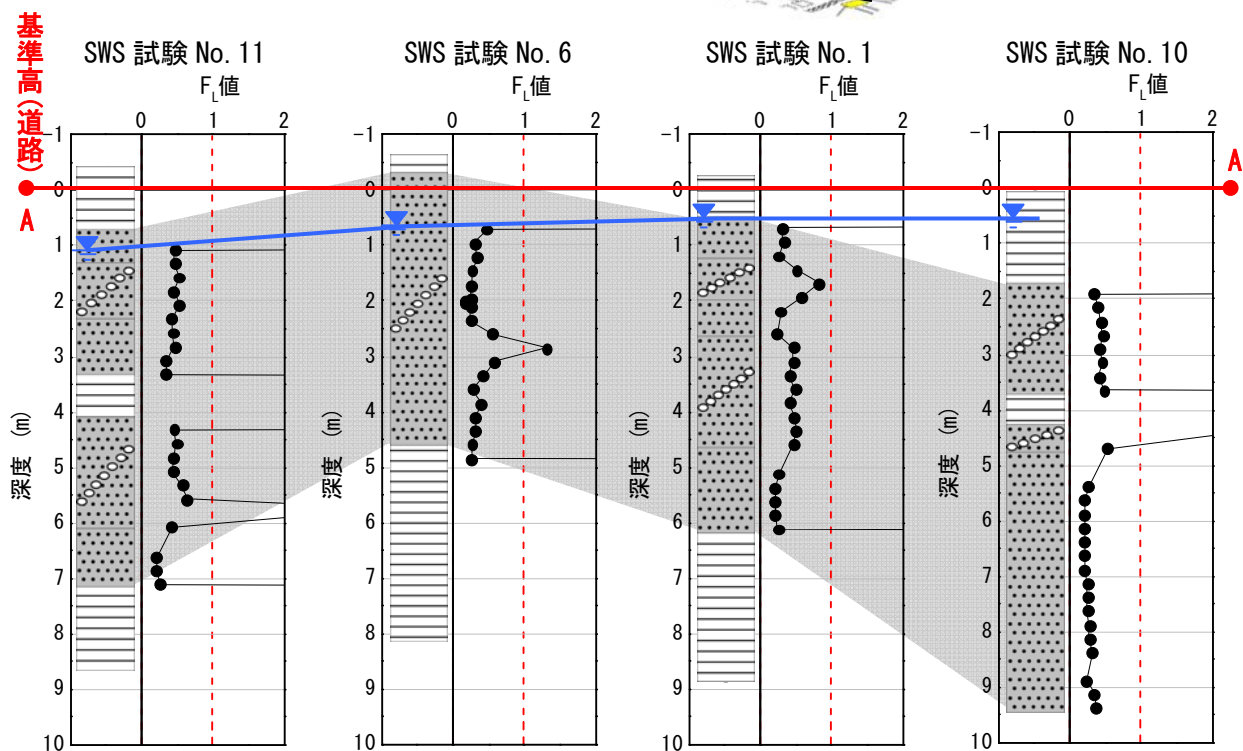
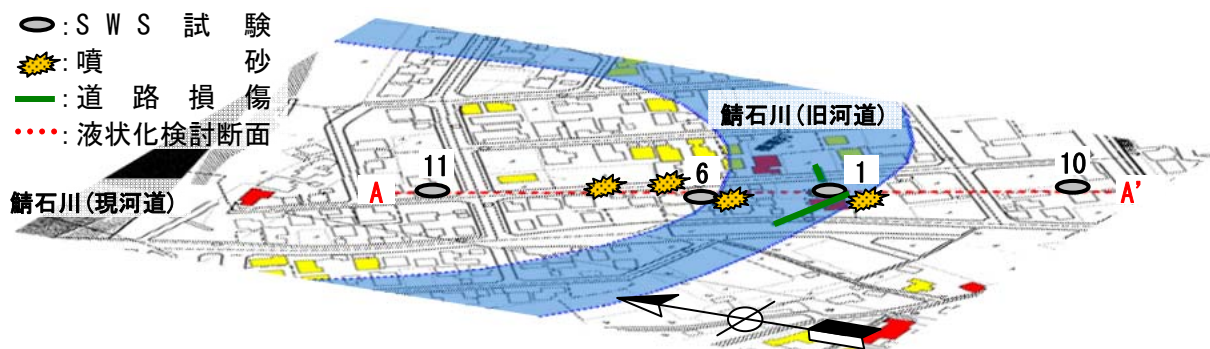
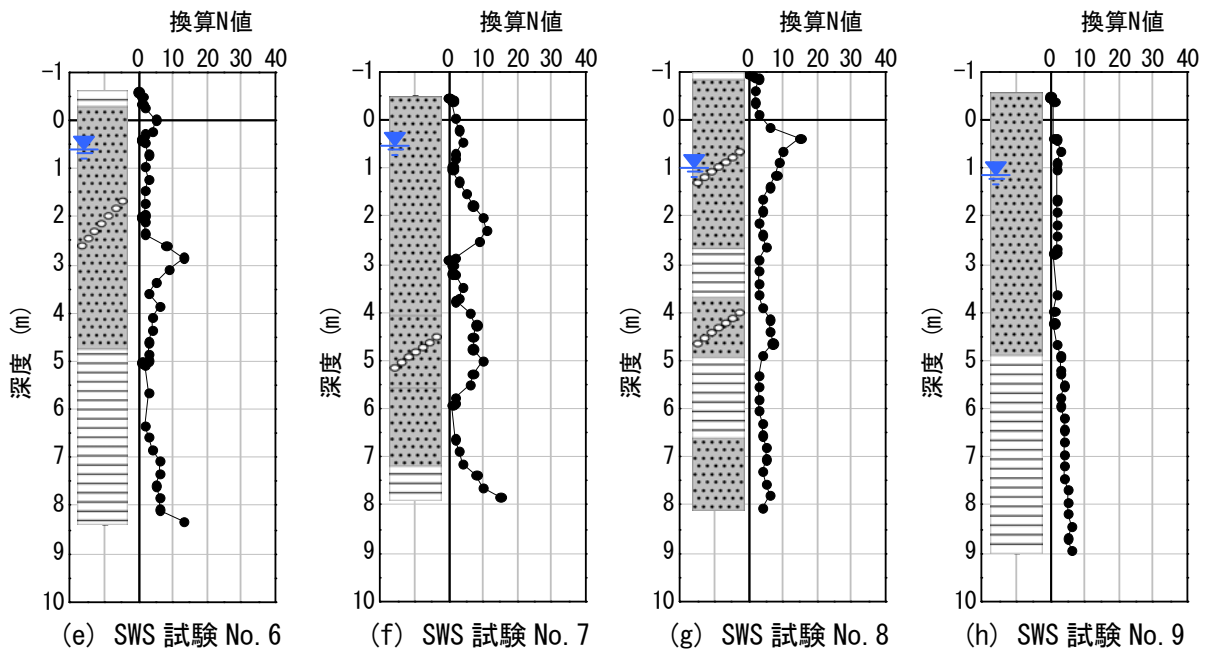
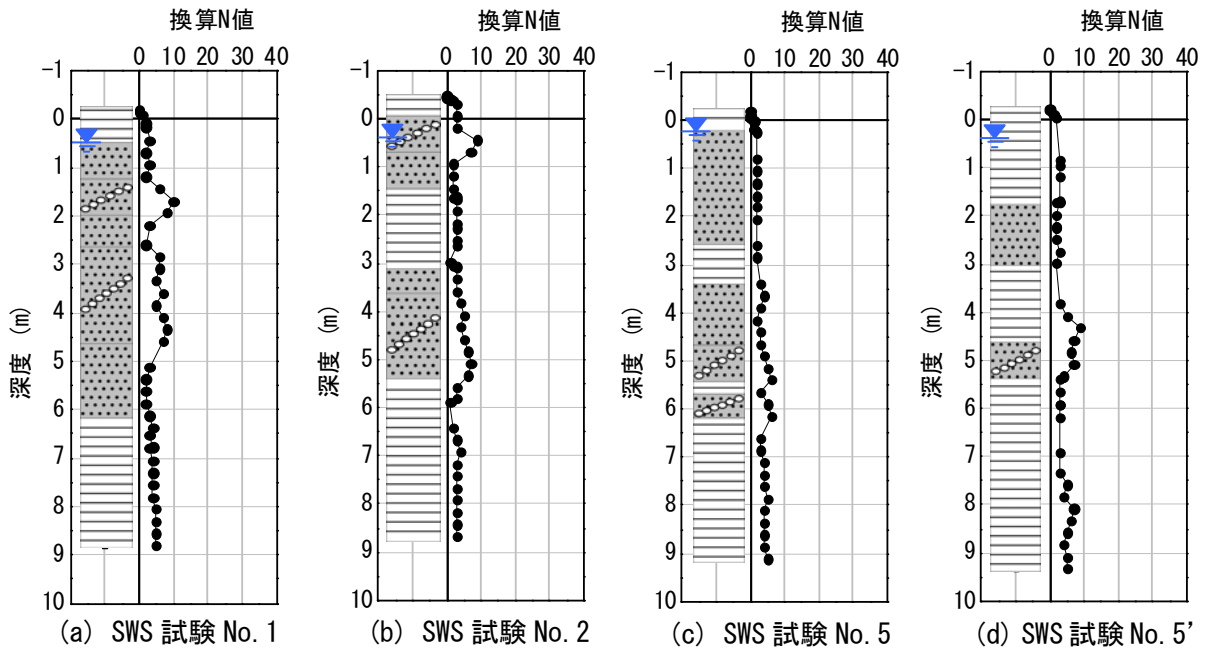


図 3.2.50 液状化検討断面 A-A' の液状化抵抗値 F_L



- ・ SWS 試験 No1'深さ 3.07m で礫当たり貫入不能 (地下水位 : 深さ 0.6m)
- ・ SWS 試験 No3深さ 1.10m で礫当たり貫入不能 (地下水位 : 深さ 0.3m)
- ・ SWS 試験 No4深さ -0.03m で礫当たり貫入不能 (地下水位 : 深さ 0.7m)

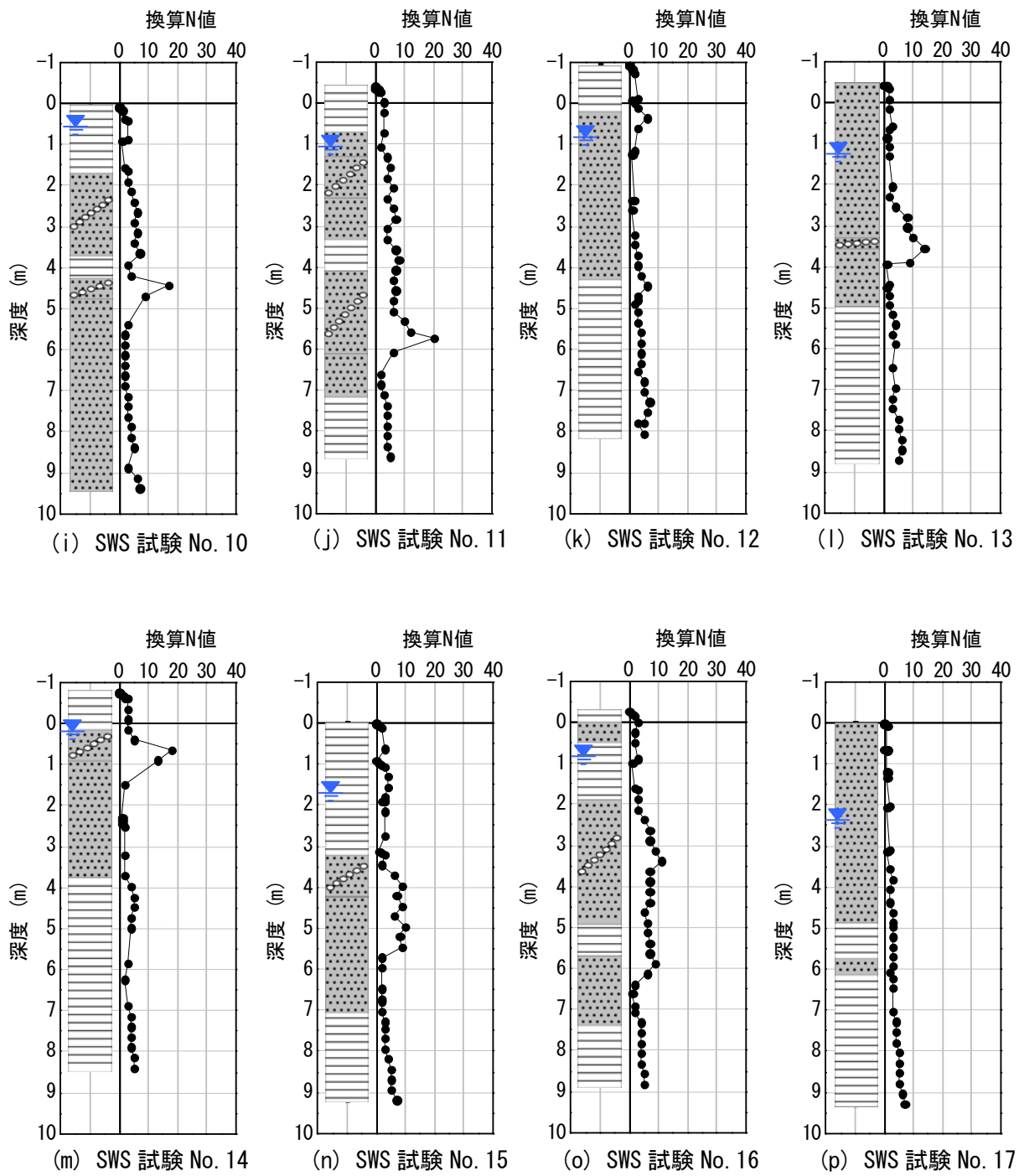


図 3.2.51 SWS 試験結果 (道路を基準高として整理)

vii)地下水位と被害の関係

SWS 試験の各調査地点における地下水位の測定結果を図 3.2.52 に示す。図中に記した値は基準高となる道路からの深さを意味し、深さ 1m を境に色分けして標記した。図より図 3.2.46 に示す噴砂の被害が集中した、旧河道南東側および西側（中越地震で一度被害を経験）において地下水位が基準高から 1m 以内と浅い位置に推移していることから、地下水位と被害になんらかの関係があると推察される。そこで、表 3.2.9 中の地盤および家屋の被害を被害度数（◎：3、○：2、△：1、×：0）として数値化し、その合計値と地下水位の関係をまとめたものを図 3.2.53 に示す。図より、地下水位が浅いほど地盤や家屋に及ぼす液状化に起因した被害が大きくなるという傾向にあることが分かった。これは 1983 年の日本海中部地震における秋田市新屋松美町や、2000 年鳥取県西部地震による米子市安倍彦名団地²⁵⁾の傾向と同様の結果である。

viii)まとめ

橋場町で行った現地踏査および SWS 試験から得られた知見を以下に示す。

現地踏査から

- a)橋場町の液状化に起因した地盤被害および道路の被害は旧河道付近に集中する傾向にあった。
- b)旧河道上に建築された家屋の中で地盤改良・補強を施したものについては、地盤と家屋の被害が軽微であった。

SWS 試験から

- c)液状化により噴出した噴砂は、分級された均質な砂で、液状化が発生する可能性の高い粒径の範囲に含まれる。
- d)旧河道上の宅地では、旧河道以外の宅地と比べて相対的に地下水位が浅く、緩い連続した液状化する可能性の高い礫混じり砂層が地表面付近に分布しており、液状化し易い状況にあると推測される。
- e)地下水位が浅いほど地盤や家屋におよぼす液状化に起因した被害が大きくなるという傾向にある。

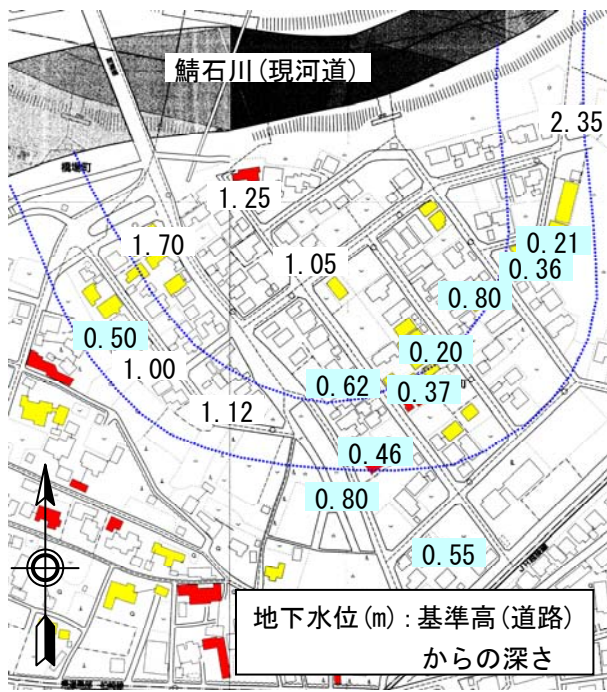


図 3. 2. 52 橋場町の地下水位分布

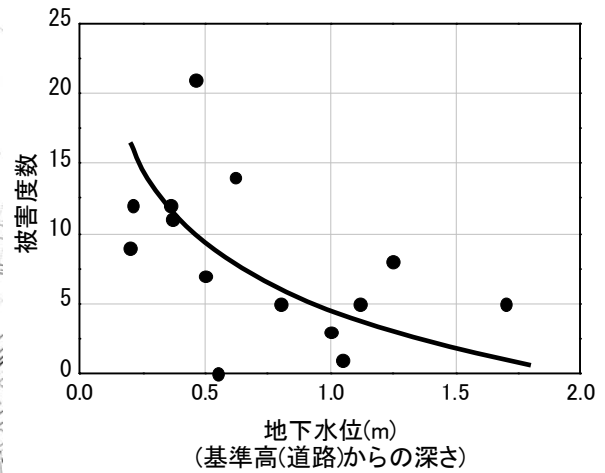


図 3. 2. 53 地下水位と被害の関係

②物理探査を用いた調査

i)概要

新潟県中越沖地震では鯖石川流域で液状化被害による宅地地盤の被害が発生した。鯖石川に東側の橋場町では 3 年前に新潟県中越地震でも液状化による被害を受けており、短期間に地震による液状化被害を繰り返した。同地区は河川改修による旧河道の埋戻し地盤が混在する地盤の特徴がある。本項では中越沖地震の建物被害について地震発生直後の応急危険度判定を基に被害の面的分布、建物の不同沈下量・傾斜角計測結果と地盤調査との相関関係について報告する。

ii)地盤構造

図 3. 2. 54 に橋場地区の平面図と宅地応急危険度判定の結果、および建物の傾斜方向・不同沈下量・傾斜角計測結果を示す。この地区の特徴は図に示すように旧河道（図中に水色で表示）の埋戻し地盤が存在する点にある。旧河道では液状化が確認され、危険宅地はほぼ旧河道に沿う地点で点在している。同地区において図 3. 2. 54 に示す測線にて表面波探査試験、●の位置にてスウェーデン式サウンディング試験（SWS）、ボーリング試験を実施した。

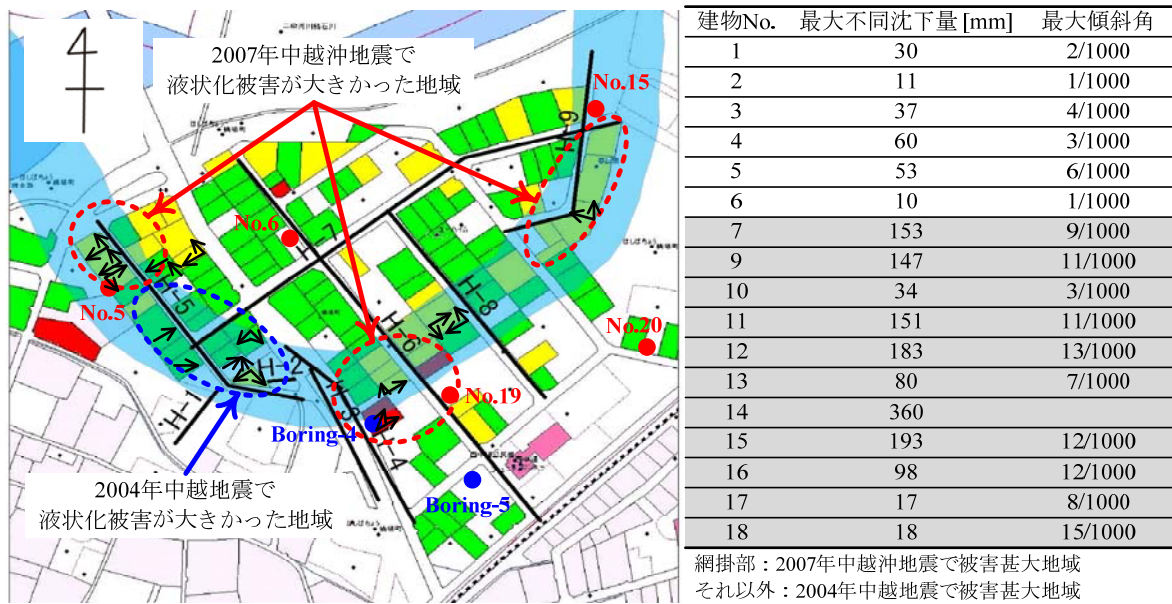


図 3. 2. 54 橋場町の被害状況・地盤調査箇所・建物の不同沈下量計測結果

図 3. 2. 55 に (独) 建築研究所と共同で実施した表面波探査試験 (H-8 : 旧河道の中央横断方向、H-1 : 旧河道の西地区横断方向、H-5 : 旧河道の縦断方向)、SWS の結果²⁶⁾を合わせて示す。H-5 に示す旧河道縦断の試験結果より、旧河道は S 波速度が 100m/s 程度の緩い砂質土により構成されている。旧河道の外周は、旧河道横断方向の H-1 では S 波速度が 80m/s 程度、H-8 でも旧河道外は南側にて低速度である。周囲のボーリング調査などから深度 3~5m 以深は概ね粘性土主体であったことから、同地区の旧河道は周辺を粘性土地盤で囲まれる構造を有すると推測され、この地盤特性が旧河道地盤の液状化被害を大きくしたと推測できる。以上より、同地区は潜在的に液状化の可能性のある地盤であるといえる。ただし、旧河道でも場所によって S 波速度が異なり、複雑な土質構成になっていると思われることから、S 波速度や SWS 結果のみで直接液状化被害の有無に結びつけることはやや困難である。

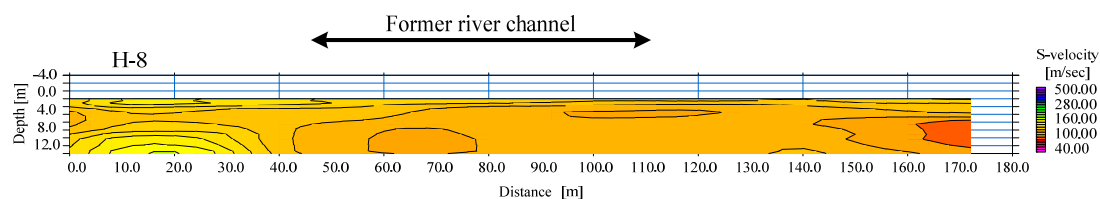


図 3.2.55(a) H-8 表面波探査データ (北より南方向)

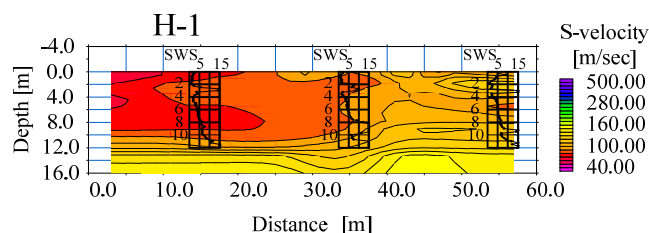


図 3.2.55(b) H-1 表面波探査データ (西より東方向)

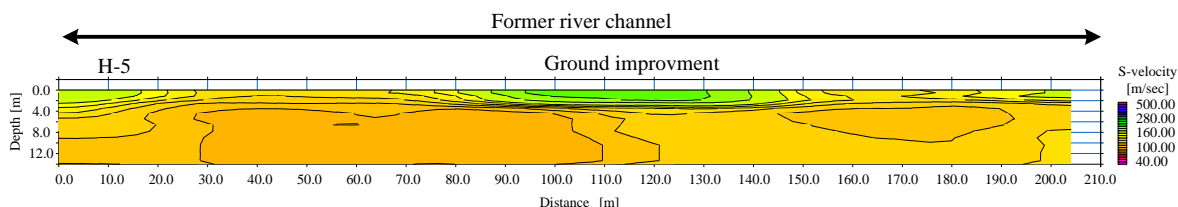


図 3.2.55(c) H-5 表面波探査データ (北より南方向)

iii)建物の不同沈下量および傾斜角

続いて、建物の傾斜方向をみると、旧河川の中心に向かって傾斜しているように見えるが、限られた数の調査結果であり、また建物の重心位置にも依存することから明確な結論まで得られるに至っていない。次に、最大不同沈下量・最大傾斜角を見ると、中越地震以降に建設された数棟の戸建て住宅（建物 No.1、2、6）に関しては、柱状改良や鋼管杭を設置していたため、今回の地震で被害が大きかった地域（建物 No.7～18）よりも相対的に小さかった。H-5 は旧河道の S 波速度を示すが、中央付近で地表面地盤の S 波の大きい地域が確認される。この地域は中越地震の宅地被害地域に一致しており、地盤対策の効果が現れたと考えられる。

iv)まとめ

以上の調査結果をまとめると以下の知見が得られる。

- 旧河道は、S 波速度が 100 m/s 程度の緩い砂質土により構成されている。ただし、旧河道でも場所によって S 波速度が異なり、複雑な土質構成になっていると思われる
- 旧河道の外周は、S 波速度が 80 m/s 程度と低速度である。
- 旧河道上ならびに外周で実施したボーリング調査の結果、旧河道の南側は粘性土地盤を有すると推測される。旧河道地盤の被害が大きい原因は、埋戻し土の性質および旧河

道の南側の地盤が粘性土である地質構造が指摘される。

d) 新潟県中越地震において液状化被害が甚大であった箇所では、その後の適切な規模・方法による液状化対策が施されたことで中越沖地震では被害が抑制された。

e) 液状化対策として実施された地盤改良実施個所において、周辺地盤と比較して速い S 波速度を観測したことより、表面波探査試験においてその効果を評価することができた。

(6) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市松波2丁目の液状化被害事例²⁷⁾

①地形の概要

松波2丁目は、JR越後線東柏崎駅の北方約1.5kmに位置する“松波住宅団地”である。この地域は鯖石川河口に近い右岸にあって、荒浜砂丘の後背地に位置している。かつてやや高かった北側の砂丘砂を削って南側の鯖石川の氾濫原（当時松林）に盛土し、昭和48年から51年にかけて宅地化された。

図3.2.56に、調査地周辺の地形分類図を示す。これによると、鯖石川最下流域に位置する調査地の地形は、松波団地の北西部は砂丘に、南東部は鯖石川両岸に発達する自然堤防に分類され、図3.2.57に示す明治43年旧版地形図でもほぼ同様の地形を読み取ることができる。地形分類図の自然堤防分布を地震直後の航空写真3.2.51に投影すると鯖石川が大局的には、東南東-西北西方向の流向形態にあることが分かる。同写真の中の松波2丁目を拡大して見た写真3.2.52によれば、後述するようにやや緩い砂質土が分布する自然堤防領域は、地震による液状化による噴砂の堆積によって、主として東半分の道路が全面的に明るい黄褐色を呈している。

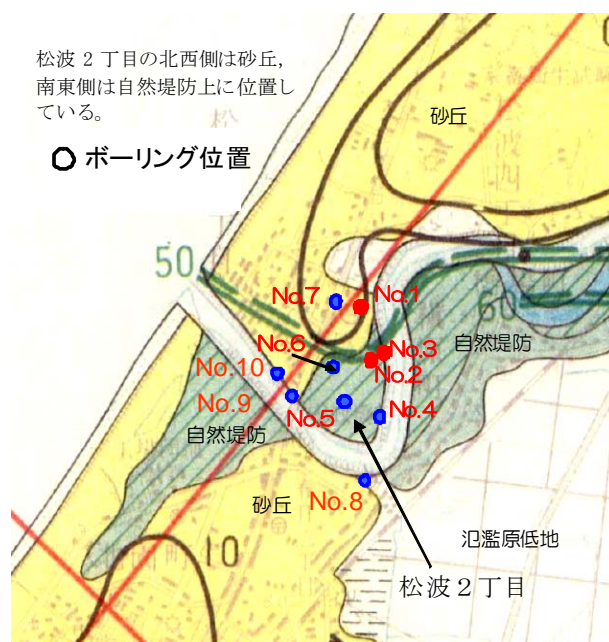


図3.2.56 調査地周辺の地形分類図（青丸：自治体調査、赤丸：民間調査）
（文献²⁸⁾に一部加筆）

明治43年

鯖石川は柏崎平野内を北西方向に流下し、別山川と合流した後、砂丘に阻まれ流路を南西に変える。その後、砂丘を避けるように蛇行しながら、松波地域付近で日本海に注ぐ。

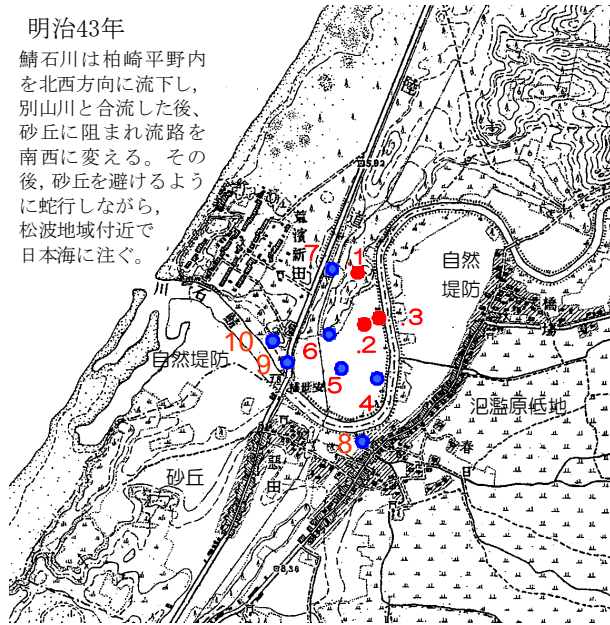
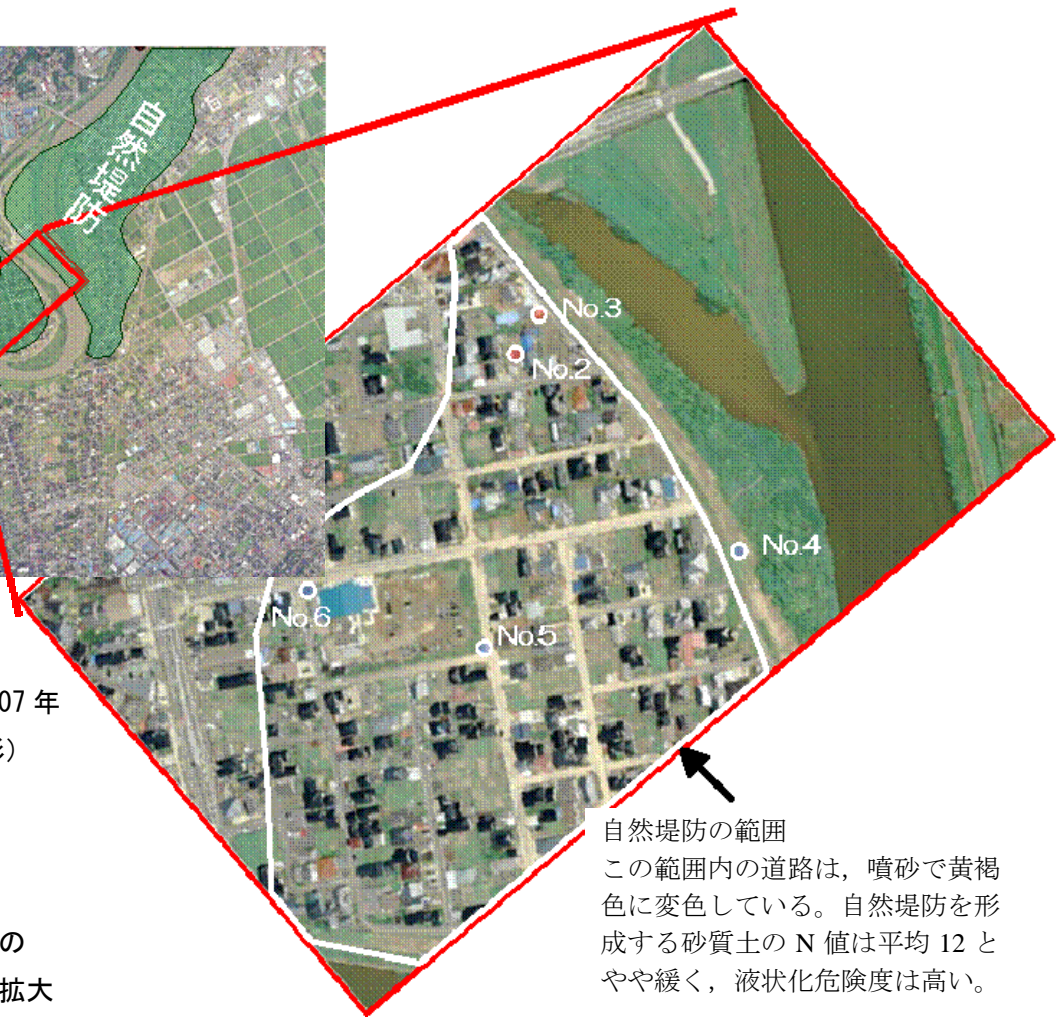


図 3. 2. 57 明治 43 年の地形図



写真 3. 2. 51
地震直後の
航空写真（2007 年
7 月 19 日撮影）

写真 3. 2. 52
同上航空写真の
松波 2 丁目の拡大



自然堤防の範囲
この範囲内の道路は、噴砂で黄褐色に変色している。自然堤防を形成する砂質土の N 値は平均 12 とやや緩く、液状化危険度は高い。

②地盤と土質の概要

i)地層区分

松波2丁目とその周辺のボーリング資料の出典は表3.2.12の通りであり、これらから作成した地層想定断面図を図3.2.58に示した。当該地の地層構成は、表3.2.13に示すように、N値や土質の状況等から盛土を含め7層に区分できる。

表 3.2.12 ボーリング資料一覧

No.	調査時期	資料出典	標高(推定)
①	07/8	(株)佐藤住建調査	5.2
②	07/8	(株)佐藤住建調査	4.0
③	07/9	ミサワホーム調査	4.0
④	07/8	鯖石川災害復旧調査	4.5
⑤	76/6	松波体育館建設資料	4.0
⑥	84/11	下水枝線建設資料	3.75
⑦	86/11	污水幹線建設資料	5.12
⑧	67/7	北陸弘済会「新潟県平野部の地盤図集」	4.0
⑨	91/7	鯖石川下水道関連	3.21
⑩	07/7	鯖石川災害復旧調査	5.0

表 3.2.13 地層層序

地質時代		地層区分・記号	N 値					
			最小値	最大値	平均値	資料数	標準偏差	
第四紀	完新世 沖積層	盛土 B	1	11	3	9	3.206	
		新期砂丘砂層 Asd	4	39	21	33	9.128	
		砂質土層 As1	5	30	12	11	7.047	
		粘性土層	上部 Ac1-1	2	4	3	5	0.894
			下部 Ac1-2	5	10	8	10	1.337
		不均質土層 Aall	7	23	11	15	4.008	
	更新世 洪積層	古砂丘砂層 Dsd	14	50	42	30	9.587	
		安田層 Dm	9	46	17	44	7.465	

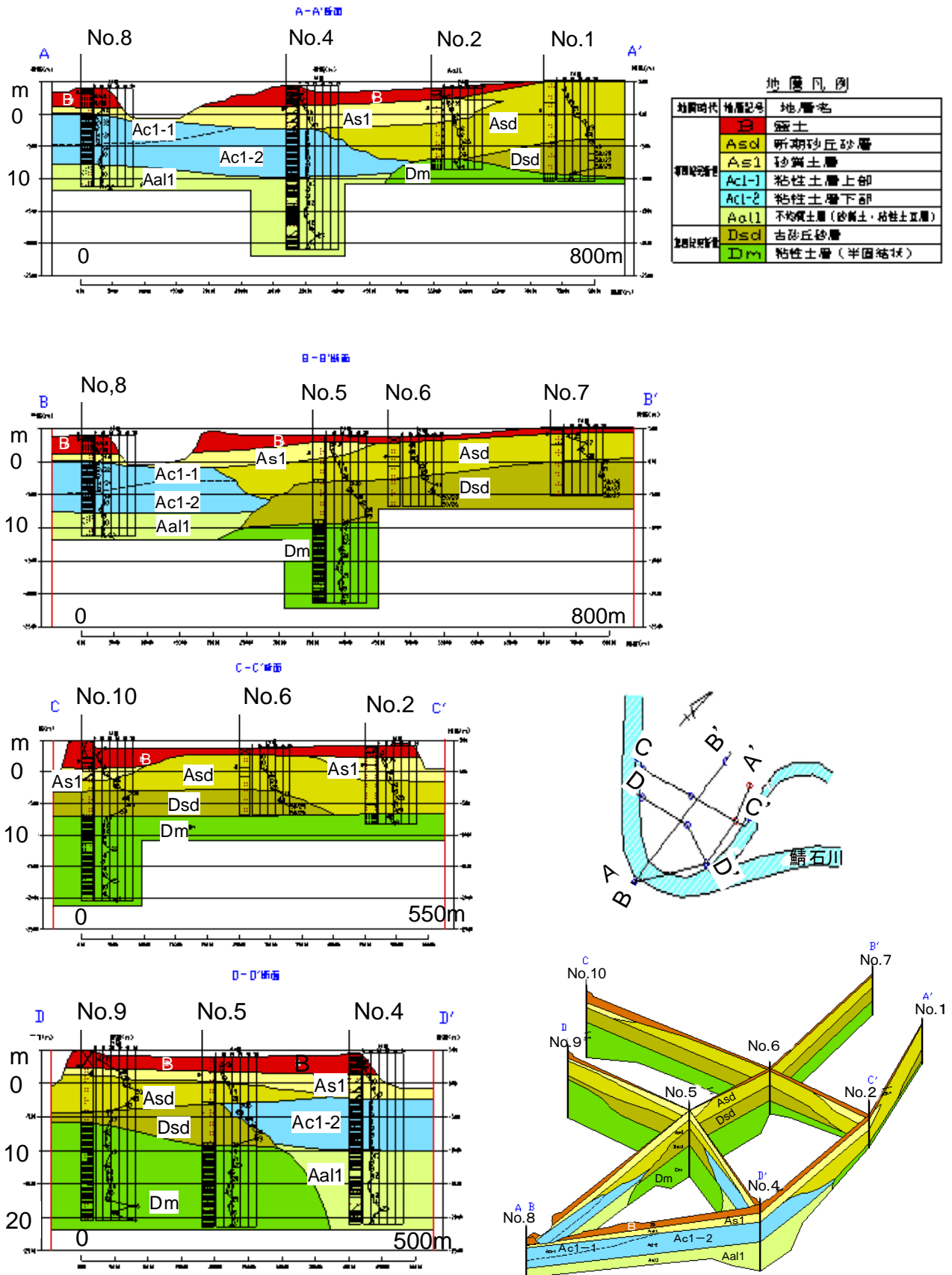


図 3. 2. 58 松波 2 丁目の地層想定断面図

ii)分布状況

松波 2 丁目の北西側は、ほぼ砂丘砂 Asd、Dsd 層によって構成され、砂丘の下位には半固結状粘土を主体とする安田層（洪積層）が分布していると考えられる。一方、南東側に分布する砂質土（礫混り）As1 層や粘性土 Ac1 層、その下位の粘性土と砂質土の互層からなる不均質土 Aal1 層は、砂丘を迂回して日本海に注ぐ鯖石川の氾濫原堆積物に相当すると考えられ、主に No.4 と No.8 地点で確認されている。

iii)土質状況

鯖石川沿いに分布する砂質土 As1 層は、礫を含む粒径不均一な中砂～粗砂で構成され、一部では粘性土を混入、または挟在する。As1 層の下位に分布する Ac1 層は、均質なシルト質粘土を主体とし、腐植物を少量含む他、所々薄層状に挟在する。

さらに Ac1 層の下位に分布する Aal1 層は、シルト質細砂、砂質シルト、シルト質粘土が互層状に分布する非常に不均質な土質状況を呈している。

一方、当該地北西側の砂丘砂は、粒径均一～やや不均一な細砂及び中砂によって構成され、粘性土を殆ど含まない清浄な砂からなる。砂丘直下に分布する安田層は、腐植物を含むシルト・粘土を主体とし、深さ 20m 付近には貝殻片が少量混入する。また、既往資料によると採取されたコアは硬く、指圧で痕がつく程度の硬さであるとされている。

なお、盛土のうち鯖石川堤体部は礫を含む粘性土を主体とし、堤内地の宅地造成部は砂丘砂とほぼ同等の土質状況にあると考えられ、自然地盤との境界が不明瞭である。

iv)N 値の深度分布

図 3.2.59 に、土質別 N 値の深度分布を示す。盛土の N 値は、砂質土の一部で $N=11$ を示すが、粘性土部では $N=1\sim3$ と軟らかい。氾濫原堆積物である砂質土 As1 層は、 $N=5\sim30$ の広範囲にばらついているが概ね $N=10$ 前後にあり、平均値は $N=12$ の中位な締まり程度を示す。粘性土 Ac1 層は、上部で N 値 2 程度の極めて軟質で、下部では N 値 8～10 の中位～硬い硬軟程度を示すことから、土質の状況に殆ど差異はないと考えられるが、上部を Ac1-1 層、下部を Ac1-2 層に細分した。

新期砂丘砂層である Asd 層は、 $N=4\sim39$ の範囲にあり、深度分布図に示すように大きくばらついている。平均的には $N=21$ の中位な締まり程度を示す。また、古砂丘砂層 Dsd 層は、 $N=14\sim50$ 、平均値 $N=43$ であり、密な締まり程度である。

安田層 Dm は、砂質土部で N 値 30 以上と高くなるが、概ね $N=10\sim20$ 前後の範囲にある。平均的には $N=17$ であり、硬い状態を示している。

ボーリング孔内水位は表 3.2.14 に示すとおりである。このうち、No.7、8 地点は、標高が高い割に観測水位が浅く、他の地点と大分異なる。その他の地点の孔内水位は、標高 $H = +0.50 \sim 1.69\text{m}$ の範囲にあり、砂質土 As1 層内に位置している。また、鯖石川の河川水位とほぼ同様の水位を示していることから、河川水位と地下水位は連動して変化していると考えられる。地点別の N 値の深度分布と地下水位を図 3.2.60 に示した。

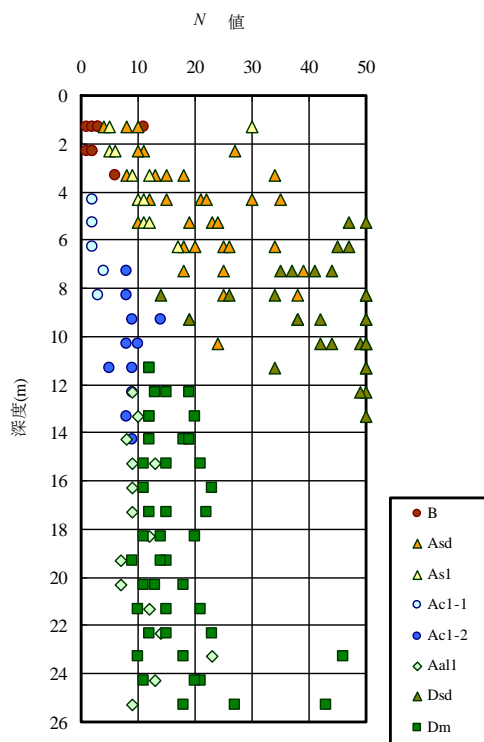


図 3.2.59 土質別 N 値の深度分布

表 3.2.14 孔内水位 (括弧内は推定)

地点番号	地盤標高 H= (m)	孔内水位 GL= (m)	孔内水位 H= (m)	備考
①	(+5.2)	4.70	+0.50	
②	(+4.0)	3.18	+0.82	
④	(+4.5)	3.83	+0.67	
⑤	(+4.0)	2.80	+1.20	
⑥	+3.75	3.08	+0.67	他の地点より 水位が高い
⑦	+5.12	1.10	+4.02	
⑧	(+4.0)	0.70	+3.30	同上
⑨	+3.21	2.55	+0.66	
⑩	(+5.0)	3.31	+1.69	

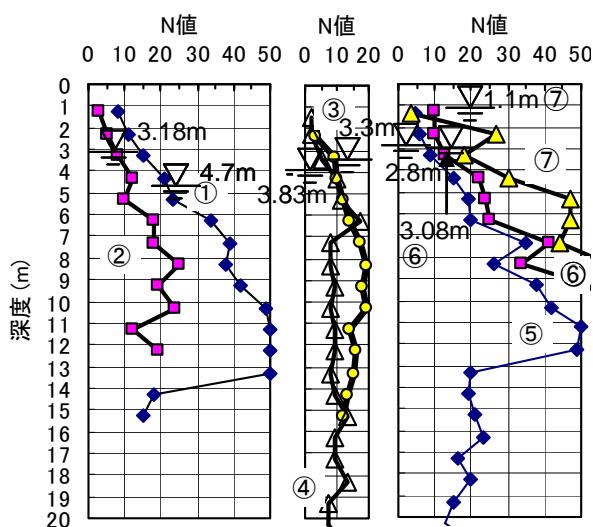


図 3.2.60 地点別 N 値の深度分布と地下水位

v)粒度特性

表 3.2.15 に各地層の主な粒度特性を示す。砂質土 As1 層は、礫分や細粒分を不規則に含む不均質な粒度組成であり、図 3.2.61 の粒径加積曲線はややばらつきが認められる。均等係数は、 $U_c=2.56\sim 4.35$ で、分級された粒径分布である。工学的分類では、細粒分質砂 (SF)、分級された砂 (SP)、細粒分混り礫質砂 (SG-F) 及び細粒分混り砂 (S-F) に分類される。新期砂丘砂層 Asd 層は、細粒分を少量含む均質な砂質土の粒度組成であり、粒径加積曲線はほぼ 1 箇所集中する。均等係数は、 $U_c=1.86\sim 3.69$ で、分級された粒径分布と評価される。主に細粒分混り砂 (S-F) に分類され、No.2 の上部は分級された砂 (SP) に分類される。

古砂丘砂層 Dsd 層は、Asd 層と大差はなく細粒分を少量含む均質な砂質土であり、粒径加積曲線もほぼ 1 箇所集中する。均等係数は、 $U_c=1.94\sim 3.23$ で、細粒分混り砂 (S-F) に分類される。

表 3.2.15 粒度

地層記号		砂質土層 As1	新期砂丘砂層 Asd	古砂丘砂層 Dsd
粒度 組成 (%)	礫分 (%)	0~17 (5)	0~1 (0)	0
	砂分 (%)	71~93 (82)	85~99 (94)	89~96 (93)
	シルト分 +粘土分 (%)	5~29 (13)	1~9 (6)	4~11 (7)
	均等係数 U_c	2.56~4.35 (3.21)	1.86~3.69 (2.52)	2.06~2.46 (2.19)
50%粒径 (mm)	0.26~0.59	0.29~0.49	0.27~0.33	

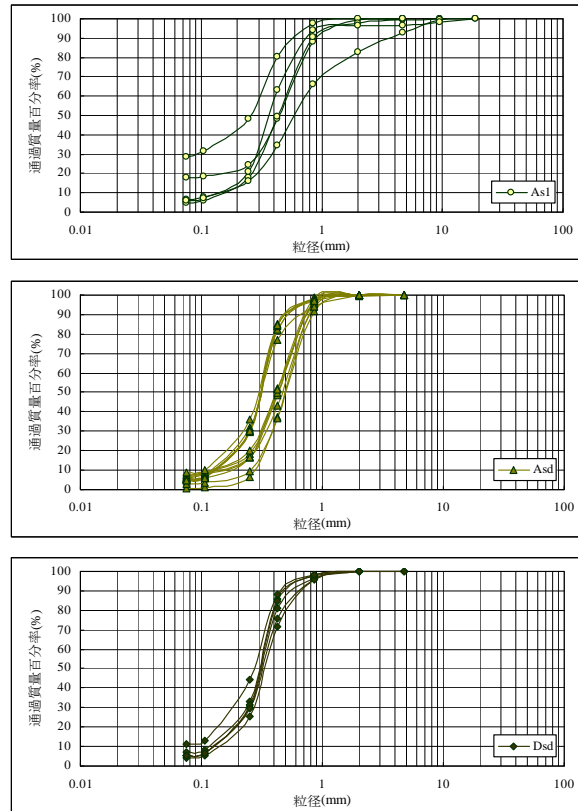


図 3.2.61 粒度分布

③液状化の判定

建築基礎構造設計指針（2001.1）に基づく液状化安全率 F_L の判定と、土木研究所²⁹⁾に基づく液状化抵抗指数 P_L による液状化危険度の判定行う。

i)液状化検討の設定値

- ・地下水位：季節変動を考慮し深さ 1.0m とする。
- ・N 値：表 3.2.16 に示すケース①～④については、実測 N 値を使う。
- ・単位体積重量 γ ：実測値が得られてないため、表 3.2.17 の土質定数の参考値を採用する。
- ・細粒分含有率 F_c 、粘土分含有率 P_c ：No.1 と No.2 地点では、各深度の試験結果を採用した。その他の地点については、表 3.2.17 の一般値を採用する。
- ・地表面における設計用水平加速度 α_{\max} ：
表 3.2.16 のとおり $\alpha_{\max}=200\text{Gal}$ 、 350Gal 、 700Gal 、 1000Gal の 4 ケースとする。
- ・地震のマグニチュード M ：7.5、6.8

表 3.2.16 液状化検討方法

ケース	水平 加速度	M: マグニ チュード	備 考
①	200	7.5	建築基礎構造設計指針で定める設計水平加速度
②	350	7.5	建築基礎構造設計指針で推奨する最大加速度
③	700	6.8	中越沖地震時（柏崎市、出雲崎町などで観測）
④	1000	6.8	中越沖地震時（西山町で観測）

表 3.2.17 土質定数の推定値

土質分類	地下水位面 下の単位	地下水位面 上の単位	平均粒径 D50 (mm)	細粒分 含有率 F _c (%)
	体積重量 γt_2 (kN/m ³)	体積重量 γt_1 (kN/m ³)		
表 土	17	15	0.02	80
シルト	17.5	15.5	0.025	75
砂 質 シルト	18	16	0.04	65
シルト質 細 砂	18	16	0.07	50
微細砂	18.5	16.5	0.1	40
細 砂	18.5	16.5	0.15	30
中 砂	20	18	0.35	10
粗 砂	20	18	0.6	0
砂 礫	21	19	2.0	0

※既往文献：「道路橋示方書・同解説

V耐震設計編平成2年2月」

ii)液状化判定結果

設計水平加速度を 200gal と設定した場合、No.1 地点等の As1 層 (N 値 10 以下の緩い範囲) で液状化の可能性があると判定されたものの、調査地全体にみると局所的といえる。しかし、350gal 以上の設定では、砂質土の特に沖積層 As1、Asd 層の大部分で液状化すると判定され、調査地の広い範囲は液状化危険度が高くなる。

図 3.2.62 に示すケース③ ($M6.8$ 、水平加速度 700gal) は、新潟県中越沖地震 (本震) 発生時に近い液状化の状況を表すと考えられる。ケース③の液状化判定において、 $F_L \leq 1.0$ となり「液状化する」と判定された地層は主に次のとおりである。

- ・砂質土 As1 層 (氾濫原堆積物) 全体
- ・新期砂丘砂 Asd 層上部、特に N 値約 20 以下の部分
- ・不均質土 Aa1 層の一部の砂質土

これらの地層は、No.2~No.5 付近で厚く、液状化の危険度が高い地域であると考えられる。特に No.2 地点は、深さ約 10m 付近まで液状化すると判定され、図 3.2.62 に示すように同地点を中心に液状化の危険度が高くなっている。

また、深さ 20m までのデータが存在する D 断面の、 P_L 法による液状化危険度の判定結果を表 3.2.18 に示す。これによると、今後、中越沖地震と同等の地震動が発生した場合、液状化の可能性は極めて高いと判断される。また、液状化が発生する地層は、As1 層及び Asd 層のうち N 値 20 以下 (やや緩い) を示す区間となる。なお、Aa1 層の砂質土部については、上位に層厚 6~8m の層厚を有する Ac1 層 (液状化対象外) が分布することから、地表部への影響は少ないと考えられる。

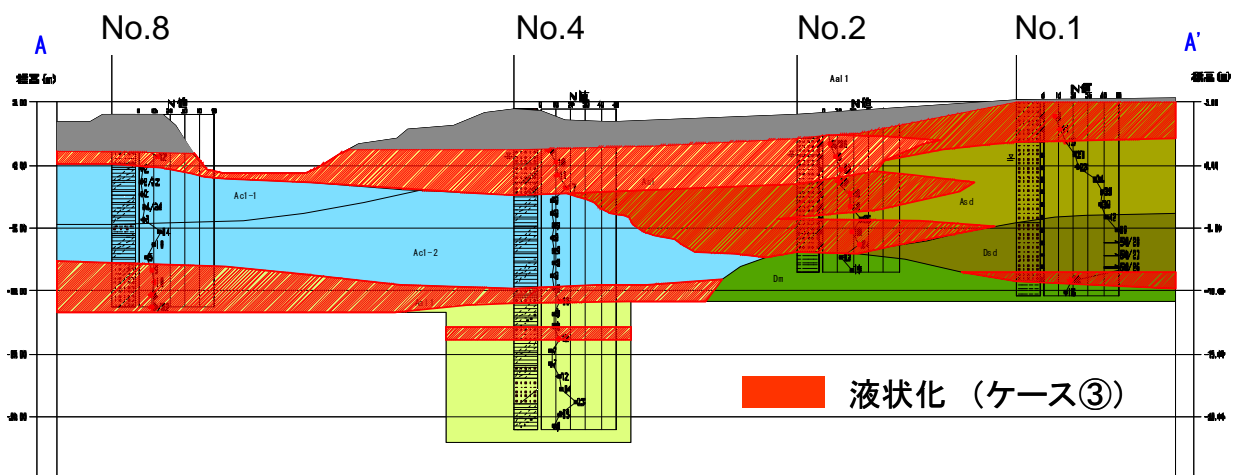


図 3.2.62 液状化判定結果 (ケース③)

表 3.2.18 P_L 法による液状化判定結果

地点 番号	ケース①		ケース②		ケース③		ケース④	
	P_L 値	判 定	P_L 値	判 定	P_L 値	判 定	P_L 値	判 定
No.9	0.00	液状化の 危険度は かなり低 い	1.78	液状化の 危険度は 低い	3.12	液状化の 危険度は 低い	3.64	液状化の 危険度は 低い
No.5	4.42	液状化の 危険度は 低い	15.0	液状化の 危険度は きわめて 高い	27.8	液状化の 危険度は きわめて 高い	33.5	液状化の 危険度は きわめて 高い
No.4	0.43	液状化の 危険度は 低い	9.58	液状化の 危険度は 高い	17.8	液状化の 危険度は きわめて 高い	21.0	液状化の 危険度は きわめて 高い

④液状化エリアと液状化層

前記ボーリング調査資料による松波 2 丁目全体の地盤分析に加えて、噴砂や家屋基礎の破壊などの液状化被害が目立った宅地について、スウェーデン式サウンディング (SWS) 調査と被害状況のヒアリング調査を行った。液状化による被害が顕著だったエリアは図 3.2.63 の楕円内で、SWS 調査地点を数字で標記した。

図 3.2.60 の SPT-N 値と地下水位によれば、楕円内のボーリング②③④地点の N 値は概ね 20 以下である。②～⑤地点のうちで堤防に近い④だけが標高が他よりも 50cm 高いことを考慮すると、液状化被害が集中した④-⑤ラインよりも北側の地下水位は GL-3.2m 程度で、鯖石川の水位に連動していると思われる。図 3.2.58 に示した地層想定鳥瞰図にこの楕円を加えて、図 3.2.64 に示した。北西側楕円外は新砂丘直下に古砂丘、安田層の洪積層が分布し、楕円内では盛砂/埋土の下には、砂丘を迂回する形で上から沖積の礫混り砂質土、粘性土、不均質土（粘性土/砂質土の互層）の鯖石川氾濫源堆積物が堆積している。盛砂厚は②で 1m、埋土を含めて川沿いの③、④で 3.3m である。従って楕円内の地下水位は大部分で沖積砂質土層内に、北側の一部で新砂丘砂内にあり、川沿いでは鯖石川氾濫原の旧地表面にほぼ一致する。

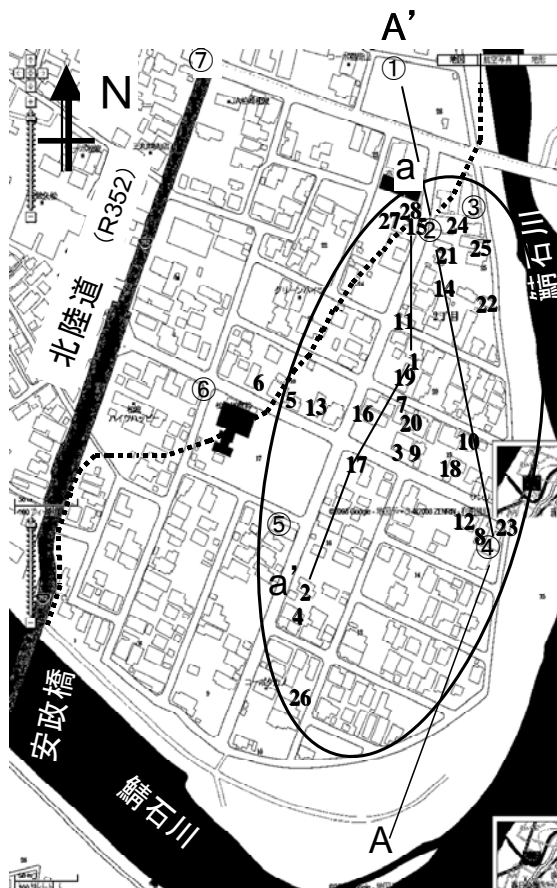


図 3. 2. 63 SWS 調査地点と液状化エリア

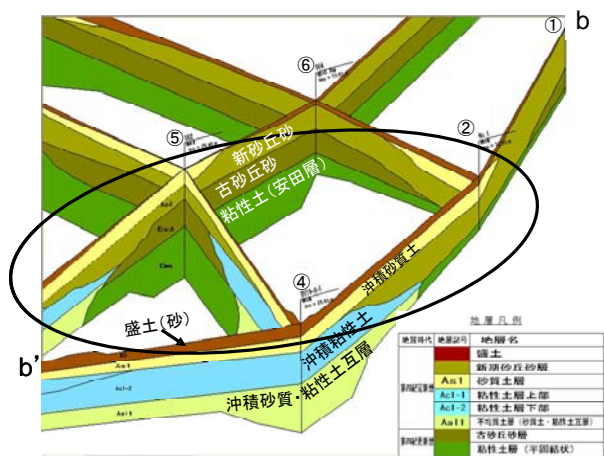


図 3. 2. 64 液状化エリアの地層想定鳥瞰図

SWS の N_{SW} から換算した N 値と地下水位を図 3. 2. 65 に、噴砂あるいは深度 70cm 程度からオーガー採取した砂の粒度分布を図 3. 2. 66 に示す。No.1、3、5、17、21、28 地点で深度 1.5m 以浅に極めて大きな換算 N 値が見られるが、これらは盛砂に混じった石などであろう。No.6 地点では深度 2m~3m で大きな値を示すが、固さにバラツキのある新砂丘砂の固い部分と考えられる。また、楯円内南方向の No.26 地点は深度 3.5m、No.2、4 地点は深度 4m 強で換算 N 値が 20 を超えるが、これらを除けば深さ 5m 以上にわたって換算 N 値は 20 以下である。換算 N 値と粒度から判定した、地下水位以深の液状化に対する抵抗率 F_L の深度分布を図 3. 2. 67 に示す。

a-a'線に沿った F_L 推定断面図を、図 3. 2. 68 に示す。No.15 地点は新砂丘の盛切境界近傍で盛土が 1m 程度と薄く、液状化層は新砂丘砂のうち GL-3.2m~8m 弱の間の $F_L < 1$ の部分であろう。

No.1 地点は深度 3m 以深の新砂丘砂が厚さ 1.5m の範囲で、No.17 地点は深度 2.5m 以深の沖積砂質土または新砂丘砂が厚さ 2m の範囲で、また No.2 地点と 4 地点では深度 2m 以深の沖積砂質土が厚さ 2.5m の範囲で液状化したと考えられる。部分的には、沖積不均質層も液状化した可能性がある。

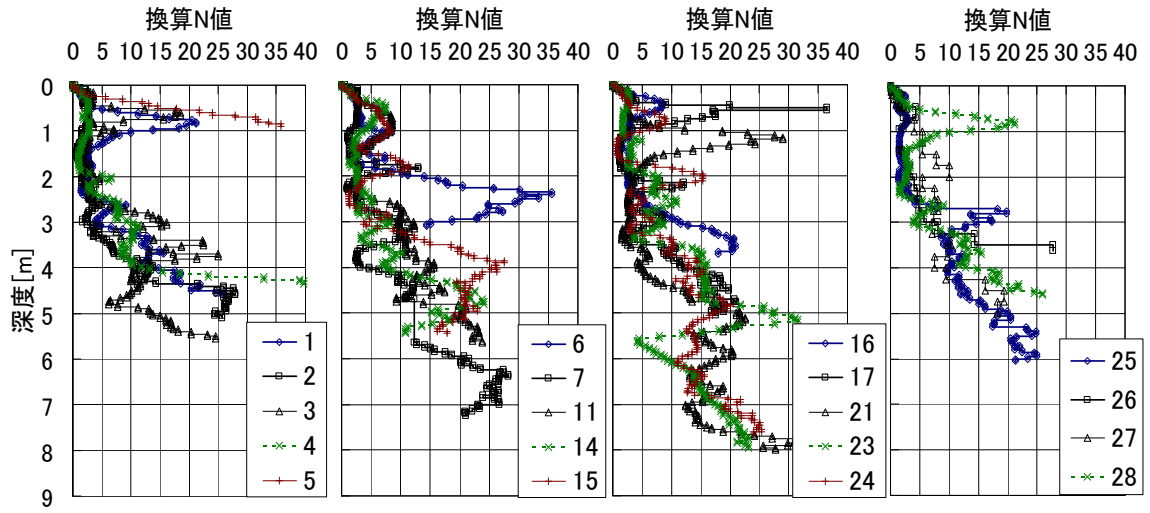


图 3.2.65 换算 N 值的深度分布

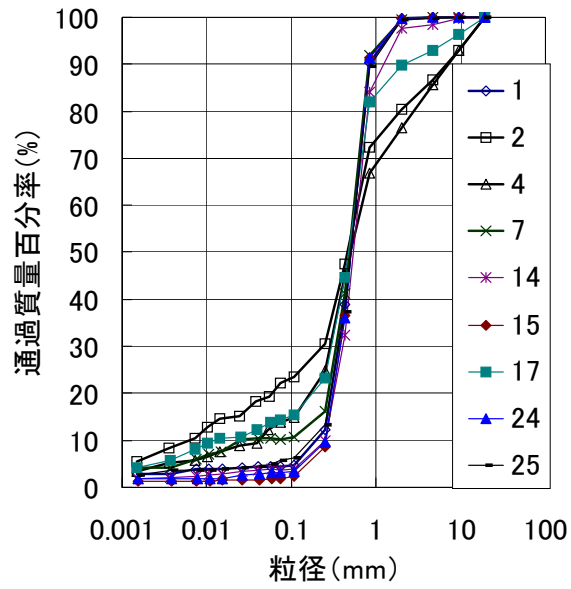


图 3.2.66 粒度分布

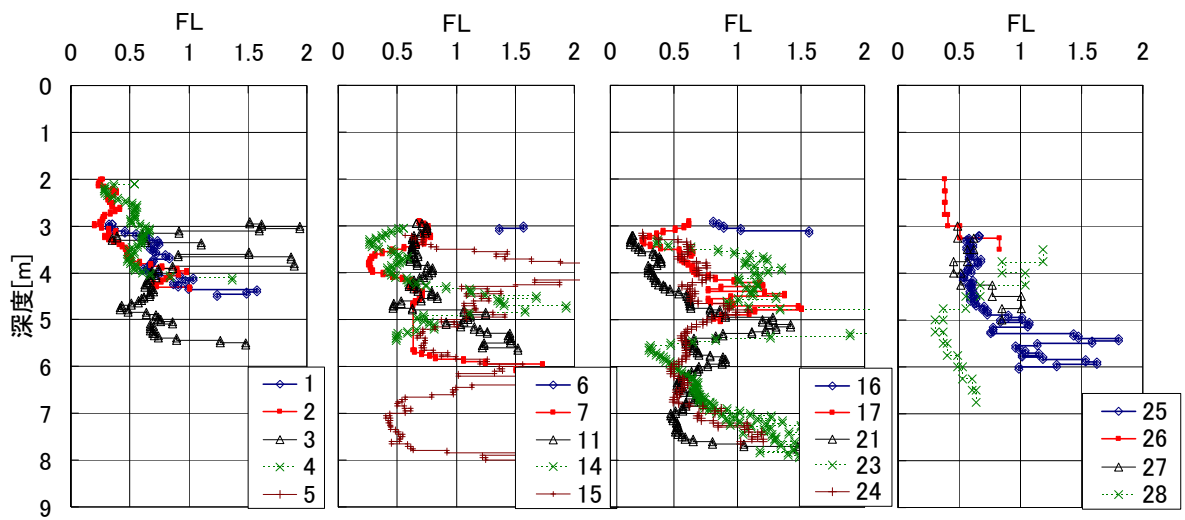


図 3.2.67 FL の深度分布

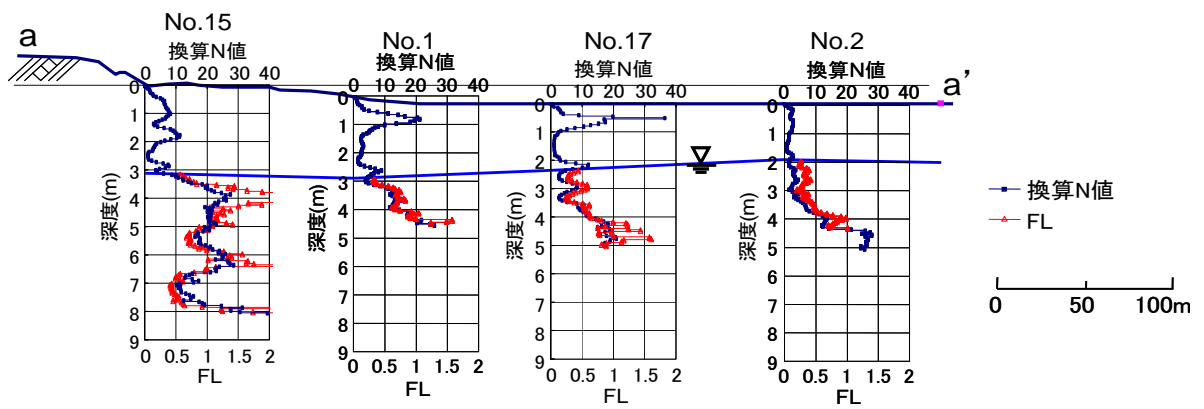


図 3.2.68 液状化層推定図 (a-a' 断面)

⑤被害

i)街路に見る液状化の状況

図 3. 2. 69 中の爆発マークは地震直後の自治体調査による全壊家屋を示す。これによると、北陸道沿いと町内の南西方向にも全壊家屋があるが、噴砂などの液状化現象は殆ど楯岡内部に限られる。楯岡内上部に全壊家屋が集中しているが、道路を横切る亀裂も多数発生し、それらの位置を棒線で示した。道路に沿う矢印は、舗装の変位方向を示す。調査地点 27 と 28 を結んだ線を境に、地盤が南東方向に滑り。南下がりの緩斜面に建つ多数の家屋は、特に地盤の流動に伴う破損が著しい。舗装道路は、本震直後に側溝脇や宅地からの噴砂で街一帯が砂で覆われ、最大余震で再び液状化した。図 3. 2. 70 は、ほぼ図 3. 2. 63 に示す a-a' ラインに沿いの幹線道路付近において、地震直後に撮られた街路の撮影地点と撮影方向を示す。この幹線道路の傾斜は、図 3. 2. 68 の地層断面図に示す通りである。

写真 3. 2. 53～57 は、本震 40 分後の道路の様子で、一面噴砂と噴水に覆われた。ただし写真 3. 2. 58 のように、この幹線道路よりも西側を見ると、同時刻ではあっても噴砂は無く、液状化の痕跡は見られないが、東向きの微傾斜地形のため、地盤の多少の流動による舗装の引っ張り亀裂がみられる。

写真 3. 2. 59～63 は、本震 4 時間後の幹線道路の北方面の様子である。このうち写真 3. 2. 60 は、写真 3. 2. 59 と同じ地点の翌日の状況で、噴砂によって舗装の下に出来た空洞が、翌日は陥没していた。写真 3. 2. 65 と 66 は、隣り合う敷地に跨る噴砂孔で、境界のブロック塀が懸垂し、噴砂の激しさを示している。写真 3. 2. 67 は、本震 9 分後の幹線道路南方面の冠水状況である。写真 3. 2. 68 は、南方面の電柱周りで生じた本震直後の噴水の様子で、写真 3. 2. 69 は、同じ電柱における最大余震直後の噴砂を示す。写真 3. 2. 70 は、この電柱付近の家屋敷地の最大余震直後の噴砂の状況である。

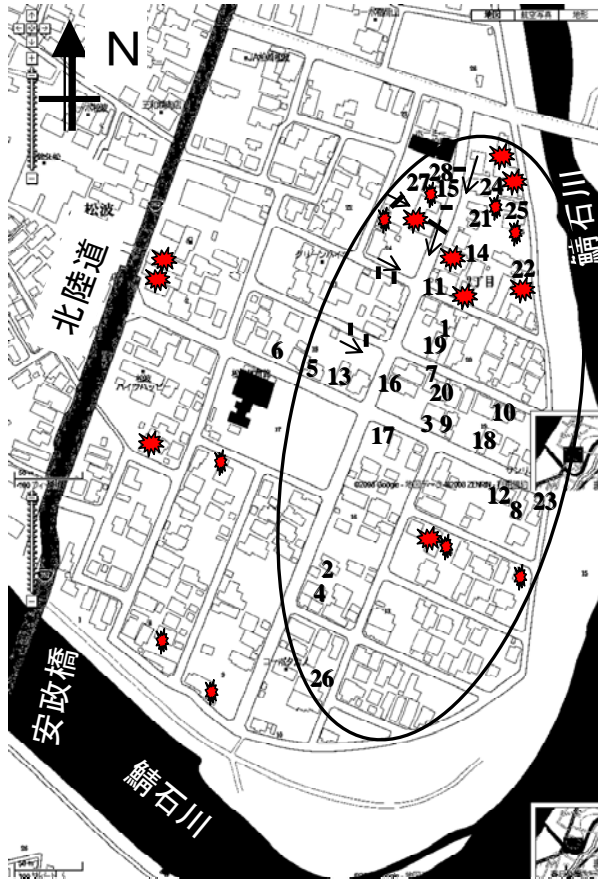


図 3. 2. 69 被災度判定による全壊家屋の分布と液状化エリア

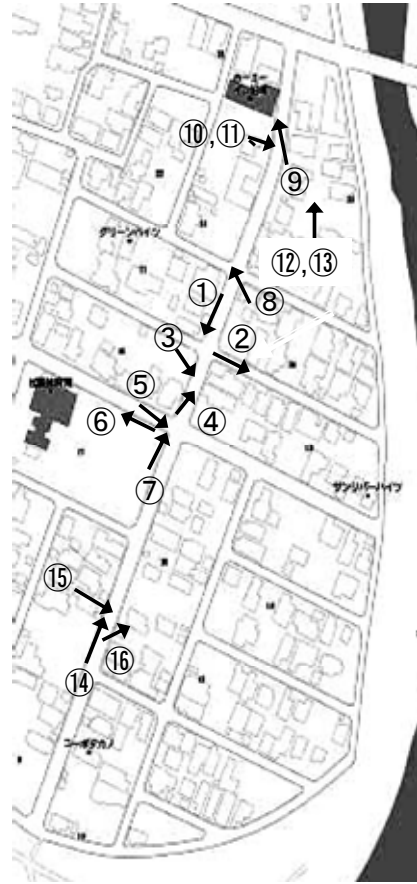


図 3. 2. 70 液状化による地震直後の街路の状況写真撮影地点と方向



写真 3. 2. 53 道路上の泥水 (撮影地点①)
(本震 40 分後) (N 氏撮影)



写真 3. 2. 54 道路上の泥水 (撮影地点②)
(本震 40 分後)



写真 3. 2. 55 道路上の泥水(撮影地点③)
(本震 40 分後)



写真 3. 2. 56 道路上の泥水と電柱の沈下 1. 5m
(本震 40 分後) (撮影地点④)



写真 3. 2. 57 道路上の泥水(撮影地点⑤)
(本震 40 分後)



写真 3. 2. 58 噴砂・噴水が無い町内西半分。
地盤の変形による舗装の亀裂。
(本震 40 分後) (撮影地点⑥)



写真 3. 2. 59 道路上の噴砂 (本震 4 時間後)
(撮影地点⑦) (Te 氏撮影)



写真 3. 2. 60 同左箇所、地震翌日
この間余震あり (豊田浩史氏撮影)



写真 3.2.61 写真 3.2.53 の逆向き
(本震 4 時間後) (撮影地点⑧)



写真 3.2.62 地盤の傾斜方向への舗装の流れ
(本震 4 時間後) (撮影地点⑨)



写真 3.2.63 地盤傾斜方向への舗装の流れ
(本震 4 時間後) (撮影地点⑩)



写真 3.2.64 左の写真の遠景(家屋 24)
(地震翌日、豊田浩史氏撮影) (撮影地点⑪)



写真 3.2.65 敷地境界に跨る噴砂孔と、
懸垂しているブロック塀 (撮影地点⑫)



写真 3.2.66 写真 3.2.65 を別角度から
(撮影地点⑬)



写真 3.2.67 本震 9 分後の噴砂・噴水
(撮影地点⑭) (To 氏撮影)



写真 3.2.68 本震 12 分後の噴砂・噴水
と電柱の沈下 (撮影地点⑮)



写真 3.2.69 写真 3.2.68 と同じ地点の
最大余震 15 分後 (15:29) 電柱周りの噴砂
(撮影地点⑮)



写真 3.2.70 最大余震時の家屋周りの噴砂
(撮影地点⑯)

ii)宅地と家屋の被害状況

図 3.2.63 の楕円内の、特に地表面が南向きに緩く傾斜している北半分で多くの家屋が傾斜し、建物に歪みが生じた。全ての被害は網羅し得ないが、顕著な建物被害例を図 3.2.71 に示した。図中の幾つかの被害状況は以下の通りである。

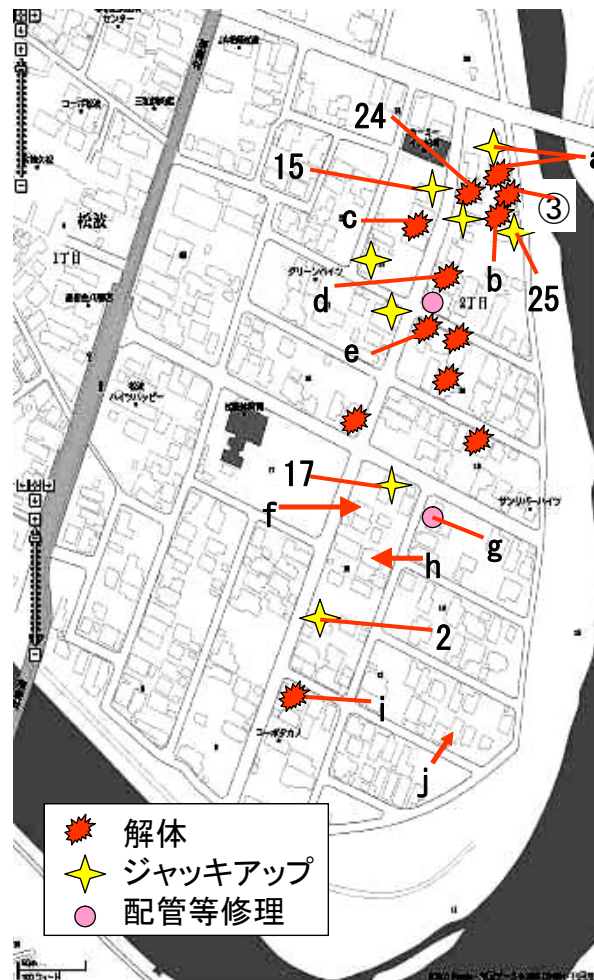


図 3.2.71 顕著な被害のあった建物

a)建屋 a

写真 3.2.71 は、南北に 31m と長い集合住宅の北側 3/4 程度の二階建て部分と南側 1/4 程度の一階建て部分の接合部付近で基礎と建物が裂損し、一階建て部分南端が 66cm 沈下した。北側は砂丘の地山で、南側は盛砂地盤と考えられる。写真 3.2.72 の右側がその南端で、土留めブロック擁壁が地盤の液状化によって湾曲している。正面は解体前の家屋 24 の裏側である。



写真 3. 2. 71 家屋 a の北側二階建て部分と南側一階建て部分の裂損

b)家屋 24

写真 3. 2. 64 の建物で、古い建物の前面（道路側）に増築した二階建て部分の一階（ピロティ式車庫）が大きく傾いた。基礎は連続フーチングのベース上にブロックを敷いた基礎で、縦筋は所々のブロックの孔を通してベースコンクリートにアンカーされているが、主筋に相当する水平鉄筋は確認されなかった。図 3. 2. 72 は、X 軸を道路方向、Y 軸を道路直角方向としたときの家屋 24 の基礎と床の傾斜で、建物は全体として南方向に 18cm 傾いた。破線で示した部屋は、中央が盛り上がっている。



写真 3. 2. 72 建屋 a（写真右）の南側土留め壁の変位、正面は家屋 24

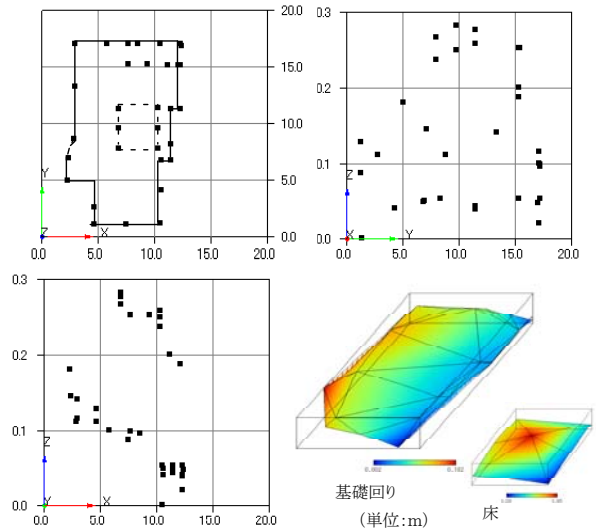


図 3. 2. 72 家屋 24 の基礎と床の傾斜

c)家屋 b (図 3.2.73、西が x、南が y 方向)
 北東が高く、南西に 7cm ほど傾斜した。

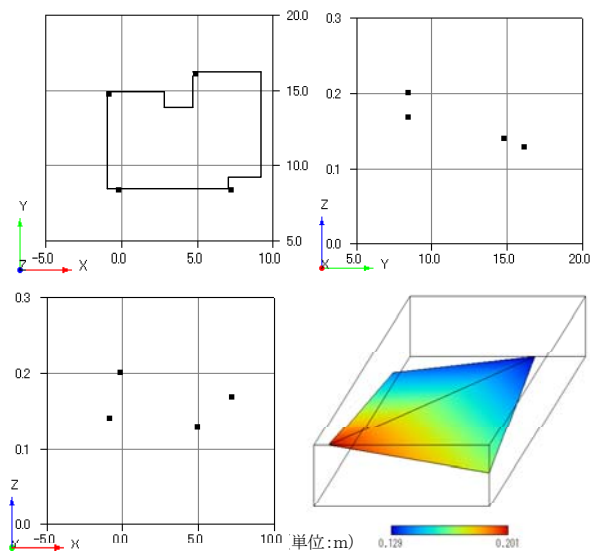


図 3.2.73 家屋 b の基礎の傾斜

d)家屋 d (図 3.2.74、西が x、南が y 方向)
 南東が高く、北西に 13cm ほど傾斜した。

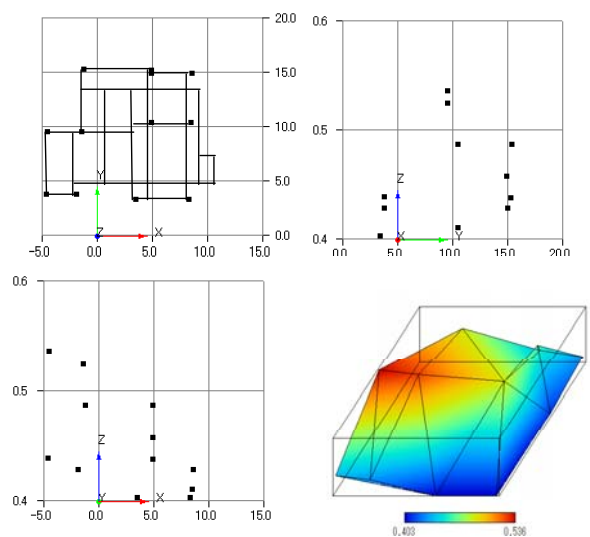


図 3.2.74 家屋 d の基礎の傾斜

e)家屋 15

写真 3. 2. 73 に見る建物の北西角（写真右奥）より南東角（写真左手前）が 26cm 沈下し、大きく傾斜した。家屋の沈下に伴って、バルコニーの脚柱が曲がった。この家屋の北側と西側隣地は砂丘の末端で、この家屋の地盤から東と南は均質な細砂による盛土に変わる。基礎は高床式基礎なので建屋の被害は比較的軽く、パイルソケットでフーチングごとジャッキアップした。いずれも地震 3 日後の 7 月 19 日に撮影されたものである。



写真 3. 2. 73 地山端の盛土側に立つ家屋 15
（蔡飛氏撮影）



写真 3. 2. 74 パイルソケットによる
家屋 15 のジャッキアップ

f)建屋 c

写真 3. 2. 73 の左側に写っている建物は集合住宅であるが、写真 3. 2. 75 に見るように、建物と敷地の間で東西に 20cm 程度のギャップがあった。これは家屋 15 のバルコニーの脚の向きと同じであり、敷地が道路側に変位したと思われる。



写真 3. 2. 75 建屋 c の建物と地面のギャップ

g)家屋 e

写真 3. 2. 76、77に見るように、布基礎の打ち継ぎ目やコーナー部に鉄筋が無く、写真 3.2.78の床の落下は、基礎がずれて土台が外れたためと思われる。



写真 3. 2. 76 打ち継ぎ目に鉄筋無し（家屋 e） 写真 3. 2. 77 基礎のコーナーにも鉄筋無し



写真 3. 2. 78 土台が外れた床（家屋 e）

h)家屋 17

基礎の傾斜が著しかったが、建物の歪みは軽微で、基礎のジャッキアップで復旧可能であった。



写真 3. 2. 79 傾いた家屋 17 のジャッキアップ

i)家屋 f

建物の全体沈下はあったが、高床式基礎であったために家屋の被害は軽微であった。



写真 3. 2. 80 全体沈下はあるものの、家屋の被害は軽微だった高床式基礎（家屋 h）

j)家屋 h

液状化による地盤の不陸で、布基礎の殆ど全ての通気孔周辺に亀裂が発生した。



写真 3. 2. 81 通気孔のひび割れ（家屋 h）

k)家屋 2

写真 3. 2. 70 のように敷地内全体で夥しい噴砂があり、写真 3. 2. 83 中の注記のように母屋の東側が 2~3cm 沈下して傾斜した。写真 3.2.68 にシャッターが見える車庫兼別棟は南北 3.5 間で南に 2cm、東西 5 間で東に 17cm 沈下して傾いた。この別棟は土台から上をジャッキアップし、基礎の立ち上がり部分の幅を割増して補強された。

l)家屋 i

家屋の中心が低く、四周が 4cm から 10cm 高いすり鉢状の不同沈下を生じた。

m)家屋 j

車庫が敷地奥の母屋の方向に傾き、車庫の屋根が母屋に衝突した。また母屋の玄関周りの液状化による建物のゆがみが顕著で、玄関のドアが閉まらない。

⑥ヒアリング調査結果

スウェーデン式サウンディングを行うにあたって、宅地と家屋の被害状況をヒアリングするとともに、サウンディング調査時に被害の痕跡が残っているものについてはそれらを確認できたものもある。この宅地内のサウンディング位置と被害箇所の関係などを、若干のコメントとともに写真 3.2.82～96 に示す。

また、ヒアリング結果を表 3.2.19、表 3.2.20 にまとめた。表中の整理番号は、図 3.2.63 の家屋番号に一致する。表のデータによれば、液状化被害の特徴は以下の通りである。

- a) 液状化層が GL-3m 以深と深いにも拘わらず、調査した宅地では、噴砂のみ：2/3、地割れ+噴砂：38%、地割れ or 噴砂：90%であった。
- b) 噴砂か地割れがあると、家屋または宅地の 90%は沈下または傾斜し、家屋の 61%が沈下または傾斜した。
- c) 表には現れていないが、家屋の沈下は二階建て部分が大きく、一階が車庫である部分や平屋部分では小さかった。
- d) 液状化エリアのうち、旧地山も盛砂後の現地表面も南向きに傾斜している（図 3.11.4-1 の楕円上部）部分の地点 15 や 24 の家屋は地形の傾斜方向に傾いたが、地点 21 の家屋は地形と逆向きに傾くなど、巨視的地形と家屋の傾斜の間には必ずしも明確な関係は認められなかった。
- e) 居室の床の中央が凸状に相対的に隆起した家屋は表中では 3 軒に過ぎないが、表にない家屋を含めると多い。
- f) 2004 年新潟県中越地震時の被害は少なく、液状化は発生しなかったと推察される。
- g) 豪雨時の浸水や道路の冠水は、凹地状の集水地形であることに起因すると思われる。



写真 3. 2. 82 地点 1



写真 3. 2. 83 地点 2



写真 3. 2. 84 地点 3



写真 3. 2. 85 地点 4



写真 3. 2. 86 地点 7



写真 3. 2. 87 地点 8



写真 3. 2. 88 地点 9



写真 3. 2. 89 地点 10



写真 3. 2. 90 地点 11



写真 3.2.91 地点 12



写真 3.2.92 地点 13



写真 3.2.93 地点 14

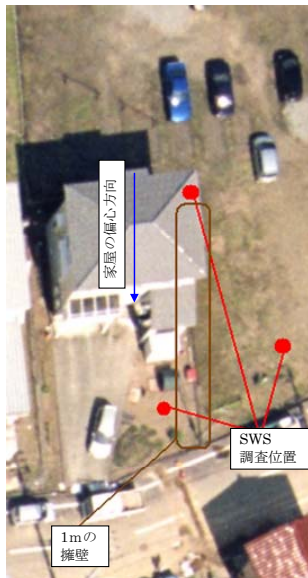


写真 3.2.94 地点 15



写真 3.2.95 地点 16



写真 3.2.96 地点 17

表 3.2.19 ヒアリング結果(1)

設問	整理番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
3.1 家屋の階数		2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	1	2	2	1	3	2	2	2	2	2	1	2
3.2 基礎の形式		杭		杭		杭		べた				布		布	べた	布	べた	布	杭		杭		布
3.3 地盤改良の有無			○			×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×
3.4 家屋の偏心の有無		○	○	×	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	○	○	×	×	×	×	×	○	○
3.5 宅地地盤の傾斜の有無		○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	○	○	×	○	○	×	○	×	○	×	○	○
3.6 擁壁や背後の山の有無		○	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×
5.1.1 噴砂の有無		○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	○	○
5.1.2 地割れの有無		×	×	×	○	○	×	×	○	×	×	×	×	○	○	○	○	×	○	○	○	○	×
5.1.3 通路の突き上げの有無		○	×	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	○	×	○	○	○	○	○	×	○	○
5.1.4 宅地地盤の水平変位(流動による)の有無		×	○	×	×	×	○	○	○	×	×	○	○	×	○	○	×	○	×	×	×	○	×
5.1.5 宅地地盤の沈下の有無		×		○	○	○	○	×	×	○	×	○	×	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○
5.2.1 めりこみ沈下量 (cm)			2~3	○			○	15			×	10	1	10~20	6~9	30	×		×	×	10~20	×	10
5.2.2 傾斜角							×	2°			×					2°	×	○	×				
5.2.3 床の盛り上がりの有無		○	×	×		×	×	×	×	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×
5.2.4 基礎の被害の有無			×		×	×		○		×	○	○			×	×		×		×		○	×
5.2.5 外壁等の被害の有無			×	○	×	○	×	×	○	×	○	○	○		×	○	×	○	○	×	○	○	×
5.3.1 道路等の被害			○		○							○		○	○	○	×	○		○	○	○	○
5.3.2 裏山等の被害														×	○	×						×	
5.4 その他の被害				○				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		×	○	○	○	○
5.5.1 屋根の様式		瓦	スレート	瓦	瓦	瓦	瓦	トタン	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦
5.5.3 屋根の被害		×		×	○	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×
5.5.3 屋根のブルーシート									実施	実施							実施						

表 3.2.20 ヒアリング結果(2)

整理番号	6. 2004年新潟県中越地震時の被害およびその後の復旧方法	7. 昭和39年新潟地震時の被害およびその後の復旧方法	8. 普段の状況(豪雨時の流水状況など)	9. 住民の方からのご要望など
1	基礎に一部ヒビ割れが発生。			
3	被害無し			生活用水が出ず困った。市の中心部や商店街だけでなく個人の住宅をもっと支援して欲しい。
6	被害無し	土壁だったため、壁が崩れた。		知識がないため、家屋外観からだけではなく。もっと家屋の中まで調査して欲しい。
7	被害無し		豪雨時に道路に5cmくらい雨がたまる	溜まった水抜き対策
8			降雨量が多くなると側溝が逆流	再調査を希望
9	被害無し		水はけが悪い	自衛隊の方々に感謝
10	被害無し		車庫に浸水する。	新しい補修剤
12	壁、風呂にひび割れ			どれくらいの歪みか知りたい
13	被害無し			不安を取り除いて欲しい。
14	被害無し			情報開示
15	家具のみ被害あり。		降雨量が多くなると浸水。	自治体からの液状化への対策の説明。
16			庭に水が溜まる	水抜き
17	台所のタイルにひび			地盤の調査希望
18	被害無し			無し
19	被害無し		側溝に水がたまる	被害補償
20	被害無し			不安を取り除いて欲しい。
21	被害無し		液状化によって土が多量にたまる。ライフラインの不備	地盤の状況を知りたい
22	砂地のため当時被害無し			住宅、地盤などの結果報告を早くして欲しい

(7) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市山本団地の液状化被害事例³⁰⁾

①調査地の地形

柏崎市山本団地は、**図 3. 2. 75** に示すように柏崎市東部を流れる鯖石川右岸側に位置し、鯖石川と荒浜砂丘の後背地に囲まれた造成地である。**写真 3. 2. 97** に山本団地の航空写真を示すが、地形的には中央を東西に走る道路を境に、砂丘斜面の末端部から沖積低地にかけて小規模な盛土によって雑壇状に造成（昭和 48 年）された北側地域と、鯖石川の自然堤防後背地の水田を埋め立てたほぼ平坦な南側地域に分かれている。

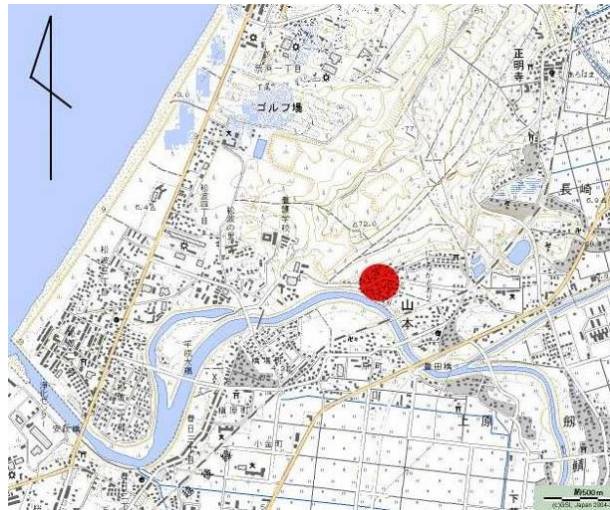


図 3. 2. 75 山本団地の位置（原図：国土地理院）



写真3. 2. 97 山本団地の地盤変状とスウェーデン式サウンディング位置（2007年7月19日八州撮影）

②被害の概要

北側地域では地盤の亀裂や段差が酷く、家屋の傾きや擁壁の被害も顕著で、道路側溝や民家の庭先で噴砂が見られた。一方、東西道路の南で鯖石川に近い地域では、家屋や地表面の被害は、限られた箇所を除けばほとんど見られなかった。

北側地域、すなわち砂丘側の宅地は、砂丘斜面の勾配がそのまま残る上段と盛土の中段、擁壁を挟んだ下段に住宅が建てられている。このうち中段の宅地では、写真上に赤く線を引いたように、斜面に平行な複数の家屋に跨る地盤の開口亀裂（写真 3.2.98）が生じ、中段の家屋の多くは写真 3.2.99 のように、下段側に向かって数段の段差が生じ、基礎から引きずられるように大きく下段側に傾いた。また、写真 3.2.100 のように、上段側の道路との間に大きな開口部が生じるとともに、地盤が大きく下段側に移動した。複数の家屋で、給・排水管が引きちぎられるように破断した。また、中段の盛土を支える擁壁も崩壊したり、大きく下段側に変位するとともに、頭部が下段の家屋側に傾いて、下段の家屋に衝突しているところもある。擁壁の下段側における足元周辺に噴砂跡が見られるとともに、地下水位が湧出しているなど、噴砂跡や湧水は北側宅地の下段（砂丘斜面の末端部）で多く見られた。

一方、南側の宅地では、山本公園の中など、所々で小亀裂と噴水が生じた跡が見られたものの、ほとんど地表面の変状は見られなかった。建物についても、外観からは不同沈下や大きな損傷は見受けられなかった。



写真 3.2.98 敷地を跨いで生じている亀裂
(北側地域中段の敷地)
(北側地域の上・中段間道路より撮影)



写真 3.2.99 下段側 (写真奥) へ大きく
傾いた中段の家屋

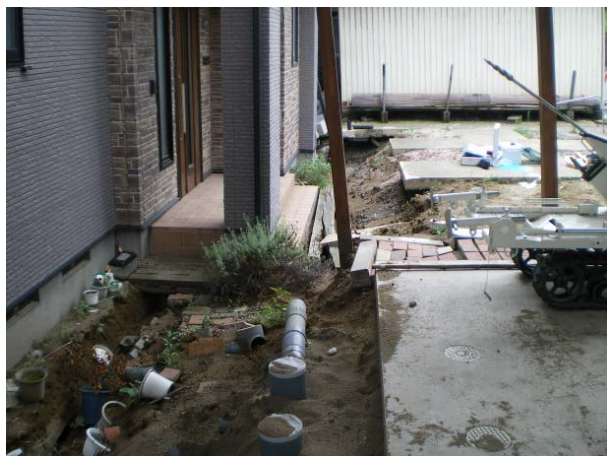


写真 3. 2. 100 開口部を生じさせ移動した家屋
(北側地域中段、写真 3. 2. 85 のサウンディング地点④)

③ヒアリング調査結果

家屋被害と地盤変状に関するヒアリング調査の結果を表 3. 2. 21 に示す。これらから山本団地の被害の特徴をまとめると以下のようなになる。

- a) 液状化の痕跡が見られたのは、大部分が砂丘側斜面末端部の宅造地で、鯖石川寄りの平坦部では液状化の痕跡はほとんど見られなかった。ただし、地中部でも液状化が生じていないことを示すものではない。
- b) 調査対象の家屋はほとんどが布基礎かべた基礎であった。従って、地盤変状の影響を大きく受けたと考えられる。
- c) 2004 年新潟県中越地震時の被害は、屋内の柱やタイルなどに多少の亀裂が生じた程度であった。
- d) 噴砂が見られた領域は全面積の 30%程度であったが、地割れは 2/3 以上の領域で確認できた。
- e) 被災による傾斜角が大きな家屋は、大半が斜面上段に位置する家屋である。
- f) 瓦屋根の被害は全ての家屋で発生しておらず、振動被害ではなく、液状化に起因する被害であった可能性が高い。
- g) 唯一、表層改良を行っていた家屋では、地割れや沈下が全く生じていなかった。
- h) 地域住民はその多くが避難していたため、地割れの発生が地震と同時なのか、地震後に徐々に拡大したのかは定かでない。
- i) 北側地域の宅地の傾斜、水平変位、沈下の発生率は、いずれも 70%以上であるが、南側地域においては、傾斜した地盤はなく、水平変位、沈下は、それぞれ 22%、13%となっている。

表 3.2.21 家屋ならびに宅地被害のヒアリング結果

設問	整理番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
3.1 家屋の階数		2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	2	2	2	2	2	2
3.2 基礎の形式		布	べた	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	布	杭				べた	布	布	べた	べた	べた	べた	べた	
3.3 地盤改良の有無		×	×		×	×	×		×			×				×	×	○		×			×	×	×	×	×	×	×	×	
3.4 家屋の偏心の有無		×	×	○	○	○	○	×	○	×	○	○	○	○	×	×	×	×	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○	×	
3.5 宅地地盤の傾斜の有無		○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	
3.6 擁壁や背後の山の有無		×	×	○	○	×	○	○	×	×	○	×	○	○	×	×	×	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	
5.1.1 噴砂の有無		○	○	×	○	×	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	○	×	×	×	
5.1.2 地割れの有無		×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	
5.1.3 通路の突き上げの有無		×	×	×	○	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	
5.1.4 宅地地盤の水平変位(流動による)の有無		×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	
5.1.5 宅地地盤の沈下の有無		×	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	○	○	○	×	○		×	×	×	×	×	
5.2.1 めりこみ沈下量 (cm)		×								○	45	57		○	○									×	×				○	×	
5.2.2 傾斜角		×		○	0.2°		0.1°	2°	6°	8°	4°	×	○		○		○		○		○	10°		×	×				×	×	
5.2.3 床の盛り上げの有無		○		×	○	○	○				×			×	×	○		○		○		×		×	×				×	×	
5.2.4 基礎の被害の有無		×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	○	×	×	○	×	
5.2.5 外壁等の被害の有無		×	×	○	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	○	×	
5.3.1 道路等の被害		×	×	○	○	○	○	○	×	×	○	×	○		×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	
5.3.2 裏山等の被害		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
5.4 その他の被害		×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○		○	×	○			×	
5.5.1 屋根の様式		瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	スレート	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	
5.5.3 屋根の被害		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
5.5.3 屋根のブルーシート																															

④山本団地の地盤

図 3. 2. 76 中のボーリング位置における柱状図を図 3. 2. 77 に、地層想定断面図を図 3. 2. 78 に示す。ただしボーリング No.1 を、A-A'測線上の同じ標高に描いた。これによると、北側地域中段のボーリング No.2 地点で深度 4.7m まで、No.3 地点で深度 5.6m まで砂丘砂である。No.2 地点では、深度 4.7m から 6.3m まで腐植土を含むルト層、6.3m から 8.45m まで一部に炭化物を含むシルト混じり細砂層となり、それらの平面的広がり確認できていないが、部分的に盛り上がった氾濫原堆積物の可能性もある。その下位に、N 値 2 程度の軟弱な柏崎沖積層が堆積している。ただしこれまでの調査で南側地域のボーリングデータは得られていないので、地層想定断面図で山本公園よりも右側の鯖石川方向の砂丘砂の厚さは不明である。次項のスウェーデン式サウンディングで認められるシルト質の土は、ボーリング No.2 と No.3 の砂丘砂の下のシルト層と考えられる。

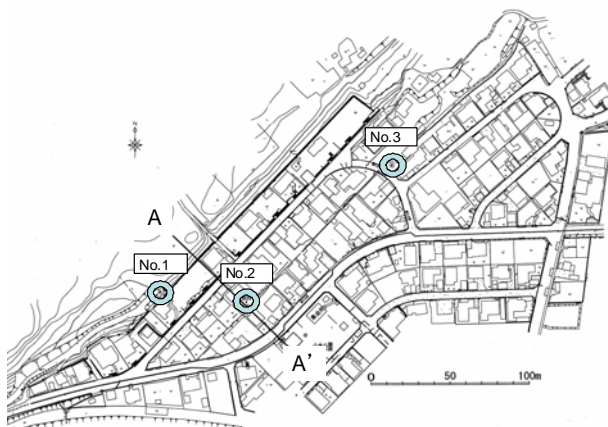


図 3. 2. 76 ボーリング位置と想定断面図の測線
(柏崎市、新潟県、(株)日さく提供資料一部改)

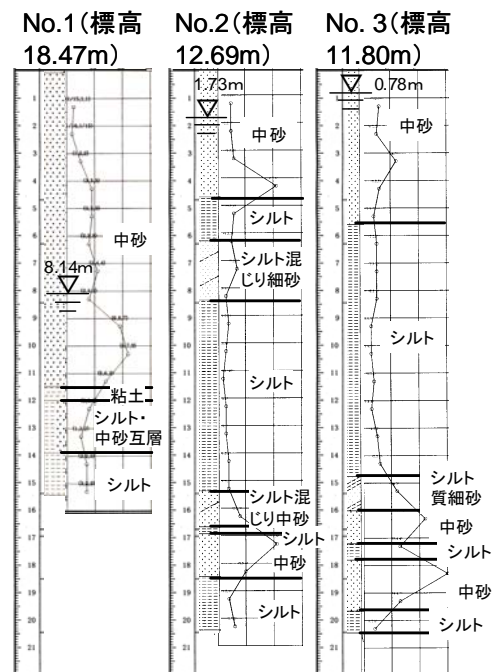


図 3. 2. 77 ボーリング柱状図

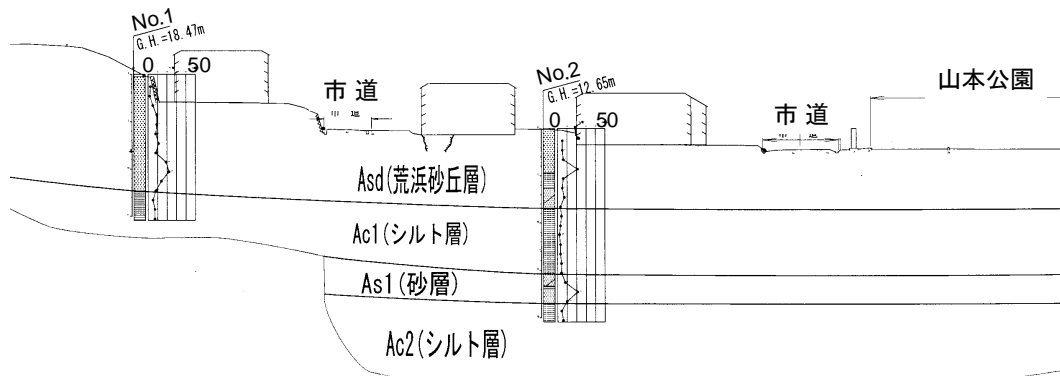


図 3. 2. 78 地層想定断面図 (株)日さく資料改)

⑤スウェーデン式サウンディング調査結果

被害および被害形態の差が生じた原因を探るため、現地においてスウェーデン式サウンディング試験を実施した。調査地点は、**写真 3.2.97** に番号を付してプロットした箇所である。いずれの地点も、地表面から約 10m 程度の深さまでサウンディングを実施し、換算式によって換算 N 値に置き換え、地盤の N 値の深さ方向分布を求めた。**図 3.2.79** (a)、(b) には、北側地域、南側地域の代表的な調査結果を示す。(a)、(b) の 2 点間では、北側地域が標高で約 2m 程度高い位置にある。それによると北側地域（砂丘末端部側）は、表土の下に盛土と思われる N 値 5-10 前後の緩い砂層が堆積しており、その下に砂礫混じりのやや締まった層が堆積している。その層を抜けると、再び N 値 5 前後の砂層が連続して堆積していた。**図 3.2.80** はロッドに付着してきた土の粒度試験結果である。細粒分を殆ど含まない均質な砂であることがわかる。

一方、南側地域では、表土の下に N 値 5 前後の地盤が堆積しているが、サウンディングの際の音とロッドの振動の観察から、シルトおよび粘土を含んだ地盤であると予想された。また、ロッド引き抜き時にも低塑性のシルト質の土が付着していたことを確認している。その下層には礫混じり層が堆積し、さらに下層は N 値 10 以下の砂層が堆積していた。この地域が、旧河道に沿った自然堤防の後背地であり、幾度も河道変遷があったことを鑑みると、河床堆積物と粘土混じり砂を中心に地盤が構成されていることが窺える。そこで、**図 3.2.81** には、現在の鯖石川の法線方向に断面をとり、サウンディング結果をもとにした推定地層断面を示す。

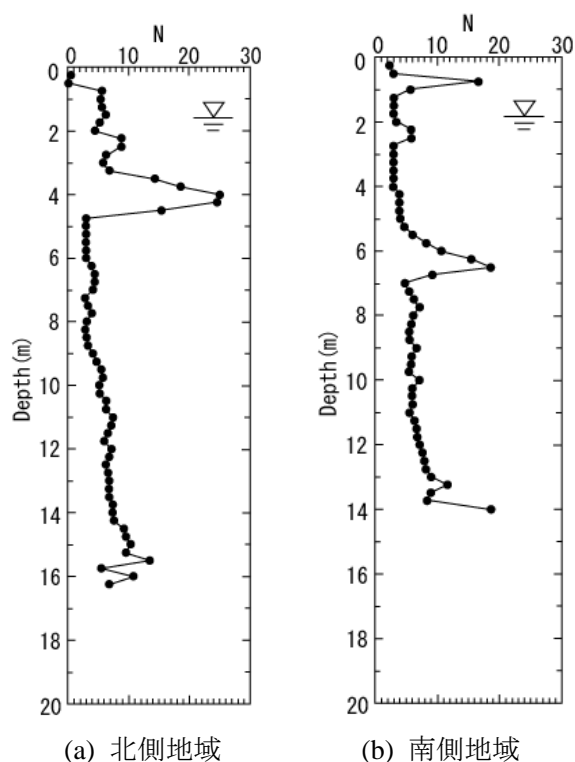


図 3.2.79 山本団地でのサウンディング結果

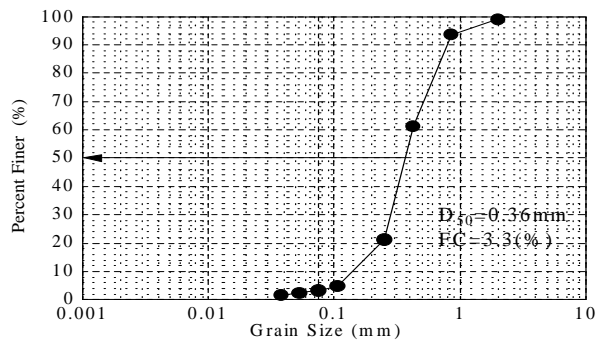


図 3.2.80 粒度試験結果（山本団地・砂丘側）

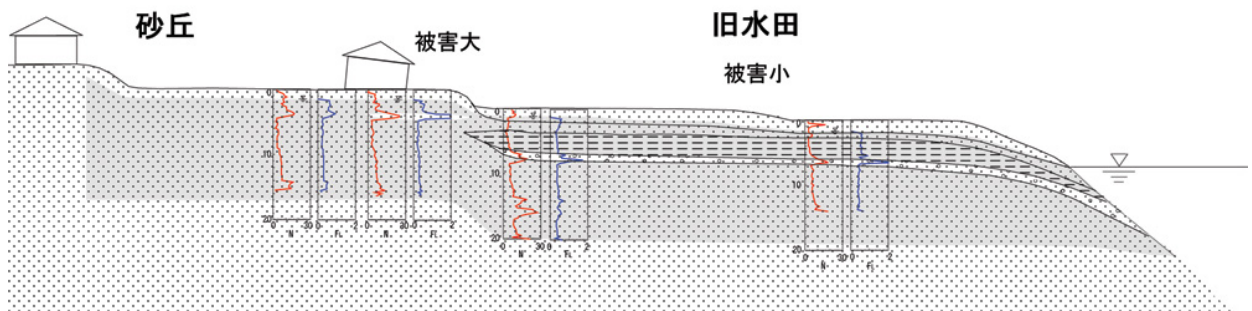


図 3.2.81 サウンディング試験から推定断面（タイプⅡ地震動，設計水平震度 0.6）

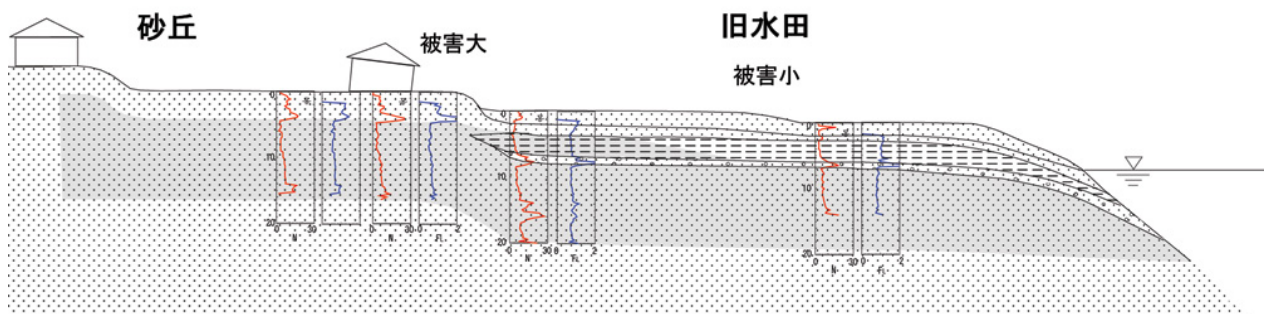


図 3.2.82 サウンディング試験から推定断面（タイプⅠ地震動，設計水平震度 0.2）

⑥液状化層の推定

サウンディング結果の右側のグラフは、道路橋示方書に従い、タイプⅡ地震動、設計水平震度 0.6 で液状化判定を行った結果である。液状化が生じると判定された層を濃くハッチングしている。

ただし、この地域の加速度情報は得られていないので、あくまで参考図である。この結果からは、山本団地の北側地域、南側地域の全域が、地下水位面以下で、ほぼ全層に液状化が生じる結果となり、被害形態と一致しない。また、この地域ならびに周辺地域の建物被害の状況を見ると 600gal 相当の揺れが生じたとは考えにくい。そこで、タイプⅠ地震動、設計水平震度 0.2 で液状化判定を行った結果を図 3.2.82 に合わせて示す。これによると、南側（鯖石川の後背地側）では、地表面から GL-5m 程度までは、地下水位と地盤材料から、表層付近では液状化が生じない結果となり、液状化の生じる可能性があるのは GL-5m 以深である。そのため地表面に大きな変状が生じていなかったと考えれば説明がつく。また、地層想定断面図（図 3.2.78）によれば、南側地域の GL-5m 以深はシルト層である可能性も有るので、南側地域では液状化は生じなかったとも考えられる。

一方、砂丘末端部の北側地域では、盛土と地山（砂丘ならびに古砂丘）の境界付近から以深で液状化が生じる可能性がある。

北側地域でも、中段部より 2m 程度高位にある上段部の宅地の庭先では、噴砂や噴水の痕跡は見られず、低位側の庭先で多く見られたことから、液状化が生じたのは、地表面よりやや深い位置ではないかと思われる。

北側地域では、砂丘末端部の砂層が液状化して、その上位にあった盛土との境界部で滑りが生じ、その結果、家屋被害が生じたのではないかと考えられる。下段側は特に地下水位が地表面下 0～50cm 程度と浅く噴砂痕が多い。また中段の地盤の流動とブロック塀の移動に伴って、一部で道路側への宅地の水平流動や家屋の不同沈下が生じた。

南側地域は、砂丘末端部を幾分離れ、地下水位の低い砂層の下は後背湿地で粘性土が卓越しており、地表面付近で液状化が生じなかったため、不同沈下や噴砂、噴水といった被害は見られなかったものと考えられる。砂層の深部の厚さの薄い範囲で液状化が生じた可能性は否定し得ないが、その場合でも表層の非液状化層の存在が、地表面で地盤変状を起こさなかった理由と考えられる。

⑦被災家屋の分布

山本団地は後背部に砂丘が迫り、砂質土の卓越する地盤に造成された宅地である。地下水位は総じて高く、地震中に砂層の液状化が生じたことにより地盤に大きな残留変形がもたらされた。砂丘南側の緩傾斜宅地における被災家屋等の分布を図3.2.83に示す。砂丘崖そのものが崩壊して直接家屋に土砂が衝突した箇所もあったが、大部分は家屋そのものが地震力により破損したか、あるいは基礎地盤の大きな変状により上部に載った家屋が被害を受けたものである。

特に地盤変状が大きかった中段の三軒の住宅について、家屋周囲の地表面沈下量と家屋の基礎梁の鉛直変位量を計測した(図3.2.84)。宅地内の地表面には広範囲に顕著な沈下や隆起が見られ、最大70cm前後の鉛直相対変位が観測された。一部にはすべり面のような数本の大きな亀裂・段差が宅地内を横断していた。全体的な傾斜や沈下とあわせてこのような不連続的な残留変形が、家屋および基礎の被害をより深刻化させたと考えられる。同図中に示した三箇所から撮影した写真を写真3.2.101、102、103にそれぞれ示す。段差部分からはゆるい砂層の一部が見られ、これらが地震時に液状化したため、宅地全体に大きな変状をもたらしたと推定される。

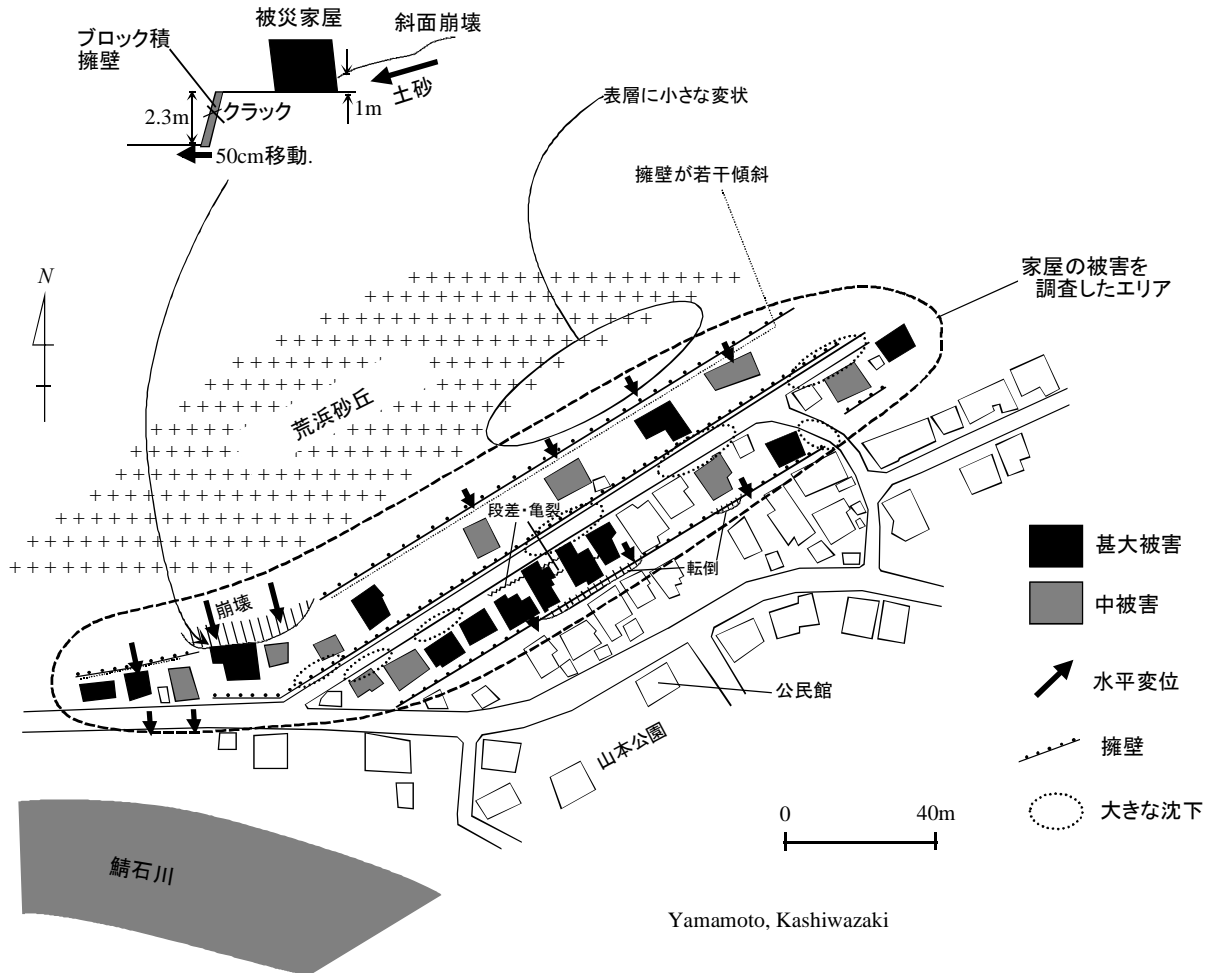
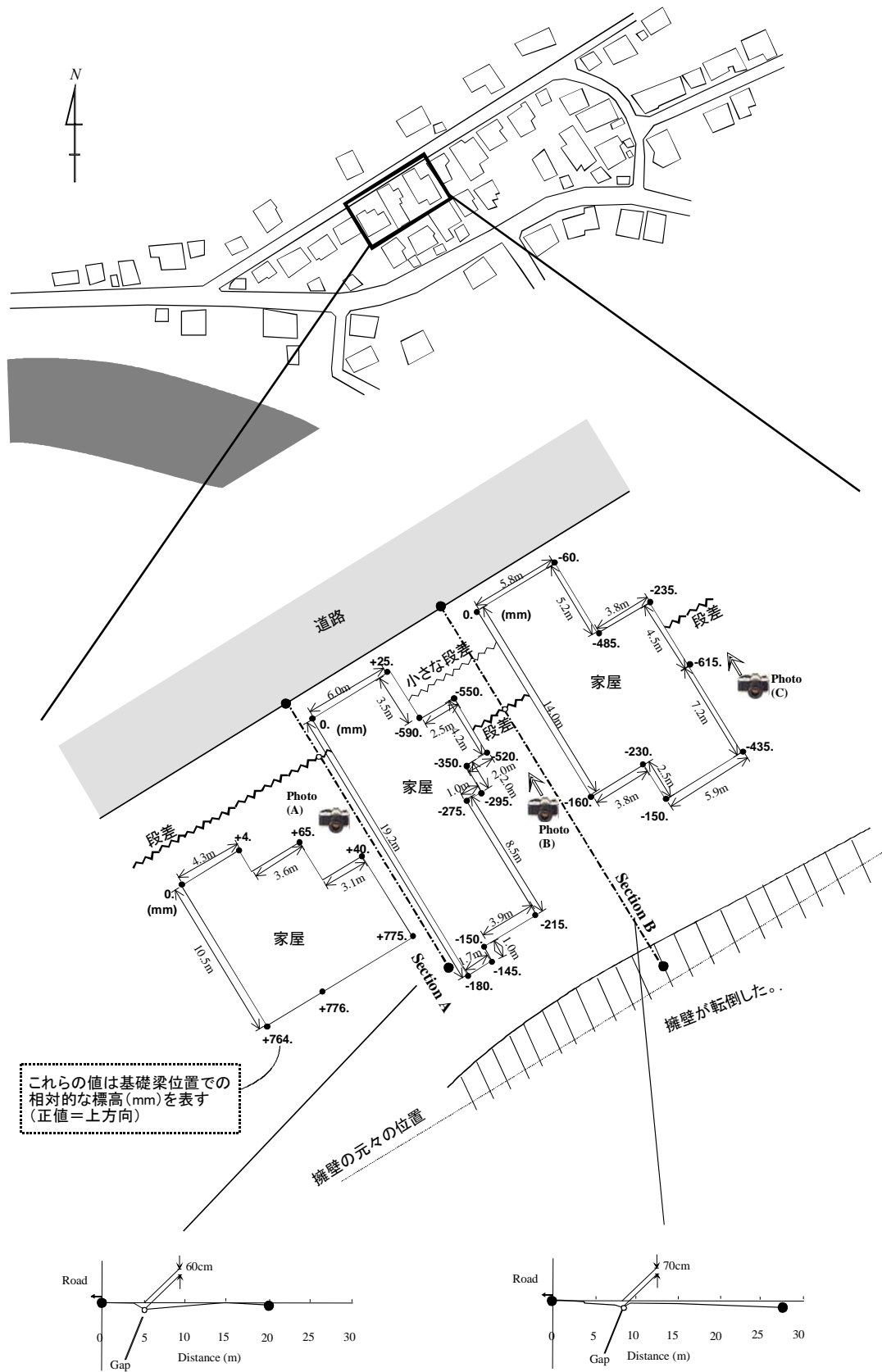


図3.2.83 被災家屋等の分布



地震後の地表面形状 (Section A)

地震後の地表面形状 (Section B)

図 3.2.84 特に被害の大きかった家屋の宅地変状



写真3.2.101 宅地内に生じた段差
 (図3.2.84のPhoto(A))
 (写真3.2.100の家屋の別アングル)



写真3.2.102 宅地内に生じた段差
 (図3.2.84のPhoto(B))
 (写真3.2.99の家屋の別アングル)



写真3.2.103 宅地内に生じた段差
 (図3.2.84のPhoto(C))

⑧その他の各種個別被害の状況

図3.2.85に記号を印した地点における、宅地・建物・外構等の被害状況は以下の通りである。

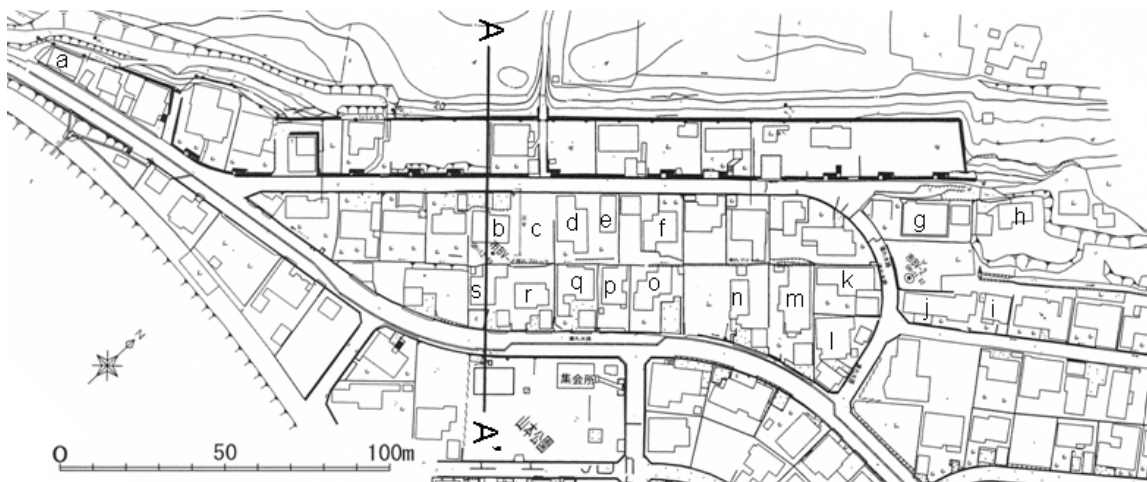


図3.2.85 その他の被害状況説明箇所(柏崎市, 新潟県, (株)日さく提供資料一部改)

i)a 宅

前項に記したように、砂丘崖そのものが崩壊して家屋を損傷した一例で、砂丘斜面を土留めしていた擁壁が前傾し、写真 3.2.104 のように家屋の背面に衝突した。



写真 3.2.104 a 宅の背面に衝突した擁壁

ii)b 宅と c 宅

図 3.2.84 の 3 軒のうち左側と真ん中の家屋で、前者は写真 3.2.100 と写真 3.2.101、後者は写真 3.2.99 と同写真 3.2.102 のような状況である。b 宅は、図 3.2.83 中の波線の滑落崖が家屋前面に発生して大きく傾いたものの家屋の損傷は目立たないが、c 宅はこの滑落崖の上に建物が跨っていたために、写真 3.2.105 のように建物が裂損した。南側に隣接する下段の宅地との境界を土留めしていたブロック擁壁が、同写真 (d) のように崩壊し、下段の敷地も南側に水平変位した。



写真 3.2.105 家屋下を過った滑落崖被害 (c 宅)

iii)d 宅

写真 3.2.103 に見る宅地内の段差によって、図 3.2.86 に示すように建物が V 字型に折損し、建物の道路側の部位で 70~80cm の鉛直変位を生じた。

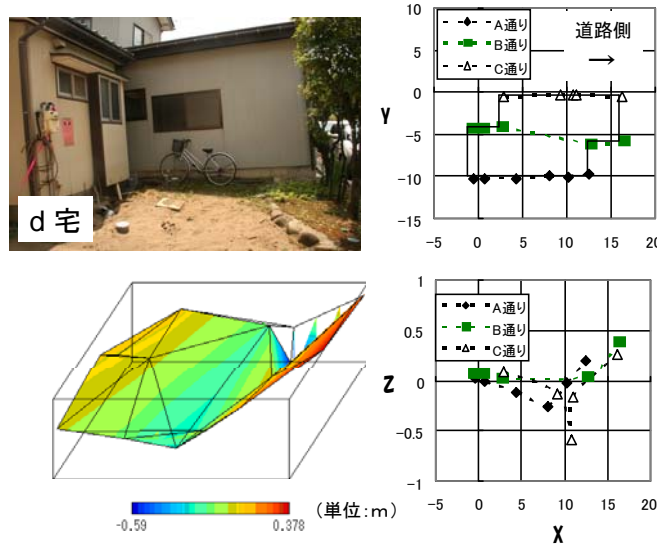


図 3.2.86 宅地の段差による d 宅の折損

iv)敷地境界ブロックと中・下段境界土留め擁壁

図 3.2.87 は、中段の e 宅と f 宅の敷地境界ブロックの変位を示す。延長 15m で約 55cm 沈下し、中央の大きな段差とともに、中・下段の境界ブロック擁壁の前傾に伴う擁壁背面の落ち込みが見られる。写真 3.2.106 のように、前傾したブロック擁壁が下段の家屋背面を直撃した。

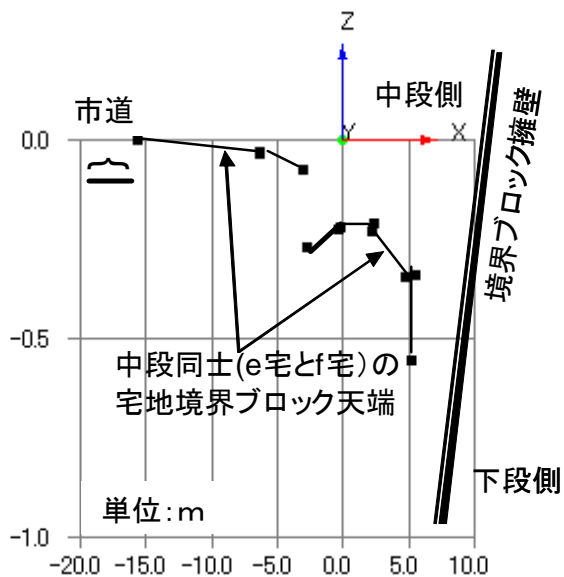


図 3.2.87 中段の敷地境界ブロックの変位



写真 3.2.106 土留めブロック擁壁の衝突

v)g 宅と h 宅およびその周辺

写真 3.2.107 は、g 宅（手前）と h 宅（奥）前の道路の亀裂で、写真左の砂丘斜面にも亀裂が目立つ（写真 3.2.108）。突き当たりの畑の中に噴砂痕があり（写真 3.2.109）、g 宅の宅地にも噴砂が見られる（写真 3.2.110）。h 宅は傾斜しており、宅地の南側部分は盛土のようで、南端は急傾斜になっている。写真 3.2.111 は、その下の水路で、地震によって水路の一部が消えたために、掘削し直したとのことであった。これらのことから、h 宅付近では砂丘から水路にかけて広い範囲で、地盤の液状化に伴う地すべりが惹起され、地すべり舌部の表層の変位と、液状化による川底の盛り上がりによって水路が消失したと考えられる。



写真 3.2.107 g 宅と h 宅前の道路の亀裂写真



写真 3.2.108 h 宅と向かいの砂丘斜面の亀裂



写真 3.2.109 h 宅奥の畑の噴砂痕

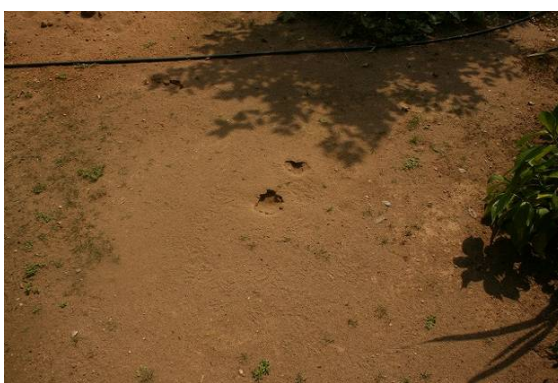


写真 3.2.110 g 宅の敷地の噴砂



写真 3.2.111 閉塞後に開削された i 宅裏の水路

vi)k 宅

k 宅の敷地は中段よりも低く下段よりも高いところに立地しており、道路側、l 宅、m 宅の 3 方が低く、3 方に変位した。道路側では側溝が潰れ、l 宅側の擁壁が前傾して車庫が傾いた。m 宅敷地との高低差は 1m 程度で、土留めブロック擁壁が前傾して m 宅側にも地盤が変位し、建物基礎が引っ張られて破断した。その結果、写真 3.2.112 のように土台の継手も外れ、床が開いた。やや高い中段側の敷地から押された水平変位量は建物中央で大きく、建物は弓なりに変形しているため、写真に見るように床の開きが不均等である。



写真 3.2.112 床の開きと基礎の離隔 (k 宅)

vii)m 宅

中段との境界ブロック擁壁がせり出し (写真 3.2.113 (a))、幅 47cm 程度の通路だった家屋背面の通路が 26cm に狭まり、上は建物に衝突した。同写真 (b) のように、地盤よりも家屋が 8cm ほど多く押されて前に出た。基礎の被害は見られないが、南西側敷地で液状化痕が著しく、居間の床は中央が隆起した (同写真 (c))。擁壁から離れた部屋であるので、中段から押された土が隆起したものでなく、建物下地盤の液状化による軽量部分の浮き上がりと思われる。後に住人が床下に潜って砂地を均し、束の高さを調節して補修した。



写真 3.2.113 擁壁の衝突と建物の変位 (m 宅)

viii) o 宅

中断の f 宅の擁壁がせり出して家屋背面に衝突し、家屋と敷地を玉突き状に前面道路側に押し出した（写真 3.2.114）。擁壁前面の宅地表面に水が滲出して湿地状態であり、地下水位は宅地表面にほぼ一致する。敷地内に噴砂が見られるとともに道路側の庭は隆起し、写真の宅地内のコンクリート通路も道路より 20cm 余り隆起した。



写真 3.2.114 玉突き状に押された下段 (o 宅)

ix) r 宅

この家屋は写真 3.2.86 (d) の崩壊した擁壁下に位置し、写真 3.2.115 の雨樋パイプの曲がりによると、建物よりも敷地が 8cm 多く変位した。



写真 3.2.115 建物と敷地の相対変位 (r 宅)

⑨山本団地の液状化被害模式図

当該地の液状化被害の典型的パターンは、**図 3.2.88** の A-A'断面の被害模式図に代表される。なお、山本団地は 2004 年新潟県中越地震では大きな被害が無く、東隣の新興住宅地であるピーチタウンに被害が顕著であったが、今回はピーチタウンに液状化した痕跡は見られなかった。

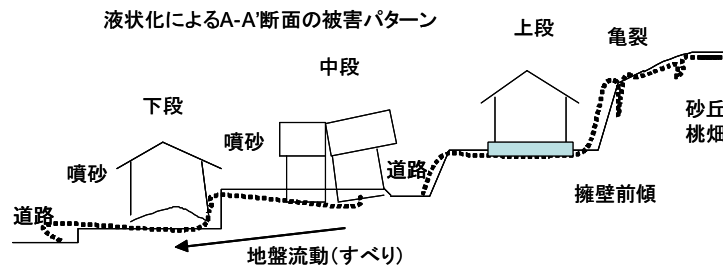


図 3.2.88 山本団地の被害のパターン

⑩山本団地の被災要因と復旧方法

山本団地は、被災建築物応急危険度判定の結果、団地戸数 129 戸中 49 戸が危険度判定要
注意以上となった。被災を受けた要因としては、地下水位が高い砂地盤の宅地であり、そ
の地盤の砂の粒子が均一であることから、元から液状化が発生しやすい状況であったとこ
ろに、地震動によって液状化現象が起こったといえる。復旧の方法として「大規模盛土造
成地滑動崩落防止事業」を導入するにあたり、宅地耐震化のスキームである「造成宅地防
災区域」の新潟県指定が平成 19 年 12 月 21 日公示された。

対策工法は、砂地盤の液状化対策として、深さ 2~3m に暗渠管を布設し、地下水位を低下
させ、地震発生時に生ずる間隙水圧の低減を図るものである。

⑪自然流下方式による液状化対策

i) 工事概要

大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の工事概要
は、以下の通りである。**図 3.2.89** は、暗渠管の
断面図で、地下 2.0~3.5m の深さに、直径 20 c
m から 30 c m の暗渠排水管を布設し、管の廻り
には吸出し防止シートを巻き、その上には、フ
ィルター材としてクラッシュランを埋め戻す。

○暗渠排水管：φ 200~300mm L=約 1.3km

○全体事業費：約 160、000 千円

地元負担 1/4 40、000 千円

○工事期間：H19 年度~H20 年度

○事業主体：柏崎市

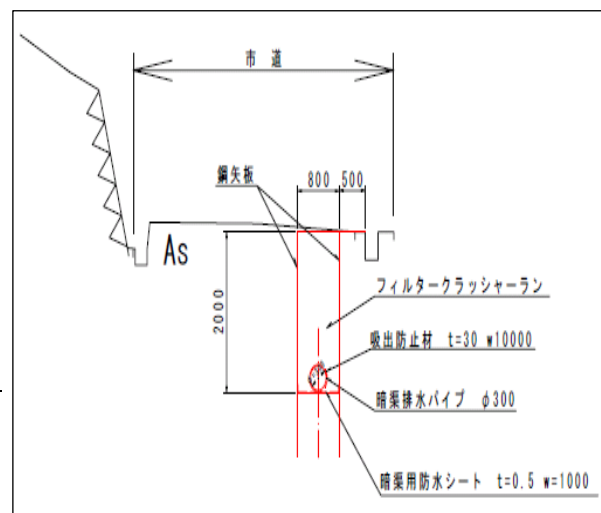


図 3.2.89 暗渠管断面図

図 3.2.90 は、暗渠排水管を配置する平面図で、青線が平成 19 年度発注工事区間、赤線が平成 20 年度発注工事区間となる。基本的に市道に埋設するが、この地域は湧水量が多いため、宅地内にも配管する必要がある。

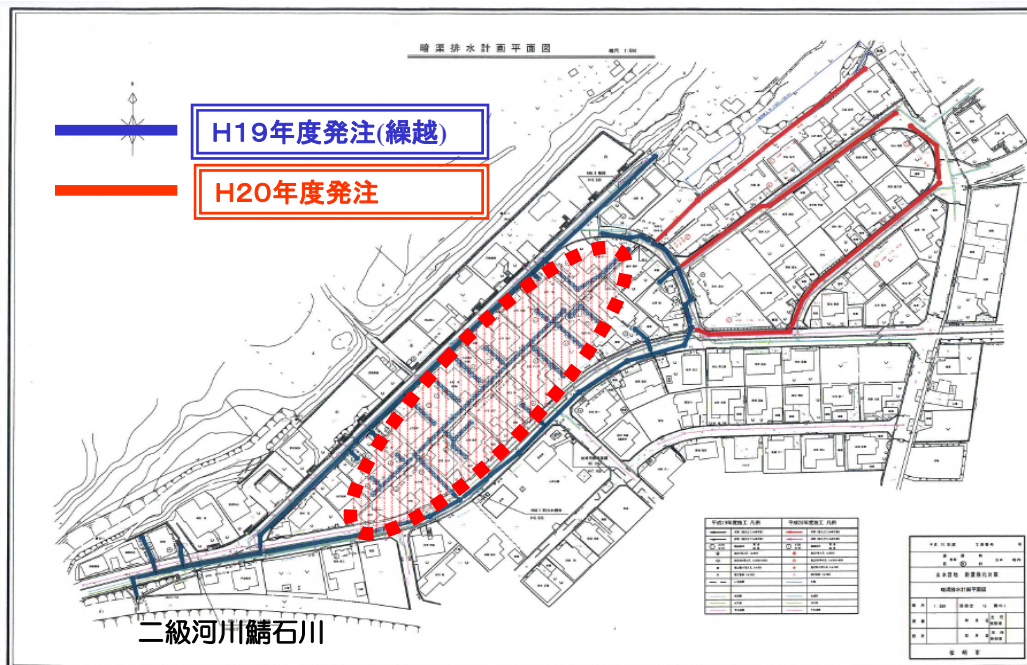


図 3.2.90 暗渠排水管平面図

図 3.2.91 は、山本団地の横断面図及び暗渠排水管の位置である。A 地区は、裏山の砂山が地すべりを起こしたため、地すべり対策を講じた。B 地区は山本団地の造成地で、3 段のひな壇状となっており、この 2 段目、3 段目の造成地が液状化現象を起こしたため、市道内に暗渠排水管を埋設し、地下水位の低下を図る。また、2 段目と 3 段目の間にも、1.5 m ほどの段差があるため、ここにも暗渠排水管を埋設し、さらに、市道と直角方向に宅地内にも暗渠排水管を配管する。

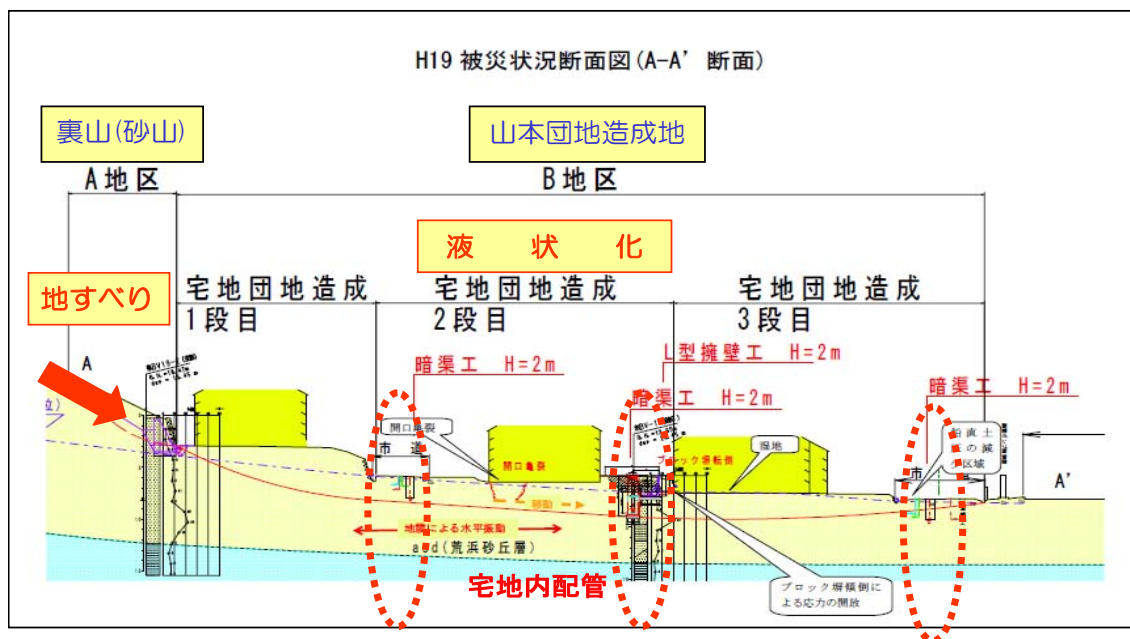


図 3.2.91 山本団地の横断面及び暗渠排水管位置

ii) 工事状況

写真 3.2.116 は、団地の 2 段目と 3 段面の中間の暗渠管布設位置で、段差は 1.5m くらいある。写真 3.2.117 は、暗渠排水管の布設状況で、土被り 2~3m に暗渠管を布設する。地下水位が高いので、ウエルポイントを布設し、地下水の低下を図りながら工事を進めた。



写真 3.2.116 暗渠管布設位置



写真 3.2.117 暗渠排水管の布設状況

iii) 工事見学会

以下の写真は、平成20年7月末に実施した地元住民への工事見学会の状況である。柏崎市が事業主体となっており、地域住民に現地の水の出具合や、工事の難しさ等を確認してもらうため、実施した。この見学会によって、その後の説明会において、大量の地下水を一刻も早く排除する工事を進める要望や、工事関係者への現場の苦勞に対しねぎらいの言葉があった。



写真 3.2.118 工事見学会の様子



写真 3.2.119 工事見学会の様子

⑫ 住民との合意形成

復旧に向けた住民の思いとしては、「この地で再建する強い思い」、団地造成後30数年を経過し「今まで築いてきたコミュニティを守りたい思い」、「個人個人でなく、地域全体で地盤を復旧したい思い」があった。

一方、行政は、地域全体で地盤変動していることから、その原因の追跡のため、「地域全体の地質調査の実施」、住宅も被災を受けているので、「地元住民の負担軽減を国や県に要望」、「大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の被災宅地への適用」を推進していた。

そこで、復興基金の受け皿や、その後の管理を担う、「山本団地宅地管理組合」を地元主導で設立し、市も参加することで、住民との合意形成を図った。この管理組合の役員と協議を重ね、「市で工事を発注」「市で地元負担分の分担金の考え方を決定」「市が賦課徴収権者」となった。地元負担額は、4,000万円になった。

⑬まとめ

i)大規模盛土造成地滑動崩落防止事業に携わって

既存メニューの中で、私有財産である土地の復旧を公的支援できるのは、この事業だけであった。山本団地では、被災状況の差はあっても、地域全体で液状化対策が必要のため、地域が復旧に向けてまとまっていた。しかし、滑動崩落防止工事等の事業主体は、造成後の団地における地域住民では不可能で、一日も早い復旧に向け、地方公共団体が行わざるを得ない。また、今後予測される地震に備えた未然防止工事には、住民負担が伴うため、合意を得るのは困難である。

ii)ハザードマップの作成について

災害に対する備えという点では、自らが自分や家族、財産を守る日頃からの備えと行動する「自助」により災害対応力を高める上で、ハザードマップの作成は必要と思われる。自らが住んでいる地域及び土地の状況を知る上でも、重要な役割を示す。近年ようやく、洪水ハザードマップ、土砂災害ハザードマップの作成が進んできている。

(8) 建物の耐震性能と限界状態

(出典：液化化を考慮した地盤と構造物の性能設計、一部加筆修正)

①建築物基礎の耐震性能と限界状態の考え方

基礎構造は建物を支える重要な役割を負っており、さらにその基礎を支えるのが地盤である。建築物に求められる耐震性能は、表 3.2.22 に示すように、終局状態、損傷限界状態、使用限界状態の3つに分けられており、「建築基礎構造設計指針」では、それらの限界状態に対して基礎構造全体、基礎部材および地盤に求められる性能が設定されている。

ただし、地震の大きさに対応させた性能ではない。想定される地震に対してどの耐震性能を選択するかは、使用者である建築主や設計者が設定することが前提となっている。

終局限界状態は構造物や地盤の最大の損傷レベルを指し、構造物が人命を保護することを基本としている。この性能を満足するために基礎に求められる性能は建物の転倒、倒壊を防ぐことである。損傷限界状態は構造上何らかの被害が生じる状態を想定しており、再使用するために構造上の補修・補強などが必要な状態である、基礎に求められる性能は建物の継続使用を可能とする範囲に基礎の損傷を抑えることである。使用限界状態では建物・基礎を含めて常時の供用性を確保することが求められている。

表 3.2.22 建築物に求められる耐震性能³¹⁾

性能レベル (限界状態)	性能内容		
	基礎構造全体の性能(上部個々の基礎に関する性能)	個々の基礎に関する性能	
		基礎部材に関する性能	地盤の強度・変形に関する性能
終局限界状態	<u>基礎の破壊または変位によって、建物が破壊または転倒しない</u>	基礎部材が脆弱的に破壊しない。変形性能の限界に達して耐力の低下を生じない	<u>地盤の極限抵抗力を超過しない</u>
損傷限界状態	<u>基礎の変位によって、建物の損傷を生じさせない。基礎の残留変形によって、建物の使用性や機能性、耐久性に支障を生じない</u>	基礎部材に構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない	<u>上部構造や基礎の耐久性に有害な残留変形を生じない</u>
使用限界状態	<u>基礎の変位によって、建物の使用性や機能性、耐久性に支障を生じない</u>	基礎部材に耐久性に支障が生じない	<u>上部構造の使用性や機能性、耐久性に支障を生じるような過大な沈・変形を生じない</u>

②建物の限界傾斜角

建物基礎の供用性は一般的に不同沈下で決まることが多い。表 3.2.23 は建築の傾斜角と障害の程度の関係で、地震によって建物が不同沈下した場合の沈下修正や建替えの際の目安となる。人間の生活に生理的な支障が生じるのは第 4 期段階である 15/1000 以上の傾斜を生じる場合であるが、被災事例においては木造、RC 造などとも 1/100 以上傾斜した場合について沈下修正や建替えをしているので、建物の供用性を考えると概ね 1/100 を限界傾斜角としている例が多いと考えられる。

表 3.2.23 建物の傾斜角と障害の程度³²⁾

段階	RC 造・CB 造・S 造	木造	傾斜角の限度
初期	壁に幾分かの亀裂が発生するが使用上の障害とはならない	モルタル外壁・コンクリート 犬走りに亀裂発生	1/1000
第 1 期	壁の亀裂、仕上材の障害起こる。天井クレーンの走行障害起こる	束立床に不陸を生じ、布基礎 土間コンクリートに亀裂発生	3/1000
第 2 期	非たわみ性仕上材の変形の限界。外見上傾斜が気になる	構造材・窓出入口枠材の接合部に隙間を生じ、壁に亀裂が発生	5/1000
第 3 期	<u>たわみ性仕上材の変形限界。床が傾斜して支障をきたす</u>	<u>柱が傾き、建具の開閉不良。床が傾斜して支障をきたす</u>	<u>10/1000</u>
第 4 期	倒壊の危険あり。床の傾斜の生理的限界	柱の傾斜著しく倒壊の危険あり、床の傾斜は生理的限界	15/1000

注) RC 造：鉄筋コンクリート造、CB 造：コンクリートブロック構造、S 造：鉄骨造

③液状化に起因する被災モードから見る耐震性能・限界状態

表 3.2.24 は、過去の地震で被災した建築物についての液状化に起因する特徴的な被災事例である。また、写真 3.2.120 は鳥取県西部地震における直接基礎の戸建て住宅(表 3.2.24 の No.5)の液状化によって不同沈下が生じている事例である。同様に兵庫県南部地震の集合住宅でも不同沈下が生じている事例があり、いずれの場合も建て起こしの基準として 1/100 が境界となっている。これは、床の傾斜が 1/100 を超えると人間の居住性に支障が生じることを考慮したためと思われる。特に建物を居室として利用する場合は、生活時間が長いいため床の傾斜に対する感覚はシビアになると考えられる。

一方、杭基礎である No.2、3、4 の事例は上部の建物には大きな被害が見られないものの、杭が液状化や流動に伴う地盤の変形により亀裂を生じたり傾斜したりすることで、建物が傾斜したと考えられる。No.4 の事例では、海側の杭が液状化に伴う流動により 2 点ヒンジを生じたことで支持性能を喪失し、建物が大きく傾斜している。なお、No.3 の事例では最

大 1/38 も建物が傾斜したにもかかわらず、1 年半も利用している。事務所は室内での生活時間が居室に比べると短いことから、供用性の面では居室より限界状態が緩いとも判断できる。

表 3.2.24 液状化による建築物の被災事例³³⁾

No.	1	2	3	4	5
対象構造物	建築(集合住宅、直接基礎)	建築(事務所、杭基礎)	建築(事務所、杭基礎)	建築(事務所、杭基礎)	戸建て住宅
被災モード	建物の不同沈下	・建物:不同沈下(最大1/30)構造被害はなし ・杭:亀裂、傾斜(最大 1/20)	・建物:不同沈下(最大 1/38)構造被害はなし ・杭:せん断クラック、傾斜(最大 1/27)	・建物:不同沈下(最大 1/18)構造被害はなし ・杭:水平クラック、傾斜(最大 1/10)	家屋の不同沈下
事例	西宮共同住宅	Nビル(ポートアイランド) RC造 2F PHC 杭 A 種 (L=35m)	深江浜 Mビル S造 3F PC 杭 A 種 (L=28m)	東灘区のビル RC造 3F PC 杭 A 種 (L=20m)	米子市安倍彦名団地
液状化の寄与度	液状化によって沈下が生じた。周辺で噴砂が確認されている	液状化に伴う地盤変形によって杭が変形し、被害が生じた。護岸からの距離 260m	液状化に伴う地盤変形によって杭が変形し、被害が生じた。護岸からの距離 350m	液状化に伴う流動によって海側の杭に大きな変形が生じた。護岸からの距離 6m	団地内の各所で噴砂が生じた。
要求性能(重要度高低)	地震後も、快適に日常生活を送れる(床の傾斜によって目眩や吐き気を生じない)	床の傾斜が生理的限界を超えない	床の傾斜が生理的限界を超えない	床の傾斜が生理的限界を超えない	地震後も、快適に日常生活を送れる(床の傾斜によって目眩や吐き気を生じない)
要求性能は何によって決まるか	供用性	供用性	供用性	供用性	供用性
限界状態	1/100 以下?	15/1000 以下?	15/1000 以下?	15/1000 以下?	不同沈下 1/100 程度以下
対象地震	兵庫県南部地震	兵庫県南部地震	兵庫県南部地震	兵庫県南部地震	鳥取県西部地震
対応	1/100 以上傾斜した棟(5 棟/150 棟)について建て直しを実施した。	建物解体	地震後 1 年半使用したあと解体	不明	各戸によって異なるが 1/100 程度以上不同沈下した家屋は持ち上げて水平化



写真 3. 2. 120 鳥取県西部地震で不同沈下した住宅の例³⁴⁾

3.2.2 現地調査

2011年3月11日14時46分に発生した東北地方太平洋沖地震(M9.0)によって、関東地方で液状化した都道府県と市町村をまとめた³⁵⁾のが表3.2.25である。茨城県で液状化が発生した市町村数は36市町村、次に千葉県で25市町村となり、両県の液状化被害が非常に多い。

東北地方太平洋沖地震では、図3.2.92、93に示すように関東地方の広い範囲にわたり地盤の液状化現象が発生し、住宅、道路、河川堤防、港湾施設、ライフライン等に多大な被害が発生した。国土交通省関東地方整備局と公益社団法人地盤工学会では、既にこれらの地盤液状化現象の実態を把握、解明するために共同で調査を実施し、その成果を報告書に取りまとめている^{35) 36)}。各地域の液状化被害については、大学や建築研究所のホームページ(HP)でも現地調査報告がなされている。また、1987年12月17日に発生した千葉県東方沖地震等過去の地震においても液状化の発生が報告³⁵⁾されている。

東日本大震災の関東地方において液状化が発生した各地の被害状況について現地調査を行った。宅地液状化被害では、図3.2.94に示す潮来市日の出地区のように埋立地、干拓地の湖沼部分で埋め立て地盤全体に激しい液状化が発生している。地震直後の液状化による噴砂の状況は、2011年3月29日撮影の衛星画像Google Earthの写真3.2.121から噴砂量が多く地区全域が住宅被害を受けていることがわかる。潮来市日の出地区では、主な被害状況として写真3.2.122の宅地地盤の液状化に伴う大規模な噴砂状況、写真3.2.123の建物の基礎部の割れや段差、写真3.2.124の中学校の校舎や体育館での建物基礎地盤の沈下、写真3.2.125の木杭の抜け上がり、写真3.2.126の道路の側溝の隆起現象、写真3.2.127のライフラインの浮き上がり現象等が生じている。

潮来市日の出区では、周囲は液状化による被害を受けた中で、図3.2.95のように建物の沈下・傾斜を測定した2丁目から6丁目の住宅のうち、建物の傾斜や沈下が生じていなかった箇所があったので、住宅の所有者に直接的にヒアリング調査を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- a) a宅：造成前に鋼管杭を50本程度、長さ7mを打設している。建物の沈下は一切発生していないが周辺地盤が多少沈下している。隣接地の同時期の同建物構造で鋼管杭をしていないものは25cm程度沈下し、沈下修正工事をしていた。
- b) b宅：造成前に鋼管杭を40本程度打設している。建物・地盤の沈下は一切発生していない。
- c) c宅：他の敷地に対して周囲を擁壁で囲み、1m程度盛土している。建物の傾斜・沈下はなく、敷地に噴砂やクラック等の地盤変状が見られない。ただし、敷地の周辺の擁壁の一部が変状していた。

この地域の地下水位は地表面下0.7~0.8m程度にあることから、液状化対策は支持層までの杭工法や非液状化層1.7~1.8m程度以上あればよいことが明らかとなった。このメカニズムは、石原らの液状化層(H1)と非液状化層(H2)の関係にあるように、非液状化層が浅

層盤上に一様に噴砂が地表面に出ることがなく、建物の傾斜・沈下を軽減できたためであると考えられる。このことから、非液状化層を一様に確保する浅層盤状改良工法は、液状化対策工法として有効性が高いと考えられる。また、さらに、盛土や地下水水位低下ができる場合には、浅層盤状改良厚さを薄くし、コスト軽減を図ることも考えられる。

九十九里の旭市では、砂丘地形であるものの液状化が多数発生している。かつて外房は砂鉄の産地であり、旭市周辺にも砂鉄鉱床が多く存在する。過去の砂鉄採掘跡地の地図⁴²⁾を図 3.2.96 に、液状化による宅地被災箇所を図 3.2.97 に示す。この砂鉄採掘跡地の液状化は、図 3.2.98 に示すように 1987 年の千葉県東方沖地震の際にも液状化の発生報告⁴³⁾がある。図 3.2.99 は、過去の砂鉄採掘跡地の地図と液状化被災地箇所の重ね図で、位置が合致することが分かる。ただし、図 3.2.98 の日本の液状化履歴マップと過去の砂鉄採掘跡地の地図とは一致していないが、液状化被災地箇所と一致している。写真 3.2.128 は液状化による建物の基礎地盤の沈下、写真 3.2.129 は道路側溝の沈下を示す。このような採掘跡地が不確定な場合の液状化対策工法を行うためには、一般的な戸建て住宅のスウェーデン式サウンディング調査では把握できないために、高密度表面探査等を駆使して地盤条件を行う必要がある。このように地盤条件が不確定な場合には、浅層盤状改良工法が有効な液状化対策と考えられる。

このような条件が揃う場所は、微地形で分類すると、海岸や池・沼などの水面を埋め立てた所や、旧河道、砂丘のきわ、自然堤防のきわといったところが多い。東日本大震災の関東地方において液状化が発生した各地の被害状況について現地調査を行った。その結果、液状化被害が甚大な箇所を①地下水が浅くて、②砂地盤で、③緩い状態にある地盤の 3 つの条件が揃う微地形分類等とその特徴によって大まかに分類整理すると表 3.2.26 のようになった。このように、微地形分類等に応じた液状化対策工法が考えられるべきだが、これまでの液状化被害分析により一様な非液状化地盤を形成できる浅層盤状改良工法は、建物の強固な支持地盤となり、液状化が発生してもめり込み沈下が生じにくく、戸建て住宅の液状化対策工法としては有効性が高いと考えられる。

表 3. 2. 25 液状化発生箇所を含む市区町村

都道府県	市区町村	液状化が発生した市区町村数
茨城県	水戸市、日立市、土浦市、古河市、石岡市、結城市、龍ヶ崎市 下妻市、常総市、常陸太田市、北茨城市、取手市、つくば市 ひたちなか市、鹿嶋市、潮来市、守谷市、那珂市、筑西市、坂東市 稲敷市、かすみがうら市、神栖市、行方市、銚田市、つくばみらい市 茨城町、大洗町、東海村、美浦村、阿見町、河内町、八千代町 五霞町、境町、利根町	36
栃木県	栃木市、真岡市、大田原市	3
群馬県	館林市、板倉町、邑楽町	3
埼玉県	さいたま市、熊谷市、川口市、行田市、加須市、春日部市、羽生市 越谷市、戸田市、鳩ヶ谷市、和光市、久喜市、八潮市、幸手市 吉川市、宮代町	16
千葉県	千葉市、銚子市、市川市、船橋市、木更津市、松戸市、野田市 成田市、東金市、旭市、習志野市、柏市、八千代市、我孫子市 浦安市、袖ヶ浦市、印西市、南房総市、匝瑳市、香取市、山武市 栄町、神崎町、東庄町、九十九里町、	25
東京都	中央区、港区、墨田区、江東区、品川区、大田区、北区、板橋区 足立区、葛飾区、江戸川区	11
神奈川県	横浜市、川崎市	2
総 計		96

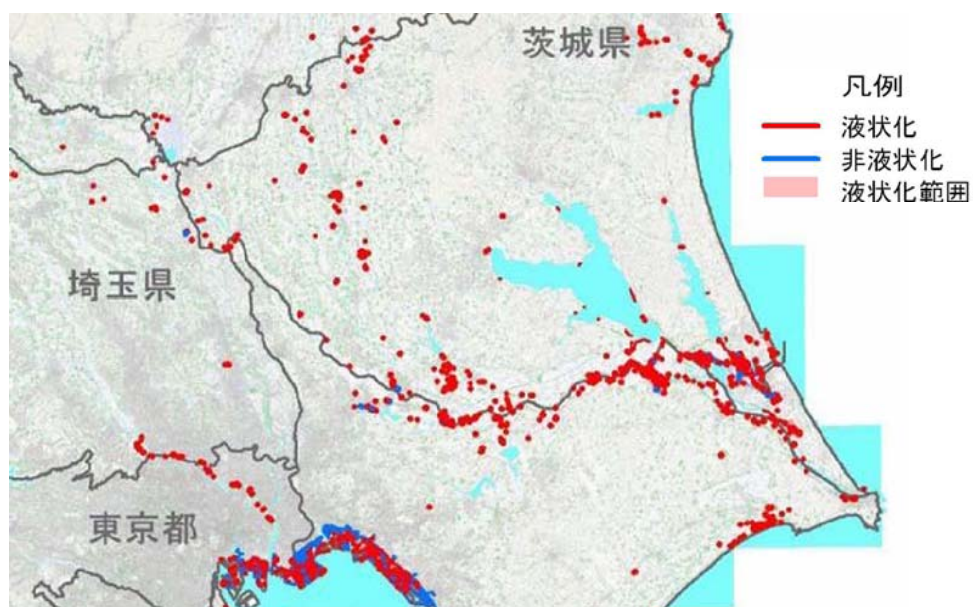


図 3. 2. 92 関東地方の液状化発生分布³⁵⁾

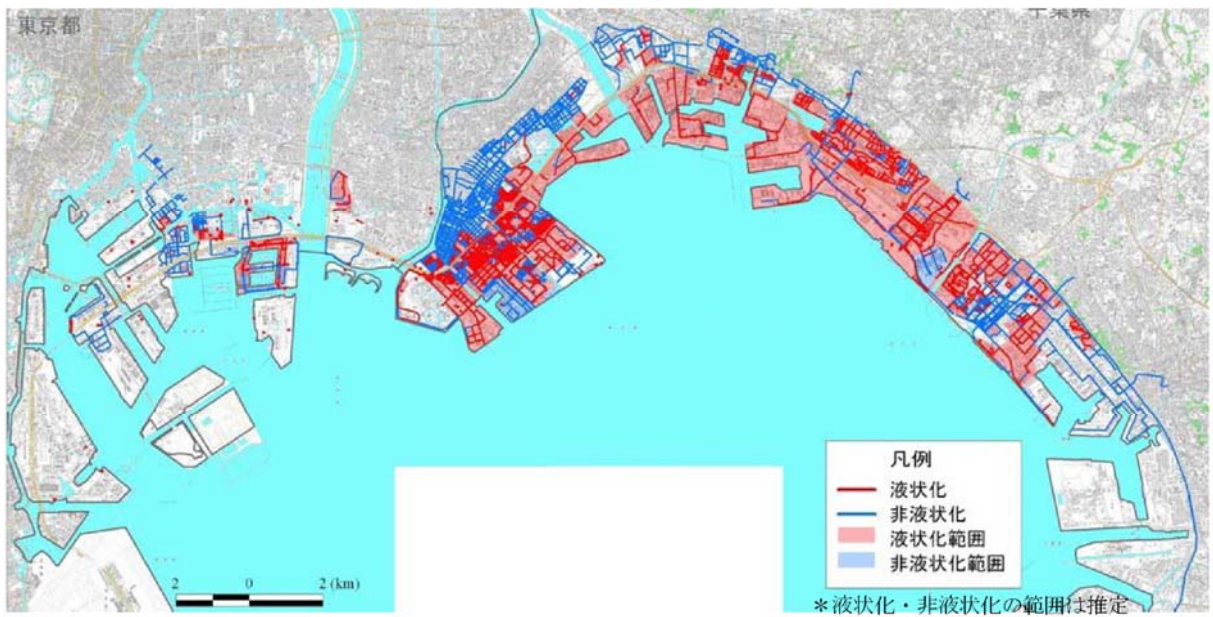


図 3.2.93 東京湾岸の液状化発生分布³⁶⁾

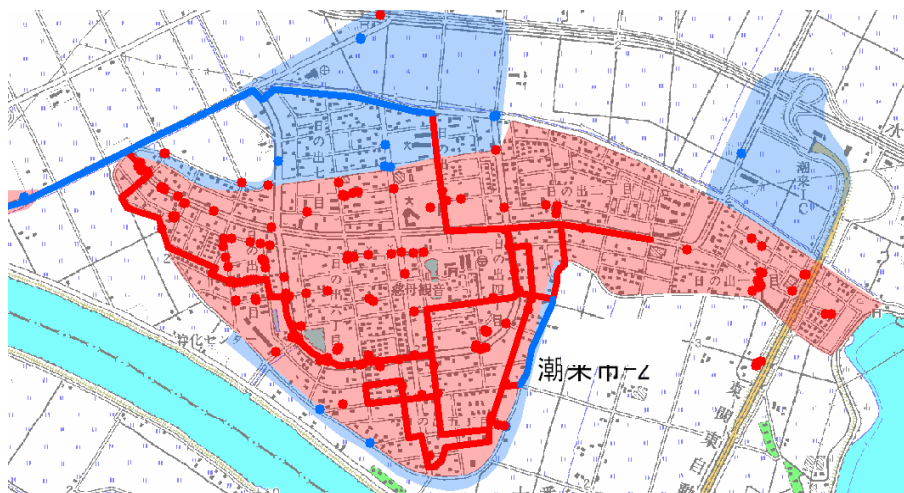


図 3.2.94 IH地区における液状化被害の全体図³⁶⁾

注) 赤色は液状化、青色は非液状化である。



写真 3. 2. 121 敷地での噴砂現象 (Google Earthより)



写真 3. 2. 122 宅地地盤の液状化に伴う大規模な噴砂状況



写真 3. 2. 123 建物の基礎部の割れや段差



写真 3. 2. 124 建物の基礎地盤の沈下



写真 3. 2. 125 木杭の抜け上がり



写真 3. 2. 126 道路側溝の隆起現象



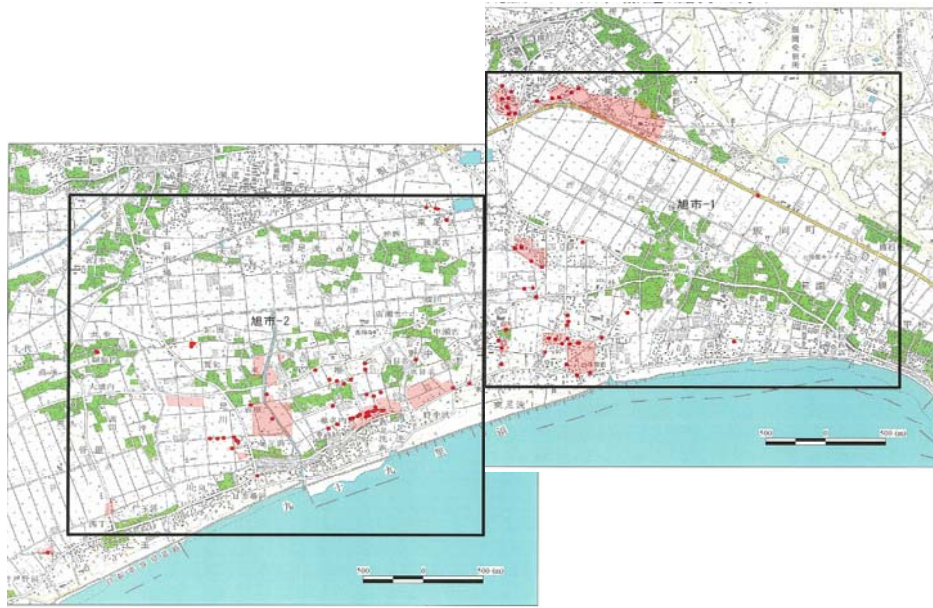
写真 3. 2. 127 ライフラインの浮き上がり現象



図 3. 2. 95 液状化による建物沈下が無い住宅



図 3. 2. 96 旭市の砂鉄採掘跡⁴²⁾



(a)地盤工学会調査



(b)罹災証明（黒地点が被災宅地）

図 3. 2. 97 液状化による宅地被災箇所



図 3. 2. 98 日本の液状化履歴マップ 745-2008 (若松加寿江著)



図 3. 2. 99 過去の砂鉄採掘跡地の地図と液状化被災地箇所の重ね図



写真 3. 2. 128 建物の基礎地盤の沈下



写真 3. 2. 129 道路側溝の沈下

表 3. 2. 26 液状化被害地区の旧地形分類

旧地形分類等	写真	特徴	地区
河川 (利根川の一部を埋め立てたところ)		<ul style="list-style-type: none"> ・側方流動を生じている。 ・大きな沈下・隆起を生じている。 	香取市佐原地区
池・沼 (池・沼を埋めたところ)		<ul style="list-style-type: none"> ・液状化層は浅いが、沈下量が大きい。 	鹿嶋市栗生団地 我孫子市布佐・都地区、久喜市南栗橋地区
湖 (内浦を埋めたところ)		<ul style="list-style-type: none"> ・干拓地全域が液状化している。 ・地下水位が非常に高い。 	潮来市日の出地区 (内浪逆浦)
海岸埋立地		<ul style="list-style-type: none"> ・液状化対象層が 20 m 位ある。 ・粘性土地盤が液状化層の下にあるため、地下水低下・盛土による圧密沈下が生じる。 	浦安市、江東区新木場地区、千葉市美浜区磯辺地区、習志野市、鹿嶋市平井海岸地区一部横浜市港北区/金沢区、ひたちなか市、
採掘跡地 (良質な砂利・砂鉄採取のために掘削して埋め戻したところ)		<ul style="list-style-type: none"> ・周辺地盤は液状化しない。 ・10m位の採掘がある。 ・沈下量が大きい。 	神栖市掘割地区 神栖市深芝地区 鹿嶋市平井東部地区 旭市(砂鉄採取跡地)
丘陵谷埋め造成地		<ul style="list-style-type: none"> ・基盤傾斜に沿って側方流動している。 ・大きな亀裂、隆起現象が総じている。 	鹿嶋市駅周辺(宮中・宮下地区) 鹿嶋市鉢形 東海村緑ヶ丘団地 東海村南台団地
津波被害箇所		<ul style="list-style-type: none"> ・津波のために液状化の痕跡がなくなっている。 ・沈下量が大きい。 	鹿嶋市長栖地区(北公共埠頭) 鹿嶋市平井海岸地区一部 神栖市南公共埠頭

3.2.3 アンケート調査

平成23年3月11日にマグニチュード(M)9.0の東北地方太平洋沖地震が発生し、特に関東地方においては、震度6弱を観測した茨城県南部の内陸部の潮来市・神栖市や千葉県北部の震度5を観測した臨海部の浦安市・船橋市等の埋立て地盤等において、継続時間の長い地震動を伴う液状化の発生によって、約27,000件もの戸建て住宅等の傾斜・沈下等の広範囲で甚大な被害を生じた。

現在、液状化被害による傾斜程度の評価基準は、品確法(3/1000、6/1000)、被災度判定(1/100、1/60、1/20)など、統一されたものとなっていない。液状化判定の結果を基に対策工を検討する場合においては、設計の許容値(目標値)が明確でないため、どの程度の地震に対してどのような対策をすればよいのかが判らない状況にある。

そこで、液状化により沈下傾斜した住宅において、生活に支障を及ぼす傾斜の程度を数値化するために、沈下修復された、又は、沈下修復する予定の住宅がどのくらい傾斜していたのかを明確にするために、大手住宅メーカー・沈下修復業者に対して下記の内容についてアンケート調査を実施した。

- ① 建物構造(木造、木造軸組、木質^{プレハブ}、鉄骨造、RC造等)
- ② 階数(1階、2階等)
- ③ 用途(住宅、集合住宅等)
- ④ 基礎(布、べた)
- ⑤ 地震前の地盤(表層改良工法、柱状改良工法、鋼管杭工法、対策工法無し、深さ、本数)
- ⑥ 被害程度(N/1、000、不同沈下量)
- ⑦ 修復工法(土台揚げ工法、耐圧版工法、鋼管圧入工法、薬液注入工法、硬質ウレタン工法)
- ⑧ 費用:万円(～250、250～500、500～750、750～1000、1000～)
- ⑨ 受注形態(住宅会社、オーナー、地盤改良会社等)

このアンケート調査の総数は、東日本大震災で津波被害を受けた東北地方や新潟県等も含めた494件である。この中から、関東地方全域で液状化被害を受けた地域の458件、そのうち浦安市内の257件を抽出して分析を行った。分析内容は、主に以下の項目について行った。

- ①地盤対策工法の傾斜と沈下量の関係
- ②沈下修復工法と建物の傾斜と沈下量の関係
- ③建物構造別の傾斜と沈下量の関係
- ④地盤対策工法別の傾斜と沈下量の関係

3.3 戸建て住宅の被災調査結果

3.3.1 被災事例の収集の結果

(1) 2000年鳥取県西部地震による安倍彦名団地

地下水位調査の結果、下記のようなことが明らかとなった。

- ①ペーパードレーンとサーチャージ盛土を施工した地盤改良部は、液状化による被災が見られなかった。井戸を使用しているために液状化被害がなかった。
- ②在来水路の埋立てにより地下水位が上昇し、非液状化層が浅くなったために被災が大きくなった。
- ③無処理部は地下水位の傾斜が急であると、非液状化層の差により被災が大きくなった。
- ④地盤改良部の周辺では、地下水位が上昇するため無処理部の境界部分の家屋の被災が大きくなった。
- ⑤井戸を使用している箇所は、1.9mの非液状化層があるために液状化被害がなかった。

(2) 1995年兵庫県南部地震による尼崎築地地区

築地地区の地下水位はほとんどが G.L. -0.0 ~ -1.0m の深さにあるのに対し、水路を挟んで 43 号周辺から北寄りの地区では地下水位が G.L. -2.0m 以深と深く、これらの地区では液状化被害は見られなかった。そこで、対策工法は、圧密沈下はあるが嵩上げ盛土 1.5m と地下水位低下最大 1.5m の計 3.0m の非液状化層の設置を行った。

(3) 2007年潟県中越沖地震による刈羽村稲場

主な対策工法として、鋼管杭基礎の打設、暗渠による地下水位低下、アンダーピニング工法、柱状改良工法が施されていた。柱状地盤改良を施した建物は、裏山斜面の崩壊により建物は道路側へ約 50cm 水平移動し、それに伴い道路側の柱状改良体が道路側へ傾斜していた。鋼管杭を施した建物は、周辺地盤が約 20cm 沈下、建物が 5cm 不同沈下し、給排水管が断裂していた。鋼管杭と暗渠を施した建物では、13cm ほどの不同沈下、7/1000 の傾斜が発生していたが、他の建物と比較して外見上大きな被害は見受けられなかった。この家屋は鋼管杭を基礎に用いていたため、家屋の沈下および偏心は軽微であったが、道路側に約 15cm 移動した。宅地の地盤変状および家屋の被害は軽微であり、暗渠排水が液状化に対して効果を発揮したと推察される。暗渠のない裏庭の砂丘法尻付近では地盤が隆起したが、水位は非常に高い。

(4) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市橋場町

新潟県中越地震以降に建設された数棟の戸建て住宅は、柱状改良や鋼管杭を設置していたため、今回の地震で被害が大きかった地域よりも地盤と家屋の被害が軽微であり、最大不同沈下量・最大傾斜角が相対的に小さかった。また、地下水位が浅いほど地盤や家屋に及ぼす液状化に起因した被害が大きくなるという傾向にあることが分かった。これは 1983

年の日本海中部地震における秋田市新屋松美町や、2000年鳥取県西部地震による米子市安倍彦名団地の傾向と同様の結果である。

(5) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市松波2丁目

既存ボーリング調査資料による全体の地盤分析に加えて、噴砂や家屋基礎の破壊などの液状化被害が目立った宅地について、スウェーデン式サウンディング（SWS）調査と被害状況のヒアリング調査を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- ①液状化層がGL-3m以深と深いにも拘わらず、調査した宅地では、噴砂のみ：2/3、地割れ＋噴砂：38%、地割れ or 噴砂：90%であった。
- ②噴砂か地割れがあると、家屋または宅地の90%は沈下または傾斜し、家屋の61%が沈下または傾斜した。
- ③表には現れていないが、家屋の沈下は二階建て部分が大きく、一階が車庫である部分や平屋部分では小さかった。
- ④巨視的地形と家屋の傾斜の間には必ずしも明確な関係は認められなかった。

(6) 2007年潟県中越沖地震による柏崎市山本団地

広範囲な液状化被害がある中で、噴砂、沈下等の地表面での地盤変状を起こさなかった箇所は、表層の非液状化層の存在が厚かったためと考えられる。そこで、大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の液状化対策工法として地下水位低下工法が採用された。地下水位低下工法は、地下2.0～3.5mの深さに直径20～30cmの暗渠排水管を布設し、管の廻りには吸出し防止シートを巻き、その上フィルター材としてクラッシャーランを埋め戻した構造とした。

3.3.2 現地調査の結果

東日本大震災の関東地方において液状化が発生した各地の被害状況について現地調査を行った。潮来市日の出区では、周囲は液状化による被害を受けた中で、建物の傾斜や沈下が生じていなかった箇所があったので、ヒアリング調査を行った。

その結果、鋼管杭を打設している建物は、建物自体の傾斜・沈下はないが、周辺地盤に沈下が生じていた。また、建物の敷地に対して周囲を擁壁で囲み1m程度盛土している箇所は、建物自体の傾斜・沈下および周辺地盤の沈下はないが、敷地の擁壁が変状していた。この地域の地下水位は地表面下0.7～0.8m程度にあることから、液状化対策は支持層までの杭工法や非液状化層1.7～1.8m程度以上あればよいことが明らかとなった。このメカニズムは、石原らの液状化層（H1）と非液状化層（H2）の関係にあるように、非液状化層が浅層盤上に一様に噴砂が地表面に出ることがなく、建物の傾斜・沈下を軽減できたためであると考えられる。

この現地調査の結果、この液状化被害が甚大な箇所は、河川（利根川の一部を埋め立てたところ）、池・沼（池・沼を埋めたところ）、湖（内浦を埋めたところ）、海岸埋立地などの水面を埋め立てた所や、採掘跡地（良質な砂利・砂鉄採取のために掘削して埋め戻したところ）、丘陵谷埋め造成地、津波被害箇所等の微地形分類ができることが分かった。

3.3.3 アンケート調査の結果³⁸⁾

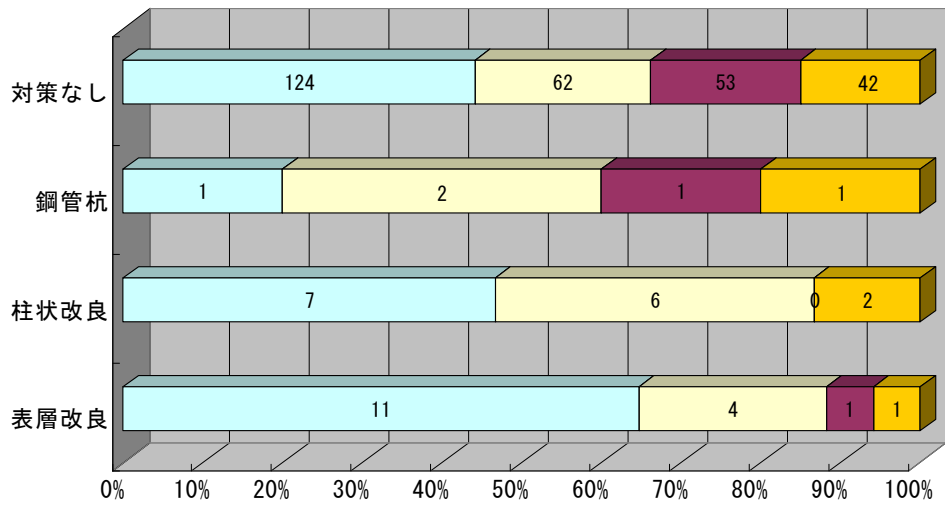
戸建て住宅の液状化被害の液状化対策としては、経済的で効果的な対策工法を評価する必要が生じた。そこで、地震前の支持地盤対策として施した各種地盤対策工法が液状化対策工法としての効果を検証するために、東日本大震災で被災した住宅の復旧に当たった大手住宅メーカー・沈下修復業者から広くアンケート調査により情報の提供を依頼した。入手した全数は、東日本大震災で津波被害を受けた東北地方や新潟県等も含めた 494 件である。この中から、関東地方全域で液状化被害を受けた地域の 458 件および浦安市内の 257 件を抽出し、分析を行った。

その結果、以下の分析結果のように柱状改良工法や鋼管杭工法が支持層にまで達していない場合は、表層改良工法の方が液状化発生した際に建物の傾斜角および不同沈下量が小さく、高い軽減効果があることが明らかとなった。

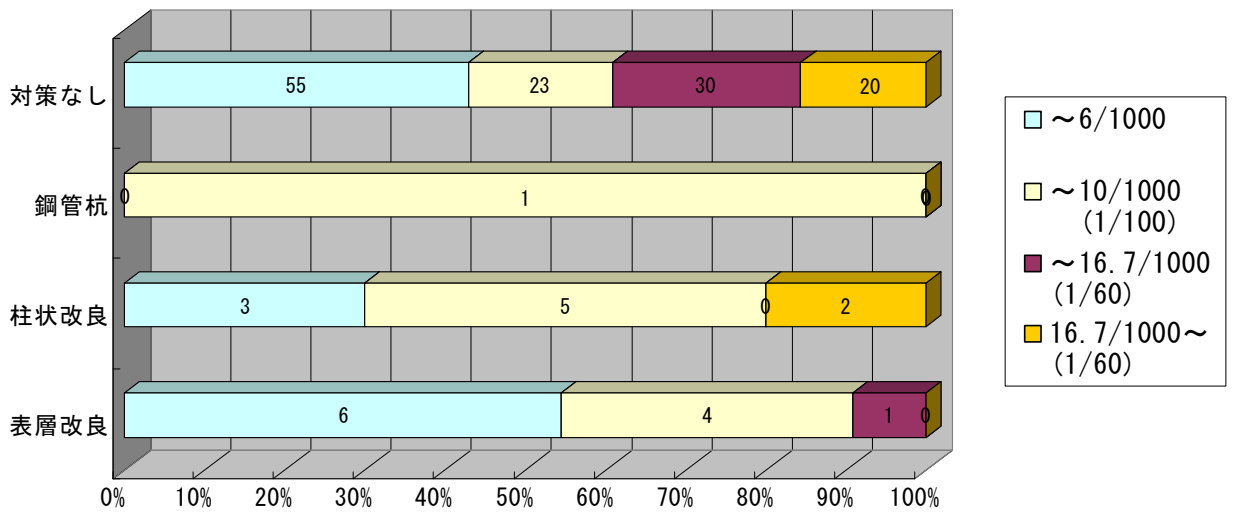
(1) 地盤対策工法の建物の傾斜と沈下量の関係

①地盤対策工法と建物の傾斜角の関係

図 3.3.1 は、地震前の地盤対策工法として行った表層改良工法、柱状改良工法、鋼管杭工法及び対策工法無しの 4 区分と建物の傾斜角の関係を関東地方全域と浦安市内の場合で帯グラフにしたものである。この結果から表層改良工法は、他の工法に比較して建物の傾斜角が小さく、高い軽減効果があることがわかる。ただし、この改良工法および鋼管杭工法は、6.5m程度の長さで支持層まで定着していない。



(a)関東地方全域

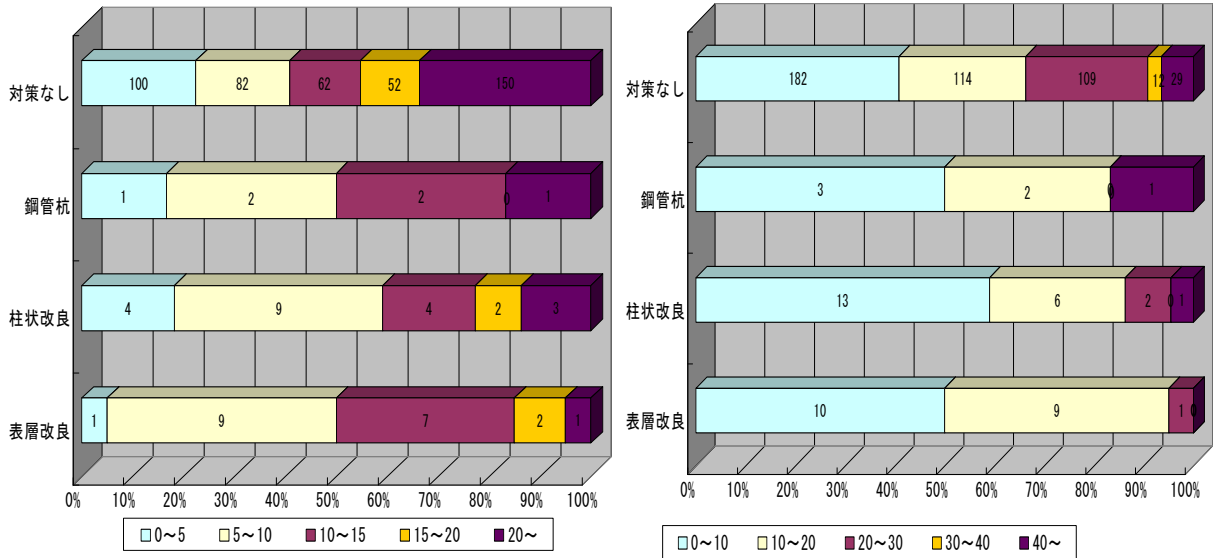


(b)浦安市内

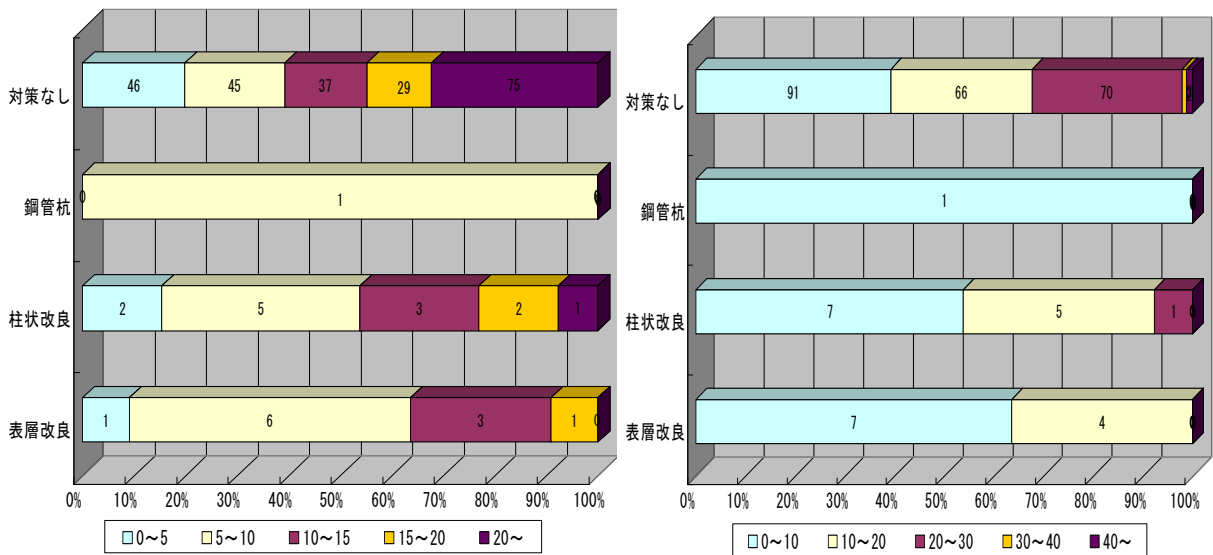
図 3.3.1 地盤対策工法と建物の傾斜角の関係

②地盤対策工法と建物の不同沈下量の関係

図 3.3.2 は、地震前の地盤対策工法として行った表層改良工法、柱状改良工法、鋼管杭工法及び対策工法無しの4区分と建物の不同沈下量の関係を関東地方全域と浦安市内の場合で帯グラフにしたものである。この結果から表層改良工法は、他の工法に比較して建物の不同沈下量が小さく、高い軽減効果があることがわかる。ただし、浦安市内の鋼管杭工法は、1件しかないので比較の対象として判断できない。



(a)関東地方全域

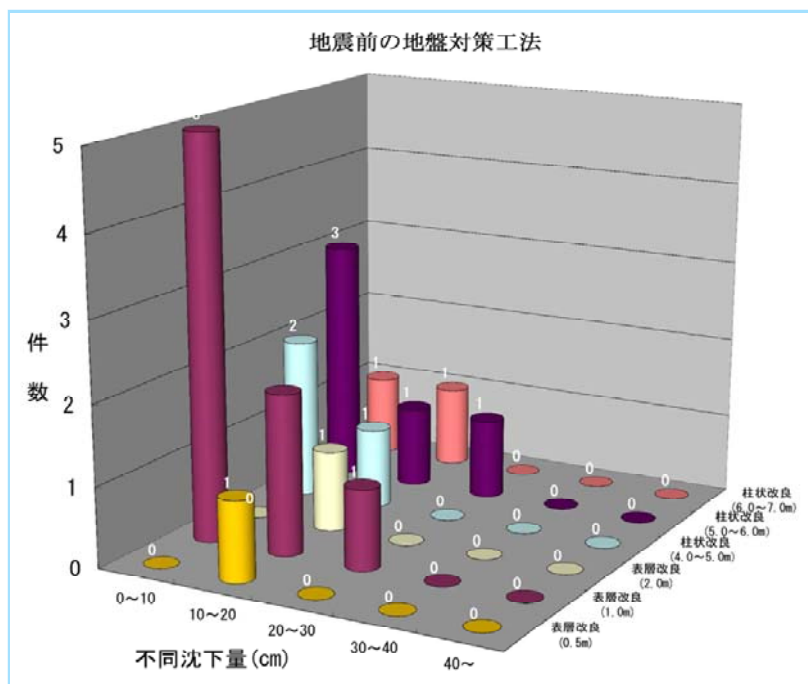


(b)浦安市内

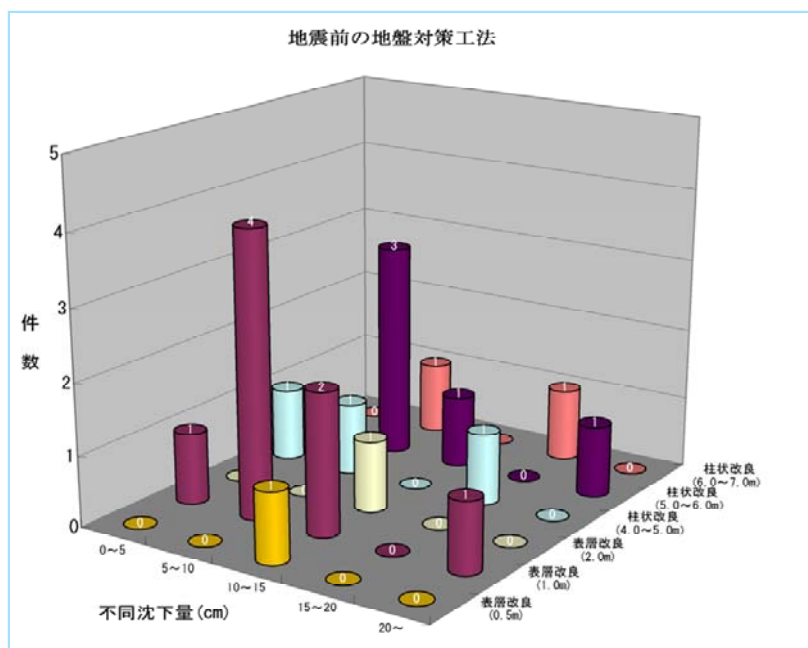
図 3.3.2 地盤対策工法と建物の不同沈下量の関係

③表層改良工法および柱状改良工法と建物の不同沈下量の関係

図 3.3.3 は、地震前の地盤対策工法として行った表層改良工法（0.5m、1.0m、2.0m）と柱状改良工法（4.0～5.0m未満、5.0～6.0m未満、6.0～7.0m）の場合と不同沈下量の比較を行ったものである。その結果、表層改良工法の方が柱状改良工法よりも不同沈下量が少ないことが分かった。



(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合



b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

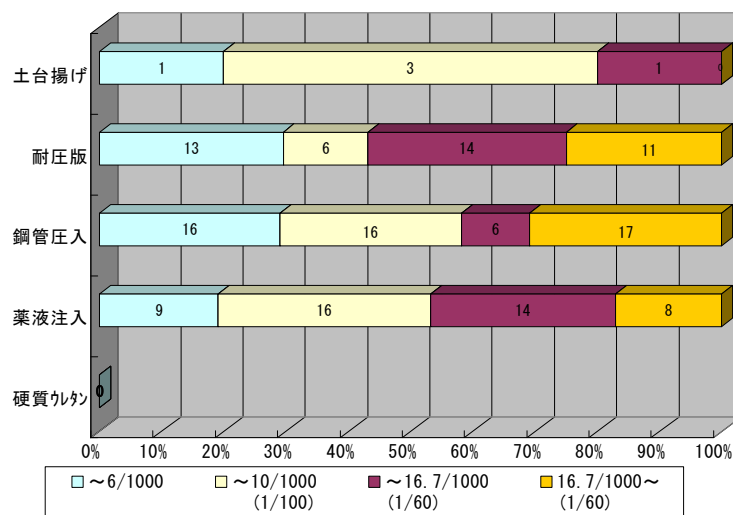
図 3.3.3 地盤対策工法と建物の不同沈下量の関係

(2) 沈下修復工法と建物の傾斜と沈下量の関係

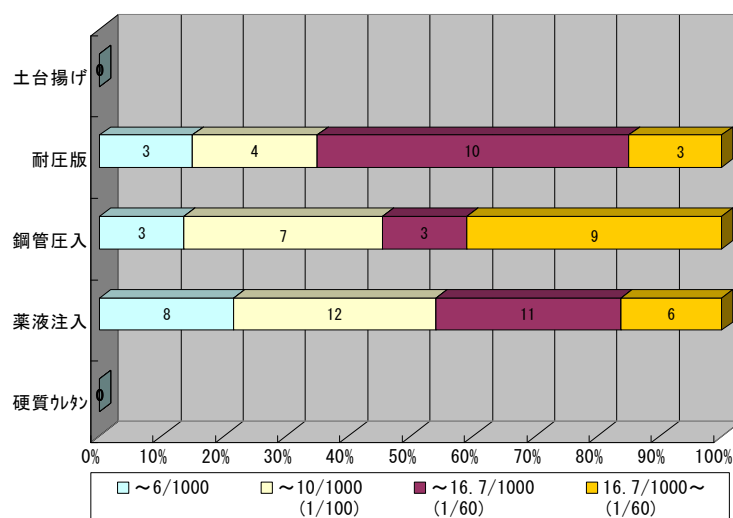
①沈下修復工法と建物の傾斜角の関係

図 3.3.4 は、地震後の沈下修復工法として行った①土台揚げ工法、②耐圧版工法、③鋼管圧入工法、④薬液注入工法、⑤硬質ウレタン工法の 5 区分と建物の傾斜角の関係を関東地方全域と浦安市内の場合で帯グラフにしたものである。⑤硬質ウレタン工法は、アンケート調査の結果で沈下のみ件数で傾斜の件数の記載がないために不明である。この結果から各沈下修復工法の傾斜角の目安は、以下のようにになると考えられる。

- a. 土台揚げ工法：1/100 以下
- b. 耐圧版工法：1/60 以下
- c. 鋼管圧入工法：すべて
- d. 薬液注入工法：1/60 以下
- e. 硬質ウレタン工法：不明（傾斜のデータなし、沈下のみ）



(a) 関東地方全域



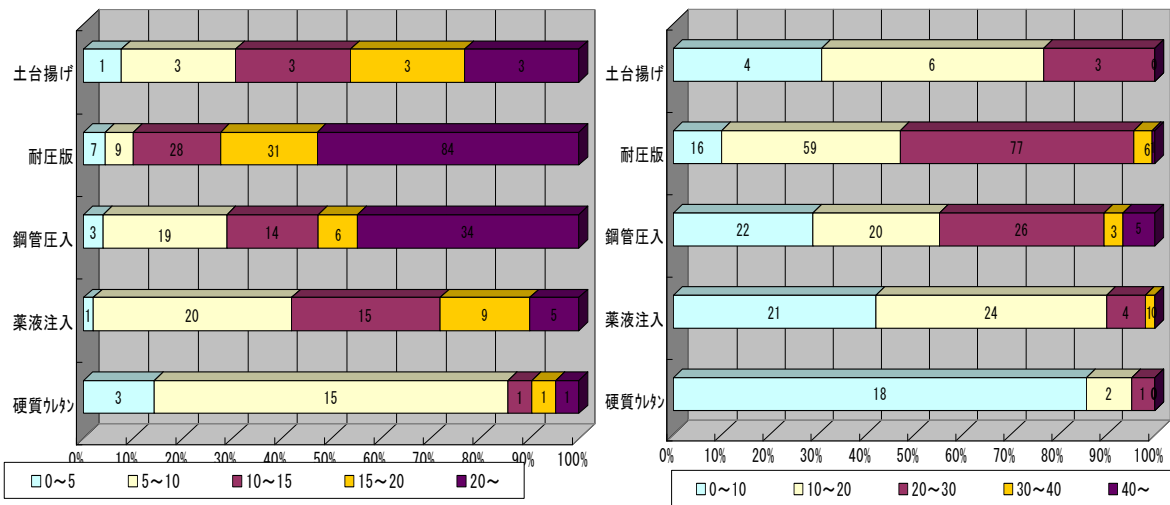
(b) 浦安市内

図 3.3.4 沈下修復工法と建物の傾斜角の関係

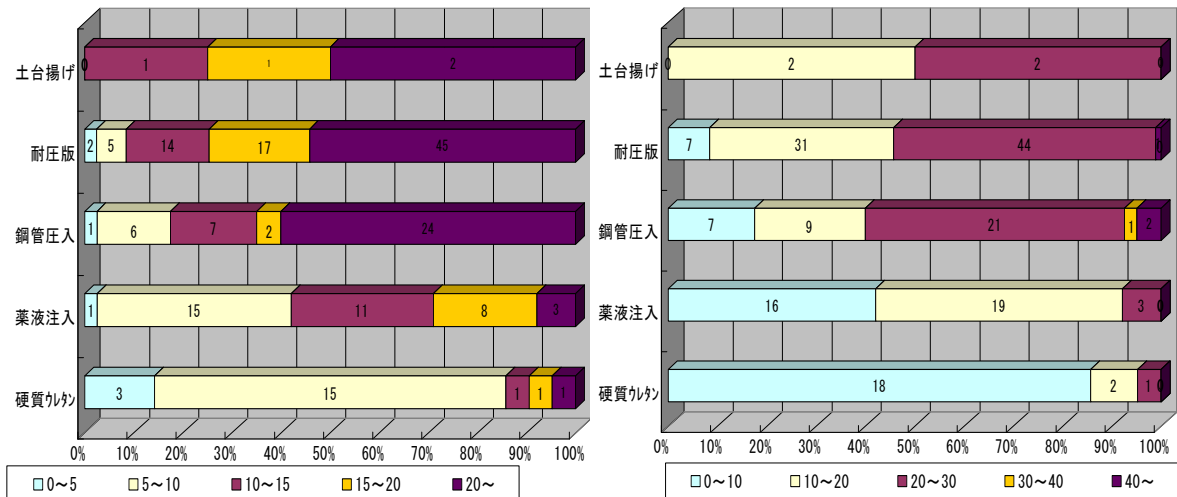
②沈下修復工法と建物の沈下量の関係

図 3.3.5 は、地震後の沈下修復工法として行った①土台揚げ工法、②耐圧版工法、③鋼管圧入工法、④薬液注入工法、⑤硬質ウレタン工法の 5 区分と建物の沈下量の関係を関東地方全域と浦安市内の場合で帯グラフにしたものである。この結果から各沈下修復工法の不同沈下量の目安は、以下のように考えられる。

- a. 土台揚げ工法：20 cm以下
- b. 耐圧版工法：30 cm以下
- c. 鋼管圧入：すべて
- d. 薬液注入：20 cm以下
- e. 硬質ウレタン：10 cm以下



(a)関東地方全域



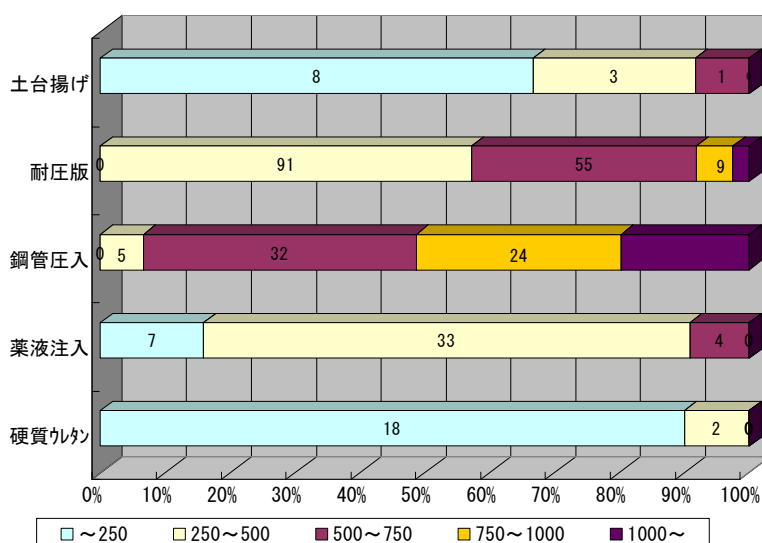
(b)浦安市内

図 3.3.5 沈下修復工法と建物の沈下量の関係

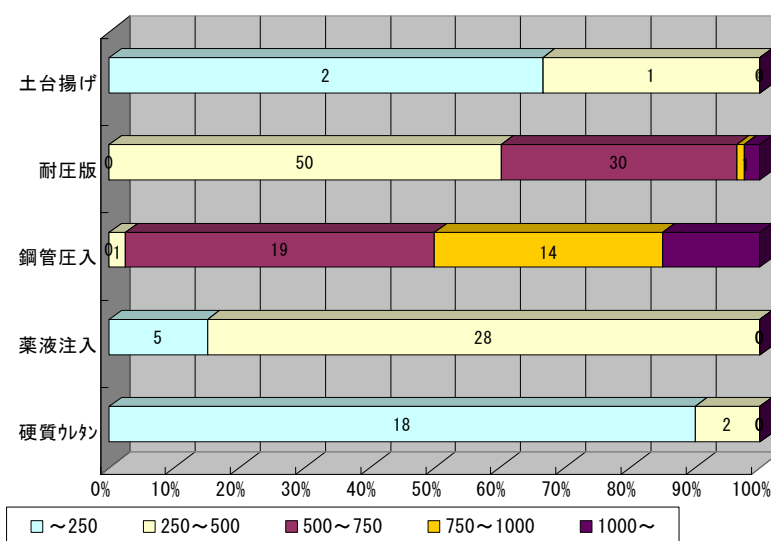
③沈下修復工法と費用との関係

図 3.3.6 は、地震後の沈下修復工法として行った①土台揚げ工法、②耐圧版工法、③鋼管圧入工法、④薬液注入工法、⑤硬質ウレタン工法の 5 区分と費用の関係を関東地方全域と浦安市内の場合で帯グラフにしたものである。この結果から各沈下修復工法の費用の目安は、以下のようにになると考えられる。

- a. 土台揚げ工法：250 万以下
- b. 耐圧版工法：750 万以下
- c. 鋼管圧入：750 万～1,000 万
- d. 薬液注入：500 万以下
- e. 硬質ウレタン：250 万以下



(a) 関東地方全域



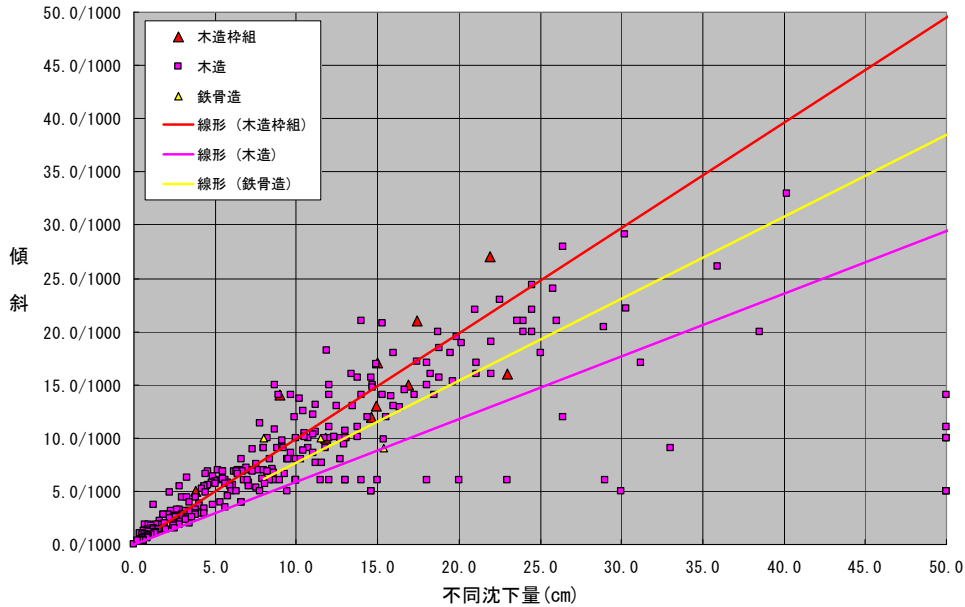
(b) 浦安市内

図 3.3.6 沈下修復工法と費用との関係

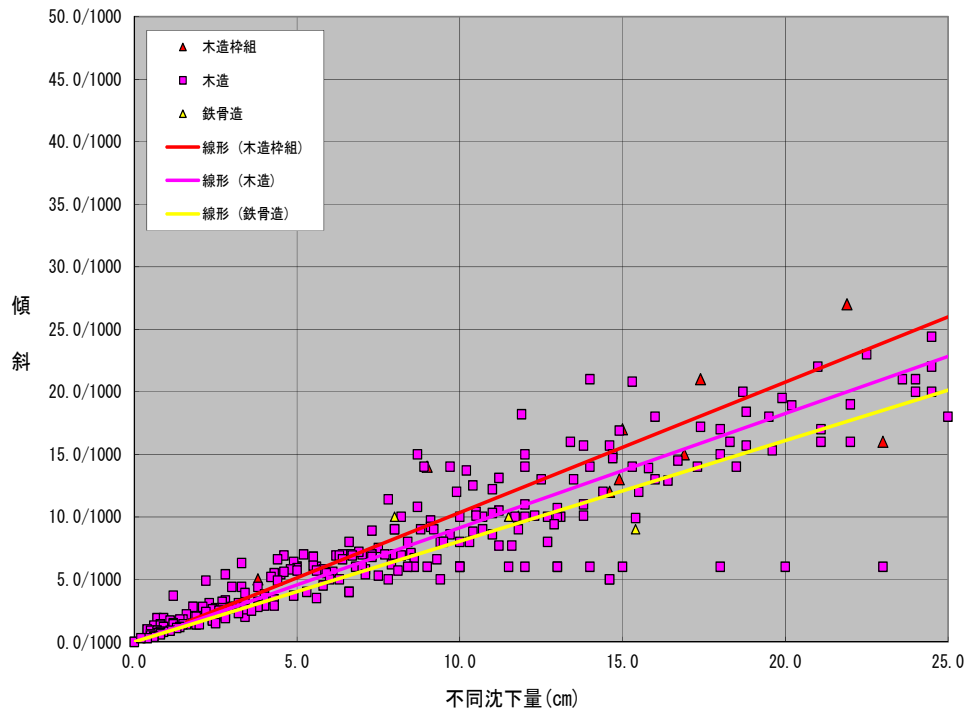
(3) 建物構造別の傾斜と沈下量の関係

①全国における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.7 は、全国を対象とした木造枠組み、木造、鉄骨造の3つの建物構造別に傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、木造枠組み>鉄骨造>木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。



(a)不同沈下量 50cm 以下の場合

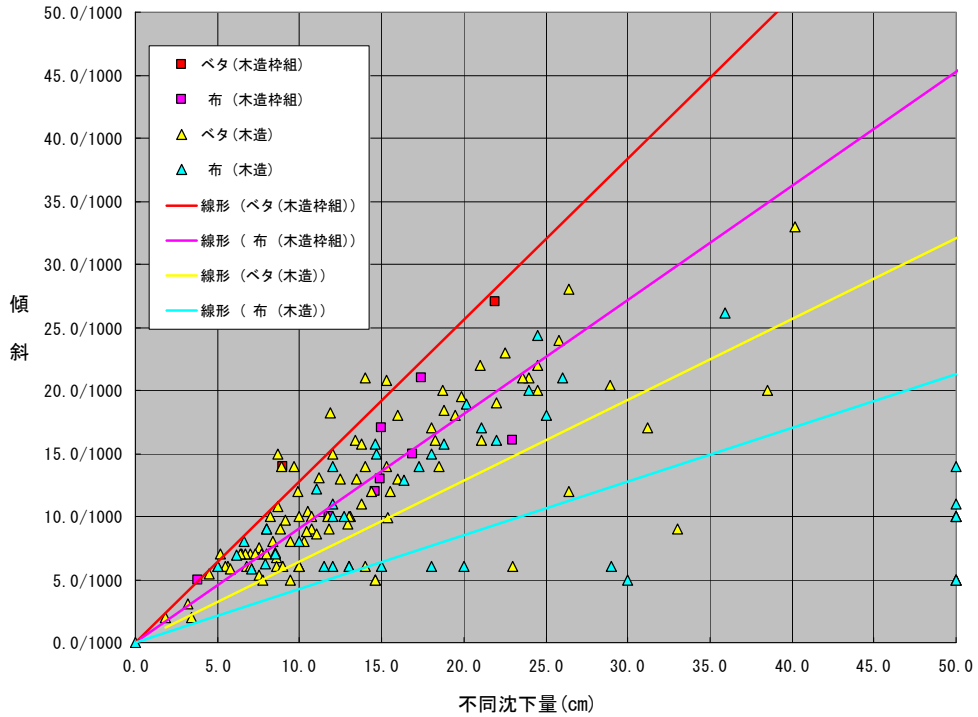


(b)不同沈下量 25cm 以下の場合

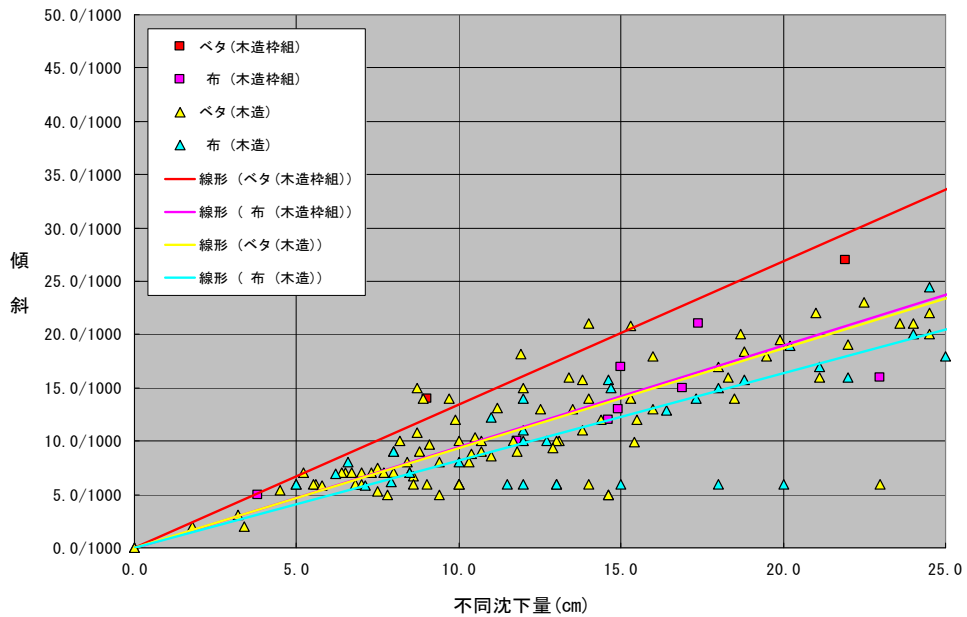
図 3.3.7 全国における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

②全国における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.8 は、全国を対象とした木造枠組み及び木造建物構造別のべた基礎と布基礎構造2つの傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、べた基礎木造枠組み>布基礎木造枠組み>べた基礎木造>布基礎木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。



(a)不同沈下量 50cm 以下の場合

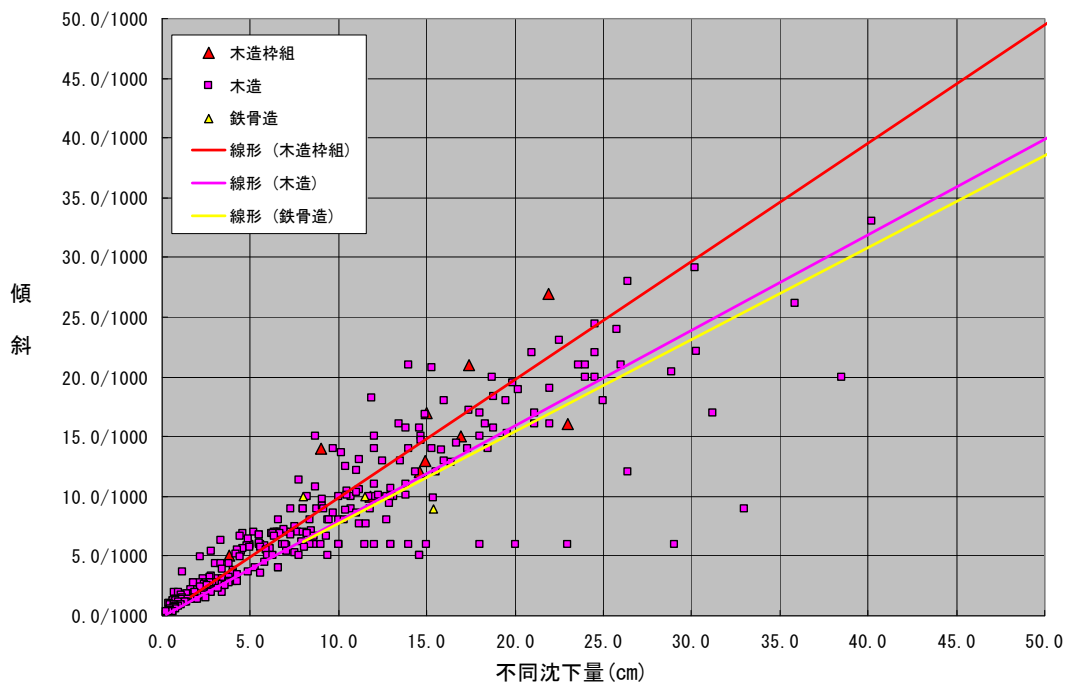


(b)不同沈下量 25cm 以下の場合

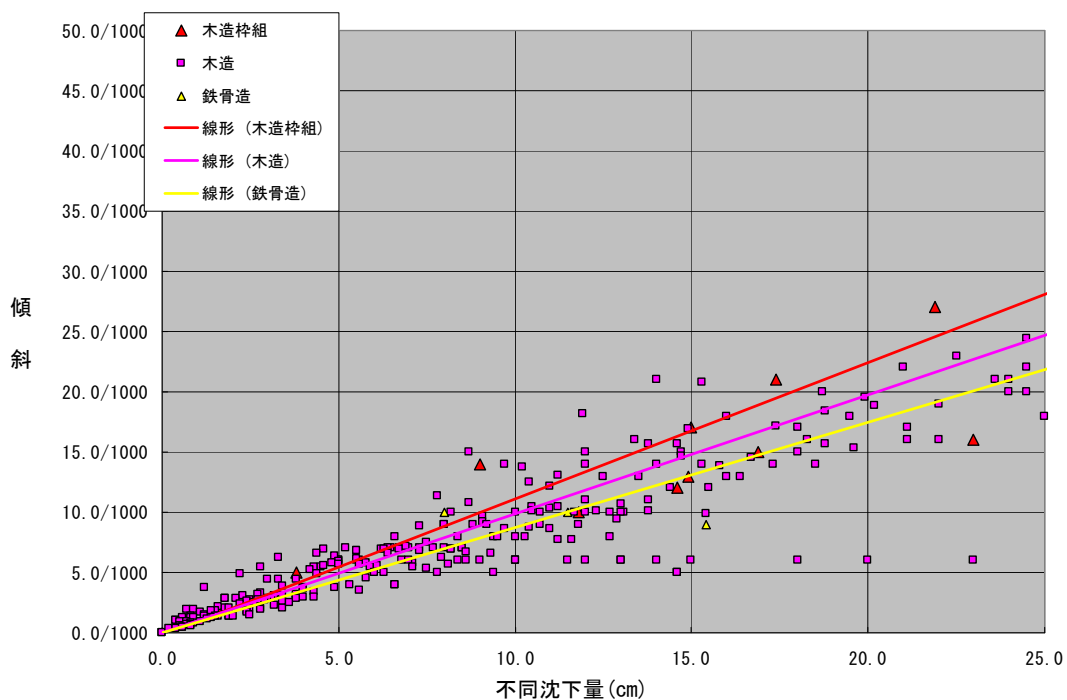
図 3.3.8 全国における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

③関東における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.9 は、関東を対象とした木造枠組み、木造、鉄骨造の3つの建物構造別に傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、木造枠組み>鉄骨造≧木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。



(a)不同沈下量 50cm 以下の場合

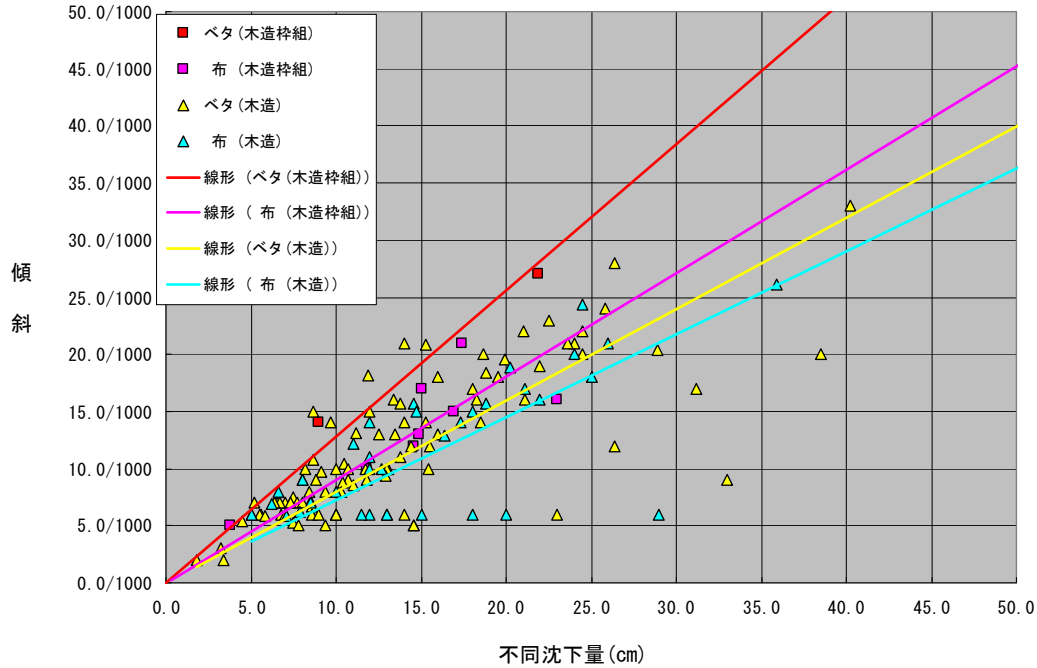


(b)不同沈下量 25cm 以下の場合

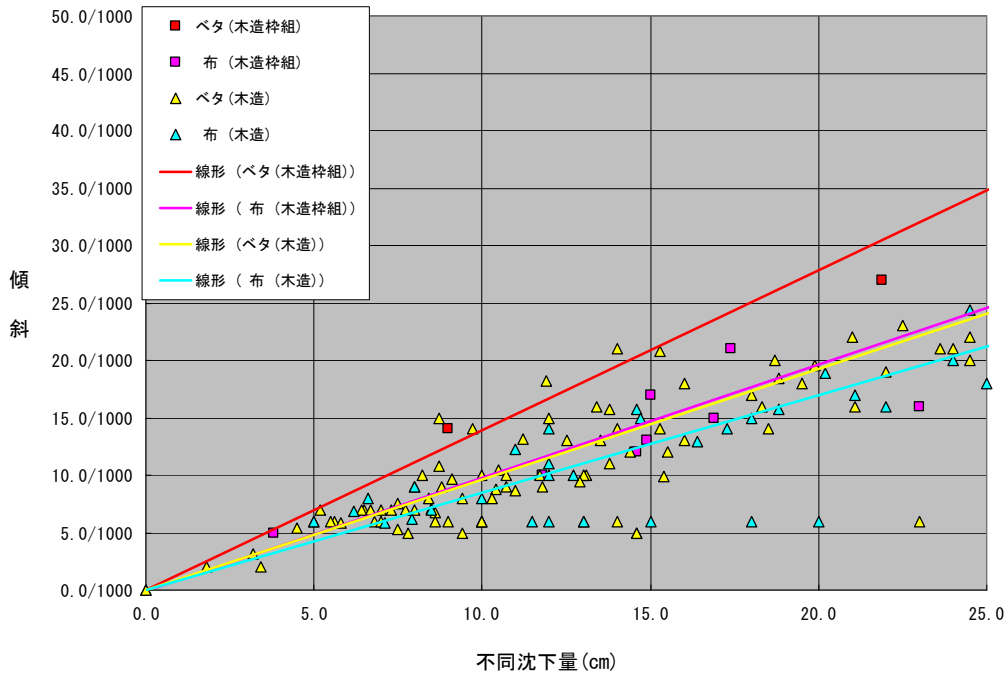
図 3.3.9 関東における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

④関東における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.10 は、全国を対象とした木造枠組み及び木造建物構造別にのべた基礎と布基礎構造 2 つの傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、べた基礎木造枠組み > 布基礎木造枠組み > べた基礎木造 > 布基礎木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。



(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

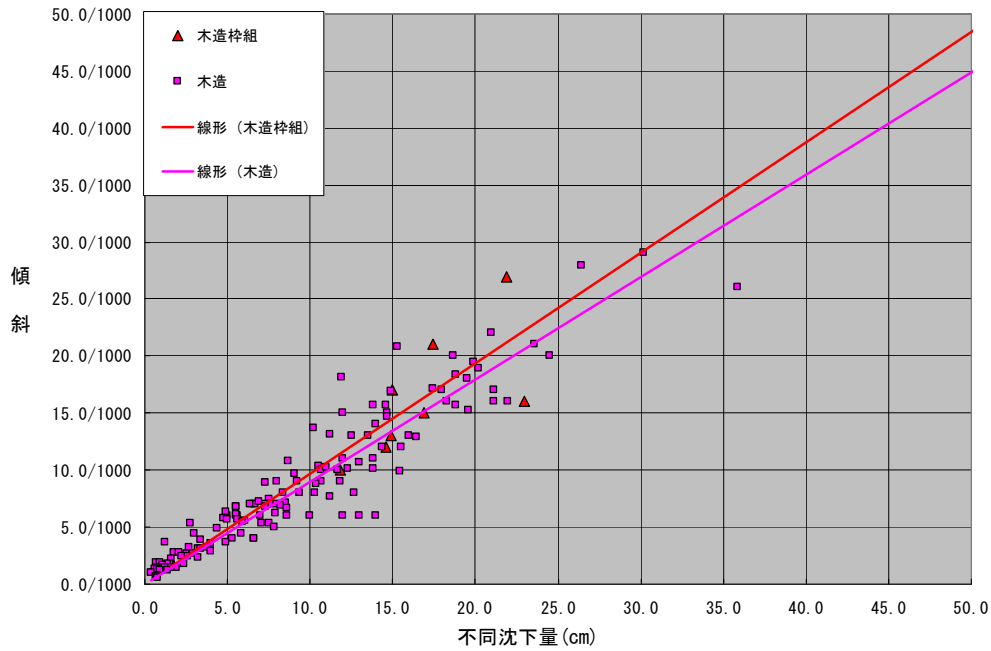


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

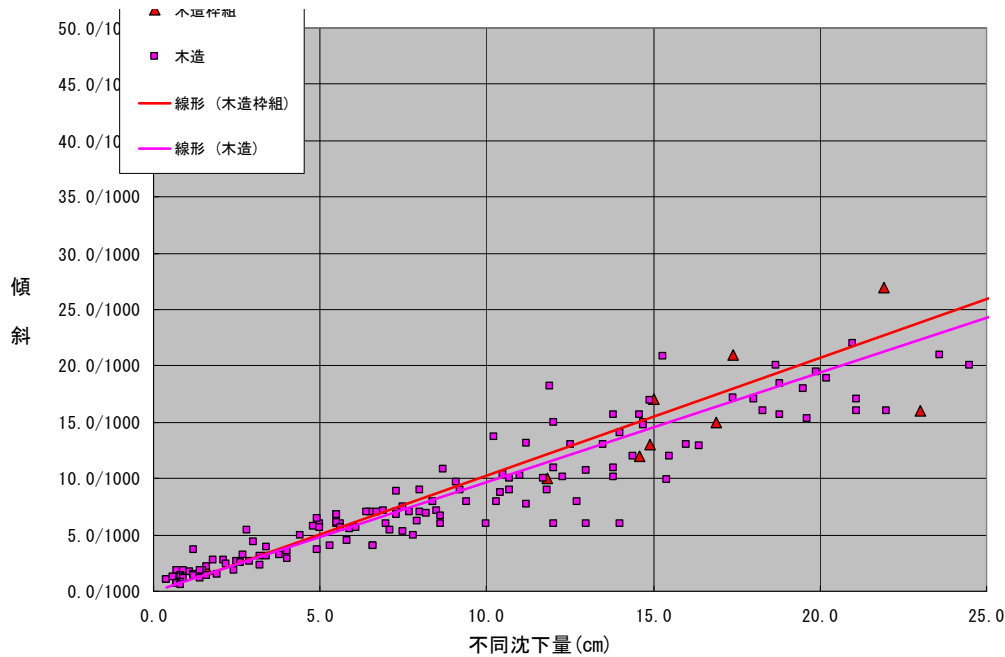
図 3.3.10 関東における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

⑤浦安市における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.11 は、全国を対象とした木造枠組み、木造の 2 つの建物構造別に傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、木造枠組み > 木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。なお、鉄骨造については、データが極端に少ないことから分析から除いた。



(a)不同沈下量 50cm 以下の場合

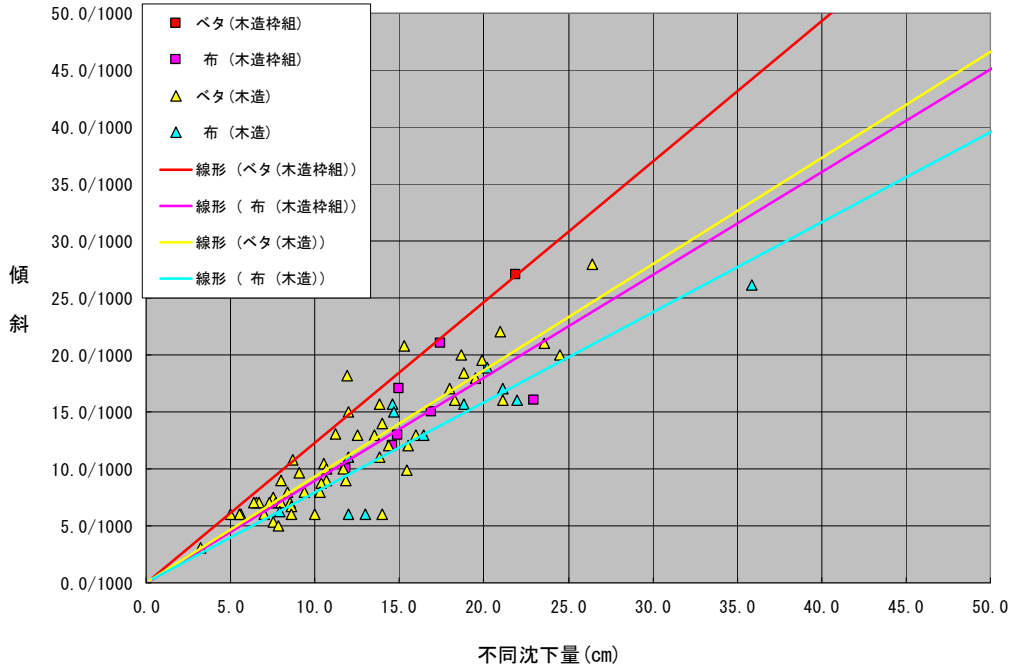


(b)不同沈下量 25cm 以下の場合

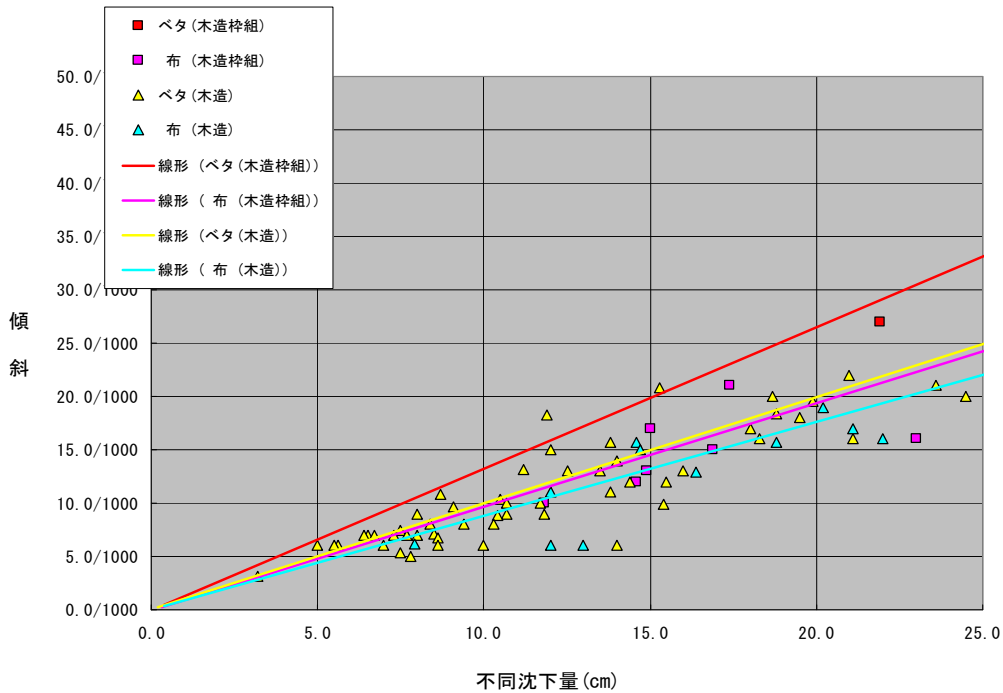
図 3.3.11 関東における建物構造別の傾斜と不同沈下量の関係

⑥浦安市における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.12 は、全国を対象とした木造枠組み及び木造建物構造別にのべた基礎と布基礎構造 2 つの傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、べた基礎木造枠組み>べた基礎木造≧布基礎木造枠組み>布基礎木造の順に大きい傾向になっていることが分かる。



(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合



(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.3.12 浦安市における建物基礎構造別の傾斜と不同沈下量の関係

(4) 地盤対策工法別の傾斜と不同沈下量の関係

図 3.3.13~3.3.15 は、全国、関東、浦安市を対象とした地盤対策工法別に鋼管杭、柱状改良、表層改良の3つの傾斜と不同沈下量の関係を示したものである。この結果から、不同沈下量に対して建物の傾斜は、下記のような傾向になっていることが明らかとなった。ただし、鋼管杭や柱状改良の建物の傾斜が大きいのは、対策の目的が液状化対策でなく支持力対策であるために深い支持層に達していないためである。

- a. 全国：鋼管杭＞表層改良＞柱状改良
- b. 関東：鋼管杭＞柱状改良＞表層改良
- c. 浦安市：柱状改良＞鋼管杭＞表層改良

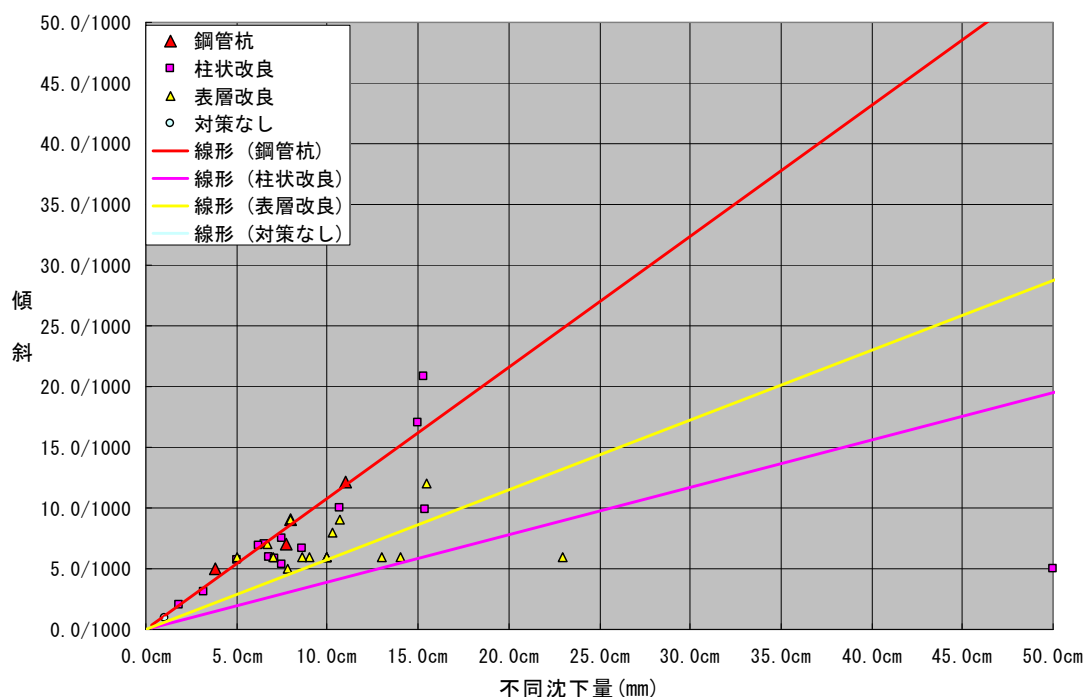


図 3.3.13 全国における地盤対策工法別の傾斜と不同沈下量の関係

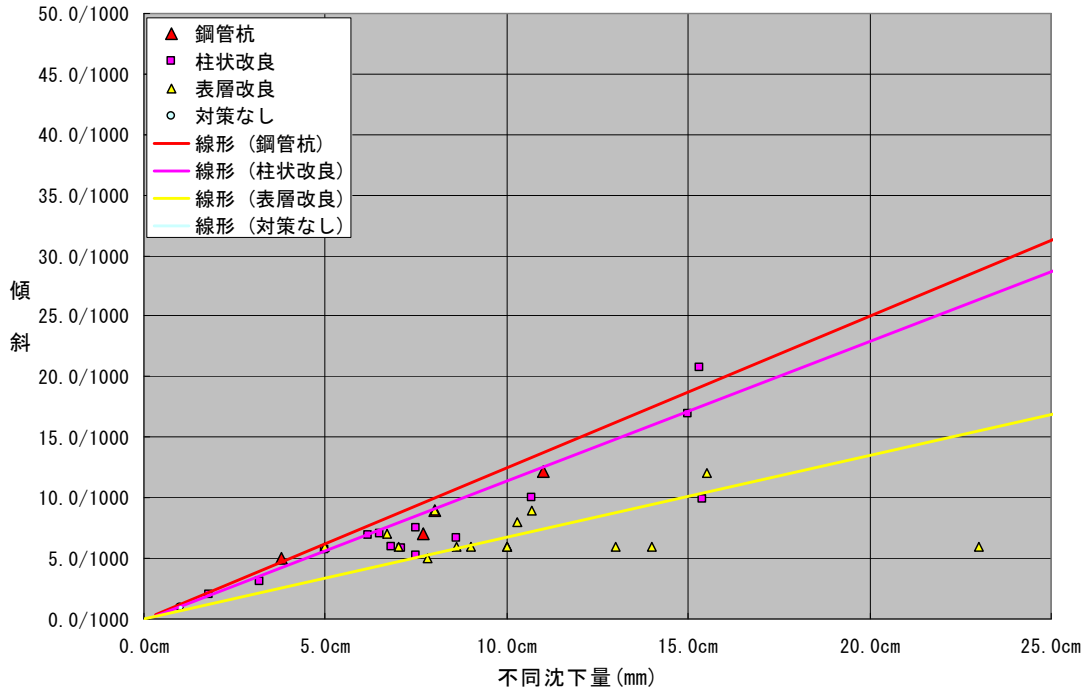


図 3.3.14 関東における地盤対策工法別の傾斜と不同沈下量の関係

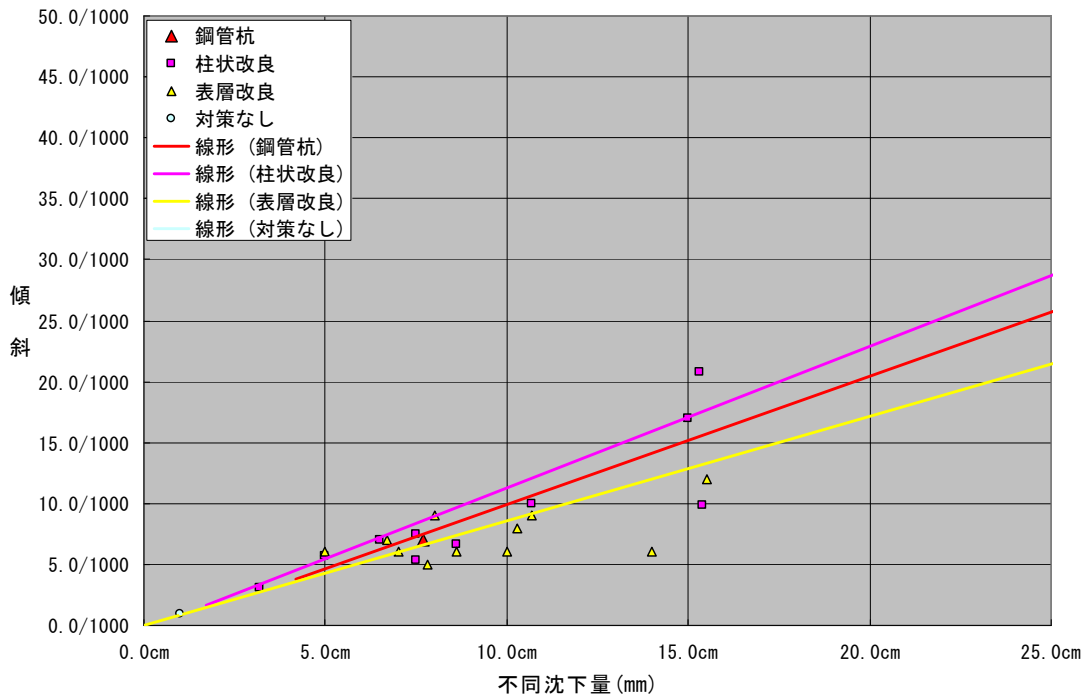


図 3.3.15 浦安市における地盤対策工法別の傾斜と不同沈下量の関係

(5) まとめ

①地盤対策工法の傾斜と沈下量の関係

柱状改良工法や鋼管杭工法が支持層にまで達していない場合は、表層改良工法の方が液化発生時に建物の傾斜角および不同沈下量が小さく、高い軽減効果があることが明らかとなった。

②沈下修復工法と建物の傾斜と沈下量の関係

各沈下修復工法の傾斜角・不同沈下量・費用の目安は、以下のようになった。

i)傾斜角の目安

- a. 土台揚げ工法：1/100 以下
- b. 耐圧版工法：1/60 以下
- c. 鋼管圧入工法：すべて
- d. 薬液注入工法：1/60 以下
- e. 硬質ウレタン工法：不明（傾斜のデータなし、沈下のみ）

ii)不同沈下量の目安

- a. 土台揚げ工法：20 c m以下
- b. 耐圧版工法：30 c m以下
- c. 鋼管圧入：すべて
- d. 薬液注入：20 c m以下
- e. 硬質ウレタン：10 c m以下

iii)費用の目安

- a. 土台揚げ工法：250 万以下
- b. 耐圧版工法：750 万以下
- c. 鋼管圧入：750 万～1、000 万
- d. 薬液注入：500 万以下
- e. 硬質ウレタン：250 万以下

③建物構造別の傾斜と沈下量の関係

全国および関東を対象にした調査の結果、不同沈下量に対して建物構造別の傾斜は、下記のような傾向になっていることが明らかとなった。

- a. 木造枠組み>鉄骨造>木造
- b. べた基礎木造枠組み>布基礎木造枠組み>べた基礎木造>布基礎木造

④地盤対策工法別の傾斜と不同沈下量の関係

不同沈下量に対して建物の傾斜は、下記のような傾向になっていることが明らかとなった。ただし、鋼管杭や柱状改良の建物の傾斜が大きいのは、対策の目的が液状化対策でなく支持力対策であるために深い支持層に達していないためである。

- a. 全国：鋼管杭＞表層改良＞柱状改良
- b. 関東：鋼管杭＞柱状改良＞表層改良
- c. 浦安市：柱状改良＞鋼管杭＞表層改良

3.4 航空レーザを用いた液状化被災調査

液状化が発生した場合の特徴的な現象として地盤沈下などの地表面変状が挙げられるが、これを広範囲かつ定量的に求めるための手法の一つとして航空レーザ測量がある。本節では、2011年東北地方太平洋沖地震後に千葉県浦安市で実施された航空レーザ測量結果を用いて、戸建て住宅の液状化対策として浅層盤状改良工法の有効性を検討した。

しかし、戸建て住宅は個々に異なる複雑な屋根形状を有することなどから、その沈下量や傾斜角を単純に出力することは容易ではない。そこで本節では、舗装面の形状が単純な構造物である道路に着目して、その横断方向に生じた沈下量と傾斜角に及ぼす断面構造の影響について検討した。一般的に、舗装面や碎石を主体に締め固められた路盤部では液状化は発生しないと考えられることから、表層の非液状化層の層厚とその直下の地盤が液状化したことによる路面変状の関係を調べることは液状化対策工法の一つである浅層盤状改良工法の有効性の検討に繋がると考えた。

3.4.1 標高補正值と精度検証および現場調査結果との比較

2011年東北地方太平洋沖地震による液状化被災地（千葉県浦安市）にて実施した航空レーザ測量によって得られた地表面標高と、地震前の標高の差分を、同地震によって生じた液状化による地盤沈下と仮定した。地震前のデジタル地表面モデル（DSM）データは、2006年12月から2007年1月にかけて計測されたものである。また、浦安市周辺域における地震後のDSMデータは、2011年4月に計測されたものである。航空レーザ測量結果の補正と精度検証の詳細は朝倉ら(2012)を参照されたい。ここでは標高補正の方法について簡単に述べる。

同地震による杭基礎構造物の構造被害はほとんど見受けられないため、これを不動点とし、地震前後で支持層から屋上までの高さの変化はないものと仮定した。図3.4.1に標高補正に利用した浦安市内の杭基礎構造物の分布を示す。上記の仮定によると、これらの構造物での地震前後の標高差はゼロになるはずであるが、実際には計測誤差および地震に伴う支持層以深の変動（所謂広域的な地殻変動）などがこの標高差に含まれる。計測結果によると、杭基礎構造物の屋上の標高は、地震前後で平均20.85 cmの差が生じており、ここではこの値を地盤標高の補正值として利用した。なお、この標準偏差値は1.45 cmであり、10cm~数十 cm程度の地盤沈下量を議論する上では十分な精度を満たしていると判断した。

千葉県浦安市周辺の航空レーザ測量に基づく液状化沈下図を図3.4.2に示す。また、国土交通省関東地方整備局が地盤工学会（東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明委員会、東畑郁生委員長）に委託して実施された調査に基づく同地域の液状化分布図を図3.4.3に示す。

図3.4.2の液状化沈下図は、青色が濃くなるほど沈下量が大きくなることを示している。また、図3.4.3の液状化分布図は、現場調査により噴砂が確認された道路を赤色、噴砂が確認されなかった道路を青色で示している。これらの対比より、比較的大きな沈下量を示

すエリアにおいて実際に噴砂が確認されたことが伺える。地震後の現場調査では、戦後の埋立以前の海岸線（図の実線）を境界として液状化発生の有無が明確に分かれたが、航空レーザによる液状化沈下図は、この傾向に調和している。

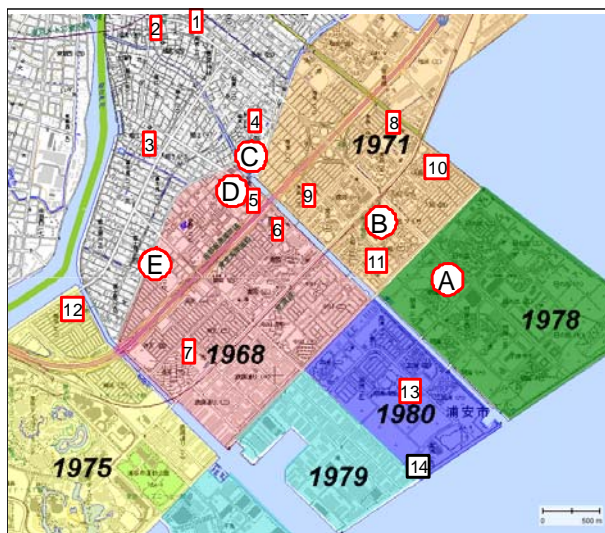


図 3. 4. 1 標高補正に利用した浦安市内の杭基礎構造物の分布図³⁹⁾



図 3. 4. 2 航空レーザ測量による浦安市の液状化沈下図⁴⁰⁾

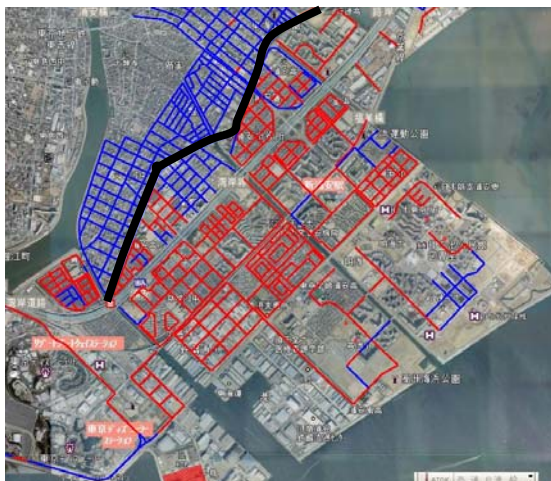


図 3. 4. 3 現場調査に基づく浦安市の液状化分布図⁴¹⁾

3. 4. 2 道路変状の検討箇所と断面構造

浦安市において顕著な液状化被害が生じた地域のうち、富岡地区、入船地区、今川地区、弁天地区、および舞浜地区の幹線道路と生活道路の変状を、航空レーザによる液状化沈下図から抽出した。図 3. 4. 4 に各地区で検討した道路の位置を示す。また、図 3. 4. 5 に各地

区の変状を抽出した道路横断面の位置を示す。ここでの目的は、表層の非液状化層の厚さ（ここでは舗装と路盤の厚さの和）と地表面変状の関係を求めることであるため、比較する道路の基礎地盤は同じ構造であることが望ましい。したがって、変状を抽出した幹線道路と生活道路は、それぞれ平行に隣接するものを採用した。

レーザ測量結果を基に道路変状を抽出するに当たり、道路の端部では家屋や植樹などの道路外の変状の影響を受ける可能性がある。したがって、ここでは道路の端部を除外し、幅員の約8割に相当する部分の変状を抽出した。

各地区の道路の舗装と路盤の層厚を表 3.4.1 に示す。



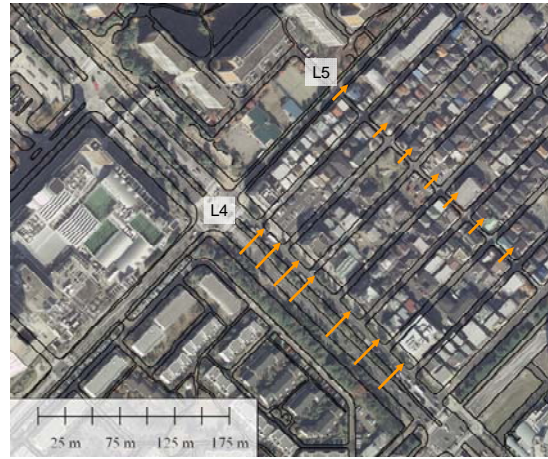
図 3.4.4 変状調査を実施した道路位置図

表 3.4.1 各地区の道路の舗装と路盤の層厚

地区名	生活道路	幹線道路
富岡地区	45cm (L1: 舗装 10cm, 路盤 35cm) L1: 市道、L3: 私道	90cm (舗装 15cm, 路盤 75cm) L2: 県道 276 号
入船地区	35cm (舗装 5cm, 路盤 30cm) L5: 市道	65cm (舗装 10cm, 路盤 55cm) L4: 市道
今川地区	50cm (舗装 10cm, 路盤 40cm) L7: 市道	115cm (舗装 20cm, 路盤 95cm) L6: 企業庁道路
弁天地区	45cm (舗装 10cm, 路盤 35cm) L9: 市道	85cm (舗装 10cm, 路盤 75cm) L8: 市道
舞浜地区	50cm (舗装 10cm, 路盤 40cm) L11: 市道	65cm (舗装 25cm, 路盤 40cm) L10: 市道



(a) 富岡地区



(b) 入船地区



(c) 今川地区



(d) 弁天地区



(e) 舞浜地区

図 3.4.5 変状を抽出した道路横断面の位置

3.4.3 液状化による道路変状と道路構造および地盤条件の関係

航空レーザ測量によって求められた各道路断面の変状と変形モードを表 3.4.2 に示す。また、代表的な道路の変形を図 3.4.6 に示す。ここでは、道路の変形を図中に示すような直線で近似し、道路の平均総沈下量 $S_{t,av}$ 、最大総沈下量 $S_{t,max}$ 、および平均傾斜角 θ_{av} を求めた。

道路断面の変状パターンは、図 3.4.6 に示されるような一方向に単純に傾斜するものと、図 3.4.7 のように道路中間部で局所的な変状を呈するものとに大別される。表 3.4.2 にも示されるように、後者の局所的な変状は、舗装と路盤の層厚が比較的厚い幹線道路では 1 箇所、比較的層厚が薄い生活道路では 8 箇所において認められた。ここでは、舗装や締め固められた路盤では液状化は発生せず、戸建て住宅の浅層盤状改良に相当すると仮定している。したがって上記の傾向は、改良厚が十分でない場合は、液状化に対して改良体が盤状として機能せず、上部構造に大きな被害が生じる可能性を示唆している。

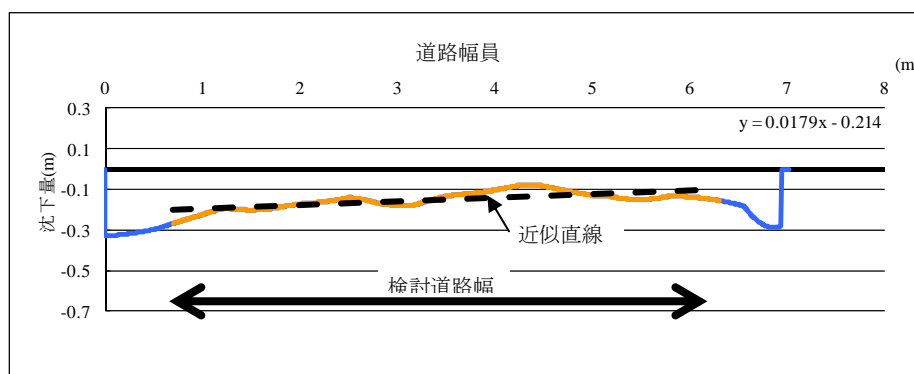


図 3.4.6 道路の沈下・傾斜の例（富岡地区，生活道路）

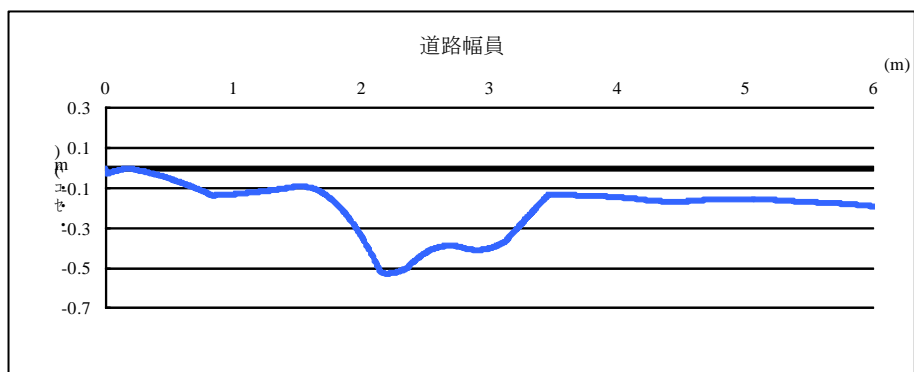


図 3.4.7 局所的に変状が生じた例（富岡地区，生活道路）

表 3.4.2(a) 各道路断面の変状と変形モード

	No.	検討幅員(m)	平均傾斜角 ξ_{av} (n/1000)	平均総沈下量 $S_{t,av}$ (cm)	最大総沈下量 S_t (cm)	変形モード
富岡地区 L1 生活道路	1-1	4.0	14.7	12.3	36.8	傾斜
	1-2		21.6	16.2	35.1	傾斜
	1-3		13.0	10.9	24.8	傾斜
	1-4	4.8	7.5	18.3	27.8	傾斜
	1-5		11.0	17.5	20.2	傾斜
	1-6		8.8	17.6	27.2	傾斜
	1-7	5.6	8.3	25.3	29.1	傾斜
	1-8		2.1	20.0	31.8	傾斜
	1-9		11.7	11.6	15.3	傾斜
	1-10		17.9	15.1	26.7	傾斜
富岡地区 L2 幹線道路 県道276号	2-1	11.2	7.7	13.3	27.0	傾斜
	2-2		6.2	12.8	22.3	傾斜
	2-3		0.8	9.3	13.6	傾斜
	2-4		7.2	10.0	20.0	傾斜
	2-5	12	8.2	11.1	28.4	傾斜
	2-6		3.9	10.9	18.7	傾斜
	2-7	11.2	6.6	6.6	15.5	傾斜
	2-8		5.0	7.4	14.4	傾斜
	2-9		7.3	1.1	11.6	傾斜
	2-10		5.5	5.2	15.5	傾斜
富岡地区 L3 生活道路	3-1	4.8	8.6	12.3	21.8	傾斜
	3-2		21.0	13.9	18.9	傾斜
	3-3		3.4	11.6	14.1	傾斜
	3-4		-	22.0	52.6	局所
	3-5		-	18.6	65.9	局所
	3-6		8.0	10.5	14.9	傾斜
	3-7		40.0	18.5	34.8	傾斜
	3-8		11.9	21.8	26.1	傾斜
	3-9		9.5	11.0	17.6	傾斜
	3-10		12.1	15.4	51.8	傾斜
入船地区 L4-1 幹線道路 幹線9号	4-1-1	11.2	3.9	11.5	16.7	傾斜
	4-2-1	10.0	2.6	11.0	17.8	傾斜
	4-3-1	8.0	7.6	8.5	14.6	傾斜
	4-4-1		28.3	10.2	28.1	傾斜
	4-5-1		16.3	6.8	34.9	傾斜
	4-6-1		2.1	9.3	13.9	傾斜
	4-7-1		6.7	13.3	23.8	傾斜
入船地区 L4-2 幹線道路 幹線9号	4-1-2	8.0	-	28.1	53.3	局所
	4-2-2		6.8	18.8	25.6	傾斜
	4-3-2		6.2	22.4	33.0	傾斜
	4-4-2		0.7	16.5	23.3	傾斜
	4-5-2	3.9	15.7	22.1	傾斜	
	4-6-2	8.8	4.5	14.0	28.9	傾斜
	4-7-2	9.6	5.2	13.5	21.9	傾斜
入船地区 L5 生活道路	5-1	3.2	-	21.0	64.9	局所
	5-2		-	9.2	31.0	局所
	5-3		205.0	31.6	67.6	傾斜
	5-4		5.4	14.6	22.3	傾斜
	5-5		77.6	13.2	28.6	傾斜
	5-6		6.6	20.2	27.5	傾斜
	5-7		14.3	4.9	13.3	傾斜

表 3.4.2 (b) 各道路断面の変状と変形モード

	No.	検討幅員(m)	平均傾斜角 η_{av} (n/1000)	平均総沈下量 $S_{t,av}$ (cm)	最大総沈下量 S_t (cm)	変形モード
今川地区 L6 幹線道路 将来県道	6-1	12	6.8	10.7	18.8	傾斜
	6-2		4.1	10.6	18.0	傾斜
	6-3	11.2	5.4	11.9	19.0	傾斜
	6-4		2.4	9.6	19.3	傾斜
	6-5		0.6	7.5	13.2	傾斜
	6-6		7.6	5.2	13.9	傾斜
	6-7		5.6	0.2	8.2	傾斜
	6-8		3.3	1.0	9.1	傾斜
	6-9		4.3	2.4	9.3	傾斜
	6-10		2.0	4.6	11.8	傾斜
	6-11		3.4	4.8	10.1	傾斜
	6-12		2.4	2.8	8.1	傾斜
	6-13		0.2	2.6	10.1	傾斜
	6-14		3.7	5.1	14.5	傾斜
	6-15		2.6	1.7	9.5	傾斜
今川地区 L7 生活道路	7-1	3.68	93.7	17.8	60.9	傾斜
	7-2		7.7	15.4	21.7	傾斜
	7-3		12.2	6.7	13.1	傾斜
	7-4		54.8	(3.7)	3.3	傾斜
	7-5		115.0	11.3	58.7	傾斜
	7-6		37.0	(2.1)	7.6	傾斜
	7-7		44.6	8.4	14.6	傾斜
	7-8		-	8.1	22.3	局所
	7-9		4.5	5.3	9.1	傾斜
	7-10		31.0	16.5	24.4	傾斜
	7-11	3.00	60.7	21.2	50.1	傾斜
	7-12	3.68	38.4	25.1	43.0	傾斜
	7-13		-	24.8	38.6	局所
	7-14		28.9	25.4	32.5	傾斜
	7-15	3.00	12.5	18.0	26.7	傾斜
弁天地区 L8 幹線道路 幹線5号	8-1	11.2	12.1	19.2	41.5	傾斜
	8-2		5.4	21.5	27.3	傾斜
	8-3		8.6	18.5	35.0	傾斜
	8-4		8.0	21.1	27.6	傾斜
	8-5		1.4	22.6	27.8	傾斜
	8-6		7.0	17.4	28.4	傾斜
	8-7		5.0	14.3	27.7	傾斜
弁天地区 L9 生活道路	9-1	4.8	3.3	12.9	28.4	傾斜
	9-2		12.0	20.3	24.9	傾斜
	9-3		3.3	18.5	36.0	傾斜
	9-4		17.2	32.6	54.7	傾斜
	9-5		60.3	28.0	66.8	傾斜
	9-6		111.0	13.7	64.7	傾斜
	9-7		53.6	8.9	34.1	傾斜
舞浜地区 L10 幹線道路 国道357号	10-1	6.4	13.1	2.1	7.4	傾斜
	10-2		10.4	0.7	6.2	傾斜
	10-3		18.1	4.6	18.2	傾斜
	10-4		13.1	16.2	39.8	傾斜
	10-5		13.3	17.8	28.8	傾斜
	10-6		26.0	19.1	37.8	傾斜
	10-7		1.8	15.4	21.2	傾斜
舞浜地区 L11 生活道路	11-1	4.8	2.0	17.5	24.7	傾斜
	11-2		35.7	22.7	33.2	傾斜
	11-3		56.5	19.5	52.8	傾斜
	11-4		-	20.5	52.6	局所
	11-5		1.6	18.5	38.8	傾斜
	11-6		7.0	18.7	31.4	傾斜
	11-7		-	21.2	43.0	局所

図 3.4.8 に、全調査地点から抽出した平均総沈下量 $S_{t,av}$ と平均傾斜角 θ_{av} の関係を示す。道路の舗装と路盤の層厚が比較的厚い幹線道路については、平均総沈下量は概ね 20cm 以下となっている。また、平均傾斜角は入船地区と舞浜地区の一部で若干大きな値を呈するが、概ね 20/1000 以下に集中している。生活道路については、データが広い範囲にばらついており、特に平均傾斜角の値が幹線道路と比較して非常に大きくなる傾向が認められる。

一般的に、液状化による構造物の沈下量と傾斜角には正の相関があるとされているが、図 3.4.9 のように最大総沈下量 $S_{t,max}$ と平均傾斜角 θ_{av} の関係からはこの傾向が認められる。なお、この傾向から若干外れた 3 つのデータ（丸で図示）は今川地区で得られたものである。今川地区の検討道路は旧堤防と隣接しているが、この旧堤防の存在により液状化時の周辺地盤が揺動し、道路が隆起するなど変形が複雑になることが安田ら(2011)により報告されている。実際、この内 2 箇所の平均総沈下量は負の値を示しており、その他の地区とは異なる傾向の変形が生じたものと考えられる。

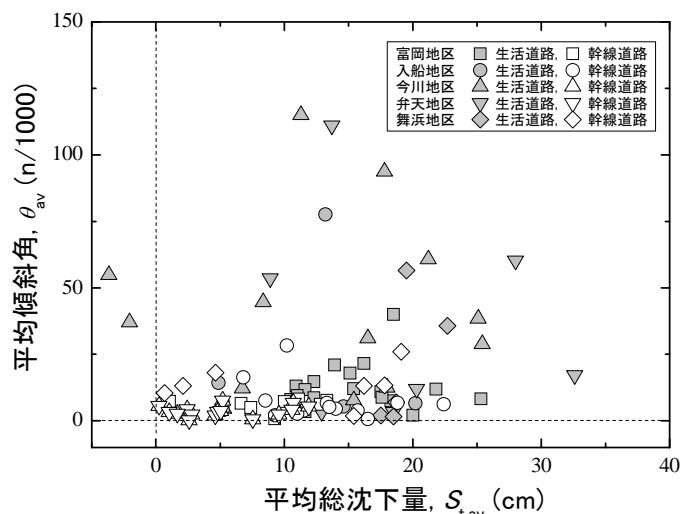


図 3.4.8 平均総沈下量 $S_{t,av}$ と平均傾斜角 θ_{av} の関係

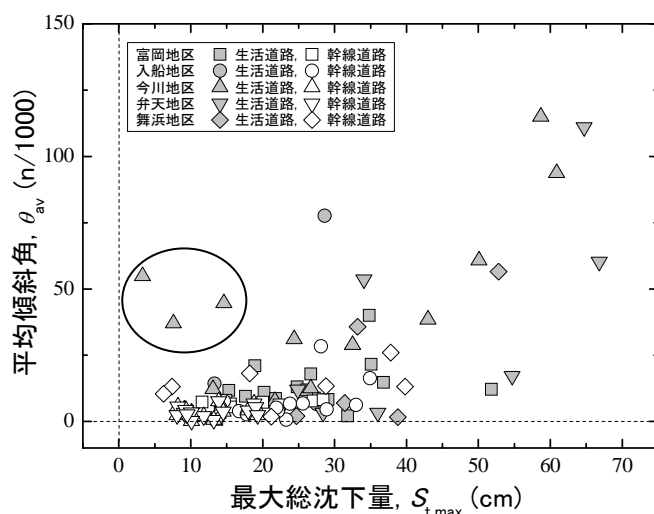


図 3.4.9 最大総沈下量 $S_{t,max}$ と平均傾斜角 θ_{av} の関係

図 3.4.10 および図 3.4.11 に、道路の舗装と路盤の層厚と各地区の平均総沈下量 $S_{t,av}$ の平均値、および平均傾斜角 θ_{av} の平均値の関係をそれぞれ示す。今回検討を実施した道路は限定的であること、および路盤下部層の地盤改良の有無が明確でないことなどから一概には言えないが、道路の舗装と路盤の層厚が厚い幹線道路の方が、層厚の薄い生活道路よりも平均総沈下量、平均傾斜角ともに低減される傾向が認められる。

液状化による戸建て住宅の被害の程度は、一般に家屋の傾斜角に基づいて分類される。

図 3.4.11 に示されるように、舗装と路盤の層厚が増すことによる平均傾斜角の顕著な低減は、戸建て住宅の液状化被害低減に対して浅層盤状改良工法が有効であることを示唆している。

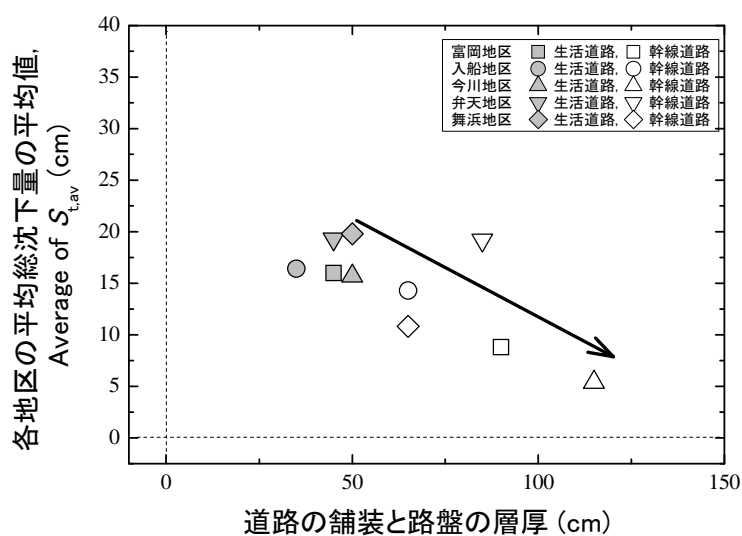


図 3.4.10 各地区の平均総沈下量 $S_{t,av}$ の平均値と道路の舗装と路盤の層厚の関係

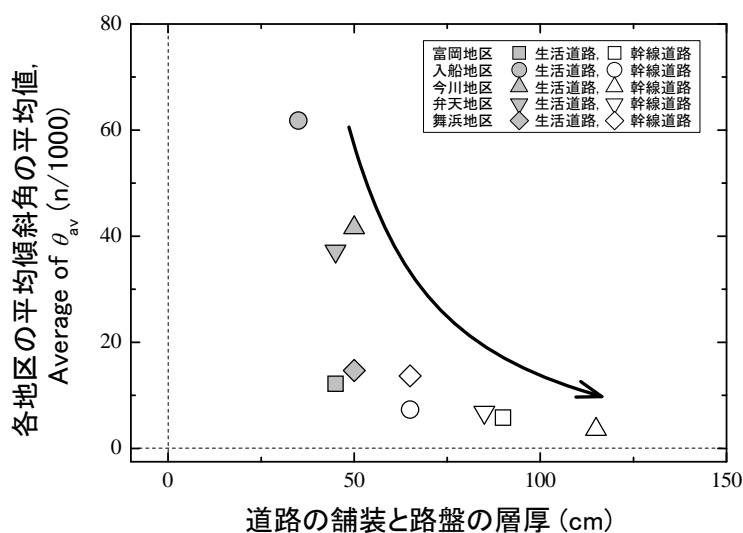


図 3.4.11 各地区の平均傾斜角 θ_{av} の平均値と道路の舗装と路盤の層厚の関係

ここでは、道路の変状に及ぼす液状化層厚の影響について述べる。図 3.4.12 と図 3.4.13 は、地下水位以深の浚渫土層と各地区の平均総沈下量 $S_{t,av}$ 、および平均傾斜角 θ_{av} の平均値の関係である。ここでは、安田ら(2011)の報告に基づき、地下水位以深の浚渫土層を 2011 年東北地方太平洋沖地震によって液状化した地層と仮定した。なお、浚渫土層の厚さは参考文献⁴¹⁾を基に設定した。

図 3.4.12 より、液状化による道路の平均総沈下量 $S_{t,av}$ は、液状化層厚および道路種別の影響を受ける傾向があり、特に後者の影響が顕著である。道路の舗装と路盤の層厚が比較的厚い幹線道路では、道路の平均総沈下量 $S_{t,av}$ の平均値は液状化層厚の 1~2%程度を示している（弁天地区を除く）。一方、道路の舗装と路盤の層厚が比較的薄い生活道路では、平均総沈下量 $S_{t,av}$ は液状化層厚の 3~5%以上を示している。従来、液状化に伴う地盤沈下は液状化層厚との比で示されてきたが（e.g., Ishihara & Yoshimine, 1992）、図 3.4.12 は液状化地盤を覆う非液状化層の層厚の影響も考慮する必要があることを示唆している。

一方、図 3.4.13 に示される通り、平均傾斜角 θ_{av} と液状化層厚の間には有意な関係は認められなかった。しかし、道路種別の影響は非常に顕著である。特に入船地区、今川地区、および弁天地区では、道路の舗装と路盤の層厚が厚い幹線道路の平均傾斜角 θ_{av} は、生活道路の約 10~20%程度にまで低減されている。

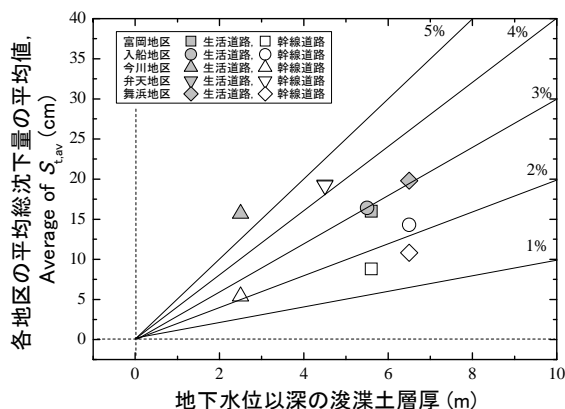


図 3.4.12 各地区の平均総沈下量 $S_{t,av}$ の平均値と地下水位以深の浚渫土層厚の関係

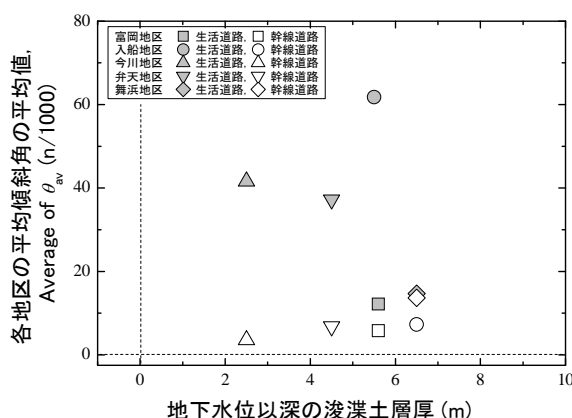


図 3.4.13 各地区の平均傾斜角 θ_{av} の平均値と地下水位以深の浚渫土層厚の関係

3.5 東日本大震災による戸建て住宅のめり込み沈下量と傾斜角の関係³⁹⁾

罹災証明上の被災度判定および地震保険における損壊基準においては、表 3.5.1 に示すようにいずれも 10/1000 程度を超えると半壊、半損、16.7/1000 程度を超えると大規模半壊、全損として認定している。

これらの結果から、第 2 章では本研究開発における戸建て住宅の液状化対策のクライテリアは、以下のように設定した。

- ①中地震動に対しては、有害な沈下変形を許容しない最大傾斜角 10/1000 (1/100) とする。
- ②大地震動に対しては、ある程度の損傷は許容し、修復を容易にする基礎構造 16.7/1000 (1/60) とする。

ただし、最大傾斜角を許容値として設計することは、現状の設計方法からして極めて困難である。そこで本節では、最大傾斜角とめり込み沈下量の間関係を検証し、上記中地震動及び大地震動のめり込み沈下量のクライテリアを設定することにした。

表 3.5.1 住宅の最大傾斜角のクライテリア

罹災証明上の被災度判定			地震保険の損壊基準			クライテリア	
判定	四隅の柱の傾斜の平均	※/1000	判定	損壊基準	※/1000	最大傾斜角	地震動レベル
			一部損	0.2° ~ 0.5° 未満	3.5/1000 ~		
半壊	1/100 ~ 1/60 未満	10/1000 ~	半損	0.5° ~ 1° 未満	8.7/1000 ~	10/1000	中地震動
大規模半壊	1/60 ~ 1/20 未満	16.7/1000 ~	全損	1° 以上	17.5/1000 ~	16.7/1000	大地震動
全壊	1/20 以上	50/1000 ~					

前節における航空レーザ測量による検討により、東日本大震災の液状化による道路の総沈下量と傾斜角の関係は、ばらつきはあるものの相関があることが示された。一方、同地震による戸建て住宅のめり込み沈下量と傾斜角の関係は、橋本、安田、山口らによって調査されている。地震発生直後の建物の沈下・傾斜測量実態調査結果による潮来市日の出地区、神栖市掘割・深芝地区、千葉市美浜磯部地区、我孫子市布佐地区の沈下・傾斜の相関関係を、図 3.5.1~3.5.4 に示す⁴⁴⁾。また、図 3.5.5 は、国土交通省都市局市街地整備課による習志野市香澄地区の沈下・傾斜の相関関係である。各地域で住宅の密集度などが異なるためデータはかなりばらついているが、めり込み沈下量が大きくなると傾斜角も大きくなる傾向がある。また、住宅が密集して隣接住宅との間隔が狭い千葉市・習志野市の傾斜角が大きいことが分かる。

半壊以上の建物傾斜と平均めり込み沈下量の間関係では、表 3.5.2 に示すように最大傾斜

角 10/1000、16.7/1000 において図 3.5.6 の全地区が 12.5cm、21.0cm と非常にばらつきが多く、図 3.5.7 の内陸地で敷地が大きく隣接建物の影響が少ない潮来市・神栖市が 14.0cm、23.0cm と大きく、図 3.5.8 の臨海部で敷地が狭く隣接建物の影響が大きい千葉市・習志野市が 7.5cm、12.5cm と小さな値になった。そこで、平均めり込み沈下量のクライテリアは、全体よりも小さい最大傾斜角 10/1000 で 10cm、16.7/1000 で 15cm を採用することにした。

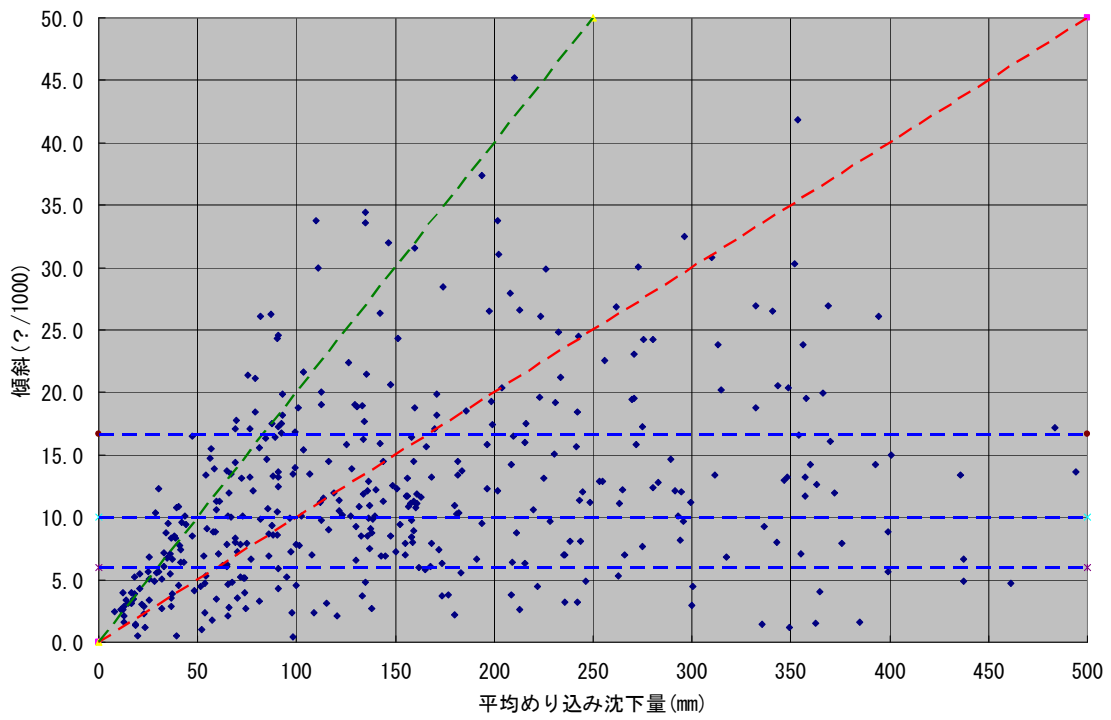
ただし、臨海部で敷地が狭く隣接建物の影響が大きい地区については、7.5cm、12.5cm と小さな値を採用することも考えられる。

表 3.5.2 平均めり込み沈下量のクライテリア (cm)

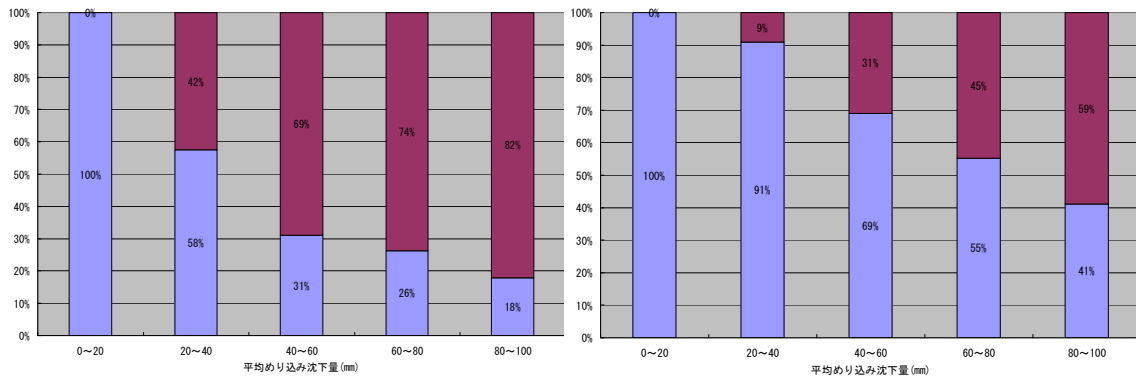
地震動レベル	最大傾斜角	全体	潮来市・神栖市	千葉市・習志野市	採用値
中地震動	10/1000	12.5	14.0	7.5	10.0
大地震動	16.7/1000	21.0	23.0	12.5	15.0

建物構造別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係では、図 3.5.10 の潮来市日の出地区、図 3.5.10 の神栖市堀割・深芝地区、図 3.5.11 の我孫子市布佐地区、図 3.5.12 の千葉市美浜磯部地区から、全体的に木造よりも鉄骨造及び RC 造の方が傾斜に対してめり込み沈下量が大きいことが明らかとなった。

建物基礎別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係では、図 3.5.13 の潮来市日の出地区、図 3.5.14 の神栖市堀割・深芝地区、図 3.5.15 の我孫子市布佐地区、図 3.5.16 の千葉市美浜磯部地区から、全体的に布基礎よりもべた基礎の方が傾斜に対してめり込み沈下量が大きいことが明らかとなった。

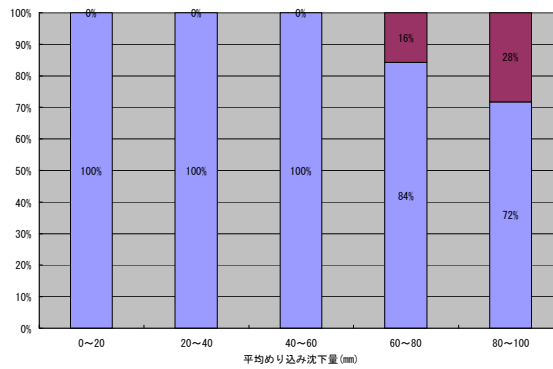


(a) 沈下・傾斜の相関関係



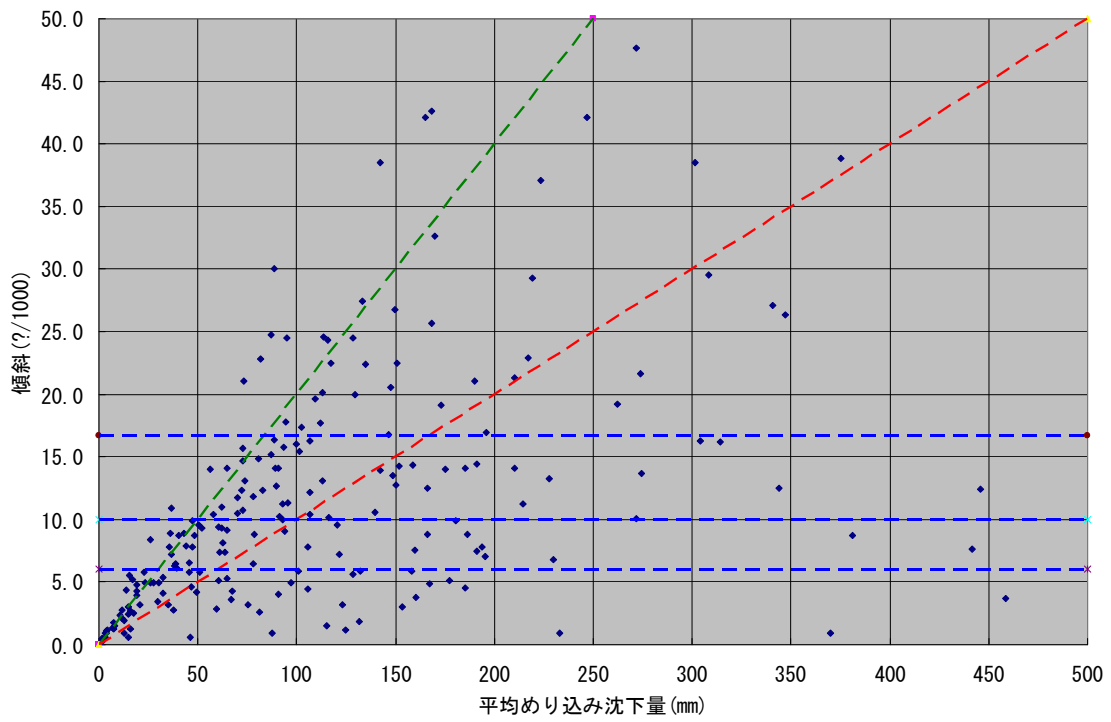
(b) 傾斜 6/1000 以下の割合

(c) 傾斜 10/1000 以下の割合

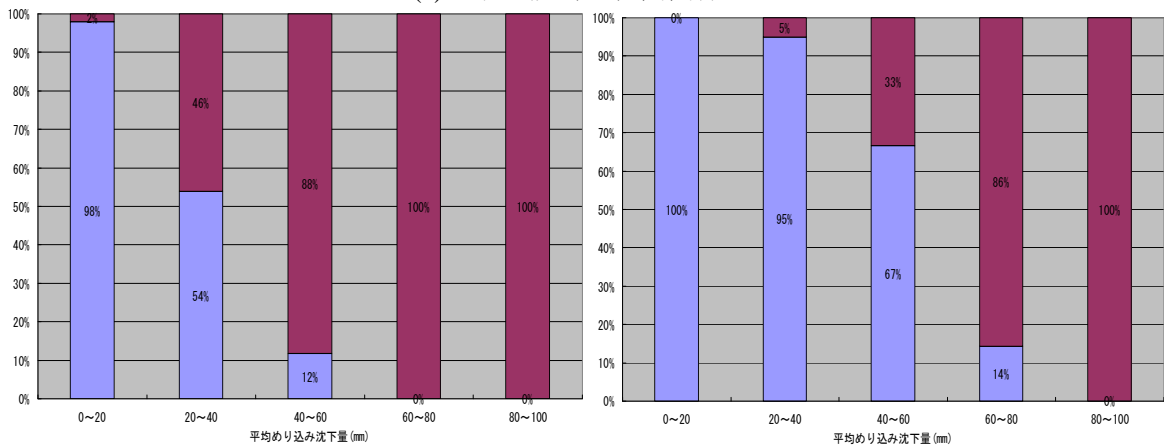


(d) 傾斜 16.7/1000 以下の割合

図 3.5.1 潮来市日の出地区の沈下・傾斜の相関関係⁴⁴⁾

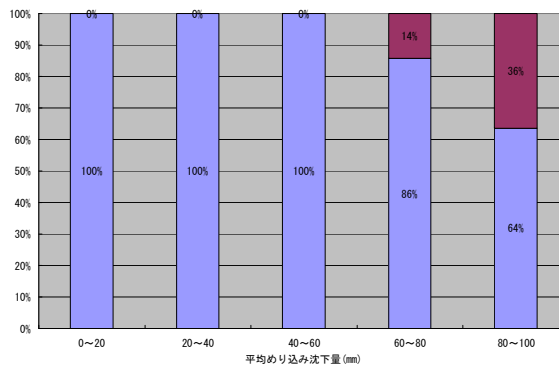


(a) 沈下・傾斜の相関関係



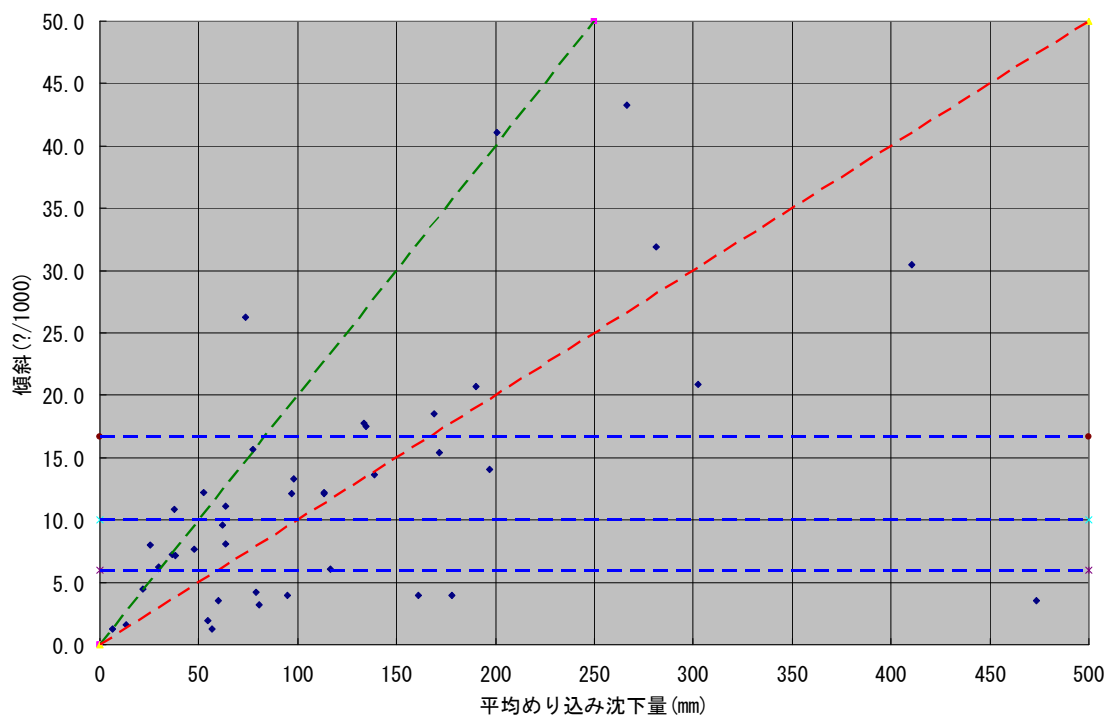
(b) 傾斜 6/1000 以下の割合

(c) 傾斜 10/1000 以下の割合

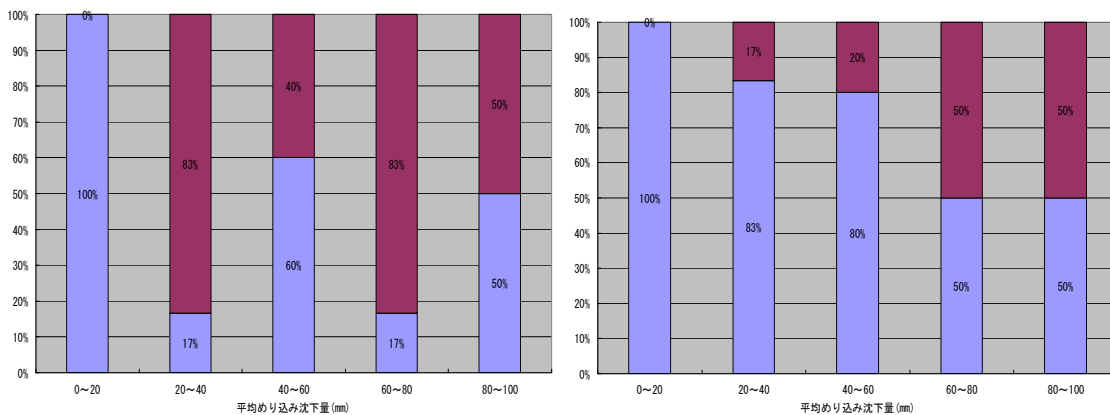


(d) 傾斜 16.7/1000 以下の割合

図 3.5.2 神栖市堀割・深芝地区の沈下・傾斜の相関関係⁴⁴⁾

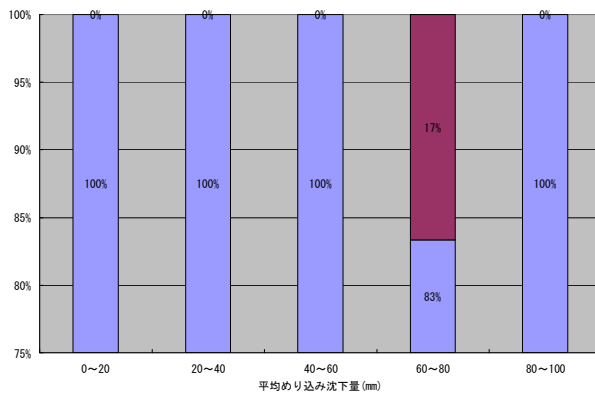


(a) 沈下・傾斜の相関関係



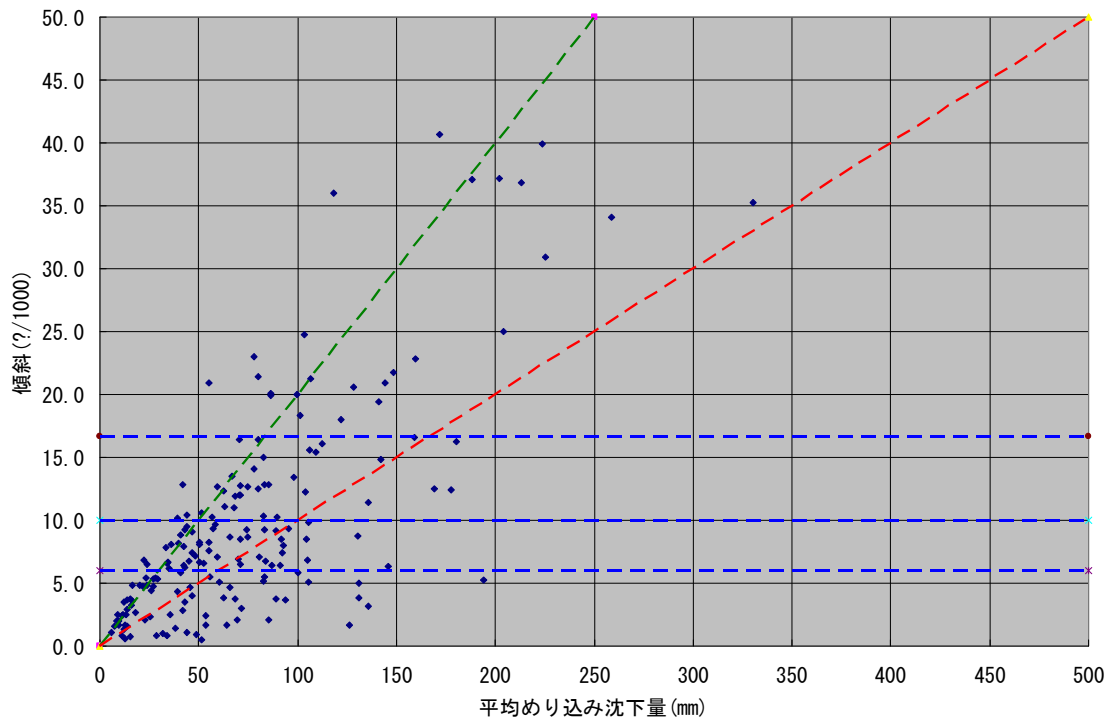
(b) 傾斜 6/1000 以下の割合

(c) 傾斜 10/1000 以下の割合

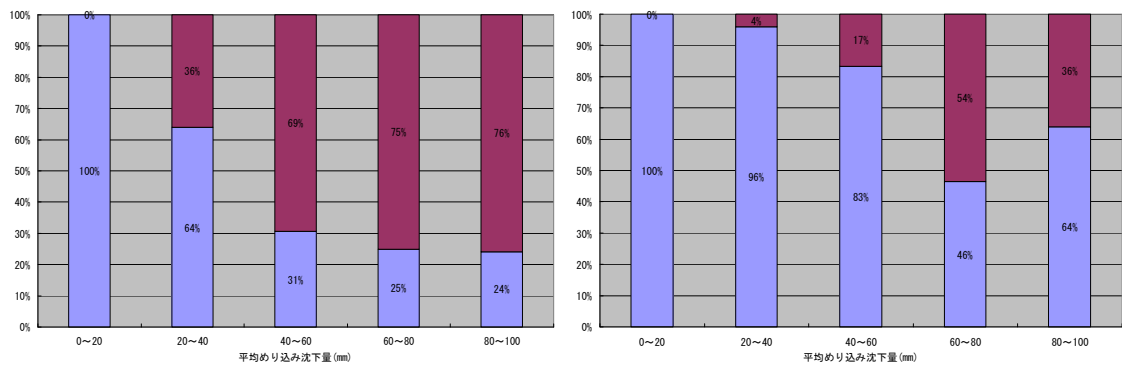


(d) 傾斜 16.7/1000 以下の割合

図 3.5.3 我孫子市布佐地区の沈下・傾斜の相関関係⁴⁴⁾

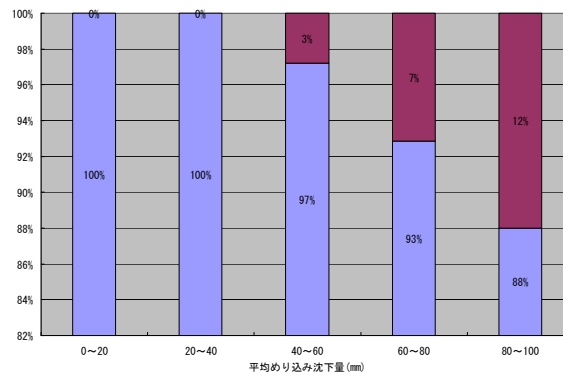


(a)沈下・傾斜の相関関係



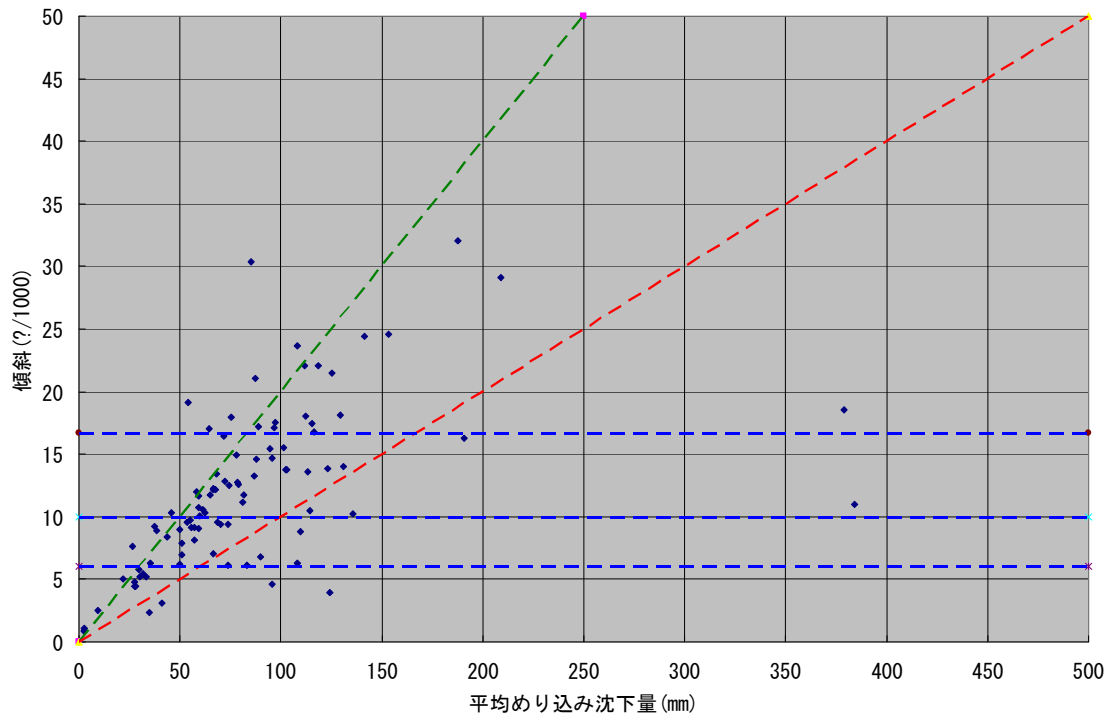
(b)傾斜 6/1000 以下の割合

(c)傾斜 10/1000 以下の割合

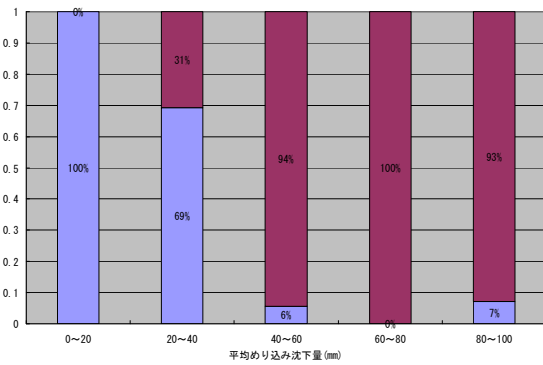


(d)傾斜 16.7/1000 以下の割合

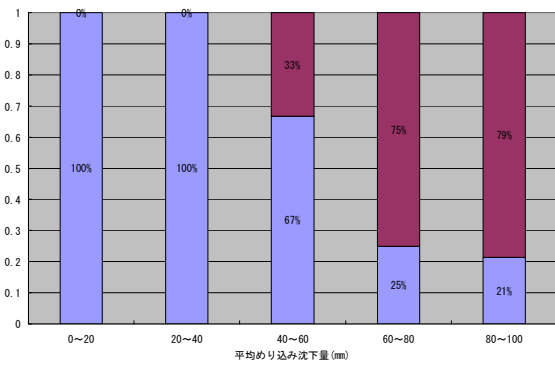
図 3.5.4 千葉市美浜磯部地区の沈下・傾斜の相関関係⁴⁴⁾



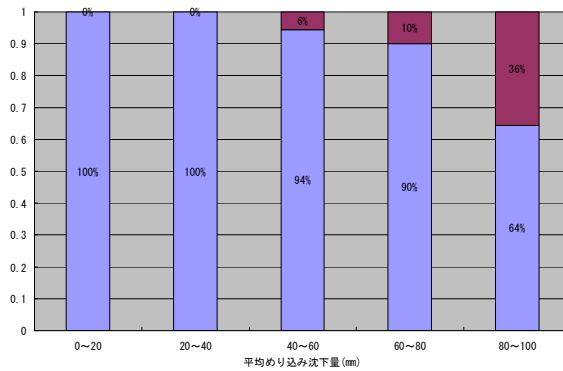
(a)沈下・傾斜の相関関係



(b)傾斜 6/1000 以下の割合



(c)傾斜 10/1000 以下の割合



(d)傾斜 16.7/1000 以下の割合

図 3.5.5 習志野市香澄地区の沈下・傾斜の相関関係

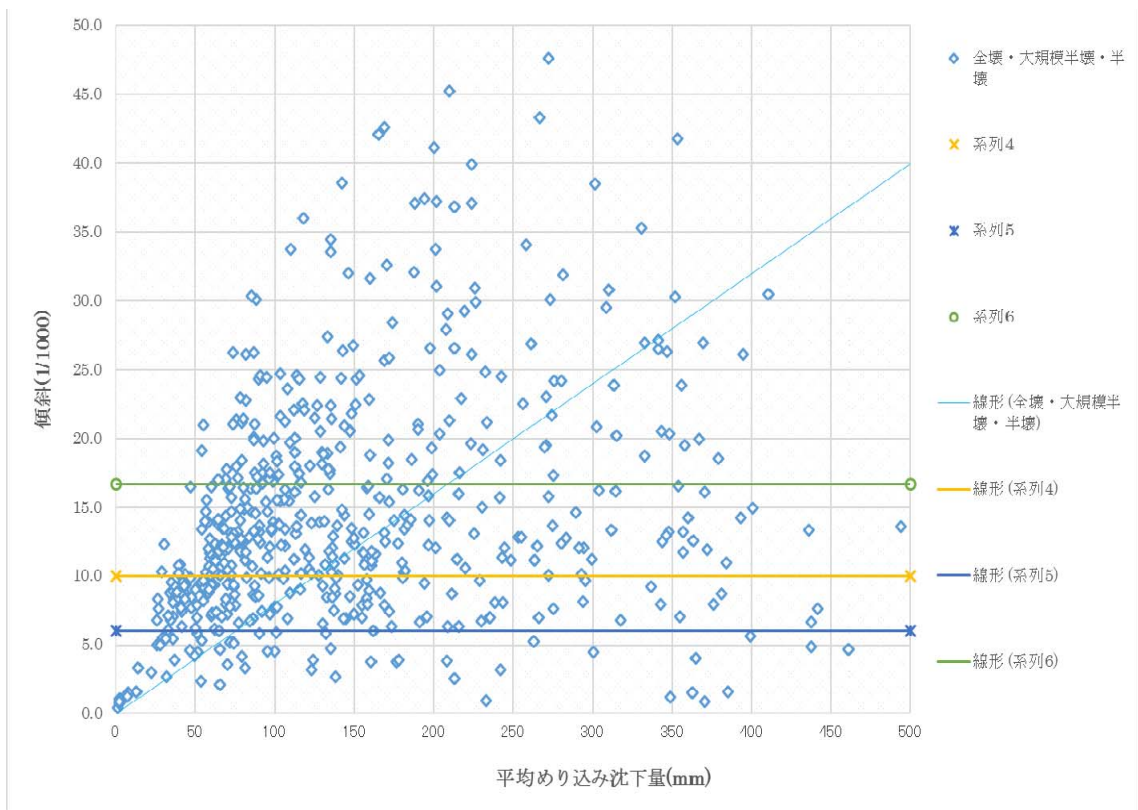


図 3.5.6 全地区の半壊以上の建物傾斜と平均めり込み沈下量の関係

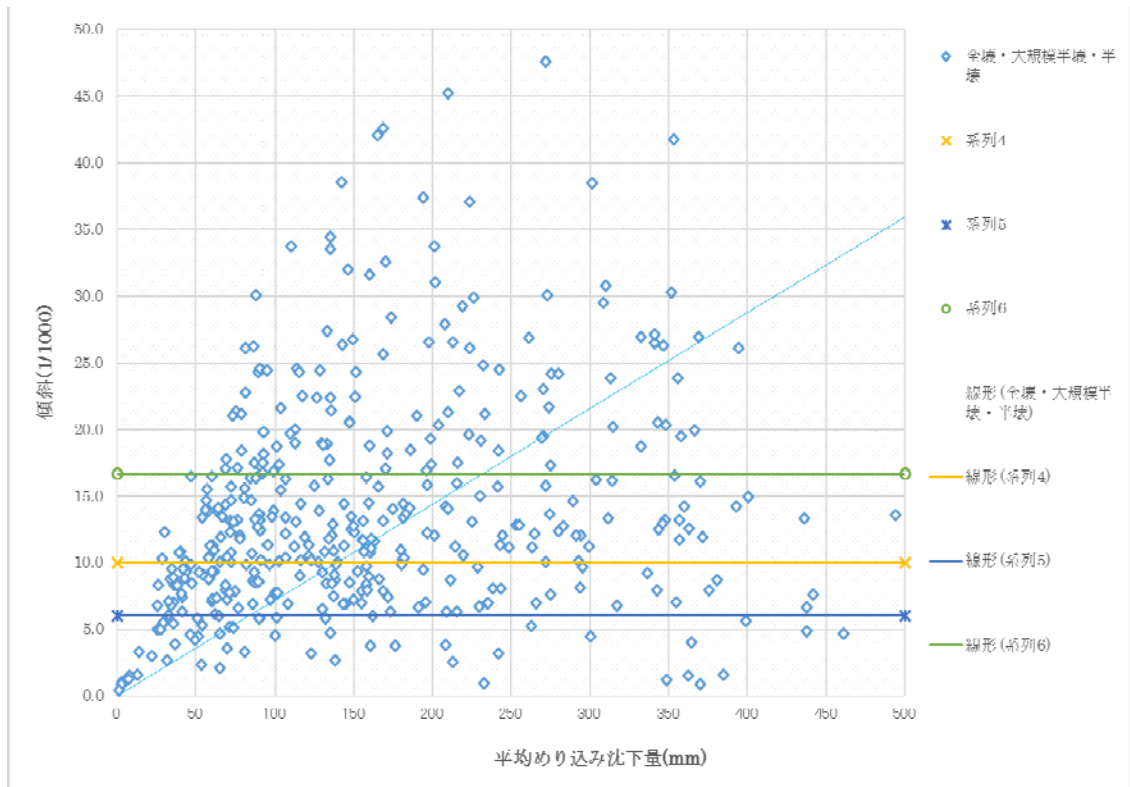


図 3.5.7 潮来市・神栖市の半壊以上の建物傾斜と平均めり込み沈下量の関係

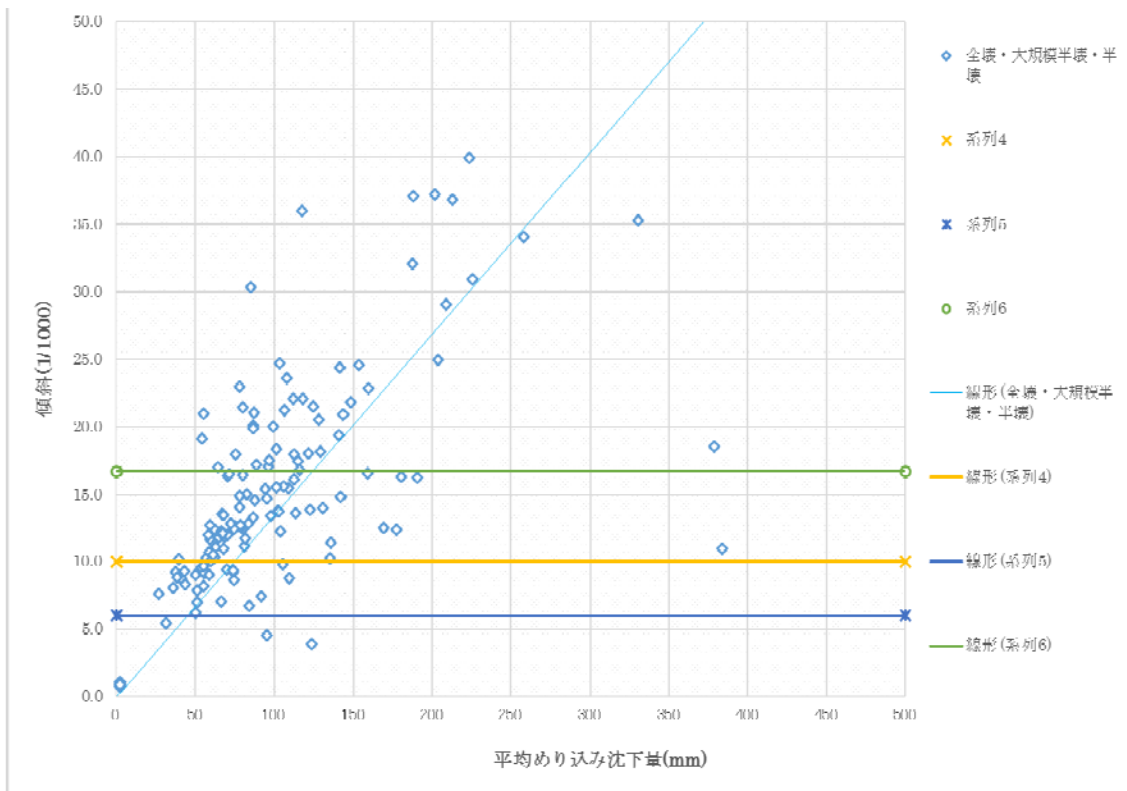
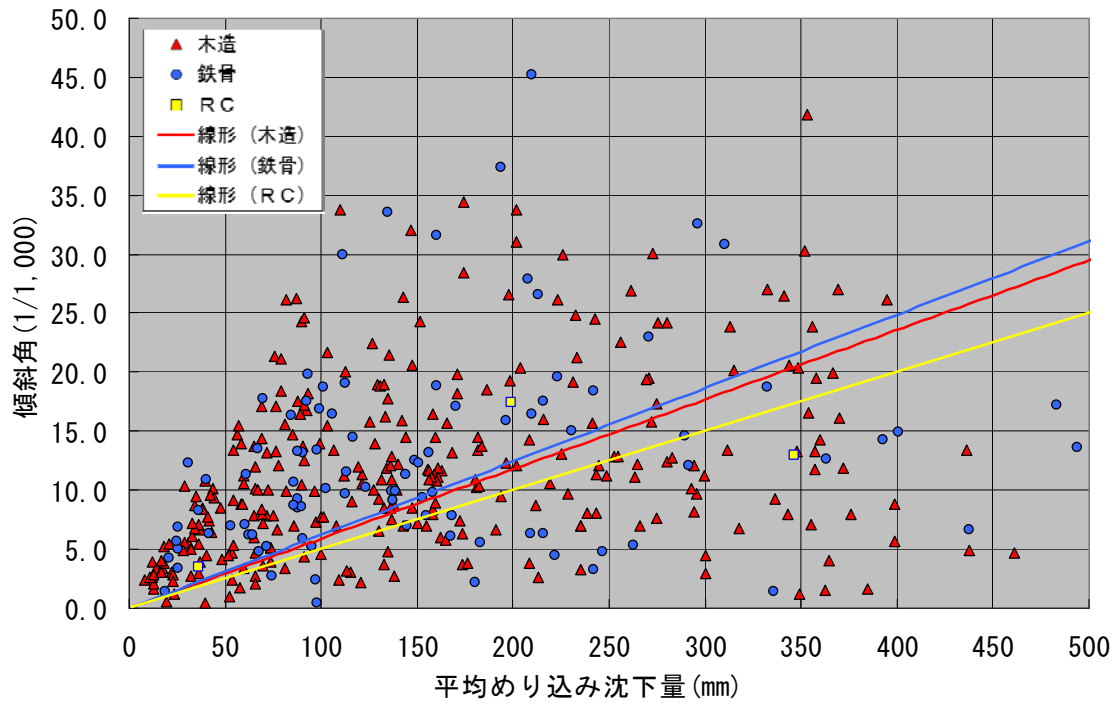
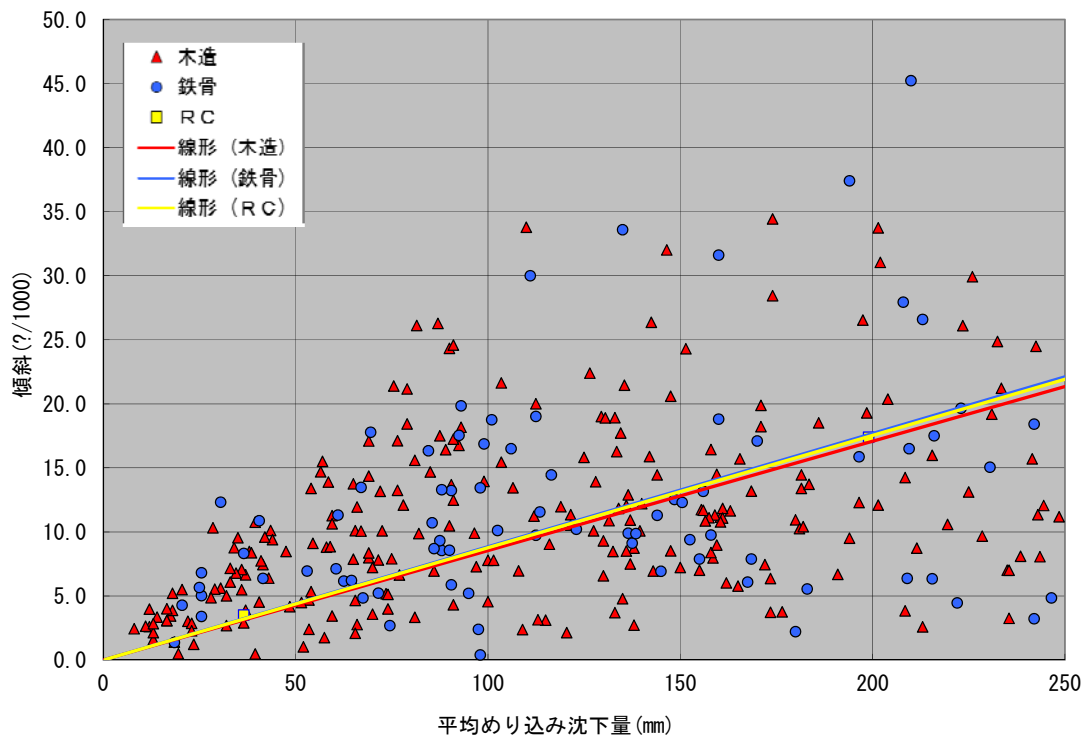


図 3.5.8 千葉市・習志野市の半壊以上の建物傾斜と平均めり込み沈下量の関係

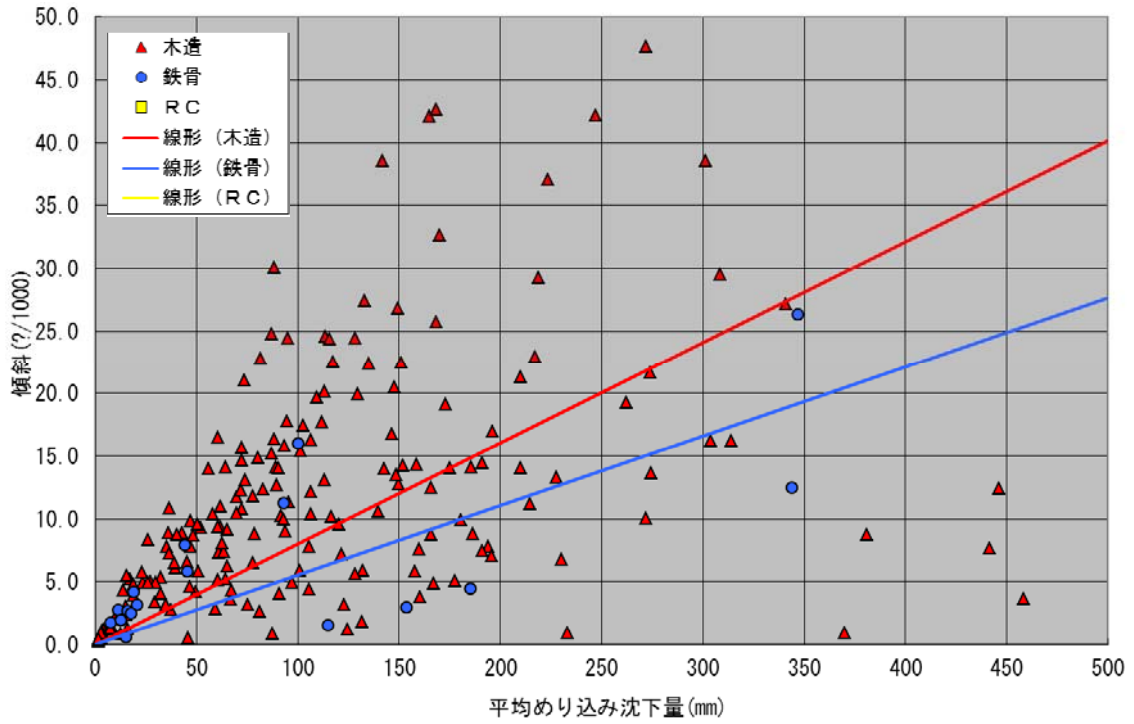


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

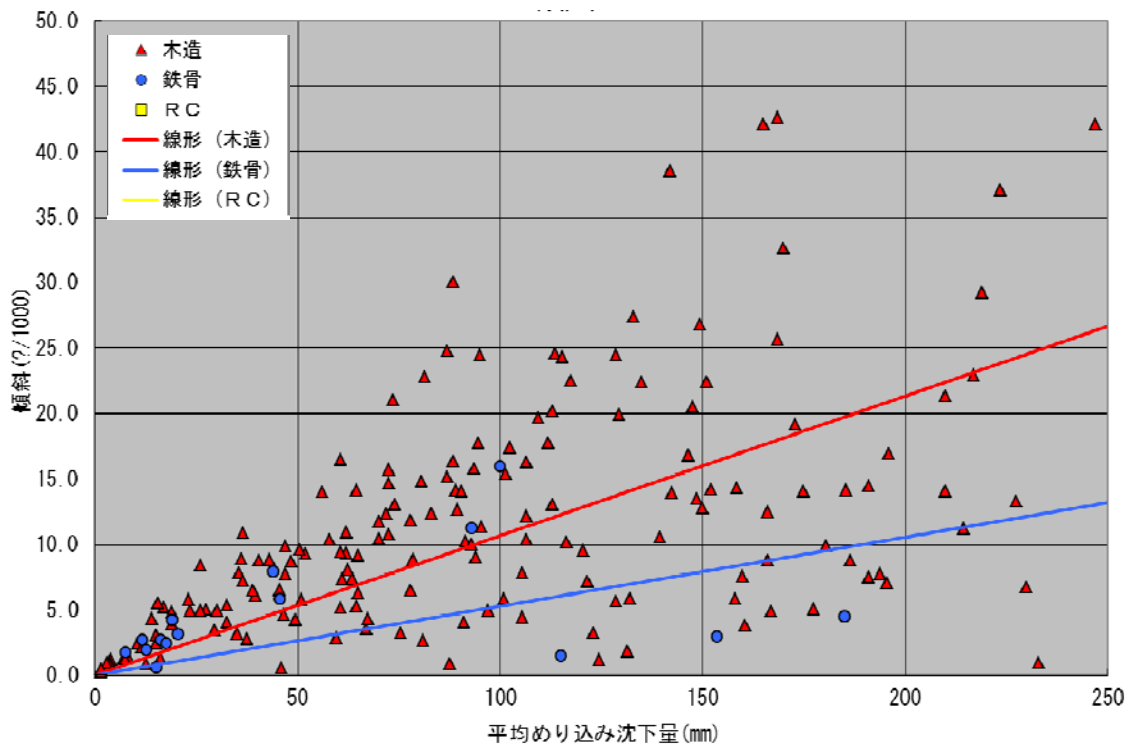


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.9 潮来市日の出地区の建物構造別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

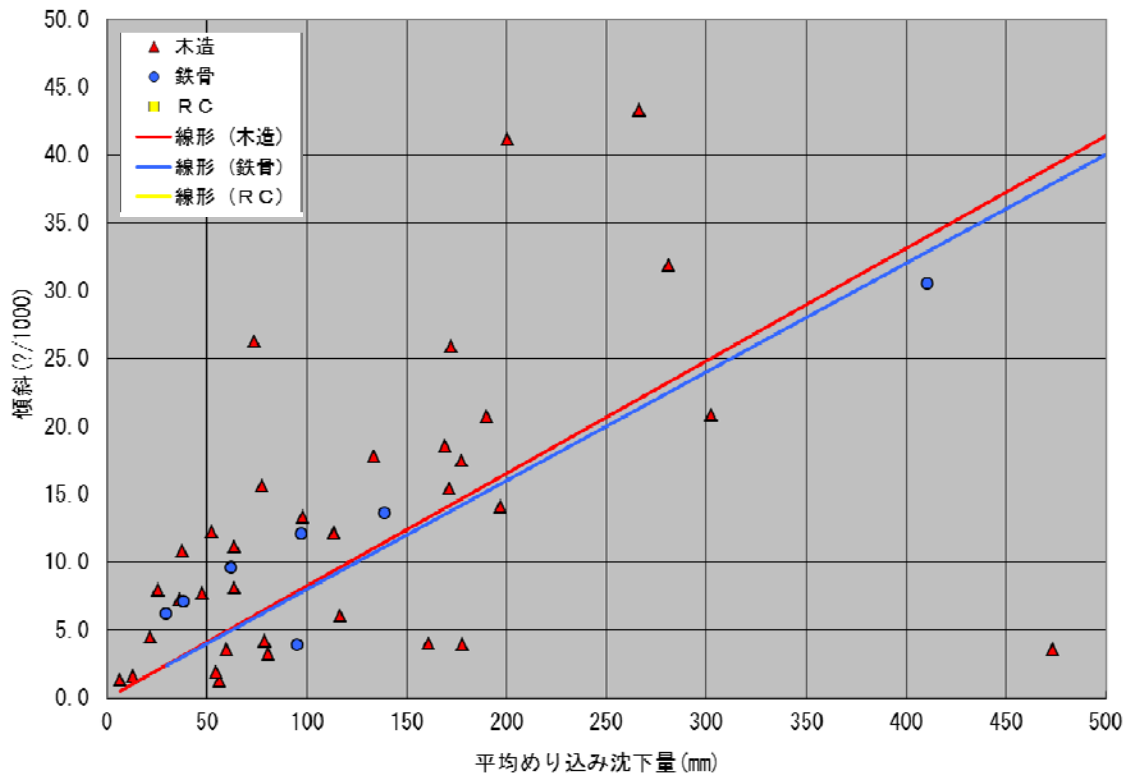


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

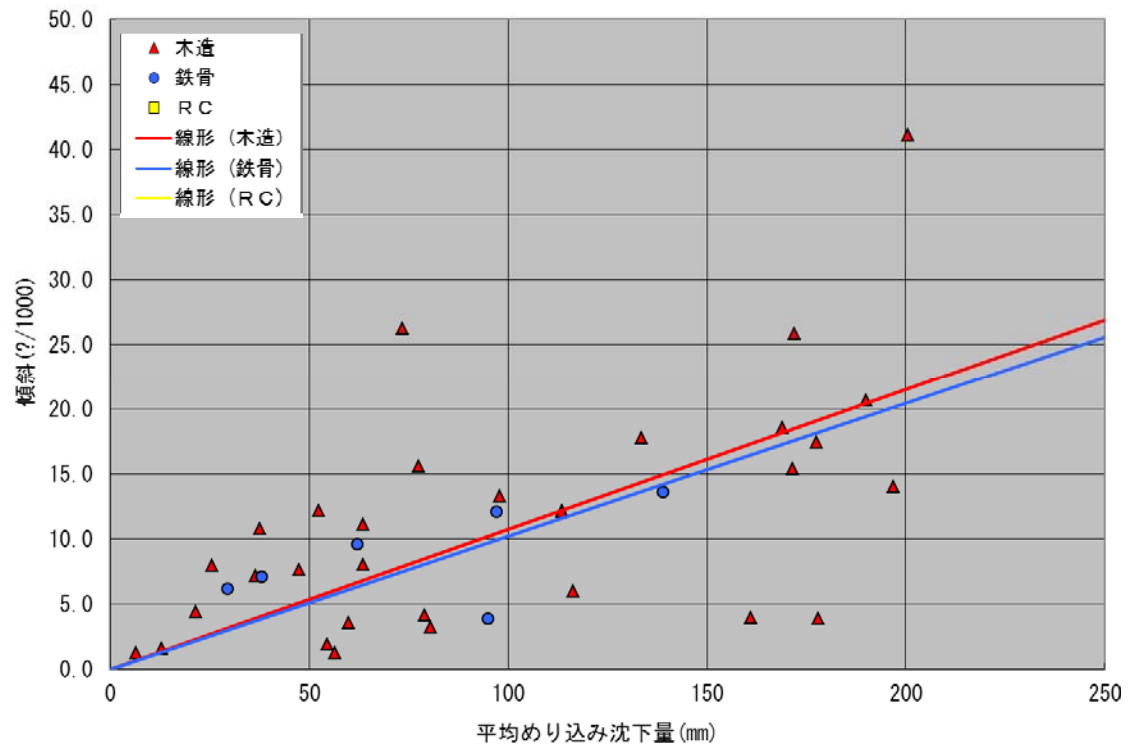


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.10 神栖市堀割・深芝地区の建物構造別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

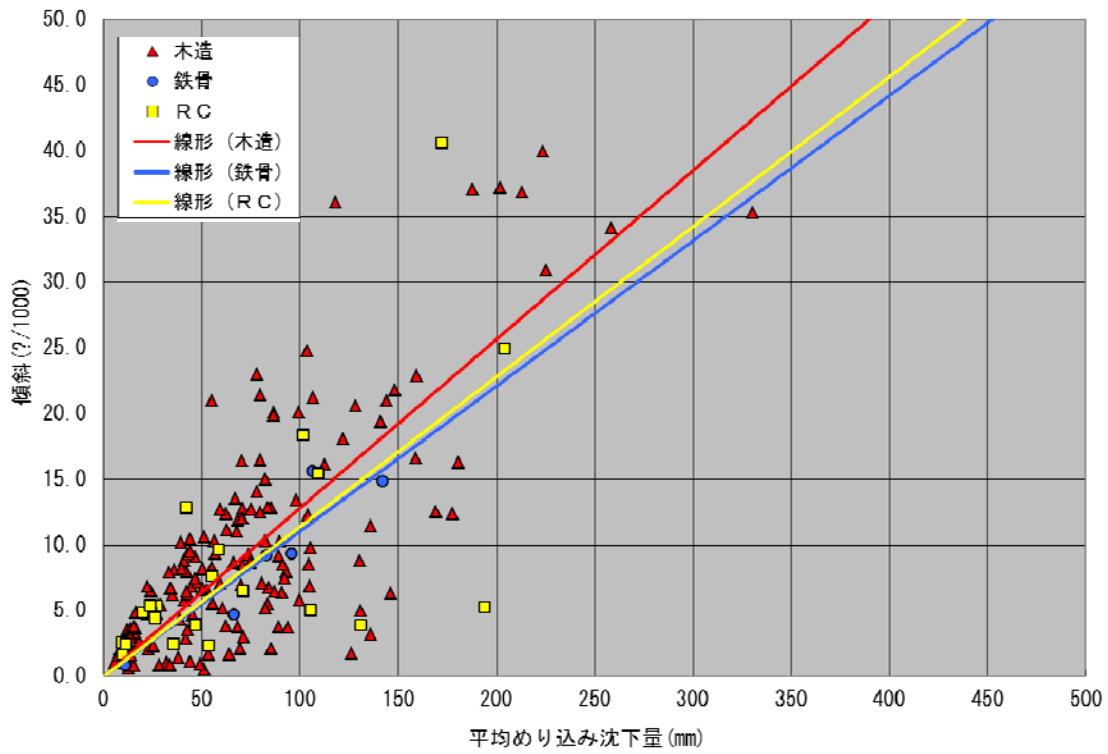


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

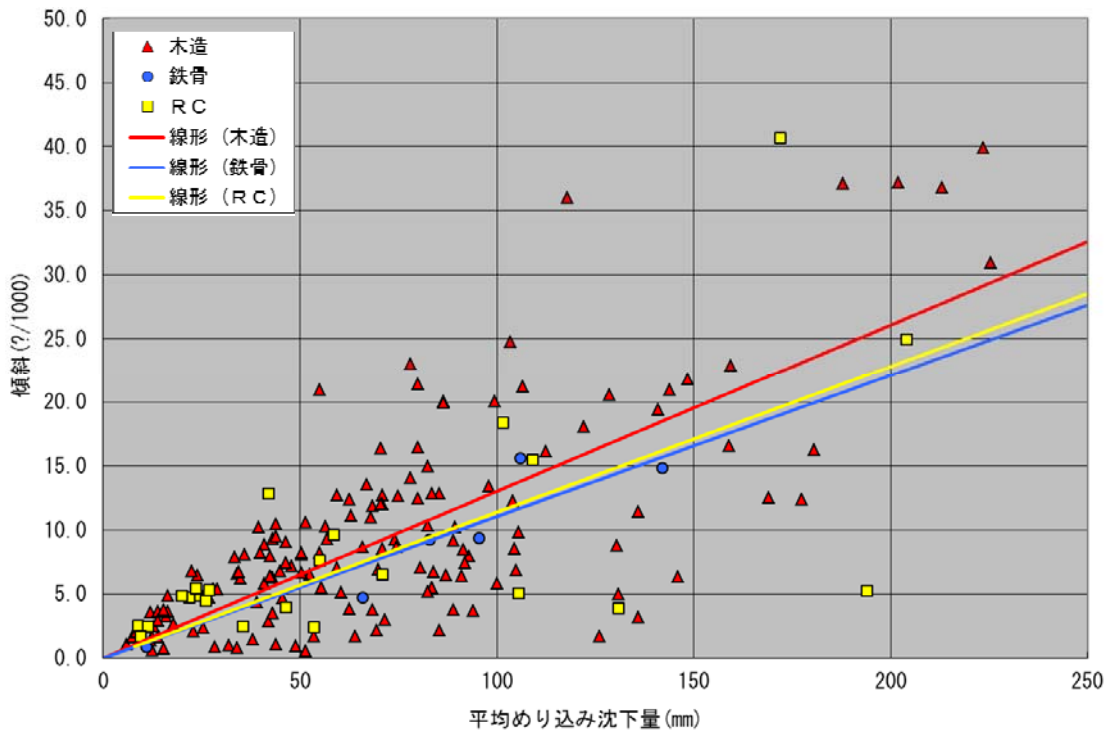


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.11 我孫子市布佐地区の建物構造別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

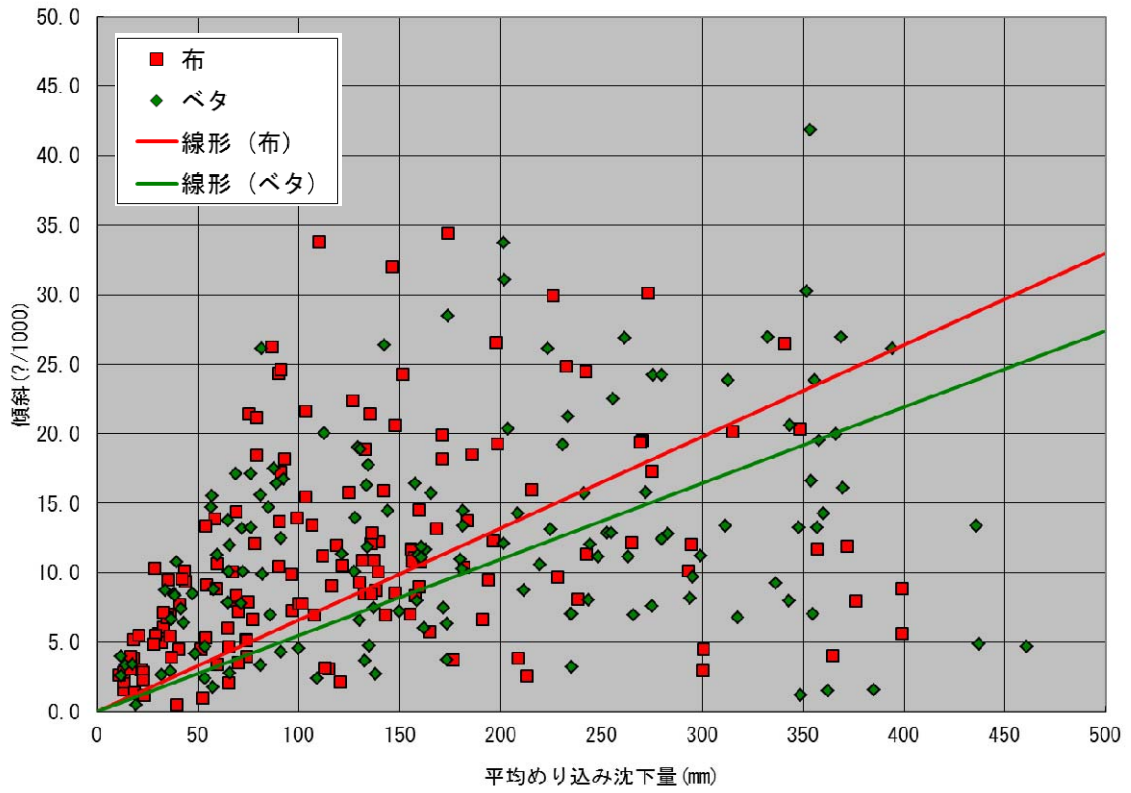


(a)不同沈下量 50cm 以下の場合

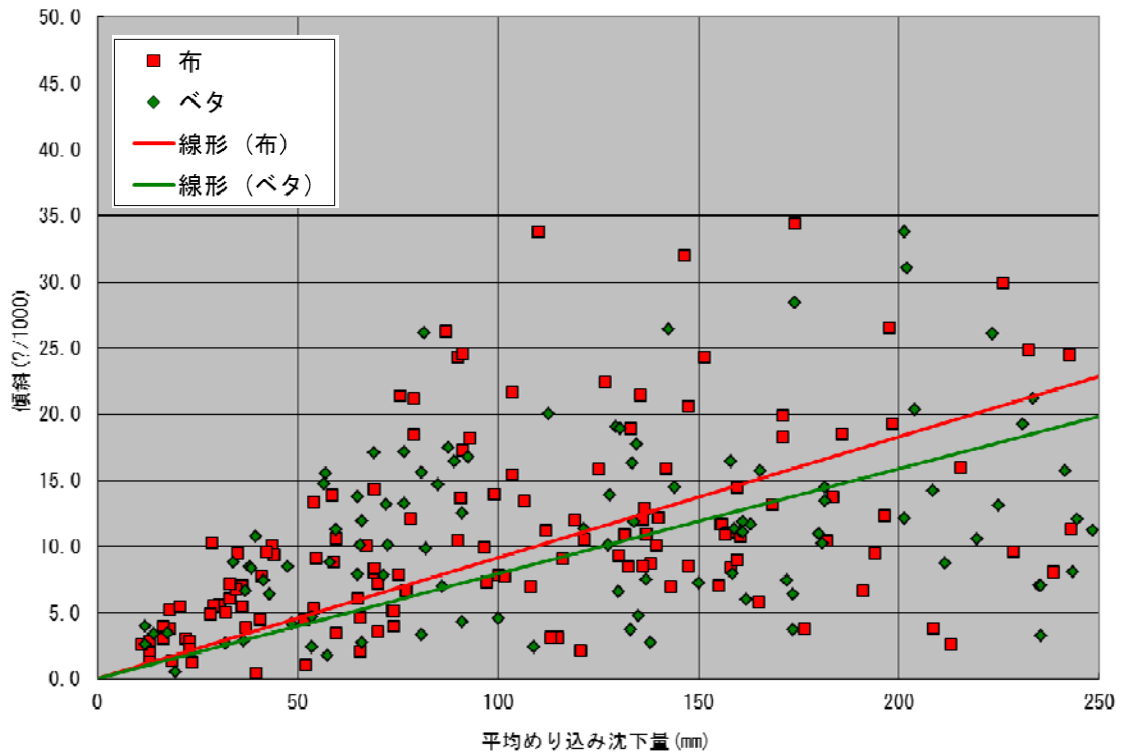


(b)不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3. 5. 12 千葉市美浜磯部地区の建物構造別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

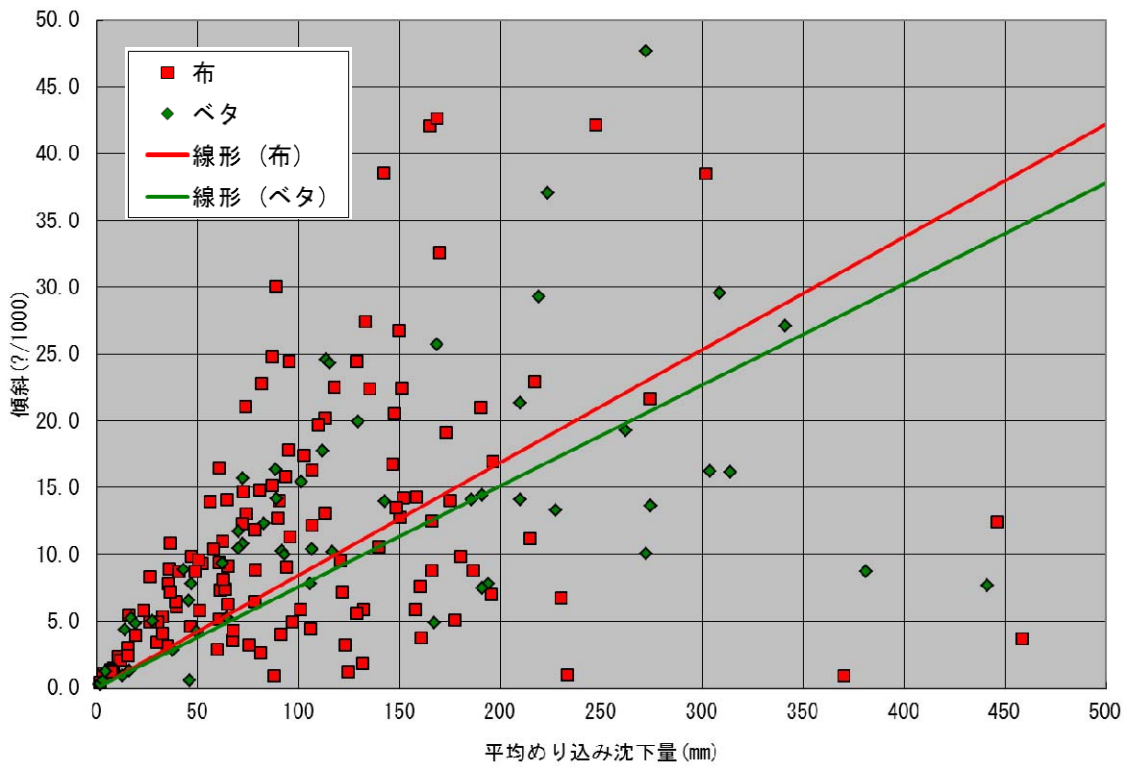


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

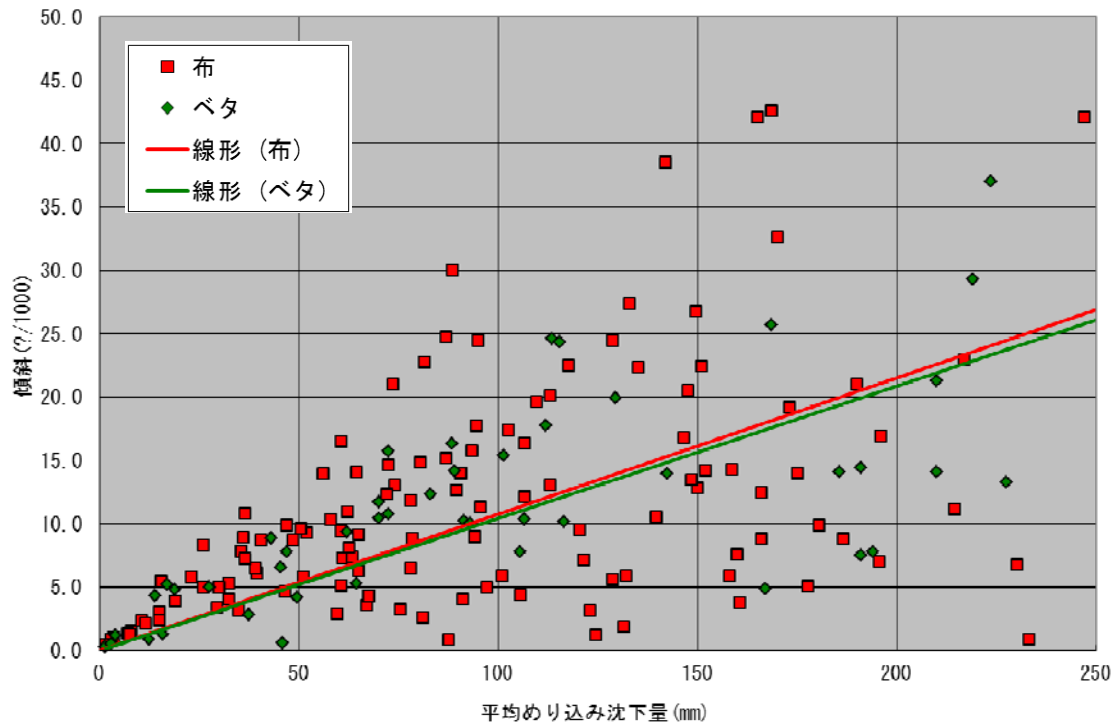


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.13 潮来市日の出地区の建物基礎別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

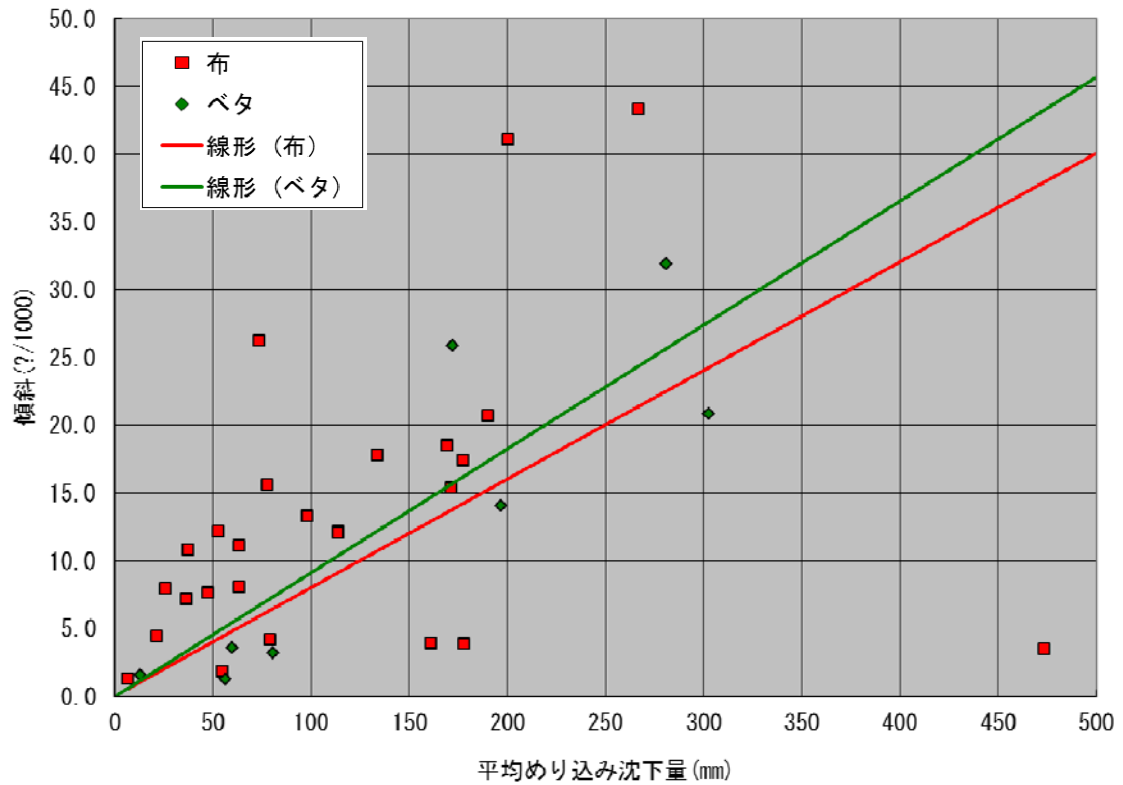


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

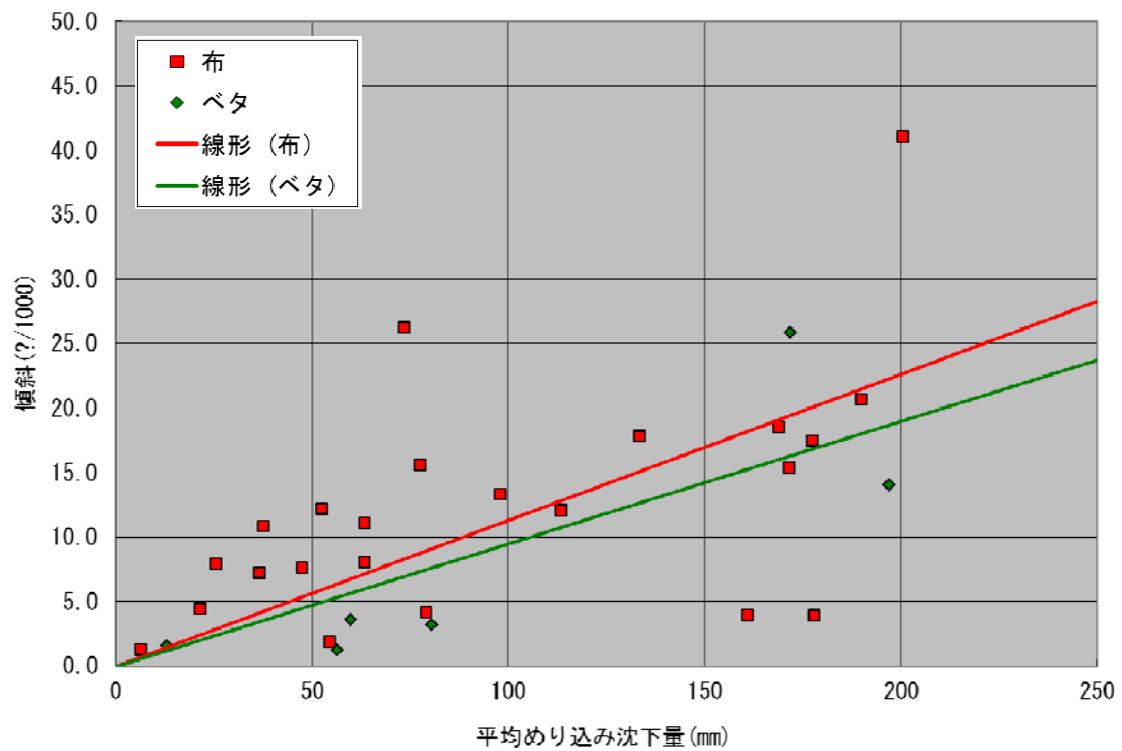


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.14 神栖市堀割・深芝地区の建物基礎別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

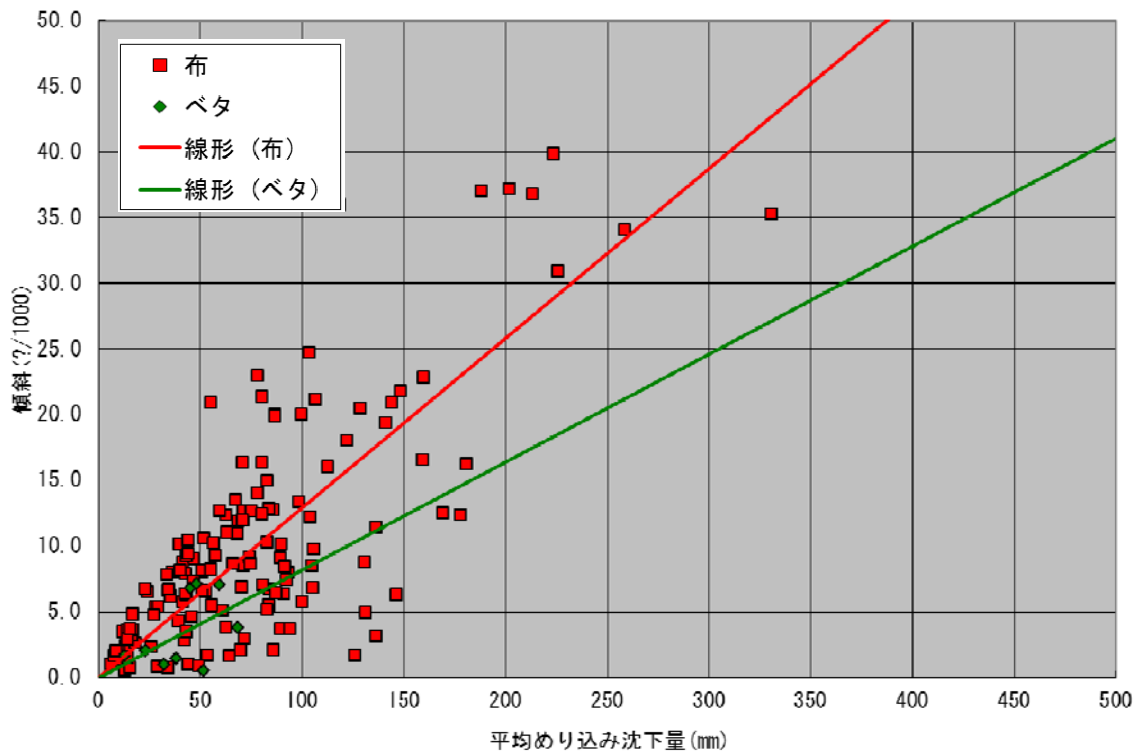


(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合

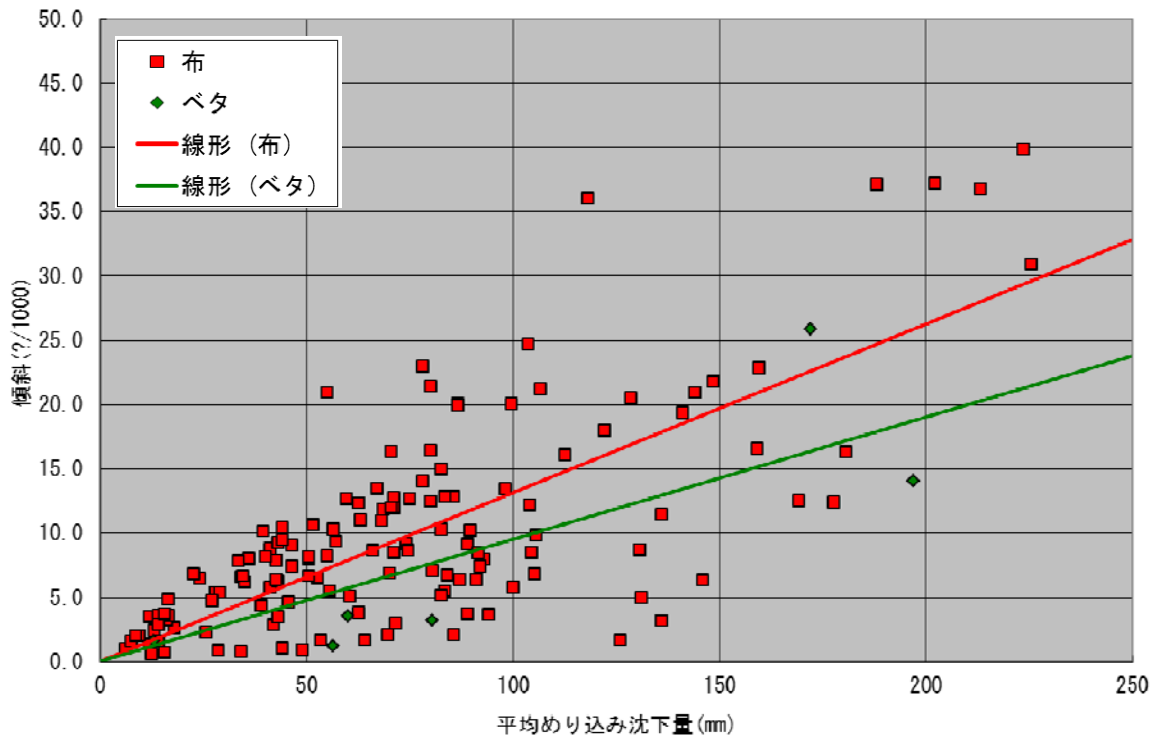


(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.15 我孫子市布佐地区の建物基礎別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係



(a) 不同沈下量 50cm 以下の場合



(b) 不同沈下量 25cm 以下の場合

図 3.5.16 千葉市美浜磯部地区の建物基礎別の傾斜と平均めり込み沈下量の関係

3.6 まとめ

東日本大震災を含むこれまでの地震で液状化被害が発生した戸建て住宅の地盤において、表層改良・中層改良等による液状化対策を行った箇所の文献調査、実態調査および大手住宅メーカー・沈下修復業者から広くアンケート調査を行った。主な結果として、液状化の発生に及ぼす地下水位の影響は非常に重要であること、及び鋼管杭や柱状改良などの対策工により液状化被害が軽減されたケースが多くあることが示された。特に、アンケート調査では表層地盤改良が他の対策工と比較して、戸建て住宅の液状化被害軽減に寄与した割合が高いことが示された。

浅層盤状改良による液状化被害軽減効果は、航空レーザ測量による道路の変状調査からも示された。即ち、舗装と路盤部の層厚が厚いほど、液状化による道路の沈下や傾斜が低減される傾向が示された。また、道路の沈下量と傾斜角の間には、ばらつきは大きいものの相関があることが示された。

上記の知見を基に、2章により設定された戸建て住宅の最大傾斜角の基準値に対応するめり込み沈下量の値を、実際に被災した戸建て住宅のめり込み沈下量と傾斜角の計測結果から関係から以下のように設定した。

- ①中地震動に対しては、最大傾斜角の基準値 10/1000 に対し、めり込み沈下量は 10cm
- ②大地震動に対しては、最大傾斜角の基準値 16.7/1000 に対し、めり込み沈下量は 15cm

【参考文献】

- 1) Yasuda, S., Irisawa, T. and Kazami, K.: Liquefaction-induced settlements of buildings and damages in coastal areas during the Kocaeli and other earthquakes, Proc. of the Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th ICSMGE, pp.33-42, 2001.
- 2) 鳥取県米子市安倍彦名団地中ノ海2区自治会地震被災復興委員会：液状化被災からこうして復興した、2001
- 3) 安田進・橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について、土木学会第57回全国大会、Ⅲ515、CD-ROM、2002.9
- 4) 橋本隆雄・安田進：鳥取県西部地震における住宅の液状化被害と地下水位の関係、土木学会第57回全国大会、Ⅲ514、CD-ROM、2002.9
- 5) 安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638 /Ⅲ-49、 pp.71-89、 1999.
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001年10月.
- 7) 社団法人地盤工学会：新潟県中越沖地震災害調査委員会報告書、pp.3-3-1～3-3-18、2009.2.
- 8) 社団法人地盤工学会：新潟県中越地震災害調査委員会報告書、2004.

- 9) 井上波彦, 飯場正紀, 平出務, 林宏一, 大塚悟, 磯部公一:新潟県中越沖地震による宅地地盤被害(その1概要)、第43回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1743-1744、2008.
- 10) 磯部公一, 大塚悟, 平出務, 林宏一, 杉村晋之介:新潟県中越沖地震による宅地地盤被害(その4刈羽村)、第43回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1749-1750、2008.
- 11) 猪爪高見, 尾上篤生, 土田勝範, 大澤拓洋, 鶴飼恵三, 若井明彦, 蔡飛, 樋口邦弘, 黒田清一郎:液状化対策の有無による地震時地盤変状の差異の一事例、第25回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集、pp.152-155、2007.
- 12) 尾上篤生, 猪爪高見, 鶴飼恵三, 若井明彦, 蔡飛, 樋口邦弘, 黒田清一郎:中越沖地震による刈羽村砂丘麓の液状化被害について、第4回地盤工学会関東支部発表会発表概要集、pp.207-210、2007.10.
- 13) 尾上篤生:地震時の斜面崩壊と液状化被害に学ぶ、第47回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.32-36、2008.8.
- 14) (社)地盤工学会:新潟県中越沖地震災害調査委員会報告書、p.3-8-1~3-8-14、2009.2.
- 15) (社)地盤工学会:新潟県中越地震災害調査委員会報告書、p.133、2007.
- 16) 国土地理院地図閲覧サービス:1/25000 地形図「柏崎」<http://watchizu.gsi.go.jp/>
- 17) 柏崎市:柏崎市統計年鑑平成19年版、2008.
- 18) 柏崎市立鯖石小学校:川は語る-鯖石川治水の記、1977.
- 19) 新潟県:新潟県地質図、1995.
- 20) 柏崎市西中通公民館:西中通のあゆみ、1995.
- 21) (社)北陸建設弘済会:新潟県平野部の地盤図集(柏崎・高田平野編)、1981.
- 22) (社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説、pp.280-289、2004.
- 23) (社)地盤工学会:土質試験の方法と解説、pp.54-79、2000.
- 24) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996.
- 25) 橋本隆雄・安田進:鳥取県西部地震における液状化被害と地下水位の関係、土木工学会第57回年次学術講演会、III-514、pp.1027-1028、2002.
- 26) 杉村晋之介, 斉藤美咲, 大塚悟, 磯部公一, 平出務, 林宏一:新潟県中越沖地震による宅地地盤被害(その3橋場・松波の液状化被害)、第43回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1747-1748、2008.
- 27) (社)地盤工学会:新潟県中越地震災害調査委員会報告書、pp.3-11-1~3-11-19、2009.2.
- 28) 北陸建設弘済会:新潟県平野部の地盤図集(柏崎・高田平野編)、昭和56年3月
- 29) 土木研究所地震防災振動研究室:地震時における砂質地盤の液状化判定方法と耐震設計への適用に関する研究、土木研究所資料、第1729号、(1981.9)
- 30) (社)地盤工学会:新潟県中越地震災害調査委員会報告書、pp.3-7-1~3-7-12、2009.2.
- 31) 建築基礎構造設計指針、2001.10
- 32) 芳賀保夫(1990):建物の許容沈下量、土と基礎、Vbl.38、No.8、pp.41・46
- 33) (社)地盤工学会液状化を考慮した地盤と構造物の性能設計に関する研究委員会、液状

- 化を考慮した地盤と構造物の性能設計、pp.18、一部加筆修正
- 34) 安田進、橋本隆雄(2002):鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について、土木学会第57回年次学術講演会講演概要集、III-515、pp.1029-1030
 - 35) 国土交通省関東地方整備局、公益社団法人地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書、pp.4、2011.8
 - 36) 国土交通省関東地方整備局、公益社団法人地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書 別冊資料（調査票 No.118）pp.1、2011.8、http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_coNteNt/coNteNt/000043554.pdf
 - 37) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成23年東北地方太平洋沖地震による建築物被害第一次調査、茨城県・千葉県境周辺における液状化等の被害（速報）、2011.4
 - 38) 橋本隆雄：東日本大震災による関東地方液状化被害地域における建物基礎地盤対策の効果の分析、第9回地盤工学会関東支部発表会、2012.10.
 - 39) 朝倉徹，須山翔太，小長井一男，江藤稚佳子，渋谷研一：航空レーザ計測による液状化地盤沈下マップの精度評価と浦安市の地盤と構造物変位の状況，土木学会論文集 Vol.68，pp.1278-1284，2012.
 - 40) Konagai, K., Asakura, T., Suyama, S., Kyokawa, H., Kiyota, T., Eto, C. and Shibuya, K.: Soil subsidence map of the Tokyo bay area liquefied in the March 11th Great East Japan Earthquake, *Proc. of International Symposium on Engineering Lessons Learned from the Giant Earthquake*, 2012.
 - 41) 国土交通省関東地方整備局：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明，<http://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai00000061.html>，2011.
 - 42) 安田進，原田健二：東京湾岸の液状化被害，*地盤工学会誌*，**59** (7)，pp.38-41，2011.
 - 43) Ishihara, K. & Yoshimine: M, Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, **32** (1), pp.173-188, 1992.
 - 44) 橋本隆雄・安田進・山口亮：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめり込み沈下量の関係、第47回地盤工学研究発表会、2012.7.

第4章 振動台模型実験による浅層盤状改良工法の効果検証

4.1 実験概要

4.1.1 実験の背景・目的

2011年東日本大地震では、広い地域で液状化が発生し、住宅やインフラ施設などに大きな被害や機能損失を及ぼした。これらの液状化被害から、住宅等についても液状化対策の必要性が注目されるようになった。

そこで、今回、住宅等の軽量構造物直下に比較的薄い固化系地盤改良体を構築する液状化対策を対象に、構造物の沈下軽減効果の検証を目的として遠心模型振動実験を実施した。

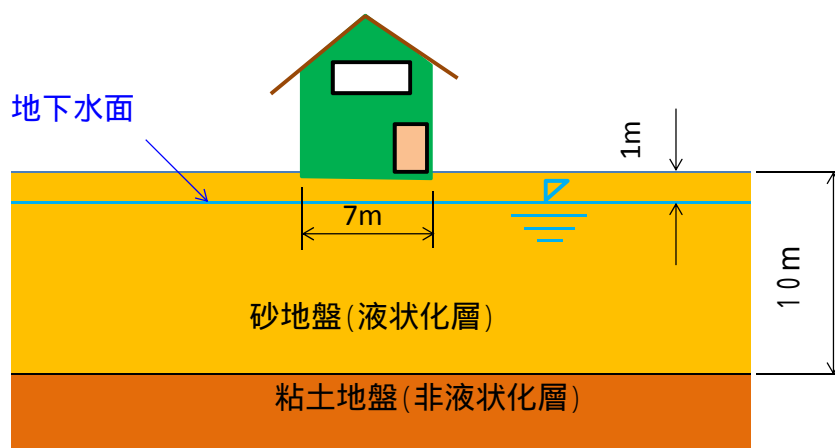
4.1.2 実験ケース

実験は、図4.1.1に示す家屋、地盤条件を対象として、建屋直下の盤状地盤改良の厚さを変えた4ケースについて実施した。模型に対する遠心加速度は25Gとし、それぞれのケースについて以下の入力地震動を設定し、それぞれ加振した。

地震動1：2011年東北地方太平洋沖地震で宅地の液状化被害が多く発生した千葉県浦安市で観測された地震動と同レベルの地震動

地震動2：地震動1の継続時間をそのままに、加速度を2倍とした地震動

今回想定した実験の条件を表4.1.1にまとめて示す。



砂地盤の厚さ	: 10m
(液状化層の厚さ)	
地下水面	: 地表面から深さ1.0m
建物	: 木造2階建て(建て坪49m ² (7m × 7m))
基礎	: べた基礎

図4.1.1 遠心模型実験で対象とした住宅および地盤条件

表 4.1.1 実験で想定した条件

敷地	8.5m × 8.5m
建物	戸建2F 7m × 7m 平均接地圧 10kN/m ²
地盤条件	液状化層 GL-0m ~ 10m Dr 50% 地下水位 GL-1.0m
入力地震動	1回目：地震動1（浦安相当 最大加速度 150Gal） 2回目：地震動2（浦安の2倍の加速度 最大加速度 350Gal）
液状化対策	浅層盤状改良 ケース1：地盤改良なし ケース2：改良の範囲の厚さ 1.5m ケース3：改良の範囲の厚さ 3.0m ケース4：改良の範囲の厚さ 4.5m

The diagram illustrates the experimental setup. At the top, a green rectangle represents the building, with a width of 7m and a total site width of 8.5m. Below the building is a yellow sand layer with a thickness of 10m and a relative density (Dr) of 50%. A red dashed rectangle indicates the area of shallow disk-shaped improvement (地盤改良) directly beneath the building. To the right, a dashed line indicates the groundwater level (地下水位) at a depth of 1.0m (GL-1.0m) below the ground surface.

4.2 実験方法

4.2.1 試験体寸法

試験は鋼製の側面アクリル土槽（内寸：幅 2.0×奥行 0.7×深さ 0.65m）を用いて行った。土槽の中央に厚さ 12mm のアルミ製の仕切り板を設け土槽を 2 分割し、1 回の試験で 2 ケースのモデルを作成した。表 4.2.1 に試験体作成の組み合わせを示す。また、図 4.2.1 に試験 1 回目（ケース 1、ケース 2）のモデル図を、図 4.2.2 に試験 2 回目（ケース 3、ケース 4）のモデル図を示す。

表 4.2.1 試験体作成の組み合わせ

試験回数	作成ケース
試験 1 回目	ケース 1（改良無し）
	ケース 2（改良厚 1.5m）
試験 2 回目	ケース 3（改良厚 3.0m）
	ケース 4（改良厚 4.5m）

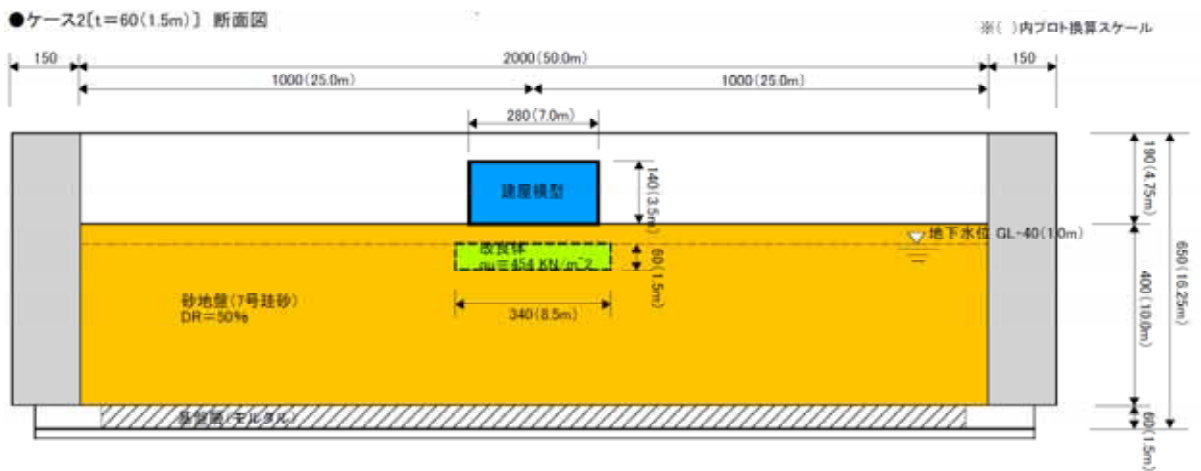
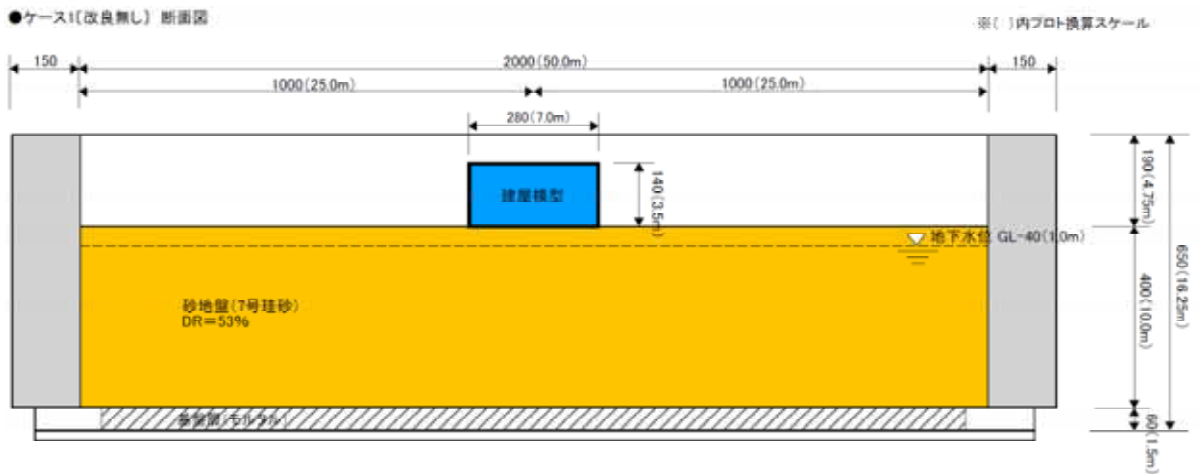
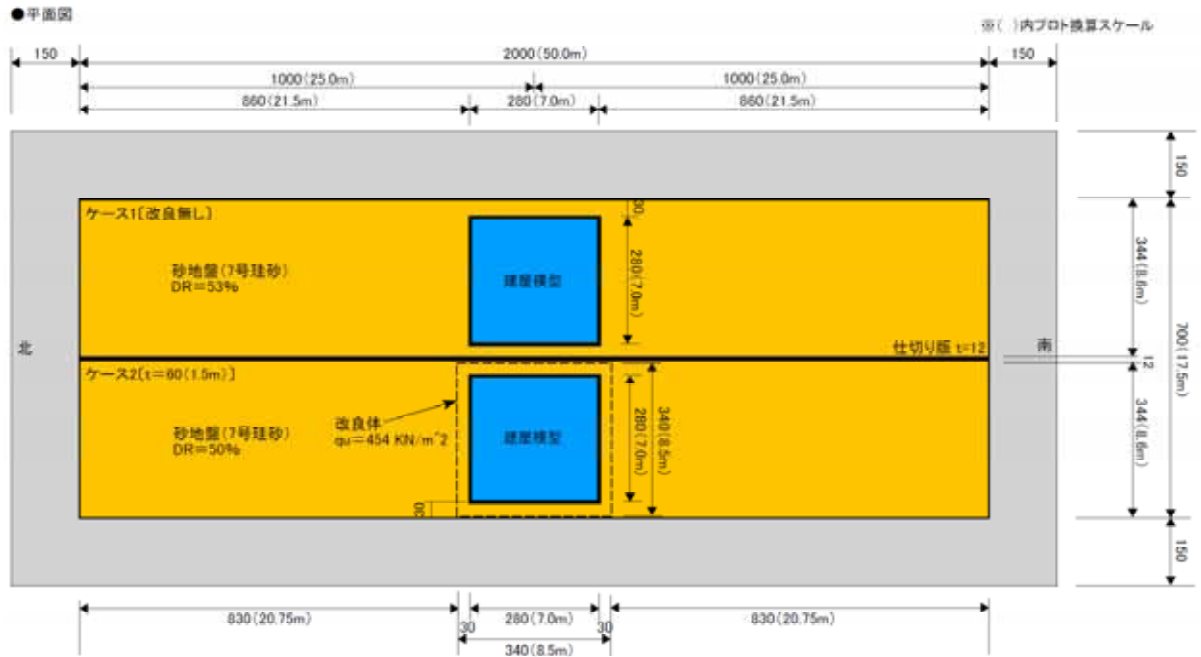


図 4.2.1 試験体モデル(ケース1、ケース2)

4.2.2 試験材料の諸元

- ・地盤材料：地盤材料は、岐阜産 7 号珪砂を使用した。以下にその物性値を示す。

土粒子比重 G_s : 2.636 g/cm³

最大間隙比 e_{max} : 1.175

最大間隙比 e_{min} : 0.618

- ・模型地盤の仕上がり状態

表 4.2.2 模型地盤の仕上がり状態

z	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
乾燥密度 d (g/cm ³)	1.40	1.39	1.41	1.41
間隙比 e	0.88	0.90	0.87	0.87
相対密度 D_R (%)	53	50	55	54
湿潤密度 sat (g/cm ³)	1.87	1.86	1.87	1.87

: 飽和度 $SR = 100\%$

- ・改良体：

7 号珪砂に普通ポルトランドセメントと水を混合したものを所定の大きさの型枠で作製した。表 4.2.3 に改良体の仕上がり状態を示す。

表 4.2.3 改良体仕上がり状態

項目	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
形状 (mm)	改良無し	t = 60 面積=340 × 335	t = 120 面積=340 × 335	t = 180 面積=340 × 335
湿潤密度 (g/cm ³)		1.66	1.85	1.85
平均一軸圧縮強度 (kN/m ²)		454	427	432

・粘性流体

遠心場(今回 25G)での間隙水の透水能力を合わせるため、水に水溶性の増粘剤を加え粘度を 25 倍にした粘性流体を作成し、これを間隙水に用いた。表 4.2.4 に粘性流体の仕上がり状態を示す。

水：水道水(粘度 1 mpa 水温 15)

増粘剤：水溶性セルロース(60SH - 50、信越化学製)

表 4.2.4 粘性流体の仕上がり状態

項目	試験 1 回目 (ケース 1、ケース 2)	試験 2 回目 (ケース 3、ケース 4)
作成量 ()	405	405
粘度 (mpa)	26 ~ 28 (水温 10)	23 ~ 25 (水温 15)

4.2.3 試験体作製手順

試験体作製手順を図 4.2.3 に示す。

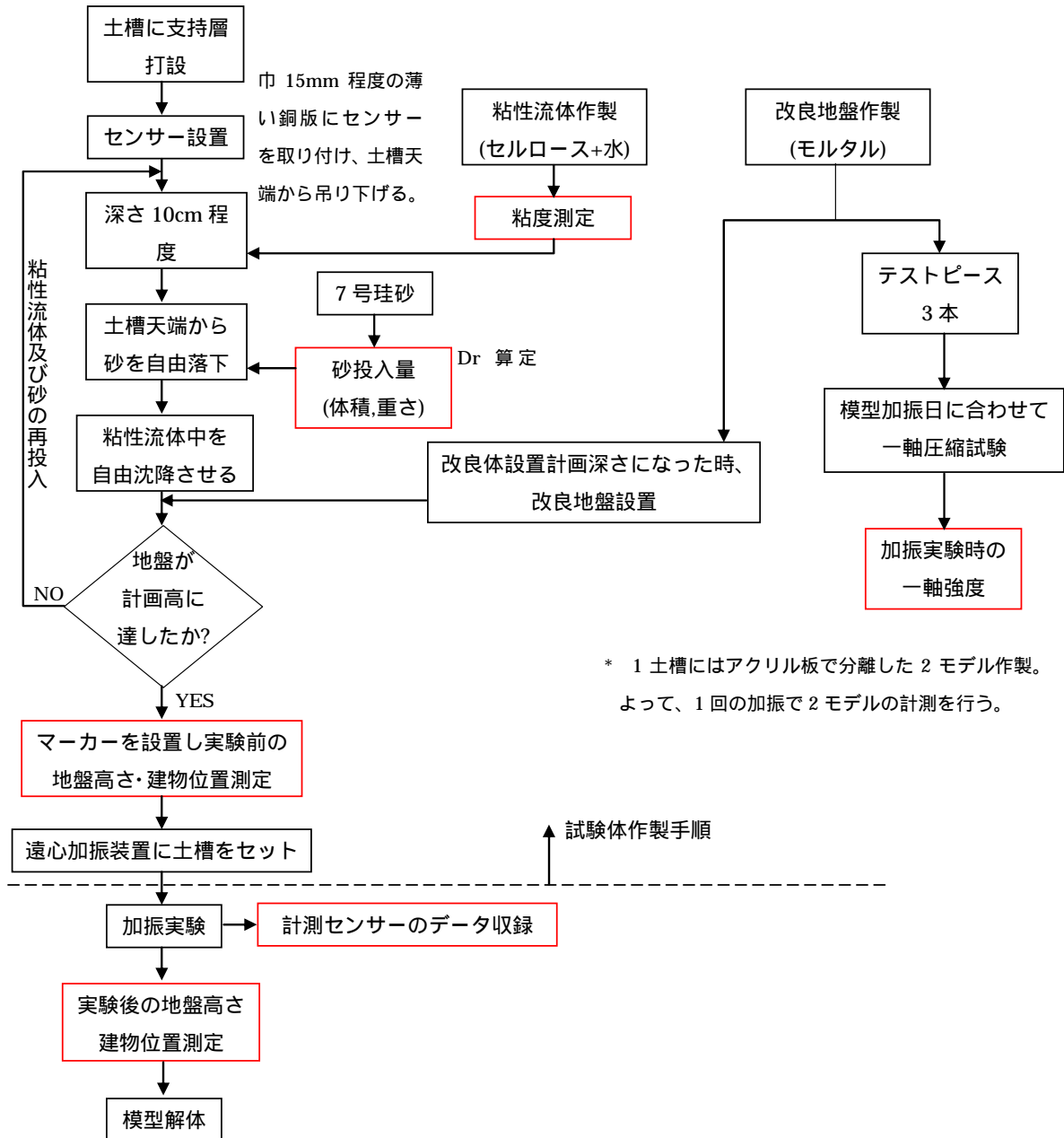


図 4.2.3 試験体作製手順

4.2.4 砂試料の室内試験結果

実験に用いた砂試料について別途室内土質試験を実施した。物理試験結果を表 4.2.5 に、三軸圧縮試験、液状化強度試験、動的変形試験（三軸、中空ねじり）、透水試験の結果の代表値を表 4.2.6 にまとめた。各試験結果の詳細は、データシートとして巻末資料に示した。

表 4.2.5 物理試験結果

試料	土粒子の密度	粒度				最大最小乾燥密度	
		礫分	砂分	細粒分	均等係数	最大密度	最小密度
珪砂 7 号	2.636	0.0%	82.5%	17.5%	-	1.629	1.212

表 4.2.6 三軸・中空ねじり試験結果

項目	Dr=50%相当	Dr=60%相当		Dr=40%相当
三軸圧縮試験	-	圧密非排水三軸試験 (CUb)		-
供試体平均乾燥密度	-	1.455		-
供試体平均 Dr*	-	65%		-
全応力 c	-	160.9kN/m ²		-
全応力 ϕ	-	46.0°		-
有効応力 c'	-	0.6 kN/m ²		-
有効応力 ϕ'	-	36.8°		-
液状化強度試験 (40kN/m ²)	-	繰返し非排水 三軸試験		繰返し非排水 三軸試験
供試体平均乾燥密度	-	1.428		1.354
供試体平均 Dr*	-	59%		41%
繰返し応力振幅比 RL(20)	-	0.379		0.138
動的変形試験 (40kN/m ²)	-	繰返し非排水 三軸試験	繰返し非排水 中空ねじり試験	-
供試体乾燥密度	-	1.423	1.427	-
供試体 Dr*	-	58%	59%	-
初期せん断剛性 G_0	-	64.18 MN/m ²	64.56 MN/m ²	-
基準ひずみ r	-	0.03827%	0.02757%	-
最大減衰率 h_0	-	23.36%	23.8%	-
透水試験	定水位透水試験	定水位透水試験		-
供試体乾燥密度	1.390	1.432		-
供試体 Dr	50%	60%		-
透水係数 k	3.99E-05 m/s	3.31E-05 m/s		-

供試体の Dr*は圧密後の数値（透水試験を除く） 動的変形試験の G_0 , r , h_0 は H-D モデルの数値

4.3 計測方法

遠心模型実験は 25G 場で実施するため、計測データ等は 1G 場に換算する必要がある。1G 場への換算方法を表 4.3.1 に示す。

表 4.3.1 1G 場への換算方法
[遠心重力場 NG・今回は NG=25G]

項目		相似率*	25G 場データの 1G 場への換算方法
長さ	l	1/N	25G 場模型での $l \times 25$
密度		1	25G 場模型での $\times 1$
ひずみ		1	25G 場模型での $\times 1$
加速度	a	N	25G 場模型での $a/25$
変位	d	1/N	25G 場模型での $d \times 25$
応力		1	25G 場模型での $\times 1$
時間	t	1/N	25G 場模型での $t \times 25$
振動数	f	N	25G 場模型での $f/25$
透水係数	K	1/N	25G 場模型での $K \times 25$

*相似率は実物（1G 場）に対する NG 場模型の比

計測項目及び計測位置は以下の表・図に整理した。

- ・実験前及び実験後の計測項目…表 4.3.2、図 4.3.1
- ・実験中の計測項目…表 4.3.3
- ・計測点（センサー）一覧表…表 4.3.4～表 4.3.7
- ・計測器仕様一覧…表 4.3.8
- ・計器（センサー）配置図…図 4.3.2～図 4.3.3

表 4.3.2 実験前・実験後の計測項目

測定項目	模型地盤等物性値	建物及び地表面の残留上下・水平変位
実験前	<ul style="list-style-type: none"> ・粘性流体の粘度 ・改良地盤の一軸強さ ・投入砂の重量（Dr 算定用） 	建物頂部 4 点及び地表 変形測量マーカー（54 点）の位置 図 4.3.1 …実験後計測の初期値とする。
実験後		建物頂部 4 点及び地表 変形測量マーカー（54 点）の位置 図 4.3.1

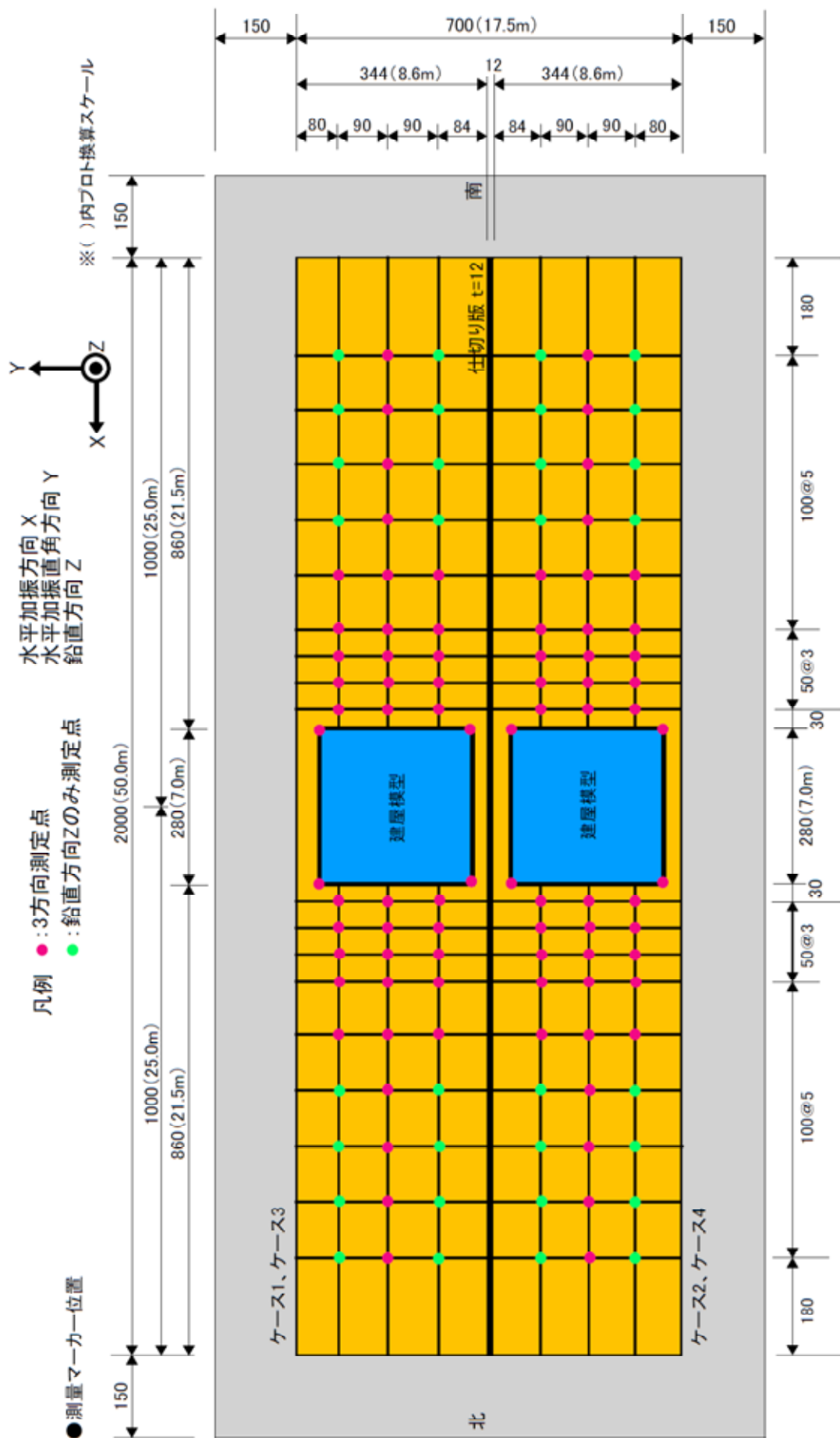


図 4.3.1 変形測量マーカー位置

表 4.3.3 実験中の計測項目と計測地点数

計測項目 計測位置 実験ケース	水平加速度		間隙水圧		変位 (レーザー変位計による)			全計測地点数	
	振動台、建物 および建物直 下地盤	遠方 地盤	建物直 下地盤	遠方 地盤	建物		地表		
					上下 (沈下)	水平	上下 (沈下)		
計測地点数	ケース 1	振動台 1 建物 1 地表 1 地中 3 基盤上 1	地表 1 地中 3 基盤上 1	4	4	4	1	1	加速度：12 間隙水圧：8 変位：6
	ケース 2	振動台 1 建物 1 地表 1 改良体 1 地中 3 基盤上 1	地表 1 地中 3 基盤上 1	3	4	4	1	1	加速度：13 間隙水圧：7 変位：6
	ケース 3	振動台 1 建物 1 地表 1 改良体 1 地中 3 基盤上 1	地表 1 地中 3 基盤上 1	4	4	4	1	1	加速度：13 間隙水圧：8 変位：6
	ケース 4	振動台 1 建物 1 地表 1 改良体 1 地中 3 基盤上 1	地表 1 地中 3 基盤上 1	4	4	4	1	1	加速度：13 間隙水圧：8 変位：6

表 4.3.4 計測点一覧表（ケース 1、改良無し）

測定成分	計測点名	測定位置	測定センサー
加速度 (12)	AT-S	振動台	AS-100HA（共和電業製）
	AC-RA	建屋中央	〃
	AC-1A	建屋下基盤面上〔GL-40cm(-10.0m)〕	〃
	AC-2A	建屋下砂地盤中〔GL-30cm(-7.5m)〕	〃
	AC-3A	建屋下砂地盤中〔GL-20cm(-5.0m)〕	〃
	AC-4A	建屋下砂地盤中〔GL-10cm(-2.5m)〕	〃
	AC-5A	建屋下地表〔GL-0cm(-0.0m)〕	〃
	AS-1A	遠方地盤基盤面上〔GL-40cm(-10.0m)〕	〃
	AS-2A	遠方砂地盤中〔GL-30cm(-7.5m)〕	〃
	AS-3A	遠方砂地盤中〔GL-20cm(-5.0m)〕	〃
	AS-4A	遠方砂地盤中〔GL-10cm(-2.5m)〕	〃
	AS-5A	遠方地表〔GL-0cm(-0.0m)〕	〃
過剰間隙水圧 (8)	PWC-1A	建屋下砂地盤中〔GL-35cm(-8.75m)〕	PS-5KC（共和電業製）
	PWC-2A	建屋下砂地盤中〔GL-25cm(-6.25m)〕	〃
	PWC-3A	建屋下砂地盤中〔GL-15cm(-3.75m)〕	〃
	PWC-4A	建屋下砂地盤中〔GL-5cm(-1.25m)〕	〃
	PWS-1A	遠方砂地盤中〔GL-35cm(-8.75m)〕	〃
	PWS-2A	遠方砂地盤中〔GL-25cm(-6.25m)〕	〃
	PWS-3A	遠方砂地盤中〔GL-15cm(-3.75m)〕	〃
	PWS-4A	遠方砂地盤中〔GL-5cm(-1.25m)〕	〃
変位（沈下） (6)	LHA	建屋水平変位	LKG-500（キーエンス製）
	LVA-NE	建屋沈下（北東角）	LKG-155（キーエンス製）
	LVA-NW	建屋沈下（北西角）	〃
	LVA-SE	建屋沈下（南東角）	〃
	LVA-SW	建屋沈下（南西角）	〃
	LVA-N	遠方地表沈下	LB-300（キーエンス製）

表 4.3.5 計測点一覧表 (ケース 2 改良厚 1.5m)

測定成分	計測点名	測定位置	測定センサー
加速度 (13)	AT-S	振動台	AS-100HA (共和電業製)
	AC-RB	建屋中央	〃
	AC-BB	改良体上面 [GL-4cm (-1.0m)]	〃
	AC-1B	建屋下基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AC-2B	建屋下砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AC-3B	建屋下砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AC-4B	改良体近傍砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AC-5B	建屋下地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
	AS-1B	遠方地盤基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AS-2B	遠方砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AS-3B	遠方砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AS-4B	遠方砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AS-5B	遠方地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
過剰間隙水圧 (7)	PWC-1B	建屋下砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	PS-5KC (共和電業製)
	PWC-2B	建屋下砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWC-3B	建屋下砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWS-1B	遠方砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	〃
	PWS-2B	遠方砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWS-3B	遠方砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWS-4B	遠方砂地盤中 [GL-5cm(-1.25m)]	〃
変位 (沈下) (6)	LHB	建屋水平変位	LKG-500 (キーエンス製)
	LVB-NE	建屋沈下 (北東角)	LKG-155 (キーエンス製)
	LVB-NW	建屋沈下 (北西角)	〃
	LVB-SE	建屋沈下 (南東角)	〃
	LVB-SW	建屋沈下 (南西角)	〃
	LVB-N	遠方地表沈下	LB-300 (キーエンス製)

表 4.3.6 計測点一覧表 (ケース 3 改良厚 3.0m)

測定成分	計測点名	測定位置	測定センサー
加速度 (13)	AT-S	振動台	AS-100HA (共和電業製)
	AC-RA	建屋中央	〃
	AC-BA	改良体上面 [GL-4cm (-1.0m)]	〃
	AC-1A	建屋下基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AC-2A	建屋下砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AC-3A	建屋下砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AC-4A	建屋下砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AC-5A	建屋下地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
	AS-1A	遠方地盤基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AS-2A	遠方砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AS-3A	遠方砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AS-4A	遠方砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AS-5A	遠方地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
過剰間隙水圧 (8)	PWC-1A	建屋下砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	PS-5KC (共和電業製)
	PWC-2A	建屋下砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWC-3A	改良体近傍砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWC-4A	改良体近傍砂地盤中 [GL-5cm(-1.25m)]	〃
	PWS-1A	遠方砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	〃
	PWS-2A	遠方砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWS-3A	遠方砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWS-4A	遠方砂地盤中 [GL-5cm(-1.25m)]	〃
変位 (沈下) (6)	LHA	建屋水平変位	LKG-500 (キーエンス製)
	LVA-NE	建屋沈下 (北東角)	LKG-155 (キーエンス製)
	LVA-NW	建屋沈下 (北西角)	〃
	LVA-SE	建屋沈下 (南東角)	〃
	LVA-SW	建屋沈下 (南西角)	〃
	LVA-N	遠方地表沈下	LB-300 (キーエンス製)

表 4.3.7 計測点一覧表 (ケース 4 改良厚 4.5m)

測定成分	計測点名	測定位置	測定センサー
加速度 (13)	AT-S	振動台	AS-100HA (共和電業製)
	AC-RB	建屋中央	〃
	AC-BB	改良体上面 [GL-4cm (-1.0m)]	〃
	AC-1B	建屋下基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AC-2B	建屋下砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AC-3B	改良体近傍砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AC-4B	改良体近傍砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AC-5B	建屋下地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
	AS-1B	遠方地盤基盤面上 [GL-40cm (-10.0m)]	〃
	AS-2B	遠方砂地盤中 [GL-30cm(-7.5m)]	〃
	AS-3B	遠方砂地盤中 [GL-20cm(-5.0m)]	〃
	AS-4B	遠方砂地盤中 [GL-10cm(-2.5m)]	〃
	AS-5B	遠方地表 [GL-0cm(-0.0m)]	〃
過剰間隙水圧 (8)	PWC-1B	建屋下砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	PS-5KC (共和電業製)
	PWC-2B	建屋下砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWC-3B	改良体近傍砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWC-4B	改良体近傍砂地盤中 [GL-5cm(-1.25m)]	〃
	PWS-1B	遠方砂地盤中 [GL-35cm(-8.75m)]	〃
	PWS-2B	遠方砂地盤中 [GL-25cm(-6.25m)]	〃
	PWS-3B	遠方砂地盤中 [GL-15cm(-3.75m)]	〃
	PWS-4B	遠方砂地盤中 [GL-5cm(-1.25m)]	〃
変位 (沈下) (6)	LHB	建屋水平変位	LKG-500 (キーエンス製)
	LVB-NE	建屋沈下 (北東角)	LKG-155 (キーエンス製)
	LVB-NW	建屋沈下 (北西角)	〃
	LVB-SE	建屋沈下 (南東角)	〃
	LVB-SW	建屋沈下 (南西角)	〃
	LVB-N	遠方地表沈下	LB-300 (キーエンス製)

表 4.3.8 使用計測器仕様一覧表

種別	型番	メーカー	仕 様
加速度計	AS-100HA	共和電業	<ul style="list-style-type: none"> ・ 定格容量：±100G ・ 応答周波数範囲：DC ~ 2kHz(23)
過剰間隙水圧計	PS-5KC	共和電業	<ul style="list-style-type: none"> ・ 定格容量：±500kpa
レーザー変位計	LKG-155	キーエンス	<ul style="list-style-type: none"> ・ 定格容量: ±40mm ・ 基準距離：150mm ・ サンプルング周期：20 ~ 1000 μ s(6 段階可変)
	LKG-500	キーエンス	<ul style="list-style-type: none"> ・ 定格容量:-250 ~ +500mm ・ 基準距離：500mm ・ サンプルング周期：20 ~ 1000 μ s(6 段階可変)
	LB-300	キーエンス	<ul style="list-style-type: none"> ・ 定格容量: ±100mm ・ 基準距離：300mm ・ 分解能：50 μ m ・ 電圧出力：±5V (20mm/V)

- 凡例 ● : 加速度計
 ▲ : 過剰間隙水圧計
 ■ : レーザー変位計

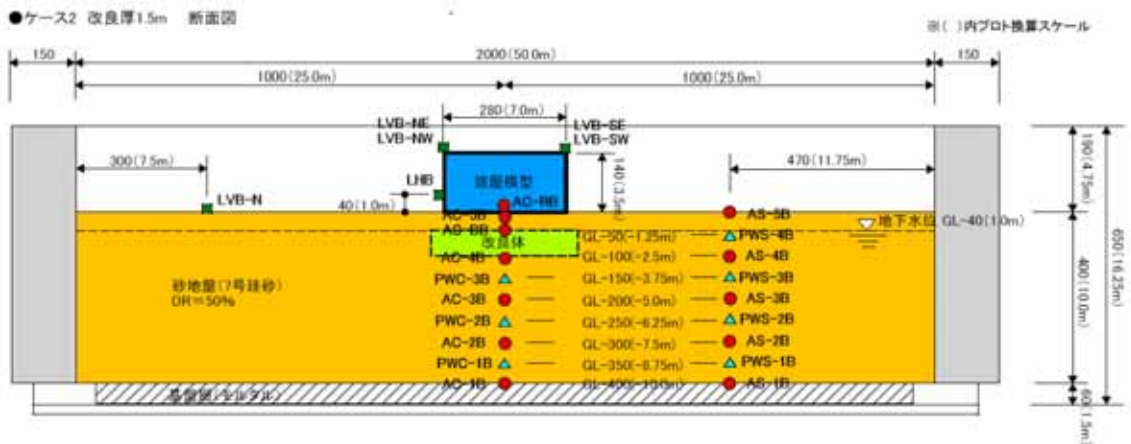
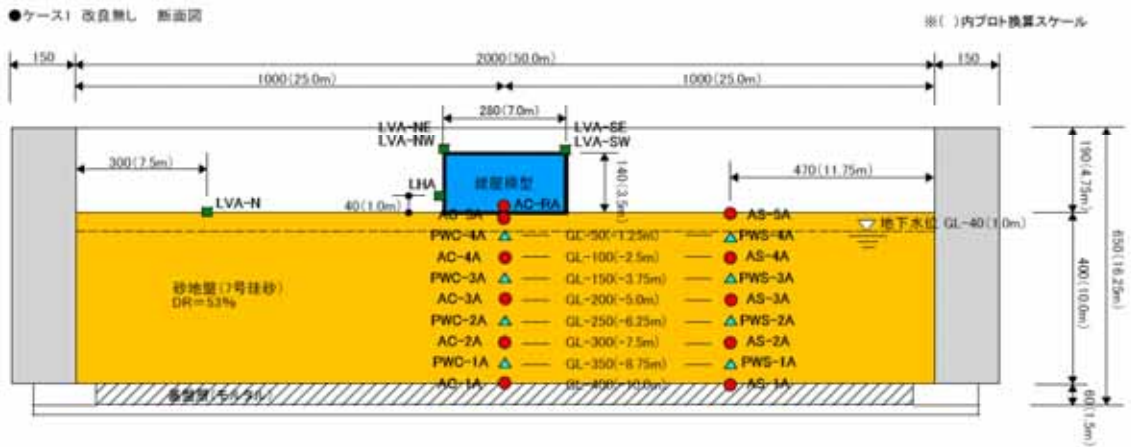
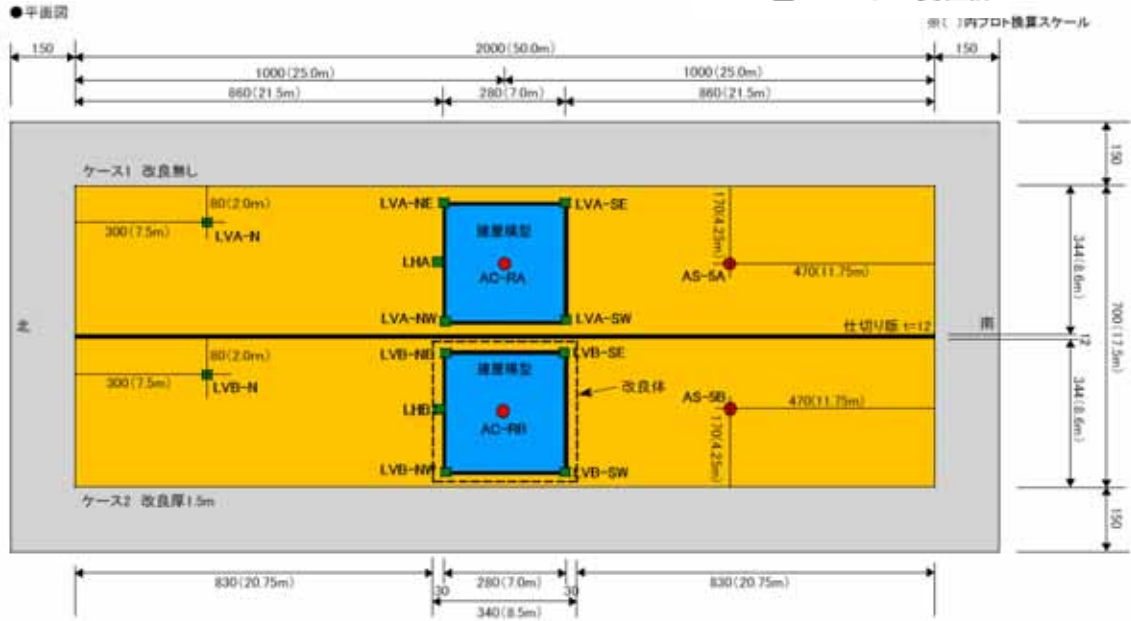


図 4.3.2 計器（センサー）配置図（ケース1およびケース2）

- 凡例 ● : 加速度計
 ▲ : 過剰間隙水圧計
 ■ : レーザー変位計

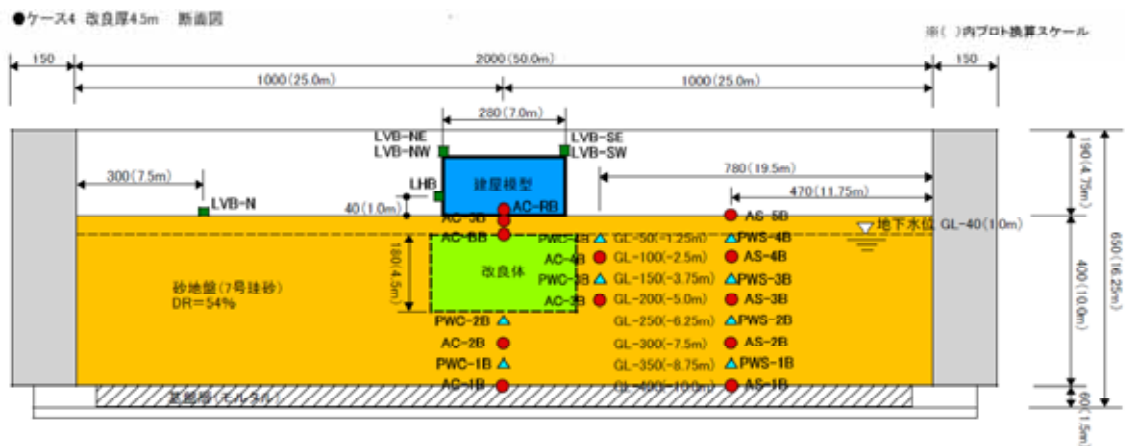
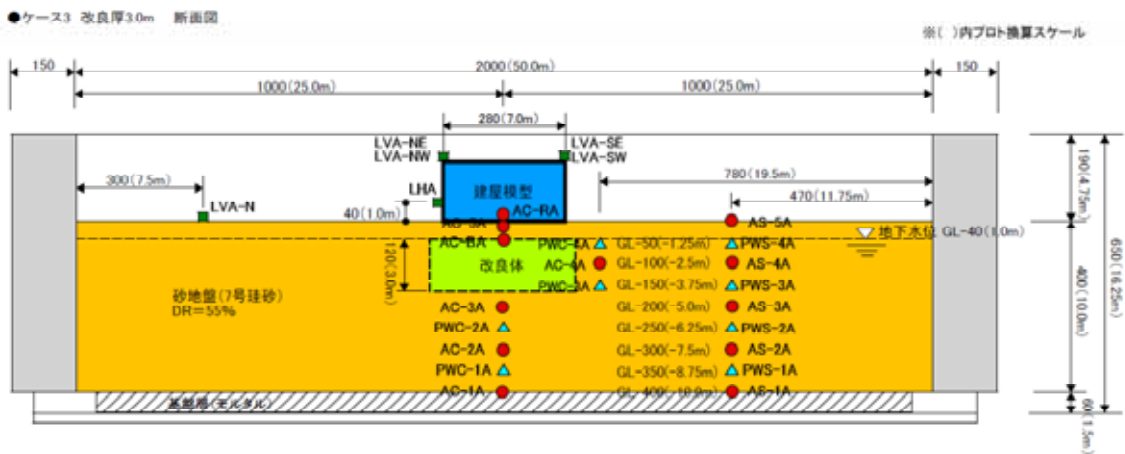
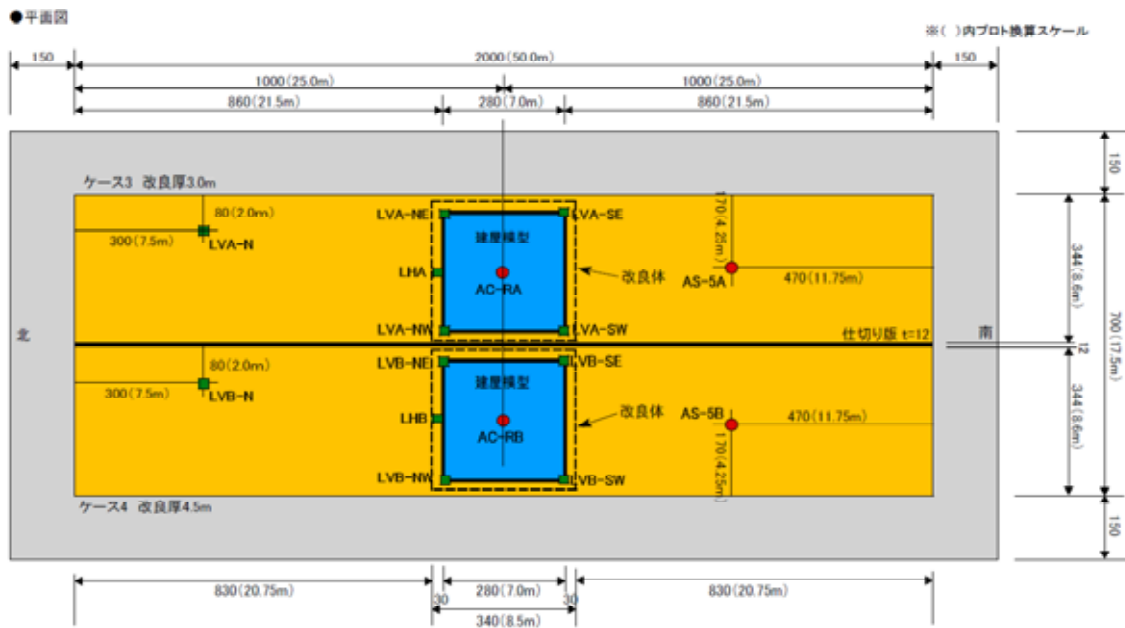


図 4.3.3 計器（センサー）配置図（ケース3およびケース4）

4.4 実験結果

4.4 章では、各ケースの実験データを示す。各ケースの実験データは、以下の手順で整理した。

時刻歴波形は、比較しやすいように各ケース・各加振の振動台の加速度波形が同位相になるように採用データの範囲を定めた。

加振により地中の加速度計が傾く事による加速度波形のドリフト（直流成分）を補正する事と対象最大周波数を 250Hz（1G 場で 10Hz）にするためにバンドフィルター処理を行った。

直流成分として 0.0～5.0Hz（1G 場 0.0～0.2Hz）と高周波のカットとして 250Hz（1G 場 10Hz）以上をフィルター処理の対象範囲とした。

ゼロ線補正は、最初から 100 個分のデータの平均値をゼロとした。

各測定成分の 1G 場への換算値は表 4.4.1 のようにした。

表 4.4.1 1G 場への換算値（遠心回転加速度 25G）

測定項目	1G 場換算値	単位		時間
		遠心場	1G 場	
加速度	/ 25 × 100	m/s ²	gal	× 25
過剰間隙水圧	× 1	kpa	kpa	
変位（沈下）	× 25 / 10	mm	cm	

過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧データを地盤の初期上載圧で除すことにより求めた。なお、データ整理にあたり、初期上載圧に建物荷重の影響は考慮していない。

$$\text{過剰間隙水圧比} = (\text{補正後の過剰間隙水圧データ}) / \sigma_v' \quad \sigma_v' \text{ 有効上載圧}$$

地盤の水平変位は、地盤中の加速度波形（AC および AS）の主要動付近（50～250 秒間）を積分することにより求め、地盤のせん断ひずみは、地盤水平変位計測点の 2 点間の水平相対変位と鉛直距離より求めた。

4.4.1 ケース1（改良無し）

(1) 1回目の加振実験（地震動1：最大加速度 150Gal）の時刻歴

加速度

図4.4.1は応答加速度の時刻歴を示している。建物（建屋）下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m（AC-2A）の応答加速度は基盤GL-10.0m（AC-1A）のそれに比べて同程度あるいはやや増幅しており、加振中の加速度は概ね伝達されている。しかし、GL-5.0m（AC-3A）、GL-2.5m（AC-4A）、GL-0.0m（AC-5A）および建物（AC-RA）では基盤でのピーク時の加速度はほとんど伝達されていない。地盤中で加速度が伝達されにくくなっているのは地盤が液状化したためであり、遠方地盤（建物が無い場合の地盤に相当すると考える）の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図4.4.2、図4.4.4は過剰間隙水圧の時刻歴を、図4.4.3、図4.4.5は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図4.4.2と図4.4.3から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、入力加速度（ATS）の増加とともに、増加する傾向を示している。過剰間隙水圧比は加速度がピークを過ぎたあたりで、概ね1.0程度となっており、液状化に達したと推定される。過剰間隙水圧は浅い位置ほどやや遅れて増加する傾向を示しており、過剰間隙水圧比が概ね1.0に達する時刻も浅い位置ほど遅くなっている。なお、GL-8.75m（PWC-1A）の過剰間隙水圧が40kPaを超えた付近で、いったん減少し、その後再び増加しているが、過剰間隙水圧が減少した理由は不明である。一方、GL-3.75m（PWC-3A）とGL-1.25m（PWC-4A）の過剰間隙水圧がピークに達した後、減少したのは地下水の地表面への噴出等による影響と考えられる。また、図4.4.4、図4.4.5から、過剰間隙水圧は加振後も概ね1500秒付近まで残留しており、加振終了後も地盤はしばらくの間液状化状態にあったと推定される。特に、GL-1.25m（PWC-4A）とGL-3.75m（PWC-3A）では1000～1200秒付近まで過剰間隙水圧比0.5以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図4.4.6、図4.4.7は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量（建物が無い場合の地盤の総沈下量）および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、建物の平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴ってやや発生しているものの、最大で5.8cm、残留時で3.8cmである。建物の鉛直変位は4点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量（LVA-NEとLVA-NWの平均）が34.6cm程度に対して、南側の残留総沈下量（LVA-SEとLVA-SWの平均）は36.6cmとなっている。一方、遠方地盤では加振直後にやや隆起する結果となっている。このため、建物のめり込み沈下量 S_p は総沈下量 S_t よりも大きくなっており、最終的な建物のめり込み沈下量は29.8cmとなっている。

建物の傾斜角は、加振方向（南北方向）については加振直後にやや大きくなっているが、その後傾斜角は減少し、最終的に残留傾斜角は 2.8/1000 となっている。一方、加振直交方向（東西方向）の建物の傾斜角は加振とともに増加し、最終的な残留傾斜角は 20.4/1000 程度となっている。

図 4.4.7 から、建物の沈下は加振終了後、1200 秒付近まで続いており、図 4.4.4 の過剰間隙水圧と整合する結果となっている。したがって、建物の沈下は過剰間隙水圧が消散するまで続いていたと考えられる。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.8 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、GL-5.0m と GL-2.5m での地盤変位の周期は GL-7.5m のそれよりも大きく、建物の変位振幅がほとんど発生しておらず、液状化による影響が認められる。

せん断ひずみ

図 4.4.9 に図 4.4.8 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図から、各深度のせん断ひずみは加振の初期より発生し、加速度の増加とともに大きくなる傾向が見られるものの、加速度が最大となる付近ではむしろせん断ひずみが小さくなっている。また、せん断ひずみの時刻歴の周期は浅い位置ほど大きくなる傾向を示しており、液状化に伴う地盤のせん断剛性の低下が認められる。せん断ひずみの最大値は地表面に近づくほど大きくなっており、GL-2.5m～GL-0.0m（SSC-45）間で最大 0.54% となっている。

(2) 2 回目の加振実験（地震動 2：最大加速度 350Gal）の時刻歴

加速度

図 4.4.10 は応答加速度の時刻歴を示している。建物（建屋）下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m（AC-2A）の応答加速度は基盤 GL-10.0m（AC-1A）のそれに比べてやや増幅する傾向が認められるものの、基盤の加速度が最大となる時刻付近以降は伝達される加速度が減少している。GL-5.0m（AC-3A）、GL-2.5m（AC-4A）、GL-0.0m（AC-5A）および建物（AC-RA）では 1 回目の加振と同様に地表面に近づくほど伝達される加速度は減少している。また、各深度の伝達される加速度の割合は 1 回目の加振時に比べて小さくなっており、1 回目に比べて 2 回目の加振時の方が液状化の発生する時期が早く、液状化の程度が顕著であったと推察される。遠方地盤（建物がいない場合の地盤に相当すると考える）の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図 4.4.11、図 4.4.13 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.12、図 4.4.14 は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図 4.4.11 と図 4.4.12 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、振動台からの入力加速度（ATS）の増加とともに、大きくなっている。特に、振動台（ATS）の加速度が 100gal を超えた付近から、過剰間隙水圧が急激に増加する傾向が認められる。過剰間隙水圧比は、振動台の加速度がピークを達す

る前に、概ね 1.0 程度となっており、液状化していることが分かる。また、地盤の浅い位置ほど過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時期が早くなっており、1 回目の加振時とは逆の結果となっている。なお、GL-1.25m (PWC-4A) や GL-3.75m (PWC-3A) では過剰間隙水圧が上下に変動する部分が見られるが、これは地表面に地下水が噴出したため、一時的に過剰間隙水圧が低下したものと推察される。一方、図 4.4.13、図 4.4.14 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 1200 秒後まで残留しているが、1 回目の加振時に比べて残留する時間は短くなっている。これは 2 回目の加振では、加振開始時刻からの液状化に達するまでの時刻が早いこと、1 回目の加振実験に引き続き 2 回目の加振実験を実施したことにより、地盤が乱れていたこと、および地表面までの水みちが形成されているなどにより過剰間隙水圧の消散が早くなったものと推察される。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.15、図 4.4.16 は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量（建物がない場合の地盤の総沈下量）および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、建物の平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴って生じており、最大で 11.3cm、残留時で 9.0cm となっている。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量（LVA-NE と LVA-NW の平均）が 20.9cm に対して、南側の残留総沈下量（LVA-SE と LVA-SW の平均）は 23.2cm となっている。これらの沈下量はいずれも、1 回目の加振時の 3/5 程度となっている。一方、遠方地盤ではやや隆起しており、建物のめり込み沈下量は総沈下量よりも小さくなっているが、最終的な建物のめり込み沈下量は 16.6cm となっている。

建物の傾斜角は、加振方向（南北方向）については加振中に大きく変動しており、最終的な傾斜角は 3.3/1000 となっている。一方、加振直交方向（東西方向）の建物の傾斜角は加振とともに漸増し、最終的な傾斜角は 15.5/1000 程度となっている。建物の最大傾斜角は 1 回目の加振実験と同程度となっている。

図 4.4.16 から、建物の沈下は加振終了後、900 秒付近まで続いている。1 回目の加振時に比べて、沈下の継続時間が短くなっており、過剰間隙水圧の消散時間と整合する結果となっている。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.17 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、いずれも振動台の加速度（ATS）の大きさに関わらず、建物下基盤の変位（AC-1A_D）を除けば概ね一様な振幅で変動している。このことから、地盤は加振初期から液状化し、液状化の影響により、加振中に建物および地盤に変位振幅が小さくなったと考えられる。

せん断ひずみ

図 4.4.18 に図 4.4.17 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図からも、加振中に液状化が発生したため、地表面に近づくほど、せん断ひずみのピークの発生時期が早くなっており、加速度が最大となる付近ではむしろせん断ひずみが小さくな

っている。この傾向は1回目の加振時よりも顕著である。また、せん断ひずみの最大値は深部でやや大きくなっているものの、概ね同様である。2回目の加振実験の最大入力加速度は1回目のその2倍以上となっているにもかかわらず、AC-1.2間(SSC-12)を除くと2回目のせん断ひずみは、1回目の加振実験時のそれに比べて小さくなっており、より激しく液状化している様子がうかがわれる。

(3) 分布

最大加速度分布、最大過剰間隙水圧(比)分布、最大せん断ひずみ分布

図4.4.19は1回目および2回目の加振時における最大加速度、最大過剰間隙水圧、最大過剰間隙水圧比および最大せん断ひずみの深度方向の分布図を示している。

これらの結果から、最大加速度は1回目および2回目の加振時とも、地表面ほど小さくなっており、地盤の液状化によって加速度が伝達されにくくなっていることが分かる。この傾向は、1回目の加振時に比べ、2回目の加振時の方が顕著となっている。

最大過剰間隙水圧は1回目、2回目とも深くなるほど線形的に大きくなっており、最大過剰間隙水圧比は0.6~1.0で分布している。したがって、地盤はいずれの実験においても基盤から地表面まで液状化したと推察される。建物直下GL-1.25mで遠方地盤よりも最大過剰間隙水圧比が大きくなっているが、これは建物荷重を考慮していないためである。一方、2回目の最大過剰間隙水圧比はやや地表面付近で小さく、深部で大きくなる傾向が認められるが、これは2回目の加振では深部が早めに液状化したため、浅部に加速度が伝達されず間隙水圧の増加が小さくなったものと考えられる。

最大せん断ひずみは、1回目の加振時における建物直下では浅部ほど大きくなる傾向を示しているのに対して、遠方地盤では逆に浅部ほど小さくなる傾向を示している。これは、遠方地盤では液状化の影響で浅部でのせん断ひずみが小さくなったのに対して、建物直下では建物に作用する慣性力の影響により浅部でのせん断ひずみが大きくなったと考えられる。一方、2回目の加振時におけるせん断ひずみは最深部でやや大きくなる傾向がみられる。

残留変形

図4.4.20に1回目および2回目の加振終了後に計測した地表面と建物の残留総沈下の分布を示す。建物はいずれの断面とも、北側にやや移動し、沈下している。建物の総沈下量は周辺地盤の総沈下に比べて大きくなっており、建物のめり込み沈下を生じていることが分かる。

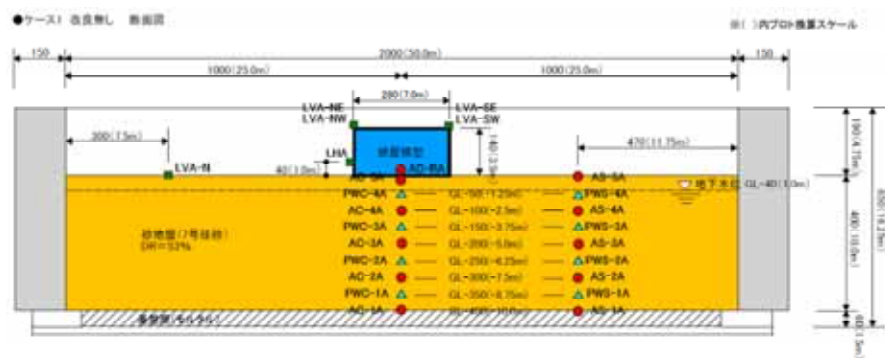
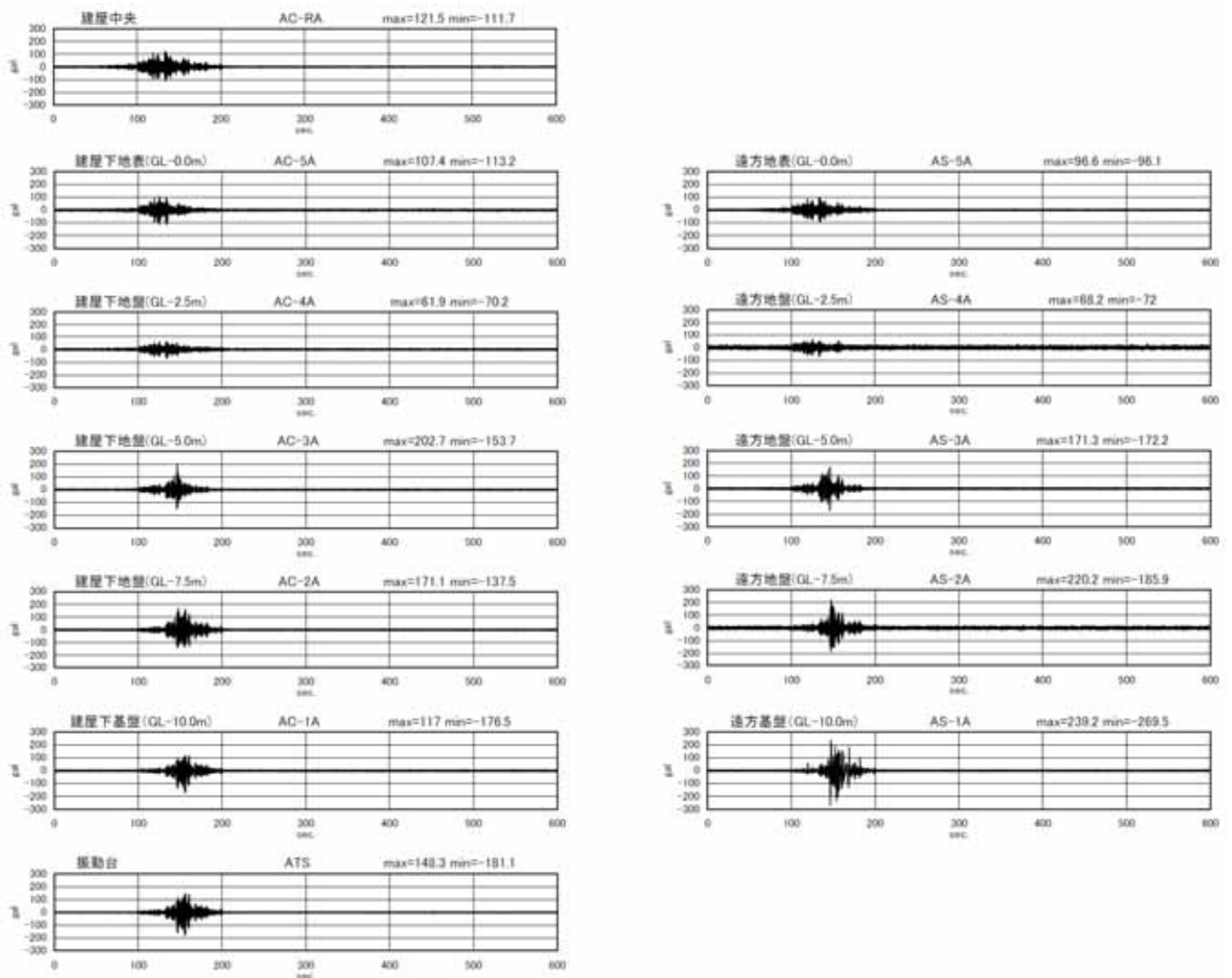


図 4.4.1 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧

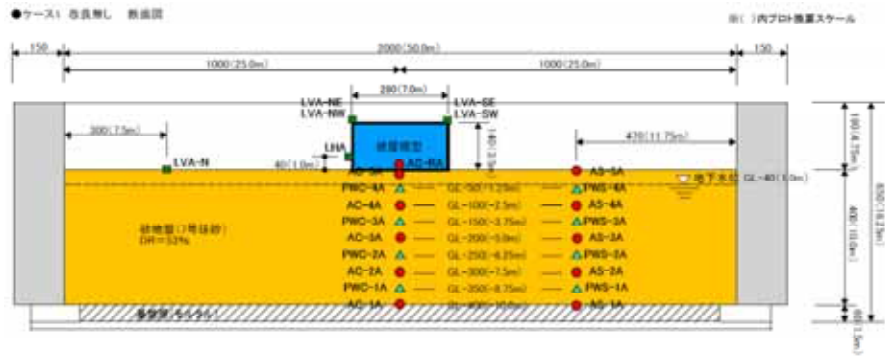
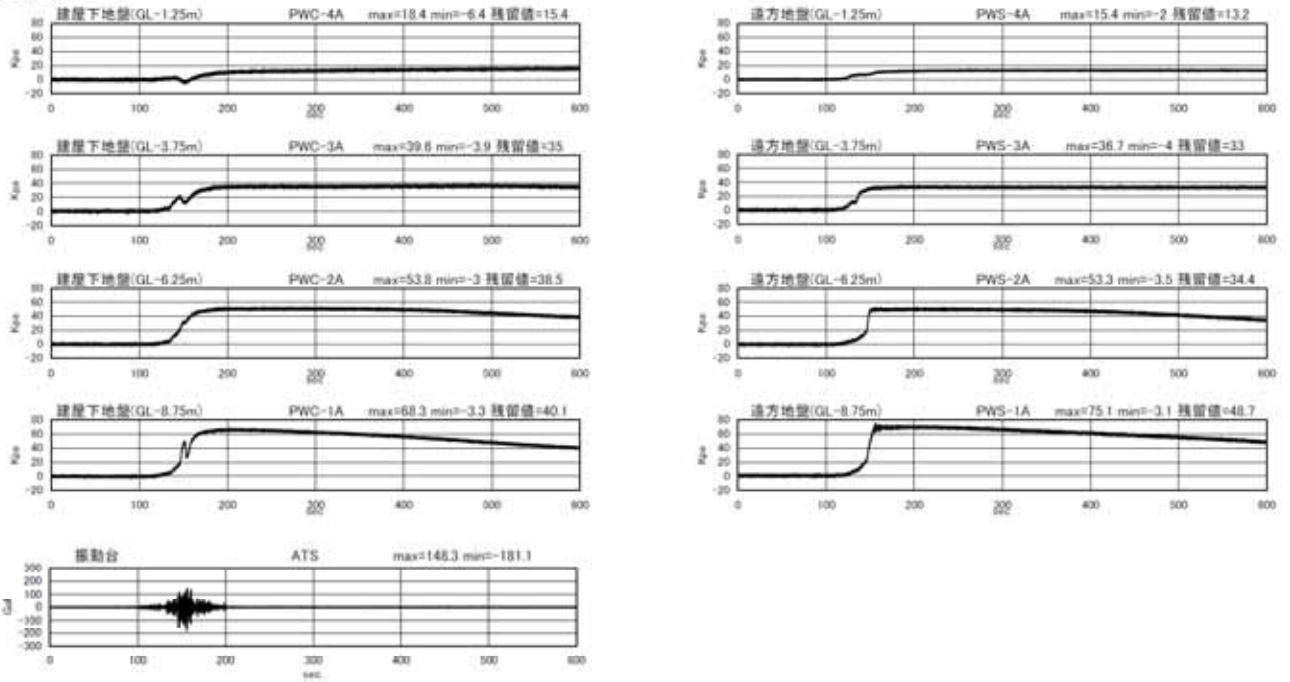


図 4.4.2 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振1回目〕

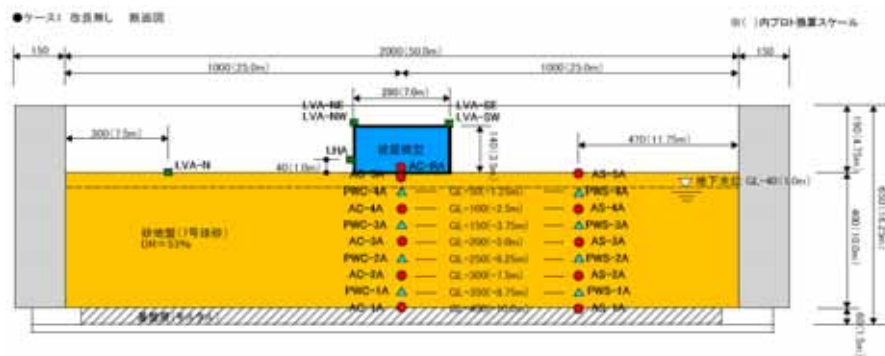
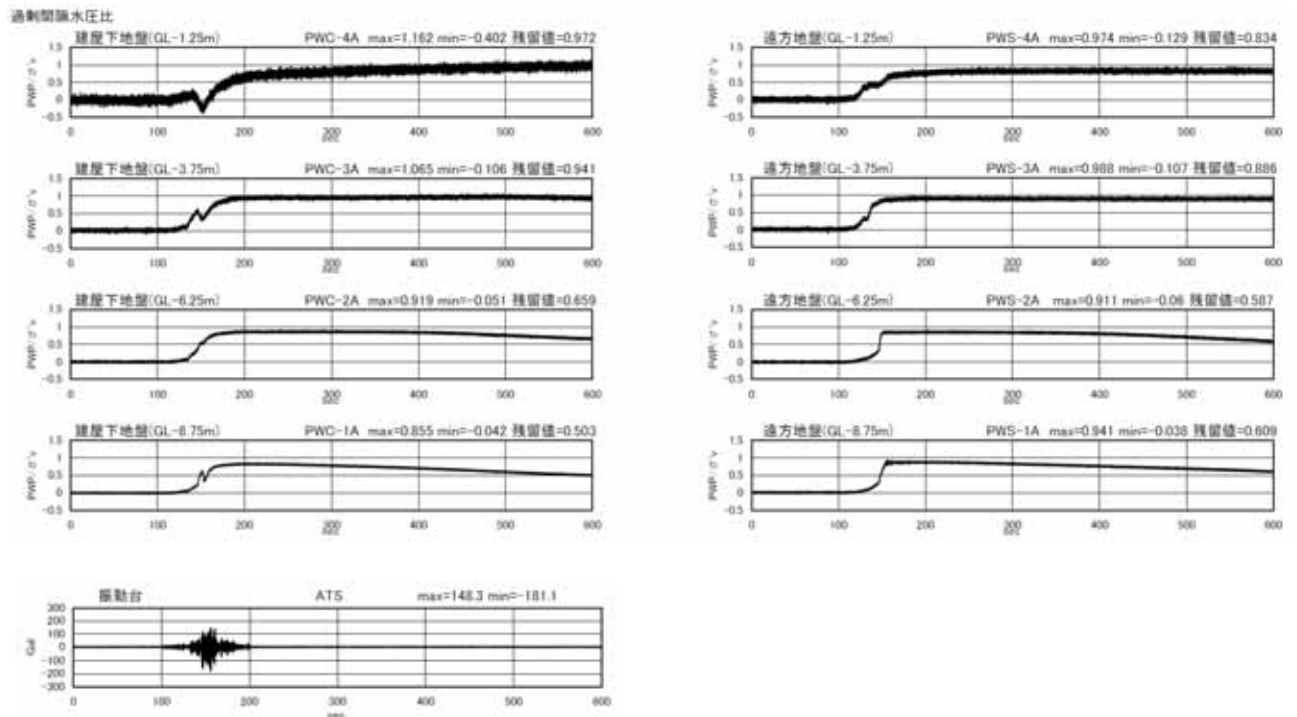


図 4.4.3 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振1回目〕

過剰間隙水圧

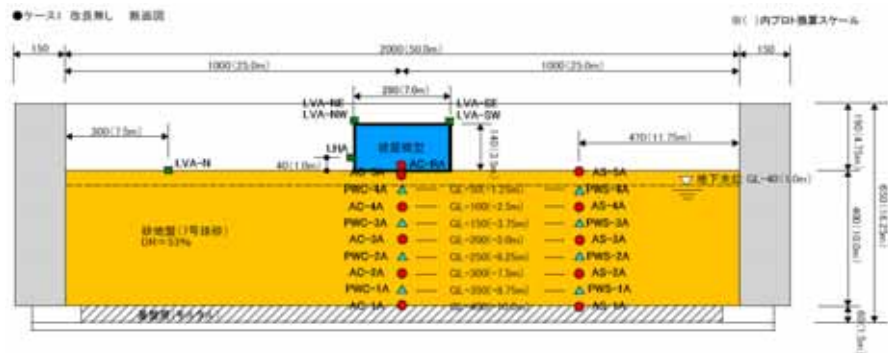
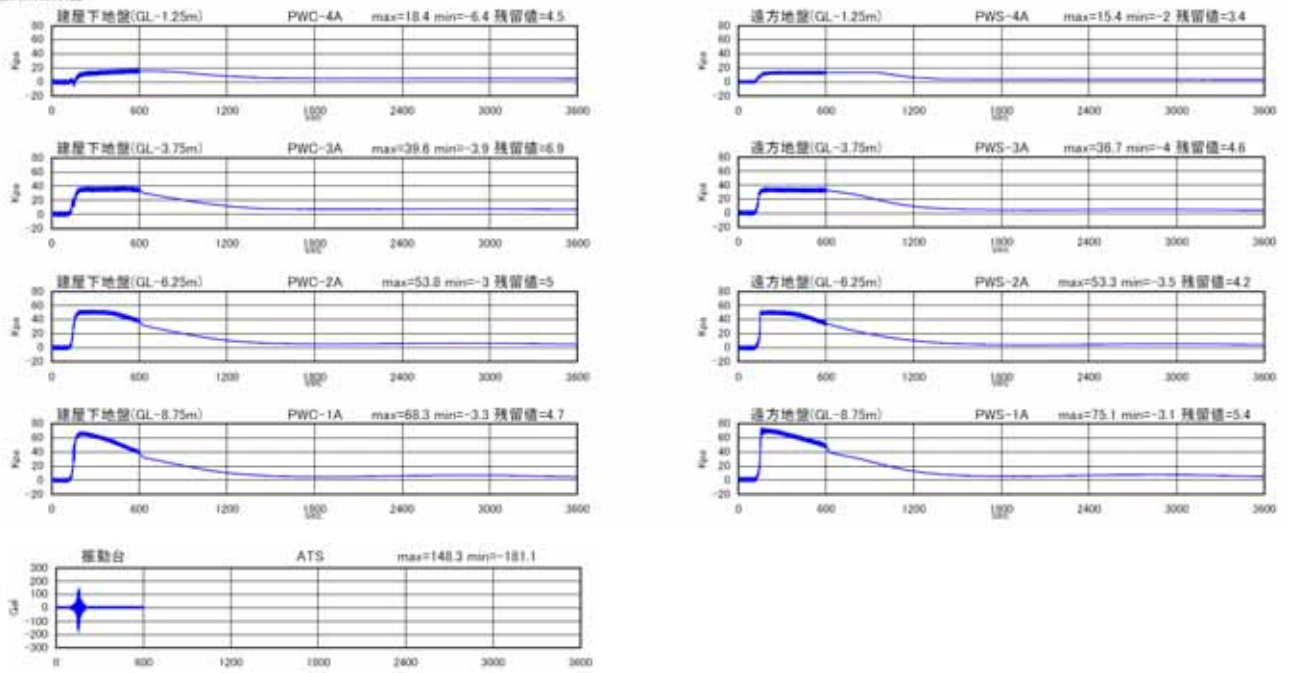


図 4.4.4 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧比

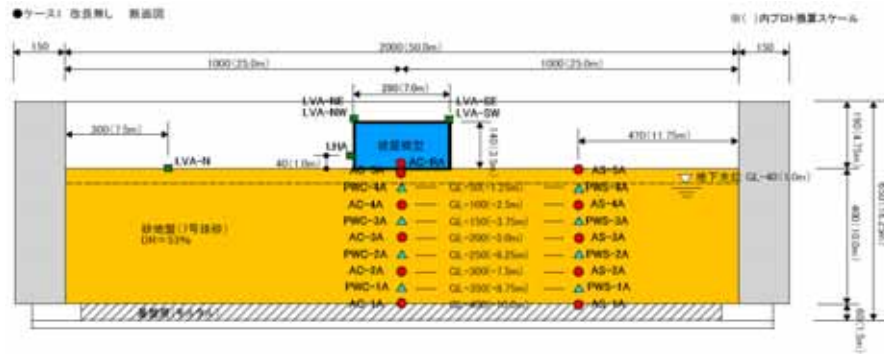
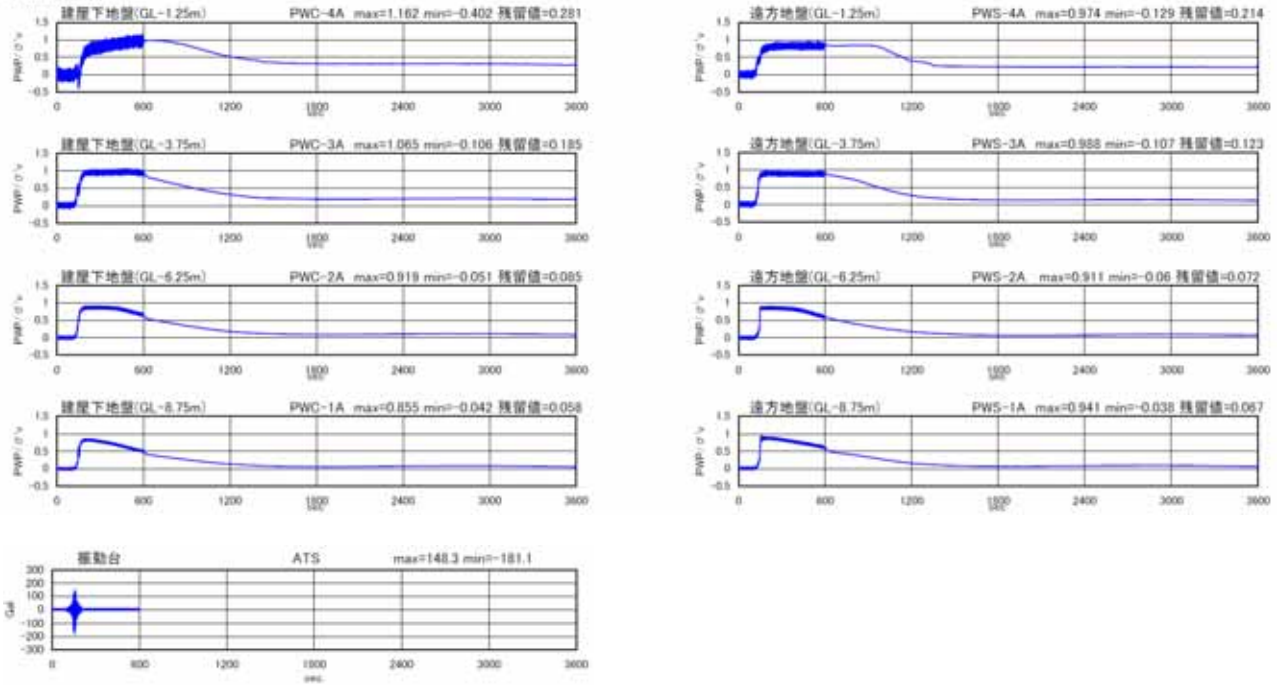


図 4.4.5 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振 1 回目〕

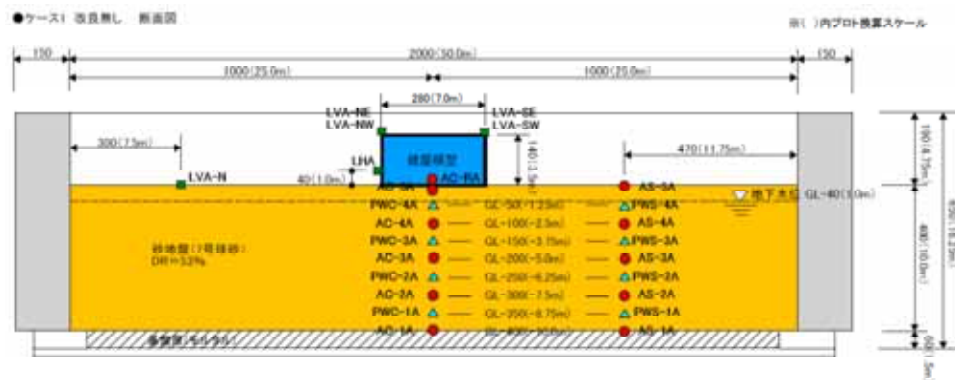
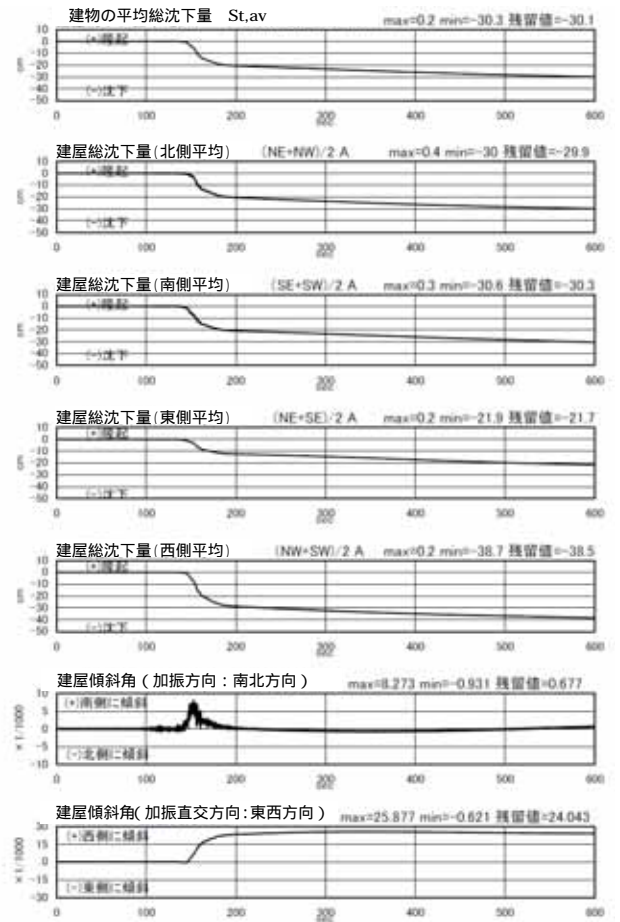
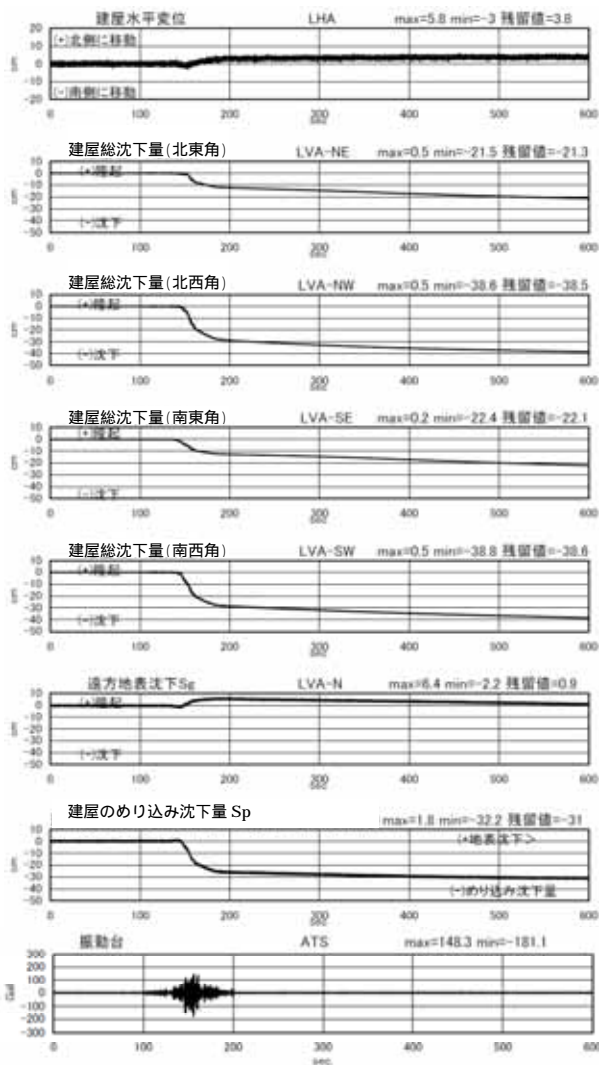


図 4.4.6 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (600s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 1 回目〕

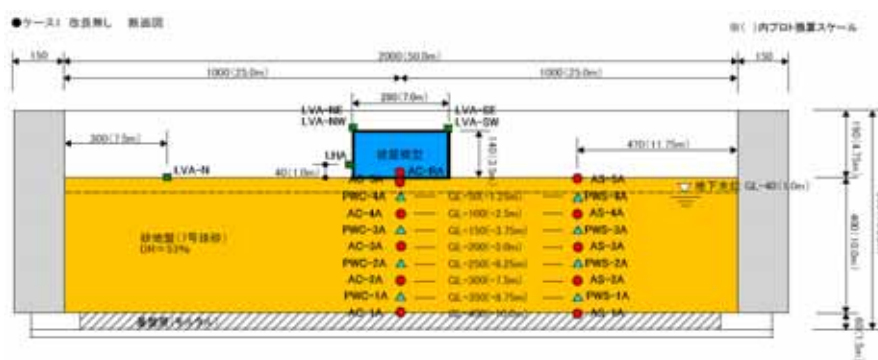
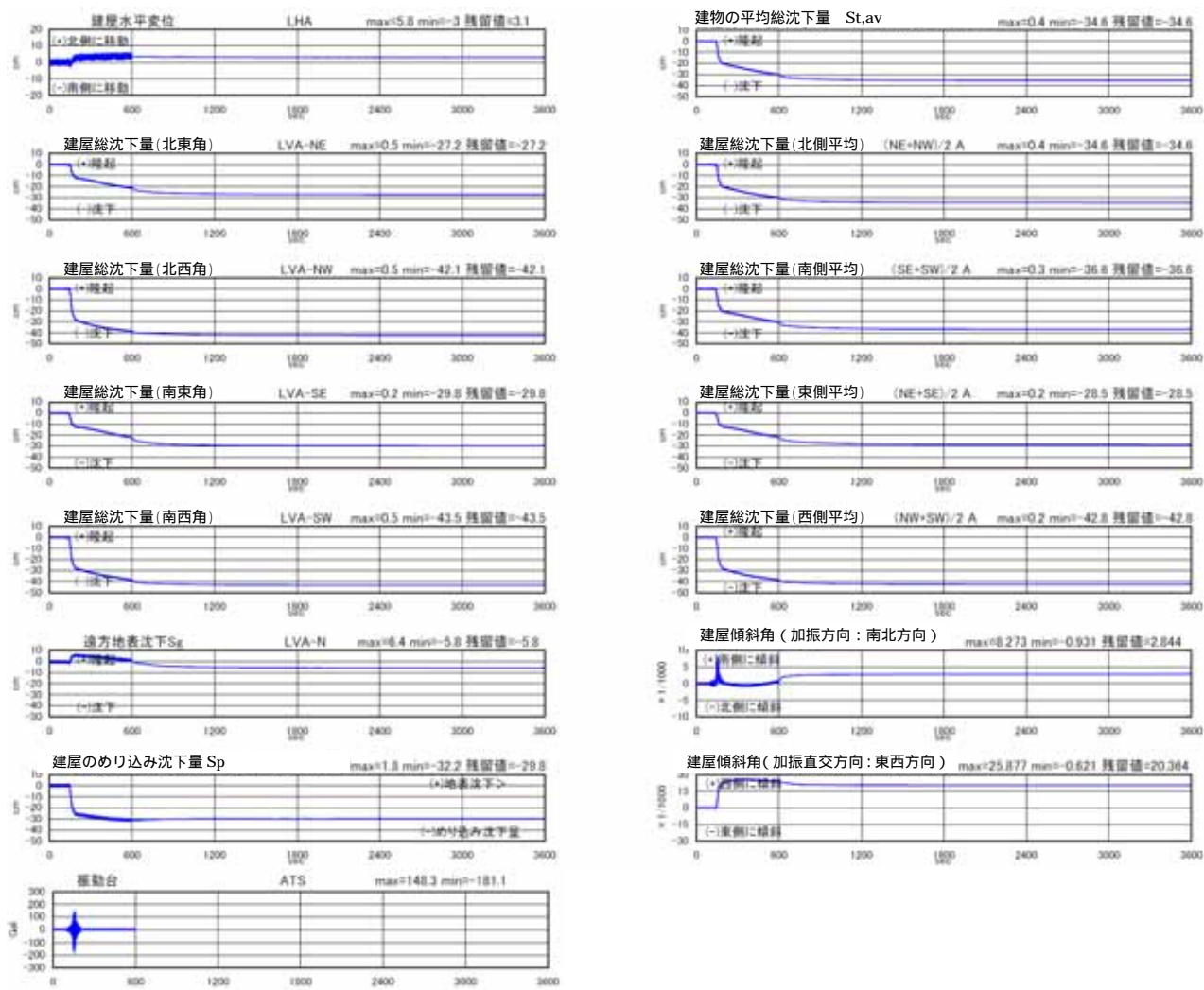


図 4.4.7 変位（沈下）建屋傾斜角（3600s まで）
〔ケース 1 改良無し、加振 1 回目〕

地盤変位

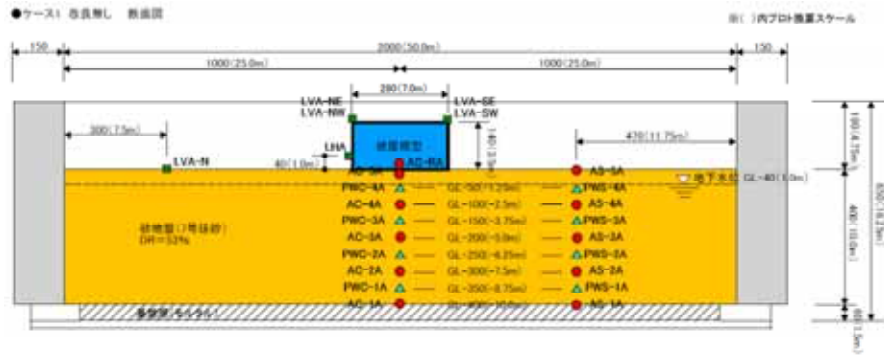
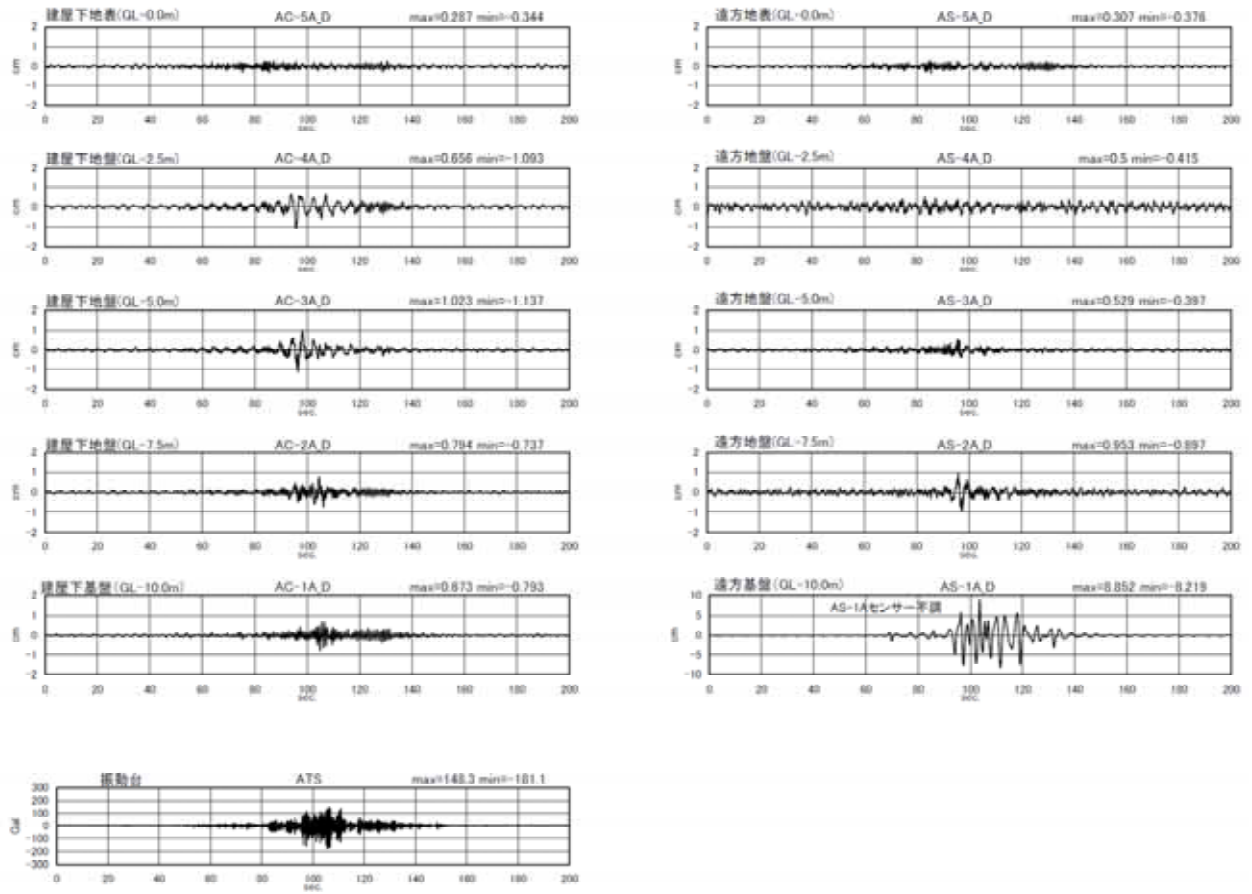


図 4.4.8 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 1 回目〕

地盤せん断ひずみ

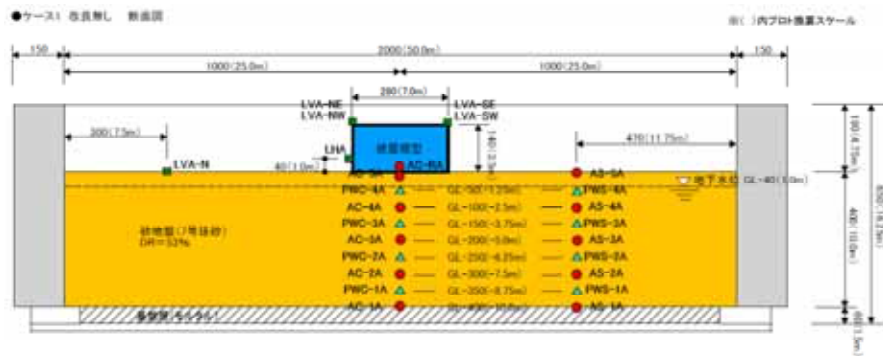
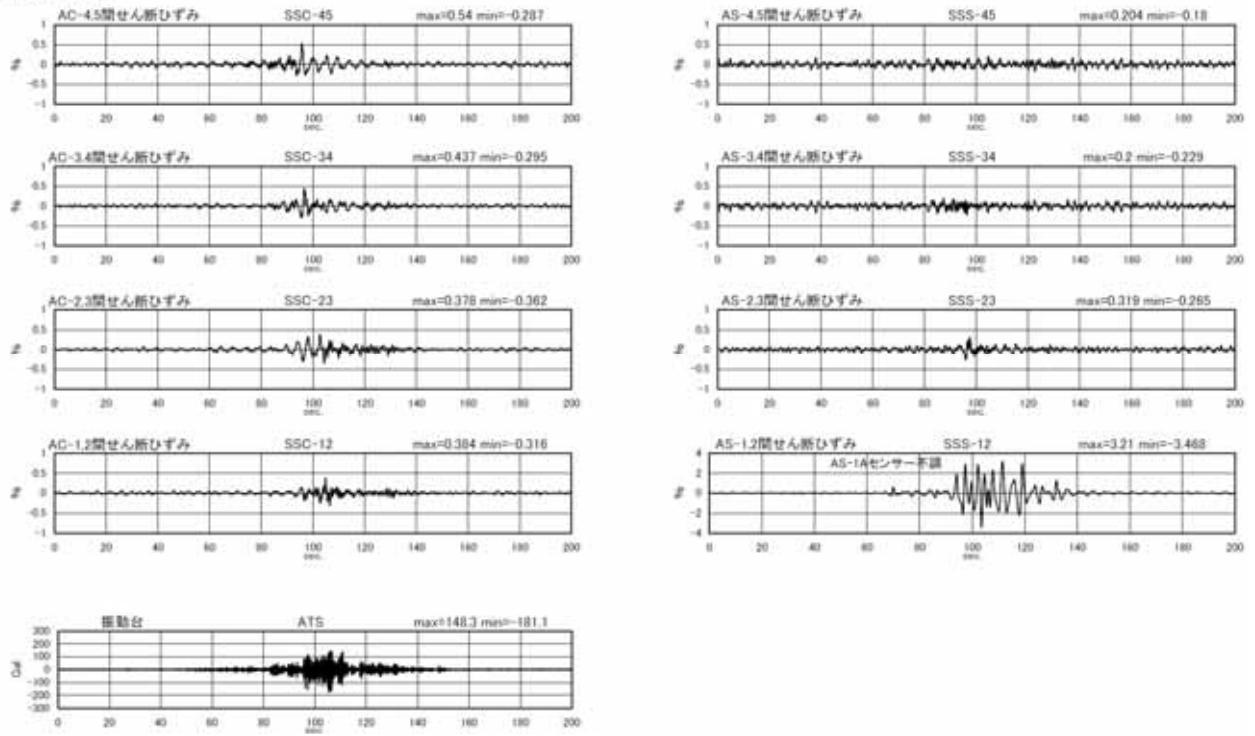


図 4.4.9 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧

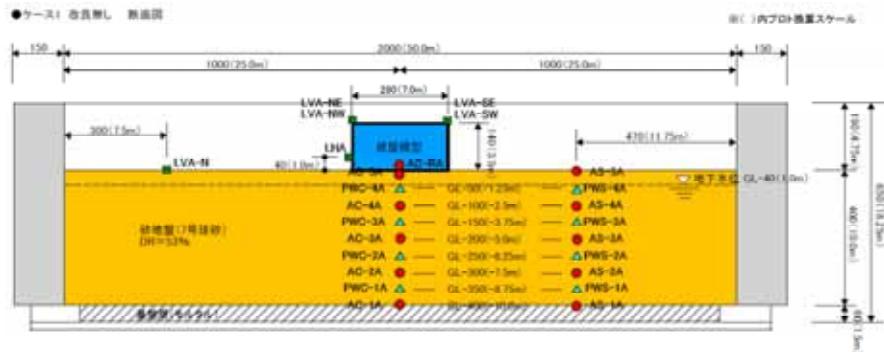
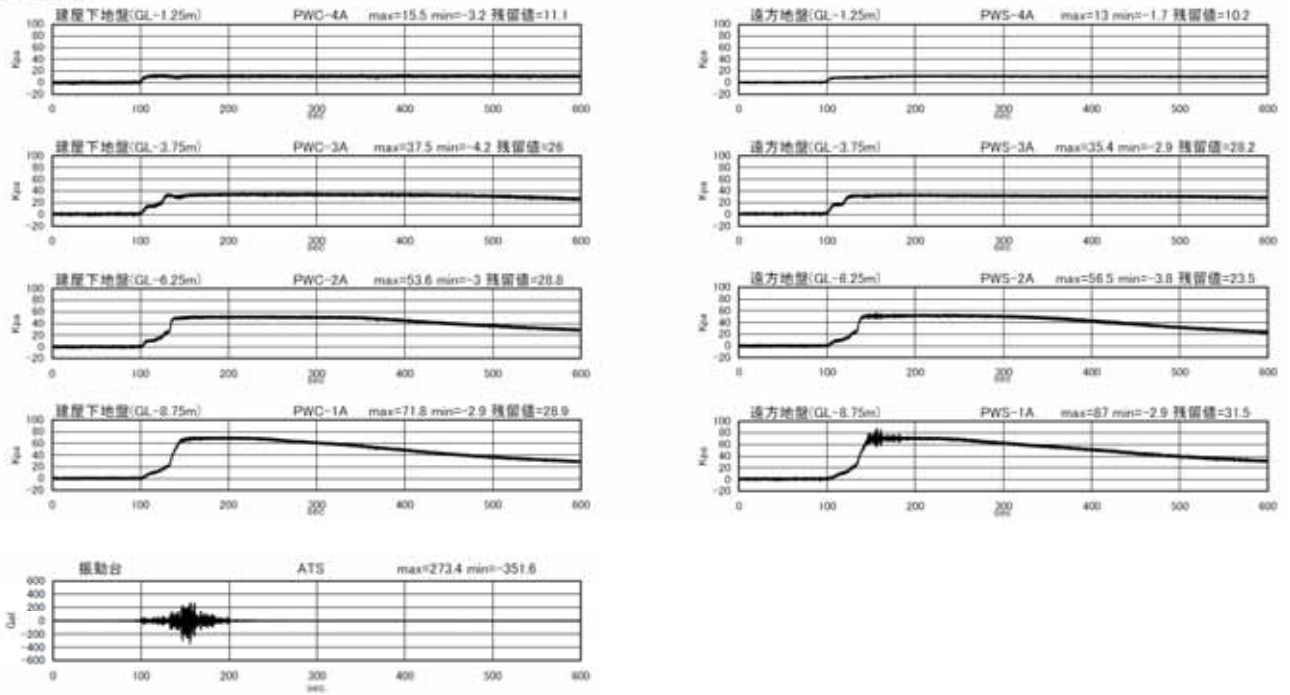


図 4.4.11 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 2 回目〕

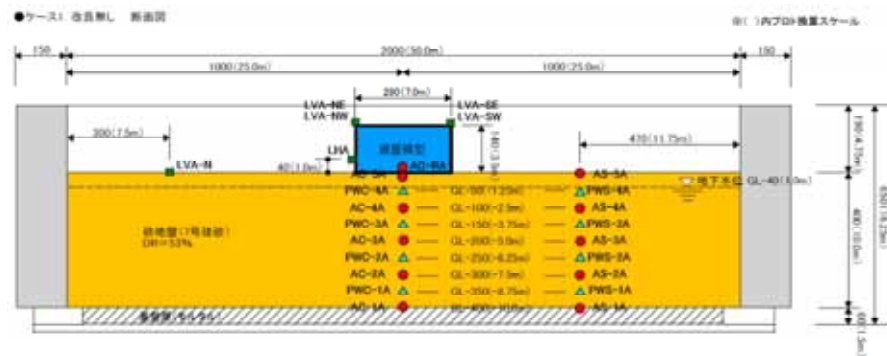
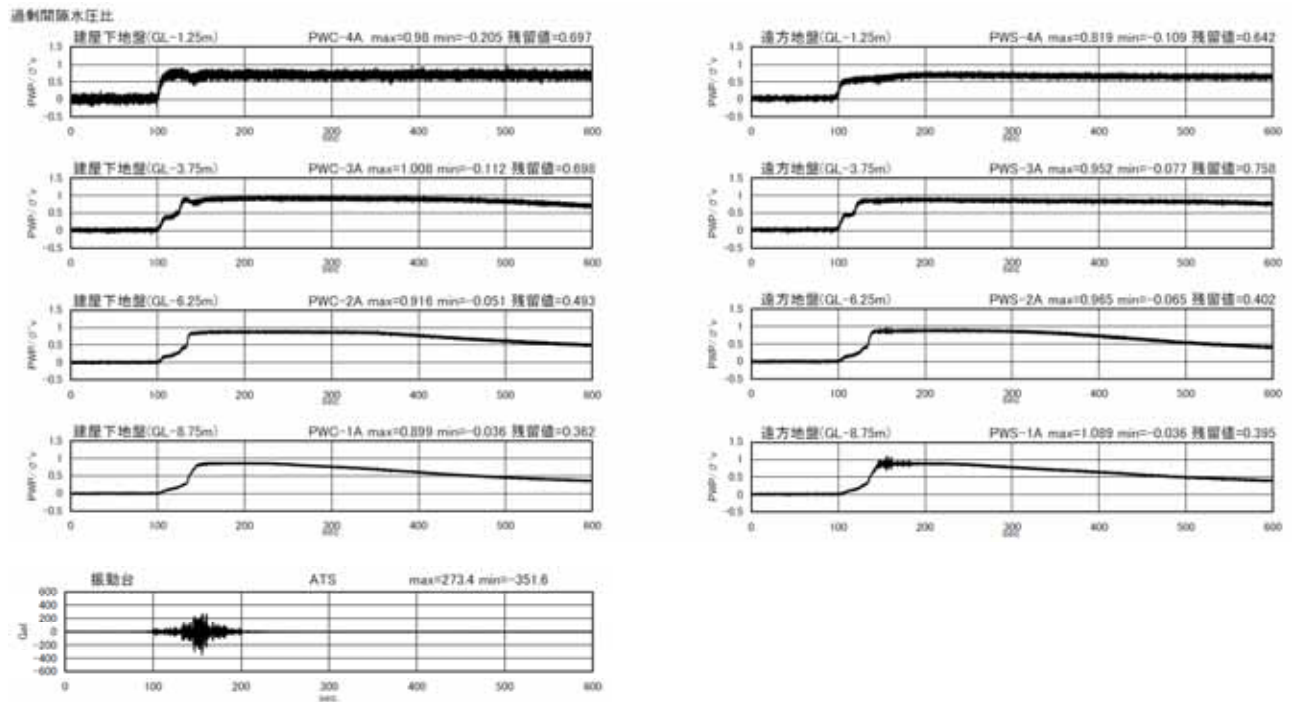


図 4.4.12 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧

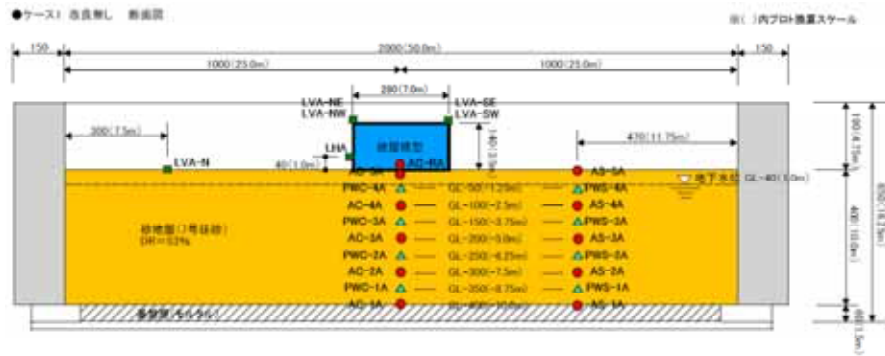
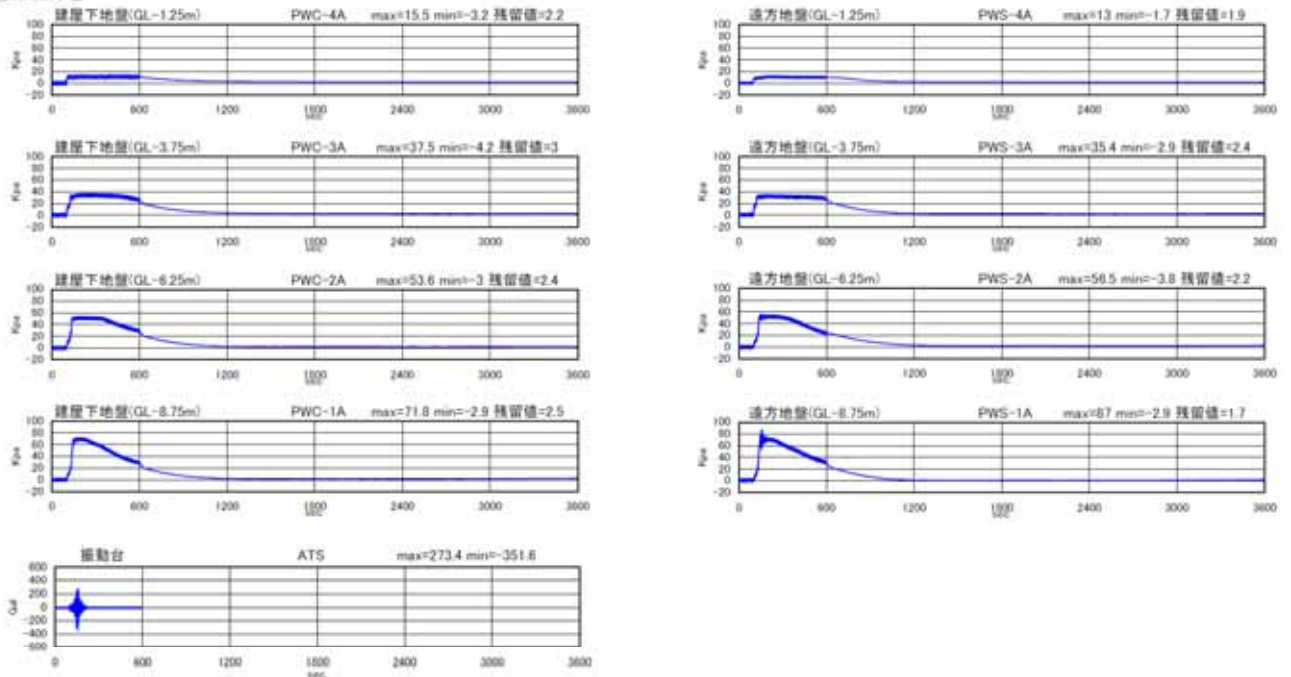


図 4.4.13 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧比

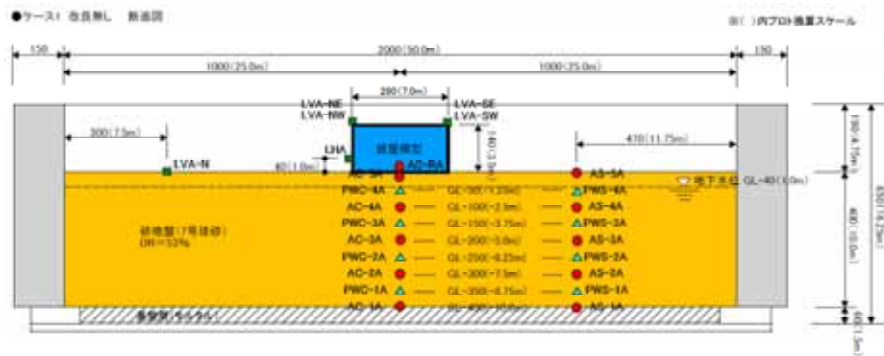
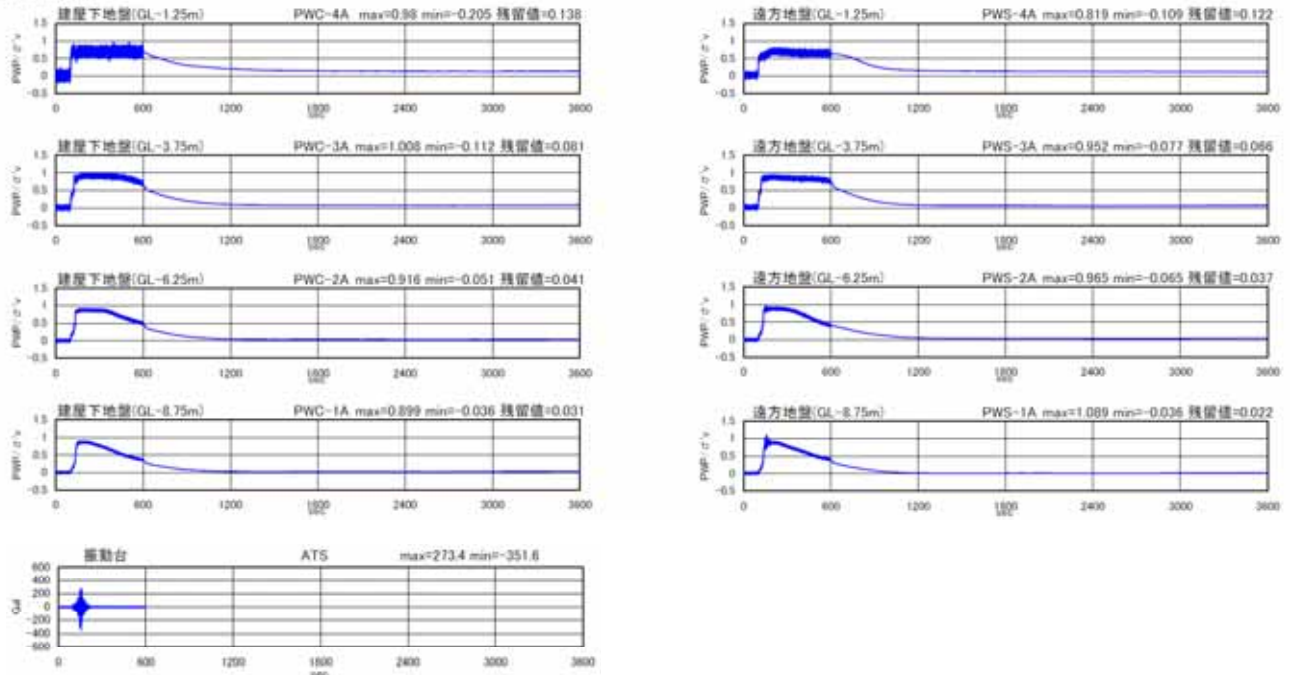


図 4.4.14 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース1 改良無し、加振 2 回目〕

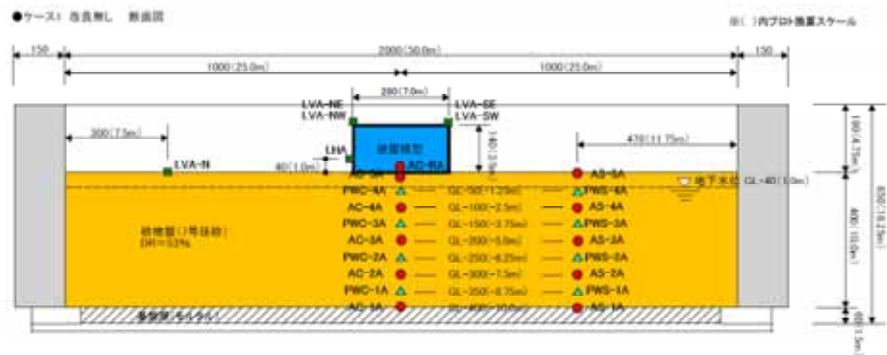
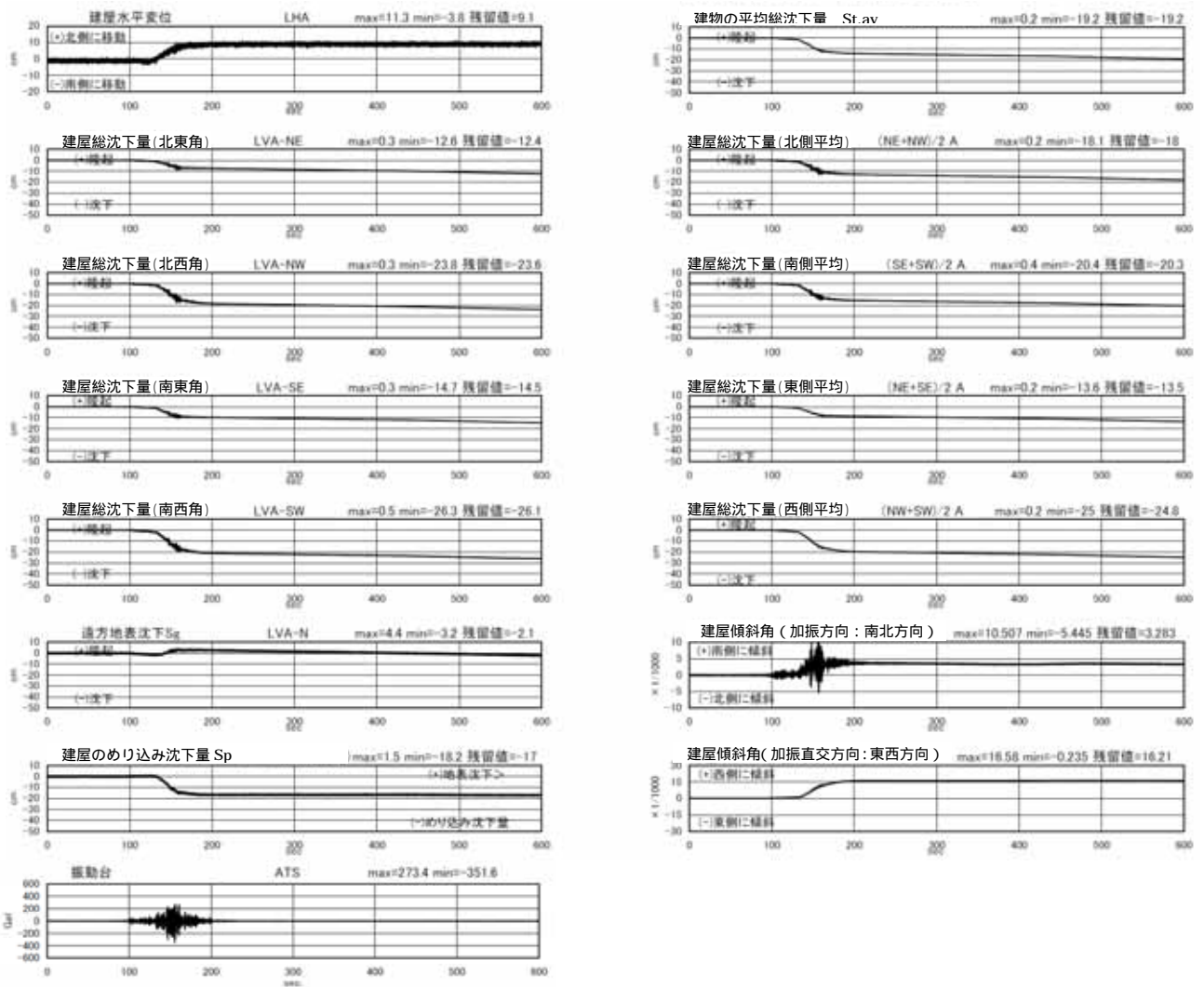


図 4.4.15 変位（沈下）、建屋傾斜角（600s まで）
〔ケース 1 改良無し、加振 2 回目〕

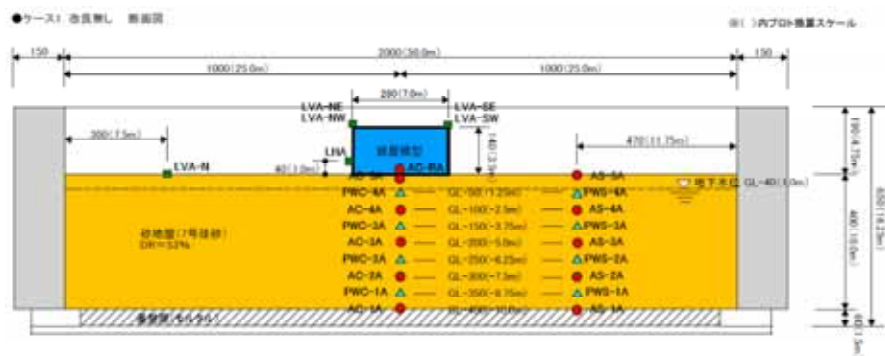
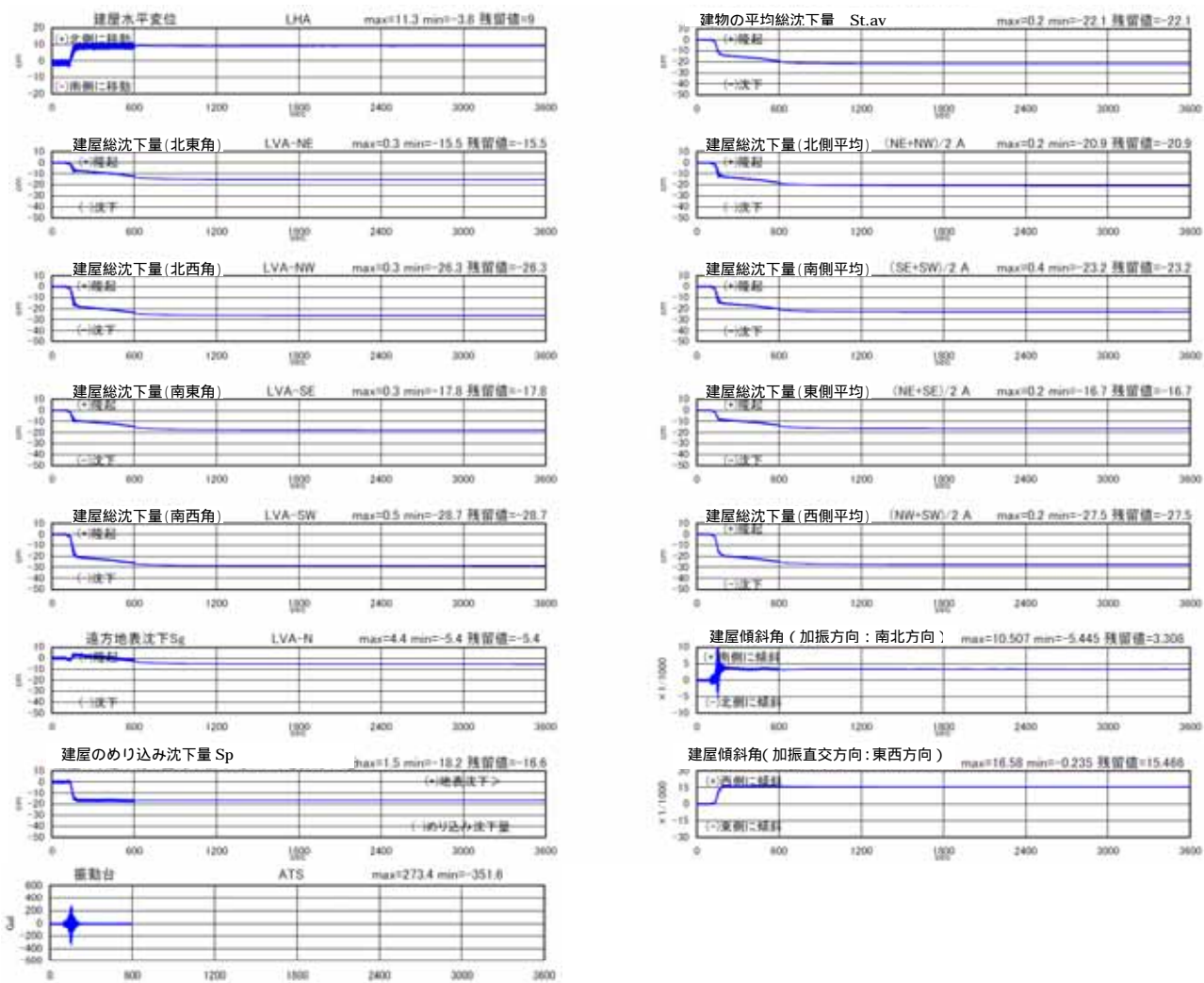


図 4.4.16 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (3600s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 2 回目〕

地盤せん断ひずみ

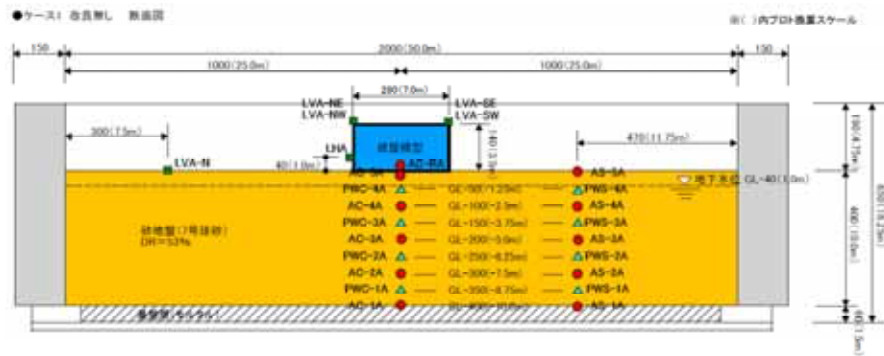
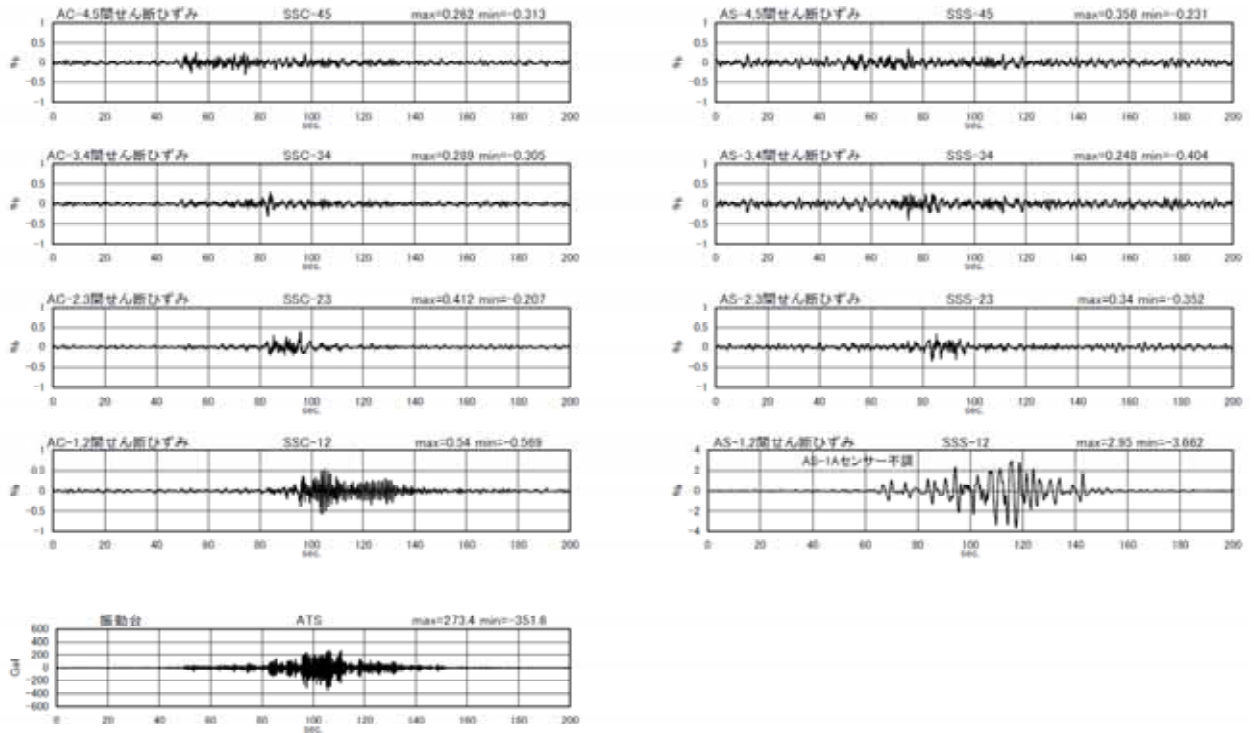


図 4.4.18 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 1 改良無し、加振 2 回目〕

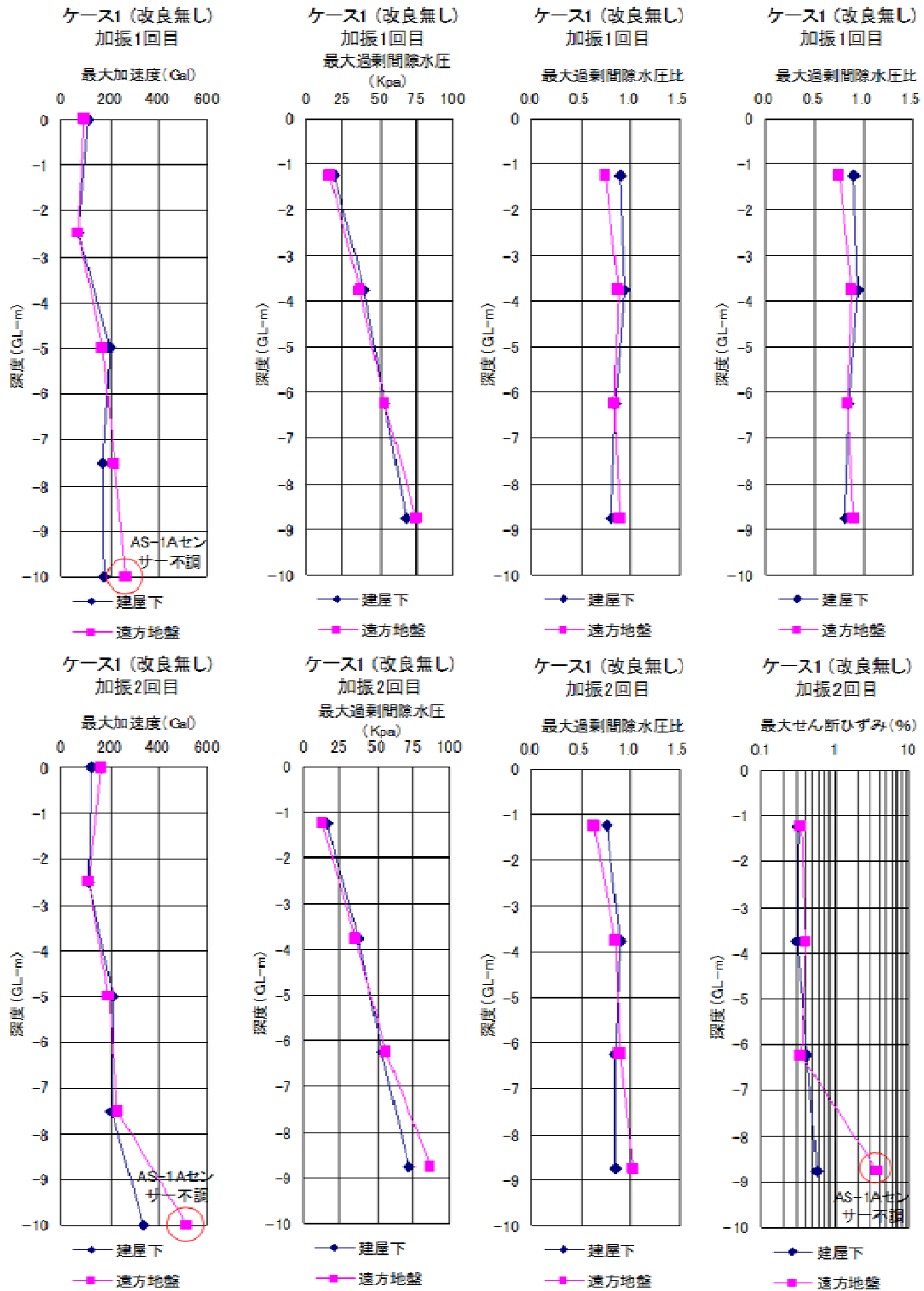


図 4.4.19 最大値震度分布〔ケース1、無改良〕

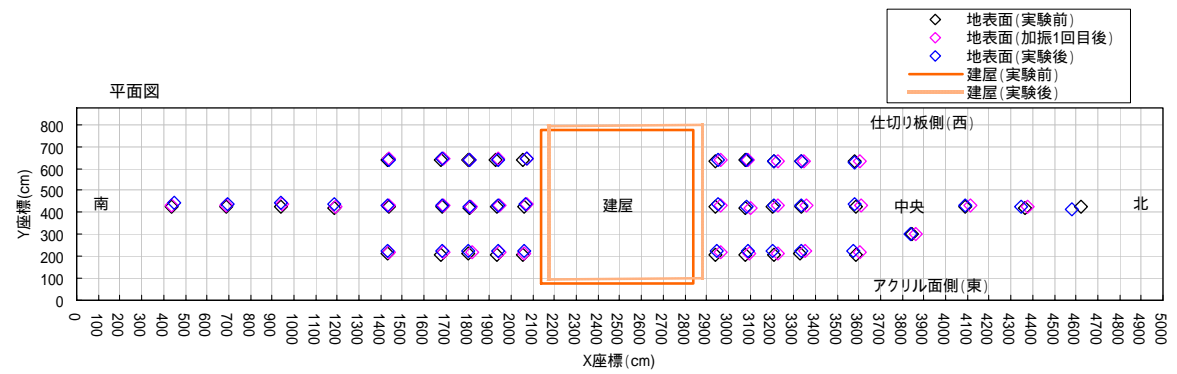
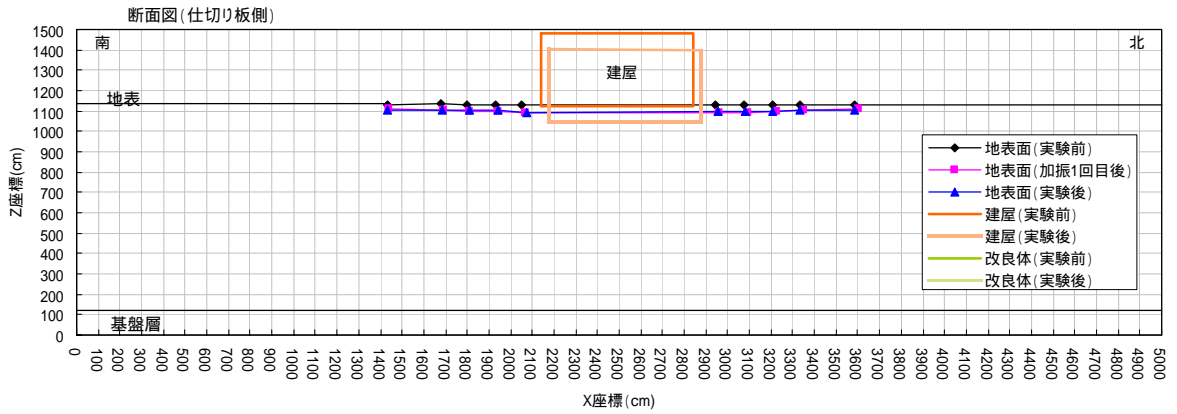
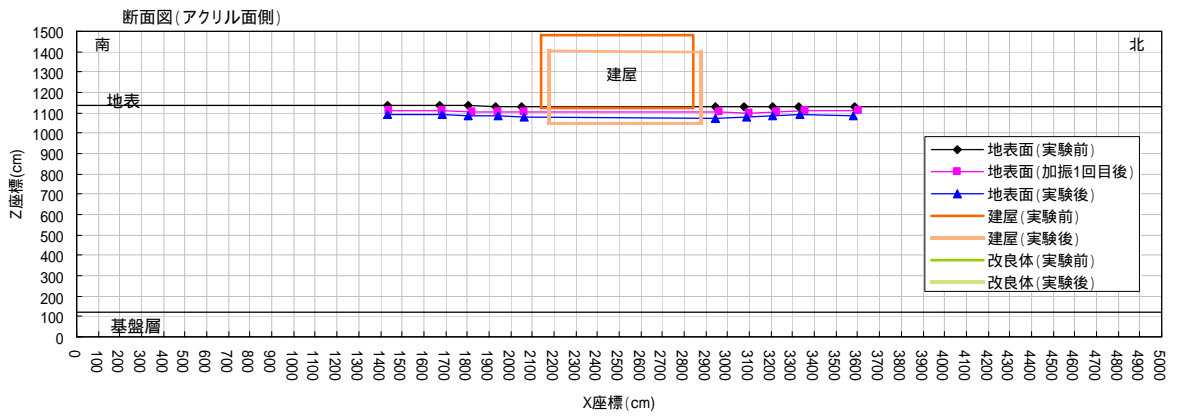
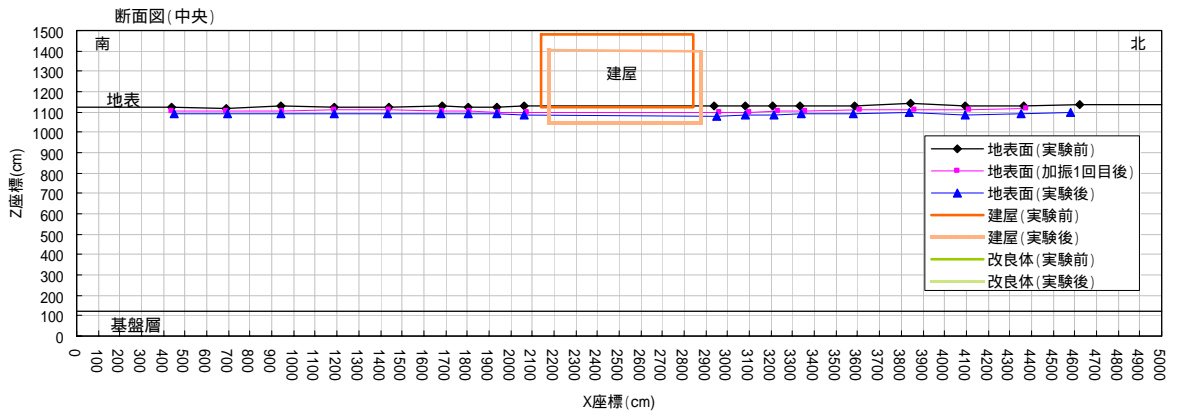


図 4.4.20 残留変形図〔ケース1、無改良〕

4.4.2 ケース2 (改良厚 1.5m)

(1) 1 回目の加振実験 (地震動 1 : 最大加速度 150Gal) の時刻歴

加速度

図 4.4.21 はケース 2 における加振 1 回目の応答加速度の時刻歴を示している。建物 (建屋) 下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-5.0m (AC-3B) と GL-7.5m (AC-2B) の応答加速度は基盤 GL-10.0m (AC-1B) のそれに比べて最大の入力加速度付近まではやや増幅し、加振中の加速度は概ね伝達されているが、最大の入力加速度以降の応答加速度はやや減少しており、加速度の伝達が低下している。一方、GL-2.5m (AC-4B)、GL-0.0m (AC-5B) および建物 (AC-RB) では浅部ほど基盤でのピーク時の加速度が伝達されていない。これはケース 1 と同様に、加振中に地盤が液状化したためであり、遠方地盤 (建物がない場合の地盤に相当すると考える) の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図 4.4.22、図 4.4.24 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.23、図 4.4.25 は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図 4.4.22 と図 4.4.23 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、入力加速度 (ATS) の増加とともに、増加する傾向を示している。過剰間隙水圧比は加速度がピークを過ぎたあたりで、概ね 1.0 程度となり、低下した後再び 1.0 程度まで増加しており、最大の加速度が入力された時点で液状化したと考えられる。過剰間隙水圧はいずれの深度とも概ね同時に増加する傾向を示しており、過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達する時刻もほぼ同時である。なお、過剰間隙水圧比がピークに達した後、減少したのは地下水の地表面への噴出等による影響と考えられる。また、遠方地盤についても深度が同じであれば、概ね同様な過剰間隙水圧の増加傾向を示している。一方、図 4.4.24、図 4.4.25 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 1500 秒付近まで残留しており、加振終了後も地盤はしばらくの間液状化状態にあったと推定される。特に、GL-3.75m (PWC-3B) では 700 秒付近まで過剰間隙水圧比 0.5 以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。概ね、過剰間隙水圧の消散傾向はケース 1 と同様な結果となっており、改良体の有無による影響は明確には認められない。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.26、図 4.4.27 は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量 (建物がない場合の地盤の総沈下量) および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴ってやや発生しているものの、最大で 8.5cm、残留時で 5.4cm である。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量 (LVB-NE と LVB-NW の平均) が 14.9cm に対して、南側の残留総沈下量 (LVB-SE と LVB-SW) は 11.7cm となっている。したがって、建物総沈下量はケース 1 のその 1/2 ~ 1/3 程度に抑制される

結果となっている。一方、遠方地盤では加振直後に同様に沈下する結果となっており、建物のめり込み沈下量はほとんど発生しておらず、最終的な建物のめり込み沈下量は 1.1cm となっている。厚さ 1.5m 浅層盤状改良することで大幅に建物のめり込み沈下量が改善されたとと言える。

建物の傾斜角は、加振方向(南北方向)については加振直後に振動しながら徐々に増加し、最終的に残留傾斜角は 5.0/1000 となっている。一方、加振直交方向(東西方向)の建物の傾斜角は加振直後に増加し、その後徐々に低下し、残留に至っている。最終的な東西方向の建物の残留傾斜角は 0.7/1000 程度となっている。

図 4.4.27 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみられる加振後の継続的な沈下は見られない。これらのことから、厚さ 1.5m 浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.24 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。

地盤変位(水平変位)

図 4.4.28 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、建屋下基礎(GL-10m)(AC-1B_D)を除くといずれの深度においても加振直後より地盤変位を生じているが、加速度が大きくなると地盤変位は小さく、建物の変位振幅がほとんど発生しておらず、液状化による影響が認められる。

せん断ひずみ

図 4.4.29 に図 4.4.28 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図から、各深度のせん断ひずみは加振の初期より発生し、加速度の増加とともにやや大きくなる傾向が見られるものの、加速度が最大となる付近ではむしろせん断ひずみが小さくなっている。また、せん断ひずみの時刻歴の周期は浅い位置ほど大きくなる傾向を示しており、液状化に伴う地盤のせん断剛性の低下が認められる。せん断ひずみの最大値に顕著な傾向は認められない。せん断ひずみの最大値は GL-10.0m ~ GL-7.5m 間で最大 0.405% となっている。

(2) 2 回目の加振実験(地震動 2 : 最大加速度 350Gal)の時刻歴

加速度

図 4.4.30 は応答加速度の時刻歴を示している。建物(建屋)下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m(AC-2B)の応答加速度は基盤 GL-10.0m(AC-1B)のそれに比べてやや減衰しているものの、基盤の加速度が概ね伝達されている。しかし、GL-5.0m(AC-3B)、GL-2.5m(AC-4B)、GL-0.0m(AC-5B)および建物(AC-RB)では 1 回目の加振と同様に地表面に近づくほど伝達される加速度は減少している。また、各深度の伝達される加速度の割合は 1 回目の加振時に比べて小さくなっており、1 回目に比べて 2 回目の加振時の方が液状化の発生する時期が早く、液状化の程度が顕著であったと推察される。遠方地盤(建物がない場合の地盤に相当すると考える)の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図 4.4.31、図 4.4.33 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.32、図 4.4.34 は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図 4.4.31 と図 4.4.32 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、振動台からの入力加速度（ATS）の増加とともに、大きくなっている。特に、振動台（ATS）の加速度が 100gal を超えた付近から、過剰間隙水圧が急激に増加する傾向が認められる。過剰間隙水圧比は、振動台の加速度がピークを達する前に、概ね 1.0 程度となっており、液状化していることが分かる。また、地盤の浅い位置ほど過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時期がやや早くなっており、1 回目の加振時とは異なる結果となっている。なお、いずれの深度においても過剰間隙水圧が上下に変動する部分が見られるが、これは地表面に地下水が噴出したため、一時的に過剰間隙水圧が低下したものと推察される。一方、図 4.4.33、図 4.4.34 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 1200 秒後まで残留している。特に、GL-3.75m（PWC-3B）では 600 秒付近まで過剰間隙水圧比 0.5 以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。ケース 1 と比較すると、過剰間隙水圧の消散傾向は概ね同様な結果となっており、改良体の有無による影響は明確には認められない。なお、残留間隙水圧は、1 回目の加振時に比べて残留する時間は短くなっている。これはケース 1 で述べたように、2 回目の加振では加振開始時刻からの液状化に達するまでの時刻が早いこと、1 回目の加振実験に引き続き 2 回目の加振実験を実施したことにより、地盤が乱れていたこと、および地表面までの水みちが形成されているなどにより過剰間隙水圧の消散が早くなったものと推察される。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.35、図 4.4.36 は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量（建物がない場合の地盤の総沈下量）および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、建物の平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴って生じており、最大で 12.4cm、残留時で 9.4cm となっている。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量（LVB-NE と LVB-NW の平均）が 14.8cm に対して、南側の残留総沈下量（LVB-SNE と LVB-SW の平均）は 19.3cm となっている。北側の残留総沈下量は 1 回目の加振時の沈下量とほぼ同程度で南側の残留総沈下量は 1 回目の加振時より大きくなっている。一方、遠方地盤では加振直後に同様に沈下する結果となっており、建物のめり込み沈下量はほとんど発生しておらず、最終的な建物のめり込み沈下量は 2.2cm となっている。厚さ 1.5m 浅層盤状改良することで大幅に建物のめり込み沈下量が改善されたと言える。

建物の傾斜角は、南北方向については加振中に大きく変動しており、最終的な傾斜角は 6.3/1000 となっている。一方、東西方向の建物の傾斜角は加振とともに漸増し、最終的な傾斜角は 0.65/1000 となっている。建物の最大傾斜角は 1 回目の加振実験に比べて大きくなっている。

図 4.4.36 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみ

られる加振後の継続的な沈下増分は見られない。これらのことから、浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.24 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.37 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、いずれも振動台の加速度(ATS)の大きさに関わらず、地盤変位は建屋下基礎(GL-10m)(AC-1B_D)を除くと、概ね様な振幅で変動している。このことから、地盤は加振初期から液状化し、液状化の影響により、加振中に建物および地盤に変位振幅が小さくなったと考えられる。

せん断ひずみ

図 4.4.38 に図 4.4.37 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図からも、GL-10.0m～GL-7.5mにおいて最大のせん断ひずみ 1.45%が発生しているが、加振中に液状化が発生したため、地表面に近づくほど、せん断ひずみのピークの発生時期が早くなっており、加速度が最大となる付近ではむしろせん断ひずみが小さくなっている。2 回目の加振実験の最大入力加速度は 1 回目のその 2 倍以上となっているにもかかわらず、せん断ひずみは GL-7.5m(SSC-12)以深で大きくなっているものの、GL-7.5mが浅での最大せん断ひずみは 0.258%であり、1 回目の加振実験時のそれに比べて小さくなっている。

(2) 分布

最大加速度分布、最大過剰間隙水圧（比）分布、最大せん断ひずみ分布

図 4.4.39 は 1 回目および 2 回目の加振時における最大加速度、最大過剰間隙水圧、最大過剰間隙水圧比および最大せん断ひずみの深度方向の分布図を示している。

これらの結果から、最大加速度は 1 回目および 2 回目の加振時とも、地表面ほど小さくなっており、地盤の液状化によって加速度が伝達しなくなっていることが分かる。この傾向は、1 回目の加振時に比べ、2 回目の加振時の方が顕著となっている。

最大過剰間隙水圧は 1 回目、2 回目とも深くなるほど線形的に大きくなっており、最大過剰間隙水圧比は 0.6～1.0 で分布している。したがって、地盤はいずれの実験においても基盤から地表面まで液状化したと推察される。一方、2 回目の遠方地盤での最大過剰間隙水圧比はやや地表面付近で小さく、深部で大きくなる傾向が認められるが、これは 2 回目の加振では深部が早めに液状化したため、浅部に加速度が伝達されず間隙水圧の増加が小さくなったものと推察される。改良体の直下では過剰間隙水圧比が 0.9～1.0 となっており、深度方向にほぼ一様に液状化していると判断される。

最大せん断ひずみは、1 回目の加振時における建物直下および遠方地盤とも概ね深度方向に一様な分布を示しているのに対して、2 回目の加振時における建物直下および遠方地盤とも深度方向にやや大きくなる傾向が見られる。

残留変形

図 4.4.40 に 1 回目および 2 回目の加振終了後に計測した地表面と建物の総沈下量の分布を示す。建物はいずれの断面とも、北側にやや移動し、沈下している。建物の総沈下は周辺地盤の総沈下に比べて大きくなっており、めり込み沈下を生じていることが分かる。なお、改良体の総沈下量は建物の総沈下量に比べて小さくなっており、建物のめり込み沈下は改良体との間に存在する地盤の圧縮によって発生していることが分かる。

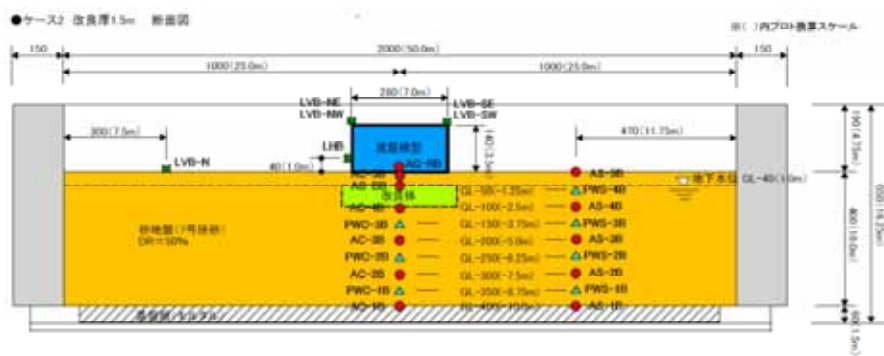
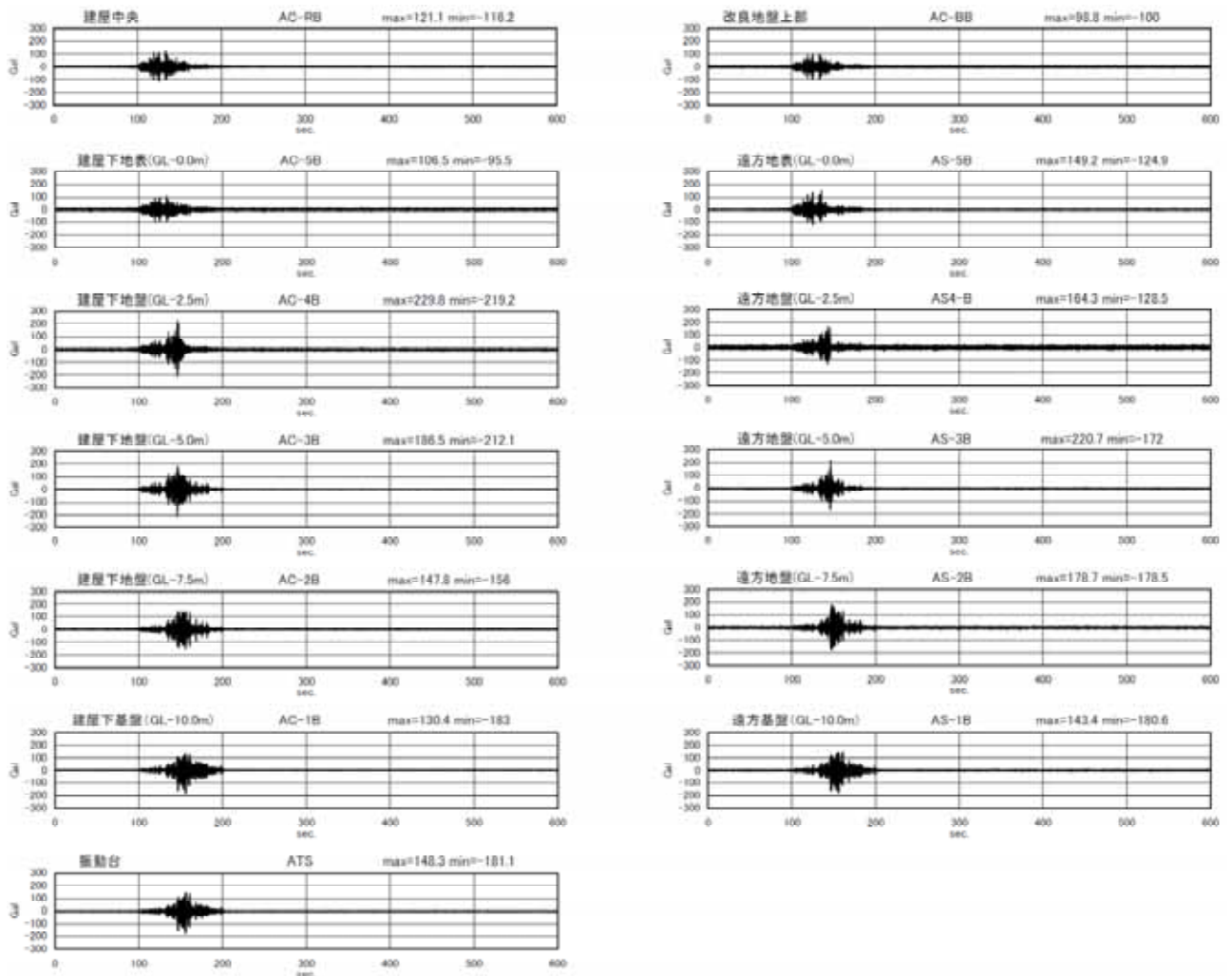
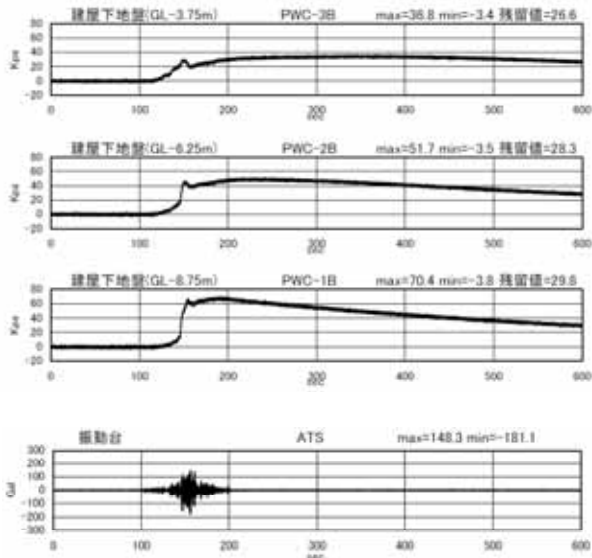


図 4.4.21 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧



過剰間隙水圧

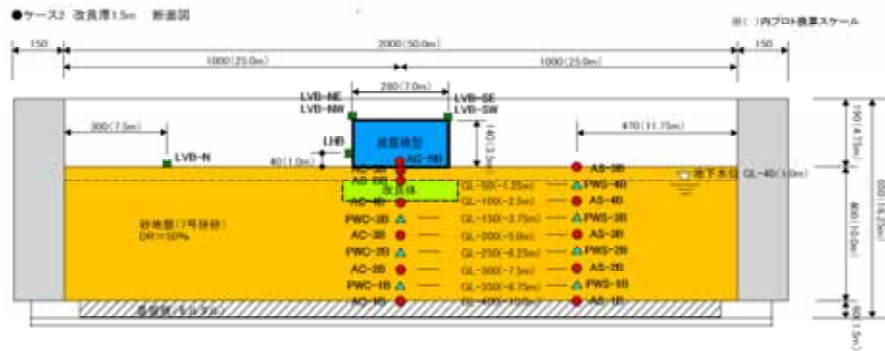
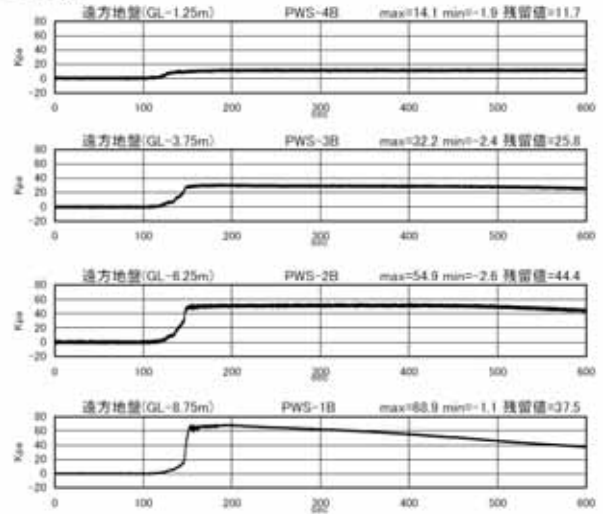
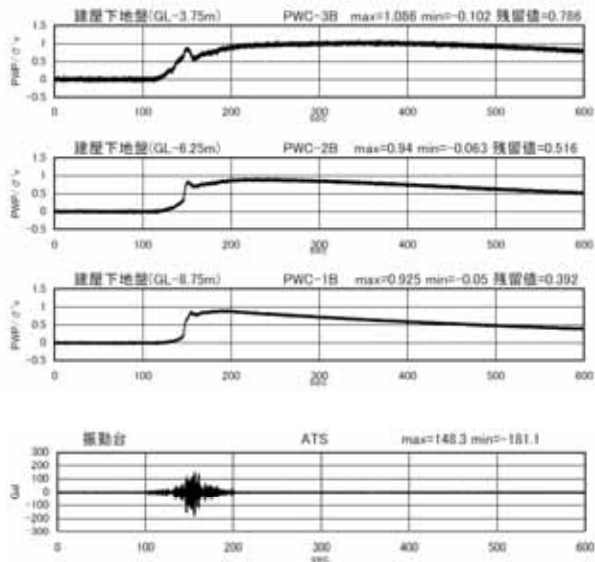


図 4.4.22 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧比



過剰間隙水圧比

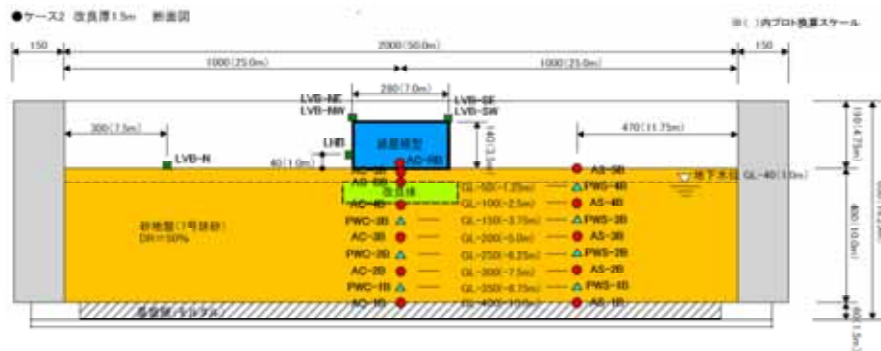
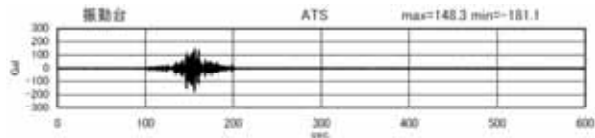
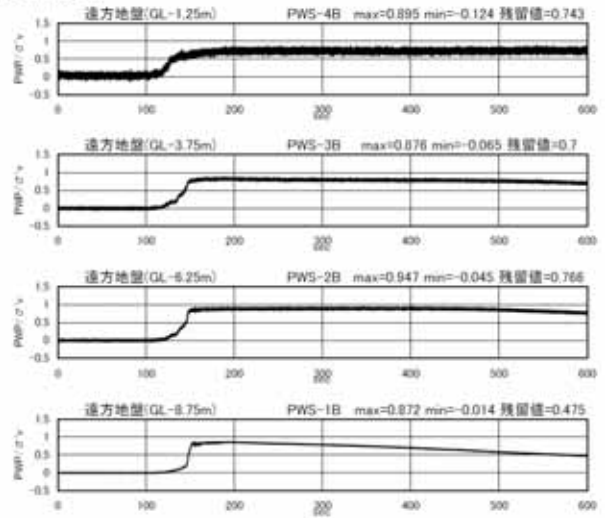
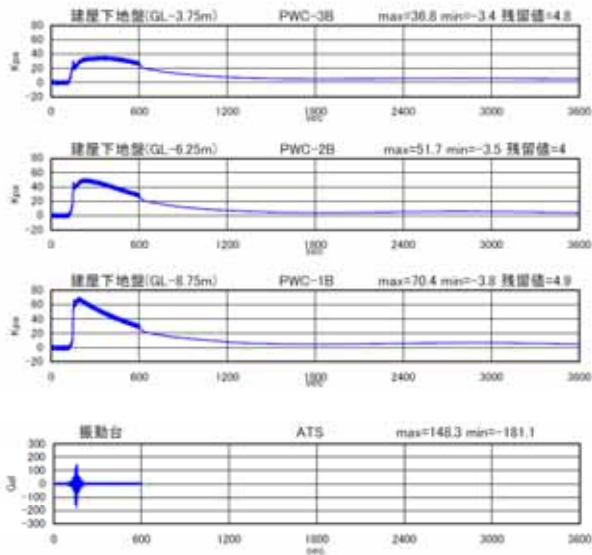


図 4.4.23 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧



過剰間隙水圧

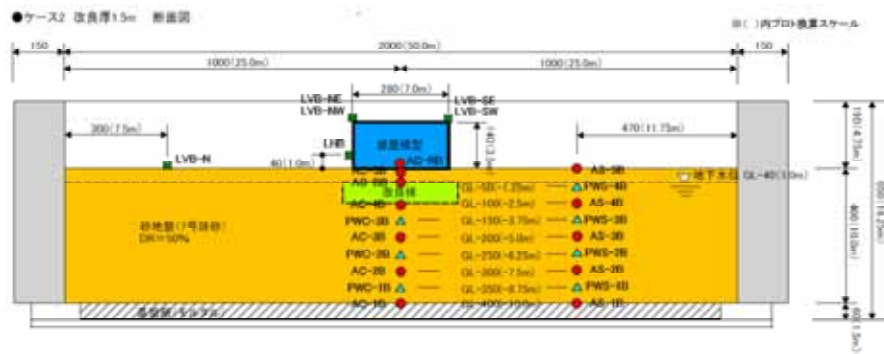
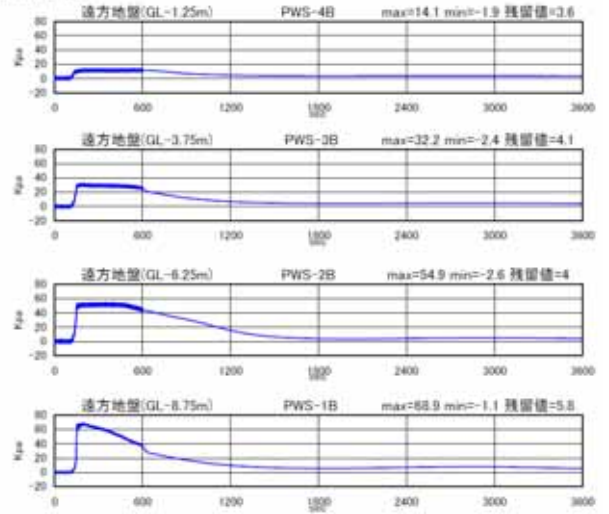
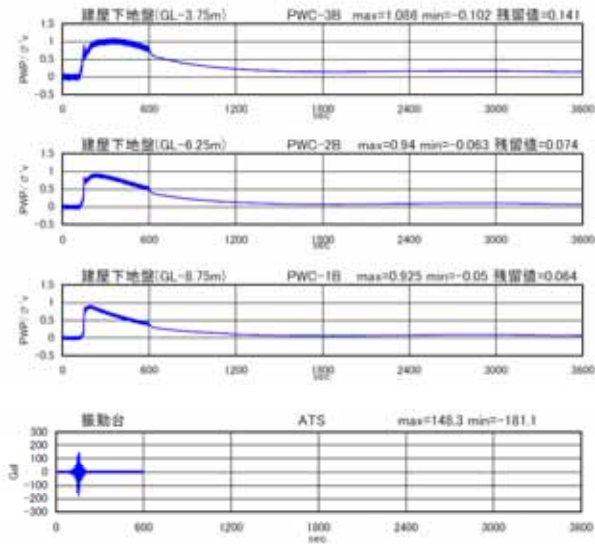


図 4.4.24 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

過剰間隙水圧比



過剰間隙水圧比

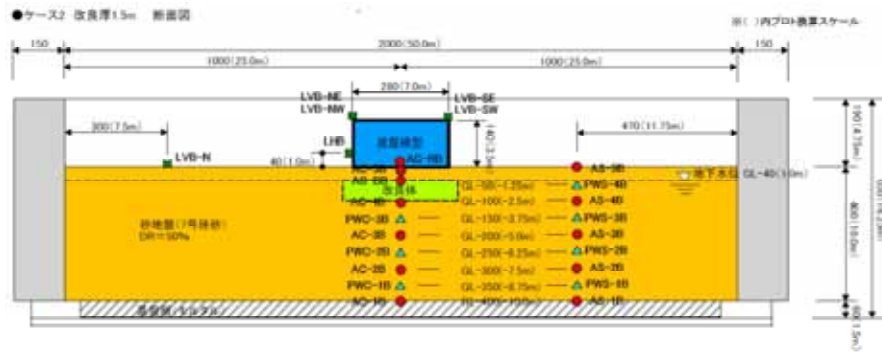
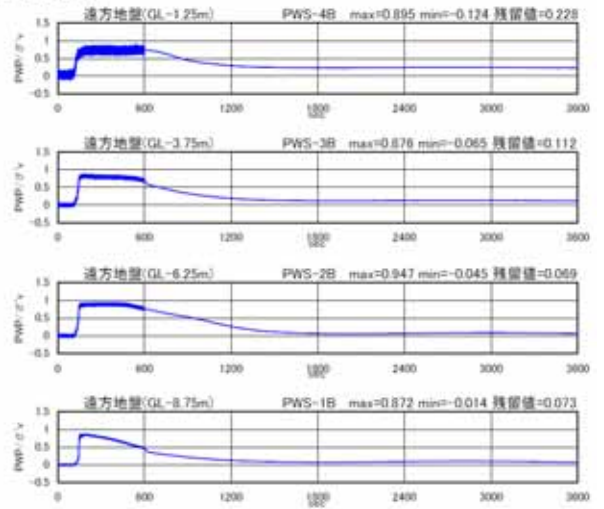


図 4.4.25 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

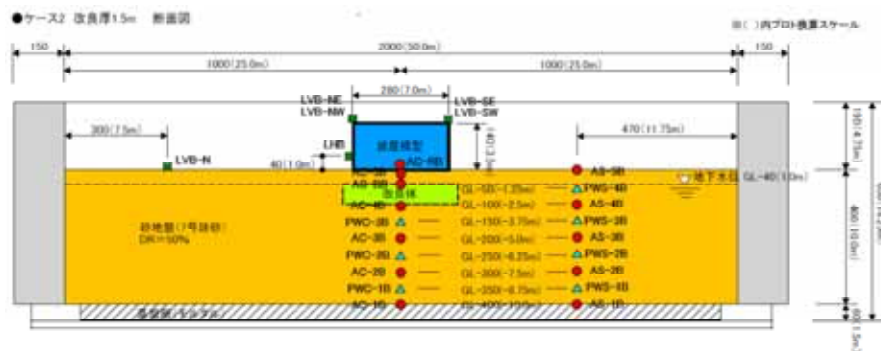
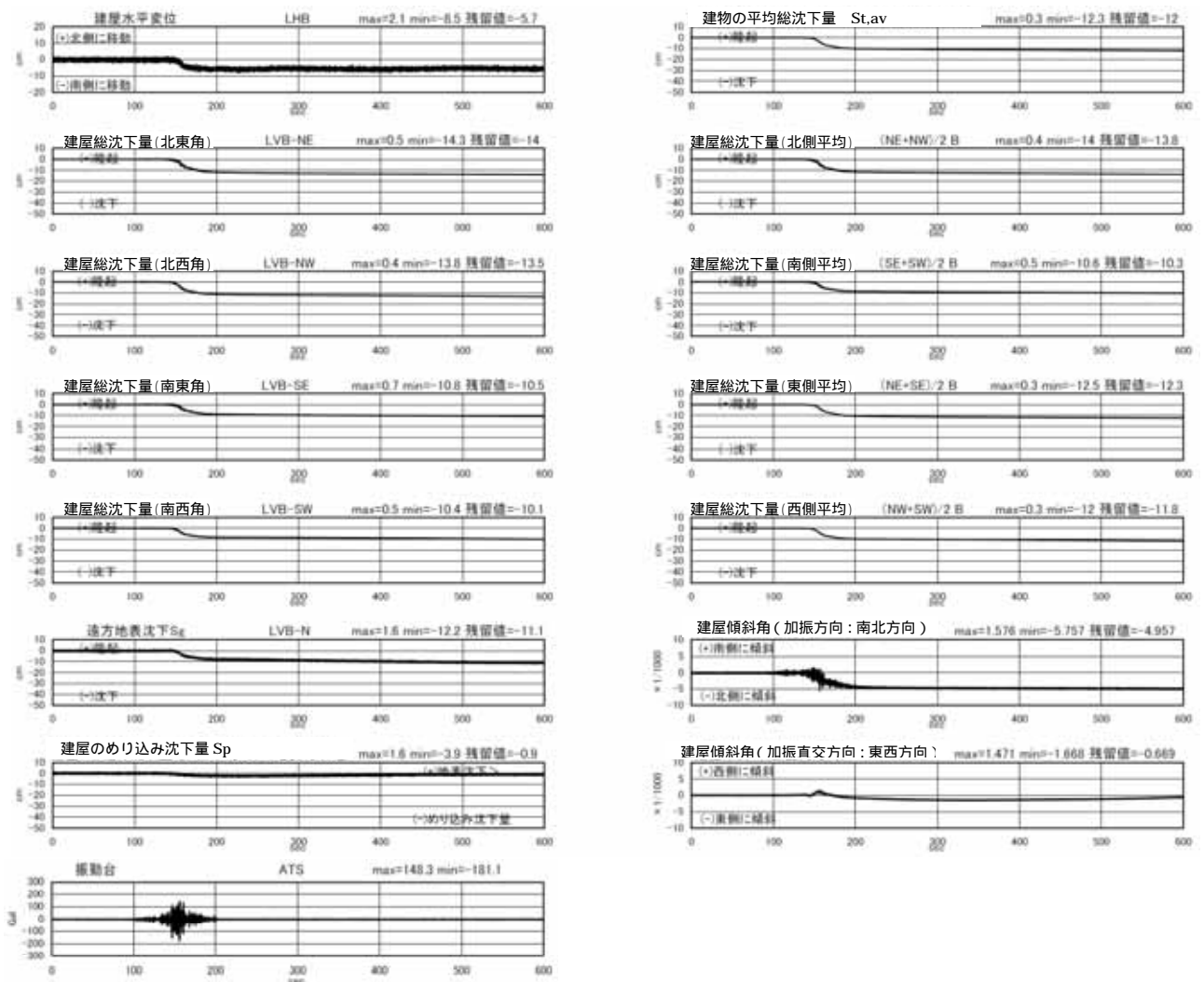


図 4.4.26 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

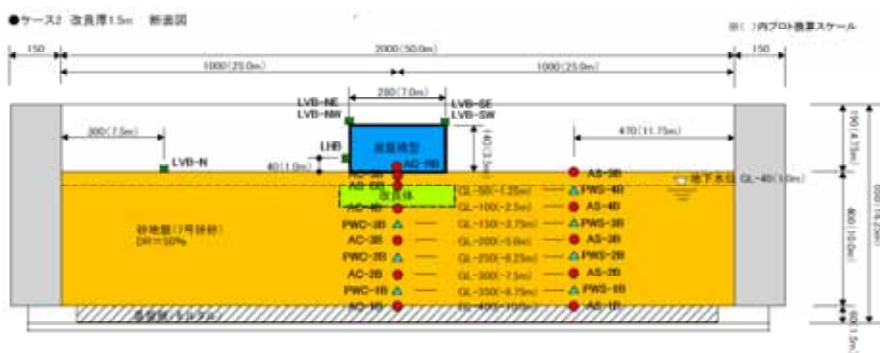
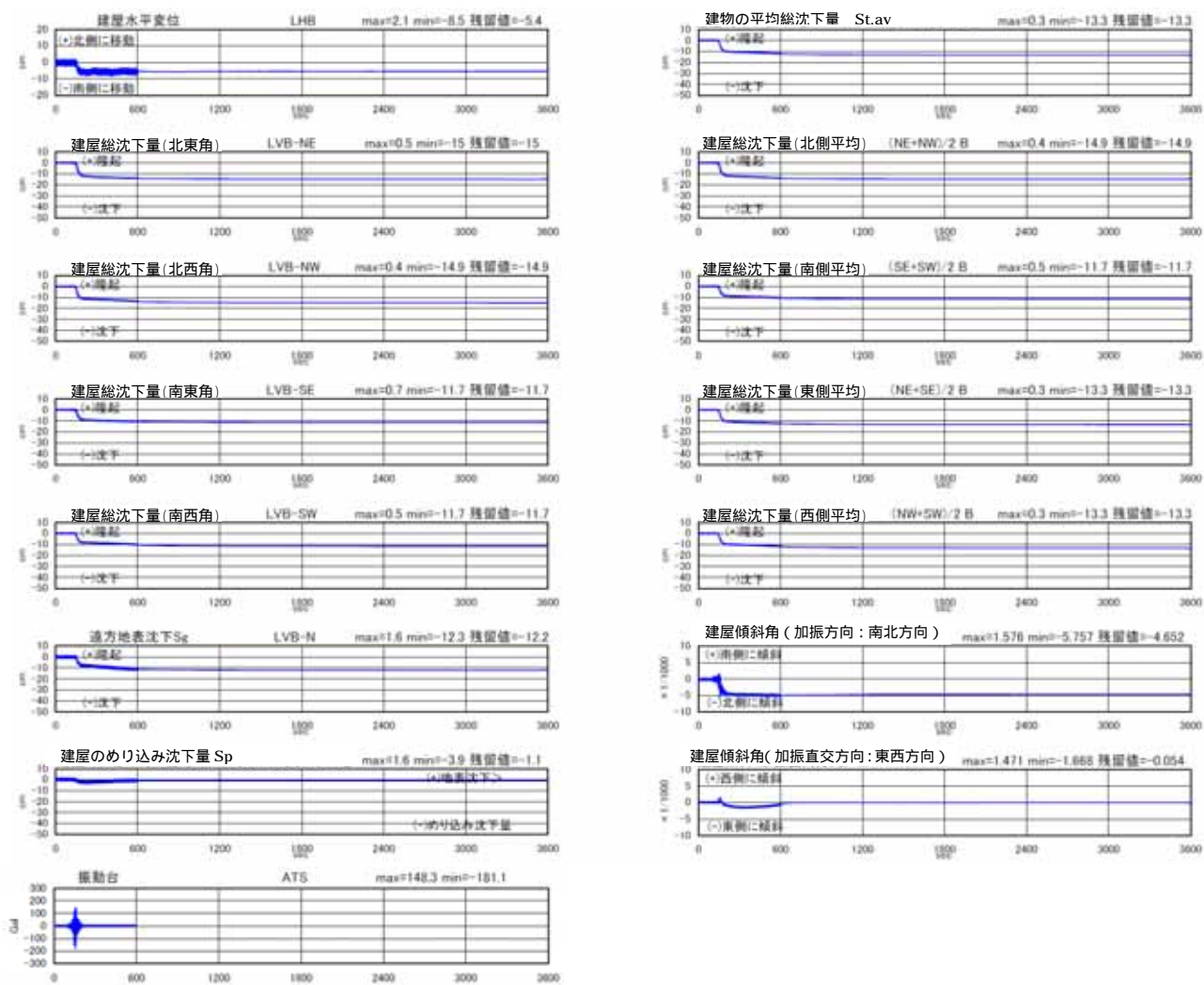


図 4.4.27 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (3600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

地盤変位

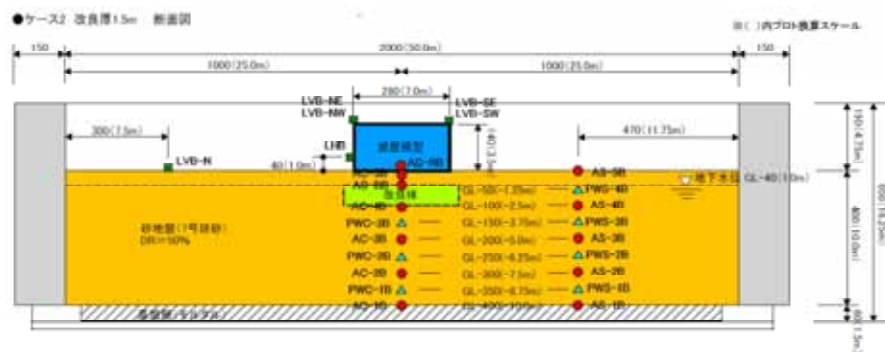
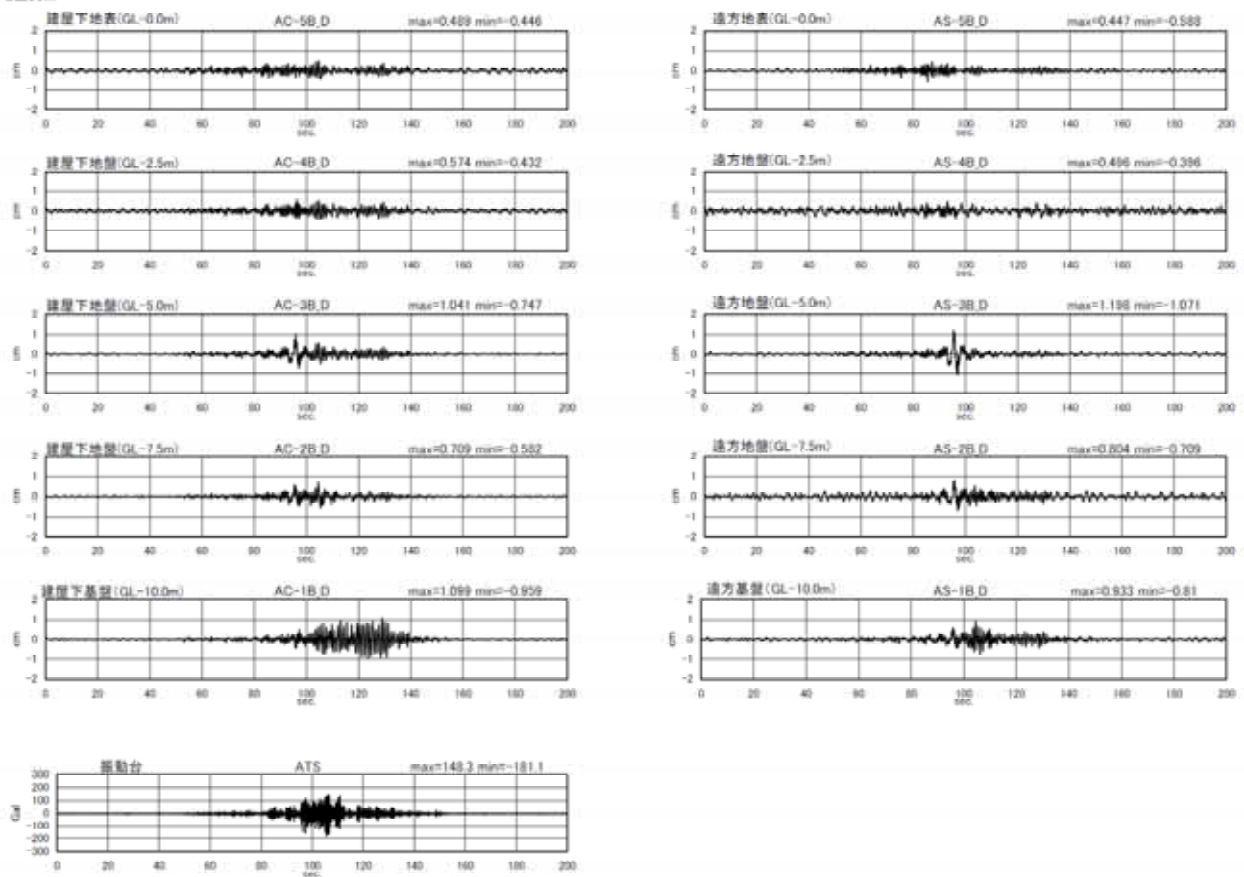


図 4.4.28 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 1 回目〕

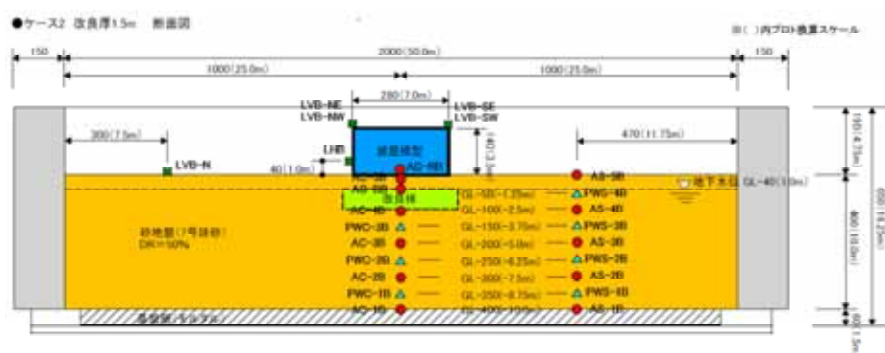
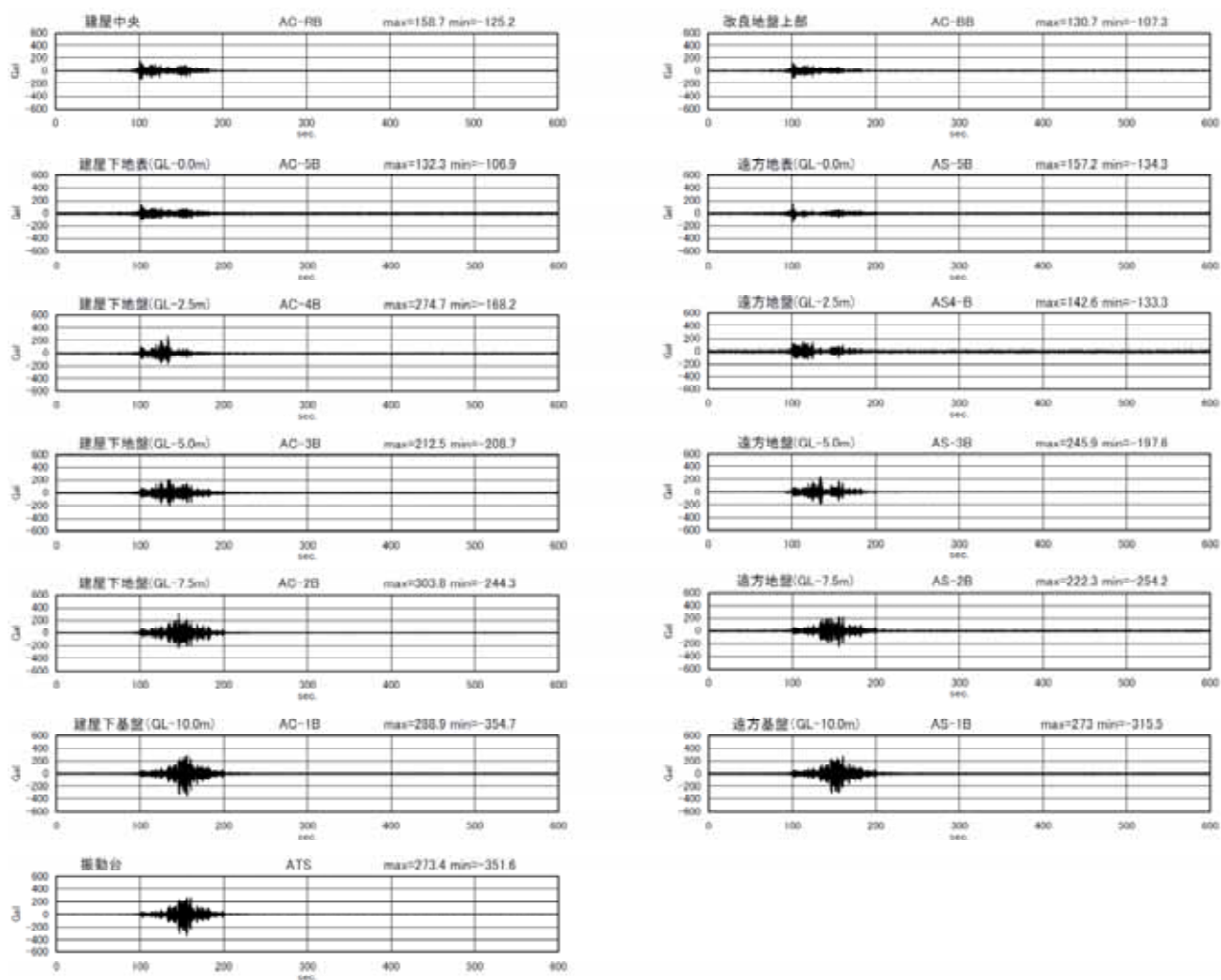
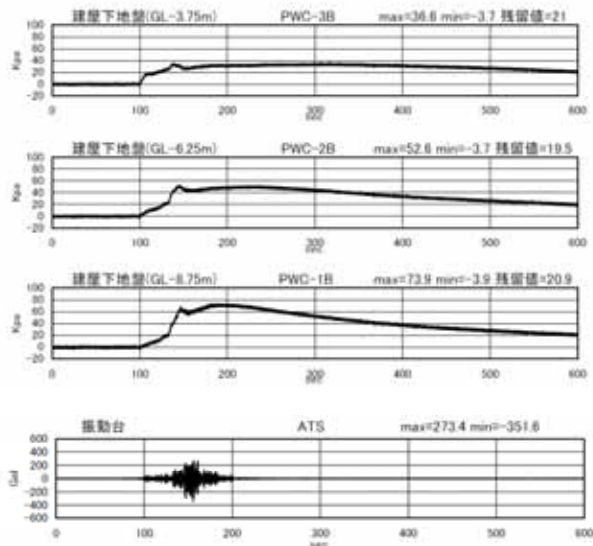


図 4.4.30 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧



過剰間隙水圧

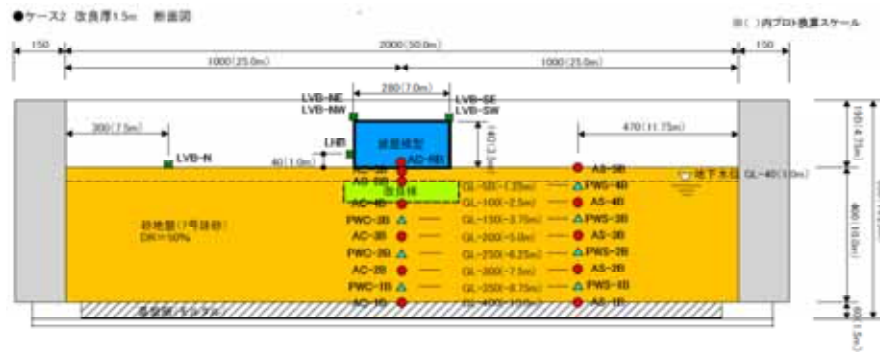
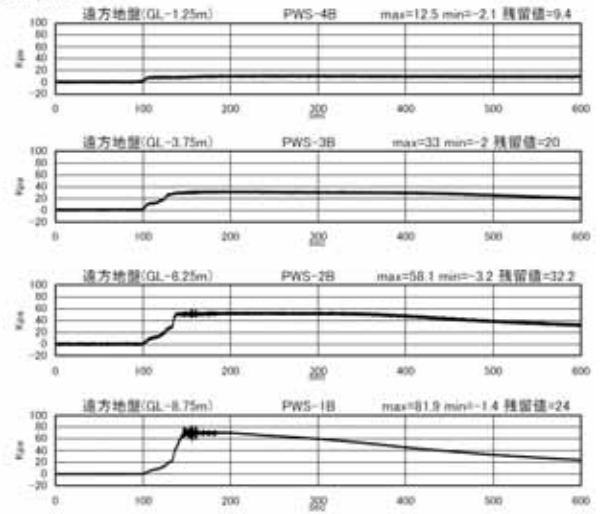
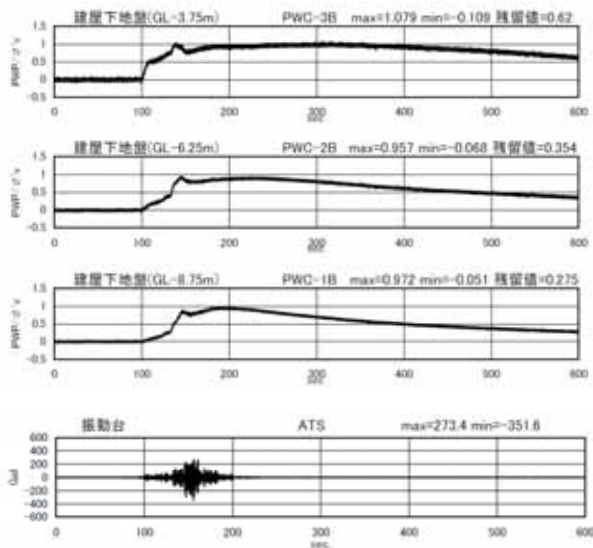


図 4.4.31 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧比



過剰間隙水圧比

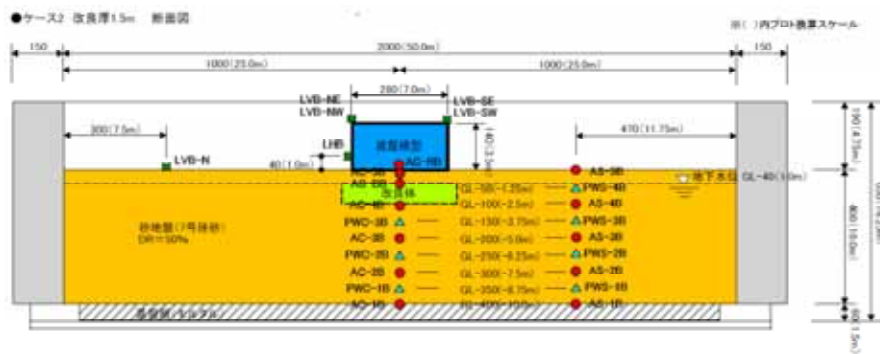
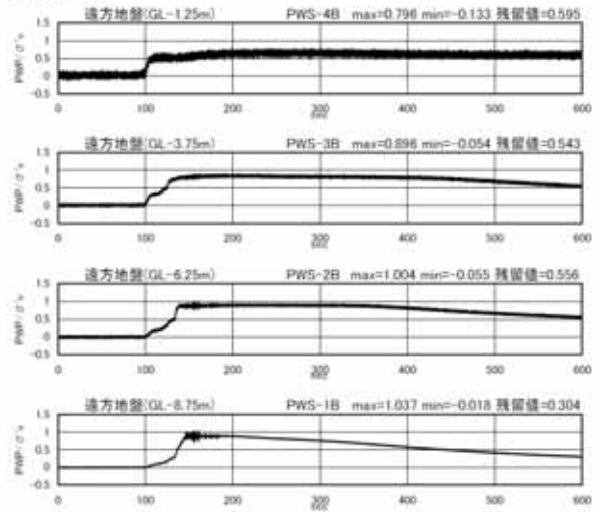
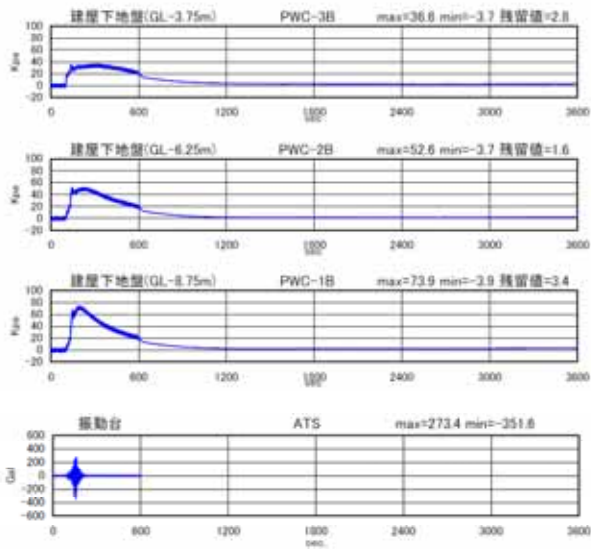


図 4.4.32 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧



過剰間隙水圧

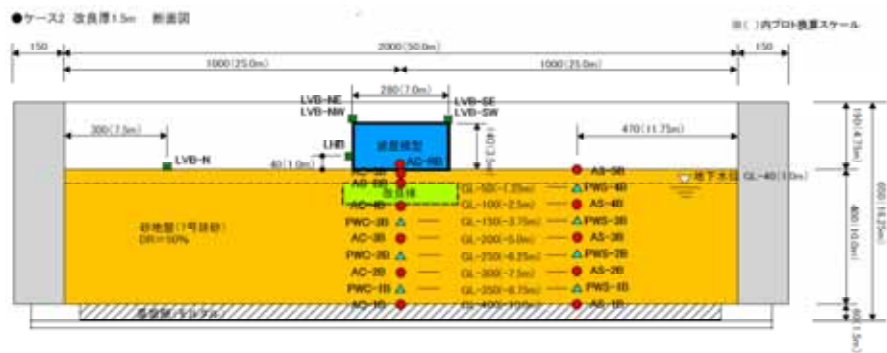
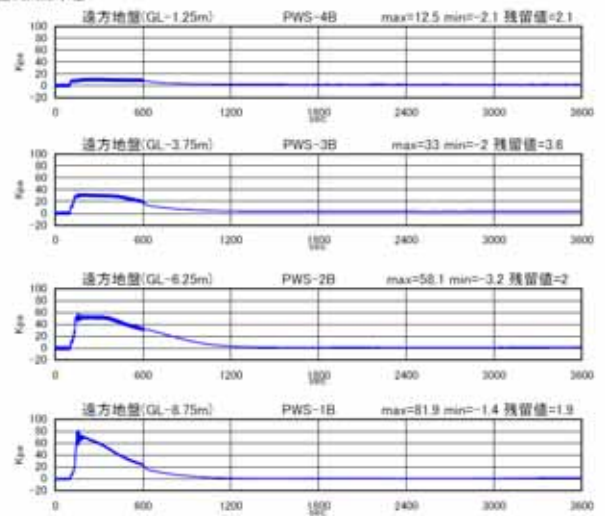
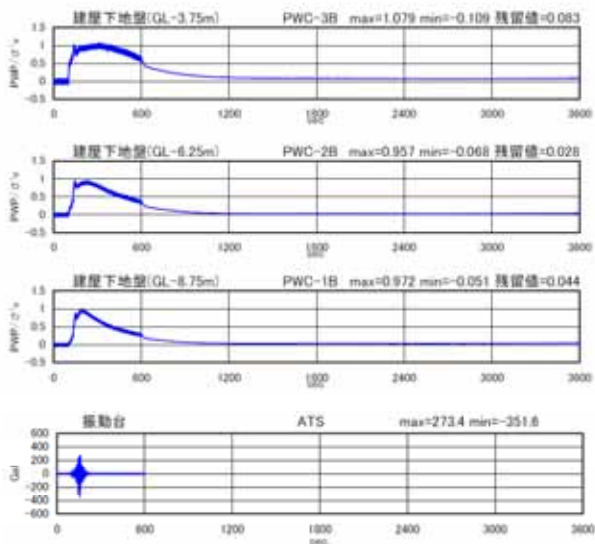


図 4.4.33 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

過剰間隙水圧比



過剰間隙水圧比

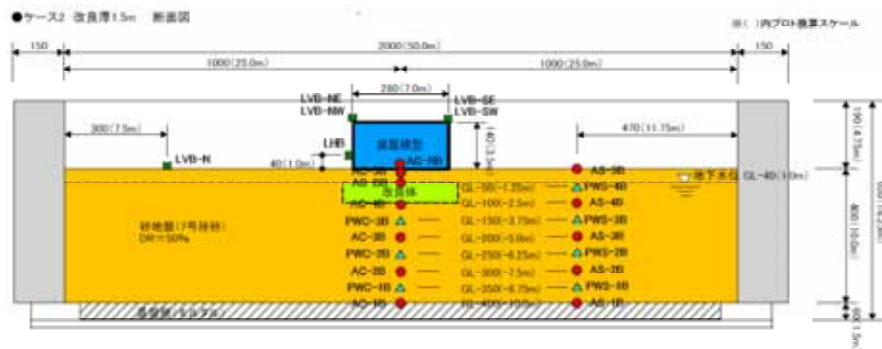
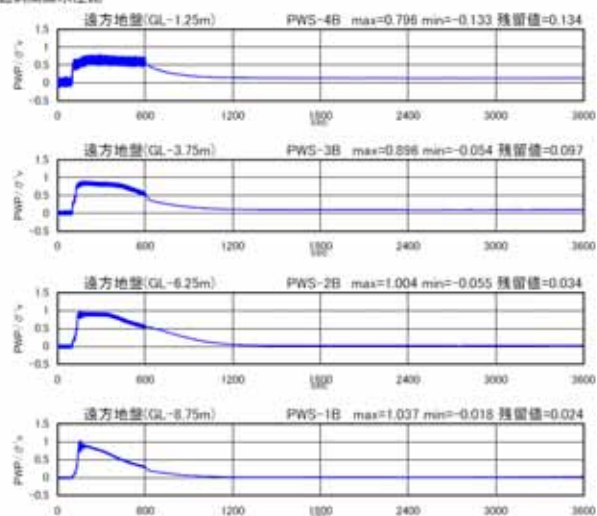


図 4.4.34 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

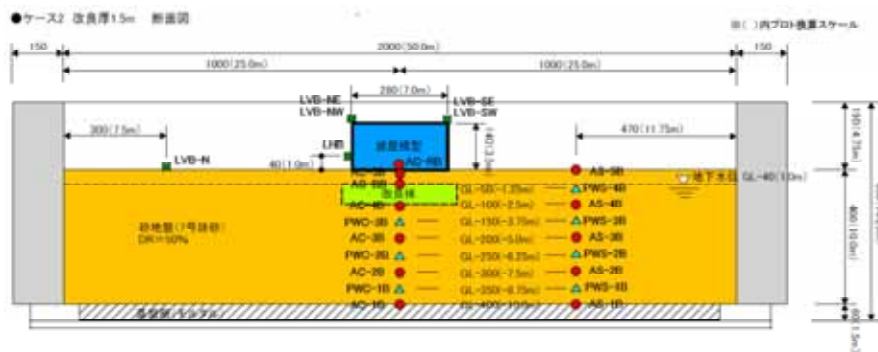
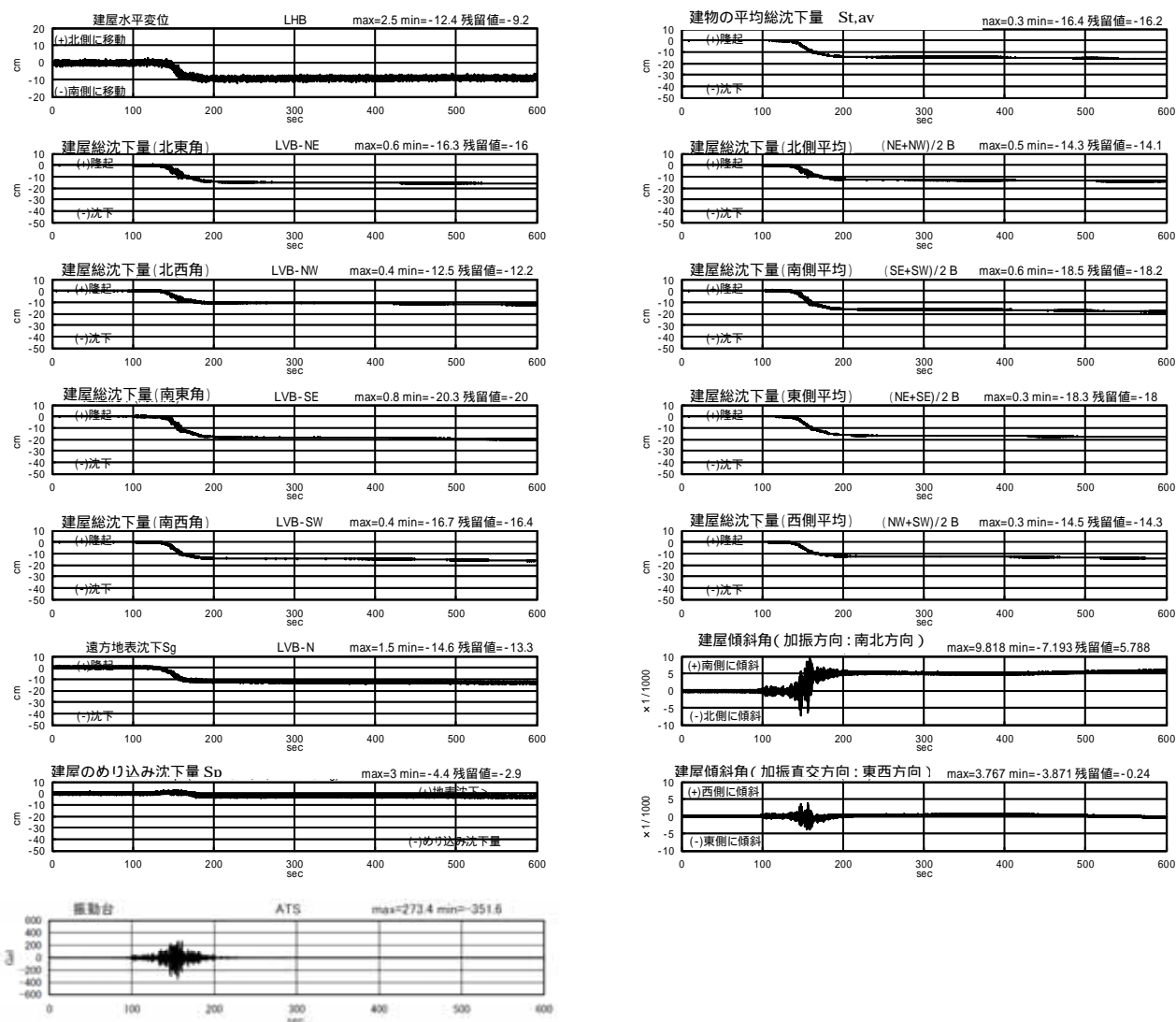


図 4.4.35 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

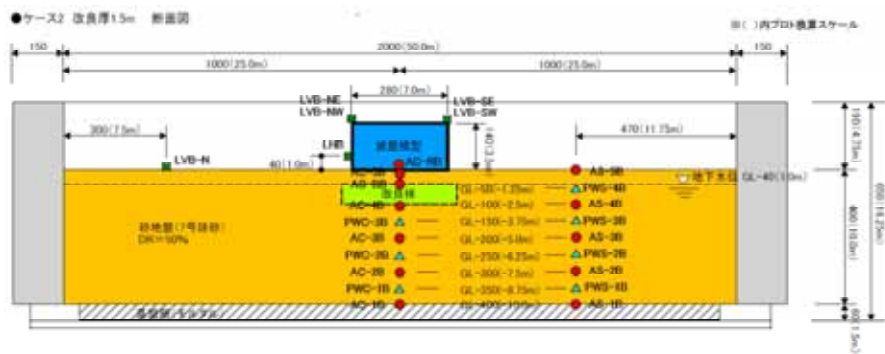
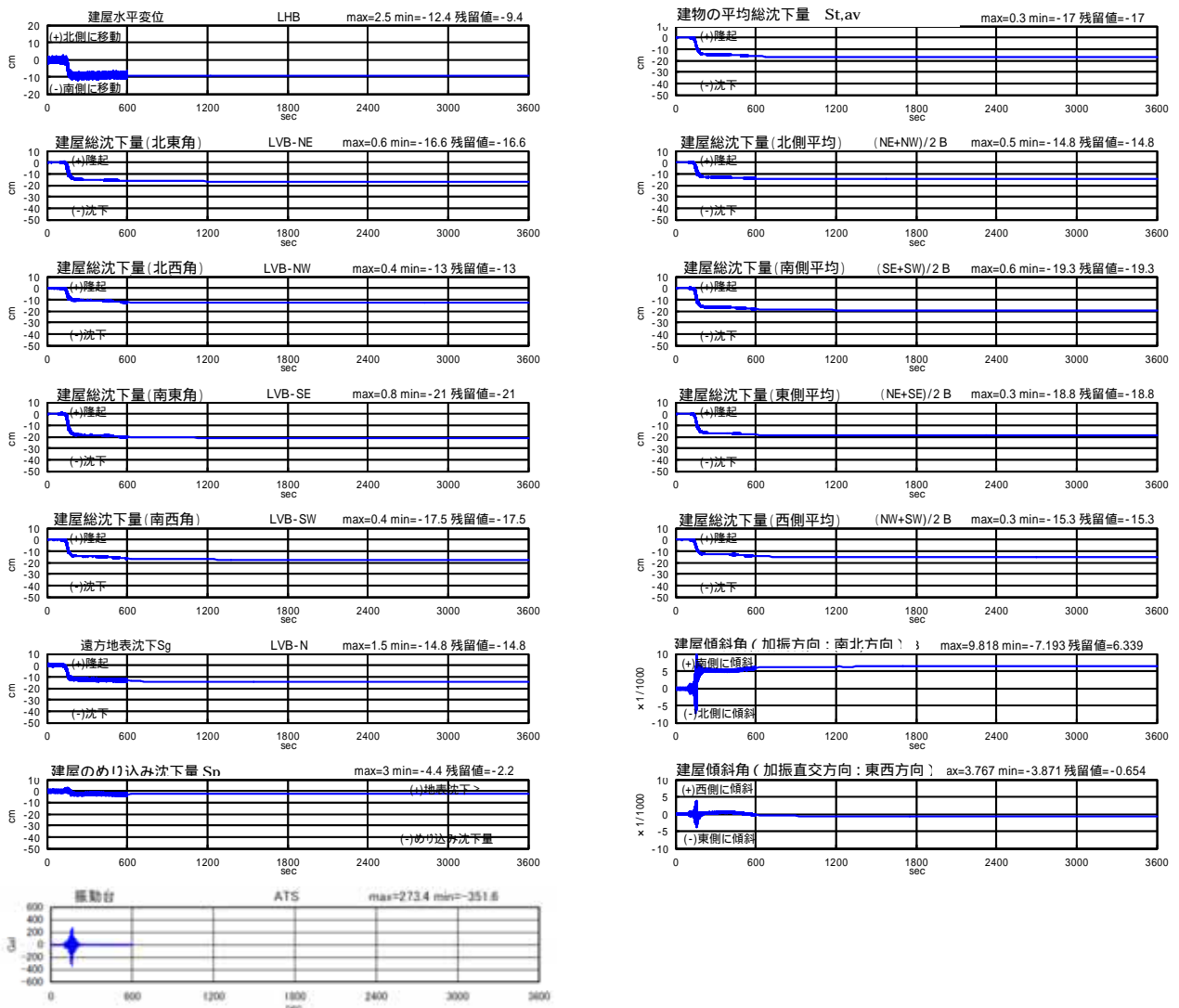


図 4.4.36 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (3600s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

地盤変位

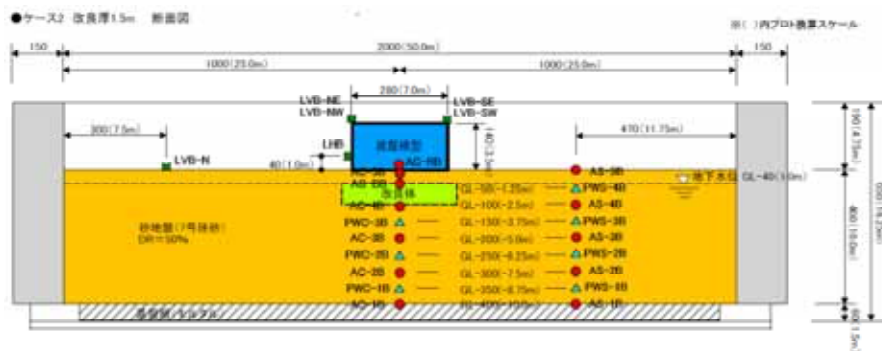
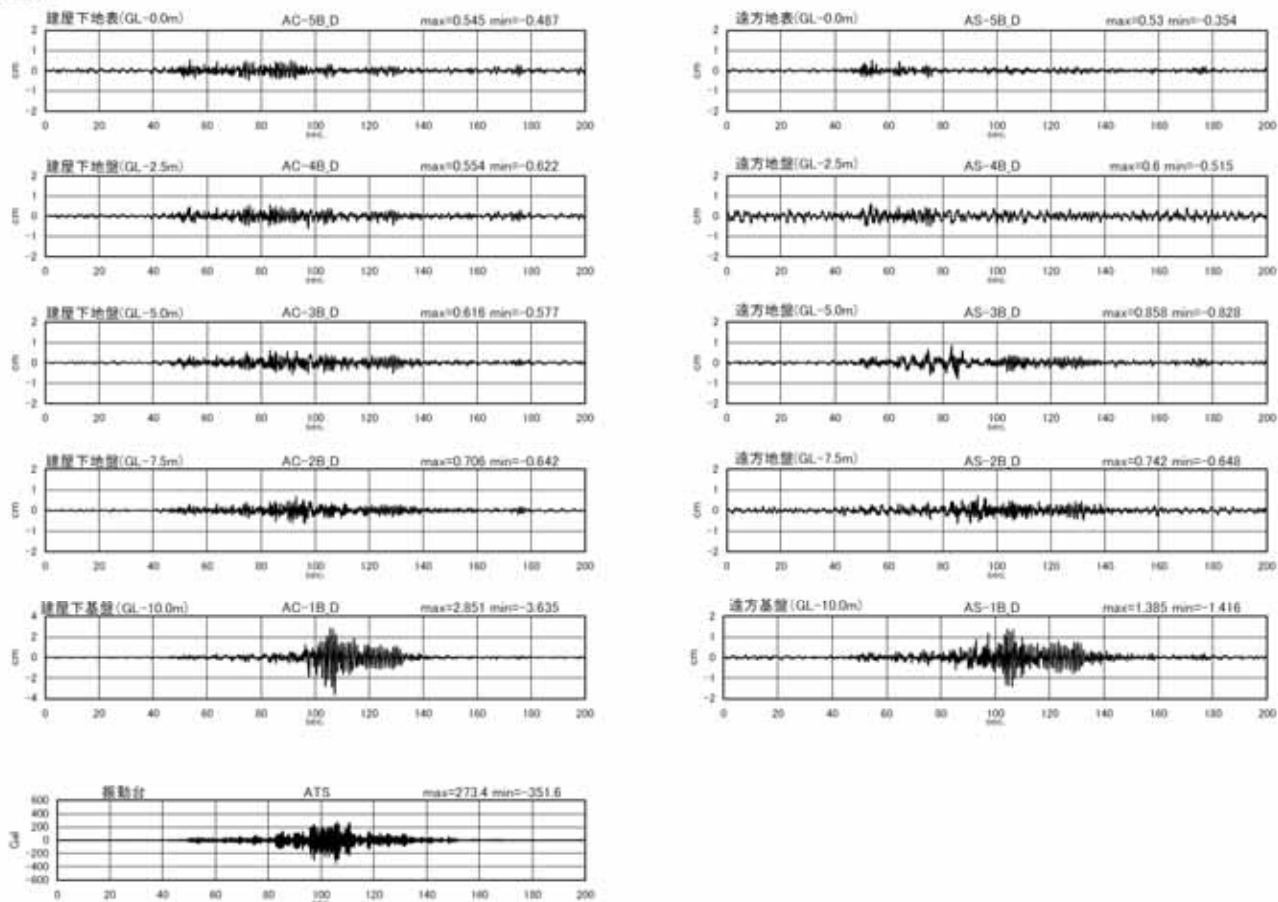


図 4.4.37 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

地盤せん断ひずみ

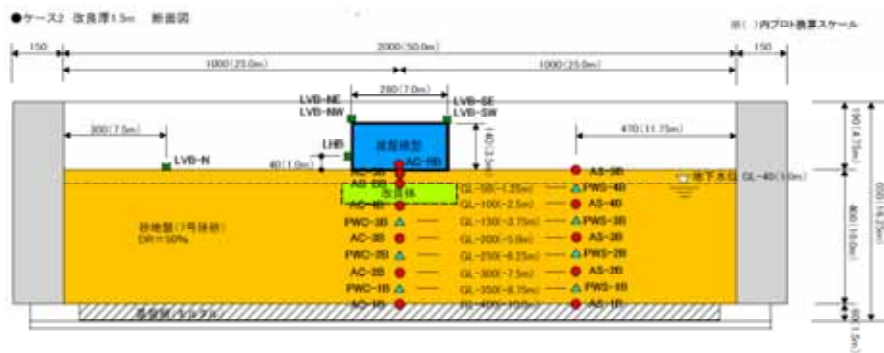
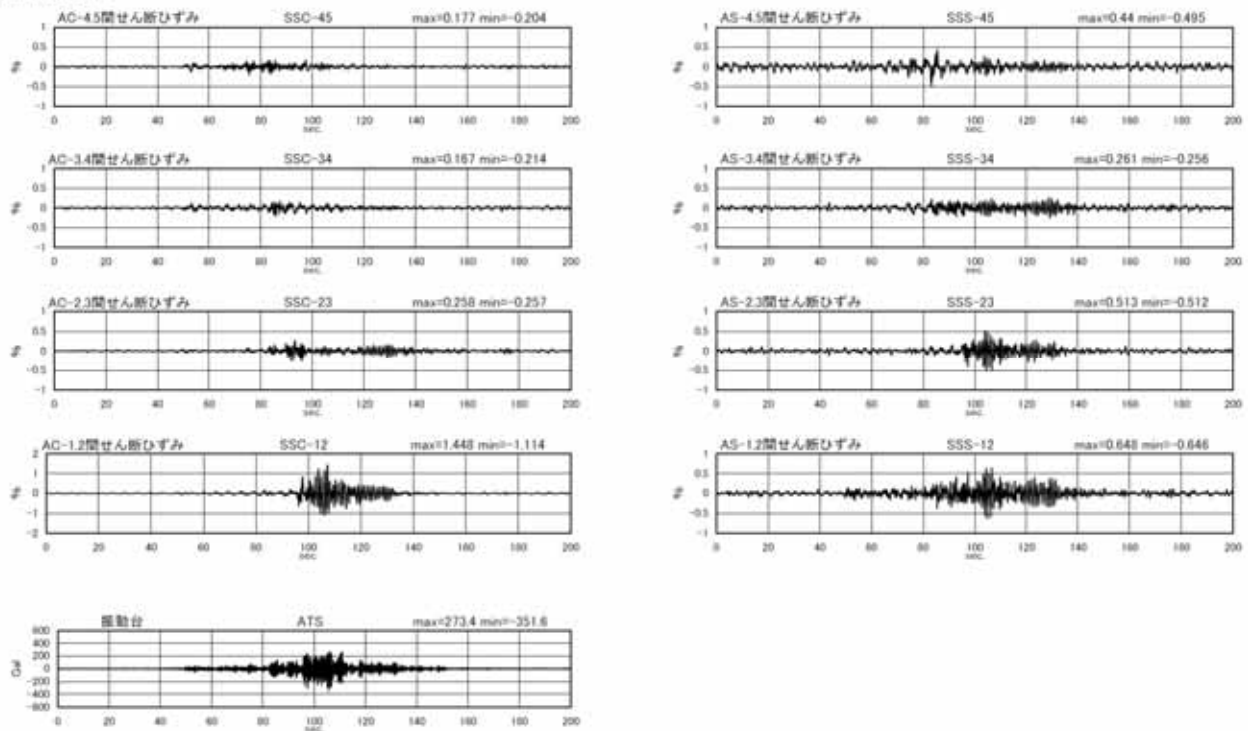


図 4.4.38 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 2 改良厚 1.5m、加振 2 回目〕

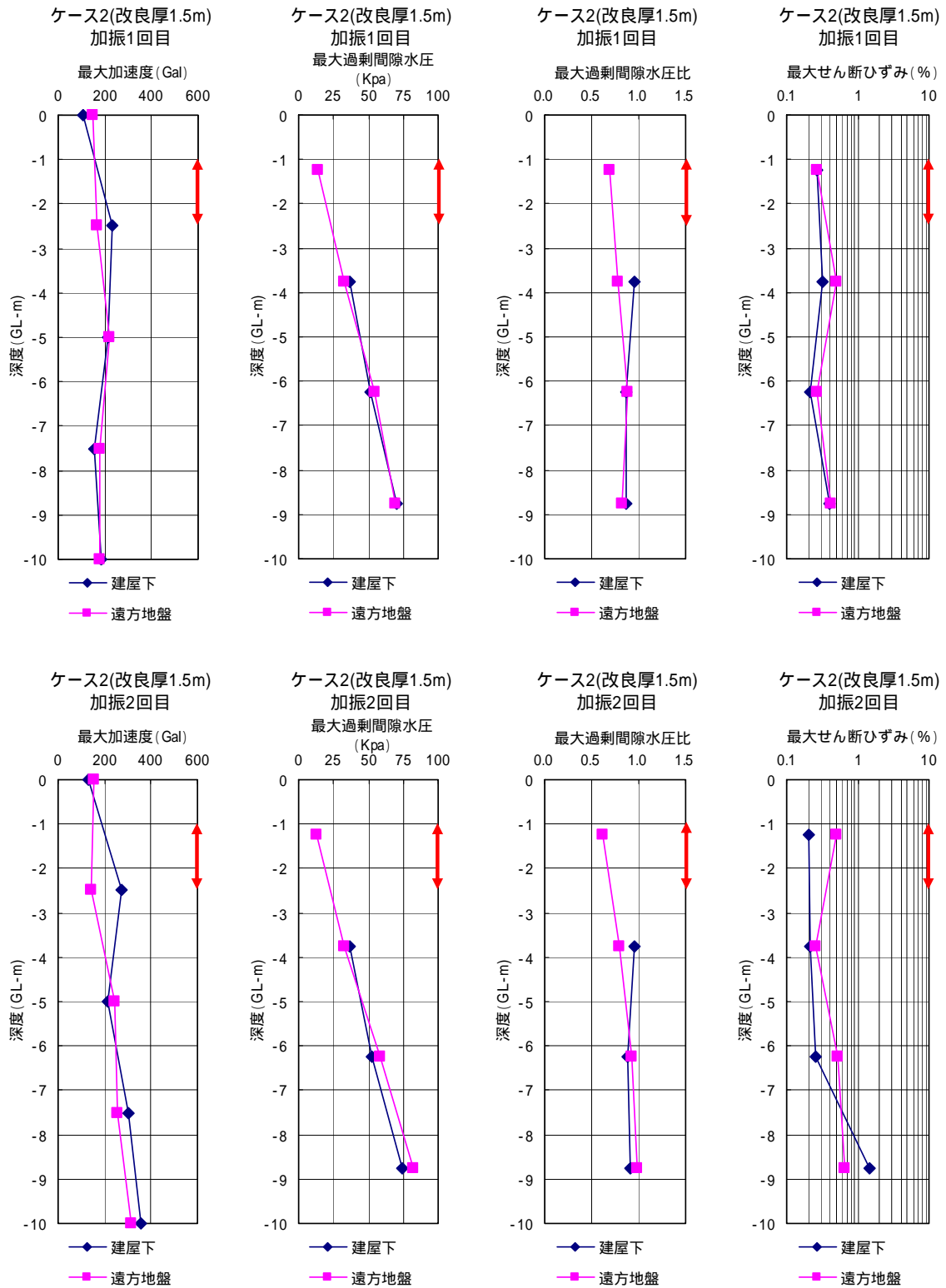


図 4.4.39 最大値震度分布〔ケース 2 改良厚 1.5m〕

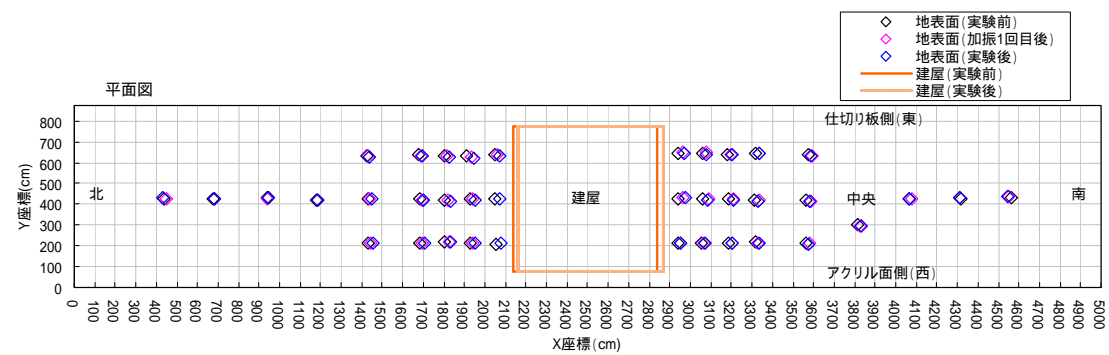
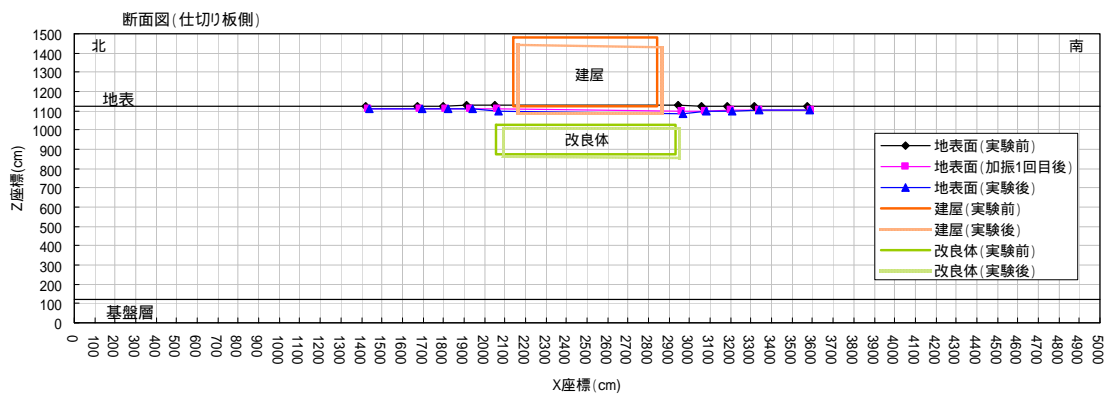
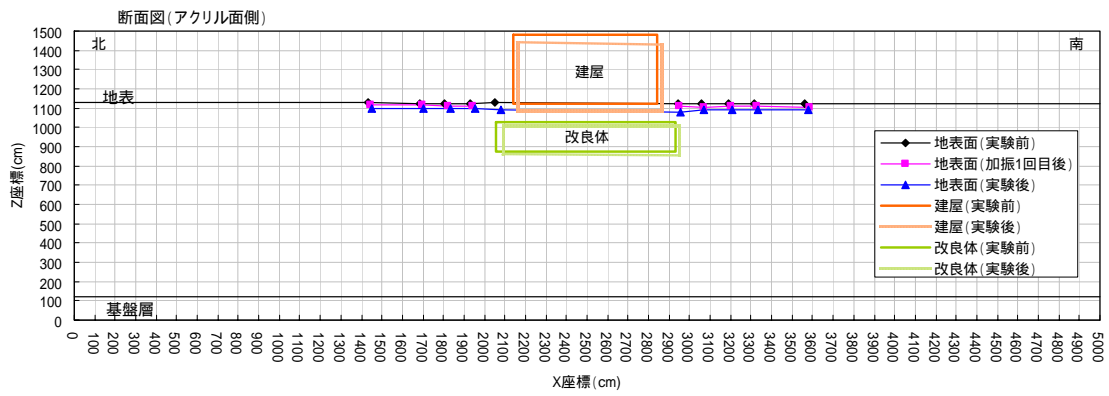
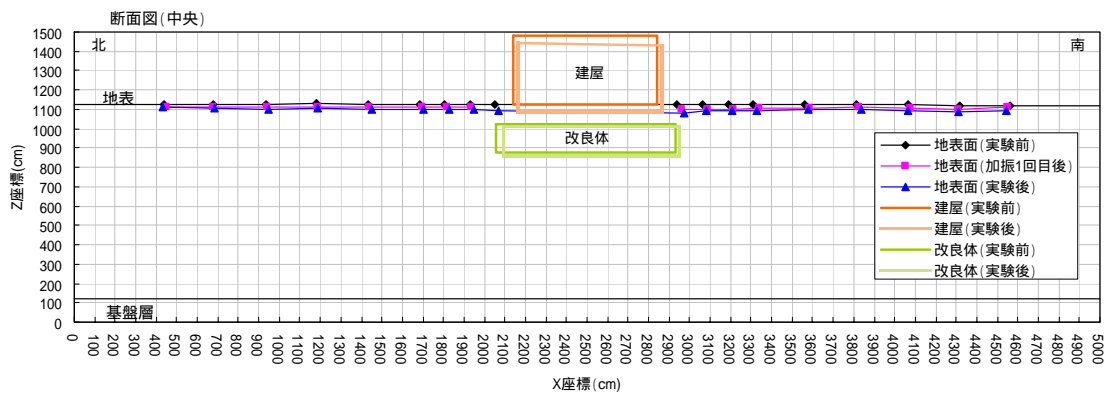


図 4.4-40 残留変形図〔ケース 2 改良厚 1.5m〕

4.4.3 ケース3 (改良厚 3.0m)

(1) 1 回目の加振実験 (地震動 1 : 最大加速度 150Gal) の時刻歴

加速度

図 4.4.41 は応答加速度の時刻歴を示している。建物 (建屋) 下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-5.0m (AC-3A) と GL-7.5m (AC-2A) の応答加速度は基盤 GL-10.0m (AC-1A) のそれに比べて加速度は増幅しており、加振中の加速度は概ね伝達されている。一方、GL-2.5m (AC-4A)、GL-0.0m (AC-5A) および建物 (AC-RA) では基盤でのピーク時の加速度が伝達されておらず、これらの深度では概ねケース 1 と同様である。遠方地盤 (建物が無い場合の地盤に相当すると考える) の応答加速度も、各深度で概ねケース 1 と同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図 4.4.42、図 4.4.44 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.43、図 4.4.45 は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図 4.4.42 と図 4.4.43 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、入力加速度 (ATS) の増加とともに、大きくなる傾向を示している。過剰間隙水圧比は加速度がピークに達する前に、概ね 1.0 程度となり、GL-6.25m (PWC-2A) では低下した後再び 1.0 程度まで増加している。過剰間隙水圧比が到達する時間は浅部ほど早くなる傾向が認められる。なお、過剰間隙水圧比がピークに達した後、減少したのは地下水の地表面への噴出等による影響と考えられる。また、遠方地盤についても浅部ほど過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時刻が早くなる傾向を示している。一方、図 4.4.44、図 4.4.45 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 2400 秒付近まで残留しており、加振終了後も地盤はしばらくの間液状化状態にあったと推定される。特に、改良体の直下である GL-6.25m (PWC-2A) では 800 秒付近まで過剰間隙水圧比 0.5 以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。過剰間隙水圧の消散時間はケース 1 に比べて長くなっているものの、遠方地盤との顕著な差異が認められないことから、改良体による影響はないと考えられる。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.46、図 4.4.47 は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量 (建物が無い場合の地盤の総沈下量) および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴ってやや発生しているものの、最大で 6.6cm、残留時で 3.1cm である。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量 (LVA-NE と LVA-NW の平均) が 8.2cm に対して、南側の残留総沈下量 (LVA-SE と LVA-SW の平均) は 11.5cm となっている。したがって、建物総沈下量はケース 1 のその 1/3 ~ 1/4 程度に抑制される結果となっている。一方、遠方地盤では加振直後に隆起した後沈下する結果となっており、最終的な建物のめり込み沈下量は 11.5cm となっている。建物のめり込み残留沈下量

はケース 1 の 1/3 程度となっており、厚さ 3m 浅層盤状改良することで大幅に建物のめり込み沈下量が改善されたと言える。なお、ケース 2 に比べて建物のめり込み沈下量は大きくなっている。

建物の傾斜角は、加振方向(南北方向)については加振直後に振動しながら徐々に増加し、最終的に残留傾斜角は 4.8/1000 となっている。一方、加振直交方向(東西方向)の建物の傾斜角は加振直後に増加し、最終的な東西方向の建物の残留傾斜角は 1.1/1000 程度となっている。

図 4.4.47 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみられる加振後の継続的な沈下は認められない。これらのことから、厚さ 3m 浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.44 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。

地盤変位(水平変位)

図 4.4.48 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、GL-7.5m(AC-2A_D)および GL-5.0m(AC-3A_D)では加速度のピーク後に比較的大きな地盤変位を生じているが、改良体部分や建物の変位振幅はほとんど発生しておらず、液状化による影響が認められる。

せん断ひずみ

図 4.4.49 に図 4.4.48 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図から、改良体の下部境界部分を含む GL-2.5m ~ GL-5.0m の間のせん断ひずみ(SSC-23)は小さくなっている。一方、その上部地盤(SSC-34)およびその下部地盤(SSC-12)のせん断ひずみはそれに比べて大きくなっている。これらのことから、改良体直下の地盤において液状化が発生し、地盤のせん断剛性の低下しているものと推察される。せん断ひずみの最大値は GL-10.0m ~ GL-7.5m 間(SSC-12)で 0.525%となっている。

(2) 2 回目の加振実験(地震動 2 : 最大加速度 350Gal)の時刻歴

加速度

図 4.4.50 は応答加速度の時刻歴を示している。建物(建屋)下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m(AC-2A)の応答加速度は基盤 GL-10.0m(AC-1A)のそれに比べてやや増幅しており、基盤の加速度が概ね伝達されている。しかし、GL-5.0m(AC-3A)、GL-2.5m(AC-4A)、GL-0.0m(AC-5A)および建物(AC-RA)では地表面に近づくほど伝達される加速度は減少している。また、各深度の伝達される加速度の割合は 1 回目の加振時に比べて小さくなっており、液状化の発生する時期が早く、液状化の程度が顕著であったと推察される。遠方地盤(建物がない場合の地盤に相当すると考える)の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図 4.4.51、図 4.4.53 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.52、図 4.4.54 は過剰間隙水圧

比の時刻歴を示している。図 4.4.51 と図 4.4.52 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、振動台からの入力加速度（ATS）の増加とともに、大きくなっている。また、地盤の浅い位置ほど過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時期がやや早くなっており、1 回目の加振時と同様な結果となっている。特に、GL-1.25m（PWC-4A）は加振直後に大きく増加している。遠方地盤においても同様な傾向を示していることから、この傾向は改良体による影響ではないと判断される。なお、GL-6.25m（PWC-2A）において過剰間隙水圧が上下に変動する部分が見られるが、これは地表面に地下水が噴出したため、一時的に過剰間隙水圧が低下したものと推察される。一方、図 4.4.53、図 4.4.54 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 2400 秒後まで残留している。特に、改良体直下の GL-6.25m（PWC-2A）では 900 秒付近まで過剰間隙水圧比 0.5 以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。GL-6.25m（PWC-2A）の過剰間隙水圧は、ケース 1 に比べて消散時間が長くなっているものの、遠方地盤の過剰間隙水圧の消散も概ね同様な結果となっていることから、改良体の有無による影響はないと考えられる。なお、2 回目の加振時の過剰間隙水圧の消散に要する時間は概ね 1 回目の加振時と同様である。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.55、図 4.4.56 は建物の水平変位、建屋や地表面の沈下総沈下量、遠方地盤の総沈下量（建物がない場合の地盤の総沈下量）および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、建物の平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴って生じており、最大で 8.3cm、残留時で 5.8cm となっている。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量（LVA-NE と LVA-NW の平均）が 19.2cm に対して、南側の残留総沈下量（LVA-SNE と LVA-SW の平均）は 19.9cm となっている。これらの沈下量はいずれも、1 回目の加振時の沈下量の 1.5～2 倍程度となっている。一方、遠方地盤では加振直後にやや増加し、その後ほとんど沈下していないことから、最終的な建物のめり込み沈下量は 22.8cm となっている。建物のめり込み沈下量は 1 回目の加振時に比べて 2 倍程度となっている。また、ケース 1 に比べて建物のめり込み沈下量はやや大きくなっている。

建物の傾斜角は、加振方向（南北方向）については加振中に大きく変動しており、最終的な傾斜角は 0.87/1000 となっている。一方、加振直交方向（東西方向）の建物の傾斜角は加振とともに漸増し、最終的な傾斜角は 1.03/1000 となっている。建物の最大傾斜角は 1 回目の加振実験に比べて小さくなっている。

図 4.4.56 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみられる加振後の継続的な沈下増分は見られない。これらのことから、浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.54 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.57 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、GL-7.5m (AC-2A_D) および GL-5.0m (AC-3A_D) では加速度のピーク後に比較的大きな地盤変位を生じているが、改良体部分や建物の変位振幅はほとんど発生しておらず、液状化による影響が認められる。

せん断ひずみ

図 4.4.58 に図 4.4.57 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図から、GL-2.5m ~ GL-5.0m (SSC-34) および GL-7.5m ~ GL-10.0m (SSC-12) のせん断ひずみは大きくなっているが、改良体の下部境界部分を含む GL-5.0m ~ GL-7.5m の間 (SSC-23) のせん断ひずみは小さくなっている。これらのことから、改良体直下の地盤において液状化が発生し、地盤のせん断剛性の低下しているものと推察される。せん断ひずみの最大値は GL-10.0m ~ GL-7.5m 間 (SSC-12) で最大 1.256% となっている。

(3) 分布

最大加速度分布、最大過剰間隙水圧（比）分布、最大せん断ひずみ分布

図 4.4.59 は 1 回目および 2 回目の加振時における最大加速度、最大過剰間隙水圧、最大過剰間隙水圧比および最大せん断ひずみの深度方向の分布図を示している。

これらの結果から、1 回目の加振時の最大加速度は深度によらず概ね一様であるのに対して、2 回目の加振時のそれは地表面ほど小さくなっており、地盤の液状化によって加速度が伝達されにくくなっていることが分かる。

最大過剰間隙水圧は 1 回目、2 回目とも深くなるほど線形的に大きくなっており、最大過剰間隙水圧比は 0.6 ~ 1.0 で分布している。したがって、地盤はいずれの実験においても基盤から地表面まで液状化したと推察される。

1 回目の加振時における最大せん断ひずみは深度方向にやや大きくなる傾向を示している。一方、2 回目の加振時における最大せん断ひずみは、建物直下および遠方地盤とも明らかに深度方向に大きくなる傾向を示す。

残留変形

図 4.4.60 に 2 回目加振終了後に計測した建物の総沈下量と、1 回目、2 回目の実験終了後に計測した地表面の総沈下の分布を示す。建物はいずれの断面とも、南側にやや移動し、沈下している。建物の総沈下量は周辺地盤の総沈下量とほぼ同様であり、めり込み沈下はほとんど生じていない。なお、改良体の総沈下量は建物の総沈下量に比べてやや大きくなっている。

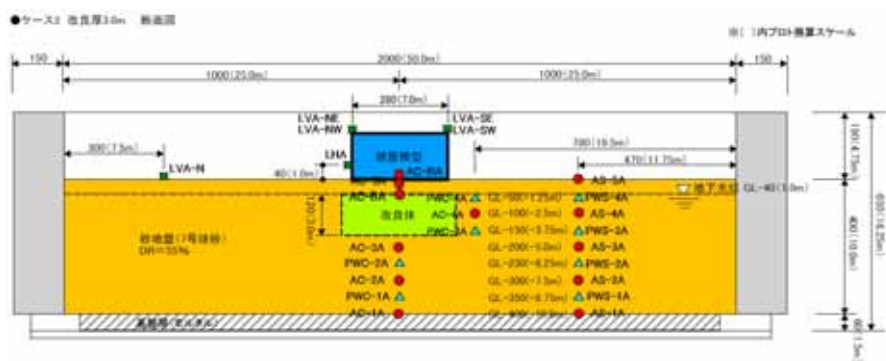
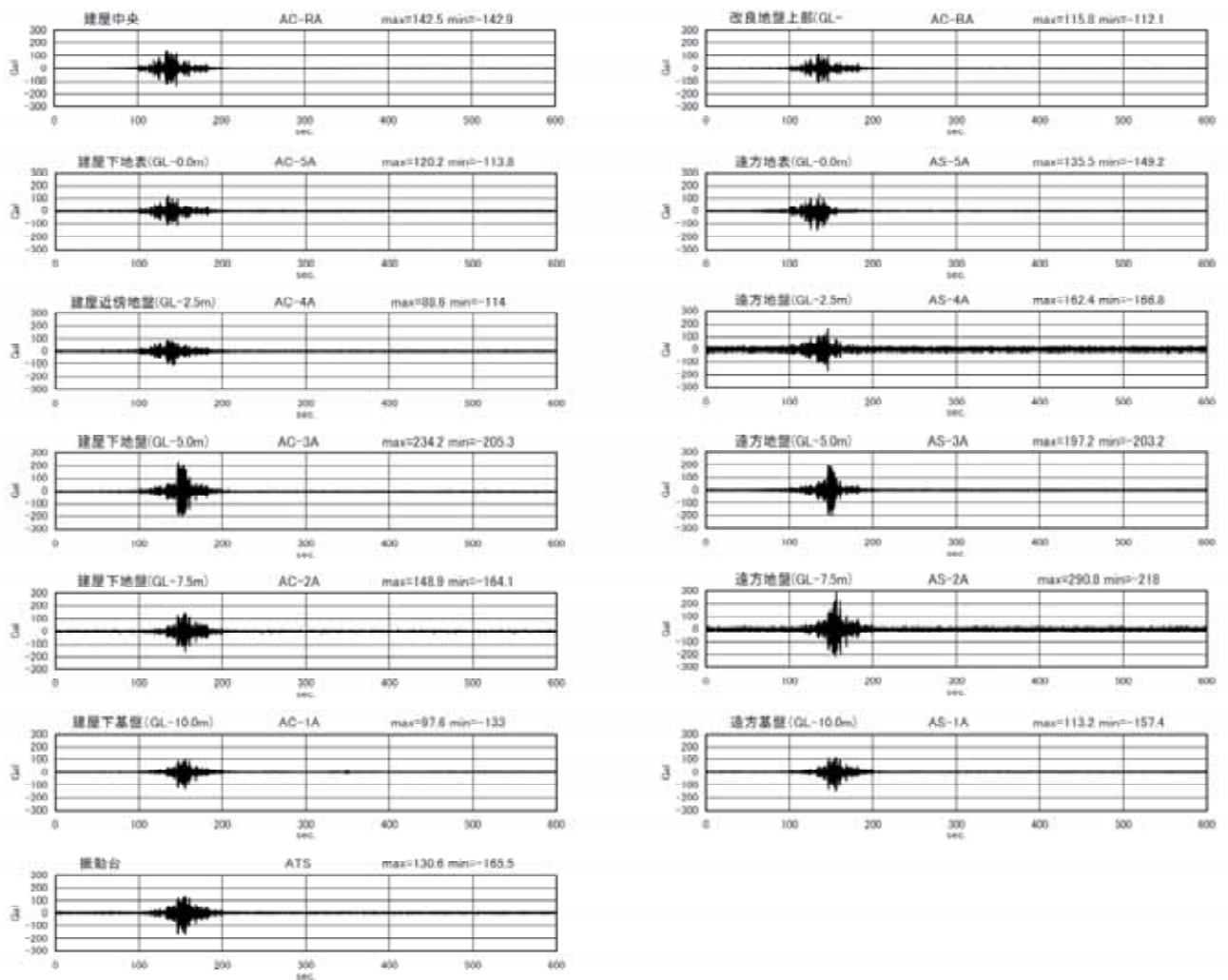


図 4.4.41 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

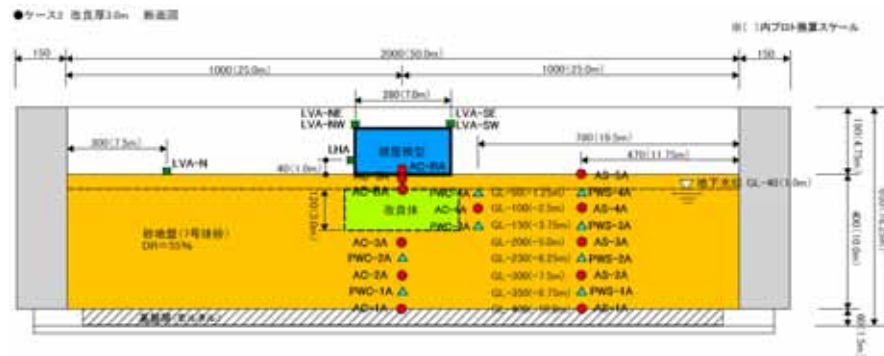
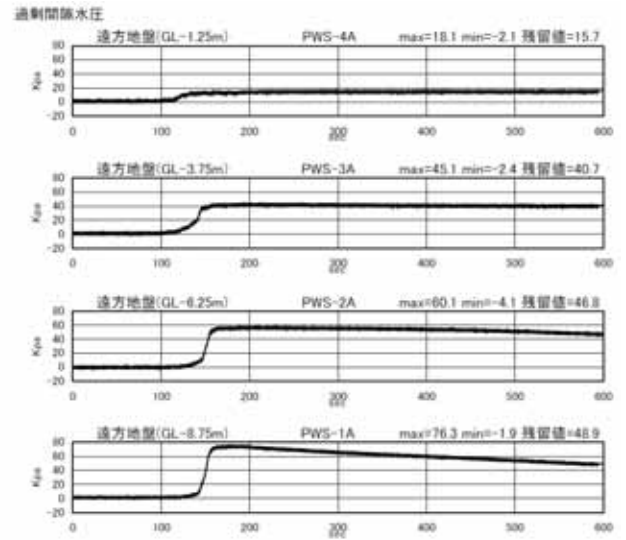
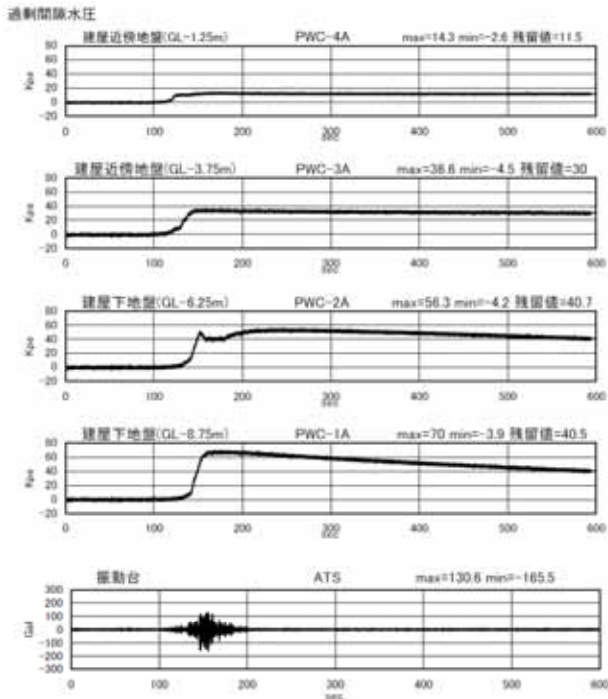


図 4.4.42 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

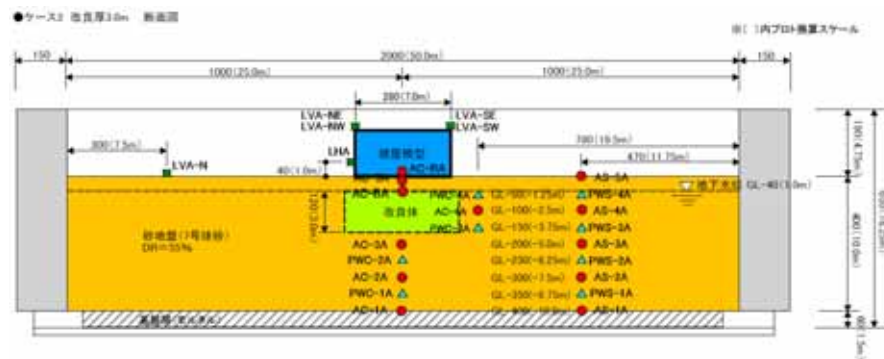
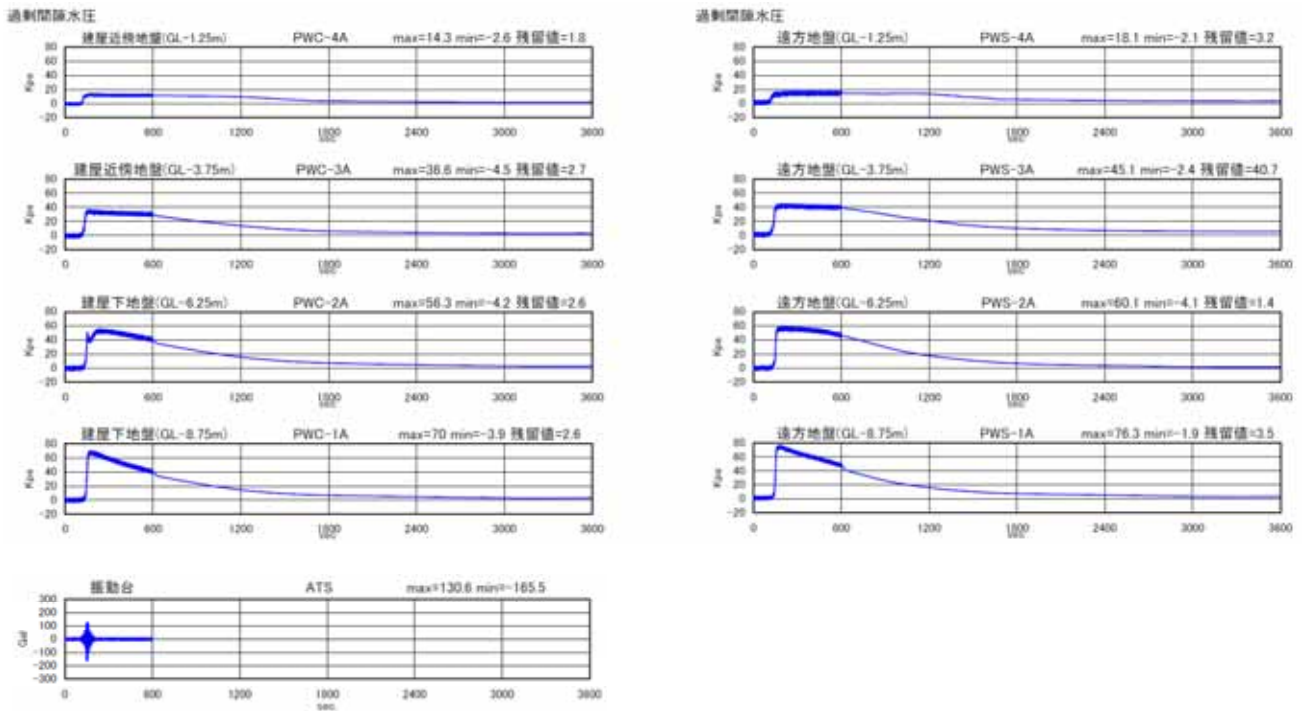


図 4.4.44 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

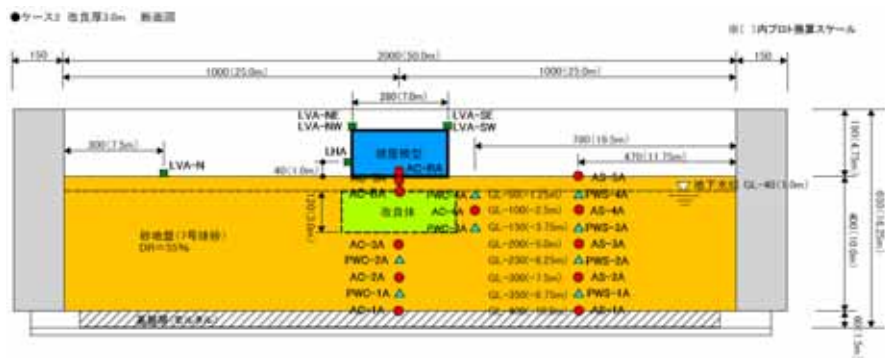
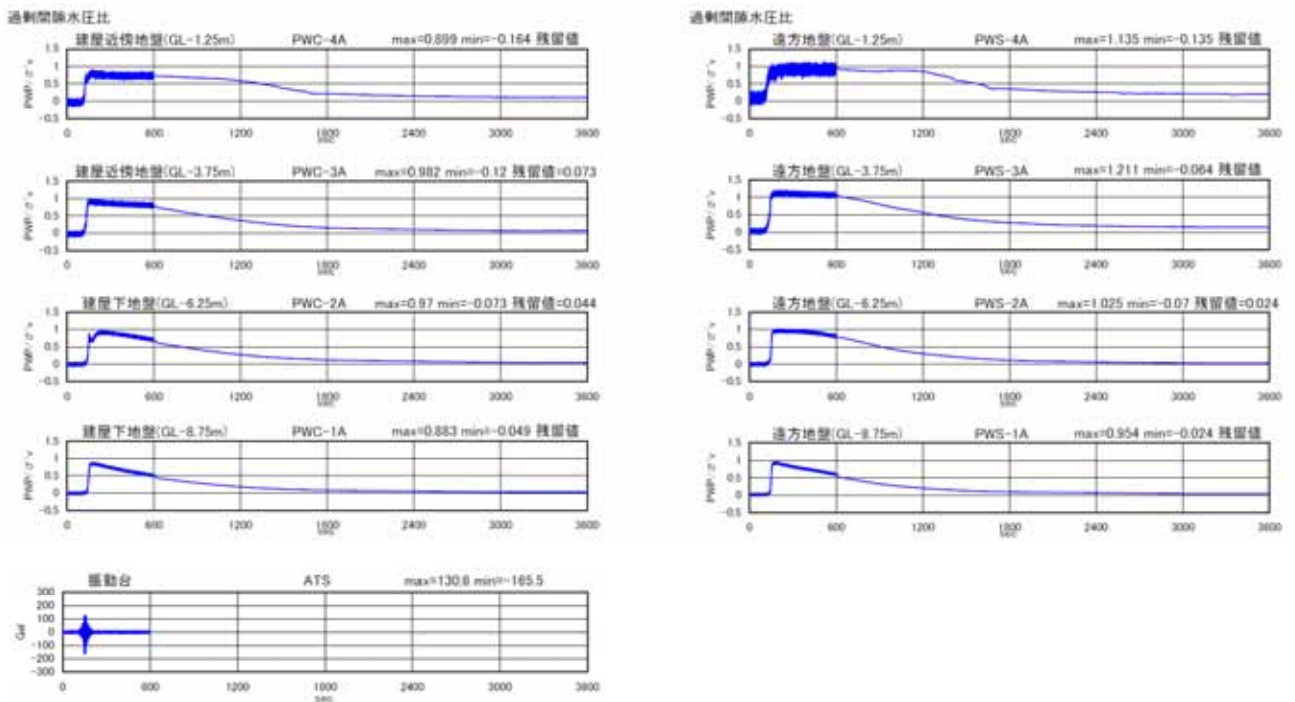


図 4.4.45 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

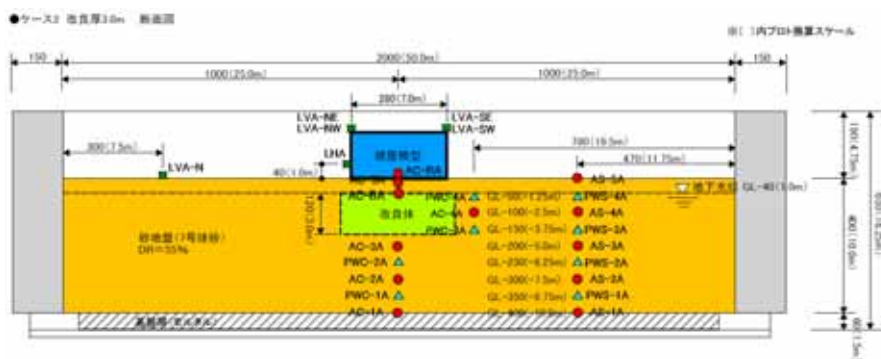
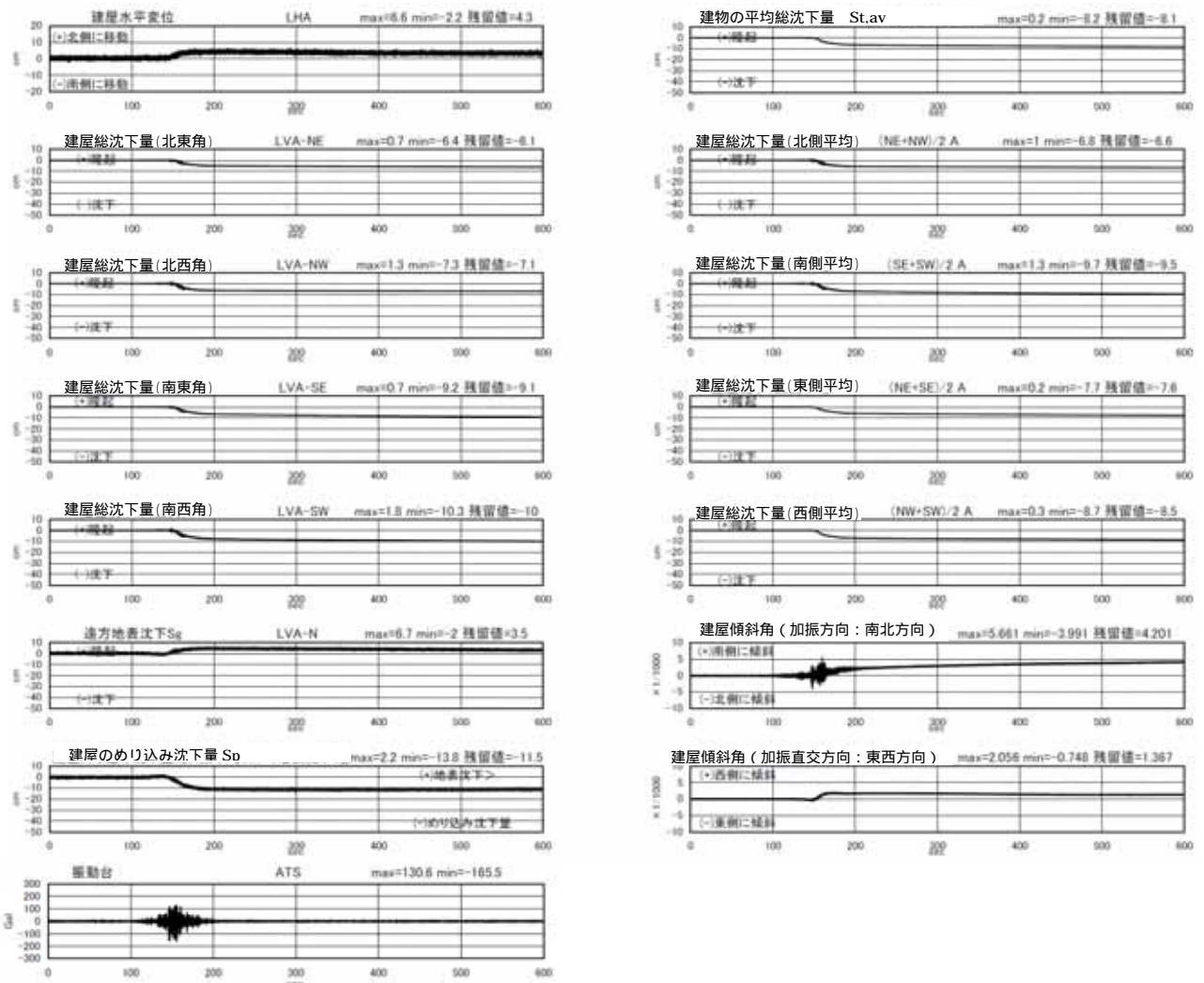


図 4.4.46 変位(沈下) 建屋傾斜角(600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

地盤変位

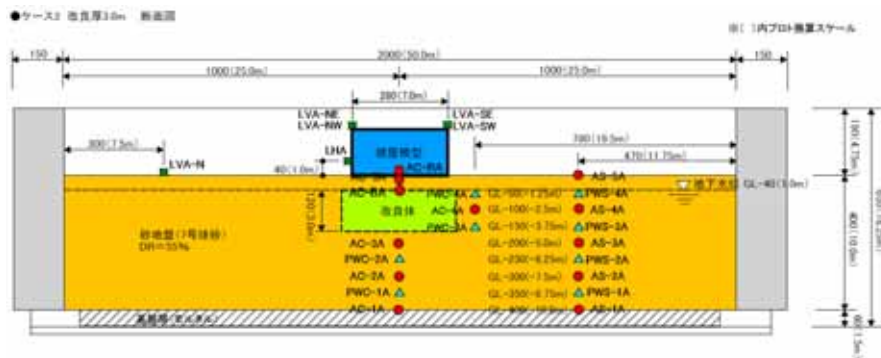
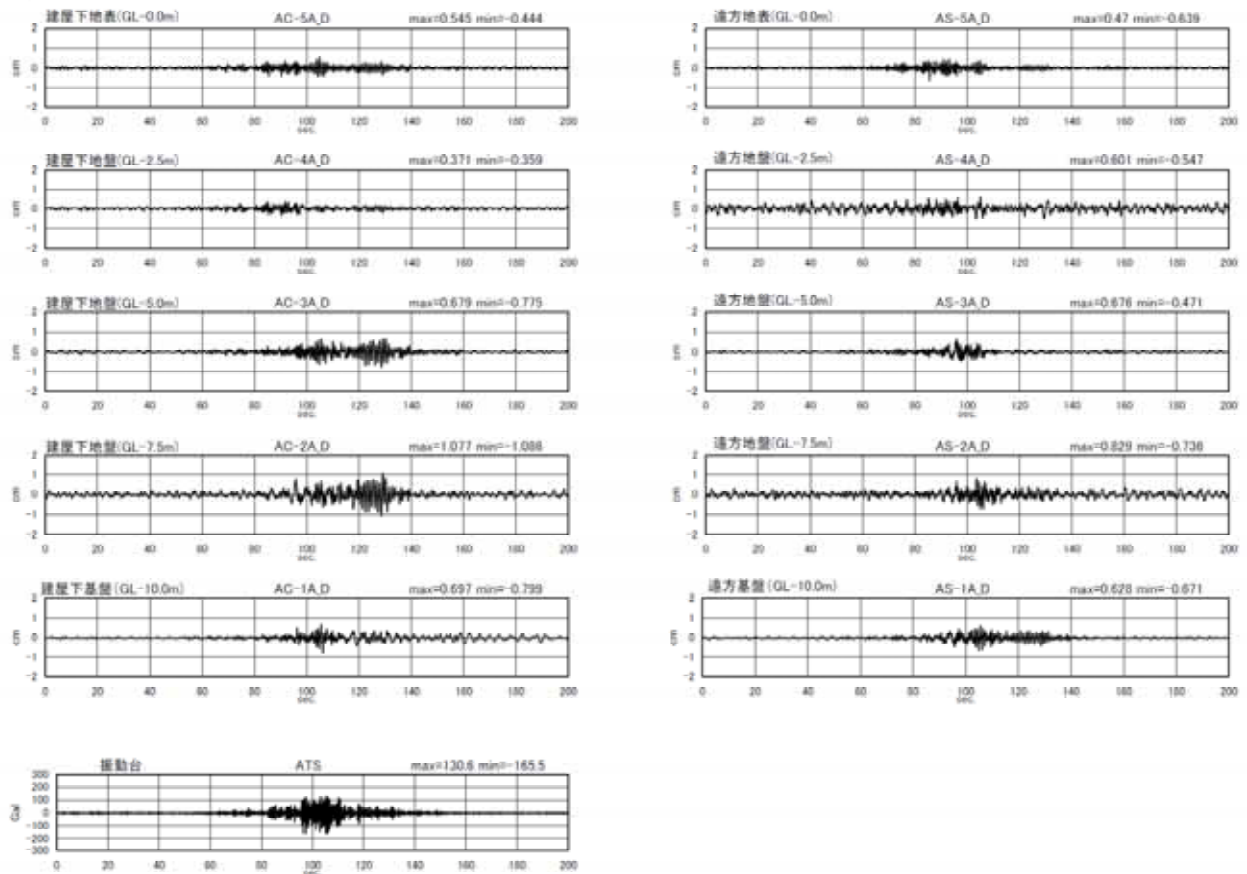


図 4.4.48 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

地盤せん断ひずみ

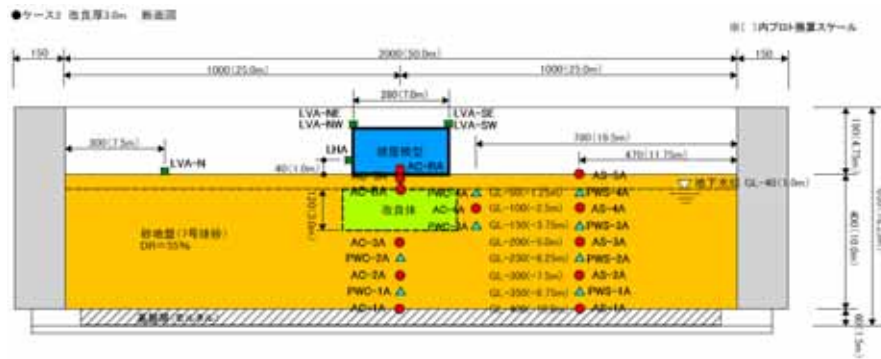
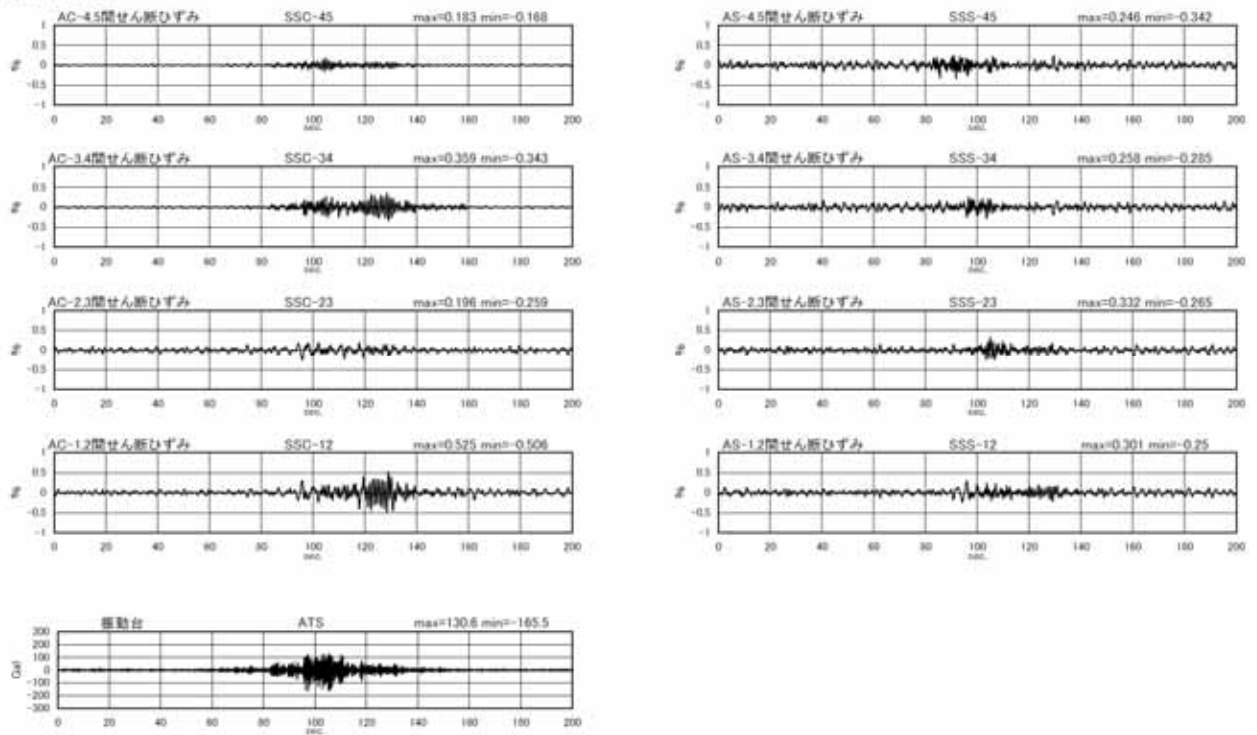


図 4.4.49 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 1 回目〕

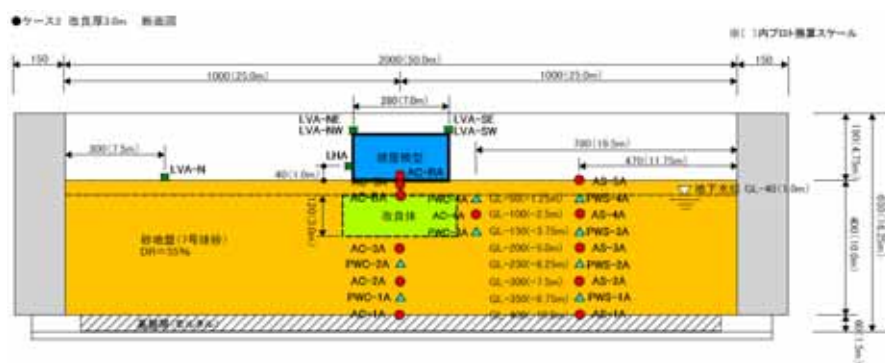
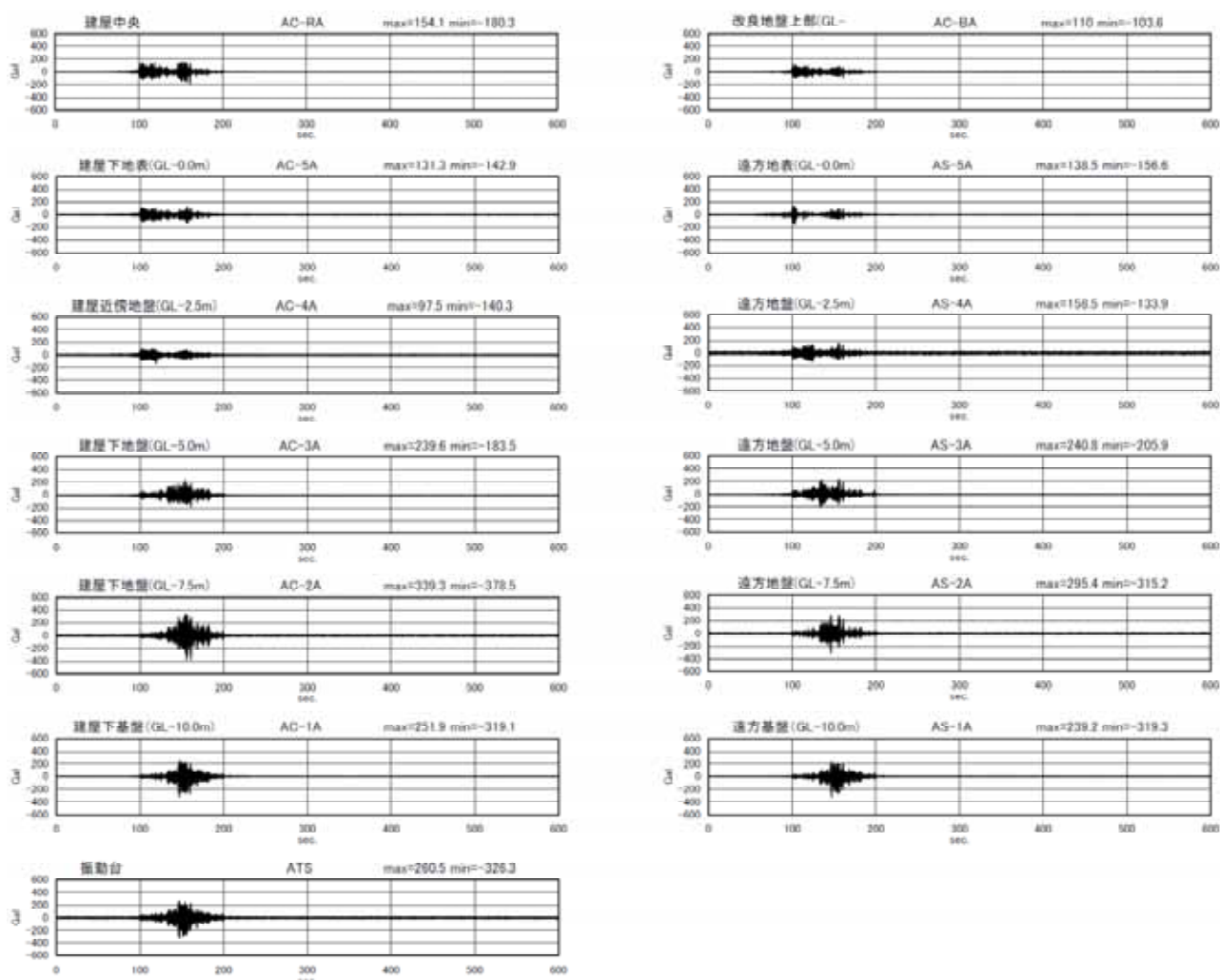


図 4.4.50 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

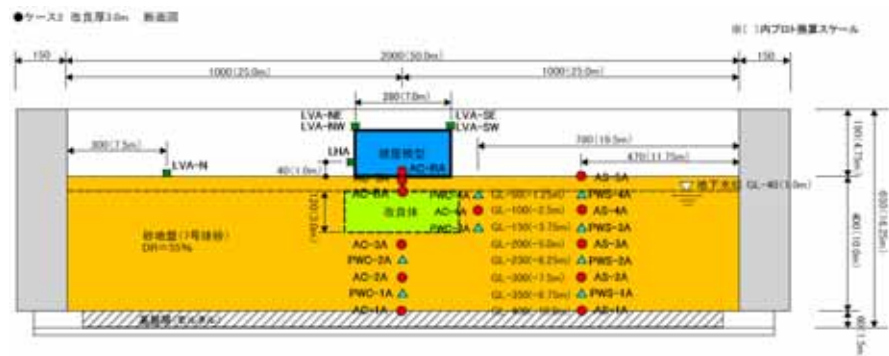
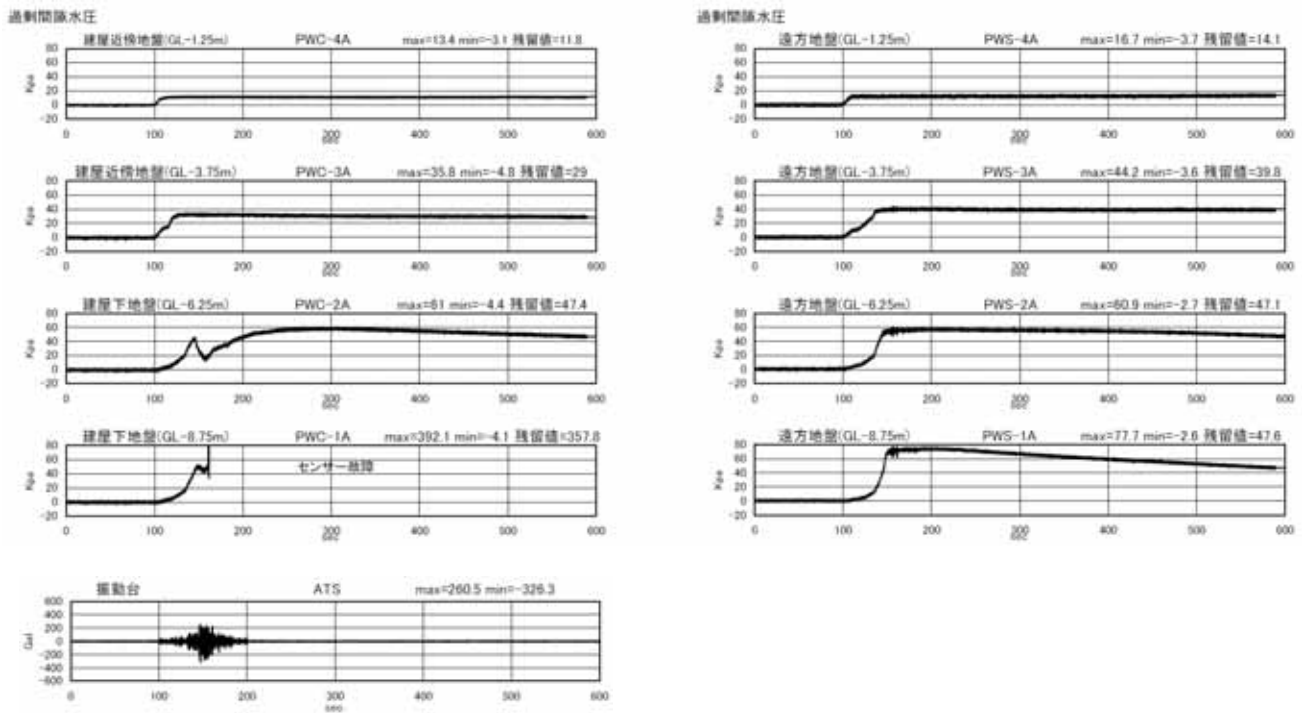


図 4.4.51 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

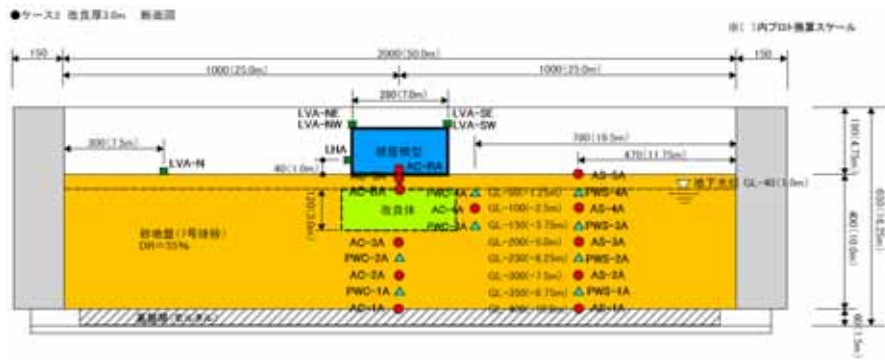
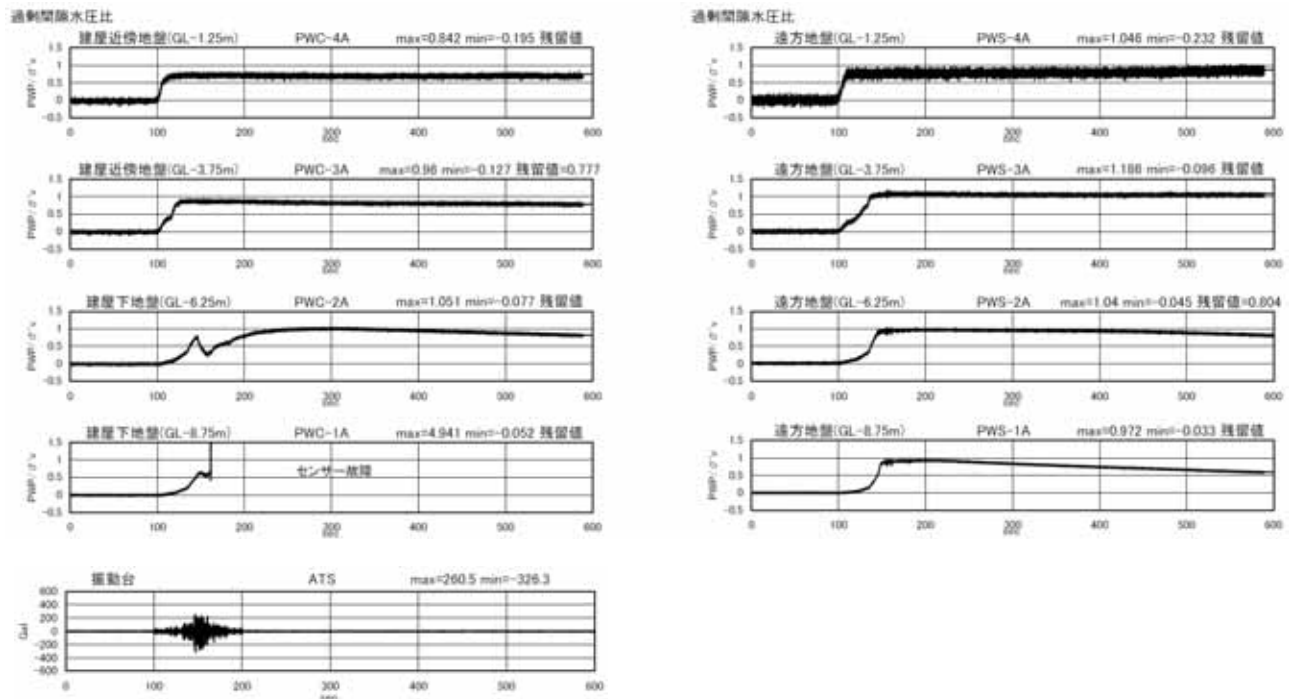


図 4.4.52 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

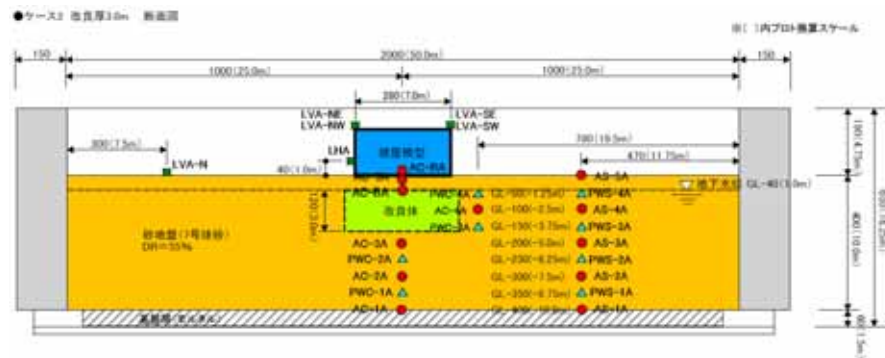
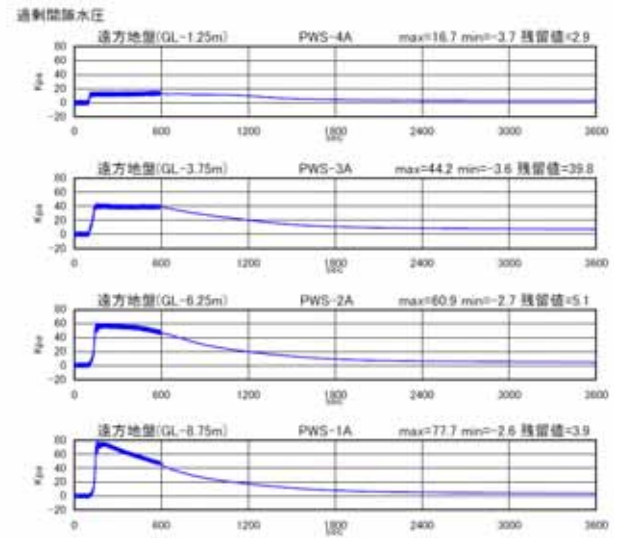
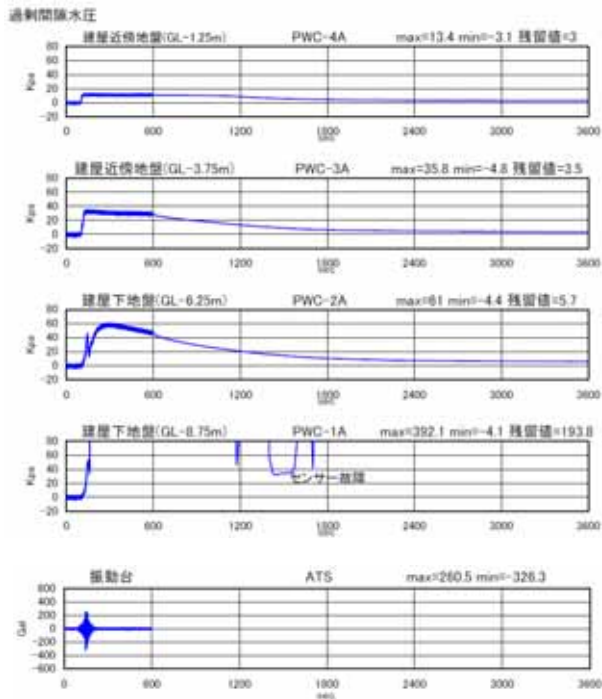


図 4.4.53 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

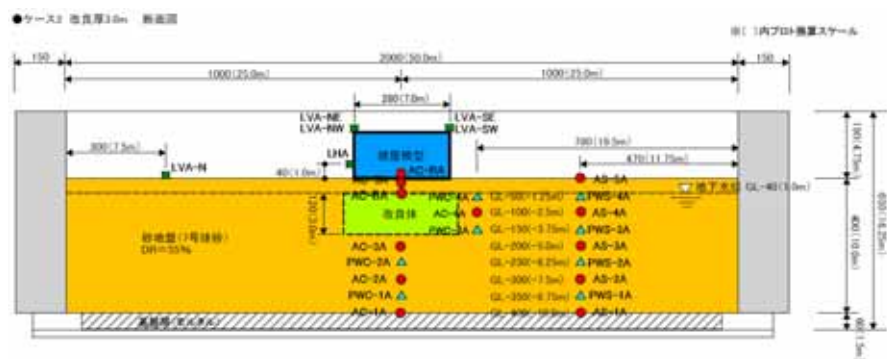
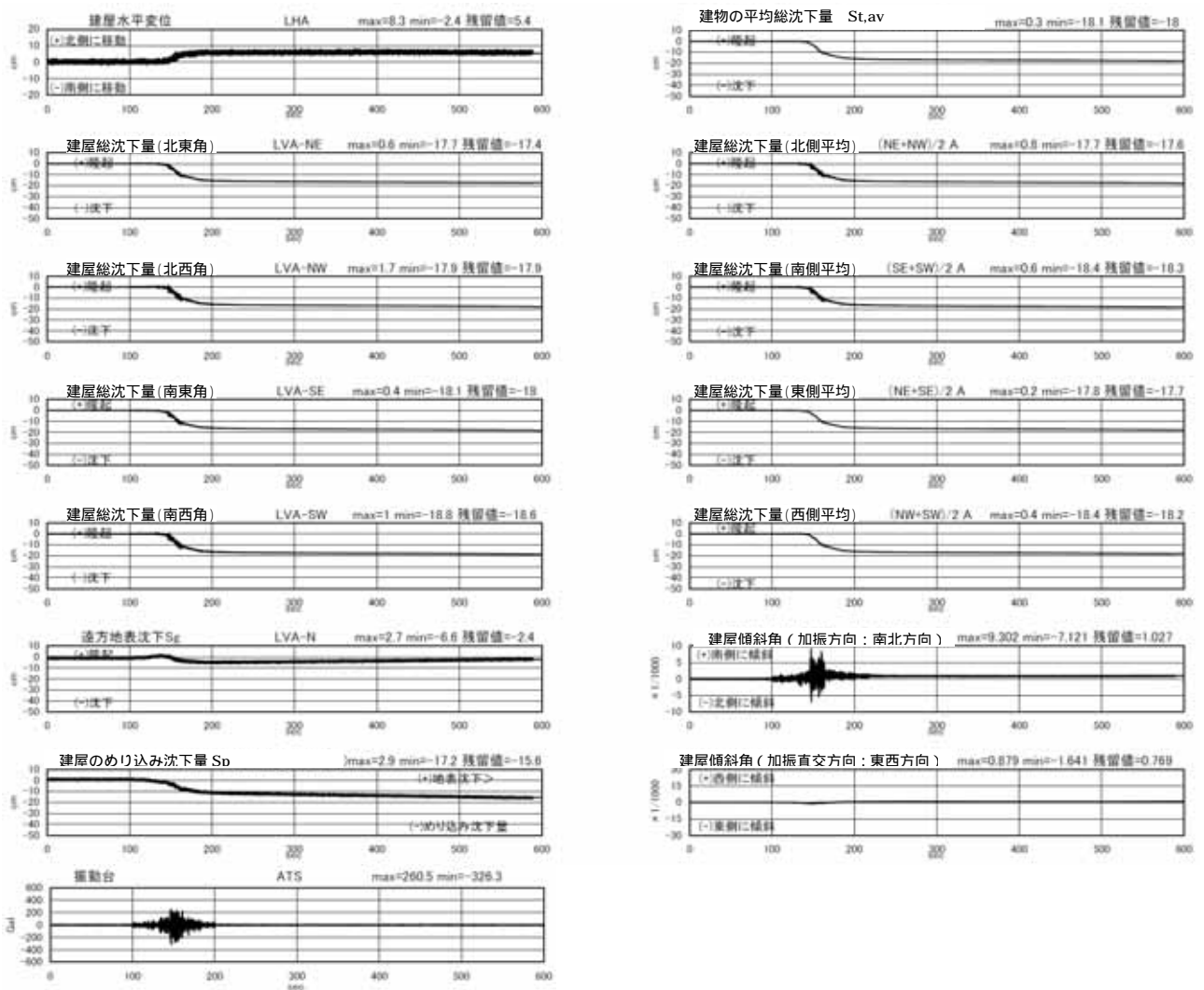


図 4.4.55 変位(沈下) 建屋傾斜角(600s まで)
〔ケース3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

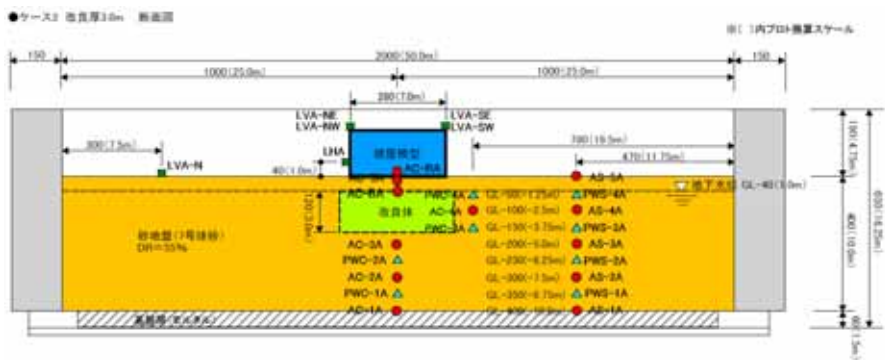
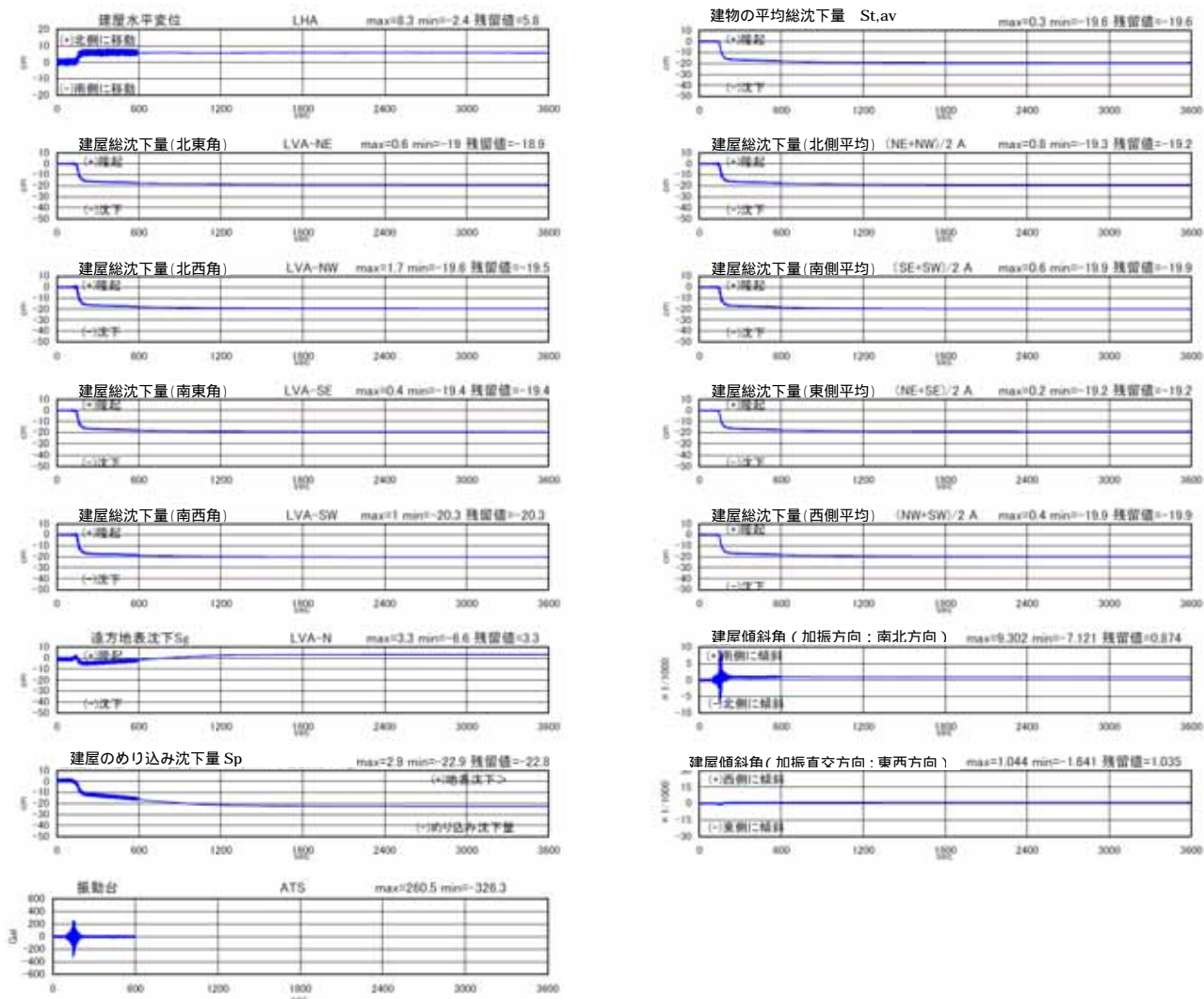


図 4.4.56 変位 (沈下) 建屋傾斜角 (3600s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

地盤変位

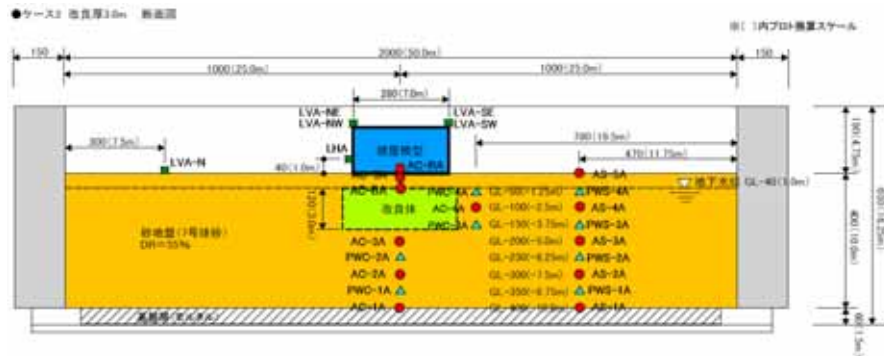
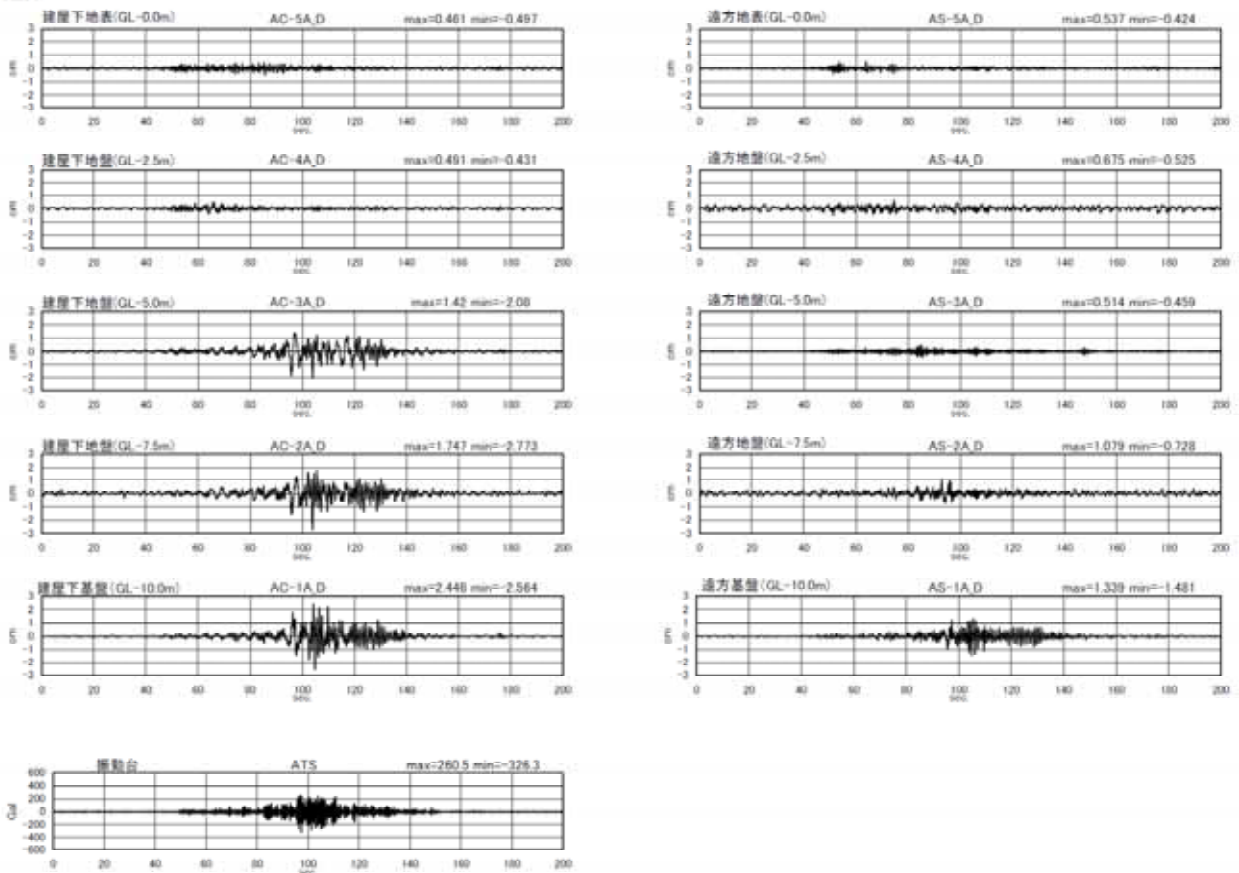


図 4.4.57 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

地盤せん断ひずみ

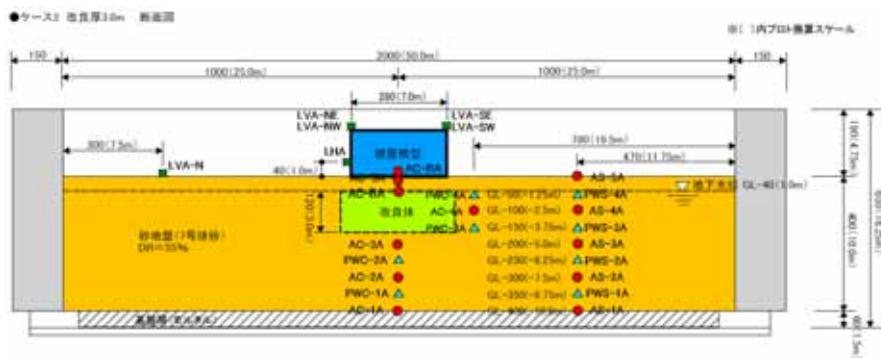
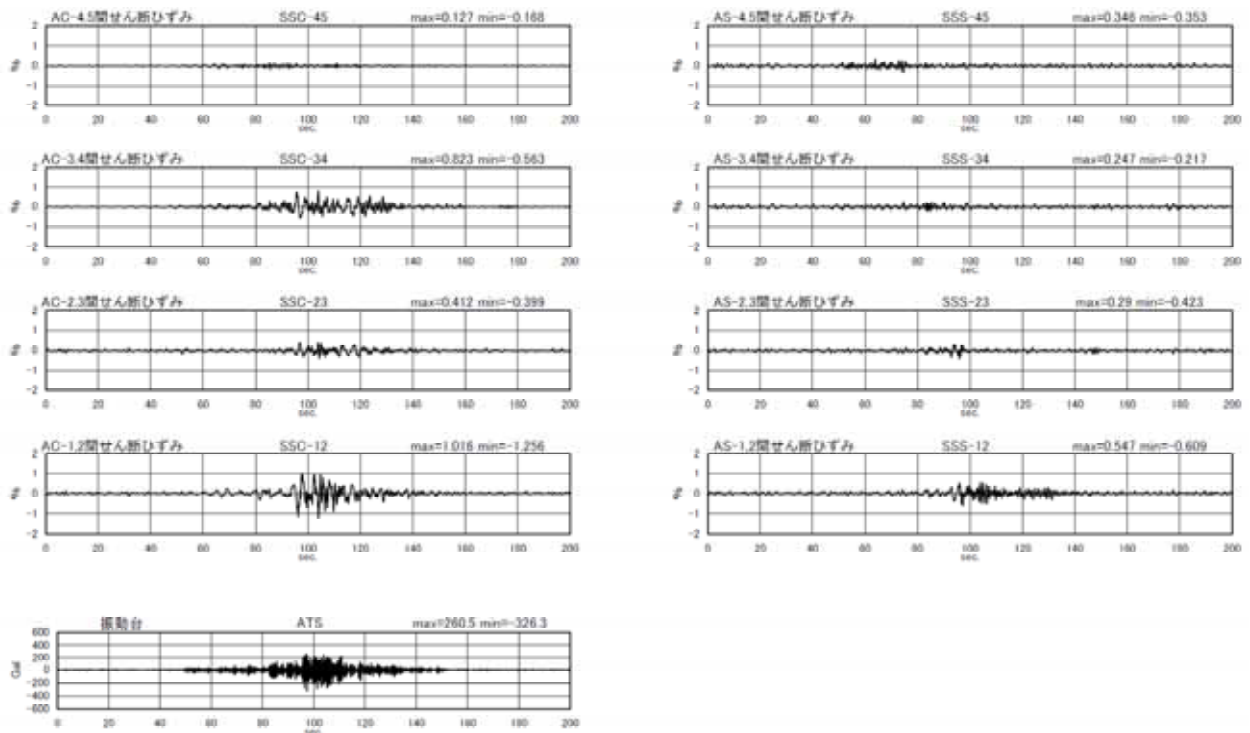


図 4.4.58 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 3 改良厚 3.0m、加振 2 回目〕

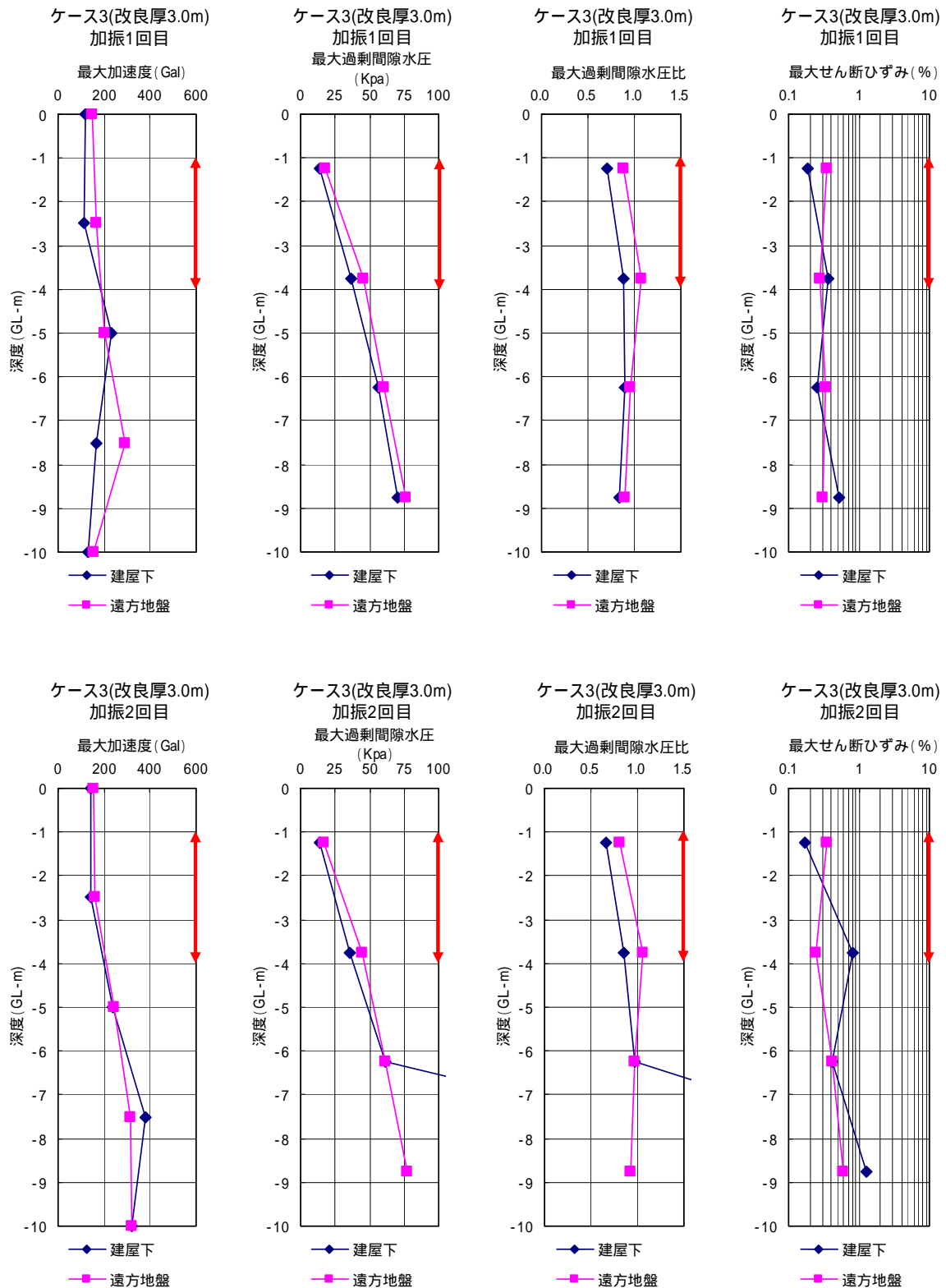


図 4.4.59 最大値震度分布〔ケース3 改良厚 3.0m〕

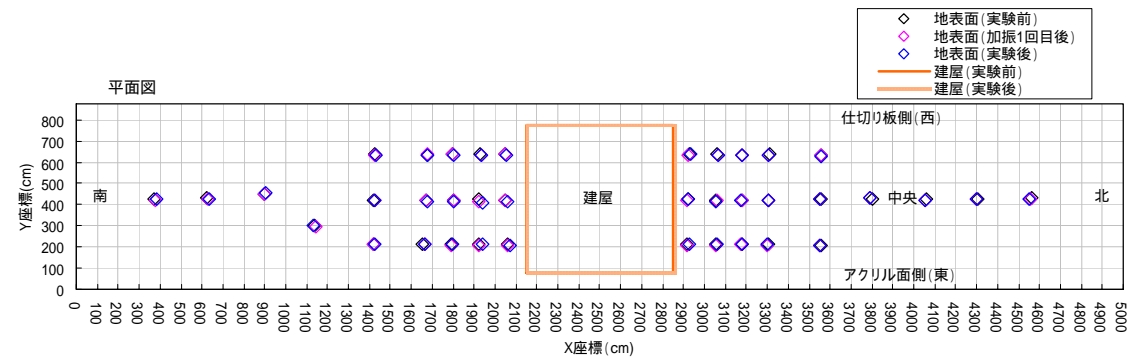
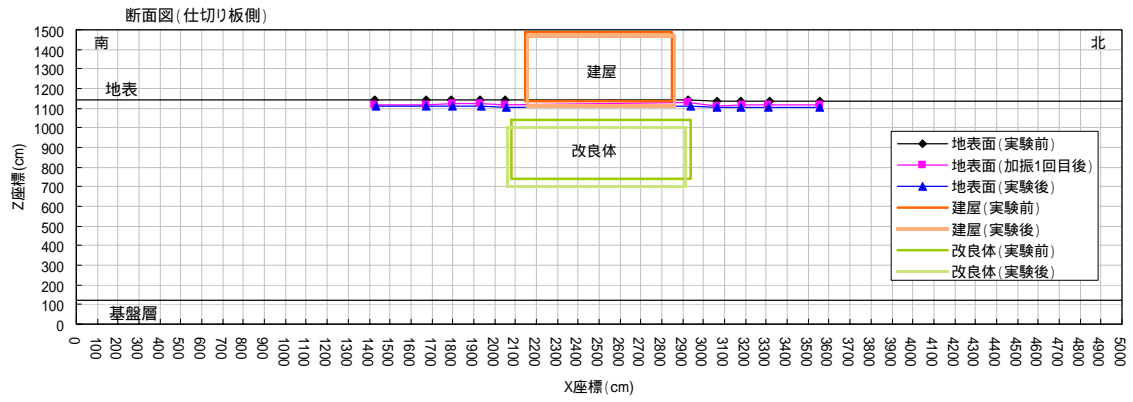
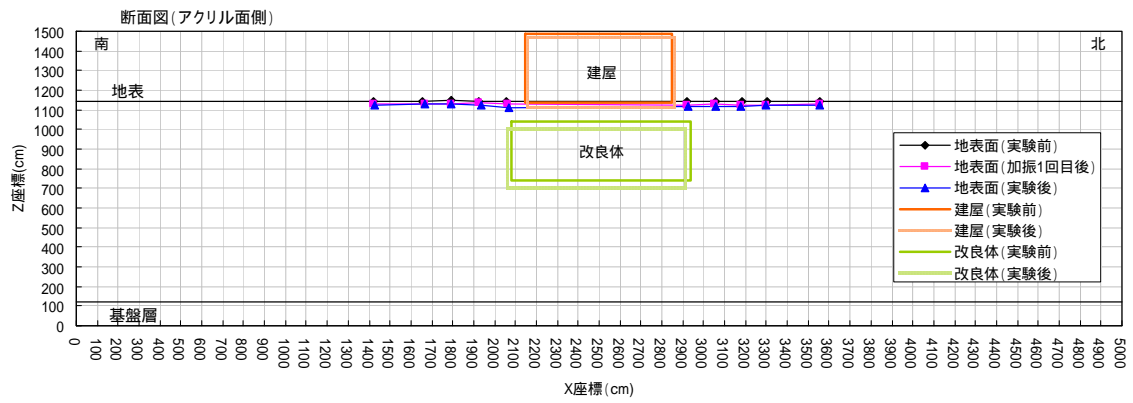
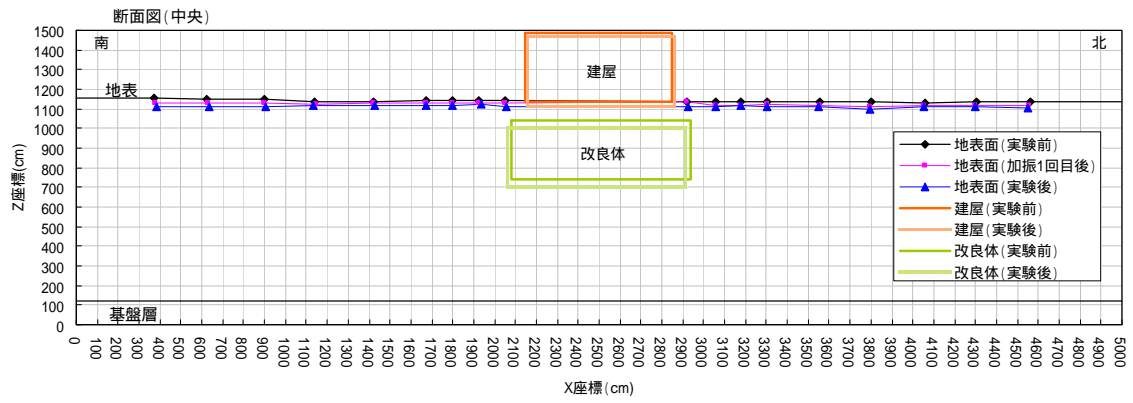


図 4.4.60 残留変形図〔ケース 3 改良厚 3.0m〕

4.4.4 ケース4(改良厚4.5m)

(1) 1回目の加振実験(地震動1:最大加速度150Gal)の時刻歴

加速度

図4.4.61は応答加速度の時刻歴を示している。建物(建屋)下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m(AC-2B)の応答加速度は基盤GL-10.0m(AC-1B)のそれに比べて最大の入力加速度付近まではやや増幅し、加振中の加速度は概ね伝達されているが、最大の入力加速度以降の応答加速度はやや低下しており、加速度の伝達が低下している。一方、GL-5.0m(AC-3B)、GL-2.5m(AC-4B)、GL-0.0m(AC-5B)および建物(AC-RB)では基盤でのピーク時の加速度が伝達されていない。これはケース1と同様に、加振中に地盤が液状化したためであり、遠方地盤(建物がない場合の地盤に相当すると考える)の応答加速度も、各深度で概ね同様な結果となっている。

過剰間隙水圧

図4.4.62、図4.4.64は過剰間隙水圧の時刻歴を、図4.4.63、図4.4.65は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図4.4.62と図4.4.63から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比はいずれも加振とともに、増加し始め、入力加速度(ATS)の増加とともに、大きくなる傾向を示している。過剰間隙水圧比は加速度がピークに達する前に、概ね1.0程度となり、GL-6.25m(PWC-2B)では一時的に低下した後再び1.0程度まで増加している。過剰間隙水圧は浅部ほど早く増加する傾向を示しており、過剰間隙水圧比が概ね1.0に達する時刻も浅部ほど早くなっている。なお、GL-6.25m(PWC-2B)の過剰間隙水圧がピークに達した後、減少したのは地下水の地表面への噴出等による影響と考えられる。また、遠方地盤についても深度が同じであれば、概ね同様な過剰間隙水圧の増加傾向を示している。一方、図4.4.64、図4.4.65から、過剰間隙水圧は加振後も概ね2400秒付近まで残留しており、加振終了後も地盤はしばらくの間液状化状態にあったと推定される。特に、改良体の直下にあるGL-6.25m(PWC-3B)では900秒過ぎまで過剰間隙水圧比0.5以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。過剰間隙水圧の消散時間はケース1に比べて長くなっているものの、遠方地盤との顕著な差異が認められないことから、改良体による影響はないと考えられる。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図4.4.66、図4.4.67は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量(建物がない場合の地盤の総沈下量)および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴ってやや発生しているものの、最大で4cm、残留時で0.1cmである。建物の鉛直変位は4点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量(LVB-NEとLVB-NWの平均)が8.4cmに対して、南側の残留総沈下量(LVB-SEとLVB-SWの平均)は10.3cmとなっている。したがって、建物沈下量はケース1のその1/3~1/4程度に抑

制される結果となっている。一方、遠方地盤では加振直後に同様に沈下する結果となっており、建物のめり込み沈下量はほとんど発生しておらず、最終的な建物のめり込み沈下量は 6.5cm となっている。厚さ 4.5m 浅層盤状改良することで大幅に建物のめり込み沈下量が改善されたと言える。

建物の傾斜角は、加振方向（南北方向）については加振直後に振動しながら徐々に増加し、最終的に残留傾斜角は 2.7/1000 となっている。一方、加振直交方向（東西方向）の建物の傾斜角は加振直後に増加し、その後徐々に低下し、残留に至っている。最終的な東西方向の建物の残留傾斜角は 0.8/1000 程度となっている。

図 4.4.67 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみられる加振後の継続的な沈下は見られない。これらのことから、厚さ 4.5m 浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.64 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。なお、遠方地盤において、1200 秒後に沈下が計測されているが原因は不明である。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.68 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、いずれの深度においても加振直後より地盤変位を生じているが、加速度の増加に対して変位の増加は小さく、建物の変位振幅も小さいことから、液状化による影響が認められる。

せん断ひずみ

図 4.4.69 に図 4.4.68 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図から、各深度のせん断ひずみは加振の初期より発生し、加速度の増加とともにやや大きくなる傾向が見られるものの、加速度が最大となる付近ではむしろせん断ひずみが小さくなっている。特に、浅部ほどこの傾向は顕著である。せん断ひずみの最大値は GL-10.0m ~ GL-7.5m 間で最大 0.428% となっている。

(2) 2 回目の加振実験（地震動 2：最大加速度 350Gal）の時刻歴

加速度

図 4.4.70 は応答加速度の時刻歴を示している。建物下における各深度の応答加速度の時刻歴波形に着目すると、GL-7.5m（AC-2B）の応答加速度は基盤 GL-10.0m（AC-1B）のそれに比べて増幅しており、基盤の加速度が概ね伝達されている。しかし、GL-5.0m（AC-3B）\ GL-2.5m（AC-4B）の加速度は小さく、ほとんど伝達されていない。GL-0.0m（AC-5B）および建物（AC-RB）では加振初期に大きく増幅し、その後加速度が低下し、入力加速度がピークとなる段階で再び加速度が増幅している。

過剰間隙水圧

図 4.4.71、図 4.4.73 は過剰間隙水圧の時刻歴を、図 4.4.72、図 4.4.74 は過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。図 4.4.71 と図 4.4.72 から、過剰間隙水圧および過剰間隙水圧

比はいずれも加振とともに、増加し始め、振動台からの入力加速度（ATS）の増加とともに、大きくなっている。特に、振動台（ATS）の加速度が 100gal を超えた付近から、過剰間隙水圧が急激に増加する傾向が認められる。過剰間隙水圧比は、振動台の加速度がピークを達する前に、概ね 1.0 程度となっており、液状化していることが分かる。また、地盤の浅い位置ほど過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時期がやや早くなっており、1 回目の加振時と同様な結果となっている。なお、GL-6.25m（PWC-2B）と GL-8.75m（PWC-1B）において過剰間隙水圧が上下に変動する部分が見られるが、これは地表面に地下水が噴出したため、一時的に過剰間隙水圧が低下したものと推察される。一方、図 4.4.4.13、図 4.4.4.14 から、過剰間隙水圧は加振後も概ね 1800 秒後まで残留している。特に、GL-6.25m（PWC-2B）では 800 秒付近まで過剰間隙水圧比 0.5 以上を示しており、大きな過剰間隙水圧が残留していることが分かる。浅部ほどこの傾向は顕著である。ケース 1 に比べて過剰間隙水圧の消散時間が長くなっているものの、遠方地盤の過剰間隙水圧の消散も概ね同様な結果となっていることから、改良体の有無による影響はないと考えられる。なお、1 回目の加振と 2 回目の加振で残留間隙水圧の消散時間は概ね同様である。

建物の水平・鉛直変位、地表面変位

図 4.4.75、図 4.4.76 は建物の水平変位、建屋や地表面の総沈下量、遠方地盤の総沈下量（建物がない場合の地盤の総沈下量）および計測結果から求めた建物のめり込み沈下量、建物の平均総沈下量、建物の傾斜角を示している。建物の水平変位は加振に伴って生じており、最大で 5.7cm、残留時で 3cm となっている。建物の鉛直変位は 4 点計測しているが、いずれも加振とともに大きく沈下している。建物の沈下は北側の残留総沈下量（LVB-NE と LVB-NW の平均）が 19.7cm に対して、南側の残留総沈下量（LVB-SNE と LVB-SW の平均）は 23.1cm となっている。これらの沈下量はいずれも、1 回目の加振時の沈下量の 3 倍程度となっている。一方、遠方地盤での沈下が小さく、最終的な建物のめり込み沈下量は 11.6cm となっている。

建物の傾斜角は、南北方向については加振中に大きく変動しており、最終的な傾斜角は 4.9/1000 となっている。一方、東西方向の建物の傾斜角は加振とともに漸増し、最終的な傾斜角は 0.7/1000 程度となっている。建物の最大傾斜角は 1 回目の加振実験とほぼ同様である。

図 4.4.76 から、建物の沈下は加振終了後、すぐに残留状態に達しており、ケース 1 にみられる加振後の継続的な沈下増分は見られない。これらのことから、浅層地盤改良を実施した場合、図 4.4.64 に示すように過剰間隙水圧は残留するものの、それと整合する継続的な沈下は発生しないと推定される。

地盤変位（水平変位）

図 4.4.77 は計測した加速度を 2 回積分して求めた地盤変位を示している。これらの図から、GL-10m（AC-1B_D）と GL-7.5m（AC-2B_D）は地盤変位が大きく、建物の変位は加振時を通じて一様な振幅となっている。

せん断ひずみ

図 4.4.78 に図 4.4.77 の地盤変位から算定した地盤中のせん断ひずみの時刻歴を示す。この図からも、GL-10.0m～GL-7.5m (SSC-12) において最大のせん断ひずみ 1.088% が発生しているが、加振中に液状化が発生したため、GL-7.5m～5.0m (SSC-23) のせん断ひずみはその 1/2 程度まで低下している。

(3) 分布

最大加速度分布、最大過剰間隙水圧(比)分布、最大せん断ひずみ分布

図 4.4.79 は 1 回目および 2 回目の加振時における最大加速度、最大過剰間隙水圧、最大過剰間隙水圧比および最大せん断ひずみの深度方向の分布図を示している。

これらの結果から、1 回目の最大加速度は深度方向に概ね一様であるが、2 回目の最大加速度は地表面ほど小さくなっており、地盤の液状化によって加速度が伝達されにくくなっていることが分かる。

最大過剰間隙水圧は 1 回目、2 回目とも深くなるほど線形的に大きくなっており、最大過剰間隙水圧比は 0.6～1.0 で分布している。したがって、地盤はいずれの実験においても基盤から地表面まで液状化したと推察される。改良体の直下では過剰間隙水圧比が 0.9～1.0 となっており、深度方向にほぼ一様に液状化していると考えられる。

1 回目の加振時における最大せん断ひずみは、建物直下および遠方地盤とも概ね深度方向に一様な分布を示しているが、2 回目の加振時における最大せん断ひずみは深度方向に大きくなる傾向を示している。

残留変形

図 4.4.80 に 1 回目および 2 回目の加振終了後に計測した地表面と建物の総沈下の分布を示す。建物はいずれの断面とも、北側にやや移動し、沈下している。建物の沈下は周辺地盤の沈下と概ね同様であり、建物のめり込み沈下は小さいことが分かる。なお、改良体の総沈下量は建物の総沈下量と概ね同様である。

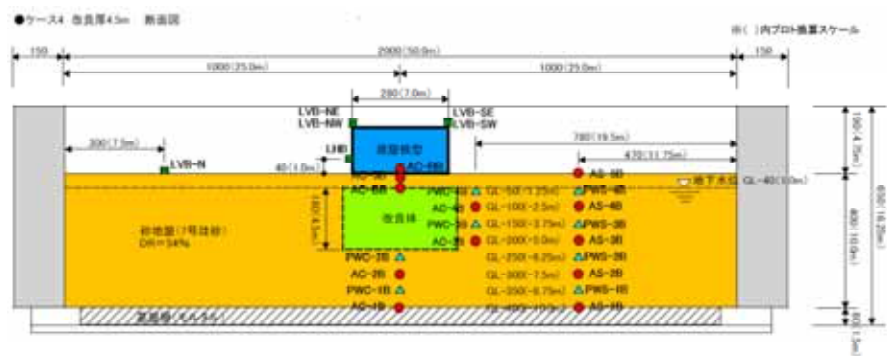
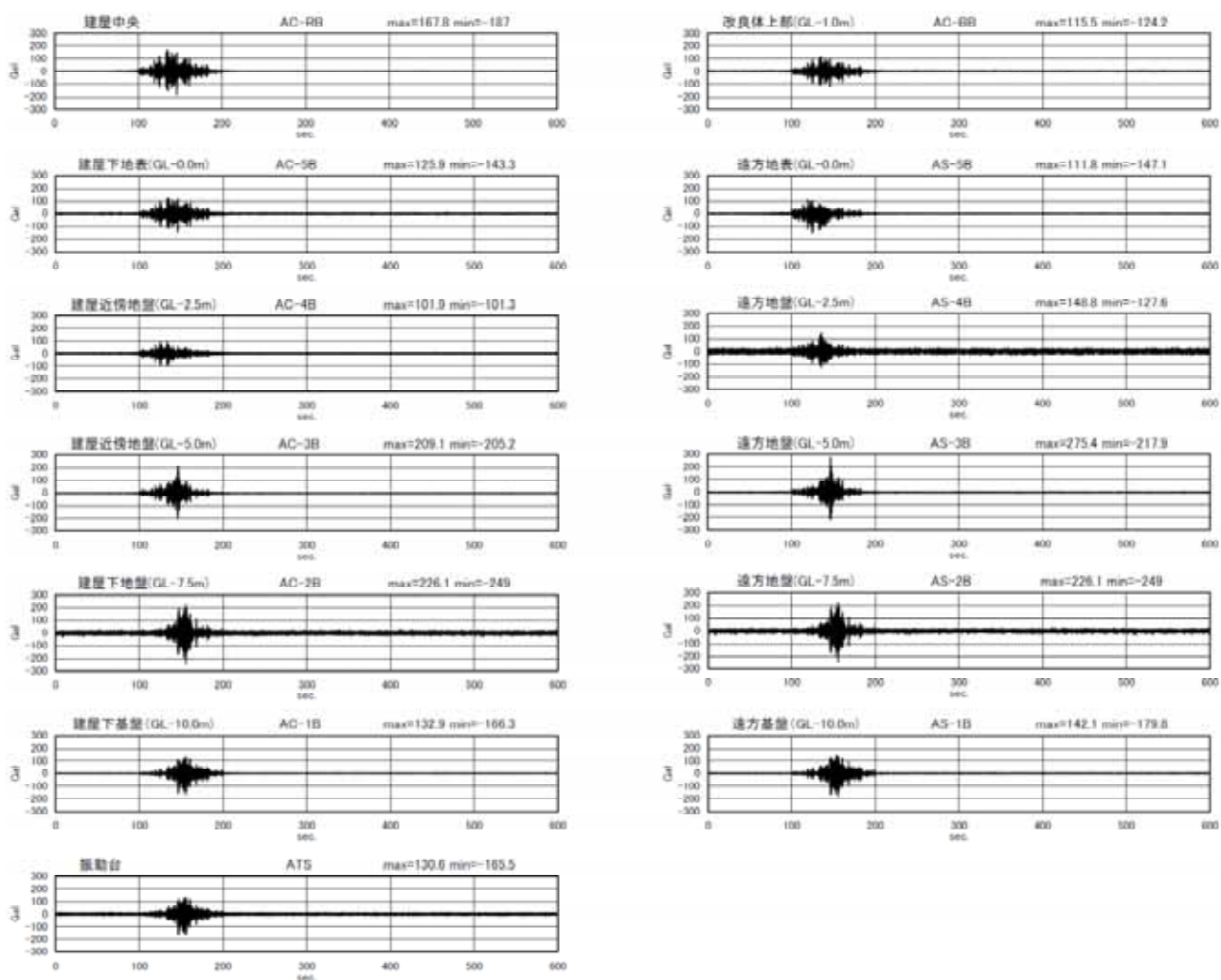


図 4.4.61 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

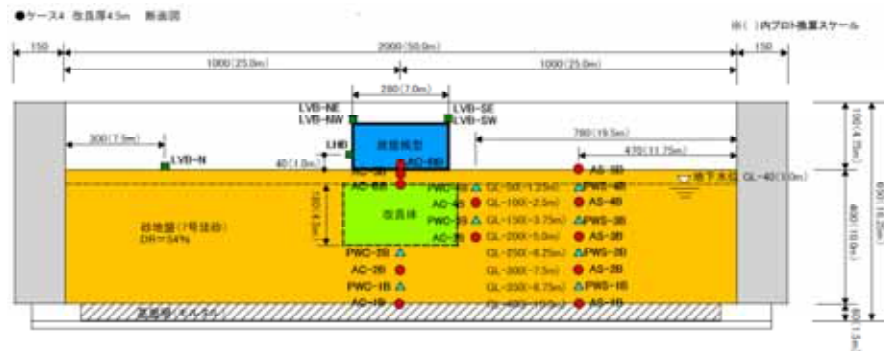
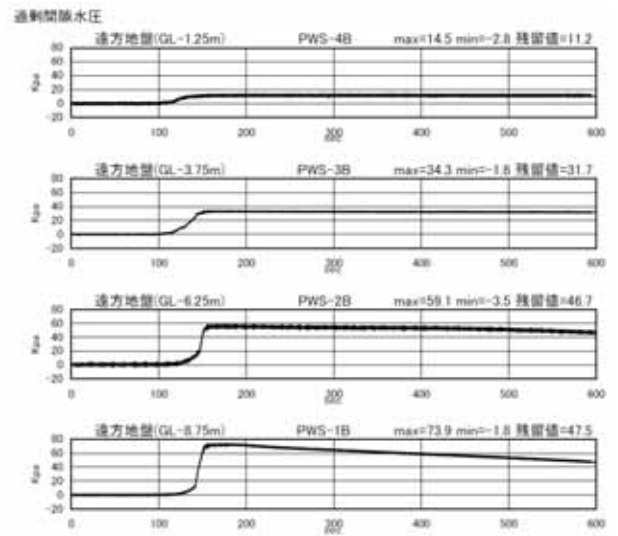
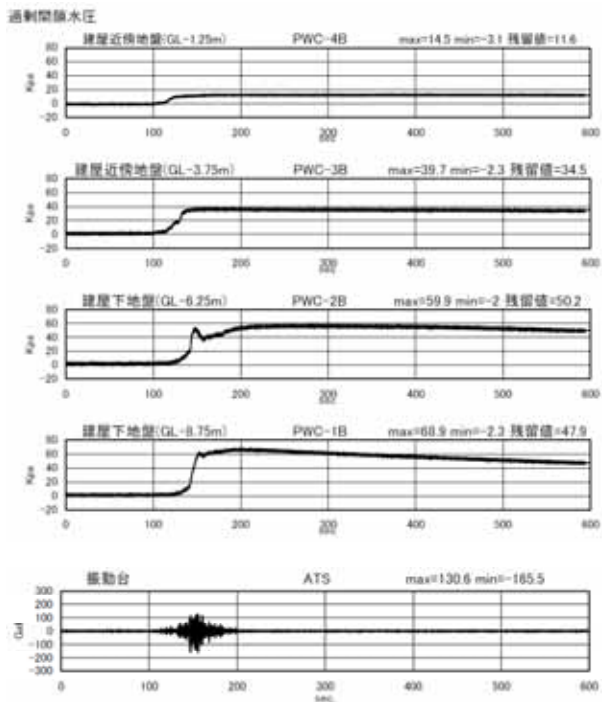


図 4.4.62 過剰間隙水圧 (600s まで)
〔ケース4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

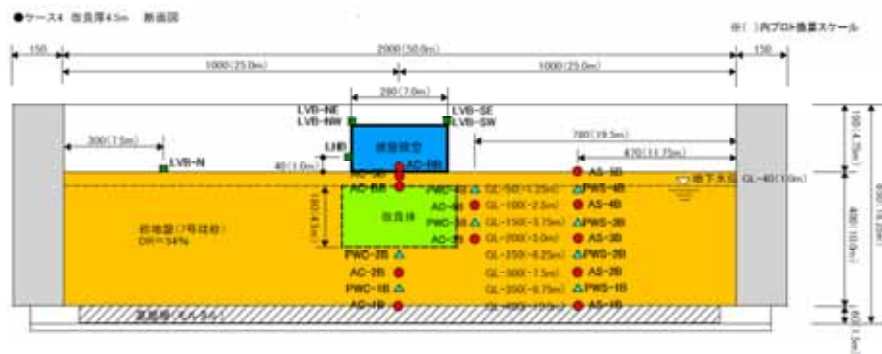
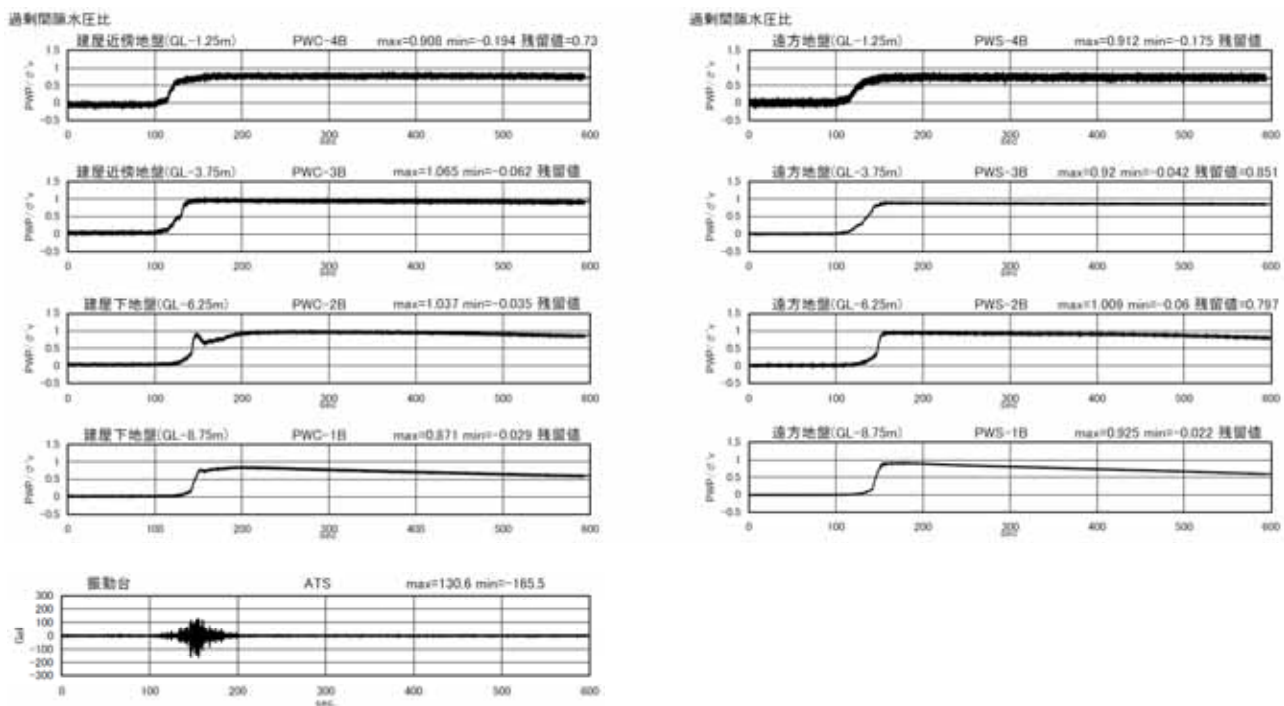


図 4.4.63 過剰間隙水圧比 (600s まで)
〔ケース4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

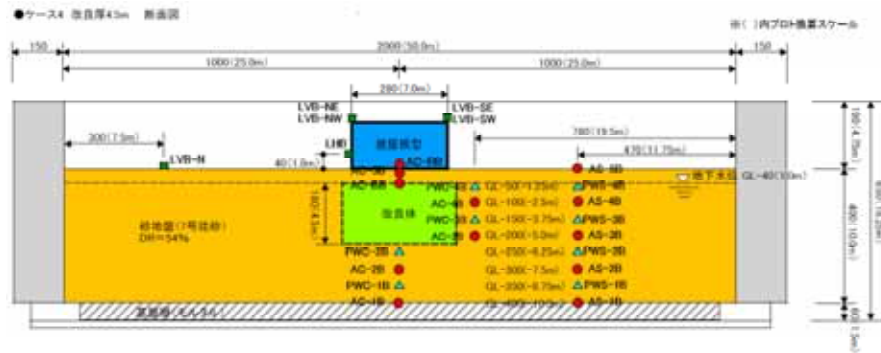
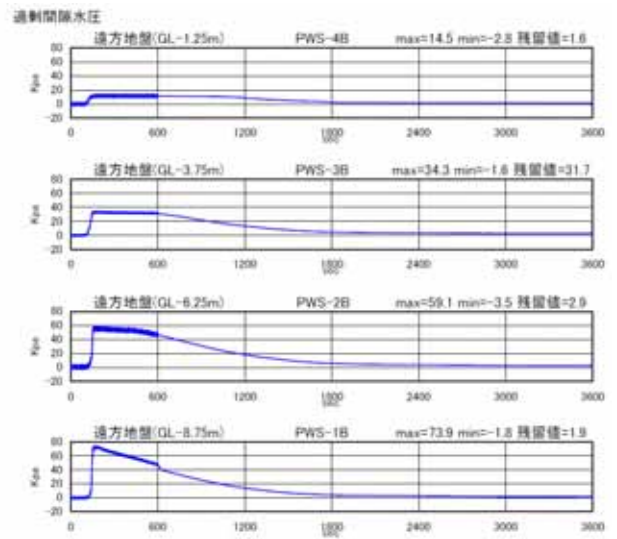
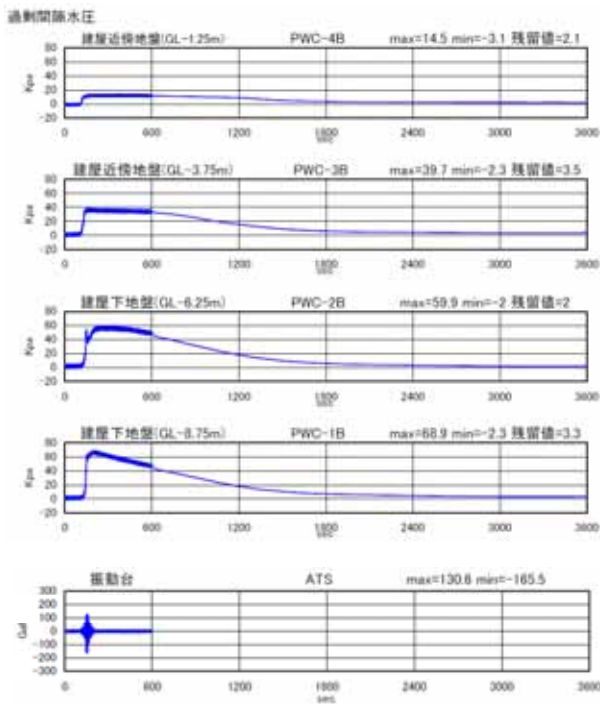


図 4.4.64 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

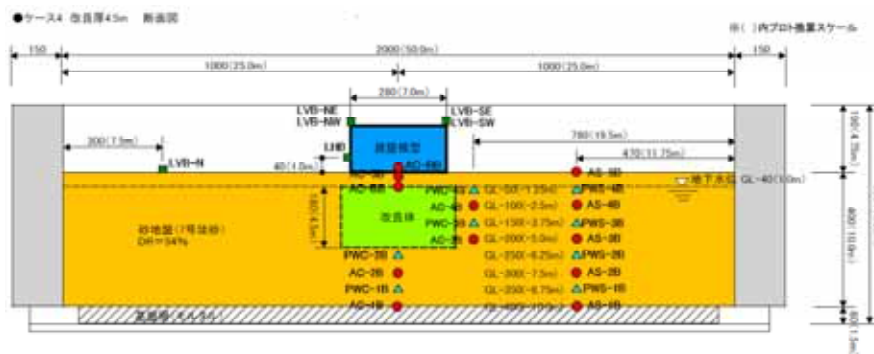
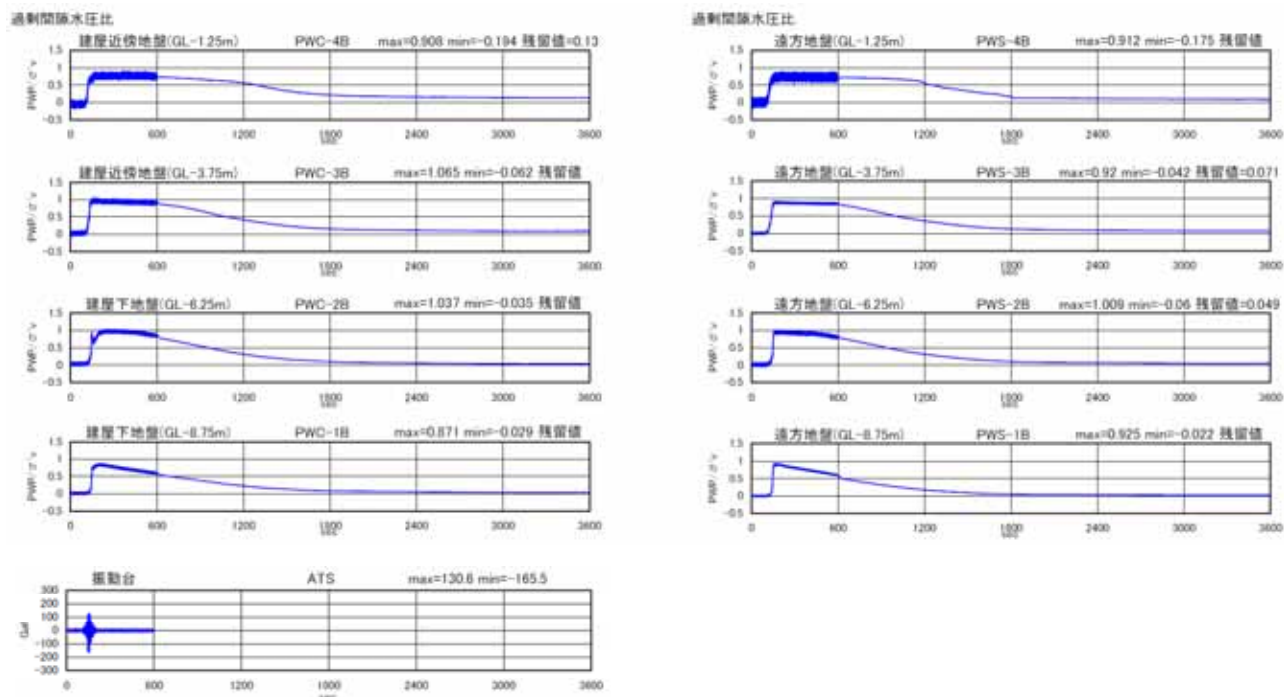


図 4.4.65 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

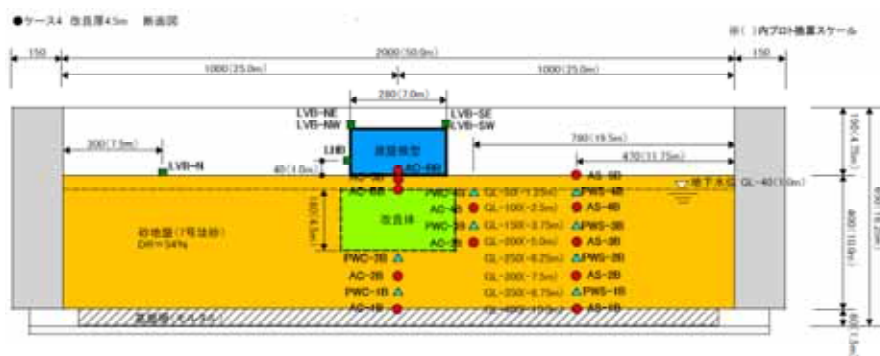
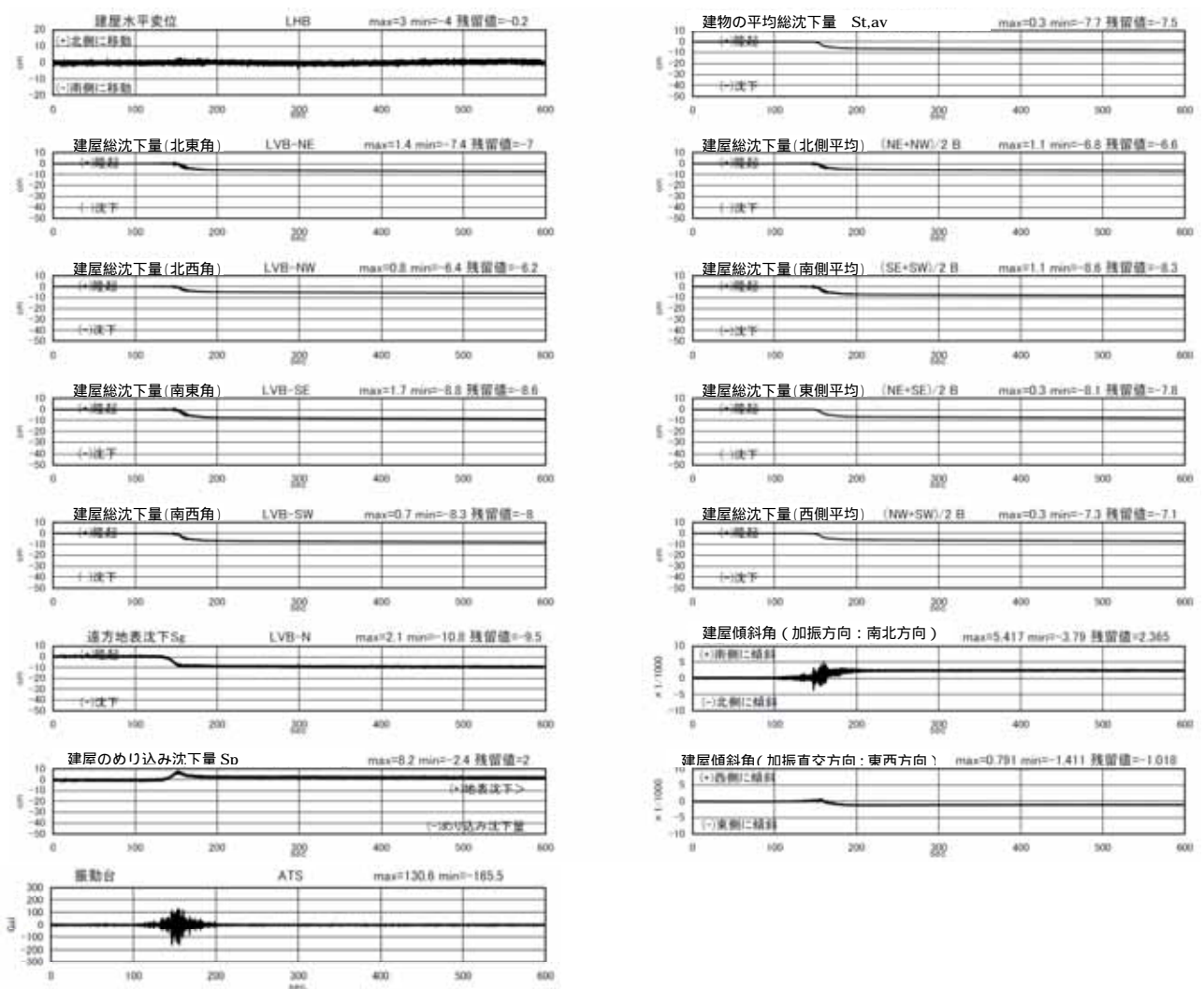


図 4.4.66 変位（沈下）建屋傾斜角（600s まで）
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

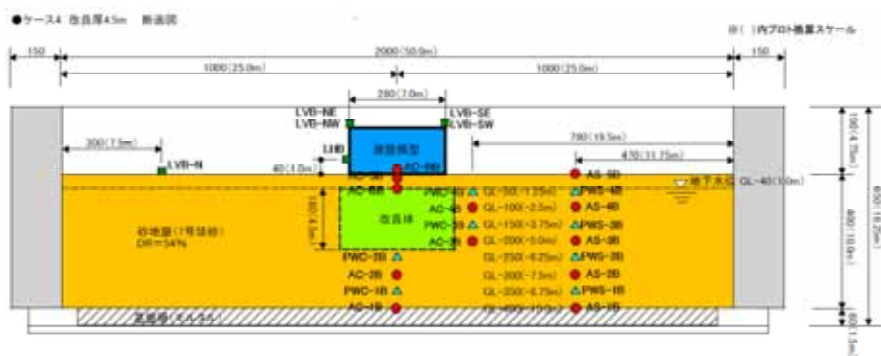
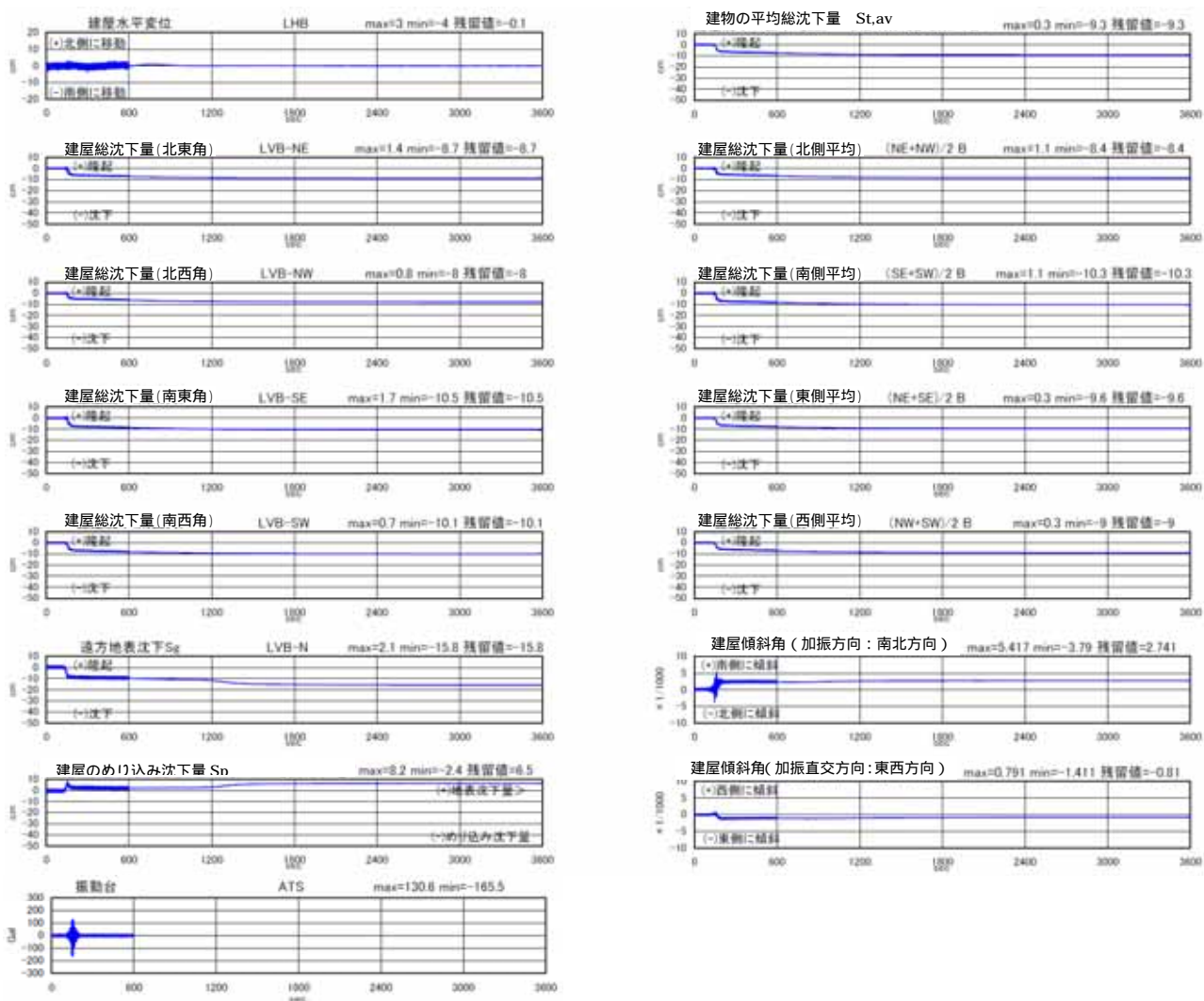


図 4.4.67 変位（沈下）、建屋傾斜角（3600s まで）
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

地盤変位

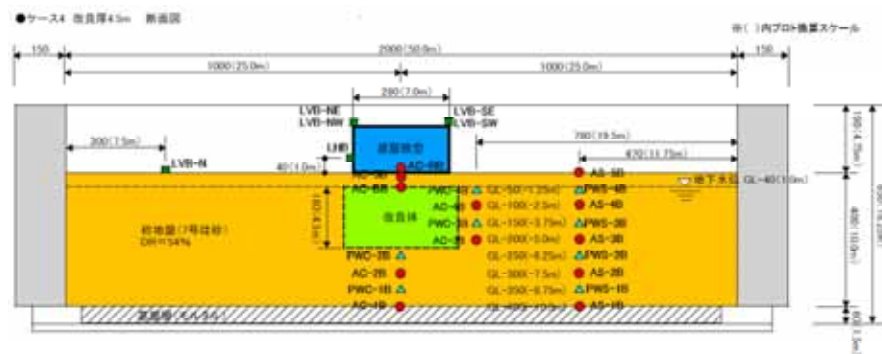
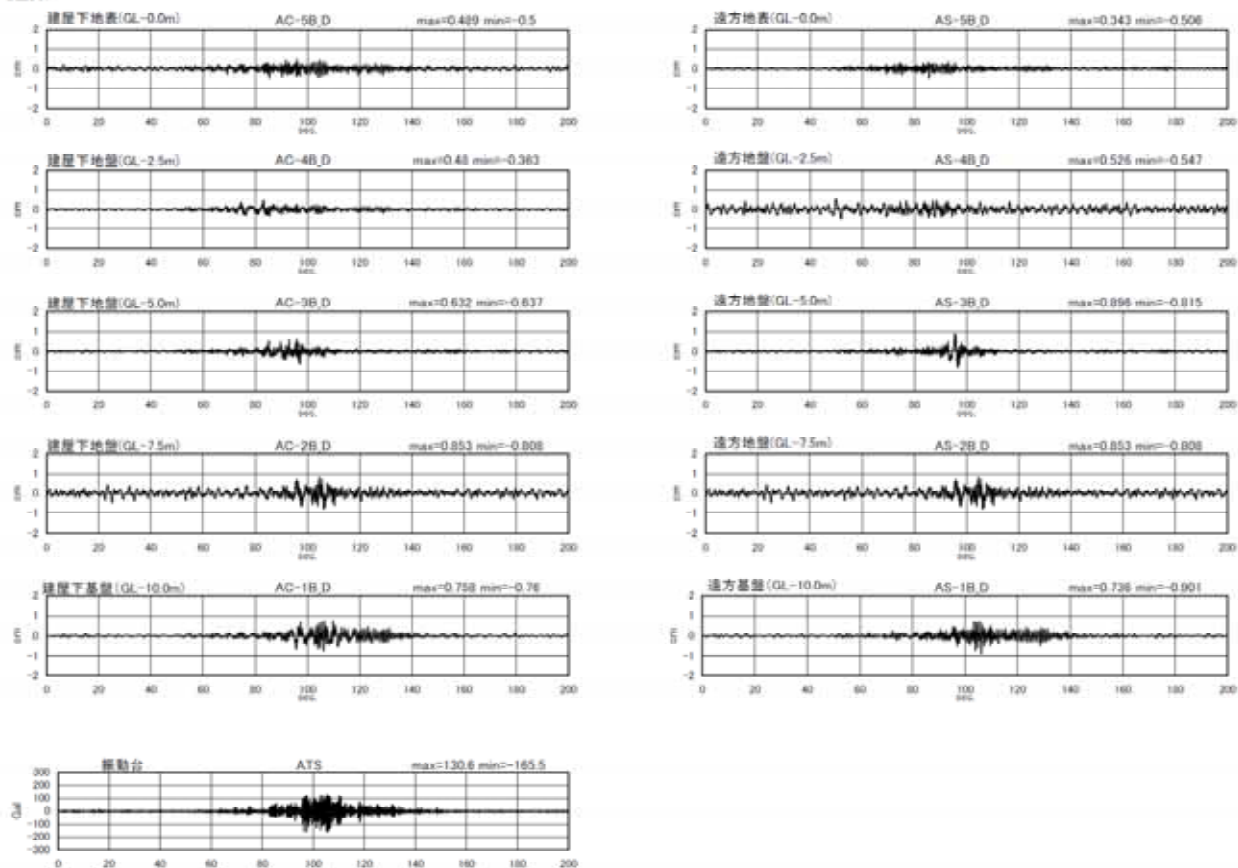


図 4.4.68 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

地盤せん断ひずみ

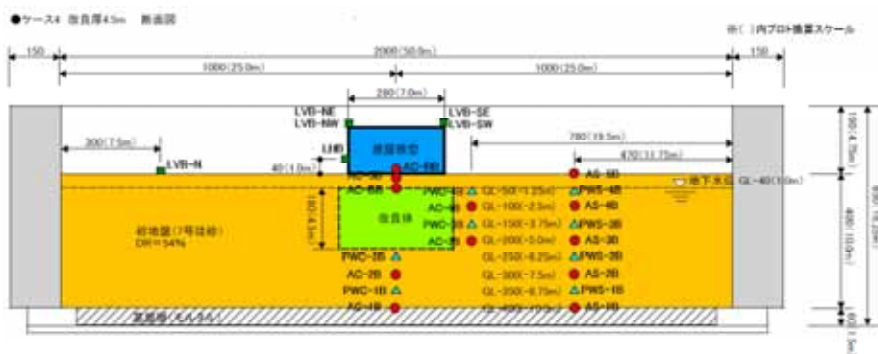
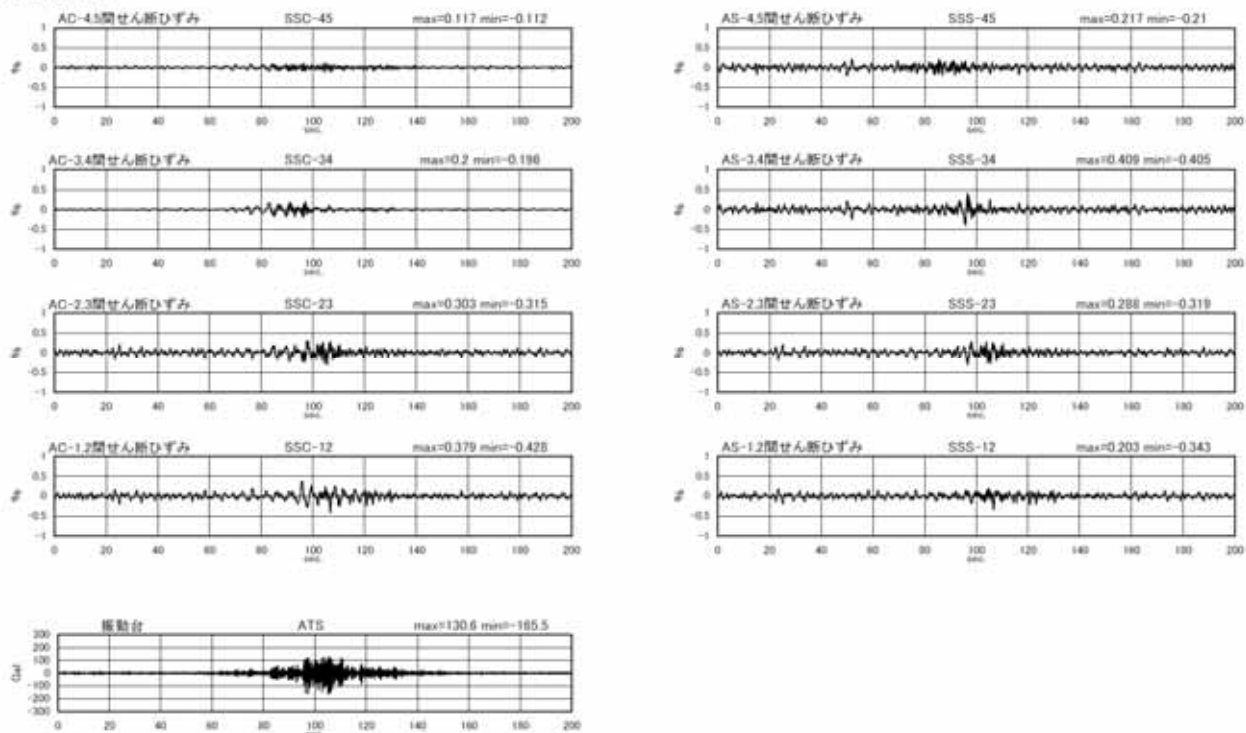


図 4.4.69 地盤せん断ひずみ (200s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 1 回目〕

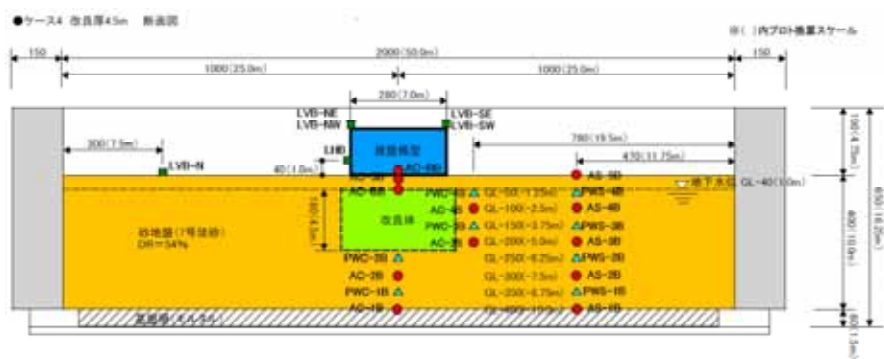
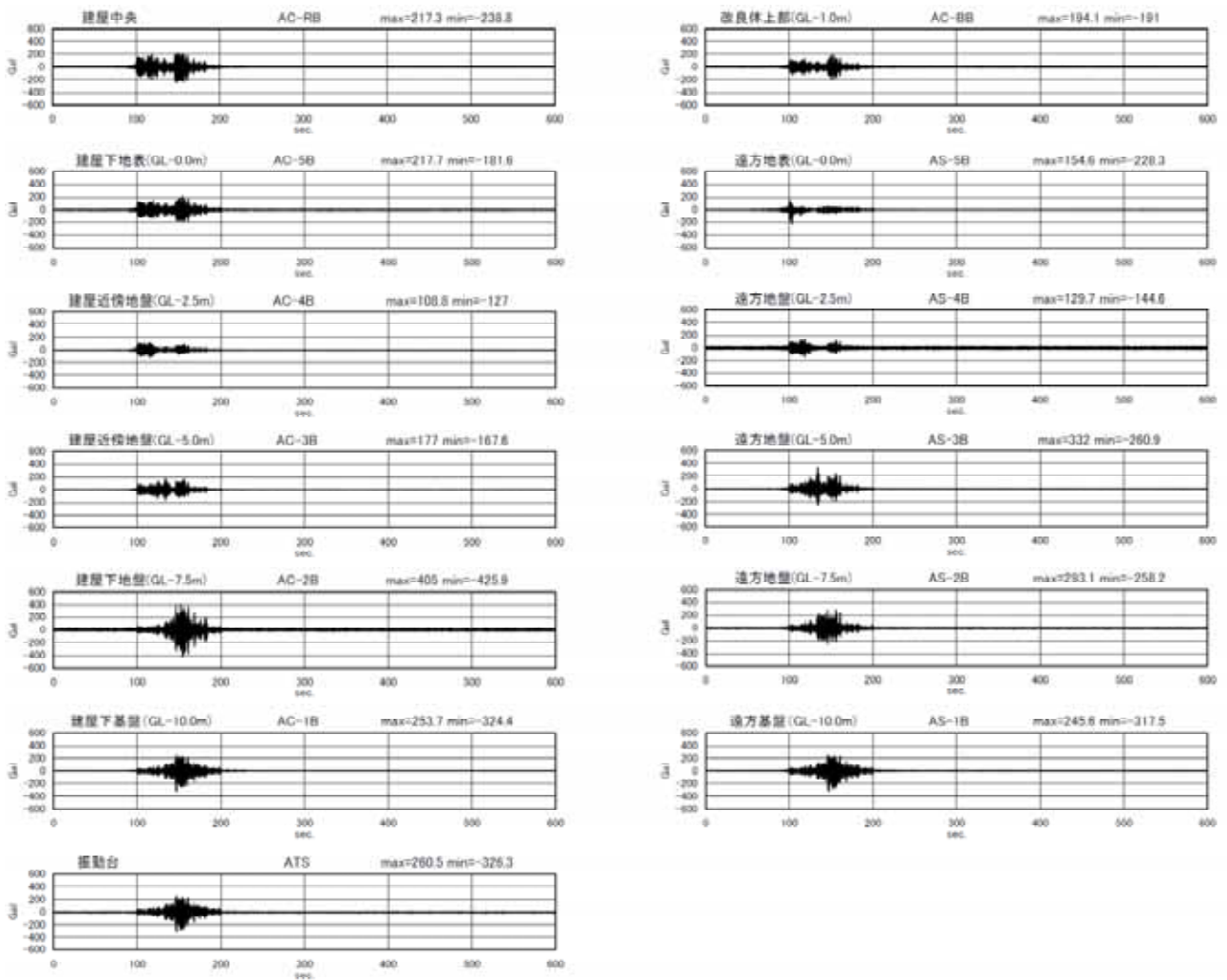


図 4.4.70 加速度応答波形 (600s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 2 回目〕

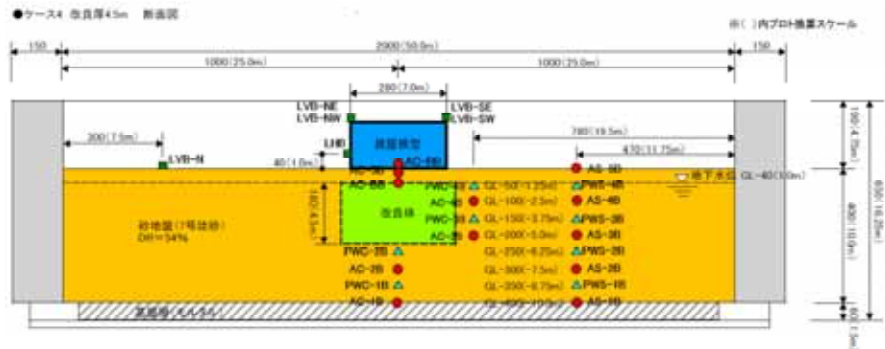
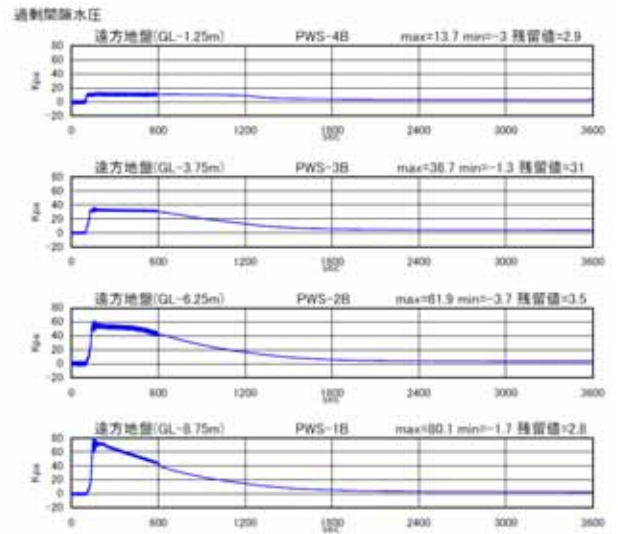
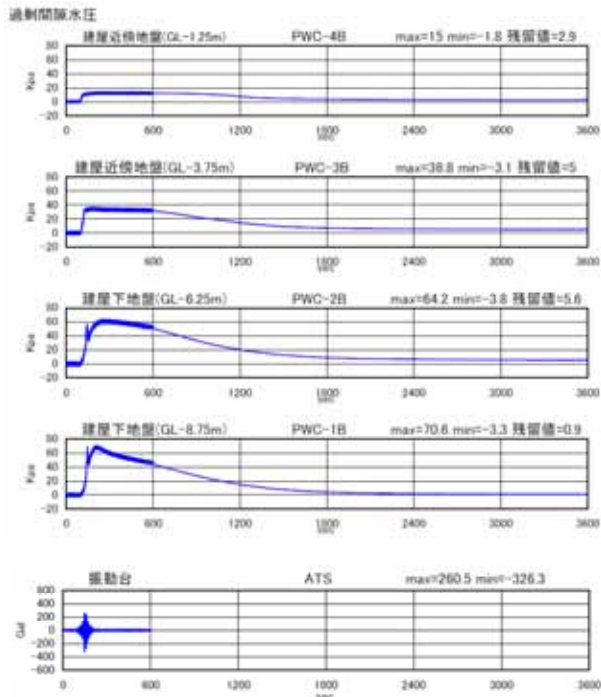


図 4.4.73 過剰間隙水圧 (3600s まで)
〔ケース4 改良厚 4.5m、加振 2 回目〕

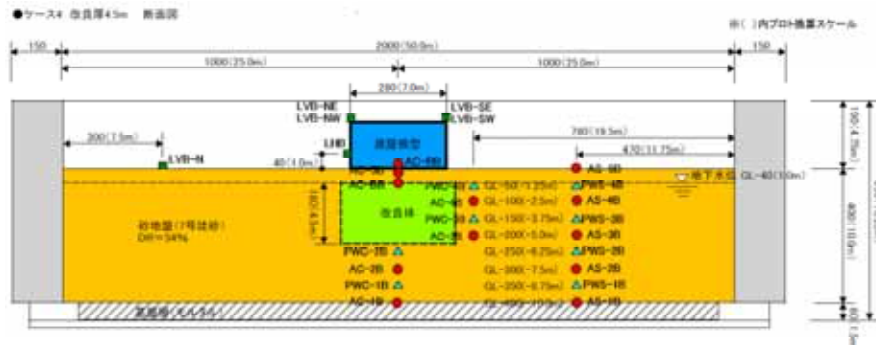
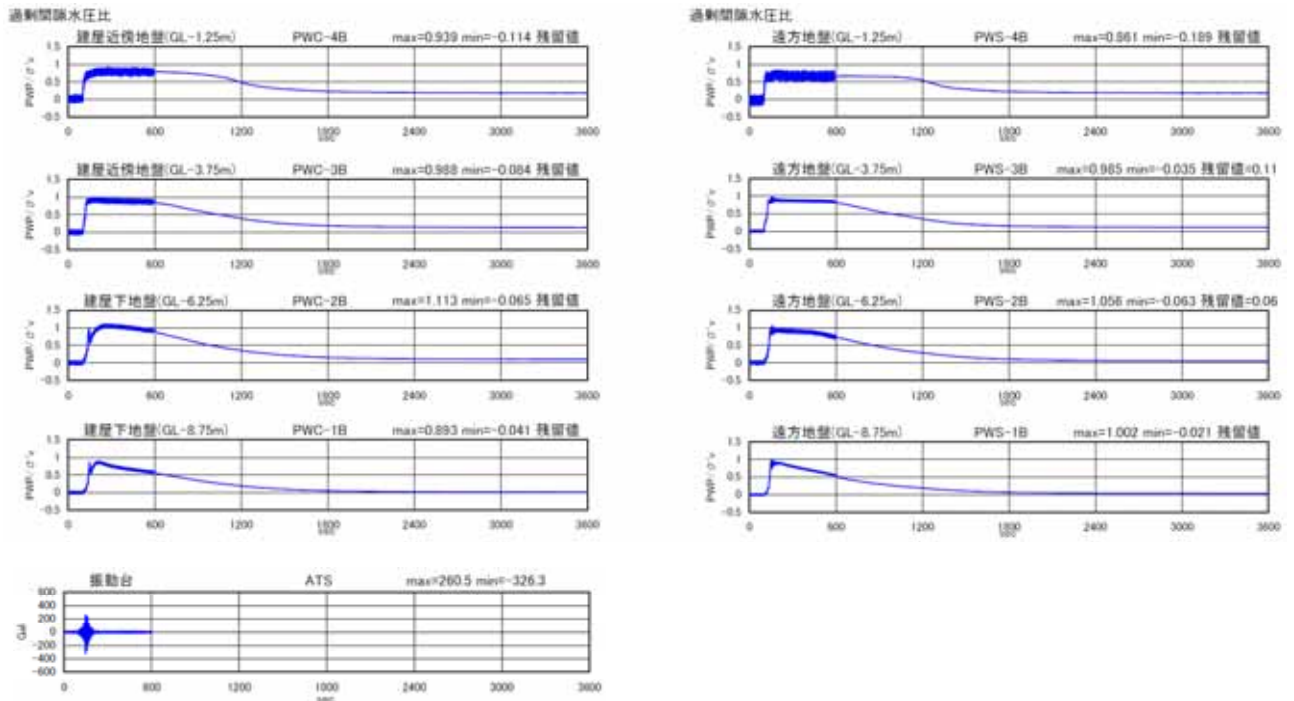


図 4.4.74 過剰間隙水圧比 (3600s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 2 回目〕

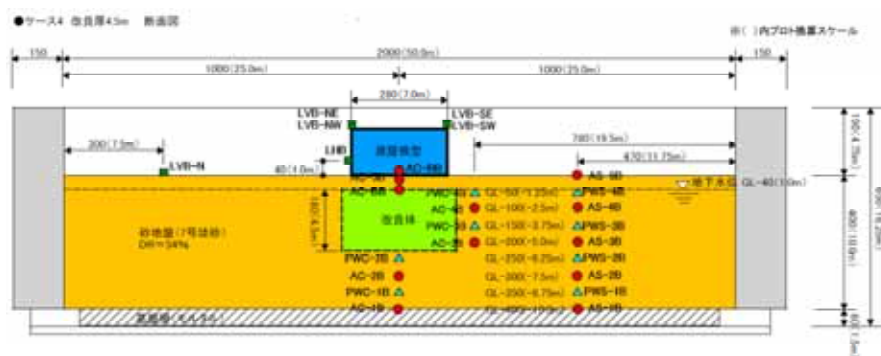
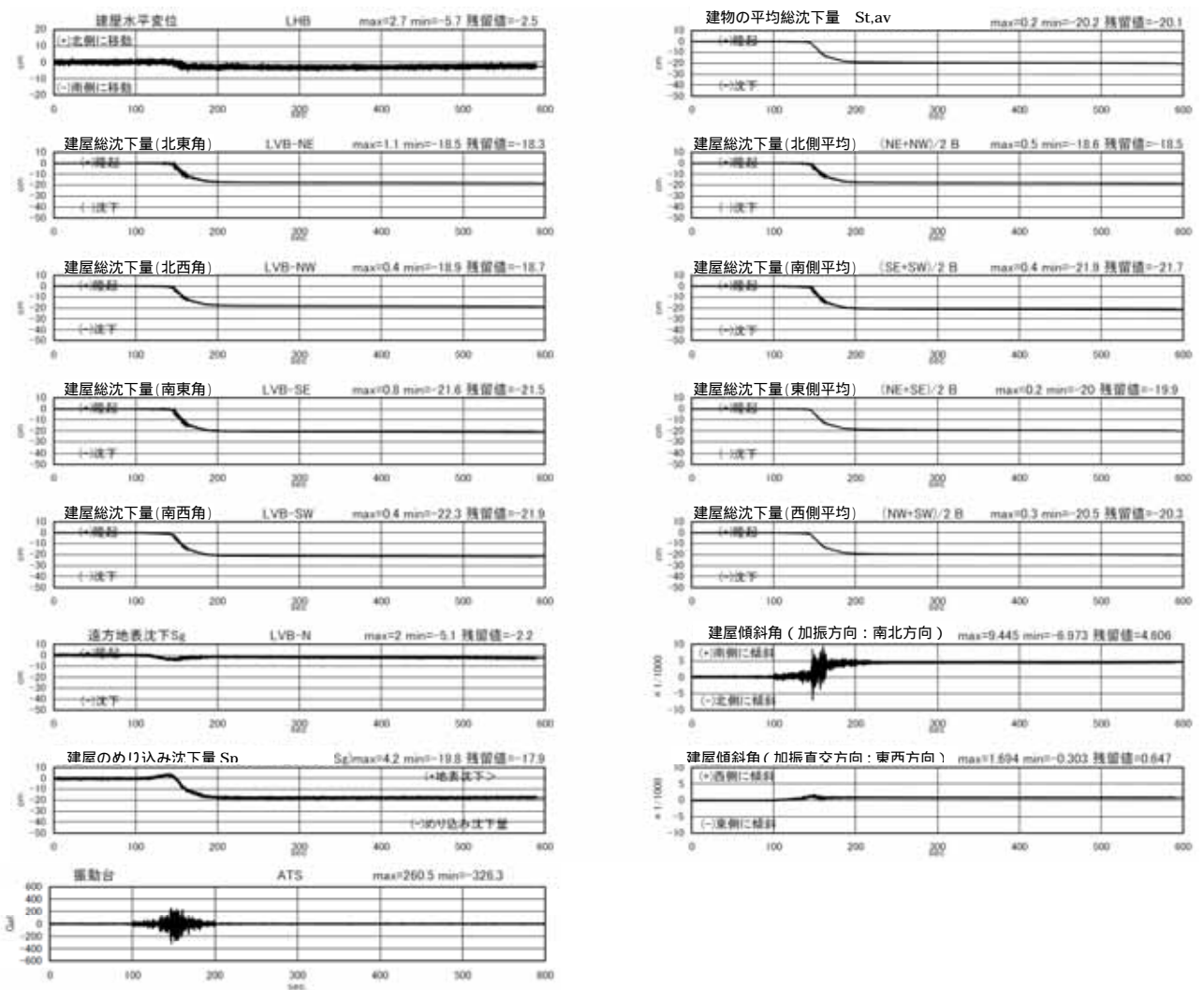


図 4.4.75 変位(沈下) 建屋傾斜角(600s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 2 回目〕

地盤変位

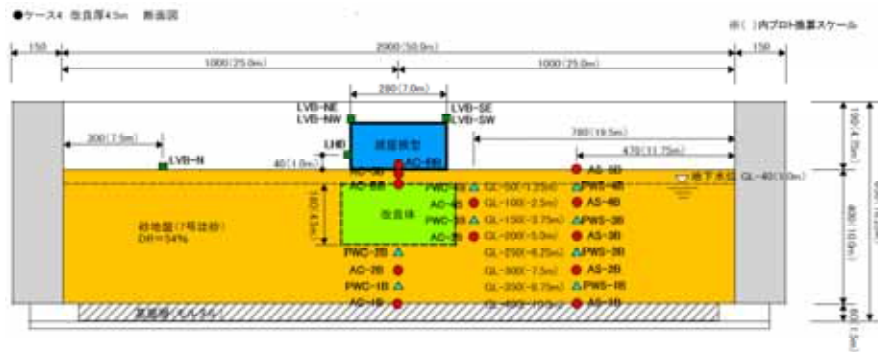
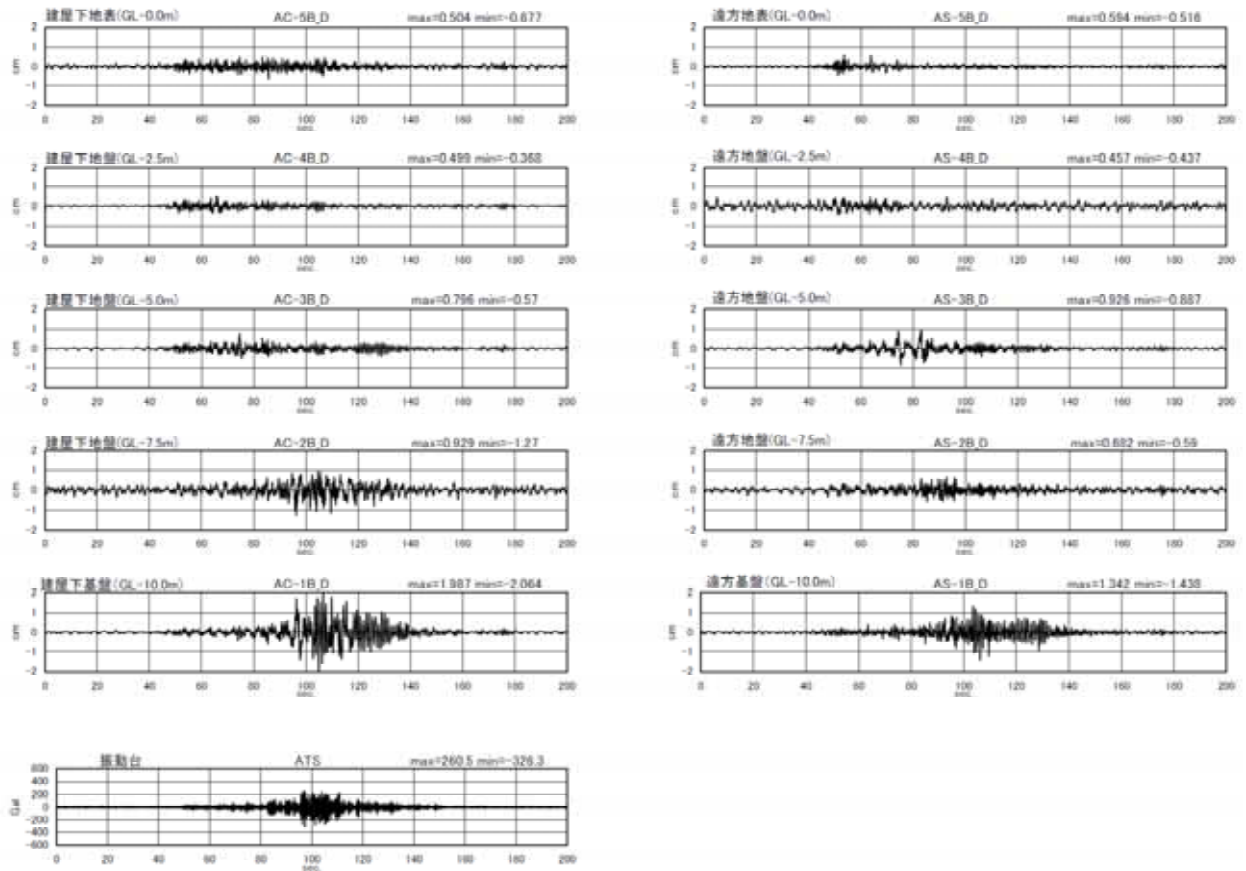


図 4.4.77 地盤変位 (加速度 2 重積分) (200s まで)
〔ケース 4 改良厚 4.5m、加振 2 回目〕

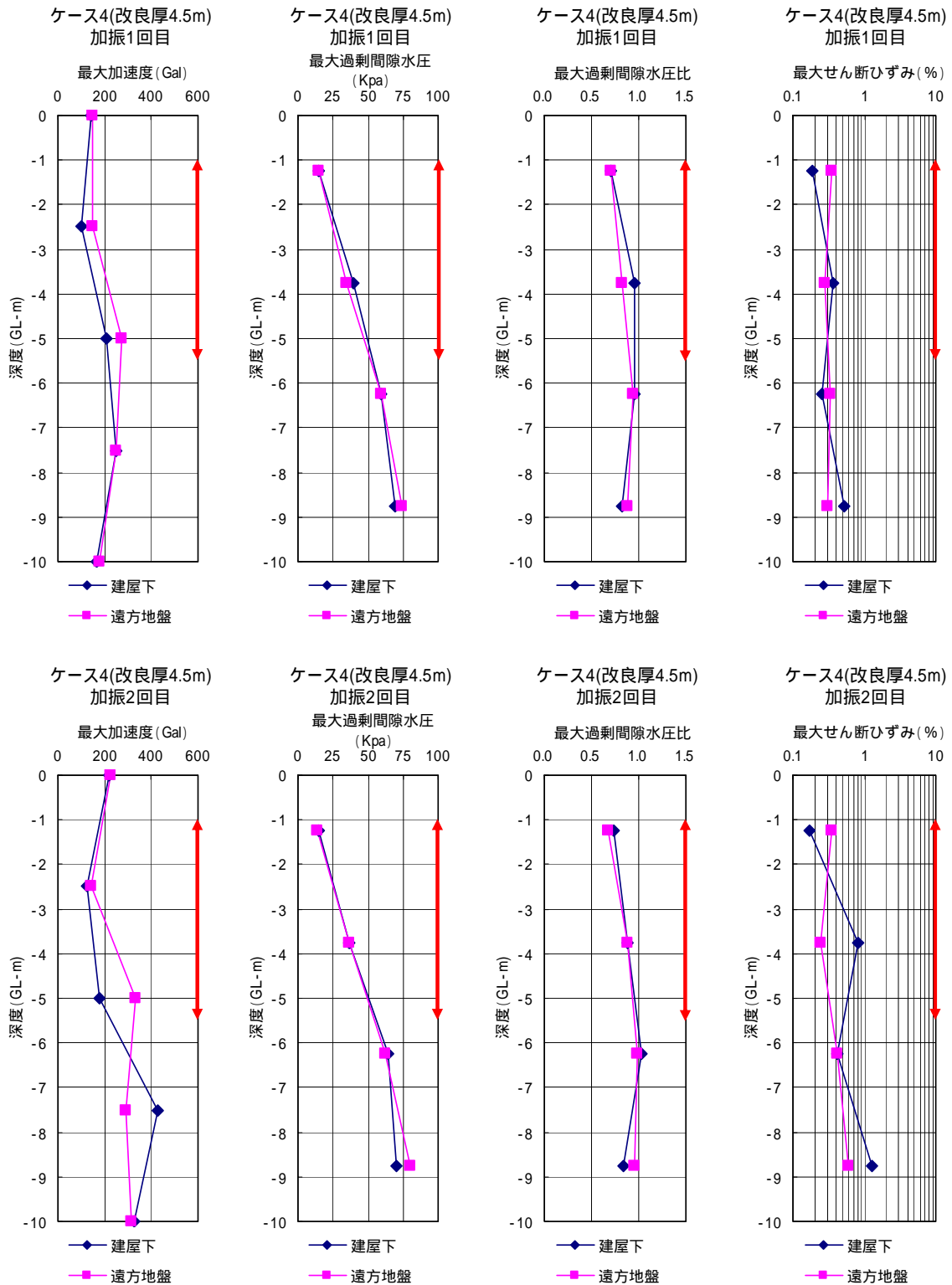


図 4.4.79 最大値震度分布〔ケース 4 改良厚 4.5m〕

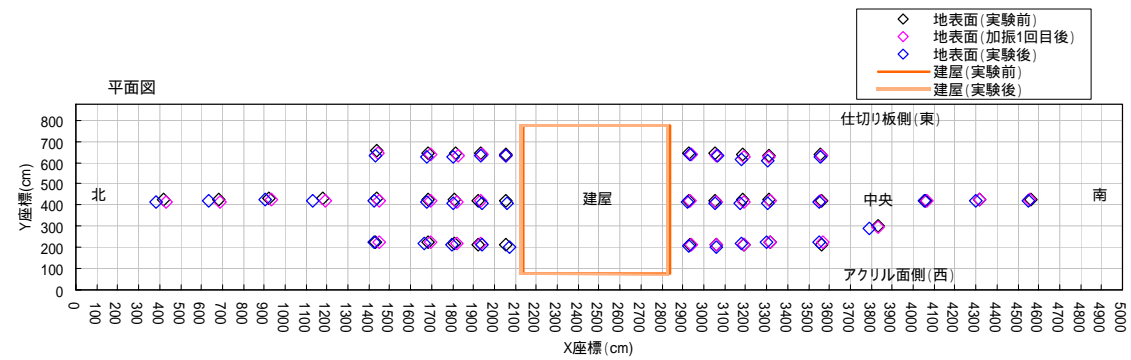
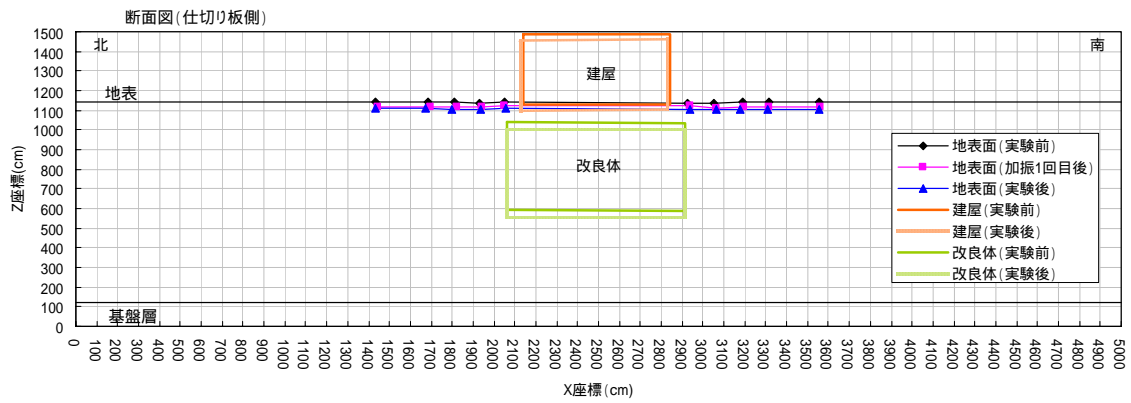
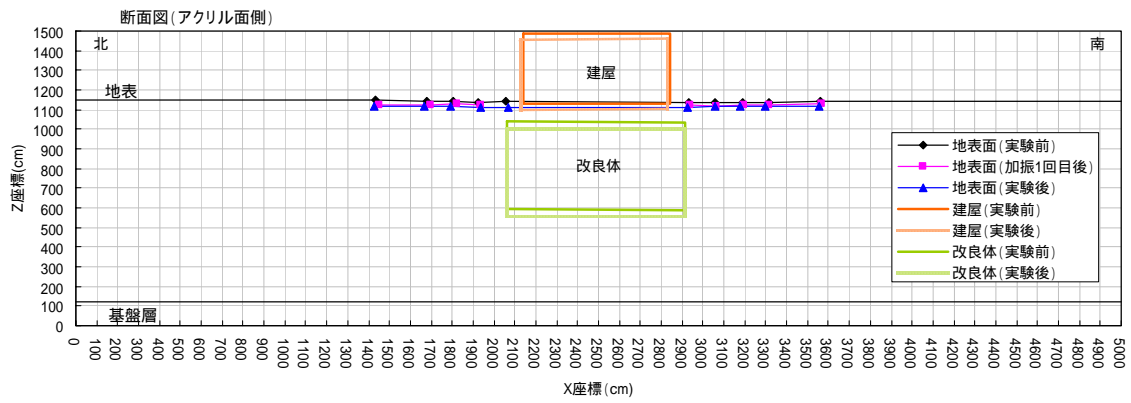
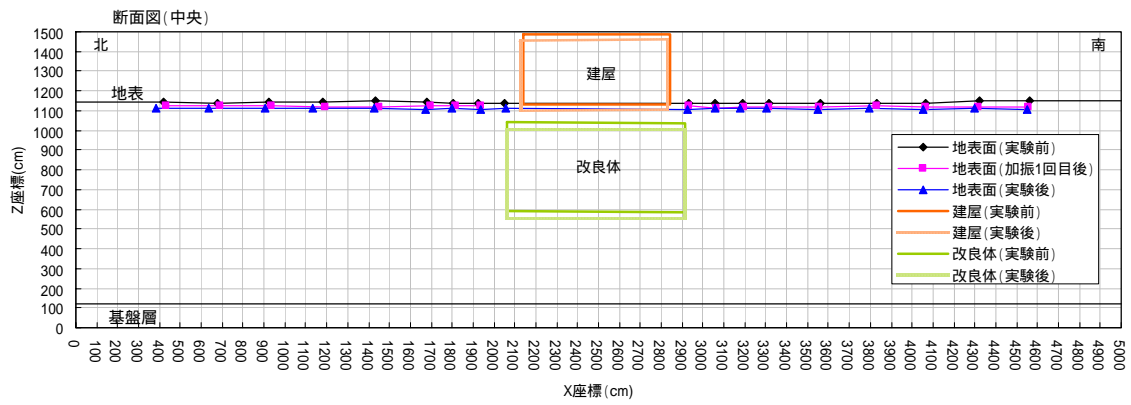


図 4.4.80 残留変形図〔ケース 4 改良厚 4.5m〕

4.4.5 実験結果の比較

(1) 建屋の沈下量と水平移動量および地表沈下量

建屋の変位測定波形（レーザー変位計）より加振後の残留値を読取り表 4.4.2 にまとめて示す。建屋の総沈下量を図 4.4.81 に水平移動量を図 4.4.82 に示す。また、各加振後毎の地表面の総沈下量の分布図を図 4.4.83 に示す。図 4.4.83 から、ケース1では建物の総沈下量が周辺地盤に比べて大きく、大きな建物のめり込み沈下量が発生しているのに対して、ケース2～4では建物の総沈下量は周辺地盤と同様であり、建物のめり込み沈下量はほとんど発生していない。

表 4.4.2 建屋残留変位

建屋残留沈下量		単位:cm	(-)沈下、(+)隆起			(累積) = (1回目)+(2回目)		
測定位置	測定点名	ケース1 無改良			ケース2 改良厚1.5m			
		レーザー変位計			レーザー変位計			
		加振1回目後	加振2回目後	累積	加振1回目後	加振2回目後	累積	
測定値	建屋沈下(北東角)	LVA(B)-NE	-27.2	-15.5	-42.7	-15	-16.6	-31.6
	建屋沈下(北西角)	LVA(B)-NW	-42.1	-26.3	-68.4	-14.9	-13	-27.9
	建屋沈下(南東角)	LVA(B)-SE	-29.8	-17.8	-47.6	-11.7	-21	-32.7
	建屋沈下(南西角)	LVA(B)-SW	-43.5	-28.7	-72.2	-11.7	-17.5	-29.2
平均値	建屋沈下(北側平均)	(NE+NW)/2	-34.6	-20.9	-55.6	-14.9	-14.8	-29.8
	建屋沈下(南側平均)	(SE+SW)/2	-36.6	-23.2	-59.9	-11.7	-19.3	-31.0
	建屋沈下(東側平均)	(NE+SE)/2	-28.5	-16.7	-45.2	-13.3	-18.8	-32.2
	建屋沈下(西側平均)	(NW+SW)/2	-42.8	-27.5	-70.3	-13.3	-15.3	-28.6
	建屋沈下(4点平均)	(NE+NW+SE+SW)/4	-35.6	-22.1	-57.7	-13.3	-17	-30.4
測定位置	測定点名	ケース3 改良厚3.0m			ケース4 改良厚4.5m			
		レーザー変位計			レーザー変位計			
		加振1回目後	加振2回目後	累積	加振1回目後	加振2回目後	累積	
測定値	建屋沈下(北東角)	LVA(B)-NE	-7.7	-18.9	-26.6	-8.7	-19.5	-28.2
	建屋沈下(北西角)	LVA(B)-NW	-8.6	-19.5	-28.1	-8	-19.9	-27.9
	建屋沈下(南東角)	LVA(B)-SE	-11.1	-19.4	-30.5	-10.5	-22.8	-33.3
	建屋沈下(南西角)	LVA(B)-SW	-11.9	-20.3	-32.2	-10.1	-23.4	-33.5
平均値	建屋沈下(北側平均)	(NE+NW)/2	-8.2	-19.2	-27.4	-8.4	-19.7	-28.1
	建屋沈下(南側平均)	(SE+SW)/2	-11.5	-19.9	-31.4	-10.3	-23.1	-33.4
	建屋沈下(東側平均)	(NE+SE)/2	-9.4	-19.2	-28.6	-9.6	-21.1	-30.8
	建屋沈下(西側平均)	(NW+SW)/2	-10.2	-19.9	-30.2	-9	-21.6	-30.7
	建屋沈下(4点平均)	(NE+NW+SE+SW)/4	-9.8	-19.6	-29.4	-9.3	-21.4	-30.7

建屋残留水平移動量		単位:cm	(+)北に移動、(-)南に移動			(累積) = (1回目)+(2回目)		
測定位置	測定点名	ケース1、無改良			ケース2、t = 60(1.5m)			
		レーザー変位計			レーザー変位計			
		加振1回目後	加振2回目後	累積	加振1回目後	加振2回目後	累積	
建屋下部(北面中央)	LHA(B)	3.1	9	12.1	-5.4	-9.4	-14.8	
測定位置	測定点名	ケース3、t = 120(3.0m)			ケース4、t = 180(4.5m)			
		レーザー変位計			レーザー変位計			
		加振1回目後	加振2回目後	累積	加振1回目後	加振2回目後	累積	
建屋下部(北面中央)	LHA(B)	3.1	5.8	8.9	-0.1	-3	-3.1	

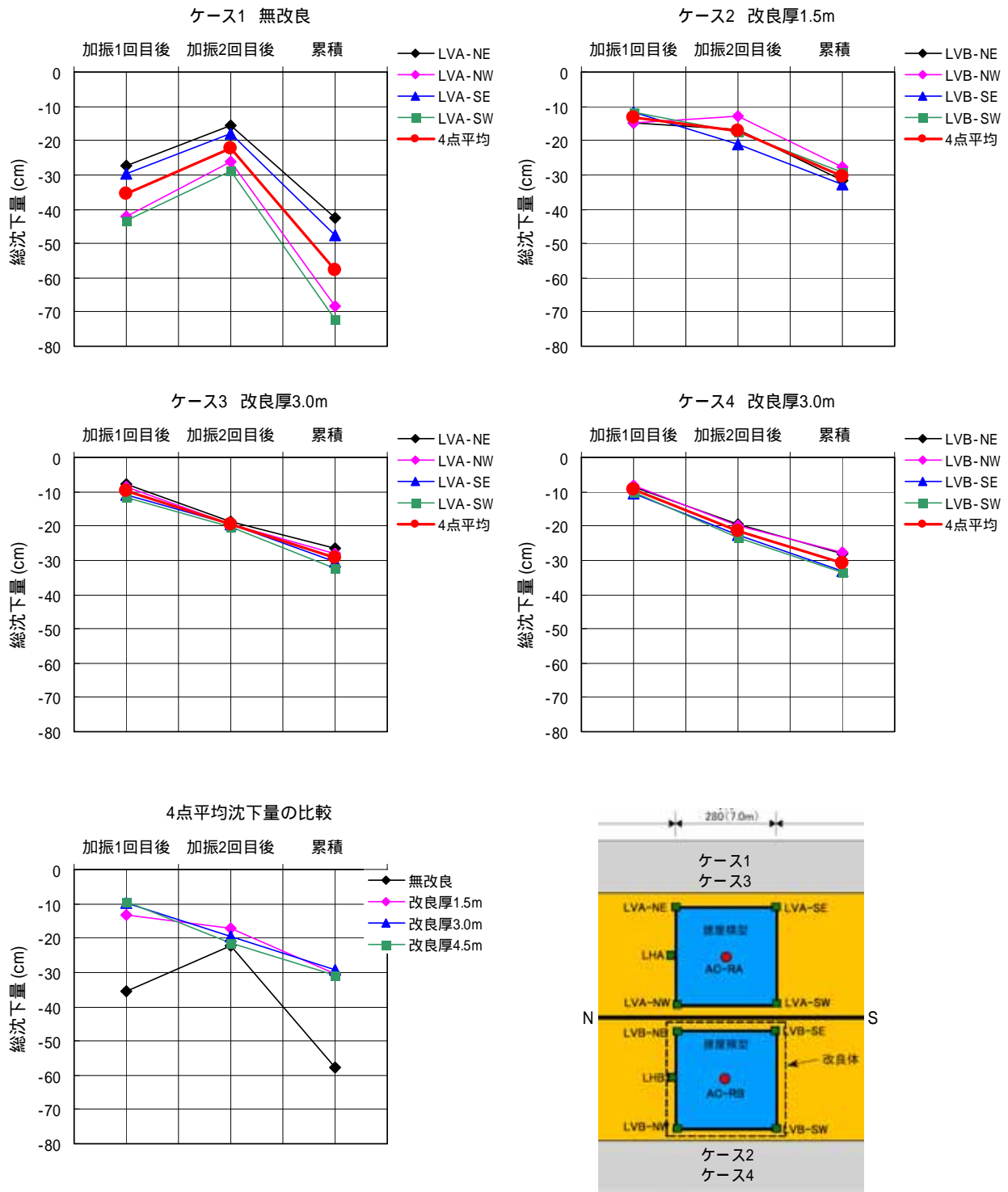


図 4.4.81 建屋の総沈下量

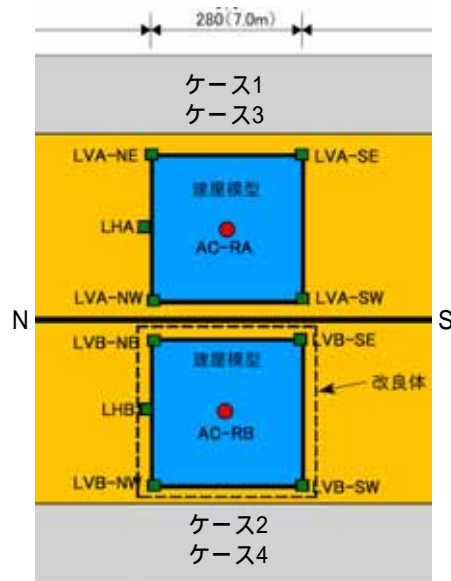
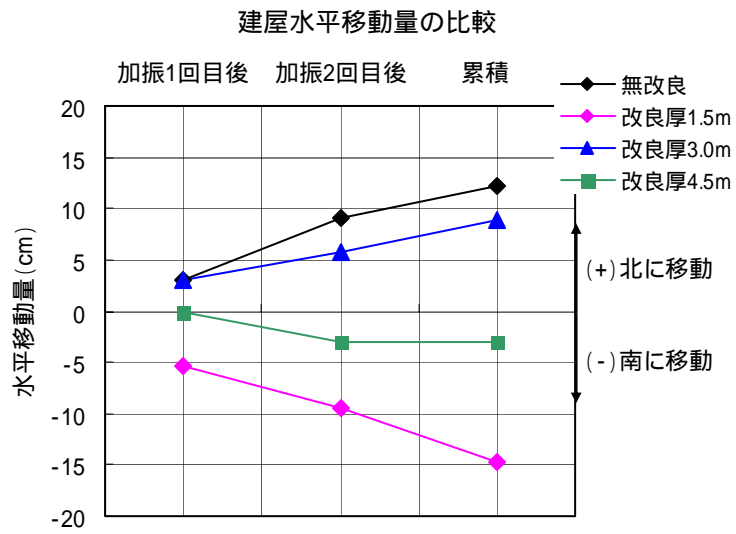


図 4.4.82 建屋水平移動量

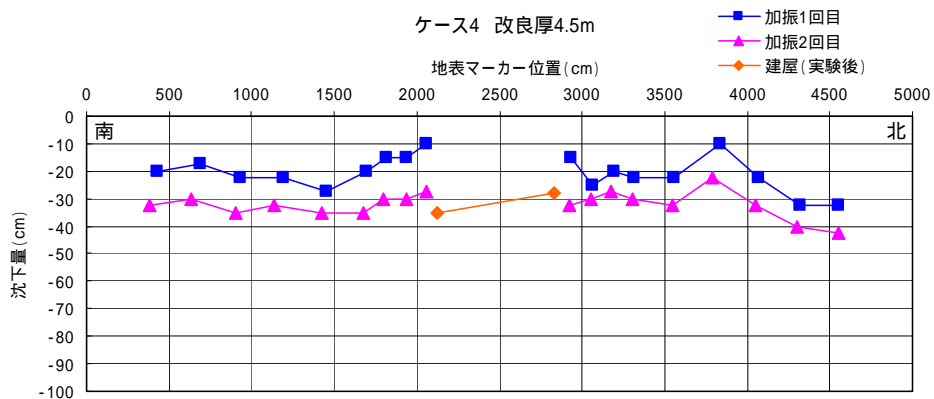
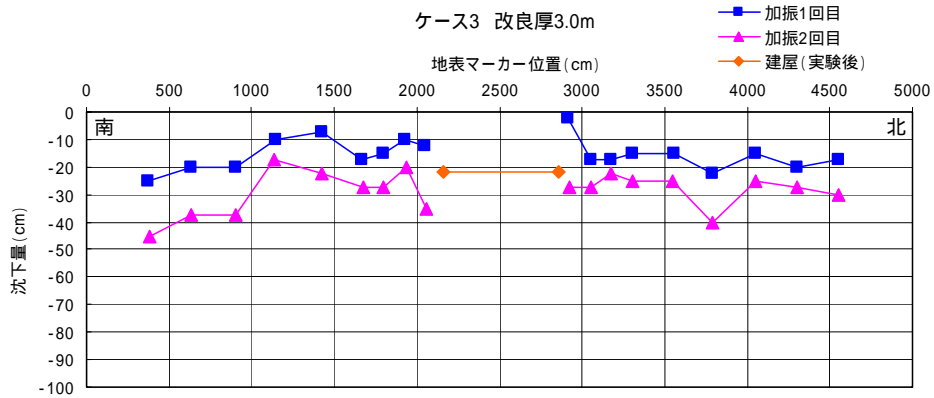
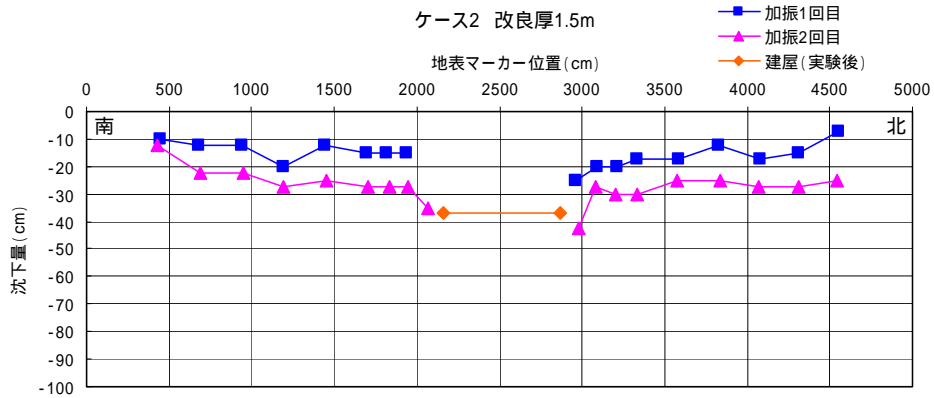
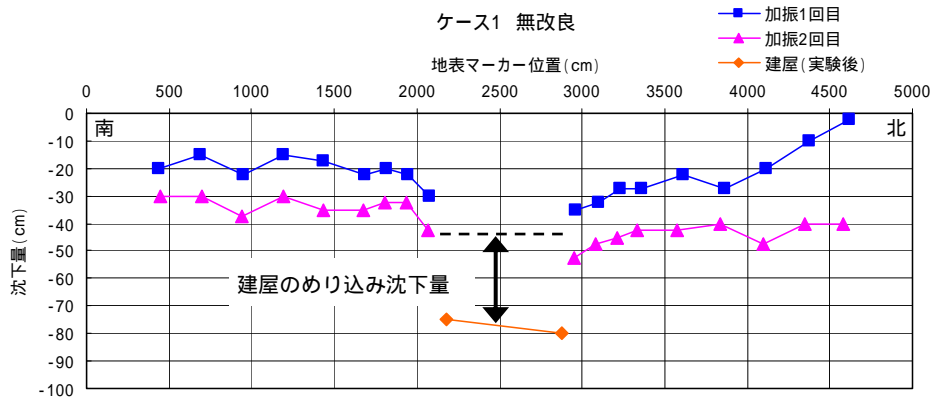


図 4.4.83 建屋周辺地表面の総沈下量 (断面中央)

(2) 最大過剰間隙水圧比の比較

過剰間隙水圧および水圧比の波形より最大値および残留値(消散過程)を読み取り表 4.4.3 と表 4.4.4 にまとめて示す。波形の読み取り例を図 4.4.84 に示す。

各実験ケースとの比較をした最大過剰間隙水圧と最大過剰間隙水圧比の深度分布図を図 4.4.85、図 4.4.86 示す。

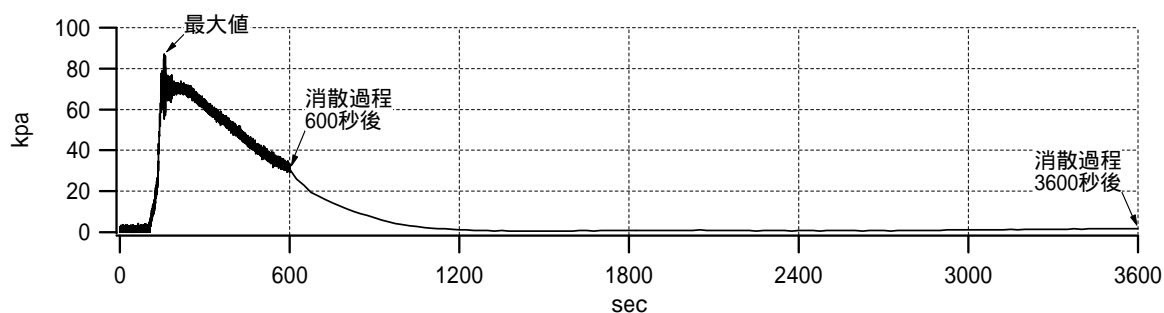


図 4.4.84 過剰間隙水圧波形の読み取り例

表 4.4.3 過剰間隙水圧および水圧比最大値一覧（加振 1 回目）

加振1回目 建屋下地盤

測定点名	深度 (GL-m)	ケース1 無改良					ケース2 改良厚1.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWC-4A(B)	-1.25	18.4	15.4	4.5	15.862	1.160	-	-	-	-	-
PWC-3A(B)	-3.75	39.6	35	6.9	37.190	1.065	36.8	26.6	4.8	33.882	1.086
PWC-2A(B)	-6.25	53.8	38.5	5	58.518	0.919	51.7	28.3	4	54.965	0.941
PWC-1A(B)	-8.75	68.3	40.1	4.7	79.846	0.855	70.4	29.8	4.9	76.048	0.926
測定点名	深度 (GL-m)	ケース3 改良厚3.0m					ケース4 改良厚4.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWC-4A(B)	-1.25	14.3	11.5	1.8	15.960	0.896	14.5	11.6	2.1	15.960	0.909
PWC-3A(B)	-3.75	36.6	30	2.7	37.288	0.982	39.7	34.5	3.5	37.288	1.065
PWC-2A(B)	-6.25	56.3	40.7	2.6	58.029	0.970	59.9	50.2	2	57.735	1.037
PWC-1A(B)	-8.75	70.0	40.5	2.6	79.357	0.882	68.9	47.9	3.3	79.063	0.871

加振1回目 遠方地盤

測定点名	深度 (GL-m)	ケース1 無改良					ケース2 改良厚1.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWS-4A(B)	-1.25	15.4	13.2	3.4	15.862	0.971	14.1	11.7	3.6	15.739	0.896
PWS-3A(B)	-3.75	36.7	33	4.6	37.190	0.987	32.2	25.8	4.1	36.822	0.874
PWS-2A(B)	-6.25	53.3	34.4	4.2	58.518	0.911	54.9	44.4	4	57.905	0.948
PWS-1A(B)	-8.75	75.1	48.7	5.4	79.846	0.941	68.9	37.5	5.8	78.988	0.872
測定点名	深度 (GL-m)	ケース3 改良厚3.0m					ケース4 改良厚4.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 'v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWS-4A(B)	-1.25	18.1	15.7	3.2	15.960	1.134	14.5	11.2	1.6	15.960	0.909
PWS-3A(B)	-3.75	45.1	40.7	5.3	37.288	1.210	34.3	31.7	2.7	37.288	0.920
PWS-2A(B)	-6.25	60.1	46.8	1.4	58.616	1.025	59.1	46.7	2.9	58.616	1.008
PWS-1A(B)	-8.75	76.3	48.9	3.5	79.944	0.954	73.9	47.5	1.9	79.944	0.924

表 4.4.4 過剰間隙水圧および水圧比最大値一覧（加振 2 回目）

加振2回目 建屋下地盤

測定点名	深度 (GL-m)	ケース1 無改良					ケース2 改良厚1.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWC-4A(B)	-1.25	15.5	11.1	2.2	15.862	0.977	-	-	-	-	-
PWC-3A(B)	-3.75	37.5	26	3	37.190	1.008	36.6	21	2.8	33.882	1.080
PWC-2A(B)	-6.25	53.6	28.8	2.4	58.518	0.916	52.6	19.5	1.6	54.965	0.957
PWC-1A(B)	-8.75	71.8	28.9	2.5	79.846	0.899	73.9	20.9	3.4	76.048	0.972
測定点名	深度 (GL-m)	ケース3 改良厚3.0m					ケース4 改良厚4.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWC-4A(B)	-1.25	13.4	11.8	3	15.960	0.840	15	12.3	2.9	15.960	0.940
PWC-3A(B)	-3.75	35.8	29	3.5	37.288	0.960	36.8	32.6	5	37.288	0.987
PWC-2A(B)	-6.25	61	47.4	5.7	58.029	1.051	64.2	53.2	5.6	57.735	1.112
PWC-1A(B)	-8.75	392.4	357.8	493.8	79.357	4.944	70.6	46.7	0.9	79.063	0.893

ケース3、加振2回目時にPWC-1Aはセンサー故障となった。

加振2回目 遠方地盤

測定点名	深度 (GL-m)	ケース1 無改良					ケース2 改良厚1.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWS-4A(B)	-1.25	13	10.2	1.9	15.862	0.820	12.5	9.4	2.1	15.739	0.794
PWS-3A(B)	-3.75	35.4	28.2	2.4	37.190	0.952	33	20	3.6	36.822	0.896
PWS-2A(B)	-6.25	56.5	23.5	2.2	58.518	0.966	58.1	32.2	2	57.905	1.003
PWS-1A(B)	-8.75	87	31.5	1.7	79.846	1.090	81.9	24	1.9	78.988	1.037
測定点名	深度 (GL-m)	ケース3 改良厚3.0m					ケース4 改良厚4.5m				
		過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比	過剰間隙水圧 (kpa)			初期有効 応力 σ_v (kpa)	最大過剰間 隙水圧比
		最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後			最大値	消散過程 600秒後	消散過程 3600秒後		
PWS-4A(B)	-1.25	16.7	14.1	2.9	15.960	1.046	13.7	10.3	2.9	15.960	0.858
PWS-3A(B)	-3.75	44.2	39.8	7.3	37.288	1.185	36.7	31	4.1	37.288	0.984
PWS-2A(B)	-6.25	60.9	47.1	5.1	58.616	1.039	61.9	42.9	3.5	58.616	1.056
PWS-1A(B)	-8.75	77.7	47.6	3.9	79.944	0.972	80.1	45.2	2.8	79.944	1.002

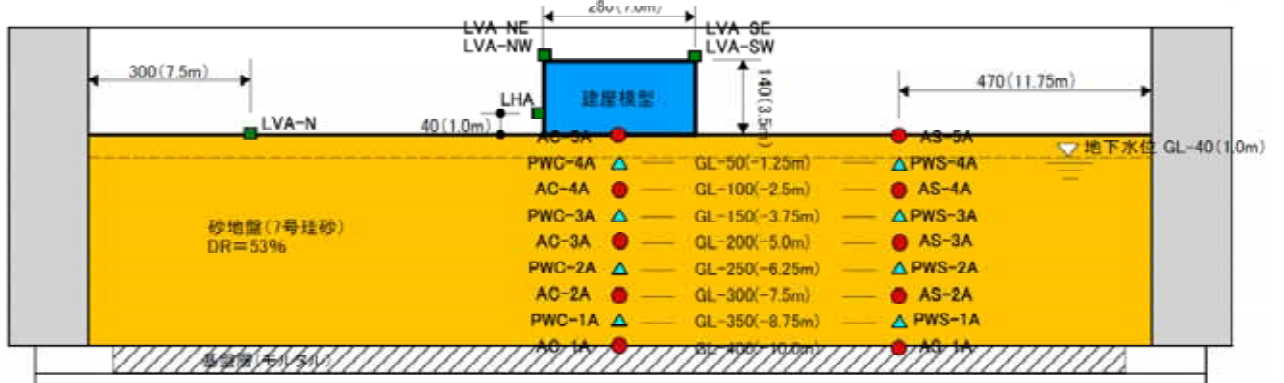
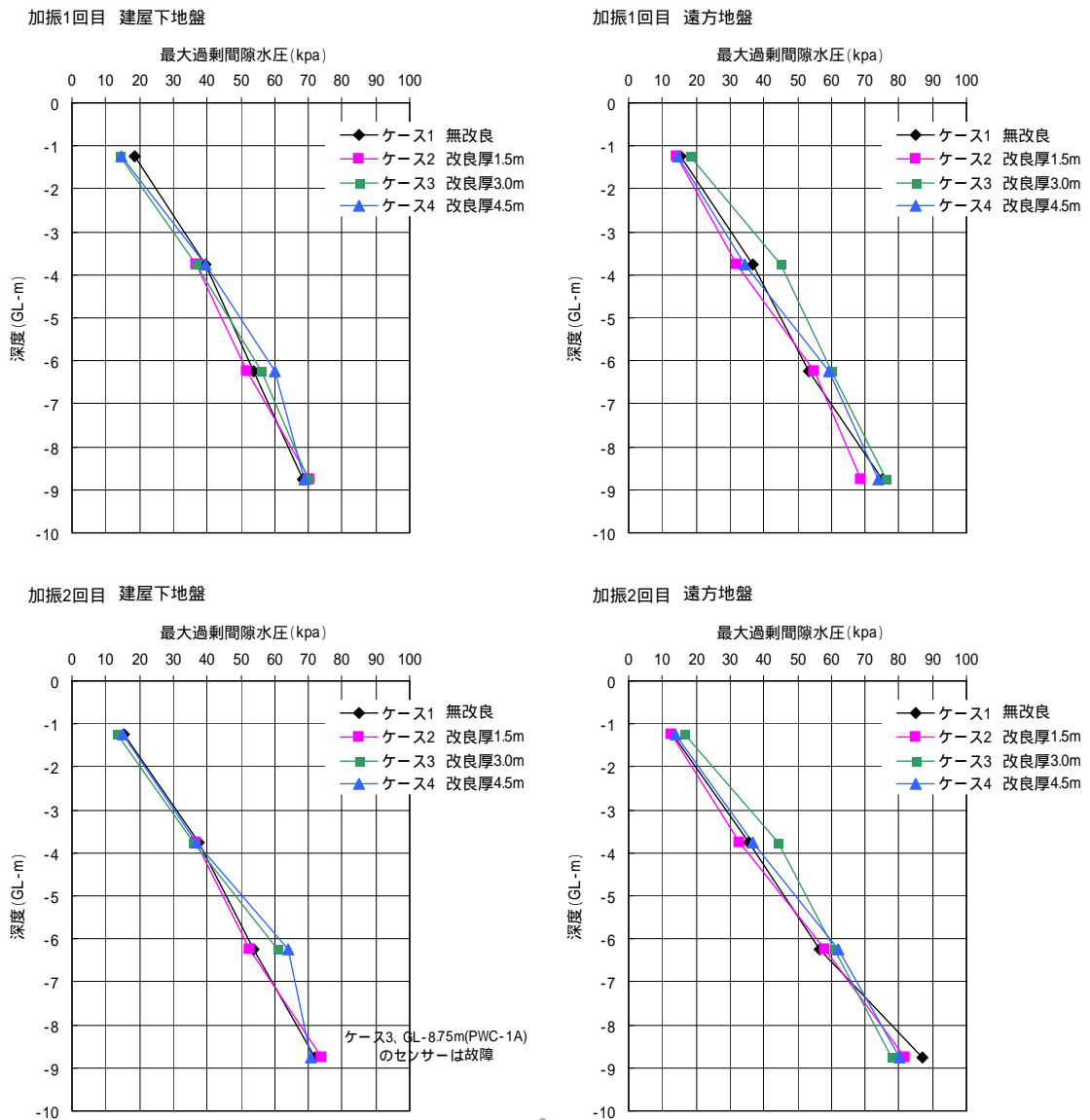
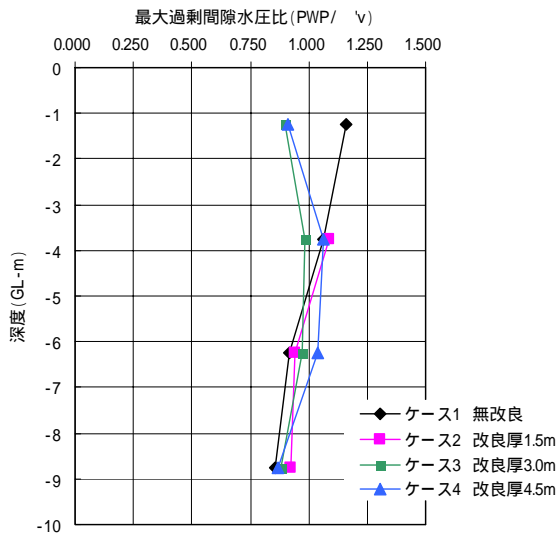
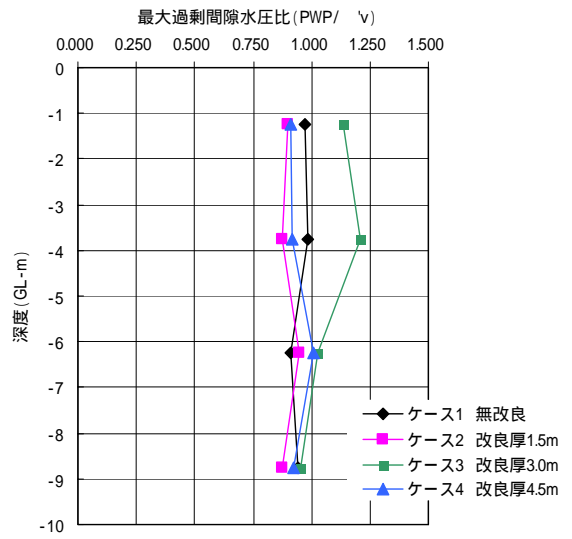


图 4.4.85 最大過剰間隙水圧分布

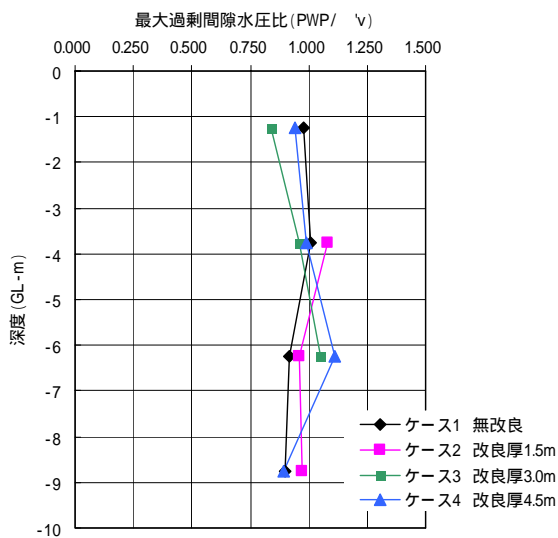
加振1回目 建屋下地盤



加振1回目 遠方地盤



加振2回目 建屋下地盤



加振2回目 遠方地盤

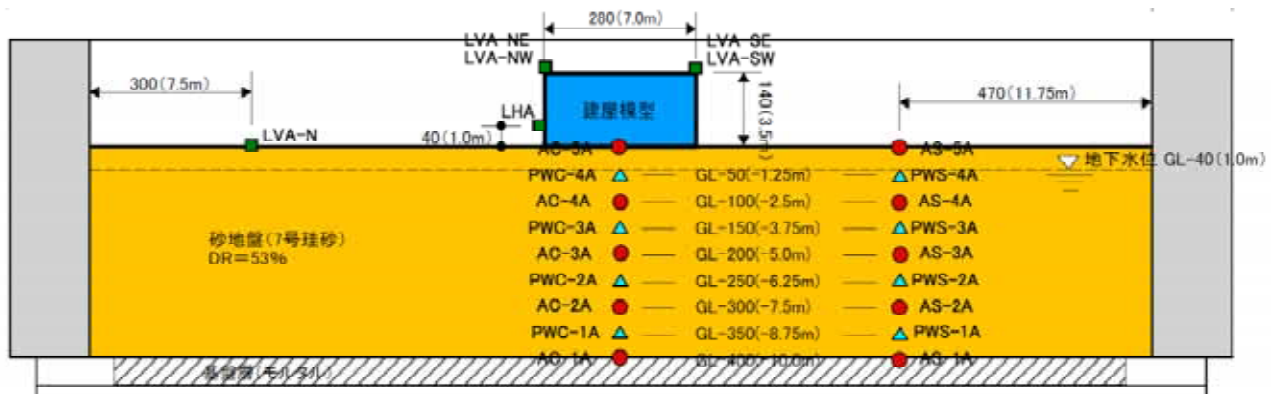
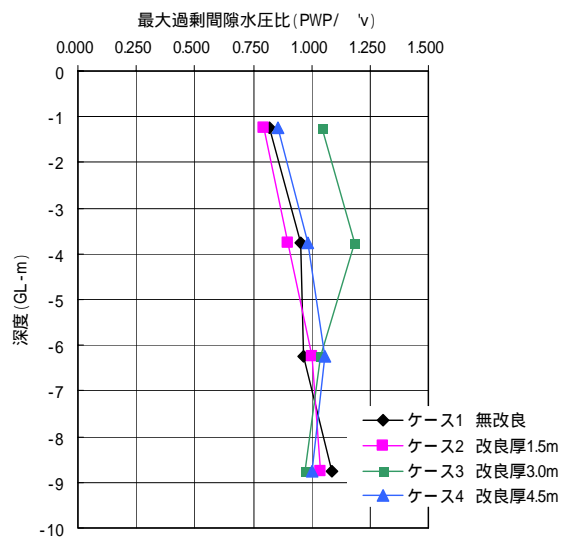


图 4.4.86 最大过剩间隙水圧比分布

(3) 最大加速度分布の比較

加速度応答波形より最大加速度を讀取り表 4.4.5 にまとめて示す。最大加速度は最大(+)と最小(-)の絶対値のうち大きい方を最大加速度とした。

各実験ケースで比較をした最大加速度の深度分布図を図 4.4.87 に示す。

表 4.4.5 最大加速度一覧表

加振1回目

測定点	深度 (GL-m)	ケース1 改良無し		ケース2 改良厚1.5m		ケース3 改良厚3.0m		ケース4 改良厚4.5m	
		建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤
		AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line
AC(S)-5	0	113.2	96.6	106.5	149.2	120.2	149.2	143.3	147.1
AC(S)-4	-2.5	70.2	72	229.8	164.3	114	166.8	101.9	148.8
AC(S)-3	-5	202.7	172.2	212.1	220.7	234.2	203.2	209.1	275.4
AC(S)-2	-7.5	171.1	220.2	156	178.7	164.1	290.8	249	249
AC(S)-1	-10	176.5	269.5	183	180.6	133	157.4	166.3	179.8

ケース1のAS-1はセンサー不調

加振2回目

測定点	深度 (GL-m)	ケース1 改良無し		ケース2 改良厚1.5m		ケース3 改良厚3.0m		ケース4 改良厚4.5m	
		建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤	建屋下	遠方地盤
		AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line	AC-Line	AS-Line
AC(S)-5	0	122.4	168.6	132.3	157.2	142.9	156.6	217.7	228.3
AC(S)-4	-2.5	110.7	110.8	274.7	142.6	140.3	158.5	127	144.6
AC(S)-3	-5	214.5	196.6	212.5	245.9	239.6	240.8	177	332
AC(S)-2	-7.5	208.7	234.4	303.8	254.2	378.5	315.2	425.9	293.1
AC(S)-1	-10	338	548.6	354.7	315.5	319.1	319.3	324.4	317.5

ケース1のAS-1はセンサー不調

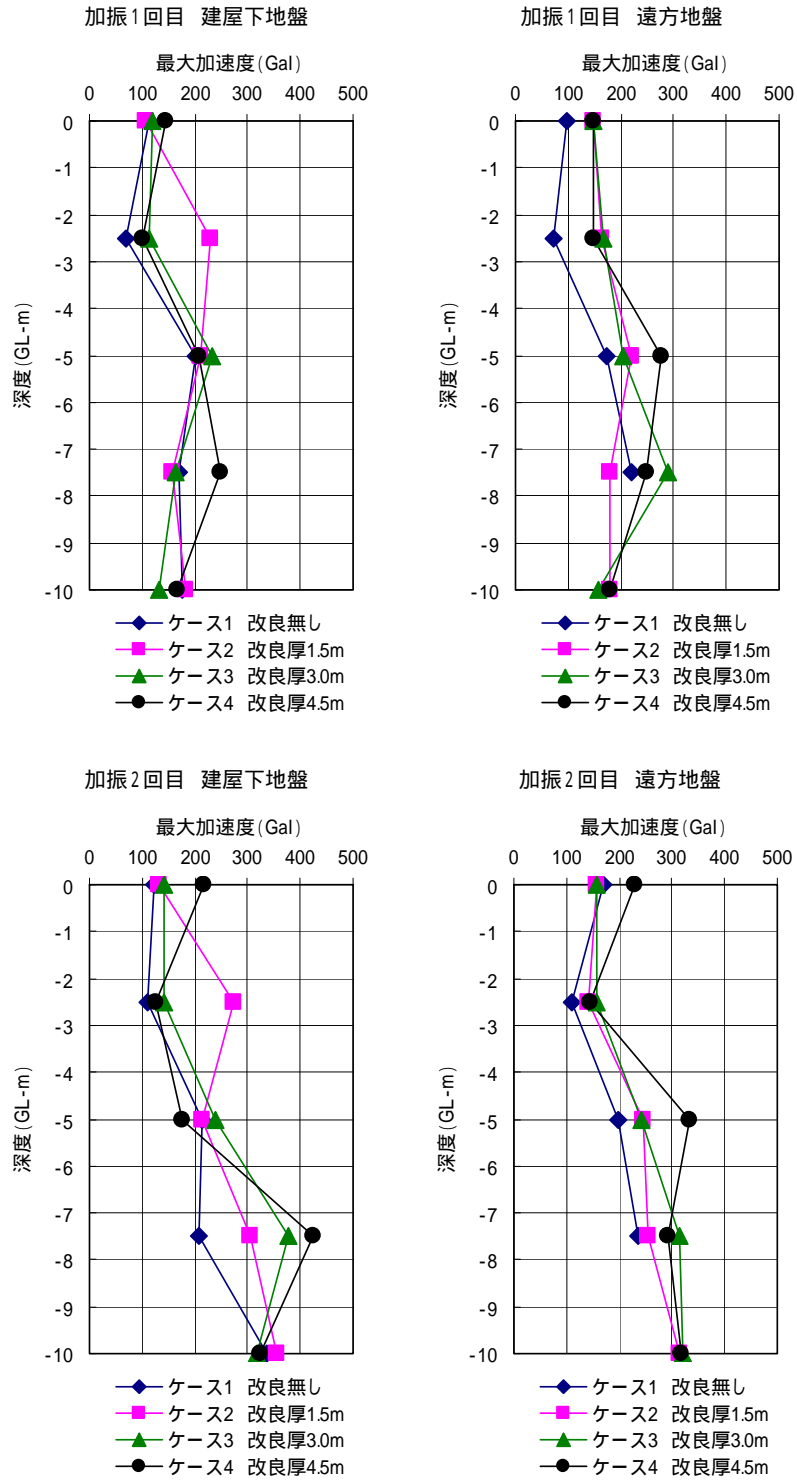


図 4.4.87 最大加速度分布

(4) 時刻歴波形の比較

建屋中央の加速度波形

図 4.4.88 は 1 回目の加振時における建屋中央加速度波形〔AC-RA(B)〕の比較を示している。また、図 4.4.89 は 2 回目の加振時における建屋中央加速度波形〔AC-RA(B)〕の比較を示している。これらの図から、いずれも、浅層地盤改良層厚が厚いほど、応答加速が大きくなっており、地盤改良することでせん断剛性が増加するため、加速度が伝達しやすくなることが分かる。また、2 回目の加振時の応答加速度波形では、2 つのピークを持つ波形となっている。1 度目の加速度の増加は加振の初期段階であり、地盤が液状化するまでの段階と考えられる。一方、2 度目のピークは入力加速度が最大となる付近であり、地盤が液状化していたとしても入力加速度が大きくなると、建物まで加速度が伝達されることを表わしている。

建屋の平均総沈下量の比較

図 4.4.90、図 4.4.91 は 1 回目の加振時における建屋平均総沈下量の時刻歴を、図 4.4.92、図 4.4.93 は 2 回目の加振時における建屋平均総沈下量の時刻歴を示している。図 4.4.90 から、地盤改良なしの場合の建屋の平均総沈下量は、改良した場合のそれに比べて 2.5～4 倍となっており、長時間にわたって沈下することが分かる。一方、地盤改良したケース 2～4 の平均総沈下量は改良層厚が厚いほど沈下が小さくなる傾向を示すものの、その差は比較的小さい。また、改良したケース 2～4 の沈下は加振後、すぐに収束し、加振終了後、沈下の進行はほとんど見られない。

建屋の傾斜角

図 4.4.94、図 4.4.95 は 1 回目の加振時の建屋傾斜角(加振方向)の時刻歴を示しており、図 4.4.96、図 4.4.97 は 2 回目の加振時の建屋傾斜角(加振方向)の時刻歴を示している。建物荷重の分布が均一であることから、本来建屋は傾斜しないと考えられるが、加振方向等の影響から傾斜が発生したと考えられる。

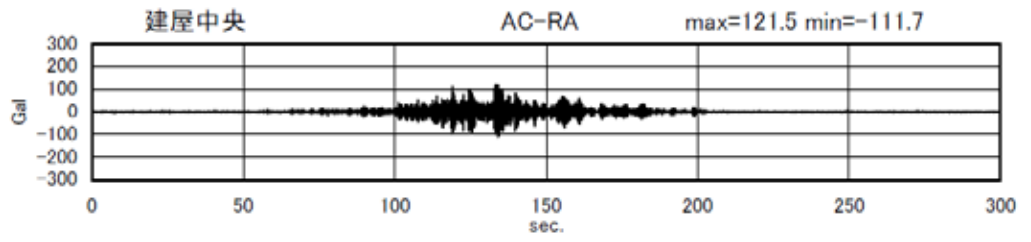
遠方地盤の地表面沈下量(建物がない場合の地盤の総沈下量)

図 4.4.98、図 4.4.99 は 1 回目の加振時における遠方地盤地表面沈下量を、図 4.4.100、図 4.4.101 は 2 回目の加振時における遠方地盤地表面沈下量の時刻歴を示している。遠方地盤は実験ケースによって沈下したケースと隆起したケースがある。

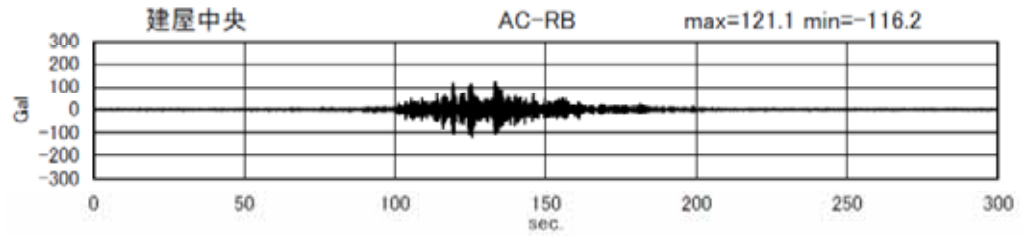
建屋のめり込み沈下

図 4.4.102、図 4.4.103 は、1 回目の加振時における建屋めり込み沈下量(建屋平均総沈下量 - 遠方地表面沈下量)、図 4.4.104、図 4.4.105 は 2 回目の加振時における建屋めり込み沈下量を示している。1 回目の加振時における地盤改良した場合のめり込み沈下量は改良なしの場合の 1/3～1/10 となっており、浅層地盤改良することで、建屋のめり込み沈下量は抑制できることが分かる。なお、改良厚による違いは明確でない。また、2 回目の加振時における建屋のめり込み沈下量は改良した方が改良なしの場合に比べてやや小さくなる傾向は見られるが明確ではない。

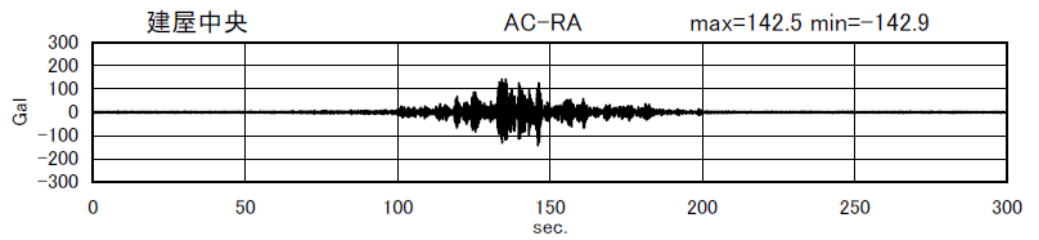
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

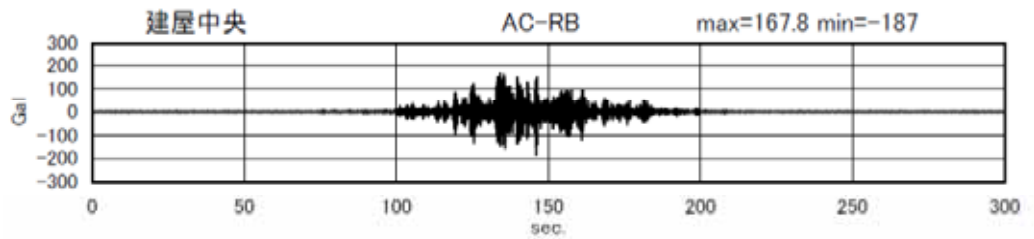


図 4.4.88 建屋中央加速度波形〔AC-RA(B)〕の比較 加振 1 回目

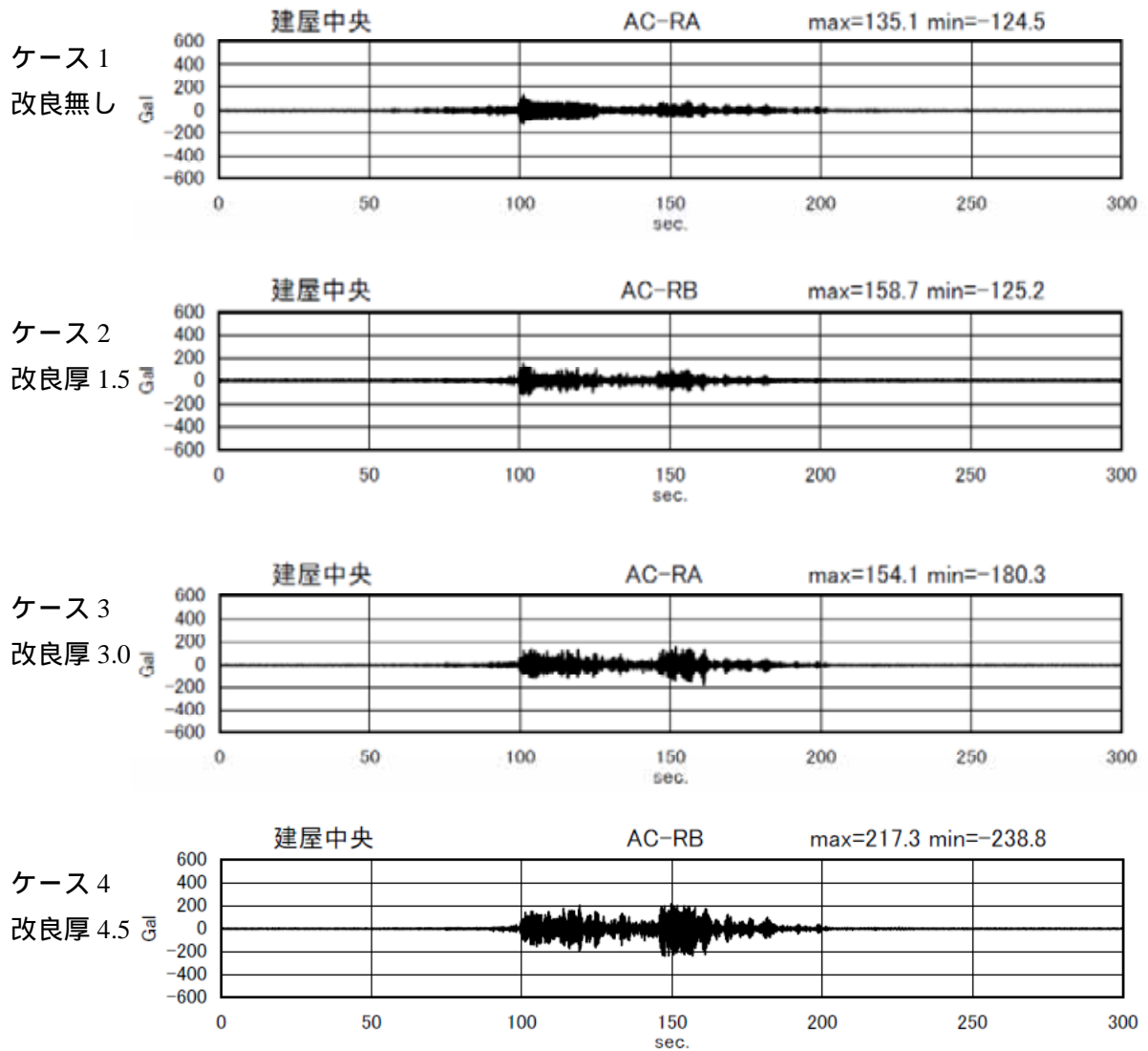
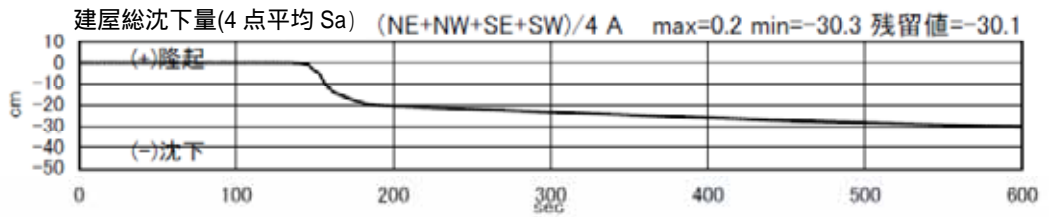


図 4.4.89 建屋中央加速度波形〔AC-RA(B)〕の比較 加振 2 回目

ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

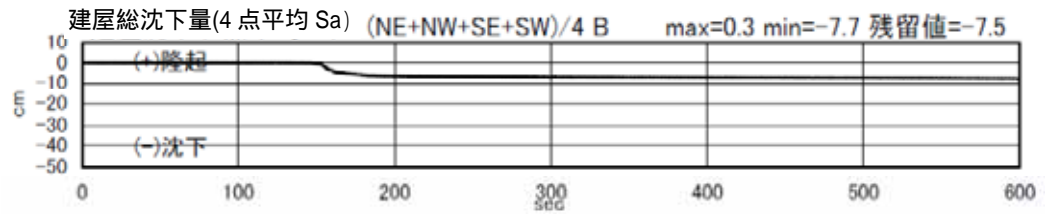
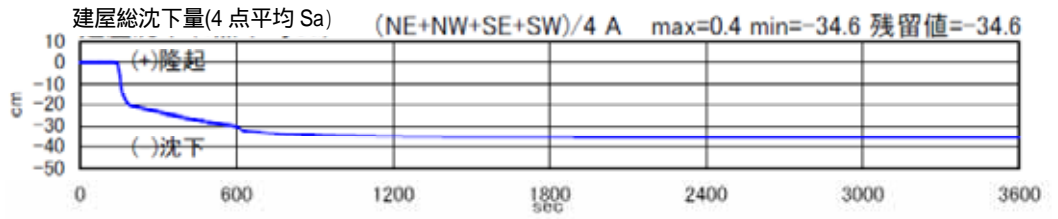
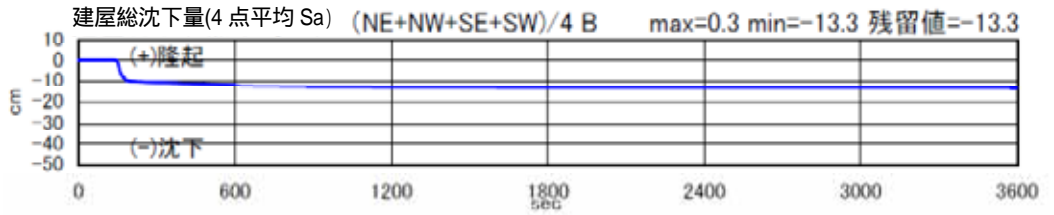


図 4.4.90 建屋平均総沈下量の比較 加振 1 回目 (600 秒)

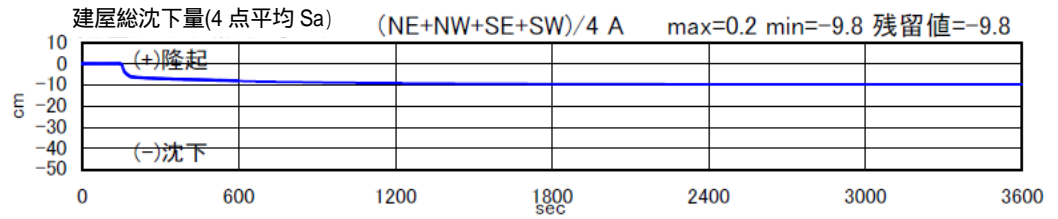
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

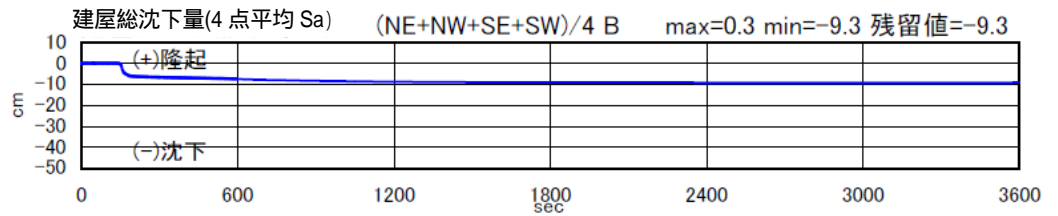


図 4.4.91 建屋平均総沈下量の比較 加振 1 回目 (3600 秒)

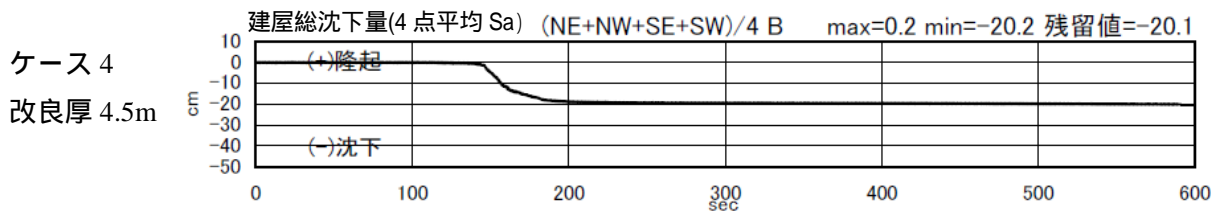
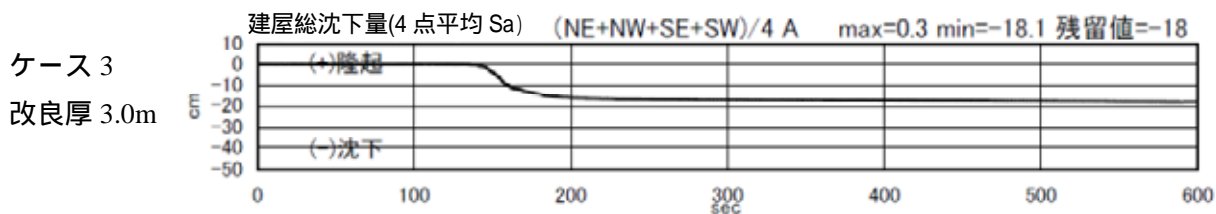
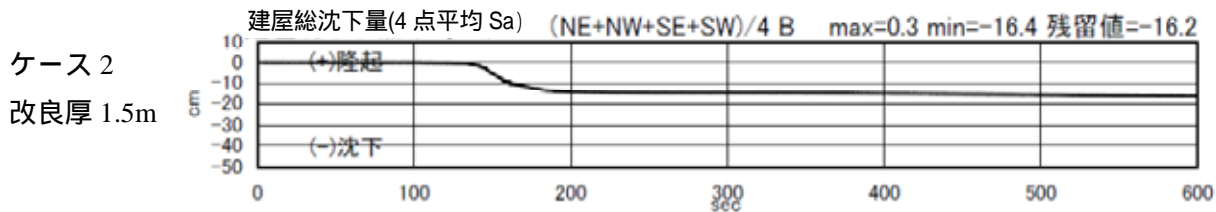
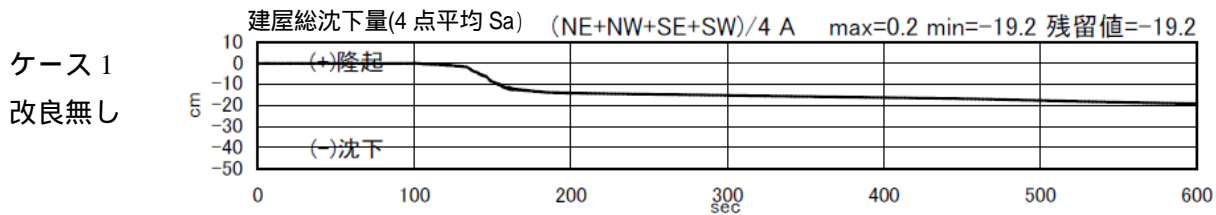
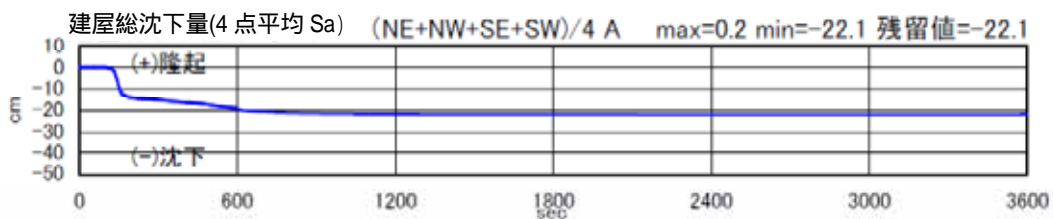
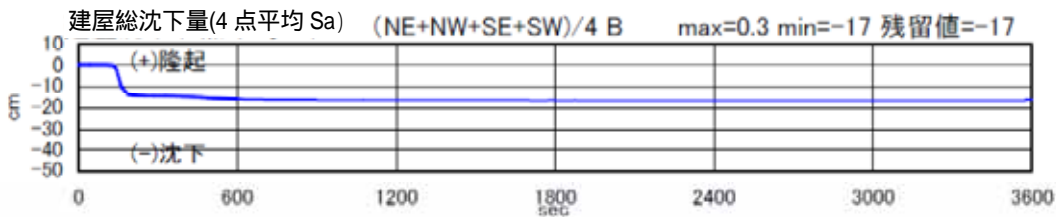


図 4.4.92 建屋平均総沈下量の比較 加振 2 回目 (600 秒)

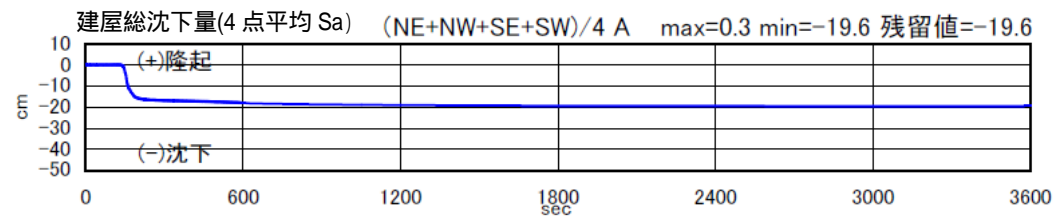
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

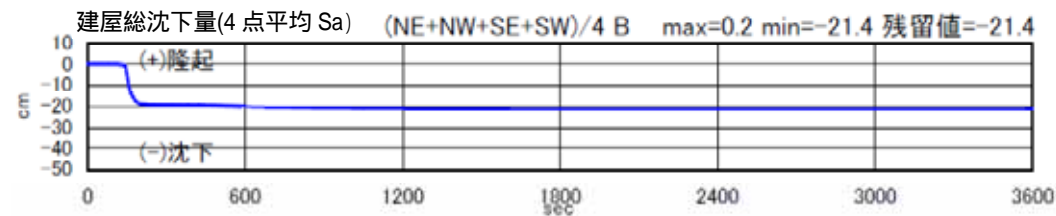
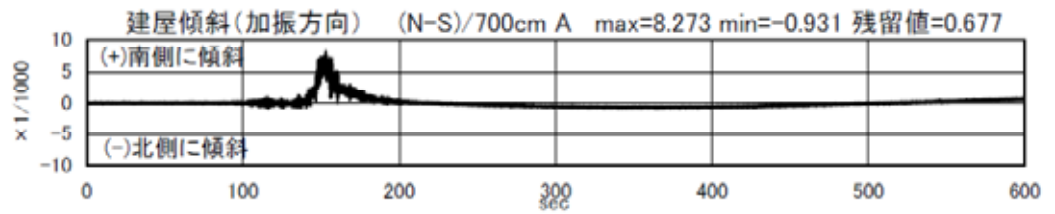
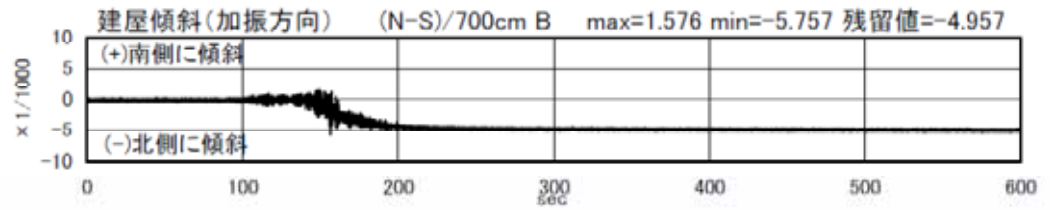


図 4.4.93 建屋平均総沈下量の比較 加振 2 回目 (3600 秒)

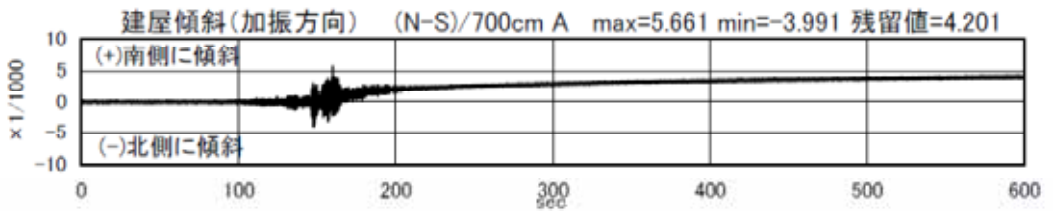
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

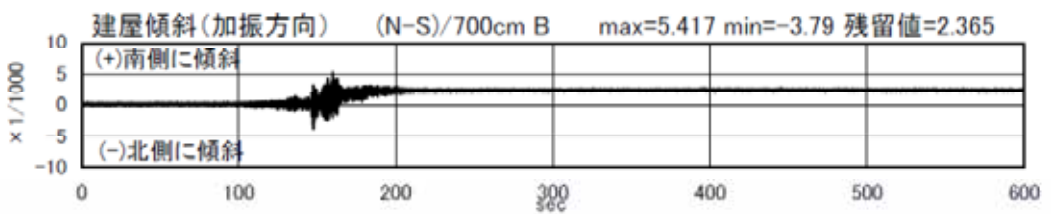
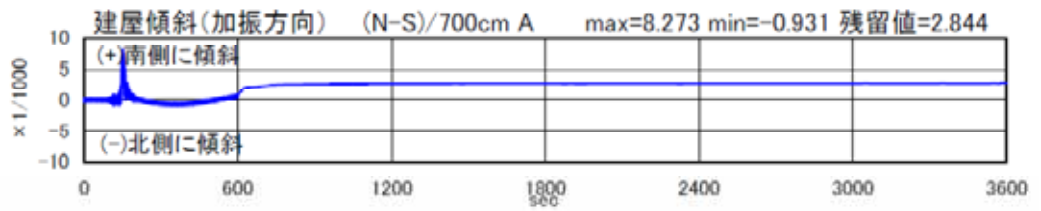
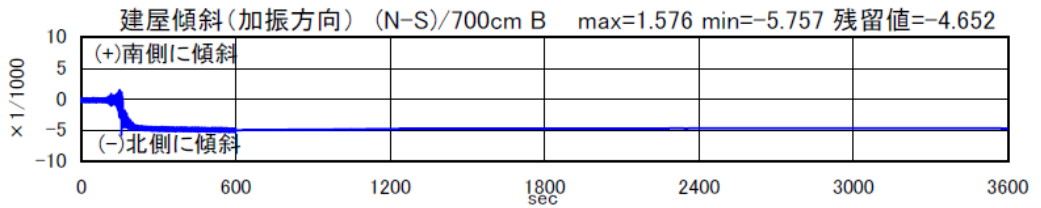


図 4.4.94 建屋傾斜角（加振方向）の比較 加振 1 回目（600 秒）

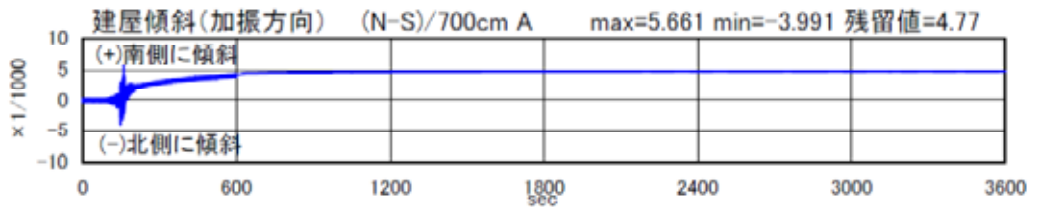
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

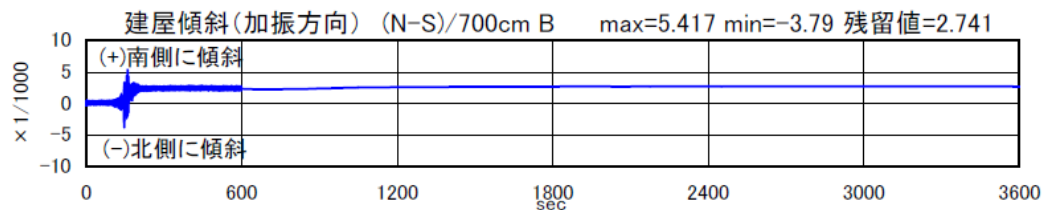
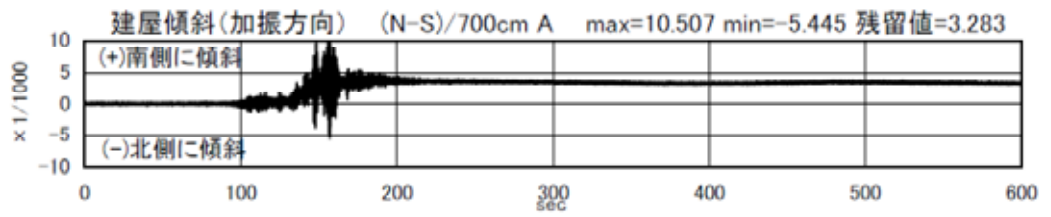
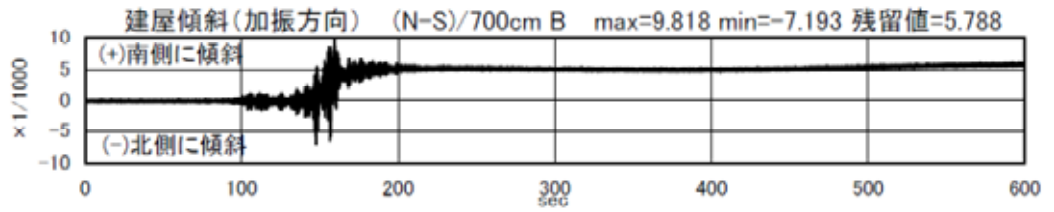


図 4.4.95 建屋傾斜角(加振方向)の比較 加振 1 回目(3600 秒)

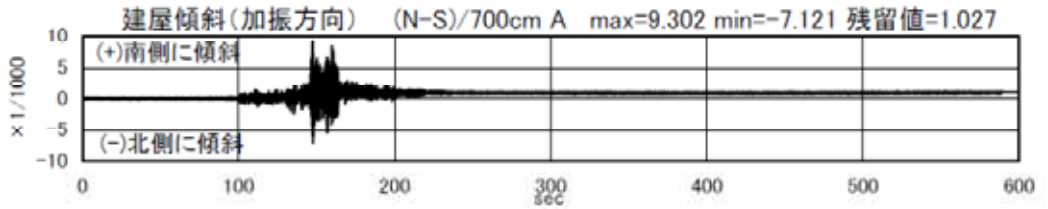
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

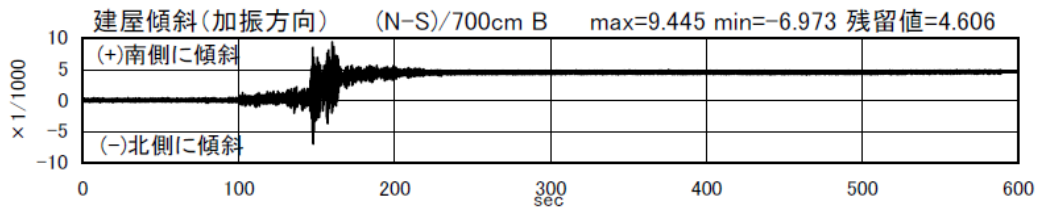
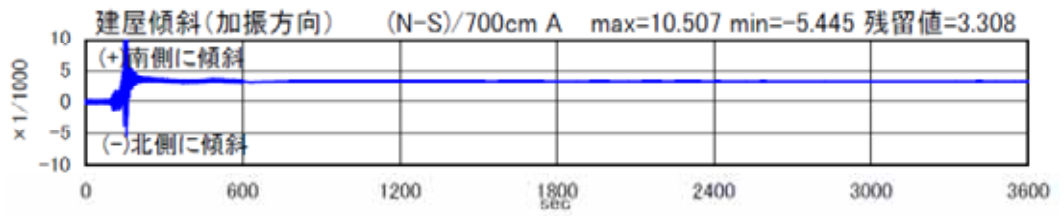
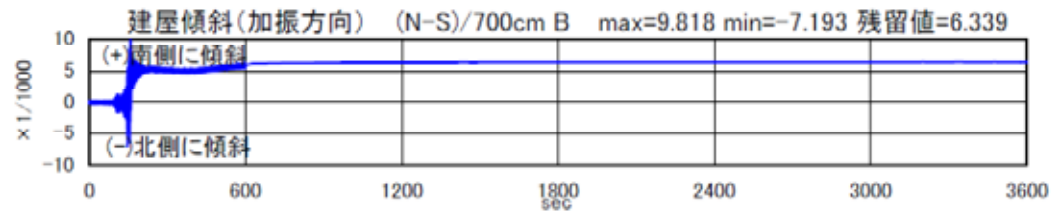


図 4.4.96 建屋傾斜角(加振方向)の比較 加振 2 回目(600 秒)

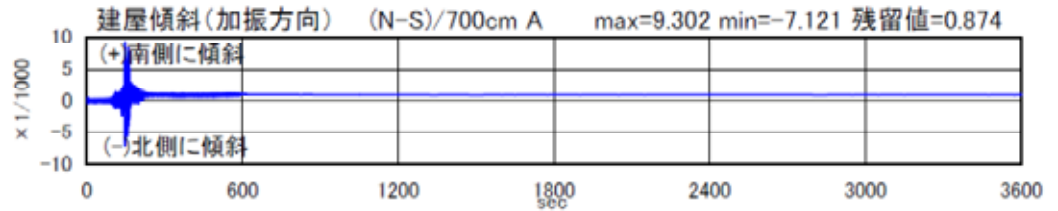
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

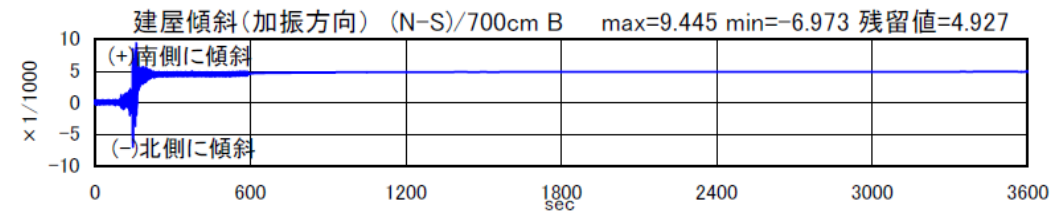
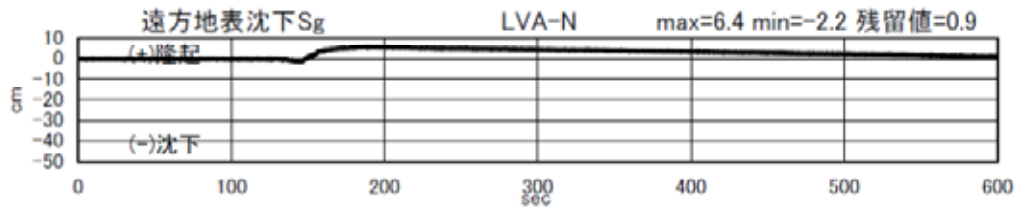
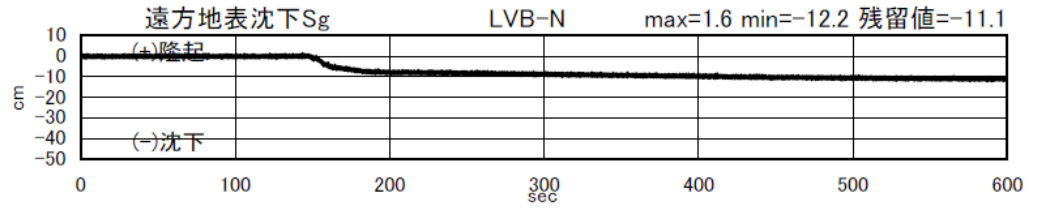


図 4.4.97 建屋傾斜角(加振方向)の比較 加振 2 回目(3600 秒)

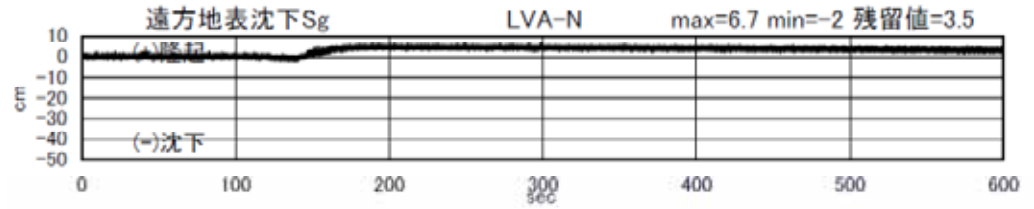
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

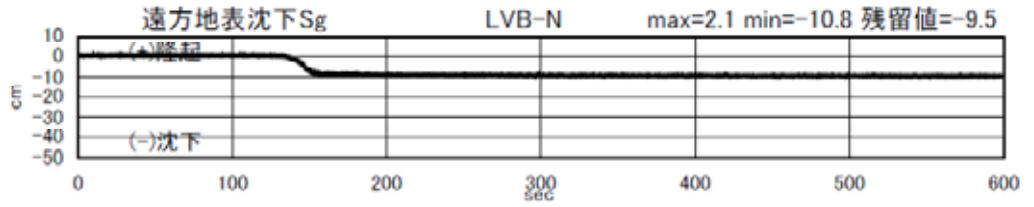
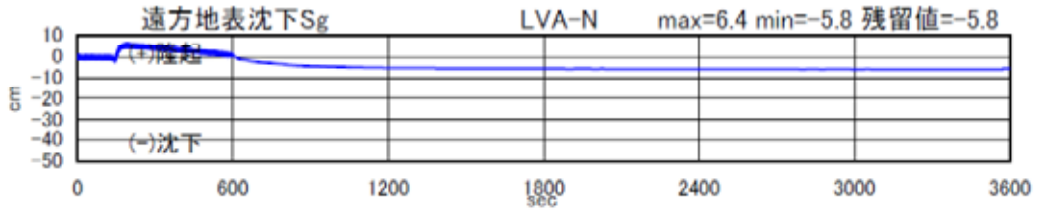
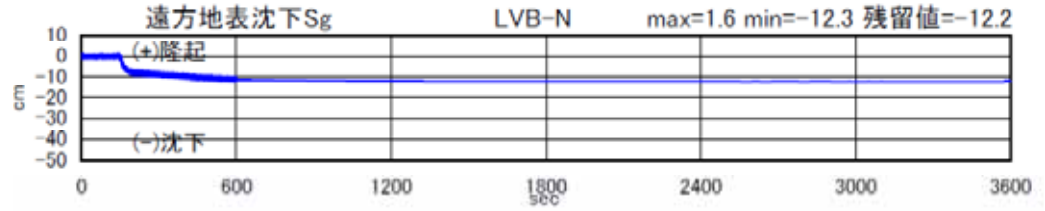


図 4.4.98 遠方地盤地表面沈下量の比較 加振 1 回目 (600 秒)

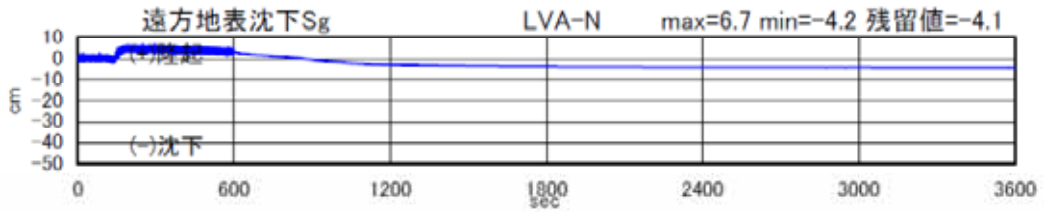
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

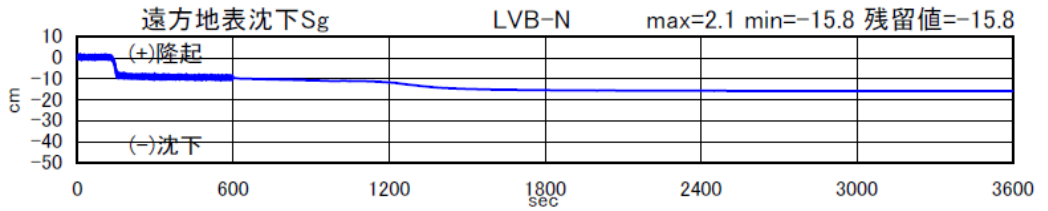
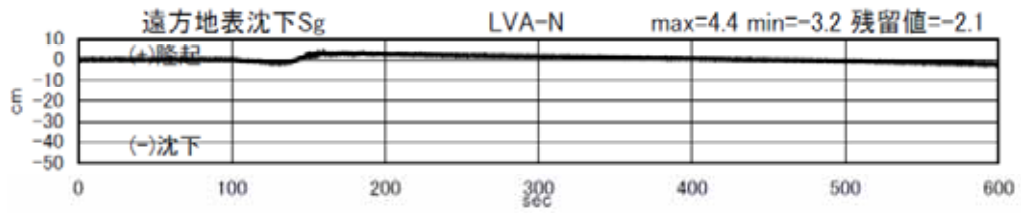
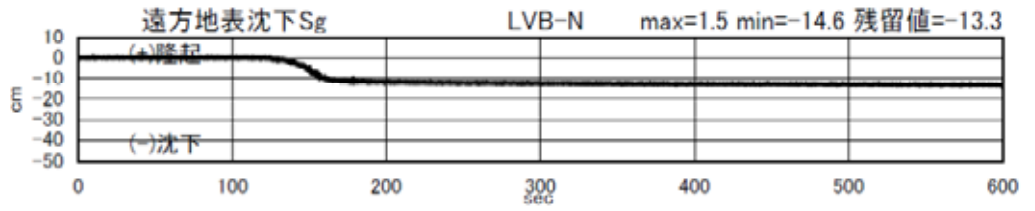


図 4.4.99 遠方地盤地表面沈下量の比較 加振 1 回目 (3600 秒)

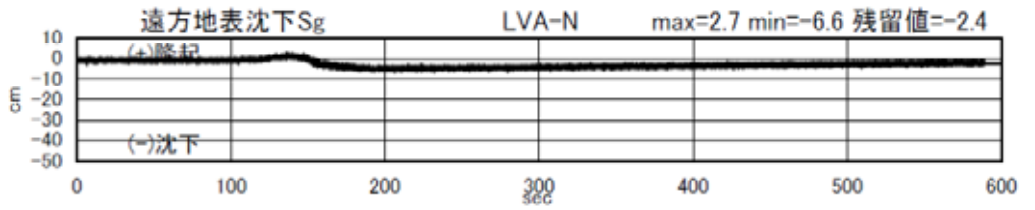
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

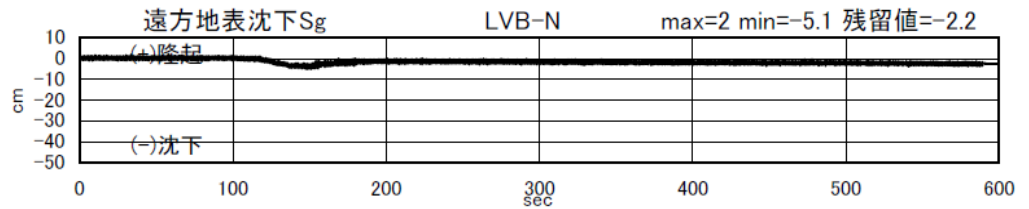
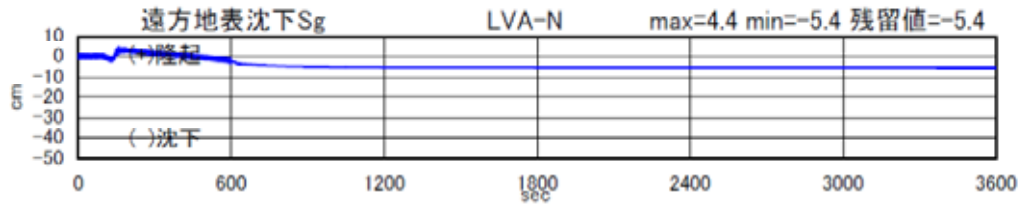
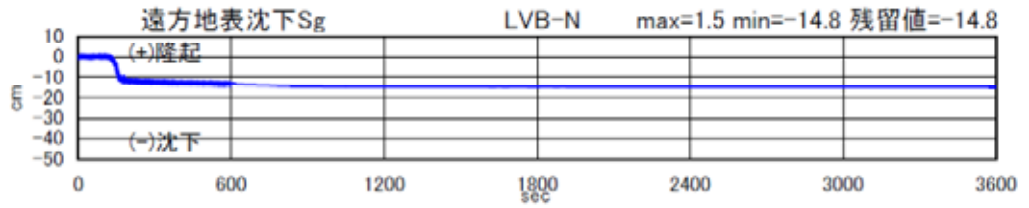


図 4.4.100 遠方地盤地表面沈下量の比較 加振 2 回目 (600 秒)

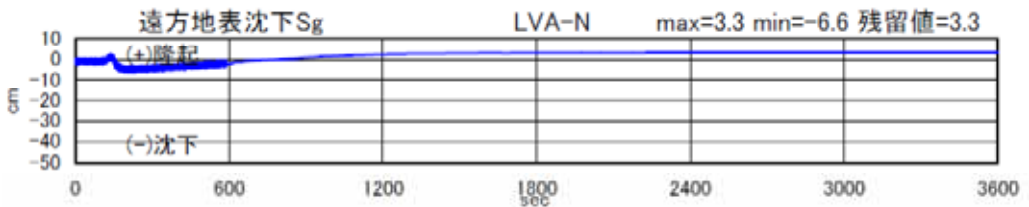
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

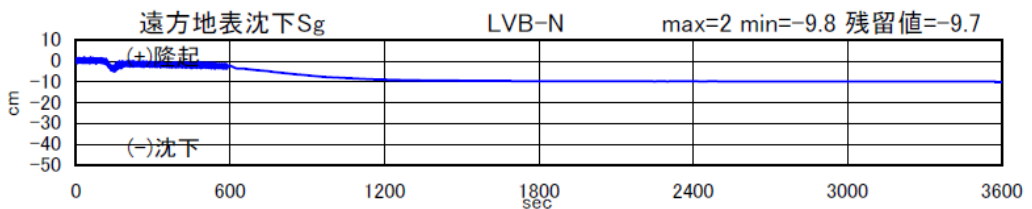
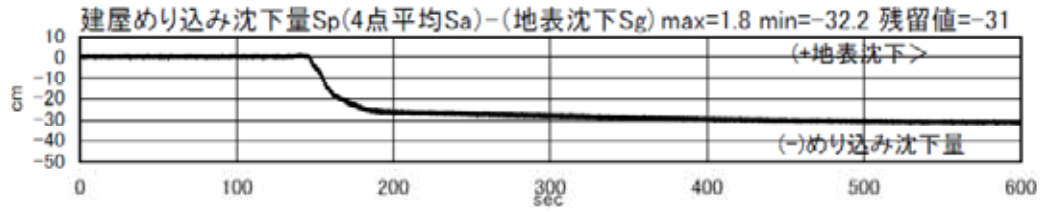
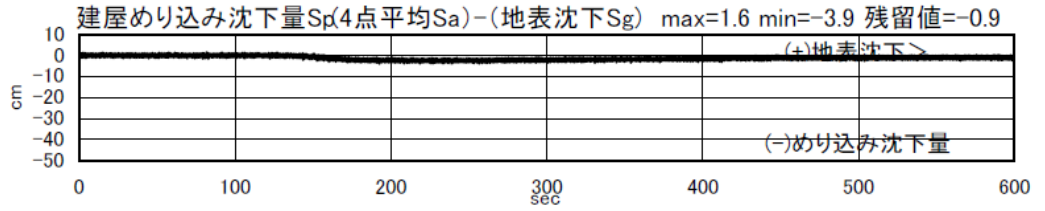


図 4.4.101 遠方地盤地表面沈下量の比較 加振 2 回目 (3600 秒)

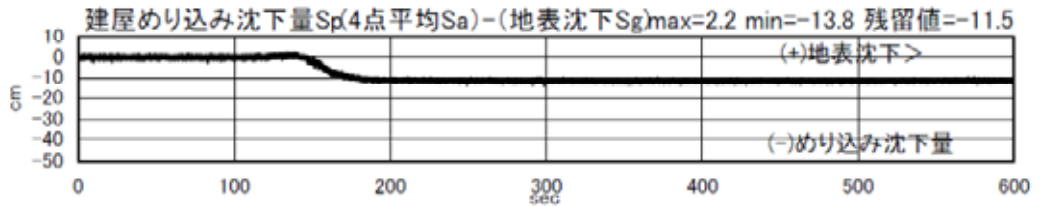
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

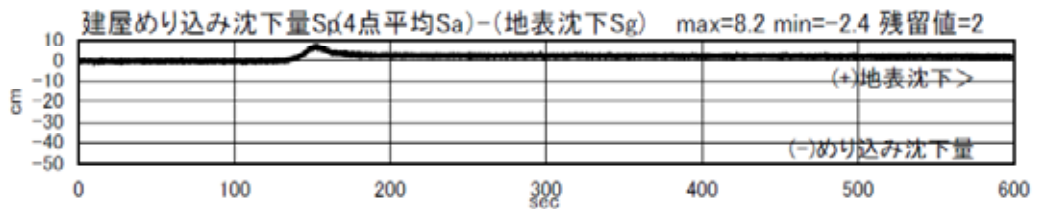
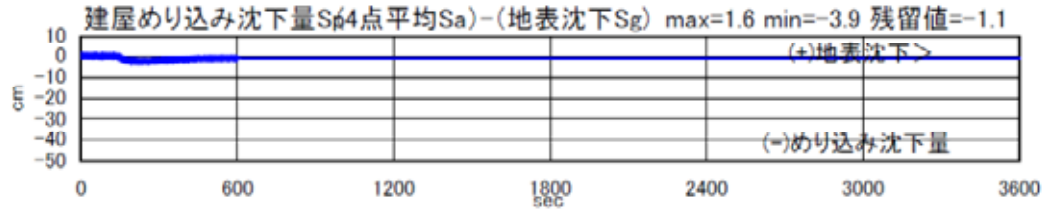


図 4.4.102 建屋めり込み沈下量（建屋平均総沈下量 - 遠方地表面沈下量）の比較
加振 1 回目（600 秒）

ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

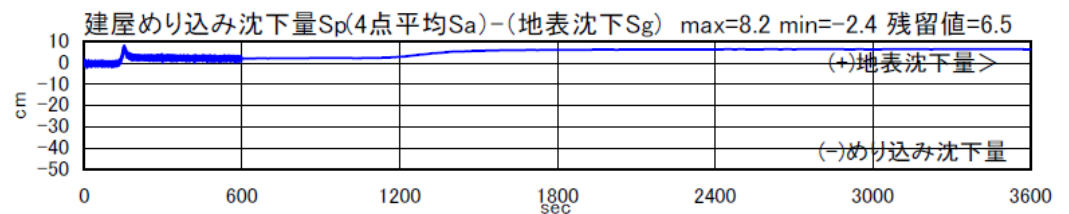
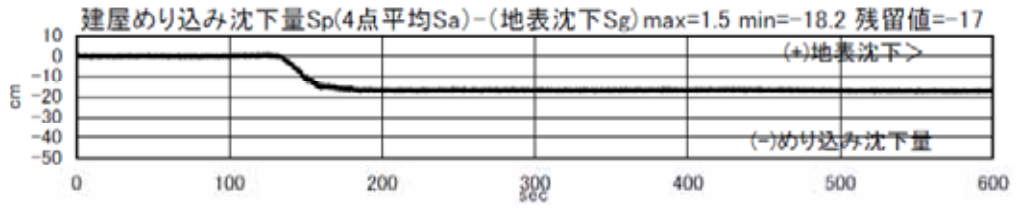
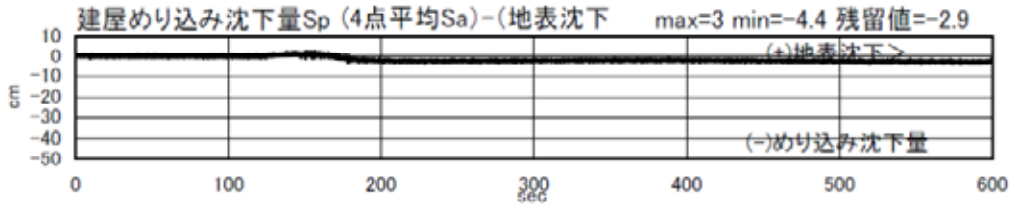


図 4.4.103 建屋めり込み沈下量（建屋平均総沈下量 - 遠方地表面沈下量）の比較
加振 1 回目（3600 秒）

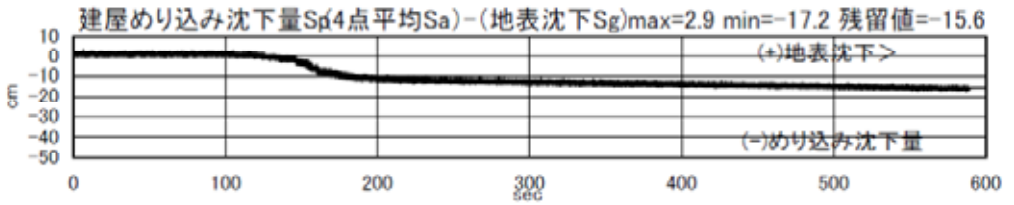
ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

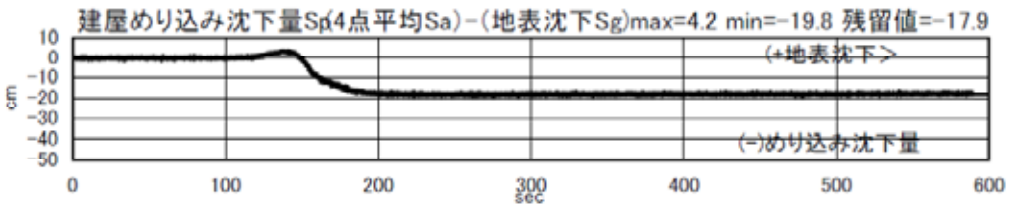
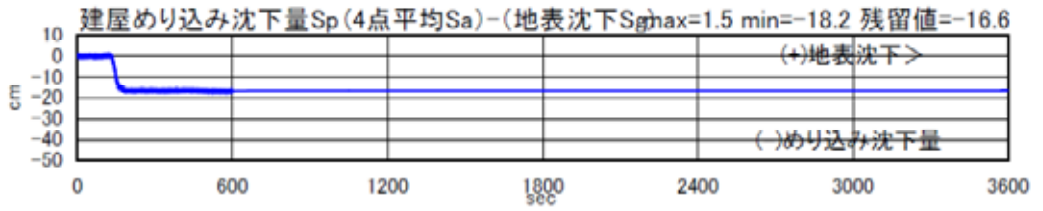
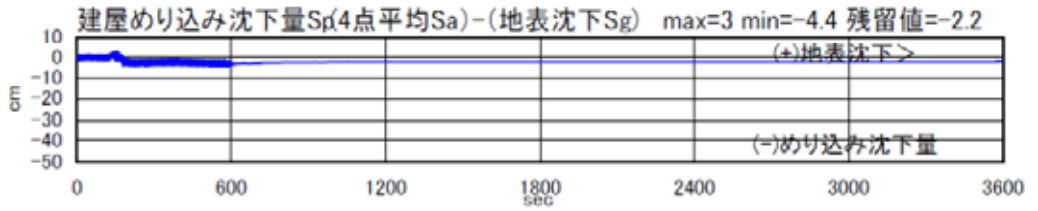


図 4.4.104 建屋めり込み沈下量（建屋平均総沈下量 - 遠方地表面沈下量）の比較
加振 2 回目（600 秒）

ケース 1
改良無し



ケース 2
改良厚 1.5m



ケース 3
改良厚 3.0m



ケース 4
改良厚 4.5m

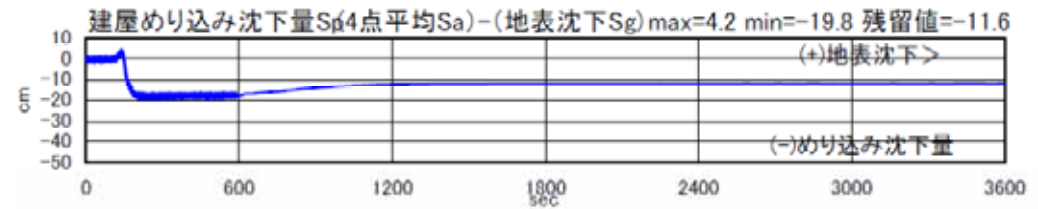


図 4.4.105 建屋めり込み沈下量（建屋平均総沈下量 - 遠方地表面沈下量）の比較
加振 2 回目（3600 秒）

4.5 まとめ

軽量構造物直下に比較的薄い固化系地盤改良体を構築する液状化対策（浅層盤状改良）の沈下低減効果について実施した遠心模型振動実験結果をまとめると以下のとおりである。

- ・ 1 回目の加振レベル（地震動 1：最大入力加速度 150Gal 程度）の地震で、いずれのケースの建屋も、地盤の液状化に伴い周辺地盤より大きな沈下を生じた。建屋直下に盤状の地盤改良を行ったケース（ケース 2，ケース 3，ケース 4）は、地盤改良を行わないケース（ケース 1）に比べていずれのケースも建屋の平均総沈下量は小さく、盤状改良による沈下低減効果が認められた。地盤改良厚を厚くするほど建屋総平均沈下量は小さくなる傾向はわずかに見られたが、地盤改良厚による総沈下量の差は小さい。また、建屋直下に盤状の地盤改良を行ったケースの沈下は、周辺の遠方地盤の総沈下量と概ね同様である。すなわち、今回の実験の範囲では、地盤改良厚が 1.5m あれば改良の効果は期待でき、建屋のめり込み沈下は小さい。

したがって、今回の実験結果から、浦安で観測された地震（地震動 1）の規模の場合、地盤改良を厚さ 1.5m 以上としておけば、宅地地盤と周辺地盤との間で不等沈下（段差）はあまり生じないと予想される。

- ・ 2 回目の加振レベル（地震動 2：最大入力加速度 350Gal 程度）の地震で、地盤は再度液状化して、いずれのケースの建屋も 1 回目の加振による総沈下量よりさらに大きな総沈下量が生じた。2 回目の加振によって生じた建屋平均総沈下量は、いずれのケースもほぼ同程度となっており、地盤改良の有無や地盤改良厚による影響はあまり見られなかった。

したがって、今回の実験結果から、浦安で観測された地震の 2 倍の加速度を持つ地震（地震動 2）が発生した場合、地盤改良対策の有無、地盤改良厚さによらず、大きく沈下するが、地盤改良を厚さ 1.5m 以上としておけば、不等沈下（段差）はかなり抑制できると予想される。

以上、限られた条件の範囲内であるが、今回の実験で液状化地盤における家屋直下の盤状地盤改良の効果を遠心模型振動実験によって確認した。

第5章 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

5.1 概要

本研究の基本コンセプトである「浅層盤状改良」について、2つの有効応力解析を用いて改良範囲と住宅のめり込み沈下量の関係を研究し、設計に有用な資料を得ることを目的とした。

解析には、弾塑性構成式 SYS Cam-Clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形コード **GEOASIA**、静的有限要素解析コード **ALID** を用いた。では、振動台実験のシミュレーションを実施し、解析モデルの作成、変形量の照査と浅層盤状改良の効果のメカニズムを考察した。また、とを用いて、実験を補完し、実物大の浅層改良の影響を把握するため、改良厚、改良幅、改良手法や隣接建屋（隣家）の有無などをパラメータにしたケーススタディを実施した。さらには、を用いて、より多様な仕様をパラメータとして、効率的かつ効果的な改良仕様の決定に資するデータの提供を行った。

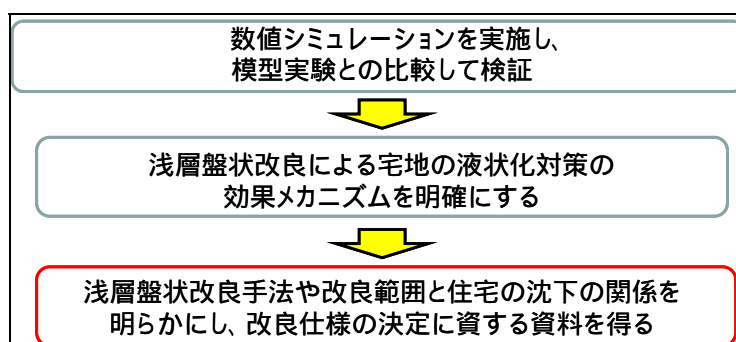


図 5.1.1 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

5.2 有効応力解析 **GEOASIA** による検討

5.2.1 解析コードの特徴

地盤解析コード **GEOASIA** (All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration)¹⁾は、名古屋大学地盤力学研究室で開発されたもので、砂から中間土、粘土までの力学挙動を同じ理論的枠組みで記述し、変形も破壊も、そして数秒から数分間の時間レベルで生じる地震中挙動と数年から数百年の時間レベルで生じる地震後変形挙動も対象にすることができる。この解析コードに搭載する土骨格の弾塑性構成式は、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）とその働きを記述する SYS カムクレイモデル^{2),3),4)}である。カムクレイモデルをベースにして構造を表す上負荷面、過圧密状態を表す下負荷面^{5),6)}を用いることにより、緩い砂や自然堆積粘土に特徴的な繰り返しせん断に伴う乱れを記述し、応力パラメータ η^* ⁷⁾とその硬化則⁸⁾を用いることによりそれらの土が有する異方性を記述するモデルである。この解析コードはまた、運動方程式が up-dated Lagrangian による有限変形理論に基づいて速度型で定式化され、慣性力にも対応でき、そして刻々の地盤の形状変化を扱うことができる水～土骨格連成有限変形解析コードである。この結果、この解析コードは、例えば圧密問題なら圧密専用解析コード、液状化の問題なら液状化専用解析コードのような、技術者や研究者が解く問題を決めてから、その問題に照準を合わせて選ぶ解析コードではなく、この解析コードに例えば盛土荷重や地震荷重のように与えられた外力形態に応じて、いわば地盤に何がどのように起きるかを尋ねるような解析コードである。この点が、地盤工学的な観点における、この計算プログラムの重要な特徴の一つである⁹⁾。

なお、この計算プログラムの数学/力学的な特徴は以下の4点に要約できる。水と土骨格の2層混合体理論に基づいた連続式（質量保存則）を導入していること、「加速度項」がダルシー則に（自ずと）導入されていること、直接の計算対象は土骨格の運動であること、運動方程式の増分形に対して弱形式を取っており、したがって基礎方程式に直接弾塑性構成式が載ること、の4点である。

本研究では、上記の特徴を有する地盤解析コード **GEOASIA** を使い、まずは遠心模型実験のシミュレーションを実施し、浅層盤状改良工法の定量的評価の精度を照査した。次に、改良手法、改良厚、改良幅などの各種のケーススタディを実施した。

5.2.2 遠心模型実験のシミュレーション

(1) 材料定数の決定

地震応答解析に先立ち、地盤解析コード **GEOASIA** に必要な材料定数・初期条件の決定を行った。通常、地盤解析コード **GEOASIA** に搭載されている SYS カムクレイモデルの材料定数および初期条件の決定には、単調非排水三軸圧縮試験 (CUbar 試験) や標準圧密試験結果を、構成式応答にて再現し試行錯誤的に決定する。今回、遠心模型実験に使用した珪砂 7号にて密度調整した試料を用い、単調非排水三軸圧縮試験 (CUbar 試験) を実施した。その結果を構成式応答にて再現し材料定数・初期条件を実施した。併せて、三軸圧縮試験を用いた動的変形試験を実施し、その結果と構成式応答による結果を比較し、最適な材料定数・初期値群の決定を行った。

表 5.2.1 に、本検討で用いた珪砂 7号の弾塑性性状 (弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期値) の一覧を示す。弾塑性パラメータが 5 つ、発展則パラメータが 6 つ、初期値が 5 つ、その他、物理的性質を示す土粒子密度および透水係数がある。

表 5.2.1 材料定数および初期値

珪砂7号の材料定数					
弾塑性パラメータ			発展則パラメータ		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.045	正規圧密土化指数	m	0.080
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.002	構造劣化指数	a	2.200
限界状態定数	M	1.200		b	1.000
NCLの切片	N	1.980		c	1.000
ポアソン比	ν	0.150		c_s	1.000
土粒子密度	ρ_s	2.636	回転硬化指数	b_r	3.500
透水係数 (cm/s)	k	1.0×10^{-3}	回転硬化限界定数	m_b	0.900

初期値					
液状化層					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600

まず、単調非排水三軸圧縮試験結果から、弾塑性性状を決定した。図 5.2.1 に珪砂 7号の室内試験結果とSYS カムクレイモデルの構成式応答による再現結果を重ねて示す。なお、実験結果のデータシートを参考資料に示す。計算結果は実験結果をよく再現できていることがわかる。再現結果から珪砂 7号の材料定数・初期状態を決定した。

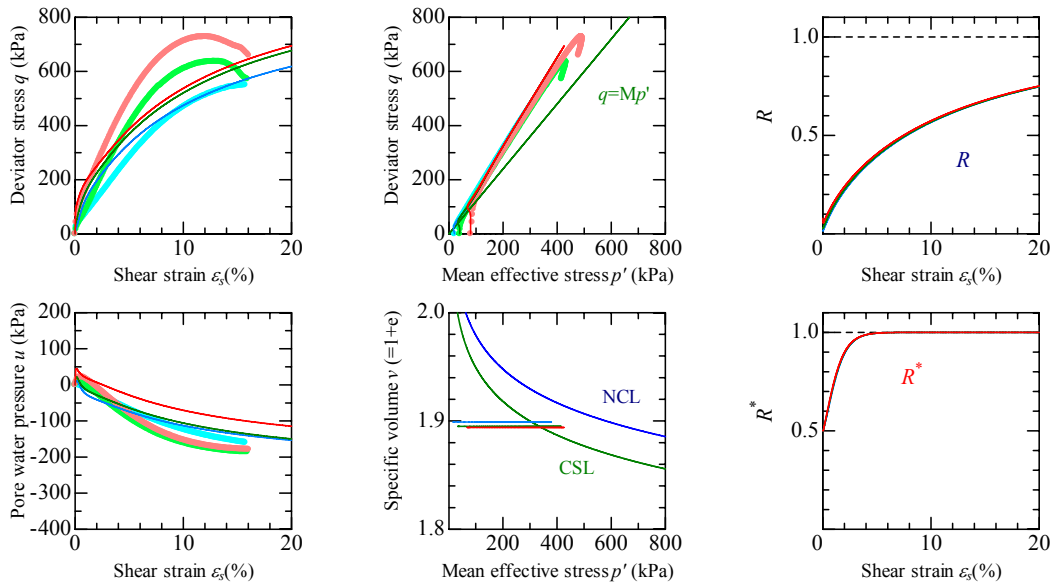


図 5.2.1 単調非排水三軸圧縮試験結果および再現結果

次に、動的変形試験の再現結果を図 5.2.2 に示す。なお、実験結果のデータシートを参考資料に示す。今回の物性値は、この試験結果も考慮して与えた物性値であるため、初期剛性および剛性が低下してゆく過程を比較的精度よく再現できている。ただし、履歴減衰率について、全般的に低めの値が出ていることに加え、後半の载荷段階では急激な増加を示している。これらの点は今後、モデルを高度化してゆく際に改善すべき課題であるが、本照査では、ひずみレベルの小さい範囲の挙動については動的変形試験が、ひずみレベルの大きい範囲の挙動については非排水三軸圧縮試験(CUbar)試験が概ね保証していると見なして照査を進める。

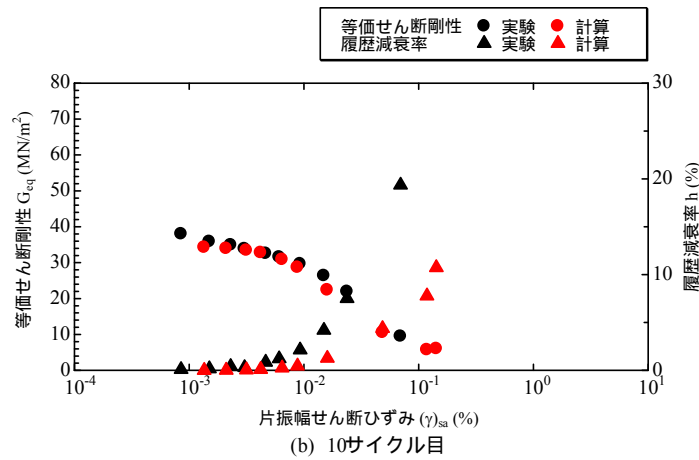


図 5.2.2 動的変形試験結果および再現結果

(2) 解析条件

今回、遠心模型実験のシミュレーションに用いた有限要素メッシュと境界条件を図 5.2.3 に示す。2次元平面ひずみ条件を仮定し水理境界は底面・側面ともに非排水とした。また地表面は大気圧とし、地下水位は GL-1m とした。ただし、SYS カムクレイモデルは飽和土のみしか表現されないため、地下水位以浅の要素はその4辺ともすべて大気圧となるような排水条件を与えることでモデル化した。

メッシュサイズは遠心土槽の1G場換算場のサイズと同値とし、深さ10m、幅47.5mとした。剛土槽であるため、下端・側面とも加速度境界として、一様変形するように設定した。浅層盤状改良体は、解析領域中央の幅8.5m区間に、表5.2.2に示す4ケースを設定して計算を行った。改良体は透水性を有する2相系弾性体としてモデル化し一軸圧縮強度 $q_u=400\text{kN/m}^2$ 程度を想定した改良体が有するような弾性定数¹⁰⁾を用いた。この改良体(弾性体)は元の未改良地盤の応力状態からの変化が生じないように、改良地点の土要素と同じ密度として置換した。また、地盤内の初期土性分布として、比体積、構造の程度 $1/R^*$ および側圧係数すなわち応力比が深さ方向に一様と仮定し、重力を考慮して土被り圧に応じ過圧密比 $OCR(=1/R)$ を分布させた。

また、建物のモデルに関しては、1相系弾性体として遠心模型実験に使用したアクリルと同物性値となる弾性係数を用いた。荷重に関しては実験同様 10kN/m^2 とし、有限要素メッシュにて水平地盤に載荷し¹¹⁾、過剰間隙水圧が消散し圧密に伴う変形が収束した後、地震応答解析を実施した。

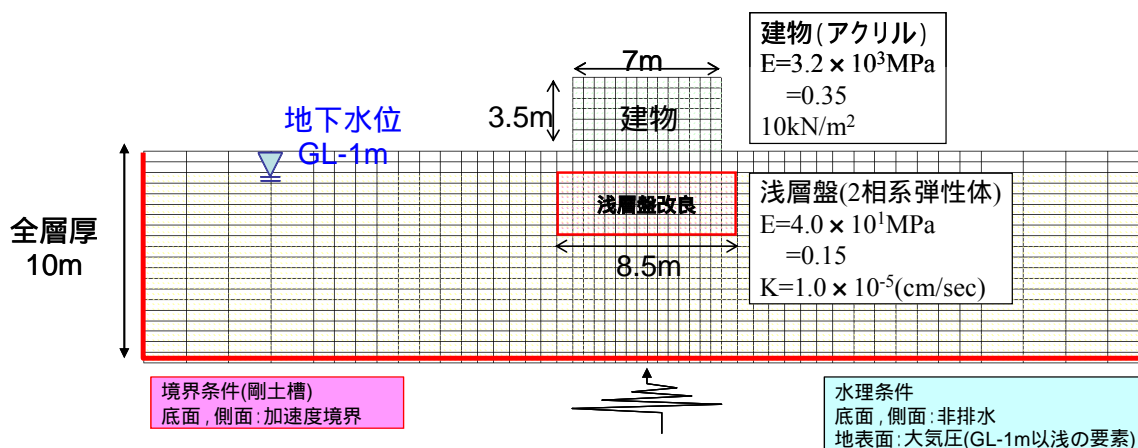
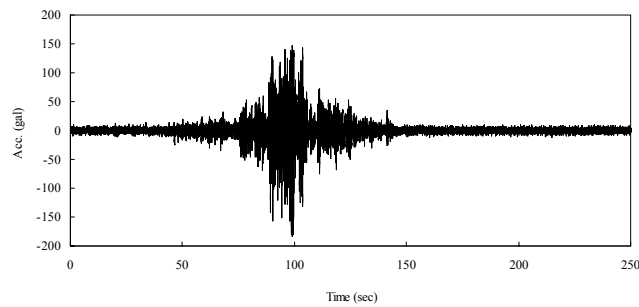


図 5.2.3 有限変形メッシュおよび境界・水理条件

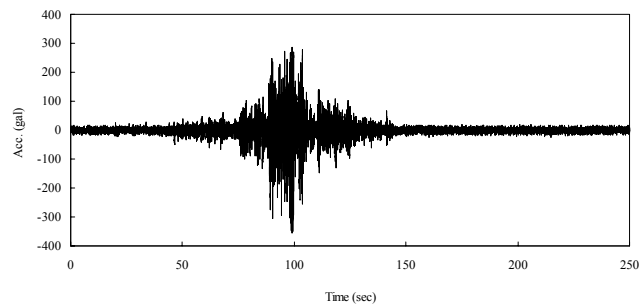
表 5.2.2 遠心模型実験シミュレーション解析 ケース一覧

ケース	浅層盤状改良厚
1	0.0m
2	1.5m
3	3.0m
4	4.5m

地震動は、遠心模型実験ケース 1,2 実施時に観測された入力波形を用いた(図 5.2.4)。また、遠心模型実験同様、地震動 1 および地震動 2 の最大加速度を表 5.2.3 のように設定した。なお、遠心模型実験では、ケース 1,2 実施時とケース 3,4 実施時にて、異なる波形が観測されているが、数値解析では挙動の比較のため、ケース 1,2 の観測波に統一して全ケースの解析を実施した。



地震動 1



地震動 2

図 5.2.4 入力地震動波形

表 5.2.3 最大加速度

ケース	最大加速度
地震動 1	1.84 m/s ²
地震動 2	3.57 m/s ²

(3) 解析結果

地震動 1

地震動 1 による地震応答解析結果を示す。図 5.2.5 に最大加速度時の過剰間隙水圧分布、図 5.2.6 に地震終了後、過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。まず、地震中の過剰間隙水圧をみると、全ケースにて水圧は上昇しており、液状化が発生していることがわかる。なお、浅層盤状改良体部分にも水圧が発生している。これは改良体を 2 相系弾性体でモデル化しているため、周辺地盤の液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇に伴い、ひっぱられるように改良体内も上昇することによる。

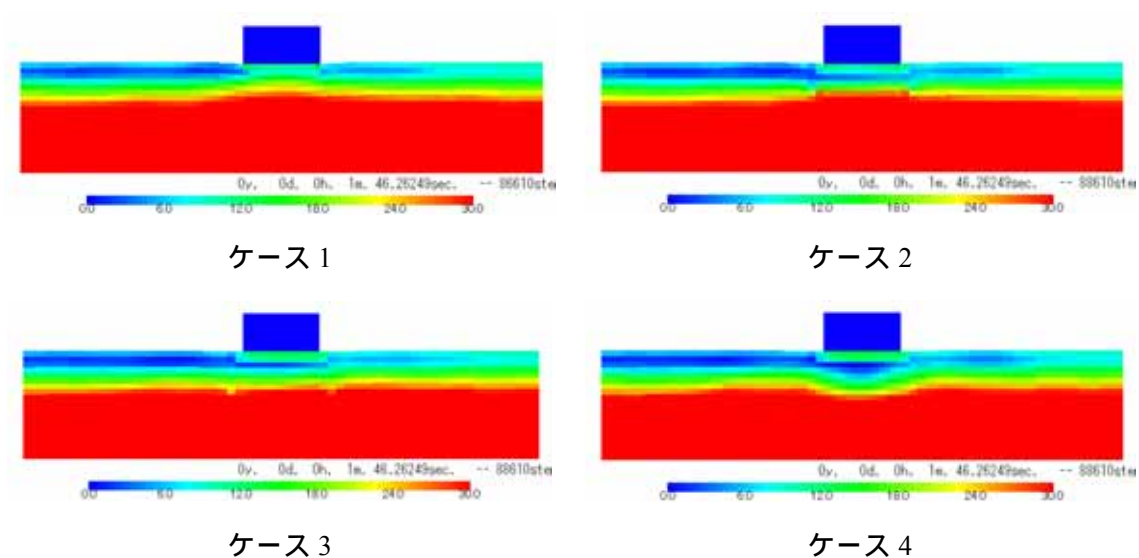


図 5.2.5 過剰間隙水圧分布 (最大加速度時)

次に、せん断ひずみ分布による変形の様子について、ケース1（無改良地盤）では、建物直下において、ほぼ全深度にわたりせん断ひずみが発生している。浅層盤状改良により、改良部においてはせん断ひずみの発生が抑制される。浅層盤状改良の下部に関しては、ケース1とほぼ同程度のひずみは発生しており、ある程度の変形は発生することがわかる。

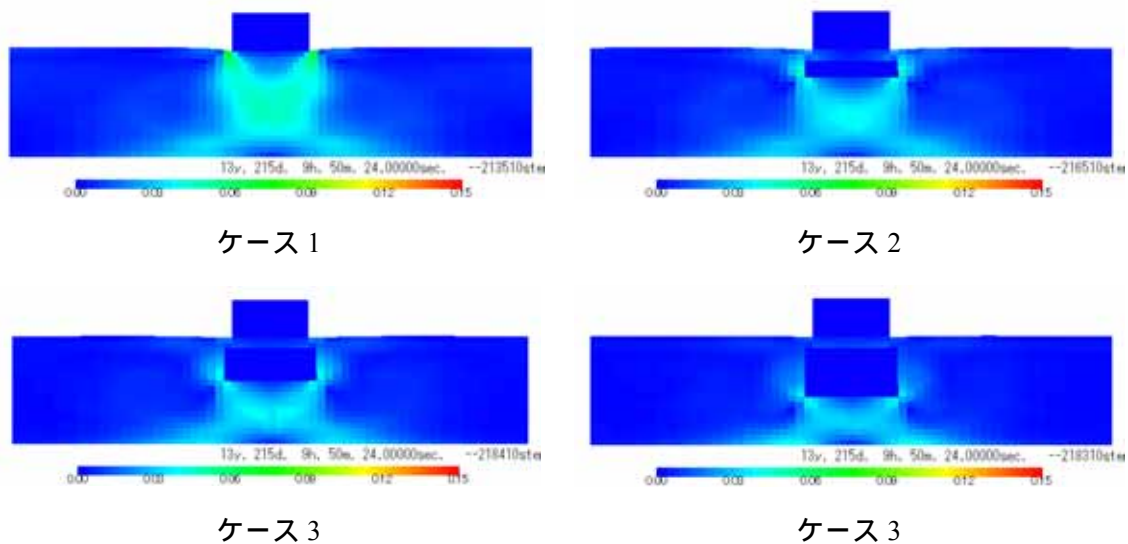


図 5.2.6 せん断ひずみ分布（地震終了 水圧消散時）

続いて変形量の地震発生からの経時変化を示す。図 5.2.7 は建屋上部の鉛直変位～時間関係の実験値と解析値の比較を示す。地震中をみると、実験では主要動が発生する 80 秒頃から大きく発生、解析では徐々に発生し次第に大きくなるといった違いはあるものの、定量的にケース 1 にて実験値および解析値とも 250mm 程度と良好な相関がみられる。また、収束過程においても、経時変化の傾向・変形量ともにより相関がみられる。

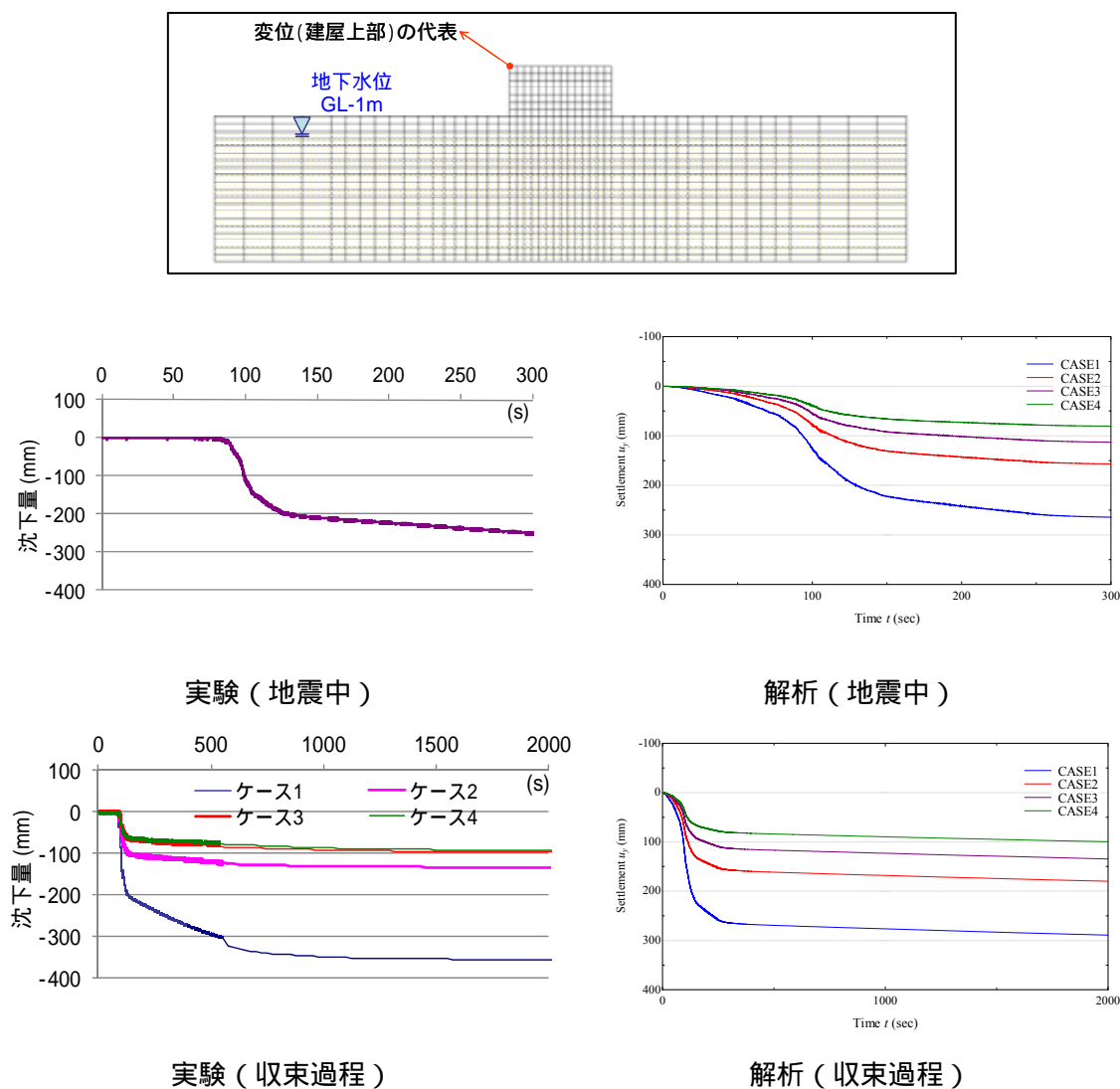


図 5.2.7 鉛直変位～時間関係(建屋上部)

図 5.2.8 に過剰間隙水圧の経時変化を示す。GL-3.75m と GL-8.75m の 2 深度の値を示す。地震中、実験では変形と同様に主要動の発生時より水圧の発生が見られるが、解析では地震発生より水圧の上昇がみられる。これに関しては本解析コードの課題としてあげられるが、水圧の程度および収束過程においては、解析において実験の傾向を精度よく表現できている。なお、地盤解析コード **GEOASIA** では地震発生から過剰間隙水圧発生・液状化、その後の水圧消散に伴う変形の収束までを一連にて表現できることを強調しておく。

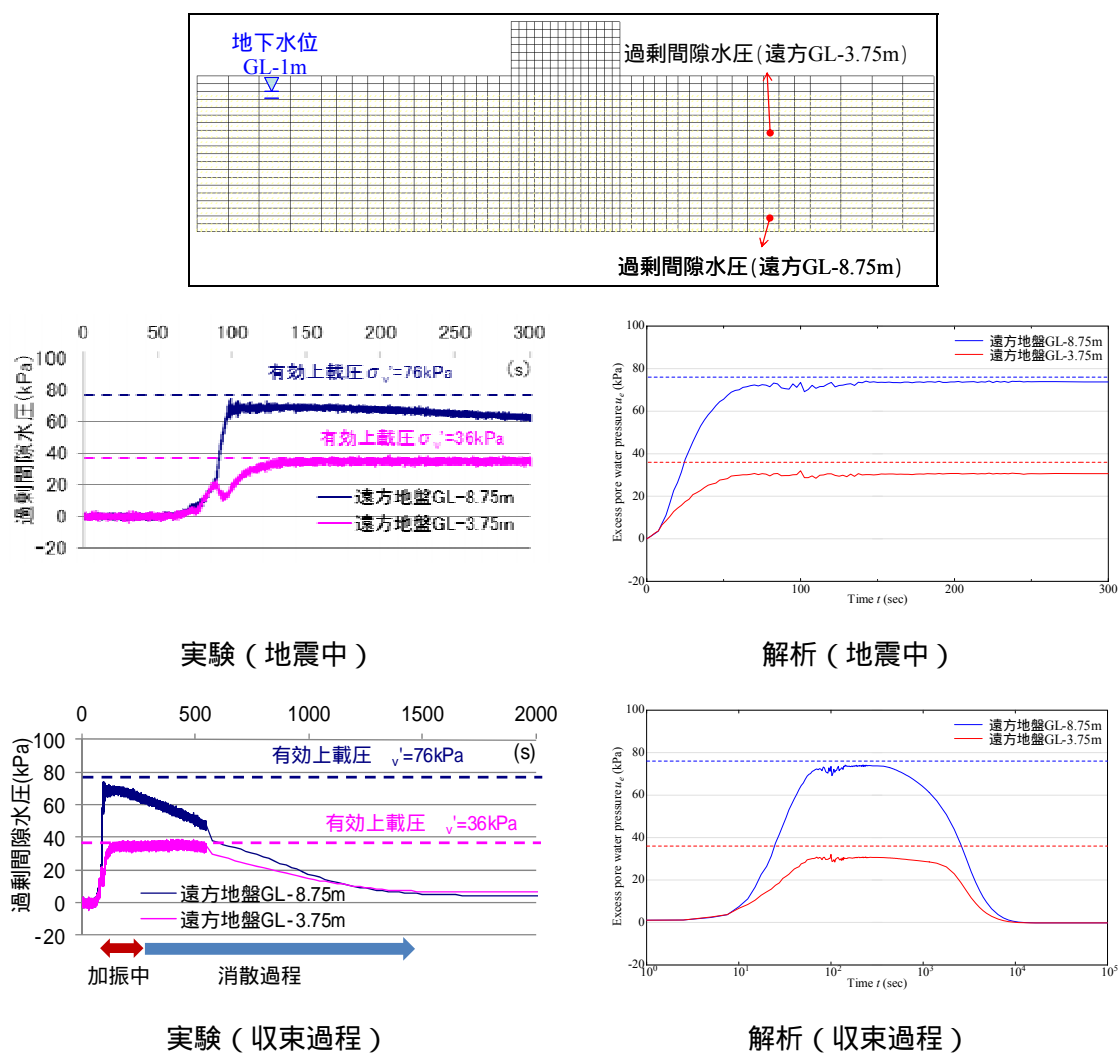


図 5.2.8 過剰間隙水圧～時間関係 (ケース 1)

地震動 2

次に、地震動 2 による地震応答解析結果を示す。本解析は、遠心模型実験同様、地震動 1 を与えた地盤で水圧が消散して変形が収束後の地盤に対し、地震動 2 を与えて解析を実施している。地震動 2 の際の発生前に、材料定数や状態量の再設定などは実施していない。このような解析が可能である事も、地盤解析コード *GEOASIA* の特徴である。

図 5.2.9 に地震中の過剰間隙水圧分布、図 5.2.10 に地震後のせん断ひずみ分布を示す。地震中には過剰間隙水圧が上昇しており、地震動 2 により再液状化が発生している。挙動の傾向に関しては地震動 1 のケースとほぼ同様であるが、程度は当然大きい。

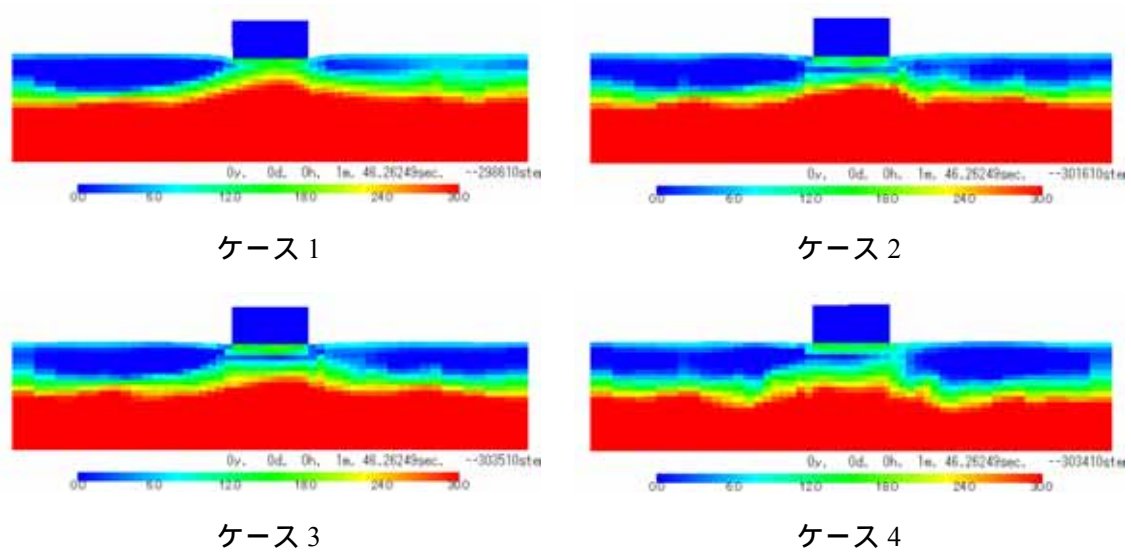


図 5.2.9 過剰間隙水圧分布（最大加速度時）

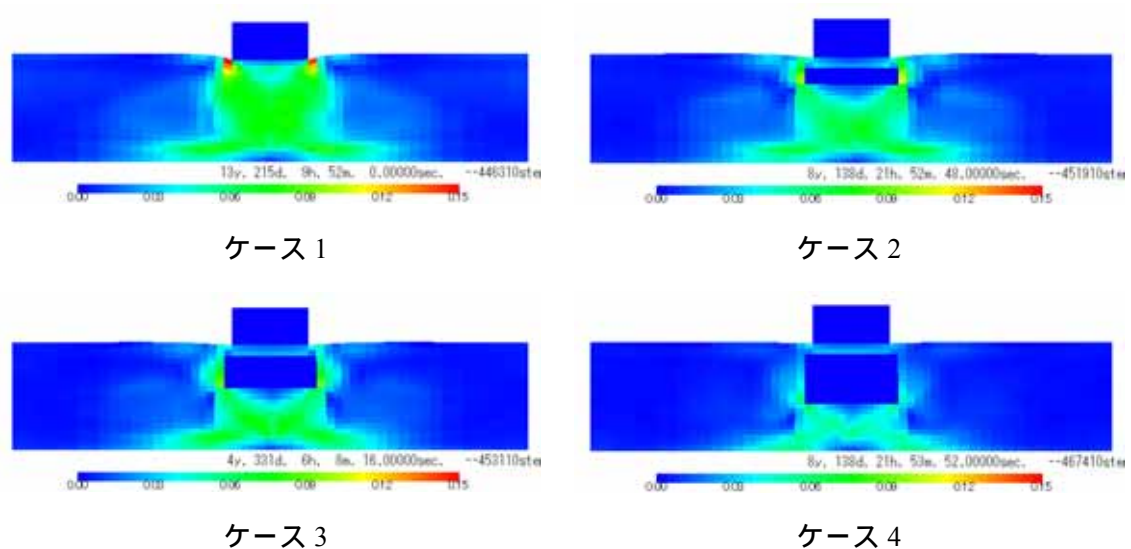
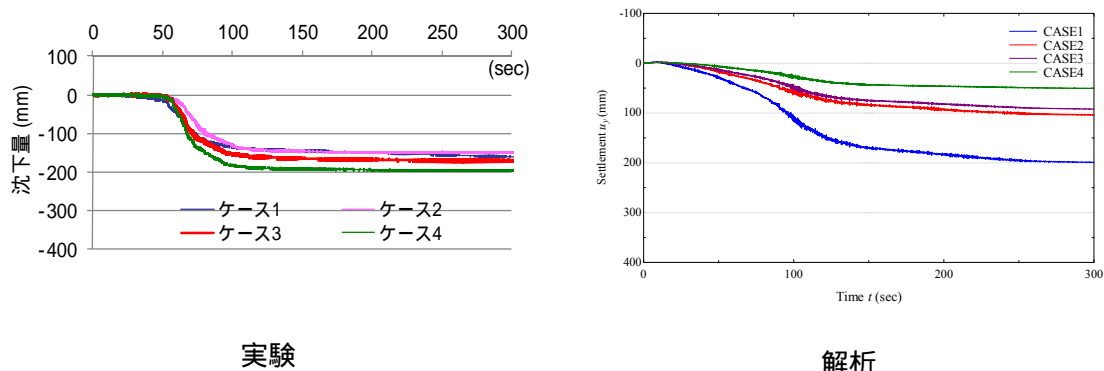


図 5.2.10 せん断ひずみ分布（地震終了 水圧消散時）

図 5.2.11 は建屋上部の鉛直変位～時間関係の実験値と解析値の比較を示す。実験では、地震動 2 では地震動 1 のときと異なり、各ケースでほぼ同程度の変形量となった。解析では、地震動 1 と同様、浅層盤状改良厚が大きくなる毎に変形量は抑制される結果となった。要因の 1 つとして、実験では遠心模型実験は地震動 1 を与えた後、計測のため遠心载荷を中断し、その後地震動 2 を与えるが、解析では連続して地震動を与えている。それによる地震動 2 開始前の状態の差異などが考えられる。

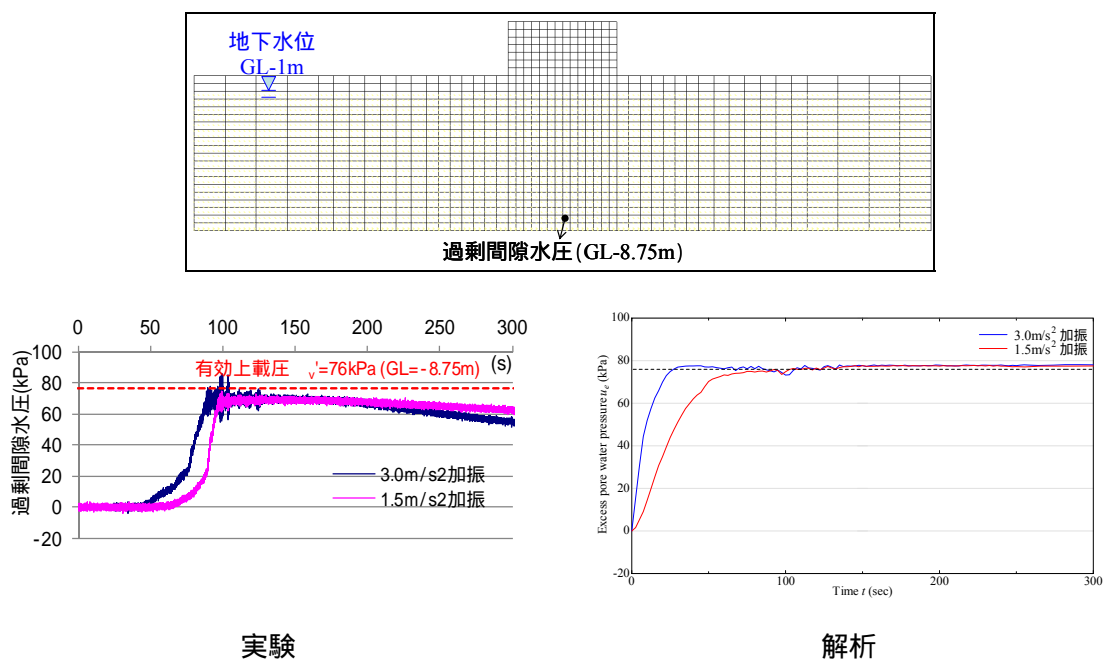


実験

解析

図 5.2.11 建物上部の鉛直変位～時間関係

図 5.2.12 に過剰間隙水圧の経時変化を示す。地震動 1 同様、水圧の上昇発生過程には差異があるものの、水圧の程度および地震動 1 にくらべ地震動 2 のほうが先に上昇する傾向など、解析において実験をよく表現できている。



実験

解析

図 5.2.12 過剰間隙水圧～時間関係

図 5.2.13 には、地震動 2 の際の変形収束後の地表面総沈下量を示す。なお、土槽中心の建物および浅層改良の中心部の x 座標を 0 としている。この図からも、浅層盤状改良による沈下低減効果が見て取れる。また、左右にて非対称性が見られるが、これに関しては地震動の非対称性や境界条件が影響して現れている。また傾斜角に関しては、これらの影響が強いため、実験との比較はここでは省略した。

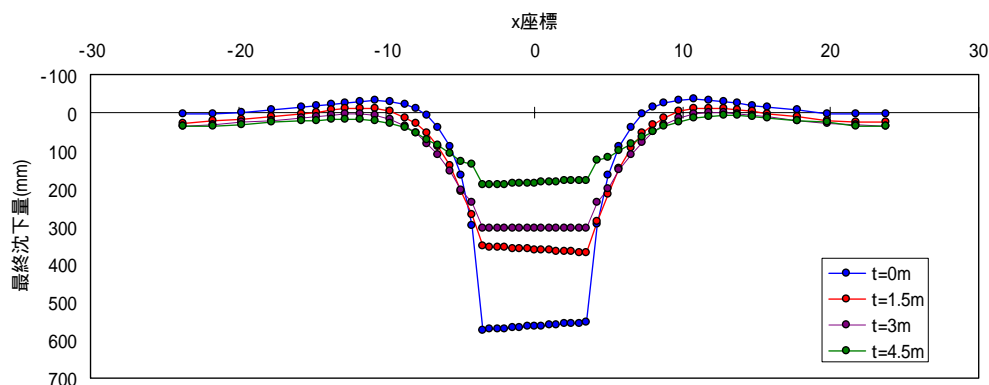


図 5.2.13 地表面総沈下量分布 (地震後)

図 5.2.14 に浅層盤状改良厚と建物の総沈下量の関係を示す。図中塗潰しが実験結果、白塗りが解析結果である。また、赤色が地震動 1、青色が地震動 2、黒色が累計の値を示す。実験と解析を比較すると地震動 1 において、浅層盤状改良厚が大きくなるほど、沈下抑制効果が現れる傾向は整合している。また、各ケースで若干の差異は発生するが、特にケース 1 (無改良地盤) やケース 3 (改良厚 3m) の総沈下量はほぼ同値を示している。以上より、地盤解析コード **GEOASIA** を用いた解析により、浅層盤状改良による液化化対策の効果について定量的に評価されると判断した。

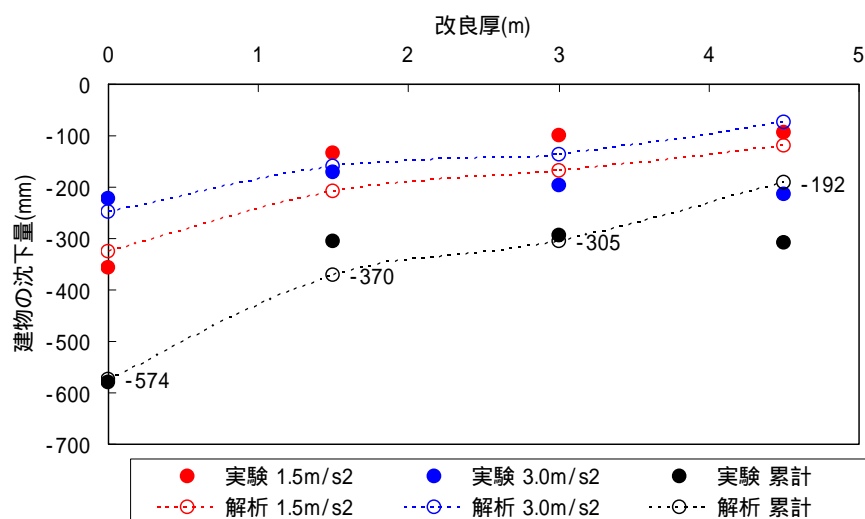


図 5.2.14 浅層盤状改良厚 ~ 建物の総沈下量の関係

5.2.3 ケーススタディ

(1) 解析条件

前項にて、数値解析による検討の有用性を示した。続いて、数値解析を用いたケーススタディを実施した。

図 5.2.15 に本検討に用いた有限要素メッシュおよび境界・水理条件を示す。有限要素メッシュは、実際問題を対象とすること、境界による影響をできるだけ排除するため幅 220m と広域に設定した。また、側方境界には同じパターンの形状モデルが無限に繰り返されることに対応した周期境界（左右端の対応する位置の節点の変位を同変位とする）とした。改良対象層厚は 10m とし、その下部に 5m の基盤層を設けた。基盤層の材料定数は改良対象層と同じ珪砂 7 号の値とし、状態を相対密度 $D_r=100\%$ の間隙比 $e=0.6$ とした。表 5.2.4 に基盤層の初期値を示す。下端に関してはせん断波速度 $V_s = 300\text{m/s}$ の粘性境界とした。水理境界に関しては、底面および側面は非排水とした。前節同様、地下水位 GL-1m を表現するため地表面および GL-1m 以浅の要素に関しては大気圧とした。改良体も、前節同様 2 相系弾性体とし、改良地点の土要素と同じ密度として置換してモデル化した。図 5.2.15 中に材料定数を示す。

また、建屋も前節同様、1 相系弾性体とし定数も同様とした。荷重に関しても 10kN/m^2 とした。有限要素メッシュにて水平地盤に載荷し、載荷に伴う過剰間隙水圧が消散し、圧密に伴う変形が収束した後、地震応答解析を実施した。

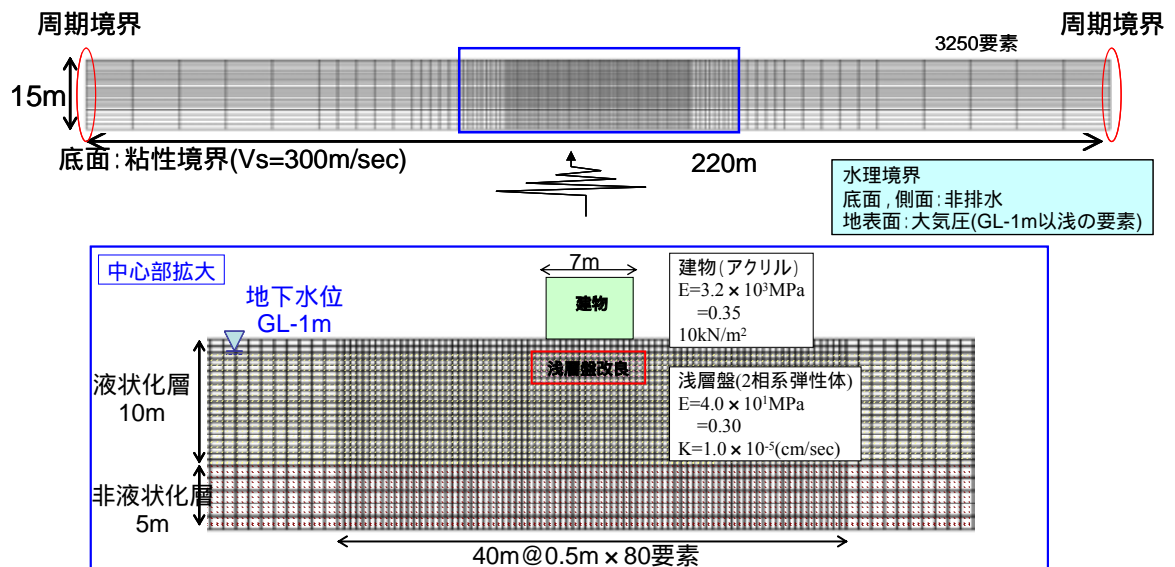
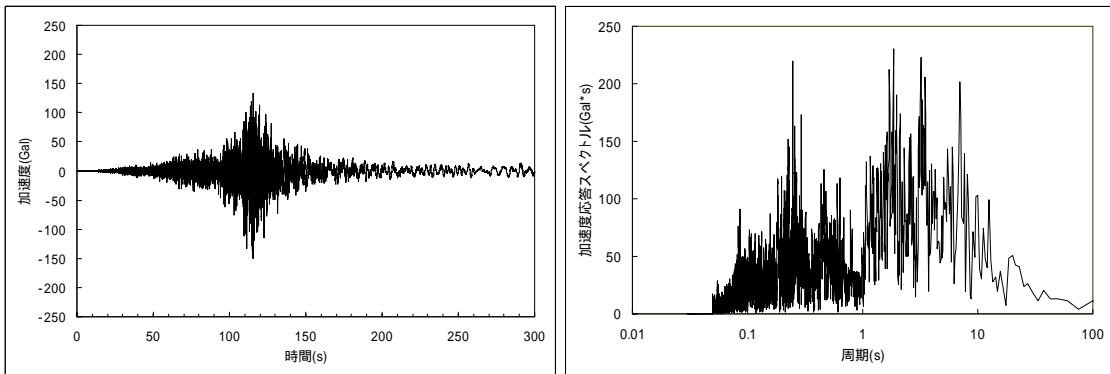


図 5.2.15 有限要素メッシュおよび境界・水理条件

表 5.2.4 改良対象層および基盤層の初期値

初期値					
液状化層					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600
基盤層 (Dr=100%)					
比体積	v_0	1.600	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	1.010	異方性の程度	K_β	0.600

入力地震動に関しては、2011 年東北地方太平洋沖地震・K-net 浦安観測波 (CHB008EW) を、観測サイト近傍地盤モデルにより表層 (埋土層、沖積砂層) 下部まで SHAKE で引き戻した地震動を「地震動 1」とした。また、地震動 1 の加速度振幅を 2 倍にしたものを「地震動 2」として用いた。地震動 1 の地震波形および加速度スペクトルを図 5.2.16 に示す。



(a) 地震波形

(b) 加速度スペクトル

図 5.2.16 入力地震動 (地震動 1)

(2) 解析ケース

表 5.2.5 に、今回のケーススタディで実施した解析ケースの一覧を示す。浅層盤状改良の効果に影響する項目としては、多数存在し網羅的に把握しようとするればケース数も無限に多数になる。今回は主な入力地震動として「地震動 1」を採用し、浅層盤状改良の効果に及ぼす影響が大きく設計項目として重要と考えた下記の項目をピックアップして解析ケースに設定した。地震動 2 については、改良厚の検討にて 2 ケースのみ実施した。

浅層盤状改良厚

浅層盤状改良幅

液状化地盤 相対密度

液状化地盤 層厚

周辺環境影響（隣接建屋）

浅層盤状改良 改良工法

表 5.2.5 解析ケース一覧

ケース	地震動	浅層盤状改良				液状化地盤			周辺環境
		有無	盤厚	盤幅	工法	相対密度	性状	層厚	隣接建屋
1	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	無
2	1	有	1.5m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
3	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
4	1	有	4.5m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
5	1	有	3.0m	7m	固化	50%	細砂	10m	無
6	1	有	3.0m	11m	固化	50%	細砂	10m	無
7	1	無	-	-	-	70%	細砂	10m	無
8	1	有	3.0m	9m	固化	70%	細砂	10m	無
9	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	20m	無
10	1	無	-	-	-	50%	細砂	20m	無
11	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	離隔 2m
12	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	離隔 2m
13	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	離隔 5m
14	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	離隔 5m
15	1	有	3.0m	9m	締固め	50%	細砂	10m	無
16	1	有	3.0m	9m	排水	50%	細砂	10m	無
1'	2	無	-	-	-	50%	細砂	10m	無
3'	2	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	無

以下、項目ごとにケーススタディ結果について示す。

改良厚

浅層盤状改良の改良層厚の影響を照査した。図 5.2.17 に地震動 1 に対して実施した解析ケースの概要を示す。改良厚を無改良と 1.5m, 3.0m, 4.5m の 4 ケース実施した。改良幅に関しては 9m とした。また、地震動 2 については、改良厚を無改良と 3.0m のケースを実施した。

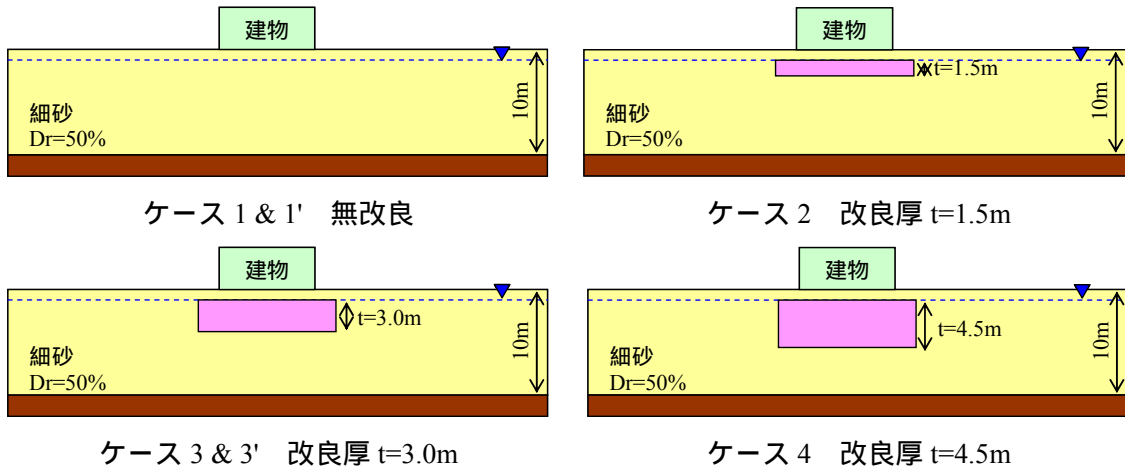


図 5.2.17 解析ケース概要 (改良厚)

入力地震動1の結果として、図5.2.18に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図5.2.19に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。過剰間隙水圧比は、要素の過剰間隙水圧を初期有効鉛直土被り圧 v' で除して求めている。(建屋が存在するため、建屋下部に関しては v' が異なるが、簡単のため建屋載荷前の v' で一様に除している。)

過剰間隙水圧比分布では、改良対象層全域で 1.0 以上となっており液状化を呈している。せん断ひずみ分布より、ケース1(無改良)では、建物直下において、ほぼ全深度にわたりせん断ひずみが発生している。浅層盤状改良により、改良部においてせん断ひずみの発生が抑制される。

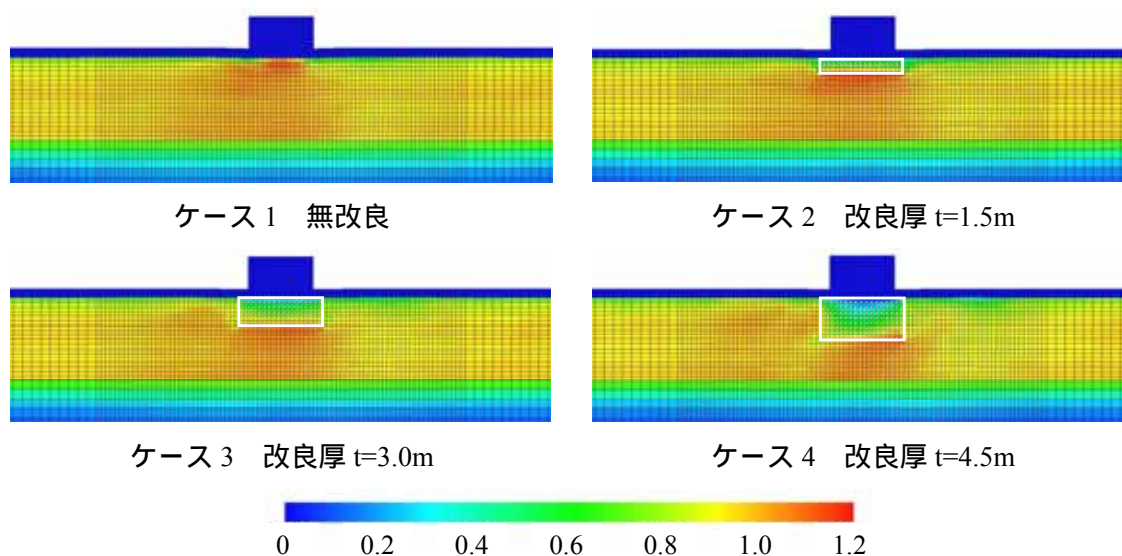


図 5.2.18 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動1)

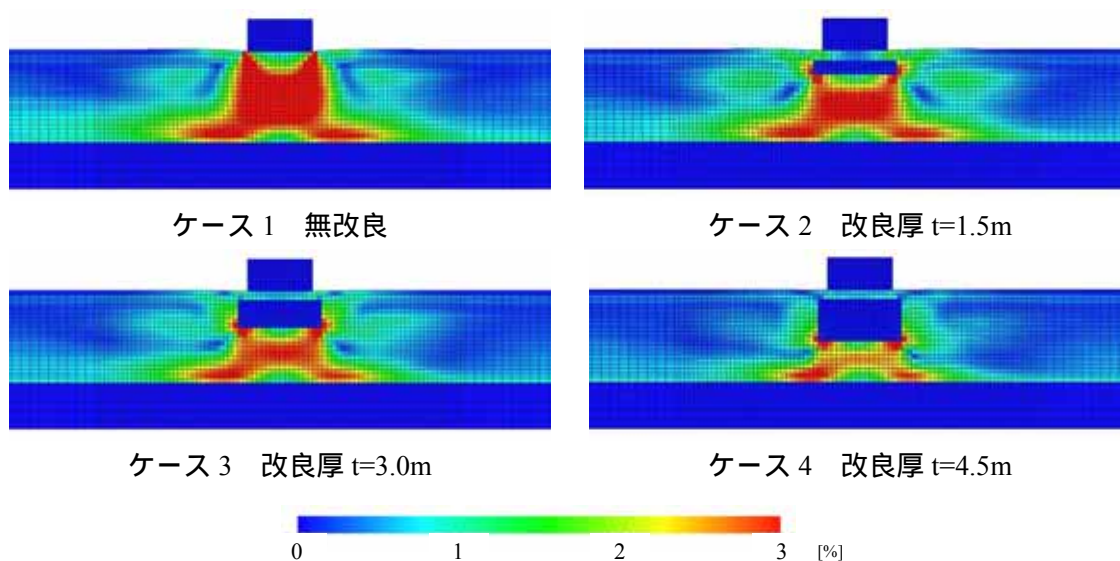


図 5.2.19 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動1)

図 5.2.20 に地表面総沈下量、表 5.2.6 に沈下量一覧、図 5.2.21 に改良厚～めり込み沈下量関係を示す。なお、めり込み沈下量 S_p は、建物の総沈下量 S_t から建物がない場合の地盤の沈下量 S_g を差し引いた量である。また、表内の比率は、改良した場合のめり込み沈下量を無改良地盤のめり込み沈下量で除した値である。この結果から、浅層盤状改良により、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量とも低減されることがわかる。今回検討ケースでは、改良厚 3m 以上にすればめり込み沈下量が 10cm 程度以下の低減効果があった。また、平均傾斜角 θ_{av} に関しては、全ケースで $\theta_{av}=10/1000$ 以下となった。なお、今回の解析ケースではケース 1 (無改良) でも平均傾斜角が小さい結果となった。

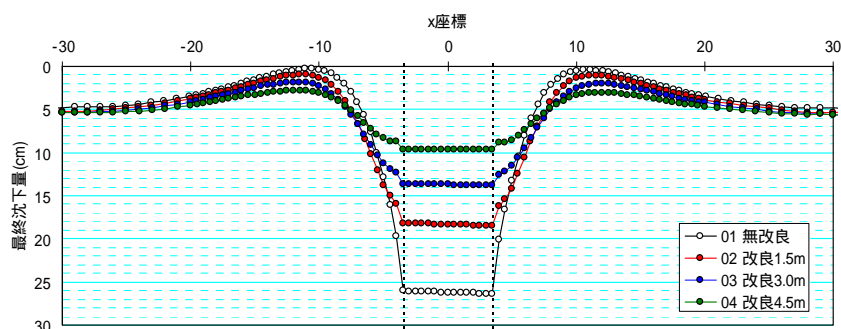


図 5.2.20 地表面総沈下量分布 (地震動 1)

表 5.2.6 めり込み沈下量一覧 (地震動 1)

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
2	02 改良 1.5m	18.5	5.8	12.7	62%	18.2	18.5	0.3	0.47
3	03 改良 3.0m	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
4	04 改良 4.5m	9.7	6.4	3.3	16%	9.6	9.7	0.1	0.14

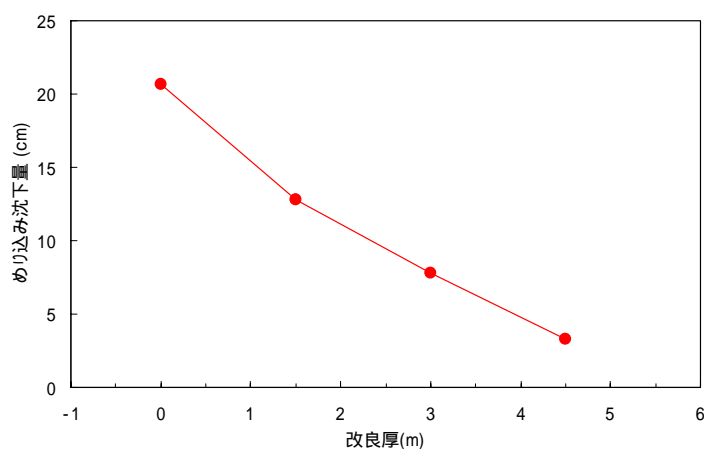


図 5.2.21 改良厚～めり込み沈下量関係 (地震動 1)

入力地震動2の結果として、図5.2.22に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図5.2.23に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布では、地震動1の結果と似通っており、改良対象層全域で概ね1.0以上となって液状化を呈している。しかし、ケース3'では、改良体下部の過剰間隙水圧比が地震動1のケース3と比較して若干高くなっている。せん断ひずみ分布では、ケース1'(無改良)、3'(改良厚3.0m)ともに、地震動1の場合と比較して大きなせん断ひずみの発生領域が拡大している。しかし、ケース3'に見られるように、地震動2であっても浅層盤状改良部ではせん断ひずみの発生が抑制されている。

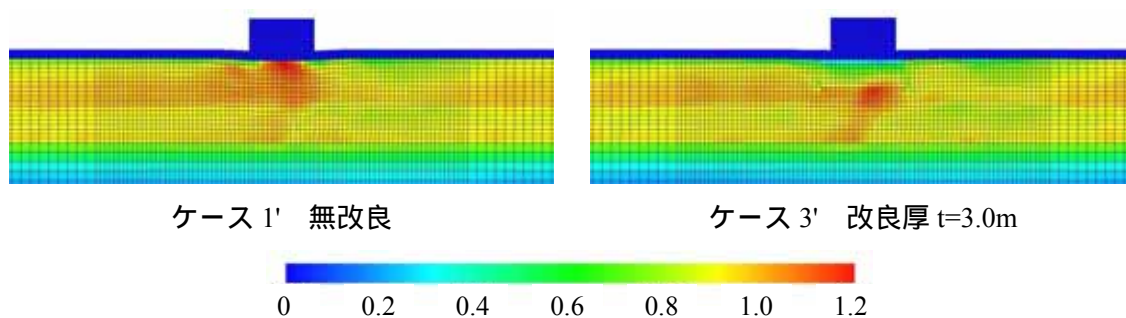


図5.2.22 過剰間隙水圧比(地震中 最大加速度時、地震動2)

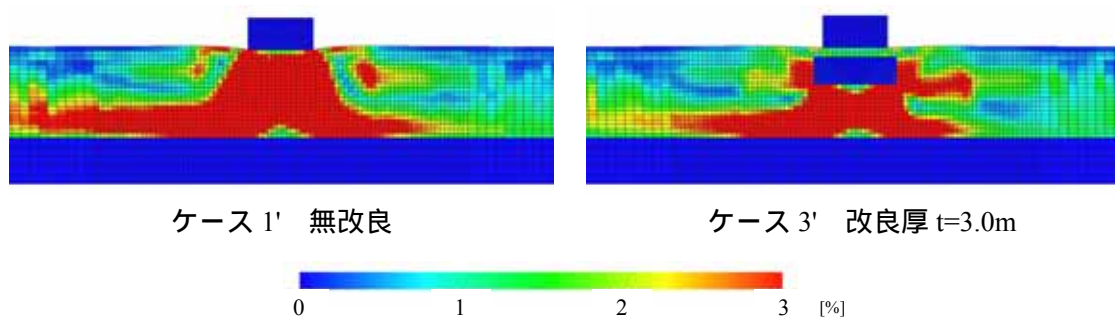


図5.2.23 せん断ひずみ分布(地震後 水圧消散時、地震動2)

図 5.2.24 に地震動 2 に対する地表面総沈下量、表 5.2.7 に沈下量一覧を示す。この結果から、地震動 2 に対しても、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量の低減に浅層盤状改良が効果的であることがわかる。本検討ケースでは、固化工法による 3m の改良厚に対し、めり込み沈下量は 13.7cm となった。

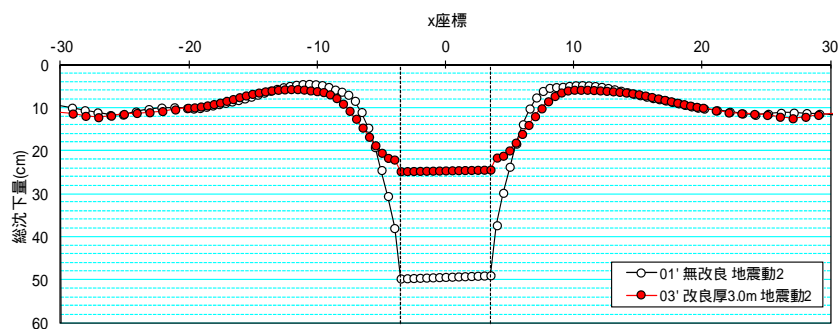


図 5.2.24 地表面総沈下量分布（地震動 2）

表 5.2.7 めり込み沈下量一覧（地震動 2）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1'	01' 無改良	49.7	9.5	40.2	-	49.7	49.0	0.7	1.05
3'	03' 改良 3.0m	24.8	11.1	13.7	34%	24.8	24.4	0.4	0.55

改良幅

浅層盤状改良の改良幅についての影響を照査した。図 5.2.25 に解析ケースの概要を示す。改良幅を無改良と建屋幅と同等の $b=7\text{m}$ 、建屋幅+両脇余幅 1m の $b=9\text{m}$ 、建屋幅+両脇余幅 2m の $b=11\text{m}$ の 4 ケースで比較した。改良厚に関しては $t=3\text{m}$ とした。

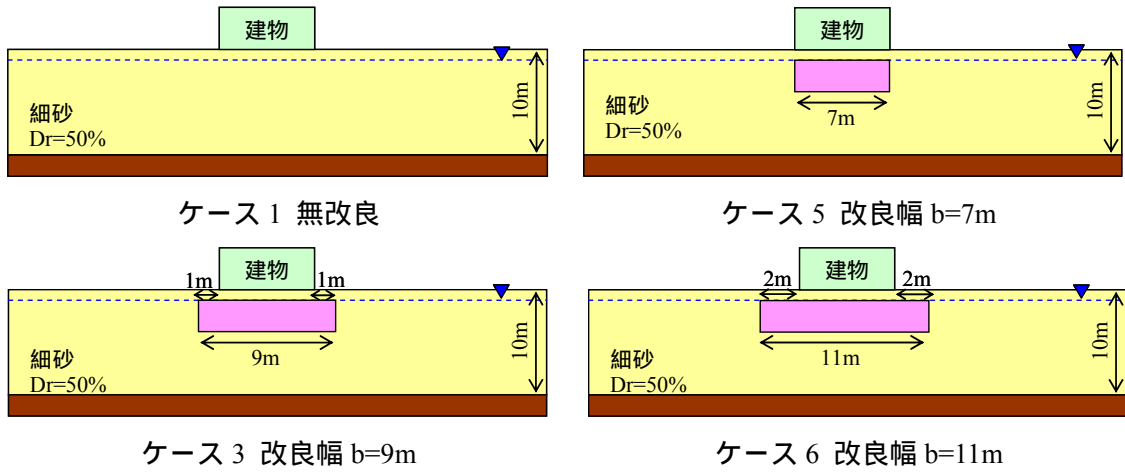


図 5.2.25 解析ケース概要（改良幅、地震動 1）

結果として、図 5.2.26 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.27 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈している。せん断ひずみ分布は、改良幅を大きくした場合、建屋直下のせん断ひずみが若干低減される傾向にあることがわかった。

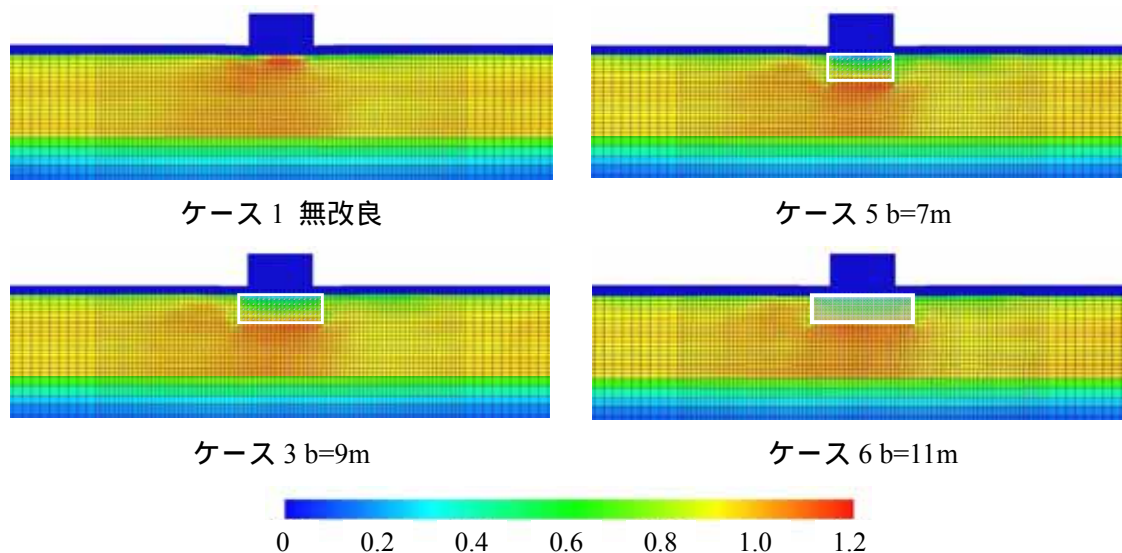


図 5.2.26 過剰間隙水圧比（地震中 最大加速度時、地震動 1）

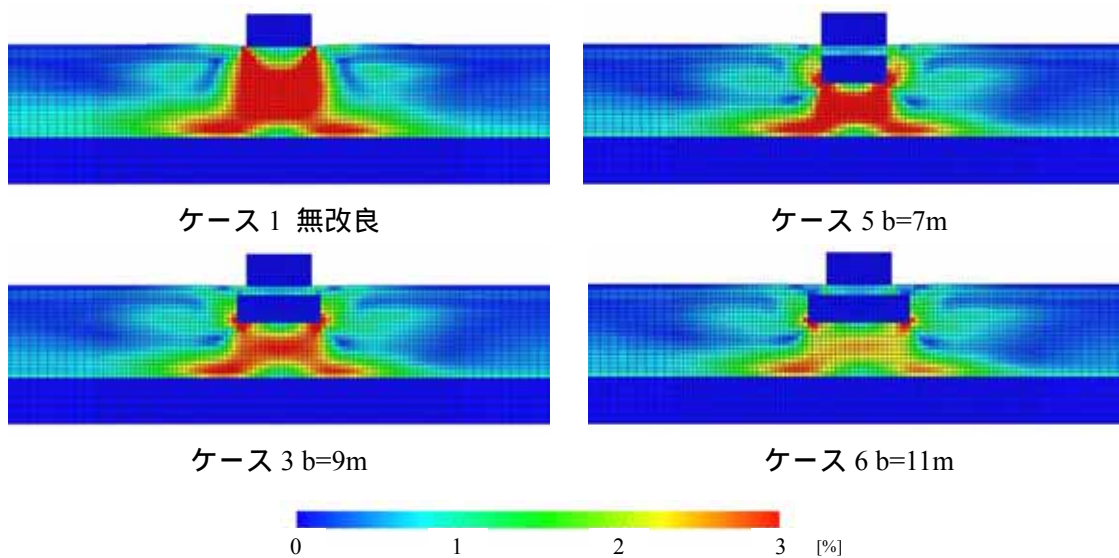


図 5.2.27 せん断ひずみ分布（地震後 水圧消散時、地震動 1）

図 5.2.28 に地表面総沈下量、表 5.2.8 に沈下量一覧、図 5.2.29 に改良幅～めり込み沈下量関係を示す。この結果から、浅層盤状改良の改良幅を大きくすると、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量とも低減されることがわかる。今回検討ケースでは改良幅の余幅 1m 以上にすれば、めり込み沈下量が 10cm 程度以下の低減効果があった。

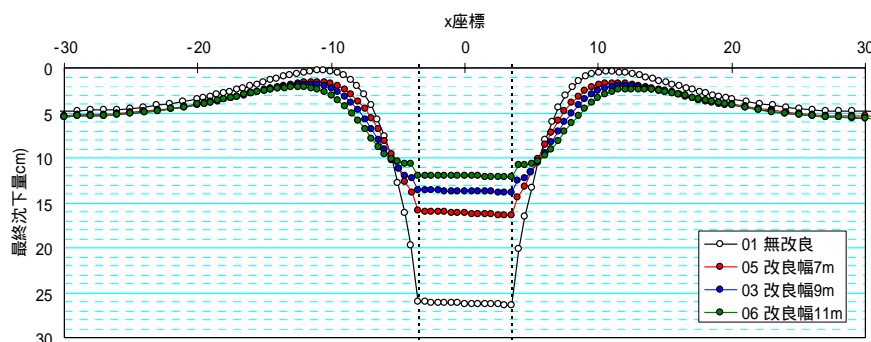


図 5.2.28 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.8 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
5	05 改良幅 7m	16.4	5.7	10.7	52%	15.9	16.4	0.5	0.71
3	03 改良幅 9m	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
6	06 改良幅 11m	12.1	6.1	6.0	29%	12.0	12.1	0.2	0.22

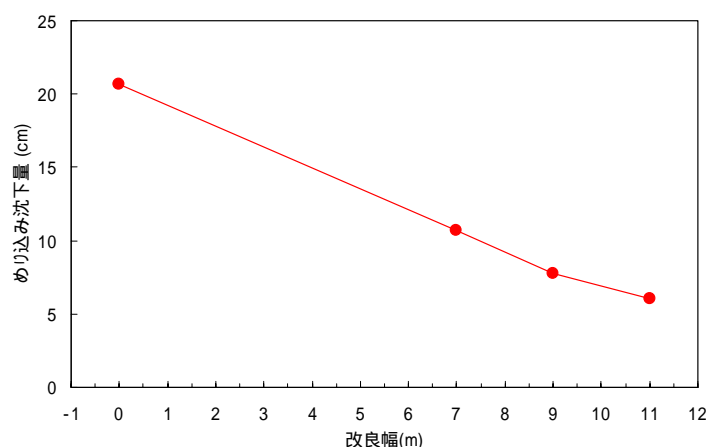


図 5.2.29 改良幅～めり込み沈下量関係（地震動 1）

原地盤 相対密度

浅層盤状改良を施す原地盤の状態についての影響を照査した。図 5.2.30 に解析ケースの概要を示す。また表 5.2.9 に初期値を示す。改良対象の砂層の相対密度を 70%程度に設定し、無改良のケースと浅層盤状改良ありのケースを実施した。改良仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

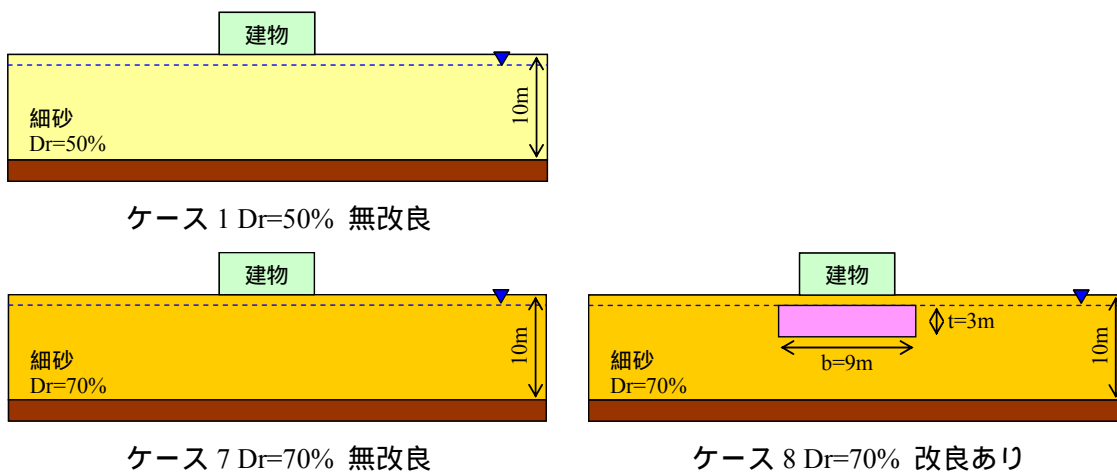


図 5.2.30 解析ケース概要 (相対密度、地震動 1)

表 5.2.9 初期値一覧

初期値					
Dr=50%					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600
Dr=70%					
比体積	v_0	1.800	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	1.600	異方性の程度	K_β	0.600

結果として、図 5.2.31 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.32 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、 $D_r=70\%$ の砂層全域で 1.0 以下となっており、改良対象層にて液化にいたらない結果となった。せん断ひずみ分布も、 $D_r=70\%$ 程度の地盤ではほとんど発生しなかった。

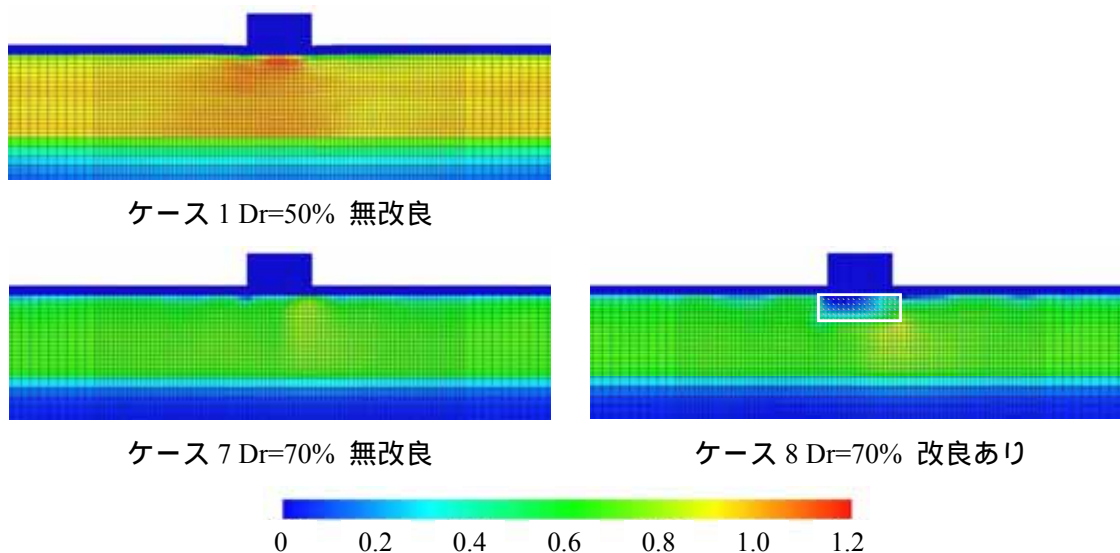


図 5.2.31 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

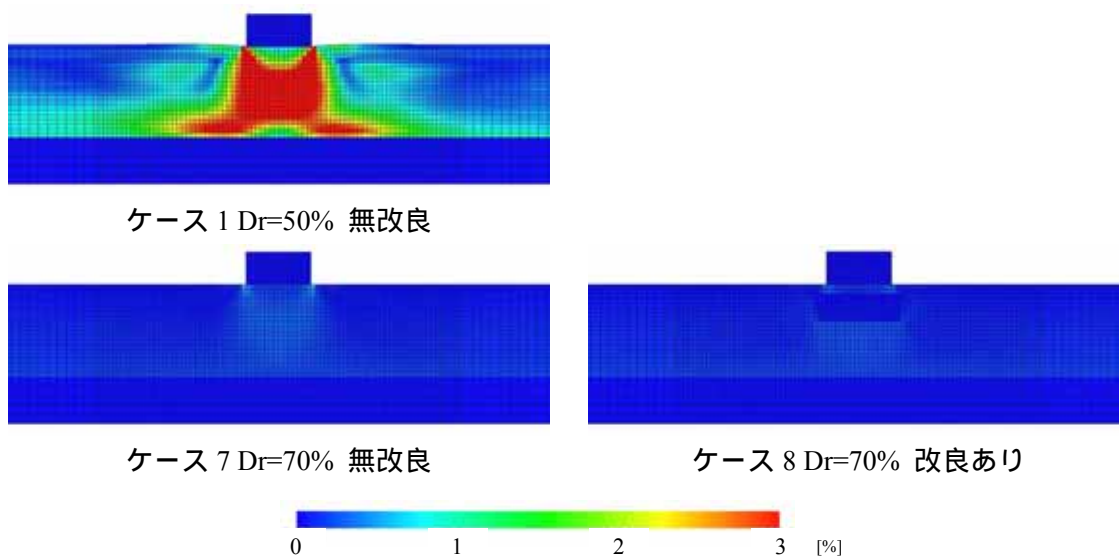


図 5.2.32 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.33 に地表面総沈下量、表 5.2.10 に沈下量一覧、図 5.2.34 に原地盤相対密度～めり込み沈下量関係を示す。液状化しにくい地盤のため、総沈下量、めり込み沈下量とも小さい。ただし、改良によるめり込み沈下低減効果はみられる。

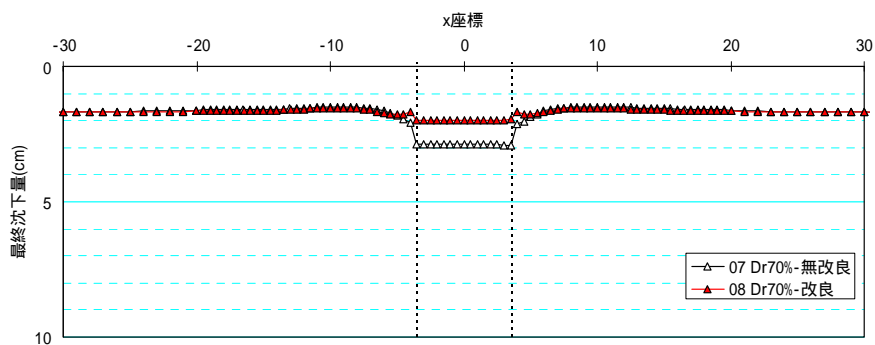


図 5.2.33 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.10 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース	めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
	S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1 01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
7 07 Dr70%-無改良	2.9	1.7	1.2	-	2.9	2.9	0.0	0.07
8 08 Dr70%-改良	2.0	1.7	0.3	22%	2.0	2.0	0.0	0.01

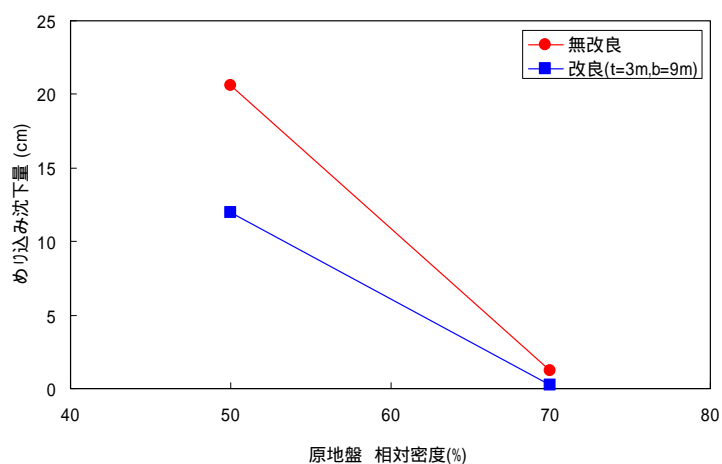


図 5.2.34 原地盤相対密度～めり込み沈下量関係（地震動 1）

液状化層厚

浅層盤状改良を施す原地盤の層厚についての影響を照査した。図 5.2.35 に解析ケースの概要を示す。改良対象層の層厚を 20m に設定し、無改良のケースを浅層盤状改良ありのケースを実施した。改良仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

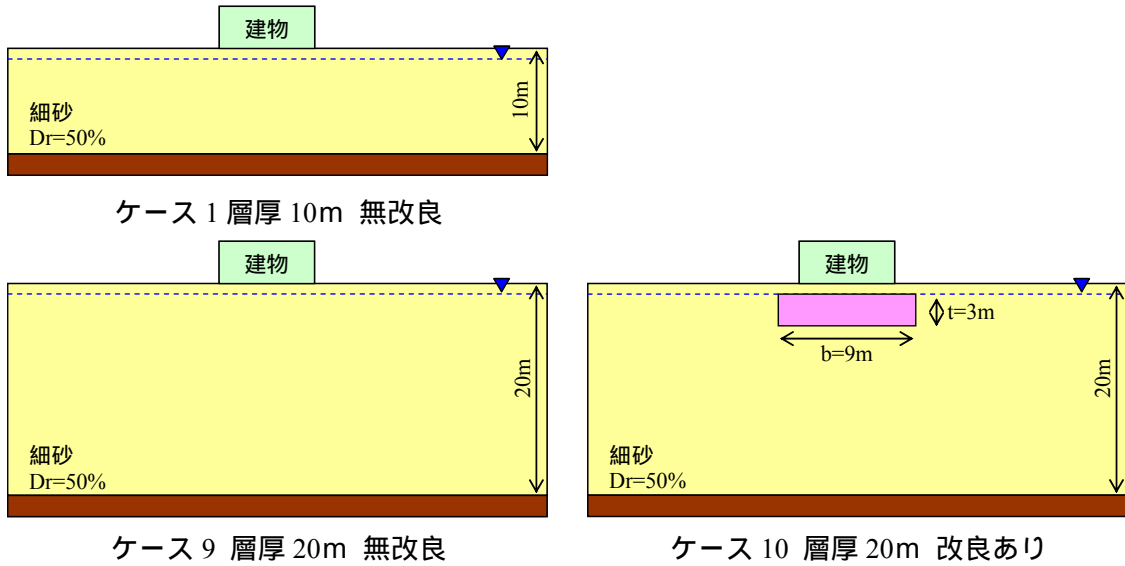


図 5.2.35 解析ケース概要 (液状化層厚、地震動 1)

結果として、図 5.2.36 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.37 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、層厚 20m の改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。せん断ひずみ分布では、建屋直下で層厚 10m のケースと同程度発生するが、深部ではひずみが若干小さい結果となった。

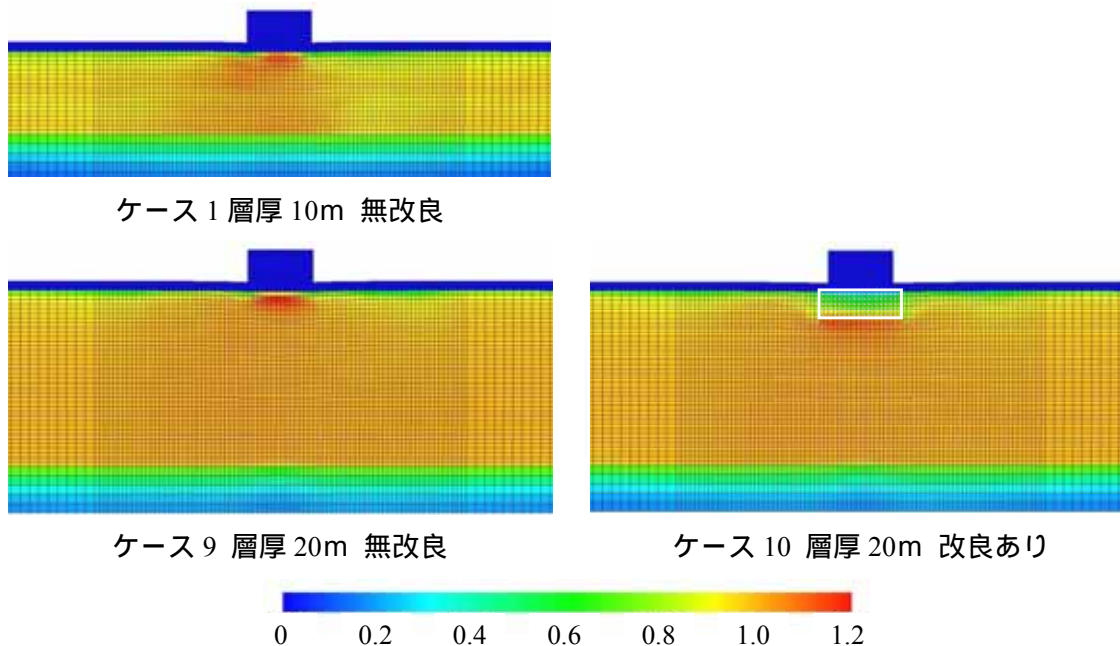


図 5.2.36 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

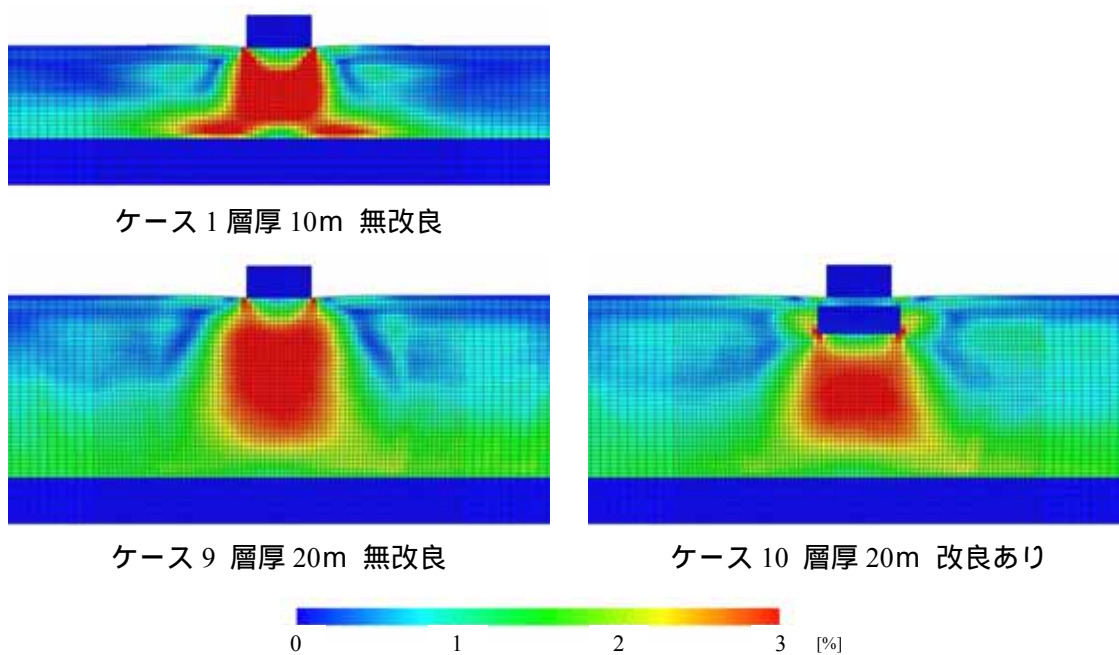


図 5.2.37 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.38 に地表面総沈下量、表 5.2.11 に沈下量一覧、図 5.2.39 に液状化層厚～めり込み沈下量関係を示す。無改良では、液状化層厚が 2 倍となると総沈下量 St は 2 倍となるが、建物がない場合の地盤の沈下量 S_g も大きいため、めり込み沈下量 Sp は 1.5 倍程度となった。また、浅層盤状改良地盤(改良厚 $t=3m$)では、めり込み沈下低減効果がみられるものの 10cm 程度以上となった。層厚 10m のケースで改良厚 $t=1.5m$ (ケース 2)の結果と同程度の結果でることより、層厚が大きくなる場合では浅層盤状改良の改良厚にも留意が必要である。

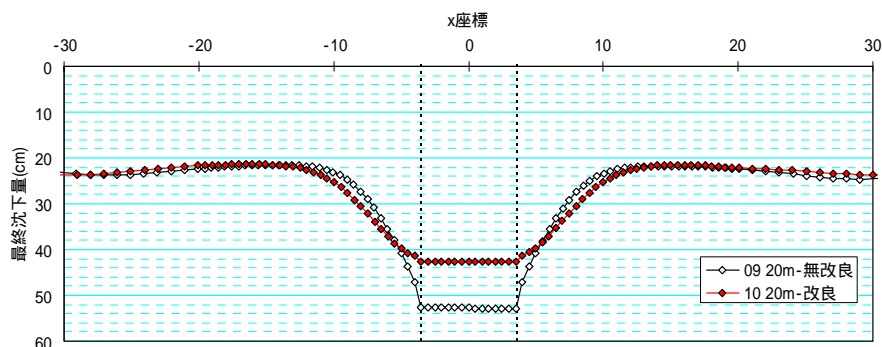


図 5.2.38 地表面総沈下量分布 (地震動 1)

表 5.2.11 めり込み沈下量一覧 (地震動 1)

ケース	めり込み沈下量 Sp				平均傾斜角 θ_{av}			
	St (cm)	S_g (cm)	Sp (cm)	比率	St,l (cm)	St,r (cm)	$ St,l-St,r $ (cm)	θ_{av} x/1000
1 01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
9 09 20m-無改良	52.8	22.8	30.0	-	52.7	52.8	0.1	0.15
10 10 20m-改良	42.7	24.4	18.4	61%	42.7	42.7	0.0	0.07

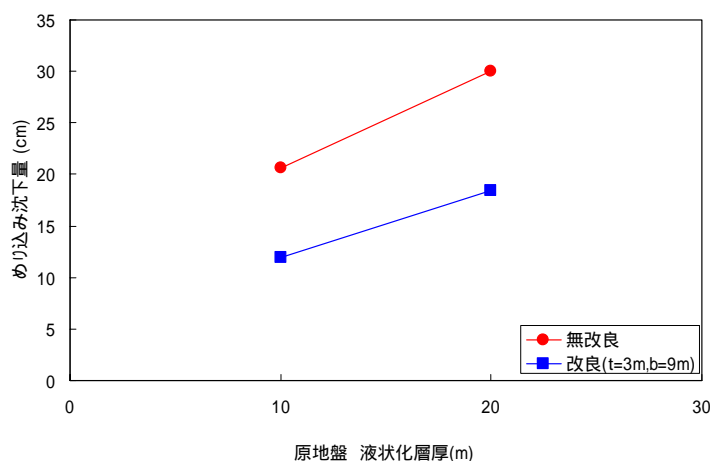


図 5.2.39 液状化層厚～めり込み沈下量関係 (地震動 1)

周辺環境（隣接建屋）

これまで、建物単体での浅層改良盤状改良による効果を検討した。ここでは、周辺環境による影響として、建物が隣接している場合について検討を行った。図 5.2.40 に解析ケースの概要を示す。改良対象とする建屋に離隔距離 2m と離隔距離 5m の 2 ケースで建屋（隣家）が存在する場合の検討を行った。建屋の仕様・荷重に関しては、既ケースと同様なものとした。浅層盤状改良の仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

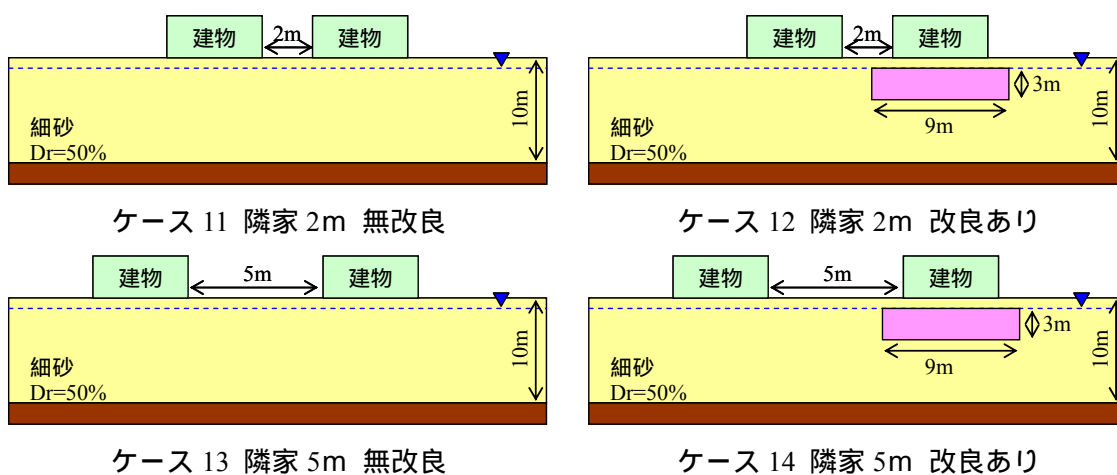


図 5.2.40 解析ケース概要（周辺環境、地震動 1）

結果として、図 5.2.41 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.42 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、浅層盤状改良体以外の改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。せん断ひずみ分布は、離隔距離が 2m ではせん断ひずみが大きく発生する部分が繋がっており、お互いの変形が互いに干渉・影響しあう様子がわかる。離隔距離が 5m の場合は離隔部の地表面付近に大きなひずみが発生するものの隣接建屋の影響は小さい。浅層盤状改良した場合には改良部のひずみは抑制されるが、その下部には他ケースと同様にひずみは発生した。

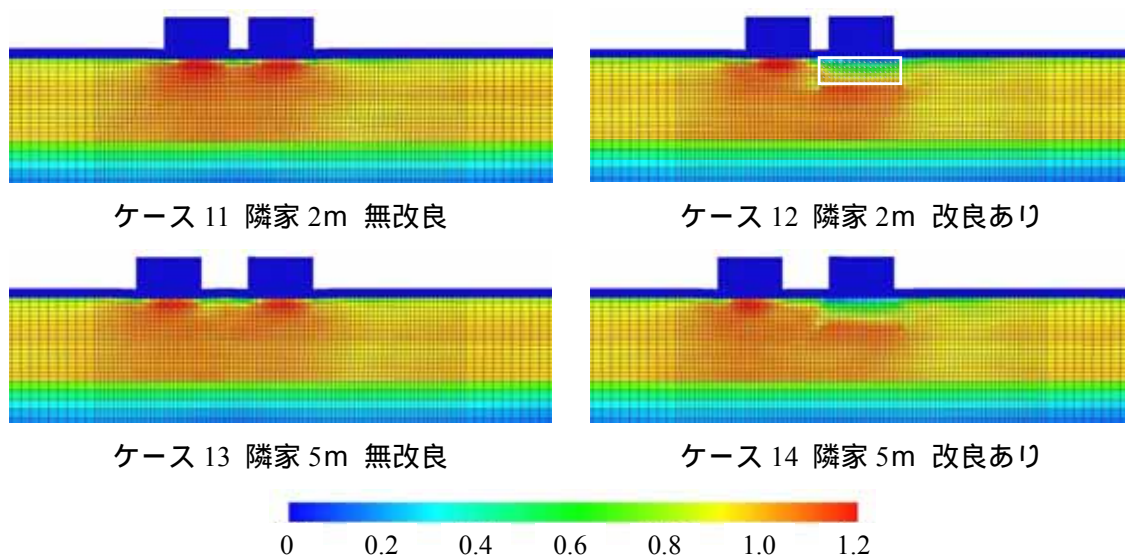


図 5.2.41 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

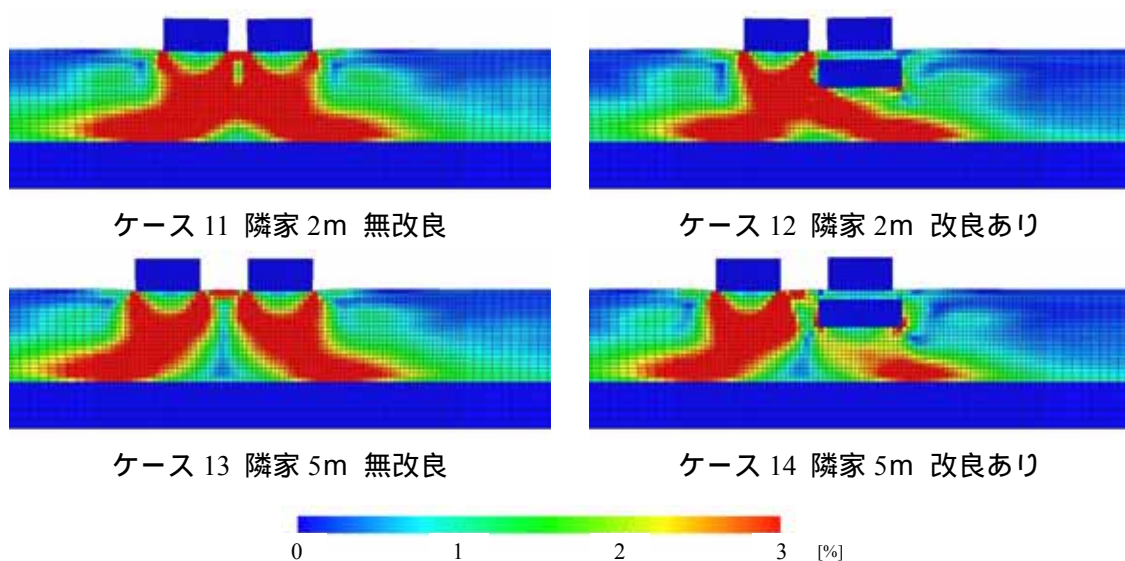
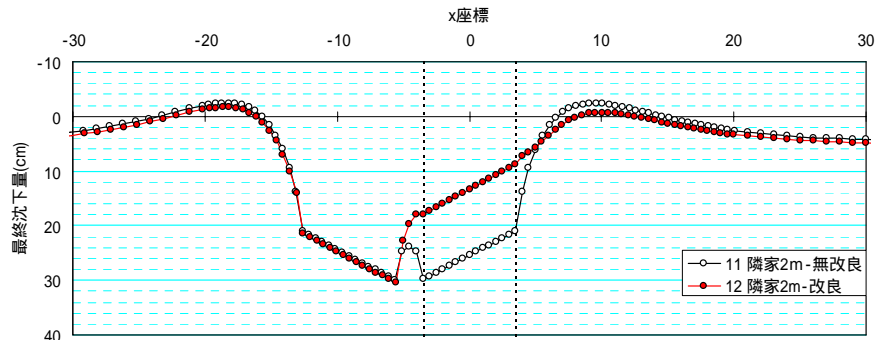
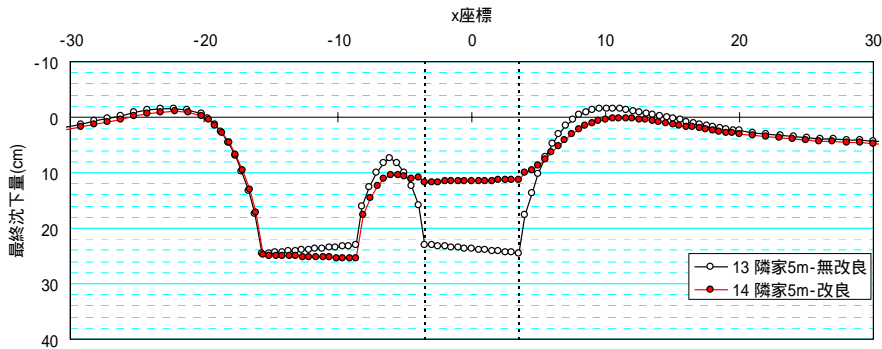


図 5.2.42 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.43 に地表面総沈下量、表 5.2.12 に沈下量一覧、図 5.2.44 に離隔距離によるめり込み沈下量への影響を示す。無改良の場合、離隔距離が 2m と小さい場合には内向きに傾斜するのに対し、5m と大きい場合には外向きに傾斜する。これは、震災被害で報告された事例でもみられる現象である¹²⁾。めり込み沈下量は、無改良の場合に比べ浅層盤状改良の効果により低減する。しかしながら、離隔距離が小さい場合はめり込み沈下量が小さくなるが、平均傾斜角は無改良と同程度のみで低減効果が見られない。浅層盤状改良は改良対象の近接部に荷重がある場合の適用には、特に傾斜の観点から留意が必要であることを示唆している。離隔距離が 5m とある程度確保される場合には、めり込み沈下量および平均傾斜角とも低減しており、浅層盤状改良の効果がみられる。



(a) 離隔距離 2m



(b) 離隔距離 5m

図 5.2.43 地表面総沈下量分布 (地震動 1)

表 5.2.12 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 Sp				平均傾斜角 θ_{av}			
		St (cm)	Sg (cm)	Sp (cm)	比率	St,l (cm)	St,r (cm)	St,l-St,r (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
11	11 隣家 2m-無改良	29.8	6.5	23.3	-	29.8	21.0	8.8	12.61
12	12 隣家 2m-改良	18.0	6.5	11.4	49%	18.0	8.8	9.2	13.10
13	13 隣家 5m-無改良	24.6	5.7	18.9	-	23.0	24.6	1.6	2.24
14	14 隣家 5m-改良	11.7	5.9	5.8	31%	11.7	11.3	0.4	0.54

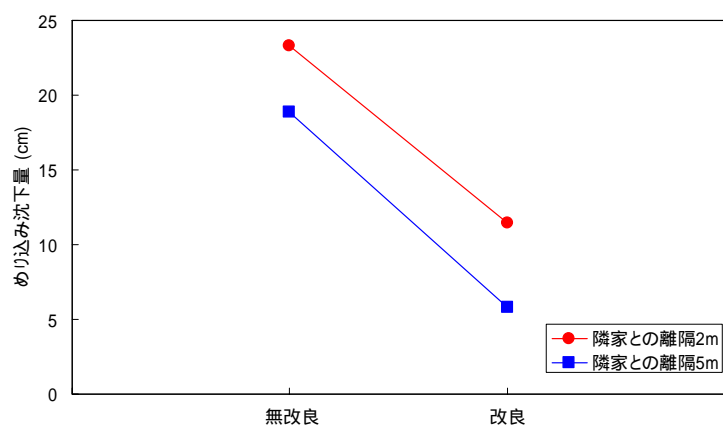


図 5.2.44 離隔距離によるめり込み沈下量への影響（地震動 1）

改良工法

これまでは、浅層盤状改良体について、2相系弾性体としてモデル化して解析を実施した。これは延伸模型実験でも使用したセメント等による固化改良をモデル化したものである。ここでは、浅層盤状改良を施工するための改良工法について検討を行った。図5.2.45に解析ケースの概要を示す。ここで取り上げる改良工法は、固化工法のほか、締固め工法と排水工法を想定した。締固め工法については、締固めの施工過程をシミュレーションして改良地盤を詳細にモデル化する方法¹³⁾もあるが、ここでは密に改良された浅層盤状改良の効果を検討する目的で、初期状態に $Dr = 95\%$ の状態を設定することでモデル化した。表5.2.13に締固め改良部に与えた状態量の初期値を示す。材料定数は原地盤と同じ珪砂7号のものである。排水工法は、状態は原地盤のままとし、改良範囲内の要素の鉛直方向の辺に関して排水境界($u=0$)を与える方法でモデル化した¹⁴⁾。なお、工法の説明に関しては、第6章に詳述する。

浅層盤状改良の仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

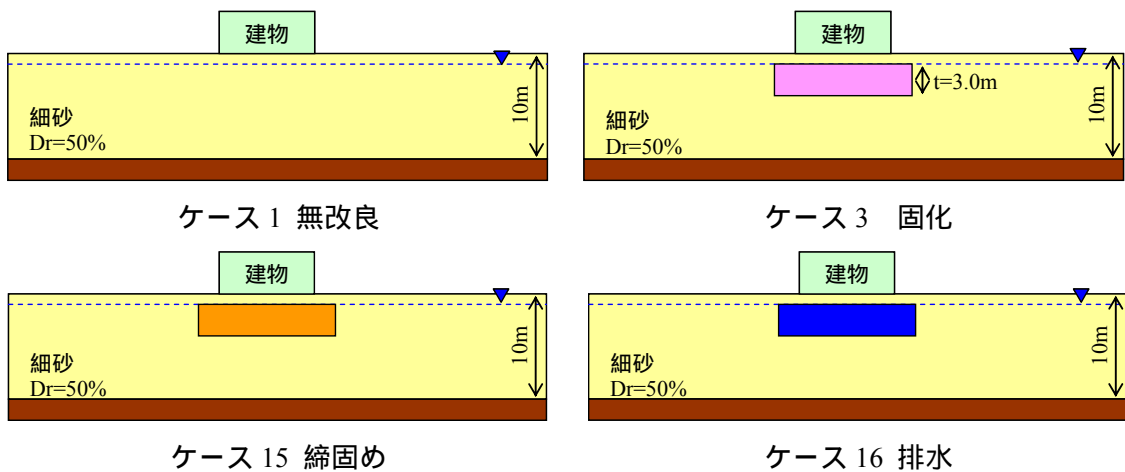


図 5.2.45 解析ケース概要（改良工法、地震動1）

表 5.2.13 締固め改良部 初期値

初期値					
締固め ($Dr=95\%$)					
比体積	v_0	1.650	静止土圧係数	K_0	1.000
構造の程度	$1/R_0^*$	1.05	異方性の程度	K_β	0.600

結果として、図 5.2.46 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.47 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。浅層盤状改良部に関しては、全ケースで概ね 1.0 以下となっており液状化が抑止されている状況がわかる。せん断ひずみ分布は、締固め工法では、改良部はひずみがほとんど発生していないが、下部で固化よりも大きなひずみがみられた。排水工法では、浅層盤状改良部もひずみが発生した。これは今回のケースではゆるい状態のままであるため、地震に伴うせん断により締固めが発生したためである。

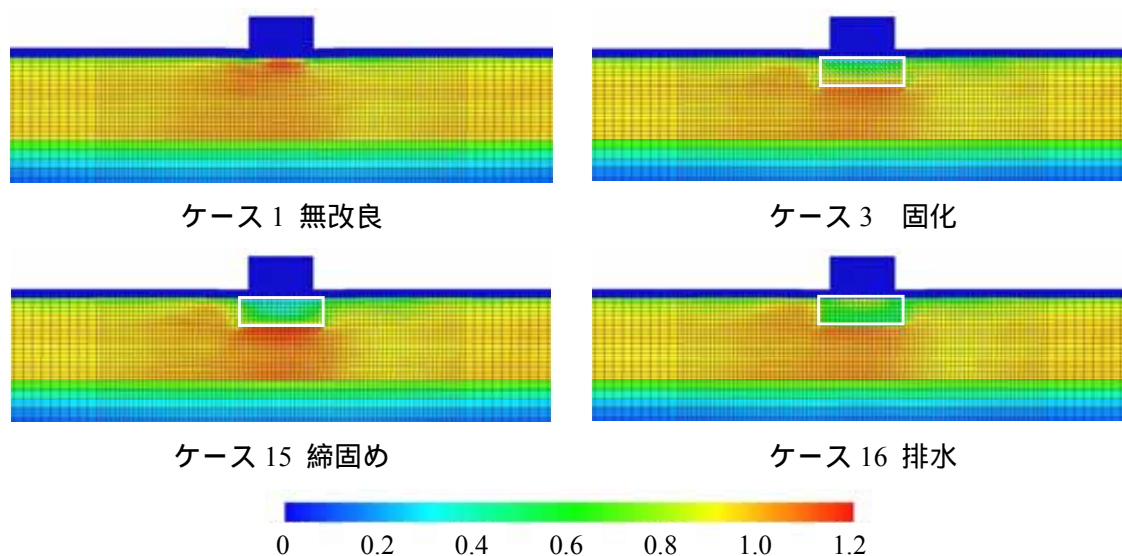


図 5.2.46 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

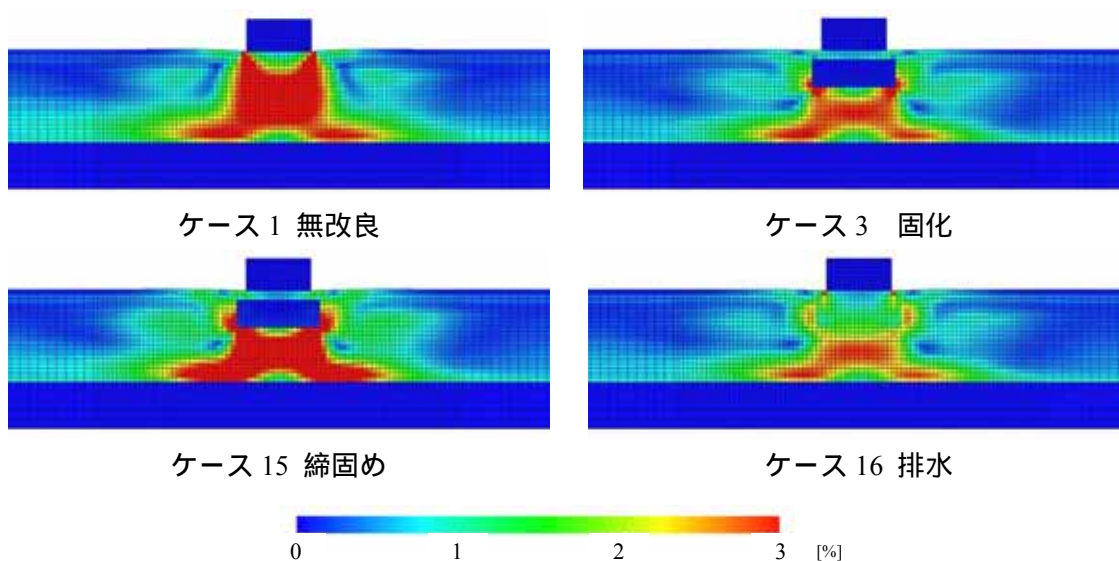


図 5.2.47 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.48 に地表面総沈下量、表 5.2.14 に沈下量一覧、図 5.2.49 に改良工法によるめり込み沈下量への影響を示す。浅層盤状改良の工法により、同じ改良仕様においてもめり込み沈下量の低減効果に差異が発生した。今回のモデル化においては、固化改良に比べ、締固めや排水の効果小さくなった。設定した改良部の剛性・性状の違いによるものであると考えられる。低減効果を等しくするには改良厚を変更することが挙げられるが、更なる検討が必要となる。

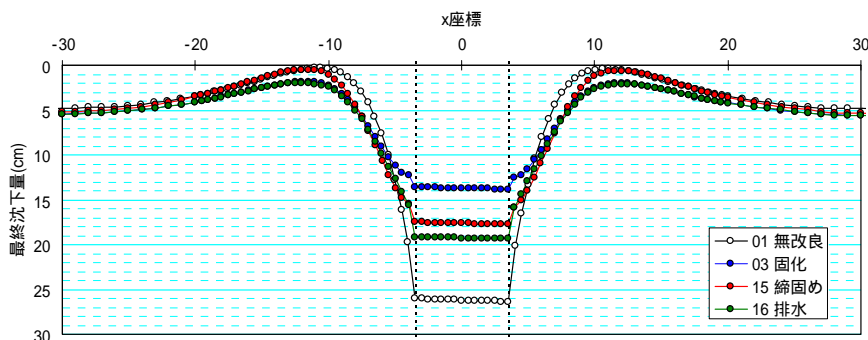


図 5.2.48 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.14 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
3	03 固化	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
15	15 締固め	17.8	5.9	11.9	58%	17.5	17.8	0.3	0.39
16	16 排水	19.4	6.0	13.4	65%	19.2	19.4	0.2	0.26

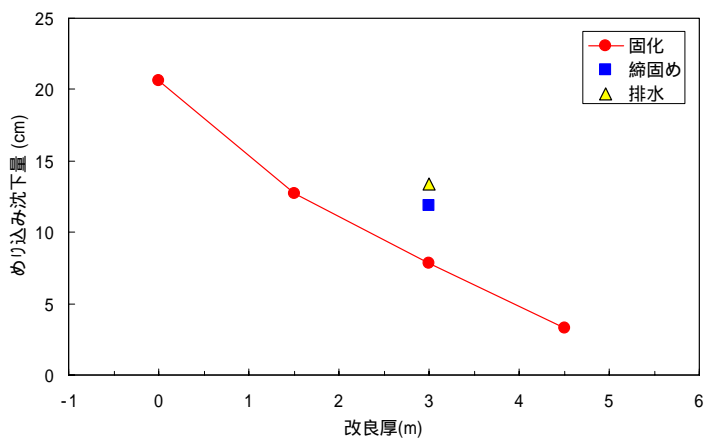


図 5.2.49 改良工法～めり込み沈下量関係（地震動 1）

5.3 静的有限要素解析 **ALID** による検討

5.3.1 **ALID** による検討の目的

浅層盤状改良による改良効果を定量的に評価するために、主として弾塑性構成式 SYS Cam-Clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形コード **GEOASIA** を用いて検討を行ってきた。**GEOASIA** は個々の地盤の特性を忠実に反映し、非常に精緻な解析結果が得られる一方で、解析に必要なパラメータの準備、解析に実施に経験と技量が必要で、様々な条件を想定して、相当数の解析を行うことは時間的にも、コスト的にも負担が大きい。そこで、前節で遠心載荷試験の忠実なシミュレーションを行い、そのパラメータを用いて一般モデルに適用できることが証明された **GEOASIA** の解析結果に対して、液状化にともなう流動を予測する簡易解析手法である **ALID**¹⁵⁾ によって一定の精度で解析結果を表現するためのスキームを確立しておき、荷重条件や地盤条件を細かく変化させたときの、試算結果を得ることが **ALID** による検討の目的である。

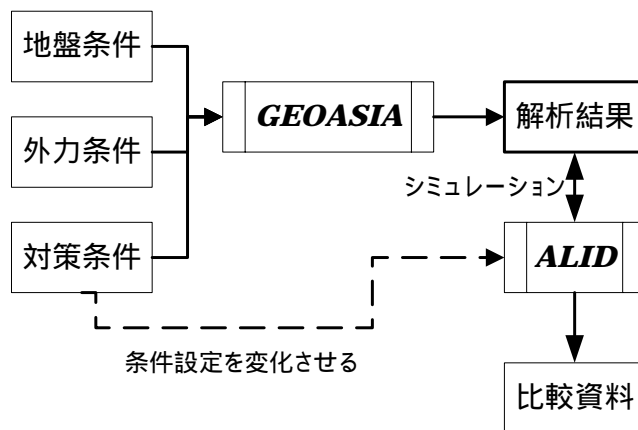


図 5.3.1 **ALID** による解析のシミュレーション

5.3.2 解析コードの特徴¹⁶⁾

静的有限要素解析コード **ALID/Win** は、液状化に伴う地盤の流動予測手法『**ALID**』をもとに開発された有限要素解析コードである。**ALID** の特徴は、液状化に伴う流動現象に対して、液状化時の地盤の剛性低下に着目して、地震前、後のステージにおける変形解析の差分によって簡易的に変形量を推定するある種の残留変形解析手法である。その考え方を以下に示す。

地震による残留変形を求める最も厳密な方法は地震応答解析による方法であるが、一方でその解析には多くのデータ、経験を要するので、誰もが常に実用的に使えるわけではない。このため、残留変形をより簡易的に求めようとする方法¹⁷⁻¹⁹⁾が提案されてきた。

図 5.3.2 は残留変形が発生する代表的なケースを示したものである。(a) は動的な加力により残留変形が残るケースである。斜面などで地震が作用すると地盤は初期せん断の方向（斜面であれば下方）に変形が偏っていく。この様な変形を地震前後の特性を用いた自重

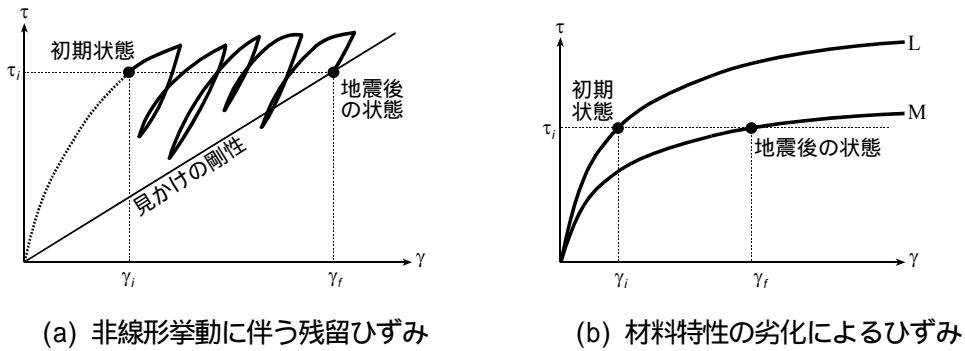


図 5.3.2 残留変形発生のメカニズム

解析を行いその差を求めて残留変形とする方法は過去にも行われている。この手法では地震による加力の大きさを精度良く求める必要があり、そのために地震応答解析を行うことが必要となる。

これに対して(b)は地盤材料が劣化することにより残留変形が残るケースである。図の L は地震前の応力 - ひずみ関係である。この場合も初期せん断は作用している。これに対して過剰間隙水圧が発生すると有効応力が減少し、例えば図の M の様に応力 - ひずみ関係が変化(劣化)する。すると、地震前に作用していたせん断応力を受け持つためにはせん断ひずみが大きくなる必要がある。このようなケースでも前のケースと同様、二度の自重解析で残留変位を求めることができる。前のケースとの大きな違いは、前のケースでは地震の加力の程度が分からないと計算ができないので、動的解析とその結果得られたせん断ひずみ時刻歴を用いた室内試験が必須であったのに対して、(b)のケースでは地震後の応力 - ひずみ関係が分かれば良いということである。

図 5.3.2(b)では土の応力~ひずみ関係において、初期状態から有効応力が少し減少した状態を示しているが、更に有効応力が減少し、液状化が発生するようになると状況は少し異なる。まず、応力 - ひずみ関係は図に示したような上に凸な曲線ではなく、図 5.3.3 に示すように相当大きいひずみまではほとんど強度を發揮せず、その後急激に剛性が回復する、下に凸な形状となる。剛性のほとんどない領域は流動時には流体状に挙動しているかもしれない。しかし、流体と考える場合でも剛性回復域が存在していることは実験から確認されている²⁰⁾。

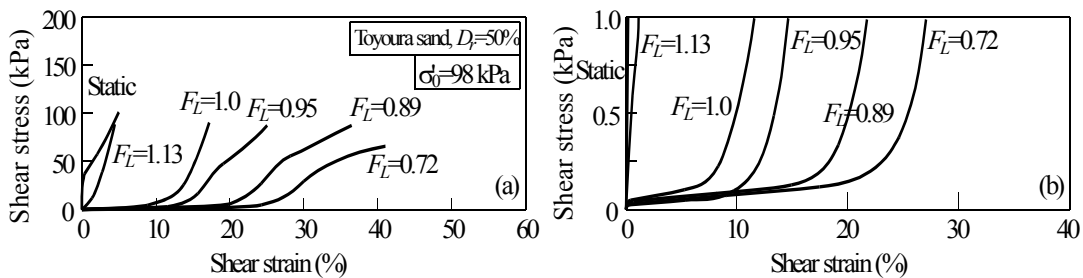


図 5.3.3 液状化後の応力 - ひずみ関係 (右図は応力軸を拡大している)

ALID ではこの応力 - ひずみ関係を図 5.3.4 に示すような下に凸なバイリニアモデルで表現している。モデルの微小抵抗領域の勾配 G_1 、剛性回復域の勾配 G_2 、剛性回復点（抵抗変曲点）のひずみ γ_L などは細粒分含有率 FL や地震により繰り返される地震動の総量（*ALID* ではこれを FL で代表させている）に依存しており、その値は実験的に求められ、経験的に適用範囲を広げている。

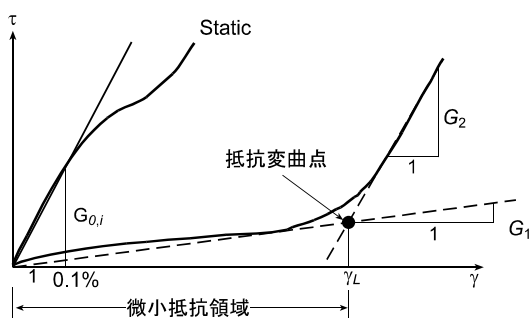


図 5.3.4 せん断応力 - せん断ひずみのモデル化¹⁶⁾

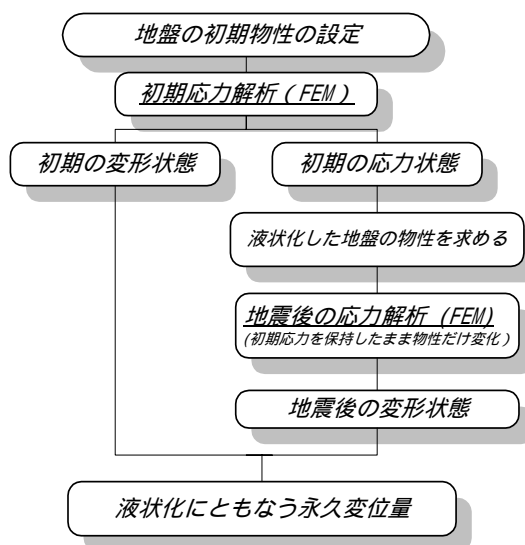


図 5.3.5 残留変形の求め方のフロー

このように *ALID* は簡易法という位置付けであるから、液化に伴う剛性低下による変形量を図 5.3.5 のような概念で求めることとし、線形応力 - ひずみ関係、全応力解析だけの機能があれば計算ができるように理論が構築されている。

一方、液化後の沈下については、過剰間隙水圧の消散に伴う体積圧縮を求めることとしている。図 5.3.6 に示すような既往の実験結果²¹⁾をもとに、液化の程度（激しさ）に依存する体積ひずみの値を対象とする液化化層に 1 次元的に掛け合わせて、沈下量を求めている。

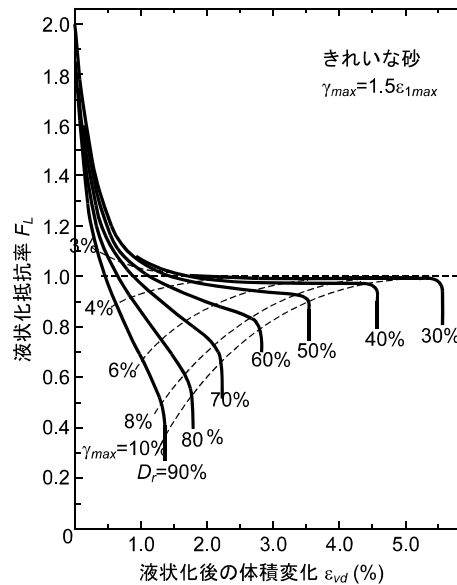


図 5.3.6 過剰水圧消散後の体積ひずみの関係²¹⁾

5.3.3 ALID による解析

(1) GEOASIA の解析結果のシミュレーション

前述したように、ALID は静的な FEM による簡易法なので、本来であれば、i)過去の様々な履歴を受けた地盤に地震動が加わり、ii)過剰間隙水圧が上昇して液状化に至り、iii)その過程で変形が生じ、iv)過剰間隙水圧の消散過程で沈下が生じるといった一連の現象を、地盤の初期応力（自重相当）が液状化によって軟らかくなった物性に加わった時の最終変形を求めることで表している。

詳細な有効応力解析である GEOASIA と静的有限要素解析の ALID では、単に解析手法、適用範囲、条件設定の精緻さが異なるだけでなく、地盤の排水効果や過剰間隙水圧消散の伴う沈下の表現方法などが異なるため、仮に同じ地盤物性を用いた解析を行ったとしても解が一致することはあり得ない。従ってここでは、GEOASIA の解析結果を正解値とし、建物の沈下量、周辺地盤の沈下量、地盤改良の効果といった結果が、比較的良好に一致・再現できるように ALID のパラメータを設定することによってシミュレーションとした。その際、以下の原則に従った。

- 1) 地盤の基本的な物性、建物の荷重等は与条件に従った。すなわち、適当な答えを得るために、解析手法ごとにて外力を調整することは行っていない。
- 2) シミュレーションは変形量の絶対値がどの解析においても一致することが理想であるが、対策（改良体）の厚さを増加させたときの、建物沈下の低減率の傾向を合わせることを第一優先とした。
- 3) モデル全体（特に建物周辺）で、過剰間隙水圧のコンター（液状化の発生状況）の形状が似通っていることを確認した後、沈下量の整合を図るため、体積圧縮係数を

仮定して、他のケースにおいても同じ値を用いることでルールを統一した。
以下に、条件設定の具体的な方法を示す。

ALID における変形結果を決定づけるのは、液状化に伴う剛性の低下率で、過去の実験結果等から、液状化に対する安全率 *FL* と液状化した砂の細粒分含有率 *FC* によって規定される。液状化後の沈下を決定づける体積圧縮係数は、同じく *FL* と地盤の相対密度 *Dr* によって規定される。当然のことながら、不飽和層の水圧上昇や消散、地盤の透水性、変形による物性の連続的な変化などは考慮していない。

FL については、地震動が明らかな場合には、地震応答解析等によって作用せん断力を求め、液状化試験結果を用いて求めることも可能であるが、通常は、地表最大加速度を定めて道路橋示方書等の基準類に準拠して *FL* 計算を行うことが多い。同時に液状化強度 *R_L* も標準貫入試験による *N* 値から推定することが多い。

このシミュレーションでは、**GEOASIA** の解析結果を正解値として、その変形、液状化の程度（過剰間隙水圧比または *FL* 分布）、**GEOASIA** における改良効果、具体的には改良体の厚さを変化させたときの沈下量との相関関係が最もよく再現できるパラメータを試行錯誤的に選ぶこととした。その際、全てのパラメータを自由に動かすと、工学的にまったく意味を成さないのので、地盤の一般的な物性値は試験結果のままとし、地表最大加速度の値を動かすことで一定のルール上で *FL* を変化させ、それによって液状化の範囲と沈下量の絶対値を **GEOASIA** の結果に揃えることとした。

(2)解析条件

GEOASIA によって実施された遠心模型実験シミュレーションと同じモデルに対して、*ALID* による変形解析を実施した。図 5.3.7 には *ALID* による解析に用いた有限要素モデルのブロック図と、中心部のメッシュの拡大図を示す。

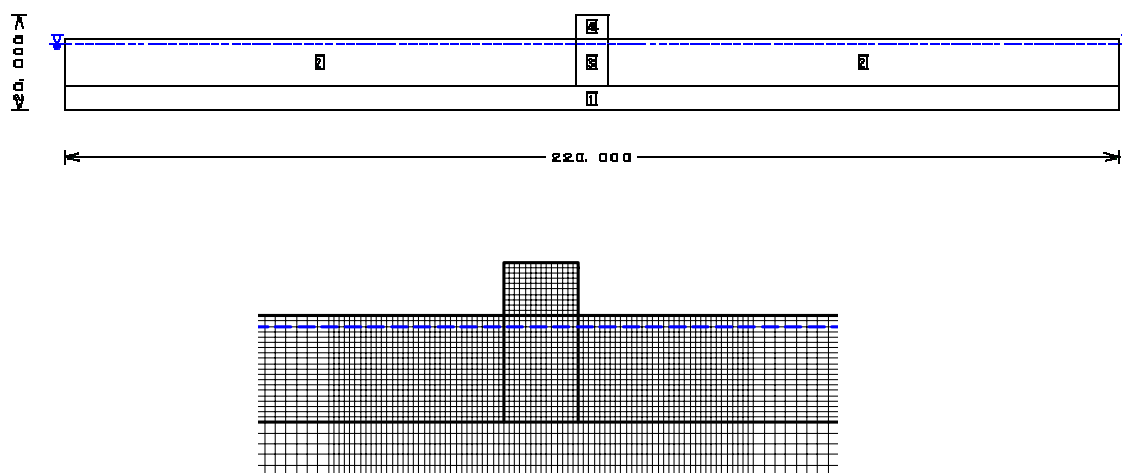


図 5.3.7 遠心模型実験に用いた有限要素メッシュ

幅 220m、高さ（厚さ）15m の地盤モデルである。上部砂層の厚さは 10m で、地下水位は GL-1m に設定している。従って液状化の可能性のある層の厚さは 9m で、その下層に非液状化層が 5m 存在している。地盤の中心部に幅 7.0m、高さ 3.5m 建物が存在し、その直下を盤状に改良するモデルである。建物モデルは弾性体と仮定して **GEOASIA** での解析と同じく、アクリルの弾性係数を設定し、建物荷重は 10kN/m² としている。

盤状改良を施したモデルでは、建物の直下の、地下水位以下の領域を改良する。建物ならびに改良体の諸元と材料定数を表 5.3.1 に示す。

表 5.3.1 建物ならびに改良体の諸元と材料定数

建物		改良体	
幅	7.0m	位置	建物直下
高さ	3.5m		地下水位面以深
荷重強度	10kN/m ²	厚さ・幅	解析ケ-スによる
ヤング率	3.2×10 ³ MPa	ヤング率	4.0×10 ¹ MPa
ポアソン比	0.35	ポアソン比	0.1

表 5.3.2 地盤の与条件と材料定数

材料	細粒分含有率	FC=17.5%
	平均粒径	D ₅₀ =0.136mm
	土粒子密度	ρ _s =2.636
地盤	相対密度	Dr=50%
	ポアソン比	0.35

GEOASIA による解析結果（地震動 1）と **ALID** による解析結果の相関が最も良くなるよう相当数の試算を行った。地盤材料の物理特性、地盤の相対密度は与条件に従い表 5.3.2 に示す値を用いた。その結果、地盤の相対密度と有効拘束圧にから推定した N 値を用いて、地表最大加速度 300gal のタイプ 地震動に対して、道路橋示方書の液状化判定法に従って FL を算出し、その値から規定される地盤の剛性低下率を用いた解析結果が、もっとも **GEOASIA** の過剰間隙水圧分布、せん断ひずみ分布と傾向と一致し、無対策ケ-スの沈下量の絶対値も、概ね一致した。図 5.3.8 には無対策モデルの変形図、図 5.3.9 には過剰間隙水圧の分布図を、図 5.3.10 には最大せん断ひずみの分布図を示す。

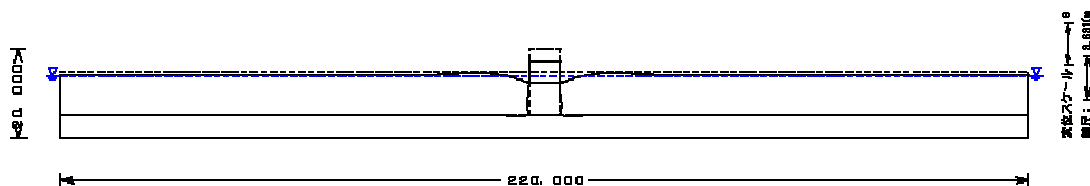


図 5.3.8 無対策ケ-スの解析結果・変形図（ブロック境界のみを描画、地震動 1）

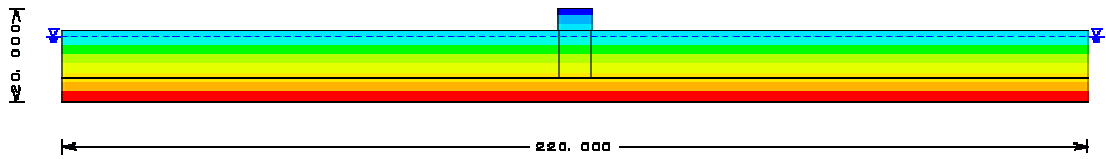


図 5.3.9 無対策ケ-スの解析結果・過剰間隙水圧分布（地震動 1）

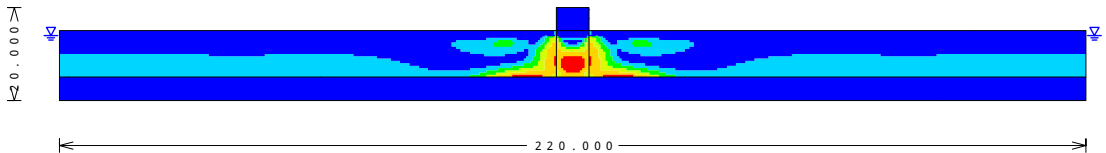


図 5.3.10 無対策ケ-スの解析結果・最大せん断ひずみ分布（地震動 1）

(3)改良体の厚さと対策効果の関係

次に、対策を施したケ-スでの **GEOASIA** との整合性について、改良体の厚さの異なるケ-スの解析結果の再現を試みた。**GEOASIA** によって解析が行われている、厚さ 1m、3m、4.5m の改良体のケ-ス（地震動 1）に対して、建物の絶対沈下量が 3 つのケ-スで概ね一致するように、改良体の直下の体積圧縮係数を調整した。図 5.3.11 に改良厚さと建物ならびに周辺地盤の絶対沈下量の関係を示す。

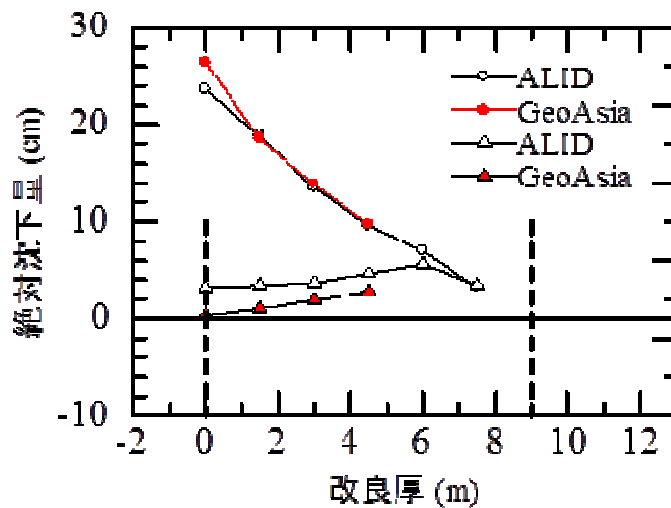


図 5.3.11 改良体の厚さと絶対沈下量の関係（地震動 1）

無対策のケ-スでは若干 **GEOASIA** の結果より沈下量は小さめになっているが、改良したケ-スでは、いずれのケ-スでも建物の絶対沈下量は非常に良好な一致が見られた。周辺地盤の絶対沈下量については **ALID** の方が幾分か大きめの値を示しているが、その相対関係は

よく一致している。この結果から、以降、このパラメータを用いて *ALID* による解析を実施することとし、両者の比較、対策の効果の評価については、建物のめり込み沈下量を用いることとする。図 5.3.12 には、改良体の幅 9m (建物の基礎から両側に 1m だけ余分に改良) 厚さ 3m のケースにおける鉛直ひずみ分布を示す。建物直下の実線で囲まれた要素が改良体の部分である。その直下の未改良の部分では、建物の重さの影響で周囲よりも大きな沈下が生じているのが図示されている。

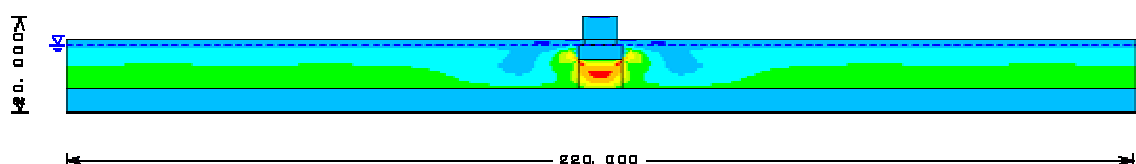


図 5.3.12 対策ケースの解析結果・鉛直ひずみ分布 (地震動 1)

同様の解析を、無対策、改良体厚 1.5、3.0、4.5、6.0、7.5、9.0m の 7 ケースに対して実施した結果のうち、建物周辺部の総沈下量の水平方向分布を図 5.3.13 に示す。無対策のケースでは建物直下が大きく 20cm 以上沈下し、建物が地中に引き込まれているが、周辺地盤では若干の盛り上がりが生じている。もっとも、液状化によって周辺地盤全体も 5cm 以上沈下しているので、決して地盤が隆起しているわけではない。建物から離れた位置での沈下量はおおよそ 7cm 程度であった。

盤状改良の厚さを厚くしてゆくと、建物の沈下量は非改良部分の層厚に応じて小さくなってゆき、4.5m の改良では周辺地盤との差が 2cm 程度と、有意な差がなくなり、6m の改良では、ほとんど周辺の地盤と同じ挙動を示す。それより改良体の厚さが増すと、逆に堅固な柱状改良の上に建物を載せたような変形挙動となり、周辺地盤との相対変位が目立つようになる。

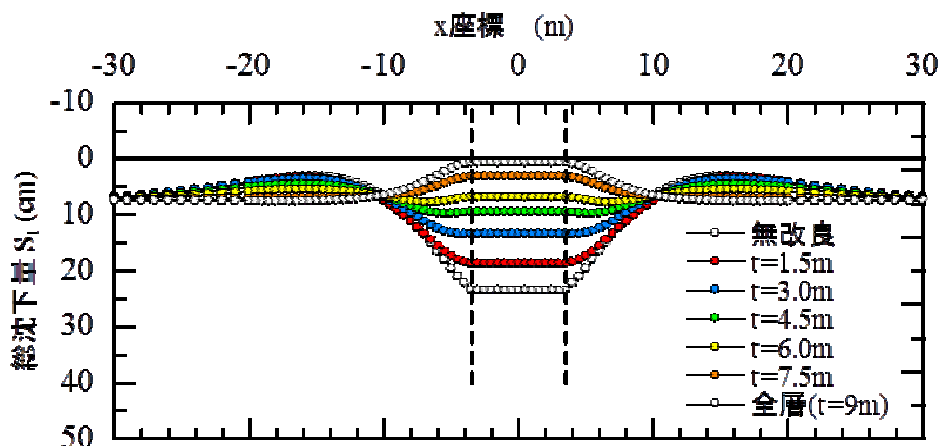


図 5.3.13 総沈下量の水平方向分布 (改良体の厚さとの関係、地震動 1)

建物ならびに周辺地盤のめり込み沈下量と改良体の厚さの関係について、**GEOASIA**と**ALID**とで比較した結果を図5.3.14に示す。絶対沈下量ではなく、めり込み沈下量としているため絶対値の若干の差が生じているが、沈下量の低減傾向は非常によく一致している。従って、**GEOASIA**による解析条件外の部分について**ALID**の解析結果をもとに考察を加えることとする。

無対策では20cm前後であっためり込み沈下量は、改良体厚の増加に応じて段階的に小さくなる。仮に「地震動1によるめり込み沈下量の許容値を10cmと仮定すれば、3.0mの厚さの改良体を設けることで被害を十分に抑制できる」といった評価が可能である。周辺地盤の沈下量と建物の沈下量がほぼ一致するのは改良体の厚さが4.0m付近で、これより厚い対策を施すことは、建物のめり込み沈下は小さくなるものの、建物周辺地盤との間で相対変位が生じる可能性があることを意味している。もっとも液状化の程度や地盤条件が複雑になるとこの結果は変動するが、それを再現することも解析的な評価手法の目的である。

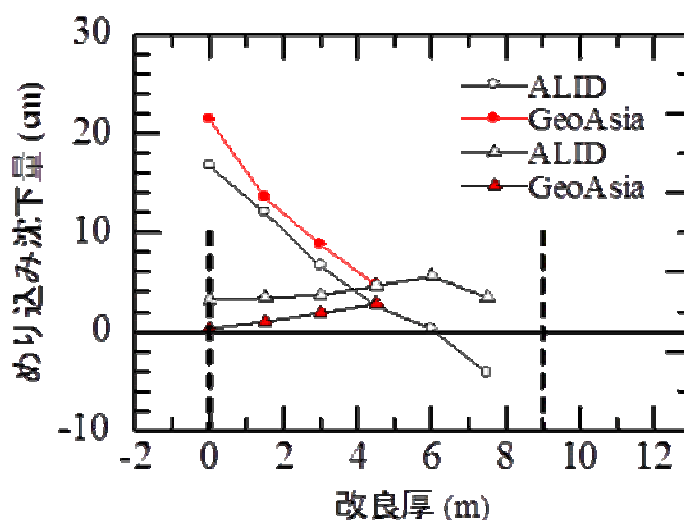


図5.3.14 改良体の厚さとめり込み沈下量の関係（地震動1）

地震動2規模に対して若干の考察を加えると、この章での**ALID**による解析は、過剰間隙水圧比のコンターの形状と沈下量の絶対値を**GEOASIA**に同期させるようにシミュレーションを実施しているので、単純に**ALID**の計算上の地震動を大きくするといった方法では検証できない。ただし、地震動1規模を想定した解析結果でも、建物直下の対策領域の更の下層の過剰間隙水圧比が既に1.0に達していることから、地震動の大きさを単純に倍にしても、変形量、沈下量が比例的に増大するものではない。地震後の体積圧縮係数とFLの関係に依るが、具体的な沈下量については**GEOASIA**による解析結果とも整合を図る必要がある。

(4)改良体の幅と対策効果の関係

盤状改良体の幅については、建物基礎の周囲 1.0m 分だけ余分に改良するケースを標準としている。**GEOASIA** においても改良幅を広く取れば、建物のめり込み沈下量が小さくなる結果を示しているが、ここでは改良厚が3段階に異なる条件下で、さらに改良幅を変えた場合のめり込み沈下量の違いについて検討した。

図 5.3.15 には、改良厚 3.0m の設定で、1)改良幅を建物基礎の直下のみ(改良幅 7m)、2)基礎の周囲 1m まで改良(標準ケース、改良幅 9m)、3)基礎周囲 2m(改良幅 11m)まで改良、4)基礎周囲 3m(改良幅 13m)まで改良、の4つのケースについて、総沈下量の水平方向分布を無対策のケースと合わせて示す。3m の改良厚は十分な対策効果が見られたケースなので、改良幅を大きくすれば、当然、総沈下量は小さくなるが、その影響はさほど大きなものではない。

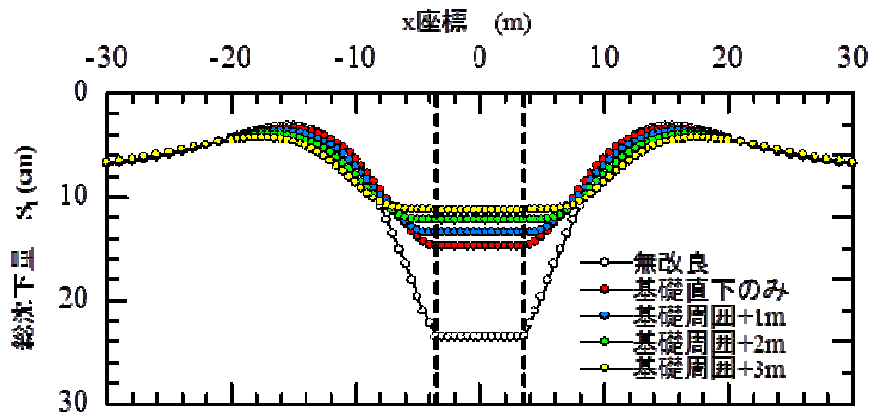


図 5.3.15 総沈下量の水平方向分布(改良厚 3m、保改良範囲との関係、地震動 1)

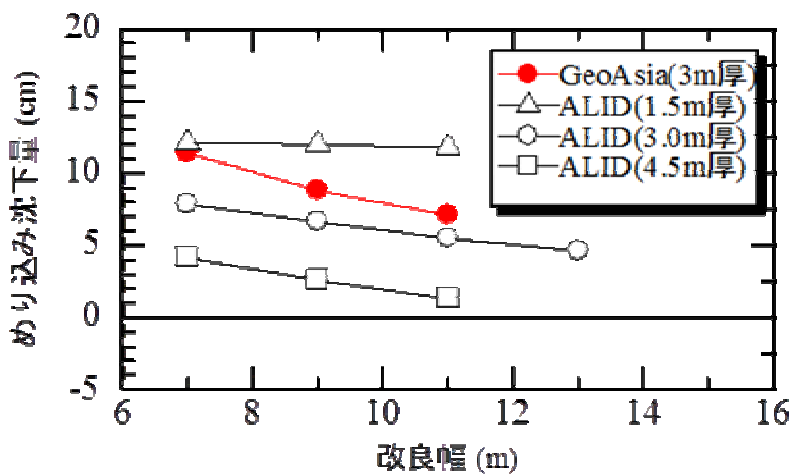


図 5.3.16 改良幅とめり込み沈下量の関係(地震動 1)

図 5.3.16 には、改良厚の異なる系列ごとに、改良幅を変えた条件で解析を行い、改良幅とめり込み沈下量の関係を示したものである。元々の対策効果がほとんど見られない 1.5m の改良厚では、改良幅を大きくしても、対策効果は改善されない。改良効果がある程度見込める 3.0m 厚改良、4.5m 厚改良では、改良幅を大きくしてゆくとめり込み沈下量は小さくなるが、その低減率はそれほど大きくなく、幅が広がるにつれて低減効果は鈍化してくる。例えば 3.0m 厚の改良体の幅を周囲 1m 増やしてもめり込み沈下量は 2cm 程度しか低減せず、当然のことながら、改良厚を厚くする方が対策効果は高い。改良幅は、施工費用に直接影響するので、施工条件と合わせて費用対効果の良い改良域を設定することが重要である。

(5) 施工領域の影響

周辺の建物や地形との関係で、対象の建物の周囲全面を均等に改良できない場合もある。或いは、建物の前面側や背面側など片側からしか施工できない条件の場合も想定される。そこで、改良域を左右アンバランスに設定した条件で解析を行なった。

変形図の一例を図 5.3.17 に、建物部分の総沈下量の水平方向分布を図 5.3.18 を示す。無対策のケースに対して全面改良を施せば、沈下量は大幅に低減されるが、建物周囲からの施工で一定距離までしか改良体が造成できない場合などでは、対策の効果が大きく失われる。さらに、建物の左右片側からしか改良体を造成できない場合には、例え建物の半分を改良できたとしても大きく沈下が生じるばかりか、建物の左右で沈下量の差が生じ、多くな不同沈下が生じる結果が求められた。仮に施工上の制約があって、基礎直下が全面改良できない場合でも、改良域は建物直下、周囲に均等に対策しなければ効果が薄れるだけでなく、大きな被害をもたらす結果になる。

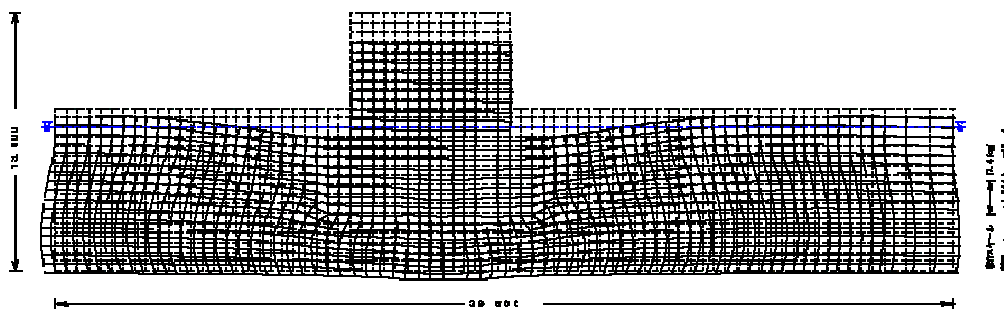


図 5.3.17 改良域がモデルの左右で異なるケースの変形図（地震動 1）

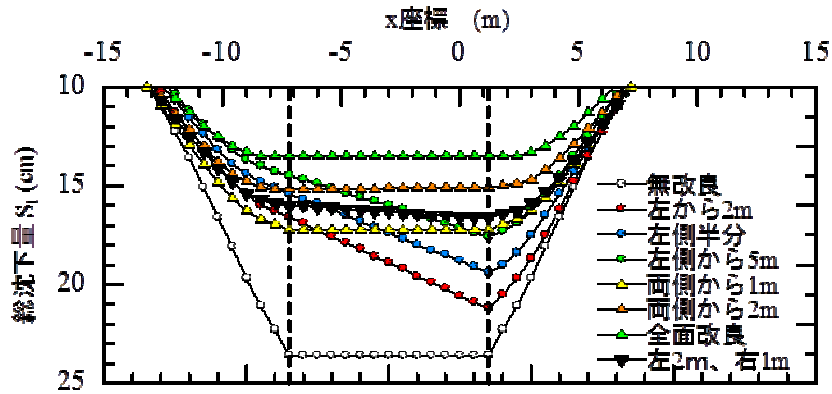


図 5.3.18 改良域がモデルの左右で異なるケースの総沈下量分布（地震動 1）

(6)均等ではない建物荷重の影響

対策の対象となっている建物の重量バランスが均等でないケースも考えられる。そこで建物の 2 階部分が半分の幅しかなく、荷重条件が水平方向に均等でない条件を想定し、改良厚のみを変化させた解析を行った。図 5.3.19 には、ブロック図表示とした変形結果の代表例を、図 5.3.20 には改良厚を変化させたケースでの総沈下量の水平方向分布を示す。

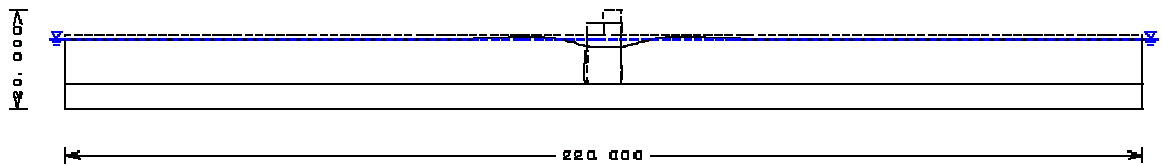


図 5.3.19 荷重条件が不均等な場合の変形結果の例（地震動 1）

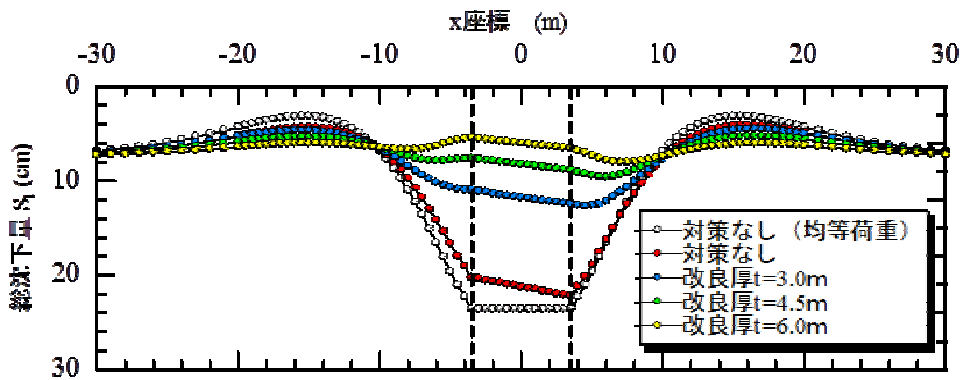


図 5.3.20 荷重条件が不均等なケースでの総沈下量分布（地震動 1）

改良体上部に加わる荷重が均等でないので、当然、変形もモデルの左右で差が生じる。改良厚を厚くしてゆくことで総沈下量は小さくなってゆくが、十分な改良厚を確保した場合でも、建物の左右で数 cm の不同沈下が生じる。浅層盤が 3m のケースでは、地震動 1 を想定

した場合の沈下量は 12.5cm、建物の傾斜角は 2/1000 となり、構造物の被害を抑止できない可能性が高い。

ただし実際の建物では、その基礎形式によって上部の荷重は分散されて基礎下の地盤に作用するはずなので、この解析結果は最も敏感なケースと考えることもできる。どの程度まで不同沈下を抑制できるかを決め、最適な改良深度を設定することが望まれるが、そのように敏感で、精度の高い計算では詳細解析である **GEOASIA** に委ねるべきと考えられる。

(7)固化工法以外の対策効果

ここまでの浅層盤状改良の解析では、改良体は固化工法によって造成されることを念頭に解析を行ってきた。一方で、液状化対策、地盤の変状対策としては、は締固め工法や排水工法も当然検討される。そこで締固め工法、排水工法をモデル上で模擬して、改良厚さを変化させて対策効果の比較を行った。

ここでは、締固め工法の手法は問わず、締固めを行った結果として N 値 20 相当の地盤に改良されたと想定して、道路橋示方書に基づく液状化判定を実施し、**ALID** による液状化流動解析を行った。また液状化沈下解析に用いる体積圧縮係数は相対密度 95% に相当する値を採用した。図 5.3.21 には締固めを模擬した解析における体積ひずみの分布図を示す。固化工法ではないので、改良体自体も若干変形していることがひずみ分布から見て取れる。また、設定地震動の大きさによっては改良体部分でも過剰間隙水圧が発生し、より大きな変形が生じることも十分考えられる。

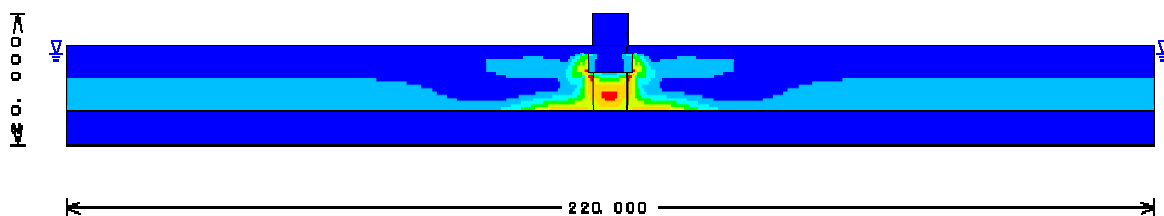


図 5.3.21 締固めを模擬したケースにおける最大せん断ひずみ分布（地震動 1）

一方、排水工法については **ALID** では地盤の透水性を考慮することが出来ないため、排水機能が十分に機能して、対策部分で液状化が発生しないという条件を課した。すなわち、改良部分の FL を強制的に 1.0 より大きくすることで、過剰間隙水圧が発生していない領域を設定した。

これらの条件設定の下、締固め工法、排水工法に対して、固化工法も合わせて、改良厚を変化させた解析を実施した。図 5.3.22 には **GEOASIA** による解析結果も合わせて、地震動 1 を想定した場合の改良厚とめり込み沈下量の関係を示す。固化工法において改良厚とめり込み沈下量の関係は既に述べたとおりであるが、**GEOASIA** の解析結果からも、対策効果は同じ改良厚であっても、固化、締固め、排水の順に大きい。また **ALID** による解

析結果から、締固め、排水工法ともに改良厚が大きくなるにつれてめり込み沈下量は小さくなっていく。

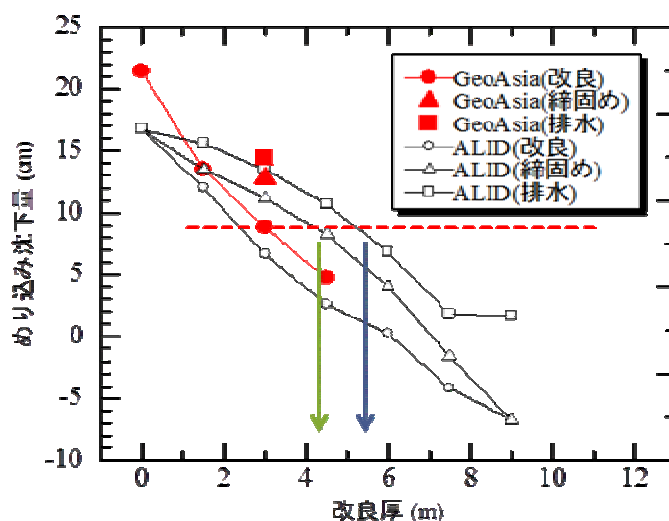


図 5.3.22 締固め、排水工法と固化工法の比較（地震動 1）

一方、固化工法、締固め工法、排水工法を比較した時、例えば厚さ 3.0m の改良厚で固化工法を採用した時と同等の対策効果を得るためには、破線と交わった変位量を読み取ることで、締固め工法では約 4.5m、排水工法なら約 6m の改良深度が必要であることが判る。こうした解析結果を利用して、対策領域の設定とコスト比較も可能であると考えられる。

5.4 まとめ

「浅層盤状改良」について、2つの解析コードを用いて研究した。以下に、まとめを示す。

(1) 有効応力解析 **GEOASIA** による検討

- ・ 地盤解析コード **GEOASIA** を用いて遠心模型実験のシミュレーションを実施した。遠心模型実験の傾向および総沈下量など、定量的評価が可能であることを確認した。
- ・ 有効応力解析においても、改良厚、改良幅、改良手法や隣接建屋（隣家）の有無などを調べるための実物大のケーススタディを実施し、以下のような浅層盤状改良によるめり込み沈下低減効果を確認できた。
- ・ 浅層盤状改良の改良厚の影響については、改良厚の増大に応じて沈下量が低減される。地震動 1 規模で液状化層厚が 9m で固化改良とした本解析ケースでは、改良厚 3m においてめり込み沈下量が 10cm 程度以下となる効果があった。また、地震動 2 規模では、改良厚 3m においてめり込み沈下量が 14cm 程度となった。非常に限られた解析条件であるが、これらの地震動をそれぞれ中地震、大地震と対応させると、得られためり込み沈下量の値は 2 章と 3 章で示された住宅の変形量の許容値を満足する。
- ・ 浅層盤状改良の改良幅の影響については、改良幅の増大に応じて沈下量が若干低減され

る。

- ・ 隣接建屋（隣家）があるケースでは、無改良時の沈下形状が実現象に見られた傾向とほぼ同じになった。隣家との離隔が小さいケースでは、傾斜角について留意が必要である。
- ・ 浅層盤状改良の改良工法による影響は、締固め工法、排水工法とも沈下低減効果が確認された。ただし、地震動 1 規模、液状化層厚が 9m で改良厚 3m とした本解析ケースでは、めり込み沈下量は両者とも 10cm 程度以上となり、固化改良と比べ低減効果は小さい。

(2) 静的有限要素解析 **ALID** による検討

- ・ 液状化流動解析 **ALID** を用いて **GEOASIA** で実施した遠心模型実験のシミュレーション結果との整合するパラメータを設定を試みた。その結果、**GEOASIA** の結果を概ね再現し、その解析条件を補完することが可能であることを確認した。
- ・ 簡易な液状化流動解析によっても、浅層盤状改良によるめり込み沈下低減効果が確認できた。
- ・ 改良効果の精確な評価については **GEOASIA** に依るが、**ALID** を適切に用いることで、地盤条件や荷重条件を変えた解析が比較的容易に行えることを確認した。
- ・ 地震動 1 規模に対する具体的な改良目標としては、改良体の厚さを 3m 程度確保することで、めり込み沈下量を 10cm 以下に抑えられる効果が確認できた。

【参考文献】

- 1) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, vol.48 No.6, pp.771-790.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): “Superloading yield surface concept for the saturated structured soils,” Proc. of 4th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine, Italy, pp.233-242.
- 3) Asaoka A., Nakano M. and Noda T. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110.
- 4) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K. and Nakano M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.45-57.
- 5) Hashiguchi K.(1978):Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. of US-Japan Seminar on Continuum Mechanics and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials* (eds. by Cowin, S.C. and Satake, M.),Sendai,JSSMFE,pp.321-329.
- 6) Hashiguchi, K. (1989): Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. Journal of Solids and Structures* 25, pp.917-945.

- 7) Sekiguchi H. and Ohta H.(1977):Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils(Proc.9th Int.Conf.Soil Mech.Found.Eng., Spec.Session 9)*,Tokyo,pp.229-238
- 8) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P. (1998): Elasto-plastic constitutive equations of soils with a subloading surface and rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **22**, pp.197-227.
- 9) 竹内秀克(2009)：自然 / 人工地盤～土構造物系の耐震性評価とその強化技術の開発に関する研究, 名古屋大学学位請求論文.
- 10) (財)土木研究センター(2004)：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル, p48 .
- 11) 竹内秀克, 高稲敏浩, 野田利弘(2006)：飽和粘土地盤の圧密変形に及ぼす幾何学的非線形性の効果, 応用力学論文集, Vol.9, pp.539-550.
- 12) 地盤工学会 (2012)：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と低減(第二次) 地盤工学会 平成 23 年度学会提言の検証と評価に関する委員会、pp.16-17.
- 13) Takeuchi, H., Noda, T. and Asaoka, A. (2009): Coseismic and postseismic behavior of intermediate soils ground improved by sand compaction pile method, *Proc. of International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo)*, Tsukuba, Japan, pp.1119-1205.
- 14) 椎名貴彦, 林健太郎, 浅岡顕, 野田利弘 (2007)：ドレーン改良された砂質地盤の地震中～地震後挙動の解析, 土木学会第 62 回年次学術講演会,第 部門, pp.115-116.
- 15) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999)：液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89
- 16) ALID 研究会 (2007)：2次元液状化流動解析プログラム ALID/Win (第四版)
- 17) Lee, K. L. (1975): Seismic permanent deformations in earth dams, *UCLA-Eng.* 7397, pp. 1-31
- 18) Seed, H. B. (1979): Considerations in the earthquake-resistant design of each and rockfill dams, *Geotechnique* 29, No. 3, pp. 215-263
- 19) 桑野二郎, 石原研而, 李宏徹, 矢飼稔之 (1984)：地震によるアースダムの残留変形予測, 第 19 回土質工学研究発表会, pp. 691-692
- 20) 濱田政則, 若松加寿江(1998)：液状化による地盤の水平変位の研究,土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 189-208
- 21) Ishihara, K. and Yoshimine, M.(1992): Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.173-188

第6章 戸建て住宅を対象とした浅層盤状改良工法の経済性評価

6.1 概要

本章では、第4章および第5章で得られた知見に基づいた浅層盤状改良のコストについて試算を行ったものである。

本研究で述べている浅層盤状改良工法は、地盤の浅層部分を盤状に液状化しない状態に地盤改良する方法である。地盤改良による液状化対策の原理については文献 1) などにも示されているが、一般には図 6.1.1 に示されるように、地盤が液状化するために必要な条件を取り除くような原理に基づくものである。一方、わが国で実施されている地盤改良による液状化対策工法は図 6.1.2 に示すような工事件数の分布を示しており、「締固め」「固結」「間隙水圧消散」が主な工法であることがわかる。各工法の原理と、特徴、今回の試算で想定した工法の概要については 6.2 で述べることとする。

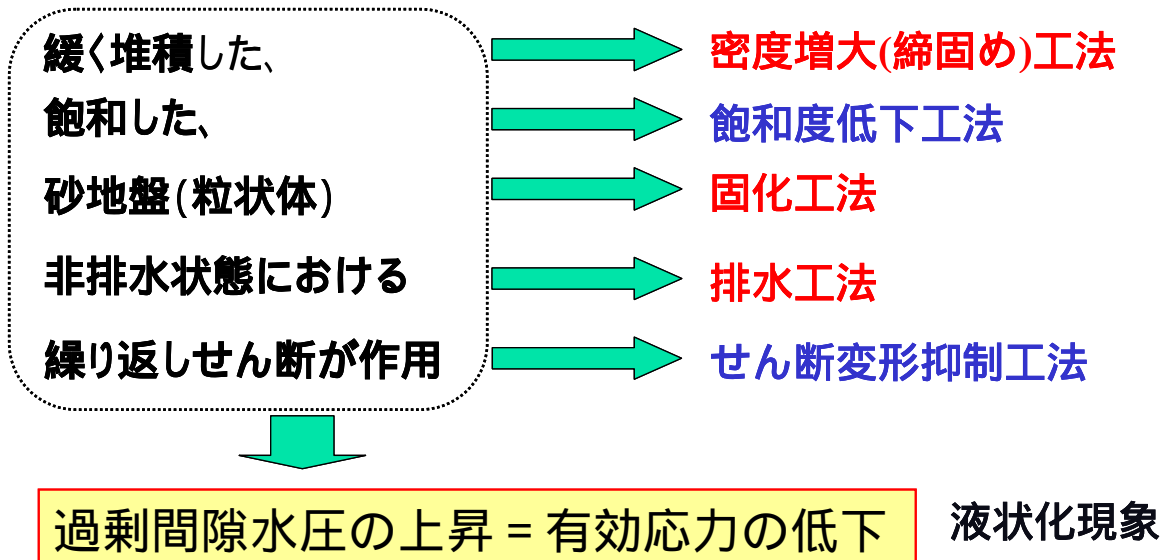


図 6.1.1 地盤が液状化する条件と地盤改良の原理

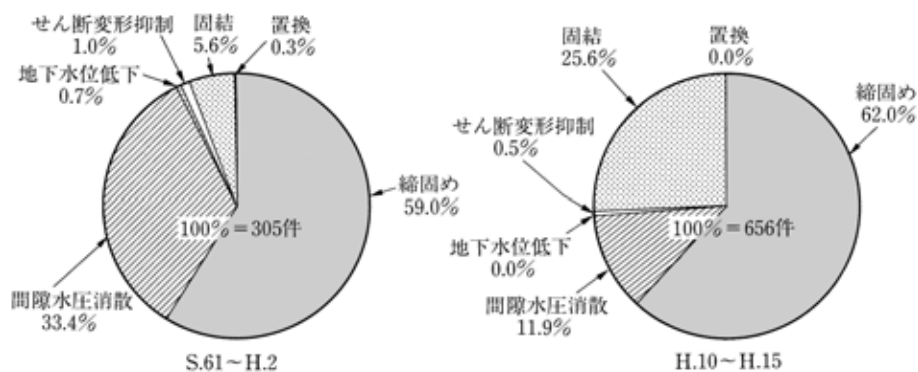


図 6.1.2 わが国における液状化対策工法の実績件数 1)

一般に、地盤改良のコストの算出において、いわゆる経費等を除いた直接工事費は施工費と固定費に分けられる。施工費とは実際に地盤改良の改良体を施工する費用で施工機械の損料（一日当たりの運転経費）や材料費などから算出される。一方、固定費は地盤改良の施工機械を運搬したり組み立てる費用となる。また、既設の戸建て住宅の周辺や直下に施工する際には、外構の撤去や建物内部の養生が必要になる場合があり、それらの補修費用なども必要になるため、本研究ではそれらも加味して算出した。

施工費は、地盤条件や建物の大きさによって1軒あたりの地盤改良数量が異なれば変動し、さらに、施工現場の環境による施工能率によって変動する費用であるが、固定費は地盤改良の数量に寄らず必要な費用となる。これも、現場へアクセスできる道路の事情や地盤改良施工機械を出庫するモータープールからの距離などによって変動するものである。固定費は、同一現場内で地盤改良を1箇所施工しても100箇所しても一定に発生する費用になる。

上述したように、コスト試算は設定する条件によって大きく異なるので、ここではある一定の条件を仮定して試算を実施することとした。比較のためのパラメータとしては、施工面積（戸数）、改良深さとした。また、本研究では既設戸建て住宅の液状化対策を目標としているが、ここでは、比較のために新設も含めることとした。

6.2 浅層盤状改良に適用する地盤改良工法

地盤の浅層部分を液状化しないようにする方法としての地盤改良による液状化対策工法は、前述したとおりわが国で実績の多い工法原理から3つの原理を抽出した。すなわち、密度の増大により液状化強度の増加を図る「締固め工法」、地盤の固結により液状化強度の増加を図る「固化工法」、地震時に発生する過剰間隙水圧の消散を原理とした「排水工法」である。以下にそれらの原理と設計方法および適用できる工法について説明する。

6.2.1 締固め（密度増大）による液状化対策

(1) 原理

締固めによる液状化対策は、地盤を締め固めることにより、砂粒子間の間隙を小さくするとともに、堆積状況の変化（地中の応力状態や地盤の均質化）などを図ることにより、地盤全体として液状化に対する抵抗を増加させる方法である。図 6.2.1²⁾は相対密度とせん断応力比の関係を示したものである。実験は細粒分を含まない細砂に対する非排水繰返しせん断試験の結果であり、相対密度の増加とともに液状化抵抗（せん断応力比）が増加し、特に、相対密度が80%程度を超えると急増することが示されている。また、図 6.2.2³⁾は中空円筒ねじりせん断試験装置を用いて、側方ひずみがゼロになるように制御しながら、サイン波形の両振りせん断を加えたもので、相対密度および初期鉛直応力を一定にして、初期静止土圧係数 K_0 を3通りに変化させた場合の結果を初期有効平均応力に対するせん断応力比の関係として示したものである。この図から、せん断応力比は K_0 の値に係らずほぼ等

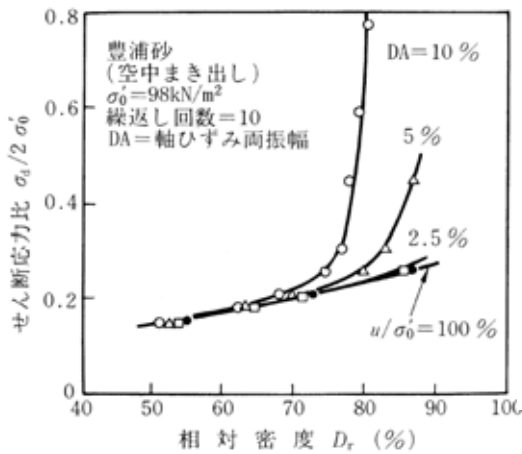


図 6.2.1 相対密度とせん断応力比の関係²⁾

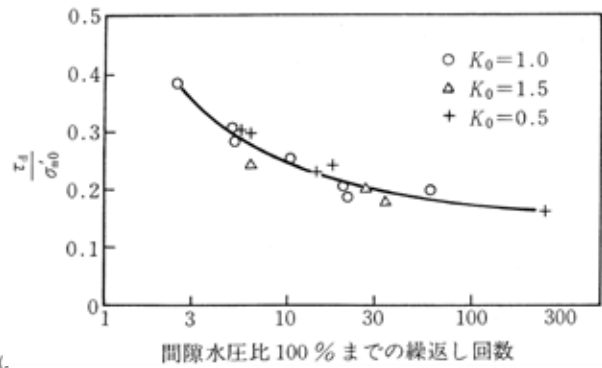


図 6.2.2 有効平均主応力で整理したせん断応力比³⁾

しい値を示していることがわかる。

締固めによる液状化強度の増加原理として上記の実験結果などが参考になる。

緩い砂地盤を締め固めて砂粒子間の間隙を小さくする有効な方法としては衝撃および振動締固めや材料の圧入締固めがある。大型の土木工事などでは衝撃や振動による締固め方法を採用する場合も多いが、ここでは宅地の液状化対策を考えているので、周辺環境への影響に配慮する必要がある、周辺環境への影響が比較的少ない静的締固めタイプと静的圧入タイプを対象とした。

(2) 設計

圧入締固めによる設計法は中空管を地盤中に貫入して砂を圧入するサンドコンパクションパイル工法の設計法としてこれまで多くの研究がなされてきた。実績に基づいた調査結果を整理した結果から、改良効果を予測するパラメータとして原地盤の強度、細粒分含有率、砂の圧入率が挙げられている⁴⁾。その相関関係から、設計の基本的な考え方として図 6.2.3 に示すように、圧入した砂の量に相当する地盤の間隙の減少によって密度が増大するという概念が整理されている。その後、細粒分含有率の影響を合理的に判断できるように図 6.2.4(左)のフローに示される方法が提案⁵⁾され、さらに、施工時に地盤表面が盛り上がることを考慮した図 6.2.4(右)に示す方法が提案⁶⁾されている。本研究で対象とした静的締固めタイプや静的圧入締固めタイプにおいてもこれらの設計法が適用されている。

設計上の留意点としては、細粒分の含有率によって改良後の効果が大きく影響されるため、事前の段階でこれらを十分に把握するように努めることが必要である。

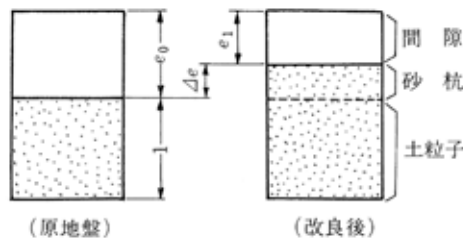
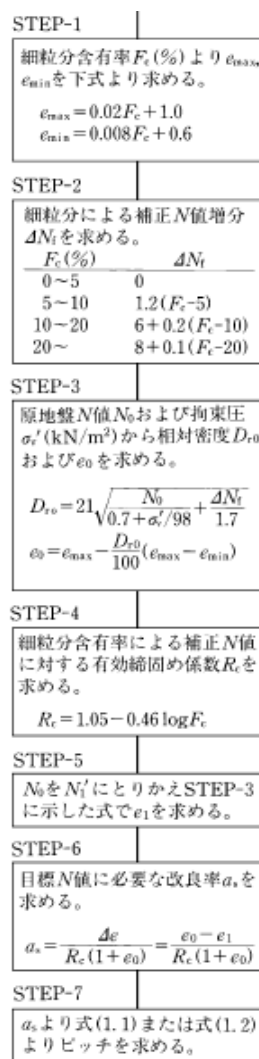
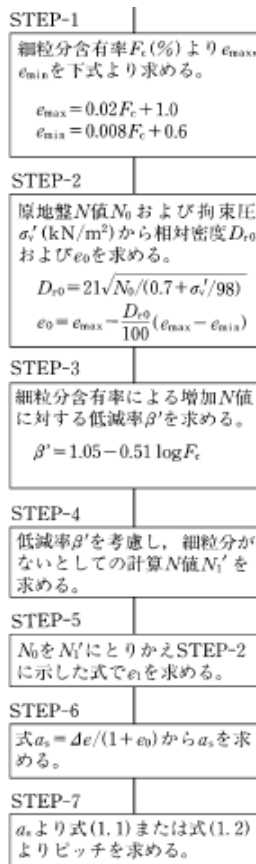


図 6.2.3 砂質土に対する圧入締固めの改良原理



正方形・矩形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \quad \text{or} \quad \frac{A_s}{x_1 \cdot x_2} \quad (1.1)$$

三角形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{A_s}{x^2} \quad (1.2)$$

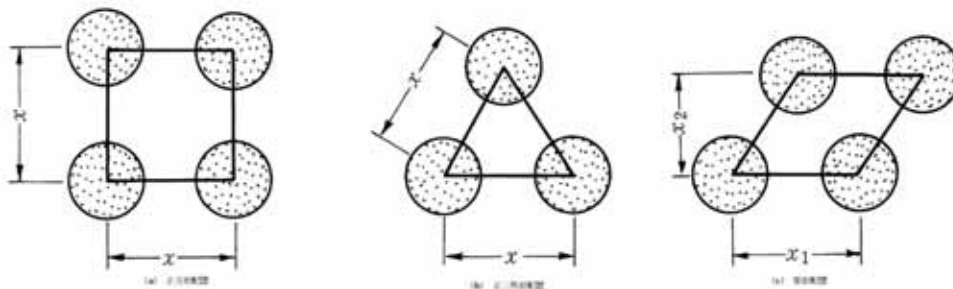


図 6.2.4 圧入締固め工法の設計法

(3) 施工方法

静的締固めタイプ

静的締固めタイプは周辺への振動・騒音等の環境影響に配慮した油圧モーターを用いて中空のケーシングパイプを地中の所定の深さまで貫入し、地盤中で砂を排出しながらケー

シングパイプを一定長さ引抜いた後に打ち戻して締め固めるという動作を繰り返しながら、周辺地盤と排出した砂を締め固める工法である。図 6.2.5 に施工手順の模式図を示す。本工法では、既設戸建て住宅の直下の施工は不可能であり、新設の場合が対象となる。

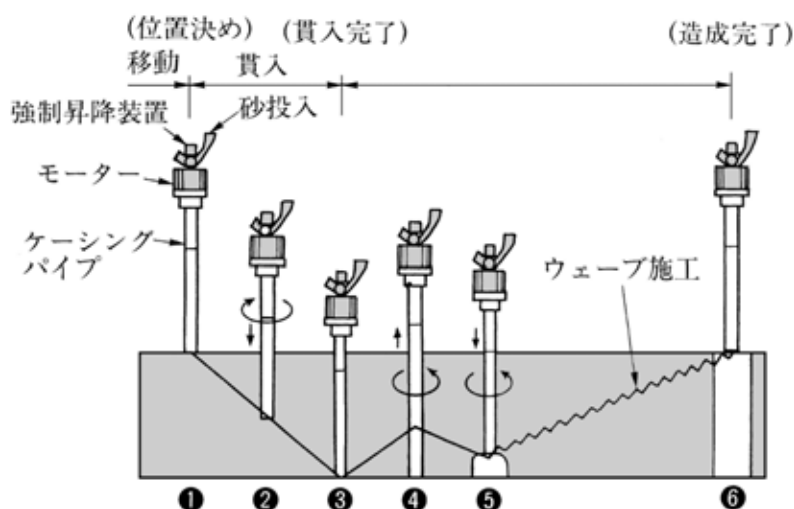


図 6.2.5 静的締め固めタイプの施工手順

静的圧入タイプ

静的圧入タイプは小径のロッドを地中に貫入し、砂やモルタルなどの材料を特殊注入ポンプを用いて地盤中に圧入する工法である。ボーリングマシンなどのような施工機械の小型化が可能で、斜め削孔や曲がり削孔の技術なども開発されている。したがって、既設戸建て住宅の直下においても対策が可能となるが、斜め削孔の場合には、建屋周辺にある程度の空間があることが必要になる。図 6.2.6 に施工手順の模式図と図 6.2.7 に斜め施工の模式図を示す。

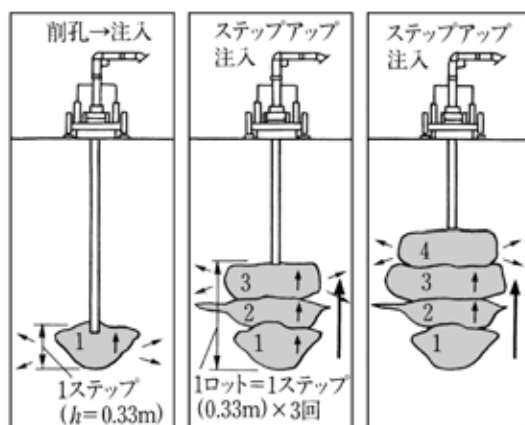


図 6.2.6 静的圧入タイプの施工手順

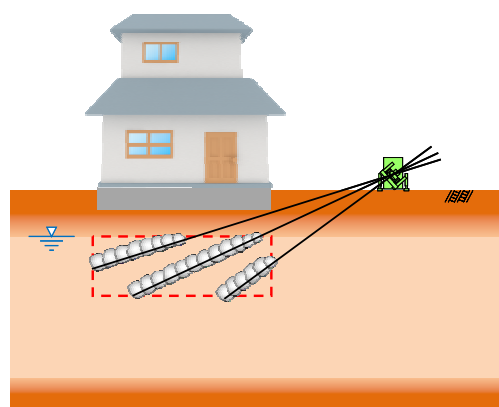


図 6.2.7 斜め施工の模式図

(4) 留意点

締固めによる液状化対策の場合には、適用については以下の点に留意する必要がある。

施工時の変位

工法の原理上、材料を地盤中に圧入して地盤を締め固めるため、地盤の隆起や側方への変位の発生が懸念される。特に、既設戸建て住宅の場合には隣家や外構などとの関係を十分に確認する必要がある。

改良効果の発揮

圧入による地盤の締固め効果は地盤特性によって変化する。設計でも述べているが細粒分含有率の大きな地盤などでは締固め効果を発揮するために多くの圧入をする必要がある。さらに、そのような地盤の場合には地盤変位が発生しやすくなるため、さらに留意が必要になる。

6.2.2 固化による液状化対策

(1) 原理

固化による液状化対策は、砂質土にセメントなどの安定剤を添加、混合あるいは注入して砂質土の液状化抵抗を増加させる工法である。図 6.2.8⁷⁾はまさ土および秋田外港砂に対してセメントを添加して改良を行った場合の繰返し三軸試験結果である。これによると、未処理土として示されている改良前の液状化抵抗は、セメントを 5%程度添加することによって 4 倍程度大きくなるのがわかる。このような固化工法の改良原理については、その固結状況にもよるが、以下のように説明されている。

粒子構造の安定化：セメント等の安定材を砂質土に添加・混合すれば図 6.2.9 のように砂粒子が結合し、粒子構造が外力に対して安定となる。したがって、地震外力に対しても粒子構造が安定していれば、過剰間隙水圧の発生が抑制されて液状化が起こらないというものである。

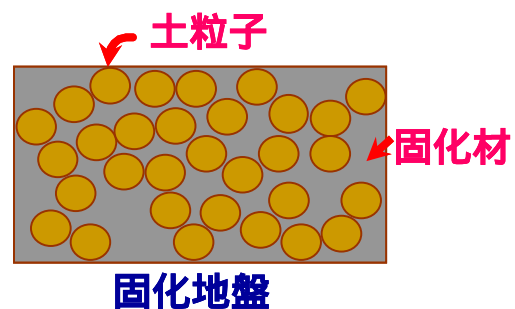
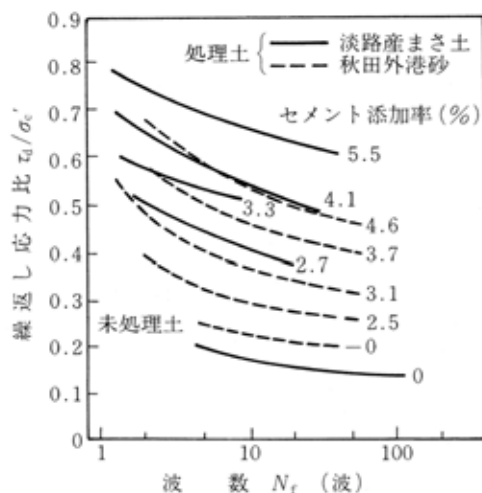


図 6.2.8 セメント添加による液状化抵抗の増加

図 6.2.9 固化された地盤の模式図

粘着力の付加：セメント等の安定材の添加・混合によって砂質土に粘着力が付加されることによって、地震外力によって過剰間隙水圧が発生し仮に有効応力が失われても地盤は粘着力で外力に抵抗できるので液状化による被害は発生しないというものである。

間隙水の置換：薬剤の浸透注入などの場合には、土粒子間の間隙水がゼリー状の粘性の高いものに置換されることによって過剰間隙水圧の発生を抑制する効果⁸⁾や、ダイレイタンシー特性が緩い砂から密な砂の特性に変化することによって液状化しにくくなるという効果⁹⁾も得られている。

地盤を固化する方法には、セメント等の安定材を地盤に添加・混合することであるが、その方法としては一般に攪拌混合処理工法や薬液による注入工法（注入固化工法）などが挙げられる。攪拌混合処理工法は図 6.2.10 に示すように機械式攪拌混合と高圧噴射式攪拌混合に分類できる。さらに、機械式攪拌混合には深層混合と浅層混合などに分類できる。浅層混合処理工法は図 6.2.11 に示すように改良厚さによって施工機械や施工方法が細分化されている。ここでは、1.5～4.5m 程度の改良を想定していることから、中層混合処理工法を対象とした。また、既設戸建て住宅の場合には、建屋内部からの施工を想定した高圧噴射攪拌工法と斜め施工が可能で施工機械も小さい薬液注入固化工法を想定した。

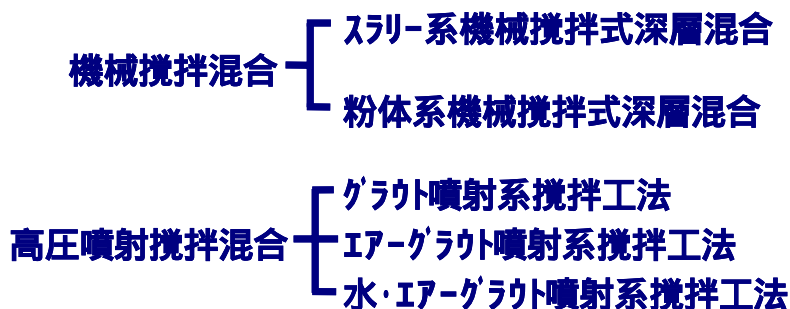


図 6.2.10 攪拌混合処理工法の分類

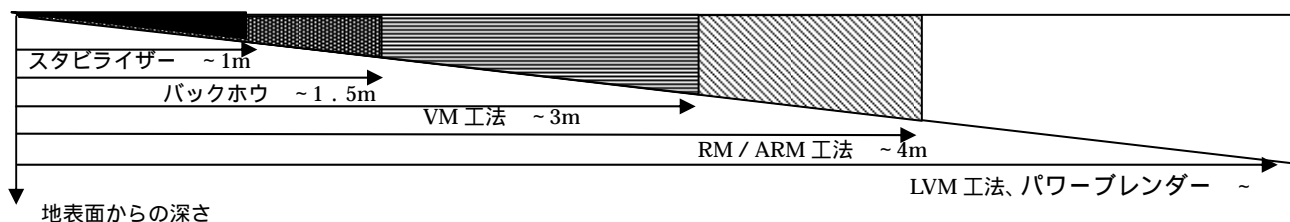


図 6.2.11 浅層混合処理工法の施工方法

(2) 設計

図 6.2.12¹⁰⁾にはセメント添加量と一軸圧縮強さの関係の例を示す。一般に中層混合処理工法や高圧噴射攪拌工法でセメント混合された改良土は少なくとも一軸圧縮強さで $q_u=300$

～500kPa の強度を有するように設定されている。この程度の強度があれば改良土そのものが液状化することは無い。したがって、この程度の強度発現が可能なようにセメントの添加量を設定する必要がある。セメント添加量の設定については、事前に地盤調査を実施して強度発現に影響を与える特性の有無についての基礎資料を得ると共に、室内配合試験を実施してセメントの添加量を設定するのが望ましい。図 6.2.13¹⁾には室内配合試験のフローを示すが、この際にセメント安定処理土からの溶出が懸念される六価クロムなどの環境物質の溶出についても確認し、万が一認められる場合には添加するセメントの種類を検討するなどの措置が必要となる。

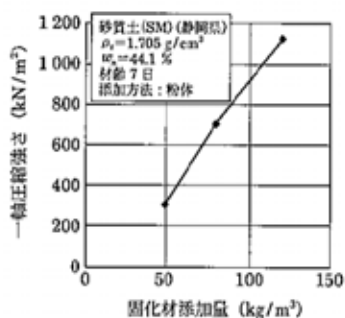


図-2.9 添加量と一軸圧縮強さ (砂質土)

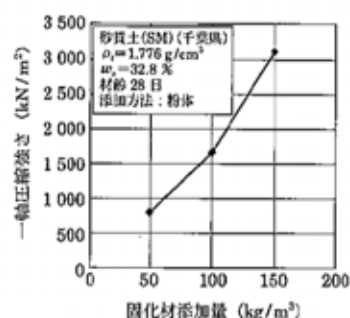


図-2.10 添加量と一軸圧縮強さ (砂質土)

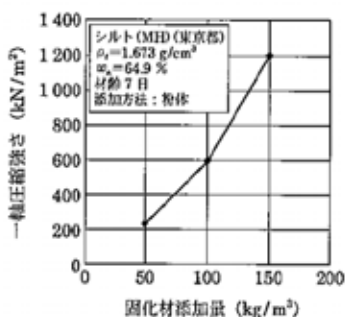


図-2.11 添加量と一軸圧縮強さ (シルト)

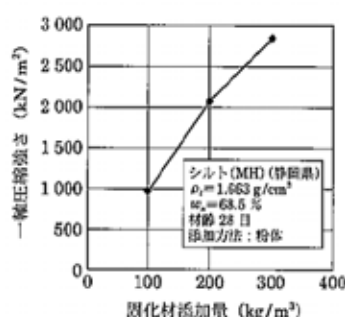


図-2.12 添加量と一軸圧縮強さ (シルト)

図 6.2.12 セメント添加量と一軸圧縮強さの例

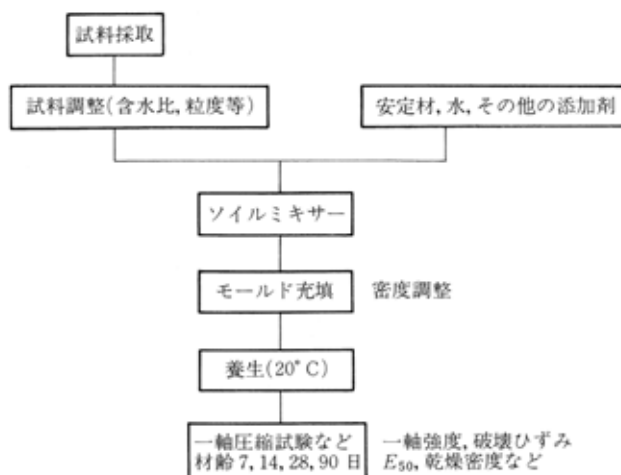


図 6.2.13 配合試験フローの例

また、薬液による固化工法では施工性などから一般に溶液型の薬液が使用されており、この場合の一軸圧縮強さと繰返しせん断応力比の関係は図 6.2.14¹¹⁾のように得られている。これまでの施工実績では、設計基準強度には $Rl_{20.5\%} = 0.3 \sim 0.6$ に対応する値として、50 ~ 100kN/m² 程度の値が用いられている。

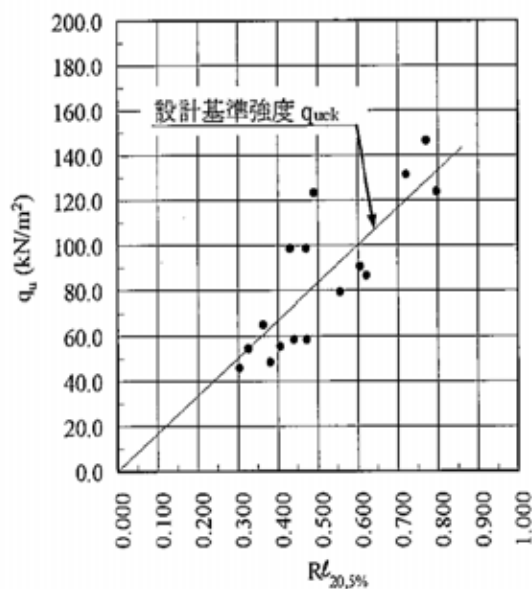


図 6.2.14 溶液型薬液注入改良土の一軸圧縮強さと繰返しせん断応力比の関係

(3) 施工方法

中層混合処理タイプ

中層混合処理工法は図 6.2.15 に示すようにバックホウ前面のアタッチメントにトレンチャーのような攪拌機構を有したのものや、回転する羽（ブレード）を装備したものなどがある。施工機械は改良する深さによって大きさが変わる。本工法では既設建物直下の施工は不可能であり、新設の場合の適用工法となる。

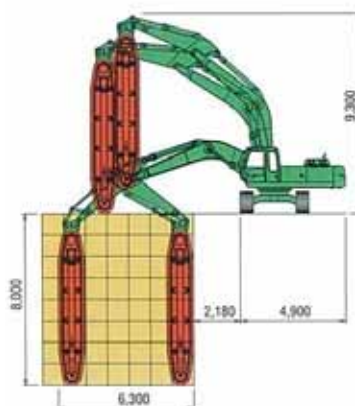


図 6.2.15 中層混合処理タイプの施工機械例

高圧噴射攪拌タイプ

高圧噴射攪拌工法は径の細いロッドを地盤中に貫入し、ロッド先端からスラリーを高圧で吐出することによって地盤を切削混合して固化材を形成するものである。一般には、単管や二重管、三重管などを用いた方法が使い分けられており、工法に応じて大小様々な仕様の改良体を造成する。ロッドを地盤中に貫入することによいので、他の固結工に比べて施工機械のコンパクト化を図ることが可能である。近年では、既設戸建て住宅での対策工事に対応した技術が開発されており、図 6.2.16 に示すように、従来技術と同等以上の改良品質を確保しながら、狭隘空間での施工を可能とする超小型機械も活用されている。



図 6.2.16 超小型の高圧噴射攪拌施工機¹²⁾

薬液注入タイプ

薬液の注入は地盤中に貫入したロッドから低圧で薬液を地盤中に浸透させるものである。斜め注入や曲がりボーリングを用いて建物直下までロッドを誘導して施工する場合もある。本工法の場合には、薬液の浸透性に影響を与える、地盤の細粒分含有率、土層特性、地下水の流れ等の把握が重要になる。最も重要な検討項目は細粒分含有率で、細粒分含有率が40%以上では適用不可、25～40%の場合には改良土の不均一性が増すので十分な注意が必要である。その他、改良対象範囲に粘性土が互層にある地盤、貝殻混じりの地盤、礫混じりの地盤、地下水の流れの速い地盤では改良地盤の均一性やゲルタイムなどに影響が生じるので留意が必要である。

6.2.3 排水工法による液状化対策

(1) 原理

排水工法（間隙水圧消散工法）は、礫や人工材料によるドレーンを地盤中に設置することにより地盤の透水性を高め、地震時の砂質土内で発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制して液状化を防止するものである。図 6.2.17¹³⁾に示すように、地盤全体としての透水性を高

めれば地震動に伴う繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積速度が小さくなり、その結果、地震動継続中には液状化に至らない。また、地震終了時に地盤内に残留した過剰間隙水圧は、その後、分布を変えながら次第に消散していく。また、水圧の速やかな消散のために、ドレーン頭部からの排水にも配慮する必要があり、一般には、砕石マットなどを敷設してドレーン頭部からの排水を速やかに水平方向に開放するようにしている。

排水工法の場合には、締固めや固化のように地盤強度そのものを増加させるものではないため、排水効果によって過剰間隙水圧の抑制が図られていれば液状化による構造物への影響を抑止できるが、地震動の大きさや継続時間等によって地盤内に蓄積される過剰間隙水圧が一定値以上になった場合には、地盤剛性の低下を招くことがある。そのために、締固めと併用したような施工方法¹⁴⁾なども開発されている。

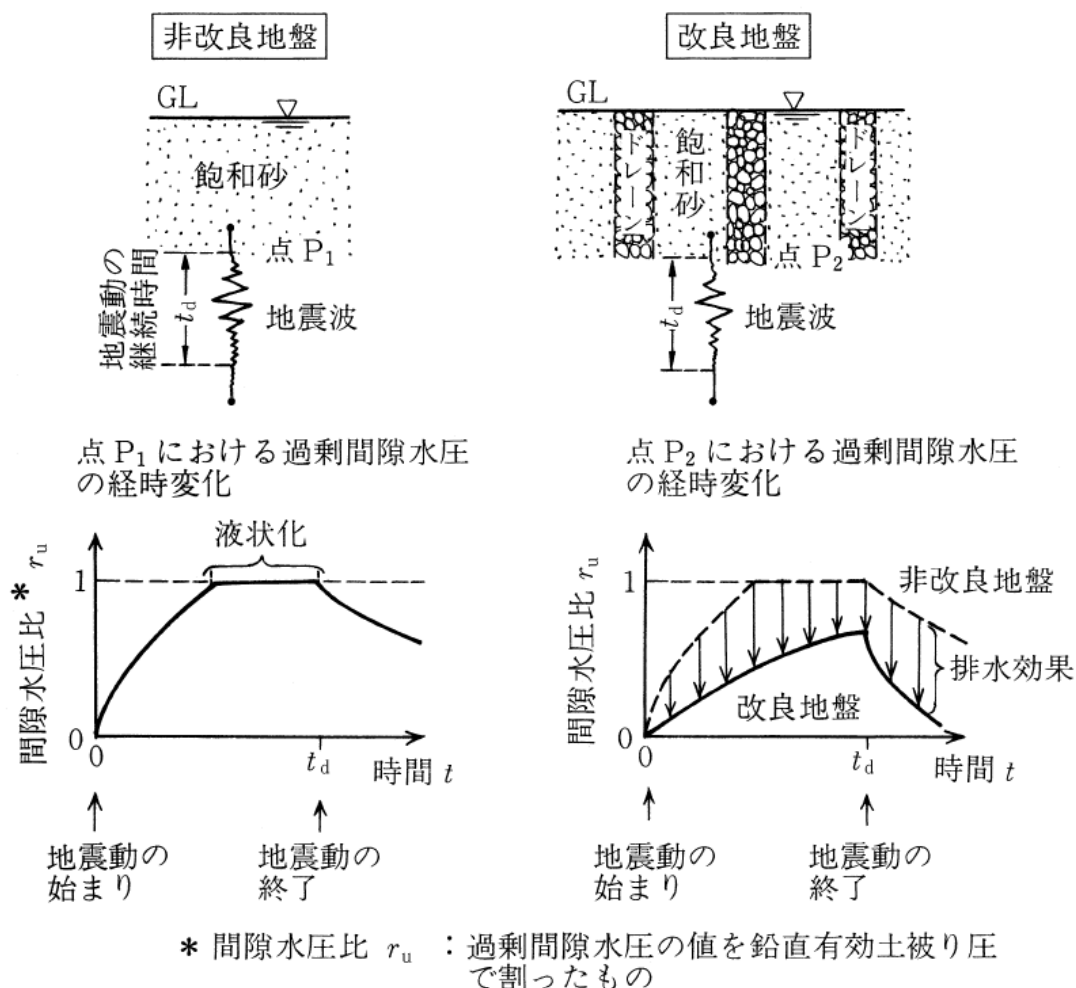


図 6.2.17 排水（間隙水圧消散）工法の液状化防止効果の模式図

(2) 設計

排水工法の設計は、碎石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質土地盤中に柱状に打設するもので、1977年に Seedら¹⁵⁾によってグラベルドレーンの設計法が提案された。これは、ドレーンによる改良地盤の地震時挙動を軸対象問題として解析的に扱ったもので、水平方向の浸透のみを考慮した過剰間隙水圧の発生を地盤の透水係数と地盤の体積圧縮係数をパラメータにした浸透流の基本方程式によったものである。また、繰返しせん断によって発生する過剰間隙水圧は、De Alba¹⁶⁾の実験式を用いている。ここで、地震動の有効継続時間を設定する必要があるが、過去の地震記録から地震のマグニチュードと地震動の有効継続時間の関係が時松ら¹⁷⁾によって示されており、一般にはこれが用いられている。図6.2.18¹⁸⁾には一般に用いられている設計フローを示す。

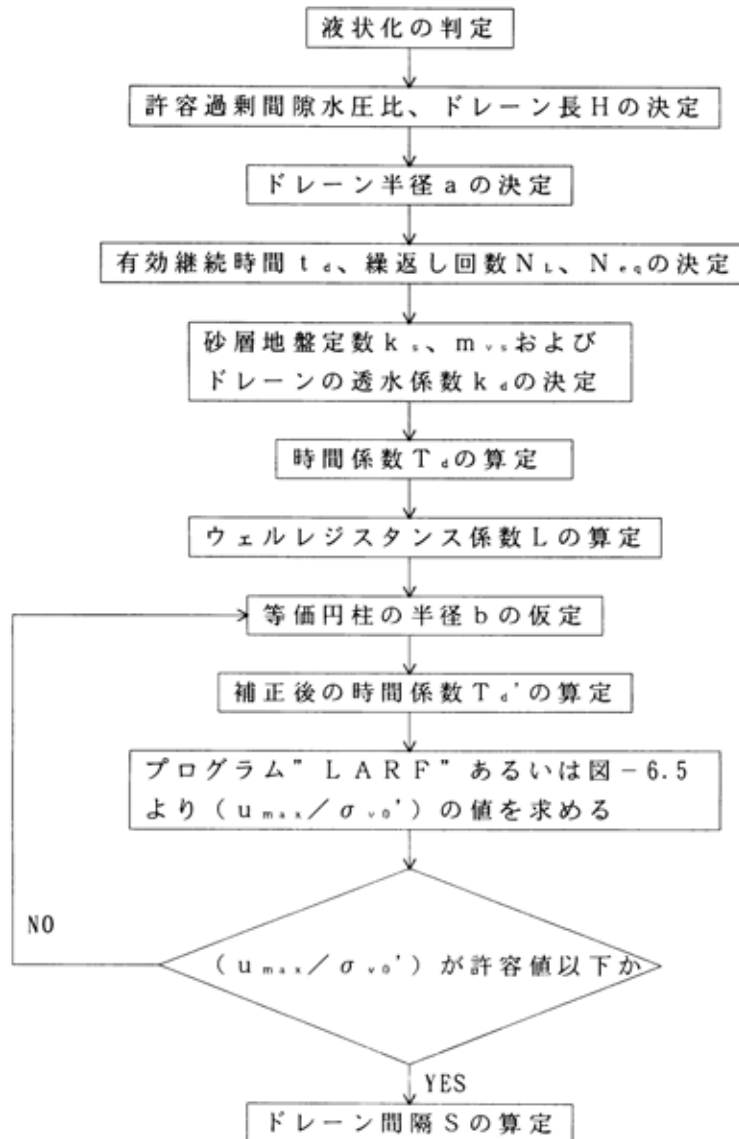


図 6.2.18 排水工法（グラベルドレーン）の設計フロー

(3) 施工方法

砕石を用いた排水工法（グラベルドレーン工法）は、中空のケーシングパイプを地盤中に打設して砕石をケーシングパイプの先端から排出することによって砕石の柱を地盤中に設置する。鉛直方向の施工によるため、既設建物の直下の施工は不可能である。

また、用いる砕石の透水係数は改良効果に大きく影響する。したがって、粒径が大きく透水性能の高い材料を用いる必要がある。しかしながら、粒径が大きすぎる場合には目詰まりが生じて透水性の低下を生じる場合もある。特に、地震時の圧力消散によって地盤中の細粒分が砕石に入り込むことによる目詰まりには十分留意しなければならない。したがって、フィルター材の選定基準¹⁹⁾²⁰⁾や目詰まり試験²¹⁾などによって適切な材料選定が必要になる。十分に吟味された砕石材料によって改良された地盤において、1993年の釧路沖地震後に液状化防止効果を発揮した砕石杭の掘り起こし調査を実施した結果、目詰まりなどの現象が生じていなかったことが確認され報告されている²²⁾。

6.2.4 本研究で対象とした液状化対策工法

液状化を防止する工法について表 6.2.1 に示す。表 6.2.1 には工法の概要や適用性について整理して示した。本研究では前述のように実績が多い代表的な液状化対策の工法原理として「締固め」「固化」「排水」を選定し、表 6.2.1 から適用できる具体的工法を選定した結果、既設戸建て住宅の浅層盤状改良に適用できる工法を選択することとした。ただし、検討は経済性の比較のために新設についても実施することとし、表 6.2.2 に示す工法についてコスト試算を実施することとした。

表 6.2.1 液状化防止工法

分類	原理	具体的な工法	概要	適用		適用に関する事項				留意事項
				新設	既設	施工中の周辺影響			施工機械の大きさ	
						振動	騒音	地盤変位		
液状化の防止	締固め (密度増大)	動的締固め工法	砂などの材料を地盤中に圧入することによって周辺地盤を圧縮して密度の増大を図る		×	大きい	大きい	留意が必要	大	地盤の細粒分含有率などによって締固め効果異なる。
		静的締固め工法			×	小さい	小さい	留意が必要	大～中	
		圧入締固め工法				小さい	小さい	留意が必要	小	
	固化	中層混合処理工法	固化材と地盤とを攪拌混合して地盤を固化させる		×	小さい	小さい	小さい	大～中	セメントの混合量などを事前に確認する必要がある。
		薬液注入工法 (浸透注入工法)				小さい	小さい	小さい	小	
		機械式攪拌工法			×	小さい	小さい	留意が必要	大～中	
		高圧噴射攪拌工法				小さい	小さい	留意が必要	小	
	せん断変形抑制	格子状改良	地盤を格子状に囲み地震時あるいは液状家事の地盤のせん断変形を抑制して液状化の発生を抑制する			小さい	小さい	留意が必要	大～中	格子の間隔によって液状化の抑止効果が変わる
		セル状人工材料			×	小さい	小さい	留意が必要	小	
	排水 (間隙水圧消散)	グラベルドレーン工法	地震時に地盤内に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散して液状化を防ぐ		×	小さい	小さい	小さい	大～中	表層に排水層が必要になる
		人工材ドレーン工法			×	小さい	小さい	小さい	大～中	
	地下水位低下		地下水位を低下し、不飽和層を表層付近に設けるとともに、地盤内の有効拘束圧を増加させ液状化抑制する			小さい	小さい	留意が必要	小	地下水位低下に伴う地盤沈下などへの留意が必要。また、地下水位を一定に保つための維持管理が必要
載荷盛土		表層の非液状化層を厚くするとともに地盤内の有効拘束圧を増加させ液状化を抑制する工法		×	小さい	小さい	留意が必要	小	載荷盛土による周辺地盤の変状などについて確認が必要	
飽和度低下		空気や泡の混入した水を地盤中に注入したり真空で吸引することによって部分的に飽和度を低下させ液状化抑止をする			小さい	小さい	小さい	小	長期の安定性の確認が必要	
過圧密	真空吸引	液状化層を過圧密にして液状化強度を増加させる			小さい	小さい	小さい	小	過圧密効果の定量的評価の確認が必要	

表 6.2.2 コスト試算する工法

工法原理	工法	新設	既設
密度増大工法 (締固め工法)	静的締固めタイプ		×
	静的圧入タイプ		
固化工法	中層混合処理工法		×
	高圧噴射攪拌工法	×	
	薬液注入工法		
排水工法	砕石杭工法		×

新設の場合には中層混合処理に比べて高価になるため経済性の評価は実施せず

6.3 経済性の評価

6.3.1 経済性の評価手順

6.2で抽出した工法についてコスト試算を実施する。地盤改良のコストは、地盤条件、外力条件などの設計に起因するものと、現場条件や周辺環境などの施工に起因するもので変化する。ここでは、地盤条件については4章の実験で扱った地盤を想定することとした。また、施工に起因する条件として施工面積をパラメータにコストの試算を実施し、1戸あたりのコストをそれぞれ比較して示すこととした。図6.3.1²²⁾には一般の地盤改良の施工面積と1m²あたりの地盤改良コストを試算したものである。これによると、1000m²を超えると従来の大型施工機械での施工が可能であり、それ以下になると種々の制約条件によって施工費用が上昇することがわかる。

本研究では、一般的な工事スケールを想定するために20戸のケースを設定し、それ以下については最も小さな単位である1戸の場合と、スケール差を照査するために3戸の場合を設定してコスト試算を行った。

施工面積：1戸（150m²）、3戸（450m²）、20戸（3000m²）

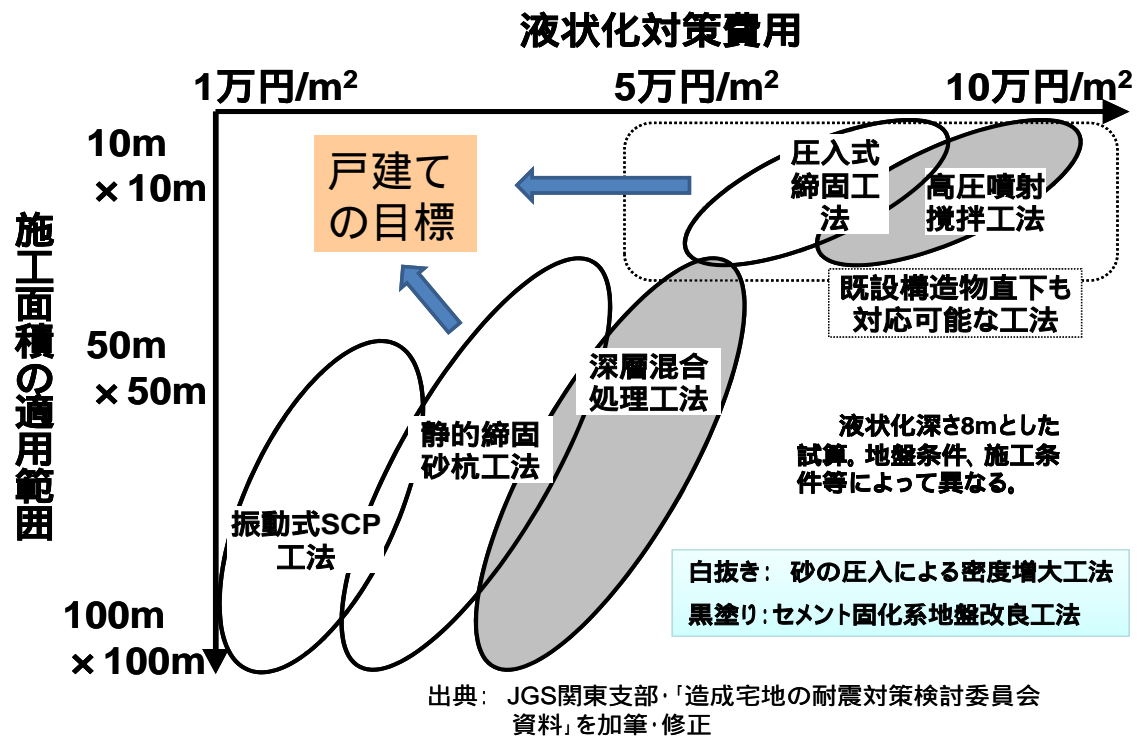


図 6.3.1 施工面積と液状化対策のコスト

6.3.2 各工法的前提条件・仮定条件

コスト試算を行うにあたって想定した条件は以下のとおりである。

(1) 共通の仮定条件

地盤条件

- ・4章の地盤モデルを想定し、相対密度 50%、地下水位 1m、細粒分の少ない細砂

改良に関する条件

- ・4章、5章で設定した結果に対応できるよう、改良厚さを 1.5m、3.0m、4.5m の 3 通りとした。

現場条件

- ・施工基盤は特に支障の無いものとした。
- ・既設の場合の隣家や外構については施工に支障となるものは特に無いものとした。
- ・現場までの搬入路には障害が無く、施工機械の運搬、材料の運搬について特別な措置を施す必要は無いものとした。
- ・地中に施工の障害となるようなものは存在しないものとした。
- ・プラントや材料の置き場などについては支障なくできるものとした。
- ・施工に際しての補助工法などは特に必要ないものとした。

周辺環境

- ・周辺に施工上配慮すべき施設等はなく、施工時間は昼間 9 時から 17 時まで 8 時間を確保できるものとした。
- ・現場作業員等は通勤できるものとした。
- ・使用する水や排水などに関する制約は無いものとした。

その他

- ・コスト試算に際しての材料費や機械損料などについては 2012 年 6 月号建設物価版²³⁾、平成 23 年度機械損料算定表²⁴⁾などを参考にした。

(2) 締固め工法の仮定条件

- ・締固め工法の改良率は 10% (正方形配置 2.0m) とし、1 戸あたりの本数は 36 本とした。
- ・締固め工法は、砂の圧入により密度の増大を図る原理であるため、平面的にも深度的にも局所的な圧入で実施することは少ない。したがって、1.5m 程度の改良厚さでは十分な密度増加効果が得にくいため実務上は用いられることは無い。そのため、最低改良厚さは 3m とした。したがって、コスト試算したケースは 3.0m と 4.5m である。
- ・静的締固めタイプは鉛直施工とし、新設のみに適用するものとした。
- ・静的圧入タイプは、新設においては鉛直施工、既設においては斜め施工によるものとした。

(3) 固化工法の仮定条件

- ・中層混合処理タイプは鉛直施工とし、新設のみに適用するものとした。
- ・中層混合処理タイプの改良強度は 400kN/m² とした。

- ・高圧噴射攪拌タイプは、既設のみに適用するものとした。
- ・高圧噴射攪拌タイプは建物内部からの施工を想定し、3500mmの改良体を改良率78.5%で配置するものとし、1戸あたりの本数は9本とした。
- ・高圧噴射攪拌タイプの配置に際して、支障は無いものとし、また連続施工するものとした。
- ・高圧噴射攪拌タイプの改良強度は400kN/m²とした。
- ・薬液注入タイプは、新設においては鉛直施工、既設においては斜め施工によるものとした。
- ・薬液注入タイプの鉛直施工については、1.5m間隔での施工を想定した。
- ・薬液注入タイプは二重管ストレーナを用い、恒久タイプの溶液型薬液とした。
- ・薬液注入タイプの斜め施工については、建物中央部かつ浅層部での改良に際して削孔角度が取れない場合があるので注意を要するが、ここでは出来るものとした。
- ・薬液注入タイプの改良強度は、工法の特性上100kN/m²とした。

(4) 排水（間隙水圧消散）工法の仮定条件

- ・排水工法は砕石を用いたグラベルドレーン工法を想定した。
- ・排水工法の改良は500mmのパイルを正方形配置1.3mとし、1戸あたりの打設本数は64本とした。
- ・排水工法は鉛直施工とし、新設のみに適用するものとした。

6.3.3 経済性の評価

(1) 従来設計法との比較

第4章、第5章の結果から、戸建て住宅の改良として浅層盤状改良の有効性が確認されている。実験のケースでは砂層が10m堆積した地下水位が-1mの一樣地盤において、固化工法では3m程度の改良であれば有効であることが明らかになっている。

一方、建築基礎構造設計指針²⁵⁾や建築基礎のための地盤改良設計指針案²⁶⁾などの従来の設計法によれば、液状化の対策においては、レベル1地震動においては全点のFL>1、レベル2地震動においてはPLやDcyによる判定をしている。したがって、本研究で想定したモデル地盤においては、砂層全体を対策することになる。

ここでは、地下水位以下の9mを対策した場合と、浅層盤状の対策の場合とのコスト比較を行った。

新設の場合

新設の場合のコスト比較結果を図6.3.2に示す。図は全て、各工法毎に従来設計法による対策、すなわち9mを対策した場合を1とした比率で整理している。

これによると、施工数量そのものが減るので、施工費が減少するためにコストは低減するが、その低減割合が工法によって異なる。締固め工法の静的圧入タイプや固化工法の薬液注入タイプでは、施工機械が比較的小さく全体コストに対する固定費の占める割合が小

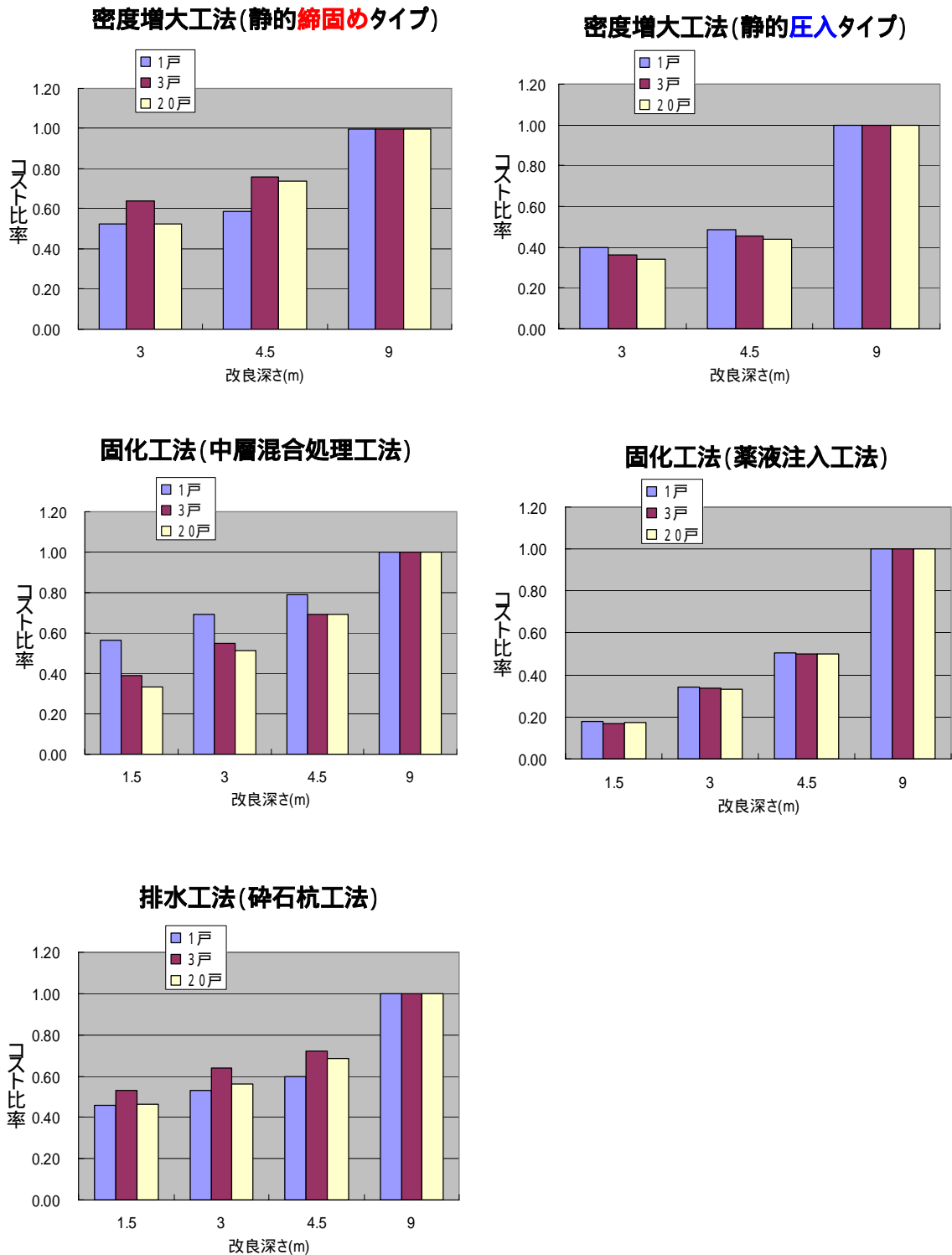
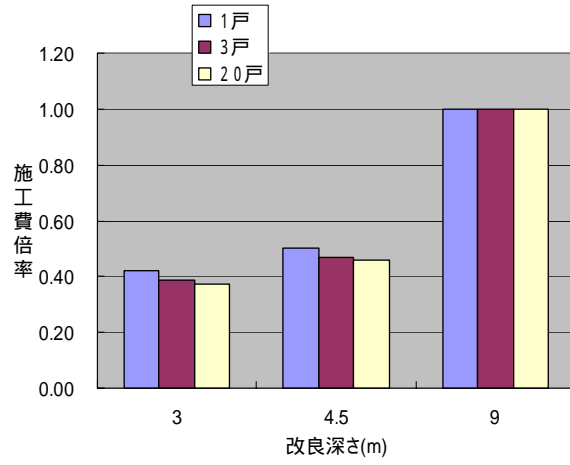
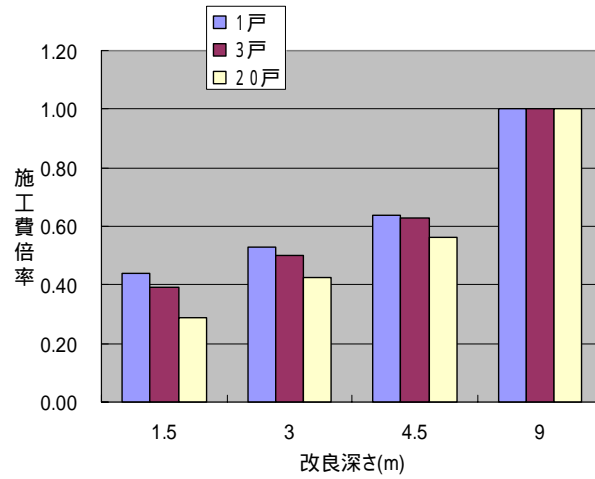


図 6.3.2 従来設計との比較 (新設の場合)

密度増大工法(静的圧入タイプ)



固化工法(高圧噴射攪拌工法)



固化工法(薬液注入工法)

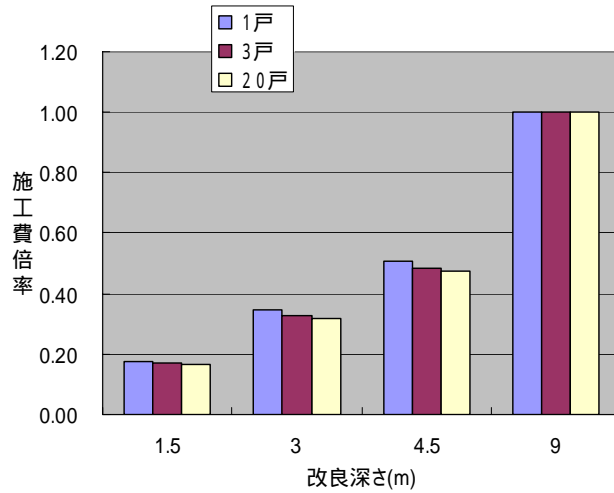


図 6.3.3 従来設計との比較 (既設の場合)

さいために、施工数量の減少分とコストの低下分が概ね比例しているが、その他の工法のように施工機械が比較的大きく、全体コストに対して運搬費や組立費などの固定費の比率が高い工法では、施工数量の減少に比べてコスト低減率は低い。また、全体的に対象戸数が多いほうがコスト低減率が高い。締め固め工法の静的締め固めタイプでは9mの施工をする場合には1戸の面積(150m²)に適用できる施工機械が無いいため、静的圧入タイプの9m施工との比較になっているため、全体傾向と異なっている。また、排水工法の場合には、施工面積による施工機械仕様が異なるため、やや傾向にバラツキがでている。

しかしながら、いずれの場合も従来設計に比べてコストダウンを図ることができるのは明らかである。

既設の場合

既設の場合のコスト比較結果を図6.3.3に示す。こちらも全て、各工法毎に従来設計法による対策、すなわち9mを対策した場合を1とした比率で整理している。

これによると、施工数量の減少によるコスト低減は明らかである。また、既設戸建て住宅に適用できる工法は比較的施工機械が小さく、全体コストに対する固定費比率が小さいために、施工数量の減少分と同様の比率でコストも低減する。

従来設計に比べてコストダウンを図ることができるのは明らかになっている。

(2) 現場条件による比較(新設と既設の比較)

現場条件によってコストは変動する。宅地の対策の場合には新設であるか既設であるか、どの段階で施工するかによってコストは影響される。ここでは、既設の場合にどの程度のコストアップになるのかを調べるために、施工的な制約が最も少ないケースと既設の条件との比較を行った。施工的な制約が最も少ないケースは新設で施工面積が20戸(3,000m²程度)のケースである。これを標準値として、既設の条件におけるコストを比較したものが図6.3.4である。新設で施工面積が20戸の場合には、制約条件が少ないため、工法の選択の自由度が広がる。本研究で対象とした工法のうち、改良原理毎に最も安価になる工法との比較を実施した。具体的には改良原理毎に次のような比較を行った。

- ・ 締め固め工法 新設：静的締め固めタイプ - 既設：静的圧入タイプ
- ・ 固化工法 新設：中層混合処理工法 - 既設：高圧噴射攪拌工法
- ・ 固化工法 新設：薬液注人工法 - 既設：薬液注人工法

異なる工法を比べているために、その比率に一定のものは無いが、新設に対して既設の場合にはコスト増になることが明らかである。ただし、それぞれを見ると、締め固め工法の場合には施工面積による変動は大きくなく、概ね3~4倍の範囲となる。静的圧入タイプでは次項で考察するが、施工面積によらず1戸あたりの施工費は大きく変動しないため、施工面積による変動が小さくなる。一方、固化工法のうち、中層混合処理タイプと高圧噴射攪拌工法で新設と既設を比較すると、コスト比率は施工面積(戸数)が少なくなると大きくなる。これは、工法の違いによる施工能率の問題や、既設においては高圧噴射攪拌工法の施工を建屋内部から実施するため、施工能率の低下がコストに影響し、施工面積が

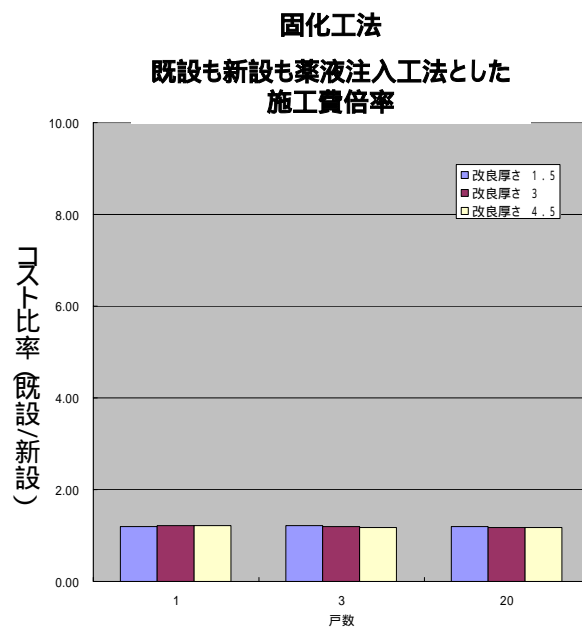
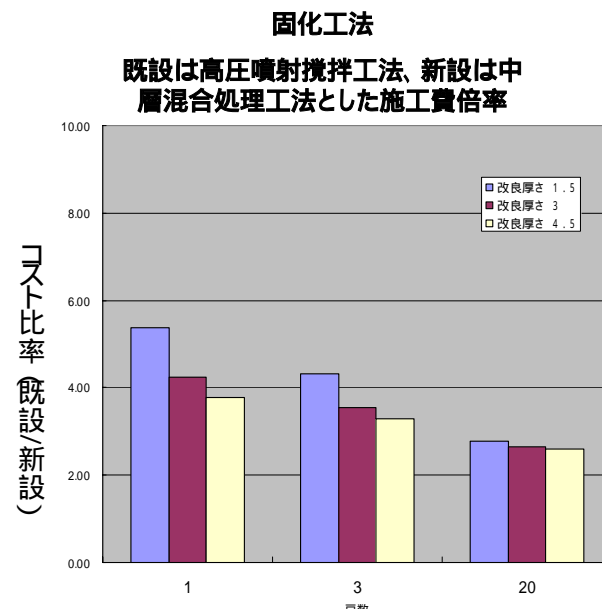
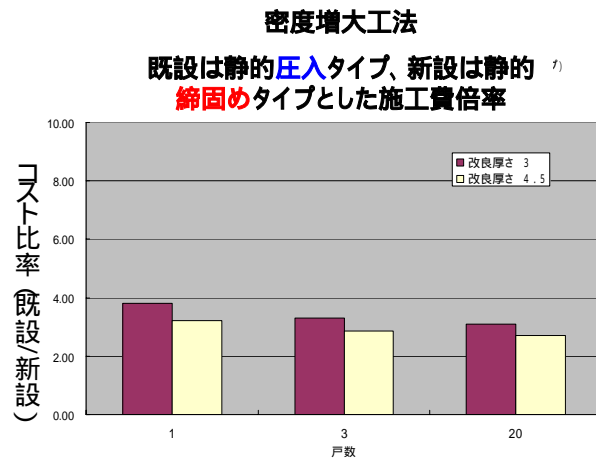


図 6.3.4 現場条件による比較 (新設と既設)

小さい（戸数が少ない）ほど施工能率の低下に伴う1戸あたりのコスト負担が大きくなるためと考えられる。一方、固化工法においても薬液注入タイプの場合には、工法は変化していないため、鉛直打設か斜め打設かによる施工能率の違い等による工費ギャップが生じており、その比率は1.6倍程度と小さく、戸数や改良深さに依存しない。

(3) 施工面積によるコスト変動

地盤改良の施工条件において施工面積がコストに与える影響が大きいことは図6.3.1で示したとおりである。施工面積によって、機種選定や固定費の分散が成されることで、コスト変動が生じる。

新設の場合

図6.3.5には新設における施工面積による比較を示した。また、改良深さによる変動もわかるようにした。図は改良厚さ1.5m（締固め工法については3m）で施工面積20戸のケースを1とした比率で示している。

(1)においても指摘したが、締固め工法の静的締固めタイプや、固化工法の中層混合処理タイプ、排水工法などでは施工機械が比較的大きいため施工面積による1戸あたりコストの変動が大きい。これは、固定費で大きなウェイトを占めるのは施工機械の運搬費と組立解体費が、施工機械の大きさに関係し、施工機械が大きいほど運搬費や組立解体費が大きくなり固定費が大きくなるためである。すなわち、締固め工法の静的締固めタイプや、固化工法の中層混合処理工法、排水工法などの場合には固定費比率が高いために、施工面積（戸数）が小さくなるとその負担割合が増加することに起因する。また、これらの工法では改良深さ（施工数量）に関する変動が小さく見えるのは固定費によるコスト変動要素が大きいいため、施工数量変動による施工費変動が小さく見えることによる。一方、施工機械が比較的小さい工法では固定費比率が小さくなるために施工面積によるコスト変動が小さい。すなわち、コストにおける固定費割合が小さく、施工費割合が大きいためにコストに対する施工費の変動が顕著に現れることになる。

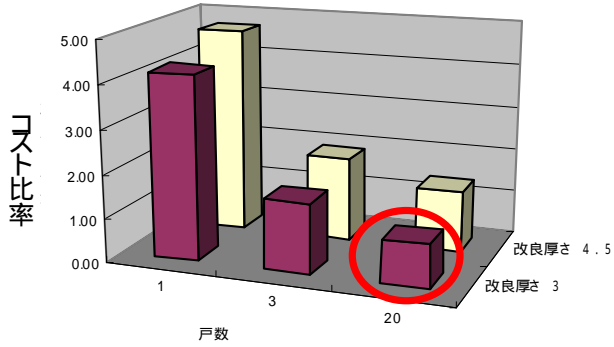
既設の場合

図6.3.6には既設における施工面積による比較を示した。ここでも、改良深さによる変動を併記している。図は新設の場合と同様に改良厚さ1.5m（締固め工法については3m）で施工面積20戸のケースを1とした比率で示している。

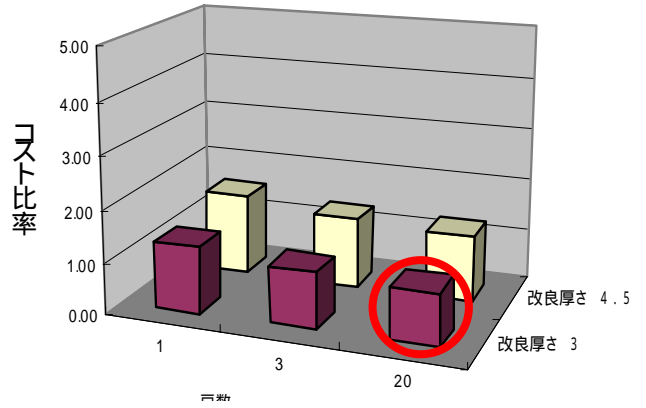
締固め工法の静的圧入タイプや固化工法の薬液注入工法では施工面積による変動が小さい。しかしながら、締固め工法（静的圧入タイプ）では一定の固定費が存在することによって、その比率が大きいため改良深さ、すなわち施工数量によるコスト変動も小くなる。一方の薬液注入工法の傾向は新設の場合に示したとおり、固定費そのものが小さいため改良深さ（施工数量）によるコスト変動が顕著になる。また、固化工法の高圧噴射攪拌工法では施工面積によるコスト変動も現れている。これは、高圧噴射攪拌工法の場合には材料供給のためのプラントなどの装備に一定の固定費がかかるためであるが、施工費とのバランスにおいては大きくないため、改良深さによる変動も現れている。

密度増大工法(静的締固めタイプ)

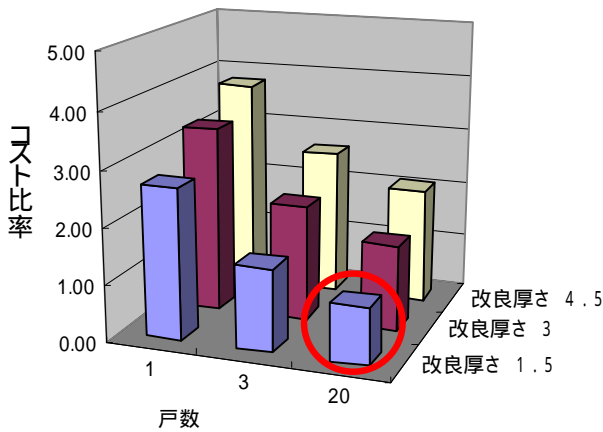
改良厚さ3m 20戸を1とした施工費倍率



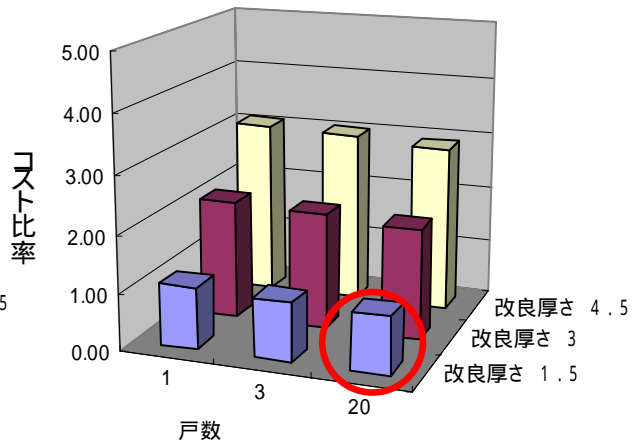
密度増大工法(静的圧入タイプ)



固化工法(中層混合処理工法)



固化工法(薬液注入工法)



排水工法(碎石杭工法)

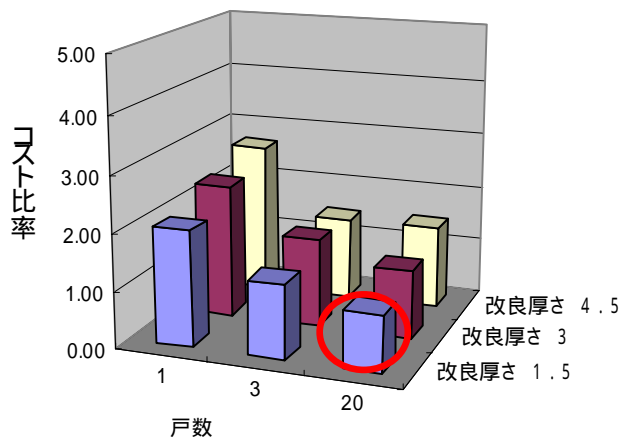
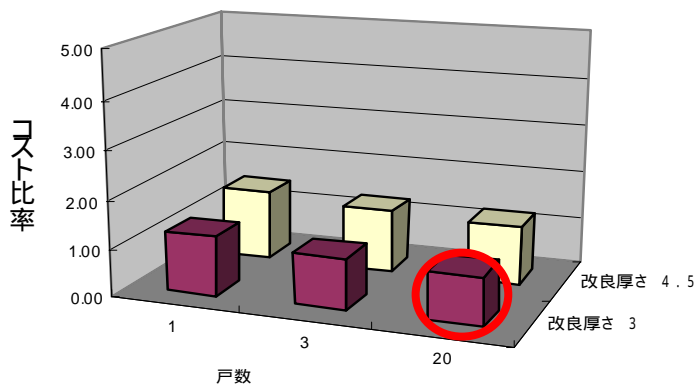
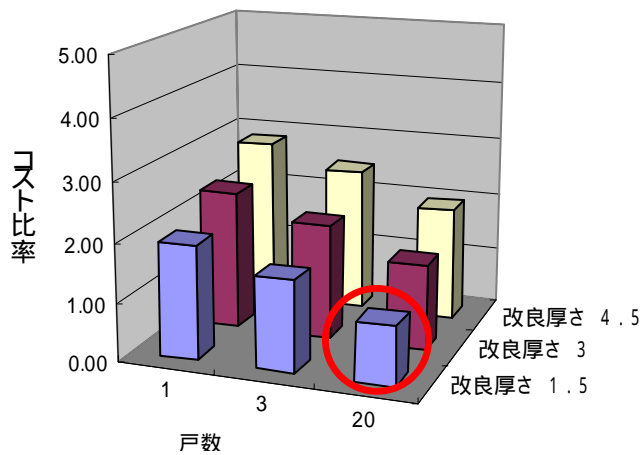


図 6.3.5 施工面積によるコスト変動(新設の場合)

密度増大工法(静的圧入タイプ)



固化工法(高圧噴射攪拌工法)



固化工法(薬液注入工法)

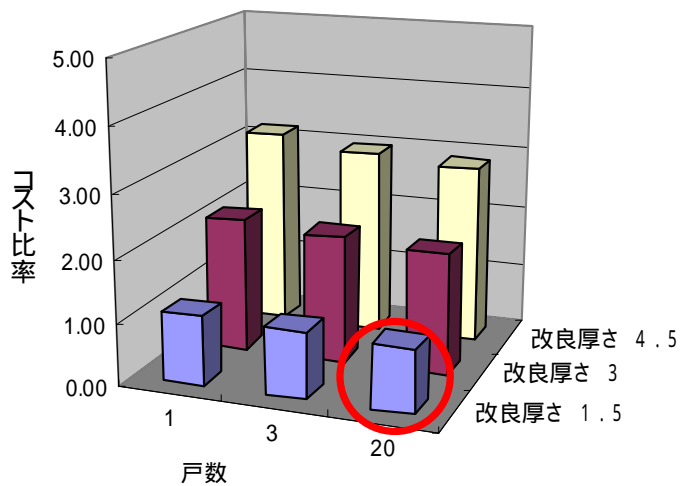


図 6.3.6 施工面積によるコスト変動(既設の場合)

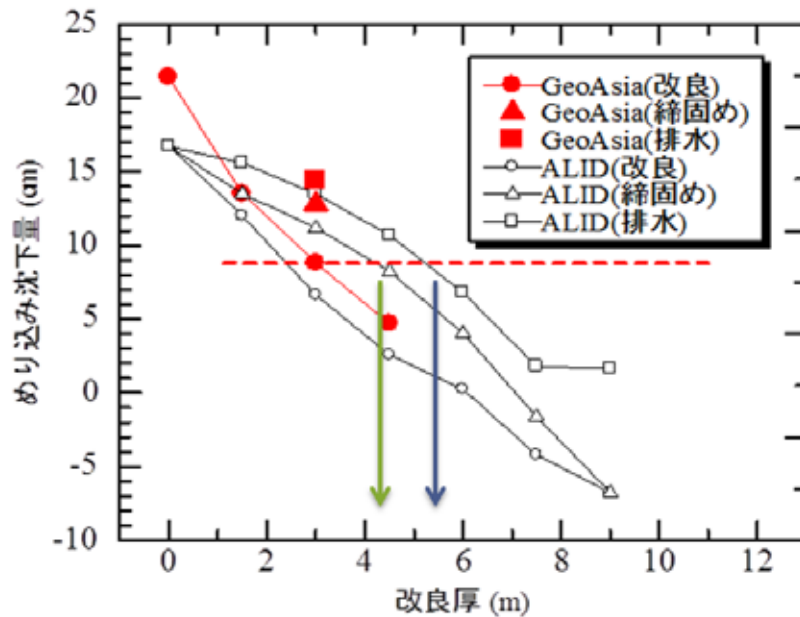


図 6.3.7 改良厚とめり込み沈下量の関係（地震動 1）

(4) 工法による比較

第 5 章における解析結果から、工法による改良地盤の特性によって建物に現れる変形量が異なる。図 6.3.7 に再掲するが、あくまでも解析上の相対比較ではあるが、固化工法と同等の変形性能を発揮する改良深さが読み取れる。例えば地震動 1 に対して、厚さ $t=3.0\text{m}$ で固化工法によって盤状改良した場合と同じ対策効果を期待するには、締固め工法であるなら約 4.2m 、排水工法であるなら約 5.5m 程度の改良が必要と読みとれる。これを、傾向的に解釈すれば、浅層盤状改良において固化工法と同等の改良効果を発揮する締固め工法と排水工法の厚さは $1.5 \sim 2$ 倍の厚さと考えられる。

そこで、締固め工法は改良厚さ 4.5m 、固化工法は改良厚さ 3m 、排水工法は改良厚さ 4.5m として工法ごとのコスト比較を試算した。この場合において、解析で設定した改良地盤に相当する効果を発揮するための改良仕様は、それぞれの工法毎の設計手法によって求めるため、地盤条件が本研究の条件と異なれば改良仕様は変化する。したがって、本研究で設定した改良仕様の変動すれば、工法のコストも変動する。締固め工法では地盤の細粒分含有率などによって改良率が変動するし、固化工法では地盤物性によってセメント添加量が変わったりセメントの種類を変更する場合もある。また、排水工法においても地盤の透水係数によって打設する間隔が変化する。したがって、本検討結果には多くの仮定条件があることに留意する必要がある。

図 6.3.8 には工法による比較試算結果を示した。新設の場合には、締固め工法の静的締固めタイプで施工面積が 20 戸のケースを 1 とした比率で示している。既設の場合には、締固め工法の静的圧入タイプで施工面積が 20 戸のケースを 1 としている。

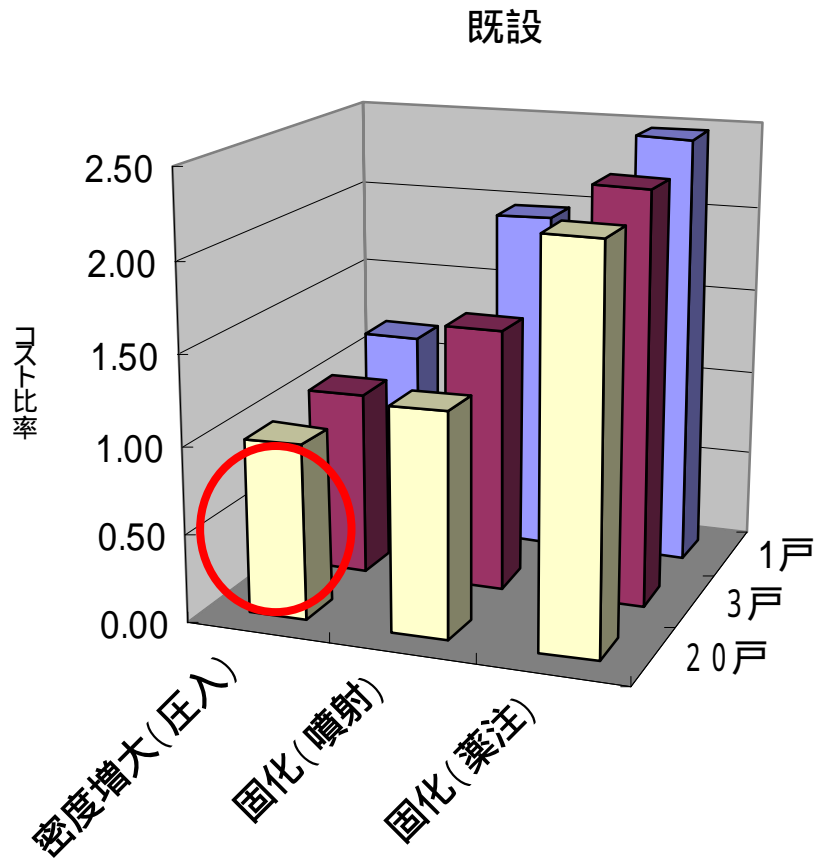
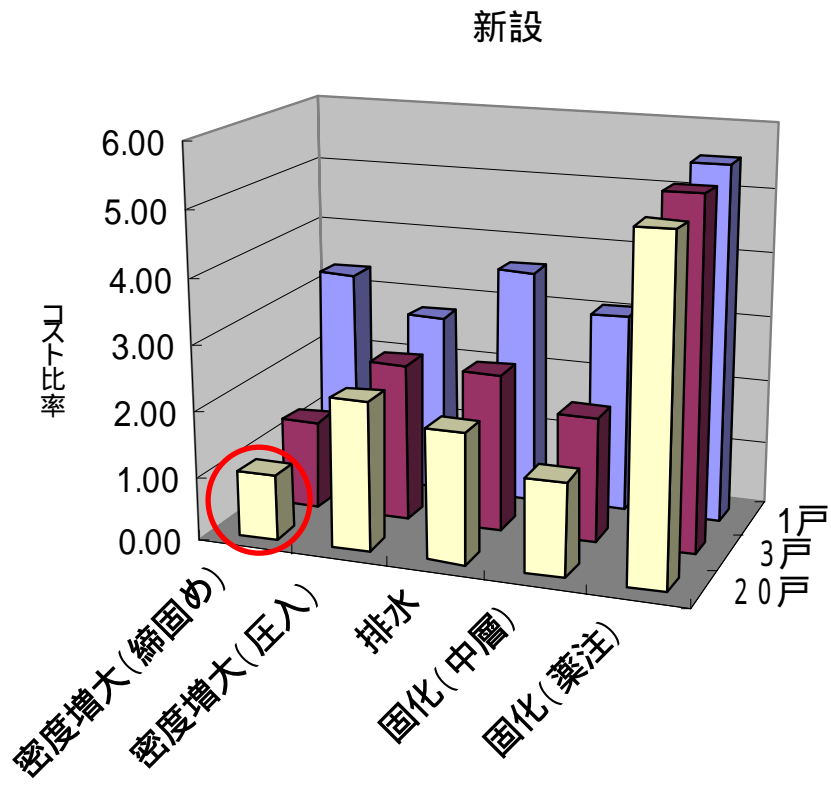


図 6.3.8 工法によるコスト試算比較 (地震動1を想定)

新設の場合

新設の場合については、工法による変動傾向は施工面積によって異なる。これは、これまでも分析してきたように、使用する施工機械の大きさなどの違いによるコストに占める固定費比率によるものが大きい。例えば、締固め工法（静的締固めタイプ）や固化工法（中層混合処理工法）では施工面積 20 戸の場合には約 1.5 倍の比率で締固め工法（静的締固めタイプ）が安く、施工面積 3 戸でも概ね 1.4 倍程度の比率で締固め工法が安い、施工面積 1 戸の場合には中層混合処理工法の方が安くなる。同様に、締固め工法（静的圧入タイプ）と固化工法（中層混合処理工法）を比較すると、施工面積 20 戸の場合には約 1.6 倍の比率で締固め工法（静的圧入タイプ）が高いが、施工面積 1 戸になると逆転して、締固め工法（静的圧入タイプ）が安くなる。これは、これらの工法の施工費や固定費比率のバランスのよって生じるものである。上記のコスト比率については、先に述べた地盤条件などの要因によっては変動するので、施工面積がどの程度で逆転現象が生じるのかなどの閾値は実際には個々のケースで検証する必要がある。

既設の場合

既設の場合においては、工法による変動は概ね一定の傾向がある。スケールメリットが生じる施工面積 20 戸の場合には締固め（静的圧入タイプ）と固化（高圧噴射攪拌工法）排水のコスト比率はそれぞれ 1.3 倍、2.2 倍である。施工面積が小さくなると比率は大きくなる傾向にあるが、工法による逆転現象は生じていない。工法のコスト比率については新設の場合と同様に、地盤条件などの要因によって変動するので、実際には個々のケースで検証する必要がある。

6.4 まとめ

本研究では、浅層に盤状に液状化しない層を形成するための手段として、国内で実施されている液状化対策工法のうち実績が多く設計手法が確立している「締固め」「固化」「排水」の 3 工法を抽出し、宅地に適用できる施工方法のタイプによってコスト試算を実施した。コスト試算に際しては、工法原理毎の設計手法が異なる点や、現場条件、環境条件などによる不確実性があることなどから、一定の仮定条件をおいて実施し、相対的な比較をすることとした。

本研究をまとめると以下ようになる。

- ・本研究における浅層盤状改良によって、従来設計法による液状化全層を対象とした対策に比べて 30～50%のコスト低減が可能となることが明らかになった。
- ・現場条件（新設と既設）による比較では、新設で全く制約条件の無い場合に比べて、既設の場合には制約条件が増えるため、工法選択の自由度が減ることや、施工方法、能率が限定されることからコストアップになることが明らかになった。本研究の仮定条件内では、締固め工法で約 2 倍、固化工法では約 6～8 倍となった。
- ・施工面積による比較では、施工機械が比較的大きくコストに占める固定費比率が大きい

工法ほど影響を受けることが明らかになった。一般に、既設戸建て住宅に用いられる施工機械は小型のものが多いため、その変動要素が小さいことも明らかになった。

・解析結果から、浅層盤状改良において工法原理別に同等の改良効果を有する改良深さを検討し、同等の改良効果（変形性能）をもつ対策について比較を行った。その結果、本研究で仮定した条件の範囲内では、新設の場合には施工面積によって最適となる工法について傾向が変動することがわかった。一方、既設の場合には施工面積によらず、概ね一様な傾向を示した。但し、工法原理によって設計法が異なり、それによっては改良仕様、施工数量が変動するために、その差を定量的に示すには至らなかった。

ここでは、これまで国内で用いられてきた液状化対策工法のうち、実績が多く、設計手法が確立した工法原理の中からいくつかの代表的施工タイプを抽出したが、新設や既設の戸建て住宅を対象とした液状化対策工法の技術開発は民間を中心に精力的に進められている。特に、ひとつの工法原理によるものだけでなく、複数の工法原理を融合したものなど多岐にわたっており、今後の技術開発の動向を見極めた補足が必要となる。ただし、その際に重要なのは、科学的根拠に基づいた設計法によって、その対策仕様が決定されているかを十分に吟味し、確実な液状化防止効果を得られているのかを実証、検証されていることを確認する必要がある。また、コスト比較に際しては、設定する地盤条件や現場条件によってコストに与える影響が大きいことに留意し、比較対象の現場におけるこれらの条件の洗い出しを十分に実施することである。

尚、本章の研究は飯沢誠氏（ケミカルグラウト株式会社）、新坂孝志氏（三信建設工業株式会社）、高田徹氏（株式会社設計室ソイル）、松岡大介氏（小野田ケミコ株式会社）の協力を得て実施された。

【参考文献】

- 1) 公益社団法人地盤工学会：地盤工学実務シリーズ18「液状化対策工法」
- 2) 佐々木勉・龍岡文夫・村松正重・関真一：振動さん軸試験における試験条件が砂の液状化強度に及ぼす影響，第16回土質工学研究発表会講演集，pp.597-600，1981．
- 3) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），土と基礎シリーズ，技報堂出版，pp.32-34，1991.
- 4) 小川充郎・石堂稔：砂質土に対するバイプロコンポーザー工法の適用について，土と基礎，Vol.13，No.2，pp.77-81，1965．
- 5) 水野恭男・末松直幹・奥山一典：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法，土と基礎，Vol.35，No.5，pp.21-26，1987．
- 6) 山本実・原田健二・野津光夫：締固め工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計法，土と基礎，Vol.48，No.11，pp.17-20，2000．

- 7) 善功企・山崎浩之・佐藤泰：事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性，港湾技術研究所報告，第 29 巻，第 2 号，p.94，1990．
- 8) 山崎浩之・善功企・河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所，第 41 巻，第 2 号，pp.123-124，2002．
- 9) 日下部伸・森尾敏：薬液注入による低強度改良砂の液状化抵抗，第 33 回地盤工学研究発表会，pp.87-88，1998．
- 10) 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル，p.35，2003．
- 11) 財団法人沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル(2010 年版)，p.25，2010．
- 12) ケミカルグラウト社提供
- 13) 田中幸久・国生剛治・江刺靖行・松井家孝：グラベルパイルの液状化防止効果，電力土木，No.188，pp.11-20，1984．
- 14) 桑原正彦・大林淳：グラベルドレーンによる液状化対策，土木技術，Vol.51，No.10，1996．
- 15) Seed, H.B. and Booker, J.R. : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, , ASCE, Vol.103, No.GT7, pp.757-768, 1977．
- 16) De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K. : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, , J.GED, ASCE, Vol.102, No.GT9, pp.907-927, 1976．
- 17) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes, Proc. Intern. Conf. on Eng. for Protection from natural Disasters, pp.643-655, 1980．
- 18) グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法技術資料，1996．
- 19) Terzaghi, K. : Effect of Minor Geologic Detail on the Safety of Dams, Bulletin, American Institute of mining Eng., Tech., Pub, 215, 1926．
- 20) 日本大ダム会議：改訂ダム設計基準
- 21) 井合進・田中幸芳・棚邊隆・安藤裕・須見光二：釧路沖地震で液状化を防止したグラベルドレーンの目詰まりに対する有効性について，土木学会第 51 回年次学術講演会発表講演集，第 部門，pp.244-245，1995．
- 22) 地盤工学会関東支部：造成宅地の耐震対策研究委員会資料より
- 23) 財団法人建設物価調査会：建設物価，2012 年 6 月号
- 24) 一般社団法人日本建設機械施工協会：平成 24 年度版建設機械等損料表
- 25) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001．
- 26) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，2006．

第7章 まとめ

7.1 本研究の成果

本研究は、既設および新設の戸建て住宅の液状化対策方法として、浅層盤状改良工法の効果と経済性の評価を行った。各検討項目の主な結論は以下のとおりである。

(1) 液状化に対する戸建て住宅の性能評価（第2章）

宅地の合理的な液状化対策の設計法を確立するために、戸建て住宅の性能を法制度、既往研究および東日本大震災における被災調査結果を基に評価した。住宅の沈下と傾斜が住宅躯体に支障をもたらさない変形量（又は変形角）の許容値を明らかにし、戸建て住宅の液状化対策の適切なクライテリアを抽出した。

建築基準法が要求している性能は、有害な沈下変形がないことであるが、その明確な数値は示されていない。一方、日本建築学会の基準では傾斜角の限界値を6~8/1000としている。また、居住者の健康障害に関する調査では、10/1000でめまいや頭痛を生じ、水平修復を余儀なくされている。この結果を裏付けるように、東日本大震災の液状化による被災家屋の調査では、平均傾斜角が6~8/1000を超えると水平修復工事を実施したケースが多かった。

罹災証明上の被災度判定および地震保険における損壊基準においては、いずれも10/1000程度を超えると半壊、半損として認定している。また、16.7/1000程度を超えると大規模半壊、全損と判断され、部分的な補修では対応が困難になる。

これらの結果から、戸建て住宅の液状化対策のクライテリアは、以下の値が妥当であると判断した。

中地震動に対しては、有害な沈下変形を許容しない基礎構造とし、最大傾斜角では10/1000を超えないものとする

大地震動に対しては、ある程度の損傷は許容し、修復を容易にする基礎構造とし、最大傾斜角は16.7/1000を超えないものとする

(2) 戸建て住宅の液状化被災調査（第3章）

東日本大震災を含む過去の液状化で被災した戸建て住宅において、液状化対策を行った箇所の文献調査、現場調査、およびアンケート調査を行った。また、航空レーザ測量による道路の変状調査も実施した。これにより、地下水位が液状化の程度に及ぼす影響は非常に重要であること、対策工が液状化被害軽減に寄与したケースが多数あること等が示された。特に、アンケート調査や航空レーザ測量による道路の調査では、浅層盤状改良工法が液状化被害軽減に有効であることが示された。

また、上記(1)により設定された戸建て住宅の最大傾斜角の基準値に対応するめり込み沈下量の値を、東日本大震災の液状化により被災した戸建て住宅の調査結果から以下のように

に設定した。

中地震動に対しては、最大傾斜角の基準値 10/1000 に対し、めり込み沈下量は 10cm

大地震動に対しては、最大傾斜角の基準値 16.7/1000 に対し、めり込み沈下量は 15cm

(3) 振動台実験による浅層盤状改良工法の効果検証（第4章）

戸建て住宅に対する浅層盤用改良工法の効果の確認と、具体的評価を行う数値解析の検証に供することを目的として、遠心模型振動実験を実施した。実験モデルとしては 10m の砂層（地下水位 GL-1.0m、液状化層厚は 9m）を想定し、建屋直下の盤状地盤改良の厚さを変えた 4 ケースについて実施した。また、2 種類の入力地震動について検討した

地震動 1（最大入力加速度 150 Gal 程度、浦安市で観測された地震動に相当）では、無改良地盤と比較して、改良を行ったケースでは総沈下量が大きく低減されることが分かった。一方、地盤改良層厚が家屋の沈下量に及ぼす影響はあまり小さくなく、層厚 1.5m の改良体であっても、沈下量低減に非常に効果的であることが示された。

地震動 2（最大入力加速度 350 Gal 程度、地震動 1 の加速度を 2 倍とした地震動）による実験は、地震動 1 の実験終了後に同じ模型をそのまま用いて実施した。地震動 2 により、すべてのケースの地盤で再度液状化が発生し、家屋の総沈下量も更に増加したが、沈下量に及ぼす地盤改良の有無や地盤改良厚の影響は顕著ではなかった。

(4) 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証（第5章）

2 種類の数値解析手法を用いて浅層盤状改良による改良効果を検証し、かつ上記(1), (2) で得られた戸建て住宅の液状化対策の基準値を満足する改良層厚を検討した。なお、本研究で検討した地盤モデルは模型実験と同様、10m の砂層（液状化層厚は 9m）である。

有効応力解析 **GEOASIA** による検討では、(3)の遠心模型実験を適切にシミュレートできることを確認し、実物大のケーススタディにより液状化による家屋のめり込み沈下に及ぼす地盤改良厚、改良幅、改良手法や隣接建屋（隣家）の有無の影響を調べた。これにより、浅層盤状改良の改良厚の増大に応じて沈下量が低減されることが示された。液状化層厚が 9m、改良厚 3m、隣接家屋がない条件で改良方法として固化工法を用いた場合、めり込み沈下量は地震動 1（中地震相当）で 10cm 程度以下、地震動 2（大地震相当）で 14cm 程度となった。これらの値は、戸建て住宅の液状化対策の基準値を満足する。

GEOASIA および静的有限要素解析 **ALID** による検討により、上記の固化工法だけでなく、締固め工法、排水工法でも家屋のめり込み沈下低減効果が確認された。ただし、改良層厚 3m の条件では、締固め工法、排水工法を施工した場合のめり込み沈下量は、地震動 1 で 10cm 程度以上となり、固化改良と比べ低減効果は小さいことが分かった。また、浅層盤状改良工法の効果については、改良層厚だけでなく改良幅や隣接家屋の影響、液状化層厚の影響も大きいことに留意すべきである。

(5) 戸建て住宅を対象とした浅層盤状改良工法の経済性評価（第6章）

浅層盤状改良による対策の経済性を明らかにするために、新設及び既設の戸建て住宅及び宅地について、国内で実施されている液状化対策工法のうち実績が多く設計手法が確立している「締固め」「固化」「排水」の3工法を抽出し、それぞれの経済性を比較した。その結果、従来設計法による液状化全層を対象とした対策に比べ、浅層盤状改良工法を用いた場合は30～50%のコスト低減が可能となることが明らかになった。

既設家屋を対象とした場合、工法選択の自由度が減ることや様々な制約条件により、新設を対象とする場合と比較してコストアップに繋がることが明らかになった（本研究の仮定条件内では、締固め工法で約2倍、固化工法では約6～8倍）。また、全体コストに占める固定費比率が大きい工法ほど施工面積の影響を受けるが、既設戸建て住宅に適用可能な工法では、施工面積の影響は小さいことが示された。

工法別の検討では、新設の場合には施工面積によって最適となる工法の選択肢が変動する傾向がある。一方、既設の場合には施工面積によらず、概ね一様な傾向を示した。

7.2 今後の課題

本研究では、文献・現場調査に基づき、戸建て住宅の液状化対策工に求められる性能を設定し、その性能を満足する浅層盤状改良の改良層厚について検討した。また、同工法の経済性の評価も実施した。しかし、液状化による戸建て住宅の変状の程度に影響を及ぼす要因は多く挙げられるが、本研究における検討条件は限定的であるため、様々な課題が残されている。以下に主な課題を記す。

本研究では、10mの水平砂地盤（地下水位GL-1.0m、液状化層厚は9m）上にある1軒の住宅をモデルとして採用しているが、浅層盤状改良の効果や変状パターンは住宅の周辺環境や液状化層厚等の影響を受けることが、現場調査やシミュレーションで明らかになっている。この影響を整理する必要がある。

適切な改良層厚を判断するめり込み沈下量の基準値は、現場調査によって得られた傾斜角との関係から抽出しているが、この関係は非常にばらついている。液状化による戸建て住宅のめり込み沈下と傾斜角の関係は、住宅の構造や地盤条件、周辺環境などを考慮してより詳細に整理することで、変動する可能性がある。

本研究の実験・解析・コスト評価では、浅層盤状改良工法として国内で一般的に用いられている手法を中心に議論したが、これは他の工法の使用を妨げるものではない。新設や既設の戸建て住宅を対象とした液状化対策工法の技術開発は、民間を中心に精力的に進められている。その中には、単一の工法原理によるものだけでなく、複数の工法原理を融

合したものなど多岐にわたっており、今後の技術開発の動向を見極めた補足が必要となる。ただしその際には、科学的根拠に基づいた設計法によってその対策仕様が決定されているかを十分に吟味し、確実な液状化防止効果を得られているのかを実証、検証されていることを確認する必要がある。

本研究におけるコストの評価で設定した直接費には、搬入路の確保や施工のし易さなどの個別の要因は考慮されていない。一方、これらが直接費に及ぼす影響は非常に大きいことから、比較対象の現場におけるこれらの条件の洗い出しを十分に実施する必要がある。

卷末資料

A1. 室内土質試験データシート

A1.1 第4章 振動台模型実験による浅層盤状改良工法の効果検証

A1.2 第5章 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

A2. (公社)地盤工学会「浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会」資料

A2.1 研究委員会の設立趣意書と名簿

A2.2 研究委員会の開催記録

A3. 住民説明会の資料 (2012年7月22日 香取市、8月22日 神栖市)

A3.1 配布資料

A3.2 アンケート (神栖市)

A4. 外部発表論文

		土質試験結果一覧表					
試料番号		岐阜砂7号	岐阜砂7号 Dr=50% *1	岐阜砂7号 Dr=60% *1	岐阜砂7号 Dr=40% *2		
一般	湿润密度 ρ_t g/cm ³						
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³						
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.636					
	自然含水比 ω_n %						
	間隙比 e						
	飽和度 S_r %						
粒度	礫分 2~75mm %	0.0					
	砂分 75 μ m~2mm %	82.5					
	シルト分 5~75 μ m %	17.5					
	粘土分 5 μ m未満 %						
	均等係数 U_c						
	曲率係数 U_c'						
コンシステンシー特性	液性限界 ω_L %						
	塑性限界 ω_p %						
	塑性指数 I_p						
分類	分類名	細粒分質砂					
	分類記号	(SF)					
	最小密度 ρ_{dmin} g/cm ³	1.212					
	最大密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.629					
せん断	試験方法			CUb			
	全応力 c kN/m ²			160.9			
	全応力 ϕ °			46.0			
	有効応力 c' kN/m ²			0.6			
	有効応力 ϕ' °			36.8			
	透水係数 k_{15} m/s		3.99E-05	3.31E-05			
	繰返し応力振幅比			0.379	0.138		
	変形特性(三軸) G_0 MN/m ²			64.18			
	変形特性(ねじり) G_0 MN/m ²			64.56			

特記事項

*1:突固め密度調整、*2:空中落下密度調整

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 7日

試験者 佐々木 朋子

試料番号 (深さ)		岐阜砂7号					
ピクノメーター No.		220	221	222			
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g		162.063	167.614	159.618			
m_b をはかったときの内容物の温度 T °C		15.0	15.0	15.0			
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³		0.99910	0.99910	0.99910			
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_a g		135.449	145.530	137.330			
試料の 炉乾燥質量	容器 No.	220	221	222			
	(炉乾燥試料+容器)質量 g	69.408	73.249	64.342			
	容器質量 g	26.528	37.700	28.461			
m_s g		42.880	35.549	35.881			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.634	2.638	2.637			
平均値 ρ_s g/cm ³		2.636					
試料番号 (深さ)							
ピクノメーター No.							
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g							
m_b をはかったときの内容物の温度 T °C							
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³							
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_a g							
試料の 炉乾燥質量	容器 No.						
	(炉乾燥試料+容器)質量 g						
	容器質量 g						
m_s g							
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³							
平均値 ρ_s g/cm ³							
試料番号 (深さ)							
ピクノメーター No.							
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g							
m_b をはかったときの内容物の温度 T °C							
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³							
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_a g							
試料の 炉乾燥質量	容器 No.						
	(炉乾燥試料+容器)質量 g						
	容器質量 g						
m_s g							
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³							
平均値 ρ_s g/cm ³							

特記事項

1) ピクノメーターの検定結果から求める。

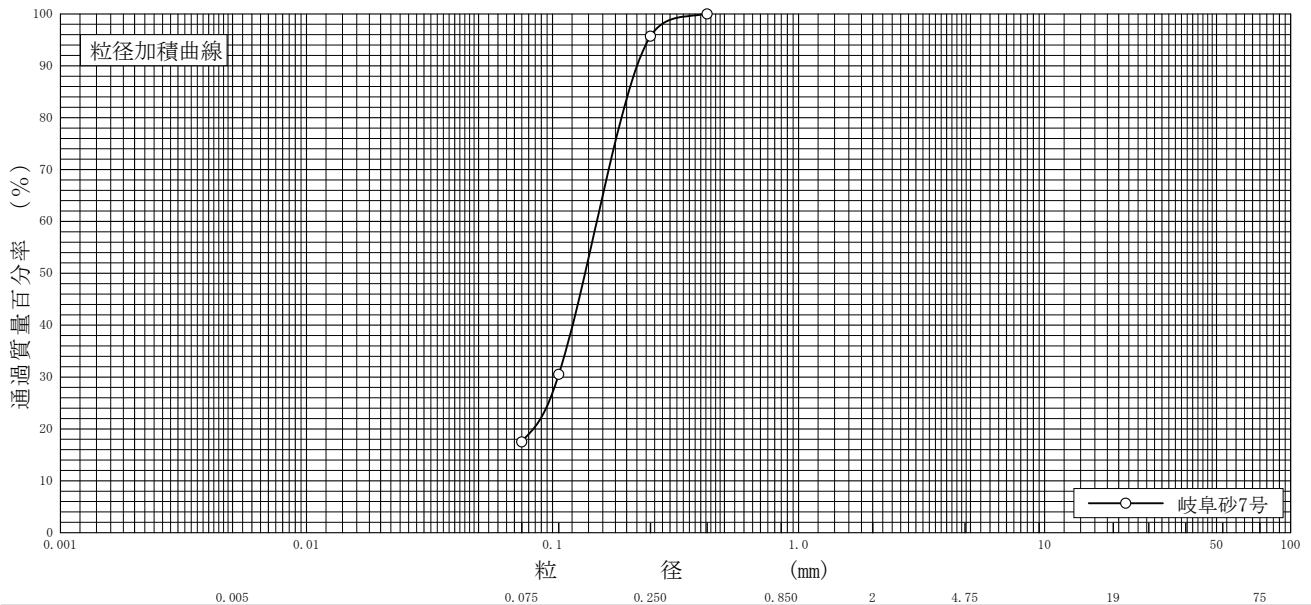
$$\rho_s = \frac{m_s}{m_s + (m_a - m_b)} \times \rho_w(T)$$

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 8日

試験者 佐々木 朋子

試料番号 (深さ)	岐阜砂7号				試料番号 (深さ)		岐阜砂7号	
	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗礫分 %			
ふるい 分析	75		75		中礫分 %	-		
	53		53		細礫分 %	-		
	37.5		37.5		粗砂分 %	-		
	26.5		26.5		中砂分 %	4.3		
	19		19		細砂分 %	78.2		
	9.5		9.5		シルト分 %	17.5		
	4.75		4.75		粘土分 %			
	2		2		2mmふるい通過質量百分率 %	100.0		
	0.850		0.850		425μmふるい通過質量百分率 %	100.0		
	0.425	100.0	0.425		75μmふるい通過質量百分率 %	17.5		
	0.250	95.7	0.250		最大粒径 mm	0.425		
	0.106	30.5	0.106		60% 粒径 D_{60} mm	0.1514		
	0.075	17.5	0.075		50% 粒径 D_{50} mm	0.1356		
沈降 分析					30% 粒径 D_{30} mm	0.1052		
					10% 粒径 D_{10} mm	-		
					均等係数 U_c	-		
					曲率係数 U'_c	-		
					土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.636		
				使用した分散剤	-			
				溶液濃度, 溶液添加量	-			
				20% 粒径 D_{20} mm	0.0835			



粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫
----	-----	----	----	----	----	----	----

特記事項

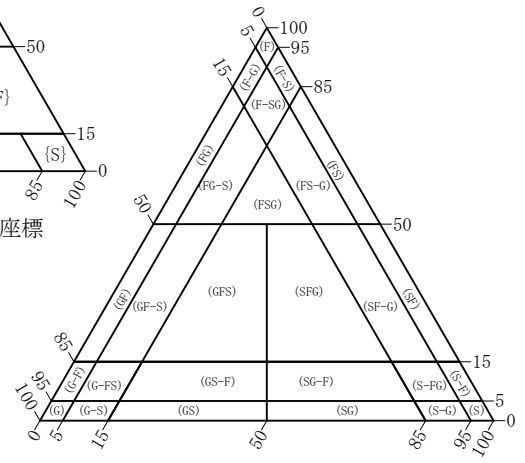
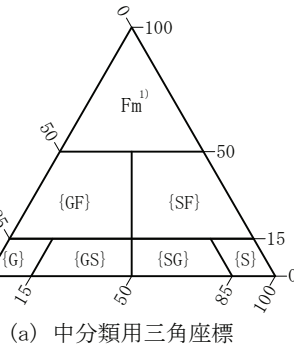
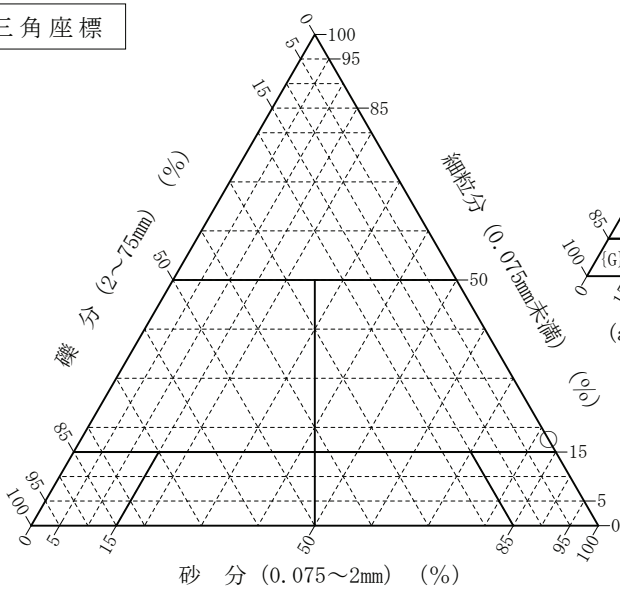
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 8日

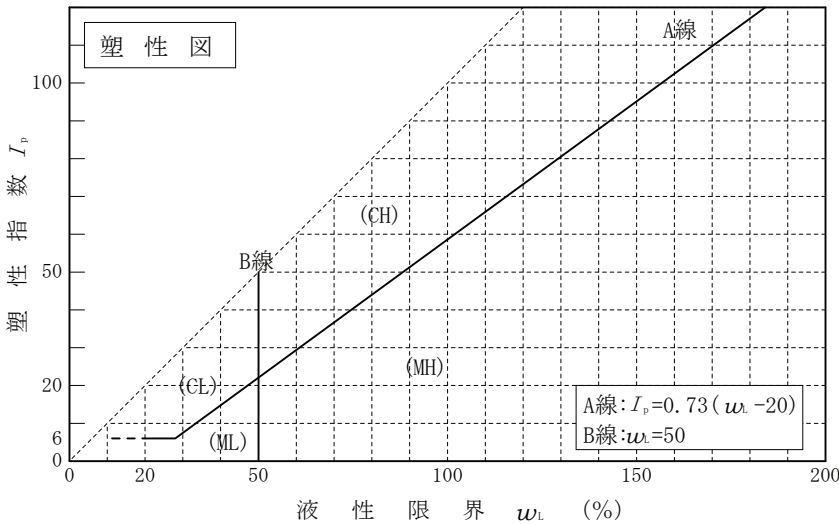
試験者 佐々木 朋子

試料番号 (深 さ)	岐阜砂7号				
石 分(75mm以上)	%				
礫 分(2~75mm)	%	0.0			
砂 分(0.075~2mm)	%	82.5			
細 粒 分(0.075mm未満)	%	17.5			
シルト分(0.005~0.075mm)	%				
粘 土 分(0.005mm未満)	%				
最 大 粒 径	mm	0.425			
均 等 係 数 U_c		-			
液 性 限 界 w_L	%				
塑 性 限 界 w_p	%				
塑 性 指 数 I_p					
地盤材料の分類名	細粒分質砂				
分 類 記 号	(SF)				
凡 例 記 号	○				

三角座標



特記事項 1) 主に観察と塑性図で判別分類



JIS A 1224 JGS 0161	砂の最小密度・最大密度試験	
------------------------	---------------	--

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 7日

試験者 佐々木 朋子

モールド	No. 質量 m_d g	826.5			容積 V cm ³	113.1	
試料番号 (深さ)		岐阜砂7号					
最小密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_1 g	963.6	963.5	963.7	963.6	963.4	
	炉乾燥質量 $m_1 - m_d$ g	137.1	137.0	137.2	137.1	136.9	
	乾燥密度 ρ_{dmin} g/cm ³	1.212	1.211	1.213	1.212	1.210	
	平均値 ρ_{dmin} g/cm ³	1.212					
最大密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_2 g	1010.9	1010.7	1010.7			
	炉乾燥質量 $m_2 - m_d$ g	184.4	184.2	184.2			
	乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.630	1.629	1.629			
	平均値 ρ_{dmax} g/cm ³	1.629					
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.636	最大間隙比 e_{max}	1.175	乾燥密度 ρ_d g/cm ³			
間隙比 e		最小間隙比 e_{min}	0.618	相対密度 D_r %			
特記事項							
試料番号 (深さ)							
最小密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_1 g						
	炉乾燥質量 $m_1 - m_d$ g						
	乾燥密度 ρ_{dmin} g/cm ³						
	平均値 ρ_{dmin} g/cm ³						
最大密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_2 g						
	炉乾燥質量 $m_2 - m_d$ g						
	乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³						
	平均値 ρ_{dmax} g/cm ³						
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		最大間隙比 e_{max}		乾燥密度 ρ_d g/cm ³			
間隙比 e		最小間隙比 e_{min}		相対密度 D_r %			
特記事項							
試料番号 (深さ)							
最小密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_1 g						
	炉乾燥質量 $m_1 - m_d$ g						
	乾燥密度 ρ_{dmin} g/cm ³						
	平均値 ρ_{dmin} g/cm ³						
最大密度	(炉乾燥試料+モールド) 質量 m_2 g						
	炉乾燥質量 $m_2 - m_d$ g						
	乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³						
	平均値 ρ_{dmax} g/cm ³						
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		最大間隙比 e_{max}		乾燥密度 ρ_d g/cm ³			
間隙比 e		最小間隙比 e_{min}		相対密度 D_r %			
特記事項							

$$\rho_{dmin} = \frac{m_1 - m_d}{V} \quad \rho_{dmax} = \frac{m_2 - m_d}{V}$$

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成 24年 7月 5日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号 試験者 木村 勝

供試体を用いる試験の基準番号と名称		JGS 0523 土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験			
試料の状態 ¹⁾	乱した	土粒子の密度 ³⁾ g/cm ³		2.636	
供試体の作製 ²⁾	密度調整	最小乾燥密度 ⁴⁾ d _{min} g/cm ³		1.212	
土質名称	細粒分質砂(SF)	最大乾燥密度 ⁴⁾ d _{max} g/cm ³		1.629	
供試体 No.		1	2	3	
初期状態	直径 cm	5.00	5.00	5.00	
	平均直径 D_i cm	5.00	5.00	5.00	
	高さ cm	10.00	10.00	10.00	
	平均高さ H_i cm	10.00	10.00	10.00	
	体積 V_i cm ³	196.35	196.35	196.35	
	含水比 w_i %	0.0	0.0	0.0	
	質量 m_i g	281.1	281.1	281.1	
	湿潤密度 ³⁾ t_i g/cm ³	1.432	1.432	1.432	
	乾燥密度 ³⁾ d_i g/cm ³	1.432	1.432	1.432	
	間隙比 ³⁾ e_i	0.841	0.841	0.841	
	飽和度 ³⁾ S_{ri} %	0.0	0.0	0.0	
	相対密度 ³⁾ D_{ri} %				
	軸変位量の測定方法	外部変位計によって測定			
	設置時の軸変位量 cm	0.030	0.050	0.050	
飽和過程の軸変位量 cm	0.000	0.000	0.000		
軸変位量 H_i ⁵⁾ cm	0.030	0.050	0.050		
体積変化量の測定方法	計算による				
設置時の体積変化量 cm ³	1.77	2.95	2.95		
飽和過程の体積変化量 cm ³	0.00	0.00	0.00		
体積変化量 V_i ⁵⁾ cm ³	1.77	2.95	2.95		
圧密前(試験前)	高さ H_0 cm	9.97	9.95	9.95	
	直径 D_0 cm	4.98	4.97	4.97	
	体積 V_0 cm ³	194.58	193.40	193.40	
	乾燥密度 ³⁾ d_0 g/cm ³	1.445	1.453	1.453	
	間隙比 ³⁾ e_0	0.824	0.814	0.814	
炉乾燥後	容器 No.				
	(炉乾燥供試体+容器)質量 g	281.1	281.1	281.1	
	容器質量 g				
炉乾燥質量 m_s g	281.1	281.1	281.1		

- 特記事項
- 1) 試料の採取方法，試料の状態（塊状，凍結，ときほぐされた）等を記載する。
 - 2) トリミング法，負圧法の種別，凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
 - 3) 必要に応じて記載する。
 - 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界，塑性限界，砂質土の場合は最小乾燥密度，最大乾燥密度等を記載する。
 - 5) 設置時の変化と飽和過程および B 値測定過程での変化を合わせる。

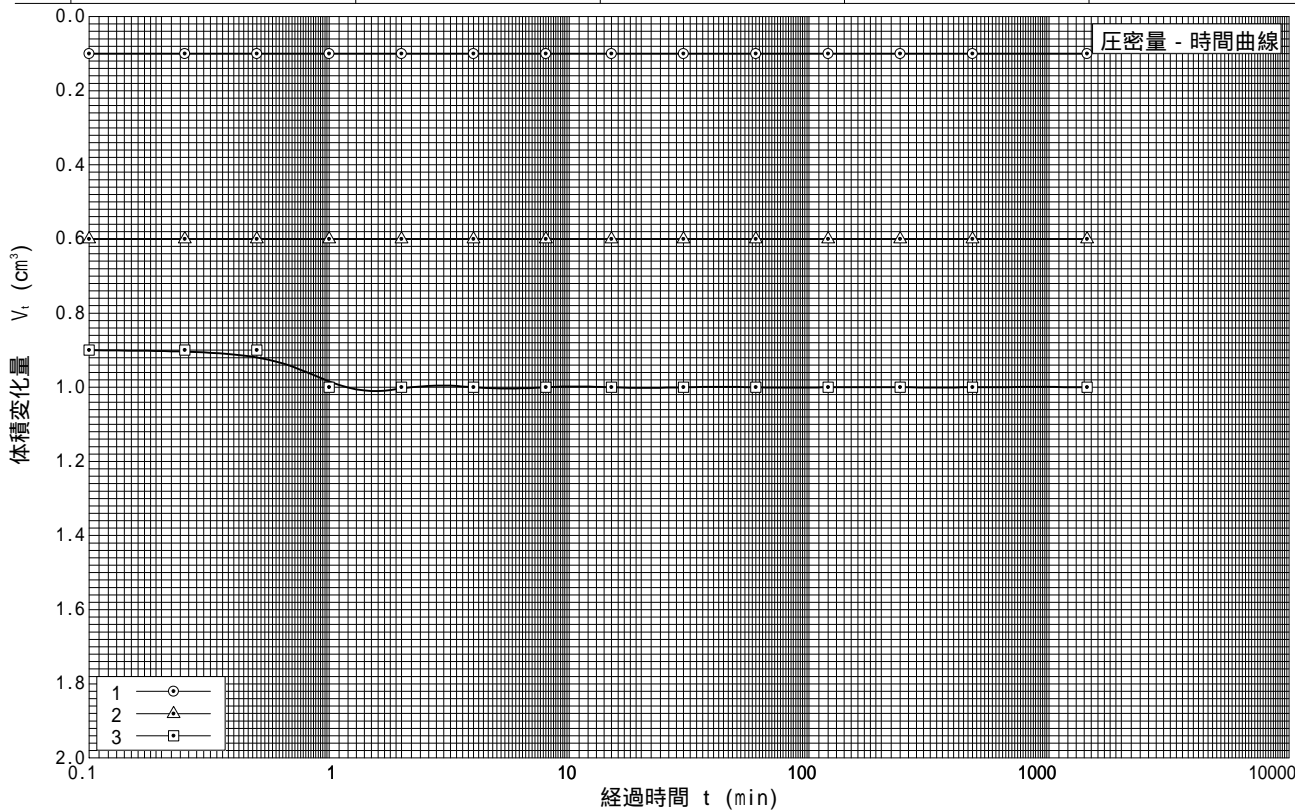
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 7月 5日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者 木村 勝

試料の状態 ¹⁾		乱した	最小乾燥密度 d_{min} g/cm ³ ⁴⁾	1.212
供試体の作製方法 ²⁾		密度調整	最大乾燥密度 d_{max} g/cm ³ ⁴⁾	1.629
土質名称		細粒分質砂(SF)	圧密中の排水方法	両面排水
土粒子の密度 s ³⁾ g/cm ³		2.636		
供試体 No.		1	2	3
試験条件	セル圧 σ_c kN/m ²	425	440	480
	背圧 u_b kN/m ²	400	400	400
	圧密応力 σ_c kN/m ²	25	40	80
圧密前	高さ H_0 cm	9.97	9.95	9.95
	直径 D_0 cm	4.98	4.97	4.97
	間隙比 e_0 ³⁾	0.824	0.814	0.814
圧密後	圧密時間 t_c min	1440	1440	1440
	体積変化量 V_c cm ³	0.10	0.60	1.00
	軸変位量 H_c cm	0.00	0.01	0.02
	体積 V_c cm ³	194.48	192.80	192.40
	高さ H_c cm	9.97	9.94	9.93
	炉乾燥質量 m_s g	281.1	281.1	281.1
	乾燥密度 d_c g/cm ³	1.445	1.458	1.461
	間隙比 e_c ³⁾	0.824	0.808	0.804
間隙圧係数 B	等方応力増加量 kN/m ²	5.0	20.0	50.0
	間隙水圧増加量 u kN/m ²	4.8	19.0	48.6
	測定に要した時間 min	5	5	5
	B 値	0.96	0.95	0.97



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解凍方法を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。

[1kN/m² 0.0102kgf/cm²]

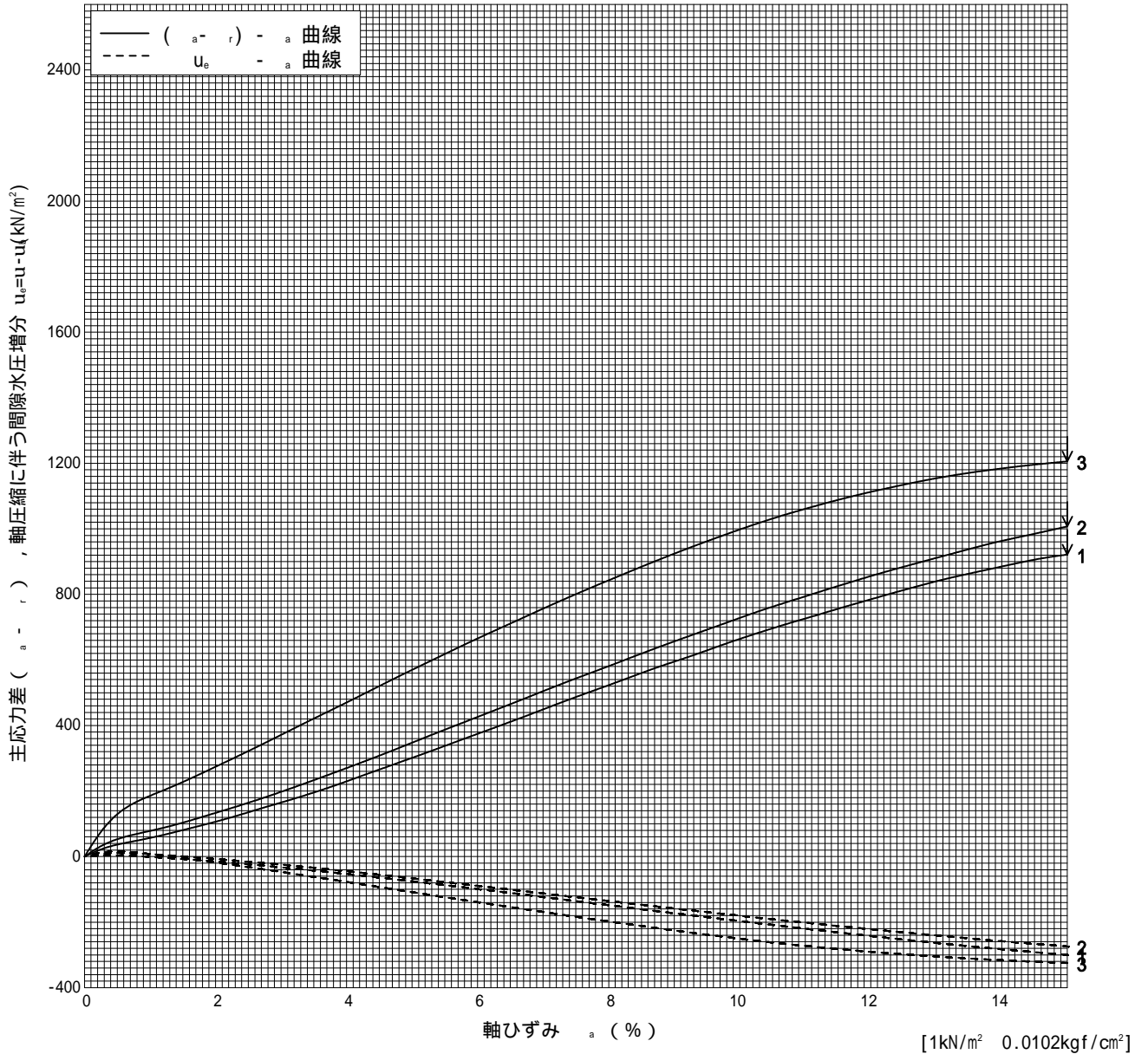
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 7月 6日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者 木村 勝

土質名称	細粒分質砂(SF)	供試体 No.	1	2	3
最小乾燥密度 $d_{min}g/cm^3$	1.212	セル圧・圧密応力 kN/m^2	25	40	80
最大乾燥密度 $d_{max}g/cm^3$	1.629	背圧 u_b kN/m^2	400	400	400
ひずみ速度 %/min	0.1	主応力差最大時			
特記事項 1) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度最大乾燥密度等を記載する。		圧縮強さ $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ kN/m^2	921.4	1007.3	1205.8
		軸ひずみ σ_a %	15.0	15.0	15.0
		間隙水圧 u_f kN/m^2	-300.1	-274.2	-324.9
		有効軸方向応力 σ_a kN/m^2	1246.5	1321.5	1610.7
		有効側方向応力 σ_r kN/m^2	325.1	314.2	404.9
	体積ひずみ v_f %				
	間隙比 e_f				
	変形係数 E_{50} MN/m^2		6.45	7.21	11.3
供試体の破壊状況					



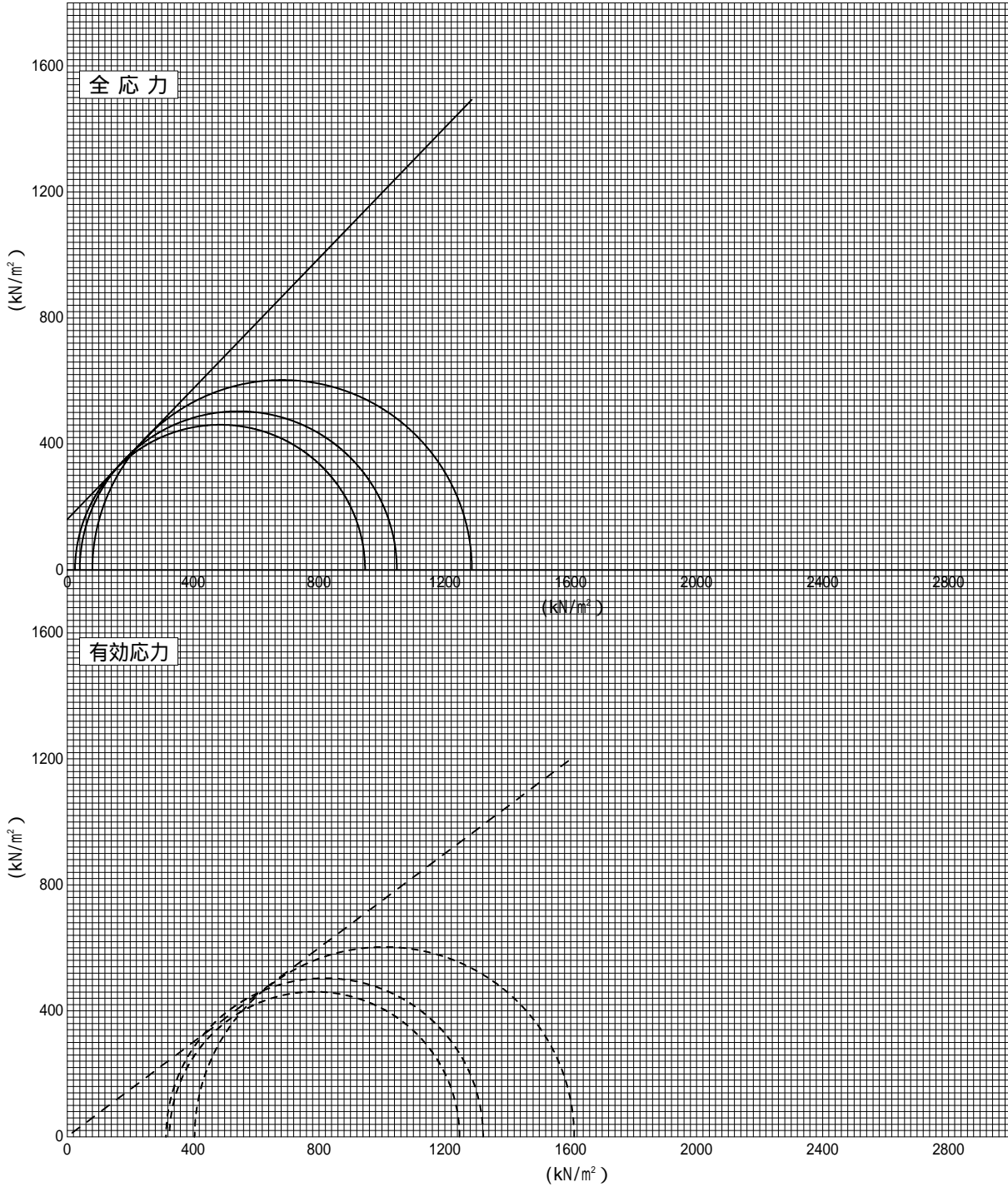
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 7月 6日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者 木村 勝

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	°	tan	c kN/m ²	°
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域	160.9	46.0	1.036	0.6	36.8



特記事項

[1kN/m² 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 7月 12日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号

試験者 野島 邦夫

試料	土質名称	細粒分質砂(SP)	透水円筒	容器 No.	
	最大粒径 mm	0.425		内径 D_m cm	10.00
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.636		長さ L_m cm	12.28
スタンドパイプ ¹⁾	内径 cm			質量 m_2 ²⁾ g	2000.0
	断面積 a cm ²			試験用水	水道水

供試体作製，飽和方法 Dr=50%で密度調整
自然水頭差による飽和

供試体寸法	供試体 No.		供試体の状態	(供試体 + 透水円筒) 質量 m_1 g	試験前	試験後 ³⁾
	直径 D cm	10.00		供試体質量 $m = m_1 - m_2$ g	3340.7	
	断面積 A cm ²	78.54		湿潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1340.7	
	長さ L cm	12.28		乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$ g/cm ³	1.390	
	体積 V cm ³	964.5		間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$	1.390	0.896
				飽和度 $S_r = w_s / (e_w)$ %	0.0	

含水比		試験前	試験後 ³⁾
	容器 No.	A-225	
	m_a g	625.5	
	m_b g	625.5	
	m_c g	112.8	
	w, w_f %	0.0	
	平均値 %	0.0	

	測定 No.	1	2	3	4	5
	測定開始時刻 t_1	00:00:00	00:00:00	00:00:00	00:00:00	00:00:00
	測定終了時刻 t_2	00:25:00	00:25:00	00:25:00	00:29:00	00:30:00
	測定時間 $t_2 - t_1$ s	1500	1500	1500	1740	1800
定水位	水位差 h cm	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	透水量 Q cm ³	260.0	257.3	229.5	250.9	253.9
	T に対する透水係数 k_T ⁴⁾ m/s	5.02E-5	4.97E-5	4.43E-5	4.18E-5	4.08E-5
変水位	時刻 t_1 における水位差 h_1 cm					
	時刻 t_2 における水位差 h_2 cm					
	T に対する透水係数 k_T ⁵⁾ m/s					
	測定時の水温 T	20	20	20	20	20
	温度補正係数 τ / τ_{15}	0.880	0.880	0.880	0.880	0.880
	15 に対する透水係数 k_{15} m/s	4.42E-5	4.37E-5	3.90E-5	3.68E-5	3.59E-5
	代表値 k_{15} m/s	3.99E-5				

特記事項

試料の保水性が低いため、試験後質量と試験後含水比の測定は省略した。

- 1) 変水位試験の場合
- 2) 透水円筒，底板，シール材などを含む。
- 3) 保水性の小さい試料は測定を省いてよい。

$$4) k_T = \frac{L}{h} \cdot \frac{Q}{A(t_2 - t_1)} \times \frac{1}{100}$$

$$5) k_T = 2.303 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} \times \frac{1}{100}$$

$$k_{15} = k_T \cdot \tau / \tau_{15}$$

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 7月 12日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号

試験者 野島 邦夫

試料	土質名称	細粒分質砂(SP)	透水円筒	容器 No.	
	最大粒径 mm	0.425		内径 D_m cm	10.00
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.636		長さ L_m cm	12.28
スタンドパイプ ¹⁾	内径 cm			質量 m_2 ²⁾ g	2000.0
	断面積 a cm ²			試験用水	水道水

供試体作製，飽和方法 Dr=60%で密度調整
自然水頭差による飽和

供試体寸法	供試体 No.		供試体の状態	(供試体 + 透水円筒) 質量 m_1 g	試験前	試験後 ³⁾
	直径 D cm	10.00		供試体質量 $m = m_1 - m_2$ g	3381.2	
	断面積 A cm ²	78.54		湿潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1381.2	
	長さ L cm	12.28		乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$ g/cm ³	1.432	
	体積 V cm ³	964.5		間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$	1.432	
				飽和度 $S_r = w_s / (e_w)$ %	0.841	
					0.0	

含水比		試験前	試験後 ³⁾
	容器 No.	A-52	
	m_a g	567.4	
	m_b g	567.4	
	m_c g	189.8	
	w, w_f %	0.0	
	平均値 %	0.0	

	測定 No.	1	2	3	4	5
測定開始時刻	t_1	00:00:00	00:00:00	00:00:00	00:00:00	00:00:00
測定終了時刻	t_2	00:25:00	00:27:00	00:26:00	00:37:00	00:25:00
測定時間	$t_2 - t_1$ s	1500	1620	1560	2220	1500
定水位	水位差 h cm	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7
	透水量 Q cm ³	174.1	185.3	175.5	247.0	165.8
	T に対する透水係数 k_T ⁴⁾ m/s	3.86E-5	3.81E-5	3.74E-5	3.70E-5	3.68E-5
変水位	時刻 t_1 における水位差 h_1 cm					
	時刻 t_2 における水位差 h_2 cm					
	T に対する透水係数 k_T ⁵⁾ m/s					
測定時の水温	T	20	20	20	20	20
温度補正係数	τ / τ_{15}	0.880	0.880	0.880	0.880	0.880
15 に対する透水係数	k_{15} m/s	3.40E-5	3.35E-5	3.29E-5	3.26E-5	3.24E-5
代表値	k_{15} m/s	3.31E-5				

特記事項

試料の保水性が低いため、試験後質量と試験後含水比の測定は省略した。

- 1) 変水位試験の場合
 - 2) 透水円筒，底板，シール材などを含む。
 - 3) 保水性の小さい試料は測定を省いてよい。
 - 4) $k_T = \frac{L}{h} \cdot \frac{Q}{A(t_2 - t_1)} \times \frac{1}{100}$
 - 5) $k_T = 2.303 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \cdot \log \frac{h_1}{h_2} \times \frac{1}{100}$
- $k_{15} = k_T \cdot \tau / \tau_{15}$

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 12日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		細粒分質砂	試料の状態 ¹⁾	乱した				
飽和方法		二重負圧	供試体の作製方法 ²⁾	密度調整				
試験条件	背圧 u_b	kN/m^2	200	土粒子の密度 ρ_s ³⁾		g/cm^3	2.636	
	圧密応力 σ_c'	kN/m^2	40	最小乾燥密度 ρ_{dmin} ³⁾		g/cm^3		
	有効拘束圧 σ_0'	kN/m^2	40	最大乾燥密度 ρ_{dmax} ³⁾		g/cm^3		
供試体 No.			1	2	3	4		
圧密前	高さ H_0	cm	10.03	9.98	10.05	9.99		
	直径 D_0	cm	5.00	5.00	5.00	4.99		
	乾燥密度 ρ_{d0} ³⁾	g/cm^3	1.421	1.426	1.418	1.430		
	間隙比 e_0 ³⁾		0.855	0.849	0.859	0.844		
圧密後	相対密度 D_{r0} ³⁾	%						
	体積変化量 ΔV_c	cm^3	0.80	0.30	0.50	0.60		
	軸変位量 ΔH_c	cm	0.011	0.013	0.010	0.010		
	体積 V_c	cm^3	196.3	195.8	196.7	195.1		
	高さ H_c	cm	10.02	9.97	10.04	9.98		
	断面積 A_c	cm^2	19.59	19.65	19.60	19.54		
	炉乾燥質量 m_s	g	280.04	279.59	279.69	279.81		
	乾燥密度 ρ_{dc}	g/cm^3	1.427	1.428	1.422	1.434		
間隙圧係数 B	間隙比 e_c ³⁾		0.848	0.846	0.854	0.838		
	相対密度 D_{rc} ³⁾	%						
	圧密前	セル圧変化 $\Delta \sigma$	kN/m^2	50	50	50	50	
		間隙水圧変化 Δu	kN/m^2	49	49	49	49	
圧密後	測定に要した時間	min	10	10	10	10		
	B 値		0.98	0.98	0.98	0.98		
	圧密前	セル圧変化 $\Delta \sigma$	kN/m^2					
		間隙水圧変化	kN/m^2					
圧密後	Δu_u	kN/m^2						
	Δu_l	kN/m^2						
	測定に要した時間	min						
	B 値 ⁴⁾							

特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 圧密後の B 値 = $(\Delta u_u + \Delta u_l) / 2 \Delta \sigma$

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 12日

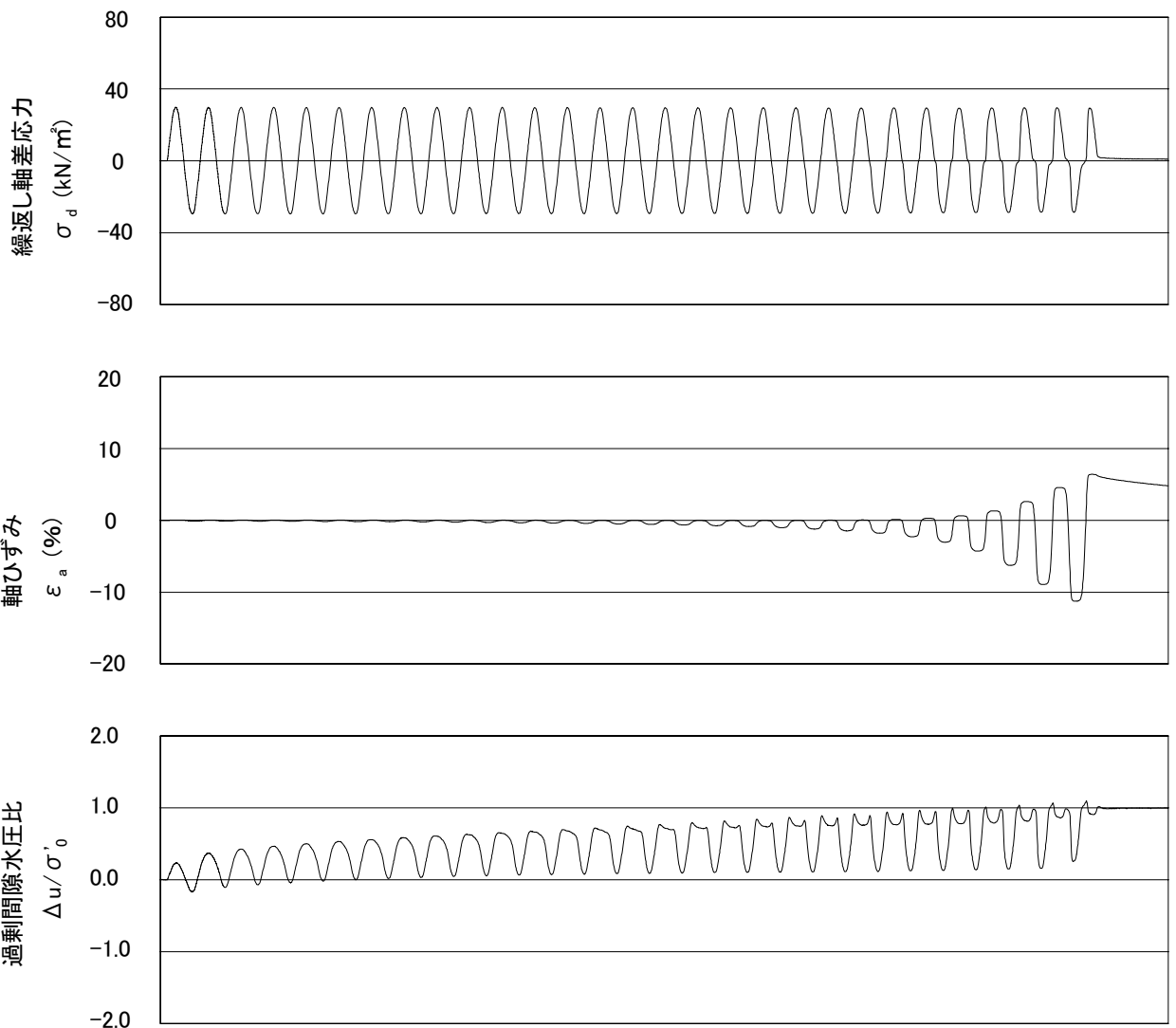
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者

木田川 純

供試体 No.	1	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\%$ ¹⁾	29.5	24.0
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	29.4	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	29.2	
載荷波形	正弦波	5%	1.03	29.1	25.0
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	1.04	29.0	26.6
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.368	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}			

波形の連続記録 ²⁾



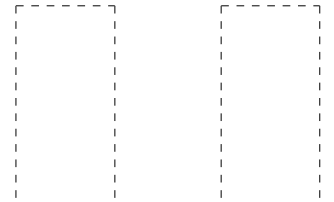
経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 12日

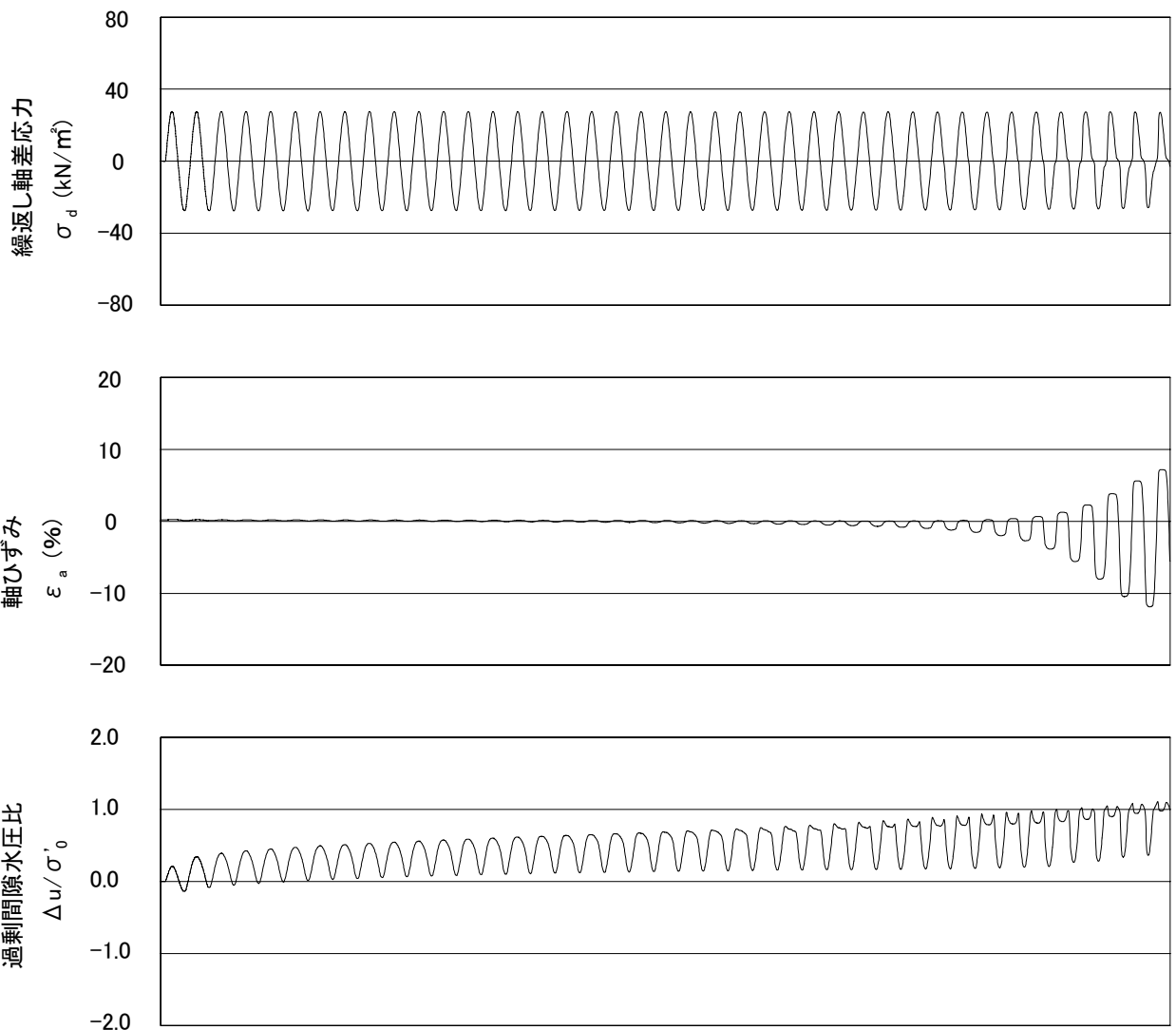
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者

木田川 純

供試体 No.	2	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\%$ ¹⁾	27.4	30.0
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	27.2	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	27.1	
載荷波形	正弦波	5%	1.03	26.9	36.1
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	1.04	26.9	37.9
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.343	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}		35.0	

波形の連続記録 ²⁾



経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 12日

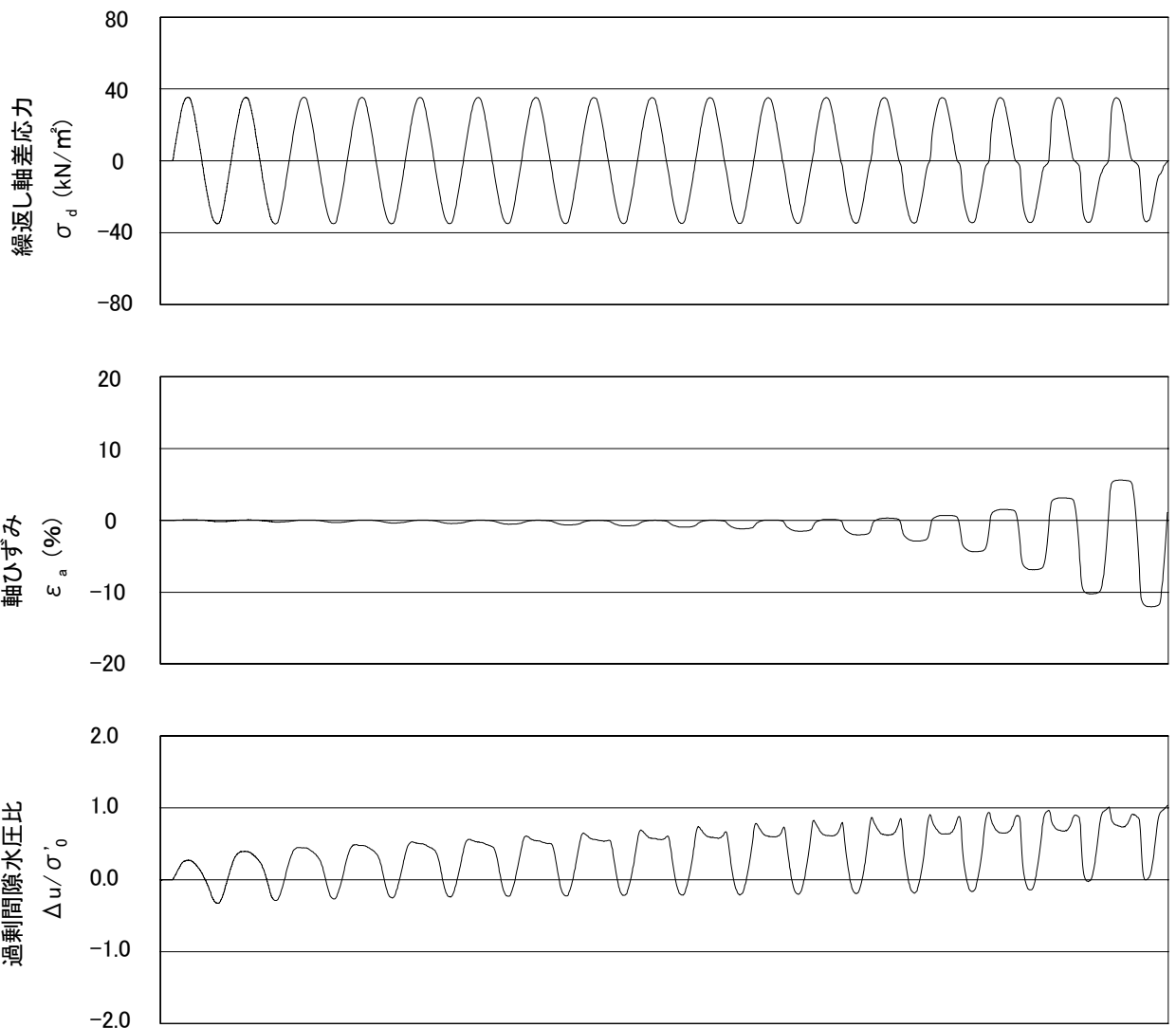
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号

試験者

木田川 純

供試体 No.	3	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\%$ ¹⁾	35.1	9.0
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	35.0	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	35.0	
載荷波形	正弦波	5%	1.03	34.8	14.0
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	1.03	34.7	15.3
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.439	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}		15.0	

波形の連続記録 ²⁾



経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 12日

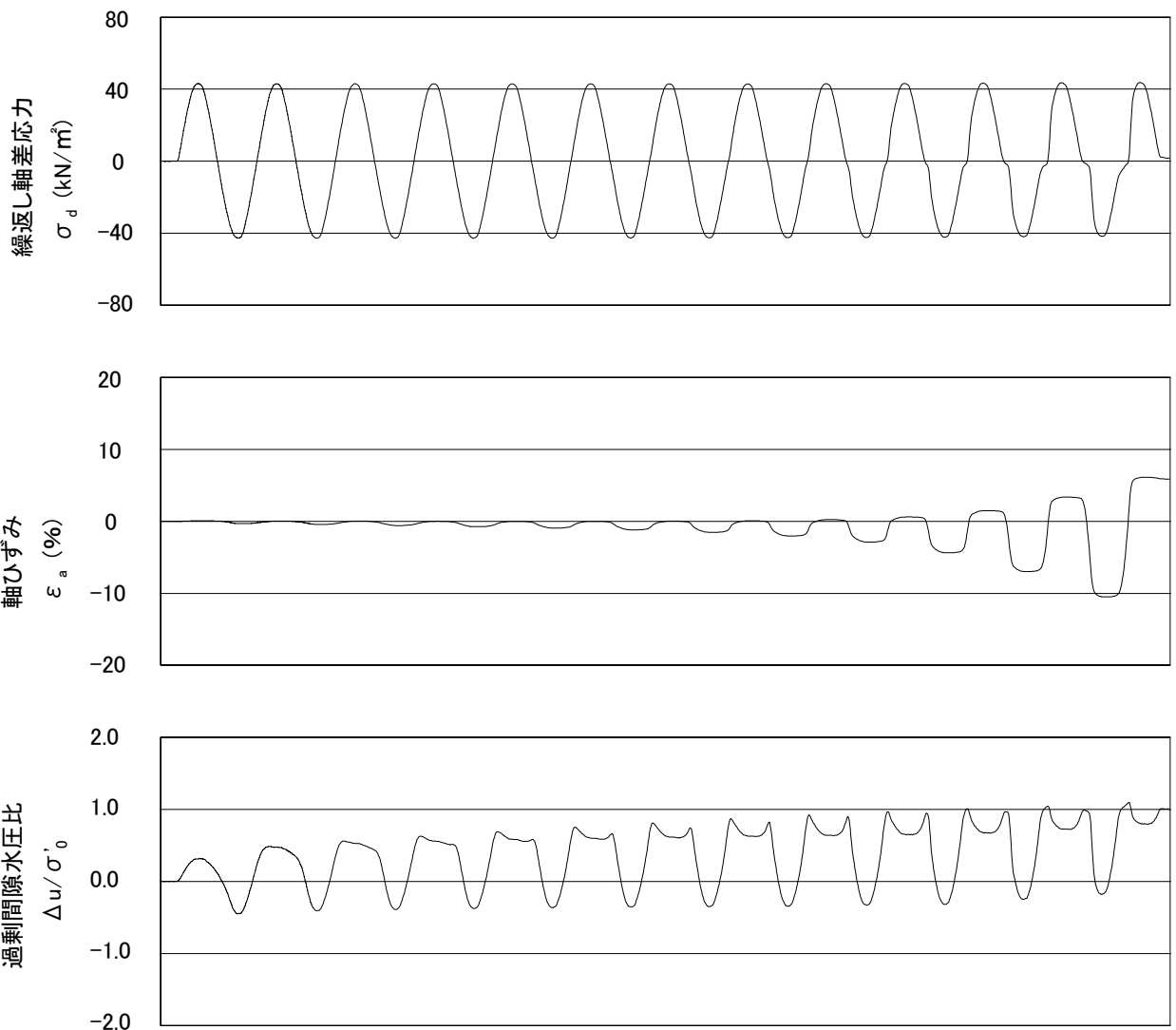
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号

試験者

木田川 純

供試体 No.	4	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\%$ ¹⁾	42.9	5.0
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	42.8	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	42.8	
載荷波形	正弦波	5%	1.04	42.6	10.1
載荷周波数 f Hz	0.2	10%			
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.537	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}			9.0

波形の連続記録 ²⁾



経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

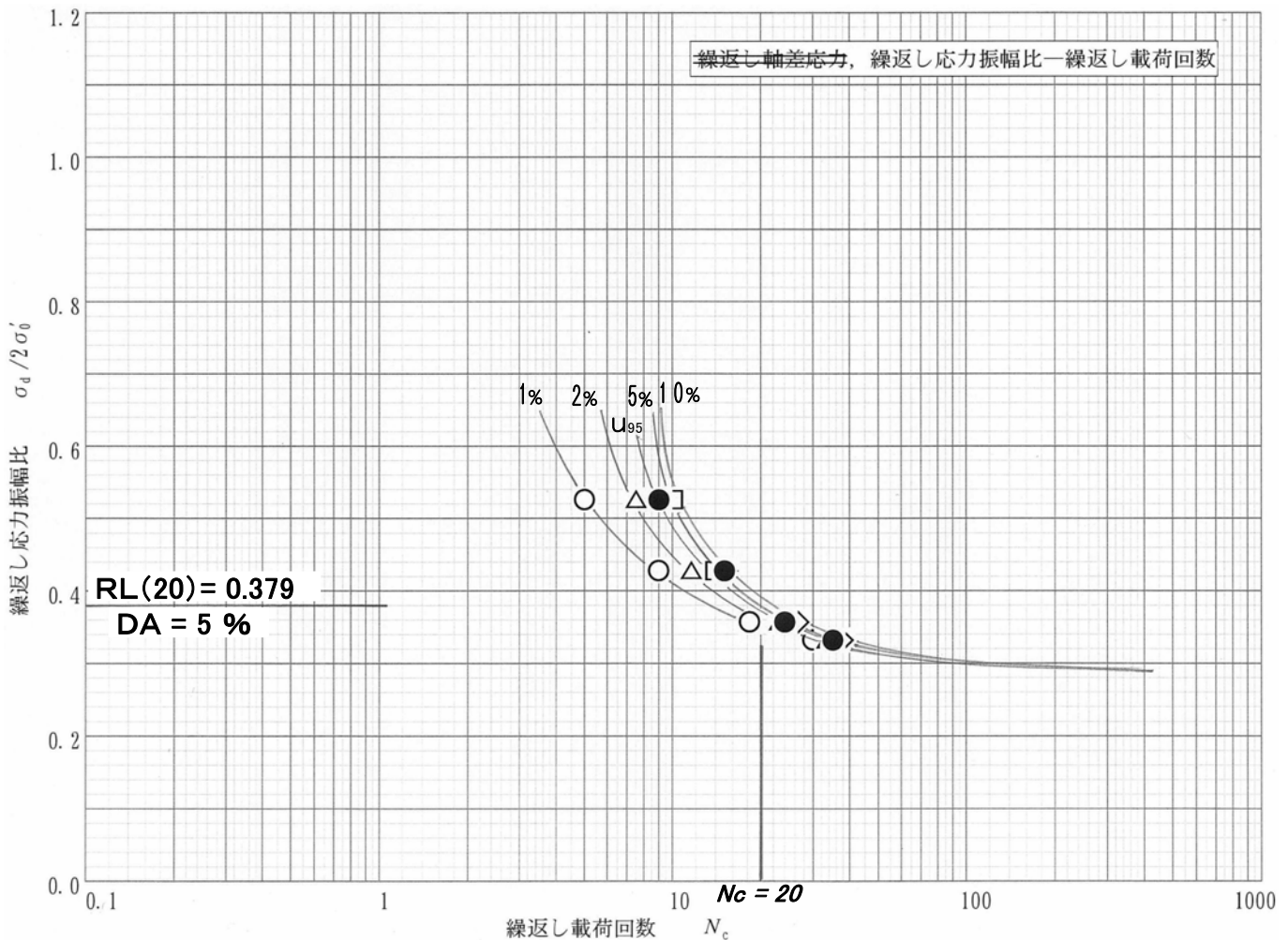
平成24年 7月 12日

試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号

試験者

木田川 純

土質名称			細粒分質砂	試験装置	荷重計容量 N (位置)	400 (セルの内, 外)	
試験条件	背圧 u_b	kN/m^3	200	ゴムスリーブ	载荷ピストン摩擦補正	—有—, 無	
	圧密応力 σ'_c	kN/m^3	40		間隙水圧測定経路体積変化 $\text{cm}^3/\text{kN/m}^3$		
	有効拘束圧 σ'_0	kN/m^3	40		材質	ラテックス	
載荷波形			正弦波		厚さ	0.25	
載荷周波数 f			0.2		ゴムスリーブ貫入量	—補正有, 補正無, 影響除去	
供試体 No.			1		2	3	4
乾燥密度 ρ_c			g/cm^3	1.427	1.428	1.422	1.434
間隙比 e_c			0.848	0.846	0.854	0.838	
相対密度 D_{rc}			%				
繰返し軸差応力 $\sigma_{\bar{n}}$			kN/m^3	29.5	27.4	35.1	42.9
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$				0.368	0.343	0.439	0.537
繰返し载荷回数	軸ひずみの両振幅	$DA = 1\%$	○	18.3	30.0	9.0	5.0
		$= 2\%$	△	23.0	33.4	11.6	7.5
		$= 5\%$	□	25.0	36.1	14.0	10.1
		10%	◇	26.6	37.9	15.3	
過剰間隙水圧比 $95\% N_{u95}$			●	24	35	15	9



特記事項

[$1\text{kN/m}^2 \doteq 0.0102\text{kgf/cm}^2$]

調査件名 _____ 試験年月日 2012年 8月 10日

試料番号 (深さ) $e_0 = 0.95$ _____ 試験者 木田川 純

土質名称		細粒分質砂	試料の状態 ¹⁾	乱した				
飽和 方法		二重負圧	供試体の作製方法 ²⁾	密度調整				
試験 条件	背 圧	u_b kN/m ²	200	土 粒 子 の 密 度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636		
	圧 密 応 力	σ_c' kN/m ²	40	最 小 乾 燥 密 度 ρ_{dmin} ³⁾ g/cm ³				
	有 効 拘 束 圧	σ_0' kN/m ²	40	最 大 乾 燥 密 度 ρ_{dmax} ³⁾ g/cm ³				
供 試 体 No.			1	2	3	4		
圧 密 前	高 さ	H_0 cm	9.98	10.00	10.01	10.01		
	直 径	D_0 cm	4.90	4.88	4.88	4.90		
	乾 燥 密 度	ρ_{d0} ³⁾ g/cm ³	1.352	1.359	1.356	1.347		
	間 隙 比	e_0 ³⁾	0.949	0.940	0.943	0.958		
	相 対 密 度	D_{r0} ³⁾ %						
圧 密 後	体 積 変 化 量		ΔV_c cm ³	1.00	1.10	0.60	0.70	
	軸 変 位 量		ΔH_c cm	0.012	0.012	0.010	0.010	
	体 積		V_c cm ³	187.4	186.3	186.4	188.1	
	高 さ		H_c cm	9.97	9.99	10.00	10.00	
	断 面 積		A_c cm ²	18.80	18.65	18.65	18.82	
	炉 乾 燥 質 量		m_s g	254.80	254.69	253.63	254.26	
	乾 燥 密 度		ρ_{dc} g/cm ³	1.359	1.367	1.361	1.352	
	間 隙 比		e_c ³⁾	0.939	0.928	0.937	0.950	
相 対 密 度		D_{rc} ³⁾ %						
間 隙 圧 係 数 B	前	セ ル 圧 変 化	$\Delta \sigma$ kN/m ²	50	50	50	50	
		間 隙 水 圧 変 化	Δu kN/m ²	49	49	49	49	
		測 定 に 要 し た 時 間		min	10	10	10	10
		B 値			0.98	0.98	0.98	0.98
後	後	セ ル 圧 変 化	$\Delta \sigma$ kN/m ²					
		間 隙 水 圧 変 化	Δu_u kN/m ²					
			Δu_l kN/m ²					
		測 定 に 要 し た 時 間		min				
B 値 ⁴⁾								

特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 圧密後のB値 = $(\Delta u_u + \Delta u_l) / 2 \Delta \sigma$

調査件名

試験年月日

2012年 8月 10日

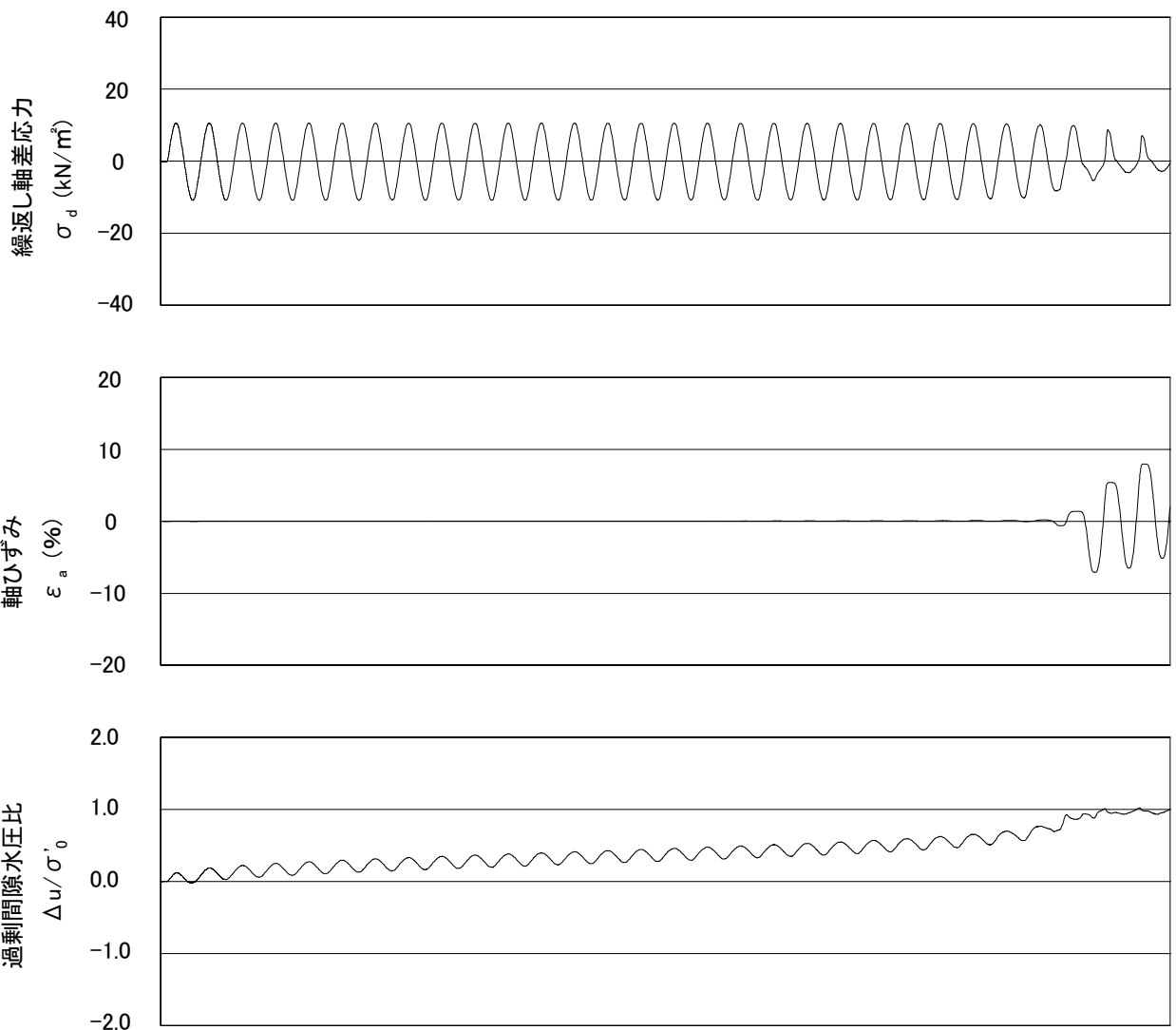
試料番号 (深さ) $e_0 = 0.95$

試験者

木田川 純

供試体 No.	1	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c	
試験条件						
背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\% \text{ } ^1)$	0.98	10.6	/	
圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	1.83	7.7		27.1
有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	1.83	7.7		27.2
載荷波形	正弦波	5%	1.83	7.7	27.6	
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	2.77	6.0	28.6	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d / 2\sigma'_0$	0.133	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}			28.0	

波形の連続記録²⁾



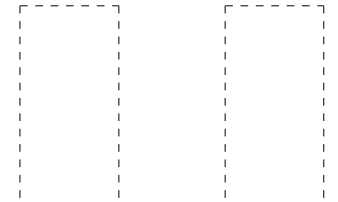
経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名

試験年月日

2012年 8月 10日

試料番号 (深さ)

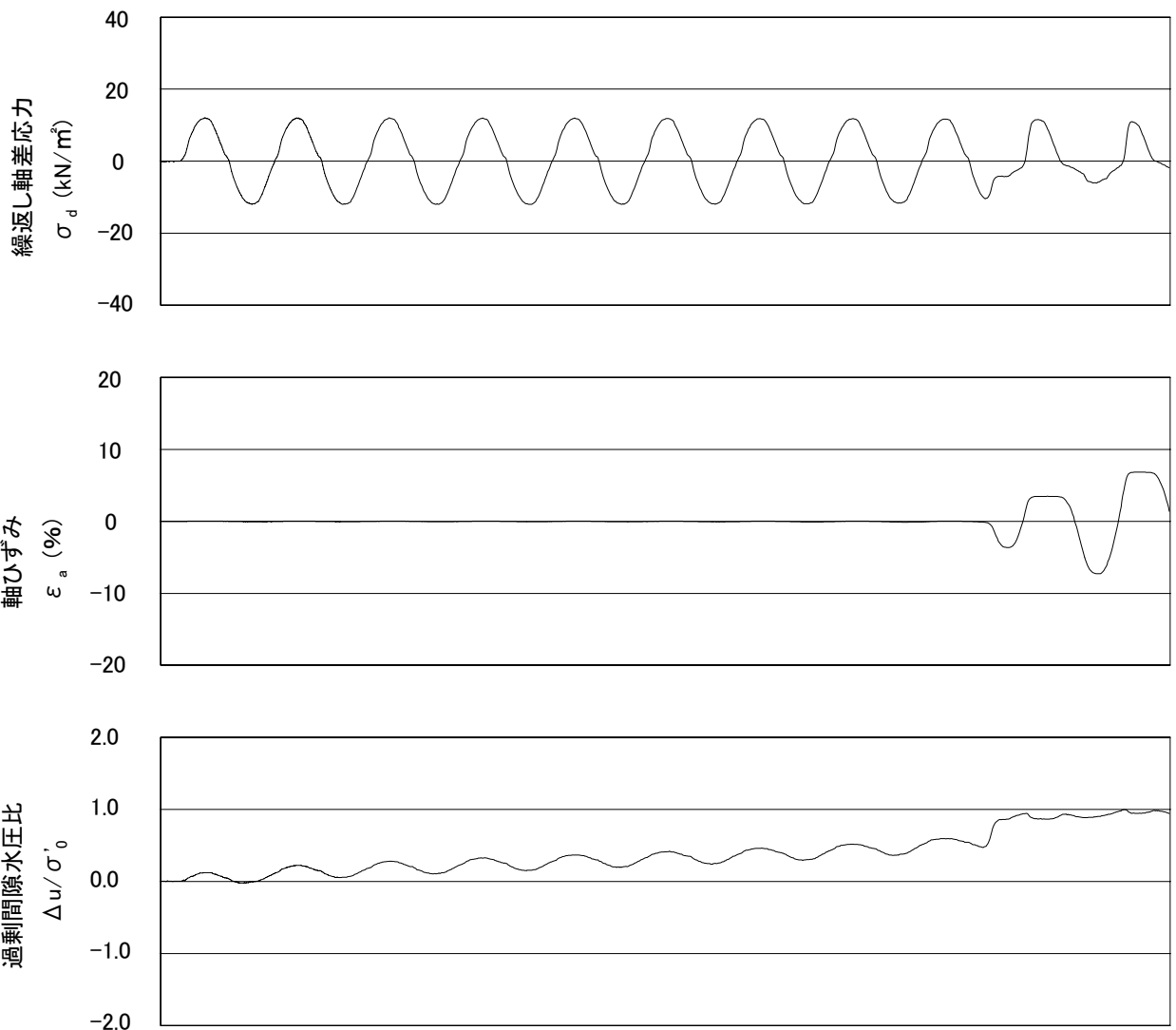
$e_0 = 0.95$

試験者

木田川 純

供試体 No.	2	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_t	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\% \text{ } ^1)$	11.9	9.0
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	8.8	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	8.8	
載荷波形	正弦波	5%	1.94	8.8	9.0
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	1.94	8.8	10.0
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.149	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し荷回数 N_{u95}		10.0	

波形の連続記録²⁾



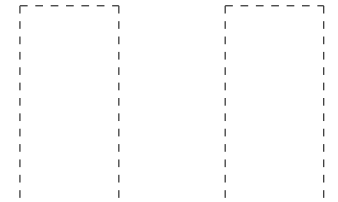
経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し荷後



[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名

試験年月日

2012年 8月 10日

試料番号 (深さ)

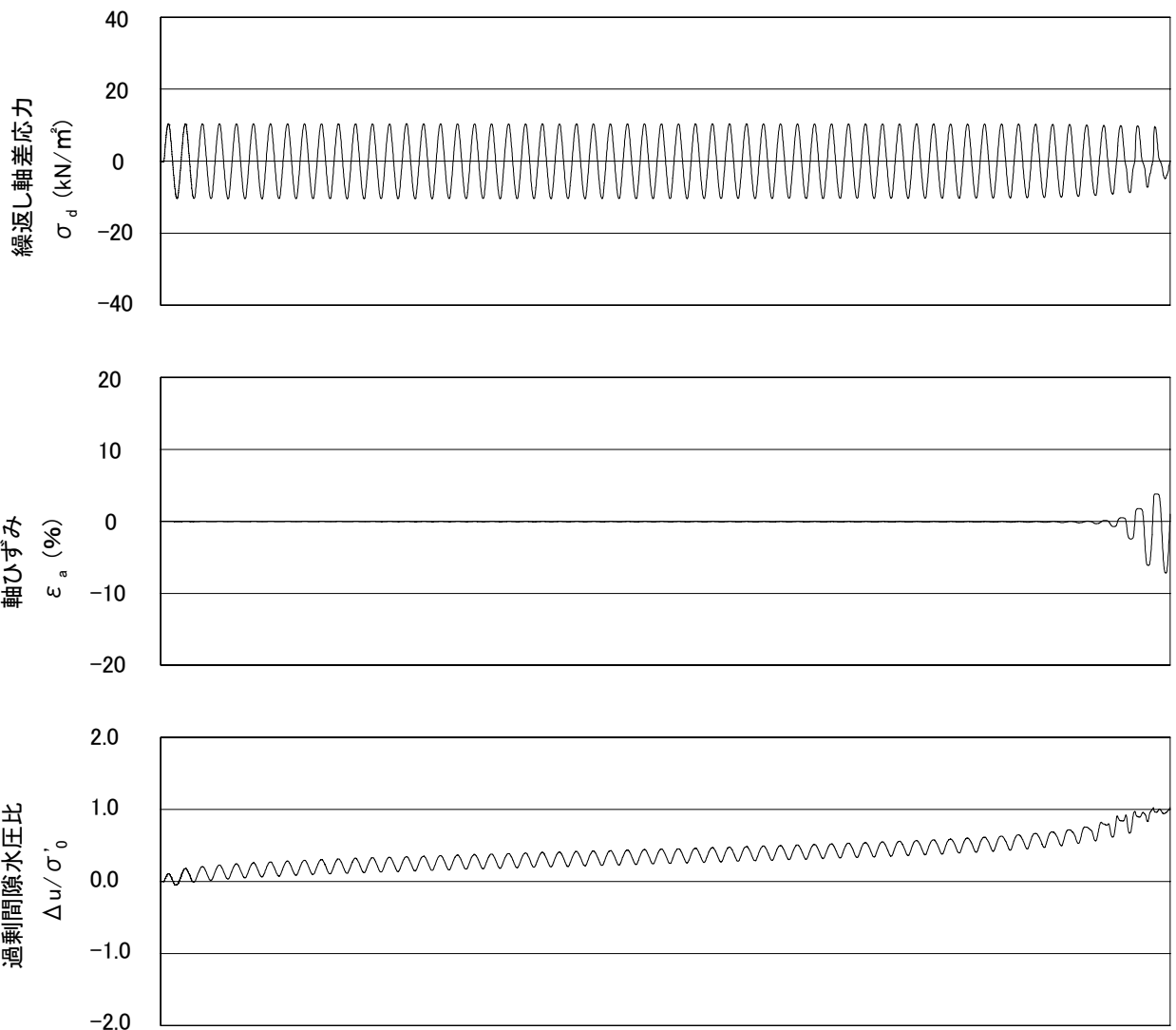
$e_0 = 0.95$

試験者

木田川 純

供試体 No.	3	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c	
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\% \text{ } ^1)$	10.3	/	
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	9.3		56.2
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	9.3		56.6
載荷波形	正弦波	5%	1.36	8.5	57.3	
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	2.00	7.2	58.7	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$	0.128	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}		57.0		

波形の連続記録²⁾



経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名

試験年月日

2012年 8月 10日

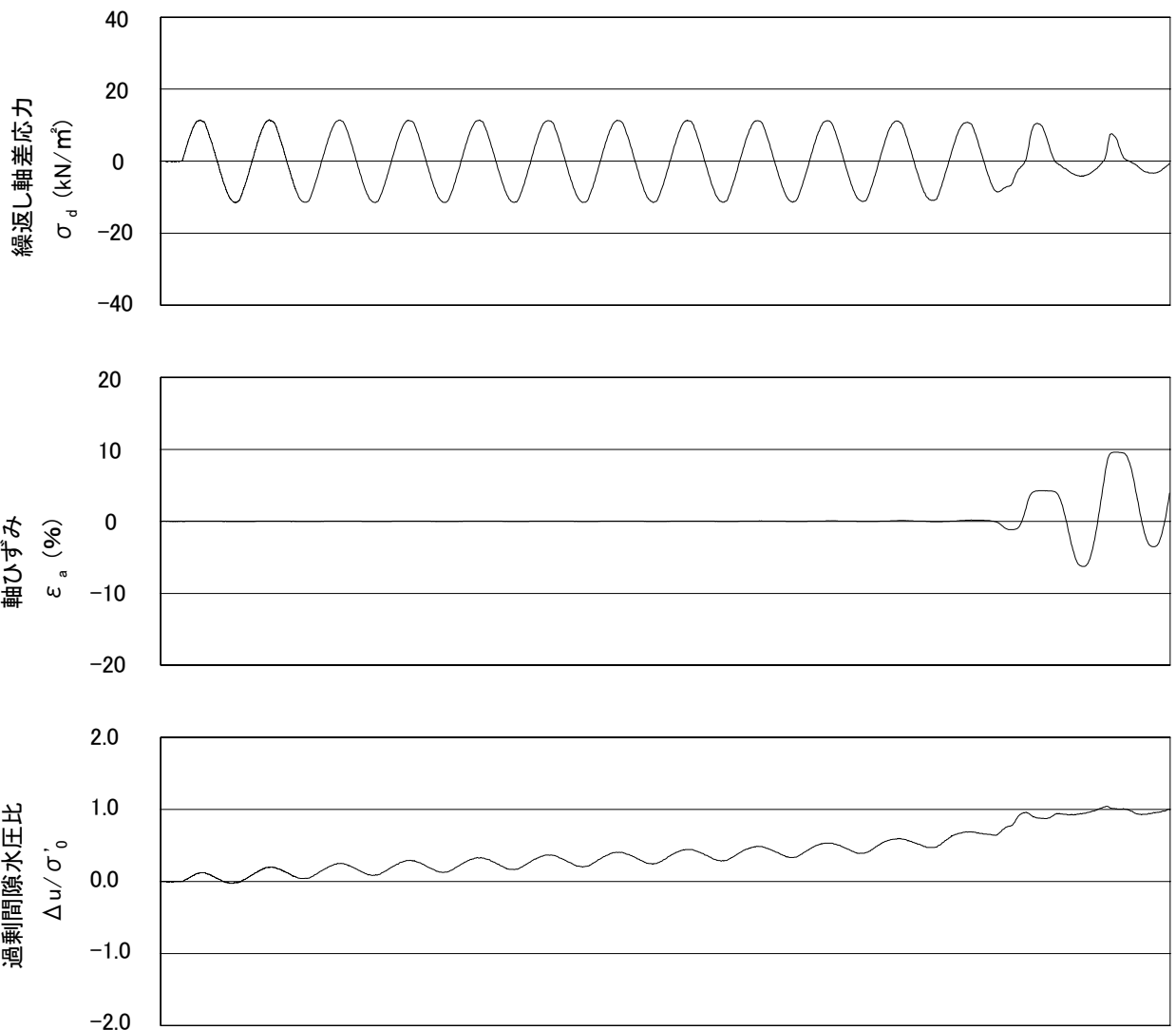
試料番号 (深さ) $e_0 = 0.95$

試験者

木田川 純

供試体 No.	4	軸ひずみの両振幅	圧縮・伸張荷重の比 P_c/P_e	繰返し軸差応力 σ_d kN/m ²	繰返し載荷回数 N_c
試験条件	背圧 u_b kN/m ²	200	$DA \leq 1\% \text{ } ^1)$	11.3	12.1
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	40	$DA = 1\%$	7.3	
	有効拘束圧 σ'_0 kN/m ²	40	2%	7.3	
載荷波形	正弦波	5%	2.53	7.3	12.5
載荷周波数 f Hz	0.2	10%	2.53	7.3	13.0
繰返し応力振幅比 $\sigma_d / 2\sigma'_0$	0.141	過剰間隙水圧比95%のときの繰返し載荷回数 N_{u95}		12.0	

波形の連続記録²⁾



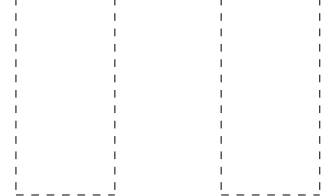
経過時間

特記事項

- 1) $DA = 1\%$ までの平均値
- 2) 繰返し軸差応力, 軸ひずみ, 過剰間隙水圧比または, 軸荷重, 軸変位, 過剰間隙水圧のいずれかを図示する。または別途添付してよい。必要に応じてセル圧の連続記録も添える。

供試体初期状態

繰返し載荷後



[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名

試験年月日

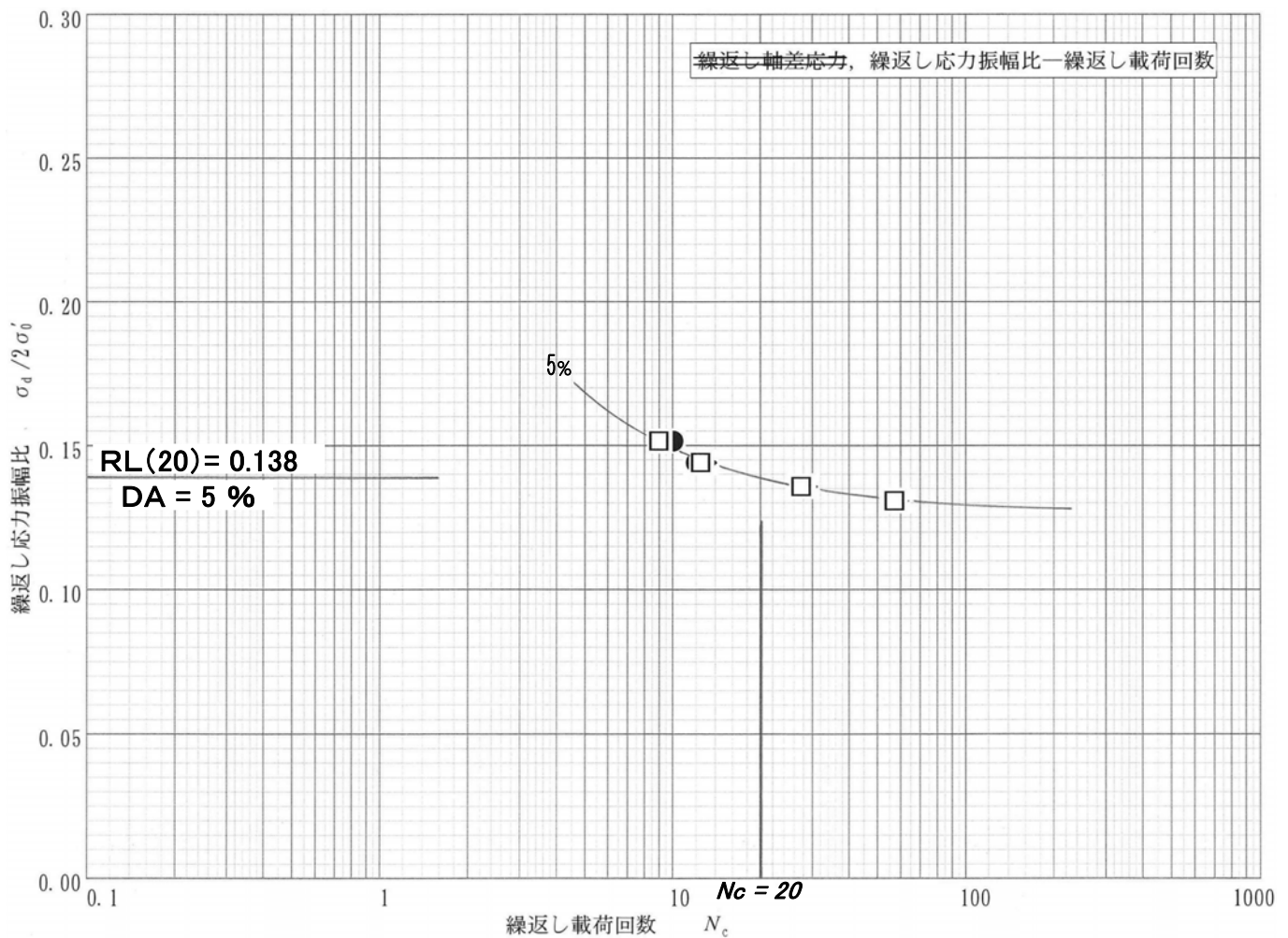
2012年 8月 10日

試料番号 (深さ) $e_o = 0.95$

試験者

木田川 純

土質名称			細粒分質砂	試験装置	荷重計容量 N (位置)		400 (セルの内, 外)
試験条件	背圧 u_b	kN/m^3	200		ゴムスリーブ	載荷ピストン摩擦補正	
	圧密応力 σ'_c	kN/m^3	40	間隙水圧測定経路体積変化 $\text{cm}^3/\text{kN/m}^3$			
	有効拘束圧 σ'_d	kN/m^3	40	材質		ラテックス	
載荷波形			正弦波	厚さ		mm	0.25
載荷周波数 f			Hz	ゴムスリーブ貫入量		補正有, 補正無, 影響除去	
供試体 No.			1	2	3	4	
乾燥密度 ρ_c			g/cm^3	1.359	1.367	1.361	1.352
間隙比 e_c				0.939	0.928	0.937	0.950
相対密度 D_{rc}			%				
繰返し軸差応力 σ_{di}			kN/m^3	10.6	11.9	10.3	11.3
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$				0.133	0.149	0.128	0.141
繰返し載荷回数	軸ひずみの両振幅	$DA = 1\%$	○	27.1	9.0	56.2	12.1
		$= 2\%$	△	27.2	9.0	56.6	12.2
		$= 5\%$	□	27.6	9.0	57.3	12.5
		10%	◇	28.6	10.0	58.7	13.0
過剰間隙水圧比 95% N_{u95}			●	28	10	57	12



特記事項

[$1\text{kN/m}^2 \doteq 0.0102\text{kgf/cm}^2$]

JGS	0542 0543	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (試験条件) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返し三軸試験 (圧密状態)
-----	-------------------------	--

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³	2.636			
供試体の作製方法 ²⁾		密度調整						
試料の名称								
供試体 No.		1	飽和方法	二重負圧	圧密条件			
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²		240	載荷条件	載荷波形	正弦波, 三角波		
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²		240		載荷周波数 f Hz	0.2		
	背圧 u_b kN/m ²		200		排水条件	排水 , 非排水		
	軸方向圧密応力 σ'_{ac} kN/m ²		40		1 サイクル ⁷⁾ ポイント数	100		
	側方向圧密応力 σ'_{rc} kN/m ²		40		載荷段階数	15		
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾							
荷重計の容量 N		400	試験装置	圧密後	軸変位計の読み	圧密前 cm	0.100	
トルク計の容量 ⁶⁾ N・m					の読み	圧密後 cm	0.109	
軸変位計	大変位	位置種類			① 変位計	排水量の読み	圧密前 cm ³	0.00
	小変位	位置種類			② GAP	の読み	圧密後 cm ³	0.60
回転角計	大変位	位置種類				軸変位量 ΔH_c cm		0.009
	小変位	位置種類				体積変化量 ΔV_c cm ³		0.60
金属製リブ		数量	リブの位置	高さ H_c cm		9.951		
間隙水圧経路体積変化 cm ³ /kN/m ²				外径 $(D_c - D_{c0}^{6)})$ cm		5.010		
ゴムスリーブ	材質		ラテックス	内径 $D_{ic}^{6)}$ cm		196.14		
	厚さ	mm	0.25	体積 V_c cm ³		279.16		
圧密前	高さ H_0 cm		9.960	断面積 A_c cm ²		19.71		
	外径 $(D_0 - D_{00}^{6)})$ cm		5.015	乾燥質量 m_s g		279.16		
	内径 $D_{i0}^{6)}$ cm			乾燥密度 $\rho_{dc} = m_s/V_c$ g/cm ³		1.423		
				間隙比 $e_c^{3)}$		0.852		
				相対密度 $D_{rc}^{3)}$ %				
特記事項				間隙圧係数 B	圧密前	等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²	50.0	
					の読み	間隙水圧増加量 Δu kN/m ²	49.1	
				測定に要した時間 min		15		
				B 値		0.98		
				圧密後	等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²			
				の間隙水圧増加量	Δu_0 kN/m ²			
					Δu_1 kN/m ²			
				測定に要した時間 min				
				B 値				

供試体の状況



- 試料の採取方法, 試料の状態(塊状, 凍結, ときはぐされた)等を記載する。
- トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 必要に応じて記載する。
- 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 異方応力状態で試験するときのみ記入する。
- 中空円筒供試体による試験の場合に記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

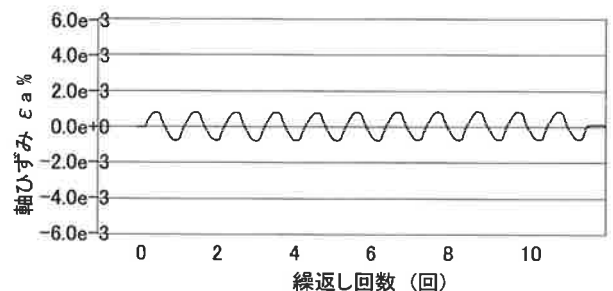
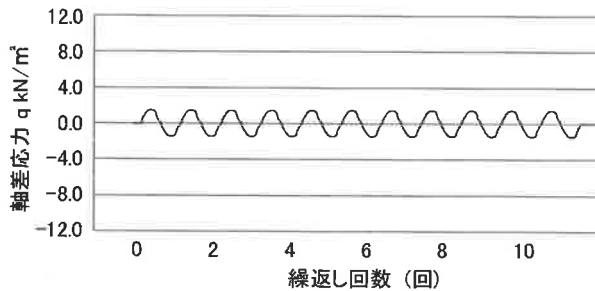
JGS	0542 0543	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (載荷過程) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 (波形記録)
-----	-------------------------	---

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

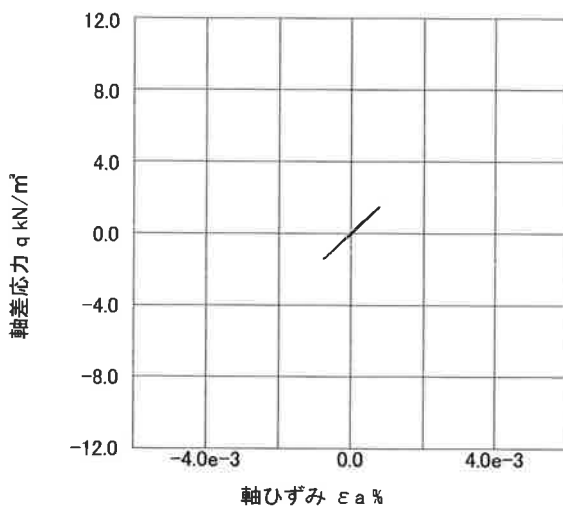
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷試験 前	土質名称		サイクル	供試体 No.		I		I	
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq}	履歴減衰率 h %	
	高さ H_n cm	9.951	2	1.45	7.75e-004	186.5	1.27		
	外径 ($D_n, D_{cm}^{(3)}$) cm	5.010	3	1.45	7.81e-004	185.6	1.19		
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	1.45	7.71e-004	188.2	1.61		
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	196.14	5	1.45	7.62e-004	190.4	1.20		
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	1.45	7.80e-004	185.3	2.11		
	間隙比 e_n	0.852	7	1.45	7.68e-004	188.9	2.10		
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm		8	1.45	7.74e-004	187.1	1.38		
	体積変化量 ΔV_n cm ³		9	1.45	7.83e-004	185.3	1.53		
			10	1.45	7.67e-004	188.9	1.33		

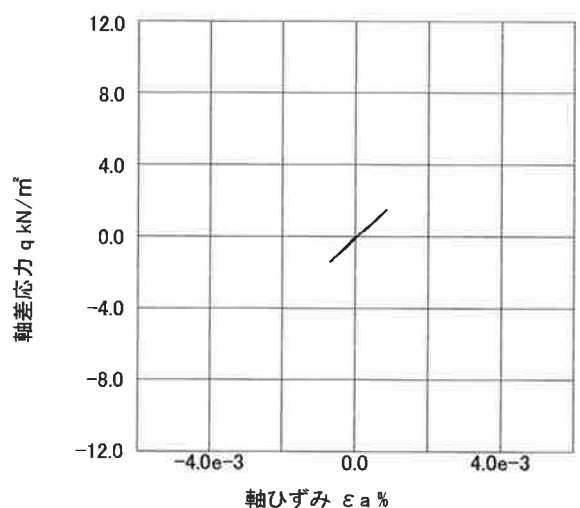
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。 必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

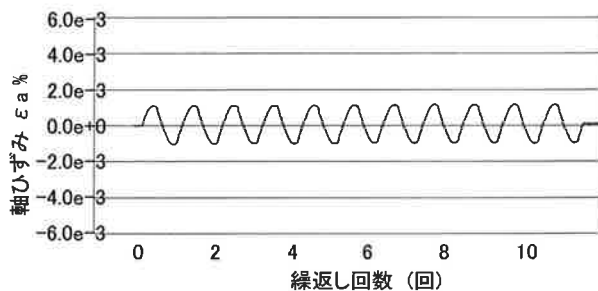
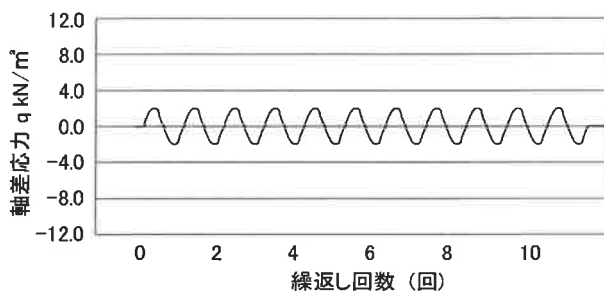
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

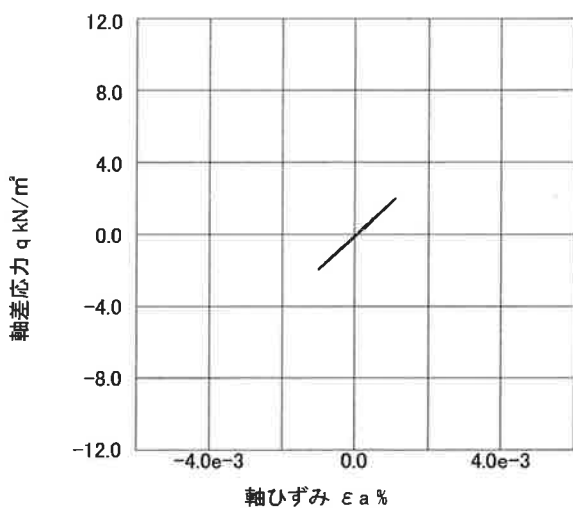
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1		2	
				载荷段階		2	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.951	2	1.98	1.05e-003	188.2	1.58
	外径 $(D_n, D_{cm}^{(3)})$ cm	5.010	3	1.98	1.04e-003	190.1	1.69
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	1.98	1.05e-003	188.8	1.26
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	196.14	5	1.97	1.05e-003	187.7	1.42
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	1.98	1.04e-003	189.9	1.54
間隙比 e_n	0.852	7	1.98	1.05e-003	189.1	1.43	
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.97	1.06e-003	185.9	1.45
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.97	1.05e-003	188.8	1.32
			10	1.98	1.06e-003	186.0	1.33

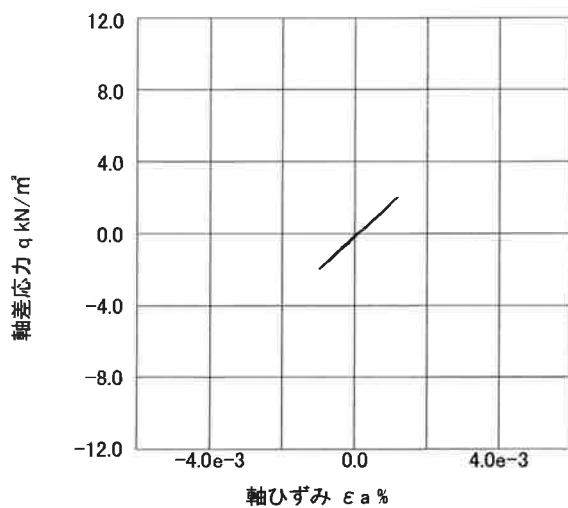
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542 0543	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (繰返しねじりせん断試験) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験	(繰返し) 波形記録
-----	-------------------------	--	-----------------

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 13日

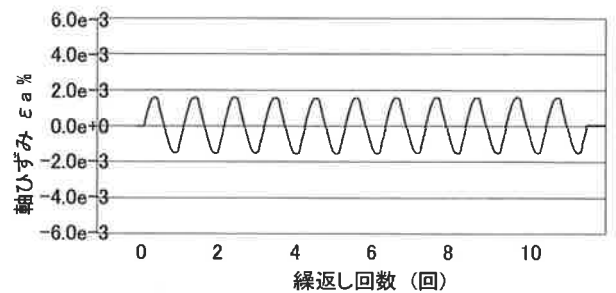
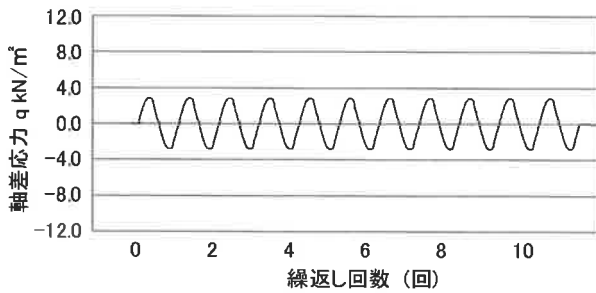
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号

試験者

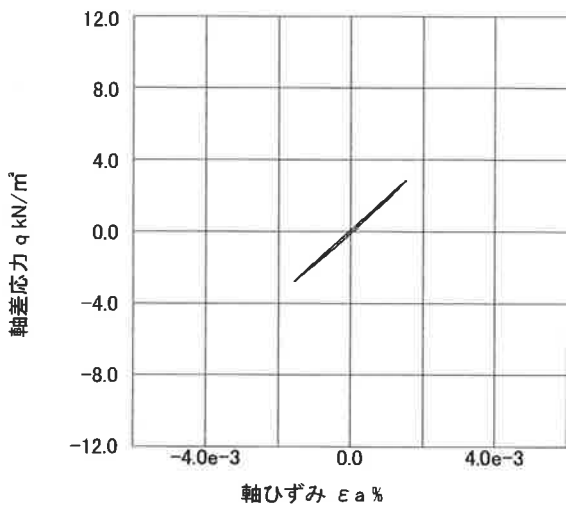
木田川 純

繰返し 載荷 試験 前	土質名称		供試体 No.		1	3	3
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	サイクル	片振幅軸応力 σ_a kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
繰返し 載荷 試験 前	高さ H_n cm	0.000	2	2.82	1.53e-003	183.7	1.84
	外径 $(D_n, \frac{3}{2} D_{in})$ cm	0.00	3	2.81	1.55e-003	181.7	1.73
	内径 D_{in} cm	9.951	4	2.81	1.54e-003	182.1	1.63
	体積 V_n cm ³	5.010	5	2.82	1.54e-003	183.1	1.42
	断面積 A_n cm ²	196.14	6	2.81	1.54e-003	182.6	1.48
	間隙比 e_n	19.71	7	2.81	1.53e-003	183.5	1.59
	試験後	0.852	8	2.81	1.54e-003	183.0	1.25
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	9	2.82	1.52e-003	184.8	1.55
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	10	2.81	1.54e-003	182.0	1.71

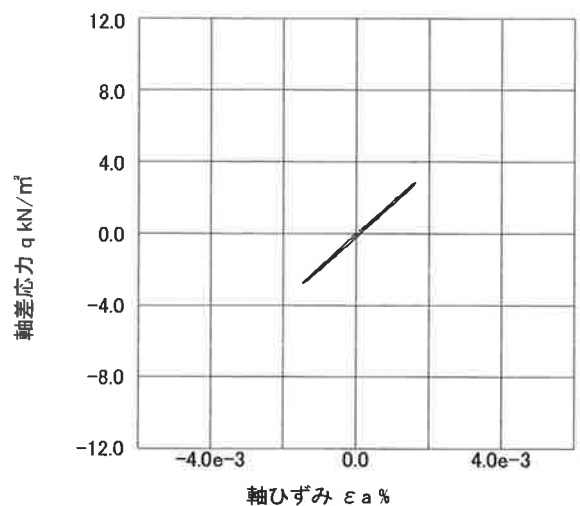
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

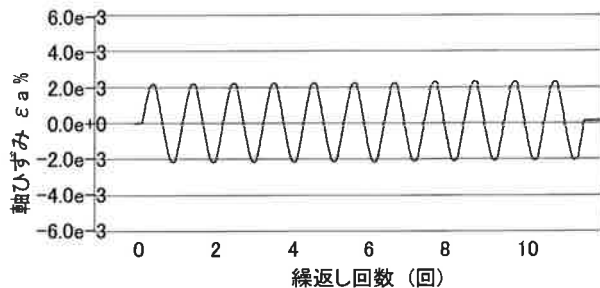
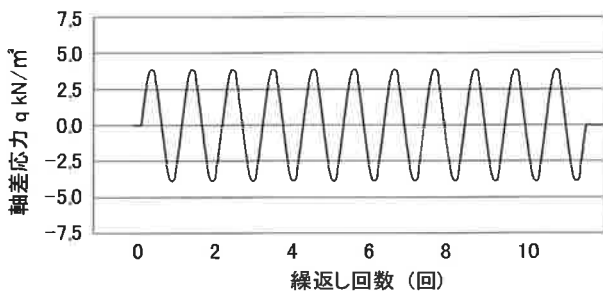
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

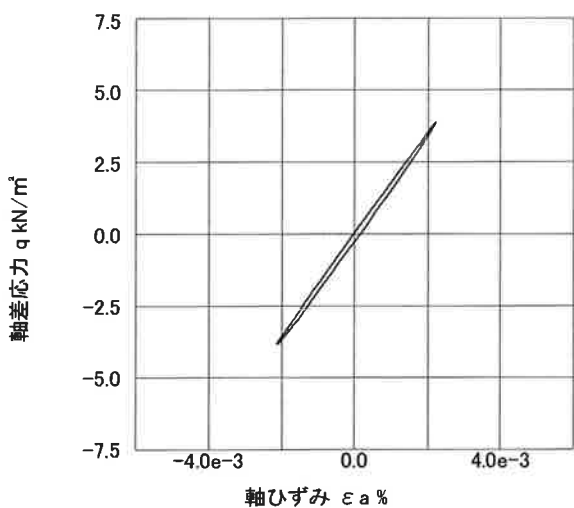
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷試験 前	土質名称		サイクル	供試体 No.		1		4	
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_a kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %		
繰返し 載荷試験 前	高さ H_n cm	9.951	2	3.85	2.16e-003	178.4	1.75		
	外径 (D_n, D_{cr}) cm	5.010	3	3.84	2.17e-003	177.2	1.88		
	内径 D_{in} cm		4	3.85	2.17e-003	177.2	1.82		
	体積 V_n cm ³	196.14	5	3.85	2.18e-003	177.2	2.00		
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	3.85	2.17e-003	177.3	1.78		
	間隙比 e_n	0.852	7	3.86	2.16e-003	178.9	1.59		
	繰返し 載荷試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	3.85	2.18e-003	176.7	1.74	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	3.85	2.17e-003	177.9	1.69		
			10	3.85	2.18e-003	176.8	1.67		

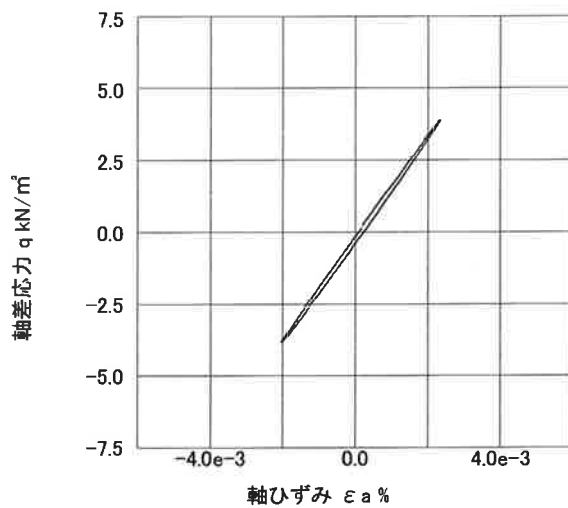
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

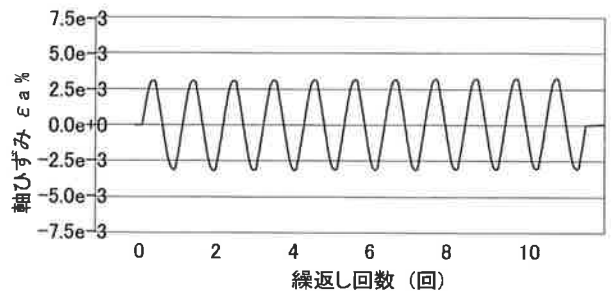
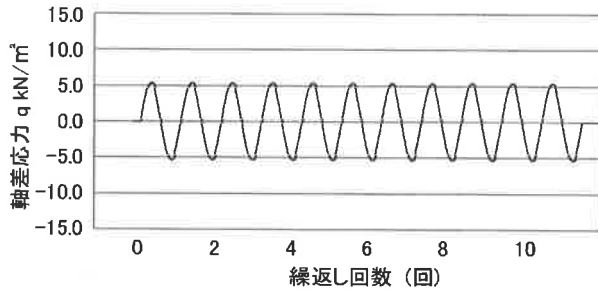
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

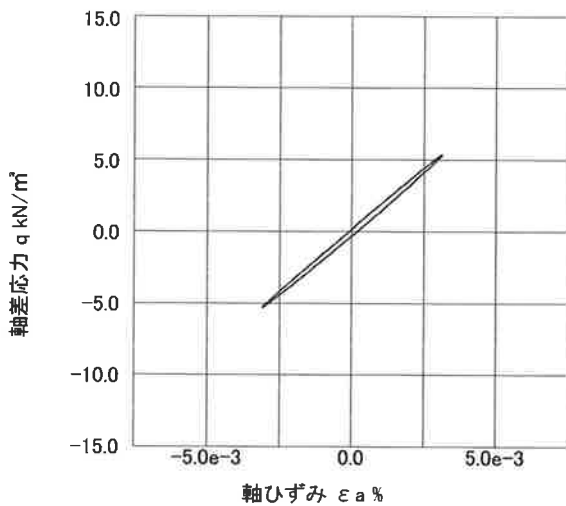
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷試験前 試験後	土質名称		サイクル	供試体 No.		1	5
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_a kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	高さ H_n cm	9.951	2	5.33	3.12e-003	171.1	2.21
	外径 $(D_n, \bar{D}_{cn}^{(3)})$ cm	5.010	3	5.34	3.10e-003	172.2	2.28
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	5.34	3.11e-003	171.6	2.17
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	196.14	5	5.34	3.11e-003	171.5	2.25
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	5.34	3.11e-003	171.7	2.05
	間隙比 e_n	0.852	7	5.34	3.12e-003	171.1	2.20
	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	5.33	3.12e-003	170.7	2.08
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	5.34	3.13e-003	170.6	2.09
			10	5.34	3.12e-003	171.1	2.10

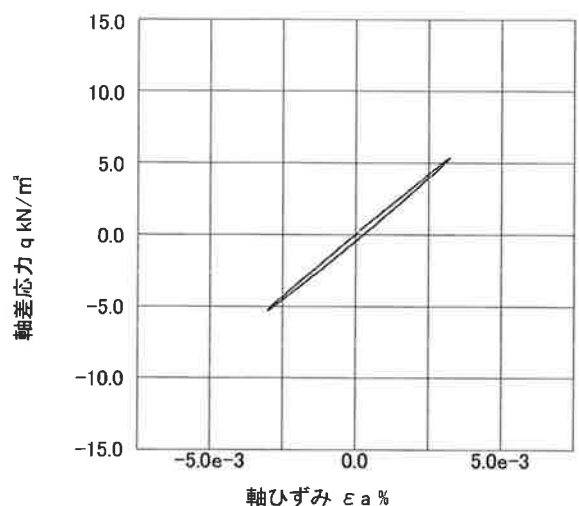
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

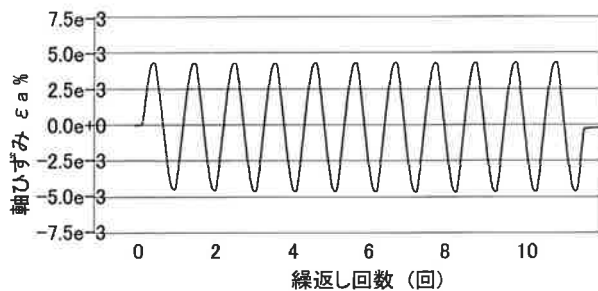
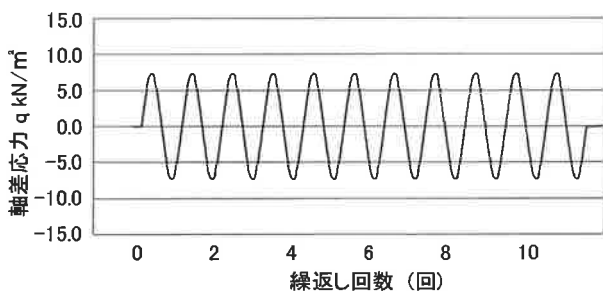
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

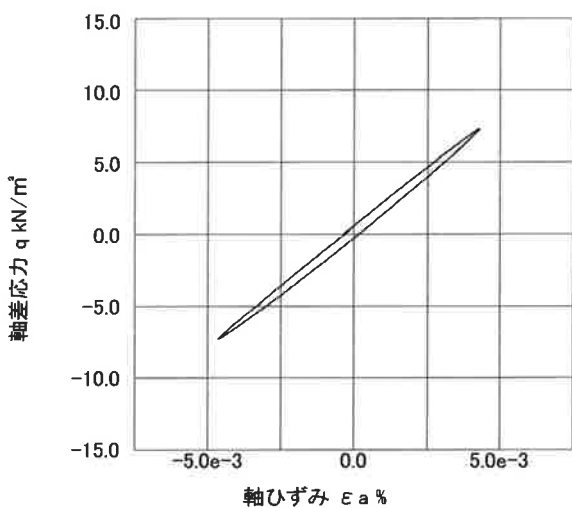
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1				6	
				載荷段階		6			
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %		
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価せん断弾性率 G_{eq} MN/m ²			
	高さ H_n cm	9.951		7.28	4.40e-003	165.5	2.92		
	外径 $(D_n, D_{cm}^{(3)})$ cm	5.010		7.29	4.42e-003	164.8	2.90		
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm			7.29	4.43e-003	164.5	2.82		
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	196.14		7.29	4.43e-003	164.5	2.79		
	断面積 A_n cm ²	19.71		7.29	4.45e-003	163.8	2.77		
	間隙比 e_n	0.852		7.29	4.47e-003	163.0	2.77		
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	7.28	4.45e-003	163.6	2.71		
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	7.28	4.45e-003	163.7	2.66		
			10	7.29	4.47e-003	163.2	2.60		

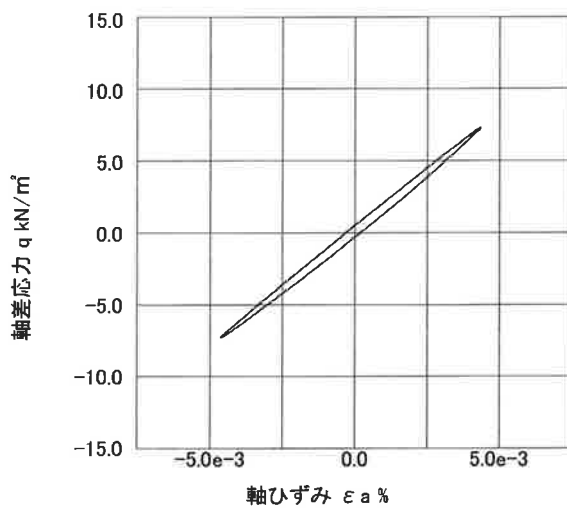
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

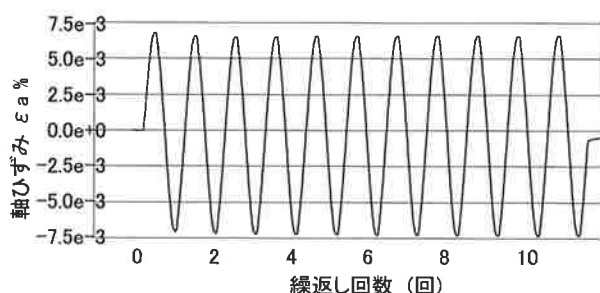
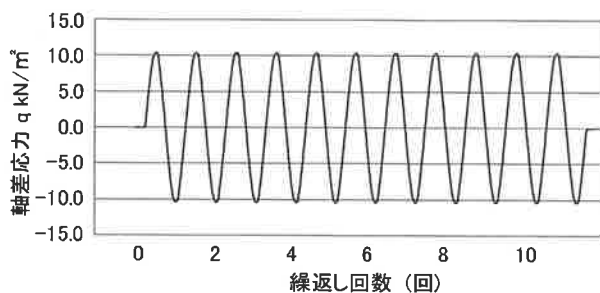
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

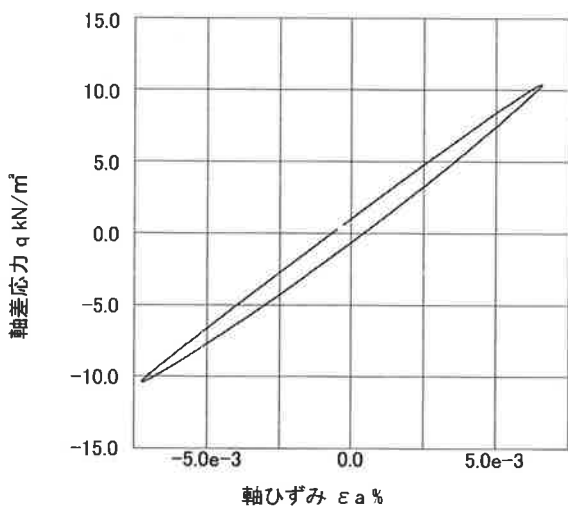
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称				供試体 No.	1	繰荷段階	7
繰返し 繰荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.951	2	10.38	6.81e-003	152.4	4.41
	外径 (D_n, D_{cm}^{30}) cm	5.010	3	10.39	6.84e-003	152.0	4.05
	内径 D_{in}^{30} cm		4	10.39	6.85e-003	151.6	3.92
	体積 V_n^{30} cm ³	196.14	5	10.39	6.89e-003	150.9	3.78
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	10.39	6.89e-003	150.9	3.72
	間隙比 e_n	0.852	7	10.39	6.87e-003	151.2	3.67
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	10.39	6.91e-003	150.5	3.71
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	10.38	6.92e-003	150.0	3.57
			10	10.40	6.94e-003	149.8	3.58

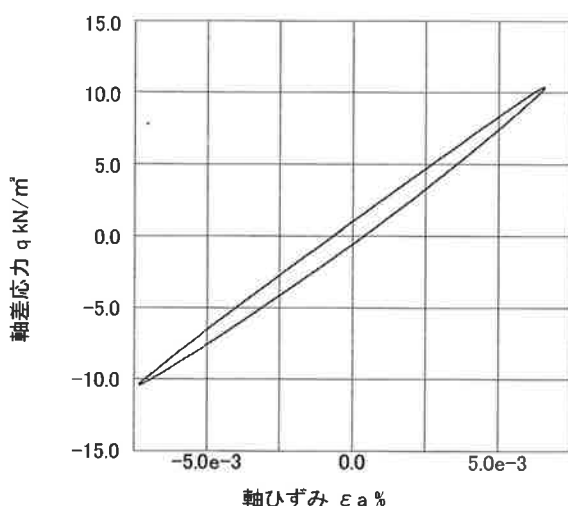
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し繰荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し繰荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

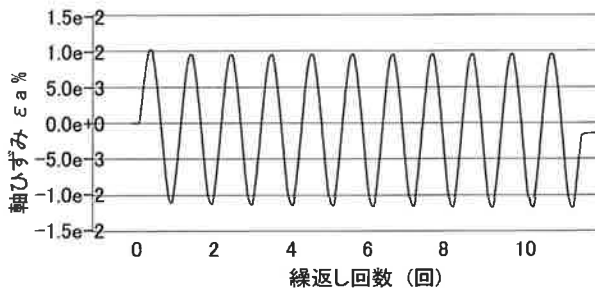
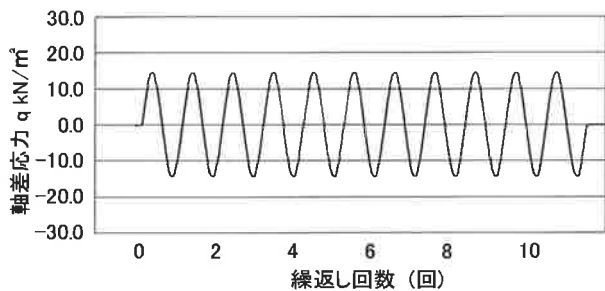
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

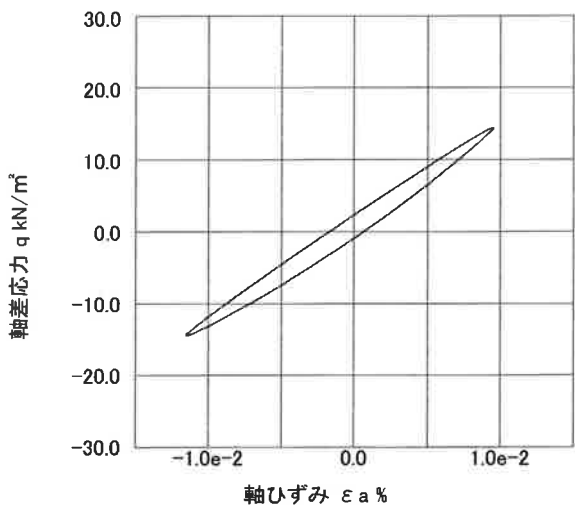
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称	供試体 No.			1	載荷段階	8		
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	高さ H_n cm	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq}	履歴減衰率 h %
繰返し 載荷試験前	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	サイクル	片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$			
	高さ H_n cm	9.951	2	14.41	1.03e-002	139.9		6.04
	外径 (D_n, D_{on}^{3j}) cm	5.010	3	14.41	1.03e-002	139.4		5.64
	内径 D_{in}^{3j} cm		4	14.43	1.04e-002	139.1		5.40
	体積 V_n^{3j} cm ³	196.14	5	14.42	1.05e-002	137.9		5.29
	断面積 A_n cm ²	19.71	6	14.42	1.05e-002	137.7		5.15
	間隙比 e_n	0.852	7	14.42	1.05e-002	137.7		5.14
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	14.42	1.05e-002	137.0	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	14.43	1.06e-002	136.3		4.96
			10	14.43	1.06e-002	135.9		4.82

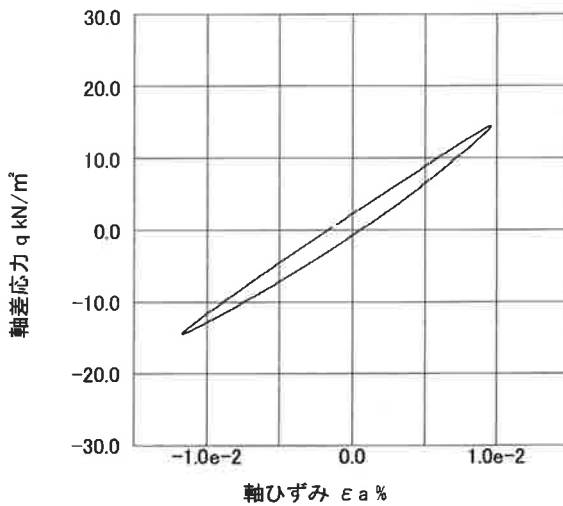
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

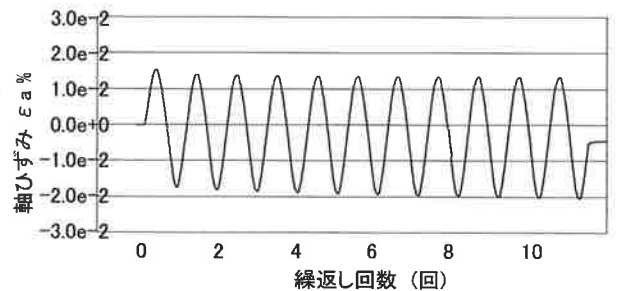
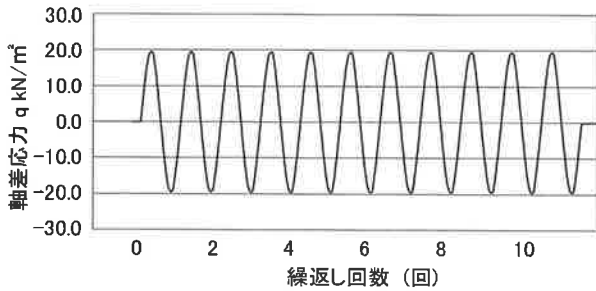
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

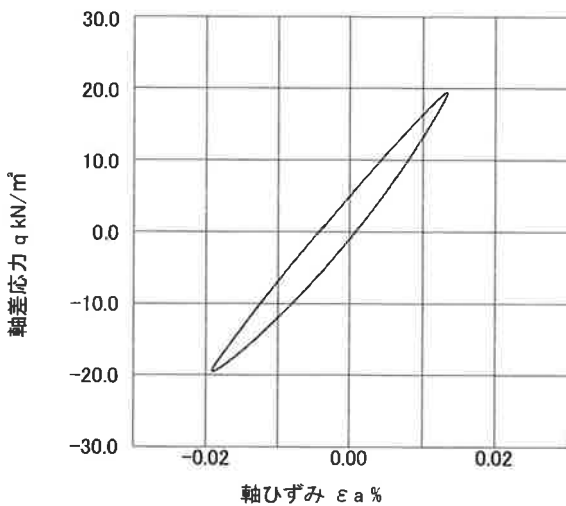
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷試験 前	土質名称		供試体 No.		1	載荷段階	9
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	サイクル	片振幅軸応力 σ_a kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
繰返し 載荷試験 前	高さ H_n cm	0.000	2	19.47	1.59e-002	122.5	8.17
	外径 $(D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)})$ cm	0.00	3	19.48	1.60e-002	121.8	7.75
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm	9.951	4	19.49	1.61e-002	120.8	7.41
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	5.010	5	19.49	1.62e-002	120.1	7.32
	断面積 A_n cm ²	196.14	6	19.49	1.63e-002	119.6	7.15
	間隙比 e_n	19.71	7	19.49	1.64e-002	119.1	7.15
	試験後	0.852	8	19.50	1.65e-002	118.2	6.97
		0.000	9	19.50	1.65e-002	117.8	7.01
		10	19.51	1.67e-002	117.0	6.87	

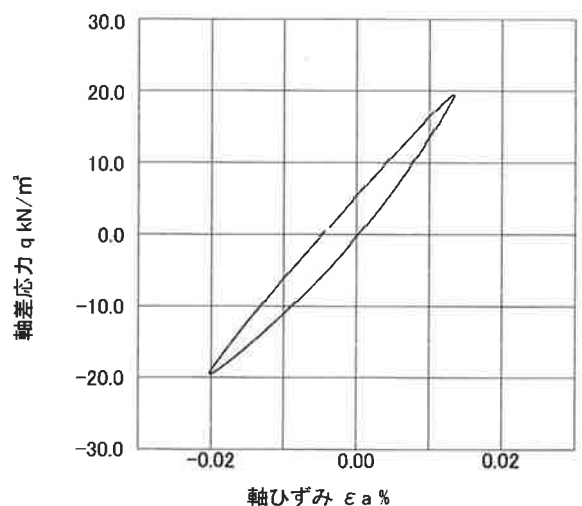
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。 必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

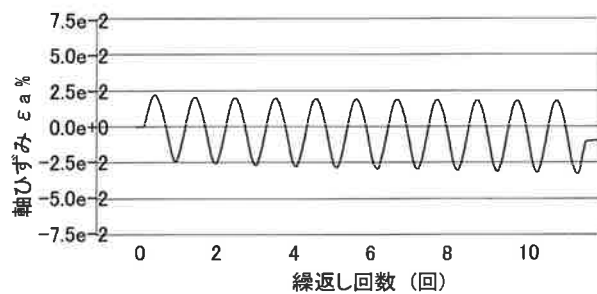
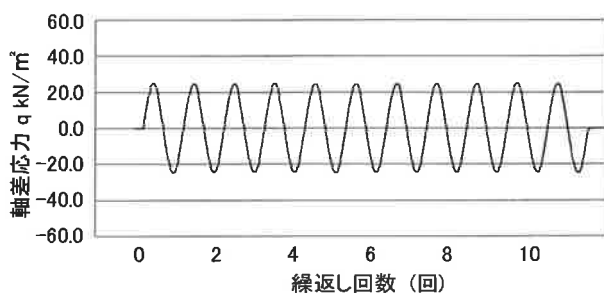
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

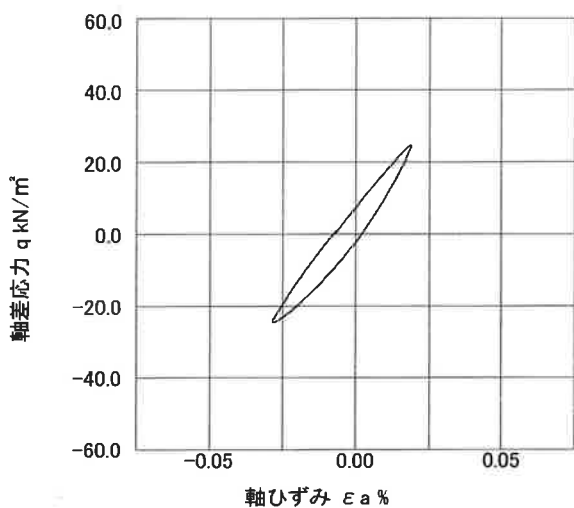
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称				供試体 No.	1	載荷段階	10	
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価せん断剛性 G_{eq} MN/m ²		
	高さ H_n cm	9.951		2	24.56	2.25e-002	109.1	9.85
	外径 $(D_n, D_m^{(3)})$ cm	5.010		3	24.56	2.27e-002	108.1	9.70
	内径 $D_m^{(3)}$ cm			4	24.57	2.31e-002	106.5	9.40
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	196.14		5	24.58	2.33e-002	105.5	9.43
	断面積 A_n cm ²	19.71		6	24.58	2.36e-002	104.1	9.19
	間隙比 e_n	0.852		7	24.58	2.39e-002	103.0	9.25
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm		-0.001	8	24.58	2.41e-002	101.9
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.10	9	24.58	2.44e-002	100.9	9.19	
			10	24.58	2.45e-002	100.4	9.12	

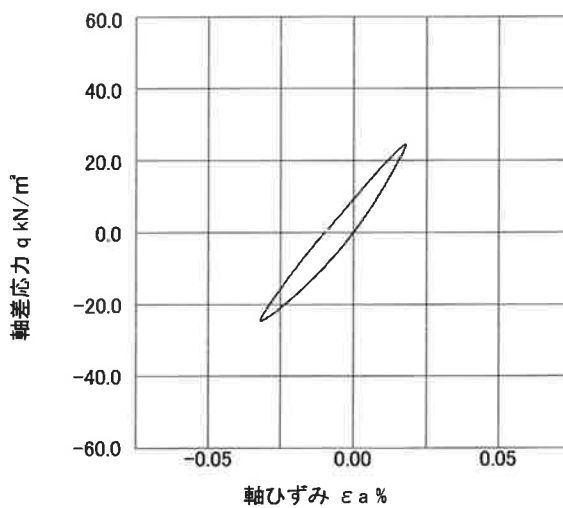
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 13日

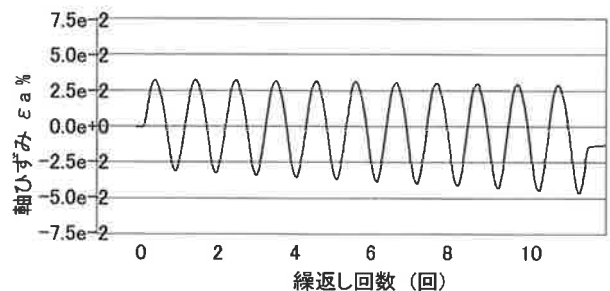
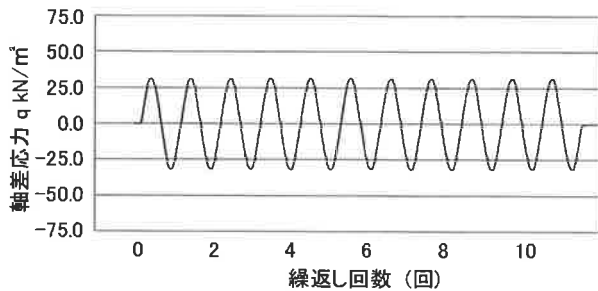
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者

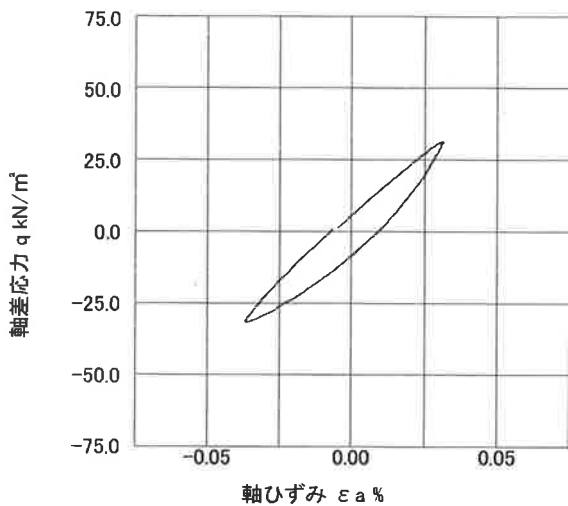
木田川 純

土質名称		供試体 No.		1		11		
				片振幅軸応力 σ_a kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
繰返し 載荷試験前	軸変位量 ΔH_n cm	-0.001	サイクル	片振幅軸断力 τ_a kN/m ²	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.10						
	高さ H_n cm	9.952	2	31.38	3.19e-002	98.5	10.77	
	外径 (D_n, \bar{D}_{cn}) cm	5.008	3	31.41	3.24e-002	97.1	10.61	
	内径 D_{in} cm		4	31.38	3.32e-002	94.5	10.67	
	体積 V_n cm ³	196.04	5	31.43	3.37e-002	93.2	10.70	
	断面積 A_n cm ²	19.70	6	31.41	3.40e-002	92.5	10.94	
	間隙比 e_n	0.851	7	31.41	3.47e-002	90.5	10.91	
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm	-0.002	8	31.41	3.53e-002	88.9	11.06
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.20	9	31.41	3.58e-002	87.7	11.12
			10	31.41	3.63e-002	86.5	11.40	

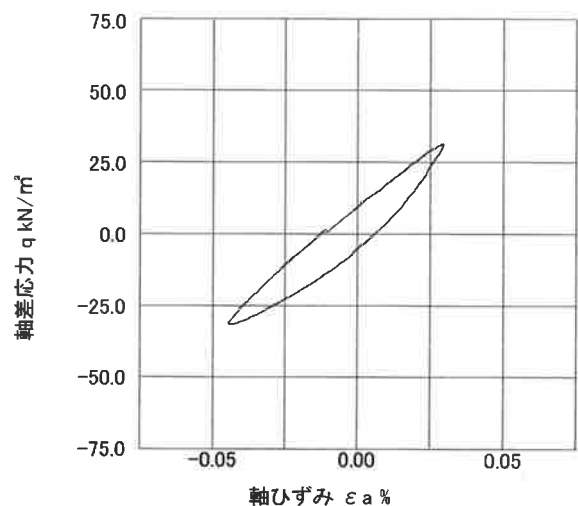
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

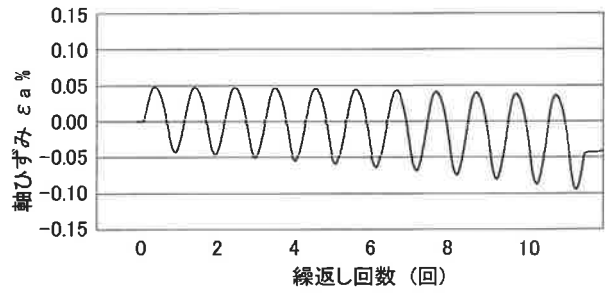
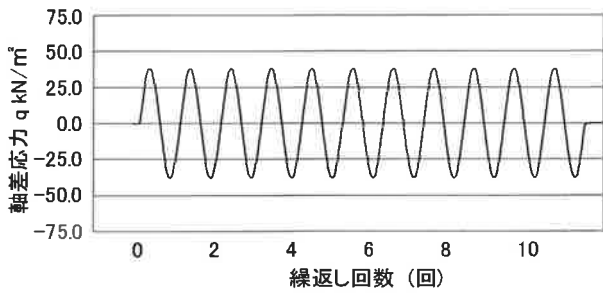
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

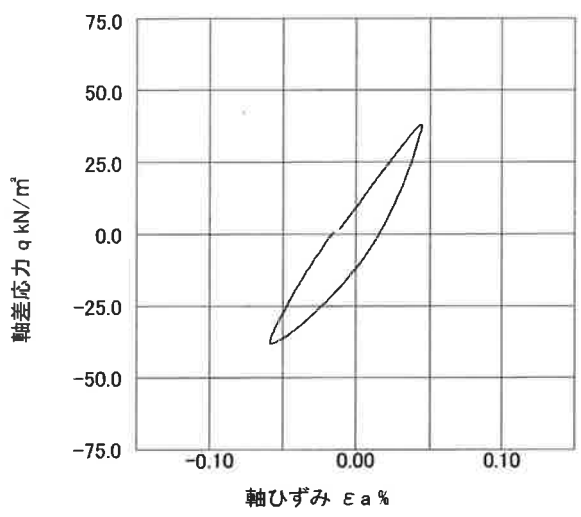
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称			供試体 No.		1	載荷段階	12
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	-0.002	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.20		片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価せん断剛性率 E_{eq}	
	高さ H_n cm	9.953	2	38.05	4.64e-002	82.0	13.05
	外径 $(D_o, \frac{D_o^3}{D_{in}^3})$ cm	5.007	3	38.05	4.75e-002	80.1	13.16
	内径 D_{in} cm		4	38.02	4.92e-002	77.3	13.49
	体積 V_n cm ³	195.94	5	38.02	5.08e-002	74.8	13.59
	断面積 A_n cm ²	19.69	6	37.97	5.24e-002	72.5	14.05
	間隙比 e_n	0.850	7	37.97	5.39e-002	70.5	14.31
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	-0.005	8	38.00	5.63e-002	67.4	14.66
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.30	9	37.95	5.84e-002	64.9	14.87
			10	37.97	6.10e-002	62.2	15.34

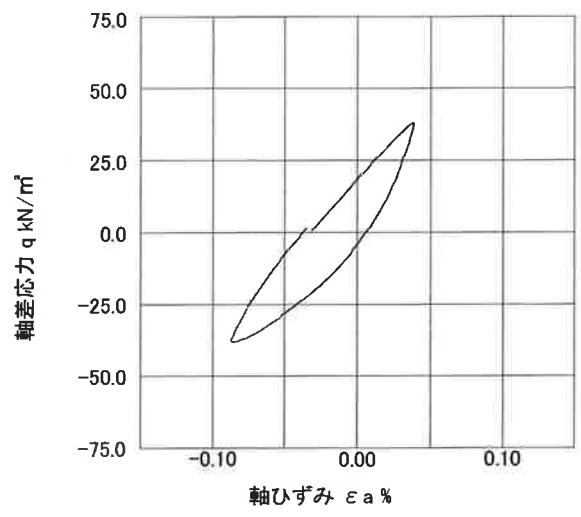
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

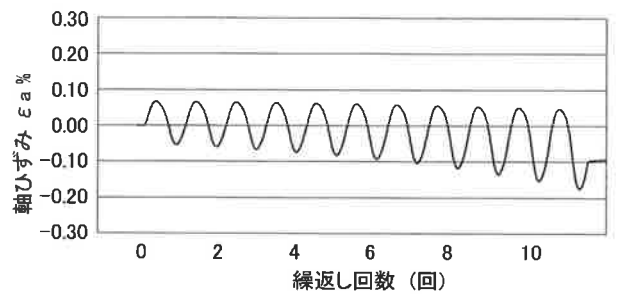
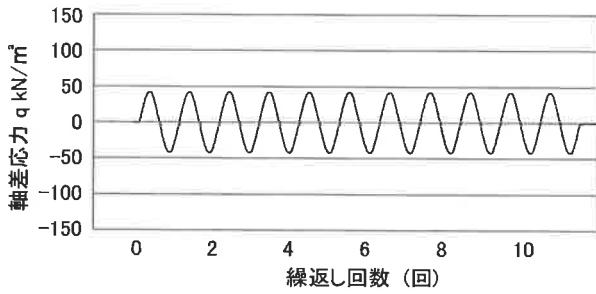
$[1\text{kN/m}^2 \doteq 0.0102\text{kgf/cm}^2]$
 $[1\text{MN/m}^2 \doteq 10.2\text{kgf/cm}^2]$

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

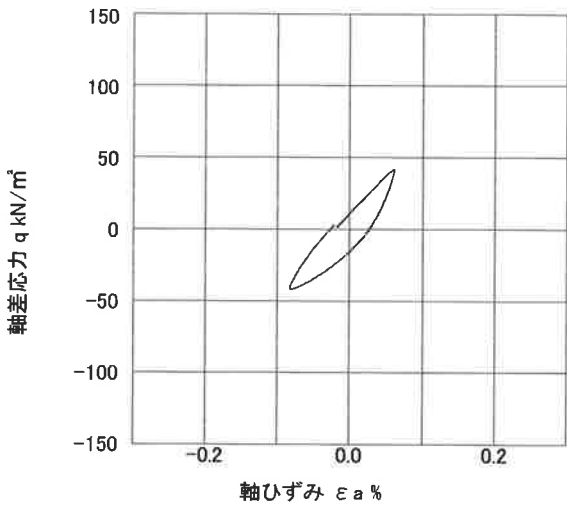
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1		13		
				片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
繰返し 載荷試験前	軸変位量 ΔH_n cm	-0.005	サイクル	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価せん断剛性率 G_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.30						
	高さ H_n cm	9.956	2	41.93	6.17e-002	67.9	15.20	
	外径 $(D_n, D_{cm}^{(3)})$ cm	5.005	3	41.88	6.42e-002	65.2	15.25	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	41.85	6.67e-002	62.8	15.83	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	195.84	5	41.85	7.10e-002	59.0	16.05	
	断面積 A_n cm ²	19.67	6	41.85	7.51e-002	55.7	16.27	
	間隙比 e_n	0.849	7	41.80	8.01e-002	52.2	16.86	
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm	-0.011	8	41.80	8.46e-002	49.4	17.35
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.40	9	41.83	9.15e-002	45.7	17.92
			10	41.78	9.91e-002	42.1	18.24	

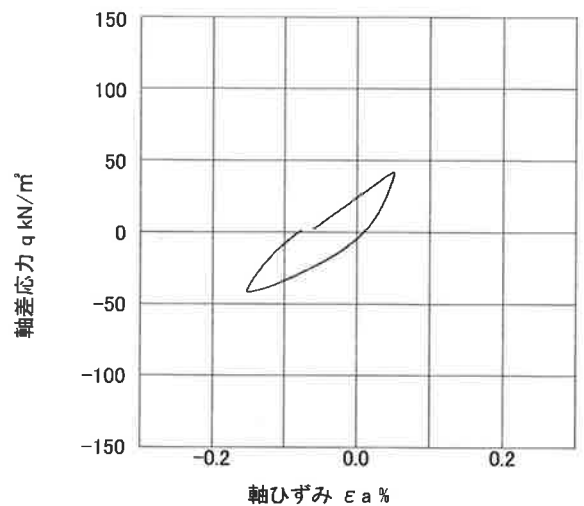
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。 必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

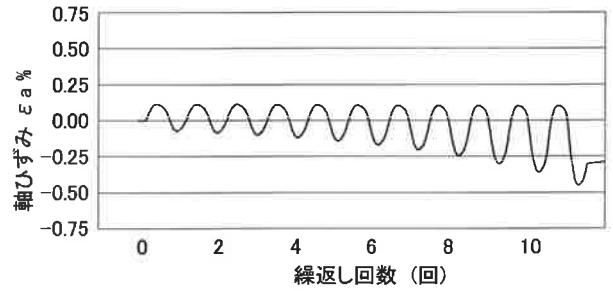
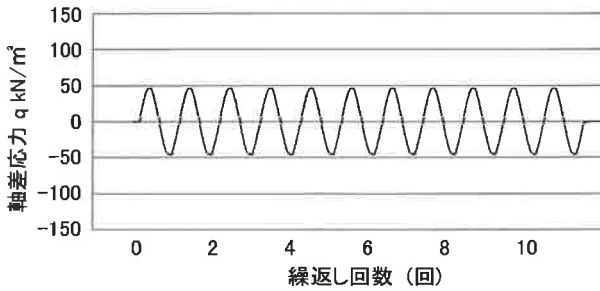
[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

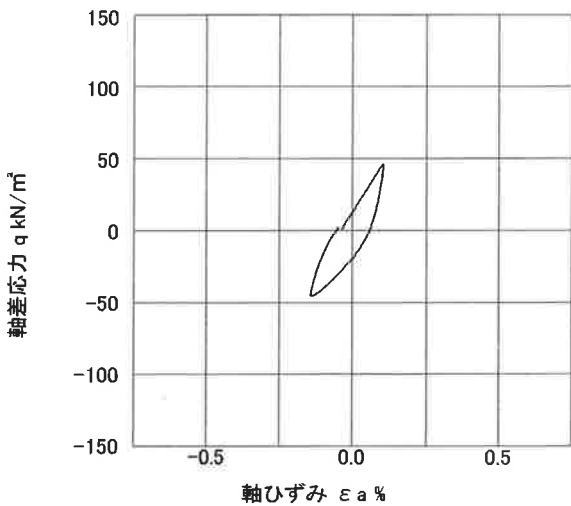
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称			供試体 No.		1	載荷段階	14
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	-0.011	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ (ϵ_a) _{SA} %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.40		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ (γ) _{SA}	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.962	2	45.78	9.49e-002	48.2	17.82
	外径 (D_n , $\frac{D_{in}^3}{D_{out}^3}$) cm	5.002	3	45.80	1.01e-001	45.2	18.23
	内径 D_{in} cm		4	45.78	1.10e-001	41.7	18.25
	体積 V_n cm ³	195.74	5	45.75	1.20e-001	38.1	18.88
	断面積 A_n cm ²	19.65	6	45.70	1.32e-001	34.8	19.25
	間隙比 e_n	0.848	7	45.68	1.48e-001	30.8	19.69
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	-0.028	8	45.70	1.69e-001	27.1	19.64
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.70	9	45.65	1.93e-001	23.6	20.16
			10	45.63	2.26e-001	20.2	19.85

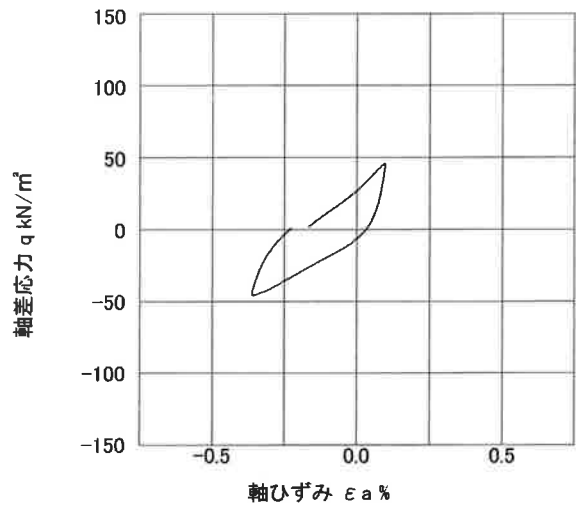
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

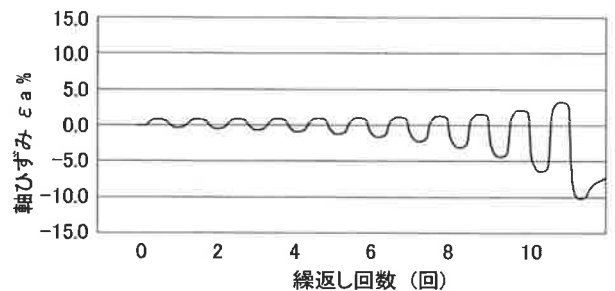
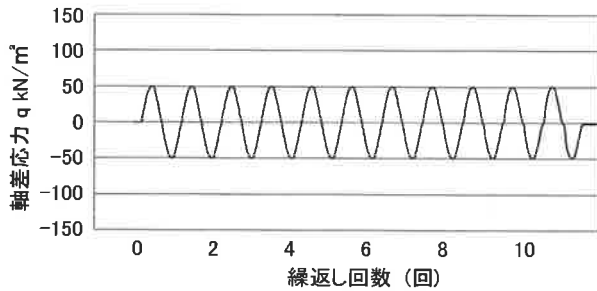
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

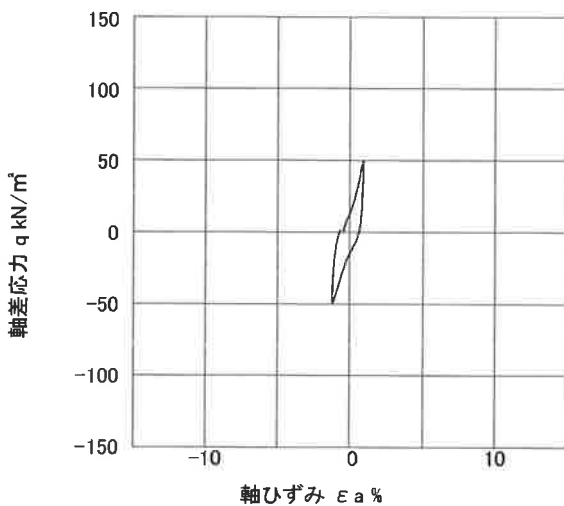
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1		15	
				繰荷段階		繰荷段階	
繰返し 繰荷試験前	軸変位量 ΔH_n cm	-0.028	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.70		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断弾性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.979	2	49.81	6.41e-001	7.8	20.50
	外径 (D_n, D_{cm}^{3}) cm	4.994	3	49.79	7.42e-001	6.7	20.46
	内径 $D_{in}^{3})$ cm		4	49.74	8.72e-001	5.7	19.74
	体積 $V_n^{3})$ cm ³	195.44	5	49.71	1.05e+000	4.7	19.51
	断面積 A_n cm ²	19.59	6	49.71	1.30e+000	3.8	19.07
	間隙比 e_n	0.845	7	49.66	1.63e+000	3.1	18.55
試験後	軸変位量 ΔH_n cm		8	49.61	2.13e+000	2.3	18.49
	体積変化量 ΔV_n cm ³		9	49.61	2.92e+000	1.7	18.56
			10	49.56	4.23e+000	1.2	19.14

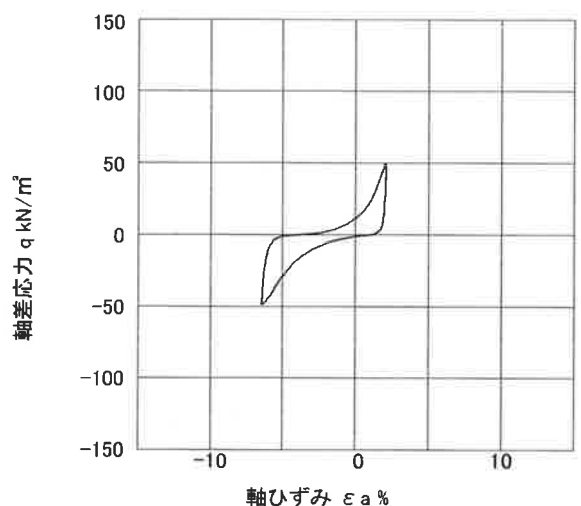
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し繰荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し繰荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

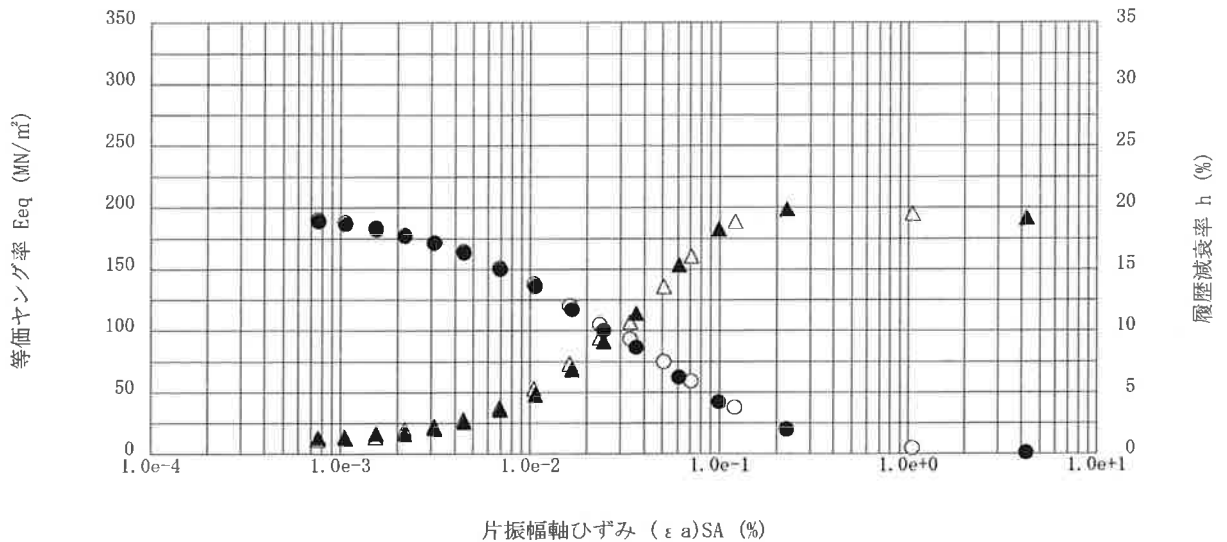
JGS	0542 0543	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 ($E_{eq}, h \sim (\varepsilon_a)_{SA}$ 関係) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 ($G_{eq}, h \sim (\gamma)_{SA}$ 関係)
-----	--------------	--

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 13日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

供試体の状態 ¹⁾	乱した	土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³	2.636
供試体の作製方法 ²⁾	密度調整		
土質名称			
供試体 No.	1	飽和 方法	二重負圧 圧密条件
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240	試験条件
	側方向応力(=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²	240	
	背 圧 u_b kN/m ²	200	
	軸方向圧密圧力 σ'_{ac} kN/m ²	40	
	側方向圧密圧力 σ'_{rc} kN/m ²	40	
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac} (=K)$	5 ⁴⁾	
		載荷波形	正弦波, 三角波
		載荷周波数 f Hz	0.2
		排水条件	排水 , 非排水
		1 サイクルデータポイント数	100
		載荷段階数	15

載荷段階	5 サイクル目 ○ △			10 サイクル目 ● ▲		
	片振幅軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{SA}$ % <small>片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %</small>	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² <small>等価せん断剛性 G_{eq} MN/m²</small>	履歴減衰率 h %	片振幅軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{SA}$ % <small>片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %</small>	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² <small>等価せん断剛性 G_{eq} MN/m²</small>	履歴減衰率 h %
1	7.62e-004	190.4	1.20	7.67e-004	188.9	1.33
2	1.05e-003	187.7	1.42	1.06e-003	186.0	1.33
3	1.54e-003	183.1	1.42	1.54e-003	182.0	1.71
4	2.18e-003	177.2	2.00	2.18e-003	176.8	1.67
5	3.11e-003	171.5	2.25	3.12e-003	171.1	2.10
6	4.43e-003	164.5	2.79	4.47e-003	163.2	2.60
7	6.89e-003	150.9	3.78	6.94e-003	149.8	3.58
8	1.05e-002	137.9	5.29	1.06e-002	135.9	4.82
9	1.62e-002	120.1	7.32	1.67e-002	117.0	6.87
10	2.33e-002	105.5	9.43	2.45e-002	100.4	9.12
11	3.37e-002	93.2	10.70	3.63e-002	86.5	11.40
12	5.08e-002	74.8	13.59	6.10e-002	62.2	15.34
13	7.10e-002	59.0	16.05	9.91e-002	42.1	18.24
14	1.20e-001	38.1	18.88	2.26e-001	20.2	19.85



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻法を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.1012kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 $1/G \sim \gamma \cdot h \sim G_{eq}$

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

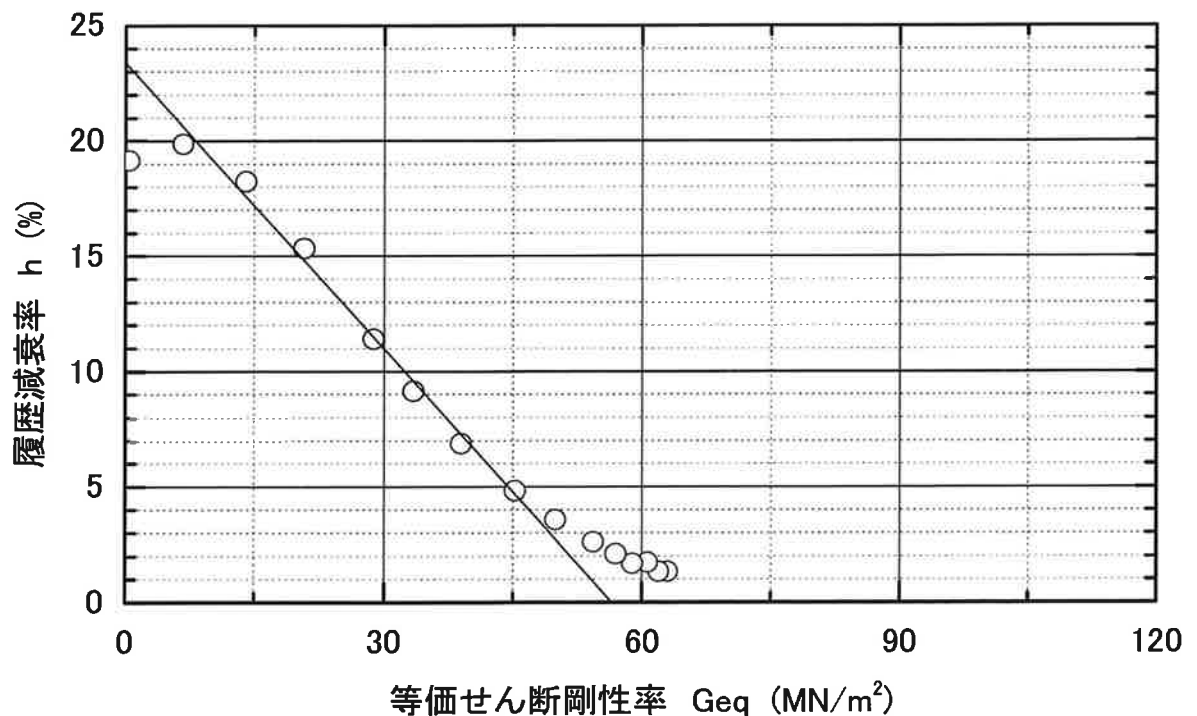
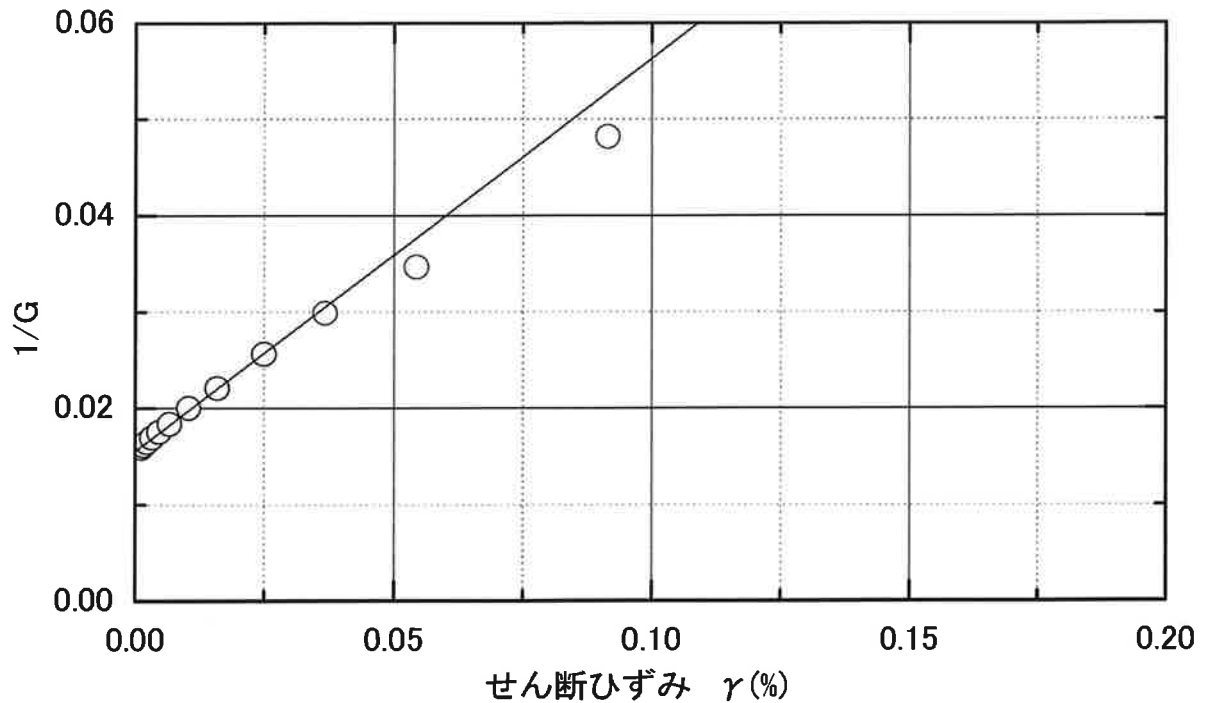
平成24年7月13日

試料番号 岐阜砂7号

試験者

木田川 純

軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240	1/G	0.01558
側方向応力 σ_{rc} kN/m ²	240	推定 G_0 MN/m ²	64.18
背 圧 u_b kN/m ²	200	基準ひずみ γ_r %	0.03827
サイクル波数 回	10		
ポアソン比	0.5	最大減衰率 h %	23.36



土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 $G \cdot \gamma \cdot h$ 表

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年7月13日

試料番号 岐阜砂7号

試験者

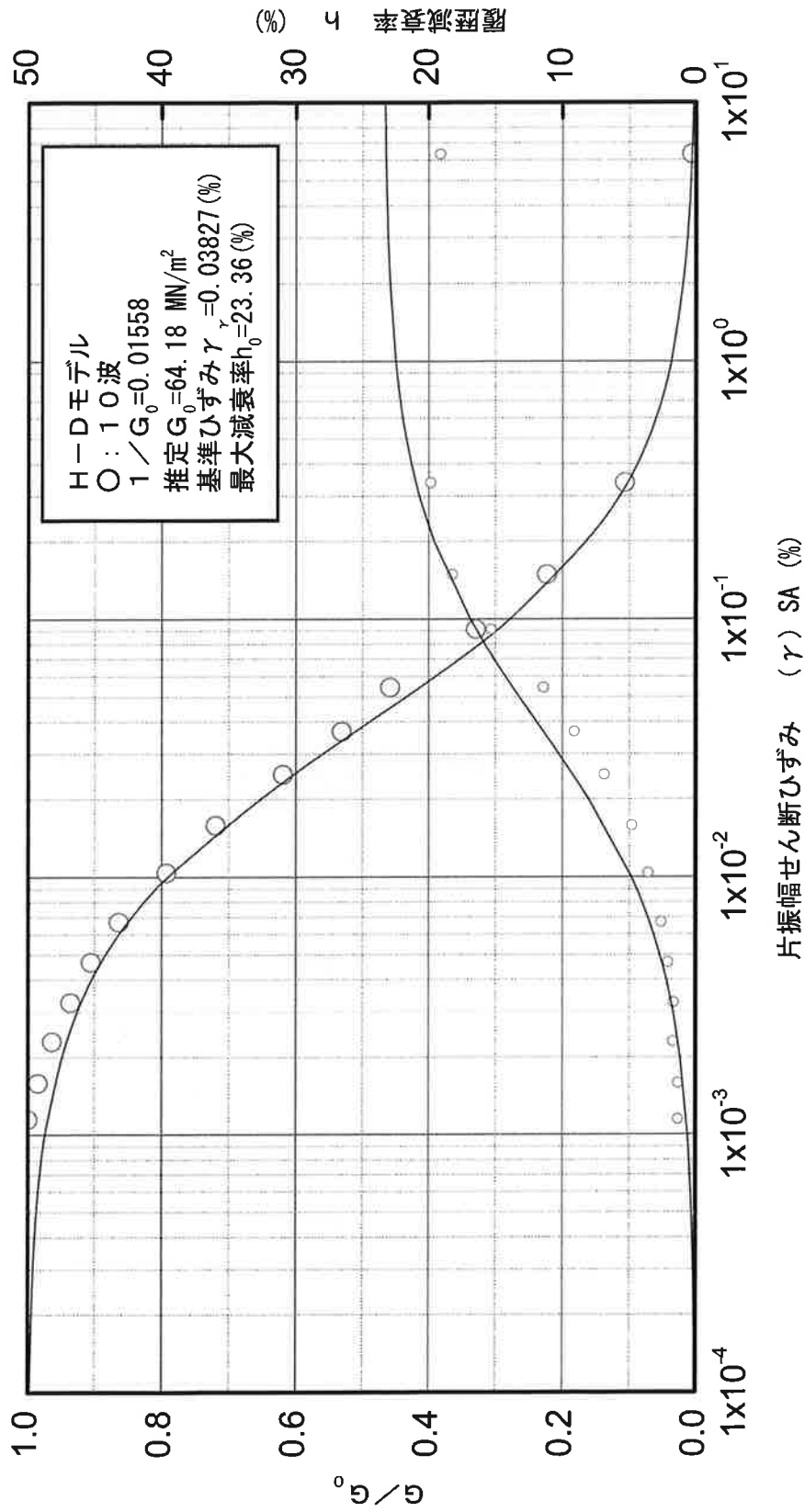
木田川 純

軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240	1/G	0.01558
側方向応力 σ_{rc} kN/m ²	240	推定 G_0 MN/m ²	64.18
背 圧 u_b kN/m ²	200	基準ひずみ γ_r %	0.03827
サイクル波数 回	10		
ポアソン比	0.5	最大減衰率 h %	23.36

No.	せん断ひずみ γ (%)	剛性率 G_0 (MN/m ²)	履歴減衰率 h (%)	G/G_0
1	1.00E-04	64.02	6.09E-02	0.99739
2	2.00E-04	63.85	1.21E-01	0.99480
3	3.00E-04	63.69	1.82E-01	0.99222
4	4.00E-04	63.52	2.42E-01	0.98966
5	5.00E-04	63.36	3.01E-01	0.98710
6	6.00E-04	63.19	3.61E-01	0.98457
7	7.00E-04	63.03	4.20E-01	0.98204
8	8.00E-04	62.87	4.78E-01	0.97953
9	9.00E-04	62.71	5.37E-01	0.97703
10	1.00E-03	62.55	5.95E-01	0.97454
11	2.00E-03	61.00	1.16E+00	0.95034
12	3.00E-03	59.52	1.70E+00	0.92731
13	4.00E-03	58.11	2.21E+00	0.90538
14	5.00E-03	56.77	2.70E+00	0.88446
15	6.00E-03	55.49	3.17E+00	0.86448
16	7.00E-03	54.26	3.61E+00	0.84538
17	8.00E-03	53.09	4.04E+00	0.82711
18	9.00E-03	51.97	4.45E+00	0.80962
19	1.00E-02	50.89	4.84E+00	0.79285
20	2.00E-02	42.16	8.02E+00	0.65679
21	3.00E-02	35.98	1.03E+01	0.56059
22	4.00E-02	31.38	1.19E+01	0.48897
23	5.00E-02	27.83	1.32E+01	0.43358
24	6.00E-02	25.00	1.43E+01	0.38946
25	7.00E-02	22.69	1.51E+01	0.35349
26	8.00E-02	20.77	1.58E+01	0.32360
27	9.00E-02	19.15	1.64E+01	0.29837
28	1.00E-01	17.77	1.69E+01	0.27680
29	2.00E-01	10.31	1.96E+01	0.16063
30	3.00E-01	7.26	2.07E+01	0.11314
31	4.00E-01	5.61	2.13E+01	0.08733
32	5.00E-01	4.56	2.17E+01	0.07110
33	6.00E-01	3.85	2.20E+01	0.05996
34	7.00E-01	3.33	2.22E+01	0.05184
35	8.00E-01	2.93	2.23E+01	0.04566
36	9.00E-01	2.62	2.24E+01	0.04079
37	1.00E+00	2.37	2.25E+01	0.03686
38	2.00E+00	1.21	2.29E+01	0.01878
39	3.00E+00	0.81	2.31E+01	0.01260
40	4.00E+00	0.61	2.31E+01	0.00948
41	5.00E+00	0.49	2.32E+01	0.00760
42	6.00E+00	0.41	2.32E+01	0.00634
43	7.00E+00	0.35	2.32E+01	0.00544
44	8.00E+00	0.31	2.33E+01	0.00476
45	9.00E+00	0.27	2.33E+01	0.00423
46	1.00E+01	0.24	2.33E+01	0.00381
47				
48				
49				
50				

土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験
 件名： 砂の物性試験

試料名： 岐阜砂7号

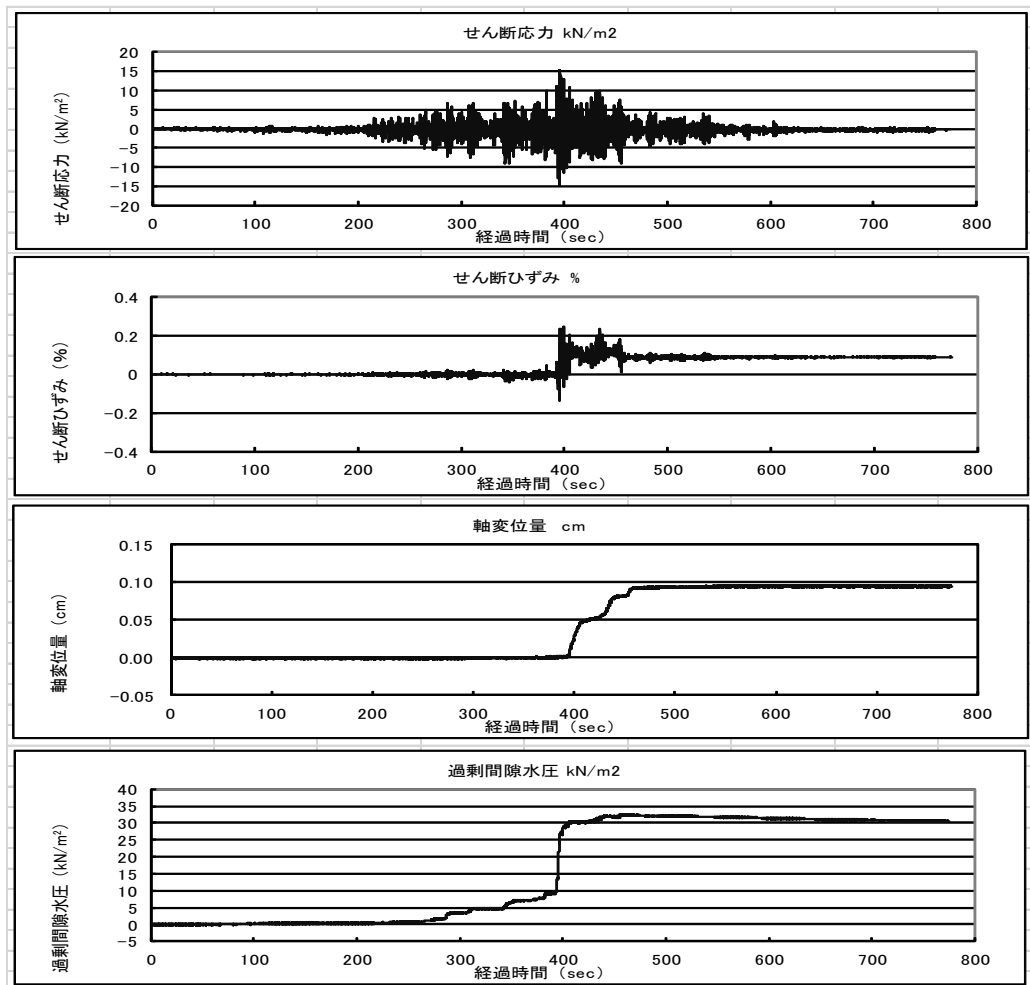


中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験

実験ケース 1 のせん断応力履歴を想定した応力制御試験 (GL-6.25m : $\sigma_0 = 54\text{kN/m}^2$)

試験条件		
圧密後の供試体体積	302.66	cm^3
圧密後の供試体高さ	9.849	cm
圧密後の断面積	30.73	cm^2
圧密による体積ひずみ	0.0055855	%
圧密による軸ひずみ	0.0003045	%
圧密後の供試体外径	6.985	cm
圧密後の供試体内径	3.110	cm
供試体の炉乾燥質量	404.64	g
圧密後の乾燥密度	1.337	g/cm^3

試験結果



*)最大過剰間隙水圧比は 0.6 程度

JGS	0542 0543	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験	(試験条件) 圧密状態
-----	--------------	---	----------------

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

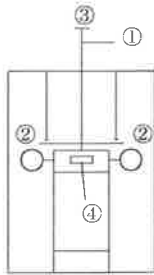

平成24年 7月 11日

試料番号 (深さ)

岐阜砂7号

試験者

木田川 純

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636						
供試体の作製方法 ²⁾		密度調整										
試料の名称												
供試体 No.		1		飽和方法		二重負圧 圧密条件 等方, 異方						
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²		240		載荷条件	載荷波形		正弦波, 三角波				
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²		240			載荷周波数 f Hz		0.2				
	背圧 u_b kN/m ²		200			排水条件		排水 , 非排水				
	軸方向圧密応力 σ'_{ac} kN/m ²		40			1サイクル ⁴⁾ - 1ポイント数		100				
	側方向圧密応力 σ'_{rc} kN/m ²		40			載荷段階数		12				
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾											
試験装置	荷重計の容量 N		981		圧密後	軸変位計の読み		圧密前 cm 0.100 圧密後 cm 0.105				
	トルク計の容量 ⁶⁾ N・m		981			排水量の読み		圧密前 cm ³ 0.00 圧密後 cm ³ 1.00				
	軸変位計	大変位位置種類数		変位計の位置 回転角計 		軸変位量 ΔH_c cm		0.005				
		小変位位置種類数				体積変化量 ΔV_c cm ³		1.00				
	回転角計	大変位位置種類数				④		高さ H_c cm		9.983		
		小変位位置種類数				20°		外径 (D_{oc} , D_{oc}) ⁶⁾ cm		6.979		
	数量		6			内径 D_{ic} ⁶⁾ cm		3.016				
	高さ cm		0.200			体積 V_c cm ³		310.52				
	厚さ cm		0.080		断面面積 A_c cm ²		31.10					
	間隙水圧経路体積変化 cm ³ /kN/m ²				乾燥質量 m_s g		443.01					
	間隙水圧係数 B				乾燥密度 $\rho_{dc} = m_s/V_c$ g/cm ³		1.427					
	圧密前				間隙比 e_c ³⁾		0.848					
圧密後				相対密度 D_{rc} ³⁾ %								
金属材料		数量		リブの位置 		間隙水圧係数 B		等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ² 50.2				
コーン		高さ mm		ラテックス		間隙水圧増加量 Δu kN/m ² 48.7		測定に要した時間 min 10				
厚さ		0.30				等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²		B 値 0.97				
圧高さ H_0 cm		9.988				間隙水圧増加量 Δu_0 kN/m ²						
外径 (D_{o0} , D_{o0}) ⁶⁾ cm		6.988				Δu_1 kN/m ²						
内径 D_{i0} ⁶⁾ cm		3.020				測定に要した時間 min						
						B 値						

特記事項

供試体の状況



- 1) 試料の採取方法, 試料の状態(塊状, 凍結, としほぐされた)等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。
- 6) 中空円筒供試体による試験の場合に記入する。

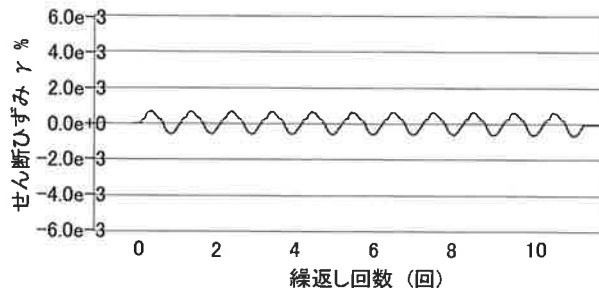
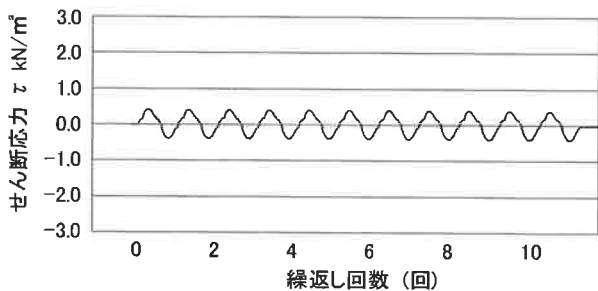
[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

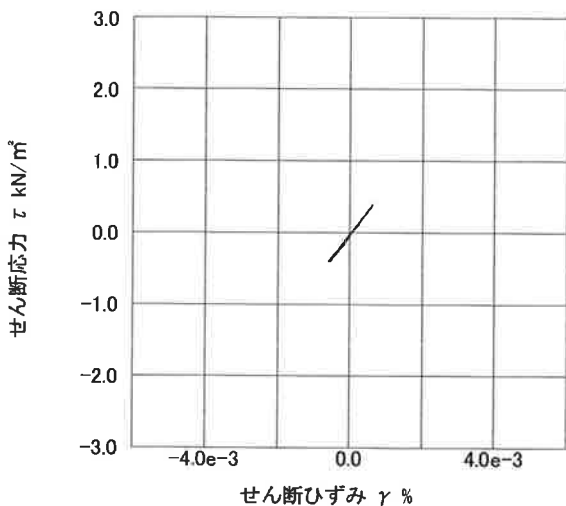
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷 試験 前	土質名称		サイクル	供試体 No.		1		1	
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²
繰返し 載荷 試験 前	高さ H_n cm	9.983	2	0.39	0.39	6.02e-004	65.1	65.1	1.56
	外径 (D_m, D_{cm}) cm	6.979	3	0.39	0.39	6.15e-004	64.2	64.2	1.30
	内径 D_{in} cm	3.016	4	0.40	0.40	6.11e-004	64.9	64.9	1.03
	体積 V_n cm ³	310.52	5	0.40	0.40	6.06e-004	65.3	65.3	1.47
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	0.40	0.40	6.06e-004	65.7	65.7	1.63
	間隙比 e_n	0.848	7	0.40	0.40	6.13e-004	65.0	65.0	0.96
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm		8	0.39	0.39	6.12e-004	64.5	64.5
	体積変化量 ΔV_n cm ³		9	0.40	0.40	6.24e-004	63.4	63.4	1.52
			10	0.40	0.40	6.19e-004	64.1	64.1	1.10

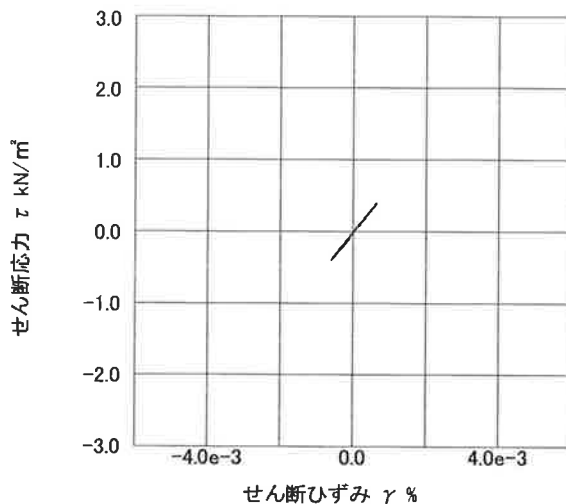
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

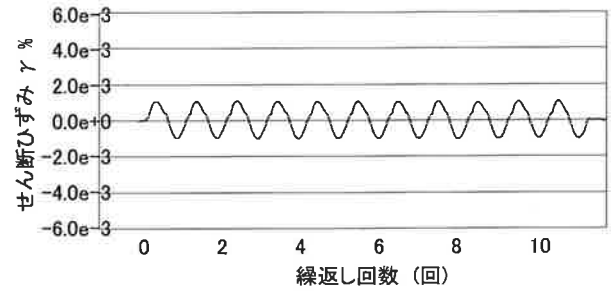
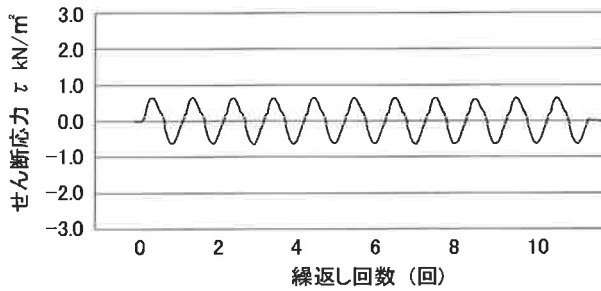
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

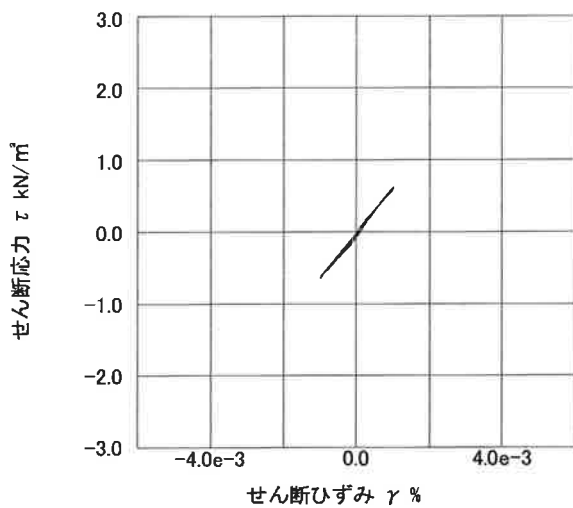
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称	供試体 No.		1		2				
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
繰返し 载荷試験 前	高さ H_n cm	9.983	2	0.62	9.89e-004		63.1		1.20
	外径 (D_n, D_{on}) cm	6.979	3	0.63	1.03e-003		61.6		1.26
	内径 D_{in} cm	3.016	4	0.63	1.01e-003		62.2		1.66
	体積 V_n cm ³	310.52	5	0.62	9.90e-004		62.8		1.35
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	0.62	1.00e-003		61.8		1.17
	間隙比 e_n	0.848	7	0.62	9.84e-004		63.5		1.24
	試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	0.63	1.02e-003		61.5	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	0.61	9.63e-004		63.1		1.70
			10	0.62	9.86e-004		62.9		1.56

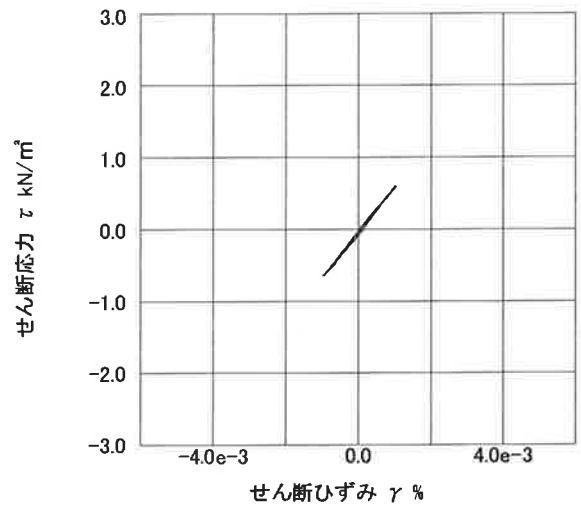
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか、または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し载荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験	(載荷過程 波形記録)
	0543		

調査件名 砂の物性試験

試験年月日

平成24年 7月 11日

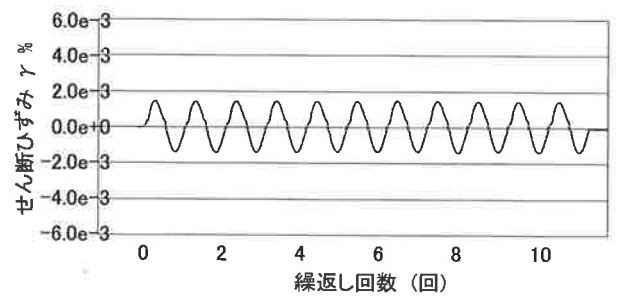
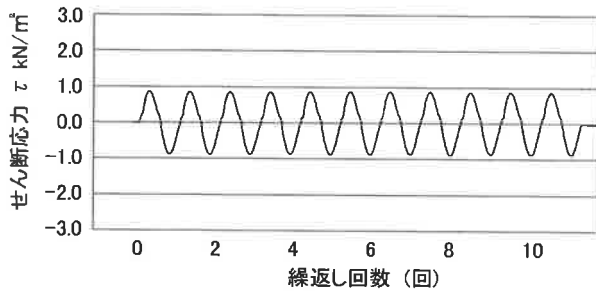
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号

試験者

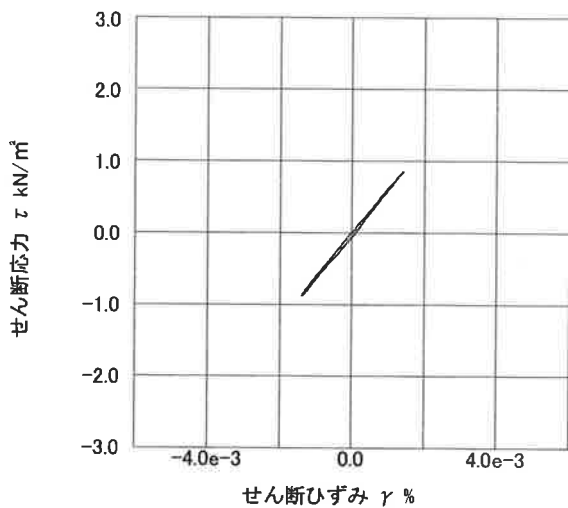
木田川 純

繰返し 載荷 試験 前	土質名称	供試体 No.		1	載荷段階	3		
		軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²
繰返し 載荷 試験 前	高さ H_n cm	0.000	0.00	0.87	1.41e-003	61.5	1.08	
	外径 (D_{in}, D_{out}) cm	9.983	2	0.86	1.40e-003	61.3	1.06	
	内径 D_{in} cm	6.979	3	0.86	1.41e-003	61.2	1.46	
	体積 V_n cm ³	3.016	4	0.87	1.40e-003	61.8	1.42	
	断面積 A_n cm ²	310.52	5	0.87	1.40e-003	62.2	1.36	
	間隙比 e_n	31.10	6	0.86	1.40e-003	61.7	1.19	
	軸変位量 ΔH_n cm	0.848	7	0.86	1.40e-003	61.7	1.19	
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	0.88	1.43e-003	61.3	1.52	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	0.86	1.39e-003	61.8	1.55	
			10	0.86	1.40e-003	61.6	1.20	

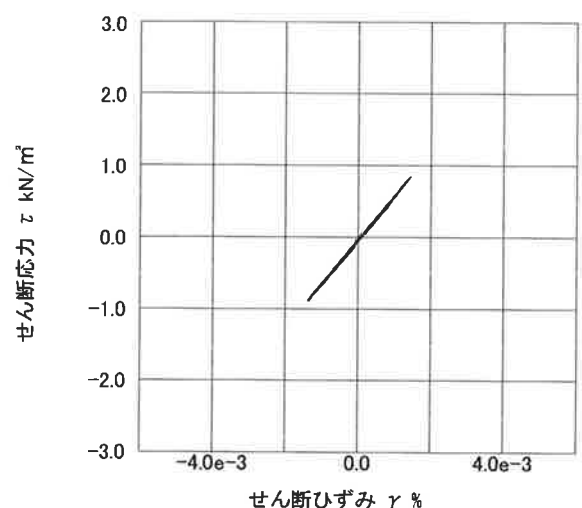
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

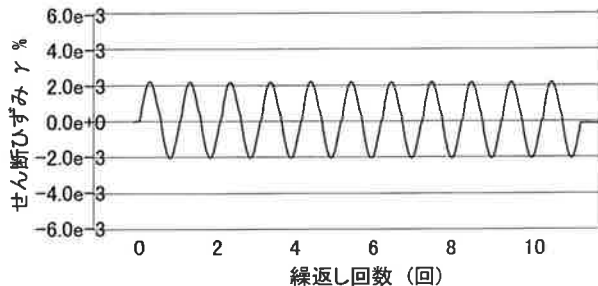
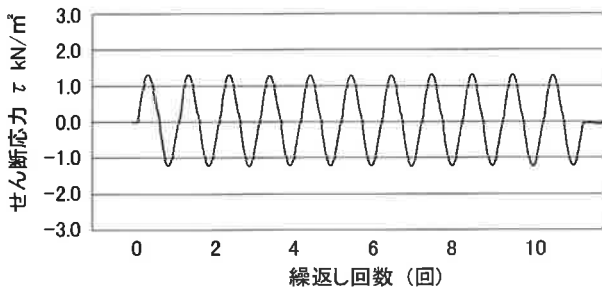
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

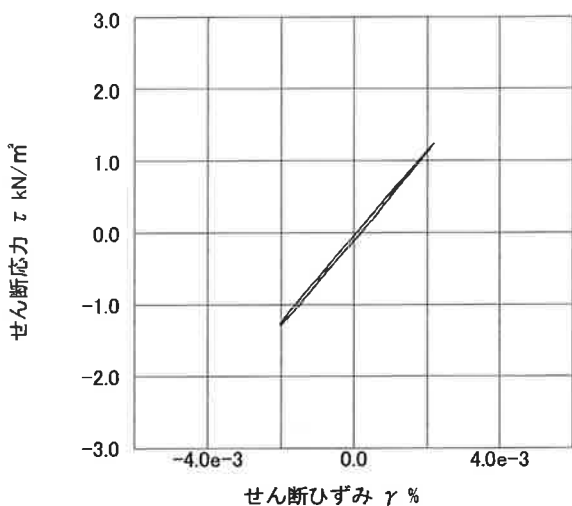
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1	4		
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$		
	高さ H_n cm	9.983	2	1.25	2.09e-003	60.0	1.34
	外径 $(D_o, D_{en}^{(3)})$ cm	6.979	3	1.26	2.09e-003	60.2	1.35
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm	3.016	4	1.25	2.08e-003	60.2	1.49
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	310.52	5	1.26	2.11e-003	59.7	1.37
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	1.26	2.09e-003	60.0	1.46
	間隙比 e_n	0.848	7	1.25	2.10e-003	59.7	1.34
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.26	2.11e-003	60.0	1.40
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.26	2.10e-003	60.0	1.46
			10	1.26	2.11e-003	59.7	1.22

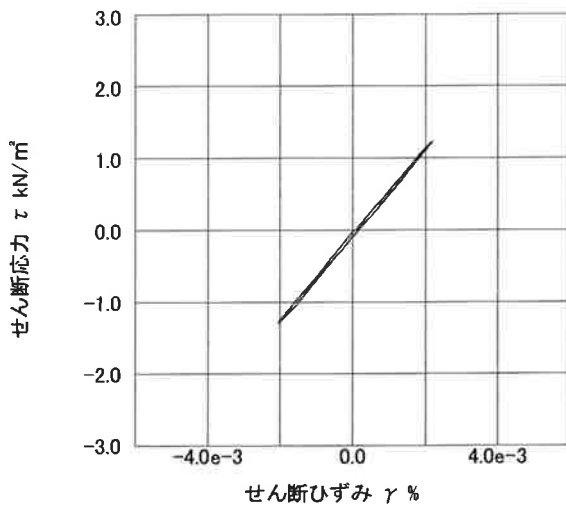
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

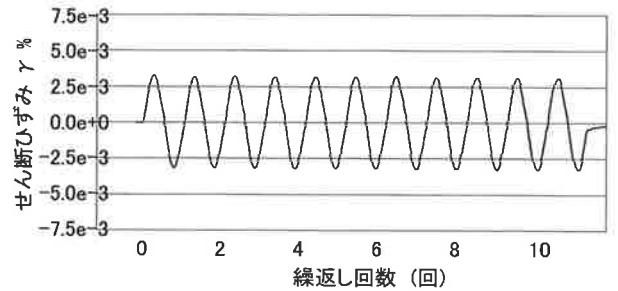
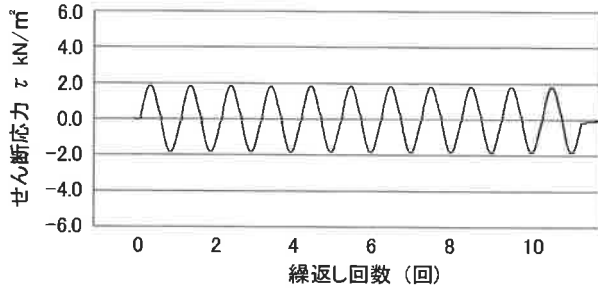
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

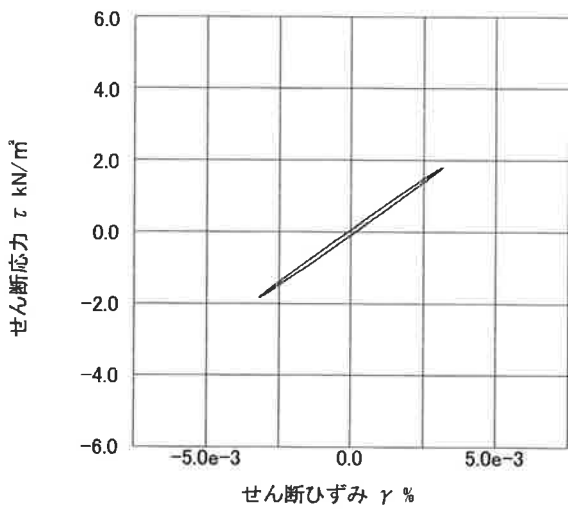
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称	供試体 No.		1		5				
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
繰返し載荷試験前	高さ H_n cm	9.983	2	1.82	3.15e-003	57.7	2.00		
	外径 (D_{in}, D_{cn}^{3}) cm	6.979	3	1.83	3.18e-003	57.7	2.19		
	内径 D_{in}^{3} cm	3.016	4	1.83	3.18e-003	57.5	2.03		
	体積 V_n^{3} cm ³	310.52	5	1.82	3.17e-003	57.5	2.09		
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	1.82	3.17e-003	57.4	1.78		
	間隙比 e_n	0.848	7	1.84	3.21e-003	57.3	1.94		
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.82	3.16e-003	57.5	1.97		
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.83	3.19e-003	57.3	1.83		
			10	1.82	3.18e-003	57.3	1.95		

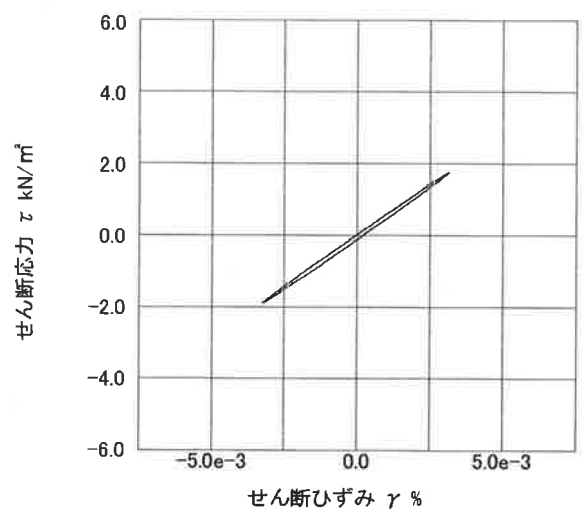
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

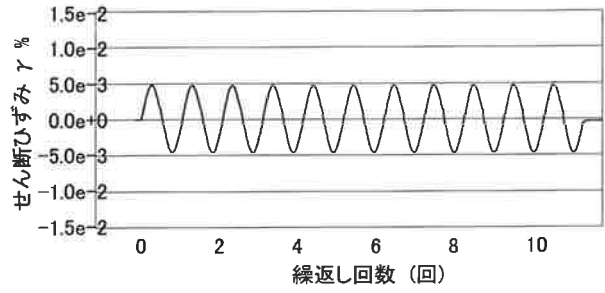
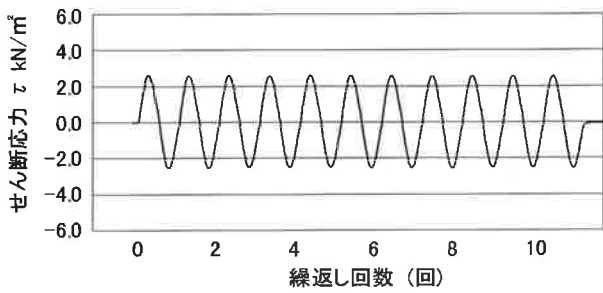
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

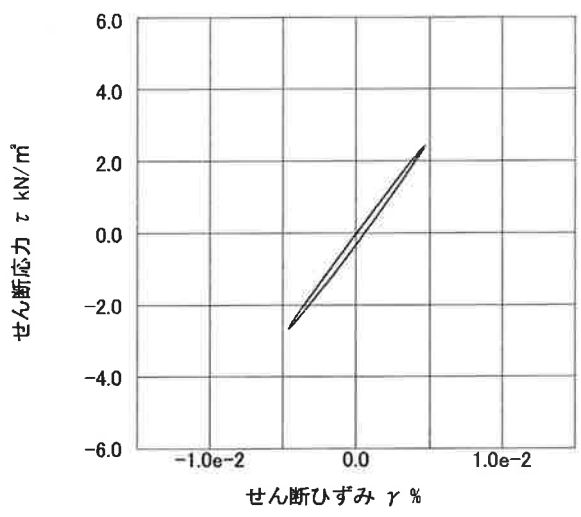
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

繰返し 载荷試験 前	土質名称		サイクル	供試体 No.		1		6	
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²
	高さ H_n cm	9.983	2	2.55	4.61e-003	55.2	3.19		
	外径 $(D_{on} - D_{in}^{(3)})$ cm	6.979	3	2.54	4.60e-003	55.2	2.87		
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm	3.016	4	2.54	4.61e-003	55.0	2.91		
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	310.52	5	2.54	4.61e-003	55.0	2.88		
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	2.54	4.61e-003	55.0	2.59		
	間隙比 e_n	0.848	7	2.53	4.63e-003	54.8	2.72		
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	2.55	4.66e-003	54.6	2.63		
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	2.53	4.62e-003	54.9	2.53		
			10	2.54	4.65e-003	54.6	2.54		

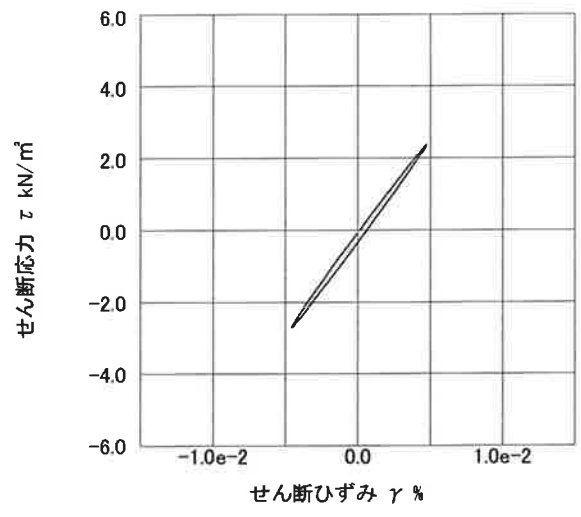
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
 図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
 たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し载荷にお
 ける履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

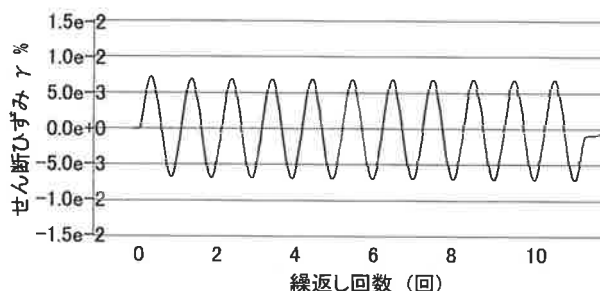
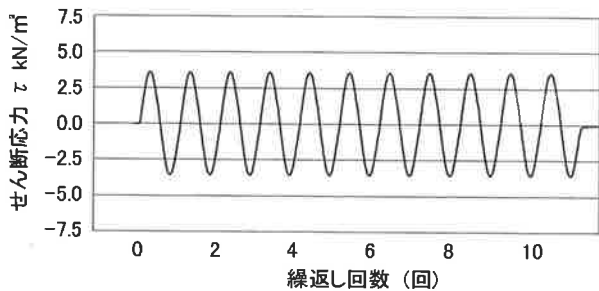
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
 [1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

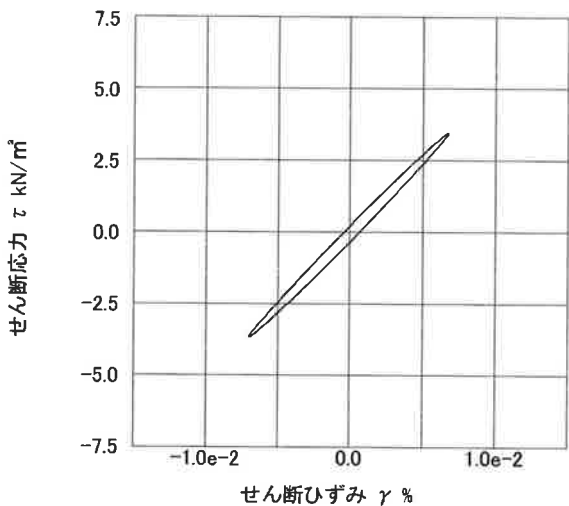
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷 試験 前	土質名称		サイクル	供試体 No.		1		7		
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³		片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	高さ H_n cm	9.983	2	3.56	3.56	6.85e-003	6.85e-003	52.0	52.0	4.30
	外径 (D_n, D_{on}^{3}) cm	6.979	3	3.56	3.56	6.82e-003	6.82e-003	52.1	52.1	4.13
	内径 D_{in}^{3} cm	3.016	4	3.56	3.56	6.85e-003	6.85e-003	52.0	52.0	3.87
	体積 V_n^{3} cm ³	310.52	5	3.56	3.56	6.89e-003	6.89e-003	51.7	51.7	3.79
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	3.56	3.56	6.88e-003	6.88e-003	51.7	51.7	3.60
	間隙比 e_n	0.848	7	3.56	3.56	6.86e-003	6.86e-003	51.9	51.9	3.66
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	3.56	3.56	6.89e-003	6.89e-003	51.6	51.6	3.50
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	3.56	3.56	6.90e-003	6.90e-003	51.5	51.5	3.51
			10	3.55	3.55	6.89e-003	6.89e-003	51.6	51.6	3.42

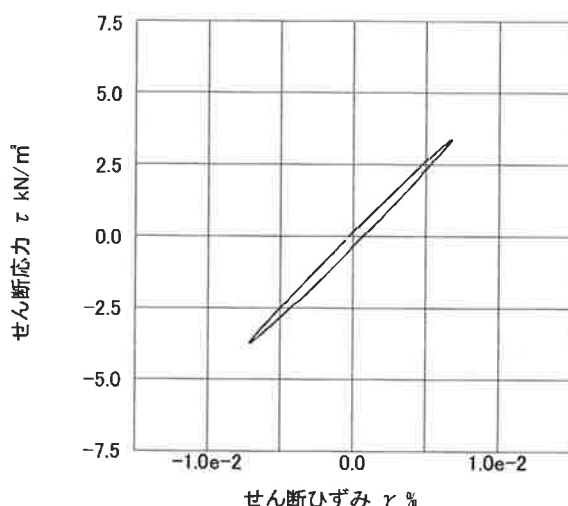
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

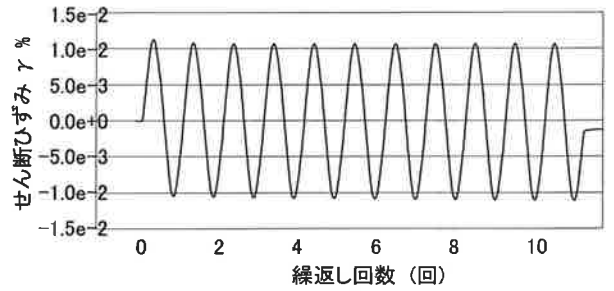
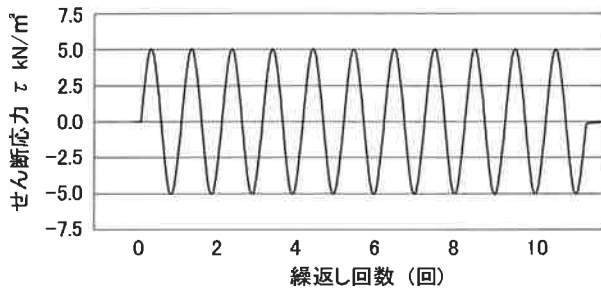
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

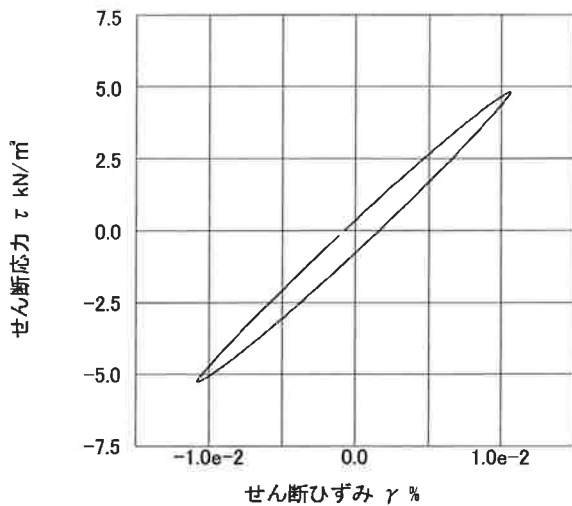
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1	載荷段階	8	
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価せん断率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.983	2	5.03	1.06e-002	47.4	6.42
	外径 (D_m, D_{on}) cm	6.978	3	5.02	1.06e-002	47.5	5.86
	内径 D_{in} cm	3.016	4	5.03	1.06e-002	47.2	5.71
	体積 V_n cm ³	310.52	5	5.03	1.06e-002	47.2	5.38
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	5.02	1.07e-002	47.1	5.41
	間隙比 e_n	0.848	7	5.03	1.07e-002	47.0	5.20
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.001	8	5.02	1.07e-002	46.8	5.17
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.10	9	5.03	1.08e-002	46.5	5.03
			10	5.02	1.08e-002	46.6	5.12

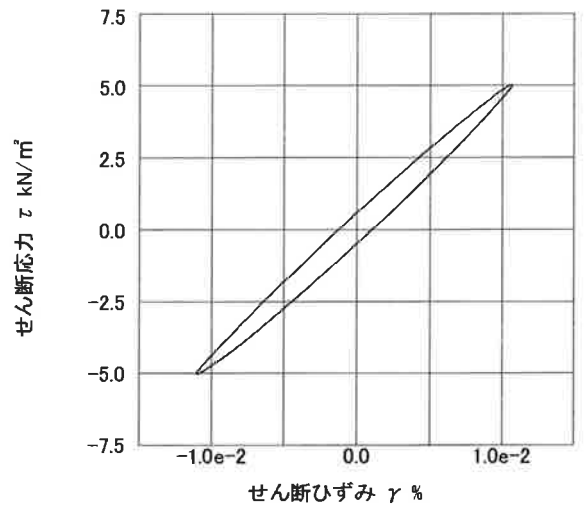
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

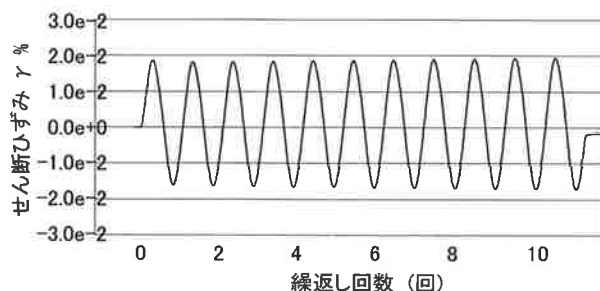
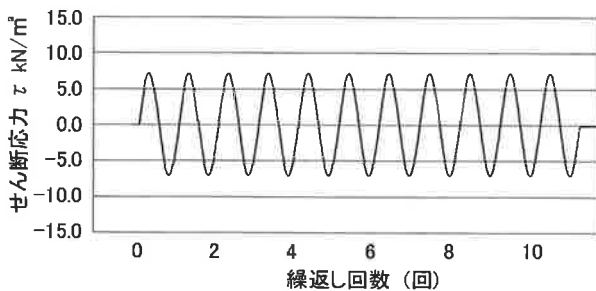
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
 [1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

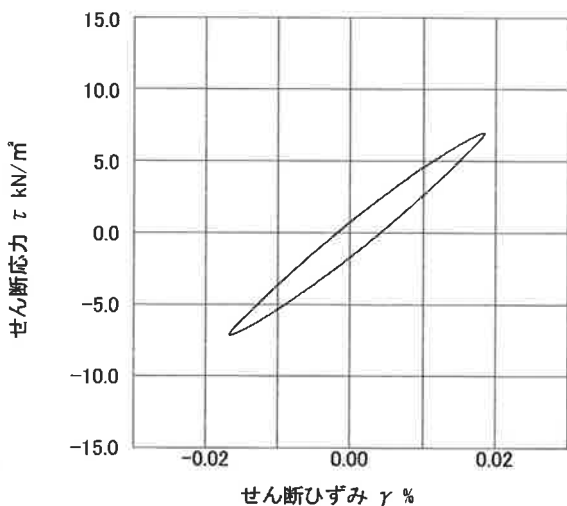
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1	9			
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.001	サイクル	片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\tau_a)_{SA}$ %	等価せん断剛性率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.10		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.982	2	7.07	1.70e-002	41.5	9.00	
	外径 (D_o, D_{on}^{3}) cm	6.977	3	7.07	1.70e-002	41.5	8.60	
	内径 $D_{in}^{3})$ cm	3.015	4	7.09	1.74e-002	40.8	8.13	
	体積 $V_n^{3})$ cm ³	310.42	5	7.07	1.74e-002	40.7	8.13	
	断面積 A_n cm ²	31.10	6	7.08	1.75e-002	40.4	7.88	
	間隙比 e_n	0.847	7	7.06	1.76e-002	40.1	7.90	
	試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.002	8	7.08	1.78e-002	39.7	7.63
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.20	9	7.07	1.79e-002	39.5	7.79
			10	7.07	1.81e-002	39.1	7.72	

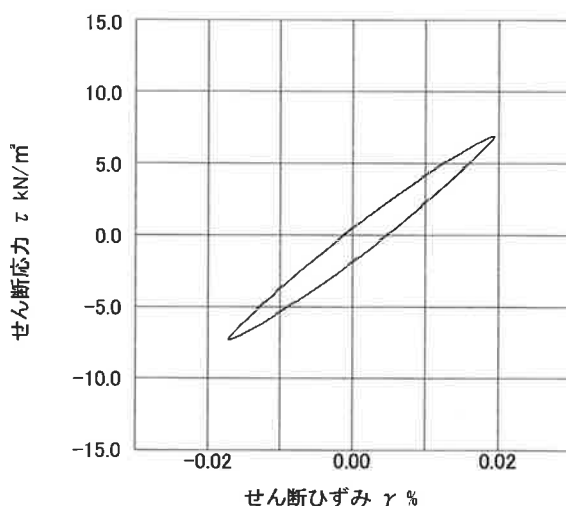
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

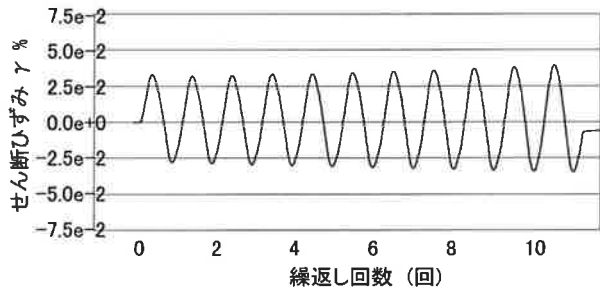
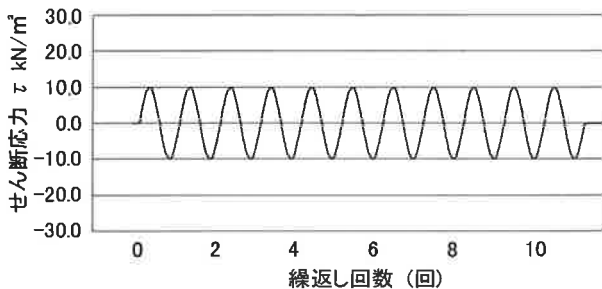
[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
 [1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

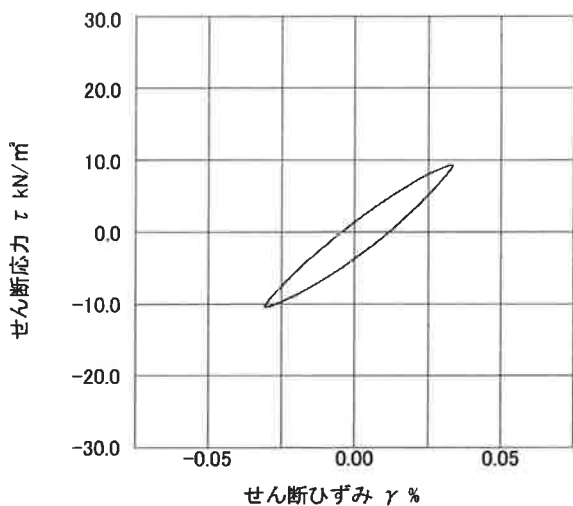
試料番号 (深さ) 岐阜砂 7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1	繰荷段階	10	
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.002	サイクル	片振幅軸断応力 σ_d kN/m ²	片振幅軸ひずみ $(\tau_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.20		片振幅せん断応力 τ_d	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.981	2	9.90	2.96e-002	33.5	12.54
	外径 $(D_o, D_{on}^{(3)})$ cm	6.977	3	9.88	3.02e-002	32.8	12.28
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm	3.015	4	9.90	3.09e-002	32.1	12.16
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	310.32	5	9.90	3.18e-002	31.1	11.80
	断面積 A_n cm ²	31.09	6	9.90	3.24e-002	30.6	12.11
	間隙比 e_n	0.846	7	9.90	3.32e-002	29.9	11.95
試験後	軸変位量 ΔH_n cm	0.005	8	9.90	3.39e-002	29.2	12.25
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.30	9	9.91	3.49e-002	28.4	12.07
			10	9.90	3.56e-002	27.8	12.50

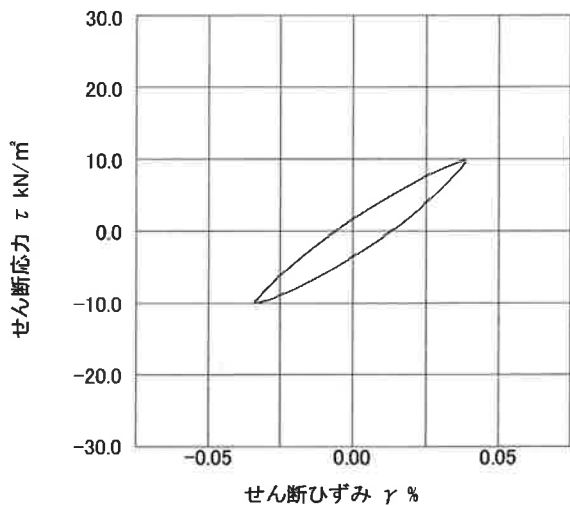
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

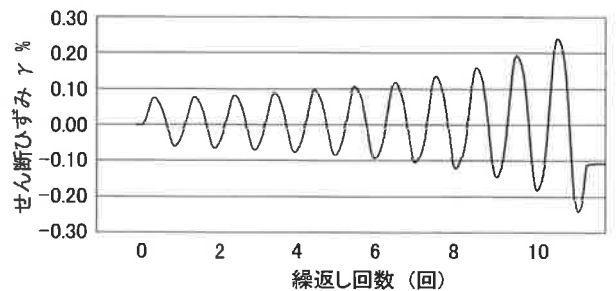
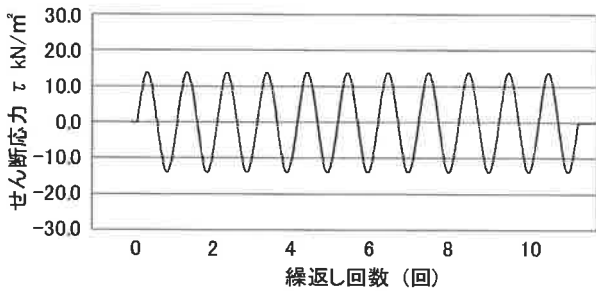
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

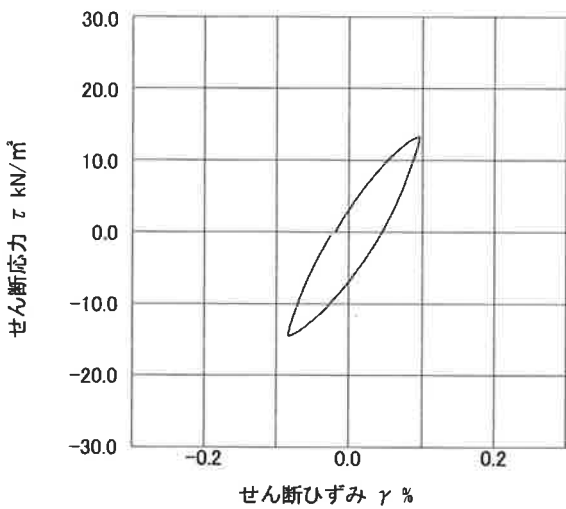
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

土質名称		供試体 No.		1		11		
				片振幅軸応力 σ_d kN/m ²	片振幅せん断応力 τ_d kN/m ²	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
繰返し 载荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.005	サイクル	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %			
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.30						
	高さ H_n cm	9.978		2	13.85	6.94e-002	20.0	16.62
	外径 $(D_o - D_{om}^{3})$ cm	6.974		3	13.85	7.48e-002	18.5	16.31
	内径 D_{in}^{3} cm	3.014		4	13.85	8.02e-002	17.3	17.23
	体積 V_n^{3} cm ³	310.22		5	13.85	8.80e-002	15.7	17.38
	断面積 A_n cm ²	31.09		6	13.85	9.77e-002	14.2	18.36
	間隙比 e_n	0.846		7	13.85	1.09e-001	12.7	19.36
試験 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.013	8	13.83	1.26e-001	11.0	19.83	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.80	9	13.84	1.48e-001	9.3	21.36	
			10	13.83	1.83e-001	7.5	21.76	

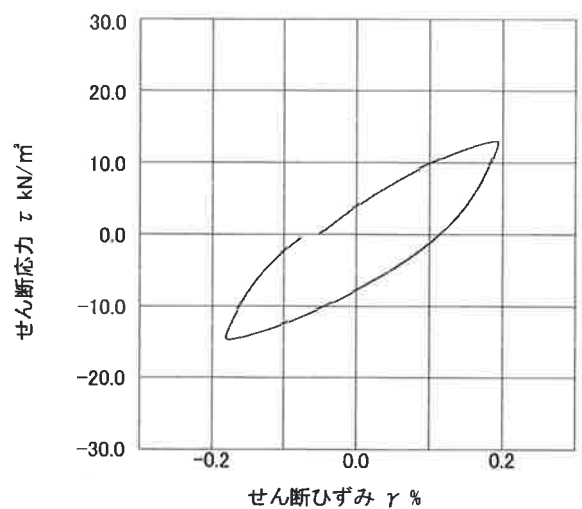
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し载荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

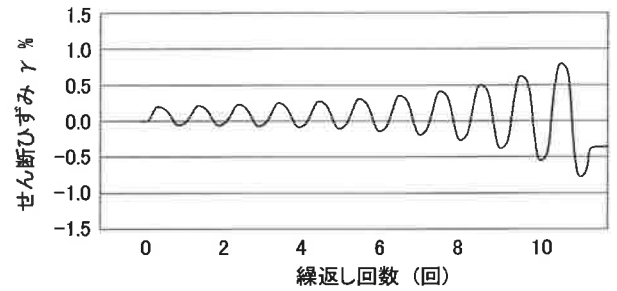
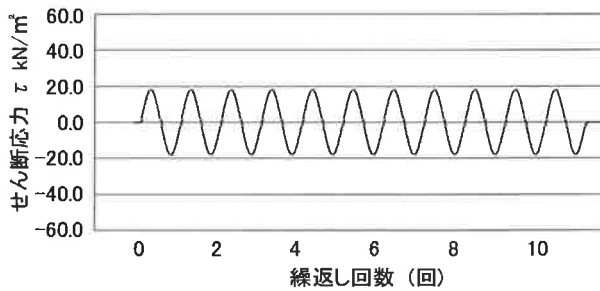
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

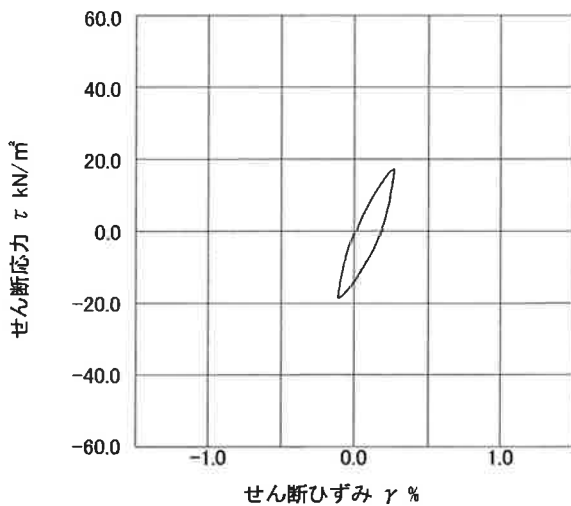
試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

繰返し 載荷試験 前	土質名称		供試体 No.		1		12	
	軸変位量 ΔH_n cm	体積変化量 ΔV_n cm ³	高さ H_n cm	外径 (D_o, D_{cn}) cm	内径 D_{in} cm	体積 V_n cm ³	断面積 A_n cm ²	間隙比 e_n
繰返し 載荷試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.013	2	17.94	1.34e-001	13.4	20.58	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.80	3	17.95	1.47e-001	12.2	19.71	
	高さ H_n cm	9.970	4	17.92	1.62e-001	11.1	20.68	
	外径 (D_o, D_{cn}) cm	6.974	5	17.94	1.86e-001	9.6	20.68	
	内径 D_{in} cm	3.014	6	17.92	2.17e-001	8.3	21.92	
	体積 V_n cm ³	309.72	7	17.91	2.63e-001	6.8	22.57	
	断面積 A_n cm ²	31.07	8	17.91	3.33e-001	5.4	22.28	
間隙比 e_n	0.843	9	17.91	4.31e-001	4.2	22.61		
試験後			10	17.92	5.74e-001	3.1	21.69	

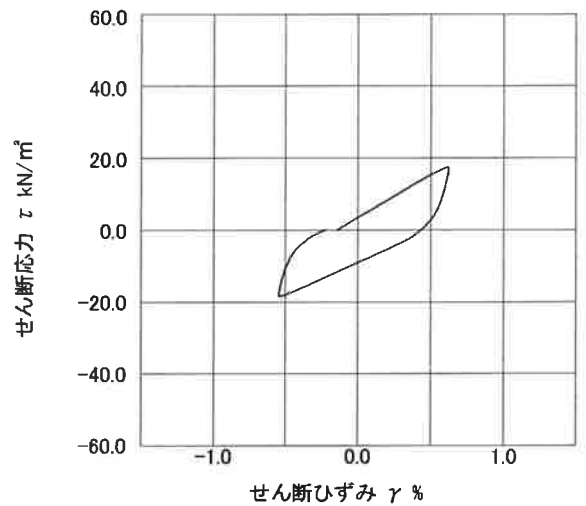
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



第5サイクル目



第10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を
図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, ま
たは別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷にお
ける履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

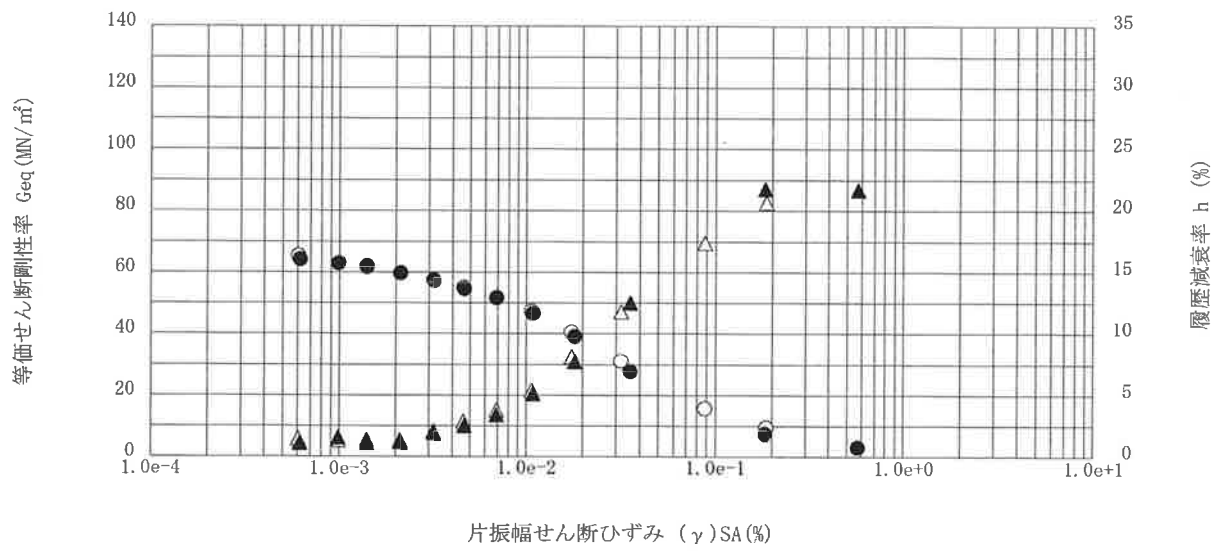
[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年 7月 11日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

供試体の状態 ¹⁾	乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³	2.636	
供試体の作製方法 ²⁾	密度調整				
土質名称					
供試体 No.	1	飽和方法	二重負圧	圧密条件	
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240	試験条件	載荷波形	正弦波, 三角波
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²	240		載荷周波数 f Hz	0.2
	背圧 u_b kN/m ²	200		排水条件	排水, 非排水
	軸方向圧密圧力 σ'_{ac} kN/m ²	40		1 サイクルデータポイント数	100
	側方向圧密圧力 σ'_{rc} kN/m ²	40		載荷段階数	12
異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾					

載荷段階	5 サイクル目 ○ △			10 サイクル目 ● ▲		
	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ % 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ % 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %
1	6.06e-004	65.3	1.47	6.19e-004	64.1	1.10
2	9.90e-004	62.8	1.35	9.86e-004	62.9	1.56
3	1.40e-003	61.8	1.42	1.40e-003	61.6	1.20
4	2.11e-003	59.7	1.37	2.11e-003	59.7	1.22
5	3.17e-003	57.5	2.09	3.18e-003	57.3	1.95
6	4.61e-003	55.0	2.88	4.65e-003	54.6	2.54
7	6.89e-003	51.7	3.79	6.89e-003	51.6	3.42
8	1.06e-002	47.2	5.38	1.08e-002	46.6	5.12
9	1.74e-002	40.7	8.13	1.81e-002	39.1	7.72
10	3.18e-002	31.1	11.80	3.56e-002	27.8	12.50
11	8.80e-002	15.7	17.38	1.83e-001	7.5	21.76
12	1.86e-001	9.6	20.68	5.74e-001	3.1	21.69



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻法を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
 [1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

変形特性を求めるための繰返し中空ねじりせん断試験 $1/G \sim \gamma \cdot h \sim G_{eq}$

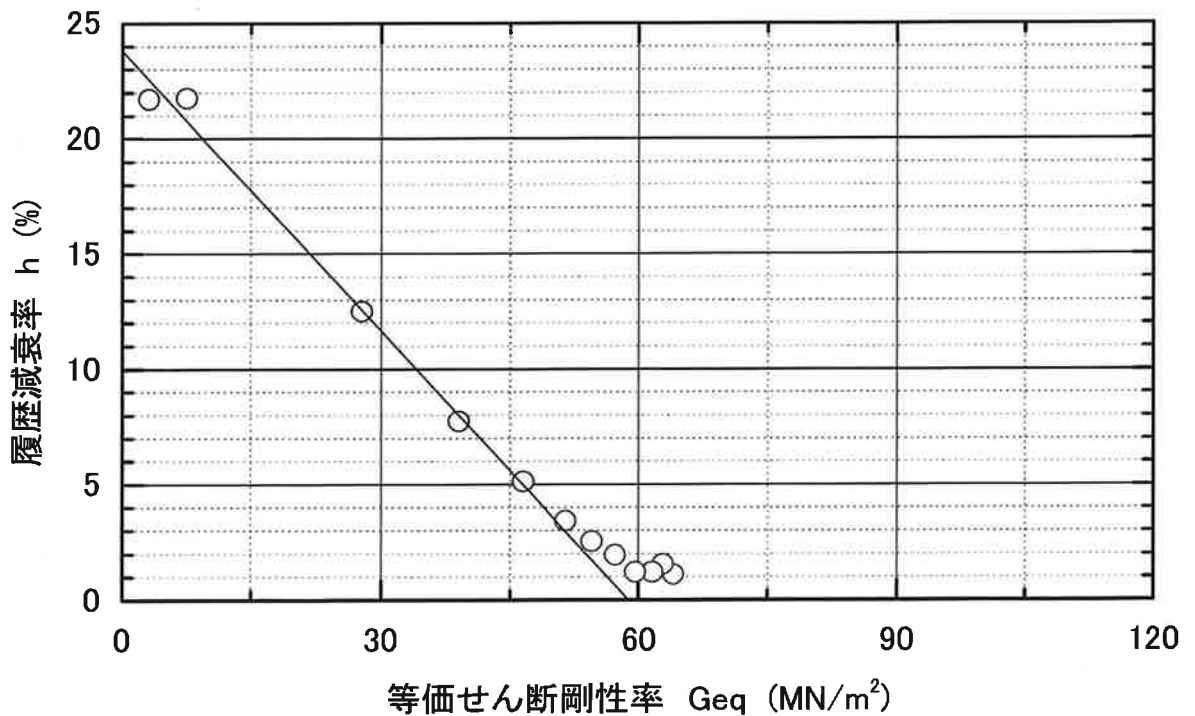
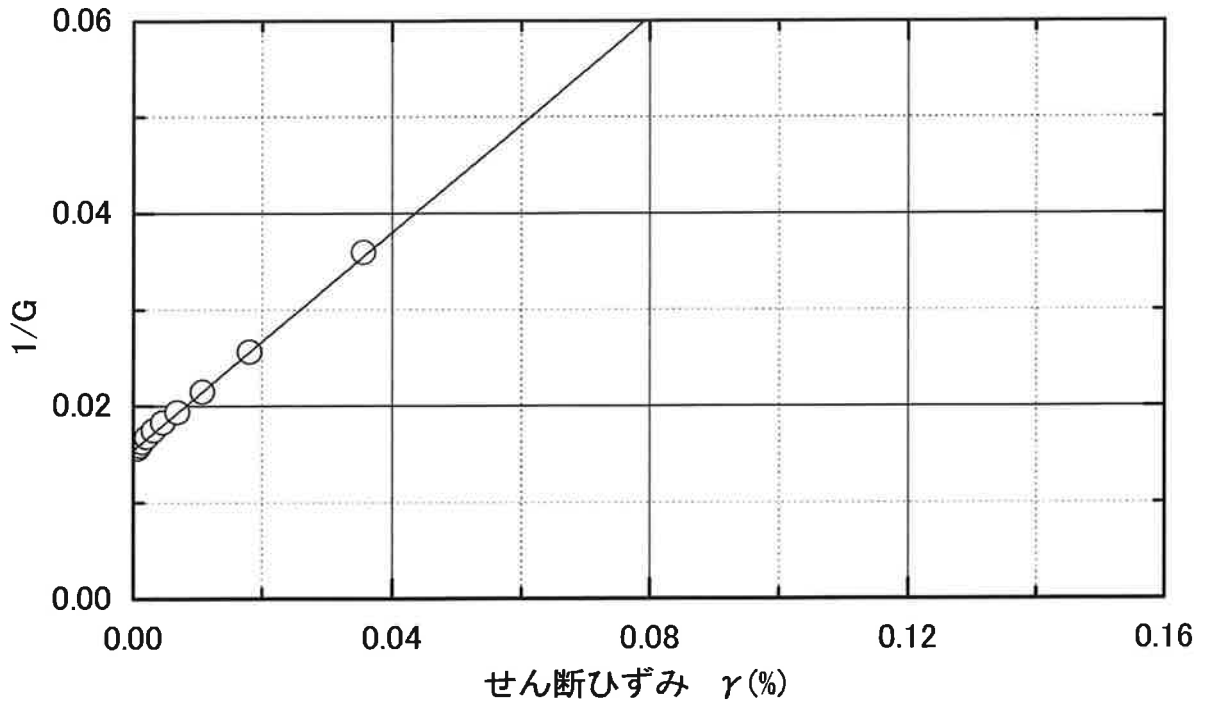
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成24年7月11日

試料番号 岐阜砂7号

試験者 木田川 純

軸方向応力 σ_{ac} kN/m^2	240	1/G	0.01549
側方向応力 σ_{rc} kN/m^2	240	推定 G_0 MN/m^2	64.56
背 圧 u_b kN/m^2	200	基準ひずみ γ_r	0.02757
サイクル波数 回	10	最大減衰率 h %	23.80



変形特性を求めるための繰返し中空ねじりせん断試験 G・ γ ・h-表

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成24年7月11日
 試料番号 岐阜砂7号 試験者 木田川 純

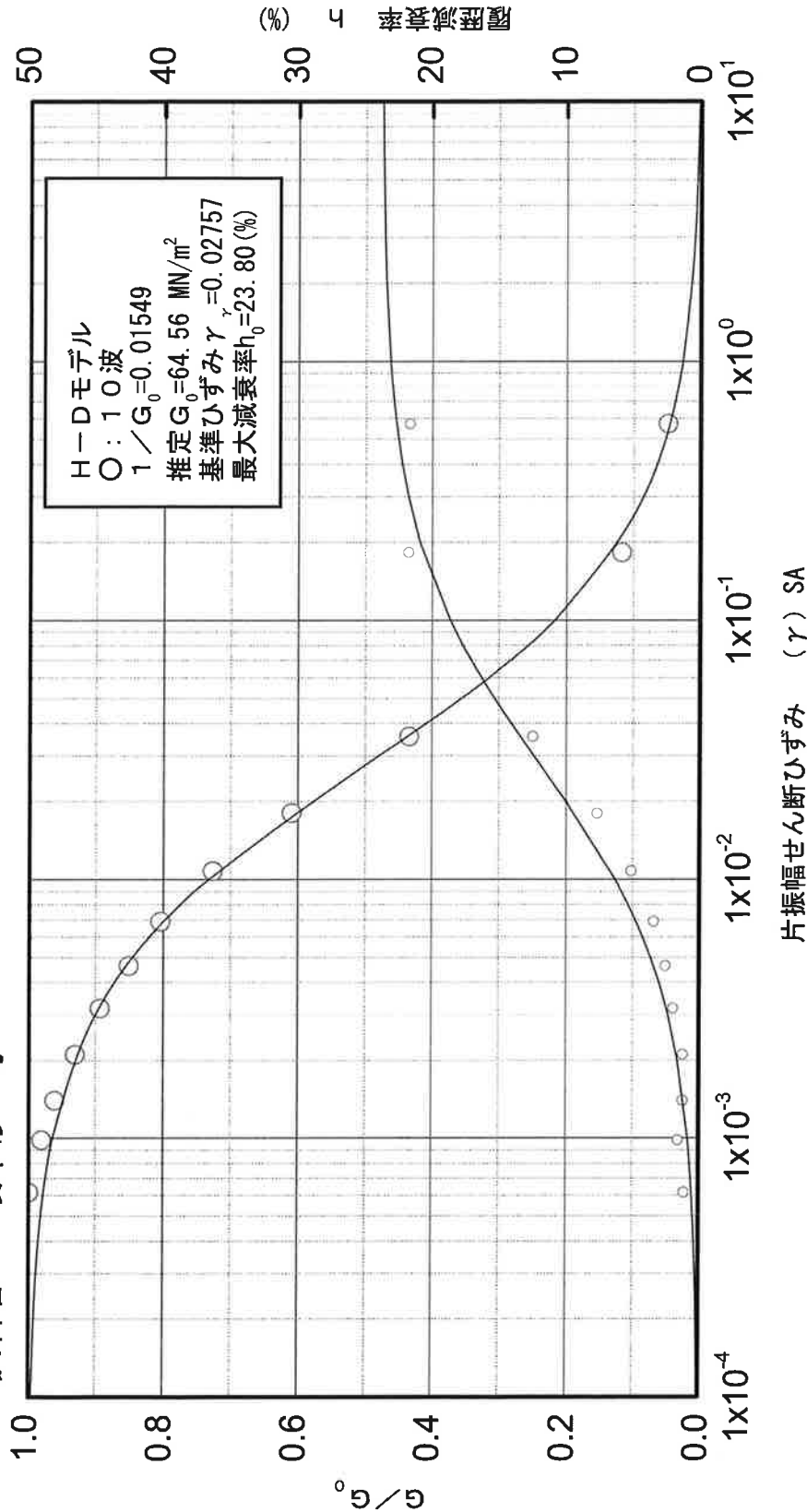
軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240	1/G	0.01549
側方向応力 σ_{rc} kN/m ²	240	推定G ₀ MN/m ²	64.56
背 圧 u_b kN/m ²	200	基準ひずみ γ_r	0.02757
サイクル波数 回	10	最大減衰率h %	23.80

No.	せん断ひずみ γ	剛性率 G ₀ (MN/m ²)	履歴減衰率 h (%)	G/G ₀
1	1.00E-04	64.32	8.60E-02	0.99639
2	2.00E-04	64.09	1.71E-01	0.99280
3	3.00E-04	63.86	2.56E-01	0.98924
4	4.00E-04	63.63	3.40E-01	0.98570
5	5.00E-04	63.41	4.24E-01	0.98219
6	6.00E-04	63.18	5.07E-01	0.97870
7	7.00E-04	62.96	5.89E-01	0.97524
8	8.00E-04	62.74	6.71E-01	0.97180
9	9.00E-04	62.52	7.52E-01	0.96839
10	1.00E-03	62.30	8.33E-01	0.96500
11	2.00E-03	60.19	1.61E+00	0.93237
12	3.00E-03	58.22	2.34E+00	0.90187
13	4.00E-03	56.38	3.01E+00	0.87330
14	5.00E-03	54.65	3.65E+00	0.84649
15	6.00E-03	53.02	4.25E+00	0.82127
16	7.00E-03	51.49	4.82E+00	0.79752
17	8.00E-03	50.04	5.35E+00	0.77510
18	9.00E-03	48.67	5.86E+00	0.75390
19	1.00E-02	47.37	6.33E+00	0.73383
20	2.00E-02	37.42	1.00E+01	0.57957
21	3.00E-02	30.92	1.24E+01	0.47890
22	4.00E-02	26.34	1.41E+01	0.40803
23	5.00E-02	22.95	1.53E+01	0.35543
24	6.00E-02	20.33	1.63E+01	0.31484
25	7.00E-02	18.24	1.71E+01	0.28257
26	8.00E-02	16.55	1.77E+01	0.25630
27	9.00E-02	15.14	1.82E+01	0.23450
28	1.00E-01	13.95	1.87E+01	0.21612
29	2.00E-01	7.82	2.09E+01	0.12115
30	3.00E-01	5.43	2.18E+01	0.08417
31	4.00E-01	4.16	2.23E+01	0.06448
32	5.00E-01	3.37	2.26E+01	0.05226
33	6.00E-01	2.84	2.28E+01	0.04393
34	7.00E-01	2.45	2.29E+01	0.03789
35	8.00E-01	2.15	2.30E+01	0.03332
36	9.00E-01	1.92	2.31E+01	0.02972
37	1.00E+00	1.73	2.32E+01	0.02683
38	2.00E+00	0.88	2.35E+01	0.01360
39	3.00E+00	0.59	2.36E+01	0.00911
40	4.00E+00	0.44	2.36E+01	0.00685
41	5.00E+00	0.35	2.37E+01	0.00548
42	6.00E+00	0.30	2.37E+01	0.00457
43	7.00E+00	0.25	2.37E+01	0.00392
44	8.00E+00	0.22	2.37E+01	0.00343
45	9.00E+00	0.20	2.37E+01	0.00305
46	1.00E+01	0.18	2.37E+01	0.00275
47				
48				
49				
50				

土の変形特性を求めするための中空円筒供試体による繰返しせん断試験

件名： 砂の物性試験

試料名： 岐阜砂7号



JGS	0520	土の三軸試験の供試体作製・設置
-----	------	-----------------

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 小倉 教弘

供試体を用いる試験の基準番号と名称		JGS 0523 土の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験				
試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636
供試体の作製 ²⁾		静的締固めによる		液性限界 W_L % ⁴⁾		
土質名称				塑性限界 W_p % ⁴⁾		
供試体 No.		1	2	3		
初期状態	直径 cm	5.010	5.010	5.010		
	平均直径 D_i cm	5.010	5.010	5.010		
	高さ cm	10.180	10.180	10.180		
	平均高さ H_i cm	10.180	10.180	10.180		
	体積 V_i cm ³	200.68	200.68	200.68		
	含水比 w_i %	0.1	0.1	0.1		
	質量 m_i g	278.34	278.34	278.34		
	湿潤密度 ρ_{ti} ³⁾ g/cm ³	1.387	1.387	1.387		
	乾燥密度 ρ_{di} ³⁾ g/cm ³	1.386	1.386	1.386		
	間隙比 e_i ³⁾	0.902	0.902	0.902		
	飽和度 S_{ri} ³⁾ %	0.3	0.3	0.3		
	相対密度 D_{ri} ³⁾ %					
設置・飽和過程	軸変位量の測定方法		外部変位計によって測定			
	設置時の軸変位量 cm	0.000	0.000	0.000		
	飽和過程の軸変位量 cm	0.000	0.000	0.000		
	軸変位量 ΔH_i ⁵⁾ cm	0.000	0.000	0.000		
	体積変化量の測定方法		計算による			
	設置時の体積変化量 cm ³	0.00	0.00	0.00		
飽和過程の体積変化量 cm ³	0.00	0.00	0.00			
体積変化量 ΔV_i ⁵⁾ cm ³	0.00	0.00	0.00			
圧密前 (試験前)	高さ H_0 cm	10.180	10.180	10.180		
	直径 D_0 cm	5.010	5.010	5.010		
	体積 V_0 cm ³	200.68	200.68	200.68		
	乾燥密度 ρ_{d0} ³⁾ g/cm ³	1.386	1.386	1.386		
	間隙比 e_0 ³⁾	0.902	0.902	0.902		
相対密度 D_{r0} ³⁾ %						
炉乾燥後	容器 No.	RS207	RS208	RS209		
	(炉乾燥供試体+容器)質量 g	316.84	316.39	318.25		
	容器質量 g	38.67	38.34	40.13		
炉乾燥質量 m_s g	278.17	278.05	278.12			

特記事項

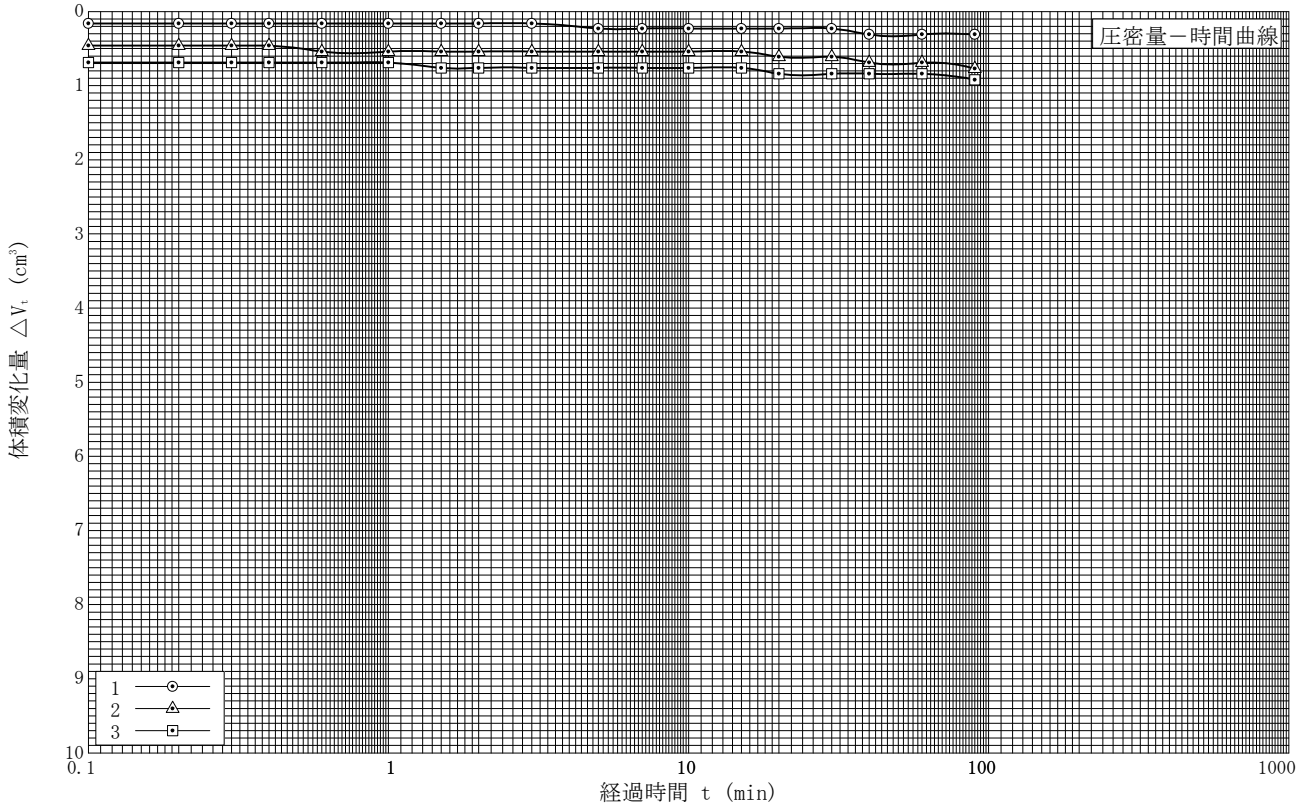
- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程および B 値測定過程での変化を合わせる。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験 試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m² 試験者 小倉 教弘

試料の状態 ¹⁾		乱した	液性限界 W_L % ⁴⁾	
供試体の作製方法 ²⁾		静的締固めによる	塑性限界 W_P % ⁴⁾	
土質名称			圧密中の排水方法	両端面ペーパードレーン
土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636		
供試体 No.		1	2	3
試験条件	セル圧 σ_c kN/m ²	220	240	280
	背圧 u_b kN/m ²	200	200	200
	圧密応力 σ'_c kN/m ²	20	40	80
圧密前	高さ H_0 cm	10.180	10.180	10.180
	直径 D_0 cm	5.010	5.010	5.010
	間隙比 e_0 ³⁾	0.902	0.902	0.902
圧密後	圧密時間 t_c min	90	90	90
	体積変化量 ΔV_c cm ³	0.31	0.77	0.92
	軸変位量 ΔH_c cm	0.005	0.013	0.016
	体積 V_c cm ³	200.37	199.91	199.76
	高さ H_c cm	10.175	10.167	10.164
	炉乾燥質量 m_s g	278.17	278.05	278.12
	乾燥密度 ρ_{dc} g/cm ³	1.388	1.391	1.392
	間隙比 e_c ³⁾	0.899	0.895	0.894
間隙圧係数 B	等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²	10.0	10.0	10.0
	間隙水圧増加量 Δu kN/m ²	9.5	9.5	9.5
	測定に要した時間 min	5	5	5
	B 値	0.95	0.95	0.95



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。

[1kN/m² ≒ 0.1012kgf/cm²]

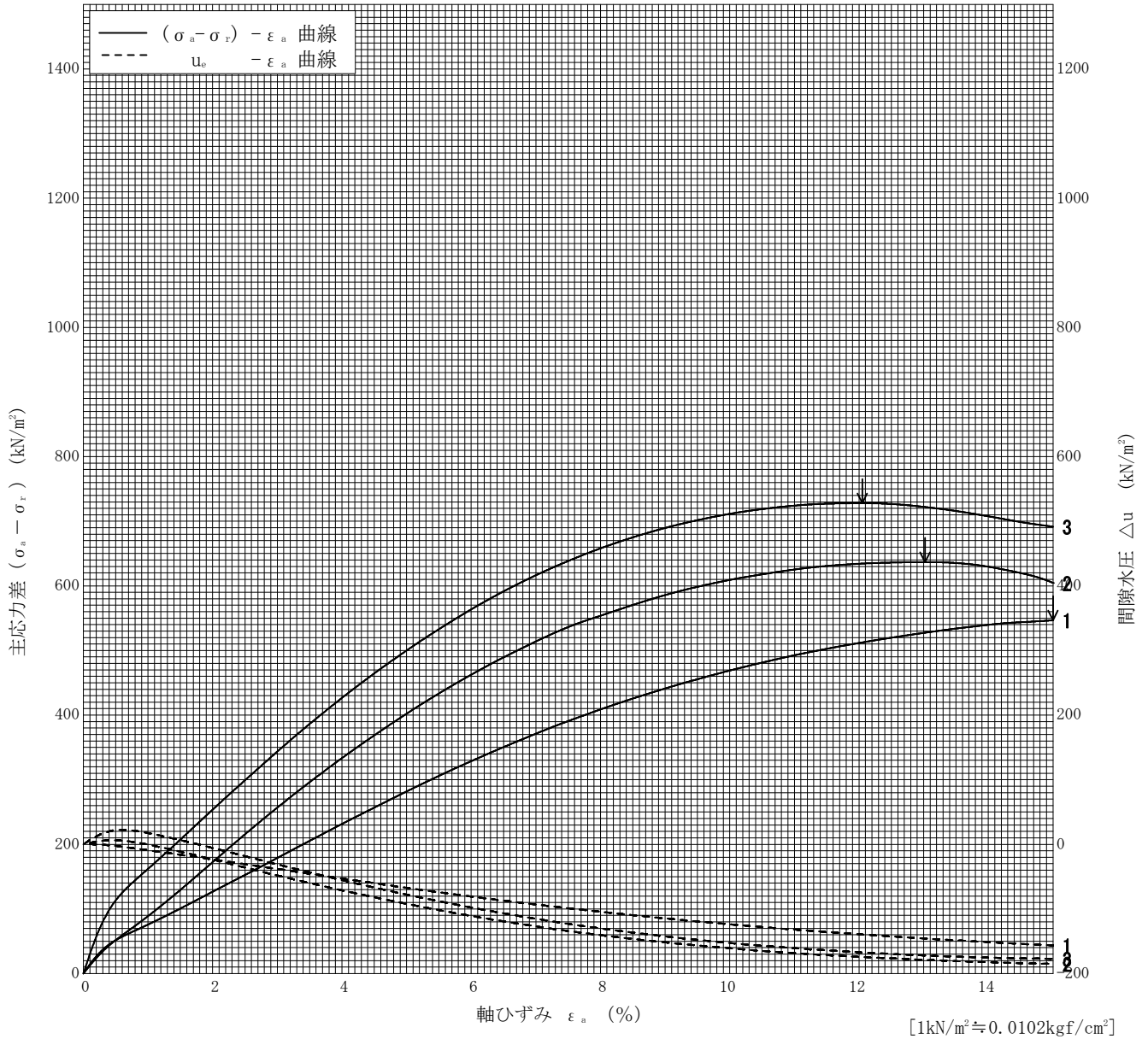
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 小倉 教弘

土質名称	供試体 No.	1	2	3	
液性限界 W_L %	セル圧・圧密応力 kN/m^2	20	40	80	
塑性限界 W_P %	背 圧 u_b kN/m^2	200	200	200	
ひずみ速度 %/min	0.05				
特記事項 1) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。	主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ kN/m^2	546.74	636.84	728.04
		軸ひずみ ϵ_{af} %	15.00	13.02	12.05
		間隙水圧 u_f kN/m^2	43.62	21.14	32.68
		有効軸方向応力 σ'_{af} kN/m^2	723.12	855.70	975.36
		有効側方向応力 σ'_{rf} kN/m^2	176.38	218.86	247.32
		体積ひずみ ϵ_{vf} %			
	CD	間隙比 e_f			
		変形係数 E_{50} MN/m^2	5.66	8.38	11.2
	供試体の破壊状況				



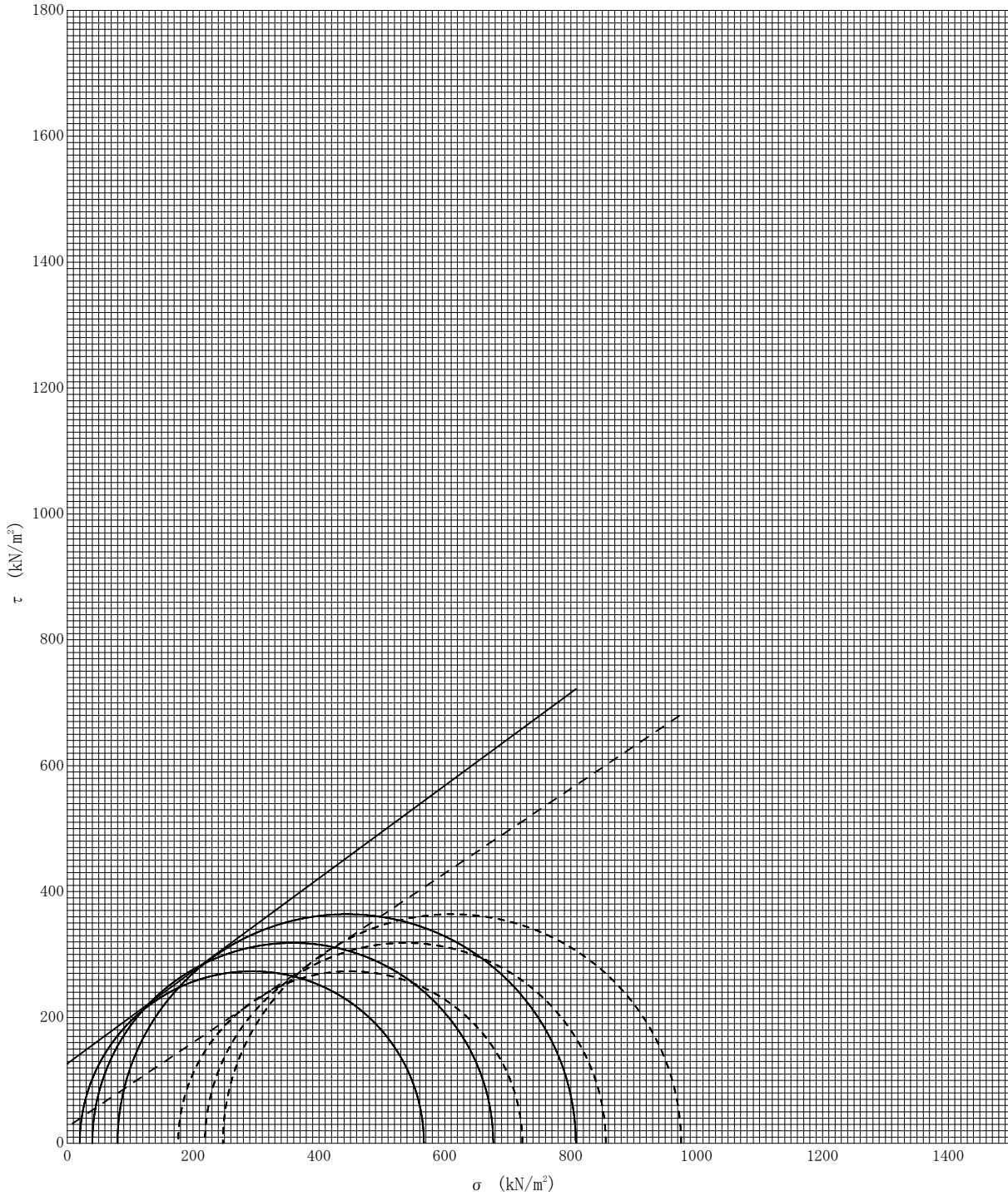
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 小倉 教弘

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	ϕ °	$\tan \phi$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	126.6	36.38	0.737	25.9	33.90



特記事項

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

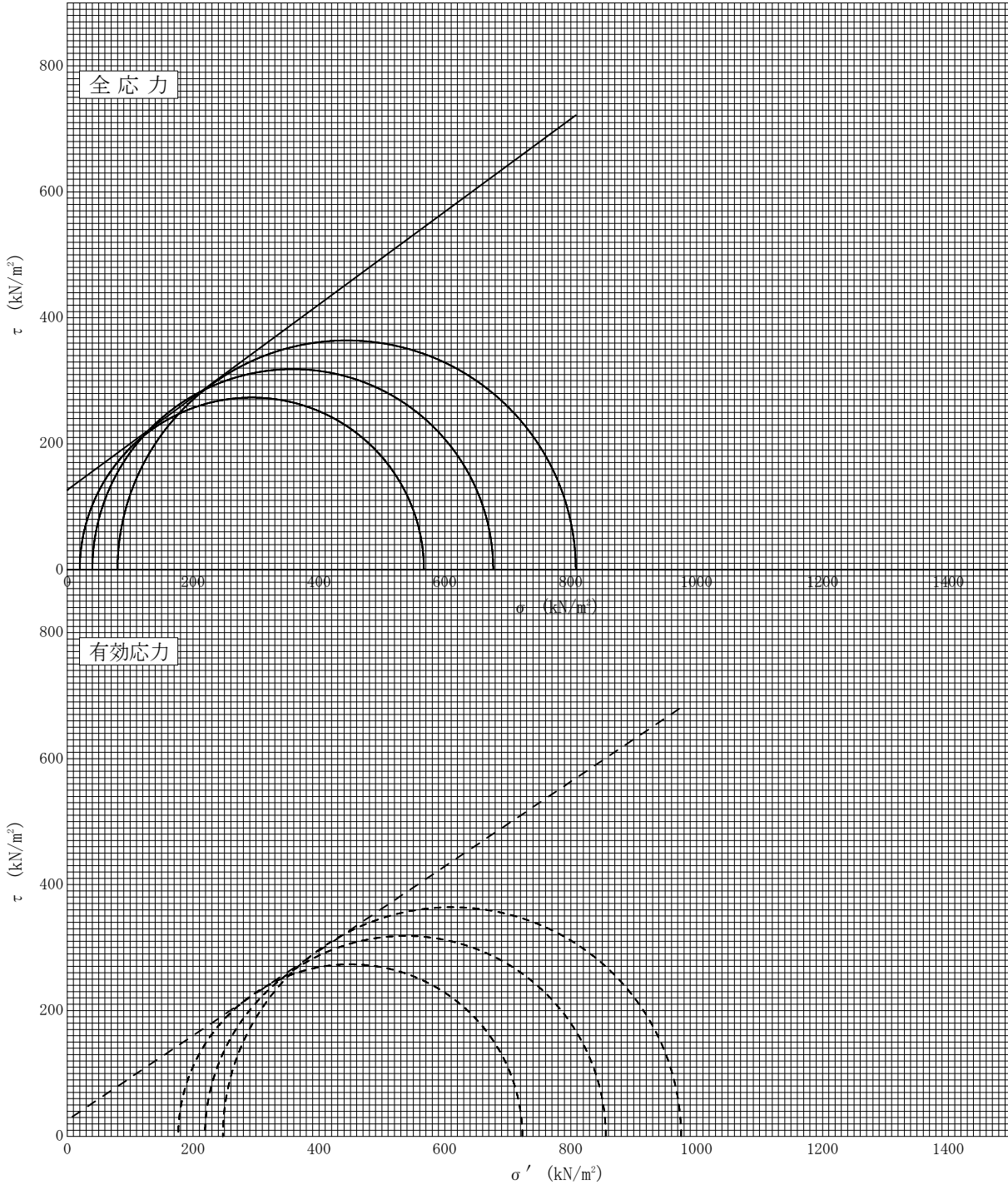
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 小倉 教弘

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	φ °	tan φ	c' kN/m ²	φ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	126.6	36.38	0.737	25.9	33.90



特記事項

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

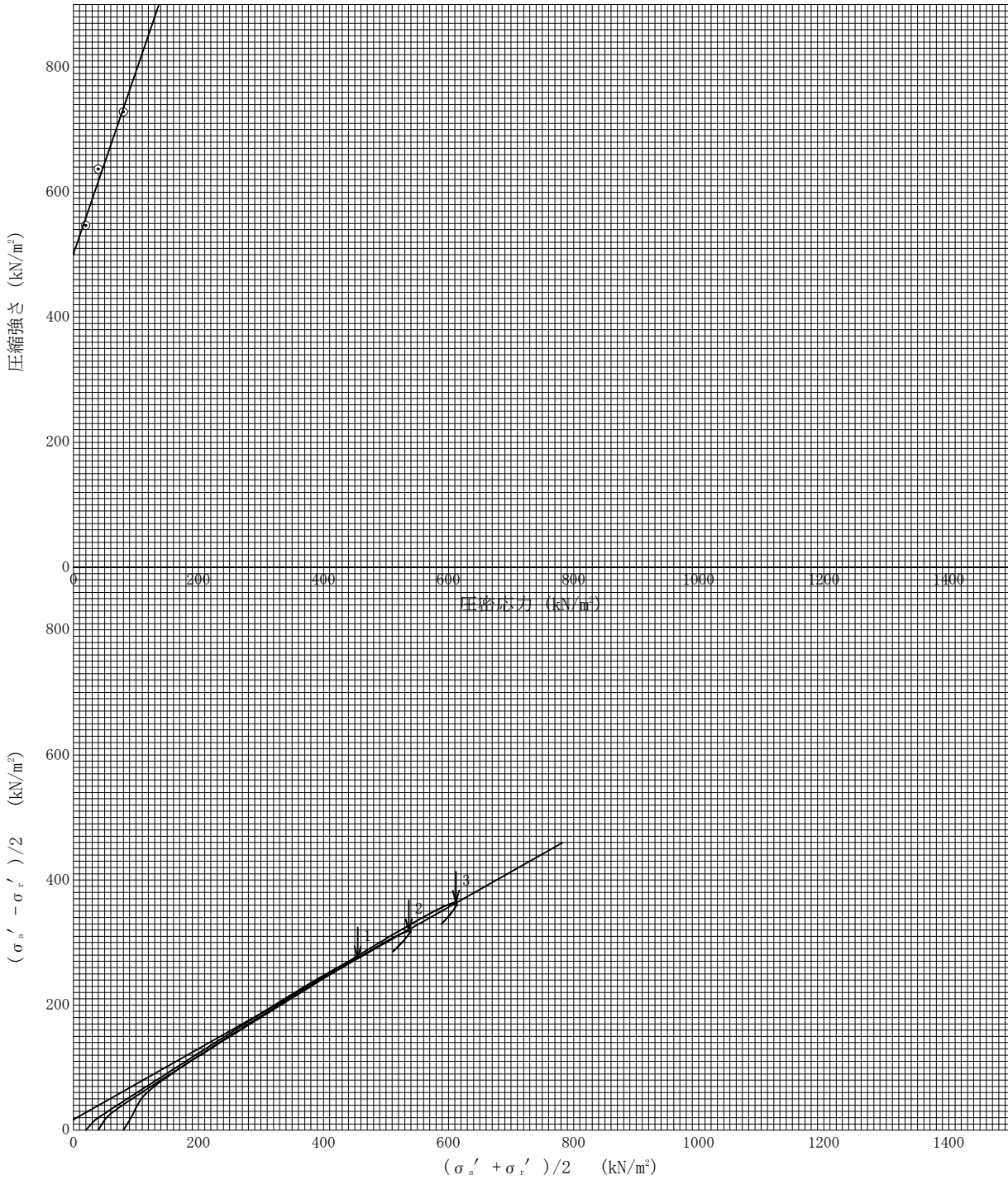
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 19日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 小倉 教弘

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	ϕ °	$\tan \phi$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					



特記事項

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

土質試験結果一覧表（基礎地盤）

調査件名 砂の物性試験

整理年月日

平成 24年 3月 14日

整理担当者

久保 裕一

試料番号 (深 さ)		岐阜砂7号-40kN/m ²	岐阜砂7号-80kN/m ²			
一般	湿潤密度 ρ_t g/cm ³					
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³					
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³					
	自然含水比 w_n %					
	間隙比 e					
	飽和度 S_r %					
粒 度	石分 (75mm以上) %					
	礫分 ¹⁾ (2~75mm) %					
	砂分 ¹⁾ (0.075~2mm) %					
	シルト分 ¹⁾ (0.005~0.075mm) %					
	粘土分 ¹⁾ (0.005mm未満) %					
	最大粒径 mm					
	均等係数 U_c					
コンシステンシー特性	液性限界 w_L %					
	塑性限界 w_P %					
	塑性指数 I_p					
分 類	地盤材料の 分類名					
	分類記号					
圧 密	試験方法					
	圧縮指数 C_c					
	圧密降伏応力 p_c kN/m ²					
一 軸 圧 縮	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²					
	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²					
	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²					
	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²					
せ ん 断	試験条件					
	全応力	c kN/m ²				
		ϕ °				
	有効応力	c' kN/m ²				
ϕ' °						
	等価せん断剛性率 G_0 MN/m ²	34.296	42.886			
	履歴減衰率 h_0	2.218E-1	2.236E-1			

特記事項

1) 石分を除いた75mm未満の土質材料に対する百分率で表す。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

JGS	0520	土の三軸試験の供試体作製・設置
-----	------	-----------------

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 久保 裕一

供試体を用いる試験の基準番号と名称		JGS 0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験			
試料の状態 ¹⁾	乱した	土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³	2.636		
供試体の作製 ²⁾	締め固めによる	液性限界 w_L % ⁴⁾			
土質名称		塑性限界 w_p % ⁴⁾			
供試体 No.	2				
初期状態	直径 cm	4.960			
	平均直径 D_i cm	4.960			
	高さ cm	10.000			
	平均高さ H_i cm	10.000			
	体積 V_i cm ³	193.22			
	含水比 w_i %	0.0			
	質量 m_i g	268.00			
	湿潤密度 ρ_{ti} ³⁾ g/cm ³	1.387			
	乾燥密度 ρ_{di} ³⁾ g/cm ³	1.387			
	間隙比 e_i ³⁾	0.901			
飽和度 S_{ri} ³⁾ %	0.0				
相対密度 D_{ri} ³⁾ %	49.2				
設置・飽和過程	軸変位量の測定方法	外部変位計によって測定			
	設置時の軸変位量 cm	0.000			
	飽和過程の軸変位量 cm	0.020			
	軸変位量 ΔH_i ⁵⁾ cm	0.020			
	体積変化量の測定方法	計算による			
	設置時の体積変化量 cm ³	0.00			
圧密前 (試験前)	飽和過程の体積変化量 cm ³	1.16			
	体積変化量 ΔV_i ⁵⁾ cm ³	1.16			
	高さ H_0 cm	9.980			
	直径 D_0 cm	4.950			
	体積 V_0 cm ³	192.06			
炉乾燥後	乾燥密度 ρ_{d0} ³⁾ g/cm ³	1.395			
	間隙比 e_0 ³⁾	0.890			
	相対密度 D_{r0} ³⁾ %	51.2			
	容器 No.				
(炉乾燥供試体+容器)質量 g					
容器質量 g					
炉乾燥質量 m_s g					

特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程および B 値測定過程での変化を合わせる。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (試験条件) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 (圧密状態)
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

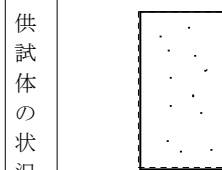
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m2

試験者 久保 裕一

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636				
供試体の作製方法 ²⁾		締め固めによる		液性限界 W_L % ⁴⁾						
土質名称				塑性限界 W_P % ⁴⁾						
供試体 No.		2	飽和方法	炭酸ガス通水背圧	圧密条件	等方				
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²		240	載荷条件	載荷波形		正弦波			
	側方向応力(=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²		240		載荷周波数 f Hz		0.2			
	背圧 u_b kN/m ²		200		排水条件		非排水			
	軸方向圧密応力 σ'_{ac} kN/m ²		40		1サイクルデータポイント数		100			
	側方向圧密応力 σ'_{rc} kN/m ²		40		載荷段階数		10			
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾									
試験装置	荷重計の容量 N		500	圧密後	軸変位計の読み		圧密前 cm 0.000			
	トルク計の容量 ⁶⁾ N・m				の読み		圧密後 cm 0.002			
	軸変位計	大変位	位置 ①		変位計の位置 回転角計	排水量の読み		圧密前 cm ³ 0.00		
		小変位	位置 ②			の読み		圧密後 cm ³ 0.16		
	回転角計	大角度	位置			軸変位量 ΔH_c cm		0.002		
		小角度	位置			体積変化量 ΔV_c cm ³		0.16		
	置	金属製リブ	数量			リブの位置	高さ H_c cm		9.978	
			高さ cm				外径 (D_o, \bar{D}_{ov}) cm		4.948	
			厚さ cm				内径 D_{ic} ⁶⁾ cm			
		間隙水圧経路体積変化 cm ³ /KN/m ²					0.0001	体積 V_c cm ³		191.90
		ゴムスリーブ					材質	断面面積 A_c cm ²	19.23	
							厚さ mm	乾燥質量 m_s g		
圧密前	高さ H_0 cm		乾燥密度 $\rho_{d0} = m_s/V_c$ g/cm ³							
	外径 (D_o, \bar{D}_{ov}) cm		間隙比 e_c ³⁾							
	内径 D_{i0} ⁶⁾ cm		相対密度 D_{rc} ³⁾ %							
圧密後	等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²		間隙前	等方応力増加量 $\Delta \sigma$ kN/m ²	10.0					
	間隙水圧増加量 Δu_0 kN/m ²		圧密係数 B	間隙水圧増加量 Δu_1 kN/m ²	10.0					
	測定に要した時間 min			測定に要した時間 min		5				
	B 値		B 値		1.00					
測定に要した時間 min		測定に要した時間 min								

特記事項



- 1) 試料の採取方法, 試料の状態(塊状, 凍結, ときほぐされた)等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。
- 6) 中空円筒供試体による試験の場合に記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

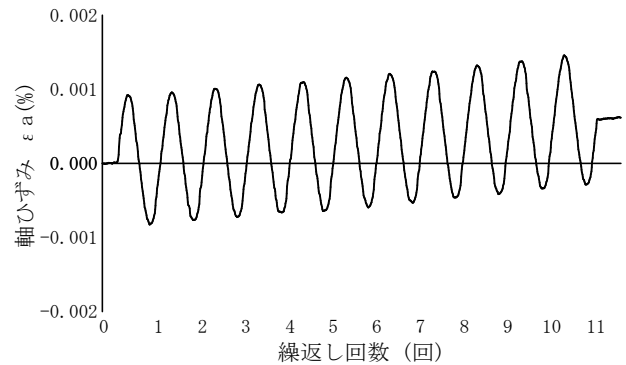
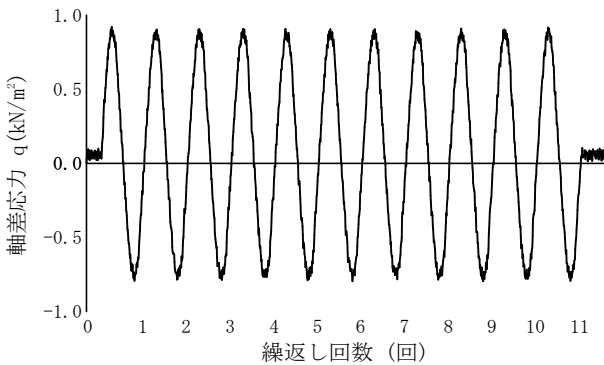
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

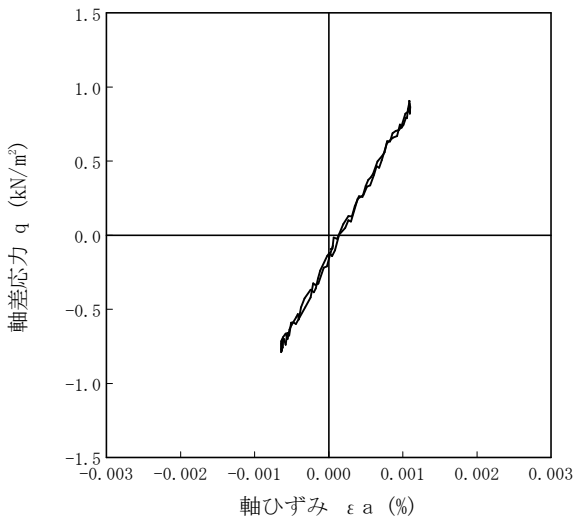
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		1	
				载荷段階			
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	0.84	0.00086	97.67	0.00
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	0.85	0.00086	98.84	0.33
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	0.84	0.00086	97.67	0.00
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	0.85	0.00086	98.84	0.40
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	0.85	0.00088	96.59	0.60
	間隙比 e_n		7	0.84	0.00086	97.67	0.11
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	0.84	0.00085	98.82	0.06
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	0.85	0.00087	97.70	0.48
			10	0.84	0.00085	98.82	0.10

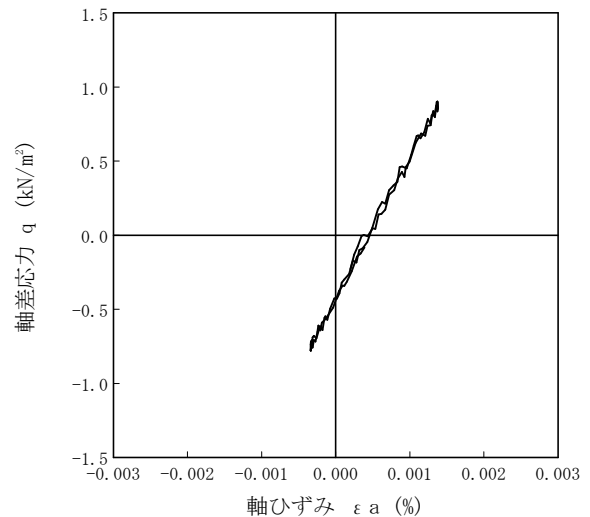
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

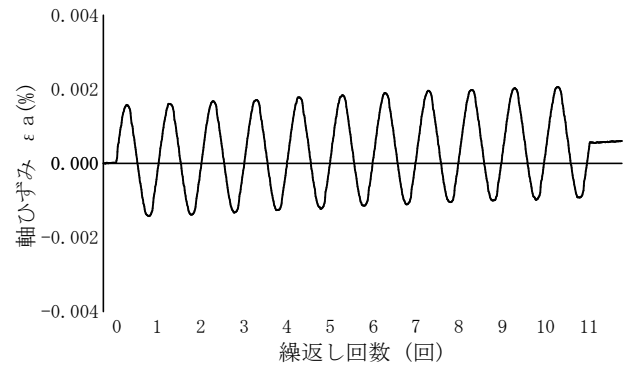
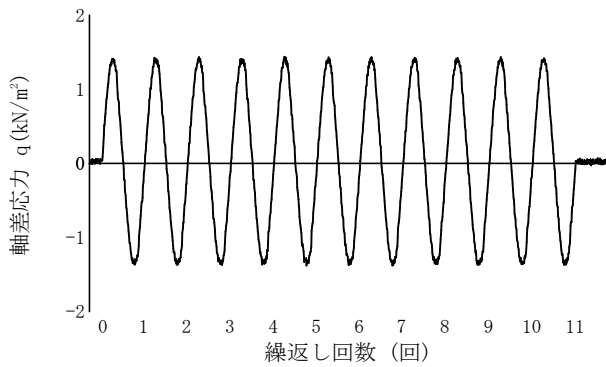
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

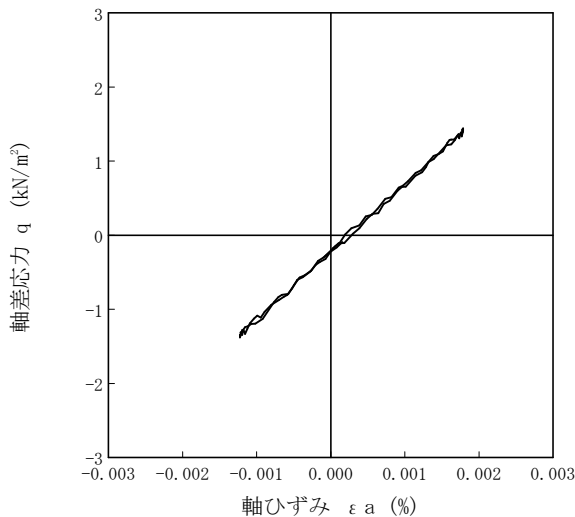
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2	2	2	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	1.40	0.00150	93.33	0.19
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.948	3	1.40	0.00149	93.96	0.10
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	1.39	0.00148	93.92	0.13
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	1.41	0.00150	94.00	0.14
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	1.40	0.00149	93.96	0.46
	間隙比 e_n		7	1.41	0.00150	94.00	0.53
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.39	0.00150	92.67	0.29
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.40	0.00149	93.96	0.29
			10	1.40	0.00150	93.33	0.17

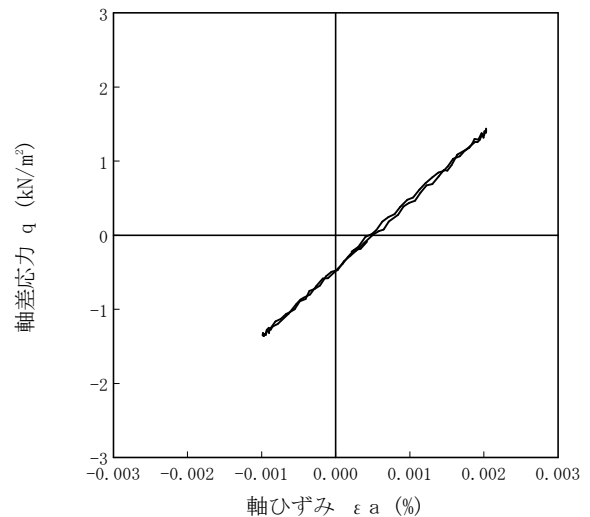
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

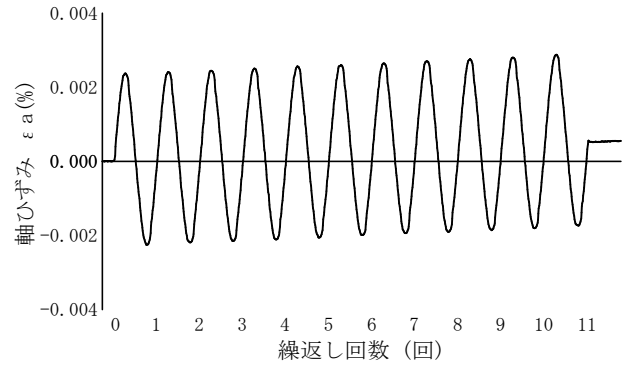
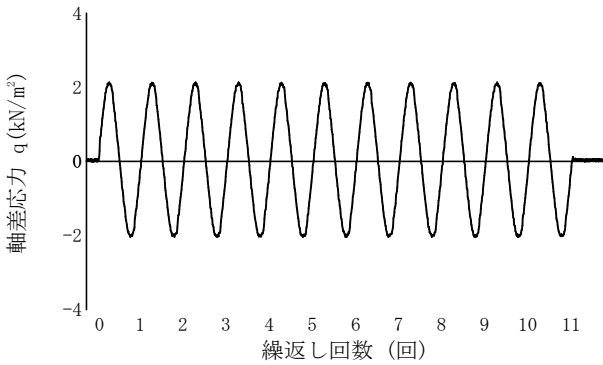
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

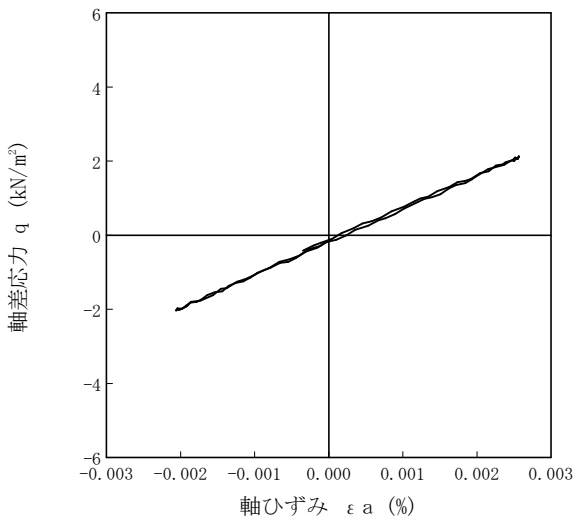
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		3		
				片振幅軸力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.978	2	2.08	0.00229	90.83	0.56	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	2.09	0.00230	90.87	0.26	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	2.08	0.00230	90.43	0.30	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	2.08	0.00231	90.04	0.39	
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	2.08	0.00229	90.83	0.42	
	間隙比 e_n		7	2.08	0.00229	90.83	0.51	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	2.08	0.00230	90.43	0.45
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	2.08	0.00230	90.43	0.38
			10	2.09	0.00230	90.87	0.41	

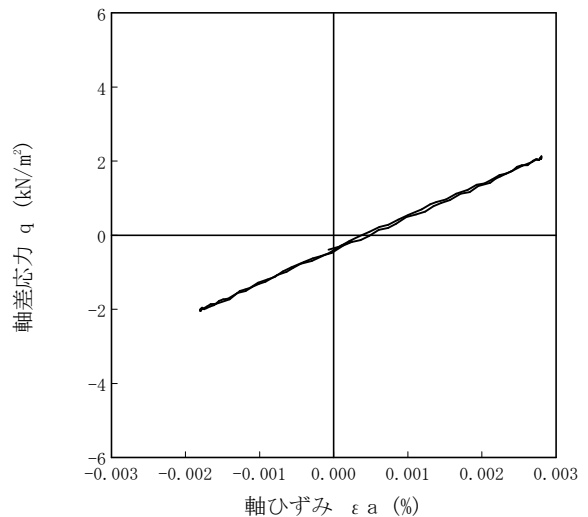
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

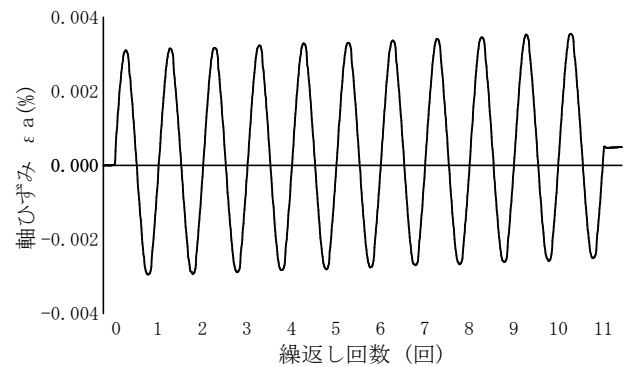
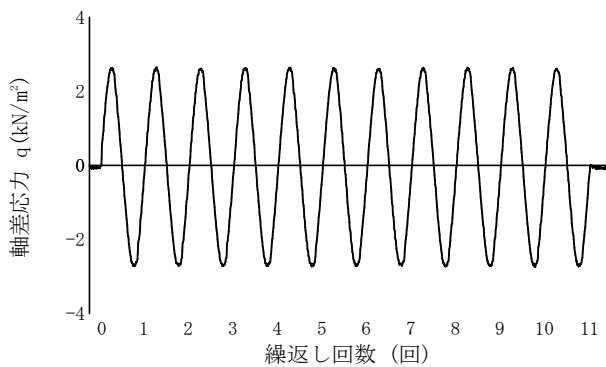
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

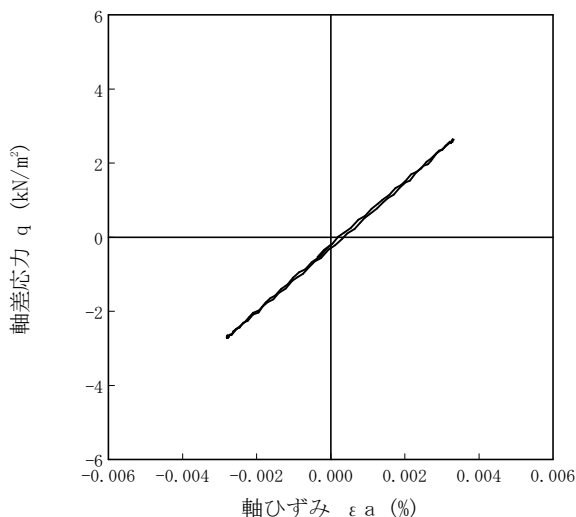
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		4		
				片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.978	2	2.68	0.00303	88.45	0.52	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	2.67	0.00303	88.12	0.42	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	2.67	0.00303	88.12	0.58	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	2.68	0.00304	88.16	0.60	
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	2.67	0.00302	88.41	0.47	
	間隙比 e_n		7	2.66	0.00303	87.79	0.48	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	2.68	0.00304	88.16	0.64
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	2.68	0.00303	88.45	0.51
			10	2.68	0.00304	88.16	0.30	

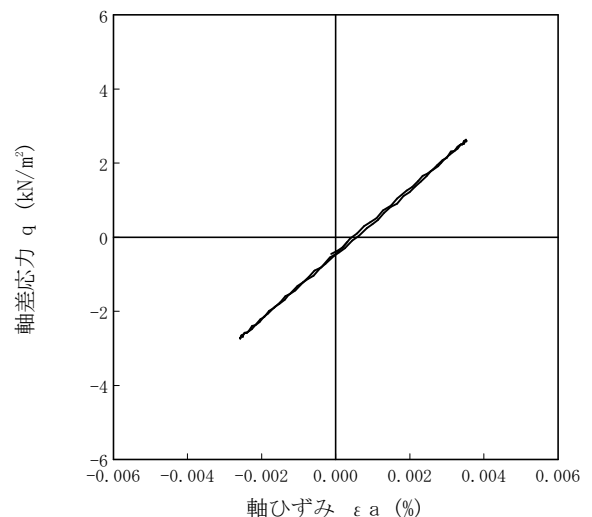
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

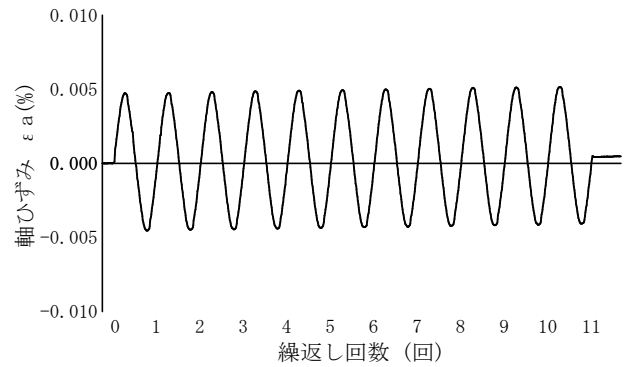
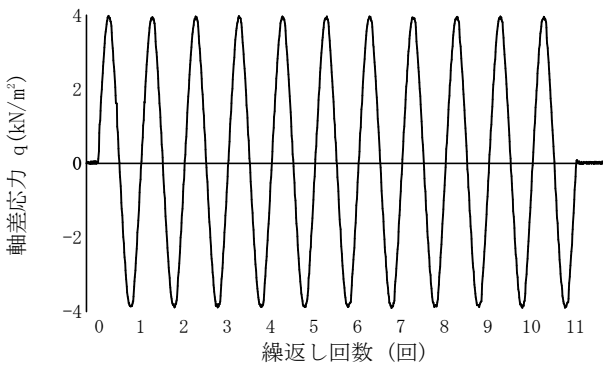
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

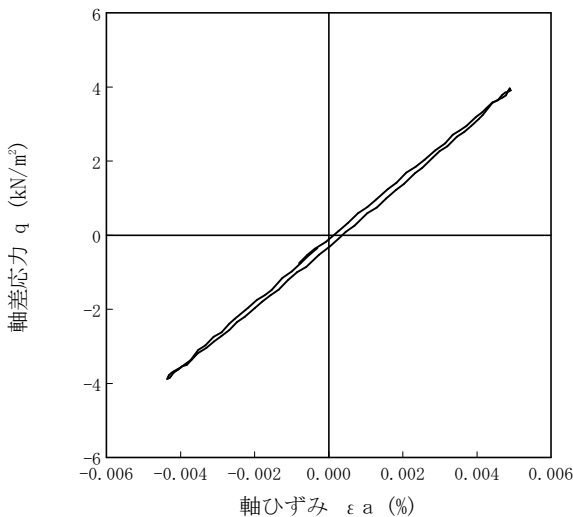
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		5		
				载荷段階				
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.978	2	3.92	0.00461	85.03	1.30	
	外径 ($D_o, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	3.93	0.00463	84.88	1.22	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	3.93	0.00463	84.88	1.11	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	3.92	0.00462	84.85	1.00	
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	3.92	0.00462	84.85	1.01	
	間隙比 e_n		7	3.94	0.00463	85.10	0.95	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	3.91	0.00460	85.00	0.85
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	3.92	0.00463	84.67	0.80
			10	3.93	0.00464	84.70	0.86	

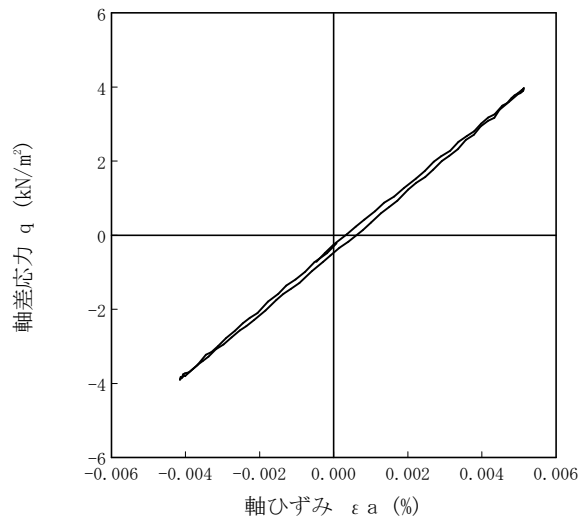
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

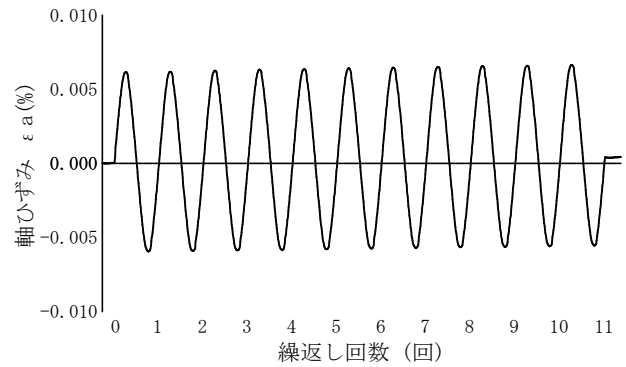
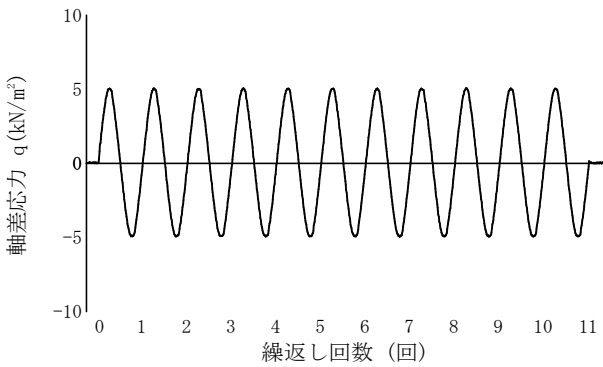
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

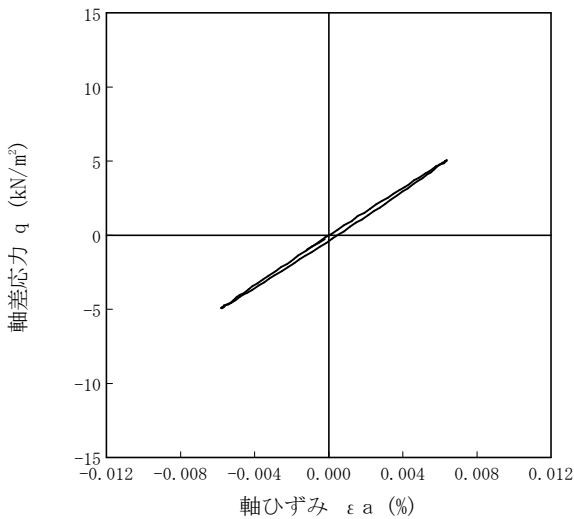
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	6
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	4.99	0.00604	82.62	1.45
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.948	3	4.97	0.00606	82.01	1.57
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	5.00	0.00608	82.24	1.49
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	4.99	0.00608	82.07	1.34
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	4.99	0.00608	82.07	1.36
間隙比 e_n		7	5.01	0.00609	82.27	1.39	
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	4.98	0.00606	82.18	1.26
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	5.01	0.00610	82.13	1.24
			10	5.00	0.00609	82.10	1.22

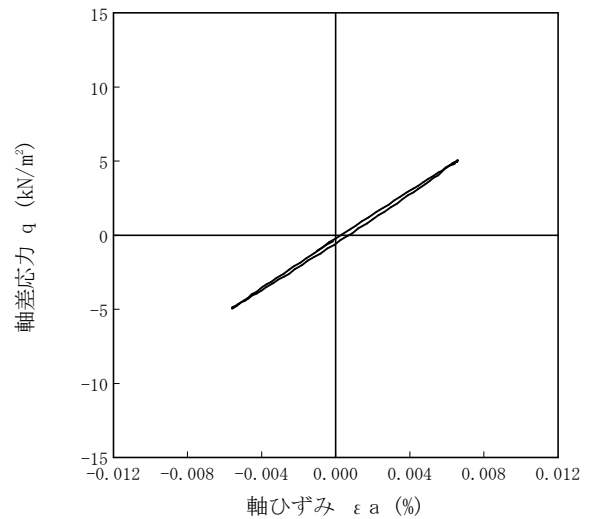
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

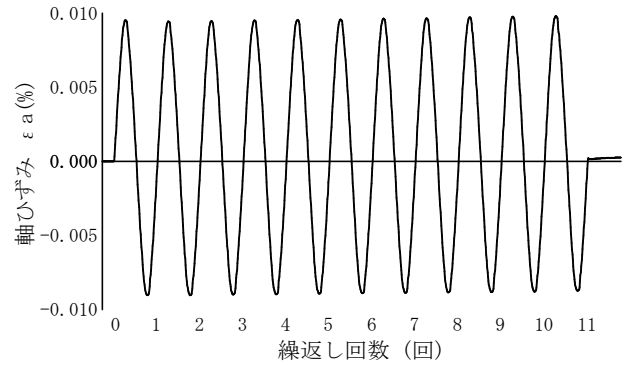
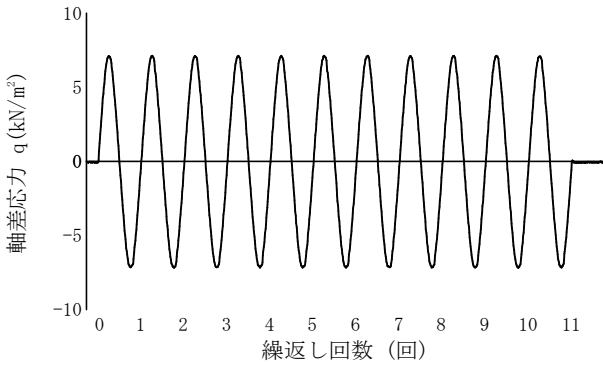
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

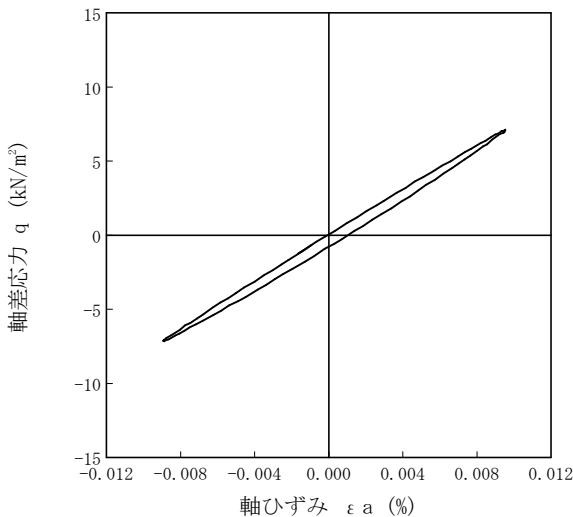
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	7	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.978	2	7.15	0.00923	77.46	3.20	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	7.13	0.00920	77.50	2.82	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	7.14	0.00924	77.27	2.63	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	7.14	0.00920	77.61	2.54	
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	7.15	0.00924	77.38	2.25	
	間隙比 e_n		7	7.13	0.00924	77.16	2.30	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	7.13	0.00924	77.16	2.32
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	7.15	0.00926	77.21	2.21
			10	7.15	0.00927	77.13	2.14	

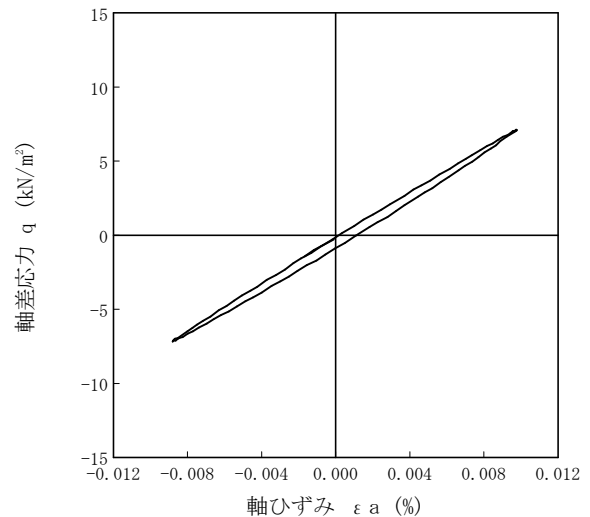
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

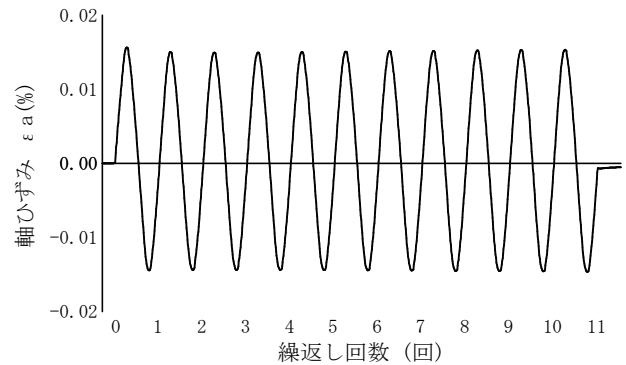
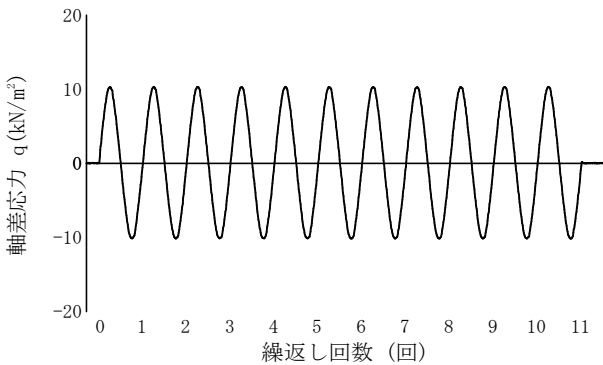
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

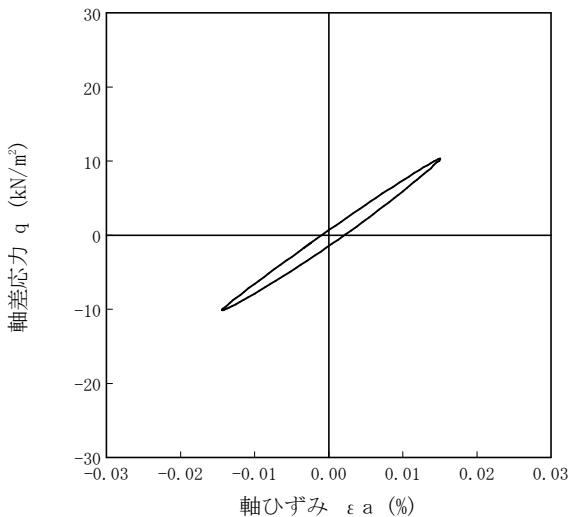
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	8
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	10.24	0.01467	69.80	5.77
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.948	3	10.23	0.01467	69.73	5.23
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	10.23	0.01466	69.78	4.82
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	10.22	0.01465	69.76	4.70
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	10.23	0.01463	69.92	4.49
	間隙比 e_n		7	10.24	0.01478	69.28	4.33
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	10.22	0.01485	68.82	4.17
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	10.22	0.01481	69.01	4.29
			10	10.25	0.01493	68.65	4.19

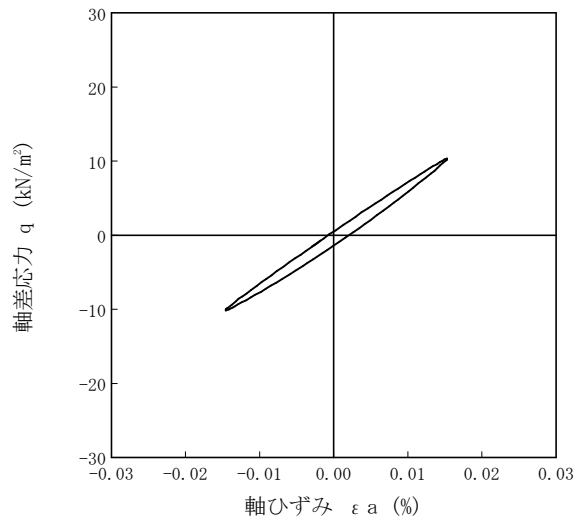
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（载荷過程） 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験（波形記録）
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

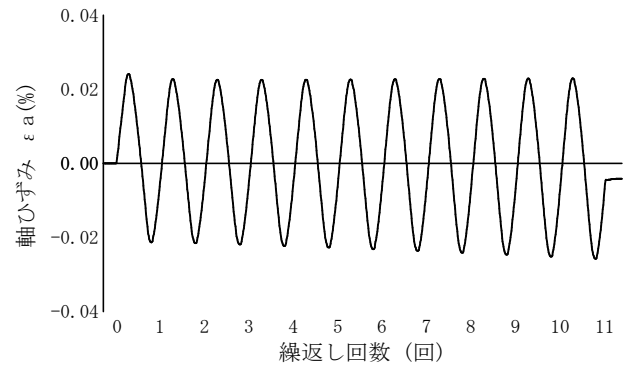
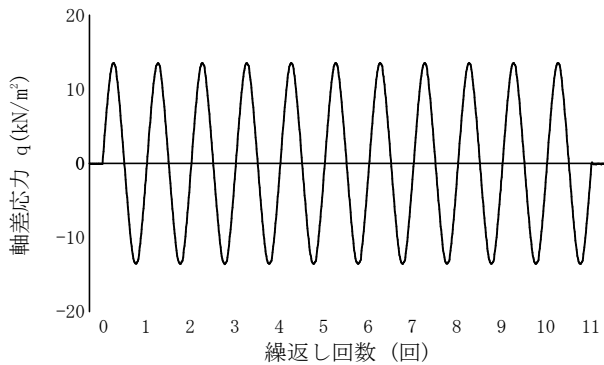
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

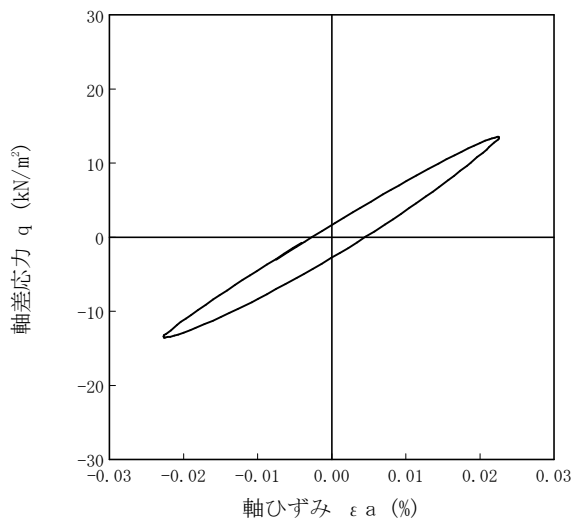
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	9	9
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ (ε_a) _{SA}	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ (γ_a) _{SA}	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	13.54	0.02191	61.80	8.94
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.948	3	13.58	0.02211	61.42	8.19
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	13.54	0.02226	60.83	7.93
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	13.57	0.02249	60.34	7.58
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	13.57	0.02277	59.60	7.58
	間隙比 e_n		7	13.57	0.02303	58.92	7.46
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	13.56	0.02338	58.00	7.48
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	13.57	0.02351	57.72	7.56
			10	13.56	0.02374	57.12	7.51

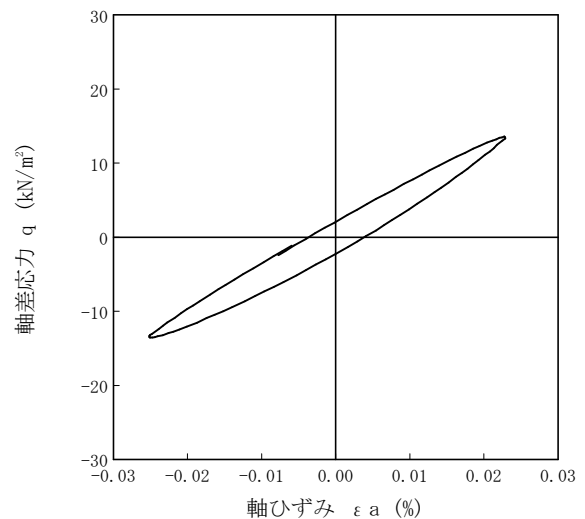
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（載荷過程） 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験（波形記録）
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

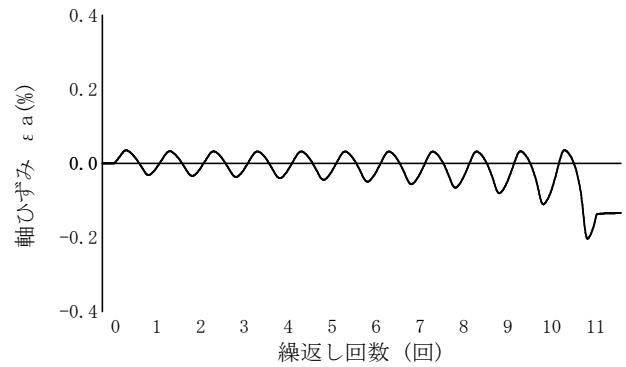
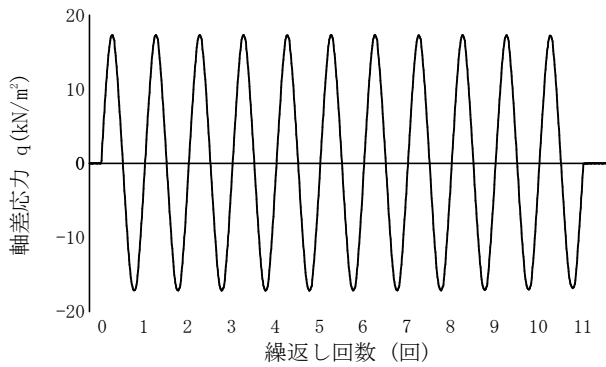
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-40kN/m²

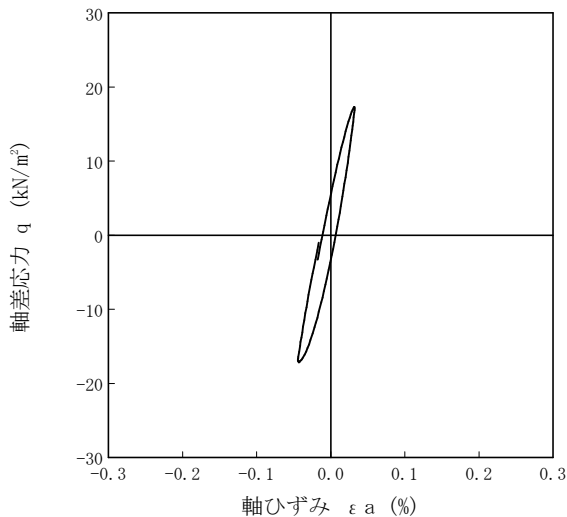
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	載荷段階	10
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.978	2	17.25	0.03306	52.18	11.94
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.948	3	17.25	0.03406	50.65	11.85
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	17.24	0.03540	48.70	12.14
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.90	5	17.24	0.03751	45.96	12.50
	断面積 A_n cm ²	19.23	6	17.24	0.03944	43.71	13.37
	間隙比 e_n		7	17.23	0.04325	39.84	13.99
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	17.22	0.04753	36.23	15.23
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	17.19	0.05383	31.93	17.30
			10	17.17	0.06952	24.70	19.36

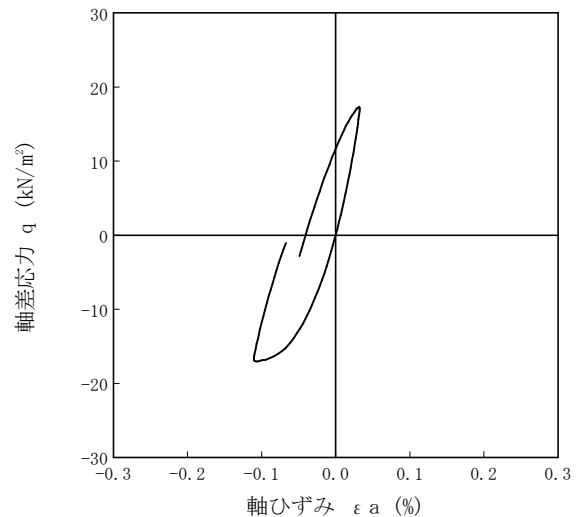
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 ($E_{eq}, h \sim (\epsilon_a)_{SA}$ 関係) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 ($G_{eq}, h \sim (\gamma)_{SA}$ 関係)
-----	------	---

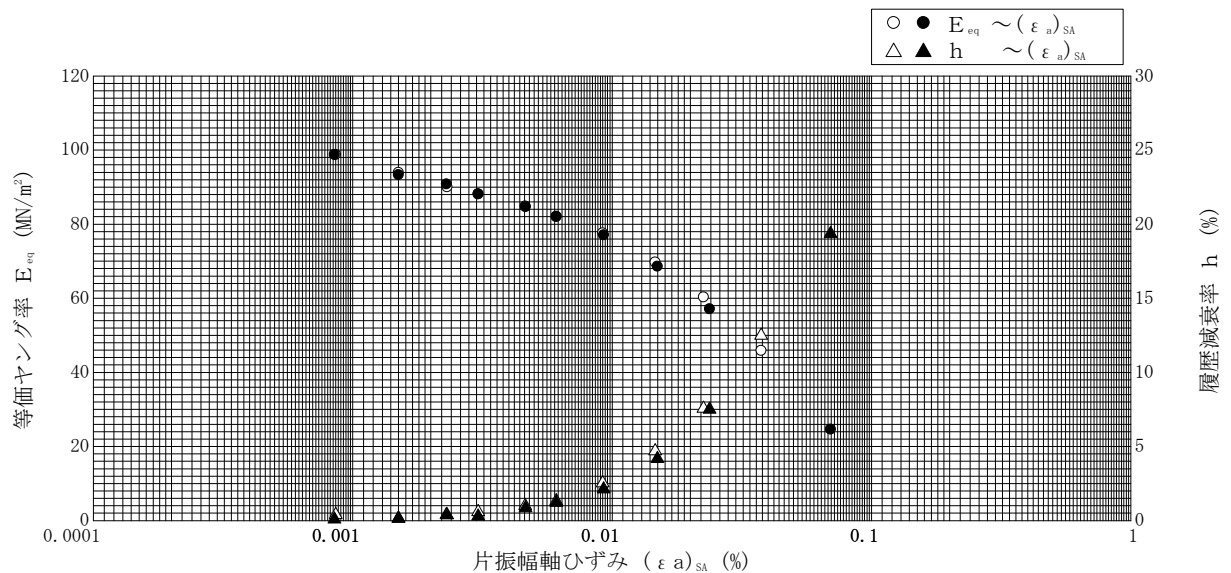
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

試験者 久保 裕一

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636	
供試体の作製方法 ²⁾		締め固めによる		液性限界 W_L % ⁴⁾			
土質名称				塑性限界 W_P % ⁴⁾			
供試体 No.		2	飽和方法	炭酸ガス通水背圧	圧密条件	等方	
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	240		載荷条件	載荷波形		正弦波
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²	240			載荷周波数 f Hz		0.2
	背圧 u_b kN/m ²	200			排水条件		非排水
	軸方向圧密応力 σ'_{ac} kN/m ²	40			1サイクルデータポイント数		100
	側方向圧密応力 σ'_{rc} kN/m ²	40			載荷段階数		10
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc} / \sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾						
載荷段階	5サイクル目 ○ △			10サイクル目 ● ▲			
	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ % 片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ % 片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
1	0.00086	98.84	0.40	0.00085	98.82	0.10	
2	0.00150	94.00	0.14	0.00150	93.33	0.17	
3	0.00231	90.04	0.39	0.00230	90.87	0.41	
4	0.00304	88.16	0.60	0.00304	88.16	0.30	
5	0.00462	84.85	1.00	0.00464	84.70	0.86	
6	0.00608	82.07	1.34	0.00609	82.10	1.22	
7	0.00920	77.61	2.54	0.00927	77.13	2.14	
8	0.01465	69.76	4.70	0.01493	68.65	4.19	
9	0.02249	60.34	7.58	0.02374	57.12	7.51	
10	0.03751	45.96	12.50	0.06952	24.70	19.36	
11							
12							
13							
14							



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。 [1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

動的せん断弾性係数・減衰定数とせん断ひずみ

調査件名

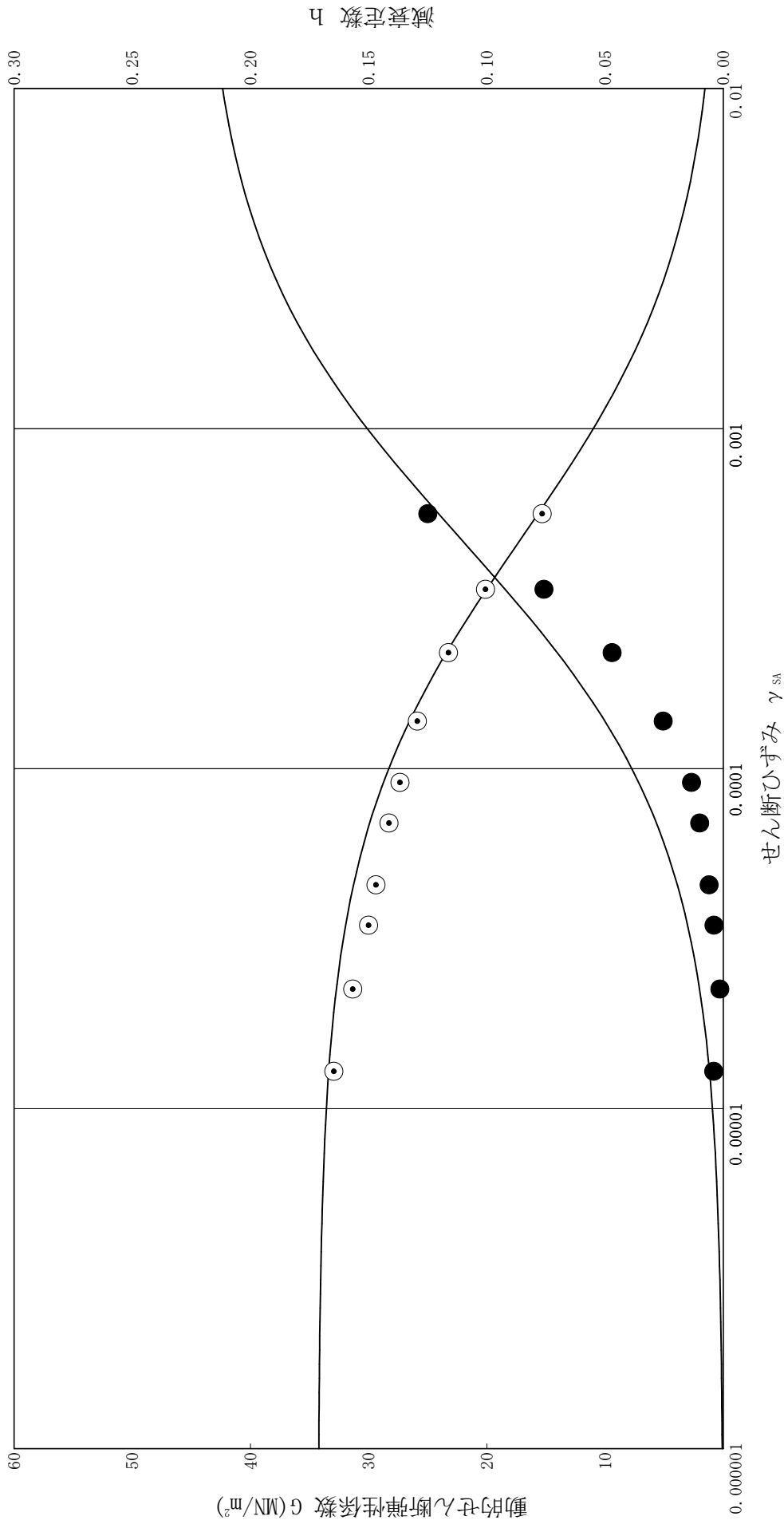
砂の物性試験

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-40kN/m²

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{G_0 + 1} / (G_0 \times \gamma_r) \quad \gamma$$

$$h / h_0 = (\gamma / \gamma_r) / (1 + \gamma / \gamma_r)$$

G_0 MN/m ²	γ_r	H_0
34.296	4.726E-4	2.218E-1



JGS	0520	土の三軸試験の供試体作製・設置
-----	------	-----------------

調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-80kN/m²

試験者 久保 裕一

供試体を用いる試験の基準番号と名称		JGS 0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験			
試料の状態 ¹⁾	乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³	2.636	
供試体の作製 ²⁾	締め固めによる		液性限界 w_L % ⁴⁾		
土質名称			塑性限界 w_p % ⁴⁾		
供試体 No.		2			
初期状態	直径	cm	4.960		
	平均直径 D_i	cm	4.960		
	高さ	cm	10.000		
	平均高さ H_i	cm	10.000		
	体積 V_i	cm ³	193.22		
	含水比 w_i	%	0.0		
	質量 m_i	g	268.00		
	湿潤密度 ρ_{ti} ³⁾	g/cm ³	1.387		
	乾燥密度 ρ_{di} ³⁾	g/cm ³	1.387		
	間隙比 e_i ³⁾		0.901		
飽和度 S_{ri} ³⁾	%	0.0			
相対密度 D_{ri} ³⁾	%	49.2			
設置・飽和過程	軸変位量の測定方法		外部変位計によって測定		
	設置時の軸変位量	cm	0.000		
	飽和過程の軸変位量	cm	0.021		
	軸変位量 ΔH_i ⁵⁾	cm	0.021		
	体積変化量の測定方法		計算による		
	設置時の体積変化量	cm ³	0.00		
飽和過程の体積変化量	cm ³	1.22			
体積変化量 ΔV_i ⁵⁾	cm ³	1.22			
圧密前 (試験前)	高さ H_0	cm	9.979		
	直径 D_0	cm	4.950		
	体積 V_0	cm ³	192.00		
	乾燥密度 ρ_{d0} ³⁾	g/cm ³	1.396		
	間隙比 e_0 ³⁾		0.888		
相対密度 D_{r0} ³⁾	%	51.5			
炉乾燥後	容器 No.				
	(炉乾燥供試体+容器)質量	g			
	容器質量	g			
	炉乾燥質量 m_s	g			

特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程および B 値測定過程での変化を合わせる。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (試験条件) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 (圧密状態)
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

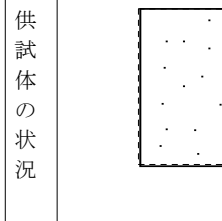
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-80kN/m²

試験者 久保 裕一

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636		
供試体の作製方法 ²⁾		締め固めによる		液性限界 W_L % ⁴⁾				
土質名称				塑性限界 W_P % ⁴⁾				
供試体 No.		2	飽和方法	炭酸ガス通水背圧	圧密条件	等方		
試験条件	軸方向応力 σ_{ac}	kN/m ²	280	載荷条件	載荷波形	正弦波		
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc}	kN/m ²	280		載荷周波数 f	Hz	0.2	
	背圧 u_b	kN/m ²	200		排水条件		非排水	
	軸方向圧密応力 σ'_{ac}	kN/m ²	80		1サイクルデータポイント数		100	
	側方向圧密応力 σ'_{rc}	kN/m ²	80		載荷段階数		13	
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc} / \sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾							
荷重計の容量		N	500	圧密後	軸変位計の読み	圧密前 cm	0.000	
トルク計の容量 ⁶⁾		N·m			の読み	圧密後 cm	0.015	
試験装置	軸変位計	大変位	位置 ①		排水量の読み	圧密前	cm ³	0.00
		種類	変位計			圧密後	cm ³	0.78
	数	1	軸変位量 ΔH_c			cm	0.015	
	小変位	位置 ②	体積変化量 ΔV_c			cm ³	0.78	
種類	ギャップセンサー		高さ H_c		cm	9.964		
数	2		外径 (D_o, \bar{D}_{ov})		cm	4.943		
回転角計	大変位		位置		内径 D_{ic} ⁶⁾	cm		
			種類					
数			体積 V_c	cm ³	191.22			
小変位	位置		断面面積 A_c	cm ²	19.19			
種類			乾燥質量 m_s	g				
数			乾燥密度 $\rho_{ac} = m_s / V_c$	g/cm ³				
金属製リブ	数量			間隙比 e_c ³⁾				
高さ	cm			相対密度 D_{rc} ³⁾	%			
厚さ	cm							
間隙水圧経路体積変化	cm ³ / kN/m ²	0.0001						
ゴムスリーブ	材質	ラテックス	間隙圧係数	B	等方応力増加量 $\Delta \sigma$	kN/m ²	30.0	
厚さ	mm	0.3			間隙水圧増加量 Δu_0	kN/m ²	30.0	
高さ H_0	cm	9.979			測定に要した時間	min	5	
外径 (D_o, \bar{D}_{ov})	cm	4.950			B 値		1.00	
圧密前	内径 D_{i0} ⁶⁾	cm	B	後	等方応力増加量 $\Delta \sigma$	kN/m ²		
					間隙水圧増加量 Δu_1	kN/m ²		
					測定に要した時間	min		
					B 値			

特記事項



- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。
- 6) 中空円筒供試体による試験の場合に記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

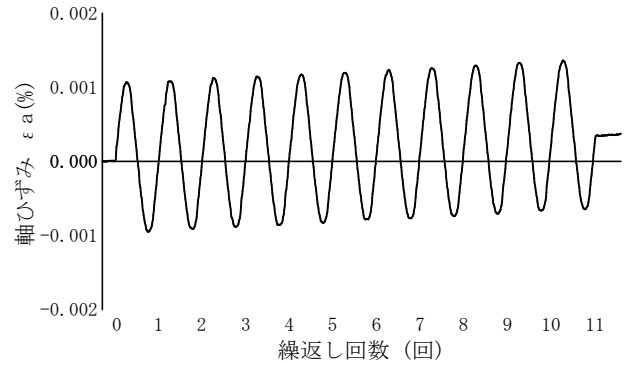
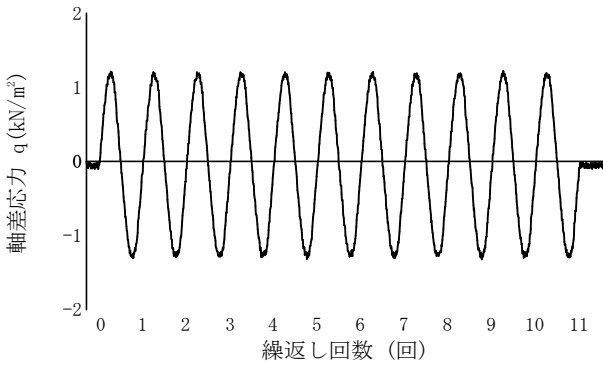
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

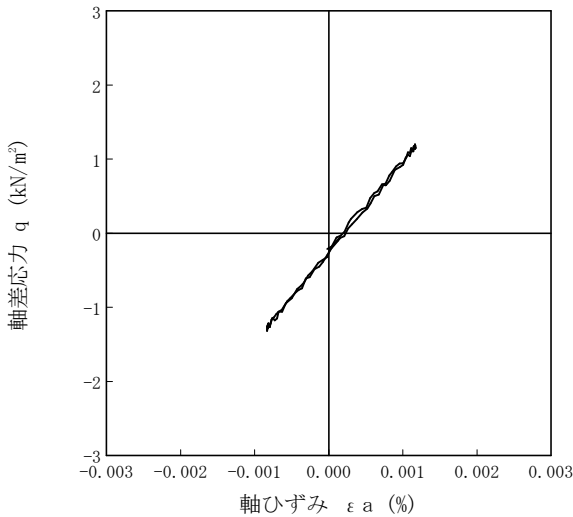
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	1	
繰返し 载荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.964	2	1.25	0.00099	126.26	0.64	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	1.24	0.00100	124.00	0.10	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	1.25	0.00100	125.00	0.50	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	1.26	0.00100	126.00	0.59	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	1.24	0.00099	125.25	0.68	
	間隙比 e_n		7	1.25	0.00100	125.00	0.38	
	繰 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.23	0.00099	124.24	0.10
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.25	0.00100	125.00	0.30
			10	1.26	0.00099	127.27	0.13	

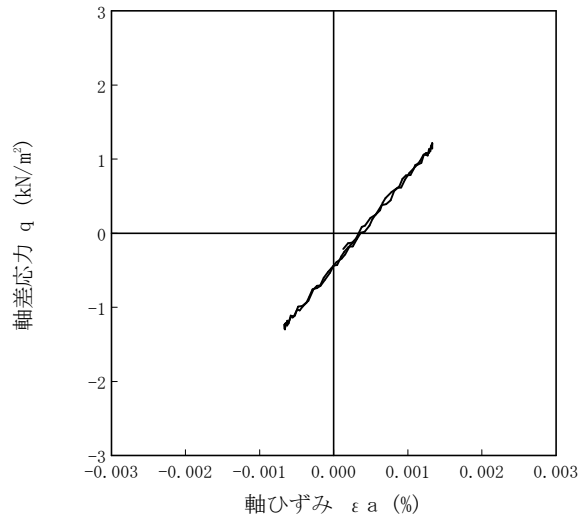
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し载荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

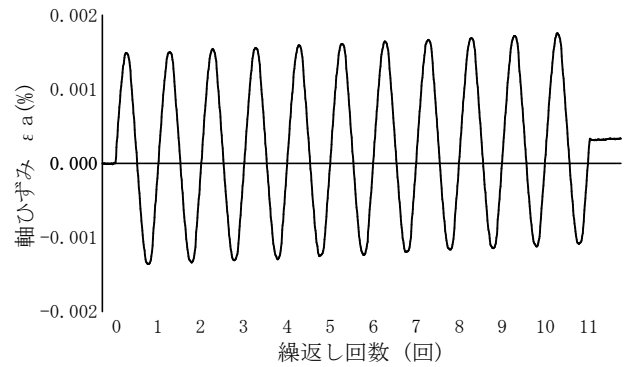
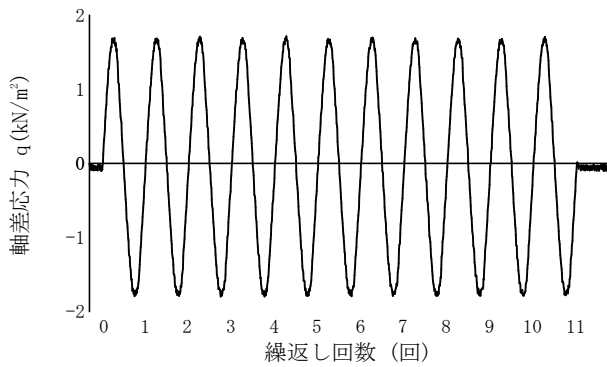
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

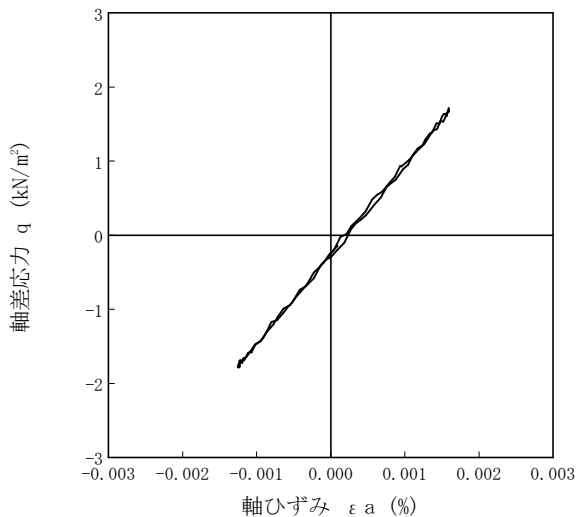
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	2	
繰返し 载荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.964	2	1.74	0.00142	122.54	0.49	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.943	3	1.76	0.00143	123.08	0.41	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	1.75	0.00143	122.38	0.48	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	1.75	0.00142	123.24	0.33	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	1.74	0.00142	122.54	0.18	
	間隙比 e_n		7	1.74	0.00141	123.40	0.45	
	载荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	1.74	0.00141	123.40	0.09
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	1.73	0.00141	122.70	0.15
			10	1.73	0.00142	121.83	0.36	

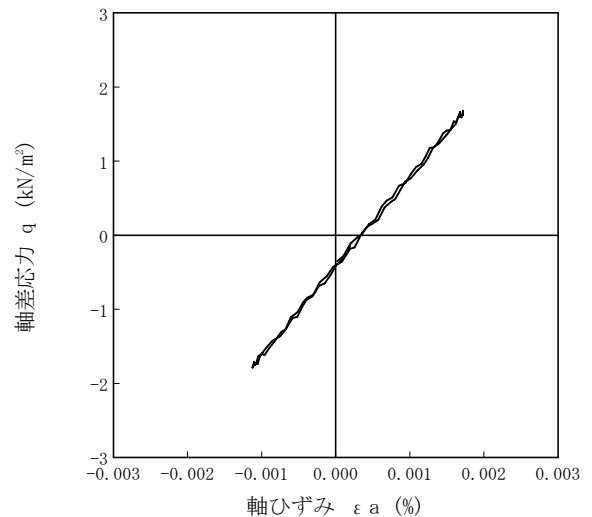
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し载荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

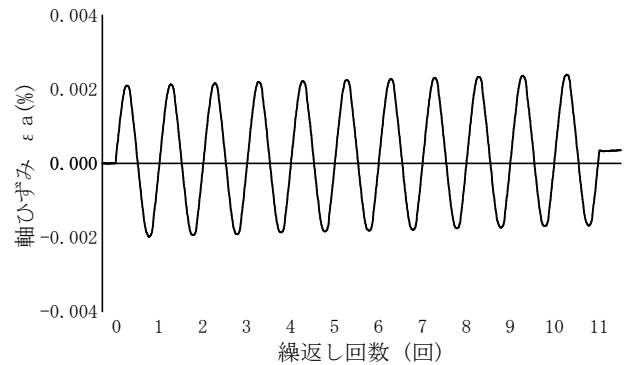
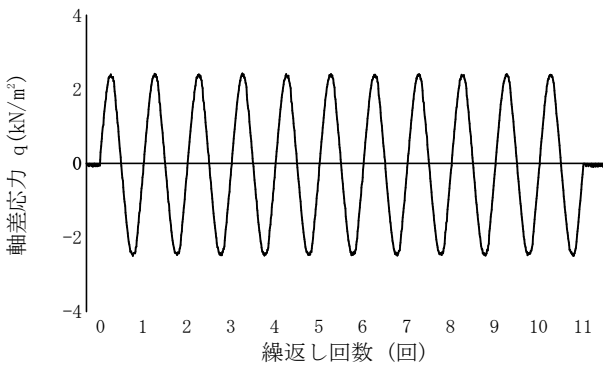
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

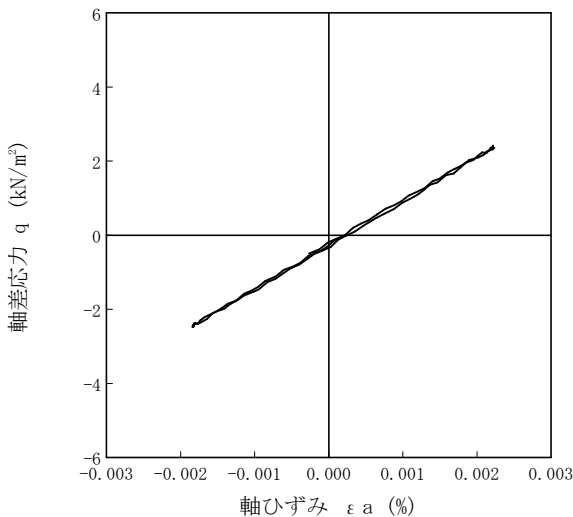
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	載荷段階	3	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$ %	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.964	2	2.44	0.00203	120.20	0.64	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	2.44	0.00204	119.61	0.37	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	2.46	0.00203	121.18	0.52	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	2.44	0.00202	120.79	0.53	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	2.44	0.00202	120.79	0.23	
	間隙比 e_n		7	2.44	0.00204	119.61	0.24	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	2.44	0.00203	120.20	0.39
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	2.44	0.00202	120.79	0.30
			10	2.45	0.00202	121.29	0.24	

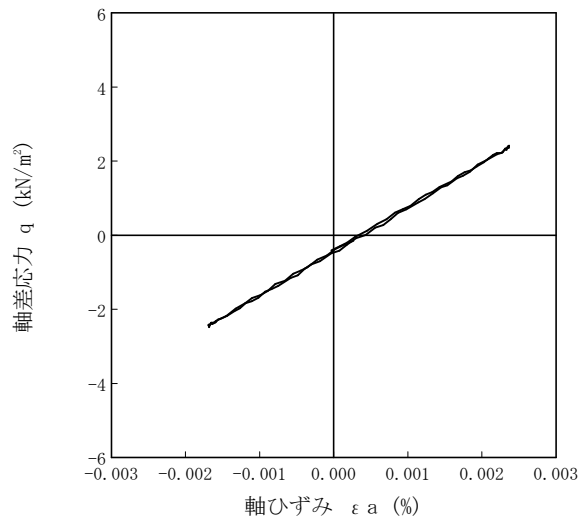
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

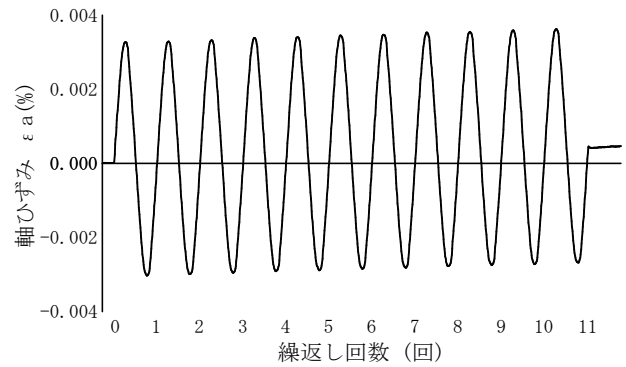
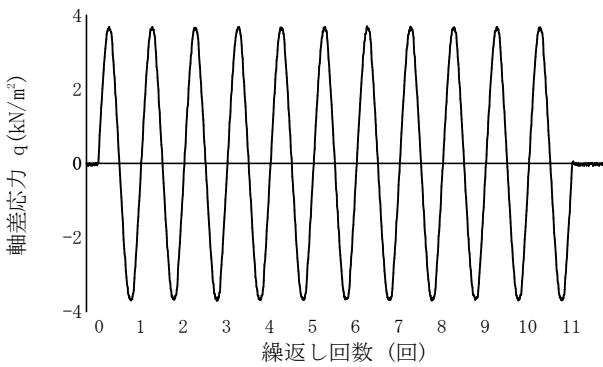
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

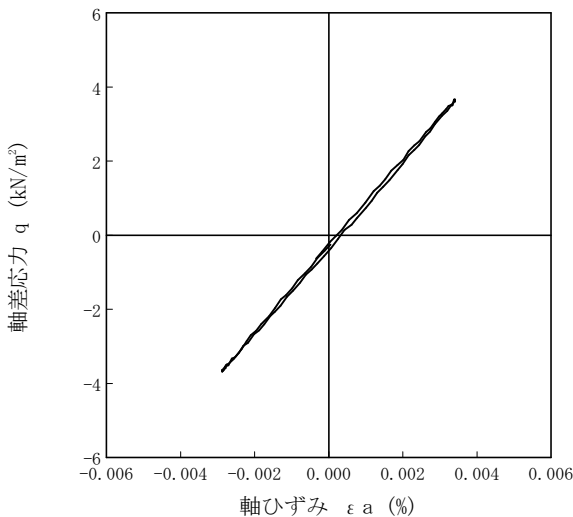
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		4		
				载荷段階				
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		kN/m ²	%	MN/m ²		
	高さ H_n cm	9.964	2	3.68	0.00314	117.20	1.02	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	3.69	0.00314	117.52	0.67	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	3.68	0.00314	117.20	0.78	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	3.67	0.00314	116.88	0.65	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	3.68	0.00312	117.95	0.73	
	間隙比 e_n		7	3.69	0.00313	117.89	0.59	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	3.69	0.00315	117.14	0.77
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	3.68	0.00314	117.20	0.61
			10	3.69	0.00316	116.77	0.68	

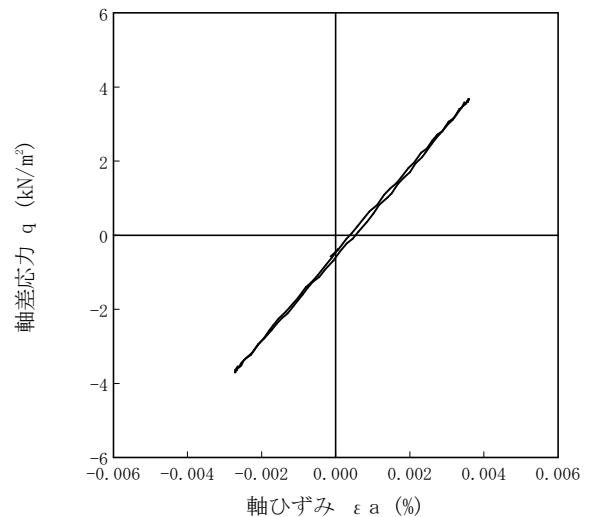
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

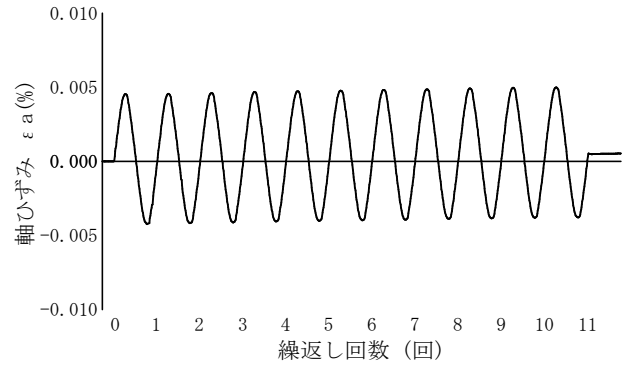
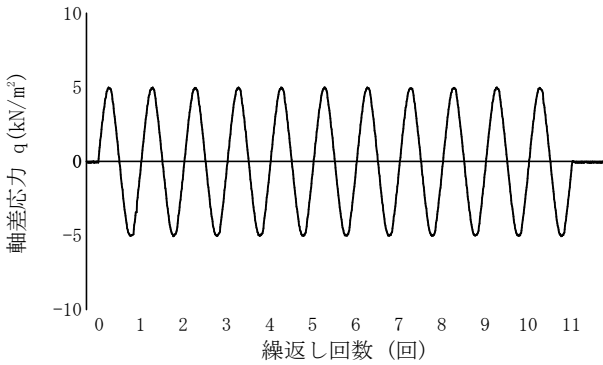
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

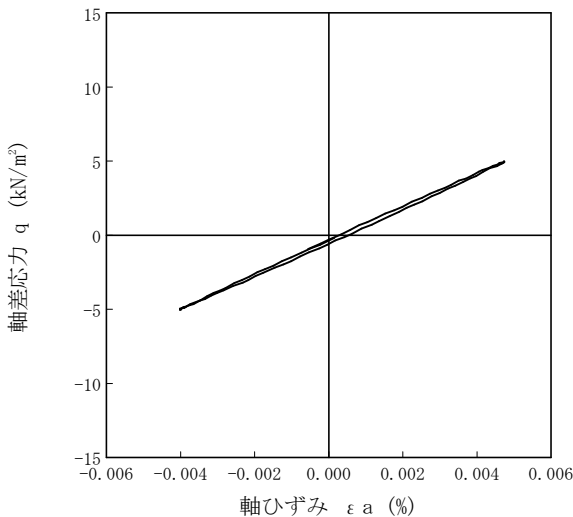
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	5
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	5.01	0.00435	115.17	1.23
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.943	3	5.01	0.00436	114.91	1.10
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	5.01	0.00436	114.91	1.11
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	5.01	0.00437	114.65	1.08
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	5.01	0.00438	114.38	0.95
	間隙比 e_n		7	5.00	0.00437	114.42	0.90
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	4.99	0.00437	114.19	0.97
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	4.99	0.00437	114.19	0.82
			10	5.01	0.00438	114.38	0.86

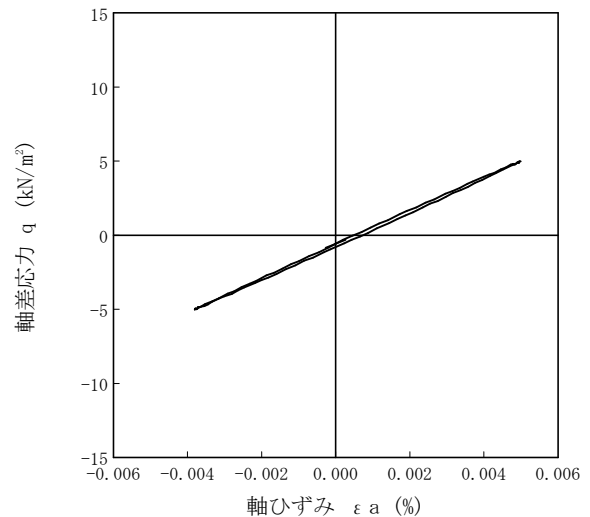
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいははねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

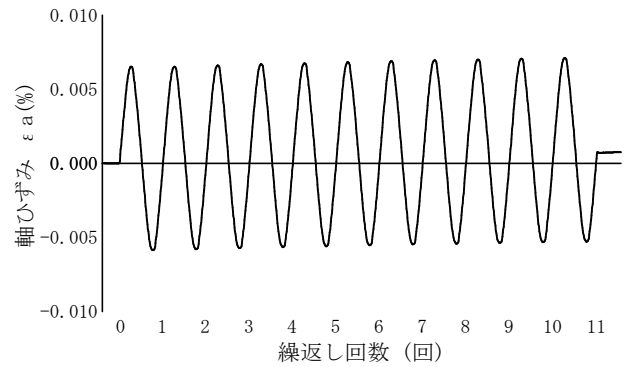
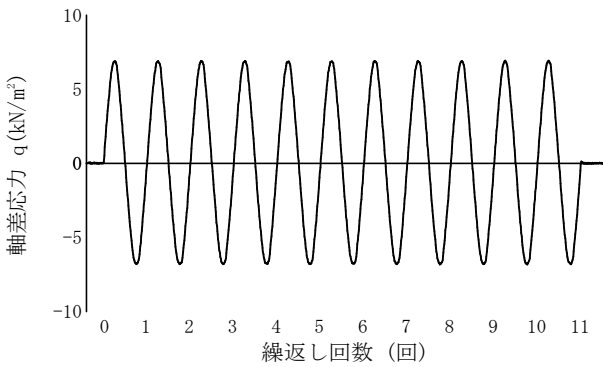
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

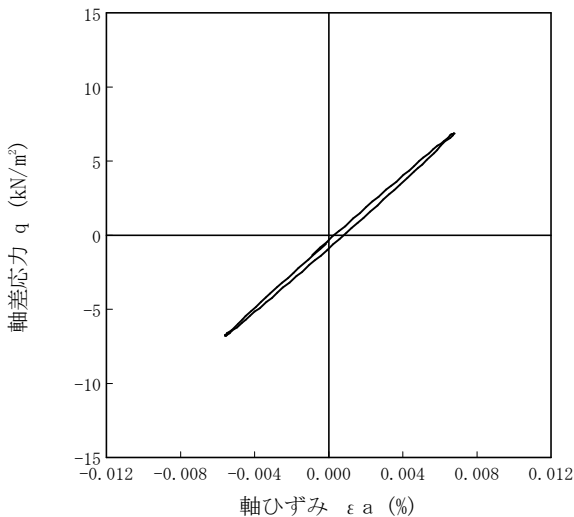
試験者 久保 裕一

土質名称		供試体 No.		2		6		
				载荷段階		6		
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.964	2	6.86	0.00615	111.54	2.09	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	6.85	0.00615	111.38	1.83	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	6.84	0.00616	111.04	1.68	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	6.83	0.00617	110.70	1.58	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	6.83	0.00617	110.70	1.39	
	間隙比 e_n		7	6.85	0.00617	111.02	1.40	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	6.86	0.00618	111.00	1.32
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	6.86	0.00618	111.00	1.36
			10	6.87	0.00619	110.99	1.24	

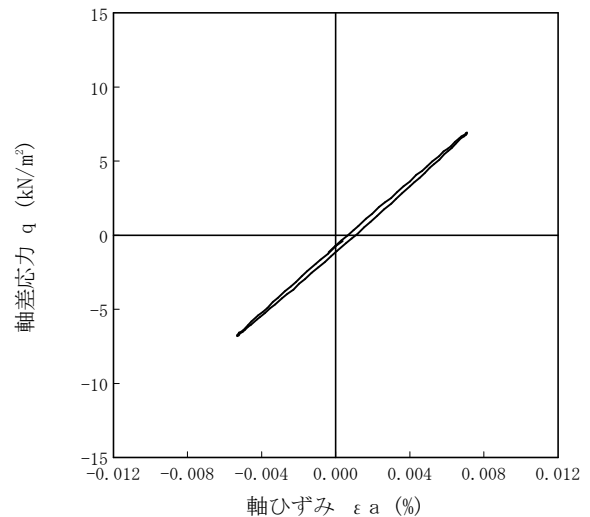
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（载荷過程） 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験（波形記録）
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

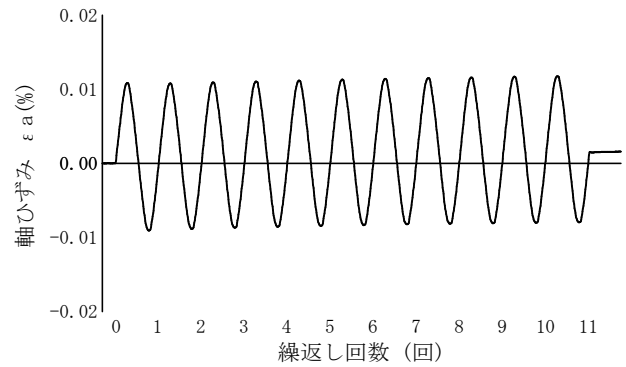
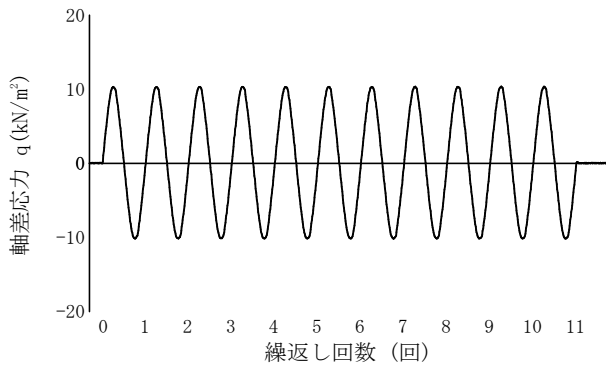
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

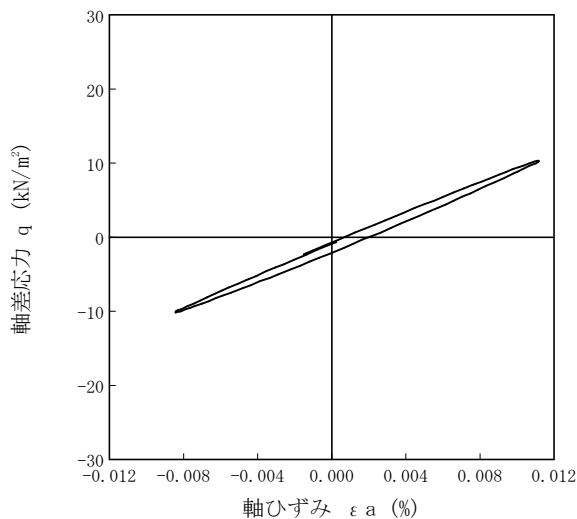
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	7	7	
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ (ϵ_a) _{SA} %	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %	
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ (γ_a) _{SA} %	等価せん断剛性率 G_{eq}		
	高さ H_n cm	9.964	2	10.22	0.00978	104.50	4.37	
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	10.22	0.00979	104.39	3.56	
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	10.23	0.00978	104.60	3.08	
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	10.24	0.00978	104.70	2.78	
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	10.24	0.00981	104.38	2.51	
	間隙比 e_n		7	10.26	0.00980	104.69	2.43	
	載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	10.25	0.00983	104.27	2.32
		体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	10.24	0.00981	104.38	2.19
			10	10.27	0.00985	104.26	2.19	

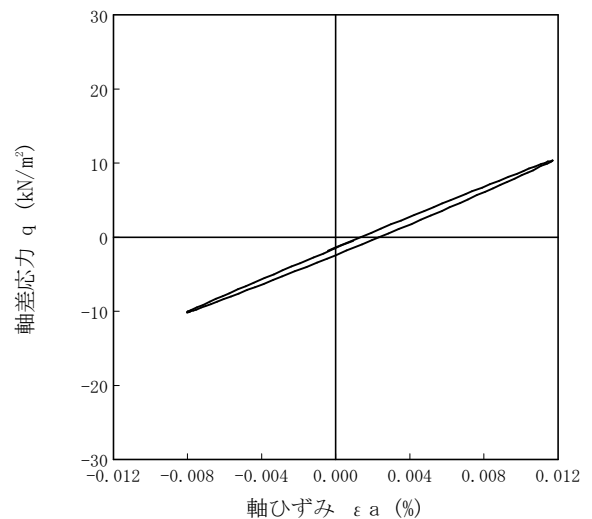
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（载荷過程） 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験（波形記録）
-----	------	---

調査件名 砂の物性試験

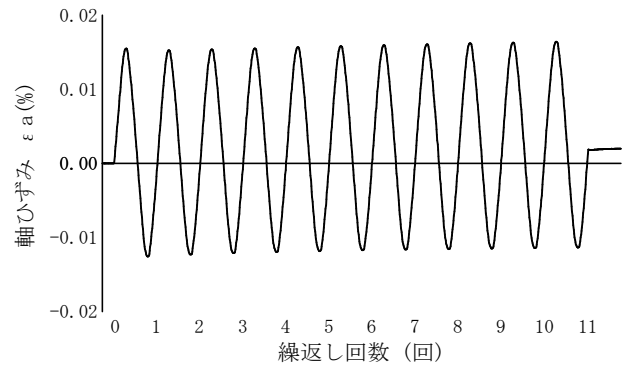
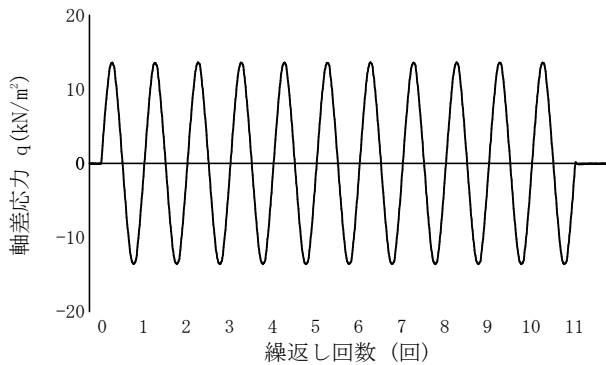
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

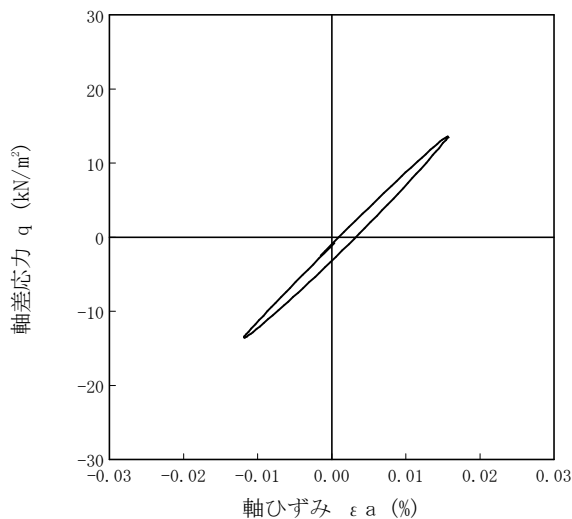
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	8
繰返し 载荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ (ϵ_a) _{sa}	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ (γ_a) _{sa}	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	13.57	0.01374	98.76	5.38
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	13.61	0.01370	99.34	4.41
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	13.59	0.01366	99.49	4.02
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	13.58	0.01371	99.05	3.70
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	13.57	0.01366	99.34	3.60
	間隙比 e_n		7	13.60	0.01376	98.84	3.21
载荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	13.61	0.01380	98.62	3.16
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	13.63	0.01383	98.55	3.06
			10	13.62	0.01385	98.34	2.79

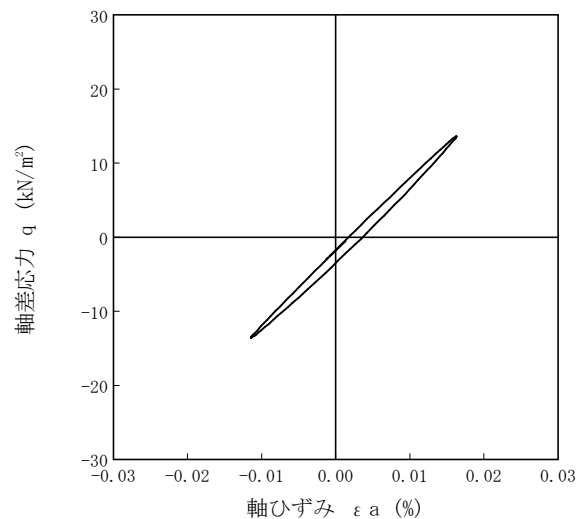
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 繰返し载荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し载荷における履歴曲線も添える。
- 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

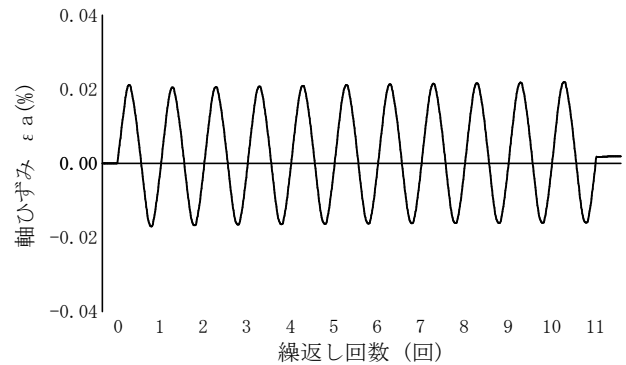
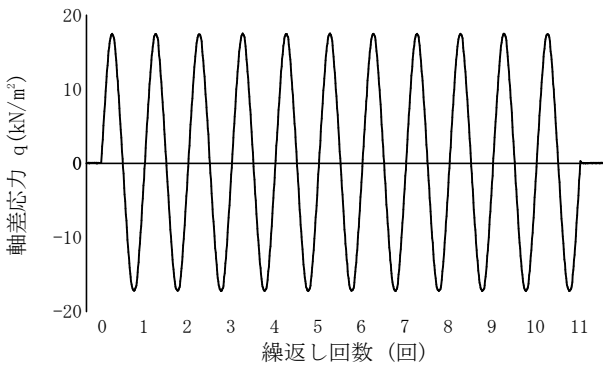
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

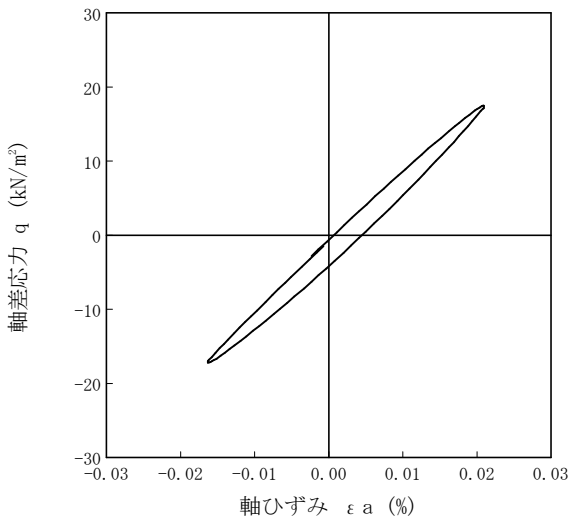
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	9
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	17.32	0.01855	93.37	6.47
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	17.32	0.01842	94.03	5.50
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	17.36	0.01851	93.79	4.95
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	17.34	0.01861	93.18	4.71
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	17.37	0.01863	93.24	4.48
	間隙比 e_n		7	17.35	0.01870	92.78	4.20
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	17.37	0.01878	92.49	4.11
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	17.36	0.01878	92.44	4.06
			10	17.37	0.01890	91.90	3.86

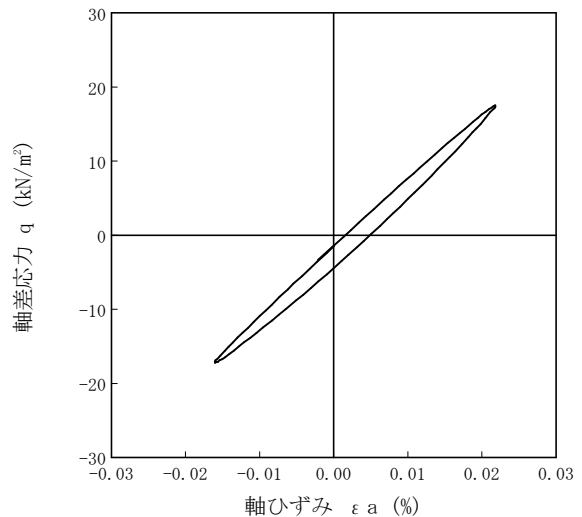
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

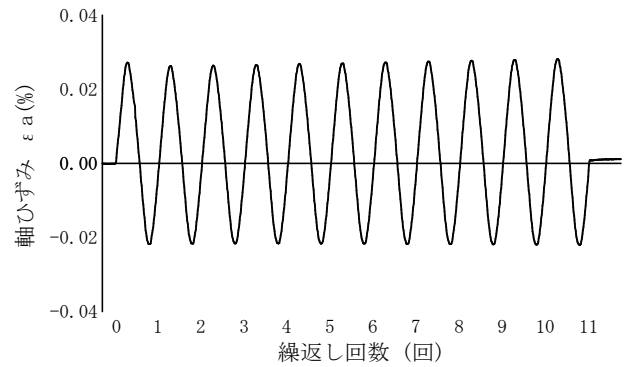
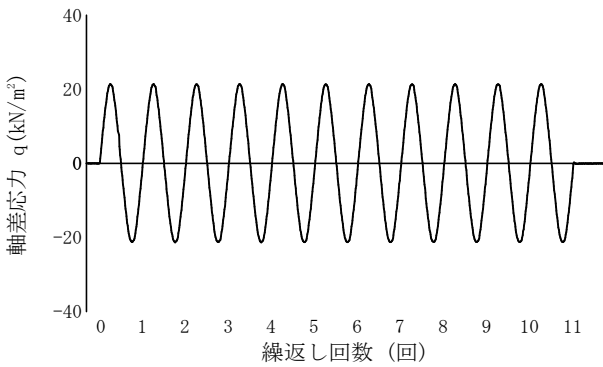
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

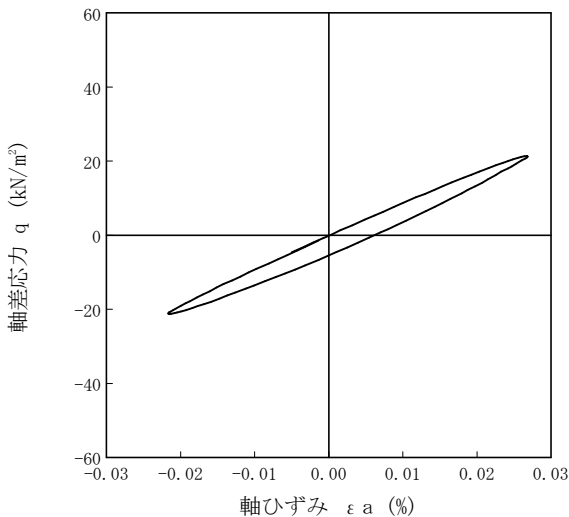
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	10
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ (ϵ_a) _{SA} %	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ (γ_a) _{SA} %	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	21.34	0.02380	89.66	7.28
	外径 ($D_o, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	21.32	0.02380	89.58	6.43
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	21.34	0.02391	89.25	6.05
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	21.33	0.02409	88.54	5.75
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	21.29	0.02413	88.23	5.56
間隙比 e_n		7	21.31	0.02446	87.12	5.53	
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	21.29	0.02466	86.33	5.31
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	21.32	0.02472	86.25	5.19
			10	21.29	0.02490	85.50	5.20

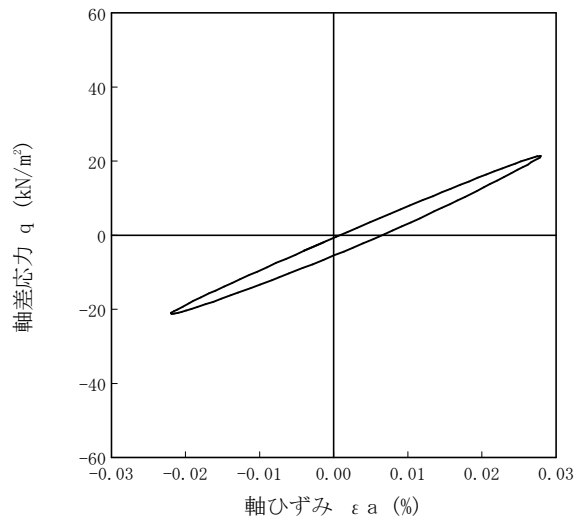
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

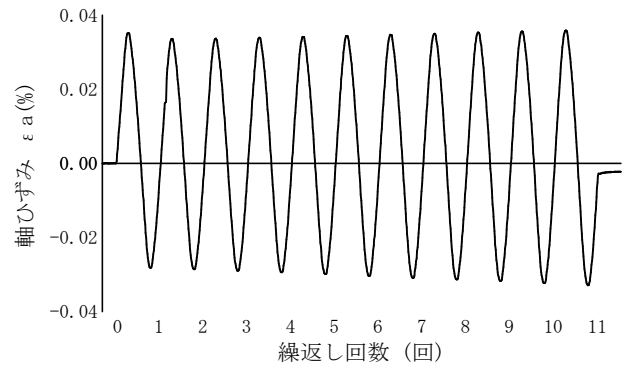
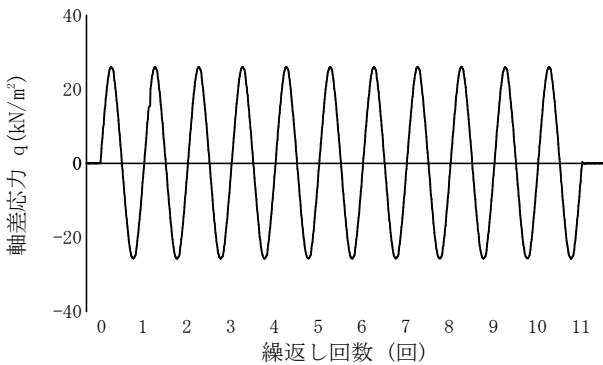
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

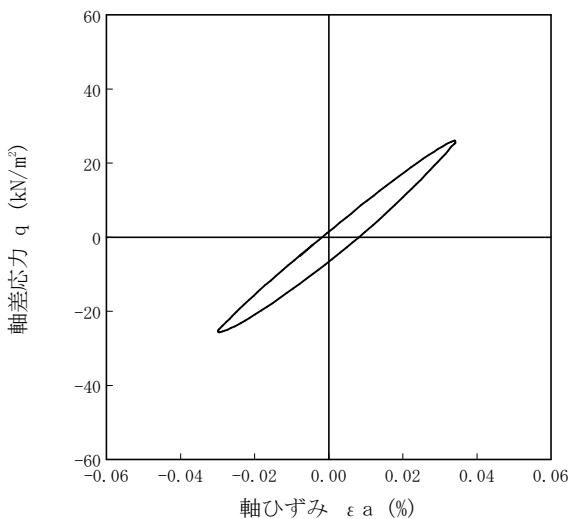
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	11
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	25.86	0.03074	84.12	8.48
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(2)}$) cm	4.943	3	25.87	0.03101	83.42	7.74
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	25.87	0.03153	82.05	7.43
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	25.87	0.03185	81.22	7.35
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	25.86	0.03236	79.91	7.23
間隙比 e_n		7	25.83	0.03273	78.92	7.17	
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	25.85	0.03302	78.29	7.28
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	25.90	0.03337	77.61	7.13
			10	25.85	0.03386	76.34	7.26

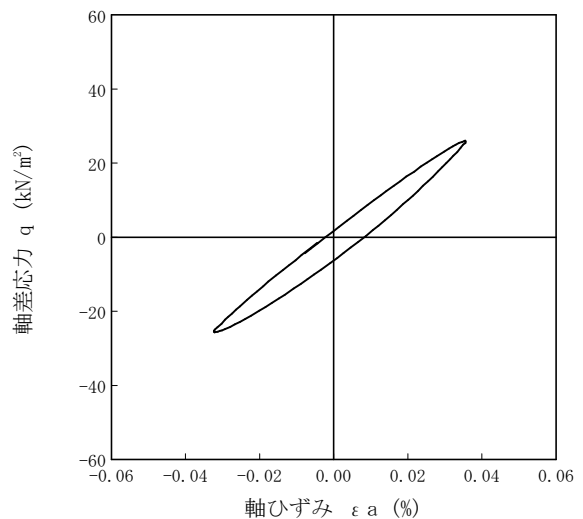
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか、または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位、あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか、または別途添付してもよい。必要に応じて5、10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

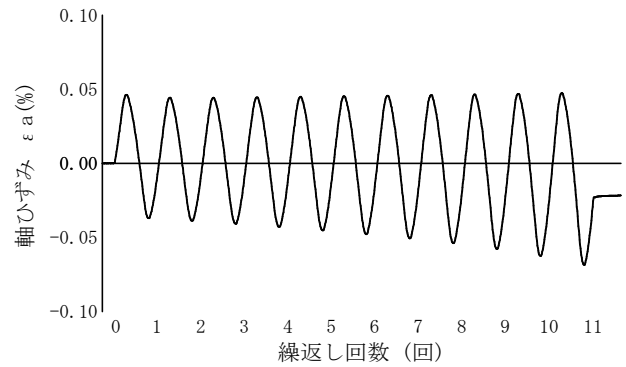
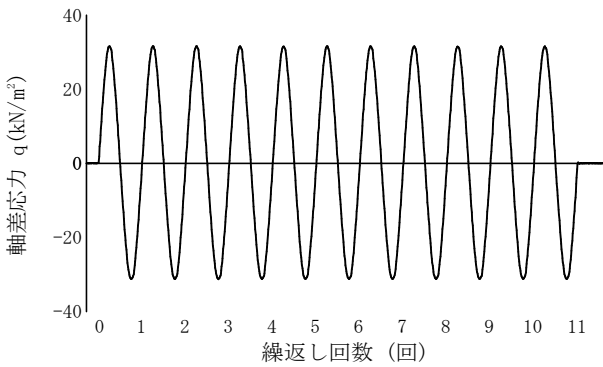
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

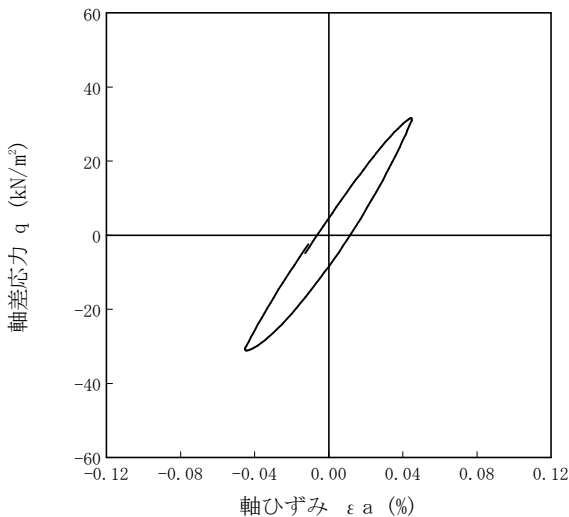
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	12
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n (cm)	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n (cm ³)	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n (cm)	9.964	2	31.39	0.04098	76.60	10.05
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) (cm)	4.943	3	31.43	0.04191	74.99	9.88
	内径 $D_{in}^{(3)}$ (cm)		4	31.42	0.04320	72.73	9.78
	体積 $V_n^{(3)}$ (cm ³)	191.22	5	31.37	0.04456	70.40	10.09
	断面積 A_n (cm ²)	19.19	6	31.43	0.04587	68.52	10.31
	間隙比 e_n		7	31.38	0.04744	66.15	10.58
載荷 後	軸変位量 ΔH_n (cm)	0.000	8	31.39	0.04928	63.70	10.91
	体積変化量 ΔV_n (cm ³)	0.00	9	31.35	0.05126	61.16	11.46
			10	31.38	0.05375	58.38	12.02

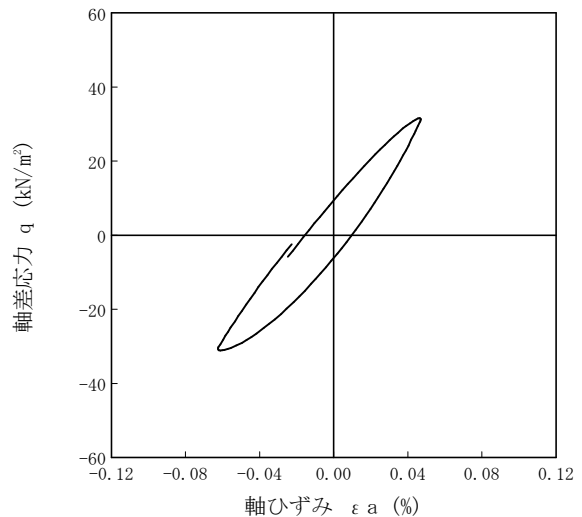
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

調査件名 砂の物性試験

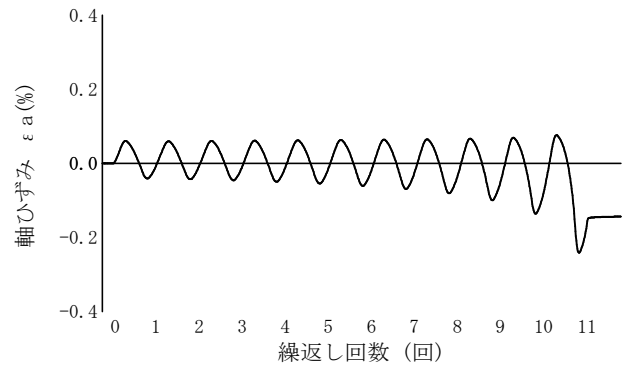
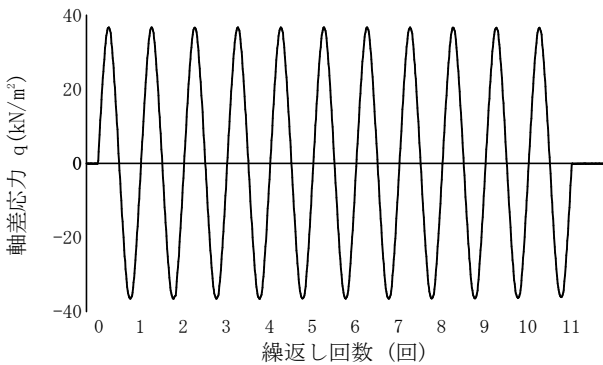
試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号（深さ） 岐阜砂7号-80kN/m²

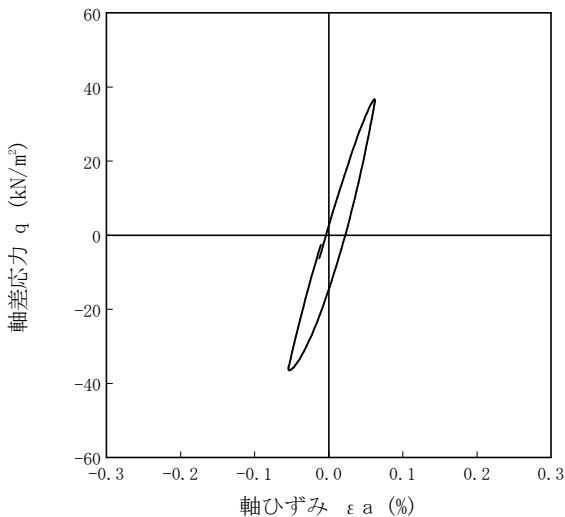
試験者 久保 裕一

土質名称				供試体 No.	2	载荷段階	13
繰返し 載荷 試験 前	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	サイクル	片振幅軸応力 σ_a	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$	等価ヤング率 E_{eq}	履歴減衰率 h %
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00		片振幅せん断応力 τ_a	片振幅せん断ひずみ $(\gamma_a)_{SA}$	等価せん断剛性率 G_{eq}	
	高さ H_n cm	9.964	2	36.64	0.05057	72.45	10.76
	外径 ($D_n, \bar{D}_{cm}^{(3)}$) cm	4.943	3	36.62	0.05250	69.75	10.62
	内径 $D_{in}^{(3)}$ cm		4	36.62	0.05458	67.09	10.86
	体積 $V_n^{(3)}$ cm ³	191.22	5	36.58	0.05753	63.58	11.46
	断面積 A_n cm ²	19.19	6	36.59	0.06087	60.11	12.08
	間隙比 e_n		7	36.61	0.06551	55.88	13.14
載荷 後	軸変位量 ΔH_n cm	0.000	8	36.57	0.07165	51.04	14.43
	体積変化量 ΔV_n cm ³	0.00	9	36.54	0.08107	45.07	16.00
			10	36.51	0.09946	36.71	18.43

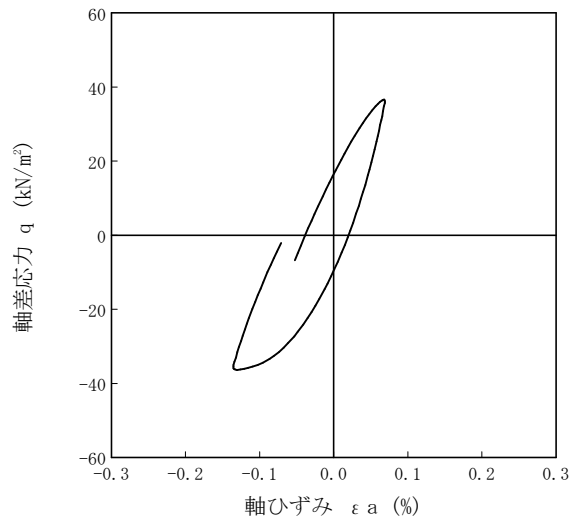
波形の連続記録¹⁾



履歴曲線²⁾



5サイクル目



10サイクル目

特記事項

- 1) 繰返し載荷中の軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の連続記録を図示するか, または別途添付してもよい。
- 2) 軸荷重と軸変位, あるいはねじり力と回転角の履歴曲線を図示するか, または別途添付してもよい。必要に応じて5, 10回目以外の繰返し載荷における履歴曲線も添える。
- 3) 中空円筒供試体による試験のときのみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

JGS	0542	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験 ($E_{eq}, h \sim (\epsilon_a)_{SA}$ 関係) 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験 ($G_{eq}, h \sim (\gamma)_{SA}$ 関係)
-----	------	---

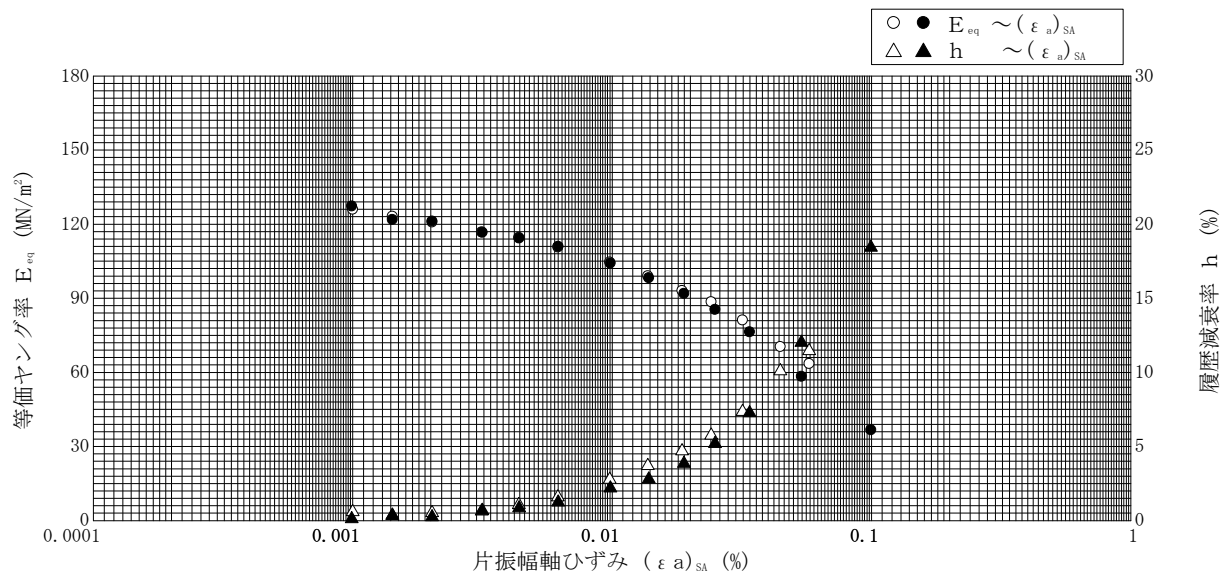
調査件名 砂の物性試験

試験年月日 平成 24年 3月 14日

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-80kN/m²

試験者 久保 裕一

試料の状態 ¹⁾		乱した		土粒子の密度 ρ_s ³⁾ g/cm ³		2.636	
供試体の作製方法 ²⁾		締め固めによる		液性限界 W_L % ⁴⁾			
土質名称				塑性限界 W_P % ⁴⁾			
供試体 No.		2	飽和方法	炭酸ガス通水背圧	圧密条件	等方	
試験条件	軸方向応力 σ_{ac} kN/m ²	280		載荷条件	載荷波形		正弦波
	側方向応力 (=外圧, 内圧) σ_{rc} kN/m ²	280			載荷周波数 f Hz		0.2
	背圧 u_b kN/m ²	200			排水条件		非排水
	軸方向圧密応力 σ'_{ac} kN/m ²	80			1サイクルデータポイント数		100
	側方向圧密応力 σ'_{rc} kN/m ²	80			載荷段階数		13
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc} / \sigma'_{ac}$ (=K) ⁵⁾						
載荷段階	5サイクル目 ○ △			10サイクル目 ● ▲			
	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ % 片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ % 片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ %	等価ヤング率 E_{eq} MN/m ² 等価せん断剛性率 G_{eq} MN/m ²	履歴減衰率 h %	
1	0.00100	126.00	0.59	0.00099	127.27	0.13	
2	0.00142	123.24	0.33	0.00142	121.83	0.36	
3	0.00202	120.79	0.53	0.00202	121.29	0.24	
4	0.00314	116.88	0.65	0.00316	116.77	0.68	
5	0.00437	114.65	1.08	0.00438	114.38	0.86	
6	0.00617	110.70	1.58	0.00619	110.99	1.24	
7	0.00978	104.70	2.78	0.00985	104.26	2.19	
8	0.01371	99.05	3.70	0.01385	98.34	2.79	
9	0.01861	93.18	4.71	0.01890	91.90	3.86	
10	0.02409	88.54	5.75	0.02490	85.50	5.20	
11	0.03185	81.22	7.35	0.03386	76.34	7.26	
12	0.04456	70.40	10.09	0.05375	58.38	12.02	
13	0.05753	63.58	11.46	0.09946	36.71	18.43	
14							



特記事項

- 1) 試料の採取方法, 試料の状態 (塊状, 凍結, ときほぐされた) 等を記載する。
- 2) トリミング法, 負圧法の種別, 凍結試料の場合は解冻方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界, 塑性限界, 砂質土の場合は最小乾燥密度, 最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 異方応力状態で試験するときのみ記入する。 [1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]
[1MN/m² ≒ 10.2kgf/cm²]

動的せん断弾性係数・減衰定数とせん断ひずみ

調査件名

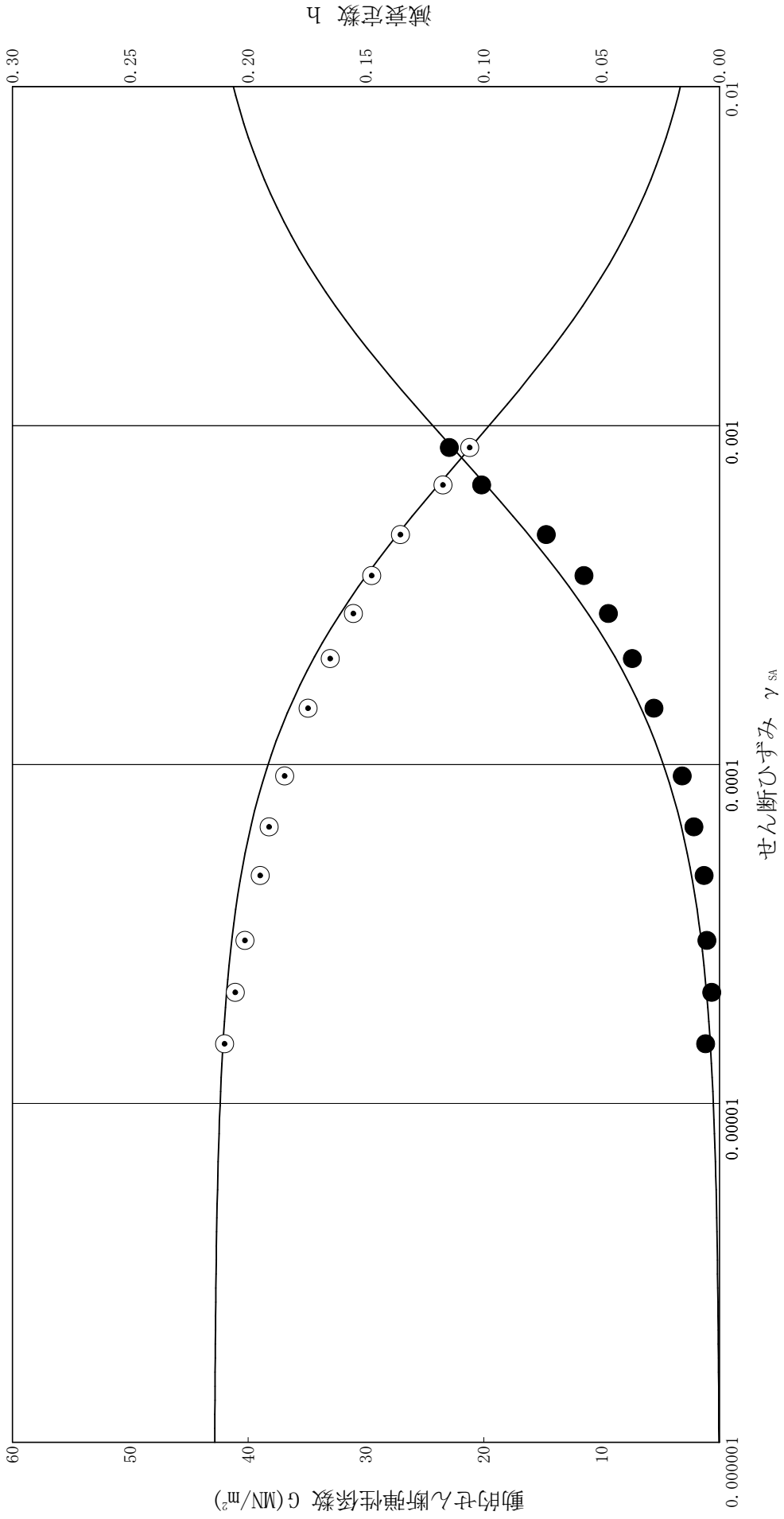
砂の物性試験

試料番号 (深さ) 岐阜砂7号-80kN/m²

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{G_0} + \frac{1}{G_0} \times \frac{\gamma}{\gamma_r}$$

$$h/h_0 = \frac{\gamma/\gamma_r}{(1 + \gamma/\gamma_r)}$$

G_0 MN/m ²	γ_r	H_0
42.886	8.380E-4	2.236E-1



「浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会」 設立趣意書

1. 趣意

東日本大震災で液状化により被災した数多くの戸建て住宅の復旧は遅れている。その主な理由は、液状化による建物の沈下・傾斜を修正しただけでは、余震や近い将来に発生が予想される大地震により液状化被害を再び受ける可能性があるからと考えられる。沈下・傾斜の修正と同時に液状化対策も施す復旧が望ましいが、戸建て住宅のような小規模な建築物に適用できる低コストの液状化対策に関する指針類がないため、現状の建築基礎構造設計指針等で規定されている設計概念に基づく対策では非常に高いコストとなってしまう。

本学会では、このような宅地の液状化対策に関する喫緊な問題の解決を目的として、「浅層盤状改良による宅地の液状化対策委員会」を設立することとした。本委員会では、戸建て住宅の性能を適切に評価し、その性能に支障のない変形量を目標とした液状化対策の範囲を検討し、宅地の合理的な液状化対策の設計方法の確立を目指している。特に、明確な支持層の無い埋立て地の宅地では浅層盤状の地盤改良が現実的であることから、その改良範囲を明確にすることを目的としている。

本研究委員会の成果は、従来の液状化対策と比較して大幅なコスト減が期待でき、一般市民に対して安心・安全な社会の形成に寄与できると信じる。

2. 委員長

谷和夫(横浜国立大学)

3. 活動期間

平成23年2月～平成24年9月

以 上

委員会名簿

会務	氏名	所属
委員長	谷和夫	横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院
幹事長	清田隆	東京大学生産技術研究所
委員	松下克也	株式会社ミサワホーム総合研究所
委員	山本彰	株式会社大林組技術研究所地盤技術研究部
委員	野田利弘	名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻
委員	竹内秀克	株式会社不動テトラ 地盤事業部技術部(中部)
委員	規矩大義	関東学院大学 工学部社会環境システム学科
委員	大林淳	株式会社不動テトラ 地盤事業本部
委員	橋本隆雄	株式会社千代田コンサルタント東日本事業部地域整備部
委員	澤田俊一	応用地質株式会社 エンジニアリング本部地盤解析部
委員	人見孝	独立行政法人都市再生機構技術調査室
委員	西本聡	独立行政法人寒地土木研究所 寒地地盤チーム
委員	吉田望	東北学院大学工学部環境建設工学科
委員	豊田浩史	長岡技術科学大学 環境・建設系
委員	佐々木哲也	独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ
委員	大島昭彦	大阪市立大学大学院工学系研究科都市系専攻
委員	諏訪靖二	諏訪技術士事務所
委員	一井康二	広島大学大学院工学研究院 社会環境空間部門
委員	岡村未対	愛媛大学大学院理工学研究科 教授
委員	永瀬英生	九州工業大学大学院 工学研究院建設社会工学研究系
委員	新坂孝志	三信建設工業株式会社技術本部
委員	高田徹	株式会社 設計室ソイル
委員	松岡大介	小野田ケミコ株式会社 技術設計部
委員	松岡元	名古屋工業大学

浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会
平成 23 年度 第 1 回委員会 議事録

開催日時	平成 24 年 2 月 27 日 (月) 10 : 30～12 : 50
開催場所	株式会社 大林組 技術本部技術研究所
出席者	谷 和夫 (委員長), 清田 隆 (幹事), 一井康二, 大島昭彦, 大林 淳, 規矩大義, 澤田俊一, 新坂孝志, 諏訪靖二, 高田 徹, 竹内秀克, 西本 聡, 松岡大介, 松下克也, 山本 彰, 吉田 望の各委員
欠席者	岡村未対, 佐々木哲也, 豊田浩史, 永瀬英生, 野田利弘, 橋本隆雄, 人見 孝の各委員

資料 :

- (1) 委員会の設立趣意書
- (2) 委員会の名簿
- (3) 遠心模型実験装置の資料 (パンフレットを含む)
- (4) 住宅の性能評価手法の開発 (松下委員)
- (5) 被災事例の評価手法の開発 (橋本委員)
- (6) 振動台実験による検討 (山本委員)
- (7) 数値解析による検討 (野田委員・竹内委員・規矩委員)
- (8) 経済性評価手法の開発 (大林委員)

議事 :

- (1) 委員長の挨拶
- (2) 委員の自己紹介
- (3) 振動台実験の見学 (実験は実施済み)
 - (株) 大林組技術研究所における遠心载荷実験場において, 実験装置と振動台実験の土槽を見学した。その後, 資料に基づいて実験結果の説明を受け質疑を行った。
- (4) 来年度のスケジュール調整 (委員会とアウトリーチ活動)
 - 次回の委員会は, 学会主催の震災対応シンポジウム (4 月 24 日 (火) 10-17 時) の終了後とした。会場は, シンポジウム会場または近くで探すこととした。
 - アウトリーチ活動について議論した。住民説明会の形式とし, 5 月に浦安市で開催する。それ以降, 千葉市, 潮来市, 久喜市などを候補として随時実施する。
- (5) テーマの内容と進捗状況の説明
 1. はじめに (清田幹事)
 2. 住宅の性能評価手法との被災事例の評価手法の開発 (松下委員)
 3. 振動台実験による検討 (山本委員)
 4. 数値解析による検討 (竹内委員と規矩委員)

5. 経済性評価手法の開発（大林委員）

- 上記テーマについて、担当委員より資料を用いて説明がなされ、以下の事項に関する議論を行った。
 - ① 「傾斜」と「沈下」を区別して議論する。
 - ② 原則として既存の建物を対象とし、新築にも活用できる、という設定とする。
 - ③ アウトリサーチの際の対応として、住民が求める情報が提供できるようにする。
 - ④ 数値解析において、不均質なケースも示すとよい。

以上



写真1 委員会の実施状況



写真2 実験に用いた土槽の見学の実施状況

浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会
平成 24 年度 第 2 回委員会 議事録

開催日時	平成 24 年 4 月 24 日（火） 17：10～19：00
開催場所	四谷区民ホール
出席者	谷 和夫（委員長）、清田 隆（幹事）、大島昭彦、大林 淳、岡村未対、規矩大義、澤田俊一、新坂孝志、諏訪靖二、高田 徹、竹内秀克、豊田浩史、永瀬英生、野田利弘、橋本隆雄、松下克也、山本 彰、吉田 望

資料

- (1) 平成 23 年度第 1 回委員会議事録（案）
- (2) 第二次提言「地震時における地盤災害の課題と対策—2011 年東日本大震災の教訓と提言—」の素案（パブリックコメント用）
- (3) テーマの内容と進捗状況の説明（住宅の性能評価手法との被災事例の評価手法の開発）
- (4) テーマの内容と進捗状況の説明（振動台実験による検討）
- (5) テーマの内容と進捗状況の説明（数値解析による検討）

議事

- (1) 提言の内容に関する意見
 - シンポジウムのセッション 2 における第二次提言の素案の紹介を受けて、議論された。主な事項は、巻末の添付資料（工法・技術を紹介する論文集）、地盤の液状化と設計の考え方や住宅政策等である。
【詳細な議事については、土構造耐震化委員会の議事録を参照】
- (2) 土構造耐震化研究委員会の各 WG の活動方針の確認
 - シンポジウムのセッション 3 における説明を受けて、各 WG の当面の活動方針が議論された。
【詳細な議事については、土構造耐震化委員会の議事録を参照】
- (3) 研究成果の中間報告

橋本委員、山本委員、竹内委員より、それぞれ被災事例調査、模型実験、数値解析における成果の説明があり、主に以下の事項について議論された。

 - 排水（過剰間隙水圧の消散）に伴う地盤の密度の増加に起因する透水性の変化について議論された。
 - 数値解析の精度について議論された。模型実験との整合性が取れていることが重要であ

り、解析による沈下量や傾斜角の絶対値で精度を判断している訳ではないことが強調された。

- 2011 年東日本大震災で浦安において記録された地震動を、海溝型地震の中規模の地震（レベルⅠ地震動）か大規模の地震（レベルⅡ地震動）として取り扱うか議論された。最大加速度だけでなく継続時間も考慮して慎重に検討することとした。
- 模型実験及び数値解析の結果について、過剰間隙水圧の上昇、噴砂の発生、沈下の発生のタイミングと順番について議論された。今後、結果の解釈において留意することとした。
- 不同沈下及び傾斜のメカニズムについて議論された。地盤の不均質性・非一様性、上載荷重の偏心、地震動の非対称性等を考慮して慎重に検討することとした。また、被災事例を分析した結果では、めり込み沈下量と傾斜の間には、ばらつきがあるものの、ある一定の関係があることが示された。一方、1964 年新潟地震における川岸町アパートの事例では、近接した狭い範囲でも 7 棟の傾斜の方向や程度に非常に大きいばらつきがあったので解釈は容易ではない、という意見もあった。
- 沈下の表記と定義について議論された。特に、絶対沈下、めり込み沈下、不同沈下等について、国交省等における表記を参考に用語と記号を統一することとした。
- 模型実験における不飽和帯におけるサクシヨンの影響について議論された。模型地盤の作製の方法と遠心加速度の载荷の手順との関連で検討することとした。
- 表層改良の方法について議論された。セメント注入などによる固化を原理とするため、粘着力の増大が主なメカニズムでありが、土嚢を利用すると表層の排水性能の増大もメカニズムとして期待できるという意見があった。
- 改良地盤の位置（深さ）について議論された。地下水位の上面と改良地盤の上面を一致させた設定とした理由は、被災した住宅の復旧や住宅がある場合の対策（基礎や埋設管の存在により施工が困難、地表への注入材料の吹き出し・噴出）を考慮しているためと説明された。
- 模型実験や数値解析の結果の解釈や分析方法について議論された。①過剰間隙水圧の上昇過程、②その後の有効上載圧と過剰間隙水圧が等しい状態の過程、③最後の過剰間隙水圧の消散過程の 3 過程に分けることや、①圧密による地盤の体積収縮と②液状化によるせん断剛性の低下によるせん断変形の 2 つのメカニズムに分けること等の意見があった。

以上

浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会
平成 24 年度 第 3 回委員会 議事録

開催日時	平成 24 年 7 月 13 日（金） 13：00～16：55
開催場所	八戸ポータルミュージアム「はっち」
出席者	谷 和夫（委員長）、清田 隆（幹事）、大林 淳、規矩大義、佐々木哲也、澤田俊一、諏訪靖二、竹内秀克、新坂孝志、野田利弘、橋本隆雄、松岡大介、松下克也、山本 彰 オブザーバー：安田進、飯沢誠、塩井幸武、伊佐治敬

資料：
なし

議事：

（1）研究成果の中間報告

竹内委員，規矩委員，大林委員より，数値解析（Geo Asia と ALID）と対策コストに関する研究成果の説明がなされ，主に以下の事項について議論された。

- この研究の対象は固化工法のみであるが、排水性能が高い礫材等を敷設する工法の方が優れているという報告もある。浅層盤状改良は、固化工法のみ限定されるものではない。この研究では固化和排水のメカニズムを含む複合的な工法まで検討していないが、最終報告書には留意点として言及する。
- 左右対称の解析モデルでは、家屋が傾斜する挙動を再現することは難しいと思われる。一方、性能設計のように変形量を指標に設計をすることを想定しているのかという指摘があった。傾斜角とめり込み沈下量との間に相関があることを事例調査で把握し、解析により求められるめり込み沈下量を基に戸建て住宅の被害（沈下・傾斜）を低減できる具体的な改良層厚を示す方針である。
- 固化系の改良は、地盤に蓋をすることと同義なので、水圧の局所的な消散が被害に及ぼす影響を考慮する必要がある。なお、Geo Asia による解析では、水・土連成なので水圧は考慮されている。
- この研究における数値解析の目的を明確にしておく必要がある。数値解析は対策工の設計に活かす目的で行っている。特に ALID による数値解析では、パラメータの設定が合理的であることを示す必要がある。
- 改良体が盤状の構造体として機能していることが重要である。よって、改良体の部材としての応力状態を検討するべきである。
- 現在は沈下と傾斜角のみの検討となっているが、上部構造の健全性もガイドラインに含

むことが望ましい。

(2) 土構造耐震化研究委員会の各 WG によるセッション

- 各 WG の当面の活動内容の紹介と質疑応答が行われた。

【詳細な議事については、土構造耐震化委員会ワークショップのメモを参照】

以上

浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会
平成 24 年度 第 4 回委員会 議事録

開催日時	平成 24 年 9 月 20 日（木） 14：00～17：30
開催場所	竹内社労士事務所 貸会議室 4 階
出席者	谷 和夫（委員長）、清田 隆（幹事）、大林 淳、佐々木哲也、澤田俊一、竹内秀克、新坂孝志、野田利弘、橋本隆雄、松岡大介、松下克也、山本 彰、人見孝、永瀬英生、高田徹、大島昭彦 オブザーバー：西山高士、伊佐治敬

報告書の各章について担当者により説明され、以下のような意見・コメントがあった。更なる指摘事項については、9月30日までに清田委員まで連絡することとした。

（1）全体について

- ・ 1 章で定義した用語と記号の使用を徹底する。
- ・ 傾斜角の表現は、" $n/1000$ "に統一する。
- ・ 本研究で用いる地震動の名称は、「地震動 1」、「地震動 2」とする。

（2）1 章（担当：清田委員）

- ・ 想定する地震動について、図の修正を行う。

（3）2 章（担当：松下委員）

- ・ 紹介されている基準における、「半壊」や「全壊」の定義も示す。
- ・ 表 2.2.3 の H15 を H20 に変更する。
- ・ 「まとめ」におけるクライテリアの文章について、誤解を招かない表現とする。
- ・ 現状では、2 章でめりこみ沈下量のクライテリアを示すことは難しい。橋本委員が示した 3 章の傾斜角とめり込み沈下の関係を 2 章で用い、2 章のまとめでめり込み沈下量のクライテリアも示す。松下委員と橋本委員とで相談して設定する。
- ・ 「家屋の傾斜角を柱の傾きから求めても問題がないか」という指摘があった。液状化の場合は家屋の構造に被害は少ないため、柱の傾斜を家屋の傾斜とみなしても問題はないと説明がなされた。

（4）3 章（担当：橋本委員・清田委員）

- ・ ページレイアウトを所定の様式とする。
- ・ 航空レーザ計測結果について、路盤の下が改良されている可能性もあるので、その旨記述を加える。

(5) 4章(担当:山本委員)

- ・ 図番や、図の表示が乱れについて、体裁を整える。

(6) 5章(担当:竹内委員・野田委員・規矩委員)

- ・ 解析は限定的な条件であることを明記したうえで、2章で示されるめり込み沈下量のクライテリアを意識したまとめ方をする。

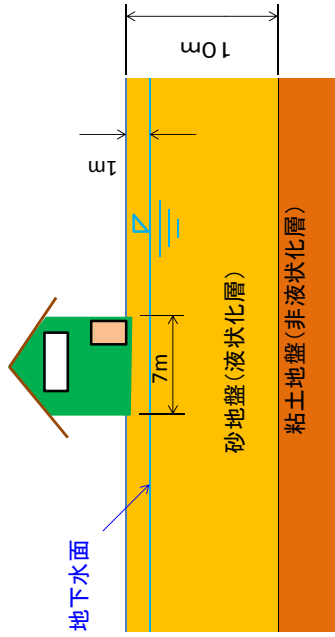
(7) 6章(担当:大林委員)

- ・ 費用の金額表示は、条件の設定が難しく、また施工条件や地盤条件により大きく変動するために記載しないこととした。

以上

戸建て住宅を対象とした表層改良による経済的な液状化対策
(浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会)

実験による検証



砂地盤の厚さ: 10m
 地下水面: 地表面から深さ1.0m
 建物基礎: 木造2階建て(建て坪49m²(7m × 7m))
 基礎: べた基礎

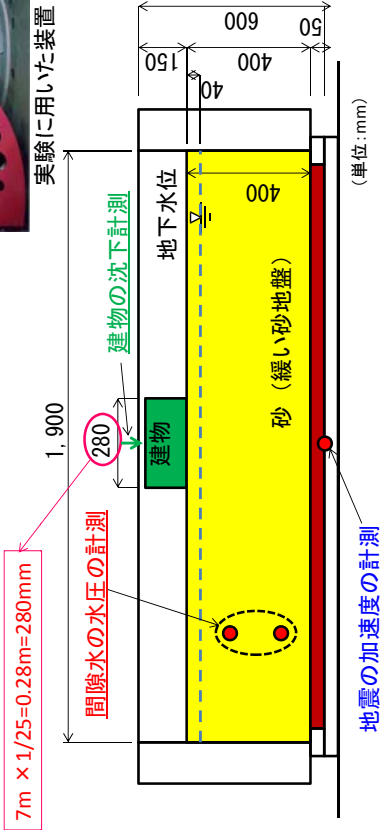
実験の対象した戸建て住宅

実験模型

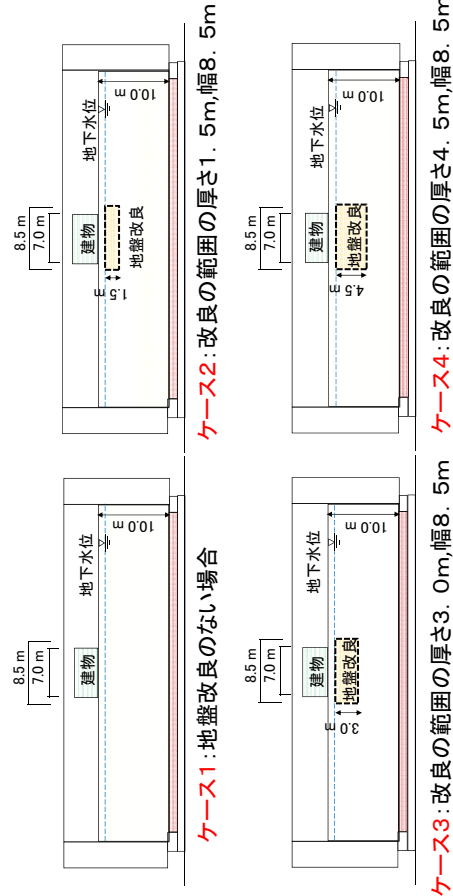
- 実験に用いる地震動(浦安で観測された東北地方太平洋沖地震)
- 1回目: 浦安で観測された地震とほぼ同じ規模の地震
- 2回目: 1回目の地震の加速度を2倍した地震



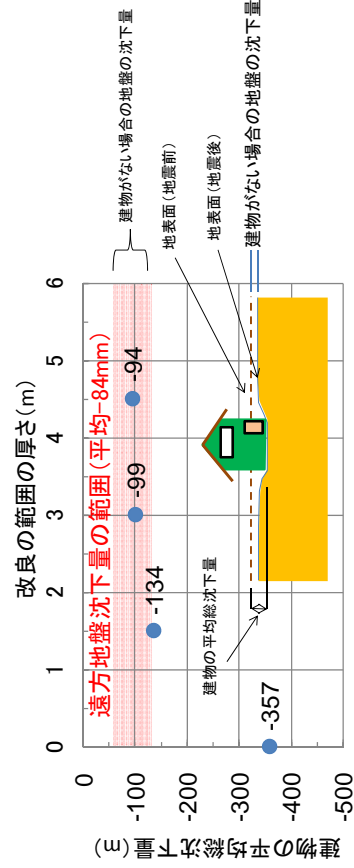
- 実験に用いる模型
 実際の宅地を1/25に縮尺した模型



実験ケース

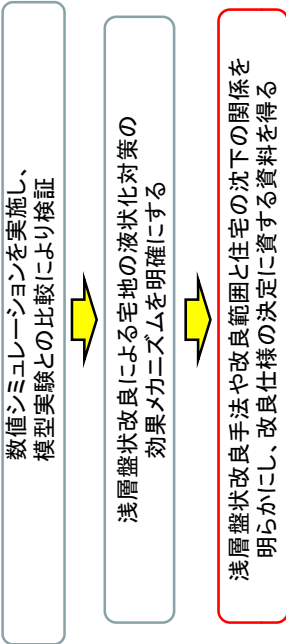


建物平均総沈下量と改良の範囲の厚さの関係(実験結果)



浦安で観測された規模の地震を想定した場合の実験結果

表層改良による液状化被害の軽減効果の説明 ～数値解析による検討～

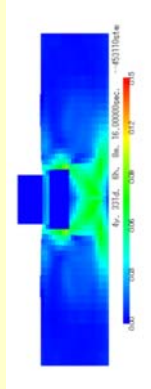


使用する解析ソフトは、研究・実務の両面
において多くの実績を有する以下のもの
を用いる。

■地盤有効応力解析コードGEOASIA
地盤の挙動を表現できる最新の知見に
基づき製作されたソフト。地震中から地震
後まで連続的に地盤の変形を扱う。

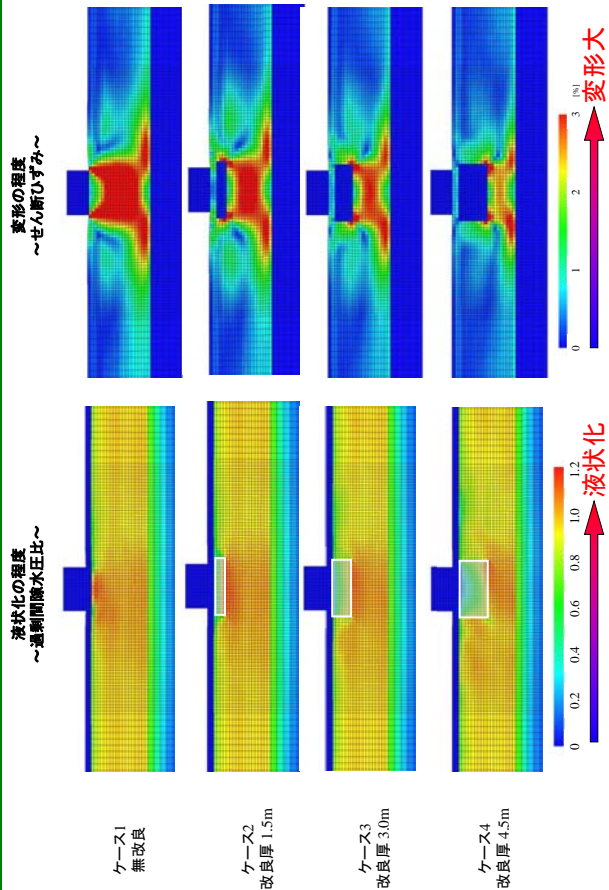
■液状化・流動化予測プログラム、ALID
簡便なパラメータ設定で液状化後の変
形を推定する。

地盤解析ソフト GEOASIA 解析事例

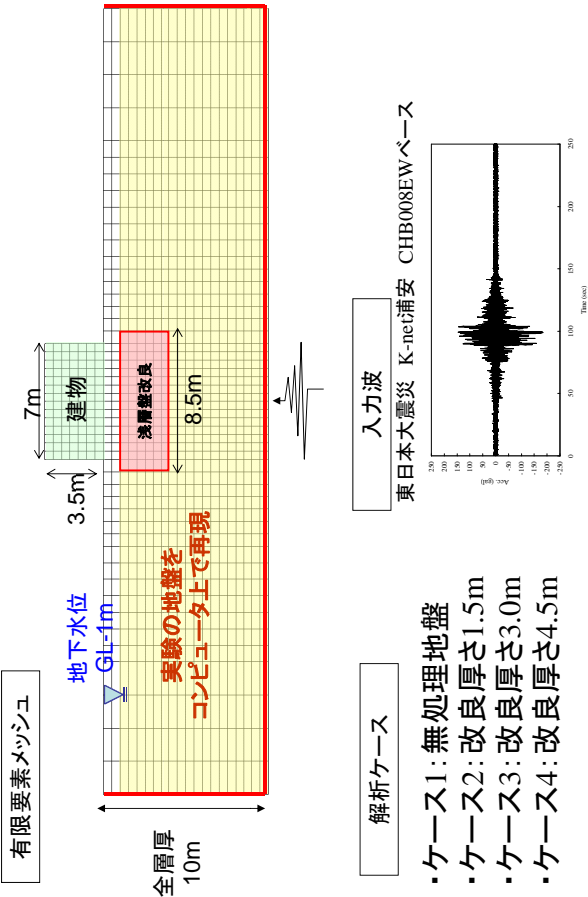


建物の変形の様子

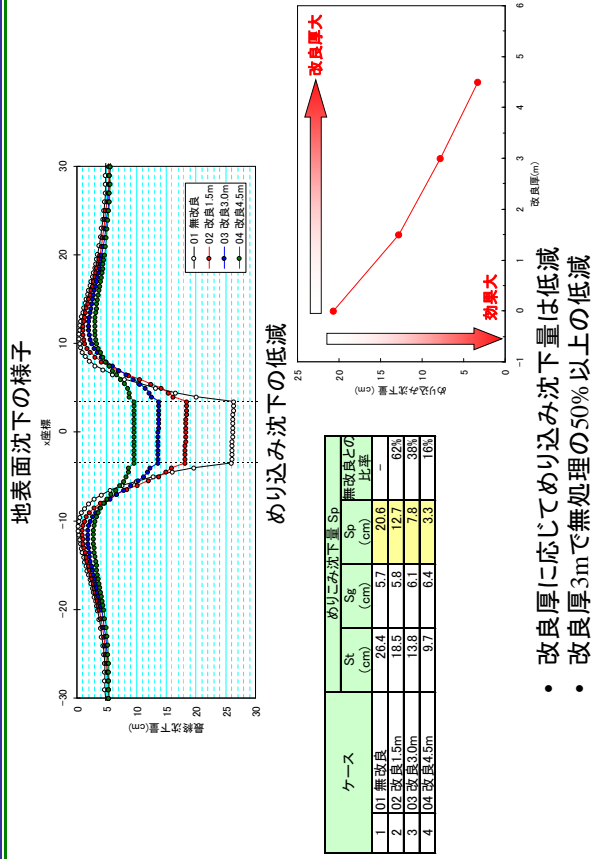
解析結果 ～改良厚の影響～



数値解析による検討



解析結果 ～改良厚の影響～



浅層盤状改良の具体的方法

浅層を盤状に液状化しないようにする

具体的にどのように改良するのか？

地盤改良と呼ばれる手法

どのような工法があるのか？

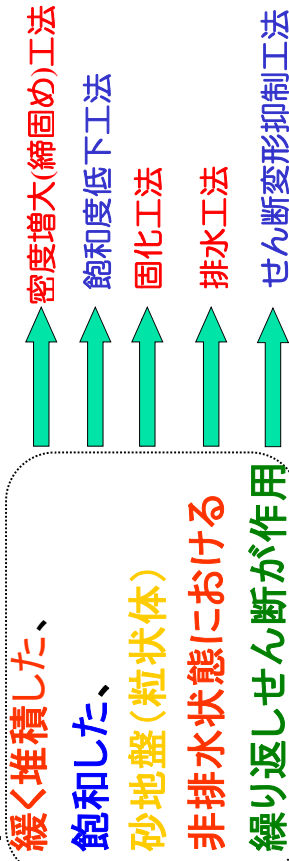
密度増大工法 (締固め) 固化工法 排水工法

本日の御説明の内容

- 地盤改良による液状化しない層の形成
- 宅地における浅層盤状改良の経済性



地盤改良による液状化しない層の形成
地盤改良による液状化抑制の原理



過剰間隙水圧の上昇 = 有効応力の低下

液状化現象



地盤改良による液状化しない層の形成

浅層盤状改良に適用できる工法

本研究では浅層盤状改良に適用できる地盤改良工法として下記の工法を選定して経済性の評価を実施した。

工法原理	工法	新設	既設
密度増大工法 (締固め工法)	静的締固めタイプ	○	×
固化工法	静的圧入タイプ	○	○
	中層混合処理工法	○	×
	高圧噴射攪拌工法	×	○
排水工法	薬液注入工法	○	○
	砕石杭工法	○	×

※ 新設の場合には中層混合処理に比べて効果になるため経済性の評価は実施せず



宅地における浅層盤状改良の施工に際しての留意事項

経済性に影響を及ぼす因子

$$\text{浅層盤状改良のコスト} = \text{施工費} + \text{施工費} + \text{固定費}$$

施工の方法 (機械)
施工の仕様 (改良深さなど)
施工能率
作業時間
材料費
補助工法

施工機械の運搬費
施工機械の組立費
施工後の補修費用

現場状況 (新設か既設かなど)
地盤の状況 (液状化しやすさなど)
周辺環境 (道路幅、振動や騒音の規制など)
etc

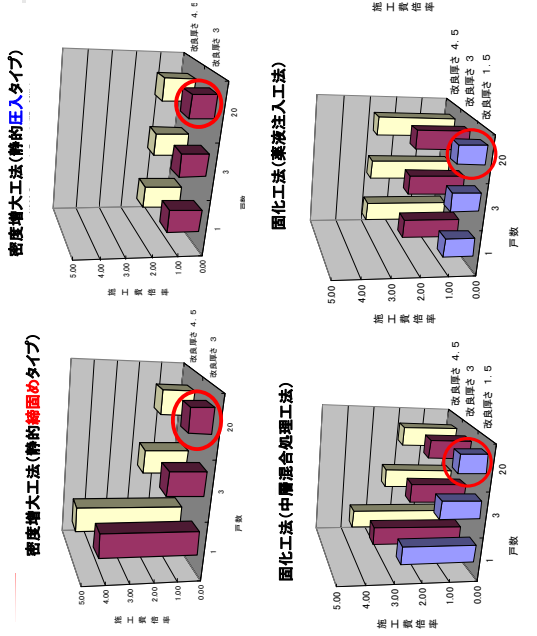
周辺環境 (道路幅、組立などのしやすさなど)
既設の場合における建物の補修費用
etc



宅地における浅層盤状改良の経済性

施工面積によるコスト変動（新設の場合）

改良厚さ3m 20戸を1とした施工費倍率



コストへの影響因子は個別の現場によって異なり、複合して影響する場合もある。本研究では種々の仮定条件を置いて下記のケーススタディーを実施した

施工面積（戸数）：1戸（150m²）、3戸（450m²）、20戸（3,000m²）

改良厚さ：1.5m、3.0m、4.5m（但し、締固めは3m以上とした）

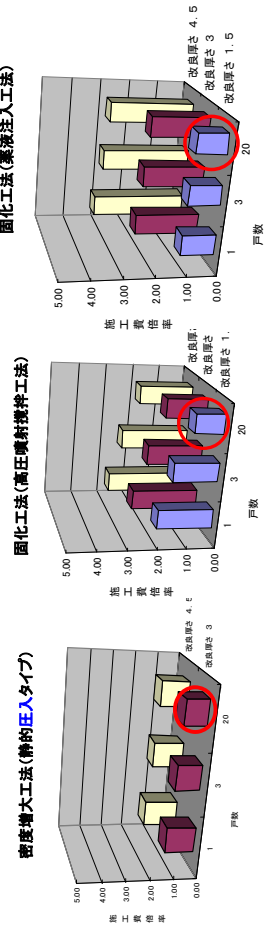
施工条件：既設、新設

各ケースでの1戸あたり対策コストを比較した。

宅地における浅層盤状改良の経済性

施工面積によるコスト変動（既設の場合）

改良厚さ3m 20戸を1とした施工費倍率

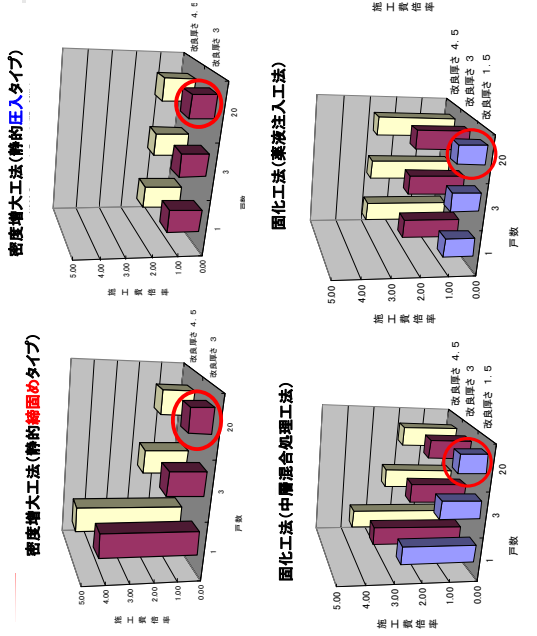


施工面積（戸数）が小さいと固定費比率が高まるため一戸あたりのコストは増加するが、施工機械の大きさ（工法）によって傾向は異なる。

宅地における浅層盤状改良の経済性

施工面積によるコスト変動（新設の場合）

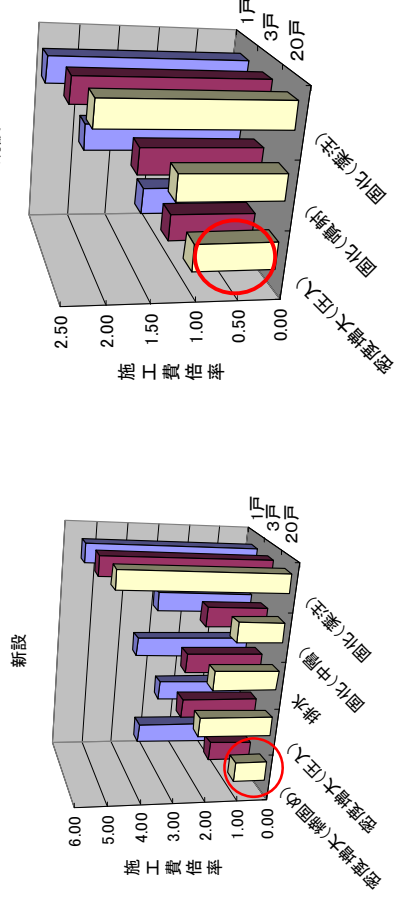
改良厚さ3m 20戸を1とした施工費倍率



宅地における浅層盤状改良の経済性

対策効果の違いを考慮した経済性整理

既設



工法によって設計手法が異なるので留意が必要であるが、本検討の条件において同等の沈下量となるコストの変動を示した。特に新設の場合には施工面積によって工法による施工費倍率が変わる

講演会 戸建て住宅を対象とした表層改良による経済的な液状化対策
(2012年8月11日) アンケート用紙

公益社団法人 地盤工学会

Q-1. 貴殿の情報について	
(a) ご自宅の所在地(東日本大震災の発生時の)	
1. 神栖市	2. 千葉県
3. 神栖市以外の茨城県	4. 千葉・茨城県以外
(b) 東日本大震災によるご自宅の被災の状況(複数回答可)	
1. 揺れにより家屋が損傷を受けた	2. 液状化による損傷を受けた
3. 特に損傷を受けなかった	
Q-2. 講演会について	
(a) 今回の講演会に関する情報の入手	
1. 市の回覧	2. 市のホームページ
3. 近隣の方の紹介	4. その他 []
(b) 特別講演	
1. 非常に役立つ情報が得られた	2. まずまず役立つ情報が得られた
3. あまり役立つ情報が得られなかった	4. 全く役立つ情報が得られなかった
(c) 3件の研究紹介	
1. 非常に役立つ情報が得られた	2. まずまず役立つ情報が得られた
3. あまり役立つ情報が得られなかった	4. 全く役立つ情報が得られなかった
(d) 特別講演や研究紹介に関するご感想をお教えてください。	
Q-3. 地盤工学会について	
(a) 地盤工学会をご存じでしたか。	
1. 以前から知っていた	2. 震災後情報収集の際に知った
3. 知らなかった	
(b) 学会の今後の活動に対するご要望を教えてください。	

* ご協力有り難うございました。

アンケート結果

Q-1(a)				Q-1(b)				Q-2(a)				Q-2(b)				Q-2(c)				Q-2(d)				Q-3(a)				Q-3(b)											
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4				
1					1					1					1																								
1					1					1					1																								

軽量な構造物直下の固化系地盤改良による液状化変状抑止効果—その1—

大林組 正会員 ○樋口 俊一
 大林組 正会員 山本 彰
 大林組 非会員 西山 高士

1. 研究の背景

2011年東北地方太平洋沖地震による広範囲におよぶ液状化被害により、住宅等についても液状化対策の必要性が注目されるようになった。宅地耐震設計マニュアル¹⁾によれば、中規模地震（地表面加速度 2m/s^2 ）に対してはある程度の層厚の非液状化層が液状化層上に存在することにより、住宅に対する液状化の影響が軽減されるとされている。本研究では、軽量な構造物直下に比較的薄い固化系地盤改良体を構築することで液状化による構造物の沈下量を軽減する対策について、遠心模型振動実験による定量的な検証を実施した。

2. 遠心模型振動実験

図1に示す地盤模型による遠心模型振動実験を、遠心重力 $25G$ （縮尺 $s=1/25$ ）において実施した。模型地盤は幅 $1,900\text{mm}$ （実物換算 47.5m ）、奥行き 350mm （同 8.75m ）で、砂地盤厚さ 400mm （同 10m ）である。砂地盤は珪砂7号（ $D_{50}=0.15\text{mm}$, $U_c=1.6$ ）を用いて相対密度 $Dr=50\%$ を目標とし、水中落下法により作製した。地下水位は $GL=-1\text{m}$ （以下、物理量は実物換算値とする。）、液状化層厚は 9m である。液状化強度は $R_L=0.18$ 程度である。なお、間隙水には透水の相似則を考慮して粘度 $25\text{mPa}\cdot\text{s}$ のメチルセルロース水溶液を使用した。

構造物は2階建住宅を想定し、平面 $7\text{m}\times 7\text{m}$ の矩形で設置圧 $q=10\text{kN/m}^2$ のアクリル模型とした。

固化系地盤改良の範囲は構造物より一回り大きな平面 $8.5\text{m}\times 8.5\text{m}$ とし、1軸圧縮強度 $q_u=400\text{kN/m}^2$ のモルタル混合砂で作製した。改良体は上面を地下水面に一致させ、底面は液状化層中にあり液状化しない基盤層には着底していない。地盤改良層の厚さをパラメータとして、図2の4ケースを設定した。

入力地震動は2011年東北地方太平洋沖地震・K-net 浦安観測波（CHB008EW）を、観測サイト近傍地盤モデルにより表層（埋土層、沖積砂層）下部までSHAKEで引き戻した地震動とした。実験でははじめに振動台上の最大加速度振幅 1.5m/s^2 相当の加振を実施し、一旦遠心重力を開放して地表面変位計測実施後、再び遠心重力を載荷して最大加速度振幅 3.0m/s^2 相当の加振を実施した。

本報告では中規模地震を想定した 1.5m/s^2 加振について示す。

3. 実験結果

実験結果の1例として、図3～図5にケース1の振動台加速度、遠方地盤の過剰間隙水圧および建物天端の沈下量の各時刻歴を示す。地震動の主要部分は時刻 40s 付近から始まり、時刻 150s まで継続する。図4より、地中の過剰間隙水圧は地震動の振幅が大きくなる時刻 70s 付近から増大し始め、深部では時刻 100s 、浅部では時刻 120s 付近でほぼ有効上載圧に達して砂層がほぼ全層にわたり液状化状態となる。図5に示した建物の鉛直沈下量（各隅角部頂部4点の平均）は、地盤中の過剰間隙水圧がある程度上昇した時刻 90s 付近から増加し始め、入力地震動の振幅が小さくなる時刻 140s 付近まではその増加程度が大きい。また、地震動が作用しなくなる時刻 150s 以降も沈下が継続する。

図6に遠方地盤の過剰間隙水圧（ケース1）の消散過程を、図7に建物天端沈下量（全ケース）の収束過程をそれぞれ時刻歴で示す。図6より地中から過剰間隙水圧が消散するには地震後 $1,200\text{s}$ （20分）あまり必要であり、地盤浅部では液状化状態（過剰間隙水圧=有効上載圧）が 500s 程度継続することがわかる。また、図7、ケース1より建物沈下の継続時間は過剰間隙水圧が消散するまでの時間と概ね一致していることがわかる。

図7に示した各ケースの建物沈下量時刻歴の差異は、建物直下の地盤改良厚と相関している傾向が見られる。

キーワード 液状化, 沈下, 地盤改良, 住宅

連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640 TEL 042-495-0947

また、建物直下に地盤改良がある場合（ケース 2~4）には、沈下量の増加が加振時にほぼ限定される傾向が見られる。これらについて、図 8 に建物最終沈下量と建物直下の地盤改良厚の関係を整理した。なお、図中の赤丸は遠方地盤地表面の平均沈下量である。これより、継続時間が長い海溝型地震動による 1.5m/s^2 相当の加振に対しては、固化系地盤改良による建物沈下量の抑制効果が認められ、地盤改良厚が 1.5m（ケース 2）あれば沈下量が 1/3 以下に減じられるとともに、周辺地盤との相対沈下量も小さく抑えられることがわかった。

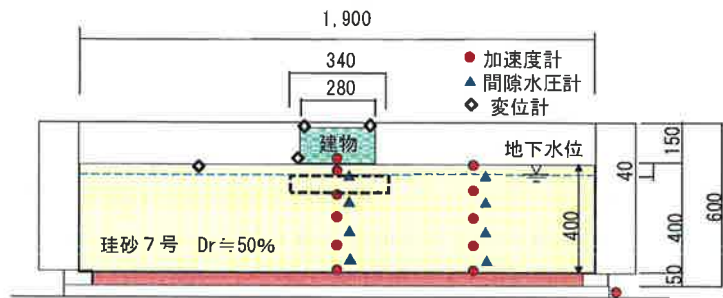


図 1 遠心模型振動実験の模型地盤と計測器配置
($s=1/25$, 単位: mm)

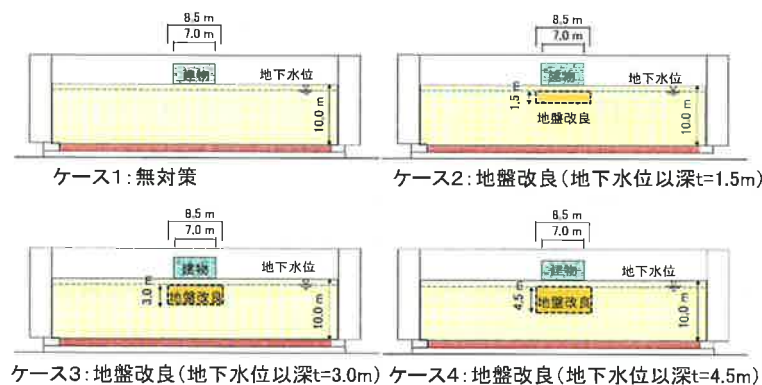


図 2 試験ケースと地盤改良範囲

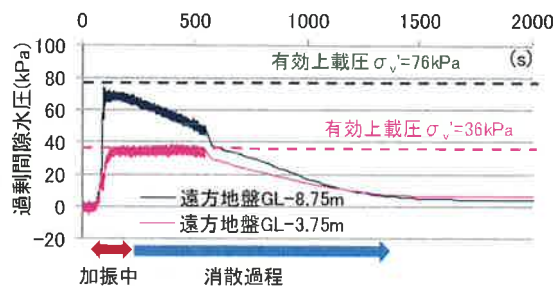


図 6 過剰間隙水圧時刻歴 (消散過程: ケース 1)

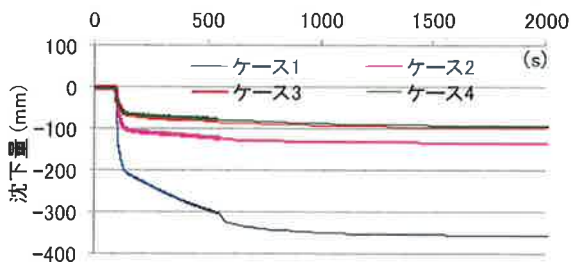


図 7 建物沈下量変位時刻歴 (全ケース・収束過程)

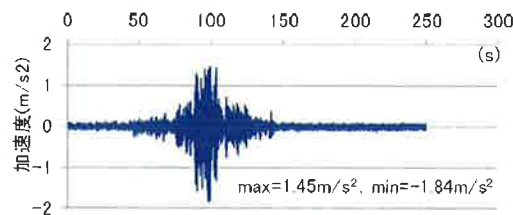


図 3 入力地震動波形 (ケース 1)

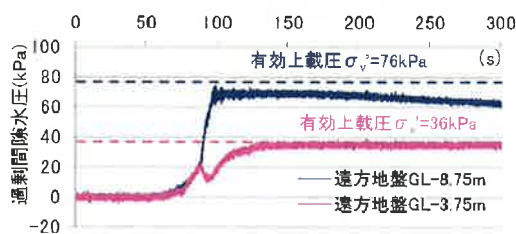


図 4 過剰間隙水圧時刻歴 (ケース 1)

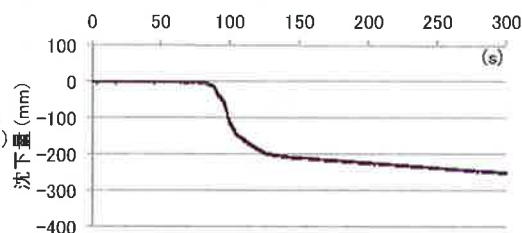


図 5 建物鉛直変位時刻歴 (ケース 1)



図 8 建物最終沈下量と建物直下の地盤改良厚さの関係 (1.5m/s^2 加振)

謝辞：本研究は、建設技術研究助成「浅層盤状改良による宅地の液状化対策の合理的な設計方法の研究」を受けたものです。ここに記し深謝いたします。

参考文献. 1) 宅地耐震設計マニュアル (案)：都市基盤整備公団 (2003)。

軽量な構造物直下の固化系地盤改良による液状化変状抑止効果—その2—

大林組 フェロー ○山本 彰
 大林組 正会員 樋口 俊一
 大林組 非会員 西山 高士

2011年東日本大地震では関東平野の広い地域で液状化が発生し、住宅やインフラ施設などに大きな被害や機能損失を及ぼした。本研究は、液状化する地盤において、住宅等の比較的軽い構造物直下にセメント固化系の地盤改良を適用した場合の構造物の変状防止効果を遠心模型振動実験により検討したものである。

1. 研究の概要

別報¹⁾では、軽量な構造物直下に比較的薄い固化系地盤改良体を構築することで液状化による構造物の沈下量を軽減する対策について遠心模型振動実験による定量的な検証を実施し、継続時間が長い海溝型地震動による 1.5m/s^2 相当の加振（中地震）に対しては、固化系地盤改良による建物沈下量の抑制効果が認められることを示した。本報では、大地震（地表面加速度 3.0m/s^2 ）に対する対策工の効果に関する検討結果を示す。

2. 遠心模型振動実験の概要

遠心模型振動実験に用いた地盤模型の概要を図1に、実験ケースを表1に示す。模型地盤の作成方法および入力地震動等については別報¹⁾を参照されたい。実験でははじめに振動台の最大加速度振幅 1.5m/s^2 相当の加振（以下 1.5m/s^2 加振）を実施し¹⁾、一旦遠心重力を開放して地表面変位を計測した後に再び遠心重力を載荷し、最大加速度振幅 3.0m/s^2 相当の加振（以下 3.0m/s^2 加振）を実施した。

別報¹⁾で示したが、 1.5m/s^2 加振では、建物残留沈下量は建物直下の地盤改良厚が大きいほど低減できることがわかった。既往の指針²⁾による宅地における液状化影響評価指標（図2）では、地表面付近の非液状化層の厚さ $H1$ と液状化層厚 $H2$ により表層への影響を評価することとしている。図2中にこの遠心模型実験での地盤改良層を非液状化層とみなした $H1$ と $H2$ の関係を赤丸で示したが、 1.5m/s^2 加振（中地震）において建物沈下量が軽減できた（改良時の赤丸が実線（最大加速度 $\approx 2.0\text{m/s}^2$ 相当）より右にある）ことと整合している。

3. 実験結果の考察

(1) 加振履歴の影響について 3.0m/s^2 加振時には、地盤は既に 1.5m/s^2 相当の加振履歴の影響を受けていることから、まず実験データの考察に際し以下の点を検討した。

○地盤の密度： 1.5m/s^2 加振において自由地盤部で 84mm （各ケースの平均値）の地表面沈下が生じた。模型地盤の初期相対密度は $D_r=50\% \sim 55\%$ 、層厚は 10m であるから、加振履歴による密度変化は相対密度換算で $2\% \sim 4\%$ 程度である（表1）。したがって、地盤密度の変動は模型地盤の液状化挙動に対して大きな影響を及ぼさないと考えられる。

○建物模型の残留沈下： 1.5m/s^2 加振で建物に生じた残留沈下は 3.0m/s^2 加振の実施に際してそれを修正しなかった。残留沈下量の大きなケース1については建物が地中にめり込むような状況であり、建物の上載荷重が $q=10\text{kN/m}^2$ と小さいが、初期せん断応力分布に対する影響は他のケースに比べてやや大きいと考えられる。また、 1.5m/s^2 加振において地表に水が浸出しており地下水位は地表面付近と考えられるため、更に沈下が進行した場合には浮力を生じる可能性がある。一方、ケース2~4については、建物沈下量と地盤沈下量に大きな差が無かったため、相互の比較における影響は小さいと考えられる。

(2) 3.0m/s^2 加振時の時刻歴について 図3に入力地震動（ 1.5m/s^2 加振と 3.0m/s^2 加振の比較）を、図4に過剰間隙水圧時刻歴（同左）を、図5に建物鉛直変位時刻歴の各ケース比較を示す。図3と図4より、 3.0m/s^2

キーワード 液状化, 沈下, 地盤改良, 住宅

連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640 TEL042-495-0947

加振では 1.5m/s^2 加振よりも液状化の発生時刻が 10 秒程度早くなることがわかる。また、図 5 より建物鉛直変位が増加し始める時刻は過剰間隙水圧が発生し始める時刻とほぼ一致している。建物鉛直変位は地盤改良の無いケース 1 を含めて、いずれのケースでも 200mm 程度の最終沈下量となった。

4. 大地震に対する改良の効果

図 6 に建物最終沈下量と建物直下の地盤改良厚の関係を整理した。ケース 1 の 3.0m/s^2 加振による残留沈下増分は 222mm であり、 1.5m/s^2 加振時の建物沈下量 (357mm) よりも小さくケース 2~4 と同程度となっている。一方、ケース 2~4 の建物沈下量はいずれも 1.5m/s^2 加振時¹⁾の 2 倍程度になっているものの、改良厚による沈下量の違いは明確には認められない。また、 1.5m/s^2 加振と 3.0m/s^2 加振の累積沈下量はケース 1 では 1.5m/s^2 加振の沈下量が大きいため、他のケース 2~4 の 2 倍程度となっている。なお、ケース 2~4 において改良厚による違いは認められない。これらのことから、地盤の初期条件はやや異なるものの、建物直下を部分改良した場合の 1.5m/s^2 加振時の残留沈下量は改良厚が支配的要因となっているのに対して、 3.0m/s^2 加振時のそれは軽量ではあるが地表面の載荷重が支配的要因になっていると推察される。

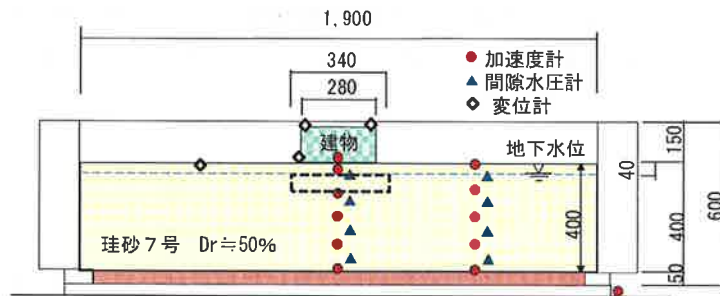


図 1 遠心模型振動実験の模型地盤と計測器配置 (単位: mm)

表 1 実験ケースと地盤改良の仕様

ケース	1	2	3	4
初期地盤密度 $D_r(\%)$	53	50	55	54
3m/s^2 加振時地盤密度 $D_r(\%)$	55	54	56	58
改良範囲		8.5m x 8.5m		
改良厚	無し	1.5m	3.0m	4.5m
改良強度		400kN/m ²		

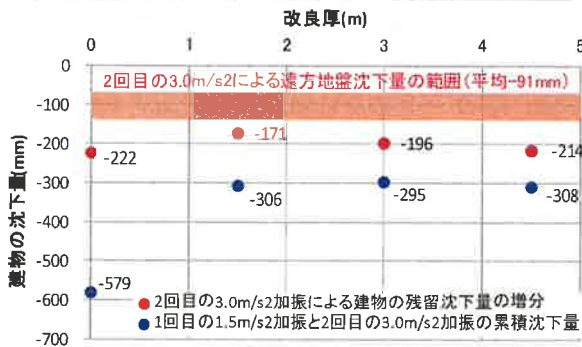


図 6 建物最終沈下量と地盤改良厚の関係 (3.0m/s^2 加振後)

謝辞: 本研究は、建設技術研究助成「浅層盤状改良による宅地の液状化対策の合理的な設計方法の研究」を受けたものです。ここに記し深謝いたします。

参考文献.

- 樋口他: 軽量の構造物直下の固化系地盤改良による液状化変状抑止効果—その 1—, 第 67 回土木学会年次学術講演会, 2012 (投稿中).
- 宅地耐震設計マニュアル (案): 都市基盤整備公団 (2003).

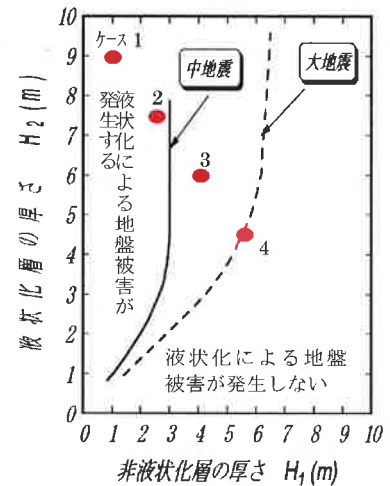


図 2 宅地における液状化の影響評価指標と遠心実験の改良層厚設定 (文献 2 に加筆)

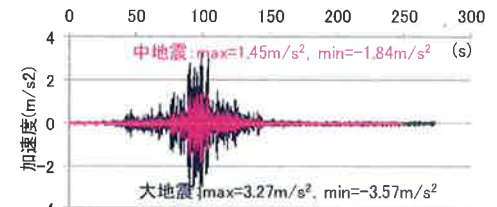


図 3 入力地震動波形 (ケース 1)

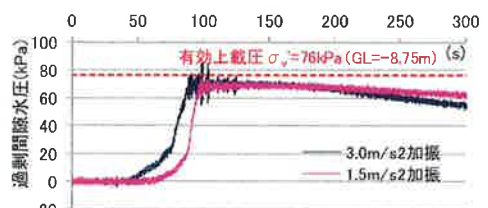


図 4 過剰間隙水圧時刻歴 (ケース 1)

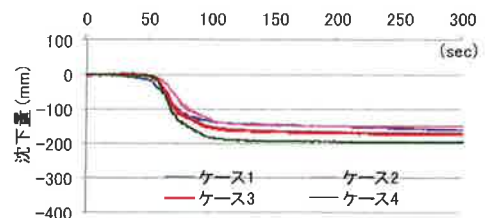


図 5 建物鉛直変位時刻歴の比較 (3.0m/s^2 加振)