矩形地上水槽（鋼製）の耐震設計に関する研究

（**Aqua-TANK** プロジェクト）

報告書

令和 6 年 9 月

公益財団法人　水道技術研究センター

矩形地上水槽（鋼製）の耐震設計に関する研究
（Aqua-TANK プロジェクト）
報告書の発刊にあたって

我が国では、過去に大きな地震が発生するたびに矩形地上水槽（鋼製）、とりわけステンレスタンクの被害が数多く報告されています。そして、本年に発生した令和 6 年能登半島地震においても水道施設や学校、病院等にあるステンレス製の貯水タンクが破損により貯水機能を失い、断水が発生した地域もありました。

一方、地震時におけるステンレスタンクの動的挙動は未解明な点が多く、被害のメカニズムを検証した研究事例は少ないです。また、2022 年に改訂された日本水道協会・水道施設耐震工法指針・解説には矩形のステンレスタンクの耐震設計方法については明記されておらず、現在も全国の水道事業体がステンレスタンクの設計に苦慮されています。

このような背景のもと、公益財団法人水道技術研究センターでは自主研究事業として「矩形地上水槽（鋼製）の耐震設計に関する研究」（Aqua-TANK プロジェクト：Aqua-Technical Assessments by New Knowledge） を立ち上げ、矩形地上水槽（鋼製）の動的解析手法の解明を目的として令和 5 年 6 月から令和 6 年 9 月までの期間、プロジェクトを進めてきました。

耐震設計に動的解析を適用できるまでにはまだ多くの課題残っていますが、本報告書を発刊するにあたり関係者の皆様に広くステンレスタンクの被害状況を知っていただき、今後の設計に活用していただければ幸いです。

本プロジェクトは、委員長の宮島昌克・金沢大学名誉教授をはじめとした学識経験者に加えて、過去の大規模地震でステンレスタンクの被害があった水道事業体、全国上下水道コンサルタント協会の方々に委員として参加していただきました。

多大なる指導・助言を賜りました委員長をはじめ委員の皆様に厚くお礼申し上げますとともに、ステンレスタンクの動的挙動の検証・解析にご協力いただいた日本水道鋼管協会および日本ステンレスタンク工業会、貴重な情報を賜りました日本水道協会の関係各位に心よりお礼申し上げます。

令和６年９月

公益財団法人　水道技術研究センター

理事長　安藤　茂

序文

平成 19 年に能登地方を襲った能登半島地震において、当時はまだ目新しかった矩形のステンレスタンクが被災し注目を集めました。その後も平成 23 年東日本大震災を含めて大きな地震が発生するたびに矩形ステンレスタンクの被害が報告されています。しかし、矩形ステンレスタンクの動的挙動に関する知見はまだ十分ではなく、令和 4 年に改訂された日本水道協会・水道施設耐震工法指針・解説には矩形ステンレスタンクの耐震設計方法について明記されていません。

令和 5 年 6 月より始まった Aqua-TANK プロジェクトでは、計 5 回の研究会を開催し、矩形ステンレスタンクを対象に過去の地震被害を例にした被害の解析・検証を行ってきました。研究期間中に令和 6 年能登半島地震が発生し、矩形ステンレスタンクの被害が数多く発生したことにより、ある意味で実物実験を行った結果であるととらえ、現地被害調査を実施し、被害原因についても議論しました。限られた期間ではありましたが、実地震被害の分析も行うことができ、矩形ステンレスタンクの耐震強度の現状や耐震設計における課題などを整理することができたと考えています。

本プロジェクトでは、矩形ステンレスタンクの被害の検証や動的解析に重点が置かれましたが、施工性や景観に優れるため水道事業体で既に多くの矩形ステンレスタンクが設置されていますので、既設の矩形ステンレスタンクの耐震診断、耐震補強方法の検討も急務な課題と考えています。本プロジェクトは終了となりますが、まだまだ課題があるという共通認識を持って、今後も検討を進めていく必要があると考えています。

最後になりましたが、本プロジェクトを立ち上げていただいた水道技術研究センターの皆様には、プロジェクトの運営だけでなく令和 6 年能登半島地震によるステンレスタンクの被害調査にもご尽力していただきました。改めて深謝いたします。また、約 1 年半にわたり活発な議論をしていただきました学識経験者、水道事業体、全国上下水道コンサルタント協会、日本水道協会の各委員、検証・解析に協力していただいた日本水道鋼管協会、日本ステンレスタンク工業会の皆様に心より御礼を申し上げます。

令和６年９月

金沢大学

名誉教授　宮島　昌克

目 次

1. 緒言 ····· 1
1.1 はじめに····· 1
1.2 研究の背景····· 2
1.3 研究目的····· 2
1.4 研究体制····· 3
1.4.1 研究会委員について ····· 3
1.5 研究期間····· 3
1.6 研究会の開催状況····· 3
1.7 用語の定義····· 4
1.8 矩形地上水槽（鋼製）の耐震に係るこれまでの研究····· 6
1.8.1 初期の研究 ····· 6
1.8.2 円筒形タンク ····· 7
1.8.3 矩形タンク（船舶） ····· 7
1.8.4 矩形タンク（建築・土木） ····· 7
1.9 矩形地上水槽（鋼製）に係る水道施設耐震工法指針・解説の改訂概要と現状課題 8
1.9.1 改訂の背景 ····· 8
1.9.2 耐震設計の基本方針 ····· 9
1.9.3 設計地震動 ····· 12
1.9.4 構造物の応答値の算定 ····· 14
1.9.5 池状構造物に係る改訂点 ····· 16

2. 被害事例 ····· 22
2.1 兵庫県南部地震（1995 年） ····· 22
2.2 能登半島地震（2007 年） ····· 22
2.3 東北地方太平洋沖地震（2011 年） ····· 23
2.4 熊本地震（2016 年） ····· 25
2.5 令和 6 年能登半島地震（2024 年） ····· 27

3. ステンレス鋼板製パネルタンク ····· 36
3.1 ステンレス鋼板製パネルタンクとは····· 36
3.1.1 ステンレス鋼板製パネルタンクの概要 ····· 36
3.2 過去の実験データを用いた解析····· 37
3.2.1 実験条件と結果 ····· 37

3.2.2　解析条件と結果 ····· 41
3.2.3　考察 ····· 46
3.3　過去の地震被害を例にした解析と被害検証 ····· 47
3.3.1　施設概要と損傷状況 ····· 47
3.3.2　再現解析 ····· 54
3.3.3　考察 ····· 67

4. ステンレス鋼板製一体型タンク（WSP タイプ） ····· 70
4.1　ステンレス鋼板製一体型タンク（WSP タイプ）とは ····· 70
4.2　振動台実験によるバルジングの検証 ····· 73
4.2.1　実験条件 ····· 73
4.2.2　実験結果 ····· 74
4.2.3　考察（まとめ） ····· 75
4.3　姉歯配水池の被害検証 ····· 76
4.3.1　姉歯配水池諸元 ····· 76
4.3.2　WSP 073-2010 との差異 ····· 78
4.3.3　地震履歴 ····· 79
4.3.4　被害状況の詳細 ····· 81
4.3.5　再現解析 ····· 87
4.3.6　考察 ····· 92
4.4　WSP タイプの設計事例 ····· 94
4.4.1　要求性能および限界状態 ····· 94
4.4.2　動的非線形解析の設計例 ····· 99
4.4.3　まとめ ····· 108

5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針 ····· 110
5.1　耐震設計上の現状課題 ····· 110
5.1.1　矩形ステンレスタンクの被害 ····· 110
5.1.2　現行の設計法の課題 ····· 111
5.1.3　被災シナリオ ····· 112
5.2　地震の影響 ····· 115
5.2.1　バルジング現象 ····· 115
5.2.2　スロッシング現象 ····· 116
5.2.3　地形や地盤の影響 ····· 116
5.3　設計地震動の設定 ····· 117
5.3.1　設計地震動における留意事項 ····· 117

5.3.2　矩形ステンレスタンクの標準的なレベル 2 地震動 ····· 118
5.4　耐震計算法 ····· 119
5.4.1　解析法 ····· 119
5.4.2　解析モデル ····· 120
5.4.3　耐震計算法の標準 ····· 122
5.5　性能照査 ····· 123
5.5.1　限界状態 ····· 123
5.5.2　性能照査の基本 ····· 123
5.5.3　構造物部材の照査 ····· 124
5.5.4　構造物全体(基礎)の安定性（転倒、滑動など） ····· 125
5.5.5　構造物全体の変形量（外観、付帯設備（水質計器類、池内越流管、階段など）への機能） ····· 126
5.5.6　危機耐性 ····· 126
5.6　耐震設計フロー ····· 127
5.7　既設矩形ステンレスタンクの耐震化対策 ····· 130
5.7.1　当面の対応 ····· 130
5.7.2　耐震診断 ····· 130
5.7.3　耐震補強 ····· 131

6. 結言 ····· 132
6.1　今後の研究に向けて ····· 132
6.2　総括 ····· 134

―別紙―

・矩形地上水槽（鋼製）の耐震設計に関する研究(Aqua-TANK プロジェクト)概要版報告書
・能登半島地震によるステンレス製矩形タンク被害調査 報告書
・能登半島地震によるステンレス製矩形タンク被害調査 概要版報告書

1. 緒言

1.1 はじめに

水道水が原水から各家庭まで供給される過程の中で、浄水処理された水を蓄える役割を持つ配水池では、外部からの汚染が防げるように水密性が高く、衛生的で、かつ耐久性・耐震性に優れる構造が要求される。

配水池の構造には、表 1-1 にあるように鉄筋コンクリート構造（RC 構造)、プレストレストコンクリート構造（PC 構造)、一般構造鋼板製構造（SS 構造)、ステンレス鋼板製構造（SUS 構造）があり、施工性、経済性、耐震性等の面から適した配水池構造が選定されている。

表 1-1　配水池構造形式の特徴

構造別		特徴
鉄筋コンクリート構造（RC構造）		・梁、柱構造、又はフラットスラブ構造が主である。剛性は高いが壁厚が大きくなるため自重は最も重くなる。 ・一般的に矩形で地上式、地下式及び半地下式である。 ・耐食性を高めるために内部防水の管理が必要。 ・コンクリートの所定強度を得るための養生期間が必要である。
プレストレストコンクリート構造（PC構造）	現場打ち	・一体構造で比較的剛性がある。 ・RC構造に比べ壁厚が薄くなる。 ・一般的に円筒形で地上式が主である。 ・容量的には小規模、中規模のものが多い。1万m3超の実績もある。 ・耐食性を高めるために内部防水の管理が必要。 ・コンクリートの所定強度を得るための養生期間が必要である。
	プレキャスト	・一体構造で比較的剛性がある。 ・工場で製作したプレキャスト部材を現場で組み立て、プレストレスにて一体構造とする。 ・現場打ちより高強度コンクリートを使用するため壁厚を薄くできる。 ・一般的に円筒形で地上式が主である。 ・容量的には小規模、中規模のものが多い。 ・耐食性を高めるために内部防水の管理が必要。 ・現場打ちPCに比べ工期が短縮される。
一般構造鋼板製構造（SS構造）		・溶接による一体構造で、高い耐震性能と水密性能が得られる。 ・工場で製作加工された部材（底板、側板、屋根板等）を現場で溶接接合する構造である。 ・一般的に地上式の円筒形であるが、形状は比較的自由に設定できる。 ・内外面ともに防食塗装が必要である。
ステンレス鋼板製構造（SUS構造）	円筒形構造	・溶接による一体構造で、高い耐震性能と水密性能が得られる。 ・工場で製作加工された部材（底板、側板、屋根板等）を現場で溶接接合する構造である。容量としては2万m^3超の実績もある。 ・一般的に地上式の円筒形であるが、形状は比較的自由に設定できる。 ・建設費は高価であるが防食塗装が不要であるため、ライフサイクルコストとしての比較も必要である。 ・SUS材料の使い分け（気相部・液相部）により、合理的防食効果が得られる。 ・SUS鋼板の表面の仕上げによっては、太陽光の反射が生ずる場合がある。
	矩形構造	・構造形式としては、両面溶接式、片面溶接式（パネルタイプ）及びボルト組立式があり、施設の規模、重要度等応じて適切な構造形式のものを選定する。 ・構造的には円筒形に比較して高さの制約を受ける。 ・容量的には小規模から中規模であり、最大で1万m^3程度である。 ・建設費は高価であるが防食塗装が不要であるため、ライフサイクルコストとしての比較も必要である。 ・SUS材料の使い分け（気相部・液相部）により、合理的防食効果が得られる。 ・SUS鋼板の表面の仕上げによっては、太陽光の反射が生ずる場合がある

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設設計指針 2012』

水道施設に用いられる矩形の配水池についてはコンクリート構造が主として採用されてきたが、近年では SUS 構造を採用する水道事業体も多い。また、学校や病院等の受水槽においても、配水池に比べて容量は小さいが矩形ステンレスタンクが数多く設置されている。

その一方で、近年の大規模地震では、SUS 構造の矩形配水池において、貯水機能が損なわれるような被害も確認されており、耐震性や構造上の問題が指摘されている。

1.2 研究の背景

(1) 地震による被害状況

矩形地上水槽（鋼製）、特に矩形ステンレスタンクは、2007 年能登半島地震以降、東日本大震災、熊本地震等で多くの被害が発生している。多くはステンレス鋼板製パネルタンクの被害であるが、ステンレス鋼板製一体形タンクにおいても被害が確認されている。

(2) 地震対策の現状

矩形地上水槽（鋼製）の地震被害は、既往研究により内容水の地震時挙動（バルジング及びスロッシング）に起因する被害と推測されているが、現時点ではこれらの被害を踏まえた耐震設計法や既設の補強方法が確立されていない状況にある。

矩形地上水槽（鋼製）の設計に「柱・梁理論」、および「バルジングの簡易式」（1982 年 吉原醇一氏）が使用されることがあるが、壁の剛性が低い矩形地上水槽（鋼製）への適用は適切とは言えない。

(3) 水道施設耐震工法指針・解説での記述

水道施設耐震工法指針・解説（2022 年 6 月 改訂）では、「本指針における地上水槽（鋼製）の静的解析については、形状が矩形のものは対象外とする。」（Ⅰ本編 P154）と明確に記述されている。

また、バルジング挙動の詳細については「参考資料 3-19 矩形の地上水槽（鋼製）」と「参考資料 3-20 矩形の地上水槽（鋼製）における耐震設計上の課題」を参照することとされており、参考資料によると、バルジング対策は既設のステンレス鋼板製パネルタンクなどの矩形の地上水槽（鋼製）においても非常に重要とし、「対象とする既存の構造物についてバルジング挙動を適切に考慮できる方法により動的解析を実施し耐震診断を行うか、あるいは、構造物の振動特性などや地震動の振動特性などから間接的にバルジングの影響を考慮するなどにより耐震診断を行う。」など、動的解析の適用が必須とされている。

スロッシングに関しては、「形状が矩形のものについては、耐震設計にあたっては、液面揺動（スロッシング）現象の波高さを算定し、屋根や側壁への衝撃圧による影響を適切に考慮する必要がある。」（Ⅰ本編 P155）と記述されている。

1.3 研究目的

水道施設耐震工法指針・解説の「参考資料 3-19 矩形の地上水槽（鋼製）」及び「参考資料 3-20 矩形の地上水槽（鋼製）における耐震設計上の課題」に記述されているように、矩形地上水槽（鋼製）については地震観測や振動実験、動的解析法の適用事例が少なく、地震時における構造物の動的挙動には未解明な点が多い。

以上のことから、矩形地上水槽（鋼製）の動的解析法の妥当性を検証することを目的とする。

1.4 研究体制

1.4.1 研究会委員について

(1) 委員

①学識者

金沢大学	名誉教授	宮島　昌克
中央大学	教授	平野　廣和
鳥取大学	教授	小野　祐輔
岐阜工業高等専門学校	准教授	渡邉　尚彦

②水道事業体

仙台市水道局

神戸市水道局

熊本市上下水道局

③全国上下水道コンサルタント協会

株式会社 NJS

株式会社日水コン

(2) オブザーバー

日本水道協会

日本水道鋼管協会

日本ステンレスタンク工業会

(3) 事務局

水道技術研究センター

1.5 研究期間

令和 5 年 6 月から令和 6 年 9 月

1.6 研究会の開催状況

研究会の開催状況は、表 1-2 のとおりである。

表 1-2　研究会の開催状況

日程	会議名	主な内容
令和 5 年 6 月 15 日	第 1 回研究会	・研究計画 ・耐震工法指針の改定概要と現状課題 ・各組織から現在までの研究成果について報告
令和 5 年 9 月 5 日	第 2 回研究会	・事業体委員から被害事例報告 【ステンレス鋼板製パネルタンク】 ・振動実験の報告 ・タンクの固有値解析の実施 【ステンレス鋼板製一体型タンク】 ・振動実験の報告 ・再現解析の検討
令和 5 年 12 月 6 日	第 3 回研究会	【ステンレス鋼板製パネルタンク】 ・解析手法の検討 【ステンレス鋼板製一体型タンク】 ・再現解析対象タンクの被害事例の報告 ・再現解析の結果報告
令和 6 年 3 月 14 日	第 4 回研究会	・令和 6 年能登半島地震の被害調査報告 【ステンレス鋼板製パネルタンク】 ・再現解析の検討 ・再現解析対象タンクの被害事例の報告 【ステンレス鋼板製一体型タンク】 ・動的解析の検証
令和 6 年 7 月 11 日	第 5 回研究会	【ステンレス鋼板製パネルタンク】 ・再現解析の検討 【ステンレス鋼板製一体型タンク】 ・動的解析の検証
令和 6 年 9 月 26 日	研究発表会	・研究会のとりまとめ

1.7 用語の定義

本報告書で用いる用語の定義は以下のとおりとする。

1) 矩形地上水槽（鋼製）

ステンレス製及び SS 製矩形水槽の総称

2) 矩形ステンレスタンク

矩形地上水槽（鋼製）のうち、母材がステンレス製であるもの。本研究における解析・検証の対象としている。

3) ステンレス鋼板製一体型タンク

矩形ステンレスタンクのうち、側板が縦波板または横波板の構造で、鋼板の溶接形状が突合せ溶接、両面すみ肉溶接のもの（詳細は表 1-3 のとおり）。

なお、本研究で対象とするステンレス鋼板製一体型タンクは、日本水道鋼管協会において規定される WSP タイプであり、日本ステンレスタンク工業会で規定されるステンレス鋼板製一体型タンク（主に横波板タイプ）は本研究の対象外としている。

また、表 1-3 は水道施設耐震工法指針・解説 2022 からの抜粋であるが、日本ステンレスタンク工業会の一体型タンクは、鋼板の溶接形状にへり溶接を認めている。（『表 5.1 地上水槽（鋼製）の形態別の適用基準と被害状況（文献 [1]に加筆）』参照）

4) ステンレス鋼板製パネルタンク

矩形ステンレスタンクのうち、側板が薄板性成形パネルの構造で、鋼板の溶接形状が突合せ溶接、へり溶接、すみ肉溶接のもの（詳細は表 1-3 のとおり）。

表 1-3　地上水槽（鋼製）の分類

表-参3-20.1　地上水槽（鋼製）の形態別の適用基準

種類	鋼製水槽	ステンレス鋼製水槽	ステンレス鋼板製一体形タンク		ステンレス鋼板製パネルタンク
形状	円筒形		矩形		
母材	SS	SUS	SUS（SS ※1）		SUS
側板の構造	円筒シェル		縦波板	縦波板または横波板	薄板性成形パネル（柱材補強）
側板の溶接形状	突合せ溶接		・突合せ溶接 ・両面すみ肉溶接		・突合せ溶接 ・へり溶接 ・すみ肉溶接
日本建築学会：容器構造設計指針・同解説、2010年 3 月	○	○（強度等除く）			
日本水道鋼管協会：WSP063-2018　鋼製配水池設計指針、平成30年 2 月	○	○（強度等除く）			
日本水道鋼管協会：WSP073-2010　ステンレス鋼製角形配水池設計指針、2011年 3 月			○		
日本ステンレスタンク工業会：波形鋼板（剛性側板）形式　ステンレス鋼板製矩形配水池設計指針、2018年10月				○	
日本ステンレスタンク工業会：ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針、平成24年12月					○

凡例　○：適用指針

※1：鋼板製一体形タンクについては、母材を SS としたものであり、水道施設としての採用例は比較的少ないが、設計にあたっては、ステンレス鋼板製一体形タンクの基準を参考とすることがある。

出典：日本水道協会（2022）『水道施設耐震工法指針・解説　参考資料編「参考資料 3-20 矩形の地上水槽（鋼製）における耐震設計上の課題」』

注）一体形タンクの溶接形状について、一部に実際と異なる記述がある。正確には「5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針」の表 5.1 を参照のこと。

5) スロッシング

タンク内の水の固有周期が長周期的な地震動の振動と合わさったときに、水が大きく揺動する現象。

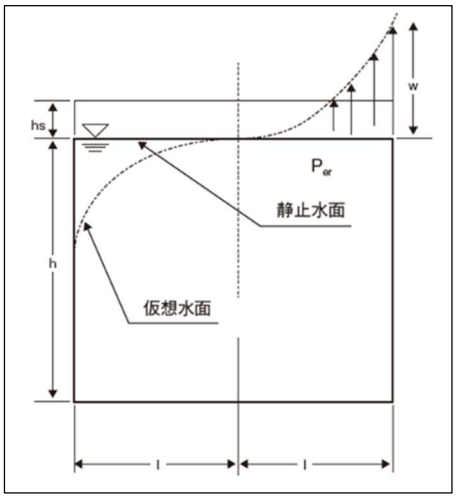


図 1-1　スロッシング波形

（水道施設耐震工法指針・解説 2022 より）

6) バルジング

タンク内の水が短周期的な地震動の揺れにより、タンク側壁と連成振動を起こし、動水圧が発生する現象。

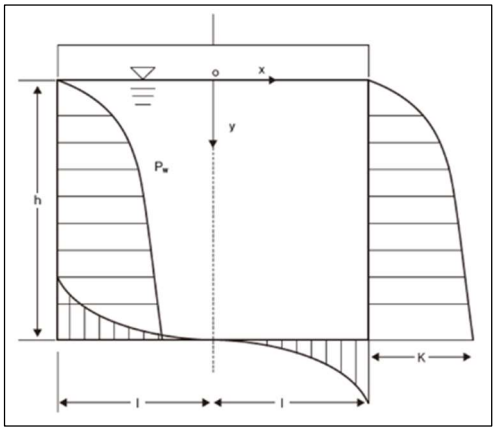


図 1-2　バルジング動水圧

（水道施設耐震工法指針・解説 2022 より）

1.8 矩形地上水槽（鋼製）の耐震に係るこれまでの研究

矩形地上水槽（鋼製）の耐震研究は、これまでに多くの研究がなされている。

1.8.1 初期の研究

1) 1933, Westergaard

ダム壁面を剛体と仮定し地震時の動水圧を算定した。

2) 1949, Werner & Sundquist

円形・矩形剛体壁面への動水圧の速度ポテンシャル理論解を導出した。

3) 1957, Housner

スロッシングの現象に対して簡略な近似式で表現した。また、タンク側壁の動水圧とスロッシングの地震応答解析に関する実用的な方法を示した。

1.8.2 円筒形タンク

1) 1975～, 坂井藤一ら

有限要素法を用いて、シェル-液体の流力弾性振動解析を行い、その側板の弾性挙動をバルジング（bulging）と呼んだ。また、動水圧を慣性圧（剛体圧)、変形圧、波動圧に分けて円筒形タンクにおける変形圧の算出法を示した。

1.8.3 矩形タンク（船舶）

1) 1959～, 鬼頭史城

バルジング現象について接水振動と呼び、矩形タンク接水振動の固有振動問題の解析的な手法を示した。

2) 1997～, 遠山泰美

タンク側壁の接水振動問題を解析し、高精度に解を得る手法および汎用性の高い実用的な解析手法を示した。

3) 1998～, 安澤幸隆

相対するタンク側壁が内側あるいは外側方向に同時に撓むモードを呼吸モードと定義づけた。また、研究チームでタンクの構造・流体連成振動解析が可能なプログラムを開発した。

1.8.4 矩形タンク（建築・土木）

1) 1979～, 箕輪親宏

鬼頭らの研究を長方形水槽の地震時挙動の解析に拡張し、長方形水槽の解析および振動台実験を行い、振動特性および地震応答を求めた。また、矩形ステンレスパネルタンクの振動実験を行った。

2) 1980～, 吉原醇一

バルジングによる動水圧算出の簡易式を示し、またタンク全体での動水圧の最大応答値の予測方法を示した。

3) 2013～，平野廣和

実機の構造形式が異なる様々な種類の矩形タンクを使用して流体と構造の連成解析を FEM で、さらに加振振動実験を行っている。バルジングの影響は、構造物の振動数に依存することを指摘し、さらにバルジングの固有振動数の導出方法を示すとともに、ステンレス鋼板製パネルタンクや FRP 製パネルタンクでは、部材が薄く、卓越する固有振動数がバルジングの影響が大きい振動数の範囲内にあり、影響が大きくなることを確認した。また、スロッシング現象抑制のための浮体式波動抑制装置の開発を行った。

4) 2015～，井上凉介

2011 年東北地方太平洋沖地震および 2016 年熊本地震で被害があった水槽について、スロッシングとバルジングの観点から分析した。

矩形タンクについて、詳細な FEM 解析を実施し、バルジング振動性状を明らかにすると共に、地震動の特性によっては、バルジング応答による地震動圧力が現行指針のレベルを大きく上回ることもあること指摘した。

5) 2019，渡邉尚彦

実タンクに存在する内構材およびタンク側板凸部がバルジング振動に及ぼす影響を明らかにするため実タンクを模擬した模型タンクを用いて加振実験を実施し、FEM 解析やエネルギー法によって解析的に得られたバルジング振動数と比較することで、簡易的な振動数推定法を検討した。

1.9 矩形地上水槽（鋼製）に係る水道施設耐震工法指針・解説の改訂概要と現状課題

水道施設耐震工法指針・解説（以下、水道耐震指針）は水道施設の耐震設計を実施する際の手引きとして多くの水道関係者に活用されており、2009 年の改訂以降に発生した（2011 年）東北地方太平洋沖地震をはじめとする地震災害から得られた知見や教訓を踏まえ、2022 年に水道耐震指針の改訂が行われた。

ここでは、本研究に関連した水道耐震指針の改訂概要を踏まえ、水道耐震指針における矩形地上水槽（鋼製）の現状課題を整理する。

1.9.1 改訂の背景（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編 巻頭言）

改訂の趣旨や基本方針については、次の①～⑥のように記載されている。

①前回改訂以降に発生した地震により得られた教訓を生かす

②今日までに得られた最新の知見・技術を取り込む

③水道技術者が、より分かりやすく、使いやすい指針とする

④性能規定型設計化を徹底する

⑤設計事例集を充実させる

⑥危機耐性について記述する

特に⑥の「危機耐性」については、2011 年東日本大震災等の経験や教訓を踏まえて、耐震設計で考慮する事象を超えた事象、いわゆる想定外の事象や不確実性への対応として危機耐性の概念が議論され、使用性、復旧性、安全性など従来の要求性能で明示的に扱われた枠組みの外に属する要求性能として導入されている。

1.9.2 耐震設計の基本方針

(1) 要求性能の規定（参照：水道耐震指針 Ⅰ本編 P20）

耐震設計において、水道施設は、その用途・機能を果たすために要求される性能を満足する必要がある。水道施設の要求性能は、以下の 4 つの性能とする。

①使用性（耐震性能 1 とほぼ同義）

使用性は、設定した地震作用等に対して、水道施設が継続的に使用できるための性能とする。

②復旧性（耐震性能 2 とほぼ同義）

復旧性は、地震の影響等により低下した水道施設の性能を早期に復旧できる性能とする。

③安全性（耐震性能 3 とほぼ同義）

安全性は、設定した地震作用等に対して、水道施設機能に重大な影響を及ぼすような損傷が発生しない性能。さらに、使用者や周辺の人の生命や財産を脅かさないための性能とする。

④危機耐性（新規追加）

危機耐性は、安全性で定義した事象を超えて安全性が損なわれた場合に、水道施設が危機的な状況に至る可能性を小さくする性能とする。

①使用性、②復旧、③安全性については、2009 年改訂版における耐震性能 1、耐震性能 2、耐震性能 3 に該当するものである。また、外力が地震作用等である場合においては耐震性能と要求性能はほぼ同義である。

(2) 危機耐性（参照：水道耐震指針 Ⅰ本編 P20、P29）

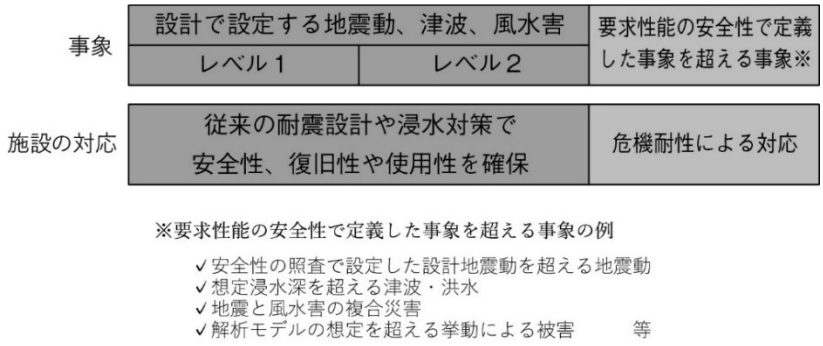
危機耐性は、図 1-3 に示すように性能の安全性で定義された事象を超える事象や不確実性に対応し、水道システム全体が危機的な状況に至る可能性を小さくする性能として要求性能に導入された概念である。

ここで想定されている水道施設の危機的な状況とは、次の通りである。

①水道施設の被害およびそれによる 2 次災害によって人命が脅かされる状況

②運搬給水等も含めて、飲料水の供給が停止する状況

③給水が長期間停止する状況



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.1.1

図 1-3　危機耐性の概念

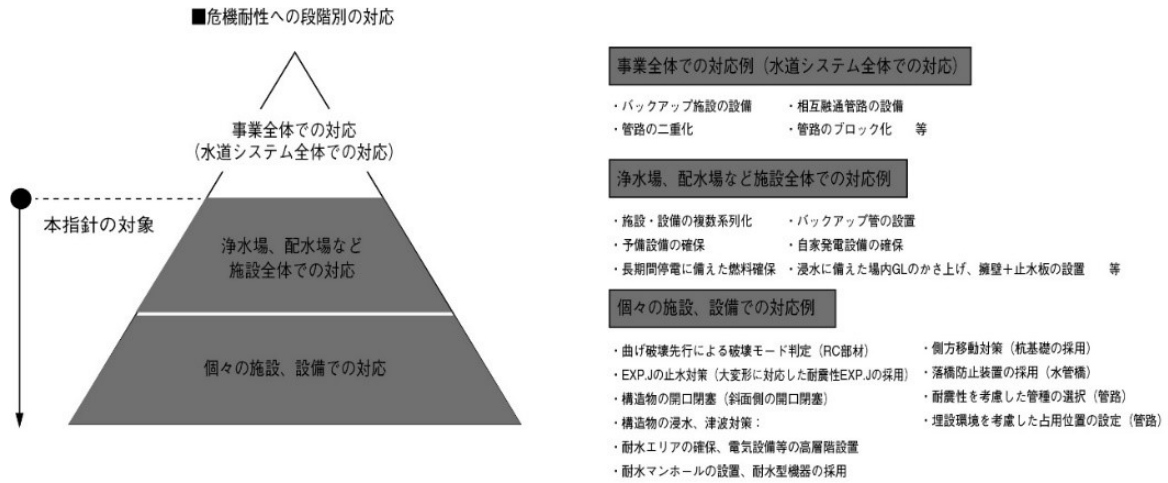
危機耐性という用語は、水道分野では従来用いられていないが、水道施設の技術的基準を定める省令の第一条において、水道施設が備えるべき要件として以下のように定められている。

> 三　給水の確実性を向上させるために、必要に応じて、次に掲げる措置が講じられていること。
> イ　予備の施設または設備が設けられていること。
> ロ　取水施設、貯水施設、導水施設、浄水施設、送水施設および配水施設が分散して配置されていること。
> ハ　水道施設自体または当該施設が属する系統としての多重性を有していること。
> 四　災害その他非常の場合に断水その他の給水への影響ができるだけ少なくなるように配慮されたものであるとともに、速やかに復旧できるように配慮されたものであること。

これらの要件は、万が一に備える措置であり、水道では危機耐性と類似の考え方が従来から採られている。危機耐性を検討するにあたっては、過去の被災事例などを参考に、レベル 2 地震動を超える地震動・津波、大規模な液状化、土砂災害、これらの複合的な災害等を対象とする水道施設の多様な被災シナリオの想定が必要である。さらに、被害が個々の施設に与える影響、水道システム全体に与える影響および社会的影響を考慮するとともに、事業規模や地域特性などにも配慮することが重要である。

危機耐性への対応については、水道システム全体で対応できるものから、施設全体または個々の施設、設備で対応するものなど多岐にわたるため、水道耐震指針において扱う危機耐性による対応は、図 1-4 のとおり個別施設の耐震設計における危機耐性として考慮すべき対応までを対象としている。

また、重要施設においてはこれら危機耐性の検討が必須であるが、被災シナリオに対する対策の実施については、投資費用などを考慮して総合的に判断し、可能な範囲で行うことを基本としている。



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.1.3

図 1-4　危機耐性の段階別対応と対応（例）

(3) 重要度区分と限界状態（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編 P23）

水道施設の重要度はランク A1，ランク A2 およびランク B の 3 つに区分され、ランク A1 は重要度が高く、代替施設がない水道施設が主に該当する。

水道施設が保持すべき要求性能を水道施設の状態に置き換えた限界状態は、限界状態 1（使用性）、限界状態 2（復旧性）、限界状態 3（安全性）の 3 段階に区分されている。

水道施設の要求性能の照査にあたり、重要度と設計地震動レベルに応じた水道施設に求める要求性能とその限界状態の関係は表 1-4 に示す通りである。

ランク A1 の水道施設の場合、使用性の確保においてはレベル 1 地震動に対して限界状態 1 で照査を行い、復旧性の確保においてはレベル 2 地震動に対して限界状態 2 で照査を行う。この場合、レベル 2 地震動に対する復旧性の保持により、安全性も確保される。

表 1-4　要求性能の照査に用いる設計地震動と限界状態

重要度の区分	要求性能	設計地震動		限界状態		
		レベル１地震動	レベル２地震動	限界状態１	限界状態２	限界状態３
ランク A1 の水道施設	使 用 性	○	－	○	－	－
	復 旧 性	－	○	－	○	－
	安 全 性	－	○	－	－	○
	危機耐性	危機耐性については「3.1.8　危機耐性」により考慮する				
ランク A2 の水道施設	使 用 性	○	－	○	－	－
	復 旧 性	－	－	－	－	－
	安 全 性	－	○	－	－	○
	危機耐性	危機耐性については「3.1.8　危機耐性」により考慮する				
ランク B の水道施設	使 用 性	－	－	－	－	－
	復 旧 性	○	－	－	○	－
	安 全 性	○	－	－	－	○
	危機耐性	危機耐性については「3.1.8　危機耐性」により考慮する				

・ランク A1の施設では、レベル２地震動に対する復旧性の保持により、安全性が確保される。
・ランク A2の施設では、復旧性に対する要求性能の確保を求めない。
・ランク Bの施設では、使用性に対する要求性能の確保を求めない。
・ランク Bの施設では、レベル１地震動に対して復旧性に対する要求性能の確保を基本とする。復旧性の保持により、安全性が確保される。
・ランク Bの施設のうち、構造的な損傷はあるが断面補修等によって機能回復が図れる施設は、レベル１地震動に対して安全性に対する要求性能のみを確保する。

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　表 3.1.3

1.9.3 設計地震動（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編 P42）

水道施設の耐震設計では、以下の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮している。

1）レベル 1 地震動

当該施設の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、当該施設の供用期間中に発生する可能性の高いもの

2）レベル 2 地震動

当該施設の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの

レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動は、原則として、建設地点周辺の地震活動度、震源特性、震源から建設地点までの地震動の伝播・増幅特性等を考慮し、地表面または工学的基盤面で設定する。

レベル 1 地震動については、2009 年改訂版に示す設計震度を用いるものとしており（従来の方法と経済性照査から選択可能）、レベル 2 地震動については、表 1-5 に示す 4 つ方法のうち、方法 1～方法 3 による地震動の設定を原則としている。

なお、レベル 2 地震動は、地震動の強さ、周期特性が異なる想定地震動の中から、複数の地震

動を設定してよいとされているが、特に動的解析に用いる入力地震波については、周期特性の異なる複数の地震動の時刻歴波形を用いなければならない。

また、2022 年改訂版の水道耐震指針においては、新たに以下の事項が追加されている。

・方法 2 の下限地震動

想定地震動は、Mw6.5～Mw6.8 程度の直下地震を下限とする。

・方法 4 の適用範囲

周辺地盤の安定性が確保されており小規模で比較的単純な構造の施設において静的線形解析を適用する場合に、方法 4 を用いてもよい。既設構造物の耐震診断や耐震補強設計においては、構造物の形状が比較的に単純で地盤変状の影響を受けない場合に方法 4 を用いてもよい。

表 1-5　レベル 2 地震動の設定方法

設定方法		動的解析に用いる設計地震動	静的線形解析に用いる設計地震動（震度法等）
方法 1	震源断層を想定した地震動評価を行い、当該地点での地震動を使用する	地震動評価結果の地表面、工学的基盤面の時刻歴加速度波形、あるいは応答スペクトルを用いる	※
方法 2	地域防災計画等の想定地震動を使用する	想定地震動の地表面、工学的基盤面の時刻歴加速度波形を用いる	※
方法 3	当該地点と同様な地盤条件（地盤種別）の地表面における強震記録の中で、震度 6 強～震度 7 の記録を用いる	強震記録の時刻歴加速度波形を用いる	※
方法 4	兵庫県南部地震の観測記録を基に設定された設計震度、設計応答スペクトル		静的線形解析の適用条件に該当する場合は、「**2009 年版指針総論解説編Ⅲ**」の設計応答スペクトル等を用いて設定する

※方法１、方法２、方法３においては、原則として静的線形解析を適用しない。ただし、方法４と同程度以上かつ地震動の応答特性から静的線形解析の適用が可能と判断された場合には、静的線形解析を用いてもよい。

※動的解析に用いる入力地震動は周期特性の異なる複数の地震動の時刻歴波形を用いなければならない。

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　表 3.3.2

1.9.4 構造物の応答値の算定（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編 P48）

耐震計算法には、地震による加速度を静的な慣性力として構造物に作用させて応答を計算する静的解析法と、時刻歴波形を直接入力して構造物の動的応答を計算する動的解析法がある。

2009 年の改訂では、設計に動的解析法が幅広く使われるまでには、技術の蓄積を要すると考えられため、比較的単純な構造物では静的解析による設計ができるものとされている。

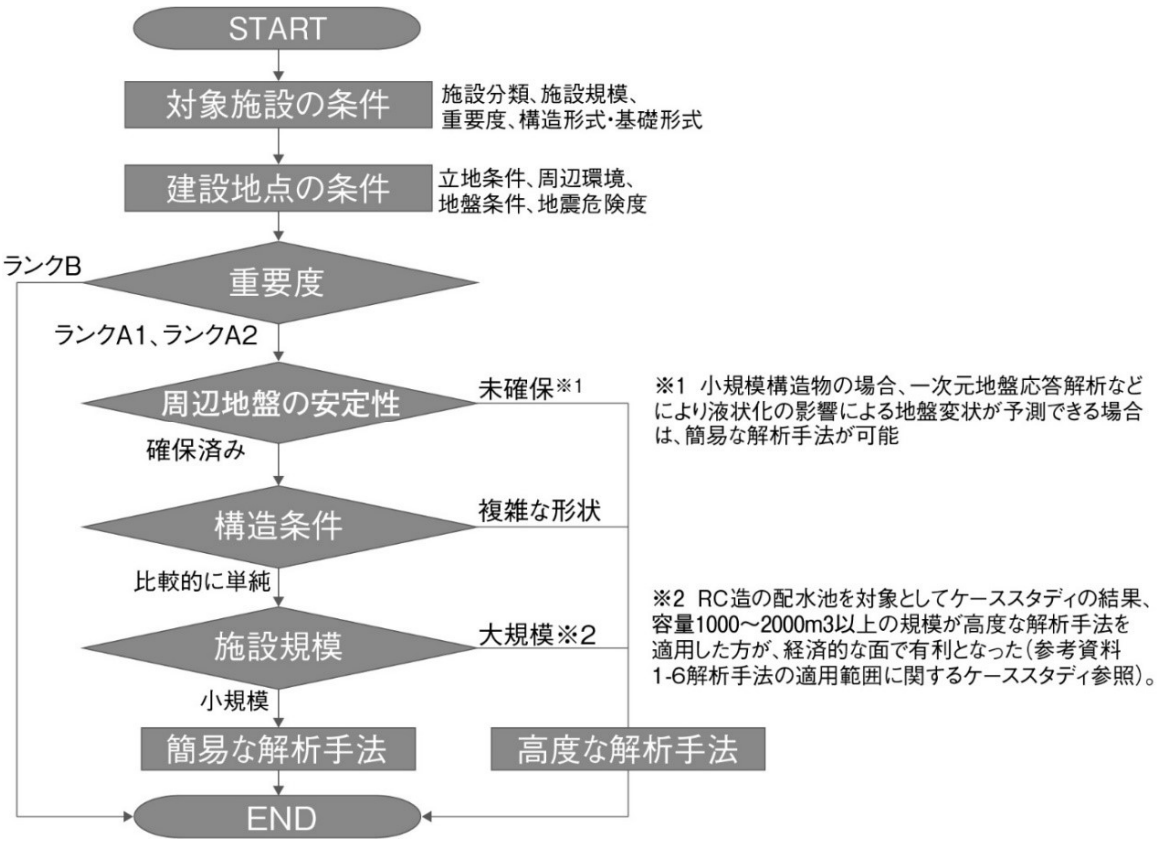
しかし、近年の強震記録を設計地震動として静的線形解析に適用した場合、従来の設計に比べて過大な設計断面になり、経済的に不利となる場合がある。さらに、静的線形解析は地震時の構造物の挙動の再現性が低いため、必ずしも安全側の耐震設計とならない場合もある。

そのため、2022 年改訂の水道耐震指針では、地震時挙動を再現できる合理的な耐震設計が求められることから、耐震計算法に動的解析法を用いることを基本としている。

ただし、動的解析は高度な技術を要すること、解析に要する時間やコスト面で従来の静的解析に比べて不利となること、中小規模水道事業体では耐震設計に知見を持つ技術者が少なく高度な解析への対応が困難な状況であることなどの実務状況を踏まえ、図 1-5、図 1-6 の選定フローを満たす施設については静的線形解析を用いることができる。

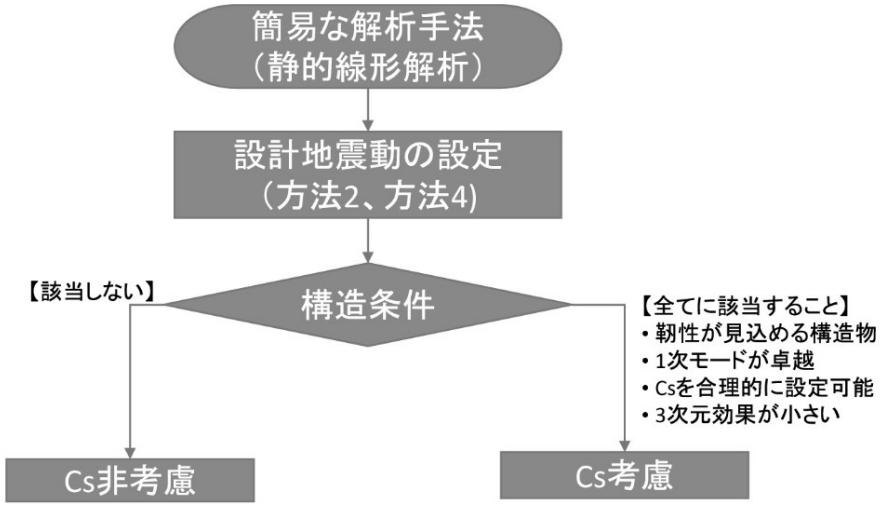
高度な解析手法については、図 1-7 のとおり、構造物の形状や地盤と構造物の動的相互作用の影響、地盤変状の影響などの構造条件によって、静的非線形解析、動的非線形解析（構造物独立モデル）および動的非線形解析（地盤構造物連成モデル）から選定できる。

また、既設構造物について、レベル 2 地震動における耐震診断、耐震補強設計における耐震設計法の選定フローは図 1-8 に示すとおりである。



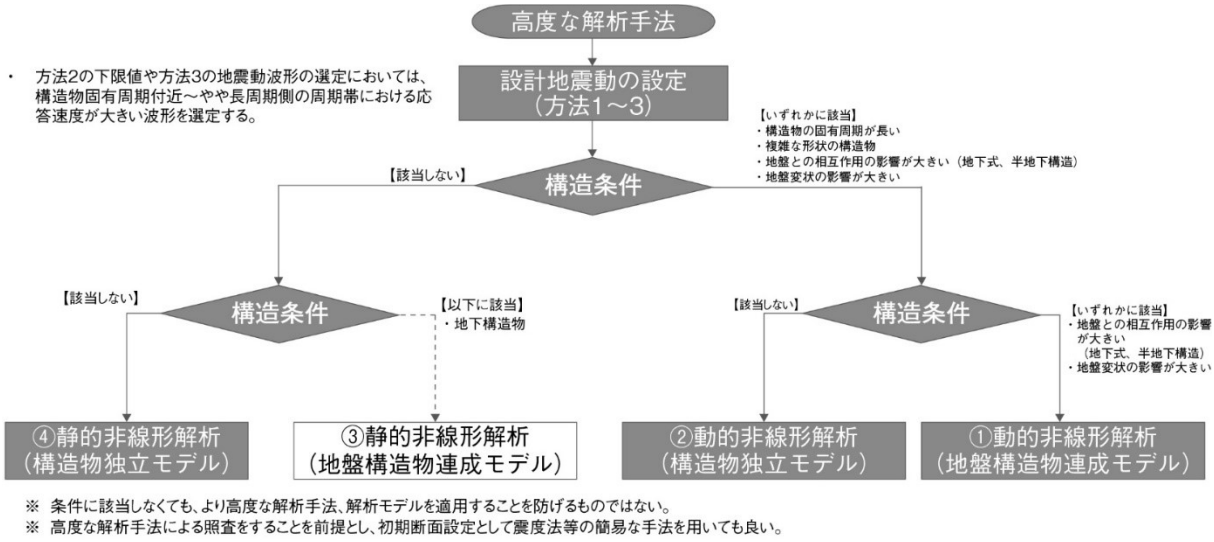
出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.4.1

図 1-5　新設設計におけるレベル２地震動の耐震計算法の選定フロー（１）



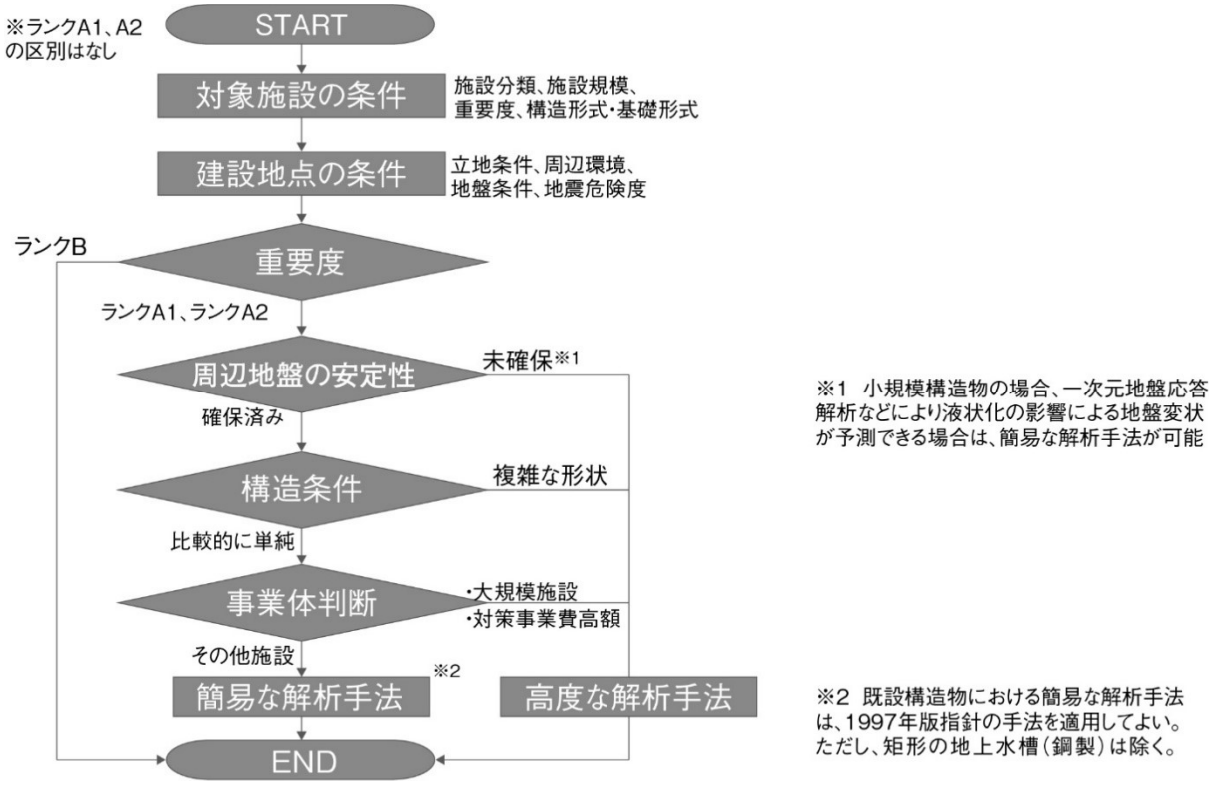
出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.4.2

図 1-6　新設設計におけるレベル２地震動の耐震計算法の選定フロー（２）



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.4.3

図 1-7　新設設計におけるレベル２地震動の耐震計算法の選定フロー（３）



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 3.4.4

図 1-8　既設構造物の耐震設計におけるレベル２地震動の耐震計算法の選定フロー

なお、図 1-5～図 1-8 で示した耐震設計の耐震フローは、主として鉄筋コンクリート製地上構造物を対象としたものである。そのため、本研究の対象とした鋼製の地上水槽を含むその他の水道施設については、地震作用の影響や実務設計の実情に応じて、安全性を担保し得るように耐震設計法を選択してよいとされている。

1.9.5 池状構造物に係る改訂点

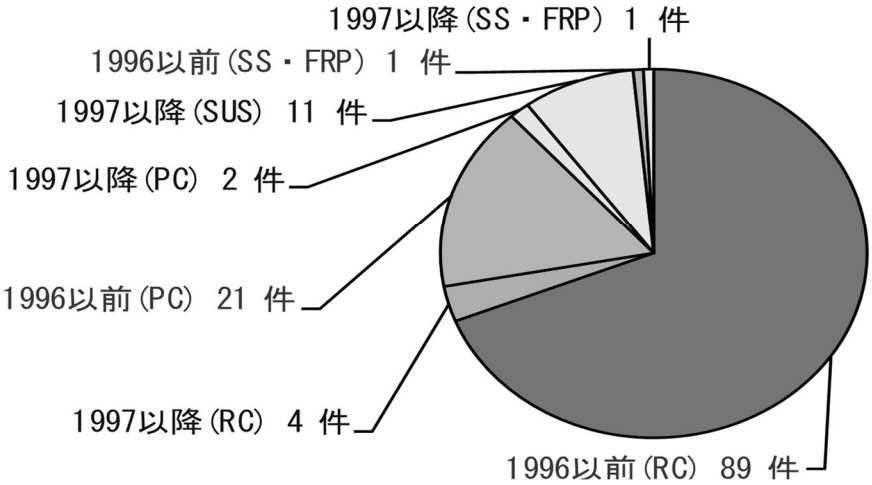
(1) 池状構造物などの被害状況（参照：水道耐震指針　Ⅱ参考資料編　P208、218、223、224）

水道耐震指針において、地震による被害情報を収集し総合的な被害分析を行うこと、現時点の最新かつ正確な被害情報を収集することなど目的とした調査分析の結果が整理されている。

調査では、東北地方太平洋沖地震、新潟県中越地震・中越沖地震、能登半島地震、熊本地震、北海道胆振東部地震などの大規模な地震を対象として、震度 6 弱以上が発生した約 160 の水道事業体に対して、被害に関するアンケートが実施された。

池状構造物の構造物・年代別の被害状況を図 1-9 に示す。池状構造物の躯体被害については、PC（プレストコンクリート）、RC（鉄筋コンクリート）、SUS（ステンレス造）、SS（鋼構造）、FRP（繊維強化プラスチック造）において被害が確認された。

水道施設に多く使用されている RC や PC については、被害が確認されている施設の多くは、1996 年以前の構造であり、1997 年以降の構造についてはクラック程度の被害である。SUS については被害のあった構造の全てが 1997 年以降のものである。



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅱ参考資料編　図-参 3.2.11

図 1-9　構造物・年代別躯体被害〔合計：129 件〕

また、表 1-6 に示すとおり、SUS（ステンレス造）、SS（鋼構造）、FRP（繊維強化プラスチック造）では、SUS の被害件数が多く、そのすべてが 1997 年以降の施設である。SUS の被害は、パネルの破損や継目からの漏水など、貯水機能に直接影響するものが多く、地盤変状の影響よりも地震動による影響が大きいことが示唆されている。

以上より、ステンレスタンクについては、水道施設への影響が大きい地盤変状による影響を除いても、現行の耐震基準類が網羅できていない事象があるため、地震動の影響として地震時動水圧や液面揺動（スロッシング）現象に対する安全性を分析する必要があると考えられている。

表 1-6　躯体（SUS・SS・FRP）被害の詳細

建設年度　■：1997年以降

地震名	都道府県	施設区分Ⅱ	容量（㎥）	建設年度（西暦）	構造材質	基礎の形式	地盤変状	被害箇所 1	被害状況
東北地方太平洋沖地震（2011）	栃木県	配水池	250	2003	SUS（パネルタンク）	直接基礎	有	躯体	【クラック・破損】SUS配水池の破損（パネル上部破損）
東北地方太平洋沖地震（2011）	福島県	配水池	75	2004	SUS（ステンレス鋼）	直接基礎	有	躯体	【目地漏水】SUS 造パネルタンク 2 槽式継ぎ目破損および漏水
東北地方太平洋沖地震（2011）	岩手県	配水池	90	2010	SUS（パネルタンク）	不明		躯体	【クラック・破損】パネルタンク破損
東北地方太平洋沖地震（2011）	宮城県	配水池	1500㎥	2002	SUS（パネルタンク）	杭基礎		躯体	【クラック・破損】壁面溶接部クラック
東北地方太平洋沖地震（2011）	福島県	配水池	109	2010	SUS（パネルタンク）			躯体	【躯体漏水】パネルタンクに亀裂・漏水
熊本地震（2016）	熊本県	配水池	800	2011	SUS（パネルタンク）	杭基礎		躯体	【クラック・破損】ステンレスタンク破損
熊本地震（2016）	熊本県	配水池	1400	1997	SUS（パネルタンク）			躯体	【クラック・破損】ステンレスタンク破損
熊本地震（2016）	熊本県	配水池	1000㎥	2012	SUS（パネルタンク）	杭基礎		躯体	【クラック・破損】軽微なパネルタンク破損
熊本地震（2016）	熊本県	配水池		2005	SUS（パネルタンク）	直接基礎		躯体	【クラック・破損】パネルタンク破損
東北地方太平洋沖地震（2011）	福島県	配水ポンプ井	160（㎥）	2008	SUS（パネルタンク）	直接基礎		躯体	【目地漏水】パネルタンク溶接部の漏水・破損
熊本地震（2016）	熊本県	送水ポンプ槽	120㎥	2005	SUS（パネルタンク）	直接基礎		躯体	【クラック・破損】パネルタンク破損
東北地方太平洋沖地震（2011）	福島県	配水ポンプ井	160（㎥）	1989	FRP（パネルタンク）	直接基礎		躯体	【目地漏水】パネルタンク接合部からの漏水

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅱ参考資料編　表-参 3.2.11

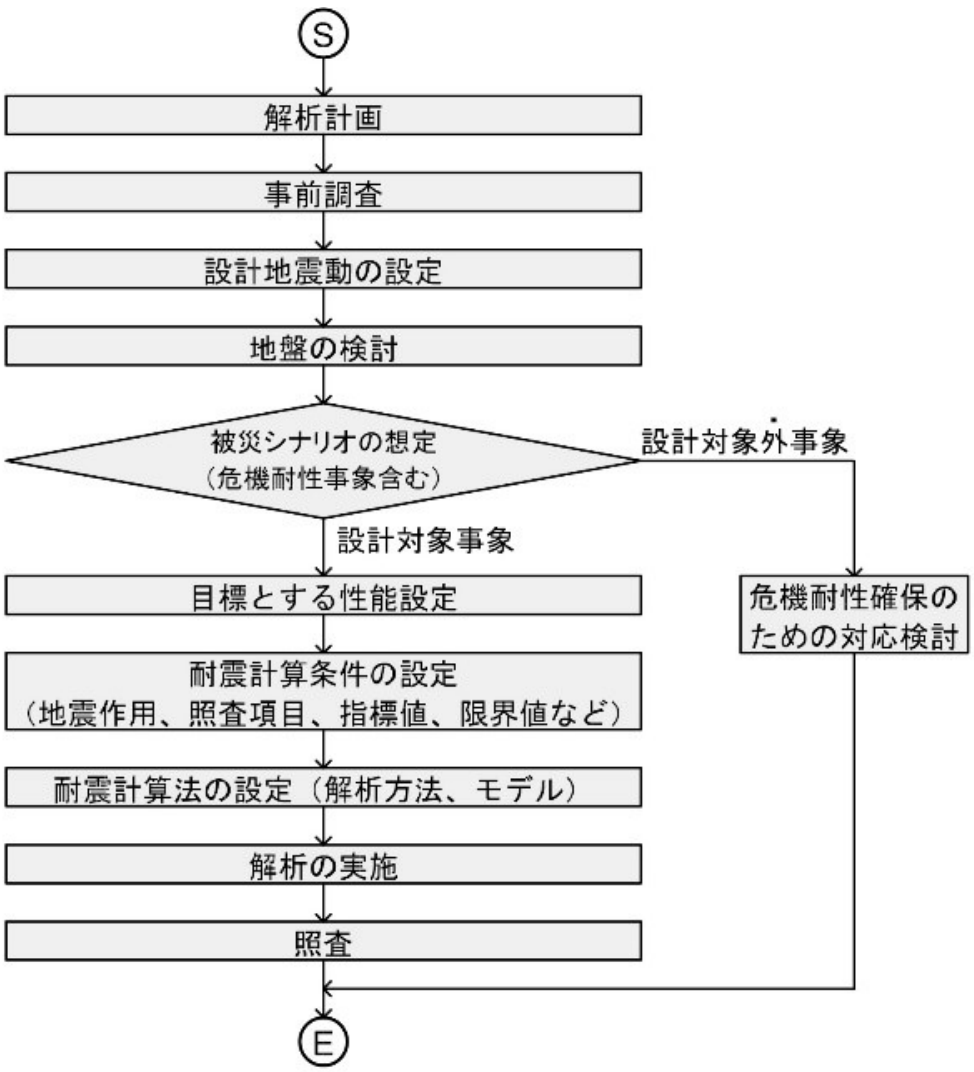
(2) 池状構造物の耐震計算と性能照査（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編　P108、109）

池状構造物の耐震計算にあたっては、解析計算において、評価すべき地震の影響や照査すべき事象などの解析の目的を明確にし、構造物の特徴や機能、種類、設置状況などについて事前調査を十分に実施するのがよいとされている。

また、調査では地盤の検討を行い、液状化の可能性や地盤変状による影響の有無を判定した後に、地震による被災シナリオを明確にすることが求められる。被災シナリオについては、危機耐性を十分に検討し、設計対象事象と設計対象外事象を区分する。

被災シナリオのうち、設計対象外事象については危機耐性確保のための対応を検討するものとし、設計対象事象については設計者が地震時に目標とする性能を明確に定め、その照査に必要な耐震計算（地震作用、照査項目、照査指標値および限界値など）を設定した上で、最も信頼性のある応答値が得られる耐震計算法（解析方法、モデル）を選択するものとしている。

池状構造物の耐震設計と性能照査の流れについては図 1-10 に示すとおりである。



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 4.5.1

図 1-10　池状構造物の耐震計算と性能照査の流れ（新設構造物、既設構造物）

(3) 地上水槽（鋼製）の耐震計算と性能照査（参照：水道耐震指針　Ⅰ本編　P154、P156、P158、P161）

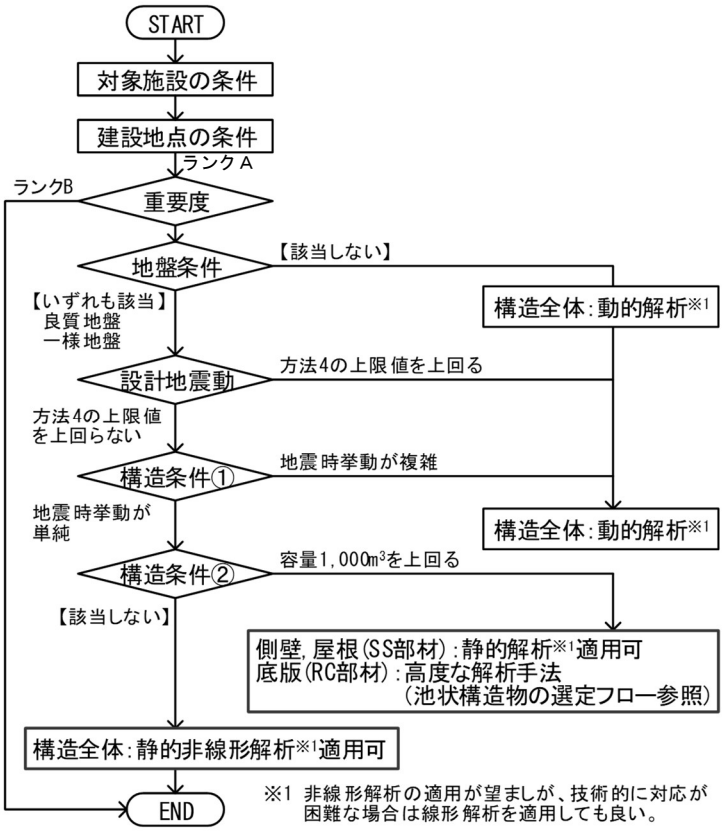
地上水槽（鋼製）の耐震計算における解析法の選定は、図 1-11 に示す耐震計算法の選定フロー等を参考にして、動的解析の適用を基本としている。

地上水槽（鋼製）の耐震計算では、構造条件（構造物の種類や重要性、基礎の形式等）とその周辺地盤条件を基に、その構造的特徴と構造形式を忠実に反映した解析モデルを用いて、地震が構造物に与える影響を考慮する必要がある。

特に、形状が矩形の地上水槽（鋼製）について、地震時動水圧の算定にあたっては、バルジングによる側板への水平方向の圧力（動水圧）の影響を適切に考慮することが重要であると報告されており、有限要素法（FEM）に基づく地震時バルジング挙動の評価に関する動的解析の研究が進められている。

一方、静的解析においてバルジングによる側板への影響を適切に評価できる耐震計算法は確立されておらず、研究段階にあることから、水道耐震指針における地上水槽（鋼製）の静的解析については、形状が矩形のものは対象外としている。

矩形地上水槽（鋼製）は池状構造物や地上水槽（PC 製）と比較して側壁の厚さが薄く柔な構造物であることから、バルジングの影響が生じやすい構造物である。そのため、矩形の地上水槽（鋼製）は、これまでの地震被害事例なども踏まえ、内容水を流体要素などで適切にモデル化した動的解析の適用により、側壁と内容水の連成振動を評価することを基本としている。しかしながら、一般に使用される矩形地上水槽（鋼製）を対象としたバルジング挙動に関しては、現状では十分に研究されておらず、個別設計において詳細に検討する必要がある。



出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　図 4.7.1

図 1-11　新設設計におけるレベル２地震動の耐震計算法の選定フロー

矩形地上水槽（鋼製）の性能照査は、部材の限界状態に応じた照査指標を定め、その限界値を算定し、応答値が限界値を超えないことを確認する。鋼製構造物における限界状態は表 1-7 に示すとおりである。

また、各限界状態に対する要求される性能を以下に示す。

限界状態１：鋼材の降伏点付近までの荷重―変位関係領域であり、水密性には影響を及ぼさない性能である。

限界状態２：最大耐荷力点までの荷重―変位関係領域であり、軽微な変形は生じうるが、溶接部に亀裂が生じることにより漏水が発生することは考えづらい、構造物が短期間で修復できる性能である。

限界状態３：最大耐荷力点の変位を超え、最大耐荷力点の 95%程度に低下する変位領域（以下、終局変位）である。構造物の耐荷力がやや低下するが、修復（比較的速やかな）が可能な性能である。終局変位を超過すると、座屈が進展し、さらに亀裂発生へと進展する不安定が構造物となり、修復が不可能となる。ただし、構造系全体での崩壊に至らない場合には、限界状態 3 を満足するものとみなしてもよい。

表 1-7　地上水槽（鋼製）の限界状態

限界状態のランク	限界状態1（使用性）	限界状態2（復旧性）	限界状態3（安全性）
水道施設の要求性能	使用性は、設定した地震作用等に対して、水道施設が継続的に使用できるための性能。	復旧性は、地震の影響等により低下した水道施設の性能を早期に復旧できる性能。	安全性は、設定した地震作用等に対して、水道施設機能に重大な影響を及ぼすような損傷が発生しない性能。さらに、利用者や周辺の人の生命や財産を脅かさないための性能。
施設機能面から要求される限界状態	貯留機能、外部からの汚染防止機能が維持できる状態。地震後も継続使用できる状態。	貯留機能、外部からの汚染防止機能の一部がわずかに低下する場合があるが、一部の部材の応急復旧により使用性を修復できる状態。	貯留機能、外部からの汚染防止機能が低下する場合がある が、安全性は確保できる状態。一部の部材の応急復旧ならび に本格復旧により使用性を修 復できる状態。

※：設計者の判断により、復旧工事の施工性などを踏まえ、上位（安全側）の限界状態を目標としてよい。

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅰ本編　表 4.7.2

(4) 矩形の地上水槽（鋼製）における耐震計算の課題（参照：水道耐震指針 Ⅱ参考資料編 P354、355）

現在、水道施設における地上水槽（鋼製）の基準は表 1-8 のとおり定められており、これらのうち矩形タンクについては、いずれもステンレス製のタンクを対象とした基準を参考にしている。なお、表 1-8 は水道耐震指針に記載されている基準であり、特に一体形タンクの溶接形状については実際と異なる記述があることに留意が必要である。（詳細は「5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針」を参照のこと。）

矩形の地上水槽（鋼製）におけるバルジング挙動は、流体要素を扱える動的解析を用いた高度

な耐震計算法の適用による合理的な耐震計算法の確立が期待されているが、現段階では、バルジングの影響を考慮した静的解析による実用的耐震設計手法は整備されていない。

近年の研究事例では、バルジングの影響は構造物の振動数に依存することが指摘されており、鋼板製一体形タンクでは部材が他の形式に比べて厚く、卓越する固有振動数がバルジングの影響が大きい振動数の範囲にないが、ステンレス鋼板製パネルタンクや FRP 製パネルタンクでは、部材が薄く、卓越する固有振動数がバルジングの影響が大きい振動数の範囲内にあり、影響が大きくなることが確認されている。

以上より、今後、これらの地上水槽の構造条件に由来する振動特性や、地盤の振動特性および設計地震動の振動特性などとバルジングの卓越周期との関係に着目し、これらの条件によっては、技術的根拠に基づいたバルジング挙動の合理的な考慮方法を適用することも実務的には重要と考えられる。

表 1-8　地上水槽（鋼製）の形態別の適用基準

種類	鋼製水槽	ステンレス鋼製水槽	ステンレス鋼板製一体形タンク		ステンレス鋼板製パネルタンク
形状	円筒形		矩形		
母材	SS	SUS	SUS（SS※1）		SUS
側板の構造	円筒シェル		縦波板	縦波板または横波板	薄板性成形パネル（柱材補強）
側板の溶接形状	突合せ溶接		・突合せ溶接 ・両面すみ肉溶接		・突合せ溶接 ・へり溶接 ・すみ肉溶接
日本建築学会：容器構造設計指針・同解説、2010年3月	○	○（強度等除く）			
日本水道鋼管協会：WSP063-2018 鋼製配水池設計指針、平成30年2月	○	○（強度等除く）			
日本水道鋼管協会：WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針、2011年3月			○		
日本ステンレスタンク工業会：波形鋼板（剛性側板）形式 ステンレス鋼板製矩形配水池設計指針、2018年10月				○	
日本ステンレスタンク工業会：ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針、平成 24年12月					○

凡例　○：適用指針

※1：鋼板製一体形タンクについては、母材をSSとしたものであり、水道施設としての採用例は比較的少ないが、設計にあたっては、ステンレス鋼板製一体形タンクの基準を参考とすることがある。

出典：公益社団法人日本水道協会『水道施設耐震工法指針 2022 年版』Ⅱ参考資料編　表-参 3.20.1

注）一体形タンクの溶接形状について、一部に実際と異なる記述がある。正確には「5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針」の表 5.1 を参照のこと。

2. 被害事例

2.1 兵庫県南部地震（1995 年）

(1) 地震概況

1995 年 1 月 17 日 5 時 46 分頃に淡路島北部、深さ 16km を震源とする M7.3 の地震が発生し、神戸、西宮、芦屋、宝塚などで震度 7 を観測したほか、豊中、池田などで震度 6、豊岡、彦根、京都で震度 5、大阪、姫路、和歌山などで震度 4 を観測した。

(2) 被害状況

矩形ステンレスタンクの被害事例の報告は少なく、ほとんどが給水槽として使用されている FRP 製タンクの被害の報告であった。

「阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3」によると、阪神淡路大震災で被害のあった FRP 製水槽は、推定で漏水が 521 台、一部破損（機能維持）が 298 台、一部破損（機能不可）が 672 台、全壊が 58 台となっている。（推定納入台数 97,850 台）

FRP 製タンクの被害の特徴として、天井面・マンホールの蓋の損傷が発生頻度として高いとされている。

出典：阪神・淡路大震災調査報告編集委員会『阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3』

2.2 能登半島地震（2007 年）

(1) 地震概況

2007 年 3 月 25 日 9 時 42 分頃に、能登半島沖の深さ 11km を震源とする M6.9 の地震が発生し、石川県の七尾市、輪島市、穴水町で震度 6 強を、志賀町、中能登町、能登町で震度 6 弱を観測した。

(2) 被害状況

「能登半島地震水道施設被害等調査報告書」（厚生労働省 平成 19 年 8 月）に記載されている矩形ステンレスタンクの被害状況を以下に記す。水道施設では、輪島市内で 2 基のパネル型の矩形ステンレスタンクに被害が発生した。被害状況については下表のとおりである。

表 2-1 矩形ステンレスタンクの被害状況（能登半島地震）

	剣地配水池	長沢配水池
所在地	石川県輪島市	石川県輪島市
施設区分	水道施設	水道施設
容量	210m^3	250m^3
設置年度	2001 年度	2005 年度
型式	パネル型	パネル型
震度	震度 6 弱～6 強	震度 6 弱～6 強
主な被害	上部パネル溶接部の破損	最下段パネル母材の破断

図 2-1　ステンレス鋼板製パネルタンクの被害事例（石川県輪島市剱地配水池）

図 2-2　ステンレス鋼板製パネルタンクの被害事例（石川県輪島市長沢配水池）

出典：厚生労働省『能登半島地震水道施設被害等調査報告書(平成 19 年 8 月)』

2.3 東北地方太平洋沖地震（2011 年）

(1) 地震概況

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃に三陸沖から茨城県沖にかけての太平洋沿岸で M9.0 の地震が発生し、宮城県栗原市で最大震度 7、宮城県、福島県、茨城県、栃木県の 4 県 37 市町村で震度 6 強を観測したほか、北海道から九州地方にかけて震度 6 弱～震度 1 を観測した。

(2) 被害状況

「東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書」（厚生労働省　平成 25 年 3 月）に記載されている矩形ステンレスタンクの被害状況を以下に記す。

水道施設では、矩形ステンレスタンク 6 基に被害が発生した。被害状況については下表のとおりである。なお、パネル型構造物に関しては、報告書で整理されている災害査定資料以外にメーカーにより自主的に修理されたものがあり、それらは 13 基の被害が確認されている。被害は、岩手県、宮城県、福島県、栃木県、埼玉県の 5 県に渡っており、これらの県において把握できた設置数は 260 基で、被害率は 5%となる。パネル型の矩形ステンレスタンクにおける被害は、コーナー部、パネルの接合部に多く見うけられている。

建築施設では、「東日本大震災合同調査報告　建築編 8」（東日本大震災合同調査報告書編集委員会）によると、地盤の隆起や液状化等を要因とする受水槽の傾斜や、パネル型水槽の崩壊もあり、スロッシング現象による天板と側板の破損が多く、パネル継目部からの漏水や配管接続が不適切のため破損したと考えられるケースもあったと報告されており、「東日本大震災で破壊された設備（前編）～水槽の被害～」（設備と管理　2012 年 10 月）の調査結果では、鋼板製一体型水槽は地震による被害はなく、パネル型水槽は、パネルの継ぎ目溶接部の破損、内部補強材の強度不足もしくはスロッシングによるパネルの変形が見られたとのことである。

表 2-2　ステンレス製タンクの被害状況（東北地方太平洋沖地震）その 1

	野田配水池	姉歯配水池	新地下増圧ポンプ場
所在地	岩手県釜石市	宮城県栗原市	福島県郡山市
施設区分	水道施設	水道施設	水道施設
容量	記載なし	記載なし	記載なし
設置年度	記載なし	記載なし	記載なし
型式	パネル型	一体型（縦波型）※記載なし	パネル型
震度	6 弱	7	6 弱
主な被害	目地、ジョイント部に破損	構造破損	構造破損

表 2-3　ステンレス製タンクの被害状況（東北地方太平洋沖地震）その 2

	絵馬平配水槽	明新配水池	竹内増圧ポンプ場
所在地	福島県福島市	福島県矢吹町	記載なし
施設区分	水道施設	水道施設	水道施設
容量	記載なし	記載なし	記載なし
設置年度	記載なし	記載なし	記載なし
型式	パネル型	パネル型	パネル型
震度	6 弱	6 弱	6 強
主な被害	構造破損	構造破損	構造破損

図 2-3　ステンレス鋼板製パネルタンクの被害事例（福島県郡山市新池下ポンプ場）

図 2-4　ステンレス鋼板製一体型タンクの被害事例（姉歯配水池）

出典：厚生労働省『東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書（平成 25 年 3 月）』

出典：東日本大震災合同調査報告 建築編 8、東日本大震災合同調査報告書編集委員会

出典：水上邦夫：東日本大震災で破壊された設備（前編）～水槽の被害～、設備と管理 2012 年 10 月

2.4 熊本地震（2016 年）

(1) 地震概況

2016 年 4 月 14 日 21 時 26 分に、熊本県熊本地方の深さ 11km で M6.5 の地震（最大震度 7）が発生した。

2 日後の 4 月 16 日 01 時 25 分に、同地方の深さ 12km で M7.3 の地震（最大 7）が発生した。

(2) 被害状況

平成 28 年（2016 年）熊本地震水道施設被害等現地調査団報告書」（厚生労働省）に記載されている矩形ステンレスタンクの被害状況を以下に記す。

水道施設では、熊本市で 2 基、南阿蘇村で 2 基、大津菊陽水道企業団で 4 基、甲佐町で 1 基のパネル型の矩形ステンレスタンクに被害が発生した。被害状況については下表のとおりである。

表 2-4　矩形ステンレスタンクの被害状況（熊本地震）その 1

	舞原配水場配水池	一木配水場配水池	立野地区簡易水道　第 2 配水場　第 2 配水池
所在地	熊本県熊本市	熊本県熊本市	熊本県南阿蘇村
施設区分	水道施設	水道施設	水道施設
容量	800m^3	1,500m^3	180m^3
設置年度	2009 年度	1999 年度	記載なし
型式	パネル型	パネル型	パネル型
震度	6 強	6 強	6 弱
主な被害	漏水発生	漏水発生	亀裂、変形

表 2-5　矩形ステンレスタンクの被害状況（熊本地震）その 2

	立野地区簡易水道　第 3 配水場　第 3 配水池	楽善配水池	つつじ台配水池
所在地	熊本県南阿蘇村	熊本県大津町	熊本県大津町
施設区分	水道施設	水道施設	水道施設
容量	114m^3	記載なし	記載なし
設置年度	記載なし	記載なし	記載なし
型式	パネル型	パネル型	パネル型
震度	6 弱	6 弱	6 弱
主な被害	亀裂、変形	一部破損	破損多数

表 2-6　矩形ステンレスタンクの被害状況（熊本地震）その 3

	大林ポンプ所	吹田配水池	世持配水池
所在地	熊本県大津町	熊本県大津町	熊本県甲佐町
施設区分	水道施設	水道施設	水道施設
容量	記載なし	記載なし	記載なし
設置年度	記載なし	記載なし	記載なし
型式	パネル型	パネル型	パネル型
震度	6 弱	6 弱	6 弱
主な被害	少量漏水	複数破損	槽仕切パネルへこみ

図 2-5　ステンレス鋼板製パネルタンクの被害事例（舞原配水場）

図 2-6　ステンレス鋼板製パネルタンクの被害事例（つつじ台配水池）

出典：厚生労働省『平成 28 年(2016 年)熊本地震水道施設被害等現地調査団報告書』

2.5 令和 6 年能登半島地震（2024 年）

(1) 地震概況

2024 年 1 月 1 日 16 時 10 分頃に、石川県能登地方の深さ約 16km を震源とするマグニチュード 7.6 の地震が発生し、下図に示すように石川県羽咋郡志賀町香能、および同県輪島市門前町走出で最大震度 7 を観測したほか、珠洲市、輪島市、七尾市、能登町、穴水町、志賀町で震度 6 強を観測した。

(2) 被害状況

Aqua-TANK の研究期間中に令和 6 年能登半島地震は発生したため、本研究会にて被害状況を調査した。以下に現地調査した矩形ステンレスタンクの被害状況を示すが、詳細は別紙「能登半島地震によるステンレス製矩形タンク被害調査」を参照。

表 2-7　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 1

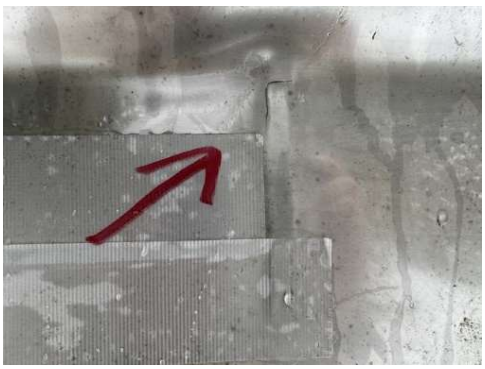
	公立能登総合病院	熊野低区配水池
所在地	石川県七尾市	石川県志賀町
施設区分	建築施設	水道施設
容量	230m^3	280m^3
設置年度	1999 年度	1997 年度
型式	パネル型	一体型（横波板）
震度	6 弱	5 強
主な被害	パネルの剥がれ、パネルの開き	側壁のクラック
被害写真		

表 2-8　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 2

	剱地北部配水池	健寿の森配水池
所在地	石川県輪島市	石川県輪島市
施設区分	水道施設	水道施設
容量	210m^3	54m^3
設置年度	2008 年度	2000 年度
型式	パネル型	パネル型
震度	5 強	5 強
主な被害	固定金具の変形	固定金具の変形
被害写真		

表 2-9　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 3

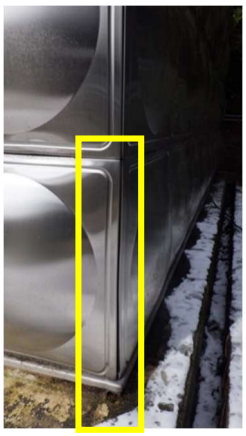
	長沢配水池	第一配水池
所在地	石川県輪島市	石川県輪島市
施設区分	水道施設	水道施設
容量	250m^3	4,000m^3
設置年度	2008 年度	2004 年度
型式	パネル型	一体型（横波板）
震度	5 強	5 強
主な被害	パネルの剥離、パネルの開き	内部補強材による膨れ、仕切り板の変形
被害写真		

表 2-10　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 4

	稲舟送水ポンプ場	下仁行配水池
所在地	石川県輪島市	石川県輪島市
施設区分	水道施設	水道施設
容量	30m^3	126m^3
設置年度	2021 年度	2006 年度
型式	パネル型	パネル型
震度	5 強	5 強
主な被害	土砂崩れによる巻き込まれ	内部補強材による膨れ、仕切り板の変形
被害写真		

表 2-11　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 5

	町野配水池	日本航空大学校青雲寮①
所在地	石川県輪島市	石川県輪島市
施設区分	水道施設	建築施設
容量	1,230m^3	未確認
設置年度	2005 年度	2002 年度
型式	一体型（横波板）	パネル
震度	6 弱	6 弱
主な被害	パネルの開き	パネルの開き
被害写真		

表 2-12　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 6

	日本航空大学校青雲寮②	武連配水池
所在地	石川県輪島市	石川県能登町
施設区分	建築施設	水道施設
容量	3.5m^3	120m^3
設置年度	2018 年度	2006 年度
型式	パネル型	パネル型
震度	6 弱	6 弱
主な被害	固定金具の変形	パネルの変形
被害写真		

表 2-13　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 7

	瑞穂第 1 配水池	羽生接合井
所在地	石川県能都町	石川県能都町
施設区分	水道施設	建築施設
容量	120m^3	90m^3
設置年度	2003 年度	2008 年度
型式	パネル	パネル型
震度	6 弱	6 弱
主な被害	パネルの開き	パネルの開き（調査時修復済み）
被害写真		（大阪市ご提供）

表 2-14　矩形ステンレスタンクの被害状況（令和 6 年能登半島地震）その 8

	植物公園配水池
所在地	石川県能登町
施設区分	水道施設
容量	65m^3
設置年度	2007 年度
型式	パネル型
震度	6 弱
主な被害	パネルの開口
被害写真	

3. ステンレス鋼板製パネルタンク

本章は、本プロジェクトで「ステンレス鋼板製パネルタンク」を対象とする解析・検証を実施していただいた日本ステンレスタンク工業会が執筆したものである。

（水道技術研究センター）

本章で示す解析・検証の結果は、章末の参考文献に示す研究成果を参考にして行ったものである。しかしながら、本研究では動的解析を用いたステンレス鋼板製パネルタンクの地震時挙動の解明には至らなかった。

（一般社団法人　日本ステンレスタンク工業会）

3.1 ステンレス鋼板製パネルタンクとは

3.1.1 ステンレス鋼板製パネルタンクの概要

ステンレス鋼板製パネルタンクは、「ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針（日本ステンレスタンク工業会)」に規定されたもので、主に水道用配水池として使用される水槽である。この水槽は、成形されたステンレスパネル板を用いて構成され、矩形で内部補強形式を採用した溶接一体構造が特徴である。なお、ステンレスパネル板は、主に 1m×1m を基本とし、周囲を 30mm 程度折り曲げた凸型成形板である。

図 3-1 にステンレス鋼板製パネルタンクの形状例を示す。ステンレス鋼板製パネルタンクの主要部材には、天井板、側板、底板、内部補強材および受台が含まれる。天井板は、ステンレスパネル板を組み合わせて構成され、外部からの雨水や異物の侵入を防ぎつつ、地震時のスロッシング荷重、積載荷重、積雪荷重に耐える役割を果たしている。側板もステンレスパネル板を組み合わせて構成されており、常時および地震時に発生する水撃荷重に対して抵抗する部材である。底板は、ステンレスパネル板または平板を組み合わせた構造であり、常時および地震時の水撃荷重に抵抗する部材である。内部補強材は、天井板を支持する柱材、水平方向の変位に抵抗する水平材そして常時および地震時における水撃荷重に対して構造全体の変位を抑制する縦補強材および斜材から構成される。受台は、底板の全体的なたわみを防止するために設置されている。また、タンクには付帯設備として、人孔、内部昇降設備、外部昇降設備、通気口、手摺、配管類が設置されている。

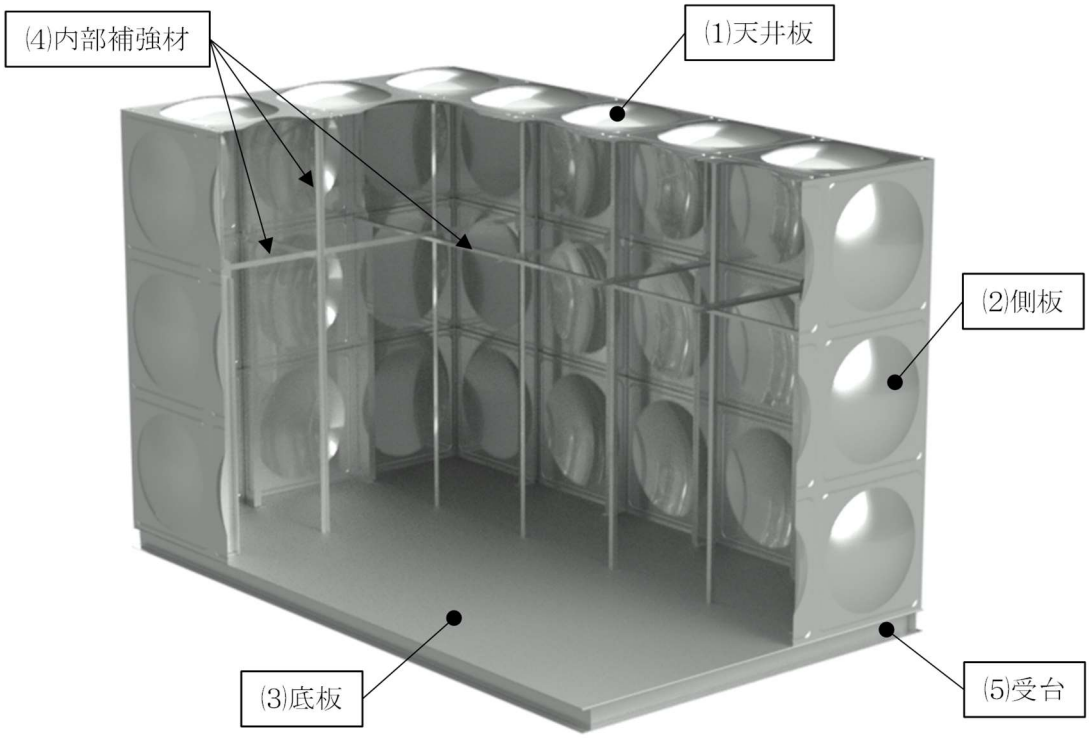


図 3-1　ステンレス鋼板製パネルタンクの形状例

3.2 過去の実験データを用いた解析

3.2.1 実験条件と結果

⑴ 1 ㎥パネルタンクの振動実験

図 3-2 に、1 m³パネルタンク振動実験全景を示す。タンクの寸法は 1,000 mm×1,000 mm×1,000 mm （厚さ 1.5 mm、材質 SUS444）である。水深 h は常用水深である 900 mm とした。本タンクの特徴として、パネル板を溶接することで強度と水密性を確保している。壁面中央部には球面を有するプレス補強（直径 840 mm、高さ 90 mm）を施し、このプレス加工によりパネル板の剛性を高めて板厚減少を実現している。振動台には岐阜工業高等専門学校所有の大変位時振動再現試験装置（サンエス社製 SPT3D-15K85L-50T）を用いた。

ただし、本実験で用いたパネルタンクは実構造物とは材質や板厚等の構成が異なる。そのため、本実験に基づく解析結果を実構造物の設計に単純に適用できないことに留意する必要がある。

図 3-2　1㎥パネルタンク振動実験全景

図 3-3 に、実験装置の概要を示す。タンク側板中央部の 4 箇所（東西南北）に圧力センサー（KYOWA 製 PGM-05KG）、振動台に加速度センサー（KYOWA 製 AS-2GB）を設置した。タンクのバルジング固有振動数を求めるために、定常波加振を行って各振動数における水圧と加速度を測定した（スイープ試験）。加振は東西の水平一軸方向とし、振動数を 1～12 Hz の間で変化させた。振幅は，振動台の能力を考慮して、振動数 1～3 Hz では ±3.0 mm ，振動数 3～12 Hz では ±0.25 mm とした。タンクのバルジング固有振動数付近である 8.8～9.3 Hz ではタンクと振動台が共振し、振動台のフィードバック制御機能により加振加速度に”うなり”のような現象が発生した。

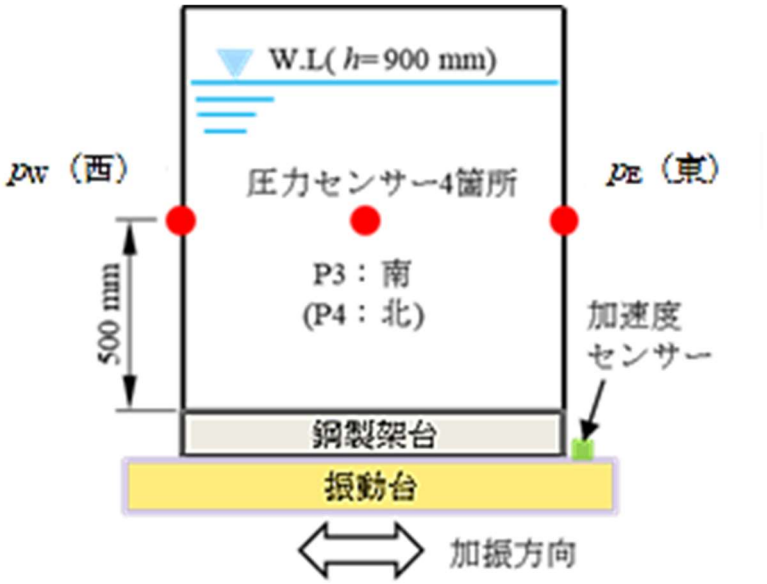


図 3-3　実験装置の概要

この”うなり”現象により正常な値が得られにくいと判断されたので、振幅を ±0.1 mm として加振力を落とすことで測定機器にうなり現象が影響しないようにした。本実験では、振動数・振幅を一定とした定常 sin 波を 40 サイクル入力して水圧変化をサンプリングタイム 1m/s 間隔で測定した。

上述のように、本試験での加振では振動数帯に応じて振幅を変えて水圧を測定したので，水槽への加振力が異なる条件下での水圧となっている。そこで、同一加振力下での水圧として評価するために、定常波入力時の水圧の最大値 P [Pa] を振動台 pp の加速度から計算した加振力 F [N] で除した応答水圧 P / F [Pa/N] を用いた。

図 3-4 に、タンクの振動数に対する応答水圧の変化を示す。加振方向に対して垂直である東西面の応答水圧は 9 Hz 付近に鋭いピーク（最大値）を示しており、タンクのバルジング固有振動数は 8.8 Hz で、その応答水圧は 5.9 Pa/N である。一方、加振方向に対して平行である南北面の応答水圧は、バルジング固有振動数付近で最大値を有するものの、東西面に比べるとほぼ一定の低い値である。すなわち、本実験では南北面に対するバルジングの影響は小さい[1)2)]。

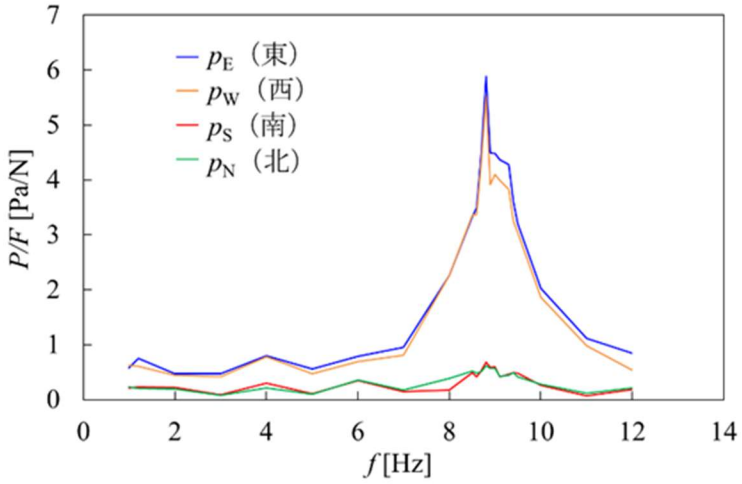


図 3-4　振動数に対する応答水圧の変化

(2) 27m³ パネルタンクの振動実験

図 3-5 に、27m³ パネルタンク振動実験全景を示す。タンクの寸法は 3,000 mm×3,000 mm ×3,000 mm （側板の材質および板厚は上段が SUS304-1.5 mm 、中段が SUS304-2.0 mm、下段が SUS304-2.5 mm）である。水深は 2,700 mm（常用水深）とした。本タンクの 1 壁面には， 1,000 mm×1,000 mm のパネル板 9 枚が溶接されている。1 m³ タンクが無補強であったのに対し、本タンクではパネル板材のみで水槽の剛性を保つことが困難であるので、水槽内部にステンレス鋼材からなる補強材（水平材、柱材、縦補強材およびトラス材等）が構築されて常時および地震時の水圧に対応する構造となっている。振動台には愛知工業大学所有の屋外大型振動台（1 軸アクチュエーター：500 kN×2 基）を用いた。

ただし、1m³ タンクと同様に、板厚、材質、内部補強材の構造や数が実構造と大きく異なるので、解析結果を実構造物の設計に単純に適用できない。

図 3-5　27m³ パネルタンク振動実験全景

図 3-6 に、実験装置の概要を示す。加振方向に対して垂直な壁面中間部の高さ方向 6 箇所に圧力センサー p1 ～ p6（KYOWA 製 PGM-05KG）を設置した。1 m³ タンクと同様に、スイープ試験を行って各振動数におけるそれぞれの圧力センサーに生じる水圧を測定した。加振方向は水平一軸方向とし、振動数を 2 ～ 6 Hz の間で変化させた。本実験での振幅は、振動台の能力を考慮して、±1 mm とした。

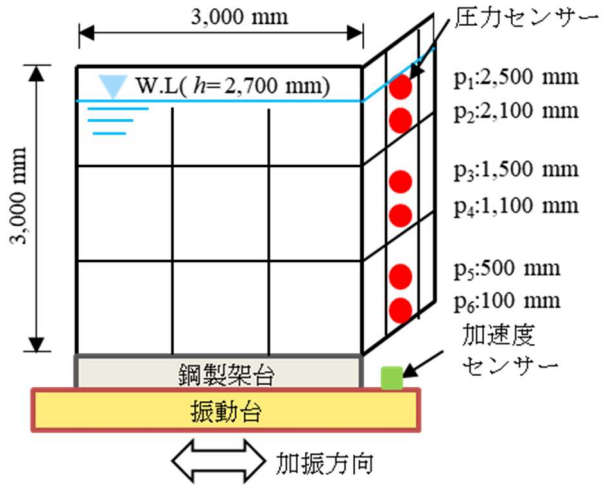


図 3-6　実験装置の概要

図 3-7 に、各振動数における水圧分布を示す。いずれの振動数でも水圧分布は側板の中段から下段（p3～p6）にかけて最大値を示した。本実験では、振幅を一定としているため、加振振動数により加速度が変化するので、各振動数における加振力に差はあるが、4.5 Hz で大きな水圧が作用していることがわかる。

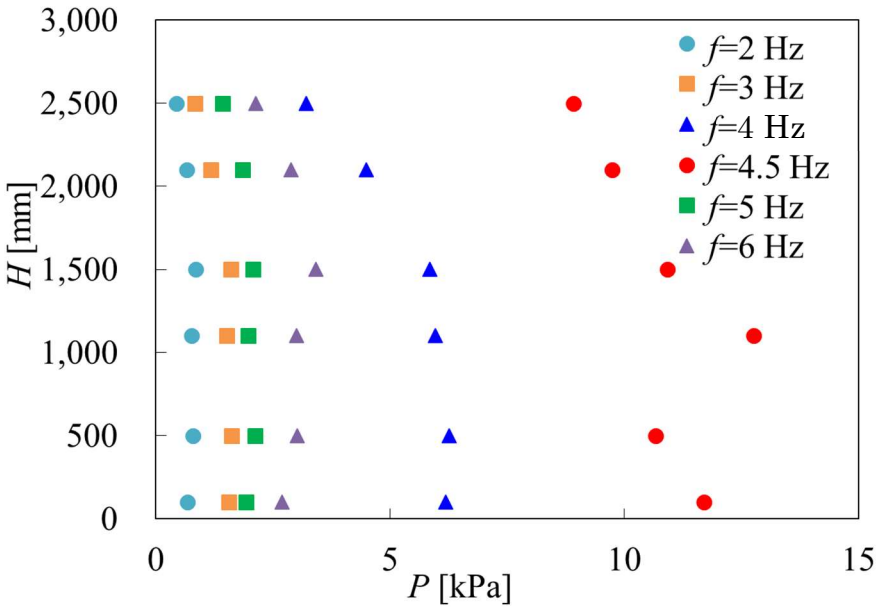


図 3-7　各振動数における水圧分布

図 3-8 に、振動数に対する応答水圧の変化を示す。1 m³ タンクと同様に、横軸に振動数をとり、縦軸には水圧を加振力で除した応答水圧をとった。この結果、各点で若干の違いはあるが、4.5 Hz 付近に 0.7 Pa/N のバルジング固有振動数とみられる大きなピークが現れる [3]。

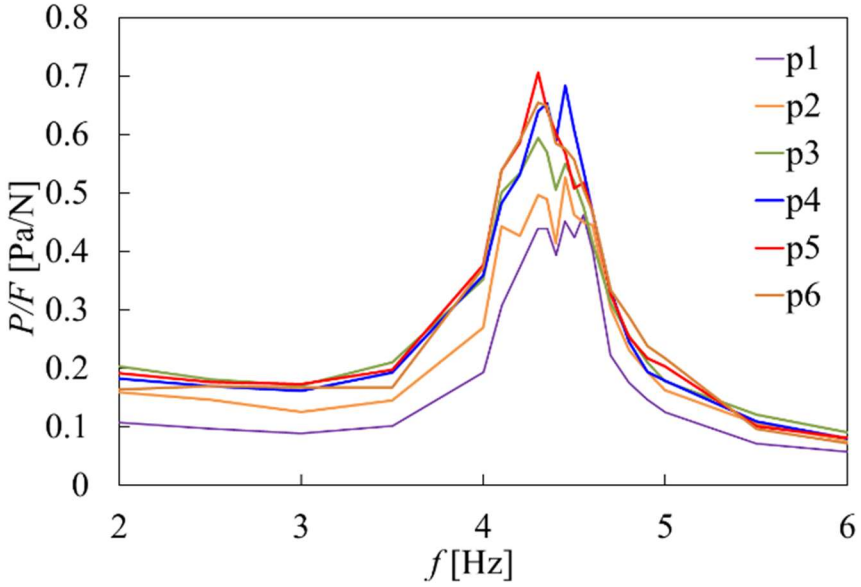


図 3-8　各振動数における水圧分布

3.2.2 解析条件と結果

(1) 1 ㎥パネルタンクの固有値解析

表 3-1 に、1 m³ パネルタンクの解析諸元と図 3-9 に、解析モデルを示す。固有値解析には、3 次元有限要素解析ソフト ADINA を用いた。本ソフトでは、流体と構造の問題を連成させて解くことが可能であり、特にバルジングといった構造と流体の連成挙動に着目するため、内容水にポテンシャル流体要素を仮定し計算の効率化を図った。なお、1 m³ パネルタンクの材質は SUS444 で、密度：7,750 kg/m³、ヤング率：2.00×10⁵ N/mm²、ポアソン比：0.3 である。水の密度は 1,000　kg/m³ とし、自由水面を設定した。

表 3-1　解析諸元

解析モデル寸法	1,000×1,000×H1,000 mm 水深：900 mm
要　素	内容水－ポテンシャル要素 （4面体2次要素） 側板・天井・底板－シェル要素 （3角形2次要素） 内部補強材－なし
拘束条件	底面全面固定
要素分割	要素長50mm以下
節点数	67,000
解析コード	3次元有限要素解析ソフト ADINA

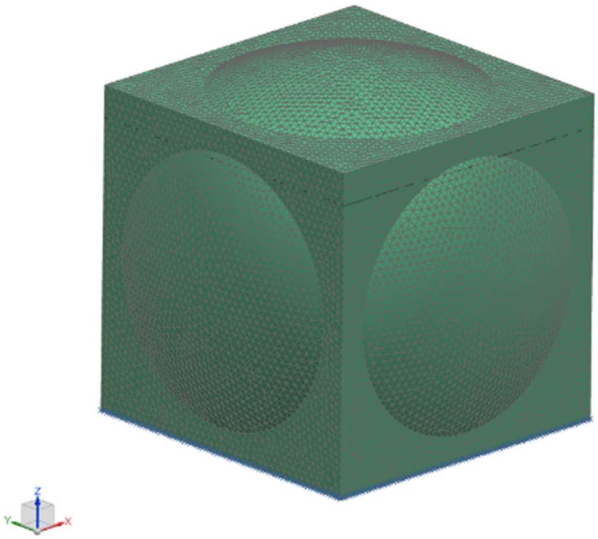
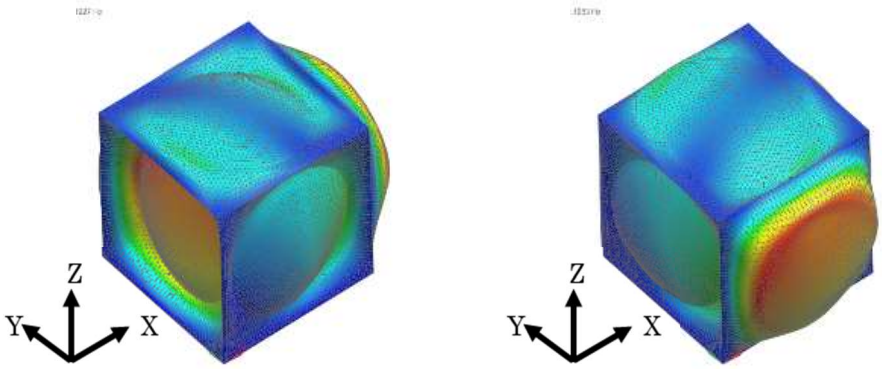


図 3-9　解析モデル

表 3-2 に、固有値解析により求めた 1 m³ パネルタンクの刺激係数の一覧と図 3-10 に、バルジング固有振動数における振動モードを示す。本タンクは板材のみで構成されており、比較的シンプルな構造である。本解析ソフトの場合、スロッシングが支配的となるモードが多くあらわれるため、バルジング固有振動数を見逃さないように 0～20 Hz まで 0.1 Hz 刻みに刺激係数とモード図を確認した。この結果、9.16 Hz 付近に X・Y 方向のそれぞれに大きな刺激係数が存在しており、片側の側板が膨らんで、対面の側板がへこむような典型的なバルジング固有振動モードが確認された。本実験で得られたバルジング固有振動数（8.8 Hz）に対して解析値は概ね一致する。

表 3-2　刺激係数の一覧

振動数 f [Hz]	周期 T [s]	刺激係数		
		X	Y	Z
・	・	・	・	・
6.419	0.156	-0.001	0.014	-24.217
9.163	0.109	23.962	8.323	0.006
9.165	0.109	8.319	-23.959	-0.018
10.58	0.095	-0.004	0.044	0.004
16.92	0.059	-0.334	-0.118	-0.028
17.38	0.058	-1.505	7.567	-0.036
17.39	0.058	-7.563	-1.493	0.049
18.19	0.055	-0.031	-0.008	0.057
18.62	0.054	0.028	0.01	11.619
20.89	0.048	1.115	0.516	0.013
・	・	・	・	・



a） X 方向
f= 9.163 Hz
（T= 0.109 秒）

b） Y 方向
f= 9.165 Hz
（T= 0.109 秒）

図 3-10　バルジング固有振動モード

(2) 27 m³ パネルタンクの固有値解析

図 3-11 に、27 m³ パネルタンクの概要を示す。天井板は、パネル板材（SUS304-1.5 mm）、底板は平板（SUS304-3.0 mm）とし、側板の上・中・下段は、それぞれ SUS304-1.5 mm・2.0 mm・2.5 mm である。内部の補強材は、平鋼および山型鋼で構成されており、パネル目地の位置に 1 m ピッチで配置されている。また、タンクの下部には、底板のたわみ防止のために鋼製架台が設置されている。タンク底板の外周部を鋼製架台に溶接しており、鋼製架台と振動台はボルトで固定されている。

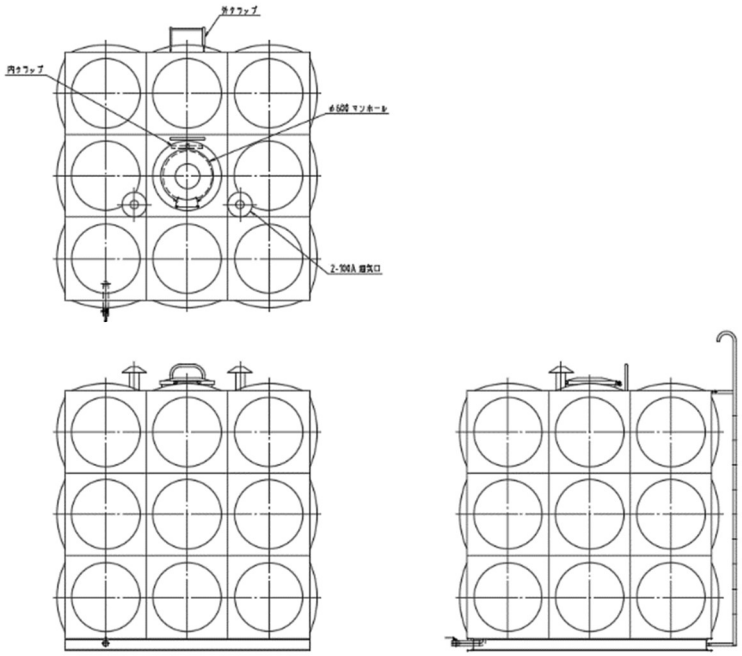


図 3-11　27 m³ パネルタンクの概要

表 3-3 に、27 m^3 パネルタンクの解析諸元と図 3-12 に、解析モデルを示す。解析条件および手法については、竹本らの論文 [4]を参考にした。論文 [4]では、鋼製架台のモデル化はせず、底板から上のタンク部分のみの解析モデルとし、拘束条件は底板 4 辺を全周固定としている。なお、本タンクの材質は SUS304 で、密度：7,930 kg/m^3、ヤング率：1.93×10^5 N/mm^2、ポアソン比：0.3 である。水の密度は 1,000 kg/m^3 とし、自由水面を設定した。

表 3-3　解析諸元

解析モデル寸法	3,000×3,000×H3,000 mm 水深：2,700 mm
要　素	内容水－ポテンシャル要素（6面体1次要素） 側板･天井･底板－シェル要素（4角形1次要素） 内部補強材－ビーム要素
拘束条件	底面4辺固定
要素数	要素長100 mm以下
要素数	30,072
解析コード	3次元有限要素解析ソフト ADINA

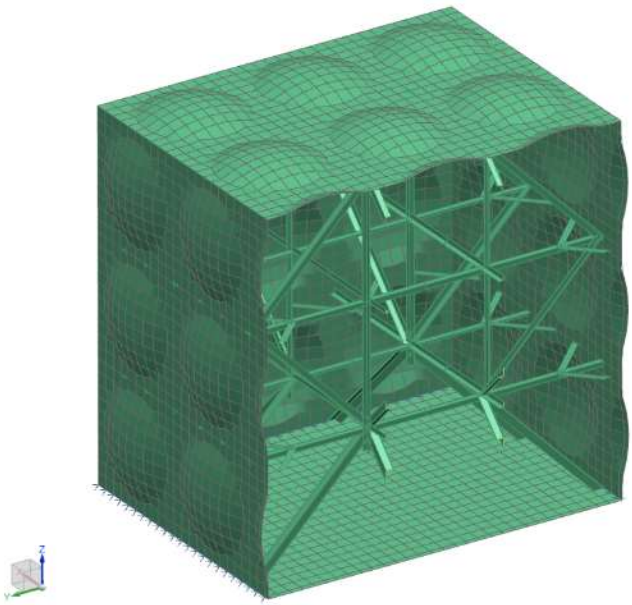


図 3-12　解析モデル

表 3-4 に、固有値解析により求めた 27 m³ パネルタンクの刺激係数の一覧と図 3-13 に、バルジング固有振動数における振動モードを示す。

ここで、0～20 Hz 程度までの刺激係数を注意深く見て行くと 0.5 Hz に最も大きな値が現れる。この時の振動モードを確認すると水面が大きく上昇しており、スロッシング固有振動モードと判断することができる。この振動数は、次式（Housner 式[5)]）で求めたスロッシング 1 次モードの理論式とよく一致した。

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{(2n-1)\pi g}{L}\tanh\left(\frac{(2n-1)\pi h}{L}\right)}$$

f_n：スロッシング n 次モードの固有振動数 [Hz]

n：モード次数

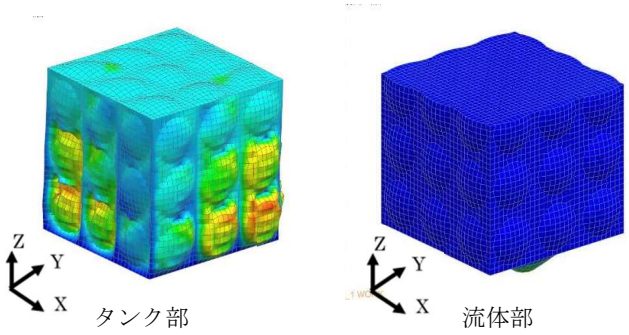
g：重力加速度 [m/s²]

h：水深 [m]

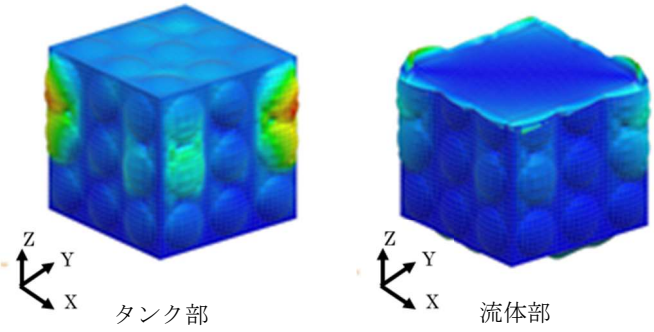
L：タンクの幅 [m]

表 3-4 刺激係数の一覧

振動数 f [Hz]	周期 T [s]	刺激係数		
		X	Y	Z
0.199	5.025	-0.000003944	-0.00000377	-144.88
0.4997	2.001	-63.286	-60.75	0
0.4997	2.001	-60.75	63.286	0.000000002
・	・	・	・	・
4.559	0.219	-0.024236	-0.0064847	0
4.559	0.219	0.0064847	-0.024236	0.000000028
4.577	0.218	0.000000012	0.000000014	-0.00037855
4.722	0.212	23.836	20.009	-0.000000014
4.722	0.212	-20.006	23.838	0
5.124	0.195	0.000000587	0.000000744	-11.896
5.647	0.177	0.000000283	0.000000379	0.000000026
5.976	0.167	-0.000001057	-0.000001518	0.000000053
・	・	・	・	・
11.94	0.084	-46.817	-61.74	-0.00000071
11.94	0.084	-61.726	46.835	0.00000005
12.48	0.08	20.292	26.998	0.00000043
12.48	0.08	26.998	-20.292	0.00000076



a）f= 4.722 Hz（T= 0.212 秒）



b）f= 11.94 Hz（T= 0.084 秒）

図 3-13　バルジング固有振動モード

一方、バルジング固有振動数は、4.722 Hz および 11.94 Hz で刺激係数が大きくなる。この時に、拘束条件を底面 4 辺固定とすると底板が鉛直方向に大きく変形するモードが現れ、底板変形の影響を含む解析結果となる。ここで、刺激係数の大きい振動モードを確認すると、4.722 Hz で側板の角部が膨らんで向かい合う角部が凹むような振動モードが見られる。また、11.94 Hz でも同様に角部が膨らむようなモードが見られ、変形の位置が側板中央部から上部となる。この結果は、実験で得られたバルジング固有振動数（4.5 Hz）に対して解析値は概ね一致する。

3.2.3 考察

既往の矩形タンクの研究[18]では、バルジング振動のメカニズムが非常に複雑で、タンクの材料・構造形式によってバルジング振動の挙動が異なることや、既設水槽のバルジング固有振動数の把握では、微動計測の研究[19),20)]が報告されている。

今回は、竹本[4)]の研究に基づいた解析を実施し、パネルタンクのバルジングの固有振動数が実験と解析で概ね一致することを確認した。

ただし、本実験で用いたパネルタンクは実構造物とは材質や板厚、内部補強材の構成が異なる。そのため、本実験に基づく解析結果を実構造物の設計に単純に適用できないことに留意する必要がある。

3.3 過去の地震被害を例にした解析と被害検証

3.3.1 施設概要と損傷状況

ここでは、過去に起きた大地震でのステンレス鋼板製タンクの損傷事例について報告する。2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃、三陸沖を震源としたマグニチュード 9.0 の東北地方太平洋沖地震が発生し、東北地方の太平洋側を中心に広い地域で大きな揺れが観測された。この地震による揺れや津波により数多くの建築物・土木構造物等の損傷や流出などの被害が数多く報告されている。この地震の特徴として、比較的短周期（0.2～0.4 秒）で卓越しており、揺れが長時間（3 分程度）続いたとの報告もある。さらに、2016 年 4 月 14 日 21 時 26 分頃、熊本県益城町を震源とする熊本地震が発生している。特筆すべきは、マグニチュード 6.5 の前震が発生した翌日にマグニチュード 7.3 の震度階級 7 の地震が連続して発生したことである。この地震の卓越周期は、前震で 0.2～0.5 秒程度、本震で 0.8～1.2 秒程度である。これらの地震において、各種タンク（鋼製、FRP 製およびステンレス鋼板製）の被災状況について土木学会・水循環施設の合理的な災害軽減対策研究小委員会による現地調査や自治体への聞き取りが行われて、詳細な報告書[6)]が発表されている。また、論文[7), 8)]では、2011 年東北地方太平洋沖地震、2016 年熊本地震によるステンレス鋼板製タンクの被害状況、被害と地震動特性との関係について報告されている。

日本ステンレスタンク工業会の調査によると、東北地方太平洋沖地震において震度 6 以上を観測した岩手・宮城・福島・茨城・栃木・群馬・埼玉・千葉の 8 県に水道施設（配水池や浄水池等）として建設されているステンレス鋼板製タンクは 346 基あり、そのうちステンレス鋼板製パネルタンクは 22 基（約 6 %）が被災している。同様に熊本地震でも、熊本県内に 288 基の納入実績があり、そのうちステンレス鋼板製パネルタンクは 11 基（約 4 %）が被災している。その後、2021 年 2 月 13 日 23 時 7 分ごろ発生した、福島県沖を震源とするマグニチュード 7.3 の地震では、東北地方太平洋沖地震で損傷を受けた施設 2 基が再度被災し、2022 年 3 月 16 日 23 時 36 分ごろ発生した、福島県沖を震源とするマグニチュード 7.4 の地震では、東北地方太平洋沖地震で損傷を受けた施設 3 基が再度被災している。

矩形水槽におけるバルジングの地震応答挙動に関する研究を行った近年の研究[9),10)]では、ステンレス鋼板製パネルタンクのバルジング固有周期が比較的短周期にあるとの報告もあり、地震波の卓越周期とタンクの固有周期が一致した事で被害が発生していると推察される。

表 3-5 に上記の 2 つの大地震で漏水が確認されたステンレス鋼板製パネルタンクの被災タンクの例を示す。なお、表 3-5 に示すパネルタンクは、実際に被災したパネルタンクの一部（日本ステンレスタンク工業会にて把握分）であることに留意が必要である。

レベル 1 だけでなくレベル 2 基準で設計されたタンクにも被害が発生しており、背が高く大容量のタンクの被災が目立つ。以下に、東北地方太平洋沖地震では No.9 および 16，熊本地震の被災事例として No.26 タンクについて報告する。後述するが、No.16 タンクについては FEM 解析による再現解析を行い、損傷メカニズムの検討を行った。

表 3-5　被災タンク（ステンレス鋼板製パネルタンク）の例

東北地方太平洋沖地震

No	震度階	都道府県	寸法 [m]	仕切	容量 [m^3]	耐震基準	建設年度
1	6+	栃木県	10×10×3H	有	250	レベル1	2003
2	5+	福島県	6×5×3H	有	75	レベル1	2004
3	5+	岩手県	3×5×3.5H	無	45×2	レベル2	2010
4	7	岩手県	13×16×6.5H	有	1,352	レベル2	2002
5	6+	福島県	9×4×3.5H	有	109	レベル2	2010
6	6-	福島県	4×10×4H	有	124	レベル2	2009
7	6-	宮城県	12×6×3H	有	180	レベル2	2008
8	6+	宮城県	13×20×8.5H	有	2,000	レベル1	1998
9	6-	福島県	6.5×14×3.5H	有	270	レベル2	2001
10	6+	栃木県	3×3×3H	無	22.5	レベル2	2006
11	6+	茨城県	7×7×6H	有	279	レベル2	2009
12	6-	茨城県	11.5×7×3H	有	219	レベル1	2004
13	6-	茨城県	20×10×5.5H	有	1,040	レベル2	2006
14	5-	埼玉県	12×16×7H	有	1,286	レベル1	1995
15	6-	宮城県	10×7×4H	有	259	レベル1	2000
16	6-	福島県	14×14×6H	有	1,117	レベル1	1995
17	5+	埼玉県	24×18×8.5H	無	3,400	レベル2	2006
18	6-	栃木県	4×5.5×5.5H	有	110	レベル1	1992
19	6+	福島県	17×24×6H	有	2,000	レベル1	2000
20	6+	福島県	5×6×2.5H	有	54	レベル2	2002
21	6+	福島県	12×26×4.5H	有	1,240	レベル2	1997
22	6-	千葉県	31.5×20×5.5H	有	2,959	レベル2	2007

注）上記のパネルタンクは、実際に被災したパネルタンクの一部（日本ステンレスタンク工業会にて把握分）である。

＊No.16、No21 は、2021 年の福島県沖地震でも被災した。

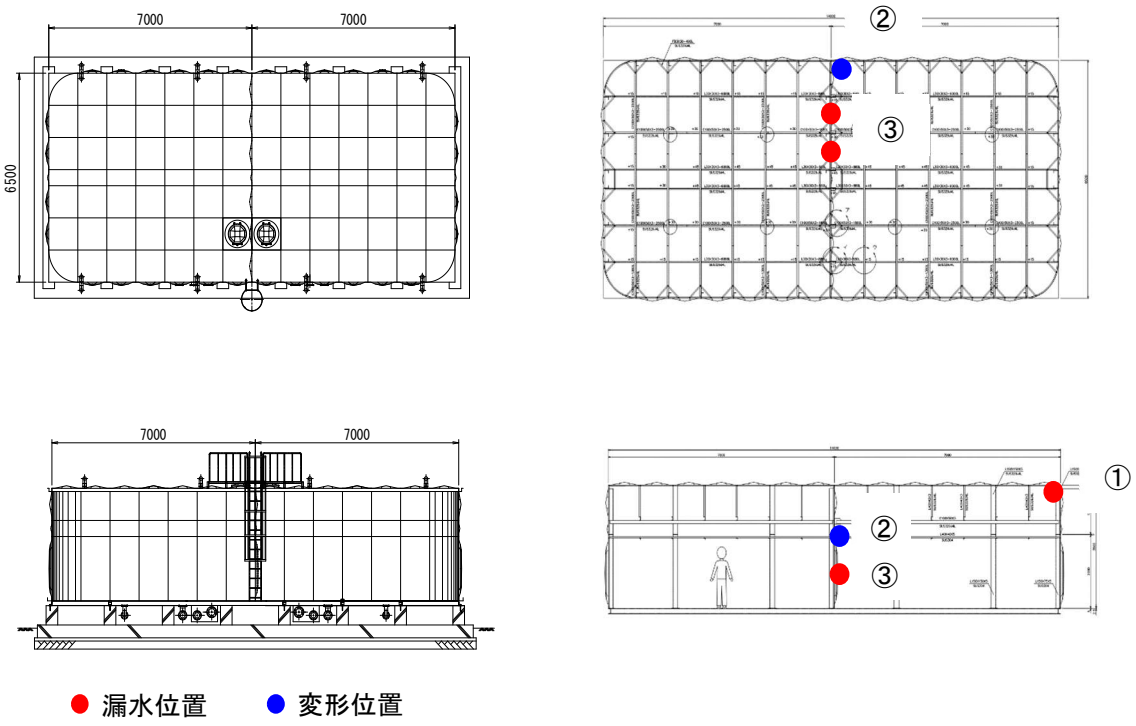
＊No.16、No19、No21 は、2022 年の福島県沖地震でも被災した。

熊本地震

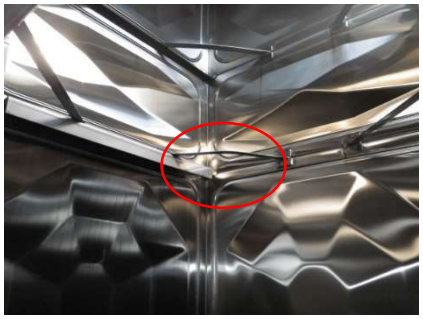
No	震度階	都道府県	寸法 [m]	仕切	容量 [m^3]	耐震基準	建設年度
23	6+	熊本県	16×12.5×4.5H	有	800	レベル2	2011
24	6+	熊本県	22×12×6H	有	1,400	レベル1	1997
25	6+	熊本県	20×10×6H	有	1,000	レベル2	2012
26	6+	熊本県	10×9.5×5H	無	425	レベル2	2005
27	6-	熊本県	5×8×3.5H	無	117	レベル2	2005
28	6+	熊本県	12×7×3.5H	有	269	レベル2	2012
29	6-	熊本県	18×12×4H	有	756	レベル2	2015
30	6+	熊本県	18×10×6.5H	無	1,080	レベル2	2011
31	6+	熊本県	7.5×7×4H	有	183	レベル2	2004
32	6+	熊本県	2×24×3H	有	114	レベル2	2006
33	6+	熊本県	5×8×3H	有	90	レベル2	2007

注）上記のパネルタンクは、実際に被災したパネルタンクの一部（日本ステンレスタンク工業会にて把握分）である。

図 3-14 に、No.9 タンクの損傷状況を示す。2001 年に築造されたレベル 2 基準で設計されたパネルタンクである。①に示すように、側板目地に取り付けた縦補強の上端部の側板に亀裂が発生している。②では、ステー材（平鋼）が圧縮を受けたことで座屈している。③では、仕切板（2 m パネル材）のせん断座屈によるパネル材の変形および亀裂が確認された。



①：側板端部の割れ

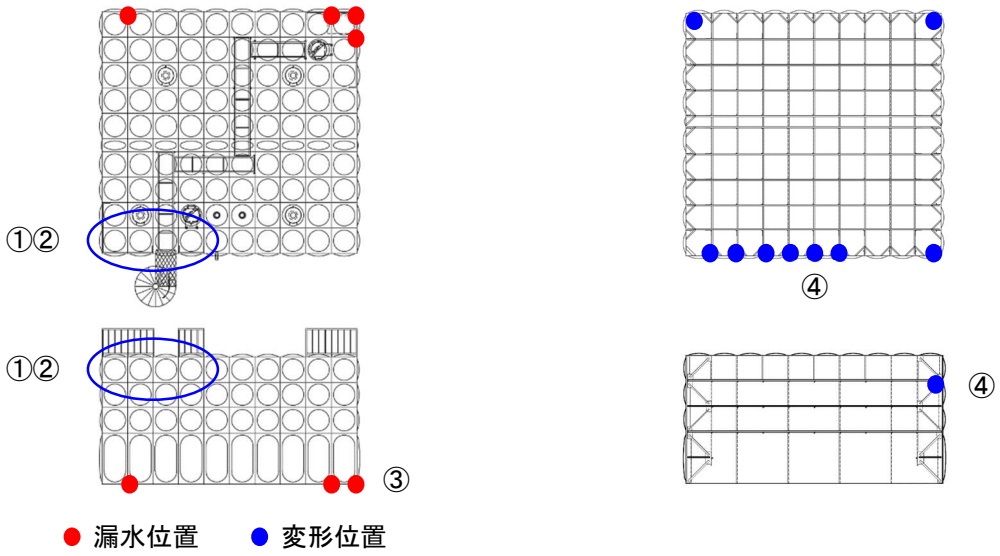


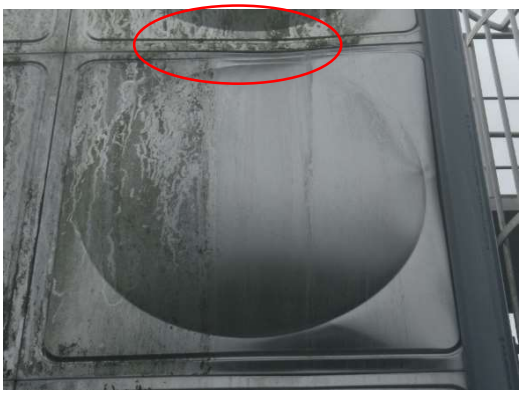
②：ステー材の変形

③：仕切板の変形

図 3-14　No.9 タンクの損傷状況

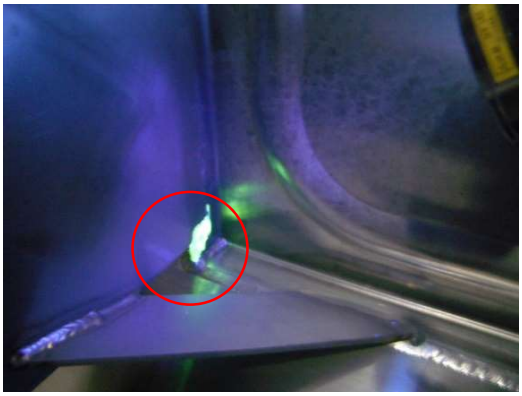
図 3-15 に、No.26 タンクの損傷状況を示す。2005 年に築造されたレベル 2 基準で設計されたパネルタンクである。①，②に示すように側板・天井板の目地の複数ヶ所に変形が見られた。③は、縦補強の下端部の側板に亀裂が発生しており、漏水が確認された。④は、ステー材（平鋼）の座屈である。





①：側板の変形

②：天井板の変形



③：側板端部の割れ

④：ステー材の変形

図 3-15　No. 26 タンクの損傷状況

図 3-16 に、No.16 タンクの概要を示す。1995 年に築造されたレベル 1 基準で設計された大型のパネルタンクである。タンク本体の部材はそれぞれ、天井板が SUS329J4L-1.5 mm・側板 6 段目が SUS329J4L-1.5 mm・側板 4、5 段目が SUS444-2.0 mm・側板 2、3 段目が SUS444-2.5 mm・側板 1 段目が SUS444-3.0 mm・底板が SUS444-3.0 mm であり、仕切板で 2 槽式となっている。補強構造は、側板と仕切板 1、2 段目に縦補強材が溶接されており高さ 2,000 mm 以上の位置では水平材が取り付けられている。鉛直方向の荷重は柱材で支えており、水平材との交点を溶接固定している。なお、パネル板の目地は 90 度に折り返した 30 mm 程度のツバ部の断面補強としてステー材が取り付けられている。

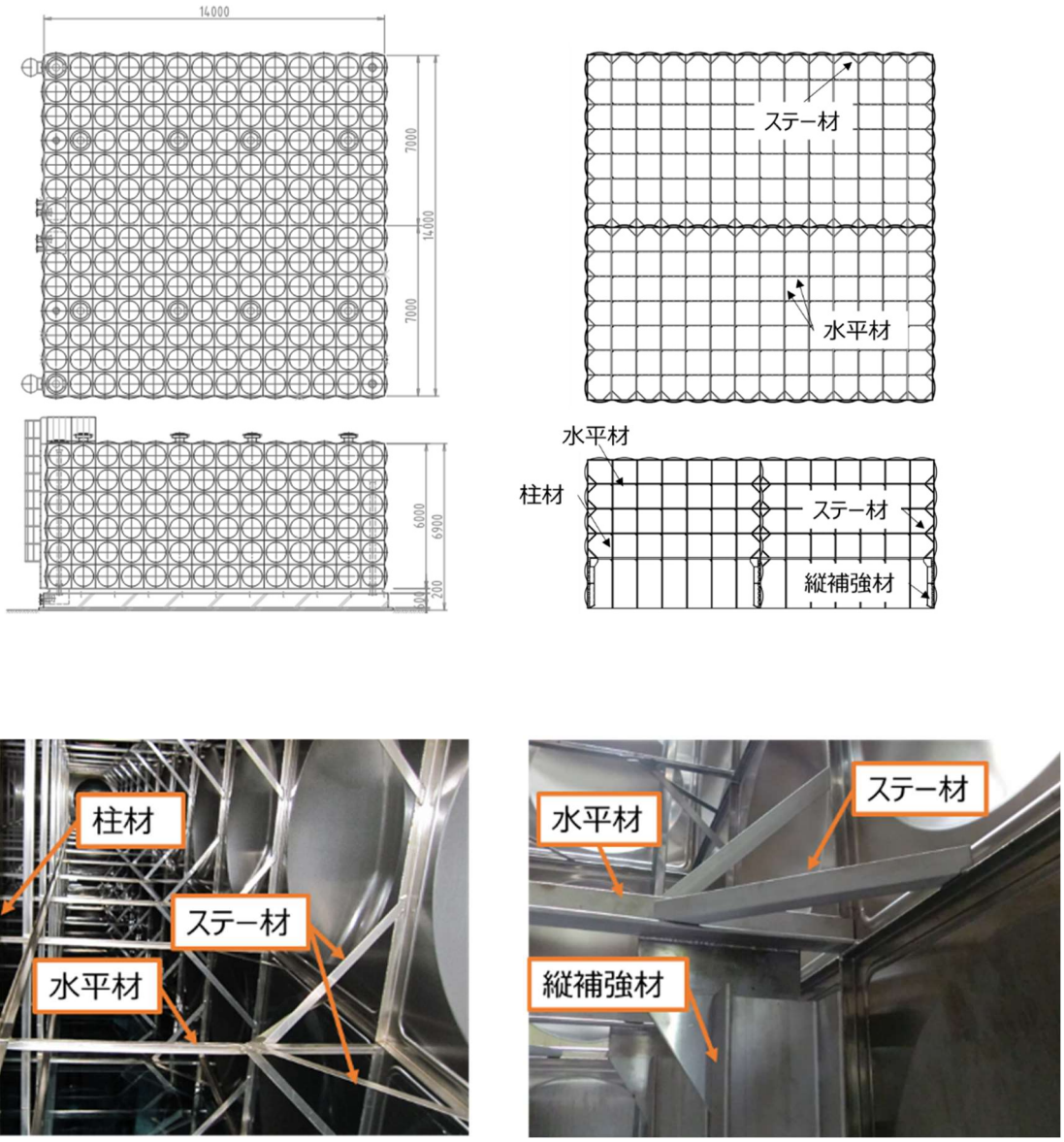
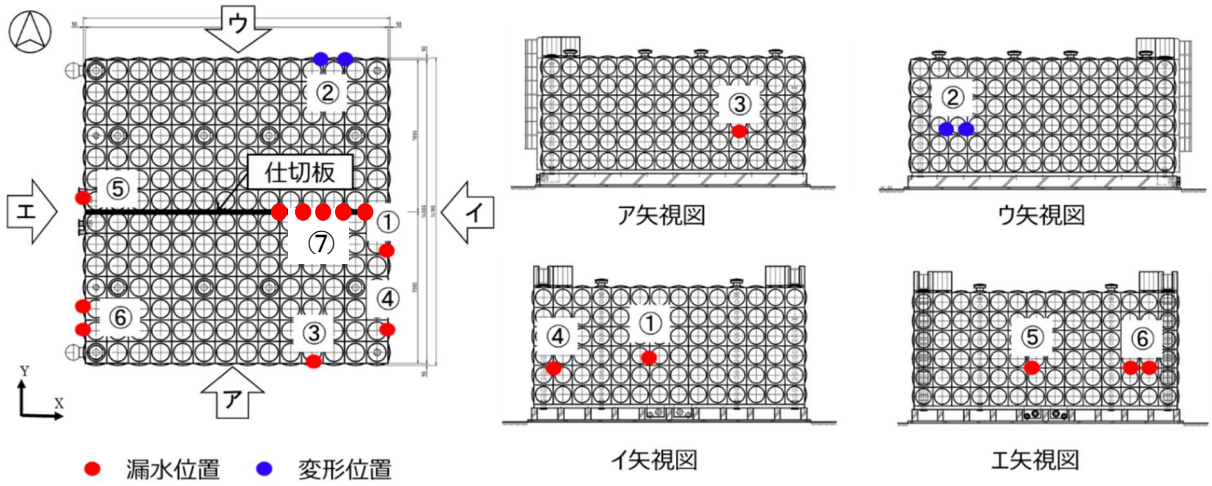


図 3-16　No. 16 タンクの概要

図 3-17 に、No.16 タンクの損傷状況を示す。2011 年 東北地方太平洋沖地震では、①～⑥の側板から漏水した。2021 年 福島県沖地震で③と④付近の側板から再漏水し、⑦の仕切板が損傷した。両地震共に、損傷箇所は側板の 2～3 段目に集中している。①は、側板の中央部付近の 2 段目の水平材が破断したことでパネル板が外側に突出し目地（ツバ）が開いて漏水した事例である。③、④、⑦は、ステー材とツバの接続部付近に亀裂が入ったものである。この他にも、側板付近の最下段柱材に変形が見られた。これらの要因として、本タンクがレベル 1 地震動の設計でタンクの剛性が低く、地震時の動水圧により側板が大きく変形したことで各部の損傷をもたらしたものと推察される。



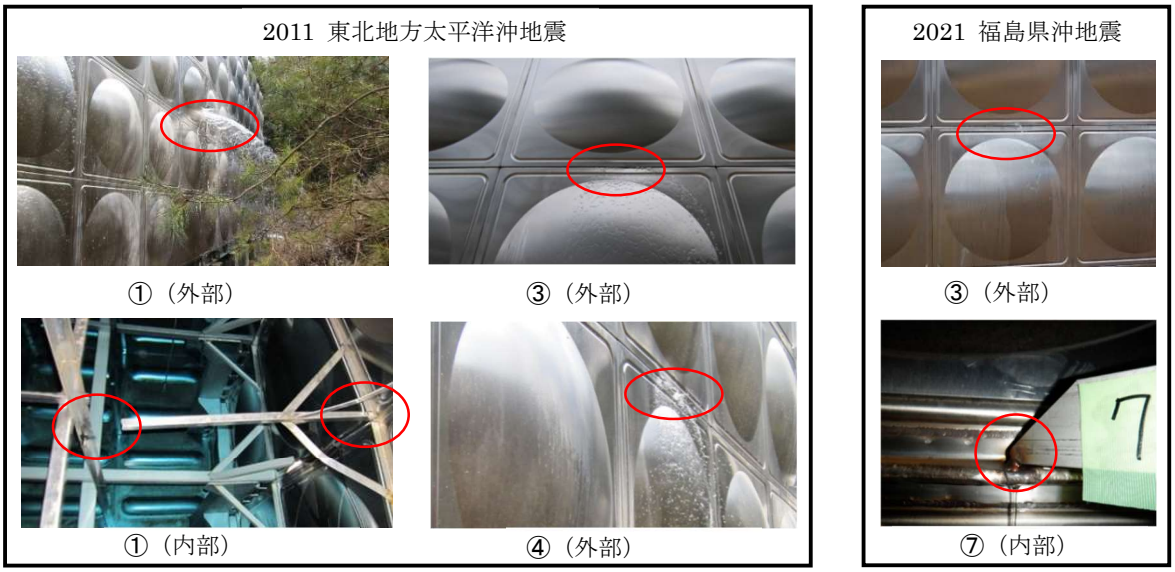


図 3-17　No.16 タンクの損傷状況

図 3-18 に、2011 年 東北地方太平洋沖地震（FKS016 白河_K-NET）と 2021 年 福島県沖地震（FKS016 白河_K-NET）の加速度応答スペクトルを示す。本データは、No.16 タンクの建設地点に最も近い K-NET の観測記録を用いた。なお、減衰定数は h= 0.05 として計算した。両地震波共に 0.1～0.4 秒付近にスペクトルピークが存在しており短周期型の地震動ということが伺える。次項では、本タンクの固有値及び時刻歴解析を行い、地震動とタンクの振動特性ならびに損傷原因について検討する。

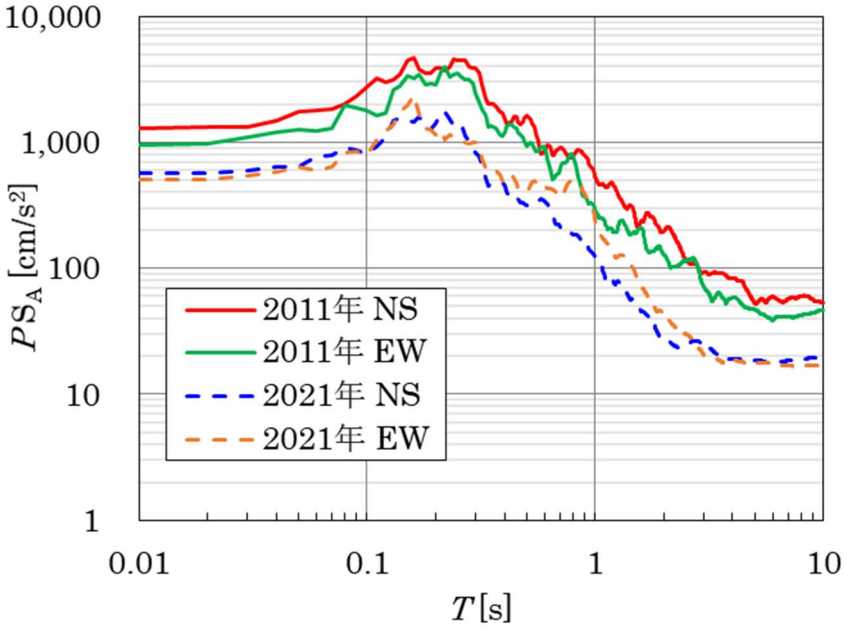


図 3-18　加速度応答スペクトル

3.3.2 再現解析

(1) 固有値解析

表 3-6 に、No.16 タンクの解析諸元と図 3-19 に、解析モデルを示す。材料のヤング率は 1.93 ×10^5 N/mm^2、ポアソン比は 0.3 とし、拘束条件は底板を全面固定とした。

表 3-7 に、固有値解析により求めた各振動数における刺激係数の一覧と図 3-20 に、固有振動モードを示す。バルジングの周波数の決定は、いくつかの刺激係数のモード図を作成・比較したうえで判断すべきである。そのため、以降の結果は本研究で導出した振動数に基づく一例であることに留意が必要である。

0.203，0.317 Hz は、それぞれ X・Y 方向におけるスロッシングの 1 次固有振動数であり、流体液面が大きく揺動していることがわかる。なお、FEM 解析で求めたスロッシング固有振動数は、Housner 式と良く一致した。一方、1.454，2.569 Hz は、バルジングの 1 次固有振動数であり、同方向に配置された側板が大きく変形していることがわかる。この時の流体液面にスロッシングに見られるような大きな液面揺動は無く、さざ波程度である。なお、既往の研究[16),17)]において、バルジングは比較的広い範囲で生じるとの報告がある。

このバルジング振動数を図 3-18 と照合すると 2011 年 東北地方太平洋沖地震において、最大で 1,700 cm/s^2 を超える加速度応答が生じたことになる。

表 3-6　解析諸元

解析モデル寸法	14,000×14,000×H6,000 mm 水深：4,500 mm
要　素	内容水－ポテンシャル要素（6面体1次要素） 側板･天井･底板－シェル要素（4角形1次要素） 内部補強材－ビーム要素
要素数	要素長100 mm
要素数	385,000
解析コード	3次元有限要素解析ソフト ADINA

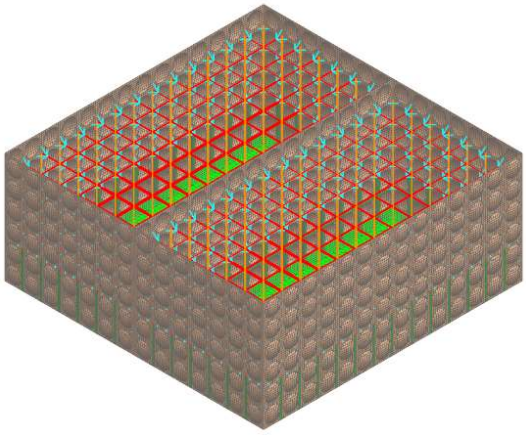


図 3-19　解析モデル

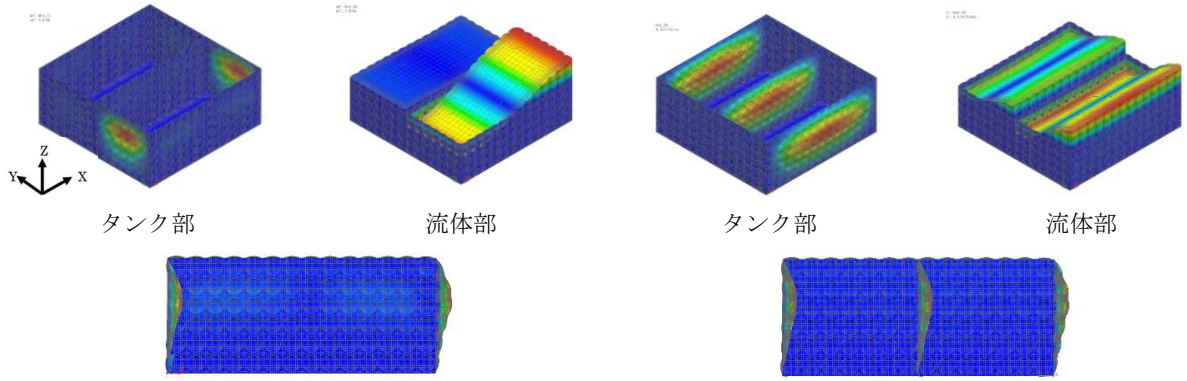
表 3-7　刺激係数の一覧

周波数	周期	刺激係数		
f[Hz]	T[s]	X	Y	Z
0.203	4.929	489.720	0.230	0.000
0.204	4.912	563.110	−0.202	0.000
0.317	3.152	−0.007	−606.29	−0.058
0.325	3.079	0.000	0.362	0.129
0.326	3.070	0.003	130.360	−0.183
0.326	3.068	0.000	20.181	−0.161
0.341	2.934	−2.025	0.690	0.000
0.346	2.891	−4.753	0.201	0.000
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・
1.450	0.690	−1.009	−2.980	−0.001
1.450	0.690	−0.009	42.017	0.014
1.451	0.689	1.165	−3.703	−0.002
1.452	0.689	0.012	150.21	0.061
1.452	0.689	0.042	−1.543	−0.001
1.453	0.688	0.001	80.490	0.033
1.454	0.688	0.516	0.577	0.000
1.454	0.688	−0.445	−19.397	−0.008
1.454	0.688	0.031	−365.96	−0.152
1.455	0.687	0.027	−268.620	−0.116
1.455	0.687	−0.672	−18.855	−0.008
1.456	0.687	−0.333	−2.323	−0.001
1.456	0.687	0.000	−62.154	−0.026
1.456	0.687	−0.474	−2.757	−0.001
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・

周波数	周期	刺激係数		
f[Hz]	T[s]	X	Y	Z
1.468	0.681	−0.705	−0.058	0.000
1.468	0.681	−0.003	−8.146	−0.006
1.468	0.681	−0.379	0.000	0.000
1.469	0.681	0.001	76.565	0.034
1.469	0.681	1.249	−1.393	−0.001
1.469	0.681	−0.032	19.894	0.008
1.469	0.681	0.041	0.581	0.000
1.470	0.680	1.282	1.311	0.001
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・
2.567	0.390	70.680	−0.161	0.005
2.567	0.390	0.108	0.087	0.000
2.567	0.390	−34.225	0.048	−0.002
2.568	0.389	−0.125	−0.008	0.000
2.568	0.389	0.399	−0.184	0.000
2.568	0.389	16.298	−0.058	0.001
2.569	0.389	−1.875	0.326	0.000
2.569	0.389	−448.03	0.499	−0.032
2.570	0.389	24.854	0.008	0.002
2.570	0.389	0.134	0.277	0.001
2.570	0.389	−0.191	−0.201	0.001
2.570	0.389	60.003	−0.039	0.004
2.571	0.389	−55.139	0.095	−0.004
2.571	0.389	0.536	0.681	0.000
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・

周波数	周期	刺激係数		
f[Hz]	T[s]	X	Y	Z
2.815	0.355	0.015	18.701	0.011
2.816	0.355	−0.033	−38.204	−0.025
2.817	0.355	−0.305	−0.461	0.000
2.817	0.355	0.100	2.974	0.002
2.817	0.355	0.018	29.679	0.018
2.818	0.355	−0.089	−107.650	−0.068
2.818	0.355	0.025	29.825	0.017
2.819	0.355	0.106	126.47	0.078
2.820	0.355	0.320	−1.225	−0.001
2.820	0.355	−0.016	−30.679	−0.020
2.821	0.354	−0.688	−0.003	0.000
2.822	0.354	0.397	−0.256	0.000
2.823	0.354	0.011	14.454	0.009
2.824	0.354	−0.030	0.062	0.000
2.825	0.354	−0.023	−30.242	−0.019
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・
4.327	0.231	−0.002	0.012	0.000
4.327	0.231	0.002	0.006	0.000
4.329	0.231	−0.001	12.513	0.042
4.331	0.231	−0.001	−2.848	−0.010
4.332	0.231	0.013	−170.060	−0.571
4.339	0.230	0.001	−12.450	−0.042
4.346	0.230	0.002	0.154	0.001
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・

周波数	周期	刺激係数		
f[Hz]	T[s]	X	Y	Z
4.437	0.225	0.037	0.054	0.000
4.437	0.225	−0.010	0.083	0.000
4.438	0.225	0.000	−0.032	−0.001
4.438	0.225	0.000	−0.045	0.000
4.438	0.225	−0.045	0.027	0.000
4.439	0.225	0.040	0.074	0.000
4.439	0.225	0.000	0.098	−0.001
5.899	0.170	115.070	−8.298	−0.160
5.908	0.169	145.340	6.556	−0.082
6.592	0.152	−0.113	53.901	0.771
6.905	0.145	−2.554	−0.880	−0.013
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・
6.931	0.144	0.262	−0.048	0.000
7.003	0.143	−6.057	2.354	0.006
7.039	0.142	77.120	0.184	0.327
7.806	0.128	0.600	−2.583	−0.194
8.117	0.123	0.005	−30.051	−22.885
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・
10.270	0.097	−0.470	−3.851	−0.002
10.430	0.096	0.549	0.206	−27.789
10.550	0.095	0.275	−24.539	0.084
10.730	0.093	−0.799	53.335	−1.056
・	・	・	・	・
・	・	・	・	・

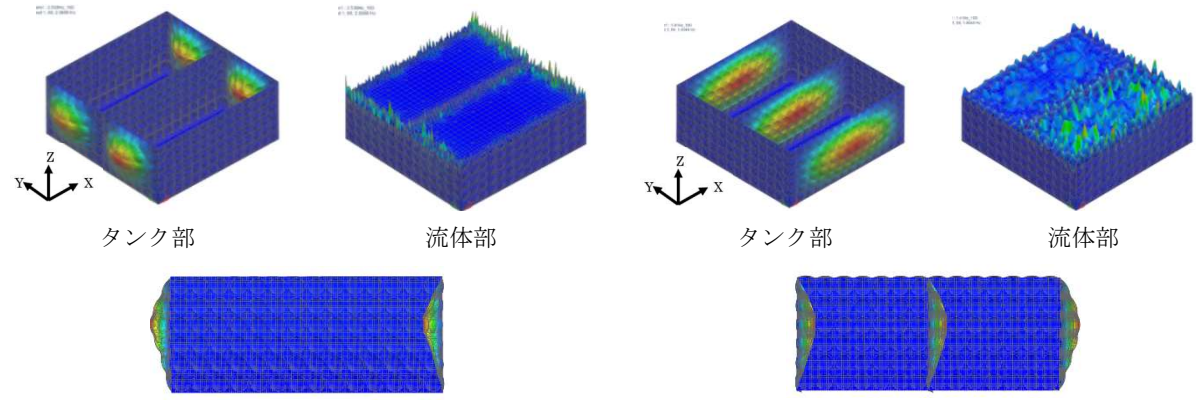


a）スロッシング固有振動モード（X 方向）

f= 0.203 Hz（*T*= 4.929 秒）

b） スロッシング固有振動モード（Y 方向）

f= 0.317 Hz（*T*= 3.152 秒）



c）バルジング固有振動モード（X 方向）

f= 2.569 Hz（*T*= 0.389 秒）

d）バルジング固有振動モード（Y 方向）

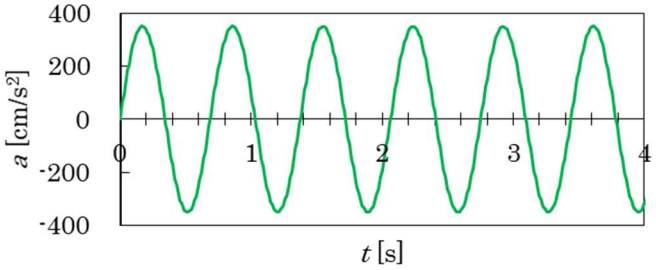
f= 1.454 Hz（*T*= 0.688 秒）

図 3-20　固有振動モード

(2) 時刻歴応答解析（正弦波）

上述の固有値解析のモデル（No.16 タンク）を用いて正弦波による時刻歴応答解析を行った。

図 3-21 に、Y 方向のバルジング 1 次固有振動数（1.454 Hz）における、正弦波の加振加速度の時刻歴を示す。最大加速度は 350 cm/s²（一定）で入力した。解析手法としては、一般的に用いられる数値積分：Newmark β 法（β=1/4、γ=1/2）を用い、減衰は質量と剛性に比例する Rayleigh 減衰（減衰定数 5 %相当）を採用した。なお、解析に用いるステンレス材料特性は、引張試験結果から得られたマルチリニア型の応力-ひずみ線図を用い、非線形性を考慮した。



EW 方向（Y 方向）

図 3-21　加振加速度の時刻歴（正弦波）

図 3-22 に、壁面変位取得位置（赤破線）示す。この位置は、側・仕切板の中間部にあたり、固有値解析においてバルジング固有振動時のモード図で変形が最大となる位置である。

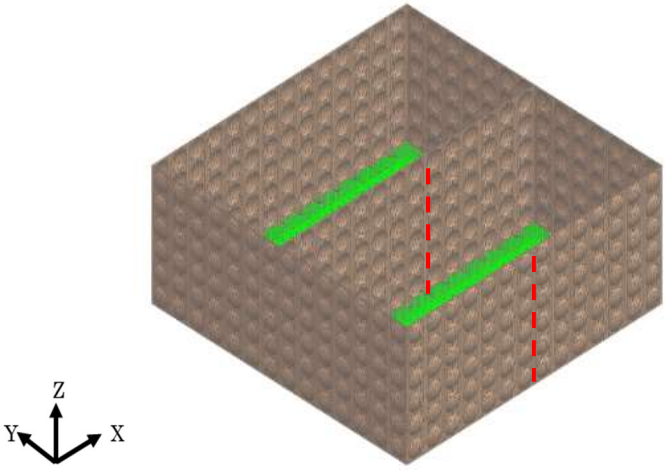
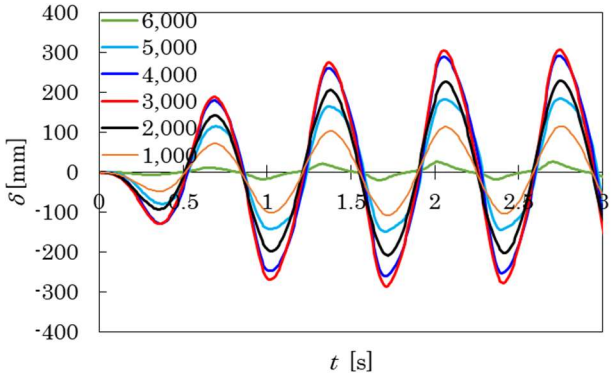
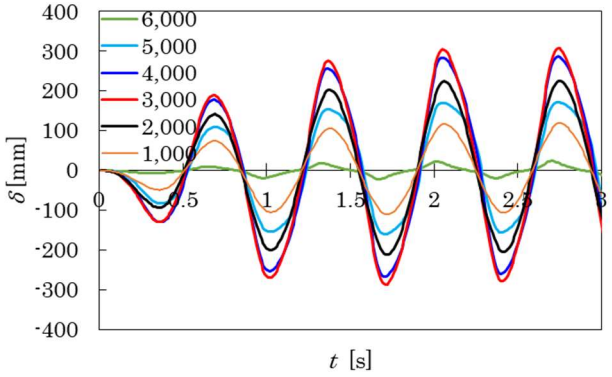


図 3-22　壁面変位取得位置

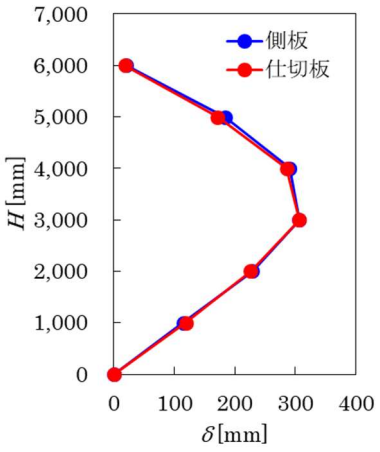
図 3-23 に、0～3 秒までの時刻歴応答解析で求めた壁面変位の時刻歴と最大変位の分布を示す。なお、本報告では、地動変位とそれに伴って生じる質点の変位を加えたものを絶対変位とし、絶対変位から地動変位分を差し引いたものを相対変位として表記する。解析開始後 1.4 秒程度で側板・仕切板共に壁面変位がほぼ最大となり、高さ 3,000 mm の位置で 306 mm（相対変位）となった。このように地震波とタンクの卓越周期が一致するとバルジング振動が励起し、わずか数秒で最大変位に達する。



a) 側板変位の時刻歴（Y 方向 : f = 1.454 Hz）



b) 仕切板変位の時刻歴（Y 方向 : f = 1.454 Hz）

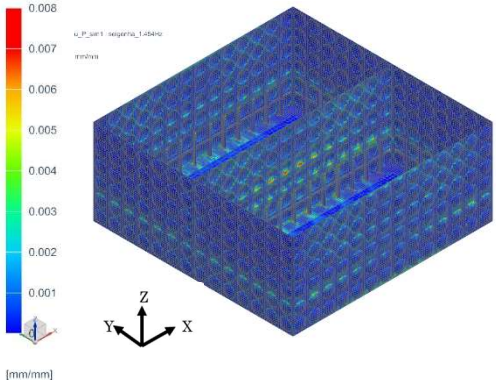


c）最大変位の分布（Y 方向）

図 3-23　壁面変位の時刻歴と最大変位の分布

今回の解析条件下では、Y 方向の側板と仕切板がほぼ同位相で振動していることが確認できるが、最近の研究[11), 12),13),14)]ではタンクの形状・剛性・液位等の条件によって仕切板の振動挙動が複雑になることが指摘されており、仕切板の設計に対して注意が必要であることが報告されている。

図 3-24 に、最大変位時のひずみ分布を示す。側板・仕切板のひずみは、側板中央部で高さ 2,000 mm、仕切板中央部で高さ 4,000 mm の位置のパネル球殻部で最大となりその値は 0.8 %であった。



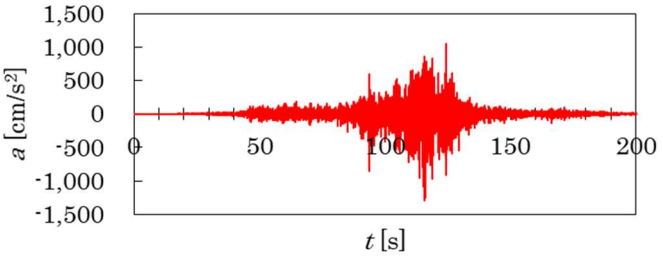
Y 方向：f = 1.454 Hz

図 3-24　ひずみの分布

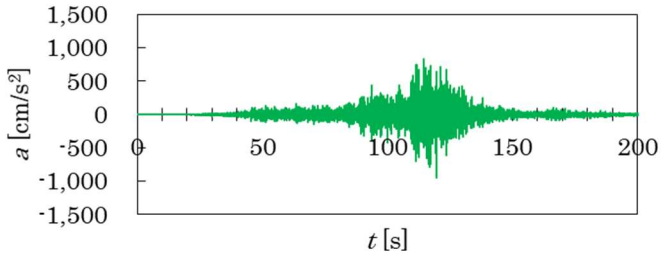
(3) 時刻歴応答解析（東北地方太平洋沖地震）

正弦波と同様に、固有値解析のモデル（No.16 タンク）を用いて地震波による時刻歴応答解析を行った。

図 3-25 に、2011 年 東北地方太平洋沖地震（FKS016 白河_K-NET）の加速度の時刻歴を示す。本データは、No.16 タンクの建設地点に最も近い K-NET の観測記録を用いた。解析では、2 軸（NS-EW）同時加振とし、107 秒から 119 秒の 12 秒区間を抜き取って 0.01 秒間隔で加速度を入力した。



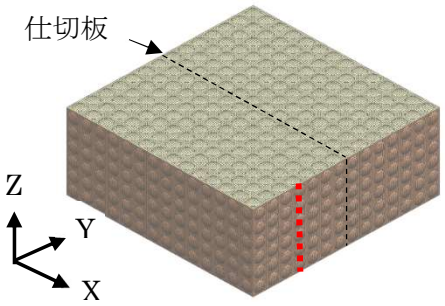
a）NS 方向（X 方向）



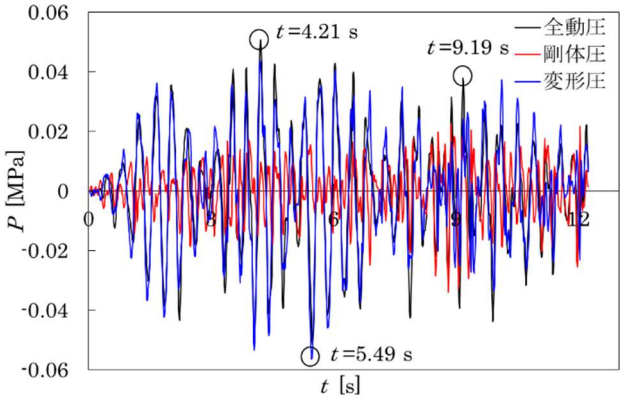
b）EW 方向（Y 方向）

図 3-25　加速度の時刻歴（東北地方太平洋沖地震（FKS016 白河_K-NET））

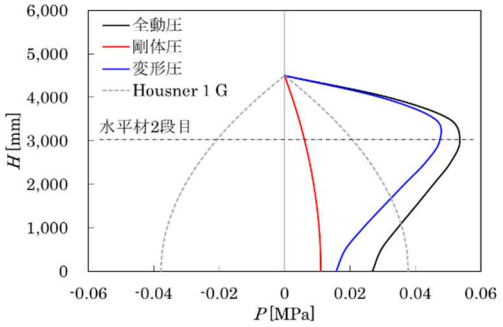
図 3-26 に、時刻歴応答解析で算出した壁面に作用する動水圧を示す。水圧取得位置は、図 3-17 に示した被害が目立った仕切板に垂直な壁面とした（ 同図 a）の赤破線)。同図 b）は、高さ 2,500 mm における水圧の時刻歴を示している。全動圧が解析値となり、剛体圧は Housner 式より計算したものであり、変形圧は全動圧から剛体圧を差し引いた値となる。但し、ここで求めた圧力は静水圧を含まないことに注意されたい。次に、全動圧の大きい 3 点（t = 4.21, 5.49, 9.19 秒）に注目して、高さ方向の動水圧の分布を同図 c)，d)，e）に示した。なお、参考として Kh=1 における Housner 式から求めた動水圧の分布を付記した。t = 4.21，5.49 秒では、剛体圧が小さく全動圧のほとんどを変形圧が占めており、バルジングの影響が強く出ていることが伺える。一方、t = 9.19 秒では剛体圧と変形圧の両方が高くなる。いずれの点においても、解析で求めた動水圧（全動圧）は高さ 3,000 mm 付近で最大となり、Housner 式の動水圧の分布とは大きく異なる。



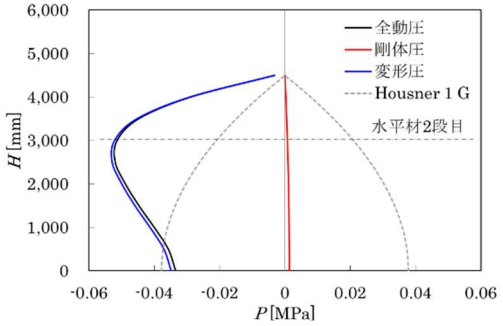
a）水圧取得位置



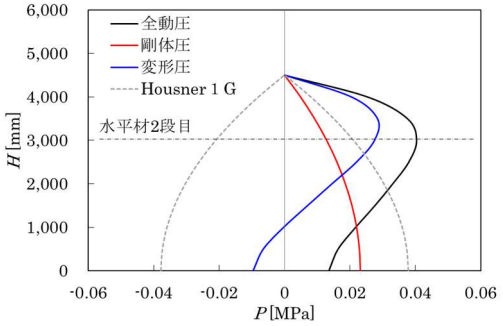
b）水圧の時刻歴（*H*=2,500 mm）



c) 動水圧の分布 (*t*= 4.21 秒)



d) 動水圧の分布 (*t*= 5.49 秒)



e) 動水圧の分布 (*t*= 9.19 秒)

図 3-26　壁面に作用する動水圧

図 3-27 に、X 方向におけるタンクの変形状態を示す。図 3-20 c）に示したバルジング固有振動モードと同様で、側板中央部の高さ 4,000 mm 付近で変形が最大で 165 mm（相対変位）（t = 4.23 秒時）になる。この位置の側板が変形すると 2，4 段目の水平材とステー材が曲がるように変形していることが確認できる。この位置は 2 段目の水平材が破断した箇所と一致する。なお、時刻歴応答解析において側板のひずみは、側板中央部の高さ 2,000～3,000 mm 付近で最大となりその値は 0.5 %であった。

ただし、許容応力度法で設計されたパネルタンクでは、大きな変形やひずみが発生し、実際の挙動を正確に再現できないため、大変形（幾何学的非線形）を考慮した解析が必要である。

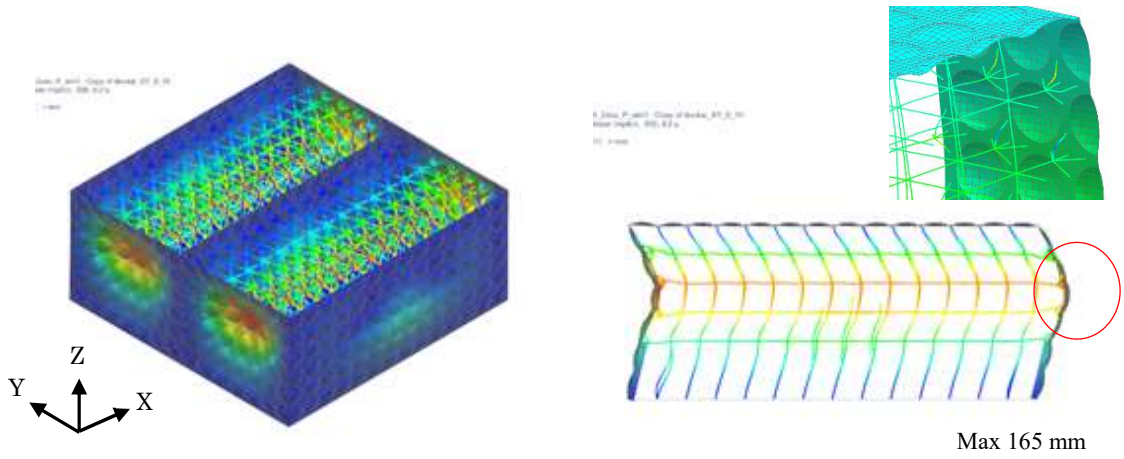
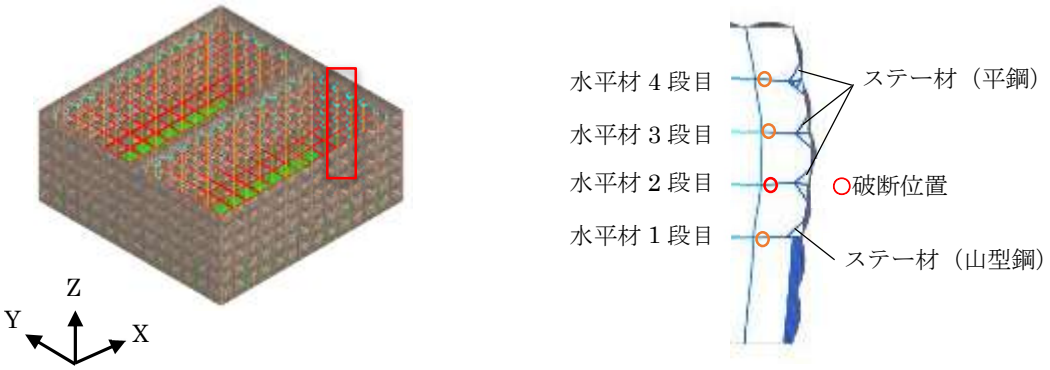


図 3-27　タンクの変形状態

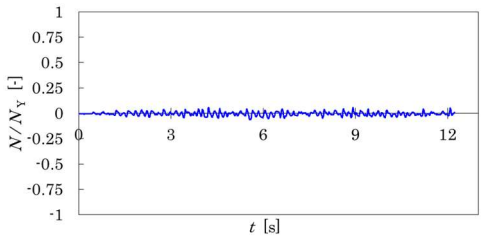
(4) 損傷メカニズムの検討（東北地方太平洋沖地震）

ここでは、No.16 タンクの損傷原因について考察する。本タンクにおいて最も深刻な損傷である水平材 2 段目の破断（図 3-17 の①）に着目した。

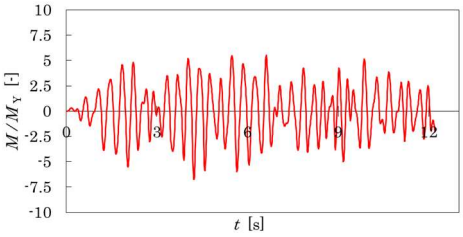
図 3-28 に、損傷位置での各段の水平材に生じる軸力と曲げモーメントを示す。図中 a）の赤丸の水平材 2 段目が破断した位置である。時刻歴応答解析により破断部の水平材にどのような力が生じているのかを検討した。図中の b）～ e）は各段の水平材に生じる軸力、f）～ i）は曲げモーメントの経時変化を示す。縦軸には、解析により求めた軸力（又は、曲げモーメント）を部材の降伏軸力（又は、降伏曲げモーメント）で除した、軸力比（又は、曲げモーメント比）をとった。例えば、軸力比が 1 を超える場合は、部材が塑性化することを意味している。解析結果を見てみると、軸力比が 1 を超えてはいないが、水平材 2 段目で引張（プラス）側で 0.9 という高い値が確認された。いずれの水平材も圧縮（マイナス）については、それほど大きな値ではない。一方、曲げモーメントは、各段ともに曲げモーメント比が 1 を大きく超えており、破断の見られた水平材 2 段目が特に大きいことがわかる。このことより、水平材には軸力に加えて曲げが繰り返し作用したことで破断に至ったと推察され、水平材が破断すると側板の変形が大きくなることで貯水機能を失った。



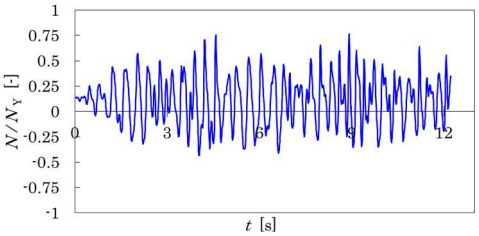
a）着目した水平材の位置



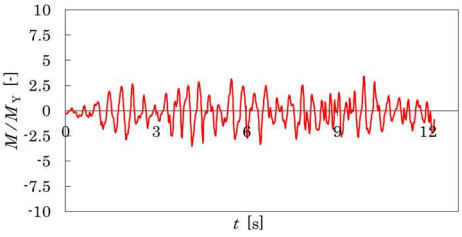
b）水平材 4 段目の軸力



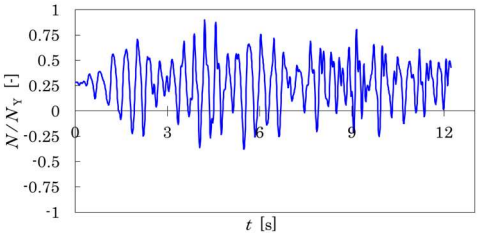
f）水平材 4 段目の曲げモーメント



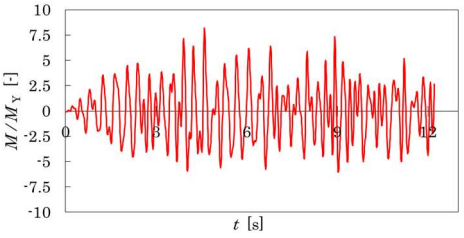
c）水平材 3 段目の軸力



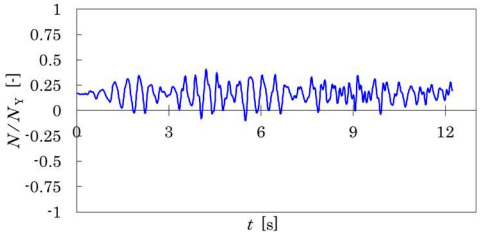
g）水平材 3 段目の曲げモーメント



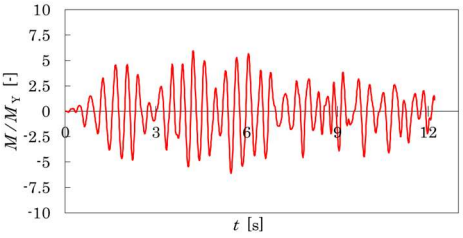
d）水平材 2 段目の軸力



h）水平材 2 段目の曲げモーメント



e）水平材 1 段目の軸力



i）水平材 1 段目の曲げモーメント

図 3-28　各段の水平材に生じる軸力と曲げモーメント

図 3-29 にパネル目地とステー材接合部の応力の応力分布（最大値）のコンターを示す。1 段目の目地とステー材との接合部付近においては、軸力の影響を受けて応力が集中していることが確認できる。この結果は、図 3-17 ③④のステー材とパネルツバ接続部の漏水の位置と一致している。

以上の検討結果から、1 段目のステー材の強度は十分であったものの、剛性の高い山型鋼を用いたことでツバ部との剛性差が大きくなり、ステー材の溶接部に高い応力が生じて損傷し漏水に至ったと考えられる。尚、既往の研究[4),15),21)]の研究においてはこれらの損傷原因に加えて繰り返しによる影響を指摘している。

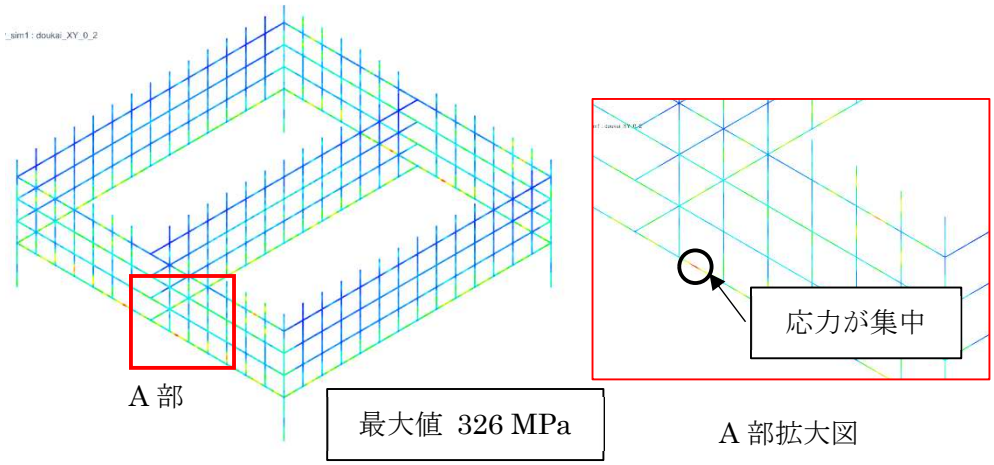
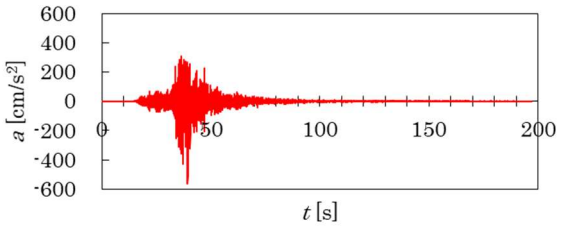


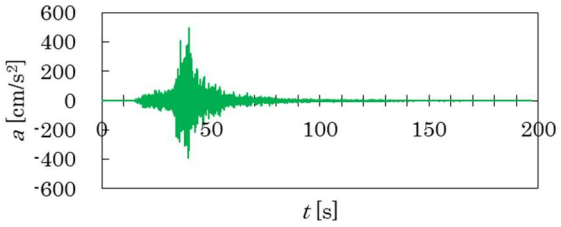
図 3-29　パネル目地とステー材接合部の応力分布

(5) 時刻歴応答解析（福島県沖地震）

図 3-30 に、2021 年 福島県沖地震（FKS016 白河_K-NET）の加速度の時刻歴を示す。本データは、東北地方太平洋沖地震（FKS016 白河_K-NET）と同様の観測記録を用いた。解析では、2 軸（NS-EW）同時加振とし、38 秒から 46 秒の 8 秒区間を抜き取って 0.01 秒間隔で加速度を入力した。



a）NS 方向（X 方向）

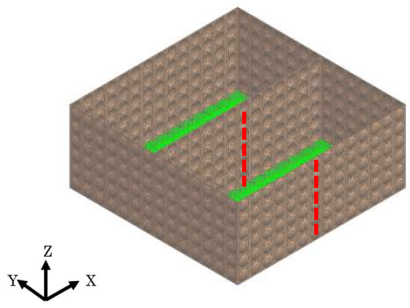


b）EW 方向（Y 方向）

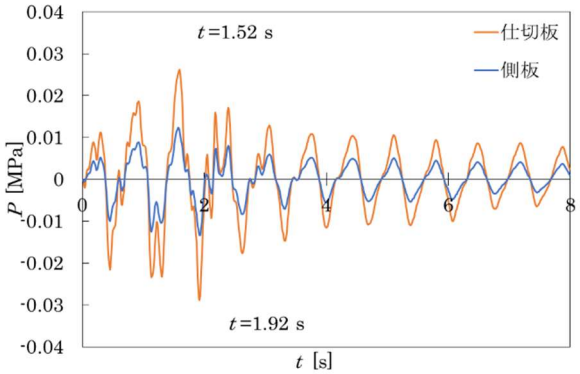
図 3-30　加速度の時刻歴（2021 年福島県沖地震（FKS016 白河_K-NET））

図 3-31 に、時刻歴応答解析で算出した壁面に作用する動水圧の時刻歴を示す。水圧取得位置は、図 3-17 に示した被害の目立った仕切板およびそれと平行な側板とした（ 同図 a）の赤破線)。同図 b）は、高さ 2,500 mm における仕切板と側板の水圧の時刻歴を示している。

水圧が大きく生じる時刻（t = 1.52，1.92 秒）では、仕切板は側板の 2 倍以上の動水圧が生じることが確認できる。但し、ここで求めた圧力は静水圧を含まないことに注意されたい。



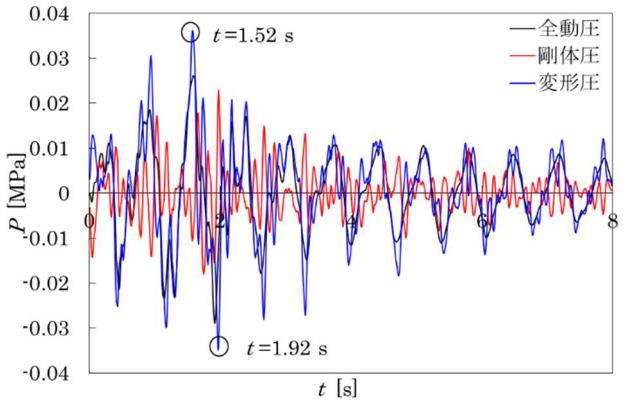
a）水圧取得位置



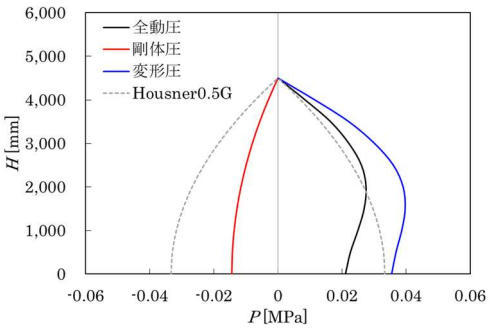
b）水圧の時刻歴（仕切・側板）

図 3-31　仕切板と側板に作用する動水圧

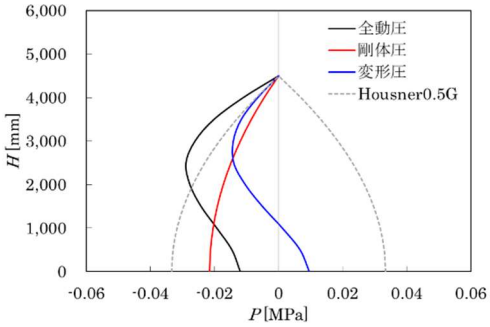
図 3-32 に、仕切板における全動圧、剛体圧、変形圧の時刻歴を a)に示す。全動圧が解析値となり、剛体圧は Housner 式より計算したものであり、変形圧は全動圧から剛体圧を差し引いた値となる。全動圧の大きい 2 点（t = 1.52，1.92 秒）に注目して、高さ方向の動水圧の分布を b)，c）に示した。なお、参考として Kh=0.5 における Housner 式から求めた動水圧の分布を付記した。t = 1.52 秒では、剛体圧はさほど大きくなく逆向きに発生しており、全動圧を変形圧が支配しバルジングの影響が強く出ていることが伺える。一方、t = 1.92 秒では剛体圧の方が変形圧より高く出ている。但し、いずれの点においても、解析で求めた動水圧（全動圧）は高さ 2~3,000 mm 付近で最大となり、Housner 式の動水圧の分布とは大きく異なる。



a）水圧の時刻歴（*H*=2,500 mm）



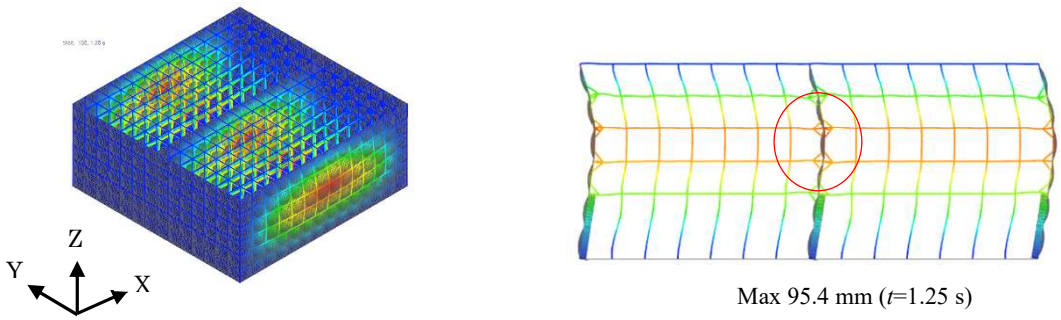
b）動水圧の分布（*t*= 1.52 s）



c）動水圧の分布（*t*= 1.92 s）

図 3-32　仕切板に作用する動水圧（全動圧・剛体圧・変形圧）

図 3-33 に、変形状態を示す。図 3-19 d）に示したバルジング固有振動モードと同様のモードが確認できる。側板中央部の高さ 4,000 mm 付近において、仕切板の変形が最大で 95.4 mm（相対変位）（t = 1.25 秒時）になる。

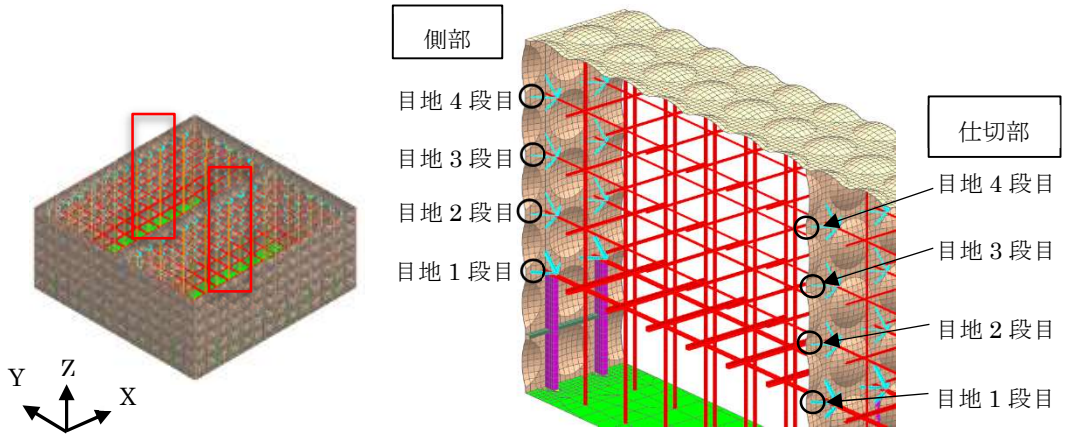


Max 95.4 mm (*t*=1.25 s)

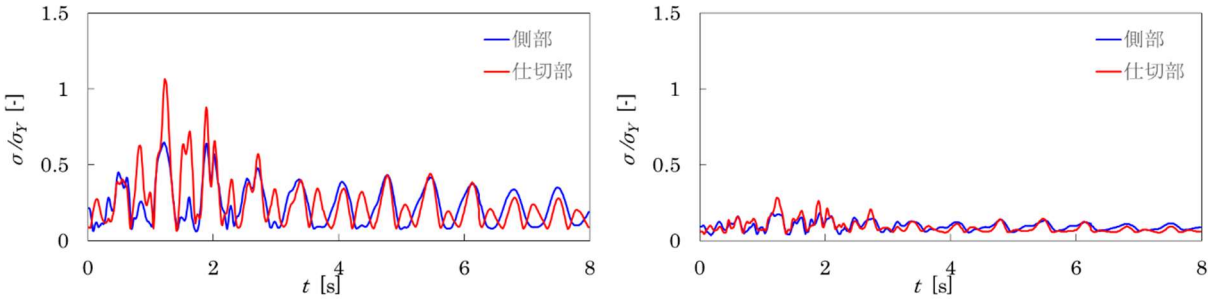
図 3-33　タンクの変形状態

(6) 損傷メカニズムの検討（福島県沖地震）

ここでは、損傷の大きい仕切板目地に着目して検討する。図 3-34 に側部と仕切部における各段のパネル目地とステー材接合部に生じる応力（ミーゼス応力）の経時変化を示す。縦軸は、降伏応力 σ_Yに対する発生応力 σの比とした。図中 a)に着目した目地の位置を示す。仕切板の動水圧が最大となる時刻（t = 1.52 秒時）付近において 1 段目の σ / σ_Y が 1 を超えている。さらに仕切部は側部の 2 倍近い応力が発生している。一方、2～4 段目に関しては、さほど大きな応力は発生していない。

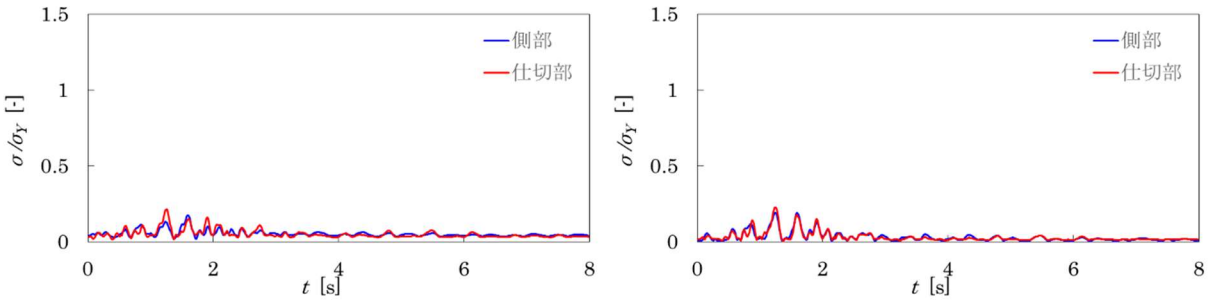


a）着目した目地の位置



b）1 段目の応力

c）2 段目の応力



d）3 段目の応力

e）4 段目の応力

図 3-34　パネル目地とステー材接合部の応力の時刻歴

図 3-35 にパネル目地とステー材接合部の応力（ミーゼス応力）分布（最大値）のコンターを示す。仕切板目地と 1 段目ステー材との接合部付近において応力が集中していることが確認できる。この結果は、図 3-17 ⑦仕切部のステー材とパネルツバ接続部の漏水の位置と一致している。

これらの検討結果から、仕切板の損傷はバルジングの影響により仕切板が大きな変形を伴い、目地とステー材の接合部に応力が集中することで、板厚の薄いパネルツバが損傷し、漏水に至ったと考えられる。

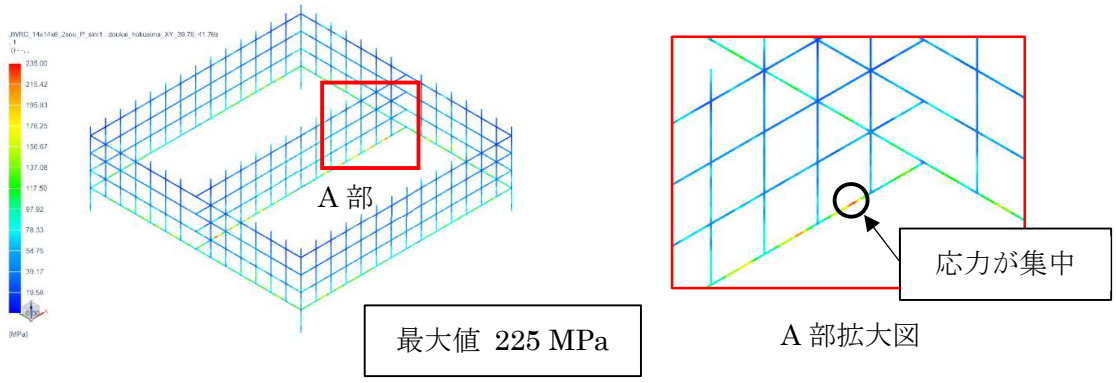


図 3-35　パネル目地とステー材接合部の応力分布

3.3.3 考察

本研究では、振動実験と FEM 解析によりステンレス鋼板製パネルタンクの振動特性の検証および被災したタンクの損傷原因とメカニズムについて詳細な検討を行い、以下の結論を得た。

- 本施設のバルジング振動時の水圧分布は、Housner 式とは異なり側壁中央部で最大となる。特に、短周期型の地震動の場合はタンクの固有周期と一致することでバルジング振動が励起されるため注意が必要である。2021 年福島県沖地震では、震度 5 強程度の地震動であったものの、バルジング振動により中央付近の水圧が増大し損傷を受けた可能性がある。

- 今回の検証において、実験と解析での固有値解析の結果が概ね一致することから、解析モデルや境界条件等の設定に大きな問題が無いことを確認した。但し、タンクの構造によっては、拘束条件の影響を強く受ける場合があるので、詳細な検討が必要である。

- 地震動とタンクが共振するとバルジング振動の励起により側板・仕切板の変形が大きくなる。さらに、水平材に軸力や曲げが繰り返し作用することで部材が降伏して損傷に至った可能性がある。パネル目地部で見られる損傷は、ステー材からの軸力により、パネルツバとの接合部に応力が集中することで損傷に至ったと考えられる。

- 矩形水槽の仕切板に関しては、細野ら[13]や平井ら[14]によって研究報告がなされている。ここで細野ら[13]の研究では、仕切板の板厚が 20mm～40mm のタンク対象としており、本研究で解析・検証したタンクとは構造が異なる。仕切板はタンク条件によって複雑な振動挙動を示す場合があるので、慎重な検討が必要である。

熊本地震、能登半島地震で被災したタンクで架台とタンクとの取り合い部分に浮き上がりやアンカーボルトの緩みが見られ、ロッキングにより損傷した可能性があると考えられることから、アンカーボルト等に関する検討も重要である。

今後の課題として、地震動により発生する繰り返し荷重が構造部材に及ぼす影響を確認する必要がある。特に、漏水が発生しやすいパネルツバ部に生じる繰り返し荷重による累積損傷メカニズムの解明が急務である。

また、既存タンクの耐震補強方法を確立するために、実験や FEM 解析により効果の実証を行う予定である。

参考文献

[1] 箕輪親宏，清水信行，鈴木純人 :長方形ステンレスパネル水槽の振動舌実験， 日本機械学会論文集（C 編)Vol. 68， No. 668， pp. 1056・1063，2002.4.

[2] 青木大祐，行田聡，坂東芳行，渡邉尚彦，鈴木森晶：短周期振動を受けるステンレス鋼製矩形水槽に対する水圧低減用制震装置の開発，土木学会 応用力学委員会，第 21 回応用力学シンポジウム，（C000086），2018.

[3] 佐久間真輝，鈴木森晶，青木大祐，嶋口儀之，宗本理：ステンレス鋼製貯水槽の地震による側板破損原因の解明および地震対策案の検討，愛知工業大学研究報告 第 55 号，2020.

[4] 竹本純平，小野泰介，平野廣和，佐藤尚次：ステンレス製パネルタンクの流体と構造を連成しての時刻歴応答解析，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.76，No.2，pp.153-162，2020.

[5] Housner, G.W. : Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers, Bulletin of Seismological Society of America, pp. Vol. 47, No. 1, pp. 15-35. 1957.1.

[6] 給水タンク・配水タンクの地震被害対策研究（土木学会地震工学委員会）：水循環施設の合理的な災害軽減対策研究小委員会活動報告, 2018.

[7] 井上凉介，坂井藤一，大峯秀一：2011 年東北地方太平洋沖地震における水槽の広域被害および地震動特性との関連の分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 71，No. 4（地震工学論文集第 34 巻），I_764-I_773，2015. 2.

[8] 井上凉介，坂井藤一，大峯秀一：2016 年熊本地震における水槽被害および地震動特性との関連について，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 73，No. 4（地震工学論文集第 36 巻），I_711-I_720，2017. 2.

[9] 井上凉介，坂井藤一，大峯秀一：矩形水槽におけるバルジング地震応答挙動の有限要素法解析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 75，No. 4（地震工学論文集第 38 巻），p. I_36-I_50，2019.

[10] 遠山泰美 :「矩形タンク側壁の接水振動解析」，日本造船学会論文集，第 182 号，PP601-609，1997 年.

[11] 細野隼佑，渡邉尚彦，行田聡 : 2 槽式水槽におけるバルジング応答に関する研究，令和 4 年度土木学会中部支部研究発表会，I-02，2023.

[12] 細野隼佑，渡邉尚彦，行田聡，青木大祐，増井龍也，2 槽式水槽におけるバルジング作用動水圧分布解析，土木学会第78 回年次学術講演会概要集，2023

[13] 細野隼佑，渡邉尚彦，嶋崎壱太，行田聡：液位条件を変えた2槽式水槽のバルジング応答特性，Đu20196?和5年度土木学会中部支部研究発表会，I-08，2024.

[14] 平井 秀，白井 航太，小野 泰介，平野 廣和，佐藤 尚次：二槽式ステンレス製パネルタンクのバルジング発生時における耐震性に関して，構造工学論文集，vol.70A，2024.3

[15] 白井 航太, 小野 泰介, 平野 廣和, 佐藤 尚次：加振方向角の違いがステンレス製パネルタンクのバルジング振動に及ぼす影響，土木学会論文集A2 (応用力学)特集号,Vol. 79, No. 15, 22-15031, 2023.

[16] 志賀典親，小野泰介，因和樹，井田剛史，平野廣和：振動実験と数値流体解析を用いてのバルジングの特徴の把握，土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.74, No.2, pp.285-294, 2018.

[17] 塩野谷遼，平野廣和，井田剛史，河田彰：実機貯水槽を用いてのバルジング振動に関する振動実験，土木学会論文集A1(構造・地震工学),Vol.73, No.4, pp.404-411, 2017.

[18] 小野泰介，竹本純平，井田剛史，平野廣和，佐藤尚次；構造形式の異なる矩形タンクのバルジング振動応答特性の比較，土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.76, No.4, pp.66-74, 2020.

[19] 齊藤崇，小野泰介，池田直生，平野廣和，佐藤尚次：微動計測装置を用いた貯水槽のバルジング固有振動数の推定，構造工学論文集,Vol.69A, pp253-261, 2023.

[20] 平井秀，小野泰介，平野廣和，佐藤尚次：振動計測と固有振動数解析による実機貯水槽のバルジング固有振動数の推定，土木学会論文集 A2（応用力学）特集号，Vol.80，No.15，2024.

[21] 白井航太，小野泰介，平野廣和，佐藤尚次：既存 SUS タンクによるバルジング固有振動数での時刻歴応答解析，土木学会論文集 A2（応用力学）特集号，Vol.80，No.15，2024.

4. ステンレス鋼板製一体型タンク（WSP タイプ）

本章は、本プロジェクトで「鋼板製一体型タンク（WSP タイプ)」を対象とする解析・検証を実施していただいた日本水道鋼管協会が執筆したものである。

（水道技術研究センター）

4.1 ステンレス鋼板製一体型タンク（WSP タイプ）とは

(1) ステンレス鋼板製一体型タンクの区分

水道施設耐震工法指針・解説 2022 年度版[1]（以下、水耐震 2022 年版）においては、矩形の地上水槽（鋼製）を表 4-1-1 のように分類（※ただし、下表では原本における「側板の溶接形状」の分類を実態に合わせて訂正）しており、これらの水槽については、現段階において地震時に発生するバルジングの影響を考慮した静的解析による実用的耐震設計手法が整備されていないことから、時刻歴応答解析を適用した耐震設計による照査を行うよう求めている。

これらの鋼製水槽は、これまでに受水槽等で多数の地震被害が報告されている「ステンレス鋼板製パネルタンク」[2]と「ステンレス鋼板製一体形タンク」に大別され、さらに後者は日本水道鋼管協会（以下、WSP）の設計指針[3]により規定された側板が縦波補剛型のもの（以下、WSP タイプ）と、日本ステンレスタンク工業会（以下、JSTA）の設計指針[4]により規定された縦波補剛型または横波補剛型のもの（以下、JSTA タイプ）に分類される。両者はいずれも「ステンレス鋼板製一体形タンク」と呼ばれるが、基本構造や溶接形状などが大きく異なるため、以下ではその差異を明確にした上で、本章でとり扱う WSP タイプについて詳細に説明する。

表 4-1-1 地上矩形水槽(鋼製)の分類 （水耐震 2022 年版[1]・表-参 3-20.1 を抜粋・一部訂正）

種　　類	ステンレス鋼板製 一体形タンク		ステンレス鋼板製 パネルタンク
形　　状	矩　　形		
母　　材	SUS（SS ※１）		SUS
側板の構造	縦波板	縦波板または 横波板	薄板性成形パネル （柱材補強）
側板の溶接形状	・突合せ溶接 ・両面すみ肉溶接	・突合せ溶接 ・へり溶接 ・すみ肉溶接	
日本水道鋼管協会：WSP073-2010　ステンレス鋼製角形配水池設計指針、2011年3月	○		
日本ステンレスタンク工業会：波形鋼板（剛性側板）形式　ステンレス鋼板製矩形配水池設計指針、2018年10月		○	
日本ステンレスタンク工業会：ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針、平成24年12月			○

凡例　○：適用指針

※１：鋼板製一体形タンクについては、母材をSS としたものであり、水道施設としての採用例は比較的少ないが、設計にあたっては、ステンレス鋼板製一体形タンクの基準を参考とすることがある。

(2) WSP タイプの概要

WSP タイプのステンレス鋼板製一体型タンクは、「WSP 073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針」で規定された、主に水道用の配水池用途を想定した地上式 SUS 鋼製水槽であり、原則として転倒に対して安定している形状（全高 10m 以下、かつ水深 H_L と短辺方向の配水池長さ L_2 の比：$H_L/L_2 \leqq 0.75$）を有することや、矢板形状の縦波補剛鋼板を主構造である側板・仕切板に用いること、適用する溶接継手として「完全溶け込み突き合わせ溶接」や「両面すみ肉溶接」など、JIS B 8510 鋼製石油貯槽の構造[5]に準拠した継手形状としていることなどをその特徴としている。表 4-1-2 には、WSP タイプの主な特徴をまとめて示す。

写真 4-1-1 には WSP タイプの施工例を、図 4-1-1 には、WSP タイプの構造概要をそれぞれ示す。側板は、前述の通り、プレス加工にて約 500mm ピッチでステンレス鋼板に補強部を設けた縦波補剛鋼板を適用することを基本としている。特に、１段目側板の高さは、槽内の点検および清掃の維持管理性を踏まえ、2,000mm 程度を設け、側板各段の間には、フランジ構造の中間補強帯が設置される。WSP タイプについては、縦波補剛側板と中間補強帯により側壁自体が高い剛性を有する壁構造が構成され、地震時動水圧等の荷重に対して抵抗し、構造全体を支持する。

表 4-1-2 ステンレス鋼板製一体型タンク（WSP タイプ）の主な特徴

項　目	主な特徴
基本的な構造形式	**壁構造**：側壁が動水圧に抵抗し構造全体を支持 ＋・中間補強帯 ・ブレース材（水平材/斜材） 側板（縦波補剛鋼板・一体構造）
側板の構造	縦波補剛鋼板（矢板形状）以下、標準断面 補強部 / 平板部 / 補強部 / 平板部 / 補強部 500　500
溶接継手形状 ※すべての構造物部材の接手に適用	完全溶け込み突合せ溶接　両面すみ肉溶接 「JIS B 8510鋼製石油貯槽の構造」に準拠

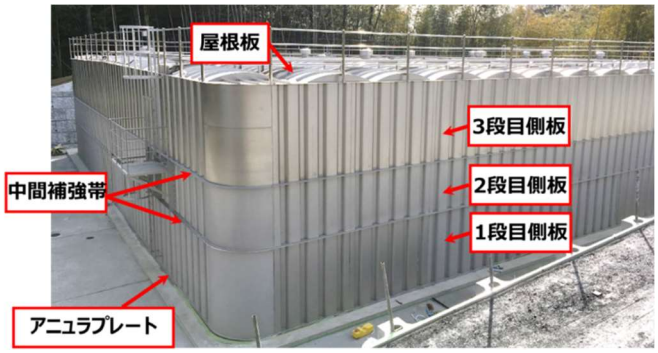


写真 4-1-1 WSP タイプの施工例

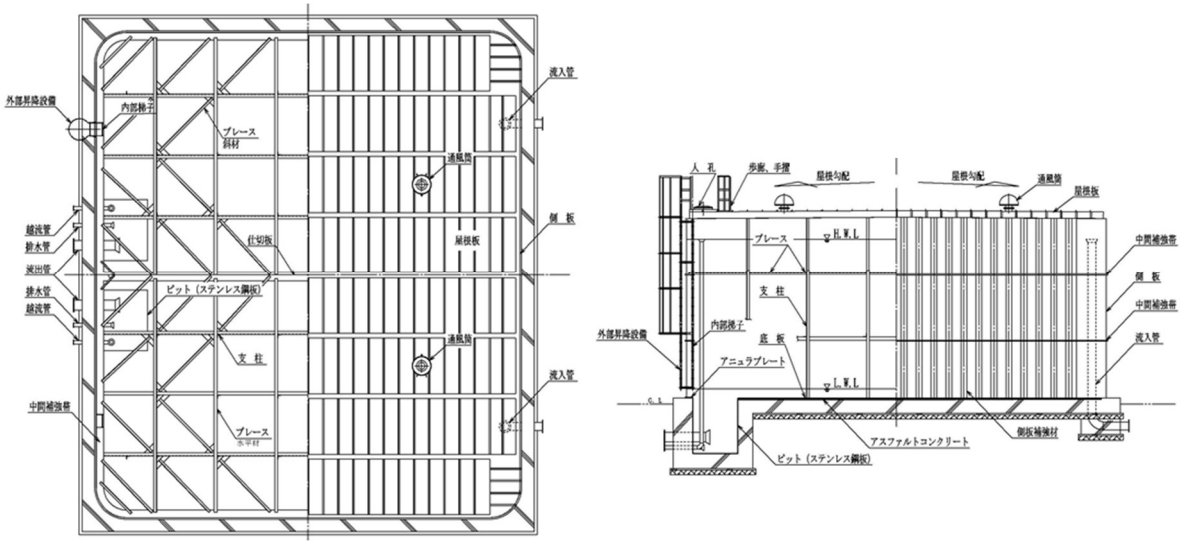


図 4-1-1 WSP タイプ配水池の構造概要（左：平面図、右：断面/側面図）

底部は、アップリフトや滑動・転倒に抗するため、円筒形配水池と同様に底板の周囲を厚板のアニュラプレートで囲む構造となっており、アニュラプレート上に、上下に中間補強帯と呼ぶフランジ材を設けた縦波補剛形式の側板を複数段、鉛直方向に配することで貯水機能と併せた配水池の主構造を構成する。側板は作用水圧に応じて下段から上段に向けて薄肉構造となるが、中間補強帯を含めたブロックを現場にて溶接接合することで、現場施工の省力化が図られている。

一般に、配水池のメンテナンスを考慮して複数槽とする場合が殆どであり、その場合には槽内部に側板と同様な構造の仕切板が設けられる。従来、WSP 073 においては仕切板に作用する水圧の最大値が地震時動水圧の 2 倍であり、側板に作用する最大水圧を上回ることがないと考えて、基本諸元を側板と同等としていたが、本研究にて実施した諸検討の結果、想定地震によっては側板よりも大きな地震時動水圧が作用し、側板に作用する最大水圧を超える場合があることが判明したため、今後実施する設計指針改正において、仕切板の設計に関して見直しを行う予定である。

WSP タイプの主要構造部材である中間補強帯は、水槽内部において水平方向ならびに 45° 方向に配置されるブレース材（形鋼：水平材・斜材）にて連結され、水平方向変位に抵抗する。WSP タイプにおいてこの中間補強帯＋ブレース材は非常に重要な構造部材であり、側板の剛性を高めるだけでなく、地震時に生ずる水平方向変位（側板全体の膨れ）を抑制することで、バルジングによる変形圧の作用軽減に寄与していると考えられる。

ブレース材は、水槽内部に設けられた支柱（形鋼）とも接続されるが、基本的に支柱は頂部の屋根材を支持することを目的に設けられる。

頂部の屋根は、槽外環境との隔離による衛生性の確保が主目的の部材であるが、曲線形状の薄板に補剛リブを設けた蒲鉾形状を基本としており、地震時のスロッシングによる水撃圧に抵抗するとともに、日照等で SUS 材が熱膨張・収縮した際の騒音を低減する配慮がなされた構造となっている。

その他、付帯設備として流入・流出管、排水管、越流管等の配管類、通風筒、外部昇降設備、歩廊、内部梯子、人孔や計装設備等の関連設備から構成されている。

参考文献

[1] （公益社団法人）日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説 2022 年度版, （公益社団法人）日本水道協会, 2022.

[2] （一般社団法人）日本ステンレスタンク工業会, ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針, （一般社団法人）日本ステンレスタンク工業会, 2012.

[3] 日本水道鋼管協会, WSP073-2010　ステンレス鋼製角形配水池設計指針, 日本水道鋼管協会, 2011.

[4] （一般社団法人）日本ステンレスタンク工業会, 波形鋼板（剛性側板）形式　ステンレス鋼板製矩形配水池設計指針, （一般社団法人）日本ステンレスタンク工業会, 2018.

[5] （一般社団法人）日本規格協会, JIS B 8501 鋼製石油貯槽の構造(全溶接製）, （一般社団法人）日本規格協会, 2013.

4.2 振動台実験によるバルジングの検証

2011 年の東北地方太平洋沖地震や 2016 年の熊本地震において、矩形タンクの破裂・漏水被害が報告されており、その多くがバルジングによるものと考えられている。これを受けて 2022 年に改訂された水道施設耐震工法指針・解説 2022 年版[1]では鋼製の矩形水槽の設計においては、その構造形式を問わず動的非線形解析による耐震性照査を行うことが基本とされた。

小野らによる既往の研究[2]では、WSP タイプと同形状の鋼板製一体型タンク（縦波補剛鋼板）について振動台実験を行ったところ、鋼板製一体型タンク（3.0m× 3.0m ×H3.0m、側板厚：4.5mm）は側板剛性が高くバルジングの影響は受けにくいと報告されている。一方、井上らの研究[3]では、容量 1,200m³ の WSP タイプについて、実施した FEM 解析において水槽上部でバルジングの発生が示唆されている。

そこで、本検証では、縦波補剛側板の WSP タイプにおけるバルジング現象を検証するために、振動台装置の性能内でバルジングの発生する水槽を設計・製作し、振動台実験を行うことで、WSP タイプにおける具体的なバルジングの影響について検証を行った。

4.2.1 実験条件

本実験では図 4-2-1 に示す 2.5m×2.0m×2.5m（約 11m³）の SUS304 製の WSP タイプの水槽を製作し、振動台を用いて加振実験を行った。側板は水平方向に 500mm 間隔で縦波形状のプレス加工を施すことで剛性を高めており、底板、側板、屋根板の板厚はそれぞれ 4 mm、 2 mm、 2 mm とした。写真 4-2-1 には振動台装置設置時の WSP タイプの実験水槽を示す。なお、実験水槽の設計にあたり、事前に図 4-2-2 に示す固有値解析を実施し、振動台装置の性能内でバルジングの発生可能性が高いことを確認した。

計測は加速度計（(株)共和電業製 AS-1GB）、水圧計（(株)共和電業製 PGM-G）を用いて行い、いずれの計測器も加振方向の壁面の中心に設置した。振動台実験では、供試水槽の高さ 2,200mm まで水を満たした状態で加振を行い、側板の振動状況を計測した。正弦波による加振実験では、バルジングが発生する共振振動数を計測するため、振動数を段階的に変化させて加振した。なお、正弦波の加速度は一律 35Gal（20 回）とした。また、写真 4-2-2 の平板タイプ（無補剛水槽、材質：SS400）を比較対象として用意した。平板タイプは WSP タイプと同様寸法で、側板厚は 9mm で設計した。平板タイプの固有値解析結果を図 4-2-3 に示す。

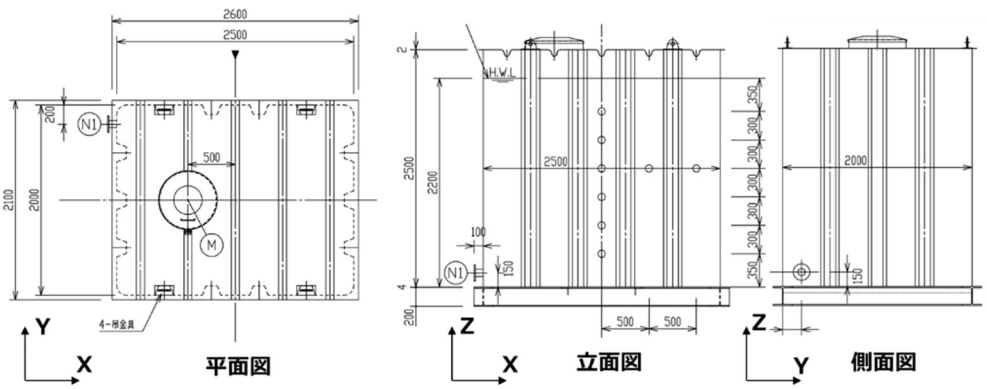


図 4-2-1 振動台実験用水槽（WSP タイプ）

写真　4-2-1 WSP タイプ（振動台装置設置時）

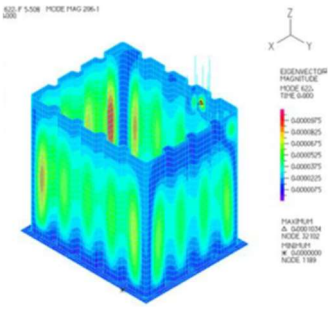


図　4-2-2 WSP タイプの固有値解析結果
（バルジング 1 次振動数：5.5Hz）

写真　4-2-2　平板タイプ（振動台装置設置時）

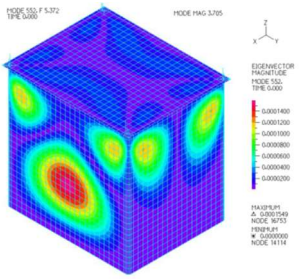


図　4-2-3　平板タイプの固有値解析結果
（バルジング 1 次振動数：5.3Hz）

4.2.2 実験結果

図 4-2-4 には、正弦波加振実験における加振振動数ごとの側板中央部に設置した水圧計の計測結果を示す。6.1Hz（0.16 秒）で最大の動水圧が観測され、バルジングによる変形圧の影響が顕著に生じていることを確認した。また、図 4-2-5 には WSP タイプと平板タイプの振動数と計測した加速度の結果を示す。WSP タイプは縦波補剛により側板の剛性が高まりバルジングに関する固有振動数が高くなることは事前の固有値解析の結果からも明らかであったが、バルジング現象発生時の加速度応答についても平板タイプと比較して小さい値を示した。

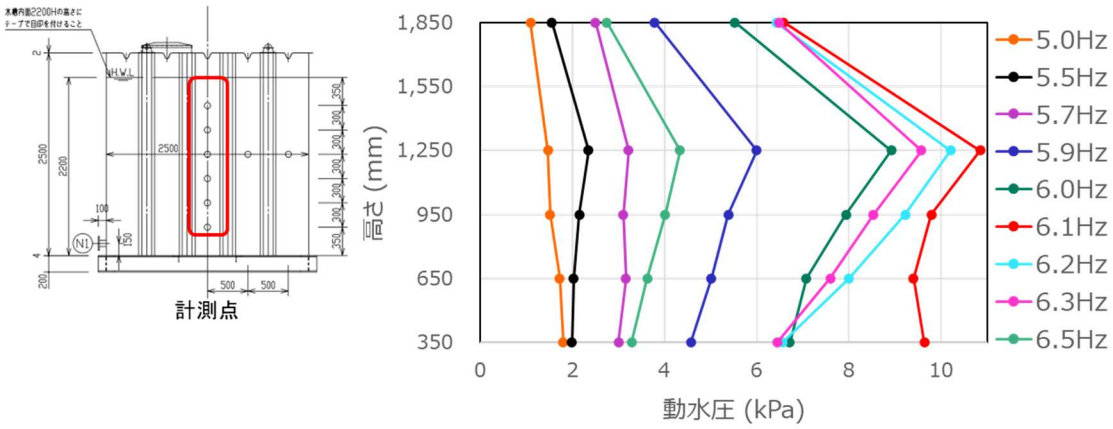


図　4-2-4　正弦波加振における側板中央の動水圧分布

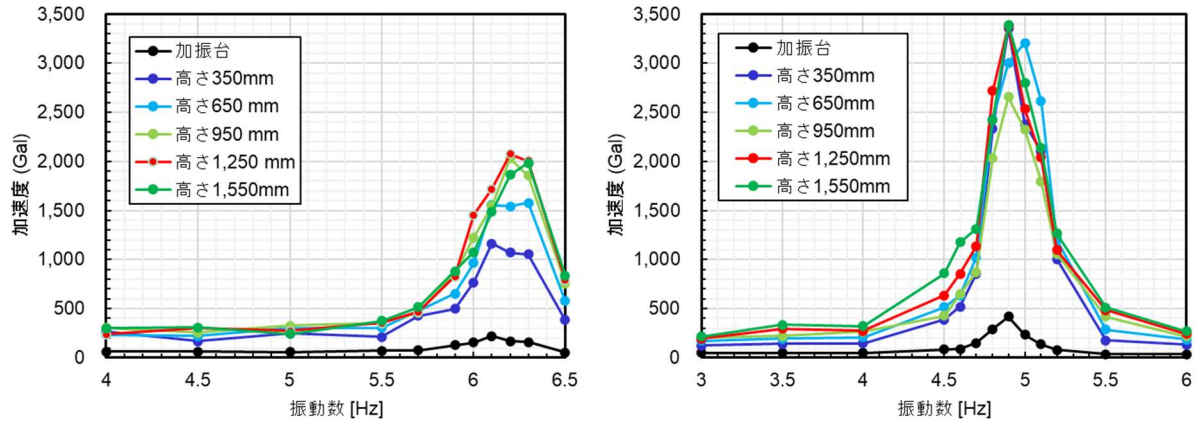


図 4-2-5 各振動数と応答加速度の関係（左：WSP タイプ、右：平板タイプ）

4.2.3 考察（まとめ）

上記の実験より以下の知見が得られた。

1) WSP タイプにおける正弦波の加振実験では、加振条件 6.1Hz で最大動水圧を記録し、バルジングによる連成振動が発生したことを確認した。
2) FEM による固有値解析を適用しバルジングが発生するように実験用水槽を設計し、加振実験を行ったところ、想定される範囲でバルジングの発生を確認することができた。このことから、固有値解析によりバルジングの影響をある程度推測することが可能であると考えられる。
3) WSP タイプ（側板厚：2mm）のバルジング発生時の応答加速度は、平板タイプ（側板厚：9mm）と比較して小さく、縦波補剛板がバルジングの連成振動の抑制に寄与したと考えられる。

参考文献

[1] （公益社団法人）日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説 2022 年度版, （公益社団法人）日本水道協会, 2022.

[2] 小野泰介ほか, “構造形式の異なる矩形タンクのバルジング振動応答特性の比較,” 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol.76, No.4, 地震工学論文集第 39 巻, 2020.

[3] 井上凉介ほか, “矩形水槽におけるバルジング地震応答挙動の有限要素解析,” 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）,Vol.75, No.4, 地震工学論文集第 38 巻, 2019.

4.3 姉歯配水池の被害検証

姉歯配水池は、宮城県栗原市金成地区に設けられた地上式ステンレス鋼板製矩形配水池であり、同市で 2 番目の容量（2,000m^3）を有する基幹施設として 2002 年に建設された。同施設は 2010 年に制定・発刊された「WSP 073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針[1]」（以下、WSP073）に準拠したものではないが、基本構造や設計の考え方など WSP 073 のプロトタイプとして位置付けられる施設と言ってよい。WSP 073 に準拠して設計・建設された配水池に関しては、これまで地震による被害が報告されていないが、姉歯配水池は 2011 年 4 月 7 日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震後に 3 段ある側板の上段・中段における座屈と下段の中間補強帯溶接部からの微小漏水が確認され、同形式で唯一のレベル 2 地震による被害発生例となった。なお、「水道施設耐震工法指針・同解説 2022 年版[2]」の「表-参 3-19.1 東日本大震災における地上式角形配水タンクの被害」における No.5 A 配水池が姉歯配水池に該当する。

本節では、姉歯配水池の地震被害に関して動的解析手法による再現解析を行うことで、解析手法の妥当性を検証するとともに、同タイプの配水池に関する設計ならびに補強方法に関する知見を得ることを目的として検討を実施した。

4.3.1 姉歯配水池諸元

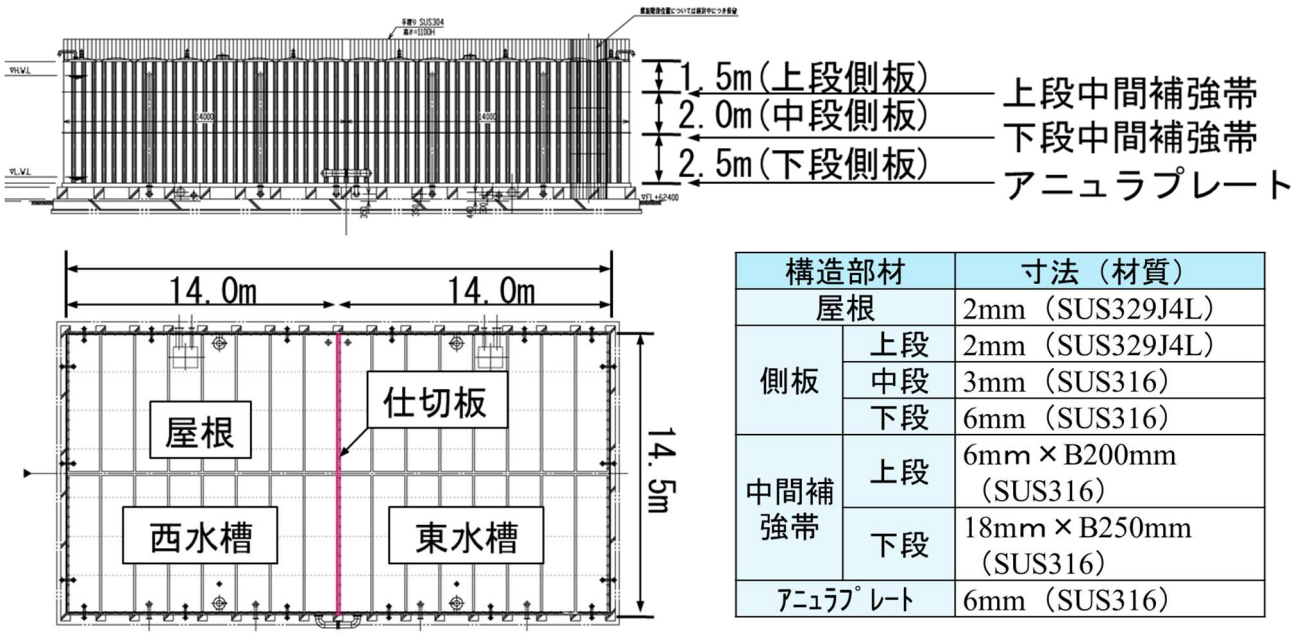
姉歯配水池の外観を写真 4-3-1 に、諸元を表 4-3-1 にそれぞれ示す。同配水池は、2011 年東北地方太平洋沖地震（本震）で震度 7 を観測した MYG004 栗原市築館（K-NET）から北北西に約 7km の位置に建設されている。また、当時の配水池における耐震設計では、水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版[3]に準拠し、兵庫県南部地震をベースとした設計水平震度 K_{h2}=0.55 で各構造物部材の選定がなされた。

写真 4-3-1　姉歯配水池の外観

表 4-3-1　姉歯配水池の諸元

設置場所	宮城県栗原市金成姉歯
本体構造	鋼板製一体型ステンレス配水池（全溶接構造） ※WSP073-2010ステンレス鋼製角形配水池設計指針の制定前
容量・寸法	有効水量2,000m^3（2槽式） 幅14.5m×長さ28.0m×高さ6.0m（有効水深5.0m）
竣　工	2002年竣工
耐震指針	水道施設耐震工法指針・解説1997年版：K_{h2}＝0.55（1.0×0.55）

図 4-3-1 には、姉歯配水池の主要構造を材質・主要寸法と併せて示す。



構造部材		寸法（材質）
屋根		2mm（SUS329J4L）
側板	上段	2mm（SUS329J4L）
	中段	3mm（SUS316）
	下段	6mm（SUS316）
中間補強帯	上段	6mm×B200mm（SUS316）
	下段	18mm×B250mm（SUS316）
ｱﾆｭﾗﾌﾟﾚｰﾄ		6mm（SUS316）

図 4-3-1 姉歯配水池の主要構造

また、図 4-3-2 にはブレース材の配置図を示す。

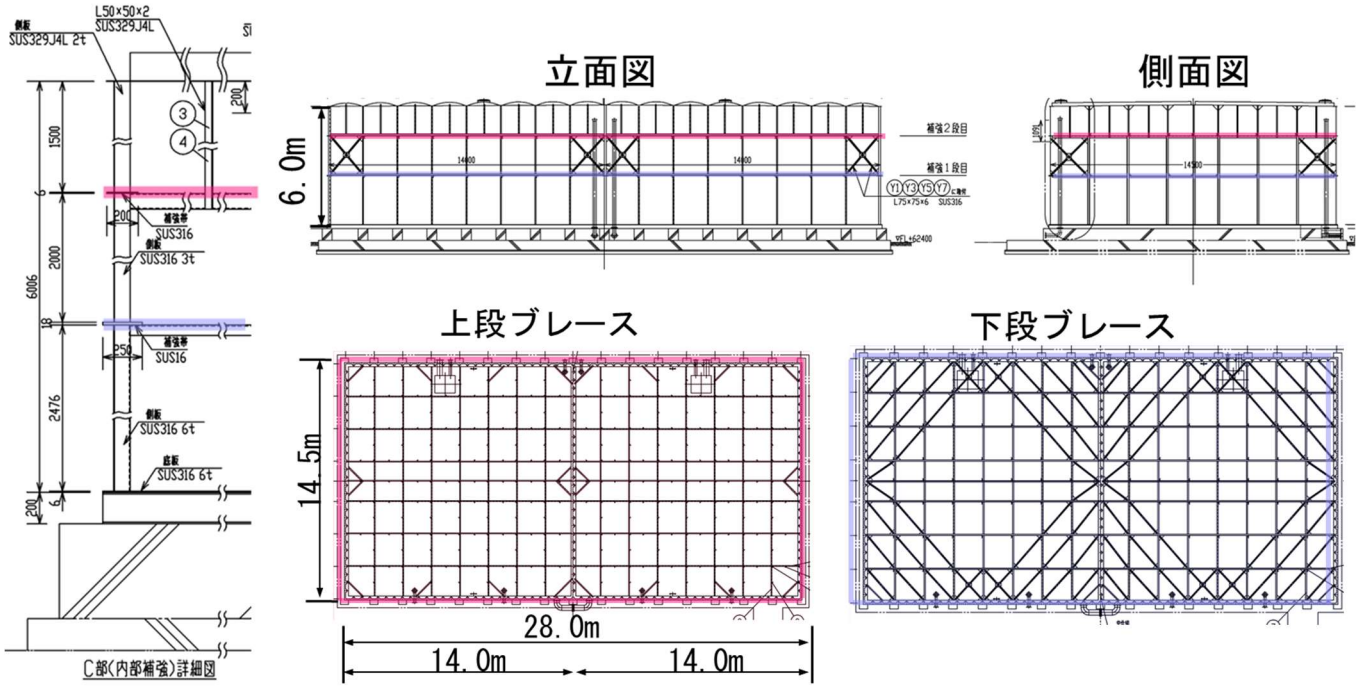


図 4-3-2　姉歯配水池のブレース材配置図

4.3.2 WSP 073-2010 との差異

姉歯配水池の設計時においては、まだ WSP 073 が制定されておらず、設計はメーカー独自の方法に依らざるを得なかった。そのため、設計の前提となる材料強度の評価やブレース材の基本配置等、現行の WSP 073 と異なる点があり、その結果部材の諸元も一部で異なるものとなっている。表 4-3-2 には、姉歯配水池の設計条件と WSP 073 における設計条件の主な相違点を示す。

表 4-3-2　姉歯配水池（設計時）と WSP 073-2010 の設計条件の主な相違点

	姉歯配水池建設当時 （メーカー独自設計）	WSP073-2010
地盤種別	I種地盤	I種地盤
地震荷重	Lv1設計水平震度 K_{h1} = 0.2 Lv2設計水平震度 K_{h2} = 0.55	Lv1設計水平震度 K_{h1} = 0.2 Lv2設計水平震度 K_{h2} = 0.55
固有周期	T = 0.202 秒 （建築基準法による）	T = 0.217 秒 （WSP 073-2010による）
SUS 材料強度	【 SUS 316の場合 】 耐　力：σ_y = **348** N/mm² ※1 許容引張応力度：σ_{ta} = **186** N/mm²	【 SUS 316の場合 】 耐　力：σ_y = **205** N/mm² ※2 許容引張応力度：σ_{ta} = **120** N/mm²

※1：メーカー保証値を採用　　※2：JIS規格の0.2%耐力

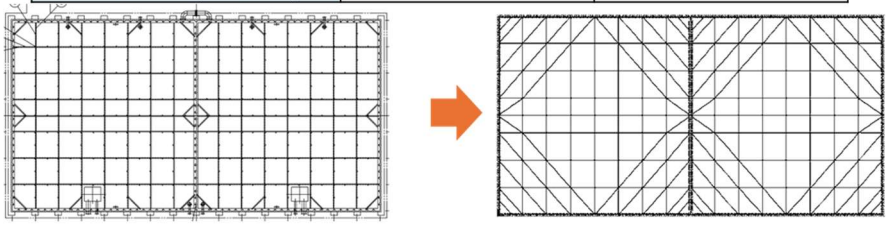
表中に示すように、材料強度（耐力）の評価をメーカー保証値から JIS 規格[4] [5]の 0.2%耐力に変更したことで、耐震設計上必要となる各部材の諸元も大きく影響を受ける。

表 4-3-3 には、WSP 073 に準拠して設計した場合の主要部材の諸元を、姉歯配水池の部材諸元と比較して示す。現行の設計指針に準拠した場合、3 段で構成される側板に関しては、中段・下段で板厚増となっているほか、中間補強帯に関しても、板厚増や板幅増が必要となることから、姉歯配水池建設時に比べると構造強度は相対的に高くなっていると言える。

また図 4-3-3 に示すように、WSP 073 においては上段のブレースについても斜材を設ける構造が標準とされており、姉歯配水池建設当時に比較するとこの点でも構造強度面で改善が図られている。

表 4-3-3　姉歯配水池と WSP 073-2010 準拠による主要構造部材諸元の差異

部材（材質）		姉歯配水池	WSP 073-2010
側板	上段(SUS329J4L)	t=2mm	t=2mm
	中段(SUS316)	t=3mm	t=6mm
	下段(SUS316)	t=6mm	t =8mm
中間補強帯	上段(SUS316)	t=6mm,B=200mm	t=8mm,B=300mm
	下段(SUS316)	t=18mm,B=250mm	t=18mm,B=360mm
ｱﾆｭﾗﾌﾟﾚｰﾄ(SUS316)		t =6mm	t =6mm



（姉歯配水池）　　（WSP073）

図 4-3-3 姉歯配水池と WSP073 指針による上段ブレースの配置

4.3.3 地震履歴

姉歯配水池は図 4-3-4 に示すような配置となっており、概ね E-W 方向に仕切板を介して 2 槽が並ぶような位置関係にある。姉歯配水池の供用後に受けた地震履歴を表 4-3-4 に示す。

2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震（本震）の発生直後に実施した緊急点検では、配水池外面における亀裂・漏水は認められず、貯水機能を維持していたことから、「被害なし」と判断して開放点検を実施しなかったとのことであり、本震による内部のブレース材や仕切板に関する損傷の有無は不明である。

一方、4 月 7 日に発生した東北地方太平洋沖地震の余震では、外部から側板の上段・中段における座屈と中間補強帯溶接部からの微小漏水が確認された。

図 4-3-5 および図 4-3-6 には、姉歯配水池から約 7km 離れた MYG004 築館[6]において計測された 2011 東北地方太平洋沖地震の本震（3 月 11 日）・余震（4 月 7 日）の加速度および加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。なお、加速度応答スペクトルの算出における減衰定数は h=0.05 とした。

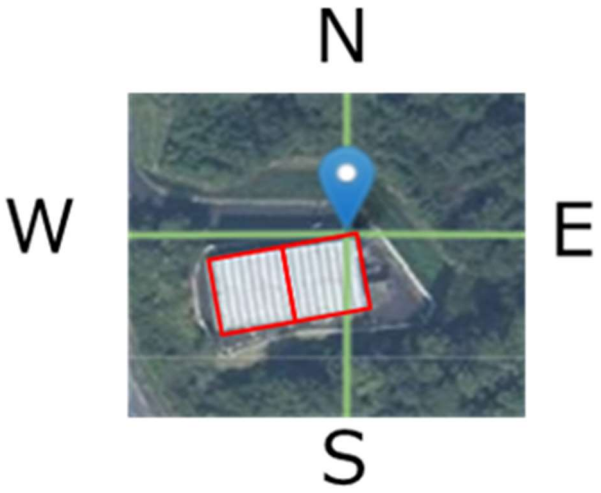
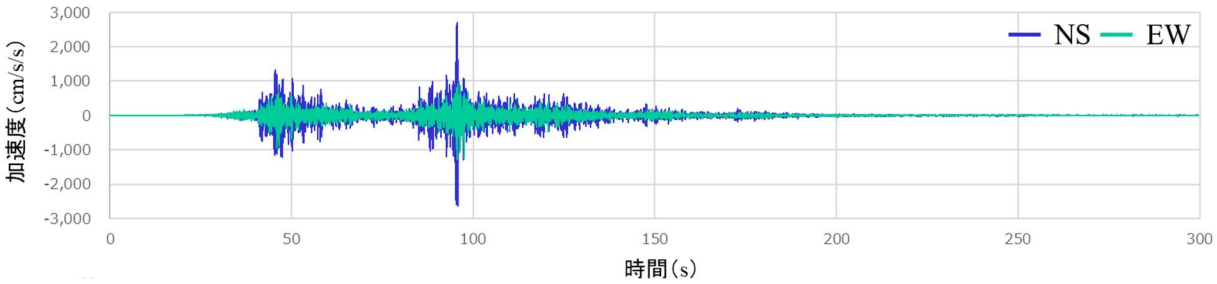


図 4-3-4　姉歯配水池のレイアウト

表 4-3-4　姉歯配水池供用後の地震履歴一覧

発生	名　称 （震　源）	M	震央 距離	震 度	被害状況
2005. 8.16	宮城県沖地震 （宮城県沖）	7.2	42km	5弱	
2008. 6.14	H20岩手・宮城内陸地震 （岩手県内陸部）	7.2	8km	6弱	
2011. 3.11	H23東北地方太平洋沖地震 （三陸沖）	9.0	24km	7	外部から漏水は確認されず （開放点検は実施せず）
2011. 4.7	同　余震 （宮城県沖）	7.4	66km	6強	微小漏水・側板の座屈を確認 開放点検を実施、ブレースの 座屈を確認



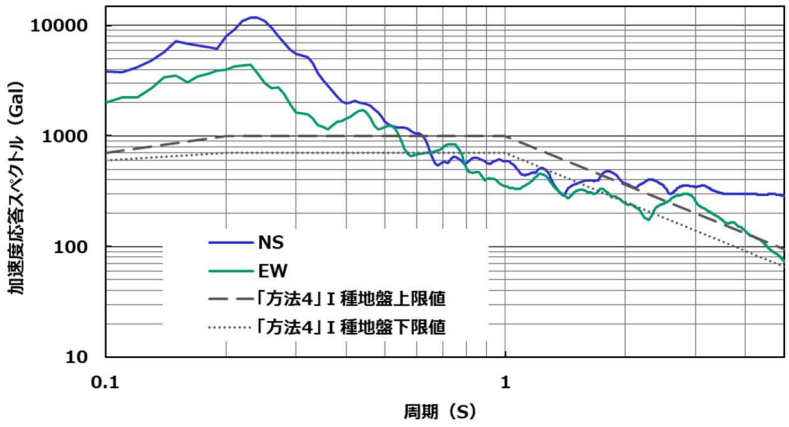
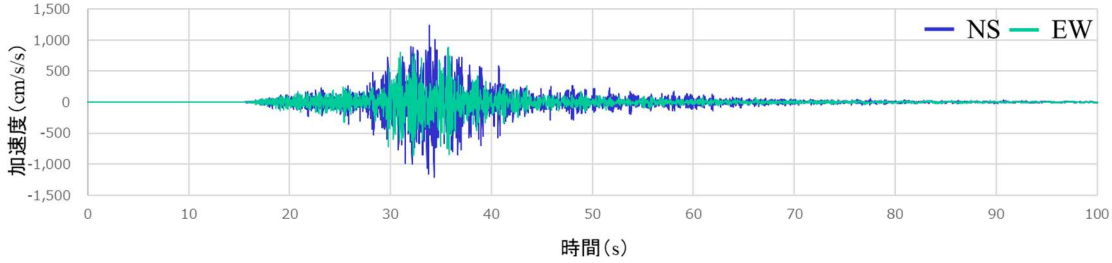


図 4-3-5　2011 年 3 月 11 日の本震（MYG004 築館）における
加速度および加速度応答スペクトル[6]



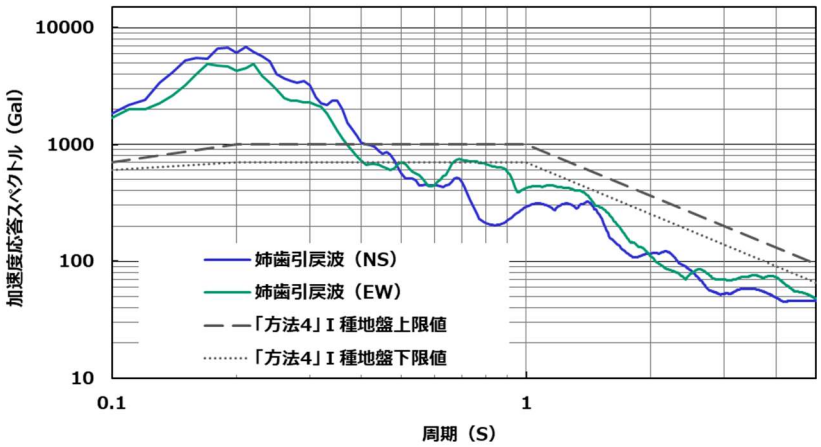


図 4-3-6　2011 年 4 月 7 日の余震（MYG004 築館）における
加速度および加速度応答スペクトル[6]

4.3.4 被害状況の詳細

前述のように、姉歯配水池の地震被害は 4 月 7 日の東北地方太平洋沖地震（余震）によって顕在化したものであり、それ以前の地震で受けていた損傷（特に内部のブレース、仕切板、支柱）の有無や程度については不明である。4 月 7 日の余震により発生した地震被害をまとめると、表 4-3-5 のとおりである。以下に、各地震被害の詳細について記す。

表 4-3-5 姉歯配水池の地震被害一覧

No.	損傷部位	被害状況	想定される要因
1	・側板上段（西面 中央部） ・側板中段（西面 中央部） ・側板上段（東面 中央部） ・側板上段（南面 片槽中央部）	・局部座屈	・バルジングによる動水圧作用
2	・仕切板中段（中央部）	・局部座屈	・バルジングによる動水圧作用
3	・中間補強帯下段 （西面 隅角部近傍）	・溶接部亀裂発生 ・微小漏水	・側板の変形に伴うせん断変形 ・溶接品質の問題
4	・ブレース（下段・斜材）	・座屈変形 ・溶接部破断	・側板の変形に伴う圧縮／引張繰り返し載荷 ・溶接品質の問題
5	・支柱	・曲げ変形	・ブレースの変形に伴う強制変位
6	・敷地内舗装、門扉等	・亀裂発生 ・傾斜等	・大規模地盤変状

(1) 側板の局部座屈

側板の局部座屈は、主に配水池西面と東面で発生しており、EW 方向でバルジングによる地震時動水圧が作用し、面外方向に曲げモーメントが作用したものと推測される。北面と南面について側板の局部座屈は確認したが、その程度は比較的小さいものであった。

図 4-3-7 には、座屈被害が発生した側板の箇所（図中の着色部が該当）を、写真 4-3-2 と写真 4-3-3 には西面と南面における側板の被害状況をそれぞれ示す。

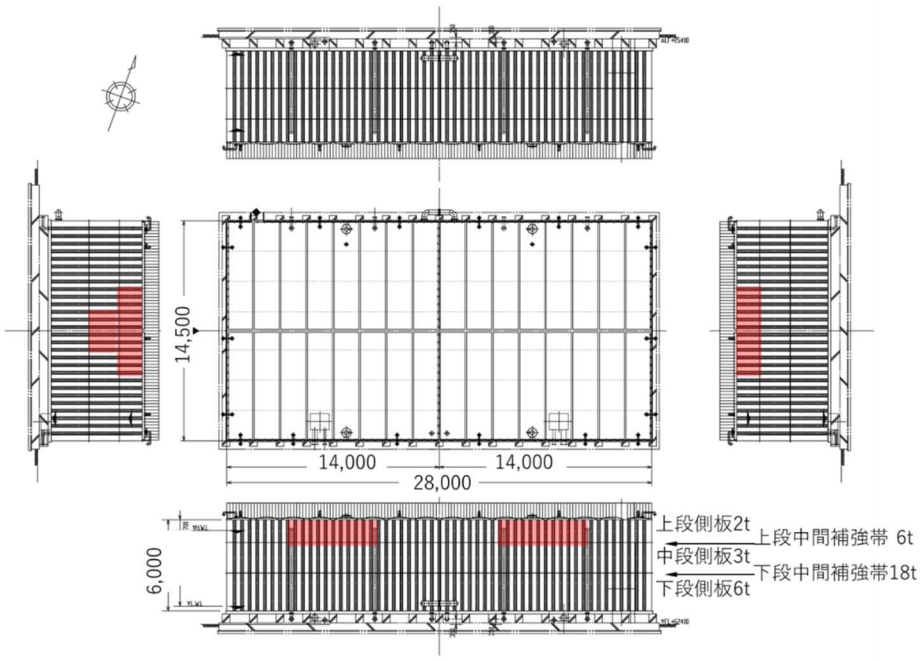


図 4-3-7 座屈発生箇所（側板）

写真 4-3-2　側板の被害状況（西面）

写真 4-3-3　側板の被害状況（南面）

(2) 仕切板の局部座屈

図 4-3-8 には仕切板における座屈発生箇所（着色部）を、写真 4-3-4 には実際の被害状況をそれぞれ示す。上記の側板被害と連動する形で、EW 方向に発生したバルジングによる振動が水槽内部の仕切板に作用して、側板と同様な局部座屈が生じたものと推測される。

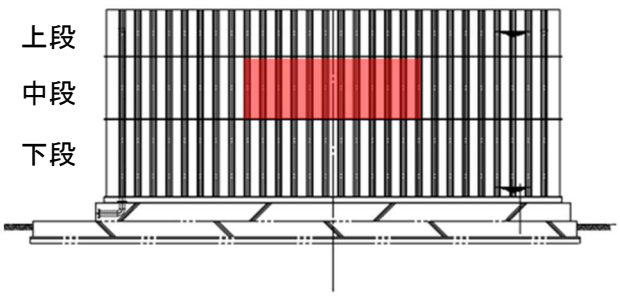


図 4-3-8　仕切板の座屈発生箇所

写真 4-3-4　仕切板における座屈被害

(3) 中間補強帯の亀裂・漏水発生

配水池西面の隅角部近傍で発生した中間補強帯（下段）の亀裂・漏水被害は、配水池の貯水機能喪失までには至らないものの、機能低下につながるという点で、今回の地震被害の中で最も深刻なものであった。図 4-3-9 には、被害が発生した部位を、写真 4-3-5 には、同様に被害状況を示すが、亀裂発生箇所は下段の中間補強帯の溶接継手部（突き合わせ）であり、水平方向にせん断変形を受けたものと推測される。EW 方向にはバルジングによる動水圧が繰り返し作用したものと考えられるが、後述するようにブレース（斜材）にも座屈変形や溶接部における破断被害が多数箇所で発生しており、動水圧を直接受ける側板の変位を拘束していた斜材が拘束力を失ったことで、西面の側板変位（EW 方向）が過大となり、拘束力の残る隅角部との間で中間補強帯にせん断力が作用し、当該溶接部の品質の問題も相まって、亀裂・漏水被害に至ったものと推測される。

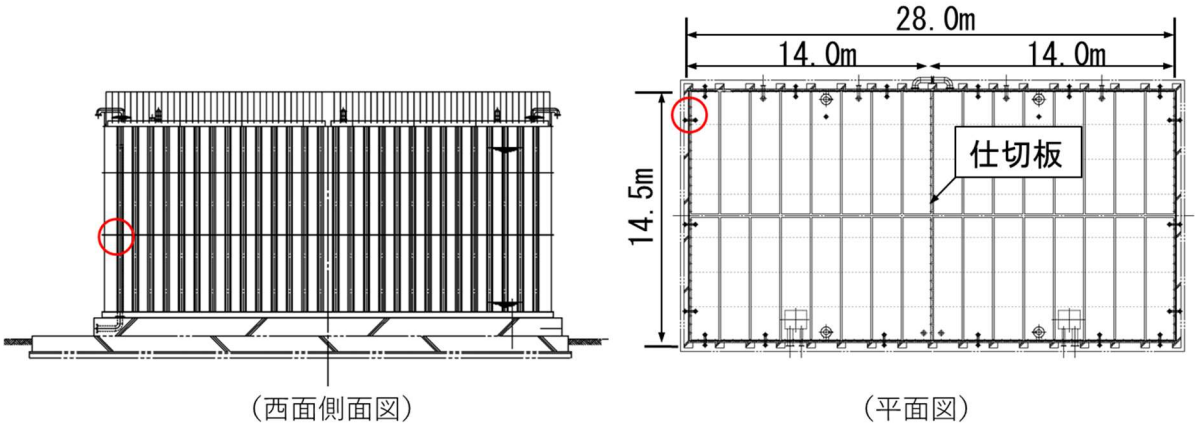


図 4-3-9 中間補強帯の被害発生箇所（赤丸）

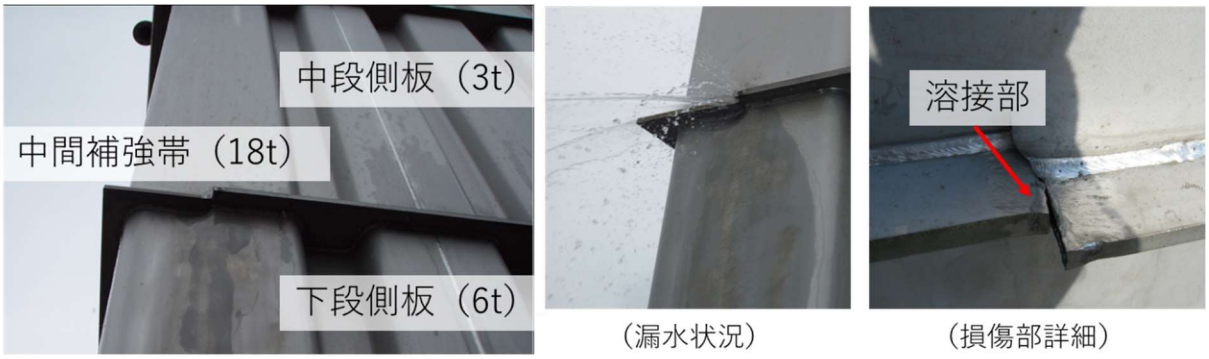


写真 4-3-5　中間補強帯における亀裂・漏水被害

(4) ブレースの座屈変形・溶接部破断

写真 4-3-6 および写真 4-3-7 には、配水池内部におけるブレースの典型的な被害例を示す。写真 4-3-6 は、斜材が軸圧縮方向の強制変位を受けたことによる座屈変形被害であり、写真 4-3-7 は圧縮・引張の交番変位を繰り返し受けた際に、中間補強帯とのすみ肉溶接部が破断した被害例である。このような被害は、特に下段中間補強帯を繋ぐ斜材に数多く発生しており、補修に際してはその殆どを交換しなくてはならない状況であった。

図 4-3-10 には、ブレースの被害発生箇所を示す。上段においては元々斜材が殆ど配置されていないことが影響しているものと考えられるが、部材交換が必要なブレースは見られなかった。

一方、下段については図中の青色で示す斜材が交換対象となっており、斜材の殆どに座屈変形や溶接部の破断（十数箇所）などの被害が認められた。しかしながら、下段においても水平材には座屈変形や溶接部の破断といった被害は認められなかった。

写真 4-3-7 ブレースの座屈変形被害例

写真 4-3-6 ブレースの溶接部破断被害例

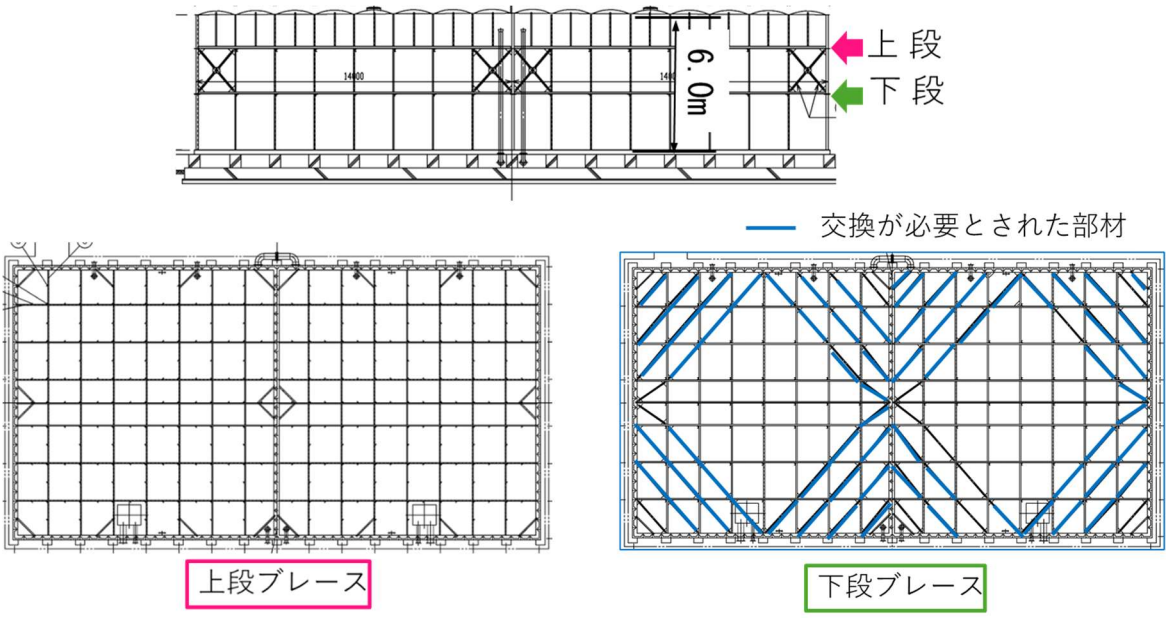


図 4-3-10 ブレース（内部補強材）の被害発生箇所

(5) 支柱の変形

支柱は、屋根材の支持を主目的として設けられているが、ブレース材とも溶接にて接合されているため、EW 方向のバルジング振動に伴う側板・止水板の変位を受けたブレース材を介して水平方向強制変位を受けたことによると思われる曲げ変形被害が多数見受けられた。写真 4-3-8 には、その被害例を、図 4-3-11 には曲げ変形被害を受けた支柱の位置を赤丸印でそれぞれ示す。

写真 4-3-8 支柱の曲げ変形被害状況

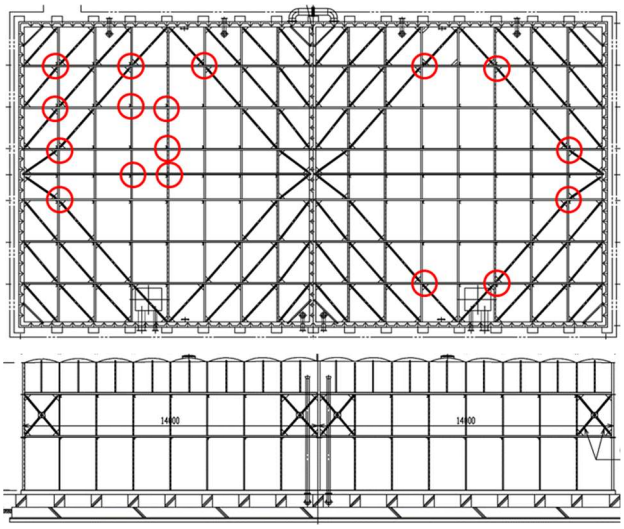


図 4-3-11 支柱の被害発生箇所

(6) その他の地震被害

その他の地震被害状況を写真 4-3-9～写真 4-3-12 に示す。

写真 4-3-9 敷地入口の地盤変状

写真 4-3-10 敷地内の舗装の亀裂

写真 4-3-11 排泥管カバーの損傷

写真 4-3-12 制御盤基礎の割れ

4.3.5 再現解析

姉歯配水池について、3 月 11 日の本震および 4 月 7 日の余震の地震波を用いた FEM による再現解析（時刻歴応答解析）を行った。なお、解析コードには ADINA を適用した。

(1) モデル作成

図 4-3-12 および図 4-3-13 に姉歯配水池の再現解析に使用したモデルを示す。配水池の仕切板と並行する方向を Y 方向、直行する方向を X 方向とし、それぞれ方位の N-S 方向、E-W 方向に対応する。図 4-3-6 のように実際の配水池（Y/X）は方位（NS/EW）に対して約 20° 回転しているが、今回の解析では、配水池の Y 方向が方位の NS 方向、X 方向が EW 方向に一致していることとした。

配水池を構成する部材のうち、屋根板、側板、仕切板、中間補強帯およびアニュラプレート等の鋼板部材は 4 節点シェル要素で、ブレース材、支柱、屋根骨といった形鋼部材は 2 節点ビーム要素でそれぞれ定義した。内容水についてはバルジング現象を適切に評価できるとされる液体要素（ポテンシャル要素）を適用した[3]。また、鋼板部材および形鋼部材におけるステンレス鋼の材料特性は、図 4-3-14 に示す材料試験結果（最低値）をベースとしたマルチリニアモデルで設定した。

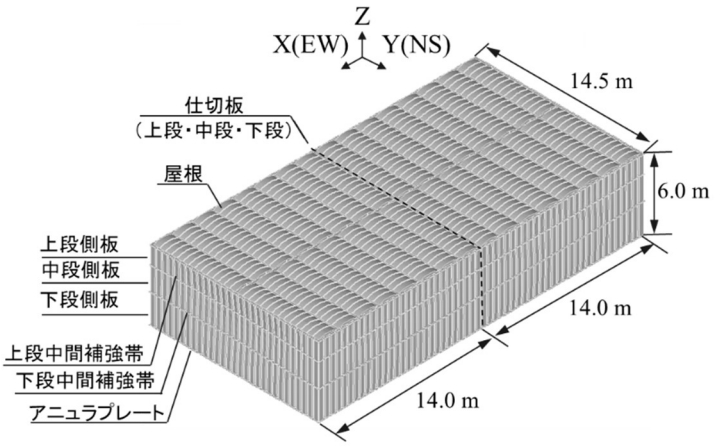


図 4-3-12　姉歯配水池の解析モデル（全景）

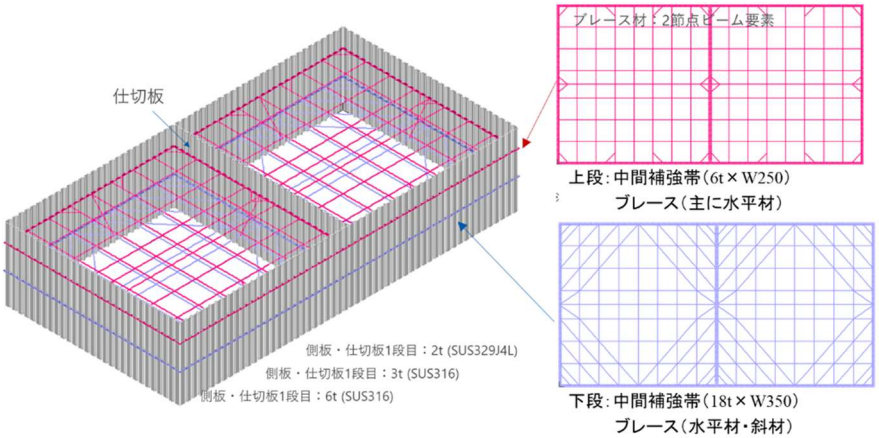


図 4-3-13 姉歯配水池の解析モデル（内部）

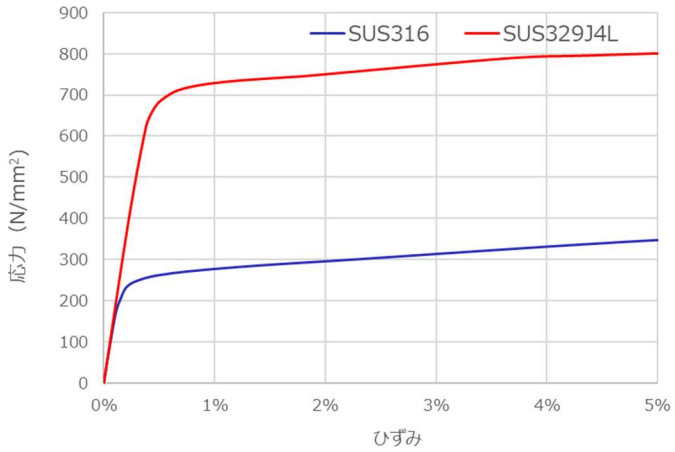


図 4-3-14 ステンレスの材料特性

(2) 固有値解析

図 4-3-15 に固有値解析の結果を示す。バルジングの固有振動数（固有周期）は、Y 方向（NS）の 1 次モードが 4.3Hz（0.23s）、2 次モードが 5.5Hz（0.18s）であり、X 方向（EW）の 1 次モードが 3.8Hz（0.26s）、2 次モードが 4.6Hz（0.21s）であった。本配水池は表 4-3-2 のように WSP073 に準拠設計した配水池と比較して、各部材の断面剛性が低いため比較的バルジングの固有振動数が低く、特に上段内部補強材に斜材が配置されていない。そのため、図 4-3-16 の仕切板断面のモード図のように、上段および中段の仕切板（側板）が一体で振動するモードを確認した。

図 4-3-17 に固有値解析の結果より設定したレイリー減衰を示す。図中のモード減衰は、配水池の有限要素モデルの構造要素それぞれに 5%の減衰定数を設定し、全体系のモード減衰として固有値解析により求めた。また、時刻歴応答解析に用いたレイリー減衰については、地震応答の影響が大きい主要モード（～10Hz）に対して減衰が過大にならないように、配水池の最低次モード（3.8Hz）と 10Hz 付近で卓越する振動モードの 2 点を考慮した。

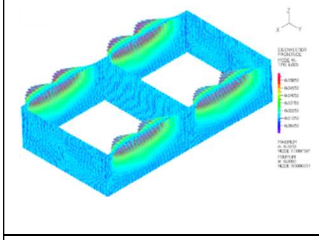
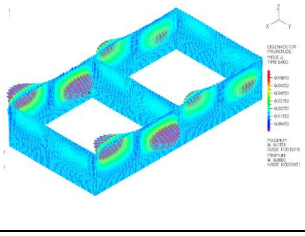
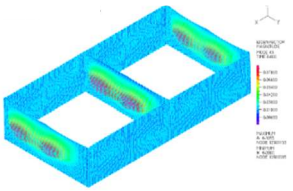
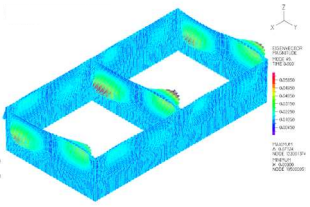
	1 次モード	2 次モード
Y 方向		
	4.3Hz（0.23s）	5.5Hz (0.18s)
X 方向		
	3.8Hz（0.26s）	4.6Hz（0.21s）

図 4-3-15 固有値解析結果（モード図および固有振動数（固有周期））

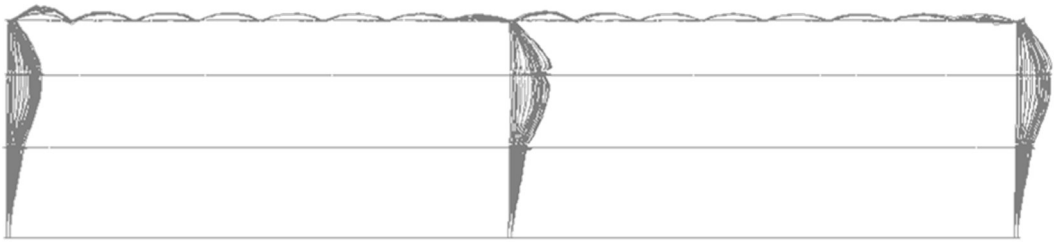
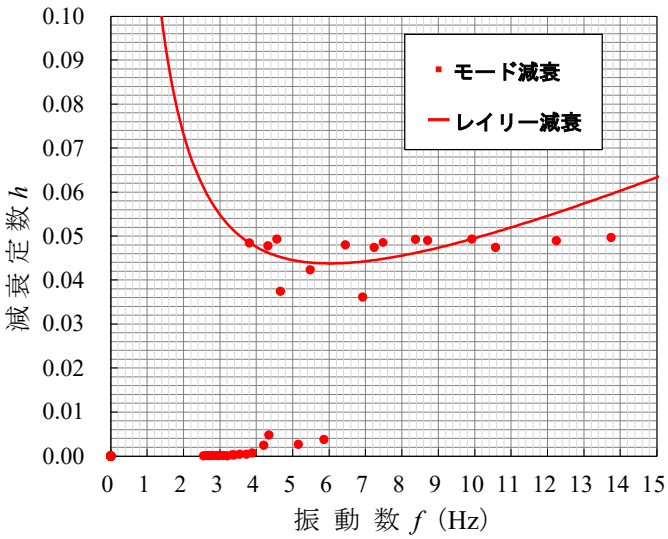


図 4-3-16 X 方向 1 次モード（3.8Hz）における側板および仕切板の振動モード詳細



$$C = 1.656[M] + 0.001157[K]$$

ここに

C　：レイリー減衰

［M］　：質量マトリクス

［K］　：剛性マトリクス

図 4-3-17 レイリー減衰

図 4-3-18 に 3 月 11 日本震の、図 4-3-19 に 4 月 17 日余震の加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。図中の赤線は配水池の Y 方向、X 方向の 1 次および 2 次の固有周期であり、これらに対応する応答加速度スペクトル値の最大値は NS（Y）方向で 11,748Gal、EW（X）方向 4,251Gal であり、これは設計時の設計水平震度（K_{h2}＝0.55）をはるかに上回る値であり、当時、姉歯配水池には想定以上の力が作用したことを明示している。

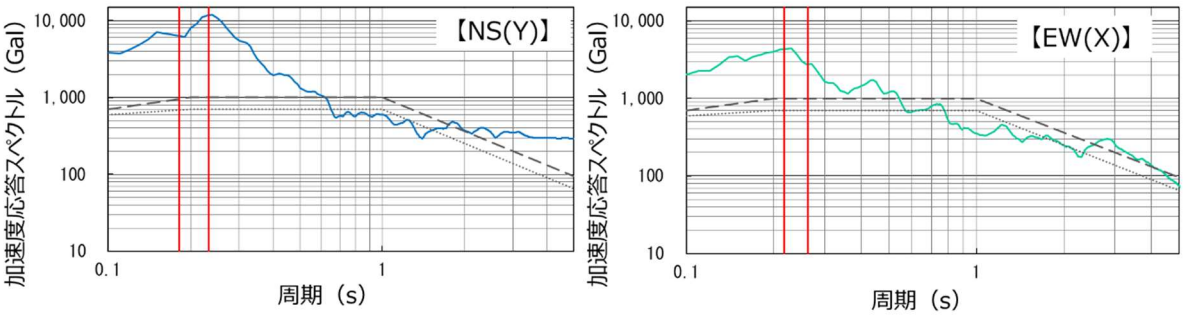


図 4-3-18　3 月 11 日　東北地方太平洋沖地震　築館（本震）（左：NS（Y）、右：EW（X））

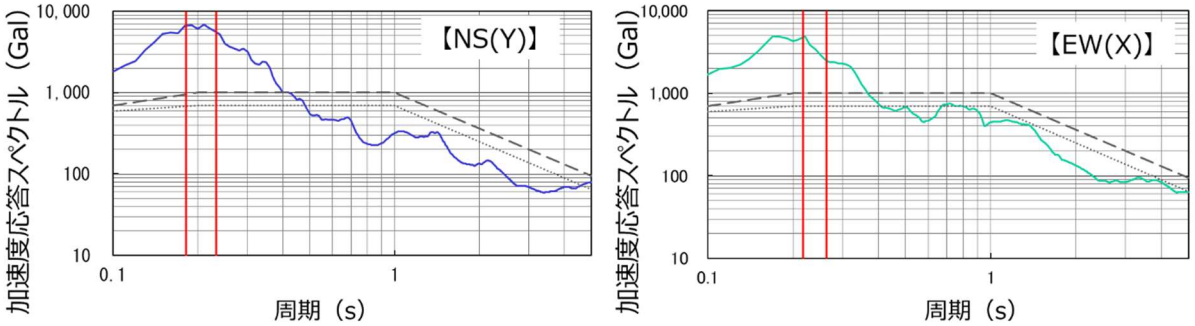


図 4-3-19 4 月 7 日　東北地方太平洋沖地震　築館（余震）（左：NS（Y）、右：EW（X））

(3) 再現解析（時刻歴応答解析）

再現解析では、自重および静水圧等の常時荷重を載荷した初期応答解析後、本震、余震の地震波を順にモデルに与える時刻歴応答解析を行い応答状況の確認を行った。表 4-3-6 に本震および余震入力時の時刻歴応答解析における側板・仕切板に生じた相当ひずみの最大値を示す。なお、表中の評価値は「4.4.1 要求性能および限界状態（3）WSP タイプの復旧性に関する照査値の縦波補剛板の静的載荷試験および解析」で得られた最大耐荷力点時の相当ひずみ値であり、応答値がこの値を上回ることは座屈を伴う変形が生じていることを意味している。解析の結果、側板の上段および中段、仕切板の中段で評価値を上回る相当ひずみ値が確認され、これらは姉歯配水池の被害箇所と一致していることを確認した。また、図 4-3-20 には、最大動水圧を確認した t=95.49 秒、側板中段で最大応答値（ε =1.59%）を確認した t=95.97 秒および仕切板中段で最大応答値（ε =0.82%）を確認した t=96.23 秒の各時点における側板（Y 面／X 面）および仕切板に作用する動水圧分布を示す。図中の破線は Housner の動水圧分布（K_h＝1.0～4.0）を比較対象として示すが、t=95.97 秒時点の動水圧分布では、側板上段および中段にあたる箇所で著しく大きくなっており、バルジングの影響が顕著に現れていることが示唆される。さらに、図 4-3-21 の t=95.97 秒時点のひずみコンタおよび変形状況は、姉歯配水池の実際の被害状況の変形

（写真 4-3-2）に酷似している。これらの動水圧分布および応答状況は固有値解析の結果とも整合しており、バルジングの影響は側板・仕切板の剛性が低い上部で発生し易く、特に姉歯配水池については内部補強材に地震の作用力に抵抗する斜材がほとんど配置されていなかったこと、上段中間補強帯の剛性がそれほど高くなかったことを理由に、バルジングの影響が大きく生じたものと考えられる。仕切板についても、図 4-3-22 のように実際に座屈が生じた中段補強部を中心にひずみが高まる傾向が確認され、これらのことから、姉歯配水池の被害状況を FEM 解析により概ね再現することができたと考えられる。

以上より、動的非線形解析にて、バルジングの影響も含め姉歯配水池の被害状況を概ね再現することができたものと判断される。ただし、築館の地震波は、本震・余震のいずれも NS 波が卓越しているため、解析では Y 軸に直行する側板で応答が顕著であったが、姉歯配水池の被害は西側、東側に位置する側板で局部座屈を伴う大きな変形が確認され、解析と実際の被害で相違が生じた点もある。これについては姉歯配水池が設置される建設地点の地盤特性や本震および余震における当時の周辺環境等解析モデルで表現できなかった要因が影響しているものと考えられる。

表 4-3-6 側板･仕切板の応答値（相当ひずみの最大値）一覧

					本震 ➡ 余震	
応答加速度（Gal）		X（EW）：1次モード／2次モード			11,748／2,717	2,526／4,453
		Y（NS）：1次モード／2次モード			6,344／4,252	5,683／6,612
構造部材		材質	板厚	評価値	相当ひずみの最大値	
側板	上段	SUS329J4L	2t	0.9%	1.10%	1.35%
	中段	SUS316	3t	1.1%	1.59%	1.56%
	下段	SUS316	6t	5.0%	4.45%	4.78%
仕切板	上段	SUS329J4L	2t	0.9%	0.21%	0.64%
	中段	SUS316	3t	1.1%	0.82%	1.35%
	下段	SUS316	6t	5.0%	1.23%	1.56%

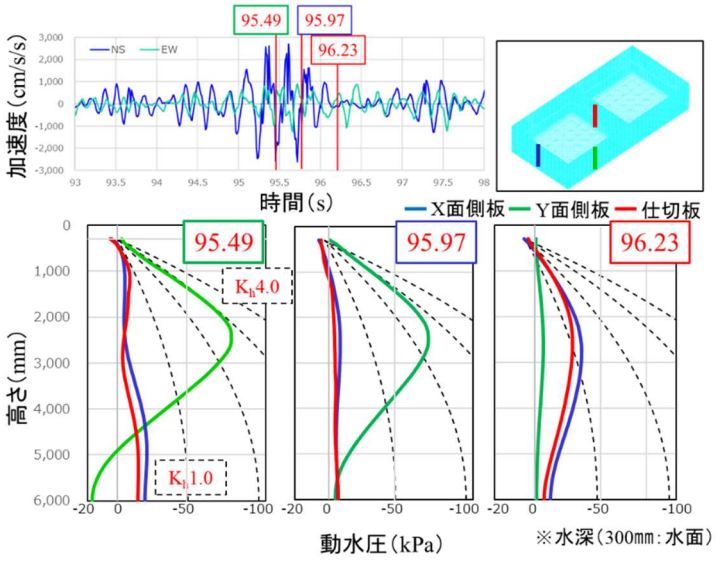


図 4-3-20 動水圧分布と Housner の動水圧との比較

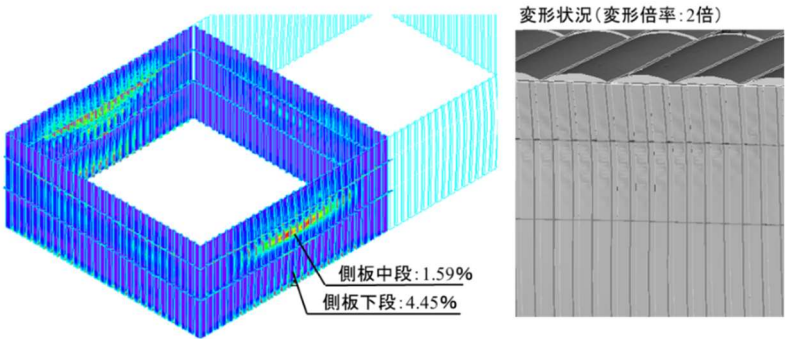


図 4-3-21 t＝95.97 秒における相当ひずみコンタ（左）および変形状況（右）

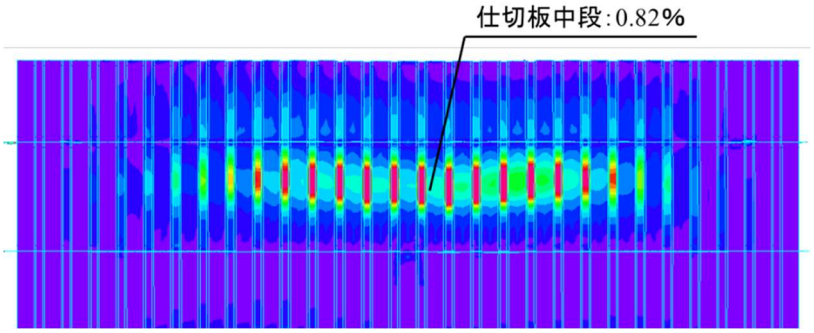


図 4-3-22 t＝96.23 秒における相当ひずみコンタ（左）および変形状況（右）

4.3.6 考察

本節では、姉歯配水池の被害詳細を確認し、動的非線形解析による再現解析を実施した。その結果、当時の被害状況を FEM 解析にて概ね再現することができた。

今回の姉歯配水池の被害検証を踏まえ、WSP タイプの損傷メカニズムを図 4-3-23 に示す。地震時、側板・仕切板に動水圧が作用し中間補強帯を介して内部補強材に伝達され、①ブレース材（主に斜材）に座屈が生じる。次にブレース材が座屈することで②中間補強帯の拘束が緩和され大きく変位する。そして、中間補強帯の変位に伴い③側板・仕切板が局部座屈に至り、さらに大きな作用力が加わることで、④側板の全体座屈に進展し、最終的に⑤構造物の支持力を失い、全体系の崩壊に至るという損傷メカニズムが想定される。このような、構造物部材が段階的に変形し、全体として塑性変形能力を十分に発揮できる構造は、エネルギー吸収の観点から合理的と言える。姉歯配水池については、設計時の想定地震動以上の地震で被災したにも関わらず、上記③側板・仕切板の局部座屈で留まり大規模漏水を免れたものと考えられる。

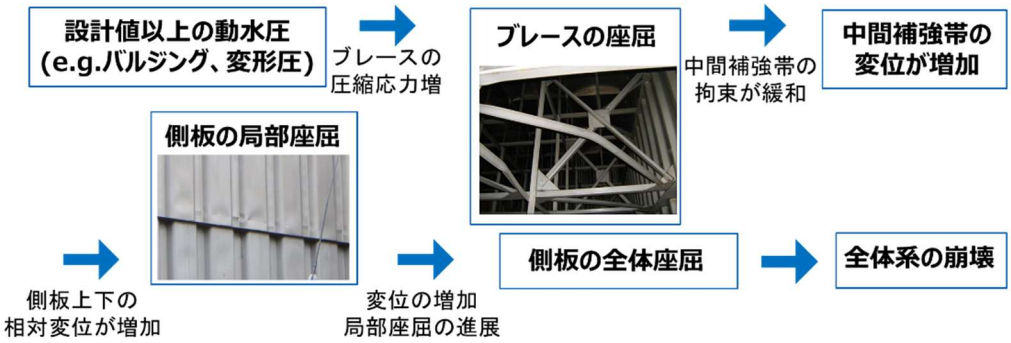


図 4-3-23 WSP タイプの損傷メカニズム

3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震（本震）に対する姉歯配水池の加速度応答値は 10,000Gal 以上であり、設計時に想定した以上の慣性力が作用したことに加え、バルジングの影響として特に配水池上部に作用する動水圧（変形圧）が確認された。この傾向は、固有値解析のモード図とも整合がとれていることから、固有値解析の結果よりバルジングの影響をある程度予想することは可能であると考えられる。また、既往研究[7]と同様に、WSP タイプでは構造特性上、配水池上部の薄板でバルジングの影響が大きくなる傾向が確認された。特に姉歯配水池について、上部の中間補強帯およびブレース材の剛性が低いことが振動モードにも現れており、バルジングの影響を低減する上で剛性の高い縦波補剛板を側板・仕切板に適用すると同時に、中間補強帯および内部補強材の剛性を高めることが重要であると考えられる。これを踏まえ、姉歯配水池の復旧工事においては、上段のブレース材を増設する等の補強対策を実施し、また、現行の WSP073 の制定においては、上記の知見を反映し、必要な部材や諸元を決定した。

以上をまとめると、以下の通りである。

1）姉歯配水池の被害検証が概ね妥当であったことから、FEM 解析を適用した本手法は WSP タイプの矩形配水池の耐震設計に用いる手法として妥当であると考えられる。
2）姉歯配水池の復旧工事に際しては、ブレース材の増設等具体的な補強対策を実施したほか、現行の WSP073 指針にもその内容を反映した。

なお、今後は動的非線形解析による照査を基本とする耐震設計に移行していく必要があるが、WSP タイプの限界状態については姉歯配水池の被害モードを参考に設定することとした。詳細については次節にて述べる。

参考文献

[1] 日本水道鋼管協会, WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針, 日本水道鋼管協会, 2010.

[2] 日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説 2022 年版, 公益財団法人　日本水道協会, 2022.

[3] 日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説 1997 年版, 日本水道協会, 1997.

[4] 一般社団法人　日本規格協会, JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯, 一般社団法人日本規格協会, 2021.

[5] 一般社団法人　日本規格協会, JIS G 4305 冷間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯, 一般社団法人日本規格協会, 2021.

[6] 国立研究開発法人　防災科学技術研究所, “強震観測網（K-NET,KiK-net）,” [オンライン]. Available: https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/. [アクセス日: 24 12 2023].

[7] 井上凉介ほか, “矩形水槽におけるバルジング地震応答挙動の有限要素解析,” 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）,Vol.75, No.4, 地震工学論文集第 38 巻, 2019.

4.4 WSP タイプの設計事例

4.4.1 要求性能および限界状態

(1) 地上水槽（鋼製）の要求性能および限界状態

水道施設耐震工法指針・同解説 2022 年版[1]（以下、水耐震 2022 年版）では、地上水槽（鋼製）の要求性能（使用性、復旧性、安全性）および限界状態は表 4-4-1 の通りに設定されている。各限界状態と照査値の関係を図 4-4-1 に示すが、一般的に配水池の施設の重要度は、ランク A1 に位置づけられ、レベル 2 地震動に対する復旧性（限界状態 2）を確保することで、安全性（限界状態 3）を満足する。復旧性（限界状態 2）に関する照査値は、最大耐荷力点以下で設定される。

表 4-4-1　地上水槽（鋼製）の要求性能および限界状態

限界状態のランク	限界状態1（使用性）	限界状態2（復旧性）	限界状態3（安全性）
要求性能	使用性は，設定した地震作用等に対して，水道施設が継続的に使用できるための性能	復旧性は，地震の影響等により低下した水道施設の性能を早急に復旧できる性能	安全性は，設定した地震作用等に対して，水道施設機能に重大な影響を及ぼすような損傷が発生しない性能。さらに利用者や周辺の人の生命や財産を脅かさないための性能
施設機能面から要求される限界状態	貯留機能，外部からの汚染防止機能が維持できる状態。地震後も継続的に使用できる状態。	貯留機能，外部からの汚染防止機能の一部がわずかに低下する場合があるが，一部の部材の応急復旧により使用性を修復できる状態	貯留機能，外部からの汚染防止機能が低下する場合があるが，安全性は確保できる状態。一部の部材の応急復旧ならびに本格復旧により使用性を修復できる状態
構造物部材の損傷状態	構造物を構成する頂板，側板，底板，アニュラプレート（以下，構成部材）がすべて健全であり，構造物の傾斜が発生せずに水密性が維持できる状態	構成部材の一部に塑性変形や軽微な傾斜が発生するものの最大耐荷力点まで達せずに塑性変形吸収能力が十分に残存している状態。部材の塑性化に伴い，水密性が損なわれる場合があるが，損傷部の補修などにより修復できる状態	構成部材の多くが塑性変形するが，吸収能力は喪失せずに構造物全体として鉛直荷重を支持できる状態。部材の塑性化に伴い，漏水が継続的に生じ，水密性が大きく損なわれる場合があるが，漏水による二次災害が生じない状態。破損部の補修や部材の取り換えなどにより修復できる状態
構造物部材の照査方法	応力が降伏点以下であることを照査する	塑性の限界として応力値が最大耐荷力点以下であることを照査する	本来は最大耐荷力点より先の限界値が正しいが、引張強さを決定できない場合には、応力－ひずみ曲線上の最大応力に代えることができる

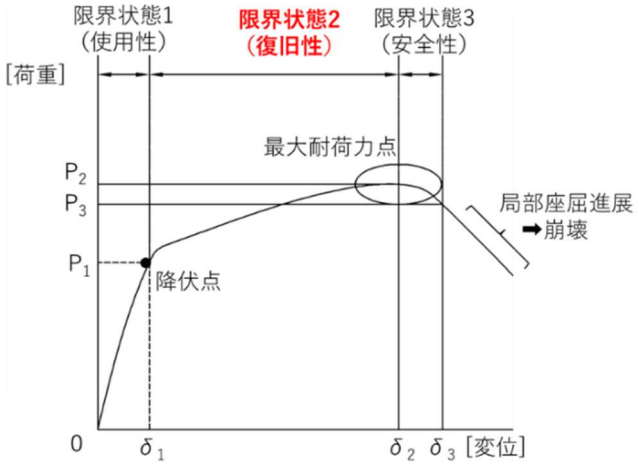


図 4-4-1 地上水槽（鋼製）の限界状態と照査値の関係

(2) WSP タイプの要求性能および限界状態

WSP タイプに関する要求性能については、上記の水耐震 2022 年版で規定される使用性、復旧性および安全性に従って定められる。そのうち、復旧性（限界状態 2）の配水池および構造物部材の状態については、水耐震 2022 年版では貯留機能のわずかな低下（微小漏水程度）が許容されるが、WSP タイプについては、表 4-4-2 に示す通り貯留機能は維持される、より安全な状態を設定した。

表 4-4-2　WSP タイプの要求性能および限界状態

限界状態 のランク	限界状態1 （使用性）	限界状態2 （復旧性）	限界状態3 （安全性）
配水池 の状態	貯水機能が維持できる状態。地震後も継続的に使用できる状態	一部の構造部材に変形等の損傷は見られるものの，構造物全体としての塑性変形吸収能力は十分に残存しており，修復が可能な範囲で，かつ貯留機能が損なわれない状態	配水池として一定の貯水機能を維持し，かつ使用者や周辺の人の生命や財産を脅かさない状態
構造物部材 の損傷状態	構造物部材のすべて健全であり，水密性が維持できる状態	一部の構造部材に変形等は生じるものの，あらかじめ想定する範囲にあり，水密性は維持されている状態。損傷部材の応急復旧，取り替え等により使用性を修復できる状態	構造部材の多くが変形するものの吸収能力は喪失せずに構造物全体を支持できる状態。漏水による二次災害等は生じなく，修復可能な状態
構造物部材 の照査方法	応答値が降伏点以下であることを照査する	応答値が最大耐荷力点以下であることを照査する	本来は最大耐荷力点より先の限界値が正しいが、引張強さを決定できない場合には、応力ーひずみ曲線上の最大応力とする

(3) WSP タイプの復旧性（限界状態 2）に関する照査値

前述のように、レベル 2 地震動を対象とした復旧性（限界状態 2）に関する照査では、照査値を最大耐荷力点以下で設定する。WSP タイプでは、配水池の構造全体を主に支持し、水圧を直接受け持ち、貯水機能を担保する、側板および仕切板については、縦波補剛板の適用を標準とする。側板および仕切板の断面形状が特殊となる故に、復旧性（限界状態 2）に関する照査値の設定については、以下の実験および解析に基づき設定する。

1) 静的載荷実験

図 4-4-2 には復旧性（限界状態 2）に関する照査値の選定にあたって実施した静的載荷実験の概要を示す。本実験では WSP タイプの側板と同様にステンレス鋼板をプレス加工により縦波補剛した供試体（幅 500 mm×高さ 900mm，板厚 3 mm）を、SUS304 および SUS329J4L それぞれ 3 体ずつ用意した。供試体は図中の写真のように下部を装置に固定し、上部を装置に設置した突起部に接触させ押し倒すように水平方向に強制変位（最大 120 ㎜）を与えた。また実験後に、同条件を模したモデルを構築し、再現解析を行った。

SUS304（3t）の実験結果ならびに再現解析結果を図 4-4-3 に、荷重 - 変位の関係を図 4-4-4 にそれぞれ示す。実験では図中①変位 36.4 ㎜（平均）時点で最大耐荷力点を記録し、その後、供試体下部に発生した局部座屈が進展し、②最終変形状態に至った。この形状については、姉歯配水池の側板、仕切板の被害状況と類似していた。また、図 4-4-4 の実験結果（黒線）と再現

解析の結果（赤線）の両者は、①最大耐荷力点までほぼ一致していることを確認した。図 4-4-5 および図 4-4-6 には SUS329J4L（3t）の実験結果および再現解析結果を示す。材料特性の違いにより、荷重 - 変位の関係や変形形状に異なる傾向がみられるものの、再現解析では SUS304 と同様に①最大耐荷力点までの再現を行うことができた。

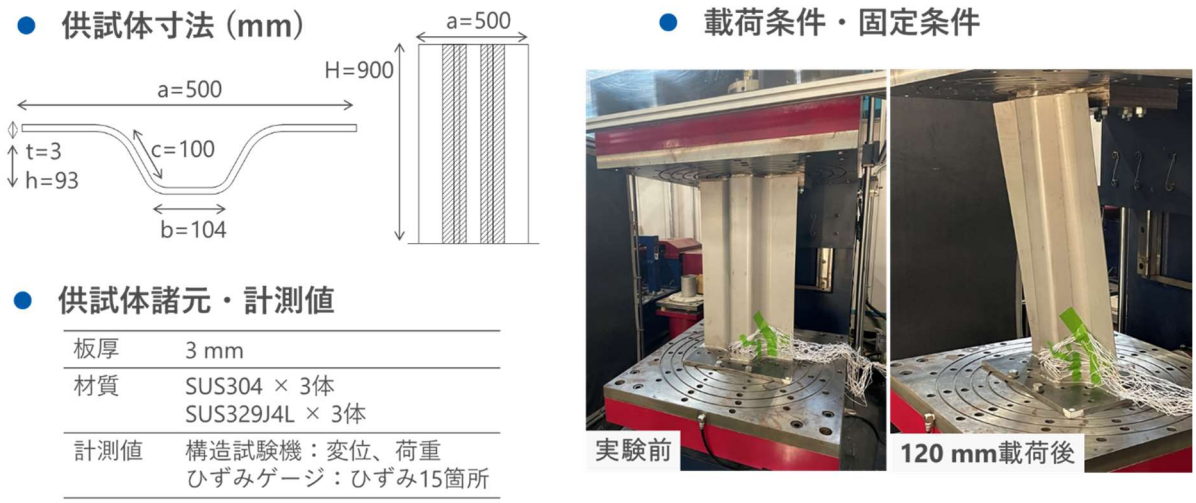


図 4-4-2　静的載荷実験の概要

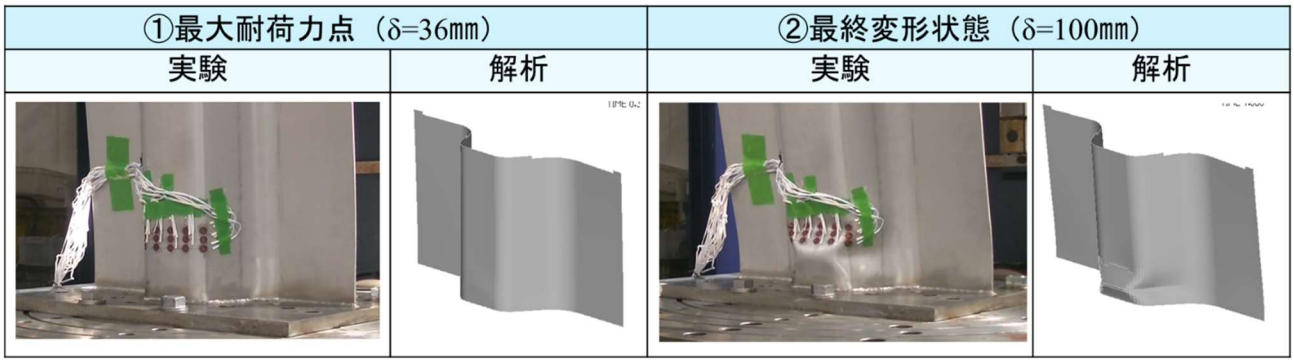


図 4-4-3　SUS304（3t）の実験および解析結果

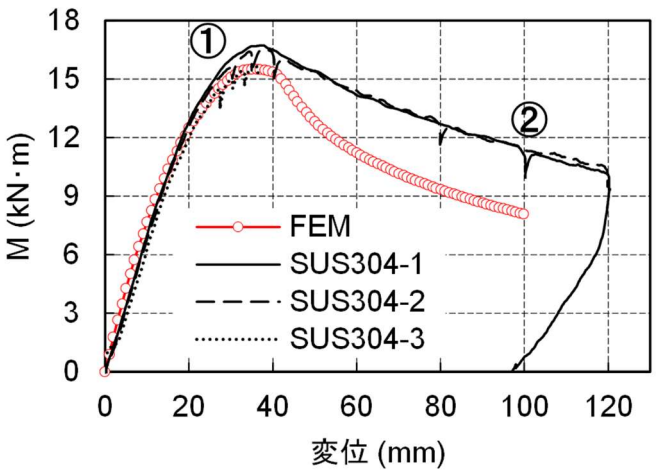


図 4-4-4　SUS304（3t）の実験および解析における荷重 - 変位の関係

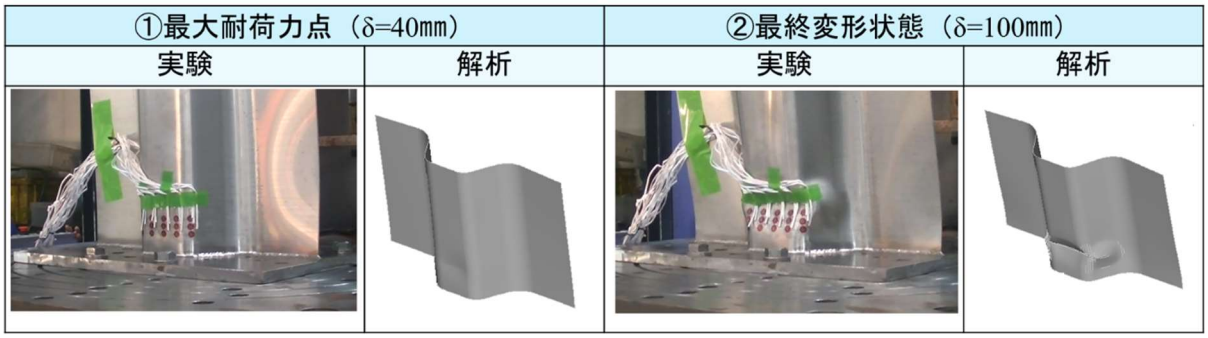


図 4-4-5　SUS329J4L（3t）の実験および解析結果

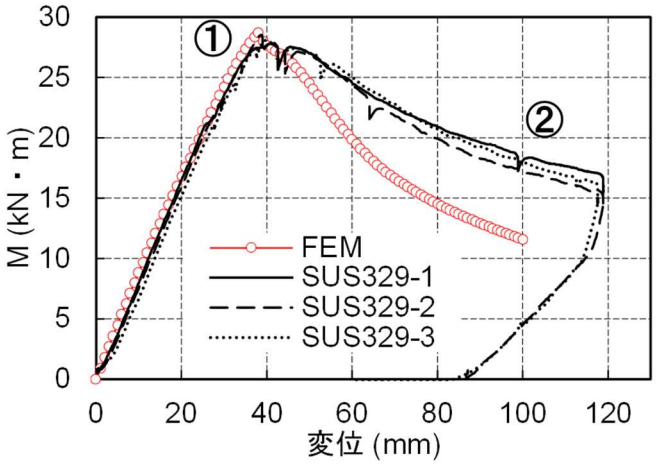


図 4-4-6　SUS329J4L（3t）の実験および解析における荷重 - 変位の関係

2）照査値（案）の設定

照査値（案）を設定するために、上記の実験および再現解析の結果に基づき、実配水池の側板1段あたりの範囲（H＝2,000mm）をモデル化し、解析を行った。照査値（案）の設定には、まず図 4-4-7 に示す解析結果より得られる荷重（P）- 変位（δ）の関係と相当ひずみの最大値（ε_{max}）- 変位（δ）の関係から、最大耐荷力点（P_{max}）を選定し、その 90%程度に対応する相当ひずみの最大値（$\varepsilon_{max_0.9Pmax}$）を照査値として設定した。図 4-4-8、図 4-4-9、図 4-4-10 に 2mm（SUS329J4L）、3mm（SUS304）および 6mm（SUS304）の具体的な照査値の設定詳細をそれぞれ示す。なお、図中の最大最大耐荷力点（P_{max}）における相当ひずみの最大値（ε_{max_Pmax}）は前出の姉歯配水池の再現解析における評価値としても採用している。

表 4-4-3 には WSP タイプの配水池における各部材の照査値の一覧を示す。

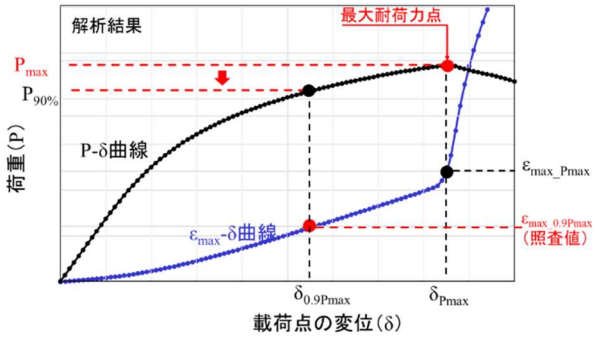


図 4-4-7 照査値の設定概要

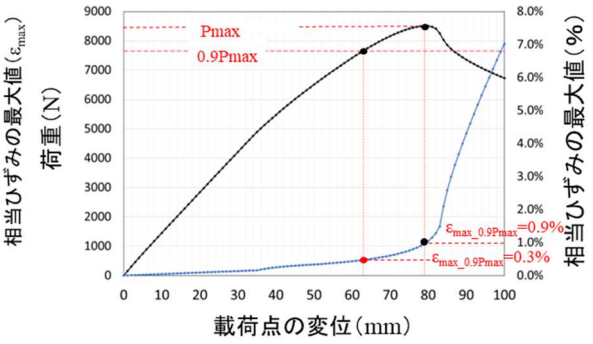


図 4-4-8 t=2mm SUS329J4L の照査値設定

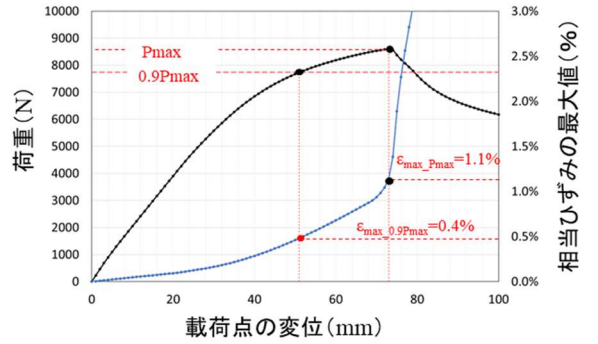


図 4-4-10 t=3mm SUS304 の照査値設定

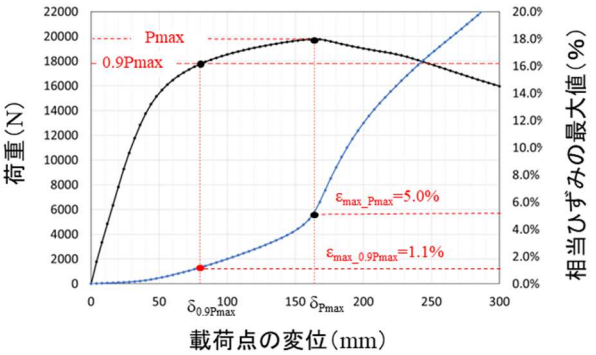


図 4-4-9 t=6mm SUS304 の照査値設定

表 4-4-3 WSP タイプの照査値一覧

検討項目	材質	板厚	照査値（案） 相当ひずみの最大値 （90%最大耐荷力点）
縦波補剛板 （側板・仕切板）	SUS304 SUS316	3mm	0.4%
		4mm	0.6%
		5mm	0.8%
		6mm	1.1%
	SUS329J4L	2mm	0.3%
		3mm	0.3%
		4mm	0.5%
		5mm	0.9%
無補剛板 （中間補強帯）	SUS304/316 SUS329J4L	6mm以上	1.0%

4.4.2 動的非線形解析の設計例

(1) 設計概要

WSP タイプのステンレス鋼製角形配水池（W32（16+16）m×L15m×H5.0m、容量 : 2,000m3（2 槽式））について、レベル 2 地震動によるバルジング現象を考慮した動的非線形解析を用いた設計を行った。図 4-4-11 に設計手順を示す。WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針[2]（以下、WSP073）に基づき各構造部材の初期断面を選定し、解析モデルを構築し、固有値解析を行った上で表 4-4-4 に示す地震動 6 波を対象とした時刻的応答解析を行い、解析応答値（相当ひずみ）の照査を実施した。照査にて NG となった場合は部材断面等を見直し、再度、時刻歴解析を行い、最終の部材断面を確定した。なお、解析コードは姉歯配水池の再現解析と同様に解析コードは ADINA を適用した。

各地震波の加速度波形を図 4-4-12 から図 4-4-17 にそれぞれ示す[3][4]。なお、加速度応答スペクトルの算出における減衰定数は h=0.05 とした。

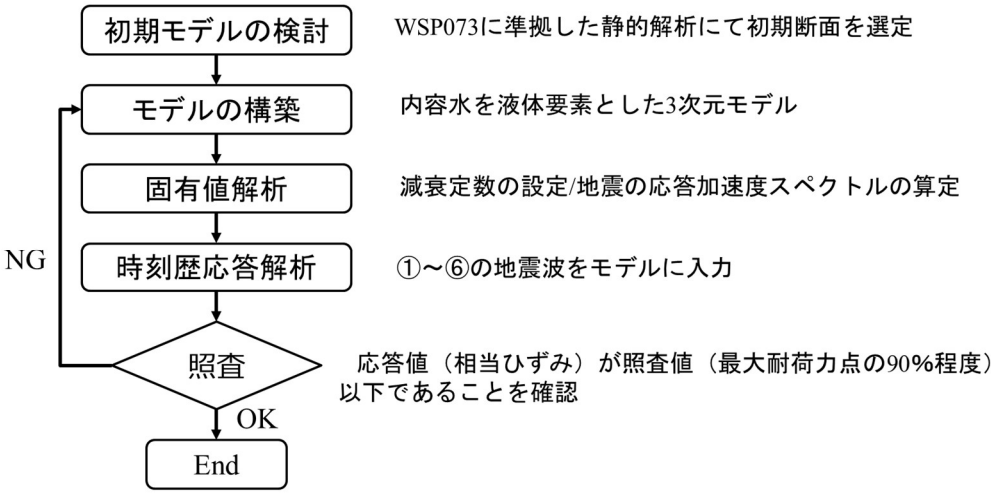


図 4-4-11　設計手順

表 4-4-4　解析に使用した地震波（6 波）

No.	発生年月日	名　　称	M	観測地点
①	1995年 1 月17日	兵庫県南部地震	7.2	JR鷹取駅
②	2004年10月23日	新潟県中越地震	6.6	十日町
③	2011年 3 月11日	東北地方太平洋沖地震	9.0	浪江町
④	2011年 3 月11日	東北地方太平洋沖地震	9.0	築館
⑤	2016年 4 月14日	熊本地震	6.2	益城町
⑥	2024年1 月　1 日	能登半島地震	7.6	富来

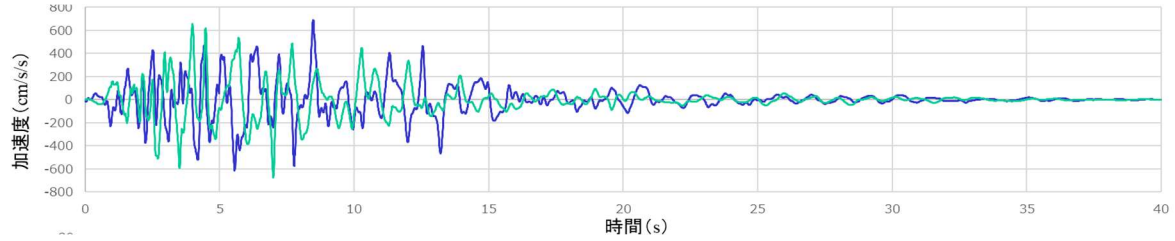


図 4-4-12　①兵庫県南部地震　JR 鷹取駅波

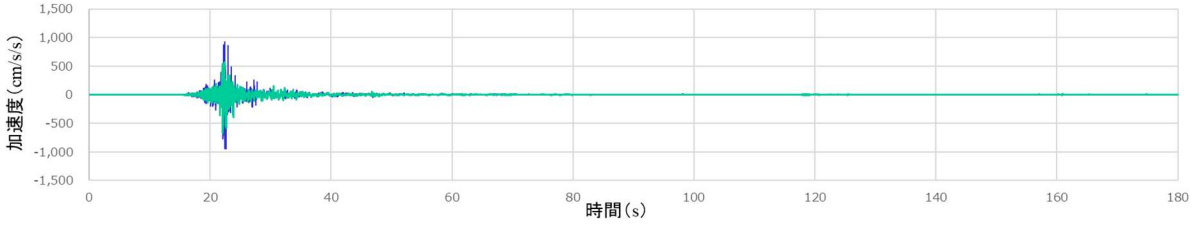


図 4-4-13　②新潟県中越地震　十日町波

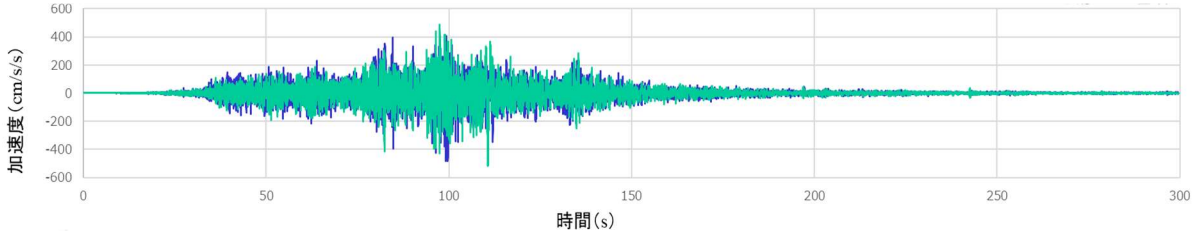


図 4-4-14　③東北地方太平洋沖地震　浪江町波

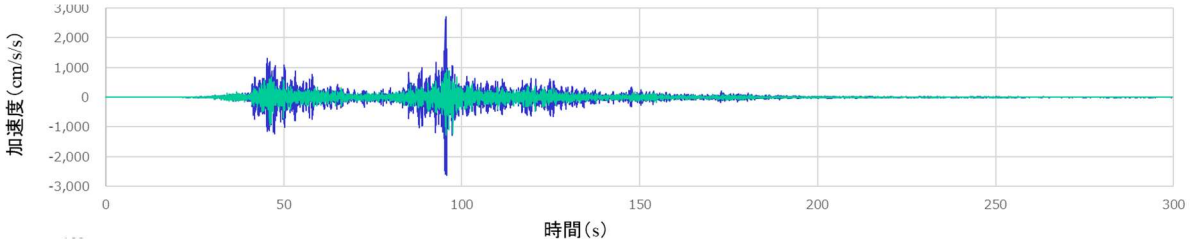


図 4-4-15　④東北地方太平洋沖地震　築館波

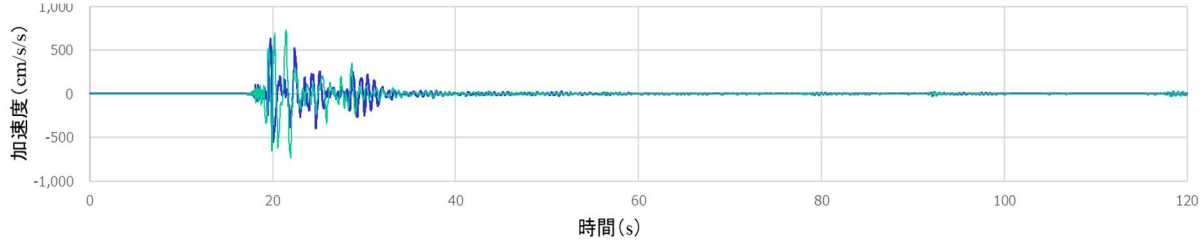


図 4-4-16　⑤熊本地震　益城町波

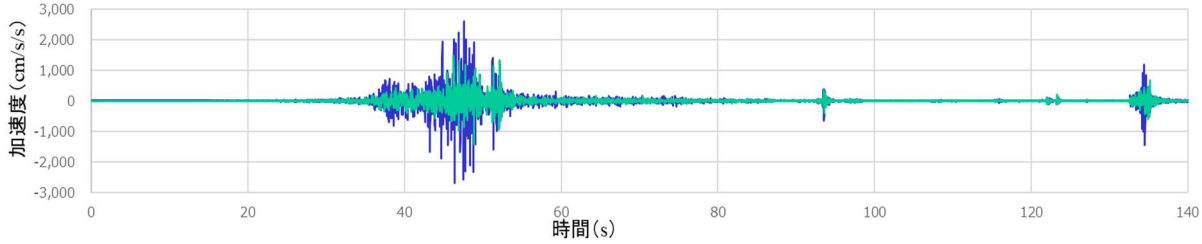


図 4-4-17　⑥能登半島地震　富来波

(2) 初期モデルの検討/モデルの構築

初期モデルについては、WSP073 に準拠し、設計水平震度 Kh2＝0.88（＝1.4×0.63）を適用して各構造物部材の断面選定を行った。表 4-4-5 に初期モデルにおける各構造物部材の板厚および材質を示す。なお、構造物特性係数（Cs）については、鋼製水槽（円筒）の Cs＝0.63 を流用した。

図 4-4-18 および図 4-4-19 に初期モデルの概要を示す。構造物部材のうち、屋根板、側板、仕切板、中間補強帯およびアニュラプレート等の鋼板部材は 4 節点シェル要素で、ブレース材、支柱、屋根骨といった形鋼部材は 2 節点ビーム要素でそれぞれ定義した。内容水についてはバルジング現象を適切に評価できるとされる液体要素（ポテンシャル要素）を適用した。また、鋼板部材および形鋼部材におけるステンレス鋼には、姉歯配水池の再現解析に適用した図 4-3-14 のマルチリニアの材料特性を設定した。

本設計例では、バルジングの発生状況に着目するため、境界条件として底板（アニュラプレートを含む）を全面固定した上で、基本的にモデルの Y 方向に NS 波を、X 方向に EW 波を同時載荷し時刻歴応答解析を行った。

表 4-4-5　初期モデルの設定

構造部物材		材質	板厚
屋根		SUS329J4L	2t
側板 仕切板 （縦波補剛板）	上段	SUS329J4L	2t
	中段	SUS304	5t
	下段	SUS304	6t
中間補強帯	上段	SUS304	8t×B300
	下段	SUS304	16t×B400
ブレース材	上段	SUS304	図 4-4-19 参照
	下段	SUS304	図 4-4-19 参照
アニュラプレート		SUS304	6t×B600

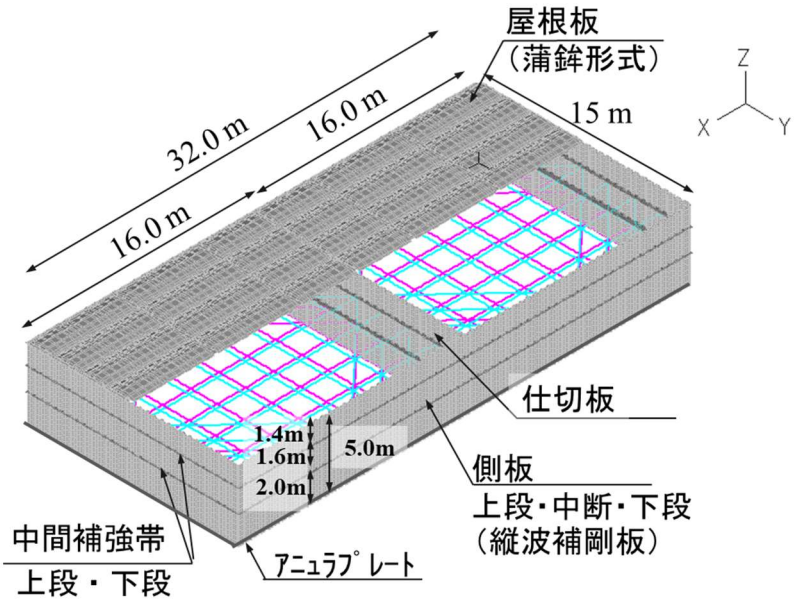


図 4-4-18　初期モデルの概要

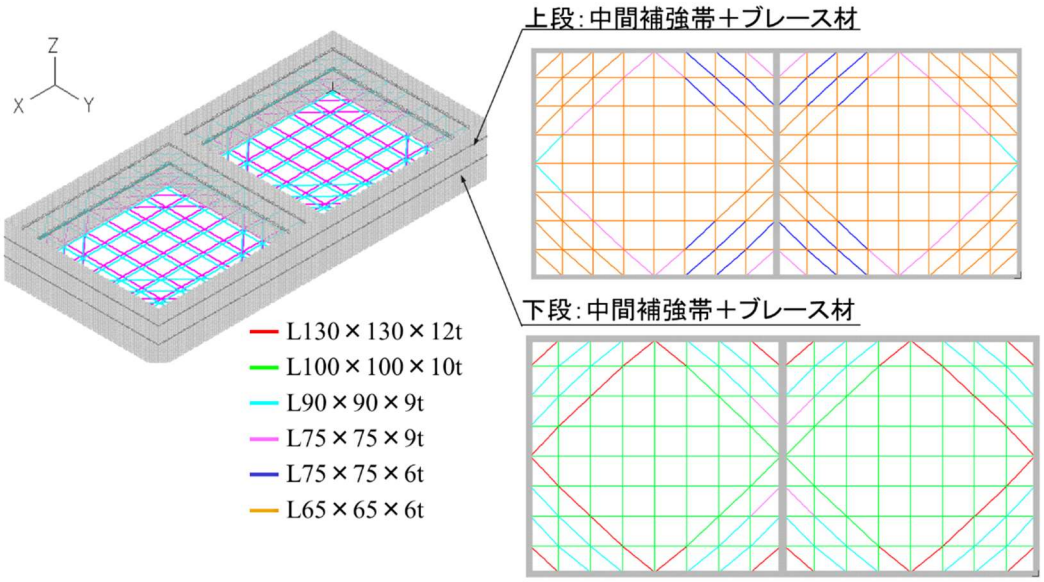


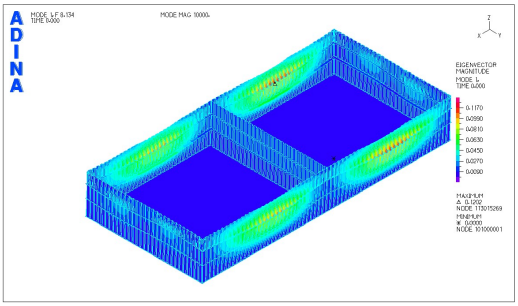
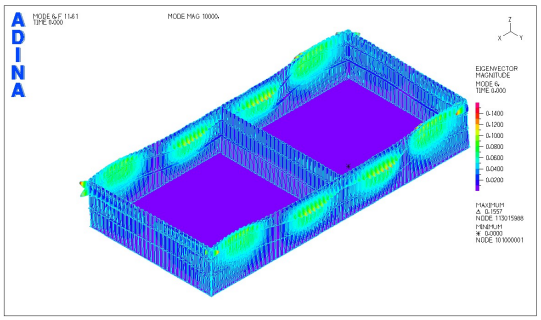
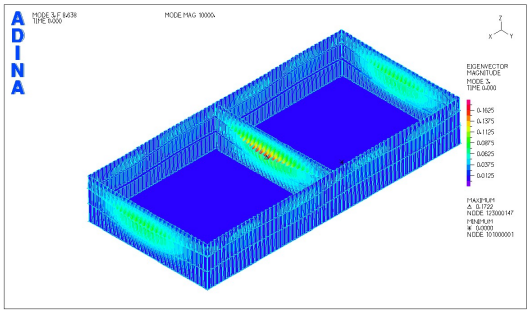
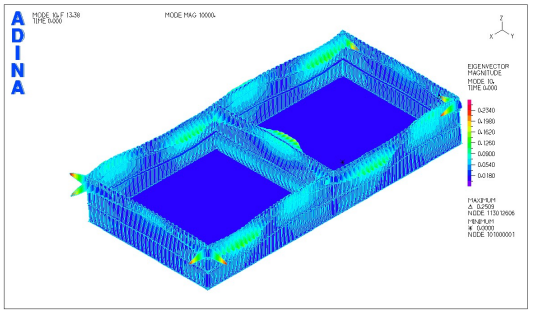
図 4-4-19　初期モデルの概要（内部：中間補強帯および内部補強材）

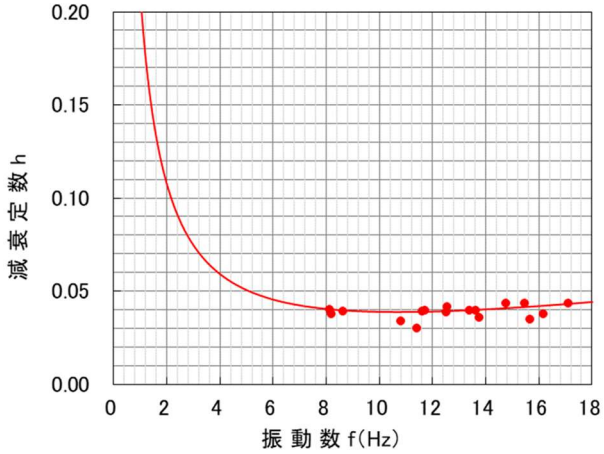
(3) 固有値解析結果

表 4-4-6 に固有値解析の結果を示す。バルジングの固有振動数（固有周期）は、Y 方向の 1 次モードが 8.13Hz（0.123 秒）、2 次モードが 11.6Hz（0.086 秒）であり、X 方向の 1 次モードが 8.64Hz（0.116 秒）、2 次モードが 13.4Hz（0.075 秒）であった。結果より、最低次のバルジングの固有振動数 8.13Hz（0.123 秒）および 13.4Hz（0.075 秒）の 2 点を選定し、図 4-4-20 に示すレイリー減衰を設定した。

図 4-4-21 には、各地震波の加速度応答スペクトルと周期の関係を示す。図中の赤線（実線）は本モデルの Y 方向および X 方向の固有周期であり、各地震波に対する応答加速度を表 4-4-7 にまとめる。なお、配水池の仕切板は、側板と比べバルジングの影響が顕著に生じるため、NS 波が顕著である④築館の地震波については、配水池の X 方向に NS 波を、Y 方向に EW 波を与える解析を別途行った。この条件（④-2 築館波）における各方向の応答加速度は X 方向（NS 波）が 3,754Gal、Y 方向（EW 波）が 2,248Gal であった。

表 4-4-6　固有値解析の結果（モード図および固有振動数（固有周期））

	1 次モード	2 次モード
Y 方向		
	8.13Hz（0.123s）	11.6Hz (0.086s)
X 方向		
	8.64Hz（0.116s）	13.4Hz（0.075s）



$$C = 2.605[M] + 0.005762[K]$$

ここに

C　：レイリー減衰

［M］　：質量マトリクス

［K］　：剛性マトリクス

図 4-4-20　レイリー減衰の設定

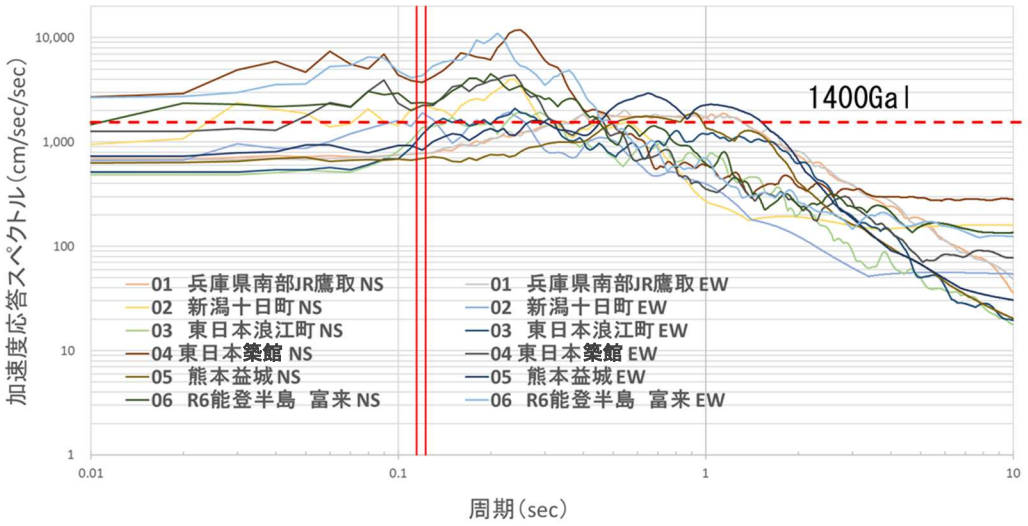


図 4-4-21　各地震波における加速度応答スペクトル

（赤実線：本配水池のバルジング固有振動数）

表 4-4-7　配水池モデルの固有周期に対する各地震波の応答加速度

水槽方向	固有周期（固有振動数）	地震成分	応答加速度（Gal）					
			①神戸	②新潟	③浪江	④築館	⑤熊本	⑥能登
Y	0.123s (8.13Hz)	NS	786	2,117	1,412	4,215	720	2,388
X	0.116s (8.64Hz)	EW	773	1,909	1,191	2,239	839	4,114

(4) 耐震設計（時刻歴応答解析）

1) 初期モデルの照査

表 4-4-8 に時刻歴応答解析の結果として、各構造物部材に発生した相当ひずみの最大値を示す。照査値は 4.4.1 要求性能および限界状態にて設定した WSP タイプの復旧性に関する照査値を上回る応答値を確認した項目については黄色でハイライトしている。時刻歴応答解析の結果、WSP073 に準拠し配水池を設計した場合、②新潟波を含む応答加速度 2,000Gal までは復旧性能が確保されていることを確認した。一方、応答加速度が 3,500Gal を上回る④築館波と⑥能登波については、側板の上段および下段、仕切板の下段、中間補強帯において照査値以上の応答値を確認した。

表 4-4-8　時刻歴応答解析結果

地震動			初期		照査値	① 神戸	② 新潟	③ 浪江	④-1 築館	⑤ 熊本	⑥ 能登
応答加速度 (Gal)		X（EW）	1400			773	1909	1191	2239	839	4114
		Y（NS）				786	2117	1412	4215	720	2388
構造物部材		材質	板厚	相当ひずみの最大値（%）							
側板	上段	SUS329J4L	2t	0.03	0.3	0.08	0.14	0.12	1.36	0.09	1.00
	中段	SUS304	5t	0.03	0.8	0.04	0.07	0.06	0.67	0.04	0.50
	下段	SUS304	6t	0.04	1.1	0.07	0.16	0.14	2.78	0.08	1.36
仕切板	上段	SUS329J4L	2t	0.06	0.3	0.08	0.17	0.12	0.31	0.07	1.94
	中段	SUS304	5t	0.006	0.8	0.04	0.11	0.08	0.28	0.04	0.28
	下段	SUS304	6t	0.01	1.1	0.07	0.10	0.07	0.54	0.06	0.45
中間 補強帯	上段	SUS304	8t	0.03	1.0	0.06	0.49	0.33	2.20	0.07	2.15
	下段	SUS304	16t	0.03	1.0	0.06	0.13	0.10	2.22	0.07	2.09

前述のとおり、④築館波は、NS 波が卓越する地震特性を有する一方、バルジングの影響は側板よりも仕切板において顕著に生じるとされるため、配水池（Y 方向/X 方向）と地震(NS 波/EW 波)の組合せを入れ替えて時刻歴応答解析（④-2）を行い、その結果を表 4-4-9 に示した。

本解析では、配水池 X 方向に応答加速度 3,500Gal 以上の地震動が作用したことで、仕切板を中心に相当ひずみが高まり、その上段で照査値を上回る応答値が確認された。図 4-4-22 には、仕切板各段で相当ひずみの最大値を確認した時点の側板・仕切板に作用する動水圧分布を示す。

図中の破線は Housner の動水圧分布（Kh＝1.0～4.0）を比較対象として示した。t=95.77 秒、t=95.88 秒における動水圧分布では、仕切板の中段および上段付近で高まる傾向が確認され、これらはそれぞれの時点の地震波加速度と比較しても顕著な値であり、バルジングによる変形圧による影響と考えられる。

表 4-4-9　時刻歴応答解析結果（④-2 築館）

地震動			⓪	④-2築館		
応答加速度（Gal）		X（NS）	1,400	3,754		
		Y（EW）		2,248		
構造部材		材質	板厚	照査値	応答値	発生時刻
				相当ひずみ（%）		
側板	上段	SUS329J4L	2t	0.3	0.45	95.64
	中段	SUS304	5t	0.8	0.38	95.66
	下段	SUS304	6t	1.1	1.02	95.77
仕切板	上段	SUS329J4L	2t	0.3	0.53	95.88
	中段	SUS304	5t	0.8	0.69	95.77
	下段	SUS304	6t	1.1	1.02	95.65
中間補強帯	上段	SUS304	8t	1.0	1.14	97.60
	下段	SUS304	16t	1.0	2.04	95.76

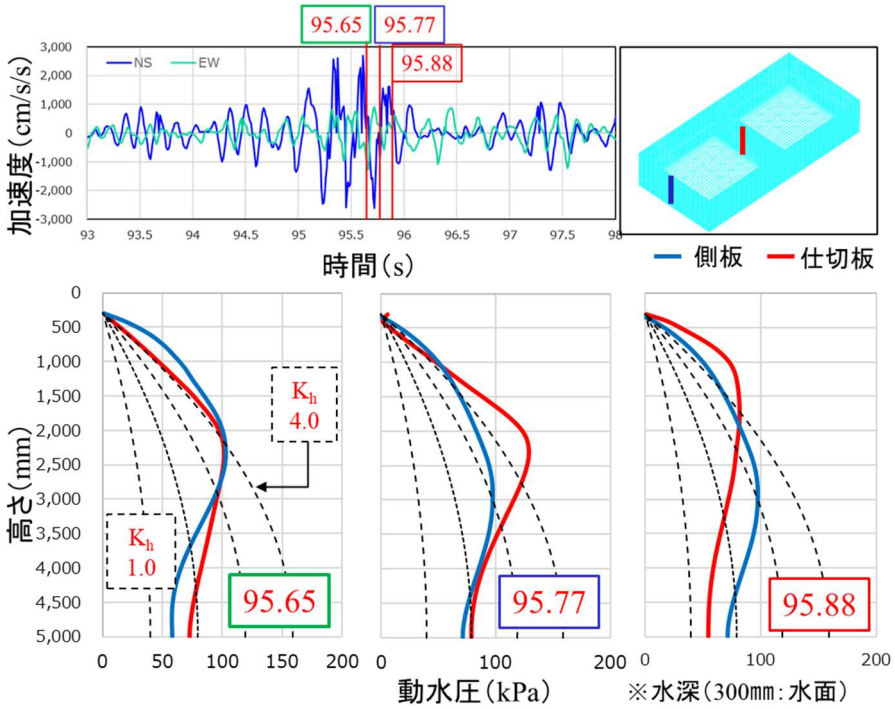


図 4-4-22　動水圧分布と Housner の動水圧との比較（④-2 築館）

2) 再設計モデルの検討

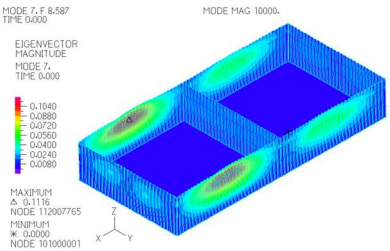
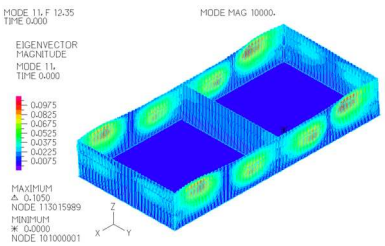
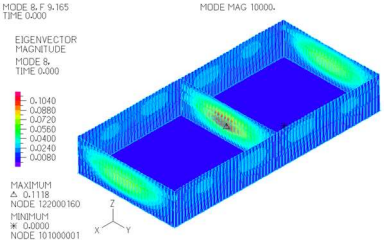
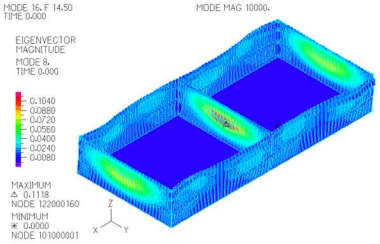
初期モデルの照査にて、照査値を上回る応答値が確認された条件のうち、④-2 築館波および⑥能登波について、構造物部材を見直し、再度、時刻歴応答解析を行う。再設計モデルは表 4-4-10 の通りとなり、全体重量は概算で 13.4%ほど増加する結果となった。また、表 4-4-11 および図 4-4-23 に再設計モデルにおける固有値解析結果およびレイリー減衰の設定を示す。再設計モデルでは、一部構造物部材の見直しにより構造物全体の剛性が高まり、固有振動数は X 方向、Y 方向それぞれ 0.5Hz から 1.0Hz 程度高まった。

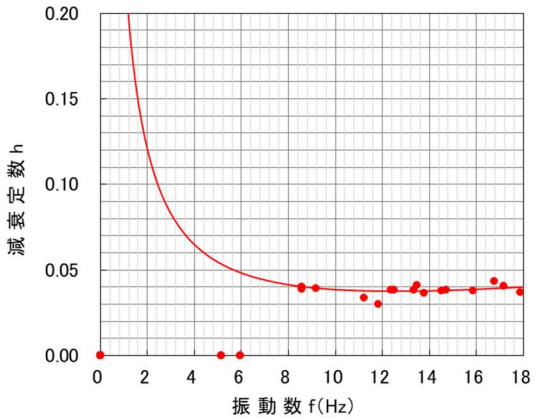
表 4-4-12 に再設計モデルにおける④-2 築館波および⑥能登波に対する時刻歴応答解析の結果を示す。いずれの解析においても、ほぼすべての構造物部材の応答値が照査値（最大耐荷力点の 90%）未満となり、復旧性能を確保することができた。

表 4-4-10　再設計モデルの諸元（赤字が見直し箇所を示す）

構造物部材		材質	再設計モデル	ブレース材
側板 仕切板	上段	SUS329J4L	3t	（上段） （下段） ― L130×130×12t ― L100×100×10t ― L75×75×9t
	中段	SUS304	5t	
	下段	SUS304	6t	
中間 補強帯	上段	SUS304	12t×300	
	下段	SUS304	22t×400	
ブレース材	上段	SUS304	右図参照	
	下段	SUS304	右図参照	
概算重量		―	+13.4%	

表 4-4-11　固有値解析の結果（モード図および固有振動数（固有周期））

	1 次モード	2 次モード
Y 方向		
	8.58Hz（0.117s）	12.4Hz (0.081s)
X 方向		
	9.17Hz（0.109s）	14.5Hz（0.069s）



$$C = 2.843[M] + 0.0004978[K]$$

ここに

C　：レイリー減衰

［M］：質量マトリクス

［K］：剛性マトリクス

図 4-4-23　レイリー減衰

表 4-4-12　時刻歴応答解析結果（④-2 築館および⑥能登）

配水池			地震動		④-2築館	⑥能登
固有振動数	X	9.17Hz	応答加速度（Gal）		3,857(NS)	4,801(EW)
	Y	8.58Hz			2,010(EW)	2,948(NS)
構造部材		材質	板厚	照査値	相当ひずみの最大値（%）	
側板	上段	SUS329J4L	2t→3t	0.3%	0.11	0.15
	中段	SUS304	5t	0.8%	0.12	0.14
	下段	SUS304	6t	1.1%	0.38	0.45
仕切板	上段	SUS329J4L	2t→3t	0.3%	0.13	0.15
	中段	SUS304	5t	0.8%	0.21	0.17
	下段	SUS304	6t	1.1%	0.60	0.45
中間補強帯	上段	SUS304	8t→12t	1.0%	0.58	1.05
	下段	SUS304	16t→20t	1.0%	0.25	0.52

4.4.3 まとめ

本節における WSP タイプの設計事例にて以下の知見を得た。

1)　WSP073 の現行指針に準拠し、設計した配水池については、②新潟中越地震十日町波を含む 2,000Gal 程度までは応答値が照査値未満であり、復旧性能を確保していることを確認した。さらに動的非線形解析による耐震設計の実績を増やしていく必要があるが、地震動によっては、現行の WSP073 による静的設計法が適用可能である可能性も示唆された。

2) ④東北地方太平洋沖地震築館波（NS 波：X 方向／EW 波：Y 方向）の結果のうち、側板および仕切板で相当ひずみの最大値を確認した時点の動水圧分布にて、バルジングによる変形圧が側板および仕切板の上段・中段で高まることを確認した。

3) 初期モデルの応答値が照査値以上となった④東北地方太平洋沖地震築館波および⑥能登半島地震富来波についても、一部部材を見直すことで、復旧性能を確保することができた。したがって、WSP タイプの配水池は、極めて大きな地震動に対しても耐震性の確保が可能な構造であると言える。

参考文献

[1] 日本水道鋼管協会, WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針, 日本水道鋼管協会, 2010.

[2] 国立研究開発法人　防災科学技術研究所, “強震観測網（K-NET,KiK-net）,” [オンライン]. Available: https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/. [アクセス日: 24 12 2023].

[3] 国土交通省　気象庁, “強震観測データ,” [オンライン]. Available: https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html. [アクセス日: 24 12 2023].

[4] 公益社団法人　日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説 2022 年版, 公益社団法人　日本水道協会, 2022.

5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針

5.1 耐震設計上の現状課題

矩形ステンレスタンクの耐震設計方法や既存施設の耐震診断・補強方法については、設計方法が標準化されるまで、多くの技術的課題があり、今後の研究が必要な状況にある。本章では、本研究会の検討結果などを踏まえ、耐震設計法などの標準化に向けた方針や留意点及び課題を示す。

5.1.1 矩形ステンレスタンクの被害

水道施設に使用される矩形ステンレスタンクの主な規格については、水道施設耐震工法指針・解説（2022 年日本水道協会）（以降、水道耐震指針）を参照すると表 5.1 に示すものがある。大別すると、パネルタンクと一体形タンクがある。パネルタンクには、側板に、へり溶接を使用するものが多い。日本水道鋼管協会： WSP073・2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針の規格では、応力を伝達すべき溶接継目の形式は、両面すみ肉溶接または完全溶け込みの突合せ溶接とするとし、側板において、へり溶接及び片面すみ肉溶接の使用を認めていない。

へり溶接や片面すみ肉溶接は、JIS B8501（鋼製石油貯槽の構造（全溶接製））や、JASO（耐震総合安全機構）の推奨品でもある一般社団法人 鋼板製一体形タンク工業会の規格の適用外であり、一体形タンクには属さないことに留意する必要がある。へり溶接や片面すみ肉溶接を適用したタンクについては、2024 年能登半島地震においても被害が発生している。

2024 年能登半島地震を含めて、これまでの地震においては、全ての規格の構造で何らかの破損が確認されているが、その多くがパネルタンクの被害である。その被害形態としては、へり溶接部の破断を伴う被害が多く見られる。

表 5.1 地上水槽（鋼製）の形態別の適用基準と被害状況（文献［1]に加筆）

種類	ステンレス鋼板製一体形タンク		ステンレス鋼板製パネルタンク
形状	矩形		
母材	SUS（SS）		SUS
側板の構造	縦波板 （WSP）	縦波板または横波板 （日本ｽﾃﾝﾚｽﾀﾝｸ工業会）	薄板性成形パネル（柱材補強） （日本ｽﾃﾝﾚｽﾀﾝｸ工業会）
側板の溶接形状	・突合せ溶接 ・両面すみ肉溶接	・突合せ溶接 ・へり溶接 ・すみ肉溶接	
日本水道鋼管協会：WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針、2011 年 3 月	○		
日本ステンレスタンク工業会：波形鋼板（剛性側板）形式　ステンレス鋼板製矩形配水池設計指針、2018 年 10 月		○	
日本ステンレスタンク工業会：ステンレス鋼板製パネルタンク配水池設計指針、平成 24 年 12 月			○
過去の地震被害	2011 年東日本大震災において､1 基の被害が発生。側板からの漏水発生	2024 年能登半島地震において、複数のタンクにおいて被害発生。側板からの漏水発生	2007 年能登半島地震以降、東日本大震災、熊本地震、2022 福島沖地震、2024 年能登半島地震において、多数の被害が発生。構造全体が崩壊する被害あり。

5.1.2 現行の設計法の課題

(1) 地震作用、構造的な課題

- バルジングの影響を適切に考慮できていない
- 設計地震動の設定方法が危険側になる場合がある
- 側壁などの変形に対して幾何学的非線形性を考慮できていない
- へり溶接部や片面すみ肉溶接などの照査方法が確立されていない
- 動的解析による耐震計算方法などに関して見直しが必要

(2) 指針類、設計方法

日本ステンレスタンク工業会の指針類は、上記の構造的な課題を解決するために、設計方法の抜本的な見直しが必要である。設計方法の見直しを検討する際には、本研究での被害検証が十分ではないため、学識経験者の指導の上で、既設構造物の観測・振動実験を踏まえた検証解析を実施し、解析方法、モデル化方法についての知見を蓄積することが不可欠である。

日本水道鋼管協会規格の一体形タンクは、過去の被害事例が 1 件であるが、本研究の結果、バルジングの影響を考慮すべきであること、設計地震動の設定や幾何学的非線形性の考慮について課題があることが分かった。耐震計算法や照査方法などの標準化も視野に入れ、見直しが必要となる。

既設構造物の耐震診断・補強を行うにあたっても、これらの指針類の見直しが必要である。

(3) スロッシングとバルジングの概要

スロッシングとバルジングは、いずれも水槽の内容水による地震作用であるが、全く異なる現象である。

スロッシングは、内容水の固有振動数と地震動の振動数の共振によるもので、スロッシングに伴う波高や動水圧（剛体圧）の大きさによっては、側壁上部や天井の損傷を招く要因となる、やや長周期領域の課題である。剛体圧とは、内容水と接する側壁を完全剛体とした場合の動水圧である。スロッシングによる波高や動水圧は、一般に Housner の理論式により近似値を導けることから、これまでの水道施設の設計においても考慮している場合が多い。ただし、地震応答解析により地震継続期間中の地震時挙動や振動特性を適切に表現し評価することが重要である。

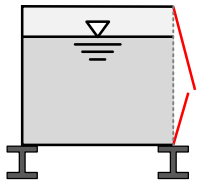
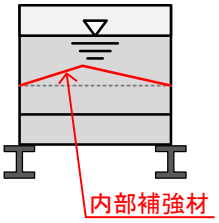
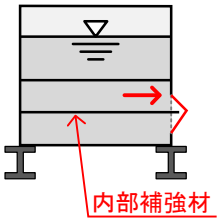
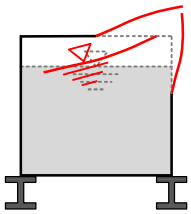
バルジングは、側板と内容液の連成振動によるもので、バルジングに伴う動水圧（変形圧）が衝撃力となり側板に繰り返し作用し、側板の隅角部や、側板の中央から下部の損傷を招く要因となる。短周期領域の課題であり、Housner の理論式による動水圧（剛体圧）を大きく上回る場合がある。バルジングによる動水圧（変形圧）は、スロッシングのように理論式による近似式はなく、加震実験や地震応答解析などにより詳しく表現する必要がある。このようなことから、これまでの水道施設の設計においては全く考慮できていない。そのため、矩形ステンレスタンクにおける最も重要な課題であり、内容水を流体要素とするなど適切なモデルによる地震応答解析により詳しく表現し評価する必要がある。

5.1.3 被災シナリオ

矩形ステンレスタンクは地震時に複数の振動モードによる複雑な挙動を示す傾向にある。特にパネルタンクにおいては、これまでの地震において、様々な形態の被害が多数確認されている。これまでの地震などで確認されている被災シナリオを表 5.2～表 5.4 に示す。

矩形ステンレスタンクの耐震設計においては、上記のような様々な被災シナリオを想定し、それらを見落とすことなく照査することが重要である。

表 5.2 被災シナリオ（水槽本体）

側板のわれ損傷	内部補強材の座屈や破断	内部補強材の押し込み作用による側板の損傷など	スロッシングによる頂版や側板の損傷
			

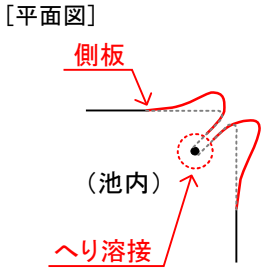
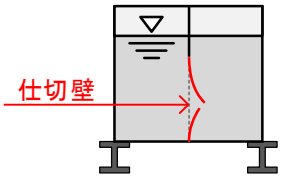
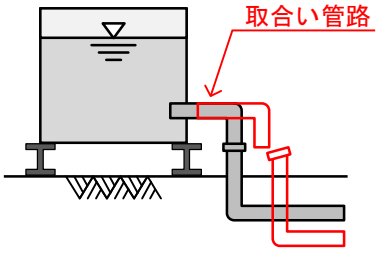
へり溶接や片面すみ肉溶接の開き	仕切壁のわれ損傷	取合い管路の損傷
		

表 5.3 被災シナリオ（基礎）

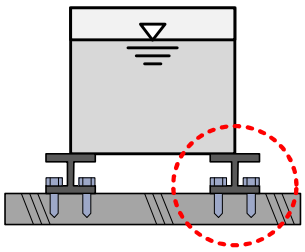
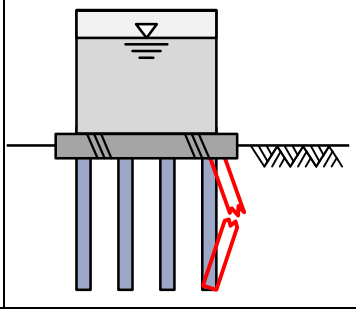
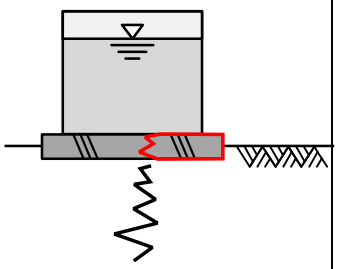
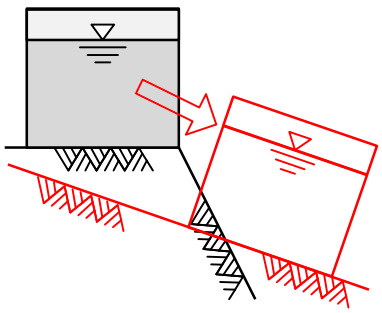
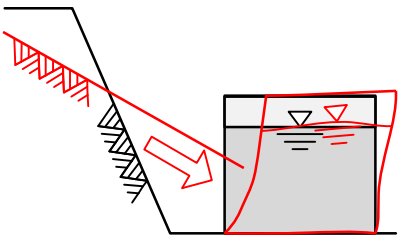
固定金具の損傷	基礎杭の損傷	地盤変状（地割れ）に伴う底版の損傷
		

表 5.4　被災シナリオ（構造全体）

周辺地盤の崩壊に伴う損傷	
	

(1) 被災シナリオの特徴と耐震設計における留意点

矩形ステンレスタンクの被災シナリオの特徴と、それを踏まえた耐震設計における留意点について以下に示す。これまでの静的線形解析などの耐震設計の方法は、これらの被災シナリオの特徴は反映されたものではなく、被災シナリオの見落としがあると考える。そのため、特にパネルタンクについては、これまでの地震において多くの被害が確認されている。よって、これらの被災シナリオを踏まえて耐震設計法の見直しが必要である。ただし、見直しにあたっては、これらの被災シナリオのメカニズムや要因を詳しく分析し、耐震設計法との整合を確認するなど、今後の研究を必要とする部分も多いのが現状である。

(a) 被災部材・部位

被災シナリオに示すように、様々な部材で被害が見られる。また、地震作用の方向や動水圧の分布状況などにより様々な部位で被害が見られる。さらに、地滑り等の外的要因による影響も多いことなどが挙げられ、弱点部を絞り込むことは容易でない。

(b) 動水圧の影響

被害シナリオの動水圧等の内的要因について考えると、水槽構造物であるため、地震作用としては池内水による地震時動水圧による影響が大きいことは明確である。その動水圧の影響については、バルジングによる固定金具などの被害や、側壁（主に中央から下方）の損傷、スロッシングによる側壁（主に中央から上方）や天井の損傷などが考えられる。

(c) 動水圧の評価方法（時刻歴応答解析の適用）

動水圧の作用は、基本的に振動モードが異なることから、複雑な挙動を示す構造物として取り扱う必要があり、動的解析による照査が必要である。静的解析では、比較的単純な構造物を対象として、振動モードや構造的な弱点部をある程度絞り込んで簡便化した手法であるが、矩形ステンレスタンクでは、その方法が適用できない。また、地震の位相特性や周期特性によっては、これらの動水圧の影響による振動モードの異なる複数の被災シナリオは、一つの地震波において全て発生することも考えられることから、時刻歴応答解析の適用が必須と考える。

(d) 幾何学的非線形性の考慮

内部補強材と側壁の接続部の損傷があるが、これらの箇所では、剛性の高い内部補強材による集中荷重と剛性の低い側壁材の大きな変形量との相互作用を適切に評価する必要がある。特にパネルタンクは一体形タンクに比べて、側板の板厚が薄いため注意が必要である。そのため、比較的ひずみ量の小さい鉄筋コンクリート造の池状構造物などでは、部材の非線形性を考慮する場合においても大変形領域は考慮せず主に構造物材の発生断面力を照査するが、矩形ステンレスタンクの場合は、側壁などの構造部材の変形に伴う発生断面力を必要に応じて大変形領域も考慮し適切に照査する必要がある。そのためには、幾何学的非線形性を適切に考慮する必要がある。

(e) 耐震設計法の見直し

RC 造の池状構造物の躯体（基礎杭除く）においては、これまでの地震において津波や地滑りなどの外的要因がなければ構造部材の損傷などの被災シナリオは見られないことから、動的解析や静的解析の耐震計算法は確立されていると考えられる。一方、矩形ステンレスタンクについては、本研究の再現解析の結果を踏まえると、耐震計算法には課題が確認されていることから、従来の耐震計算法の見直しが必要である。その際には、適切な安全係数を設定する配慮も必要である。

(f) 未解明の事象、研究課題

多種多様な被災シナリオにおいては、現時点の研究レベルでは、再現解析などで耐震計算法との整合性が十分に確認できていないシナリオもあることから、耐震計算法や照査方法の確立にあたっては、今後の研究が必要である。

5.2 地震の影響

5.2.1 バルジング現象

矩形ステンレスタンクは、その躯体の大半が地上に存在し、内容水を貯水する等の特徴を有することから、地震動による地震作用は、慣性力や地震時動水圧などが支配的となる。さらに、内容水を含む構造物の振動特性（バルジング特性）や地震動特性によっては加速度応答倍率が大きくなるものも多い。そのため、耐震計算にあたっては、これらの特性を十分に検討し、地震動による地震作用を適切に設定する必要がる。

バルジングは、側壁が内容水と連成して弾性変形しながら振動する現象であり、その影響は柔な構造物において大きくなる傾向がある。容器構造物の側壁と内容水の連成振動が顕著となる固有振動数が地震動の卓越振動数帯域に入ると、慣用的に設計に用いることが多い側壁を剛体とみなした場合の動水圧の算定式（ハウスナー法や速度ポテンシャル法など）による算定値を大きく上回る場合がある。このため、バルジングの影響については、内容水を流体要素としてモデル化した動的解析により考慮すべきである。

ただし、施設によって、バルジングの固有振動数が地震動の卓越振動数帯域から外れることが明確な場合は、その影響を考慮しなくてもよい。この卓越振動数帯域は、一般に 10 Hz未満と考えてよい。文献 [2]などより、内部補強材を使用しない一体形タンクは、側壁の剛性が大きいことから、固有振動数が 10 Hzを上回りやすい傾向にあると考える。その場合であっても、今後、様々な被災シナリオに対応した静的解析手法が確立されるまでは、動的解析を適用する必要がある。

5.2.2 スロッシング現象

スロッシングは、水槽類の屋根や側壁上方の破損等の被害を招く可能性があることから、スロッシングによる構造物への衝撃圧の影響を適切に確認すべきである。スロッシングの卓越振動数帯域は、バルジングの卓越振動数帯域とは異なる帯域となることから、それぞれの影響を個別に評価する必要がある。また、スロッシングの影響は、頂板と側壁の隅角部において集中する場合があることから、地震作用の方向にも留意し検討する必要がある。

5.2.3 地形や地盤の影響

矩形ステンレスタンクは、その躯体の大半が地上に存在するため、地形や地盤による直接的な地震作用の影響は生じにくい。ただし、上記のバルジングやスロッシングを大きく左右する地震動の卓越振動数帯域は、施設周辺の地形や地盤による大きな影響を受ける。例えば、バルジングの影響が大きくなる短周期側の地震動は、山地形の箇所にて大きく増幅する傾向があるとの報告がある（文献 [3]）。また、バルジング卓越振動数帯域を例えば 5～10 Hz程度とすると、地盤種別Ⅰ～Ⅱ種の地盤において主に卓越するが、それらの地盤に地滑りや地割れを誘引（共振）するような周期特性の地震動の影響が作用すると、バルジングの影響も大きくなることが考えられる。一方、スロッシングの影響が大きくなる長周期側の地震動については、液状化を生じる可能性のある地盤も含めて軟弱な地盤において生じやすい傾向がある。

このような特徴を踏まえて、地形・地盤条件の影響を受けやすい条件においては、地震動を適切に評価するために、地盤・構造物連成モデルによる動的非線形解析を適用する必要がある。

5.3 設計地震動の設定

5.3.1 設計地震動における留意事項

矩形ステンレスタンクにおける設計地震動の設定においては、動的解析による照査を前提としつつ、前述した被災シナリオを踏まえ、以下に示す事項に留意する必要がある。

①振動モードの異なる被災シナリオが想定されることから、特定の卓越周期に注目して地震動を絞り込むのではなく、想定される地震動は設計地震動として採用して、解析を実施する必要がある。多くの設計地震動の採用は解析時間を要するため、合理的な設計地震動の設定方法の確立が望まれる。

②設計地震動の振動特性の変化により、各被災シナリオの被害の状況を大きく左右することから、振動特性が変化する要因となりうる要因として、サイト条件（基礎（杭）、地形、地盤）などによる影響を適切に考慮すること。

③構造系全体の被災シナリオを照査することが重要であり、地震の方向を適切に設定すること。

④バルジングの影響にのみ着目する場合は、事前の固有値解析により、各対象部材のバルジング固有振動数を求め、その結果から、設計地震動を選定する方法もあるが、対象部材によってバルジング固有振動数は異なることに留意する必要がある。

令和 6 年能登半島地震においては、図 5-1 に示すような地形条件による地震動への影響が、被害の要因となったことも考えられる。例えば、輪島市の町野配水池では造成地盤上に位置することから、盛土の可能性のある南側で被害が大きくなった可能性がある。また、輪島市の長沢配水池など、地滑りや地割れが見られる斜面や丘の上に位置する構造が複数見られたが、文献 [3] より、バルジングが大きくなりやすく、地盤の固有周期に近い短周期成分の地震動が斜面や丘などの山地形効果により増幅したことが考えられる。これらの可能性については、今後の研究が必要であるが、被害が多数確認され、設計の安全率が低い構造設計においては、これらのサイト条件における設計地震動の変化についても適切に考慮する必要があると考える。

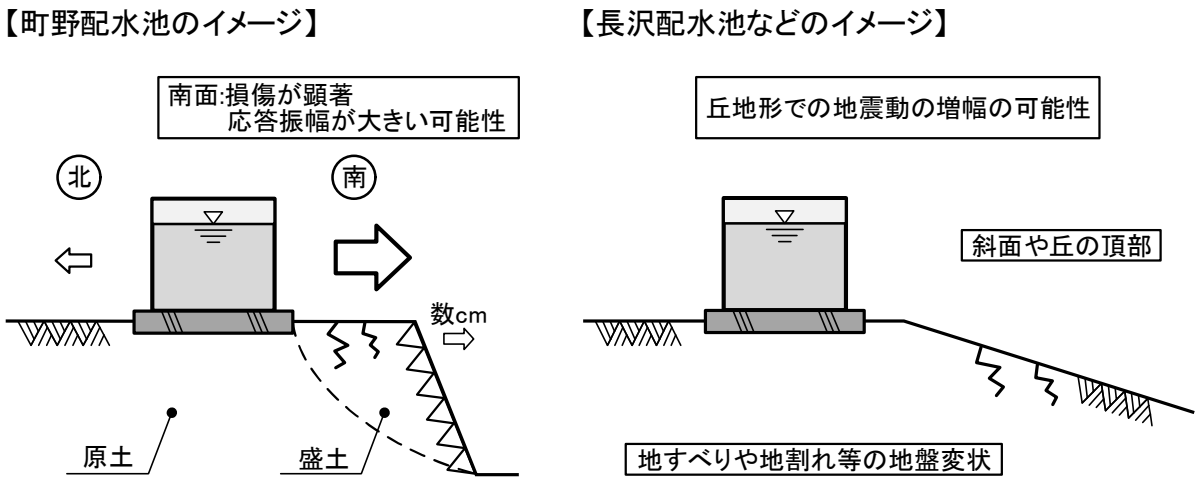


図 5-1　能登半島地震で見られた地形や地盤の被害事例

5.3.2 矩形ステンレスタンクの標準的なレベル２地震動

水道耐震指針におけるレベル２地震動の設定方法は、表 5.5 に示すように、方法１～方法４が示されている。方法１～方法３を用いることが原則とされており、方法４を用いる場合は震度法によるものとし、地盤変状の影響が少なく、小規模で比較的単純な構造物に適用できるとされている。

矩形ステンレスタンクは本研究の結果、複雑な地震時挙動を示すことが明らかとなっており、水道耐震指針においても震度法の適用外とされていることから、小規模施設であっても方法１～方法３の適用を必須とする。

表 5.5　レベル２地震動の設定方法 [1]

設定方法		動的解析に用いる設計地震動	静的線形解析に用いる設計地震動（震度法等）	静的非線形解析に用いる設計地震動（プッシュオーバー等）
方法１	震源断層を想定した地震動評価を行い、当該地点での地震動を使用する	地震動評価結果の地表面、工学的基盤面の加速度時刻歴波形、あるいは応答スペクトルを用いる	※	地震動評価結果の地表面、工学的基盤面の応答スペクトルを用いる
方法２	地域防災計画等の想定地震動を使用する	想定地震動の地表面、工学的基盤面の加速度時刻歴波形を用いる	※	想定地震動の地表面、工学的基盤面の応答スペクトルを用いる
方法３	当該地点と同様な地盤条件（地盤種別）の地表面における強震記録の中で、震度６強～震度７の記録を用いる	強震記録の加速度時刻歴波形を用いる	※	強震記録の応答スペクトルを用いる
方法４	兵庫県南部地震の観測記録を基に設定された設計震度、設計応答スペクトル		図 -3.4.1～3.4.3 の選定フローで静的線形解析の適用条件に該当する場合は、「2009年版指針総論解説編Ⅲ」の設計応答スペクトル等を用いて設定する	「2009年版指針総論解説編Ⅲ」の設計応答スペクトル等を用いて設定する

※方法１、方法２、方法３においては、原則として静的線形解析を適用しない。ただし、方法４と同程度以上かつ地震動の応答特性から静的線形解析の適用が可能と判断された場合には、静的線形解析を用いてもよい。
※動的解析に用いる入力地震動は周期特性の異なる複数の地震動の時刻歴波形を用いなければならない。

前項のような地震動の特徴を踏まえると方法１の適用が望ましい。ただし、設計実務において方法１の適用が困難な場合には、周期特性の異なる複数の設計地震動を対象とする必要がある。

設計地震動は、地震危険度等の地域特性、構造特性、地形・地盤特性等に応じて合理的に設定することが望ましいが、現時点では矩形ステンレスタンクの地震時挙動は解明されていない点が

あり、特に地震動の振動特性との関係は今後の研究課題として残されている。

これらの状況をふまえて、矩形ステンレスタンクの振動特性と地震動特性の関連が明確になり、合理的な耐震設計法と適切な設計地震動の設定が確立されるまでは、矩形ステンレスタンクのレベル２地震動は、下記のように設計地震動を設定することを必須とする。

① 周期特性が異なる波形を 2 波形以上選定する。
② 表 5.6 の「短周期が卓越する波形」より、1 波形を選定する。方法１、方法２による地震動を選定する場合であっても必須とする。
③ 方法１、方法２を選定する場合は、建設地点で短周期側で卓越する波形を採用する
④ 方法３においては、表 5.6 より、短周期が卓越する波形、長周期が卓越する波形から１波形以上を選定する。
⑤ 方法３の設計地震動を選定において、海溝型地震の危険度が高い地域では海溝型、直下型地震の危険度が高い地域では直下型地震を採用する。両方の危険度が高い地域では、それぞれから選定する。

なお、今後、考慮すべき設計地震動に関する新たな知見や研究成果が得られた場合には、その波形を採用してもよい。

表 5.6 矩形ステンレスタンクの耐震設計で用いるレベル 2 地震動（方法３）の標準波形

分類	地震動	備考
短周期が卓越する地震動波形	2011 年東北地方太平洋沖地震　K-NET 築館	海溝型地震
	2024 年能登半島地震　K-NET 富来	内陸直下型地震
長周期が卓越する地震動波形	1995 年兵庫県南部地震　JR 鷹取	内陸直下型地震
	2011 年東北地方太平洋沖地震　KiK-net 浪江	海溝型地震

5.4 耐震計算法

5.4.1 解析法

矩形ステンレスタンクについては、表 5.2～表 5.4 に示す複雑な挙動に由来する多種多様な被災シナリオが考えられる。すなわち、構造物の動的応答に主たる影響を与える振動モードが、高次または複数あり地震時挙動が複雑である。これらの挙動を適切に評価するために、また、地震作用としてバルジングやスロッシングの影響を詳しく評価するために、動的解析法を適用する。現時点では、矩形の地上水槽の複雑な地震時挙動を評価できる静的解析法は開発されていない。

対象施設の基礎周辺の地盤が良好であり、かつ内部補強材がない小規模構造（例えば容量数十 m^3 程度）であり、固有値解析により、対象構造物の固有値が 10 Hzを上回る場合については、構造系全体のせん断剛性が高くバルジングの影響が小さくなることから、スロッシングの影響も含めて矩形ステンレスタンクの地震時挙動が明らかになり、設計方法が確立されれば静的解析の適用も考えられる。

ただし、現時点では静的解析法による設計は多くの問題点があるが、改善の方向性さえも示されていない状況にある。したがって、小規模施設であっても動的解析を適用すべきである。

なお、耐震工法指針では、施設の重要度がＢであれば、レベル２地震動の照査は対象とせず、レベル１地震動に対して復旧性や安全性の照査を実施することになっている。ただし、2024 年能登半島地震においては、震度６弱（レベル１相当の揺れ）であっても矩形ステンレスタンクに被害が発生していた。レベル１地震動に対する復旧性や安全性の照査方法についても妥当性を十分に確認できていないことに留意し、新設設計においてはレベル１地震動の照査についてもレベル２地震動と同様に適切に実施する。

5.4.2 解析モデル

矩形ステンレスタンクの耐震計算に用いる解析モデルは、基本的に RC 造の池状構造物の解析モデルと同様に、構造物（基礎や付属設備を含む）および、地盤、液体（内容水等）を性能照査の目的に応じてそれぞれ適切にモデル化する。ただし、これまでの地震で確認されている多種多様な被災シナリオを全て見落とすことなく適切に評価する必要があることと、剛性が大きく異なる複数の部材で構成された構造の全体系の変形を詳しく評価する必要があることを踏まえ、三次元有限要素法（FEM）を基本とする。各構造部材は比較的大きな変形が生じる可能性があることから、部材降伏後の領域を適切に評価できるように非線形モデルとする。非線形性（荷重－変位関係）の設定にあたっては、実験などで十分に妥当性を確認されたものを適用する。そして、バルジングやスロッシングの影響は流体要素により表現する。なお、本研究会では、各種解析において解析コード ADINA により池内水をポテンシャル流体要素にてモデル化している．この場合，自由水面の微小変形を仮定していることになる．この仮定が解析結果に及ぼす影響については今後の検討が必要である．

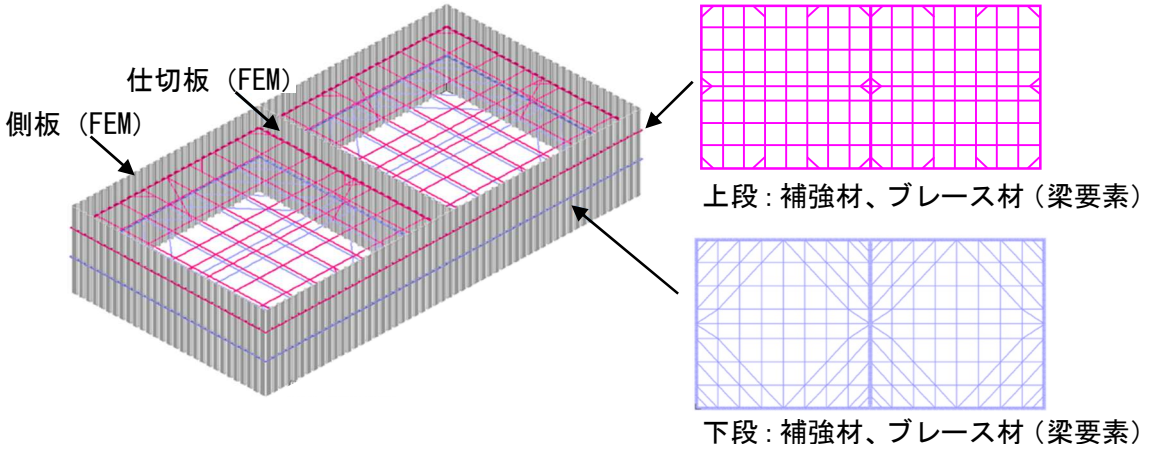
矩形ステンレスタンクは、一般的に鉄筋コンクリート造の基礎板上に設置されており、基礎地盤条件によっては、基礎杭を有する施設もある。これらの基礎版や基礎杭については、二次元モデルにより照査しても良いが、必要に応じて地盤―構造物連成モデルを適用するなどにより地盤との相互作用を適切に考慮すること。

また、矩形ステンレスタンクの構造物全体の挙動やバルジングの影響などは、基礎を含む構造系全体の振動モードの影響を大きく受けることから、周辺の地形や地盤の影響、基礎形式の影響、及び基礎の固定方式（完全固定、ヒンジ式など）なども適切に考慮する必要がある。ただし、流体要素を用いた三次元有限要素法（FEM）を適用した地盤-構造連成モデルは、設計実務において標準化されていないことから、地盤・構造物連成モデルによる二次元有限要素法（FEM）を用いて、基礎部の照査を行い、構造物本体への入力地震動の算定を別途実施してもよい。

パネルタンクについては、特に被害が多数確認されている片面すみ肉溶接部やへり溶接部などを正確にモデル化することが重要である。耐震設計上の合理化を目的にモデルの簡便化を図ることも考えられるが、解析的な検討などにより妥当性を十分に確認する必要がある。

なお、耐震計算を実施するにあたっては、解析モデルの妥当性を確認するために、 必ず固有値解析を実施し、注目する被災シナリオの振動モードを検討する。

【一体形タンクの例】



【パネルタンクの例】

解析モデル寸法	14,000×14,000×H6,000mm
	水深：4,500mm
要素	内容水－流体要素（6 面体 1 次要素）
	側板・天井・底板－FEM（4 角形 1 次要素）
	内部補強材－梁要素
要素数	要素長 100mm
要素数	385,000

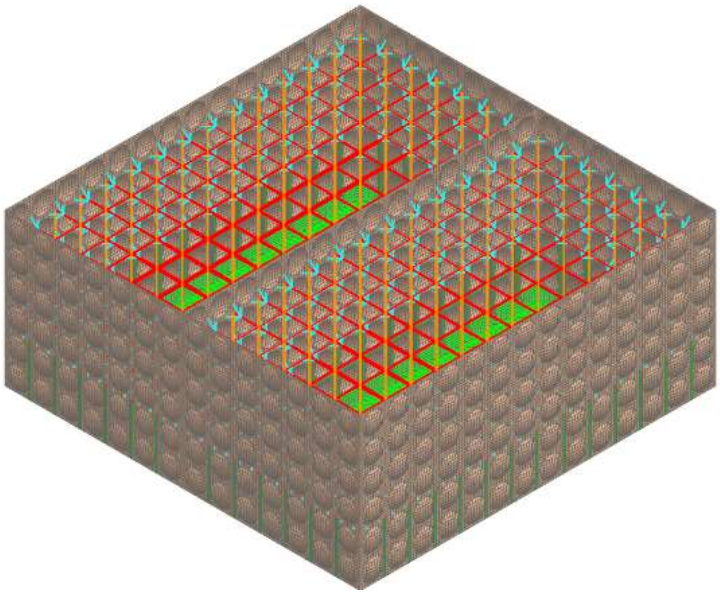


図 5-2 矩形ステンレスタンクの解析モデル例

5.4.3 耐震計算法の標準

これまでに示した解析法と解析モデルを踏まえ、矩形ステンレスタンクの耐震計算法の標準例を表 5.7 に示す。

表 5.7 矩形ステンレスタンクの標準例（構造物独立モデル）

項　目	内容	理由・説明
解析モデル	構造物独立モデル	・タンクの解析は構造物独立モデルを基本とする。 ・基礎地盤や周辺地形の状況、構造物の基礎形状（杭基礎や地盤改良）による構造物への地震の影響を考慮する場合は、別途 1 次元又は 2 次元地盤の地震応答解析や、地盤-構造物連成解析（地盤：FEM）を実施する。
	側壁、仕切板、底版、頂版：三次元有限要素法（FEM）	複雑な地震時挙動に伴う様々な被害シナリオを評価することを目的として、立体的な構造特性や材料特性を詳しく考慮し、全ての部材を適切に照査する。
	補強材、固定金具：梁要素	同上
	基礎版：三次元有限要素法（FEM）	同上
	地盤:地盤ばね	構造系全体の振動モードに与える影響が大きいため適切に考慮する。
	内容水：流体要素	バルジングやスロッシングの影響を詳しく考慮する。
	その他留意事項	・片面すみ肉溶接部や、へり溶接部、及び補強材と板材の接続部は、特に被害事例が多いため、モデル化を詳しく行う。 ・固有値解析などにより、バルジングやスロッシング振動モードにおける構造物全体の変形状況などを確認し、解析モデルの妥当性を確認する。
解析手法	動的解析法： 時刻歴応答解析	振動モードの異なる被災シナリオや複雑な挙動を適切に照査する。
	数値解析法	直接積分法
	線形/非線形； 材料非線形、幾何学的非線形	比較的大きな部材や構造物全体の変形状態を適切に考慮する。
解析条件	材料非線形モデル： 実験などによる	照査において、ひずみや変位量の評価が特に重要であるため。鋼材料の荷重―変位関係は実験によるものとする。技術的根拠のある既往の研究成果を用いてもよい。
	境界条件： 粘性条件	地下逸散減衰などを適切に考慮する。
	減衰条件： 粘性減衰（Rayleigh 減衰）	躯体の減衰効果を適切に考慮する。

5.5 性能照査

5.5.1 限界状態

矩形ステンレスタンクの限界状態を表 5.8 に示す。限界状態は、基本的に水道耐震指針の地上水槽(鋼製)を基本とする。ただし、矩形ステンレスタンクについては、側壁などの残留変形量が大きくなる場合もあることから、施設機能面から要求される限界状態に構造物全体の景観性を追記した。限界状態２の照査において、降伏点を大きく超える設計を行う場合など、必要に応じて景観性の照査を実施するとよい。

表 5.8 地上水槽（鋼製）の限界状態（文献 [1]に一部加筆）

限界状態のランク	限界状態1（使用性）	限界状態2（復旧性）	限界状態3（安全性）
水道施設の要求性能	使用性は、設定した地震作用等に対して、水道施設が継続的に使用できるための性能。	復旧性は、地震の影響等により低下した水道施設の性能を早期に復旧できる性能。	安全性は、設定した地震作用等に対して、水道施設機能に重大な影響を及ぼすような損傷が発生しない性能。さらに、利用者や周辺の人の生命や財産を脅かさないための性能。
施設機能面から要求される限界状態	貯留機能、外部からの汚染防止機能、景観性が維持できる状態。地震後も継続使用できる状態。	貯留機能、外部からの汚染防止機能の一部がわずかに低下する場合があるが、一部の部材の応急復旧により使用性を修復できる状態。景観性の低下が許容できる状態。	貯留機能、外部からの汚染防止機能が低下する場合や、景観性の低下が許容できない場合があるが、安全性は確保できる状態。一部の部材の応急復旧ならびに本格復旧により使用性を修復できる状態。

※設計者の判断により、復旧工事の施工性などを踏まえ、上位（安全側）の限界状態を目標としてよい。

5.5.2 性能照査の基本

レベル１およびレベル２地震動に対する性能を照査するにあたって、限界状態に応じた照査の対象や方法及び指標などについて以下に示す。

(1) 照査の対象

性能の照査は、設計地震動と限界状態に応じて適切に行い、各応答値が照査用限界値を超えないことを確認する。矩形ステンレスタンクにおいては、様々な被災シナリオを踏まえ、以下を対象に照査を行うことが考えられる。

【矩形ステンレスタンクの照査対象(例)】

①構造物部材の損傷状態（側壁、頂版、底版、補強材、基礎板など）

②タンク本体と基礎の取合い部（固定金具、アンカーボルトなど）

③構造物全体の変形量（外観、付帯設備（水質計器類、池内越流管、階段など）への機能）

④構造物取合い管路の相対変位（送水管、配水管、薬品注入管路の脱管など）

⑤構造物全体(基礎)の安定性（転倒、滑動など）

5.5.3 構造物部材の照査

限界状態１は、基本的に応答値における発生応力度が降伏点以下であることを照査する。

限界状態２および３は、応答ひずみが許容ひずみ以下であることを照査する。許容ひずみは、実験や既往の研究成果あるいは解析などを参照して、適切に設定する。耐震指針では、円筒形の地上水槽（鋼製）においては、設計の簡便性の面から、技術的な根拠に基づき構造物特性係数を用いて、部材の照査用応答値が降伏点以内であることが照査できれば、限界状態２を満足するとみなしてもよいとしている。ただし、矩形ステンレスタンクについては、許容ひずみ量に関して既往の研究成果が十分ではないので、実験や解析などにより適切に設定する必要がある。特に、発生するひずみ量が比較的大きいパネル材や片面すみ肉溶接部、及びへり溶接部については、参考となる実験事例がないことと、これらの形状を詳しくモデル化した解析事例がないことから、これらの採用にあたっては、今後の実験や解析的研究が必須である。

矩形ステンレスタンクの構造物部材は、静水圧と最小寸法から板厚などの設計断面を求め、それを地震時の慣性力や動水圧に応じて見直す方法が一般的であるが、これまでの地震において被害が確認されていることと、今回の各検討事例より、地震時の耐震計算において、板厚などを大幅に見直す場合があることに留意する必要がある。

また、構造物によって、鋼材料の特性である延性を有効に活用することで経済設計を行うことに着目すると、限界状態２の照査において、降伏点を大きく超えるひずみ量を許容値とすることも性能設計の視点から合理的と考えられる。ただし、その場合、構造物全体の安定性や景観性、及び付帯管路・設備類への影響を評価するために側壁や構造物全体系の変形量についても照査することが重要である。

なお、矩形ステンレスタンクの構造物部材の照査において重要となるステンレス鋼の材料特性について下記に示す。

【ステンレス鋼の材料特性について】

ステンレス鋼とは、鉄（Fe）にクロム（Cr）を添加した合金鋼であり、鋼の「高強度」「高延性」「高靭性」の優れた材料特性に加え、鋼面が不導体被膜に覆われることで「耐食性」を併せ持つ。現在工業的に生産されているステンレス鋼は数十種類に及び、それらは金属組織学的に大きくオーステナイト系（18Cr-8Ni)、フェライト系（18Cr)、マテリアルサイト系（13Cr）に分類される。一般的にステンレス鋼製の配水池については、液相部はオーステナイト系（SUS304、SUS316）もしくはフェライト系（SUS444）が、水道水の残留塩素由来の塩素ガスと接する気相部や配水池の水位変動部などの気液界面部などを中心にオーステナイト - フェライト二相系（SUS329J4L）が適用されることが多い。

水道施設に適用されるステンレス鋼の物理的機械的数値の参考値[5]を表 5.9 に示す。ステンレス鋼の応力 - ひずみ曲線は、普通鋼と異なり降伏すべり棚がなく降伏後ただちにひずみ硬化域に入るラウンドハウス型である。こうした明確な降伏点を持たない鋼については、降伏点に代わる値として耐力が用いられ、JIS[4]では、その値として塑性伸びの値が 0.2%に相当する耐力（0.2%オフセット耐力）が用いられる。従来の許容応力度法による耐震計算時の引張応力度については、参考値として、WSP 基準書[5]では、耐力の 60%とし、せん断は引張応力度の√3で除した値を適用している。

表 5.9 ステンレス鋼の物理的機械的数値

鋼種	SUS304	SUS316	SUS444	SUS329J4L
単位体積重量 (kN/m^3)	78.0	78.5	76.0	76.5
引張強さ (N/mm^2)	520	520	412	620
耐力【降伏強度】 (N/mm^2)	205	205	245	450
ヤング率 (N/mm^2)	1.95×10^5	1.95×10^5	2.06×10^5	1.95×10^5
ポアソン比 (-)	0.3	0.3	0.3	0.3
線膨張係数 (/℃)	1.73×10^{-5}	1.60×10^{-5}	1.06×10^{-5}	1.05×10^{-5}

5.5.4 構造物全体(基礎)の安定性（転倒、滑動など）

一般に、構造物の基礎は、その上部構造を支持することが主な目的となる。そのため、基礎は上部構造に対する要求性能を確保することに着目し、耐震設計することが基本である。また、周辺環境によっては、人命や二次災害への影響を考慮し基礎の検討を行うべき施設もある。2024年能登半島地震も含めた過去の地震では、地滑りにより水槽全体が崩壊した施設も多く確認されている。矩形ステンレスタンクは、施工性の利点を生かして、構造物の施工条件が悪い傾向にある斜面などに設置されることも多い。それらの地域では、地滑りや地割れの影響だけでなく、アクセス道路も含めて応急復旧も容易でない箇所も多い。そのため、地震時における基礎の損傷や周辺斜面の変状に伴う影響等による被災シナリオを適切に想定し、それを評価できる耐震計算法により照査することが特に重要である。さらに、矩形ステンレスタンクについては、比較的せん断剛性が小さい傾向にあり、水槽における変形量が大きい場合があり、基礎の変位量も含めた構造物全体の変位量の評価が重要である。

なお、構造物全体(基礎)の安定性の照査においては、周辺斜面の変状に伴う被災シナリオも多いが、それらの被害想定は設計実務において想定することが容易でない場合も多い。例えば、管理用地外の地盤の評価が難しい場合や、連続する地震による地盤変状の拡大、さらに広域の地盤崩壊や側方流動などは評価が難しい。そのため、新設施設の設計においては、矩形ステンレスタンクであっても、地盤が安定した用地の選定や周辺地形を考慮した施設の配置など、計画段階からの対策が重要である。その際には、ハザードマップや古地図などを活用すると良い。

やむを得ず地盤条件が良好でない場所に建設する場合には、地盤・構造物連成モデルによる動的非線形解析を実施し、入力地震動の増幅特性などを反映した耐震設計を実施する必要がある。

5.5.5 構造物全体の変形量（外観、付帯設備（水質計器類、池内越流管、階段など）への機能）

今回の研究では、複数の矩形ステンレスタンクの耐震計算を実施したが、施設によっては、漏水が生じないことを確認できる施設であっても、側壁などで数十 cm 程度の変形が生じる結果を確認した。また、限界状態２や３に対応した許容ひずみ量について、今後、実験や解析的な研究などにより、鋼材料の延性を活かして漏水が生じない範囲で上方に設定することも考えられる。このような状況を踏まえると、矩形ステンレスタンクについては、幾何学的非線形を考慮した動的解析によって得られた結果から構造全体系の変形量を確認し、限界状態２や３の照査において構造物部材の損傷だけでなく、付帯管路や設備、及び取り付け階段などの照査も必要な場合がある。

また、構造系全体の安定性の照査の視点からは、構造系全体の変形に伴うリスクを低減するために、例えば建築構造物の基準を適用し、層間変形角を規定値以下にする考え方もある。さらに、水槽の美観を維持することを目的として、レベル 2 地震後も、美観を損なうような変形は許容しない考え方もある。これらの照査の方法については、矩形ステンレスタンクの構造的特徴や対象施設への要求性能を踏まえ設計者が適切に判断する必要がある。

5.5.6 危機耐性

水道施設の矩形 RC 構造物は、地盤崩壊や基礎被害を伴う場合、構造的欠陥（不安定な形状、不適切な構造形式）がある施設を除き、過去の地震による被災事例は少ない。

一方、矩形ステンレスタンクについては、被災事例があり、前述したように実際の施設の地震時挙動に対する設計上の安全率が確保されていない状況にある。新設においては、本研究会で得られた知見をふまえ、適切な解析モデルを用いた動的非線形解析を実施することにより、適切な耐震設計がなされると考えられる。ただし、矩形ステンレスタンクタンクの場合、矩形 RC 構造物に比べて、部材の剛性が低く、想定外の地震作用等に対しては構造物全体が崩壊しやすい傾向にあることから、構造物全体の変形角に余裕を確保するとともに、設計上の安全率を適切に確保することが必要である。

既設構造物に対しては、耐震補強方法の確立までには時間を要すると考えられることから、耐震化対策の実施においては、地震時には構造物が被災する可能性が高いということを前提として、危機耐性に考慮した下記のような対策の実施が求められる。

① 耐震補強が完了するまで、当該配水池をレベル２地震動の対応施設と扱わない（非耐震化施設）
② 応急給水拠点としての機能が喪失されることを前提とした応急給水計画の策定
③ 構造物が被災した場合に備えて、復旧工事のためのアクセス道路の確保
④ 配水池の機能喪失に備えたバックアップルートの確保
⑤ 近隣事業体との相互融通管路の確保

これらの対応は、配水池の機能が喪失される可能性に備えた対応であるが、過去の地震において矩形ステンレスタンクの被害により、実際に発生した多くの事例からの教訓であることに留意し、対策を実施する必要がある。

5.6 耐震設計フロー

矩形ステンレスタンクを対象とした動的解析による耐震計算フローを図 5-3 に示し、主な作業項目の説明を以降に示す。矩形ステンレスタンクの耐震計算では、耐震計算法が確立されていないことを踏まえ、今後の科学的検討により各規格の指針類の見直しが適切に行われるまでの期間においては、解析モデルの妥当性確認、設計地震動の設定、照査用限界値の設定、及び解析結果の妥当性確認などにおいて、学識経験者らによる評価など、各設計において、より慎重な対応を必要とする。特に、パネルタンクについては、規模に関係なく十分な検討が必要である。

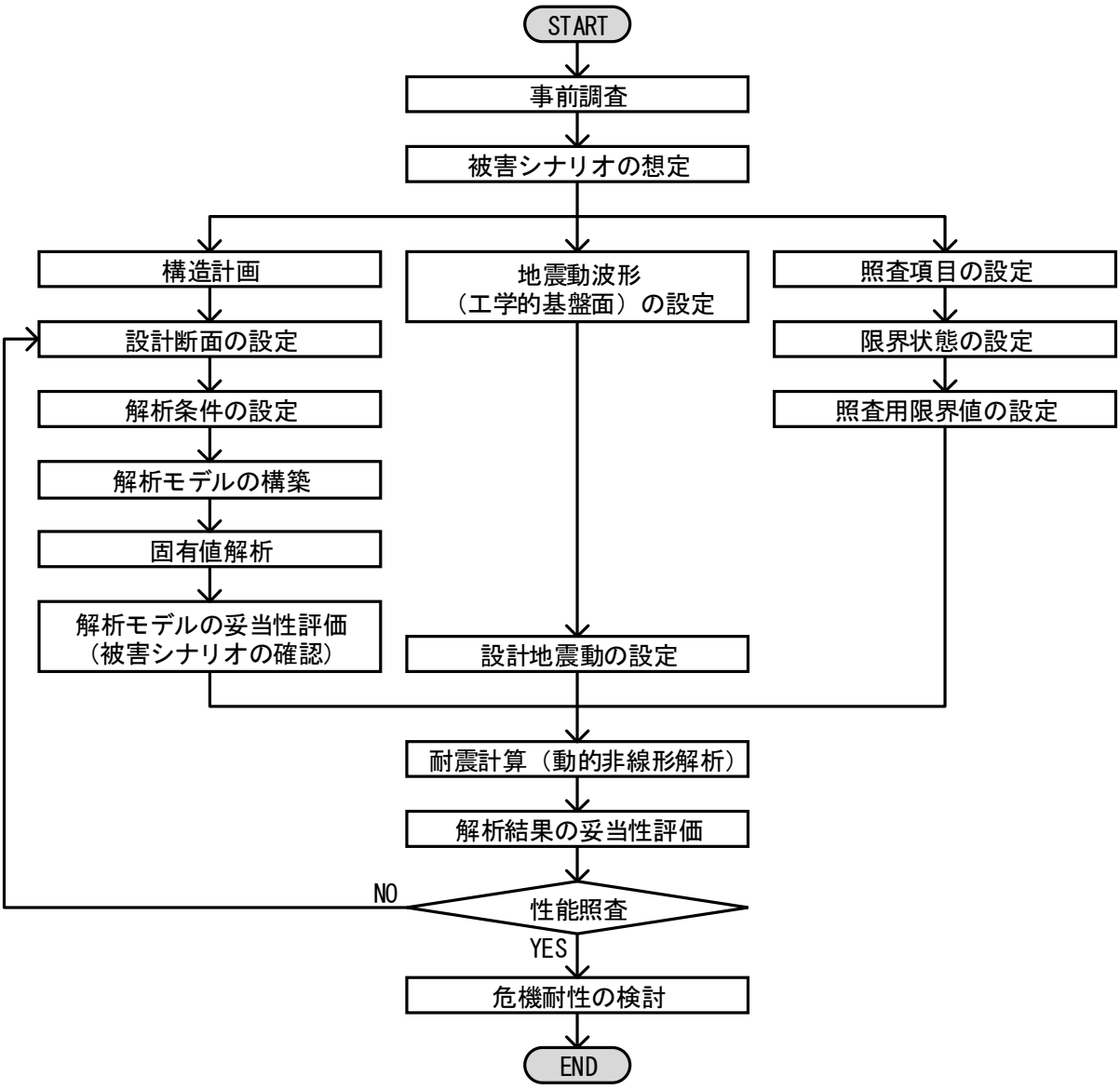


図 5-3 耐震設計フロー

○事前調査

対象とする施設の設計条件を把握し、施設が位置するサイト周辺の地形、地盤条件、地震環境条件、及びハザードマップ（土砂災害、液状化など）を調査する。調査にあたっては、必要に応じて古地図や地形の成り立ちなどを確認し、土砂災害の危険性などを確認する。

〇被災シナリオの設定

対象施設の構造特性や周辺の地形・地盤条件、想定地震動の特性などを踏まえ、過去の地震被害事例や表 5.2～表 5.4 に示す被災シナリオなども参考として、被災シナリオを設定する。

〇構造計画

構造物の形状寸法や配置などの検討を行う。検討にあたっては、事前調査の結果や被災シナリオを踏まえて、できるだけ被災の回避や影響を小さくする方向での検討を行う。

〇設計断面の設定

平常時やレベル 1 地震動の解析により各部材条件（材質、板厚など）を仮設定する。

〇解析モデルの構築

構造物独立モデル、三次元有限要素モデル（FEM）を構築する。

〇解析条件の設定

解析ケースやレベル 2 地震時の運用水位、及び材料条件（非線形性、荷重–変位関係）などの解析条件を設定する。材料条件の設定にあたっては、必要に応じて実験などを行う。

〇固有値解析

固有値解析を行い、被災シナリオに影響すると考えられる振動モードの変形状況などを確認する。スロッシングやバルジング振動モードを抽出する。既設構造物の場合においては、必要に応じて現地での振動測定を行い、固有値解析結果との整合を確認すると良い。

固有値解析を行うにあたっては、各振動モードを細かく分析し、構造物全体の変形量や動水圧の分布状況、及び水面波の状況なども併せて確認し、スロッシングやバルジングの影響などを評価することが重要である。なお、一般の耐震計算では、10 Hzを超える振動数領域は検討の対象としないことが多い。

〇解析モデルの妥当性評価

主に固有値解析の結果より、工学的に説明できない挙動が見られないか、照査の対象とする被害シナリオの挙動が確認できるかなど、解析モデルの妥当性を評価する。なお、片面すみ肉溶接部やへり溶接個所についても、できるだけ具体的にモデル化する。

〇地震動（工学的基盤面波形）の設定

耐震工法指針の方法 1 により各サイトの設計地震動（工学的基盤面波形）を設定する。この設定が困難な場合は、被災シナリオの振動モードを考慮し、過去の地震の観測記録から地震動を選定する。設定にあたっては、地震動の数や方向などについても最悪条件を見落とさないように注意する。

○設計地震動の設定

必要に応じて地震応答解析を実施し、設計地震動（地表面波形）を設定する。ただし、サイトの地形条件として、例えば、丘や斜面上にある場合において地震動の増幅が想定される場合や、地形条件によって地震の振幅が左右対称形でない場合などは、2次元地盤の地震応答解析を行う。

○照査項目の設定

耐震計算により被災シナリオを照査するために必要な照査項目(構造物の損傷や変形量などの項目)を設定する。その設定にあたっては、特に重要と考える照査する部材や部位などに注目する。

○限界状態の設定

各照査項目についての要求性能や限界状態を具体的に設定する。併せて、危機耐性を考慮する方針について検討する。

○照査用限界値の設定

限界状態に応じた照査用限界値を設定する。照査用限界値として、限界状態に応じた許容ひずみ量などは標準化されていない場合は、実験や解析的研究などにより適切に設定する。

○耐震計算（動的非線形解析）

構造物独立モデル、三次元有限要素法（FEM）による動的非線形解析を基本とする。今後、検証を十分に実施し科学的な根拠がある場合は、内部補強材を有しない小規模な構造を対象として、静的解析を適用することが考えられる。

耐震計算にあたっては、ステンレス材料の躯体だけでなく、RC 造の基礎板や基礎杭なども対象として、耐震工法指針の池状構造物を参照し適切に照査を行うこと。基礎板や基礎杭の耐震計算にあたっては、構造物独立モデルによる躯体の耐震計算に加えて、地盤・構造物連成モデルによる二次元有限要素法（FEM）を用いてもよい。

○解析結果の妥当性評価

工学的な視点から、固有値解析結果との整合、各応答値の整合や解析の収束状況の確認などを行い、解析結果の妥当性を評価する。

○性能照査

性能照査を行い、性能を満足しない場合は、設計断面の見直しを行い、解析モデルを再構築し再計算を実施する。

○危機耐性の考慮

地震の構造的な事前対策として、想定外の地震作用などに対しても破壊形態（崩壊しない破壊形態とするなど）の検討や、水道システムとして、応急給水などの事後対策の検討を行う。

5.7 既設矩形ステンレスタンクの耐震化対策

5.7.1 当面の対応

矩形ステンレスタンクは、表 5.1 のような被害が発生している。WSP 規格（縦波型)、日本ステンレスタンク工業会の規格において、被害の損傷度、被害数が異なるが、各規格のタンクにおいて、施設機能に影響を与えるような被害が発生しており、既設タンクに対する耐震補強等の対策が必要となっている。

WSP 規格の縦波型配水池は 1 施設の被害のみであるが、WSP 基準に基づき従来の「方法 4」で設計した断面では、築館波や富来波のような応答加速度約 4,000Gal となる大型地震波に対しては耐震性が不足し、部材断面を大きくする必要があった（鋼材重量約 15%増加)。したがって、WSP 規格においても 2009 年度版の水耐震（方法 4）に基づいて設計した構造物は築館波や富来波のような 4,000Gal を超える大地震に対しては地震被害を生ずる可能性がある。

既設構造物に対しては、耐震診断を行い、適切な耐震補強を実施する必要があるが、現段階では耐震補強方法が確立されてなく、適切な耐震診断方法（静的解析等による簡易な手法）も確立されていないことから、既設構造物に対する具体的な対策の実施は困難である。これらの状況をふまえ、当面の対策として、矩形ステンレスタンクを保有する事業体においては、下記の対応が望まれる。

① 耐震補強が完了するまでレベル 2 地震動の対応施設と扱わない（非耐震化施設）
② 応急給水拠点としての機能が喪失されることを前提とした応急給水計画の策定
③ 構造物が被災した場合に備えて、復旧工事のためのアクセス道路の確保
④ 配水池の機能喪失に備えたバックアップルートの確保
⑤ 近隣事業体との相互融通管路の確保

（5.5.6 危機耐性の再掲）

5.7.2 耐震診断

令和 6 年能登半島地震の被害状況によると、震源域に近い地域であっても大破施設と無被害施設が混在しており、被災状況は地震動の大きさだけでなく、地震動の周期特性、サイト特性、構造物の振動特性、構造特性等に影響されていると推察される。既設構造物の耐震性の評価においては、これらの特性を十分に勘案し、適切な解析モデル・解析手法を用いる必要がある。

現時点では、簡易な静的解析手法が確立されていないことから、新設と同様な解析モデル、解析手法を用いることとする。

全国に 1,000 基以上の矩形ステンレスタンクが存在することを考慮すると、合理的かつ適切に評価できる耐震診断手法の確立が望まれる。

5.7.3 耐震補強

矩形ステンレスタンクの耐震対策は研究段階であるが、今後の耐震補強を考える上での方向性を考察する。

矩形ステンレスタンクの被害は、地盤崩壊等の要因を除くと、被害要因は内容水のスロッシングとバルジングによる動水圧が設計時の想定値を大きく超えたことにより、内部補強材が大きく変形、側壁及び隔壁の変形・漏水が発生し、機能喪失している。対策としては、構造部材の強度を高くする方法と、動水圧を小さくする方法に大別される。

【部材強度等を高くする方法】

① 部材断面を大きくし、応答値を限界状態以下とし、所定の性能を確保する。
例えば、側壁の剛性を高める（板厚増加、補強リブ設置)、外補強材による剛性確保。ただし、部分的に部材の剛性を高めることにより、構造系全体のバルジングによる振動特性や変形状態が変化することに留意し、弱点個所の移動を見落とさないことが重要である。

② 靭性に富み高強度の材料の開発

【動水圧を小さくする方法】

① 構造物の剛性を高め、バルジングが発生しにくい 10Hz 以上の固有振動数とする。
例えば、側壁の剛性を高める（板厚増加、補強リブ設置)、外補強材による剛性確保

② バルジング、スロッシングの発生を抑制する装置の開発

③ 免振装置の開発（入力地震動の周期特性を変化させ、バルジング及びスロッシングを抑制）

上記方法の①については、従来の技術により解析・設計が可能な対策であるが、適用事例がないことから十分な現地調査（振動特性調査）を行い、動的非線形解析を用いた耐震設計が必須である。

参考文献

[1] 日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説, 2022.

[2] 小野泰介ら,“構造形式の異なる矩形タンクのバルジング振動応答特性の比較” 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）2020 年 76 巻 4 号 p. 66-74

[3] 藤並 雄誠ほか,“地震観測に基づく山地形の地盤増幅率の考察” 土木学会論文集 A1（構造・地震工学） 2017 年 73 巻 4 号 p. 907-913

[4] （一般社団法人）日本規格協会, JIS B 8501 鋼製石油貯槽の構造(全溶接製）, （一般社団法人）日本規格協会, 2013.

[5] 日本水道鋼管協会, WSP073-2010 ステンレス鋼製角形配水池設計指針, 日本水道鋼管協会,2011.

6. 結言

6.1 今後の研究に向けて

(1) 耐震設計手法の確立

矩形ステンレスタンクは、構造物と流体、さらに基礎や地盤を含む地盤・構造物の連成モデルで構成されており、その地震時挙動は複雑である。また、想定される被災シナリオも多種多様であり、被害を受けやすい部位の特定も難しい。そのため、バルジングやスロッシングのような地震作用の影響を詳しく評価し、複雑な地震時挙動を把握するためにも、耐震設計時には動的解析の適用が必須と考えられる。

現状、実務レベルで動的解析を適用した矩形ステンレスタンクの耐震設計は、表 6-1 の通り課題が残っているので、本研究で抽出された課題の解決のために、矩形ステンレスタンクの被害検証および解析手法の確立に向けた研究の継続が必要である。

表 6-1 に、耐震設計における今後の課題について示す（詳細は「5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針」を参照のこと)。

表 6-1　耐震設計における今後の課題

今後の課題	検討内容
ステンレスタンクの地震時挙動の解明	振動特性が複雑であることから、実施設を対象とした振動特性の観測や振動実験などの実施により、地震時の挙動を解明する必要がある。
様々な被災シナリオの耐震計算による整合確認	パネルタンクや横波型一体形タンクを中心に、被害分析、仕切板の被害、無被害施設の検証など、様々な被災シナリオと耐震計算法の整合を確認する必要がある。
合理的な設計地震動の設定法の確立	設計実務において耐震工法指針の方法 1 を全ての耐震設計に適用することは現実的でないことから、レベル 1 地震動も含めて構造物の振動特性などに応じた合理的な設計地震動の設定方法の確立が望まれる。
動的解析法の標準化	設計者による耐震計算結果の重大なバラつきが生じないように、合理化を図るために耐震計算法（解析法やモデル化）の標準化が望まれる。例えば、パネルを含む板材の非線形性（荷重―変位関係）などの標準化が重要である。
静的解析法の確立	設計実務において全ての施設を対象に動的解析を適用することは現実的でないことから、中規模や小規模な施設を中心に静的解析の適用範囲を明確にしたうえで、静的解析による耐震計算法（解析法、解析モデル、解析条件、安全係数など）や静的解析に用いる設計地震動の設定法の確立が望まれる。
限界状態の照査用限界値の具体化	多数の被害が確認されているへり溶接部を含めて、限界状態に対応したステンレス材料の照査用限界値を具体的に示す必要がある。また、鋼材料の延性を活かした合理的な性能照査を行う場合は、実験や解析的研究などにより適切に設定する。

(2) 耐震補強方法の検討

ステンレス鋼板製一体型タンクは、動的解析を適用した耐震診断により耐震上の課題となる箇所を明確化し、ひずみが大きくなる部材の剛性を高めることで耐震安全性を確保することが可能と考えられる。

ステンレス鋼板製パネルタンクは、タンク自体の剛性を高めて固有振動数を大きくしてバルジングの発生周期帯からはずす方法が考えられる。ただし、内部補強材等で一部の剛性を上げることは、側板と内部補強材の部材間に剛性差が生じるため、溶接部に応力集中が発生し，溶接部分が破断する可能性が高く、補強方法の検証はできていない。

表 6-2 に、既設構造物の耐震補強における今後の課題について示す（詳細は「5. 矩形ステンレスタンクの当面の設計方針」を参照のこと)。

表 6-2　既設構造物の耐震補強における今後の課題

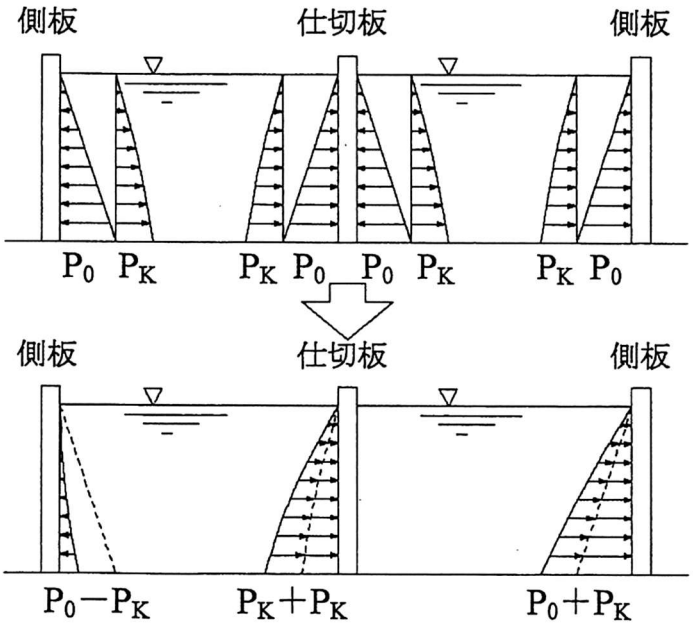
今後の課題	検討内容
耐震補強方法の確立	できるだけ早期に、各種実験や解析的研究により、汎用性の高い耐震補強方法技術の確立と、耐震計算による性能照査方法の標準化が急務である。
耐震補強工事の推進	パネルタンクは、全国に 1000 基以上が設置されていることから、できるだけ早期に耐震補強工事を推進する必要がある。
段階的な耐震対策の実施（限界状態の緩和措置など）	既存施設の耐震化には、上記のような多数の課題があり時間を要する。そのため、段階的な措置として、例えば、限界状態３（安全性）の確保と、速やかに復旧性（貯留機能など）を回復できる限界状態の設定などの許容値の緩和についての検討が望まれる。

(3) 仕切板の被害

水槽を仕切板で区切り、二層構造としている矩形ステンレスタンクでは、本研究で検証したバルジングおよびスロッシングが原因と考えられる側板、天板の被害に加えて、仕切板自体の損傷も確認されている。

仕切板の設計では、通常使用状態（両槽満水）における高さ方向の圧力総和は、地震時動水圧（P_K）よりも静水圧（P_O）の方が大きいとされている。この場合、仕切板に作用する圧力（$2P_K$）は側板にかかる圧力（$P_O + P_K$）よりも小さくなるため、側板と同構造であれば仕切板の構造計算は省略可能となっている（日本水道鋼管協会・ステンレス鋼製角形配水池設計指針)。一方、本研究における解析・検証より、バルジングの影響によって仕切板には側板以上の動水圧が作用する場合があることが確認され、上記指針も見直されることとなった。

また、本研究で検討したステンレス鋼板製パネルタンクについては、板厚が薄く、震度 5 弱、5 強程度の地震でも被害が発生しており（詳細は「3.3 過去の地震被害を例にした解析と被害検証」を参照のこと。)、仕切板の動的挙動はバルジングやスロッシングとは異なることが推測されているため、被害原因の究明が必要である。



出典：日本水道鋼管協会『ステンレス鋼製角形配水池設計指針　WSP　073-2010』

図 6-1　通常使用状態（両槽満水）における仕切板の荷重分布

6.2 総括

本研究では、矩形地上水槽（鋼製）のうち地震被害が確認されているステンレス鋼板製一体型タンク及びステンレス鋼板製パネルタンクを対象に、地震被害の再現解析を実施した。再現解析では、過去に地震被害が発生したステンレス鋼板製一体型タンク及びステンレス鋼板製パネルタンクをもとに作成した解析モデルに地震波を与える時刻歴応答解析を行い、タンクの変形応答や動水圧分布を確認して、当時の被害状況と照合した。また、ステンレス鋼板製一体型タンクについては、代表的な地震波を用いた、動的解析による耐震設計を実施した。以下に、解析・検証の結果を示す。

(1) ステンレス鋼板製パネルタンク

・振動実験により、1m³および27m³のパネルタンクの振動特性の特徴を確認した。ただし、実構造物とは材質や板厚、内部補強材の構成が異なるため、解析結果を実構造物に適用することはできない。
・スロッシングの固有値解析の結果が理論式と概ね一致した。
・バルジング振動により中央付近の水圧が増大し、側面部の損傷を受けたと考えられる。今後、これらの現象を解明し、補強方法も含めて検討することが課題と思われる。
・現行の許容応力度法ではパネルタンクの大変形挙動を正確に再現できないため、構造物及び内容水の地震時挙動のさらなる解明が必要である。

(2) ステンレス鋼板製一体型タンク

・解析により座屈変形が発生していると評価された部材が実際の被害箇所と一致しており、当時の被害状況を再現解析にて概ね再現することができた。
・解析結果と実際の被害箇所に相違がある箇所については、建設地点の地盤特性や地震発生時の周辺環境等が影響している可能性がある。
・被害要因と想定されるバルジングの固有振動数を確認し、当時の被害がバルジングの影響によるものであると示唆された。
・実験、解析の結果に基づいた照査値（復旧性）を設定し、6 波の入力地震動を対象とした時刻歴応答解析による耐震設計を実施した。一部部材を見直すことで、最大規模地震でも耐震性（復旧性）の確保できることが示され、検証結果は今後の設計指針の改正に反映される。

(3) まとめ

矩形ステンレスタンクは、軽微な損傷であれば溶接等によって現地で修繕されている一方で、配水池のように重要度が高く、レベル 2 地震動に対して復旧性の確保が求められる水道施設でも震度 6 弱程度の地震で大破し、貯水機能を失っている水槽もある。

矩形ステンレスタンクの耐震設計法を確立するためには、構造物及び内容水の地震時挙動の解明が必須であり、適切に条件設定した被害施設の再現解析（動的解析）の実施や、振動実験や常時微動及び地震観測による矩形ステンレスタンクの振動特性の評価等が必要である。

また、本研究では動的解析法による検証に重点があったが、既設の矩形ステンレスタンクの耐震診断及び補強方法も大きな課題であるため、矩形ステンレスタンクの運用には様々な課題があることに留意したうえで今後も検討していく必要がある。