

二重鋼矢板壁を設置した海岸堤防の  
巨大地震下における変形挙動と評価技術に関する研究

Reinforcement method for coastal dyke  
using double sheet-pile against large earthquake

2017 年 3 月

藤 原 覚 太



## 目次

|       |                   |    |
|-------|-------------------|----|
| 1     | 背景と目的             | 1  |
| 1.1   | 海岸堤防の概要           | 1  |
| 1.1.1 | 海岸堤防の機能と設計        | 1  |
| 1.1.2 | 近年の海岸堤防構造         | 4  |
| 1.2   | 東北地方太平洋沖地震の発生     | 5  |
| 1.2.1 | 地震規模と被害概要         | 6  |
| 1.2.2 | 海岸堤防の被災メカニズム      | 7  |
| 1.2.3 | 震災以降の海岸堤防の設計動向    | 10 |
| 1.3   | 今後の巨大地震に向けて       | 11 |
| 1.3.1 | 今後発生が想定されている地震    | 11 |
| 1.3.2 | 巨大地震に向けた堤防整備状況    | 14 |
| 1.4   | 研究目的              | 15 |
| 2     | 海岸堤防の研究動向         | 19 |
| 2.1   | 改良型三面張り構造         | 19 |
| 2.2.1 | 構造概要              | 19 |
| 2.2.2 | 既往の研究             | 20 |
| 2.2.3 | 施工実績              | 20 |
| 2.2   | 二重鋼矢板構造           | 22 |
| 2.2.1 | 構造概要              | 22 |
| 2.2.2 | 既往の研究             | 23 |
| 2.2.3 | 施工実績              | 28 |
| 2.3   | 研究課題              | 30 |
| 3     | 振動台模型実験           | 32 |
| 3.1   | 実験概要              | 32 |
| 3.1.1 | 装置と実験ケース          | 32 |
| 3.1.2 | 模型材料              | 34 |
| 3.1.3 | 加振波形              | 37 |
| 3.1.4 | 計測機器の設置位置         | 38 |
| 3.1.5 | 堤体に関する事前検討        | 39 |
| 3.2   | 実験結果              | 43 |
| 3.2.1 | 無対策の被災挙動 (Case-1) | 43 |

|       |                         |    |
|-------|-------------------------|----|
| 3.2.2 | 二重鋼矢板壁による対策効果 (Case-2)  | 45 |
| 3.2.3 | 隔壁併用による対策効果 (Case-3, 4) | 49 |
| 3.3   | 本章のまとめ                  | 54 |
| 4     | 模型実験の再現解析               | 57 |
| 4.1   | 解析概要                    | 57 |
| 4.1.1 | LIQCA2D の概要             | 57 |
| 4.1.2 | 解析条件                    | 57 |
| 4.2   | 解析結果                    | 65 |
| 4.2.1 | 初期応力解析                  | 65 |
| 4.2.2 | 動的解析 (Case-1)           | 66 |
| 4.2.3 | 動的解析 (Case-2)           | 67 |
| 4.2.4 | 動的解析 (Case-3)           | 70 |
| 4.3   | 本章のまとめ                  | 73 |
| 5     | 実適用に向けた解析の高度化           | 75 |
| 5.1   | 隔壁を併用した二重鋼矢板構造の 3 次元解析  | 76 |
| 5.1.1 | 目的                      | 76 |
| 5.1.2 | 解析条件                    | 77 |
| 5.1.3 | 解析結果                    | 80 |
| 5.1.4 | 本節のまとめ                  | 81 |
| 5.2   | 隔壁のせん断ずれを考慮した数値解析       | 83 |
| 5.2.1 | 目的                      | 83 |
| 5.2.2 | 解析条件                    | 83 |
| 5.2.3 | 解析結果                    | 84 |
| 5.2.4 | 本節のまとめ                  | 87 |
| 5.3   | 地震動因子に着目した数値解析          | 88 |
| 5.3.1 | 目的                      | 88 |
| 5.3.2 | 解析条件と結果                 | 88 |
| 5.3.3 | 本節のまとめ                  | 96 |
| 5.4   | 実堤防断面を対象とした数値解析         | 97 |
| 5.4.1 | 目的                      | 97 |
| 5.4.2 | 解析条件                    | 97 |
| 5.4.3 | 解析結果                    | 99 |



|                    |     |
|--------------------|-----|
| 5.4.4 本節のまとめ       | 99  |
| 6 結論と今後の課題         | 104 |
| 6.1 結論             | 104 |
| 6.2 今後の課題          | 105 |
| 謝辞                 | 106 |
| 付録 岐阜大学 実務者アンケート調査 |     |



## 1 背景と目的

我が国は世界でも有数の海岸災害の被災国である。高波・高潮・津波といった海岸災害から、人々の生命・生活および海岸線付近の施設を守る防御壁として海岸堤防は造築されてきた。しかしながら 2011 年の東北地方太平洋沖地震での津波による甚大な被害を受け、海岸堤防の設計思想は変わりつつある。本章では、我が国の海岸災害を概説し、海岸堤防の設計方法の変遷について述べたのち、今後高い確率で発生が予測されている巨大地震に向けた「粘り強い堤防」の提案を研究目的とすることを述べる。

### 1.1 海岸堤防の概要

#### 1.1.1 海岸堤防の機能と設計

我が国は四方を海に囲まれた島国であることから常に高波・高潮・津波の被害リスクに晒されており、世界でも有数の海岸災害の被災国である。

高波は、大きな風速の風が長時間、海上を吹き続けることで発生する。高潮は、強風や気圧の急変など気象上の原因で海面の高さが平常よりも著しく高まる現象である。高波や高潮は台風の接近に伴って発生することが多く、偏西風の影響により台風の経路となりやすい我が国では、毎年のように発生する海岸災害である。津波は海底地盤の急激な上昇・沈降とともにその上部の海水が上下に動き、これが長波として伝搬する現象である。津波の原因としては、地震、海底火山の爆発、地滑り土塊が海に流れ込む場合(沿岸地滑り)や海底での地滑り(海底地すべり)などが挙げられる<sup>1-1)</sup>。高波や高潮に比べ頻度は低いものの、一度発生すれば甚大な被害が生じることがある。我が国は、4つのプレート(フィリピン海プレート・アムールプレート・アメリカプレート・太平洋プレート)に囲まれ地殻の活動が活発であることから、幾度となく津波被害も被ってきた。

図 1-1 に我が国における海岸災害の常襲地と概略図を示す<sup>1-2)</sup>。北からの強風、台風による高波や高潮、地震に伴う津波など、日本の海岸線の至るところで災害に直面してきたことが分かる。

このような災害から海岸を防護するため、海岸線に沿うように海岸堤防が整備されてきた。

海岸堤防は海岸保全施設の 1 つであり、海水の侵入または海水による侵食を防止するための施設である。「海岸の防護」「海岸環境の整備と保全」および「公衆の適正な利用」を考慮し、求められる機能を満たし、考慮すべき作用に対して安全でなければならないとされている。また高潮もしくは津波による海水の侵入を防止する機能、波浪(高波)による越波を減少させる機能、もしくは海水による侵食を防止する機能のいずれかの機能または全ての機能を有するものであり、高潮、津波、波浪(高波)、地震およびその他の作用に対して安全な構造とするものとされている<sup>1-3)</sup>。

海岸堤防は海岸法<sup>1-4)</sup>を基に作られた設計基準・便覧により決定されている。海岸法が制定さ

れるまでは海岸堤防の設計基準は決まっておらず、設計方法が学界・関係当局の間で議論されている状態であった。そのような中で、1953 年の台風 13 号によって伊勢湾・知多湾・三河湾沿岸の海岸堤防は甚大な高潮災害を被った<sup>1-5)</sup>。そこで海岸保全を担当する建設省・運輸省・農林省・水産庁の 4 省庁は、1956 年 5 月に「海岸法」を制定した。海岸法を基にした技術的な骨格づくりが進められ、1958 年には「海岸保全施設築造基準<sup>1-6)</sup>」が発行され、その後、表 1-1 に示す通り見直しが繰り返されている<sup>1-7), 1-8)</sup>。1958 年の海岸保全施設築造基準では、地震や津波のそれぞれに対して具体的な取扱いについて示されていなかったが、1972 年の海岸保全施設築造基準解説<sup>1-9)</sup>では津波に対する設計方法および地震に対する定性的な考え方が示され、海岸堤防は耐震性と耐津波性を有する必要があることが示された。1987 年の海岸保全施設築造基準解説<sup>1-10)</sup>では地震に対する具体的な設計方法が示され、液状化に関する検討項目が提示された。1995 年には阪神・淡路大震災による被害を受けて耐震点検に関するマニュアル「海岸保全施設耐震点検マニュアル<sup>1-11)</sup>」が策定された。1999 年の海岸法の改正により従来の「築造の基準」が「技術上の基準」に改められ、2004 年に「海岸保全施設技術上の基準・同解説」が発刊された。ここでは耐震性の評価にあたりレベル 1 地震動・レベル 2 地震動を考慮する旨が示された。

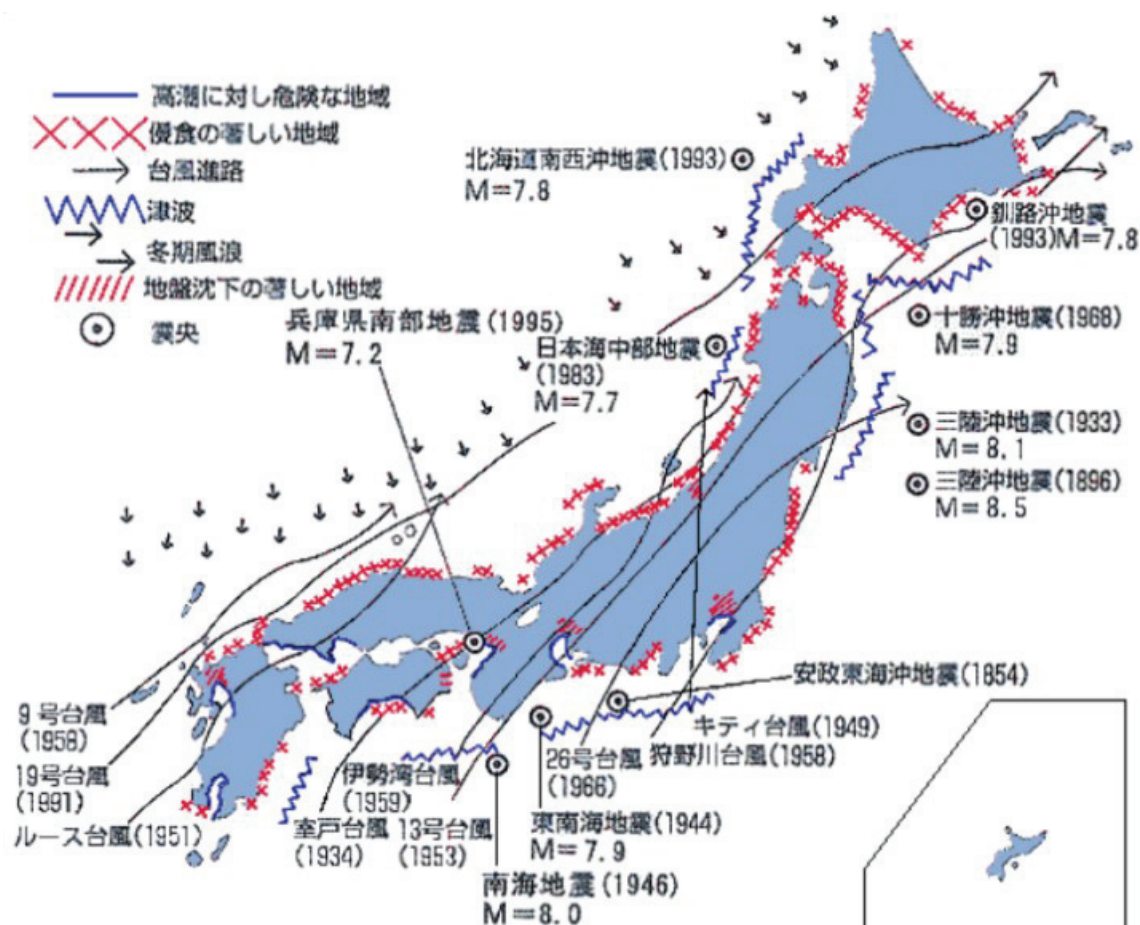


図 1-1 我が国における海岸災害の常襲地<sup>1-2)</sup>

表 1-1 海岸保全施設の耐震基準等の改定状況<sup>1-7), 1-8)</sup>

| 規定・改定年 | 耐震基準等の名称                            | 規定・改定の内容および経緯  |
|--------|-------------------------------------|--|
| 1956 年 | 海岸法                                 | 築造の基準として、海岸保全施設は、地形、地質、地盤の辺土、侵食の状態その他海岸の状況を考慮し、自重、水圧、波力、土圧および風圧並びに地震、漂流物等による振動および衝撃に対して安全な構造でないといけないと規定。   |
| 1958 年 | 海岸保全施設<br>築造基準                      | 【地震・津波対策】<br>・海岸法の主旨を、実務の取り扱いに際してその内容を具体的に示すために築造基準が示されたが、地震、津波対策の具体的な取扱いは示されていない。   |
| 1972 年 | 海岸保全施設<br>築造基準・海岸<br>保全施設築造<br>基準解説 | 【地震対策】<br>・堤体は波力、土圧、揚圧力等の外力に対して安定を保つ構造としなければならない。また、必要に応じ地震力を考慮するものとされた。<br>【津波対策】<br>・設計に使用する津波は、できるだけ長時間にわたる実測値その他の資料に基づき決定するものとされた。   |
| 1987 年 | 海岸保全施設<br>築造基準・海岸<br>保全施設築造<br>基準解説 | 【地震対策】<br>・地震に関する設計手法が示された。<br>・基礎地盤の液状化に対する安定性等が検討項目として提示された。<br>【津波対策】<br>・使用する津波はできるだけ長時間にわたる実測値、既往災害時の浸水記録等により決定するものとされた。<br>・津波堤防の天端高は、来襲津波が堤防前面で反射した時の最大水位に対して十分なものでなければならぬとされた。 |
| 1995 年 | 海岸保全施設<br>耐震点検マニ<br>ュアル             | 【地震・津波対策】<br>・耐震点検の方法は、概略点検において、地震による被害の発生しやすい施設および区間を選定した上で、津波、高潮等の外力の大きさ、背後地の高さ、背後地の利用状況等により想定される二次被害を考慮して詳細点検の必要な施設及び区間を抽出することとされた。   |

|        |                              |  |
|--------|------------------------------|--|
| 2004 年 | 海岸保全施設<br>技 術 上 の 基<br>準・同解説 | <b>【地震・津波対策】</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・海岸堤防は、津波及び地震動の作用に対して所要の安全性を有していなければならない。特に津波堤防は近地津波を発生させる地震動の作用に対して所要の安全性を有していなければならないとされた。</li> <li>・海岸堤防の安全性は、重要度等に応じてレベル 1 地震動、レベル 2 地震動を考慮し検討することとされた。</li> </ul> |
|--------|------------------------------|--|

### 1.1.2 近年の海岸堤防構造

近年の海岸堤防では、表のり面、天端、裏のり面の三面をコンクリート被覆した三面張り構造が採用されている。三面張りの堤防構造は、1953 年の台風 13 号において、盛土堤として整備されていた海岸堤防が大きく破壊されたため、復旧にあたって採用されたものである。その後の 1959 年の台風 15 号(伊勢湾台風)において被害を抑える効果が確認されたため、以後、海岸堤防の構造は三面張りを標準とすることとなった。しかしながら 1960 年のチリ地震津波では、天端や裏のりが土羽構造だった三陸沿岸の海岸堤防は越流水により背後が洗掘され、表のり被覆工は前方または後方に倒壊した。これ以降、海岸堤防の表のりの基礎工前面にブロックまたは捨石による根固めを施工する一方、裏のり尻には幅 3m 程度の水叩きまたは根固めを施工する工法が概ねとられた。このように災害を経験するに応じて改善を重ねることで、図 1-2 に示す海岸堤防が次第に一般的な構造となった。

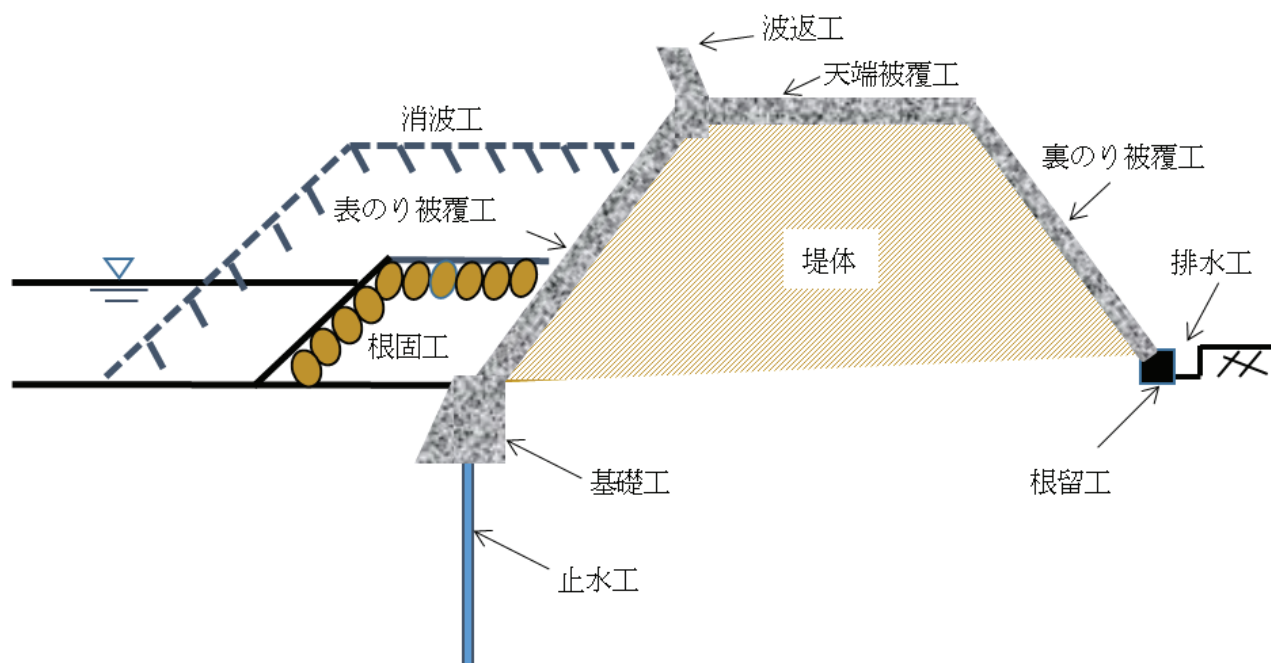


図 1-2 三面張り海岸堤防構造<sup>1-3)</sup>



## 1.2 東北地方太平洋沖地震の発生

2011 年 3 月 11 日に、宮城県沖を震源地とする東北地方太平洋沖地震が発生した。地震に伴う津波により多くの海岸堤防が破壊したことを受け、海岸堤防に関する法・設計・構造形式が大幅に見直されることとなった。本節では、東北地方太平洋沖地震の被害を概説したのち、「粘り強い堤防」に関する現在の動向を記載する。

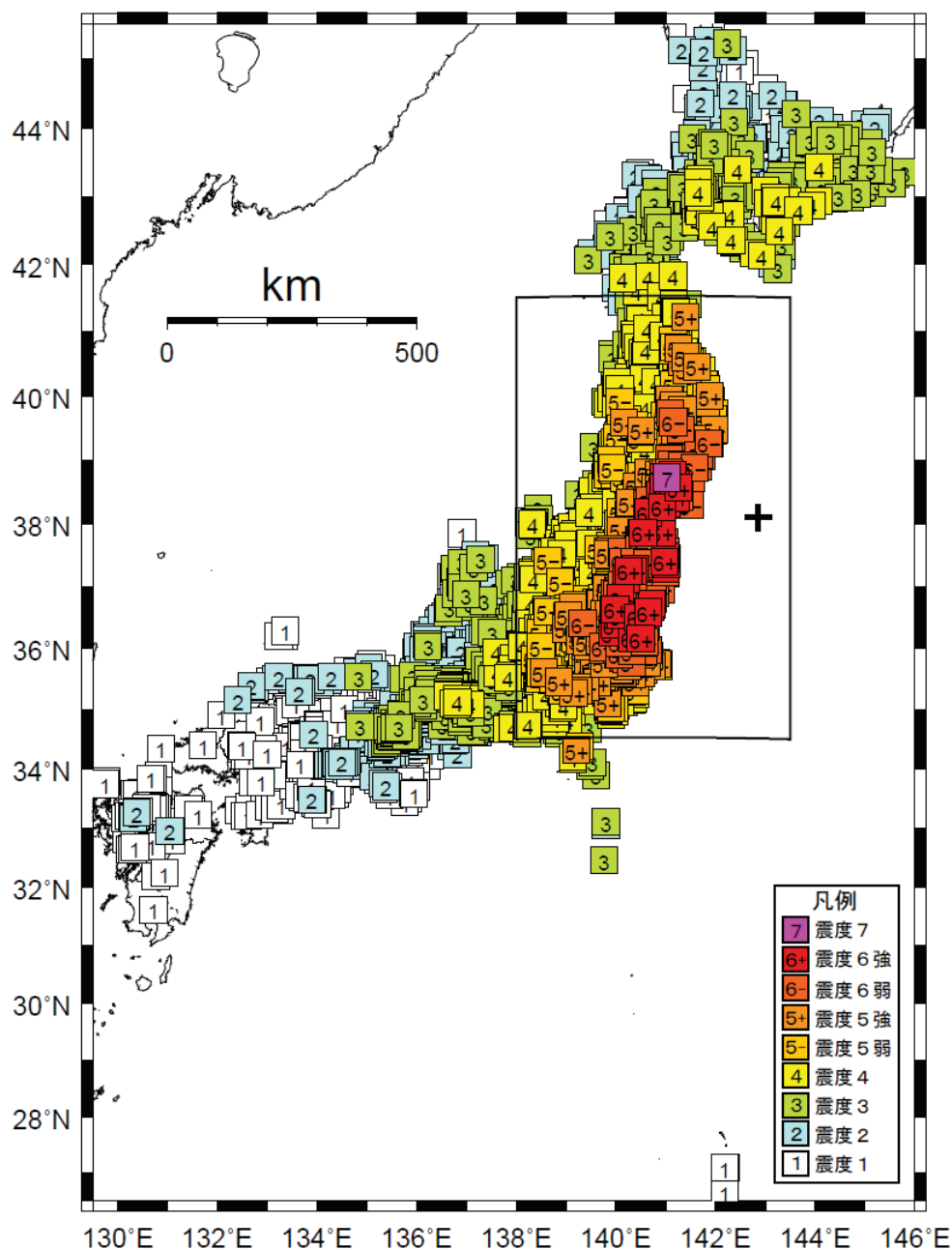


図 1-3 東日本大震災震度分布図<sup>1-12)</sup>

### 1.2.1 地震規模および被害概要

2011 年 3 月 11 日、宮城県牡鹿半島の東南東沖 130km、仙台市の東方沖 70km の太平洋の海底を震源とする東北地方太平洋沖地震が発生した。地震の規模はモーメントマグニチュード (Mw) 9.0 で、発生時点において日本周辺における観測史上最大の地震である。震源は広大で、岩手県沖から茨城県沖までの南北約 500km、東西約 200 キロメートルのおよそ 10 万 km<sup>2</sup> という広範囲全てが震源域とされる。図 1-3 に示すように、最大震度は宮城県栗原市で観測された震度 7 で、宮城・福島・茨城・栃木の 4 県 36 市町村と仙台市内の 1 区で震度 6 強を観測した<sup>1-12)</sup>。地震動の最大加速度が 1000gal を超え、1 分以上継続し、さらにピークが 2, 3 回観測されたことから、海洋型かつ連動型の巨大地震であるとされている。地震に伴う津波により東北地方と関東地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害が生じ、死者・行方不明者は 18,455 人、建築物の全壊・半壊は合わせて 400,326 戸、直接的な被害額は 16 兆円から 25 兆円とされている<sup>1-13)</sup>。

被災地である三陸海岸では 1896 年の明治三陸地震、1933 年の昭和三陸地震、1960 年のチリ地震など幾度となく津波被害を経験してきた<sup>1-14)</sup>。そのため被災区域では従前より、沿岸付近の海岸堤防の拡充が進められていた。これらは一定の減災効果を発揮したと考えられるが、東北地方太平洋沖地震は想定を遥かに上回る規模であったことから多くの海岸堤防は破堤した。この結果、表 1-2 に示すように、青森県、岩手県、宮城県、福島県、茨城県、千葉県内の 6 県 62 市町村で、市街地を主体とする都市計画法に基づく用途地域では、その約 13%にあたる 118km<sup>2</sup>、用途地域外ではその約 4%にあたる 410km<sup>2</sup>、合計 528km<sup>2</sup> の浸水が確認された。また 100m メッシュ単位での浸水深の把握結果では、表 1-3 に示すように、浸水面積の区域の 50% 以上が浸水深 2m 以上となっていた<sup>1-15), 1-16)</sup>。

表 1-2 浸水区域面積<sup>1-15), 1-16)</sup>

|       | 面積 A (km <sup>2</sup> ) | 浸水区域面積 B (km <sup>2</sup> ) | B/A  |
|-------|-------------------------|-----------------------------|------|
| 行政区域  | 12378                   | 528                         | 4.3  |
| 用途地域内 | 933                     | 118                         | 12.6 |
| 用途地域外 | 11445                   | 410                         | 3.6  |

表 1-3 浸水区域面積<sup>1-15), 1-16)</sup>

| 浸水深(m)  | ~0.5 | 0.5~1.0 | 1.0~2.0 | 2.0~4.0 | 4.0~8.0 | 8.0~ |
|---------|------|---------|---------|---------|---------|------|
| 面積割合(%) | 21   | 11      | 17      | 23      | 20      | 9    |



### 1.2.2 海岸堤防の被災事例とメカニズム

加藤(2012)は、図 1-4 に示すように、東北地方太平洋沖地震時に越流被害が生じた青森県から千葉県までの海岸堤防延長のうち 71.6km を対象に、8 つの被災パターンに分類し、各被災パターンがどの程度の割合を占めているかを整理した<sup>1-17)</sup>。その結果、裏のり尻の洗掘が 68%、裏のり肩・天端からの被災 6%であり、堤防裏側に起因する被災が 7 割以上を占めた。

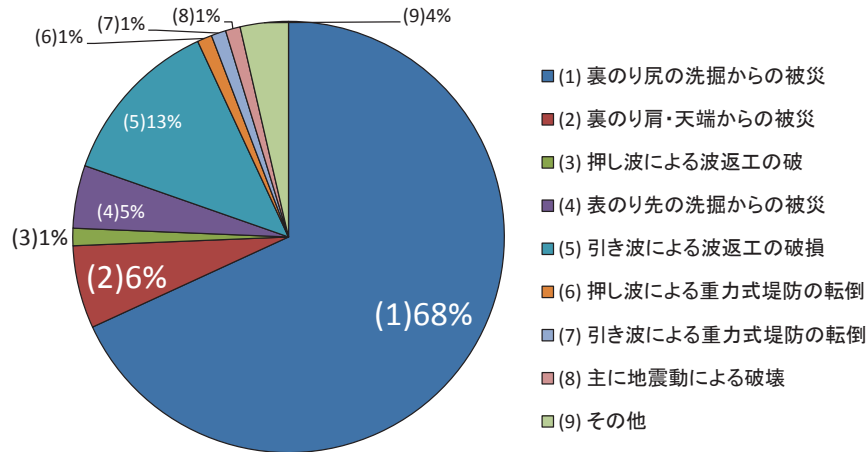


図 1-4 被災延長における各被災パターンの割合<sup>1-17)</sup>

割合上位を占めた裏のり尻の洗掘および裏のり肩・天端からの被災について、加藤(2012)は次のような見解を示している。海岸堤防の裏のり尻での洗掘は、海岸堤防が全壊に至らなかった箇所において多く見られた。たとえば、写真 1-1(a)のように、宮城県蒲崎海岸では、海岸堤防の陸側の深掘れが沿岸方向に延びていた。また写真 1-1(b)のように、裏のり尻での洗掘に加え裏のりや天端も削られた海岸堤防も見られた。このような海岸堤防の裏のり尻での洗掘により、図 1-5 のように、裏のり被覆工が流出し堤体土が流出する被災メカニズムが考えられる<sup>1-17)</sup>。



(a) 海岸堤防陸側の深掘れ



(b) 天端裏のりが削られた海岸堤防

写真 1-1 裏のり尻の洗掘からの被災<sup>1-17)</sup>

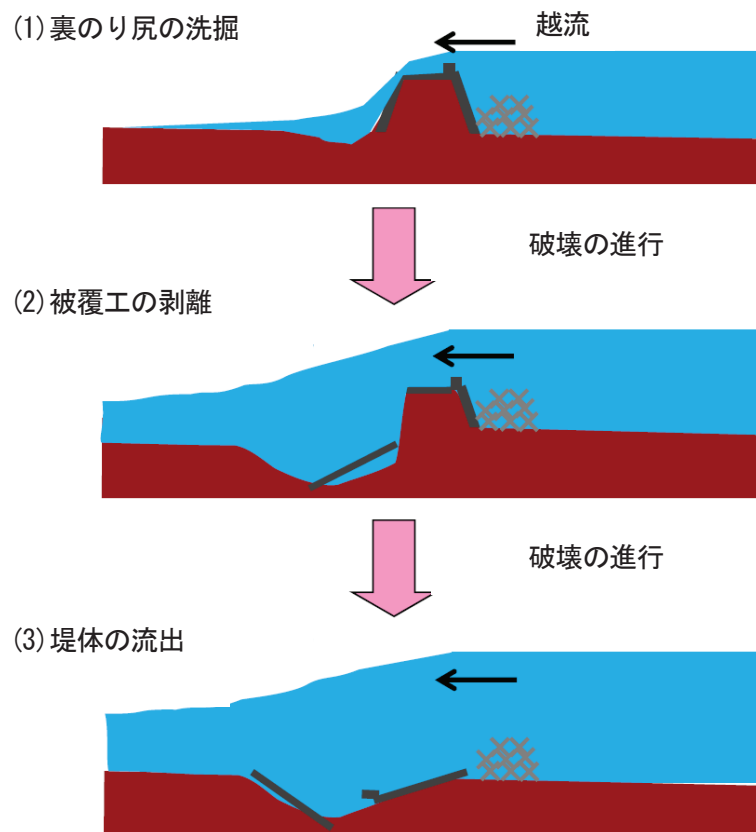


図 1-5 破壊のメカニズム(のり尻の洗掘)<sup>1-17)</sup>

海岸堤防の裏のり尻での洗掘が明瞭ではない場所においても、裏のりや天端の被覆工が流失していた箇所があった。写真 1-2(a)では、裏のり尻での洗掘が明瞭ではなく、裏のり尻に近い箇所では裏のり被覆工が残っているものの、その上部の被覆工が流失していた。また、写真 1-2(b)では裏のり被覆工は被災せず天端被覆工のみが流失していた。加藤(2012)はこれらの被災事例および模型実験による検討を踏まえ被災メカニズムを図 1-6 のように整理した。まず越流によって裏のりまたは天端の被覆工が流失した後、堤体土が流出し、最終的に全壊に至るというものである。越流によって被覆工が流失に至る要因として越流時の流体力、のり肩での負圧、堤体内の空気圧上昇などが考えられる<sup>1-17)</sup>。



(a) 裏のり被覆工の流出(岩手県金浜海岸)



(b) 天端被覆工の流出(宮城県大曲海岸)

写真 1-2 裏のり面・のり尻からの洗掘<sup>1-17)</sup>

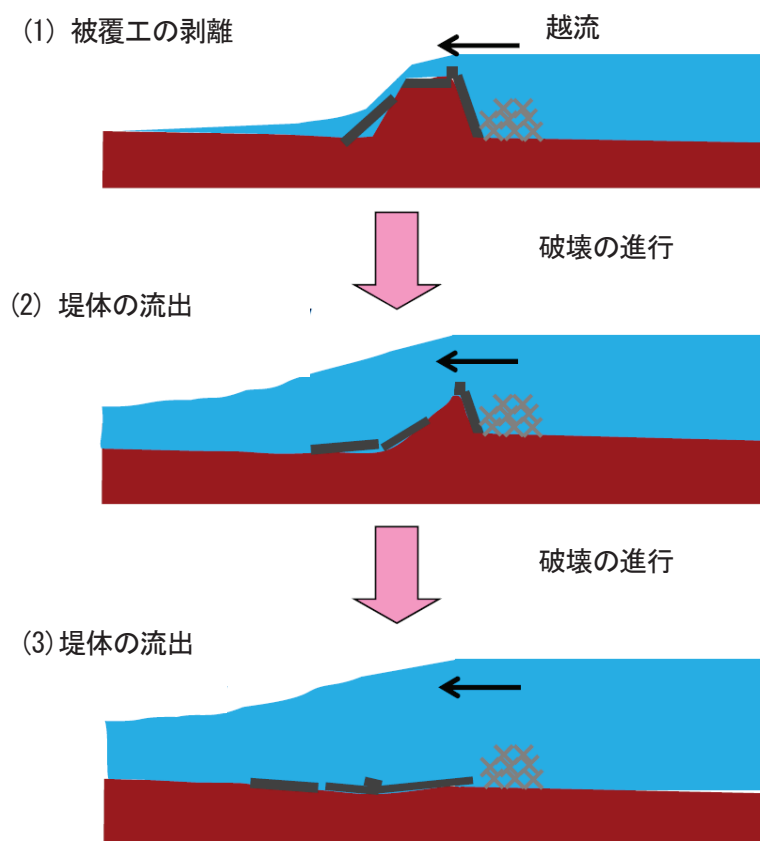


図 1-6 破壊のメカニズム(裏のり肩・天端からの被災)<sup>1-17)</sup>

津波来襲地を調査することで、すべての構造物が津波にさらわれたわけではなく、大きな損傷もなく残存しているものも確認されている。例えば、乙志ら(2015)は津波到来後の鋼矢板壁の残存事例を報告している<sup>1-18)</sup>。写真 1-3 は岩手県内で仮締切り用途として供用されていた二重鋼矢板壁構造であり、天端高さをはるかに超える 9m の津波被害を津波直行方向に受けても倒壊せずに残存していた。



写真 1-3 津波被災後の二重鋼矢板壁<sup>1-18)</sup>

### 1.2.3 震災以降の海岸堤防の動向

東北地方太平洋沖地震による甚大な被害を鑑み、2011 年 12 月には耐震基準等の見直しが通知され、2014 年には海岸法の改定に至った<sup>1-19)</sup>。2016 年現在における海岸堤防の設計思想に関する動向を以下に示す<sup>1-20)</sup>。

- ・数十年から百数十年に一度の頻度で発生し、堤防などの設計に用いるレベル 1 津波と、数百年以上に一度の低い頻度で発生し、避難計画の策定などに活用されるレベル 2 津波の、二段階の津波規模設定の考え方が導入された。
- ・設計対象の津波高を超え、天端を越流した場合であっても、堤防が完全に流失した状態であ



る全壊にいたる可能性を少しでも減らす、全壊に至るまでの時間を少しでも長くするといった、減災効果を目指した「粘り強い堤防」という考え方が示された。

- ・比較的高頻度の高い津波(レベル 1)に対して、海岸堤防は津波の侵入を防ぐ防御壁としての機能を期待し、設計対象の津波高を超えた場合でも粘り強く抵抗するものとする。なお海岸堤防設計時に対象とする津波高さは、過去の津波の痕跡高さの記録や津波シミュレーション結果を鑑み、安全側の設計となるよう見直されることとなった。

- ・最大クラスの津波(レベル 2)に対しては、被害の最小化を主眼とする「減災」の考え方に基づき対策を講ずる。そのため海岸堤防は、津波に対して粘り強く抵抗することを期待したハード対策という位置付けであり、同時にハザードマップの整備や災害時システムといったソフト対策を充実させ、ハード対策と組み合わせることで人命を守ることを最優先とする。

### 1.3 今後の巨大地震に向けて

#### 1.3.1 今後発生が想定されている地震

日本近海の新海溝沿いではマグニチュード7以上の地震が今後も多数発生することが予測されている。ここで今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率分布を図1-7に示す<sup>1-21)</sup>。都市部や工業生産拠点が集中する関東から四国の太平洋側では非常に高い確率となっており、人的・経済的損失は甚大となることが想定される。ここでは東北地方太平洋沖地震と同じく海洋型の地震であり、かつ大きな津波被害が懸念される三陸沖地震と、南海トラフ巨大地震について述べる。

##### (1) 三陸沖地震

東北地方の三陸沖にある日本海溝では、日本列島が形成されている北アメリカプレートに対して、西向きに移動する太平洋プレートが沈み込んでおり、三陸沖地震はこの沈み込みによるひずみが開放されることで生じる海溝型地震である。2011年には、三陸沖を震源としながら岩手県沖から茨城県沖まで広範囲の固有震源領域を巻き込んだ大規模な連動型地震(東北地方太平洋沖地震)となった。地殻変動により発生した津波は、三陸海岸のリアス式の形状により高さが倍増され内湾に甚大な被害が発生する。近年では、1896年の明治三陸地震における死者・行方不明者21959人、最大津波高さ38.2m、1933年の昭和三陸地震における死者・行方不明者3064人、最大津波高さ28.7mが記録されている。歴史記録・文献から幾度となく発生している地震であることが明らかとなっており、地震発生間隔から、例えば宮城県沖では30年以内に99%の確率でマグニチュード7.5以上の地震の発生が予想されている<sup>1-14)</sup>。

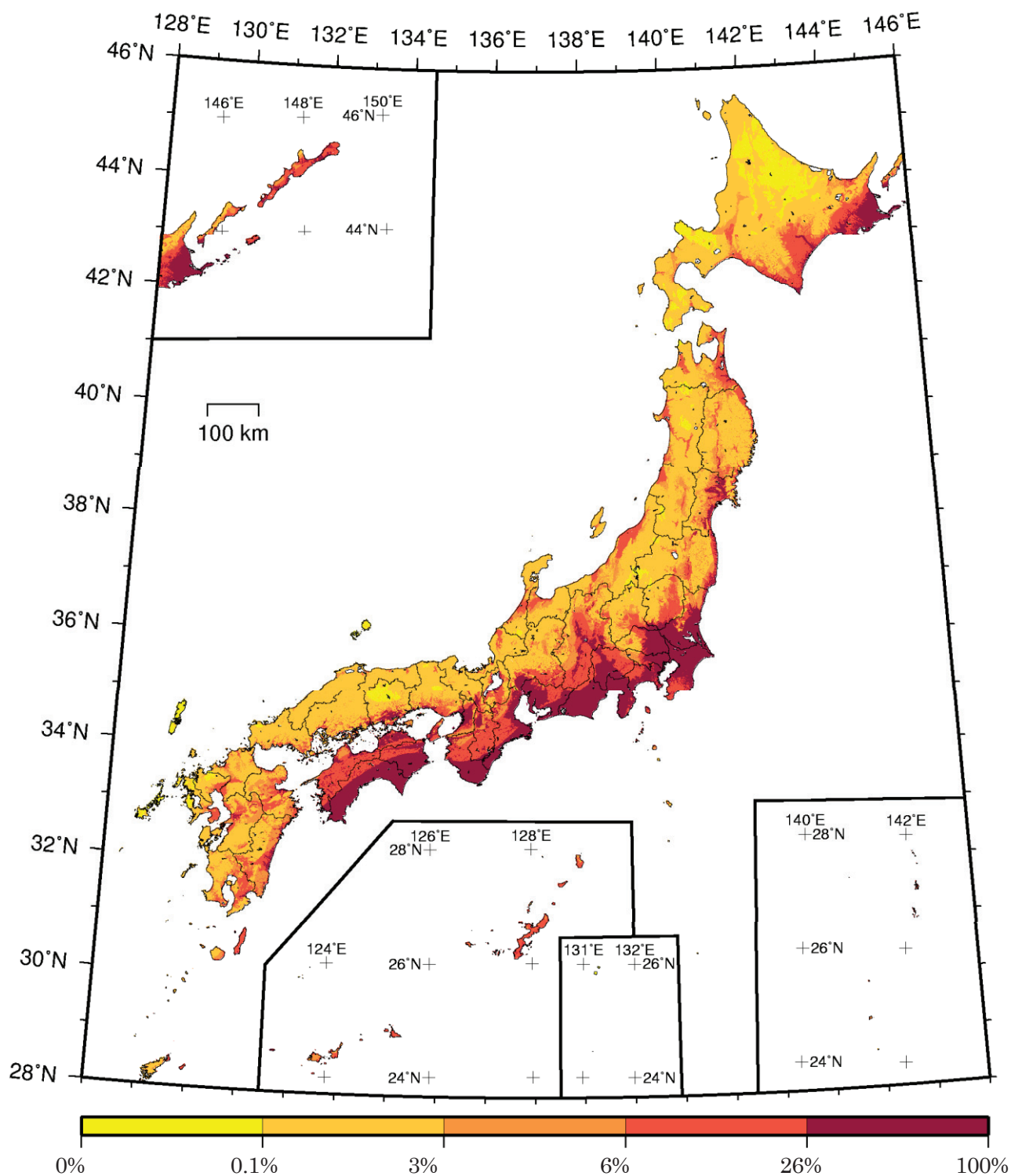


図 1-7 確率論的地震動予測地図（確率の分布）の例<sup>1-21)</sup>

## (2) 南海トラフ巨大地震

南海トラフ巨大地震は、フィリピン海プレートとアムールプレートとのプレート境界の沈み込み帯である南海トラフ沿いが震源域と考えられている。図 1-8 に示すように、南海トラフのすぐ隣には駿河トラフが近接しており、両トラフはこれまで巨大地震を連動して発生させてきた<sup>1-22)</sup>。そのため今後発生が予測されている南海トラフ巨大地震は東海・東南海・南海の連動型の地震となることで、四国・近畿・東海地方を包含する広域が被災すると考えられている。被災地域は都市や工場が集中する太平洋ベルト地帯であることに加え、震源地である南海トラフが太平洋沿岸に近いことから短時間で津波が来襲するため、日本近郊の地震の中でも最も懸念されている地震である。2012 年内閣府中央防災会議により発表された最悪のシナリオでは、死者 32 万 3 千人、被災地人口 5900 万人、30 都府県が被災し、太平洋側都市・地域に壊滅的被害が発生すると予測されている。表 1-4 に示すように最後の大規模な地震の発生から、南海・東南海地方では 70 年経過、東海地方では 140 年経過しており、地震周期から近々の発生が懸念されている<sup>1-23)</sup>。マグニチュードは 8~9、南海地方の地震は 30 年以内の発生確率が 60%程度、東南海地方の地震は 70~80%と地震規模・発生確率ともに極めて高い<sup>1-24)</sup>。

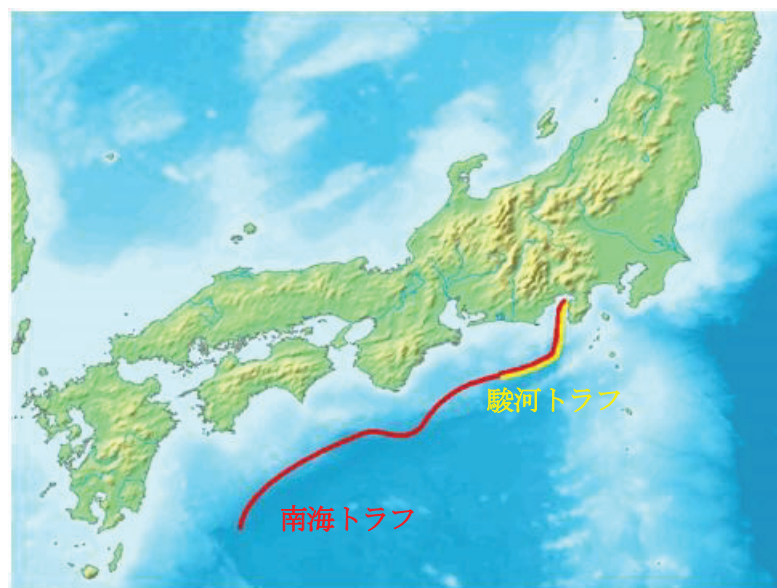


図 1-8 南海トラフ巨大地震の想定震源域<sup>1-22)</sup>

表 1-4 南海トラフで発生した巨大地震と発生間隔<sup>1-23)</sup>

| 巨大地震と発生年  | 発生地域                            | 前地震との発生間隔 |
|---|---------------------------------|-----------|
| 1605 年 慶長地震(M7.8)                                 | 南海 東南海 東海                       | —         |
| 1707 年 宝永地震(M8.4)<br>富士山噴火                        | 南海 東南海 東海                       | 102 年     |
| 1854 年 安政地震(M7.8)<br>安政東海地震(M8.4)<br>安政南海地震(M8.4) | 南海 東南海 東海                       | 147 年     |
| 1944～46 年 東南海地震(M7.9)<br>南海地震(M8.0)               | 南海 東南海                          | 90 年      |
| 現在(2016 年)  | 南海・東南海地方は 70 年経過、東海地方では 140 年経過 |           |

表 1-5 南海トラフの想定津波高さ<sup>1-23)</sup>

| 都道府県名  | 最大値(m) | 都道府県名 | 最大値(m) | 都道府県名 | 最大値(m) |
|--------|--------|-------|--------|-------|--------|
| 茨城     | 6      | 兵庫    | 9      | 高知    | 34     |
| 千葉     | 11     | 和歌山   | 20     | 福岡    | 4      |
| 東京（区部） | 3      | 岡山    | 4      | 長崎    | 4      |
| 東京（島部） | 31     | 広島    | 4      | 熊本    | 4      |
| 神奈川    | 10     | 山口    | 5      | 大分    | 15     |
| 静岡     | 33     | 徳島    | 24     | 宮崎    | 17     |
| 三重     | 22     | 香川    | 5      | 鹿児島   | 13     |
| 大阪     | 27     | 愛媛    | 21     | 沖縄    | 5      |

### 1.3.2 巨大地震に向けた堤防整備状況

三陸沖地震が懸念される岩手県・宮城県・福島県等の三陸地方では、主に歴史記録・文献から被災記録が残されている調査資料を整理し津波高さの見直しが行われた。想定されている津波高さに対して既存の堤防が低い場合、嵩上げを行うこととし、中には現在の高さの 2 倍以上の嵩上げを計画している堤防もある<sup>1-20)</sup>。

南海トラフ巨大地震が懸念される四国・近畿・東海地方の太平洋沿岸部では、数値シミュレーションにより地震発生時の津波高さ・浸水域等が算定された。表 1-5 に示すように最大津波高さは高知県で 34m、静岡県で 32m と極めて大きな津波高が予測されている。これを受け、高知県の高知海岸では堤防沈下抑制のため二重矢板工法(後述)が適用され<sup>1-25)</sup>、また静岡県では静岡市駿河区での海岸堤防が嵩上げされる等<sup>1-26)</sup>、南海トラフ巨大地震に備えた海岸堤防の整備が順次進められている。



## 1.4 研究目的

1.3.2 に示した海岸堤防の整備では、既存の三面張り構造(図 1-2)を嵩上げ・新規造設している事例が多い。しかしながら東北地方太平洋沖地震では、三面張り構造が全壊に至る事例も数多く報告されており、耐津波性に限界があると考えられる。将来到来する巨大地震に備えるには、津波からも住民の生命・生活を守る、より性能の高い海岸堤防を普及させる必要がある。

そこで本研究では、現在の海岸堤防の設計思想の動向に則り、堤高を超える津波に対しても「粘り強く」抵抗する堤防を提案することを目的とする。ここで、本研究ではこれまでにない全く新しい構造を提案することはしない。大学・国家機関・民間企業からは具体的な構造形式がいくつか提案されていることから、これらの研究動向を調査し、粘り強さが期待できる構造を選定する。そして実適用するにあたり課題となる項目を抽出し、研究的視点により解決に取り組む。

本論文の章別の構成を図 1-9 に示す。

1 章では、海岸堤防に関する現在の動向を示し、東北地方太平洋沖地震を契機に海岸堤防に関する法や設計思想が大きく見直されたことを記した。「粘り強い堤防」という考え方が示され、比較的頻度の高い L1(レベル 1)地震・津波に対して防災・減災機能を十分に発揮するだけでなく、最大クラスの L2(レベル 2)地震・津波に対しても全壊までの時間を極力確保する海岸堤防が望まれていることを述べた。また、三陸沖地震や南海トラフ地震等の、将来的に高い確率で発生が予想される巨大地震に対応するためには、現行の海岸整備事業と並行して「粘り強い堤防」を実現する必要があることを述べた。

2 章では、「粘り強い堤防」の姿を具体化する。現在、大学・国家機関・民間企業で実施されている研究動向を調査し、「粘り強い堤防」として提案されている二つの工法(改良型三面張り構造・二重鋼矢板構造)を取り上げる。実験・解析的な取り組みにより、いずれの構造も津波に対して粘り強く抵抗することが確認されていることを説明する。本研究では単一工法により、地震および津波までの一連の被災に対し効果的と考えられる、二重鋼矢板構造に着目する。そして、これまでの研究では対象とされていなかったような巨大な地震を想定した場合の、二重鋼矢板構造の対策効果確認、および評価手法の提案を研究課題とする。

3 章では、重力場における振動台模型実験を実施し、巨大地震発生時における二重鋼矢板構造に関する対策効果の確認および基礎データ取得を行う。なお海岸堤防や港湾施設では二重鋼矢板壁に対して直角方向かつ離散的に隔壁(鋼矢板)を設けることが多く、隔壁を併用した二重鋼矢板構造についてもあわせて検討する。

4 章では、模型実験で得られた計測データを基に、2 次元液状化解析コード(LIQCA12)を用いて模型実験の再現数値解析を実施する。鋼矢板や地盤の挙動を詳細に分析し対策効果のメカニズムを論じるとともに、再現精度についても検討し、実務設計にも対応可能な数値解析モデルの構築を目指す。

5 章では、4 章までの検討結果に基づいて、なお解釈しなければならない以下の課題について取り組む。

- ・隔壁を併用した二重鋼矢板構造の地震時における 3 次元挙動の検討
- ・隔壁の継手せん断ずれを考慮した二重鋼矢板構造の性能評価
- ・地震動特性(加速度振幅・継続時間)が対策効果へ与える影響評価
- ・実地盤を対象とした対策効果検討

6 章を結論として本論文の結びとする。

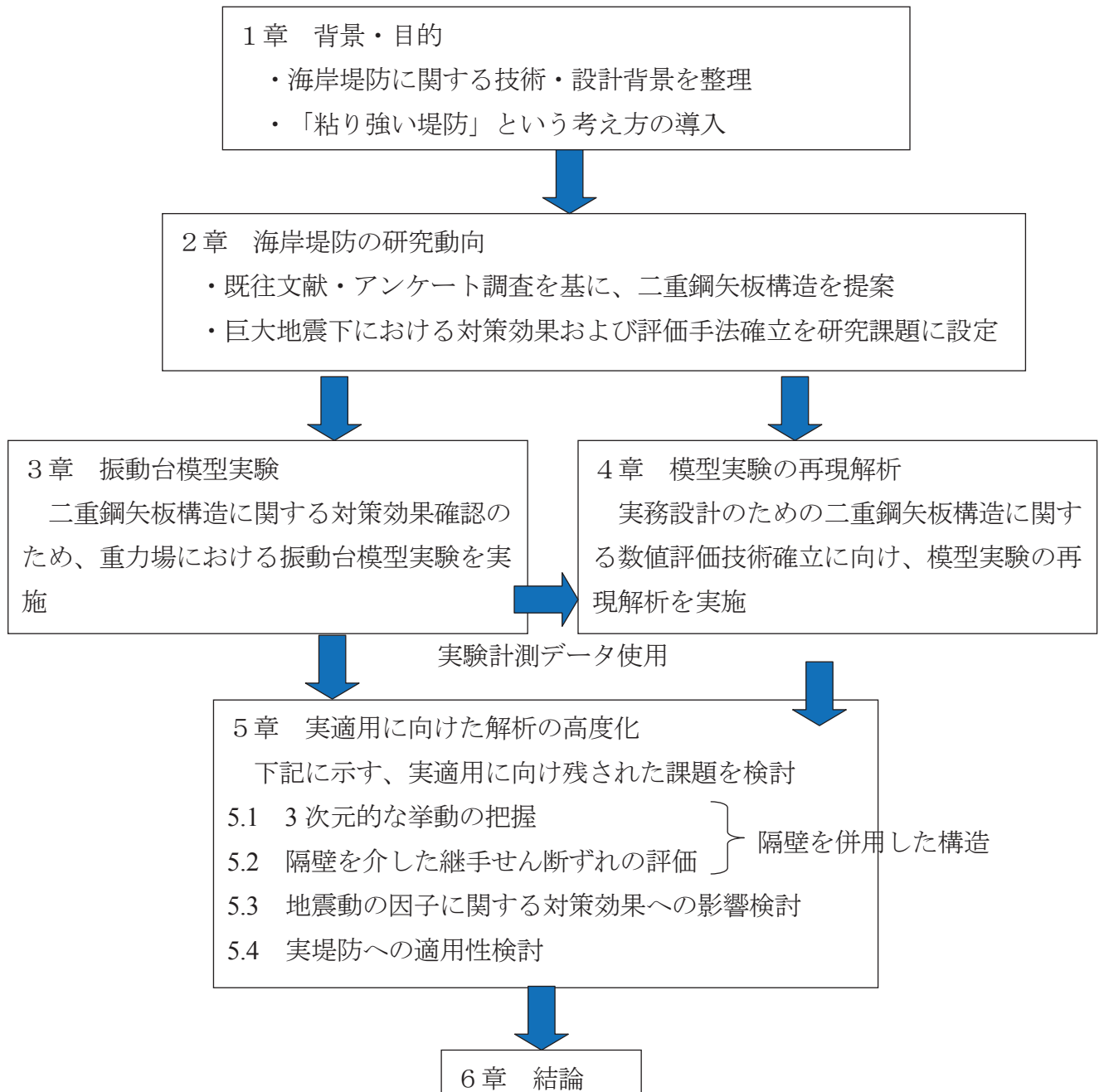


図 1-9 本論文の構成

## 参考文献

- 1-1) 渕田邦彦, 疋田誠, 檀和秀, 吉村優治, 塩野計司 : 防災工学, コロナ社, pp.70-72, 2001
- 1-2) 国土交通省 水管理・国土保全局ホームページ :  
[http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\\_blog/past\\_shinngikai/shinngikai/kondankai/kaigan/9812-12.html](http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/past_shinngikai/shinngikai/kondankai/kaigan/9812-12.html)
- 1-3) 海岸保全施設技術研究会 : 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 出版 : 全国農地海岸保全協会, 2004
- 1-4) 海岸法 : <http://law.e-gov.go.jp/htmldata/S31/S31HO101.html>
- 1-5) 細井正延, 富永正照, 三井宏, 岸力 : 伊勢湾台風における被害と対策, 第7回海岸工学講演会講演集, pp.185-194, 1960
- 1-6) 農林水産省, 運輸省, 建設省 : 海岸保全施設築造基準, 1958
- 1-7) 会計検査院ホームページ :  
[http://report.jbaudit.go.jp/org/h23/YOUSEI5/2011-h23-8170-0.htm#8169\\_1\\_2](http://report.jbaudit.go.jp/org/h23/YOUSEI5/2011-h23-8170-0.htm#8169_1_2)
- 1-8) 合田良實 : 海岸工学 (その誕生と発展), 技報堂出版, pp.35-37, 2012
- 1-9) 農林省農地局編 : 海岸保全施設築造基準解説, 全国海岸協会, 1972
- 1-10) 海岸保全施設築造基準連絡協議会 編 : 海岸保全施設技術上の基準・同解説, 全国海岸協会, 1987
- 1-11) 海岸保全施設耐震点検マニュアル, 農林水産省・水産庁・運輸省・建設省, 1995
- 1-12) 国土交通省 気象庁 HP : [http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011\\_03\\_11\\_tohoku/](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011_03_11_tohoku/)
- 1-13) Wikipedia : 東日本大震災  
<https://ja.wikipedia.org/wiki/%E6%9D%B1%E5%8C%97%E5%9C%B0%E6%96%B9%E5%A4%AA%E5%B9%B3%E6%B4%8B%E6%B2%96%E5%9C%B0%E9%9C%87>
- 1-14) Wikipedia : 三陸沖地震  
<https://ja.wikipedia.org/wiki/%E4%B8%89%E9%99%B8%E6%B2%96%E5%9C%B0%E9%9C%87>
- 1-15) 濱田政則 : 耐津波学 津波に強い社会を創る, 森北出版株式会社, pp.49-64, 2015
- 1-16) 国土交通省都市局 : 津波被災市街地復興手法検討調査 (とりまとめ), 2012
- 1-17) 加藤史訓 : 津波減災のための粘り強い海岸堤防の提案と避難施設周辺の津波挙動の評価, 東京大学学位論文, 2014
- 1-18) 乙志和孝, 黒澤辰昭, 藤原覚太, 戸田和秀, 吉原健郎, 奥田洋一, 西部和生, 黒崎和保 : 巨大地震および津波遡上に対する海岸堤防・防潮堤のソリューション技術, 新日鉄住金技報第403号, pp.70-77, 2015
- 1-19) 国土交通省ホームページ「海岸法の一部を改正する法律案」について :  
[http://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo03\\_hh\\_000747.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo03_hh_000747.html)

- 1-20) 内閣府ホームページ：国土交通省 水管理・国土保全局海岸室，南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ 第2 会合 資料1 今後の海岸堤防等の整備について，  
[http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku\\_wg/2/pdf/1.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/2/pdf/1.pdf)
- 1-21) 地震調査研究推進本部事務局：「全国地震動予測地図 2016 年版」の概要，  
[http://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic\\_hazard\\_map/shm\\_report/shm\\_report\\_2016/](http://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/shm_report/shm_report_2016/)
- 1-22) Wikipedia：駿河トラフ  
<https://ja.wikipedia.org/wiki/%E9%A7%BF%E6%B2%B3%E3%83%88%E3%83%A9%E3%83%95>
- 1-23) 高島秀雄：南海トラフ巨大地震の防災対策 地域防災のグランドデザイン，鹿島出版会，  
p.119，2014
- 1-24) Wikipedia：南海トラフ巨大地震  
<https://ja.wikipedia.org/wiki/%E5%8D%97%E6%B5%B7%E3%83%88%E3%83%A9%E3%83%95%E5%B7%A8%E5%A4%A7%E5%9C%B0%E9%9C%87>
- 1-25) 古市秀雄，原忠，谷美宏，西剛整，乙志和孝，戸田和秀：地震・津波の複合災害に耐える鋼矢板堤防補強法に関する研究，地盤工学ジャーナル， Vol.10, No.4, pp.583-594, 2015
- 1-26) 国土交通省 中部地方整備局 静岡河川事務所 HP：<http://www.cbr.mlit.go.jp/shizukawa/>

## 2 海岸堤防の研究動向

東北地方太平洋沖地震以降、公的機関や民間企業では「粘り強い堤防」の実現に向け、研究開発を行ってきた。本章では、すでに施工実績を有し、次世代の海岸堤防として期待される構造として、従来の三面張り構造に工夫を施した「改良型三面張り構造(本論文独自の呼称)」、および東北地方太平洋沖地震時での被災事例(写真 1-3)から粘り強さが期待できる「二重鋼矢板構造」の2つの構造を取り上げ、構造概要・既往研究・施工実績を概説する。

### 2.1 改良型三面張り構造

#### 2.1.1 構造概要

加藤(2014)は前章の被災メカニズムから、堤防裏側の洗掘・流失を抑える工夫を施した構造として、図 2-1 に示す「改良型三面張り構造(本論文独自の呼称)」を提案した<sup>2-1)</sup>。以下の研究は仙台湾南部海岸の実堤防(写真 2-2)を対象にしたものであり、寸法等の設定は実構造に従う。

裏のり尻では、裏のり下部と一体化した基礎工を設けるとともに、その安定性を高めるため基礎工の周辺に地盤改良を施す。裏のり尻の基礎工は堤防背後の土地の制約を考慮して、地盤改良の上端幅 2m 程度とし、地盤改良の施工性を考慮して地盤改良の深さを 2m に設定している。基礎工と地盤改良により裏のり尻から 3.25m が保護されることとなる。裏のり被覆工については、実務的な実現可能性を考慮して 0.5m まで厚さを増して、さらにその下にフィルター層を設けて越流水による吸出しを極力起こりにくくする。通気性・通水性の確保は、隣接するブロック間でモルタル等による練り処理を行わないことで、ブロック間の隙間を存置することにより行う。この場合、隣接するブロックが上下にずれることによる不陸の発生がより懸念される。そこで、ブロックが多少ずれて流れをまともに受けても、両端に切欠きを設けたコンクリートブロックをかみ合わせた構造とする。そのほか、のり肩部分まで天端被覆工を延長し裏のり流による揚圧力に抵抗するように工夫されている。

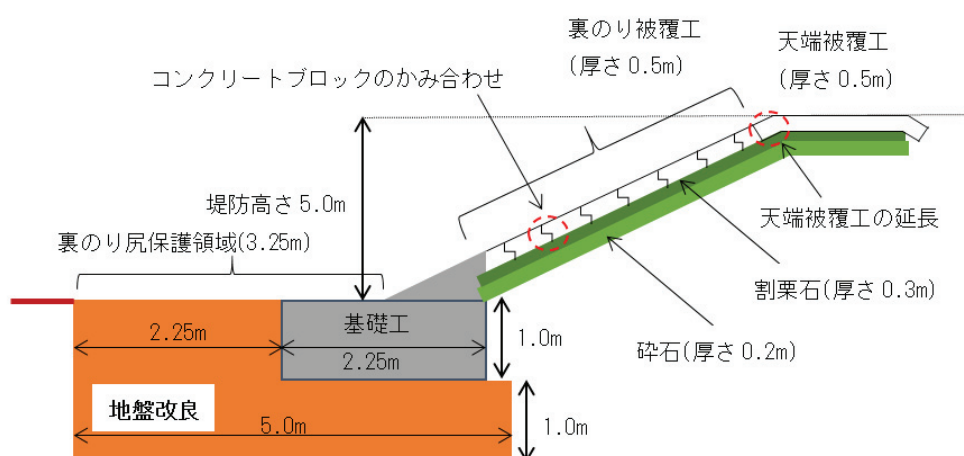


図 2-1 改良型三面張り構造(裏のり部の断面図)<sup>2-1)</sup>



### 2.1.2 既往の研究

加藤(2014)は改良型三面張り構造に対し、小規模および大規模の模型実験を実施している<sup>2-1)</sup>。被災メカニズムの分析から、裏のり尻の洗掘を防止することが重要と考えられており、対策として裏のり尻の地盤改良が提案されている。本節では裏のり尻の地盤改良による対策効果を確認するために実施された、大規模な越流実験について紹介する。

長さ 45m、幅 1m、高さ 4m の水路内に、仙台湾南部海岸の実堤防を対象に設定された、幾何縮尺 1/2 の堤防盛土(図 2-2)を作成した。裏のり尻の地盤改良による洗掘防止効果に着目するため、地盤改良を施したケースと施さないケースの 2 ケースを実施した。海岸堤防の海側の水位を調整し、越流水深が 2m、越流継続時間が 10 分となるよう越流水を与えた。

地盤改良あり・なしの模型に対する、実験後の状況を写真 2-1 に、越流後の堤防および背後地盤の断面形図 2-3 に示す。写真 2-1(a)より、地盤改良を施さなかったケースでは、裏のり被覆工に続いて堤体土も流出したため、裏のりが大きくえぐられた形状となっている。ただし図 2-3 より、陸側(図中の-12m より左側)では洗掘が生じていない。これは、流出した裏のり被覆工が縦断距離 10m 付近に留り、結果的に洗掘を防止する役割を果たしたためである。一方で地盤改良を施したケースでは、裏のり被覆工、基礎工、地盤改良部分が原型を留め、地盤改良部分の下面が露出するほどの洗掘は生じなかった。地盤改良を施さなかったケースのように、裏のり被覆工が流出されず洗掘から保護することはなかったため、地盤改良部分から陸側 20m 以上の範囲が洗掘されていた。しかしながら、この洗掘が堤体自体の損傷に与える影響は小さいと考えられる。

### 2.1.3 施工実績

改良型三面張り構造は、東北地方整備局による仙台湾南部海岸での堤防復旧(延長約 29km)に採用された。施工中の状況を写真 2-2 に示す。堤防断面は図 2-1 に示す通りである。復旧工事は平成 28 年度末に完成予定であり、現場適用に際して大きな問題は生じておらず、十分な施工性を有することが確認されている<sup>2-2)</sup>。

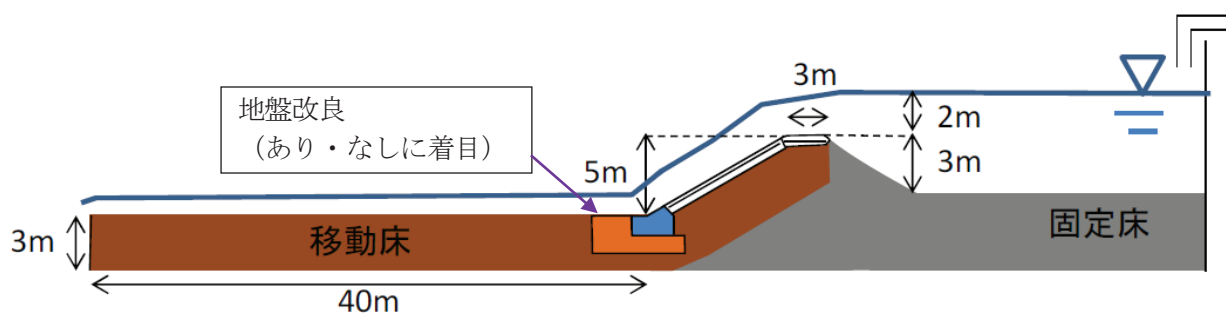


図 2-2 大規模な越流実験(断面図；実大寸法換算)<sup>2-1)</sup>



(a) 地盤改良なし



(a) 地盤改良あり

写真 2-1 越流後における裏のり尻の状況<sup>2-1)</sup>

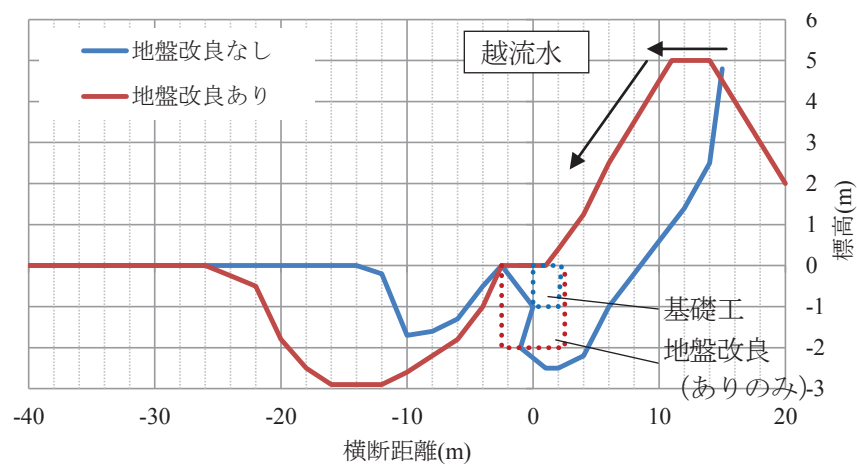


図 2-3 改良型三面張り構造(裏のり部の断面図)<sup>2-1)</sup>



写真 2-2 仙台湾南部海岸での堤防復旧<sup>2-2)</sup>

## 2.2 二重鋼矢板構造

### 2.2.1 構造説明

鋼矢板とは鋼製の擁壁部材であり、継手を介して互いに嵌合することで壁体を形成する。写真 2-3 は、鋼矢板を二列配置し天端を連結材(タイロッド)により連結した、二重鋼矢板壁と呼ばれる構造である<sup>2-3)</sup>。写真 1-3 で示したように、東北地方太平洋沖地震による津波を受けても倒壊・流出しなかったことから、「粘り強い」壁構造となることが期待できる。

二重鋼矢板壁を堤防内に設置し、鋼と土との複合構造とすることで「粘り強い堤防」とする研究が実施されている。二重鋼矢板構造は、堤防の両のり肩から基礎地盤の非液状化層まで鋼矢板を挿入し、両天端をタイロッドにより結合することで構築される。新設の堤防だけでなく、既設の堤防を補強する工法としても適用可能である。三戸部ら(2014)は、図 2-4(a)に示すように、津波に伴う越流が生じ裏のり尻や裏のり面が洗掘しても、堤防内に設置された鋼矢板が自立を保つことで堤防としての機能を維持することを、模型実験により確認した<sup>2-4)</sup>。二重鋼矢板構造の特徴として、液状化が懸念されるような軟弱な地盤条件に対しても、地盤改良等の他工法を併用せず耐震性を発揮できる点がある。軟弱な地盤上に造築された堤防を対象とした場合、無対策の堤防であれば液状化に伴う堤防の沈下・変形が懸念されるが、乙志ら(2011)は、図 2-4(b)に示すように、二重鋼矢板構造とすることで、非液状化層まで根入れされた鋼矢板自体が堤防高さを確保し、かつ締切り内の地盤の沈下を抑制することを、模型実験により確認した<sup>2-5)</sup>。また Fujiwara ら(2013)は、液状化に伴う堤体の変形性状および二重鋼矢板構造の対策効果を、数値解析により定量的に評価した<sup>2-6)</sup>。次節では、上記三つの既往の研究に関して概説する。



写真 2-3 二重鋼矢板壁<sup>2-3)</sup>



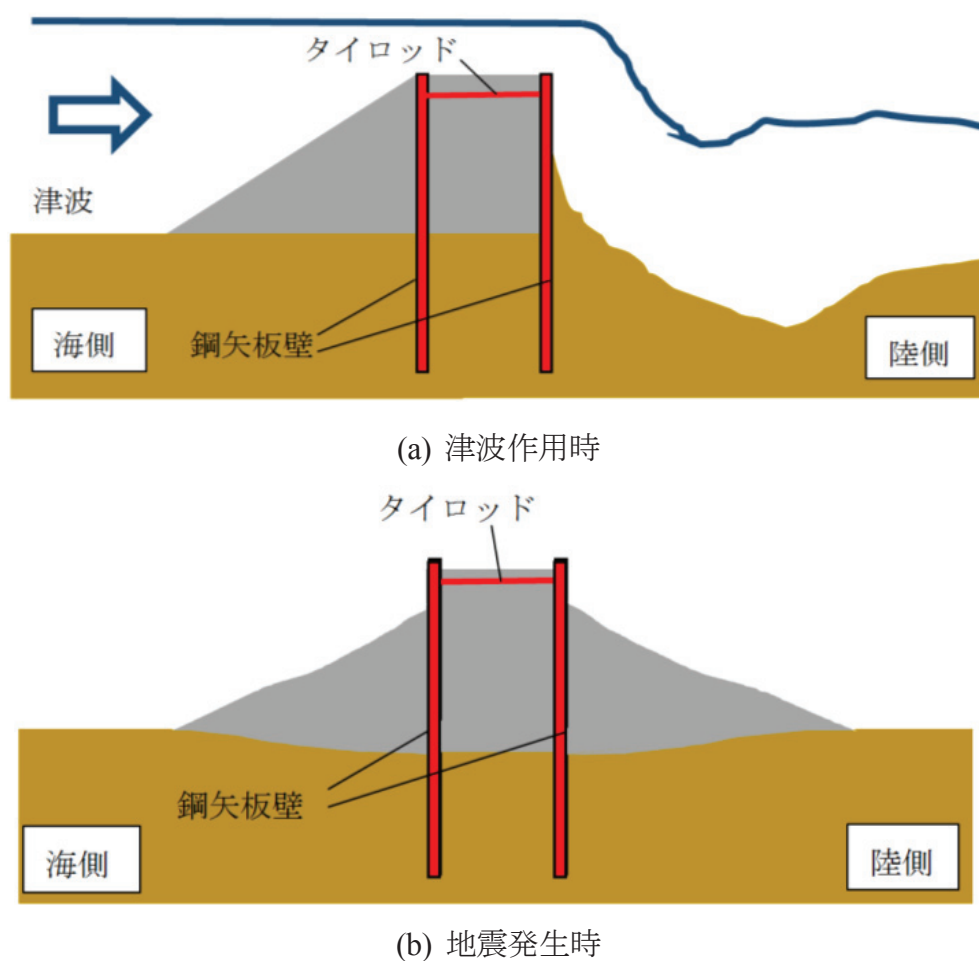


図 2-4 二重鋼矢板構造の対策効果

## 2.2.2 既往の研究

### (1) 耐津波性に関する研究

三戸部ら(2014)は津波越流を対象とした水理模型実験(縮尺 1/50)を実施し、津波作用時における二重鋼矢板構造の挙動について検討した<sup>2-4)</sup>。図 2-5 および写真 2-4 に示す、天端幅 12cm(実大換算 6m)、天端高 15cm(7.5m)、のり面勾配 1:1.5 の模型堤防の中に二重鋼矢板を取り付け、水路上に設置したのち、越流水深  $h=10\text{cm}(5\text{m})$  となるよう越流水を 85 秒間(10 分間)与えた。ここで越流時の堤防の性状を把握しやすくするため、コンクリート被覆工等は設けていない。

実験結果として、二重鋼矢板および堤防の変状の時間変化の結果を図 2-6 に示す。時間の経過につれ、裏のり尻の洗掘が進行し二重鋼矢板には陸側(紙面右方向)に向かう傾きが生じた。しかしながら実験終了である 10 分を経過しても二重鋼矢板は倒壊することはなかった。一方で、二重鋼矢板を設置しない無対策の堤防に対しても同様の実験が実施されており、実験終了後の無対策の堤防では初期高さの 17%のみを残すのみで、堤体の大半が流出された。堤防の被

災メカニズム(図 1-4)で示された裏のり尻の洗掘が生じても、二重鋼矢板が粘り強く抵抗し、堤防機能を維持することが確認された。

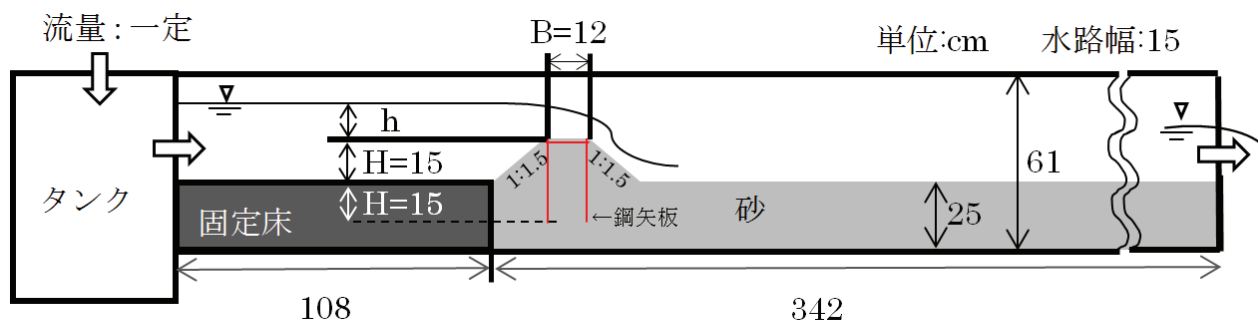


図 2-5 実験装置<sup>2-4)</sup>

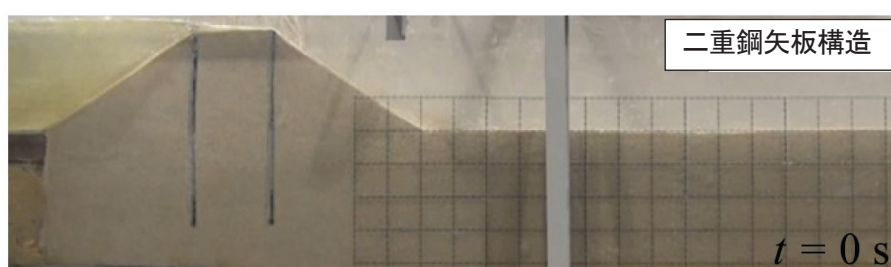


写真 2-4 実験ケース<sup>2-4)</sup>

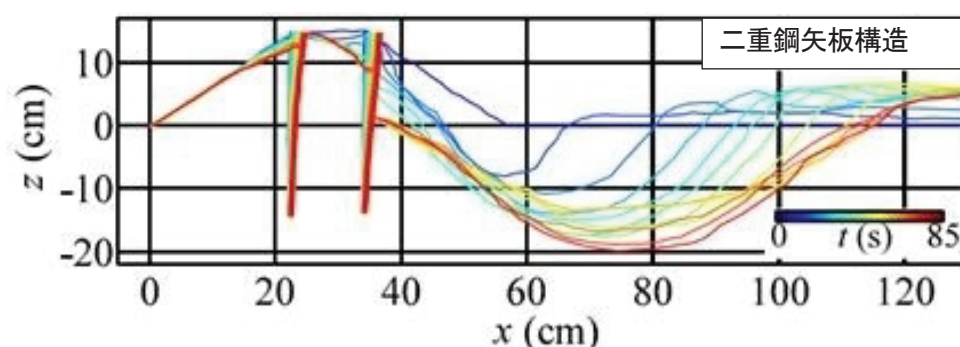


図 2-6 実験結果<sup>2-4)</sup>

## (2) 耐震性に関する研究

乙志ら(2011)は、地震時における本構造の対策効果を検証するため、実大の 1/20 スケールの模型堤防を対象に重力場における振動台模型実験を実施した<sup>2-5)</sup>。実験模型は図 2-7 に示す寸法とし、非液状化層・液状化層から成る二層地盤上に堤体模型を設置した。実験ケースは(a)無対策、(b)二重鋼矢板構造とし、鋼矢板模型には厚さ 1.6mm、長さ 650mm(非液状化層への根入れ 150mm)の鋼板を用いた。加振波は図 2-8 に示す、1995 年兵庫県南部沖地震の際に神戸海洋気象台で観測された加速度記録(NS 成分)を、卓越周波数が 5Hz となるよう調整された波形を用いた。本地震動は、最大で 800gal を超える大きな加速度振幅を有するも、比較的短時間で終了

する直下型の地震動である。

実験結果について、図 2-9 に堤防天端の鉛直変位の時刻歴を、写真 2-5 に加振後の堤防の変形状態を示す。図 2-9、写真 2-5 より地震により基礎地盤が液状化することで無対策の堤防では大きく沈下・変形したのに対し、二重鋼矢板ケースでは鋼矢板自体が堤防高さを保つことを確認した。これにより地震後に到来する津波に対しても堤防機能が発揮することが期待できる。さらに鋼矢板で囲まれた地盤の沈下・変形が無対策時の半分程度にまで抑制された。海岸堤防の天端は幹線道路として供用されていることが多く、当該領域の損傷を軽微に留めることで道路復旧が容易となり、緊急車両の走行が可能となるなど被災後の迅速な復旧に寄与できると考えられる。

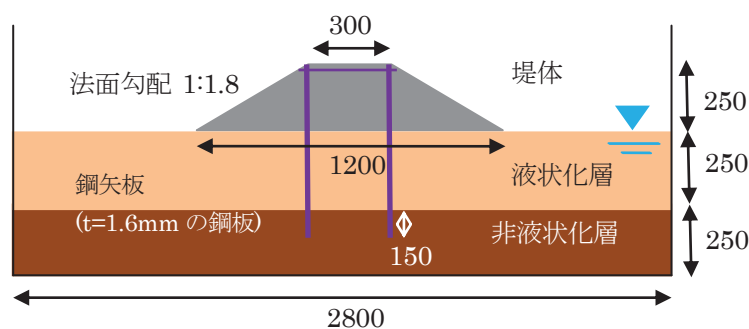


図 2-7 模型断面<sup>2-5)</sup>

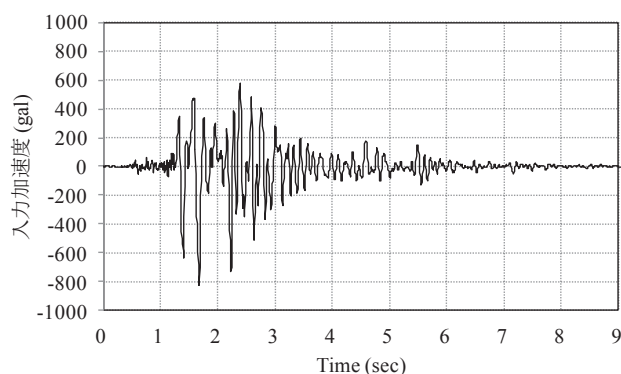


図 2-8 入力加速度<sup>2-5)</sup>

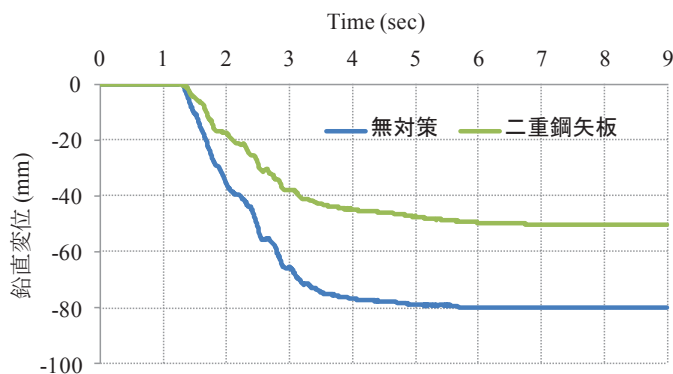


図 2-9 堤防天端の鉛直変位時刻歴<sup>2-5)</sup>



(a) 無対策



(b) 二重鋼矢板構造

写真 2-5 加振後の堤防の変形状態<sup>2-5)</sup>

Fujiwara ら(2013)は、堤防の変形状態を定量的に予測する数値解析手法の確立を目的に、液状化解析手法である LIQCA2D09<sup>2-7)</sup>を用いて、模型実験の再現解析を実施した<sup>2-6)</sup>。模型実験と同寸法の、図 2-10 に示す解析モデルを作成し、モデル底面から図 2-8 に示す加振波形を与えた。解析結果として、加振後の変形状態(過剰間隙水圧比コンター)を図 2-11 に、堤体天端の鉛直変位の時刻歴を図 2-12 に示す。図 2-11 より、基礎地盤の液状化に伴い無対策では大きく沈下・変形すること、また鋼矢板を設置することによる堤防の沈下・変形抑制効果が発揮されることが確認できる。図 2-12 より、堤防天端の鉛直変位についても定量的に再現しており、経時的な変形挙動についても良好に追跡できることを確認した。さらに図 2-13 に示すように、鋼矢板に生じる曲げひずみ(曲げ応力)も精度良く評価できることを確認した。

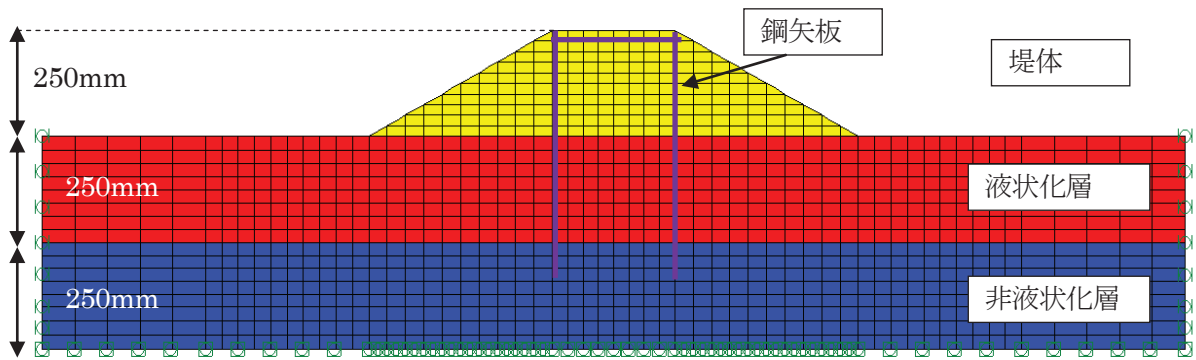
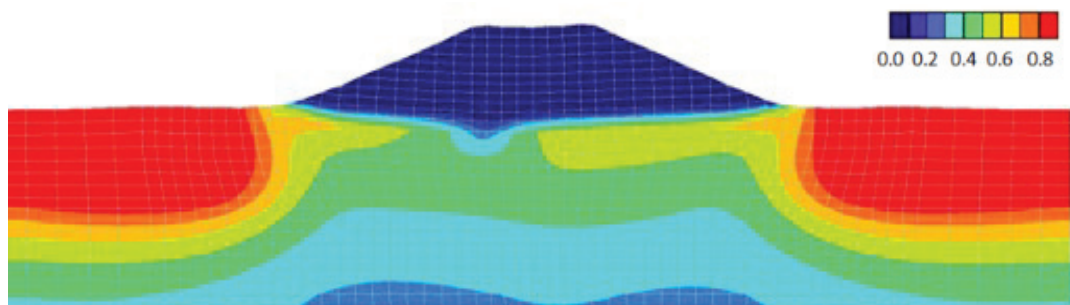
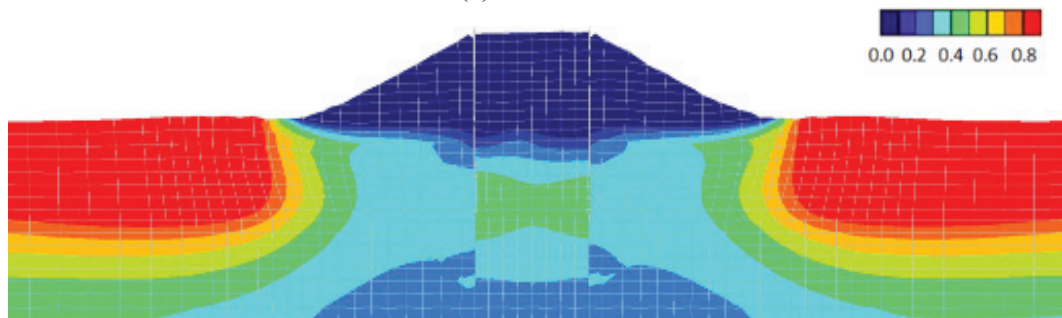


図 2-10 解析モデル断面<sup>2-6)</sup>

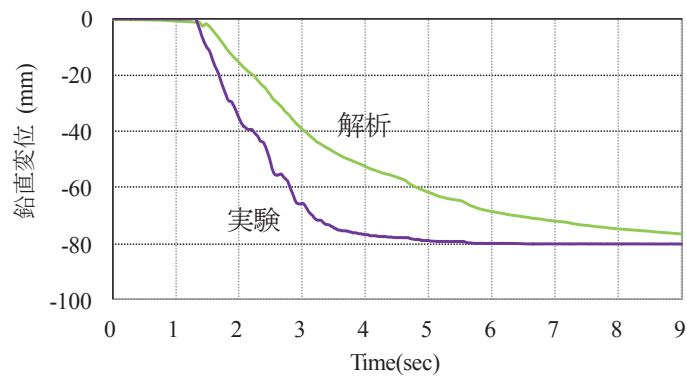


(a) 無対策

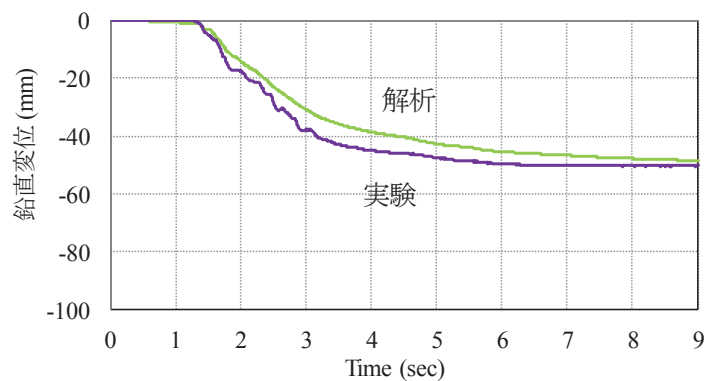


(b) 二重鋼矢板構造

図 2-11 変形状態と過剰間隙水圧比コンター(変形倍率 1 倍)<sup>2-6)</sup>



(a) 無対策



(b) 二重鋼矢板構造

図 2-12 堤体天端の鉛直変位時刻歴<sup>2-6)</sup>

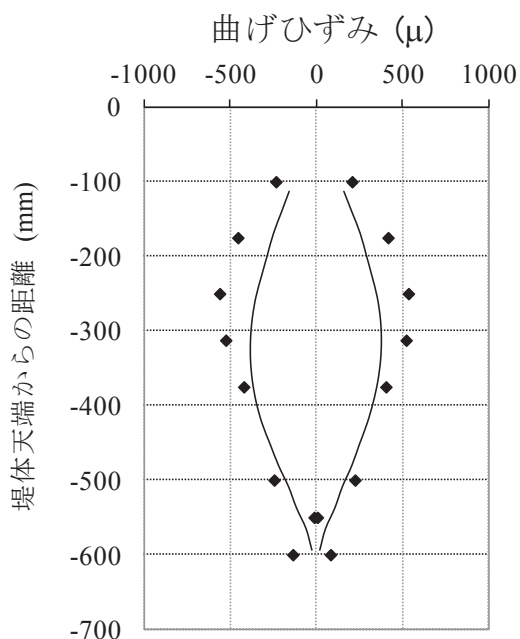


図 2-13 鋼矢板の曲げひずみ（実線：解析、プロット：実験）<sup>2-6)</sup>

### 2.2.3 施工実績

東海・東南海・南海トラフ巨大地震による津波リスクの高い高知海岸では、地震・津波対策を早急に実施する必要があるとされていた。高知県仁淀川の左岸河口に位置する仁ノ地区の仁ノ海岸堤防は、昭和 40 年代に仁淀川の旧河川の上に整備された堤防であり、地震時の液状化による沈下が大きく、地震後の津波に対して海岸堤防としての機能が維持できないと懸念されていた<sup>2-8)</sup>。

仁ノ工区(高知河川国道事務所直轄 I 期工区)では、海岸堤防背後には直近まで主要県道、住宅地が隣接しており、侵食海岸であることから堤防を前後方向に移設できない状況であった。現場付近はウミガメの産卵地であるため砂浜を広く埋め立てられず、既存の堤防機能を残しな



がら工事を行う必要があった。このような制約条件を満足しながら、既存の堤防を補強できる構造として図 2-14 に示す二重矢板構造が採用され、写真 2-6 に示すように 2012 年の 11 月中旬に工事は完了した<sup>2-9)</sup>。

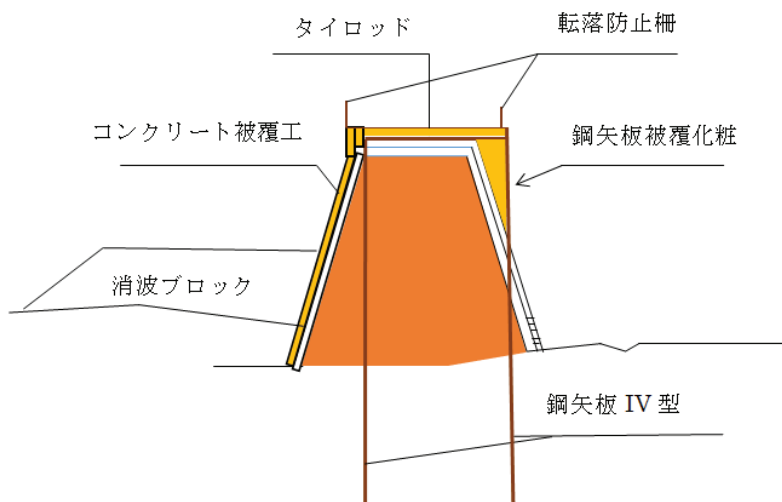


図 2-14 二重鋼矢板構造の断面図



写真 2-6 鋼矢板施工状況<sup>2-8)</sup>

## 2.3 研究課題

改良型三面張り構造および二重鋼矢板構造はいずれも「粘り強さ」が期待できる、次世代の海岸堤防の姿となりうる。ここで基礎研究や施工実績だけでなく、実務者の意見も取り入れるため、実務者を対象に海岸堤防に関するアンケート調査を実施した【付録】。

アンケートにより得られた結果を以下に整理する。

- ・今後到来する巨大地震に向けた防災・減災の在り方について、ハード対策は経済的には限界があるためソフト対策を拡充すべきという意見と、ソフト・ハード対策の両面の拡充が必要であるという意見が得られた。実務者の中でも少なからずハード対策の必要性を感じていることが分かった。

- ・ハード対策のキーワードである「粘り強い堤防」とは、具体的には「三面張り構造」が挙げられるとの意見が多かった。しかしながら十分な性能を有しておればこれに限定せず、具体的な他構造として「二重鋼矢板構造」の名称が上がった。

- ・技術確立がなされており設計法が整備されていれば、たとえ採用実績が少なくとも新工法として取り入れられる可能性がある。

以上の結果より、「粘り強い堤防」とは特定の構造に限定されているわけではないことが分かった。今後到来する巨大地震に対しては、複数の構造を準備しておき、現場の条件に応じて適宜適用することが必要と考えられる。例えば、緩い砂が堆積し液状化が懸念される地盤条件では、地盤改良などの他工法の併用を要しない二重鋼矢板構造が好適となるケースも想定される。

改良型三面張り構造は国家機関で研究開発された構造であり、多くの基礎研究がなされ、現在は実施工へ展開する段階にある。二重鋼矢板も施工実績は蓄積されつつあるものの、次のような研究課題が残されていると考えられる。二重鋼矢板構造は、津波越流時には粘り強く抵抗し、地震時においても矢板が天端高さを維持し、締切り内地盤の沈下が抑制されることが、模型実験や数値解析により確認されてきた。耐津波性だけでなく、耐震性も兼ね備えている点において優れた構造といえる。しかしながら地震時挙動に着目すると、研究対象とされてきた地震動が限定されており、基礎的な挙動検証を目的とした正弦波<sup>2-10)</sup>や直下型地震である兵庫県南部沖地震等に留まっている。今後発生が想定される三陸沖地震や南海トラフ地震は海洋型地震動とされており、東北地方太平洋沖地震と同等もしくはそれ以上の加速度振幅や継続時間を有し、かつ次々と新たな地震を誘発する連動型の地震であるとされている。このような地震を対象とした場合、本構造の強みである耐震性を担保するには、さらなる研究が必要である。

そこで本研究では、今後発生が想定されている加速度振幅が大きく、継続時間が長く、連動型である巨大地震を対象に振動台模型実験を実施し、二重鋼矢板構造の耐震性能を確認する。さらに得られた計測データを基に数値再現解析を実施し、巨大地震に対しても対応可能な設計法構築に向け、必要な技術を整備する。



## 参考文献

- 2-1) 加藤史訓：津波減災のための粘り強い海岸堤防の提案と避難施設周辺の津波挙動の評価，東京大学学位論文，2014
- 2-2) 東北地方整備局，仙台河川国道事務所ホームページ：<http://www.thr.mlit.go.jp/sendai>
- 2-3) Atsushi Kato, Noriyoshi Harata, Hiroaki Nakayama, Masataka Tatsuta：Development and Application of Hat-Type Sheet Pile 900 and NS-BOX，Geotech Hanoi, 2011
- 2-4) 三戸部佑太，乙志和孝，黒澤辰昭，Mohammad Bagus Adityawan，盧敏，田中仁：津波越流に対する鋼矢板壁構造の堤防補強効果に関する実験的検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70，No.2，1976-980，2014
- 2-5) 乙志和孝，古関潤一，金子勝，田中宏征，永尾直也：鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No.1，pp.1-14，2011
- 2-6) Fujiwara, K., Koseki, J., Otsushi, K., Nakayama, H.: Study on reinforcement method of levees using steel sheet-piles, Foundation and Soft Ground Engineering Challenges in Mekong Delta, pp.281-289, 2013
- 2-7) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D09(2009 年公開版)資料，2009
- 2-8) 古市秀雄，原忠，谷美宏，西剛整，乙志和孝，戸田和秀：地震・津波の複合災害に耐える鋼矢板堤防補強法に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.4，pp.583-594，2015
- 2-9) 四国地方整備局，高知河川国道事務所ホームページ：<http://www.skr.mlit.go.jp/kochi>
- 2-10) 田中宏征，龍田昌毅，恩田邦彦，宇都宮紳三，才村幸生：鋼矢板による新しい盛土の液状化対策工法に関する検討(その 1：振動台模型実験による検討)，第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.56，pp.258-259，2001

### 3 振動台模型実験

巨大地震下における堤体挙動や二重鋼矢板壁による対策効果の確認、および計測データの取得のため、重力場における振動台模型実験を実施した<sup>3-1)-3-6)</sup>。

#### 3.1 実験概要

##### 3.1.1 装置と実験ケース

実験では写真 3-1-1 に示す、幅 2800mm×高さ 845mm×奥行き 695mm の剛な土槽を用いた。土槽内に作製する模型寸法は一般的な海岸堤防の 1/25 を想定し、堤体高さ 300mm(実大 7.5m)、液状化層 320mm(実大 8m)、非液状化層 200mm(実大 5m)とした。堤体は天端幅 280mm(実大 7m)、のり面勾配 1:2 とした。堤防および基礎地盤は左右対称形状となるよう作製した。ここでは、堤防を被覆するコンクリートはモデル化していない。図 3-1-1 および以下に、今回実施した全 4 ケースを示す。

##### (1) Case-1 (無対策)

対策を施さない無対策の構造である。巨大地震下における被災挙動、および各対策工の効果を確認するための比較ケースとした。

##### (2) Case-2 (二重鋼矢板構造)

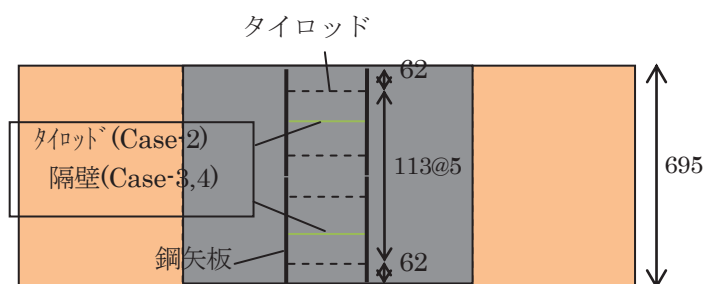
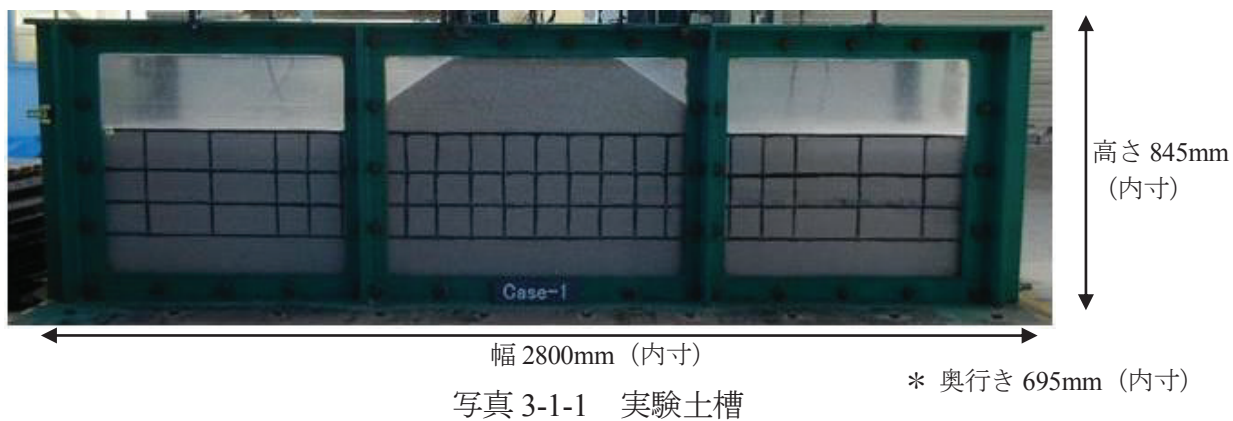
堤体のり肩に鋼矢板を設置し天端付近をタイロッドで結合することで二重鋼矢板壁を形成し、堤体を締切る構造である。前章(乙志ら、Fujiwara ら)では、地震時においても矢板が天端高さを維持し、矢板で締切られた地盤の沈下が抑制されることを確認した。本ケースでは、これまで対象としないなかったような巨大な地震に対しても同様の効果が期待できるか確認する。

##### (3) Case-3 (隔壁を併用した二重鋼矢板壁構造)

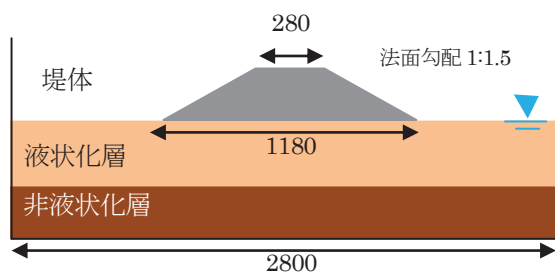
海岸・港湾分野では二重鋼矢板壁を設置する際、図 3-1-2 に示すように堤防延長直角方向に鋼矢板壁(隔壁)を設置することがある<sup>3-7)</sup>。乙志ら(2013)は、隔壁を設置することで、鋼矢板の曲げ変形を抑制し、締切り内地盤の沈下抑制効果の向上が期待できるとしている<sup>3-8)</sup>。本ケースでは、これまで対象としないなかったような巨大な地震に対しても同様の効果が期待できるか確認する。隔壁は矢板下端まで設置し、奥行き方向の間隔は実構造において約 8.5m を想定し、土槽内に 340mm 間隔で 2 枚設置した。

##### (4) Case-4 (短尺の隔壁を併用した二重鋼矢板壁構造)

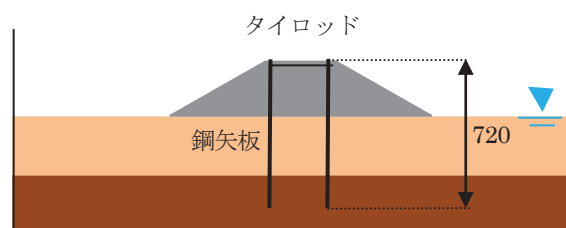
Case-3 の構造に対して、鋼重削減による材料コスト縮減を狙い、隔壁を堤体天端から堤体下端までに短縮した構造である。Case-3 の追加検討という位置付けであり、Case-3 と同様に、締切り内地盤の沈下抑制効果や矢板の曲げ変形抑制効果に着目して検討する。



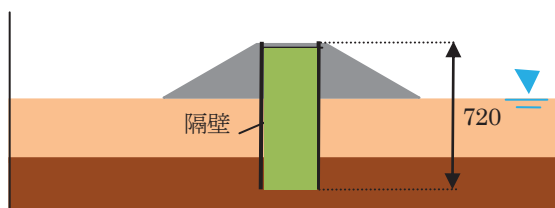
(a) 平面図



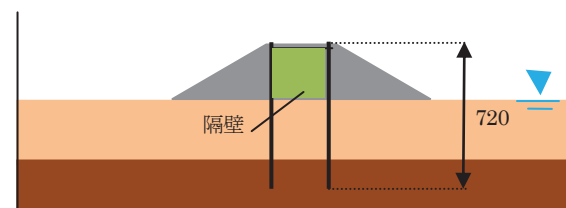
(b) 断面図 (Case-1)



(c) 断面図 (Case-2)



(d) 断面図 (Case-3)



(e) 断面図 (Case-4)

図 3-1-1 実験ケース

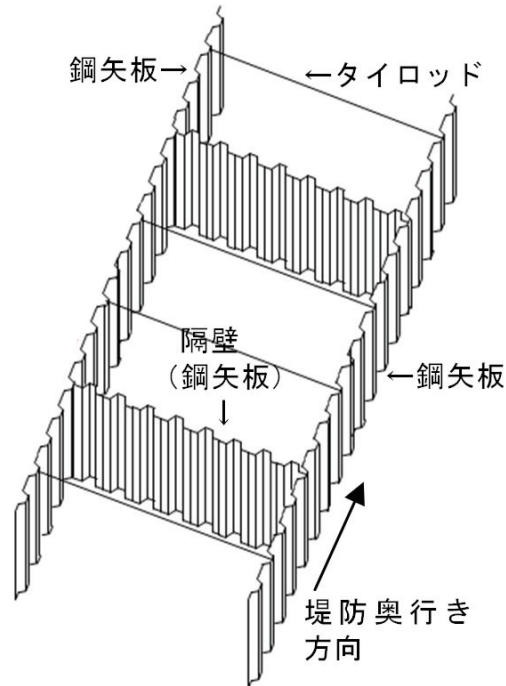


図 3-1-2 隔壁を併用した二重鋼矢板壁構造(Case-3)

### 3. 1. 2 模型材料

実験に用いた材料を表 3-1-1 に示す。地盤材料・対策工について以下に詳細を記す。

#### (1) 地盤材料

模型は非液状化層、液状化層、堤体の順に作製した。非液状化層は、ケイ砂 7 号を用いて、水中落下法で作製した後、相対密度  $Dr=90\%$  程度になるよう人力で締固めた。液状化層は、ケイ砂 7 号を用いて、相対密度  $Dr=45\%$  程度となるように水中落下法で作製した。加振時の地盤の挙動を明確にするため、同材料を黒く着色し写真 3-1-1 に示すように格子状に配置した。堤体はケイ砂 7 号にカオリン粘土を乾燥質量比率 5:1 に混合し、含水比 15% となるように調整した材料を用いて作製した。

液状化層および非液状化層に用いた地盤材料(ケイ砂 7 号)と、堤体に用いた地盤材料(ケイ砂 7 号とカオリン粘土の混合土)に関する粒度分布を図 3-1-3 に示す。粒径の小さな  $0.1\text{mm}$  以下では、カオリン粘土を含む混合土の方が通過質量百分率は高い。平均粒径  $D_{50}$  でみると、ケイ砂 7 号は  $D_{50}=0.16\text{mm}$  であり、カオリン粘土との混合土  $D_{50}=0.18\text{mm}$  とほとんど差異は見られなかった。

地盤の間隙水については、1G 場における振動台実験を対象とした透水係数に関する相似則<sup>3-9)</sup>に従うよう、上水にセルロースを混ぜ、粘度が上水の 11 倍程度となるよう調整した。この時の透水係数は、液状化層では  $k=2.0 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ 、非液状化層では  $k=7.2 \times 10^{-6}(\text{m/s})$  であった。また間隙水は地表面(堤体底面)と水位が一致するように調整した。

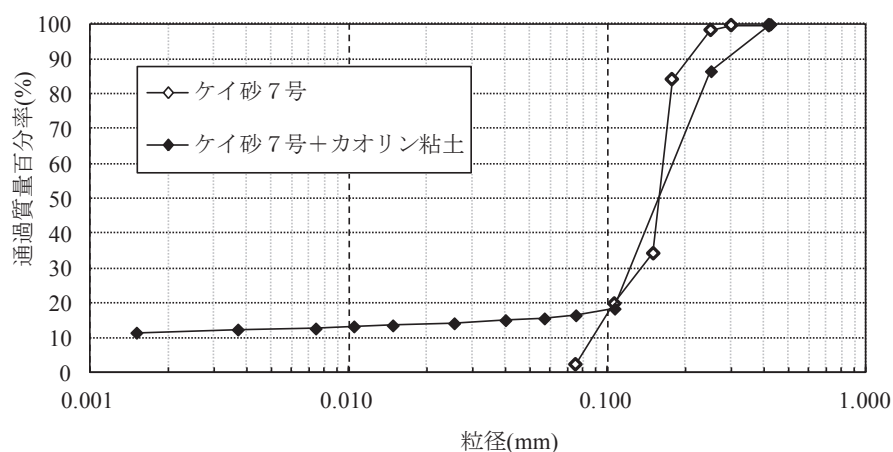


図 3-1-3 粒度分布試験結果

表 3-1-1 模型材料

| 実験<br>ケース | 構造詳細                   | 地盤条件       |            |       |            |       | 対策工 |     |     |     |
|-----------|------------------------|------------|------------|-------|------------|-------|-----|-----|-----|-----|
|           |                        | 堤体         | 液状化層       |       | 非液状化層      |       | 鋼矢板 |     | 隔壁  |     |
|           |                        | $\gamma_t$ | $\gamma_t$ | $D_r$ | $\gamma_t$ | $D_r$ | t   | L   | t   | L   |
| Case-1    | 無対策                    | 16.2       | 19.1       | 42.4  | 19.9       | 91.4  | -   | -   | -   | -   |
| Case-2    | 二重鋼矢板壁構造               | 15.6       | 19.0       | 43.2  | 19.7       | 91.2  | 3.2 | 720 | -   | -   |
| Case-3    | 隔壁を併用した<br>二重鋼矢板壁構造    | 16.0       | 19.1       | 44.4  | 19.8       | 92.7  | 3.2 | 720 | 2.3 | 720 |
| Case-4    | 短尺の隔壁を併用した<br>二重鋼矢板壁構造 | 15.8       | 19.1       | 42.2  | 19.9       | 91.7  | 3.2 | 720 | 2.3 | 300 |

単位： $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ ),  $D_r$ (%), t:厚さ(mm), L: 長さ(mm)

## (2) 対策工

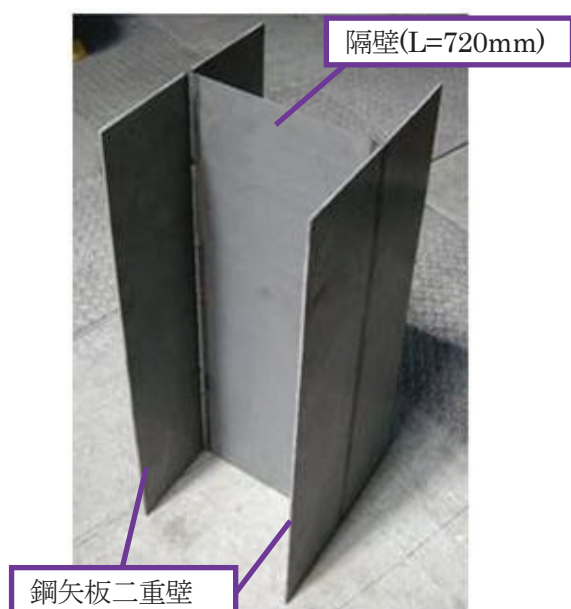
対策工の模型を写真 3-1-2 に示す。矢板模型、隔壁模型には鋼製の平板を用いた。鋼矢板の模型にはハット形鋼矢板 25H を想定し、曲げ剛性に関する相似則<sup>3-9)</sup>に従い板厚 3.2mm の鋼板を用いた。相似則<sup>3-9)</sup>は地盤のひずみが応力の 0.5 乗に比例すると仮定した小～中程度のひずみレベルに対応するものであり、今回のような大変形を対象とする場合、鋼矢板の曲げ剛性は剛なものに対応する。鋼矢板の長さは 720mm(実大 18m)とし、下端から 100mm までを非液状化層に根入れさせた。鋼板の幅は 340mm とし、土槽奥行き方向に 2 枚設置した。鋼矢板間および鋼矢板と土槽側壁との隙間には遮水のため、鋼矢板の挙動に影響しないよう十分にたわませたビニールシートを貼り付けた。タイロッド模型は直径 4mm の丸鋼を用いて写真 3-1-2 (a)に示すように天端から 20mm の位置で鋼矢板とピン結合した。矢板下端は非液状化層に 100mm 根



入れさせ、奥行き方向については幅 340mm に分割して 2 枚設置した。矢板間および土槽側壁との隙間は遮水のため、矢板の曲げ剛性に影響を与えないよう十分にたわませたビニールシートを貼付した。タイロッド模型には直径 4mm の丸鋼を用いて矢板とピン結合とした。隔壁を設置したケースでは二重鋼矢板同士の荷重の伝達を期待し、矢板模型よりも薄い鋼板を溶接し簡易的な模型を作製した(写真 3-1-2 (b), (c))。隔壁の長さは、Case-3 では矢板と同じ 720mm、Case-4 では堤体厚さに相当する 300mm とした。なお、鋼矢板や隔壁の模型は予め土槽に固定しておき、変形が生じないように拘束してから模型地盤を作製した。



(a) 矢板とタイロッドの結合部



(b) 隔壁(Case-3)



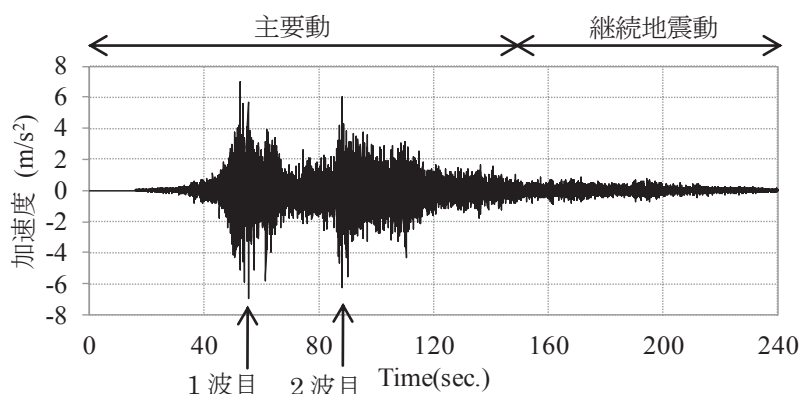
(c) 隔壁(Case-4)

写真 3-1-2 対策工模型

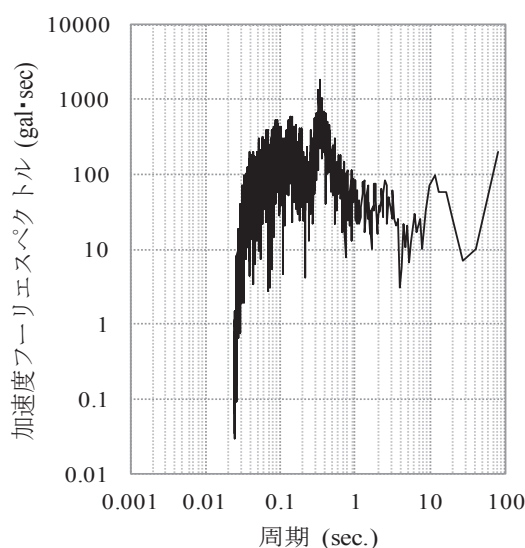
### 3.1.3 加振波形

対象とする地震動には巨大地震として、図 3-1-4 に示す東北地方太平洋沖地震における K-NET 釜石で観測された、地表面の加速度記録の EW 成分を選定した。図 3-1-4 より、本波形の最大加速度は  $7\text{m/s}^2$ 、継続時間は 240 秒、卓越固有周期は 0.35 秒となっている。加速度振幅が大きい上に継続時間が長く、さらに加速度  $6\text{m/s}^2$  以上の大きな加速度振幅が 2 回到来する連動型の地震動であり、堤体にとって非常に厳しい条件であると考えられる。模型実験では、本波形を相似則<sup>3-9)</sup>に基づき時間スケールを調節したのち、堤体挙動をより明確にするため、継続時間を 3 倍に再調節した波形を用いた。

本論文では、図 3-1-4 (a)に示すように、 $t=0\sim149\text{sec.}$  (模型実験では  $t=0\sim40\text{sec.}$ )の比較的加速度振幅の大きい地震動を「主要動」、その後  $t=149\sim240\text{sec.}$  (模型実験では  $t=40\sim64\text{sec.}$ )にかけて継続する地震動を「継続地震動」と呼ぶ。また、主要動の中の 2 つの大きな加速度をそれぞれ「1 波目」「2 波目」と呼ぶ。



(a) 加速度振幅の時刻歴



(b) 加速度フーリエスペクトル

図3-1-4 対象とした地震動

### 3.1.4 計測機器の設置位置

計測機器の設置位置および計測方法に関する詳細を図 3-1-5 に示す。計測項目は、堤体天端中央の鉛直変位、液状化層の過剰間隙水圧、液状化層の応答加速度、矢板の曲げひずみ・鉛直変位・水平変位である。堤体の鉛直変位は図 3-1-5(a)に示すように巻き取り式変位計の先端に堤体材料と同密度になるよう、重量調整したアクリル製のターゲットを付けて計測した。矢板の曲げひずみは図 3-1-5(b)に示すように、矢板の幅方向中央部（隔壁を設置している場合は矢板と隔壁の接合部から 20mm 離れた位置）の両面に、ひずみゲージを張り付けることで計測した。矢板の水平変位に関して、矢板自体を計測することは困難であったことから、矢板天端に棒鋼を溶接し、天端から 100mm および 200mm 位置の 2 点における水平変位を計測した。上記 2 点の水平変位と曲げひずみから矢板のたわみ挙動を算定することとする。矢板の鉛直変位に関しては、実験終了後に手動により計測した。

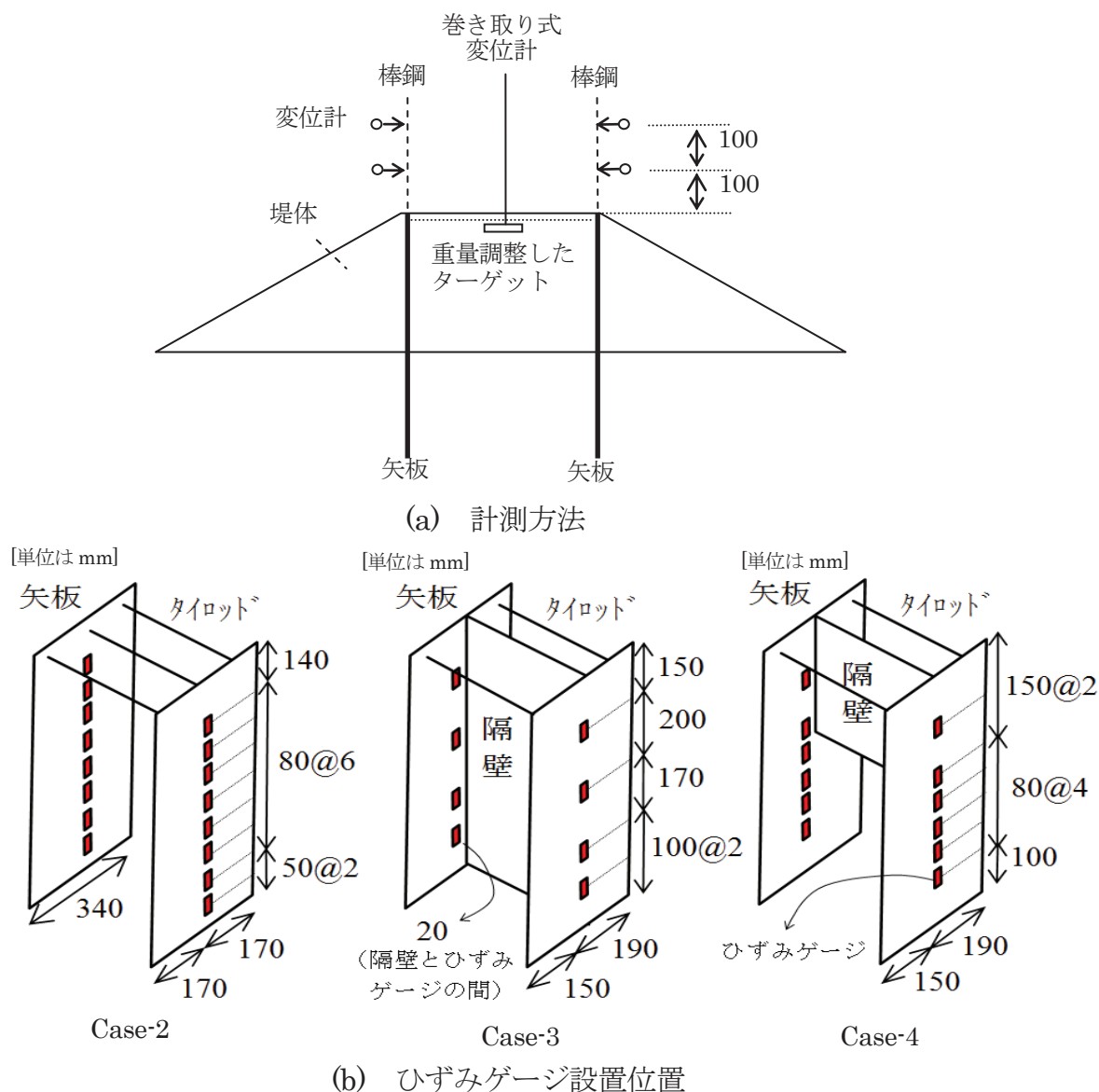


図 3-1-5 計測位置

### 3.1.5 堤体に関する事前検討

#### (1) サクシヨンの影響

本研究で対象とする堤体の被災モードは基礎地盤の液状化に伴う沈下・変形および堤体自体の体積圧縮とし、堤体自体の液状化は考慮しないこととする。しかしながら模型実験では水位面が地表面に位置することから、サクシヨンにより堤体下部には少なからず飽和領域が存在することになる。そこで堤体自体の液状化の可能性について検討すべく、堤体材料に対して非排水繰返し三軸試験(飽和状態)および保水性試験(排水過程)を実施した。

図 3-1-6 に示す液状化強度曲線から堤体の液状化強度は例えば  $R_{L20}$ (繰返し回数 20 における応力比)=0.08 であり、後に示す液状化層( $R_{L20}=0.15$ )よりも低い結果となった。一般的に砂に粘土を混合すると細粒分の割合が増し液状化強度は高くなるとされている。しかしながら今回用いたカオリナイト系粘土は不活性であるため粒子間の電子的な結びつきが弱く、液状化強度は小さな値となった。

図 3-1-7 に保水性試験の結果を示す。プロットは水頭差 0, 100, 200, 300mm を与えた定常状態における含水比の計測データである。しかしながらこれらプロットは飽和状態の供試体に徐々に水頭差を与え排水させる排水過程の結果であり、模型実験に対して検討するような堤防が徐々に水を吸い上げる吸水過程とは異なる。そこで排水過程における結果を基に吸水現象を検討するため次のような数値検討<sup>3-10)</sup>を行った。まず、Scott ら<sup>3-10)</sup>が提案した水分特性曲線モデル式(1)から排水過程における水分特性曲線を算定した(図 3-1-7 排水過程)。次に、Luckner ら<sup>3-10)</sup>による仮定式(2)を用い吸水過程における水分特性曲線モデルを算定した(図 3-1-7 吸水過程)。ここで、これら曲線の算定に必要なモデル入力値を表 3-1-3 に示す。モデルパラメータは 4 点(水頭差 0, 100, 200, 300mm)の計測データから一意的に決定される。最後に、式(3)により吸水過程の水分特性曲線の変曲点位置を算出した。堤体の飽和領域を水分特性曲線の変曲点以下とすると、飽和領域は堤体底面から 4mm 程度であった。

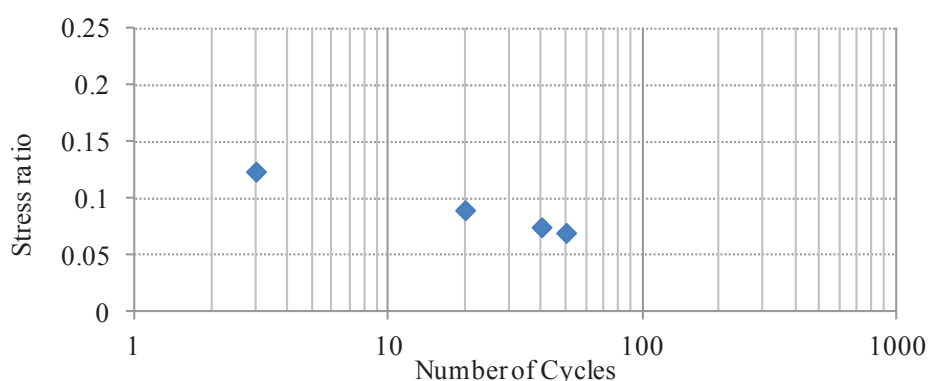


図 3-1-6 液状化強度曲線(堤体材料)

以上の結果から、堤体材料の液状化強度は低いもののサクションによる飽和領域は小さいため堤体自体の液状化による影響は無視できると考えられる。なお後述の加振実験では、堤体作製後に速やか (1 時間以内) に実施しており、サクションが完了した定常状態を対象とした前記検討よりさらに飽和の進行は小さいことが推察される。

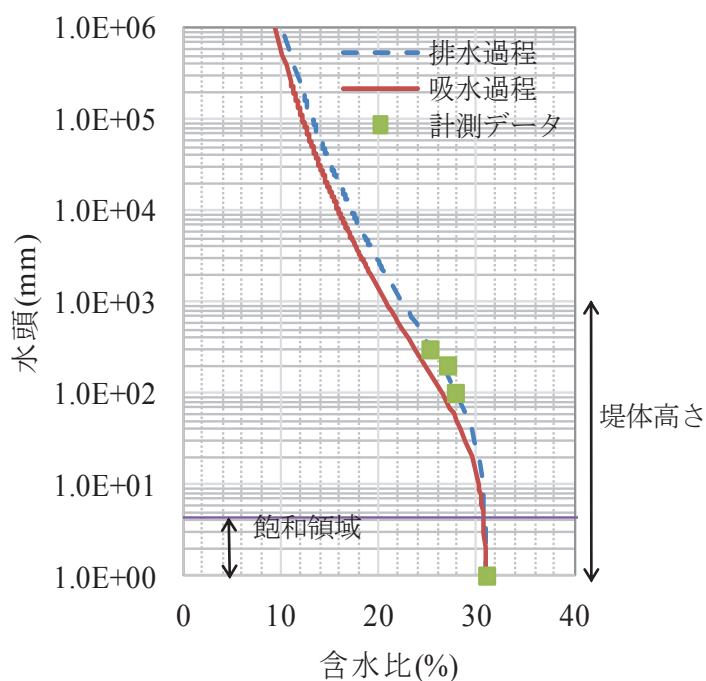


図 3-1-7 水分特性曲線

表3-1-3 水分特性曲線モデル入力値

(a) 計測データ

|          |           |      |      |      |      |
|----------|-----------|------|------|------|------|
| $\phi_m$ | 水頭差 (cm)  | 0    | 10   | 20   | 30   |
| $\theta$ | 体積含水率 (%) | 45.5 | 40.8 | 39.6 | 37.0 |

$\theta_s$  : 飽和状態における体積含水率=45.5(%)

(b) パラメータ(最小 2 乗法により設定)

|            |                      |      |
|------------|----------------------|------|
| $\theta_r$ | 残留体積含水率              | 0.01 |
| $\alpha_d$ | 排水過程におけるスケーリングパラメーター | 0.15 |
| $\alpha_w$ | 吸水過程におけるスケーリングパラメーター | 0.3  |
| $n$        | 無次元パラメーター            | 1.12 |



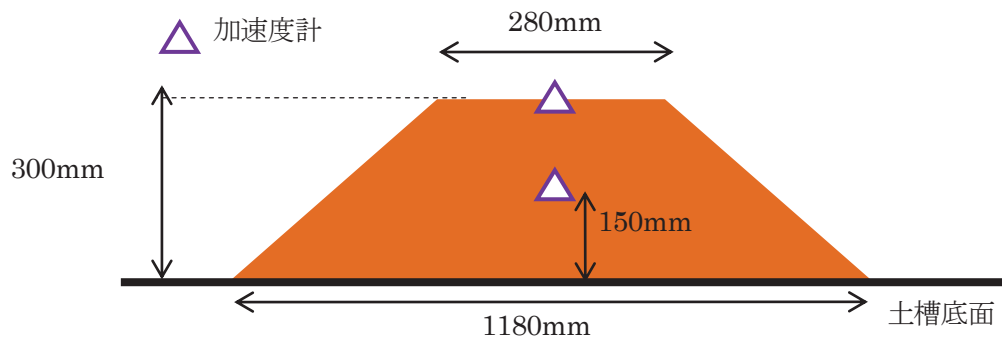
$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + \left( -\alpha_d \phi_m \right)^n \right\}^{-\left(1 - \frac{1}{n}\right)} \quad (1)$$

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + \left( -\alpha_d \phi_m \right)^n \right\}^{-\left(1 - \frac{1}{n}\right)} \quad (2)$$

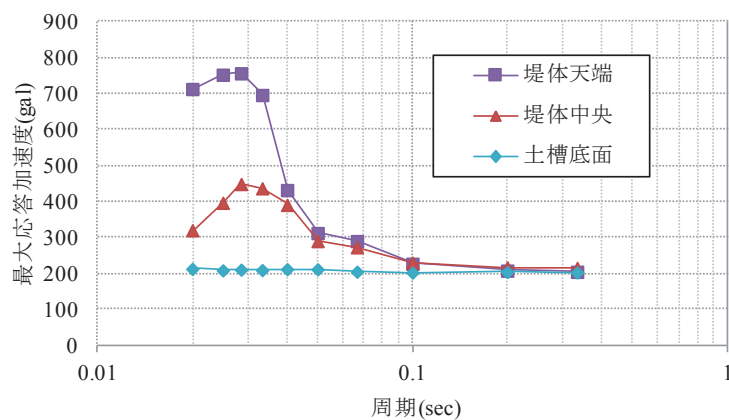
$$\alpha_w = 2\alpha_d \quad (3)$$

## (2) 固有周期の影響

堤体の変形・沈下を助長する要因として地震動の固有周期の影響が挙げられる。本節では堤体の固有周期を把握するため、堤体のみを対象とした加振実験を実施した。入力波形は最大加速度 200gal の正弦波とし、0.02 秒～0.33 秒まで周期を変化させながら加振した。入力波形の周期と堤体の応答加速度(天端および堤体内中央)の結果を図 3-1-8 に示す。本結果から、堤体の固有周期は 0.03 秒程度であり模型実験での入力波形の固有周期(約 0.1 秒)とは大きく異なる。本実験条件では地震動の固有周期による影響は小さいと考えられる。



(a) 堤体断面と計測位置



(b) 加振波形の周期と堤体の応答加速度

図 3-1-8 堤体の固有周期の検討

### (3) 堤体の突き固め試験

堤体に用いた地盤材料の突き固め試験結果を図 3-1-9 に示す。実験で作製した堤体の締固め度  $D_c=78\%$  程度であった。

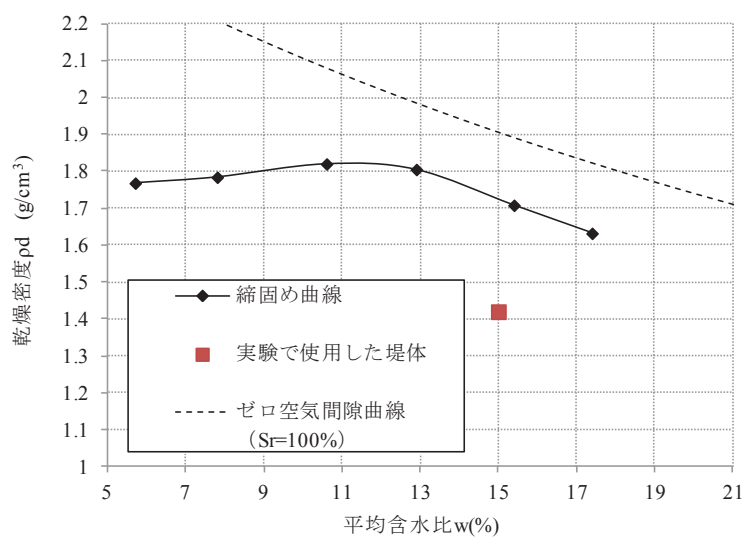


図 3-1-9 突き固め試験結果

## 3.2 実験結果

### 3.2.1 無対策の被災挙動 (Case-1)

Case-1(無対策)における加振終了後の堤体変形状態について、堤防断面の状況を写真 3-2-1 にのり面の状況を写真 3-2-2 に示す。また、加振後に計測手により測定した堤防の変形状態を図 3-2-1 に示す。経時的な計測データとして、水位面から 100mm, 200mm 下方に位置する水平自由地盤(P1, P2 点)および堤体直下地盤(P3, P4 点)における過剰間隙水圧時刻歴を図 3-2-2 に、堤体天端中央部における鉛直変位の時刻歴を図 3-2-3 に、加振波形とともに示す。

まずは加振終了後の残留状態に着目する。写真 3-2-3、図 3-2-1 より、Case-1 では堤体直下の液状化層が水平方向に流動することで、堤体は底部を拡幅しながら沈下し、最終的に堤体高さの 1/3 程度である 95mm という大きな沈下が生じた。次に各計測項目の経時変化に着目する。図 3-2-2 より、Case-1 では 1 波目が到来することで P3 点をのぞく P1, P2, P4 点では過剰間隙水圧が急激に上昇し、水平自由地盤(P1, P2 点)では液状化に至っている。P3 点では負圧が生じているが、これは堤体の自重により局所的に締固められ砂が密となり、加振に伴い正のダイレイタンシーが生じたものと考えられる。その後 2 波目が到来し地震動が継続することで、過剰間隙水圧はすぐには消散せず、最大値に近い値のまま継続する。P3 点においても負圧から正の過剰間隙水圧に転じた。堤体天端の沈下挙動について、図 3-2-3 より、Case-1 では 1 波目が到来することにより約 34mm( $t=20\text{sec.}$ )の沈下が生じ、続けて 2 波目により沈下は約 87mm( $t=40\text{sec.}$ )まで増大し、その後地震動が継続することで、最終的に約 95mm の沈下(水圧消散時)が生じた。1 波目による沈下増分よりも、2 波目および継続地震動による沈下増分のほうが大きいことから、無対策の堤防では、地盤内の過剰間隙水圧が高まった状態で加振を受けることで沈下が大きく進行する結果であった。

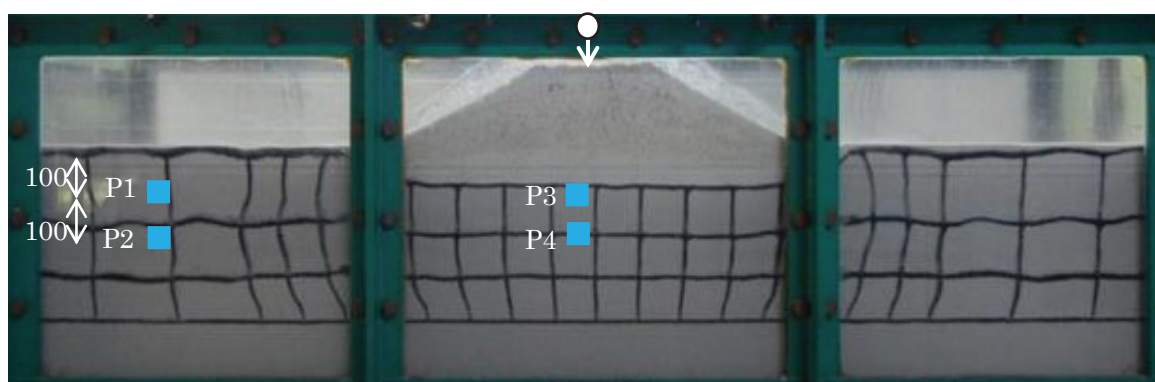


写真 3-2-1 加振後の堤防断面状況

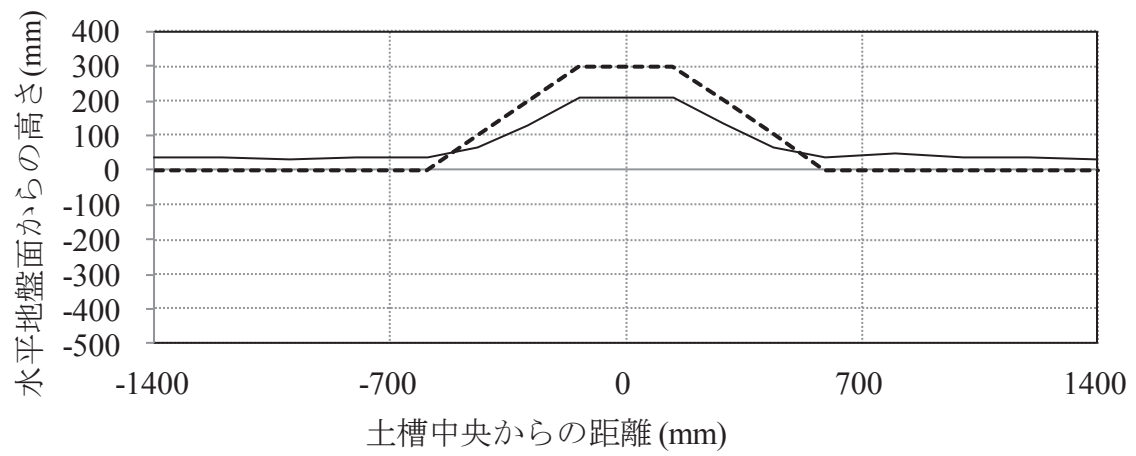


図 3-2-1 加振後の堤防断面状況

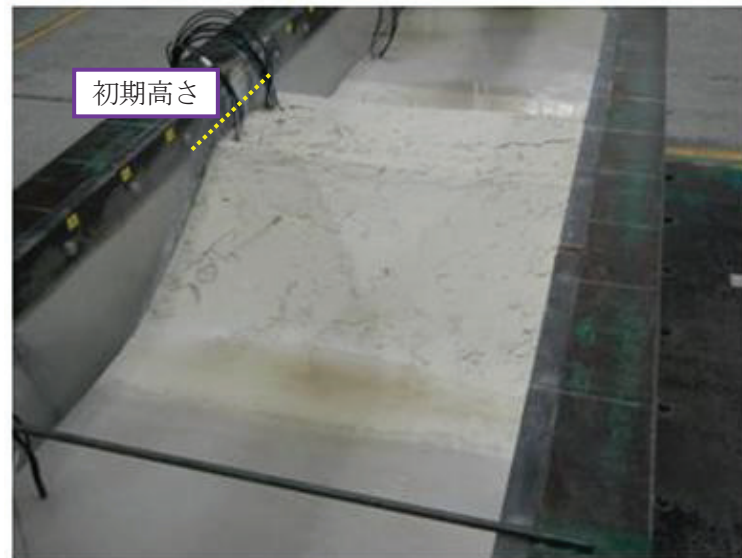
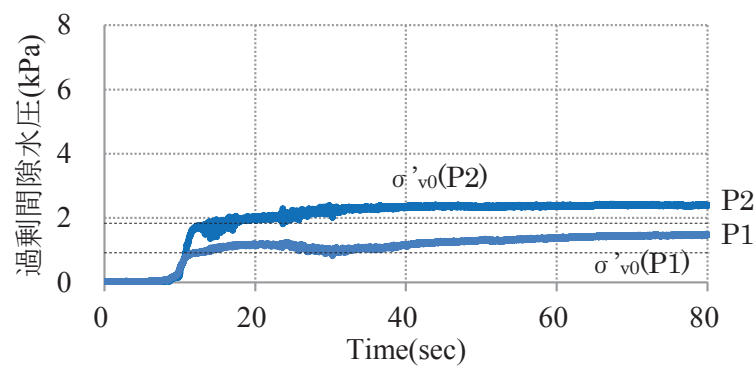
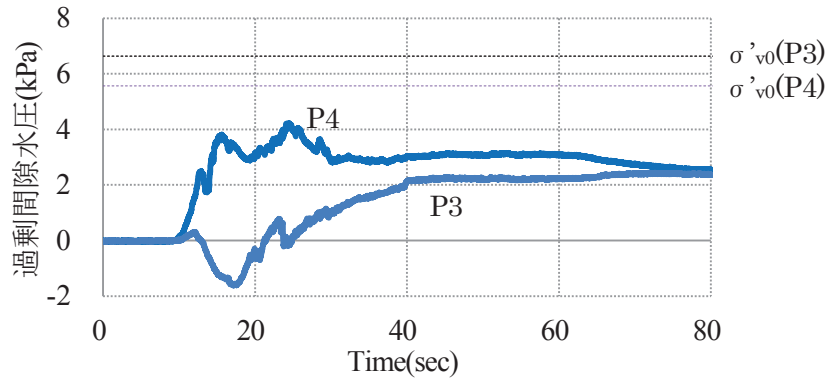


写真 3-2-2 加振後ののり面の状況



(a) 水平自由地盤 (P1, P2)



(b) 堤体直下地盤 (P3, P4)

図 3-2-2 過剰間隙水圧の時刻歴 ( $\sigma'_{v0}$ : 初期上載圧)

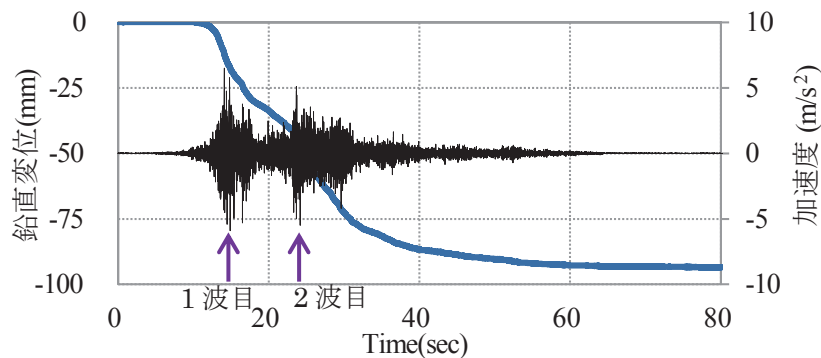


図 3-2-3 堤防天端の鉛直変位時刻歴

### 3. 2. 2 二重鋼矢板壁による対策効果 (Case-2)

Case-2(二重鋼矢板壁)における加振終了後の堤体変形状態について、堤防断面の状況を写真 3-2-3 にのり面の状況を写真 3-2-4 に示す。また、加振後に手計測により測定した堤防の変形状態を図 3-2-4 に示す。経時的な計測データとして、水位面から 100mm, 200mm 下方に位置する水平自由地盤(P1, P2 点)および堤体直下地盤(P3, P4 点)における過剰間隙水圧時刻歴を図 3-2-5 に、堤体天端中央部における鉛直変位の時刻歴を図 3-2-6 に、加振波形とともに示す。鋼矢板の曲げひずみと水平変位の深度分布( $t=20\text{sec}$ .および残留値)を図 3-2-7 に示す。

Case-2 では、堤体および地盤を鋼矢板で挟み込むことで堤体直下地盤の流動が抑制され、これに伴い堤体天端の沈下は 42mm と半分以下にまで抑制されている。写真 3-2-4 より、のり面の沈下は確認されたものの、鋼矢板自体の沈下量は約 2mm(手計測結果)とほとんど沈下していない。

過剰間隙水圧について、図 3-2-5 に示すように、1 波目が到来することで水平成層地盤(P1, P2 点)では液状化に至っている。一方で堤体直下地盤(P3, P4 点)においても液状化には至らないも



の1波目で初期上載圧近くまで上昇し、その後2波目が到来してもわずかに水圧が上昇する程度であった。なお堤体直下地盤(P3, P4 点)では Case-1 に比べ過剰間隙水圧が高い。この現象については次章の数値解析により詳しく分析する。

堤体の経時的な沈下挙動に着目すると、図 3-2-6 より、1 波目が到来することにより約 25mm( $t=20\text{sec.}$ )の沈下が生じ、続けて 2 波目により沈下は約 39mm( $t=40\text{sec.}$ )まで増大し、その後地震動が継続することで、最終的に約 42mm の沈下(水圧消散時)が生じた。1 波目では最終沈下量に対する相対的な沈下量としては比較的大きいものの、2 波目以降の沈下の増分は小さかった。

図 3-2-7 に示す鋼矢板の変形挙動について、鋼矢板の 1 波目終了時( $t=20\text{sec.}$ )において残留変形量の約 8 割が生じており、その後 2 波目以降の鋼矢板の進行は小さい。鋼矢板は、地震動を受けることで締切り内の水圧上昇により土圧が増加し、上端はタイロッド、下端は非液化化層により固定された梁として、外側に向かう曲げ変形が生じたと考えられる。図 3-2-5 の堤体直下地盤(P3, P4 点)の過剰間隙水圧の挙動より、2 波目では水圧増分が小さかったことから、鋼矢板に作用する荷重増分も小さく、曲げ変形があまり進行しなかったと考えられる。

鋼矢板が曲げ変形すると締切り内の体積が増加し、締切り内地盤の沈下が生じると考えられる。鋼矢板の曲げ変形により生じた締切り内の体積(残留値)を算出し、初期状態からの増分を天端面積で除すと 27mm であった。最終沈下量 42mm の約 6 割を占め、鋼矢板の曲げ変形は堤体の沈下の大きな因子であることが確認できた。なお最終沈下量との差分の 15mm は、締切り内地盤が体積圧縮することで生じたと考えられる。これについては図 3-2-8 に概念図を示す。

以上の結果を整理すると、1 波目では堤体直下地盤の過剰間隙水圧が 0 から初期上載圧近くまで上昇するため、土圧増加に伴う鋼矢板の変形が進行し、堤体の沈下も進行した。一方で 2 波目以降では、1 波目終了時からみた過剰間隙水圧の増分は小さく、鋼矢板の変形の増加分も小さいため、堤体の沈下はあまり増加しなかったと考えられる。鋼矢板による補強工法は、無対策の堤防に対しては深刻な被害を与えるとされる、地盤内の過剰間隙水圧が高まった状態に到来する「連動型」の地震動に対して特に有効であった。

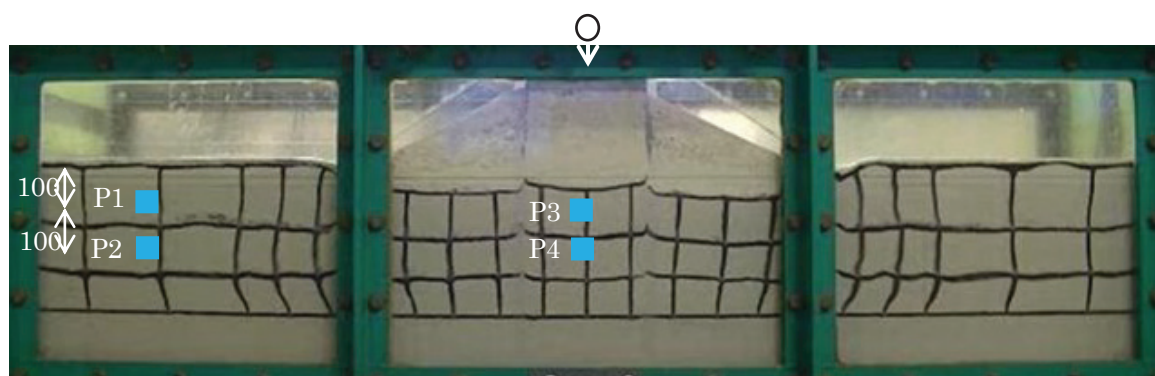


写真 3-2-3 加振後の堤体断面の変形状況

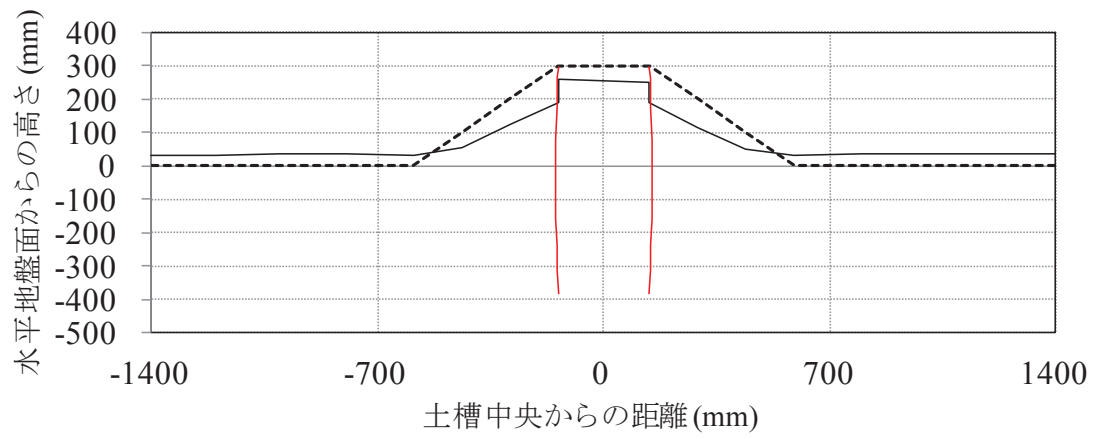


図 3-2-4 加振後の堤防断面状況

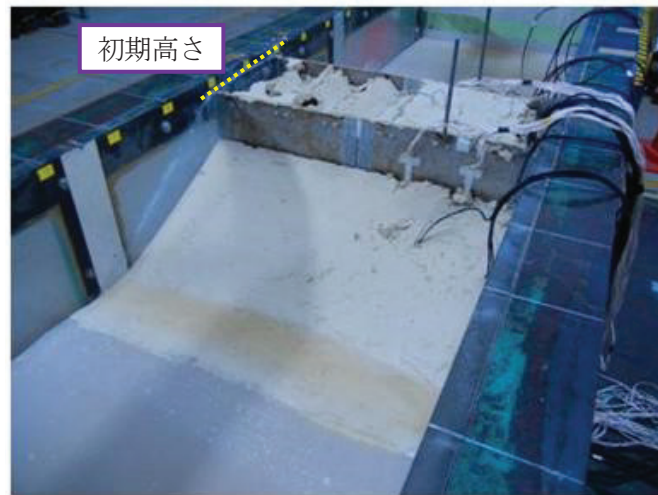
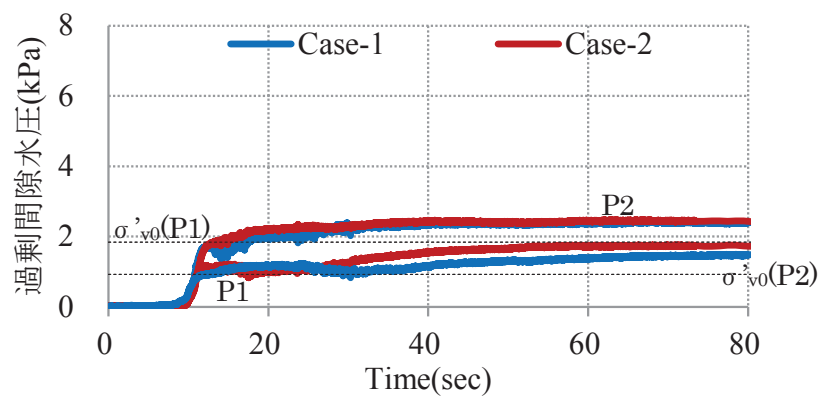
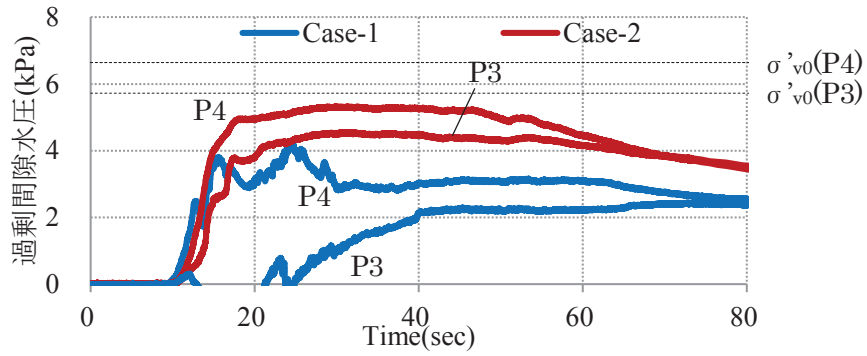


写真 3-2-4 加振後ののり面の状況



(a) 水平自由地盤 (P1, P2)



(b) 堤体直下地盤 (P3, P4)

図 3-2-5 過剰間隙水圧の時刻歴 ( $\sigma'_{v0}$ : 初期上載圧)

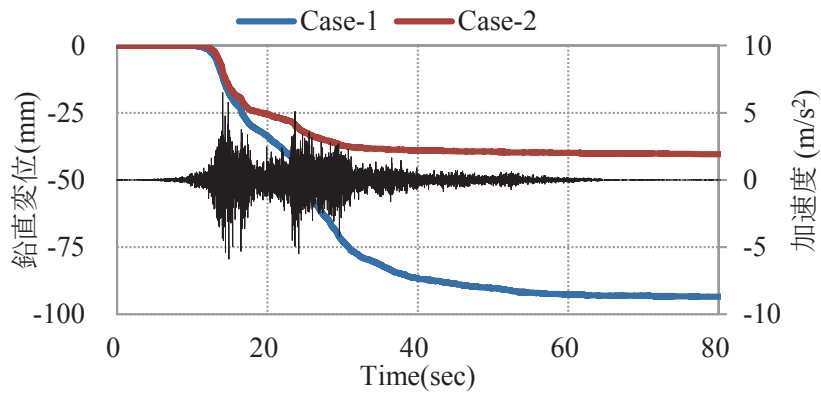
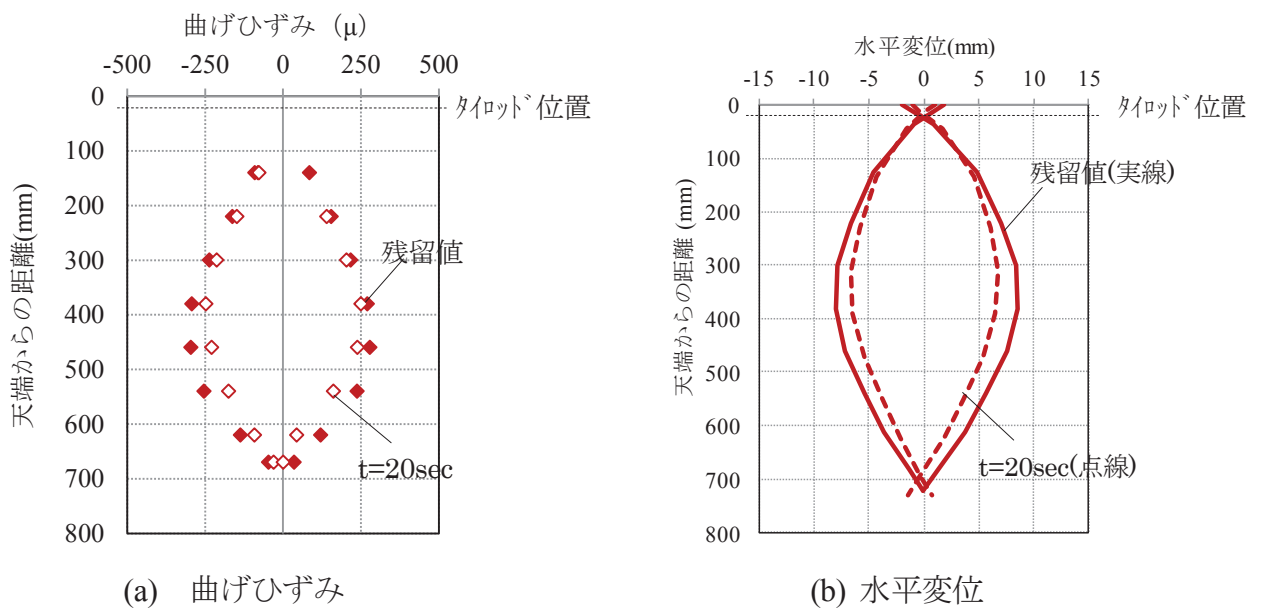


図 3-2-6 堤体天端の鉛直変位時刻歴



(a) 曲げひずみ

(b) 水平変位

図 3-2-7 鋼矢板の変形状態

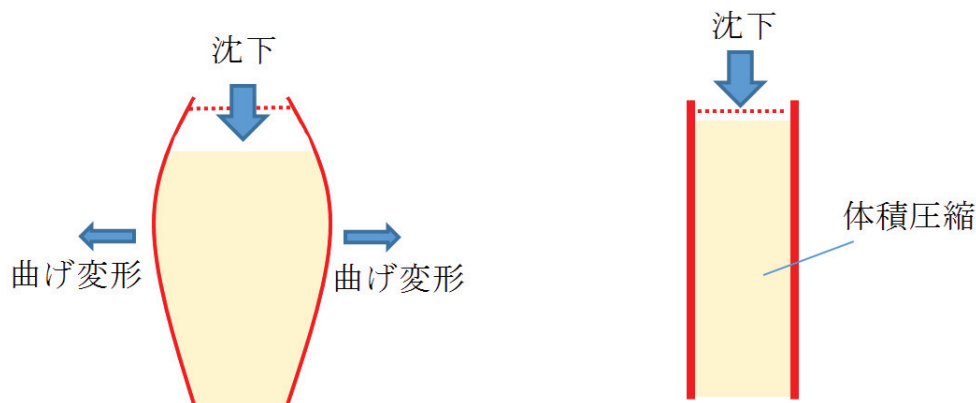


図 3-2-8 堤体天端沈下のメカニズム概念図

### 3. 2. 3 隔壁併用による対策効果 (Case-3, 4)

Case-3(隔壁を併用した二重鋼矢板壁)における加振終了後の堤体変形状態について、堤防断面の状況を写真 3-2-5、のり面の状況を写真 3-2-6、天端の状況を写真 3-2-7 に示す。また、加振後に手計測により測定した堤防の変形状態を図 3-2-9 に示す。経時的な計測データとして、堤体天端中央部における鉛直変位の時刻歴を図 3-2-10 に、水位面から 100mm, 200mm 下方に位置する水平自由地盤(P1, P2 点)および堤体直下地盤(P3, P4 点)における過剰間隙水圧の時刻歴を図 3-2-11 に示す。また Case-2, 3 における液状化層の応答加速度の時刻歴を図 3-2-12 に示す。

写真 3-2-5、図 3-2-9 より Case-3 では、堤体および地盤を鋼矢板で挟み込むことで堤体直下地盤の流動が抑制され、これに伴い堤体天端の沈下は 9mm と大幅に抑制された。写真 3-2-6 より、鋼矢板および隔壁自体はほとんど沈下しないことが確認できた。写真 3-2-7 には堤防延長方向の 2 点における残留沈下量を記入しており、これらの値は一致していることから、堤防延長方向の堤体の沈下挙動の変化は小さいと考えられる。二重鋼矢板自体もほとんど沈下しておらず、また図 3-2-10 に示すように堤体地盤の沈下も小さく、非常に高い堤防沈下抑制機能が確認できた。

過剰間隙水圧について、図 3-2-11 に示すように、堤体直下地盤(P3, P4 点)では Case-2 に比べ過剰間隙水圧が小さくなる結果であった。また図 3-2-12 より、堤体直下地盤 A1 点(P3 とほぼ同一箇所)では Case-3 は Case-2 に比べ応答加速度が大きくなった。これらの結果は、隔壁を設置することで過剰間隙水圧の蓄積が抑えられ、地盤の剛性低下が抑えられることを示している。これについては、次章の数値解析により検討する。

二重鋼矢板壁の曲げ挙動について Case-2 では外側に向かう曲げ変形が生じたが、図 3-2-13 に示すように、隔壁を設置することで Case-3 ではほとんど曲げ変形が生じていない。これにより堤体の沈下は体積圧縮にのみ起因することになり、極めて高い沈下抑制効果が発揮されたと考えられる。また曲げひずみもほとんど生じていないことから、隔壁を設置することで二重鋼矢板の断面性能(型式)の低減、すなわち鋼重の削減に寄与できると考えられる。

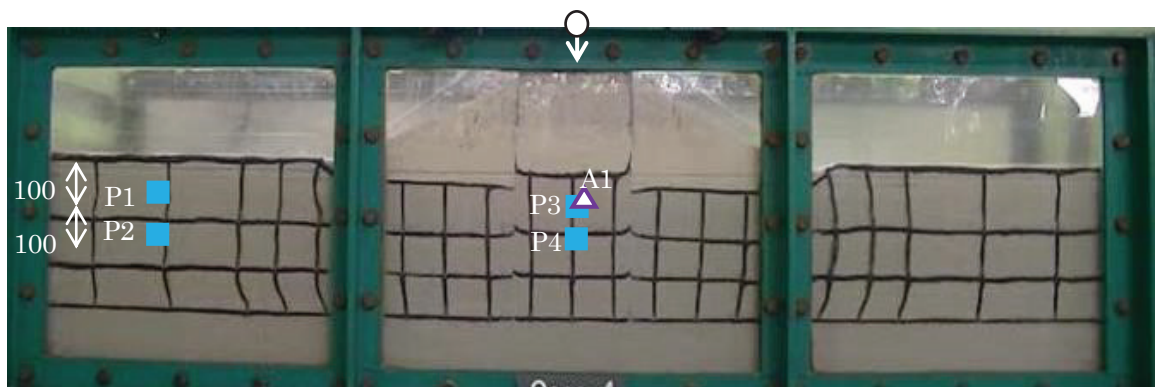


写真 3-2-5 加振後の堤体断面の変形状況

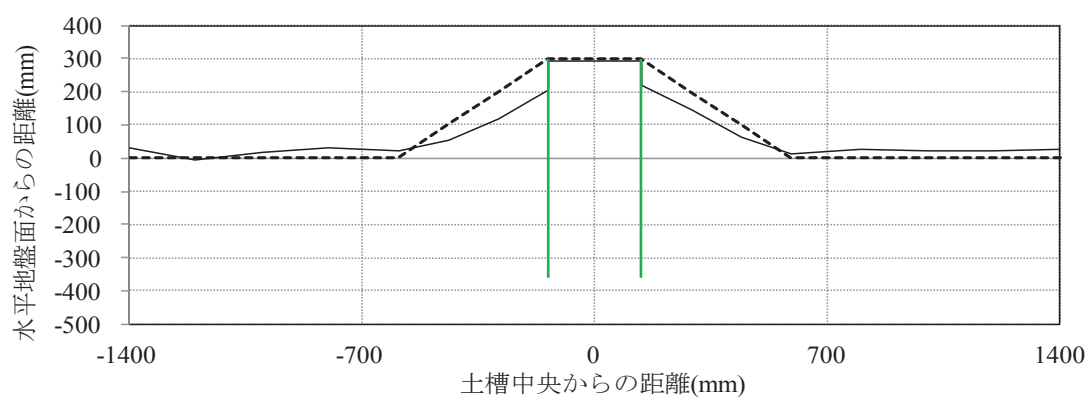


図 3-2-9 加振後の堤防断面状況



写真 3-2-6 加振後ののり面の状況

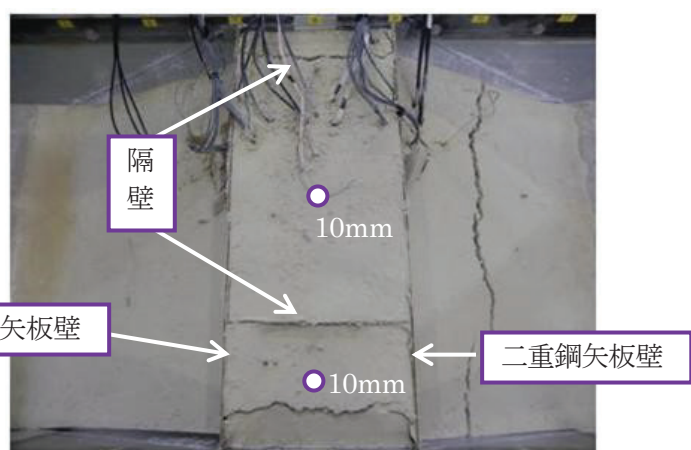


写真 3-2-7 加振後の天端の状況



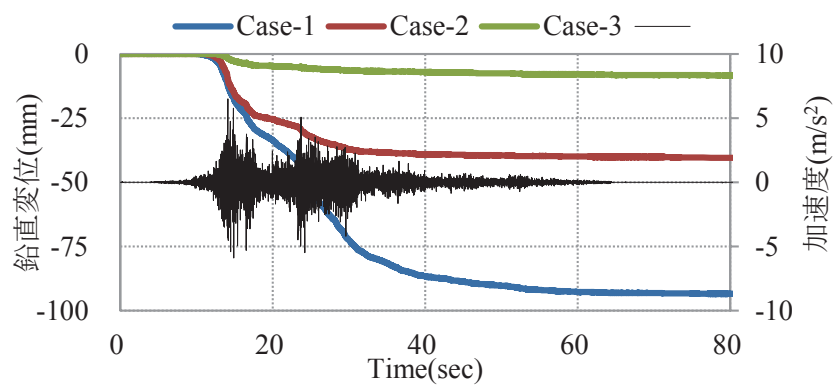
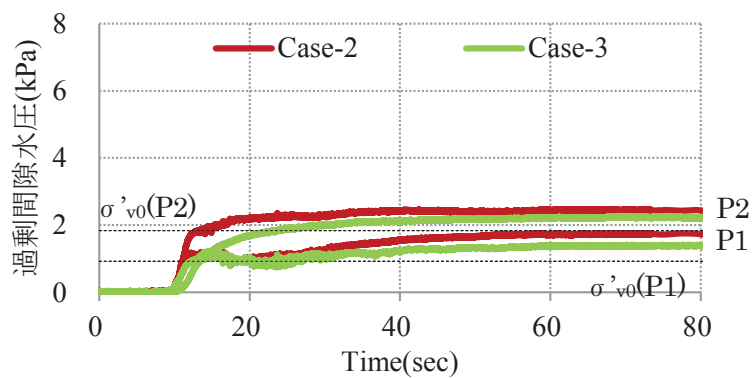
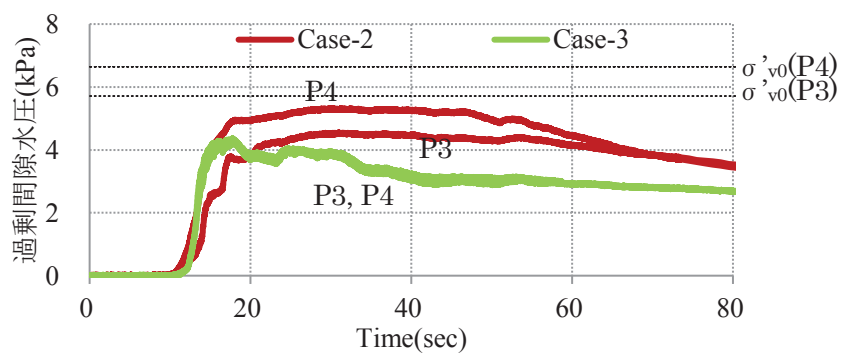


図 3-2-10 堤体天端の鉛直変位時刻歴



(a) 水平自由地盤 (P1, P2)



(b) 堤体直下地盤 (P3, P4)

図 3-2-11 過剰間隙水圧の時刻歴

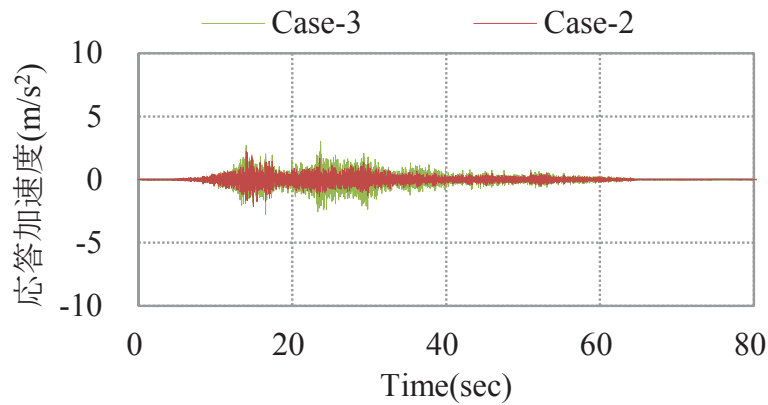


図 3-2-12 応答加速度の時刻歴 (A1)

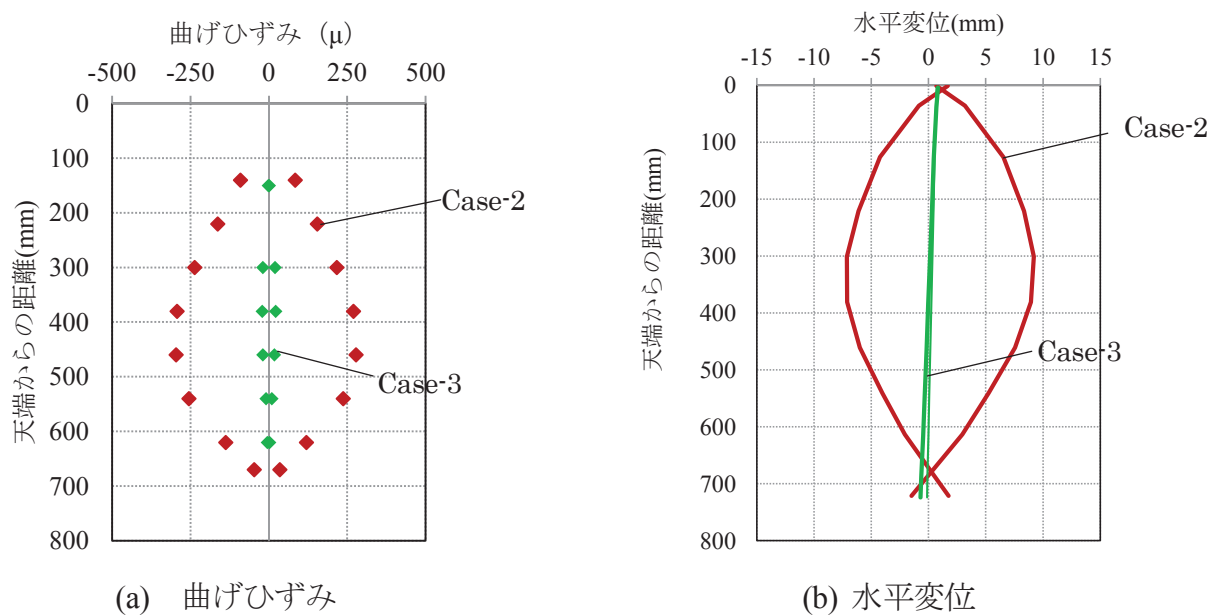


図 3-2-13 鋼矢板の変形状態

Case-4(短尺の隔壁を併用した二重鋼矢板壁)における加振終了後の堤体変形状態について、堤防断面の状況を写真 3-2-8 に示す。また、加振後に手計測により測定した堤防の変形状態を図 3-2-14 に、堤体天端中央部における鉛直変位の時刻歴を図 3-2-15 に、鋼矢板の曲げひずみと水平変位の深度分布(残留値)を図 3-2-16 に示す。

写真 3-2-8、図 3-2-14 より Case-4 においても、堤体および地盤を鋼矢板で挟み込むことで堤体直下地盤の流動が抑制された。図 3-2-15 に示すように堤体天端の沈下曲線は Case-3 とほぼ一致し、残留沈下量は 10mm と Case-1, 2 比べ大幅に抑制された。図 3-2-16 から、鋼矢板の曲げひずみは Case-2 と比べて 1/3 程度であり、二重鋼矢板の型式(断面性能)の低減、すなわち鋼重の削減に寄与できると考えられる。曲げひずみは深度方向に正負逆転したことから鋼矢板には水平変位がほとんど生じておらず、締切り内の体積増分は小さい。このため Case-3 と同程度の堤体の沈下抑制が発揮されたと考えられる。

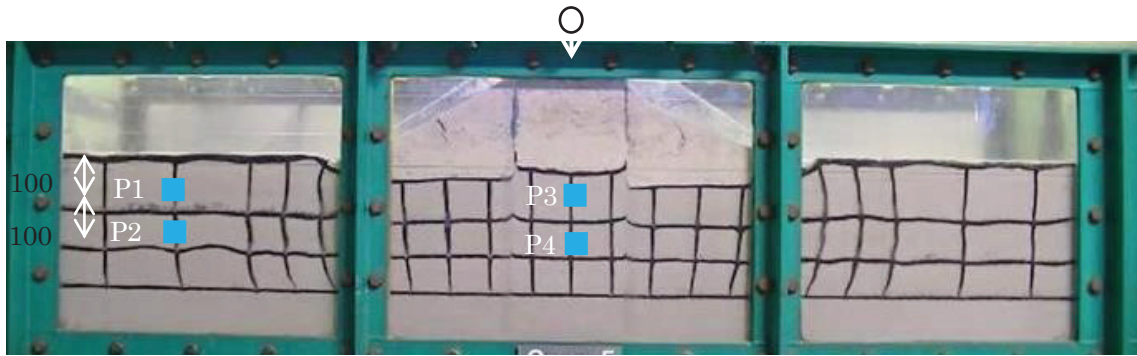


写真 3-2-8 加振後の堤体断面の変形状況

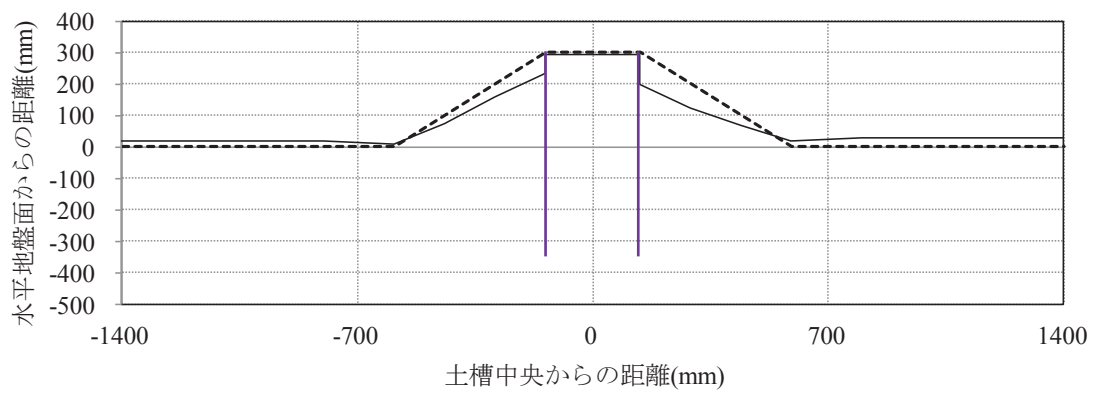


図 3-2-14 加振後の堤防断面状況

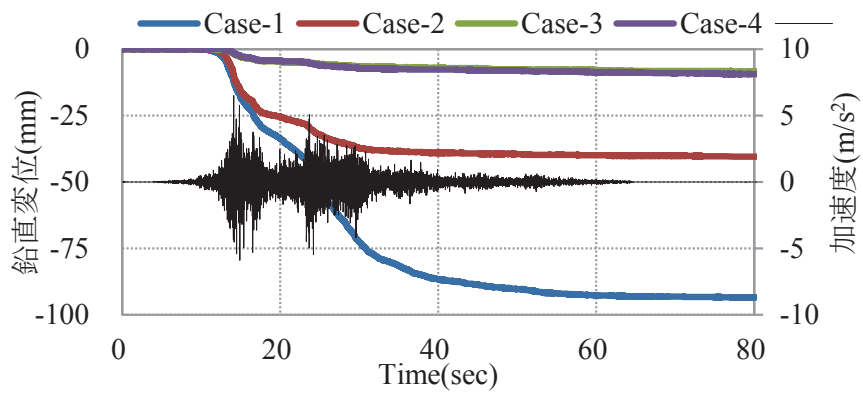


図 3-2-15 堤体天端の鉛直変位時刻歴

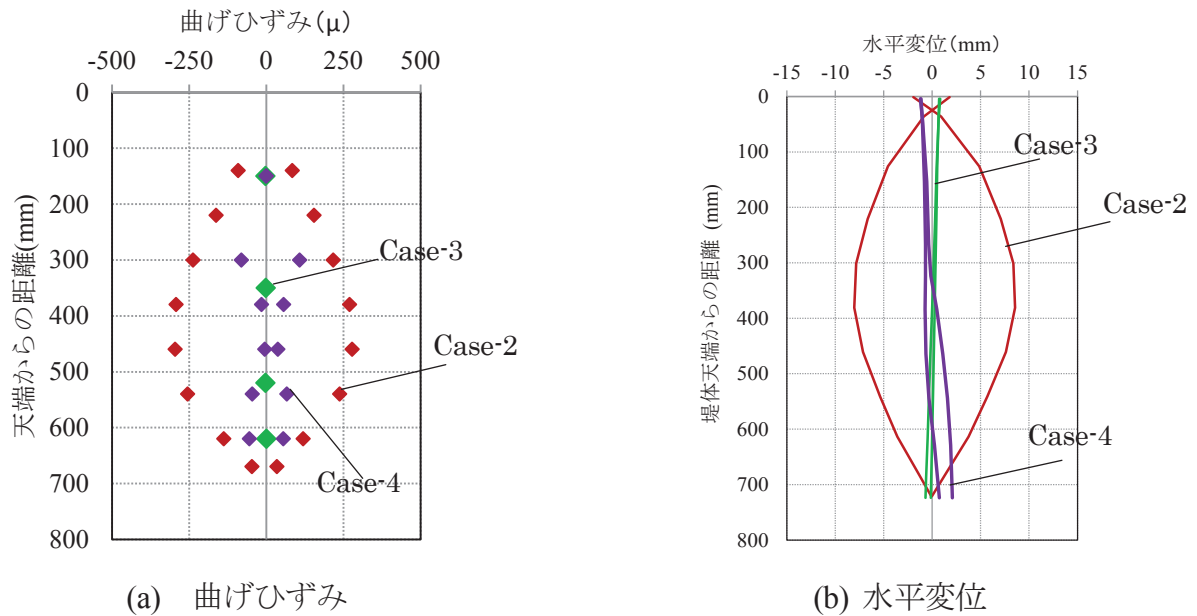


図 3-2-16 鋼矢板の変形状態

### 3.3 本章のまとめ

緩い地盤上に造築された海岸堤防を対象に、巨大地震(加速度振幅が大きい・継続時間が長い・連動型の地震)を想定した重力場における振動台模型実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・無対策の堤防では、最終的に、堤体は堤高の 1/3 に相当する非常に大きな沈下が生じた。特に、基礎地盤が液状化した状態で到来する地震動により、堤体の沈下・変形は大きく進行するという、連動型地震特有の被災挙動を確認した。
- ・二重鋼矢板壁を設置することで、鋼矢板自体が天端高さを保ち、締切り内における地盤の沈下を、無対策の半分程度にまで抑制された。巨大地震下においても堤防機能を維持し、その後到来する津波に対して耐津波性を発揮することが期待できる。
- ・締切り内の地盤の沈下は、「鋼矢板の曲げ変形」「締切り内の地盤の体積圧縮」によるとし、「鋼矢板の曲げ変形」が主要な因子であることを定量的に確認した。
- ・二重鋼矢板構造では、特に無対策では深刻な被害を与えた基礎地盤が液状化した状態で到来する地震動に対し、締切り内の沈下を抑える効果を確認した。これは、基礎地盤が液状化に至る地震動を受けた状態からさらに地震動を受けても、沈下の主要因子である鋼矢板の曲げ変形はあまり増大しないためと考えられる。
- ・二重鋼矢板壁に隔壁を併用することで、鋼矢板自体が天端高さを保ち、締切り内における地盤の沈下が極めて抑制された。これは隔壁を設置することで、二重鋼矢板壁の曲げ変形が抑えられたためと考えられる。

- ・隔壁を併用した二重鋼矢板構造は部材が3次元的に組み合わさった構造であるものの、堤防奥行き方向にみた変形挙動はほぼ一定であり3次元的な挙動は見られなかった。
- ・隔壁を二重鋼矢板の天端から底部までに留める構造であっても、二重鋼矢板の下端まで設置した構造と同程度の堤防沈下抑制効果が発揮されることを確認した。鋼材量の低減による建設コスト縮減が期待される。



## 参考文献

- 3-1) 野田沙希, 小堀雄太, 沢田和秀, 八嶋厚, 藤原覚太, 乙志和孝: 巨大地震を対象とした海岸堤防の補強工法に関する研究(その1. 振動台模型実験), 第49回地盤工学研究発表会, pp.814-815, 2014
- 3-2) 藤原覚太, 沢田和秀, 八嶋厚, 阿部幸夫, 中山裕章, 乙志和孝: 巨大地震下における海岸堤防の鋼矢板補強策に関する実験的研究, 公益社団法人 地盤工学会特別シンポジウム ―東日本大震災を乗り越えて― 発表論文集, pp.417-423, 2014
- 3-3) Kakuta Fujiwara, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Kazutaka Otsushi, Yukio Abe : Analytical study on levees reinforced by double sheet-piles with partition walls, proceeding of 14th IACMAG, pp.711-717, 2015
- 3-4) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Takashi Hara, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda : Study on coastal levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, proceeding of ISOPE2016, pp.767-774, 2016
- 3-5) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda : Study on levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, 公益社団法人 地盤工学会中部支部 中部国際ミニシンポジウム, 2016
- 3-6) 藤原覚太, 沢田和秀, 八嶋厚, 妙中真治, 戸田和秀, 小堀雄太, 乙志和孝: 巨大地震に対する鋼矢板補強工法の堤防沈下抑制効果に関する研究, 地盤工学ジャーナル, 2017(掲載予定)
- 3-7) Kouich Ohori, Yoshihiro shoji, Kunio Takahashi, Hiroshi Ueda, Michihiko Hara, Yutaka Kawai and Keisuke Shiota : Stability Behavior of double sheet Pile wall Structure, Report of the port and harbor research institute, Vol.23, No.1, pp.103-152, 1984
- 3-8) 乙志和孝, 藤原覚太, 吉原健郎, 安岡博之, 古市秀雄: 鋼矢板を用いた盛土構造物の減災技術に関する実験的研究, 公益社団法人 土木学会四国支部 21世紀の南海地震と防災, 第7巻, pp.51-58, 2013
- 3-9) Iai, S. : Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Report of the port and harbor research institute, Vol.27, No.3, 1988
- 3-10) 不飽和地盤の挙動と評価, 社団法人地盤工学会, 2004

## 4 模型実験の再現解析

堤体挙動および対策効果についてより精緻に検討するため、さらに実務設計に向けた巨大地震にも対応可能な数値解析モデルの構築を目的に、前章の振動台模型実験の再現数値解析を行う<sup>4-1)~4-5)</sup>。

### 4.1 解析概要

#### 4.1.1 LIQCA2D の概要

液状化解析には、2次元有効応力解析コード LIQCA2D<sup>12)4-6)</sup>を用いた。LIQCA は微小変形理論に基づく解析コードであり、これまでも多数の液状化問題の解析に適用され多くの実績を有する。LIQCA では Biot の 2 相混合体理論<sup>4-7)</sup>に基づき、固相の変位  $u$  と間隙水  $p$  を未知数として扱った  $u$ - $p$  formulation によって排水条件を考慮した場の方程式を定式化しており、有限要素法と差分法を用いてこれを空間離散化している。つりあい式の空間離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧項の離散化には差分法を適用し、要素積分には重心位置での次数低減積分を適用することにより自由度数の低減と Shear locking の防止を図っている。時間離散化には Newmark の  $\beta$ 法を用いている。砂の構成則としては、Oka ら<sup>4-8)</sup>による非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性モデルがベースとなっている。

#### 4.1.2 解析条件

再現解析は Case-1~3 を対象とする。まずは初期応力解析により地盤の応力状態を算定したのち、地震動を与える動的解析を実施する。

解析モデル断面は図 4-1-1 に示す通り、模型実験と同じ寸法とする。ただし解析モデルは奥行き 1m とした。モデルをメッシュ分割し、それぞれのメッシュに対応する地盤物性を考慮した入力パラメータを与えた(後述)。モデルの側方変位境界は鉛直ローラーとし、底面は鉛直水平ともに固定とした。

Case-2, 3 では、実験時に鋼矢板・タイロッド・隔壁はいずれも降伏に至らなかったことから、これらには弾性ビーム要素を適用した。鋼矢板には表 4-1-1 に物性を、鋼矢板と地盤との間には表 4-1-2 に示すジョイント要素を適用した。ジョイント要素の値は、模型実験で観察された鋼矢板界面の挙動から、鋼矢板と地盤間の滑りを考慮しせん断方向のバネ剛性を小さく設定し、また剥離等は見られなかったことから鋼矢板に対して垂直方向のバネ剛性を大きく設定した。鋼矢板とタイロッドの結合部はピン結合とした。

Case-3 は二重鋼矢板と隔壁が立体的に組み合わさった構造であるものの、模型実験において堤防延長方向に変形状態がほとんど変化しないことを確認している。そこで平面ひずみ問題を仮定し、堤防奥行き方向に断面を平均化し、3次元構造を2次元に置き換えた解析を実施した。先の Case-2 のモデルに二重鋼矢板間に、表 4-1-3 のように堤防奥行き方向 1m あたりに換算し

た弾性平面要素を重ね合わせた。隔壁の両端の節点と同位置にある矢板節点と、鉛直および水平方向の等変位境界を与え、締切り内の地盤と隔壁は直接的には荷重伝達しないとした。

## (1) 初期応力解析

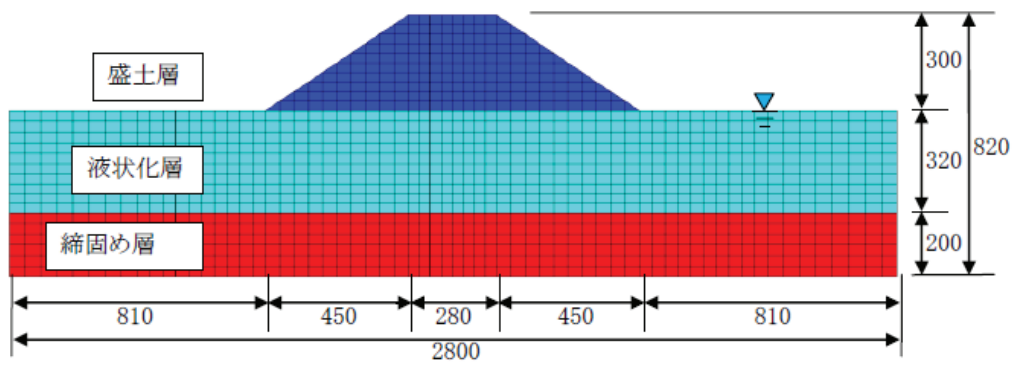
堤体・液状化層・非液状化層はいずれも弾完全塑性モデルを適用した。物性値は表 4-1-4 に示す通りである。模型の作製では、予め鋼矢板を土槽に固定し変形が生じないように拘束してから、周囲に地盤を作製するという手順であった。そこで初期応力解析では、鋼矢板の断面 2 次モーメントをあえて大きく設定し、鋼矢板に変形が生じにくい条件とした。

## (2) 動的解析

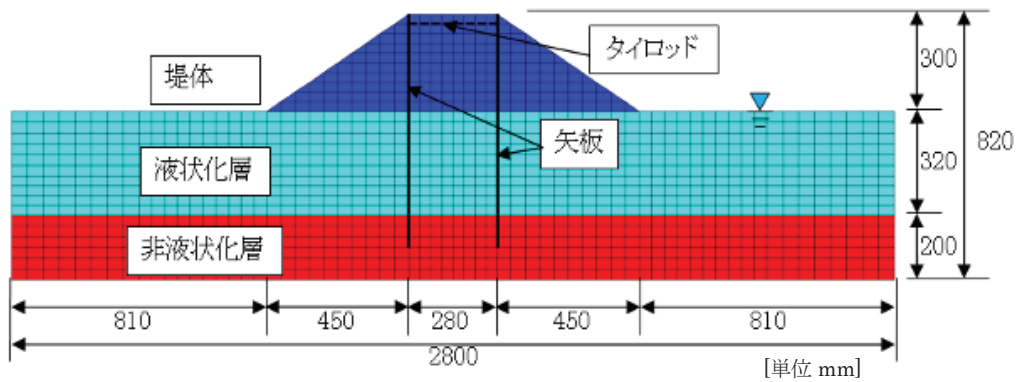
動的解析では、堤体には乾燥材とみなし乾燥砂の繰返し弾塑性モデル、液状化層は液状化状態を表現できる飽和砂の繰返し弾塑性モデル、非液状化層は同様の材料(ケイ砂 7 号,  $Dr=90\%$ )を用いた既往研究の解析モデル<sup>4,9)</sup>を参考に、R-O モデルを適用した。間隙水に関する境界条件として、地下水位面を水頭 0 の排水境界とし、底面、側壁および鋼矢板表面はすべて流量 0 の非排水境界とした。計算時間増分は 0.002sec.とし、時間積分のための Newmark の $\beta$ 法の係数は $\alpha=0.3025$ ,  $\beta=0.6$ とした。Rayleigh 減衰として初期剛性比例型を用い、その係数には $\alpha=0.003$ を用いた。この値は水平自由地盤部の 1 次固有周期 0.3 秒に減衰定数 3%を仮定した値に相当する。実験時に土槽底面で計測された応答波形を、モデル底面での入力波形として与えた。

堤体および非液状化層に用いた地盤物性パラメータは、図 4-1-2(a), (b)に示す動的変形試験の結果を基に、要素シミュレーションを実施することで、表 4-1-5 に示す値を設定した。

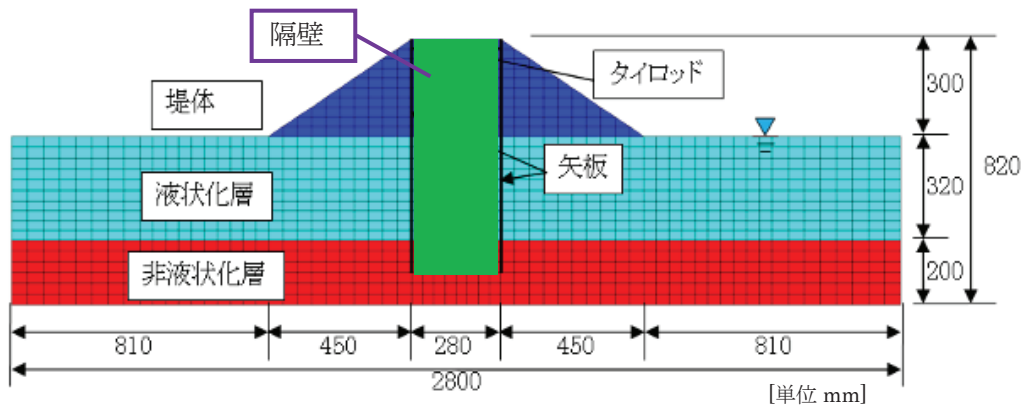
液状化層に用いた地盤物性パラメータは、図 4-1-2(c)~(i)に示す非排水繰返し三軸試験(CU 試験)の結果を基に、要素シミュレーションを実施することで、まずは表 4-1-5 (Set-A)に示す値を設定した。ここで田中ら(2009)は、模型地盤などの低い拘束圧下における液状化強度は、高い拘束圧下の時と比べ大きくなることを報告している<sup>4,10)</sup>。この拘束圧の違いによる影響を考慮するため、一連の再現解析とは別に液状化層のみに着目した検討を行った。



(a) 無対策(Case-1)



(b) 二重鋼矢板構造(Case-2)



(c) 隔壁を併用した二重鋼矢板構造(Case-3)

図 4-1-1 解析モデル断面

表 4-1-1 矢板要素の物性値

| 諸元          |                               | 初期応力解析   | 動的解析     |
|-------------|-------------------------------|----------|----------|
| ヤング係数       | $E \text{ (kN/m}^2\text{)}$   | 2.05E+08 | 2.05E+08 |
| 断面積         | $A \text{ (m}^2\text{)}$      | 0.0032   | 0.0032   |
| 断面 2 次モーメント | $I \text{ (m}^4\text{)}$      | 2.73E-06 | 2.73E-09 |
| 密度          | $\rho \text{ (t/m}^3\text{)}$ | 7.8      | 7.8      |

表 4-1-2 ジョイント要素の物性値

| 諸元              |                               | 初期応力解析   | 動的解析     |
|-----------------|-------------------------------|----------|----------|
| ジョイント要素 (せん断バネ) | $k_s \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 1.0E+00  | 1.0E+04  |
| ジョイント要素 (垂直バネ)  | $k_n \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 1.0E+08  | 1.0E+08  |
| ジョイント要素 (粘着力)   | $c \text{ (kN/m}^2\text{)}$   | 0        | 0        |
| ジョイント要素 (摩擦係数)  | $\tan \phi$                   | 0.00     | 0.27     |
| ジョイント要素 (引張強度)  | $\text{(kN/m}^2\text{)}$      | -1.0E+08 | -1.0E+08 |

表 4-1-3 隔壁要素の物性値

| 諸元    |                               | 初期応力解析   | 動的解析     |
|-------|-------------------------------|----------|----------|
| ヤング係数 | $E \text{ (kN/m}^2\text{)}$   | 2.05E+08 | 2.05E+08 |
| 断面積   | $A \text{ (m}^2\text{)}$      | 0.0032   | 0.0032   |
| 要素厚さ  | $t \text{ (m)}$               | 6.6E-03  | 6.6E-03  |
| 密度    | $\rho \text{ (t/m}^3\text{)}$ | 7.8      | 7.8      |

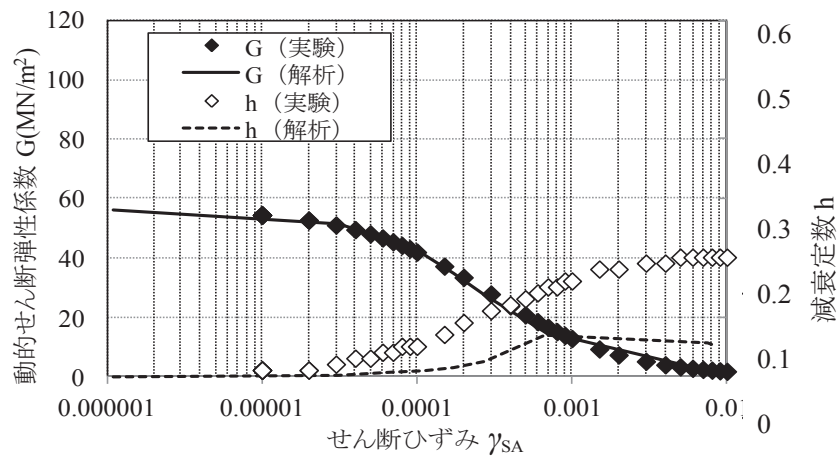
表 4-1-4 砂の物性値 (初期応力解析時)

| 諸元             |                                   | 堤体    | 液状化層  | 締固め層  | 備考                     |
|----------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|------------------------|
| ヤング係数の<br>比例定数 | $E_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$     | 37788 | 62470 | 71490 | $G_0$ から算定されるヤング率の 1/2 |
| ポアソン比          | $\nu$                             | 0.33  | 0.33  | 0.33  | 静止土圧係数 0.5 として算定       |
| 内部摩擦角          | $\phi \text{ (degree)}$           | 36.7  | 36.7  | 36.9  | 有効応力経路から算定             |
| 粘着力            | $c \text{ (kN/m}^2\text{)}$       | 0     | 0     | 0     | 砂の一般的な物性値              |
| ヤング係数の<br>指数定数 | $n$                               | 0.5   | 0.5   | 0.5   | 既往の解析事例を参考に決定          |
| 有効単位体積重量       | $\gamma' \text{ (kN/m}^3\text{)}$ | 16.7  | 9.3   | 10.1  | 計測値                    |

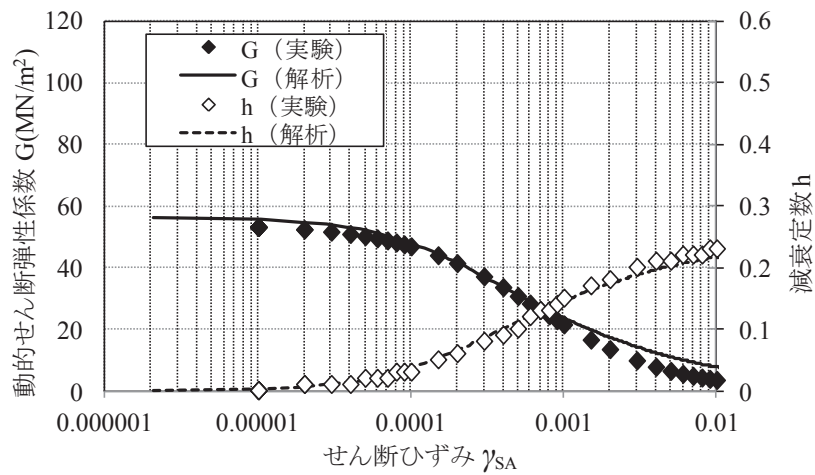


表 4-1-5 砂の物性値（動的解析時）

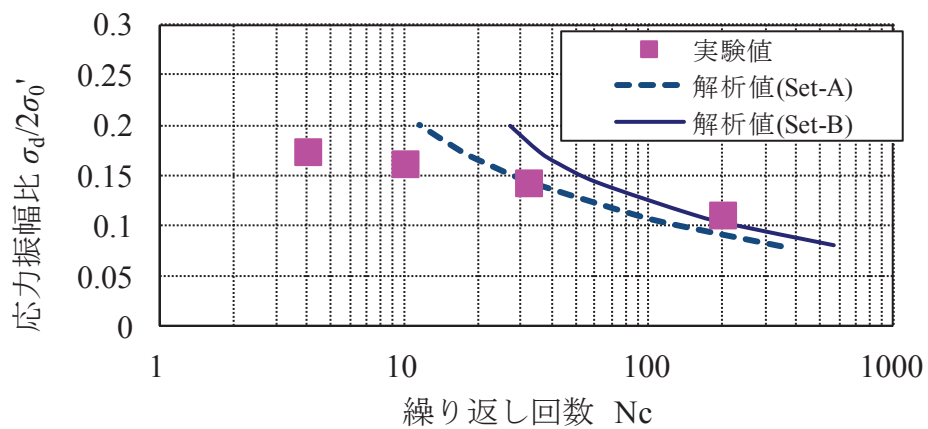
| 諸元                      |                   | 物性値         |                 |                 |         | 備考   |
|-------------------------|-------------------|-------------|-----------------|-----------------|---------|--|
|                         |                   | 堤体          | 液状化層<br>(Set-A) | 液状化層<br>(Set-B) | 非液状化層   |  |
| 適用モデル                   |                   | 砂の繰返し弾塑性モデル |                 |                 | R-O モデル |  |
| 間隙比                     | $e_0$             | 0.878       | 0.813           | 0.813           | 0.683   | 試験時の物性値  |
| 圧縮指数                    | $\lambda$         | 0.001       | 0.018           | 0.015           | -       | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
| 膨張指数                    | $\kappa$          | 0.0001      | 0.0055          | 0.002           | -       |  |
| 無次元化初期<br>せん断弾性係数       | $G_0/\sigma_{m0}$ | 900.0       | 873.0           | 1000.0          | -       | 初期せん断剛性を繰返し<br>非排水三軸試験の有効拘束<br>圧 100(kN/m <sup>2</sup> )で除した |
| 変相応力比                   | $M_m$             | 0.909       | 0.909           | 0.909           | -       | 三軸試験結果から算定   |
| 破壊応力比                   | $M_f$             | 1.15        | 1.122           | 1.122           | -       | 三軸試験結果から算定   |
| 硬化関数中のパ<br>ラメーター        | $B_0$             | 5000        | 2200            | 7000            | -       | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
|                         | $B_1$             | 50          | 30              | 50              | -       |  |
|                         | $C_f$             | 0           | 0               | 0               | -       | LIQCA マニュアルで提案さ<br>れている簡易的な設定値                               |
| 異方性消失のパ<br>ラメーター        | $C_d$             | 2000        | 2000            | 2000            | -       | LIQCA マニュアル推奨値   |
| ダ イレイタンス<br>係数          | $D_0$             | 0.5         | 5.0             | 3.0             | -       | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
|                         | $n$               | 4.0         | 2.5             | 3.0             | -       |  |
| 塑性基準ひずみ                 | $\gamma_p$        | 0.01        | 0.01            | 0.01            | -       | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
| 弾性基準ひずみ                 | $\gamma_E$        | 0.05        | 0.02            | 0.02            | -       |  |
| ポアソン比                   | $\nu$             | -           | -               | -               | 0.33    | 静止土圧係数0.5として算定   |
| 粘着力(kN/m <sup>2</sup> ) | $c$               | -           | -               | -               | 0       |  |
| 内部摩擦角(rad)              | $\phi$            | -           | -               | -               | 0.68    | 三軸試験結果から算定   |
| せん断弾性係数<br>のパラメーター      | $a$               | -           | -               | -               | 33665   | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
|                         | $b$               | -           | -               | -               | 0.5     |  |
| R-O モデルの<br>パラメーター      | $\alpha$          | -           | -               | -               | 0.3     | 要素シミュレーションにより<br>試行錯誤して決定                                    |
|                         | $r$               | -           | -               | -               | 2.3     |  |



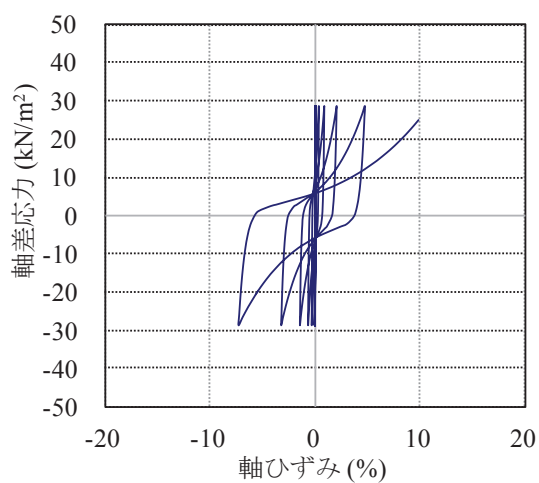
(a) 動的変形曲線（堤体）



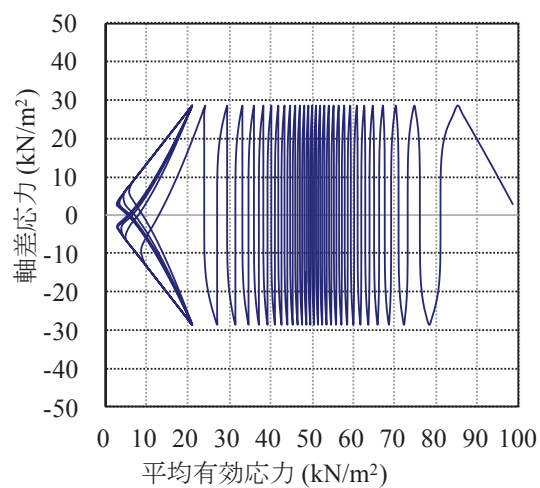
(b) 動的変形曲線（非液化化層）



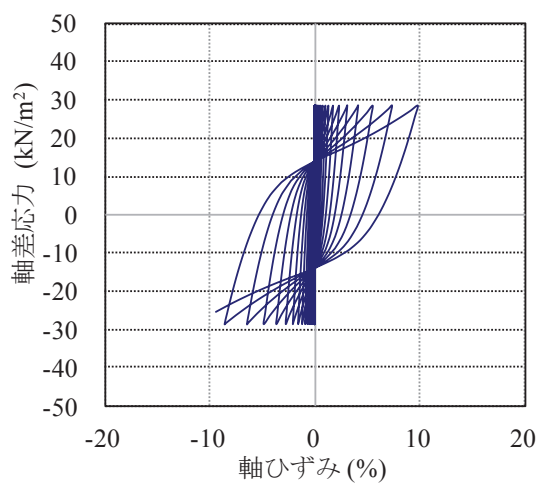
(c) 液化化強度曲線（液化化層）



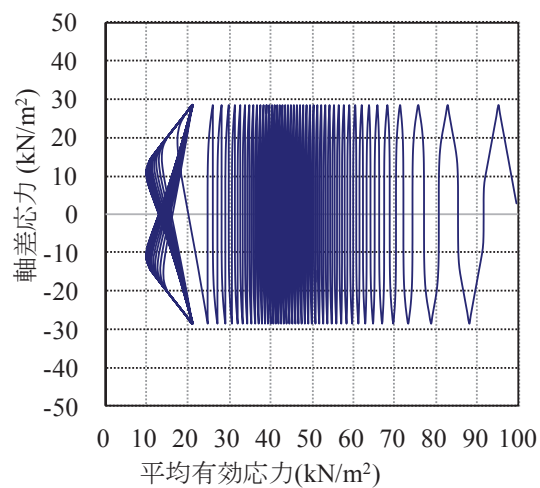
(d) 応力ひずみ関係(液状化層；解析 Set-A)



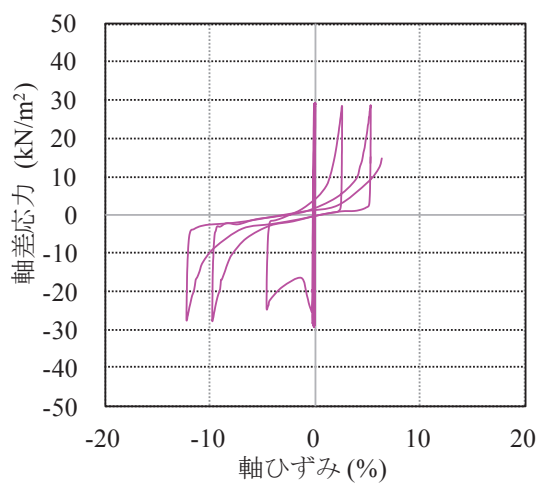
(e) 有効応力経路(液状化層；解析 Set-A)



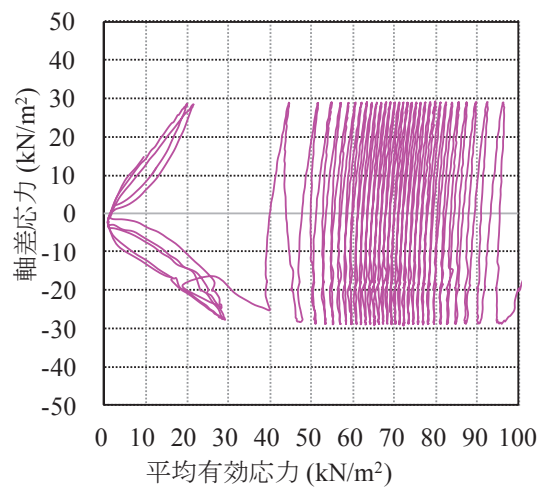
(f) 応力ひずみ関係(液状化層；解析 Set-B)



(g) 有効応力経路(液状化層；解析 Set-B)



(h) 応力ひずみ関係(液状化層；実験)

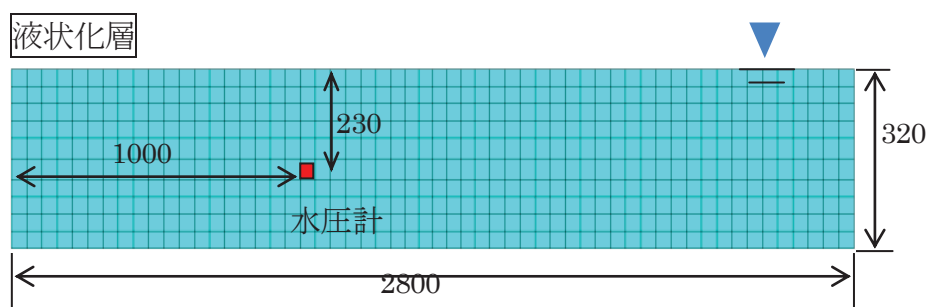


(i) 有効応力経路(液状化層；実験)

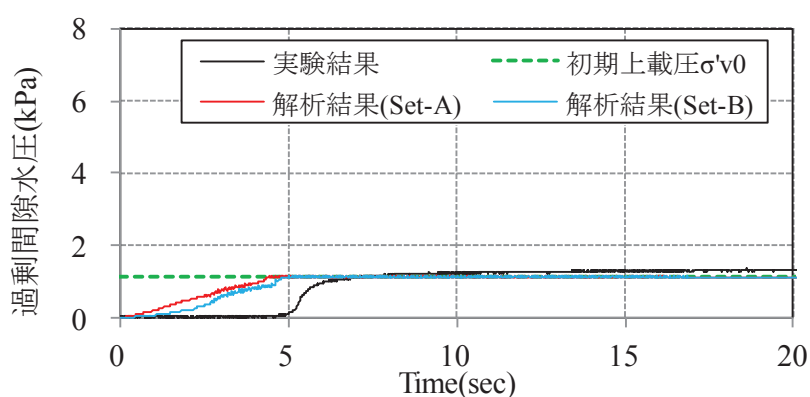
図 4-1-2 要素シミュレーション結果

土槽内に液状化層のみの水平成層地盤を作製し、比較的弱い地震動として 50gal の正弦波を与え、地盤内の過剰間隙水圧を計測した(図 4-1-3)。これに対する再現解析を実施し実験結果と比較検討した。液状化に至るまでの過剰間隙水圧の上昇挙動に着目すると、解析結果は実験結果に比べ水圧の上昇が速くなっている。そこで液状化に至るまでの水圧発生挙動に影響するパラメータ  $B_0$ ,  $B_1$ ,  $D_0$ ,  $n$  の値を表 4-1-5(Set-B)の通りに再調整した。なお、文献<sup>4-10)</sup>では拘束圧 10kPa と 50kPa における液状化強度が比較されており、前者は後者の 1.1~1.3 倍程度であるとされている。対象とする拘束圧は異なるものの、パラメータ修正の際にはこのような知見も参考にした。

Set-A から Set-B に修正することで、繰り返し回数の小さい領域では液状化強度を過大評価する傾向がさらに強くなった(図 4-1-2(c))。そこで模型実験での液状化層に作用したせん断応力およびその繰り返し回数を推定するため、先の水平成層地盤のみを対象とした解析モデルに模型実験で使用した波形を入力し数値解析を実施した。出力結果から液状化層には応力比 0.1 以上のせん断力が 300 回以上作用していることを確認した。このように継続時間の長い地震動を対象にする場合、繰り返し回数の大きい領域での再現性を優先すべきと判断し、Set-B の地盤物性パラメータを採用した。



(a) 地盤寸法と計測位置(単位 mm)



(b) 過剰間隙水圧の時刻歴

図 4-1-3 水平成層地盤を対象とした加振実験

## 4.2 解析結果

### 4.2.1 初期応力解析

Case-1~3 における、初期解析結果(初期鉛直有効応力コンター)を図 4-2-1 に示す。いずれのケースでも左右対称形の応力分布が表現されている。Case-2, 3 では鋼矢板を介して応力状態が不連続になっているが、模型地盤作製時では予め鋼矢板を固定して地盤作製したことから、実験においても同様の応力状態であったと考えられる。

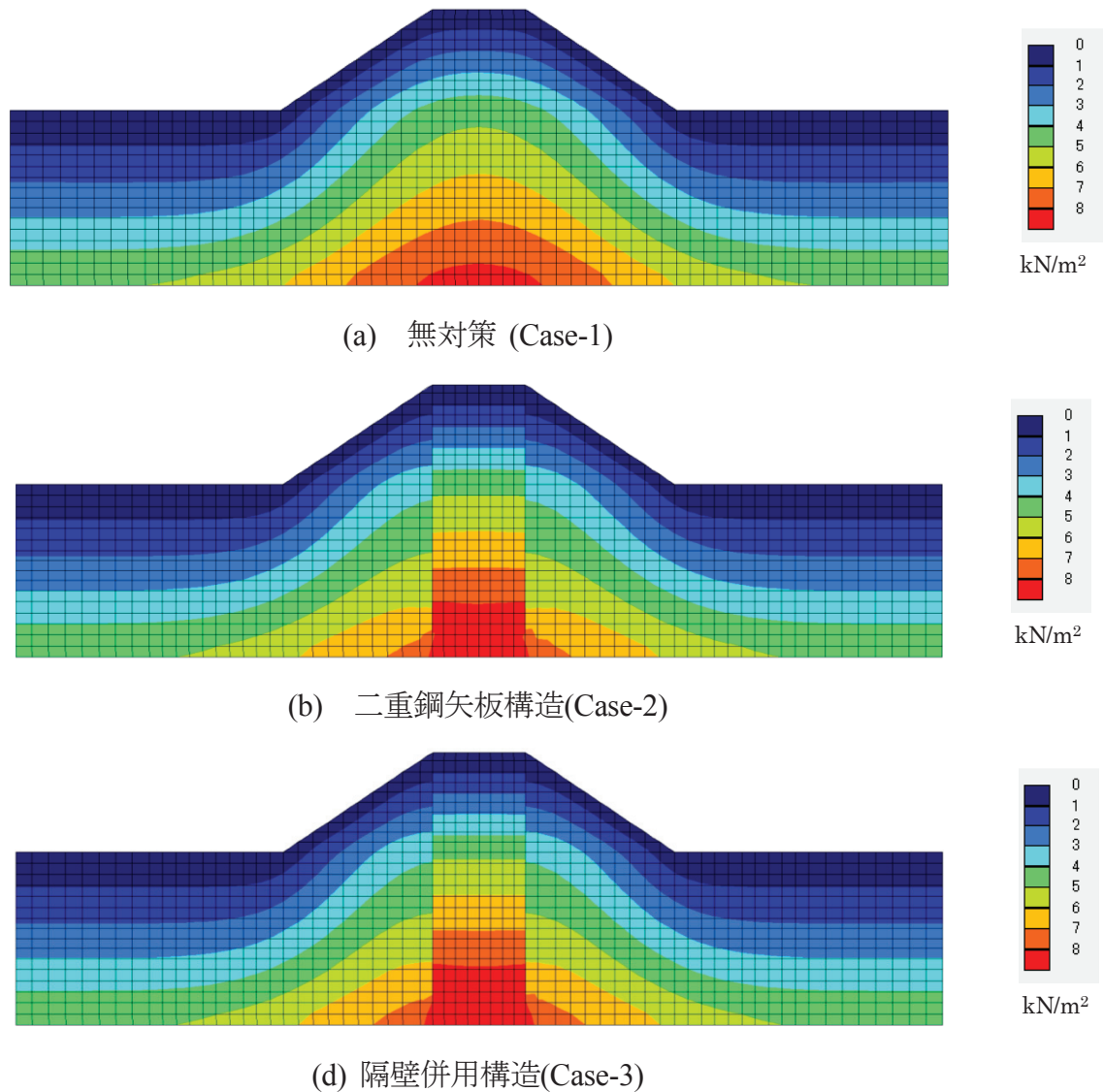


図 4-2-1 初期鉛直有効応力コンター



#### 4.2.2 動的解析 (Case-1)

Case-1(無対策)において、堤体の変形状態および過剰間隙水圧比のコンター図( $t=80\text{sec.}$ )を図 4-2-2 に示す。水平自由地盤が液状化することで堤体直下地盤が側方に流動し、堤体は底部を拡張しながら沈下する挙動が再現されている。過剰間隙水圧の消散が完了した堤体天端の残留沈下量は  $108\text{mm}$  であり、実験値の  $95\text{mm}$  と良く一致した。

次に経時的な変化として、堤体天端中央部の鉛直変位時刻歴を図 4-2-3 に示す。1 波目が到来することにより堤体は急激に沈下し、2 波目が到来したのち地震動が継続することで沈下がさらに進行するという、模型実験でみられたような連動型地震に対する沈下・変形挙動が定量的に再現されている。一方で沈下勾配については、解析では実験に比べ緩やかになっている。実験では堤体にいくつかのクラックが観察されたことから、クラックの進展に伴い急激に沈下が進行したと考えられるが、堤体や地盤を連続体とみる有限要素解析である LIQCA では、このような挙動を追跡していないためと考えられる。

地表面から  $200\text{mm}$  下方に位置する、水平自由地盤(P1; 実験時と同じ番号)および堤体直下地盤(P3)における過剰間隙水圧の時刻歴を図 4-2-4 に示す。P1 点では加振とともに過剰間隙水圧が上昇し 15 秒付近で液状化に至る挙動や、P3 点では堤体の自重による初期上載圧が大きいため、水圧が上昇するも  $4\text{ kN/m}^2$  以上には増加せず、液状化には至らないという挙動が再現されている。一方で、P1 点および P3 点ではともに、過剰間隙水圧の上昇過程(0~10 秒)において、実験結果を過大評価している。これは図 4-1-2 (c)の平均有効応力経路から、今回使用したパラメータは繰り返し回数の小さな領域(平均有効応力  $70\sim 100\text{ kN/m}^2$ )での有効応力の減少量を過大に評価するためと考えられる。この傾向は本ケースだけでなく Case-2, 3 でも見られる。

地震時に海岸堤防に求められる性能は対津波性を発揮することであり、いずれも地震終了後の堤防の変形状態を予測することが重要であることに着目する。実験と解析ではともに 0~10 秒では堤体の沈下がほとんど発生していない (図 4-2-3)。地震初期の過剰間隙水圧の差異が堤防の残留変形状態に与える影響は小さいとし、本研究では地震終了時の堤防の変形状態の再現精度を優先することとする。

以上の結果より、巨大地震(加速度振幅が大きく、継続時間が長い連動型地震)に対しても、堤防の被災挙動を良好に再現することを確認した。

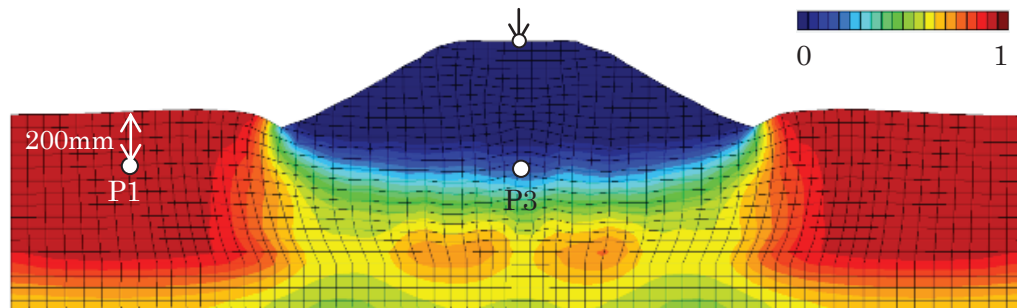


図 4-2-2 変形状態と過剰間隙水圧比コンター(Case-1)

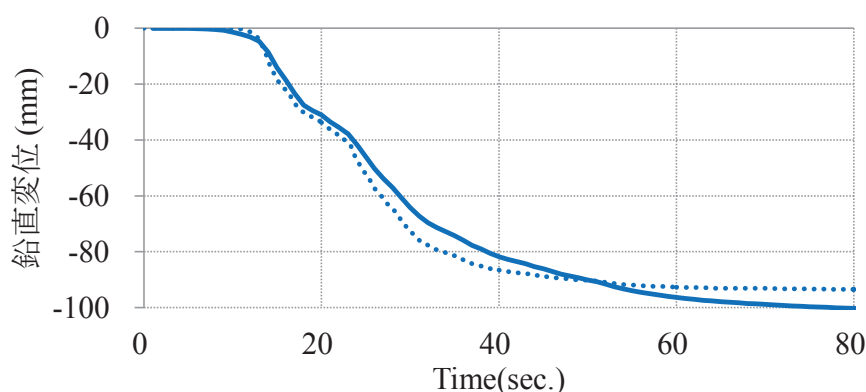


図 4-2-3 堤体天端の鉛直変位の時刻歴(実線：解析、点線：実験)

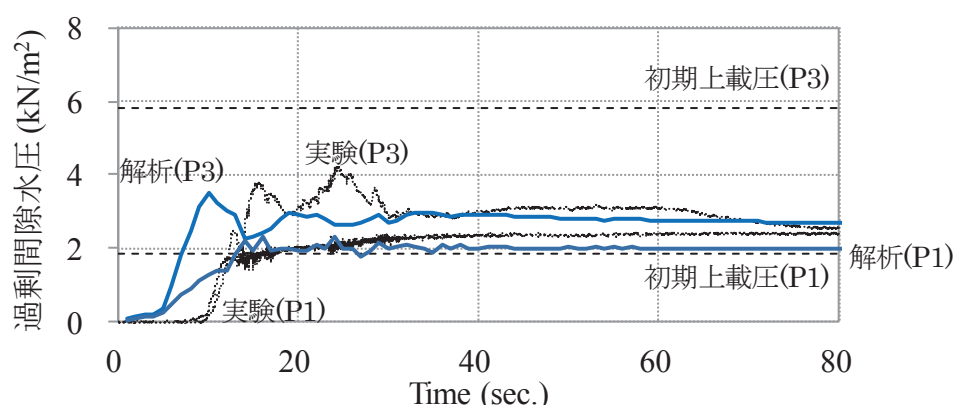


図 4-2-4 過剰間隙水圧の時刻歴(Case-1)

### 4. 2. 3 動的解析 (Case-2)

Case-2(二重鋼矢板構造)において、解析結果での堤体の変形状態および過剰間隙水圧比のコンター図( $t=80\text{sec.}$ )を図 4-2-5 に示す。鋼矢板で囲まれた内部の地盤においては沈下が抑えられており、鋼矢板自体はほとんど沈下していない。過剰間隙水圧の消散が完了した残留沈下量は 44mm であり、実験値 42mm と定量的に良く一致した。

次に経時的な変化として、堤体天端中央部の鉛直変位時刻歴を図 4-2-6 に示す。1 波目が到来することにより堤体に沈下が生じるものの、2 波目が到来による沈下増分が小さいという、模型実験でみられたような連動型地震に対する鋼矢板対策効果が再現されている。

過剰間隙水圧の時刻歴を図 4-2-7 に示す。水平自由地盤(P1)では過剰間隙水圧が初期上載圧に至り地盤が液状化することや、堤体直下地盤(P3)では鋼矢板で締切ること、無対策に比べ過剰間隙水圧が大きくなる現象が再現されている。この P3 点における現象を検証するため、応力ひずみ関係(図 4-2-8(a))、軸差応力の時刻歴(図 4-2-8 (b))、平均有効応力の時刻歴(図 4-2-8 (c))に着目し、Case-1 と比較した。図 4-2-8 (a)から、応力ひずみ関係にほとんど相違は見られない。しかしながら、図 4-2-8 (b),(c)から約 1 秒以降、Case-1 では軸差応力および平均有効応力が回復

することが確認できる。一方で Case2 では軸差応力および平均有効応力が回復する傾向は見られなかった。これについては、鋼矢板で締切られた地盤では鋼矢板により側方変位が拘束され、応力状態が等方になることで軸差応力が保てず、有効応力経路が原点位置に留まりやすくなるためと考えられる<sup>4-11)</sup>。

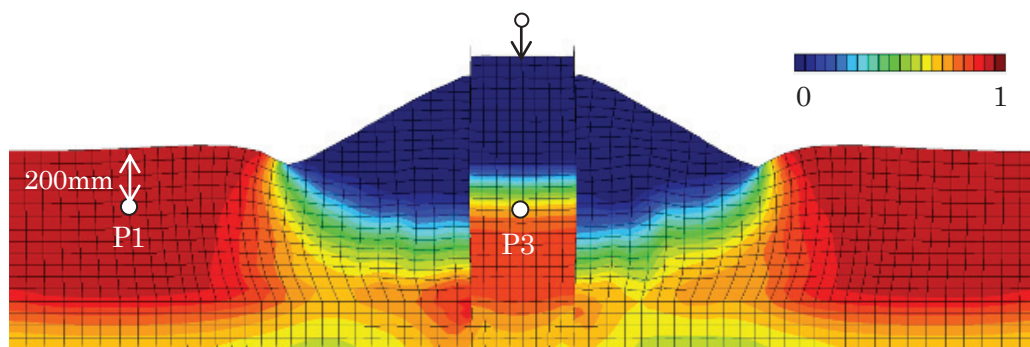


図 4-2-5 変形状態と過剰間隙水圧比コンター(Case-2)

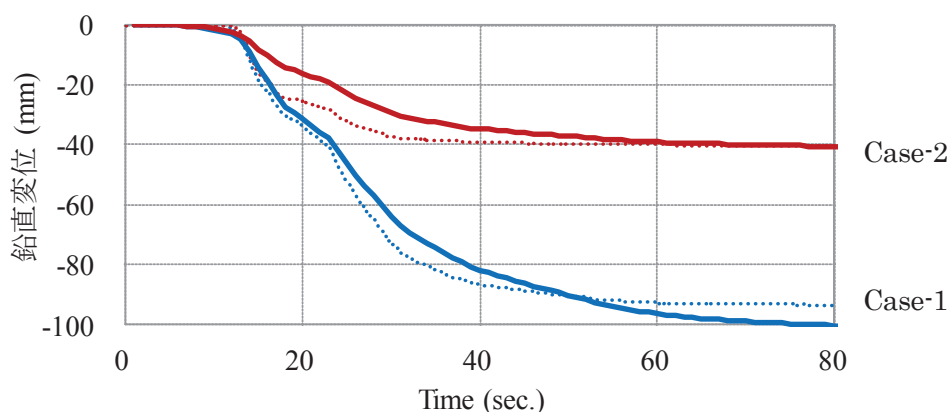


図 4-2-6 堤体天端の鉛直変位の時刻歴(実線：解析、点線：実験)

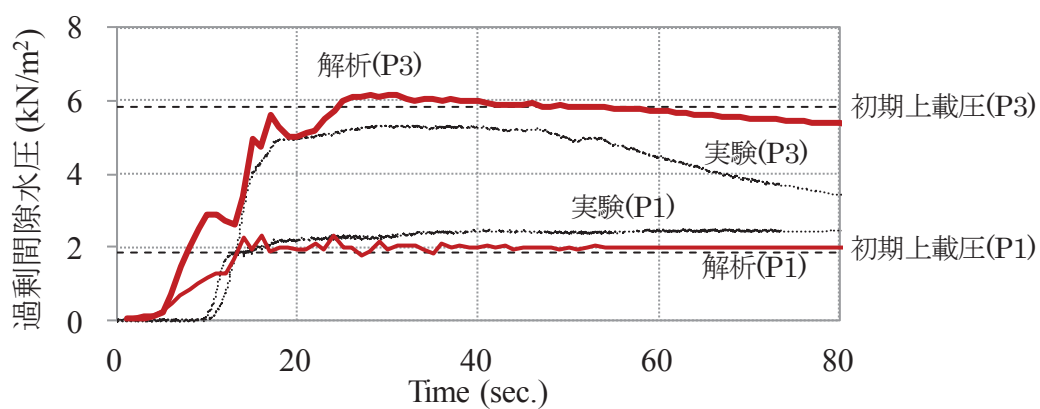
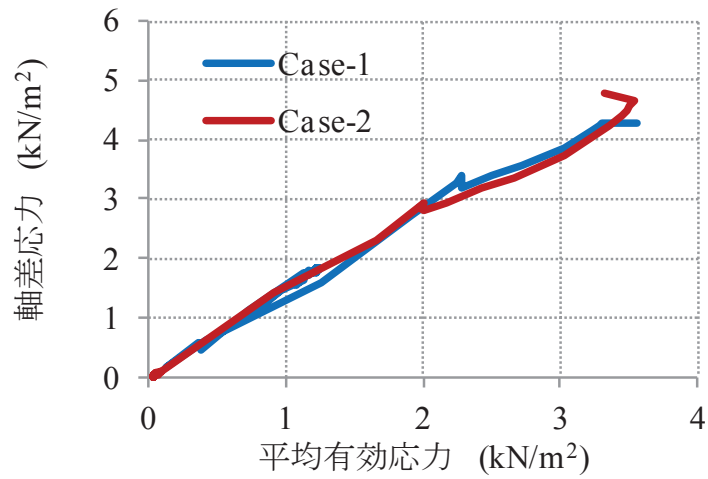
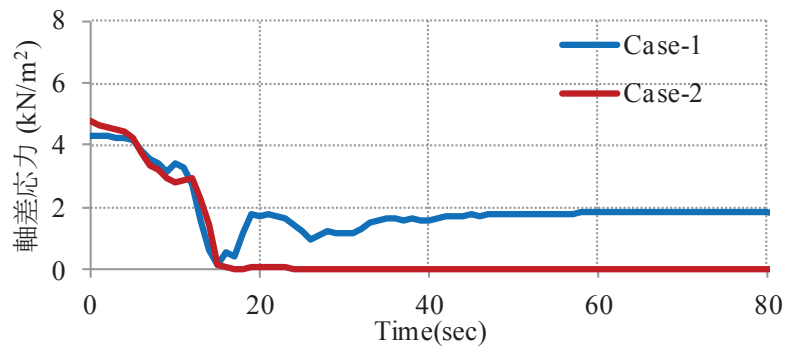


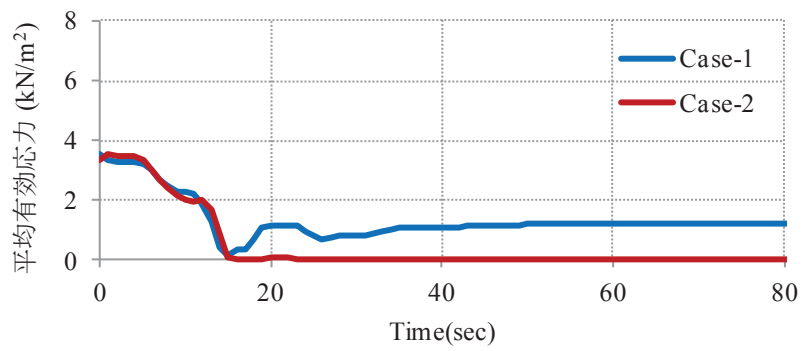
図 4-2-7 過剰間隙水圧の時刻歴



(a) 応力ひずみ関係



(b) 軸差応力の時刻歴



(c) 平均有効応力の時刻歴

図 4-2-8 P3 点における要素出力(Case-1, 2)

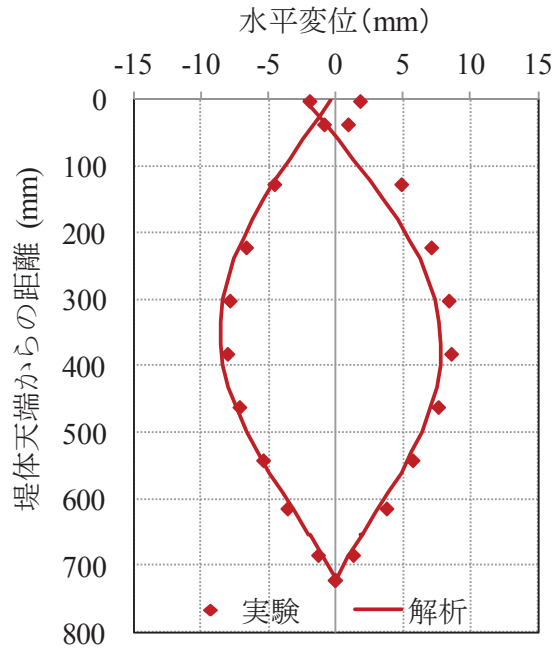


図 4-2-9 鋼矢板の残留変形状態

鋼矢板の残留変形状態を図 4-2-9 に示す。模型実験と同様に鋼矢板は外側に向かい膨らむように変形しており、変形量についても定量的に良く再現されている。

以上により、今回構築した解析モデルは巨大地震の特徴である、加速度振幅が大きく、継続時間が長い連動型の地震動に対しても、鋼矢板の対策効果を良好に再現する結果であった。

#### 4. 2. 4 動的解析 (Case-3)

Case-3(隔壁を併用した二重鋼矢板構造)について、過剰間隙水圧比のコンター図を変形状態 ( $t=80\text{sec.}$ )とともに図 4-2-10 に示す。水平成層地盤が液状化することで堤体のり面は沈下するものの、鋼矢板および鋼矢板で囲まれた地盤の沈下が極めて抑制される挙動が再現された。過剰間隙水圧の消散が完了した堤体天端の残留沈下量は 10mm であり、実験値の 9mm と良く一致した。

堤体天端の鉛直変位の時刻歴を図 4-2-11 に示す。経時的な沈下挙動についても精度良く再現されている。P1, P3 点における過剰間隙水圧の時刻歴を図 4-2-12 に示す。P1 点では液状化に至っており、P3 点では液状化には至らず、Case-2 と比べて水圧の上昇が抑えられる点についても再現されている。また鋼矢板の曲げ変形状態(残留状態)を図 4-2-13 に示す。隔壁を設置することで鋼矢板には曲げ変形がほとんど生じないことが再現されている。

Case-3 は Case-2 に比べて沈下量が 31mm(実験値 : 34mm)低減しており、低減量について以下の通り分析する。前章に記載したように、堤体の沈下量は「鋼矢板の曲げ変形」と「体積圧縮」により生じる。ここで Case-2, 3 について実験値と解析値の堤体沈下量を「鋼矢板の曲げ変形」



と「体積圧縮」に分離した結果を表 4-2-1 に示す。隔壁を設置することで鋼矢板の曲げ変形が抑えられるだけでなく、地盤の体積圧縮も抑えられている。図 4-2-14 に締切り内のせん断ひずみコンターを示す。締切り内の地盤が隔壁により拘束されることでせん断ひずみが抑制される結果であった。せん断ひずみが抑制されることで、過剰間隙水圧が蓄積されにくくなり、結果的に体積圧縮量も抑えられたと考えられる。

以上の結果より、鋼矢板と隔壁を組み合わせた立体的な特徴をもつ本構造に対しても、平面要素を重ね合わせた 2 次元解析モデルにおいて、地盤の挙動や鋼矢板の曲げ挙動を良好に再現できることを確認した。これは今回の条件下では、堤防延長方向にみた沈下挙動の変化が小さく平面ひずみ問題を仮定することができたためと考えられる。

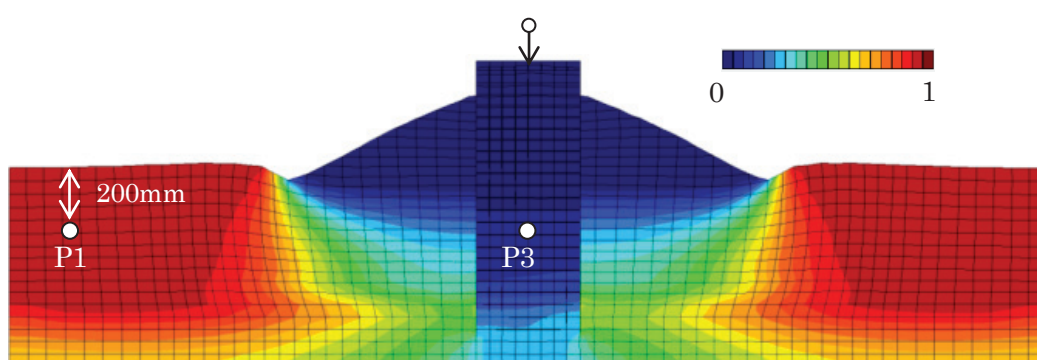


図 4-2-10 堤体の変形状態と過剰間隙水圧比 (t=80sec.)

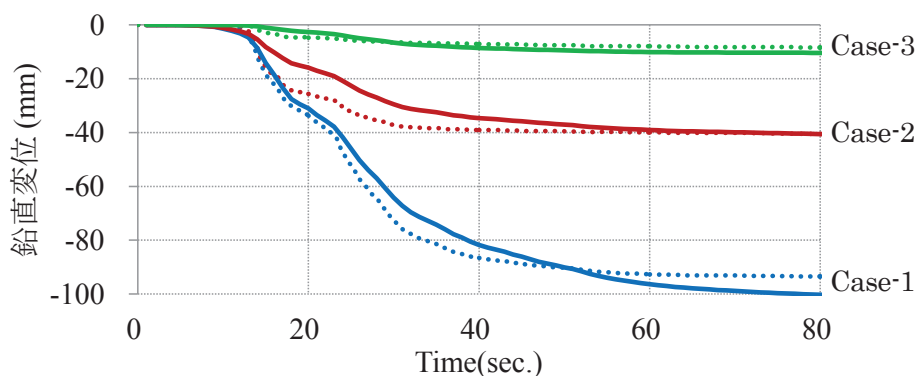


図 4-2-11 堤体天端の鉛直変位の時刻歴(実線：解析、点線：実験)

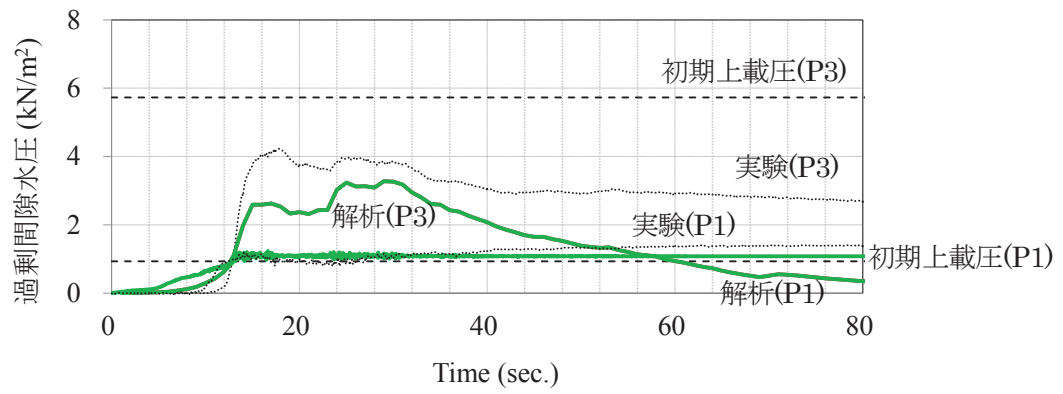


図 4-2-11 過剰間隙水圧の時刻歴

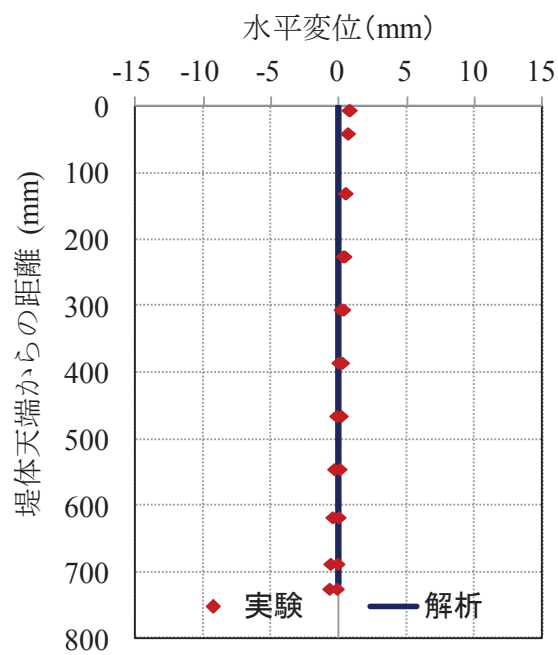


図 4-2-12 鋼矢板曲げ変形

表 4-2-1 堤体沈下量の因子

|        | 実験値      |      | 解析値      |      |
|--------|----------|------|----------|------|
|        | 鋼矢板の曲げ変形 | 体積圧縮 | 鋼矢板の曲げ変形 | 体積圧縮 |
| Case-2 | 27mm     | 15mm | 25mm     | 16mm |
| Case-3 | 0mm      | 10mm | 0mm      | 9mm  |

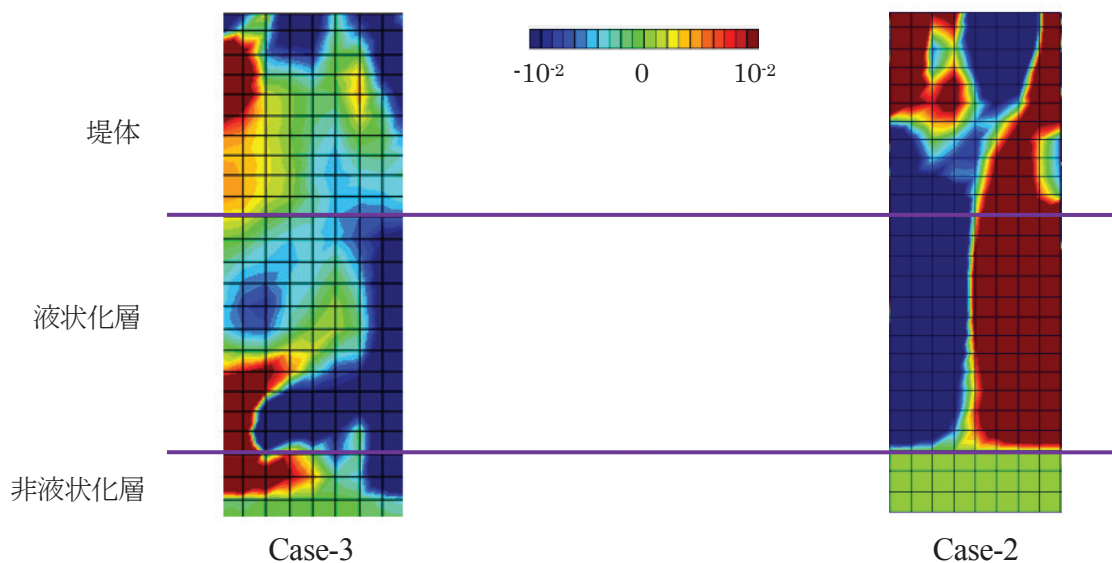


図 4-2-13 締切り内のせん断ひずみのコンター図

### 4.3 本章のまとめ

振動台模型実験で得られた計測データを基に、液状化解析手法 LIQCA2D12 を用いて、再現数値解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・無対策の堤防では、巨大地震下における堤体の変形や過剰間隙水圧の挙動を定量的に再現した。特に、基礎地盤が液状化した状態で到来する地震動により、堤体の沈下・変形は大きく進行するという、模型実験で見られた連動型地震特有の被災挙動も良好に再現した。
- ・二重鋼矢板壁を設置することで、鋼矢板自体が天端高さを保ち、締切り内における地盤の沈下を抑制するという、模型実験で見られた鋼矢板対策効果を再現した。さらに鋼矢板の曲げ応力についても定量的に再現した。巨大地震を対象とした場合であっても、本解析手法により、実務設計に必要な、堤体の挙動や鋼矢板の応力を精度良く評価することが可能と考えられる。
- ・二重鋼矢板壁に隔壁を併用した 3 次元構造に対しても、地盤と隔壁を重ね合わせた 2 次元解析モデルにより、締切り内における地盤沈下効果や、鋼矢板の曲げ応力低減効果を、定量的に再現した。2 次元解析であっても良好に再現できた理由として、今回の条件下での模型実験では堤防奥行き方向にみた変形挙動はほぼ一定であり、3 次元的な挙動が小さかったためと考えられる。

## 参考文献

- 4-1) 小堀雄太, 野田沙希, 沢田和秀, 八嶋厚, 藤原覚太, 乙志和孝: 巨大地震を対象とした海岸堤防の補強工法に関する研究 (その2. 数値解析による検討), 第49回地盤工学研究発表会, pp.816-817, 2014
- 4-2) Kakuta Fujiwara, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Kazutaka Otsushi, Yukio Abe : Analytical study on levees reinforced by double sheet-piles with partition walls, proceeding of 14th IACMAG, pp.711-717, 2015
- 4-3) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Takashi Hara, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda : Study on coastal levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, proceeding of ISOPE2016, pp.767-774, 2016
- 4-4) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda : Study on levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, 公益社団法人 地盤工学会中部支部 中部国際ミニシンポジウム, 2016
- 4-5) 藤原覚太, 沢田和秀, 八嶋厚, 妙中真治, 戸田和秀, 小堀雄太, 乙志和孝: 巨大地震に対する鋼矢板補強工法の堤防沈下抑制効果に関する研究, 地盤工学ジャーナル, 2017(掲載予定)
- 4-6) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ: LIQCA2D12・LIQCA3D11 (2012年 追加資料), 2012
- 4-7) Biot, M., A. : Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. Journal of applied physics, Vol. 33, No.4, 1962.
- 4-8) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., Yamashita, A. : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol. 49, No. 5, 1999
- 4-9) Fujiwara, K., Koseki, J., Otsushi, K., Nakayama, H.: Study on reinforcement method of levees using steel sheet-piles, Foundation and Soft Ground Engineering Challenges in Mekong Delta, pp.281-289, 2013
- 4-10) 田中智宏, 安田進, 直井賢治: 種々の珪砂の低拘束圧下における液状化および液状化後の変形挙動, 第30回地震工学研究発表会論文集, 2009
- 4-11) 渦岡良介: 地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学博士論文, 2000

## 5. 実適用に向けた解析の高度化

3 章の模型実験では、二重鋼矢板構造は巨大地震に対しても高い堤防沈下抑制効果を発揮すること、隔壁を併用することでさらに性能が向上することを確認した。4 章の数値解析では、2 次元液状化解析ツール(LIQCA2D12<sup>5-1</sup>)による再現解析により、高い再現精度で堤防の変形状態や鋼矢板の応力を評価できることを確認した。5 章では、本工法を適用するにあたりさらに議論が必要であると考えられる以下の 4 つの課題に取り組む。

- ・ 3 次元挙動の検討(隔壁を併用した構造)
- ・ 継手部のせん断ずれによる影響の検討(隔壁を併用した構造)
- ・ 地震動に関する検討
- ・ 実堤防を対象とした検討

まずは、隔壁に関する課題として「3 次元挙動の検討」および「継手部のせん断ずれによる影響の検討」の 2 つである。「3 次元挙動の検討」について、本構造は二重鋼矢板と隔壁が立体的に組み合わさった 3 次元構造であるものの、模型実験結果から堤防延長方向に変形挙動がおおよそ一定であったことを鑑み、2 次元モデルを用いて解析を実施した。しかしながら隔壁の間隔が大きくなると 3 次元的な挙動が卓越し 2 次元解析では対応できないと考えられる(後述)。そこで 5.1 では、3 次元液状化解析ツール(LIQCA3D13<sup>5-2</sup>)を用いて、本構造の地震時における 3 次元的な変形挙動を検証する<sup>5-3), 5-4)</sup>。「継手部のせん断ずれによる影響の検討」について、模型実験や数値解析では隔壁は 1 枚の連続した鋼板としたが、実際は、隔壁は継手を有する鋼矢板壁であり、地震による外力が作用することで「継手のせん断ずれ<sup>5-5)</sup>」が発生する(後述)。ずれが生じることで隔壁や締切り内地盤の応力状態が変化すると考えられ、5.2 では、これらが堤体挙動および対策効果に与える影響を検討する<sup>5-6), 5-7)</sup>。

次に、地震動に関する検討を行う。前章までは巨大地震として、1 つの地震動(東北地方太平洋沖地震)のみを対象としてきた。三陸沖地震や南海トラフ地震といった巨大地震に対応するためには、特定の地震動だけでなく地震動に関して一般化した議論が必要である。巨大地震の特徴として「大きな加速度振幅」「長い継続時間」「連動型」が挙げられる。3 章の模型実験結果から、二重鋼矢板構造は「連動型」の地震動に対して特に効果的であることを述べた。そこで 5.3 では、4 章で構築した解析モデルを用いて、東北地方太平洋沖地震における地震動をベースに加速度振幅および継続時間に着目したパラメトリックスタディを実施し、「大きな加速度振幅」「長い継続時間」に対する二重鋼矢板構造の対策効果について検討する<sup>5-8), 5-9)</sup>。

最後に、5.4 では実堤防を対象とした検討を実施する。これまでの検討では、水平成層地盤上に構築された左右対称形状の理想的な堤防を対象としてきた。ここでは実構造に近い条件として、多層地盤上に構築された左右非対称形状の実大堤防を対象に数値解析を実施し、二重鋼矢板構造の対策効果について検討する<sup>5-10), 5-11)</sup>。

## 5.1 隔壁を併用した二重鋼矢板構造に関する立体的挙動

### 5.1.1 目的

前章までの取り組みで、二重鋼矢板と隔壁が 3 次元的に組み合わさった構造においても、2 次元解析モデルにより地震時挙動を良好に再現することができた。これは模型実験で確認したように、堤体挙動が堤防延長方向にわたりあまり変化せず、2 次元問題として対応できたためと考えられる。ここで、図 5-1-1 に隔壁の間隔と二重鋼矢板の変形挙動について概念図を示す。隔壁の間隔が小さい場合は二重鋼矢板にはほとんど変形が生じない。一方で隔壁間隔が大きくなった場合は、隔壁が設置されている断面では二重鋼矢板にはほとんど変形が生じないのに対し、隔壁からの距離が離れるにつれ、二重鋼矢板の変形が大きくなると推察される。このような 3 次元的な挙動が卓越する場合、2 次元問題として扱うことができず 3 次元解析が必要となる可能性がある。以上の現象について定性的に把握するため、3 次元液状化解析ツール (LIQCA3D13<sup>5-2)</sup>)を用いて、隔壁を用いた二重鋼矢板構造に関する地震時挙動について検討する。

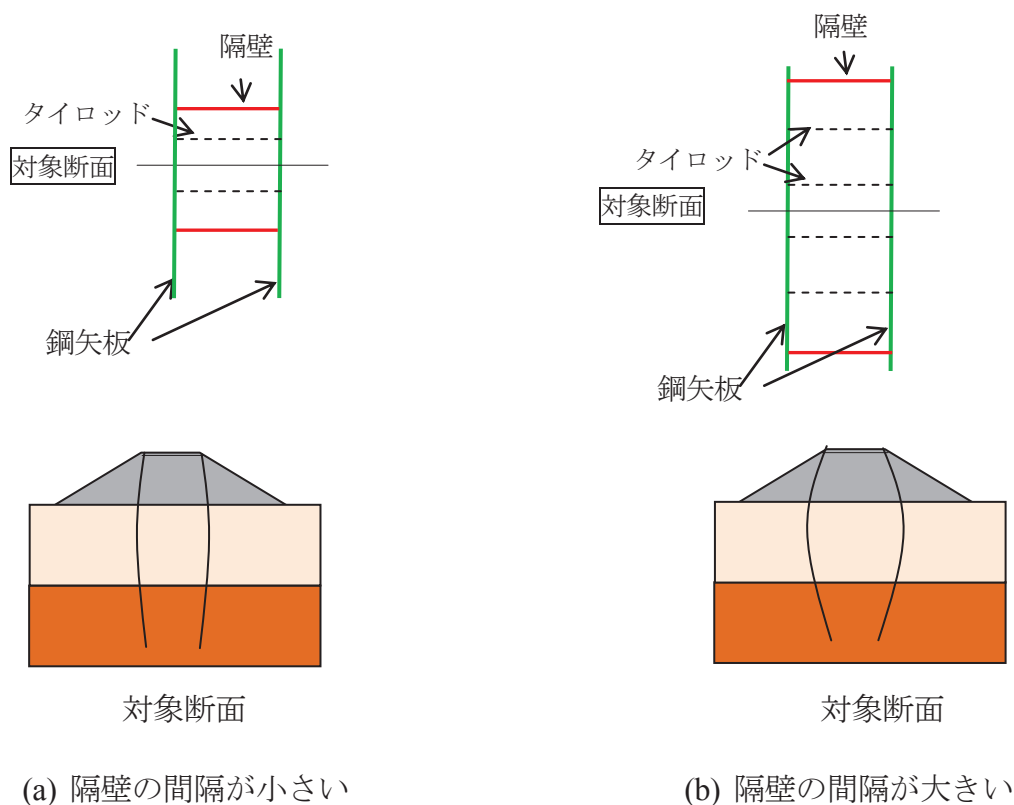


図 5-1-1 隔壁を併用した二重鋼矢板の立体的挙動(概念図)



### 5.1.2 解析条件

解析対象とする構造は、前章までの模型実験や再現解析で対象とした同サイズの隔壁を併用した二重鋼矢板構造を基本とする<sup>5-3), 5-4)</sup>。

実構造物の 1/25 スケールを想定し、図 5-1-2 に示す外形を有した 3 次元解析モデルを作成した。本節で扱う座標系は堤防幅方向を  $x$ 、延長方向を  $y$ 、高さ方向を  $z$  とし、図 5-1-3 の堤体下端左下を原点とする。堤体寸法は横幅( $x$  方向)2800mm、堤体高さ( $z$  方向)300mm、液状化層厚( $z$  方向)320mm、非液状化層厚( $z$  方向)200mm とした。境界条件は水平方向の側面( $x=0, 2800$ )を  $x$  方向固定( $y, z$  方向は自由) とし、底面を全方向固定、また対称性を考慮し奥行方向の側面( $y=0, y=170$  or  $255$  or  $340$ )を  $y$  方向固定( $x, z$  方向自由)とした。堤体、液状化層、非液状化層の地盤物性パラメータは 4 章の再現解析と同じ値(表 5-1-1)を用いた。

解析対象ケースを図 5-1-3 に示す通り、模型実験および 2 次元液状化解析で対象とした隔壁の間隔(340mm)に加え、隔壁の間隔が 1.5 倍(510mm)、2.0 倍(680mm)の計 3 ケースである。なお解析モデルは、対称性を利用したハーフサイズモデルを用いた。

LIQCA3D13 ではジョイント要素は要素ライブラリとして用意されていないため、地盤と二重鋼矢板はソリッド要素でモデル化した。矢板のモデル化について、模型実験および 2 次元液状化解析での矢板板厚は 3.2mm であったが、解析安定化のため要素サイズを 6mm に拡大し、代わりにヤング率を低くすることで剛性を調整した。矢板と周囲の地盤とは節点を共有しており、地盤と矢板間の滑りや剥離といった挙動は考慮しない。

タイロッドや隔壁は部材自体をモデル化せず、節点の境界条件により表現した。タイロッドの堤防奥行方向の間隔は 113mm とし、1 本のタイロッドに対し矢板と結合する 2 節点に  $x$  方向の等変位境界を設けた。隔壁については、二重鋼矢板が外側にはらむ挙動を抑止するという隔壁の機能のみに着目し、矢板間の隔壁位置に相当する各節点に  $x$  方向の等変位境界を設定した。以上の条件は水平方向の変位を拘束したに過ぎず、タイロッドや隔壁のせん断方向の荷重に対する剛性は考慮していない。模型実験や 2 次元液状化解析で実施した条件に比べ変形が生じやすいと考えられる。

計算時間増分は 0.002sec.とし、時間積分のための Newmark の $\beta$ 法の係数は $\alpha=0.3025$ ,  $\beta=0.6$ とした。Rayleigh 減衰として初期剛性比例型を用い、その係数は 2 次元解析では $\alpha=0.003$ としたがここでは $\alpha=0.000$ を用いた。 $\alpha$ の調整は今後の課題とする。対象とする地震動には、これまでの検討と同様に東北地方太平洋沖地震における K-NET 釜石で観測された、地表面の加速度記録の EW 成分の調節波を選定した(図 5-1-4)。

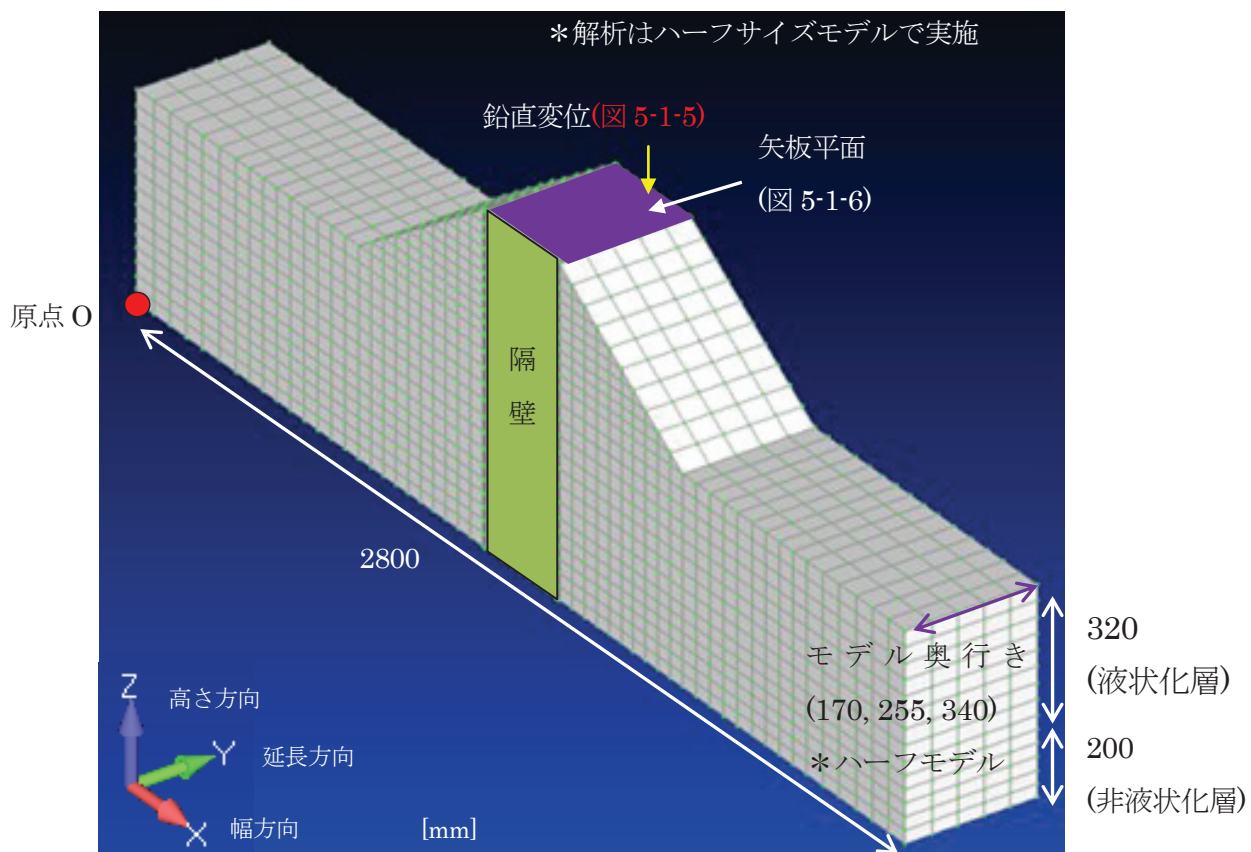
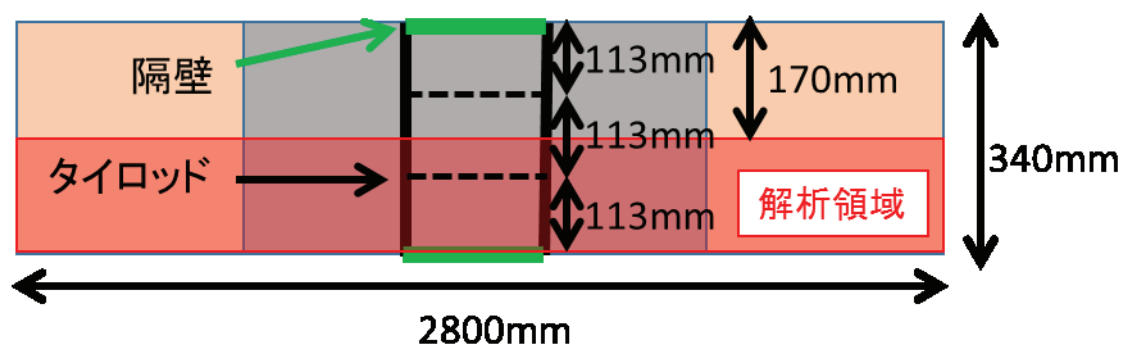
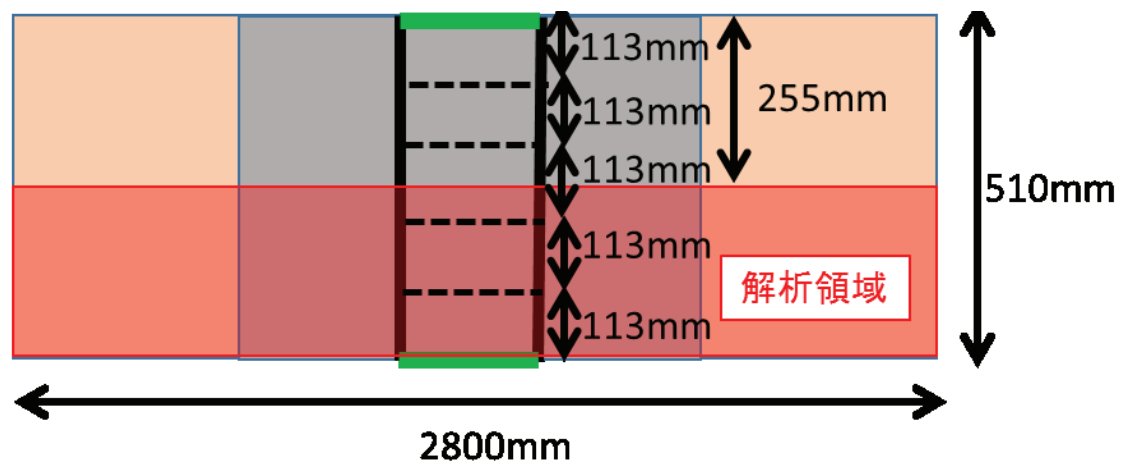


図 5-1-2 3次元解析モデル

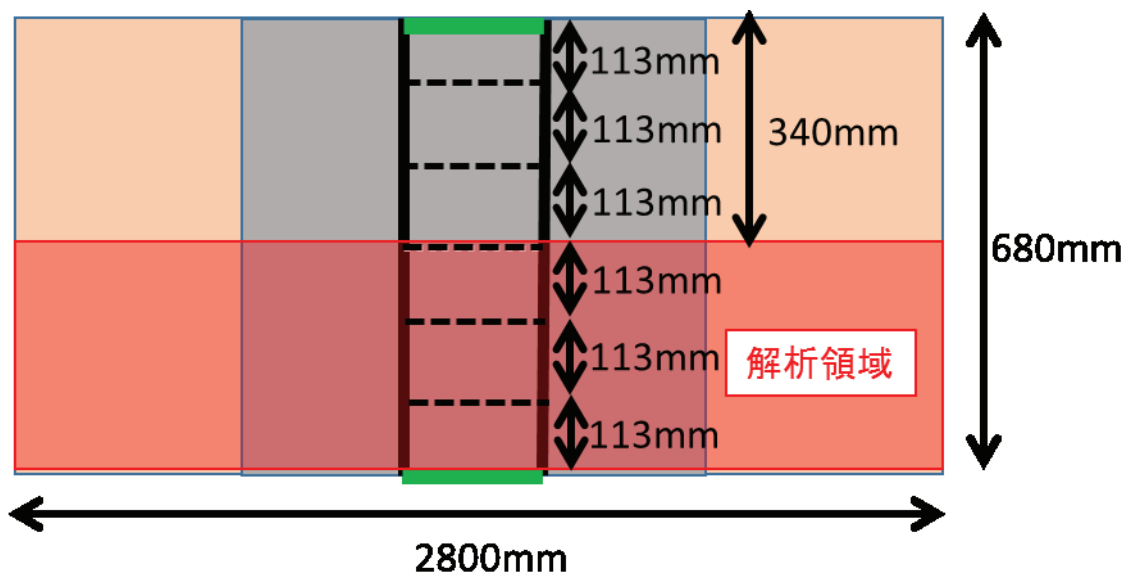


(a) 隔壁の間隔 340mm (1.0 倍)

図 5-1-3 解析ケース



(b) 隔壁の間隔 510mm (1.5 倍)



(c) 隔壁の間隔 680mm (2.0 倍)

図 5-1-3 解析ケース

表 5-1-1 矢板物性のパラメータ

| 諸元       |                 | 値       | 備考                |
|----------|-----------------|---------|-------------------|
| Lame の定数 | $\lambda$ (kPa) | 5.9E+07 | ヤング係数とポアソン比をもとに算定 |
| Lame の定数 | $\mu$ (kPa)     | 4.0E+07 | ヤング係数とポアソン比をもとに算定 |
| 密度       | $\rho$          | 7.8     | 鋼材の比重             |

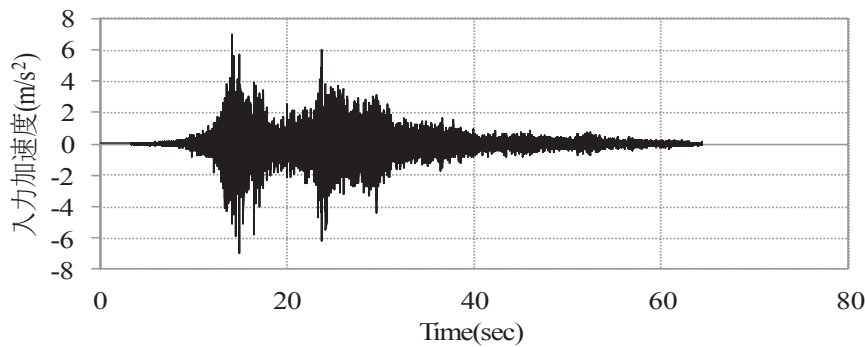


図 5-1-4 入力地震動

### 5.1.3 解析結果

堤体の天端(図5-1-2に記載)の鉛直変位の時刻歴を図5-1-5に示す。隔壁の間隔が基準間隔340mmの1.5倍、2.0倍となるとそれぞれ鉛直変位は1.3倍、1.7倍まで大きくなり、隔壁の間隔に伴い沈下が増大することを確認した。なお隔壁間隔1倍において100mm近い沈下が生じており、模型実験や2次元液状化解析での結果に比べ非常に大きくなっている。これはタイロッドや隔壁自体をモデル化せず境界条件により表現したためせん断剛性が考慮されていないことや、二重鋼矢板と地盤が節点共有していることで、矢板外側の地盤が外側方向に変形するため矢板は引張り力を受け、矢板の変形が過大(後述)に評価されたことが原因と考えられる。模型実験や2次元液状化解析との乖離との大きいことから、本3次元解析では変形等の絶対量についての評価は行わず、隔壁の間隔が大きくなることで地盤や二重鋼矢板の変形挙動がどのように変化するかを確認するという、定性的な把握に留めることとする。

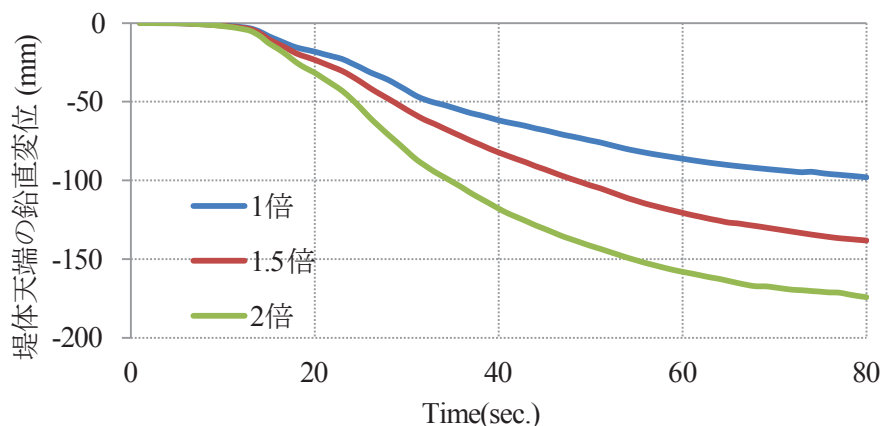


図5-1-5 堤体天端の鉛直変位時刻歴

堤体天端中央部の鉛直変位(残留値)の堤防延長奥行き方向(y方向)の分布を図5-1-6に示す。隔壁の間隔が1倍では堤体延長方向の沈下分布は概ね一定しており、このことは模型実験や2次元

再現解析結果と定性的に一致する。一方で隔壁の間隔が大きくなるにつれ隔壁間の中央部での沈下が顕著になり、隔壁間隔2倍では、隔壁の設置付近の地盤に比べ1.3倍の沈下が生じた。隔壁の間隔がさらに大きくなると、隔壁の中央部での沈下が増大するという傾向はさらに顕著になると推察される。

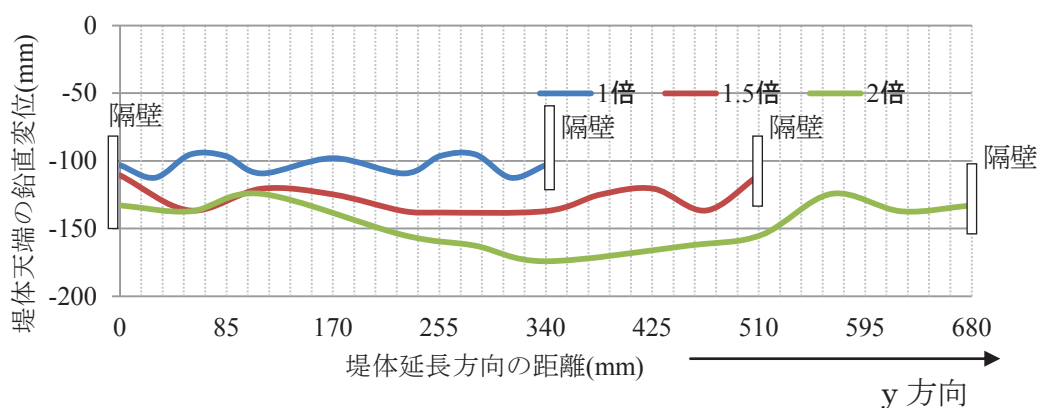


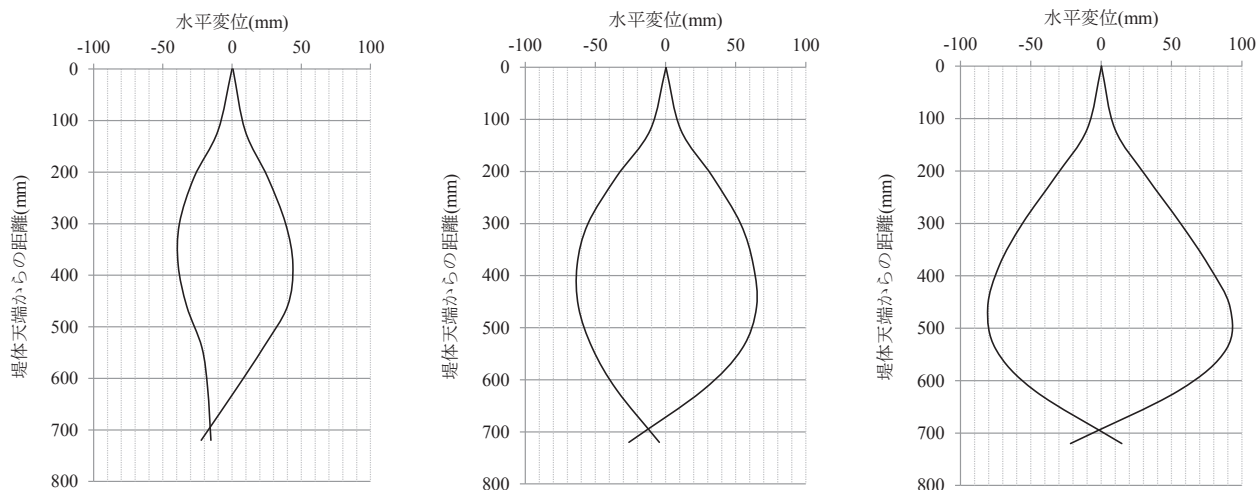
図5-1-6 堤体の鉛直変位時刻歴

二重鋼矢板の変形挙動(残留状態)について、隔壁間中央位置における断面図 (図 5-1-2 記載) を図 5-1-7(a)に示す。隔壁の間隔が大きくなるにつれ矢板の変形量も大きくなっている。これにより矢板締切り内部の空間が増大し、堤体の沈下も大きくなった(図 5-1-5)と考えられる。鋼矢板上端での平面図(図 5-1-2 記載) を図 5-1-7(b)に示す。二重鋼矢板上端ではタイロッドが 113mm 間隔で設置しているため、隔壁間隔が大きくなっても変形量はあまり変化しなかった。なおタイロッド設置点において変位が 0 でないのは、タイロッド設置点は天端より 30mm 下方であり当該断面(天端断面)ではないためである。鋼矢板下端での平面図を図 5-1-7(c)に示す。鋼矢板下端ではタイロッドを想定した水平方向の等変位条件を設定していないため、二重鋼矢板には隔壁を支点とする外側に向かう曲げ変形が生じた。隔壁の中央で変形は大きくなり、また隔壁の間隔が大きくなるにつれ変形量も増大する結果であった。

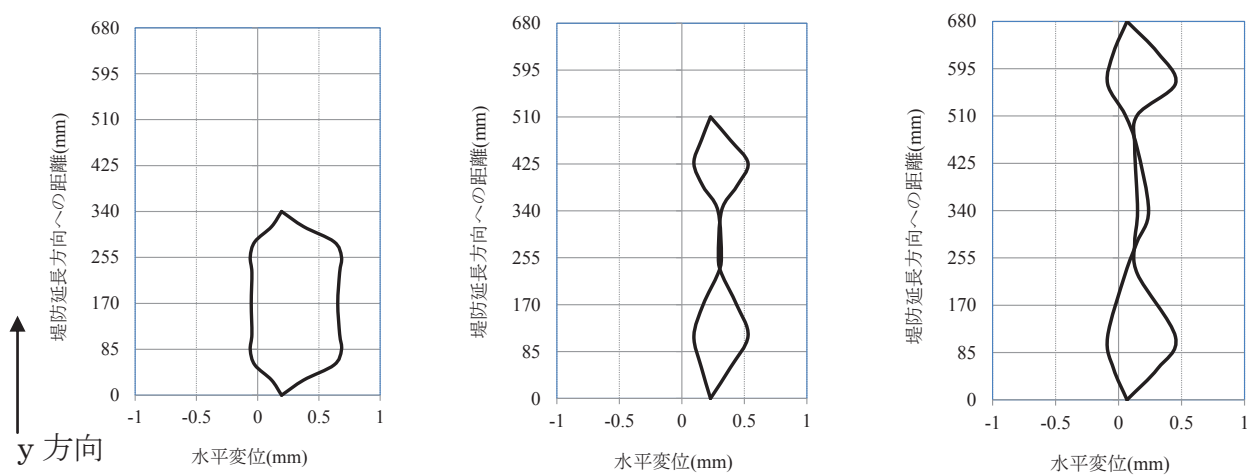
#### 5.1.4 本節のまとめ

隔壁を併用した二重鋼矢板構造について、立体的な変形挙動を定性的に確認するため、3次元液状化解析を実施した。主な結果を以下に示す。

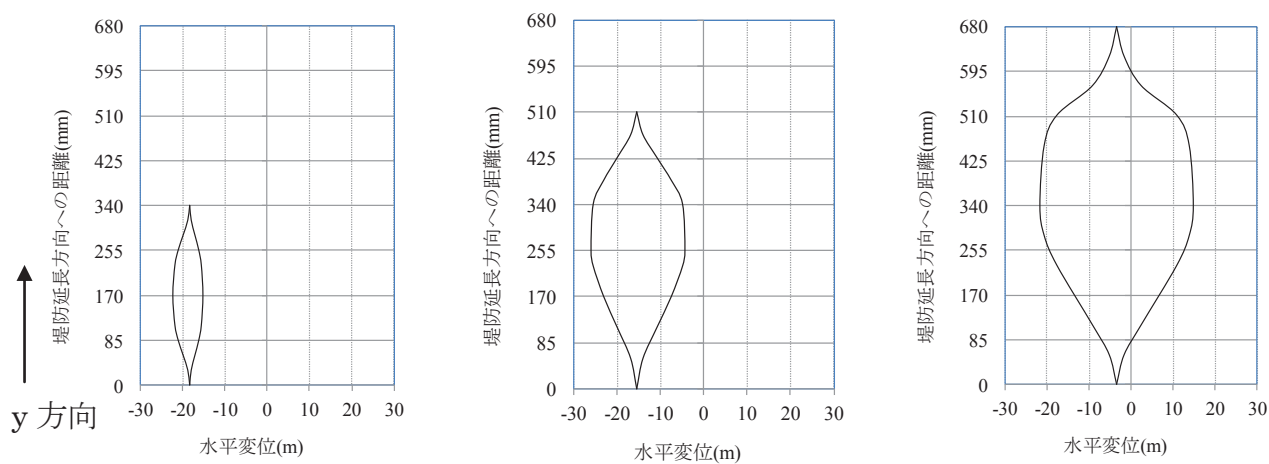
- ・隔壁の間隔が大きくなると、二重鋼矢板の隔壁を支点とした堤防延長方向に向かう曲げ変形が大きくなった。これに伴い堤防天端の沈下量も増大する挙動を把握した。
- ・堤体天端地盤の沈下について、隔壁の間隔が 340mm 程度であれば堤防延長方向にほとんど一定であり、これは2次元解析結果に対応する。従って 340mm 程度(実大構造で 9m)の隔壁の間隔であれば2次元解析により変形照査することが可能と考えられる。



(a) 断面図（隔壁間の中央部；図 5-1-2 に記載）



(b) 平面図（鋼矢板上端；図 5-1-2 に記載）



(c) 平面図（鋼矢板下端）

図 5-1-7 二重鋼矢板の変形挙動



## 5.2 隔壁の継手を考慮した検討

### 5.2.1 目的

前章までは、隔壁は継手を有しない1枚の鋼板を用いて、模型実験および数値解析を実施してきた。実際の構造では、隔壁は継手を有する鋼矢板壁であり、地震による外力が作用することで図5-2-1に示すように「継手のせん断ずれ<sup>5-5)</sup>」が発生する。さらに実施工では継手のずれを抑制するため、鋼矢板壁は頭部を「コーピング」により固定することが多い(写真5-2-1)。そこで「継手のせん断ずれ」および「コーピング」が、堤体挙動および対策効果に与える影響について、前章で構築した解析モデルを修正することで検討する<sup>5-6), 5-7)</sup>。

### 5.2.2 解析条件

隔壁の継手を考慮した解析モデルを図5-2-2に示す。継手を考慮するため隔壁を短冊状に8分割した。短冊状の隔壁1枚の幅は45mmであり、実大換算では875mmとなることから、ハット形鋼矢板の有効幅900mmにほぼ等しい。継手部のモデル化について、図5-2-3に示すように短冊状にされた隔壁の隣り合う要素をジョイント要素により結合した。ジョイント要素に指定するバネの剛性は、要素垂直方向(kn)には継手による嵌合のためほとんど相対変位は発生しないことからバネ剛性を十分大きく、また要素せん断方向(ks)には摩擦が発生せず滑らかに動く(せん断ずれ)と仮定して十分小さな値に設定した。コーピングについては隣合う鋼矢板の天端節点を水平・鉛直方向の等変位境界を与えた。

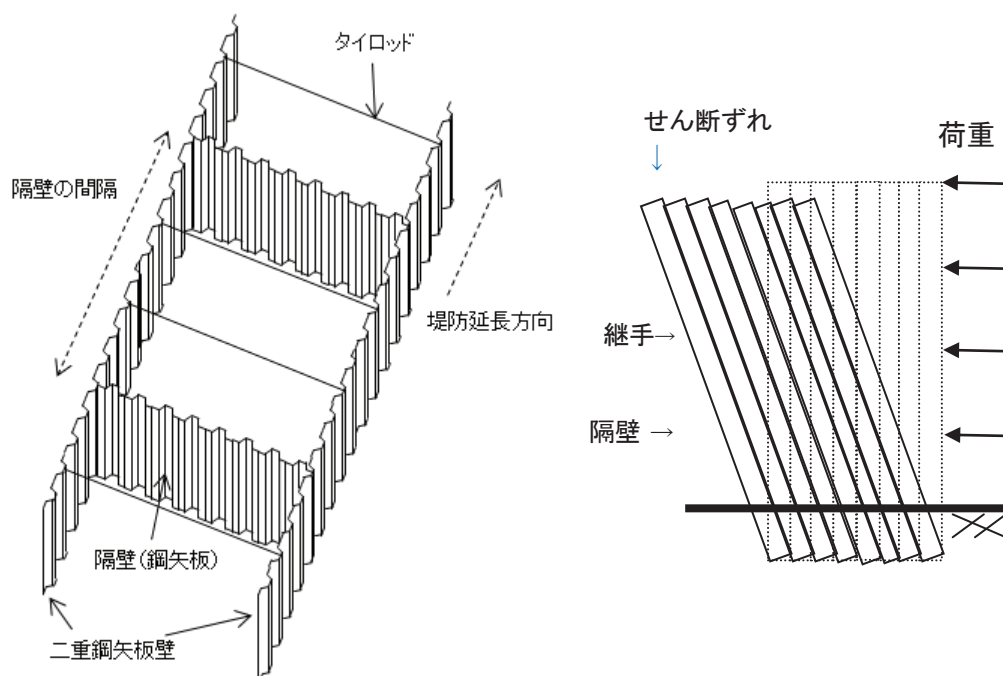


図 5-2-1 継手によるせん断ずれ



写真5-2-1 コーピング(川崎市多摩川)

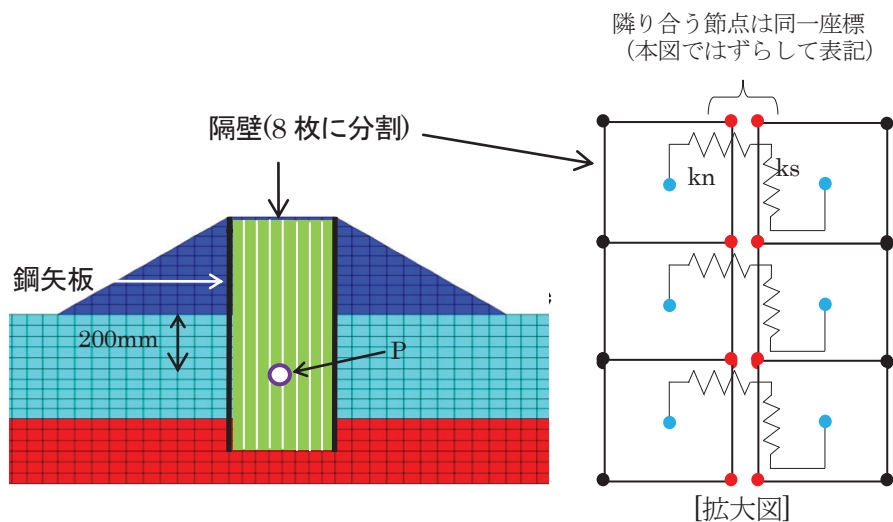


図 5-2-2 継手を考慮した解析モデル

解析ケースは以下の 3 ケースである。

Case-3-1：隔壁は 1 枚の鋼板(4 章の Case-3 と同じ)

Case-3-2：隔壁の継手によるせん断ずれを考慮

Case-3-3：隔壁の継手によるせん断ずれを考慮した上、天端をコーピング

### 5. 2. 3 解析結果

加振終了後の残留状態における、隔壁に関する解析結果を図 5-2-3 に示す。図 5-2-3(a)は隔壁の天端節点のみを抽出した結果(変形倍率 1 倍)であり、Case-3-2 では継手を介したせん断ずれが発生してのに対して、Case-3-3 ではコーピングで頭部を固定することでずれが発生していない。図 5-2-3 (b)は隔壁の全体図(変形倍率 30 倍)であり、Case-3-1 では回転挙動が卓越している

のに対し Case-3-2, Case-3-3 ではほとんど回転していない。図 5-2-4(a)は隔壁に発生したせん断ひずみのコンターであり、Case-3-1 でせん断ひずみがみられたが、Case-3-2, Case-3-3 では継手間にせん断ずれが生じることで、隔壁自体に生じたせん断ひずみが消失した。

次に、図 5-2-4(b)に締切り内部地盤のせん断ひずみのコンターを示す。Case3-1~3-3 での液状化層におけるせん断ひずみ(残留値)の層内の平均値は 1.14 (Case-3-1), 1.75 (Case-3-2) , 1.72 (Case-3-3)であり、隔壁の継手せん断ずれが生じることで、締切り内の拘束が弱まり地盤のせん断ひずみが増大したと考えられる。最後に、P 点(堤体直下地盤)の過剰間隙水圧の時刻歴を図 5-2-5 に、堤体天端の鉛直変位の時刻歴を図 5-2-6 に示す。Case-3-2, Case3-3 では Case-3-1 に比べ、鉛直変位および過剰間隙水圧が大きくなっている。締切り内地盤のせん断ひずみが大きくなることで過剰間隙水圧が増大し、堤体の沈下が大きくなったと考えられる。また Case-3-2 と Case3-3 についてはほとんど差異がみられなかった。頭部のみを固定するだけでは、締切り地盤の拘束を高めるには至らないことが解析的に確認できた。

一方で、無対策と比べると沈下量は 15%、二重鋼矢板構造と比較する約 50%低減されており、十分に高い堤体沈下抑制効果が確認された。なお、今回の解析では継手間のせん断方向の摩擦を非常に小さな値と仮定したが、実際の構造では鋼矢板の継手間にも摩擦力が作用する<sup>5-12)</sup>ことから、Case-3-1 と Case-3-2(Case3-3)の中間的挙動を示すものと考えられる。

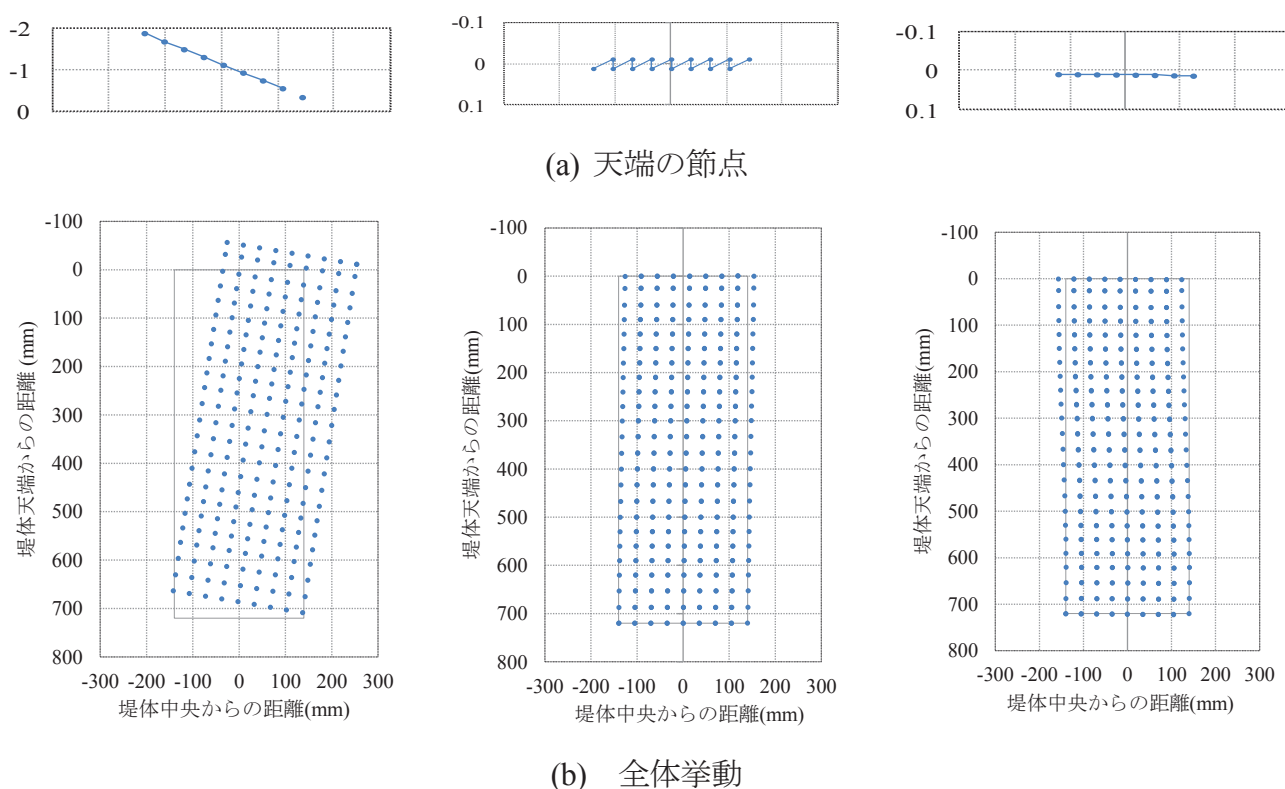


図 5-2-3 隔壁全体の挙動

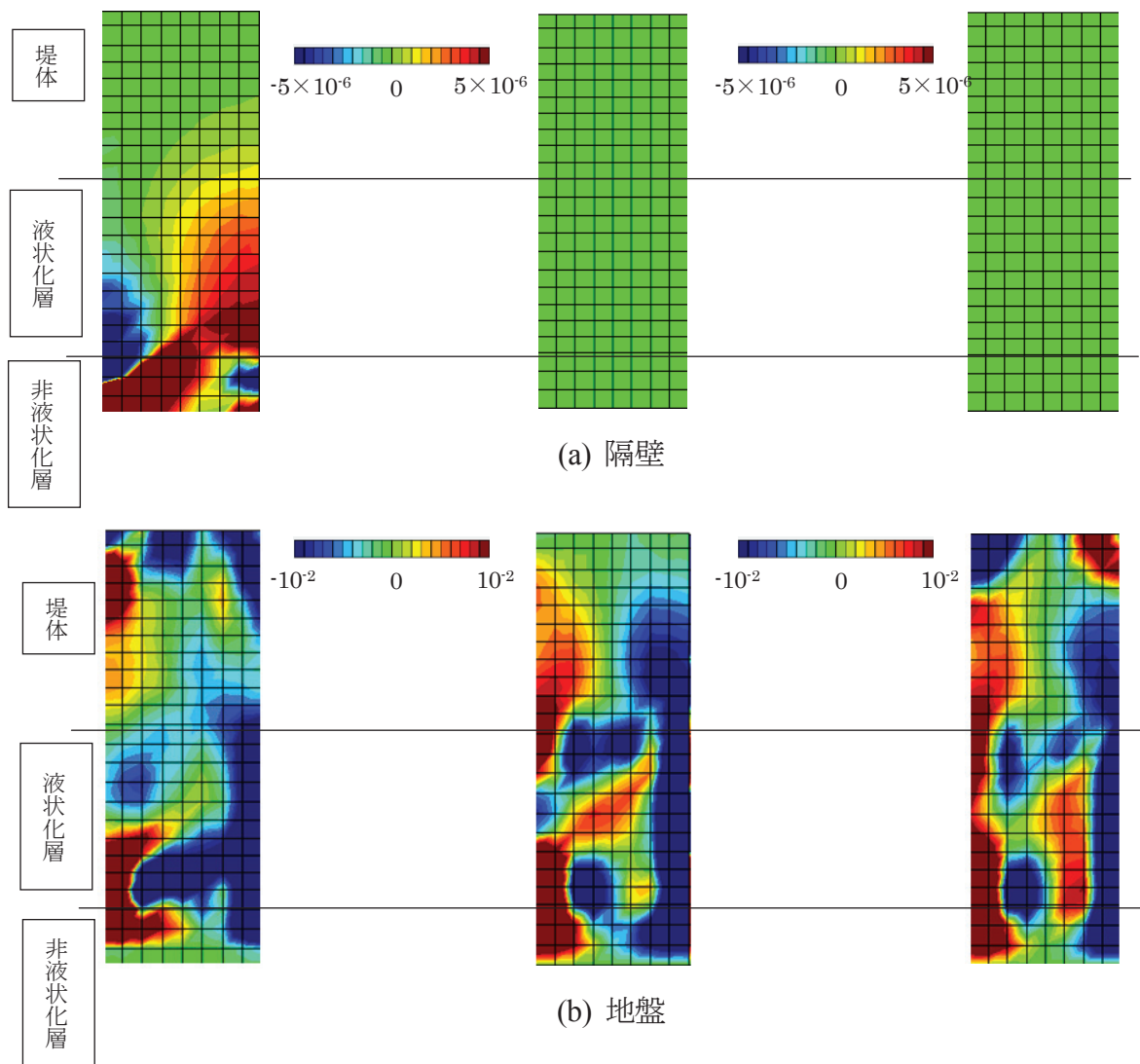


図 5-2-4 せん断ひずみコンター

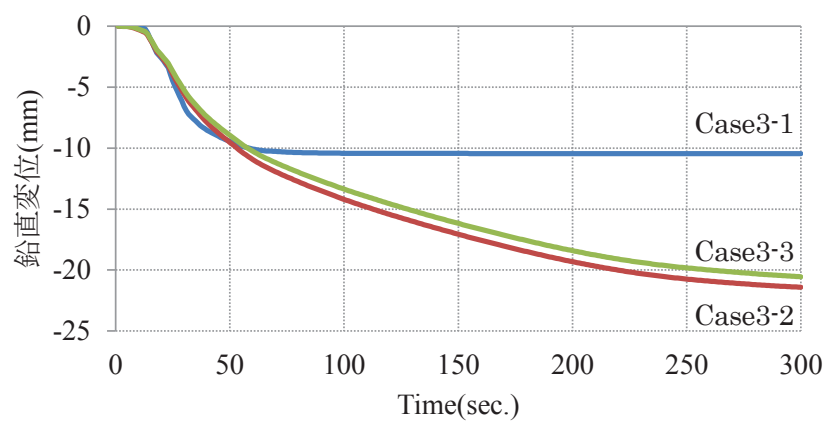


図 5-2-5 堤体天端地盤の鉛直変位時刻歴

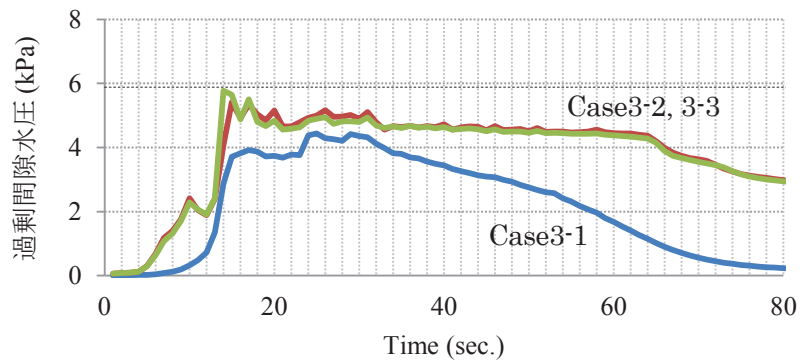


図 5-2-6 過剰間隙水圧の時刻歴(P 点)

#### 5.2.4 本節のまとめ

実構造の隔壁は継手を有する鋼矢板壁であることを受け、隔壁の継手を考慮した数値解析を行った。以下に主な知見を示す。

- ・継手間にせん断ずれが発生することで、締切り内地盤のせん断変形が大きくなった。このため過剰間隙水圧が大きくなり、結果的に堤防の沈下が大きくなることを確認した。
- ・鋼矢板天端を固定するコーピングを設置しても、天端のズレを抑えるのみであり、締切り内地盤のせん断変形を抑制する効果はほとんどみられなかった。
- ・しかしながらコーピングの有無に関わらず、堤体天端の沈下量は、無対策と比較すると約 90%、二重鋼矢板構造と比較する約 50%低減されており、隔壁を設置することによる沈下抑制効果の向上は十分に期待できることを確認した。



## 5.3 地震動の因子に着目した検討

### 5.3.1 目的

前章までは巨大地震として、1つの地震動(東北地方太平洋沖地震)のみを対象としてきた。三陸沖地震や南海トラフ地震といった巨大地震に対応するためには、特定の地震動に対する工法効果だけでなく地震動に関して一般化した議論が必要である。巨大地震の特徴として「大きな加速度振幅」「長い継続時間」「連動型」が挙げられる。3章の模型実験、4章の数値解析の結果から、二重鋼矢板構造は「連動型」の地震動に対して特に効果的であることを述べた。そこで本節では4章で構築した解析モデルを用いて、東北地方太平洋沖地震における地震動をベースに加速度振幅および継続時間に着目したパラメトリックスタディを実施し、「加速度振幅」および「継続時間」に関する、二重鋼矢板構造の対策効果について検討する<sup>5-8), 5-9)</sup>。

### 5.3.2 解析条件と結果

#### (1) 加速度振幅に着目したパラメトリックスタディ

加速度振幅の大きさが二重鋼矢板構造の堤体沈下抑制効果に与える影響について検討する。入力波形を図 5-3-1 に示す。これまでの検討で用いた東北地方太平洋沖地震の波形を、主要動のみ加速度振幅を 0.1 倍～2.5 倍と変化させるパラメトリックスタディを実施した。ここでは、継続地震動は変化させない。

解析結果について、図 5-3-2 に Case-1(無対策)および Case-2(二重鋼矢板構造)における、加速度倍率と堤体天端の残留沈下量との関係を示す。Case-1 においては加速度振幅が大きくなるにつれ沈下が進行するのに対し、Case-2 では除々に沈下勾配が緩やかになり、最終的に収束した。

図 5-3-3、図 5-3-4 にそれぞれ Case-1, Case-2 について、主要動が終了する  $t=40\text{sec}$ .における過剰間隙水圧比とせん断ひずみのコンターを示す。同図における変形倍率は 1.0 倍であり、代表して加速度倍率 0.6 倍、1.0 倍、1.4 倍の結果を示す。Case-1, Case-2 はともに、いずれの加速度振幅であっても堤体両側の水平自由地盤は液状化に至っており、さらに Case-2 においては加速度倍率 1.4 倍では鋼矢板で囲まれた地盤のほとんどが液状化に至っている。水平自由地盤の液状化により Case-1, Case-2 はともに、加速度振幅の増加に応じて堤体のり尻直下の液状化層のせん断変形が進行している。これに伴い Case-1 では、堤体の沈下に影響する堤体天端直下のせん断ひずみが増加している。一方で Case-2 では鋼矢板が介在することで、堤体天端直下のせん断変形は進行していない。

Case-2 についてより詳細に検討するため、図 5-3-5 に示すように堤体の沈下量の要因を分離しそれぞれを定量的に分析した。図中の「矢板の曲げ変形」は鋼矢板の曲げ変形により生じる矢板間の空間増加に伴う沈下算定値(空間増分を天端面積で除した値)であり、「体積圧縮」とは地盤の体積ひずみから算定した沈下量である。堤体の沈下量は、「矢板の曲げ変形」および「体積圧縮」に起因する沈下量の和と考えられる(3章参照)。図 5-3-5 より加速度倍率 1.2 以上



であれば、鋼矢板の変形に伴う沈下量はほぼ一定となった。このことは加速度倍率 1.2 以上であれば、図 5-3-6 に示す鋼矢板の変形状態が進行しないことと整合する。さらに加速度振幅が 1.8 倍以上となれば体積圧縮量もほとんど変化しない結果となった。

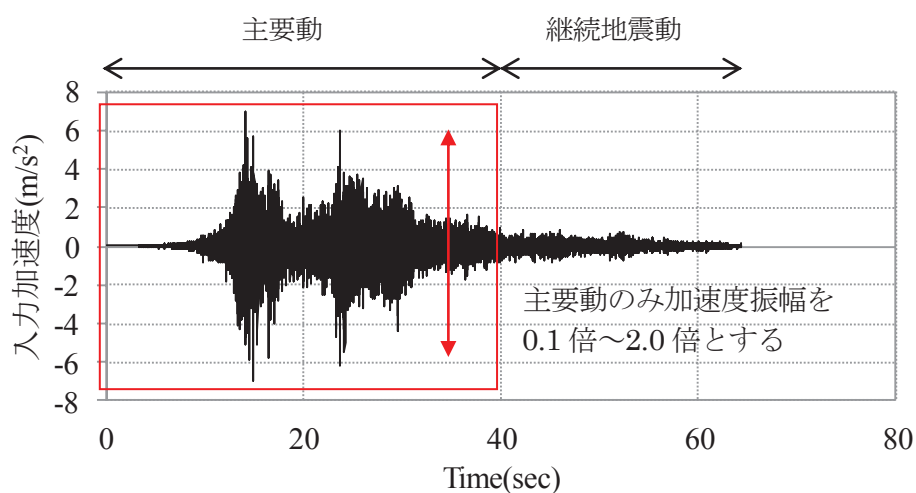


図 5-3-1 入力波形

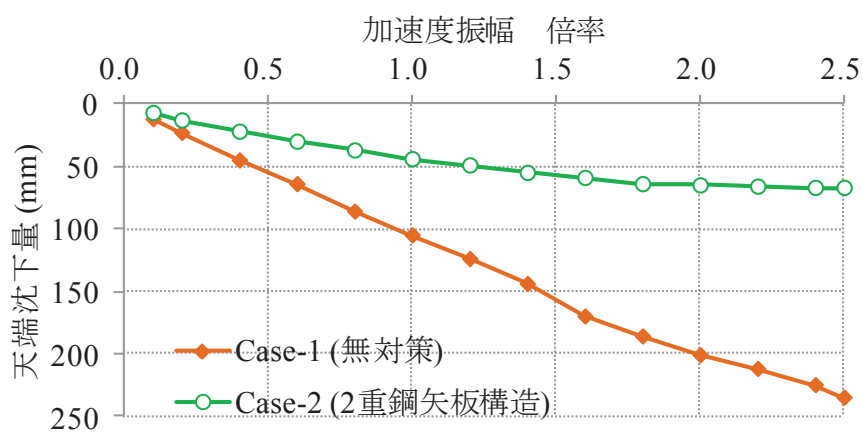
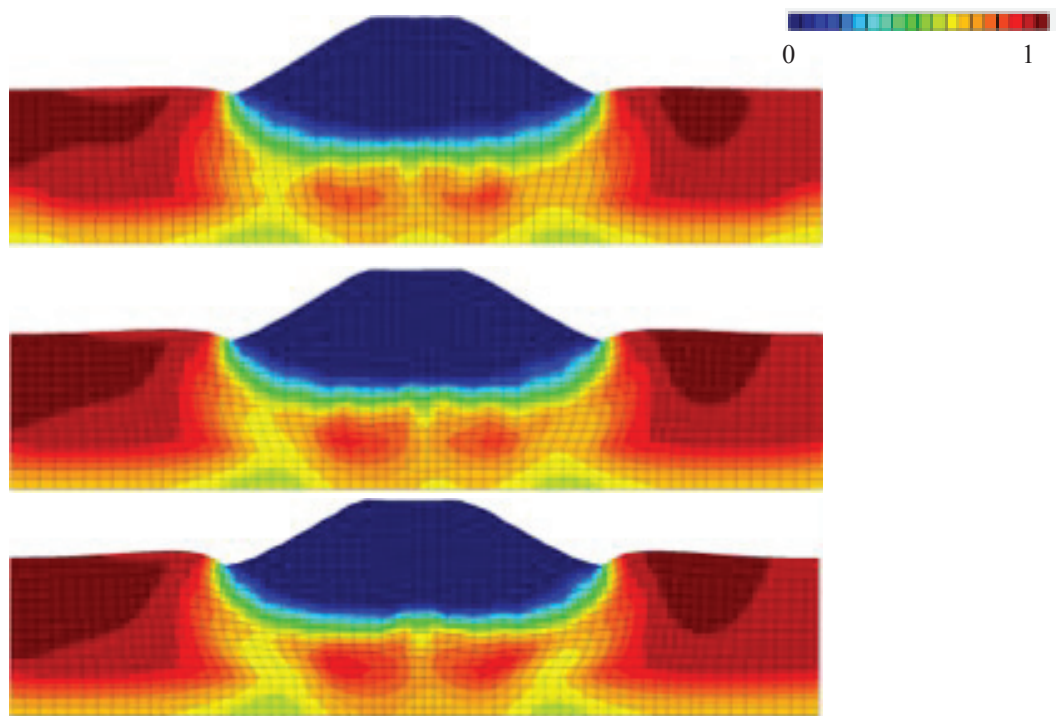
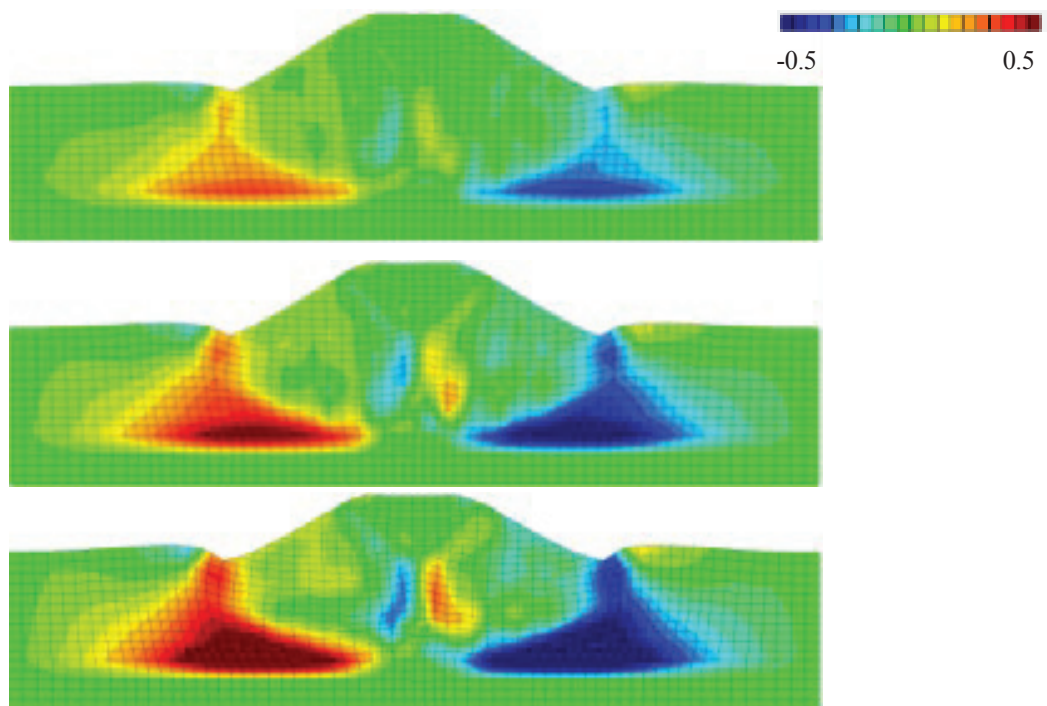


図 5-3-2 加速度振幅倍率と堤体天端沈下量の関係

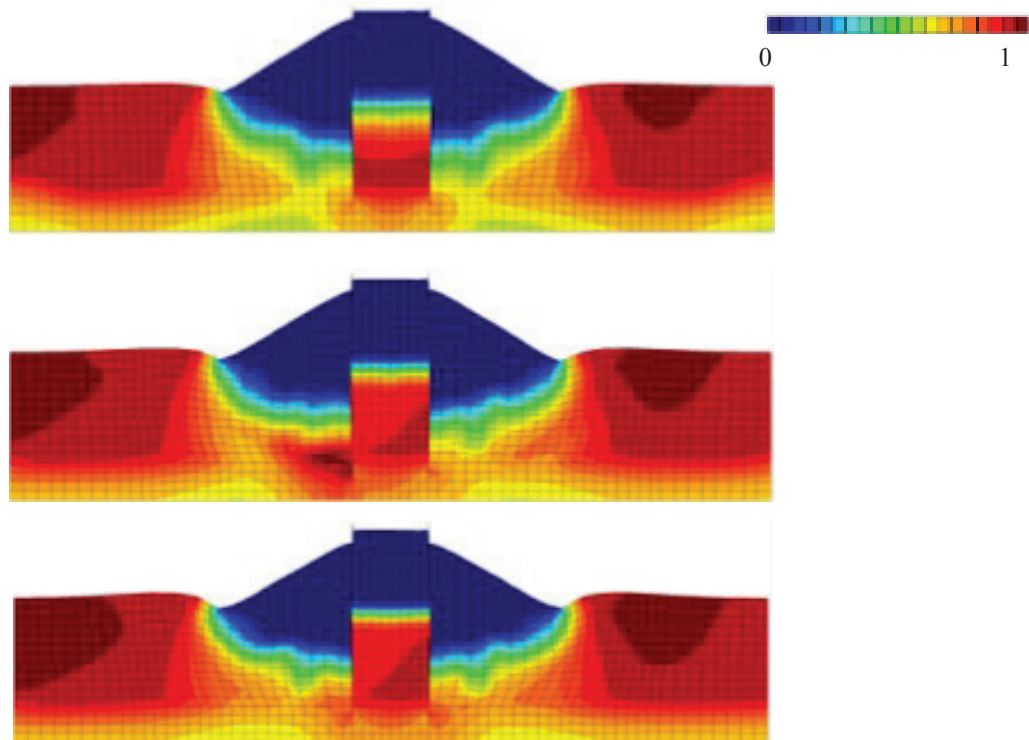


(a) 過剰間隙水圧比 (上 : 0.6 倍 中 : 1.0 倍 下 : 1.4 倍)

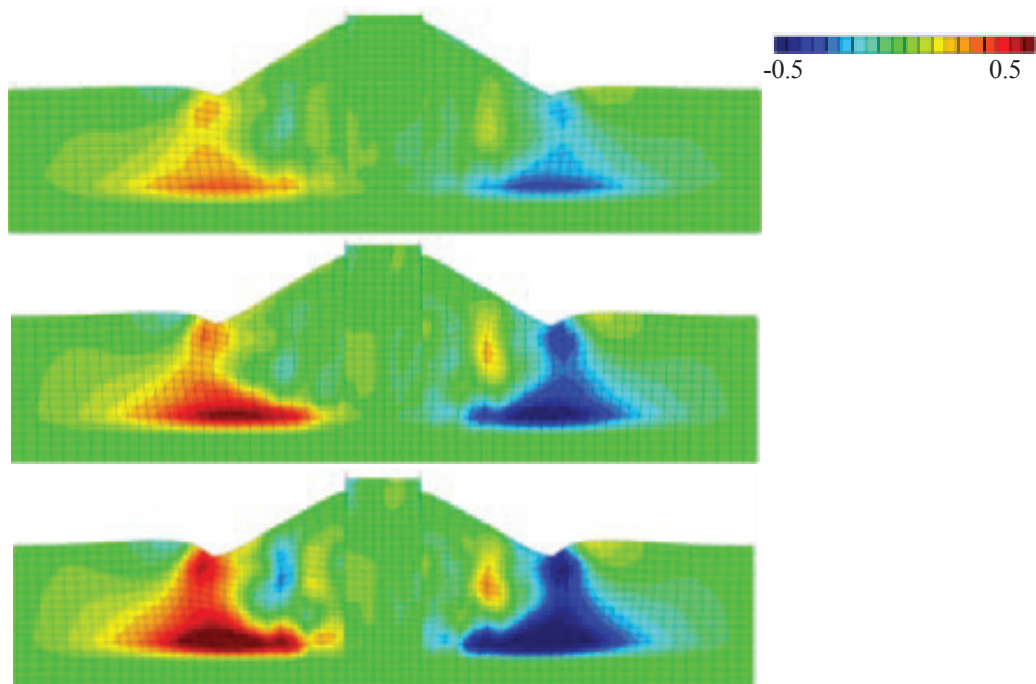


(b) せん断ひずみ (上 : 0.6 倍 中 : 1.0 倍 下 : 1.4 倍)

図 5-3-3 堤体の変形状態とコンター図 (Case-1,  $t=40\text{sec.}$ )



(a) 過剰間隙水圧比 (上 : 0.6 倍 中 : 1.0 倍 下 : 1.4 倍)



(b) せん断ひずみ (上 : 0.6 倍 中 : 1.0 倍 下 : 1.4 倍)

図 5-3-4 堤体の変形状態とコンター図 (Case-2,  $t=40\text{sec.}$ )

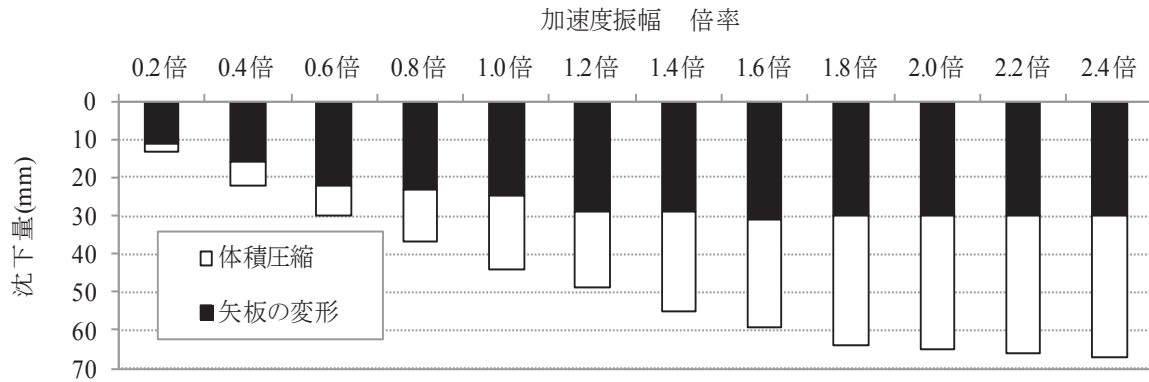


図 5-3-5 堤体の沈下量の要因分析(横軸：加速度振幅)

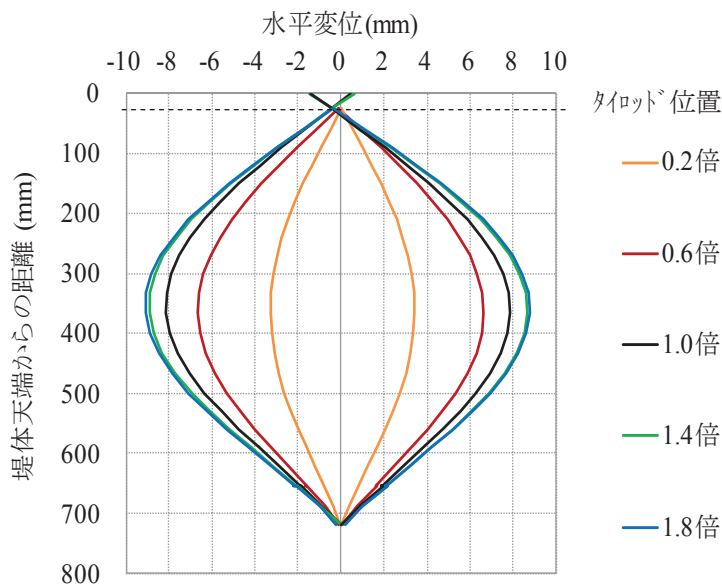


図 5-3-6 加速度振幅倍率と鋼矢板の残留変形状態

## (2) 継続時間に着目したパラメトリックスタディ

次に、継続時間の長さが堤体沈下抑制効果に与える影響について検討する。入力波形を図 5-3-7 に示す。ここでは継続地震動の継続時間を 1 倍～5 倍と変化させるパラメトリックスタディを実施した。このとき主要動は変化させない。例えば、継続時間倍率 5 倍とは、主要動終了( $t=40\text{sec.}$ )後に継続地震動( $t=40\sim 64\text{sec.}$ )のみが連続して 5 回到来することを意味する。

図 5-3-8 に Case-1(無対策)および Case-2(二重鋼矢板構造)における、継続時間倍率と堤体天端の残留沈下量との関係を示す。Case-1 では継続時間が長くなるにつれ沈下が進行するのに対し、Case-2 では継続時間長さに対する沈下増分が小さい。

図 5-3-9、図 5-3-10 にそれぞれ Case-1、Case-2 について、地震動終了時の、継続時間倍率 1 倍、3 倍、5 倍における鉛直ひずみとせん断ひずみのコンターを示す。同図における変形倍率は 1.0 倍である。Case-1 では継続時間が長くなるにつれ鉛直ひずみおよびせん断ひずみが進行

している。一方で Case-2 では堤体のり面やのり尻直下地盤においては、鉛直ひずみやせん断ひずみが増大しているものの、鋼矢板で囲まれた堤体天端直下地盤についてはあまり進行していない。

ここで加速度振幅に関する検討と同様に、沈下量を「鋼矢板の曲げ変形」に起因する値と「地盤の体積圧縮」に起因する値に分離した(図 5-3-11)。継続時間の倍率によらず、鋼矢板の変形に伴う沈下量は変化していない。これは図 5-3-12 に示す通り、鋼矢板自体の曲げ変形が進行しないためである。一方で、体積圧縮量は僅かに増加しており、このことが堤体の沈下を僅かに増加させることを確認した。

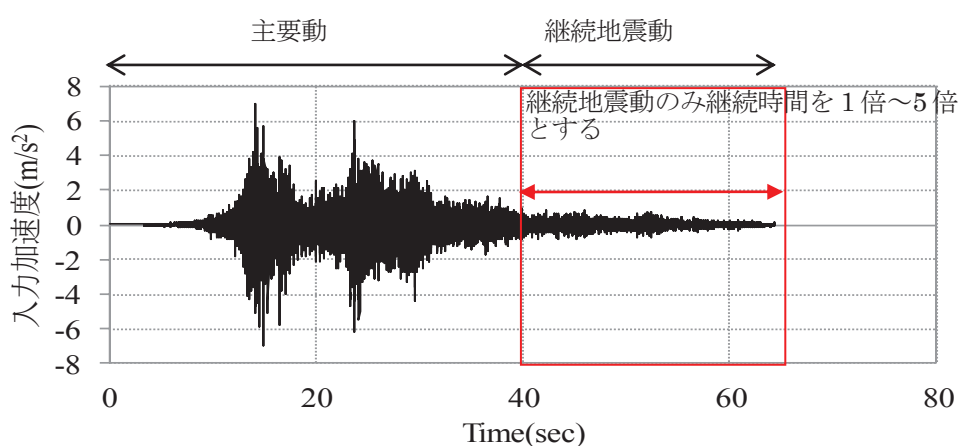


図 5-3-7 入力波形

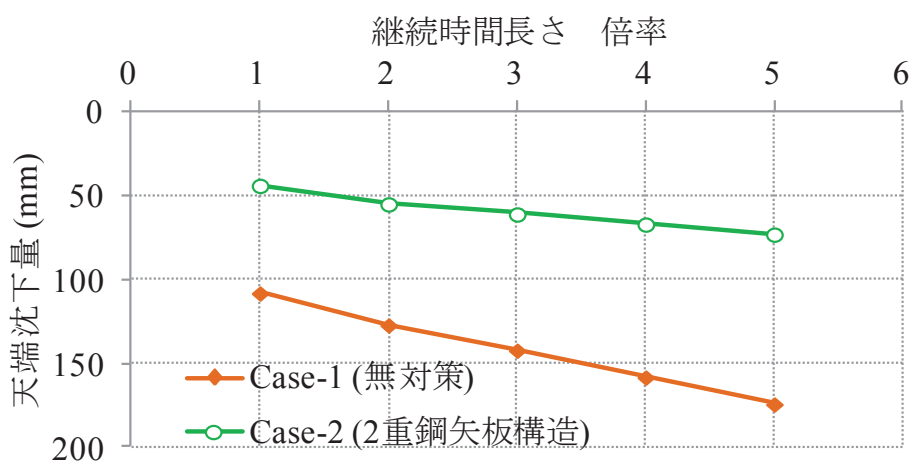
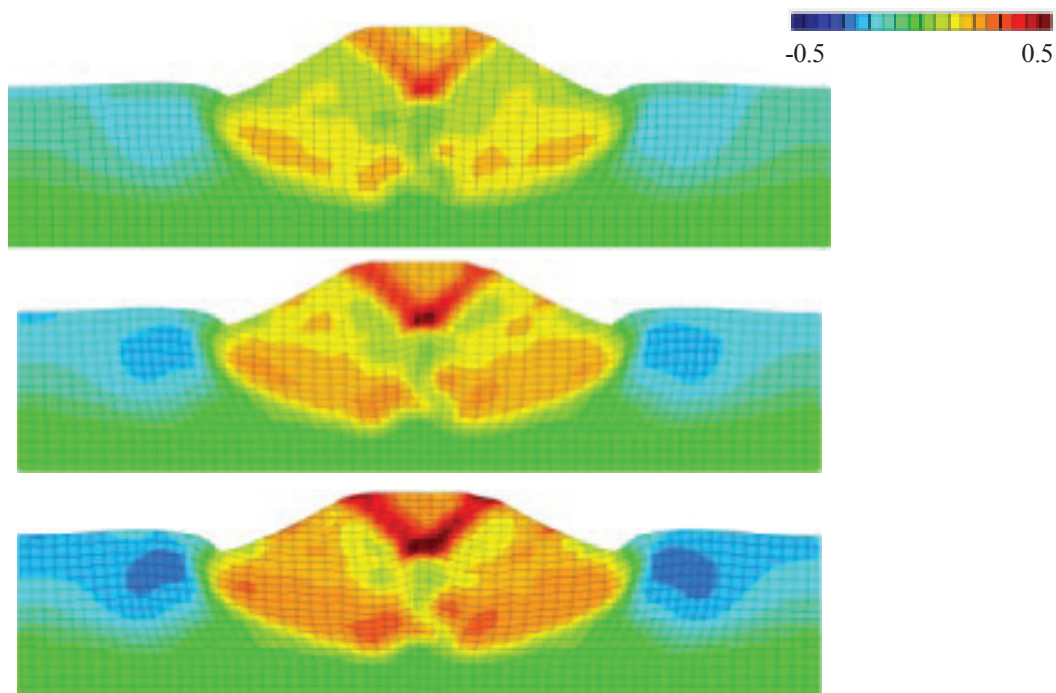
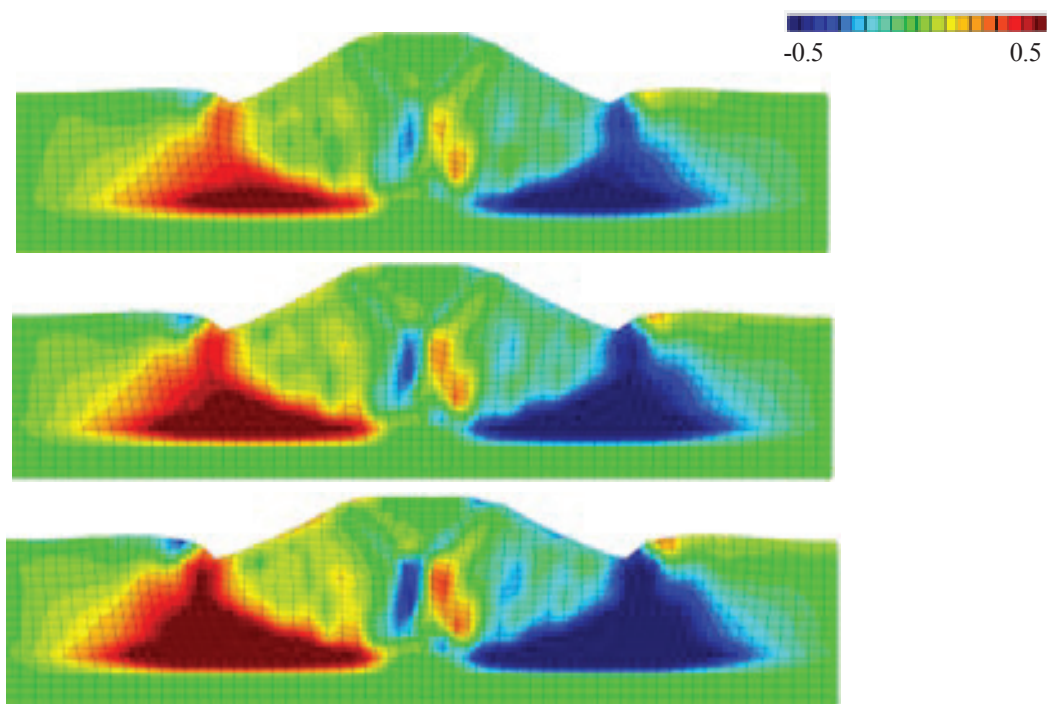


図 5-3-8 継続時間と堤体天端沈下量の関係





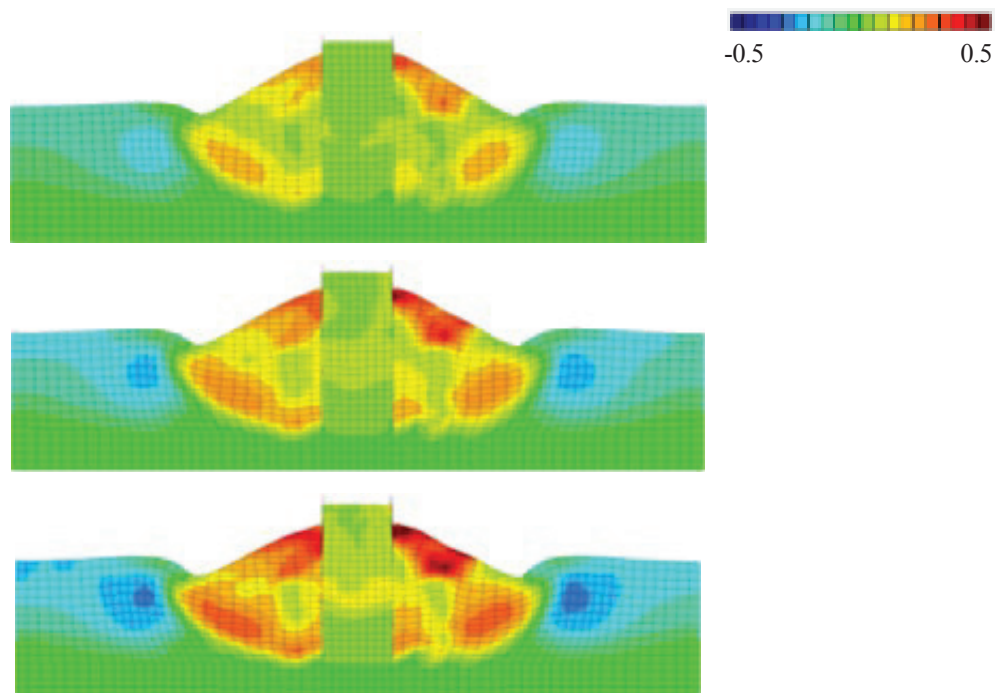
(a) 鉛直ひずみ (上：継続時間倍率 1 倍( $t=64\text{sec.}$ ) 中：3 倍( $t=112\text{sec.}$ ) 下：5 倍( $t=160\text{sec.}$ ))



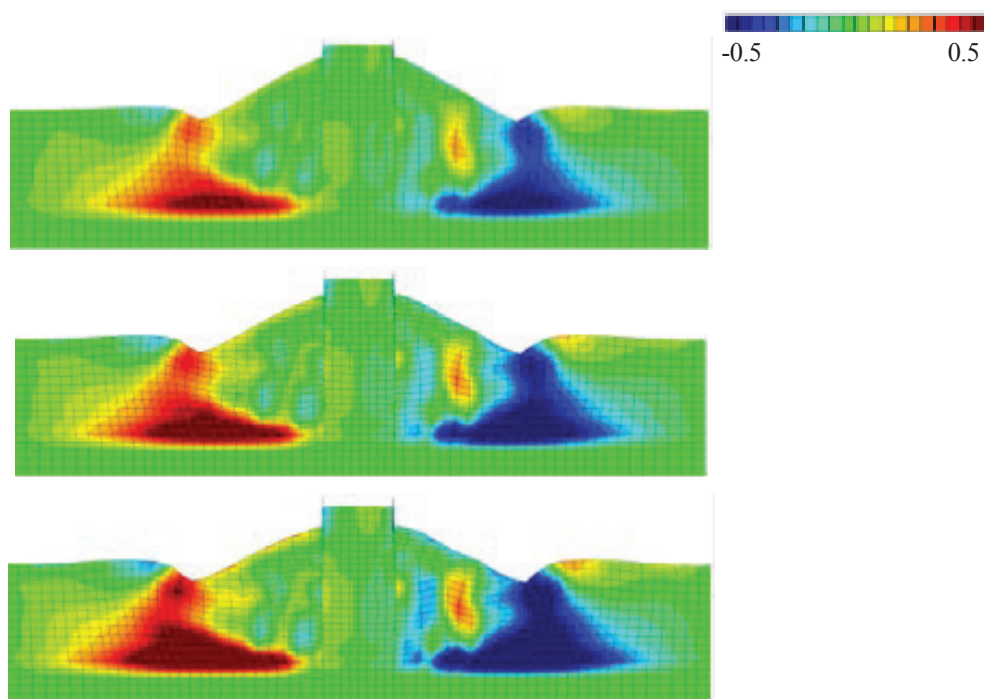
(b) せん断ひずみ (上：継続時間倍率 1 倍( $t=64\text{sec.}$ ) 中：3 倍( $t=112\text{sec.}$ ) 下：5 倍( $t=160\text{sec.}$ ))

図 5-3-9 堤体の変形状態とコンター図 (Case-1)





(a) 鉛直ひずみ (上：継続時間倍率 1 倍( $t=64\text{sec.}$ ) 中：3 倍( $t=112\text{sec.}$ ) 下：5 倍( $t=160\text{sec.}$ ))



(b) せん断ひずみ (上：継続時間倍率 1 倍( $t=64\text{sec.}$ ) 中：3 倍( $t=112\text{sec.}$ ) 下：5 倍( $t=160\text{sec.}$ ))

図 5-3-10 堤体の変形状態とコンター図 (Case-2)

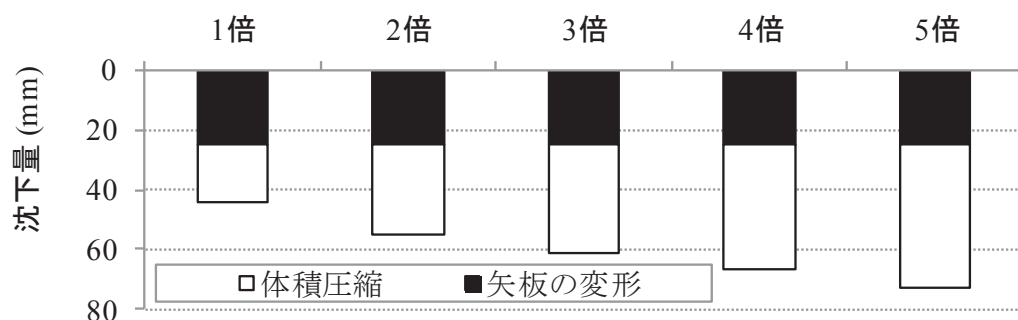


図 5-3-11 堤体の沈下量の要因分析(横軸：継続時間倍率)

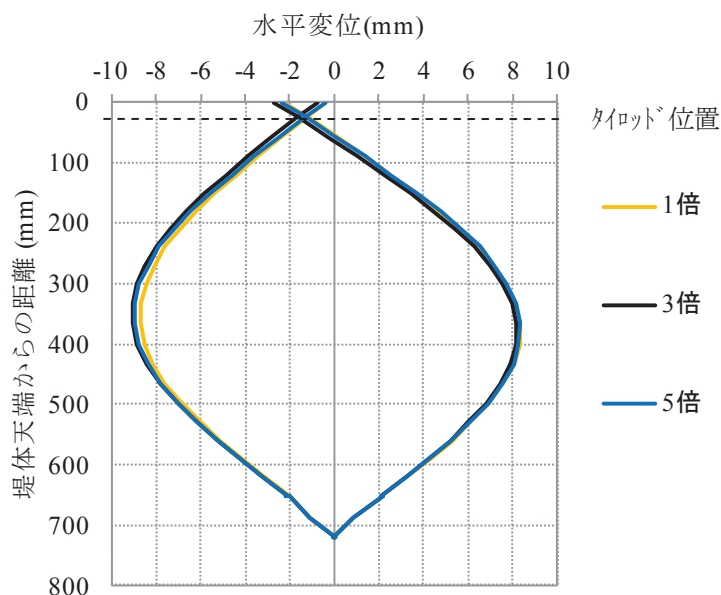


図 5-3-12 鋼矢板の変形状態

### 5.3.3 まとめ

既存の数値解析モデルから入力波形(加速度振幅・継続時間)に関するパラメトリックスタディを実施した。以下に主な知見を示す。

- ・無対策の堤防では「加速度振幅が大きいほど」「継続時間が長いほど」変形量が大きくなる結果であった。
- ・二重鋼矢板構造では、締切り内の地盤が液状化に至る以上の加速度振幅であれば、加速度に対する変形量の増分は小さく、また継続時間が長くなっても変形量はわずかに増大するのみであった。無対策の結果と併せると、二重鋼矢板構造は、加速度振幅が大きいほど、継続時間が長いほど、相対的に沈下抑制効果が発揮されるといえる。
- ・3章で末尾に示した「連動型」地震に関する知見も加味すると、二重鋼矢板構造は「加速度振幅が大きいほど」「継続時間が長いほど」「連動型であるほど」高い沈下抑制効果を発揮するといえる。

## 5.4 実堤防断面を対象とした数値解析

### 5.4.1 目的

前章までは、水平成層地盤上に構築された左右対称形状の理想的な堤防を対象とした。本節ではより実構造に近い条件として、多層地盤上に構築された左右非対称形状の実大堤防を対象に数値解析を実施し、堤体挙動および対策効果について検証する<sup>5-10), 5-11)</sup>。

### 5.4.2 解析条件

本研究では 2 次元有効応力解析プログラム LIQCA2D12<sup>5-1)</sup> を用いた。解析モデル断面を図 5-4-1 に示す<sup>5-13), 5-14)</sup>。堤体形状は左右非対称であり、地層構成について、深度が浅い領域では堤外側に砂層(As1①層)、堤外側に粘土層(Ac1, Ac2 層)が広く分布している。入力波形(図 5-4-2)は、今後高い確率で発生が予想されている南海トラフ地震の、ある一地点における想定基盤波形<sup>5-15)</sup>を用いた。本波形は  $t=20\sim40\text{sec.}$  (以下、主要動と呼ぶ)において  $9\text{m/s}^2$  以上の大きな加速度振幅を示し、さらにその後  $t=40\sim90\text{sec.}$  (以下、継続地震動と呼ぶ)にかけて地震動が長く継続するという特徴をもつ。解析ケースは無対策と二重鋼矢板構造の 2 ケースとした。解析上の境界条件について、側方の変位境界を擬似自由地盤境界とし底面は粘性境界とした。また地下水位面を排水境界とし、底面と側面は非排水境界とした。計算時間増分は 0.005 秒とし、Newmark 法の係数は  $\beta=0.3025$ ,  $\gamma=0.6$  とした。Rayleigh 減衰として初期剛性比例型を用い、その係数には  $\alpha=0.003$  を用いた。それぞれの地層に関する適用モデルおよび地盤物性パラメータを表 5-4-1 に示す。鋼矢板(型式 45H)にはビーム要素を適用し、滑りを考慮して矢板地盤間にジョイント要素を適用した。2 枚の鋼矢板はタイロッドにより頭部を連結し結合部はピン条件とした。

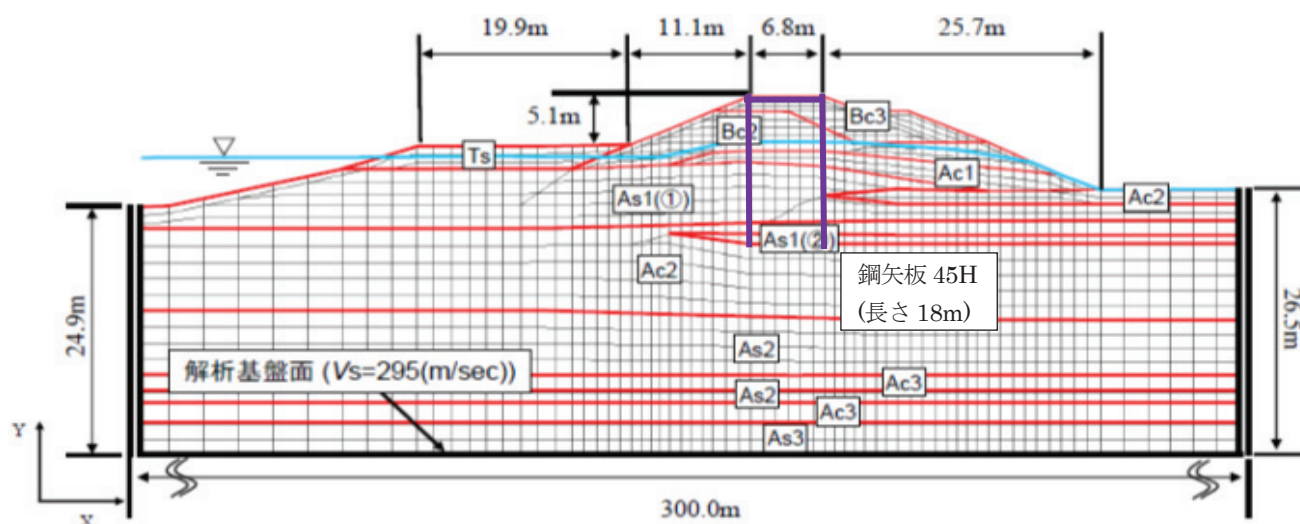


図 5-4-1 実大解析モデル断面<sup>5-13), 5-14)</sup>

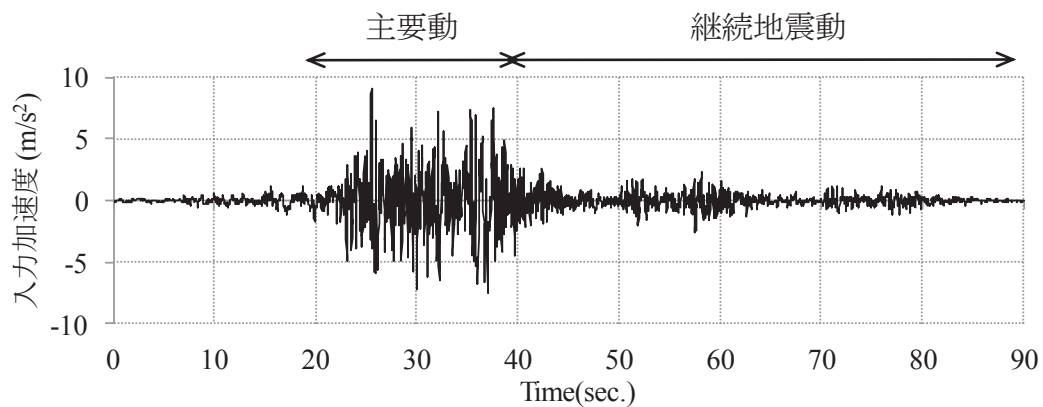


図 5-4-2 入力波形<sup>5-15)</sup>

表 5-4-1 地盤物性パラメータ

|                                   | 砂層<br>(砂の繰返し弾塑性モデル) |          |          |          |          |          |          | 粘土層<br>(粘土の繰返し弾粘塑性モデル) |          |          |
|-----------------------------------|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------------------|----------|----------|
|                                   | Bc3                 | Bc2      | Ts       | As1(①)   | As1(②)   | As2      | As3      | Ac1                    | Ac2      | Ac3      |
| 密度<br>$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.8                 | 1.8      | 1.8      | 1.8      | 1.8      | 1.9      | 1.9      | 1.4                    | 1.7      | 1.7      |
| 透水係数<br>$k$ (m/sec)               | 2.00E-06            | 2.00E-06 | 2.00E-06 | 2.00E-05 | 4.00E-05 | 7.00E-06 | 7.00E-06 | 1.00E-08               | 1.00E-08 | 1.00E-08 |
| せん断波速度<br>$V_s$ (m/sec)           | 158                 | 158      | 191      | 172      | 217      | 273      | 273      | 158                    | 215      | 246      |
| 圧縮指数<br>$\lambda$                 | 0.0005              | 0.0005   | 0.0008   | 0.0057   | 0.0012   | 0.046    | 0.0011   | 0.0057                 | 0.328    | 0.328    |
| 膨潤指数<br>$\kappa$                  | 0.0002              | 0.0002   | 0.0001   | 0.0001   | 0.0005   | 0.0005   | 0.0006   | 0.0006                 | 0.0629   | 0.0629   |
| 擬似過圧密比<br>OCR                     | 1.5                 | 1.5      | 1.5      | 1.5      | 1.5      | 1.5      | 1.5      | 1                      | 1        | 1        |
| 無次元初期せん断係数<br>$G_0/\sigma'_m$     | 4300                | 4300     | 5000     | 1183.4   | 1431.4   | 1468.6   | 3020.5   | 1183.4                 | 287      | 287      |
| 変相応力比<br>$M^*m$                   | 0.909               | 0.909    | 0.909    | 0.909    | 0.909    | 0.909    | 0.909    | 1.13                   | 1.13     | 1.13     |
| 破壊応力比<br>$M^*f$                   | 1.15                | 1.15     | 1.15     | 1.15     | 1.15     | 1.579    | 1.579    | 1.31                   | 1.31     | 1.31     |
| 硬化関数中のパラメータ<br>$B^*0$             | 11000               | 11000    | 12000    | 4000     | 5000     | 3500     | 10000    | 30                     | 30       | 30       |
| 硬化関数中のパラメータ<br>$B^*1$             | 100                 | 100      | 100      | 100      | 200      | 100      | 200      | 0                      | 0        | 0        |
| 硬化関数中のパラメータ<br>$C_f$              | 100                 | 100      | 100      | 1000     | 1500     | 1000     | 1000     | 0                      | 0        | 0        |
| 基準ひずみ(塑性剛性)<br>$\gamma_{pr}^*$    | 0.004               | 0.004    | 0.004    | 0.001    | 0.002    | 0.002    | 0.001    | —                      | —        | —        |
| 基準ひずみ(弾性剛性)<br>$\gamma_{er}^*$    | 0.008               | 0.008    | 0.008    | 0.002    | 0.005    | 0.004    | 0.003    | —                      | —        | —        |
| 異方性消失パラメータ<br>$C_d$               | 2000                | 2000     | 2000     | 2000     | 2000     | 2000     | 2000     | —                      | —        | —        |
| 粘塑性パラメータ<br>$C^*01$               | —                   | —        | —        | —        | —        | —        | —        | 5.54E-06               | 5.54E-06 | 5.54E-06 |
| 粘塑性パラメータ<br>$C^*02$               | —                   | —        | —        | —        | —        | —        | —        | 7.76E-07               | 7.76E-07 | 7.76E-07 |
| 粘塑性パラメータ<br>$m^*0$                | —                   | —        | —        | —        | —        | —        | —        | 14                     | 14       | 14       |
| 第二せん断弾性<br>係数比粘塑性 $G/G_2$         | —                   | —        | —        | —        | —        | —        | —        | 0                      | 0        | 0        |

### 5.4.3 解析結果

無対策および二重鋼矢板構造のそれぞれについて、加振が終了する  $t=90\text{sec.}$  における過剰間隙水圧比と水平方向のひずみのコンターを図 5-4-3, 5-4-4 に示す。両ケースは共通して、堤外側の砂層(As1①)の大部分が液状化に至り堤外側に向かって流動することで大きな水平ひずみが発生している。また堤内側では粘土層(Ac1, Ac2)が広く分布することで過剰間隙水圧の上昇が抑えられ水平方向のひずみも抑制されている。これら地盤の挙動により、無対策では堤体は堤外側方向に傾斜しながら大きく沈下する結果であった。一方で二重鋼矢板構造については、鋼矢板で囲まれた地盤に関しては沈下が抑制されている。次に堤体沈下の経時変化を定量的に検討するため、無対策および二重鋼矢板構造について、堤体天端中央の鉛直変位の時刻暦を図 5-4-5 に示す。無対策では主要動において約 0.7m の沈下が発生し、その後も地震動が継続するため沈下は約 1.3m まで進行する結果であった。一方で、二重鋼矢板構造では主要動・継続地震動の両者において堤体天端地盤の沈下は抑制されており加振終了時では約 0.4m となった。

最後に二重鋼矢板構造における鋼矢板の挙動に着目する。加振中( $t=30\text{sec.}$ )および加振終了時( $t=90\text{sec.}$ )における鋼矢板の水平変位および曲げ応力の深度分布を、それぞれ図 5-4-6(a),(b)に示す。図 5-4-6(a)より、As1①層の流動に伴い二枚の鋼矢板はともに堤外側に向かって曲げ変形が生じている。図 5-4-6(b)より、加振中( $t=30\text{sec.}$ )においては堤外側・堤内側の鋼矢板はともに 2 次変形モードを示しているが、 $t=90\text{sec.}$  では堤内側の鋼矢板は 1 次変形モードとなっている。これは加振が進むにつれ堤外側の鋼矢板の曲げ変形が先行し、タイロッドを介して堤内側の鋼矢板天端に大きな水平方向の引張力が作用したためと考えられる。

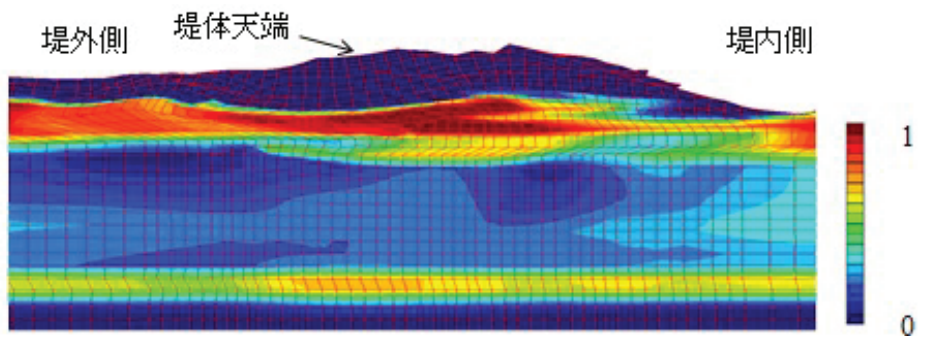
本解析結果により、多層地盤上に構築された左右非対称形状の堤防であっても、同様の堤体沈下抑制効果を確認した。一方で、堤体や鋼矢板は堤外側に向かって変形し、さらに堤内側の鋼矢板は加振中に変形モードが変化するという新たな挙動が確認された。

### 5.4.4 本節のまとめ

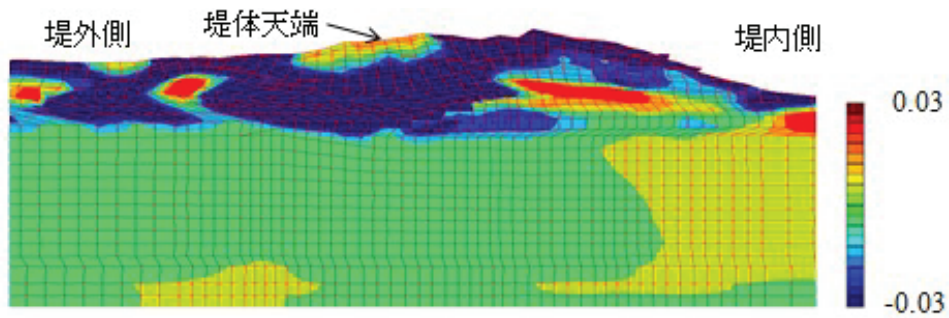
南海トラフ地震を対象とした、多層地盤上に構築された左右非対称形状の実大堤防に関する数値解析を実施した。前節までの左右対称形状の堤防を対象とした検討では確認されなかった、新たな知見を以下示す。

- ・無対策の堤防では、堤外側に多く分布する砂層の液状化に伴い、堤体は堤外側に傾斜しながら沈下した。
- ・二重鋼矢板壁を設置することで、左右非対称な堤体形状および地質構成であっても、加速度振幅が大きく継続時間が長い地震動に対して堤体沈下抑制効果を発揮することを確認した。
- ・堤外側および堤内側の鋼矢板にはともに堤外側に向かう曲げ変形が生じた。また加振が進むにつれ、堤内側の鋼矢板は 2 次モードから 1 次モードへと変形モードが変化した。



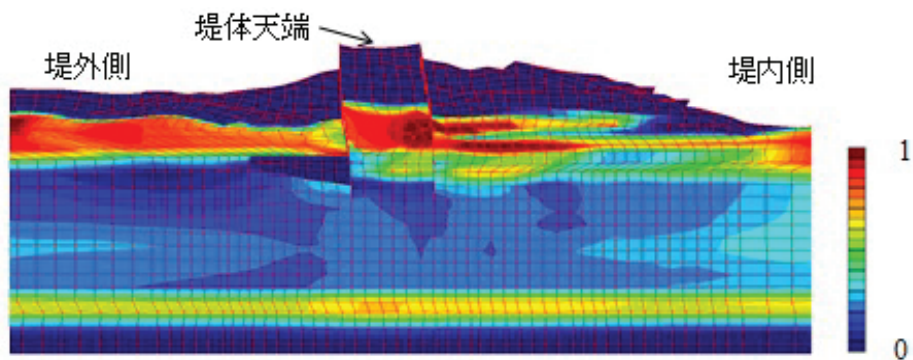


(a) 過剰間隙水圧比

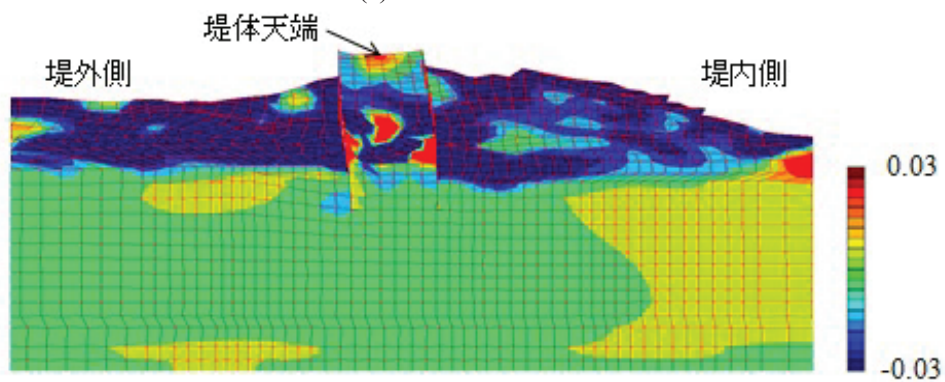


(b) 水平方向のひずみ

図 5-4-3 堤体の変形状態とコンター図 (無対策,  $t=90\text{sec.}$ )



(a) 過剰間隙水圧比



(b) 水平方向のひずみ

図 5-4-4 堤体の変形状態とコンター図 (二重鋼矢板構造,  $t=90\text{sec.}$ )



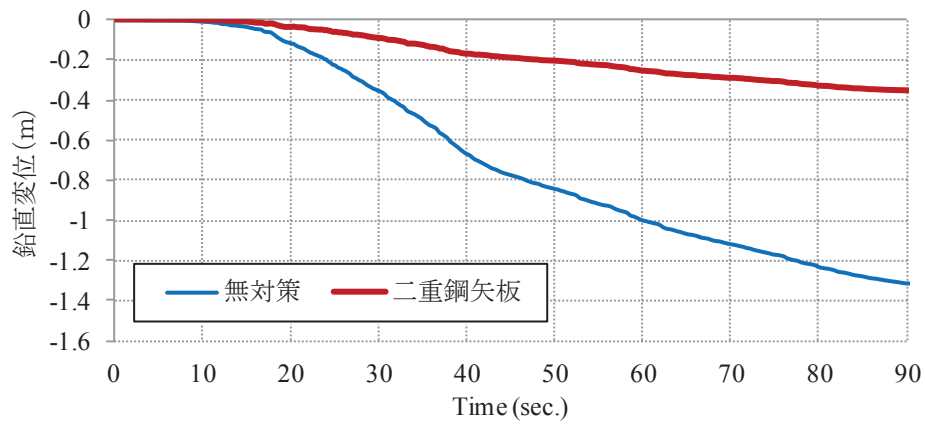


図 5-4-5 堤体天端の鉛直変位時刻歴

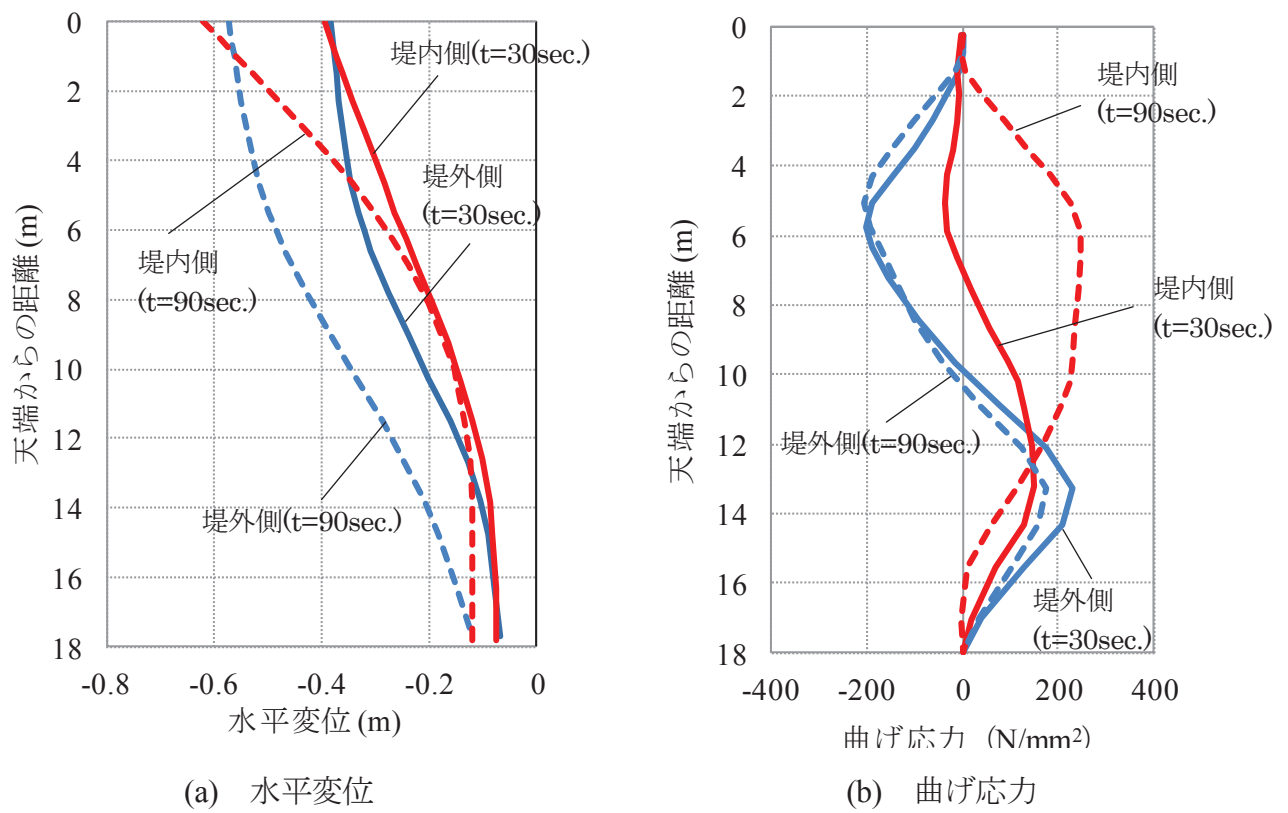


図 5-4-6 鋼矢板の変形状態

## 参考文献

- 5-1) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D12・LIQCA3D11（2012 年 追加資料），2012
- 5-2) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA3D13（2013 年 公開版），2013
- 5-3) 高浜宏輔，八嶋厚，沢田和秀，小川達也，藤原覚太：3次元液状化解析による鋼矢板を用いた堤防補強工法の評価，中部地盤工学シンポジウム，pp.125-129，2016
- 5-4) 小川達也：鋼矢板を用いた堤防盛土の液状化対策と砂の繰り返し弾塑性モデルの高度化，岐阜大学修士論文，2016
- 5-5) Kouich Ohori, Yoshihiro shoji, Kunio Takahashi, Hiroshi Ueda, Michihiko Hara, Yutaka Kawai and Keisuke Shiota：Stability Behavior of double sheet Pile wall Structure, Report of the port and harbor research institute, Vol.23, No.1, pp.103-152, 1984
- 5-6) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda：Study on levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, 公益社団法人 地盤工学会中部支部 中部国際ミニシンポジウム，2016
- 5-7) Kakuta Fujiwara, Shinji Taenaka, Kazutaka Otsushi, Atsushi Yashima, Kazuhide Sawada, Takashi Hara, Tatsuya Ogawa, Kazuyoshi Takeda：Study on coastal levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, proceeding of ISOPE2016, pp.767-774, 2016
- 5-8) 藤原覚太，妙中真治，乙志和孝，戸田和秀，八嶋厚，沢田和秀，小堀雄太，武田和祥：堤防補強構造に関する加速度振幅に着目した解析的研究，第 50 回地盤工学研究発表会，2015
- 5-9) 藤原覚太，沢田和秀，八嶋厚，妙中真治，戸田和秀，小堀雄太，乙志和孝：巨大地震に対する鋼矢板補強工法の堤防沈下抑制効果に関する研究，地盤工学ジャーナル，2017(掲載予定)
- 5-10) 小堀雄太：鋼矢板による堤防補強技術に関する模型実験の再現解析および実構造物を対象とした解析的検討，岐阜大学修士論文，2015
- 5-11) 武田和祥，小堀雄太，八嶋厚，沢田和秀，妙中真治，乙志和孝，藤原覚太，戸田和秀：実堤防断面を対象とした巨大地震に対する堤防補強構造の解析的研究，第 50 回地盤工学研究発表会，2015
- 5-12) D.A.Kort: Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil, Delft University Press, pp.90-91, 2002
- 5-13) 余川弘至，田辺晶規，八嶋厚，杉戸真太，沢田和秀，久世益充，中山修，星加泰央：地震動の加速度振幅と継続時間が河川堤防の変形に及ぼす影響，日本地震工学会論文集，第 9 巻，第 5 号，pp.1-20，2009
- 5-14) 余川弘至：地盤と構造物の動的相互作用に着目した液状化対策工法に関する研究，岐阜大学博士論文，2010

5-15) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会

## 6. 結論と今後の課題

### 6.1 結論

本研究では、今後発生が予想されている巨大地震にも対応可能な防災・減災技術として、堤防内に二重鋼矢板壁を設置した構造に着目した。実験・解析的な取り組みにより、これまで検討されていなかったような巨大な地震(大きな加速度振幅・長い継続時間・連動型)に対しても、堤防の機能低下を防ぎ、かつ鋼矢板による対策効果を評価する数値解析手法を提案した。

以下、章別に詳述する。

1 章では、海岸堤防の現行構造や設計方法の歴史的背景を述べた。台風に伴う高潮や地震による津波被害を受けるたびに海岸堤防の設計方法は見直され、その都度海岸堤防は高機能化を繰り返してきた。しかしながら 2011 年の東北地方太平洋沖地震では多くの海岸堤防が破堤・倒壊し、従来の設計思想では対応できないことが顕在化した。これを契機にこれまでの設計思想は大きく覆され、「粘り強い」堤防をキーワードに新たな海岸堤防が模索されている局面であることを述べた。

2 章では、現在研究が進められている海岸堤防構造として、改良型三面張り堤防(本論文での造語)と、二重鋼矢板壁と盛土の複合構造の両構造を取り上げ、最新の研究動向や施工事例を示した。既往の研究事例および大学が独自に実施した実務者へのアンケート調査の結果、改良型三面張り堤防と二重鋼矢板壁はともに実務者の考える「粘り強い」堤防として期待できることを確認した。本研究では、他工法の併用を必要とせず、地震から津波までの一連に被災に対して対応可能とされる二重鋼矢板構造に着目した。これまで検討されていなかったような、巨大な地震に対する耐震性能を確認し、評価手法を提案することを本研究の目的とした。

3 章では、二重鋼矢板壁を設置した海岸堤防を対象に、巨大地震下における性能の確認、および評価手法確立に資する数値解析に必要な計測データ取得を目的に、重力場における振動台模型実験を実施した。その結果、これまで検討されていなかったような大きな加速度振幅、長い継続時間、同一地震動で複数の高い加速度振幅を有する連動型地震であっても、鋼矢板はほとんど沈下せず天端高さを確保し、また鋼矢板で締め切られた内部の地盤沈下を半分程度にまで抑制することを確認した。加えて、二重鋼矢板壁に直角方向に隔壁を設置することで二重鋼矢板の曲げ応力は大きく抑制され、堤防天端の地盤の沈下はほとんど生じないという結果を得た。

4 章では、模型実験の計測データを基に、2 次元液状化解析ツール(LIQCA2D12)を用いて再現数値解析を実施した。その結果、無対策の堤防の被災挙動や二重鋼矢板壁による変形・沈下抑制効果を定量的に再現した。隔壁を併用した二重鋼矢板壁構造については、鋼矢板が立体的に組み合わさった構造であるものの、対象とした寸法諸元であれば 2 次元に平均化した断面を仮定することで評価可能であることを確認した。これにより実務設計を行うにあたり必要な基盤技術を整備できたといえる。

5 章では、二重鋼矢板構造の実適用に向け、なお解釈を要するとされる 4 つの課題に対して、4 章での解析モデルを高度化することで取り組んだ。1 つ目の課題は、隔壁を併用した二重鋼矢板壁についてである。今回対象とした隔壁間隔(実大スケール 9m)では 2 次元モデルにおいて近似評価できることを確認したが、隔壁間隔が長くなることで立体的な変形挙動が卓越する可能性がある。そこで新たに 3 次元の有効応力解析ツール(LIQCA3D13)を用いて数値解析を実施した結果、隔壁と二重鋼矢板の接点部を支点とする二重鋼矢板のはらみだしが生じることを確認した。2 つ目の課題は、模型実験で省略した事象であり、隔壁を併用した二重鋼矢板壁では実際の隔壁は鋼矢板壁であることから継手を有しているものの、継手がせん断方向にずれることと考慮していない点である。これも数値解析上で継手せん断ずれを考慮した解析モデルを構築し解析を実施した。その結果、継手せん断ずれにより堤防の変形沈下抑制効果は低減するものの、その影響は十分に小さいことを確認した。3 つ目の課題は、本研究では特定の地震動だけでなく、地震動について一般化した議論が必要である。そこで地震動に着目した基本的な現象解明に向け、地震動のもつ特徴(加速度振幅・継続時間)について数値解析上でパラメトリックスタディを実施した。模型実験結果と併せると、加速度振幅が大きいほど・継続時間が長いほど・連動型であるほど、無対策の堤防の被災は増大する一方、二重鋼矢板壁を設置した堤防では被災程度が進行しないことを見出した。4 つ目の課題は、本研究ではすべて模型スケールの堤防を対象としており、かつ堤体や基礎地盤は左右対称形に限定されている点である。そこで左右非対称形を有する実大の堤防を対象に、巨大地震である南海トラフ地震の想定波を用いた数値解析を実施した。堤防や鋼矢板は左右非対称に変形したものの、鋼矢板が堤防高さを保ち、堤体天端の沈下抑制に寄与するという効果を確認した。

## 6.2 今後の課題

結論を踏まえて、今後の課題を以下に挙げる。

- ・ 模型実験や数値解析では鋼材(鋼矢板・タイロッド・隔壁)は弾性範囲内の挙動を示した。一方で鋼材のもつ高い延性・靱性は「粘り強い堤防」を実現するために有効な性能と考えられる。今後は鋼材のもつエネルギー吸収性能についても検討し、地震・津波から人々の生活を守る海岸堤防の減災技術の構築に努める。
- ・ 3 次元液状化解析では解析条件を簡易化し定性的に現象を確認するにとどまったが、今後はより精緻な解析モデルを構築し現象論を含めた対策効果の検証が必要である。また実務の現場において複雑な 3 次元液状化解析を実施することは難しく、簡便に堤防の沈下量や鋼矢板の応力の照査を行える手法を確立することが必要である。



## 謝辞

本研究を実施するにあたり、岐阜大学工学部社会基盤工学科 八嶋厚教授のご指導を頂きました。八嶋厚教授には、実験や解析の実施から論文作成に至るまで、本論文に係るほぼすべてについて懇切丁寧にご指導頂きました。また博士課程の授業では、地盤工学に関する幅広い知識を与えて頂いたこと、読書感想文を通じて近い目線で対話頂けたこと、ここに厚く御礼申し上げます。岐阜大学工学部附属インフラマネジメント技術研究センター 沢田和秀教授には、実験や解析結果の打ち合わせに同席いただき、分析方法やデータの考え方について多大なるご指導を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

岐阜大学工学部社会基盤工学科 能島暢呂教授には、本論文の草案の段階から目を通していただき、特に3次元解析について貴重なご意見を頂きました。元岐阜大学工学部社会基盤工学科 原隆史特任教授（現富山大学工学部教授）には、学会発表時での英語のご指導・ご助言を頂きました。岐阜大学工学部社会基盤工学科 神谷浩二教授には、ジャーナル査読での難所であった、模型実験での堤体のサクシヨンの評価方法についてご指導頂きました。ここに記して謝意を申し上げます。

岐阜大学工学部附属インフラマネジメント技術研究センター 村田芳信客員教授、加藤十良特定研究補佐員、曾我宣之特定研究補佐員、ならびに中部大学工学部都市建設工学科 余川弘至助教には、ゼミでの議論からその後の懇親までご一緒させて頂き、研究面や現場での経験を踏まえた貴重な意見を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

東京大学大学院工学系研究科 古関潤一教授、高知大学防災推進センター副センター長 原忠教授には、本論文のテーマである二重鋼矢板壁による堤防補強構造について、平素よりご指導頂いております。ここに記して謝意を申し上げます。

株式会社技研製作所 安岡博之執行役員、工法事業部エンジニアリグ課 古市秀雄担当課長には、二重鋼矢板構造について特に施工面からの貴重なご助言を頂いております。ここに厚く御礼申し上げます。

岐阜大学八嶋・沢田研究室において、同級生であり人生の先輩である吉原孝保氏からは、授業から酒の席までご一緒頂き、社長としての力強い考えを伺うことができました。同じく社会人ドクターで人生の先輩である國眼定氏とも、短い間ではありましたが授業や酒の席にご一緒頂きました。秘書の熊田素子氏、事務補佐員の藤田清子氏には、事務的な面から結婚のお祝いまで、私の学生生活を支え豊かなものにして頂きました。小堀雄太君、野田沙希さん、小川達也君、武田和祥君、高浜宏輔君、山中雄太君には、主に解析面において多大なるご協力を頂きました。同氏らをはじめとする八嶋・沢田研究室の学生の皆様のおかげで、楽しく実りある学生生活を送ることができました。ここに厚く御礼申し上げます。



最後になりましたが、本研究の開発当初の上司であった、新日鐵住金株式会社 技術開発本部 鉄鋼研究所 鋼構造研究部 菅野良一部長（現技術開発本部フェロー）、阿部幸夫総括（現建材事業部 建材開発技術部 土木加工建材技術室室長）、中山裕章主幹研究員（現内閣府出向中）、建材事業部 建材開発技術部 土木基礎建材技術第二室 乙志和孝主幹、および現在の上司である、鋼構造研究部 辻井正人部長、妙中真治主幹研究員、石濱吉郎主幹研究員、森安俊介主任研究員、ならびに建材事業部 建材開発技術部 土木基礎建材技術第二室 戸田和秀主査（現公益財団法人鉄道総合技術研究所出向中）には多大なるご指導・ご協力を頂きました。さらに実験の地盤作成においては、技術開発本部 波崎研究開発支援室 城之内功男氏、東洋検査工業株式会社 猿田裕彦氏、解析モデル作成においては技術開発本部 波崎研究開発支援室 佃勝夫係長、平山貴之氏をはじめとする、技術開発本部 波崎研究開発支援室および東洋検査工業株式会社の方々のご協力なしでは成し得ませんでした。ここに記して謝意を表します。



## 【付録】

### 実務者アンケート調査

## 【付録】岐阜大学 実務者アンケート調査

岐阜大学では、今後の海岸堤防の在り方や対策構造への考え方を把握するため、海岸堤防の施工・管理に携わる実務者を対象にアンケートを独自に実施した。以下では、得られた結果に考察を加えたものを記載する。

実施期間：2015/12～2016/3

対象機関：省庁（0/4 件）、地方整備局（3/7 件）、県（10/13 件）、独立行政法人（1/5 件）

＊いずれも海岸堤防の施工・管理に携わる部門

＊回答があった部門数／調査を実施した部門数

### 質問事項

Q-1 今後、南海トラフ等の L2 レベルの地震・津波を想定した場合、現行（設計）の海岸堤防に対して、どのような対策が必要と思いますか。

Q-2 堤防工法を採用するに当たり、採用に至った理由をおしえてください。

Q-3 東日本大震災以降、津波到来時においてもすぐには倒壊せず、避難時間を確保できるような「粘り強い堤防」が望まれておりますが、具体的にはどのような構造形式を想定されておりますか。

Q-4 Q-3 で「1」または「2」と回答した方にお伺いします。現行の被覆コンクリート三面張り構造について、地震時において、どのようなことが懸念されるでしょうか。複数回答可能です。

Q-5 工法選定について意見があれば教えてください

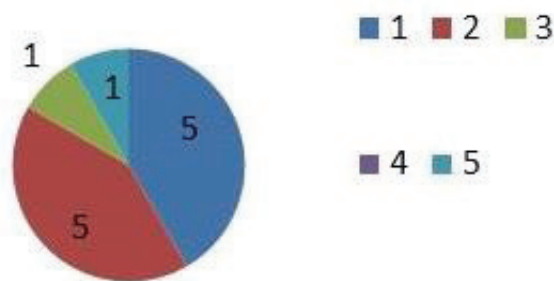
Q-6 工法選定時に、実績のない新工法についてどのように考えますか。

Q-1, Q-2 では、海岸堤防に関する一般的な質問として、課題感(Q-1)および工法選定時に重視する項目(Q-2)について質問した。

Q-1 今後、南海トラフ等の L2 レベルの地震・津波を想定した場合、現行（設計）の海岸堤防に対して、どのような対策が必要と思いますか。最も近い選択肢を一つ回答下さい。

1. ハード対策・ソフト対策ともに強化することが必要
2. ハード対策には経済的に限界があるため、ソフト対策に重点をおいて対策すべき
3. ハード対策は現状で問題なく、ソフト対策の強化により対応できる
4. ハード対策・ソフト対策ともに現状のままで問題ない
5. その他

A-1

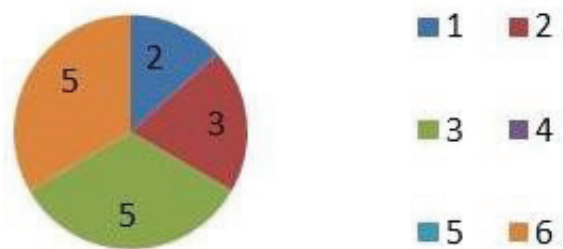


「ハード・ソフト対策ともに必要はない」という回答は0件であり、現状の防災対策に対する実務者の問題意識の高さが伺えた。「ハード対策には経済的に限界があるため、ソフト対策に重点をおいて対策すべき」「ハード・ソフト対策ともに必要」が最も多く同数票であった。前者は現在の防災・減災の考え方の主流であるものの、後者の意見が多い点は特筆すべきである。巨大災害を対象にした場合、ハード対策もできるだけ万全にしておきたいという実務者の意識が伺えた。

Q-2 堤防工法を採用するに当たり、採用に至った理由をおしえてください

1. 安心感、安定感、信頼性
2. 実績の多さ
3. 経済性
4. 景観性
5. 維持管理
6. その他

A-2



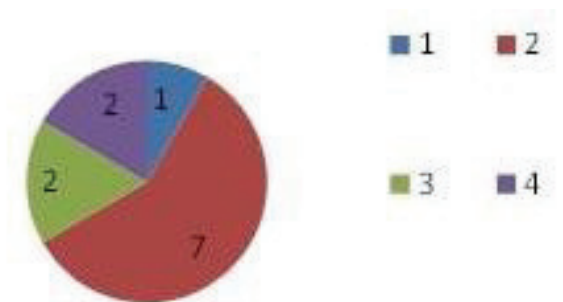
「経済性」と「その他」が最も多い回答でありこれらは同数であった。「その他」では例えば「施工ヤードを確保できる」といった個別の施工案件に係る回答が多かった。次に「実績の多さ」という回答が多く、工法選定時において過去の実績が重要な判断材料になることが伺えた。最後に「安心感、安定感、信頼性」であり、これは採用した工法が十分な防災・減災機能を発揮し、また長期に亘りその機能を発揮し続けるという、工法の性能全般に係る意見と考えられる。

Q-3 では、より具体的な質問として、「粘り強い堤防」とはどのような堤防であるかを問うた。

Q-3 東日本大震災以降、津波到来時においてもすぐには倒壊せず、避難時間を確保できるような「粘り強い堤防」が望まれておりますが、具体的にはどのような構造形式を想定されておりますか。最も近い選択肢を一つ回答下さい。

1. 堤防の陸側および天端を増強した、被覆コンクリート三面張り構造
2. 1を想定しているものの、「粘り強さ」が発揮できれば形式は問わない
3. 具体的には想定していない
4. その他

A-3



「粘り強い堤防」として被覆コンクリート三面張り構造を想定しており、同構造の認知度の



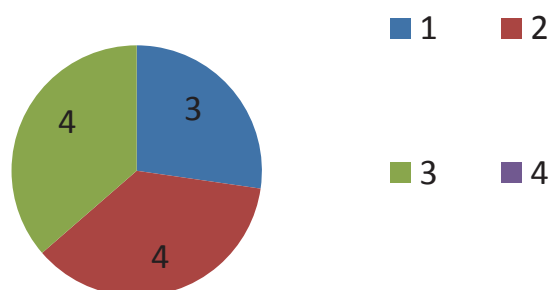
高さが伺えた。一方で、これに限定せず粘り強さが発揮できれば問題ないという実務者の意見が得られた。「具体的に想定していない」「民間企業による新たな工法開発を望む」という回答もあり、具体的な構造について言及されたのは「被覆コンクリート三面張り構造」と2章で述べた「二重鋼矢板構造」との二工法であった。

Q-4 では現在基本構造となっている「被覆コンクリート三面張り構造」の課題感について問うた。

Q-4 Q-3 で「1」または「2」と回答した方にお伺いします。現行の被覆コンクリート三面張り構造について、地震時において、どのようなことが懸念されるでしょうか。複数回答可能です。

1. 地震の影響を考慮して設計しており、対策を施してしているので問題ない
2. 地震の規模によっては想定以上の沈下が生じることも考えられ、津波到来時に、堤防高さが保てない可能性がある
3. 被覆コンクリートが損傷することで、津波到来時に「粘り強さ」が発揮できない可能性がある
4. その他

A-4



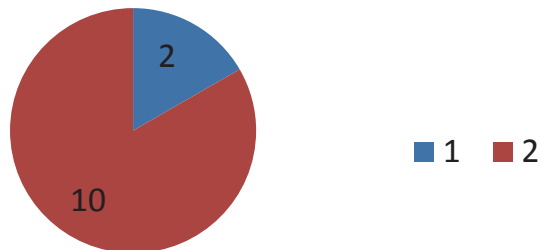
個人レベルで意見が分かれ、実務者の 1/3 は問題ないと考えており、残りの 2/3 は「被覆コンクリートの損傷」「基礎地盤の液状化による沈下」に対して課題感があるという結果になった。2章で示したように、「被覆コンクリートの損傷」については、新たに改良された被覆コンクリート三面張り構造では、コンクリートに工夫が施されており損傷度合が大幅に低減されるという結果が得られている。

Q-5, Q-6 では、例えば新たな工法といった、十分に情報が整備されていない工法に対する、実務者の意見を伺った。

Q-5 工法選定について意見があれば教えてください

1. ある
2. ない

A-5

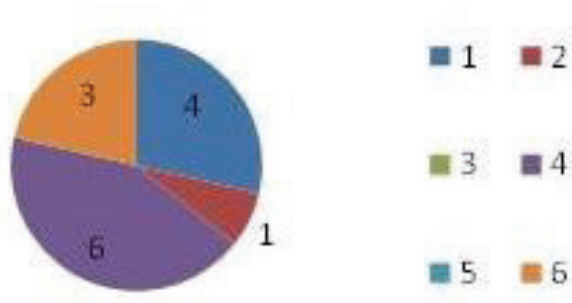


「新工法であっても性能の優れた工法であるなら採用の可能性は十分にある」という回答があった。実績は重要であるものの必須ではないと考えられる。ただし、そのためには「優れた性能」を有し、これに対する「実験等による科学的な裏付け」がなされ、「信頼できる設計法」が整備されている必要がある、という意見があった。

Q-6 工法選定時に、実績のない新工法についてどのように考えますか。

1. 新工法の性能を信用できない
2. 検査で指摘されることが多く敬遠している
3. 機関の方針で採用できない
4. 工法選定時に情報がない
5. わからない
6. その他

A-6



新工法に対する懸念として、最も多い回答は「情報がない」、次に「新工法の性能を信用できない」であった。実務者は過去の実績から工法の性能および工法に関する情報を読み解き、これらを工法選定時の判断材料としていると考えられる。性能を信用できないというのは、工

法に関する情報がないことに起因するとも考えられ、新工法採用にあたっては何より工法に関する情報の拡充であると考えられる。

