

河川特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動解明と
耐震設計手法に関する研究

2016年 9月

梶尾 辰史

河川特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動解明と
耐震設計手法に関する研究

梶尾 辰史

システム情報工学研究科

筑波大学

2016年 9月

— 目 次 —

第1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究内容	4
1.4 本論文の構成	5
参考文献	8
第2章 河川特殊堤の耐震対策の現状と課題	11
2.1 既設特殊堤の現状	11
2.1.1 既設特殊堤の設置位置	11
2.1.2 既設特殊堤の構造形式等の整理	15
2.2 特殊堤の地震被害の特徴	18
2.2.1 特殊堤の被災事例のデータ化	18
2.2.2 被災事例の被災要因分析	21
2.2.3 特殊堤の被災事例	27
2.2.4 特殊堤と堤防及び類似構造物（橋台）の被災状況の比較	33
2.3 被災事例を踏まえた本研究の問題設定	36
2.4 耐震設計の現行基準の現状	37
2.4.1 特殊堤の基準の位置づけと踏まえた本研究の目的	37
2.4.2 特殊堤と堤防の基準類の比較	39
2.4.3 現行の耐震設計手法	41
2.5 既往研究の成果	57
2.6 被災事例や現行設計手法の課題を踏まえた研究内容	60
参考文献	62
第3章 河川特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動及び対策効果の分析	65
3.1 動的遠心力載荷試験装置による模型実験の方法	65
3.1.1 実験装置及び実験方法	65
3.1.2 模型の構造諸元	69
3.1.3 入力地震動	71
3.1.4 実験ケース	74
3.1.5 計測方法	84

3.2	実験結果からの特殊堤の被災メカニズムと耐震対策効果の分析	89
3.2.1	無対策時の擁壁の被災メカニズム	89
3.2.2	無対策時の矢板の被災メカニズム	95
3.2.3	擁壁の耐震対策構造の効果分析	100
3.2.4	矢板の耐震対策構造の効果分析	111
3.2.5	耐震対策構造の形状の影響による対策効果の比較分析	116
	参考文献	130
第4章	河川特殊堤における耐震対策構造の作用荷重評価法の改良	131
4.1	耐震対策構造への作用荷重及び限界水平震度の実験値の算定方法	132
4.2	耐震対策構造の作用荷重の設計値と実験値の分析	138
4.3	限界水平震度の観点からの耐震対策構造の作用荷重の分析	157
4.4	耐震対策構造の作用荷重モデルの改良	159
4.4.1	耐震対策構造の作用荷重モデルの改良内容	159
4.4.2	耐震対策構造の作用荷重モデルの検討	160
4.4.3	耐震対策構造の作用荷重モデルに関する改良内容の総括	163
4.5	耐震対策構造の残留水平変位と限界水平震度による外的安定評価指標の検討	165
4.5.1	耐震対策構造の実験値の残留水平変位と限界水平震度の分析	165
4.5.2	耐震対策構造の外的安定評価指標の検討結果	167
	参考文献	171
第5章	結論	173
5.1	本研究成果の要約	173
5.2	特殊堤の耐震対策構造の耐震設計法の合理化及び高度化へ向けた今後の課題	176
	巻末資料	179
	謝辞	223
	論文リスト	225

第1章 序論

1.1 研究背景

2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（最大震度7，マグニチュード9.0）では河川施設での甚大な被害が発生し，耐震対策の重要性が再認識された．また，2016年4月14日（最大震度7，マグニチュード6.5）と2016年4月16日（最大震度7，マグニチュード7.3）には熊本県熊本地方において，気象庁最大震度7を記録した地震が立て続けに発生し，改めて地震被害の恐ろしさを考えさせられることとなった．これらの地震だけでなく，既往地震においても河川施設での被害は発生している．本研究で対象としている特殊堤（以下「特殊堤」という．）においても被害が生じており，耐震設計法の合理化や高度化が求められている．今回発生した平成28年熊本地震においても特殊堤の被害が発生しており，地震被害の復旧活動が完了していない状況で出水期に入った．これより，複合災害を想定した治水機能を確保させるためにも特殊堤の耐震性能を向上させることが重要である．

東北地方太平洋沖地震における被害は，国の直轄管理区間では2,115箇所，都道府県管理区間では1,127箇所となっており，堤防クラック38%，護岸被災（クラック等）17%，堤防のり崩れ（すべり，はらみだし）14%，堤防沈下9%，堰・樋門・樋管・排水機場等の被災9%，堤防流出・決壊2%である．この被災した河川施設は，堤防の中でも土堤が大半であるが，河川の特殊堤の被災も含まれており，これらの被災要因は液状化によるものが目立っている¹⁻¹⁾．また，この特殊堤の被害は東北地方太平洋沖地震以前の1964年新潟地震，1978年宮城県沖地震，1983年日本海中部地震，1995年兵庫県南部地震，2007年新潟県中越沖地震においても発生している．本研究ではこの特殊堤を研究対象とした．その概要を図-1.1に示す．

東北地方太平洋沖地震後，河川堤防の耐震対策に対する研究が進められているが，特殊堤の耐震対策についての研究は十分進められていない．これは，堤防の総延長（直轄管理区間）約8,800km¹⁻²⁾に対して，特殊堤の延長は約190kmと小さいことが影響していると考えられる．また，先述した既往地震の被災事例が河川堤防より少ないことが原因の一つであると考えられる．しかし，この特殊堤の多くは三大都市圏の都市部に存在しているため，地震被害を受ければ甚大な被害が予想される．このことから，特殊堤の耐震対策が重要であると言える．

河川堤防は土堤（以下「堤防」という．）が原則とされているが，特殊堤は例外的に設置されている．堤防は工事の費用が比較的低廉であること，材料の取得が容易であり構造物として劣化現象が起きにくいこと，連続した長大構造物である堤防の不同沈下等の修復が容易であること，基礎地盤と一体としてなじむこと，嵩上げや拡幅等が容易であることなど，他の材料に対して極めて優れた利点を有する．また，地震時等による被災した場合の復旧の容易さや所要工期の短さ等の点で優れた利点も有している¹⁻³⁾．しかし，堤防の背後地に宅地が迫っており，十分な用地がなく，嵩上げ等ができないなど，用地的制約から特殊堤が設置されている場合がある．この特殊堤は，「堤防の全部若しくは主要な部分がコンクリート，鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のもの」であるコンクリート擁

壁（以下「擁壁」という。）や鋼矢板（以下「矢板」という。）といった自立式構造と、「コンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有するもの」であるパラペット構造の2つに分類されている¹⁻³⁾。なお、特殊堤の耐震性能の向上を目的として基礎地盤の変形を抑制するため、経済性や施工性に優れ、広く一般的に実施されている地盤改良工法（本研究では「改良体」という。）を耐震対策構造と定義し、これを研究対象として検討を進めた。

特殊堤の耐震基準としては、「河川構造物の耐震性能照査指針（平成24年2月水管理・国土保全局治水課）」¹⁻⁴⁾（以下「指針」という。）がある。しかし、この指針では既設特殊堤の耐震点検方法や耐震設計等に関して具体例が示されておらず、特殊堤の耐震対策構造の設計に関するマニュアル類は整備されていない。このような状況を踏まえ、現在、特殊堤の耐震対策構造の設計は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（平成9年10月、土木研究所）」（以下「マニュアル」という。）等の基準^{1-5)~1-7)}を準用して実施されているため、特殊堤の被災メカニズムに応じた耐震対策構造の設計手法の確立が必要である。

堤防の耐震性能評価や耐震対策においても未だ課題が山積している状況であるため¹⁻⁸⁾、堤防よりも複雑な構造である特殊堤の被災メカニズムの解明や耐震対策構造の設計手法の確立は難しい課題と言える。しかし、南海トラフ巨大地震や首都直下地震の発生が懸念されている中、都市部での地震被害を考えると、特殊堤の耐震対策は重要な課題であり、特殊堤の耐震対策構造の設計の合理化、高度化が求められている。

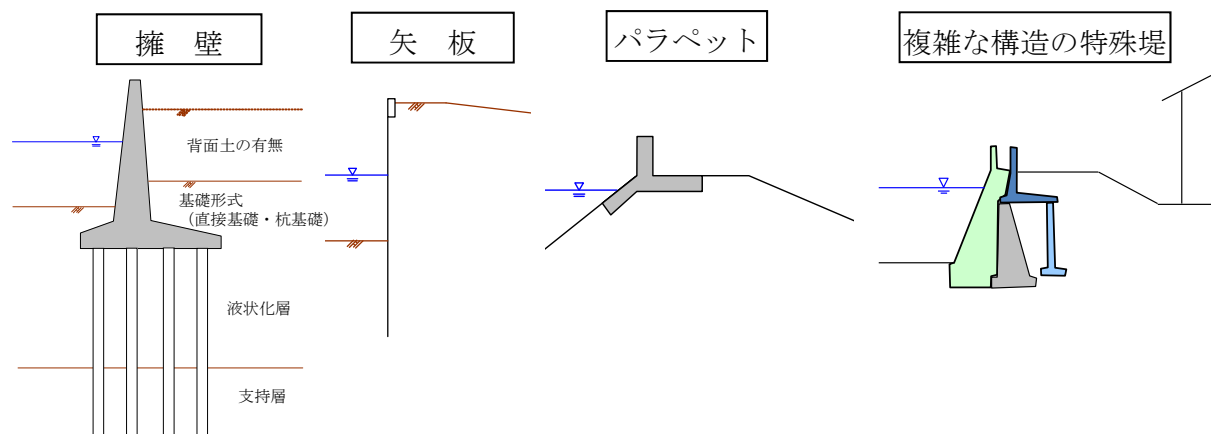


図-1.1 特殊堤の概要

1.2 研究目的

特殊堤の被害はその殆どが液状化によるものであり、特殊堤を支える基礎地盤において液状化が発生することにより、基礎の支持力が低下し、躯体自体が不安定となる。さらに、背面盛土の沈下や側方流動が発生し、躯体に対して背面土側から川表側（躯体前面側）へ向けて流動力が発生する。これに伴い、主働土圧が増加することにより躯体が川表側へ傾斜し、目地開きや堤防天端の沈下・クラック

ク・陥没・空洞化、及び躯体や基礎構造の損傷等が発生する。また、一度、地震被害を受けると、堤防とは違い、構造物が堤体内に存在するため、その復旧は容易ではない。一方、堤防は連続性を持つ施設であるため、一部の特殊堤が地震被害を受けることで、その背後地一帯の地域に被害を及ぼすことになる。さらに、津波被害による二次被害等も考慮すると、堤防と一体となって耐震対策を実施していくことが望まれる。

東北地方太平洋沖地震での堤防の被害より、そのメカニズムは基礎地盤の液状化により被害が発生したものと、堤体自体の液状化により被害が発生したものの2通りあることが明らかとなっている。一方、特殊堤は躯体自体を支持する地盤変状に伴い、その躯体に傾斜や損傷等が発生する。堤防は基本的に盛土部の変状により被害が発生しているが、特殊堤はそれに加えて、躯体自体の損傷等が発生しているため、堤防と特殊堤の被災メカニズムは異なっている。また、耐震対策構造の水平変位は特殊堤の変状に対して影響を与えるため、耐震対策構造へ作用する土圧や慣性力、底面摩擦力が特殊堤の被害に大きく影響すると考えられる。さらに、特殊堤の地震被害は躯体や耐震対策構造の動的応答の非線形性や地盤との相互作用等を伴っており、その実態解明は非常に難しいものである。しかし、既往研究として堤防の液状化対策や類似構造物である橋梁の橋台に関する研究^{1-9) ~1-11)}のみは進められているが、特殊堤の動的挙動等を対象とした研究は十分とは言えない。

先述した指針に基づき、特殊堤の耐震性能の照査により、十分な耐震性能を有しないと判断される場合は耐震対策が必要となり、本研究で対象としている耐震対策構造の設計を行うこととなる。この設計では外的安定性を評価するため、滑動、転倒、支持の安全性について照査する。被災事例からも明らかであるように、特殊堤の被災に大きく影響する要因としては、耐震対策構造に対する水平方向の作用荷重であり、外的安定性の滑動に対する検討が最も重要となる。

その際、耐震性能の照査ではレベル2地震動相当の外力に対して行われており、一方で、耐震対策構造の設計ではレベル1地震動相当の外力が想定されている。これは、東北地方太平洋沖地震において堤防の液状化による甚大な被害が生じたが、マニュアルに示されているレベル1地震動相当である中規模地震動を設計外力とした耐震対策構造の被災は殆どなく、その結果としてレベル2地震動相当となる大規模地震動に対して対策効果を発揮したものと考えられているためである。後述の通り、兵庫県南部地震を経験して、堤防に関する基準類の改定が行われている。その際、堤防の耐震対策構造の安定性を検討するための地震動は、レベル1地震動相当の中規模地震動とされている¹⁻⁷⁾。堤防の耐震性能の評価、あるいは耐震対策構造の設計は、それらの変形量の大きさを評価することにより行われるべきである。特にレベル2地震動相当の大規模地震動への対応については、変形量を直接評価することが本来求められるべきである。その方法としては永久変形解析法等があったが、マニュアルの改定当時では実用化される状況ではなかった。よって、兵庫県南部地震後の改定時には、堤防の耐震対策において暫定的にレベル1地震動相当の中規模地震動に対して被害を生じさせないことが基本方針とされた。これらを踏まえ、本研究で対象としている耐震対策構造はレベル1地震動相当に対して満足するように設計されたモデルに対して実験を行っている。その際の入力地震動はレベル2地震動(タイプI)と定義される地震動を採用し、特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動等について分析する必要がある。

このような状況を踏まえ、特殊堤の耐震対策構造の設計は堤防の耐震設計手法を準用しているため、

特殊堤の被災メカニズムに応じた設計手法の開発が必要である。そのためには、まず、被災事例の分析を行い、被災メカニズムを把握することが必要である。しかし、先述の通り、その被災事例は少なく、統計的分析が難しいため、力学的な法則や理論の検証に役立つとされている模型実験¹⁻¹²⁾を行う必要がある。この実験では、先述した現行のマニュアルに基づき、レベル1地震動相当の中規模地震動を想定して設計された耐震対策構造に対して、レベル2地震動相当の大規模地震動の外力を入力した場合における特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動を解明し、被災メカニズムを明らかにする。さらに、特殊堤の耐震対策構造による対策効果を定量的に整理し、耐震対策構造への作用荷重の実験値と設計値を比較する。この結果を踏まえ、現行の設計手法の課題を明らかにし、特殊堤の耐震設計手法の開発に資する改良を行うこととした。

1.3 研究内容

本研究では、擁壁及び矢板の特殊堤を取り上げ、それらの耐震対策構造を対象とした。その概要を図-1.2に示す。この耐震対策構造は、堤防の耐震対策と同様の工法であり、主に構造対策（増し杭工法、鋼材を用いた工法等）と地盤対策（押さえ盛土工法、締固め工法、固結工法、ドレーン工法等）に分けられる。このうち、経済性や施工性に優れており、広く一般的に用いられる工法である地盤対策の固結工法（セメント系固化体）を対象としている。

まず、特殊堤の設置位置や構造諸元等の現状について整理した。また、1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1995年兵庫県南部地震、2007年新潟県中越沖地震、2011年東北地方太平洋沖地震における特殊堤の地震被害の状況を整理し、被災要因を推定した。被災要因の推定では、既往文献や被害調査結果等から、損傷状況や液状化層・噴砂痕・沈下・地割れの有無等を整理した。この整理結果を基に、特殊堤の鉛直変位・水平変位と計測震度や液状化層厚との関係、鉛直変位と水平変位の関係等を整理し、被災状況の特徴を整理した。これにより、研究方針や着目点を見出した。

被災事例の分析結果を踏まえて、動的遠心模型実験を行い、特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動を明らかにし、被災メカニズムを把握した。この実験は、①重力場実験に比べ相似則が明確で土の自重効果が再現可能、②測定可能な応力レベルでの実験が可能、③時間の短縮、といった利点がある¹⁻¹³⁾。これらの利点を生かし、実験模型を製作し、特殊堤及び耐震対策構造に関する各実験データを取得した。模型の基礎地盤は、液状化層と支持層の2層としたケースや非液状化層・液状化層・支持層の3層（互層）としたケースを対象とした。この基礎地盤に対して、耐震対策構造を特殊堤の躯体前面に配置した場合や躯体背面に配置した場合、あるいは躯体直下に配置した場合のケースを組み合わせ、計28ケースの実験を実施した。これらの実験結果から、特殊堤や耐震対策構造、基礎地盤における変位、加速度、ひずみ、土水圧、及び過剰間隙水圧の時間変化を整理した上で、残留変位量、地震時挙動及び耐震対策効果を明らかにした。ここでは、被災事例だけでなく、既往研究成果^{1-14)~1-16)}も踏ま

え、耐震対策構造の設置位置と形状の違いや液状化層厚の違い、過剰間隙水圧の増減、耐震対策構造への作用荷重等に注目して整理した。

次に、各種実験データを基に、土圧や慣性力、底面摩擦力を算定し、これらの実験値と設計値を比較した上で、レベル2地震動相当の大規模地震動の外力による地震時の作用荷重から水平震度を明らかにした。同様に、限界水平震度の実験値と設計値を比較し、耐震対策構造へ作用する水平作用荷重モデルの妥当性を検証することにより課題を明らかにした上で、改善案を検討した。さらに、残留水平変位量と限界水平震度の関係を分析した。なお、限界水平震度とは、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が1となった時点の水平震度に相当する¹⁻¹⁷⁾。

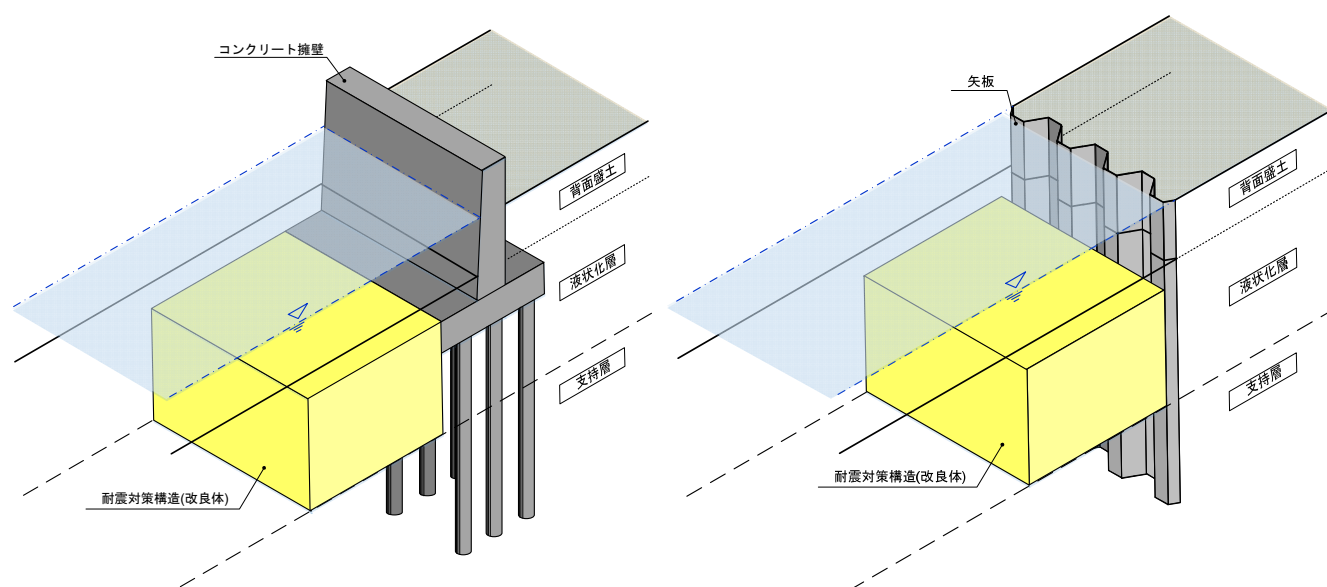


図-1.2 特殊堤の耐震対策構造

1.4 本論文の構成

本論文は5章で構成される。第2章では、本研究で対象としている特殊堤の設置位置や延長、構造形式等の基本的な諸元について調査・整理し、我が国における特殊堤の現状を把握した。また、既往の地震被害における地震情報、被害形態等の特徴を整理し、特殊堤の被災要因を分析した。この特殊堤の被災要因を踏まえ、堤防及び類似構造物である橋台と特殊堤の被災メカニズムの違いを整理した。さらに、耐震対策構造の耐震設計の現状や既往研究成果を整理することにより、本研究での検討内容や着目点等を取りまとめた。

第3章では、動的遠心模型実験の実施内容を整理した。被災事例や現行設計手法を踏まえ、実験模型の構造諸元や入力地震動、実験ケース、計測方法等について説明した。実験ケースは、液状化層厚や躯体の支持条件、耐震対策構造の設置位置や形状等を変化させて設定した。実験では、各ケースの

変位，加速度，ひずみ，土水圧，過剰間隙水圧を計測した．これらの各種データから特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動を分析し，被災メカニズムを整理するとともに，耐震対策構造の形状の違いによる対策効果の分析を行った．

第4章では，第3章の結果を踏まえ，耐震対策構造への作用荷重の実験値と設計値を比較した．ここでの作用荷重は，耐震対策構造に作用する主動土圧，受働土圧，耐震対策構造の慣性力，耐震対策構造の上載土の慣性力，耐震対策構造の底面摩擦力とした．実験値と設計値を比較する際は，現行設計手法と照らし合わせて比較することにより，力学的視点からの被災メカニズムや設計手法の課題等を明らかにした．また，限界水平震度の実験値と設計値を算出し，耐震対策構造の作用荷重モデルの分析を行った．この結果から，特殊堤の耐震対策構造の作用荷重モデルの改善案を検討した．さらに，残留水平変位量と限界水平震度の実験値の関係を整理することで，耐震対策構造の外的安定に関する評価指標の検討を行った．

第1章では序論，第5章では結論を述べている．全体の構成及び流れを図-1.3に示す．

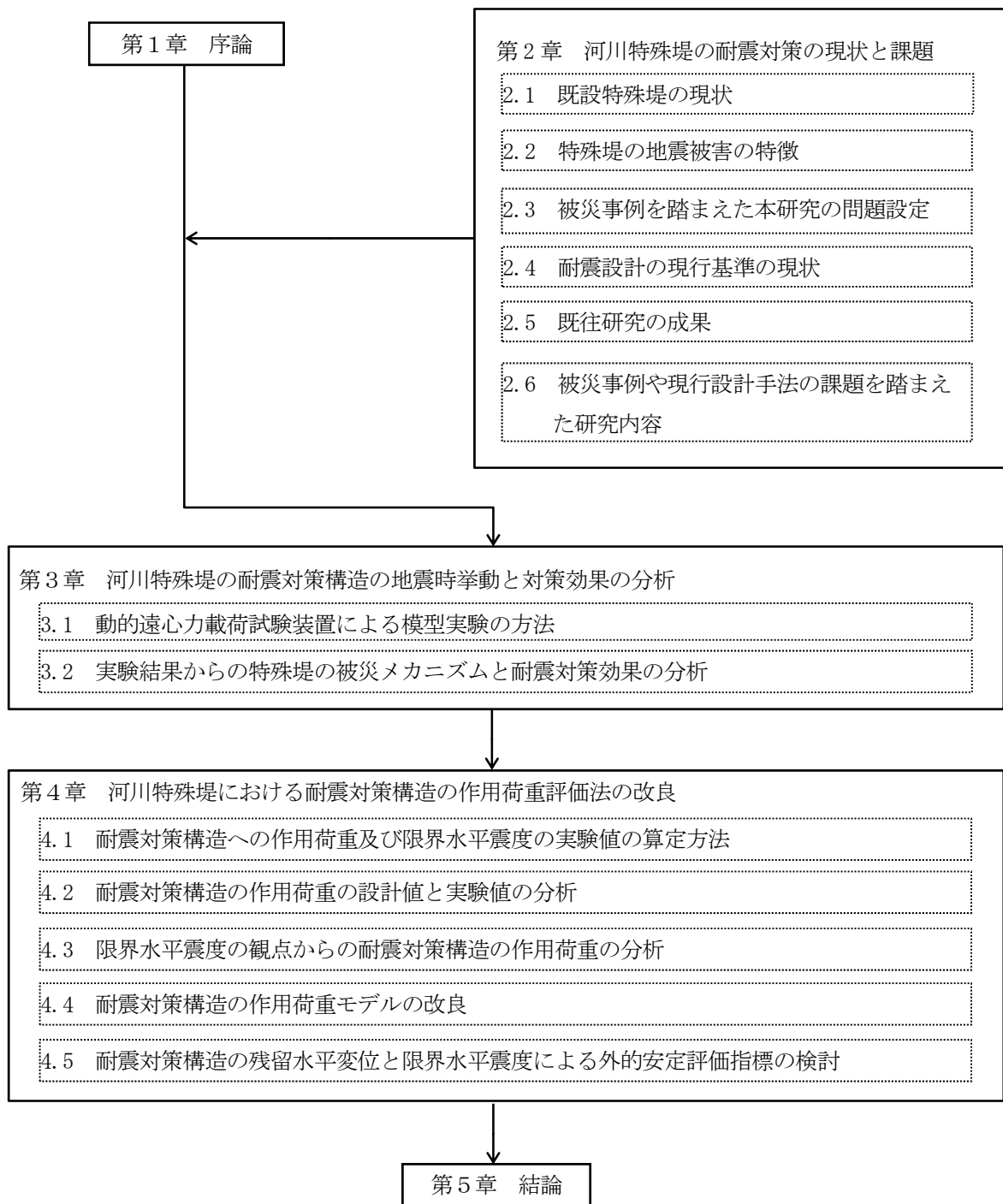


図-1.3 本研究の内容及び構成

参考文献

- 1-1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号・土研資料第 4202 号，2011.7.
- 1-2) 国土交通省水管理・国土保全局：直轄河川管理施設現況（平成 27 年 3 月末現在），国土交通省ホームページ（http://www.mlit.go.jp/river/toukei_chousa/kasen/jiten/toukei/birn100p.html），2015.
- 1-3) 財団法人国土技術研究センター：改訂 解説・河川管理施設等構造令，2000.
- 1-4) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針，2012.
- 1-5) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.
- 1-6) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版），2012.
- 1-7) 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
- 1-8) 高橋章浩，岡村未対：論説 河川堤防の耐震性能評価，地震工学会誌，63-9（692），pp6-9，2015.9.
- 1-9) 谷本俊輔，林宏親，石原雅規，増山博之，佐々木哲也：堤防盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験，第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1349-1350，2012.
- 1-10) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液状化地盤上の河川橋橋台の永久変形モードに関する実験的検討，第 43 回地盤工学研究発表会講演集，Vol.43，pp.1613-1614，2008.
- 1-11) 近藤益央，田村敬一，鈴木貴喜，谷本俊輔：橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集 Vol.27，2003.
- 1-12) 北誥昌樹：総説 模型実験の意義・利活用，地震工学会誌，62-9（680），pp1-3，2014.9.
- 1-13) 岡本未対，竹村次朗，上野勝利：講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 2.遠心模型の相似則，実験技術-利点と限界，土と基礎，52-10（561），pp37-44，2004.10.
- 1-14) Okamura,M. and Tamamura,S. : Seismic stability of embankment on soft soil deposit, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 11, No. 2, pp.50-57, 2011.
- 1-15) Okamura,M. , Tamamura,S. and Yamamoto,R. : Seismic stability of embankment subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, Soils and Foundations, Vol. 53, No. 1, pp.11-22, 2013.
- 1-16) Sasaki,Y., Tohata,I., Miyamoto,K., Sirato,M., Narita,A., Sasaki,T., Sako,S. : Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Soils and Foundations, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.

- 1-17) 中島進, 谷本俊輔, 中田芳貴, 佐々木哲也: 河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験, 第 13 回日本地震工学会シンポジウム論文集, pp.3210-3217, 2010.

第2章 河川特殊堤の耐震対策の現状と課題

2.1. 既設特殊堤の現状

2.1.1. 既設特殊堤の設置位置

東北地方太平洋沖地震において甚大な被害を受け、地震災害に強い国づくりを目指し、各種基準類の見直しが行われている。東北地方太平洋沖地震では、地震による河川構造物の被害が広範囲に渡り、液状化に伴う大規模な崩壊、沈下等の被害が多数発生しており、耐震対策が必要となっている。

表 2.1～2.3、図-2.1～2.3 にわが国における直轄河川の特殊堤の位置（直轄管轄内）とゼロメートル地帯、南海トラフ巨大地震における津波高さの関係をそれぞれ示す。

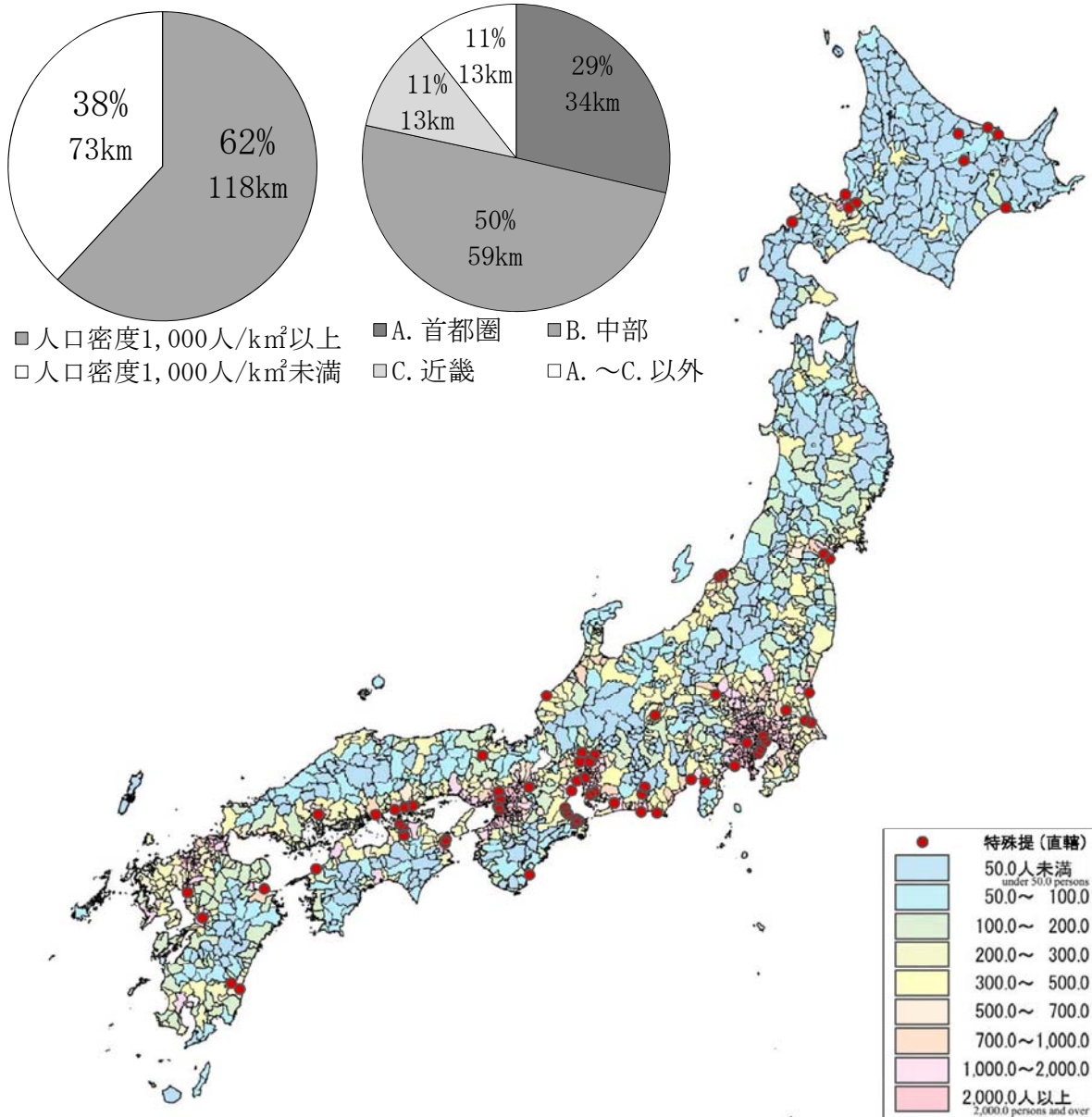
首都圏に 37km (19.4%)、中部に 89.5km (46.9%)、近畿に 14.1km (7.4%) が位置しており、全 190.9km のうち 140.6km (73.7%) が三大都市圏に集中している。また、118km (62%) が人口密度 1,000 人/m² 以上の地域に位置している。平成 24 年 8 月 29 日に内閣府（中央防災会議）から発表された南海トラフ巨大地震の被害想定においては、三大都市圏でも被害が甚大になるとされている。海拔 0 メートル地帯にある特殊堤は、93km (49%) であり、想定津波高 5m 以上の箇所に位置する特殊堤は 22km (12%) である。これらを踏まえると、河川構造物のうち、土地利用が高度化された都市河川で多数存在している特殊堤については、現在発生が懸念されている南海トラフ巨大地震及び首都直下地震に備え、耐震性評価手法・耐震対策工法の高度化等は重要であると再認識できる。なお、これらの特殊堤の延長等は、平成 24 年 3 月時点での取りまとめ結果である。

このような両者の構造においては、被災メカニズムも複雑になり、特殊堤の地震被害は、躯体や耐震対策構造の非線形の挙動や地盤との相互作用等の複雑な動的挙動を伴っており、その実態解明は非常に難しいものとなる。よって、本研究ではこのような点に着目して、研究対象である特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動について分析を行い、その耐震対策構造に作用する荷重等について実験データを基に明らかにしていくことが必要となる。

表-2.1 特殊堤の位置と人口密度の関係（三大都市圏の比率）

種類	地域	①		②		③		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率（※）	
		箇所	延長 (km)	箇所	延長 (km)	箇所	延長 (km)	箇所	延長 (km)	箇所	延長
人口密度千人/km ² 以上	A首都圏	2	4.1	0	0.0	36	29.7	38	33.9	18%	18%
	B中部	1	2.5	0	0.0	21	56.3	22	58.8	10%	31%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	21	13.0	21	13.0	10%	7%
	A～C以外	6	2.0	5	1.2	11	9.4	22	12.5	10%	7%
	計	9	8.6	5	1.2	89	108.4	103	118.1	48%	62%
上記以外	48	24.1	5	5.2	60	43.5	113	72.7	52%	38%	
合計	57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%	

※比率は合計値に対する各地域の値の割合を示す。



出典：平成22年国勢調査 日本統計地図
 都道府県・市区町村別 人口密度
 人口密度：1km²当たり人口、に特殊堤位置を加筆

図-2.1 直轄管理区間の特殊堤の位置と人口密度の関係

表-2.2 特殊堤の位置と海拔0メートル地帯の関係

種類	地域	コンクリート擁壁		自立式矢板		パラペット		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率(※)	
		箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	地区	延長(km)	箇所	延長
0m地帯	A首都圏	1	1.3	0	0.0	24	23.7	25	25.0	12%	13%
	B中部	0	0.0	0	0.0	16	60.0	16	60.0	7%	31%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	4	0.8	4	0.8	2%	0%
	A～C以外	12	3.7	2	0.6	8	2.8	22	7.1	10%	4%
	計	13	5.0	2	0.6	52	87.2	67	92.8	31%	49%
上記以外	44	27.7	8	5.7	97	64.6	149	98.0	69%	51%	
合計	57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%	

※比率は合計値に対する各地域の値の割合を示す。

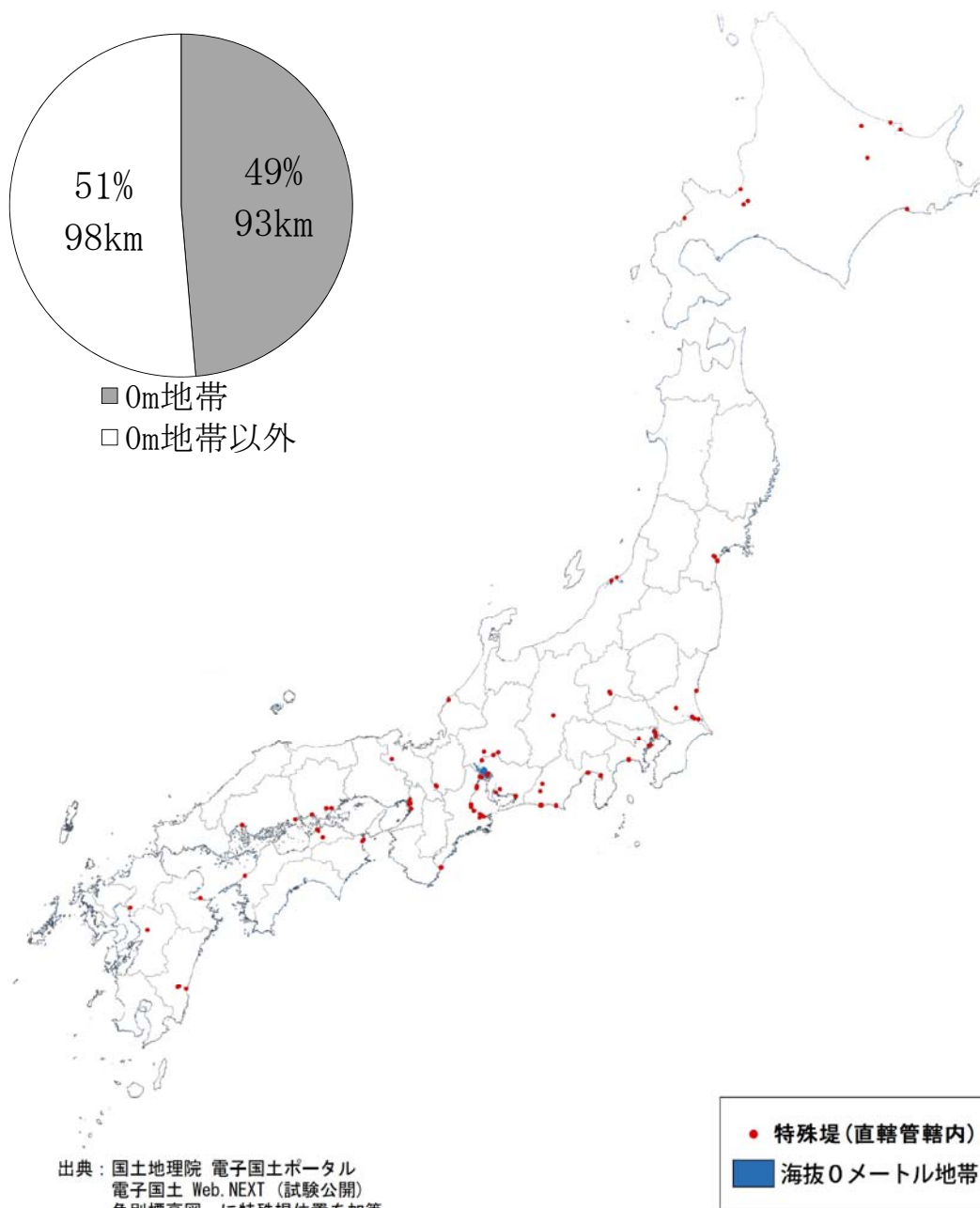


図-2.2 直轄管理区間の特殊堤の位置とゼロメートル地帯の関係

表-2.3 特殊堤の位置と想定津波高さの関係

種類	地域	コンクリート擁壁		自立式矢板		パラペット		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率(※)	
		箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	地区	延長(km)	箇所	延長
津波高さ 5m 以上	A首都圏	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0%	0%
	B中部	0	0.0	0	0.0	13	15.6	13	15.6	6%	8%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0%	0%
	A~C以外	12	3.6	0	0.0	5	3.1	17	6.8	8%	4%
	計	12	3.6	0	0.0	18	18.7	30	22.4	14%	12%
上記以外	45	29.0	10	6.3	131	133.1	186	168.5	86%	88%	
合計	57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%	

※比率は合計値に対する各地域の値の割合を示す。

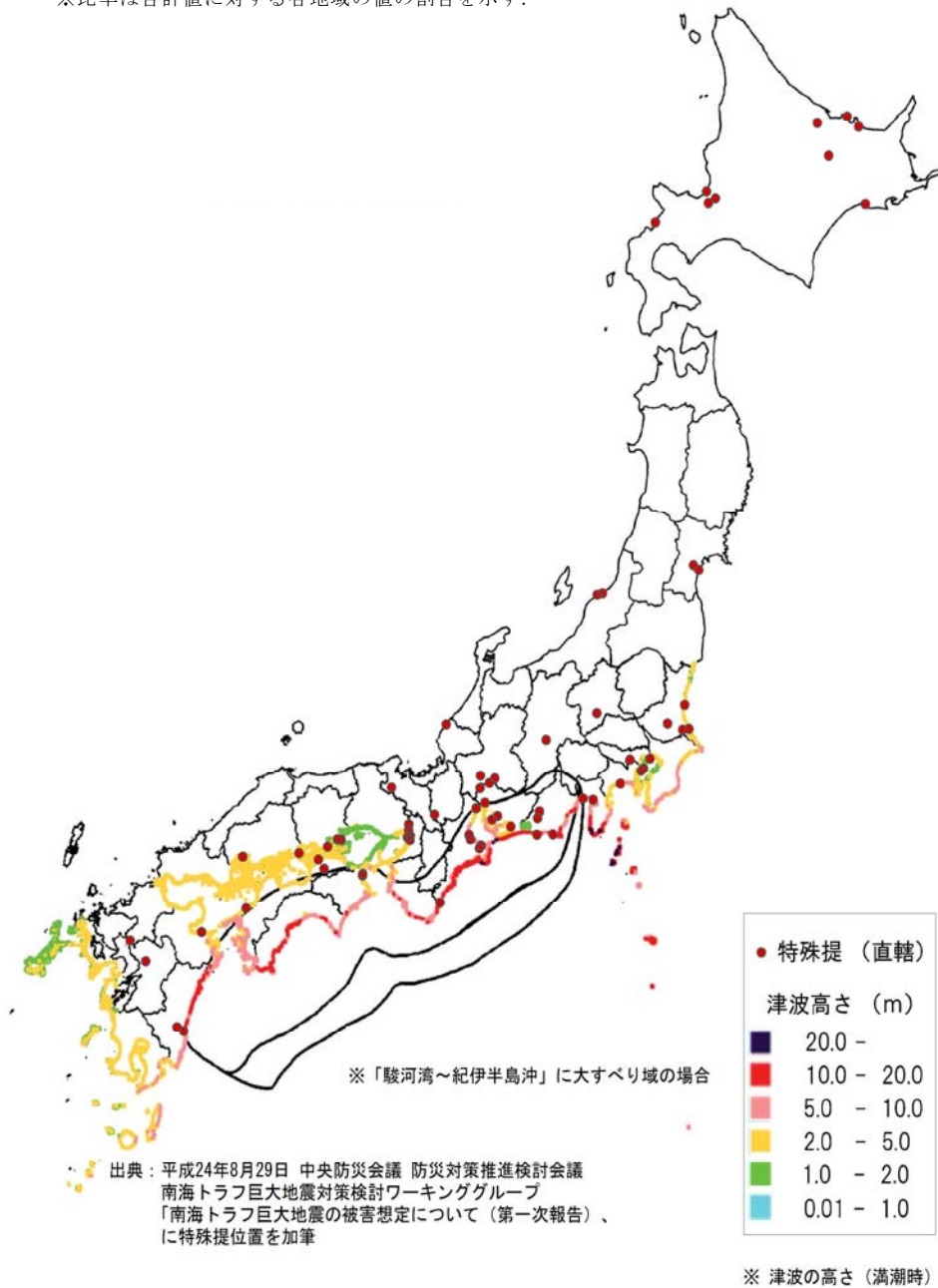


図-2.3 直轄管理区間の特殊堤の位置と南海トラフ地震の津波高さの関係

2.1.2. 既設特殊堤の構造形式等の整理

直轄河川管理区間にある特殊堤 209 箇所の構造形式について整理した結果、表-2.4 に示すように大半がパラペット構造（152km：80%）であり、擁壁（33km：17%）、矢板（6km：3%）の順となった。

自立式構造の特殊堤は、計画高水位以上の余裕高の部分を担当パラペット構造と違い、堤体の全部若しくは主要な部分を担当。そのため、流水の河川外への流出防止だけでなく、耐震性の確保といった面からも重要な構造物であると言える。表-2.5、表-2.6 に示すように、擁壁の構造形式は様々であり、その基礎は 62%が杭基礎に支持されている形式となっている。

本研究ではコンクリート擁壁と鋼矢板を対象としている。パラペットは堤防の上に設置されており、計画高水位の余裕高相当を賄うため設置されているが、本研究で対象としているコンクリート擁壁と鋼矢板は、堤体内部に設置されており、堤体自体の役割を担っており、構造上、重要なものである。これを踏まえて、特殊堤の設置延長では約 2 割を占めているが、本研究ではその重要性を鑑みて、コンクリート擁壁と鋼矢板を対象として検討をした。

擁壁の壁高 H_w については、図-2.4 の通りであり、概ね 5.0m 以下となっている。擁壁の杭長は、摩擦杭の杭長 L を図-2.5 の通り整理した結果、4.0m～13.0m の範囲であり、10.0m 程度が平均的な杭長となる。矢板については、図-2.6 の通りであり、自立式矢板の平均的な壁高（土留め締切高さ） H は 3.5m 程度である。これらの諸元を踏まえ、後述する実験で使用する模型の寸法を決定した。

表-2.4 直轄河川管理区間の特殊堤の構造形式

構造形式	延長(km)	割合(%)
コンクリート擁壁	32.67	17.12
鋼矢板	6.33	3.32
パラペット	151.87	79.57
合計	190.87	-

表-2.5 擁壁の構造形式

構造形式	延長(km)	割合(%)
重力式擁壁	4.68	14.32
半重力式擁壁	4.75	14.54
もたれ式擁壁	1.29	3.94
L型擁壁	5.70	17.45
逆T型擁壁	9.72	29.73
逆L型擁壁	1.67	5.11
控え壁式擁壁	4.87	14.91
合計	32.67	-

表-2.6 擁壁の基礎形式

構造形式	延長 (km)	割合 (%)
直接基礎	12.47	38.17
杭基礎	20.20	61.83
合計	32.67	-

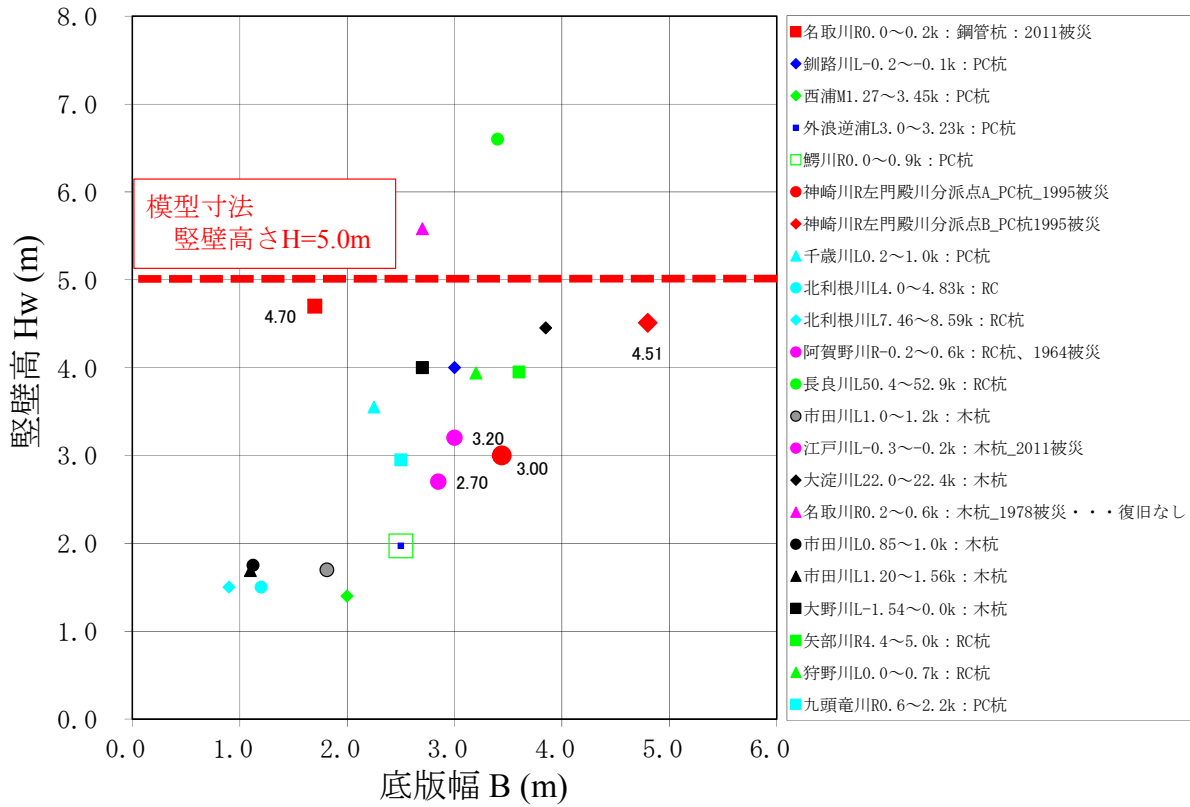


図-2.4 既存の擁壁の底板幅 B と壁高 H_w の関係

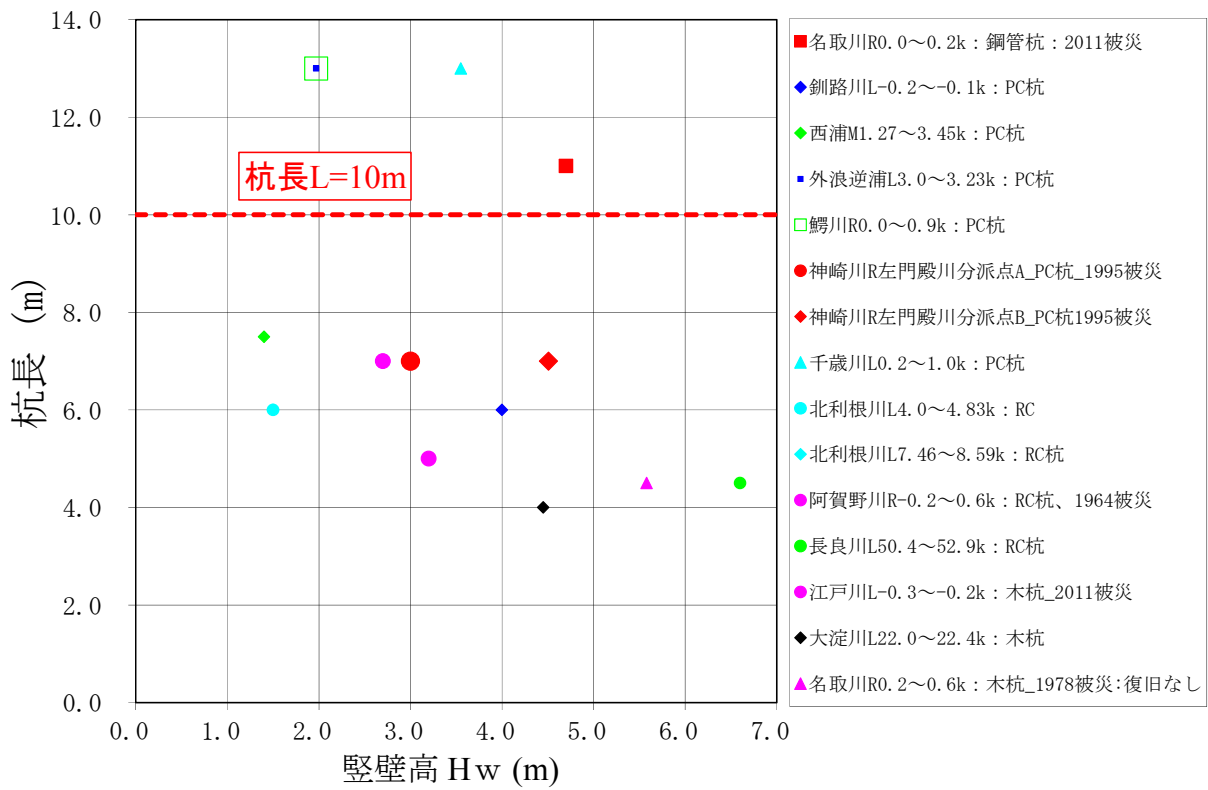


図-2.5 既存の擁壁の豎壁高 H_w と摩擦杭の杭長の関係

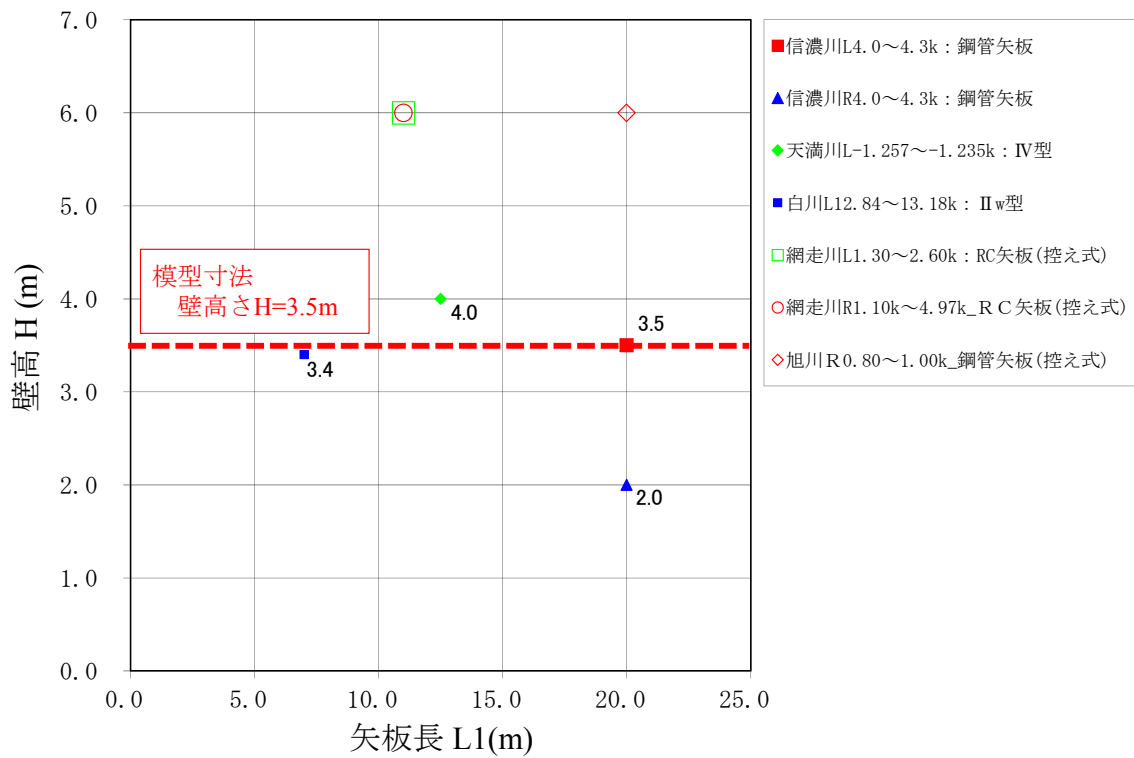


図-2.6 既存の矢板の矢板長 L_1 と壁高 H の関係

2.2 特殊堤の地震被害の特徴

2.2.1 特殊堤の被災事例のデータ化

収集した過去の被災事例^{2-1)~2-5)}から表-2.7を整理し、液状化による被災と関連性のある現象として、①構造物の損傷状況、②液状化層の有無、③噴砂跡の有無、④沈下の有無、⑤地割れの有無、⑥その他といった項目について整理した。ここでは、被災原因を判断するための情報量が少なかったことを踏まえ、客観的に判断するために、①~⑥の項目に3つ以上該当するものを「被災原因が液状化である」と推定した。2つ該当するものを「被災原因が液状化の可能性はある」とし、それ以外を「不明」とした。その結果、殆どの事例において特殊堤の地震被害の主な原因は液状化であったと推定できた。

また、地震動の外力や構造物の各諸元、地盤条件といった構造特性、変位量等の被災状況に着目して整理するとともに、被災箇所と隣接する同構造の無被災箇所を比較することで、各条件と被災状況との関連性について分析した。

無被災箇所のデータとして、東北地方太平洋沖地震における江戸川(L-0.5k-245.0m~0.5k-185.0m)、名取川(右岸・閉上特殊堤 R0.2+80m)、利根川(L3.5k+30m~L17.25k+50, R5.0k-160~R14.5k+40)と、1987年千葉県東方沖地震における北利根川(L3.5k付近)、鰯川(R0.5付近)、西浦(中岸3.5k付近)、那珂川(L0.5k)の事例を追加して整理している。

東北地方太平洋沖地震の計測震度については、国土技術政策総合研究所地震防災研究室のウェブサイト(<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm>)にて公表されていた地震動分布図(2012.12.03 公開版 Version 2.0)に用いられている当該地点の計測震度を使用している。後述する式(2.1)の地震時せん断応力比の算出に必要な水平震度 $k_{hgl} (= \frac{PGA}{g})$ についても、上記ウェブサイトにて示されている当該地点の最大加速度PGAを用いている。兵庫県南部地震の計測震度は、参考文献2-6)にて境が強震記録と建物被害率の関係を整理している中で算出されており、JR 鷹取駅、大阪ガス葺合供給所、神戸海洋気象台の記録が整理されている。本研究にて収集した兵庫県南部地震の被害箇所は、大阪市、尼崎市、神戸市に点在しており、参考文献2-6)の3観測点の記録を用いると計測震度と被災事例の分析が十分に実施できないと考えられたため、参考文献2-7)の藤本による計測震度の分布図を用いることとした。新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震、新潟県中越地震については、既往文献^{2-1)~2-5)}に示されている気象庁震度階級の震度を基に当該地点最近傍の震度を示している。無被災事例として収集した1987年千葉県東方沖地震では、佐々木による調査速報²⁻⁸⁾にて示されている気象庁震度階級の震度分布図を基に当該地点最近傍の震度を用いている。なお、気象庁震度階級については、震度4の場合は計測震度4.0、震度5の場合は計測震度5.0、震度6の場合は計測震度6.0と仮定して比較している。

東北地方太平洋沖地震以前の地震被害の液状化層については、被災状況の整理と同様に既往文献^{2-1)~2-5)}や国土技術政策総合研究所にて行われた調査結果(「河川の特殊堤の耐震性評価手法に関する調査業務」報告書 平成25年5月)に示されているボーリング調査の柱状図等から砂層や砂質層の層厚を読み取り、液状化層と想定している。東北地方太平洋沖地震の液状化層厚については、前述した国土

技術政策総合研究所による調査にて収集した資料や土質調査結果を基に道路橋示方書(V耐震設計編)²⁻⁹⁾の判定式である式(2.1)より、動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L から液状化に対する抵抗率 F_L を算出し、 $F_L \leq 1.0$ となった層としている。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (2.1)$$

水平変位及び鉛直変位を含めた被災状況は、収集した地震災害報告書等の既往文献^{2-1)~2-5)}や国土技術政策総合研究所にて行われた調査結果(「河川の特殊堤の耐震性評価手法に関する調査業務」報告書平成25年5月)にて確認できた特殊堤(擁壁及び矢板)の躯体天端(川表側端部)における変位量としている。

特殊堤の基礎の支持条件も、上述した同様の参考文献を基に支持杭、浮き杭、支持矢板、浮き矢板のいずれかを確認した。ここで、支持杭とは擁壁の杭先端が非液状化層に支持されているもの、浮き杭は擁壁の杭先端が非液状化層に支持されていないもの、支持矢板は矢板先端が非液状化層に支持されているもの、浮き矢板は矢板先端が非液状化層に支持されていないものとした。

表-2.7 特殊堤及び類似構造物の被災状況とその原因推定結果

No.	河川名・港湾名	被災箇所	被災年地震名	マグニチュード	計測震度/震度階級*	液状化層厚(m)	鉛直変位(cm)	水平変位(cm)	地震タイプ	構造形式	基礎支持条件	被災原因の推定項目 (○:該当有, -:該当無・不明)						原因推定 ○:液状化と推定, △:液状化の可能性有り, -:不明
												①	②	③	④	⑤	⑥	
												構造物の損傷状況	液状化層	噴砂跡	沈下	地割れ(法線方向)	その他	
1	阿賀野川	松浜河口付近右岸	1964年新潟地震	7.5	5*	4.0	53	29	内陸型	Co擁壁	浮き杭	○沈下・浮き上がり	○4m	-	○基礎地盤	-	埋め戻し土の側方流動	○
2	名取川	閑上河口付近右岸	1978年宮城県沖地震	7.4	5*	7.2	30	20	海溝型	Co擁壁	浮き杭	○傾斜0.2m	○7.2m	-	○背面盛土0.3m	○堤防天端0.2m	-	○
3	阿武隈川	荒浜地区右岸	1978年宮城県沖地震	7.4	5*	-	-	-	海溝型	バ'ラベ'ット	-	○傾斜	-	-	-	-	-	-
4	秋田港	秋田物揚場-3m	1983年日本海中部地震	7.7	5*	2.0	10	10	海溝型	Co擁壁	浮き杭	○折損(上部梁部)	○2m	-	○エ'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
5	秋田港	外浜泊護岸-13m	1983年日本海中部地震	7.7	5*	15.0	15	180	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜	○15m	-	○エ'ロン	-	"	○
6	秋田港	大浜2号岸壁-10m	1983年日本海中部地震	7.7	5*	14.0	100	172	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○折損	○14m	-	○エ'ロン	-	"	○
7	秋田港	中島2号岸壁	1983年日本海中部地震	7.7	5*	-	-	79	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜	-	-	○エ'ロン	-	"	○
8	秋田港	下浜物揚場-4m	1983年日本海中部地震	7.7	5*	-	150	-	海溝型	鋼矢板	浮き杭	○傾斜・倒壊	-	-	○エ'ロン	-	"	○
9	秋田港	向浜2号岸壁-10m	1983年日本海中部地震	7.7	5*	-	-	133	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜	-	-	○エ'ロン	-	"	○
10	神崎川・左門殿川	分派点	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.7	4.0	36~40	18~19	内陸型	Co擁壁	浮き杭	○傾斜4°・沈下0.4m	○4m	○堤外	○堤防天端0.2m	-	杭頭のクラック	○
11	中島川	下流右岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.7	8.0	180	20	内陸型	Co擁壁	浮き杭	○沈下	-	-	○堤体	-	-	△
12	神崎川	兵庫県管理区間右岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.7	3.0	10	10	内陸型	Co擁壁	浮き杭	○一部沈下・傾斜	○	○	○堤体	-	川側に押さえ盛土有り	○
13	新川	河口~1.1km区間	1995年兵庫県南部地震	7.3	6.1	5.0	-	-	内陸型	Co擁壁	-	○移動・亀裂	○5m	-	-	-	-	△
14	東川	河口~0.85km区間	1995年兵庫県南部地震	7.3	6.1	8.0	-	-	内陸型	Co擁壁	-	○移動・亀裂	○8m	-	○堤防天端	-	-	○
15	旧猪名川	合流点から900m区間	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.4	4.0	-	30	内陸型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜9°	○4m	-	○堤防天端	○堤防天端	-	○
16	堀切川	河口~0.6km区間	1995年兵庫県南部地震	7.3	6.1	-	-	-	内陸型	Co矢板	-	○崩壊	-	-	-	-	-	-
17	淀川	西島地区左岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.5	10.0	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	○崩壊	○10m	○	○堤体	-	-	○
18	淀川	西島地区右岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.5	-	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	○一部沈下	○	-	○背面盛土	○堤防天端	-	○
19	淀川	高見地区左岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.5	-	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	○背面土移動	○	-	○堤防天端0.3m	○堤防天端	-	○
20	武庫川	河口付近左岸	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.4	-	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	○沈下・傾斜	○	○	○堤防天端	○堤防天端	-	○
21	宮川	河口~0.75km区間	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.9	9.6	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	○移動3m	○9.6m	○	○堤体	-	-	○
22	天竺川	右岸側	1995年兵庫県南部地震	7.3	5.4	-	-	-	内陸型	バ'ラベ'ット	-	-	-	-	○堤体1.3m	○堤防天端	-	△
23	信濃川	下流42km左岸	2007年新潟県中越沖地震	6.8	5.5	3.0	-	30	内陸型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜3°,水平0.3m	○3m	○堤内	-	○堤防天端	一部陥没(深さ0.2m)	○
24	江戸川	L=0.5k-211.5m (No.2+13.5)	2011年東北地方太平洋沖地震	9.0	5.31	7.9	-	20	海溝型	Co擁壁	支持杭	○傾斜・水平0.2m	○7.9m	-	○背面土陥没	-	背面土天端=ソクリトクラック	○
25	名取川	右岸・閑上特殊堤R0.0+100m	2011年東北地方太平洋沖地震	9.0	6.14	7.2	-	10	海溝型	Co擁壁	支持杭	○傾斜・水平0.1m	○7.2m	-	-	○堤防天端	-	○
26	利根川	左岸17.0km-7.5m・右岸14.0km-3.6m	2011年東北地方太平洋沖地震	9.0	5.36~5.47	1.9~2.9	-	15~30	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜・水平0.15m~0.3m	○1.9m~2.9m	○堤内	○平場ソクリト	-	-	○
27	那珂川	右岸1.0km-140m	2011年東北地方太平洋沖地震	9.0	6.12	4.0	-	30	海溝型	鋼矢板	支持矢板	○傾斜・水平0.3m	○4m	-	○平場ソクリト	-	-	○
28	利根川	左岸3.5km~17.0km・右岸5.0km~14.0km	2011年東北地方太平洋沖地震	9.0	4.84~5.44	4.0~12.0	10	13~72	海溝型	Co矢板	支持矢板/浮き杭	○傾斜・水平0.13m~0.72m	○4m~12m	○堤内	○平場ソクリト	-	-	○

※印の値は気象庁震度階級であり、それ以外は計測震度である。

2.2.2 被災事例の被災要因分析


図-2.7～図-2.11 において特殊堤の被災の有無に対する震度や躯体の水平変位、鉛直変位、液状化層厚との関係、水平変位と鉛直変位との関係について整理した。ただし、今回の被害調査実績がある事例を整理した結果であり、既往地震における無被災の事例を網羅的に調査できている状況ではないため、この結果は各指標の関係の傾向を分析したものである。なお、ここでは地震による過去の被災事例と東北地方太平洋沖地震の被災事例のうち、液状化層厚を判断できる擁壁と矢板の28事例について整理した。図-2.7と図-2.8の図中における兵庫県南部地震以前の震度は、気象庁震度階級の震度であるため、震度4の場合は計測震度4.0、震度5の場合は計測震度5.0、震度6の場合は計測震度6.0としている。気象庁震度階級の震度4が計測震度3.5以上4.5未満、震度5弱が計測震度4.5以上5.0未満、震度5強が計測震度5.0以上5.5未満、震度6弱が計測震度5.5以上6.0未満、震度6強が計測震度6.0以上6.5未満、震度7が計測震度6.5以上であることから、図中では「」の表示にてこの範囲を示している。これらの整理結果を踏まえて、後述する実験計画や実験データの分析等における着目点を確認した。

図-2.7は被災の有無に対する計測震度と鉛直変位・水平変位との関係を整理したものである。これより、震度5弱未満では被害がなく、震度5弱以上で地震被害が発生していることが分かる。擁壁ではある程度、震度が大きくなると大きくなる傾向にあるが、はっきりとした相関が得られる結果とはなっていない。矢板については擁壁と比較すると鉛直変位については殆ど発生しておらず、水平変位の被災状況と比較すると顕著な被害となっていない。同程度の震度に対して、変位の変動幅も大きく、一様に震度が大きいと鉛直変位や水平変位が大きくなるとは言えずに、構造特性や地盤条件等影響も関連していると考えられる。また、名取川では宮城県沖地震と東北地方太平洋沖地震が発生しており、前者の地震の方が震度は小さく、後者の地震の方が震度は大きいですが、水平変位は後者の地震の方が小さくなっている。これは前者の地震後に復旧工法が施されており、既設特殊堤の川表側に新たな擁壁が設置されたことにより、耐震性能が向上したためと考えられる。このように特殊堤の構造上の耐震性能が被害状況と関連性があることがこの事例からも示唆される。なお、被害低減につながっているが、耐震対策が実施されたにも関わらず被害が発生した要因としては、液状化の発生、あるいは側方流動の発生を抑止できなかったことが考えられる。このように、特殊堤の耐震対策は、構造上の耐震性能向上だけでなく、地盤対策の影響も考慮しなければならず、耐震設計の難しさが再確認できた。

図-2.8は被災の有無に対する液状化層厚と計測震度の関係を整理したものである。これより、明確な関連性を見ることはできないが、液状化層厚が小さい範囲で無被災が多くなっていることから、震度よりも液状化層厚の方が影響あると考えることができる。擁壁では、概ね液状化層厚が大きくなると震度が小さくても被災ありとなっており、液状化層の影響と被害との関連性を確認することができる。逆に、液状化層厚が小さい場合でも震度が大きい場合被害が発生したと考えられる兵庫県南部地震での神崎川の被災事例がある。矢板は明確な傾向はつかめないが、擁壁と同様に液状化層厚が小さい場合でも震度が大きい場合被害が発生したと考えられる被災事例があり、それは兵庫県南部地震の

旧猪名川の被災事例である。東北地方太平洋沖地震の利根川の矢板被害については、震度と液状化層厚が同程度であっても、被害ありとなっている箇所もあれば、被害なしとなっている箇所もある。この要因としては、利根川の矢板の構造が自立式矢板ではなく、控え式矢板となっており、控え杭の位置での液状化の状況が本体である矢板の被害と密接に関係していると考えられる。

図-2.9 は被災の有無と液状化層厚との関係を整理したものである。収集できた被災事例の数が少なく、統計分析には十分ではないものの、被災原因と液状化層厚は関連性のあることが分かる。

図-2.10 は被災の有無に対する液状化層厚と水平変位量の関係を整理したものである。擁壁においては液状化層厚が 3m 程度以上の場合に、矢板においては液状化層厚が 2m 程度以上の場合に被害が顕著となる。また、擁壁では液状化層が大きくなるにつれて、概ね鉛直変位と水平変位が大きくなっている。矢板については擁壁ほどの傾向は確認できないが、東北地方太平洋沖地震の利根川の被害を除くと、概ね液状化層厚が大きくなるにつれて、水平変位が大きくなる傾向となっている。名取川では、前述した内容と同様に、宮城県沖地震の後に施工された擁壁の耐震対策の抑止効果を確認できる。

図-2.11 は、鉛直変位と水平変位の関係を整理した。擁壁については概ね (鉛直変位) : (水平変位) = 2:1 であり、水平変位を生じる場合は必ず沈下の発生を伴っている点が特徴的である。これは、擁壁の被災事例では、いずれも基礎の鉛直支持が不足していることを示唆している。このことから、特殊堤の耐震対策では水平作用荷重に対する対策だけではなく、鉛直方向の荷重に対する対策も考慮する必要がある。つまり、構造物の支持条件の違いにより、耐震性能が異なるため、特殊堤の支持条件は耐震性を向上させるために重要な指標であることが分かる。一方、矢板については、自重が擁壁より軽く、鉛直力を支持する構造ではないため、水平変位が生じても鉛直変位は発生していない。また、擁壁では支持杭の方が鉛直変位と水平変位が小さい傾向にあり、矢板では支持矢板と浮き矢板による被災度の大小について明確な違いは確認できなかった。

これらの結果より、耐震対策状況が被災状況に影響し、被害を低減することは勿論であるが、被災規模と地震動強さや液状化層厚、支持条件等の関連性も確認できた。また、液状化層厚が被災規模と影響あるということは、鉛直支持力だけでなく、液状化により発生する水平作用荷重の影響も考慮する必要がある。従って、本研究で実施する実験やデータ分析においては、水平作用荷重の大小に関連する液状化層厚や支持条件等を踏まえ、耐震設計に関する指標として重要な耐震対策構造への水平作用荷重に着目し、分析を行うこととする。

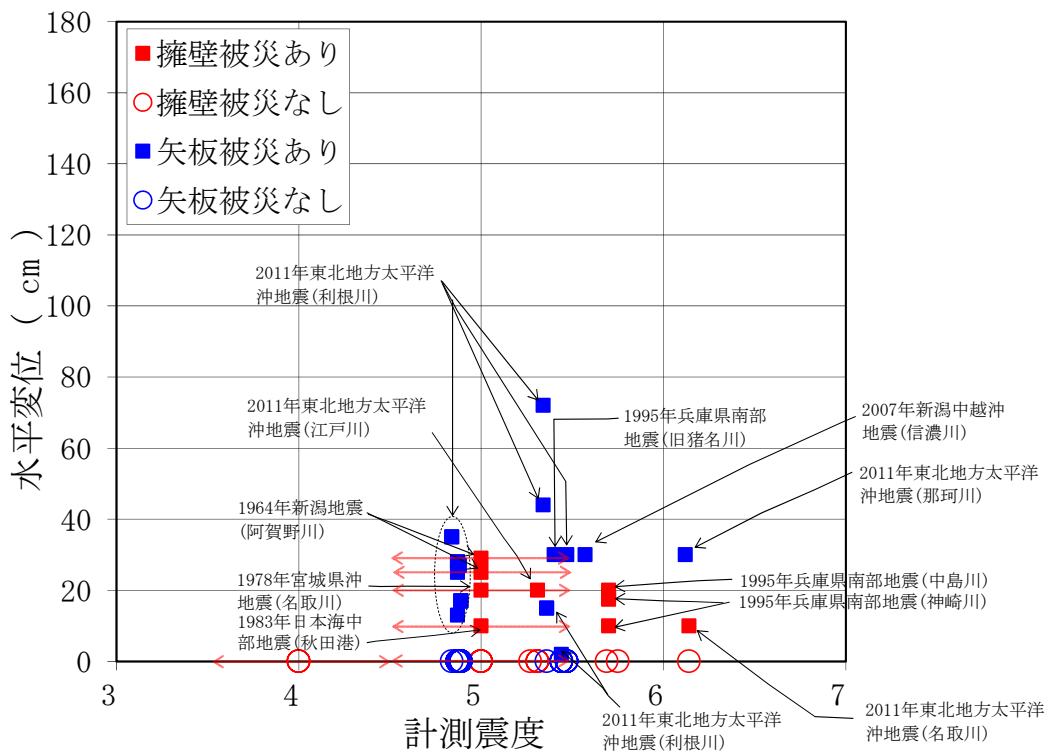
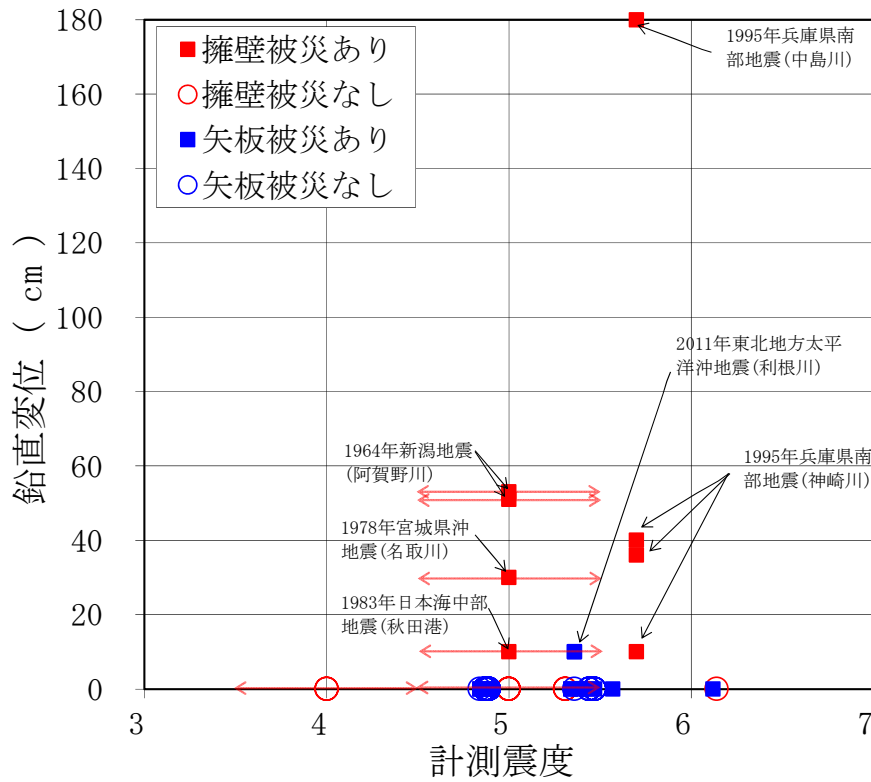


図-2.7 計測震度と躯体の鉛直変位（上）及び水平変位（下）の関係

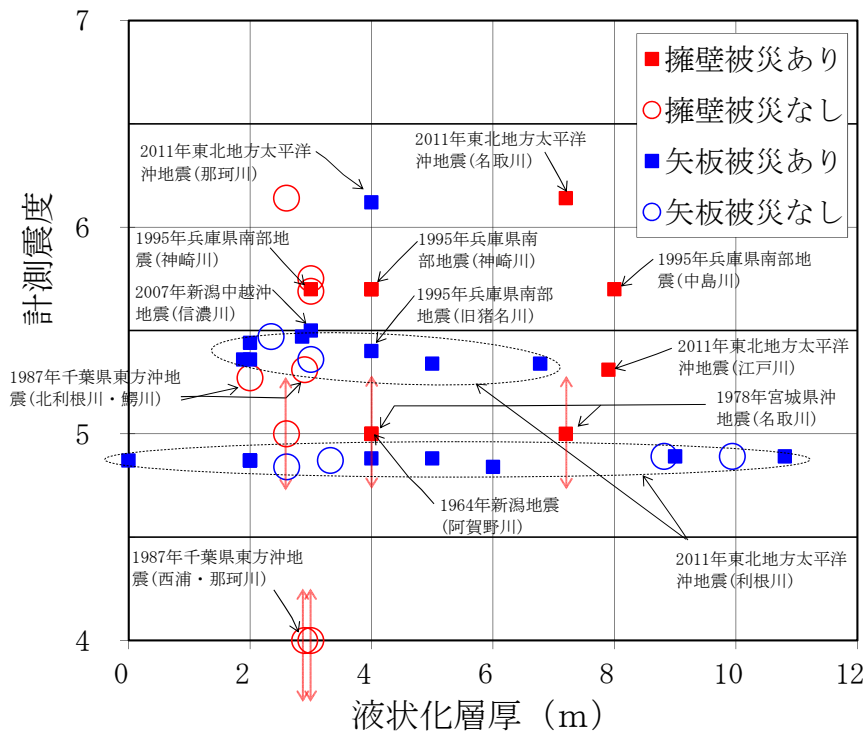


図-2.8 計測震度と液状化層厚の関係

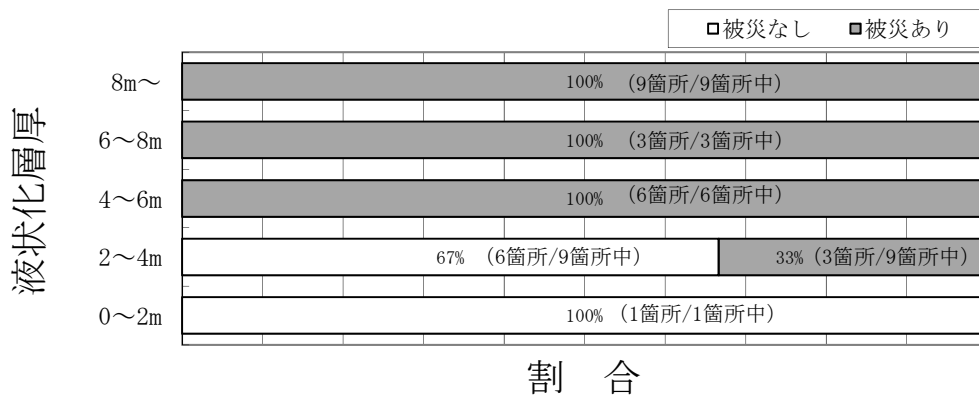


図-2.9 被災の有無と液状化層厚の関係

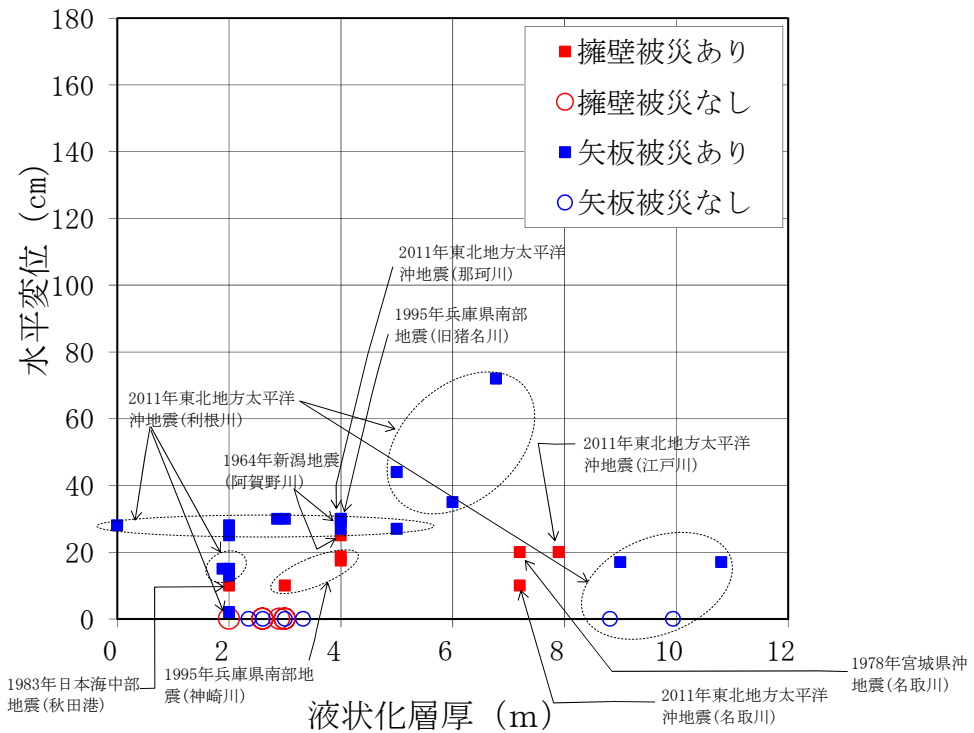
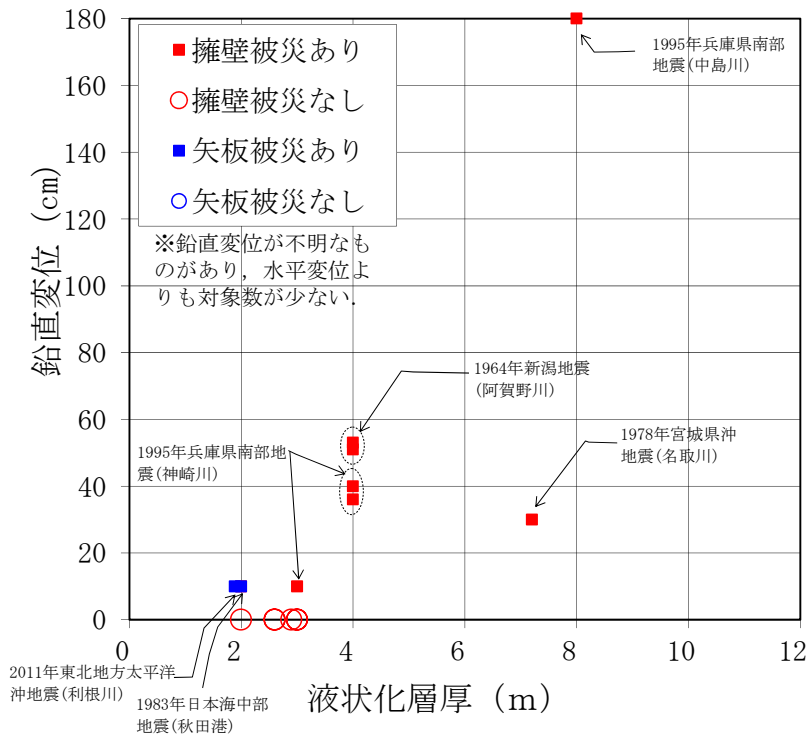


図-2.10 躯体の鉛直変位（上）及び水平変位（下）と液状化層厚の関係

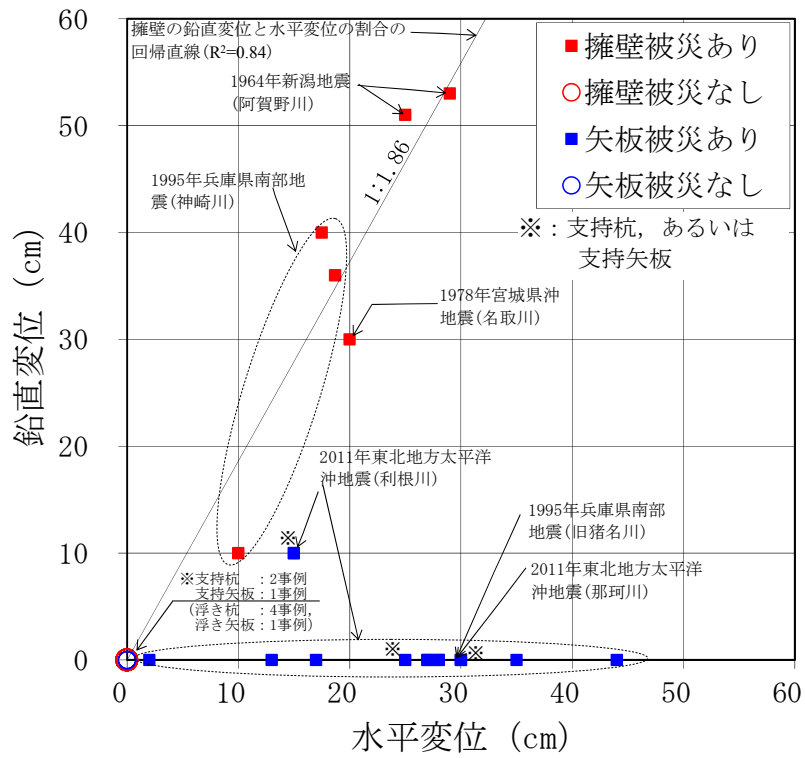


図-2.11 躯体の水平変位と鉛直変位

2.2.3 特殊堤の被災事例

過去の被災事例から、特殊堤の被害は地震動強さや液状化層厚、支持条件に関連性があり、これらの指標は本研究で対象としている耐震対策構造の外的安定性を照査する際に重要となる指標である。特に被害要因と考えられる液状化による被害状況から、耐震対策構造の外的安定性を照査する際に重要となる指標は水平作用荷重である。耐震設計手法の詳細については後述するが、特殊堤、あるいは耐震対策構造へ水平作用荷重が作用することで、外的安定性が損なわれる場合に被害が発生することになる。これらの結果を踏まえ、本研究の実験や分析においては耐震設計に関する指標として重要な耐震対策構造への水平作用荷重に着目し、分析を行うこととした。直近の地震被害である東北地方太平洋沖地震では液状化による被害が多数発生しているため、その状況から被災事例整理を深めることとした。また、本論文を取りまとめている最中に、2016年4月14日及び4月16日に最大震度7を観測した平成28年熊本地震が発生したため、この地震における特殊堤の被災事例についても公表されている資料を基に被災状況をまとめた。

(1) 東北地方太平洋沖地震の被災事例

東北地方太平洋沖地震（マグニチュード9.0）においては、堤防で甚大な被害を受けている^{2-10),2-11)}だけでなく、**図-2.12**に示す特殊堤も被害を受けている。

江戸川高谷新町の特殊堤の被災事例（**図-2.13(1)**）では、約15mの被災区間において擁壁（壁高H=約5.0m）の背面の天端コンクリートに縦断方向の幅5cm以上のクラックが発生している。また、その天端コンクリートが陥没しており、配水管（φ600mm）が露出している。被災区間の配水管は、逆T型擁壁の縦壁に箱抜きをしてはめ込んでいる形式であり、護岸が川表側へずれたことにより、箱抜き部から土砂が流失して天端コンクリートが陥没するに至ったと考えられる。既設の逆T式擁壁が川表側へ変位し、その変位量は擁壁頂部で20cmである。

名取川名取市閑上の特殊堤の被災（**図-2.13(2)**）では、擁壁のパラペット部の背面地盤において沈下が50cm程度生じている。また、パラペット頂部には最大10cm程度の目地のずれが生じている。ただし、この箇所は、パラペットの背面地盤が津波により著しく侵食を受けた形跡があり、アスファルト舗装も流出し、津波による侵食の影響が含まれている。宮城県沖地震の際にも被害を受けており、その時は液状化による被害と考えられるため、今回も液状化による被害の可能性がある。このように液状化による被害が生じた箇所において、同時に津波被害も発生しており、都市部に多く設置している特殊堤の耐震対策の重要性を再認識できる被災事例の一つとなった。

利根川下流太田地先における低水護岸の特殊堤（矢板）の被災事例（**図-2.13(3)**）では、自立式矢板（Ⅱ型、L=7.0m）が約100mの範囲において、矢板頂部が川表側に30cm程度傾斜し、矢板背面部の平場が沈下している。

利根川香取市における特殊堤の被災事例（**図-2.13(4)**）の箇所は、掘り込み河道に矢板護岸が設置されており、その背後には高さ60cmの堤防が設けられている。地震により矢板頂部に水平変位が生

じ、矢板背面のブロックに変状が発生するとともに、堤防天端の沈下、縦断亀裂、沈下、及び陥没が生じている。矢板護岸の水平変位が特に顕著な区間では堤防天端が沈下し、水没している箇所もあり、堤内側には数多くの噴砂と亀裂が確認されたと示されている。

これらの被災要因は、いずれも液状化によるものと判断でき、基礎地盤の液状化により、特殊堤の躯体（擁壁、矢板）が不安定な状況となり、背面側の盛土が川表側へ側方流動し、それと同時に躯体が川表側へ傾斜したと考えられる。このように側方流動するという事は、水平方向の作用荷重である作用側の荷重（主働土圧や慣性力等）と抵抗側の荷重（受働土圧や底面摩擦力等）の安定状態が損なわれ、作用側の水平荷重が抵抗側の水平荷重よりも大きくなった場合に側方流動が発生し、その際の作用側の水平荷重の増加分が流動力となって、特殊堤に作用することになる。この流動力に対して、耐震対策構造である改良体等を設置して対策することになる。本研究では、この耐震対策構造の外的安定性を照査する際の水平作用荷重に着目して研究をすることにした。

(2) 熊本地震の被災事例

2016年4月14日と4月16日に発生した熊本県熊本地方を震源とする熊本地震では、レベル2地震動（タイプ2）相当の地震であり、河川堤防における被害が数多く発生した²⁻¹²⁾。14日の地震はマグニチュード6.5であり、16日の地震は7.3であった。本研究で対象としている特殊堤においても被害を受けており、その事例について整理し、2.2.1で整理した既往地震における被災事例と比較した。

白川右岸河口付近における擁壁の特殊堤の被災（図-2.14(1)）では、パラペット背面の平場が沈下しており、天端のパラペット部も亀裂が生じている。特殊堤区間の河川堤防の背後地では、噴砂痕や段差が確認されており、液状化による被災と考えることができる。

白川右岸 8k600～8k900 における擁壁の特殊堤の被災（図-2.14(2)）では、天端のパラペット部において10～20cm程度の段差が生じており、目地のずれが確認されている。特殊堤区間の河川堤防の背後地では、同様に噴砂痕が確認されており、液状化による被災と考えることができる。

白川左岸 8k400～8k800 における擁壁の特殊堤の被災（図-2.14(3)）では、天端のパラペット部が破損しており、地震動により構造物同士が衝突した影響によるものと考えられる。なお、右岸側と同様に特殊堤区間の河川堤防の背後地では噴砂痕が確認されており、液状化による被災と考えることができる。

以上より、既往地震における被災事例と同様に液状化による被災と考えられ、特に、液状化による特殊堤の沈下が目立った被害であった。また、地震被害の復旧活動が完了していない状況で出水期に入り、治水機能を満足させるために耐震性を向上させることの重要性が再認識することができた。このことから、堤防と違って復旧に時間を要する構造である特殊堤は、耐震性の向上、耐震設計法の合理化や高度化が重要であると言える。

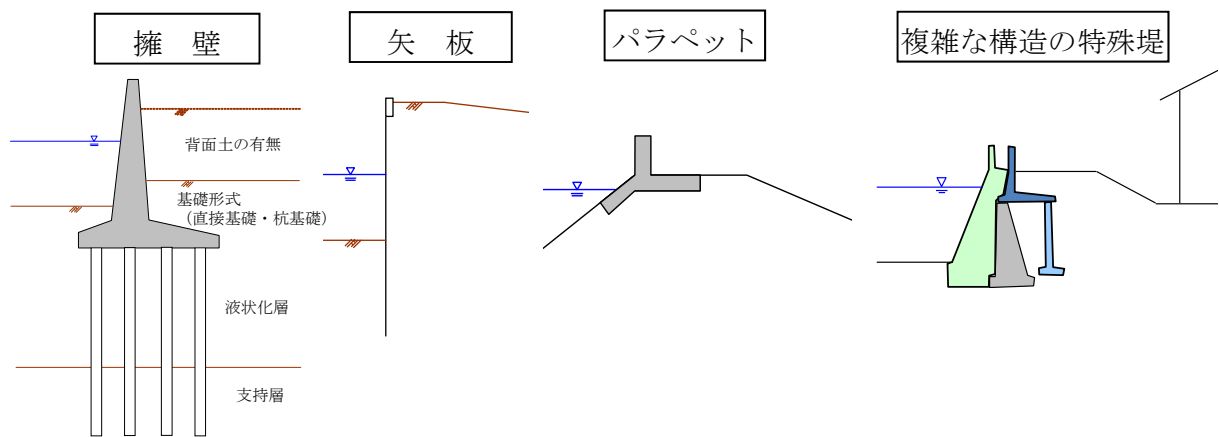


図-2.12 特殊堤の種類

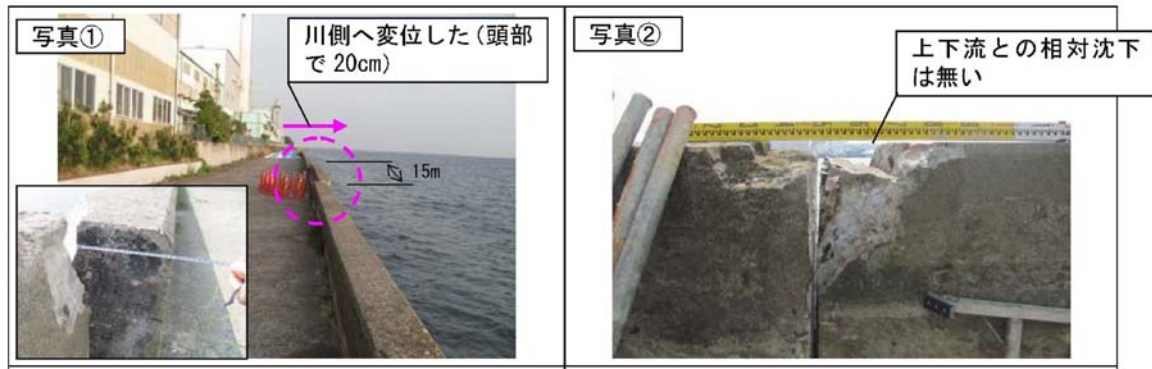
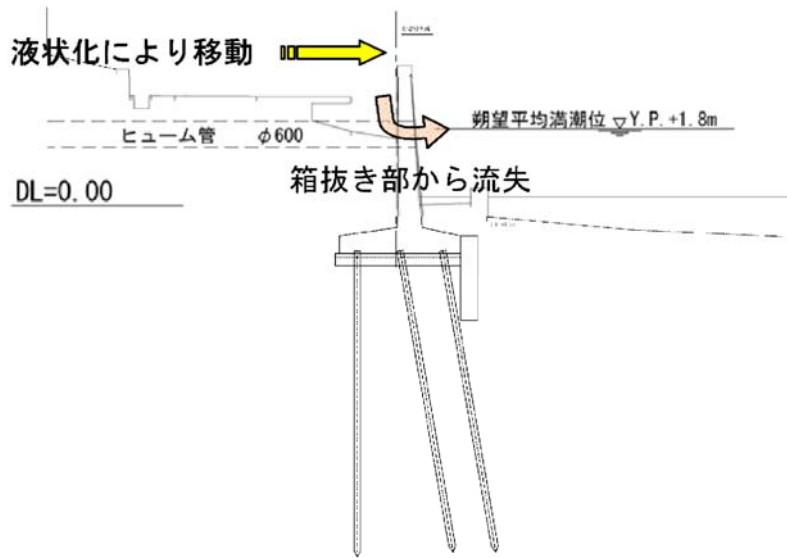


図-2.13(1) 擁壁の被災事例（江戸川高谷新町地先）

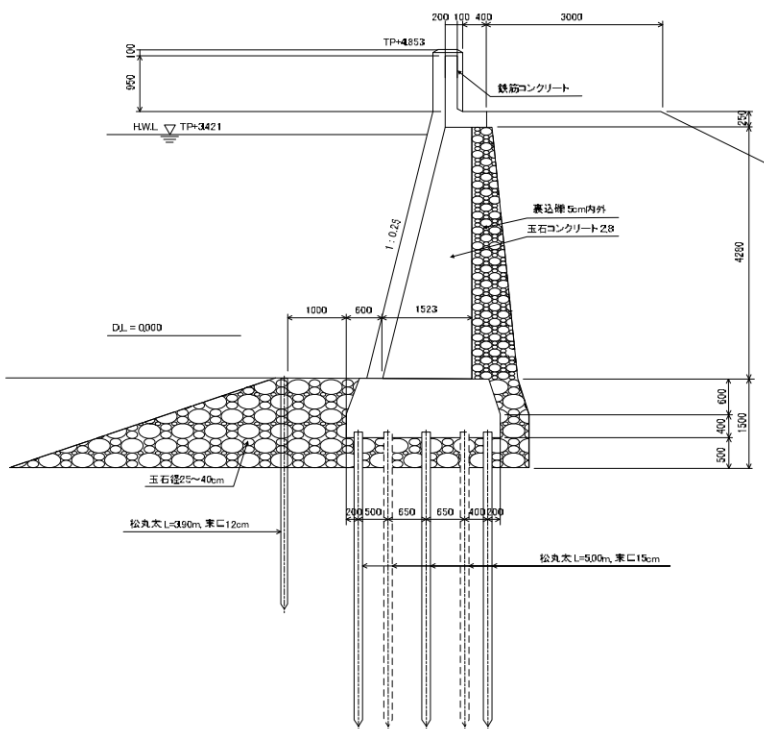


図-2.13(2) 擁壁の被災事例（名取川名取市閑上地先）

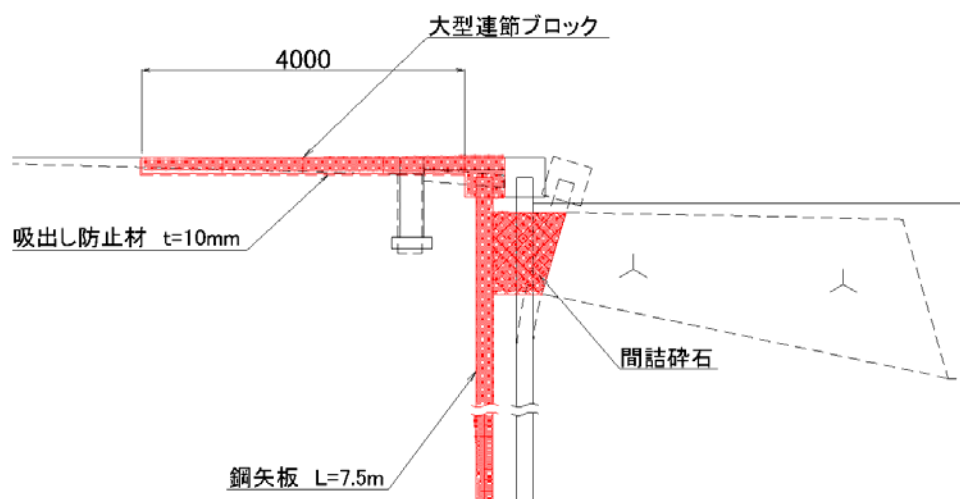


図-2.13(3) 矢板の被災事例（利根川下流太田地先）



図-2.13(4) 矢板の被災事例（横利根川香取市）



図-2.14(1) 擁壁の被災事例（白川右岸河口付近）



図-2.14(2) 擁壁の被災事例（白川右岸 8k600～8k900）



図-2.14(3) 擁壁の被災事例（白川左岸 8k400～8k800）

2.2.4 特殊堤と堤防及び類似構造物（橋台）の被災状況の比較

(1) 堤防の被災状況

東北地方太平洋沖地震における堤防の被災状況は、参考文献にて基礎地盤と堤体が液状化している2つの被災形態があったとされている²⁻¹⁰。基礎地盤の液状化による一般的な堤防の被災形態(図-2.15(左))は、地震動により基礎地盤の飽和砂質土が繰り返しせん断を受けることで過剰間隙水圧が上昇し、液状化する。これより、基礎地盤の剛性・強度が低下し、変形が生じることにより、堤体に堤防縦断方向の亀裂、堤防天端付近の土塊の沈下、陥没が生じる。さらに、法尻部付近からは液状化した砂質土の噴出(噴砂)が見られるとされている。

次に、堤体の液状化による一般的な被災形態(図-2.15(右))は、基礎地盤の圧密沈下や築堤履歴により、堤体下部が基礎地盤へめり込むことで、堤体内に浸透した雨水等が堤体下部に滞留し、その飽和した砂質土が、地震動によって過剰間隙水圧の上昇し、液状化する。これにより、堤体内の土の剛性や強度が低下することで、法面、法肩、天端において、はらみ出しや堤防縦断方向の亀裂が発生する。さらに堤防天端付近の土塊の陥没や傾斜が生じ、法尻や法面から砂質土が流出して噴出(噴砂)が見られるとされている。

以上より、堤防の液状化による被災メカニズムは複雑であり、堤体と基礎地盤の形状や、水位面が影響していることが分かる。なお、堤体と基礎地盤の両方で液状化の被害を受け、甚大な被害につながった事例もある。

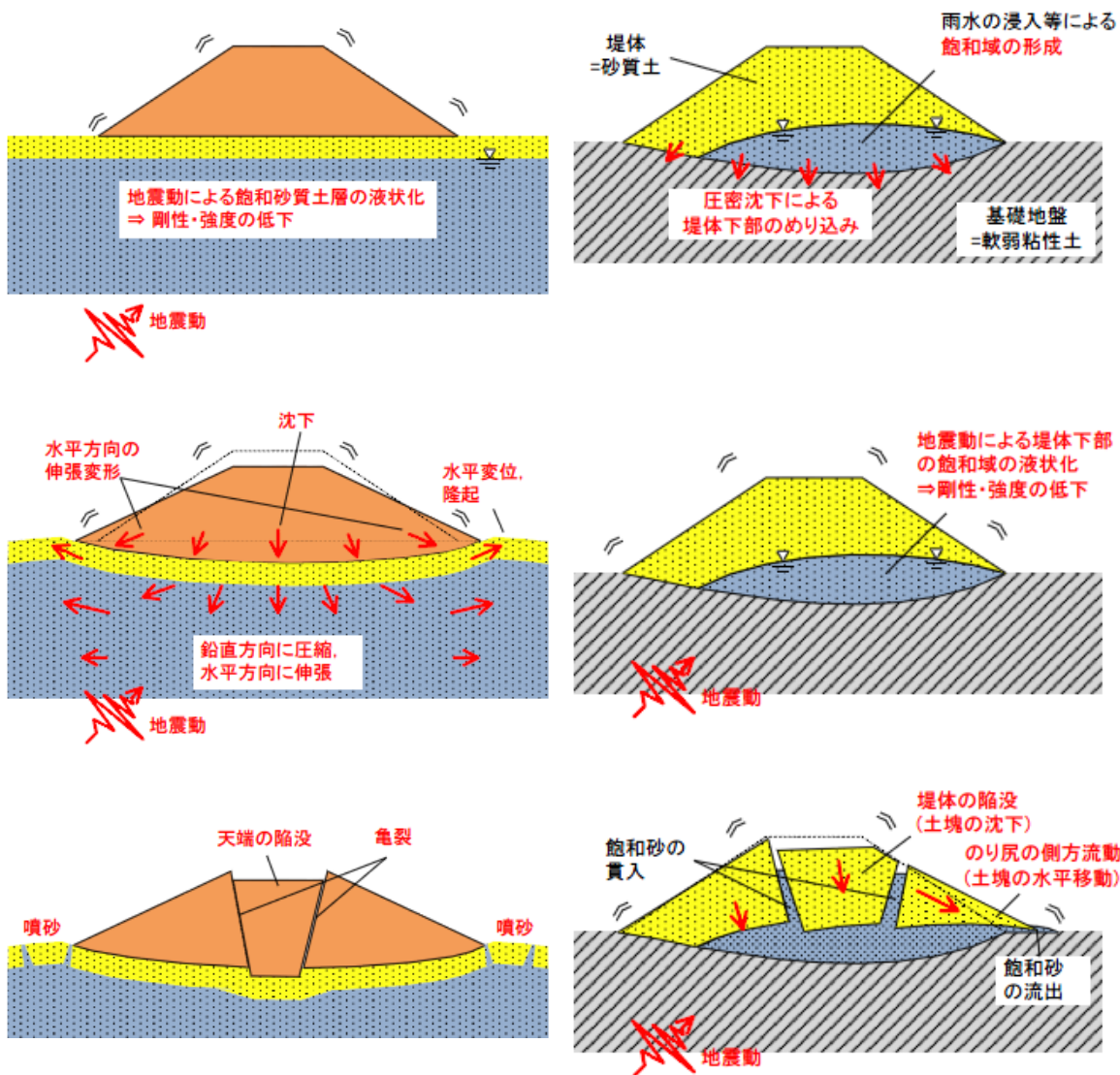


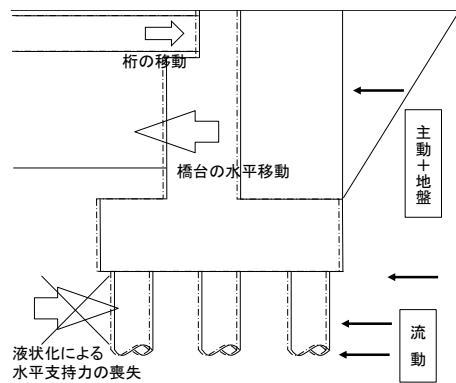
図-2.15 堤防の基礎地盤の液状化による被災形態 (左) と堤体の液状化による被災形態 (右) ²⁻¹⁰⁾

(2) 類似構造物（橋台）の被災状況

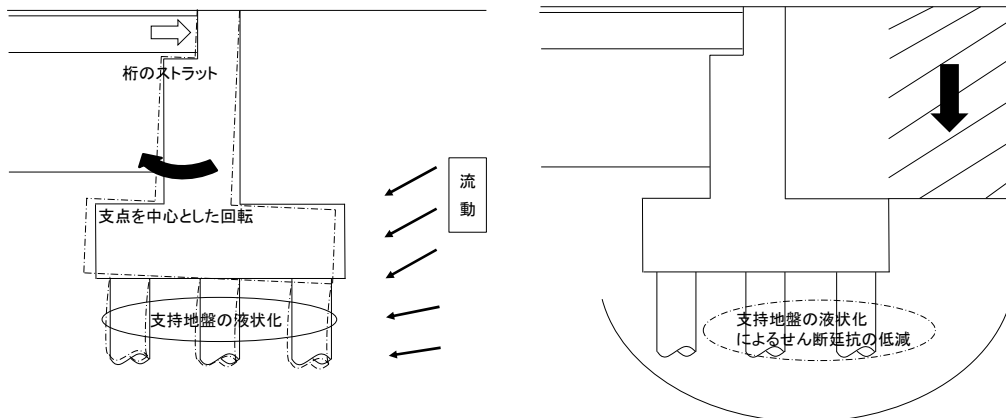
類似構造物である橋台の被災状況は、慣性力及び地盤液状化に起因した被災と、地盤流動による被災の2つに大別される²⁻¹³⁾ (図-2.16).

前者の被災形態は、基礎地盤の液状化に伴い、水平支持力が喪失し、背面側から橋台前面に向かって、主働土圧及び流動力が作用し、橋台が水平移動し、同時に橋台背面方向へ向かって桁の移動が発生するといった被災メカニズムとなる。

後者の被災形態は、支持地盤の液状化による背面土の流動力の発生や基礎地盤のせん断抵抗の低減により、桁の突っ張りの影響も生じ、橋台の回転が発生するといった被災メカニズムとなる。



(a)慣性力と地盤液状化に起因した被災



(b)地盤流動による被災

図-2.16 橋台の地震被害 (参考文献を基に作成)²⁻¹³⁾

2.3 被災状況を踏まえた本研究の問題設定

特殊堤の被害はその殆どが液状化によるものであり、特殊堤を支える基礎地盤にて液状化が発生し、基礎の支持力が低下し、躯体自体が不安定となる。さらに、背面盛土の沈下や側方流動が発生し、躯体に対して背面土側から川表側（躯体前面側）へ向けて流動力が発生する。これにより、作用荷重の増加があり、躯体が川表側に傾斜し、目地開きや堤防天端の沈下・クラック・陥没・空洞化、躯体や基礎構造の損傷等が発生する。また、一度、地震被害を受けると、堤防とは違い、構造物が堤体内に存在するため、その復旧は容易ではなく、津波被害等の二次被害を防ぐためには耐震対策が重要となる。そこで、地震被害の可能性のある特殊堤において、耐震対策を実施することが求められる。堤防は、連続性を持つ施設であるため、一部の特殊堤部が地震被害を受けることで、その背後地の一帯の地域に被害を及ぼすことになり、堤防と一体となって耐震対策を実施していくことが望まれる。

前述した特殊堤と堤防及び橋台の被災形態を比較した結果を踏まえ、大きく異なる点を表-2.8に整理した。これより、特殊堤と堤防及び橋台の被災状況が違うことが分かる。各施設は、地震動により基礎地盤の液状化が発生し、基礎地盤の抵抗力が低減する。それと同時に、流動力が発生し、各施設へ作用力の発生により、被害につながるといった被災要因はほぼ同じである。しかし、特殊堤と堤防では、堤体内の構造物の有無が大きな違いである。特殊堤と橋台の違いは、桁による橋台天端の突っ張り作用の違いがあり、特殊堤は躯体天端が前面へ傾斜するのに対して、橋台は基部（フーチング部）の方が前面側に回転するといった挙動となる。このように、構造物の有無、構造物の拘束性といった力学的条件の違いがあることが分かる。

特殊堤の地震被害は、躯体や耐震対策構造の地震時挙動の非線形性や地盤との相互作用等の複雑な動的挙動を伴っており、その実態解明は非常に難しいものとなっている。また、堤防及び橋台との被災形態は異なっており、特殊堤の耐震設計は主に堤防の設計手法を準用し、一部橋梁の設計手法を参考に実施している状況であり、特殊堤の被災メカニズムに応じた設計手法の確立が必要である。

表-2.8 特殊堤の被災状況と堤防と橋台の被災状況の違い

被災状況	特殊堤	堤防	橋台
構造物の有無	○	×	○
構造物の拘束性	△	×	○

2.4 耐震設計の現行基準の現状

2.4.1 特殊堤の基準の位置づけを踏まえた本研究の目的

堤防においても耐震性能評価や耐震対策には未だ課題が山積している状況である²⁻¹⁴⁾。特殊堤は堤体地盤との相互作用が生じ、複雑な地震時挙動を伴うため、特殊堤の地震被害の実態解明は非常に難しいものである。

研究対象である特殊堤の擁壁及び矢板の耐震対策構造について、その概要を図-2.17に示す。特殊堤の被害はその殆どが液状化によるものであり、特殊堤を支える基礎地盤にて液状化が発生し、基礎の支持力が低下し、躯体自体が不安定となる。さらに、背面盛土の沈下や側方流動が発生し、躯体に対して背面土側から川表側（躯体前面側）へ向けて流動力が発生する。これにより、作用荷重の増加があり、躯体が川表側に傾斜し、目地開きや堤防天端の沈下・クラック・陥没・空洞化、躯体や基礎構造の損傷等が発生する。

このような被害状況である特殊堤は、構造形式が複雑であり、その耐震対策構造は主に地盤を強化するものと躯体自体を補強するものの2パターンが存在しており、経済性や施工性を踏まえ、地盤を強化する地盤改良（固化工法）が一般的である。この地盤改良は、特殊堤の構造物とは分離構造であり、耐震対策を特殊堤の構造物に直接的に施工するものではないため、躯体や耐震対策構造の地震時挙動の非線形性や地盤との相互作用等の複雑な動的挙動を伴っている。よって、その実態解明は難しいものとなっている。

特殊堤の耐震対策の設計手法については、主に堤防の設計基準を準用し、一部橋梁の設計手法を参考にしており、特殊堤の耐震対策構造の設計手法に関する基準類は未整備である。特殊堤の被災状況は堤防や橋梁と違うため、特殊堤の被災メカニズムを把握した上で、耐震対策の実験を行い、耐震対策の設計手法に資する研究を進める必要がある。また、特殊堤の耐震設計では照査や躯体の構造設計、耐震対策の設計といったように、段階毎に各設計を行い、全体として耐震性能を満足する必要があるため、被災メカニズムに応じた設計手法における着目点を整理して、本研究を進める必要がある。

表-2.9に示すように兵庫県南部地震を経験して、堤防に関する基準類の改定が行われている。その際には堤防の耐震対策構造の安定性を検討する地震動は、レベル1地震動相当の中規模地震動とされている²⁻¹⁵⁾。堤防の耐震性能の評価あるいは耐震対策構造の設計は、本体変形量の大きさを評価することにより行われるべきであり、特に大規模地震動への対応については、変形量を直接評価することが本来求められるべきである。しかし、その方法としては永久変形解析法等があったが、改定当時では実用化される状況ではなかった。このように兵庫県南部地震後の改定時には、堤防地震対策において暫定的にレベル1地震動相当の中規模地震動に対して有害な被害を生じさせないことを基本方針とされた。

現行の耐震設計法では、照査段階にレベル2地震動相当の外力に対して照査を行い、耐震対策構造の設計ではレベル1地震動相当の中規模地震動の外力に対して設計を行っている。これらを踏まえ、模型実験ではレベル2地震動相当の入力地震動に対して、現行の耐震設計法に基づき、レベル1地震動相当の中規模地震動の外力に対して設計した耐震対策構造の対策効果や、この時の作用荷重等について評価・分析する必要がある。そこで、特殊堤の液状化による被害と関連する指標や水平震度等に着

目して検討を進めることが重要である。また、模型実験の実施へむけ、特殊堤の耐震対策構造の課題や着目点を整理した上で、耐震対策構造の設計手法の検討を行うこととした。

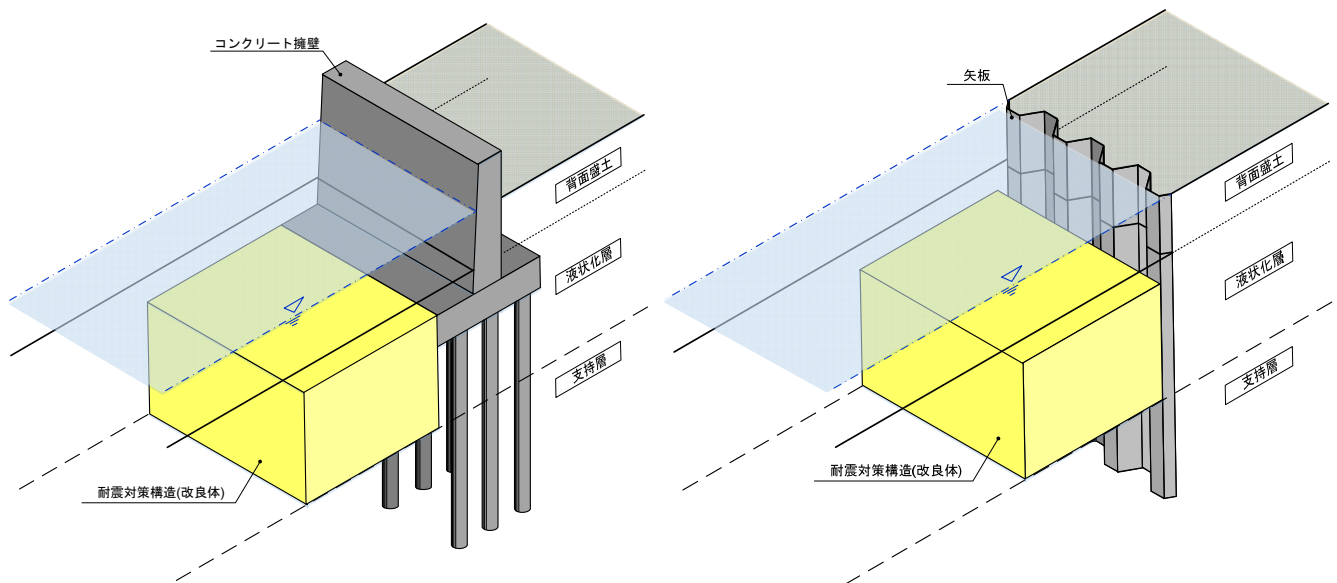


図-2.17 特殊堤の耐震対策構造（改良体：地盤対策の固結工法）

表-2.9 耐震に関する主な基準類改定の変遷

年	過去の主な地震 (最大震度)	河川構造物の耐震に関する 基準類	河川砂防技術基準	道路橋示方書
S46 ('71)				道路橋耐震設計指針
S51 ('76)			河川砂防技術基準(案)	
S55 ('80)				V耐震設計編
S58 ('83)	日本海中部地震(5)			
S60 ('85)			河川砂防技術基準(案) (調査・計画・設計編)	
S61 ('86)			河川砂防技術基準(案) (計画編)改訂	
H 2 ('90)				V耐震設計編改訂
H 7 ('95)	兵庫県南部(7)	河川堤防耐震点検マニュアル		
H 8 ('96)				V耐震設計編改訂
H 9 ('97)		河川堤防の液状化対策工法 設計施工マニュアル(案)	河川砂防技術基準(案) (調査・計画・設計編)改訂	
H13 ('01)		土木構造物の耐震設計ガイド ライン(案)		
H14 ('02)				V耐震設計編改訂
H16 ('04)			河川砂防技術基準(計画編)	
H19 ('07)		河川構造物の耐震性能評価 指針(案)同解説	河川砂防技術基準 (維持管理編)	
H23 ('11)	東北地方太平洋沖地震(7)		河川砂防技術基準(維持管理 編)改訂	
H24 ('12)		レベル2地震動に対する河川 堤防の耐震点検マニュアル 河川堤防の耐震対策マニュアル (暫定版) 河川構造物の耐震性能照査 指針	河川砂防技術基準(調査編)	V耐震設計編改訂

2.4.2 特殊堤と堤防の基準類の比較

東北地方太平洋沖地震において甚大な被害を受け、地震災害に強い国づくりを目指し、各種基準類の見直しが行われている。これまでも、表-2.9 に示すように兵庫県南部地震などの甚大な被害を契機に被災状況や原因等を究明し、基準類の見直しが繰り返されている。

このような中で、特殊堤は指針により照査され、その結果に応じて、図-2.18 に示すような耐震対策が実施されている。特殊堤と堤防の基準類を比較すると表-2.10 の通りとなる。特殊堤は堤防のように基準類が十分に整備されておらず、耐震対策の設計の際は、堤防の基準類を準用して設計している。しかし、先に述べたように特殊堤の被災形態は複雑であり、堤防や橋梁との被災形態は異なるため、堤防や橋梁の設計手法を準用するというのではなく、特殊堤の被災メカニズムに応じた設計手法の確立が必要である。

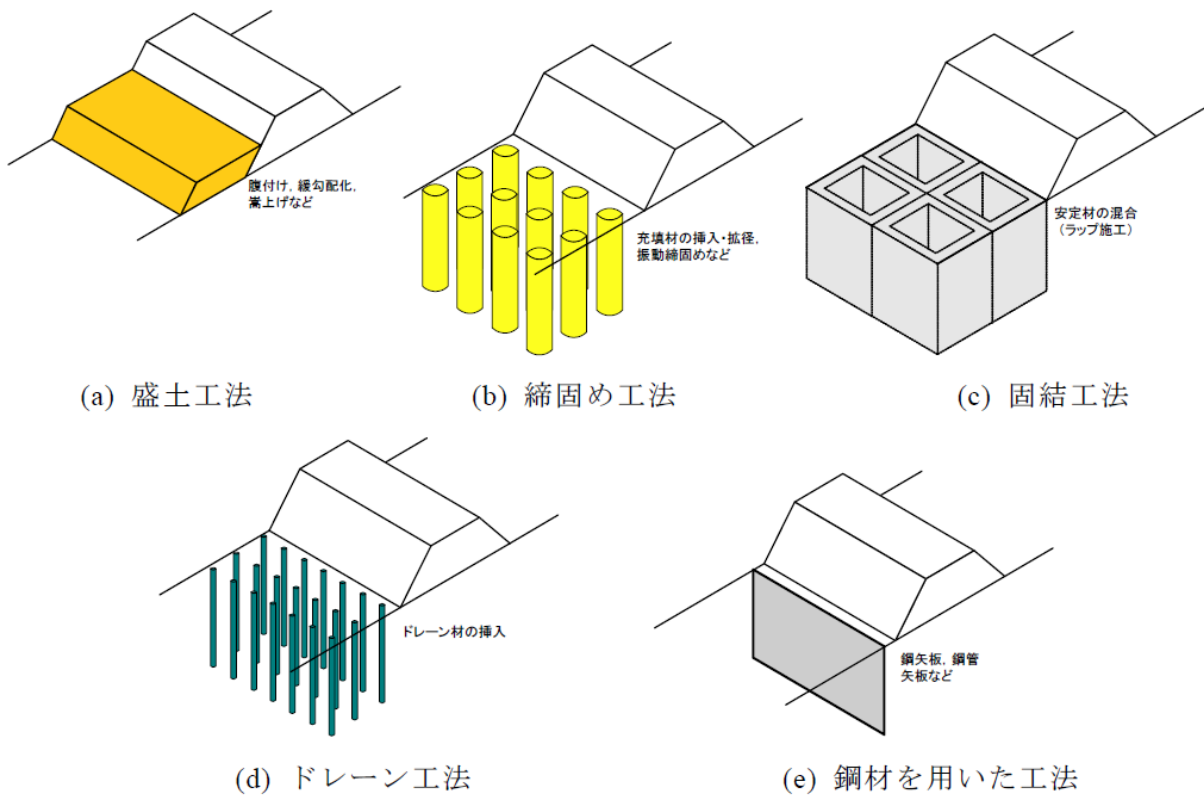


図-2.18 堤防の耐震対策構造²⁻¹⁰⁾

表-2.10 堤防と特殊堤の基準類の違い

基準類		堤防	特殊堤
項目	主な内容		
河川構造物の耐震性能照査指針	耐震性能照査基本方針, 荷重算定方法, 照査方法	○	○
レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル	耐震点検の手順, 1次・2次・3次点検方法	○	×
河川堤防の耐震対策マニュアル(暫定版)	耐震対策の基本, 基礎地盤・堤体の液状化対策の工法選定・設計	○	×
河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)	安定性検討, 対策工設計手法	○	×

2.4.3 現行の耐震設計手法

(1) 特殊堤の照査方法

特殊堤の照査方法は、レベル 2 地震動相当の外力に対し、河川堤防の耐震点検マニュアル²⁻¹⁵⁾を準用して実施しており、図-2.19 に示すように、一次点検、二次点検、三次点検を行う。その結果、最終的に耐震対策が必要と判断された場合に耐震対策の検討と行うこととなっている。以降に特殊堤の照査方法の概要を説明する。なお、耐震対策の設計については後述することとする。

まず、一連の区間のうち、地震後に二次災害が生じるおそれのある区間を抽出し、一次点検を実施する。一次点検では、堤防天端の最大沈下量 S_{max} が許容沈下量を上回らないことを照査する。許容沈下量とは堤防天端高と耐震性能照査において考慮しなければならない外水位である照査外水位との差である。最大沈下量は式(2.2)により算出し、最大沈下量が許容沈下量を上回った場合は二次点検を行う。

$$S_{max} = 0.75H \quad (2.2)$$

ここで、 S_{max} は既往の地震による堤防天端の最大沈下量、 H は堤防高さである。

二次点検では、基礎地盤の液状化に対する照査と堤体の液状化に対する照査を行う。基礎地盤と堤体の二次点検の結果、少なくともどちらか一方の結果、三次点検が必要と判定されれば、三次点検を行うことになる。二次点検は地震時に最も不利となる位置を代表断面として照査する。代表断面の選定は表-2.11(1)のうち、危険度がA、Bに該当する断面であり、基礎地盤上面から20m以浅に存在するN値30未満の砂質土層または砂礫質土層の層厚の合計が最も大きい位置を代表断面として選定する。

二次点検の基礎地盤に対する照査は、この代表断面に対して表 2.11(2)中の「○」印に該当する場合は、堤防天端の沈下量を簡易式(式(2.3))により算定し、この沈下量が許容沈下量を上回らないことを照査する。上回った場合は三次点検を行う。このときの沈下量は式(2.2)で求めた最大沈下量を上限としている。

$$S = 1.41 \cdot H \cdot H_L^{1.56} \cdot 10^{-7.54 \cdot R_L} + 0.0655 \cdot H_L^{0.93} \leq S_{max} \quad (2.3)$$

ここで、 S は堤防天端の沈下量、 H は堤防高さ、 H_L は表層の液状化層厚、 R_L は表層の液状化層の繰り返し三軸強度比である。

二次点検の堤体に対する照査は、代表断面において、以下の①、②の両方の条件を満たす場合には堤体の液状化による被害が生じる可能性があることから、三次点検を行う。

- ①堤体下部が砂質土で以下の両方の条件に該当する場合

- ・ 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層，又は，FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 20 以下の土層
- ・ 平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で，かつ，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

②以下のいずれかの条件に該当する場合

- ・ 堤防の下に粘性土層が存在し，めり込み量が 1.0m 以上場合
- ・ 常に河川水が堤体内に浸透するなどにより堤体内水位が高いことが想定される場合

三次点検では，二次点検において基礎地盤の液状化の三次点検が必要となった場合には，基礎地盤の液状化に対する照査を実施し，二次点検において堤体の液状化の三次点検が必要となった場合には，堤体の液状化に対する照査を実施する。

三次点検での基礎地盤に対する照査は，代表断面にて河川構造物の耐震性能照査指針²⁻¹⁶⁾に準じて，静的な地盤変形解析に基づき照査を行う。この際，堤体の液状化に対する適切な対策を実施することを前提とし，堤防天端の沈下量を算定して，許容沈下量を上回らないことを照査する。静的解析手法としては，液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに，土構造物としての自重を作用させ，その変形を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法）と，液状化した土層をせん断抵抗のない粘性流体と仮定し，地盤の流体的な変形を算定する方法（流体力学に基づく永久変形解析法）等を用いる。地震の種類によって異なる照査外水位が設定されている区間においては，地震の種類毎に許容沈下量を算定し，レベル 2 地震動（タイプ I），レベル 2 地震動（タイプ II）のそれぞれに対する沈下量と比較して照査を行う。

三次点検での堤体に対する照査は，基礎地盤へめり込んだ堤体下端から堤体内水位までの盛土厚さ（飽和層厚 H_{sat} ，図-2.20 参照）が 1.0m 以上，かつ堤防の高さの 2 割以上の場合に，堤体の液状化に関する耐震性能を満足しないとみなす。

以上のように，一次点検，二次点検，三次点検を行い，耐震性能を満足しないと判定された場合には，対象断面において耐震対策を行う必要があり，耐震対策の設計を行うこととなる。特殊堤の耐震対策は，現在においてもレベル 1 地震動相当の中規模地震動の外力に対して設計することとなっている。これは，東北地方太平洋沖地震では堤防の液状化による甚大な被害が生じたが，マニュアル²⁻¹⁵⁾に示されているレベル 1 地震動相当である中規模地震動を設計外力として耐震対策がなされた堤防での被災は殆どなく，その結果としてレベル 2 地震動相当となる大規模地震動に対しても対策効果を発揮したものと考えられているためである²⁻¹⁷⁾。しかし，この妥当性については明らかになっていない。よって，本研究では研究対象である特殊堤の耐震対策構造の適用性を評価するため，実験でレベル 2 地震動相当の大規模地震動の外力にて加振して，その実験結果を基にレベル 1 地震動相当の設計外力で設計した耐震対策構造の抵抗力について検討することとした。

以降に，特殊堤とその耐震対策構造の設計手法について述べる。

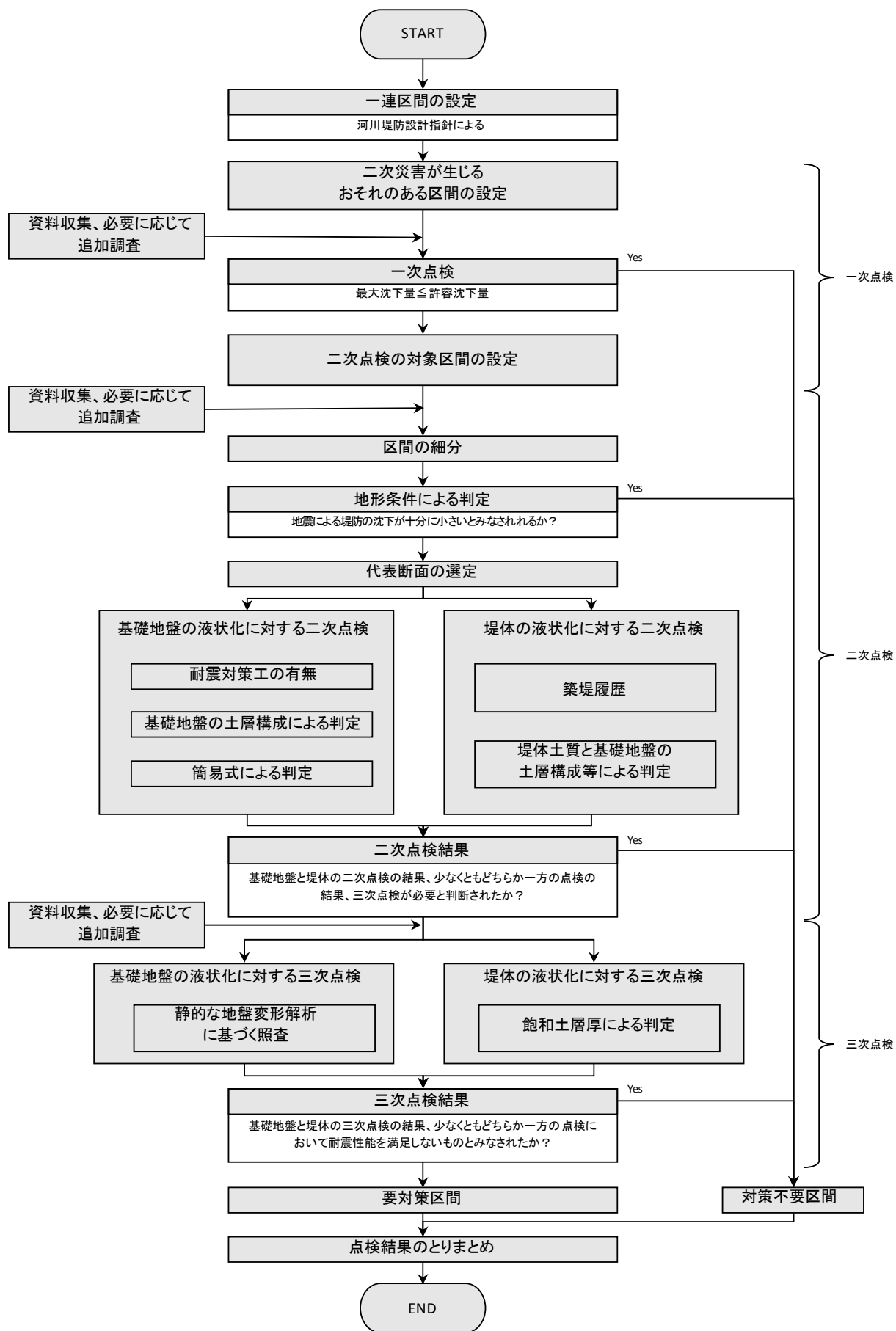


図-2.19 堤防の耐震点検に関する標準的な手順²⁻¹⁷⁾

表-2.11(1) 治水地形分類による地形区分と堤防の地震被害の可能性²⁻¹⁷⁾

地形区分による危険度ランク (括弧内は地震による堤防の沈下の可能性を表す)	治水地形分類による地形区分
A (極大)	旧河道、落掘、旧落堀、 高い盛土地、干拓地、砂丘
B (大)	自然堤防、旧川微高地、 氾濫平野、湿地、旧湿地
C (小)	扇状地、浅い谷
D (なし)	山地・丘陵地、台地、崖

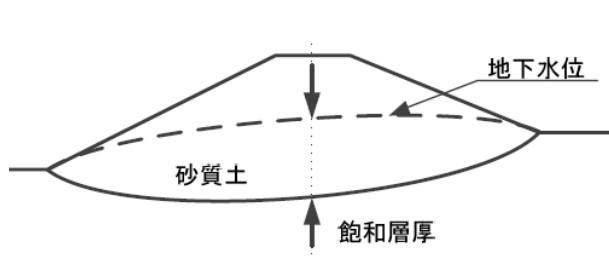
表-2.11(2) 基礎地盤の条件と地震による堤防の沈下量の関係²⁻¹⁷⁾

(地形区分による危険度ランクがAの場合)

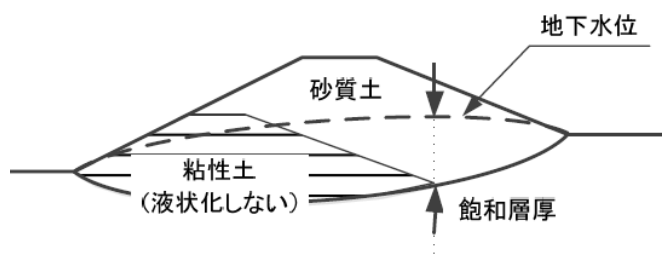
		土層分類Bの層厚		
		0~2m	2~5m	5m~
合計	土層分類Aの層厚の 0~2m	○	○	×
	2~5m	○	○	×
	5m~	○	○	○

(地形区分による危険度ランクがBの場合)

		土層分類Bの層厚		
		0~2m	2~5m	5m~
合計	土層分類Aの層厚の 0~2m	○	×	×
	2~5m	○	○	×
	5m~	○	○	○



(a)堤体土質が均一な場合



(b)堤体土が粘性土と砂質土の場合

図-2.20 堤防の耐震点検に関する標準的な手順²⁻¹⁷⁾

(2) 特殊堤の躯体の設計

特殊堤の擁壁の設計は、直接基礎の場合、鉛直支持力（基礎底面地盤の許容鉛直支持力）、転倒（作用合力の底面の作用位置）、滑動（基礎底面地盤の許容せん断抵抗力）の安定性について照査し、各部材に対して作用する荷重状態を考慮して断面計算を行う。照査の流れ²⁻¹⁸⁾を図-2.21に示す。

鉛直支持力の照査については鉛直地盤反力を基礎底面地盤の許容鉛直支持力以下とする。基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対して、安全率（常時：3、暴風時・レベル1地震時：2）を確保するものとして式(2.4)により求める。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \quad (2.4)$$

ここで、 Q_u は荷重の編心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力、 c は地盤の粘着力、 q は上載荷重（ $q = \gamma_2 D_f$ ）、 A_e は有効載荷面積、 γ_1, γ_2 は支持地盤及び根入れ地盤の単位重量（ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。）であり、 B_e は荷重の編心を考慮した基礎の有効載荷幅（ $B_e = B - 2e_B$ ）、 B は基礎幅、 e_B は荷重の編心量、 D_f は基礎の有効根入れ深さ、 α, β は基礎の形状係数、 κ は根入れ効果に対する割り増し係数、 N_c, N_q, N_γ は荷重の傾斜を考慮した支持力係数、 S_c, S_q, S_γ は支持力係数の寸法効果に関する補正係数である。

直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の1/6以内、暴風時及びレベル1地震時には底面幅の1/3以内とする。

滑動については、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、安全率（常時：1.5、暴風時・レベル1地震時：1.2）を確保するものとして式(2.5)により求める。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad (2.5)$$

ここで、 H_u は基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力、 c_B は基礎底面と地盤との間の付着力、 ϕ_B は基礎底面と地盤との間の摩擦角、 V は基礎底面に作用する鉛直荷重（ただし、浮力を差し引いた値とする。）である。

杭基礎の照査は、レベル2地震時に構造上の影響を与える液状化が生じると判断される地盤上にある場合に、照査を行うこととなっている。照査においては、杭基礎の照査に用いる設計水平震度及び杭基礎の応答塑性率について算出し、杭基礎の部材に生じる断面力の照査を行う。この場合、耐震設計上の地盤面より上方にある特殊堤の躯体、フーチング上載土及び杭基礎のフーチングのように基礎全体における重量の影響が大きい構造部分の慣性力、並びに地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、レベル2地震動に対して算出し、基礎部の照査を行う際はレベル2地震動下における液状化に応じた土質定数の低減を行い、照査することとなっている。橋台基礎の照査の流れ²⁻¹⁸⁾を図-2.22に示す。

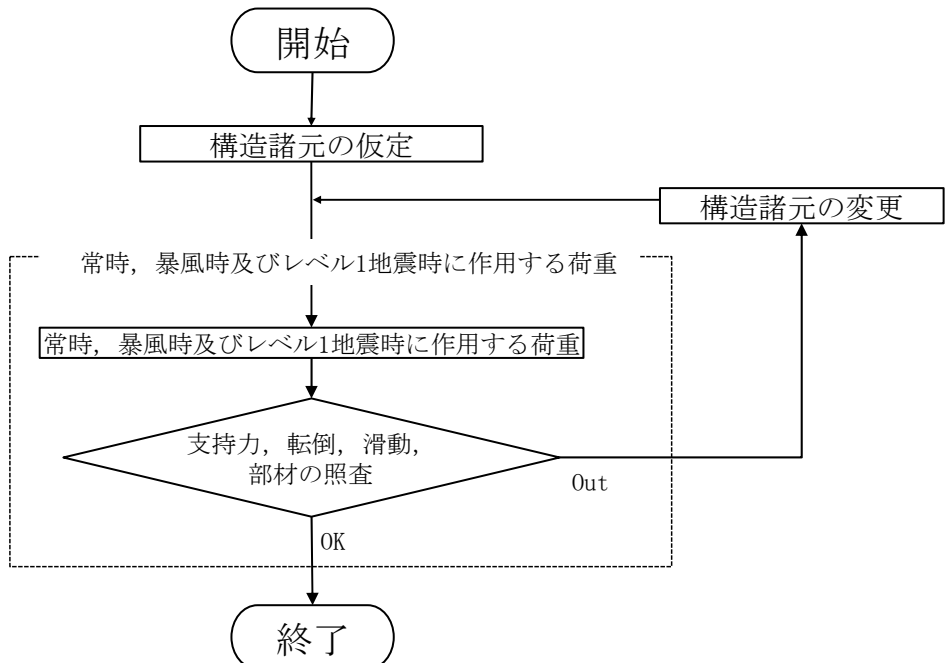


図-2.21 直接基礎の照査の手順フロー²⁻¹⁸⁾

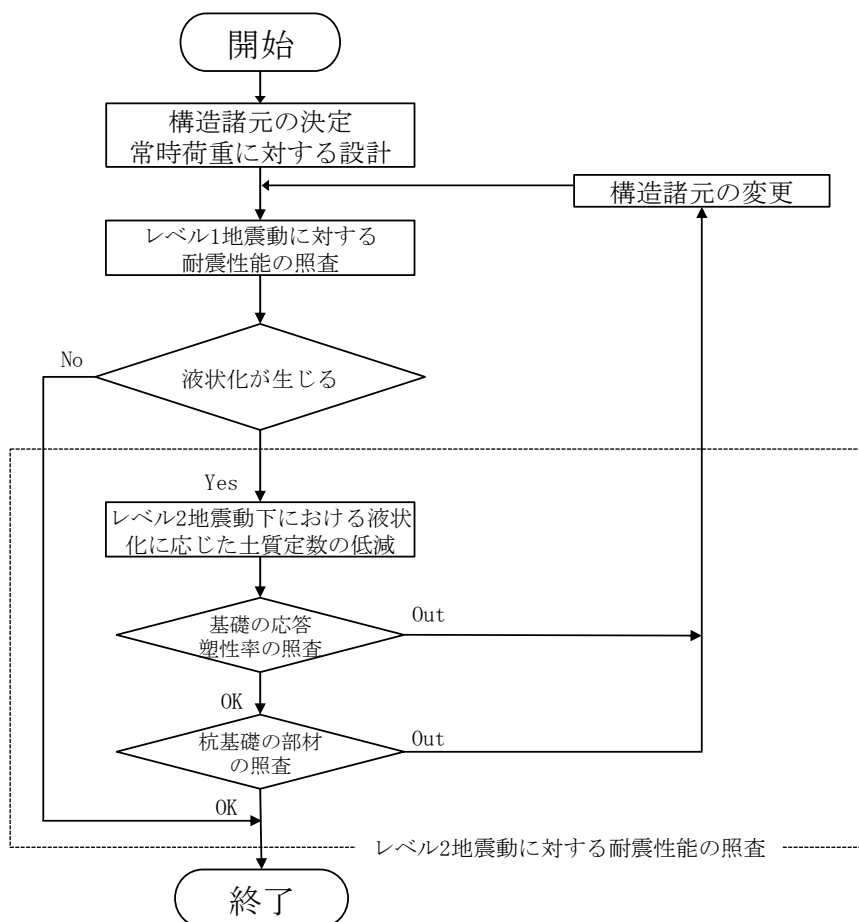


図-2.22 橋台基礎の照査の手順フロー²⁻¹⁸⁾

特殊堤の矢板の鋼材については、矢板の応力度が許容応力度以下であることを照査する。照査は式(2.6))にて行う。

$$\sigma = \frac{|M_{max}|}{Z} \quad (2.6)$$

ここで、 σ は矢板の曲げ応力度、 Z は断面係数、 M_{max} は最大曲げモーメントである。

(3) 特殊堤の耐震対策構造の設計に用いる指標

1) 外的安定性の評価に関する指標

特殊堤の改良体の耐震性能については指針にて照査を行っており、擁壁は躯体と基礎地盤・背面盛土を分けて照査している。まず、躯体の許容応力度が作用荷重に対して満足するかを照査する。基礎地盤及び背面盛土については、液状化の影響を考慮し、擁壁天端が照査外水位よりも下回らないかを照査する。また、擁壁の傾斜による目開きの位置が照査外水位よりも下回っていないかも併せて照査することとなっている。

矢板については、矢板自体の許容応力度が作用荷重に対して、満足するかを照査するとともに、液状化の影響も同時に考慮し、矢板天端の高さが照査外水位よりも下回っていないかの照査も行う。

指針による照査の結果、対策が必要となった場合には、マニュアルを準用して設計されており、その流れを図-2.23 に示す。本研究では、比較的経済的であり、施工性に優れ、一般的である改良体を対象にしているため、その改良体の設計フロー図を示す。

マニュアルによると、改良体の幅や深度である改良範囲を設定し、形状や強度である改良仕様を設定した後、外的安定と内的安定について照査し、堤防全体の安定検討として円弧すべり計算を行い、所定の安全率を確保しているかの確認を行う。改良体の外的安定では許容安全率を満足するかの照査を行い、満足しない場合は改良範囲や改良仕様の設定内容を見直し、再度、外的安定の照査を行うこととなる。改良体の内的安定の照査においても許容応力度を改良体が満足するかを照査し、満足しない場合は外的安定の照査と同様に改良範囲や改良仕様の設定内容を見直し、再度、外的安定及び内的安定の照査を行うこととなる。

液状化層厚の影響の大きい外的安定は、滑動、転倒、支持力の安全率を算出し、各許容安全率（滑動安全率： $F_{SS}^d = 1.0$ 、転倒安全率： $F_{SO}^d = 1.1$ 、支持力安全率： $F_{SB}^d = 1.0$ ）を満足するかについて確認する。改良体への作用荷重モデルを図-2.24 に示す。

改良体の滑動の検討は、改良体底面に作用するせん断力を求めて式(2.7)により行う。

$$F_{SS}^d = \frac{P_{PH}^d + F_R^d}{H_V^d + H_E^d + P_{AH}^d} \quad (2.7)$$

ここで、 P_{PH}^d は改良地盤の受働側（自由地盤側）に作用する土水圧合力の水平成分、 F_R^d は改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力、 H_Y^d は改良体の慣性力（ $=W_Y \cdot k_h^d$ ）、 W は改良体の有効重量、 k_h^d は慣性力用震度（ $=0.2$ ）、 H_E^d は改良体の上面に載る盛土に作用する慣性力、 P_{AH}^d は改良体の主働側に作用する土水圧合力の水平成分である。これらの指標は、改良体の変位量等を評価する際に重要となる指標であるので、詳細は後述することとする。

改良体の転倒の検討は、改良体前趾回りのモーメントから式(2.8)で行う。

$$F_{SO}^d = \frac{M_{R1}^d}{M_D^d} \quad (2.8)$$

ここで、 M_{R1}^d は抵抗モーメント（式(2.9)）、 M_D^d は転倒モーメント（式(2.10)）である。

$$M_{R1}^d = W_Y \cdot x_Y + W_E \cdot x_E + P_{AV}^d \cdot B + P_{PH}^d \cdot y_P \quad (2.9)$$

$$M_D^d = H_Y^d \cdot y_Y + H_E^d \cdot y_E + P_{AH}^d \cdot y_A \quad (2.10)$$

ここで、 x_Y 、 x_E は受働側前面から外力 W_Y 、 W_E の作用点間での距離、 y_Y 、 y_A 、 y_P 、 y_E は外力 H_Y^d 、 P_{AH}^d 、 P_{PH}^d 、 P_{PH}^d の作用点までの距離である（図-2.24(1)）。

許容支持力 q_a は式(2.11)により求め、改良体の地盤反力よりも小さくならないことを確認する。

$$q_a = \frac{(\alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma)}{F_{SB}^d} + \gamma' \cdot D_Y \cdot N_q \quad (2.11)$$

ここで、 c は基礎底面地盤の粘着力、 γ' は基礎底面地盤の単位体積重量（地下水位以下は有効重量）、 α 、 β は基礎底面の形状係数、 B は基礎幅、 D_Y は基礎の有効根入れ深さ、 N_c 、 N_γ 、 N_q は支持力係数、 F_{SB}^d は安全率（1.0）である。 γ' は後述する実験模型にて使用した基礎地盤材料である東北珪砂7号を土質試験することで求めている（液状化層の有効単位体積重量：8.5kN/m³、支持層の有効単位体積重量：9.6kN/m³）。

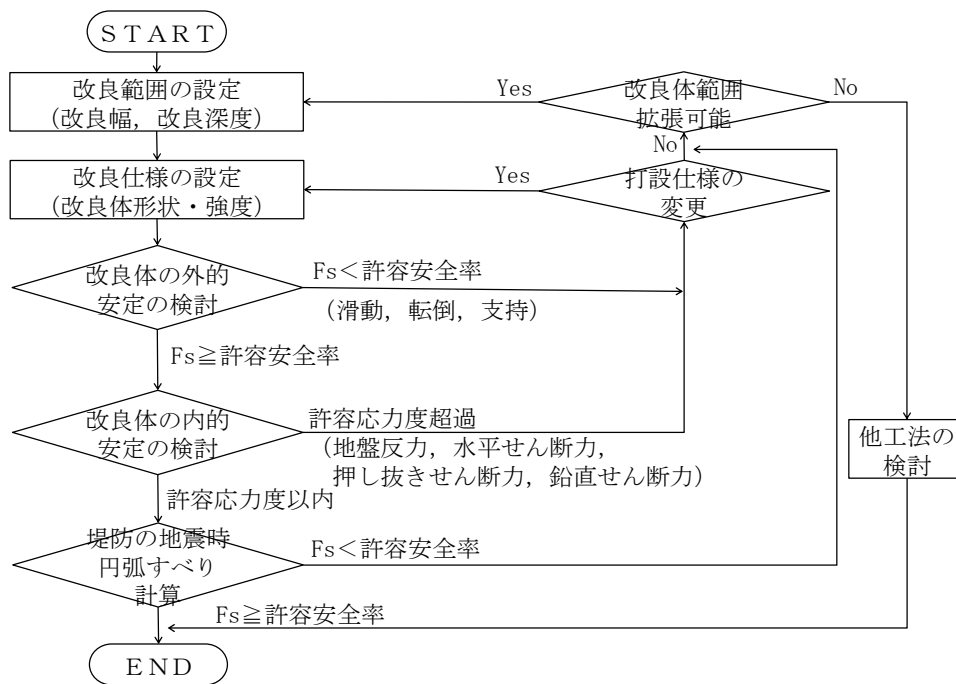


図-2.23 マニュアルによる耐震対策の設計フロー²⁻¹⁵⁾

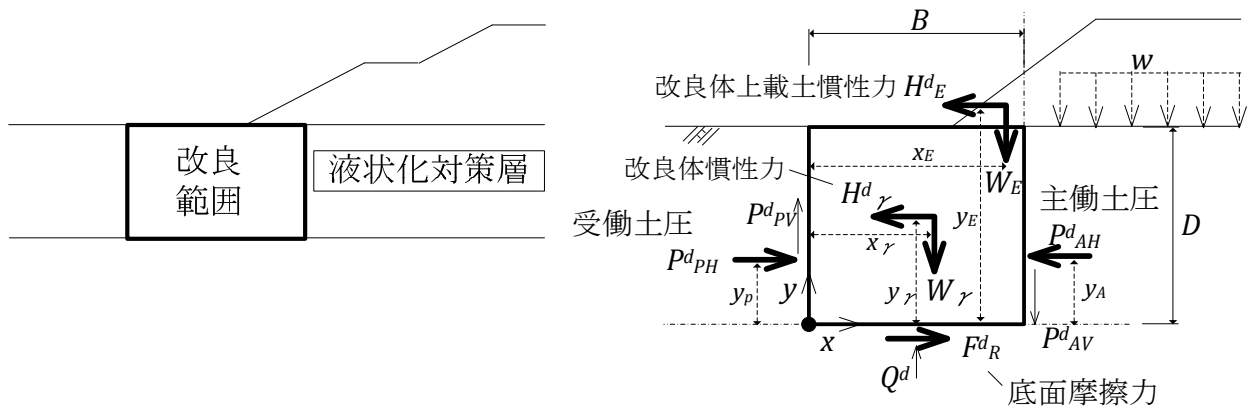
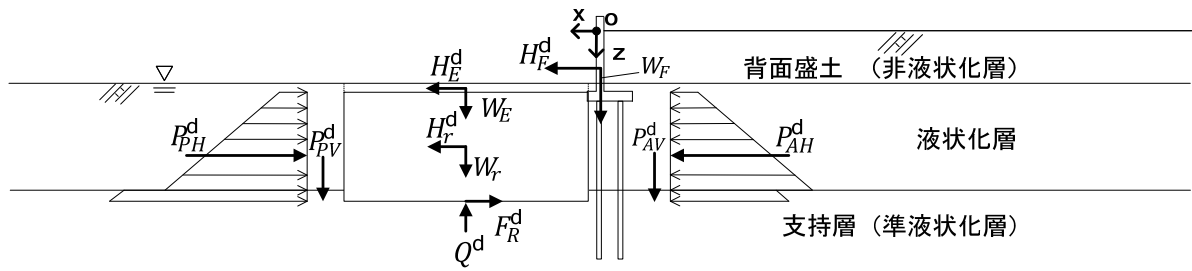
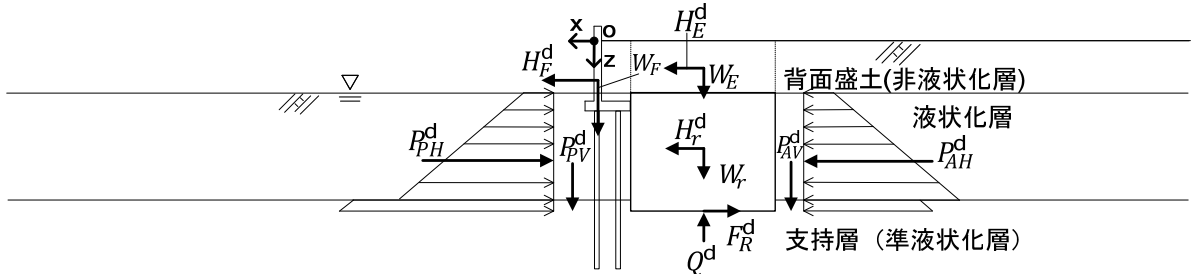


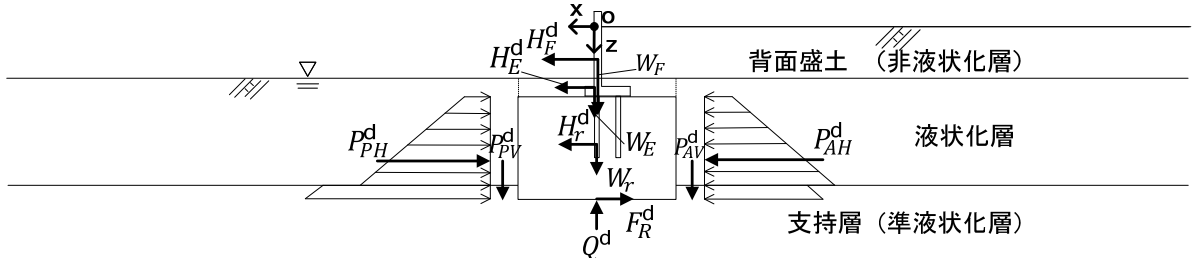
図-2.24(1) 改良体の作用荷重モデル (堤防の場合)



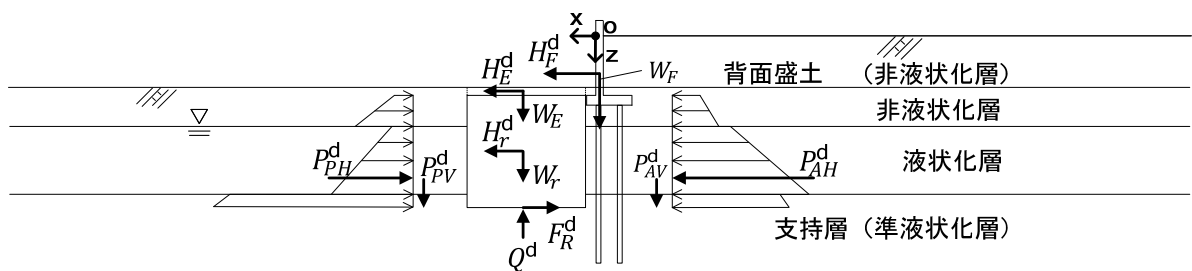
(1)-2擁壁の前面側改良の場合



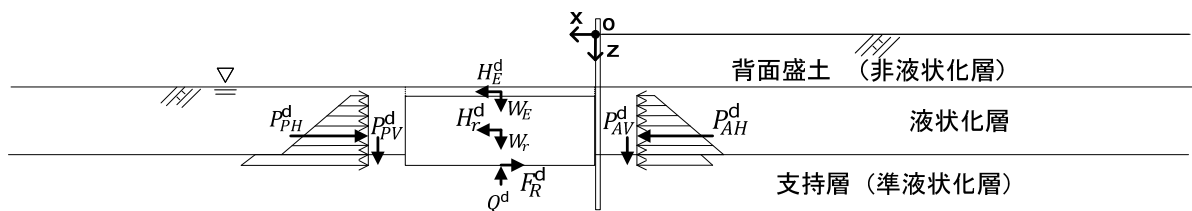
(1)-2擁壁の背面側改良の場合



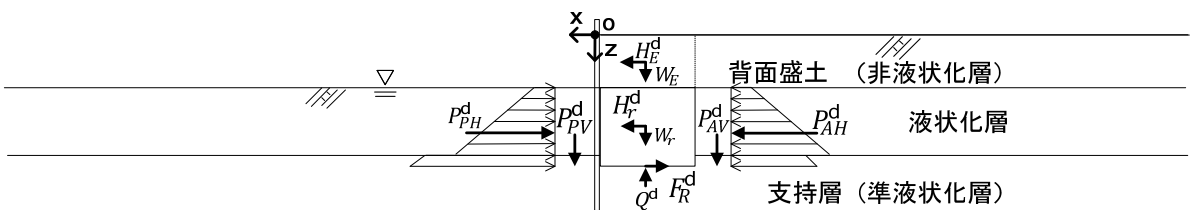
(1)-3擁壁の直下改良の場合



(1)-4互層における擁壁の前面側改良の場合



(2)-1矢板の前面側改良の場合



(2)-2矢板の背面側改良の場合

図-2.24(2) 改良体の作用荷重モデル (特殊堤の場合)

改良体へ作用する土圧の算定は、表-2.12 において層区分を行い、対象層の土圧を算定する。完全液状化層、準液状化層、非液状化層によって算定式が違い、それぞれに応じて算定することとなっている。

改良体への作用側（盛土地盤側）である主働土圧については、式(2.12)～式(2.20)において算定する。準液状化層については液圧方式と間隙水圧を考慮した地震時主働土圧の2式にて算出し、その大きい方の値とする。その算定フローを図-2.25 に示す。 P_{AH}^d が水平成分であり、 P_{AV}^d が鉛直成分である。

$$P_{AH}^d = \int_0^z \sigma_{ahi}^d dz \quad (2.12)$$

$$P_{AV}^d = P_{AH}^d \cdot \tan \delta \quad (\delta \text{ は一般に } \frac{\phi}{2}) \quad (2.13)$$

(完全液状化層（主働土圧）)

$$\sigma_{ahi}^d = \sum(\gamma_i \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w + P_{dW} \quad (2.14)$$

(準液状化層（主働土圧）：液圧方式)

$$\sigma_{ahi}^d = K_A \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} + \gamma_w \cdot Z_{wi} + R_u \cdot (1 - K_A) \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} + P_{dW} \quad (2.15)$$

(準液状化層（主働土圧）：間隙水圧を考慮した地震時主働土圧)

$$\sigma_{ahi}^d = K_{ZA}' \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} + \gamma_w \cdot Z_{wi} \quad (2.16)$$

$$K_{ZA}' = K_{EAi}[\phi'] \quad (2.17)$$

$$\tan \phi' = (1 - R_u) \tan \phi \quad (2.18)$$

(非液状化層（主働土圧）)

$$\sigma_{ahi}^d = \gamma_i \cdot Z_i \cdot K_{EAi} - 2c_i \sqrt{K_{EAi}} + w_i \cdot K_{EAi} + P_{dW} \quad (2.19)$$

$$K_{EAi} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \quad (2.20)$$

ここで、 K_A は常時の主働土圧係数、 $K_{EA}[\phi']$ は ϕ' を土の内部摩擦角とした地震時主働土圧係数、 ϕ は土の内部摩擦係数、 γ_i は土の単位体積重量（地下水位以下は有効重量、式(2.22)により算出）、 Z_i は地表面からの深さ、 γ_w は水の単位体積重量（9.8kN/m³）、 Z_{wi} は地下水位面からの深さ、 w 、 w_i は上載荷重である。 ϕ は後述する実験模型にて使用した基礎地盤材料である東北硅砂 7 号を土質試験することで求めている（背面盛土（非液状化層）の内部摩擦角：32.8°，液状化層の内部摩擦角：34°，支持層（非液状化層）の内部摩擦角：35.3°）。 P_{dW} は Westergaard の動水圧公式²⁻¹⁹⁾による土水圧の振動成分の値であり、式(2.21)、式(2.22)により算出する。

$$P_{dw}(\gamma_i) = \frac{7}{8} \cdot k_h^d \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u} \quad (2.21)$$

$$\gamma_i = \gamma_w + R_u \cdot \gamma' \quad (2.22)$$

ここで、 P_{dw} は水位面からの深さ z_u における拡張した動水圧、 γ_i は過剰間隙水圧に応じた泥水の単位体積重量、 h_i は液状化層の厚さ、 z_u は動水圧を計算する水位面からの深さ、 γ_w は水の単位体積重量(9.8kN/m³)、 R_u は過剰間隙水圧比(= $\frac{\Delta u}{\sigma_v'}$ 、液状化層の場合 $R_u = 1.0$ 、非液状化層の場合は実験結果から $R_u = 0.5$ としている)、 Δu は過剰間隙水圧、 σ_v' は有効土被り圧、 γ' は土の有効単位体積重量である。 γ' は後述する実験模型にて使用した基礎地盤材料である東北硅砂7号を土質試験することで求めている(背面盛土(非液状化層)の有効単位体積重量:18.0kN/m³、液状化層の有効単位体積重量:8.5kN/m³、支持層(非液状化層)の有効単位体積重量:9.6kN/m³)。Westergaardの動水圧公式は、地震時の重力式ダムの貯留水によってダム上流面に作用する動水圧の理論式から、任意の深さの動水圧の近似式(放物線近似)として導かれたものである。ダムの上流面が鉛直に近く、水深が比較的浅い場合にこの式が用いられ、本研究で対象としている改良体の壁状構造に働く動水圧もこれらの条件に合致するために、この動水圧公式が用いられているものと考えられる。

改良体の抵抗側(水平地盤側)の受働土圧は、式(2.23)～式(2.31)において算定する。準液状化層については液圧方式と間隙水圧を考慮した地震時主働土圧の2式にて算出し、その小さい方の値とする。その算定フローを図-2.26に示す。 P_{PH}^d が水平成分であり、 P_{PV}^d が鉛直成分である。

$$P_{PH}^d = \int_0^z \sigma_{phi}^d dz \quad (2.23)$$

$$P_{PV}^d = P_{PH}^d \cdot \tan \delta \quad (\delta \text{は一般に} \frac{\phi}{2}) \quad (2.24)$$

(完全液状化層(受働土圧))

$$\sigma_{phi}^d = \sum(\gamma_i \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w - P_{dw} \quad (2.25)$$

(準液状化層(受働土圧):液圧方式)

$$\sigma_{phi}^d = K_p \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} + \gamma_w \cdot Z_{wi} + R_u \cdot (1 - K_p) \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} - P_{dw} \quad (2.26)$$

(準液状化層(受働土圧):間隙水圧を考慮した地震時主働土圧)

$$\sigma_{phi}^d = K_{EP}' \cdot \{\sum(\gamma_i \cdot Z) + w\} + \gamma_w \cdot Z_{wi} \quad (2.27)$$

$$K_{EP}' = K_{EP}[\phi'] \quad (2.28)$$

$$\tan \phi' = (1 - R_u) \tan \phi \quad (2.29)$$

(非液状化層 (受働土圧))

$$\sigma_{phi}^d = \gamma_i \cdot Z_i \cdot K_{EPi} + 2c_i \sqrt{K_{EPi}} + w_i \cdot K_{EPi} + P_W \quad (2.30)$$

$$K_{EPi} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos \theta \cos(\delta-\theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta) \sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta-\theta)}} \right]} \quad (2.31)$$

ここで、 K_p は常時の受働土圧係数、 $K_{EP}[\phi']$ は ϕ' を土の内部摩擦角とした地震時受働土圧係数である。単位体積重量等の値は前述した主働土圧と同様である。

擁壁背面土圧は、特殊堤の躯体の堅壁背面に作用する土圧は改良体への作用側（盛土地盤側）と同様に算定を行う。

改良体の慣性力 H_γ^d 及び特殊堤の躯体の慣性力 H_F^d 、並びに改良体上載土の慣性力 H_E^d は、対象重量に設計水平震度 k_h^d を乗じて算定する（式(2.32)～式(2.34)）。設計水平震度は一部を除いて 0.20 とし、一部では 0.40、あるいは 0.03 を採用し、実験模型の改良体形状を設定しており、詳細は第 3 章にて示している。

$$H_\gamma^d = W_\gamma \cdot k_h^d \quad (2.32)$$

$$H_F^d = W_F \cdot k_h^d \quad (2.33)$$

$$H_E^d = W_E \cdot k_h^d \quad (2.34)$$

ここで、 W_γ は改良体の有効重量（= $ap \cdot W$ ）、 W は改良体の有効重量、 ap は改良率（=1.0）、 W_F は躯体の重量、 W_E は改良体の上面に載る盛土の重量である。改良体の湿潤単位体積重量は 18.8kN/m³、水中単位体積重量は 9.0kN/m³とし、躯体の単位体積重量は 24.5kN/m³としており、その他の単位体積重量等は先述した値と同様である。

改良体底面の摩擦力 F_R^d については式(2.35)から算定した。

$$F_R^d = Q^d \cdot \tan \phi_B = (W_\gamma + W_E + P_{AV}^d - P_{PV}^d) \tan \phi_B \quad (2.35)$$

ここで、 ϕ_B は支持層の内部摩擦角である。

表-2.12 層区分

土質	地下水位	F_L	層区分
砂質土	地下水位以下	$F_L \leq 1$	完全液状化層
		$F_L > 1$	準液状化層
	地下水位以上		非液状化層
粘性土			

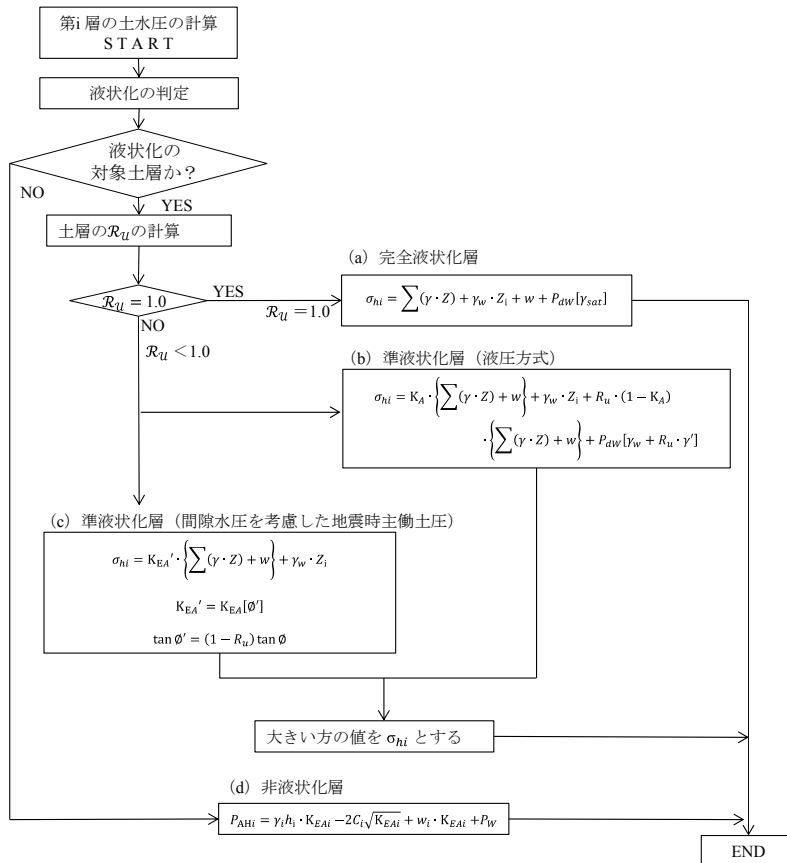


図-2.25 土水圧の計算手順 (作用側：盛土地盤側 (主働土圧))²⁻¹⁵⁾

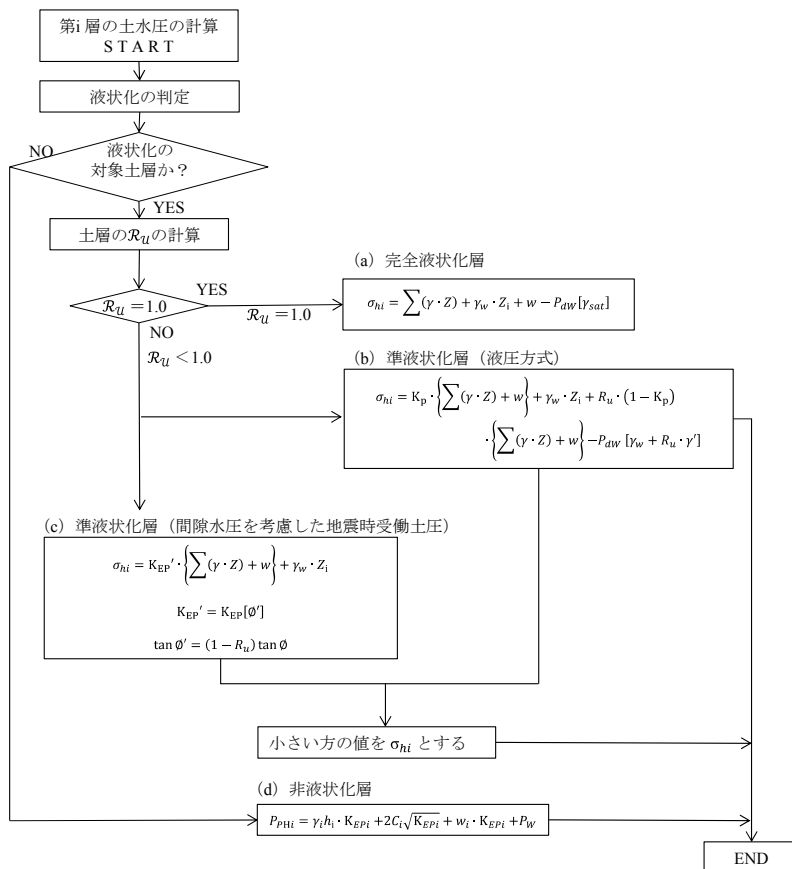


図-2.26 土水圧の計算手順 (抵抗側：水平地盤側 (受働土圧))²⁻¹⁵⁾

2) 限界水平震度に関する指標

改良体に作用する外力と、改良体を支持する地盤の抵抗力が丁度釣り合うような水平震度であり、従来の外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が1となった時点の水平震度を限界水平震度 k_{hcr}^d と言い²⁻²⁰⁾、式(2.7)、式(2.32)、式(2.34)より式(2.37)と示すことができる。

$$F_{SS}^d = \frac{P_{PH}^d + F_R^d}{H_Y^d + H_E^d + P_{AH}^d} = 1.0 \quad (2.36)$$

$$k_{hcr}^d = \frac{P_{PH}^d + F_R^d - P_{AH}^d}{W_Y + W_E} \quad (2.37)$$

第4章では、この指標を用いて改良体の外的安定性の評価手法が現行設計手法にて妥当であるかを検証するために、改良体への作用荷重の実験値と設計値の比較結果と分析するとともに、この限界水平震度の実験値と設計値を比較、分析を行った。この結果を踏まえ、改良体の外的安定性を評価する際に用いる指標である主働土圧、受働土圧、改良体の慣性力、改良体の上載土の慣性力、改良体の底面摩擦力の設計モデルの妥当性や改良についての検討を行った。

(4) 設計手法を踏まえた本研究への反映

特殊堤の被害は、その殆どが液状化によるものであり、特殊堤を支える基礎地盤にて液状化が発生し、基礎の支持力が低下し、躯体自体が不安定となる。さらに、背面盛土の沈下や側方流動が発生し、特殊堤に対して背面土側から川表側（躯体前面側）へ向けて流動力が発生する。これにより、作用荷重の増加があり、躯体が川表側に傾斜し、目地開きや堤防天端の沈下・クラック・陥没・空洞化、躯体や基礎構造の損傷等が発生するといった被災状況となる。この被災状況と現行設計法を踏まえると、特に耐震対策構造の水平変位に起因した変位が特殊堤自体の変状に影響が大きくなると考えられ、耐震対策構造へ作用する土圧と慣性力、底面摩擦力が大きく影響すると考えられる。

前述した通り、特殊堤の耐震設計では十分な耐震性能を有するののかについて照査を行い、その結果、十分な耐震性能を有しない場合は耐震対策構造が必要となる。そして、本研究で対象としている耐震対策構造の設計を行うこととなる。この耐震対策構造の設計は、外的安定である滑動、転倒、支持力の安全率を満足するののかについて照査する。被災事例整理からも分かったが、特殊堤の被災に大きく影響する要因としては、耐震対策構造に対する水平方向の作用荷重であり、式(2.7)で示す外的安定の滑動に対する検討が重要となる。しかし、特殊堤の耐震対策構造の設計は、堤防の耐震設計手法を準用しているため、特殊堤の被災メカニズムに応じた設計手法の開発が必要である。

そこで、本研究では耐震対策構造へ作用する水平荷重に着目して、現行の耐震設計手法で設計した耐震対策構造への水平荷重が設計値どおりに作用しているのか、現行の設計手法で適切なのか、等の視点で実験を行う。さらに、被災メカニズムを分析するとともに、耐震対策構造への作用荷重の実験

値と設計値を比較することで、現行の設計手法の課題を明らかにし、設計手法の開発に資する改良を行うこととした。

なお、耐震性能の照査ではレベル2地震動相当の外力に対して行われており、耐震対策構造の設計はレベル1地震動相当の外力にて設計されている。これは、東北地方太平洋沖地震では堤防の液状化による甚大な被害が生じたが、マニュアルに基づくレベル1地震動相当である中規模地震動を設計外力として設計された耐震対策構造が設置された堤防での被災は殆どなかったからである。その結果から、レベル2地震動相当となる大規模地震動に対しても対策効果を発揮したものと考えられた。よって、本研究で対象としている耐震対策構造はレベル1地震動相当の中規模地震動の外力に対して満足するように設計した模型を用いて模型実験を行っている。この模型実験での入力地震動はレベル2地震動を採用し、その際の耐震対策構造の加速度の実験値を分析することで、レベル1地震動相当の設計地震動の妥当性について確認をしている。また、後述する内容において限界水平震度を算定し、模型実験にて耐震対策構造の持つ抵抗力を分析する。このため、限界水平震度の実験値を算定するためには、耐震対策構造の残留変位が生じる大きい地震動とする必要がある。これより、実験では耐震対策構造の抵抗力及び耐震対策構造に作用する荷重モデルを分析するために、耐震対策構造の設計において使用されているレベル1地震動相当の中規模地震動の外力を超える最大クラスの地震動としてレベル2地震動相当と定義されている地震動を与えることとした。これより、耐震対策構造の作用力に対する抵抗を評価する指標である限界水平震度を算定し、耐震対策構造の作用荷重モデルについて検討することとした。

以上、本研究では特殊堤の耐震対策構造を対象に模型実験を行い、被災メカニズムや耐震対策構造の対策効果を分析した。その上で実験データを分析することで耐震対策構造の現行設計法の水平作用荷重モデルを検証することで課題を明らかにした。そして、特殊堤の被災メカニズムに応じた耐震対策構造の設計手法の確立に資するため、滑動の安定計算上の指標となる設計荷重モデルの改良について検討することとした。

2.5 既往研究の成果

これまで述べたように、特殊堤の耐震対策構造の耐震設計は堤防の耐震設計手法を準用しており、特殊堤への適用を含めた検証、評価が必要である。被災事例からも確認できたように、特殊堤と堤防の被災メカニズムでは違いがあり、特殊堤の被災メカニズムに応じた耐震設計手法の確立が必要である。ただし、特殊堤の耐震対策構造に対する既往研究は十分ではないため、本研究では被災事例の整理や模型実験を行うことにより、耐震対策構造の設計手法に関する検討を進めることとした。ここでは、堤防や類似構造物に関する既往研究について整理した。

文献 2-14)では、高橋らにより河川堤防の液状化による被災形態について論じられており、東北地方太平洋沖地震にて顕在化した堤体内部の液状化が原因で堤体の横方向への変形により縦断クラックが多数発生し、地盤や盛土形状が非対称の場合にはすべりが生じると示されている。このような被災により堤防の止水性は低下しているものと考えられ、堤防の沈下に加えて、水平方向の変形が耐震性能を評価する上で重要な指標であることが分かる。また、耐震点検・耐震性能照査の変遷についても述べられており、兵庫県南部地震により都市部の淀川堤防の甚大な被害を契機に本格的な耐震点検・耐震対策が始まっており、指針²⁻¹⁶⁾にて堤防に関してはレベル 2 地震動相当の外力に対して照査することとなったとある。堤防の耐震対策構造の多くは、液状化層が堤防の外側に向かって流動することを防ぐために堤防法尻部の地盤改良や鋼材の打設を行う。このような対策によってレベル 1 地震動相当の外力に対する耐震対策を実施している箇所については、東北地方太平洋沖地震では殆ど無被害であったと言及されている。このレベル 1 地震動相当の外力に対して設計された耐震対策構造が地震時の堤防変形・損傷抑制に対して有効であった原因究明や耐震対策技術の開発等が課題として残っており、耐震性能評価・耐震対策には未だ課題が山積していると問題提起されている。特殊堤の耐震対策構造の耐震設計手法についても同様の課題があり、本研究においても、これらの視点に着目している。

文献 2-21)では、岡村らにより兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震の被災事例から被災メカニズムについて詳細に説明されており、堤防の耐震点検と耐震対策の基準類についても具体的に示されている。その中で図-2.27 が示されており、液状化層の土が堤防の外側に向かって流動するのを防ぐことを目的とし、堤体法尻部の液状化層の側方流動を防ぐための地盤改良や鋼材打設について遠心模型実験が行われている。その結果から、それらの対策工法の種類や規模と天端沈下量の関係が整理されている。これより、法尻部の側方変形抑制により堤防沈下抑制に、ある一定の効果は認められるものの、対策による沈下量の低減率は大きくなく、既往地震における耐震対策箇所がほぼ無被害であるといった事実と、模型実験の結果を対比させると模型実験の対策効果がやや劣る結果（ケース）が多いことが分かったとある。このことから、実際の現場での被災規模と実験での被災規模では異なることが多いと考えられるため、本研究で実施する模型実験においても、各実験ケースの実験データに対して、絶対評価のみを実施するのではなく、各ケースの条件の違いに着目して、相対的な評価、分析が必要であると考えられる。

文献 2-22)においては、Sasaki らにより東北地方太平洋沖地震による堤防の被害事例の分析が行われている。その中で、液状化層のない地盤上の堤防の被害は、堤体の液状化が影響していると推察されている。サンドコンパクションパイルの地盤改良が実施されている堤防において被害軽減の事例が示されており、堤体の過剰間隙水圧の低減が堤体の液状化や変形を抑制されている事例も示されている。文献 2-23)では、谷本らにより東北地方太平洋沖地震での堤体液状化の要因分析がなされており、堤体

における液状化の事例に関する定量的な分析が行われている。法勾配と沈下量の関係や盛土下部の飽和層厚と沈下量の関係が整理されており、沈下量に程度に対して、盛土形状や飽和層厚が影響していることが確認されている。文献 2-24)及び文献 2-25)の Okamura らにより、堤体の一部が飽和している状況下の地震時の安定性について研究されており、遠心模型実験にて地盤沈下や応力変化等が確認されている。軟弱な粘性土地盤上の堤防にて堤防天端の沈下量や変形量が大きくなったが、これは堤防下部の非排水条件の影響だけでなく、堤体の初期応力や飽和域の層厚の影響によるものと示されている。文献 2-26)の小林らによると、液状化対策の表層固化処理地盤の動的特性を調べるために振動台実験を行い、改良地盤直下の未改良地盤では中央付近ほど間隙水圧が蓄積しやすいことを確認しており、改良地盤の形状の違いが周辺地盤における過剰間隙水圧の程度の違いに影響することが分かっている。文献 2-27)の Maharjan らにより、堤体基盤層が透水層と難透水層の互層にて構成された模型を使って遠心実験が行われている。その結果、難透水層の下面にて局所的に大きな横方向の変形が生じ、全層が透水層の均質地盤で構成された模型のケースよりも堤体が横方向へ変形することで堤防天端に大きなクラックが発生していることを確認している。これらより、特殊堤の模型実験の実施や実験データの分析、液状化被害の発生メカニズムや耐震対策構造の効果等を評価する際には、過剰間隙水圧の上昇状況や液状化層厚の違い、水位面の影響、透水遮断面となる耐震対策構造下面での過剰間隙水圧の上昇、互層の際の変形の違い等に注目する必要があると考えられる。

文献 2-20)では、中島らにより河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法のレベル 2 地震動に対する設計法を構築することを目的として、基礎地盤条件や固化体の諸元が対策効果に及ぼす影響と、固化体の損傷メカニズムに着目した動的遠心模型実験が行われている。この実験結果より、固化体の外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が 1 となった時点の水平震度である限界水平震度と固化体の水平変位の関係について分析されており、限界水平震度が増大するにつれて正規化水平変位が概ね減少する傾向となった。これより、限界水平震度が固化体の外的安定性の程度を評価する指標としての妥当性が示されている。本研究においても特殊堤の耐震対策構造の限界水平震度と水平変位量の関係を分析し、その結果から外的安定に関する水平方向の設計モデルの検討を行うこととする。

文献 2-28)の高橋らの研究では橋台が液状化層上にある場合について遠心模型実験を行っている。これより、杭基礎により支持された橋台は液状化層の変状の影響を受けにくく、直接基礎の橋台は液状化層の流動、せん断変形、体積圧縮の影響を受けやすく、橋台の水平変位や沈下が生じやすいことを明らかにしている。よって、特殊堤においても液状化層の側方流動による作用荷重の影響が考えられ、支持条件の違いによりその影響に差異が生じることも想定できる。

文献 2-29)では、森田らに強震時に岸壁及び地盤が被災した場合において、地盤内の変形状態や応力履歴、被災原因を明らかにするため、振動台模型実験を実施し、液状化や地震動が変形に及ぼす影響について検討されている。その結果、岸壁の背後地盤の液状化は水平変位の増加に大きく影響し、岸壁直下地盤の液状化は鉛直変位に大きく影響するという結果が得られている。文献 2-30)では、濱田らにより地震時の液状化地盤の側方流動を防止するための効果的かつ経済的な工法の開発を目的として、鋼矢板による地中壁、セメント系材料による地盤改良及び抑止杭などの各種対策工法の変位抑制効果を遠心力模型実験にて比較検証されている。ここでは、既設護岸の背面側に設置された地盤改良及び抑止杭工法により、背面側盛土の水平変位が大幅に低減する結果が得られている。これは、抑止工に

よって既設護岸方向への液状化層の土の移動である側方流動が抑制され、既設護岸へ作用する土圧が減少したためと考えられる。また、矢板と抑止杭の場合では、作用する外力の大きさが違い、抑止杭の方がその外力が低減している。これは、液状化層の土が杭間をすり抜けていることが影響していると示されている。これらより、本研究においては背面盛土側の側方流動の影響や支持条件の違い等に注目して、特殊堤の変位量や耐震対策構造の設置による背面盛土側における側方流動の発生の低減効果、その影響を考慮した特殊堤への土圧低減効果等を分析する必要がある。

以上から、特殊堤の被災メカニズムについても、変位量に影響のある指標として、基礎の支持条件の違いや根入れ長、液状化層厚、側方流動による土圧の増減等が影響している。そのため、外的安定の照査に大きく関係しており、それらの指標が水平作用荷重を考える上で重要な指標であることが分かる。また、液状化層厚や支持条件、耐震対策構造の形状の違いに着目して実験ケースを設定することが重要であることも確認できる。その上で、実験により得られたデータを基に、耐震対策構造に影響のある作用荷重の分析を行うことが必要であり、限界水平震度の指標等を用いて作用荷重モデルの検討を進めた。

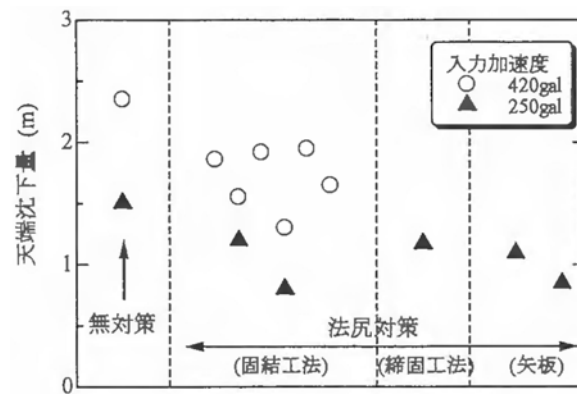


図-2.27 基礎地盤の液状化を対象とした法尻対策工の天端抑制効果²⁻²¹⁾
(高さ 5m の堤防の動的遠心模型実験結果)

2.6 被災事例や現行設計手法の課題を踏まえた研究内容

堤防は土堤が原則とされているが、用地的制約などから土堤ではなく、特殊堤が設置され、その既設特殊堤は都市部に多く存在している。そのため、巨大地震により甚大な被害につながると想定でき、特殊堤の耐震設計の高度化が重要であることが再認識できた。また、堤防の余裕高の部分を持って堤防天端に設置されているパラペット構造とは違い、堤防の全部若しくは主要な部分を担うために設置されている自立式構造の特殊堤である擁壁及び矢板は、直轄河川管理区間だけでも約 39km (約 20%) 存在しており、本研究では自立式構造の特殊堤である擁壁及び矢板に対して研究を進めていくこととした。

既存特殊堤の擁壁 (約 33km (約 17%)) の基礎形式は、直接基礎が約 13km (約 38%)、杭基礎が約 20km (約 62%) であり、このことから既設特殊堤の設置位置は基礎地盤の支持力が十分でない地域に位置していると判断でき、基礎の支持条件に着目した実験等を行う必要があることが分かる。その実験条件を検討する上で、多様な構造形式であるため、標準的な構造形式を選定する必要があった。事例整理結果より、擁壁の構造形式は既設特殊堤の約 30% を占める逆 T 型の擁壁とし、それらの寸法等の構造諸元についても事例整理結果を基に設定し、既存特殊堤の条件に応じた実験を実施することに留意した。

過去の被災事例については、東北地方太平洋沖地震の被災事例を含めた整理を行い、その結果から得られた所見を踏まえた研究を行った。なお、過去の被災事例の事例数は、統計処理による分析を行うには十分な数ではなく、被災メカニズムや耐震対策の効果、耐震性能評価手法等を導き出すことが困難であったため、動的遠心模型実験を実施して、研究を進めることとした。

被災事例からは、特殊堤は液状化による被災が主要因と判断できたため、液状化層厚に着目して実験条件を設定し、液状化層厚の違いに対する特殊堤の被災度の違いや耐震対策構造の効果の違いについて分析を行った。

特殊堤の耐震対策構造の設計手法については、主に堤防の設計基準を準用し、特殊堤の耐震対策構造の設計手法に関する基準類が未整備である。特殊堤の被災状況は堤防や橋梁と違うため、特殊堤の被災メカニズムを把握した上で、特殊堤の被災メカニズムや特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動に応じた設計手法の開発へ向けた研究を進める必要がある。特殊堤の躯体の現行の設計手法は、橋梁の設計基準を準用し、安定計算や各部材の断面計算等を行い、外的安定性の地盤支持力、転倒、滑動の照査が実施され、各部材の各断面の応力が許容値以下であることを照査している。特殊堤の耐震対策構造としては締固め工法や固結工法等があるが、一般的な工法であり、比較的安価である固結工法を基本として、研究を進めた。この固結工法である耐震対策構造の現行設計手法は、堤防の設計基準を準用し、外的安定性の滑動、転倒、支持、及び内的安定性の地盤反力、水平せん断力、押し抜きせん断力、鉛直せん断力を照査している。

この現行の耐震設計法を踏まえ、特殊堤及び耐震対策構造の地震時の挙動を適切に評価するためには、特殊堤の液状化被害と関連するパラメータである主働土圧、受働土圧、耐震対策構造の慣性力及び底面摩擦力等について詳細に分析した。同時に、それらの各実験データの時間変化や過剰間隙水圧及び加速度等の実験結果を分析した。分析に際しては、耐震対策構造の設計値と実験値を比較することで、特殊堤の耐震設計時の作用力モデルについて検討することとした。

また、特殊堤の耐震対策は東北地方太平洋沖地震の被災事例を踏まえ、現在においてもレベル 1 地震動相当の中規模地震動の外力に対して設計することとなっているが、この妥当性や影響等については明らかになっていない。従って、本研究では研究対象である特殊堤の耐震対策構造の適用性を評価

するため、実験でレベル2地震動相当の大規模地震動の外力にて加振して、その実験結果を基にレベル1地震動相当の設計外力で設計した耐震対策構造の抵抗力について検討することとした。

既往研究では、特殊堤についての研究は十分進められておらず、堤防や類似構造物である橋梁の橋台、矢板についての研究が実施されていた。それらの研究では、杭基礎による沈下抑制効果や水平変位量の低減効果につながる根入れ長等について実験結果が示されており、特殊堤の被災メカニズムに影響のある指標として、基礎の支持層への根入れ長や液状化層厚等があることが分かった。これらの既往研究成果は、実験計画を立てる際に参考とした。

このように本研究では、これまで十分研究が進められてきていない河川の特殊堤の耐震設計手法の開発のために、被災事例整理や動的遠心模型実験を実施し、被災メカニズムや耐震対策効果について分析を行い、特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動に作用する荷重モデルの検討を行い、特殊堤の耐震対策構造についての設計手法の開発へ向けた研究を実施した。

参考文献

- 2-1) 北陸地方建設局：新潟地震河川災害調査報告書，1965.
- 2-2) 東北地方建設局：1978年宮城県沖地震災害報告書，1979.
- 2-3) 運輸省港湾技術研究所：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料 No.511，1985.
- 2-4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，地盤工学会，土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第6章 河川・砂防関係施設，1997.
- 2-5) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所，(独)建築研究所：2007年新潟県中越沖地震被害調査報告，2008.
- 2-6) 境有紀：強震観測点周辺の被害データを用いた地震動の性質と建物被害の関係の検討，日本地震工学会論文集 第7巻，第2号（特集号），pp.180-189，2007.
- 2-7) 藤本一雄：1995年兵庫県南部地震の深度分布とその要因の分析，東京工業大学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻，学位論文，1999.
- 2-8) 佐々木康：土木技術資料 30-1，pp.47-55，1988.
- 2-9) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.132-149，2013.
- 2-10) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：「東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について」報告書，2011.9.
- 2-11) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第646号・土研資料第4202号，2011.7.
- 2-12) 九州地方整備局熊本河川国道事務所：第1回緑川・白川堤防調査委員会資料，2016.5.
- 2-13) 福井次郎，宮本宏一，染谷克典，佐伯光昭，白戸真大：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例分析，第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.247-252，2003.3.
- 2-14) 高橋章浩，岡村未対：論説 河川堤防の耐震性能評価，地盤工学会誌，Vol.63-9(692)，pp.6-9，2015.9.
- 2-15) 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
- 2-16) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針，2012.2.
- 2-17) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.2.
- 2-18) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 2-19) Westergaard, H.M.(1931)：Water pressures on dams during earthquakes ASCE Transactions, Paper No.1835.
- 2-20) 中島進，谷本俊輔，中田芳貴，佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改

- 良工法に関する動的遠心模型実験，第 13 回日本地震工学会シンポジウム論文集，pp.3210-3217，2010.
- 2-21) 岡村未対，高橋章浩：講座 河川堤防 6.地震に対する評価・対策，地盤工学会誌，Vol.62-2 (673)，pp.34-41，2014.2.
- 2-22) Sasaki,Y., Towhata,I., Miyamoto,K., Shirato,M., Narita,A., Sasaki,T. and Tanimoto,S. : Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Soils and Foundations, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.
- 2-23) 谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：東北地方太平洋沖地震における堤体液状化の要因分析，河川技術論文集，土木学会，Vol.18，pp.327-332，2012.6.
- 2-24) Okamura,M. and Tamamura,S. : Seismic stability of embankment on soft soil deposit, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 11, No. 2, pp.50-57, 2011.
- 2-25) Okamura,M., Tamamura,S. and Yamamoto,R. : Seismic stability of embankment subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, Soils and Foundations, Vol.53, No.1, pp.11-22, 2013.
- 2-26) 小林正和，善功企，陳光齊，笠間清伸：液状化対策における表層固化処理地盤の動的特性，第 44 回地盤工学会研究発表会論文集，pp.1597-1598，2009.8.
- 2-27) Maharjan,M. and Takahashi,A. : Liquefaction-induced deformation of earthen embankments on non-homogeneous soil deposits under sequential ground motions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 66,, pp.113-124, 2014.
- 2-28) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液状化地盤上の河川橋橋台の永久変形モードに関する実験的検討，第 43 回地盤工学研究発表会論文集，pp.1613-1614，2008.6.
- 2-29) 森田年一，菅野高弘，宮田正史：ケーソン式岸壁の強震時被災挙動に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.601-610，1998.3.
- 2-30) 濱田政則，樋口俊一：液状化地盤の流動抑制工法に関する実験的研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.66 (地震工学論文集第 31 卷)，No.1，pp.84-94，2010.

第3章 河川特殊堤の耐震対策構造の地震時挙動及び対策効果の分析

3.1 動的遠心力載荷試験装置による模型実験の方法

3.1.1 実験装置及び実験方法

本研究では、被災事例の分析を行い、被災メカニズムを把握することが必要である。しかし、先にも述べたように、その被災事例は堤防のように多くはないため、統計的分析が難しい。そこで、模型実験は挙動要因の物理的や力学的な法則性を見出し、現象の理解や理論の検証、現象メカニズムの解明に役立つとされている模型実験により³⁻¹⁾、特殊堤の耐震対策の無対策時・耐震対策時の地震時挙動の解明を行い、耐震対策構造の効果分析を進めることとした。この結果から、耐震対策構造の設計手法の開発について検討を行った。

また、特殊堤の被害はその殆どが液状化によるものであり、特殊堤を支える基礎地盤にて液状化が発生し、基礎の支持力が低下し、躯体自体が不安定となる。さらに、背面盛土の沈下や側方流動が発生し、躯体に対して背面土側から川表側（躯体前面側）へ向けて流動力が発生する。これにより、作用荷重の増加があり、躯体が川表側に傾斜し、目地開きや堤防天端の沈下・クラック・陥没・空洞化、躯体や基礎構造の損傷等が発生する。よって、特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動の非線形性や地盤との相互作用等の複雑な動的挙動を伴っており、その実態解明は非常に難しいものである。このような被災メカニズムを解明することは非常に難しいため、①重力場実験に比べ相似則が明確で土の自重効果が再現可能、②測定可能な応力レベルでの実験が可能、③時間の短縮といった利点がある³⁻²⁾遠心模型実験を活用して研究を行った。

以上を踏まえ、本研究では大型動的遠心力載荷試験装置³⁻³⁾を使用した模型実験を行った。その実験装置の仕様を表-3.1に示し、実験施設の概要は図-3.1の通りである。

表-3.1 大型動的遠心力載荷試験装置の仕様

項目	仕様
有効回転半径	6.6m
最大遠心加速度	静的試験 150G 動的試験 100G
最大積載容量	400t・G
最大加振加速度	40G
最大加振容量	40t・G
最大速度	90cm/s
最大変位	±5mm
加振周波数	10～400Hz



図-3.1 遠心力载荷実験装置

遠心模型実験は縮尺模型を使用するが、模型では拘束圧（土圧等）が小さく、破壊モードが異なるため、 $1/N$ 倍の縮尺模型に対して N 倍の重力加速度（遠心加速度）を負荷することで、縮尺模型内の拘束圧を高めて実物大の力学的挙動を再現している。この相似則を表-3.2 に示す。

また、香川（1978）^{3,4)}は力の比を用いる方法によって土構造物の模型振動実験に適用可能な相似則を示しており、その内容を以下に示す。

慣性力の比 γ_i 、弾性力の比 γ_e 、内部摩擦減衰力の比 γ_{dp} 、自重による力の比 γ_d 、粘着力による比 γ_c 、内部摩擦角による比 γ_f は、それぞれ式(3.1)、式(3.2)、式(3.3)、式(3.4)、式(3.5)、式(3.6)にて求める。

$$\gamma_i = \frac{M_m}{M_p} \cdot \frac{\omega_m^2}{\omega_p^2} \cdot \frac{y_m}{y_p} = \frac{\omega_m^2}{\omega_p^2} \cdot \frac{\rho_m}{\rho_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{1}{N^4} \quad (3.1)$$

$$\gamma_e = \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{A_m}{A_p} = \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{1}{N^2} \quad (3.2)$$

$$\gamma_{dp} = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{A_m}{A_p} = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{1}{N^2} \quad (3.3)$$

$$\gamma_d = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{g_m}{g_p} \cdot \frac{V_m}{V_p} = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{g_m}{g_p} \cdot \frac{1}{N^3} \quad (3.4)$$

$$\gamma_c = \frac{c_m'}{c_p'} \cdot \frac{A_m'}{A_p'} = \frac{c_m'}{c_p'} \cdot \frac{1}{N^2} \quad (3.5)$$

$$\gamma_f = \frac{\sigma_m'}{\sigma_p'} \cdot \frac{A_m'}{A_p'} \cdot \frac{\tan \Phi_m'}{\tan \Phi_p'} = \frac{\sigma_m'}{\sigma_p'} \cdot \frac{\tan \Phi_m'}{\tan \Phi_p'} \cdot \frac{1}{N^2} \quad (3.6)$$

ここで、 M は質量、 ω は振動数、 y は動変位、添字 m は模型を示し、添字 p は実物を示す。 ρ は質量密度、 $\varepsilon(=y/l)$ は動ひずみ、 $N(=l_p/l_m)$ は長さ比、 E は弾性定数、 A は弾性応力の作用面積、 β は減衰定数、 g は重力加速度、 V は体積、 σ' は破壊面有効垂直応力、 c' は粘着力、 Φ' は内部摩擦角、 A' は破壊

面の面積，である。また，破壊時に示す力である土のせん断抵抗 τ_f は式(3.7)に示す。

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \Phi' \quad (3.7)$$

模型と実物を結びつける相似則は式(3.1)～(3.6)の力の比を等しくすることより求められる。

$$\gamma_i = \gamma_e = \gamma_{dp} = \gamma_d = \gamma_c = \gamma_f \quad (3.8)$$

応力の縮尺 $\alpha = \sigma_p / \sigma_m$ ，ひずみの縮尺 $\alpha' = \varepsilon_p / \varepsilon_m$ を導入することにより，相似則の条件より $\alpha = \alpha' = 1$ となるので式(3.1)～(3.6)より，

$$\gamma_i = \frac{\omega_m^2}{\omega_p^2} \cdot \frac{\rho_m}{\rho_p} \cdot \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} \cdot \frac{1}{N^4} \quad (3.9)$$

$$\gamma_d = \frac{\beta_m}{\beta_p} \cdot \frac{g_m}{g_p} \cdot \frac{1}{N^3} \quad (3.10)$$

$$\gamma_e = \gamma_{dp} = \gamma_c = \gamma_f = \frac{1}{N^2} \quad (3.11)$$

模型と実物が同じ応力状態なので， $E_m = E_p$ ， $\rho_m = \rho_p$ ， $c_m' = c_p'$ ， $\Phi_m' = \Phi_p'$ が成立するので，式(3.12)，式(3.13)から， $g_m / g_p = \omega_m / \omega_p = N$ (式(3.14)，式(3.15)) が得られる。

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} \cdot \frac{g_m}{g_p} = N \quad (3.12)$$

$$\frac{\omega_m^2}{\omega_p^2} \cdot \frac{\rho_m}{\rho_p} = N^2 \quad (3.13)$$

$$\frac{g_m}{g_p} = N \quad (3.14)$$

$$\frac{\omega_m}{\omega_p} = N \quad (3.15)$$

以上より，今回使用している遠心力载荷試験装置で示されている相似則（表-3.2）との整合性を確認できる。

また，土材料の相似則については，岡村ら（2004）³⁻⁵⁾の遠心実験の相似則（表-3.3）を使用し，本実験で使用する土材料は実物大の密度のままで使用している。

鋼材の相似則については，菊池ら（2001）³⁻⁶⁾の鋼矢板を使用した遠心実験の相似則（表-3.4）を使用している。

実験における各計測値については，これらの相似則を踏まえ，データ整理を行った。実物での値は，変位量は 50 倍，加速度は 1/50 倍，過剰間隙水圧・土水圧・ひずみは，計測値をそのまま使用している。

表-3.2 遠心力载荷実験における相似則

項目	密度	長さ	加速度		質量	力	応力	ひずみ	時間	
			遠心加速度	加振加速度					動的現象	浸透現象
実物	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
模型	1	1/N	N	N	1/N ³	1/N ²	1	1	1/N	1/N ²

表-3.3 遠心力载荷実験における土材料の相似則³⁻⁵⁾

物理量	記号	無次元数	相似条件	相似率 (Ng)	相似率 (1g)
1. 加速度	a		$\Pi_a =$	N	1
2. 模型寸法	l		$\Pi_l =$	$1/N$	$1/N$
3. 土密度	ρ		$\Pi_\rho =$	1	1
4. 土粒子寸法	d	d/l	$\Pi_d =$	$1(1/N)$	$1(1/N)$
5. 間隙比	e	e	$\Pi_e =$	1	1
6. 飽和度	S_r	S_r	$\Pi_{S_r} =$	1	1
7. 液体密度	ρ_l	ρ_l/ρ	$\Pi_{\rho_l} = \Pi_\rho =$	1	1
8a 表面張力	σ_t	$\sigma_t/(\rho_l a d l)$	$\Pi_{\sigma_t} = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_d \Pi_l =$	$1(1/N)$	$1(1/N)$
8b 毛管上昇	h_c	$h_c \rho_l a d / \sigma_t$	$\Pi_h = \Pi_{\sigma_t} \Pi_\rho^{-1} \Pi_a^{-1} \Pi_d^{-1} =$	$1/N(1)$	$1(N)$
9a 粘性	η	$\eta / (\rho_l d (a l)^{1/2})$	$\Pi_\eta = \Pi_\rho \Pi_d \Pi_a^{1/2} \Pi_l^{1/2} =$	1	$N^{-1/2}(*2)$
9b 透水係数	k	$k \eta / (d^2 \rho_l a)$	$\Pi_k = \Pi_d^2 \Pi_\rho \Pi_a \Pi_\eta^{-1} =$	$1(1/N^{*1})$	$N^{1/2}(*2)$
10. 土粒子摩擦角	ϕ	ϕ	$\Pi_\phi =$	1	1
11. 土粒子強度	σ_c	$\sigma_c / \rho a l$	$\Pi_{\sigma_c} = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	$1/N$
12. 粘着力	c	$c / \rho a l$	$\Pi_c = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	$1/N$
13. 剛性	E	$E / \rho a l$	$\Pi_E = \Pi_\rho \Pi_a \Pi_l =$	1	$1/N$
14. 時間 (慣性力)	t_i	$t_i (a l)^{1/2}$	$\Pi_{t_i} = \Pi_a^{1/2} \Pi_l^{1/2} =$	$1/N$	$N^{-1/2}$
15. 時間 (層流)	t_f	$t_f (k/l)$	$\Pi_{t_f} = \Pi_l \Pi_k^{-1} =$	$1/N^2$	$N^{-3/2}(*2)$
16. 時間 (クリープ)	t_c	t_c	$\Pi_{t_c} =$	1	1

注:括弧内の値は土粒子寸法を1/Nとした場合のもの。

(*1):この場合については土粒子のみを1/Nとして粘性の相似率を1と仮定した。

(*2):粘性の相似率を合わせたものである

表-3.4 遠心加速度 ng 場と重力場での諸物理量の相似則³⁻⁶⁾

項目		記号	単位	倍率
地盤 ・ 中詰	層厚	H_s	m	1/n
	密度	ρ	t/m ³	1
	単位体積重量	γ	kN/m ³	n
	粘着力	c	kN/m ²	1
矢板 ・ タイ	長さ	L	m	1/n
	径	ϕ	m	1/n
	板厚	t	m	1/n
	弾性係数	E	kN/m ²	1
	断面二次モーメント	I	m ⁴	1/n ⁴
	面積	A	m ²	1/n ²
	曲げ剛性	EI	kN・m ²	1/n ⁴
全体	軸剛性	EA	kN	1/n ²
	ひずみ	ϵ		1
	荷重	F	kN	1/n ²
	応力	σ	kN/m ²	1
	曲げモーメント	M	kN・m	1/n ³

3.1.2 模型の構造諸元

模型縮尺及び遠心加速度については、使用する土槽寸法(幅 1.5m×高さ 0.5m×奥行き 0.3m)を基に、特殊堤の標準的な躯体寸法や実験に必要な基礎地盤の深さ、計測機器等の設置スペース等を考慮し、模型縮尺を 1/50 (=1/N)、遠心加速度を 50G とした。以降に示す物理量は特記しない限り、実物大スケールに換算した値である。

実験で使用する模型(擁壁、矢板、改良体)の各種構造諸元は、既存特殊堤の構造諸元の整理結果より得られた寸法から表-3.5、図-3.2の通りとした。その擁壁と基礎杭はアルミ製であり、矢板はステンレス製とした。擁壁の杭径 D は 350mm とし、杭の配列は 2 列とした。杭中心とフーチング縁端の距離は 1.0D を確保し、躯体前面・背面側の縁端距離は 420mm、堤防縦断方向側の縁端距離は 435mm とした。杭間は 2.5D 以上とし、躯体前面・背面側の杭間は 2,150mm とし、堤防縦断方向の杭間は 930mm とし、土槽との隣接する両端部の各 2 列部のみの杭間は 880mm としている。

擁壁の単位体積重量(実物：模型=1：1.08)は相似則に整合させた。杭についても、杭径の縮尺を 1/50 とし、曲げ剛性(実物：模型=1：1/50⁴)も相似則を満足したものとした。矢板の単位体積重量(実物：模型=1：0.97)も相似則を満足したものとし、曲げ剛性(実物：模型=1：1/49⁴)及び降伏モーメント(実物：模型=1：1/53³)もほぼ満足した諸元としている。

水については、今回、液状化現象を対象にすることを考慮し、間隙水の粘性を水の N 倍に調整し、見かけの透水係数を 1/N とすることで透水に関する相似率を 1/N とし、動的現象の相似率と整合させることが必要であるので、水の 50 倍の粘性を有するメトローズ水溶液(60H-50 信越化学工業社製)を使用して、相似則を満足させた。

次に、模型の作製方法について説明する。模型の基礎地盤(非液状化層)は相対密度 $D_r=90\%$ とし、基礎地盤(液状化層)は $D_r=55\%$ 、背面盛土は $D_r=85\%$ とした。東北硅砂 7 号を使用し、自動サンドホッパーで落下させる機械を用い、空中落下法により密度管理しながら作製した。内部摩擦角は、三軸試験から算定し、後に使用する改良体の設計における内部摩擦角の値の根拠としている。本実験では、改良体の外的安定性に関する検討を行うために地盤の強度と改良体の強度を決定した。各層の三軸圧縮強度試験を実施した結果、支持層の粘着力は $c=197\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角は $\phi=35^\circ$ 、液状化層は $c=352\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=34^\circ$ 、非液状化層は $c=124\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=33^\circ$ である。改良体の強度と単純に比較はできないが、改良体の強度よりも小さい。加振後に液状化が発生し、地盤のひずみや側方流動等が進行し、同時に改良体の水平変位等も進行するが、実験後の改良体にはクラック等の損壊はなかったことを確認している。なお、内部摩擦角は、設計値及び実験値を算出する際に式(2.10)、式(2.11)、式(2.21)、式(2.22)、式(2.33)式(4.2)、式(4.2)、式(4.11)を用いている。

改良体幅は、マニュアル³⁻⁷⁾に基づき、レベル 1 地震動相当の中規模地震動に対して外的安定を満足するように設定し、東北硅砂 7 号と早強セメント(太平洋セメント社製)を混ぜ合わせたセメント改良土により、設計基準強度 $q_u=1,000\text{kPa}(\text{kN/m}^2)$ を目標に作製した。改良体の形状は、式(2.5)、式(2.6)、式(2.9)を基に外的安定の照査を行って決定しており、標準的な改良幅は安全率が各許容安全率(滑動安全率： $F_{SS}=1.0$ 、転倒安全率： $F_{SO}^d=1.1$ 、支持力安全率： $F_{SB}^d=1.0$)を満足するように設定している。また、改良体の形状の違いによる水平変位や挙動の違い、改良幅と外的安定性の関連性を把握するために標準的な幅の 2 倍程度となるように $F_{SS}=4.0$ となるような幅広の改良幅と、標準的な改良幅の半分程度となるように $F_{SS}=0.03$ となるような狭小の改良幅に設定している改良体もある。

模型の作製手順は、土槽の底面や側面に目印となるメッシュ及び標点と計測器を設置しながら、基礎地盤を作製し、所定の高さまで構築後、杭及び躯体(擁壁、矢板)を設置した。作製した土槽に所

定の水位までメトローズ水溶液入れ、脱気層内で地盤を真空にした状態で 24 時間以上経過させ、基礎地盤を飽和させ、大型動的遠心力载荷試験装置へ設置して、遠心加速度を 50G に上昇させた後に加振を行った。

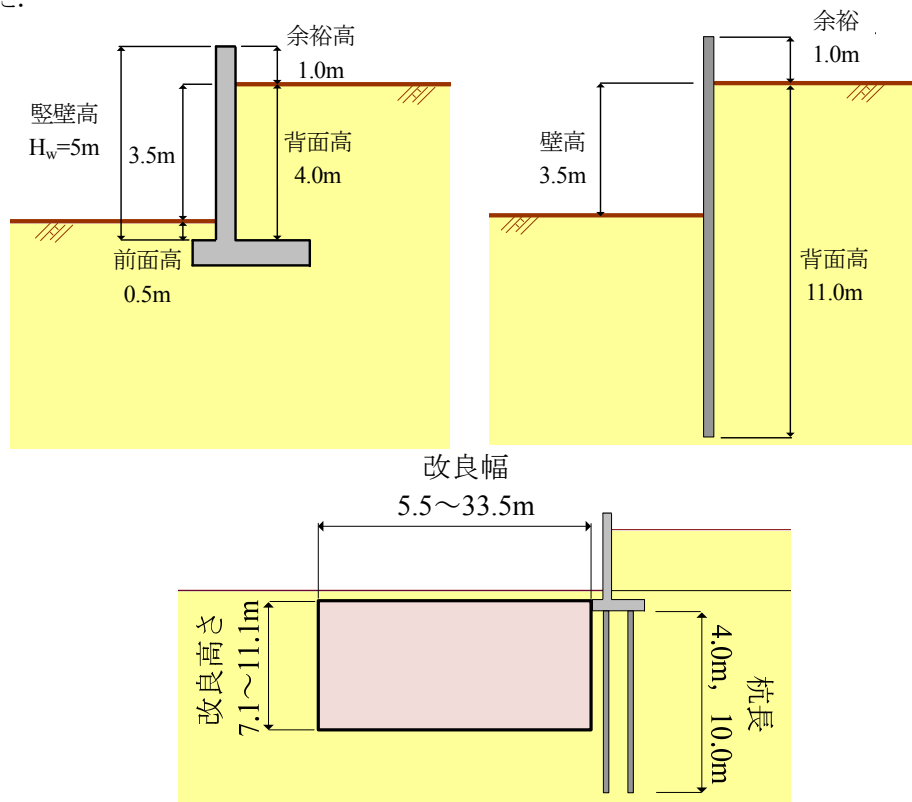


図-3.2 擁壁（上図左）・矢板（上図右）・改良体（下図）の寸法

表-3.5 模型の構造諸元

項目		①実物	②模型	②/①	
擁壁	躯体	材質	鉄筋コンクリート	アルミ	-
		堅壁部材厚(m)	0.5	0.01	1/50
		単位体積重量(kN/m ³)	24.53	26.49	1.08
	杭	材質	プレストレストコンクリート	アルミ	-
		杭径(mm)※中実円形	350	7	1/50
		単位体積重量(kN/m ³)	24.53	26.49	1.08
曲げ剛性(kN・cm ² /m)	5.18.E+08	82.88	1/50 ⁴		
矢板	材質	鋼材(SYW295)	ステンレス材(SUS304)	-	
	長さ(m)	12	0.24	1/50	
	厚さ(mm)	15.5	0.25	1/62	
	単位幅重量(kg/m ²)	190	184.4	0.97	
	曲げ剛性(kN・cm ² /m)	6.18E+08	1.03E+02	≒1/49 ⁴	
	降伏モーメント(kN・m/m)	669.7	0.004368	≒1/53 ³	
改良体	材質	セメント改良土	セメント改良土	-	
	単位体積重量(kg/m ³)	1.92	1.92	1.00	
	一軸圧縮強度(設計基準強度)(kN/m ²)	1,000	1,000	1.00	

3.1.3 入力地震動

被災事例整理の結果から、これまでの特殊堤の被災要因は液状化によるものであったと判断できること、地震規模の大きい場合に被害が発生していることを考慮して入力地震動を決定した。被災要因が液状化であることを踏まえると、既往研究³⁻⁸⁾からも継続時間が長いと変位が増大するといった実験結果が得られており、実験において確実に液状化の現象を再現し、その被災メカニズムを把握するには、継続時間が長い方が適している。また、被災事例から地震規模が大きい場合に液状化被害が発生しているため、液状化発生 の判定式を踏まえると、水平震度が大きい場合に液状化に対する抵抗率 F_L が小さくなり、液状化しやすくなる。これらの理由より、継続時間が長く、地震動強さが大きい入力地震動が適していると判断できる。

また、後述する内容において限界水平震度を算定し、模型実験にて改良体の持つ抵抗力を分析する。このため、限界水平震度の実験値を算定するためには改良体の残留変位が生じる大きい地震動とする必要がある。限界水平震度とは、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が1となった時点の水平震度に相当する³⁻⁹⁾。水平震度が大きくなると一般的に改良体の外的安定が高まると考えられ、外的安定の照査の結果を踏まえて改良体の形状が決定される。その改良体自体が持つ抵抗力を分析することで、現行の設計手法の適用性を検証することとした。文献3-9)では限界水平震度が増大するにつれて水平変位は概ね減少する傾向にあり、限界水平震度が固化体(改良体)の外的な安定性の程度を評価する指標として概ね妥当であることが示唆されている。このことから、図-3.3に示すように水平震度と残留水平変位との関係も示されており、本研究での実験では、改良体の抵抗力や改良体に作用する荷重モデルを分析するために、改良体の設計において使用されているレベル1地震動相当の地震動を超える最大クラスの地震動として、レベル2地震動を与えることとした。それにより改良体の限界水平震度を算定し、改良体の作用荷重モデルについて検討する。

以上を踏まえ、改良体の設計手法について検討するため、現行で想定し得る最大クラスの波形を用いることが適切である。これより、東北地方太平洋沖地震の記録が反映されている道路橋示方書(平成24年3月)³⁻¹⁰⁾の加速度波形のうち、地震規模(マグニチュード)が大きく、液状化が生じやすい継続時間が長い波形であるレベル2地震動(タイプI)が適切であると判断し、東北地方太平洋沖地震におけるレベル2地震動(タイプI)の新晩翠橋周辺地盤上のNS成分である「呼び名I-I-3」を採用した。なお、入力加速度波形はI種地盤の波形としているが、地表面の波形を土槽の底面に入力するため、土槽底面上(工学的基盤上)の表層の影響による増幅を考慮して振幅を0.8倍に調整した加速度波形を用いている。例として、ケース8の入力加速度波形を図-3.4(1)に示す。黒線がI-I-3の加速度に約0.8を乗じた波形であり、赤線が遠心力載荷試験装置で実際に入力された加速度波形であり、ほぼ再現できていることが分かる。この入力加速度波形の計測震度は5.6である³⁻¹¹⁾。

これらの入力地震動の加速度波形から加速度応答スペクトルと固有周期の関係を図-3.4(2)に示す。これより、各実験ケースともほぼ同等の地震動であることから実験の再現性が確保できているとともに、レベル2地震動(タイプI)の標準加速度応答スペクトルと同程度となっていることを確認できる。

また、本実験での前述した入力地震動に対して、後述する実験模型の地盤の応答加速度と実地震動の応答加速度を比較した。実地震動は、利根川沿いに位置している国土交通省関東地方整備局霞ヶ浦河川事務所波崎出張所の2011年東北地方太平洋沖地震における強震記録³⁻¹¹⁾を用いた。この波崎出張所は堤防の背面側の近くに位置しており、液状化の被害が発生している箇所であり、後述する模型実験での液状化発生状況と被害形態が同様であったことから、比較対象として適していると判断して選

定した。これらの応答加速度を図-3.4(3)に示す。後述する実験値は標準的な改良幅のケースであるW-B-FS-LL(C8)とし、その背面盛土の応答加速度とした。この図より、実験値の背面盛土部の応答加速度の最大値は400gal程度となっているが、実地震動の地表面における応答加速度の最大値は200gal程度であり、実地震動の方が実験値の半分程度と小さい。この結果から、実験値の変位量等は実地震の被害よりも大きく発生してしまう傾向にある推察することができる。しかし、本研究では後述する改良体への水平作用荷重モデルの評価や改良体の残留水平変位量の分析を行うために、敢えて実際に被害が発生した箇所の地震動ではなく、厳しい条件となるようにレベル2地震動（タイプI）の強い地震動を用いることとした。

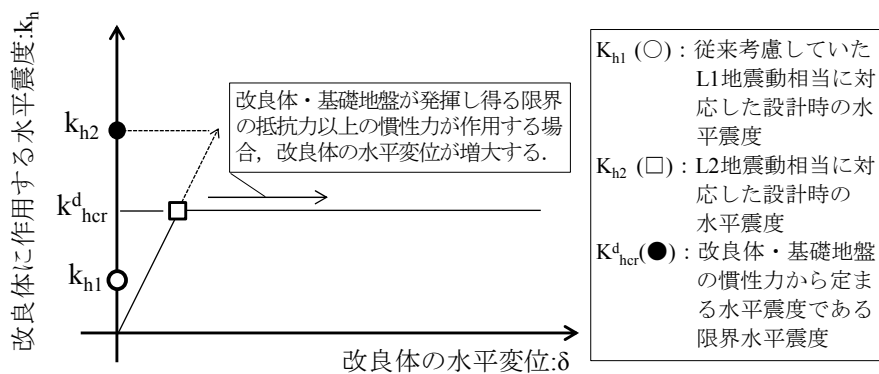


図-3.3 設計震度と改良体の水平変位の関係（参考文献 3-9）を基に作成

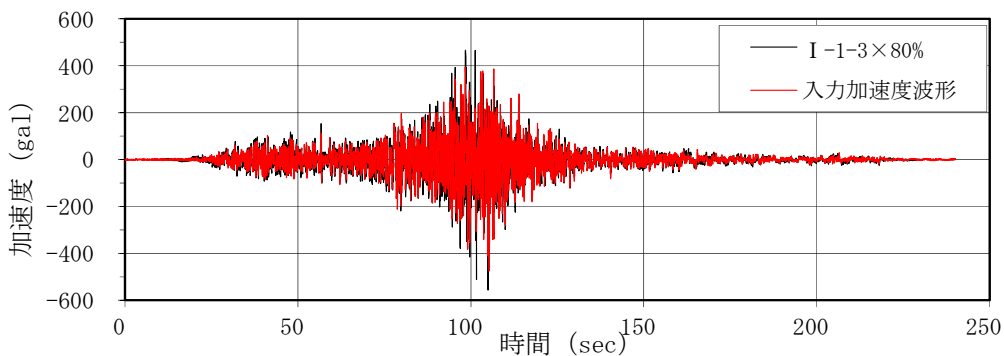


図-3.4(1) 入力地震動の時刻歴波形（W-B-FS-LL(C8)）

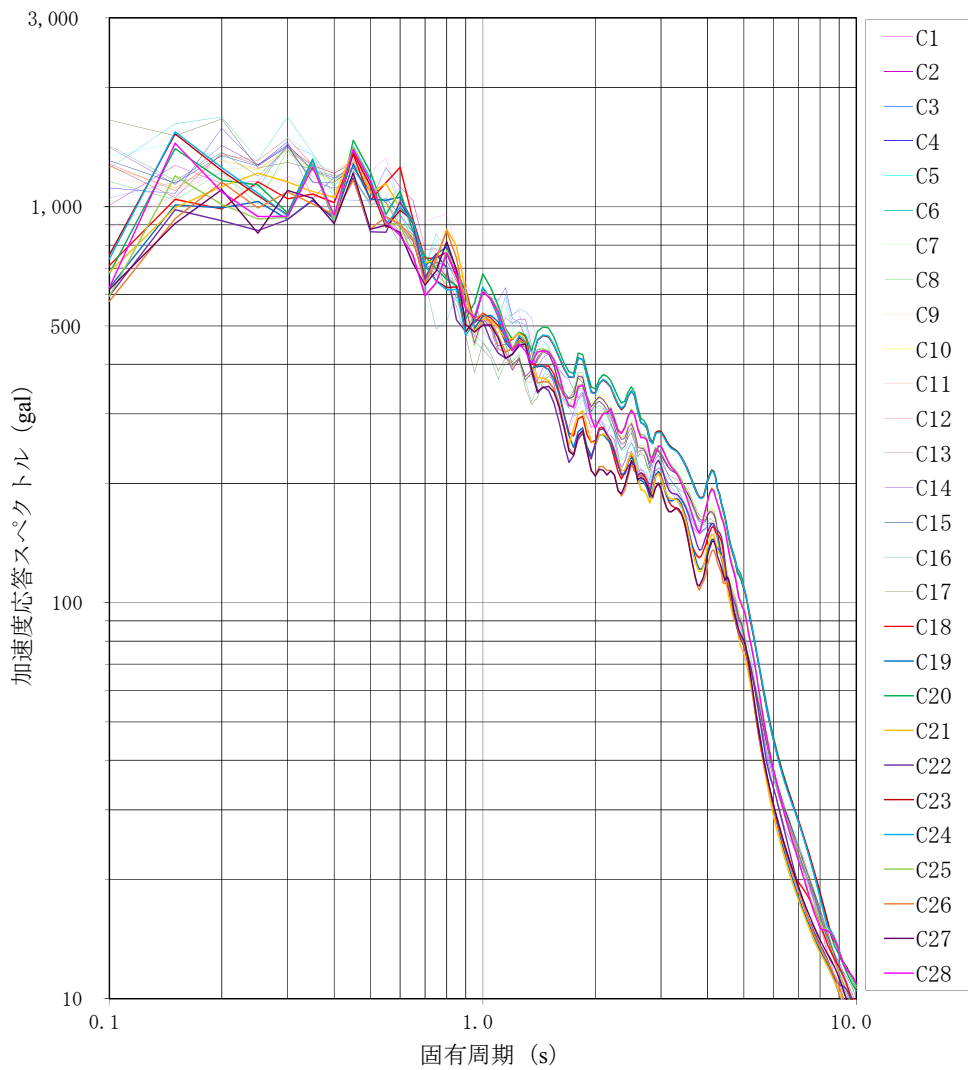


図-3.4(2) 入力地震動の加速度応答スペクトル (50倍換算値, 減衰定数0.05)

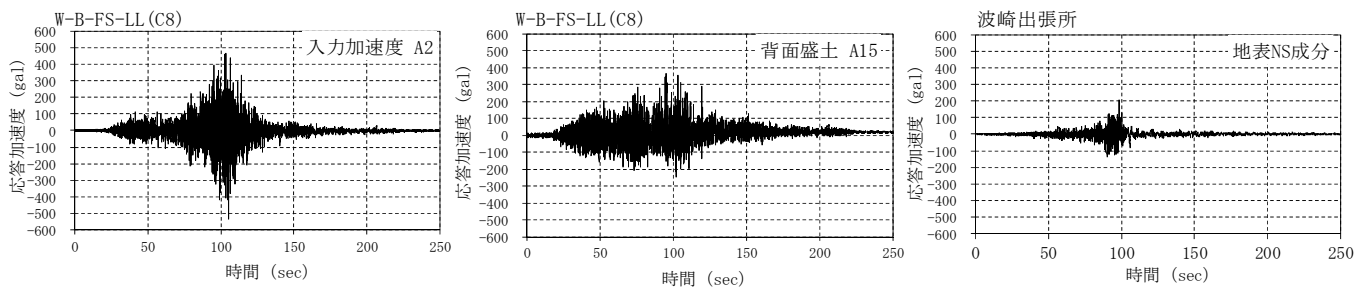


図-3.4(3) 実地震動と模型実験の加速度の比較

3.1.4 実験ケース

実験ケースは計 28 ケースとした。特殊堤の擁壁と矢板の違い，支持条件（支持杭，浮き杭）の違い，基礎地盤構成及び液状化層厚の違い，改良体の有無・位置・形状の違いの組合せから表-3.6 に示す通りとした。

擁壁の支持杭の場合は，杭先端を支持層に 4.0m 貫入し，支持矢板の場合は矢板先端が 3.5m 支持層に貫入している状態である。浮き杭と浮き矢板は，支持層が無いケース，あるいは支持層の上面と杭・矢板先端との間が 2.0m のケースとしている。

また，改良体の位置の違いで実験ケースを設定しており，改良体の位置は特殊堤の躯体の前面側，背面側，直下に配置した 3 パターンとした。支持層への根入れは，標準的なものとして改良体下部を支持層へ 0.5m 根入れしているケースを標準とし，擁壁では支持層に 4.0m の根入れをしているケースを，矢板では 3.5m の根入れをしているものを十分に根入れしているケースとして，実験を行った。十分に根入れをしているケースは，改良体の外的安定性の照査から縦長の形状となっている。なお，先述した通り，改良体の形状の違いから対策効果を分析するために，改良幅を標準的な幅よりも幅広と狭小のケースも設定した。

基礎地盤の構成も変化させており，全層支持層（非液状化層），全層液状化層，支持層＋液状化層（2層タイプ），支持層＋液状化層＋非液状化層（互層タイプ）のパターンとしている。

以上のように，躯体（擁壁，矢板）や支持条件，基礎地盤の構成，改良体の位置，改良体の形状などの組み合わせを考慮し，実験ケースを設定した。なお，矢板は構造形式から壁式となっており，側方流動の影響が矢板に直接的に働き，擁壁は杭式となっており側方流動の影響が改良体へもあると考えられ，改良体の外的安定性を考えた時に擁壁の方が矢板よりも影響が大きいと考えられる。これより，実験ケースは擁壁と矢板の被災メカニズムを確認した上で，擁壁の実験ケースを基本とし，改良体の形状や根入れの有無等に変化を設けており，結果的に擁壁の実験ケース数が多くなっている。

実験実施は，まず，ステップ 1 としての無対策における地盤構成・液状化層厚・支持条件の違うケースを実施し，ステップ 2 として改良体の設置位置の違うケースを実施し，ステップ 3 として改良体の形状・根入れの違うケースを実施した。それらの実験ケースの結果から，被災メカニズムや対策効果等の分析を行った。各ケースの模型概要を図-3.5 に示す。なお，以降において実験データ等を整理して図表を整理しており，その図表図番と実験ケースの関係が分かるようにとりまとめている。

表-3.6 模型の構造諸元

構造	支持条件	改良	地盤構成	液状化層		ケースNo,	各図において整理しているケース																						
				層厚 (m)	幅 × 高さ (m) × (m)		図-3.7	図-3.8	図-3.9	図-3.10	図-3.11	図-3.12(1)	図-3.12(2)	図-3.13	図-3.14	図-3.15	図-3.16	図-3.17	図-3.18	図-3.19	図-3.20	図-4.3~7	表-4.1	図-4.9~11	図-4.13~16				
擁壁 (W)	支持杭 (B)	無対策 (N)	全層：支持層	無し (ANL)	-	-	W-B-N-ANL (C7)	○																					
	浮き杭 (F)	無対策 (N)	全層：液状化層	全層 (AL)	16.5	-	W-F-N-AL (C1)	○																					
	支持杭 (B)	無対策 (N)	【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	小 (SL)	2.0	-	W-B-N-SL (C3)	○																					
	支持杭 (B)	無対策 (N)		大 (LL)	7.1	-	W-B-N-LL (C2)	○			○	○			○														
	浮き杭 (F)	無対策 (N)	【互層 (3層)】上層：非液状化, 中間層：液状化, 下層：支持層	大 (LL)	7.1	-	W-F-N-LL (C13)	○			○	○																	
	支持杭 (B)	無対策 (N)		小 (SAL)	2.1	-	W-B-N-SAL (C22)	○																					
	支持杭 (B)	無対策 (N)	【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	大 (LAL)	5.1	-	W-B-N-LAL (C23)	○																					
	支持杭 (B)	前面改良 【標準】(FS)			7.1	15.0 × 7.1	W-B-FS-LL (C8)			○	○	○	○	○	○					○				○	○	○	○		
	支持杭 (B)	背面改良 【標準】(RS)			7.1	9.0 × 7.6	W-B-RS-LL (C9)			○	○	○				○					○				○	○	○	○	
	浮き杭 (F)	前面改良 【標準】(FS)			7.1	15.0 × 7.1	W-F-FS-LL (C10)				○	○	○	○	○							○				○	○	○	○
	浮き杭 (F)	背面改良 【標準】(RS)			7.1	9.0 × 7.6	W-F-RS-LL (C11)				○	○	○									○				○	○	○	○
	浮き杭 (F)	直下改良 【標準】(US)			7.1	10.0 × 6.5	W-F-US-LL (C12)				○	○	○	○	○							○				○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【根入れ】(FE)			7.1	9.5 × 10.5	W-B-FE-LL (C18)				○												○	○	○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	背面改良 【根入れ】(RE)			7.1	7.0 × 11.1	W-B-RE-LL (C19)				○														○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【幅広】(FW)			7.1	33.5 × 7.1	W-B-FW-LL (C21)					○											○	○	○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【狭小幅】(FN)			7.1	7.5 × 7.1	W-B-FN-LL (C20)					○													○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【標準】(FS)			5.1	7.5 × 7.1	W-B-FS-LAL (C24)					○												○	○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【根入れ】(FE)			5.1	5.5 × 10.6	W-B-FE-LAL (C28)					○												○	○	○	○	○	○
	支持杭 (B)	前面改良 【幅広】(FW)			5.1	23.5 × 7.1	W-B-FW-LAL (C25)					○													○	○	○	○	○
	矢板 (P)	支持矢板 (B)			無対策 (N)	全層：支持層	無し (ANL)	-	-	P-B-N-ANL (C26)	○																		
浮き矢板 (F)		無対策 (N)			全層：液状化層	全層 (AL)	16.5	-	P-F-N-AL (C4)	○																			
支持矢板 (B)		無対策 (N)			【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	小 (SL)	2.0	-	P-B-N-SL (C6)	○																			
支持矢板 (B)		無対策 (N)				大 (LL)	4.0	-	P-B-N-LL (C5)	○								○	○	○									
支持矢板 (B)		前面改良 【標準】(FS)				4.0	12.0 × 4.0	P-B-FS-LL (C14)										○	○	○	○	○				○	○	○	○
支持矢板 (B)		背面改良 【標準】(RS)				4.0	6.0 × 4.5	P-B-RS-LL (C15)											○	○	○	○	○				○	○	○
浮き矢板 (F)		前面改良 【標準】(FS)				9.5	17.0 × 9.5	P-F-FS-LL (C16)											○	○	○	○	○				○	○	○
浮き矢板 (F)		背面改良 【標準】(RS)	9.5	11.0 × 10.0		P-F-RS-LL (C17)											○	○	○	○	○				○	○	○		
支持矢板 (B)		前面改良 【根入れ】(FE)	4.0	8.0 × 7.0		P-B-FE-LL (C27)											○							○	○	○	○		

※改良体設計時の水平震度：C21・C25は0.4, C21は0.03, その他のケースは0.2

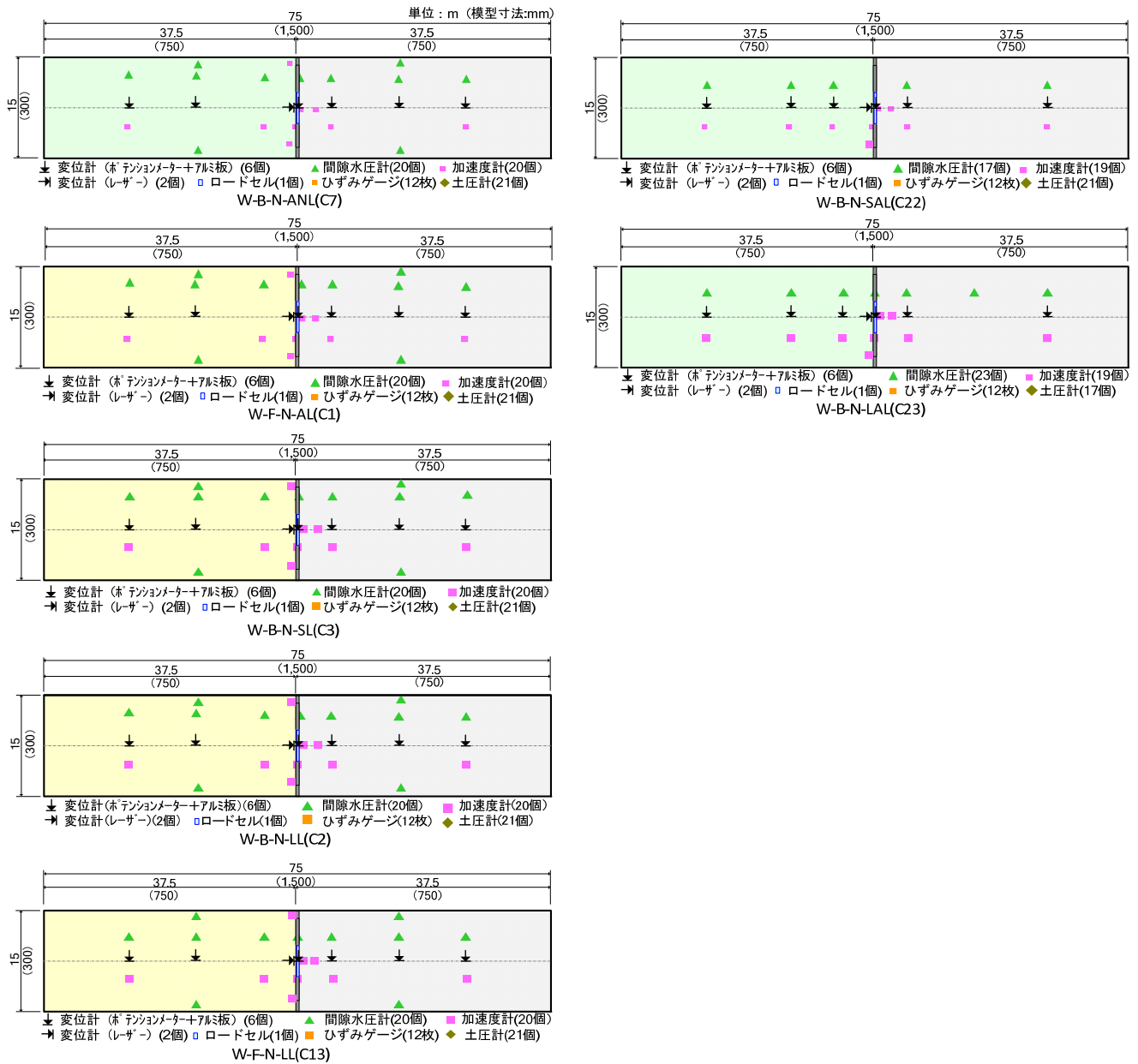


図-3.5(1)-a 模型平面図 (擁壁の無対策の2層 (左)・互層 (3層) (右))

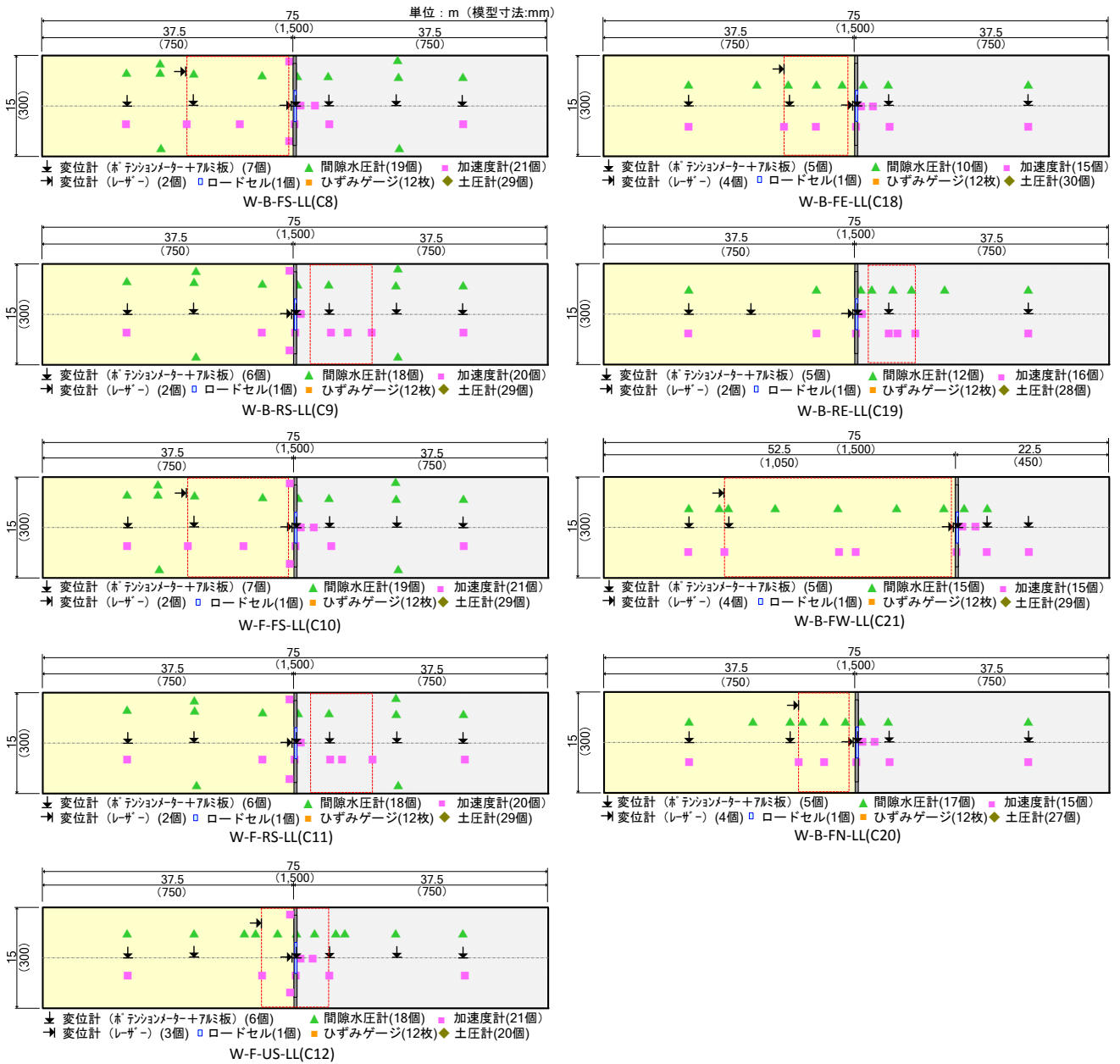


図-3.5(1)-b 模型平面図 (擁壁の改良体有り (2層))

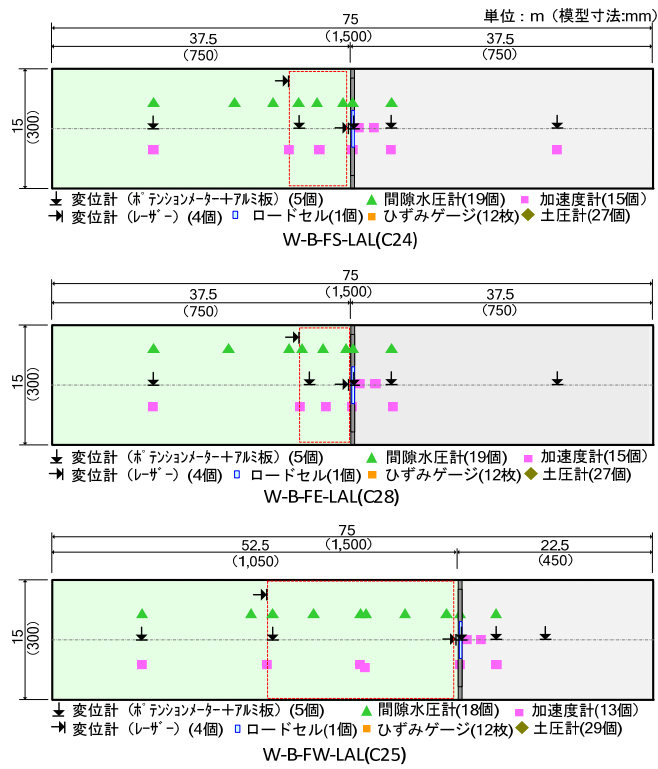


図-3.5(1)-c 模型平面図 (擁壁の改良体有り (互層 (3層)))

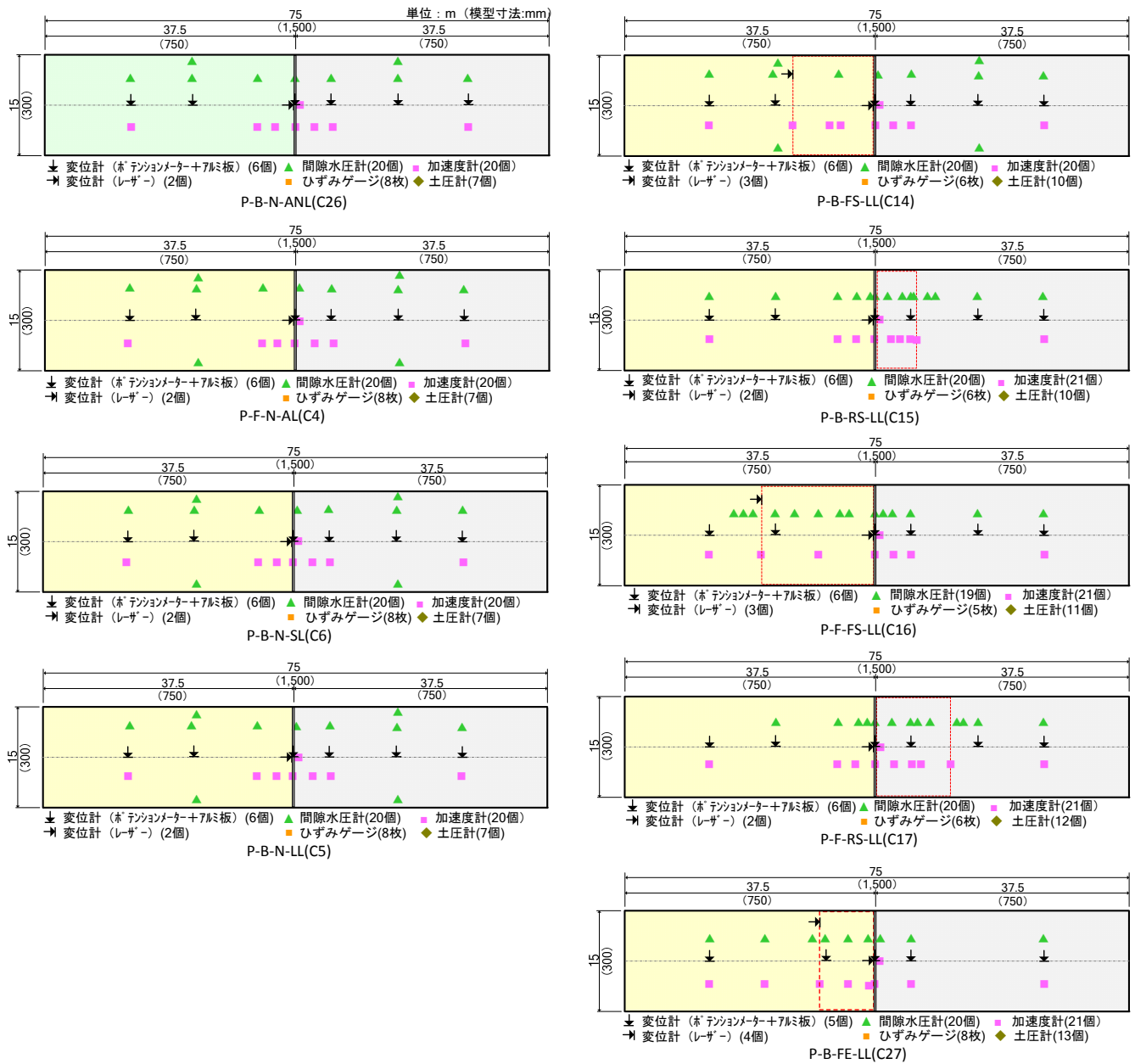


図-3.5(1)-d 模型平面図 (矢板の無対策 (左)・改良体有り (右))

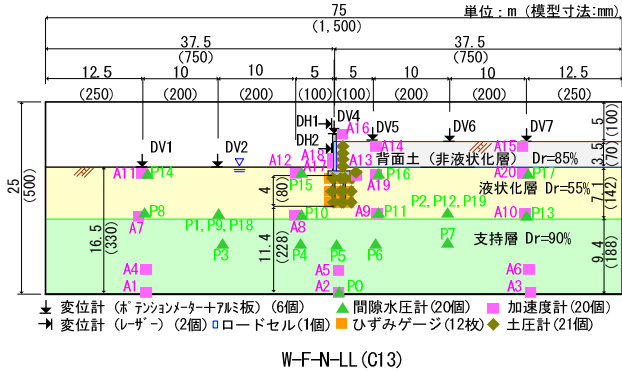
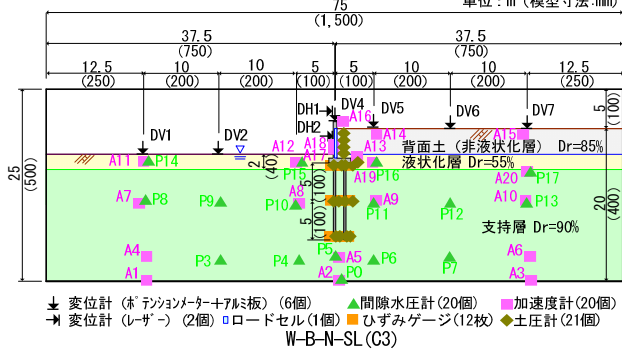
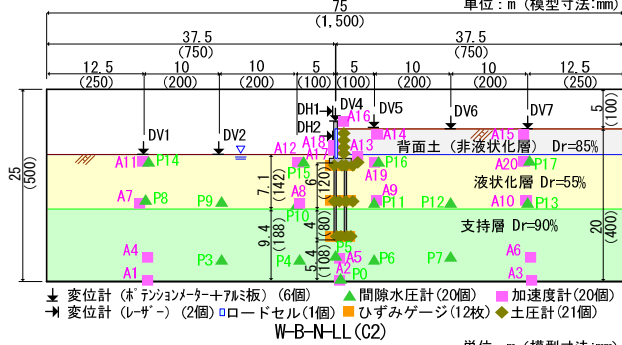
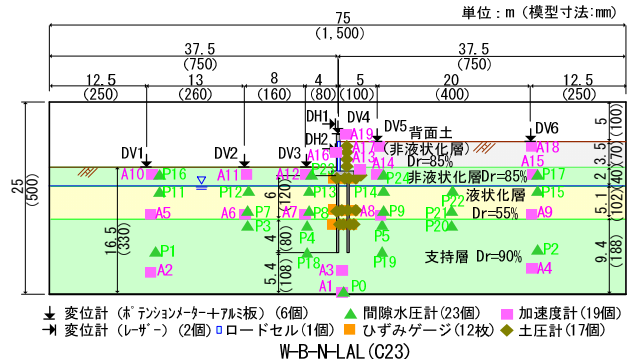
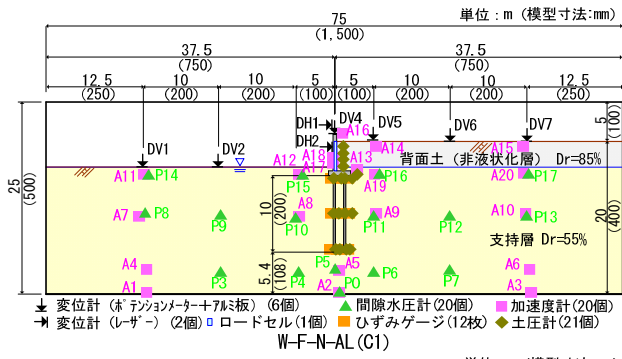
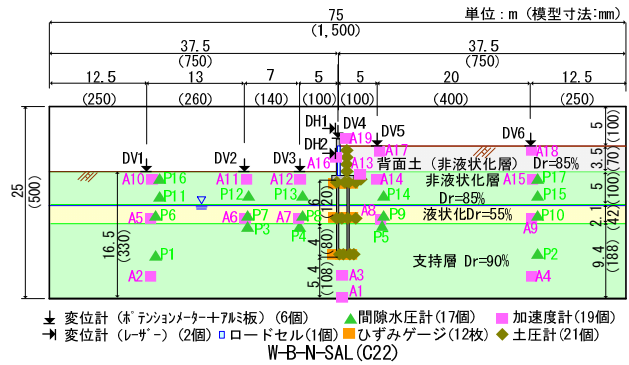
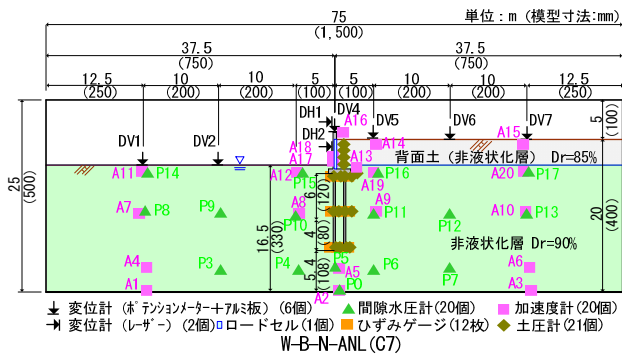


図-3.5(2)-a 模型断面図 (擁壁の無対策の2層(左)・互層(3層)(右))

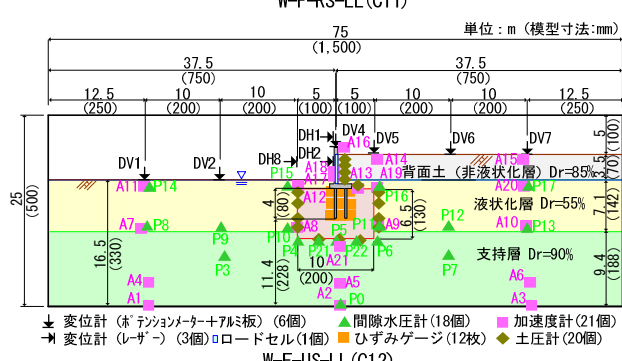
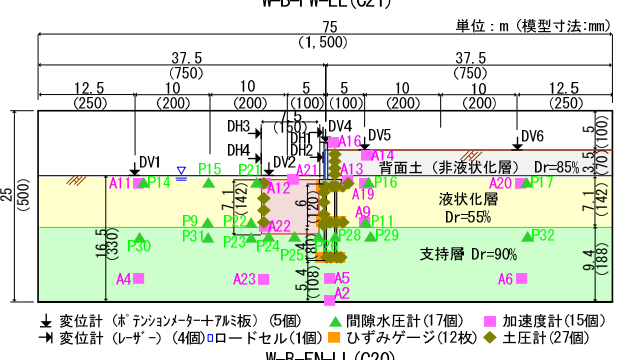
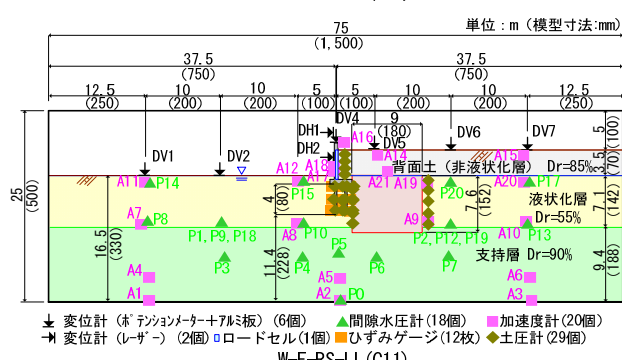
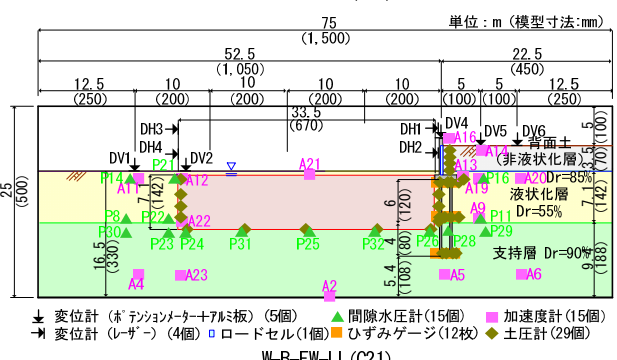
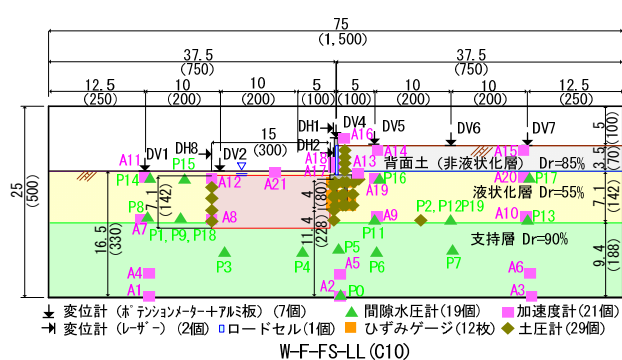
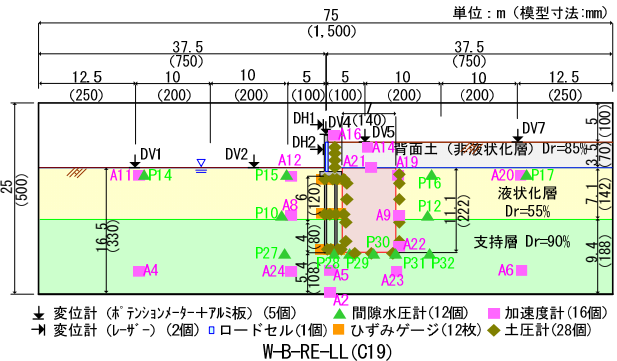
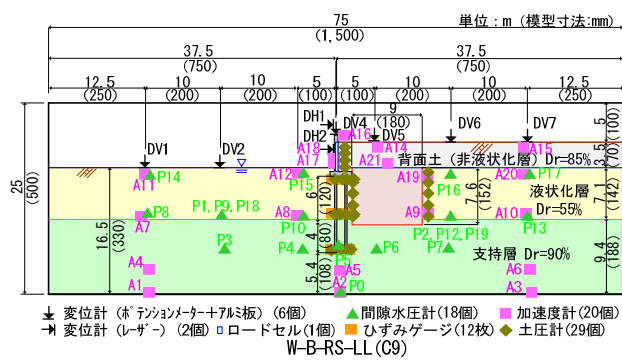
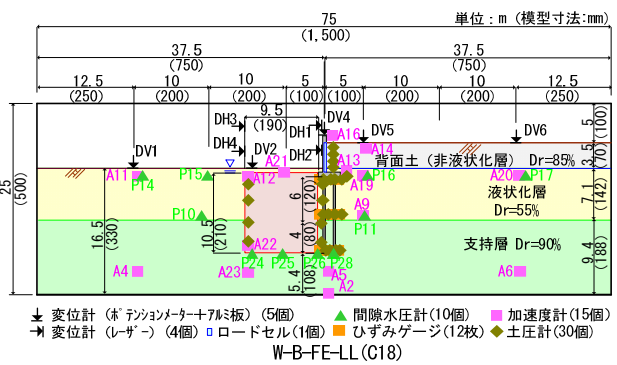
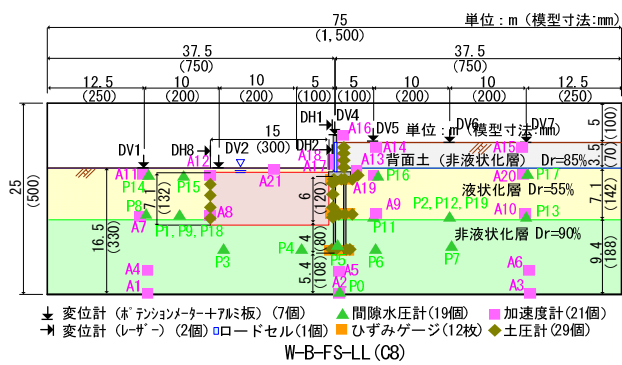


図-3.5(2)-b 模型断面図 (擁壁の改良体有り (2層))

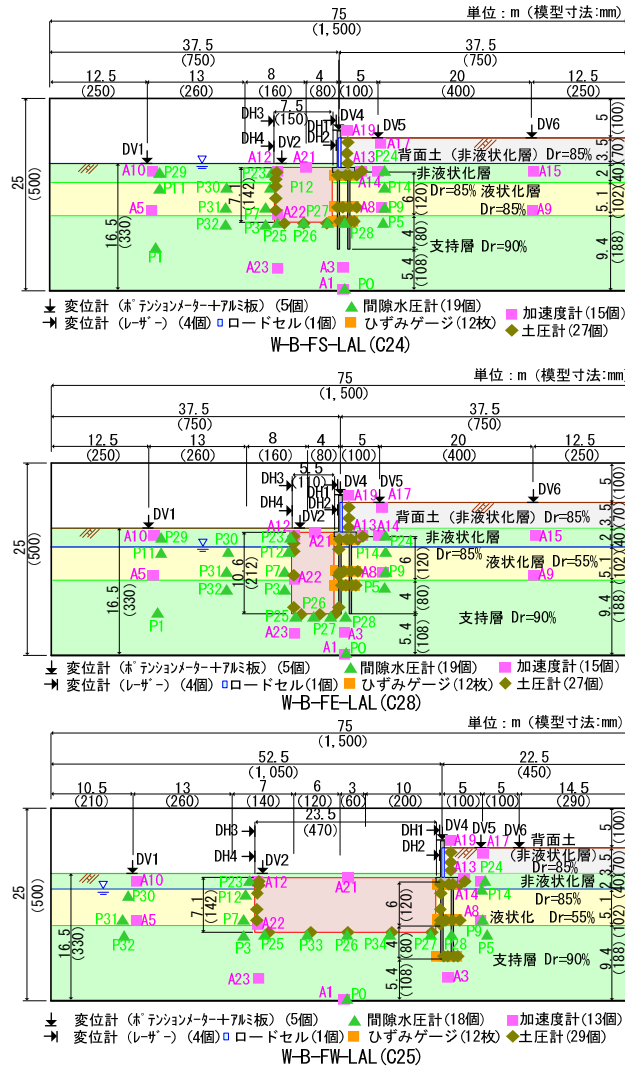


図-3.5(2)-c 模型断面図 (擁壁の改良体有り (互層 (3層)))

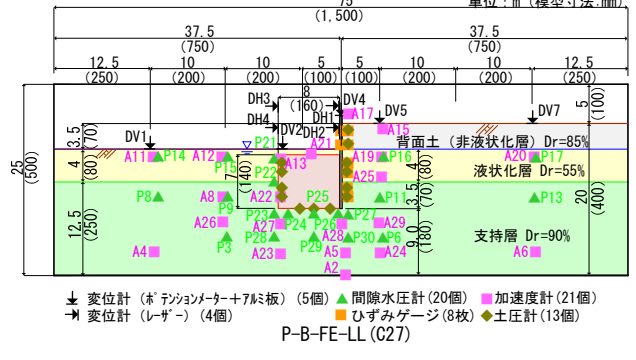
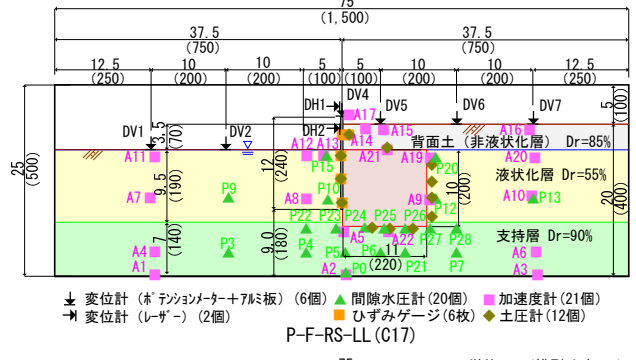
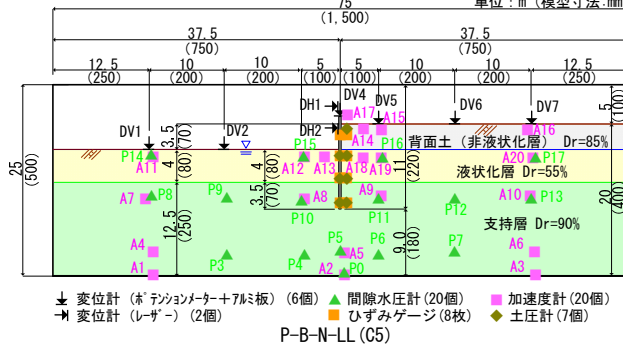
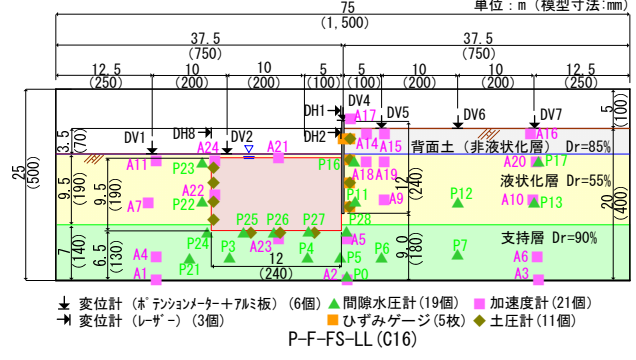
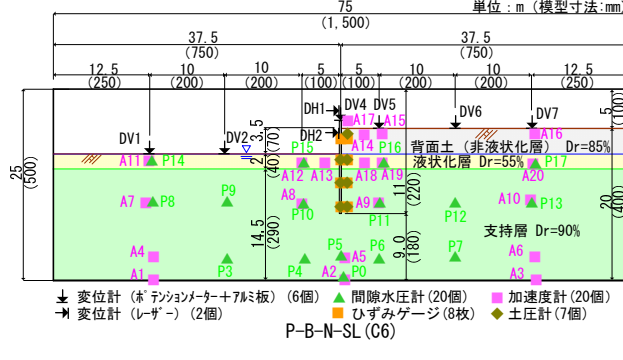
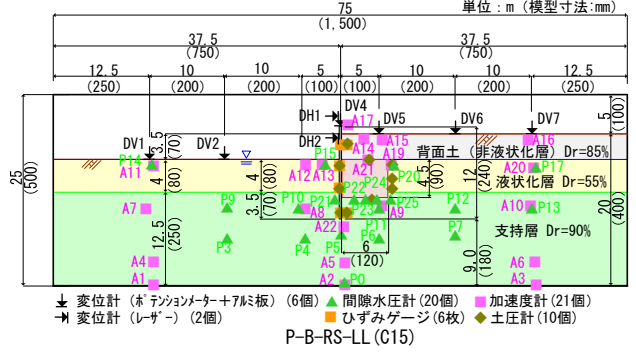
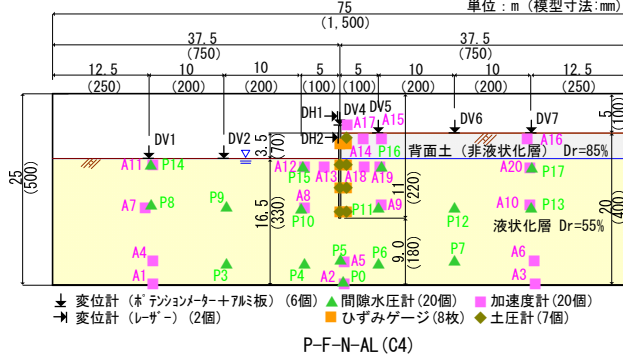
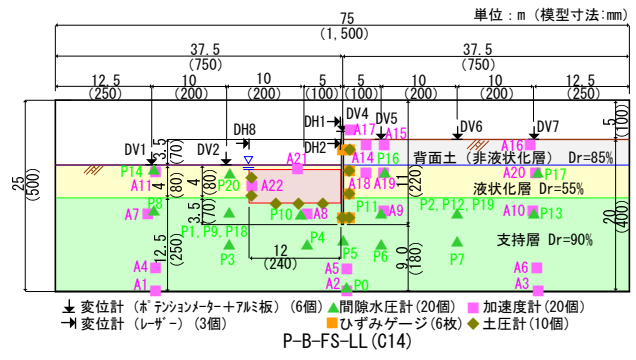
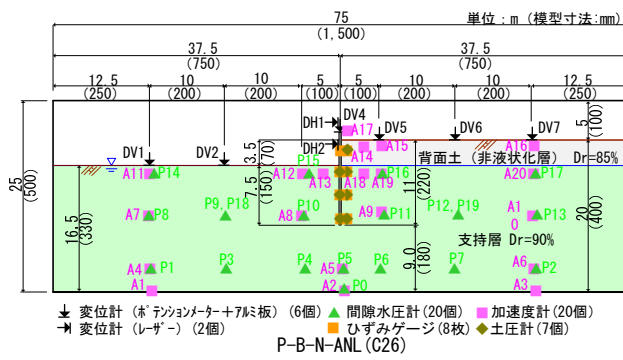


図-3.5(2)-d 模型断面図 (矢板の無対策 (左)・改良体有り (右))

3.1.5 計測方法

実験土槽や模型に設置する計測機器類は、標点、変位計、間隙水圧計、加速度計、ひずみゲージ、土水圧計、動画撮影とした。各計測器の配置は、特殊堤の躯体（擁壁、矢板）や基礎地盤（背面盛土、液状化層、非液状化層、支持層）の加振時の挙動及び加速度、躯体（擁壁、矢板）や改良体へ作用する土水圧及びひずみ、地盤の変状等を把握するために、各ケースの模型の配置に合わせている。各計測値は、以降に示す計測間隔等で計測をし、相似則等を基に実物大換算値に変換して各分析を行った。

標点及び変位計、動画撮影により、躯体や地盤変状等の地震時挙動を観測できるようにした。標点及び変位計は河床の表面と背面盛土配置して、背面盛土と液状化層、非液状化層、支持層との境界やそれぞれの地盤の挙動や変状が分かるように配置した。躯体（擁壁、矢板）や改良体の変位を把握できるように、躯体頂部や改良体天端等にターゲットをセットして計測を行った。に動画撮影は、0.05～0.1秒間隔（実物大換算：2.5～5秒間）で撮影し、2～4秒間（実物大換算：100～200秒間）の撮影を行った。

変位計について、躯体頭部の変位はレーザー変位計（キーエンス IL-100 60mm-5V）により計測し、地盤面の変位量についてはポテンションメータ（第一科学 LP-30FP）により計測した。なお、後述する実験での変位量については、加振終了後の残留変位である。

間隙水圧計（S・S・K P306AV-5）は、背面盛土、液状化層、非液状化層、支持層の各層において特殊堤の川表・川裏側と表層・深層に配置し、液状化の発生状況を観測できるようにした。また、無対策と対策有りとの各ケースを比較できるように、極力同位置に配置をしている。改良体の周辺については密に配置を行い、改良体周辺の地盤の変状のメカニズムや変状を把握した。改良体底面についても作用荷重と挙動の関連性を分析するために川表側端部・中央・川裏側端部に配置した。

加速度計（共和電業 ASM-200BA）は、液状化層と非液状化層の各層の特殊堤の川表・川裏側と表層・深層に配置し、躯体及び改良体にも配置し、地震動と液状化との関係を把握できるようにした。加速度計についても、無対策と対策有りとの各ケースを比較できるように極力同位置に配置をしている。

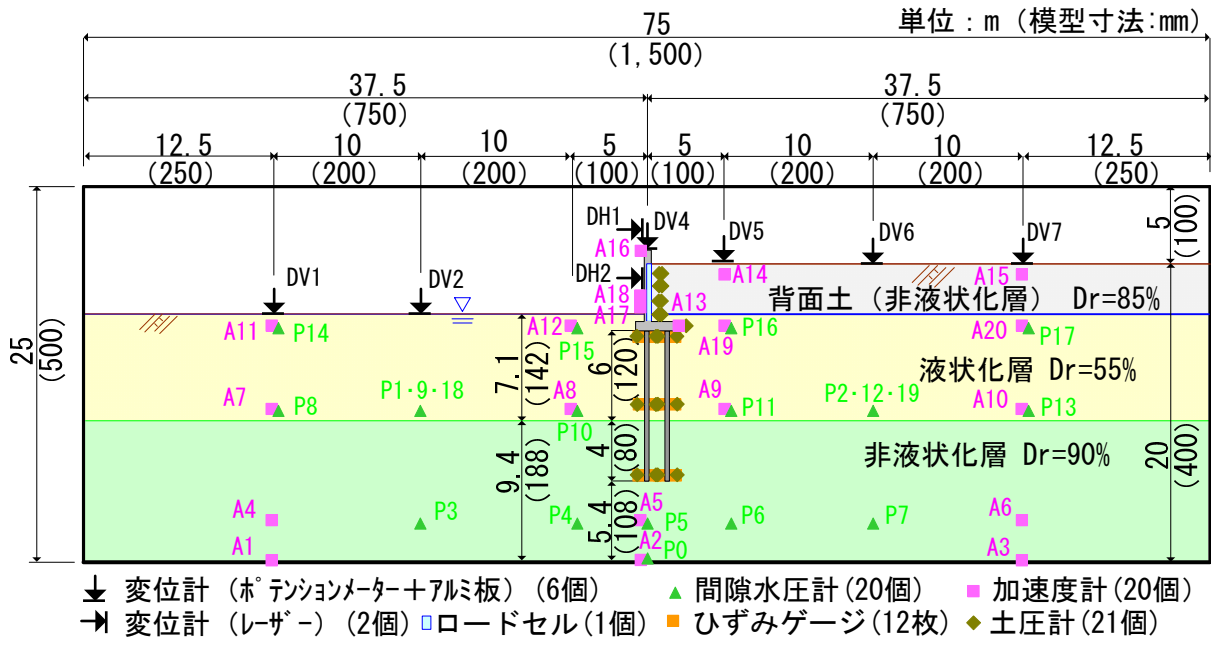
ひずみゲージ（東京測器 FLA-3-11-3LT）は、擁壁の杭と矢板に配置し、変位等による杭や矢板のひずみを観測できるようにした。矢板や杭の頂部や中央部、下部（先端部）に配置を行い、その位置は液状化層と支持層の位置を考慮し、各層の土圧の影響を把握するために、各層に分けて配置をしている。

土水圧計（共和電業 PS20KC-M2）は、杭及び矢板の前背面、改良体の前背面と底面に配置し、土水圧の地震時の作用荷重の変化を把握できるようにした。擁壁の縦壁背面にはロードセル（荷重変換器）を設置して土水圧を計測した。杭や矢板、改良体の側面に作用する土水圧については、実験値の土圧を算定できるように深さ方向に複数配置し、液状化層厚の違いの影響を把握できるようにした。改良体の底面摩擦力等を算出するために改良体底面にも土水圧計を配置した。

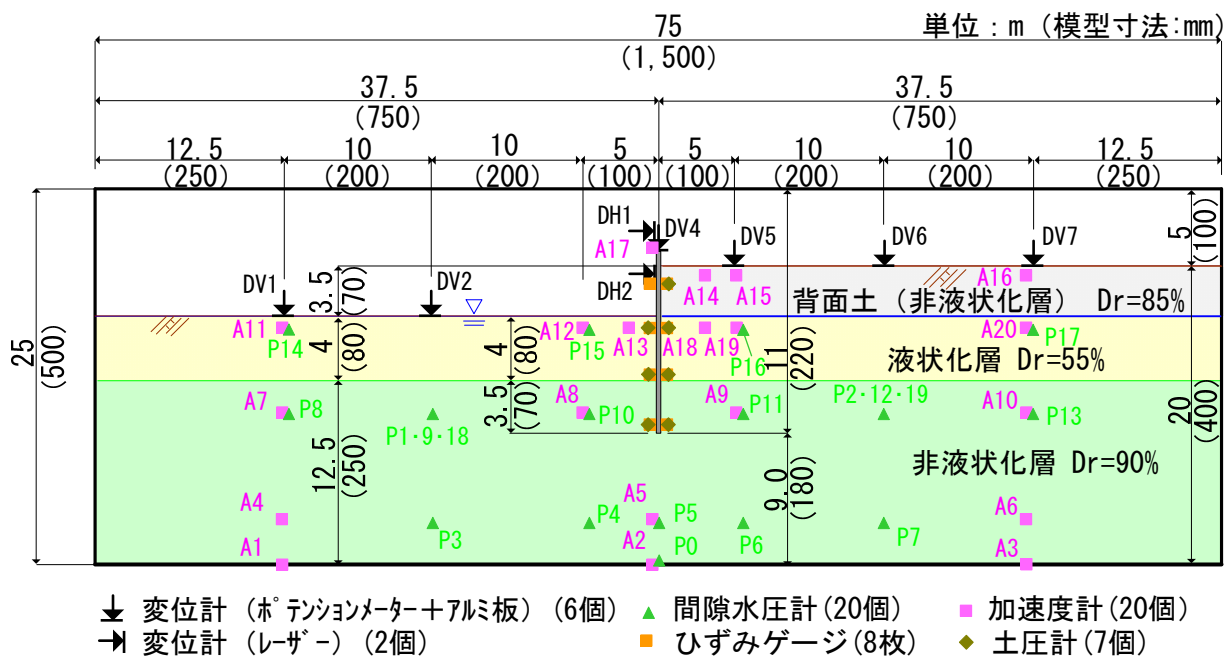
これらの変位、間隙水圧、加速度、ひずみ、土水圧の計測間隔（サンプリング数）は、0.0002秒間隔（実物大換算：0.01秒間）で、加振中の約5秒間（実物大換算：約250秒間）を計測した。

変位計、間隙水圧計、加速度計、ひずみゲージ、土水圧計については、時刻歴変化を把握し、観測値を各ケースで相互に比較できるような配置を基本とした。

計測機器の配置の概要（代表例、拡大図）を図-3.6に示す。



W-B-N-LL (C2)



P-B-N-LL (C5)

図-3.6(1) 計測機器配置図 (上: 擁壁-無対策, 下: 矢板-無対策)

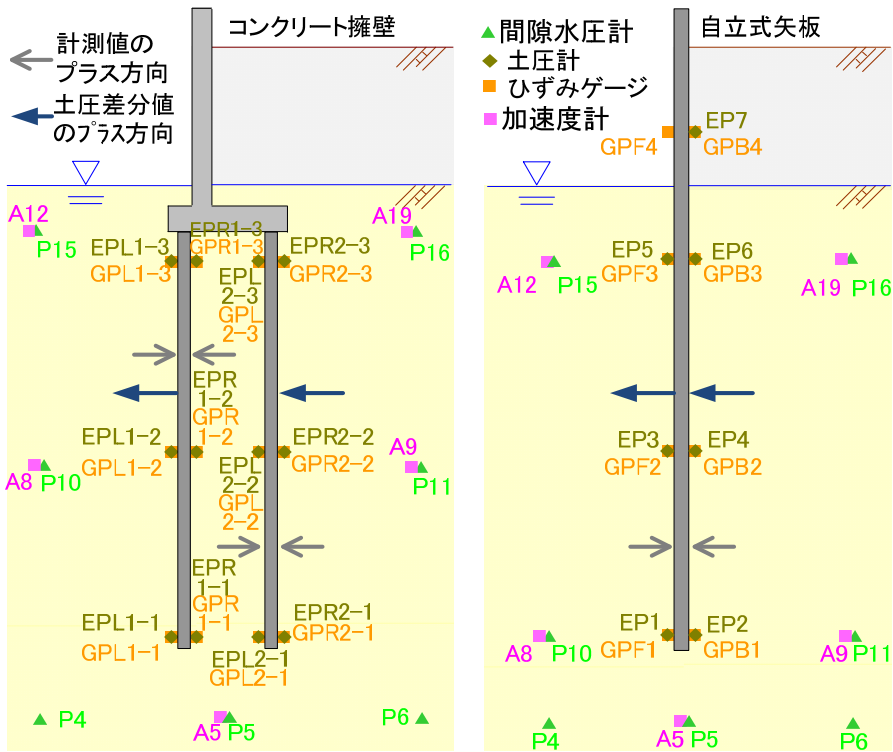
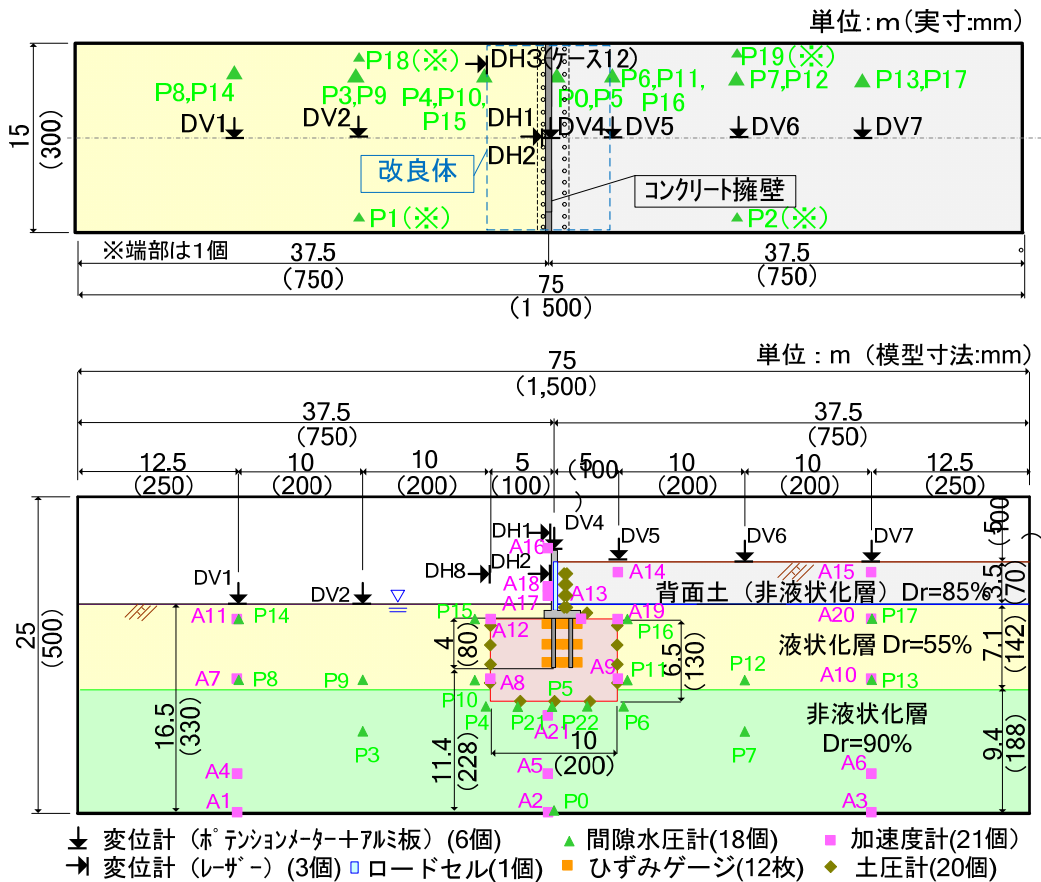


図-3.6(2) 躯体周りの計測機器配置図 (左：擁壁-無対策，右：矢板-無対策)



W-F-US-LL(C12)

図-3.6(3) 計測機器配置図 (2層-擁壁-直下改良)

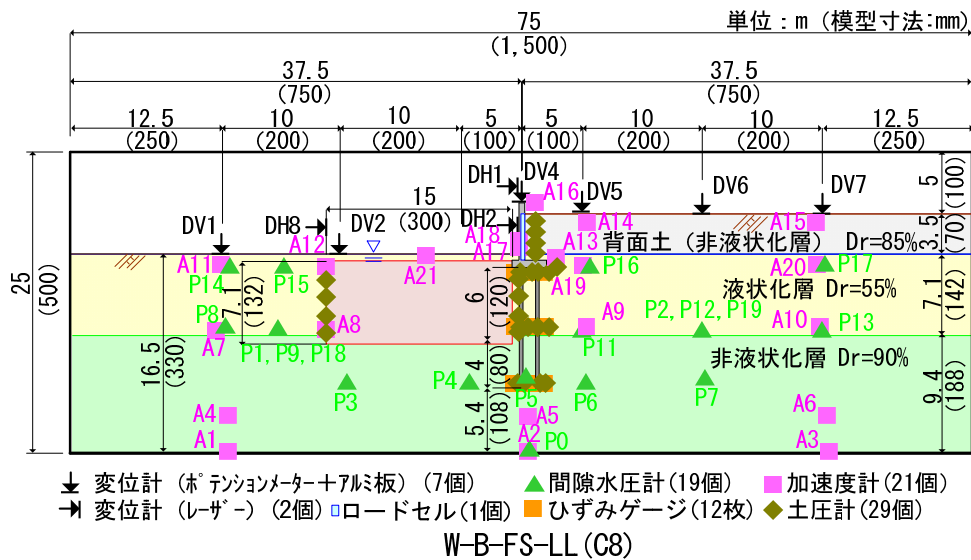


図-3.6(4) 計測機器配置図 (2層-擁壁-直下改良)

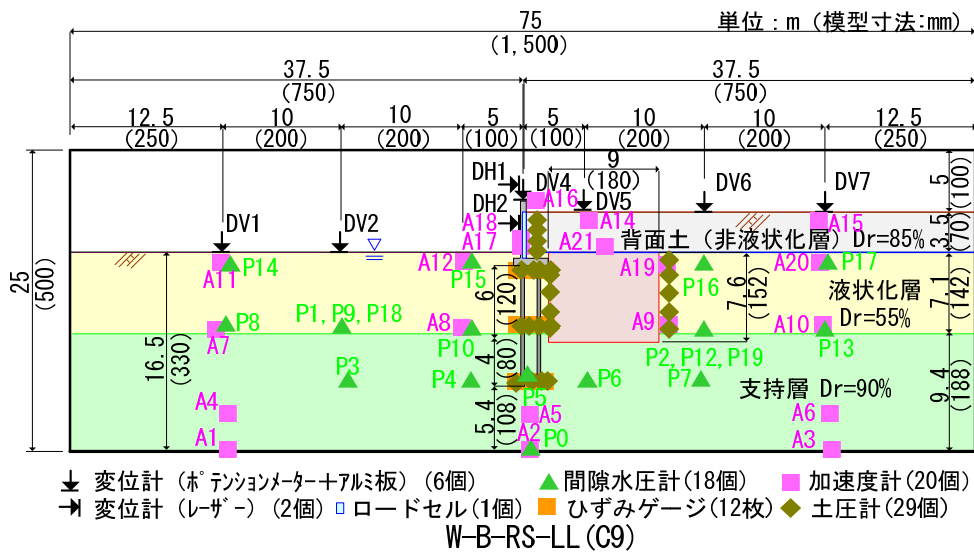


図-3.6(5) 計測機器配置図 (2層-擁壁-背面改良)

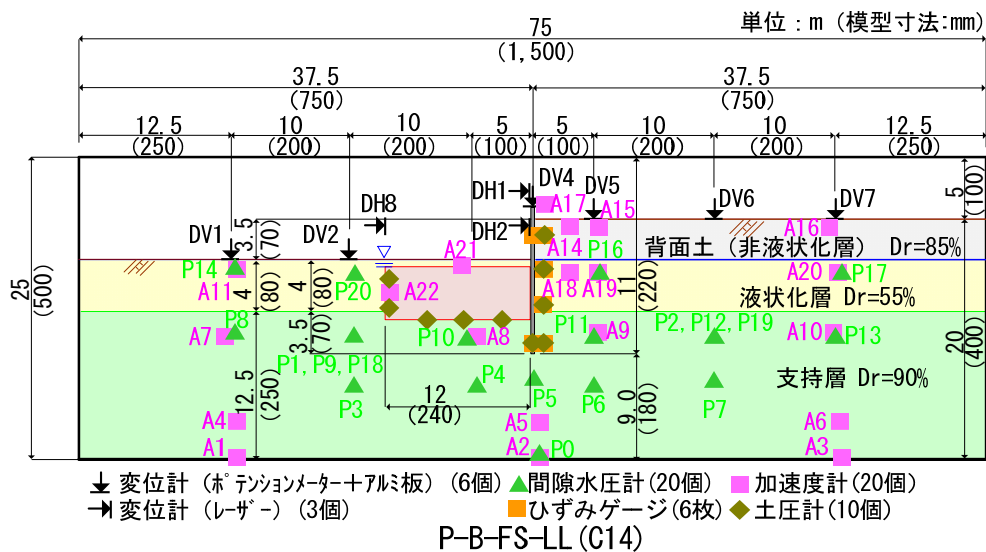


図-3.6(6) 計測機器配置図 (2層-矢板-前面改良)

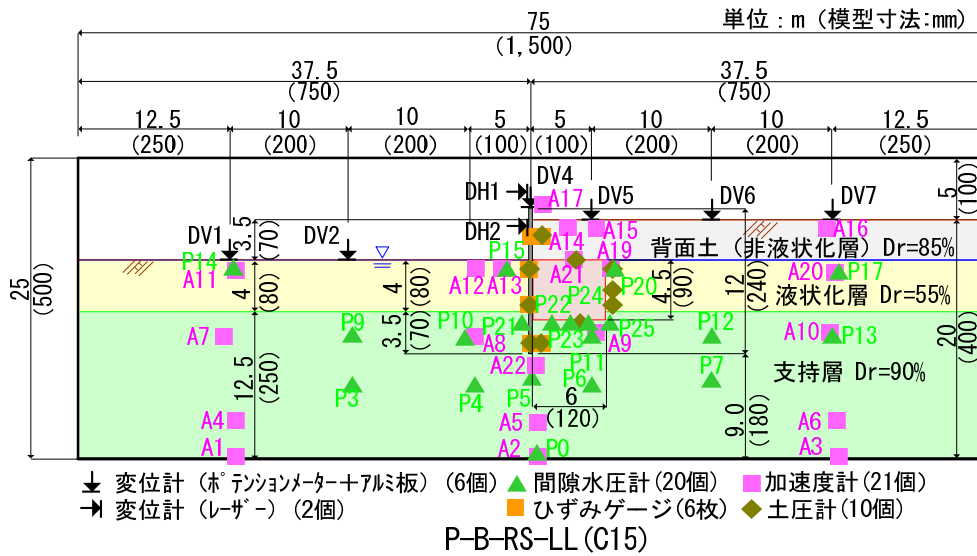


図-3.6(7) 計測機器配置図 (2層-矢板-背面改良)

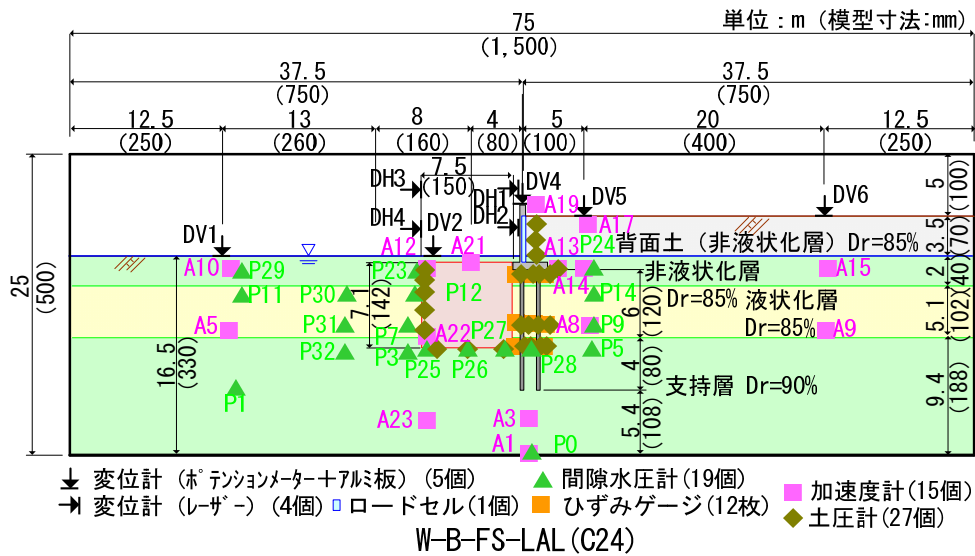


図-3.6(8) 計測機器配置図 (互層-擁壁-前面改良)

3.2 実験結果からの特殊堤の被災メカニズムと耐震対策効果の分析

擁壁及び矢板の実験結果について、0～250秒間の時刻歴波形（変位量、過剰間隙水圧、土圧、ひずみ、加速度）と加振後の模型（土槽）の写真を巻末資料に整理する。なお、実験値については、実物大スケールに換算した数値である。

3.2.1 無対策時の擁壁の被災メカニズム

(1) 変位、加速度、ひずみ、土水圧及び過剰間隙水圧の観点からの分析

1) 変位の観点からの分析

水平変位の時刻歴変化から、加振後35秒前後で水平変位が発生し、75秒前後でその変位は急増した。

鉛直変位についても、加振後35秒前後から発生し、75秒前後で水平変位ほど急増はしていないものの、その変位は35～75秒間の变化よりも急増した。最終的に加振終了後の残留水平変位量 D_H については、全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ のW-F-N-AL(C1)で $D_H=1.700\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ のW-B-N-LL(C2)では $D_H=0.173\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ のW-B-N-SL(C3)では $D_H=0.112\text{m}$ 、全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ のW-B-N-ANL(C7)では $D_H=0.086\text{m}$ となった。なお、W-F-N-LL(C13)、W-B-N-SAL(C22)、W-B-N-LAL(C23)での鉛直変位量 D_H は変位計の不良により未計測である。

水平変位量と鉛直変位量は、杭先端が非液状化層に支持されているケースのW-B-N-LL(C2)、W-B-N-SL(C3)、W-B-N-ANL(C7)については125秒前後でその増加が収まっており、杭先端が非液状化層に支持されていない全層液状化層であるケースのW-F-N-AL(C1)では、若干ではあるが加振中は変位量が増加している状況が確認できた。

加振後35秒前後は加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近であり、加振後75秒前後は加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近であり、加振後125秒前後は加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度を下回る付近である。これより、水平変位と鉛直変位の発生は、加速度と関係があることが考えられる。

加振終了後の残留水平変位量 D_L については、全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ （浮き杭）のW-F-N-AL(C1)で $D_L=4.175\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ （支持杭）のW-B-N-LL(C2)では $D_L=2.483\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ （支持杭）のW-B-N-SL(C3)では $D_L=0.835\text{m}$ 、全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ （支持杭）のW-B-N-ANL(C7)では $D_L=0.514\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ （浮き杭）のW-F-N-LL(C13)では $D_L=4.692\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=2.1\text{m}$ （支持杭）であり液状化層の上下に非液状化層がある互層のW-B-N-SAL(C22)では $D_L=0.179\text{m}$ 、液状化層厚 $h_1=5.1\text{m}$ （支持杭、互層）のW-B-N-LAL(C23)では $D_L=1.450\text{m}$ となった。

以上の結果より、液状化層厚が大きいほど、変位量は大きくなる結果となり、被災事例の整理結果と整合する実験結果を得ることができた。変位量と液状化層厚との関連性の深いことが確認できた。浮き杭の場合は、全層液状化層と同等の水平変位量となっており、杭先端が非液状化層に支持されていないことが大きく影響したと考えられる。全層非液状化層のW-B-N-ANL(C7)と互層のW-B-N-SAL(C22)では、ほぼ同等程度に水平変位量が発生しておらず、互層で上層の非液状化層厚 $h_2=5\text{m}$ の場合は、液状化層 $h_1=2.1\text{m}$ の液状化による影響が出ていないと考えられる。杭先端の非液状化層への根入れ長が 4m である液状化層 $h_1=7.1\text{m}$ のW-B-N-LL(C2)と互層のW-B-N-LAL(C23)は、互層の方の水平変位量が小さく、液状化層厚や互層の影響だと考えられる。

杭先端が非液状化層に支持されている支持杭のケースと杭先端が非液状化層に支持されていない浮き杭のケースでは、支持杭の方の水平変位量と鉛直変位量が小さく、既往研究結果と同様の結果と

なり、杭先端が非液状化層に支持されていることが水平変位量と鉛直変位量の発生に大きく影響していることが確認できた。支持杭のケースでは鉛直変位量が 0.2m 未満となり、鉛直変位量の低減には杭基礎の支持条件の影響が大きいことが確認できた。

2) 加速度の観点からの分析

加速度の時刻歴変化から、加振後 20 秒前後で振幅が大きくなり、一山目の加速度のピークが 35～50 秒となっている。二山目のピークは 100 秒前後となっており、その後振幅は徐々に小さくなっている。

擁壁天端（頭部）の加速度は、土槽底面の入力波（最大振幅±500gal 程度）に対して加速度の最大振幅は、全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ （浮き杭）の W-F-N-AL(C1)では半分程度の-400～+200gal 程度となり、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ （支持杭）の W-B-N-LL(C2)では±800gal 以上となり、液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ （支持杭）の W-B-N-SL(C3)では±700gal 程度、全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ （支持杭）の W-B-N-ANL(C7)では±700gal 程度、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ （浮き杭）の W-F-N-LL(C13)では-800～+500gal 程度となった。液状化層厚 $h_1=2.1\text{m}$ （支持杭）であり液状化層の上下に非液状化層がある互層の W-B-N-SAL(C22)では±500gal、液状化層厚 $h_1=5.1\text{m}$ （支持杭、互層）の W-B-N-LAL(C23)では-1,000～+750gal となった。これより、加速度の最大振幅については、全層液状化層（浮き杭）の W-F-N-AL(C1)では液状化の影響を受けて小さくなり、支持杭の W-B-N-LL(C2)、W-B-N-SL(C3)、W-B-N-ANL(C7)では増幅し、支持杭の互層の W-B-N-SAL(C22)、W-B-N-LAL(C23)でも増幅している。浮き杭の W-F-N-LL(C13)では不安定は挙動となり、マイナス側に偏った振幅となっている。

川表側（擁壁前面側）の液状化層の加速度振幅は、2 層（上層：液状化層、下層：非液状化層）と互層（上層：非液状化層、中間層：液状化層、下層：非液状化層）の W-B-N-LAL(C23)のケースでは小さく、互層の W-B-N-SAL(C22)では±500gal 程度以上あり、入力波よりも大きい振幅となっている。

川裏側（擁壁背面側）の液状化層の加速度振幅は、2 層の場合、川表側と比較すると 200～400gal 程度の振幅があり、液状化層であってもある程度の加速度が発生していることが確認できた。これは、川表側に比べ、液状化層の上に上載荷重が働くことで有効応力の低減が抑制されていることが影響していると考えられる。

以上の結果より、特殊堤の躯体自体は基礎地盤が液状化することによって、その応答加速度は入力加速度よりも増大しており、その影響により水平変位量の増加につながっていると考えられる。また、躯体前面側の液状化層の加速度は、液状化することによって液状化層の過剰間隙水圧が上昇し、有効応力が低減する。これにより、加振時の挙動の伝達が小さくなり、加速度の振幅の低減が発生したと考えられる。躯体背面側の液状化層の加速度は、背面盛土の上載荷重の影響を受けて、前面側と異なり加速度の振幅の低減が小さいことが確認できた。これらを踏まえて、以降の検討では改良体を躯体前面側に配置する場合や、躯体背面側に配置する場合の違いが影響することも考えられ、その際の改良体へ作用する水平荷重の違い等について、これらの着目点をもって分析することが必要である。

3) ひずみの観点からの分析

杭のひずみの時刻歴変化から、加速度が±100gal 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後でひずみが発生し始め、加速度が±200gal 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でひずみが増加し、100 秒前後で最大値に達している。支持杭及び全層非液状化層以外の浮き杭の各ケースにおいて同様の時間変化となっており、全層液状化層の浮き杭のケースでは加振後 35 秒前後でひずみが発生し始め、加速度が加振後 100 秒前後でひずみが増加し、150 秒前後で最大値に達している。

杭頭部（川表側）における加振中の最大ひずみは、全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ （浮き杭）の W-F-N-AL(C1)

では 1,000 μ 未満、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ (支持杭) の W-B-N-LL(C2)では 1,500 μ に達しており、液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ (支持杭) の W-B-N-SL(C3)では 100 μ 未満、全層非液状化層 (支持杭) の W-B-N-ANL(C7)では 500 μ 未満、液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ (浮き杭) の W-F-N-LL(C13)では 800 μ 未満、液状化層厚 $h_1=2.1\text{m}$ (支持杭) であった。液状化層の上下に非液状化層がある互層の W-B-N-SAL(C22)では 200 μ 、液状化層厚 $h_1=5.1\text{m}$ (支持杭, 互層) の W-B-N-LAL(C23)では 800 μ 未満となった。杭中間部 (川表側) における加振中の最大ひずみは、杭頭部 (川表側) の各ケースとほぼ同様の傾向であり、400 μ 程度から 1,500 μ 程度となっている。杭先端部 (川表側) における加振中の最大ひずみについても、杭頭部 (川表側) や杭中間部の各ケースとほぼ同様の傾向となっており、400 μ 程度から 1,500 μ 未満となった。

杭頭部 (川裏側) における加振中の最大ひずみは、W-F-N-AL(C1)では 300 μ 未満、W-B-N-LL(C2)では 500 μ に達しており、W-B-N-SL(C3)では 200 μ 未満、W-B-N-ANL(C7)では 200 μ 未満、W-F-N-LL(C13)では 500 μ 未満、W-B-N-SAL(C22)では 200 μ 、W-B-N-LAL(C23)では 1000 μ 未満となった。杭中間部 (川裏側) における加振中の最大ひずみは、杭頭部 (川裏側) よりも若干高めの値となっており、W-F-N-AL(C1)では 500 μ 未満、W-B-N-LL(C2)では 1,500 μ 以上、W-B-N-SL(C3)では 300 μ 未満、W-B-N-ANL(C7)では 500 μ 未満、W-F-N-LL(C13)では 500 μ 未満、W-B-N-SAL(C22)では 500 μ 未満、W-B-N-LAL(C23)では 500 μ 未満となった。杭先端部 (川裏側) における加振中の最大ひずみは、杭頭部 (川裏側) の各ケースとほぼ同様の傾向となり、100 μ 程度から 1,000 μ 程度となった。

2 層のケースにおいて、川表側の杭では杭先端部のひずみは殆ど発生せず、杭頭部及び杭中間部のひずみが大きく、川裏側の杭では杭中間部のひずみが大きくなっている。杭頭部及び杭先端部のひずみは杭中間部のひずみより小さくなっている。互層のケースの W-B-N-SAL(C22)では杭頭部が小さく、杭中間部及び杭先端部は杭頭部よりも大きくなっており、W-B-N-LAL(C23)では杭頭部、杭中間部及び杭先端部のすべてにおいて、一様に同程度のひずみが発生している。

以上の結果より、ひずみが発生する時間帯と、変位の急増する時間帯や加速度の最大振幅の時間帯とほぼ同じであり、加速度の影響により、液状化が発生する。これにより、液状化層の側方流動の影響を受けて、躯体の変位やひずみが発生しており、一連の液状化発生メカニズムが特殊堤の変位へ関連していることが確認でき、液状化による水平作用荷重の分析が重要であることが分かる。また、液状化層厚が大きい程、ひずみ量が大きくなっており、その要因として、液状化層にて発生する側方流動の影響が考えられる。支持杭及び浮き杭でもひずみ量の違いが生じており、支持杭の方が浮き杭よりもひずみ量が大きくなっている。支持杭は液状化発生時に作用荷重を杭にて受けている形となっており、改良体を設置した際に、このことが影響する可能性がある。これらのことは以降での検討において重要な着目点となる。

4) 土水圧の観点からの分析

杭 (中間部) の土圧の時刻歴変化から、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で、土圧が発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後で、さらに土圧が増加している。

全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ (浮き杭) の W-F-N-AL(C1)では、主働土圧は計測器の不良により計測されおらず、受働土圧との比較ができないが、受働土圧は 100 秒で 50kN/m^2 程度となり、それ以降も漸増している。液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ (支持杭) の W-B-N-LL(C2)では、主働土圧の最大値が 120kN/m^2 程度で、受働土圧の最大値が 400kN/m^2 程度となっている。

液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ (支持杭) の W-B-N-SL(C3)では、杭中間部が非液状化層に位置するが、主働土圧の最大値が 50kN/m^2 以下となっており、受働土圧の最大値が 100kN/m^2 未満となっており、主働土

圧の方が低い値となった。杭上部の液状化層に位置する主働土圧の最大値は双方とも 50kN/m^2 未満となっており、受働土圧の最大値は 20kN/m^2 未満となっており、受働土圧の方が低い値となっている。

全層非液状化層厚（支持杭）の W-B-N-ANL(C7)では、主働土圧は計測器の不良により計測されておらず、受働土圧との比較ができないが、受働土圧の最大値は約 100kN/m^2 程度となっている。

液状化層厚 $h_1=7.1\text{m}$ （浮き杭）の W-F-N-LL(C13)では、主働土圧の最大値は 100kN/m^2 程度であり、受働土圧は、一度、約 40～100 秒の間で -80kN/m^2 程度となり、その後、100 秒を過ぎたところで急激に増加し、 150kN/m^2 程度となっている。これは擁壁前面側の液状化層が液状化して、有効応力が小さくなり、擁壁の変位（回転）が進行した影響もあると考えられる。

液状化層厚 $h_1=2.1\text{m}$ （支持杭）であり液状化層の上下に非液状化層がある互層の W-B-N-SAL(C22)では、主働土圧の最大値が 120kN/m^2 程度となり、受働土圧は計測器の不良により計測されていない。

液状化層厚 $h_1=5.1\text{m}$ （支持杭、互層）の W-B-N-LAL(C23)では、主働土圧の最大値が 150kN/m^2 程度であり、受働土圧の最大値が 100kN/m^2 未満である。

以上の結果から、まず、土水圧の増加の発生時間帯が躯体の変位や加速度の最大振幅、ひずみ発生と同時間帯であることから、土水圧の発生が躯体の変位や液状化層の側方流動と関連性が強く、土水圧の水平作用荷重の影響を分析することが重要であることが分かる。また、液状化層厚が大きい程、土水圧が大きくなっており、液状化層厚の違いが水平作用荷重の大きさに関係することが確認できる。互層の土水圧（主働土圧）については、液状化層厚の違いにより、発生する土水圧の値に違いが生じておらず、これは液状化層と液状化層の上層にある非液状化層の上載荷重の影響も考えられ、この点について以降の検討で着目して分析をする必要がある。

5) 過剰間隙水圧の観点からの分析

過剰間隙水圧比の時刻歴変化から川表側（擁壁前面側）の液状化層の過剰間隙水圧比は、2 層（上層：液状化層、下層：非液状化層）の場合である W-F-N-AL(C1)、W-B-N-LL(C2)、W-B-N-SL(C3)、W-F-N-LL(C13)は、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で一気に上昇し始め、1.0 に達して液状化が発生し、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後で、さらに増加している。

互層（上層：非液状化層、中間層：液状化層、下層：非液状化層）の場合である W-B-N-SAL(C22)は、加振後 35 秒前後で若干過剰間隙水圧比が上昇し、75 秒前後で一気に上昇して、1.0 を超えて液状化が発生している。W-B-N-LAL(C23)は、2 層と同様であり、35 秒前後で一気に上昇し始め、1.0 に達して液状化が発生し、加振後 75 秒前後で、さらに増加している。

川裏側（擁壁背面側）の液状化層の過剰間隙水圧比は、2 層（上層：液状化層、下層：非液状化層）の場合である W-F-N-AL(C1)の擁壁直近では、過剰間隙水圧比は 0.5 を超える程度となっており、1.0 に達していない。しかし、同じ深さで擁壁直近ではなく、擁壁より 25m 離れた背後の液状化層では、加振後 35 秒前後から徐々に上昇し始め、主要地震動である加振後 75 秒前後で、一気に上昇して 1.0 に達して液状化が発生している。この要因としては、最初に擁壁前面側が液状化し、擁壁が水平変位を発生することで擁壁背面の地盤が緩い状態になって水圧上昇が抑制されていると推察される。2 層の W-B-N-LL(C2)、W-B-N-SL(C3)、W-F-N-LL(C13)では、加振後 35 秒前後から徐々に上昇し始め、主要地震動である加振後 75 秒前後で、一気に上昇して 1.0 に達して液状化が発生している。互層の W-B-N-SAL(C22)の液状化層では過剰間隙水圧比は 1.0 を超えておらず、W-B-N-LAL(C23)の液状化層では加振後 35 秒前後から徐々に上昇し、加振後 75 秒前後で過剰間隙水圧比が 1.0 に達している。

以上の結果から、液状化層の過剰間隙水圧の上昇過程として、まず擁壁前面が上昇して液状化し、

次に、擁壁背面が遅れて過剰間隙水圧が上昇して液状化をしていることが確認できた。互層の場合においては、液状化層厚の上層に厚い非液状化層（今回の場合は5.0m）があると液状化層厚の過剰間隙水圧上昇が抑制されることで、液状化の発生が低減されることも確認できた。過剰間隙水圧の上昇の影響が液状化層の側方流動の発生や土水圧の発生に寄与しており、背面盛土の上載荷重の影響や、躯体の変位の影響も過剰間隙水圧の上昇に関係があり、水平作用荷重の影響を検討する上では土水圧の影響を分析する上で重要な指標となることが分かる。

なお、全層非液状化層のW-B-N-ANL(C7)においても、川表側（擁壁前面側）の非液状化層の上部では、過剰間隙水圧が上昇する。中間層では主要地震動である加振後100秒前後の一部で、過剰間隙水圧比が1.0を超えており、河床付近では加振後35秒前後から過剰間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比が1.0を超え、液状化が発生している。この要因として、実験モデルは実際の地盤条件と違い、十分な締固めもなく、層厚や土質も均質であり、実験で採用した地震動の振幅が大きく、しかも継続時間の長い地震動であって、より液状化しやすい条件であったことが考えられる。

(2) 無対策時の擁壁の残留変位量による分析

実験結果より、擁壁の無対策時の鉛直変位量と水平変位量の関係を図-3.7に示す。

この図より、支持杭の方が浮き杭よりも鉛直変位と水平変位が小さく、支持杭の場合の鉛直変位は0.2m未満と小さいことが分かる。このことより、液状化対策については支持力の増加が有効であると判断できる。

支持杭及び浮き杭の両ケースとも液状化層厚が大きいほど、水平変位量が大きくなっており、被災事例を裏付ける結果となっている。

また、W-B-N-SAL(C22)の互層（上層：非液状化層5m、中間層：液状化層2.1m、下層：非液状化層9.4m）のケースは、W-B-N-ANL(C7)の全層非液状化層のケースよりも水平変位量が小さく、液状化の影響が殆どなかったと考えられる。

既往地震での被災事例の鉛直変位は0.10m～1.80mの範囲であり、比較的0.50m以下の被害多く、水平変位は0.10m～0.29mの範囲であった。これに対して、実験での残留鉛直変位は0.086m～1.700mの範囲であり、残留水平変位は0.179m～4.692mの範囲であり、残留鉛直変位は被災事例とある程度の整合性がある結果となったが、残留水平変位は殆どのケースにて0.500m以上となり、実験値の方が大きくなった。

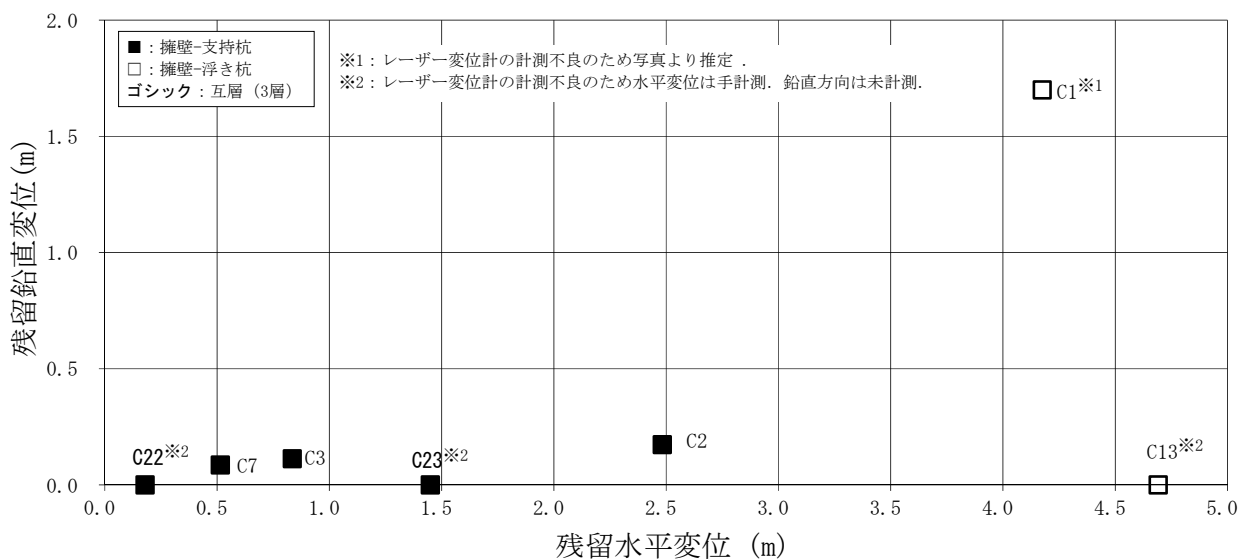


図-3.7 擁壁の無対策時の残留鉛直変位と残留水平変位

(3) 無対策時の擁壁の被災メカニズムの総括

実験結果より、液状化が加振後 35 秒前後から発生し始め、加振後 75 秒前後で過剰間隙水圧比が 1.0 以上となり、液状化していると判断できる。間隙水圧の上昇（液状化）に合わせて、躯体の変位、ひずみの増加、地盤の加速度の減衰等も生じている。土圧についても液状化の発生と合わせて変化があり、躯体前面側の液状化層では液状化により有効応力の減少に伴い、杭の前面抵抗力が減少し、躯体の変位（移動）により躯体前面側の土圧が上昇している。

躯体背面側の液状化層の過剰間隙水圧と躯体の水平変位の時刻歴変化をから、躯体背面側の同じ高さの過剰間隙水圧の時刻歴変化を比較すると、躯体より遠い地点の液状化層の地盤では、加振後 35 秒前後で過剰間隙水圧が上昇開始し、加振後 75 秒前後で過剰間隙水圧比が 1.0 を超えているが、躯体に近い液状化層の地盤では、間隙水圧上昇の遅れが顕著に分かる。これは、過剰間隙水圧比が 1.0 に到達する前に躯体の水平・鉛直変位等により擁壁及び杭が地盤を引っ張るような現象が生じ、側方流動や地盤沈下が発生して間隙水圧が上昇しなかったものと推察できる。このことより、躯体背面側の液状化層の地盤が側方流動していることを推定でき、土圧が増加していることから、躯体背面側の液状化層の地盤が躯体前面側へ側方流動していると考えられる。

また、実験による残留鉛直変位と残留水平変位から、液状化層が厚い程、残留変位量が大きくなり、擁壁の支持杭では残留鉛直変位及び残留水平変位は小さく、被災事例と実験結果が整合した結果となった。

3.2.2 無対策時の矢板の被災メカニズム

(1) 変位, 加速度, ひずみ, 土水圧及び過剰間隙水圧の観点からの分析

1) 変位の観点からの分析

水平変位の時刻歴変化から, 加振後 35 秒前後で水平変位が発生し, 75 秒前後でその変位は急増した.

水平変位量と鉛直変位量は, 杭先端が非液状化層に支持されているケースの P-B-N-LL(C5), P-B-N-SL(C6), P-B-N-ANL(C26)については 125 秒前後でその増加が収まっており, 杭先端が非液状化層に支持されていない全層液状化層であるケースの P-F-N-AL(C4)では, 若干ではあるが加振中は変位量が増加している状況が確認できた. 加振後 35 秒前後は加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近であり, 加振後 75 秒前後は加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近であり, 加振後 125 秒前後は加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度を下回る付近である. これより, 水平変位と鉛直変位の発生は, 加速度と関係があることが考えられる.

加振終了後の残留水平変位量 D_L については, 全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ (浮き矢板) の P-F-N-AL(C4) で $D_L=3.650\text{m}$, 液状化層厚 $h_1=4.0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-LL(C5)では $D_L=1.711\text{m}$, 液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ (支持杭) の P-B-N-SL(C6)では $D_L=1.005\text{m}$, 全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ (支持杭) の P-B-N-ANL(C26)では $D_L=0.400\text{m}$ となった.

鉛直変位についても, 加振後 35 秒前後から発生し, 75 秒前後で水平変位ほど急増はしていないものの, その変位は 35~75 秒間の变化よりも急増している. 最終的に加振終了後の残留水平変位量 D_H については, 全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ の P-F-N-AL(C4)で $D_H=0.900\text{m}$, 液状化層厚 $h_1=4.0\text{m}$ の P-B-N-LL(C5)では $D_H=0.151\text{m}$, 液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ の P-B-N-SL(C6)では $D_H=0.096\text{m}$, 全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ の P-B-N-ANL(C26)では $D_H=0.065\text{m}$ となった.

以上の結果から, 矢板先端が非液状化層に支持されている支持矢板のケースと矢板先端が非液状化層に支持されていない浮き矢板のケースでは, 支持されているケースの方の水平変位量と鉛直変位量が小さく, 既往研究結果と同様の結果となり, 矢板先端が非液状化層に支持されていることが水平変位量と鉛直変位量の発生に大きく影響していることが確認できた. 支持矢板のケースでは鉛直変位量が 0.2m 未満となり, 鉛直変位量の低減には矢板先端の支持条件の影響が大きいことが確認できた. すなわち, 擁壁の結果と同様であり, 液状化層厚が大きいほど, 変位量は大きくなる結果となり, 被災事例整理結果と整合する実験結果を得ることができ, 変位量と液状化層厚との関連性の深いことが確認できた. よって, 以降での検討では支持条件や液状化層厚の影響を踏まえ, 発生するメカニズムと作用荷重との関連性などに対する分析が必要であることが分かる.

2) 加速度の観点からの分析

加速度の時刻歴変化から, 加振後 20 秒前後で振幅が大きくなり, 一山目の加速度のピークが 35~50 秒となっている. 二山目のピークは 100 秒前後となっており, その後振幅は徐々に小さくなっている.

矢板天端(頭部)の加速度は, 土槽底面の入力波(最大振幅 $\pm 500\sim\pm 600\text{gal}$ 程度)に対して加速度の最大振幅は, 全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ (浮き矢板) の P-F-N-AL(C4)では同程度の $-600\sim+500\text{gal}$ 程度で不安定な挙動となり, マイナス側に偏った振幅となっている. 液状化層厚 $h_1=4.0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-LL(C5)では $-6,000\sim+3,000\text{gal}$ 以上となり, 液状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-SL(C6)では $-3,000\sim+1,500\text{gal}$ 程度, 全層非液状化層厚 $h_1=0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-ANL(C26)では $-1,200\sim$

+1,500gal 程度となった。

これより、加速度の最大振幅については、全層液状化層（浮き矢板）の P-F-N-AL(C4)では液状化の影響を受けた挙動となっていると推察できるが、振幅は同程度となっている。これは液状化層の地盤自体の振幅は低減していると思われるが、矢板自体の剛性が小さく、加振により矢板自体の挙動が増幅されたのではと考えられ、結果的に同程度の振幅となったと考える。支持矢板の P-B-N-LL(C5), P-B-N-SL(C6), P-B-N-ANL(C26)では増幅している。

川表側（矢板前面側）の液状化層の加速度振幅については小さい振幅となっている。川裏側（矢板背面側）の液状化層の加速度振幅は、川表側と比較すると 200～400gal 程度の振幅があり、液状化層であってもある程度の加速度が発生していることが確認できた。これは、川表側に比べ、液状化層の上に上載荷重が働くことで有効応力の低減が抑制されていることが影響していると考えられる。

以上の結果から、概ね擁壁と同様の結果となっており、特殊堤の躯体自体は基礎地盤が液状化することによって、その応答加速度は入力加速度よりも増大しており、その影響により水平変位量の増加につながっていると考えられる。また、躯体前面側の液状化層の加速度は、液状化することによって液状化層の過剰間隙水圧が上昇し、有効応力が低減して、加振時の挙動の伝達が小さくなり、加速度の振幅の低減が発生したと考えられる。躯体背面側の液状化層の加速度は、背面盛土の上載荷重の影響を受けて、前面側と異なり加速度の振幅の低減が小さいことが確認できた。これらを踏まえて、以降の検討では改良体を躯体前面側に配置する場合や、躯体背面側に配置する場合の違いが影響することも考えられ、その際の改良体へ作用する水平荷重の違い等について、これらの着目点をもって分析することが必要であることが確認できた。

3) ひずみの観点からの分析

矢板のひずみの時刻歴変化から、加速度が ± 100 gal 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で、ひずみが発生し始め、加速度が ± 200 gal 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でひずみが増加し、100 秒前後で最大値に達している。矢板（無対策）のどのケースにおいても同様の時間変化となっている。

矢板頭部における加振中の最大ひずみは、全層液状化層 $h_1=16.5$ m（浮き矢板）の P-F-N-AL(C4)では 200 μ 程度、液状化層厚 $h_1=4.0$ m（支持矢板）の P-B-N-LL(C5)では 1,000 μ 程度、液状化層厚 $h_1=2.0$ m（支持矢板）の P-B-N-SL(C6)では 400 μ 程度未満となった。全層非液状化層（支持矢板）の P-B-N-ANL(C26)では殆ど発生していない。

矢板中間上部における加振中の最大ひずみは、P-F-N-AL(C4)では 300 μ 程度、P-B-N-LL(C5)では 2,000 μ 程度、P-B-N-SL(C6)では 1,000 μ 程度未満、P-B-N-ANL(C26)では 300 μ 程度となった。

矢板中間下部における加振中の最大ひずみは矢板頭部と若干傾向が変化しており、P-F-N-AL(C4)では 100 μ 程度、P-B-N-LL(C5)では 500 μ 程度、P-B-N-SL(C6)では 400 μ 程度未満、P-B-N-ANL(C26)では 300 μ 程度となった。

矢板下端部における加振中の最大ひずみは、P-F-N-AL(C4), P-B-N-LL(C5), P-B-N-SL(C6)では殆ど発生しておらず、P-B-N-ANL(C26)では 150 μ 程度となった。

以上の結果から、概ね擁壁と同様であり、ひずみが発生する時間帯が変位の急増する時間帯や加速度の最大振幅の時間帯とほぼ同じであり、加速度の影響により、液状化が発生し、液状化層の側方流動の影響を受けて、躯体の変位やひずみが発生しており、一連の液状化発生メカニズムが特殊堤の変位へ関連していることが確認でき、液状化により水平作用荷重の分析が重要であることが分かる。また、浮き矢板の場合、あるいは全層非液状化層の場合はひずみ量も小さくなり、その他の支持矢板の場合は矢板先端が固定され、中間部に液状化層があり、液状化層の側方流動等により矢板の中間部

に土圧等が直接働き、ひずみ量が大きくなっていると考えられる。支持杭及び浮き杭でもひずみ量の違いが生じており、支持矢板の方が浮き矢板よりもひずみ量が大きくなっている。支持矢板は液状化発生時に作用荷重を矢板にて受けている形となっており、改良体を設置した際に、このことが影響する可能性がある。これらのことは以降での検討において重要な着目点となる。

4) 土水圧の観点からの分析

液状化層内の中間部における土圧の時刻歴変化から、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で、土圧が徐々に発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後で、土圧が増加している。

全層液状化層 $h_1=16.5\text{m}$ (浮き矢板) の P-F-N-AL(C4)では、主働土圧の最大値が 70kN/m^2 程度で、受働土圧の最大値が 30kN/m^2 程度となり、液状化層厚 $h_1=4.0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-LL(C5)では、主働土圧の最大値が 150kN/m^2 程度で、受働土圧の最大値が 180kN/m^2 程度となり、状化層厚 $h_1=2.0\text{m}$ (支持矢板) の P-B-N-SL(C6)では、主働土圧の最大値が 100kN/m^2 程度で、受働土圧の最大値が 130kN/m^2 程度となっている。

全層非液状化層厚(支持矢板)の P-B-N-ANL(C26)の非液状化層内では、主働土圧の最大値が 50kN/m^2 程度で、受働土圧の最大値が 100kN/m^2 程度となっている。

以上の結果から、概ね擁壁と同様であり、土水圧の増加の発生時間帯が躯体の変位や加速度の最大振幅、ひずみ発生と同時間帯であることから、土水圧の発生が躯体の変位や液状化層の側方流動と関連性が強く、土水圧の水平作用荷重の影響を分析することが重要であることが分かる。液状化層厚が大きい程、土水圧が大きくなっており、液状化層厚の違いが水平作用荷重の大きさに関係することが確認でき、この点については以降の検討で重要な着目点である。

5) 過剰間隙水圧の観点からの分析

過剰間隙水圧比の時刻歴変化から川表側(擁壁前面側)の液状化層の過剰間隙水圧比は、P-F-N-AL(C4)、P-B-N-LL(C5)、P-B-N-SL(C6)、P-B-N-ANL(C26)は、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で一気に上昇し始め、1.0 に達して液状化が発生し、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後で、さらに増加している。

川裏側(擁壁背面側)の液状化層の過剰間隙水圧比は、2 層(上層:液状化層,下層:非液状化層)の場合である P-F-N-AL(C4)の擁壁直近では、過剰間隙水圧比は 0.5 を超える程度となっており、1.0 に達していない。しかし、同じ深さで擁壁直近ではなく、擁壁より 25m 離れた背後の液状化層では、加振後 35 秒前後から徐々に上昇し始め、主要地震動である加振後 75 秒前後で、一気に上昇して 1.0 に達して液状化が発生している。この要因としては、最初に擁壁前面側が液状化し、擁壁が水平変位を発生することで擁壁背面の地盤が緩い状態になって水圧上昇が抑制されていると推察される。2 層の P-B-N-LL(C5)、P-B-N-SL(C6)では、加振後 35 秒前後から徐々に上昇し始め、主要地震動である加振後 75 秒前後で、一気に上昇して 1.0 に達して液状化が発生している。

以上の結果から、概ね擁壁と同様に、液状化層の過剰間隙水圧の上昇過程として、まず擁壁前面が上昇して液状化し、次に、擁壁背面が遅れて過剰間隙水圧が上昇して液状化をしていることが確認できた。過剰間隙水圧の上昇の影響が液状化層の側方流動の発生や土水圧の発生に寄与しており、背面盛土の上載荷重の影響や、躯体の変位の影響も過剰間隙水圧の上昇に関係があり、水平作用荷重の影響を検討する上では土水圧の影響を分析する上で重要な指標となることが分かる。

なお、全層非液状化層の P-B-N-ANL(C26)においても、川表側(矢板前面側)の非液状化層の上部では、過剰間隙水圧が上昇し、中間層では主要地震動である加振後 100 秒前後の一部で、過剰間隙水

圧比が 1.0 を超えており、河床付近では加振後 35 秒前後から過剰間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比が 1.0 を超え、液状化が発生している。この要因として、実験モデルは、実際の地盤条件と違い、層厚や土質も均質であり、実験で採用した地震動の振幅が大きく、しかも継続時間の長い地震動であった、より液状化しやすい条件であったことが考えられる。

(2) 無対策時の擁壁の残留変位量による分析

実験結果より、矢板の無対策時の鉛直変位量と水平変位量の関係を図-3.8 に示す。

この図より、擁壁と同様に支持杭の方が浮き杭よりも鉛直変位と水平変位が小さく、支持杭の場合の鉛直変位は 0.2m 未満と小さいことが分かる。このことより、液状化対策については支持力の増加が有効であると判断できる。

支持杭については、液状化層厚が大きいほど、水平変位量が大きくなっており、被災事例を裏付ける結果となっている。これも擁壁と同様の結果となっている。

また、浮き矢板については、擁壁の浮き杭と比較して、鉛直変位量は擁壁より小さい。その原因として、矢板は鉛直支持力を確保して自立するような構造ではなく、自重が擁壁より小さいことが影響していると考えられる。

既往地震での被災事例の鉛直変位は 0.10m~1.50m の範囲であり、水平変位は 0.13m~1.72m の範囲であった。これに対して、実験での残留鉛直変位は 0.065m~0.900m の範囲であり、残留水平変位は 0.400m~3.650m の範囲であり、残留鉛直変位は被災事例とある程度の整合性がある結果となったが、残留水平変位は殆どのケースにて 0.50m 以上となり、実験値の方が大きくなった。

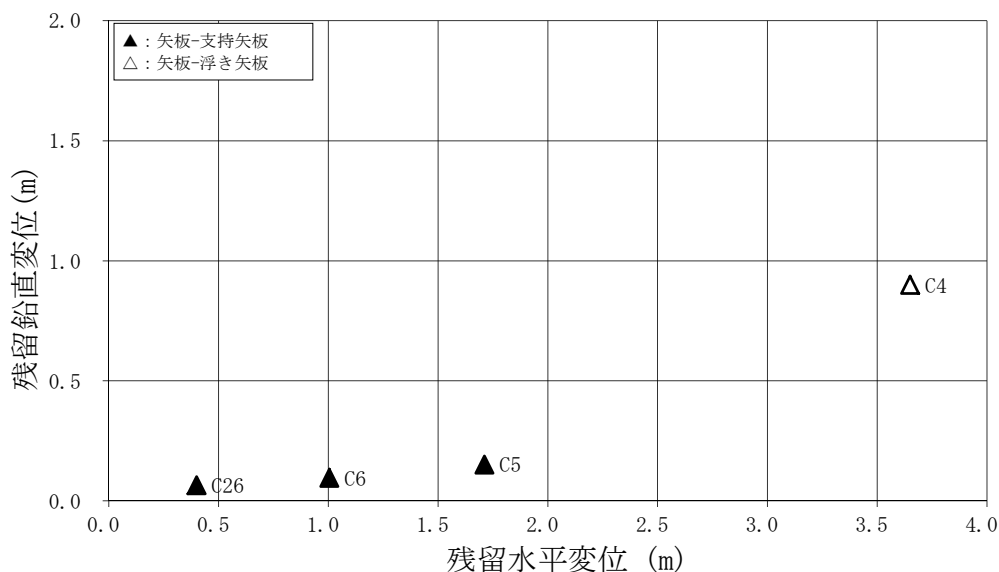


図-3.8 矢板の無対策時の残留鉛直変位と残留水平変位

(3) 無対策時の矢板の被災メカニズム

実験結果より、擁壁と同様に液状化が加振後 35 秒前後から発生し始め、加振後 75 秒前後で過剰間隙水圧比が 1.0 以上となり、液状化していると判断できる。間隙水圧の上昇（液状化）に合わせて、躯体の変位、ひずみの増加、地盤の加速度の減衰等も生じ、土圧についても液状化の発生と合わせて変化があり、矢板前面側の液状化層では液状化により有効応力の減少に伴い、矢板の前面抵抗力が減少し、矢板の変位（移動）により土圧が上昇している。

矢板背面側の液状化層の過剰間隙水圧と矢板の水平変位の時刻歴変化をから、矢板背面側の同じ高さの過剰間隙水圧の時刻歴変化を比較すると、矢板より遠い地点の液状化層の地盤では、加振後 35 秒前後で過剰間隙水圧が上昇開始し、加振後 75 秒前後で過剰間隙水圧比が 1.0 を超えているが、矢板に近い液状化層の地盤では、間隙水圧上昇の遅れが顕著に分かる。これは、過剰間隙水圧比が 1.0 に到達する前に躯体の水平・鉛直変位等により矢板が地盤を引っ張るような現象が生じ、側方流動や地盤沈下が発生して間隙水圧が上昇しなかったものと推察できる。このことより、矢板背面側の液状化層の地盤が側方流動していることを推定でき、土圧が増加していることから、背面側の液状化層の地盤が矢板前面側へ側方流動していると考えられる。

また、実験による残留鉛直変位と残留水平変位から、液状化層が厚い程、残留変位量が大きくなり、矢板では被災事例の整理結果とは違い、支持矢板の方が残留鉛直変位及び残留水平変位は小さくなった。

3.2.3 擁壁の耐震対策構造の効果分析

(1) 変位, 加速度, ひずみ, 土水圧及び過剰間隙水圧の観点からの分析

1) 変位の観点からの分析

水平変位の時刻歴変化から, 加振後 35 秒前後で水平変位が発生し, 75 秒前後でその変位は急増し, さらに 100 秒前後で大幅に増加しており, 約 125~150 秒で最大値に達している. 水平変位の発生時刻, 増大時刻, 最大値到達時刻は, 各ケースとも同様の時間帯であり, 同じように増加している. 各ケースでの違いとしては, 各時間帯での増加幅 (増加量) であり, その差が最終的な残留水平変位量の差につながっている.

鉛直変位は, 支持杭と浮き杭にてその発生状況が違い, 支持杭のうち改良体下部を支持層へ根入れをしていないケースの W-B-FS-LL(C8), W-B-RS-LL(C9), W-B-FW-LL(C21), W-B-FN-LL(C20), W-B-FS-LAL(C24), W-B-FW-LAL(C25)における鉛直変位は殆ど発生しておらず, その残留鉛直変位量は 0.1m 程度以下と微小ではあるが, その発生している時間帯は 75 秒前後である. 支持杭のうち改良体下部を支持層へ根入れをして改良体が縦長のケースの W-B-FE-LL(C18), W-B-RE-LL(C19), W-B-FE-LAL(C28)における残留水平変位量は 0.1~0.2m と小さいが, 根入れしていないケースよりも大きくなっており, その発生している時間帯は水平変位の発生時間帯と同じである. 浮き杭のうち前面改良 (川表側改良) と背面改良 (川裏側改良) のケースの W-F-FS-LL(C10), W-F-RS-LL(C11)における残留鉛直変位は, 0.4m 以上となっており支持杭の鉛直変位よりも大幅に増大しており, その発生時刻, 増大時刻, 最大値到達時刻は水平変位の発生時刻と同じ時間帯となっている. 浮き杭のうち躯体直下に改良体を設置したケースの W-F-US-LL(C12)の鉛直変位量については殆ど発生しておらず, その微小な値が発生している時間帯は, 水平変位の発生時間帯と同じである.

加振終了後の残留水平変位量 D_L について, 支持杭 (2 層) の W-B-FS-LL(C8)では $D_L=0.812\text{m}$, W-B-RS-LL(C9)では $D_L=0.981\text{m}$, W-B-FE-LL(C18)では $D_L=1.073\text{m}$, W-B-RE-LL(C19)では $D_L=1.456\text{m}$, W-B-FW-LL(C21)では $D_L=1.494\text{m}$, W-B-FN-LL(C20)では $D_L=1.900\text{m}$ となった. 前面改良と背面改良のケースを比較すると, 前面改良の方が残留水平変位量 D_L は低減されている. 改良体の底部を非液状化層に根入れしていないケースと 4m 根入れしているケースを比較すると, 根入れをしていないケースが残留水平変位量 D_L は低減されている. これは根入れをしているケースは改良体の形状が縦長となっており, 改良体が回転をしており, その影響が躯体の水平変位量の増大につながったと考えられる. 改良幅を大きくしたケースの残留水平変位量 D_L は他のケースと比較して効果は限定的であった.

浮き杭 (2 層) の W-F-FS-LL(C10)では $D_L=1.282\text{m}$, W-F-RS-LL(C11)では $D_L=1.563\text{m}$, W-F-US-LL(C12)では $D_L=0.667\text{m}$ となった. 浮き杭の場合, 支持杭と比較すると残留水平変位量 D_L が 1.5 倍以上となっている. 浮き杭の場合に, 擁壁の直下に改良体を設置した改良体のケースでは最も残留水平変位量 D_L を低減した結果となった.

支持杭で互層 (上層: 非液状化層, 中間層: 液状化層, 下層: 非液状化層) の W-B-FS-LAL(C24)では $D_L=1.165\text{m}$, W-B-FE-LAL(C28)では $D_L=1.133\text{m}$, W-B-FW-LAL(C25)では $D_L=0.400\text{m}$ となった. 互層のケースで残留水平変位量 D_L が最も低減できたケースは, 改良幅を大きくしたケースであり, 2 層のケースとは異なる結果となった.

加振終了後の残留鉛直変位量 D_H について, 支持杭 (2 層) の W-B-FS-LL(C8)では $D_H=0.056\text{m}$, W-B-RS-LL(C9)では $D_H=0.086\text{m}$, W-B-FE-LL(C18)では $D_H=0.165\text{m}$, W-B-RE-LL(C19)では $D_H=0.286\text{m}$, W-B-FW-LL(C21)では $D_H=0.098\text{m}$, W-B-FN-LL(C20)では $D_H=0.124\text{m}$ となった. 前面改良と背面改良の

ケースを比較すると、前面改良の方が残留鉛直変位量 D_H は低減されている。改良体の底部を非液状化層に根入れしていないケースと根入れしているケースを比較すると、根入れをしていないケースが残留鉛直変位量 D_H は低減されている。これは水平変位と同様に、根入れをしているケースは改良体の形状が縦長となっており、改良体が回転をしており、その回転量に伴い鉛直変位量の増大につながったと考えられる。

浮き杭(2層)の W-F-FS-LL(C10)では $D_H=0.522\text{m}$, W-F-RS-LL(C11)では $D_H=0.889\text{m}$, W-F-US-LL(C12)では $D_H=0.025\text{m}$ となった。浮き杭の場合、支持杭と比較すると残留水平変位量 D_H が 10 倍程度となっている。浮き杭の場合に、擁壁の直下に改良体を設置した改良体のケースでは最も残留水平変位量 D_H を低減した結果となった。

支持杭で互層(上層:非液状化層, 中間層:液状化層, 下層:非液状化層)の W-B-FS-LAL(C24)では $D_H=0.098\text{m}$, W-B-FE-LAL(C28)では $D_H=0.224\text{m}$, W-B-FW-LAL(C25)では $D_H=0.108\text{m}$ となった。互層のケースで残留水平変位量 D_H が最も低減できたケースは、改良幅が標準的な大きさのケースであり、残留水平変位量 D_L の結果と異なる結果となったが、改良幅を大きくしたケースの残留水平変位量 D_L とほぼ同じ残留水平変位量 D_L であるため、この2ケースの効果は同等と考えていい。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりも変位量が小さく、低減効果が確認できた。その際、支持条件の違いが鉛直変位や水平変位の残留変位量の大きさに影響を与え、支持杭の方の変位量が小さくなることが模型実験からも確認することができた。改良体の設置位置での対策効果の違いについては、躯体前面側に改良体を配置した方が残留水平変位量は小さくなっており、躯体と改良体の位置関係の違いにより、躯体の水平変位量に影響があることが明らかとなった。改良体下部を支持層に十分根入れしているケースについては、前面改良では根入れの有無では大きな差異は生じていないが、根入れをしたケースは、縦長形状の影響から改良体の回転量に相当する分だけ大きくなっていく。ただし、背面改良で十分に根入れをしているケースでは、根入れをしていないケースと比較すると水平変位量は約 1.5 程度大きくなっており、前面改良と異なった結果となった。これは、背面改良では改良体が躯体の変位を受ける位置にないため、改良体の回転量が躯体の水平変位に大きく影響した結果と考えられる。また、互層のケースでは2層のケースよりも大きく変位量が低減しており、これは液状化層の上層に位置する非液状化層の影響が大きいと考えられる。なお、特殊堤の躯体と改良体の残留水平変位量は関連性があることが確認でき、詳細については 3.2.5 にて後述することとする。これらのように支持条件や改良体の前面・背面の違い、2層と互層の違いといったことが残留変位量に影響しており、後述する検討において重要な視点ということが分かる。

2) 加速度の観点からの分析

加速度の時刻歴変化から、加振後 20 秒前後で振幅が大きくなり、一山目の加速度のピークが 35～50 秒となっている。二山目のピークは 100 秒前後であり、その後振幅は徐々に小さくなっている。

擁壁天端(頭部)の加速度は、土槽底面の入力波(最大加速度振幅 $\pm 500\text{gal}$ 程度)に対して加速度の最大振幅は、支持杭(2層)の前面改良(根入れ無し)をした W-B-FS-LL(C8)では $-600\sim+350\text{gal}$ 程度となり、同様の形状であり背面改良の W-B-RS-LL(C9)では $-500\sim+500\text{gal}$ 程度となり、前面改良(根入れ有り)である W-B-FE-LL(C18)では $-450\sim+250\text{gal}$ 程度、同様の形状であり背面改良の W-B-RE-LL(C19)では $-600\sim+350\text{gal}$ 程度となり、支持杭(2層)の前面改良(根入れ無し)で改良幅が幅広の W-B-FW-LL(C21)では $-500\sim+350\text{gal}$ 程度、改良幅が狭小の W-B-FN-LL(C20)では $-700\sim+500\text{gal}$ 程度となっている。

浮き杭(2層)の W-F-FS-LL(C10)では $-500\sim+250\text{gal}$ 程度、W-F-RS-LL(C11)では $-600\sim+400\text{gal}$ 程度、

W-F-US-LL(C12)では-750～+750gal 程度となった。

支持杭（互層）の前面改良（根入れ無し）をした W-B-FS-LAL(C24)では-450～+450gal 程度、前面改良で改良体下部を支持層に根入れしている W-B-FE-LAL(C28)では-550～+400gal 程度、前面改良（根入れ無し）で改良幅が幅広の W-B-FW-LAL(C25)では-450～+550gal 程度となっている、

改良体（上面）の加速度は、支持杭（2層）の W-B-FS-LL(C8)では-400～+200gal 程度、W-B-RS-LL(C9)では-400～+200gal 程度、W-B-FE-LL(C18)では-450～+200gal 程度、W-B-RE-LL(C19)では-400～+200gal 程度、W-B-FW-LL(C21)では-250～+200gal 程度、W-B-FN-LL(C20)では-650～+250gal 程度である。

浮き杭（2層）の W-F-FS-LL(C10)では-400～+250gal 程度、W-F-RS-LL(C11)では-400～+200gal 程度、W-F-US-LL(C12)では-500～+200gal 程度となった。

支持杭（互層）の W-B-FS-LAL(C24)では-300～+250gal 程度、W-B-FE-LAL(C28)では-450～+250gal 程度、W-B-FW-LAL(C25)では-250～+200gal 程度となっている。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりも躯体の加速度が小さく、低減効果が確認できた。その際、擁壁の加速度は支持杭の場合、最大加速度振幅が 1,000gal 程度と、入力加速度と概ね同程度の値となっており、浮き杭の場合は小さい。直下改良のケースでは入力加速度が直接的に改良体を通して躯体に伝わっていると考えられるため、最大加速度振幅が大きくなっている。改良体の加速度は躯体と異なっており、最大加速度振幅が 600gal 程度と、入力加速度よりも小さくなっている。これは液状化層の影響であると考えられる。以上より、以降の分析では躯体の支持条件や改良体の位置の違いだけではなく、改良体の外的安定に関係のある改良体の水平震度の違いに着目して、分析をすることが必要である。

3) ひずみの観点からの分析

杭のひずみの時刻歴変化から入力加速度が ± 100 gal 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後でひずみが発生し始め、加速度が ± 200 gal 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でひずみが増加し、100 秒前後で最大値に達している。W-B-RS-LL(C9)の川表側の杭中間部と W-B-FS-LAL(C24)の川表側杭頭部以外において同様の時間変化となっており、同様の形状であり背面改良の W-B-RS-LL(C9)の背面側の杭中間部と W-B-FS-LAL(C24)の川表側杭頭部では加振後 35 秒前後でひずみが発生し始め、加速度が加振後 100 秒前後でひずみが増加し、150 秒前後で最大値に達している。

杭頭部（川表側）における加振中の最大ひずみは、支持杭（2層）の前面改良（根入れ無し）をした W-B-FS-LL(C8)では 500 μ 程度となっており、W-B-RS-LL(C9)は 800 μ 程度、前面改良（根入れ有り）である W-B-FE-LL(C18)は 250 μ 程度、同様の形状であり背面改良の W-B-RE-LL(C19)は 100 μ 程度、支持杭（2層）での前面改良（根入れ無し）で改良幅が幅広の W-B-FW-LL(C21)は 1,200 μ 程度、改良幅が狭小の W-B-FN-LL(C20)は 500 μ 程度となっている。

支持杭（互層）の前面改良（根入れ無し）をした W-B-FS-LAL(C24)は 1,000 μ 程度、前面改良で改良体下部を支持層に根入れしている W-B-FE-LAL(C28)は 500 μ 未満、前面改良（根入れ無し）で改良幅が幅広の W-B-FW-LAL(C25)は 800 μ 程度となっている。

浮き杭の場合の W-F-FS-LL(C10)では 700 μ 程度、W-F-RS-LL(C11)では 200 μ 程度、W-F-US-LL(C12)では 200 μ 程度となった。

杭中間部（川表側）における加振中の最大ひずみは、杭頭部（川表側）の各ケースよりも小さめの値となっており、支持杭の場合では 300 μ 程度から 600 μ 程度となっており、浮き杭の場合では W-F-US-LL(C12)が殆ど発生しておらず、それ以外については 200 μ 程度から 250 μ 程度となっている。

杭先端部（川表側）における加振中の最大ひずみでは、杭頭部（川表側）と杭先端部（川表側）の

傾向と変化しており、支持杭の場合、W-B-FE-LL(C18)では殆ど発生しておらず、W-B-FN-LL(C20)では1000 μ 程度となり、それ以外では200 μ 程度から300 μ 程度となっている。浮き杭では、W-F-FS-LL(C10)とW-F-RS-LL(C11)では殆ど発生しておらず、W-F-US-LL(C12)では100 μ 程度となった。

次に杭頭部（川裏側）における加振中の最大ひずみは、支持杭のW-B-FS-LL(C8)では250 μ 程度となっており、W-B-RS-LL(C9)は700 μ 程度、W-B-FE-LL(C18)は250 μ 程度、W-B-RE-LL(C19)は200 μ 程度、W-B-FW-LL(C21)は900 μ 程度、W-B-FN-LL(C20)は600 μ 程度、W-B-FS-LAL(C24)は600 μ 程度、W-B-FE-LAL(C28)は500 μ 未満、W-B-FW-LAL(C25)は600 μ 程度となっている。浮き杭の場合のW-F-FS-LL(C10)では750 μ 程度、W-F-RS-LL(C11)では250 μ 程度、W-F-US-LL(C12)では200 μ 程度となった。杭中間部（川裏側）における加振中の最大ひずみは、W-B-FW-LAL(C25)では1,000 μ 程度となっているが、これ以外では杭頭部（川裏側）の場合の各ケースとほぼ同様の傾向となっており、200 μ 程度から900 μ 程度となっている。浮き杭のW-F-FS-LL(C10)では700 μ 程度、W-F-RS-LL(C11)では250 μ 程度、W-F-US-LL(C12)では殆ど発生していない。杭先端部（川裏側）における加振中の最大ひずみは、杭頭部（川裏側）や杭中間部（川裏側）の各ケースと違った傾向となっており、支持杭のW-B-FS-LL(C8)では100 μ 程度となり、W-B-RS-LL(C9)とW-B-FE-LL(C18)では殆ど発生していない、W-B-RE-LL(C19)とW-B-FW-LL(C21)では200 μ 程度、W-B-FN-LL(C20)では100 μ 程度、W-B-FS-LAL(C24)では300 μ 程度、W-B-FE-LAL(C28)では250 μ 未満、W-B-FW-LAL(C25)では500 μ 程度となっている。浮き杭の場合ではW-F-FS-LL(C10)では150 μ 程度、W-F-RS-LL(C11)とW-F-US-LL(C12)では250 μ 程度となった。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりもひずみが小さく、低減効果が確認できた。その際、2層の支持杭のうち改良体下部を支持層に十分根入れをしていない標準的なケースの前面側杭頭部のひずみは、前面改良のケースの方が背面改良より小さくなっており、これは改良体が躯体前面側に配置されており、躯体の変位を改良体が受け持つ位置関係となっていることで、躯体の残留水平変位が小さくなっているためであると考えられる。前面側の杭中間部及び杭先端部は、前面改良と背面改良は同程度のひずみとなっているものの、液状化層に位置する背面側の杭中間部のひずみでは、背面改良のケースの方が前面改良のケースより若干大きい値となっており、躯体の残留水平変位の大小関係と同じ傾向となっている。液状化層の影響が顕著に出ている杭中間部のひずみにおいて、改良体下部を支持層に十分根入れをしているケースのひずみは、前述の十分に根入れをしていないケースと同様に背面改良のケースの方が前面改良のケースより大きい値となっている。支持層への根入れの有無について比較すると、前面改良のケースと背面改良のケースでは、支持層に十分根入れをしていない標準的なケースのひずみの方が若干小さくなっており、背面改良のケースで同様の結果となっており、躯体の残留水平変位量の大小関係と同じ傾向となっている。また、杭先端部のひずみは杭頭部及び杭中間部に比べて小さく、改良幅の大きいW-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)ではひずみが他のケースよりも大きくなっており、これは改良体幅が幅広の場合、後述する改良体のロッキング現象が発生せずに、水平方向の挙動が卓越し、この影響により改良体の慣性力が直接躯体に作用し、その影響でひずみが増大したと考えられる。浮き杭の場合は杭先端が固定されていないため、ひずみも小さくなり、逆に支持杭の場合は杭先端が固定されているため、土圧等が杭に直接的に働き、ひずみが浮き杭よりも大きくなっていると考えられる。

互層における支持杭の前面改良のケースでは、改良体下部を支持層に十分根入れをしていないケースの方が、十分根入れをしているケースの方よりひずみが大きくなっており、2層のケースと違った結果となっている。これは、液状化層の上層に位置する非液状化層の影響によるものと考えられる。

4) 土水圧の観点からの分析

躯体の杭あるいは改良体へ作用する主働土圧の時刻歴変化から、入力加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で、土圧が発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でさらに土圧が増加し、100 秒前後で最大値となっている。受働土圧は加振後 35 秒前後で一定の値に上昇後は主働土圧のようにそれ以降の急激な増加は見られず、一定程度の値を保ったままとなっている。これは液状化層にて加振後 35 秒前後で液状化が発生することで、加振による慣性力の変動がなく、その後の土圧の変動も見られなかったと考えられる。なお、土圧の値については杭あるいは改良体の中間部の計測値である。

支持杭（2 層）の主働土圧は、支持杭（2 層）の前面改良（根入れ無し）の W-B-FS-LL(C8)では 130kN/m^2 程度、同様の形状で背面改良の W-B-RS-LL(C9)では 90kN/m^2 程度、前面改良（根入れ有り）の W-B-FE-LL(C18)では 130kN/m^2 程度、背面改良（根入れ有り）をした W-B-RE-LL(C19)では 90kN/m^2 程度、支持杭（2 層）の前面改良（根入れ無し）で改良幅が幅広の W-B-FW-LL(C21)では 100kN/m^2 程度、前面改良（根入れ無し）で改良幅が狭小の W-B-FN-LL(C20)では 150kN/m^2 程度となっている。

浮き杭（2 層）の前面改良（根入れ無し）をした W-F-FS-LL(C10)では 140kN/m^2 程度、背面改良（根入れ無し）をした W-F-RS-LL(C11)では 100kN/m^2 程度、躯体直下に改良体（根入れ無し）を設置した W-F-US-LL(C12)では 120kN/m^2 程度となった。

支持杭（互層）の前面改良（根入れ無し）をした W-B-FS-LAL(C24)では 70kN/m^2 程度、前面改良で改良体下部を支持層に根入れしている W-B-FE-LAL(C28)では 80kN/m^2 程度、前面改良（根入れ無し）で改良幅が幅広の W-B-FW-LAL(C25)では 100kN/m^2 程度となっている。

支持杭（2 層）の受働土圧は、W-B-FS-LL(C8)では 40kN/m^2 程度、W-B-RS-LL(C9)では 70kN/m^2 程度、W-B-FE-LL(C18)では 60kN/m^2 程度、W-B-RE-LL(C19)では 50kN/m^2 程度、W-B-FW-LL(C21)では 30kN/m^2 程度、W-B-FN-LL(C20)では 40kN/m^2 程度となっている。浮き杭（2 層）の W-F-FS-LL(C10)では 40kN/m^2 程度、W-F-RS-LL(C11)では 50kN/m^2 程度、W-F-US-LL(C12)では 50kN/m^2 程度となり、支持杭（互層）の W-B-FS-LAL(C24)では 50kN/m^2 程度、W-B-FE-LAL(C28)では 40kN/m^2 程度、W-B-FW-LAL(C25)では 30kN/m^2 程度となっている。

また、主働土圧は擁壁の杭間をすり抜ける土の側方流動の影響が想定される。標準的な改良幅である前面改良・支持杭の W-B-FS-LL(C8)と背面改良・支持杭の W-B-RS-LL(C9)、前面改良・浮き杭の W-F-FS-LL(C10)と背面改良・浮き杭の W-F-RS-LL(C11)、支持層への根入りを十分に行っている前面改良・支持杭の W-B-FE-LL(C18)と背面改良・支持杭の W-B-RE-LL(C19)、直下改良の W-F-US-LL(C12)の各ケースにおいて、側方流動による杭間のすり抜けの影響に着目し、各ケースの主働土圧の実験値を比較した。その結果、前面改良に作用する主働土圧の方が背面改良よりも 1.4 倍程度大きくなっている。側方流動による杭間のすり抜けが影響すると、杭が主働土圧の作用する位置に存在するため、前面改良の主働土圧は背面改良の主働土圧よりも小さくなると考えられるが、比較結果からは前面改良の主働土圧の方が大きい。これは、前面改良の方が側方流動の発生領域が大きいことが影響していると考えられ、杭間のすり抜けによる影響は殆ど発生していないと考えられる。

同様に、擁壁の躯体が挙動することで改良体へ外力が作用し、その影響を受け、改良体への作用力が増大することも考えられる。躯体の外力が改良体へ作用すると躯体が改良体の背面側に位置する場合、改良体の受働土圧が増大すると考えられる。この点に着目し、擁壁の杭間をすり抜ける影響を分析した場合と同様のケースにおいて、受働土圧の比較を行った。この結果、前面改良の方が小さいか、あるいは、根入れの場合はほぼ同程度となっており、躯体の外力が作用しているような結果は得られ

なかった。また、改良体と躯体の加速度について後述しているが、その結果からは改良体と躯体が一体となって挙動しており、改良体の挙動が支配的となっている状況が確認できる。このことから、擁壁の躯体が挙動により外力が改良体へ作用するという影響は殆どないと考えられる。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりも土水圧が小さく、低減効果が確認できた。その際の主働土圧については、2層の支持杭のうち改良体下部を支持層に十分根入れをしていない標準的なケースの土水圧は、前面改良のケースの方が背面改良より大きくなっている。これは改良体が躯体前面側に配置されるケースにおいて、背面盛土側の液状化層が液状化により側方流動を発生して、その影響を躯体が受けているためであり、背面改良の場合はその側方流動を改良体により受け止めることで、躯体が土水圧を直接受けており、影響が低減されているためと考えられる。また、改良体下部を支持層に十分根入れしていないケースと、十分根入れしているケースとでは、前面改良と背面改良の両ケースにおいて、それぞれ同程度の値となった。浮き杭のケースにおいても同様の結果となり、前面改良のケースの方が大きい値となった。互層における支持杭のケースでは2層の支持杭のケースより、やや小さい値となっており、液状化層の層厚が小さいことが影響していると考えられる。

受働土圧については、主働土圧と逆の結果となっており、前面改良のケースの方が、背面改良のケースよりも小さくなっている。これは、前面改良では躯体の前面側に改良体が位置しているため、背面盛土の液状化の影響が殆ど生じていないためと考えられる。ただし、主働土圧と受働土圧の算定位置が同位置ではないため、この影響については改良体への水平作用荷重を評価することで分析する。また、主働土圧及び受働土圧は外的安定を評価する上で重要な指標であるため、各ケースの条件の違いを踏まえ、詳細に分析する必要がある。

5) 過剰間隙水圧の観点からの分析

過剰間隙水圧の時刻歴変化から、改良体の前後で計測を行っているが、改良体を設置していないケースと同様に液状化層では過剰間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比は1.0を超え、液状化が発生していることが確認できる。その過剰間隙水圧の上昇は、加振後35秒前後で土圧が発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後75秒前後でさらに増加し、100秒前後で最大値となっている。

2層の場合である擁壁の支持杭及び浮き杭の前面側の液状化層では、前述した加速度の上昇状況と同様に、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後35秒前後で一気に上昇し始め、1.0に達して液状化が発生し、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後75秒前後でさらに増加している。

互層の場合である支持杭の前面側の液状化層においても、前述した加速度の上昇状況と同様に、加振後35秒前後で若干過剰間隙水圧比が上昇し、75秒前後で一気に上昇して1.0を超えて液状化が発生しているが、過剰間隙水圧比が2.5以上となっている2層よりも低く、1.5を超える程度となっている。これは液状化層の上層に位置する非液状化層の影響であり、初期の拘束圧が2層のケースより増加したことにより、過剰間隙水圧の上昇が抑制されているためであると考えられる。

2層の背面側の液状化層においても同様に過剰間隙水圧比が増加しているが、無対策のケースと比較すると、無対策のケースでは35秒前後から75秒前後まで徐々に過剰間隙水圧比が増加しているが、改良体を設置したケースでは同時間帯の過剰間隙水圧比は増加しておらず、過剰間隙水圧の上昇が若干抑制されている。これは改良体設置により、初期の加振の段階では水圧の上昇の抑制された結果である。互層の背面側の液状化層においては、無対策と改良体を設置したケースでは目立った違いは確認できていない。

以上の結果から、改良体設置により若干ではあるが過剰間隙水圧の上昇の抑制効果が、背面側の液状化層で確認できた。これらの結果は改良体へ作用する側方流動による土水圧の影響に関連性がある

と考えられ、後述する4章にて土圧の影響について詳細に分析することとする。併せて、2層と互層の違いによっても土水圧の影響の違いが確認できたことも踏まえ、上載土圧の影響についても着目して各ケースの水平作用荷重の分析をする。

また、巻末資料に示した過剰間隙水圧の時刻歴波形を詳細に観察してみると、各ケースの波形の周期はほぼ同程度となっている。底版への入力加速度とともに、改良体の応答加速度と過剰間隙水圧の周期を比較したところ、それぞれの周期がほぼ同程度の0.5秒程度となっていることが明らかとなった。これは、改良体と入力地震動の振動数特性がほぼ一致し、共振のような挙動となったためと推察できる。なお、ここで分析した過剰間隙水圧は各ケースを比較するために、加振後35秒前後から上昇し、その後安定した値となっている50秒から55秒のデータを比較した。過剰間隙水圧の影響についての詳細は後述する。

さらに、改良体の底面に作用する摩擦力について実験映像を確認した。実際の現場条件では地盤と改良体が馴染むことで摩擦力が十分発揮すると考えられるが、実験で使用する改良体は個別に製作し、支持層は均質な砂で製作されるため底面摩擦が発揮されるかが懸念される。そこで、過剰間隙水圧の実験データと併せて実験映像を確認すると、加振直後は入力加速度も小さく、作用荷重も小さいことから改良体の底面摩擦力が抵抗力として発揮し、改良体の水平変位も抑制されていることが確認できる。その後、入力加速度が大きくなると作用力が増し、作用力が抵抗力を超え、改良体の水平変位が増大していると考えられる。各ケースに作用する底面摩擦力の実験値と設計値の比較分析については後述する。

(2) 擁壁の残留変位や加速度による耐震対策構造の効果分析

1) 擁壁の残留変位量による分析

擁壁の頂端部の鉛直変位量と水平変位量の関係を図-3.9に示す。

支持杭の場合では、鉛直変位量は殆ど生じないことが分かる。無対策でも鉛直変位量は0.17mと小さいが、改良体を設置することで、水平変位に伴う回転量が小さくなり、鉛直変位がさらに低減されたと考えられる。水平変位量は、無対策2.48mに対して、標準的な改良幅であり、根入れを十分にしていない前面改良のケースのW-B-FS-LL(C8)では0.81m、背面改良のケースのW-B-RS-LL(C9)は0.98mと大きく軽減する結果であった。

浮き杭の場合には、改良体を設置しても鉛直変位量が多いことが分かる。無対策の鉛直変位量1.40mに対して、前面改良の鉛直変位量が0.52m、背面改良の鉛直変位量が0.89mである。一方、水平変位量は、無対策6.25mに対して、前面改良した場合に1.28m、背面改良の場合に1.56mと大きく低減した。さらに、擁壁の躯体直下に改良体を設置した場合は、鉛直変位量が0.025mと殆どなく、水平変位量も0.67mと大きく低減する結果であり、全層非液状化層のW-B-N-ANL(C7)とほぼ同程度の変位であった。

以上より、これら擁壁の実験において標準的な改良幅であって根入れを十分にしていないケースでは、支持杭の場合、鉛直変位は約58%、水平変位は約60%の低減効果を確認でき、浮き杭の場合、鉛直変位は約40%、水平変位は約75%の低減効果を確認できた。同様の条件の改良体について、その変位量を分析すると、標準的なケースである前面改良と背面改良では前面改良の水平変位が小さく、標準的な改良幅と幅広・狭小幅のケースを比較すると標準的な改良幅の水平変位が小さく、幅広、狭小幅の順に水平変位が大きくなっている。標準的な改良幅のケースと根入れを十分に行っているケースでは、標準的な改良幅の水平変位が小さく、前面改良の方が背面改良よりも水平変位が小さくなって

いる。2層と互層のケースを比較すると2層の標準的な改良幅のケースの水平変位が小さくなっており、互層の標準的な改良幅と幅広・根入れのケースを比較すると、3つのケースともほぼ同程度の水平変位となっているが、根入れのケースの水平変位が若干小さく、標準的な改良幅、幅広の順に水平変位が大きくなっている。最も水平変位が小さいケースは2層の直下改良のケースであった。鉛直変位については、支持杭のものは浮き杭よりも小さくなり、支持杭のケースは0.286m以下となっている。浮き杭の鉛直変位及び水平変位は、前面改良の方が背面改良よりも小さくなっている。

また、特殊堤の許容される鉛直変位量と水平変位量は、現場条件で異なるが一般的にそれぞれ0.6m程度と0.5m程度と想定できる。許容される鉛直変位量は、堤防の余裕高さ程度と想定できる。この余裕高さは、高水時の風浪、うねり、跳水等の一時的な水位上昇に対応するために設けられているものであり、特殊堤の沈下が許容される高さであると判断できる。河川管理施設等構造令³⁻¹²⁾では計画高水流量に応じた堤防の余裕高さが0.6m~2.0mと規定されており、これから鉛直変位量の許容想定値を最低値である0.6m程度と想定した。水平変位量は既設特殊堤の堅壁の部材厚が0.5m程度あることから、その部材厚と同程度である0.5m程度と想定した。図-3.9の結果を基に分析すると、鉛直変位はW-F-RS-LL(C11)以外のケースでは許容鉛直変位量よりも下回っており、水平変位については殆どが想定許容変位より上回っている。全層非液状化のケースであるW-B-N-ANL(C7)では水平変位は殆ど発生しないと考えられたが、実験ではその水平変位が0.5m程度発生しており、模型実験では実被害よりも大きく発生する傾向にあるということが確認できた。このことから改良体を設置した場合の各ケースの残留水平変位の結果は、0.5m程度を差し引いた値と仮定できる。逆に、残留水平変位の既設特殊堤の堅壁部材厚の0.5m程度と全層非液状化層の実験結果の0.5m程度を足し合わせた1.0m程度が水平変位の許容想定値と仮定することもできる。この仮定した水平変位の許容想定値の1.0m程度に対して、標準的な前面改良のケースであるW-B-FS-LL(C8)、直下改良のケースであるW-F-US-LL(C12)、標準的な背面改良のケースであるW-B-RS-LL(C9)が許容値を満足していると評価できる。

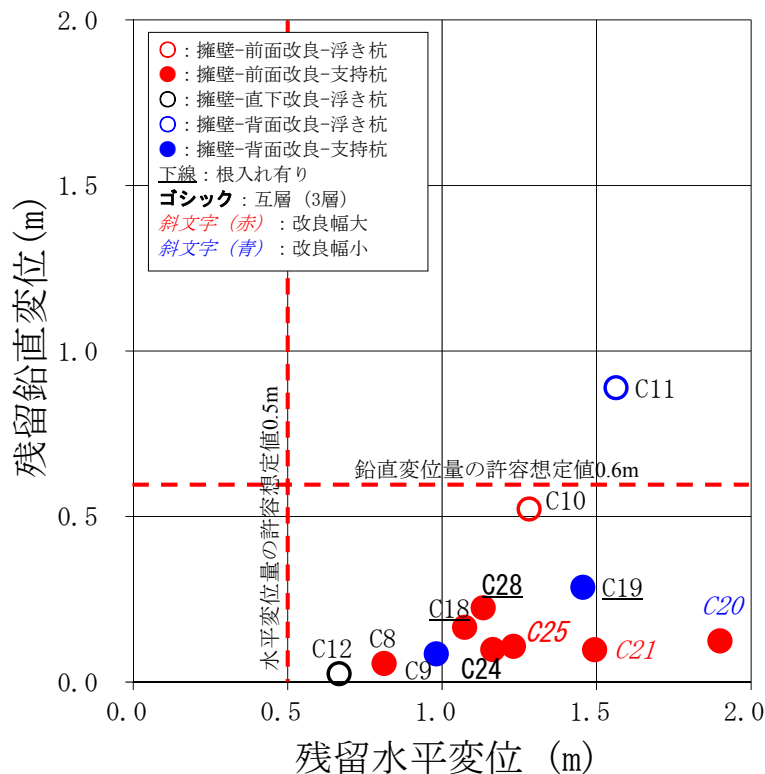


図-3.9 擁壁の耐震対策時の残留鉛直変位と残留水平変位

2) 擁壁と耐震対策構造の残留変位量による分析

擁壁の改良体の設置位置による変位量の違いを図-3.10（鉛直変位量）、図-3.11（水平変位量）に示す。鉛直変位については、改良体を設置することで、支持杭と浮き杭の両ケースにおいて、無対策よりも大きく低減する結果が得られた。水平変位についても同様の結果となっているが、浮き杭の前面改良・背面改良の場合、水平変位が 1.0m 以上となり、必ずしも耐震性能上で十分な効果が得られたとは言えない結果となった。また、前面改良・背面改の変位量を比較すると、前面改良の方が低減効果はあるという結果となった。支持杭の場合はレベル2地震動に対して、ある程度の効果が確認できた。浮き杭の場合では、擁壁直下を改良したケースにおいて鉛直変位と水平変位のどちらについても他のケースより大幅な変位量の低減効果が確認できた。

なお、前面改良の場合では、改良体の変位が大きいと躯体の変位も同様に大きくなり、躯体の変位に改良体の変位が影響していると考えられる。これは、前面改良は、躯体および川裏側から川表側への作用荷重を直接受け止める位置にあり、その挙動が躯体と連動することが想定される。

基礎	支持杭			浮き杭			
	無対策 ケース2	川表 ケース8	川裏 ケース9	無対策 ケース13	川表 ケース10	川裏 ケース11	直下 ケース12
変位	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤	特殊 改良 堤
鉛直 変位 量 (m)	0.17	0.06	0.02	0.09	0.06	1.40	0.52
						-0.004	-0.02
							-0.004
							0.03
						0.89	

図-3.10 擁壁における鉛直変位量（単位:m）

水平変位量(m)							変位	対策	基礎
7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0			
							2.48	特殊 改良 堤	無対策 ケース2
							0.81	特殊 改良 堤	川表 ケース8
							0.53	特殊 改良 堤	川裏 ケース9
							0.98	特殊 改良 堤	無対策 ケース13
							0.47	特殊 改良 堤	川表 ケース10
							6.25	特殊 改良 堤	川裏 ケース11
								特殊 改良 堤	直下 ケース12
							1.28	特殊 改良 堤	
							1.04	特殊 改良 堤	
							1.56	特殊 改良 堤	
							0.35	特殊 改良 堤	
							0.67	特殊 改良 堤	
							0.55	特殊 改良 堤	

図-3.11 擁壁における水平変位量（単位:m）

3) 擁壁と耐震対策構造の加速度による分析

図-3.12(1)には、改良体及び躯体の挙動に着目して、擁壁で前面改良をした場合の加速度を示す。前面改良のケースでは、加速度の時刻歴波形をみると擁壁と改良体の加速度の波形がほぼ一致しており、一体となって挙動していることが確認でき、擁壁の変位は改良体自体の挙動に大きく影響していると考えられる。

また、改良体底面の前面側端部と背面側端部の過剰間隙水圧比と水平変位量の関係を図-3.12(2)に示す。ここでの水平変位量は改良体の前面側上端部の値である。以下に代表的なケースについて詳述する。

W-B-FN-LL(C20)では、改良体底面の前面側の過剰間隙水圧は水平変位が 0m~0.1m 程度までの変動が小さく、水平変位が 0.1m 程度以上となると改良体背面側底面の過剰間隙水圧の変動量は増加する。改良体底面の背面側の過剰間隙水圧は前面側と比較して、その変動幅が 2 倍以上となっており、変動量が大きいことが確認できる。詳細については後述するが、これは改良体前面側の端趾部を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生しており、その状況が W-B-FE-LL(C18)よりも顕著となっているのは改良体の断面積が小さく、改良体下部を支持層に根入れをしていないことが影響していると考えられる。

W-B-FE-LL(C18)では改良体底面の前面側の水平変位が0m~0.3m程度までの過剰間隙水圧は変動が小さいが、水平変位が0.3m程度以上となると改良体背面側底面の過剰間隙水圧と同様に変動が大きくなる。これは水平変位の発生当初である0m~0.3m程度の時点では改良体前面側の端趾部を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生しており、その後は改良体が全体的に回転しているようなロッキング現象が発生していると考えられる。

W-B-FW-LL(C21)では改良体底面の前面側と背面側の両方ともに過剰間隙水圧の変動量は比較的小さい。これは改良体の水平方向の慣性力の作用力が回転力よりも卓越しており、地震時挙動に大きく影響していることで改良体が回転していないためと考えられる。

互層のケースでも2層のケースと同様に通常の改良幅であるケースと改良体の下部を非液状化層に根入れしているケースでは、改良体底面の前面側の過剰間隙水圧は変動が小さいものの、背面側の過剰間隙水圧は変動が大きく、前述したケースと同様にロッキング現象が発生していると考えられる。改良幅を通常の2倍以上としたケースでは改良体底面の前面側と背面側の両方ともに過剰間隙水圧の変動量は比較的小さく、改良体の水平方向の慣性力の作用力が回転力よりも卓越してと考えられる。なお、ロッキング現象については、後述にて詳細に分析している。

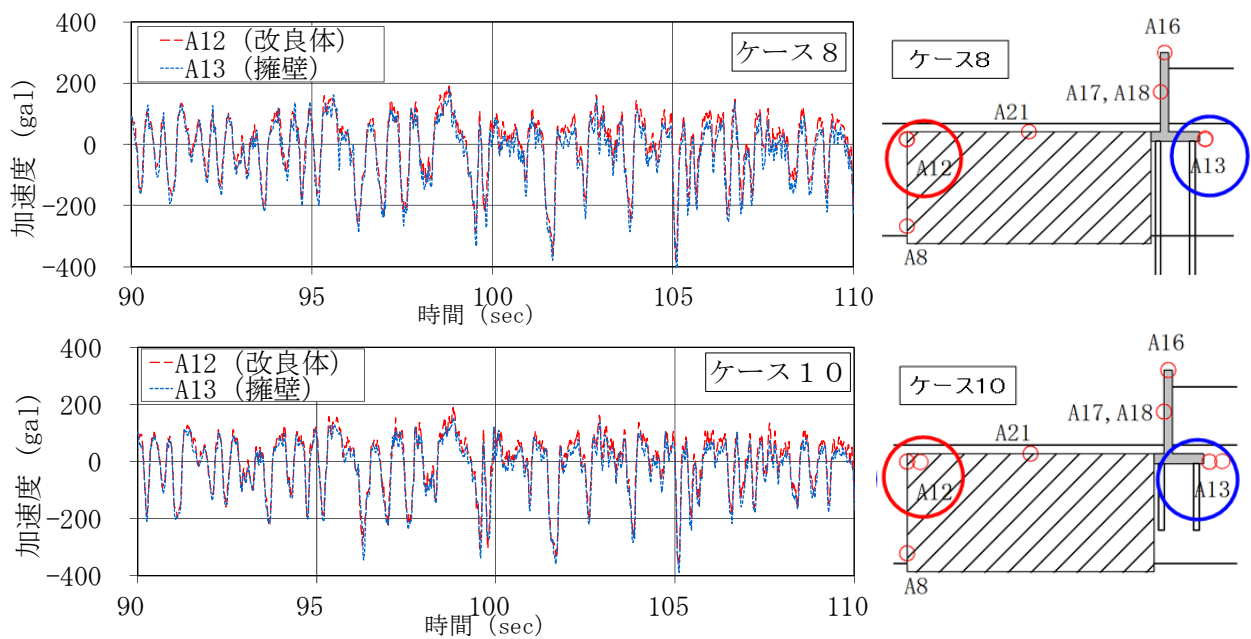


図-3.12(1) 改良体と擁壁に生じる加速度

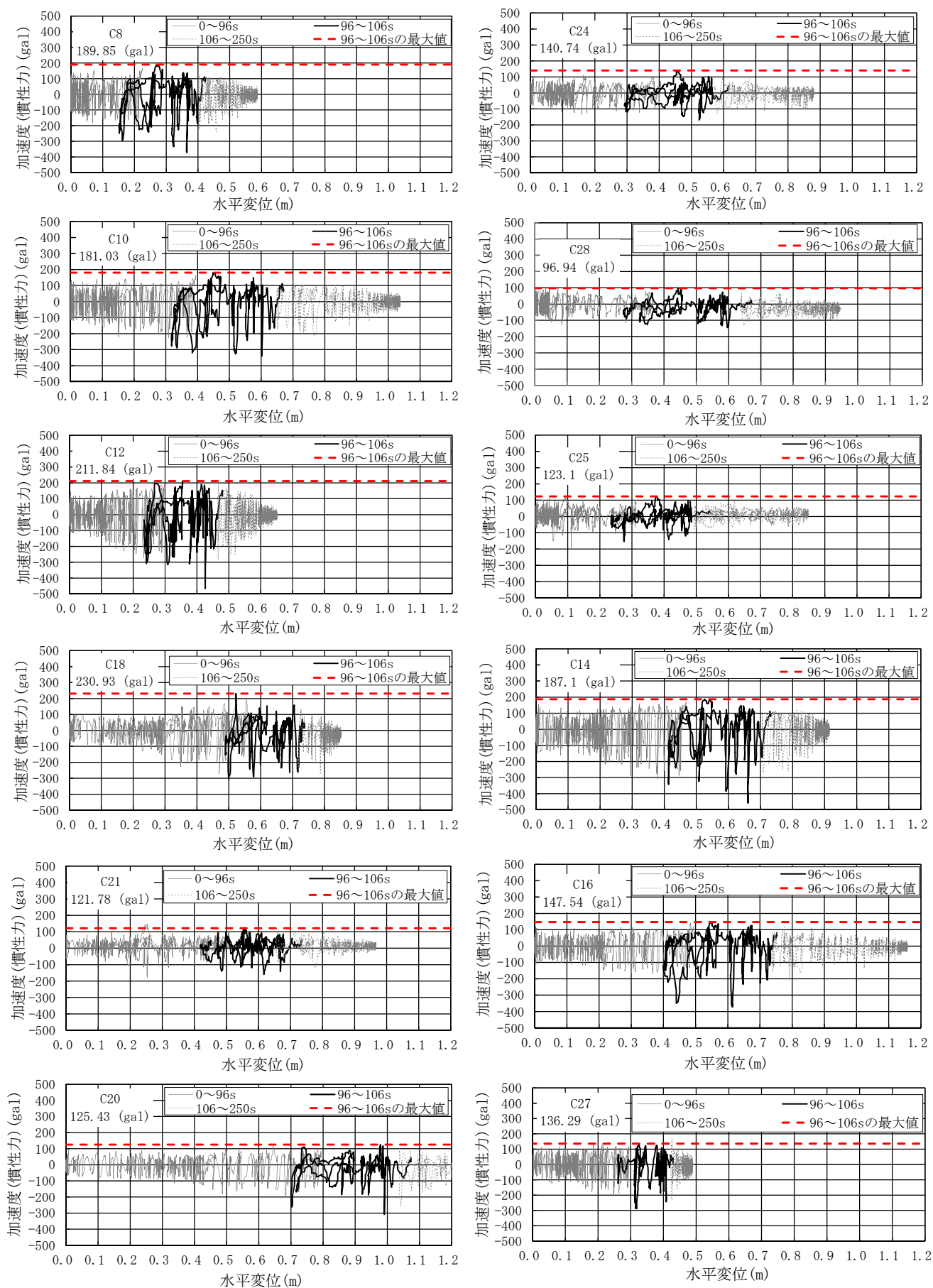


図-3.12(2) 改良体の加速度と水平変位の関係

4) 杭のひずみによる分析

図-3.13に杭に生じたひずみの時刻歴を示す(黒:無対策, 赤:前面改良, 青:背面改良). 図-3.13より, 杭に生じた曲げひずみは, 川表もしくは川裏の改良体の設置によって大幅に低減していることが把握できる.

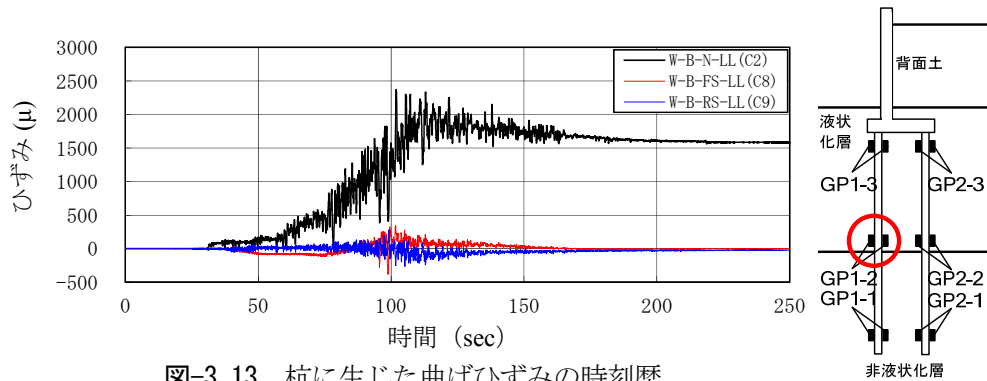


図-3.13 杭に生じた曲げひずみの時刻歴

3.2.4 矢板の耐震対策構造の効果分析

(1) 変位, 加速度, ひずみ, 土水圧及び過剰間隙水圧の観点からの分析

1) 変位の観点からの分析

水平変位の時刻歴変化から, 加振後 35 秒前後で水平変位が発生し, 75 秒前後でその変位は急増し, さらに 100 秒前後で大幅に増加しており, 約 125~150 秒で最大値に達している. 水平変位の発生時刻, 増大時刻, 最大値到達時刻は, 各ケースとも同様の時間帯であり, 同じように増加している. 各ケースでの違いとしては, 各時間帯での増加幅(増加量)であり, その差が最終的な残留水平変位量の差につながっている.

鉛直変位は, 支持矢板と浮き矢板にてその発生状況が違い, 支持矢板のケースの P-B-FS-LL(C14), P-B-RS-LL(C15), P-B-FE-LL(C27)における鉛直変位は殆ど発生しておらず, その残留鉛直変位量は 0.1m 程度以下と微小ではあるが, その発生している時間帯は 75 秒前後である. 浮き矢板のケースの P-F-FS-LL(C16), P-F-RS-LL(C17)における残留鉛直変位は, 0.4m 以上となっており支持矢板の鉛直変位よりも大幅に増大しており, その発生時刻, 増大時刻, 最大値到達時刻は水平変位の発生時刻と同じ時間帯となっている.

加振終了後の残留水平変位量 D_L について, 支持矢板(2層)の P-B-FS-LL(C14)では $D_L=1.552\text{m}$, P-B-RS-LL(C15)では $D_L=1.181\text{m}$, P-B-FE-LL(C27)では $D_L=0.721\text{m}$ となった. 前面改良と背面改良のケースを比較すると, 背面改良の方が残留水平変位量 D_L は低減されており, 擁壁の結果と異なっている.

浮き矢板(2層)の P-F-FS-LL(C16)では $D_L=1.127\text{m}$, P-F-RS-LL(C17)では $D_L=0.967\text{m}$ となった. 浮き杭の場合, 支持杭と比較すると同程度の残留水平変位量 D_L となっており, 大きな違いはなかった.

加振終了後の残留鉛直変位量 D_H について, 支持矢板(2層)の P-B-FS-LL(C14)では $D_H=0.097\text{m}$, P-B-RS-LL(C15)では $D_H=0.102\text{m}$ となった. なお, P-B-FE-LL(C27)の残留鉛直変位量は計測不良により未計測である. 前面改良と背面改良のケースを比較すると, 大きな違いはなかった.

浮き矢板(2層)の P-F-FS-LL(C16)では $D_H=0.331\text{m}$, P-F-RS-LL(C17)では $D_H=0.555\text{m}$ となった. 浮き杭の場合, 支持杭と比較すると残留水平変位量 D_L が 2 倍以上となっている.

以上の結果から, 改良体を設置した方が無対策時よりも変位量が小さく, 低減効果があった. その

際、支持条件の違いが鉛直変位や水平変位の残留変位量の大きさに影響を与えていることが明らかになった。残留鉛直変位量に関して、擁壁と同様に支持矢板の方が殆ど変位が発生せずに、浮き矢板は0.4～0.5m程度発生している。残留水平変位量は支持矢板の方が浮き矢板よりも大きくなっている。これらの結果は、支持矢板は回転により水平変位が増大しており、逆に浮き矢板は回転が発生しないことにより結果的に水平変位が小さくなったと考えられる。

前面改良と背面改良のケースを比較すると、残留鉛直変位量では明確な違いは確認できないが、残留水平変位量においては、擁壁とは逆の傾向となっており、支持矢板と浮き矢板の両ケースとも前面改良の方のケースが背面改良のケースより水平変位が大きくなっている。これは改良体の残留水平変位量も同様の傾向となっており、改良体の変位量の大小関係の影響を受けた結果となっている。

改良体下部を支持層に十分根入れをしているケースでは、十分根入れをしていないケースよりも残留水平変位量は小さく、根入れの効果が確認できた。

よって、擁壁と矢板で違った結果となっており、擁壁と矢板の違いや、支持条件の違い、前面改良と背面改良の違い、根入れの有無の違いといった点に着目して、改良体へ作用する水平荷重の影響を分析する必要がある。

2) 加速度の観点からの分析

加速度の時刻歴変化から、加振後20秒前後で振幅が大きくなり、一山目の加速度のピークが35～50秒となっている。二山目のピークは100秒前後となっており、その後振幅は徐々に小さくなっている。

擁壁天端（頭部）の加速度は、土槽底面の入力波（最大加速度振幅±500gal程度）に対して加速度の最大振幅は、支持杭（2層）の前面改良（根入れ無し）をしたP-B-FS-LL(C14)では-1,500～+1,200gal程度、背面改良（根入れ無し）をしたP-B-RS-LL(C15)では-1,600～+1,300gal程度、前面改良で改良体下部を支持層に根入れをしているP-B-FE-LL(C27)では-750～+650gal程度となっている。

浮き矢板（2層）の前面改良（根入れ無し）をしたP-F-FS-LL(C16)では-750～+650gal程度、背面改良（根入れ無し）をしたP-F-RS-LL(C17)では-700～+500gal程度となっている。

改良体（上面）の加速度は、支持矢板（2層）のP-B-FS-LL(C14)では-500～+200gal程度、P-B-RS-LL(C15)では-600～+250gal程度、P-B-FE-LL(C27)では-600～+250gal程度となっている。

支持矢板（互層）のP-F-FS-LL(C16)では-400～+200gal程度、P-F-RS-LL(C17)では-400～+200gal程度となっている。

以上より、改良体の最大加速度振幅はその殆どが600～850gal程度となっており、入力加速度よりも小さい値となっており、躯体の加速度よりも小さかった。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりも躯体の加速度が小さく、低減効果が確認でき、支持杭の場合は躯体の最大加速度振幅が1,400～2,900gal程度となっており、入力加速度より大幅に大きい振幅であった。ただし、改良体下部を支持層に十分に根入れしているケースにおいては、躯体の最大加速度振幅は、根入れをしていないケースよりも大幅に低減されている。支持杭と浮き杭の両ケースとも、前面改良と背面改良の加速度は大きな変化はないが、躯体の加速度は背面改良の方が前面改良よりも若干大きくなっている。また、躯体と改良体の加速度とも、浮き矢板の方が支持矢板よりも小さい加速度となっており、これは浮き矢板の液状化層厚の方が大きいためと考えられる。

よって、以降の分析では、擁壁と同様に躯体の支持条件や改良体の位置の違い、根入れの有無の違いなどを踏まえ、改良体の外的安定に関係のある改良体の水平震度の違いに着目して分析をすることが必要である。

3) ひずみの観点からの分析

杭のひずみの時刻歴変化から、加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後でひずみが発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でひずみが増加し、100 秒前後で最大値に達している。

矢板頂部における加振中の最大ひずみは、支持矢板の P-B-FS-LL(C14)では 200μ 程度、P-B-RS-LL(C15)では 400μ 程度、P-B-FE-LL(C27)では 400μ 程度となっており、浮き矢板の P-F-FS-LL(C16)では 50μ 程度、P-F-RS-LL(C17)では 200μ 程度となった。

矢板中間上部における加振中の最大ひずみは、矢板頂部の場合と傾向が変化しており、支持矢板の P-B-FS-LL(C14)では 500μ 程度、P-B-RS-LL(C15)では 200μ 程度となっており、浮き矢板の P-F-FS-LL(C16)では 500μ 程度、P-F-RS-LL(C17)では 200μ 程度となった。

矢板中間下部における加振中の最大ひずみは、矢板中間下部より大きめの傾向となり、支持矢板では 200μ 程度から $1,000\mu$ 程度となっており、浮き矢板では 200μ 程度から 900μ 程度となっている。

矢板下端部における加振中の最大ひずみは、支持矢板の P-B-FS-LL(C14)では 200μ 程度、P-B-RS-LL(C15)では 100μ 程度、P-B-FE-LL(C27)では 400μ 程度となっており、浮き矢板の P-F-FS-LL(C16)では 200μ 程度、P-F-RS-LL(C17)では 100μ 程度となった。

浮き杭の場合は杭先端が固定されていないため、ひずみも小さくなり、逆に支持杭の場合は杭先端が固定されているため、土圧等が杭に直接的に働き、ひずみが浮き杭よりも大きくなっていると考えられる。

以上の結果から、改良体を設置した方が無対策時よりもひずみが小さく、低減効果が確認できた。その際、擁壁の杭と同様に支持条件の違いが矢板のひずみの大きさに影響を与えていることが明らかになった。支持矢板の方が浮き矢板よりもひずみが大きくなっており、支持矢板においては、前面改良のケースの方が背面改良のケースよりもひずみが大きくなっている。この要因は、矢板の残留水平変位量の大小の関係と同じになっていることも関係しており、改良体の水平変位量が大きくなると、前面改良の場合は特に改良体による矢板の変位量の抑止効果が小さくなるため、改良体の変位量が大い前面改良のケースのひずみが大きくなっていると考えられる。浮き矢板のひずみは、前面改良と背面改良の違いで大きな差異は生じていない。なお、改良体下部の支持層への根入れの有無によっても大きな差異は生じていなかった。

よって、ひずみは水平変位との関連性もあることから、躯体と改良体の変位量の違いや、各ケースの支持条件の違いなどに着目して、改良体への水平作用荷重の分析を行うこととした。

4) 土水圧の観点からの分析

矢板あるいは改良体へ作用する土圧の時刻歴変化から、矢板あるいは改良体へ作用する主働土圧の発生のタイミングについては、入力加速度が $\pm 100\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で、土圧が発生し始め、加速度が $\pm 200\text{gal}$ 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でさらに土圧が増加し、100 秒前後で最大値となっている。受働土圧は加振後 35 前後で一定の値に上昇後は主働土圧のようにそれ以降の急激な増加は見られず、一定程度の値を保ったままとなっている。これは液状化層にて加振後 35 秒前後で液状化が発生することで、加振による慣性力の変動がなく、その後の土圧の変動も見られなかったと考えられる。

主働土圧については、支持矢板の前面改良 P-B-FS-LL(C14)と背面改良 P-B-RS-LL(C15)は 80kN/m^2 程度であり、浮き矢板の前面改良 P-F-FS-LL(C16)は 100kN/m^2 程度であり、浮き矢板の背面改良 P-F-RS-LL(C17)は 150kN/m^2 程度であり、支持矢板で改良体下部を支持層に根入れをしている前面改良

の P-B-FE-LL(C27)は 100kN/m²程度となっている。

受働土圧については、P-B-FS-LL(C14)と P-B-RS-LL(C15)、P-F-FS-LL(C16)、P-F-RS-LL(C17)、P-B-FE-LL(C27)のすべてのケースにおいて、主働土圧と比較して小さくなっており、50kN/m²程度となっている。

以上の結果から、改良体を設置した低減効果が擁壁のように顕著ではなかった。主働土圧については、無対策と改良体設置時とではほぼ同程度の値となっており、受働土圧については無対策より改良体設置時の方が小さくなっている。これは、水平変位の発生が抑制されていることが影響していると考えられる。なお、改良体下部の支持層への根入れの有無によって大きな差異は生じていない。

よって、躯体や改良体の水平変位は外的安定を評価する上で重要であり、その外的安定を評価する指標である主働土圧や受働土圧について、各ケースの条件の違いを踏まえ、詳細に分析する必要がある。

5) 過剰間隙水圧の観点からの分析

過剰間隙水圧の時刻歴変化からは、改良体の前後で計測を行っているが、改良体を設置していないケースと同様に液状化層では過剰間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比は 1.0 を超え、液状化が発生していることが確認できる。

2 層の場合である P-B-FS-LL(C14)、P-B-RS-LL(C15)、P-F-FS-LL(C16)、P-F-RS-LL(C17)、P-B-FE-LL(C27)の前面側の液状化層では、無対策と同様に加速度が±100gal 程度以上に達する付近の加振後 35 秒前後で一気に上昇し始め、1.0 に達して液状化が発生し、加速度が±200gal 程度以上に達する付近の加振後 75 秒前後でさらに増加している。

2 層の背面側の液状化層においても、無対策と同様であり、前面側の液状化層と同じように過剰間隙水圧比が増加しているが、その値は前面側よりも低い。これは液状化層の上層に位置する非液状化層の影響によるものと考えられ、前面側と違い、液状化層の上層の非液状化層の上載圧により拘束圧が大きく、水圧上昇や液状化発生の抑制に影響した結果と考えられる。なお、改良体下部の支持層への根入れの有無によって大きな差異は生じていない。

これらの結果より、過剰間隙水圧の上昇は液状化発生と関連性が深く、その影響は液状化層の上層の非液状化層の影響があると考えられるため、改良体へ作用する液状化発生時の土水圧や側方流動による土水圧を分析する際に、上載土圧の影響にも着目して分析することとする。

(2) 矢板の残留変位や加速度による耐震対策構造の効果分析

1) 矢板の残留変位量による分析

矢板を対象とする実験結果として、矢板の頂端部の変形量を図-3.14 に示す。

支持矢板の場合には、鉛直変位量が 0.15m 以下と小さい。一方、水平変位量は、無対策の P-B-N-LL(C5) 時の 1.71m に対して、前面改良の P-B-FS-LL(C14) しても水量変位量は 1.55m と約 1 割程度の低減であった。背面改良の P-B-RS-LL(C15) した場合には 1.18m と約 3 割の低減であった。それぞれ対策により水平変位量を低減することが確認できたが、擁壁と比較すると擁壁と同等の大きな効果は得られなかった。

浮き矢板の場合は、改良体を設置しても、鉛直変位量が生じることが分かる。前面改良の P-F-FS-LL(C16)の鉛直変位量が 0.33m、背面改良の P-F-RS-LL(C17)の鉛直変位量が 0.56m であり、支持矢板の前面改良の P-B-FS-LL(C14)の鉛直変位量 0.10m、背面改良の P-B-RS-LL(C15)の鉛直変位量 0.10m と比較すると鉛直変位が大きい結果であった。一方、水平変位量は、前面改良の P-F-FS-LL(C16)

が 1.13m, 背面改良の P-F-RS-LL(C17)が 0.97m と, 支持矢板より浮き矢板の方が小さい。

支持矢板の場合には鉛直変位が小さいが, 改良体を設置する効果は擁壁よりも小さい結果であった。一方, 浮き矢板の場合には, 鉛直変位が生じるとともに, 水平変位量が, 支持矢板より小さい。対策効果の高い改良体の設置範囲としては, 背面改良>前面改良, となった。これらをまとめると, 矢板の無対策の支持矢板である P-B-N-LL(C5)が擁壁の無対策の支持杭である W-B-N-LL(C2)よりも水平変位量が小さいため, 擁壁よりも対策効果が小さくなるのは必然であるが, 支持矢板の場合でも矢板の水平変位は 1.0m 以上であったことから, 水平変位が 1.0m 以下となった擁壁 (支持杭) よりも水平変位量の低減効果は限定的であったと考えることができる。

以上より, これら矢板の実験において支持矢板の場合, 鉛直変位は約 33%, 水平変位は約 9%の低減効果を確認でき, 浮き矢板の場合, 鉛直変位は約 38%, 水平変位は約 69%の低減効果を確認できた。

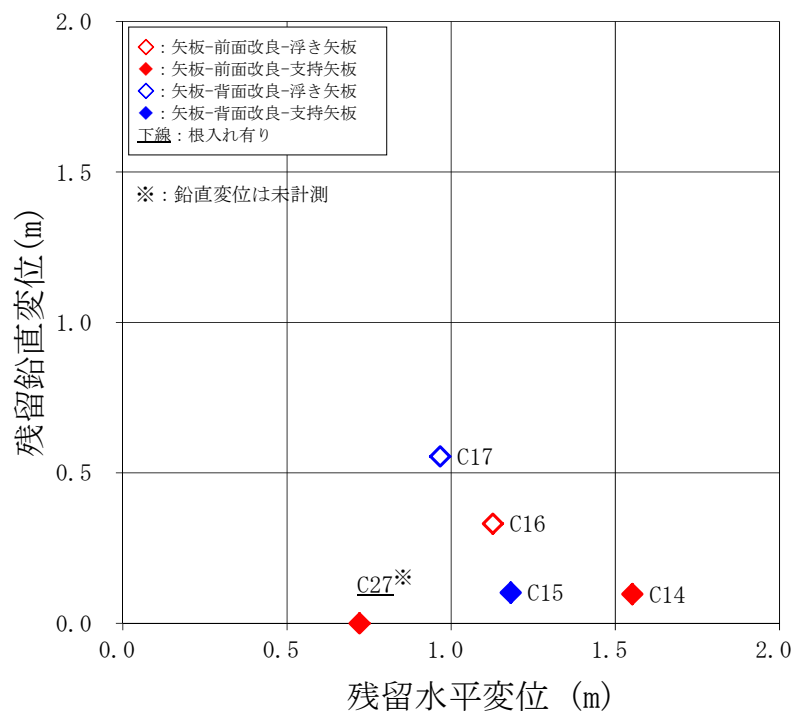


図-3.14 矢板の耐震対策時の残留鉛直変位と残留水平変位

2) 矢板と耐震対策構造の残留変位量による分析

矢板の改良体の設置位置の違いによる変位量の違いを図-3.15, 図-3.16 に示す。

鉛直変位量については, 支持矢板の場合, 若干ではあるが低減できている。浮き矢板の場合, 支持矢板と比較すると約 3 倍以上の鉛直変位が生じている。

水平変位についても, 無対策と比較すると大幅に変位量を低減できる結果は得られなかった。擁壁のように, 前面改良と背面改良で効果の違いが明確に出ておらず, 矢板の変位量が改良体の変位量に直接的に影響を受けているような結果は得られなかった。

基礎	支持矢板				浮き矢板	
	無対策 ケース5	川表 ケース14	川裏 ケース15	川表 ケース16	川裏 ケース17	
変位	特殊堤 改良体	特殊堤 改良体	特殊堤 改良体	特殊堤 改良体	特殊堤 改良体	特殊堤 改良体
鉛直変位量 (m)		-0.07		-0.01		
-0.5						
0.0	0.15	0.10	0.10	0.02	0.33	0.08
0.5						
1.0					0.56	
1.5						

図-3.15 矢板における鉛直変位量(単位:m)

水平変位量(m)							変位	対策	基礎	
7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0				0.0
					1.71			特殊堤 改良体	無対策 ケース5	支持 矢板
					1.55			特殊堤 改良体	川表 ケース14	
					0.83			特殊堤 改良体	川裏 ケース15	
					1.18			特殊堤 改良体	川表 ケース16	浮き 矢板
					0.40			特殊堤 改良体	川裏 ケース17	
					1.13			特殊堤 改良体	川表 ケース16	
					1.03			特殊堤 改良体	川裏 ケース17	
					0.97			特殊堤 改良体	川裏 ケース17	
					0.68			特殊堤 改良体	川裏 ケース17	

図-3.16 矢板における水平変位量(単位:m)

3) 矢板のひずみによる分析

図-3.17 に矢板に生じたひずみの時刻歴を示す (黒：無対策, 赤：背面改良, 前面改良のケースは改良体を矢板前面に配置するためひずみゲージを設置できずデータはなし). 図-3.17 より, 矢板に生じたひずみは, 上記の矢板に生じた土圧と同様に, 改良体の設置によって大幅に低減していることが把握できる.

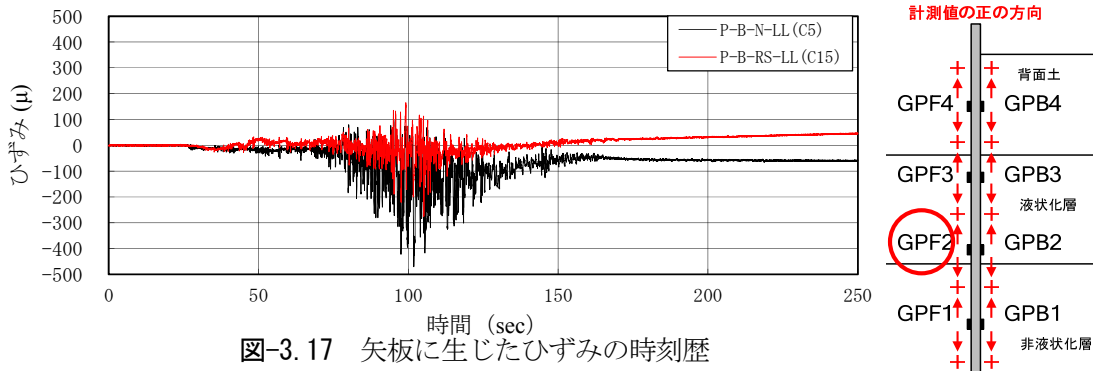


図-3.17 矢板に生じたひずみの時刻歴

3.2.5 耐震対策構造の形状の影響による対策効果の比較分析

(1) 耐震対策構造の形状が水平変位量に及ぼす影響

特殊堤の躯体自体の水平変位と改良体の水平変位の相互の関係, 影響について分析を行うため, 縦軸に特殊堤の躯体自体の残留水平変位量, 横軸に改良体の残留水平変位量として図-3.18 に整理した. なお, 躯体自体の残留水平変位量は躯体天端の位置の変位であり, 改良体の残留水平変位量は改良体の重心位置での変位である.

本実験では上層が液状化層であり, 下層が非液状化層である2層と, 上層が非液状化層であり, 中間層が液状化層で, 下層が非液状化層である互層 (3層) といった地盤条件を変化させたケースを行っている. この2パターンの地盤条件において, 2層のケースでは擁壁 (躯体前面改良) の改良体下部を非液状化層に根入れをしているケース (W-B-FE-LL(C18)) と, $k_h=0.4$ にて安定計算を行って改良幅を通常の2倍以上と設定した改良幅が幅広のケース (W-B-FW-LL(C21)) と, $k_h=0.1$ 以下として改良幅を通常の1/2とした改良幅が狭小のケース (W-B-FN-LL(C20)) について比較した. 互層のケースでは擁壁 (躯体前面改良) の通常的设计水平震度 $k_h=0.2$ にて安定計算を行って改良体 (根入れ無し) の大きさを決定したケース (W-B-FS-LAL(C24)) と, 改良体下部を非液状化層に根入れをしているケー

ス (W-B-FE-LAL(C28)) と、 $k_h=0.4$ にて安定計算を行い、改良幅を通常の 2 倍以上と設定した改良幅が幅広のケース (W-B-FW-LAL(C25)) について比較した。

2 層における支持杭の擁壁の場合では、W-B-FS-LL(C8)、W-B-RS-LL(C9)、W-B-FE-LL(C18)、W-B-RE-LL(C19)を比較したところ、改良体の残留水平変位量が 0.416m から 0.613m となっており、同程度の値となっている。W-B-FE-LL(C18)と W-B-RE-LL(C19)の改良体の残留水平変位量が若干大きくなっているが、これは改良体の下部を支持層に根入れしているため縦長の形状であり、改良体の回転により改良体の重心位置の残留水平変位量が大きくなったと考えられる。W-B-FW-LL(C21)と W-B-FN-LL(C20)については、残留水平変位量がそれぞれ 0.945m と 0.990m となっている。通常、改良幅を大きくすると改良体の安定性が高まって改良体の残留水平変位量が小さくなり、逆に改良幅を小さくすると安定性が低くなって残留水平変位量も大きくなると考えられる。しかし、実験結果からは改良幅が違っても改良体の残留水平変位量が同程度の値となっている。この原因としては改良体の形状により改良体の地震時挙動の違いが生じ、これより改良体の残留水平変位量が同程度となったと考えられる。

互層における支持杭の擁壁の場合では、W-B-FS-LAL(C24)、W-B-FE-LAL(C28)、W-B-FW-LAL(C25)を比較したところ、それぞれの残留水平変位量は 0.791m、0.435m、1.000m となっている。標準的な改良幅で支持層に根入れをしていない W-B-FS-LAL(C24)よりも、標準的な改良幅で支持層に根入れをしている W-B-FE-LAL(C28)の方が改良体の残留水平変位量が小さくなっており、幅広の改良幅の W-B-FW-LAL(C25)は両ケースより改良体の残留水平変位量が大きくなっている。

2 層における支持矢板の場合では、P-B-FS-LL(C14)、P-B-RS-LL(C15)、P-B-FE-LL(C27)を比較したところ、それぞれ 0.821m、0.384m、0.332m となっている。標準的な改良体幅（躯体前面改良）の P-B-FS-LL(C14)が他の 2 ケースよりも改良体の残留水平変位量が大きくなっており、標準的な改良幅（躯体背面改良）の P-B-RS-LL(C15)と標準的な改良幅で支持層に根入れをしていない P-B-FE-LL(C27)は同程度の改良体の残留水平変位量となった。

これらを踏まえると、各ケースの値は全体的に概ね右肩上がりとなっており、改良体の残留水平変位量が大きいと特殊堤の躯体自体の残留水平変位量も大きくなる傾向となっている。また、グラフの左上にプロットされるケースが殆どであり、改良体の残留水平変位量よりも、特殊堤の躯体自体の残留水平変位量の方が大きい傾向となっている。擁壁と矢板のケースに分けても傾向は同様であり、両ケースの構造の違いに応じた特徴的な傾向の違いは見られない。

支持杭・支持矢板のケースと、浮き杭・浮き矢板のケースを比較すると、支持杭・支持矢板のケースは、躯体の残留水平変位量が改良体の残留水平変位量よりも大きく、その傾向は浮き杭・浮き矢板のケースよりも顕著となっている。浮き杭・浮き矢板のケースは、W-F-RS-LL(C11)以外において、躯体と改良体の残留水平変位量は概ね同等の値となっている。この原因としては、加振前後の躯体の回転状況を確認すると、支持杭・支持矢板よりも浮き杭・浮き矢板の方の回転量が小さく、躯体と改良体の残留水平変位量に差異が生じなかったことが考えられる。なお、W-F-RS-LL(C11)の躯体の残留水平変位量が改良体の残留水平変位量よりも 4 倍程度となっているのは、擁壁の浮き杭のケースで背面改良となっており、改良体が前面側で躯体の水平変位を受け止める配置となっておらず、躯体の背面盛土の土圧により、躯体が回転していることと、さらに浮き杭となっていることがその回転を助長した結果であると考えられる。

前面改良と背面改良のケースを比較すると、躯体背面側のケースの方が、改良体より躯体の残留水平変位が特に大きい傾向となっている。これは躯体背面側の改良体は躯体を受け止める位置になく、

改良体との相互作用が少なく，躯体自体が慣性力や背面盛土の土圧の作用荷重により残留水平変位が発生し，躯体と改良体の残留水平変位量に差異が生じたことが影響したと考えられる。

水平変位に対する改良幅の違いの影響を分析した。通常，改良幅を広くすると外的安定性が向上すると考えられる。2層の場合の標準的な改良幅，幅広，狭小幅のケースを比較すると，標準的な改良幅のケースの水平変位が小さく，続いて幅広，狭小幅のケースが大きくなる結果となった。互層の場合の標準的な改良幅と幅広のケースを同様に比較すると，2層の場合と同様に，標準的な改良幅のケースの方が幅広のケースより，変位量が小さくなった。これより，単純に改良幅を広くすることで外的安定性が増すことにはならず，改良体の地震時挙動の影響が水平変位の増減に影響していることが示唆される結果となった。

以上より，改良体の形状の違いは改良体の残留水平変位量の増減に影響があり，改良体の根入れの有無によっても残留水平変位量の増減に影響が生じることが明らかとなった。また，改良幅を大きくすることで外的安定性が単純には高まらないことが明らかとなった。このことから，単に改良体の大きさだけで改良体の安定性が決まるのではなく，改良体の形状に応じた地震時挙動の違いが改良体の残留水平変位量の増減に影響していると考えられる。次節でその詳細について分析する。

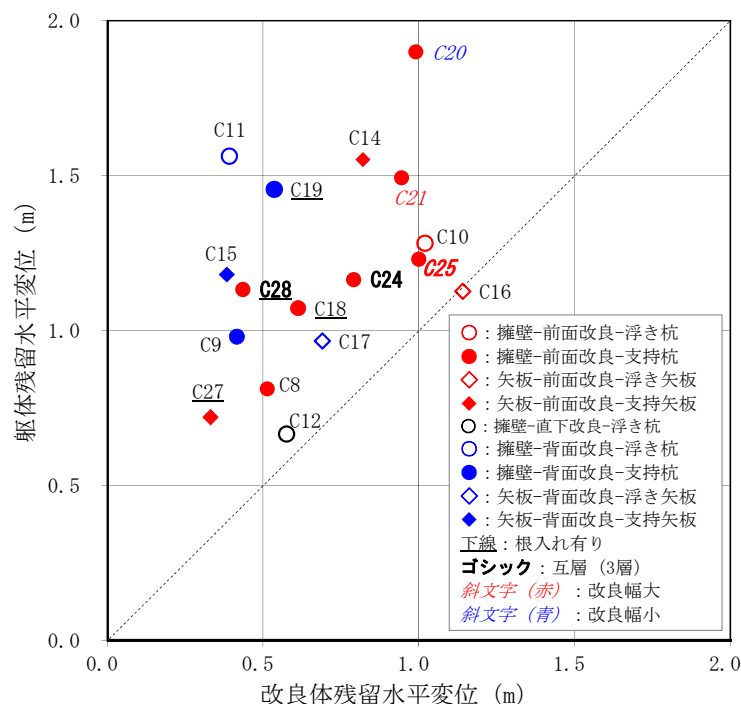


図-3.18 躯体と改良体の残留水平変位量

(2) 耐震対策構造の底面における過剰間隙水圧の特徴

改良体の形状の違いは，改良体の残留水平変位量の増減に影響があり，また，改良体の根入れの有無によっても残留水平変位量の増減に影響が生じることが明らかとなった。このことを踏まえ，改良体の形状に応じた地震時挙動の違いが改良体の残留水平変位量の増減に影響をしている要因を分析した。分析については，改良体底面の過剰間隙水圧の時刻歴変化に着目し，水平変位の増加幅が大きい30秒～120秒間の過剰間隙水圧の計測値を分析した。改良体底面の前面側端部と背面側端部の過剰間隙水圧を図-3.19に整理した。

2層のケースの根入れをしているケースである W-B-FE-LL(C18)での過剰間隙水圧は，50秒前後まで改良体の前面側底面と背面側底面での過剰間隙水圧の波形が逆位相となっており，改良体の前面側

底面における過剰間隙水圧とその変動が小さく、改良体の背面側底面における過剰間隙水圧とその変動が大きく、ロッキング現象のような挙動となっていることが計測値の時刻歴変化の状況から判断できる。その後、80秒前後からは、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の過剰間隙水圧の値はほぼ同じ値（波形）となっている。有効上載圧 101.52kN/m^2 の値を35秒から40秒前後までは超えており、液状化していると判断できるが、その後は、一時的に超えているところもあるが、殆どが下回った値となっている。

2層のケースの改良幅を通常の2倍以上としたケースである W-B-FW-LL(C21)での過剰間隙水圧は、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の値はほぼ同じ値となっており、概ね同位相となっている。35秒前後で有効上載圧 70.83kN/m^2 に達して液状化が発生すると、その後も若干の増減はあるものの、ほぼ同じ値を推移している。

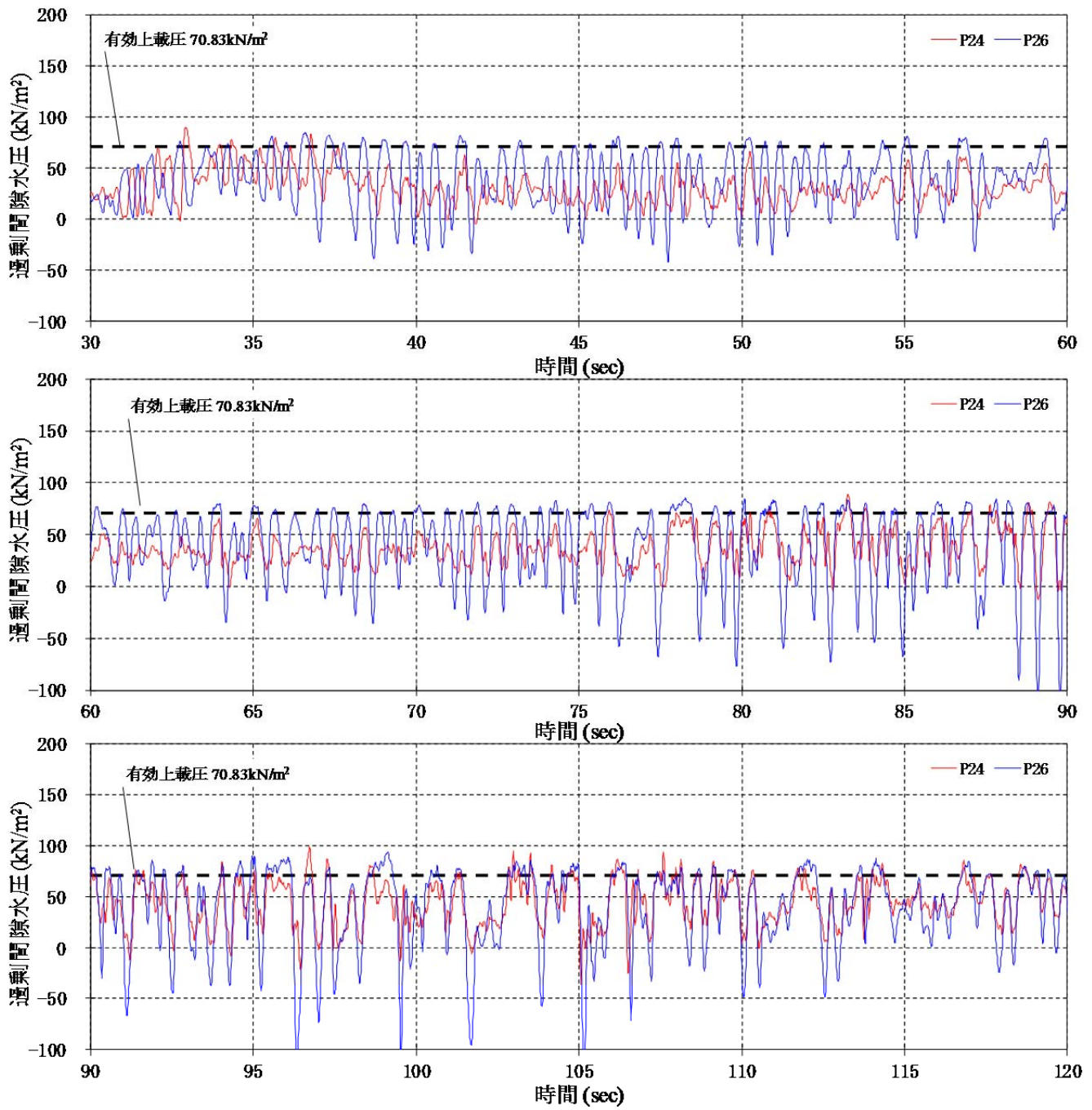
2層のケースの改良幅を通常の1/2としているケースである W-B-FN-LL(C20)での過剰間隙水圧は、40秒前後まで改良体の前面側底面と背面側底面での過剰間隙水圧の波形が逆位相となっており、改良体の前面側底面における過剰間隙水圧とその変動が小さい。改良体の背面側底面における過剰間隙水圧とその変動が大きく、ロッキング現象のような挙動となっていることが計測値の時刻歴変化の状況から判断できる。その後、85秒前後からは、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の過剰間隙水圧の波形は同位相となっており、過剰間隙水圧の値は、プラス側ではほぼ同じ値（波形）となっている。マイナス側では、改良体の前面側底面の値が背面側底面の値の半分程度となっている。その値は、有効上載圧 70.83kN/m^2 の値を一時的に超えているところもあるが、殆どが下回った値となっている。

互層で通常の改良体（根入れ無し）のケースである W-B-FS-LAL(C24)での過剰間隙水圧は、50秒前後まで改良体の前面側底面と背面側底面での過剰間隙水圧の波形が逆位相となっており、ロッキング現象のような挙動をなっていることが計測値の時刻歴変化の状況から判断できる。35秒前後で有効上載圧 74.04kN/m^2 に達して液状化が発生すると、その後も若干の増減はあるものの、ほぼ同じ値を推移している。

互層の通常の改良体で根入れをしているケースである W-B-FE-LAL(C28)での過剰間隙水圧は、80秒前後まで改良体の前面側底面と背面側底面での過剰間隙水圧の波形が逆位相となっている。改良体の前面側底面における過剰間隙水圧とその変動が小さく、改良体の背面側底面における過剰間隙水圧とその変動が大きく、ロッキング現象のような挙動となっていることが計測値の時刻歴変化の状況から判断できる。その後、115秒前後からは、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の過剰間隙水圧の値はほぼ同じ値（波形）となっている。過剰間隙水圧の値は、有効上載圧 105.62kN/m^2 の値を一時的に超えているところもあるが、殆どが下回った値となっている。

互層のケースの改良幅を通常の2倍以上としたケースである W-B-FW-LAL(C25)での過剰間隙水圧は、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の値は、概ね同位相となっている。35秒前後で有効上載圧 74.04kN/m^2 に達して液状化が発生すると、その後も若干の増減はあるものの、ほぼ同じ値あるいはそれ以上の値を推移している。

これらの結果から、改良体の下部を非液状化層に根入れしているケースや通常の改良体よりも改良幅が1/2となっているケースについては、加振時の初期の段階では改良体の前面側底面と背面側底面での過剰間隙水圧の波形が逆位相となっており、ロッキング現象のような挙動となっていることが計測値の時刻歴変化の状況から判断できた。改良幅を通常の2倍以上としたケースでは、ロッキング現象のような挙動はなく、改良体の前面側底面及び背面側底面の両方の値は、概ね同位相となっており、加振時の挙動としては、回転ではなく、水平方向の挙動が卓越していると考えられる。



間隙水圧計

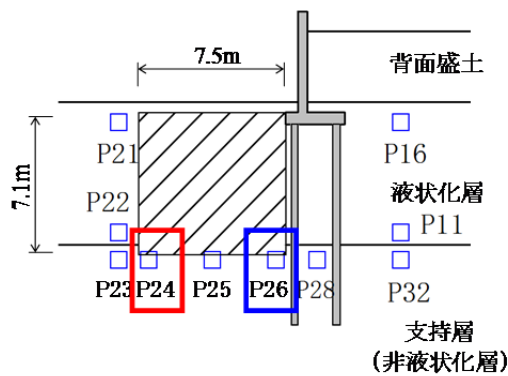


図-3.19(1) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FN-LL(C20))

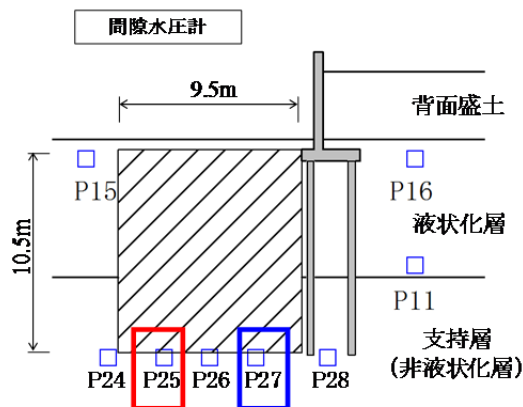
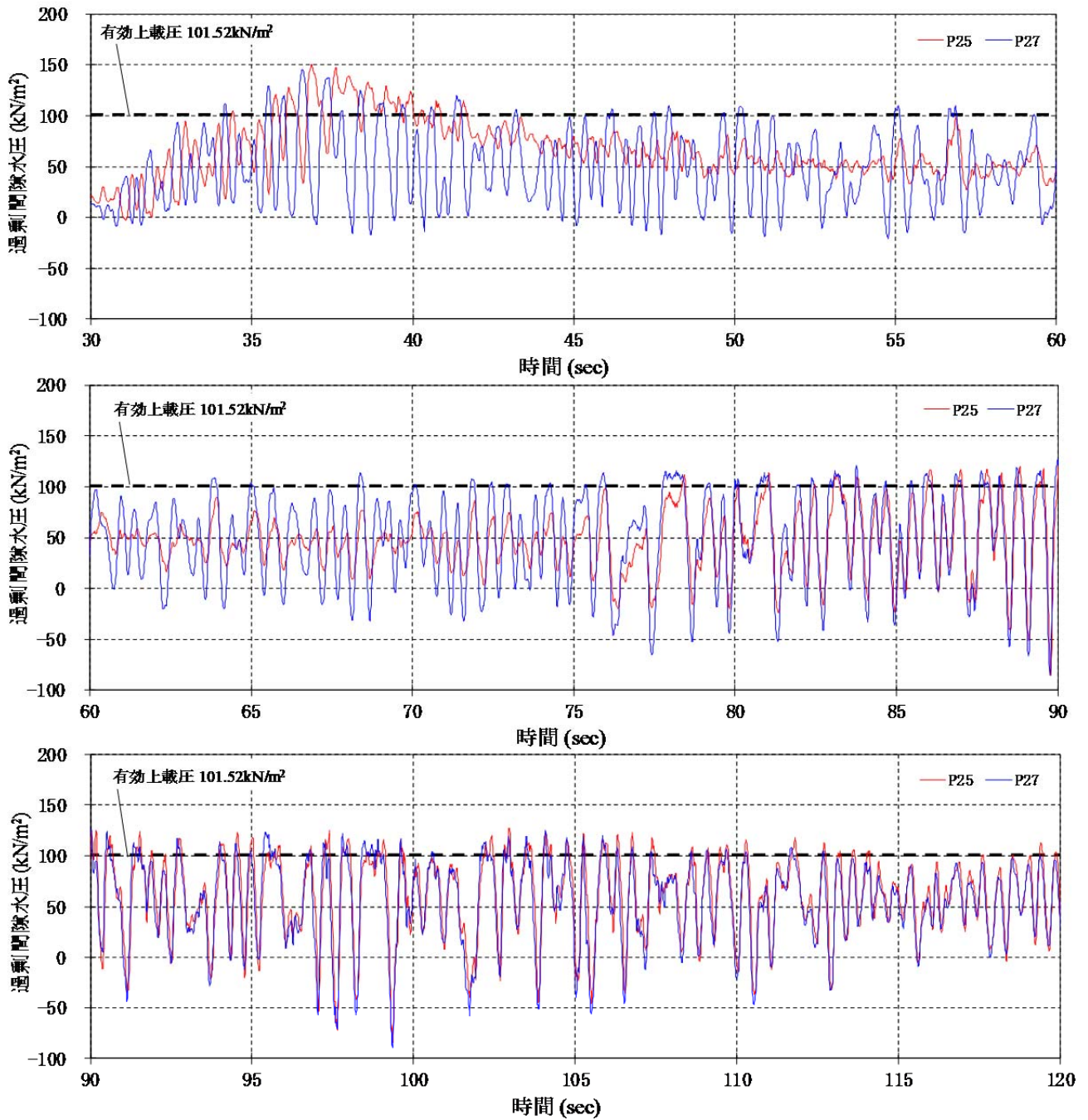


図-3.19(2) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FE-LL(C18))

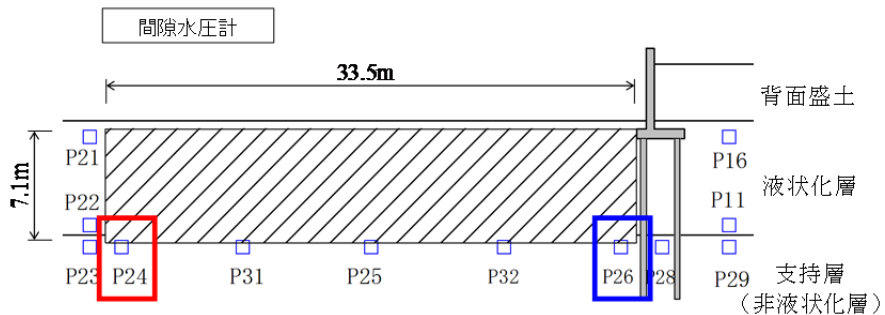
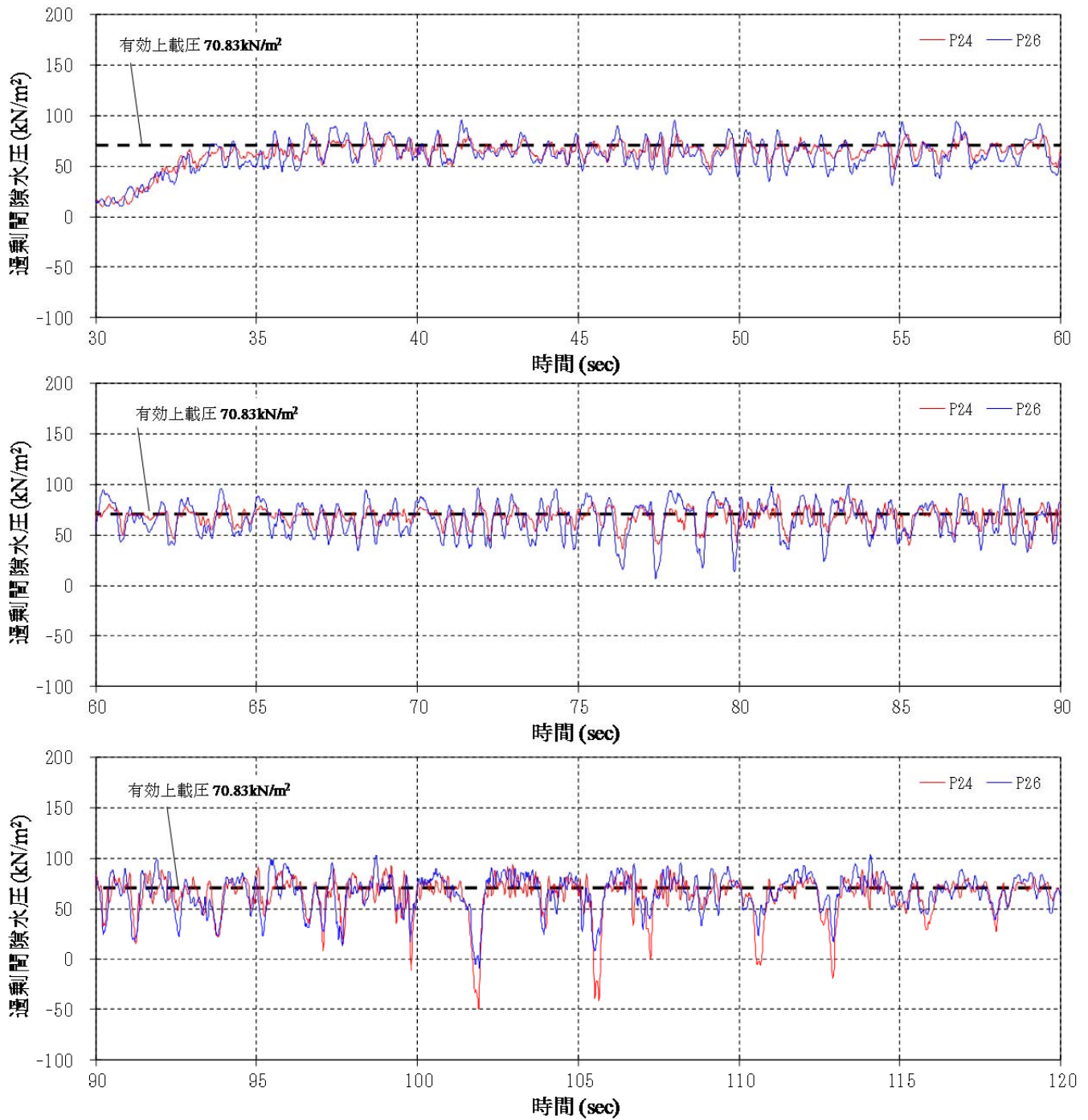


図-3.19(3) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FW-LL(C21))

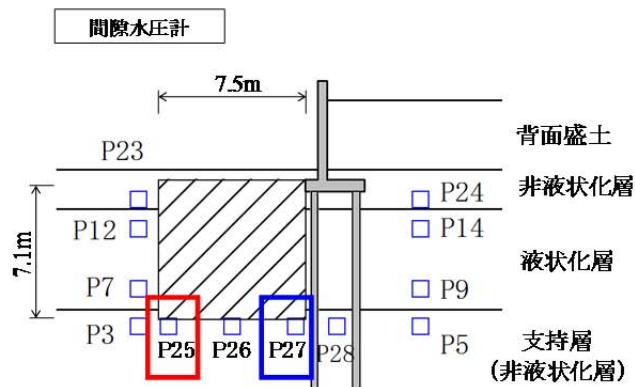
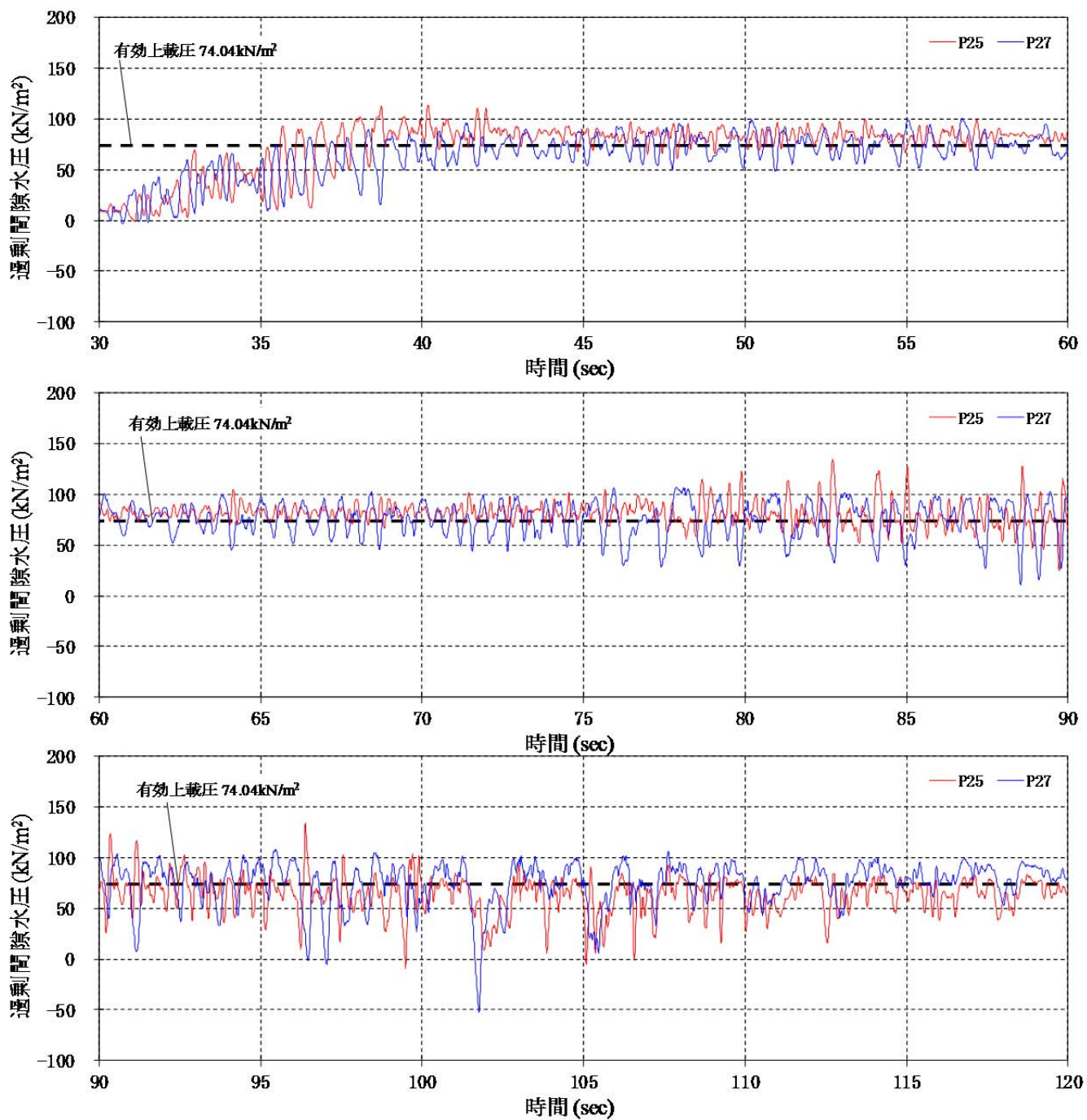


図-3.19(4) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FS-LAL (C24))

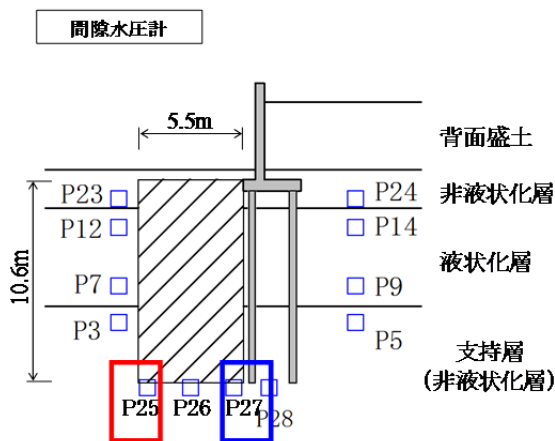
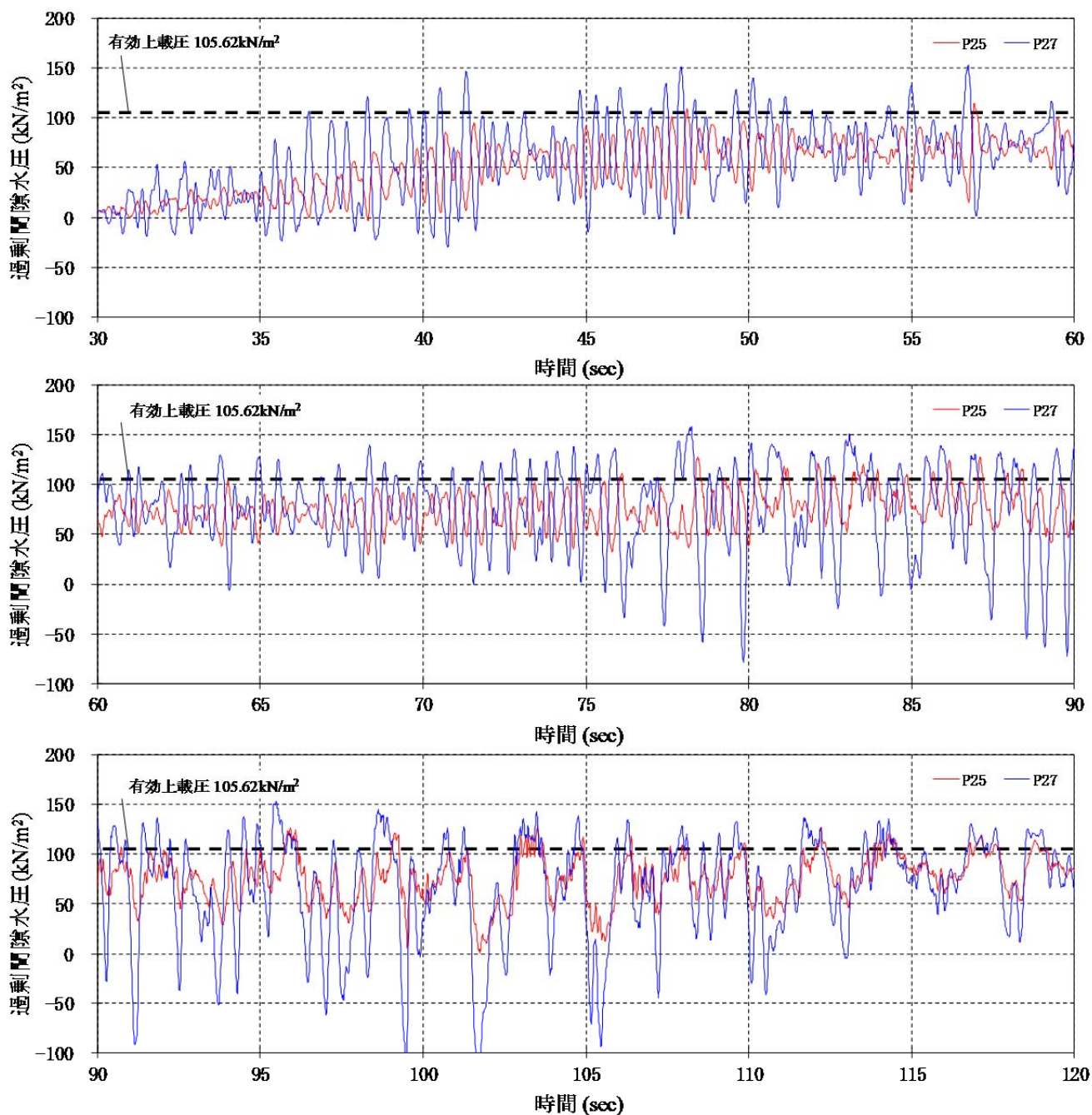


図-3.19(5) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FE-LAL(C28))

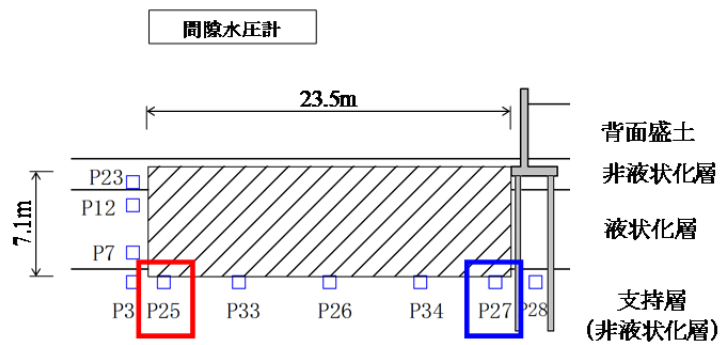
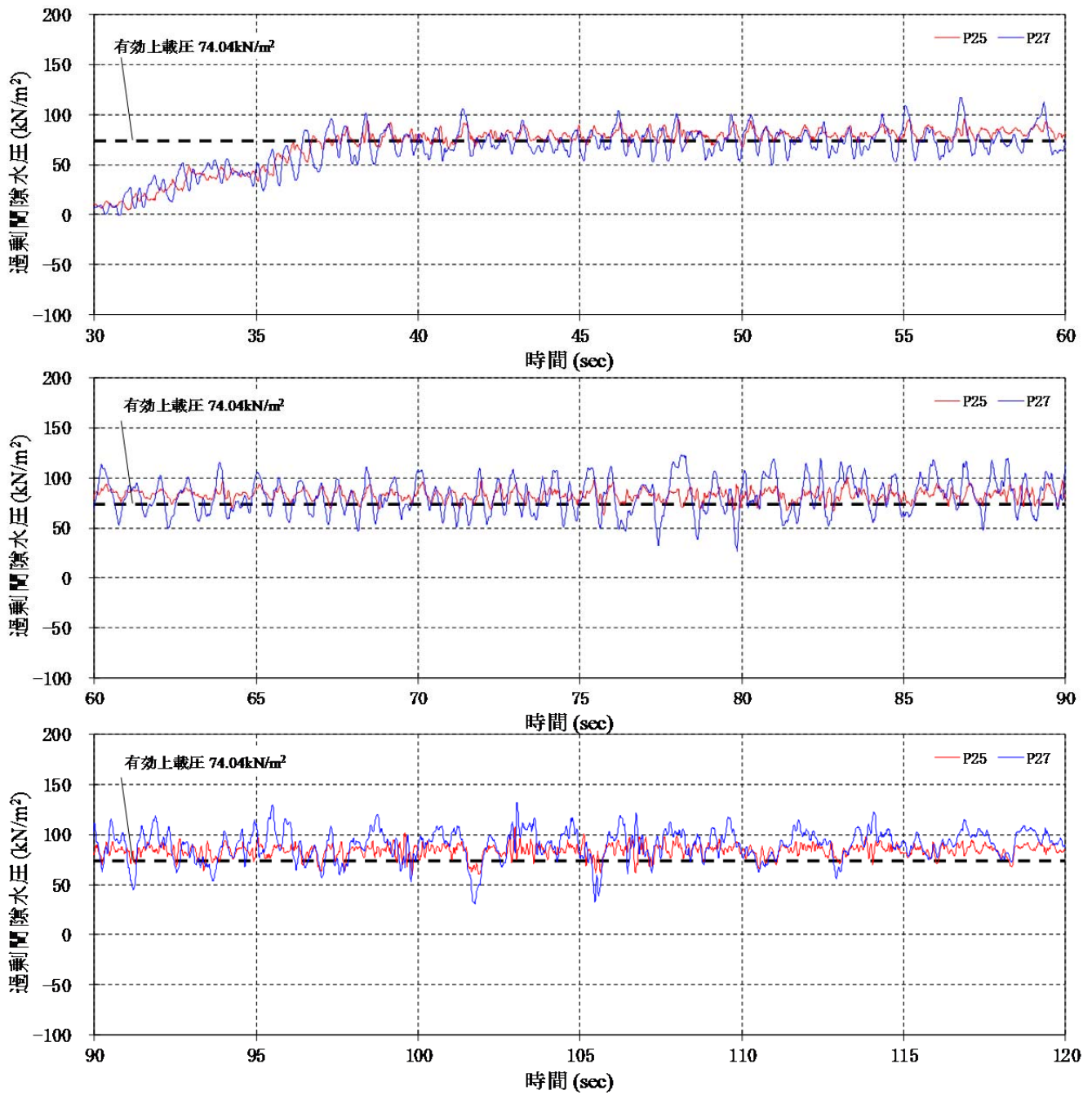


図-3.19(6) 改良体底面の過剰間隙水圧 (W-B-FW-LAL(C25))

(3) 耐震対策構造の応答への影響分析

上層が非液状化層であり、下層が非液状化層である2層のケースでは、擁壁（躯体前面改良）の改良体下部を非液状化層に根入れをしているケース（W-B-FE-LL(C18)）と、 $k_h=0.4$ にて安定計算を行って改良幅を通常の2倍以上と設定した改良幅が幅広のケース（W-B-FW-LL(C21)）と、 $k_h=0.1$ 以下として改良幅を通常の1/2とした改良幅が狭小のケース（W-B-FN-LL(C20)）について、実験データを整理した。中間層が液状化層であり、下層が非液状化層である互層（3層）のケースでは、擁壁（躯体前面改良）の通常的设计水平震度 $k_h=0.2$ にて安定計算を行って改良体（根入れ無し）の大きさを決定したケース（W-B-FS-LAL(C24)）と、改良体下部を非液状化層に根入れをしているケース（W-B-FE-LAL(C28)）と、 $k_h=0.4$ にて安定計算を行って改良幅を通常の2倍以上と設定した改良幅が幅広のケース（W-B-FW-LAL(C25)）について、実験データを整理した。これらのケースにおいて、改良体底面の前面側端部と背面側端部の過剰間隙水圧比と水平変位量の関係を図-3.20に整理した。これより、改良体幅・形状と過剰間隙水圧及び残留水平変位量との関係を分析する。

2層で改良体下部を非液状化層に根入れをしているW-B-FE-LL(C18)では、改良体底面の前面側の水平変位が0m～0.3m程度までの過剰間隙水圧は変動が小さいが、水平変位が0.3m程度以上となると改良体背面側底面の過剰間隙水圧と同様に変動が大きくなる。これは水平変位の発生当初の時点（0m～0.3m程度）では改良体端趾部（前面側）を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生しており、その後は改良体が全体的に回転しているようなロッキング現象が発生していると考えられる。

2層で改良幅を通常の2倍以上としているW-B-FW-LL(C21)では、改良体底面の前面側と背面側の両方ともに過剰間隙水圧の変動量は比較的小さい。これは、改良体の水平方向の慣性力の作用力が回転力よりも卓越しており、地震時挙動に大きく影響していることで改良体が回転の挙動をしていないということが考えられる。

2層で改良幅を通常の1/2としたW-B-FN-LL(C20)では、改良体底面の前面側の過剰間隙水圧は水平変位が0m～0.1m程度までの変動が小さく、水平変位が0.1m程度以上となると改良体背面側底面の過剰間隙水圧の変動量は増加する。改良体底面の背面側の過剰間隙水圧は前面側と比較して、その変動幅が2倍以上となっており、変動量が大きいたことが確認できる。これは、改良体端趾部（前面側）を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生しており、その状況がW-B-FE-LL(C18)よりも顕著となっているのは、改良体の断面積が小さいとともに、改良体下部を非液状化層に根入れしていないことが影響していると考えられる。

互層で通常の改良幅（根入れ無し）としているW-B-FS-LAL(C24)では、改良体底面の前面側の水平変位が0m～0.3m程度までの過剰間隙水圧は変動が小さいが、水平変位が0.3m程度以上となると改良体背面側底面の過剰間隙水圧の変動量は増加する。改良体底面の背面側の過剰間隙水圧は、前面側と比較すると多少その変動幅は大きくなるが、変動幅の増加傾向は概ね同様の形となっている。これらの状況から水平変位の発生当初の時点（0m～0.3m程度）では改良体端趾部（前面側）を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生しており、その後は改良体が全体的に回転しているようなロッキング現象が発生していると考えられる。

互層で改良体下部を非液状化層に根入れをしているW-B-FE-LAL(C28)では、改良体底面の前面側の過剰間隙水圧は変動が小さく、背面側の過剰間隙水圧は前面側と比較して、その変動幅が2倍以上となっており、変動量が大きいたことが確認できる。これは改良体端趾部（前面側）を中心とした回転の挙動によるロッキング現象が発生していると考えられる。

互層で改良幅を通常の 2 倍以上としている W-B-FW-LAL(C25)では、W-B-FS-LAL(C24)や W-B-FE-LAL(C28)と比較すると、改良体底面の前面側と背面側の両方ともに過剰間隙水圧の変動量は小さい。これは改良体の水平方向の慣性力の作用力が回転力よりも卓越しており、地震時挙動に大きく影響していることで改良体が回転の挙動をしていないということが考えられる。

これらの加振時の改良体底面の過剰間隙水圧の変動量の状況から、改良体の地震時の挙動が推察できた。この改良体の地震時の挙動が、改良体の残留水平変位量に影響していると考えられる。

すなわち、改良幅が狭い（縦長）場合においては、改良体底面（特に端趾部付近）の地盤は改良体の回転に伴い大きな繰返し鉛直荷重を受けることになる。よって、支持層全体で過剰間隙水圧の上昇が進行したとしても、改良体底面の地盤には局所的な偏差応力比の変動が生じ、ダイレイタンシーに起因する過剰間隙水圧（有効応力）の増減が顕著となることで、この有効応力の変動が改良体の水平移動（滑動）に対するせん断抵抗の動員に寄与するために、改良体の残留水平変位が最終的に小さくなると考えることができる。

改良体が幅広の場合においては、改良体底面（特に端趾部付近）の地盤は改良体の回転に伴う繰返し鉛直荷重をあまり受けない。よって、支持層全体で過剰間隙水圧の上昇が進行に伴い、上記箇所の局所的な偏差応力比の変動が生じることで、ダイレイタンシーに起因する過剰間隙水圧（有効応力）の増減が生じにくく、改良体の水平移動（滑動）に対し、せん断抵抗を発揮できないために、改良体の残留水平変位が最終的に大きくなると考えることができる。

以上のことから、改良体の改良幅の違いや、改良下部の支持層となる非液状化層への根入れ長の違いによって、改良体の地震時挙動の違いが発生し、改良体底面へ作用する荷重の違いが生じ、最終的な改良体の残留水平変位量に影響することが確認できた。その地震時の挙動の違いについての概要を図-3.21 に示す。このように改良体の形状の違いにより、水平変位量の違いが生じ、特殊堤の被害に影響する。

そこで、以降では改良体への作用する荷重の違いについて実験値を基に分析し、改良体の形状の違い等に着目して特殊堤の改良体の設計荷重モデルを検討する。

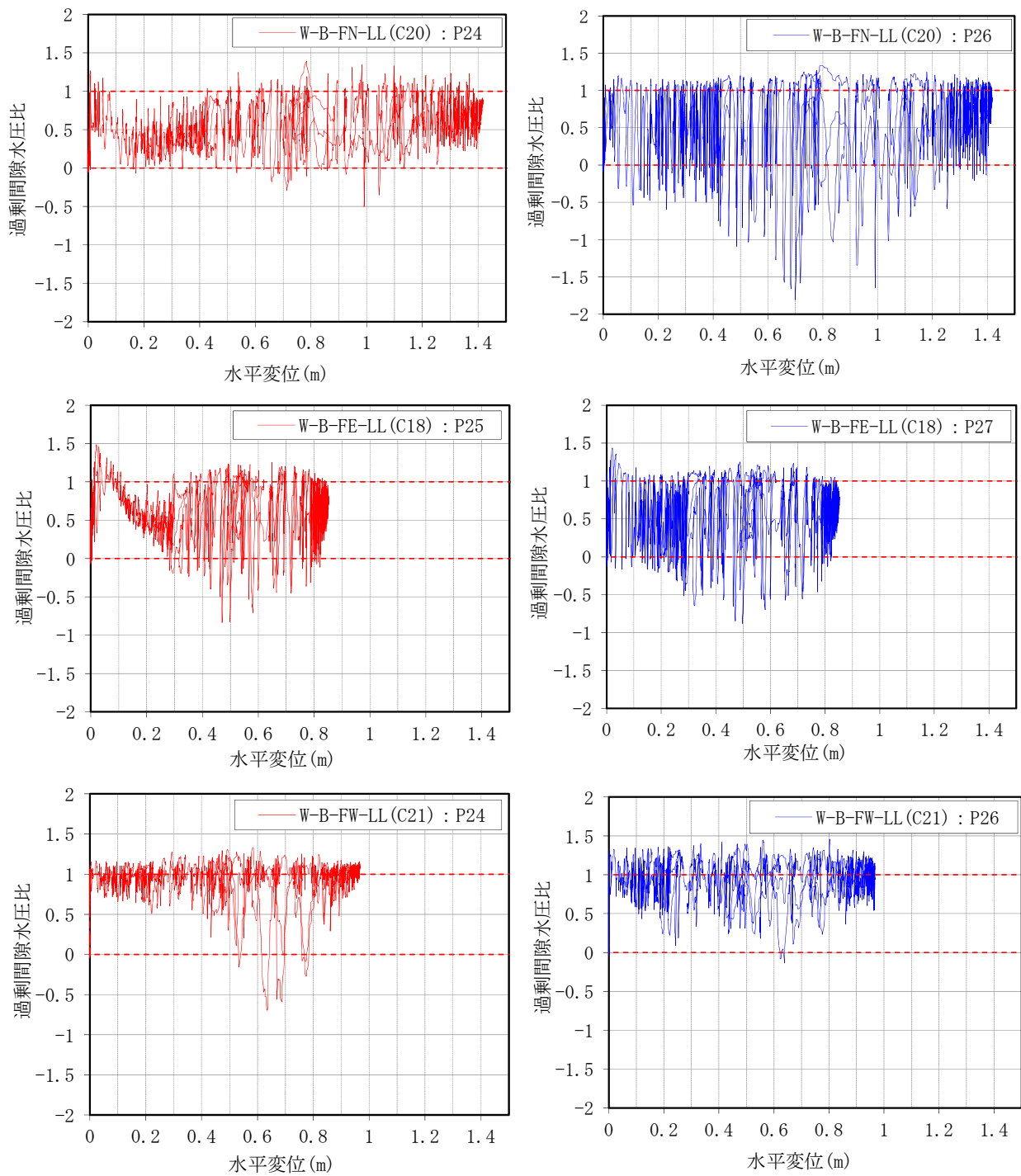


図-3.20(1) 改良体底面における過剰間隙水圧と水平変位の関係図
(2層, 前面側端部底面 (左)・背面側端部底面 (右))

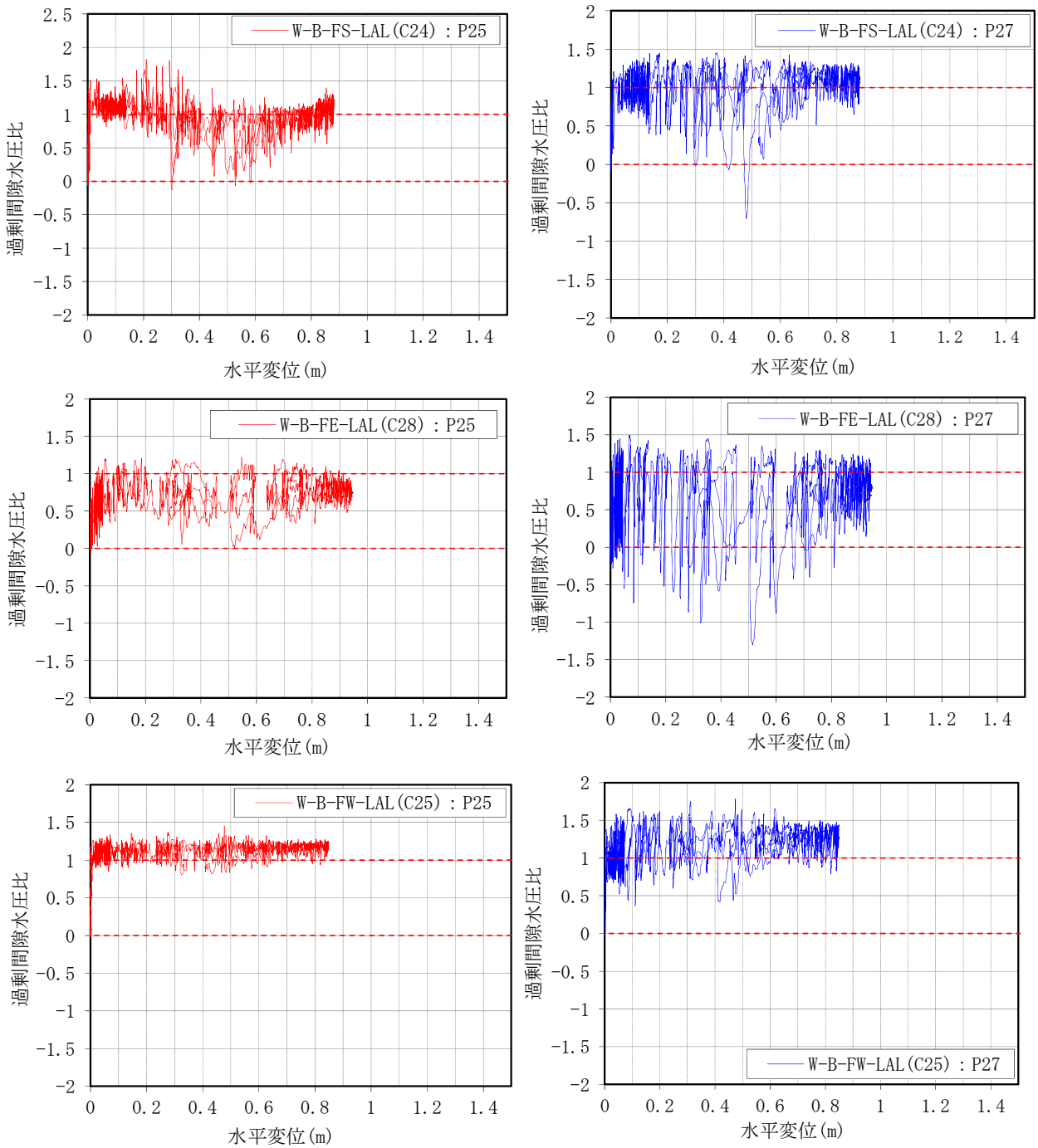


図-3.20(2) 改良体底面における過剰間隙水圧と水平変位の関係図
(互層, 前面側端部底面 (左)・背面側端部底面 (右))

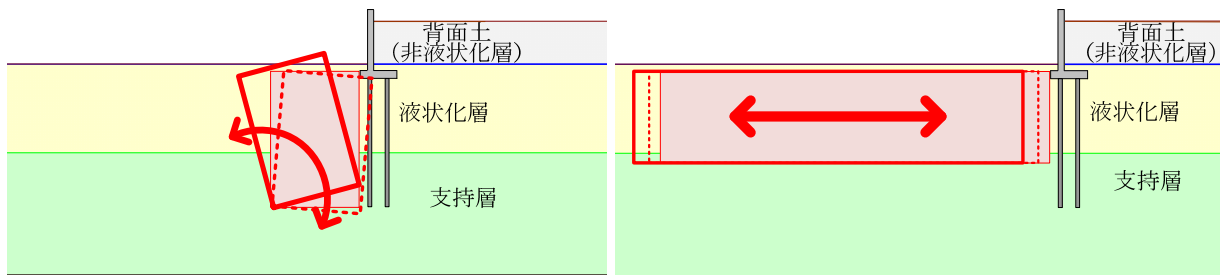


図-3.21 水平変位量に影響している考えられる地震時挙動のイメージ図

参考文献

- 3-1) 北誥昌樹：総説 模型実験の意義・利活用，地震工学会誌，62-9（680），pp1-3，2014.9.
- 3-2) 岡本未対，竹村次朗，上野勝利：講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 2.遠心模型の相似則,実験技術-利点と限界，土と基礎，52-10（561），pp37-44，2004.10.
- 3-3) 国立研究開発法人 土木研究所：大型動的遠心力載荷試験装置，<https://www.pwri.go.jp/index.html>
- 3-4) 香川宗章:土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論文報告集,第275号,pp.69-77,1978.7.
- 3-5) 岡村未対，竹村次朗，上野勝利：遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 2.遠心模型の相似則 実験技術－利点と限界，土と基礎，2004年10月号
- 3-6) 菊池喜昭，北誥昌樹，鈴木 操，岡田哲一：固化処理土中詰二重矢板式護岸の構造特性，港湾技研資料 No.997，JUN 2001.
- 3-7) 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
- 3-8) 張至鎬，福武毅芳：護岸背後地盤の側方流動における遠心模型実験のシミュレーション，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1425-1426，2008.7.
- 3-9) 中島進，谷本俊輔，中田芳貴，佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験－限界水平震度を用いた固結工法の耐震設計手法に関する検討－，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3210-3217，2010.
- 3-10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 3-11) 金子正洋，片岡正次郎，長屋和宏，松岡一成：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による強震記録，国土技術政策総合研究所資料，No.726，2013.2.
- 3-12) 財団法人国土技術研究センター：改訂 解説・河川管理施設等構造令，2000.

第4章 河川特殊堤における耐震対策構造の作用荷重評価法の改良

既に前述したように、特殊堤の耐震対策構造である改良体の設計は堤防の基準類⁴⁾が準用されているが、被災メカニズムが堤防と違うため、特殊堤の被災メカニズムに応じた設計手法の確立が必要となる。そこで、本章では改良体に作用する作用荷重に対して、第2章にて示した特殊堤の耐震対策構造の実験値と設計値を比較し、その整合性や力学的視点から各実験ケースの違いを分析することで、作用荷重モデルの適用性について確認した。

具体的には、改良体の外的安定性の照査に用いる指標である主働土圧や受働土圧、改良体の慣性力、改良体の上載土の慣性力、改良体の底面摩擦力の実験値と設計値を算出し、比較・分析した。また、各作用荷重により改良体への相互的に作用して影響するために、改良体に作用する外力と、改良体を支持する地盤の抵抗力が丁度釣り合うような水平震度であり、外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が1となった時点の水平震度である限界水平震度についても、実験値と設計値の比較・分析を行った。

これらの結果を基に各実験ケースの改良体の位置や形状等の違いと、被災メカニズムを踏まえた各作用荷重の違いを評価し、現行の耐震設計における作用荷重モデルの課題を明らかにして、その作用荷重モデルの改良を目指した。

作用荷重モデルに関する検討は被災事例や被災メカニズムから改良体の水平変位によるものが大きく影響することが分かった。そのため、水平方向の外的安定において重要となる滑動に対して着目し、その滑動に関する指標である主働土圧や受働土圧、改良体の慣性力、改良体の上載土の慣性力、改良体の底面摩擦力の水平成分を対象とした。鉛直変位に対しては、特殊堤の躯体自体の支持条件を改良する対策が必要であり、本研究対象の改良体で対応するには躯体直下の改良が必要となり、特殊な施工方法となるため本検討対象からは除外した。

なお、実験では基本的な被災メカニズムや対策効果を把握するために、基本的な実験ケースである無対策や対策有り（基礎が支持された条件、基礎が浮いている条件、前面改良、背面改良）については、擁壁と矢板の両ケースを実施しているが、互層や改良体の形状の違い（標準幅、狭小幅、幅広）といった実験ケースについては擁壁のみとしている。これは、改良体の水平変位に対して、側方流動の発生による土水圧の増加の影響は、擁壁の杭基礎の方が矢板よりも大きいと考えられるためである。また、矢板は壁式構造となっており、改良体に対する直接的な側方流動の影響が擁壁よりは小さいと考えられることも考慮した。従って、矢板についても擁壁と同様の精度で分析するには限界があるため、一定の成果を得ることができると判断したものについてのみ、分析結果を示すこととした。

以降にて各指標の実験値の算出方法を示した上で、各作用荷重や限界水平震度の実験値を整理し、実験値と設計値を比較し、作用荷重モデルの改良の検討を行った。

その後、改良体の残留水平変位量と限界水平震度の関係を分析した。地震動により改良体には水平震度が作用し、この水平震度が限界水平震度を超えると水平変位が増大する。この関係を踏まえ、残

留水平変位量と限界水平震度を分析することにより、改良体が有する耐震性能を評価できると考えられる。そこで、改良体の残留水平変位量と限界水平震度の関係を分析することで、改良体が有する耐震性能の評価指標について検討することとした。なお、特殊堤の地震被害では特殊堤の躯体自体が被災し、その対策として改良体を間接的に設置することで、特殊堤の躯体自体の変状を抑制する効果を期待している。本研究では、先述した第3章にて改良体と特殊堤の躯体の残留水平変位量の関係を模型実験から整理している。その結果から、改良体と特殊堤の躯体の平均的な割合は 1:1.6 程度となっている。この改良体と特殊堤の躯体の比例関係を前提として、特殊堤の被害予測につながる改良体の耐震性能を評価する指標として、改良体の残留水平変位量と限界水平震度の関係を分析することとした。

4.1 耐震対策構造への作用荷重及び限界水平震度の実験値の算出方法

改良体へ作用する各荷重の設計値はマニュアル⁴⁾に基づき、2.4.3 に示す式にて算定した。

改良体へ作用する各荷重の実験値は、計測値の最大値を基に算定することとした。最大値は水平変位が最も増加する時間帯である 96 秒～106 秒間の値から取得した。ここでは、明らかに異常値と判断できる値については対象外としている。作用荷重モデル及び計測機器の配置概要図を図-4.1、4.2 に示す。このように改良体への作用側（盛土地盤側）である主働土圧と抵抗側（水平地盤側）の受働土圧は、各土水圧計の値を用いて算定した。改良体上端部（EPA4 及び EPP4 より上部）は最上端部の土水圧計の値にその深さを乗じて算出し、改良体中間部（EPA4～EPA1 間及び EPP4～EPP1 間）は、上下の土水圧計の値に土水圧計間の深さを乗じて算出し、改良体下端部は（EPA1 及び EPP1 より下部）は、最下端部の土水圧計の値に土水圧計から改良体下端までの深さを乗じて算出した。具体的には主働土圧の水平成分 P_{AH}^e 、鉛直成分 P_{AV}^e 、受働土圧の水平成分 P_{PH}^e 、鉛直成分 P_{PV}^e は実験で計測される土水圧（主働側： σ_{ai} 、受働側： σ_{pi} ）から、式(2.12)、式(2.13)を基に式(4.1)、式(4.3)にて算出した。

$$\begin{aligned} P_{AH}^e &= \sigma_{a1} \cdot \left(y_1 + \frac{1}{2} y_2 \right) + \sigma_{a2} \cdot \left(\frac{1}{2} y_2 + \frac{1}{2} y_3 \right) + \cdots + \sigma_{ai-1} \cdot \left(\frac{1}{2} y_{i-1} + \frac{1}{2} y_i \right) + \sigma_{ai} \cdot \left(\frac{1}{2} y_i + y_{i+1} \right) \\ &= \sigma_{a1} \cdot \left(y_1 + \frac{1}{2} y_2 \right) + \sigma_{a2} \cdot \left(\frac{1}{2} y_2 + \frac{1}{2} y_3 \right) + \sigma_{a3} \cdot \left(\frac{1}{2} y_3 + \frac{1}{2} y_4 \right) + \sigma_{a4} \cdot \left(\frac{1}{2} y_4 + y_5 \right) \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$P_{AV}^e = P_{AH}^e \cdot \tan \delta \quad (\delta \text{は一般に} \frac{\Phi}{2}) \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} P_{PH}^e &= \sigma_{p1} \cdot \left(y_1 + \frac{1}{2} y_2 \right) + \sigma_{p2} \cdot \left(\frac{1}{2} y_2 + \frac{1}{2} y_3 \right) + \cdots + \sigma_{pi-1} \cdot \left(\frac{1}{2} y_{i-1} + \frac{1}{2} y_i \right) + \sigma_{pi} \cdot \left(\frac{1}{2} y_i + y_{i+1} \right) \\ &= \sigma_{p1} \cdot \left(y_1 + \frac{1}{2} y_2 \right) + \sigma_{p2} \cdot \left(\frac{1}{2} y_2 + \frac{1}{2} y_3 \right) + \sigma_{p3} \cdot \left(\frac{1}{2} y_3 + \frac{1}{2} y_4 \right) + \sigma_{p4} \cdot \left(\frac{1}{2} y_4 + y_5 \right) \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$P_{PV}^e = P_{PH}^e \cdot \tan \delta \quad (\delta \text{は一般に} \frac{\Phi}{2}) \quad (4.4)$$

擁壁背面の土圧についても実験にて計測された土水圧計の値から改良体への土水圧と同様に各計測器に対する深さを乗じて算定した。

改良体の慣性力 H_Y^e 及び躯体の慣性力 H_F^e 、並びに改良体上載土の慣性力 H_E^e は、実験で計測された加速度 A_Y 、 A_F 、 A_E を基に式(4.5)～式(4.10)にて算定した。

$$H_Y^e = W_Y \cdot k_{hY}^e \quad (4.5)$$

$$k_{hY}^e = \frac{A_Y}{g} \quad (4.6)$$

$$H_F^e = W_F \cdot k_{hF}^e \quad (4.7)$$

$$k_{hF}^e = \frac{A_F}{g} \quad (4.8)$$

$$H_E^e = W_E \cdot k_{hE}^e \quad (4.9)$$

$$k_{hE}^e = \frac{A_E}{g} \quad (4.10)$$

ここで、 k_{hY}^e は改良体の水平震度（実験値）、 k_{hF}^e は擁壁の水平震度（実験値）、 k_{hE}^e は改良体の上面に載る盛土の水平震度（実験値）、 A_Y は改良体の加速度（実験値）、 A_F は擁壁の加速度（実験値）、 A_E は改良体の上面に載る盛土の加速度（実験値）、 g は重力加速度である。

改良体底面の摩擦力 F_R^e については、地盤反力 σ_V^e の計測値から式(2.35)を基に式(4.11)、式(4.12)により算出した。

$$F_R^e = Q_V^e \cdot \tan \Phi_B \quad (4.11)$$

$$Q_V^e = \Sigma(\sigma_V^e)$$

$$\begin{aligned} &= \sigma_{V1} \cdot \left(x_1 + \frac{1}{2}x_2\right) + \sigma_{V2} \cdot \left(\frac{1}{2}x_2 + \frac{1}{2}x_3\right) + \cdots + \sigma_{Vi-1} \cdot \left(\frac{1}{2}x_{i-1} + \frac{1}{2}x_i\right) + \sigma_{Vi} \cdot \left(\frac{1}{2}x_i + x_{i+1}\right) \\ &= \sigma_{V1} \cdot \left(x_1 + \frac{1}{2}x_2\right) + \sigma_{V2} \cdot \left(\frac{1}{2}x_2 + \frac{1}{2}x_3\right) + \sigma_{V3} \cdot \left(\frac{1}{2}x_3 + x_4\right) \end{aligned} \quad (4.12)$$

次に、実験値で得られた土圧から水平震度を逆算して求めた。

主働土圧から逆算した水平震度 k_{hPAH}^e は式(4.1)の σ_{ai} から式(2.14)、式(2.21)を基に式(4.13)により算出した。

$$\begin{aligned} \sigma_{ai} &= \sum (\gamma \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w + \frac{7}{8} \cdot k_{hPAH}^e \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u} \\ k_{hPAH}^e &= \frac{\sigma_{ai} - \sum (\gamma \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w}{\frac{7}{8} (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}} \end{aligned} \quad (4.13)$$

受働土圧から逆算した水平震度 k_{hPPH}^e は式(4.3)の σ_{pi} から式(2.21), 式(2.25)を基に式(4.14)により算出した.

$$\sigma_{pi} = \sum (\gamma \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w - \frac{7}{8} \cdot k_{hPAH}^e \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}$$

$$k_{hPPH}^e = \frac{\sum (\gamma \cdot Z) + \gamma_w \cdot Z_{wi} + w - \sigma_{pi}}{\frac{7}{8} (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}} \quad (4.14)$$

改良体の水平震度 k_{hy}^e , 改良体上載土の水平震度 k_{hE}^e については, 式(4.6), 式(4.10)より算出した.

改良体の底面摩擦力から求める水平震度 k_{hFR}^e については, 式(4.12)の σ_v から式(2.13), 式(2.24), 式(2.35)を基に式(4.21)を導き, 算出した.

$$F_R^e = Q^e \cdot \tan \Phi_B = (W_\gamma + W_E + P_{AH}^e \cdot \tan \delta - P_{PH}^e \cdot \tan \delta) \tan \Phi_B \quad (4.15)$$

$$\sum (\sigma_{ahi}^e - \sigma_{phi}^e) = \frac{\frac{F_R^e}{\tan \Phi_B} - W_\gamma - W_E}{\tan \delta} \quad (4.16)$$

$$\sum (\sigma_{ahi}^e - \sigma_{phi}^e) = \sum (w_a \cdot z_i - w_p \cdot z_i + 2 \cdot P_{dW}) \quad (4.17)$$

$$= \sum (w_a \cdot z_i - w_p \cdot z_i + 2 \cdot \frac{7}{8} \cdot k_{hFR}^e \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}) \quad (4.18)$$

$$\sum (w_a \cdot z_i - w_p \cdot z_i + 2 \cdot \frac{7}{8} \cdot k_{hFR}^e \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}) = \frac{\frac{F_R^e}{\tan \Phi_B} - W_\gamma - W_E}{\tan \delta} \quad (4.19)$$

$$\sum (2 \cdot \frac{7}{8} \cdot k_{hFR}^e \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}) = \frac{\frac{F_R^e}{\tan \Phi_B} - W_\gamma - W_E}{\tan \delta} - \sum (w_a \cdot z_i - w_p \cdot z_i) \quad (4.20)$$

$$k_{hFR}^e = \frac{\frac{\frac{F_R^e}{\tan \Phi_B} - W_\gamma - W_E}{\tan \delta} - \sum (w_a \cdot z_i - w_p \cdot z_i)}{\sum (2 \cdot \frac{7}{8} (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}) \cdot z_i} \quad (4.21)$$

ここで, w_a は主働土圧側の上載荷重, w_p は受働土圧側の上載荷重である.

次に, 限界水平震度の実験値の算定方法について示す. 式(2.7)から実験での改良体の滑動に対する安定計算式は, 式(4.22)となる.

$$F_{SS}^e = \frac{P_{PH}^e + F_R^e}{H_\gamma^e + H_E^e + P_{AH}^e} \quad (4.22)$$

ここで, $F_{SS}^e = 1.0$ とすると, 式(4.17)から実験値の限界水平震度 k_{hcr}^e の算定式を導くことができる.

$$k_{hcr}^e = \frac{P_{PH}^e + F_R^e - P_{AH}^e}{W_\gamma + W_E} \quad (4.23)$$

また、改良体の水平方向の運動方程式は、改良体と改良体上載土が一体となって変位すると仮定し式(4.18)と表すことができる。

$$P_{AH}^e - P_{PH}^e - F_R^e + (m_\gamma + m_E) \cdot \ddot{x} + (m_\gamma + m_E) \cdot \ddot{X} = 0 \quad (4.24)$$

ここで、 m_γ は改良体の質量、 m_E は改良体上載土の質量、 \ddot{x} は支持層と改良体の相対水平加速度、 \ddot{X} は支持層の水平加速度である。式(4.24)から式(4.25)を導き、両辺を重力加速度 g にて除して、式(4.26)を得ることができる。

$$(m_\gamma + m_E) \cdot (\ddot{x} + \ddot{X}) = P_{PH}^e + F_R^e - P_{AH}^e$$

$$\ddot{x} + \ddot{X} = \frac{P_{PH}^e + F_R^e - P_{AH}^e}{m_\gamma + m_E} \quad (4.25)$$

$$\frac{\ddot{x} + \ddot{X}}{g} = \frac{P_{PH}^e + F_R^e - P_{AH}^e}{(m_\gamma + m_E) \cdot g} \quad (4.26)$$

改良体の加速度は支持層の加速度と支持層と改良体の相対加速度の和である（式(4.27)）。式(4.28)、式(4.29)より、質量を重量換算して式(4.26)に代入すると式(4.31)が得られる。これより、改良体の水平加速度を実験値から求めることで、改良体の限界水平震度を求めることができた。

$$A_\gamma = \ddot{x} + \ddot{X} \quad (4.27)$$

$$W_\gamma = m_\gamma \cdot g \quad (4.28)$$

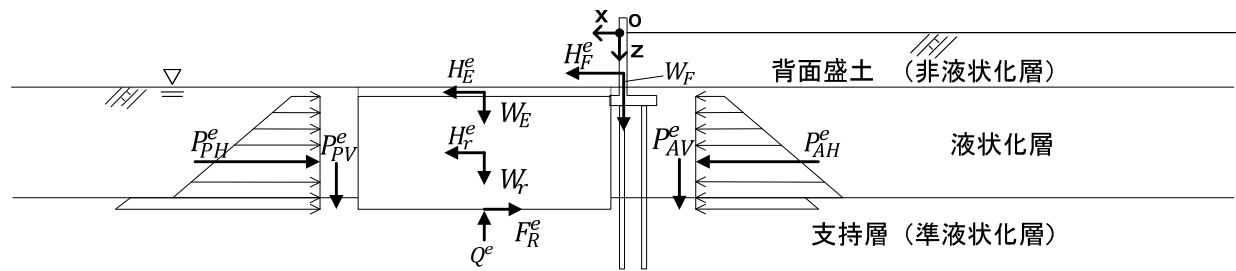
$$W_E = m_E \cdot g \quad (4.29)$$

$$\frac{A_\gamma}{g} = \frac{P_{PH}^e + F_R^e - P_{AH}^e}{W_\gamma + W_E} = k_{hcr}^e \quad (4.30)$$

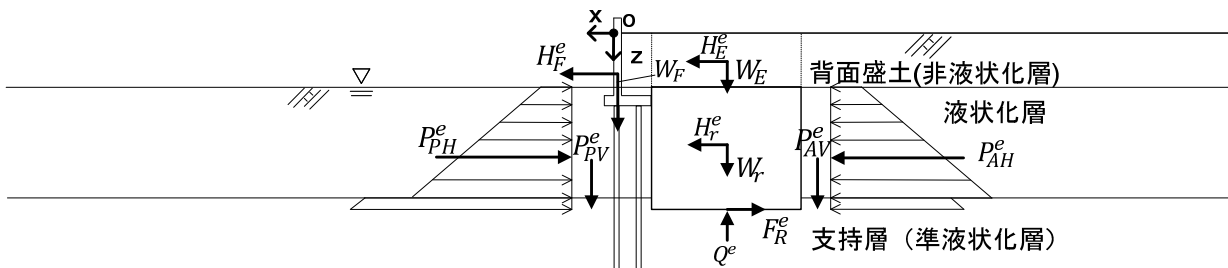
$$\frac{A_\gamma}{g} = k_{hcr}^e \quad (4.31)$$

ここで、式(4.31)から改良体が左右に挙動する場合に実験値からは、改良体が図-4.1で示す躯体前面側（左方向）へ加速度が作用した場合と、躯体背面側（右方向）へ加速度が作用した場合の2つの値が得られる。限界水平震度は前述した通り、外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定性に関する安全率が1となった時点の水平震度であるため、改良体が躯体前面側（左方向）に加速度が作用した時点ということになり、後で整理する加速度の図-4.3のプラス側の値となる。このプラス側の値は全体的に頭打ちとなっており、マイナス側の値はプラス側よりも大き

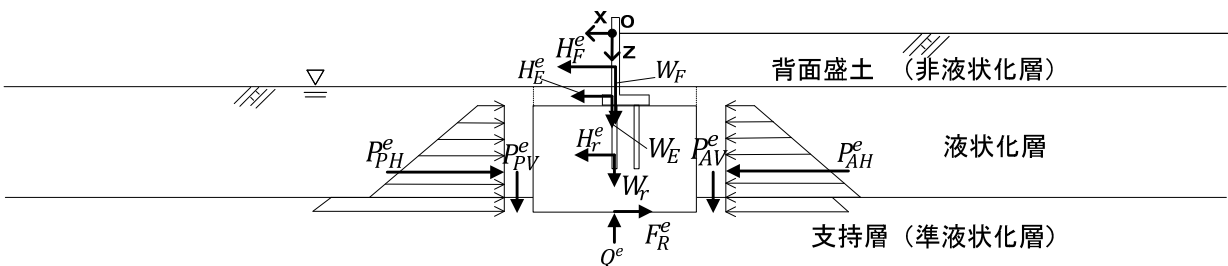
い値となっている。これは、プラス側の値は改良体が躯体前面側に水平変位が発生することで入力加速度相当の最大値に達する前に、頭打ちとなったことを意味している。逆にマイナス側の値は、改良体が躯体背面側に水平変位が発生しようとする時の値であり、背面盛土があるため主働土圧が十分に作用することで水平変位が発生せずに加速度の値が入力加速度相当の最大値まで到達したためである。よって、このことから改良体の限界水平震度の実験値は、式(4.31)より改良体のプラス側の加速度の値から求めることができる。



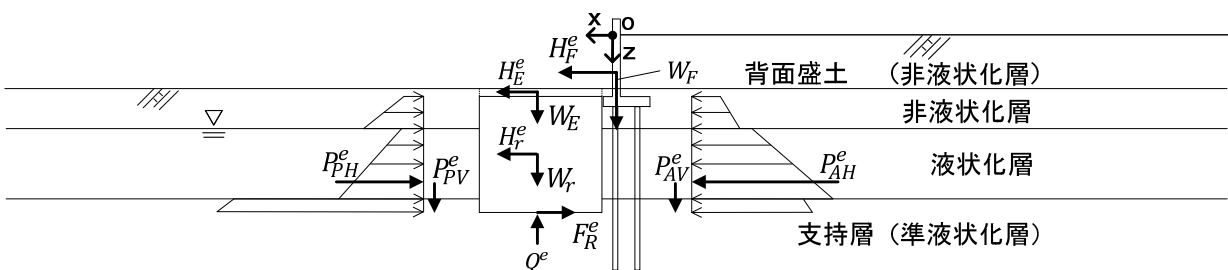
(1)-1擁壁の前面側改良の場合



(1)-2擁壁の背面側改良の場合

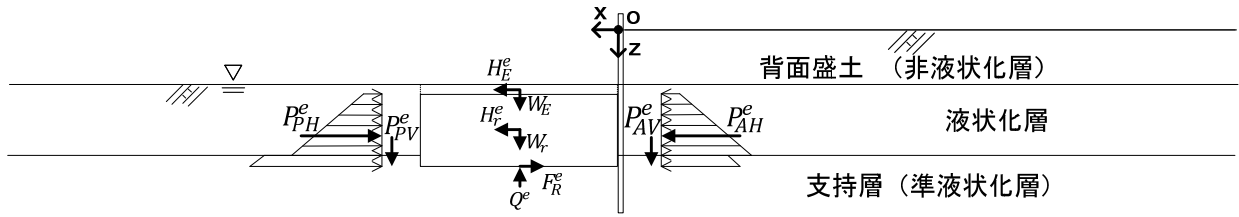


(1)-3擁壁の直下改良の場合

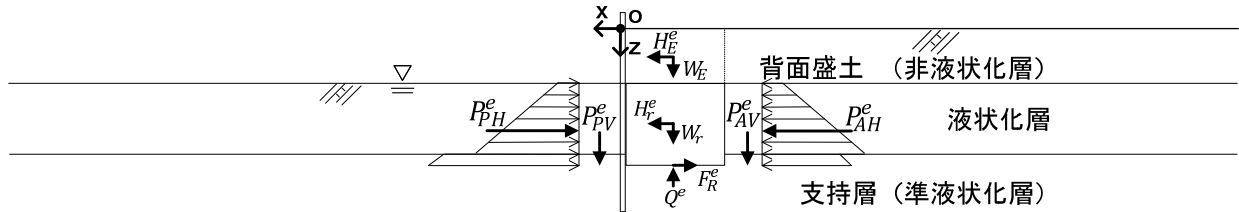


(1)-4互層における擁壁の前面側改良の場合

図-4.1(1) 設計値の改良体への作用荷重モデルの概要図 (擁壁)



(2)-1矢板の前面側改良の場合



(2)-2矢板の背面側改良の場合

図-4.1(2) 設計値の改良体への作用荷重モデルの概要図 (矢板)

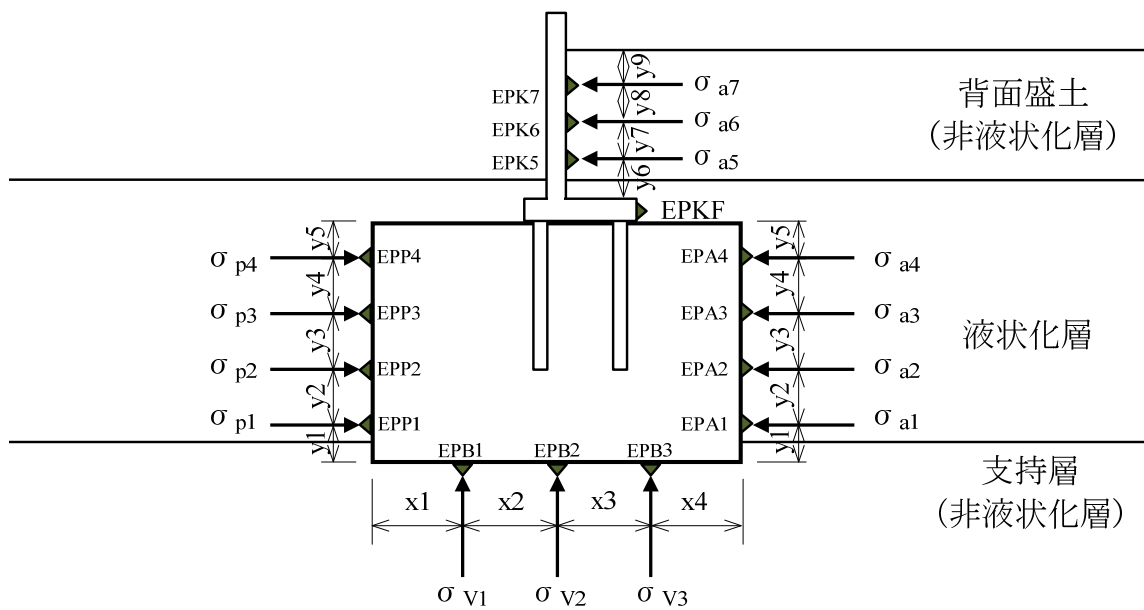


図-4.2 実験値の改良体への土圧算定図 (W-F-US-LL(C12)の場合)

4.2 耐震対策構造の作用荷重の設計値と実験値の分析

改良体の加速度を図-4.3に示す。前述した通り、プラス側の値は全体的に頭打ちとなっており、マイナス側の値はプラス側よりも大きい値となっている。これは、プラス側の値は改良体が躯体前面側に水平変位が発生することで入力加速度相当の最大値に達する前に、頭打ちとなったことを意味している。逆にマイナス側の値は、改良体が躯体背面側に水平変位が発生しようとする時の値であり、背面盛土があるため主働土圧が十分に作用することで水平変位が発生せずに加速度の値が入力加速度相当の最大値まで到達したためである。以降で示す改良体へ作用する慣性力の水平震度の実験値と、限界水平震度の実験値の算出については、それぞれ、式(4.6)、式(4.31)より改良体のプラス側の加速度の値から求めることとする。これらの読み取った値を図中に「○」印（赤書き）にて示す。

改良体に作用する荷重である主働土圧、受働土圧、改良体慣性力、改良体上載土慣性力、改良体底面摩擦力の設計値は、それぞれ前述した式(2.12)、式(2.23)、式(2.32)、式(2.33)、式(2.34)、式(2.35)にて算出し、実験値については、式(4.1)、式(4.3)、式(4.5)、式(4.7)、式(4.9)、式(4.12)にて算出した。この結果から、実験値の時刻歴と設計値を図-4.4に整理し、改良体へ作用する水平方向の作用荷重について実験値と設計値を比較した。また、実験値と設計値の一覧表と比較図を表-4.1、図-4.5に示す。

なお、整理及び分析等に用いた実験データは、定常状態であり、計測値として信頼性のあるものを採用しており、ノイズ等の影響により計測不良の可能性があり、本研究の分析において適切ではないと判断したものは対象外として整理している。標準的な改良幅の半分のW-B-FN-LL(C20)の土水圧に関する実験値については、図-4.4の土圧合力のデータからも分かるように計測不良と考えられるため、以降ではこのことを踏まえて整理するものとし、参考値として取り扱うものとする。

図-4.4より、代表的なケースであるW-F-US-LL(C12)では、主働土圧の実験値の最大値が設計値とほぼ一致しており、主働土圧の実験値の最大値は設計値を上回っている。改良体慣性力の実験値と設計値はほぼ同程度の値となっており、地盤反力の実験値については入力加速度が最大振幅を示している100秒前後の値は設計値を下回っている。また、擁壁背面土圧合力や擁壁慣性力、改良体上載土慣性力の実験値は、他の実験値よりも特に小さく、改良体の外的安定への影響は小さいものと考えられる。躯体水平変位量は入力加速度が最大振幅を示す100秒前後で大幅に増加しており、土圧動力や改良体慣性力の最大値となっている時間帯と同時間帯となっている。他のケースの傾向も同様となっているが、実験値と設計値の詳細な比較結果について以降に示す。

図-4.5より、主働土圧は各ケースともほぼ整合していることが確認できた。全体的には設計値が実験値よりもやや大きくなっており、中でも改良体下部を支持層へ十分に根入れをしているケースのW-B-FE-LL(C18)、W-B-RE-LL(C19)、P-B-FE-LL(C27)、W-B-FE-LAL(C28)においては、他のケースより設計値が実験値よりも大きい傾向が顕著となっている。これは、支持層（非液状化層）が設計上において地下水位以下であり、準液状化層として設計されているが、実験では支持層の過剰間隙水圧比は1.0を下回っており液状化していないためである。標準的な改良幅の半分のW-B-FN-LL(C20)（設計時の水平震度を $k_h^d = 0.03$ ）の実験値が設計値より大きいのは、設計時の水平震度を低減しているが改良体に作用する外力によって重量相当の振動が実験での実挙動で生じており、加速度が大きくなったことが要因と考える。2層のケースと互層のケースでは、特に目立った傾向の違いは見られない。

受働土圧については、全体的に実験値が設計値よりもやや大きく、これは主働土圧と同様に実験では支持層が液状化していないためと考えられる。特に、互層のケースのW-B-FS-LAL(C24)、W-B-FW-LAL(C25)、W-B-FE-LAL(C28)は他のケースより設計値が実験値より若干大きくなっており、

この要因は土水圧の振動成分で上載荷重の未考慮分と考えられる。この土水圧の振動成分における上載荷重の未考慮分は、主働土圧でも同様のことが考えられるが、先に述べた支持層が液状化していないことにより実験値が設計値より小さくなっていることと相殺された結果であり、主働土圧では顕著にその影響が表れていないと考えられる。

改良体慣性力の実験値と設計値はほぼ整合しているが、幅広の改良幅のW-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)（設計時の水平震度を $k_h^d = 0.4$ ）は設計値が実験値より大幅に大きい。これは、実験において改良体の水平挙動が卓越してロッキング現象が発生せずに改良体底面（前背面端部）の過剰間隙水圧の時刻歴波形が同位相となっており、過剰間隙水圧の上昇したことが影響したためである。これより、支持層の地震動が改良体へ伝達されずに改良体の加速度が小さくなり、結果的に慣性力が小さくなっている。実際に加速度から算出したこれらの改良体の水平震度は0.15、0.18となっており、設計値より小さい。逆に、改良幅が他のケースより半分であるW-B-FN-LL(C20)（設計時の水平震度を $k_h^d = 0.03$ ）の実験値は設計値より大きく、これは設計時の水平震度を低減しているが改良体に作用する外力によって重量相当の振動が実験での実挙動で生じており、加速度が大きくなったことが要因と考える。改良幅が標準的なケース（設計時の水平震度を $k_h^d = 0.2$ ）は、改良体底面（前背面端部）の過剰間隙水圧は同位相となっておらず、ロッキング現象が発生したと考えられ、慣性力の低下がなかった。

改良体上載土の慣性力はW-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)と直下改良のW-F-US-LL(C12)では設計値が実験値より大きく、これは改良体上載土が液状化層であるため液状化することで加速度が小さくなったことが要因と考える。逆に、背面改良のW-B-RS-LL(C9)、W-F-RS-LL(C11)、P-B-RS-LL(C15)、P-F-RS-LL(C17)、W-B-RE-LL(C19)は上載土が背面盛土であり、地下水位以上で液状化しなかったことが要因と考える。

改良体底面摩擦力はW-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)の設計値が実験値より大幅に大きい。これは、前述した改良体慣性力と同様にロッキング現象の有無が要因である。P-B-RS-LL(C15)は、唯一、実験値が設計値より大きくなっているが、これは改良体底面の土圧計の計測値の変動幅が大きく、今回、96秒～106秒間の最大値を読み取っているが、その値が設計値よりも大きくなった値であったためであり、その値以外の平均的な推移は、他のケースと同様に設計値の方がやや大きめの値となっている。

以上の結果より、実験値と設計値に差異が生じる原因は実験値において、①支持層では地下水位以下でも液状化しない、②土水圧の振動成分の上載荷重がプラスあるいはマイナス成分として作用する、③幅広の改良体ではロッキング現象が生じる、の3つについて分析することができた。以降、これらの結果を基に改良体の外的安定性の評価指標である限界水平震度（安全率=1の水平震度に相当）の実験値と設計値を比較するとともに、作用荷重モデルの検討を行うこととする。

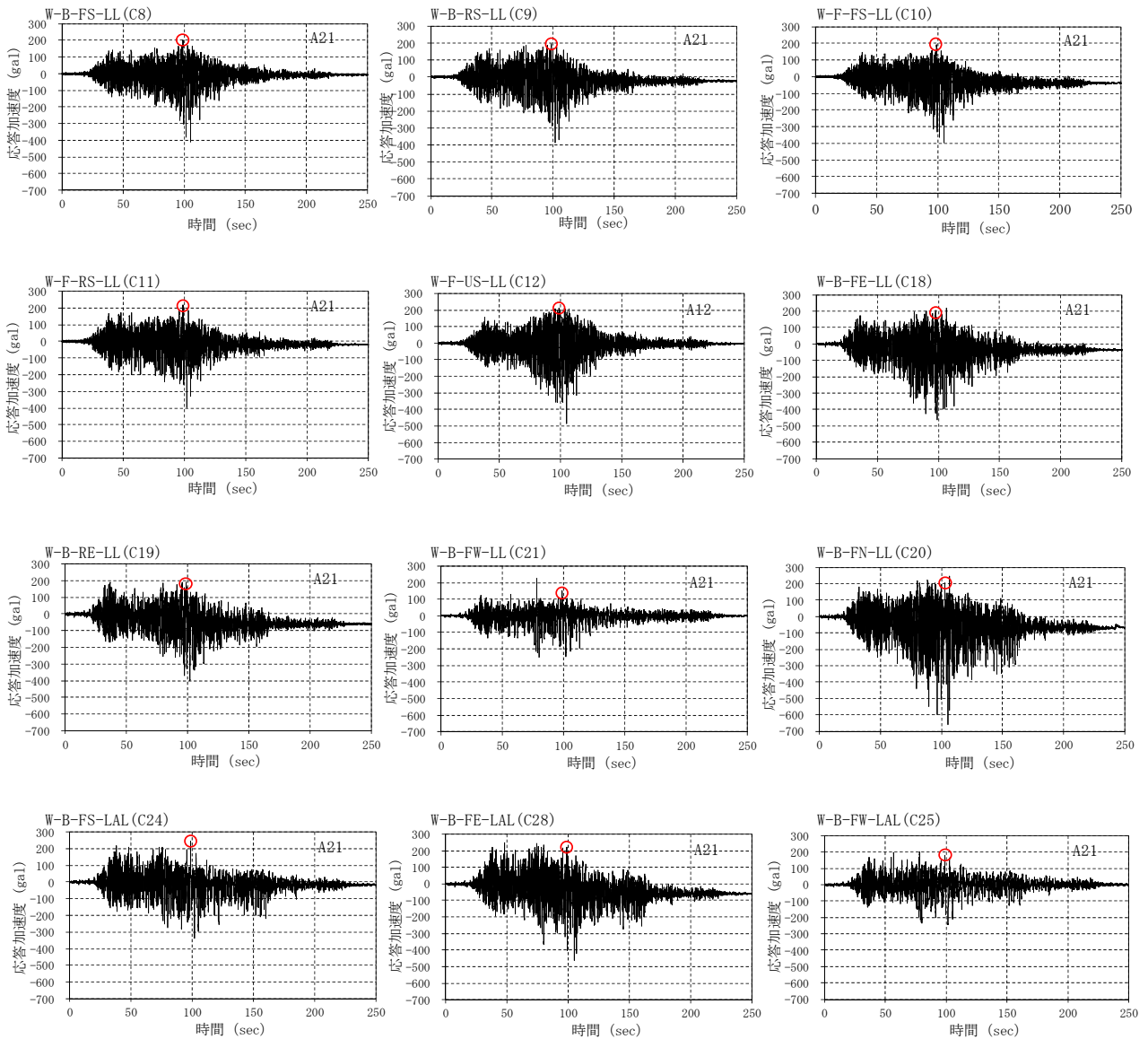
次に、前述した式 (4.13)、式 (4.14)、式 (4.6)、式 (4.10) により実験における主働土圧と受働土圧、改良体や改良体上載土の慣性力の加速度、底面摩擦力に関する実験値から逆算して、水平震度の実験値を算出して図-4.6(1)～(4)に示した。図-4.6(1)～(3)から主働土圧と受働土圧、改良体上載土の慣性力、底面摩擦力から算出した水平震度については、各ケースにおける変動差が大きく、安定した結果となっていない。これは土圧計が液状化層に面しており、加振中の液状化による波圧の作用することなどから安定した実験値となっていないことが影響していると考えられる。その点を踏まえ、改良体の水平震度の変動差を考慮し、実験データを確認した上で明らかに計測不良と考えられる値を除外し、0～0.500の範囲内に入っている値をプロットしている。その結果から、主働土圧と受働土圧

から算出した水平震度は0.009～0.495の値となり、改良体及び改良体上載土の慣性力の加速度から算出した水平震度は0.056～0.383の値となった。その結果から、水平深度は概ね0.2程度を中心に変動していることが分かる。こ底面摩擦力から算出した実験値は、0～0.500の範囲内に入っている値は少なく、3ケースのみとなり、0.215～0.318の値となった。これは、土圧計による実験計測値の不安定性や、水平震度を乗じている項の値が土圧の値に比べて極端に小さく、底面摩擦力の変動差等が大きく影響しているためと考えられる。図-4.6(2)、(4)に示すように改良体については、加振中もある程度安定した挙動をしており、計測器も改良体に直接設置しているため、安定した計測値を得ることができる。この結果から、改良体の水平震度は0.2程度となっており、安定した値となっている。これより、本実験でレベル2地震動相当の大規模地震動の入力に対して改良体の水平震度は0.2程度となり、従来の設計手法で採用しているレベル1地震動相当の設計水平震度(=0.2程度)と同程度であることが確認できた。また、本実験では2層の擁壁の場合において、改良幅の違いや根入れの有無を変化させたケースにて実験を行っているが、幅広のケースを除いては改良体の水平震度の値は大きな差異は生じておらず、0.2程度の値を示しており、安定した結果となっている。幅広のケースでは先述したように改良体のロッキング現象が発生せず、改良体底面の過剰間隙水圧が上昇する影響を受け、水平震度がやや小さい値となっている。

ここで、東北地方太平洋沖地震では堤防の液状化による甚大な被害が生じたが、レベル1地震動相当である中規模地震動を設計外力とした耐震対策がなされた堤防での被災は殆どなく、その結果としてレベル2地震動相当となる大規模地震動に対しても対策効果を発揮したものと考えられている⁴²⁾。また、「道路土工 軟弱地盤対策工指針」⁴³⁾や「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁴⁴⁾においても地盤改良工の設計水平震度はレベル1地震動相当である中規模地震動を設計外力に対して照査することとなっている。これらの点についても実験結果により乖離、齟齬のないことが確認できた。

これを踏まえ、今回は特殊堤の耐震対策としての改良体の適用性を評価するため、レベル2地震動にて加振した際にレベル1地震動相当の設計外力で設計した改良体の抵抗力について分析し、改良体の作用荷重モデルの検討をすることとしている。

擁壁



矢板

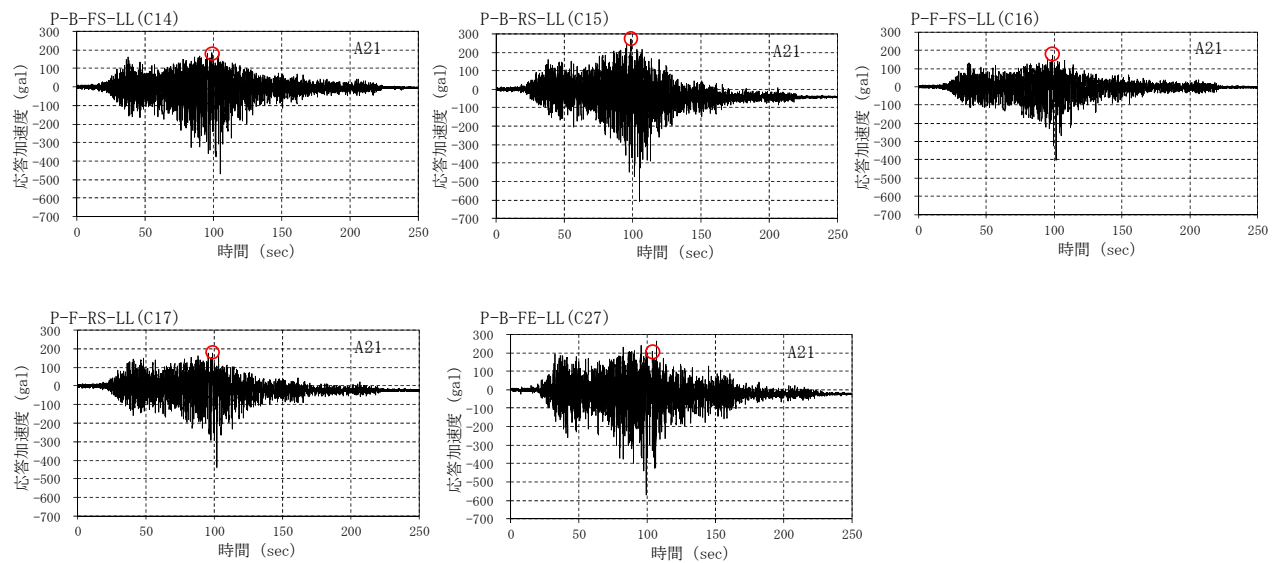
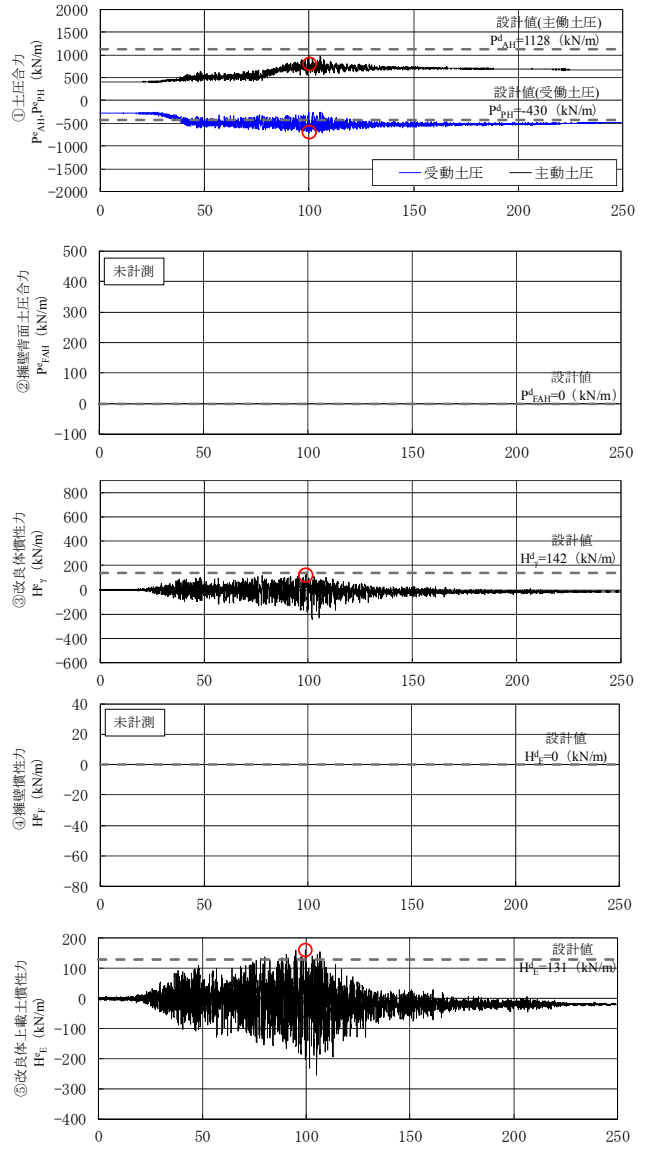
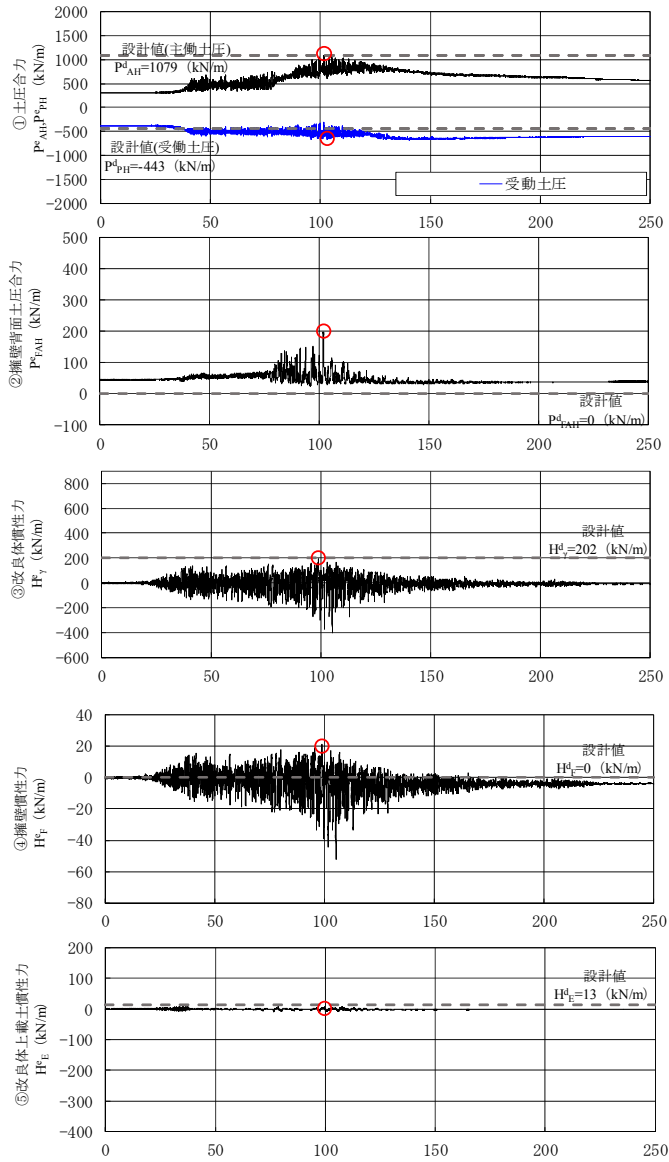


図-4.3 改良体の応答加速度 (実験値)



⑥地盤反力：改良体底面土水圧は未計測。

⑥地盤反力：改良体底面土水圧は未計測。

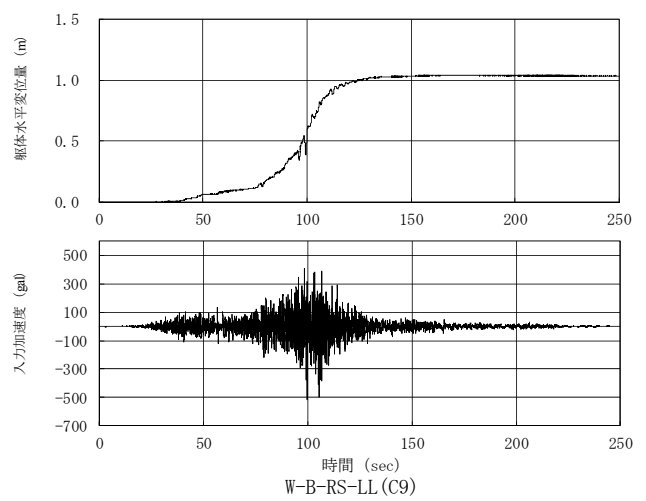
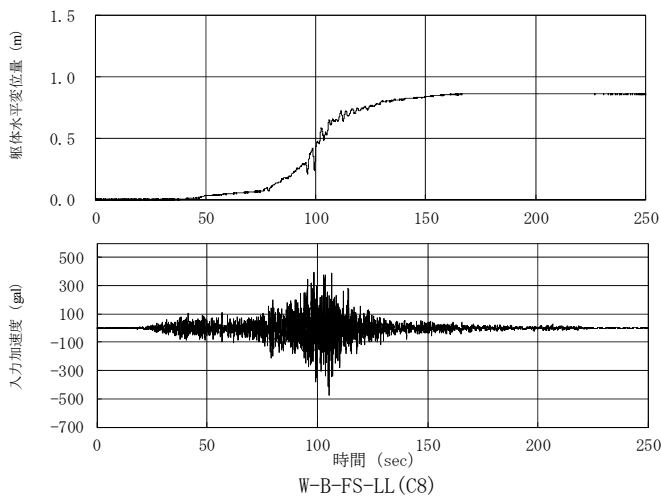
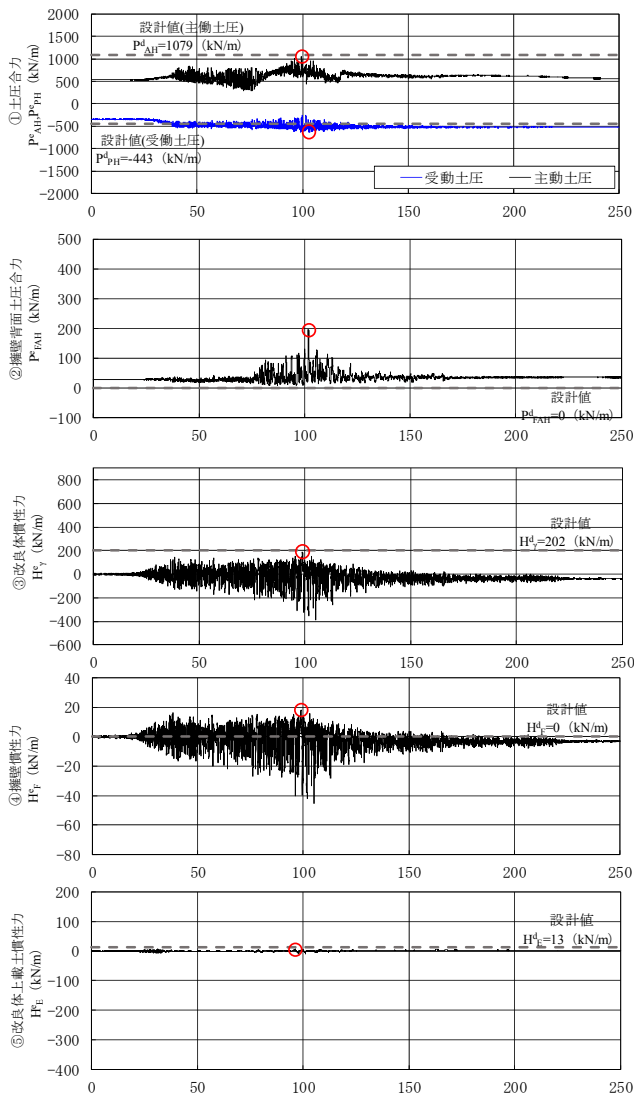
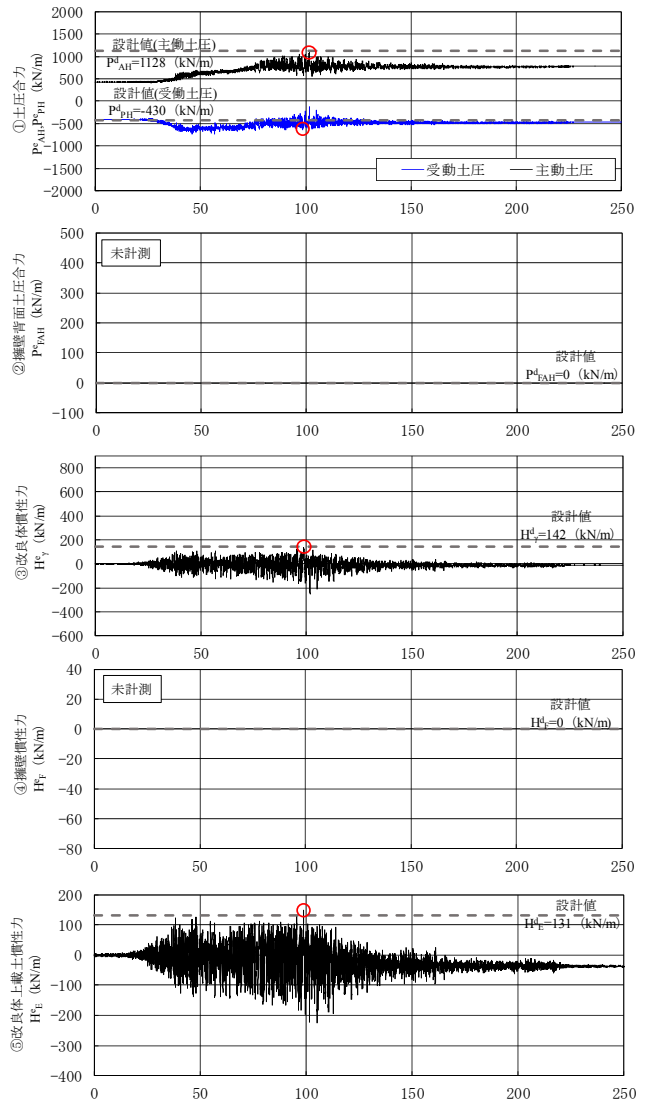


図-4.4(1) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較



⑥地盤反力：改良体底面土水圧は未計測。



⑥地盤反力：改良体底面土水圧は未計測。

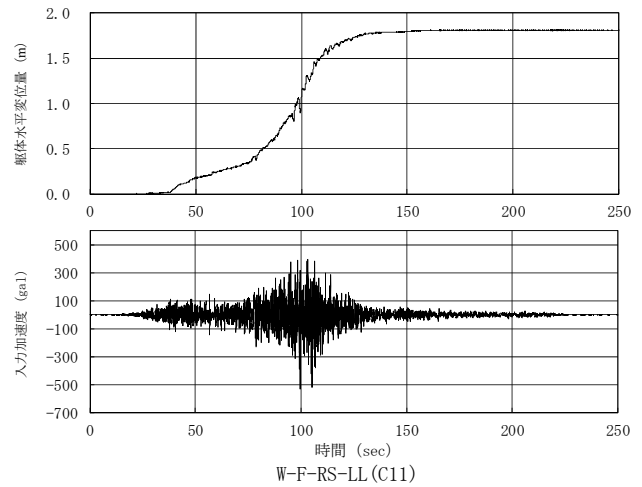
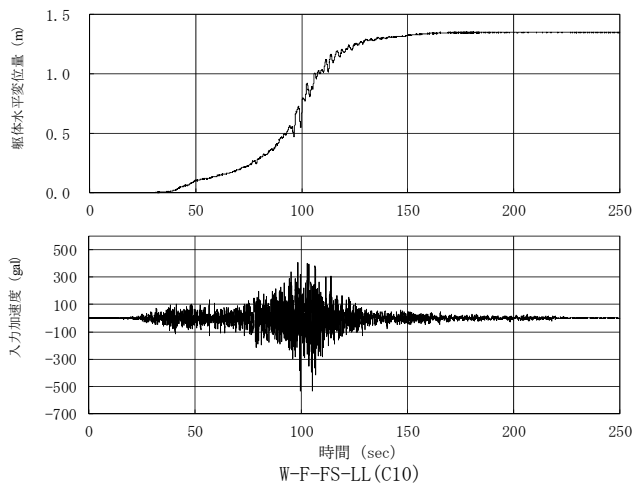


図-4.4(2) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

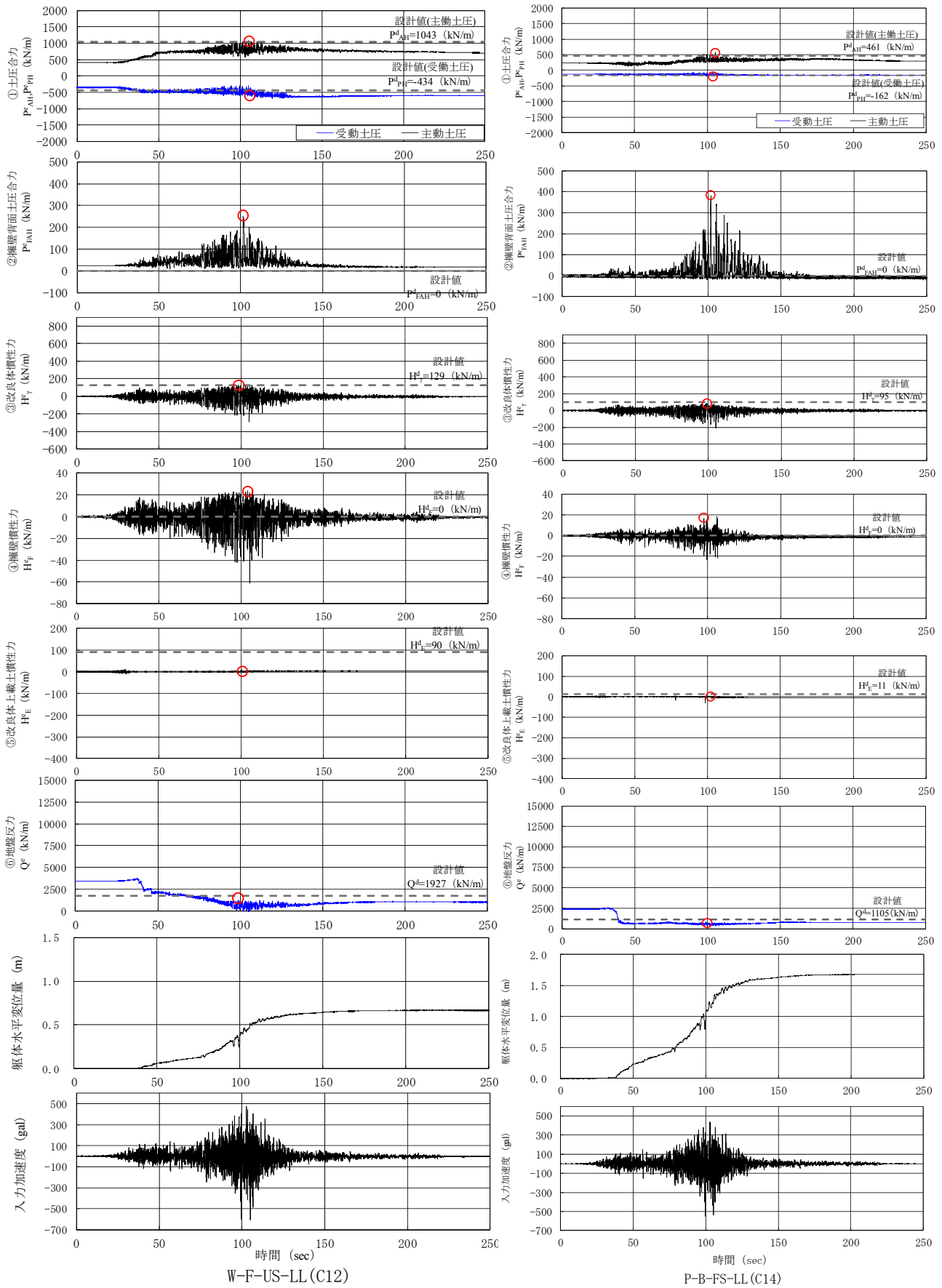


図-4.4(3) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

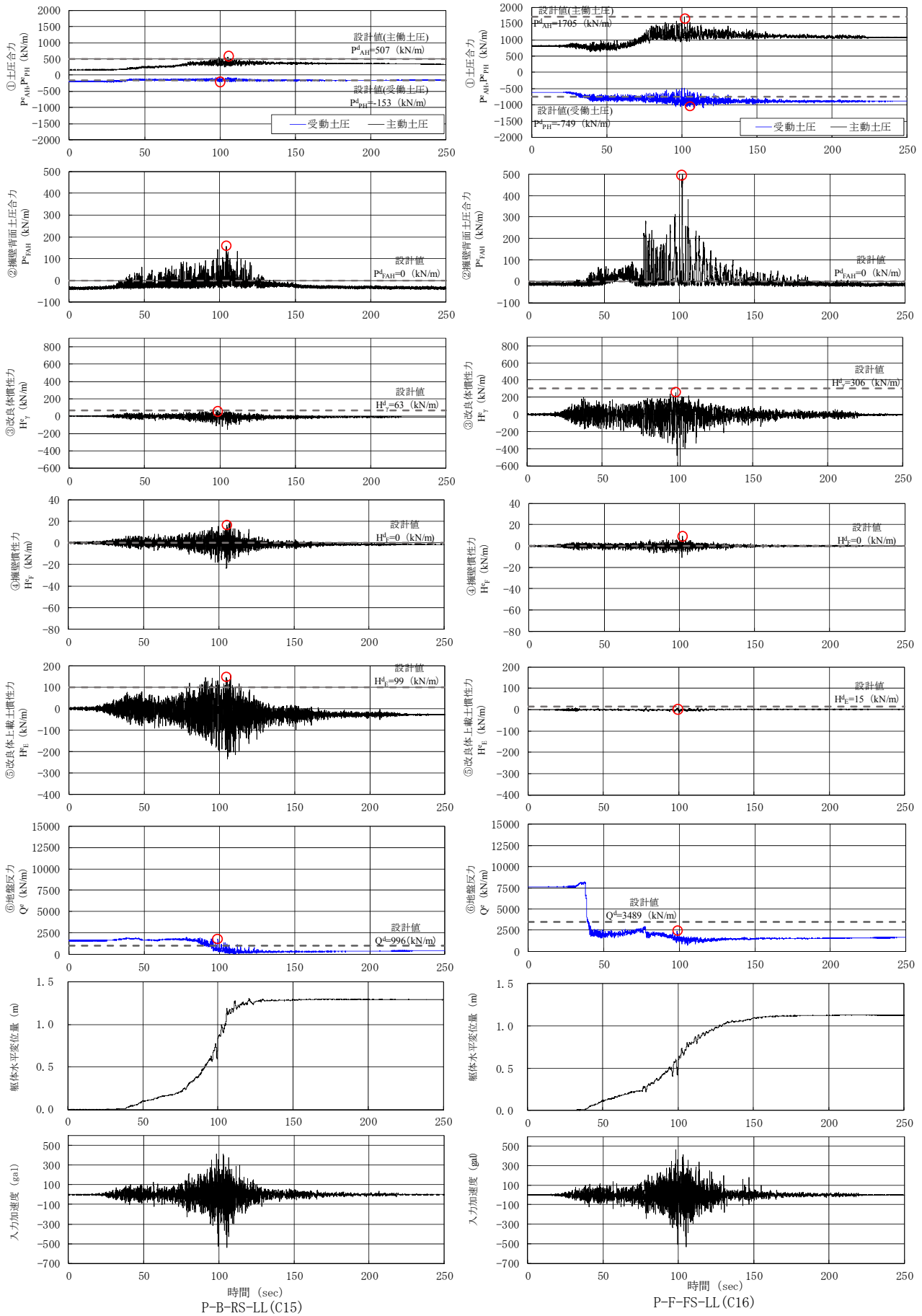


図-4.4(4) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

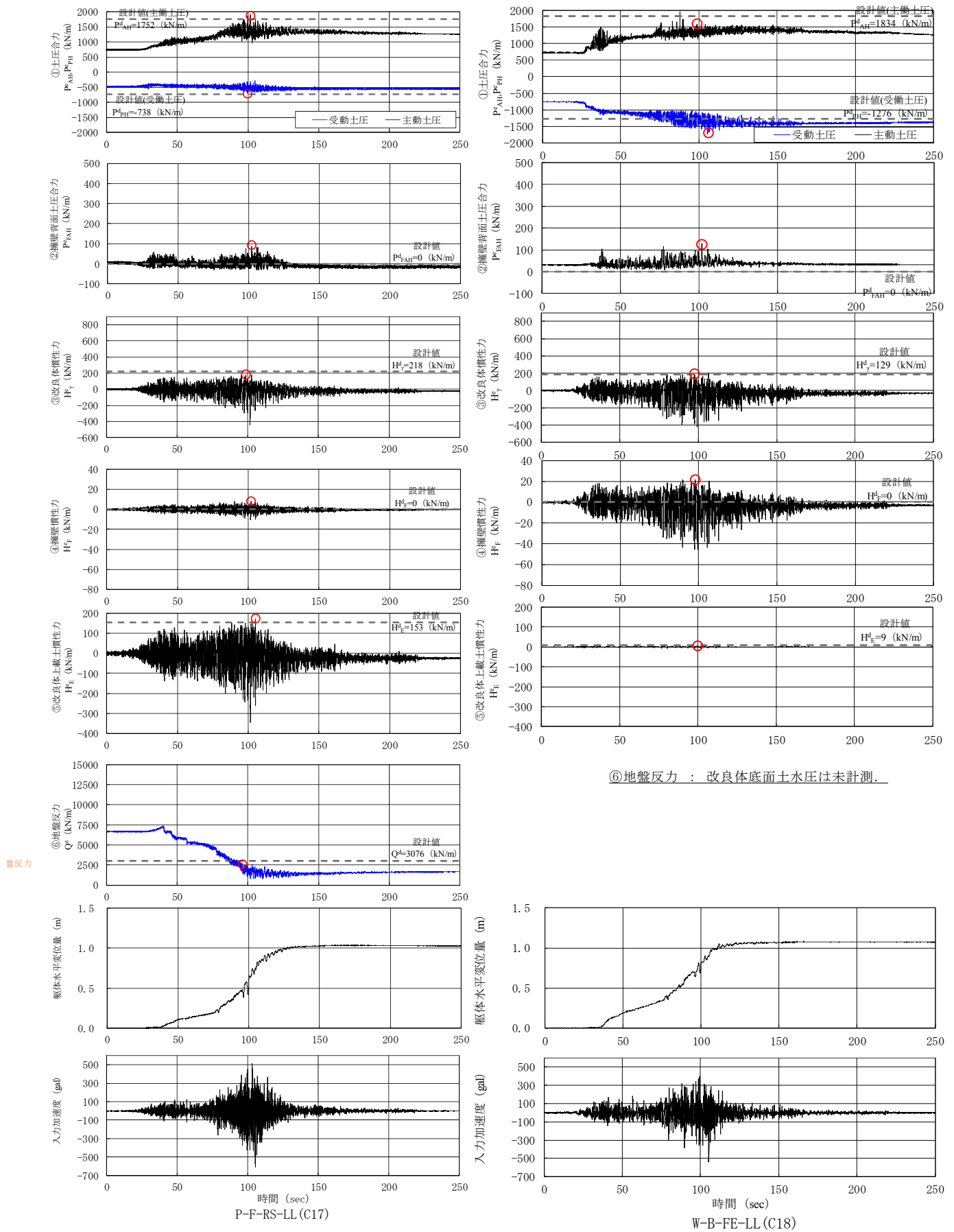


図-4.4(5) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

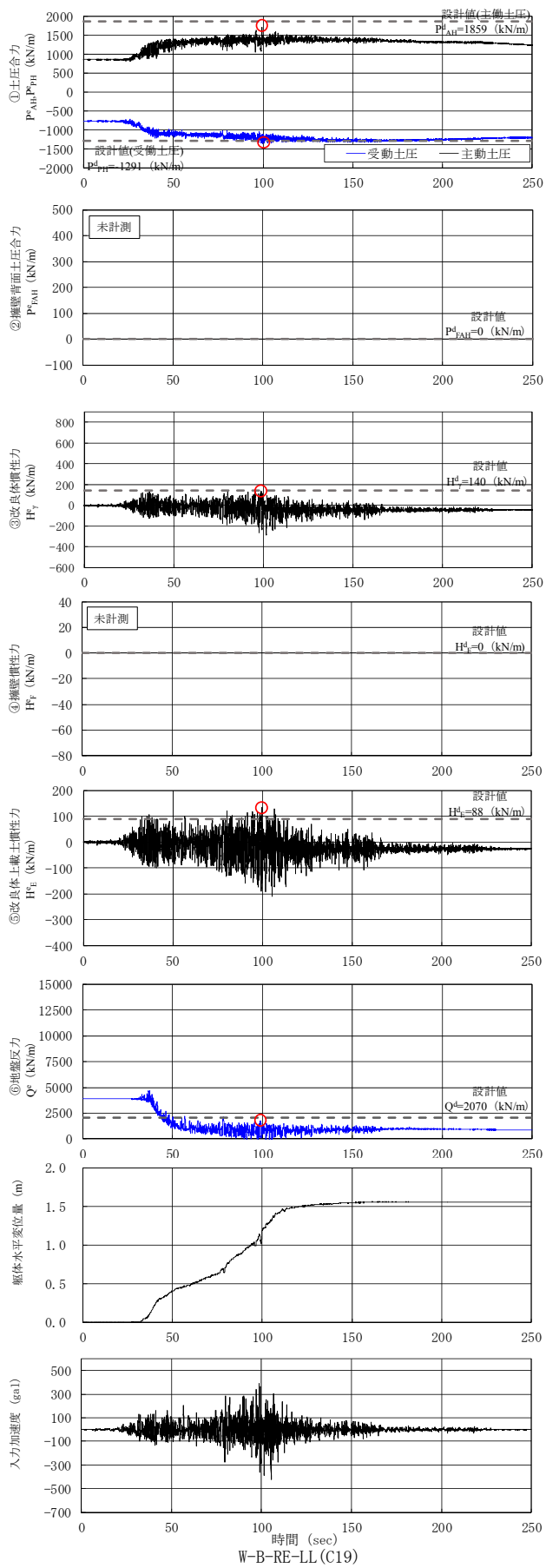


図-4.4(6) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

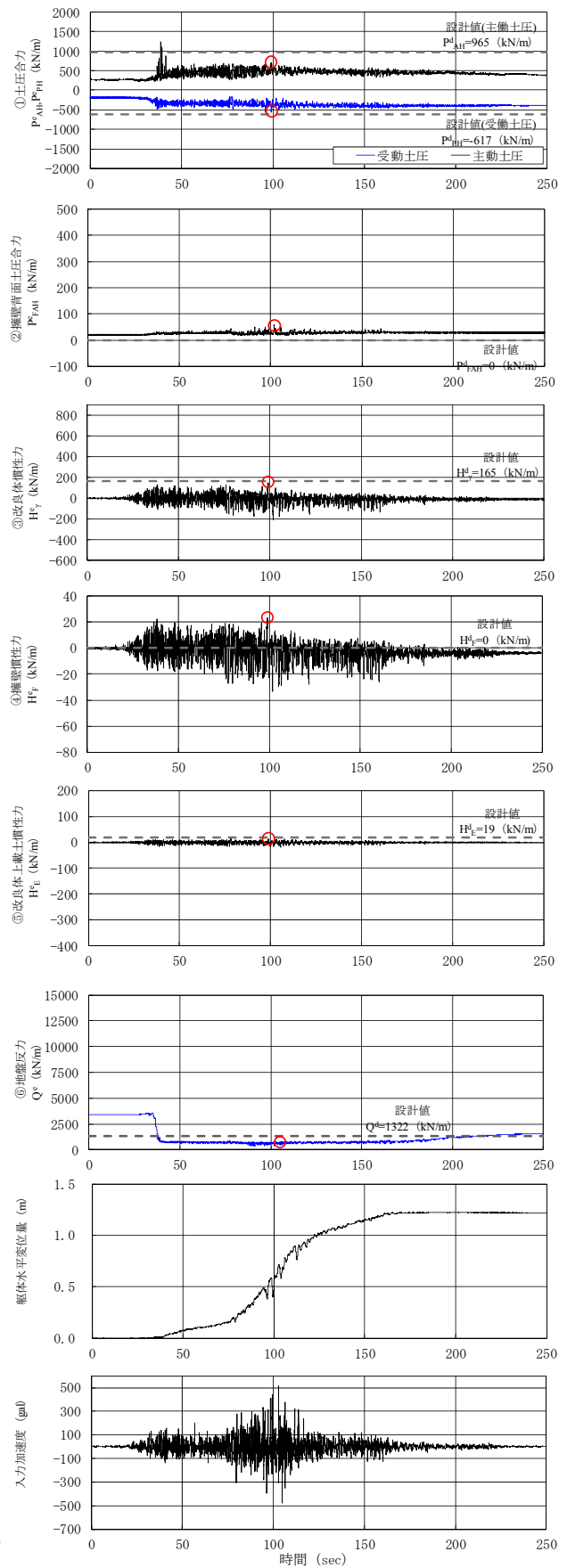
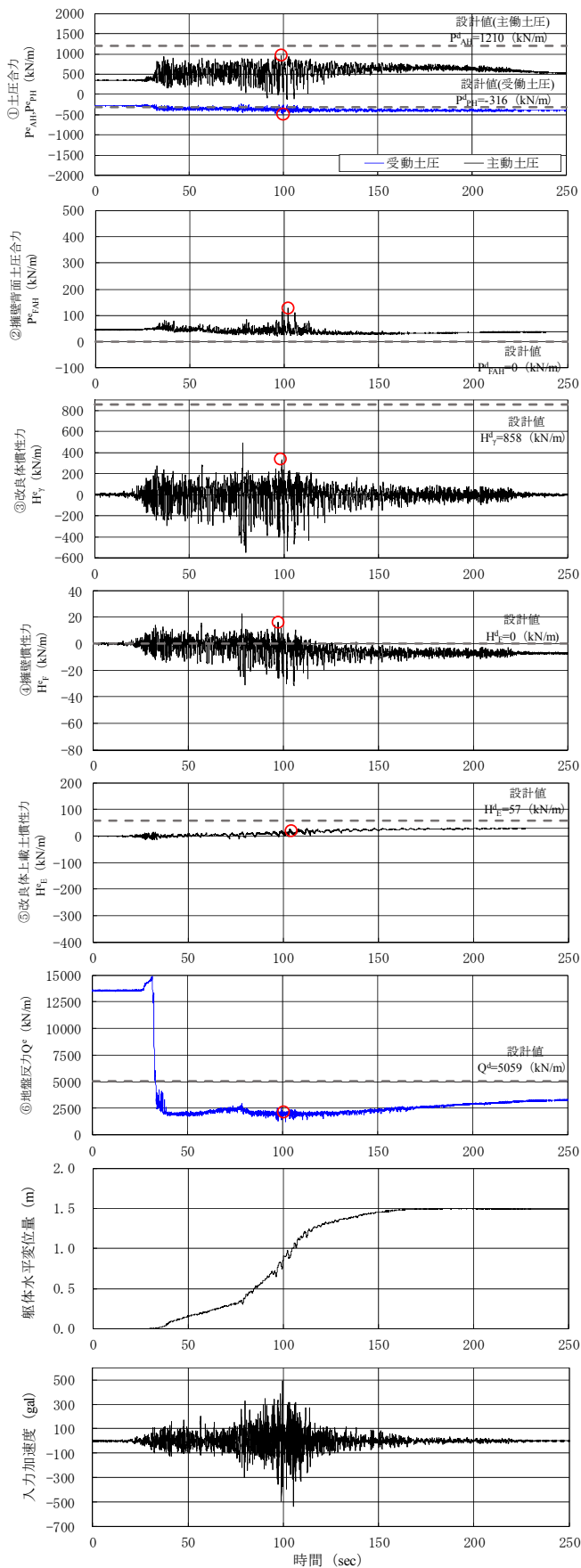


図-4.4(7) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

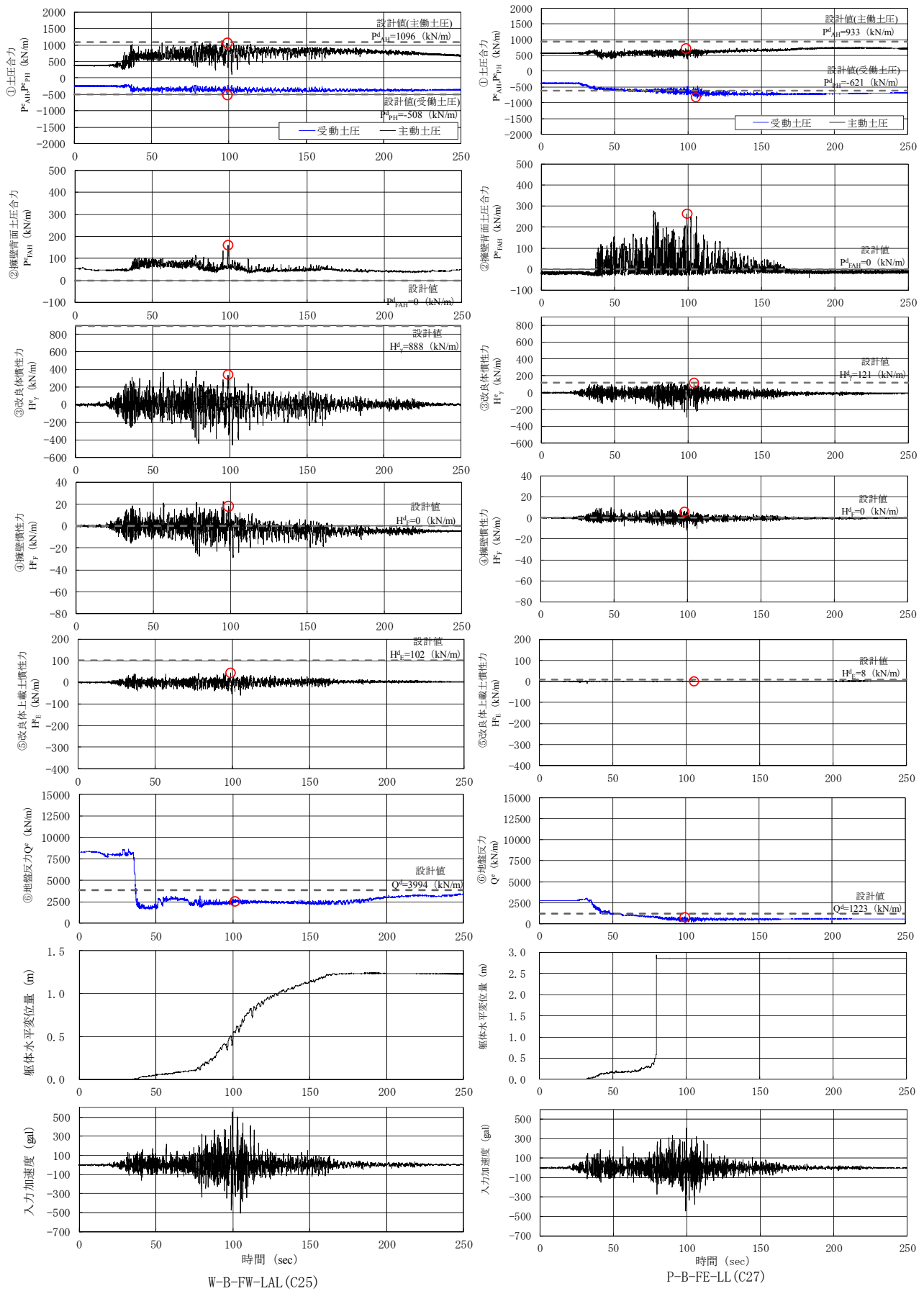


図-4.4(8) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

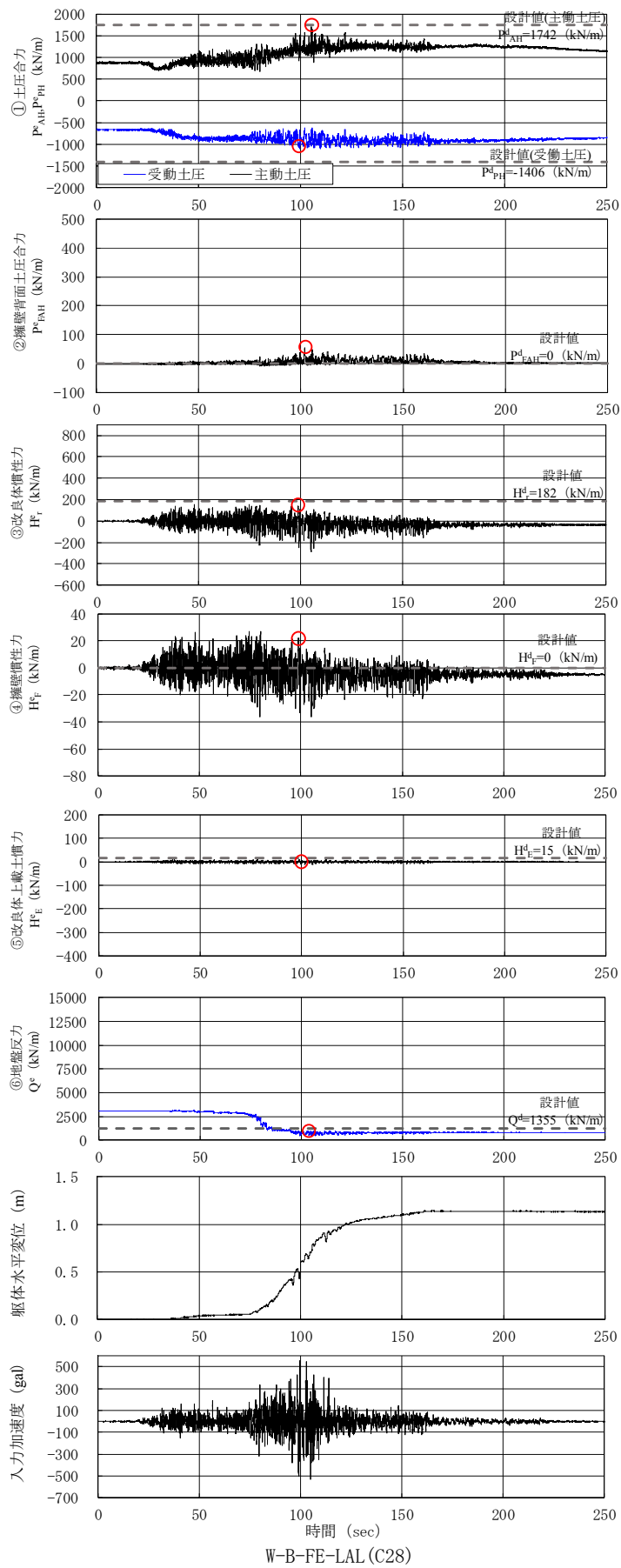


図-4.4(9) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

表-4.1 改良体への作用水平荷重の実験値と設計値の比較

(①～⑥の単位：kN/m)

		①		②	③	④	⑤	⑥		⑦
		主働土圧 P _{AH}	受働土圧 P _{PH}	擁壁背面土圧 P _{FAH}	改良体慣性力 H _γ	擁壁慣性力 H _F	改良体上載土慣性力 H _E	地盤反力 σ _v	底面摩擦力 F _R	限界水平震度 k _{her}
C8	実験値	1,092	-669	198	196	21	7	未計測	-	0.204
	設計値	1,079	-443	0	202	0	13	2,337	1,655	0.210
	差	13	-226	198	-6	21	-6	-	-	-
C9	実験値	967	-706	未計測	122	未計測	161	未計測	-	0.198
	設計値	1,128	-430	0	142	0	131	2,070	1,466	0.230
	差	-161	-276	-	-20	-	30	-	-	-
C10	実験値	1,048	-638	196	188	18	7	未計測	-	0.195
	設計値	1,079	-443	0	202	0	13	2,337	1,655	0.210
	差	-31	-195	196	-14	18	-6	-	-	-
C11	実験値	1,088	-626	未計測	138	未計測	148	未計測	-	0.223
	設計値	1,128	-430	0	142	0	131	2,070	1,466	0.230
	差	-40	-196	-	-4	-	17	-	-	-
C12	実験値	1,074	-606	249	127	23	8	1,182	837	0.216
	設計値	1,043	-434	0	129	0	90	1,927	1,364	0.220
	差	31	-172	249	-2	23	-82	-745	-527	-
C14	実験値	577	-185	383	81	17	3	819	580	0.188
	設計値	461	-162	0	95	0	11	1,105	782	0.220
	差	116	-23	383	-14	17	-8	-286	-202	-
C15	実験値	564	-207	158	67	17	145	1,824	1,291	0.276
	設計値	507	-153	0	63	0	99	996	705	0.260
	差	57	-54	158	4	17	46	828	586	-
C16	実験値	1,708	-1,055	496	255	9	8	2,399	1,698	0.175
	設計値	1,705	-749	0	306	0	15	3,489	2,470	0.210
	差	3	-306	496	-51	9	-7	-1,090	-772	-
C17	実験値	1,918	-709	89	177	8	170	2,610	1,848	0.178
	設計値	1,752	-738	0	218	0	153	3,076	2,178	0.220
	差	166	29	89	-41	8	17	-466	-330	-
C18	実験値	1,576	-1,729	127	189	21	5	未計測	-	0.210
	設計値	1,834	-1,276	0	189	0	9	2,296	1,626	0.210
	差	-258	-453	127	0	21	-4	-	-	-
C19	実験値	1,723	-1,350	未計測	135	未計測	136	1,725	1,221	0.193
	設計値	1,898	-1,241	0	168	0	106	2,098	1,485	0.240
	差	-175	-109	-	-33	-	30	-373	-264	-
C20	実験値	1,322	-1,433	111	100	17	2	1,041	737	0.207
	設計値	976	-551	0	19	0	1	1,201	850	0.040
	差	346	-882	111	81	17	1	-160	-113	-
C21	実験値	965	-475	128	328	16	26	2,514	1,780	0.153
	設計値	1,210	-316	0	858	0	57	5,059	3,582	0.400
	差	-245	-159	128	-530	16	-31	-2,545	-1,802	-
C24	実験値	712	-552	59	148	24	14	745	527	0.250
	設計値	965	-617	0	165	0	19	1,322	936	0.280
	差	-253	65	59	-17	24	-5	-577	-409	-
C25	実験値	1,057	-490	159	332	18	44	2,775	1,965	0.179
	設計値	1,096	-508	0	888	0	102	3,994	2,828	0.480
	差	-39	18	159	-556	18	-58	-1,219	-863	-
C27	実験値	714	-810	263	108	6	2	829	587	0.213
	設計値	933	-621	0	121	0	8	1,223	866	0.240
	差	-219	-189	263	-13	6	-6	-394	-279	-
C28	実験値	1,705	-1,092	56	137	22	9	995	704	0.225
	設計値	1,742	-1,406	0	182	0	15	1,355	959	0.300
	差	-37	314	56	-45	22	-6	-360	-255	-

※1：[+]前面(川表)側方向、[-]背面(川裏)側方向

※2：実験値は96～106秒間の最大値

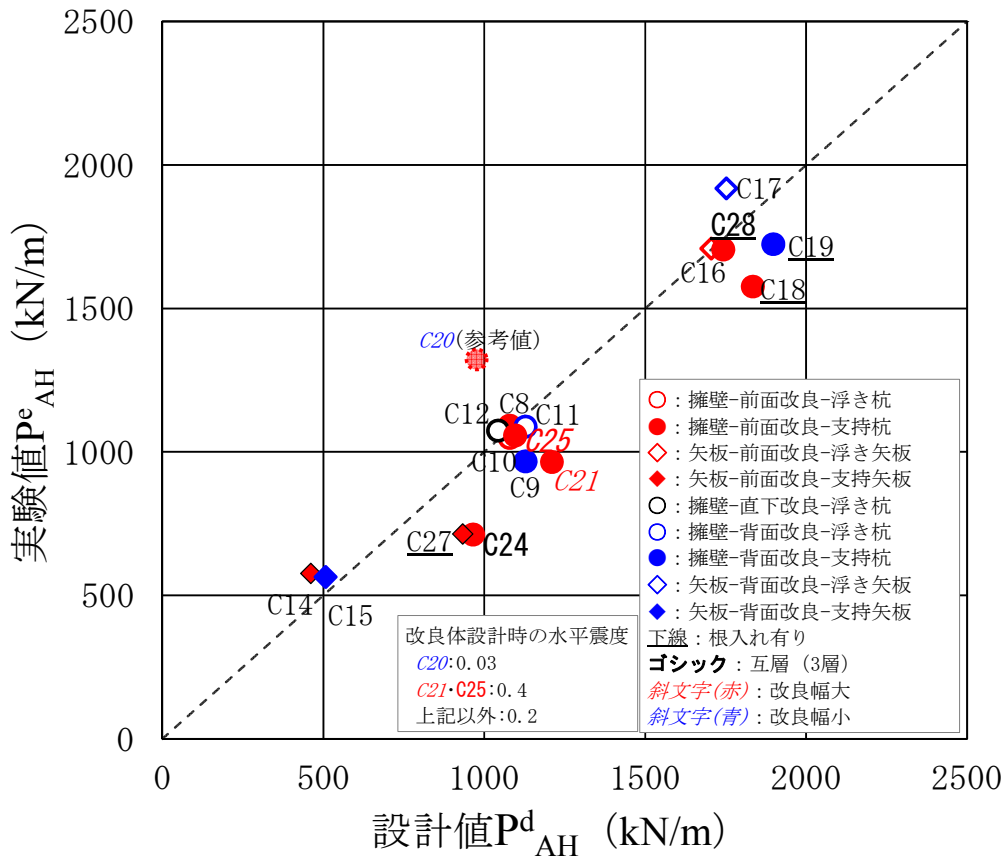


図-4.5(1) 改良体へ作用する主働土圧（水平成分）の実験値と設計値の比較

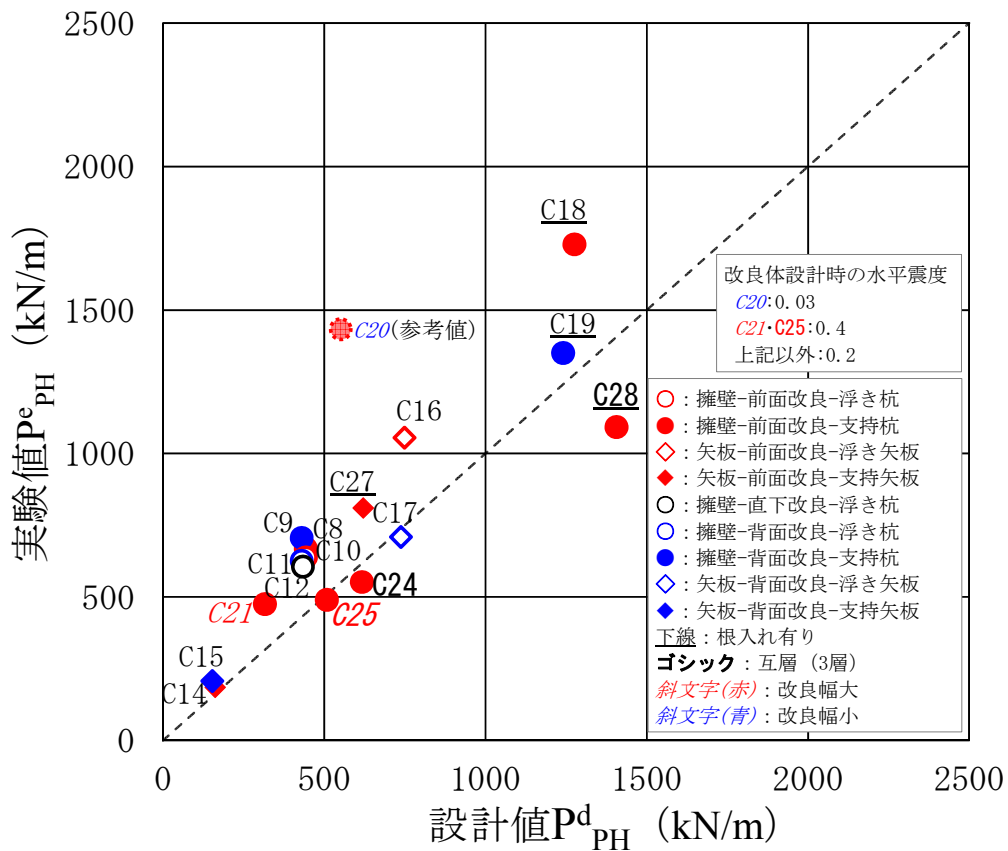


図-4.5(2) 改良体へ作用する受働土圧（水平成分）の実験値と設計値の比較

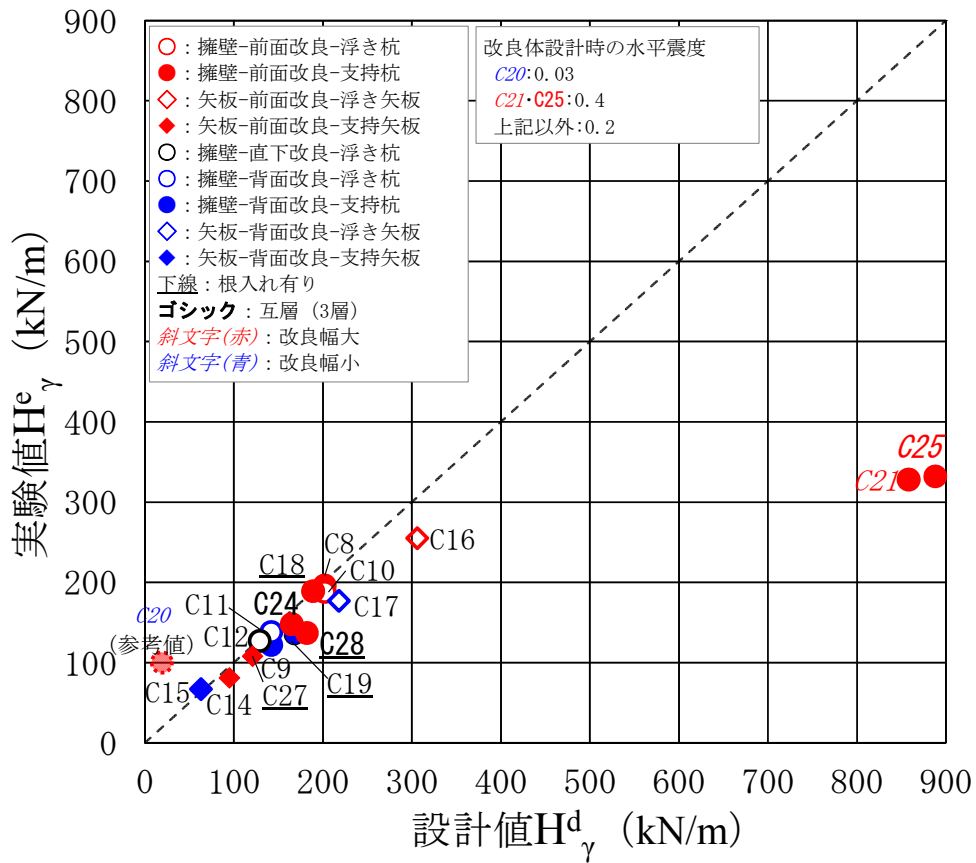


図-4.5(3) 改良体の慣性力の実験値と設計値の比較

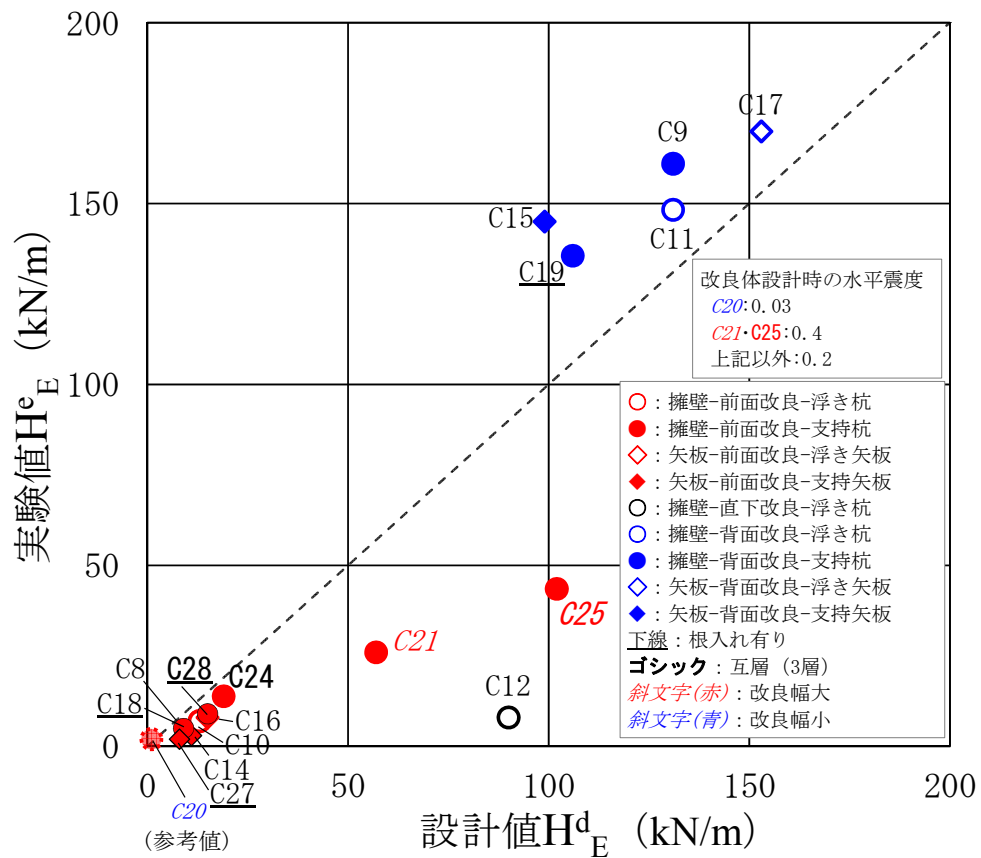


図-4.5(4) 改良体上載土の慣性力の実験値と設計値の比較

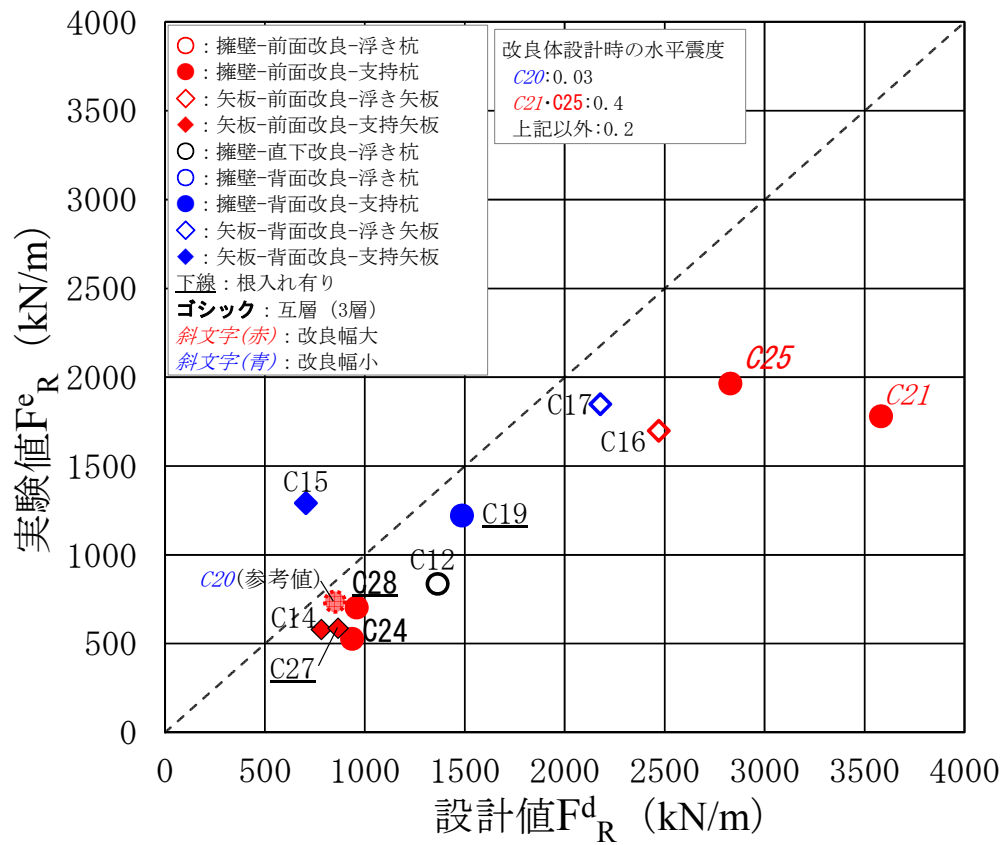


図-4.5(5) 改良体の底面摩擦の実験値と設計値の比較

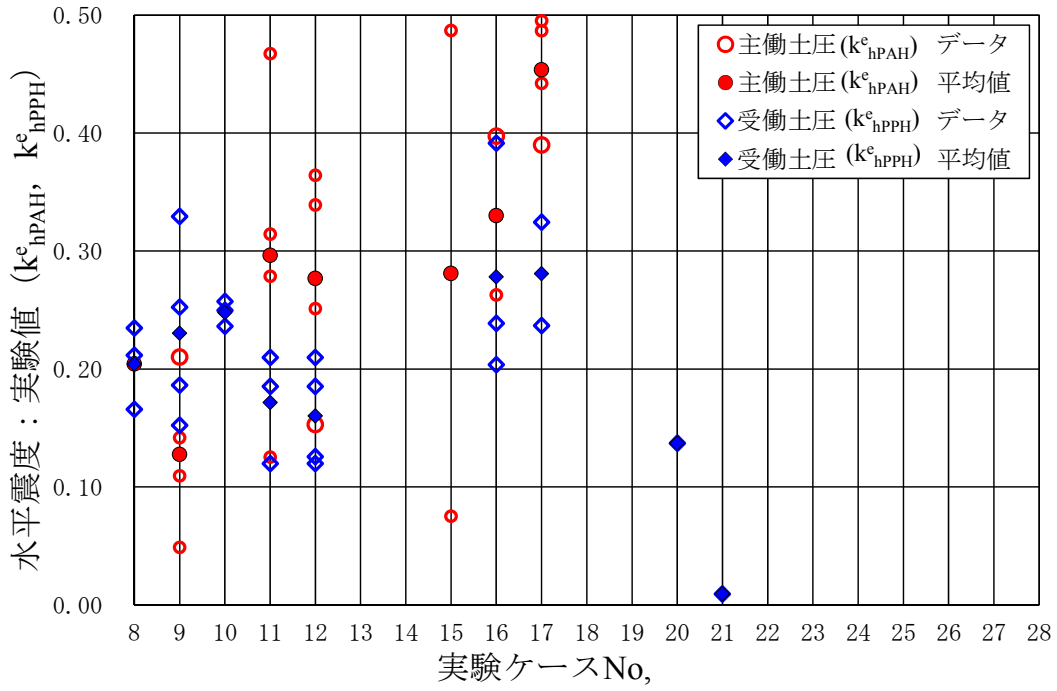


図-4.6(1) 各作用荷重から算出した土圧合力に関する水平震度の実験値

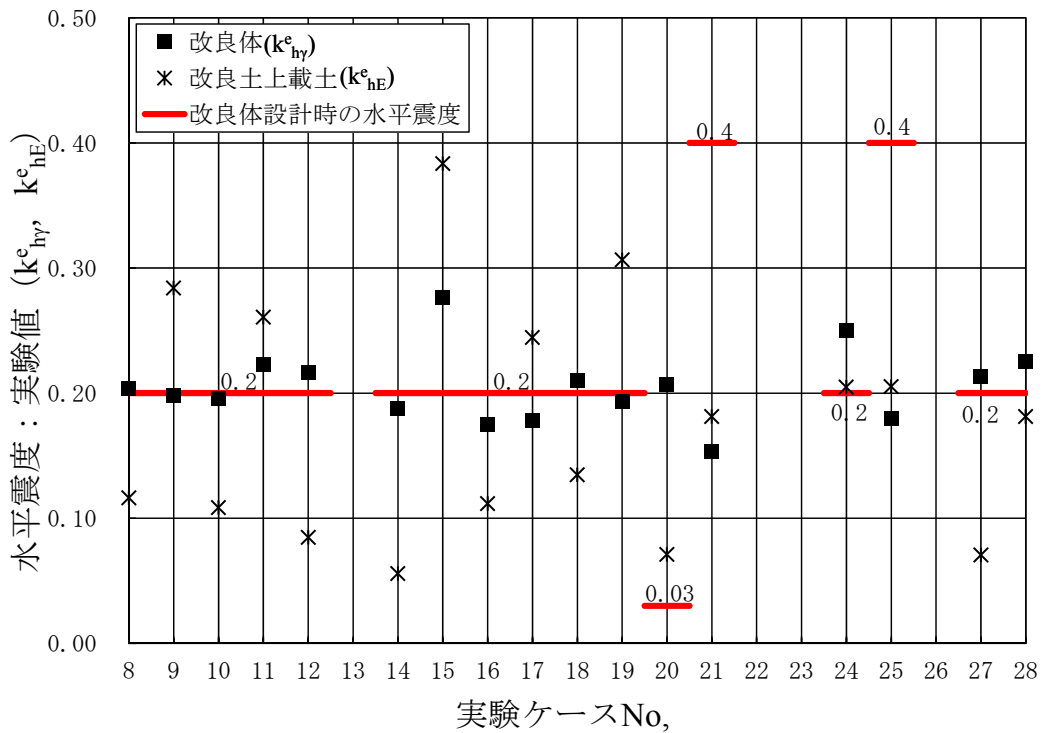


図-4.6(2) 各作用荷重から算出した慣性力に関する水平震度の実験値

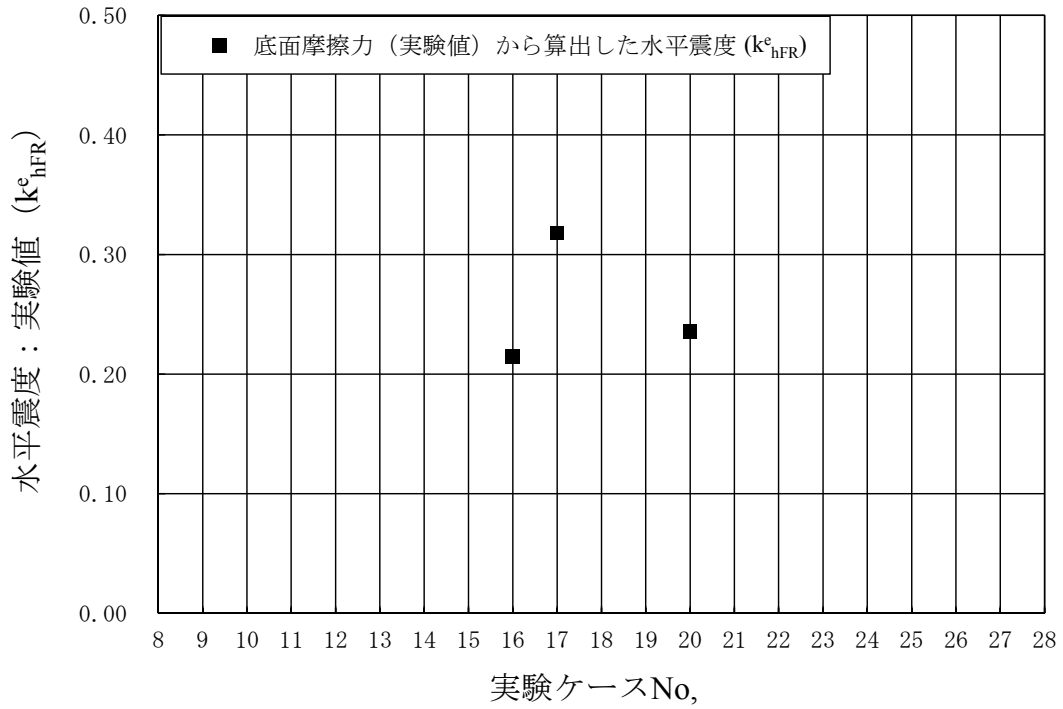


図-4.6(3) 各作用荷重から算出した底面摩擦力に関する水平震度の実験値

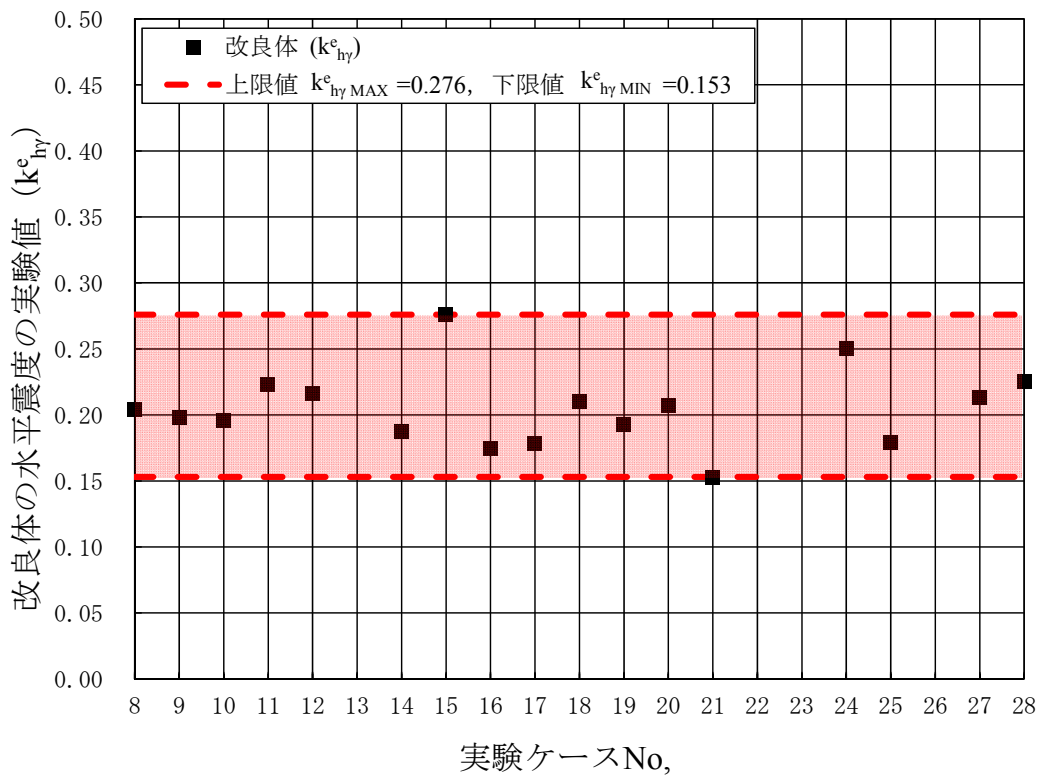


図-4.6(4) 改良体の水平震度の実験値

4.3 限界水平震度の観点からの耐震対策構造の作用荷重の分析

実験値の限界水平震度 k_{hcr}^e については、前述した式(4.31)から実験により計測した改良体の加速度より算定し、縦軸に実験値から算定した限界水平震度 k_{hcr}^e 、横軸に設計値の限界水平震度 k_{hcr}^d を整理し、**図-4.7**に示す。

図より、全体的に実験値と設計値は整合していることが確認でき、現行の設計手法が概ね妥当であることが確認できた。

改良幅が標準的な幅の半分であるケースの W-B-FN-LL(C20)は限界水平震度の実験値が設計値を大きく上回り、設計で期待している値よりも実験値が大きく、改良体の安定性が低くなる結果となった。これは、設計時の水平震度($k_h^d = 0.03$)を低減しているが改良体に作用する外力によって重量相当の振動が実験での実挙動で生じており、これにより加速度が大きくなったことが要因と考える。P-B-RS-LL(C15)でも若干ではあるが、限界水平震度の実験値が設計値を上回る結果となった。

逆に、W-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)、W-B-FE-LAL(C28)は限界水平震度の実験値が設計値を大幅に下回っており、設計で期待している値よりも実験値が小さく、改良体の安定性評価が過大となる結果となった。特に、W-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)は設計値の方が実験値より大きくなっており、この要因としては実験において改良体の水平挙動が卓越してロッキング現象が発生しなかったことが考えられる。このメカニズムは、ロッキング現象が発生しなかったことから、改良体底面（前背面端部）の過剰間隙水圧の時刻歴波形が同位相となっており、過剰間隙水圧の上昇し、局所的に液状化が発生することで、支持層の地震動が改良体へ伝達されずに改良体の加速度が小さくなり、結果的に慣性力が小さくなっている。

それ以外のケースについては、概ね実験値と設計値の限界水平震度は整合しており、設計値は0.210～0.280の範囲であり、実験値は0.175～0.250の範囲となっている。この結果より、設計値の方が実験値より若干大きい結果となっている。また、限界水平震度の実験値の変動幅は小さいが、限界水平震度の設計値の変動幅は大きい。

このように限界水平震度の実験値がほぼ同じ値にも関わらず、限界水平震度の設計値が大きく変化するという事は改良体自体の抵抗力（作用する外力）の実験値と設計値が不整合となっており、改良体の形状の違いによる改良体への作用荷重モデルが適切に評価されていないことが考えられる。

また、本実験では2層の擁壁の場合において、改良幅の違いや根入れの有無を変化させたケースにて実験を行っているが、作用荷重の実験値と設計値の比較結果と同様に、幅広のケースを除いては改良体の限界水平震度の値は大きな差異は生じておらず、0.2程度の値を示しており、安定した結果となっている。これより、擁壁の杭間を土がすり抜ける影響や擁壁の慣性力が改良体へ作用する影響は殆ど発生しなかったと推察できる。幅広のケースでは先述したように改良体のロッキング現象が発生せずに、改良体底面の過剰間隙水圧が上昇する影響を受け、限界水平震度の実験値は他のケースよりやや小さい値となっており、設計値は先述したとおり、大幅に大きくなっている。

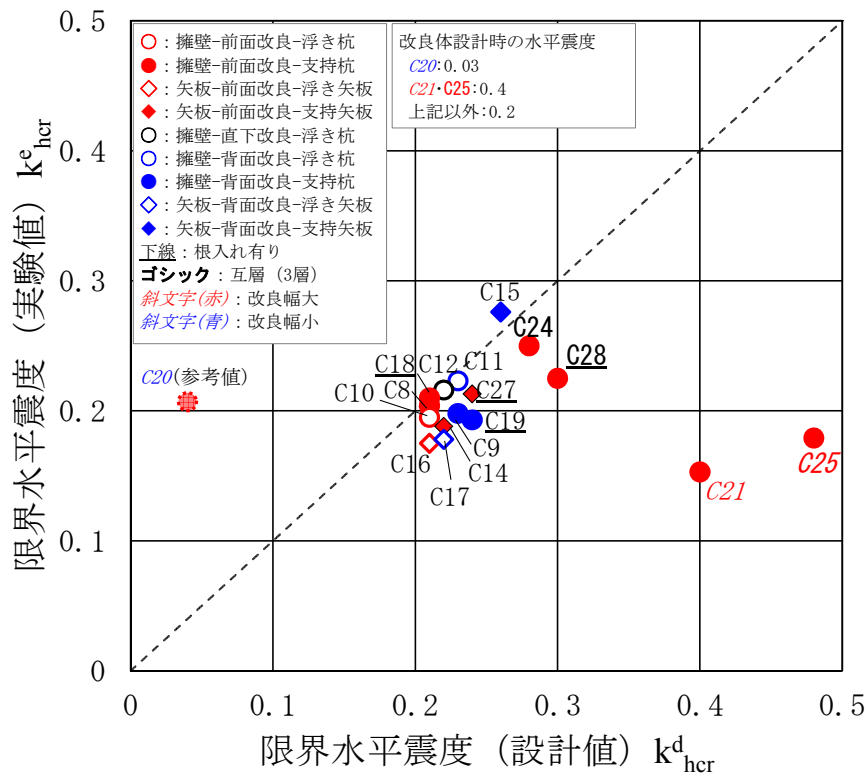


図-4.7 改良体の限界水平震度の実験値と設計値の比較

4.4 耐震対策構造の作用荷重モデルの改良

4.4.1 耐震対策構造の作用荷重モデルの改良内容

前述した改良体への作用荷重の実験値と設計値を比較した結果と、図-4.7の改良体の限界水平震度の実験値と設計値の比較した結果から、以下の2つの点で実験値と設計値の違いが生じている。なお、支持層（準液状化層）にて液状化が発生しなかったことも明らかになっているが、このメカニズムについては不明確な部分もあるとともに、作用側の荷重である主働土圧と、抵抗側の荷重である受働土圧の両方に作用することで最終的には相殺されていると考えられ、そのことは外的安定の設計においては安全側に働くため、今回は取り上げないこととした。なお、W-B-FN-LL(C20)の実験値が設計値より大きいのは、主働土圧と同様に計測不良による影響と考えられ、図中には参考値として示している。

①互層のケース（W-B-FS-LAL(C24), W-B-FW-LAL(C25), W-B-FE-LAL(C28)）

→土水圧の振動成分で上載荷重の未考慮であり、実験値が設計値よりも小さくなっている。

②前面改良・直下改良の改良体の縦横比が3を超える改良幅が幅広のケース

（W-B-FW-LL(C21), W-B-FW-LAL(C25)）

→ロッキング現象が発生していないことから、改良体の底面摩擦力の設計値が実験値より大きく（約1.4～2.0倍）なっており、設計値の底面摩擦力が過大評価となっていることが考えられる。

上記①に対しては、互層のケースにおいて土圧の振動成分の改善を考えた。振動成分は作用側の主働土圧と抵抗側の受働土圧の両方に関係があるが、現行では振動成分は地下水位以下の液状化層の土水圧しか考慮しておらず、液状化層の上層の上載荷重は考慮されていないため、振動成分に上載荷重を考慮したモデルについて検討した。これを考慮することで、主働土圧は増加し、受働側は低減することになり、限界水平震度の値は式(2.34)より設計値が小さくなることで今回の結果では実験値と設計値が整合する傾向になる。この検討を以降で「検討1」とした。

上記②に対しては、改良体の底面摩擦力が約1.4～2.0倍設計値が大きくなっており、前面改良の場合であって改良体形状の縦横比が3を超える場合はロッキング現象が発生せずに、底面摩擦力が発揮されないことが考えられるため、この場合は底面摩擦力に低減率を乗ずることを検討した。この検討を以降で「検討2」とした。

4.4.2 耐震対策構造の作用荷重モデルの検討

(1) 土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法の改良

検討案の1つ目として、土水圧の振動成分が考えられる。改良体に作用する荷重の実験値と設計値を比較した結果、受働土圧において互層のケースの W-B-FS-LAL(C24), W-B-FW-LAL(C25), W-B-FE-LAL(C28)は他のケースより設計値が実験値より若干大きくなっていた。この要因は土水圧の振動成分で上載荷重の未考慮分と考えられる。この土水圧の振動成分における上載荷重の未考慮分は、主働土圧でも同様のことが考えられるが、先に述べた支持層が液状化していないことにより実験値が設計値より小さくなっていることと相殺された結果であり、主働土圧では顕著にその影響が表れていないと考えられる。

現行ではこの土水圧の振動成分は、 P_{dw} は式(2.21)により算出しており、式中の z_u は動水圧を計算する水位面からの深さであり、水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分が考慮されていない。

そこで、互層のケースにおいては水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分を考慮した場合の設計値の限界水平震度を算出し、限界水平震度の実験値と設計値の関係を分析した。この検討での限界水平震度を k_{hcr}^{dm1} (式(4.32)) とする。

$$k_{hcr}^{dm1} = \frac{P_{PH}^{dm1} + F_R^{dm1} - P_{AH}^{dm1}}{W_\gamma + W_E} \quad (4.32)$$

具体的には、水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分を考慮した場合の土水圧 (P_{PH}^{dm1} , P_{AH}^{dm1} , P_{PV}^{dm1} , P_{AV}^{dm1}) の振動成分は図-4.8, 式(4.33), (4.34)により算定する⁴⁵⁾。この振動成分は改良体と土との相対運動によって生じるものであり、液状化した土のように極めて剛性の小さい材料の場合は改良体の加速度に比例する⁴⁷⁾ことを踏まえ、Westergaardの動水圧公式⁴⁶⁾を拡張している。また、液状化層厚や液状化層表面の有効上載圧によりその値が変化するため、この地表面の非液状化層の影響を適切に評価できるように、地表面非液状化層と液状化層に分けて、振動成分が求められている。具体的には実際の土層を図-4.8に示すように、①液状化層のみの土層と、②非液状化層のみの土層のモデルを考え、式(4.35), (4.36)から①と②の場合の液状化層上面での有効上載圧が等しくなるように換算することで有効上載圧を考慮した算定式としている。この算定式のモデルが実際の土層の場合のモデルを便宜的に地表面までの全ての土層を液状化層としたモデルである。なお、このモデルの有効上載圧を考慮して拡張した Westergaard の動水圧公式については、文献 4-7)の遠心模型実験にて土圧振動成分の深度分布図により実験値と算定式が一致することが確認されている。

(表層非液状化層)

$$P_{dw} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_t \cdot k_h \cdot \sqrt{(H_{NL} + H_L)z} \quad (4.33)$$

(液状化層)

$$P_{dw} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_{sat} \cdot k_h \sqrt{(H_{NL}' + H_L)z_w} \quad (4.34)$$

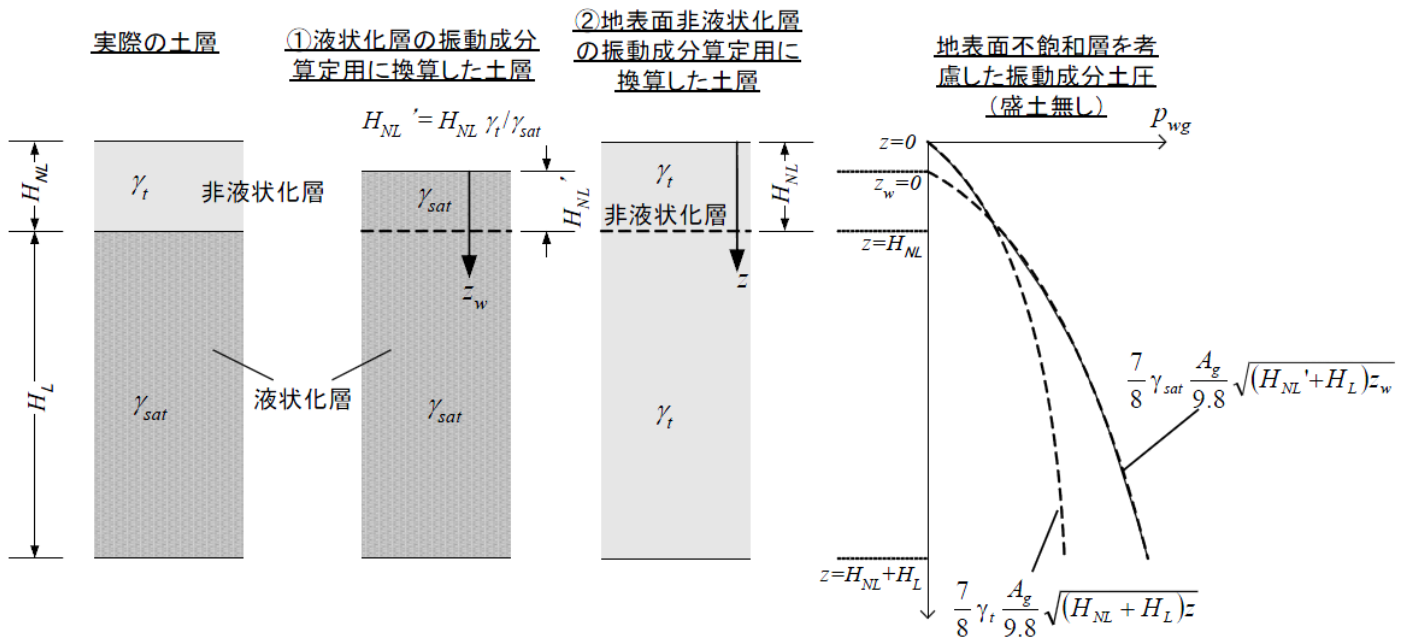
ここで、 P_{dw} は土水圧の振動成分、 γ_t は表層非液状化層の土の単位体積重量、 k_h は水平震度、 H_{NL} は表層非液状化層の層厚、 H_L は液状化層の層厚、 z は地表面からの深さ、 γ_{sat} は液状化層の土の単位体積重量、 H_{NL}' は表層非液状化層の換算層厚、 z_w は地表面からの換算深さである。

$$H_{NL}' \cdot \gamma_{sat} = H_{NL} \cdot \gamma_t \quad (4.35)$$

$$H_{NL}' = H_{NL} \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma_{sat}} \quad (4.36)$$

これにより地下水位以上の背面盛土の上載荷重を考慮して設計値の限界水平震度を算出し、限界水平震度の実験値と設計値について比較したものを図-4.9に示す。

この結果から、互層のケース (W-B-FS-LAL(C24), W-B-FW-LAL(C25), W-B-FE-LAL(C28)) について全体的に実験値と設計値の整合が図られた結果となっている。



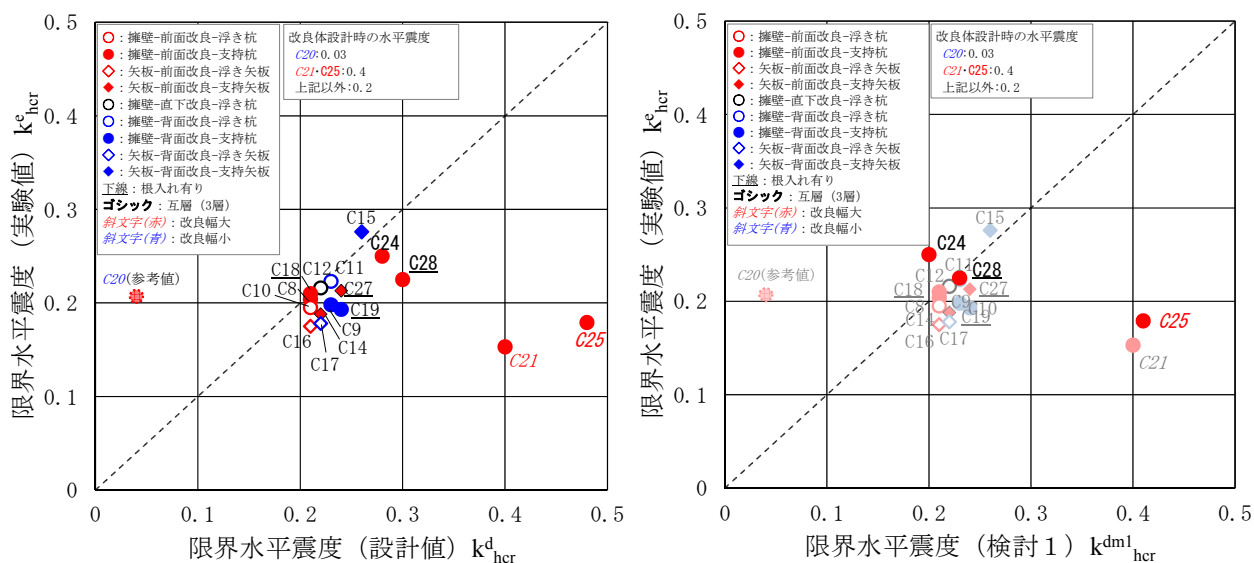


図-4.9 地下水位以上の上載荷重の評価方法を改善した場合の限界水平震度の実験値と設計値の比較
(左：現行設計値の限界水平震度，右：検討1の限界水平震度)

(2) 改良体の底面摩擦力の評価方法の改良

2 つ目の検討案としては，改良体の底面摩擦力の評価の改善である．実験値と設計値の比較から，改良体の底面摩擦力については1.4～2.0 倍程度設計値が大きくなっている．これらケースは，前面改良の場合であって改良体形状の縦横比が3 を超える場合はロッキング現象が発生せずに，底面摩擦力が発揮されないことが考えられる．このため，この場合は底面摩擦力に低減率を乗ずることを検討した．

具体的には式(2.37)の底面摩擦力に0.7 の補正係数を乗じて改善する．この検討での限界水平震度を k_{hcr}^{dm2} (式(4.37)) とする．

$$k_{hcr}^{dm2} = \frac{P_{PH}^d + 0.7F_R^d - P_{AH}^d}{W_Y + W_E} \quad (4.37)$$

これより図-4.10 のような結果となり，改良幅が幅広のケース (W-B-FW-LL(C21)，W-B-FW-LAL(C25)) の設計値の限界水平震度は改善前の値よりも小さくなり，1:1 の線に近づいた結果となっている．

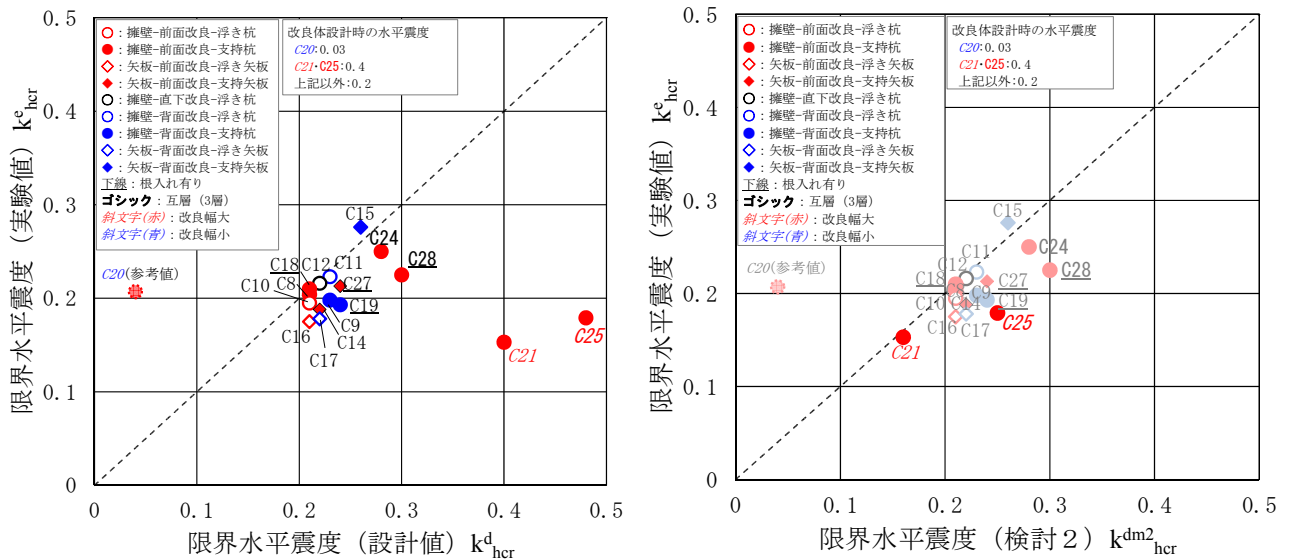


図-4.10 改良体への作用荷重モデルを改善した場合の限界水平震度の実験値と設計値の比較
(左：現行設計値の限界水平震度，右：検討2の限界水平震度)

4.4.3 耐震対策構造の作用荷重モデルに関する改良内容の総括

4.4.2(1)の土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法、4.4.2(2)の改良体の底面摩擦力の評価方法の2つの改良内容を同時に反映させた。限界水平震度の実験値と設計値を式(4.38)により算定し、その関係を図-4.11(右上図)に示す。この検討での限界水平震度を k_{hcr}^{dmT} とする(式(4.38))。

$$k_{hcr}^{dmT} = \frac{P_H^{dm1} + 0.7F_R^d - P_{AH}^{dm1}}{W_\gamma + W_E} \quad (4.38)$$

今回の評価方法の改良内容について、最終的に反映させた結果を図-4.11(下図)に示す。この図より、改善前と改善後と比較すると全体的に1:1の線上に近い値となっており、限界水平震度の実験値と設計値の整合性が改善され、改良体への作用荷重モデルの改善点を見出すことができた。なお、改良幅が標準的な幅の半分であるケースのW-B-FN-LL(C20)は、実験値が設計値の限界水平震度を上回り、設計で期待している値よりも実験値が大きく、改良体の安定性が低くなる結果となった。これは、設計時の水平震度($k_h^d = 0.03$)を低減しているが改良体に作用する外力によって重量相当の振動が実験での実挙動で生じており、加速度が大きくなったことが要因と考えられる。よって、今回はこのケースについては他のケースより極端に外的安定性が低いケースであったためであり、外的安定性が設計上で確保できている他のケースとの前提条件の違いも考慮し、このケースの実験値と設計値の整合性を高める改良は行わなかった。

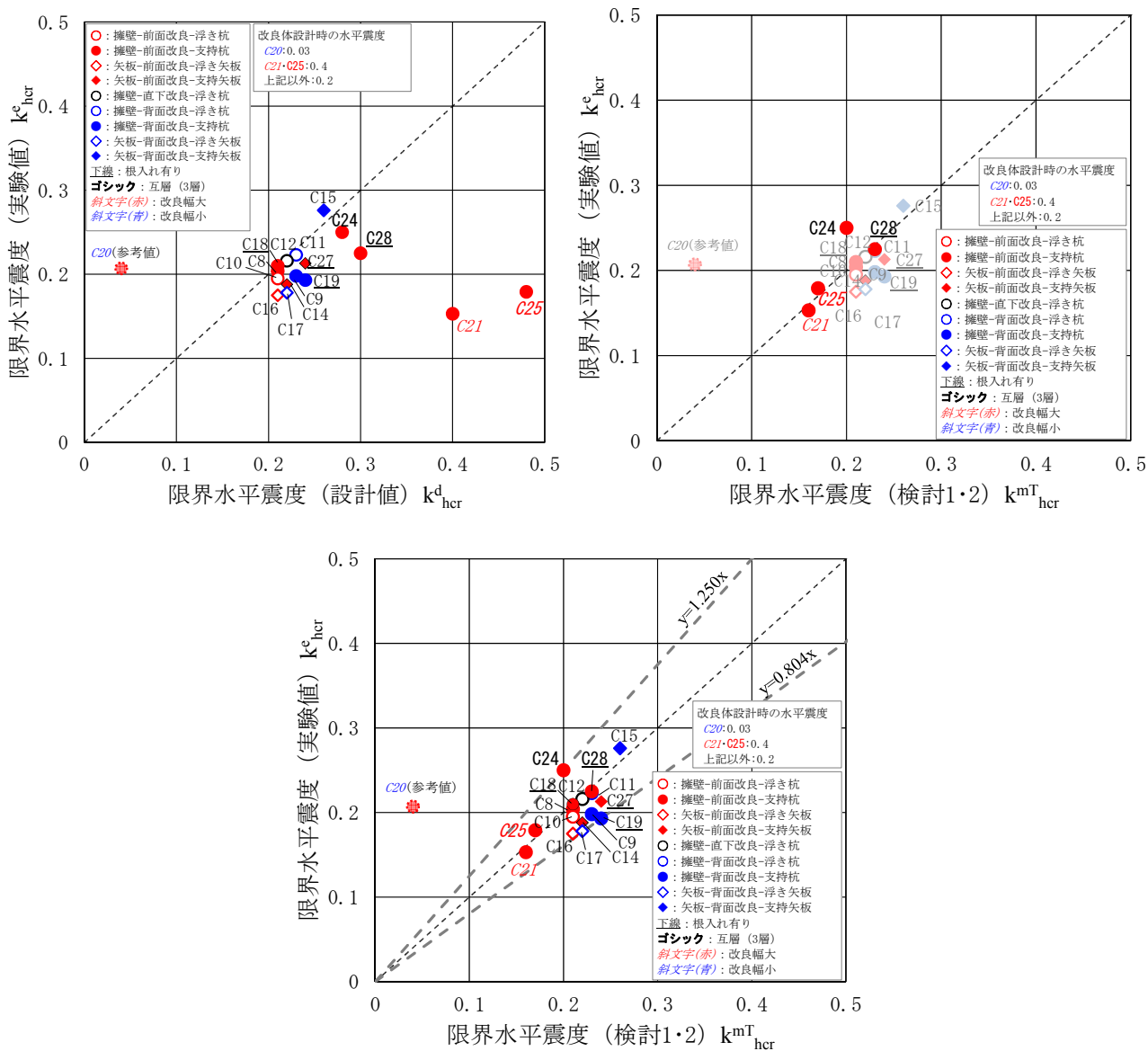


図-4.11 改良体への作用荷重モデルを改善した場合の限界水平震度の実験値と設計値の比較
(左上：現行設計値の限界水平震度，右上：検討1・2の限界水平震度，下：最終結果図)

4.5 耐震対策構造の残留水平変位と限界水平震度による外的安定評価指標の検討

4.5.1 耐震対策構造の実験値の残留水平変位と限界水平震度の分析

文献 4-8)では模型実験にて堤防法尻の改良体の外的安定性の検討を行っており、改良体の限界水平震度と残留水平変位量との関係を求めており、限界水平震度が増大するにつれて正規化水平変位が概ね減少する傾向であることを確認している(図-4.12)。この関係を踏まえ、本研究においても限界水平震度と残留水平変位量を分析することとし、実験結果から縦軸に改良体の残留水平変位量、横軸に実験値の限界水平震度 k_{hcr}^e を図-4.13に整理した。ただし、残留水平変位量は改良体の重心位置の残留水平変位量とする。

図-4.13より実験値の限界水平震度が小さくなるにつれて改良体の残留水平変位量は大きくなり、逆に限界水平震度が大きくなるにつれ、改良体の残留水平変位量は小さくなり、全体的に若干ではあるが右肩下がりの傾向となっている。W-B-FW-LL(C21)とW-B-FW-LAL(C25)については標準的な改良幅よりも幅広にしているため、残留水平変位量は小さくなり、限界水平震度が大きくなると考えられたが、実験では残留水平変位量が大きく、限界水平震度が小さい。これは改良体が通常よりも幅広であるため、加振時に水平力が卓越することでロッキング現象が生じず、改良体底面部の抵抗力が発揮されなかったことが、改良体の残留水平変位量の増大につながったと考えられる。また、W-B-FE-L(C18)、W-B-RE-LL(C19)、P-B-FE-LL(C27)、W-B-FE-LAL(C28)は、他のケースと比べ、残留水平変位量が比較的小さい傾向となっている。これは改良体下部を支持層に根入れしていることに伴い、地震時挙動時のロッキング現象により、改良体底面部の地盤反力が動員されることで、底面摩擦力が働き、水平変位量の低減につながっているものと考えられる。

次に、同様の条件の改良体についてそれぞれの傾向を分析した。2層において標準的な改良幅、幅広、狭小幅のケースの残留水平変位量と限界水平震度を比較した。その結果、幅広のケースは残留水平変位量が大きく、かつ限界水平震度が小さくなった。続いて、標準的な改良幅となり、狭小は限界水平震度が最も大きくなるが、残留水平変位量も最も大きくなった。これより、改良幅が大きければ外的安定性が増し、残留水平変位量が小さくなるのではなく、標準的な改良幅のケースの残留水平変位量が小さく、効果的である結果となった。この要因は先述したように、幅広の改良幅ではロッキング現象が発生せず、改良体底面の抵抗力が発揮しないことが影響しているためである。互層において標準的な改良幅と幅広の改良幅のケースを比較すると、2層のケースと同様に、幅広の方が残留水平変位量は大きくなり、その際の限界水平震度は小さくなった。標準的な改良幅では幅広よりも残留水平変位量は小さくなり、限界水平震度は大きくなり、幅広よりも効果的な水平変位の抑止効果が得られた結果となった。これらの結果より、全体的に、限界水平震度が大きくなると残留水平変位量が小さくなる右肩下がりの傾向が得られており、幅広と標準的な改良幅のケースはこの全体的な傾向に整合しており、幅広は限界水平震度が小さく、残留水平変位量が大きくなり、標準的な改良幅は限界水平震度が大きく、残留水平変位量が小さい結果となった。

以上より、改良体の限界水平震度の実験値と残留水平変位との関係は既往研究⁴⁸⁾の図-4.12と同様の結果が得られ、限界水平震度が増大するにつれて水平変位は概ね減少する傾向にあり、限界水平震度が改良体の外的な安定性の程度を評価する指標として妥当であることを示唆する結果となった。

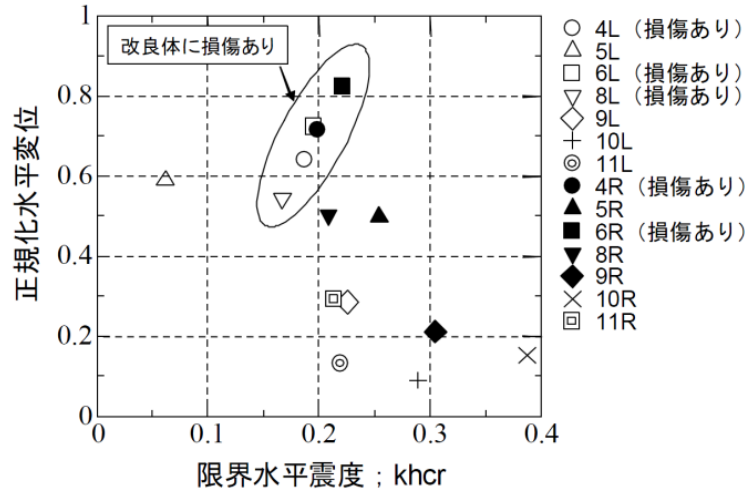


図-4.12 限界水平震度と改良体の残留水平変位⁴⁻⁸⁾

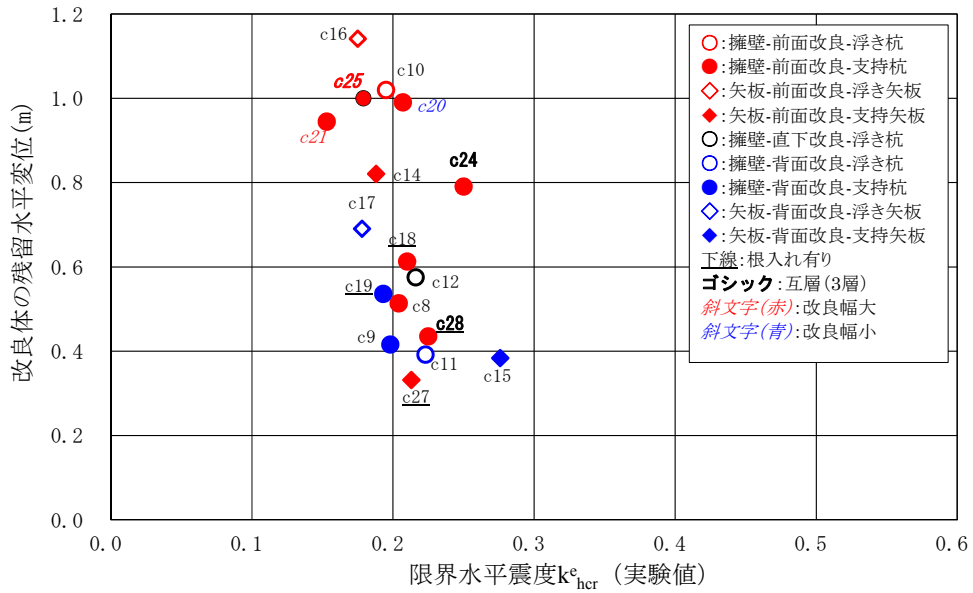


図-4.13 改良体の残留水平変位量と実験値の限界水平震度の比較

4.5.2 耐震対策構造の外的安定評価指標の検討結果

図-4.13 を基に、改良体の残留水平変位量と実験値の限界水平震度の関係を示した。また、改良体の残留水平変位を2つの方法で正規化し、正規化残留水平変位と限界水平震度の実験値の関係について分析を行った。

1つ目は、各ケースの改良体の残留水平変位量を無対策時の躯体頂部の水平変位量で除した値（式(4.39)）を正規化残留水平変位 H_1 として図-4.15 を整理した。

2つ目に、各ケースの改良体の残留水平変位量を各ケースの改良体の高さで除した値（式(4.40)）を正規化残留水平変位 H_2 として図-4.16 を整理した。

$$H_1 = \frac{H}{H_c} \quad (4.39)$$

$$H_2 = \frac{H}{h_c} \quad (4.40)$$

ここで、 H_1 は無対策時の躯体頂部の水平変位量で除した正規化残留水平変位、 H は改良体の残留水平変位量、 H_c は無対策時の躯体頂部の水平変位量、 H_2 は各ケースの改良体の高さで除した値を正規化残留水平変位、 h_c は各ケースの改良体の高さである。ただし、 H_c は改良体のケースと同じ液状化層厚の無対策のケースにおける躯体頂部の水平変位量を用いることし、2層の擁壁（支持杭）の改良体（C8, C9, C10, C11, C12, C18, C19, C20, C21）に対する H_c は、2層の擁壁（支持杭）で無対策時（C2）における躯体頂部の水平変位量（2.483m）を用いている。2層の擁壁（浮き杭）の改良体（C10, C11, C12）に対する H_c は、2層の擁壁（浮き杭）で無対策時（C13）における躯体頂部の水平変位量（4.690m）を用いている。互層（3層）の擁壁の改良体（C24, C25, C28）の H_c は、互層（3層）の擁壁（支持杭）で無対策時（C23）の躯体頂部の水平変位量（1.450m）を用いている。支持矢板の改良体（C14, C15, C27）の H_c は、支持矢板の無対策時（C5）の躯体頂部の水平変位量（1.711m）を用いている。浮き矢板の改良体（C16, C17）の H_c は、浮き矢板の無対策時（C4）の躯体頂部の水平変位量（3.650m）を用いている。

図-4.14 より、実験値の限界水平震度が0.153～0.276の範囲での変化に対して、改良体の残留水平変位は0.33～1.14の範囲で変化し、概ね減少傾向にある。指数関数による近似曲線を追加した結果、やや相関はあるものの強い相関はなかった。ただし、図-4.12のように限界水平震度が大きくなると残留水平変位量も小さくなる傾向となった。また、限界水平震度は0.153～0.276の範囲で0.20前後に集中しているが、残留水平変位量は0.33～1.14と変動幅が大きく、改良体の形状の違いによる限界水平震度と残留水平変位との関係性が明確とはなっていない。

次に、具体的に各ケースの限界水平震度と残留水平変位の変化について分析してみると、図-4.14 から、標準的な改良幅であり改良下部を支持層に十分根入れしていないW-B-FS-LL(C8)は他のケースと比較すると概ね良好な対策効果を発揮していると考えられる。このケースと同等の効果を発揮して

いるケースとして、改良体下部を支持層に十分根入れをしているケースが挙げられる。この要因として、前述した加振時の改良体のロッキング現象の発生により、残留水平変位が抑制されたためと考えられる。また、背面改良のケースでも同等の対策効果が得られており、背面側改良の場合改良体上載土の上載荷重の影響を受けて、改良体の残留水平変位の抑制が図られたと考えられる。ただし、背面改良の場合、躯体の背面側に改良体が位置するため、改良体が躯体の水平変位を直接的に抑制する位置にないため、単純に背面改良のケースが優れていると判断するには慎重になる必要がある。互層のケースや改良幅が幅広のケースでは、全体的に残留水平変位量が大きい傾向にあるため、十分な対策効果は発揮されていない。互層のケースについては、無対策時の残留水平変位量が2層のケースより小さいため、2層のケースよりやや厳しい評価となっていることも影響していると考えられる。

また、**図-4.14**と**図-4.15**を比較すると、式(4.39)により正規化することで浮き杭及び浮き矢板のケース(C10, C11, C12, C16, C17)が近似曲線付近、あるいは近似曲線より下側に位置しており、ある程度の対策効果を発揮されたと評価できる。これは、**図-4.14**のように支持層に支持された基礎条件のケースと支持層に支持されていない支持条件のケースをまとめて比較すると、支持されていない浮き杭や浮き矢板は、支持杭や支持矢板より対策効果が小さく評価されてしまう。これに対して、**図-4.15**では支持層に支持された基礎条件の対策有りのケースを無対策のケースにより正規化することで支持条件を考慮した結果となっており、浮き杭や浮き矢板は支持杭や支持矢板より対策効果が大きく評価される結果となった。これは、浮き杭や浮き矢板の無対策時の特殊堤の残留水平変位量が大きいため、無対策時と対策時の残留水平変位量の差が大きくなり、対策効果が大きいと評価される結果となっている。

図-4.16では、各ケースの躯体頂部の残留水平変位量を改良体高さで除して、正規化残留水平変位量を算出しているが、無対策のケースの残留水平変位量により対策時の残留水平変位量を除すことにより正規化した**図-4.15**より、各ケースの傾向に明確な違いが出ている。この図からも、前述した内容と同様に、標準的な改良幅であり前面改良の改良体下部を支持層に十分根入れしていないW-B-FS-LL(C8)や躯体直下に改良体を配置しているW-F-US-LL(C12)は、他のケースと比較すると概ね良好な対策効果を発揮していると考えられ、改良体下部を支持層に十分根入れをしているケースも十分な対策効果を発揮していると考えられる。

図-4.14と**図-4.16**を比較すると、式(4.40)により正規化することで浮き杭(C10)及び浮き矢板(C16)のケースが近似曲線に近い位置に移動しており、ある程度の対策効果が発揮されたという評価に少しではあるが改善されている。同時に、支持層に十分根入れをしているケース(C18, C19, C27, C28)では正規化前よりさらに近似曲線より下側に位置しており、対策効果が発揮されたとの評価が明確になっている。これは、前述した**図-4.14**のような正規化されていない図に対して、**図-4.16**では各ケースの改良体高さにより正規化しているためであり、改良体高さは液状化層厚との関係から決定していると同時に、支持層に十分根入れをしているケースでは液状化層厚より改良体高さが大きくなっており、液状化層厚と残留水平変位量の大小関係を考慮した正規化が行われている結果であると考えられ

る。

以上より、両グラフともあまり相関はないが、改良体下部を支持層に十分根入れしたケースは、ある程度の効果を発揮できているものと評価でき、逆に、改良幅を標準的な改良幅よりも幅広のケースではあまり効果が発揮できていないとの評価となった。また、図-4.15と図-4.16より、設計時の水平震度を0.2として耐震設計を行う際には、改良体の残留水平変位量を無対策時における躯体頂部の残留水平変位量の約3割程度に抑制できた場合、あるいは、改良体の残留水平変位量を改良体高さの約1割程度に抑制できた場合には、ある程度の対策効果が見込めると評価できる結果となっている。

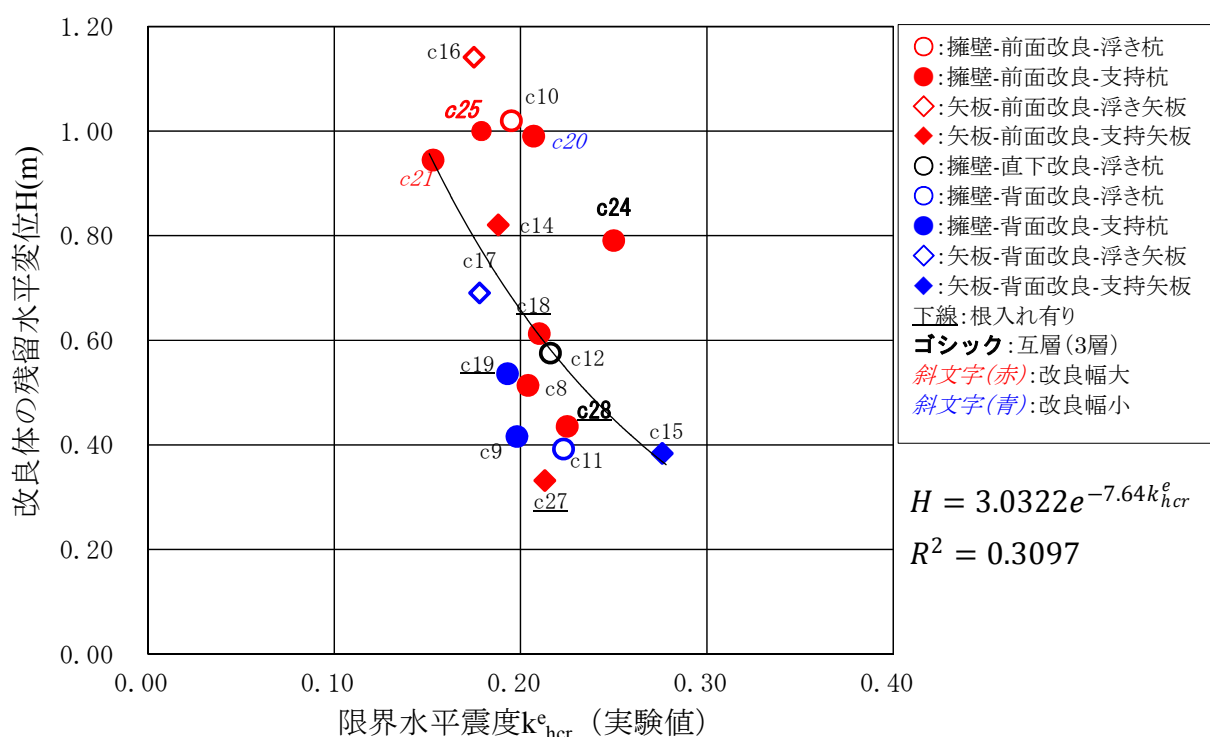


図-4.14 改良体の残留水平変位量 H と実験値の限界水平震度 (非正規化, 回帰分析)

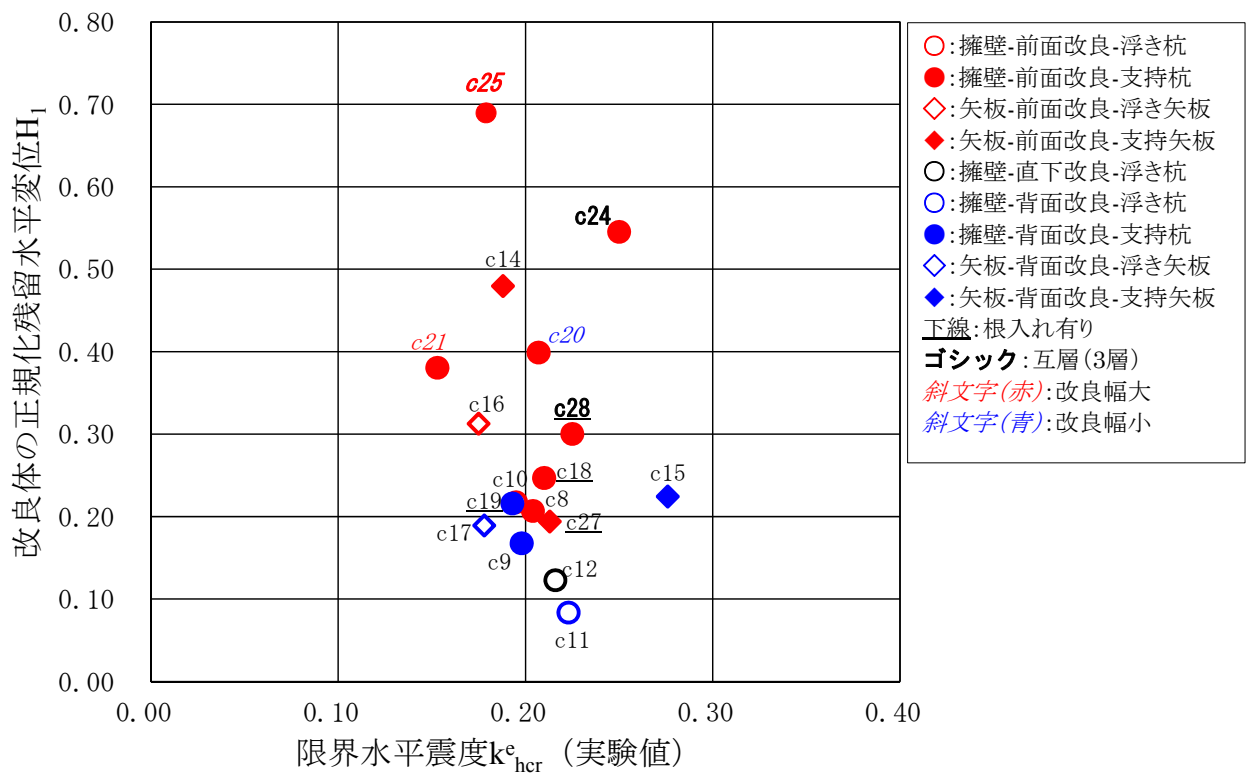


図-4.15 改良体の残留水平変位量 H_1 と実験値の限界水平震度 (正規化 (式(4.39)))

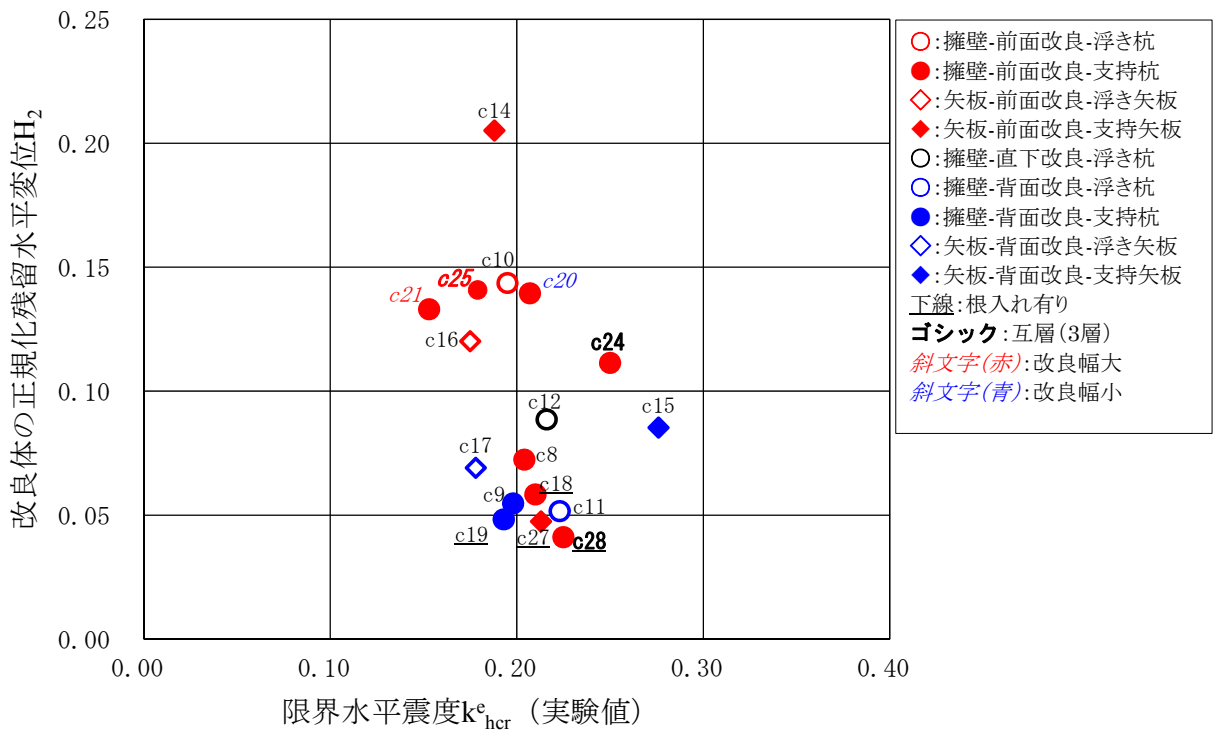


図-4.16 改良体の残留水平変位量 H_2 と実験値の限界水平震度 (正規化 (式(4.40)))

参考文献

- 4-1) 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
- 4-2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.
- 4-3) 社団法人日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，2012.
- 4-4) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 4-5) 田村敬一，岡村未対，石原雅規，松尾修：許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル，土木研究所資料 第3889号，2003.9.
- 4-6) Westergaard, H.M.(1931) : Water pressures on dams during earthquakes ASCE Transactions, Paper No.1835.
- 4-7) Okamura,M., Ishihara,M., Tamura,K. : Liquefied Soil Pressures on Vertical Walls with Adjacent Embankments, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.26,pp.265-274, 2006.
- 4-8) 中島進，谷本俊輔，中田芳貴，佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験，第13回日本地震工学会シンポジウム論文集，pp.3210-3217，2010.

第5章 結論

5.1 本研究により得られた知見

2011年3月11日東北地方太平洋沖地震（最大震度7，マグニチュード9.0）では河川施設での甚大な被害が発生し，耐震対策の重要性が再認識された．また，2016年4月14日（最大震度7，マグニチュード6.5）と2016年4月16日（最大震度7，マグニチュード7.3）には熊本県熊本地方において，気象庁最大震度7を記録した地震が立て続けに発生し，改めて地震被害の恐ろしさを考えさせられることとなった．これらの地震だけでなく，既往地震においても河川施設での被害は発生している．本研究で対象としている特殊堤においても被害が生じており，耐震設計法の合理化や高度化が求められている．今回発生した平成28年熊本地震においても特殊堤の被害が発生しており，地震被害の復旧活動が完了していない状況で出水期に入った．これより，複合災害を想定した治水機能を確保させるためにも特殊堤の耐震性能を向上させることが重要である．

本研究では，このような背景を踏まえ，既往地震における特殊堤の被災事例から被災要因を整理した．また，動的遠心模型実験により，レベル2地震動相当に対する特殊堤の耐震対策構造の作用荷重の実験値と設計値を比較し，現行設計法の妥当性を評価した．この結果から，特殊堤の耐震対策構造の作用荷重モデルの検討と，残留水平変位と限界水平震度の関係について分析した．

以下に，本研究の検討内容及びその結果をまとめる．

(1) 既往地震における被災事例の特徴

- 1) 既往地震での特殊堤の被災事例を整理した結果，1964年新潟地震，1978年宮城県沖地震，1983年日本海中部地震，1995年兵庫県南部地震，2007年新潟研中越沖地震，2011年東北地方太平洋沖地震における28事例の被災状況を取りまとめた．その結果，マグニチュード6.8～9.0の地震に対して，計測震度4.84～6.49にて被害が発生していた．
- 2) 特殊堤の被災事例について，鉛直変位や水平変位等の構造物の損傷状況，液状化層の有無，噴砂痕の有無等を整理した結果，被災要因は液状化によるものであった．また，液状化層厚と被災度との関係性があり，擁壁では液状化層が3m程度以上で被害が発生しており，矢板では殆どの被害が液状化層2m程度以上となっていることが明らかとなった．
- 3) 特殊堤の被災事例における鉛直変位と水平変位の関係は，擁壁では概ね2:1であり，必ず鉛直変位と水平変位が同時に発生していた．これより，擁壁ではいずれも基礎の鉛直支持力の不足を示唆でき，支持条件が重要な指標であることが確認できた．自重が軽い矢板ではこのような関係はなく，鉛直変位は殆ど発生していなかった．また，擁壁では支持杭の鉛直変位と水平変位の方が浮き杭より小さい傾向となっており，矢板では支持矢板の鉛直変位は浮き矢板より小さい傾向となった．

(2) 特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動と耐震対策効果

- 1) 擁壁及び矢板の被災メカニズムや被災事例の整理結果を模型実験にて再現できた。間隙水圧の上昇に伴い、躯体の変位や杭及び矢板のひずみの増加、地盤の加速度の減衰等が発生し、土圧は液状化発生に応じて変化した。また、特殊堤の躯体前面側の液状化層の有効応力減少に伴い、杭及び矢板前面側の抵抗力が減少し、躯体の変位により躯体前面側の土圧が上昇している。残留鉛直変位と残留水平変位については、液状化層厚が大きい程、残留変位量が大きくなり、擁壁の支持杭では残留鉛直変位及び残留水平変位は浮き杭より小さかった。矢板では、支持矢板の方が浮き矢板よりも残留鉛直変位及び残留水平変位は小さかった。被災事例の鉛直変位は0.10m～1.80mであり、0.50m以下の被害が多く、水平変位は0.10m～1.72mであり、鉛直変位と同様に0.50m以下の被害が多かった。これに対し、模型実験での残留鉛直変位は0.065m～1.700m、残留水平変位は0.179m～4.692mであり、残留鉛直変位では被災事例と概ね整合したが、残留水平変位では殆どのケースにて0.500m以上となり、実験値の方が大きくなった。
- 2) 模型実験から、擁壁では擁壁の残留変位や加速度、杭のひずみ、改良体へ作用する土水圧の低減が確認できた。矢板では擁壁と同様に矢板の残留変位や加速度、ひずみの低減が確認できたが、土水圧の低減は小さかった。また、過剰間隙水圧上昇の低減効果については擁壁及び矢板の両方で明確な違いが確認できなかつた。標準的な改良体のケースにおいて、擁壁では支持杭の場合の鉛直変位は約58%、水平変位は約60%の低減効果であった。浮き杭の場合の鉛直変位は約40%、水平変位は約75%の低減効果であった。支持矢板の場合では鉛直変位は約33%、水平変位は約9%の低減効果であった。浮き矢板の場合では鉛直変位は約38%、水平変位は約69%の低減効果であった。
- 3) 擁壁の支持杭及び浮き杭では残留鉛直変位と残留水平変位の両方において、直下改良の対策効果が最も大きく、次に前面改良であった。支持矢板の残留鉛直変位では前面改良と背面改良はほぼ同程度であり、残留水平変位は背面改良の対策効果が大きかった。浮き矢板の残留鉛直変位は前面改良の対策効果が大きく、残留水平変位は背面改良の対策効果が大きかった。擁壁において前面改良の対策効果が大きかった要因は、前面改良の場合、躯体と改良体が一体となって挙動し、抑止効果が働いたためである。
- 4) 模型実験から、改良体の残留水平変位量が大きくなると特殊堤の躯体自体の残留水平変位量も大きくなることを確認できた。特殊堤の躯体自体の残留水平変位量の方が改良体の残留水平変位量より大きい値となり、擁壁と矢板のケースに分けても傾向は同様であった。また、改良体の形状の違いや根入れの有無が改良体の残留水平変位量の増減に影響があり、改良体の形状に応じた地震時挙動の違いが改良体の残留水平変位量の増減に影響していると確認できた。
- 5) 模型実験から、改良体下部を支持層に十分根入れをしているケースでは、改良体のロッキング現象を確認できた。標準的な改良幅の3倍以上とした幅広の改良体のケースでは、改良体のロッキング現象が発生していなかった。これより、幅広の改良体のケースでは、回転の挙動ではなく、水平方向の挙動が卓越していることが明らかとなった。また、改良体の改良幅の違いや、改良下部の支

持層への根入れ長の違いにより、改良体の地震時挙動の違いが発生した。これにより、支持層の過剰間隙水圧の上昇の違いや有効応力・せん断抵抗の違いが生じ、改良体底面の作用荷重の増減に影響することにより、最終的な改良体の残留水平変位量の大小につながる。

(3) 実験値と現行設計法に基づく設計値の比較

- 1) 特殊堤の耐震対策構造へ作用する主働土圧、受働土圧、改良体慣性力、改良体上載土の慣性力、改良体底面摩擦力について実験値と設計値を比較した結果、概ね整合していた。このうち、主働土圧、受働土圧、改良体慣性力、改良体底面摩擦力の実験値と設計値には差が生じており、これらの主な要因は実験において、①支持層では地下水位以下でも液状化しない、②土水圧の振動成分の上載荷重がプラスあるいはマイナス成分として改良体に作用する、③幅広の改良体ではロッキング現象が生じる、の3つであると分析することができた。
- 2) 模型実験から改良体の水平震度を整理した結果、レベル2地震動相当の外力に対して改良体の水平震度は0.2程度となり、現行の設計手法で採用しているレベル1地震動相当の設計水平震度と同程度であることが確認できた。
- 3) 模型実験から限界水平震度の実験値と設計値を比較した結果、殆どのケースで実験値は0.175～0.276、設計値は0.210～0.300となり、全体的に実験値と設計値は整合していることが確認できた。改良幅が標準的な幅の半分であるケースでは実験値が設計値を大きく上回っており、これは設計時の水平震度 ($k_h^d = 0.03$) を低減しているが、実験では改良体に作用する外力によって重量相当の振動が実挙動として生じたことが要因である。逆に、改良幅が幅広のケースでは設計値の方が実験値より大幅に大きくなっており、この要因としては実験において改良体の水平挙動が卓越してロッキング現象が発生しなかったためである。
- 4) 模型実験から、限界水平震度が0.153～0.276、改良体の残留水平変位が0.33m～1.14mであり、限界水平震度が大きくなるにつれ、改良体の残留水平変位量は小さくなり、限界水平震度が改良体の外的な安定性の程度を評価する指標として有効であることが確認できた。限界水平震度は、0.153～0.276となり、0.20前後に集中しているが、残留水平変位量は0.33m～1.14mと変動幅が大きくなった。

無次元化した残留水平変位と限界水平震度の実験値と比較したところ、両関係において強い相関はなかった。各ケースの相対的な評価より、改良体下部を支持層に十分根入れしたケースは、対策効果を発揮していると評価できた。逆に、改良幅が幅広のケースでは、残留水平変位が比較的大きくなっており、あまり効果が発揮でされていないとの評価となった。また、設計時の水平震度を0.2として耐震設計を行う際に、改良体の残留水平変位量を無対策時における躯体頂部の残留水平変位量の約3割程度に抑制できた場合、あるいは、改良体の残留水平変位量を改良体高さの約1割程度に抑制できた場合には、一定の対策効果が見込めると評価できる結果となった。

(4) 耐震対策構造の作用荷重モデルの改良

- 1) 検討1として、液状化層の上層に非液状化層がある互層のケースにおいて、水位面より上層の上載荷重を考慮して土圧の振動成分を算定した。その際の設計値の限界水平震度を求め、限界水平震度の実験値と設計値の関係を分析した結果、整合が図られた。
- 2) 前面改良の場合であって改良体形状の縦横比が3を超える幅広のケースでは、ロッキング現象が発生しないことが影響し、改良体の底面摩擦力の設計値が実験値より1.4~2.0倍程度大きくなった。そこで、検討2として底面摩擦力に低減率0.7を乗ずることにより、その際の設計値の限界水平震度を求めた。その結果、改良幅が幅広のケースの限界水平震度の実験値と設計値の整合が図られた。
- 3) 検討1と検討2の両方の内容を反映させて限界水平震度の設計値を算出したところ、限界水平震度の実験値と設計値の整合した。よって、改良体の水平作用荷重モデルの改善点として、①土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法、②改良体の底面摩擦力の評価方法の2つの評価方法が重要かつ有効な点であることが確認できた。

5.2 特殊堤の耐震対策構造の耐震設計法の合理化及び高度化へ向けた今後の課題

(1) 地殻内地震の入力地震動における被災メカニズムと対策効果

本研究で採用したレベル2地震動（タイプⅠ）相当の入力地震動に対する特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動や耐震対策効果、及び耐震対策構造の水平震度は、5.1(2)、5.1(3)3)に示す知見の通りである。これらの結果は動的応答の非線形性や地盤と耐震対策構造の相互作用等の影響が考えられるため、入力地震動の違いが特殊堤及び耐震対策構造の被災メカニズムや対策効果への影響が想定される。これを踏まえると、レベル2地震動（タイプⅠ）相当の地震動より、継続時間が短く、最大加速度が大きい地殻内地震に対応したレベル2地震動（タイプⅡ）相当の入力地震動に用いることが考えられる。この結果から、液状化の発生状況や特殊堤や耐震対策構造の地震時挙動等について分析を行い、その際の被災メカニズムや対策効果の評価を行うことが必要と考える。

(2) 背面盛土の液状化による影響の評価

本研究において実験模型の背面盛土は非液状化層として設定した場合の特殊堤及び耐震対策構造の被災メカニズムや耐震対策構造への作用荷重の影響は、5.1(2)、5.1(4)に示す知見の通りである。これを踏まえると、背面盛土（堤体自体）が液状化した場合の特殊堤及び耐震対策構造の被災メカニズムや作用荷重の影響が変化する可能性がある。そのため、背面盛土（堤体自体）が液状化した際の特殊堤及び耐震対策構造の地震時挙動や作用荷重の分析が必要である。

(3) 耐震対策構造の形状の違いによる対策効果の分析

本研究では、擁壁の前面改良あるいは背面改良で十分な根入れをしないケースはそれぞれ2パター

ンであり、支持層へ十分な根入れをする場合も同様にそれぞれ2パターンずつであり、改良幅や根入れ長を数パターン設定した実験は行っていない。このため、5.1(2)に示すように限られた対策効果の分析結果となった。そこで、耐震対策構造の根入れ長や改良幅について数パターンを設定し、形状の違いによる対策効果を把握するための模型実験を実施する。この結果から、特殊堤や耐震対策構造の地震時挙動や作用荷重の分析を行い、根入れ長や改良幅と対策効果を関係式等で明らかにするための検討が必要である。

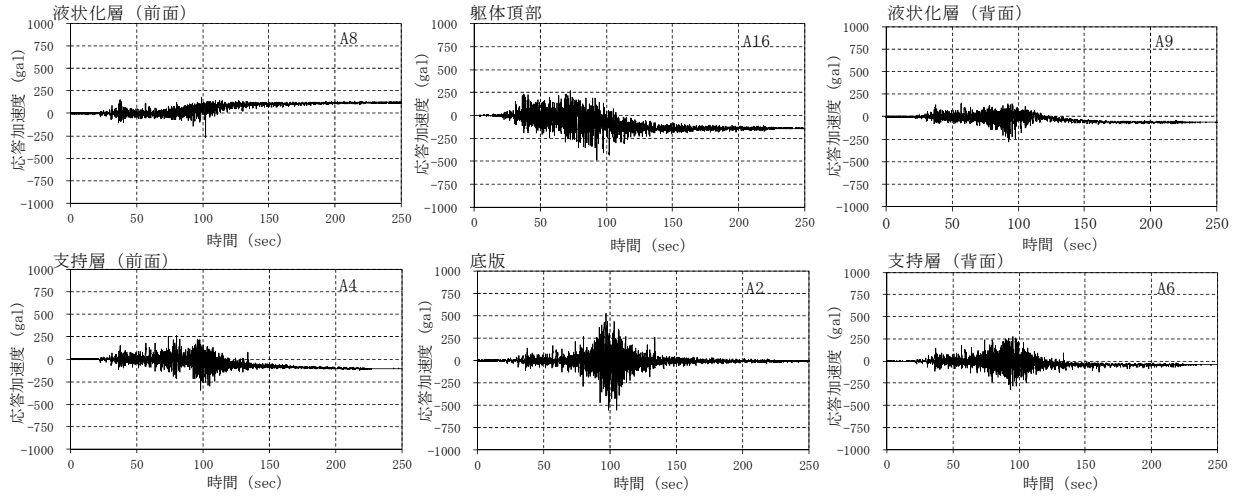
(4) 残留水平変位と限界水平震度による外的な安定性を評価する手法

特殊堤と耐震対策構造の残留水平変位の関係や、耐震対策構造における残留水平変位量と限界水平震度の関係性の評価については、5.1(2)4)、5.1(3)4)に示すように、定量的な指標、あるいは関係式等による評価手法は得られていない。そこで、5.2(3)と同様に、さらに実験を行い、これらの検討を進めることが必要であると考えられる。また、堤防の変形量を照査する際に用いられている有限要素法による自重変形解析法や流体力学に基づく永久変形解析法等により、被災事例や実験結果について再現解析を行うことが有効である。この結果から、特殊堤及び耐震対策構造の相互作用の影響や、外的な安定性を定量的に評価する手法の検討が必要であると考えられる。

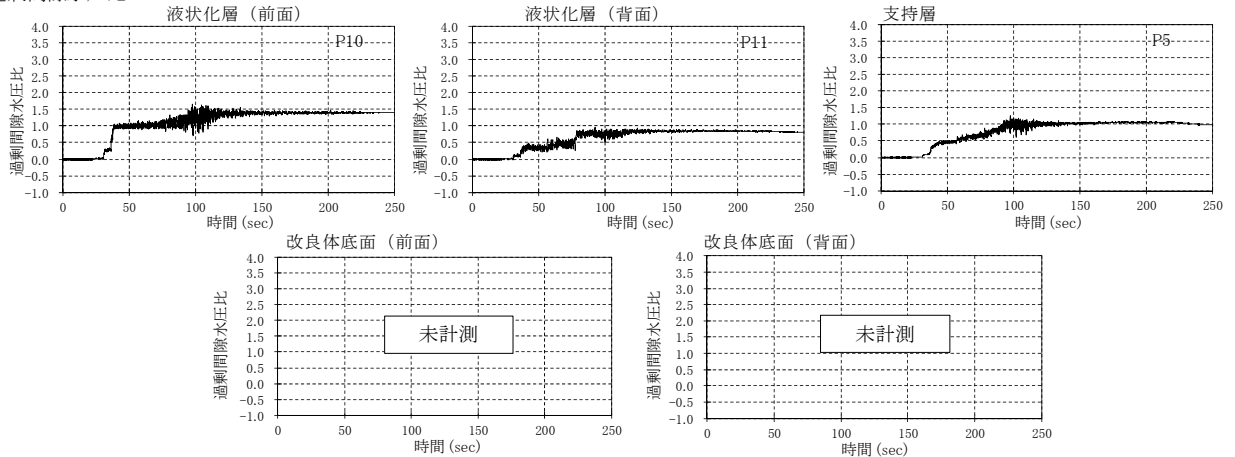
巻末資料

ここでは, 模型実験によって得られた各ケースの代表的な計測位置での応答加速度, 過剰間隙水圧比, 土水圧, ひずみ, 変位の 0 秒から 250 秒間の時刻歴データと加振前と加振後の写真を示す.

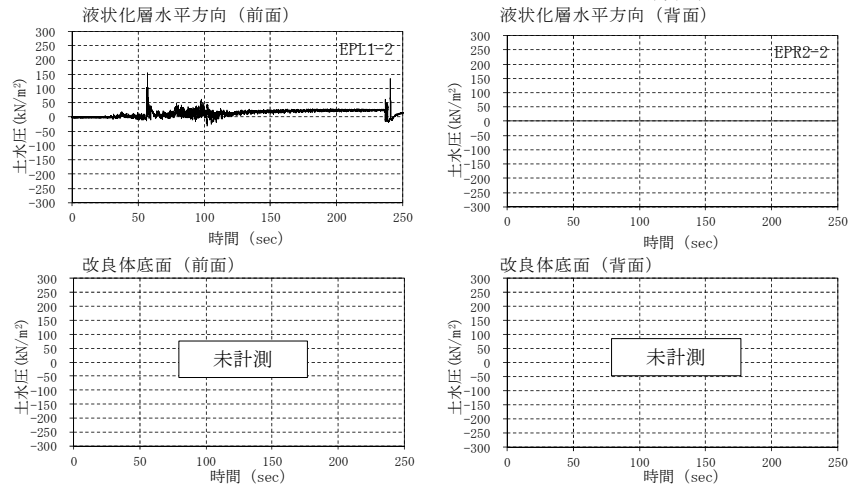
応答加速度



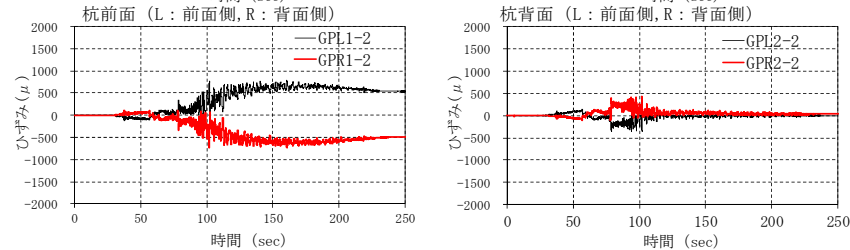
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

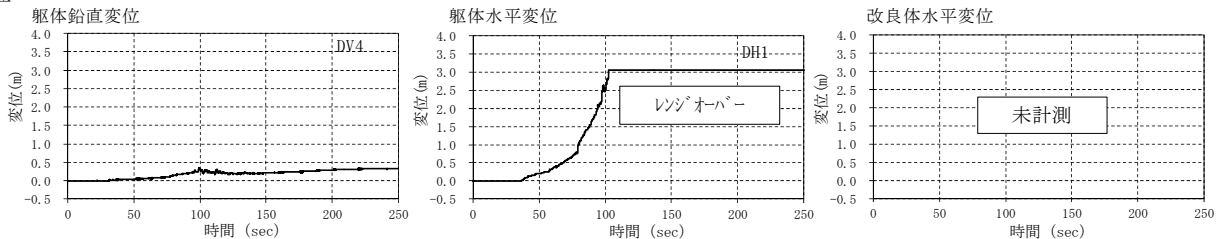
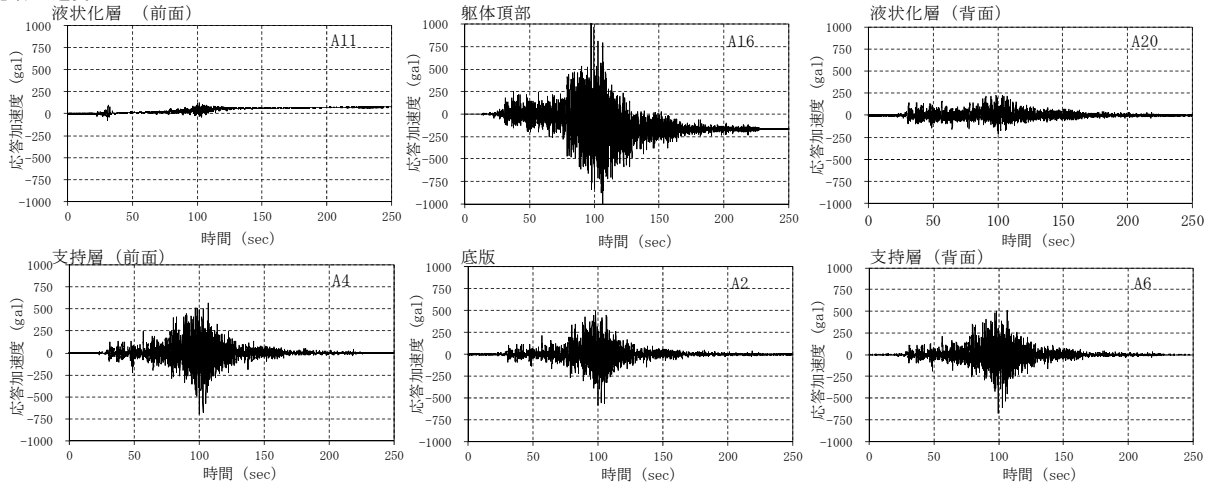
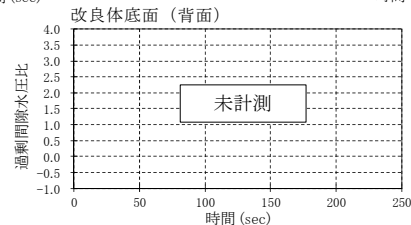
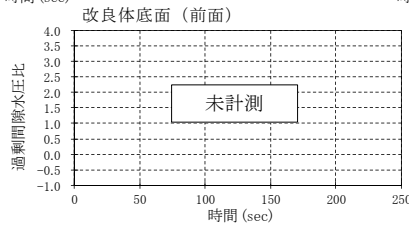
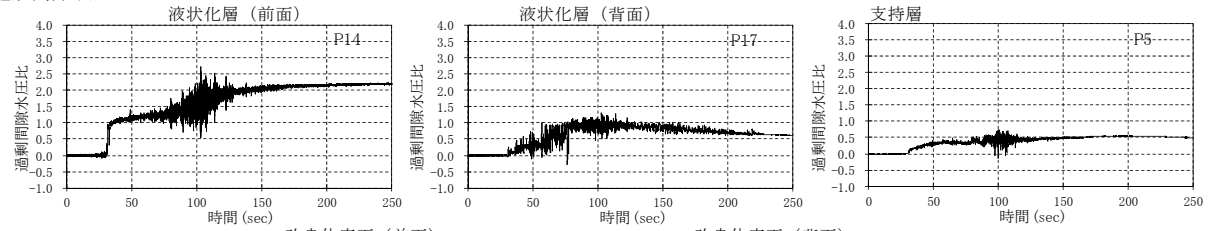


図-巻.1(1) 各計測値の時刻歴変化

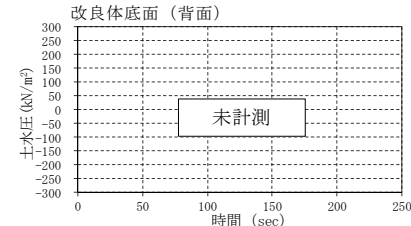
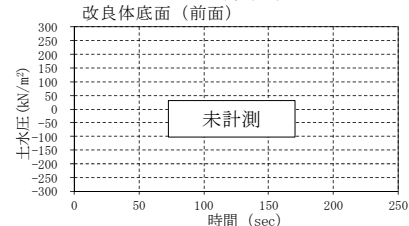
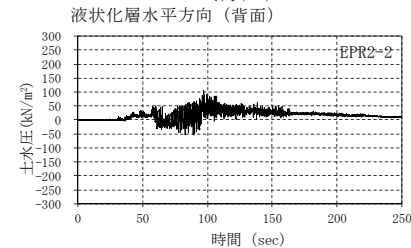
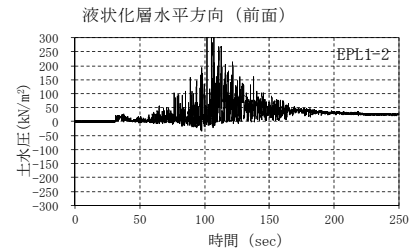
応答加速度



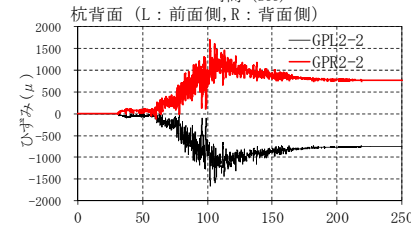
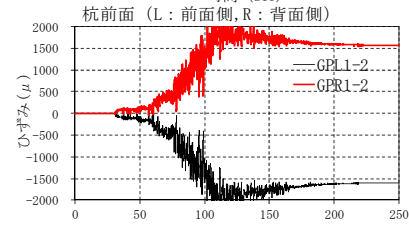
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

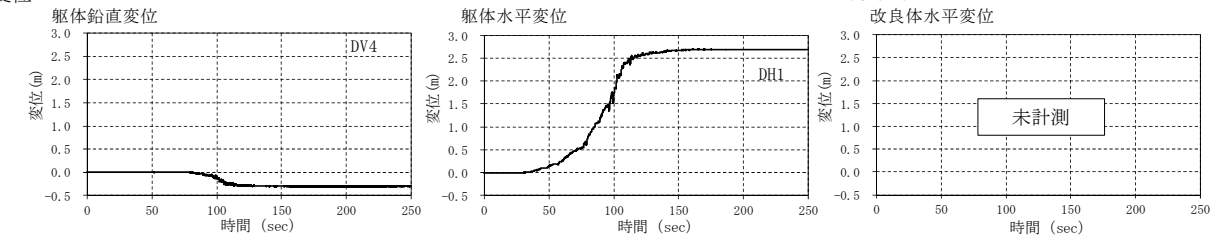
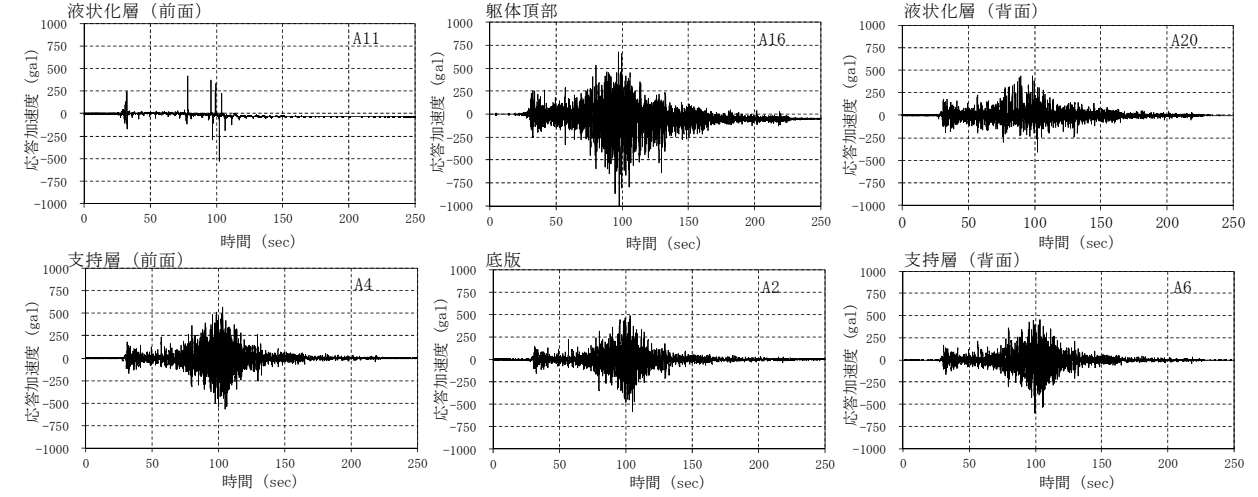
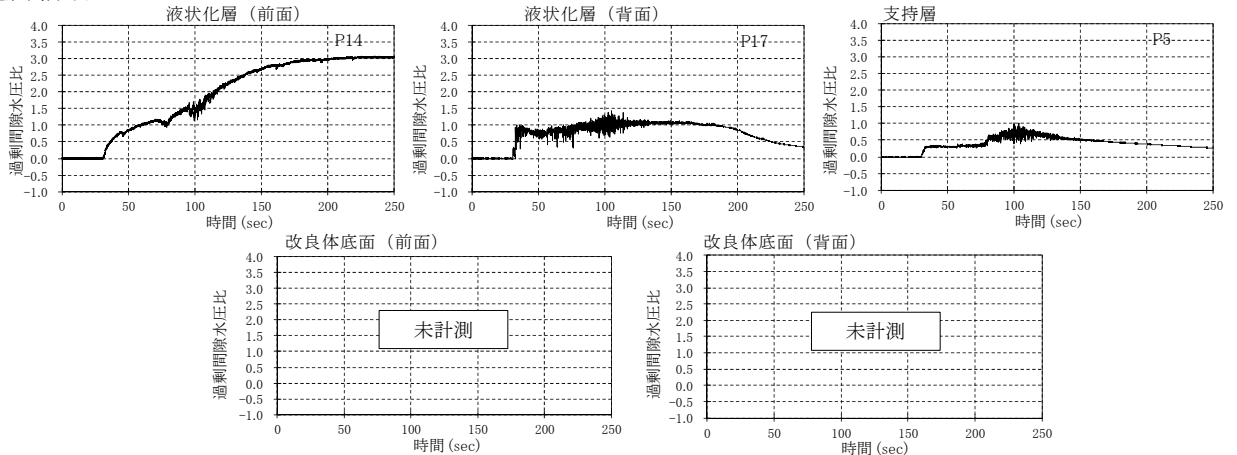


図-巻.1(2) 各計測値の時刻歴変化

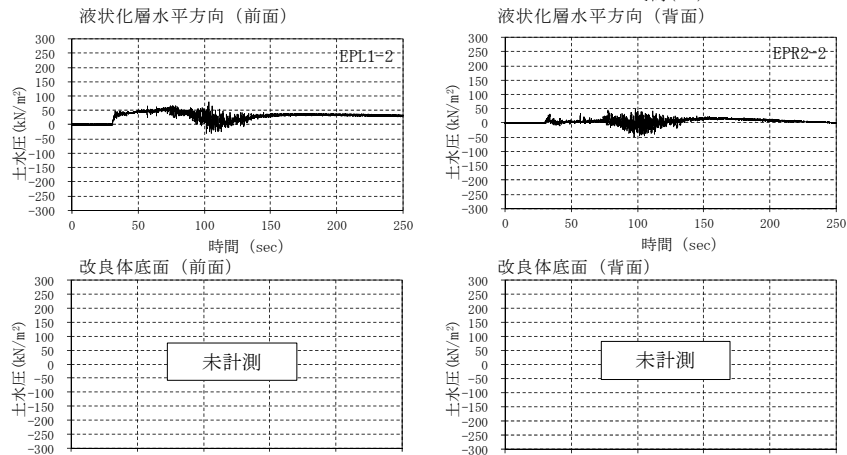
応答加速度



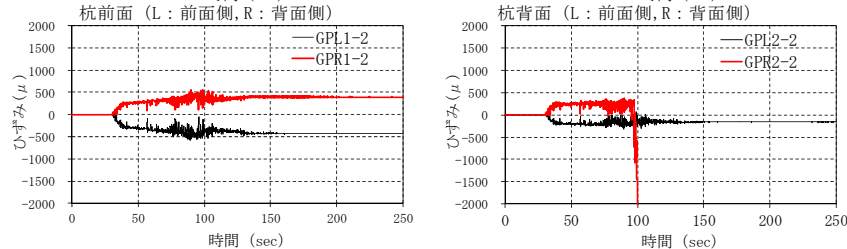
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

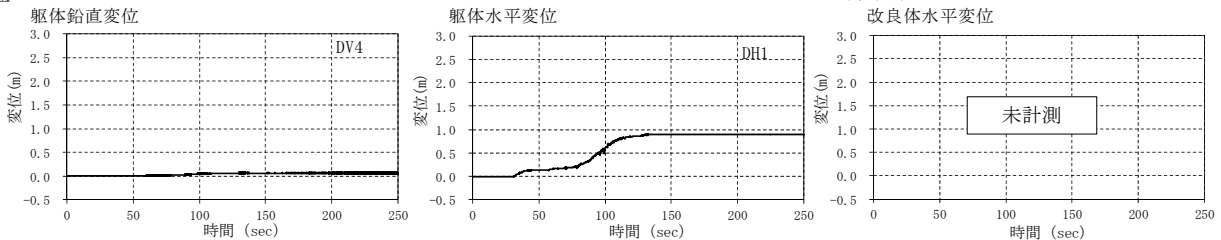
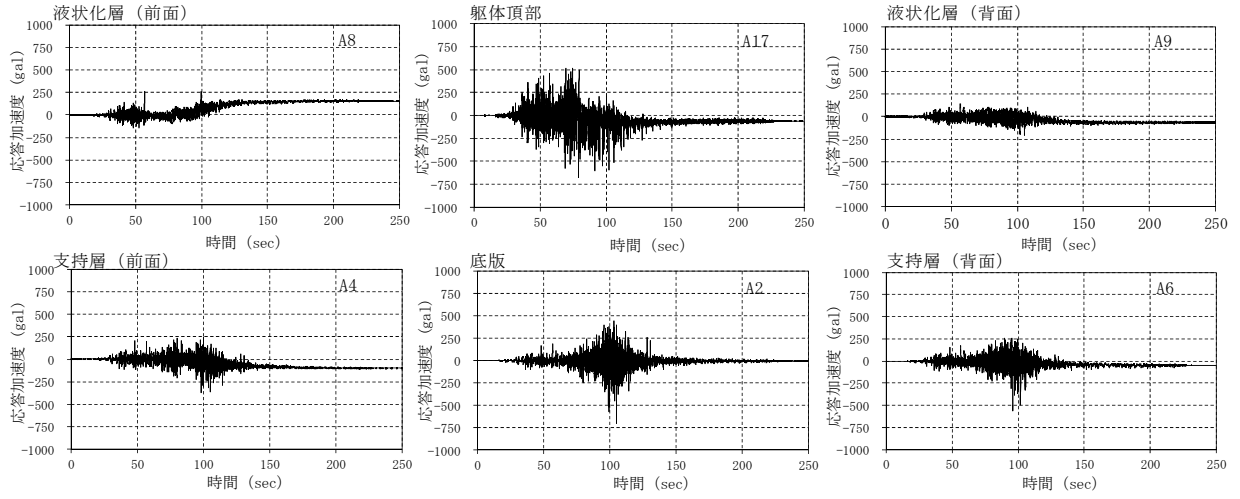
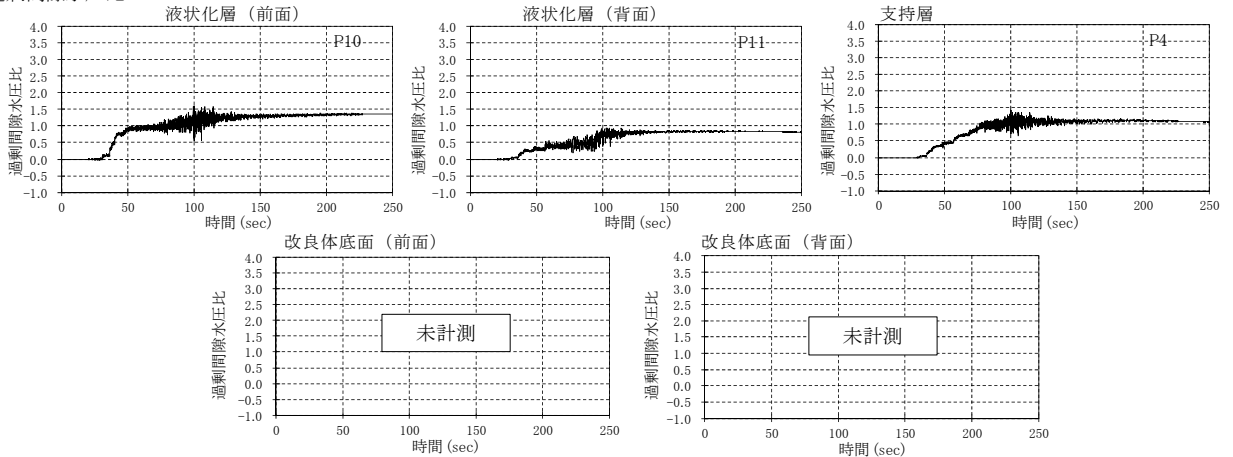


図-巻.1(3) 各計測値の時刻歴変化
182

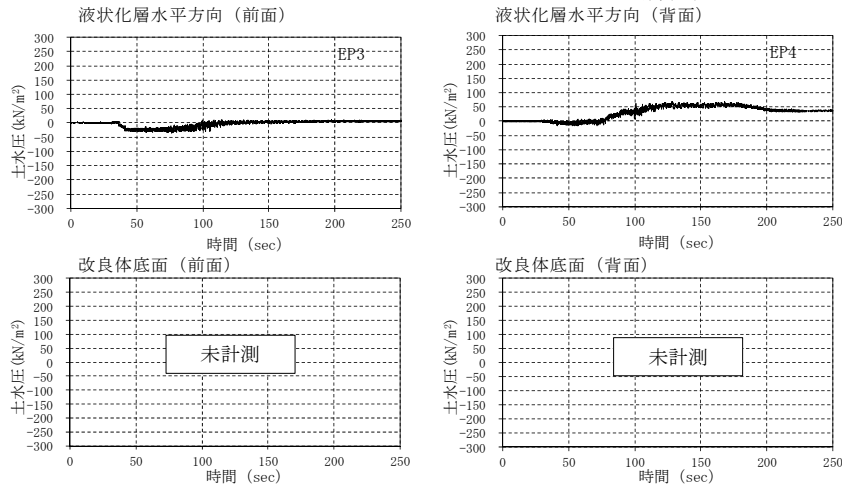
応答加速度



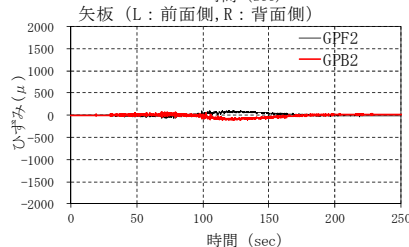
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

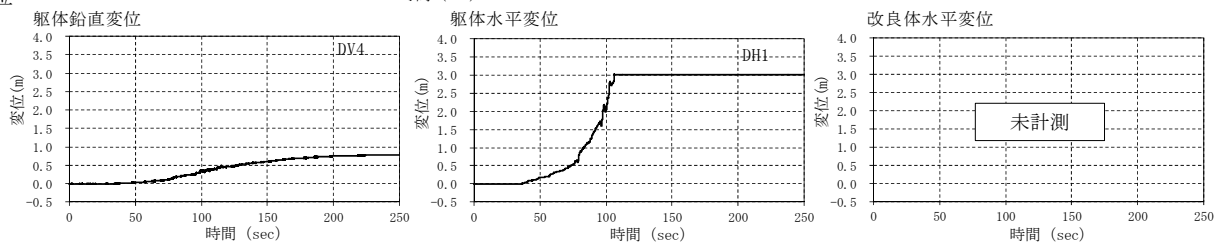
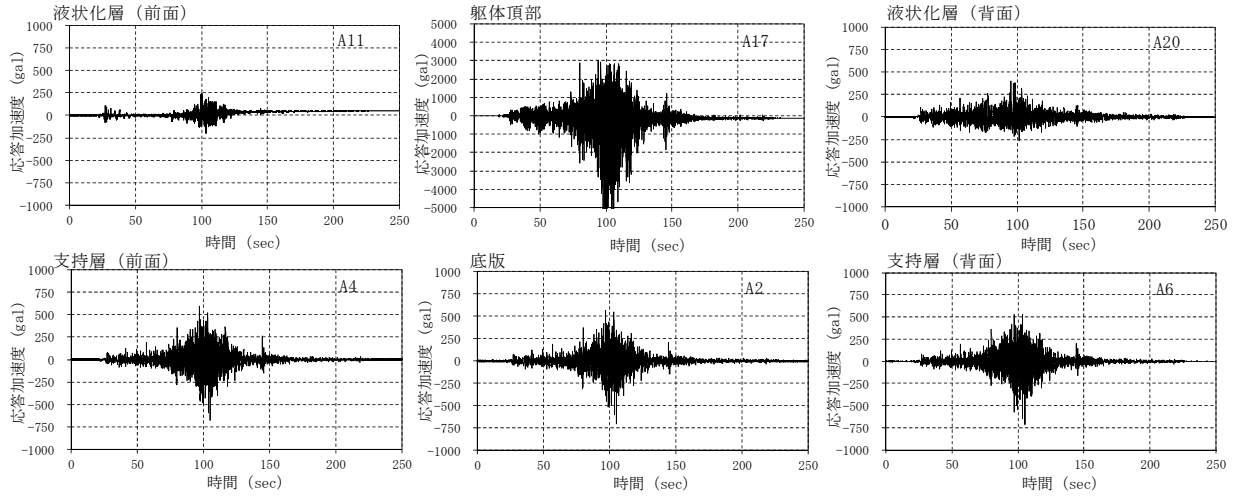
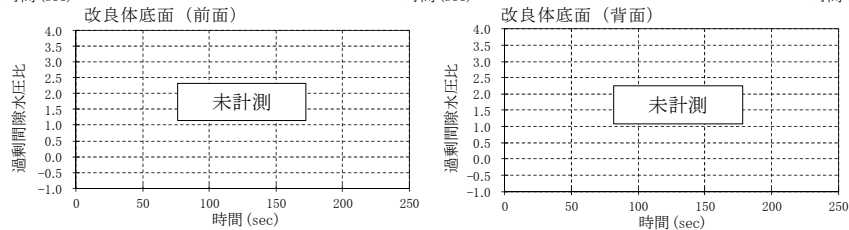
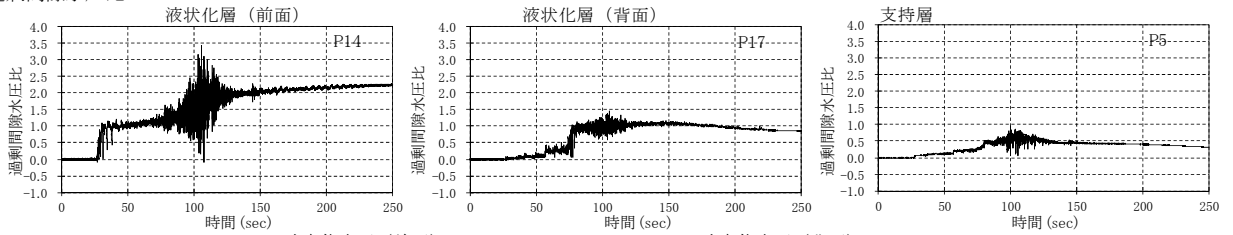


図-巻.1(4) 各計測値の時刻歴変化

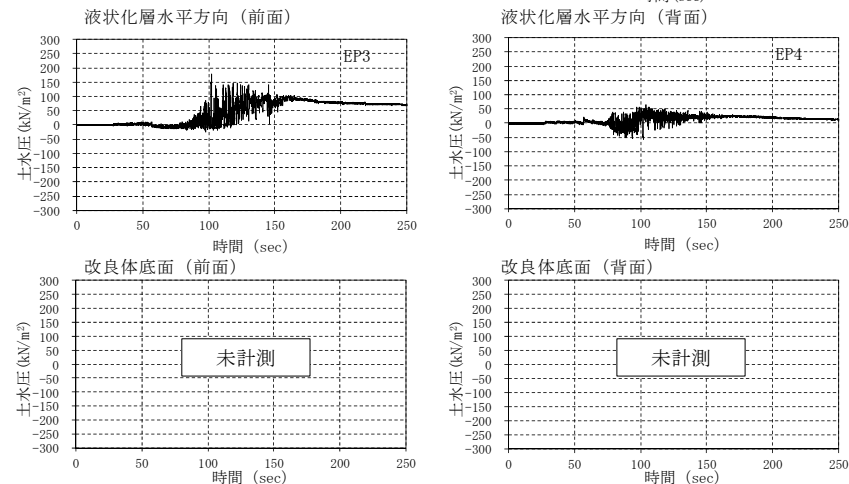
応答加速度



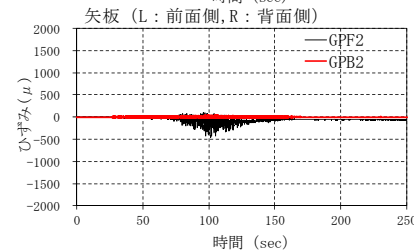
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

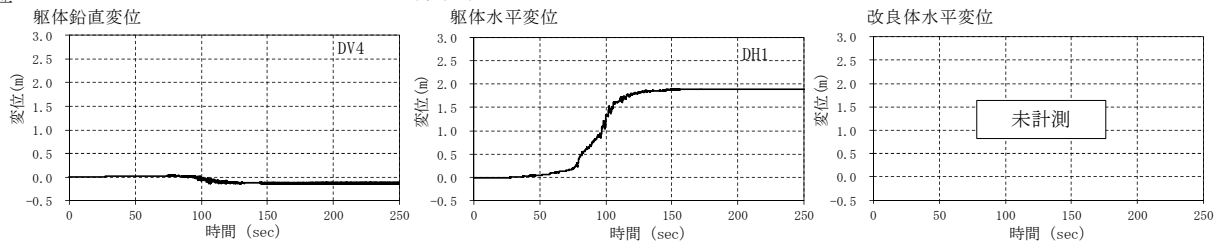
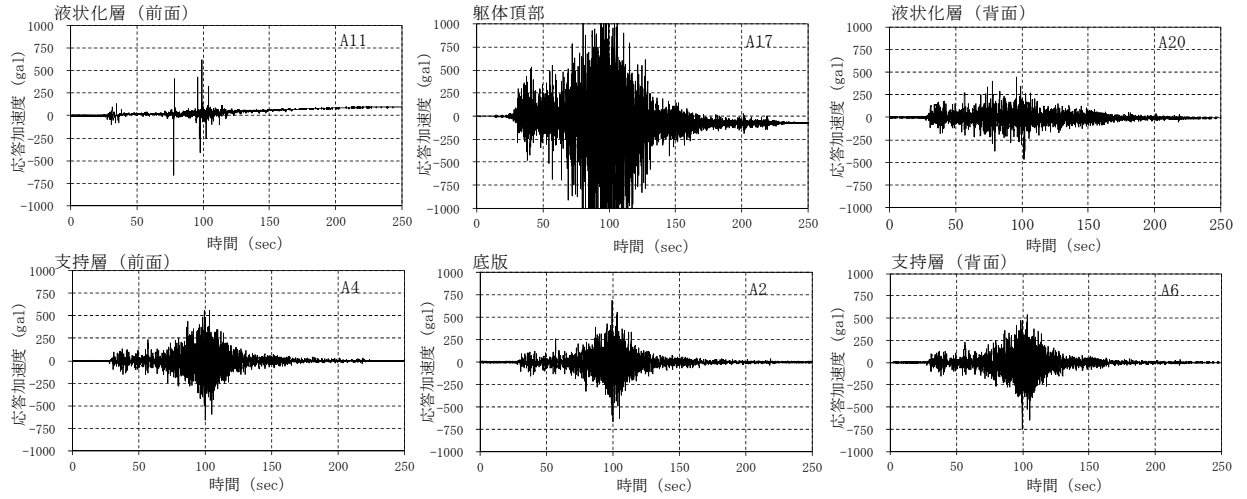
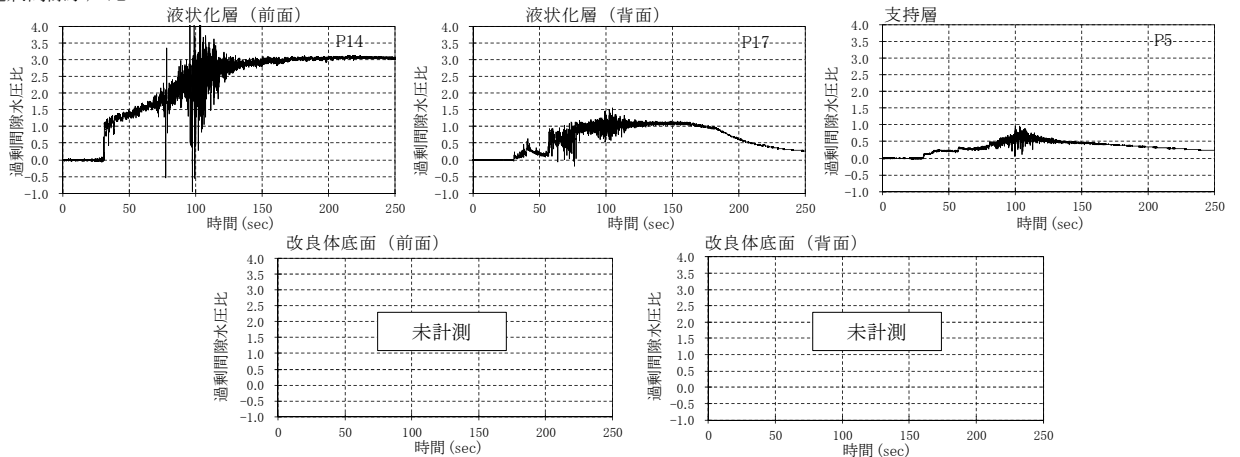


図-巻.1(5) 各計測値の時刻歴変化

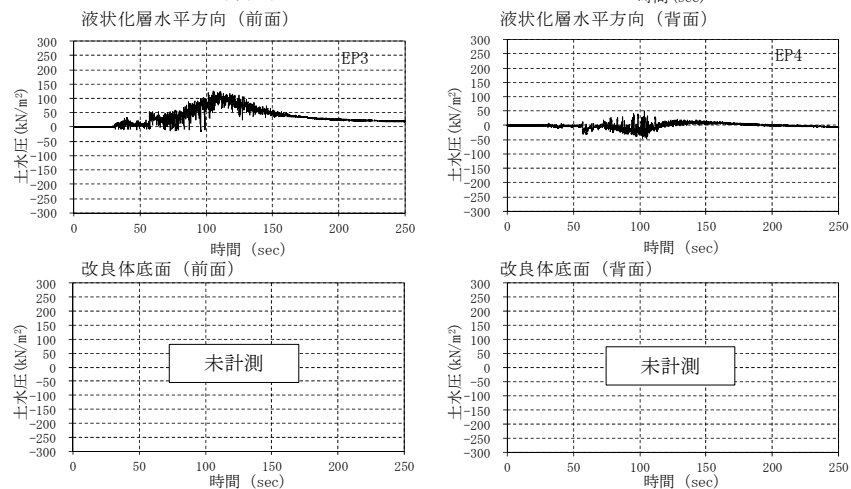
応答加速度



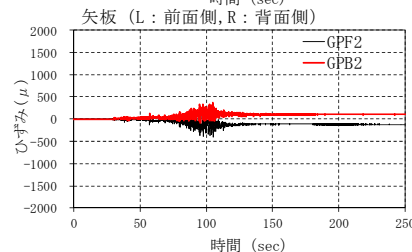
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

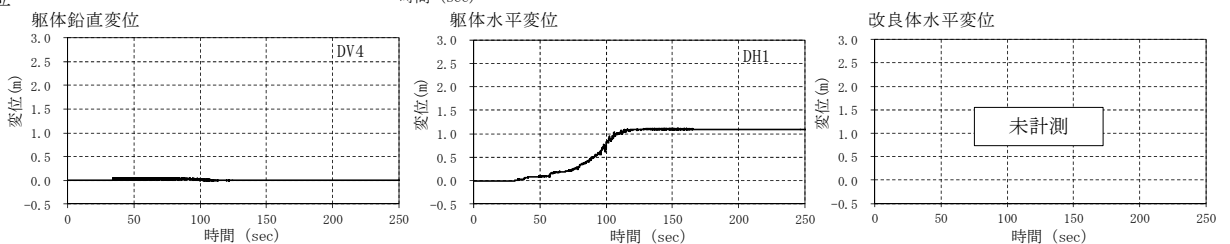
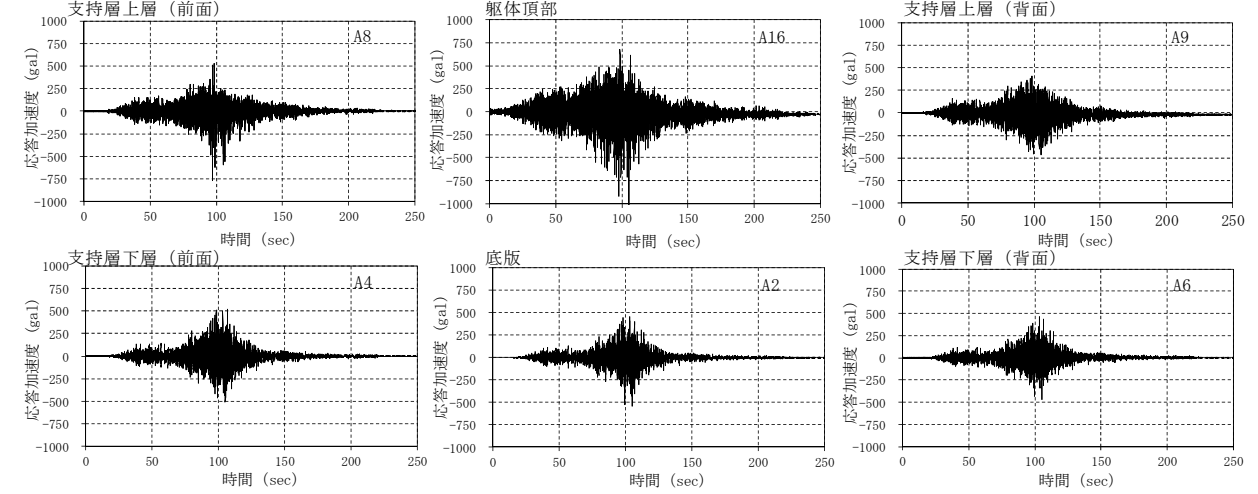
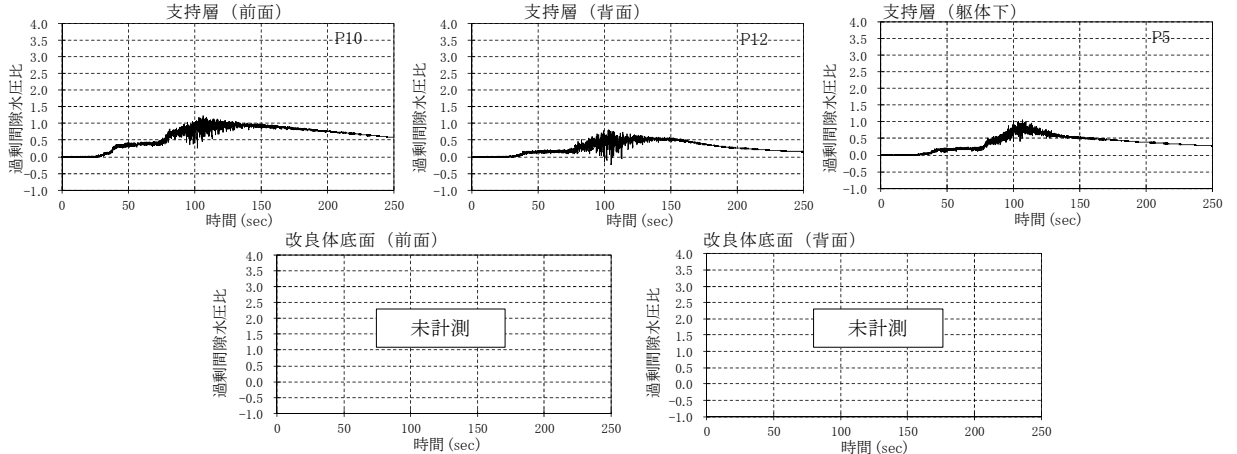


図-巻.1(6) 各計測値の時刻歴変化
185

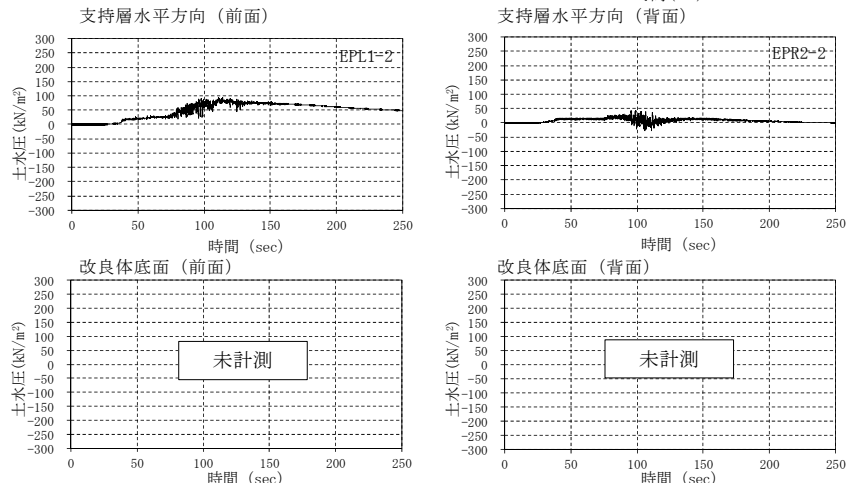
応答加速度



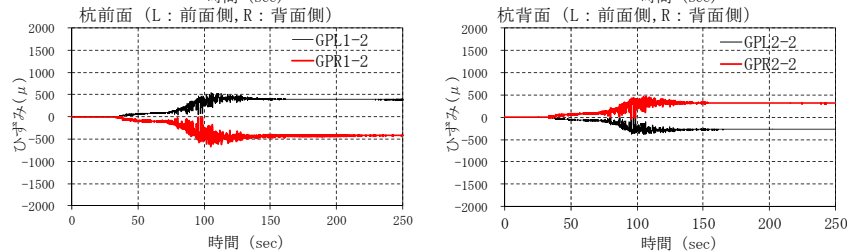
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

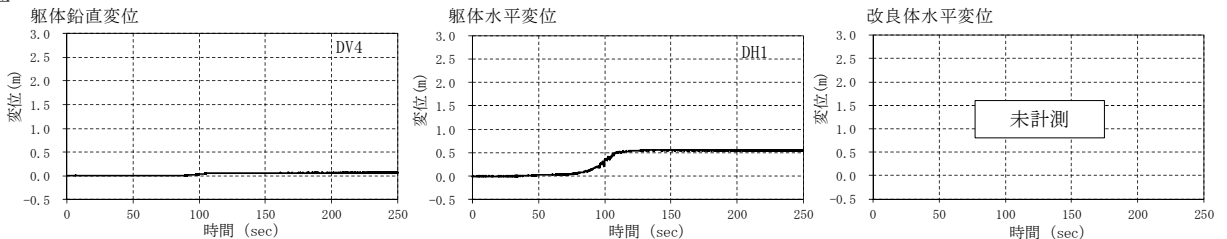
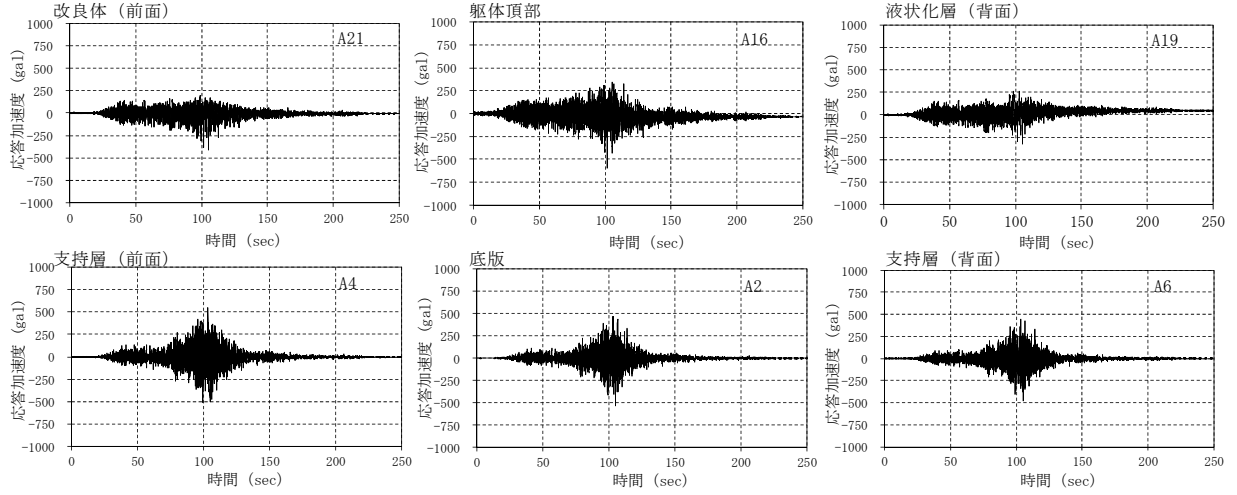
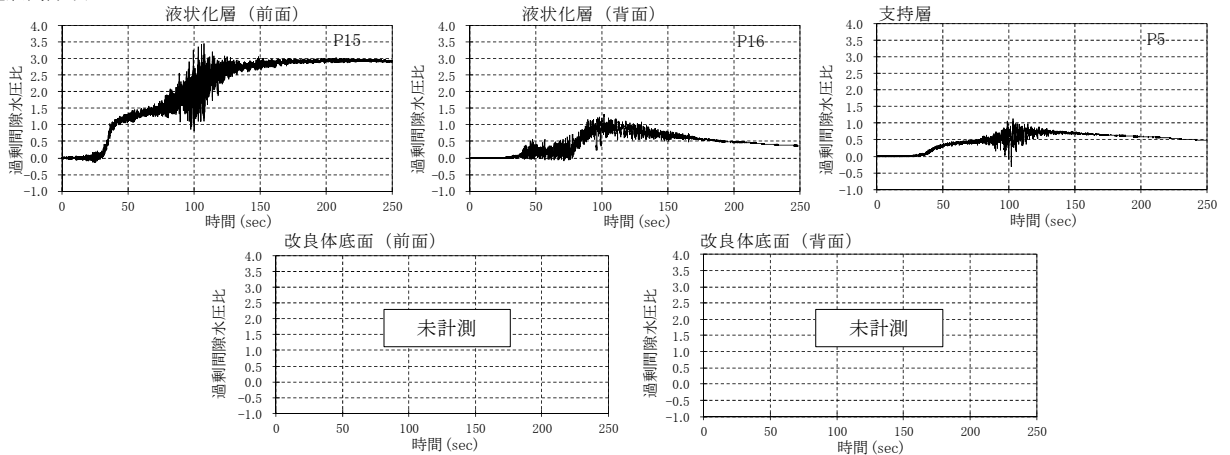


図-巻.1(7) 各計測値の時刻歴変化

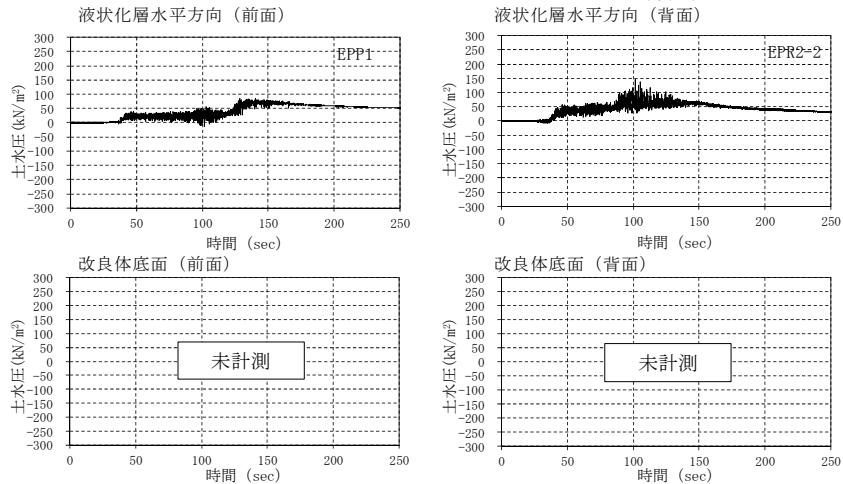
応答加速度



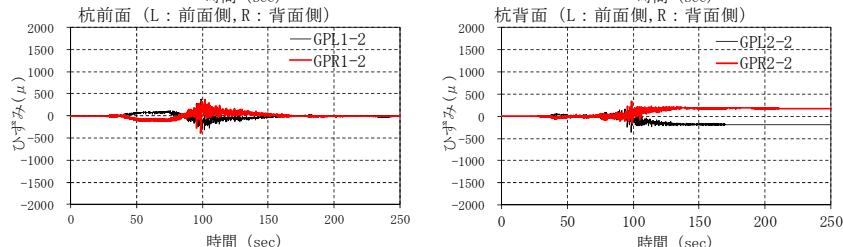
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

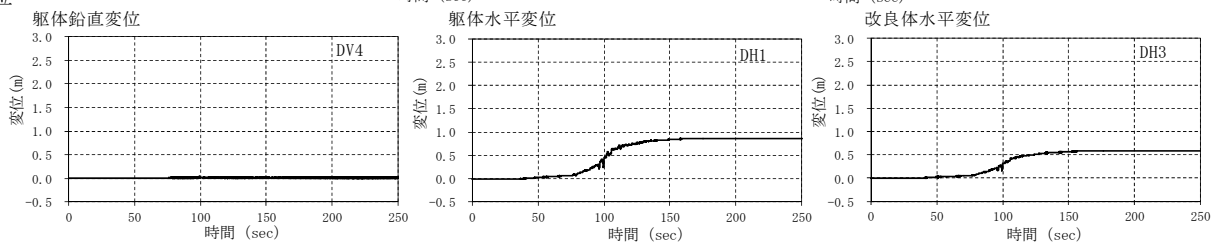
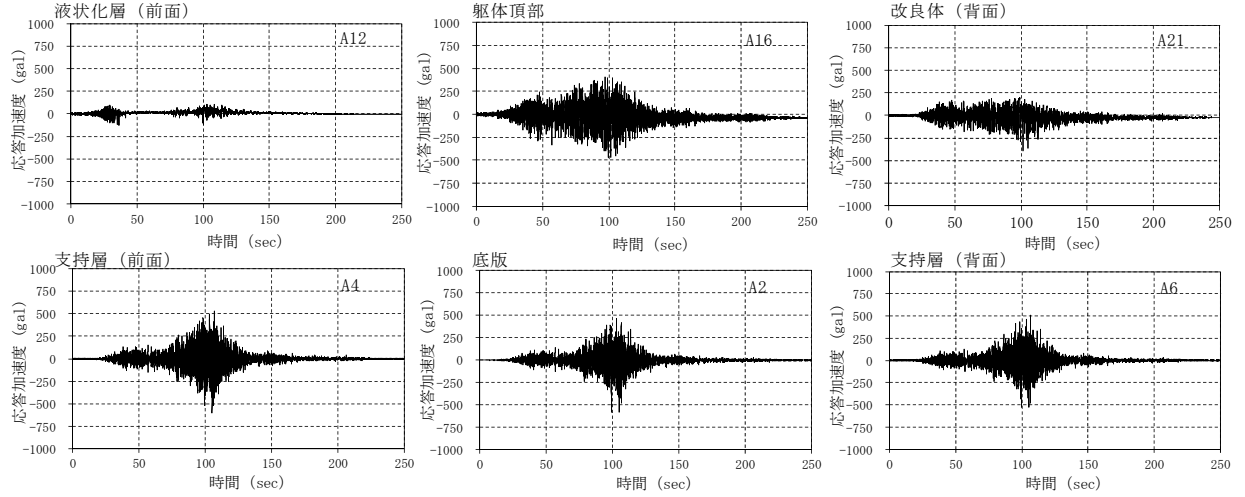
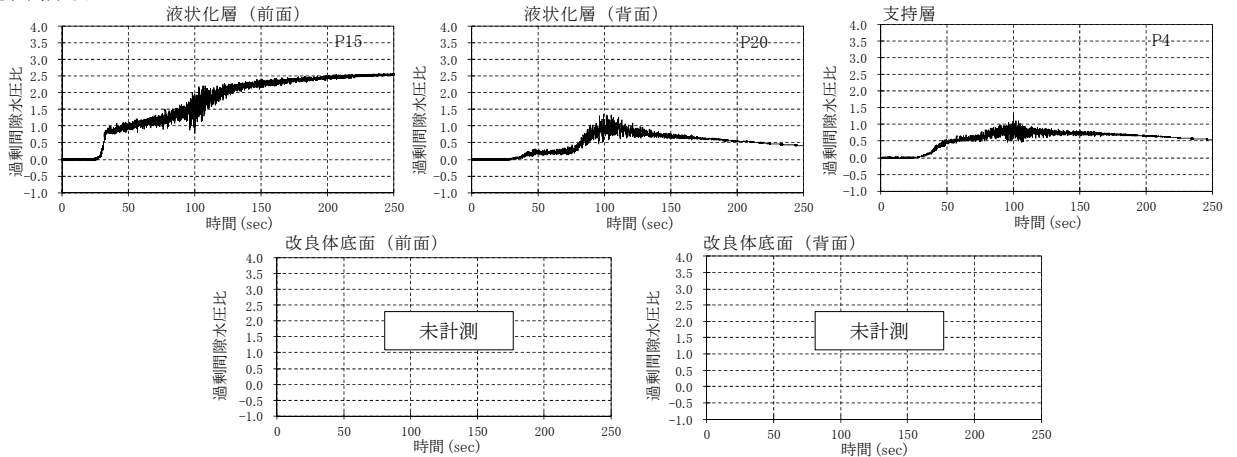


図-巻.1(8) 各計測値の時刻歴変化

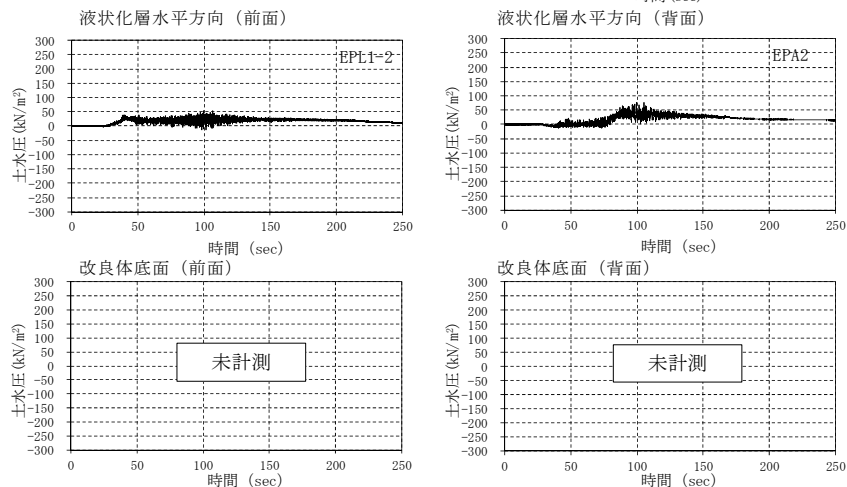
応答加速度



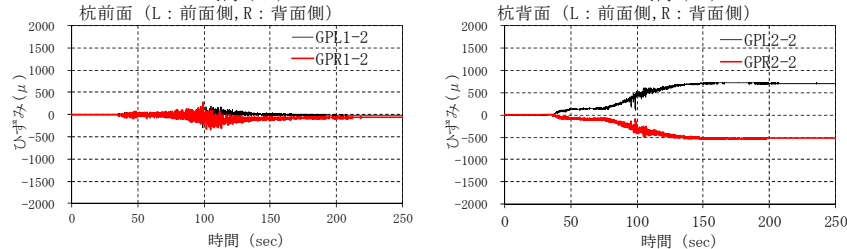
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

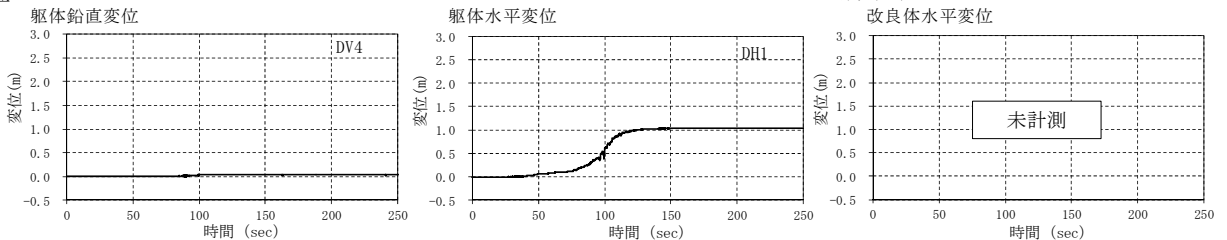
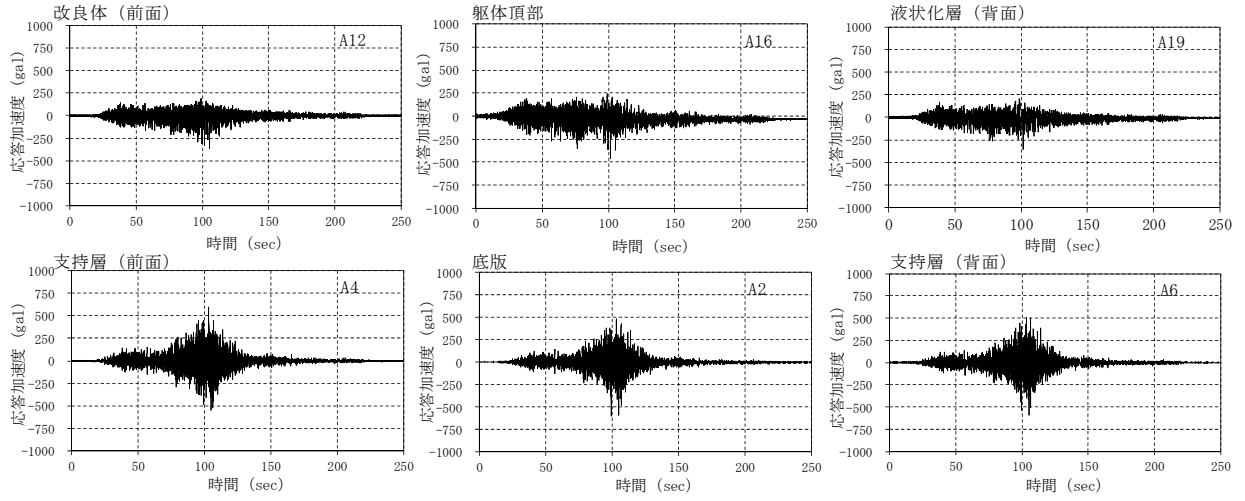
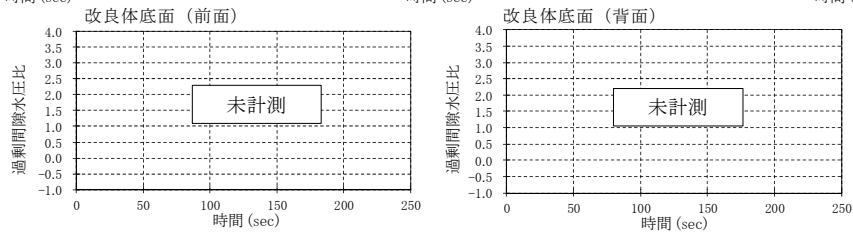
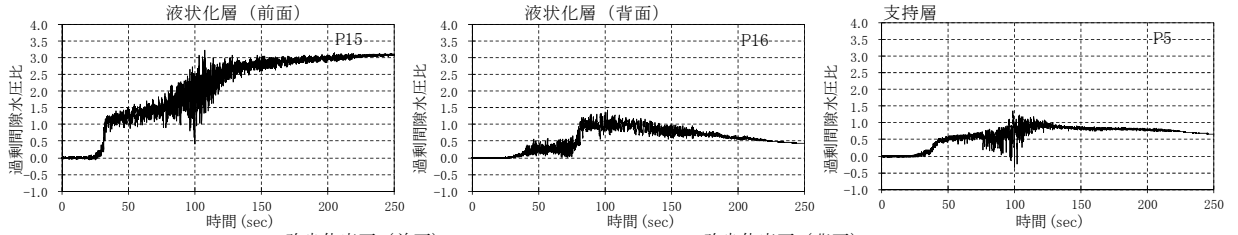


図-巻.1(9) 各計測値の時刻歴変化

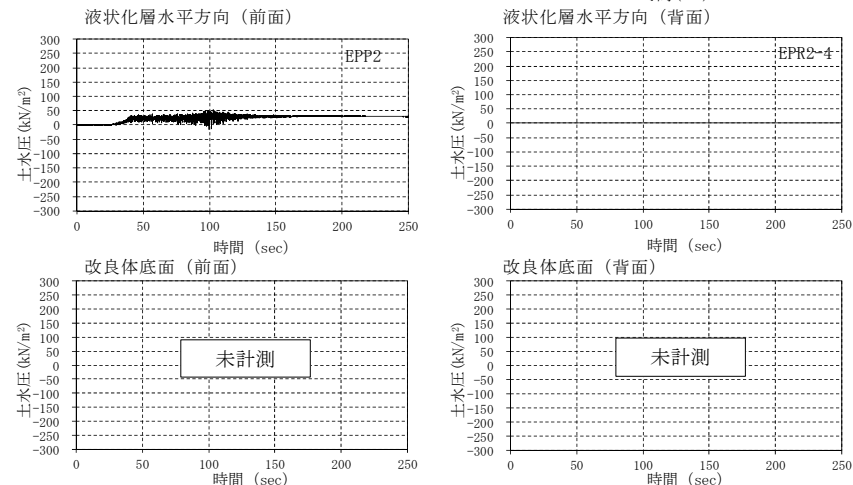
応答加速度



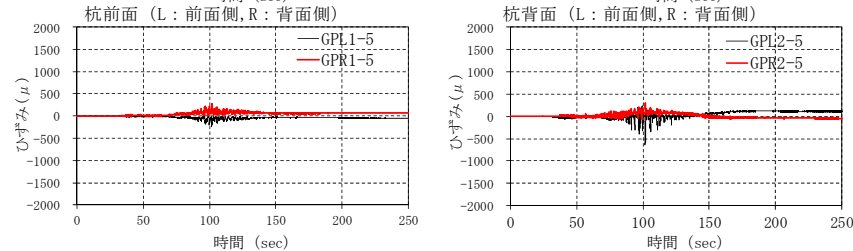
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

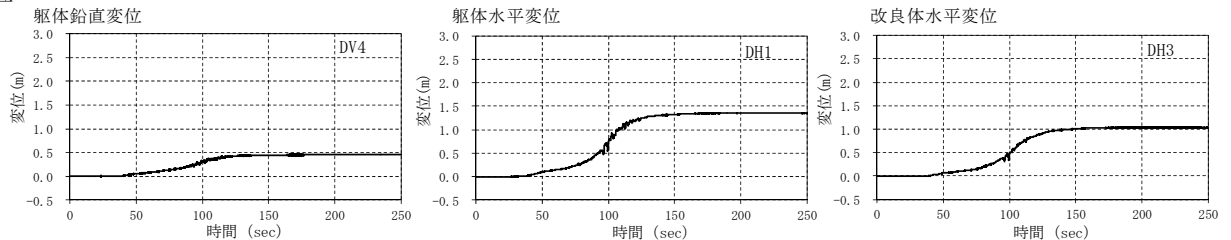
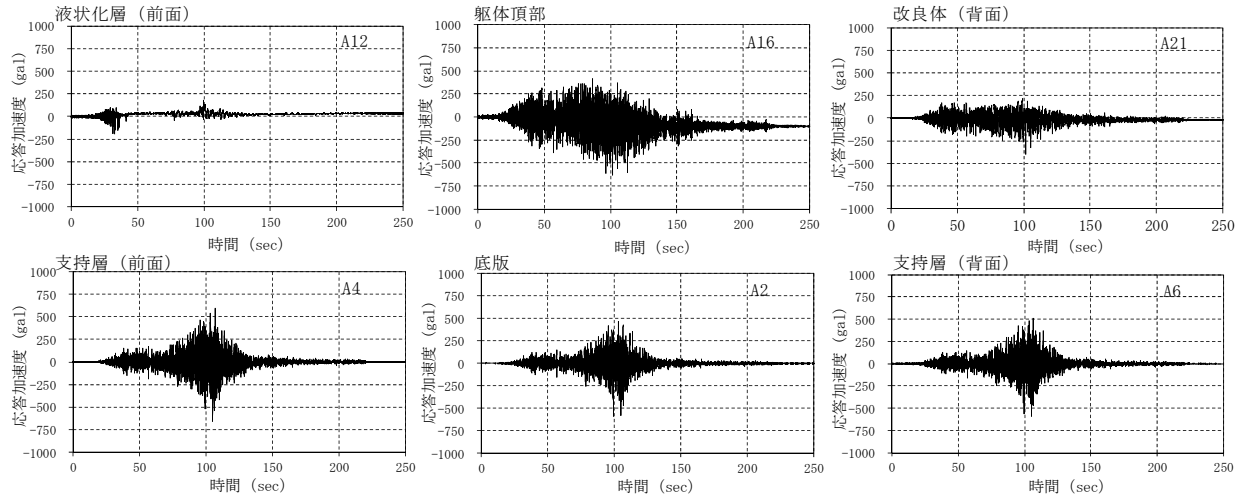
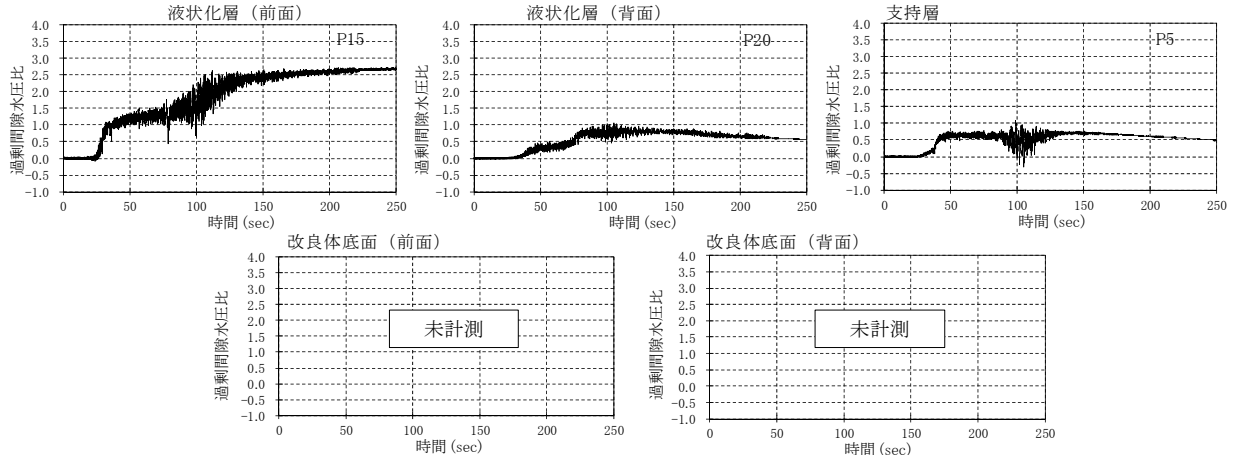


図-巻.1(10) 各計測値の時刻歴変化
189

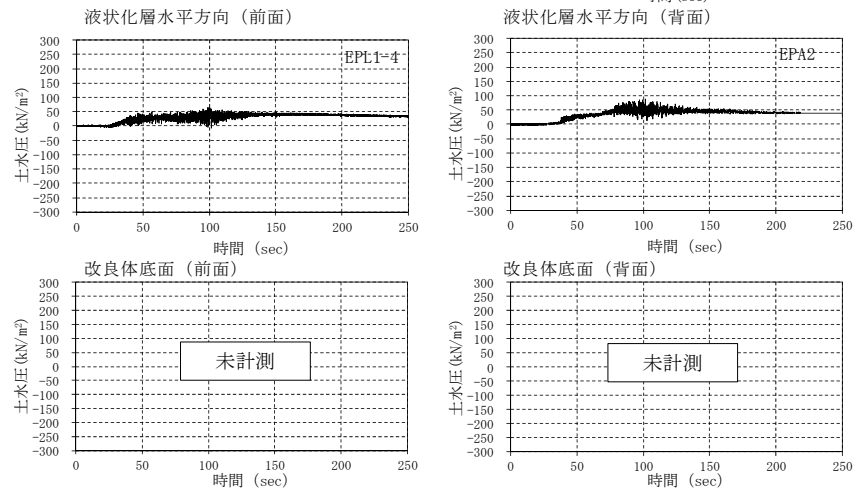
応答加速度



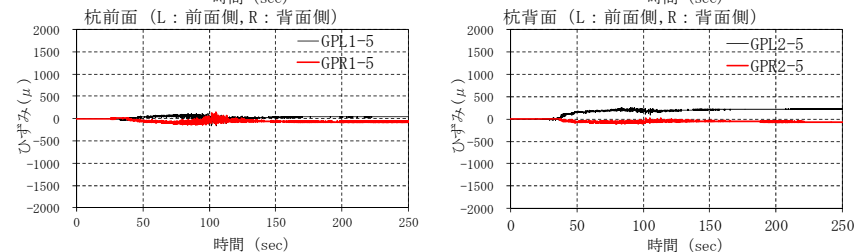
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

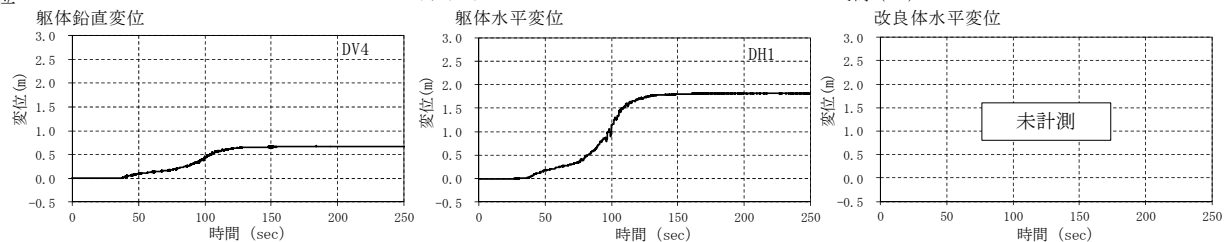
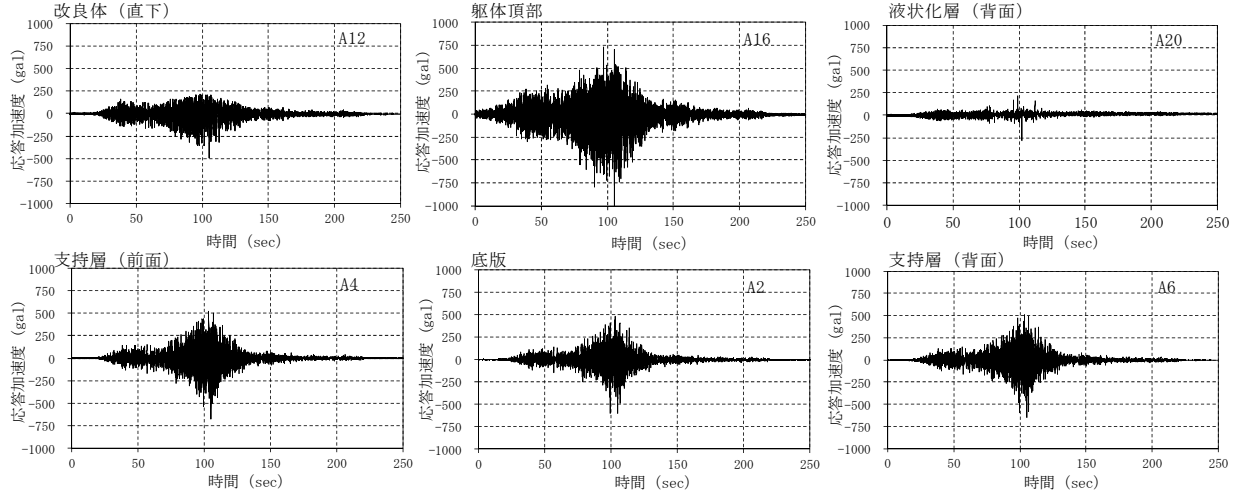
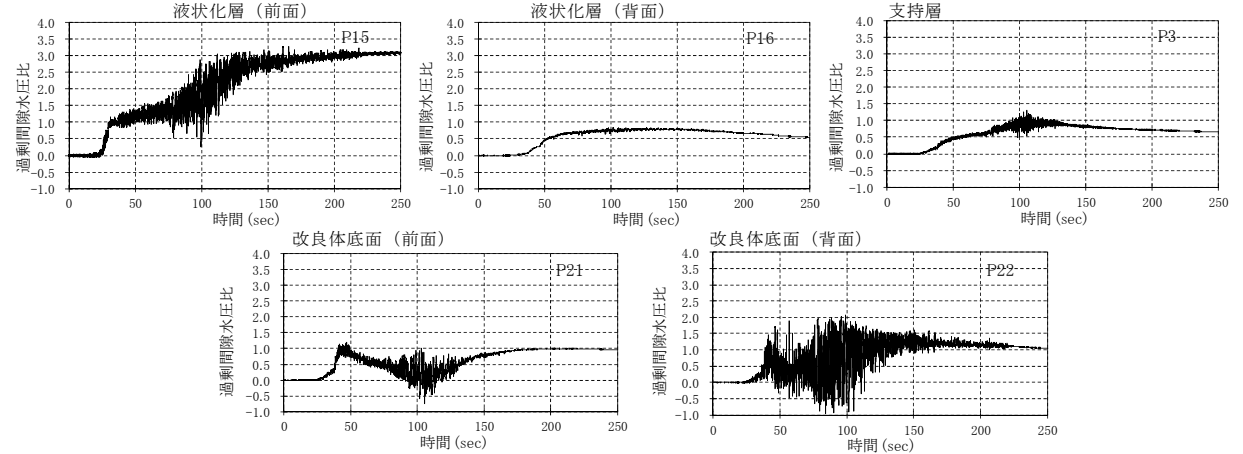


図-巻.1(11) 各計測値の時刻歴変化
190

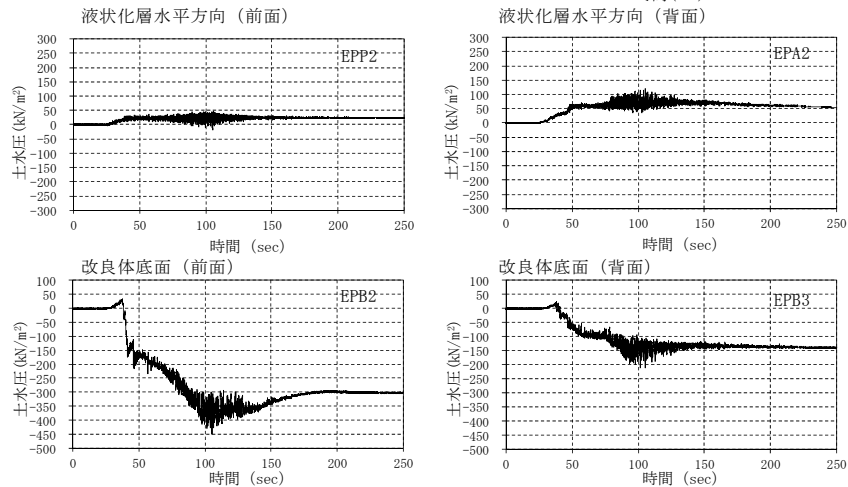
応答加速度



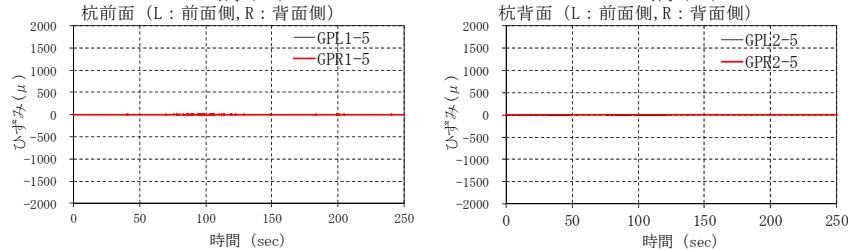
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

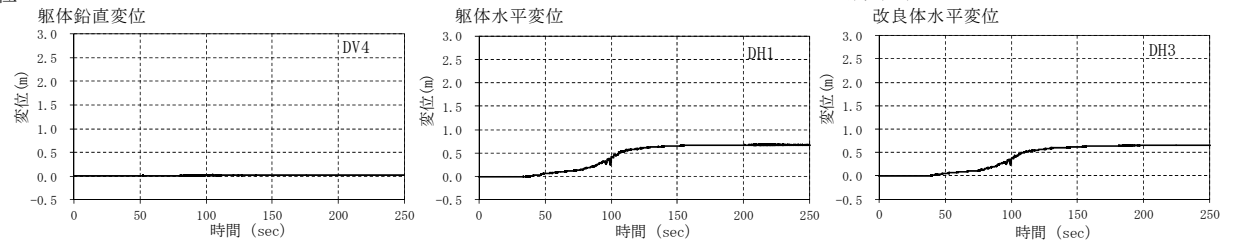
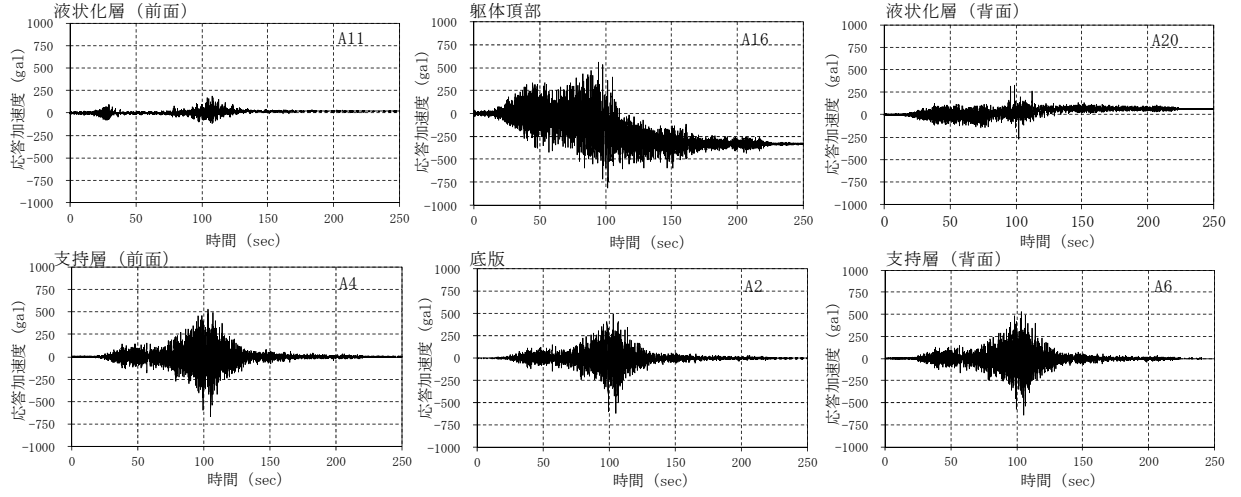
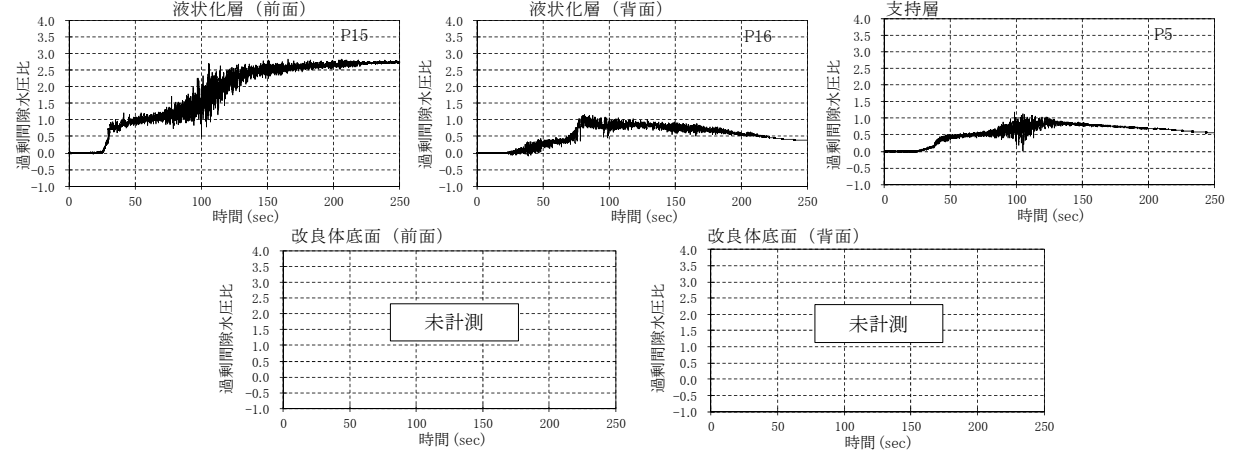


図-巻.1(12) 各計測値の時刻歴変化
191

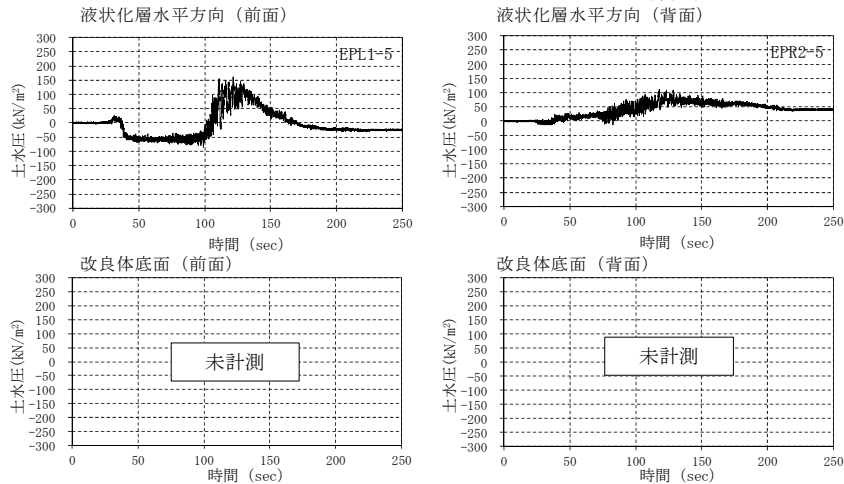
応答加速度



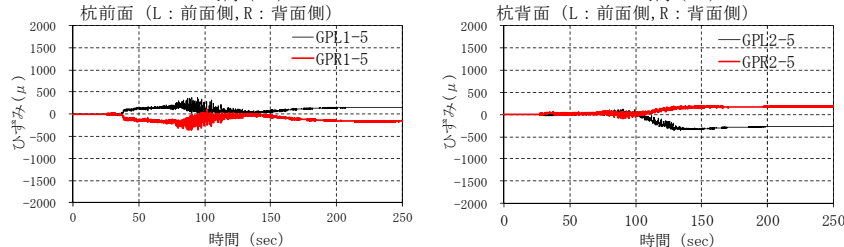
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

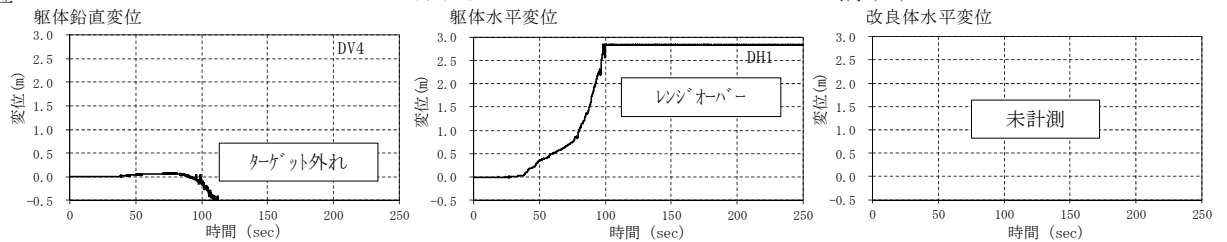
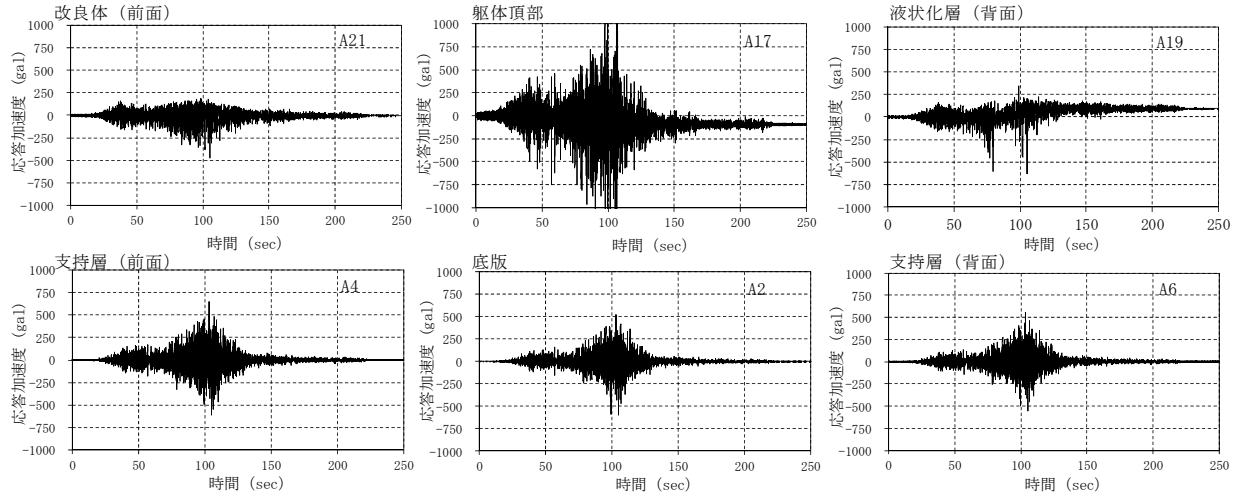
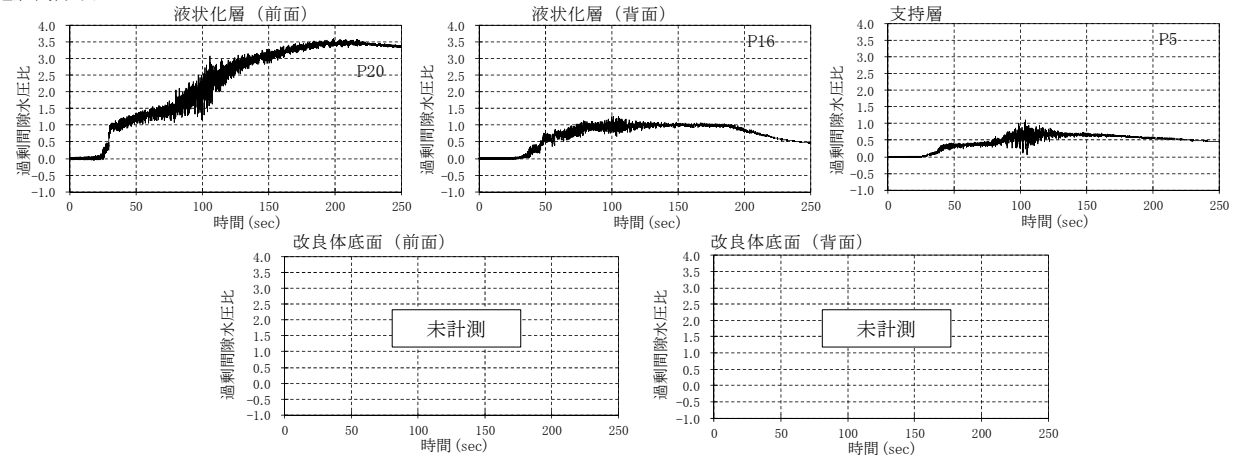


図-巻.1(13) 各計測値の時刻歴変化
192

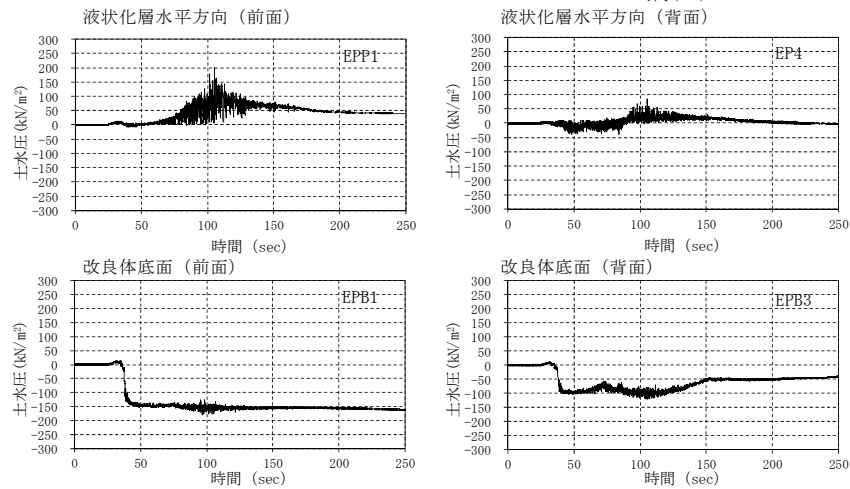
応答加速度



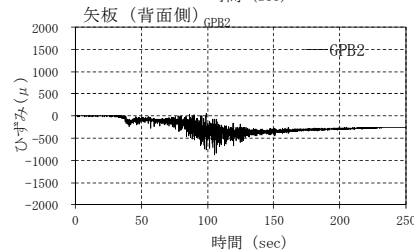
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

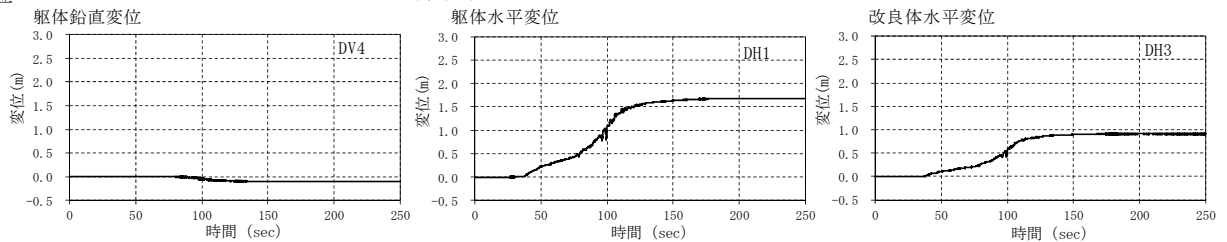
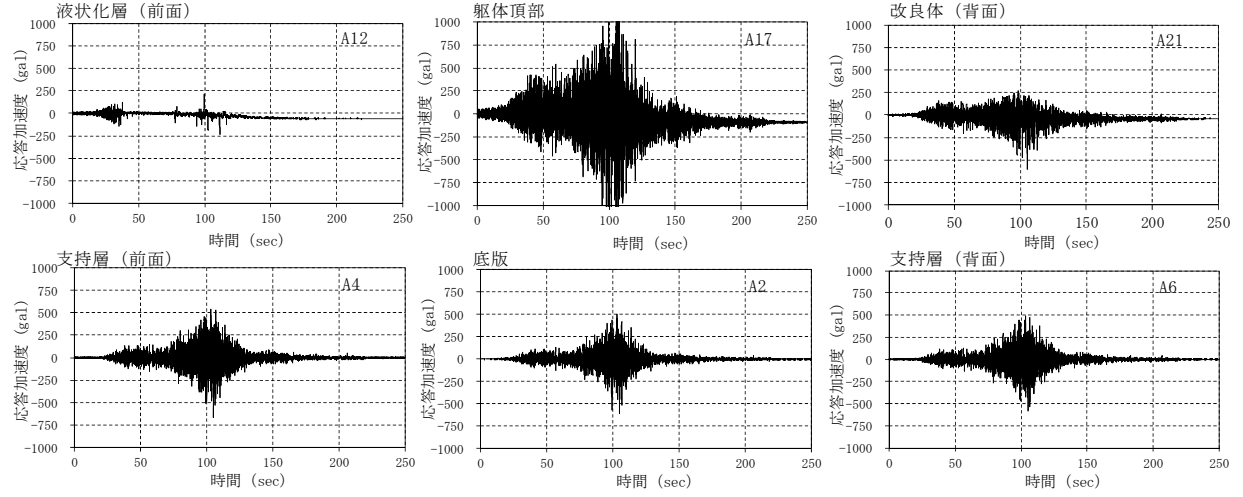
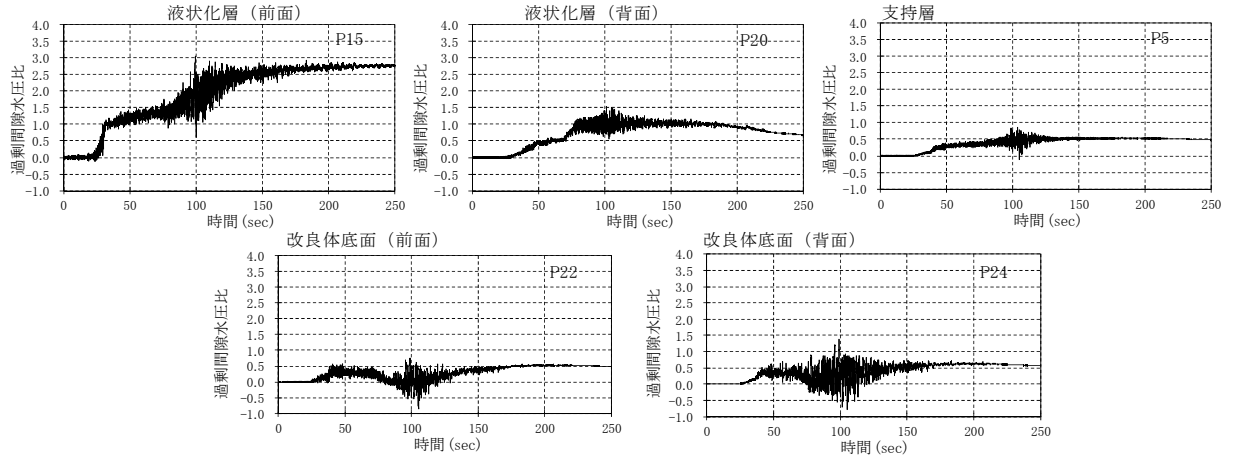


図-巻.1(14) 各計測値の時刻歴変化
193

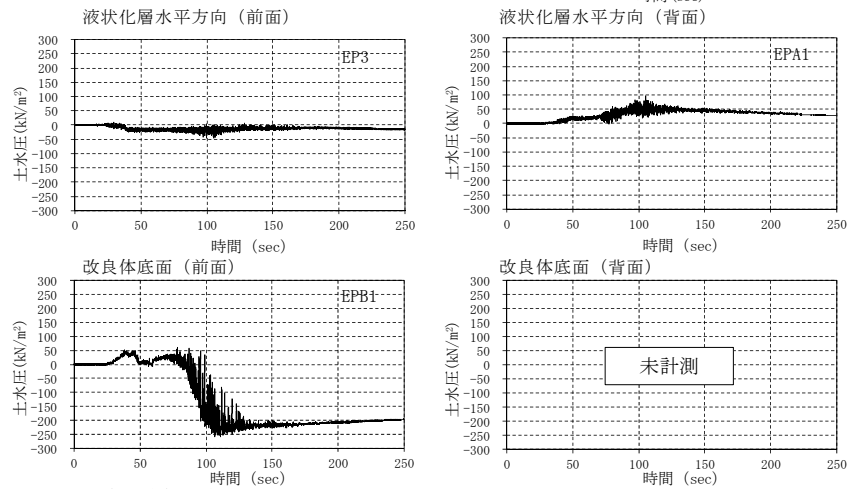
応答加速度



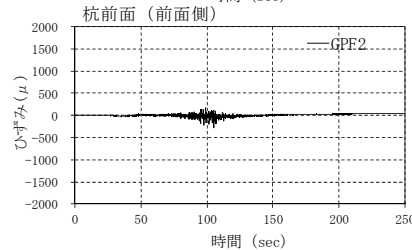
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

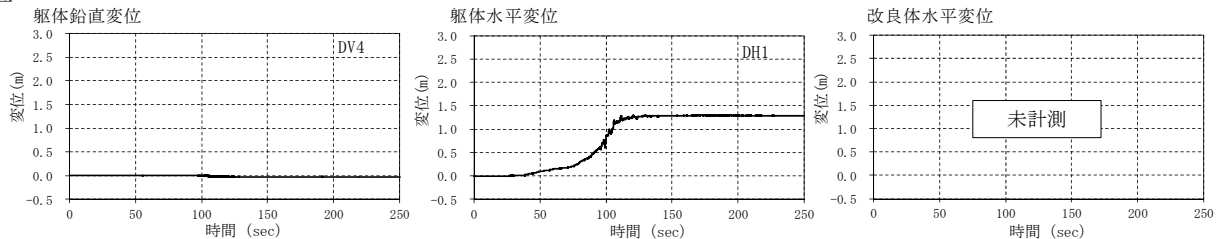
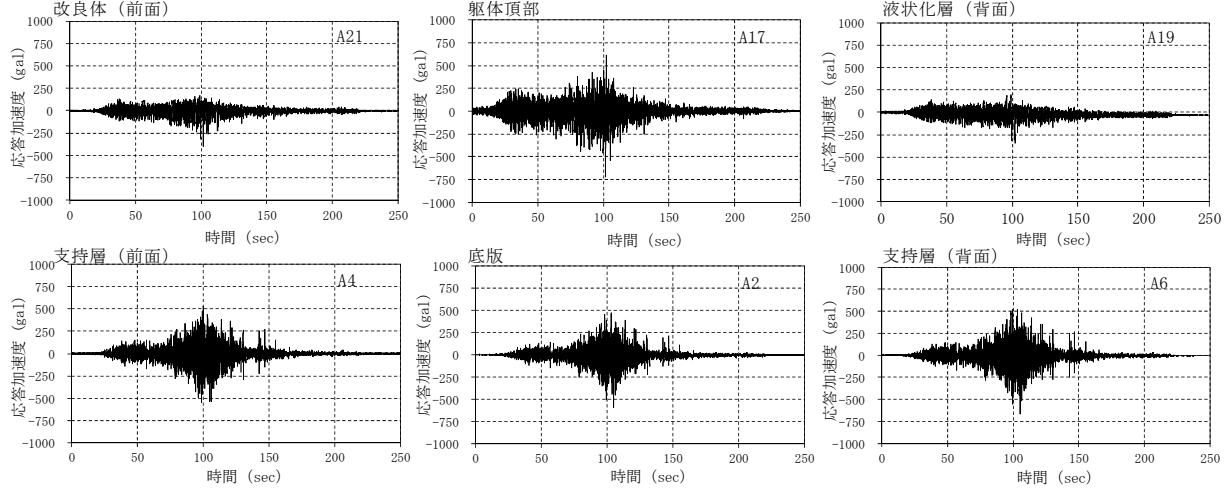
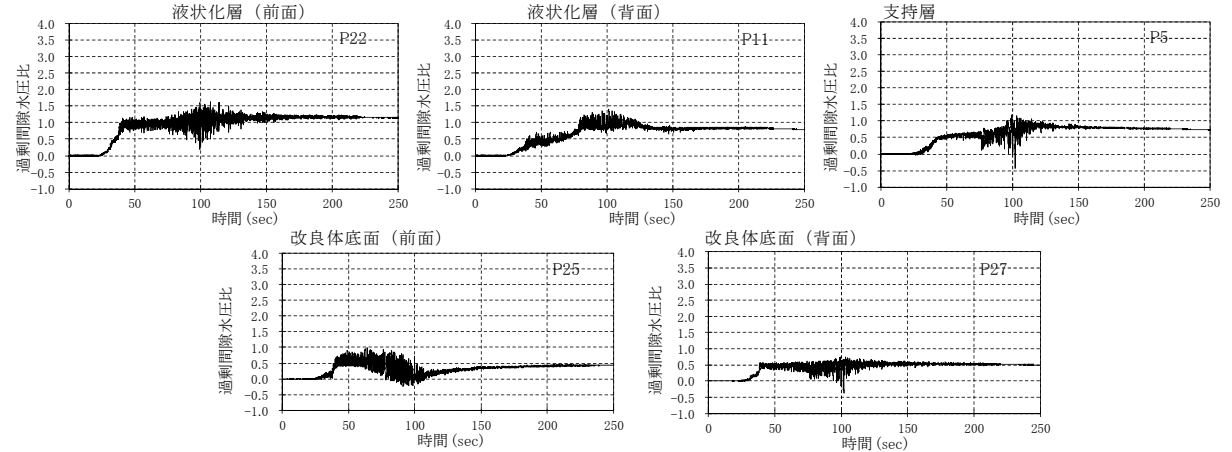


図-巻.1(15) 各計測値の時刻歴変化

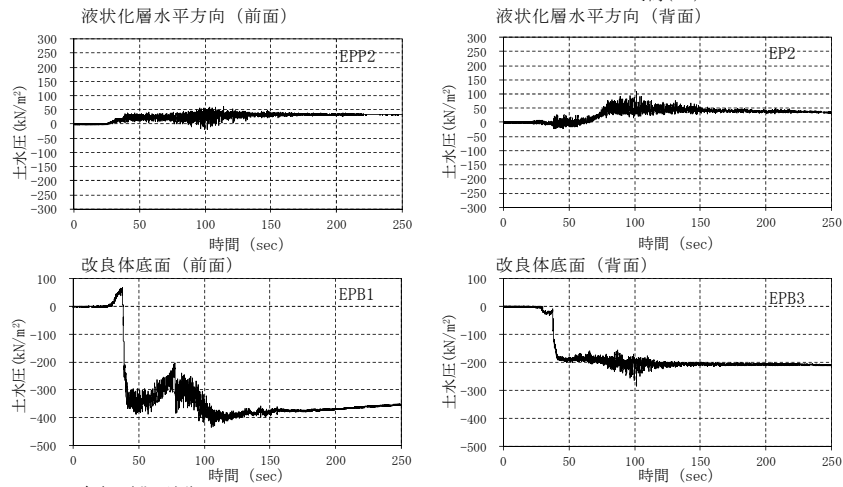
応答加速度



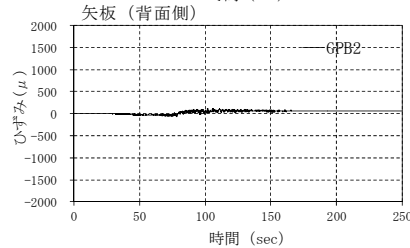
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

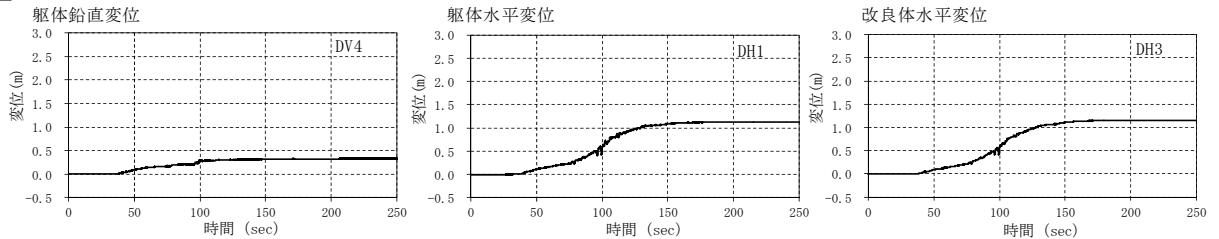
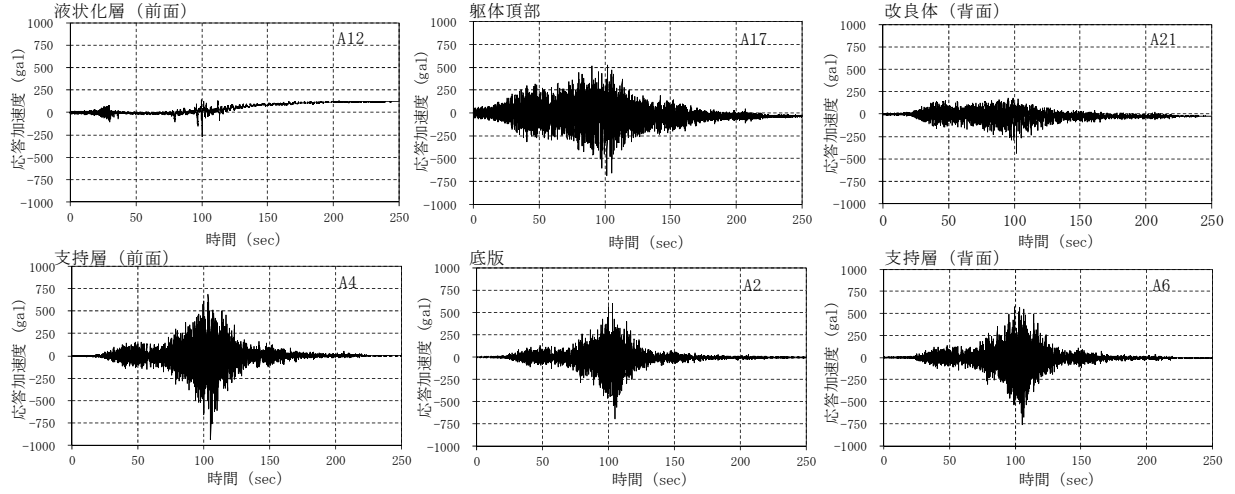
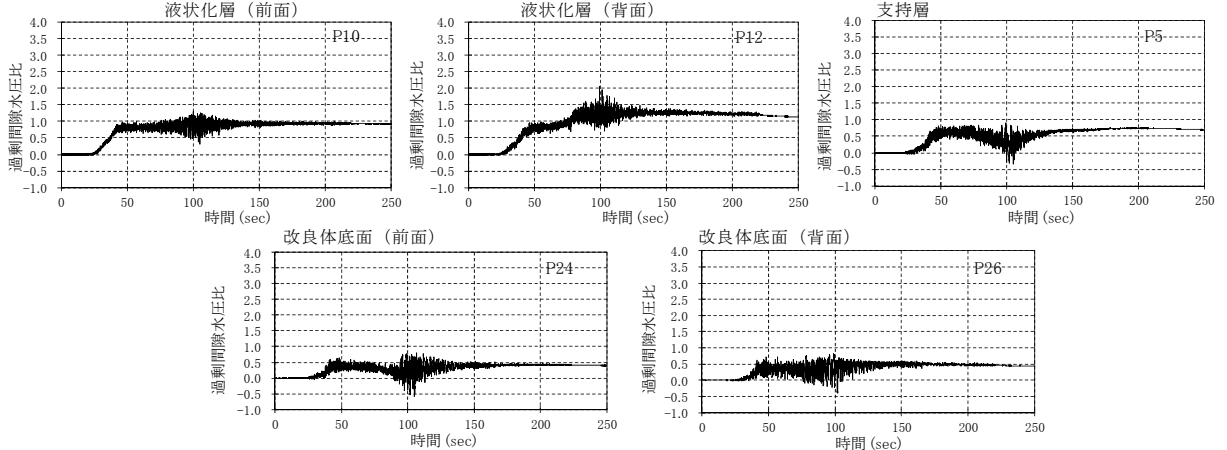


図-巻.1(16) 各計測値の時刻歴変化
195

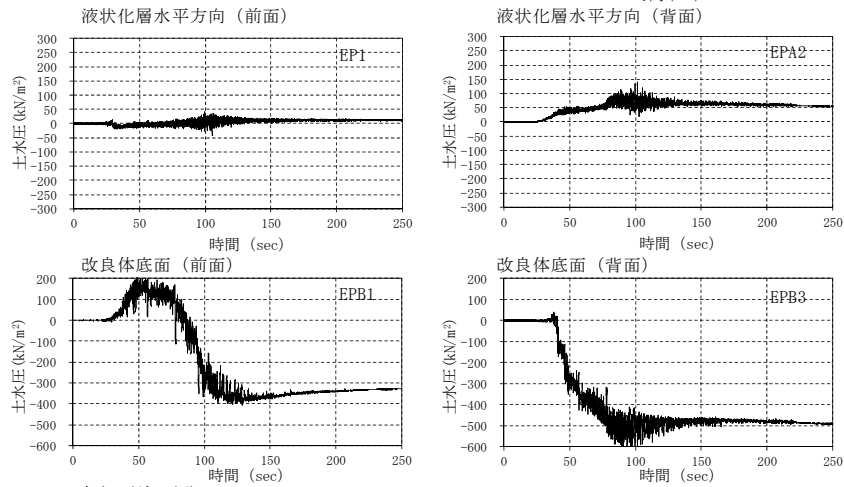
応答加速度



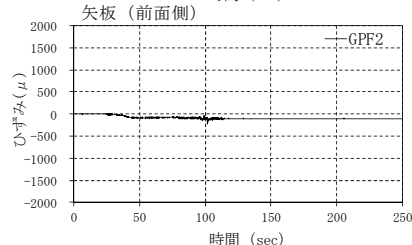
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

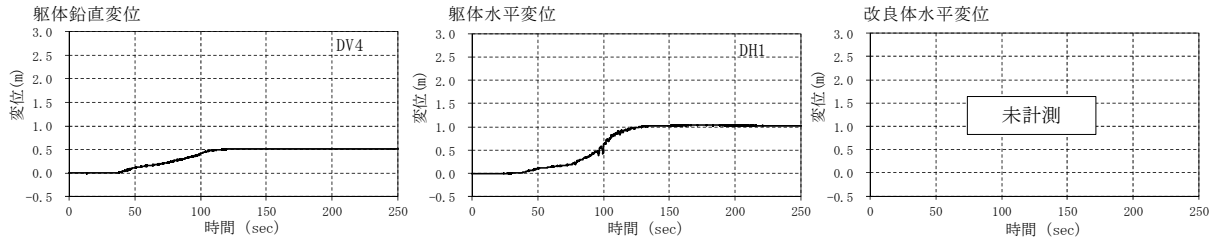
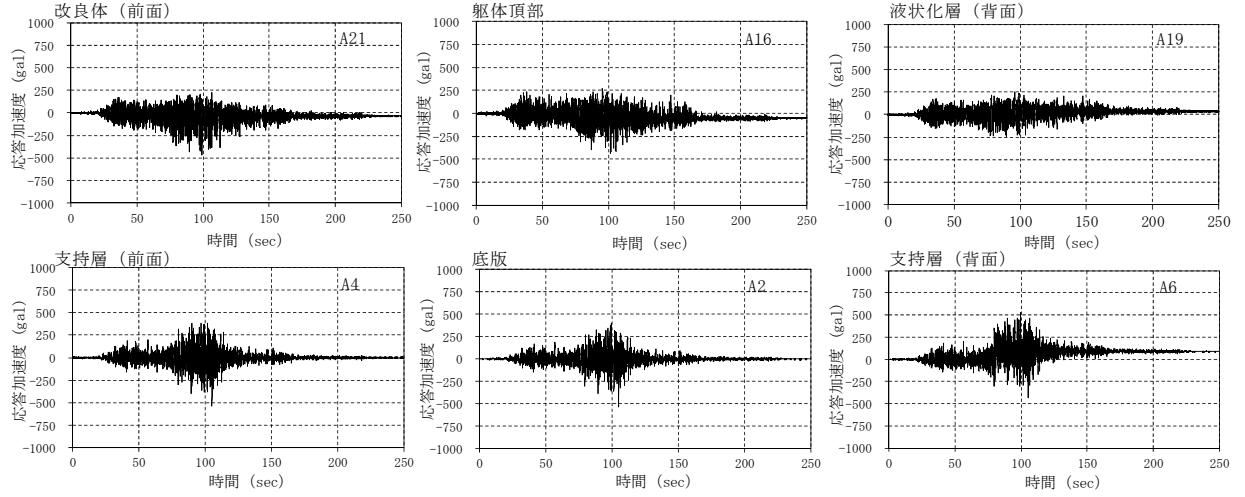
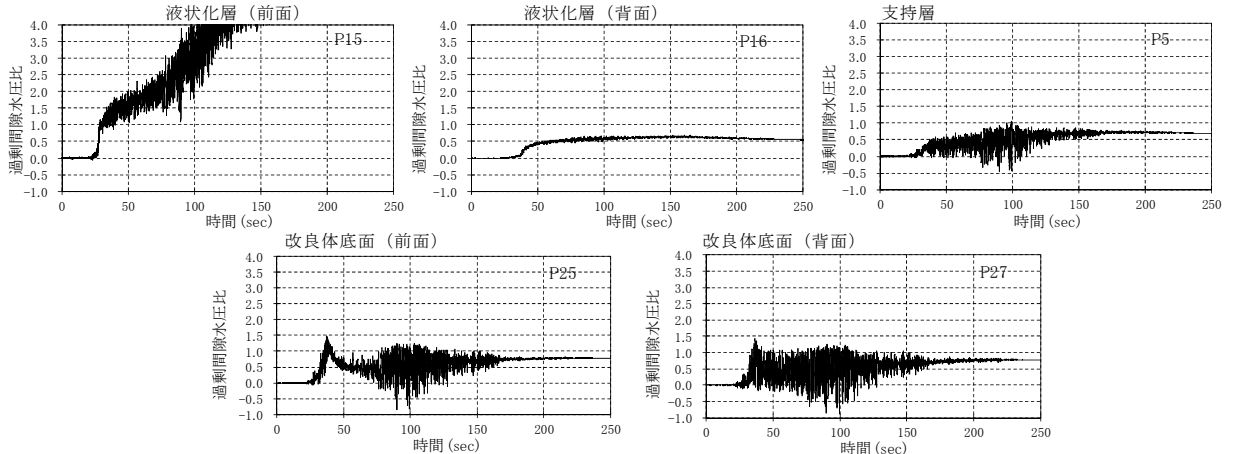


図-巻.1(17) 各計測値の時刻歴変化
196

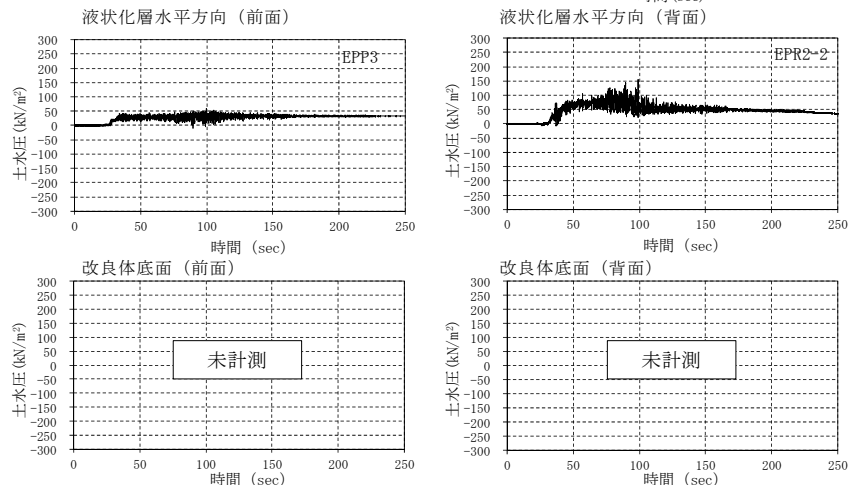
応答加速度



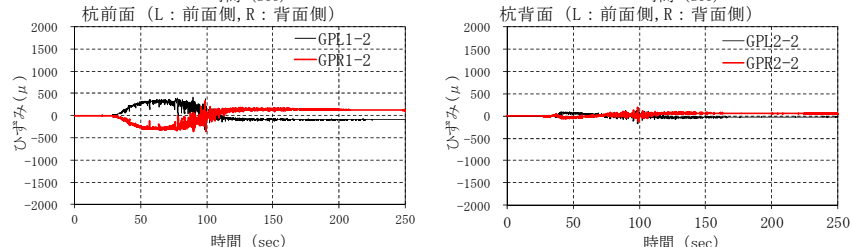
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

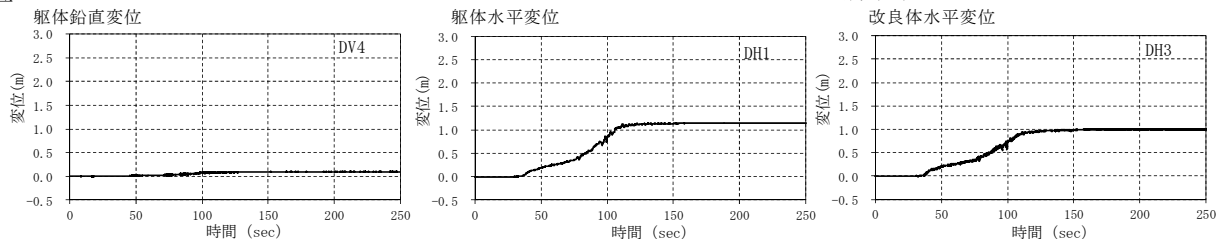
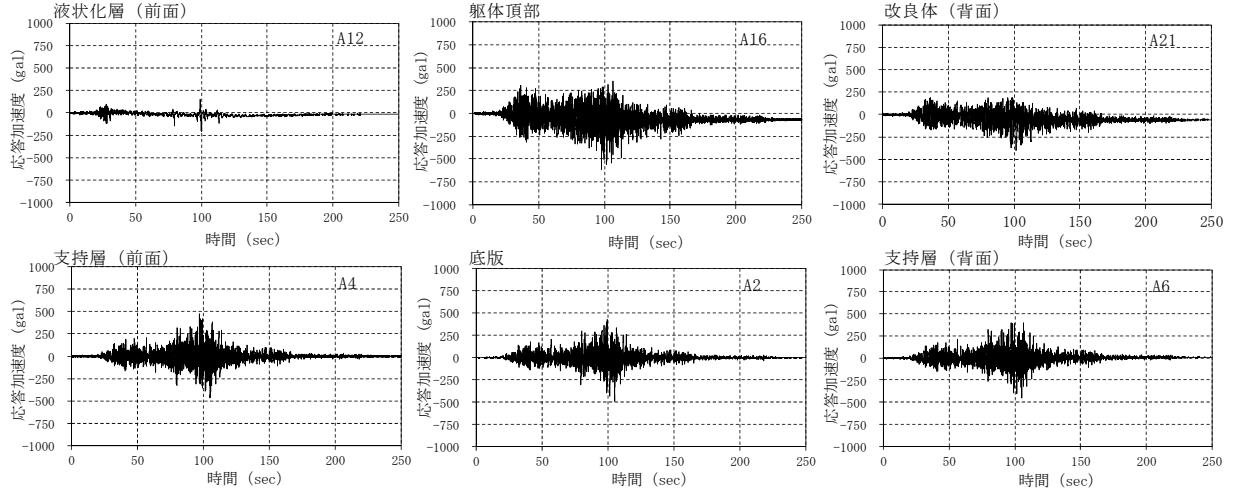
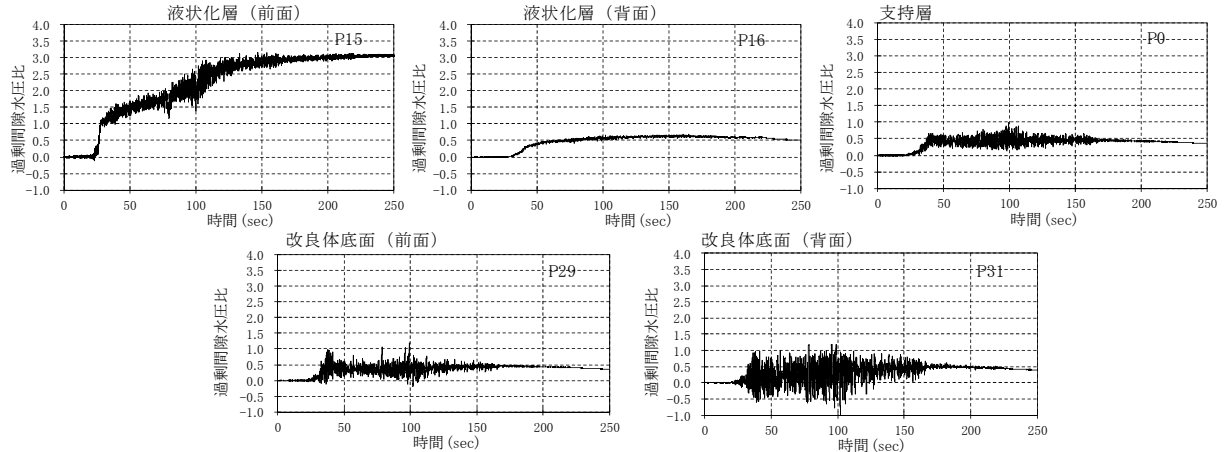


図-巻.1 (18) 各計測値の時刻歴変化

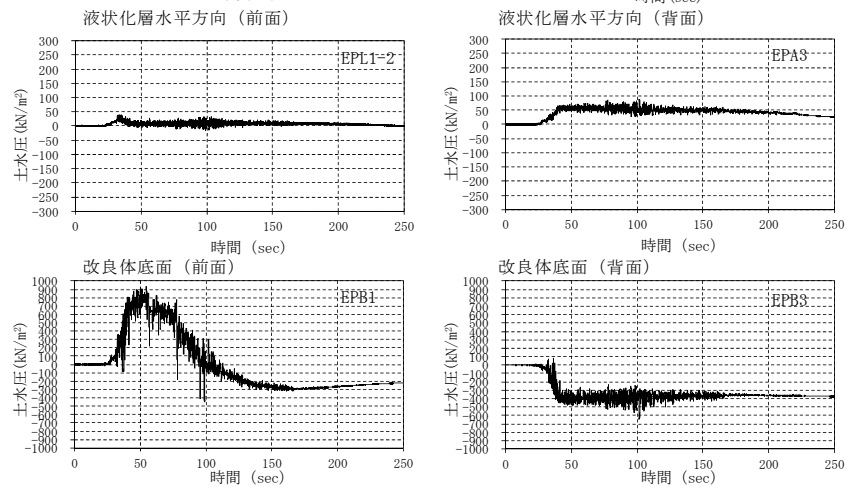
応答加速度



過剰間隙水圧比



土水圧



変位

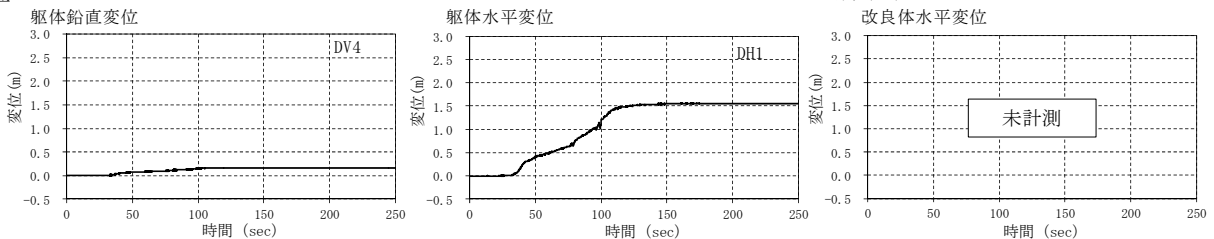
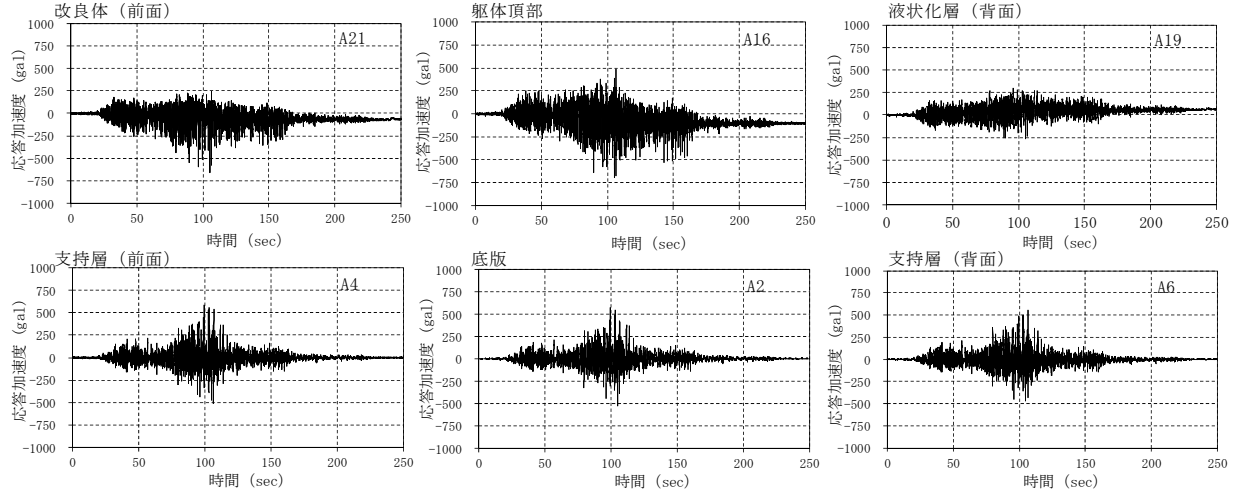
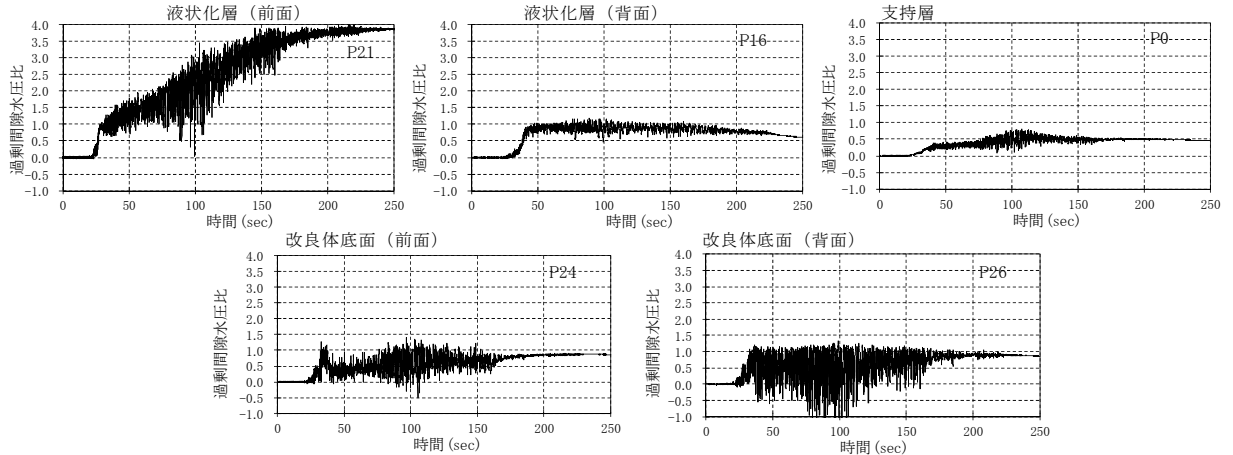


図-巻.1(19) 各計測値の時刻歴変化

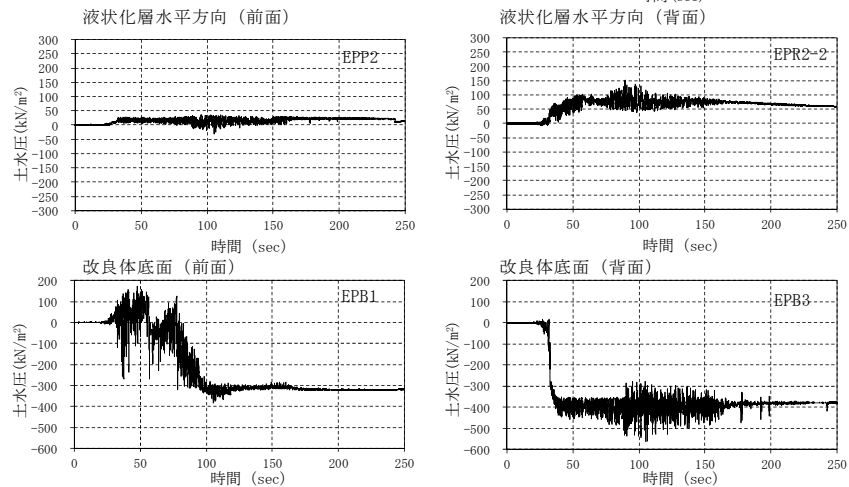
応答加速度



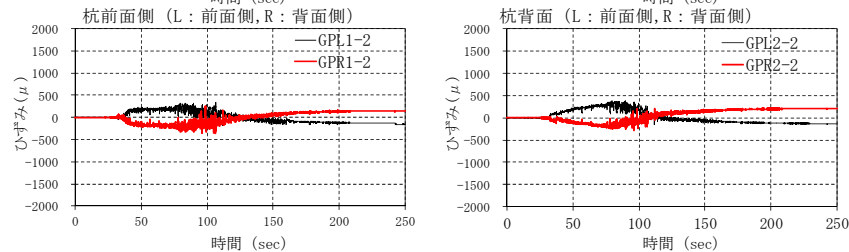
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

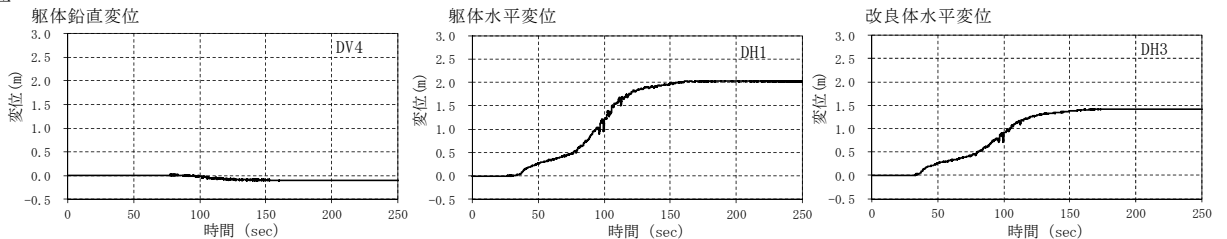
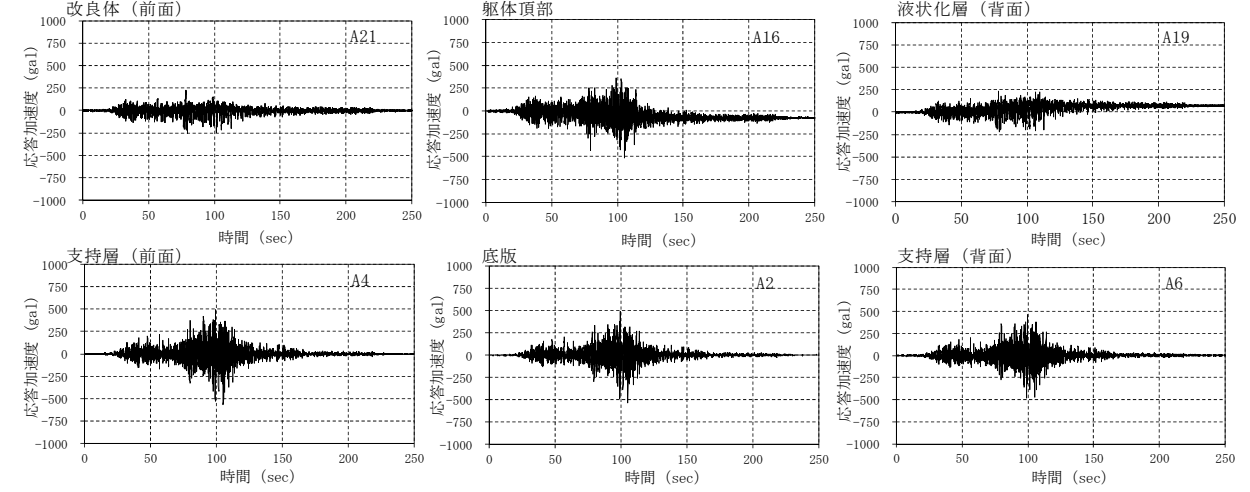
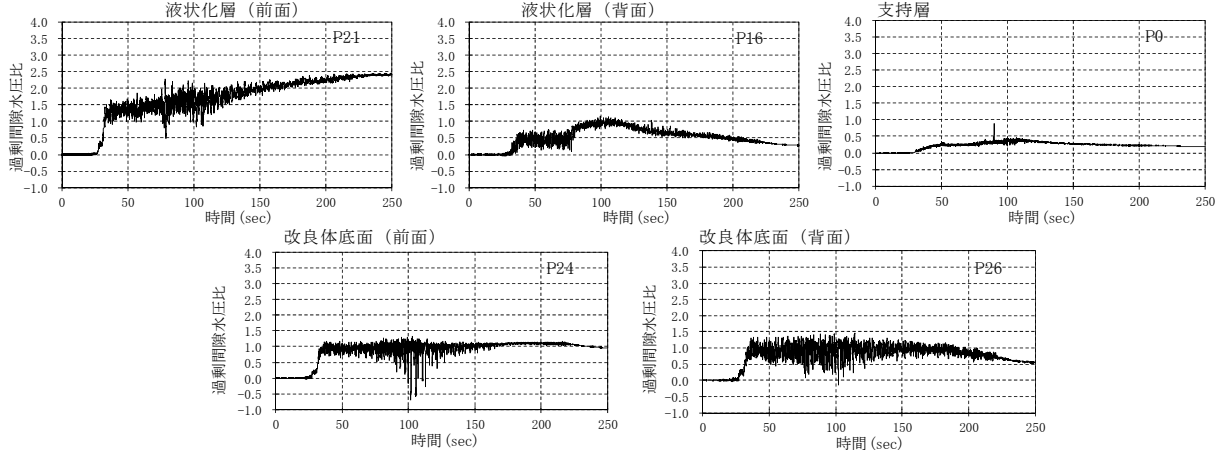


図-巻.1 (20) 各計測値の時刻歴変化

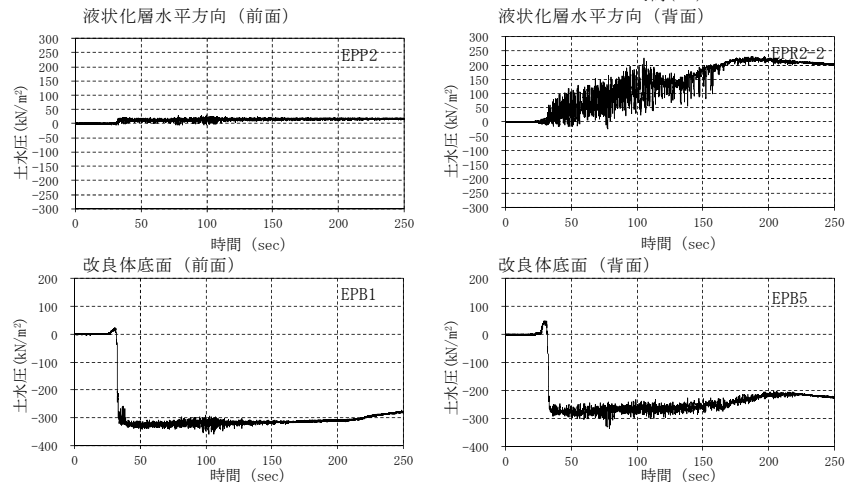
応答加速度



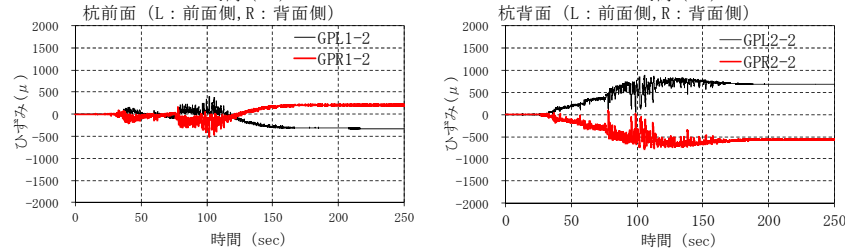
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

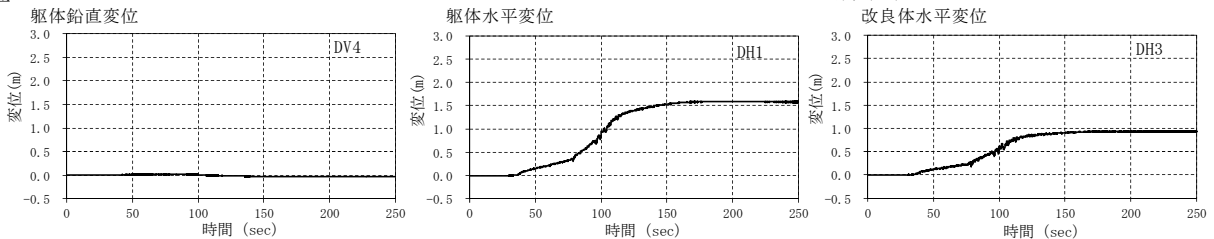
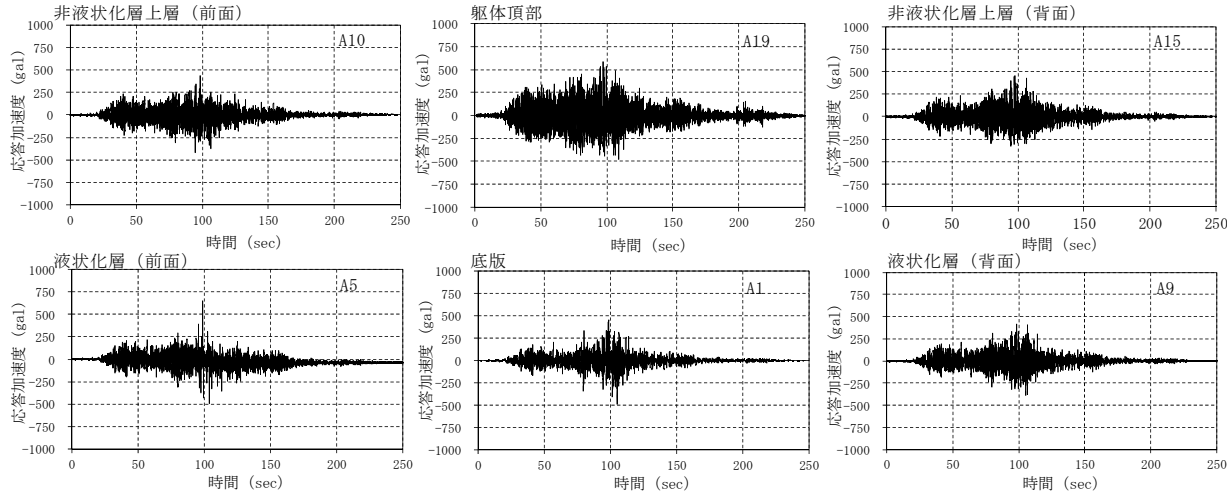
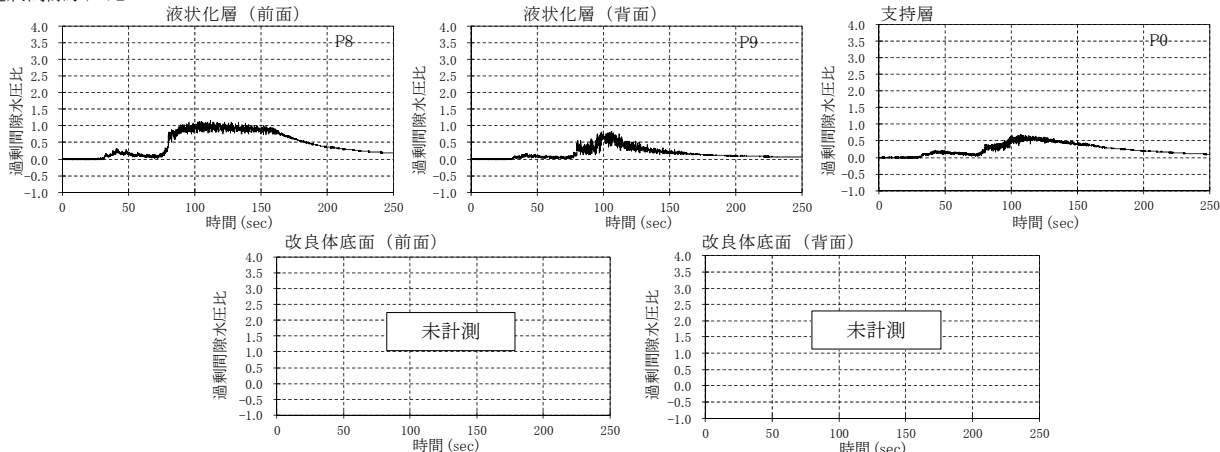


図-巻.1 (21) 各計測値の時刻歴変化
200

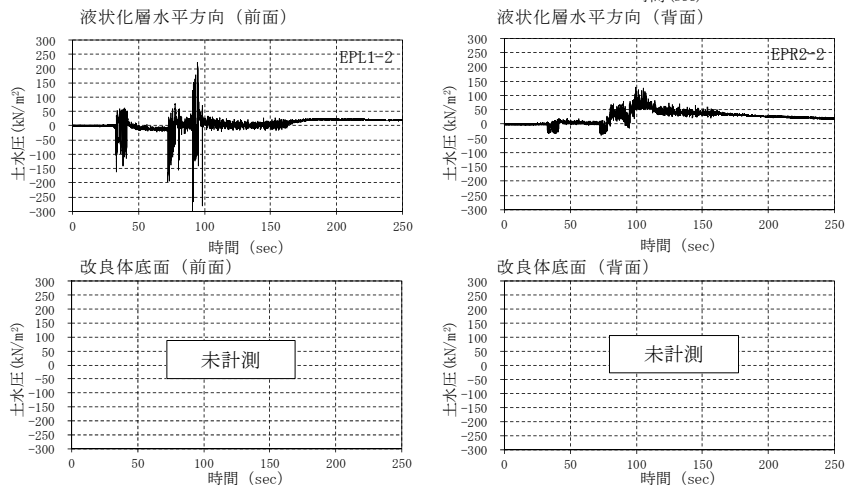
応答加速度



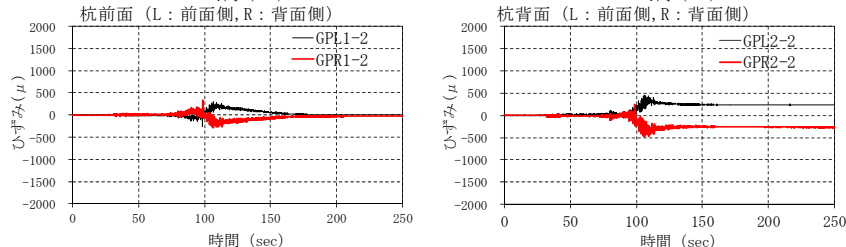
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

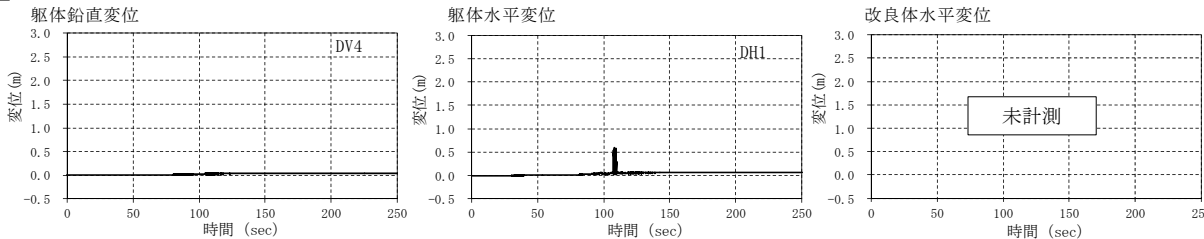
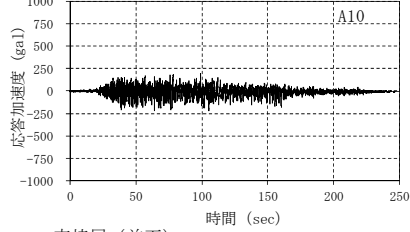


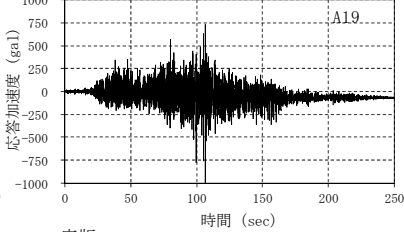
図-巻.1(22) 各計測値の時刻歴変化
201

応答加速度

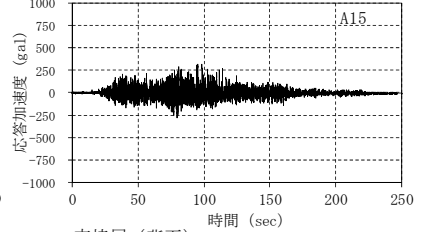
改良体 (前面)



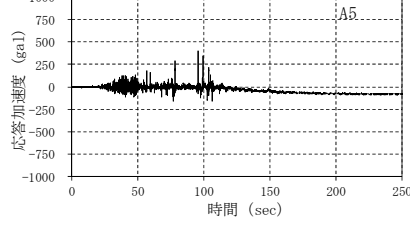
躯体頂部



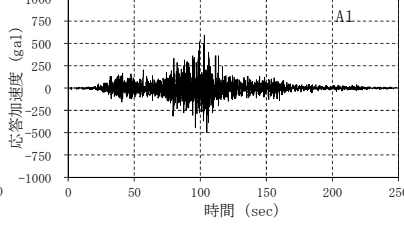
液状化層 (背面)



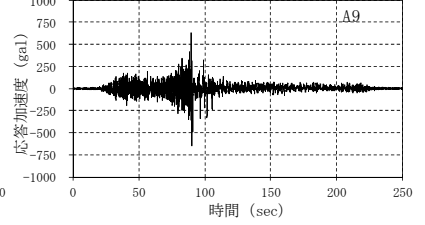
支持層 (前面)



底板

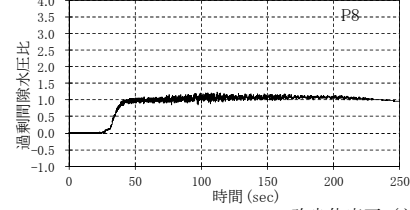


支持層 (背面)

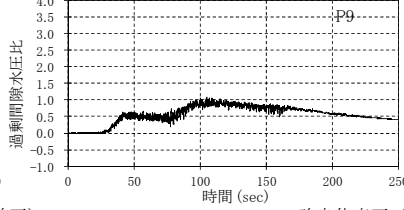


過剰間隙水圧比

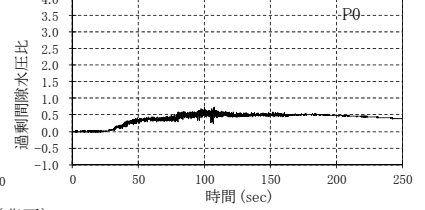
液状化層 (前面)



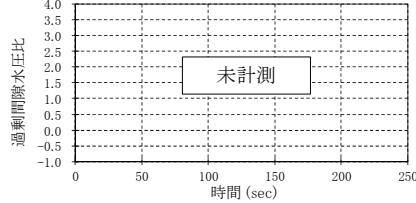
液状化層 (背面)



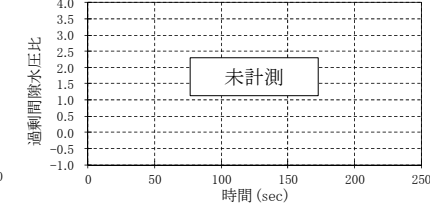
支持層



改良体底面 (前面)

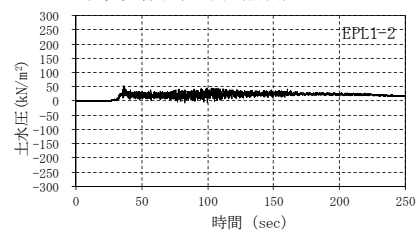


改良体底面 (背面)

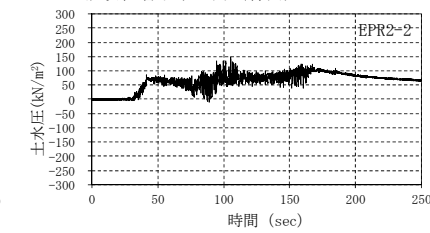


土水圧

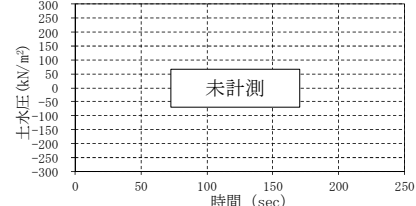
液状化層水平方向 (前面)



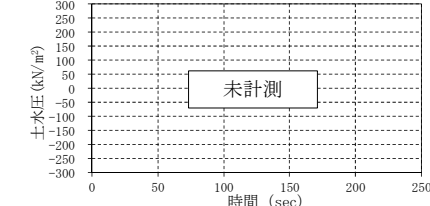
液状化層水平方向 (背面)



改良体底面 (前面)

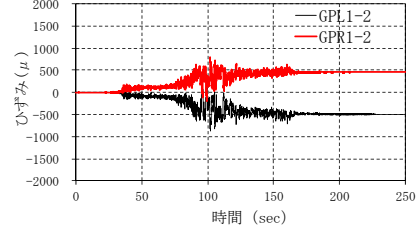


改良体底面 (背面)

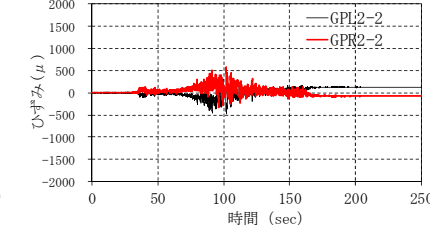


ひずみ

杭前面 (L: 前面側, R: 背面側)

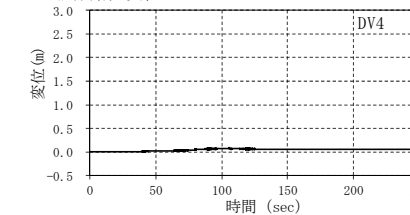


杭背面 (L: 前面側, R: 背面側)

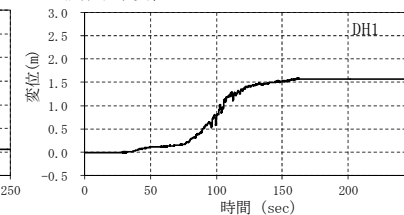


変位

躯体鉛直変位



躯体水平変位



改良体水平変位

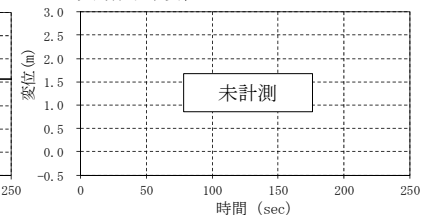
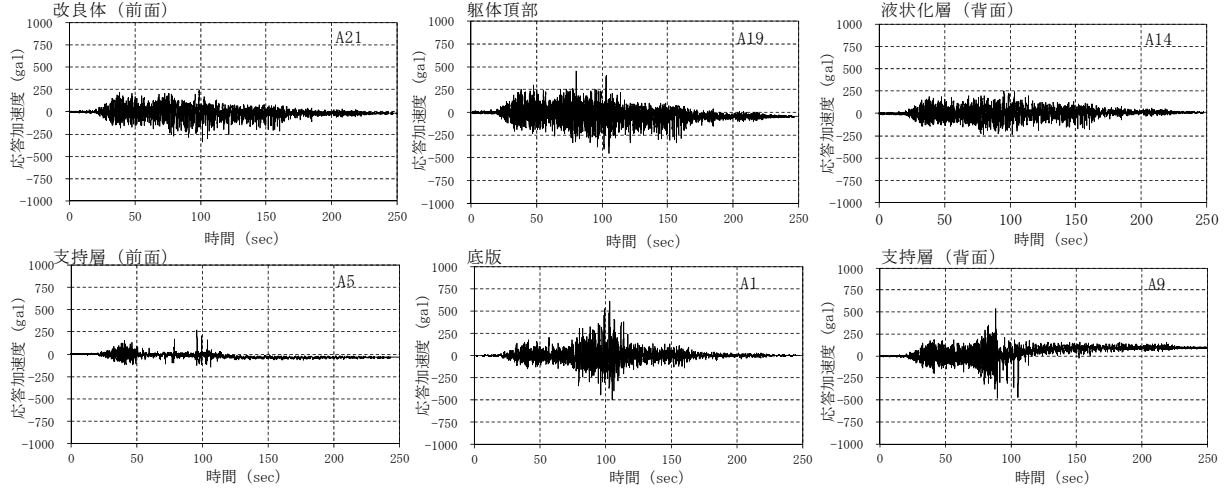
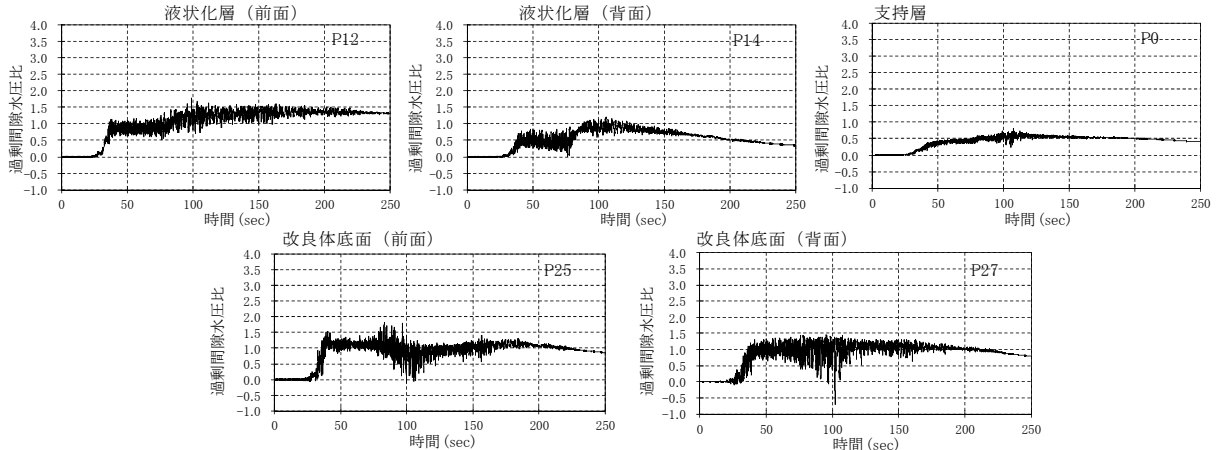


図-巻.1 (23) 各計測値の時刻歴変化

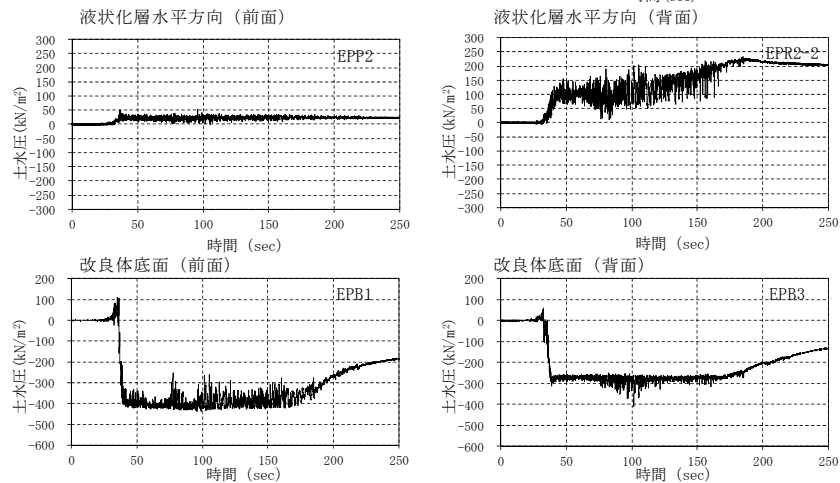
応答加速度



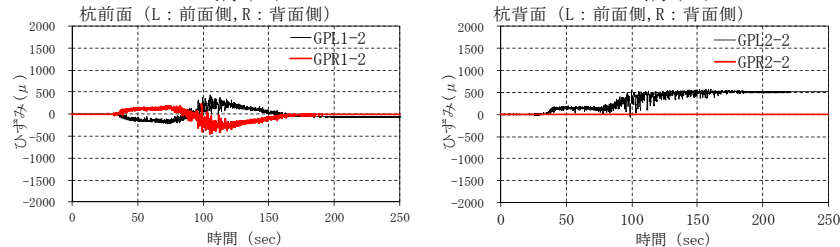
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

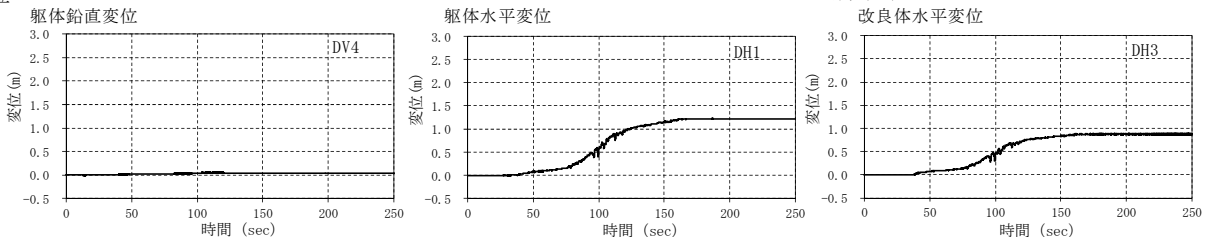
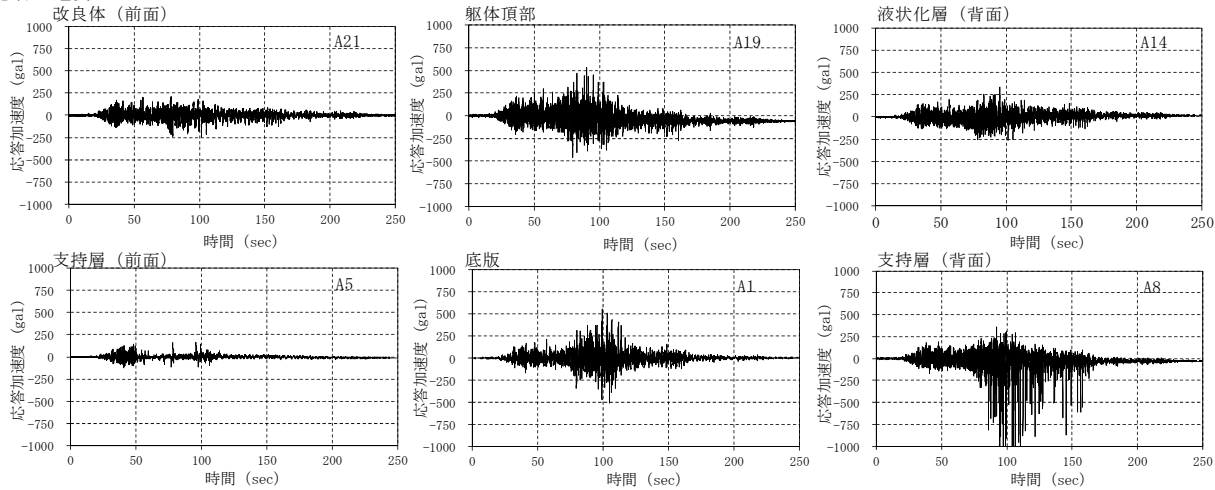
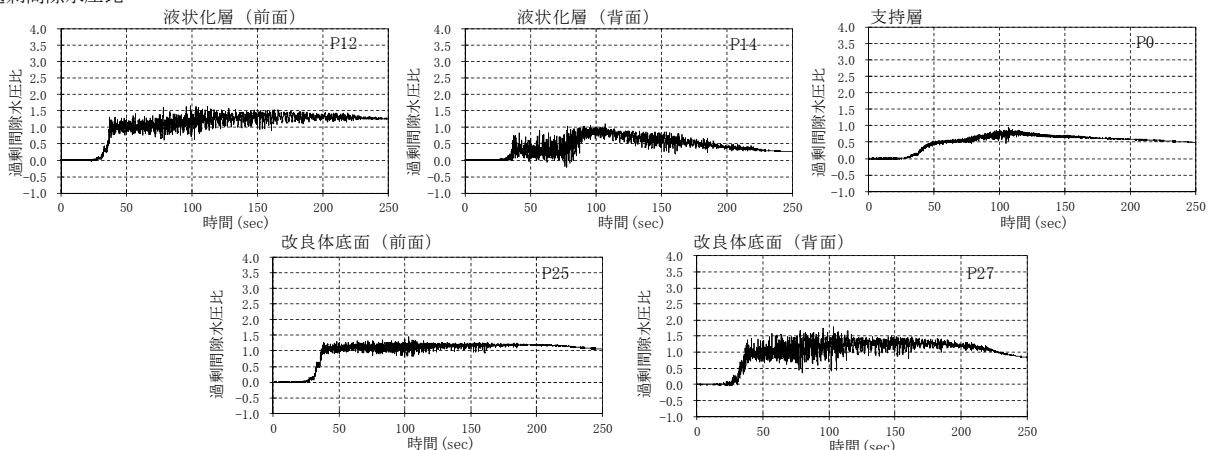


図-巻.1 (24) 各計測値の時刻歴変化

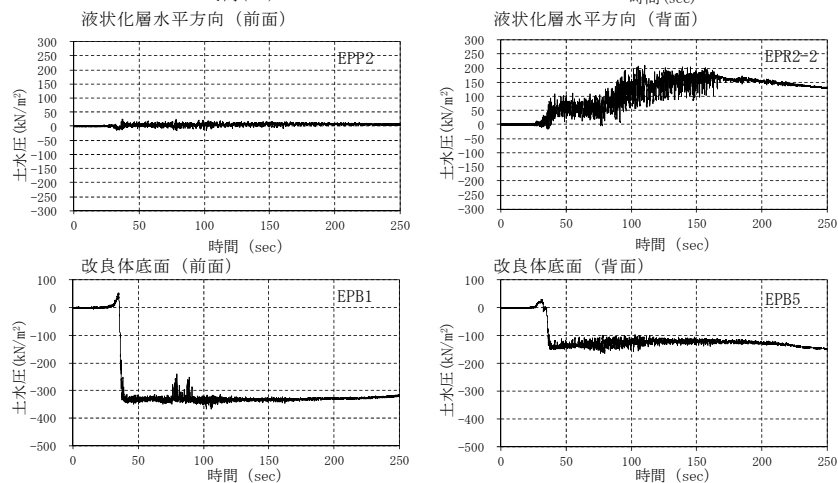
応答加速度



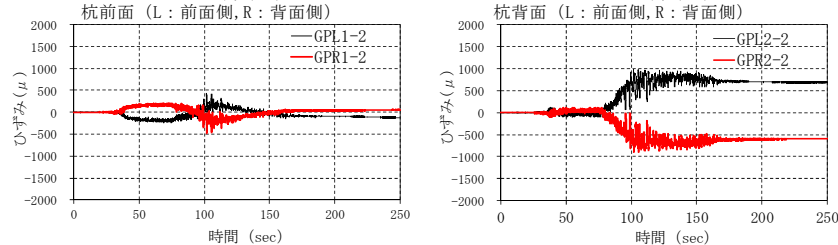
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

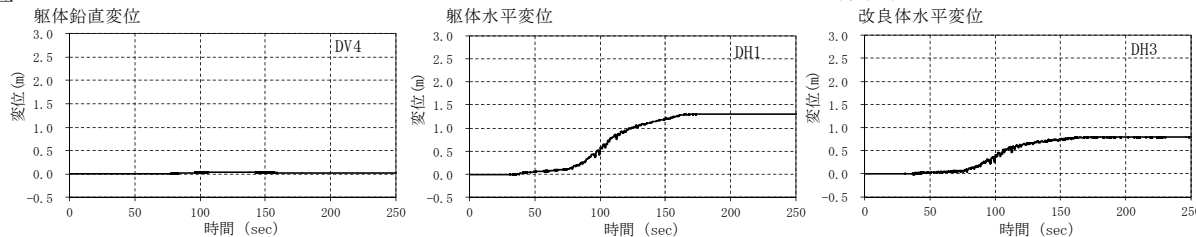
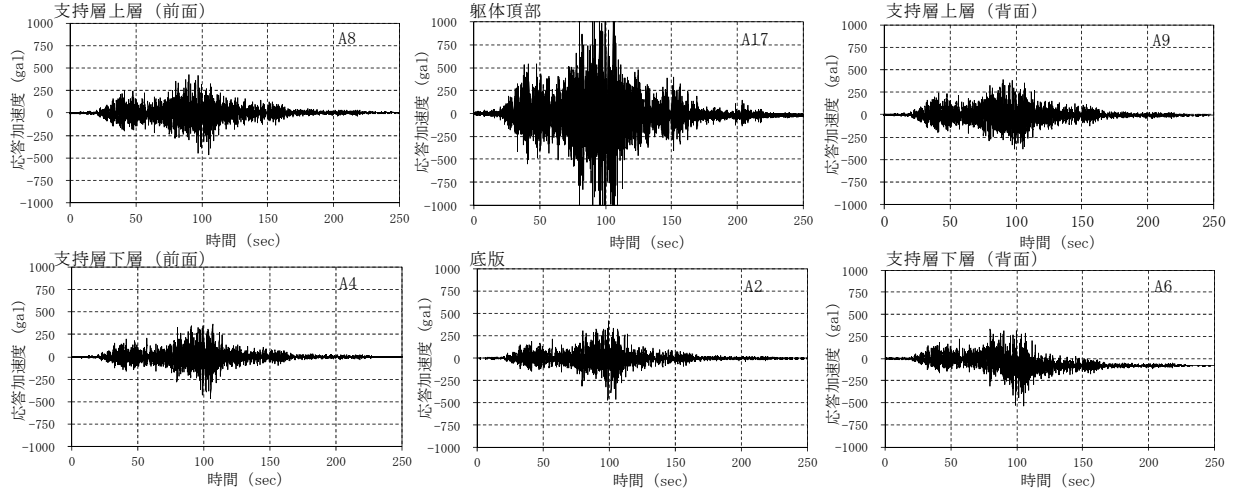
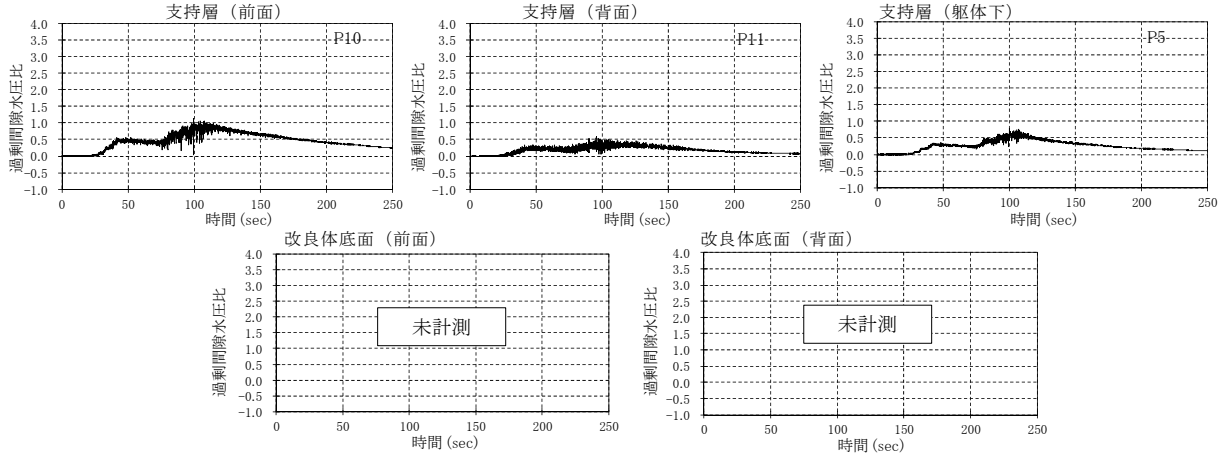


図-巻.1(25) 各計測値の時刻歴変化

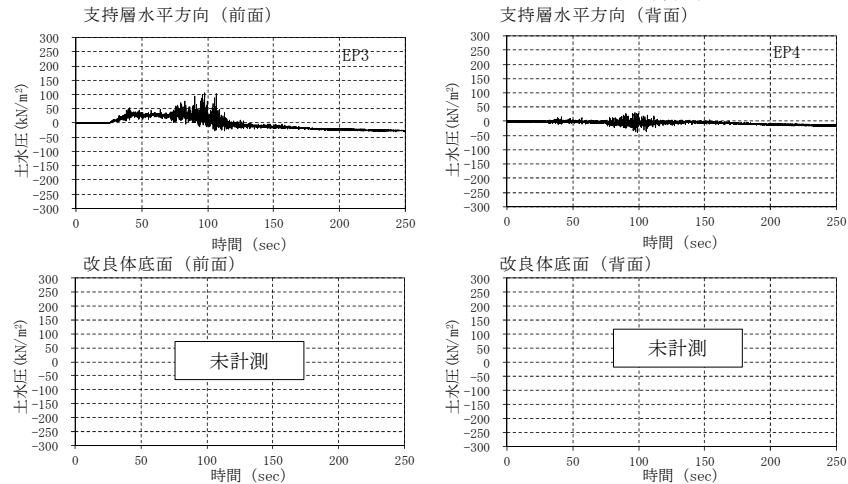
応答加速度



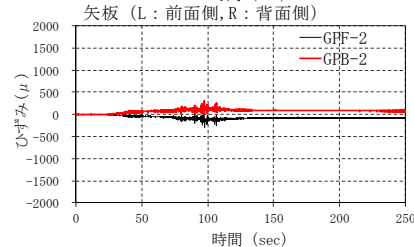
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

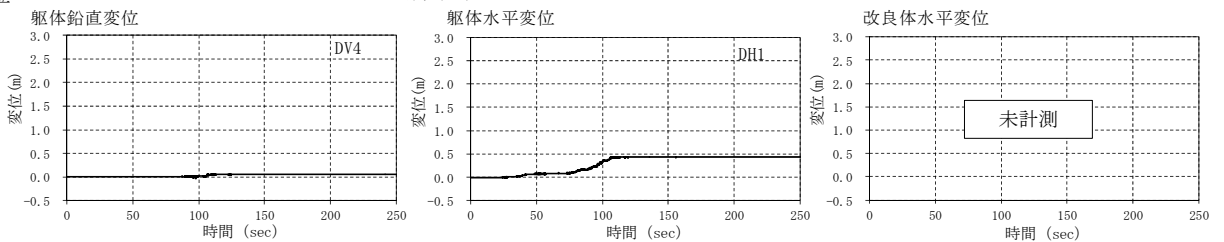
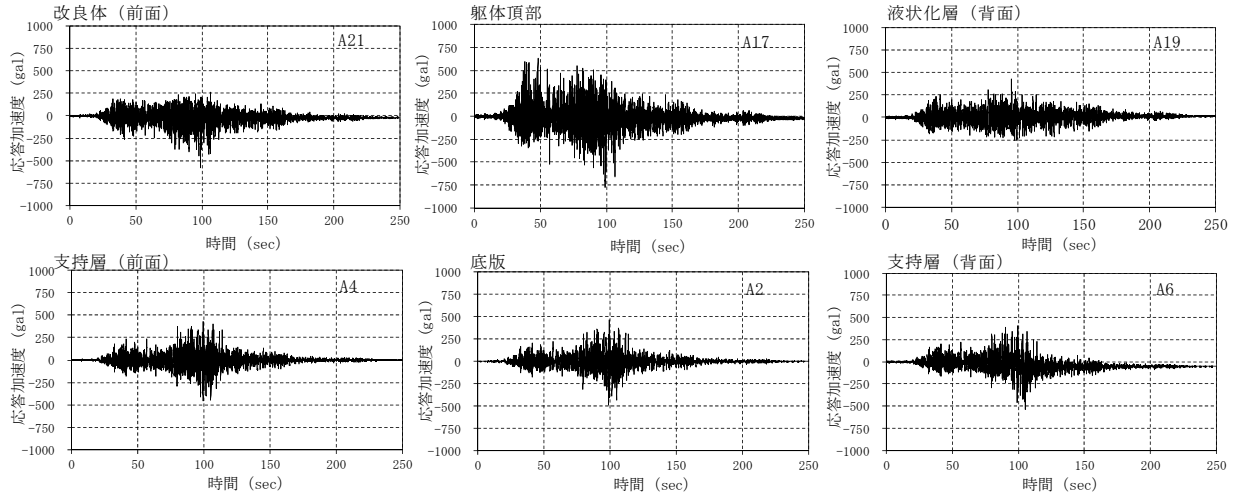
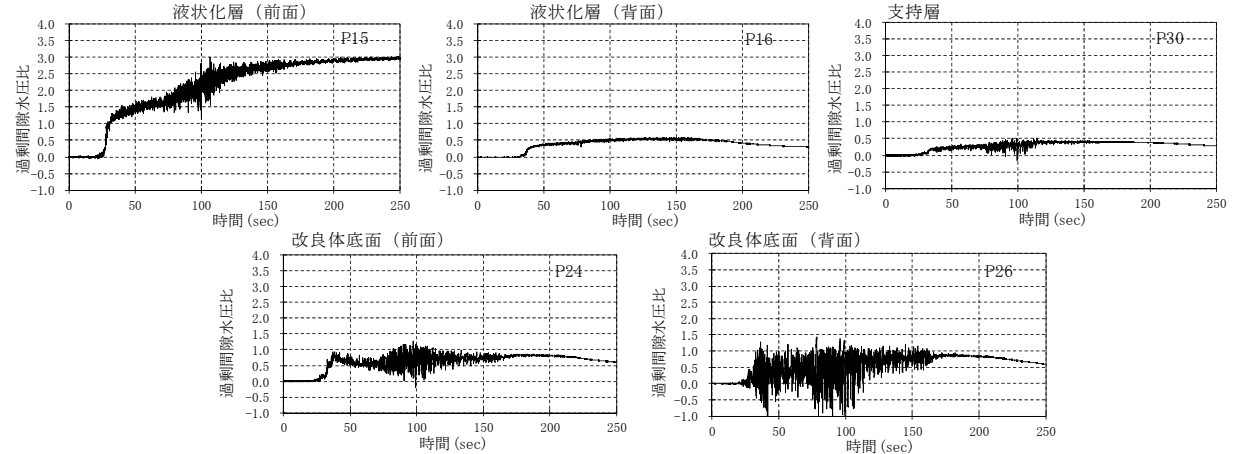


図-巻.1 (26) 各計測値の時刻歴変化

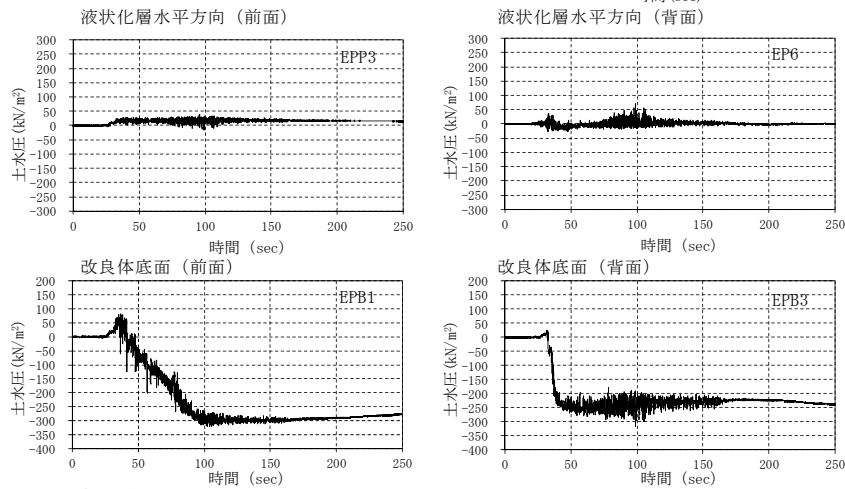
応答加速度



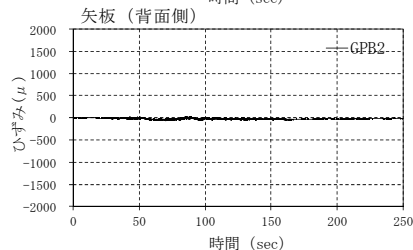
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

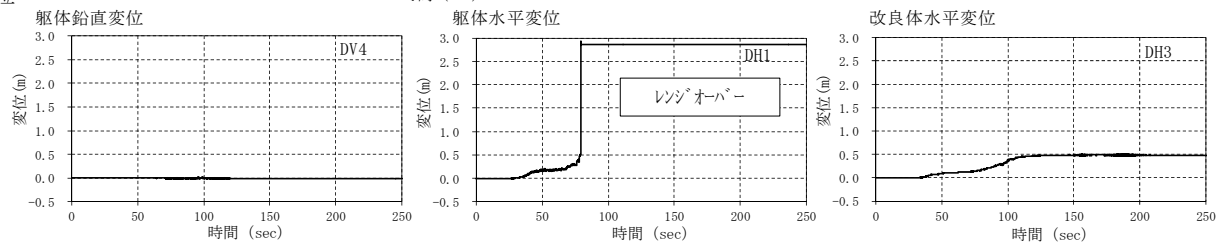
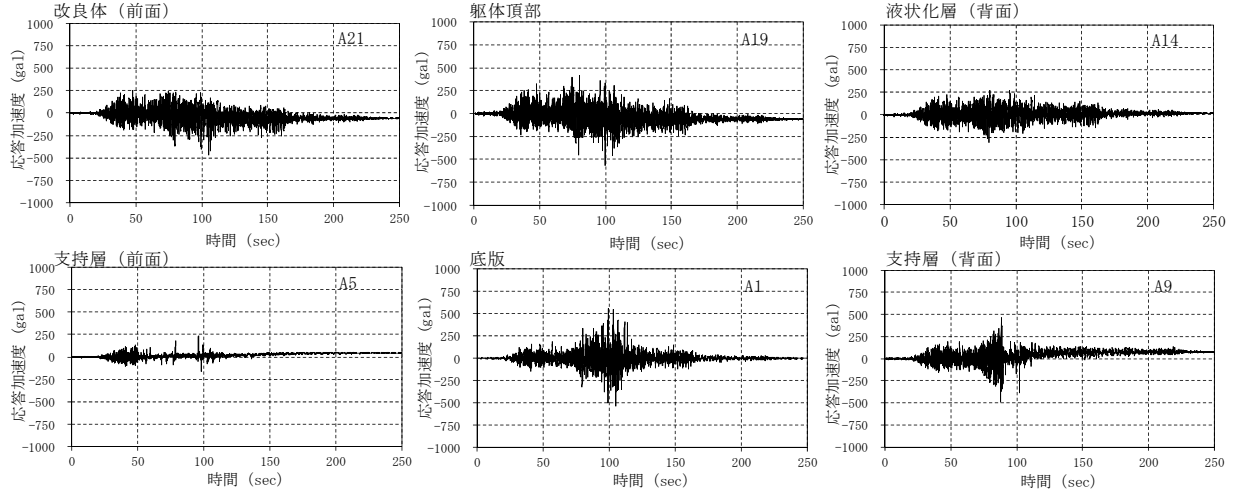
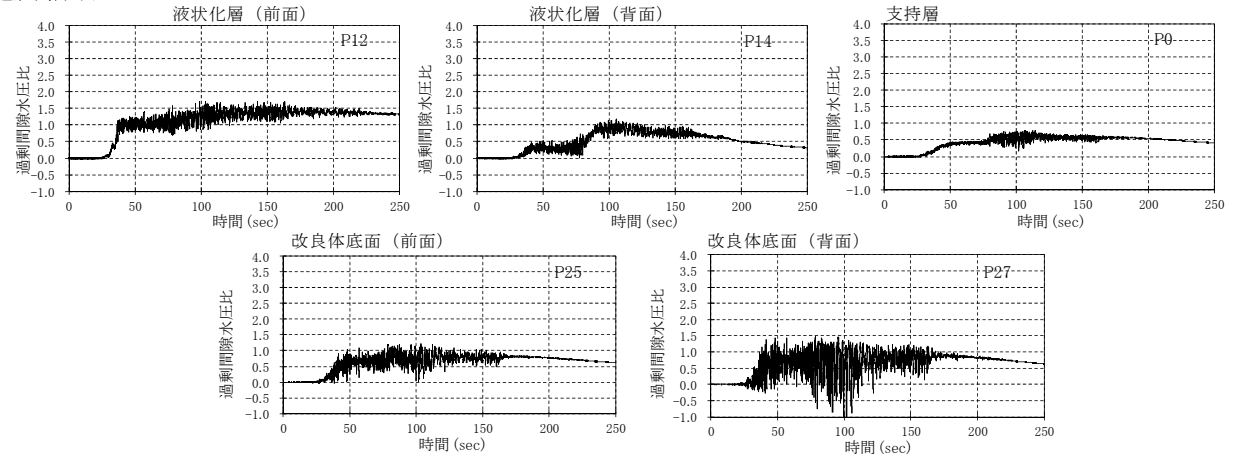


図-巻.1 (27) 各計測値の時刻歴変化
206

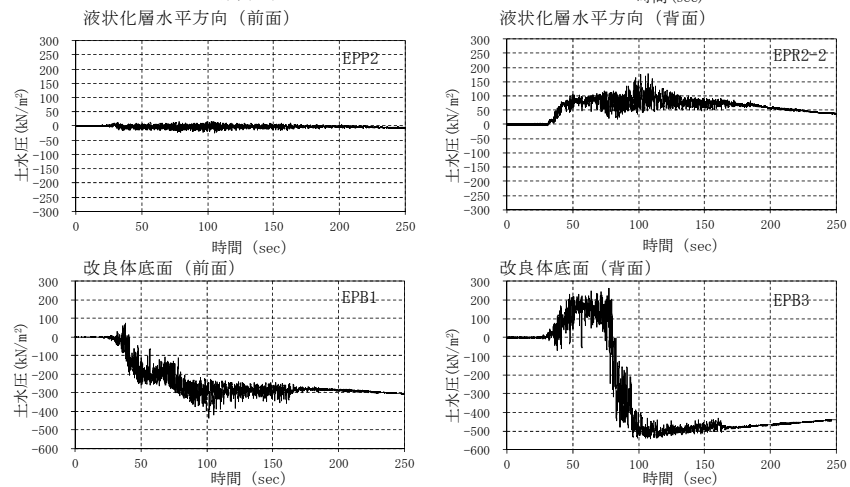
応答加速度



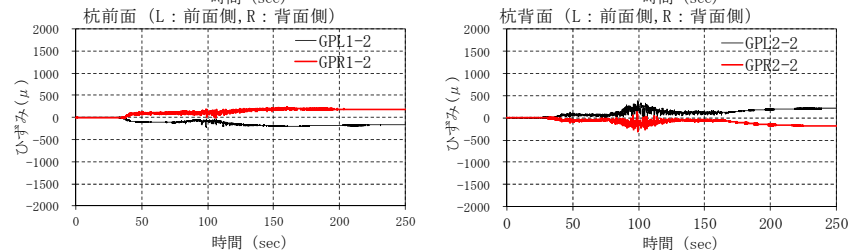
過剰間隙水圧比



土水圧



ひずみ



変位

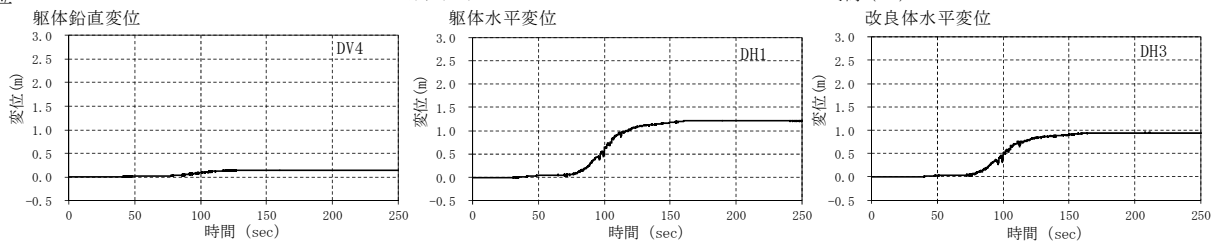
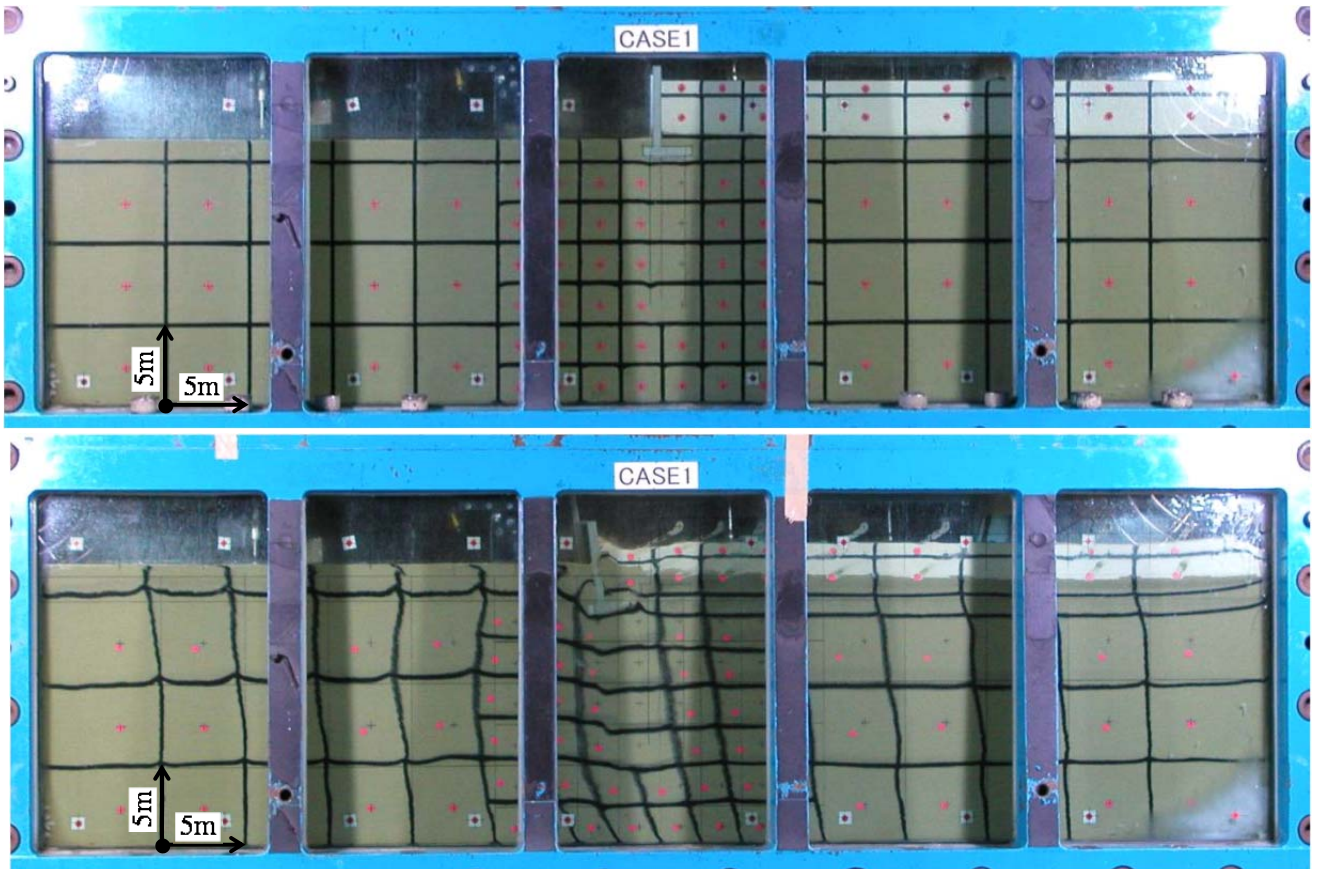


図-巻.1(28) 各計測値の時刻歴変化
207

W-F-N-AL (C1)



W-B-N-LL (C2)

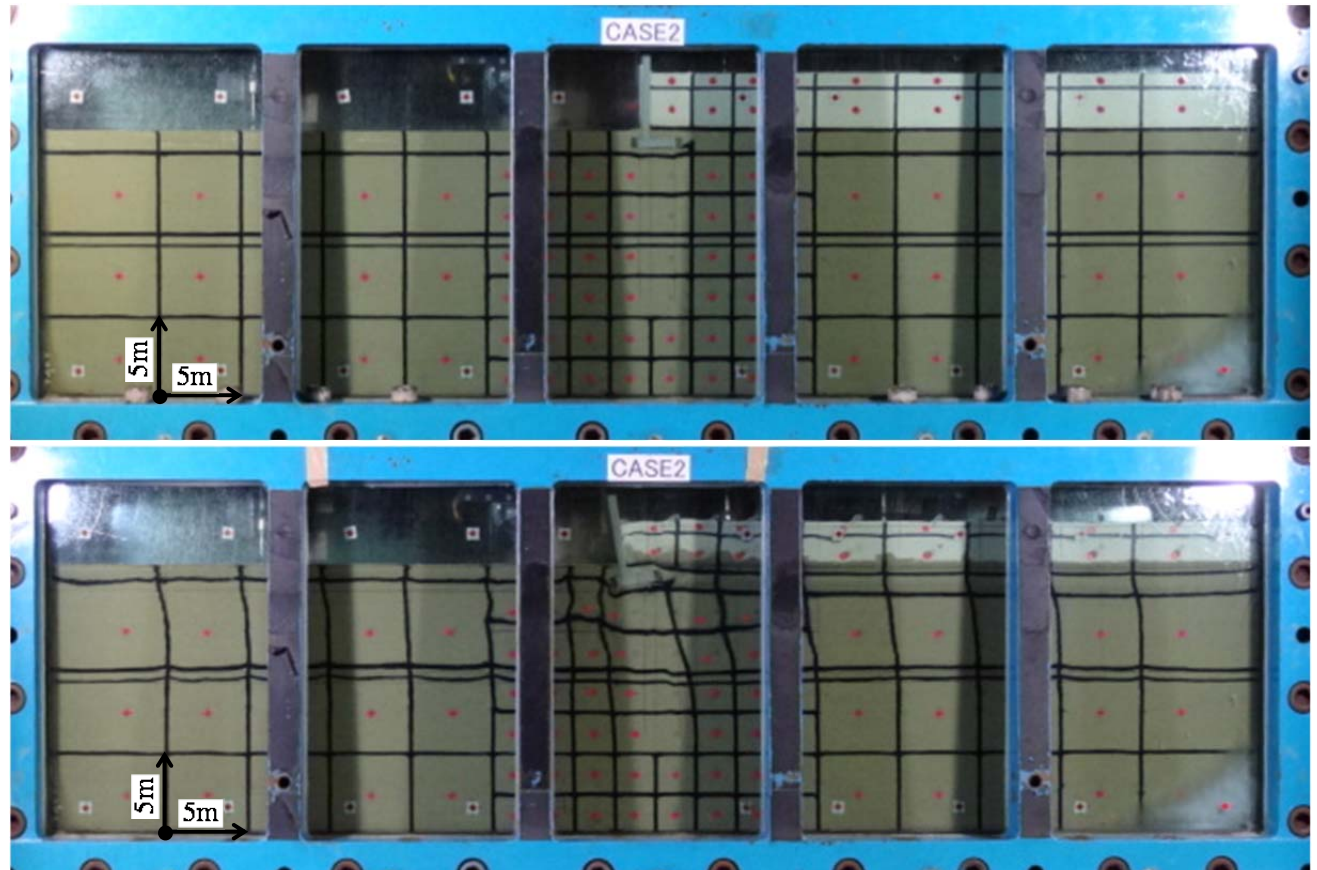
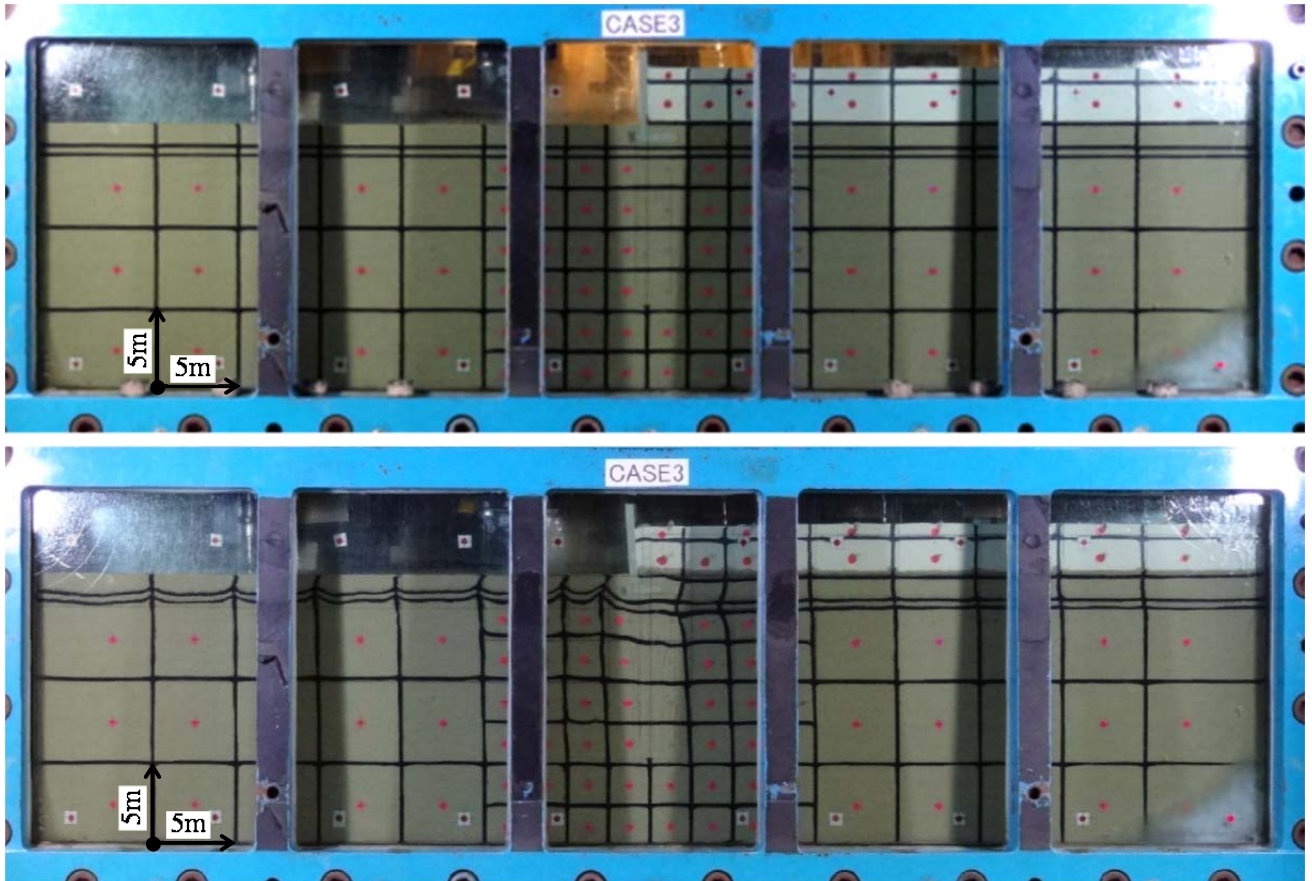


図-巻. 2(1) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-N-SL (C3)



P-F-N-AL (C4)

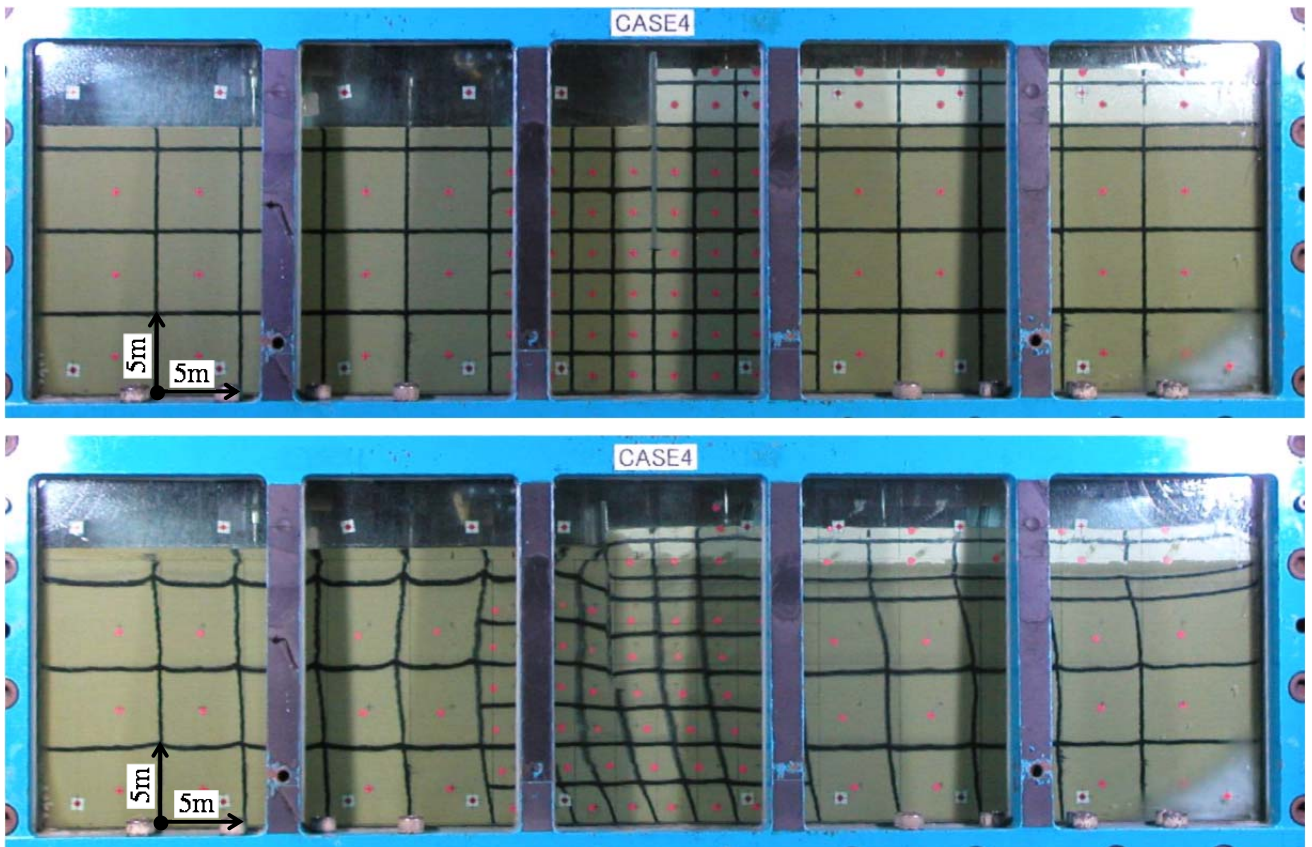
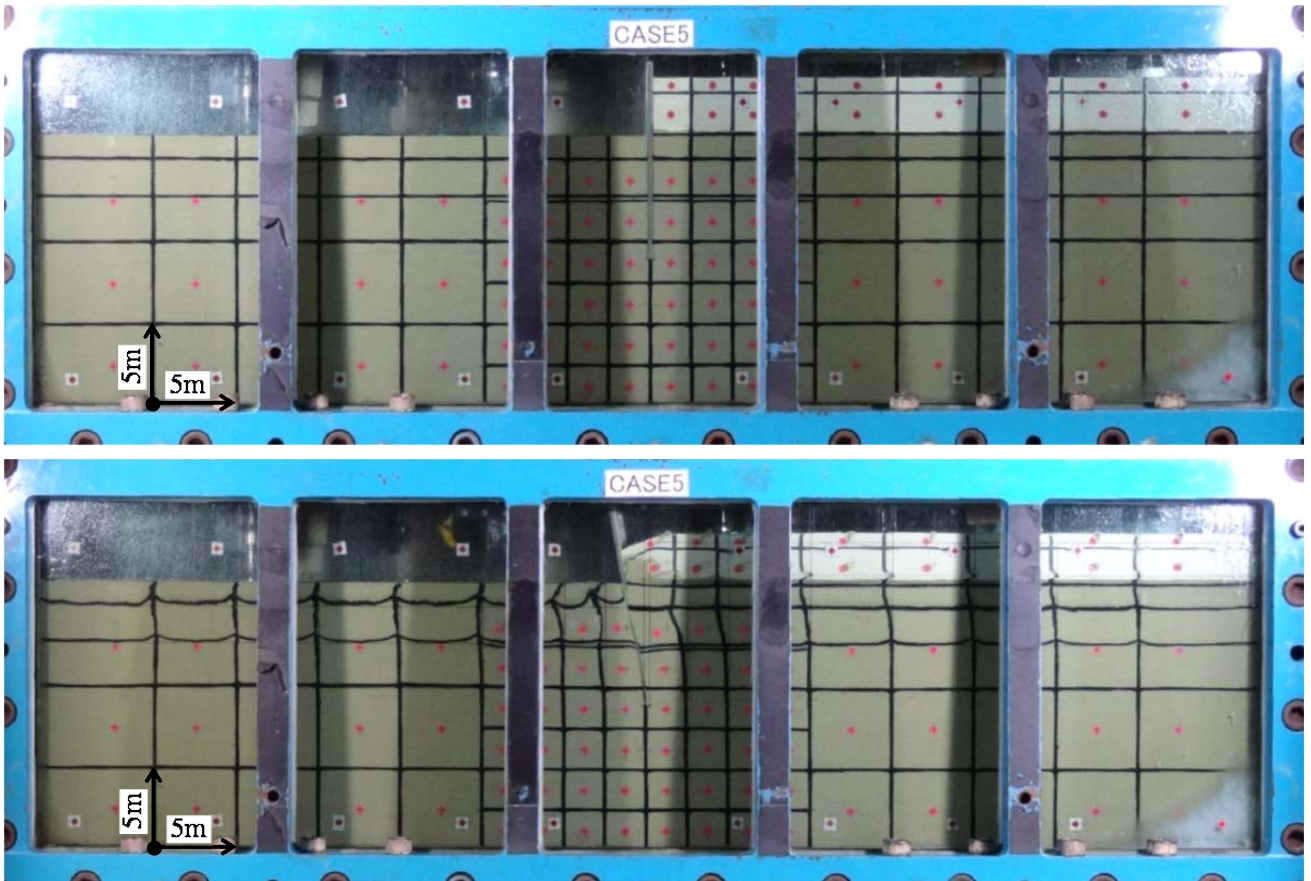


図-巻. 2(2) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

P-B-N-LL (C5)

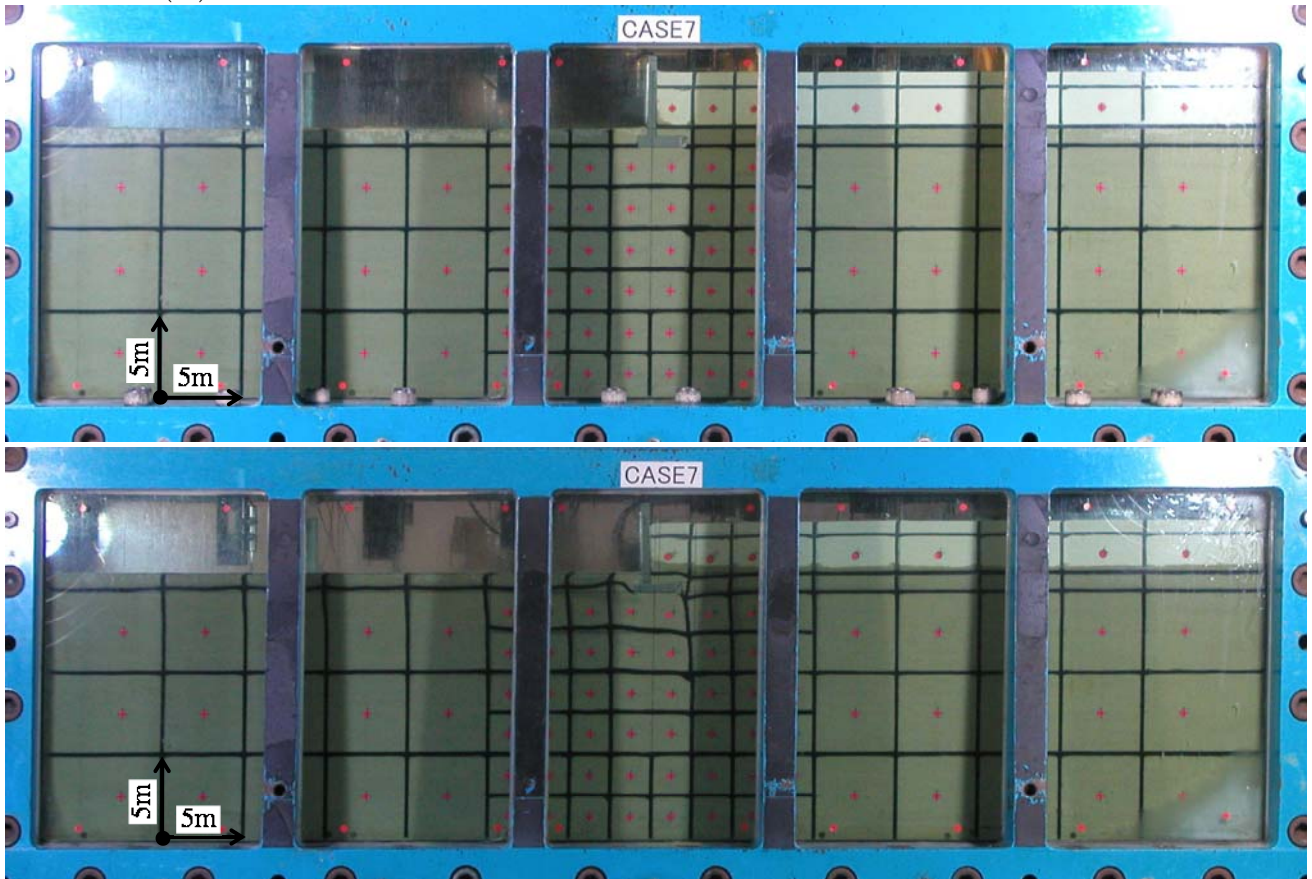


P-B-N-SL (C6)



図-巻. 2(3) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-N-ANL (C7)



W-B-FS-LL (C8)

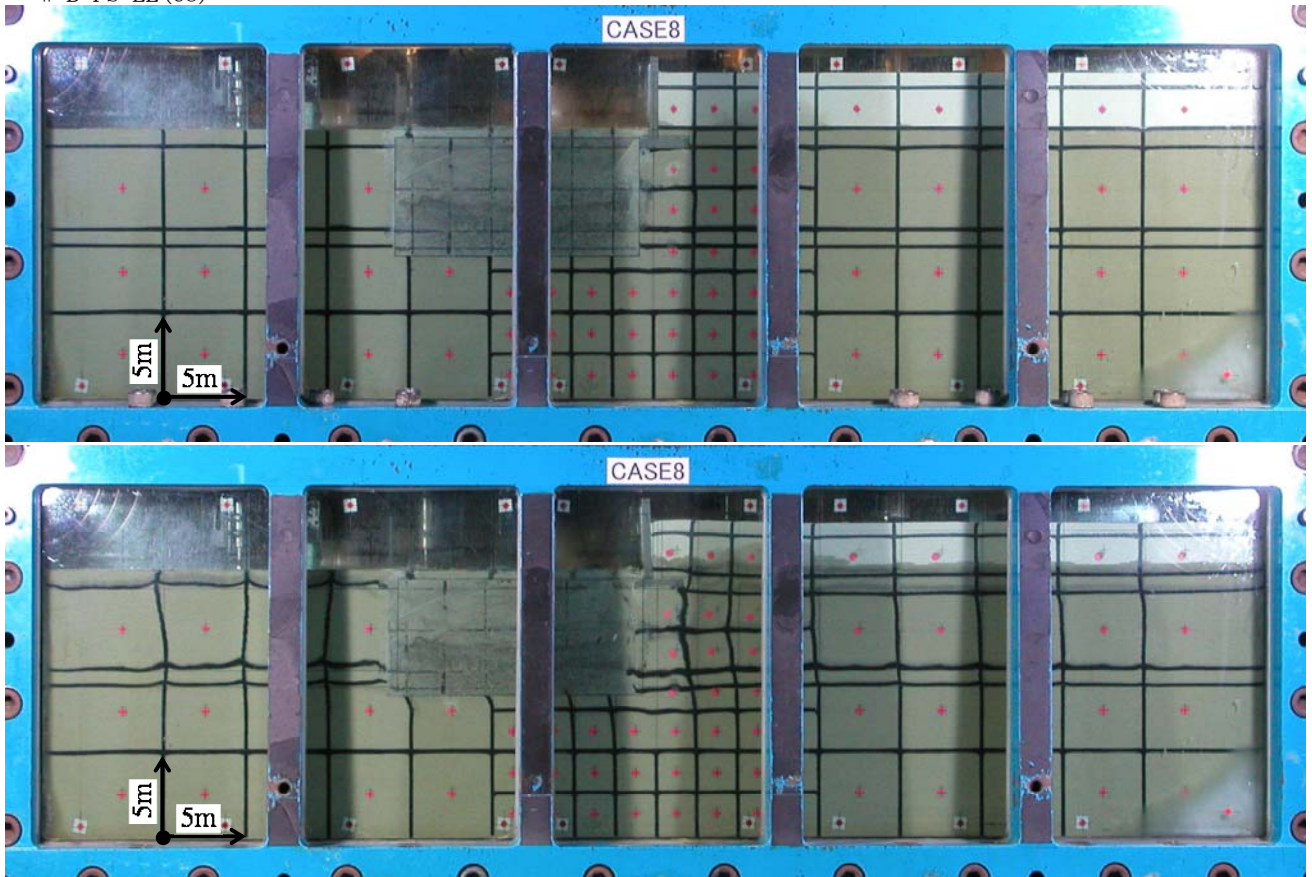
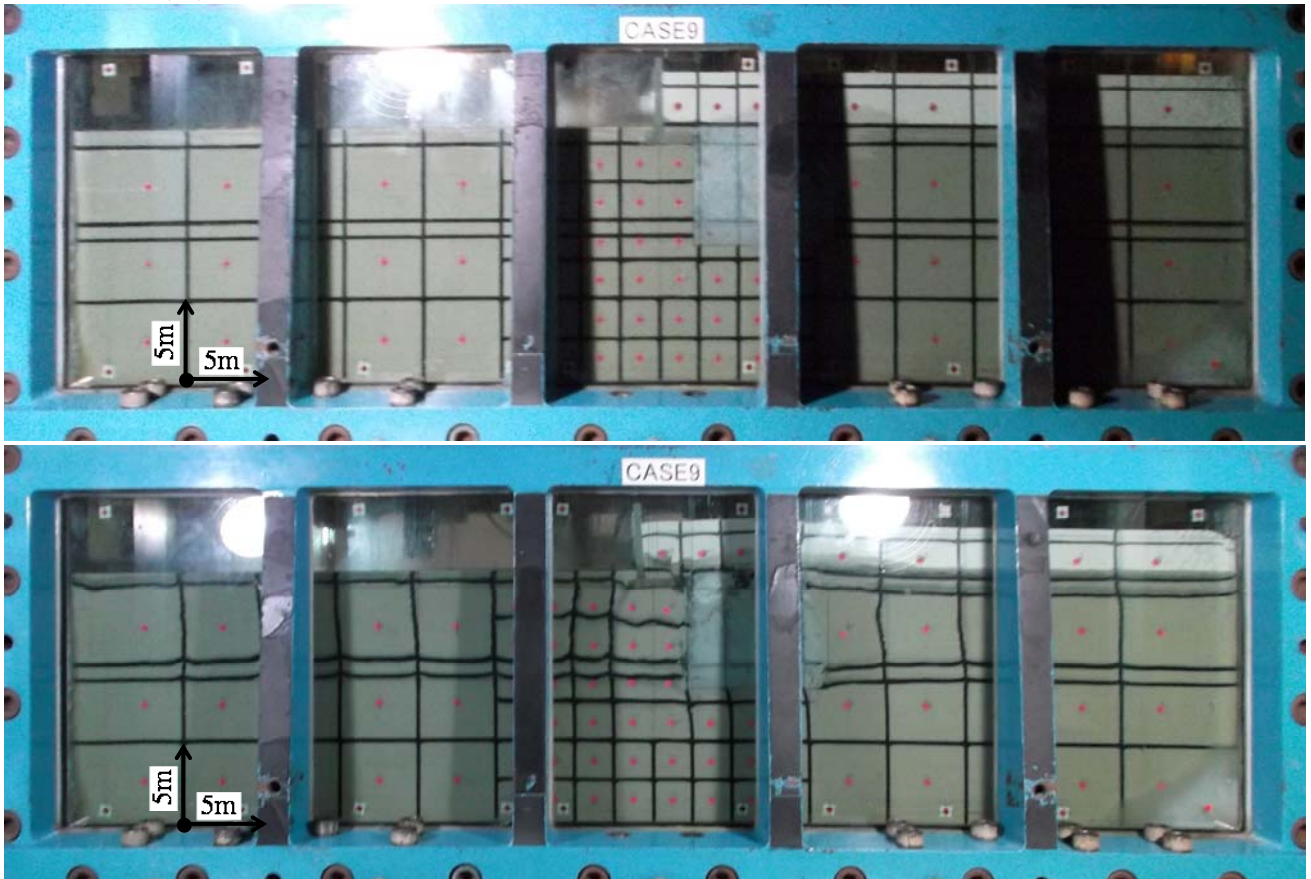


図-巻.2(4) 各ケースの加振前後の模型写真 (上:加振前, 下:加振後)

W-B-RS-LL (C9)



W-F-FS-LL (C10)

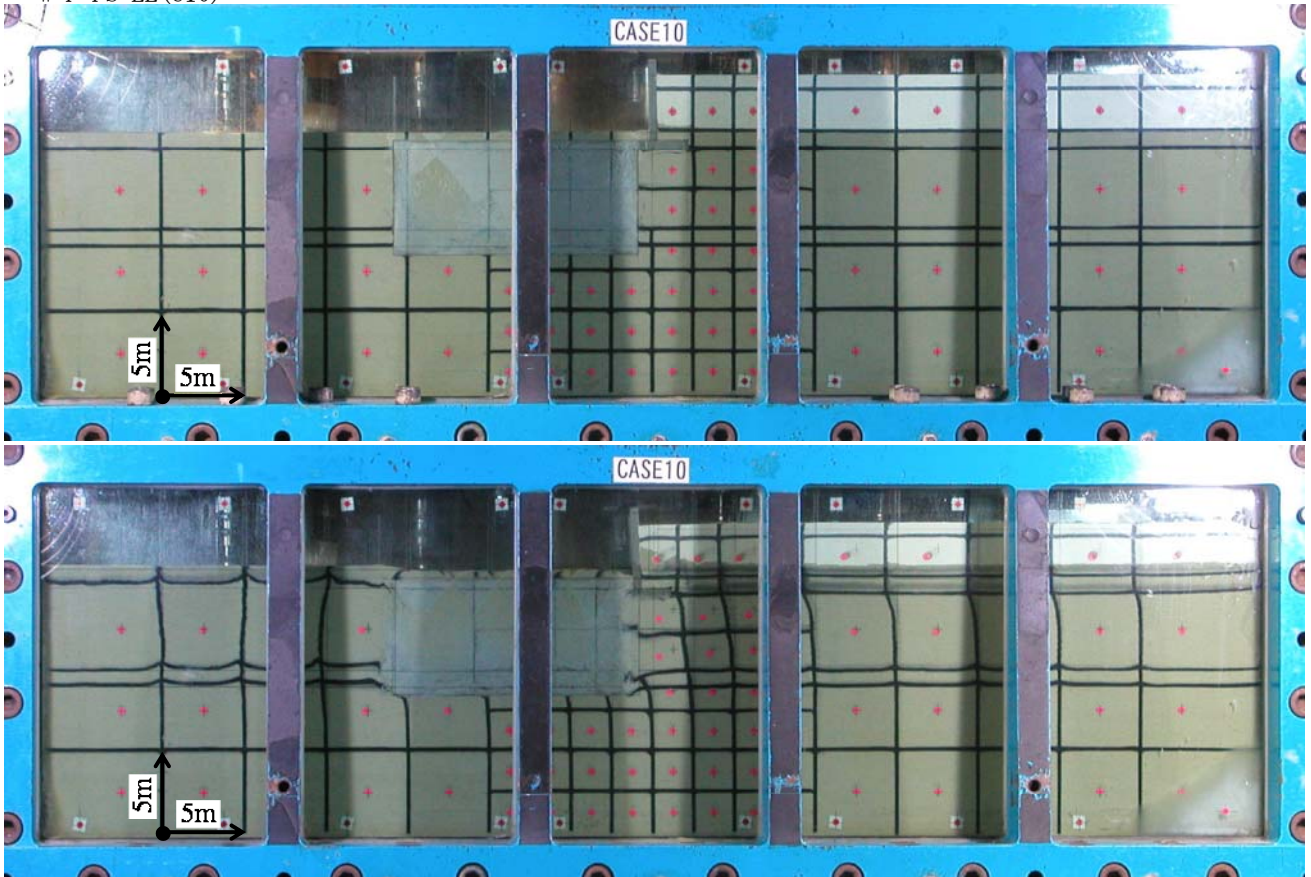
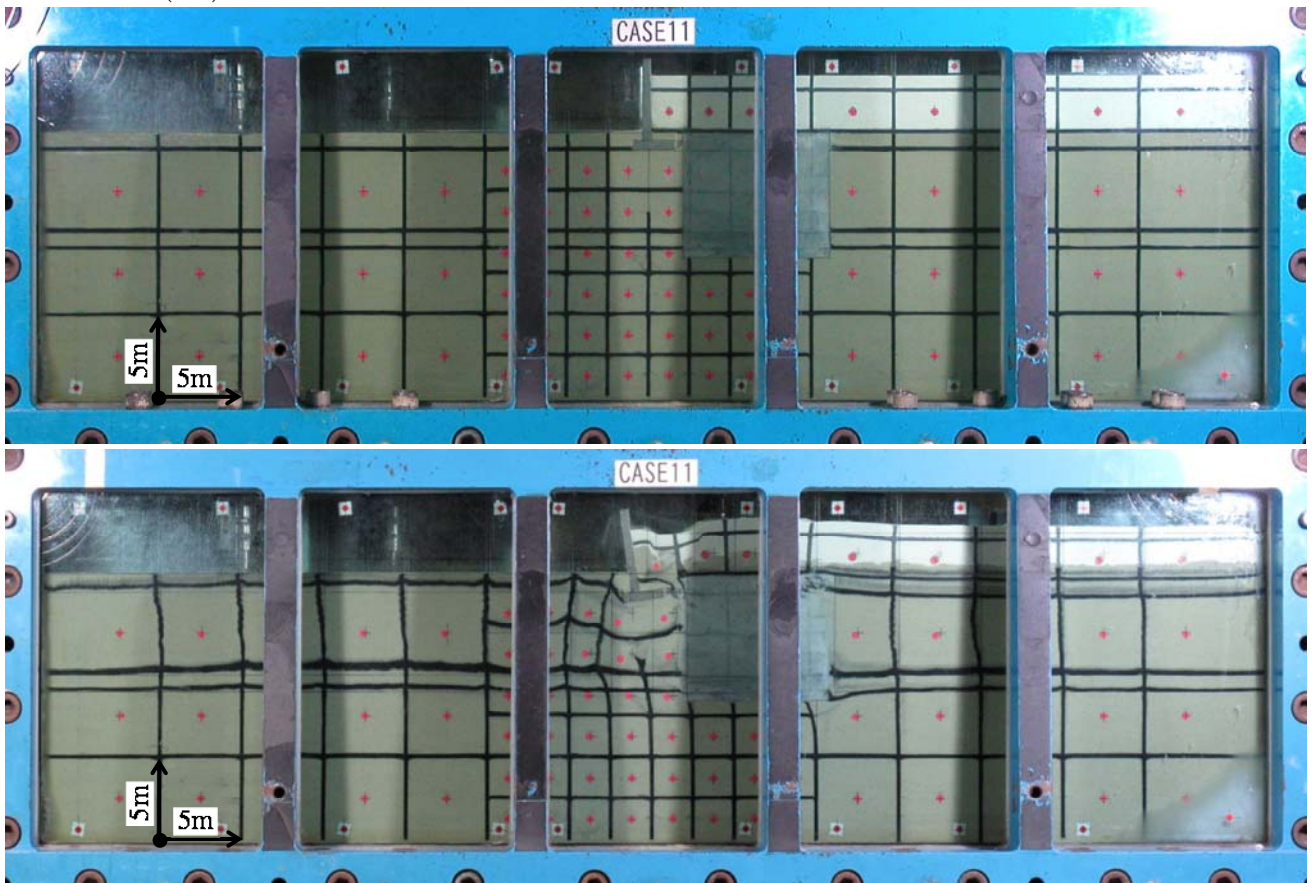


図-巻. 2(5) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-F-RS-LL (C11)



W-F-US-LL (C12)

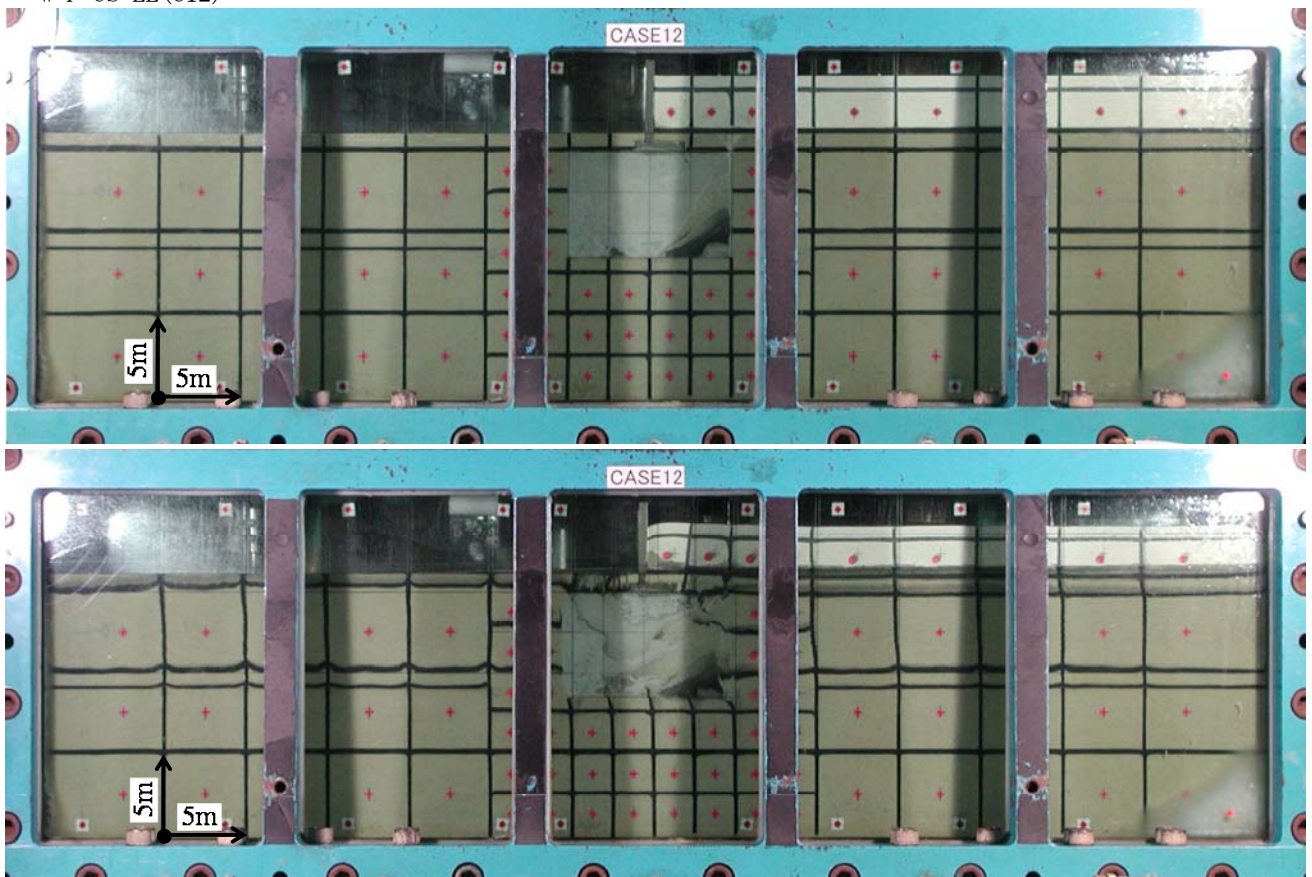
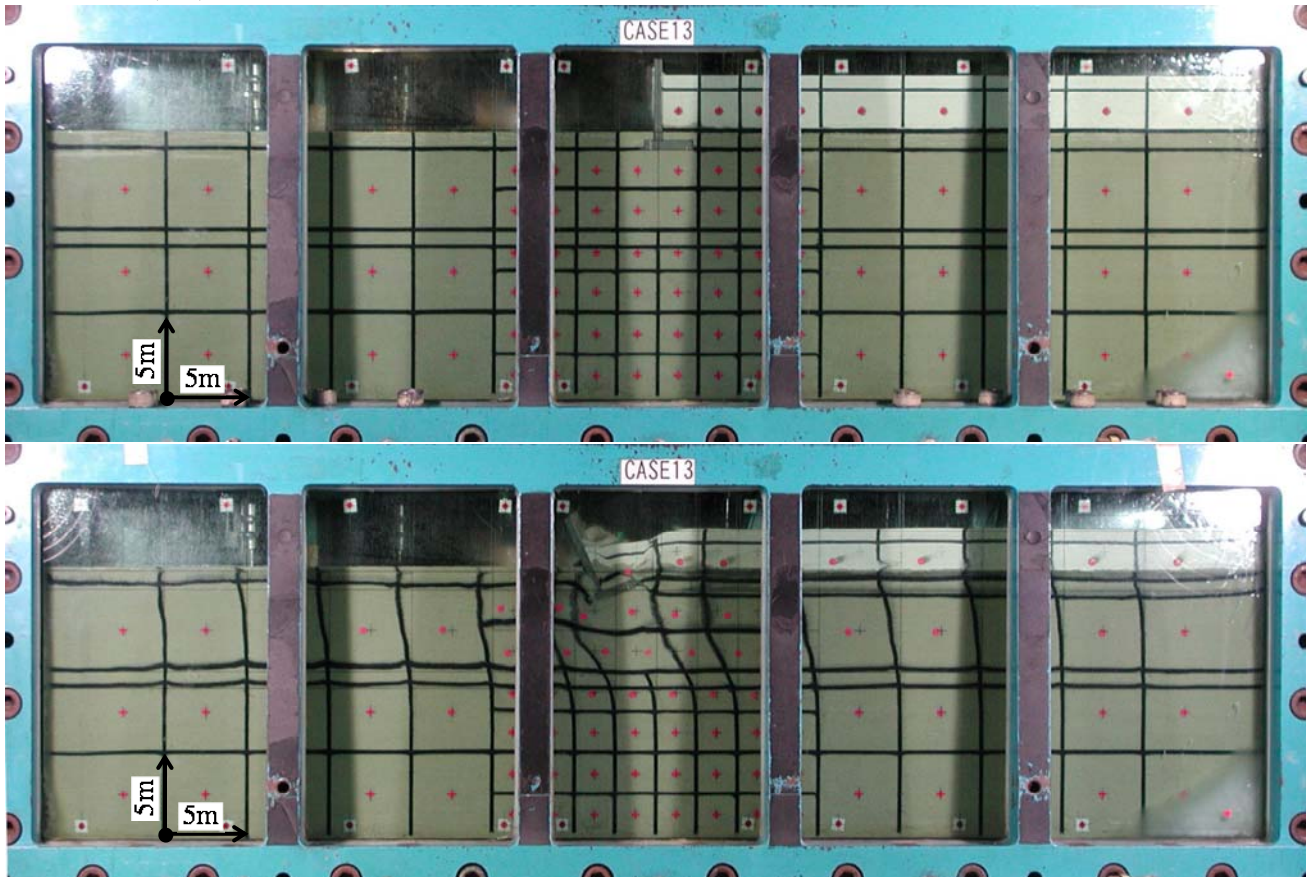


図-巻. 2(6) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-F-N-LL (C13)



P-B-FS-LL (C14)

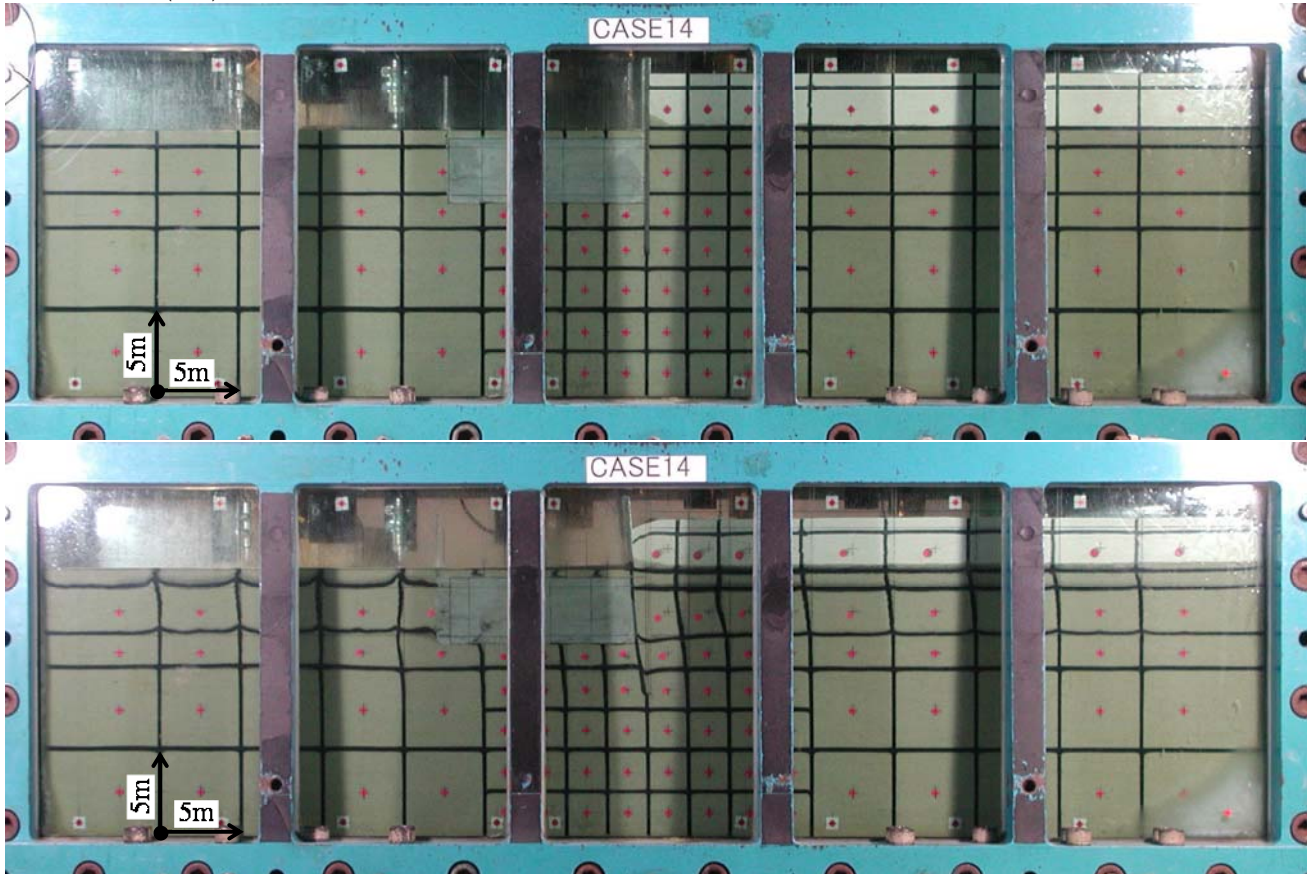
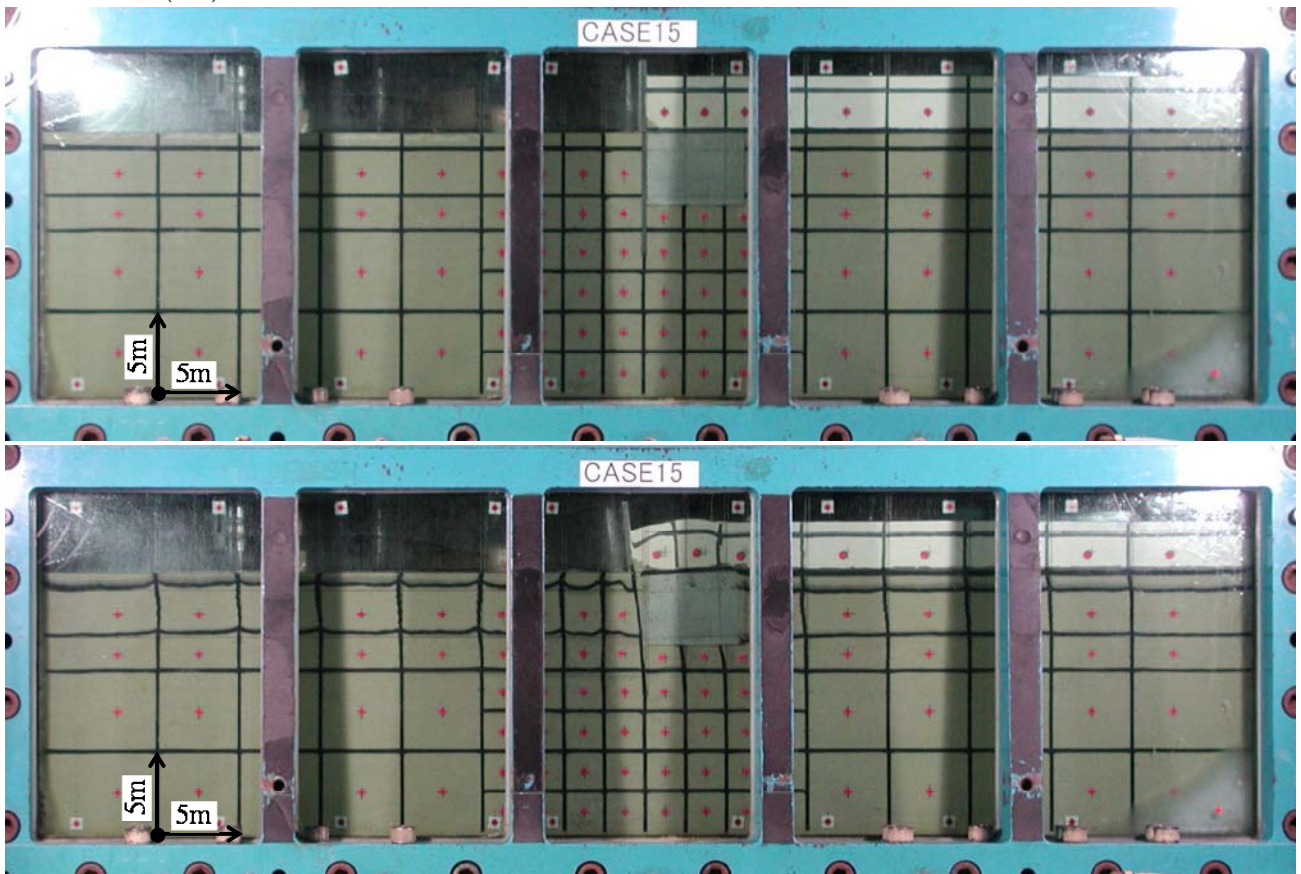


図-巻.2(7) 各ケースの加振前後の模型写真 (上:加振前, 下:加振後)

P-B-RS-LL (C15)



P-F-FS-LL (C16)

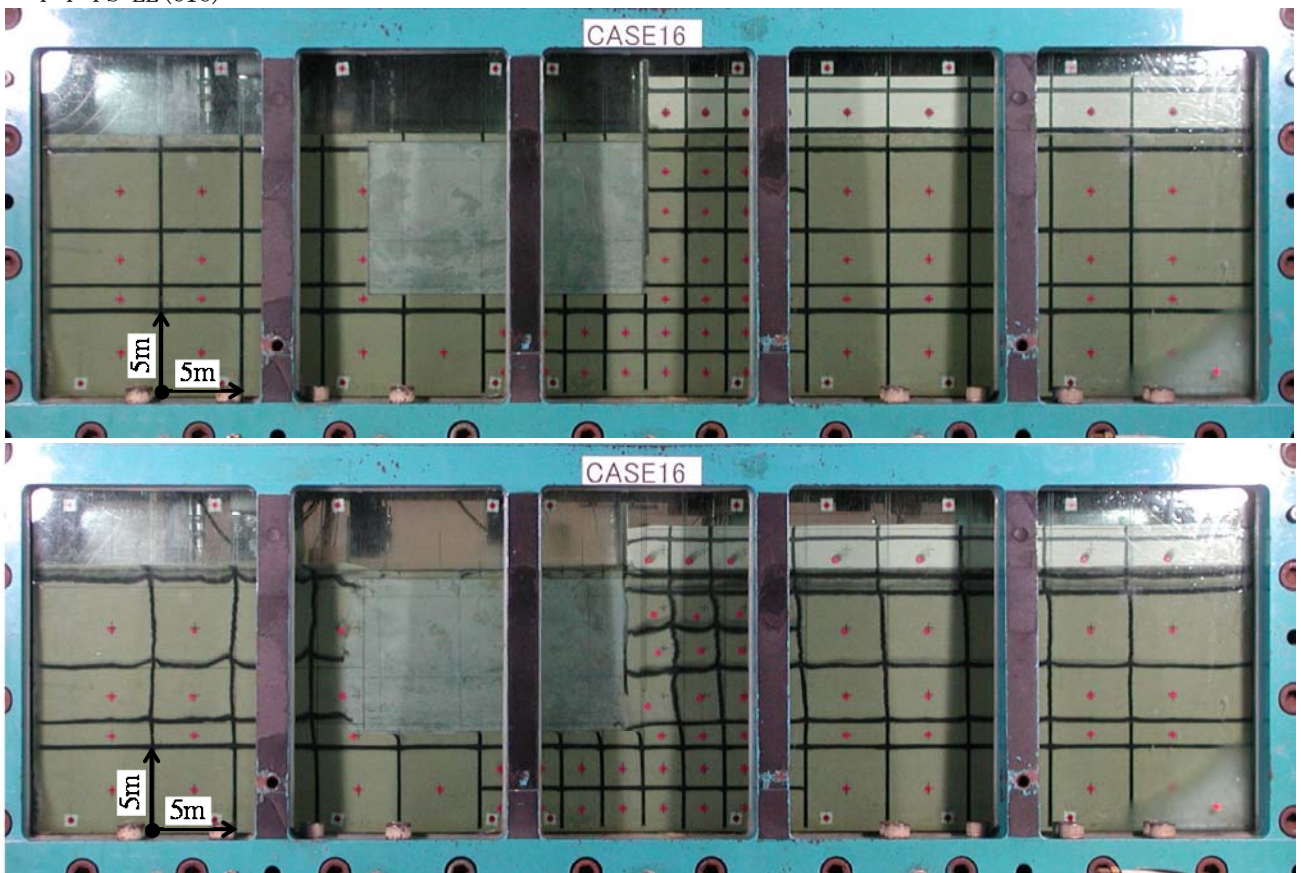
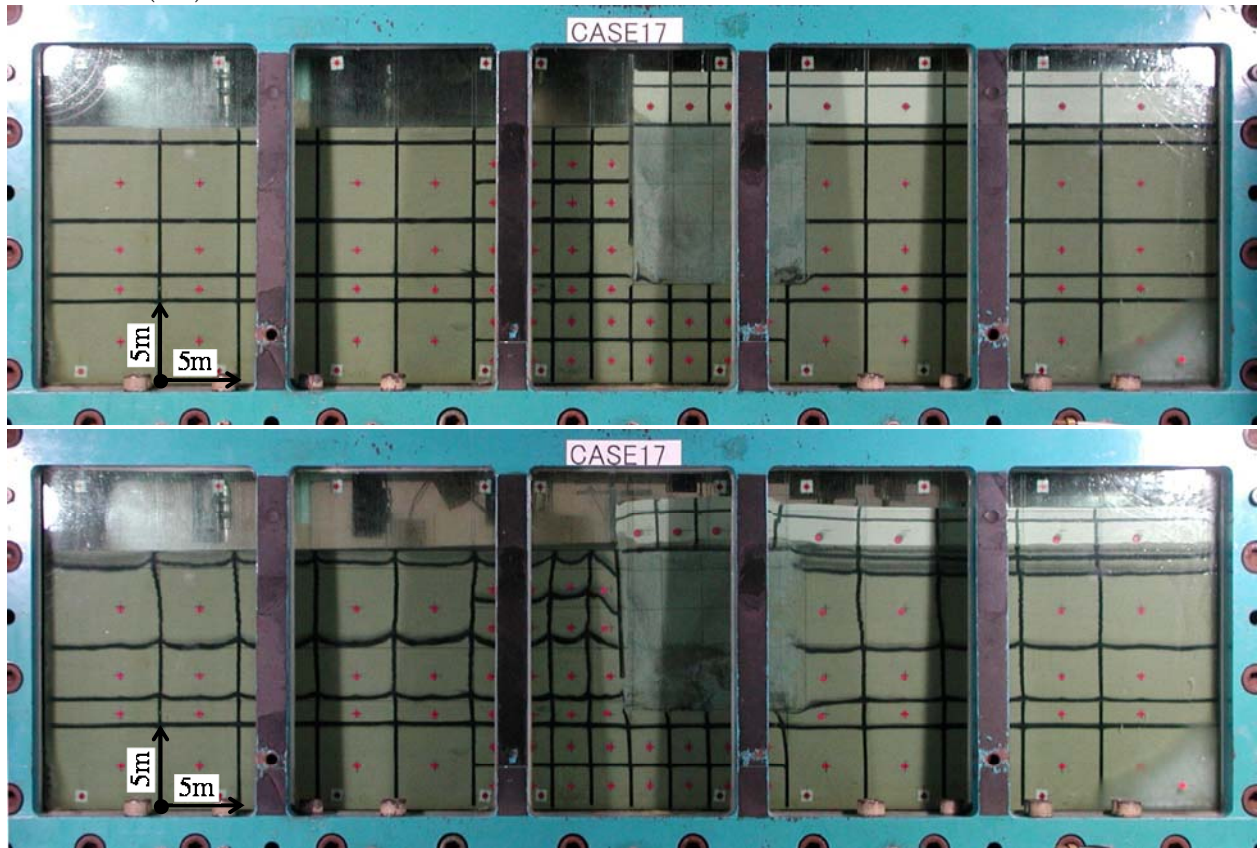


図-巻. 2(8) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

P-F-RS-LL(C17)



W-B-FE-LL(C18)

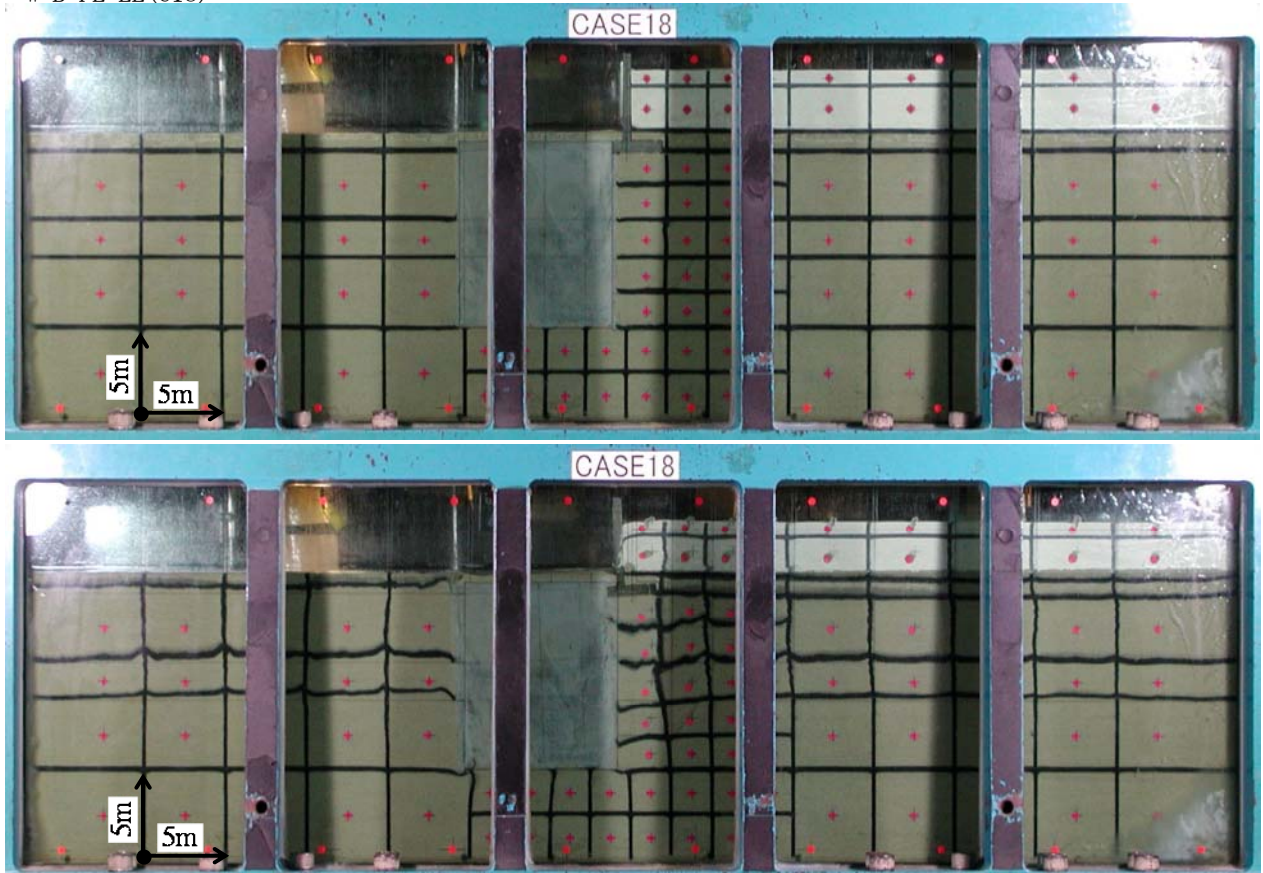
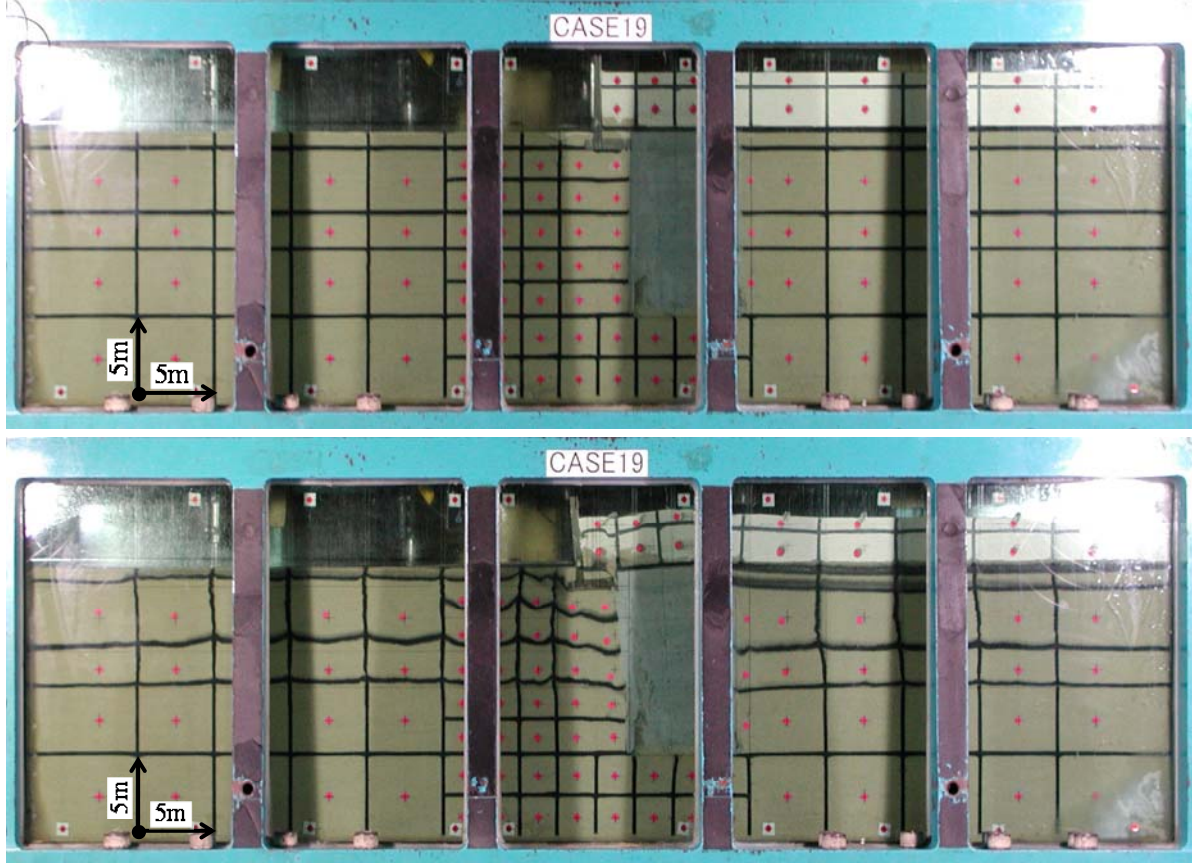


図-巻. 2(9) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-RE-LL (C19)



W-B-FN-LL (C20)

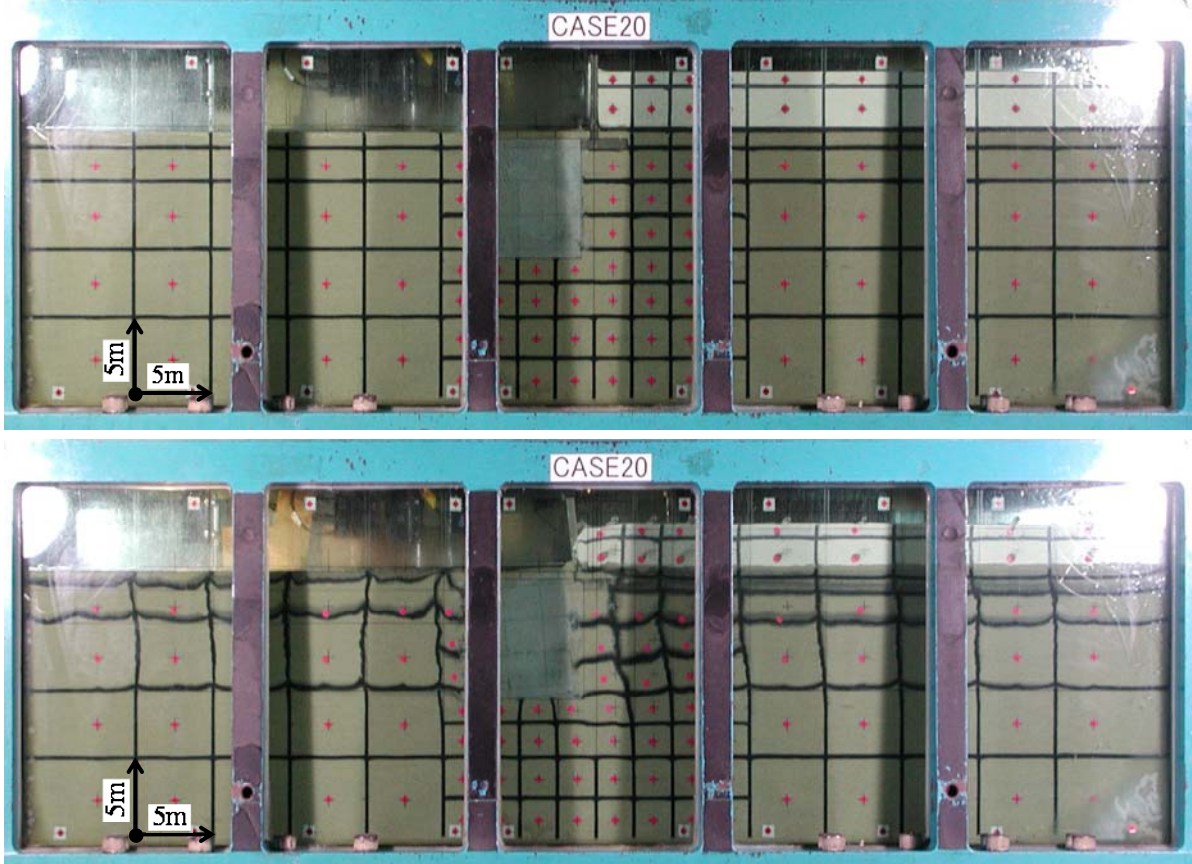
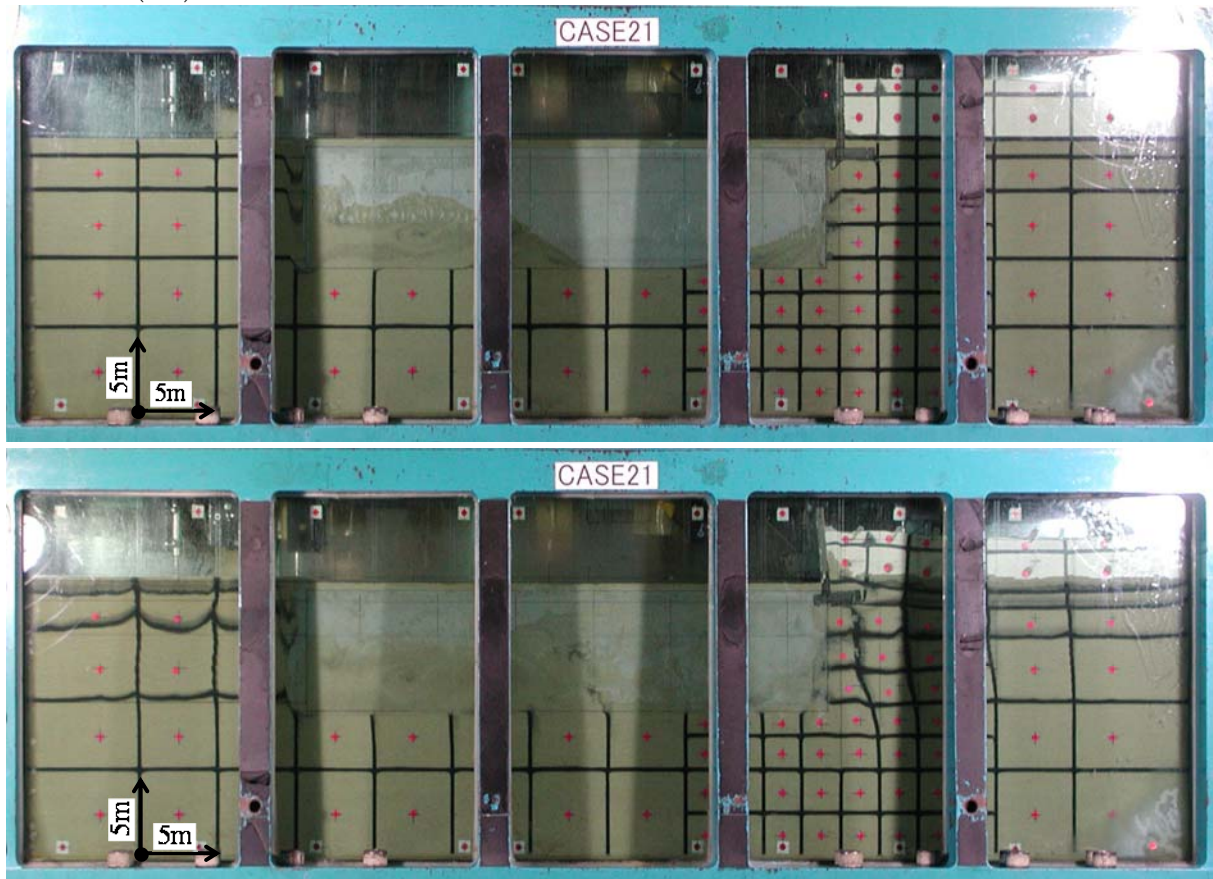


図-巻. 2(10) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-FW-LL (C21)



W-B-N-SAL (C22)

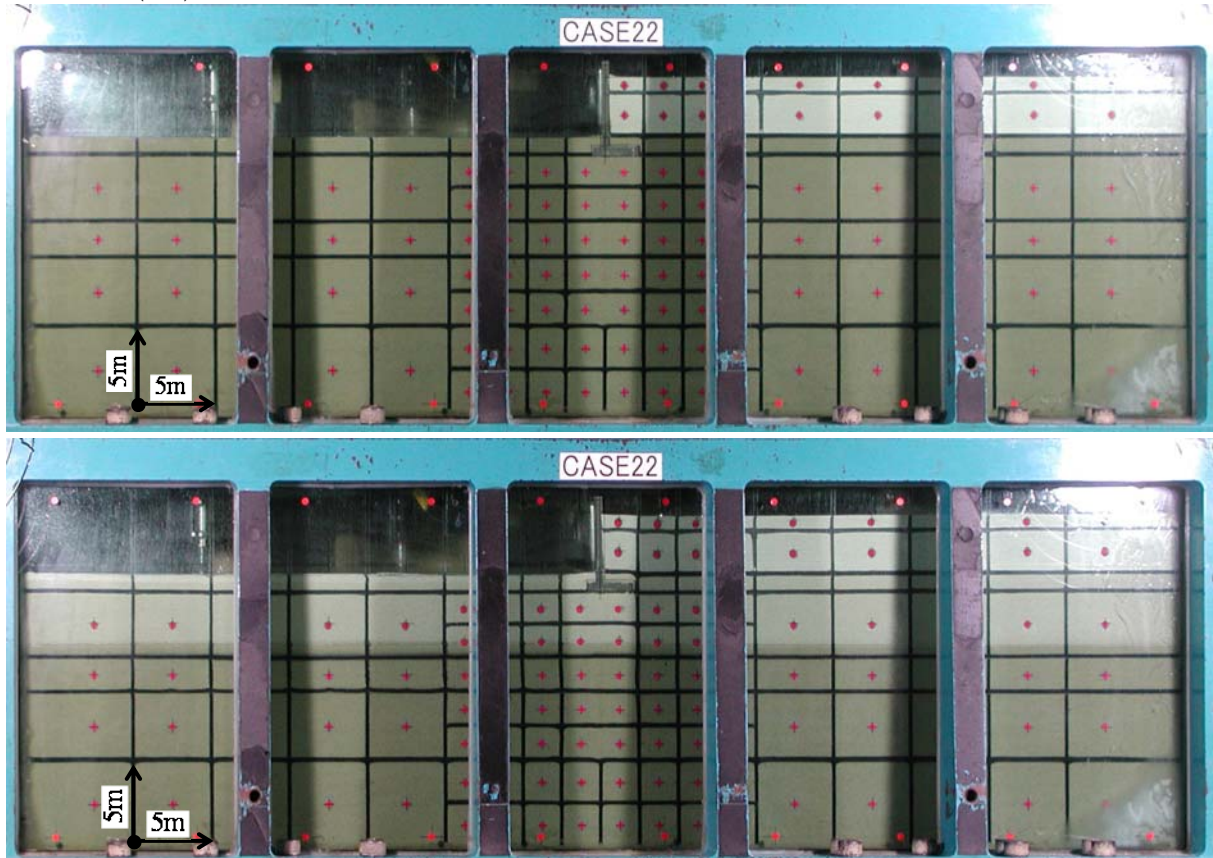


図-巻. 2(11) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-N-LAL (C23)



W-B-FS-LAL (C24)

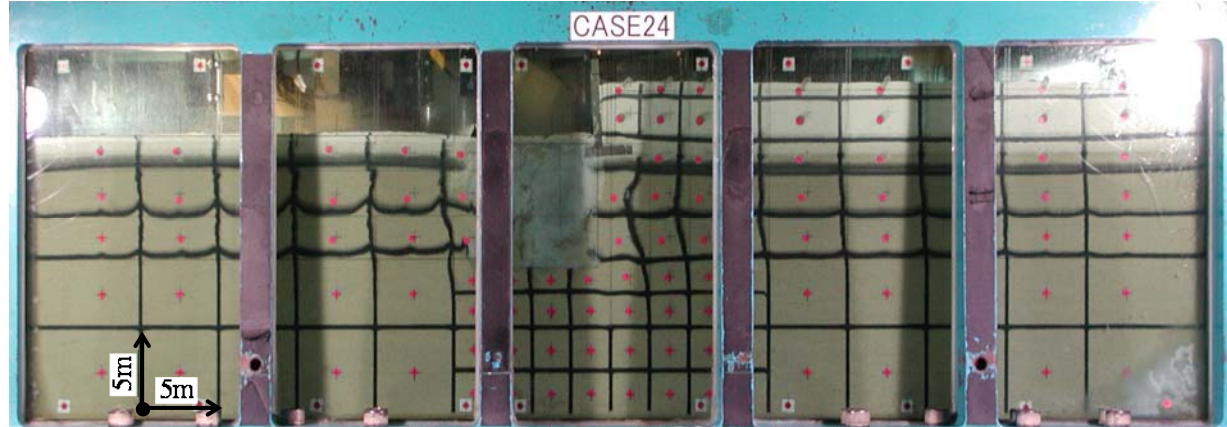
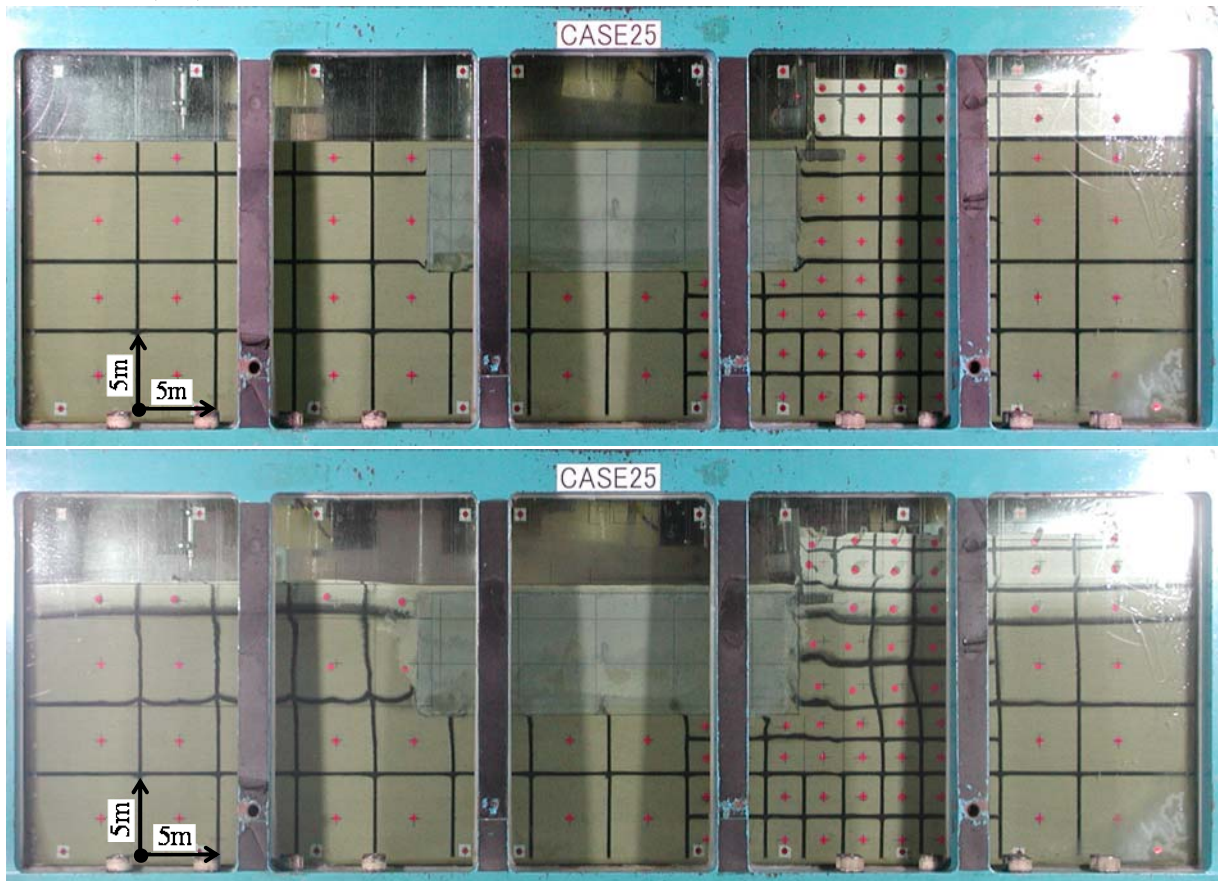


図-巻. 2(12) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

W-B-FW-LAL (C25)



P-B-N-ANL (C26)

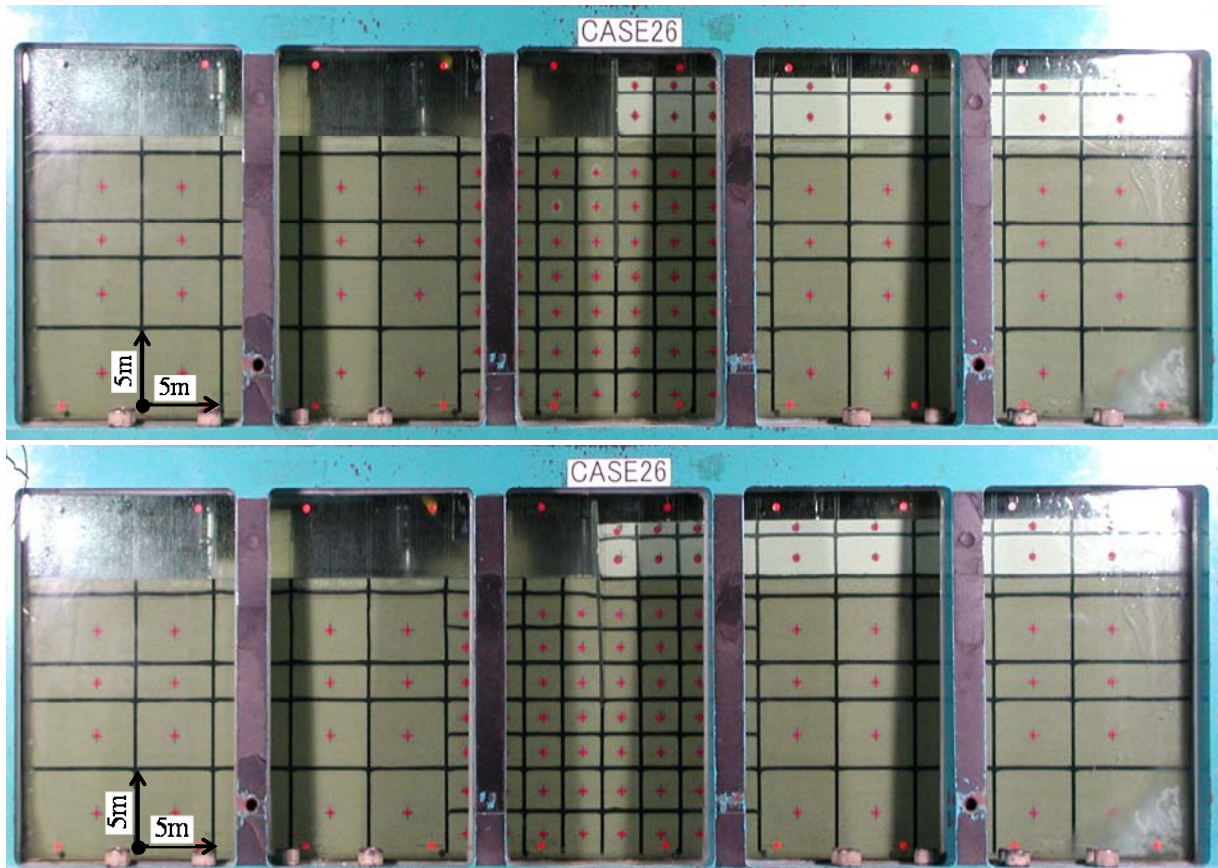
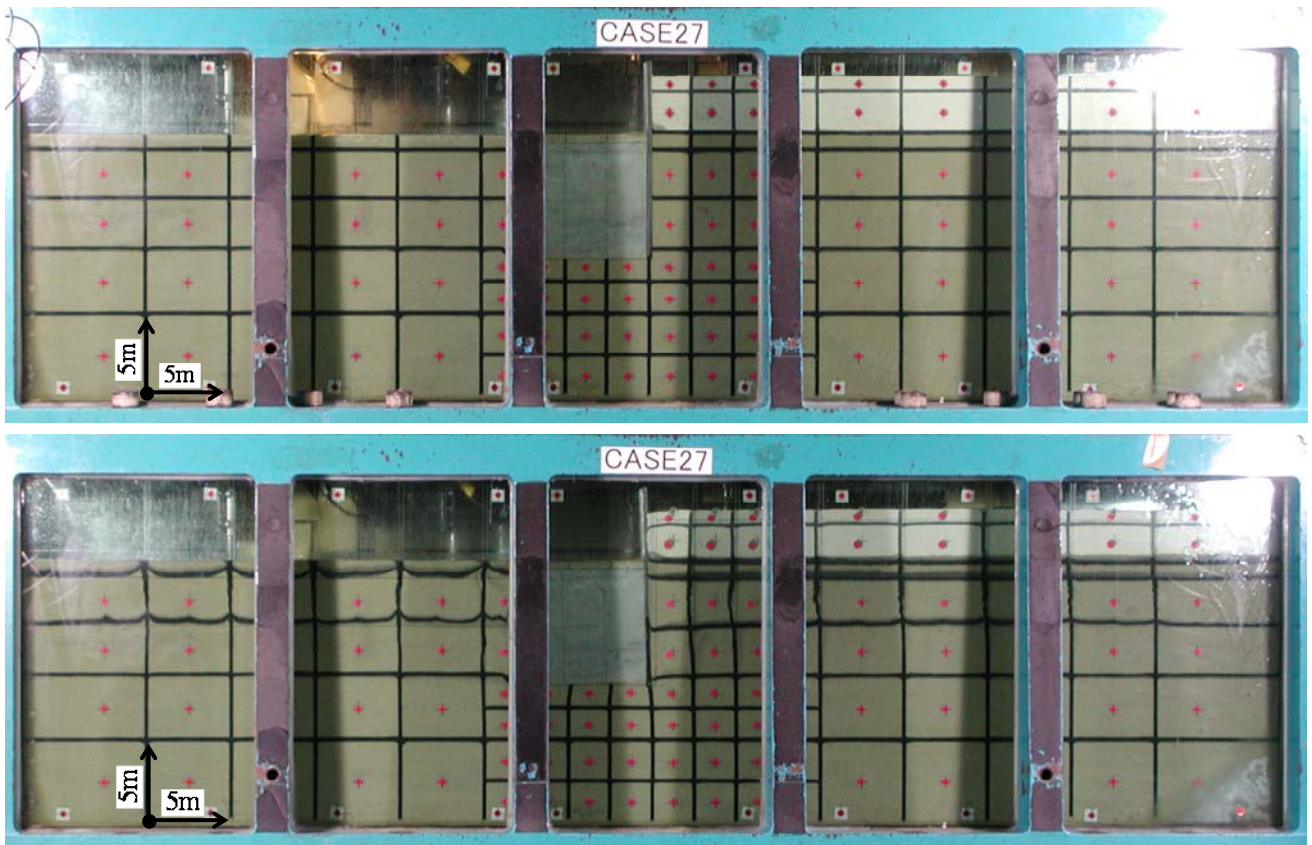


図-巻. 2(13) 各ケースの加振前後の模型写真 (上: 加振前, 下: 加振後)

P-B-FE-LL (C27)



W-B-FE-LAL (C28)

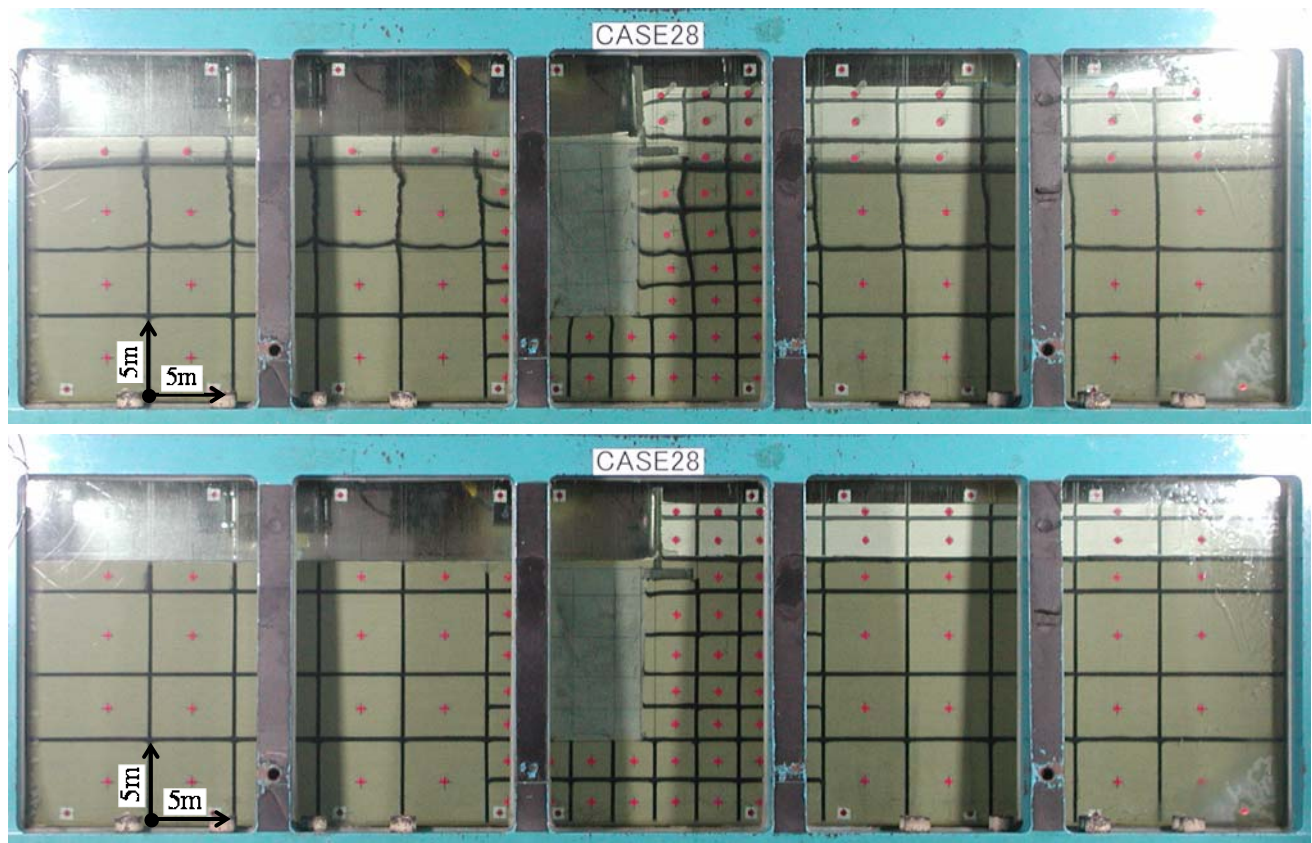


図-巻. 2(14) 各ケースの加振前後の模型写真 (上 : 加振前, 下 : 加振後)

謝辞

本論文は、勤務先である国土交通省 国土技術政策総合研究所 防災・メンテナンス基盤研究センター 国土防災研究室 (旧 危機管理技術研究センター 地震防災研究室, 現 道路構造物研究部 道路地震防災研究室) において実施した研究成果を基に、筑波大学大学院 システム情報工学科 構造エネルギー工学専攻の庄司学准教授のご助言, ご指導を踏まえて学術的視点から取りまとめたものです。

庄司学准教授には指導教員として, 大学の授業や学会活動等でお忙しい中, 数多くの打合せの時間を作って頂きまして, 日頃より本論文を取りまとめるにあたり暖かく有益かつ確かな多くのご助言を頂くと同時に, 16年ぶりの大学生活や私生活面へのご支援, ご配慮を頂きました。

筑波大学大学院 システム情報工学科 構造エネルギー工学専攻の京藤敏達教授, 松島亘志教授の両教授には, 副指導教員として予備審査や中間審査だけでなく, 打合せや学会発表時等に具体的かつ的確なご指導, 並びにアドバイス等を頂きました。

筑波大学大学院 システム情報工学科 構造エネルギー工学専攻の境有紀教授, 東京工業大学大学院理工学研究科 土木工学専攻の高橋章浩教授の両教授には, 予備審査の際に幅広い視点でのご意見や本論文の重要な論点における修正点等についてのご指導を頂きました。

国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チームの佐々木哲也上席研究員並びに谷本俊輔研究員には, 本論文の基となる動的遠心模型実験の実施やデータ分析等で有意義なご助言等を頂きました。

国土交通省 国土技術政策総合研究所 危機管理技術センター 地震防災研究室の金子正洋室長 (現 国立研究開発法人土木研究所 技術推進本部 上席研究員), 防災・メンテナンス基盤研究センター 国土防災研究室の松本幸司室長 (現 桶川市副市長), 同室の片岡正次郎主任研究官 (現 道路構造物研究部 道路地震防災研究室長) には本研究を進めるにあたり, 業務遂行及び実験実施, 学会等での発表の際だけでなく, 本論文を取りまとめる機会を頂くだけでなく, 私生活面へのご配慮も頂きました。

上述させて頂いた方々だけでなく, 国土交通省 国土技術政策総合研究所の各関係者はもとより, 本論文の基となった資料収集や実験実施等においては, 国土交通省の各地方整備局の職員の方々など, 数多くの方々にも大変お世話になりました。勿論, 妻や娘へは苦勞をかけ, 申し訳なく感じており, 家族の支えもあったことで, 本論文を取りまとめることができました。本論文を取りまとめる過程で数多くの方々からのご助言, ご指導, ご指摘等を頂きましたこと, ここに改めて感謝申し上げます。誠に有り難うございました。

本論文を取りまとめている最中には, 平成27年8月の台風15号にて実家が被害を受け, 改めて自然災害の恐ろしさを感じました。今後も自然災害に強い街づくり, 国土づくりを目指し, 本論文を取りまとめる過程で経験したことを生かして, 土木施設の技術基準の合理化や高度化へ向けた研究, あるいは土木行政に携わっていきたいと考えております。皆様への感謝の意をここに記すと同時に, 研究者, 土木技術者として改めて決意します。

論文リスト

1. 査読付き論文

- ・ 梶尾辰史, 谷本俊輔, 片岡正次郎, 松本幸司, 佐々木哲也, 庄司学 : 動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策工の作用力モデルに関する考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No. 4 (地震工学論文集第 35 号), pp. I_790-I_809, 2016.5.
- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 松本幸司, 谷本俊輔, 佐々木哲也, 金子正洋 : 動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策の検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4 (地震工学論文集第 34 巻), pp. I_697-I_712, 2015.9.
- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 金子正洋, 谷本俊輔, 佐々木哲也 : 河川の特殊堤の地震被害に関する事例分析と動的遠心模型実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第 33 巻), pp.I_718-I_733, 2014.7.

2. 査読なし学会等発表論文

- ・ 梶尾辰史, 谷本俊輔, 片岡正次郎, 佐々木哲也, 庄司学 : 動的遠心模型実験による特殊堤の耐震対策工の対策効果と耐震設計手法の適用性の評価, 日本地震工学会大会-2016, 2016.9.
- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 松本幸司, 谷本俊輔, 佐々木哲也, 庄司学 : 動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策工の作用力モデル及び対策効果評価法の検討, 土木学会 平成 28 年度全国大会第 71 回年次学術講演会, 2016.9.
- ・ Tatsushi KAJIO, Shunsuke TANIMOTO, Shojiro KATAOKA, Koji MATSUMOTO, Tetsuya SASAKI, Gaku SHOJI : Study on seismic behavior of special levees of rivers using centrifuge dynamic tests, New concepts and new developments in soil mechanics and geotechnical engineering, International Mini Symposium Chubu, The Japanese Geotechnical Society, NAGOYA, AICHI, JAPAN, Session 5, No.37, 2016.5.
- ・ 梶尾辰史, 谷本俊輔, 片岡正次郎, 松本幸司, 佐々木哲也, 庄司学 : 動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策工の作用力モデルに関する考察, 第 35 回地震工学研究発表会講演論文集, 論文番号 D23-870, 2015.10.
- ・ 梶尾辰史, 長屋和宏, 松本幸司 : 変位計による道路橋地震被災把握システムの開発に関する考察, 第 6 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集, pp.118-123, 2016.1.
- ・ Tatsushi KAJIO, Shunsuke TANIMOTO, Shojiro KATAOKA, Koji MATSUMOTO, Tetsuya SASAKI, Gaku SHOJI : Dynamic centrifuge tests on shape effects and mechanisms of earthquake response of solidified bodies for special levees of rivers, JAEE International Symposium on Earthquake Engineering 2015, P2-31, 2015.11.

- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 松本幸司, 谷本俊輔, 佐々木哲也, 金子正洋 : 動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策の検討, 第 34 回地震工学研究発表会講演論文集, 論文番号 C11-721, 2014.10.
- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 松本幸司, 谷本俊輔, 佐々木哲也, 金子正洋 : 2 次元動的有効応力解析による河川堤防の地震時沈下量の再現性検証, 第 14 回日本地震工学シンポジウム, pp.577-586, 2014.12.
- ・ 梶尾辰史, 片岡正次郎, 金子正洋, 谷本俊輔, 佐々木哲也 : 河川の特殊堤の地震被害に関する事例分析と動的遠心模型実験, 第 33 回地震工学研究発表会講演論文集, 論文番号 3-551, 2013.10.
- ・ 梶尾辰史, 金子正洋, 長屋和宏 : 地震後の道路橋の通行障害に関する調査, 第 30 回日本道路会議論文集, 論文番号 2037, 2013.10.
- ・ 梶尾辰史, 山影修司, 金子正洋, 片岡正次郎 : 河川の特殊堤の耐震強化策における課題, 日本地震工学会大会-2012 梗概集, pp.156-157, 2012.