令和3年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業 (高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究)

報告書

令和4年3月

高圧ガス保安協会

# まえがき

1995 年兵庫県南部地震以後、大規模地震が頻発し、地震活動が活発化しています。大都市直下で発生した 1995 年兵庫県南部地震や日本海溝沿いで発生した 2011 年東北地方太平洋沖地震では、未曾有の激甚災害が発生したことは言うまでもありません。また、近い将来、南海トラフ巨大地震や首都直下地震の発生確率が高いとの見解が示されており、特に大規模地震に対する国土強靭化が我が国の喫緊の課題となっています。

国土強靭化において、我が国のエネルギー基盤の根幹を支えている高圧ガス関連設備の耐震 性確保は極めて重要であり、安全、安心なエネルギー供給のために大規模地震に対する耐震性 向上の意識が高まっています。

こうした情勢を踏まえ、当高圧ガス保安協会では、経済産業省からの委託事業として平成 25 年度より高圧ガス設備等耐震設計基準(耐震告示)の見直しについて調査研究を実施してまいりましたが、これまでの成果を踏まえ、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示(新耐震告示)が制定されました(平成 30 年 11 月 14 日公布、令和元年 9 月 1 日施行)。新耐震告示は性能規定化されて、高圧ガス設備をサイトスペシフィック地震動(設置地点で予想される地震動)を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識されました。

この改正を踏まえ、経済産業省からの委託事業として平成 30 年度には高圧ガス設備のサイトスペシフィックの耐震設計方法の明確化、令和元年度にはサイトスペシフィックな耐震設計に係る耐震設計手法の標準化・高度化に関する調査研究を実施し、令和 2 年度には高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を実施いたしました。

今年度は高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化を図るため、昨年度に続く調査研究を実施いたしました。今年度の調査研究成果を取りまとめた本報告書が、高圧ガス設備にサイトスペシフィックな耐震設計が適用され、より合理的な耐震設計に資することができれば幸いです。さらに、高圧ガス設備の大規模地震に対する保安向上に供することができれば幸いです。なお、本調査では有識者による委員会ならびにワーキンググループ設置し、指導、助言を得て調査を進めてまいりました。本委員会ならびにワーキンググループ活動に当たっては、ご多忙のところ、熱心に取り組んでいただいた委員長、主査及び委員の方々、ならびに関係機関および業界からの献身的なご協力をいただき、心からお礼申し上げる次第であります。

令和4年3月

高圧ガス保安協会

# 高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会 委員名簿

# [委員長]

安田 進 東京電機大学 名誉教授

[委 員]

小林 英男 東京工業大学 名誉教授 小林 信之 青山学院大学 名誉教授

久田 嘉章 工学院大学 建築学部 まちづくり学科 教授

古関 潤一 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻 教授

渡邉 鉄也 埼玉大学大学院 理工学研究科 人間支援・生産科学部門 教授

盛川 仁 東京工業大学 環境・社会理工学院 教授 古屋 治 東京電機大学 理工学部 機械工学系 教授

岡田沙絵子 神奈川県 くらし安全防災局 防災部 消防保安課 主査 森村 高幸 三重県 防災対策部 消防・保安課 予防・保安班 主幹

池田 雅俊 元 株式会社プラント耐震設計システムズ

注) 敬称略、順不同

# 「オブザーバー」

経済産業省産業保安グループ高圧ガス保安室、総務省消防庁危険物保安室 石油連盟、石油化学工業協会、一般社団法人日本化学工業協会、日本 LP ガス協会、 一般社団法人日本産業・医療ガス協会、一般社団法人日本鉄鋼連盟、一般社団法人日本ガス協会

# 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ 委員名簿

[主 査]

盛川 仁 東京工業大学 環境・社会理工学院 教授

[委 員]

糸井 達哉 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 准教授

後藤 浩之 京都大学 防災研究所 地震災害研究部門 耐震基礎研究分野 准教授

渡邉 健治 東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻 准教授

大友 敬三 一般財団法人電力中央研究所 研究アドバイザー

上野 高志 東洋エンジニアリング株式会社 エンジニアリング・技術統括本部 土木・建築エンジニアリング部

坂井 公俊 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室 主任研究員

藤田 豊 清水建設株式会社 原子力・火力本部 上席エンジニア

樋口 俊一 株式会社大林組 技術本部 技術研究所 構造技術研究部 部長

吉見 雅行 国立研究開発法人産業技術総合研究所 活断層·火山研究部門

地震災害予測研究グループ 主任研究員

注) 敬称略、順不同

# 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループ 委員名簿

[主 査]

古屋 治 東京電機大学 理工学部 機械工学系 教授

[委 員]

小林 信之 青山学院大学 名誉教授

因幡 和晃 東京工業大学 環境·社会理工学院 准教授

稲葉 忠 有限会社プラント地震防災アソシエイツ 取締役

池田 雅俊 元 株式会社プラント耐震設計システムズ

安藤 文雄 E&S コンサルタント 安藤 代表

堀野 聡 川崎重工業株式会社 エネルギーソリューション&マリンカンパニー

プラントディビジョン 産業プラント総括部 低温貯槽プラント部

低温貯槽技術課 担当課長

田附 英幸 株式会社 I H I プラント ライフサイクルビジネスセンター

機器設計部 主幹

吉岡 樹男 ENEOS 株式会社 技術計画部 プロジェクト技術グループ

プリンシパルスペシャリスト

市川 雄策 千代田化工建設株式会社 地球環境プロジェクト事業本部

ChAS プロジェクト部 耐震・防災セクション 配管グループ

グループリーダー

注) 敬称略、順不同

# 目 次

	ページ
第 I 章 調査概要 ······	····· I -1
1. 調査目的	І -2
2. 調査内容	І -3
2.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	І -3
2.2 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討…	І -3
2.3 その他の検討	І -3
3. 調査期間	····· I -4
4. 調査方法	····· I -4
第Ⅱ章 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価	
Ⅱ-1 検討概要	
Ⅱ-2 既往研究等の文献調査	
1. 検討概要	
2. 液状化の可能性のある土質地盤	
3. 地盤の液状化判定	
3.1 <i>FL</i> 値による液状化判定 ····································	
3.2 道路橋示方書	
3.3 建築基礎構造設計指針	
3.4 鉄道構造物等設計標準 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
3.5 港湾の施設の技術上の基準	
4. 液状化に伴う地盤物性の変化	
4.1 道路橋示方書	
4.2 建築基礎構造設計指針	
5. 液状化による地盤の側方流動	
5.1 道路橋示方書	
5.2 建築基礎構造設計指針····································	
5.3 鉄道構造物等設計標準	II -2-15
Ⅱ-3 3次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証	T 0.4
(その 1:遠心模型振動実験のシミュレーション解析)	
1. 検討概要	
2. 解析モデル	····· II -3-4

	2	2.1	球形貯槽の遠心模型・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	I-3-4
	2	2.2	3 次元 FEM モデル ····· I	I-3-7
Ę	3.	入力	力地震動 ······	I -3-16
4	ŀ.	解材	折結果 ······ I	1-3-17
	4	1.1	固有值解析結果」	1-3-17
	4	1.2	地震応答解析結果 · · · · · I	I -3-19
	4	1.3	解析結果と実験結果の比較」	1-3-29
5	<b>5</b> .	まと	とめ	I -3-43
Π-	4	3 カ	欠元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証	
		(そ(	の 2:静的加力実験のシミュレーション解析)	I -4-1
1		検討	う概要	I -4-2
2	2.	静的	的水平加力実験 ······I	I -4-3
	2	2.1	実験模型の概要 」	I -4-3
	2	2.2	実験結果」	I -4-7
S	3.	杭を	をシェル要素でモデル化した 3 次元 FEM 非線形解析 I	I -4-6
	į	3.1	解析モデル」	I -4-6
	į	3.2	解析結果 ······ I	I -4-8
	į	3.3	解析結果と実験結果の比較 · · · · · I	I -4-15
4	ŀ.	杭	を梁要素でモデル化した 3 次元 FEM 非線形解析	I -4-16
	4	1.1	解析モデル ····· I	1-4-16
	4	1.2	解析結果 ······ I	I -4-18
5	<b>5</b> .	まと	とめ	I -4-19
Ž	参表	考資料	料1:水平変位 40.0mm の変位分布と主ひずみ分布	I -4-20
Ž	参表	考資料	料 2:杭頭・杭先端の局部座屈時の最大主ひずみ	I -4-24
Π-	-5	3 汐	欠元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証	
		(その	の 3:既往の大型振動台実験のシミュレーション解析) ··············· I	I-5-1
1	- •	検討	討概要 ······ I	I-5-2
2	2.	E-5	ディフェンスでの振動台実験	I -5-2
	2	2.1	試験体の概要 · · · · · I	I -5-2
	2	2.2	振動台入力波形	I -5-3
	2	2.3	実験結果	I-5-4
Ë	3.	3 涉	欠元有効応力解析 ······· I	I -5-5
	Ę	3.1	解析モデル	I -5-5
	į	3.2	入力地振動 ······ ]	I-5-10

	•	3.3	解析結果と実験結果の比較	∏-5-10
	4.	orf.	まとめ	П-5-16
Π	-6	3	3次元 FEM 有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析	П-6-1
	1.	枸	食討概要	П-6-2
	2.	‡	也盤条件と対象貯槽	П-6-3
	4	2.1	地盤条件	П-6-3
	2	2.2	対象貯槽	П-6-7
	3.	J	人力地震動	П-6-11
	4.	Ð	『『『『『『『『『『『』』。 『『 『 『 『 『 『 『 』 『 『 『 』 『 『 』 『 『 』 『 『 』 『 『 』 『 『 』 『 『 』 『 』 『 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 『 』 』 』 』 『 』 』 』 』 『 』 』 』 『 』 』 』 『 』 』 』 』 』 』 』 『 』	П-6-16
	2	4.1	解析モデル	П-6-16
	۷	4.2	球形貯槽の解析結果	П-6-22
	5.	7	平底円筒形貯槽の地震応答解析	П -6-66
	į	5.1	解析モデル	П -6-66
	{	5.2	平底円筒形貯槽の解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	П -6-70
	6.	orf.	ŧとめ]	П -6-92
Π.	-7		簡易解析手法・モデル構築	
	1.		<b>倹討概要</b> ]	
	2.	丰	「勃応力解析	П-7-3
	4	2.1		
	2	2.2	3 次元有効応力解析	П-7-9
	3.	ž	Paにはねモデルの解析	
		3.1	耐震設計基準	П -7-22
		3.2	解析モデル	П-7-23
		3.3		
		3.4	解析結果	П-7-27
		3.5	- 有効応力解析結果との比較	II -7-32
		3.6		
	4.	orf.	ŧとめ	∏-7-42
Π	-8	;	夜状化対策方法の検討	П-8-1
	1.	村	<b>倹討概要</b> ]	П-8-2
	2.	剂	複状化対策方法の高圧ガス設備への適用性検討 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	П-8-3
	2	2.1	液状化対策工法の概要	П-8-3
	2	2.2	高圧ガス設備への液状化対策工法の適用性	П-8-6
	2	+	h般海州ルのリアルタイト発生予測及び対応に関する検討	Π-9-Ω

3.1	東京ガスによる液状化のリアルタイム予測 ······· II-8-9
3.2	東北大学による液状化のリアルタイム予測 ······ II-8-10
4. 地	盤震動(変位)に係わる例示基準の見直し検討 Ⅱ -8-11
4.1	KHKS0861 (2018) の関連規定の見直し ······ Ⅲ-8-11
4.2	KHKS0862(2018)の関連規定の見直し · · · · · · · II -8-11
第Ⅲ章	高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討11-1
1. 検	討概要1Ⅲ-2
2. 検	討内容1Ⅲ-6
2.1	応力解析 ······· Ⅲ-7
2.2	ノズル部評価 ····· Ⅲ-8
2.3	接合部評価 ······ Ⅲ-8
2.4	許容塑性率評価 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
2.5	平底円筒形貯槽 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
2.6	その他 ······III-11
3. 検	討結果 ⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯⋯111-12
3.1	応力解析 ······ Ⅲ-12
3.2	ノズル部評価······III-16
3.3	接合部評価
3.4	許容塑性率評価 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
3.5	平底円筒形貯槽 · · · · · · · III-89
3.6	その他 ·······III-94
4. ま	とめと今後の課題 ······III-95
第Ⅳ章	その他の検討 ······IV-1
W-1 レ	バル1地震動の見直しに関する検討IV-1-1
1. 検	討概要 ····································
2. 耐	震性能マトリックス作成の基本的方向IV-1-3
3. ∄	対震性能マトリックスの事例IV-1-6
3.1	Vision2000 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
3.2	道路橋示方書IV-1-7
4. 高	圧ガス設備の耐震性能マトリックスIV-1-8
4.1	保有すべき耐震性能 ······IV-1-8
4.2	耐震性能マトリックス ····································

IV-2	地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討IV-2-1
1.	検討概要 ·······IV-2-2
2.	KHKS0861 (2018) の関連規定の見直し ····································
3.	KHKS0862 (2018) の関連規定の見直し ····································
<b>IV</b> −3	免震・制振技術に関する検討 ·······IV-3-1
1.	検討概要 ·······IV-3-2
2.	検討内容 ·······IV-3-2
3.	検討結果 ············IV-3-2
4.	まとめIV-3-9
5.	今後の課題 ····································
第Ⅴ章	〕 まとめ ···································
1.	液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価 V-3
2.	高圧ガス設備のレベル $2$ 耐震性能評価法の見直しに関する検討 $\cdots$ $V-3$
3.	その他の検討 ····································
4.	今後の課題 ····································

# 第 I 章 調査概要

#### 1. 調査目的

近い将来発生が予想されている南海トラフ地震や首都直下地震等の大規模地震に備え、平成25年度より高圧ガス設備等耐震設計基準の見直しについて調査研究を実施してきた。一連の調査研究を通じて、高圧ガス設備を設置する各地点において予想される地震動(サイトスペシフィック地震動)を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識され、仕様規定の高圧ガス設備等耐震設計基準が性能規定化されて、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示に改正された(平成30年11月14日公布、令和元年9月1日施行)。

この改正を踏まえ、平成30年度、令和元年度には、高圧ガス設備のサイトスペシフィックな耐震設計手法の明確化・標準化・高度化に関する調査研究を行ってきた。また、高圧ガス設備の耐震性向上のためには、多くの課題が残されていることが指摘され、令和2年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業(高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究)(以下、令和2年度調査研究という)では、地盤の液状化を考慮した遠心模型振動実験、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直し、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フロー、レベル1地震動の見直し、地盤の液状化・流動化規定の見直し、免震・制振技術に関する検討を行ったところである。

本事業においては、今後想定される大規模地震に対する高圧ガス設備の耐震性向上のため、 令和2年度調査研究に続き、サイトスペシフィックな耐震設計に係る耐震設計手法のさらなる 高度化に向けた調査研究を推進する。

#### 2. 調査内容

令和2年度調査研究を踏まえ、大規模地震を念頭に以下の検討を実施し、高圧ガス設備の耐 震設計手法の高度化を図る。

#### 2.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

- ・ 令和 2 年度調査研究に続き、関連する既往の研究等の文献調査を行う。
- ・文献調査結果を参考に、令和2年度調査研究で実施した地盤の液状化を模擬した遠心模型振動実験結果に対し、3次元FEM有効応力解析によるシミュレーション解析を実施して、解析手法・モデルの妥当性を検証、評価する。
- ・妥当性を検証、評価した3次元FEM有効応力解析を適用し、種々の実機モデルに対してシミュレーション解析を実施する。実機モデルに対するシミュレーション解析結果より、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動を評価する。
- ・3次元FEM 有効応力解析による実機モデルに対するシミュレーション解析結果より、簡易解析手法・モデルを構築する。簡易解析手法・モデルは、動的相互作用を考慮し、耐震設計設備-基礎-地盤連成系の解析手法・モデルとする。
- ・地盤の液状化を防止するための液状化対策方法について検討を行う。

#### 2.2 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和2年度調査研究で検討した方向性や 課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行う。

#### 2.3 その他の検討

令和元年度調査研究で指摘された今後の課題(耐震性能評価フロー、レベル1地震動の見直 し、地盤の液状化・流動化規定の見直し、免震・制震技術)のうち、優先度の高い課題を抽出 し、課題解決に向けた検討を行う。

# 3. 調査期間

令和元3年8月23日(委託契約締結日)~令和4年3月31日

# 4. 調査方法

本調査では、以下に示すとおり有識者による委員会及びワーキンググループを設置し、指導、助言を得て調査を行った。同委員会及び同ワーキンググループの委員名簿は既掲のとおりである。同委員会及び同ワーキンググループの開催実績を表4-1~表4-3に示す。

高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会

一 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ一 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループ

表 4-1 高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会の開催実績

口	開催日	開催場所等
第1回	令和3年10月5日(火)	オンライン
第2回	令和 3 年 12 月 22 日(水)	オンライン
第3回	令和4年2月4日(金)	オンライン
第4回	令和4年3月7日(月)	オンライン

表 4-2 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討 ワーキンググループの開催実績

口	開催日	開催場所等
第1回	令和 3 年 10 月 5 日(火)	オンライン
第2回	令和 3 年 12 月 2 日(火)	オンライン
第3回	令和 4 年 1 月 20 日(木)	オンライン
第4回	令和 4 年 2 月 21 日(月)	オンライン

表 4-3 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 ワーキンググループの開催実績

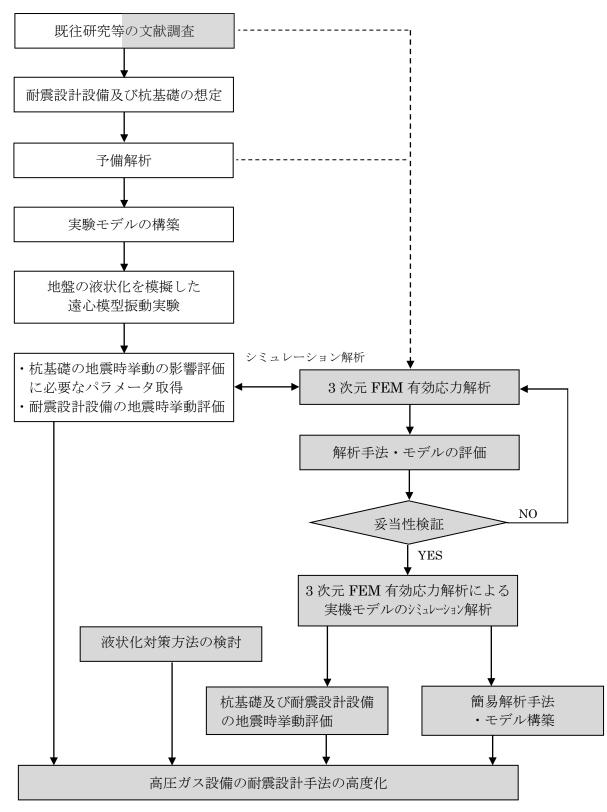
口	開催日	開催場所等
第1回	令和 3 年 10 月 5 日(火)	オンライン
第2回	令和 3 年 12 月 3 日(水)	オンライン
第3回	令和 4 年 1 月 21 日(金)	オンライン
第4回	令和4年3月1日(火)	オンライン

第 II 章 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の 地震時挙動の評価

# Ⅱ-1 検討概要

令和2年度~令和3年度調査研究の全体調査研究の検討フローを、図-1に示す。令和3年度調査研究(本調査研究)の検討概要は、以下のとおりである。

- ①令和2年度調査研究の継続として、本調査研究を実施する。
- ②令和2年度調査研究に続き、関連する既往研究等の文献調査を行い、本調査研究の参考と する。
- ③令和2年度調査研究で実施した地盤の液状化を模擬した遠心模型振動実験結果(杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動)に対し、3次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解析を実施し、解析手法・モデルの妥当性を評価、検証する。シミュレーション解析は、実験モデル構築のために実施した予備解析を基本に実施する。
- ④妥当性が検証、評価された 3 次元 FEM 有効応力解析を適用し、種々の実機モデルに対してシミュレーション解析を実施する。実機モデルに対するシミュレーション解析結果より、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動を評価する。
- ⑤3 次元 FEM 有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析結果に基づき、簡易解析手法・モデルの構築を図る。簡易解析手法・モデルとして、動的相互作用を考慮し、耐震設計設備-基礎-地盤連成系の梁ばねモデルによる静的非線形解析について検討する。
- ⑥また、地盤の液状化を防止するための液状化対策方法について検討を行う。
- ⑦以上の検討により、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図る。



注) ■:令和3年度調査研究の検討

図-1 全体調査研究の検討フロー (令和2年度~令和3年度調査研究)

# Ⅱ-2 既往研究等の文献調査

#### 1. 検討概要

下記耐震設計基準について、地盤の液状化に係わる規定を調査、整理した。液状化判定や側方流動に関する規定を調査、整理するとともに、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動評価や簡易解析手法・モデルの構築に必要な情報(地盤ばねの設定等)を把握した。なお、簡易解析手法・モデルの構築に必要な情報については、「II-7 簡易解析手法・モデル構築」に示す。

- ①(公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、平成29年3月. (以下、道路橋示方書という)
- ②(公財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計、平成24年9月. (以下、鉄道構造物等設計標準という)
- ③(公社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成30年5月. (以下、港湾の施設の技術上の基準という)
- ④(社)日本建築学会:建築基礎構造設計指針、2019年11月.(以下、建築基礎構造設計指針という)

#### 2. 液状化の可能性のある土質地盤

各耐震設計基準において、液状化の可能性のある土質地盤は、参考文献 1)の図 5.1 のようにまとめられる。また液状化判定の対象深さは GL-20m 以浅である。

# 3. 地盤の液状化判定

# 3.1 FL 値による液状化判定

 $F_L$ 法は、道路橋示方書、建築基礎構造設計指針、鉄道構造物等設計標準で用いられている。  $F_L$ 法では、 $F_L$ 値を各深さごとに液状化強度 R と地震時に作用するせん断応力比 L の比で、次式により定義する。

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{3.1-1}$$

外力項であるせん断応力比 L は次式で求められる。

$$L = r_d k_s \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left(\frac{\alpha_{max}}{g}\right) \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$
(3.1-2)

ここで、 $k_s$ は設計水平震度で、各耐震設計基準ごとに設定がことなる。  $\sigma_{10}$ 、 $\sigma_{10}$ は上載圧、有効上載圧、 $\alpha_{max}$ は地表最大加速度である。 $r_d$ は深さ方向の低減係数であり次式で与えられる。

$$r_d = 1 - 0.015z$$
 (3.1-3)

#### 3.2 道路橋示方書

#### (1) 地震外力

地震による外力項であるせん断応力比 L は式(3.1-2)である。ここで設計水平震度  $k_s$ は、標準設計水平震度  $k_s$ のに地域別補正係数を乗じたものである。設計水平震度の標準値は道路橋示方書の表-7.2.1 に、地盤種別は表-3.6.1 に示されている。地震動はレベル 1、レベル 2 の二つに分けられており、レベル 2 地震動は「橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦発生すると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動」と定義され、タイプ I の地震動(プレート境界型の大規模な地震)とタイプ I の地震動(内陸直下型地震)に分けられている。

# (2) 液状化強度

液状化強度 R は次式で表される。

$$R = c_w R_L \tag{3.2-1}$$

ここで、 $R_L$ は繰返し三軸強度比、 $c_w$ は地震動特性による補正係数で、次のようになる。

タイプ I 地震動 
$$c_w$$
=1.0 (3.2-2)

タイプ II 地震動 
$$c_{w}=$$
 
$$\begin{cases} 1.0 & (R_{L} \le 0.1) \\ 3.3R_{L} + 0.67 & (0.1 < R_{L} \le 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_{L}) \end{cases}$$
 (3.2-3)

液状化強度は繰返し回数の少ないところでは急に大きくなり、タイプ II 地震動では繰返し回数が少ないことから、 $c_w$ はこれを考慮して、R を高くしたものである。なお、海溝型の長時間継続地震動(繰返し回数の非常に多い地震動)に対する補正係数は、 $c_w$ =0.70 $\sim$ 0.85 程度となることが報告  $^{20}$ されており、 $c_w$  を  $^{20}$ 0.8 程度とする自治体もある。

繰返し三軸強度比 RLは次式で与えられる。

$$R_{L} = \begin{cases} 0.0882\sqrt{\frac{0.85N_{a} + 2.1}{1.7}} & (N_{a} < 14) \\ 0.0882\sqrt{\frac{N_{a}}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_{a} - 14)^{4.5} & (N_{a} \ge 14) \end{cases}$$

$$N_{a} = \begin{cases} C_{FC}(N_{1} + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2 \text{ mm}) \\ \left(1 - 0.36 \log_{10} \frac{D_{50}}{2}\right) \cdot N_{1} & (D_{50} \ge 2 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$N_{1} = \frac{170N}{\sigma'_{v} + 70}$$

$$C_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \le F_{c} < 10\%) \\ \frac{F_{c} + 20}{30} & (10\% \le F_{c} < 40\%) \\ \frac{F_{c} - 16}{12} & (40\% \le F_{c}) \end{cases}$$

$$(3.2-5)$$

ここで、

 $N_1$ :有効上載圧 100kPa に換算した N値

Na: 粒度の影響を考慮した補正 N値

 $\sigma'_{vb}$ : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 [kPa]

cFc: 細粒分含有率による N値の補正係数

旧道路橋示方書(平成 14 年 3 月)の図・参 6.4 には、砂質土の換算 N値  $N_1$ に対する繰返し三軸強度比  $R_L$ の関係が示されている。

#### 3.3 建築基礎構造設計指針

# (1) 地震外力

外力項 L は次式のように定義されている。

$$L = r_n \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \tag{3.3-1}$$

ここで、地表面における設計用水平加速度  $a_{max}$ は、損傷限界検討用として  $150\sim200$ cm/s²、終局限界検討用として 350cm/s²が推奨されている。 $r_n$ は等価な繰返し回数に関する補正係数で、地震のマグニチュード Mを用いて次式で与えられる。

$$r_n = 0.1(M-1)$$
 (3.3-2)

M=7.5 が標準とされているので、 $r_n=0.65$  となる。

# (2) 液状化強度

液状化強度  $R=\tau$   $\#\sigma'z$  の影響と細粒分含有率  $F_c$  の影響を補正した  $N_a$  を用いて、建築基礎構造設計指針の図 3.2.1、図 3.2.2 より求められる。ここで、 $N_a$ 、 $N_1$  は次式で求められる。

$$N_a = N_1 + \Delta N_1 \tag{3.3-3}$$

$$N_1 = \sqrt{\frac{98}{\sigma'_{v0}}} \tag{3.3-4}$$

 $N_1$ は拘束圧の影響を 98kPa が規準になるように補正した換算 N値、 $\Delta N_1$ は細粒分含有率  $F_c$  に応じた補正 N値増分である。

#### 3.4 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準では、地震動 L1、L2 に対して異なる方法を用いているのが特徴であ る。

#### (1) L1 地震動

 $F_L$ 法による方法であり、Lは式(3.4-1)で示され、地表面差速度  $a_{max}=200$ cm/s2 が標準値で ある。

液状化強度 Rは、平均粒径  $D_{50}$ [mm]、細粒分含有率  $F_{c}$ [%]、有効上載圧  $\sigma'_{c}$ [kPa]などの関数 として次式により求める。

$$R = f_{\rm R} \times \begin{cases} a\{N_1^{0.5} + (bN_1)^c\} + h(N_1, \sigma_v') + f(D_{50}, F_c, \sigma_v') & (D_r \ge 60\%) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\frac{\sigma_v'}{100} + 0.7}} + f(D_{50}, F_c, \sigma_v') & (D_r < 60\%) \end{cases}$$
(3.4-1)

ここで各変数は次の通りである。

f<sub>R</sub>: 液状化強度の算定上の不確実性を考慮する地盤抵抗係数で 1.0 とする

$$h(N_1, \sigma'_v) = 9.8 \times 10^{-8} \left\{ \frac{0.68(\sigma'_v/100 + 1.5)}{\sigma'_v/100 + 0.7} N_1 - 9.9433 \right\}^{5.1}$$

$$D_r = 36 \left( \frac{N}{\sigma'_v/100 + 1.5} \right)^{0.37} : 相対密度 [%]$$

$$N_1 = 2.5 \left( \frac{N}{\sigma'_v/100 + 1.5} \right) : 基準化 N 値 (本書での共通用語は換算 N 値 f(D_{50}, F_c, \sigma'_v)$$

$$= \begin{cases} 0.0027F_c + 0.65 & (D_{50} < 0.075 \,\mathrm{mm}, F_c > 50\%) \\ 0.21 \log \frac{0.2}{D_{50}} + 0.065 \log(F_c + 1) - 0.065 \log \frac{\sigma'_v}{100} & (0.075 \,\mathrm{mm} \le D_{50} < 0.5 \,\mathrm{mm}) \\ -0.084 + 0.065 \log(F_c + 1) - 0.065 \log \frac{\sigma'_v}{100} & (D_{50} > 0.5 \,\mathrm{mm}) \end{cases}$$

a, b, c: 係数で、それぞれ 0.0676、0.0368、0.45

#### (2) L2 地震動

L2 地震動に対しては、R は累積損傷度理論を用いて、補正した液状化強度  $R_D$ より次式で求 める。

$$R = \frac{1 + 2K_0}{3}R_D \tag{3.4-2}$$

上式は Koの補正項である。

累積損傷度理論を用いるには、せん断応力の時刻歴が必要である。これを求めるためには、 地震応答解析を行う必要があるが、逐次積分に基づく全応力非線形解析が推奨されている。こ のようにして求めたせん断応力時刻歴から、次のようにして  $R_D$ を求める。

①液状化対象層(深さz)ごとにせん断応力の各ピーク値 $\alpha(i,z)$ より、応力比L(i,z)を求める。

$$L(i, z) = \tau(i, z)/\sigma'_{v} \tag{3.4-3}$$

- ②液状化強度曲線で、L(i, z)に対する繰返し回数  $N_{ci}$ を読み取る。
- ③次式により累積損傷度 Dを求める。

$$D = \Sigma \{1/(2N_{ci})\} \tag{3.4-4}$$

- ④もし、D=1 とならないなら、①で得られたせん断応力比を補正とあるが、具体的には最初に求めたせん断応力のピーク値  $\mathbf{r}(i, \mathbf{a})$ を比例倍して D=1 となるようにする。
- ⑤D=1 となったときの最大のL(i, z)を $R_D$ とする。なお、有効応力地震応答解析による液状化判定も許容されている。

# (3) 動的解析による方法

動的解析として有効応力地震応答解析が示されている。これより、過剰間隙水圧の上昇、地 盤の動的応答地を算定し、液状化の危険度を判定することになっている。ただ、そのための具 体的な方法は示されていないので、設計者が判断する必要がある。

#### 3.5 港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準は、最終判定にN値を用いているが、地震応答解析を行うなど、 $F_L$ 法より計算は複雑である。液状化の検討を行う土は、参考文献1)の図5.1の液状化の可能性あり、特に液状化の可能性ありとされる土で、その他の土は液状化しないと判断する。

液状化判定のためには、等価 N値と等価加速度が必要である。このうち、等価 N値は次式で表される。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1}$$
(3.5-1)

これは補正 N値に相当するものであるが、基準となる上載圧は  $\sigma'v=65$ kPa である。

等価加速度  $a_{eq}$ は地震応答解析(通常 SHAKE を用いる)で得られた最大せん断応力  $\tau_{max}$  を用いて次式により求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} g \cdot \frac{1}{c_a} \tag{3.5-2}$$

ここで、 $c_a$ は次式となる。

$$c_{a} = 5^{-d_{1}} \cdot n_{ef}^{d_{1}}$$

$$d_{1} = \begin{cases} 0.2 - 0.7D_{r} & \left(D_{r} \ge \frac{0.2}{0.7}\right) \\ 0 & \left(D_{r} < \frac{0.2}{0.7}\right) \end{cases}$$

$$D_{r} = 0.16\sqrt{\frac{170N}{70 + \sigma'_{v}}}$$

$$(3.5-3)$$

 $n_{et}$ は有効波数で、せん断応力の時刻歴より最大せん断応力  $au_{max}$ の  $60\%(0.6 au_{max})$ 波頭の数の半分である。

同基準では、等価 N値と等価加速度の二つを用いて、同基準の図-2.1.6 により土質区分を I  $\sim IV$  の 4 種類に分類し、同基準の表-2.1.2 に基づいて液状化予測、判定を行う。なお、入力地 震動については、基準では断層の震源過程から対象サイトまでの伝播を考えた方法、中央防災 会議の結果を流用する方法などが示されている。

同基準の図-2.1.6 の等価 N値は、式(3.5-1)にさらに細粒分  $F_c$ による補正を行った後のものである。この補正は、以下の三つのケースに分けられている。

① $I_p$ <10 または得られていない場合、あるいは  $F_c$ <15%

式(3.5-1)で得られた等価 N値を同基準の図-2.1.7 に示す補正係数  $C_N$ で除したものを検討用等価 N値とする。

# ②10 $\leq I_p$ <20 かっ $F_c \geq 15\%$

検討用 N値を二つ用意する。一つは、式(3.5-1)で得られた等価 N値を  $C_N$ =0.5 で除したもの(= $(N)_{65}/0.5$ )。もう一つは、N+ $\Delta N$ である。ここで  $\Delta N$ は次式で求める。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10)$$
 (3.5-4)

ここで、 $N+\Delta N$ が I、IIにあるときは、それぞれ I、IIと判定する。 $N+\Delta N$ がIII、II にあり、 $(M_{65}/0.5$  が I、II、III のときはIIIと判定する。 $N+\Delta N$ がIII、III にあり、 $(M_{65}/0.5$  が IV のときはIVと判定する。

# ③ $I_p$ $\ge 20$ かっつ $F_c$ $\ge 15%$

検討用 N値を上で求めた N+ $\Delta N$  とする。

#### 4. 液状化に伴う地盤物性の変化

# 4.1 道路橋示方書

道路橋示方書では、液状化すると判定された層では、同示方書の表-7.3.1 に示されるとおり液状化に対する抵抗率  $F_L$ の値の値に応じて土質定数を低減させる。地盤反力係数、地盤反力の上限値、最大周面摩擦力などが低減の対象となる。なお、レベル 2 地震動では、タイプ I の地震動とタイプ I の地震動のそれぞれに対して低減すべき係数  $D_E$ が定義できるが、そのうち小さいほうを用いる。

旧道路橋示方書(昭和 55 年 3 月)には、「液状化と判定されたときに土層の支持力を完全に無視すると  $F_L$ =1 を境に基礎構造物の諸元が著しく異なった設計となる場合がある。また  $F_L$ が 1.0 以下である場合でも、0.9 と 0.5 ではその意味するところは異なるものと考えられる」とあり、旧道路橋示方書(平成 14 年 3 月)では表・8.2.1 が示されている。その後、振動台実験が行われ  $^{3}$ 、そこでは、地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係としてデータが整理され、さらに  $F_L$ と過剰間隙水圧比の関係を用いることによって、参考文献  $^{1}$ 0の図  $^{1}$ 6.1 に示されるように、旧道路橋示方書(平成  $^{1}$ 4 年  $^{1}$ 3 月)の表・8.2.1(レベル  $^{1}$ 1 地震動の部分)が実験値の中央を通っていることが示された。

# 4.2 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針では、土質定数ごとに低減すべき係数が決まっている。

直接基礎の沈下量、地震応答解析を用いた地盤変形予測に必要な地盤剛性は、次の方法を用いて算出する。

- ①液状化層の剛性低下は、同指針の図 3.2.10 より各層のひずみ、 $N_a$ より求める。
- ② $F_L$ が 1 より大きいときには同指針の図 3.2.11 または次式を用い、剛性が有効応力の 0.5 乗に比例するとする。

$$r_u = F_L^{-7} (4.2-1)$$

ここで、 $r_u$ は過剰間隙水圧比である。なお、地震応答解析では線形の材料が得られた剛性を持つとして扱う。

杭の水平抵抗の検討に用いる水平地盤反力係数 kmは、次式により低減する。

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{1/2}$$
 ,  $p_{yl} = \alpha p_{y0}$ , (4.2-2)

モデルは同指針の図 3.2.12 に示されている。低減係数の  $\beta$ は同指針の図 3.2.13 より求める。ここで a、 $\beta$ は低減係数で、 $\beta=a$  とする。また、 $y_r$ は杭と地盤の相対変位、 $p_y$ は地盤反力である。

#### 5. 液状化による地盤の側方流動

液状化地盤の地震時の変位の原因としては、地震による地盤の震動と、地震中または地震後に起こる地盤の側方流動がある。このうち大きいのは液状化に伴う側方流動変位であるが、側方流動が発生するのは護岸の近傍、傾斜した地盤など、特定の場所に限られている。また側方流動は設計基準では変位で与えられるケースと力(流動力)で与えられるケースがある。

# 5.1 道路橋示方書

道路橋示方書では側方流動に対する流動力が与えられている。同示方書の図-4.4.1 に流動力の与え方が示されている。護岸背後地盤が護岸の変位により発生する場合を扱い、流動の影響を力として与えるのが特徴である。

側方流動により地盤が水平方向に変位すると、液状化層およびその上にある非液状化層から構造物に力が作用すると設定する。流体として構造物に作用する力は流動圧とよばれ、道路橋示方書では流動圧  $q_L$ は次のようにして求める。

ここで、各変数は次の通りである。

q<sub>NL</sub>:非液状化層で作用する流動力

q<sub>L</sub>:液状化層で作用する流動力

 $c_s$ : 護岸からの距離による補正係数(同示方書の表-4.4.1、表-4.4.2 参照)

 $c_{NL}$ : 非液状化層中の流動力の補正係数(同示方書の表-4.4.1、表-4.4.2 参照)で、液状化指数  $P_L$ の関数。

 $c_L$ :流動化層中の流動力の補正係数で0.3。

 $K_p$ : 受働土圧係数 (常時)

VNL: 非液状化層中の平均単位体積重量

VL: 液状化層中の平均単位体積重量

x: 地表面からの深さ

 $H_{NL}:$  非液状化層厚

 $H_L:$  液状化層厚

#### 5.2 建築基礎構造設計指針

#### (1) 地震時変位

建築基礎構造設計指針では、動的水平変位(地震時変位の水平成分)、残留水平変位、沈下量の予測は適当な動的解析によるとされている。応答解析を行わない場合は、同指針の図 3.2.6 を用いる方法が示されている。図は各層の繰返しせん断ひずみ  $\gamma_{cv}$ を求めるものであり、地震時の最大ひずみである。 $\gamma_{cv}$ が同一方向に発生すると仮定すれば、水平変位の深さ方向分布が求められる。地盤の沈下量については、同指針の図 3.2.6 の  $\gamma_{cv}$ を沈下時の体積ひずみ  $\varepsilon_{v}$ と置き換えればよい。

#### (2) 流動時の変位

護岸近傍の変位は護岸の変位  $D_w$ と地震後の流動地盤の残留ひずみ  $y_{max}$ を同指針の図 3.2.7 から読み取り、これを深さ方向に積分することにより求める。護岸の変位  $D_0$ = $\min(D_w, D_{max})$  に伴う背後地盤への影響範囲 L として同指針の図 3.2.8 に示すデータを元に、

$$L=50D_0$$
 (5.2-1)

を与え、さらに護岸からの距離xのところの変位Dとの関係として同指針の図3.2.9が示され、次式が与えられている。

$$\frac{D}{D_0} = \left(\frac{1}{2}\right)^{5x/L} \tag{5.2-2}$$

水平変位の深さ方向の分布 $D_z$ は、液状化層上端の深さを $z_w$ として次式から求める。

$$D_{z} = \begin{cases} D & (z < z_{w}) \\ D\cos\left(\frac{\pi(z - z_{w})}{2H}\right) & (z \ge z_{w}) \\ D\left(1 - \frac{z - z_{w}}{H}\right) & (z \ge z_{w}) \end{cases}$$

$$(5.2-3)$$

ここで、下の二つの式は液状化層の変位分布を正弦 1/4 波、直線に仮定した式でどちらを使っても良いとされている。

#### 5.3 鉄道構造物等設計標準

#### (1) 地震時変位

鉄道構造物等設計標準では、地震時変位は以下の四つの段階を想定して各段階で評価しる必要があるとしている。解析方法は動的解析と静的解析の二つが示されている。

- ①液状化の発生前段階(過剰間隙水圧が上昇する前)
- ②液状化の発生段階(過剰間隙水圧が上昇する段階で地盤の剛性、強度低下を考慮する)
- ③液状化の持続段階(上昇した過剰間隙水圧が維持されている段階で、地盤の剛性、強度低下を考慮する)
- ④液状化の収束段階(過剰間隙水圧が消散する段階で、地盤全体の沈下や不同沈下を考慮する)

動的解析では有効応力解析を前提としている。また、④まで計算するときには過剰間隙水圧の消散による地盤の沈下を考慮する必要がある。ただし、構造計画の段階で配慮することにより省略できる。

静的解析では①~③のそれぞれの段階を個別にモデル化して解析する。ただし、②は省略してもよいとされている。④は動的解析と同様、設計段階で考慮することで省略してよいとされている。

地盤ばねの特性は、液状化判定を  $F_L$ 法で行ったときには、同標準の解説図 8.4.9 に示される 低減係数  $D_E$ を地盤反力係数に掛ける。有効応力解析を用いたときは、発生した過剰間隙水圧 に応じて地盤ばねを低減する。

#### (2) 流動時の変位

流動時の変位としては、地表面が傾斜している場合と、護岸の近傍にある場合の二つを扱っている。流動による作用は地盤の変位として考え、ばねを介して構造物に力を作用させる方法である(同標準の解説図 10.2.17)。

護岸近傍のケースでは次式に基づき護岸流動量を算出する。

$$D_{g} = \alpha \times H_{w} \tag{5.3-1}$$

ここで、 $D_g$ は護岸移動量、 $H_w$ は護岸の高さである。 $\alpha$ は護岸の変形率で同標準の付属表 7.1.1 に示される値である。なお、耐震強化護岸や十分な液状化対策が実施されている場合については、計算を省略してもよいこと、護岸背後地盤のみに液状化対策が実施されている場合には、周辺地盤の液状化により流動が発生する可能性があるので考慮することなどが示されている。液状化対策が行われているときには表の小さいほう、行われていないときには表の大きいほうの変形率を採用する。

護岸背後地盤の移動量は次式により求める。

$$D_L = \frac{D_g}{2.0(L/H)^2 \times 10^{-4} + 4.9(L/H)^2 \times 10^{-2} + 1}$$
 (5.3-2)

ここで、 $D_L$ は護岸から Lの位置の地盤変位、Hは護岸背後地盤の液状化層の平均厚さである。 上式では護岸変位の影響は道路橋より遠方まで及ぶことになる。

地盤が傾斜しているときの地表の変位量  $D_L$ は、濱田・若松 $^4$ の研究に基づいており、次式で与えられる。

$$D_L = \frac{21H^2}{(H+H')^{3/2}} \frac{\theta}{N'} \tag{5.3-3}$$

ここで、各変数は次のとおりである。

H: 液状化層の厚さ [m]

H': 上部非液状化層の厚さ [m]

θ: 地表面の平均的な勾配 [%]

N': 補正 N値

$$N' = \frac{1.7N}{\sigma_v'/100 + 0.7} \tag{5.3-4}$$

 $\sigma_v$ ': 有効上載圧 [kPa]

地中の変位分布は、上部非液状化層では一定、液状化層中では正弦 1/4 波と仮定する。すなわち、液状化層中の変位 *D* は次式で求める。

$$D = D_L \cos \frac{\pi z}{2H} \tag{5.3-5}$$

ここで、zは液状化層上面からの深さである。この変位は同標準の解説図 10.2.17 に示されるように、ばねを介して構造物に作用させるが、流動力の上限は受働土圧であると決められているので、ばねが受働土圧を上限とするバイリニアモデルとなる (同標準の解説図 10.2.13)。

#### 参考文献

- 1) 吉田望: 液状化現象-メカニズムから数値解析まで-, 森北出版, 2020.
- 2) 石川敬祐・安田 進・青柳貴是:海溝型巨大地震時の合理的な簡易液状化判定手法に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp.169-183, 2013.
- 3) 建設省土木研究所地震防災振動研究室:地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計の適用性に関する研究(第2刷),土木研究所資料,土研資料第1729号,1981.
- 4) 濱田政則・若松加寿江: 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.189-208, 1998.

Ⅱ-3 3次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証 (その1:遠心模型振動実験のシミュレーション解析)

#### 1. 検討概要

令和2年度調査研究では、遠心模型振動実験の実施に先立ち、3次元 FEM 有効応力解析を用いて予備解析を実施し、解析結果から実験時に地盤の液状化と杭の損傷が生じると予想された。ここで、予備解析における解析定数は設計で使用される一般的な定数とし、入力地震動は平成28年度調査研究で作成した地震波とした。予備解析から遠心模型の実験諸元を決定した後、28年度調査研究で作成した地震波を入力して遠心模型振動実験を実施した。併せて模型杭の引張試験を行い、杭のヤング係数や降伏点も把握した。遠心模型振動実験結果によれば、地盤は液状化を生じたものの、振動台の性能から入力地震動に1.0秒以上の長周期成分が失われ、予想した杭の損傷が見られず杭は弾性範囲に留まった。そのため、追加実験として模型の静的水平加力実験を行い、杭の損傷を把握した。模型杭は、杭先端及び杭頭近傍で鋼管の局部座屈を生じて、杭基礎模型としての耐力低下を示した。

本年度は、昨年度調査研究で得られた遠心模型振動実験結果を対象に、図 1-1 に示す検討フローに従い 3 次元 FEM 有効応力解析を実施し、得られた解析結果と実験結果を比較することで解析手法の適用性を確認する。また、妥当性の確認のための解析には実験時の条件を反映させることとし、入力地震動には振動台における観測加速度を、杭のヤング係数及び降伏点には杭の引張試験結果を採用する。

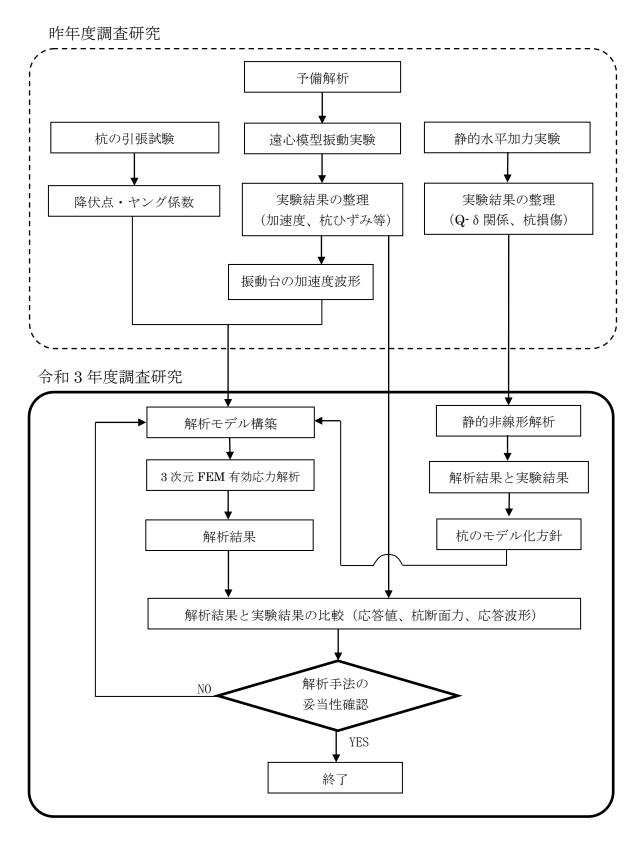


図 1-1 解析手法の適用性検討フロー

# 2. 解析モデル

# 2.1 球形貯槽の遠心模型

遠心模型の概念を図2.1-1に示す。遠心模型振動実験では遠心加速度30gを用いることから、 実機モデルを1/30に縮小した模型になっている。遠心模型における球殻及び基礎版は、支柱 や杭の取合いを考慮してアルミ製(A5052)の円盤で製作し、杭と支柱は鋼管(SS400)で製作 する。ここで、鋼管ブレースは模型に反映せず、鋼管ブレースの剛性を支柱の剛性に反映させ、 実機モデルと等価な剛性を与えている。遠心模型は、実機モデルの球殻重量、球殻重心位置及 び固有周期を模擬することを基本として製作している。

製作する遠心模型の形状・寸法を図 2.1-2 に、せん断土層と模型地盤の形状・寸法を図 2.1-3 に示す。模型地盤のうち、液状化を模擬する砂質地盤として珪砂 7 号を用いており、地下水位は地表面とし、水の 30 倍の粘性を有するシリコンオイルを用いて飽和地盤を構築する。また、せん断土層の最下層にはシリコンオイルの充填性向上と杭の支持層を想定して厚さ 30mm の小砂利 (珪砂 3 号)を敷いている。

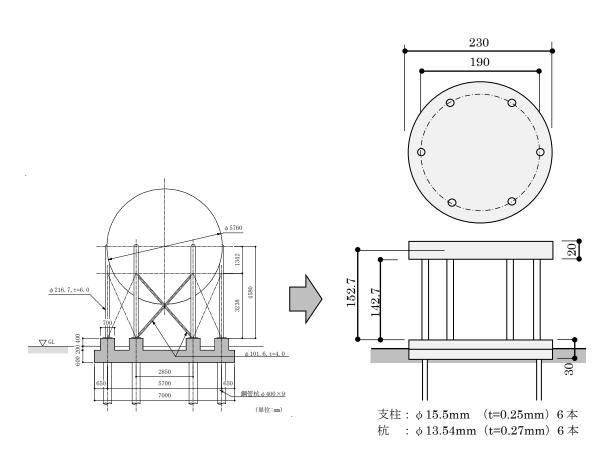


図 2.1-1 遠心模型の概要

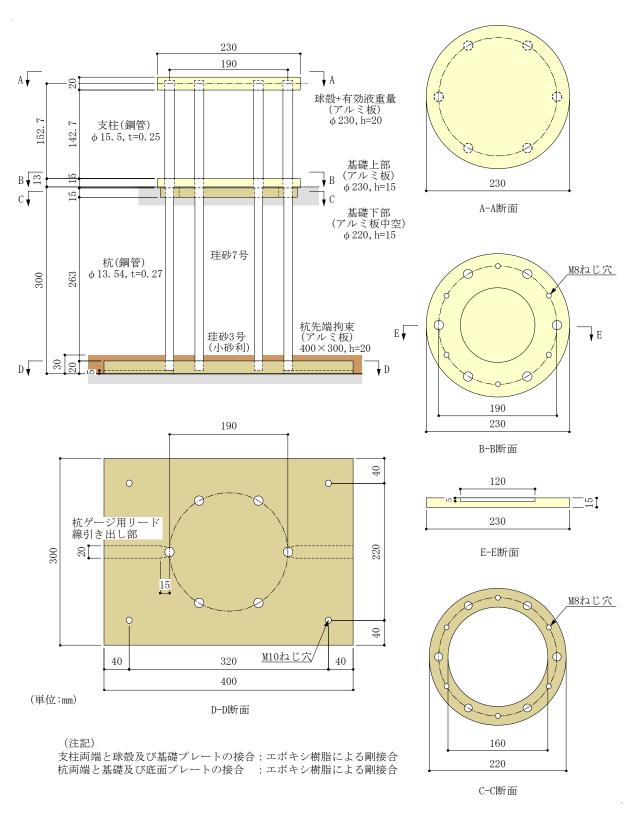
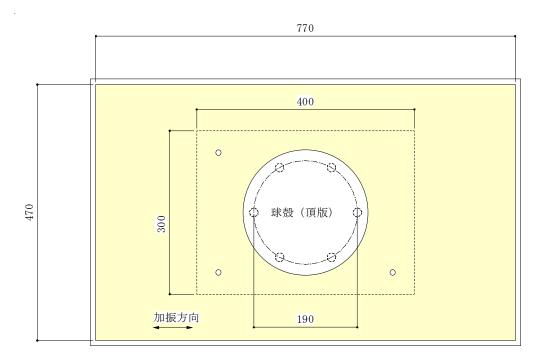


図 2.1-2 遠心模型の形状・寸法



平面図

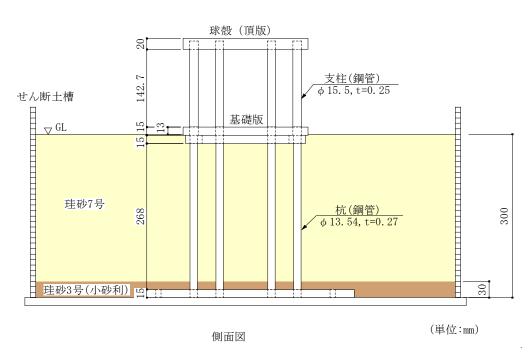


図 2.1-3 遠心土槽の形状・寸法

### 2.2 3 次元 FEM モデル

解析に用いる 3 次元 FEM モデルは、昨年度調査研究と同様に、遠心模型と土槽を 1G 場に 換算した球形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系モデルとする。

### (1) 地盤のモデル化

遠心模型実験に用いた地盤は、液状化対象層となる珪砂 7 号と杭の支持層となる珪砂 3 号で構成されており、各地層の地盤定数、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を表 2.2-1 及び図 2.2-1 に示す。各地層のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は、修正 R-O モデルで表現する。

また、本解析では珪砂 7 号の液状化を考慮するために、珪砂 7 号のダイレイタンシーモデル としておわんモデルを採用する。珪砂 7 号のパラメータを表 2.2-2 に、液状化試験結果と要素 シミュレーション解析結果の比較を図 2.2-2 に示す。

なお、解析に用いる水の体積弾性係数は 2.19×10<sup>6</sup>(kN/m²)とする。

地層 密度 基準 最大 ポアソン 間隙比 初期 せん断剛性 ひずみ 減衰定数 比  $G_{0i}^{*3}(kN/m^2)$  $\rho(kg/m^3)$  $Y_{0.5i}^{*3}$ hmax(-) V n 珪砂7号\*1 75501.84  $5.050 \times 10^{-5}$ 0.30 0.330.487珪砂 3 号 \*2 1.99 0.2511815  $5.983 \times 10^{-5}$ 0.33 0.393

表 2.2-1 地盤定数 (R-O モデル)

注記 \*1:昨年度調査研究と同様の地盤定数とする。

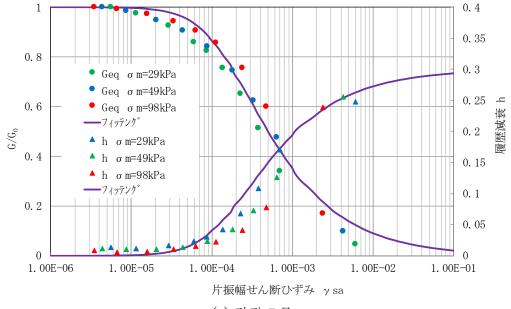
\*2: 珪砂 3 号の地盤定数は、文献「桐山貴俊、福武毅芳: 二層系動的シミュレーション に適用する Material Point Method、清水建設研究報告 第 94 号、平成 29 年 1 月」 を引用する。

\*3:  $G_{0i}$ 及び  $\gamma_{0.5i}$ は単位拘束圧  $(\sigma_m'=1.0kN/m^2)$  下の初期せん断剛性及び基準ひずみとする。

表 2.2-2 おわんモデルのパラメータ\*

地層	A	В	С	D	Cs/(1+e <sub>0</sub> )	Cc/(1+e <sub>0</sub> )	$X_I$
珪砂7号	-0.2	1.4	4.0	40	0.0060	0.0070	0.13

注記 \*:昨年度調査研究と同様のパラメータとする。



(a) 珪砂 7 号

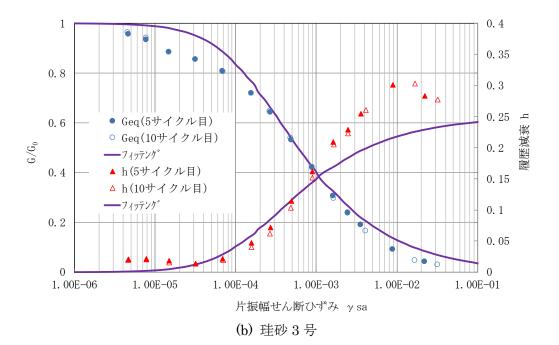


図 2.2-1 せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

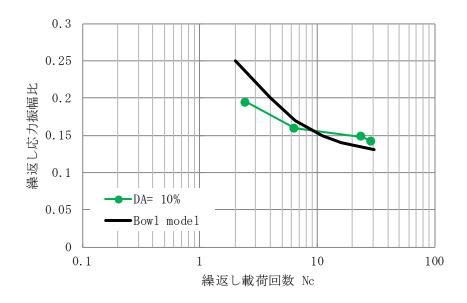


図 2.2-2 液状化試験結果と要素シミュレーション解析結果の比較(珪砂 7 号)

### (2) 球形貯槽及び杭のモデル化

1G 場に換算した遠心模型の断面図を図 2.2-3 に示す。プレートに置換した球形貯槽及び基礎版をシェル要素でモデル化し、支柱及び鋼管杭を梁要素でモデル化する。支柱及び杭は、貯槽及び基礎版のプレートの厚さの影響を考慮するために、梁要素の両端に無質量の剛梁を設けている。貯槽及び基礎版の重量と支柱及び鋼管杭の断面性能を表 2.2-3 に示す。

また、杭については昨年度調査研究で引張試験を実施しており、試験結果から得られた引張 応力ー引張ひずみ関係を図 2.2-4 に示す。この関係は概ねバイリニアーで置換できることから、 支柱及び鋼管杭には図 2.2-5 及び図 2.2-6 に示す曲げモーメントー曲率関係を与える。

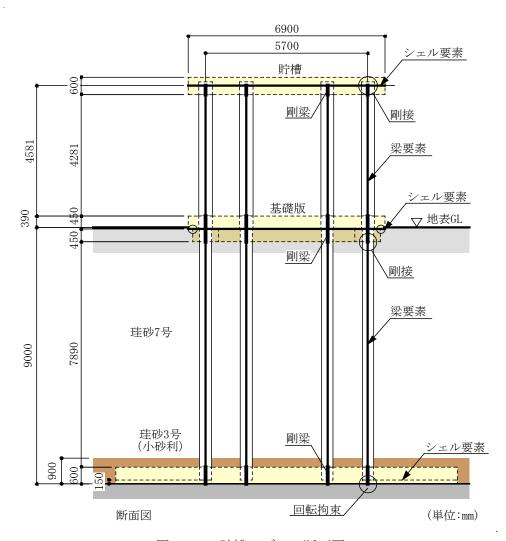


図 2.2-3 貯槽モデルの断面図

表 2.2-3 貯槽及び基礎版の重量と支柱及び杭の断面性能

# (a) 貯槽 (材質:アルミニウムA5052)

CANALE CITY						
項目	遠心実験		貯槽モデル(1G)			
ヤング係数	7. 10E+07 (	$(kN/m^2)$	7. 10E+07	$(kN/m^2)$		
ポアソン比	0. 33		0.33			
密度	2. 68 (	$(g/cm^3)$	2.68	$(g/cm^3)$		
円盤直径	230 (	(mm)	6.9			
円盤厚さ	20 (	(mm)	0.6	(m)		
重量	21.84 (	(N)	589.65	(kN)		

# (b)基礎版 (材質:アルミニウムA5052)

項目	遠心実験		貯槽モデル(	(1G)
ヤング係数	7. 10E+07	$(kN/m^2)$	7. 10E+07	$(kN/m^2)$
ポアソン比	0.33		0.33	
密度	2. 68	$(g/cm^3)$	2.68	$(g/cm^3)$
上部円盤直径(外周部	230	(mm)	6. 9	(m)
上部円盤直径(内周部	120	(mm)	3.6	(m)
上部円盤厚さ(外周部	15	(mm)	0.45	(m)
上部円盤厚さ(外周部	5	(mm)	0.15	(m)
重量(上)	14. 89	(N)	402.11	(kN)
下部円盤直径(外周部	220	(mm)	6. 6	(m)
下部円盤直径(内周部	160	(mm)	4.8	(m)
下部円盤厚さ(外周部	15	(mm)	0.45	(m)
下部円盤厚さ(内周部	15	(mm)	0.45	(m)
重量(上)	7.06	(N)	190.61	(kN)
合計重量	21. 95	(N)	592.72	(kN)

# (c)支柱(材質:鋼材SS400)

項目	遠心実験		貯槽モデル(1G)		
密度	7. 85 (	$(g/cm^3)$	7.85	$t/m^3$	
ヤング係数	2.05E+08 (	$(kN/m^2)$	1.90E+08	$(kN/m^2)$	
ポアソン比	0.30		0.30		
断面(直径)	15.5	(mm)	0. 465	(m)	
断面 (厚さ)	0. 25 (	(mm)	0. 0075	(m)	
断面積	1.198E+01 (	$(mm^2)$	1.078E-02	$(m^2)$	
断面2次モーメント	3. 483E+02 (	(mm <sup>4</sup> )	2.821E-04	$(m^4)$	
合計重量	0. 79 (	(N)	22.80	(kN)	

# (d)杭(材質:鋼材SS400)

( ) // ( )						
項目	遠心実験	貯槽モデル(1G)				
ヤング係数	$2.05E+08 (kN/m^2)$	1. 90E+08 $(kN/m^2)$				
ポアソン比	0.30	0.30				
密度	$7.85 (g/cm^3)$	$7.85  (g/cm^3)$				
断面(直径)	13.54 (mm)	0.4062 (m)				
断面 (厚さ)	0.27 (mm)	0.0081 (m)				
断面積	1. 126E+01 (mm <sup>2</sup> )	$1.013E-02 (m^2)$				
断面2次モーメント	2. 479E+02 (mm <sup>4</sup> )	2. 008E-04 (m <sup>4</sup> )				

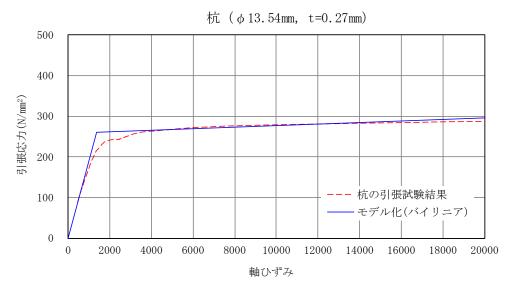


図 2.2-4 杭及び支柱の引張応力-引張ひずみ関係 (昨年度調査研究による)

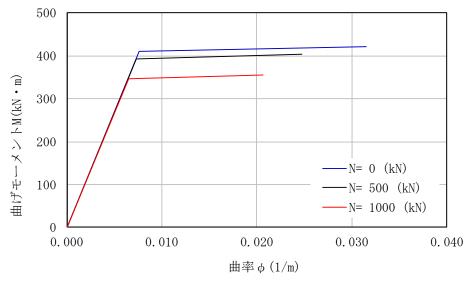


図 2.2-5 支柱の M-φ 関係

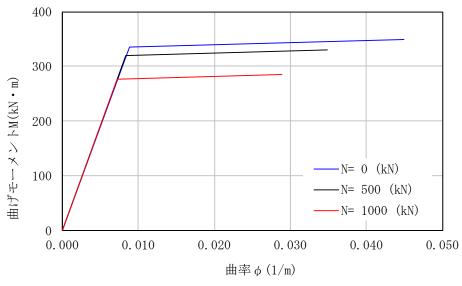
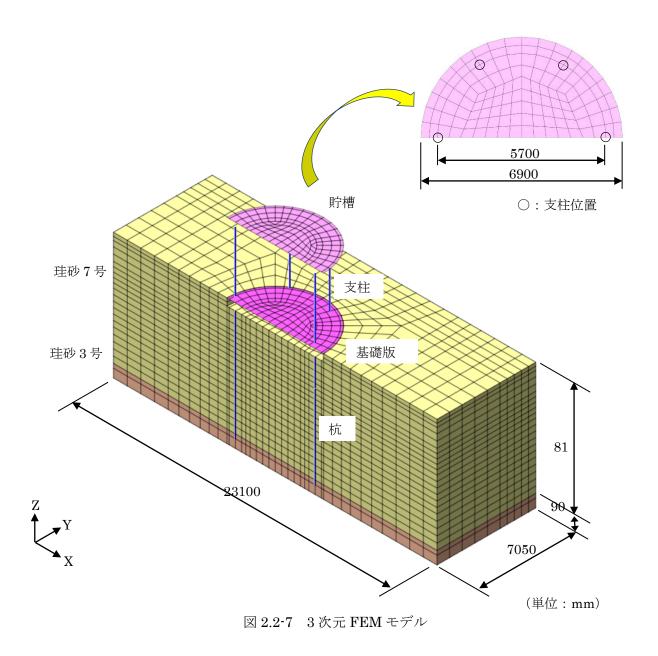


図 2.2-6 鋼管杭の M-φ 関係

### (3) 解析モデルの概要

有効応力解析に用いる 3 次元 FEM モデルを図 2.2-7 に示す。解析モデルは以下の条件に基づき作成している。

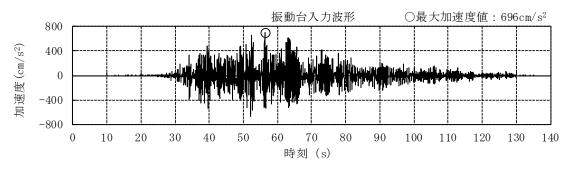
- ・解析モデルは実機サイズ (遠心模型の 30 倍の寸法) とし、加振方向を対称軸とした 1/2 モデルとする。モデル底面は固定境界とし、側面はせん断土槽の影響を考慮するために、 同一レベルをつなぐコの字型の無質量剛梁を付与する。
- ・地盤はソリッド要素で、球形貯槽及び基礎版はシェル要素で、支柱及び杭は梁要素でモデル化する。
- ・地盤のメッシュ分割は昨年度調査研究と同様とし、計測装置の設置位置を反映した分割と している。
- ・基礎版厚が薄いことから、基礎版側面と地盤を非接触として相互作用は考慮しないものと する。ただし、基礎版自体の面内剛性は高いものとして、基礎版周面の切欠き部の側面地 盤には剛リングを設けて同一の水平挙動をさせている。
- ・珪砂 7 号が比較的緩い地盤であることから、基礎版と基礎版直下の地盤との境界は自由とし、杭を介して基礎版と地盤を結合させている。
- ・杭周面の摩擦について、珪砂 7 号が液状化が生じることから無視し、珪砂 3 号は液状化を 生じないことから考慮する。そのため、珪砂 7 号の地盤内では杭と地盤を二重節点として 水平方向に同変位、鉛直方向に自由の境界条件を与え、珪砂 3 号の地盤内では杭と地盤を 節点共有とする。



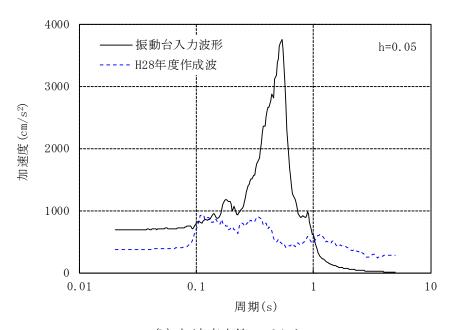
Ⅱ-3-15

# 3. 入力地震動

解析に用いる入力地震動は、遠心模型振動実験において振動台から直接入力された波形とし、入力地震動の加速度波形と加速度応答スペクトルを図 3·1 に示す。同図(b)には、振動台への入力信号となる平成 28 年度作成波の加速度応答スペクトルを併記している。入力信号に比べて、入力地震動は 1.0 秒以上の長周期成分が失われており、杭の損傷に影響を与える成分が不足した入力地震動になっている。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 入力地震動の加速度波形と加速度応答スペクトル

# 4. 解析結果

# 4.1 固有值解析結果

連成系の固有値解析結果を表 4.1-1 に、固有振動モードを図 4.1-1 に示す。模型設計時において、支柱下端を固定としたときの貯槽の固有周期は 0.229 秒となっているが、固有振動モードによれば、貯槽の 1 次モードである 1 次固有振動モードの固有周期は 0.306 秒と多少長くなっている。これは、解析モデルが連成系モデルのために、基礎版や杭の挙動も若干含まれることによるものである。また、2 次固有振動モードは地盤モードであるが、貯槽と連成したモードとなっているとともに、貯槽と地盤が逆位相の挙動を示している。このときの貯槽の挙動は、貯槽単体の 1 次モードを示しており、2 次モードの固有周期(0.236 秒)が貯槽単体の設計固有周期(0.229 秒)に近くなっている。

振動	固有振動数	固有周期	刺激係数			備考
モード	(Hz)	(秒)	X 方向	Y方向	Z 方向	
1	3.271	0.306	3.019	0.000	0.000	貯槽 1 次モード
2	4.236	0.236	-2.056	0.000	0.000	連成系モード
3	9.049	0.111	0.319	0.000	0.000	

表 4.1-1 固有値解析結果

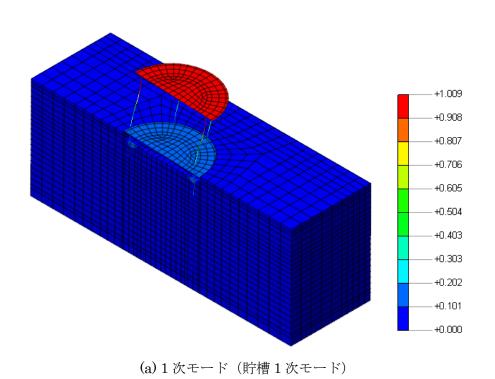
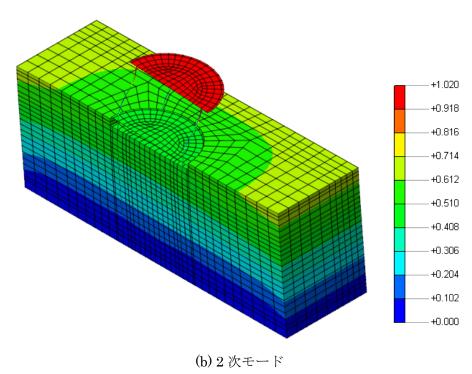
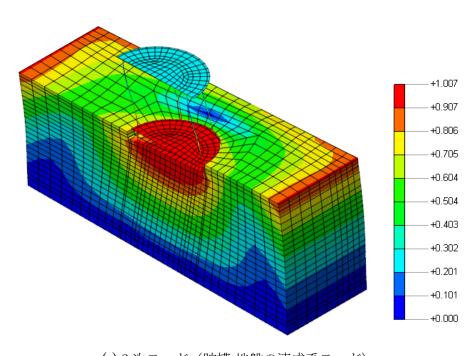


図 4.1-1(1) 固有振動モード



(地盤1次モードが主体であるが、貯槽・地盤の連成系モードも含む)



(c) 3 次モード (貯槽-地盤の連成系モード)

図 4.1-1(2) 固有振動モード

# 4.2 地震応答解析結果

### (1) 最大応答分布

解析結果のうち、最大応答加速度分布、最大応答相対変位分布、最大応答せん断ひずみ分布 及び過剰間隙水圧比分布を図 4.2-1~図 4.2-4 に、支柱及び杭の最大応答軸力、最大応答曲げモ ーメント、最大応答せん断力及び塑性状況を図 4.2-5~図 4.2-8 に示す。

最大応答加速度分布によれば、自由地盤地表の応答加速度は 98(cm/s²)に対して、基礎版の応答加速度が 207(cm/s²)、貯槽重心の応答加速度は 353(cm/s²)となり、応答加速度が増幅している。最大応答相対変位分布によれば、基礎版の応答相対変位が 7.92(cm)に対して、貯槽重心の応答相対変位は 8.62(cm)で、剛体挙動に近い。自由地盤地表は、応答相対変位が 20cm 程度と大きくなっているが、基礎版直下の地盤では、杭の地盤拘束効果により周辺地盤に比べて若干減少する傾向にある。この応答変位は貯槽左右の地盤で非対称になっており、液状化に伴い地盤が右側方向に残留変位を生じたことを示している。地盤の最大応答せん断ひずみは杭頭周辺、珪砂 3 号と珪砂 7 号の層境界で 5~15%程度になっており、杭頭周辺では局所的に 20%を越えるせん断ひずみが生じている。珪砂 7 号の過剰間隙水圧比は 1.0 近傍になっており、地盤全体にわたり液状化を生じているものと考えられる。支柱及び杭の断面力によれば、支柱及び杭は弾性状態を保持している。特に、液状化に伴う地盤変位が小さかったことが、杭が弾性状態を保持した原因と想定される。

#### (2) 応答加速度波形及び応答相対変位波形

貯槽重心、基礎版及び自由地盤地表における加速度波形及び相対変位波形を図 4.2-9 及び図 4.2-10 に示す。加速度波形によれば、貯槽重心及び基礎版は短周期成分を有する波形になっているが、自由地盤地表は 30 秒あたりで液状化が生じたために加速度がかなり小さくなっている。相対変位波形においても同様に、自由地盤地表は液状化によって変位が片側に流れている。

#### (3) 支柱及び杭の非線形性

支柱及び杭の塑性状態を把握するために、支柱の上端及び下端、杭頭及び杭先端のそれぞれについて、M- $\phi$  関係と解析結果を重ね書きしたものを図 4.2-11 及び図 4.2-12 に示す。支柱の上端及び下端に生じる断面力が小さいことから、支柱は弾性範囲内となっている。一般的には杭頭及び杭先端は液状化に伴う地盤変位により断面力が増加するが、地盤全体が早期に液状化を生じたために杭が塑性領域まで到達していない。

# (4) 地盤の非線形性

杭で囲まれる地盤とその周辺地盤のうち、代表的な地盤要素を対象に、過剰間隙水圧比及びせん断応力ーせん断ひずみ関係を図 4.2-13 及び図 4.2-14 に示す。過剰間隙水圧比は入力地震動の増加に伴い急激に上昇し、30 秒あたりで概ね 1.0 近傍となり液状化を生じている。せん断応力ーせん断ひずみ関係によれば、地盤が液状化に伴い右側方向へ残留変位を生じていることから、せん断ひずみも同様に貯槽直下の地盤及び右側地盤は右側へ残留ひずみを生じている。

ただし、液状化に伴いせん断ひずみが進展するが、地盤が軟弱なためにサイクリックモビリティ挙動は現れていない。

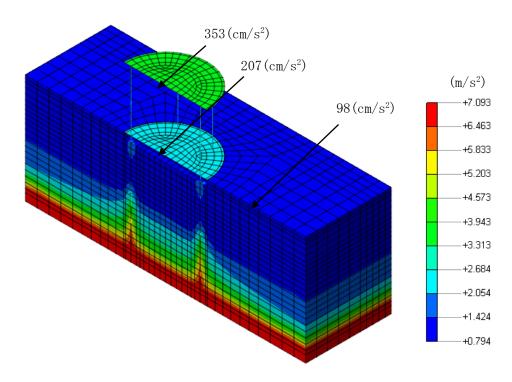


図 4.2-1 最大応答加速度分布(X方向)

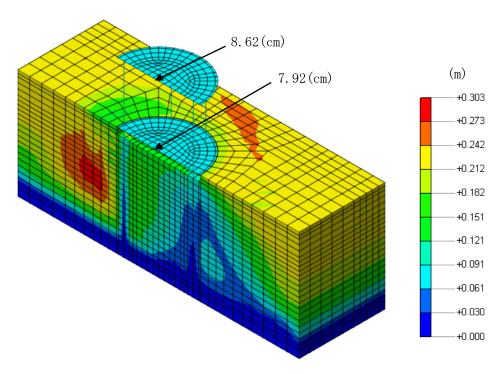


図 4.2-2 最大応答相対変位分布(X方向)

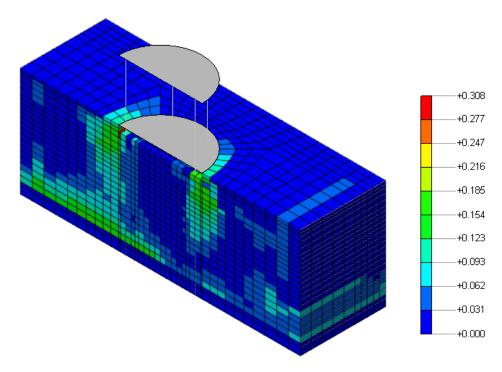


図 4.2-3 最大応答せん断ひずみ分布 (XZ面)

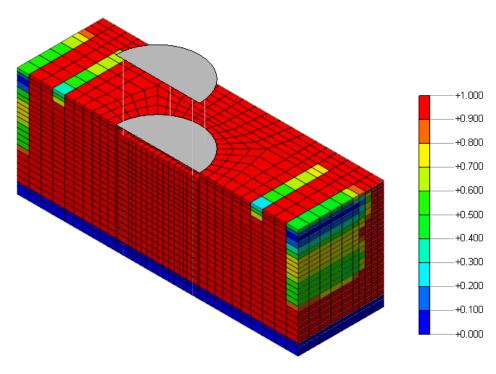


図 4.2-4 過剰間隙水圧比分布

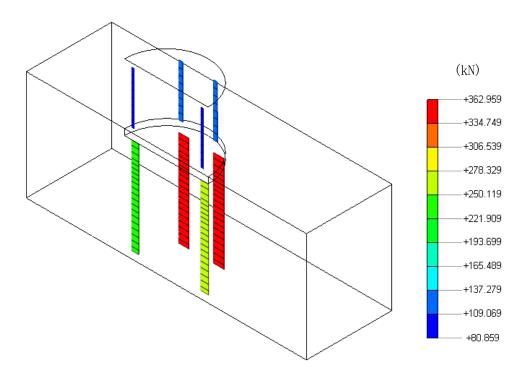


図 4.2-5 支柱及び杭の最大応答軸力

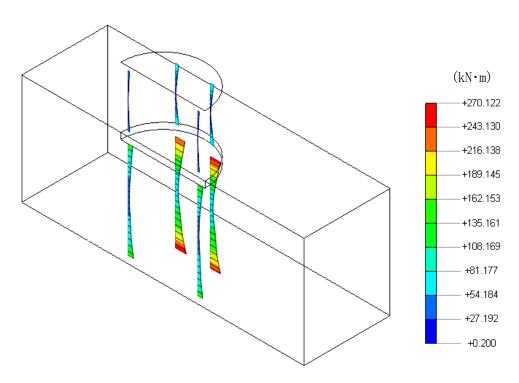


図 4.2-6 支柱及び杭の最大応答曲げモーメント

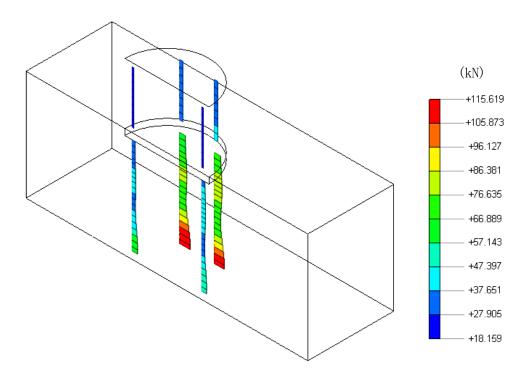


図 4.2-7 支柱及び杭の最大応答せん断力

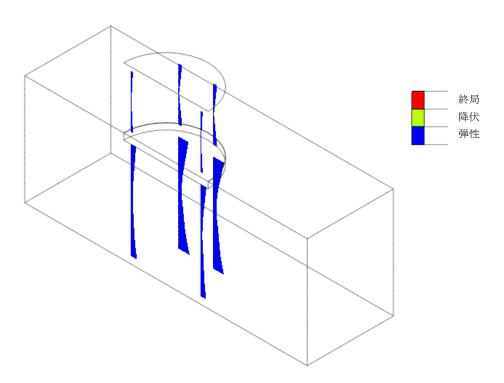


図 4.2-8 支柱及び杭の塑性状況

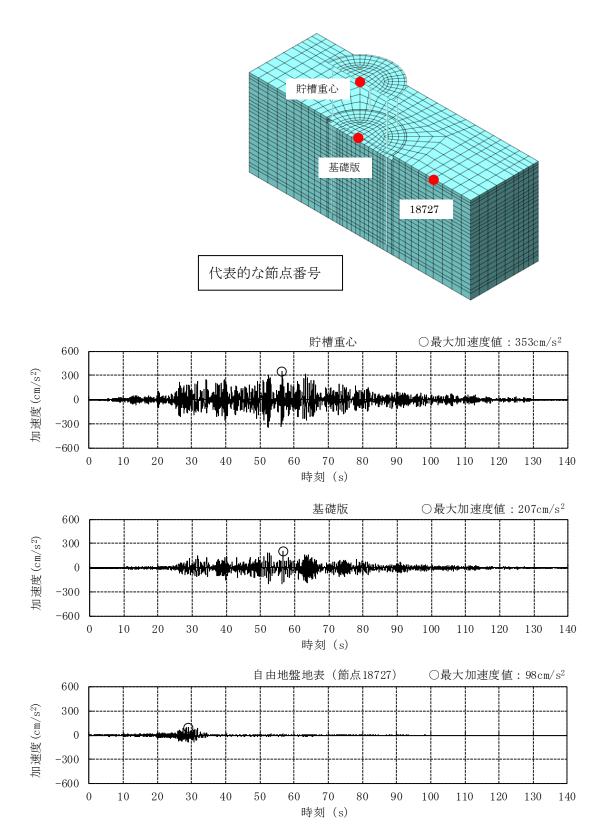


図 4.2-9 応答加速度

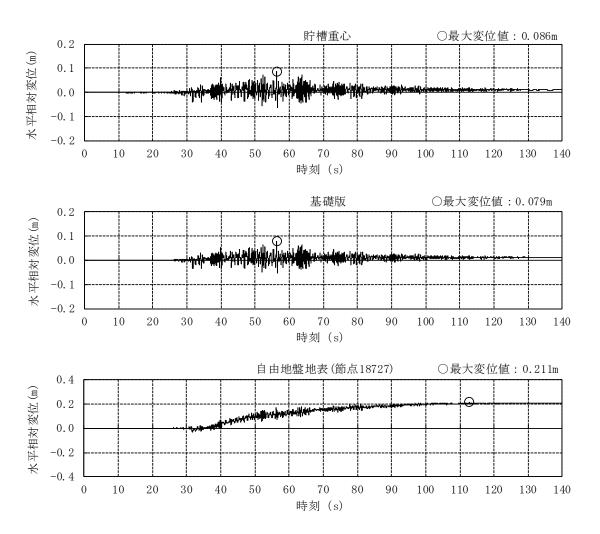


図 4.2-10 応答相対変位

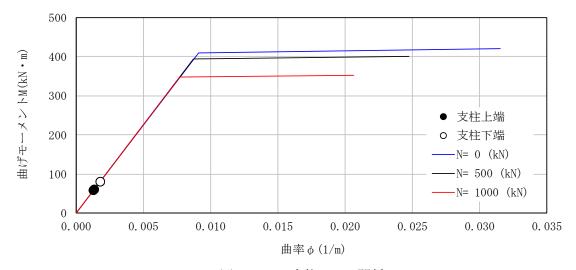


図 4.2-11 支柱 M-φ 関係

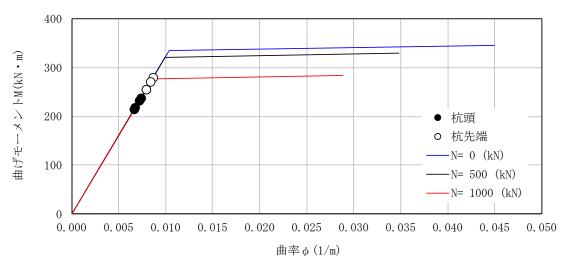


図 4.2-12 杭頭の M-φ 関係

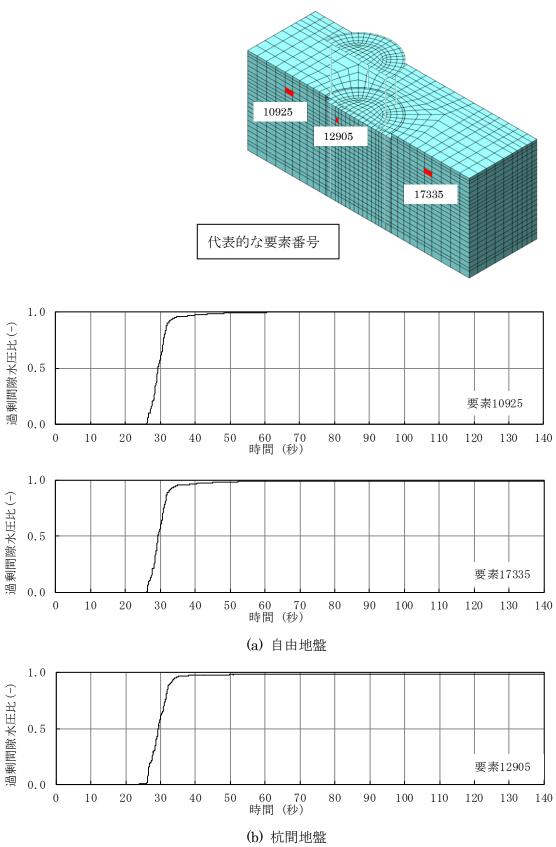
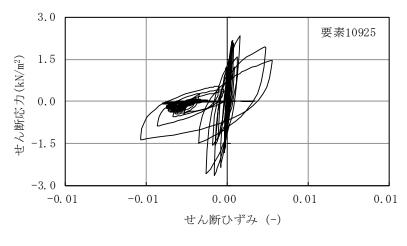
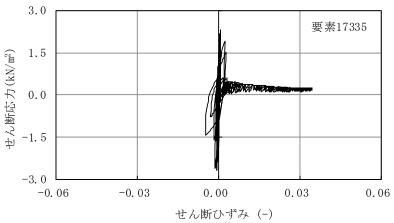
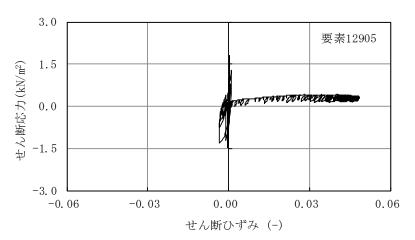


図 4.2-13 過剰間隙水圧比









(b) 杭間地盤

図 4.2-14 せん断応力-せん断ひずみ関係

### 4.3 解析結果と実験結果の比較

### (1) 最大応答値

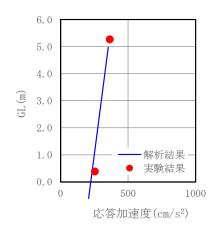
貯槽重心、基礎版、杭間地盤及び自由地盤の最大応答加速度分布、貯槽重心及び基礎版の最大応答相対変位分布、地盤の過剰間隙水圧比分布及び杭の最大断面力分布について、解析結果と実験結果を比較したものを図 4.3-1~図 4.3-4 に示す。ここで、最大応答相対変位の実験結果は、計測方法に課題があり適切な値になっていない可能性が高い。このため、基線が極力シフトしていない貯槽重心及び基礎版の加速度計記録を振動数領域で2回積分することにより応答相対変位を再評価し、最大応答相対変位を求めている。

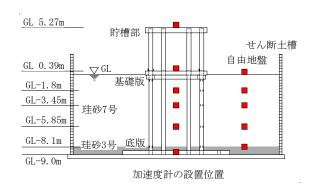
貯槽重心、基礎版、杭間地盤及び自由地盤の最大応答加速度、貯槽重心及び基礎版の最大応答相対変位、地盤の最大過剰間隙水圧比及び杭の最大応答杭断面力は、解析結果と実験結果で類似である。過剰間隙水圧比は、地盤全体にわたり両者とも概ね 1.0 で、自由地盤の最大応答加速度が珪砂 3 号に比べて珪砂 7 号で急激に小さくなり、地表では 100(cm/s²)以下になっていることから、珪砂 7 号で液状化を生じていると考えられる。また、最大応答杭断面力は、両者とも杭頭と杭先端で大きな曲げモーメントが発生しており、杭頭慣性力や地盤変位に伴う曲げモーメントの発生を示している。ただし、KHKS0861・0862(2018)では、基本的に杭の断面力は Chang の式による杭頭断面力のみを評価して杭の耐震設計を行う規定となっており、現在の設計体系に地盤変位の影響が考慮されていないため、設計時に留意する必要がある。

#### (2) 時刻歷波形

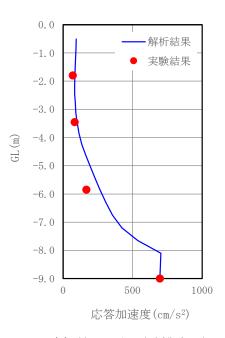
貯槽重心、基礎版、杭間地盤及び自由地盤の応答加速度波形、貯槽重心及び基礎版の応答相対変位波形、過剰間隙水圧比及び杭の断面力波形について、実験結果と解析結果を比較したものを図 4.3-5~図 4.3-14 に示す。

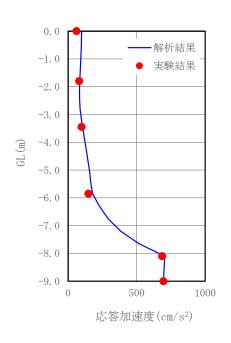
貯槽重心及び基礎版の応答加速度波形は、実験結果と解析結果で類似の波形になっているが、 杭間地盤及び自由地盤の応答加速度波形は、実験結果で波形の基線が時刻とともに傾いている 図が見受けられる。これは地盤の液状化により加速度計の接地面が傾き、時刻とともにその傾 きが増加したものと想定されるが、全体的に加速度波形を見れば両者は類似と考えられる。貯 槽重心及び基礎版の応答相対変位波形によれば、実験終了時の自由地盤が大きく残留変位を示 しており、解析結果においても波形の基線が時刻とともに傾いており、実験における地盤の挙動と類似である。ただし、図中の実験結果は加速度記録を2回積分した変位で、積分計算において長周期成分を排除したために波形の基線が傾かない。このため、加速度記録の積分方法に 多少課題があるが、両者は概ね類似と推定される。過剰間隙水圧比によれば、地表に近い水圧 計で計測された実験結果は、初期に1.0 近傍まで上昇するが、その後は過剰間隙水圧比低下する傾向が見られた。これは液状化による影響とみられ、水圧計が加振中の液状化により実験前に設置した位置から上昇したことが原因と推定される。それ以外にも、地表付近では過剰間隙水圧の消散が起こりやすいために、過剰間隙水圧が低減することも考えられるが、地表付近の 応答加速度を見る限り過剰間隙水圧の消散に伴う加速度記録の変化が見られないことから、消 散による過剰間隙水圧の低減の可能性は小さいと判断される。 また、杭の断面力のうち、曲げモーメントは解析結果と実験結果で類似になっている。軸力は、解析結果に比べて実験結果で基線に傾きが見られるが、主要動のあたりでは類似であると言える。





# (a) 貯槽重心及び基礎版





(b) 杭間地盤(貯槽直下)

(c) 自由地盤

図 4.3-1 最大応答加速度分布の比較 (解析結果と実験結果)

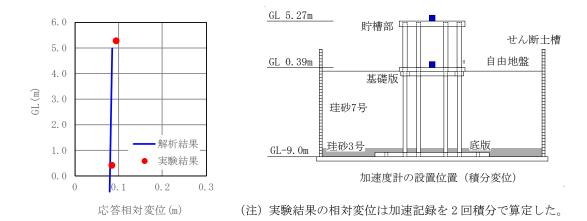


図 4.3-2 貯槽重心及び基礎版の最大応答相対変位分布の比較 (解析結果と実験結果)

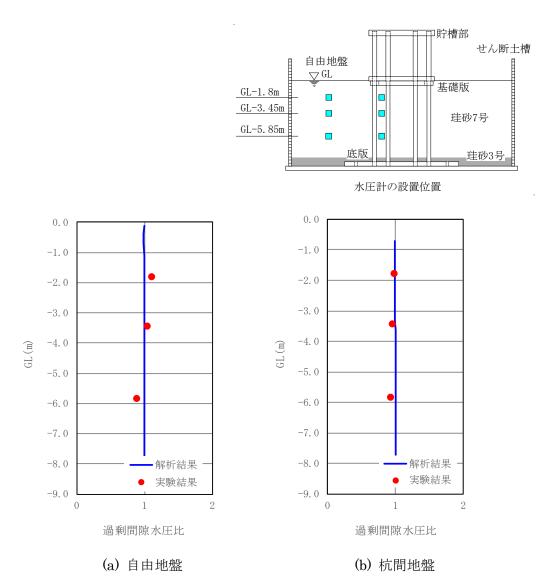


図 4.3-3 地盤の過剰間隙水圧比分布の比較 (解析結果と実験結果)

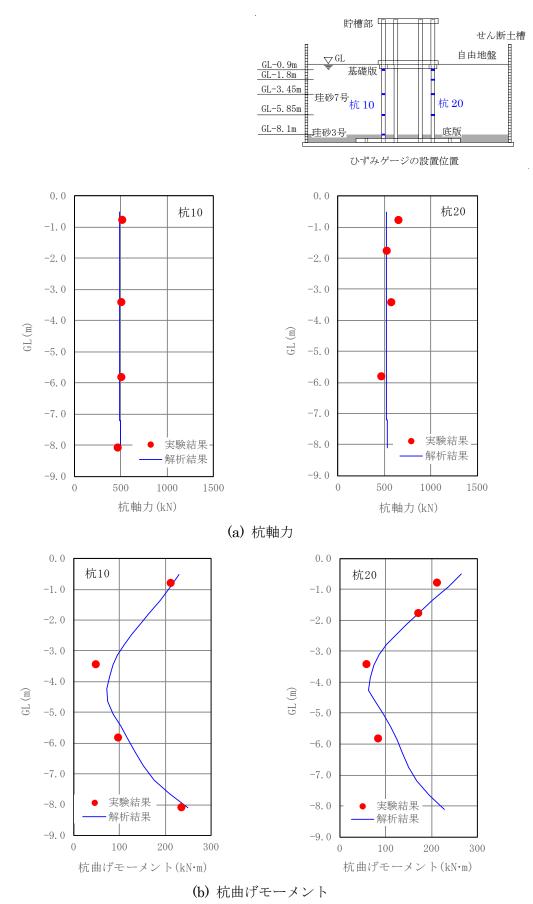
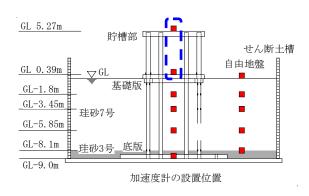


図 4.3-4 杭の最大断面力分布の比較 (解析結果と実験結果)



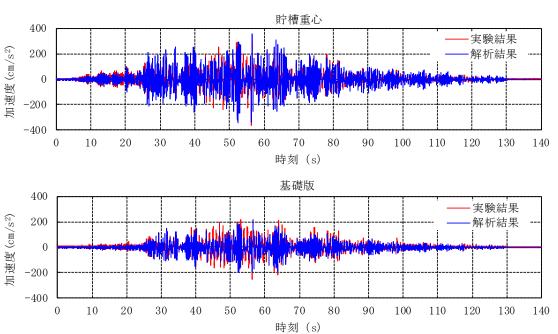


図 4.3-5 貯槽重心及び基礎版の加速度波形の比較(解析結果と実験結果)

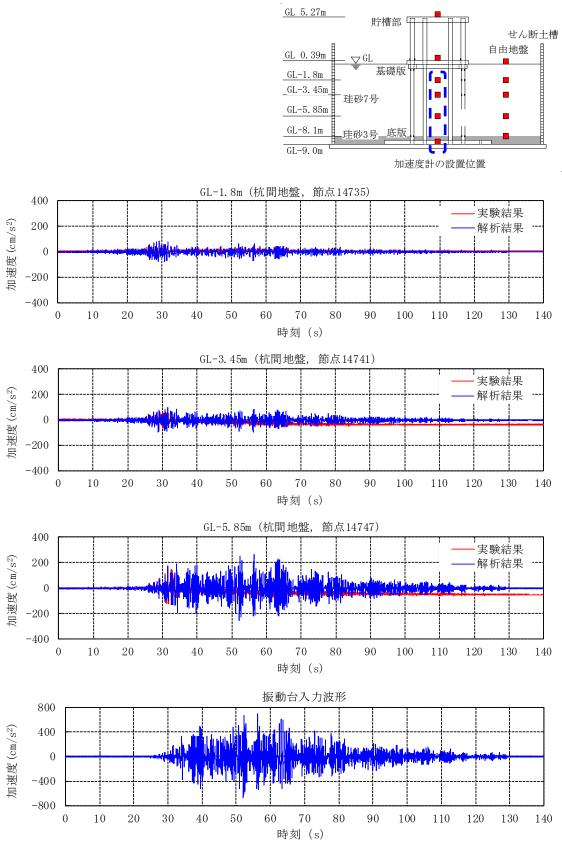
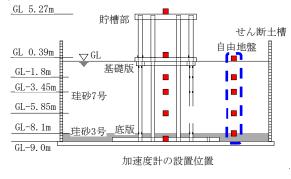
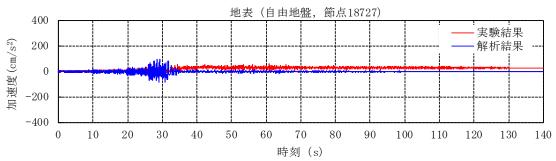
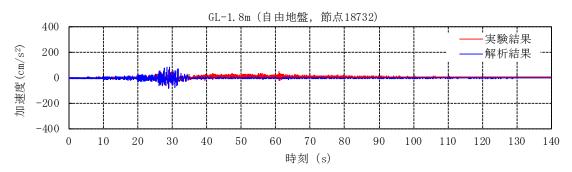
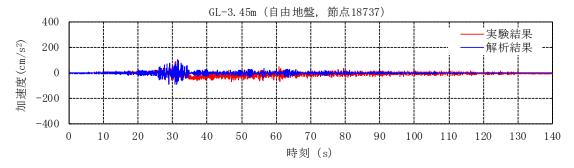


図 4.3-6 杭間地盤の加速度波形の比較(解析結果と実験結果)









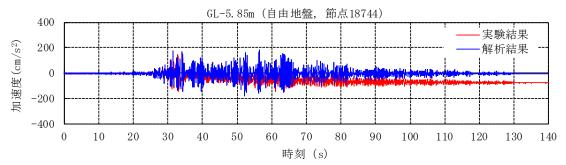


図 4.3-7(1) 自由地盤の加速度波形の比較 (解析結果と実験結果)

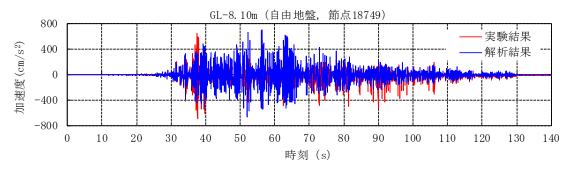
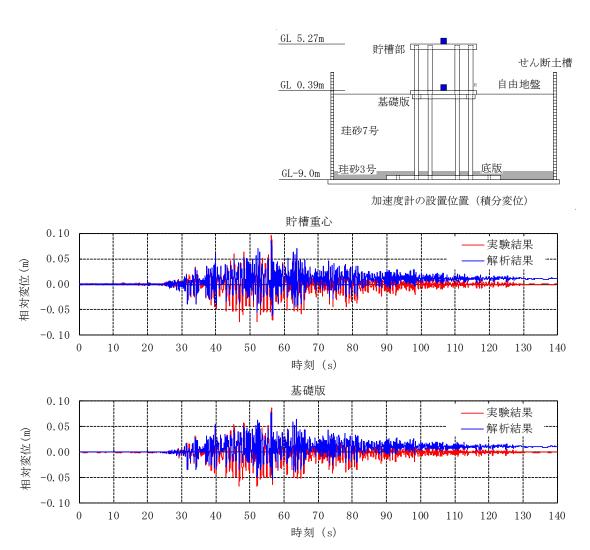


図 4.3-7(2) 自由地盤の加速度波形の比較 (解析結果と実験結果)



(注) 実験結果の相対変位は、加速記録を振動数領域による 2 回積分で算定したが、長周期 成分を削除している可能性がある。

図 4.3-8 貯槽重心及び基礎版の応答相対変位波形の比較 (解析結果と実験結果)

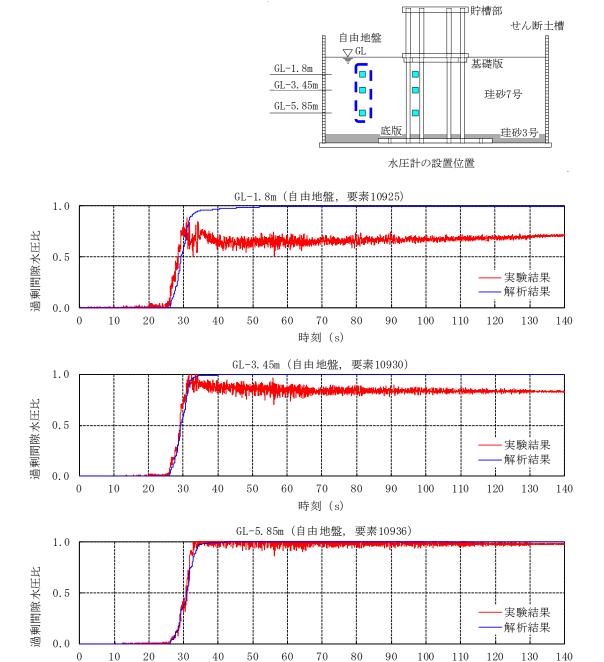
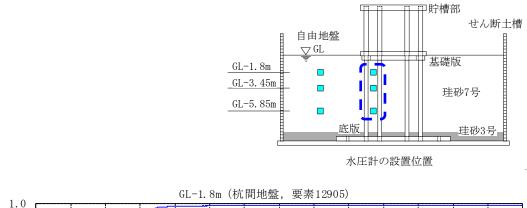


図 4.3-9 自由地盤の過剰間隙水圧比の比較 (解析結果と実験結果)

時刻 (s)



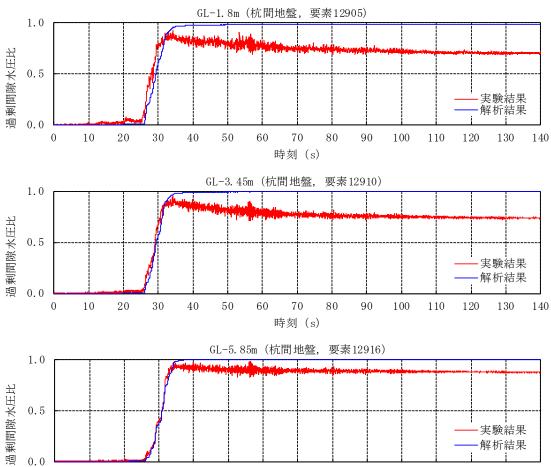
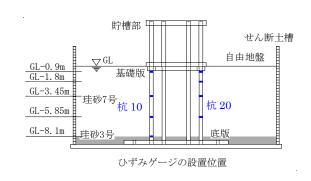
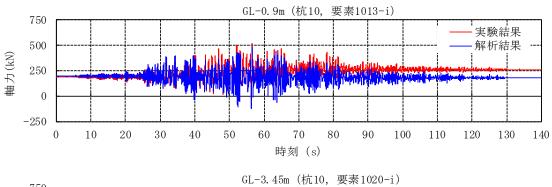
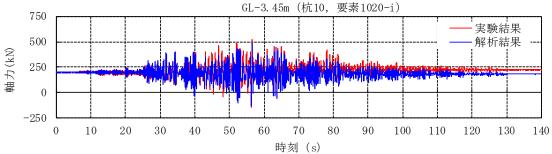


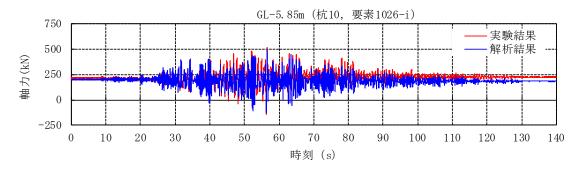
図 4.3-10 杭間地盤の過剰間隙水圧比の比較(解析結果と実験結果)

時刻 (s)









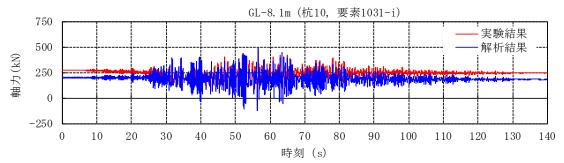
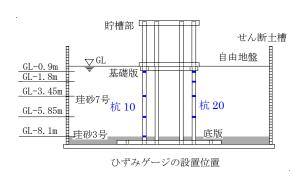
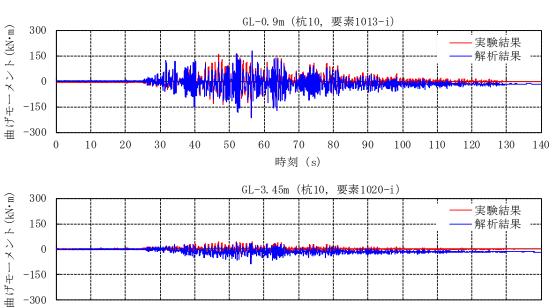
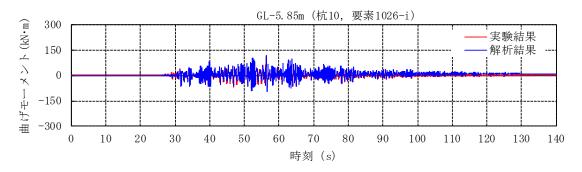


図 4.3-11 杭 10 の軸力の比較 (解析結果と実験結果)







-300 

時刻 (s)

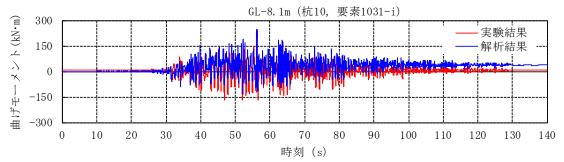
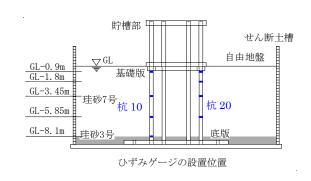
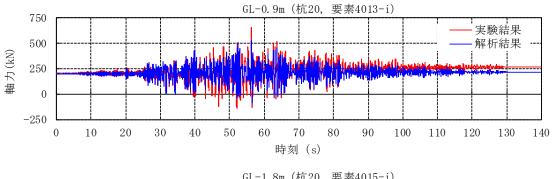
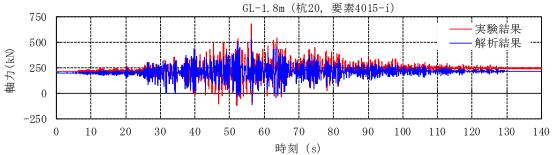
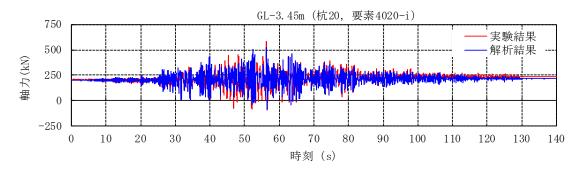


図 4.3-12 杭 10 の曲げモーメントの比較 (解析結果と実験結果)









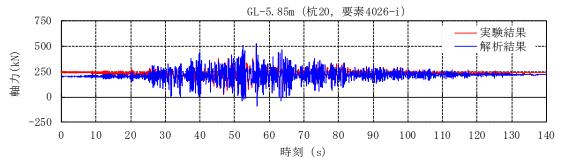
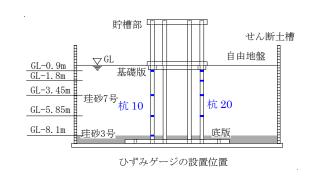
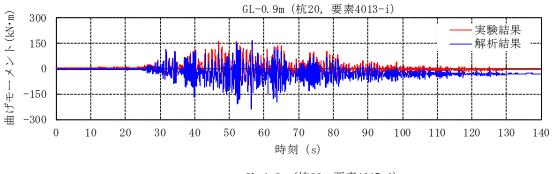
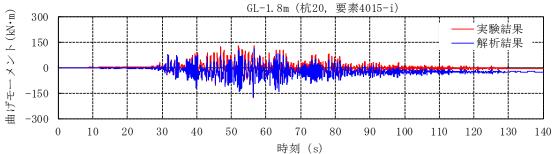
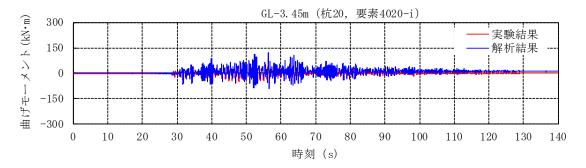


図 4.3-13 杭 20 の軸力の比較 (解析結果と実験結果)









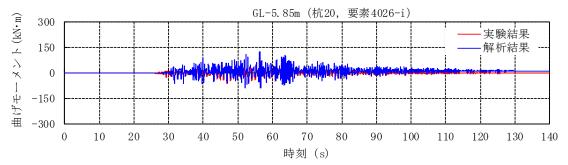


図 4.3-14 杭 20 の曲げモーメントの比較 (解析結果と実験結果)

# 5. まとめ

解析手法の妥当性を確認するために、昨年度の調査研究で得られた遠心模型振動実験結果を対象に、3次元 FEM 有効応力解析を用いてシミュレーション解析を実施した。

3次元 FEM 有効応力解析結果によれば、実験結果と同様に地盤に液状化を生じ、杭は弾性 状態に留まる結果を与えており、応答加速度、応答変位、過剰間隙水圧比及び杭断面力につい ても、解析結果は実験結果を概ね模擬できた。これより、3次元 FEM 有効応力解析は液状化 地盤での球形貯槽の動的挙動を把握可能であり、解析手法・モデルの妥当性が概ね確認できた。 Ⅱ-4 3次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証 (その 2:静的加力実験のシミュレーション解析)

## 1. 検討概要

令和2年度調査研究で実施した遠心模型振動実験では、振動台の性能から1秒以上の長周期成分が入力地震動として与えることができなかった。この結果、地盤は液状化を生じたが、地盤変形が顕著に現れることなく、杭は弾性状態に留まっていた。このため、追加実験として杭基礎模型の静的水平加力実験を実施して杭の損傷状態を把握した。

本年度は、3 次元非線形 FEM モデルによる静的増分解析を実施し、昨年度実施済の静的水平加力実験から得られた杭の損傷状態について検討するとともに、H28 年度以降の調査研究において採用した梁要素による杭のモデル化に関する知見を得る。

## 2. 静的水平加力実験

## 2.1 実験模型の概要

実験模型の概要を図 2.1-1 に示す。実験模型は、遠心模型のうちリングプレート以下を用いた模型とする。杭の損傷を再現するために、遠心模型で再現されるべき貯槽+基礎自重が杭軸力として生じるように、杭頭拘束のためのリングプレート上に載荷鋼材ブロックを積載し、リングプレートにボルトで緊結している。また、加力点は載荷鋼材ブロックの中心位置で、ブロック底面から 20mm 上がった位置とする。載荷方法は加力点での水平載荷とし、変位制御で行っている。

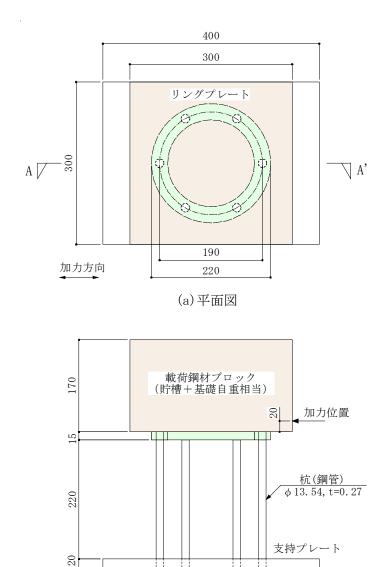


図 2.1-1 実験模型の概要

(b) A~A' 断面図

(単位:mm)

# 2.2 実験結果

水平載荷実験で得られた水平荷重・水平変位関係を図 2.2-1 に示す。変位増分していくと、水平変位が 2.5mm 程度までは概ね弾性挙動を示しているが、それ以上の水平変位になると杭の非線形性が顕著に現れ、5mm 程度で最大荷重 690N に達する。それ以降、水平変位の増加に従い水平荷重が徐々に低下している。

また実験時の写真を写真 2.2-1 に示す。実験時の最終水平変位は変位計の性能から 27mm になっており、その時の杭の損傷状態は杭先端と杭頭の局部座屈となっている。この座屈は概ね最大荷重あたりから発生し、最大荷重以降は局部座屈の進展により水平荷重の低下を生じたものと想定される。

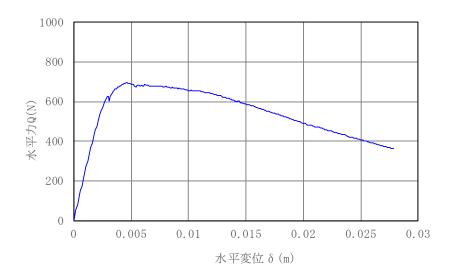
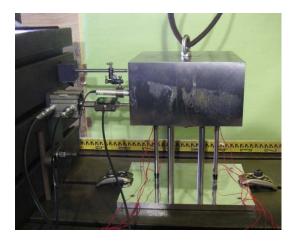
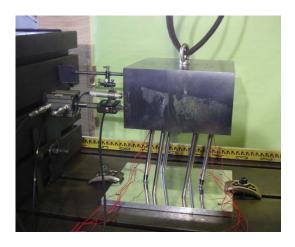


図 2.2-1 水平荷重-水平変位関係



(a) 加力前の試験体



(b) 加力後の試験体(水平変位 27mm)



(c) 杭先端の座屈



(d) 杭頭の座屈



(e) 座屈部の拡大(杭先端)



(f) 座屈部の拡大(杭頭)

写真 2.2-1 実験概要と杭座屈部の写真

## 3. 杭をシェル要素でモデル化した 3 次元 FEM 非線形解析

### 3.1 解析モデル

解析モデルは 3 次元 FEM モデルとし、その概要を図 3.1-1 に示す。杭はシェル要素、支持プレート、リングプレート及び載荷鋼材ブロックはソリッド要素でモデル化している。各部位の解析モデルに用いる材料定数を表 3.1-1 に示す。杭及び載荷鋼材ブロックは鋼材で、支持プレート及びリングプレートはアルミ材(A5052)で製作しており、同表の数値は一般的な鋼材及びアルミ材の材料定数を与えている。ただし、杭については昨年度の調査研究で実施した杭の引張試験結果を反映した材料定数を用いる。

材料の非線形性は杭のみで考慮するものとし、杭材料の非線形性を図 3.1-2 に示す。杭には 局部座屈を評価できるように幾何学的非線形を考慮する。杭以外の部位については線形弾性と してモデル化している。

部位	密度 ρ (g/cm³)	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比 ν
杭(鋼管)	7.85	$1.6 \times 10^{5}$	0.3
リングプレート 支持プレート	2.68	7.1×10 <sup>4</sup>	0.33
積載鋼材ブロック	7.85	2.05×10 <sup>5</sup>	0.3

表 3.1-1 材料定数

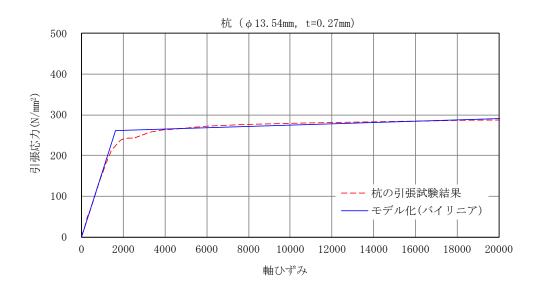


図 3.1-2 杭の材料非線形

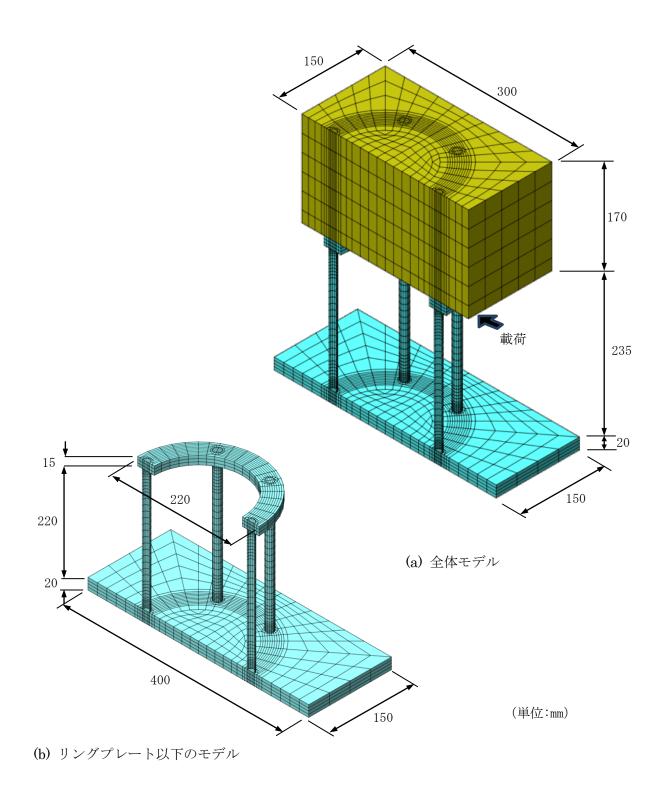


図 3.1-1 3 次元 FEM モデルの概要(杭はシェル要素)

## 3.2 解析結果

杭の損傷を把握するために FEM 解析では水平変位  $45 \,\mathrm{mm}$  までとし、変位制御で載荷を行った。また、載荷鋼材ブロックの重量は、水平荷重の載荷中にも鉛直荷重として同時に考慮することで、杭の水平変形状態を考慮した鉛直荷重の影響 (P- $\delta$  効果) を考慮した非線形解析を実施している。

載荷鋼材ブロックに水平荷重を加えた場合の水平荷重・水平変位関係を図 3.2-1 に、水平変位 が 10mm 及び 25mm における杭の変位分布を図 3.2-2 及び図 3.2-3 に示す。水平荷重・水平変 位関係は、鋼管特有のバイリニア挙動を示しており、水平変位が 10mm 程度では杭先端と杭 頭近傍で若干の局部座屈を発生しているが、水平荷重は最大値に近い値を維持している。 さら に水平変位が大きくなると、図 3.2-3 で示すように杭先端及び杭頭近傍で局部座屈が進行し、水平荷重の低下が顕著に現れてくる。

また、最大・最小主ひずみを図 3.2-4~図 3.2-7 に示す。水平変位が 10mm における杭の局部座屈発生個所の最小主ひずみは、杭先端近傍で  $40000\,\mu$  以上、杭頭近傍で  $20000\,\mu$  以上となっている。水平変位の増分に伴い、徐々に局部座屈の範囲が円周上に広がりながら杭の損傷が進展している。

なお、実験では最大水平変位が 27mm で載荷を終了したが、FEM 解析では最大水平変位を 45mm としており、40mm のときの変位分布や主ひずみ分布を参考資料 1 に示している。

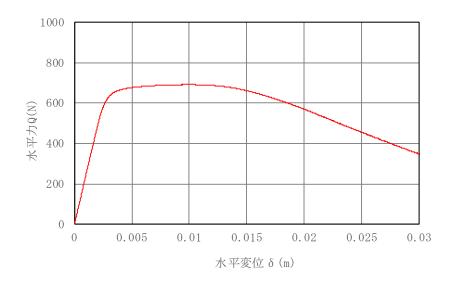


図 3.2-1 水平荷重-水平変位関係 (解析結果)

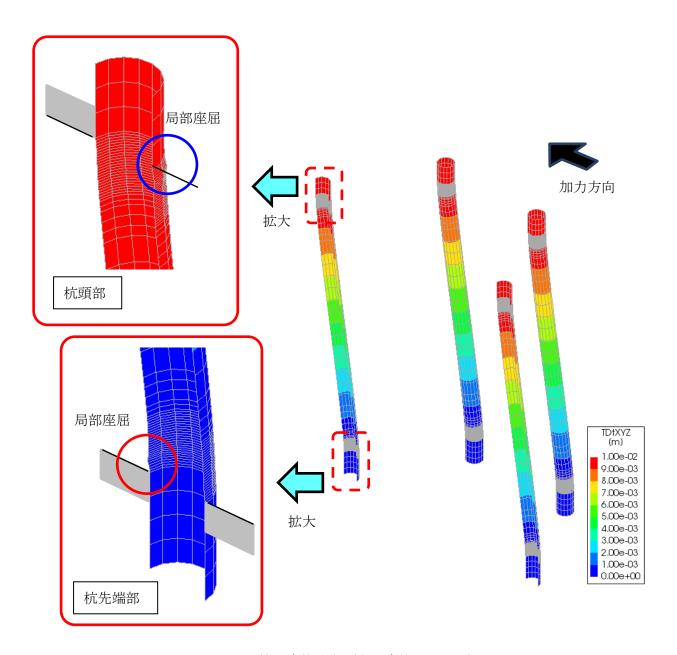


図 3.2-2 杭の変位分布(水平変位 10.0mm)

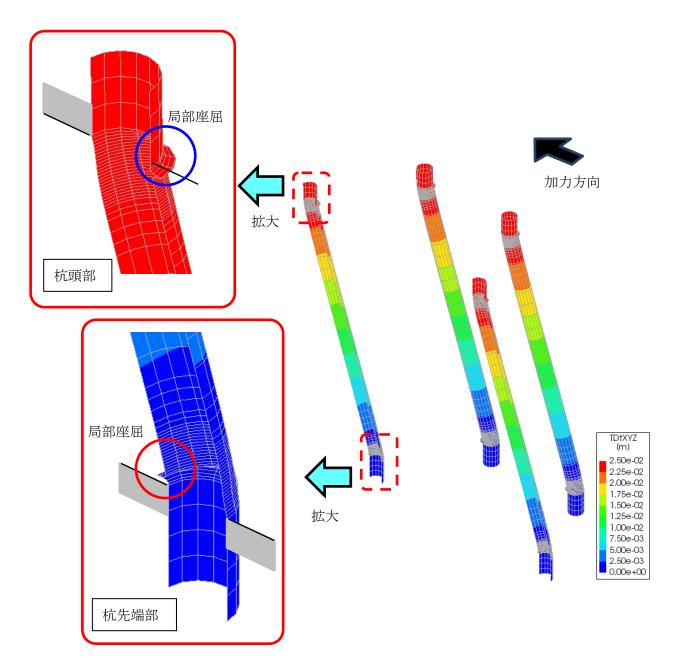


図 3.2-3 杭の変位分布(水平変位 25.0mm)

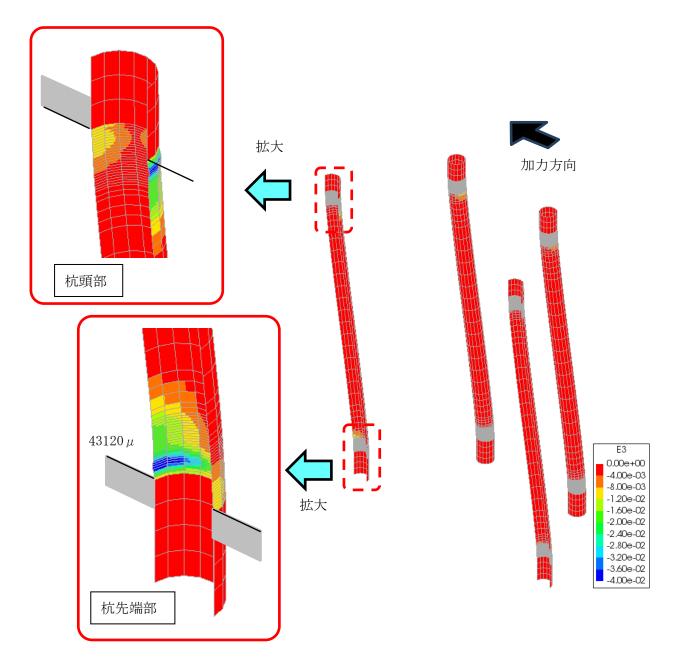


図 3.2-4 最小主ひずみ分布 (水平変位 10.0mm)

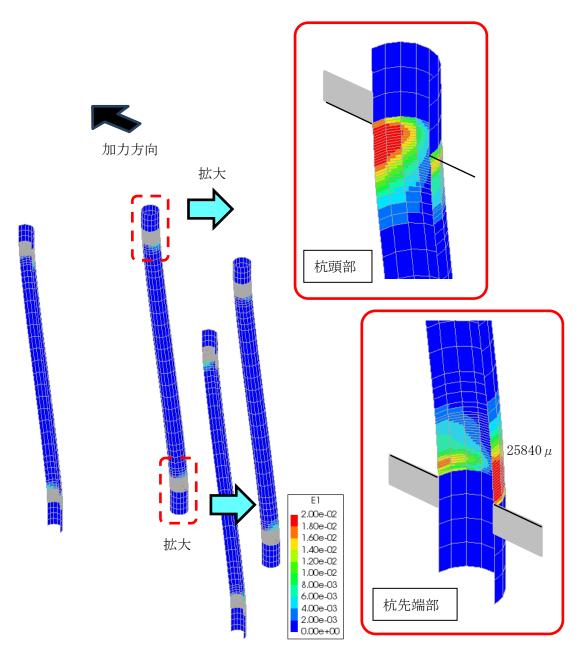


図 3.2-5 最大主ひずみ分布 (水平変位 10.0mm)

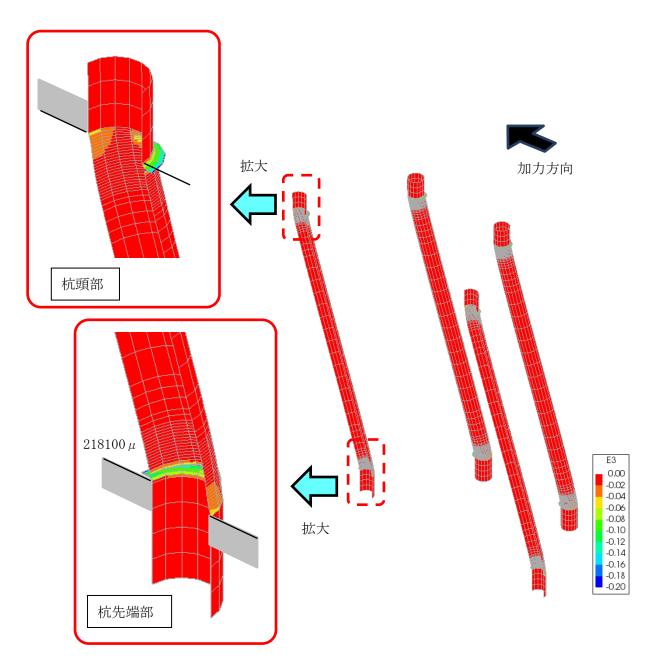


図 3.2-6 最小主ひずみ分布 (水平変位 25.0mm)

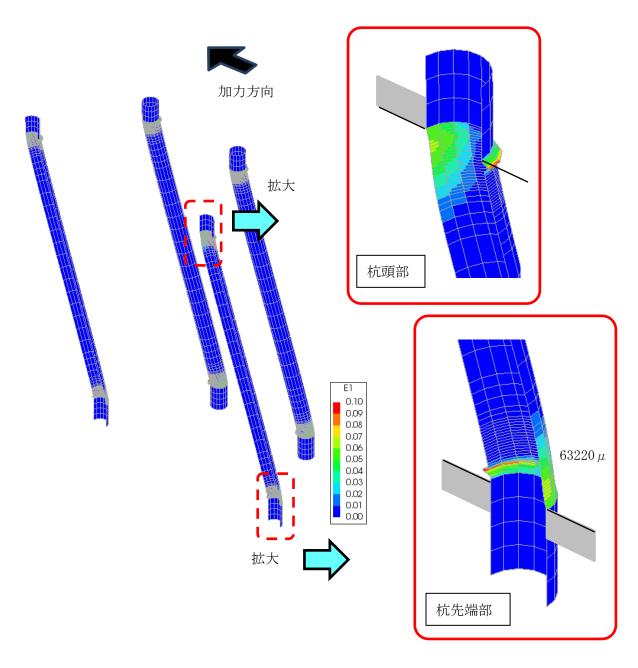


図 3.2-7 最大主ひずみ分布 (水平変位 25.0mm)

### 3.3 解析結果と実験結果の比較

水平荷重-水平変位関係について、実験結果と解析結果を比較したものを図 3.3·1 に示す。 水平変位が 10mm 程度までは、実験結果と解析結果が概ね類似となっており、それ以降は実 験結果の荷重低下が若干大きくなっている。この荷重低下は、杭先端及び杭頭近傍で局部座屈 の発生・進展に伴うもので、杭の肉厚 t が 0.27mm と非常に薄く、断面における厚さのばらつ きから局部座屈の進展に若干の違いが生じたものと考えられる。ただし、水平変位が 20mm 以 上になると、実験結果の荷重低下勾配が若干緩やかになり解析結果に近づいてくる。

また、実験における杭の損傷は杭先端や杭頭付近で局部座屈であり、既に示した非線形解析 結果の変位分布(図 3.2-2 及び図 3.2-3 参照)においても同様の局部座屈を示していることか ら、解析結果と実験結果と類似の損傷状態になっている。

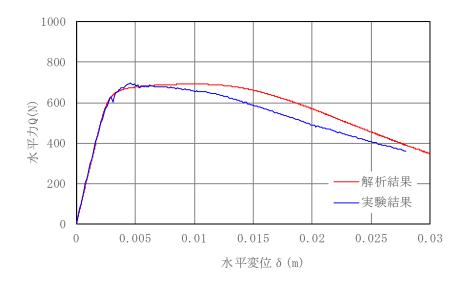


図 3.3-1 水平荷重-水平変位関係 (実験結果と解析結果の比較)

## 4. 杭を梁要素でモデル化した3次元 FEM 非線形解析

### 4.1 解析モデル

解析モデルは 3 次元 FEM モデルとし、その概要を図 4.1-1 に示す。解析モデルは杭とリングプレートのみとし、杭は梁要素で、リングプレートはシェル要素でモデル化する。杭のモデル化は昨年度までの調査研究における有効応力解析モデルと同様とし、杭先端には固定条件を与え、杭頭にはリングプレートに剛結とする。リングプレートは、載荷鋼材ブロックとボルトで緊結されていることから、剛なシェル要素として線形弾性でモデル化している。

また、解析モデルの各部位に用いる材料定数は既に示した表 3.1-1 を、杭の断面性能は表 4.1-1 に示す値を採用する。杭は曲げモーメントー曲率関係において非線形性を考慮し、解析に曲げモーメントー曲率関係を図 4.1-2 に示す。ここで、加力実験で用いた杭が直径 13.54mm、肉厚 0.27mm と小径かつ薄肉であり、「建築基礎構造設計指針」の座屈に基づく終局限界曲率算定法は適用外である。このため、終局限界曲率は 3 次元 FEM 結果による局部座屈発生時の最小主ひずみから評価するものとし、杭が座屈を生じるときの杭頭・杭先端の鋼材の最大ひずみが  $3400\,\mu$  になるときの曲率を与えている。

なお、3 次元 FEM 結果による局部座屈時の最小主ひずみについては、参考資料 2 を参照されたい。

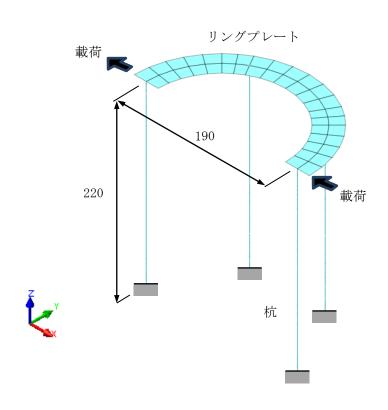


図 4.1-1 解析モデル (杭は梁要素)

表 4.1-1 杭の断面性能

鋼管断面	断面積 断面二次モーメント		せん断断面積
	A(mm <sup>2</sup> )	I(mm <sup>4</sup> )	As(mm <sup>2</sup> )
φ 13.54mm(t=0.27mm)	11.26	247.9	5.563

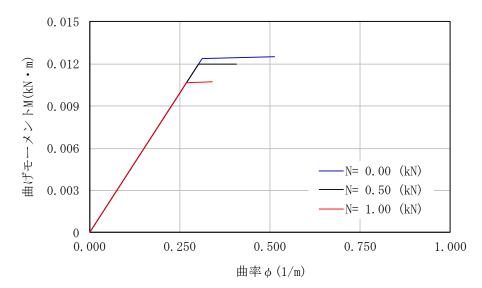


図 4.1-2 杭の曲げモーメントー曲率関係

# 4.2 解析結果

載荷鋼材ブロックと同様の荷重を杭の初期軸力として与えた上で、水平増分載荷を行っている。水平荷重-水平変位関係について、実験結果と解析結果を比較したものを図 4.2-1 に示す。 杭モデルに梁要素を用いた解析結果は、実験結果を概ね模擬していることから、昨年度までの調査研究で用いた杭のモデル化において梁要素を用いることができると考えられる。

また、梁要素による限界水平変位は概ね 9mm 程度で、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 29 年 11 月)」(日本道路協会)に示される杭基礎としての塑性率制限値 4.0 と類似の水平変位であった。

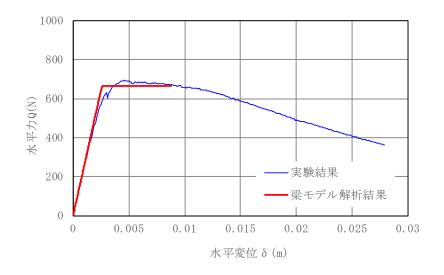


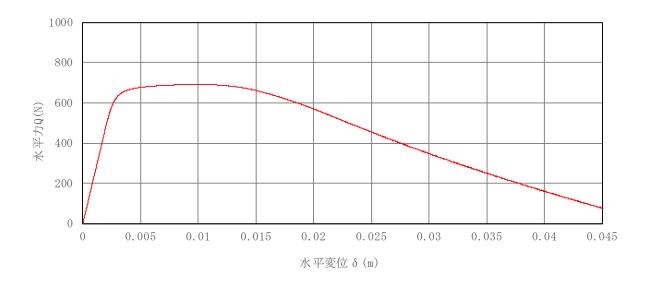
図 4.2-1 水平荷重-水平変位関係 (解析結果と実験結果の比較)

### 5. まとめ

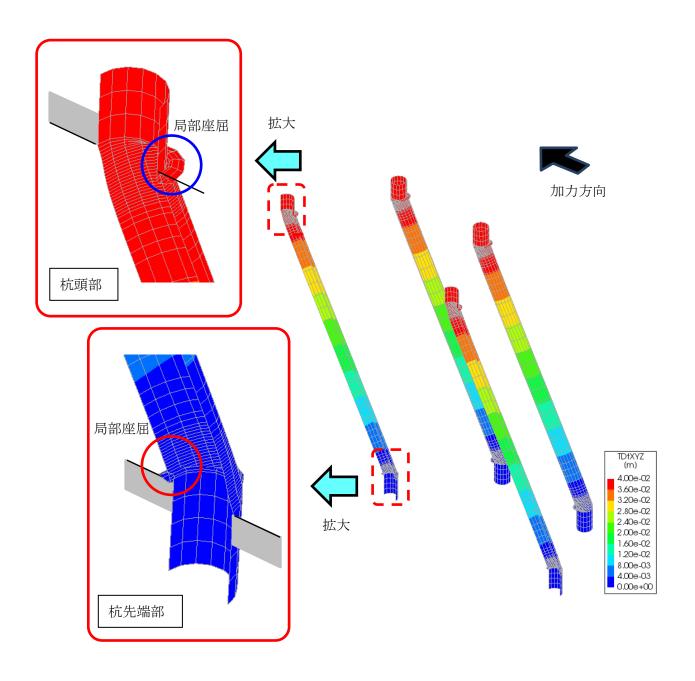
昨年度実施済の杭基礎の静的水平加力実験を対象に、杭をシェル要素と梁要素の2種類でモデル化して3次元 FEM 静的非線形増分解析を実施し、杭の損傷状態について検討した。杭をシェル要素でモデル化した場合、局部座屈を表現できることから、実験における水平荷重・水平変位関係の最大荷重のみならず荷重低下を含めて概ね表現できている。また、H28年度以降の調査研究における地震応答解析に採用してきた杭のモデル化は、局部座屈に基づく終局曲率を考慮した梁要素を用いることで、杭の局部座屈により急激な水平荷重の低下を起こさない範囲に収まっており、その範囲内では杭の非線形性を適切に表現できるものと言える。ただし、本実験では液状化に伴い地盤による杭の水平抵抗機能を喪失した場合を想定した杭基礎の水平載荷試験を想定しており、側方流動を対象にしたものではないことに留意されたい。

## 参考資料 1: 水平変位 40.0mm の変位分布と主ひずみ分布

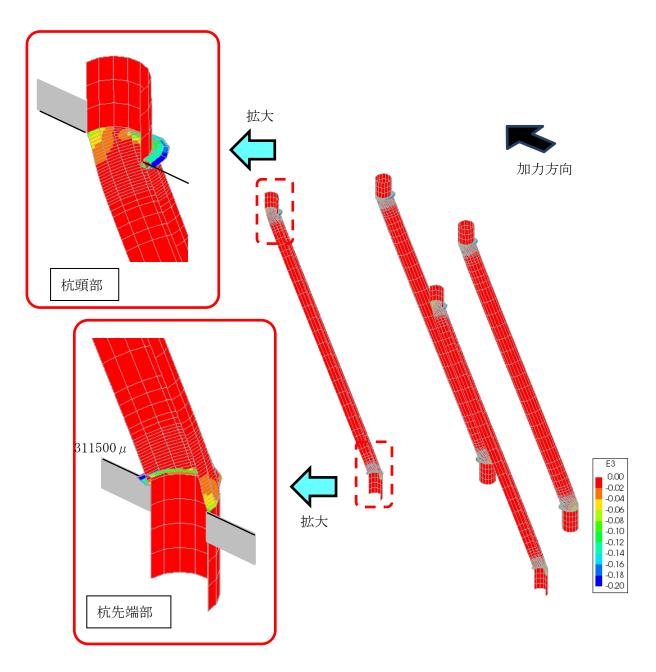
静的非線形解析における最終状態を確認するために、水平変位を 45mm まで増分させたときの水平荷重・水平変位関係を参考図 1-1 に示す。水平変位が 30mm 以降も水平荷重は低下していく。杭の損傷状態を解析的な観点から把握するために、水平変位 40.0mm の変位分布と主ひずみ分布を参考図 1-2~参考図 1-4 に示す。このときの水平荷重は最大荷重の 15%程度まで低下し、最大荷重あたりで発生した局部座屈が、杭の円周方向に広がっており、座屈部分が潰れているような状態を示している。



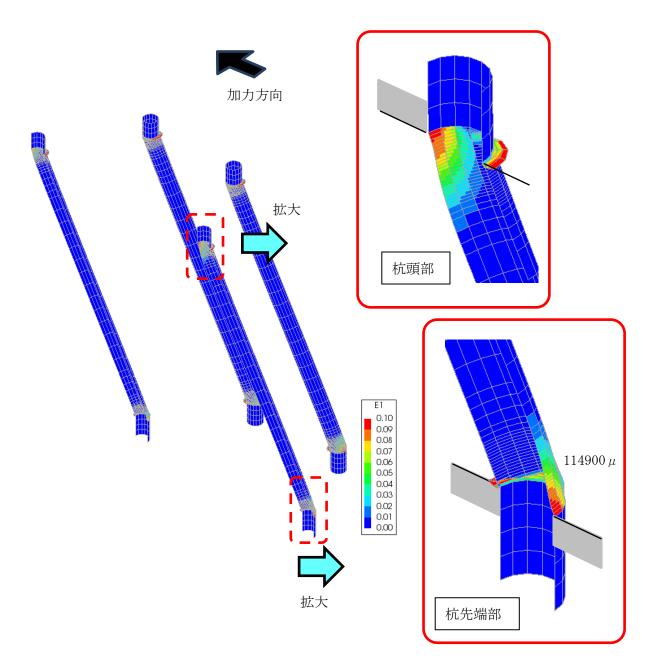
参考図 1-1 水平荷重-水平変位関係



参考図 1-2 杭の変位分布(水平変位 40.0mm)



参考図 1-3 最小主ひずみ分布(水平変位 40.0mm)



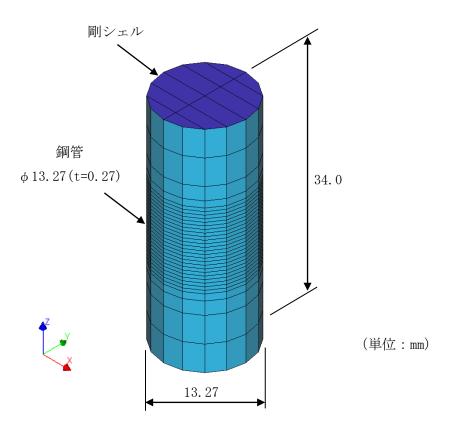
参考図 1-4 最大主ひずみ分布(水平変位 40.0mm)

## 参考資料2:杭頭・杭先端の局部座屈時の最大主ひずみ

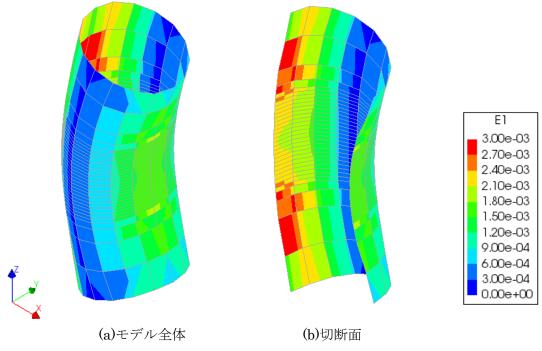
模型杭の梁要素で用いる終局曲率を設定するために。本文と同様の諸元を有する杭モデルを用いて、常時軸力を考慮した 3 次元 FEM 非線形解析解析を行い、座屈発生時の最小主ひずみについて検討する。

シェル要素で作成した解析モデルを参考図 2-1 に示す。解析諸元については本文記載の表 4.1-1 及び図 4.1-2 を参照されたい。杭に与える荷重は、軸力と曲げモーメントとし、モデル端 部に剛シェルを付与し、剛シェルの中心に荷重を作用させる。荷重は軸力を一定とし、曲げモーメントを増分荷重として作用させる。

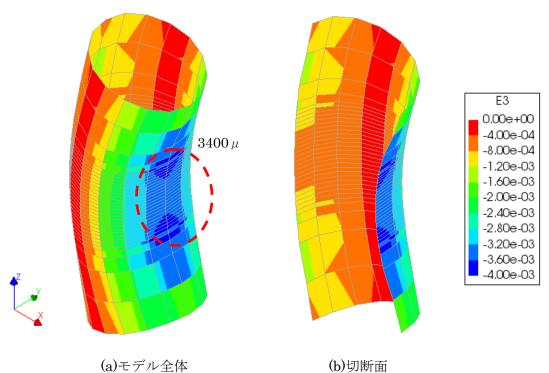
解析結果のうち、座屈発生時の鋼管の最大・最小主ひずみを参考図 2-2 及び参考図 2-3 に示す。座屈箇所の最小主ひずみは  $3400\,\mu$  程度であり、梁モデルの終局曲率を与えるときの最大 圧縮ひずみを  $3400\,\mu$  に設定する。



参考図 2-1 解析モデル



参考図 2-2 最大主ひずみ分布



a)モノル主体 (D) 別別 ii 参考図 2-3 最小主ひずみ分布

Ⅱ-5 3次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証(その3:既往の大型振動台実験のシミュレーション解析)

## 1. 検討概要

2006 年度に防災科学技術研究所が、液状化を生じる地盤に支持された実大杭基礎模型を対象に、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて振動台実験を実施している 1,2)。 大型振動台実験を模擬したシミュレーション解析として 3 次元 FEM 有効応力解析を実施し、 実験結果と解析結果を比較することで 3 次元 FEM 有効応力解析の適用性について検討する。

### 2. E-ディフェンスでの振動台実験

## 2.1 試験体の概要

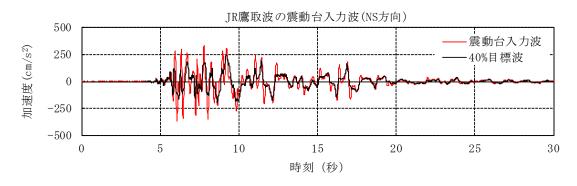
試験体の概要は参考文献 1)の図 1、試験体及び試験体の振動台設置状況は参考文献 1)の写真 1、写真 2 に示されているとおりである。試験に用いた大型せん断土槽は、直径 8.0m、高さ 6.4m の円筒形状で、40 段のせん断リングで構成され、各リングは水平方向に可動できる。地盤材料は、アルバニー硅砂(土粒子の密度 2.63g/cm³、最大間隙比 0.783、最小間隙比 0.513)を用いており、地盤は相対密度が 60%を目安に空中落下法で構築している。基礎を支持する群杭は、杭径  $\phi$  152.4mm(肉厚 2mm)の鋼管杭 9 本(杭配列:3×3)を用いており、杭の接合条件は、杭先端と土槽底部をピン結合、杭頭とフーチングを剛結合としている。構造物は 1 階建ての鋼製模型で、屋根部、 4 本の柱及びフーチングから構成されている。ここで、屋根部の質量は 12ton、フーチングの質量は 10ton である。

また、試験体の製作手順は次のようになる。はじめに、群杭模型を作製し、群杭模型を大型 せん断土槽内に杭を固定した後、乾燥状態のアルバニー硅砂で地盤を構築する。その状態で大 型せん断土槽を振動台へ移動し、試験体全体を気密容器で覆った後、内部を真空状態に保ちな がら土槽底部から脱気水を注水することで飽和地盤を製作している。

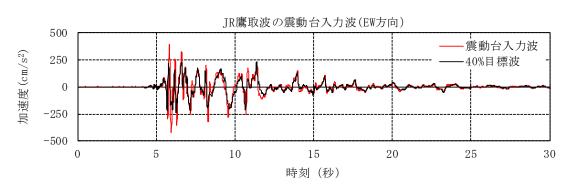
### 2.2 振動台入力波形

振動実験では、1995年兵庫県南部地震におけるJR鷹取波(最大加速度: X方向610cm/s²、Y 方向: 601cm/s²) を入力波の原波とする水平2方向加振を実施した。実験では、目標とする加速度レベルがJR鷹取波を40%に低減した40%目標波を用いて加振を行った。

JR鷹取波の40%目標波と振動台入力波の関係を図2.2-1に示す。JR鷹取波の40%目標波に比べて振動台入力の最大加速度は、フィードバック制御の影響を受けて短周期成分が若干大きくなっている。ただし、液状化に影響を与える長周期成分は振動台入力と40%目標波で類似になっている。



(a) X 方向(NS 方向)成分



(b) Y 方向(EW 方向)成分

図 2.2-1 振動台の入力波形 (40%目標波)

## 2.3 実験結果

実験結果のうち、地表と構造物の水平変位の関係は参考文献 1)の図 4 に、地表変位・構造物 慣性力と杭の曲げひずみの関係は参考文献 1)の図 6 に示されているとおりである。地表と構造 物における水平変位オービットによれば、斜め 45°方向に変位の主軸があることから、杭に与える損傷は X 方向及び Y 方向の両方向へ影響を及ぼしているものと推察される。杭頭部付近の曲げひずみは、地盤変位が 10cm あたりから急激に増加する傾向にあり、それに伴い鋼管杭の杭頭部で大きく非線化を生じている。

また、加振終了後の基礎廻りの地盤状況は参考文献 2)の図 4 に、杭頭部の損傷状況は参考文献 2)の図 1 に示されているとおりである。加振中に地中で液状化が発生し、地表に噴砂が生じていることがわかる。地盤の液状化に伴い、鋼管杭の杭頭部は座屈を生じて大きな損傷を受けている。

## 3. 3 次元有効応力解析

### 3.1 解析モデル

解析モデルは 3 次元 FEM モデルとし、その概要を図 3.1-1 に示す。地盤、構造物の屋根部及びフーチングはソリッド要素を、柱及び杭は梁要素を用いている。構造物(屋根部、フーチング、柱及び杭)に用いた鋼材の材料定数を表 3.1-1 に、柱及び杭の断面性能を表 3.2-2 に示す。ここで、構造物の減衰は、剛性比例型減衰(減衰定数 h=1.0%)を付与し、杭の減衰は、杭体から地盤への逸散減衰のみを考慮することから、特に付与しない。屋根部の形状寸法は1600mm×1600mm×600mm の直方体、フーチングの寸法は1600mm×1600mm×500mm の直方体で、フーチングと杭頭の結合条件は固定としている。

解析モデル側面は、せん断土槽の特性を考慮して、周面変位が同変位条件になるように剛な 梁要素で土槽リングをモデル化している。杭基礎のモデル化の概要を図 3.1-2 に示す。杭と地盤の境界は、杭径分の地盤を排除して、梁要素の杭と地盤に X 方向、Y 方向及び Z 方向を同一変位とする MPC(多点拘束)で結合するものとし、杭体積を考慮できるようにする。また、杭以外の構造物モデルは線形弾性とし、杭は曲げモーメント M と曲率  $\phi$  の関係について非線形性を考慮する。杭の非線形性は、プッシュオーバー解析により評価しており、図 3.1-3 に示すトリリニア(鋼管の圧縮降伏、引張降伏及び局部座屈、鋼管の局部座屈)でモデル化している。

一方、地盤の構成モデルは、せん断応力ーせん断ひずみ関係を修正 H-D モデルとするマルチスプリングモデルを採用し、ダイレイタンシー特性にはおわんモデルを用いている。修正 H-D モデルとおわんモデルのパラメータは、動的変形試験結果や液状化試験結果より設定している。ここで、地盤の物性値を表 3.1-3 に、動的変形試験結果と本解析で使用する修正 H-D モデルの重ね書きを図 3.1-4 に示す。また、おわんモデルによる液状化パラメータを表 3.1-4 に、液状化試験結果と要素シミュレーション結果の重ね書きを図 3.1-5 に示す。

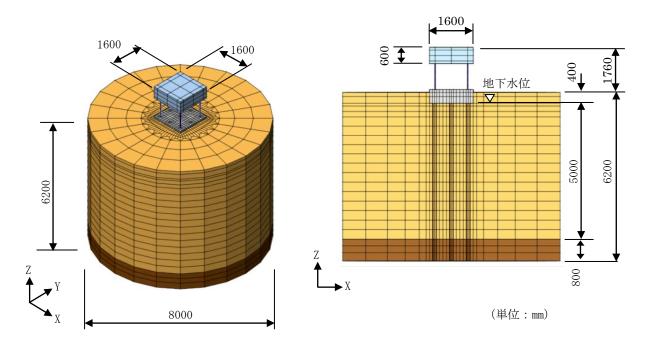


図 3.1-1 解析モデルの概要

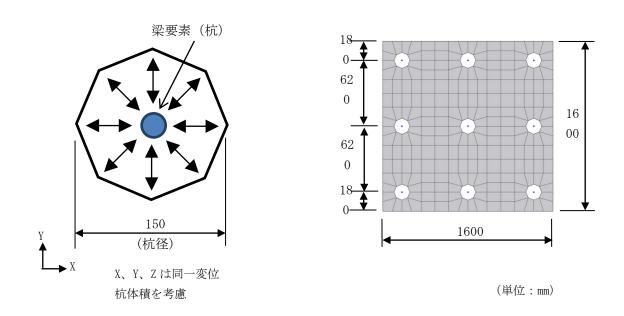


図 3.1-2 杭基礎のモデル化の概要

表 3.1-1 構造物の材料定数

部位	単位体積重量 γ(kN/m³)	ヤング係数 E(kN/m²)	ポアソン比 v
屋根部 フーチング	77	2.1×10 <sup>8</sup>	0.2
柱・杭		2.1~10°	0.2

表 3.1-2 柱と杭の断面性能

部位	断面積	断面二次	せん断	ねじり
(部材寸法)		モーメント	断面積	モーメント
	$A(m^2)$	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )
柱 (φ267.4mm×5.8mm)	4.767×10 <sup>-3</sup>	4.080×10 <sup>-5</sup>	3.383×10 <sup>-3</sup>	8.159×10 <sup>-5</sup>
杭 (φ152.4mm×2.0mm)	9.450×10 <sup>-4</sup>	2.673×10 <sup>-6</sup>	4.725×10 <sup>-4</sup>	5.345×10 <sup>-6</sup>

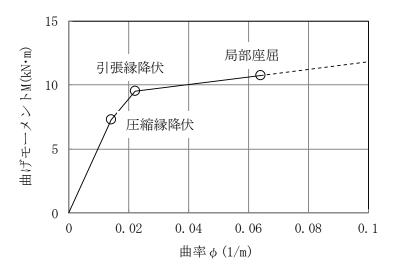


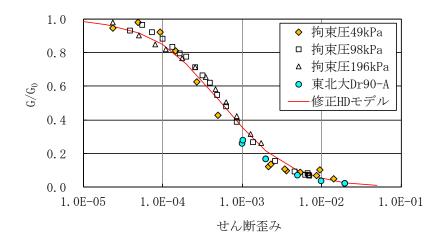
図 3.1-3 杭の曲げモーメントー曲率関係

表 3.1-3 地盤の物性値

深さ	層厚		ポアソン比	単位体積重量	せん断波速度	せん断
		物性区分	V	Y	Vs	弾性係数 G
(m)	(m)			(kN/m <sup>3</sup> )	(m/s)	$(kN/m^2)$
-0.50	0.50	乾燥砂	0.33	18.5	180	61163
-5.55	5.05	飽和砂	0.33	18.5	180	61163
-6.30	0.75	支持層	0.33	18.5	200	75510

表 3.1-4 液状化パラメータ (おわんモデルのパラメータ)

物性区分	A	В	С	D	<u>Cs</u> (1+e0)	Cc (1+e0)	Xl
乾燥砂	-	-	-	-	-	-	-
飽和砂	-0.9	1.4	2.5	50	0.007	0.008	0.22
支持層	-	-	-	-	-	-	-



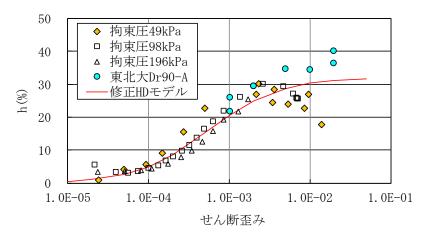


図 3.1-4 地盤の非線形特性

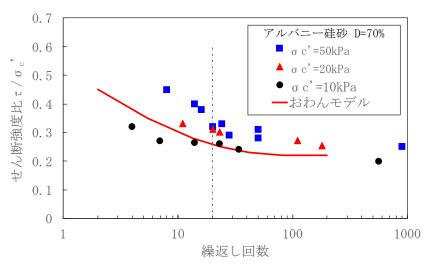


図 3.1-5 要素シミュレーション結果

#### 3.2 入力地振動

有効応力解析に用いる入力地振動は、図 2.2-1 に示した振動台入力波形 (加速度波形) を採用する。

#### 3.3 解析結果と実験結果の比較

解析時における地盤の最大合せん断ひずみコンターと過剰間隙水圧比コンターを図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。合せん断ひずみは、初めに杭頭から若干下がった位置のあたりで大きくなっており、その後、徐々に深部に広がっている。過剰間隙水圧は、合せん断ひずみが大きくなる位置で上昇し、時刻が経過するとせん断土槽全体に広がっていることがわかる。

フーチング下から 1.0m 及び 2.0m の位置での過剰間隙水圧比の時刻歴について、解析結果と実験結果の比較を図 3.3-3 に示す。過剰間隙水圧比の時刻歴は解析結果と実験結果で概ね類似になっており、両者とも地盤が液状化していることがわかる。解析結果によれば、初めにフーチング下の地盤が液状化を生した後、土槽全体に液状化が広がっており、実験時のフーチング廻りの噴砂跡と一致している。

杭 A1 の実験結果の最大曲げひずみ分布を図 3.3-4(a)に示す。実験結果によれば杭頭部で座屈を生じており、杭頭部のひずみ分布自体は参考程度に留めておく必要がある。解析結果では杭の曲げひずみ対応するものとして、曲率で杭の損傷状況を見たものを図 3.3-4(b)に示す。同図に記載している第 2 折れ点とは杭の降伏を示し、第 3 折れ点とは杭の座屈を示している。解析結果によれば、杭頭部は座屈を生じていることになり、実験結果の座屈現象と一致する。

また、構造物頂部における加速度波形について、解析結果と実験結果の比較を図 3.3-5 に示す。両者の加速度は概ね類似となっており、両者とも 7 秒当たりで加速度波形が長周期化し、地盤の液状化が顕著に現れている。

以上より、シミュレーション解析結果は実大模型による実験結果と一致しており、3次元有 効応力解析による適用性が確認できた。

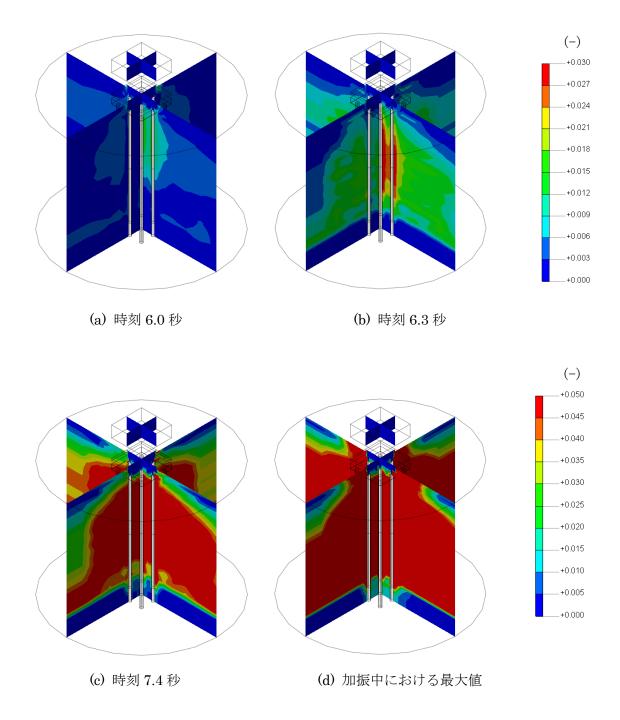


図 3.3-1 解析時の合せん断ひずみコンター

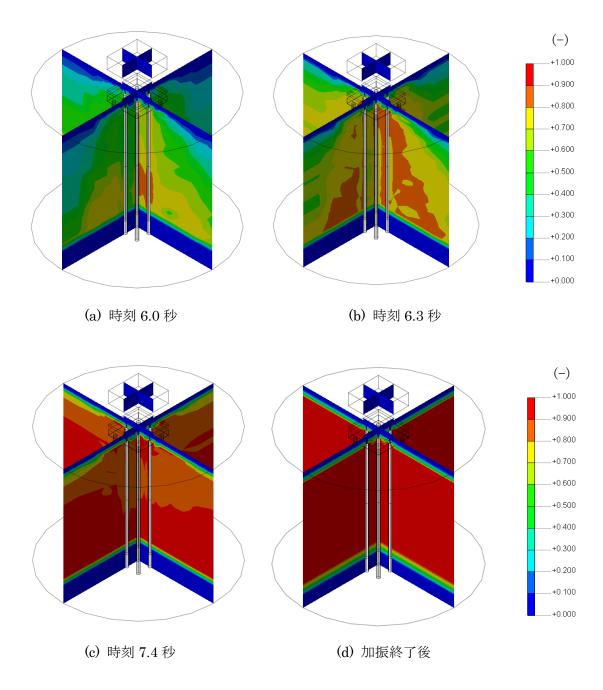
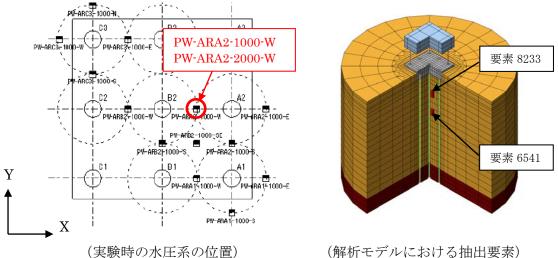
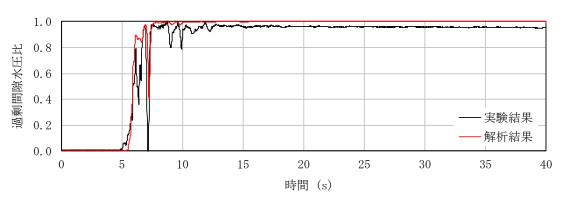


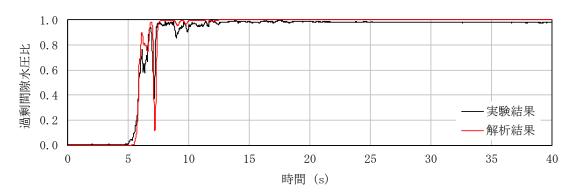
図 3.3-2 解析時の過剰間隙水圧比コンター



(解析モデルにおける抽出要素)



(a) 基礎下 GL-1.0m レベル (要素 8233)



(b) 基礎下 GL-2.0m レベル (要素 6541)

図 3.3-3 過剰間隙水圧比の時刻歴に関する実験結果と解析結果の比較

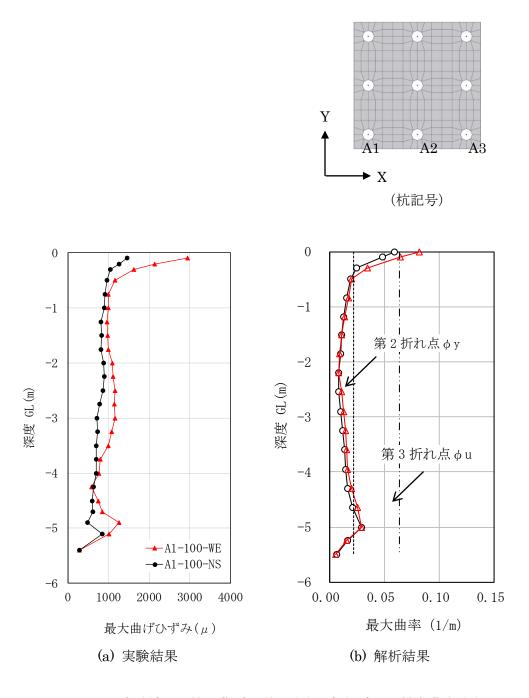


図 3.3-4 実験結果の杭の曲げひずみ分布と解析結果の最大曲率分布

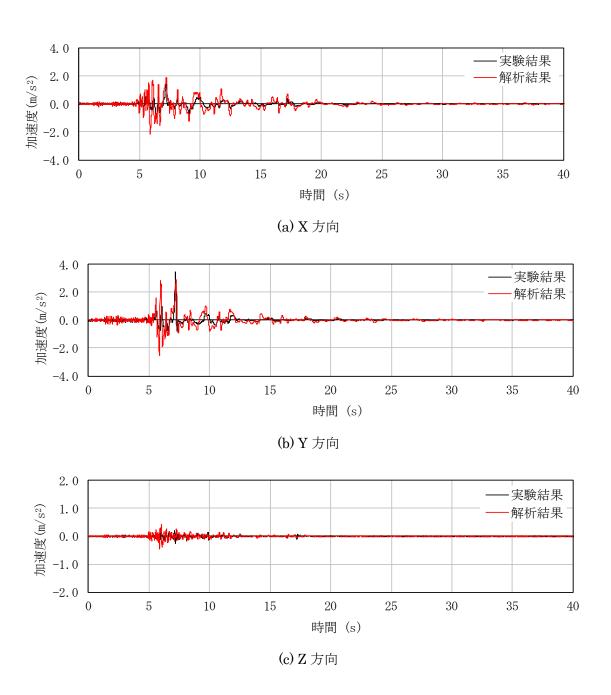


図 3.3-5 構造物頂部の加速度波形に関する実験結果と解析結果の比較

# 4. まとめ

液状化を生じる地盤に支持された実大杭基礎模型を対象に、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて実施された振動台実験結果と3次元FEM有効応力解析によるシミュレーション結果を比較した。これより、シミュレーション結果は、実大杭基礎模型による大型振動台実験結果と概ね一致しており、液状化地盤における3次元FEM有効応力解析の適用性を概ね確認できた。

#### 参考文献

- 1) 田端憲太郎・佐藤正義・時松孝次・鈴木比呂子: E ディフェンスによる液状化地盤中の 杭基礎の震動実験(その1:大型せん断土槽を用いた水平地盤実験の概要), 日本建築学会 大会学術講演梗概集, pp.705-706, 2008.
- 2) 福武毅芳・佐藤正義・田端憲太郎・田地陽一: Eーディフェンスによる液状化地盤中の杭 基礎の震動実験(その3: R-O モデルとおわんモデルによる事前予測解析), 日本建築学会大 会学術講演梗概集, pp.709-710, 2008.

# Ⅱ-6 3次元 FEM 有効応力解析による 実機モデルのシミュレーション解析

### 1. 検討概要

これまでに実施した「遠心模型振動実験のシミュレーション解析」、「既往の大型振動台実験のシミュレーション解析」の検討より、3次元 FEM 有効応力解析で、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動を概ね表現できることが確認された。

これより、3次元 FEM 有効応力解析を用いて実機モデルのシミュレーション解析を行い、 実機の液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動と耐震性について検討した。解析 ケースを表 1-1 に示すが、杭基礎を有する球形貯槽と平底円筒形貯槽の2種類の実機モデルを 想定した。球形貯槽及び平底円筒形貯槽は、それぞれ令和元年度調査研究、平成29年度調査 研究で想定した実機モデルである。設置サイトとしては、それぞれ堺・高石コンビナート地区 及び四日市コンビナート地区を想定し、令和元年度調査研究で設定したサイトスペシフィック 地震動である上町断層帯地震と養老断層帯地震の地震動(短周期成分が卓越)及び、南海トラ フ地震の地震動(長周期成分が卓越)を入力地震動として適用した。

表 1-1 実機モデルの解析ケース

設備	地盤	鋼管杭の諸元	入力地震動
球形貯槽	液状化	φ 600(t=16mm),17 本	上町断層帯地震
(堺・高石コンビナート)		φ 600(t=16mm), 49 本	上町断層帯地震
		φ 600(t=16mm), 49 本	南海トラフ地震
平底円筒形貯槽	液状化	φ 600(t=16mm),156 本	南海トラフ地震
(四日市コンビナート)		φ 600(t=16mm),156 本	養老断層帯地震

注記:網掛けは令和元年度調査研究で実施済み。

## 2. 地盤条件と対象貯槽

#### 2.1 地盤条件

対象となる地盤は令和元年度調査研究で用いた緩い地盤とし、その地盤定数を表 2.1-1 に示す。各地層のうち砂及びシルトのせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は図 2.1-1 に示す通りとし、砂礫は線形弾性とする。地盤のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は、安田・山口の提案式をベースに修正 R-O モデルで表現したものを採用する。また、液状化を考慮する砂層の過剰間隙水圧の上昇は、福武・松岡(1989)の提案による Bowl モデルを用いる。ここでは液状化試験結果の代用として、龍岡等(1980)の提案式を用いて、有効応力解析に用いる砂層の液状化パラメータを表 2.1-2 のように設定した。龍岡等(1980)の提案式と液状化パラメータから評価される要素シミュレーション結果を比較したものを図 2.1-2 に示す。参考として、地盤の液状化を考慮した有効応力解析の概念と Bowl モデルの概要を図 2.1-3 に示す。

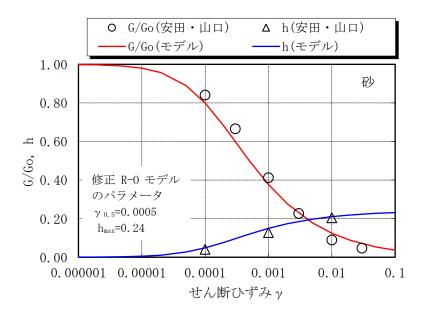
なお、砂については、N 値が 7 と小さいことから、非排水繰返し三軸試験における液状化強度比(両振幅軸ひずみ 5%、繰返し回数 20 回におけるせん断強度比)が 0.2 程度になり、地震時に液状化しやすい地層になっている。

GL層厚 Vs $G_0$  $\mathrm{E}_0$  $\rho_{\rm t}$ 地層名 N 値 (m)(m)(m/s) $(t/m^3)$  $(kN/m^2)$  $(kN/m^2)$ 0 -1.5砂(1) 1.5 7 153 1.80 4310 12060 0.400-10 砂(2) 8.5 7 153 2.00 4770 14120 0.480シルト 2 8220 -15 5.0126 1.70 2760 0.490-25 砂礫 10.0 45 2852.10 17400 50460 0.450工学的基盤 50 300 2.1019280 55910 0.450

表 2.1-1 地盤定数

注記: せん断波速度 Vs は道路橋示方書の式による

地下水位は GL-1.5m とする。



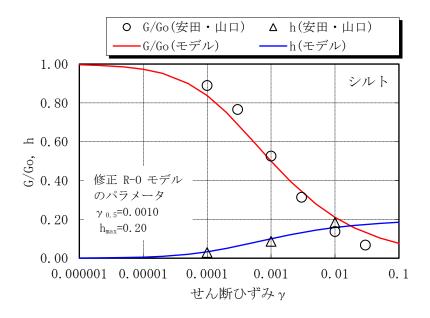


図 2.1-1 砂及びシルトのせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

表 2.1-2 砂層の液状化パラメータ (Bowl モデル)

GL (m)	地層名	A	В	С	D	Cs (1+e0)	Cc (1+e0)	Xl
0								
-1.5	砂(1)	_	-	_	_	_	_	_
-10	砂(2)	-0.12	1.4	8.0	40	0.006	0.0062	0.135
-15	シルト	_						
-25	砂礫							

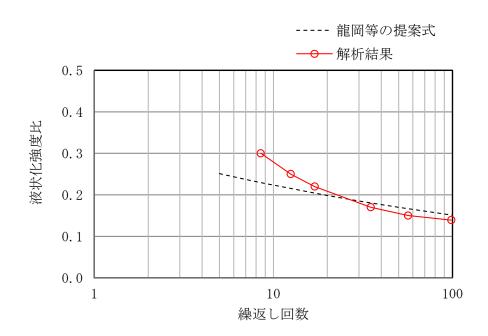
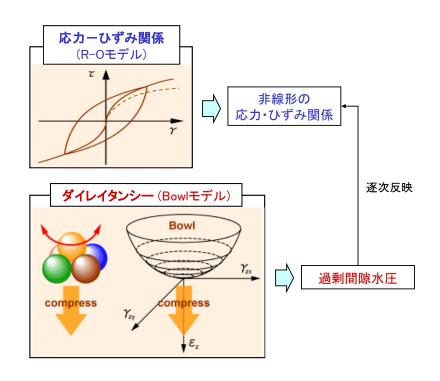


図 2.1-2 砂層の液状化試験結果(龍岡等の提案式)と要素シミュレーション結果の比較



Bowl モデルのパラメータ

パラメータ	パラメータの物理的意味			
A	ダイレイタンシー成分の内、膨張成分を表すパラメータである。 A の絶対値 が大きいほど膨張側のダイレイタンシーが大きくなり、サイクリックモビリ			
	ティーが顕著となる。			
	ダイレイタンシー成分の内、圧縮成分 $\varepsilon_G$ を表すパラメータである。 $\varepsilon_G$ は $G^*$ に			
	対して双曲線である。 $1/C$ はせん断初期におけるダイレイタンシーの勾配で、			
C, D	Cの値が大きいほどせん断初期の圧縮成分(あるいは過剰間隙水圧)が小さく			
	なる。 $1/D$ は双曲線の漸近線(最大圧縮量)であり、 $D$ の値が大きいほど最大圧			
	縮量(あるいは過剰間隙水圧)は小さくなる。			
$C_{\rm s}/(1+e_0)$	$C_S$ は膨潤指数、 $e_0$ は初期間隙比であり、 $C_S$ は除荷時の $e{\sim}\log{\sigma'}_{\mathrm{m}}$ 関係の傾			
57(1:00)	きを表し、圧密除荷成分を規定する。			
$C_C/(1+e_0)$	$C_c$ は圧縮指数、 $e_0$ は初期間隙比であり、 $C_c$ は除荷時の $e{\sim}\log{\sigma'_{ m m}}$ 関係の傾			
$C_C/(1+\epsilon_0)$	きを表し、圧密除荷成分を規定する。			
	非排水繰返し強度の下限値であり、非排水繰返し強度 $ au/\sigma'_{m0}$ と繰返し回数			
Xl	$N_{c}$ の関係において、 $N_{c}$ が十分大きいときの $ au/\sigma'_{m0}$ を表す。 $ au/\sigma'_{m0}$ $>$ $Xl$ の			
	とき過剰間隙水圧が発生する。			

図 2.1-3 有効応力解析の概念と Bowl モデルの概要

## 2.2 対象貯槽

#### (1) 球形貯槽 (タイロッドブレース形式)

対象貯槽は、貯蔵容量 1000m³の球形貯槽とし、その主要寸法等を以下に示す。ここで、地 震時の球形貯槽の重量は 4424kN (内容液の有効液重量を含む)、基礎部の重量は 6716kN (上 載土の重量を含む) になっている。

また、球形貯槽を支持する鋼管杭の配置図と断面図を図 2.2-1 に示す。杭本数は 17 本 (KHKS の耐震設計で必要な本数) と 49 本 (サイトスペシフィック地震動で必要な本数) の 2 種類を対象にしている。

#### 【主要寸法等】

 財 蔵
 物
 可燃性ガス

 財 蔵
 能
 力
 1000m³

 球
 内
 径 (Ds)
 12410mm

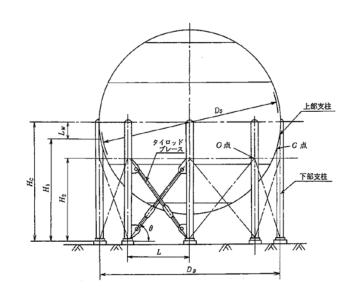
 支 柱
 本
 数 (n)
 8 本

 支柱の中心からなる
 円
 の
 直
 径 (DB)
 12410mm

 ベースプレート下面から球殻の中心までの高さ (Hc)
 8000mm
 支柱の有効長さ (H1)
 7206mm

 交社の有効長さ (H1)
 7206mm

 ベースプレート下面からベース取付
 位置までの高さ (H2)
 6000mm



# 【主要部材の寸法・材質】

上 部 支 柱 406.4 \*×9.5 t SPV490Q

ブ レ ー ス  $70^{\circ}$  SS400

【耐震設計仕様】(レベル2地震動)

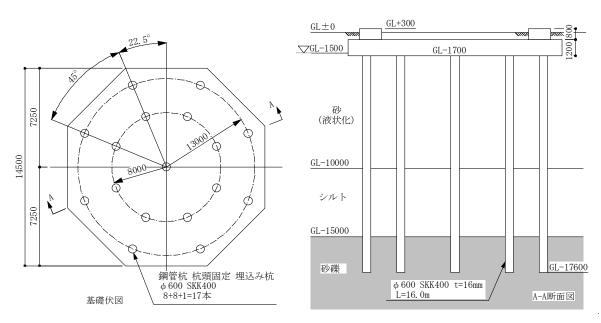
重 要 度 I β 1=0.8

地域区分 A 地区  $\beta_2=0.8$ 

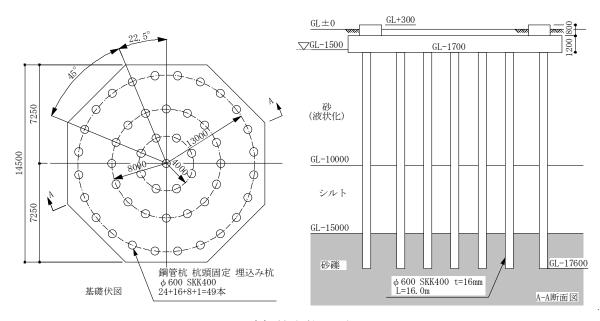
地盤種別 第 4 種地盤 β 3=2.0

地表面水平震度  $K_H = 0.15 \mu_k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 = 0.384$ 

設計修正水平震度  $K_{MH} = \beta_5 K_H = 0.922$ 



(a) 杭本数 17 本



(b) 杭本数 49 本

図 2.2-1 鋼管杭の配置図と断面図(杭  $\phi$  600、t=16mm)

# (2) 平底円筒形貯槽

対象貯槽は、貯蔵能力 4114t (貯蔵容量 7000m³) の平底円筒形貯槽とし、その主要寸法等を以下に示す。ここで、地震時の平底円筒形貯槽 (内容液は有効液重量 32695kN) の重量は39296kN、基礎部 (フーチングと上載土) の重量は7566kN になっている。

また、球形貯槽を支持する鋼管杭の配置図と断面図を図 2.2-2 に示す。

# 【主要寸法等】

貯 蔵 物 可燃性ガス

貯 蔵 能 力 4114t

最高液面高さ 22282mm

内槽側板段数 8段

寸 法 内槽/外槽

直 径 20000mm / -

側板高さ 22800mm / 24300mm

屋根半径 16000mm / 6750mm

ナックル半径 1200mm

くいの間隔 1500mm

# 【主要部材の材質】

内 槽 側 板 SLA325B

ナ ッ ク ル SLA325B

屋 根 板 SLA325A

アニュラー板 SLA325B

底 板 SLA325A

アンカーストラップ SLA325B

# 【耐震設計仕様】(レベル2地震動)

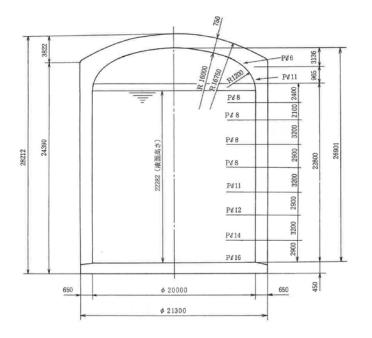
重要度 I a β 1=1.0

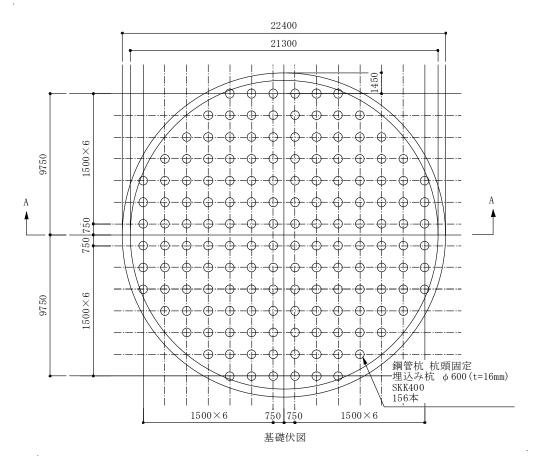
地域区分 特 A 地区  $\beta_2=1.0$ 

地盤種別 第 4 種地盤 β 3=2.0

地表面水平震度  $K_{H} = 0.15 \mu_{\nu} \cdot \beta_{1} \cdot \beta_{2} \cdot \beta_{3} = 0.6$ 

設計修正水平震度  $K_{MH} = \beta_5 K_H = 1.440$ 





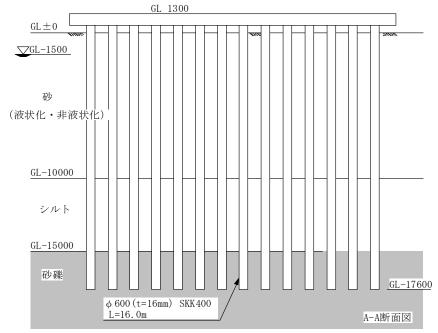


図 2.2-2 鋼管杭の配置図と断面図(杭本数 156 本、 $\phi600$ 、t=16mm)

# 3. 入力地震動

ここで用いるサイトスペシフィック地震動は、令和元年度調査研究で設定された工学的基盤におけるレベル 2 地震動で、上町断層帯地震、南海トラフ地震及び養老断層帯地震の 3 種類である。これらの地震波の加速度波形と加速度応答スペクトルを図 3-1~図 3-4 に示す。サイトスペシフィック地震動は、貯槽・杭基礎・地盤連成系モデルの地震応答解析で用いる入力地震動になっており、NS 方向、EW 方向及び UD 方向の 3 成分を保有している。

なお、サイトスペシフィック地震動には、ある程度のばらつきがあることを考慮して用いる ことが前提となる。

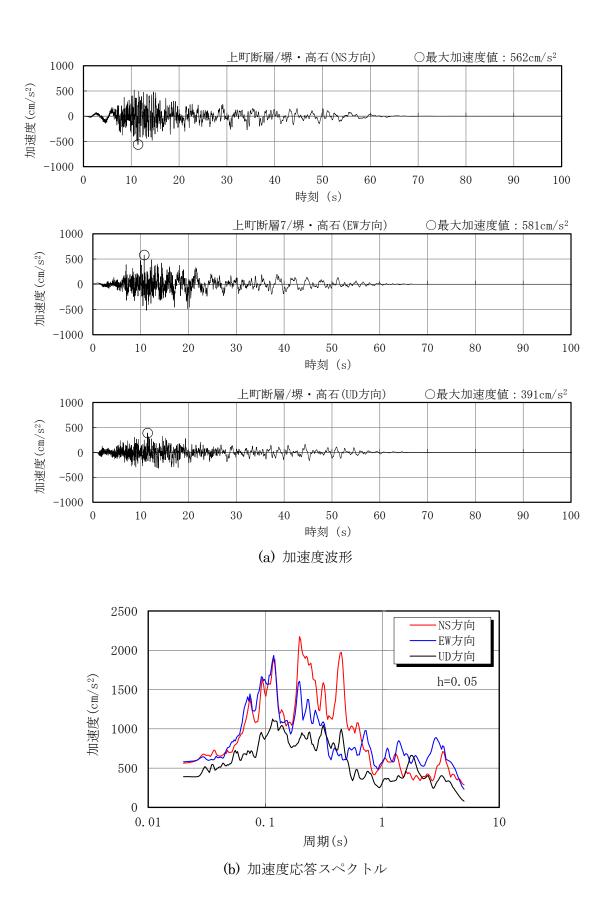
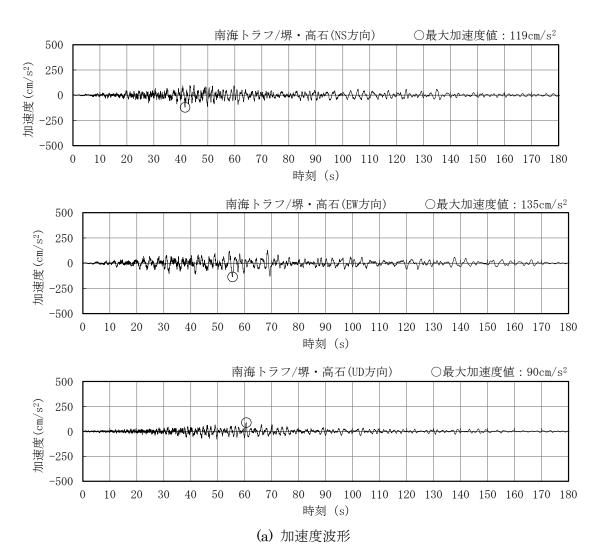


図 3-1 工学的基盤における入力地震動(上町断層帯地震/堺・高石コンビナート)



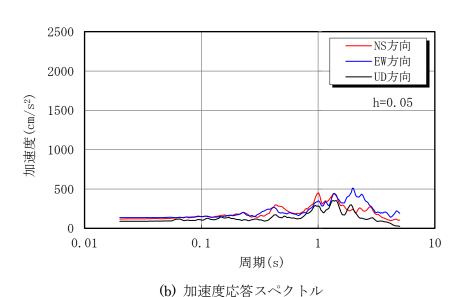
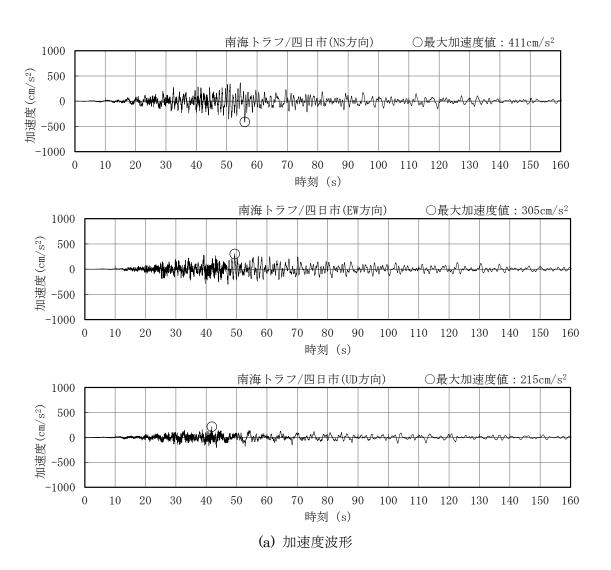


図 3-2 工学的基盤における入力地震動(南海トラフ地震/堺・高石コンビナート)



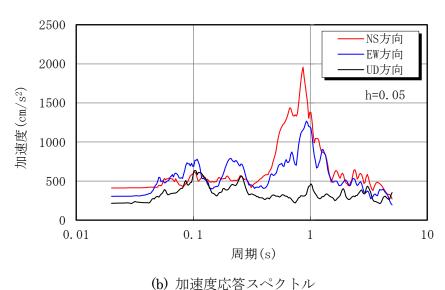
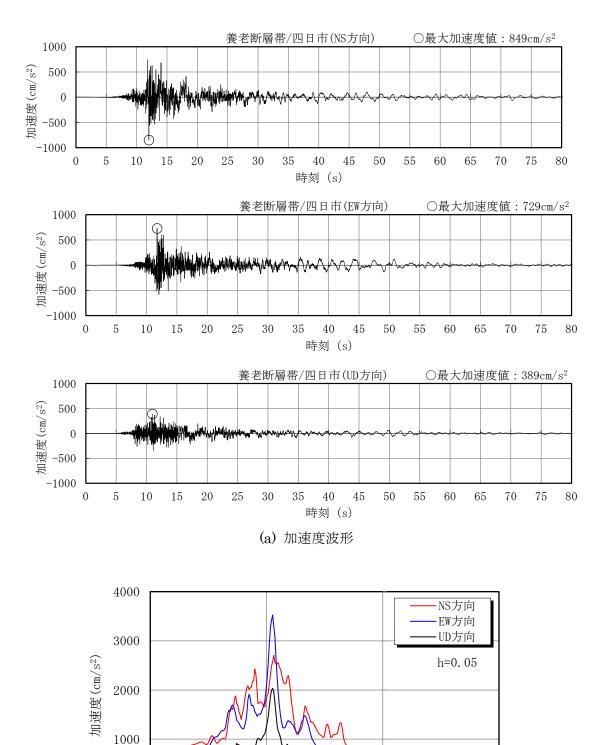


図 3-3 工学的基盤における入力地震動(南海トラフ地震/四日市コンビナート)



(b) 加速度応答スペクトル

周期(s)

10

0.1

0. 01

図 3-4 工学的基盤における入力地震動 (養老断層帯地震/四日市コンビナート)

## 4. 球形貯槽の地震応答解析

令和元年調査研究では、堺・高石コンビナートに立地する球形貯槽の耐震性を上町断層帯地震により評価した。地震応答解析の結果、KHKS0861・0862 (2018) による耐震設計で必要な杭本数 (17 本) では杭基礎の耐震性を確保できないが、杭本数増加 (49 本) することで杭基礎の耐震性を確保できることが示されている。

本年度は、杭本数 49 本の球形貯槽を対象に、入力地震動に南海トラフ地震を用いて、球形 貯槽-杭基礎-地盤連成系モデルによる 3 次元非線形 FEM 地震応答解析を実施する。この解 析結果と令和元年調査研究と合わせて、堺・高石コンビナートに立地する球形貯槽の地震時挙 動と耐震性について検討した。

# 4.1 解析モデル

球形貯槽-杭基礎-地盤連成系モデルのうち、杭本数が 17 本の場合を図 4.1-1 に、杭本数が 49 本の場合を図 4.1-2 に示す。地盤モデル全体のサイズは、76.5m (NS)×76.5m (EW)×25.0m (深さ)で、NS 方向をモデル座標の X 方向、EW 方向をモデル座標の Y 方向としている。各地層には「2.1 地盤条件」に示す地盤の非線形性を考慮するとともに、砂層にはダイレイタンシー特性も併せて考慮する。杭基礎モデルは、基礎スラブをシェル要素で、鋼管杭を梁要素で表現する。球形貯槽モデルは、球殻をシェル要素で、支柱をはり要素で、タイロッドブレースをロッド要素で表現するとともに、解析に用いる材料定数及び断面性能を表 4.1-1 及び表 4.1-2 に示す。ここで、支柱には図 4.1-3 に示す曲げモーメントー曲率関係の非線形性を、タイロッドブレースには図 4.1-4 に示す軸カー軸変位関係の非線形性を、杭には図 4.1-5 に示す曲げモーメントー曲率関係の非線形性を考慮する。また、球殻の直径が約 12m と小さく、充満度が 90%と高い球形貯槽であることを考慮して、内容液は有効質量を対象に固定質量として球殻全面に付与する。

なお、本資料ではモデル地盤として平行成層を仮定しているが、実際の耐震設計では複数の ボーリング調査に基づき、不陸を考慮した地盤モデルを作成することが望ましい。

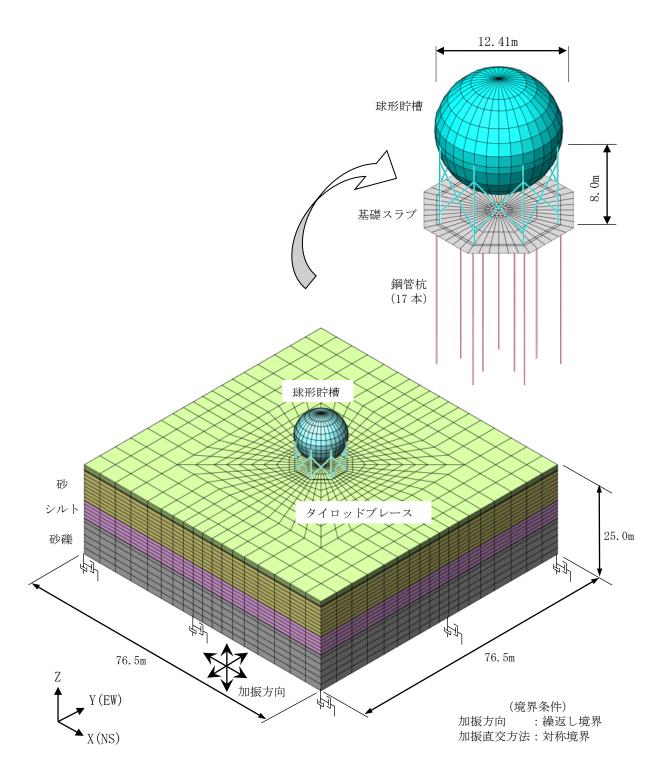


図 4.1-1 球形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系の 3 次元非線形 FEM モデル (杭本数:17 本)

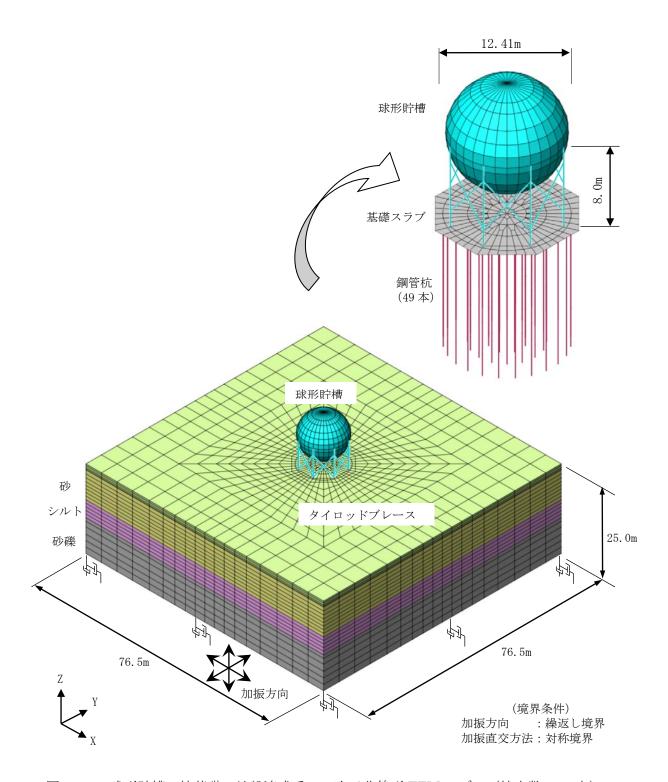


図 4.1-2 球形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系の3 次元非線形 FEM モデル(杭本数:49 本)

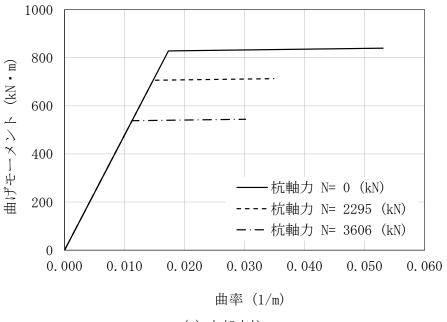
表 4.1-1 材料定数 (球形貯槽)

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
上部支柱	SPV490Q	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
下部支柱	STK400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
タイロッドブレース	SS400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
鋼管杭	SKK400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
基礎スラブ(普通コンクリート)	Fc=24N/mm2	2.27×10 <sup>4</sup>	0.2

表 4.1-2 断面性能 (球形貯槽)

部位	軸断面積 A	断面二次モーメント I	せん断断面積 As	
百137立.	$(m^2)$	$(m^4)$	(m <sup>2</sup> )	
上部支柱	0.01185	0.0002334	0.005923	
下部支柱	0.01185	0.0002334	0.005923	
タイロッドブレース	0.003848	_	_	
鋼管杭(t=16mm)*	0.02560	0.001084	0.01280	

注記 \*:鋼管杭は腐食代2mmを減じた断面性能とする。



(a) 上部支柱

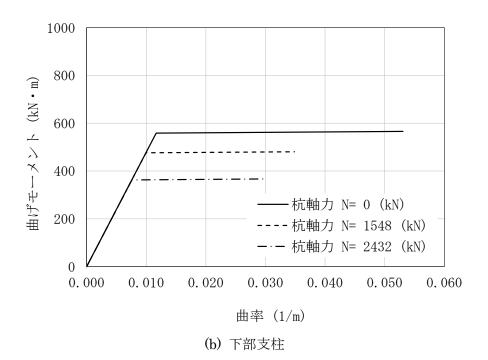


図 4.1-3 支柱の曲げモーメントー曲率関係

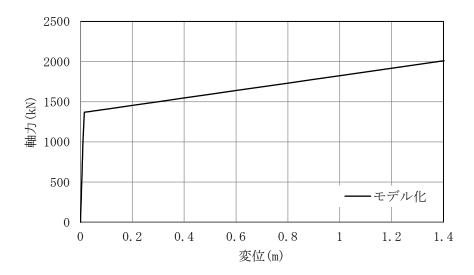


図 4.1-4 タイロッドの軸力ー軸変位関係

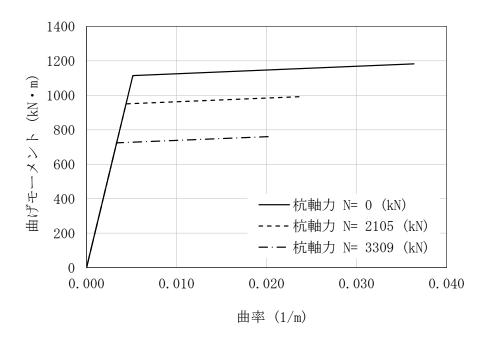


図 4.1-5 鋼管杭(t=16mm)の曲げモーメントー曲率関係

## 4.2 球形貯槽の解析結果

南海トラフ地震を用いた球形貯槽(堺・高石コンビナート)の地震応答解析結果のうち、最大応答加速度、最大応答相対変位、最大応答せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧比、砂層の応答せん断ひずみ波形と過剰間隙水圧比の時刻歴、球殻の最大面内応力、タイロッドブレースの軸力と支柱の曲げモーメント、杭の曲げモーメント、せん断力及び軸力、それらの部材の非線形性、球殻重心位置の応答加速度波形及び加速度応答スペクトルについて表 4.2・1~表 4.2・21 に示す。同表には、令和元年度調査研究で実施済の上町断層帯地震による地震応答解析結果のうち、ケース 4(杭本数 17 本)とケース 6(杭本数 49 本)を引用している。ここで、令和元年度調査研究で実施した上町断層帯地震による球形貯槽の地震応答解析結果によれば、砂層は 5秒~10 秒あたりで過剰間隙水圧比が急激に上昇して液状化を生じ、杭本数 17 本の場合、杭頭では終局限界曲率を超えて局部座屈を生じることが解った。そのため、最大配置可能な杭本数である 49 本に増加させた場合、杭頭では終局限界曲率の 0.7 倍程度に収まり、砂層が液状化しても杭基礎の耐震性が確保できることを確認した。ただし、支持層境界部における杭は、杭本数にかかわらず弾性範囲内に収まっていた。

一方、今年度実施した南海トラフ地震は、上町断層帯地震に比べて極端に短周期成分が少なく、継続時間がかなり長い地震波になっている。そのため、球形貯槽及び地盤の最大応答加速度は上町断層帯地震に比べて小さくなっているが、砂層では液状化を生じている。過剰間隙水圧比は比較的ゆっくり上昇して130秒あたりで1.0となり、せん断ひずみも上町断層帯地震に比べて小さいことから、杭頭は若干塑性化しているが、終局曲率に対して十分小さい曲率に留まっているとともに、支持層境界部では弾性範囲内に収まっている。また、球殻、支柱及びタイロッドブレースは、杭本数や地震波にかかわらず弾性状態にあることから十分に耐震性が確保できていた。

球殻重心位置の応答加速度波形及び加速度応答スペクトルによれば、南海トラフ地震を用いた場合は短周期成分が励起されておらず、基礎スラブ上の球形貯槽の固有周期(約0.4秒)あたりで貯槽が励起されていることがわかる。

入力地震動 最大応答加速度(水平) 杭本数 17本  $(m/s^2)$ +8.000e+000 +7.400e+000 上町断層帯 +6.800e+000 -+6.200e+000 地震 -+5.600e+000 (堺・高石) +5.000e+000 -+4.400e+000 +3.800e+000 -+3.200e+000 +2.600e+000 +2.000e+000 杭本数 49 本  $(m/s^2)$ +8.000e+000 +7.400e+000 上町断層帯 +6.800e+000 -+6.200e+000 地震 +5.600e+000 (堺・高石) +5.000e+000 +4.400e+000 +3.800e+000 +3.200e+000 +2.600e+000 +2.000e+000

表 4.2-1(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

注記:上町断層帯地震の解析結果は令和元年度調査研究を引用した。

入力地震動 最大応答加速度(水平) 杭本数 49 本  $(m/s^2)$ +4.000e+000 +3.600e+000 +3.200e+000 南海トラフ +2.800e+000 地震 +2.400e+000 (堺・高石) +2.000e+000 +1.600e+000 +1.200e+000 +8.000e-001 +4.000e-001 +0.000e+000

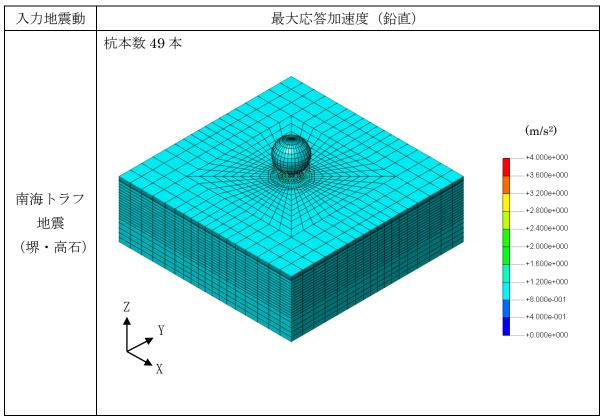
表 4.2-1(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

入力地震動 最大応答加速度(鉛直) 杭本数 17 本  $(m/s^2)$ +6.000e+000 +5.600e+000 +5.200e+000 上町断層帯 +4.800e+000 地震 +4.400e+000 (堺・高石) +4.000e+000 +3.600e+000 +3.200e+000 +2.800e+000 +2.400e+000 +2.000e+000 杭本数 49本  $(m/s^2)$ +6.000e+000 +5.600e+000 上町断層帯 +5.200e+000 +4.800e+000 地震 +4.400e+000 (堺・高石) +4.000e+000 +3.600e+000 +3.200e+000 +2.800e+000 +2.400e+000 +2.000e+000

表 4.2-2(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

注記:上町断層帯地震の解析結果は令和元年度調査研究を引用した。

表 4.2-2(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 最大応答相対変位 杭本数 17本 (m) +9.000e-001 +8.100e-001 上町断層帯 +7.200e-001 +6.300e-001 地震 +5.400e-001 (堺・高石) -+4.500e-001 +3.600e-001 +2.700e-001 +1.800e-001 +9.000e-002 +0.000e+000 杭本数 49 本 (m) +9.000e-001 +8.100e-001 上町断層帯 +7.200e-001 +6.300e-001 地震 +5.400e-001 (堺・高石) +4.500e-001 +3.600e-001 +2.700e-001 +1.800e-001 +9.000e-002 +0.000e+000

表 4.2-3(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

注記:上町断層帯地震の解析結果は令和元年度調査研究を引用した。

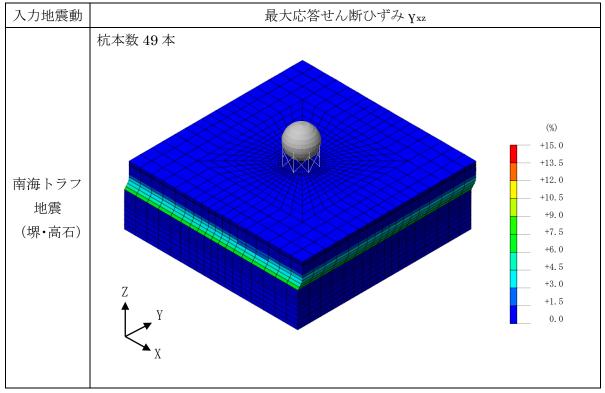
表 4.2-3(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

入力地震	最大応答相対変位	
動		
南海トラ フ地震 (堺・高 石)	杭本数 49 本	(m) -+9.000e-001 -+8.100e-001 -+7.200e-001 -+6.300e-001 -+5.400e-001 -+3.600e-001 -+2.700e-001 -+1.800e-001 -+9.000e-002 -+0.000e+000

最大応答せん断ひずみ Yxz 入力地震動 杭本数 17本 (%) +15.0 +13.5 +12.0 上町断層帯 +10.5 地震 +9.0 +7.5 (堺・高石) +6.0 +4.5 +3.0 +1.5 0.0 (%) +15.0 +13.5 上町断層帯 +12.0 +10.5 地震 +9.0 (堺・高石) +7.5 +6.0 +4.5 +3.0 +1.5 0.0

表 4.2-4(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-4(2) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)



入力地震動 最大応答せん断ひずみ Yyz 杭本数17本 (%) +15.0 +13.5 +12.0 上町断層帯 +10.5 地震 +9.0 (堺・高石) +7.5 +6.0 +4.5 +3.0 +1.5 0.0 杭本数 49 本 (%) +15.0 +13. 5 +12.0 上町断層帯 +10.5 +9.0 地震 +7.5 (堺・高石) +6.0 +4.5 +3.0 +1.5 0.0

表 4.2-5(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

入力地震動 最大応答せん断ひずみ Yyz 杭本数 49 本 (%) +15.0 +13.5 +12.0 南海トラフ +10.5 地震 +9.0 (堺・高石) +7.5 +6.0 +4.5 +3.0 +1.5 0.0 YY

表 4.2-5(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

入力地震動 最大過剰間隙水圧比 杭本数17本 上町断層帯 +8.000e-001 地震 +7.000e-001 (堺・高石) +6.000e-001 +5.000e-001 +4.000e-001 +2.000e-001 +1.000e-001 +0.000e+000 杭本数 49 本 +1.000e+000 +9.000e-001 +8.000e-001 上町断層帯 +7.000e-001 地震 +6.000e-001 (堺・高石) +5.000e-001 +4.000e-001 +3.000e-001 +2.000e-001 +1.000e-001 +0.000e+000

表 4.2-6(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-6(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

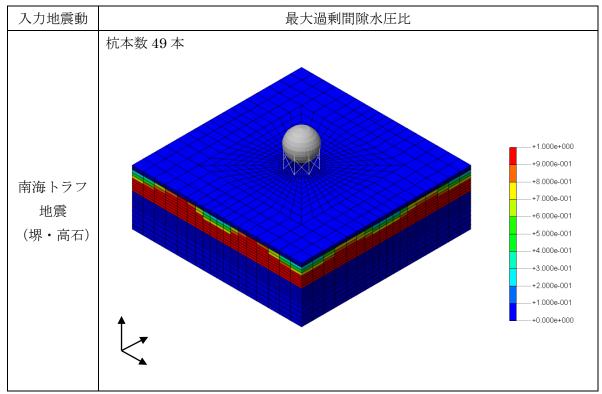


表 4.2-7(1) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

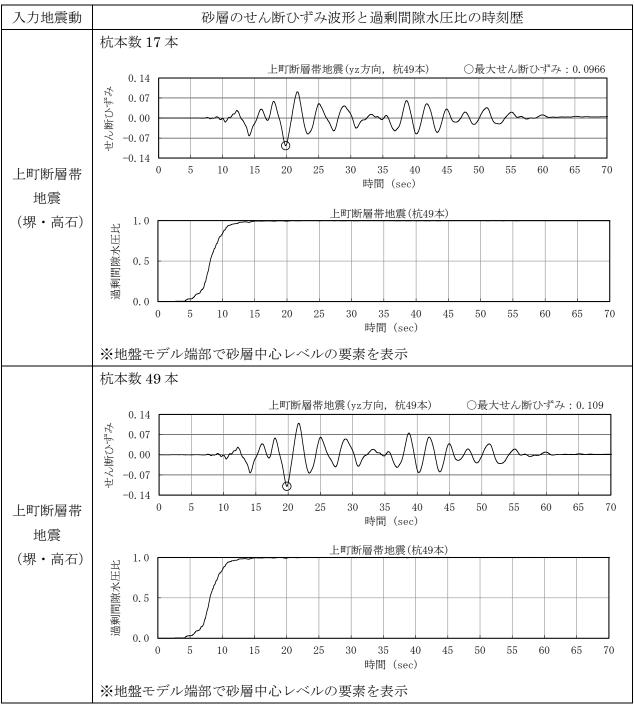


表 4.2-7(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

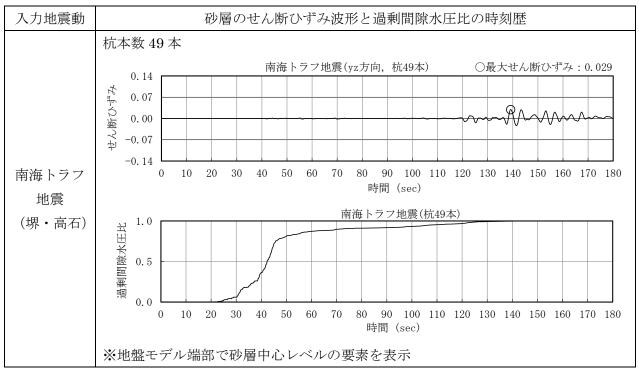


表 4.2-8(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

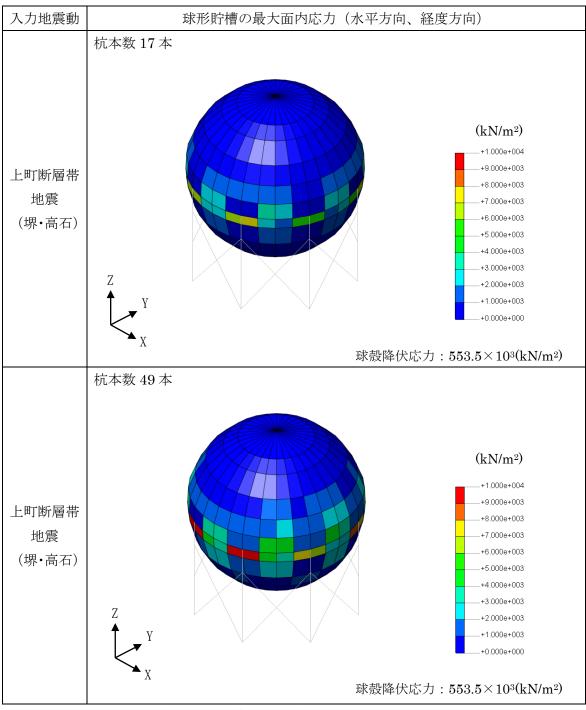


表 4.2-8(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

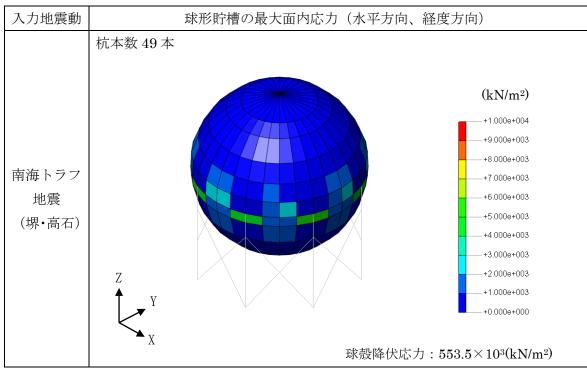


表 4.2-9(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

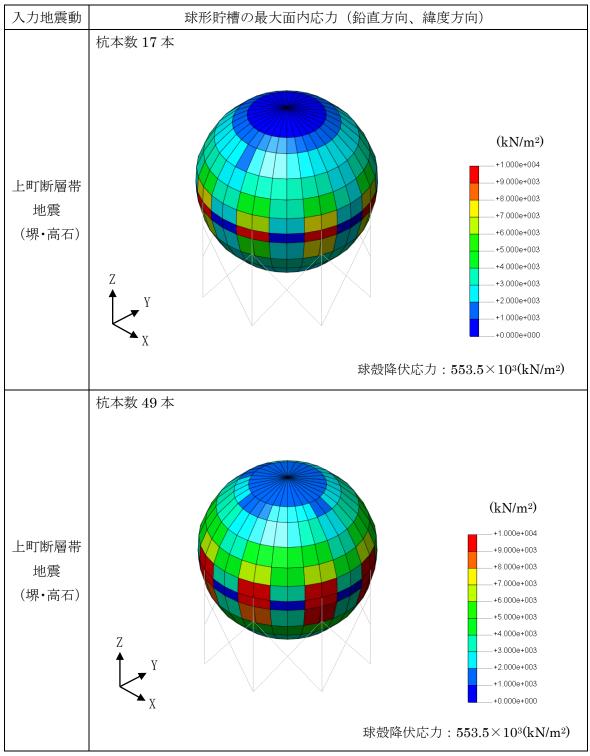
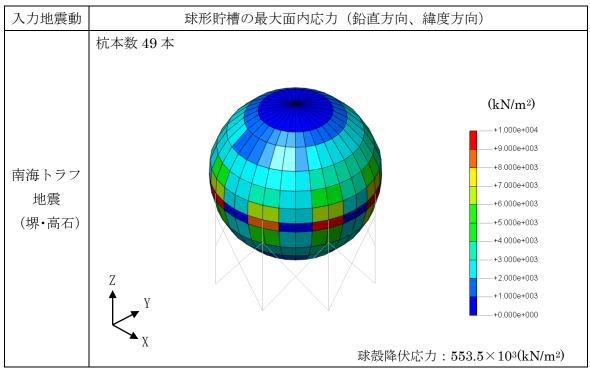


表 4.2-9(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



支柱及びブレースの最大応答軸力 入力地震動 杭本数 49 本 (kN) +2.000e+003 上町断層帯 +1.840e+003 地震 +1.680e+003 +1.520e+003 (堺・高石) +1.360e+003 +1.200e+003 +1.040e+003 +8.800e+002 +7.200e+002 +5.600e+002 +4.000e+002 杭本数 49 本 (kN) +2.800e+003 上町断層帯 +2.520e+003 地震 +2.240e+003 +1.960e+003 (堺・高石) +1.680e+003 +1.400e+003 +1.120e+003 +8.400e+002 +5.600e+002 +2.800e+002 +0.000e+000

表 4.2-10(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-10(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

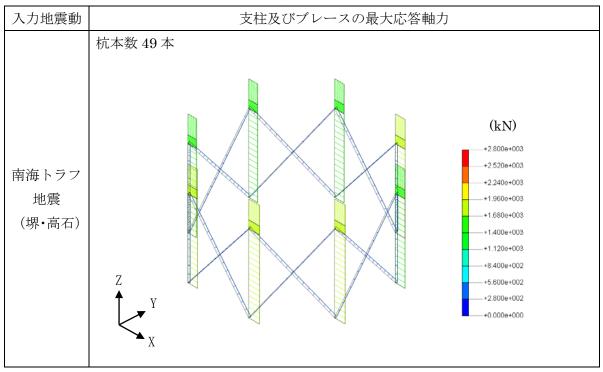


表 4.2-11(1) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

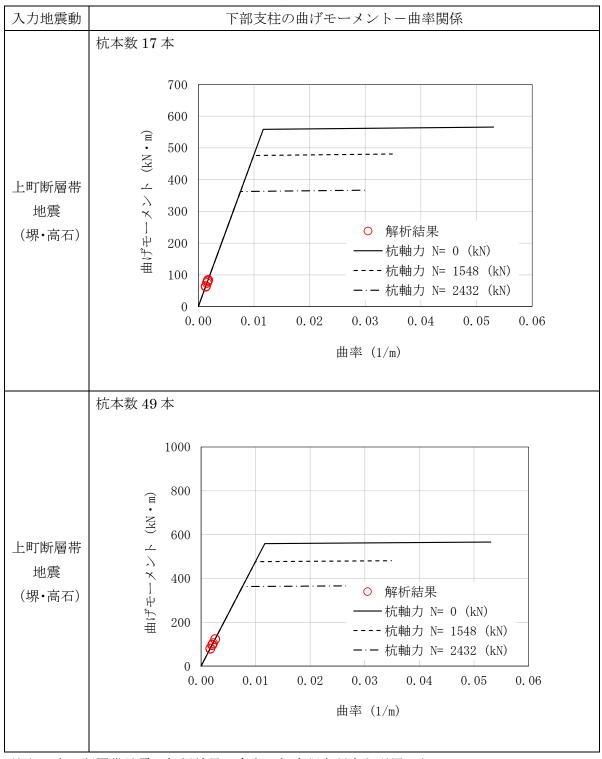


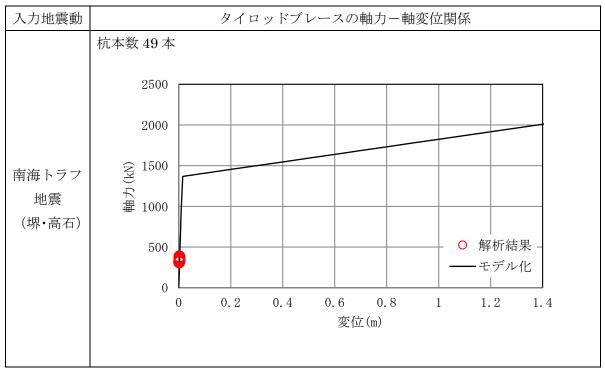
表 4.2-11(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

入力地震動	下部支柱の曲げモーメントー曲率関係
南海トラフ 地震 (堺・高石)	杭本数 49 本  1000 (W N N ) 4

入力地震動 タイロッドブレースの軸力ー軸変位関係 杭本数 17本 2500 2000 (kN) 行 型 1000 上町断層帯 地震 (堺・高石) 500 ○ 解析結果 ーモデル化 0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.2 1.4 1 変位(m) 杭本数 49 本 2500 2000 (kN) 年 1000 上町断層帯 地震 (堺・高石) ○ 解析結果 500 -モデル化 0 0.2 0.4 0.6 0.8 1 1.2 1.4 変位(m)

表 4.2-12(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

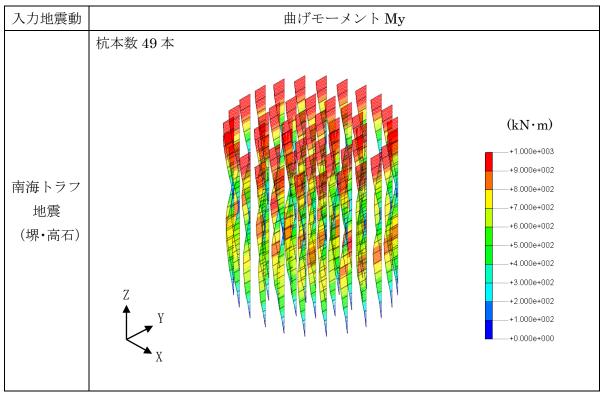
表 4.2-12(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 曲げモーメント My 杭本数 17本  $(kN \cdot m)$ +1.000e+003 上町断層帯 +9.000e+002 地震 +8.000e+002 +7.000e+002 (堺・高石) +6.000e+002 +5.000e+002 +4.000e+002 +3.000e+002 +2.000e+002 +1.000e+002 +0.000e+000 杭本数 49 本  $(kN \cdot m)$ +1.000e+003 上町断層帯 +9.000e+002 地震 +8.000e+002 +7.000e+002 (堺・高石) +6.000e+002 +5.000e+002 +4.000e+002 +3.000e+002 +2.000e+002 +1.000e+002 +0.000e+000

表 4.2-13(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

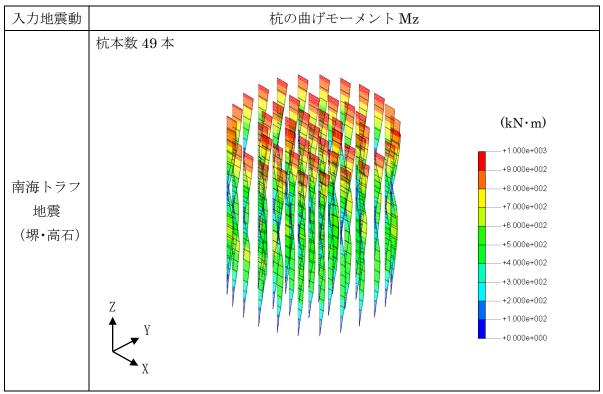
表 4.2-13(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 杭の曲げモーメント Mz 杭本数 17本  $(kN \cdot m)$ +1.000e+003 上町断層帯 +9.000e+002 地震 +8.000e+002 +7.000e+002 (堺・高石) +6.000e+002 +5.000e+002 +4.000e+002 +3.000e+002 +2.000e+002 +1.000e+002 +0.000e+000 杭本数 49 本  $(kN \cdot m)$ +1.000e+003 上町断層帯 +9.000e+002 地震 +8.000e+002 +7.000e+002 (堺・高石) +6.000e+002 +5.000e+002 +4.000e+002 +3.000e+002 +2.000e+002 +1.000e+002 +0.000e+000

表 4.2-14(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

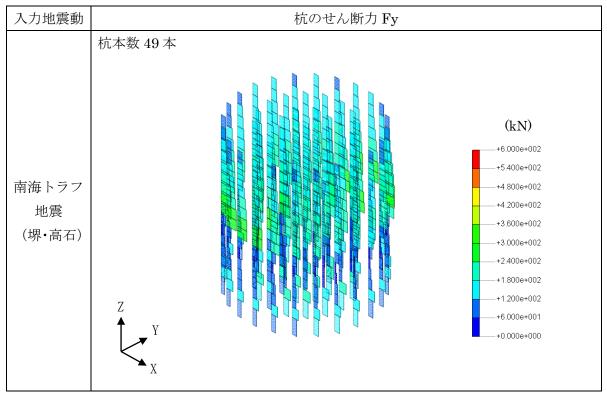
表 4.2-14(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 杭のせん断力 Fy 杭本数 17本 (kN) +5.000e+002 上町断層帯 +4.500e+002 地震 +4.000e+002 +3.500e+002 (堺・高石) +3.000e+002 +2.500e+002 +2.000e+002 +1.500e+002 +1.000e+002 +5.000e+001 +0.000e+000 杭本数 49 本 (kN) +6.000e+002 上町断層帯 +5.400e+002 地震 +4.800e+002 +4.200e+002 (堺・高石) +3.600e+002 +3.000e+002 +2.400e+002 +1.800e+002 +1.200e+002 +6.000e+001 +0.000e+000

表 4.2-15(1) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

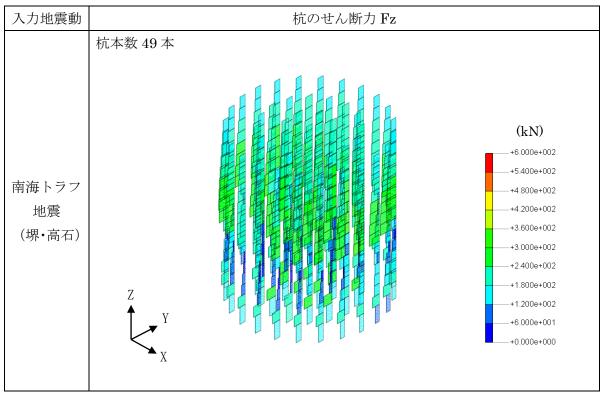
表 4.2-15(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 杭のせん断力 Fz 杭本数 17本 (kN) +5.000e+002 上町断層帯 +4.500e+002 地震 +4.000e+002 +3.500e+002 (堺・高石) +3.000e+002 +2.500e+002 +2.000e+002 +1.500e+002 +1.000e+002 +5.000e+001 +0.000e+000 杭本数 49 本 (kN) +6.000e+002 上町断層帯 +5.400e+002 地震 +4.800e+002 +4.200e+002 (堺・高石) +3.600e+002 +3.000e+002 +2.400e+002 +1.800e+002 +1.200e+002 +6.000e+001 +0.000e+000

表 4.2-16(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-16(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 杭の軸力 杭本数 17本 (kN) +1.500e+003 上町断層帯 +1.400e+003 地震 +1.300e+003 +1.200e+003 (堺・高石) +1.100e+003 +1.000e+003 +9.000e+002 +8.000e+002 +7.000e+002 +6.000e+002 +5.000e+002 杭本数 49本 (kN) +2.000e+003 上町断層帯 +1.800e+003 +1.600e+003 地震 +1.400e+003 (堺・高石) +1.200e+003 +1.000e+003 +8.000e+002 +6.000e+002 +4.000e+002 +2.000e+002 +0.000e+000

表 4.2-17(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-17(2) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

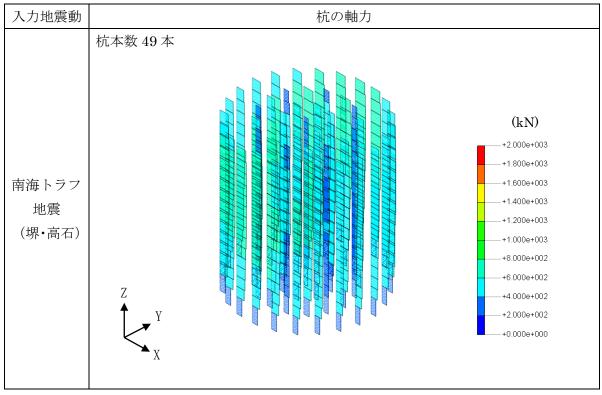


表 4.2-18(1) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

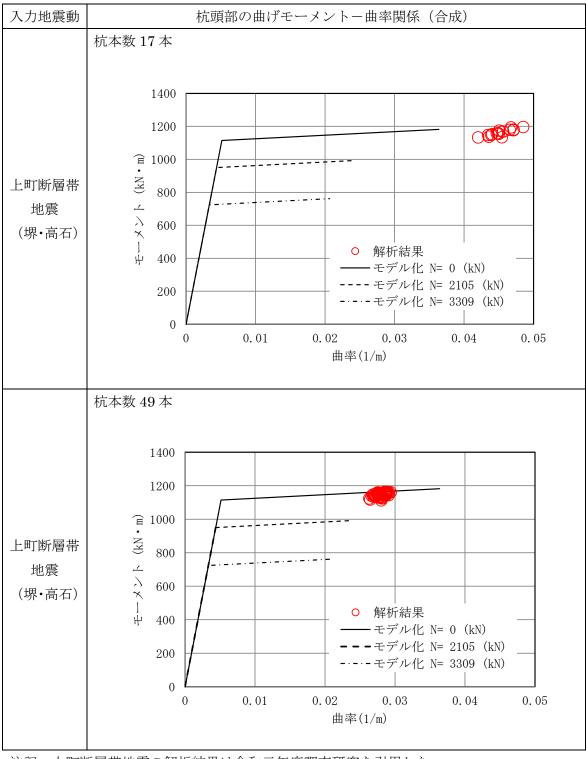


表 4.2-18(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

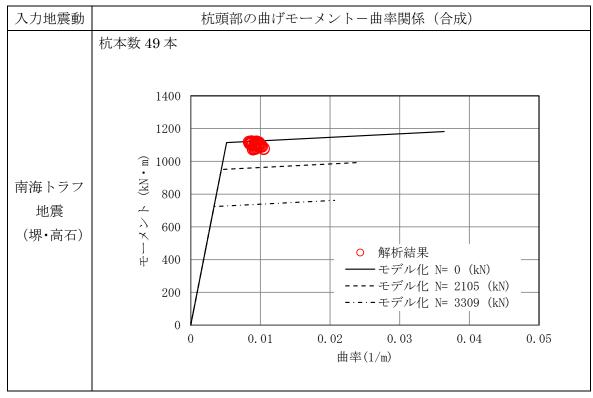


表 4.2-19(1) 地震応答解析結果(球形貯槽、有効応力)

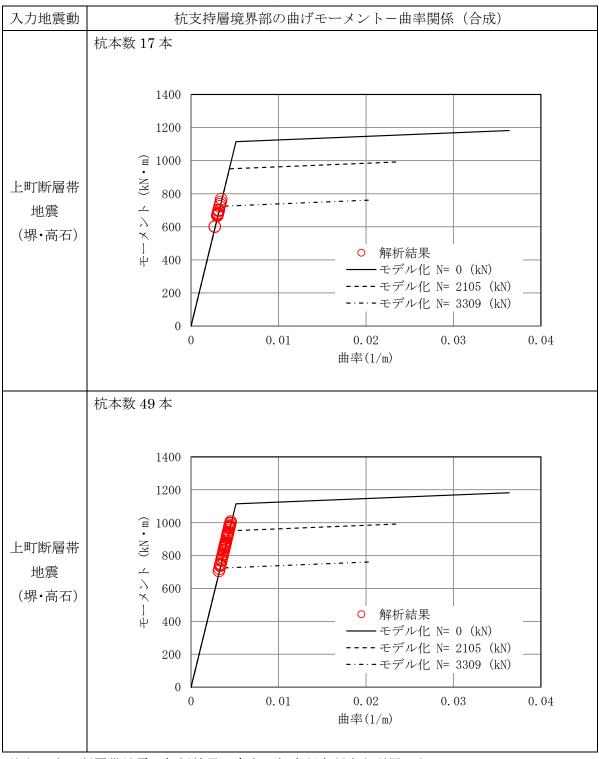


表 4.2-19(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

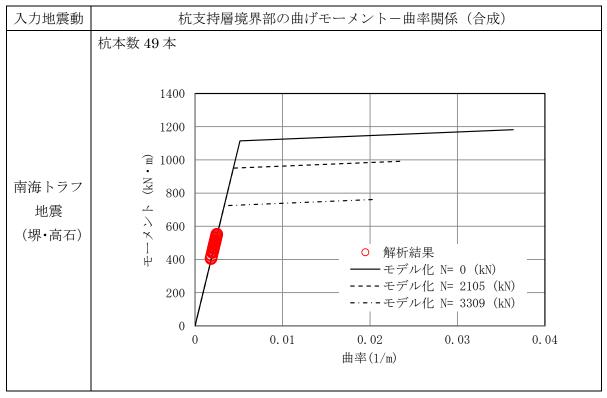
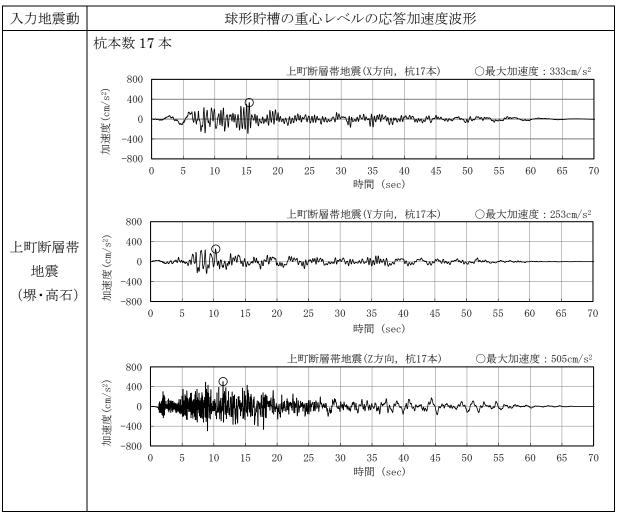


表 4.2-20(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



入力地震動 球形貯槽の重心レベルの応答加速度波形 杭本数 49 本 上町断層帯地震(X方向, 杭49本) ○最大加速度:581cm/s² 加速度(cm/s2) -400 -800 時間 (sec) 上町断層帯地震(Y方向, 杭49本) ○最大加速度:304cm/s² 加速度(cm/s2) 上町断層帯 地震 -400 (堺・高石) -800 時間 (sec) 上町断層帯地震(Z方向, 杭49本) ○最大加速度: 494cm/s² 加速度(cm/s2) -400-800 時間 (sec)

表 4.2-20(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

表 4.2-20(3) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)

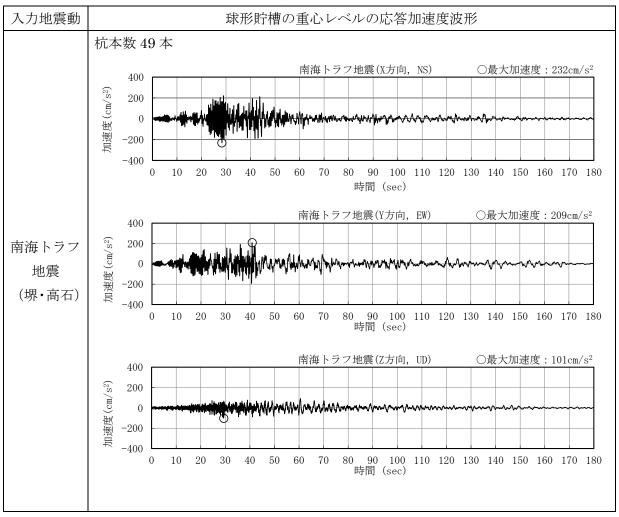
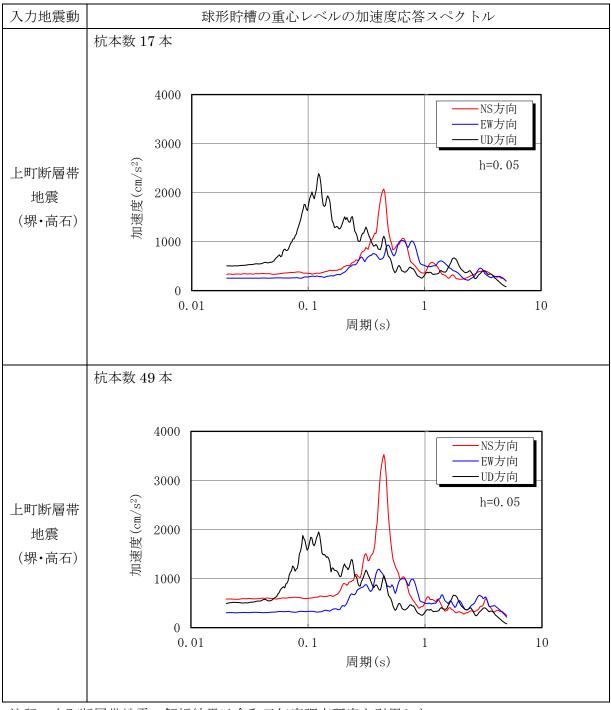
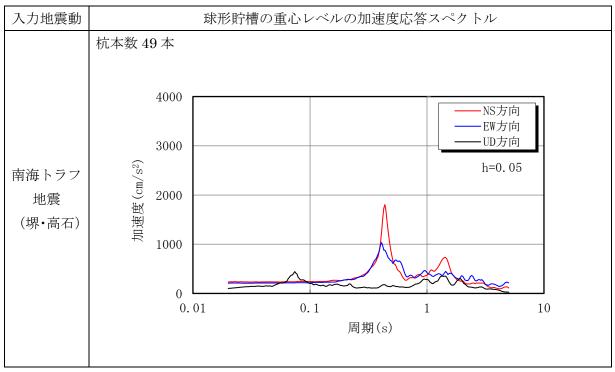


表 4.2-21(1) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



注記:上町断層帯地震の解析結果は令和元年度調査研究を引用した。

表 4.2-21(2) 地震応答解析結果 (球形貯槽、有効応力)



### 5. 平底円筒形貯槽の地震応答解析

杭一地盤系の動的相互作用を考慮できる平底円筒形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系モデルを用いて3次元非線形 FEM 地震応答解析を実施し、貯槽の地震時挙動と耐震性について検討した。ここで、平底円筒形貯槽は、KHKS0862 (2018) に基づく地表面水平震度が 0.6 であることから設計で必要な杭本数本が 156 本と多く、杭基礎の耐震性は比較的高いものと想定される。

#### 5.1 解析モデル

平底円筒形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系モデルを図 5.1-1 に示す。地盤モデル全体のサイズは、120m (NS) ×120m (EW) ×25.0m (深さ) で、NS 方向をモデル座標の X 方向、EW 方向をモデル座標の Y 方向としている。各地層には「2.1 地盤条件」に示す地盤の非線形性を考慮するとともに、砂層にはダイレイタンシー特性も併せて考慮する。杭基礎モデルは、基礎スラブをシェル要素で、鋼管杭を梁要素で表現する。貯槽モデルのうち、側板・屋根版はシェル要素で、アンカーストラップはロッド要素で、内容液については流体要素で表現するとともに、解析に用いる材料定数及び断面性能を表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示す。アンカーストラップには図 5.1-2 に示す軸力 - 軸変位関係の非線形性を、杭には図 5.1-3 に示す曲げモーメントー曲率関係の非線形性を考慮する。

なお、本資料ではモデル地盤として平行成層を仮定しているが、実際の耐震設計では複数の ボーリング調査に基づき、不陸を考慮した地盤モデルを作成することが望ましい。

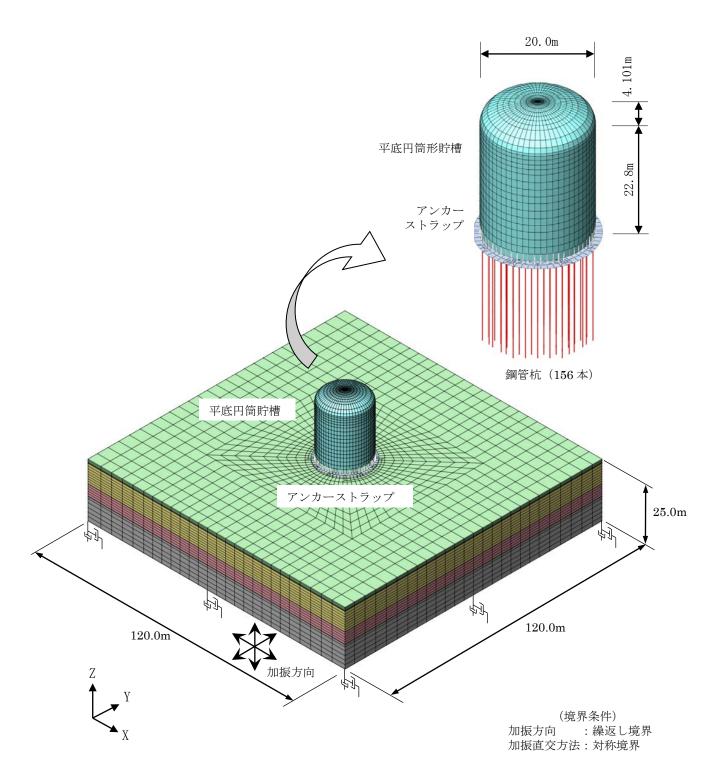


図 5.1-1 貯槽-杭基礎-地盤連成系の 3 次元非線形 FEM モデル

表 5.1-1 材料定数 (平底円筒形貯槽)

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
側板・ナックル	SLA325B	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
屋根板	SLA325A	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
アニュラー板	SLA325B	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
底板	SLA325A	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
アンカーストラップ	SLA325B	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
鋼管杭	SKK400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
基礎スラブ(普通コンクリート)	Fc=24N/mm2	2.27×10 <sup>4</sup>	0.2

表 5.1-2 断面性能(平底円筒形貯槽)

<b>☆□ /-</b> ÷	板厚	I	せん断断面積 As
部位	(m)	(m <sup>4</sup> )	(m <sup>2</sup> )
アンカーストラップ	0.00256	_	_
鋼管杭(t=16mm)*	0.02560	0.001084	0.01280

注記 \*:鋼管杭は腐食代2mmを減じた断面性能とする。

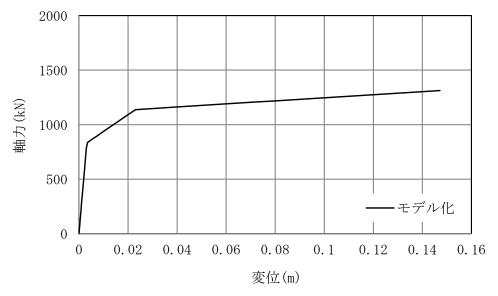


図 5.1-2 アンカーストラップの軸力-軸変位関係

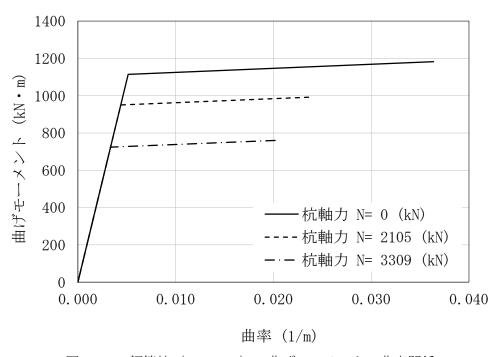


図 5.1-3 鋼管杭 (t=16mm) の曲げモーメントー曲率関係

# 5.2 平底円筒形貯槽の解析結果

南海トラフ地震及び養老断層帯地震を用いた平底円筒形貯槽の地震応答解析結果のうち、最大応答加速度、最大応答相対変位、最大応答せん断ひずみ、最大過剰間隙水圧比、砂層の応答せん断ひずみ波形と過剰間隙水圧比の時刻歴、貯槽の最大面内応力、アンカーストラップの軸力、杭の曲げモーメント、せん断力及び軸力、アンカーストラップと杭の非線形性、貯槽重心位置の応答加速度波形及び加速度応答スペクトルを表 5.2-1~表 5.2-20 に示す。

最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比によれば、南海トラフ地震及び養老断層帯地震とも、砂層で液状化が生じている。南海トラフ地震波は養老断層帯地震に比べて継続時間も長く、比較的サイクリックな入力波形のために、繰り返し回数の増加とともに徐々に液状化が進展するが、養老断層帯地震は初期に大きなパルス入力で液状化が生じる。そのため、最大応答加速度は南海トラフ地震に比べて、養老断層帯地震のほうが大きくなっている。一方、最大応答相対変位及び最大応答せん断ひずみは液状化が生じた以降の地盤の剛性に支配されることから、南海トラフ地震や養老断層帯地震による違いは小さい。また、両地震波とも最大せん断ひずみが 15%程度になり、杭頭は塑性化するが、終局曲率の半分程度に収まっていることら、杭基礎の耐震性は確保されている。この理由は、KHKS0862 (2018) による平底円筒形貯槽の耐震設計で用いた地表面水平震度が 0.6 と大きく、耐震性の高い設計を行ったことを意味している。また、側板、屋根板及びアンカーストラップは弾性範囲内に収まっており、耐震性は確保できている。

貯槽重心位置の応答加速度波形及び加速度応答スペクトルによれば、南海トラフ地震では 1.0 秒あたりの長周期成分が主体であるが、養老断層帯地震では 0.1 秒あたりのピークの他に、 0.3 秒以上の周期成分でも励起されている。また、砂層が完全に液状化した場合、貯槽ー杭基礎-地盤連成系モデルの固有周期 (0.25 秒あたり: ※参照) は杭剛性により支配されると想定される。南海トラフ地震及び養老断層帯地震の応答スペクトルによれば、固有周期が 0.25 秒 あたりで養老断層帯地震による NS 方向の応答が励起されるものと考えられる。

※貯槽が杭のみで支持された解析モデル(砂層を無視した解析モデル)の一次固有周期を示す。

表 5.2-1 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

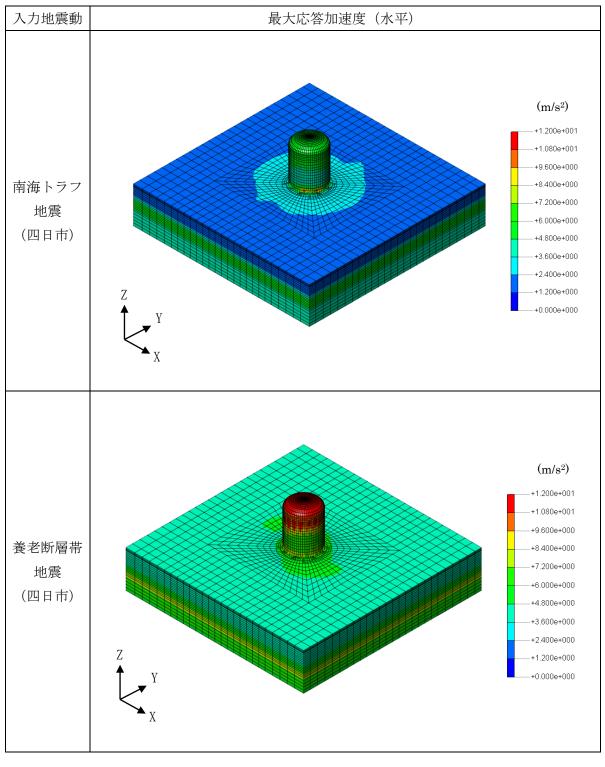


表 5.2-2 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

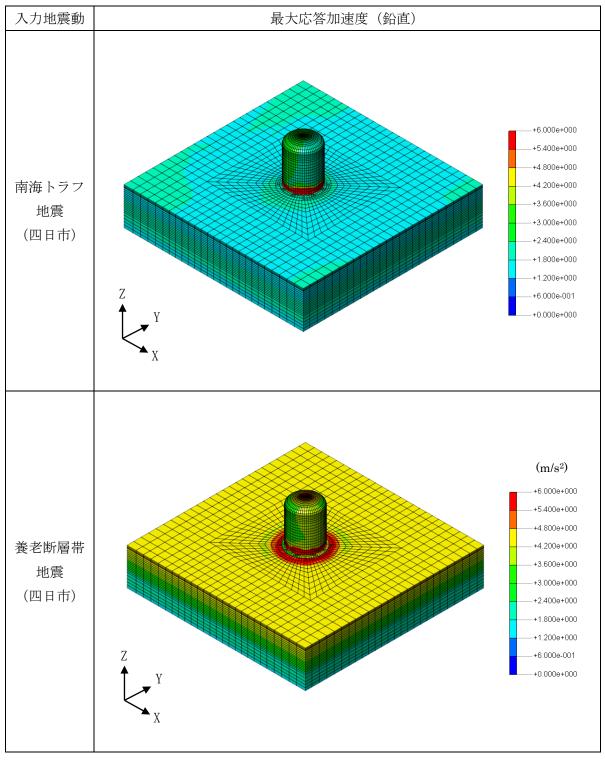


表 5.2-3 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

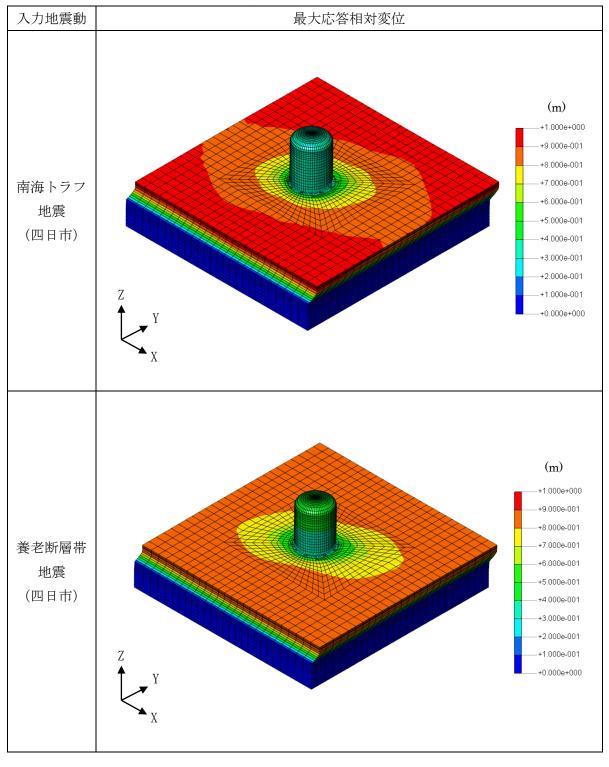


表 5.2-4 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

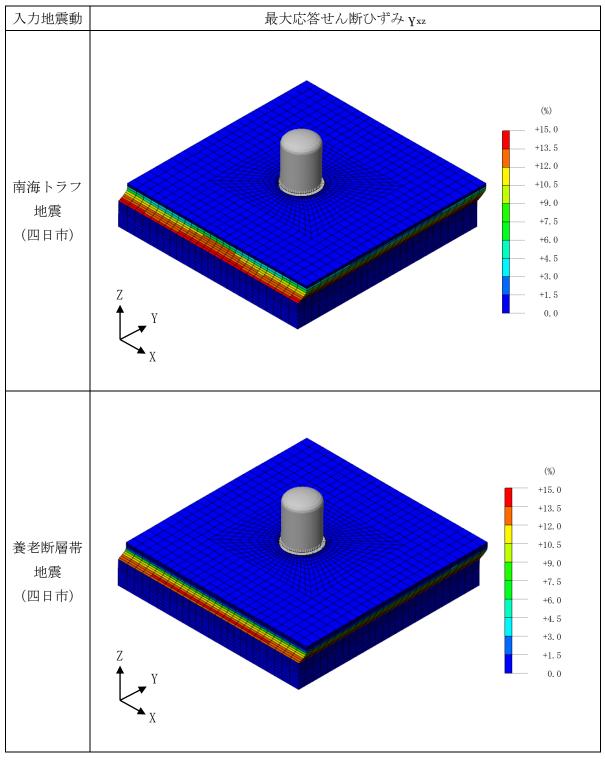


表 5.2-5 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

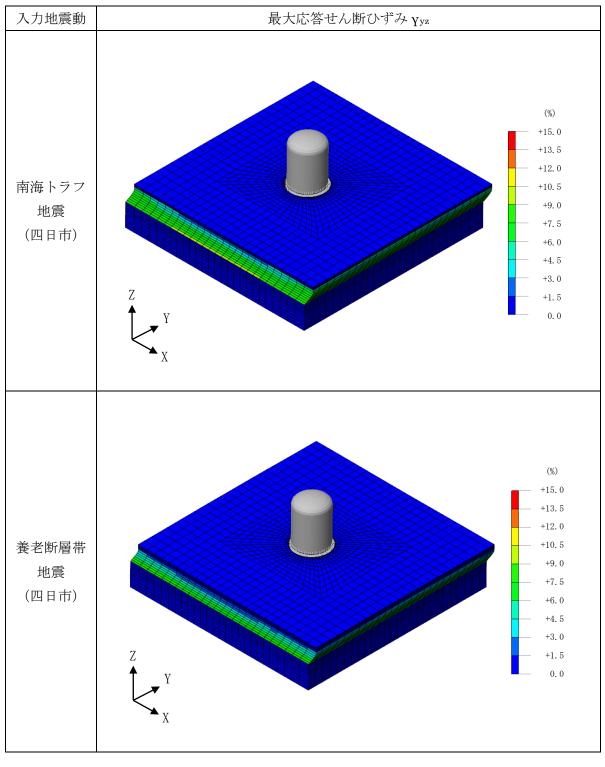


表 5.2-6 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

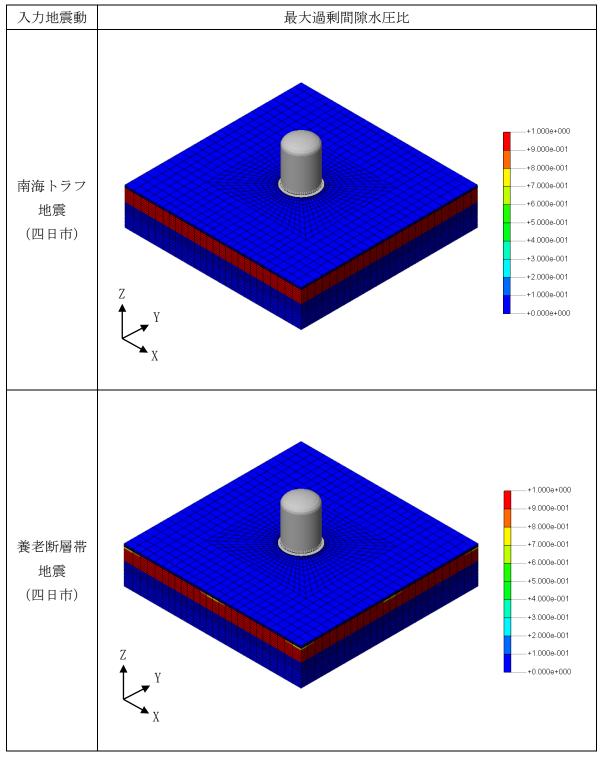


表 5.2-7 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

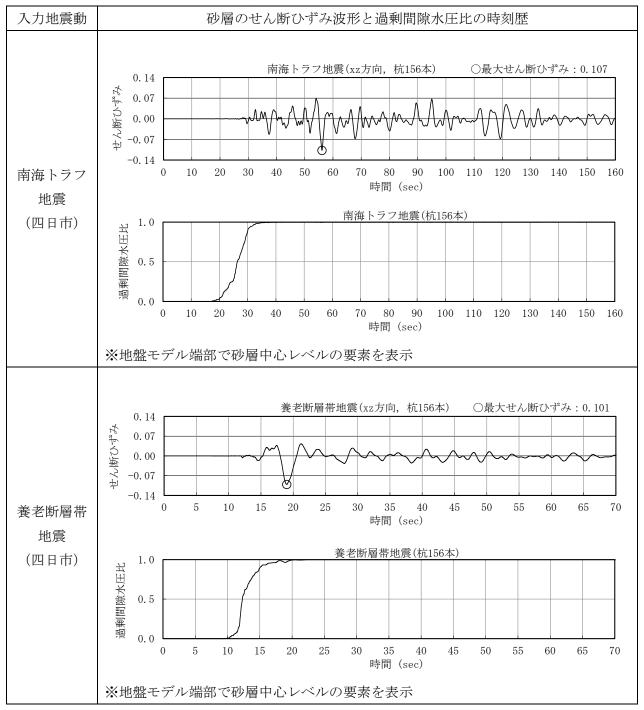


表 5.2-8 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

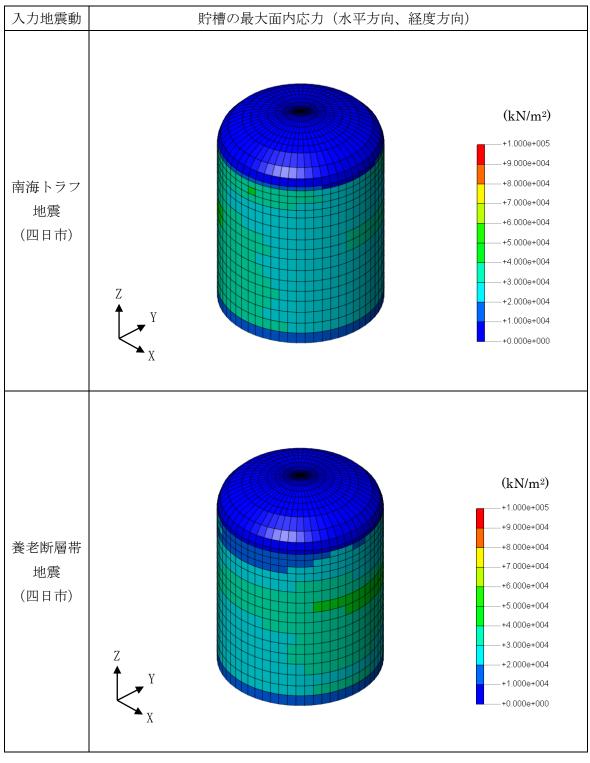


表 5.2-9 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

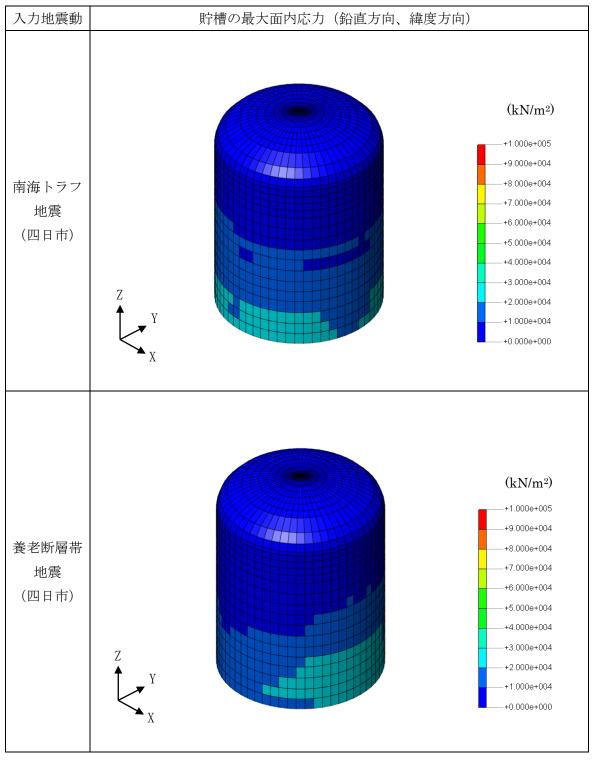


表 5.2-10 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

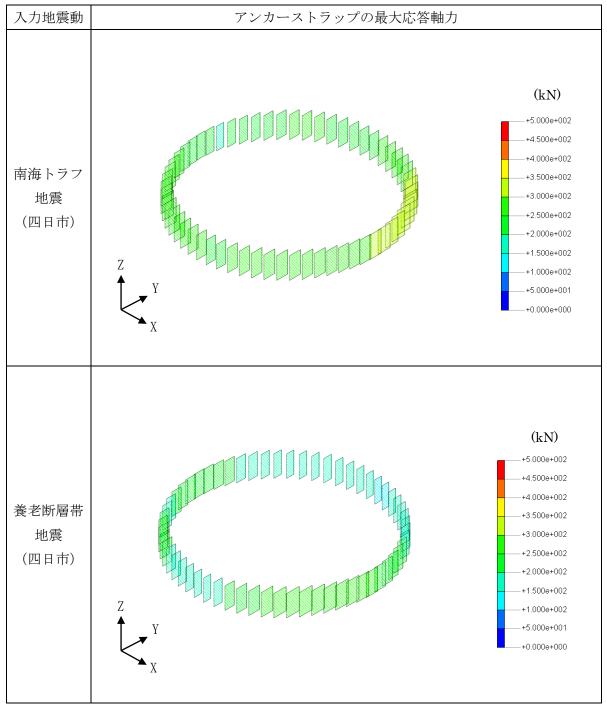


表 5.2-11 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

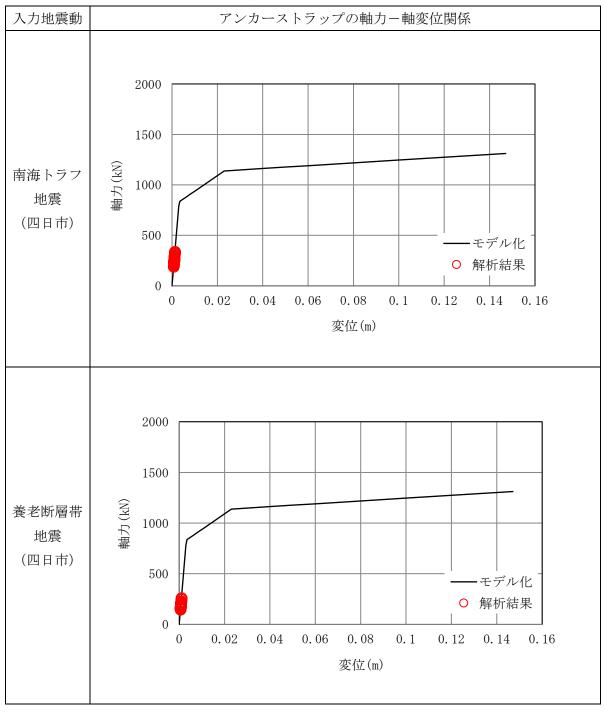


表 5.2-12 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

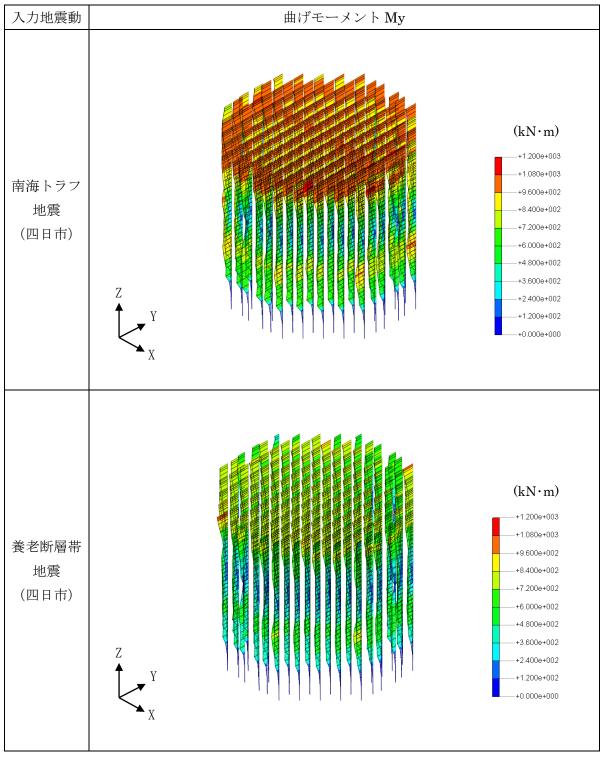


表 5.2-13 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

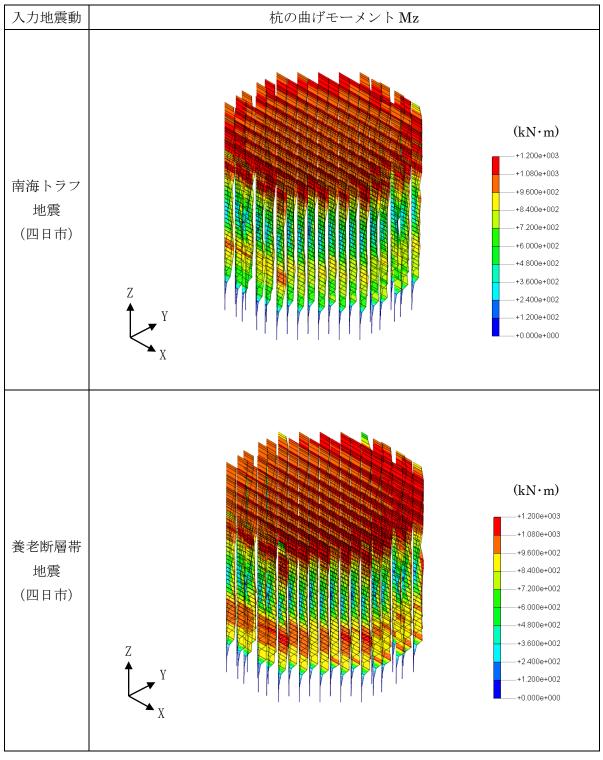


表 5.2-14 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

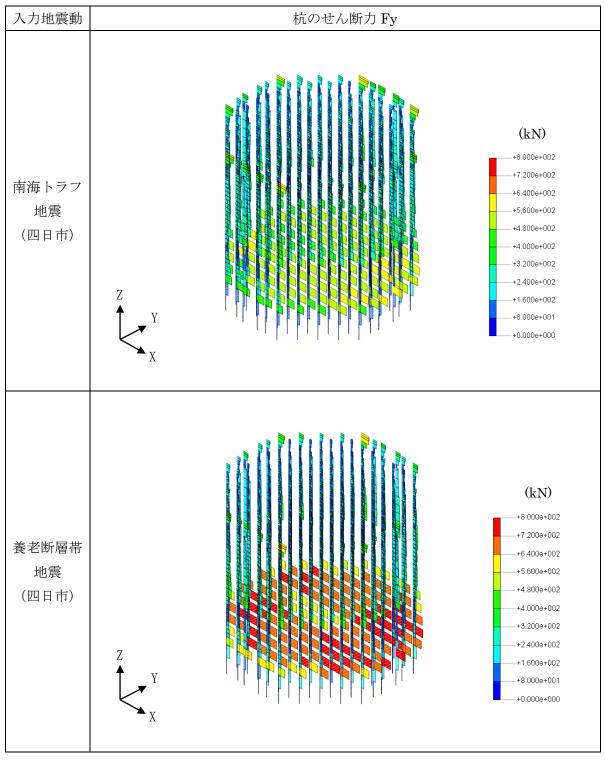


表 5.2-15 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

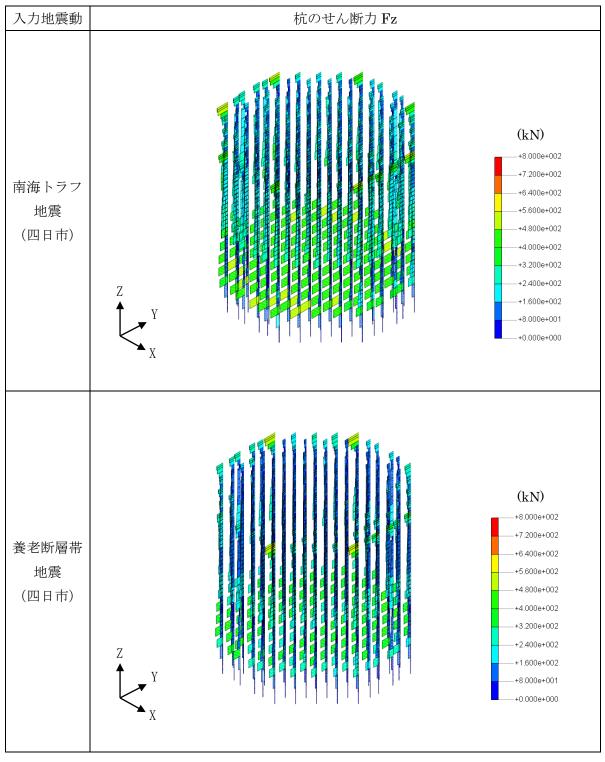


表 5.2-16 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

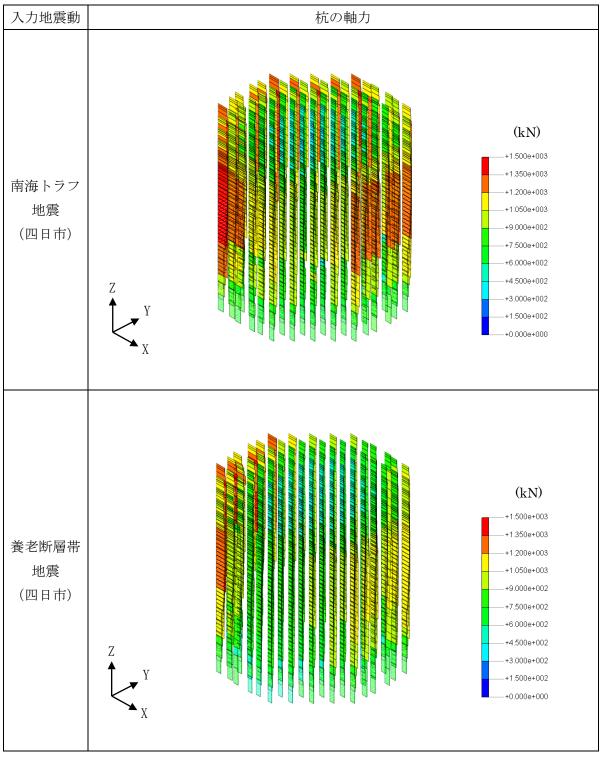


表 5.2-17 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)

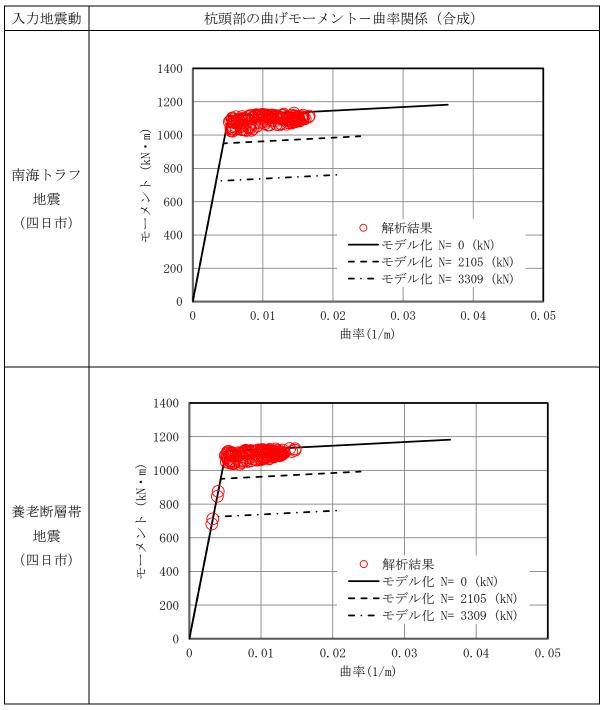


表 5.2-18 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力/全応力)

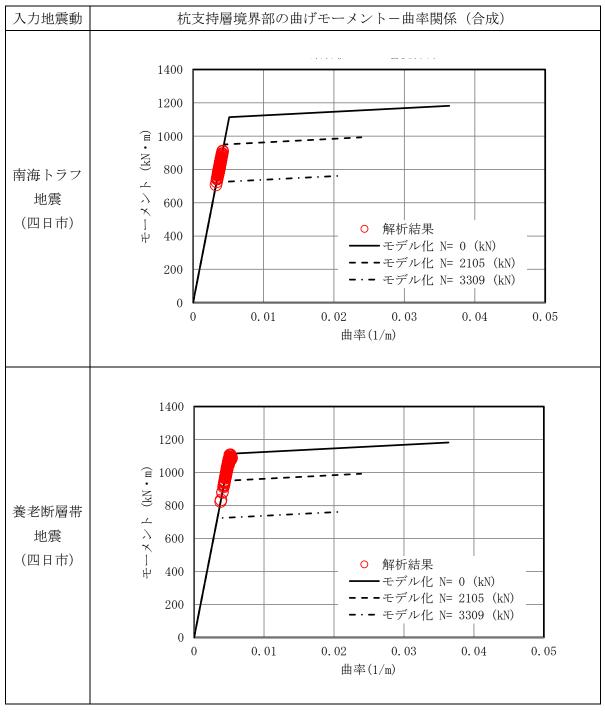


表 5.2-19(1) 地震応答解析結果(平底円筒形貯槽、有効応力)

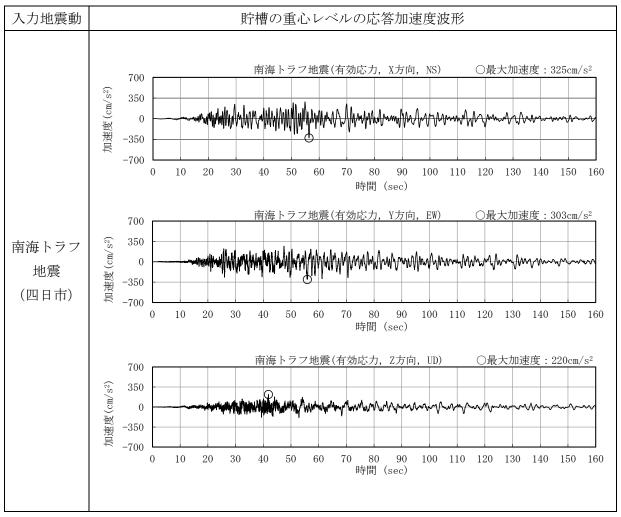


表 5.2-19(2) 地震応答解析結果(平底円筒形貯槽、有効応力)

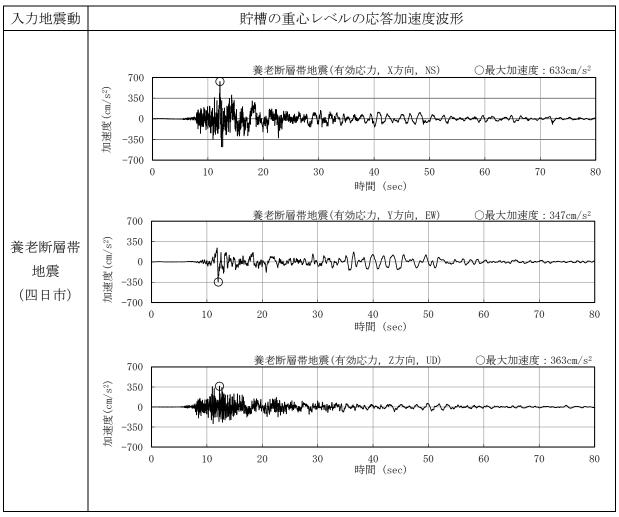
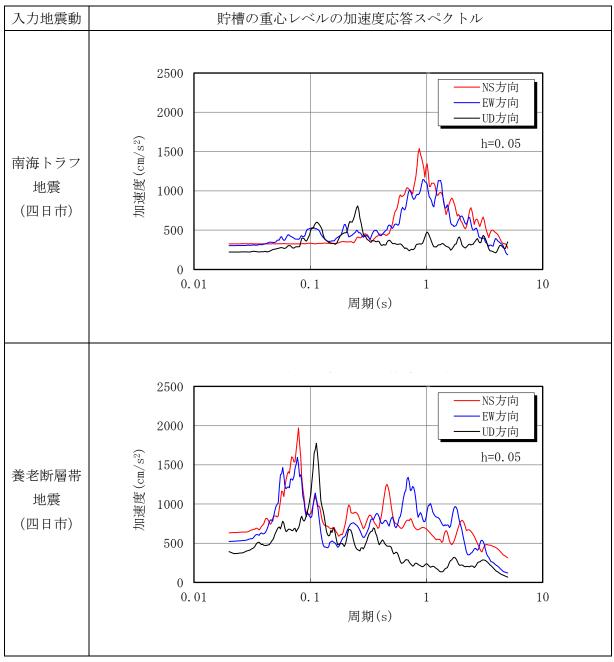


表 5.2-20 地震応答解析結果 (平底円筒形貯槽、有効応力)



#### 6. まとめ

球形貯槽と平底円筒形貯槽の実機モデルを対象に、令和元年度調査研究で設定された工学的 基盤におけるレベル 2 地震動を用いて、3 次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解 析を行い、液状化地盤における貯槽の地震時挙動と耐震性について検討した。

球形貯槽は、令和元年度調査研究で実施済の上町断層帯地震を用いた地震応答解析結果において、杭本数 17 本 (KHKS0862 (2018) で地表面水平震度 K<sub>H</sub>=0.384 として耐震設計したときの杭本数) の場合、杭頭の局部座屈により耐震性を確保できないが、杭本数 49 本であれば耐震性を確保できていた。今年度は南海トラフ地震を用いた地震応答解析を実施し、長周期主体の地震波を含めても、杭本数が 49 本であれば球形貯槽の杭基礎における耐震性が確保できることを確認した。また、球殻、支柱及びタイロッドブレースは、杭本数や地震波にかかわらず弾性状態にあることから十分に耐震性が確保されていた。これは、特に液状化といった地盤の強非線形化により、耐震設計設備に作用する慣性力 (応答加速度) が低減したためである。

一方、平底円筒形貯槽は、杭本数 156 本(KHKS0862 (2018) で地表面水平震度 K<sub>H</sub>=0.6 として耐震設計したときの杭本数)の杭が配置されている。南海トラフ地震及び養老断層帯地震を用いた地震応答解析を行った結果、地盤は液状化を生じるが杭頭が限界曲率の半分程度に収まり、杭基礎の耐震性が確保できていた。この理由は、KHKS0862 (2018) による平底円筒形貯槽の耐震設計で用いた地表面水平震度が球形貯槽の 1.5 倍以上あるために、平底円筒形貯槽の耐震性が高くなっているためと考えられる。また、アンカーストラップや平底円筒形貯槽の側板や屋根板は、弾性範囲内に収まっており、十分に耐震性が確保されていた。これは同様に、液状化といった地盤の強非線形化により、耐震設計設備に作用する慣性力(応答加速度)が低減したためである。

以上より、球形貯槽と平底円筒形貯槽は、サイトスペシフィック地震動を用いることでサイトの地震環境を考慮した耐震設計を行うことができ、KHKS0862 (2018) の地域別地震動を適用した耐震設計に比較して、より適切な耐震設計を実施できる可能性があることを示している。サイトスペシフィック地震動は、高圧ガス設備の設置サイト近傍に規模の大きい活断層やプレート境界の存在の有無、地震波の伝播特性等を考慮した地震動であることから、高圧ガス設備の重要度や設置サイトの地域区分等で決定される地域別地震動に比較して、よりサイトに即した地震動と言える。

# Ⅱ-7 簡易解析手法・モデル構築

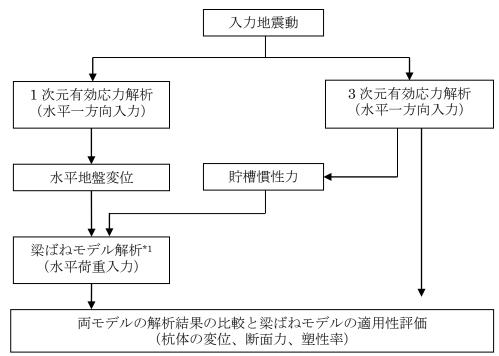
## 1. 検討概要

杭基礎を有する構造物の液状化地盤中の応答評価は、精緻な解析手法として3次元 FEM 有効応力解析が使用されることが多いが、3次元 FEM 有効応力解析を行うためには地盤に関する高度な知識が必要とされ、一般の設計者には不向きである。そのため、耐震設計基準では、杭を梁モデルに、地盤をばねモデルに置換した簡易な梁ばねモデルを用いて静的非線形解析を行い、杭基礎の損傷を評価する方法について規定している。ただし、自由度の低い梁ばねモデルによる簡易な静的非線形解析により、液状化を生じる地盤を対象とした3次元 FEM 有効応力解析と類似または安全側の結果を期待するには、研究的な課題が多い。このため、梁ばねモデルの考え方は耐震設計基準で記載されているが、現状で液状化地盤での杭基礎の耐震性を評価できるまでには至っていない。

以上のことを踏まえ、梁ばねモデルの検討フローを図 1-1 に示す。液状化地盤における球形 貯槽の評価事例として、令和元年度調査研究で用いた 3 次元有効応力解析モデル(杭本数 49本)を採用し、水平一方向入力による地震応答解析を実施して杭基礎の挙動を把握する。同様の条件下で梁ばねモデルを作成して静的非線形解析を行い、両者の解析結果を比較することで、梁ばねモデルの液状化地盤への適用性を検討する。本検討では、以下の土木・建築分野の代表的な耐震設計基準に準じて梁ばねモデルを設定し、液状化地盤への適用性を検討した。

- ①(公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、V耐震設計編、 平成 29 年 3 月.(以下、道路橋示方書という)
- ②(社)日本建築学会:建築基礎構造設計指針、2019年11月.

(以下、建築基礎構造設計指針という)



注記 \*1: 道路橋示方書または建築基礎構造設計指針による梁ばねモデルとする。

図 1-1 梁ばねモデルの検討フロー

# 2. 有効応力解析

# 2.1 1次元有効応力解析

## (1) 検討概要

梁ばねモデルに入力する液状化時の水平地盤変位を求めるために、令和元年度調査研究で用いた緩い地盤を対象に1次元有効応力を実施する。

# (2) 地盤条件

地盤は令和元年度調査研究で想定した仮想の緩い地盤とし、地盤定数を表 2.1-1 に示す。各 地層のせん断ひずみに伴うせん断剛性及び減衰定数の非線形性については、令和元年度調査研 究を参照されたい。

層厚 地層名 単位体積重量 粘着力 標高 N 値  $\gamma(kN/m^3)$  $\nabla GL \pm 0.0m$ (m) $C(kN/m^2)$ -1.5 砂(1) 7 17.71.5 -10.0 8.5砂(2) 7 19.6 (9.8) シルト 216.7 (6.9)-15.05.024.5砂礫 (支持層) -25.0 20.6 (10.8) 10.0 45 工学的基盤 50 20.6 (10.8)

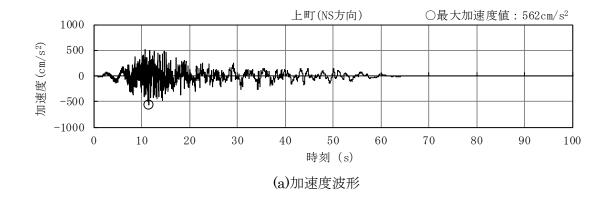
表 2.1-1 緩い地盤

注1) 地下水位は GL-1.5 m で、( ) 内は水中単位体積重量を示す。

注 2) 砂(2)層は液状化層とする。

# (3) 入力地震動

令和元年度調査研究と同様、入力地震動には堺・高石地区において上町断層帯に発生する地震の経験的グリーン関数法による半経験的手法から得られた地震動を適用する。この地震波は、3成分(NS 方向、EW 方向、Z方向)を有するが、このうち図 2.1-1 に示す NS 方向成分のみを解析に用いるものとする。



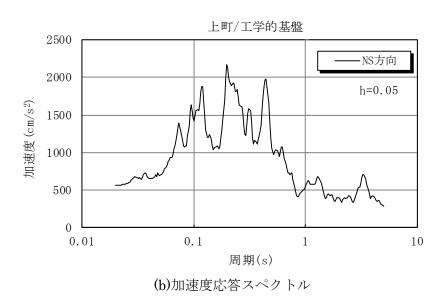


図 2.1-1 入力地震動における加速度波形と加速度応答スペクトル

## (4) 解析結果と地盤変位

土柱モデルによる 1 次元有効応力解析を実施した結果のうち、最大応答値分布、地表面の応答加速度波形及び応答相対変位波形、時刻歴の過剰間隙水圧比、せん断応力ーせん断ひずみ関係を図 2.1-2~図 2.1-5 に示す。

最大応答加速度分布では、砂(2)層において低減する傾向が見られ、相対変位波形では砂(2)層で増幅する傾向が見られる。砂(2)層のせん断ひずみは 11%と大きく、最大過剰間隙水圧比は 1.0 近傍に達しており、砂(2)層で液状化を生じたものと考えられる。また、時刻歴の過剰間隙水圧比では、比較的早い時刻(13 秒あたり)で 1.0 に達するとともに、せん断応力ーせん断ひずみ関係でば、その時刻あたりから砂のせん断ひずみが急激に大きくなっており、砂(2)層で状化現象を示していることがわかる。

#### (5) 梁ばねモデルの地盤水平変位

上町断層帯に発生する模擬地震動(NS 方向)を用いて令和元年度調査研究で用いた球形貯槽-杭基礎-地盤連成系モデルによる3次元非線形 FEM による有効応力解析を行い、杭の塑性率が最大となる時刻を見つけるものとする。3次元有効応力解析結果(図 2.2-9 参照)によれば、20 秒あたりで杭頭の塑性率が最大になる。

これより、1次元有効応力解析結果から20秒及び30秒近傍の地盤水平変位を図2.1-6に示す。このうち、20秒近傍の水平変位分布を梁ばねモデルの解析に用いる地盤水平変位とする。

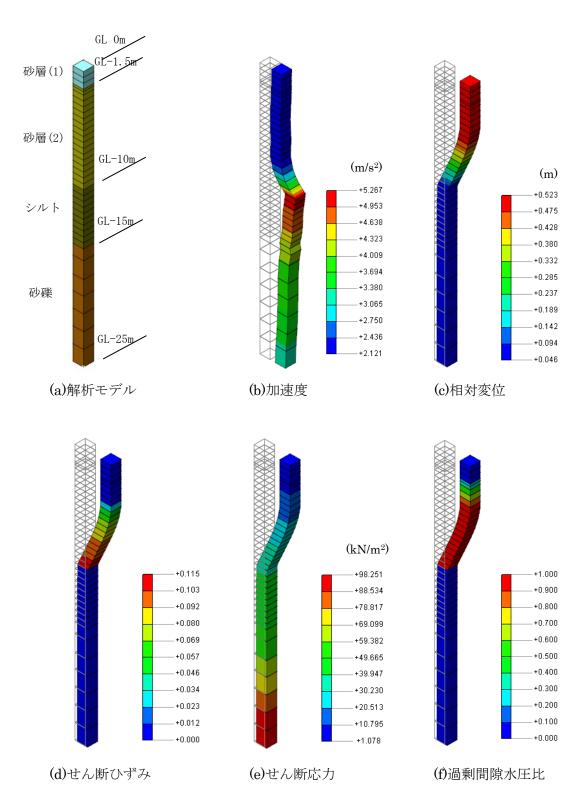
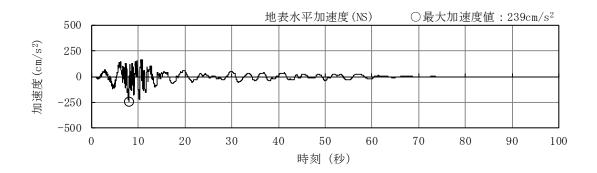


図 2.1-2 土柱モデルによる解析結果(有効力解析、NS方向)



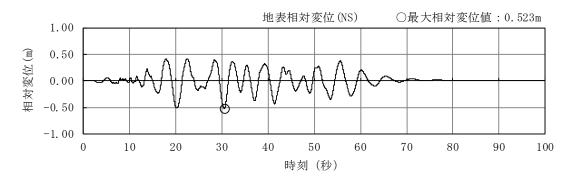


図 2.1-3 地表の加速度波形及び相対変位波形(有効応力解析、NS 方向)

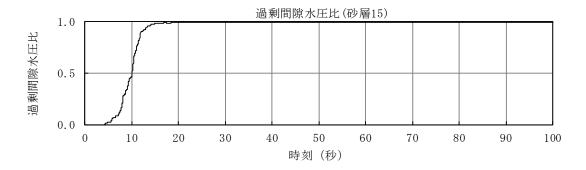


図 2.1-4 過剰間隙水圧比(有効応力解析、NS 方向)

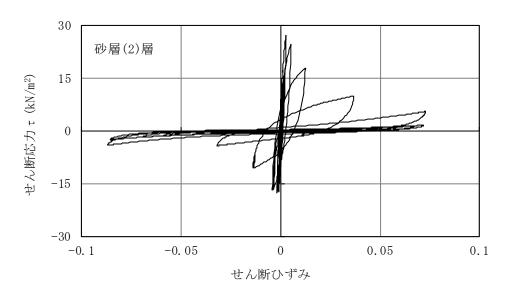


図 2.1-5 せん断応カーせん断ひずみ関係(有効応力解析、NS方向)

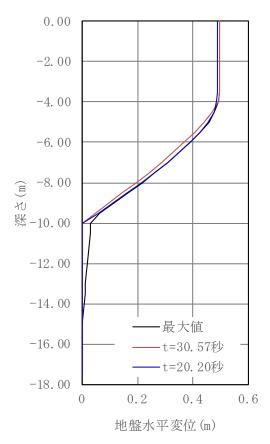


図 2.1-6 地盤水平変位(自由地盤)

# 2.2 3次元有効応力解析

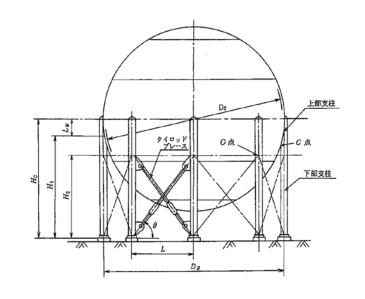
#### (1) 解析概要と対象貯槽

梁ばねモデルの応答の比較検討を行うために、令和元年度調査研究で扱った球形貯槽(タイロッドブレース)を対象に、球形貯槽ー杭基礎ー地盤連成系モデルによる3次元 FEM 有効応力解析を実施する。

また、対象貯槽は貯蔵容量 1000m³の球形貯槽とし、主要寸法等を以下に示す。ここで、地 震時の球形貯槽(内容液は有効液重量)の重量は 4424kN、基礎部(フーチングと上載土)の 重量は 6716kN になっている。球形貯槽を支持する鋼管杭の配置図と断面図を図 2.2-1 に示す。

# 【主要寸法等】

貯蔵物可燃性ガス貯蔵能力1000m³球内径 (Ds)12410mm支柱本数 (n)8 本支柱の中心からなるフ12410mm円の直径 (DB)12410mmベースプレート下面から球殻の中心までの高さ (Hc)8000mm支柱の有効長さ (H1)7206mmベースプレート下面からベース取付位置までの高さ (H2)6000mm



# 【主要部材の寸法・材質】

球 殻 - SPV490Q 上 部 支 柱 406.4 \*×9.5 SPV490Q 下 部 支 柱 406.4 \*×9.5 STK400 タイロッドブレース 70 SS400

【耐震設計仕様】(レベル2地震動)

重 要 度 I  $\beta$  1=0.8 地域区分 A 地区  $\beta$  2=0.8 地盤種別 第 4 種地盤  $\beta$  3=2.0

地表面水平震度  $K_H = 0.15 \mu_k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 = 0.384$ 

設計修正水平震度  $K_{MH} = \beta_5 K_H = 0.922$ 

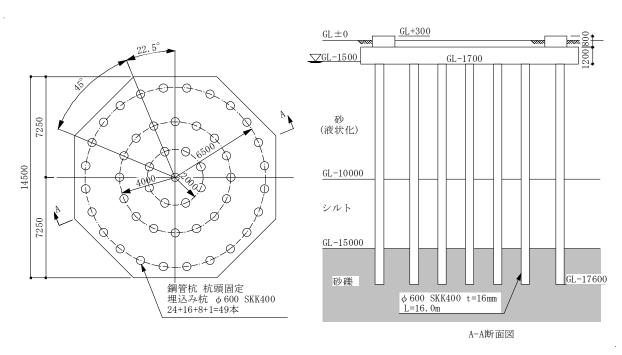


図 2.2-1 鋼管杭の配置図と断面図(49 本-  $\phi$  600、t=16mm)

## (2) 解析モデルと入力地震動

球形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系モデルを図 2.2・2 に示す。球形貯槽を支持する杭は、地震時に杭が破壊されない 49 本とし、地盤モデル全体のサイズは、76.5m (NS)×76.5m (EW)×25.0m (深さ)とし、NS 方向をモデル座標の X 方向、EW 方向をモデル座標の Y 方向としている。球形貯槽モデルは、球殻をシェル要素で、支柱をはり要素で、タイロッドブレースをロッド要素で表現する。杭基礎モデルは、基礎スラブをシェル要素で、鋼管杭を梁要素で表現する。解析に用いる材料定数及び断面性能を表 2.2・1 及び表 2.2・2 に、タイロッドブレース軸力ー軸変位関係の非線形性を図 2.2・3 に、杭の曲げモーメントー曲率関係の非線形性を図 2.2・4 に示す。また、支柱の曲げモーメントー曲率関係の非線形性、各地層のせん断ひずみに伴うせん断剛性及び減衰定数の非線形性については、令和元年度の調査研究を参照されたい。また、入力地震動は「2.1 1 次元有効応力解析」で用いた入力地震動と同様とする。

#### (3) 解析結果

解析結果のうち、最大応答加速度分布、最大応答相対変位分布、最大応答せん断ひずみ分布 及び最大過剰間隙水圧比分布を図 2.2-5~図 2.2-8 に、杭頭曲率の時刻歴波形を図 2.2-9 に、杭 頭の曲げモーメント・曲率関係を図 2.2-10 に示す。

最大応答加速度は球形貯槽で 550cm/s²程度、地表で 200cm/s²程度になり、地盤モデル端部の水平相対変位は 60cm 程度になっている。最大応答変位分布及最大応答びせん断ひずみ分布によれば、貯槽周辺の地盤に比べて変位及びせん断ひずみが小さくなっており、杭基礎で囲まれる地盤は杭の拘束効果による影響が現れている。過剰間隙水圧比分布によれば、砂(2)層は全体に渡り過剰間隙水圧比が 1.0 近傍となり液状化を生じているものと想定される。また、杭頭曲率の時刻歴波形によれば、20 秒付近と 30 秒付近で大きくなっており、そのときの杭頭塑性率は 4.0 程度を示している。

一方、梁ばねモデルの解析手法は静的非線形解析としており、地震応答解析における杭頭曲率が最大となる時刻 19.91 秒を対象に応答値を抽出する。時刻 19.91 秒で得られた応答加速度分布、応答相対変位分布、応答せん断ひずみ分布及び過剰間隙水圧比分布を図 2.2-11~図 2.2-14 に示す。この時刻では杭付近の地盤加速度は比較的小さく、応答変位分布は応答加速度と位相差を生じている。群杭内の砂のせん断ひずみは 2%程度で周辺のせん断ひずみに比べ小さくなっているが、過剰間隙水圧比を見れば砂は 1.0 近傍になっている。

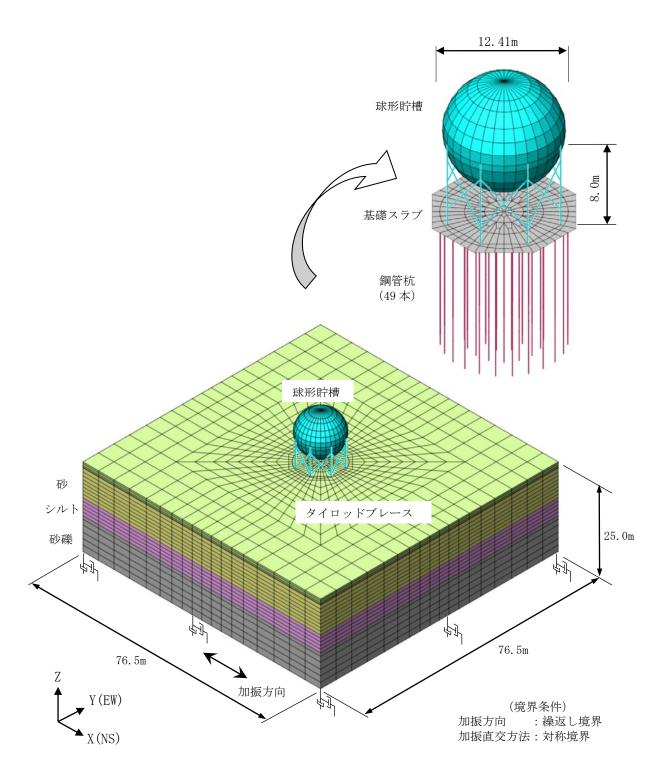


図 2.2-2 球形貯槽 - 杭基礎 - 地盤連成系の 3 次元非線形 FEM モデル (杭本数:49 本)

表 2.2-1 材料定数

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
上部支柱	SPV490Q	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
下部支柱	STK400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
タイロッドブレース	SS400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
鋼管杭	SS400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3
基礎スラブ(普通コンクリート)	Fc=24N/mm2	$2.27 \times 10^{4}$	0.2

表 2.2-2 断面性能

部位	軸断面積 A	断面二次モーメント I	せん断断面積 As
由5.1万°	$(m^2)$	$(m^4)$	(m <sup>2</sup> )
上部支柱	0.01185	0.0002334	0.005923
下部支柱	0.01185	0.0002334	0.005923
タイロッドブレース	0.003848	_	_
鋼管杭(t=16mm)*	0.02560	0.001084	0.01280

注記 \*:鋼管杭は腐食代2mmを減じた断面性能とする。

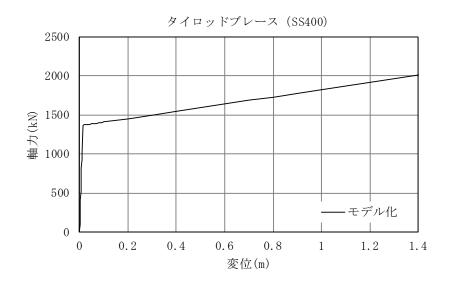


図 2.2-3 タイロッドの軸力ー軸変位関係

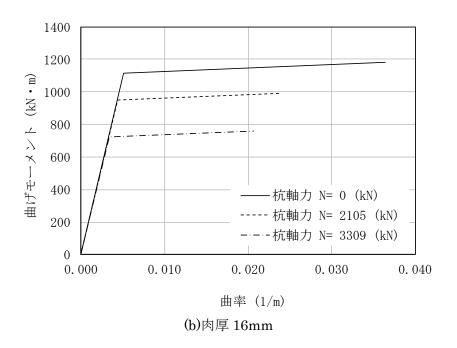


図 2.2-4 鋼管杭の曲げモーメントー曲率関係

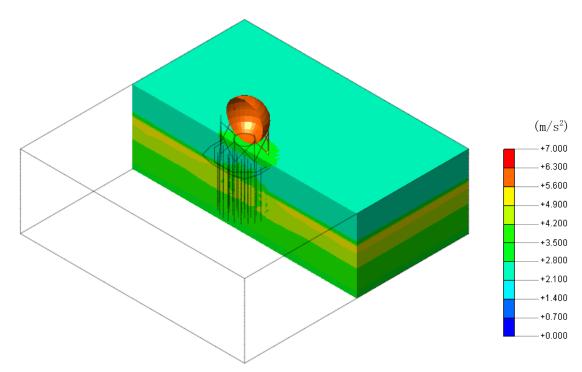


図 2.2-5 最大応答加速度(X方向)

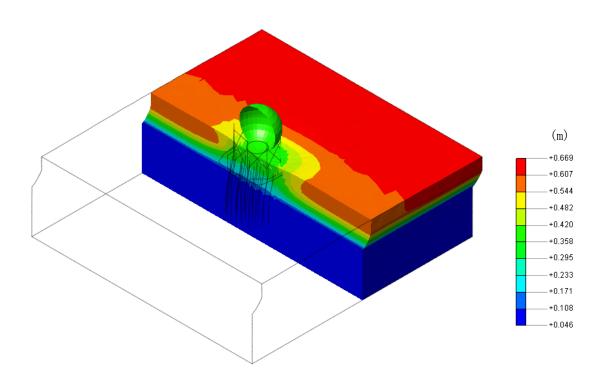


図 2.2-6 最大応答相対変位

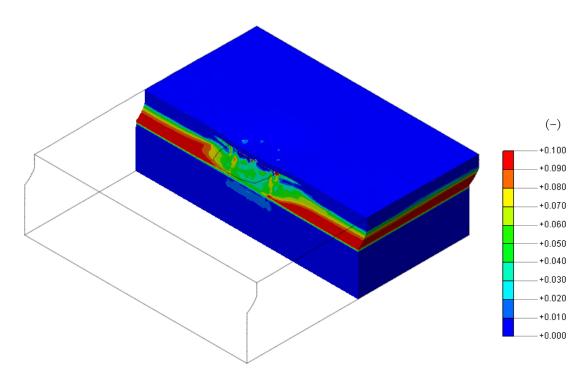


図 2.2-7 最大応答せん断ひずみ (yxz)

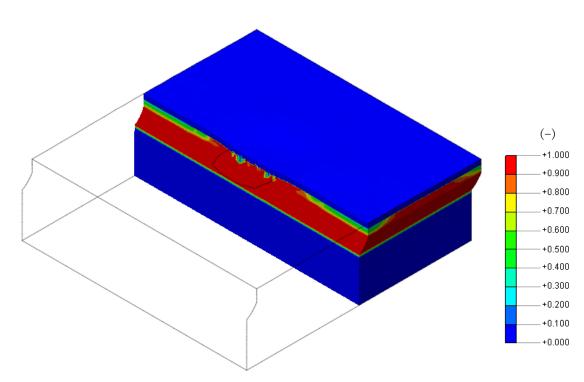


図 2.2-8 最大過剰間隙水圧比

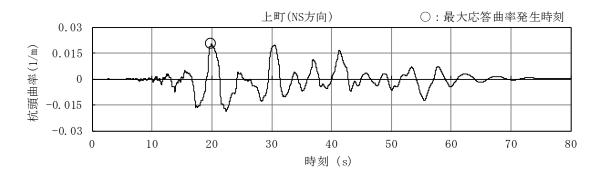


図 2.2-9 杭頭曲率の時刻歴波形(曲率最大 19.91 秒)

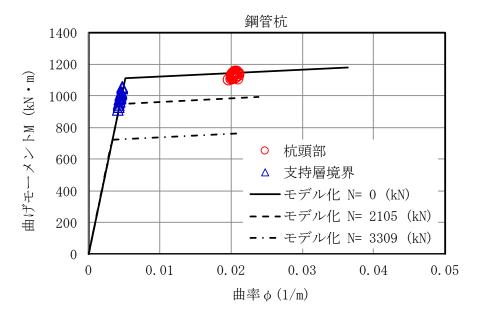
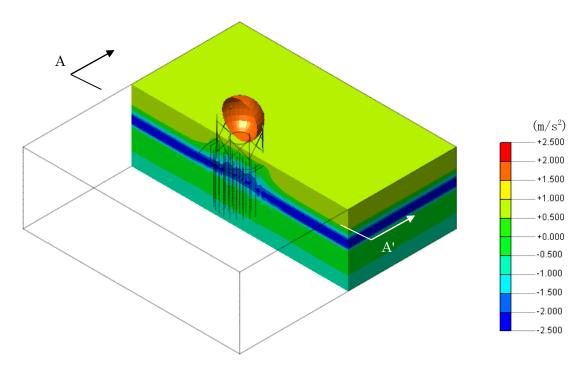
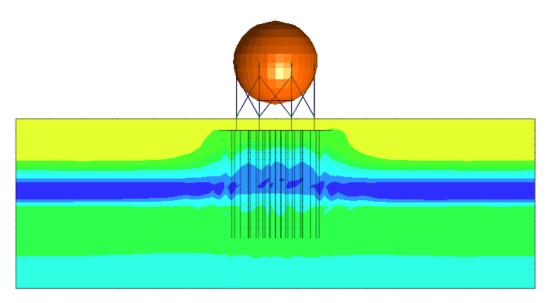


図 2.2-10 杭頭曲げモーメントー曲率関係

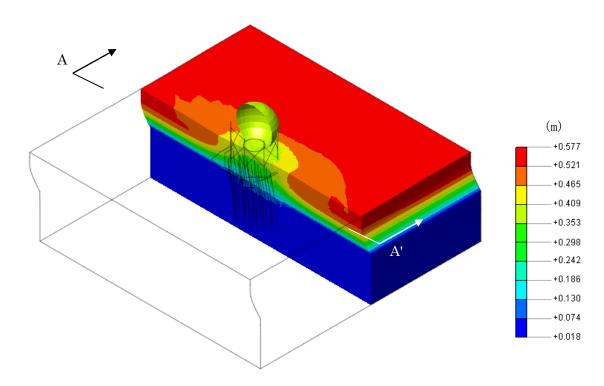


(a) 加振方向 1/2 モデル表記

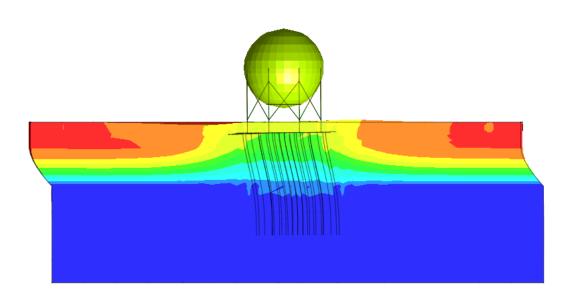


(b) A-A'断面

図 2.2-11 応答加速度(t=19.91 秒)

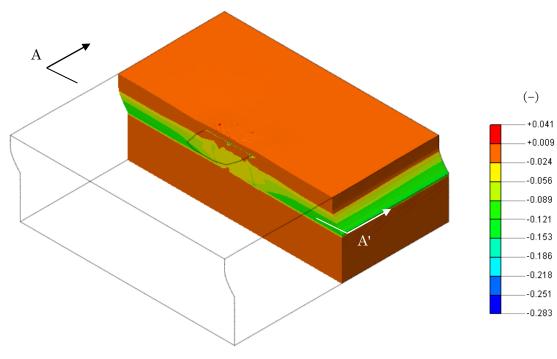


(a) 加振方向 1/2 モデル表記

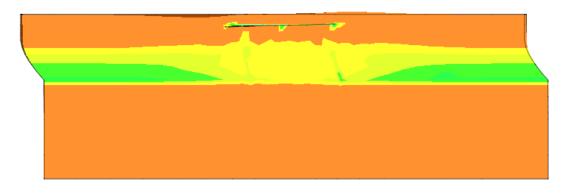


(b) A-A'断面

図 2.2-12 応答相対変位(t=19.91 秒)

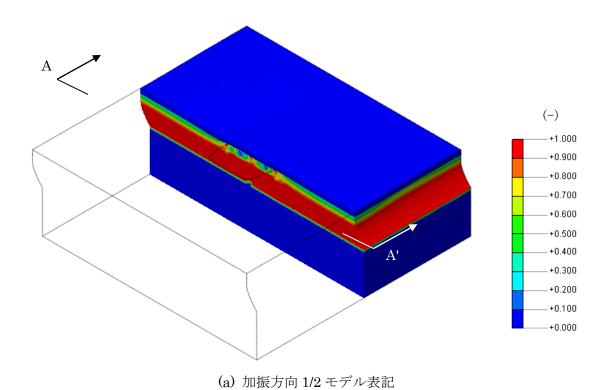


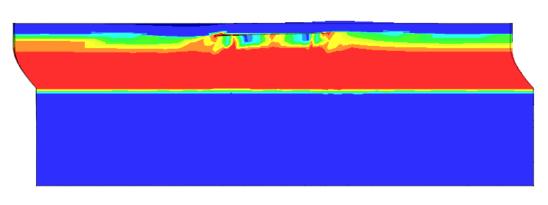
(a) 加振方向 1/2 モデル表記



(b) A-A'断面

図 2.2-13 応答せん断ひずみ (t=19.91 秒)





(b) A-A'断面

図 2.2-14 過剰間隙水圧比(t=19.91 秒)

# 3. 梁ばねモデルの解析

# 3.1 耐震設計基準

# (1) 道路橋示方書

道路橋示方書 (IV下部構造編) の梁ばねモデルに係わる規定は、同示方書の 257~299 ページに示されている。

# (2) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針の梁ばねモデルに係わる規定は、同指針の  $266\sim273$  ページに示されている。

# 3.2 解析モデル

#### (1) 梁ばねモデルの作成

円形状配置の杭基礎を正方配置の杭基礎へ変換する方法を図 3.2-1 に示す。ここでは、最外 縁の杭の芯で囲まれる面積が等価になるように設定している。解析モデルは、正方配置の1列 (杭7本分)を抽出し、梁ばねモデルを作成する。地盤ばねは、道路橋示方書及び建築基礎構 造設計指針に基づき評価している。

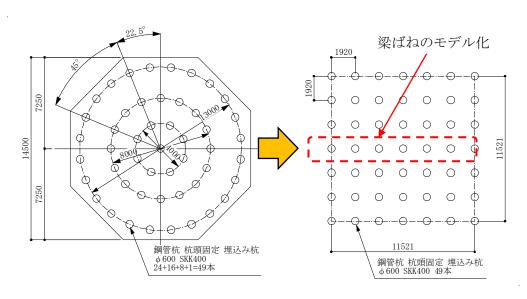


図 3.2-1 杭基礎の円形状配置から正方配置への変換

表 3.2-1 材料定数

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
鋼管杭	SS400	$2.05 \times 10^{5}$	0.3

表 3.2-2 断面性能

部位	軸断面積 A*2	断面二次モーメント I	せん断断面積 As
百17177	$(m^2)$	$(m^4)$	$(m^2)$
鋼管杭(t=16mm)*1	0.02560	0.001084	0.01280

注記 \*1:鋼管杭は腐食代 2mm を減じた断面性能とする。

\*2:砂層中の杭は液状化のために表記の軸断面積とし、非液状化地盤中の杭は軸断面積 を 1.0m<sup>2</sup>とする。

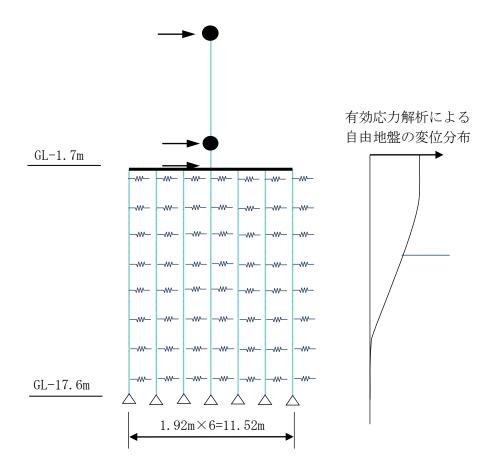


図 3.2-2 解析モデル (梁ばねモデル)

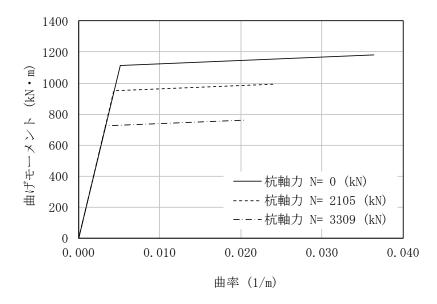


図 3.2-3 杭の曲げモーメントー曲率関係

### (2) 荷重

解析モデル与える荷重は、球形貯槽の慣性力と有効応力解析による地盤水平変位とする。貯槽の常時重量及び地震時重量を表 3.2-3 に、応答加速度から得られる慣性力を表 3.2-4 に示す。一般的には慣性力は水平変位と同一方向に作用させるが、参考に時刻 19.91 秒の応答加速度から得られる水平荷重も併記している。この時刻では、地盤水平変位の作用方向と慣性力の方向が逆方向(地盤変位と貯槽加速度の位相差が 180°)になっている。

また、地盤水平変位は、「2.1 1次元有効応力解析」に示した図 2.1-6 で、時刻 19.91 秒の地盤水平変位を用いる。

常時重量 常時 (地震時) 地震時重量 モデル化範囲 集中質点 (kN) (kN) (kN) 貯槽質点 5668 4423.64423.6全体 基礎(上)質点 4405 3021 4405 基礎(下)質点 2508 2508 2508 貯槽質点 631.9 809.7 631.9 1/7 基礎 (上) 質点 629.2 629.2 431.6 基礎(下)質点 358.3 358.3 358.3

表 3.2-3 貯槽の地震時重量

表 3.2-4	貯槽の地震時慣性力
1 0.4 4	以1.1日 ^ / 5円/区 b.1

質点位置	最大応答加速度		時刻 19.91s の応答加速度	
貝瓜似但	加速度値(Gal)	慣性力(kN)	加速度値(Gal)	慣性力(kN)
貯槽質点	580	374.0	-160	-103.2
基礎(上)質点	290	127.7	-50	-22.0
基礎 (下) 質点	290	106.0	-50	-18.3

# 3.3 解析ケース

解析ケースを表 3.3·1 に示す。同表で示すケース 1 とケース 11 は、道路橋示方書及び建築基礎構造設計指針のオリジナルの解析ケースである。

表 3.3-1 解析ケース

ケース	基準	地盤変形係数 (kN/m²)	液状化 低減係数	群杭係数	作用荷重
1	道路橋 示方書	E <sub>0</sub> =2800N (N:N値)	1/3 (D <sub>E</sub> )	全層 2/3 (η <sub>k</sub> )	・貯槽・基礎の慣性力 ・地盤水平変位(同位相)
2		同上	同上	同上	<ul><li>・地盤水平変位(参考)</li></ul>
3		同上	同上	同上	・時刻 19.91s の慣性力 ・地盤水平変位(逆位相)
4		同上	0.2 (D <sub>E</sub> )	同上	・貯槽・基礎の慣性力 ・地盤水平変位(同位相)
11	建築基礎 構造設計 指針	E <sub>0</sub> =700N (N:N値)	0.143~ 0.0572 (α, β)	全層 0.444 (ξ)	・貯槽・基礎の慣性力 ・地盤水平変位(同位相)
12		砂 E <sub>0</sub> =700N シルト E <sub>0</sub> =2800N (N:N値)	0.318~ 0.108 (α, β)	同上	同上
13		同上	同上	砂層 1.0 砂層以外 0.444 (ξ)	同上
14		同上	1.2*× (0.318~ 0.108) (α, β)	同上	同上

注記 \*:液状化低減係数のばらつきを考慮して、建築基礎構造設計指針の液状化低減係数を 20%考慮する。

## 3.4 解析結果

#### (1) 道路橋示方書の梁ばねモデル

道路橋示方書で作成した梁ばねモデルの解析結果を図 3.4·1~図 3.4·4 に示す。解析結果を要約すると以下のようになる。

- ・ケース1は、道路橋示方書に従いモデル化したもので、貯槽慣性力と地盤水平変位を同時に加えた場合には、貯槽の水平変位が自由地盤と同程度に大きくなっている。杭頭の塑性率は1.4、支持層境界部は1.0になっている。
- ・ケース 2 はケース 1 と同様のモデル化で、作用荷重は地盤水平変位のみに着目したケース である。 貯槽慣性力を無視したために、 杭頭及び支持層境界部の塑性率は 1.0 近傍になり、 杭頭及び支持層境界部で差異はない。
- ・ケース 3 は、貯槽慣性力を 3 次元有効応力解析における 19.91 秒の応答加速度により与えており、地盤水平変位の作用方向と貯槽慣性力の作用方向は逆位相の関係なっている。貯槽の水平変位はケース 2 に比べて若干小さくなるが、杭頭及び支持層境界部の塑性率は 1.0 近傍に留まっており、ケース 2 と同程度の塑性率になっている。
- ・ケース 4 は、液状化時の地盤剛性及び地盤強度を調整する液状化低減係数  $D_E$ を低減させたもので、貯槽の水平変位はケース 1 に比べて小さくなる。ただし、杭頭及び支持層境界部の塑性率は 1.0 近傍に留まっており、ケース 2 と同程度の塑性率になっている。

#### (2) 建築基礎構造設計指針の梁ばねモデル

建築基礎構造設計指針で作成した梁ばねモデルの解析結果を図 3.4-5~図 3.4-8 に示す。解析 結果を要約すると以下のようになる。

- ・ケース 11 は、建築基礎構造設計指針に従いモデル化したもので、建築基礎構造設計指針 の液状化低減係数がかなり小さいことから地盤ばねが比較的弱く、貯槽慣性力と地盤変位 を同時に加えた場合でも、貯槽の水平変位は小さくなっている。杭頭及び支持層境界部の 塑性率は 1.0 をかなり下回っている。
- ・ケース 12 は、2 種類ある液状化低減率(建築基礎構造設計指針では液状化層の深さにより 2 種類を用意)を深い位置の値を採用して地盤剛性と地盤強度を高くしたもので、地盤水 平変位はケース 11 に比べて多少大きくなったが、杭頭の塑性率は 1.0、支持層境界部の塑性率はケース 11 より大きくなるが、1.0 まで届かない。
- ・ケース 13 は、ケース 12 に加えて液状化を生じた場合には群杭効果が見られなくなることを考慮(砂層の群杭係数を 1.0)したものであるが、杭頭及び支持層境界部の塑性率は 1.0程度である。
- ・ケース 14 は、ケース 13 に加えて液状化低減率に 20%のマージンを考慮したものであるが、 杭頭及び支持層境界部の塑性率は 1.0 近傍に留まっており、ケース 13 と同程度の塑性率に なっている。

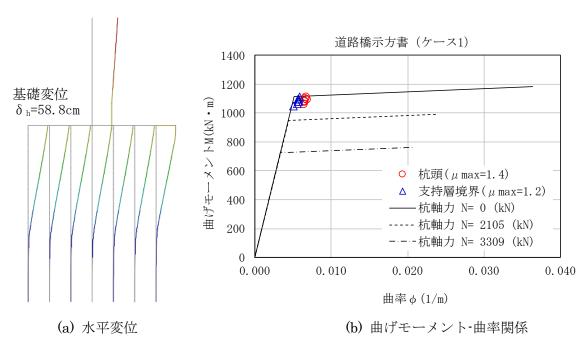


図 3.4-1 道路橋示方書 (ケース 1)

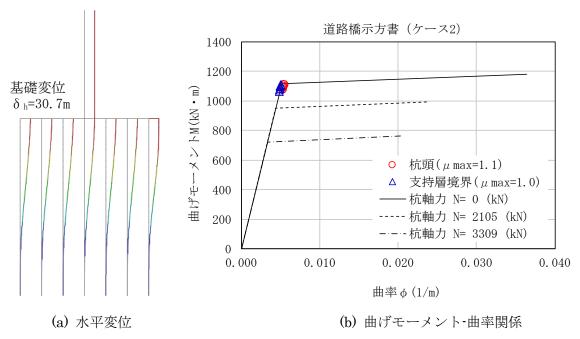


図 3.4-2 道路橋示方書 (ケース 2)

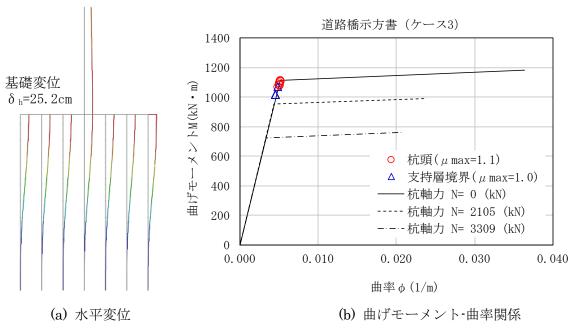


図 3.4-3 道路橋示方書 (ケース 3)

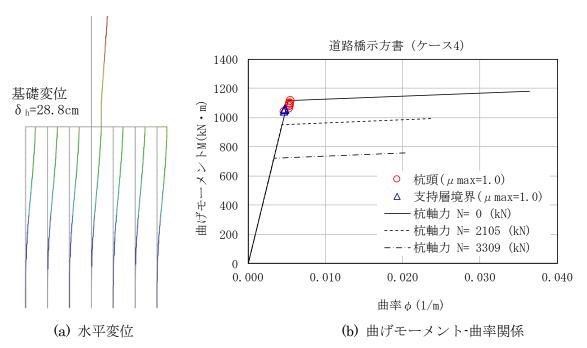


図 3.4-4 道路橋示方書 (ケース 4)

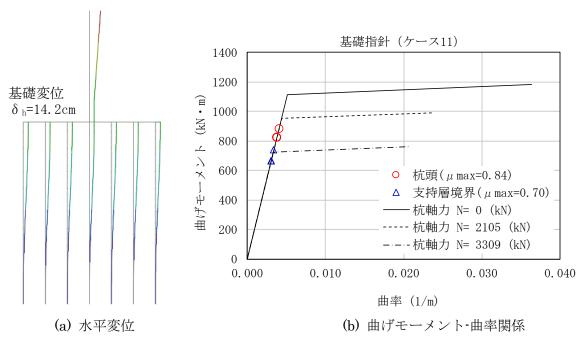


図 3.4-5 建築基礎構造設計指針 (ケース 11)

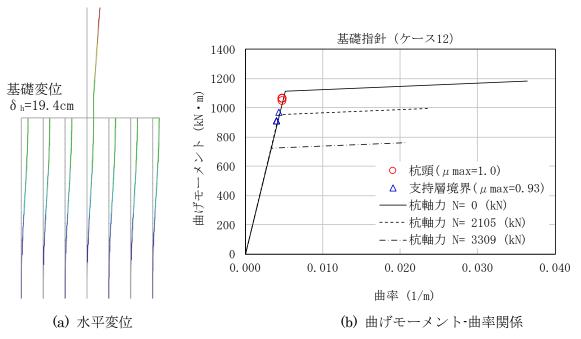


図 3.4-6 建築基礎構造設計指針 (ケース 12)

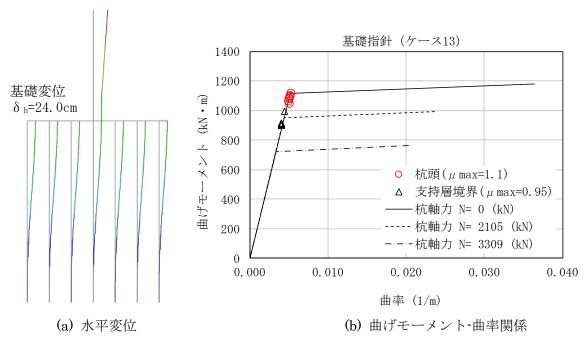


図 3.4-7 建築基礎構造設計指針 (ケース 13)

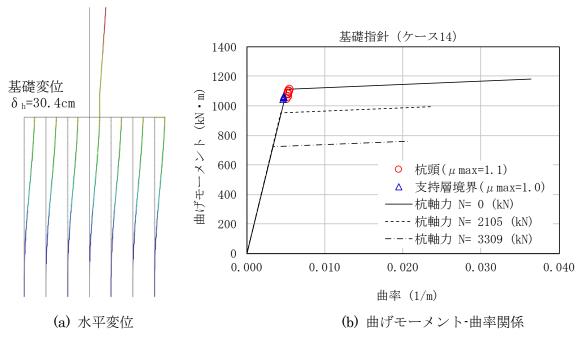
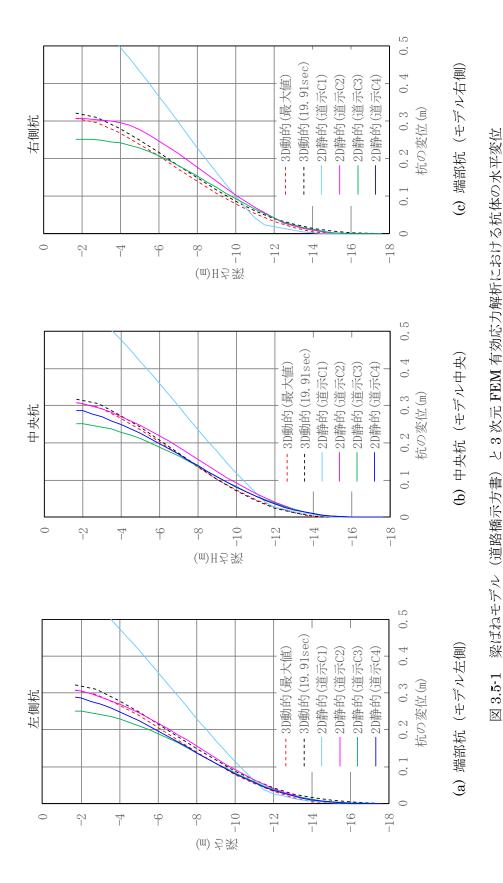


図 3.4-8 建築基礎構造設計指針 (ケース 14)

## 3.5 有効応力解析結果との比較

梁ばねモデル解析から得られた杭頭と支持層境界での杭体の塑性率が 1.0 程度に対して、3 次元 FEM 有効応力解析から得られる杭体の塑性率は杭頭で 4.0 程度、支持層境界で概ね 1.0 になっており、杭頭部での塑性率が大きく異なっていた。

そこで、梁ばねモデル解析と 3 次元 FEM 有効応力解析で得られた杭体の水平変位を図 3.5-1 及び図 3.5-2 に示す。道路橋示方書の梁ばねモデルの杭頭水平変位(図 3.5-1 参照)は、ケース 1 を除き 3 次元有効応力解析結果と類似になっている。建築基礎構造設計指針の梁ばねモデルの杭頭水平変位(図 3.5-2 参照)は、ケース 11~ケース 13 が 3 次元 FEM 有効応力解析結果の変位まで到達しないが、地盤剛性と地盤強度を上げるために液状化低減率を調整したケース 14 では類似になった。



II -7-33

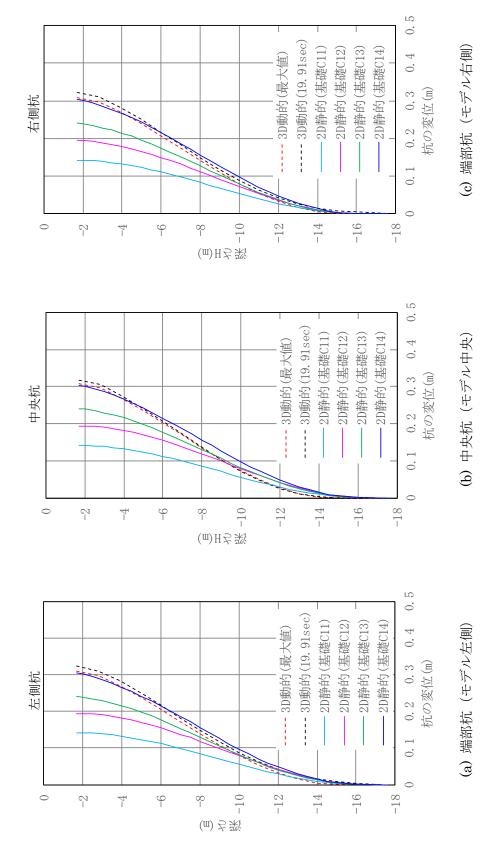


図 3.5-2 梁ばねモデル(建築基礎構造設計指針)と 3 次元 FEM 有効応力解析における杭体の水平変位

3次元 FEM 有効応力解析と梁ばねモデル解析の杭体の水平変位モードは、全体的な変位分布傾向として類似であったが、その挙動を詳細に見ると図 3.5·3 のようになっており、両者の変位挙動に差異が見られた。この杭基礎の変位挙動の違いについて分析したものを図 3.5·4 に示す。同図に示すように杭基礎の変位挙動には、せん断挙動と曲げせん断挙動が考えられる。地盤が液状化し、その液状化が杭間地盤(同図の点線赤四角)まで到達すると、杭間の地盤を介しての相互作用(群杭効果)がなくなり、杭基礎としては泥水中の単杭の集合になる。そのため、杭基礎の鉛直剛性に対して、液状化にともない地盤の水平剛性が極端に小さくなることから、杭基礎の変位挙動は単杭挙動(せん断挙動)になる。静的非線形解析結果は、この単杭挙動を示しており、杭基礎のせん断挙動に着目していると言える。一方、杭周地盤が液状化するが、その液状化が杭間地盤まで完全に到達していない場合、杭間地盤を介して杭・地盤系の相互作用(群杭効果)が存在することで、杭基礎は曲げせん断挙動を生じる。3次元 FEM 有効応力解析結果は、この曲げせん断挙動を示していると言える。その結果、杭間地盤が慣性力や剛性を有するために、それらの挙動が杭基礎の応答に影響を与えて杭頭の塑性率が増加したと考えられる。

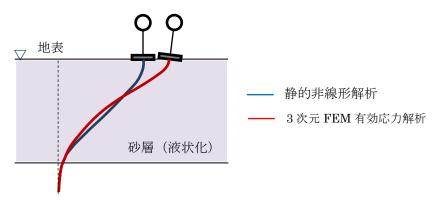
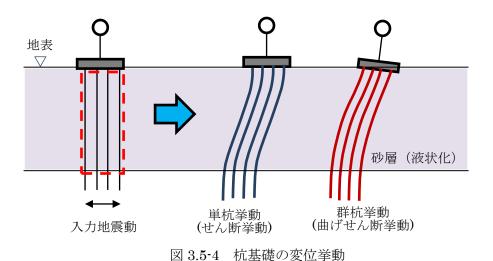


図 3.5-3 解析結果による杭体の水平変位モード



, \_\_\_\_\_\_

# 3.6 液状化層の地盤ばねを無視した梁ばねモデルによる検討(参考)

地盤が完全に液状化を生じて、杭周辺の地盤は杭間をすり抜けるものとし、地盤水平変位による土圧の影響をほとんど受けないと仮定した場合、構造物の慣性力が杭体の断面力を発生させる要因になる。この状態を仮定した場合の杭の断面力について検討する。

# (1) 解析モデル

解析モデルは梁ばねモデルであるが、液状化した砂層と杭の相互作用がないものとして、図 3.6-1 に示す液状化する砂層の地盤ばねを削除した梁ばねモデルにより検討を行う。このモデルに与える外力は、液状化した砂層と杭の相互作用がないことから、水平地盤変位は不要となり、球形貯槽の慣性力のみとする。

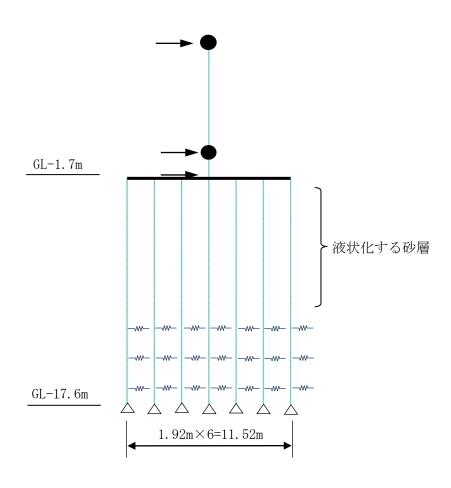


図 3.6-1 液状化する砂層の地盤ばねを削除した梁ばねモデル

# (2) KHKS0862 (2018) によるレベル 2 地震力

球形貯槽のレベル 2 地震力は、KHKS0862(2018)に基づき算定する。算定されたレベル 2 地震力を表 3.6-1 に示す。これは、球形貯槽の慣性力を対象にしているもので、水平地盤変位の影響が考慮されていないことから、地震応答解析によるレベル 2 地震力に比べて杭体の断面力は必然的に小さくなる。そこで、解析ケースと解析荷重について表 3.6-2 のように設定することで、3 次元 FEM 有効応力解析で得られた杭の塑性率が程度になるレベル 2 地震力を把握してみる。

#### 【レベル2地震力】

重 要 度 I  $\beta_1 = 0.8$  地域区分 A 地区  $\beta_2 = 0.8$  地盤種別 第 4 種地盤  $\beta_3 = 2.0$ 

地表面水平震度  $K_H = 0.15 \mu_k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 = 0.384$ 

設計修正水平震度  $K_{MH} = 0.15 \mu_k \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_5 = 0.922$ 

表 3.6-1 KHKS0862 (2018) に基づく球形貯槽のレベル 2 地震力

		貯槽全体	梁ばねモデル
質点	重心レベル	(杭 49 本)	(杭7本)
		P49	P7
球形貯槽	GL+8.3m	4811	687.2
基礎スラブ(上)	GL-0.5m	577	82.5
基礎スラブ (下)	GL-1.7m	429	61.2

注記:基礎スラブは上面と底面で質点を定義している。

表 3.6-2 解析ケースと解析荷重

6771年 ケ. マ	砂層の地盤ばね	梁ばねモデルに与える
解析ケース	(水平地盤変位)	レベル 2 地震力
21	なし	1.0×P7
22	なし	1.5×P7
23	なし	2.0×P7
24	なし	2.15×P7

## (3) 解析結果

液状化層の地盤ばねを無視した場合について、杭基礎の変位分布と曲げモーメント・曲率関係を図 3.6-2~図 3.6-5 に、杭体の水平変位を図 3.6-6 に示す。液状化地盤の地盤ばねを取り除いた梁ばねモデルに KHKS0862(2018)のレベル 2 地震力を与えたケース 21 は、レベル 2 地震力が貯槽の慣性力のみのために地震力としては小さく、杭体は弾性に納まっている。レベル 2 地震力を 1.5 倍にしたケース 22 は、杭頭部が降伏、支持層境界部は弾性に納まり、2.0 倍にしたケース 23 は、杭頭部及び支持層境界部は降伏を若干越えた程度である。また、レベル 2 地震力を 2.15 倍としたケース 24 では、ケース 23 に比べて基礎スラブの水平変位が急激に進行することで杭の塑性が大きくなったが、基礎スラブの水平変位が大きくなり現実的な解析結果と言えない。

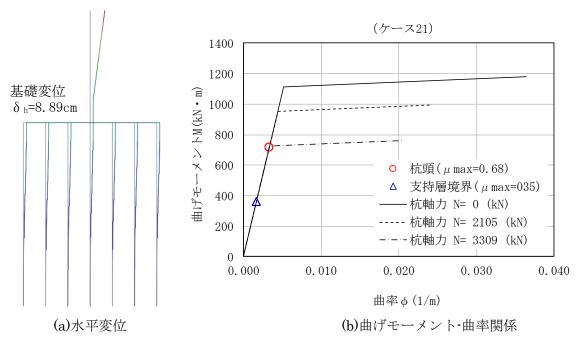


図 3.6-2 液状化層の地盤ばねを無視した場合 (ケース 21)

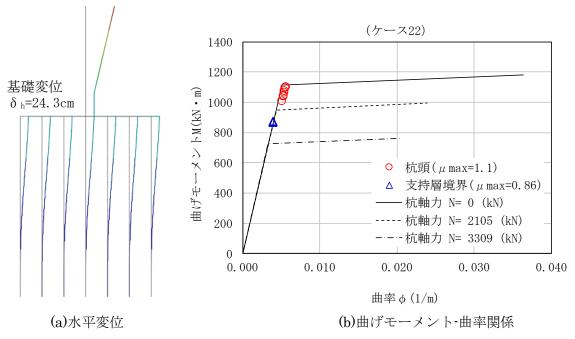


図 3.6-3 液状化層の地盤ばねを無視した場合 (ケース 22)

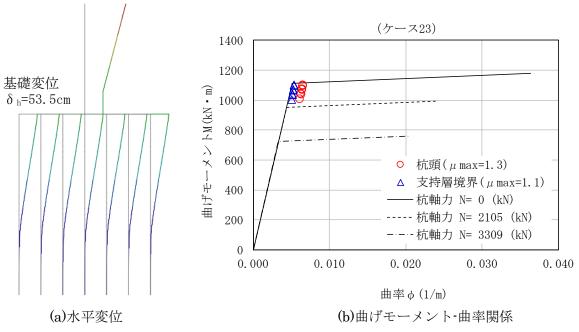


図 3.6-4 液状化層の地盤ばねを無視した場合 (ケース 23)

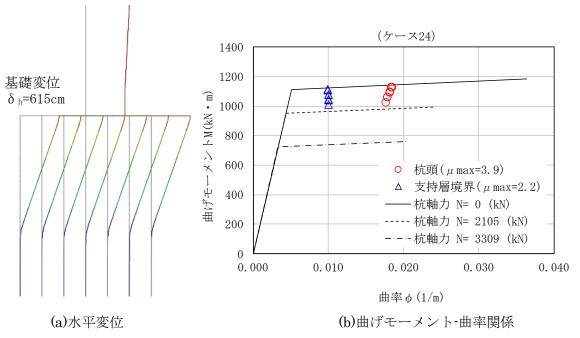
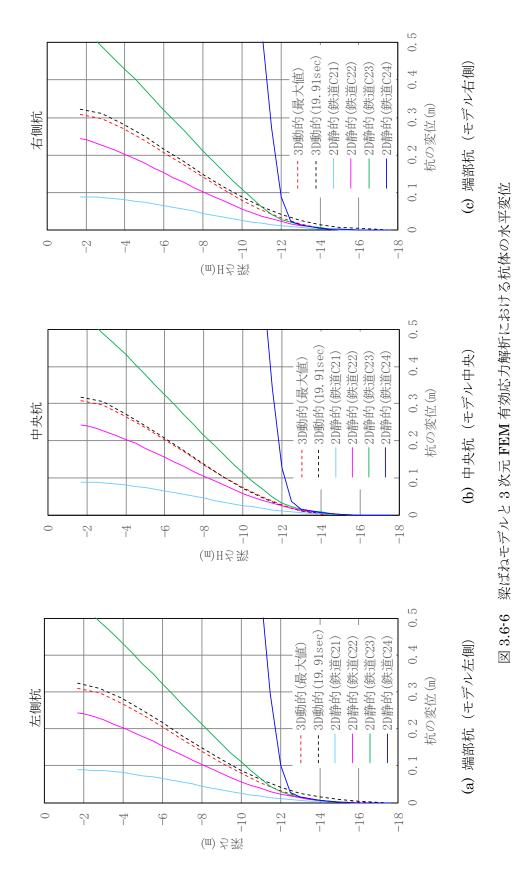


図 3.6-5 液状化層の地盤ばねを無視した場合 (ケース 24)



**II** -7-41

#### 4. まとめ

高圧ガス設備の耐震設計において、高度かつ精緻な貯槽・基礎・地盤連成系の3次元 FEM 有効応力解析に対し、実務設計への適用を念頭に簡易解析手法・モデルについて検討した。土木・建築分野の代表的設計基準である道路橋示方書及び建築基礎構造設計指針に準拠して、杭を梁モデル、地盤をばねモデルに置換した簡易な梁ばねモデルによる静的非線形解析を実施し、3次元 FEM 有効応力解析との比較から、梁ばねモデルの液状化地盤への適用性について検討した。検討モデルとして、「3次元 FEM 有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析」で用いた球形貯槽を対象とし、上町断層帯地震の地震動を入力地震動とした。

その結果、3 次元 FEM 有効応力解析に対し、梁ばねモデルによる解析では基礎杭の変形は模擬できるものの、杭の塑性率 $\mu$ を過少評価する結果となり(梁ばねモデルによる解析: $\mu$ =1 程度、3 次元 FEM 有効応力解析: $\mu$ =4 程度、ここでは $\mu$ を塑性変位+降伏変位を降伏変位で除した値とした)、設計的に危険側の評価を与える結果となった。本検討からは、既存の土木・建築分野の設計基準に基づく梁ばねモデルの液状化地盤への適用性は十分でない結果となった。

高圧ガス設備は、土木・建築構造物とは杭径や杭本数等、基礎の構造仕様が異なり、土木・建築分野の設計基準がそのまま当てはまらない可能性がある。今後、杭構造等の諸条件を変化させたパラメータスタディや文献調査を実施し、梁ばねモデルの適用条件(限界や範囲)についてさらに検討を進める必要があると考えられる。

# Ⅱ-8 液状化対策方法の検討

# 1. 検討概要

液状化対策方法の検討として、以下の検討を行った。

①下記文献等を参考にして、地盤の液状化を防止するための液状化対策方法を分類、整理し、 高圧ガス設備への適用性について検討を行った。

【文献】高圧ガス保安協会:高圧ガス設備の液状化対策、2013.

- ②地盤液状化のリアルタイム発生予測及び対応について、資料収集を行った。
- ③令和2年度調査研究で今後の課題として挙げられた「基礎の耐震設計では、地盤震動(変位)の影響を考慮する必要がある。」(令和2年度調査研究:第V章 まとめ、4.今後の課題、4.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価、①)について、下記例示基準の見直し検討を行った。
  - ・高圧ガス保安協会:高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル 1)、 KHKS0861(2018)、平成 30 年 12 月 13 日改正.(以下、KHKS0861(2018)という)
  - ・高圧ガス保安協会:高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル 2)、 KHKS0862(2018)、平成 30 年 12 月 13 日改正.(以下、KHKS0861(2018)という)

### 2. 液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性検討

### 2.1 液状化対策工法の概要

液状化対策の考え方をその原理で大別すると図 2.1-1<sup>11</sup>に示すように、①液状化の発生を防止する対策と、②液状化の発生は許すが被害を軽減する対策に分類される。①は地盤改良によって液状化強度を増加させる方法で、②は構造物や基礎の強化により損傷を軽減する方法であり、実際の対策には①と②を併用することもある。

地盤改良等で液状化を防止する工法は、その原理で分類すると、 密度の増大、固結、粒度 の改良等の地盤の性質を液状化しにくいものに改良する方法と、有効応力の増大、過剰間隙水 圧の消散等応力条件を変化させる工法、 地盤の変形を拘束する方法、過剰間隙水圧の流入を 遮断する方法が挙げられる。なお、各工法の概略については参考文献 1)の表 5.1.1 に示されて いるとおりである。

密度の増大は、地盤を締固めることで液状化強度を増大させる方法で、締固めの方法により種々の工法がある。確実な改良効果が期待でき、施工実績の最も多い振動と圧入により地盤を締固める動的なサンドコンパクションパイル工法や振動による振動棒工法、地表に重錘やタンパーを落下させる重錘落下工法やバイブロタンパー工法、他に爆破締固め工法、転圧締固め工法等がある。バイブロフローテーション工法は施工・品質管理が不確実なため、最近はほとんど使われていない。最近では、振動を用いずに砂を圧入する静的なサンドコンパクションパイル(静的締固め)工法や、ソイルモルタルを圧入するコンパクショングラウチング工法が実用化されている。

固結工法は、土粒子骨格を安定させることで液状化強度を増大させる工法で、改良体の造成 方法により種々の工法があり、改良材と土を地中で攪拌混合する深層混合処理工法、液休 状 の改良材を地中に注入して固化させる注入固化工法等がある。

粒度の改良は、液状化しにくい粒度に置換える置換工法で、液状化層が比較的浅い場合や掘削を伴う工事と併用する場合に用いられることが多く、液状化しにくい礫材等で埋め戻される。 飽和度を低下させる工法は、地下水位を低下させ液状化させない工法で、有効士被り圧も増加するため一層の液状化防止効果が期待できる。対策を行う範囲の周囲を止水壁で囲い、ウェルポイントやディープウェル工法により揚水し長期運転が必要とされる。

過剰間隙水圧の消散工法は、地中に排水性能の高いドレーン体を造成し過剰間隙水圧の上昇抑制と消散を早期に行い地盤を安定させる工法で、ドレーン材により種々の工法がある。礫材を用いるグラベルドレーン工法、 排水パイプ等の人工材ドレーン工法等がある。グラベルドレーン工法には、 地盤の締固めと排水効果を同時に期待した工法も実用化されている。

せん断変形抑制工法は、地震動によるせん断変形を抑制するために、構造物周辺の地盤に連続地中壁や固化改良休を造成する工法である。

これらの液状化対策工法の内、既設構造物に対する近接施工や作業空間等の施工条件が制限 されることの多い高圧ガス施設への適用性を考慮すると、振動エネルギーを用いずに密度の増 大を図る 「静的締固め工法」や「コンパクショングラウチング工法」、「生石灰パイル工法」、 地盤を固結する「深層混合処理工法」や「注入固化工法」、過刺間隙水圧を抑制する「ドレー ン工法(各種)」 等が優れると考えられる。参考文献 1)の表 5.1.2 に示されている液状化を防止する対策工法の適用性には、近接施工や作業空間の制限等で選定する場合の諸元を記述してあるので参考とすることができる。

上記の工法が液状化の発生を防止するためであるのに対し、参考文献 1)の表 5.1.3 に示されている構造的な液状化対策には、構造物を堅固な地盤に支持させる対策、 基礎を強化することにより支持力の低下を軽減する対策、液状化に伴って生じる水平力の士圧や浮力の増加に耐えられるように構造物やそれを支持するものを強化する対策、液状化後に発生する変位量を抑制する対策等が挙げられる。

堅固な地盤に支持させる対策では、構造物に大きな荷重や過度の沈下といった変形が生じないように、杭基礎等により液状化層より下の堅固な地盤で支持することが考えられる。基礎の強化では、液状化の進行を考慮して杭の地盤反力係数を低減させた基礎の設計を行うことや、補強杭で地震時の補強効果を発揮させる方法、布基礎に対しては、鉄筋コンクリート造にすることによって基礎の強化を増大させる方法が挙げられる。

地中構造物の浮き上がり対策としては、堅固な地盤に支持させた杭や矢板を地中構造物と連結することによって浮き上がりを防止する方法、液状化が発生しない砂袋等で周辺を拘束し、 埋設管の沈下や浮き上がり量を低減させる方法等がある。

一方、液状化後に発生する変形量の抑制対策には、直接基礎にこま形基礎を設置する方法、ジオグリッド等を層状に敷設することにより液状化抵抗力を増加させると同時に、遮水膜やドレーンを併設することで周辺地盤の液状化の影響が基礎に及ばないようにする方法等が考えられる。また、液状化層上の盛土に対しては、シートパイルとタイロッドにより液状化に伴う側方への地盤の変形を抑制し、盛土の変形量を低減する対策が考えられる。液状化しても被害を受けないあるいは軽減する工法も提案されており、杭基礎により支持する工法や埋設管路を杭や砂袋で拘束する方法により、構造物への影響を低減させる工法もある。

以上の液状化対策工法に関する記述は、1995年兵庫県南部地震を踏まえたものである。2011年東北地方太平洋沖地震以降 2)、3)、地下水位低下工法は、川崎コンビナートで適用され、6つの市街地で戸建て住宅にも適用されており、その手法は国土交通省からガイダンス4)として示されている。また、コンパクショングラウチング工法は、既存の横浜税関や戸建て住宅で床に開口を設けて施工された実績があり、さらに斜め方向からの施工も可能となっている。このように、液状化対策工法の適用が拡がっている。また、対象構造物によっては事前対策には費用がかかることから、地震被害が発生したらすみやかに復旧できるように準備するような事後対策を行う考え方をとる場合もある。

軽量構造物に対しては、全体を地盤改良しなくてもある程度の深さまで改良することにより 液状化後の沈下を低減できることが報告されているが、高度な安全性が要求される高圧ガス施 設においては液状化を許容しながら対策することは容易ではないと考えられる。その他に、液 状化対策を地区全体に対して実施することも検討されることが増えており、高圧ガス施設にお いても、コンビナート全体の液状化対策を実施することは有用と考えられる 50。

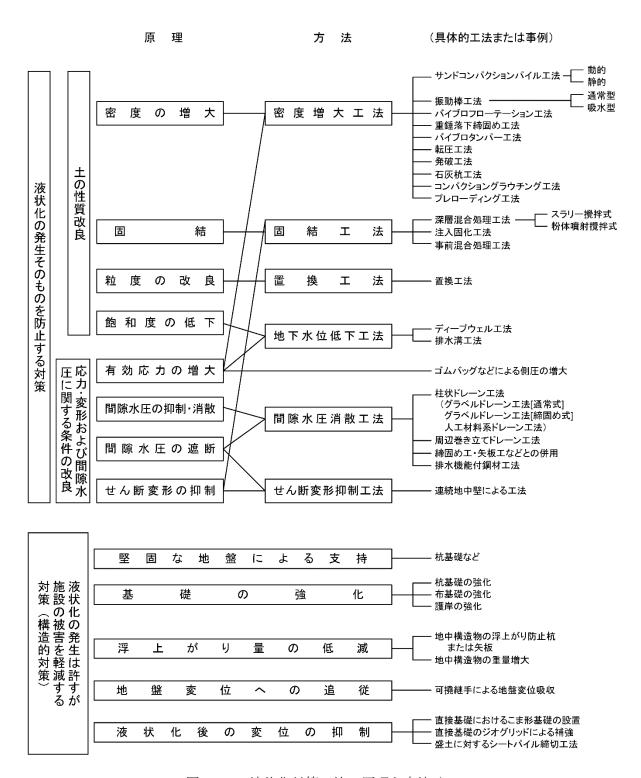


図 2.1-1 液状化対策工法の原理と方法 1)

# 2.2 高圧ガス設備への液状化対策工法の適用性

液状化対策工法には、密度増大工法、固化工法、排水工法等があり、高圧ガス設備への適用性について、新設および既設構造物を対象として考察する。また、各種の構造的な液状化対策もあるが、設計時に考慮するものが多く、新設への適用が前提と考えられる。

### (1) 密度增大工法

サンドコンパクションパイル工法には、動的締固め工法と静的締固め工法があり、いずれも 液状化対策に実績があり、新設構造物への適用性は高いと考えられる。しかし、既設構造物に 適用する場合はいずれも既存の基礎底面下への施工が容易ではないと考えられ、特に動的締固 め工法は騒音・振動を伴うために環境影響への配慮が必要となる。さらに、施工時に拡幅によ り地盤を側方に押し広げるため、近接の構造物(杭等)に悪影響を及ぼすことになり、既設へ の適用は難しい。

振動棒工法についても、サンドコンパクションパイル工法と同様に新設への適用性は高いが、 既設への適用には難があると考えられる。

バイブロフローテーション工法も、新設には適用可と考えられるが、既設への適用は難しい。 コンパクショングラウチング工法は、狭い範囲への施工が可能であり、既設への適用も考え られるが、水質汚濁の可能性があることから、環境影響の評価が必要となる。

重錘落下工法およびバイブロタンパー工法は、比較的締固め深さが浅い場合を対象としており、新設に適用する際はその点に注意が必要であり、既設への適用性は低い。

石灰杭工法も、新設への適用は考えられるが、水質汚染に対する環境影響評価が必要となり、 既設に対する適用は難しい。

#### (2) 固結工法・粒度改良工法

深層混合処理工法は、液状化対策工法として適切な工法の一つであり、新設構造物には適しているが、既設への適用性は限られる。ただし、粉体噴射攪拌式に関しては既設の施工実積がある。また、ジェットグラウト系や中層・浅層混合工法も液状化対策として使用可能である。

注入固化工法についても同様なことが言えるが、斜め削孔が可能な条件であれば、既設構造物下の改良を行うことも可能となり、さらに浸透固化による地下水の置き換えが可能となれば、液状化防止対策となる可能性がある。

事前混合処理工法は、地盤の造成時に対策を行うものであり、構造物設置前の対策となることから、既設構造物への適用はない。

置換構法については同様に、構造物設置前の対策となることから、既設構造物への適用はない。

# (3) 地下水位低下工法

ウェル工法は、長期の揚水が必要となるため、新設の場合に適用することは考えにくいが、 既設の対策としては適用の可能性がある。 暗渠排水管工法は、自然流下による場合には長期の適用が可能となるが、滞流や閉塞の可能 性も排除できないことから、維持管理に注意が必要である。

### (4) 間隙水圧消散工法

グラベルドレーン工法および人工材料系ドレーン工法は、新設の場合には適した工法であり、特にグラベルドレーン工法の場合にはサンドコンパクションパイル工法との併用により、締固め効果も期待できる。また、既設構造物への適用に関しては、構造物下に対してドレーンを斜めに打設する方法や、小規模構造物であれば構造物の外周のみに施工することで適用できる可能性はある。

排水機能付き鋼材を用いる工法も、新設には適用できる可能性があるが、既設に対する適用 は難しい。

# (5) せん断変形抑制工法

せん断変形抑制工法には、地中連続壁、固化改良体(格子状地盤改良等)、シートパイル等を構造物周辺に打設することにより、せん断変形を抑制し、周辺地盤から間隙水圧の遮断や水収支の遮断が可能であることから、非常に効果的な工法であり、新設構造物に対しては有用である。ただし、二重締切矢板のように液状化の発生を許容しつつ、地震後に残るせん断変形を低減する工法もある。

既設構造物の場合には、周辺の施工ヤード確保や環境影響の評価が必要となる等制限が多い ため、適用は限定的なものとなる。

# (6) 構造的対策

構造的対策(増打ち杭等)については、液状化を防止するものではなく、単独でも採用できるが、液状化対策との併用がより効果的な場合もある。また、既設構造物への対策としては、 規模が小さい場合には効果が期待できるが(マイクロパイルによる増打ち杭等)、大規模構造物では適用が難しいと考えられる。

### 参考文献

- 1) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備の液状化対策, 2013.
- 2) 安田進: 東日本大震災における市街地の液状化被害と復興, 地盤工学会誌, 69, 26-30, 2021.
- 3) 安田進:総説 液状化対策技術の現状と課題と展望,基礎工,2-5,2021.
- 4) 国土交通省:市街地液状化対策推進ガイダンス, 2019. https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi\_tobou\_fr\_000005.html
- 5) SIP「レジリエントな防災・減災機能の強化」: コンビナート液状化調査・診断・対策支援システム. https://www.jst.go.jp/sip/dl/k08/no3\_ja.pdf

以上の考察に基づいて、表 2.1-4 に高圧ガス設備への液状化対策工法の適用性について取りまとめた。ここでは適用性の高い順に◎、○、△とし、適用できないものを×として表記した。大まかな適用性を評価したものであり、実際の適用に当たっては設備の特徴や規模、地盤条件、施工条件、要求性能(目的)、効果、費用等によって、各工法の適用性は異なると考えられる。今後、液状化対策工法の絞り込み、事例収集等を行い、高圧ガス設備への適用性についてより詳細な検討が必要と考えられる。

表 2.1-4 高圧ガス設備への液状化対策工法の適用性

原理	工法名		新設への	既設への
			適用性	適用性
密度の増大	サンドコンパクションパイル	動的締固め	0	×
		静的締固め	0	×
	振動棒	通常型	0	×
		吸水型	0	×
	バイブロフローテーション		0	×
	コンパクショングラウチング		0	0
	重錘落下締固め		0	×
	バイブロタンパー		$\circ$	×
	石灰杭		0	×
固結	中層・浅層混合処理	スラリー攪拌式	0	Δ
		粉体噴射攪拌式	0	Δ
	注入固化・浸透固化		0	0
	事前混合処理(粒度の改良含む)		0	×
粒度の改良	置換		0	×
地下水位低下	ウェル		0	0
	暗渠排水管		0	0
間隙水圧消散	グラベルドレーン	通常式	0	0
		締固め式	0	0
	人工材料系ドレーン		0	0
	排水機能付き鋼材		0	Δ
せん断変形の	地中連続壁		0	Δ
抑制	固化改良体(格子状地盤改良等)		0	Δ
	シートパイル		0	0

注)上記以外に、既設へ適用可能な増打ち杭(マイクロパイル)等による構造的対策がある。

# 3. 地盤液状化のリアルタイム発生予測及び対応に関する検討

地盤液状化のリアルタイム発生予測については、東京ガス及び東北大学の研究グループによる研究が報告されている。概要を以下に示す。

# 3.1 東京ガスによる液状化のリアルタイム予測

東京ガスの清水らの研究グループは、新 SI センサー (都市ガスの圧力調整器 (地区ガバナ) に地震発災時に感震遮断させる目的で設置されている)のデータを用いて、液状化判定を行う手法を提案している 1)。このシステム全体は超高密度リアルタイム防災システム・SUPREME (Super-dense Realtime Monitoring of Earthquakes)と呼ばれており、3700 箇所に設置された新 SI センサー網である。なお、SUPREME は、先行して開発された SIGNAL (Seismic Information Gathering & Network ALert system)の後継システムとして開発されている。

新 SI センサーでは液状化時の地震波形の変化を加速度 Amax、SI 値、推定変位 D(2SI2/Amax)、推定周期(T)を用いて、以下の 4 条件を満たしたときに液状化が発生したと判定しているため、非常に簡便に液状化を把握でき、面的な液状化を判断できるようになる。なお、ここで推定周期(T)とは、新 S I センサーで計測される加速度地震波形がゼロ線を横切る時間間隔の 2 倍(ゼロクロス周期)としている。

# (I) Amax>100gal (II) SI 値>20kine (III) D>10cm (IV) T>2sec

参考文献 1)の図 2 に、過去 70 地震の波形を分析し液状化判定を実施した結果が示されている。今回開発した測定法を用いれば、ほぼ 100%の液状化の判定がリアルタイムで可能である。 1998 年 1 月より供給区域、約 3,100km²に対して約 3,700 基の地震計(新 SI センサー)を設置しモニタリングする世界一高密度な "SUPREME"の構築が行われ、運用されている(参考文献 1)の図 4 参照)。

### 3.2 東北大学による液状化のリアルタイム予測

加村、風間らの東北大学研究グループは、昨年度より液状化の危険度判定に関する技術を公開20しており、地盤工学会の論文誌 Soils & Foundations にも関連文献3)が掲載されている。

専門家でも難しい実地震記録のみから地盤の液状化度の評価を AI 技術により実現したものであり、観測波形を用いて液状化度の判定を行う手法である。

従来の観測記録のうち、液状化に関連したデータが比較的少ないことから、このグループでは AI に学習させる教師データを振動台実験から作成し、その適用性を実地震記録および液状 化被害と対応させることにより検討し、新潟地震、兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震の観測記録から得られた評価と液状化被害が調和的であることを示している。

この手法のポイントは以下のとおりである。

- ①地震動波形のみから地盤情報無しで、地盤がその地震でどの程度の液状化が発生したかを 評価できる。入力情報は、地震波形データのみであり、近年地震波形記録は容易に入手可 能となっている。
- ②液状化度の定義は、独自に設定している。学会等で決められた定義があるわけではない。
- ③AI による機械学習を使っている。元になる学習データは東北大学の実験データで、評価 ソフトウェアは独自開発したものである。
- ④コンセプトは模倣可能である。基本学習データセットの精緻化の余地がある。

#### 参考文献

- 1) 小金丸 健一・清水 善久・中山 渉: 超高密度リアルタイム防災システム-SUPREME-の開発, 地震学会ニュースレター連載: 強震観測の最新情報 (17), Vol.12, No.3, 29-34, 2000.
- 2) 風間基樹:説明資料「実地震記録のみから地盤の液状化度を評価する AI 技術」, 2021.
- 3) Kamura. A, G. Kurihara, T. Mori, M. Kazama, Y. Kwon, J. Kim, J-T. Hanet: Exploring the possibility of assessing the damage degree of liquefaction based only on seismic records by artificial neural networks, Soils and Foundations, 61, 3, 658-674, 2021.
- 4) 風間基樹・加村晃良:「地盤の液状化被害と、危険度評価の技術のご紹介」, 2021.

# 4. 地盤震動 (変位) に係わる例示基準の見直し検討

以下に例示基準 KHKS0861 (2018)、KHKS0862 (2018) の基礎の耐震設計に係わる規定 の抜粋を示し、地盤震動 (変位) の影響を考慮することに対する見直し素案を作成した (赤字、 線引きによる修正)。

4.1 KHKS0861 (2018) の関連規定の見直し

\_\_\_\_\_

### 7 設計用の地震動に基づく応答解析

# 7.4 基礎の応答解析

基礎の応答解析は、8.2 に規定する静的震度法によること。ただし、7.1 の規定により時刻歴 応答解析法による場合はこの限りでない。また、地震時に地盤変位の影響が大きい場合 注 では、地震慣性力の他に地盤変位の影響を考慮して応答解析を行うこと。

注) 地盤変位とは地盤震動による表層地盤の工学的基盤に対する相対変位によって定義され、 地盤変位の影響が大きい場合とは液状化するおそれのある軟弱な地盤等を含む。

# 4.2 KHKS0862 (2018) の関連規定の見直し

# 附属書 E<del>(参考)</del>基礎の耐震性能評価法

### [E.3] 地震慣性力に係る基礎の耐震性能評価

# [E. 3. 2] 応答解析

地震慣性力に係る基礎の応答解析は次の(1)から(5)に定めるところにより行うものとする。

- (1) 応答解析は附属書 B[B.3]に定めるエネルギー法、附属書 B[B.4]に定める等価線形解析法 及び附属書 B[B.5]に定める非線形解析法のいずれかの方法による。
- (2) [E.2.1]に定める基礎に作用する地震慣性力及び上載構造物から基礎に作用する地震力を同時に作用させ応答解析を行う。
- (3) 液状化するおそれのある地盤の場合に関しては、[E.2.2.3]の規定による土質定数の低減を 考慮して応答解析を行う <del>こと</del>。
- (4) 地震時に地盤変位の影響が大きい場合 <sup>注)</sup> では、地震慣性力の他に地盤変位の影響を考慮して応答解析を行う ことが望ましい。
  - 注) 地盤変位とは地盤震動による表層地盤の工学的基盤に対する相対変位によって定義 され、地盤変位の影響が大きい場合とは液状化するおそれのある軟弱な地盤等を含

む。

(5) 当該損傷モードに係る部材の応答塑性率、保有耐力等を算定する。

第Ⅲ章 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに 関する検討

# 1. 検討概要

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和2年度石油・ガス供給等に係る保 安対策調査等事業(高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究)(以 下、令和2年度調査研究という)で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽 出し、見直しに向けた検討を行う。

# 【令和2年度調査研究調査研究で検討した方向性】

令和2年度調査研究報告書 第V章まとめ、2. より抜粋

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和元年度調査研究で整理した課題や方向性を踏まえ、応力解析、ノズル評価、接合部評価及び許容塑性率評価の4つの項目に分けて見直しに向けた検討を行った。高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループで議論した結果、今後の見直し検討の方向性を以下のとおりとりまとめた。

#### ①応力解析

- ・ 応力解析については JISB8266 附属書 8 (その他最新基準の採用も可)をベースにし、耐圧部と支持構造部の合成構造である高圧ガス設備を考慮して議論
- ・ 時刻歴応答解析については、原子力の基準等を調査し、モデル化等の詳細規定を今後検討
- ・ 許容値については、塑性率評価法の許容塑性率を踏まえるとともに、耐圧部の漏洩判定許容値について議論
- ・ 疲労については現状考慮しない。(最大規模複数回を考慮するかは将来的に検討)

#### ②ノズル部評価

- ノズルは圧力容器として考える。
- ・ ノズル評価規定を配管系から塔槽類へ移行する。
- ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順。
- ・ 検査については別途検討が必要。
- ・ 今後、種々のケースについて FEM 解析等を実施。ノズルの強度評価を行い、許容値(制限値)を設定できるかを検討。

### ③接合部評価

- ・ 支柱とタイロッドブレースの接合部については球形ガスホルダー指針と同様の規定(ダイヤフラムと テンションプレートの組合せも含む)を追加。
- ・ それ以外の接合部については、鋼管構造接合部設計指針等で取り込み可能なものがあるかを検討。
- ・ 圧力容器と支持構造物の接合部についての規定を今後検討する。(分類 E 継手の地震に対しての有効 性の検証、現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討(FEM 解析による検証が必要))
- ・ 耐震設計の対象とする「接合部」の選定。

### ④許容塑性率評価

- ・ 支持構造全体の評価として見直しを検討(圧力容器本体、接合部、ノズルは別に規定が必要)
- ・ プッシュオーバー解析の手法(簡易な方法で可能か)を確認。

上記の検討の方向性に基づき見直しを実施するにあたっての課題及び具体的に必要な検討内容は以下のとおり。

#### ①応力解析

- ・ 現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要。
- ・ 応力解析は「JISB8266 付属書 8」、「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (弾塑性有限要素解析を 用いたクラス1容器に対する強度評価の代替規定)」を参考に基準化を検討する。(採用基準は協議が 必要)
- ・ 応力解析については、応答解析が静的、準動的、動的で使うツールが異なるため、原子力関係の基準 を参考に、解析手法で分類して整理することを検討する。
- 個々の高圧ガス設備の応力解析モデル化の考え方を例示可能か検討し、詳細規定の追加を検討する。
- ・ 2 倍勾配法を用いる場合、圧力容器部分の弾塑性地震応答をどのように求めるか議論が必要。(圧力 容器部分の弾塑性応答が大きくなる可能性のある対象、例えば大型平底円筒貯槽、に修正震度法を適 用する場合の応答倍率の決め方など)
- ・ 耐圧部材に関してレベル2地震動に関する許容基準を明示することが必要。(レベル2地震動に対してもシェークダウンを許容限界とするかなど。)また、局所応力についても議論が必要。
- ・ 現状、高圧ガス設備の耐圧部は地震による応力は小さく、弾性範囲の設計になっているケースが多いが、他の低圧設備に準用するときや安全率の低い圧力容器基準による場合には注意が必要。

#### ②ノズル部評価

- ・ 「ノズル以外の圧力容器設計→配管系設計→圧力容器としてノズル設計の順」とすると、配管設計が終了するまでノズル設計が出来ず、圧力容器の検査の申請(特定設備検査申請)工程に影響が出ることから、ノズル荷重の上限値の設定できるか検討を行う。(ノズル荷重は変動することが多く、特定設備検査申請での差替え作業がかなりの確率で生じることから、ノズルに作用する最大軸力と最大モーメントを規定し、塔槽類のノズル評価においては想定した荷重において実施できるようにする。)
- ・ ノズル荷重の上限値の設定のため、パラメータスタディの実施が必要となる。(パラメータスタディの結果、現状の設計でノズル部の強度が十分であるといった結果が得られるのであれば耐震計算は不要(耐圧設計の穴補強で十分)という可能性もあり。)
- ・ パラメータスタディは多くケースが必要と考えられることから、効率的かつ現実的に可能な方法の議 論が必要。
- ・ 現状、バイラードの表から外れる場合も多く、そうなると FEM 解析が必要になるが、小規模の塔槽 類の場合はコスト負荷が大きいため、係数を補正した使用が可能か検討を行う。

- ・ 圧力容器のノズル部分と配管の設計範囲を明確にするため、接続条件又境界条件に関する規定を検討 する。
- ・ 配管基準として、ノズル部には可能な限り負荷しない(例えば、配管反力の上限≦全強/100程度を限 界値とし設定)こととし、これ以上の場合は圧力容器側で可否を評価するなどの規定化の検討を行 う。(整合性に関して、十分な数の試計算(バイラード他)が必要。)
- 今後安全率が低い設備への対応が必要となった場合についてはさらに議論が必要。

#### ③接合部評価

- ・ 球形貯槽における支柱と球殻部との接合部の負荷が大きいと思われる。支柱の変形防止に支柱内部取付ける補強リブ案の規定化を検討する。(メーカーの事例について検証解析を実施。)
- ・ 以下の接合部(いずれも、設計所掌の取り合い部分となっていて、過少・過剰設計が生まれがちな部分)等を耐震設計対象とするかを検討する。
  - 機器アンカーボルトの引張強度とコンクリートのコーン破壊強度のバランス(どちらを優先 すべきか)
  - 機器ノズルの変形とフランジに作用する曲げ応力のバランス
  - 配管サポートの溶接取付部、サポート型鋼自体の強度
- ・ 塔の圧力容器と一体になったスカート部を許容塑性率評価法と2倍勾配法のどちらの評価法で評価した方が合理的かは議論の必要がある。
- ・ 鋼管構造接合部設計指針等の建築、土木関係の基準では構造仕様を詳細に規定しているものが多いが、 高圧ガス設備に準用できるようなものは少なく、各メーカーで自主的に行っている補強仕様を参考に 規定化を検討する必要がある。

#### ④許容塑性率評価

- ・ 現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論が必要。
- プッシュオーバー解析の手法はプログラム化も含めて検討。
- ・ 許容塑性率と気密性担保の数値的関連性の説明がなく、レベル2耐震性能(気密性の保持)が限界状態をどのように規定するか、許容する塑性率に対する定義をすることが必要。(模型実験等で「気密性を担保できない限界の塑性率」を検証するなど)
- ・ 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (弾塑性有限要素解析を用いたクラス1容器に対する強度 評価の代替規定)」を参考に必要箇所を抜粋し、基準化を検討。("供給状態D"をレベル2における要 求状態として、プッシュオーバー解析においては引張強度の2/3を降伏点とする弾完全塑性体として 扱い、"二倍勾配法"や"下界漸近法"等で崩壊荷重を評価するなど。)
- 適用条件を明確にする必要がある。(基礎アンカー・溶接部などがクリティカルにならないという前提)
- 構造特性係数を用いるのであれば現行の構造特性係数の再検討が必要。

令和2年度調査研究報告書 第Ⅲ章 3.5 より抜粋 ⑤その他

- ・ 平底円筒貯槽については、現行のレベル2地震動検討項目は側板の座屈とアンカーストラップの引張 のみになっている。KHKSで明確に記述されていないが以下の項目については、議論が必要。
  - 修正震度法における動液圧の算定法
  - 内外槽間の底部保冷材の評価
  - ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響(保冷材の剛性は小さいので無視できるとされているが、開放検査などで保冷材の圧密された場合の確認はされていないように思う)。
  - 内槽、外槽及び内外槽間の保冷材の連動の影響。
  - 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
  - タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
  - スロッシング流体力によるドーム屋根の評価 (レベル2に対しては屋根部の記述がない)。
- 静的震度法では、修正震度法的な意味からいうと、応答のピーク値を静的震度と定義している。構造 諸元(例えば肉厚)が変わっても外力は変わらない。本来安全側の過大な設計となるが、歴史的にピーク値を取らずに設定しているため、不安全である。(廃止も含めて検討すべき)
- ・ 代替法は Ds=0.5 に相当するが損傷モードに応じて Ds を 0.1~1.0 に設定して静的計算により評価を 行う (保有耐力法も同じ)。特に、座屈がシビア一なケース、脆性構造物の場合などの取り扱いに関し ては、注記事項を明文化することが必要。配管の場合、慣性力に対して被害事例が少ないことからも 0.1~0.15 位としても問題がないのではないか。
- ・ 設計修正震度を算出後、当該震度で部品に係る崩壊・座屈が生じないことを確認することが必要。
- ・ 構造系崩壊については、通常、荷重により変形が生じても、荷重の作用位置は変形前と同じ位置として計算しているため、変形が大きい場合、負荷条件が変わり、構造系崩壊を見失う可能性があるので注意が必要。下記につき、検証が必要。
  - 1/2 勾配法  $(\omega/\omega_e)^2=2$
  - 累積損傷係数  $W_p/W_e$ =3 として  $(\omega/\omega_e)^2$ =2.5
  - ・ 代表変位<全高/100、又は、頂部の揺れ<全高/50
- ・ 現在、部材の塑性変形等により地震エネルギーは吸収され応答が低減するが、性能規定化されたことを踏まえ、エネルギー吸収をおこなう部材や機構(制振装置)などの"エネルギー吸収部材"の採用も取り込める基準を目指すべき。
- ・ 現基準では基礎、地盤は解析によらず、係数β値で自動的に設定する思想で規定されているが、性能 規定化されたことを考えると、何らかの例示基準(解析法、簡易手法など)が規定化されるべきと考 える。例えば以下のようなもの。
  - ・上部構造と基礎との連成系:SR モデル

計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定

・地盤:1次元成層地盤、重複反射理論など基準らしく

計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定

- ・地表と整合する基盤の地震動:応答スペクトル又はフーリエスペクトル
- これまでの地震被害等を鑑みると、配管の可撓性は十分にあると考えられることから、配管の地震慣 性力による評価の見直しを検討することが望ましい。

# 【令和2年度調査研究調査研究からの課題】

令和2年度調査研究報告書 第V章まとめ、4. より抜粋

- ①応力解析については、現状の圧力容器設計の基準の考え方を共通認識とした上での議論が必要であ り、JISB8266 付属書 8、原子力関係の基準を参考に、解析手法の分類、整理、基準化、適用例を検 討する必要がある (採用基準は協議が必要)。
- ②ノズル部評価については、ノズル荷重の上限値を設定できるか検討し、圧力容器のノズル部分と配管 の接続条件や境界条件に関する規定を検討する必要がある。また、配管基準はノズル部には可能な限 り負荷しない規定化を検討する必要がある。
- ③接合部評価については、耐震設計対象とする接合部等を議論した上で、各メーカーで自主的に接合部 を補強している補強例を参考に検証解析を実施し、接合部の評価方法と補強方法の規定化を検討する 必要がある。
- ④許容塑性率評価については、現行基準の塑性率評価法の考え方について共通認識として議論した上 で、原子力関係の基準を参考に基準化及び適用条件の明確化を検討する必要がある。

# 2. 検討内容

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法について、令和2年度調査研究で整理した課題や方 向性に基づき、見直しに向けた検討を行った。

検討は、①応力解析、②ノズル部評価、③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形 貯槽、⑥その他の6つに分けて行った。

### 2.1 応力解析

応力解析について、JIS B8266 附属書 8 を参考に新たに応力解析を適用する場合の基準案 を検討した。令和2年度調査研究で検討した基準イメージは以下のとおり。

### 圧力設備のレベル2耐震性能の解析イメージ

- 1. 想定地震動
  - 破壊モード:塑性崩壊(初通過破壊)
  - ① 使用期間中に最大が1回 破壊モード:② 使用期間中に複数回 破壊モード:疲労破壊 (応力が許容引張応力を超える地震動)

### 2. 現状の圧力設備の設計

- ① 特定設備検査規則の別添1(または別添7)
- ② 公式による設計(作用は圧力)
- ③ 基本的に耐震性能の解析なし(耐震性能評価はあるが圧力で板厚が決まる)

例えば、SB410 (150°C) の許容引張応力は

耐圧力設計: 103/mm<sup>2</sup>

耐震設計(耐圧部材): 175N/mm<sup>2</sup>

- 4 例外
  - 支持構造物
  - ・平底円筒形貯槽
- ⑤ 耐震性能の解析の対象となる部位
  - ・支持構造物との接合部
  - ・管台 (ノズル) (配管との接合部)
- 3. 設計の読み分け
  - ① 圧力設備全体の設計は「公式による設計」(別添1)
  - ② 耐震性能の解析を行う部位に適用「解析による設計」
- 4. 解析による設計
  - ①作用は「圧力」と「地震動」
  - ②応答解析: KHKS0861(2018)、KHKS0862(2018)に準じる
  - ③応力分類:一次応力、二次応力、ピーク応力
  - ④破壊モードと応力分布 ・塑性崩壊:一次応力
    - ・シェークダウン:一次応力+二次応力
    - ・疲労:ピーク応力

#### 5. 許容値

#### ①耐圧部材の許容値

応力強さの 許容限界	KHKS0861(2018)	JIS B8266 附属書 8	応力解析(案)
P <sub>m</sub>	S S: (概略) 0.6×引張強さ 0.9×降伏点	kSm Sm: (概略) 引張強さの 1/3~1/4 降伏点の 1/1.5 k:割増係数。地震荷重に対しては関連法規	S k:割増係数 降伏点ベースで1.35 引張強さベースで1.8~2.4
$P_{L}$	_	1.5kS <sub>m</sub>	1.5S
$P_L+P_b$	1.5S	1.5kS <sub>m</sub>	1.5S
$P_L+P_b+Q$	2S <sub>y</sub>	3S <sub>m</sub>	$2S_y$
$P_L+P_b+Q+F$	_	疲労解析法を用いて評価	_

### ②支持構造材の許容値

C 人 可			
許容応力の種類	KHKS0861(2018)	JIS B8266	応力解析
		附属書 8	(案)
引張応力	F: (概略)	耐圧部材と	耐圧部材と
	0.7×引張強さ、降伏点	区別なし	同様
曲げ応力	F		
圧縮応力	F(座屈低減あり)		
せん断応力	$F/\sqrt{3}$		
組み合せ応力			
引張、圧縮、曲げ	発生応力/許容応力の和が1以下		
引張、圧縮、曲げとせん断	ミーゼス応力が F 以下		

令和2年度調査研究の見直しの方向性と今後の課題を踏まえ、以下を実施して詳細に検討を行った。

- ・ JISB8266 附属書 8 (その他最新基準の採用も可)をベースに「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (弾塑性有限要素解析を用いたクラス1容器に対する強度評価の代替規定)」の内容を解析手法で分類して整理し、基準への反映を検討
- ・ 発電関係の基準等を調査し、モデル化等ついて参考になる箇所の基準への反映を検討 (応力解析モデル化の考え方を例示可能か検討し、必要に応じて今後の解析実施の要否 を検討)
- ・ 現行の許容塑性率を踏まえた耐圧部の漏洩判定許容値について議論

### 2.2 ノズル部評価

令和2年度調査研究での検討において、標準的な容器ノズル仕様(耐圧設計の穴補強)でどの程度の耐震性を有していると言えるのか、塔槽類の耐震性能評価に標準的な容器ノズルで上限値を設定できる簡易的な手法があるのか、など議論があった。そこで、今年度は具体的な検討として、① 穴補強の計算における標準ノズルにおける各種形状パラメータの絞り込み、② 容器ノズル側で主要な配管外力成分の上限値を設定する簡易手法(ツール)の調査を行い、③ 試算例でその有効性を確認する。また、今後の詳細解析(FEM等)の実施の要否についても検討した。

#### 【実施内容概略】

① 穴補強の計算における標準ノズル仕様における各種形状パラメータの絞り込み

球形貯槽:1例 縦型容器:1例

- ② 容器ノズル側で主要な配管外力成分の上限値を設定する簡易手法(ルール)の調査計算ツールでの配管外力最大許容荷重簡易計算手法の検討(ツール)の調査
- ③ 試算例で上限値設定の有効性確認

球形胴: d/D=3 例(材料: 代表 1 種類) 円筒胴: d/D=3 例(材料: 代表 1 種類)

### 2.3 接合部評価

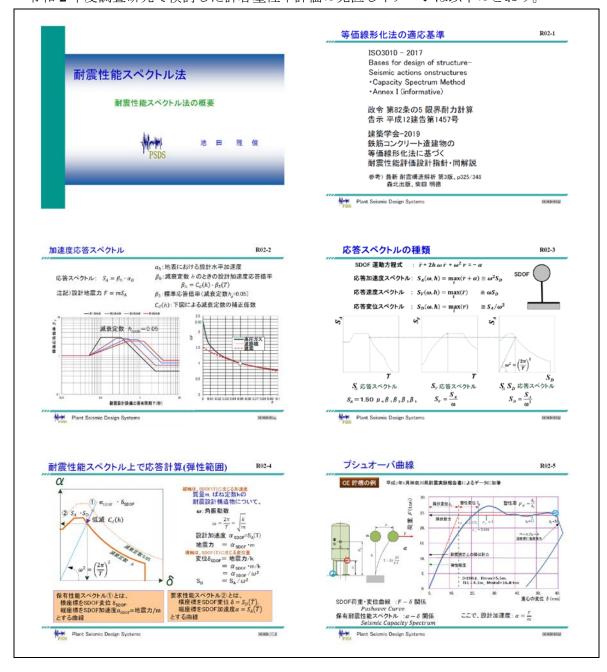
令和2年度調査研究において、球形貯槽の支柱とタイロッドブレースの接合部の補強方法について過去の詳細解析による検証結果を踏まえて基準案を作成したことと同様に、球形貯槽の支柱と球殻部との接合部補強について、メーカーの事例調査及び詳細解析(静的弾塑性FEM解析)による有効性の検証し、基準案を検討した。

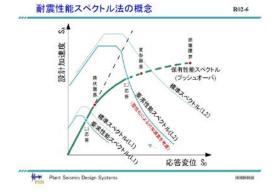
また、令和2年度調査研究で検討した今後の検討の方向性と課題を踏まえて以下を実施した。

- 鋼管構造接合部設計指針等で取り込み可能なものの有無の調査
- ・ 現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討(FEM 解析による検証が必要))
- ・ 耐震設計の対象とする「接合部」の選定

# 2.4 許容塑性率評価

令和2年度調査研究で検討した許容塑性率評価の見直しイメージは以下のとおり。





耐震性能スペクトル法

R02-7

- 構造物の基本モードに等価なSDOFモデルに 関する動特性解析をプッシュオーバ解析という。

  プッシュオーバ解析により得られるSDOF系の
- 設計加速度・変位曲線を保有性能スペクトル という。
- 塑性化によるエネルギー吸収に等価な 減衰定数に対する Sa-Sd 応答スペクトルを 要求性能スペクトルという。
- 保有性能スペクトルと要求性能スペクトルの 交点における応答設計加速度及び変位を得て、 耐震性能評価をおこなう。



構造減衰による制振効果

R02.9

#### プッシュオーバ解析とは

R02-8

- ブッシュオーバ解析は、次のように行う。 設計水平地震力の分布は 既定の設計地震力分布や基本モードによる分布とする ■ 設計水平地震力は静的荷重として、徐々に増加させ、 それぞれ構造要素や継手部において
- 非線形状態の発生を考慮する。 非線形性とその時の荷重増分を勘案して 構造要素や総手部の非線形物性を設定する。 ・ 荷重増分過程は構造モデルが、

- ・解析上の不安定状態 ・全体の構造が復元力特性の喪失 ・全体の構造が所定の値 になる(崩壊する)まで、続けることとする。 「ななし別ペスァンケー (参考) ブッシュオーバ解析により得られる非線影能力すなわら、 非線影(微性)変形量 ・非線影(微性)とンジュ成の過程、 ・機能が微性とンジュ成の過程、 ・機能が高性があることができる。

  - pの知見を考慮して耐震性能を評価することができる。

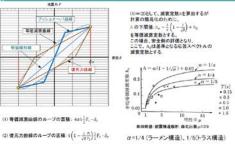


無減衰のときの揺幅与に対する 振動エネルギー =  $\frac{1}{2}\omega^2 \delta_c^2$ 減衰率  $\wedge$ のときの接幅 $\delta_{\lambda}$ に対する 接動エネルギー  $=\frac{1}{2}\omega^{2}\delta_{\lambda}^{-2}$  $4\pi h \frac{1}{2} \omega^2 \delta_h^2 = \frac{1}{2} \omega^2 \delta_0^2$ 構造減衰によるエネルギー吸収 Plant Seismic Design Systems

 $\omega^2 = (2\pi/T)^2 \quad \widetilde{\omega}^2 = (2\pi/\widetilde{T})^2$ 

# 復元カループ仕事と等価な減衰定数

R02-10



 $\omega_r^2 = (2\pi/T_r)^2$   $\omega_a^2 = (2\pi/T_a)^2$  $\alpha_a$  $\mu_r = (T_r/T)^2$  $\mu_{\alpha}=(T_{\alpha}/T)^{2}$ 

耐震性能スペクトル図

耐震性能スペクトル図

②:標準応答スペクトル 3・耐震要求性能スペクトル S<sub>③</sub> = Cd(h)・S<sub>○</sub> ñ : 弾塑性ループによる エネルギ消費と等値な 減衰定数  $\bar{h} = \varphi \left(1 - \frac{r}{\bar{r}}\right) + h_i \ge h_i$   $\varphi = 0.25 \; (ラーメン構造)$   $0.20 \; (トラス構造)$   $\mu_r : ねばり係数$ ーメン標浩  $\mu_r = (T_r/T)^2$ 耐震性能評価 : μ, ≤ μα μ<sub>α</sub>: 耐震性能限界 変形性能限界 又は、崩壊限界

① 耐震保有性能スペクトル

Plant Seismic Design Systems

Plant Seismic Design Systems

R02-11

### ISO 3010:2017(E) 1/4

#### 6. 耐震設計の基本

- (1) 耐震構造物は,設計地震カに対して適切な強度,及び,エネルギー吸収力を確保するため十分な延性を有しなければならない。
- (2) 構造要素の産風、接合部破断、せん断力による損傷及び脆性破壊などの 延性の低下挙動が生じないようにしなければならない。
- (3) 繰り返し荷重による復元力特性の劣化が生じないようにしなければならない。
- (4) 耐震設計構造物の全体挙動の検討では部材の余列耐震性能を 考慮しなければならない。
- (5) 耐震設計構造物の全体挙動とは、 ・部材の損傷モード ・耐震構造物全体の前様メカニズム ・上限地動における基礎部の挙動の検討などを含む。

(6) 部材の余利耐震性能とは、 解析時の設定性能より高い部材性能(強度・延性)をいう。

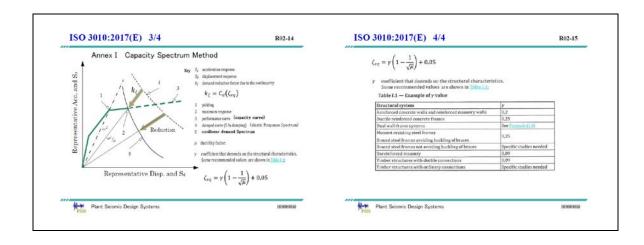
Plant Seismio Design Systems

#### ISO 3010:2017(E) 2/4

#### 10. 非線形静的解析

- (1) 非報影時的解析により、地震動により引き起こされる設計水平地震力を構造物が 崩壊するまで付加する。 (2) 設計水平地震力の分布は既定の設計地震力分布や基本モードによる分布とする。 (3) 設計水平地震力は野的有重として、徐々に増加させるとそれぞれ構造要素や継手 部において非線形状態が発生する。
- (4) 発生する非線形性とその時の荷重増分を勘案して構造要素や継手部の物性を設

Plant Seismic Design Systems



令和2年度調査研究で検討した今後の方向性と課題を踏まえて以下を実施した。

- ・ 支持構造全体の評価として見直しを検討(圧力容器本体、接合部、ノズルは別に規定が 必要)
- ・ 「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (弾塑性有限要素解析を用いたクラス1容器 に対する強度評価の代替規定)」を参考に必要箇所を抜粋し、基準化を検討
- ・ プッシュオーバー解析の手法の調査 (簡易な方法で可能か) を確認 また、今後の詳細解析の要否について検討を行った。

# 2.5 平底円筒形貯槽

令和2年度調査研究で検討した方向性と課題を踏まえ、平底円筒形貯槽の詳細解析(非線形時刻歴 FEM 解析:構造3次元シェル、内容物流体要素)を実施し、現行 KHKS で明確に記述されていない以下のうち、修正震度法における動液圧の算定法について検討を実施した。

# ■ 修正震度法における動液圧の算定法

- 内外槽間の底部保冷材の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
- タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

### 2.6 その他

令和2年度調査研究で検討した方向性と課題を踏まえ、以下について今後の見直しに向けて議論を行った。

- 静的震度法(修正震度法への一本化も含めて検討)
- 代替法(Dsの取り扱い)
- ・ 設計修正震度を算出後、当該震度で部品に係る崩壊・座屈が生じないことを確認すること が必要。

- ・ 構造系崩壊については下記の検証
  - 1/2 勾配法  $(\omega/\omega_e)^2=2$
  - 累積損傷係数  $W_p/W_e=3$  として $(\omega/\omega_e)^2=2.5$
  - 代表変位<全高/100、又は、頂部の揺れ<全高/50
- ・ エネルギー吸収をおこなう部材や機構(制振装置)などの基準採用
- ・ 基礎地盤の連成効果の規定化(地盤増幅係数の見直し)
  - ・上部構造と基礎との連成系: SR モデル 計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
  - ・地盤:1次元成層地盤、重複反射理論など基準らしく 計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定
  - ・地表と整合する基盤の地震動:応答スペクトル又はフーリエスペクトル

# 3. 検討結果

#### 3.1 応力解析

令和2年度調査研究での見直しの方向性と今後の課題を踏まえ、以下を実施して詳細に検討を行った。

・ JISB8266 附属書 8 (その他最新基準の採用も可)をベースに「JSME S NC-CC-005 弾塑性有限要素解析を用いたクラス 1 容器に対する強度評価の代替規定」「JSME S NC-CC-008 弾塑性応答解析に基づく耐震 S クラス配管の耐震設計に関する代替規定」(以下、JSME 規格)等の内容を解析手法で分類して整理し、詳細規定を検討した。

JSME 規格、JIS 規格(JIS B 8266)、ASME 規格(ASME Sec.Ⅲ、Sec.Ⅶ)等を調査した内容を以下にまとめる。

### ①崩壊荷重

- ・ 崩壊荷重の決定方法は大きく分類すると以下が規定されている。
  - ▶ 下界漸近法(弾完全塑性体の弾塑性解析、荷重を漸増し、荷重増分が小さくなったところを崩壊荷重とする。)
  - ▶ 2 倍勾配法(荷重変位曲線と弾性変形の傾き 1/2 の直線の交点を崩壊荷重とする。)
  - ▶ 弾性代償法解析(弾性解析による要素応力と基準応力の比をもとに弾性係数を修正して繰り返し、ミーゼス応力が許容値に到達する荷重を崩壊荷重とする)
- ・ JSME 規格では、 $S_m$ を降伏点とする弾完全塑性体を仮定した弾塑性解析による崩壊荷重を許容限界としている。(ASME Sec. III では、降伏点を  $1.5S_m$ として求めた崩壊荷重に 1.5 のマージンを見込んで許容荷重としている。)

# ②モデル化 (圧力容器本体と支持構造物の取扱い)

- ・ ASME Sec. WI 及び JIS8266 附属書 8 は一般圧力容器に関しての設計規格であり、圧力容器の考え方を支持構造物に準用しているものと思われる。
- ・ ASME Sec.Ⅲ及び JSME 規格は原子力圧力容器に関する設計規格であり、弾性挙動で抑えるという考え方を基本としているが、JSME 規格では供給状態ごとに定めており、供給状態 C、D では塑性変形を許容している。
- ・ 高圧ガスの耐震基準では、圧力容器を剛体とみなして一部評価を免除している。

# ③材料モデル

- ・ ASME 規格、JISB8266 附属書 8 では弾完全塑性体、弾塑性体どちらも採用している。
- ・ JSME 規格では弾完全塑性体のみ。

## ④応答解析

- ・ ASME 規格、JISB8266 附属書 8、JSME 規格とも応答解析の詳細規定はない。
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015 に、固有周期の解析モデル例がある。
- ・ 線形応答解析で得られた応答値(最大地震力、最大応答変位)に対して、弾塑性解析 で求められる荷重は安全サイド、変位は危険サイドとなる。
- ・ 非線形応答解析で得られた応答値に対して、弾塑性解析で求められる荷重、変位は繰り返しの影響を考慮する必要がある。

# ④評価応力

- ・ JIS 規格では応力強さ  $(P_L, P_b, Q, F)$  を基本とし、満足できない場合の代替として、塑性解析等が規定されている。
- ・ JSME 規格では、応力強さ  $(P_L, P_b, Q, F)$  と FEM 解析で得られる応力は 1 対 1 で対 応しない、FEM 解析で得られる応力は、 $P_L, P_b, Q$ 、Fに分離するのが困難であると解説されている。

# ⑤許容基準

- ・ ASME Sec. III 及び JISB8266 附属書 8 の極限解析では降伏点を 1.5Smとして弾完全塑性 体で崩壊荷重を求め、崩壊荷重の 2/3 を許容値としている。
- ・ JSME 規格では、通常状態では降伏点を Smとした弾完全塑性体の崩壊荷重、供給状態 C では降伏点を Sy または 2/3Su の弾完全塑性体の崩壊荷重、供給状態 D では降伏点を 2/3Su とした崩壊荷重を求めて許容値としている。

### ⑥接合部・構造不連続部の取扱い

- ・ 3次元シェルまたはソリッドでモデル化して FEM 解析を実施した場合、接合部には応力集中によって高い応力が発生する。接合部の応力を降伏点以下にすることは困難であることから評価方法、判定基準を設ける必要がある。
- ・ JIS 規格ではピーク応力については、シェークダウン評価 (PL+Pb+Q≤3Sm) が規定されている。
- ・ JSME 規格では、供給状態 A 及び B に対してシェークダウン評価 (PL+Pb+Q≦3Sm の評価ではなく、ピーク応力の発生範囲が一定の領域に限定されていることを評価する方法)を行うことが規定されている。

# 【応力解析 規定案たたき台】

①モデル化:圧力容器及び支持構造物をモデル化する。(設備の種類に応じて適切にモデル化(使用要素、要素分割、境界条件等)すること。)

### ②応答解析

適切に設備の応答を表現できるモデルを用いる。

レベル1:線形応答解析とする。

レベル2:線形応答解析または非線形応答解析とする。

# ③強度評価·許容基準:

#### レベル1:

JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数 1.35 とする。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

### レベル2:

JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数 1.35 とし、2.5 c)中の「崩壊荷重の 2/3 を超えない場合には」を「崩壊荷重未満の場合には」と読み替えるものとする。

# ただし、

- ・ 圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価 を実施するものとする。
- ・ 座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。
- ・ 崩壊荷重は、附属書8図7崩壊荷重の決定法(2倍勾配法)による場合、荷重の極大 点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法(JSMES NC-CC-005による)により崩壊荷重を求めるものとする。(設備の種類に応じて適切に選択す る。)

# 材料モデル:

降伏点を 1.5Sm (≒σy) とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限 とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

# 接合部 • 構造不連続部:

塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影 響を考慮する。

原子力の基準等を調査し、モデル化等の詳細規定を検討した。

JSME 規格では、容器についてはモデル化に関する規定がないが、配管については規定 がある。

配管のモデル化に関しては JSME 規格に準じることする。

容器のモデル化に関しては、今後、過去の FEM 解析結果や FEM 解析を実施した結果を 踏まえてモデル化の規定を検討する必要がある。

・ 現行の許容塑性率を踏まえた耐圧部の漏洩判定許容値について議論した。

KHKS0862 (2018) において、耐圧部の許容塑性率以下の通り規定している。

### スカート支持の塔類

①胴板の引張降伏に係る損傷  $\mu_{pa} = 1.0$ 

②胴板の圧縮座屈に係る損傷  $\mu_{pa} = 0.35$ 

# 横置円筒形貯槽

①胴のサドル部の引張降伏に係る損傷  $\mu_{pa} = 0.35$ 

②胴のサドル部の圧縮座屈又は降伏に係る損傷  $\mu_{pa}=0.35$ 

③胴の中央部の引張降伏に係る損傷  $\mu_{pa} = 0.35$ 

④胴の中央部の圧縮座屈又は降伏に係る損傷  $\mu_{pa}=0.35$ 

⑤鏡の引張降伏に係る損傷  $\mu_{pa} = 1.0$ 

### 平底円筒形貯槽

設計地震動による側板の座屈に係る損傷

 $\sigma_0 / c\sigma_{cr} \leq 0.2$  の場合  $\mu_{pa} = 0.35$ 

0.2<σ<sub>0</sub> / <sub>c</sub>σ<sub>cr</sub>の場合  $\mu_{pa} = 0.13$ 

cσcr:: 平均軸圧縮応力のない場合の座屈応力

液面揺動の設計地震動による側板の座屈に係る損傷

 $\sigma_0/S_c \leq 0.2$  の場合  $\mu_{pa} = 0.35$  $0.2 < \sigma_0 / S_c$ の場合

 $\mu_{pa} = 0.13$ 

Sc: 平均軸圧縮応力が無い場合の弾性座屈応力

### 配管

内圧、自重、地震慣性力による長手方向応力 内圧ラチェットの制限 地震荷重の繰り返し応力の範囲 塑性ひずみ全振幅4%

現状、レベル2耐震性能評価では、耐圧部の許容塑性率が0を超える値が設定されており、塑性変形を許容しているが、耐圧部については弾性変形内にとどめることが設計思想としては妥当である。圧力容器の耐圧部分については、概ね地震力ではなく圧力作用で板厚がきまっており、耐震設計の許容塑性率を0としても事実上大きな影響はないと考えられる。(ただし、平底円筒形貯槽、70m程度のスカート支持塔については、耐震設計で板厚が決まるケースもある。)

# 3.2 ノズル部評価

高圧ガス設備の塔槽類のノズルに配管が接続する場合、ノズルそのものは機器と溶接により一体化しているため、一般には、ノズルの設計は機器設計の一部として機器側の所掌となる。しかし、配管設計によりノズルに作用する配管荷重が決まり、この配管荷重が外力としてノズルに与えられる。したがって、機器設計として、「ノズルの圧力設計→配管系設計→配管外力を受ける圧力容器としてノズル設計」の順とすると、配管設計が終了するまでノズル設計が確定できず、圧力容器の検査の申請(特定設備検査申請)工程に影響が出ることが懸念される。また、配管設計は配管レイアウト上の制約などから、ノズル荷重は変更となることがまれではなく、特定設備検査申請での差替え作業がそのたびに生じる可能性もある。

高圧ガス設備等耐震設計基準では、配管系の耐震性能評価の一部として、機器ノズルの耐 震性能評価が規定されており、耐震設計に限って配管設計の所掌となっている。

本来のノズル設計として、機器設計の所掌とする場合、ノズルに作用する上限値あるいは 最大荷重(最大軸力と最大モーメントなど)を規定し、塔槽類のノズル評価においては、想 定した荷重において耐震性能評価を実施できるようにできれば、設計手順の簡略化が図れ る。

そこで、ノズルに作用する上限値策定の検討の第一段階として、機器設計で行われるノズルの内圧設計手法の基本である、穴補強のための面積補償法によるノズルの形状が外力に対してどの程度を強度(裕度)があるのかのパラメータスタディを実施した。また、ノズル許容荷重の設定に関する従来手法から、耐震設計におけるノズル許容荷重の設定方法について、基礎的な検討を行った。

#### 3.2.1 補強のための面積補償法

機器ノズルの内圧に対する強度設計法としては、ノズルのために設けられた穴に対して、 穴を補強するための面積補償法がある。この穴補強のための面積補償法は簡便であることか ら、一般の容器規格で広く使われている。規格によっては、胴あるいは鏡板とノズルの形状 に適用制限を設けて使われており、高圧ガス設備における圧力容器でも、面積補償法が標準的な手法として規定されている。

平板有孔円においては応力が作用すると穴の縁にそって応力集中が生じる。小径ノズルでは、穴における内圧による膜応力の集中を穴縁領域で低減するように、有効範囲内にある断面を所要とする補強面積以上の大きさにする。

面積補償法における補強の有効範囲は、殻理論による特性長βを基にしている。

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{\sqrt[4]{\frac{3(1-\nu^2)}{r^2t^2}}} = \frac{1}{\frac{1.285}{\sqrt{rt}}} = 0.78\sqrt{rt}$$
(1)

$$L=d$$
 容器長手方向 (2)  
ここで、

d: ノズル内径、r: ノズル平均径、t: ノズル厚さ、□: ポアソン比

面積補償法による具体的な評価方法は次のとおりである。

手順1. 穴の補強に必要な最小断面積の計算 内圧に対する最小厚さ、穴径と設計断面における修正係数 F から計算する。  $A=dt_rF+2t_nt_rF(1-F)$ 

手順2. 有効範囲内の胴板または鏡板のうち、強め材として算入できる部分の面積の計算 次の算出のいずれか大きいほう

$$A_1 = d(\eta t - Ft_r) - 2t_n(\eta t - Ft_r)(1 - f_{r_1})$$

$$A_1 = 2(t + t_n)(\eta t - Ft_r) - 2t_n(\eta t - Ft_r)(1 - f_{r_1})$$

手順3. 有効範囲内のノズルの強め材として算入できる外側部分の面積の計算 次の算出のいずれか大きいほう

強め材のない場合:

 $A_2 = 5(t_n - t_{rn})f_{r1}t - 2t_n(\eta t - Ft_r)(1 - f_{r1})$ 、 $A_2 = 5(t_n - t_{rn})f_{r1}t$ 強め材のある場合:

$$A_2 = 5(t_n - t_{rn})f_{r1}t - 2t_n(\eta t - Ft_r)(1 - f_{r1}), A_2 = 2(t_n - t_{rn})(2.5t_n + t_e)f_{r1}$$

手順4. 有効範囲内のノズルの強め材として算入できる内側部分の面積の計算 次の算出のいずれか大きいほう

 $A_3 = 2t_n f_{r1} h$ 

手順5. ノズルを取り付ける溶着金属のうち強め材として算入できる部分の面積の計算

$$A_4 = A_{41} + A_{42} + A_{43}$$

ノズル外側の溶着金属

強め材のない場合: $A_{41} = ( \overline{ iny rapsize approximately appr$ 

 $A_{43} = (溶接脚長)^2 f_{r1}$ 

強め材を取り付ける溶着金属

$$A_{42} = \left( \begin{subarray}{c} \hline lpha \end{subarray} A_{42} = \left( \begin{subarray}{c} \hline lpha \end{subarray} \begin{subarray}{c} lpha \end{subarray} \begin$$

手順6. 強め材の面積の計算

$$A_5 = 2t_n f_{r1} h$$

手順7. 補強の有効範囲内にある強め材の面積の総和は、穴の補強に必要な最小面積以上 でなければならない

$$A \le A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

$$\frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}{A} \ge 1.0$$

したがって、最大許容圧力は次式で得られる。

$$P_A = 0.5P_D \left( 1 + \frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}{A} \right)$$

穴の補強に必要な最小面積に対する補強の有効範囲内にある強め材面積の総和の 比率が1を超える場合に、設計圧に対する余裕があることになる。この比率に1 を加えて平均をとることで、最大許容圧力が簡易的に算出される。

ここで、

n : 溶接継手品質係数

t: 胴板または鏡板の使用厚さ-腐れ代

tr: 胴板または鏡板の計算厚さ

tm:ノズルの計算厚さ

te :補強版の厚さ

f<sub>r1</sub>: 材料の強さに低減係数(胴板または鏡板の基本許容応力に対するノズルの基本許容応力の比)

fr2: 材料の強さに低減係数(胴板または鏡板の基本許容応力に対する補強板の基本許容応力の比)

fr3: 材料の強さに低減係数(胴板または鏡板の基本許容応力に対する補強板の基本許容応力の比)

h : ノズルの強め材として算入できる内側部分の有効範囲内

P<sub>D</sub>: ノズルの設計圧力

PA: ノズルの最大許容圧力

σv: 胴板または鏡板の基本許容応力

σ<sub>n</sub>: ノズルの基本許容応力

σ<sub>p</sub>:補強版の基本許容応力

さらに、内圧による溶接継手の引張り、せん断に対する強度を確認する。開先溶接の強度は、引張りまたはせん断を受ける経路に対して定め、すみ肉溶接の強度では内径に対する長さを用いる。

また、大口径ノズル(d/D>0.5)では穴縁における最大せん断応力と最大曲げモーメントが生じる位置をカバーするように補強範囲が決められている。

# 3.2.2 機器ノズル面積補償法計算例

# 3.2.2.1 円筒胴機器ノズル計算例

円筒胴機器ノズルの計算例は、胴に補強板と管台の内側に強め材がある。機器ノズル径は、8B、16B及び24Bの3サイズとする。

設計圧力: 2MPa

ノズル径:3サイズ(<u>8B</u>、16B、24B) スケジュール80

設計温度:150℃

円筒胴: 内径 2,000mm、腐れ代 2mm、材質 SGV480、許容引張応力  $\sigma$   $v=121N/mm^2$ 

ノズル: 材料 STPG410-S、σ n=103N/mm<sup>2</sup>、許容応力 σ P=103N/mm<sup>2</sup>

円筒胴の使用厚さ:22mm、ノズルの呼び厚さ:12.7mm

補強板の厚さ: $t_e=22$ mm、溶接継手効率: $\eta=1.0$ 

円筒胴の計算厚さ: $t_r$ =16.87mm、ノズルの計算厚さ: $t_{rn}$ =1.97mm

強め材の合計面積≥必要な最小断面積

$$\sum_{i=1}^{5} A_i = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 = 4{,}323.56 \ mm^2 \ \geq \ A = 3{,}387.41 \ mm^2$$

(詳細は「JIS 使い方シリーズ、圧力容器の構造と設計、JIS B8265 及び JIS B8267 日本規格協会)を参照)

次に、計算例を高圧ガス保安法特定設備検査規則に基づく強度計算様式 A-01 円筒胴の胴板 (必要厚さの計算)と強度計算様式 F-01 穴の補強(補強板形)でまとめた結果を示す。

計 算 書 様 式 A	<b>-</b> 0	1					/
円 筒	胴	の	胴 板		内圧, P $\leq$ 0.385 $\sigma_{\rm a} \eta$		
	別	添 1	特定設備の技術基準の解	釈 第6条第1項(1)イ①( i )	)		
			P D <sub>i</sub>				
	٠	_	$2\sigma_{s} \eta - 1.21$	<b>5</b>			
			20 8 77 1.21				
計 算 の	区	分	胴 の 計 算 用 強め材の計算用	胴の計算用 強めせの計算用	胴の計算用 強めせの計算用	胴の計算用 強めせの計算用	
2 名		称	帰め材の計算用	強め材の計算用 ノズルネック−8"	強め材の計算用 ノズルネック−16"	強め材の計算用 ノズルネック−24"	
3 図 面 番		<del>- 11</del>	ara pa	77(70-1-77)	77771-77 10	7777-1-77 24	
部 品 番		号					
₅ 高 圧 ガ ス の 種	類		毒性 可燃性 以外	毒性 可燃性 以外	毒性 可燃性 以外	毒性 可燃性 以外	
。設計圧力	Р	MPa	2.000	2.000	2.000	2.000	
7設計温度	L	.c	150	150	150	150	
皮。使用材料 4			SGV 480	STPG 410-S	STPG 410-S	STPG 410-S	
9 設計温度における 材料の許容引張応力		a N/mm²	121	103	103	103	
k io 溶接継手の種 ii 放射線透過試験の割合			1 0.2以上 0.2未満	1 0001 - 00+#	1 0.2以上 0.2未満	1 0.2以上 0.2未満	
11 放射線透過試験の割合	$T_n$		1 0.2以上 0.2未油	1 0.2以上 0.2未満	1 0.2以上 0.2末油	1 0.2以上 0.2末油	
13 胴の内径(腐れしろを除く)	-	mm	2,000	198.08	372.95	559.35	
14 腐れしろ	۲	mm	2	2	2	2	
15 ① 1.2 P		_	2.4	2.4	2.4	2.4	
16 ② 2 σ, η			242	206	206	206	
3 2 - 1			239.6	203.6	203.6	203.6	
18 4 P D;			4,000.00	396.16	745.90	1,118.70	
19 t = ④ / ③	1		16.7	1.95	3.67	5.5	
最小厚さ + 腐れしろ		mm	18.7	3.95	5.67	7.5	
使 用 厚 さ		mm	22	12.7	21.4	31.0	
0.385 σ a η			46.585	39.655	39.655	39.655	
別表第一において、各	温度	₹の中	間における許容引張応力の	)値は、比例計算によって計	け算する。		
温度(°C)	Т	9/1	·容引張応力(N/mm²)	T _ T			
T <sub>1</sub> =		T <sub>T1</sub> =	·谷力技心力(N/MM)	$\sigma_a = \sigma_{T1} - \frac{T - T_1}{}$	ν (σ - σ )		
$T_1 = T_2 = T_3$		T1 =		U <sub>a</sub> - U <sub>T1</sub> - T <sub>2</sub> - T <sub>1</sub>	x ( O <sub>T1</sub> - O <sub>T2</sub> )		
12 —	0	T2 -		'2 '1			
				=			
				'			
リガメント効率(η)・・・	…僧	?穴部	の長手方向のリガメント効率	<u>z</u>			
		р –					
$\eta =$			=				
		р					
== €	变穴	のピッ	ノチ(mm), d = 管穴の直径(m	nm)			
	'	/	,, - 1,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	•			

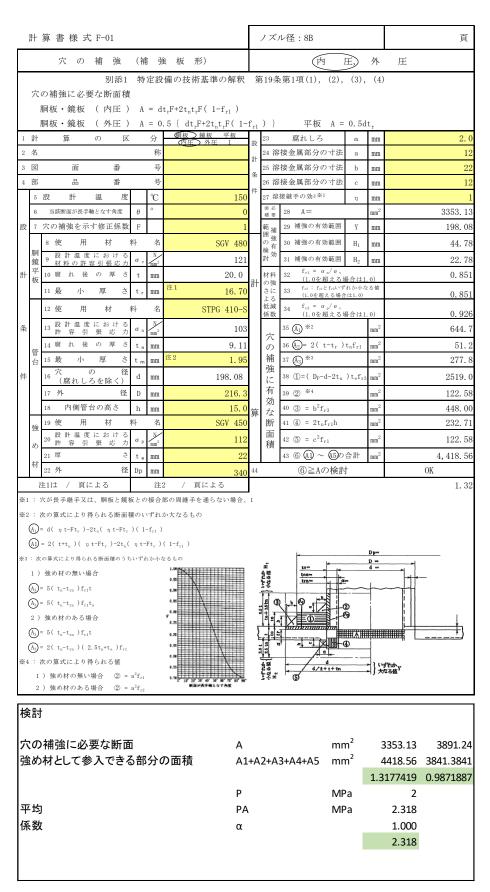
表 材料の機械的特性(SVG 480: 中・常温圧力容器用炭素鋼鋼板 JIS G3118) Sa=121 MPa @150℃

SVG 480			S=208 MPa
設計温度における引張強さ Su	480	0.6Su	288
常温における最小引張強さ Suo	480	0.6Suo	288
設計温度における降伏点 Sy	232	0.9Sy	208
常温における降伏点 Syo	265	0.9Syo	238

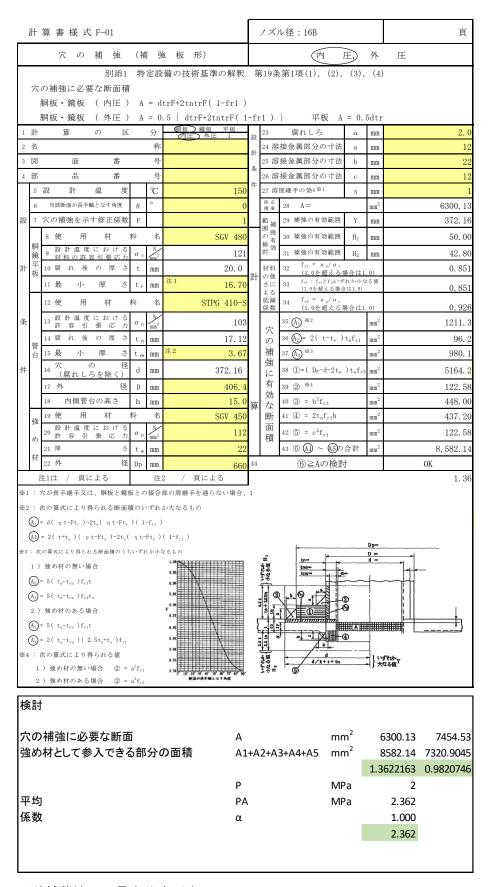
表 材料の機械的特性(STPG 410-S: 圧力配管用炭素鋼鋼管 JIS G 3454) Sa=103 MPa@150℃

STPG 410-S			S=192 MPa
設計温度における引張強さ Su	410	0.6Su	246
常温における最小引張強さ Suo	410	0.6Suo	246
設計温度における降伏点 Sy	214	0.9Sy	192
常温における降伏点 Syo	245	0.9Syo	220

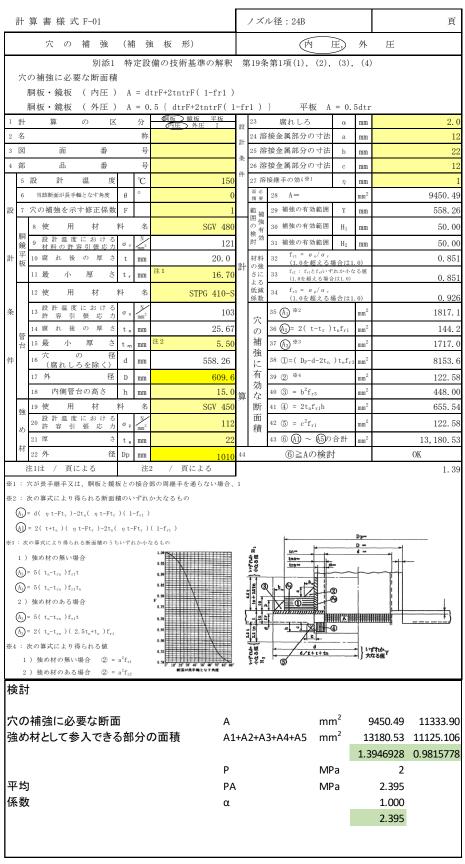
高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準 KHKS0861(2018)では、塔槽類のノズル評価に際して、耐震設計用許容応力強さ S と降伏点(0.2 パーセント耐力)Sy が許容応力として使われている。



面積補償法での最大許容圧力= 2.318 MPa



面積補償法での最大許容圧力= 2.362 MPa



面積補償法での最大許容圧力= 2.395 MPa

# 3.2.2.2 球形胴機器ノズル計算例

球形胴機器ノズルの計算例は、ノズルに強め材がある。機器ノズル径は、8B、16B 及び 24B の 3 サイズとする。

# (1) タンク仕様

・内容物: 液化ブタン

・呼称容量 : 2,000 m³
 ・球内径 : 15,700 mm
 ・設計圧力 : 0.68 MPa

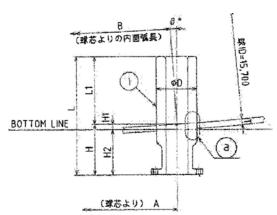
・設計温度 : 48 ℃ ・厚さ : 19.2 mm ・腐れ代 : 1 mm

•球殼材質 : SPV490Q

(2) ノズル詳細

・ノズル材質 : SFVC2A・内圧 : 0.68 MPa

・ノズル径 : 3サイズ(8B、16B、24B)



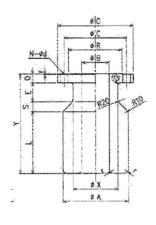


図 穴補強の寸法

表 ノズル計算例寸法(簡略化して、球形胴芯よりのずれはないものとする。)

ノズル	腐れ後の内径 d (mm)	管外径 D (mm)	管台外径 D <sub>p</sub> (mm)	肉厚 t <sub>n</sub> (mm)	腐れ代 (mm)
8B	192.9	246	360	26.6	1
16B	383.0	457	650	37.0	1
24B	573.1	668	940	47.4	1

# 表 ノズル計算例寸法

	管台の高さ	管台の高さ	内側管台の高さ	補強高さ	
ノズル	$h_1$	$h_2$	$h_3$	$t_{e}$	溶接
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
8B	125.8	68.8	300	28.50	19.2
16B	203.1	106.6	300	48.25	19.2
24B	280.4	144.4	300	68.00	19.2

計算例を高圧ガス保安法特定設備検査規則に基づく強度計算様式 A-01 円筒胴の胴板(ノズルの必要厚さの計算)、強度計算様式 A-03 球形銅の胴板、強度計算様式強度計算様式 F-02 穴の補強(一体形-1)の書式でまとめた結果を示す。

	計	算 書 様 式 A	-03	3				/	頁
		球形	胴	の	胴 板				
	全半	上球形鏡板(中低 上球形鏡板(中低	面に	圧力	を受けるものに限る。)	内圧, P	$\leq 0.665 \sigma_{\rm a} \eta$		
			別	添1	 特定設備の技術基準の解釈	R 第6条第1項(1)口①及	とび第6条第1項(	3)イ②	
	P D <sub>i</sub>								
			t	= -	4.7. 7. 0.4.5				
					$4\sigma_a \eta - 0.4 F$	,			
		behr -			間の計質田 Ⅰ	田の計質田		+ 質 田	
_	計	算 の	区	分 ~	胴の計算用 強め材の計算用	胴 の 計 算 用 強め材の計算用	強め材	計算用 の計算用	
_	名			称	胴板				
$\vdash$	図	面番		号					
4	部	品 番	***	号	******* '\'				
		圧ガスの種			毒性 可燃性 以外				
	6 設	計圧力	Р	MPa °C	0.680				
	7 設	計温度		C	48				
設	8 使 段 段	用 材料 :計温度における	名	N/mm²	SPV490Q 193				
計条	材	料の許容引張応力 : 接 継 手 の 種	ů	N/mm <sup>-</sup>	193				
	_	対線透過試験の割割			1 0.2以上 0.2未満				
''		接継手の効率	<u> </u>		1 0.2以上 0.2不凋				
		· <u>1女心ナンの平</u> の内径(腐れしろを除く)	η D:	mm	15,700				
		れしろ	D <sub>i</sub>	mm	1				
	15 (1)				0.28				
	16 ②				772		<u> </u>		
計	(2 (3) (2)—(1)				771.72				一
算	算 // O P D <sub>i</sub>				10,676.00				一
t = 4/3				13.84					
20		<u>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・</u>		mm	14.84				
_	使	用厚さ		mm	19.2				

	計算書	兼式 Α	-01	ı					/ 頁
	P	筒	胴	の	胴 板		内圧, P ≦ 0.385 σ <sub>a</sub> η		
			別	添 1	特定設備の技術基準の解	早釈 第6条第1項(1)イ①( i			
					P D <sub>i</sub>				
			t	= -					
					$2\sigma_a \eta - 1.2 P$				
1	計算	ø	区	分	胴 の 計 算 用 強め材の計算用	胴の計算用 強め材の計算用	胴 の 計 算 用 強め材の計算用	胴 の 計 算 用 強め材の計算用	
2		-	_	称	リズルネック-8"	ノズルネック-16"	ノズルネック-24"	5番の私の計算用	
3	図面	番		号	7777-1-77	77(70-1-77-10	77(70-1-77 21		
4	部品	番		号					
	5 高圧ガス	の種	類		毒性 可燃性 以外	毒性 可燃性 以外	毒性 可燃性 以外		
	。設計 圧	カ	Р	MPa	0.680	0.680	0.680		
	7設計温	度		°C	48	48	48		
設	₿使 用 材		名		SFVC2A	SFVC2A	SFVC2A		
計	<ul><li>9 設計温度にお 材料の許容</li></ul>	ける  張応力		N/mm <sup>2</sup>	121	121	121		
	10 溶接継								
件	11 放射線透過		<u> </u>		1 0.2以上 0.2未満	1 0.2以上 0.2未満	1 0.2以上 0.2未満		
	12 溶接継手の3		η		1	1	1		
	13 胴の内径(腐れ	しろを除く)	$D_i$	-	192.9	383	573		
-	14 腐れしろ			mm	1	1	1		
	15 ① 1.2 P				0.82	0.82	0.82		
計	16 ② 2 σ <sub>a</sub>				242	242	242		
笛	17 3 2 -	· ①			241.18	241.18	241.18		
1	18 4 P D <sub>i</sub>				131.17	260.44	389.64		
Ш		4 / 3	)		0.55	1.08	1.62		
_	最小厚さ + 腐			mm	1.55	2.08	2.62		
21 '	使 用 厚	<b>.</b> 2		mm	26.6	37.0	47.4		

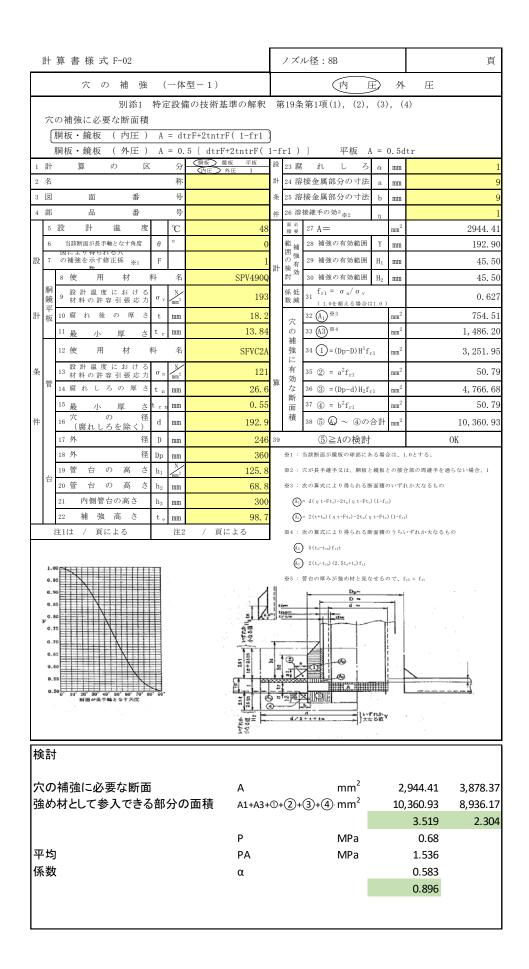
表 材料の機械的特性(SPV490Q: 圧力容器用鋼板 JIS G3115) Sa=193 MPa@48°C

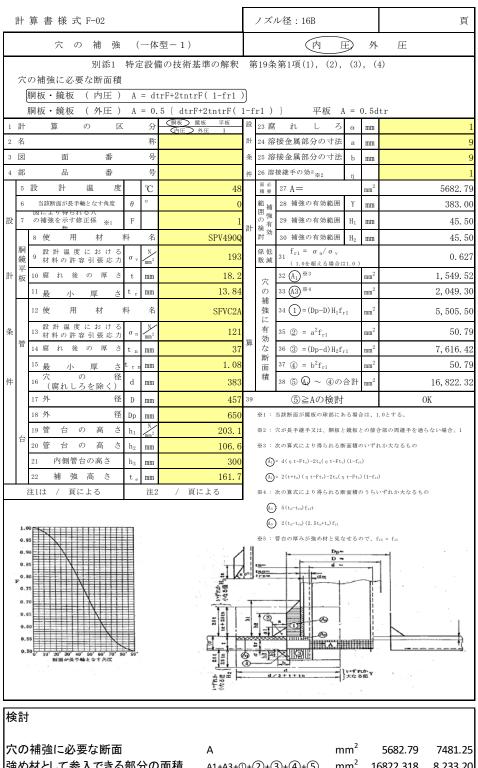
SPV490Q			S=364 MPa
設計温度における引張強さ	608	0.6Su	364
Su			
常温における最小引張強さ	610	0.6Suo	366
Suo			
設計温度における降伏点 Sy	486	0.9Sy	437
常温における降伏点 Syo	490	0.9Syo	441

表 材料の機械的特性(SFVC2A: 圧力容器用炭素鋼鍛鋼品 JIS G 3202) Sa=121 MPa@48°C

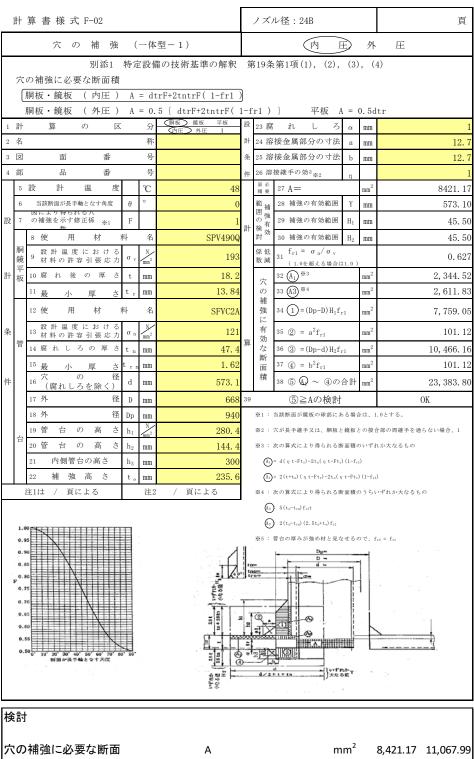
•		· ·	
SFVC2A			S=217 MPa
設計温度における引張強さ	484	0.6Su	290
Su			
常温における最小引張強さ	490	0.6Suo	294
Suo			
設計温度における降伏点 Sy	245	0.9Sy	220
常温における降伏点 Syo	242	0.9Syo	217

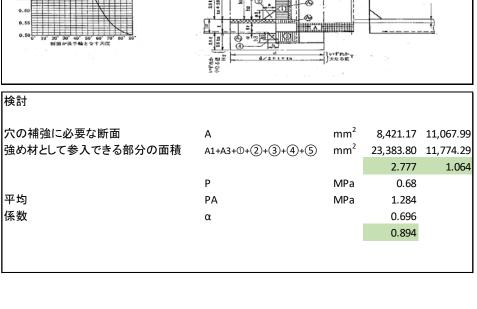
高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準 KHKS0861(2018)では、塔槽類のノズル評価に際して、耐震設計用許容応力強さ S と降伏点(0.2 パーセント耐力)Sy が許容応力として使われている。





検討				
一 穴の補強に必要な断面	Α	$mm^2$	5682.79	7481.25
強め材として参入できる部分の面積	A1+A3+0+2+3+4+5	$mm^2$	16822.318	8,233.20
			2.960	1.101
	Р	MPa	0.68	
平均	PA	MPa	1.346	
係数	α		0.665	
			0.895	





### 3.2.3 有限要素法解析(NozzlePRO, Paulin Research Group)

有限要素法解析で用いるソフトウェアは NozzlePRO v14.2(開発元: Paulin Research Group - Texas Houston https://paulin.com/)とする。NozzlePRO は個々の圧力容器と配管部品の有限要素法解析(FEA)を迅速に、かつ容易に行うためのソリューションで、モデル構築に際して解析対象の基本寸法、荷重条件、および、いくつかの環境設定を行うことで、要素の分割(構造要素分割、非構造要素分割)を自動で行い、有限要素法解析による 3 次元応力場の詳細応力をASME Section VIII Division 2 Part 5(Design By Analysis)による応力分類に準拠してポスト処理を行う。局部応力は応力分類表に整理され、ユーザはその結果を直ちに検証することができる。また、NozzlePROでは、許容される最大荷重の計算が可能である。最大荷重は、軸荷重、曲げモーメント、ねじりモーメントの成分ごとに応力カテゴリごとの応力を計算し、設定された許容応力に基づいて成分ごとの最大値が計算される。荷重、曲げモーメント、ねじりモーメントが同時に作用する場合については、曲げモーメントに重みをつけて配分する安全側の組み合わせと、安全側の組み合わせに対して軸荷重とねじりモーメントに対して1.5倍、曲げモーメントに対しては2.1倍したやや緩やかな最大許容荷重の組み合わせの3種類が計算される。

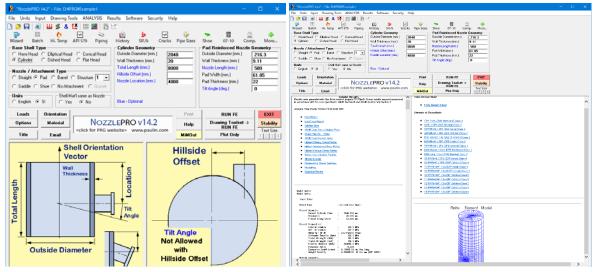


図 メインウィンドウ

Click below to access the results tables:

Job: Example1
Directory: D:\PRG

Pass / Fail Summary
MiMOut
Stress Results
Fatigue Results
Tabular Output
Fatigue Results
Text Output

SIFs
SIF Suite
Flexibilities
Pipe Element Forces
Allowable Loads
Pipe Element Stresses

図 解析結果一覧表示ウィンドウ

図 解析結果ウィンドウ

## 表 NozzlePRO 解析機能概要

解析対象	種類	備考
容器	円筒胴(Cylinder) 円錐胴(Conical) 半球形鏡(Hemispherical Head.) 半だ円形鏡(Elliptical Head) 皿形鏡(Dish Head) 平鏡(Flat Head) 補強なし(No Pad) 補強板付(Pad) 一体型ノズル(Barrel)	半径方向ノズル(Straight) ラテラル(Tilt Angle ) ヒルサイド(Hillside Offset)
		ノズルなし(No Attachment)
支持構造	ラグ(Structure):構造材(形鋼) 横置容器のサドル(Saddle Wizard) パイプシュー(Shoe Wizard)	Tours Hayer Door
その他	配管系の解析 API 579 供用適性評価基準(FFS)	ユーティリティー: 疲労寿命評価 耐震設計 高温クリープ評価

# 表-3.2 要素

要素タイプ	基本的な要素は8節点次数低減積分曲面シェル要素で、形状に対して過
	度に敏感でもなく、他の公開されている多くの要素よりもサイズにも影
	響を受けにくい。剛性の収束性は粗い要素分割においてもよく、非平均
	化応力計算も応力状態の妥当性をよく表している。基本的に、ANSYS の
	STIF93 に使われている曲面シェル要素と同じである。
シェルモデルと3	鏡とスカート形状の軸対称 2 次元と直方体モデルが NozzlePRO に追加さ
次元モデル	れた。軸対称クワッド要素は8節点で中間節点を4つのコーナー節点に
	そって持っている。直方体要素は8節点直方体で特別な形状関数を持ち
	曲げモードを表現できる。応力テンソル成分はガウスポイントからプロ
	ットと数値結果用に節点ポイントに外挿される。
配管要素	配管モデルで使う場合、2つの要素タイプを指定することができる。標準
	の6自由度梁要素か拡張18自由度梁モデルである。6自由度梁要素は広
	く配管系の解析プログラムで使われ、伝統的な配管解析結果が得られ
	る。拡張 18 自由度配管要素は楕円化の自由度を持っていて、D/t の大き
	な配管で局部のたわみ性が重要な影響を与える場合により正確な解が得
	られる。また、18自由度要素はエルボー-エルボーあるいは継手が近接し
	てお互いに影響を与える場合により精度の高い継手剛性を解析すること
	ができる。

### 3.2.4 有限要素法によるノズルの詳細解析と評価

前項 3.2.2.1 円筒胴機器ノズルの例と 3.2.2.2 球形胴機器ノズルの例と同じ寸法、材料、圧力 条件で、有限要素法により解析を行う。

#### 3.2.4.1 円筒胴機器ノズルの詳細解析と評価

内径 2000mm 解析モデル(3.2.2.1 円筒胴機器ノズルの例と同じ)

ノズル径:3サイズ(8B、16B、24B)

検討手順は次のとおりとする。

- (1) 荷重: 圧力 2MPa のみを作用させて、外力の最大許容荷重を計算する。 応力の許容値は、高圧ガス設備等耐震設計基準の機器ノズルの耐震設計許容応力を用い る。
  - ・ 円筒胴の長さ(Total Length)は端部境界条件の影響が小さくなるように内径の4倍 (8,000 mm)とし、ノズルは中央に配置する。
  - 円筒胴の一端は固定、他端は閉止板を設けて内圧推力を考慮する。
- (2) 算出される許容荷重

個別成分ごとに与えることのできる最大値、安全側に見積もった同時に作用させた場合の最大値、やや非安全側になることも考えられるが実際的な同時に作用させた場合の最大値が表に与えられる。

#### (3) 最大許容荷重

機器ノズルに作用させる荷重(ノズル軸荷重、ねじり荷重、面内曲げモーメント、面外曲げモーメント)は1次荷重として扱い、上記のやや非安全側になることも考えられるが実際的な同時に作用させた場合の最大値を外力として与えて局部応力を計算し、許容値との比率から上記の1.5倍を許容荷重の最大とした場合の局部応力の計算も行う。なお、ノズル軸方向荷重に関しては、荷重の向き(正あるいは負)で応力の最大値が異なるので、正方向と不方向の2つの荷重の組合せを考慮する。

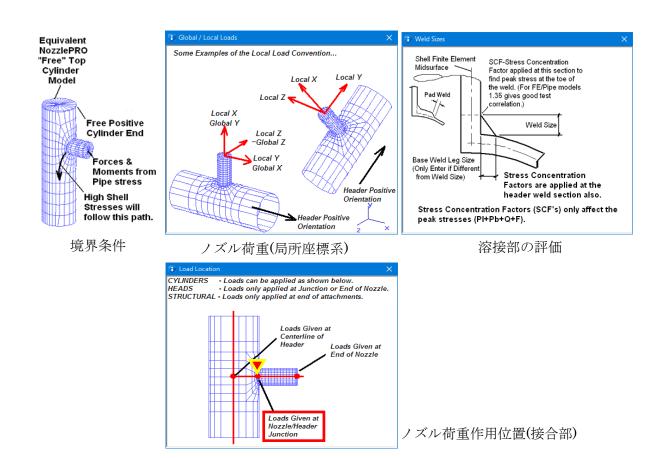
円筒胴ノズル径寸法を下表に示す。

表 円筒胴ノズル径:3サイズ(8B、16B、24B)の解析結果

ノズルサイズ 呼び径 NPS	呼び厚さ Sch.80 (mm)	外径 d。 (mm)	厚さ t <sub>n</sub> (mm)	補強の幅 D <sub>p</sub> (mm)	補強板の幅 W=(D <sub>p</sub> -d <sub>o</sub> )/2 (mm)
8	12.7	216.3	9.11	340	61.85
16	21.4	406.4	17.12	660	126.8
24	31.0	609.6	25.67	1010	200.2

ノズル 製作公差:-12.5% 腐れ代: 2 mm

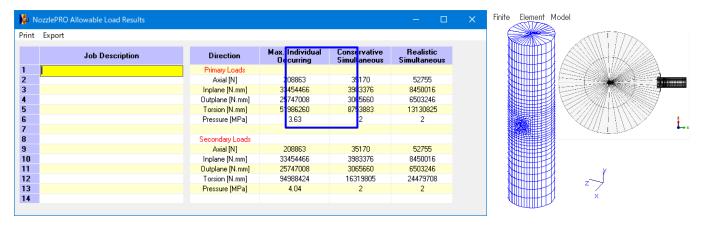
境界条件、ノズル局所座標、溶接部の評価、ノズル荷重作用位置(接合部)は、次図に示すとおりである。



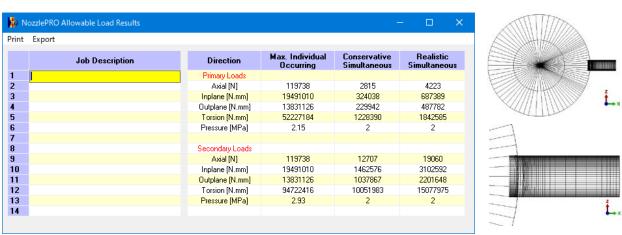
高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準 KHKS0861(2018)では、塔槽類のノズル評価に際して、耐震設計用許容応力強さ S と降伏点(0.2 パーセント耐力)Sy が許容応力として使われている。

### (1) ノズル径 8B

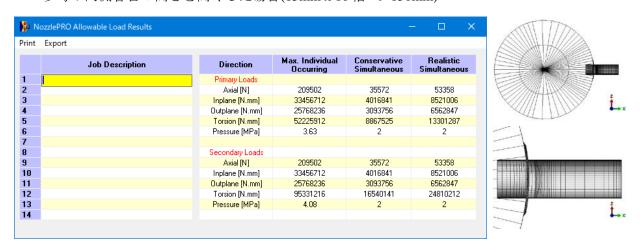
荷重:内圧 2MPa での許容荷重の算出



参考:補強板なしの場合



参考: 内側管台の高さを高くした場合(15mm x 10 倍 → 150mm)



荷重:內圧 2MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables) 軸荷重(正符号) -Example1A.nozzlepro

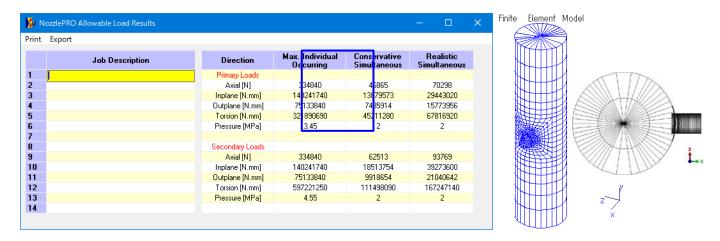
0 N	ozzlePRO Stress Summary						
int	Export						
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable	
	Job Name = Example1A	Pad/Header at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	81.34	180.0	45	
		Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	73.3	360.0	20	
		Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	124.46	480.0	26	
		Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	111.48	180.0	62	
		Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	165.7	360.0	46	
		Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	175.89	480.0	37	
		Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	95.76	180.0	<b>5</b> 3	
		Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2	Qb < (3.0)Smavg	21.95	360.0	6	
		Header Outside Pad Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	169.52	480.0	35	
)		Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	75.11	153.0	49	
ı		Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	149.05	306.0	49	
2		Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	133.42	408.0	33	
}		Branch removed from Junction [Mean] (Case	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	71.13	153.0	46	
		Branch removed from Junction [Bending]	Qb < (3.0)Smavg	14.53	306.0	5	
		Branch removed from Junction [Min.	S1+S2+S3<4S (SUS)	92.07	408.0	23	
		Branch Transition [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	69.86	153.0	46	
•		Branch Transition [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	37.85	306.0	12	
}		Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	88.81	408.0	22	
1		Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	137.45	360.0	38	
)		Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.42	360.0	20	
ı		Pad/Header at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	142.51	360.0	40	
2		Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	53.9	360.0	15	
3		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	184.48	360.0	51	
ŧ		Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	87.97	360.0	24	
5		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	122.47	360.0	34	
6		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	251.81	360.0	70	
7		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	120.67	360.0	34	
8		Pad Outer Edge Weld (Out) (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	136.39	360.0	38	
9		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	156.44	360.0	43	
0		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	138.53	360.0	38	
1		Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.44	360.0	28	
2		Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	106.65	360.0	30	
3		Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.62	360.0	29	
4		Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	98.74	360.0	27	
5		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	127.05	360.0	35	
6		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	108.2	360.0	30	
7		Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	149.41	306.0	49	
8		Branch at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	169.07	306.0	<b>5</b> 5	
9		Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	122.51	306.0	40	
0		Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.42	306.0	49	
1		Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	244.94	306.0	80	
2		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	319.76	306.0	104	
3		Branch removed from Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	74.97	306.0	24	
4		Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	71.35	306.0	23	
5		Branch removed from Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	44.54	306.0	15	
6		Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	46.8	306.0	15	
7		Branch removed from Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	104.65	306.0	34	
8		Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	87.61	306.0	29	
9		Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	67.29	306.0	22	
)		Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	72.56	306.0	24	
ı		Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	43.51	306.0	14	
2		Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	43.2	306.0	14	
3		Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	97.23	306.0	32	
4		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	95.1	306.0	31	
5		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	124.52	1,394.0	9	
6		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	105.6	1,394.0	8	
7		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	63.52	1,394.0	5	
8		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	235.26	1,394.0	17	
59		Branch removed from Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	52.33	1,394.0	4	
50		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	47.55	1,394.0	3	
		pronon manador (pad) (case 4)	The bright Cod	71.33	1,004.0		

軸荷重(負符号) -Example1B.nozzlepro

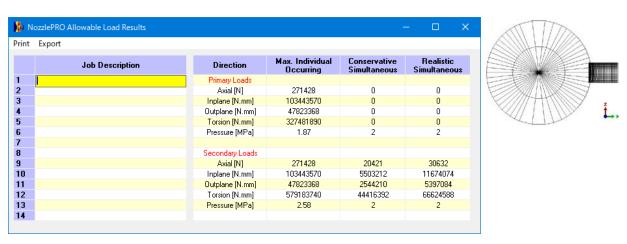
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
		Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	119.07	360.0	33
		Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	110.84	480.0	23
		Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	108.43	180.0	60
		Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	75.78	360.0	21
		Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	158.63	480.0 180.0	33
		Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2) Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	90.53 40.51	360.0	50 11
		Header Outside Pad Area [Min. Principal]	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	159.97	480.0	33
0		Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	100.31	153.0	66
1		Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	257.55	306.0	84
2		Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	-159.2	408.0	0
3		Branch removed from Junction [Mean] (Case		83.12	153.0	54
4		Branch removed from Junction [Bending]	Qb < (3.0)Smavg	26.02	306.0	9
5		Branch removed from Junction [Min.	S1+S2+S3<4S (SUS)	90.97	408.0	22
6		Branch Transition [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	84.09	153.0	<b>5</b> 5
7		Branch Transition [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	51.02	306.0	17
8		Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	89.01	408.0	22
9		Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	173.67	360.0	48
20		Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	89.03	360.0	25
21		Pad/Header at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	142.51	360.0	40
22		Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	53.9	360.0	15
23		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	143.2	360.0	40
24 25		Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	64.82 162.14	360.0 360.0	18 45
:0 26		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2) Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	140.42	360.0	39
27		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	120.67	360.0	34
28		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	136.39	360.0	38
29		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.26	360.0	33
30		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	252.03	360.0	70
31		Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	129.41	360.0	36
32		Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	108.51	360.0	30
33		Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.62	360.0	29
34		Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	98.74	360.0	27
35		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.66	360.0	29
36		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	105.69	360.0	29
37		Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	236.76	306.0	77
38		Branch at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	314.96	306.0	103
39		Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	122.51	306.0	40
10		Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.42	306.0	49
11		Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	154.73	306.0	51 50
12 13		Branch at Junction [Out] (Case 4)  Branch removed from Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	178.32 101.51	306.0 306.0	58 33
4		Branch removed from Junction [In] (Case 2)  Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	82.31	306.0	27
5		Branch removed from Junction [out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	44.54	306.0	15
6		Branch removed from Junction [Out] [Case 3]	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	46.8	306.0	15
7		Branch removed from Junction [In] (Case 4)		73.09	306.0	24
18			PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	75.17	306.0	25
9		Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	93.73	306.0	31
0		Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	93.9	306.0	31
1		Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	43.51	306.0	14
2		Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	43.2	306.0	14
3		Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	68.12	306.0	22
4		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	75.84	306.0	25
5		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	96.66	1,394.0	7
6		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	170.12	1,394.0	12
7		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	51.33	1,394.0	4
8		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	120.37	1,394.0	9
59		Branch removed from Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	36.54	1,394.0	3
60		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	37.92	1,394.0	3

### (2) ノズル径 16B

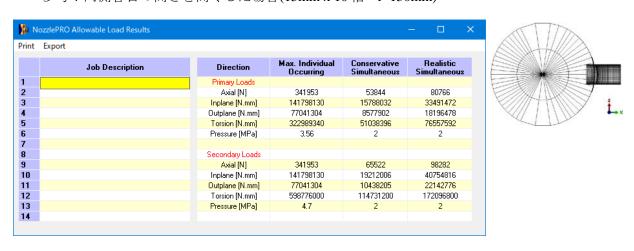
荷重: 内圧 2MPa での許容荷重の算出



参考:補強板なしの場合



参考: 内側管台の高さを高くした場合(15mm x 10 倍 → 150mm)



荷重:內圧 2MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables) 軸荷重(正符号) -Example2A.nozzlepro

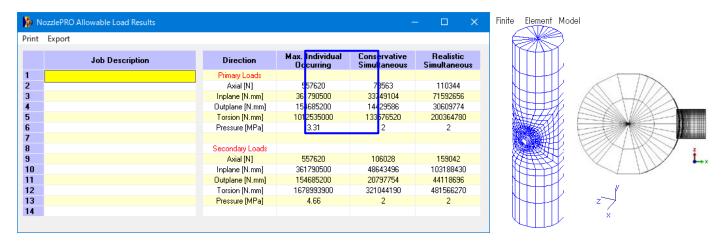
80 1	ozzlePRO Stress Summary					- 🗆
rint	Export					
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
ı	Job Name = Example2A	Pad/Header at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	94.44	180.0	<b>5</b> 2
2		Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	68.54	360.0	19
3		Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	140.87	480.0	29
4 5		Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2) Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0] Qb < (3.0)Smavg	116.01 148.62	180.0 360.0	64 41
5 6		Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	173.23	480.0	36
7		Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	94.77	180.0	<b>5</b> 3
8		Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2)		34.26	360.0	10
9		Header Outside Pad Area [Min. Principal]	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	171.09	480.0	36
10		Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	102.76	153.0	67
11		Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	124.83	306.0	41
12		Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	152.21	408.0	37
13		Branch removed from Junction [Mean] (Case		52.48	153.0	34
14 15		Branch removed from Junction [Bending]  Branch removed from Junction [Min.	Qb < (3.0)Smavg S1+S2+S3<4S (SUS)	14.54 74.17	306.0 408.0	5 18
16 16		Branch Transition [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	51.69	153.0	34
17		Branch Transition [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	34.78	306.0	11
18		Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	68.97	408.0	17
19		Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	129.13	360.0	36
20		Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	98.41	360.0	27
21		Pad/Header at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	123.16	360.0	34
22		Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.65	360.0	20
23		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	161.57	360.0	45
24		Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	124.21	360.0	35
25 26		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2) Pad Outer Edge Weld (Out) (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	126.13 232.82	360.0 360.0	35 65
26 27		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.11	360.0	32
28		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	140.57	360.0	39
29		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	156.82	360.0	44
30		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	156.78	360.0	44
31		Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	110.49	360.0	31
32		Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	121.32	360.0	34
33		Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	101.71	360.0	28
34		Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	114.23	360.0	32
35 oc		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	124.31	360.0	35
36 37		Header Outside Pad Area (Out) (Case 4)  Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	128.21 134.59	360.0 306.0	36 44
37 38		Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	148.69	306.0	44
39		Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.82	306.0	34
40		Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	134.61	306.0	44
41		Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	225.89	306.0	74
42		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	277.2	306.0	91
43		Branch removed from Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	64.29	306.0	21
44		Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	49.14	306.0	16
45 40		Branch removed from Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.95	306.0	12
46 47		Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	33.47	306.0	22
47 48		Branch removed from Junction [In] (Case 4)  Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.18 61.22	306.0 306.0	23
40 49		Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	58.77	306.0	19
50		Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	53.04	306.0	17
51		Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	44.57	306.0	15
52		Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	34.6	306.0	11
53		Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	66.7	306.0	22
54		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	63.49	306.0	21
55		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	109.06	1,394.0	8
56		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	105.85	1,394.0	8
57 50		Header Outside Pad Area (Out) (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	64.1	1,394.0	5
58 59		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	187.11	1,394.0	13
59 60		Branch removed from Junction [In] (Case 4) Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa PI+Pb+Q+F < Sa	35.09 31.74	1,394.0	3 2
00		Dianon Transition (Dut) (Case 4)	т по вторти х об	31.74	1,394.0	

軸荷重(負符号) -Example2B.nozzlepro

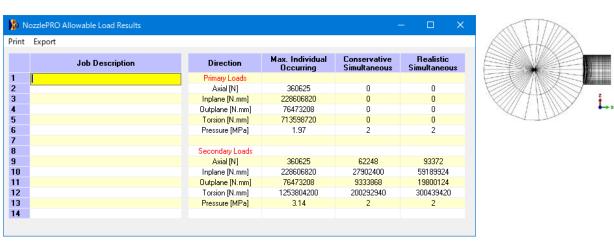
Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
Job Name = Example2B	Pad/Header at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	94.86	180.0	<b>5</b> 3
	Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	117.23	360.0	33
	Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	133.64	480.0	28
	Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	115.74	180.0	64
	Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	77.42	360.0	22
	Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	164.28	480.0	34
	Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	91.78	180.0	51
	Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2)		42.0	360.0	12
	Header Outside Pad Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	167.02	480.0	35
	Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	95.93	153.0	63
	Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	234.41	306.0	77
	Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	150.56 57.74	408.0 153.0	37
	Branch removed from Junction [Mean] (Case			306.0	4
	Branch removed from Junction [Bending]	Qb < (3.0)Smavg	13.57 77.69		19
	Branch removed from Junction [Min. Branch Transition [Mean] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS) PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	58.51	408.0 153.0	38
	Branch Transition [Mean] (Case 2)  Branch Transition [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	42.62	306.0	14
	Branch Transition [Bending] (Case 2)  Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	72.14	408.0	18
	Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	157.3	360.0	44
	Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	124.67	360.0	35
	Pad/Header at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	123.16	360.0	34
	Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.65	360.0	20
	Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	130.54	360.0	36
	Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	94.03	360.0	26
	Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	155.63	360.0	43
	Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	153.39	360.0	43
	Pad Outer Edge Weld [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.11	360.0	32
	Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	140.57	360.0	39
	Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	127.71	360.0	35
	Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	236.03	360.0	66
	Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	129.17	360.0	36
	Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	128.77	360.0	36
	Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	101.71	360.0	28
	Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	114.23	360.0	32
	Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	109.29	360.0	30
	Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.26	360.0	33
	Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	219.79	306.0	72
	Branch at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	265.68	306.0	87
	Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.82	306.0	34
	Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	134.61	306.0	44
	Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	128.85	306.0	42
	Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	156.81	306.0	51
	Branch removed from Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	66.44	306.0	22
	Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	56.06	306.0	18
	Branch removed from Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.95	306.0	12
	Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	33.47	306.0	11
	Branch removed from Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	64.67	306.0	21
	Branch removed from Junction [Out] (Case	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	52.86	306.0	17
	Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	62.22	306.0	20
	Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	57.36	306.0	19
	Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	44.57	306.0	15
	Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	34.6	306.0	11
	Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	59.33	306.0	19
	Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	54.41	306.0	18
	Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	88.11	1,394.0	6
	Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	159.32	1,394.0	11
	Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	59.63	1,394.0	4
	Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	105.84	1,394.0	8
	Branch removed from Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	32.33	1,394.0	2
	Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	29.67	1,394.0	2

### (3) ノズル径 24B

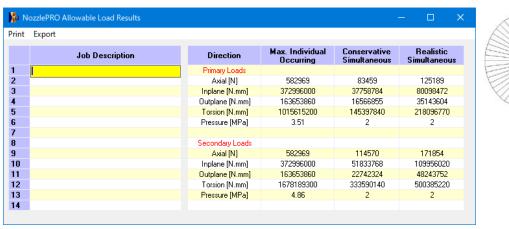
荷重:内圧 2MPa での許容荷重の算出

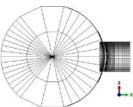


参考:補強板なしの場合

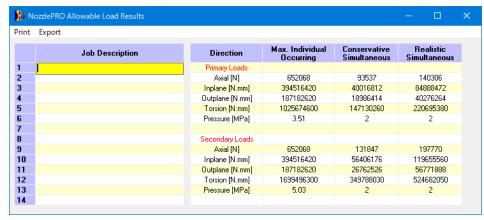


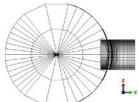
参考: 内側管台の高さを高くした場合(15mm x 5 倍 → 75mm)





参考: 内側管台の高さを高くした場合(15mm x 10 倍 → 150mm)





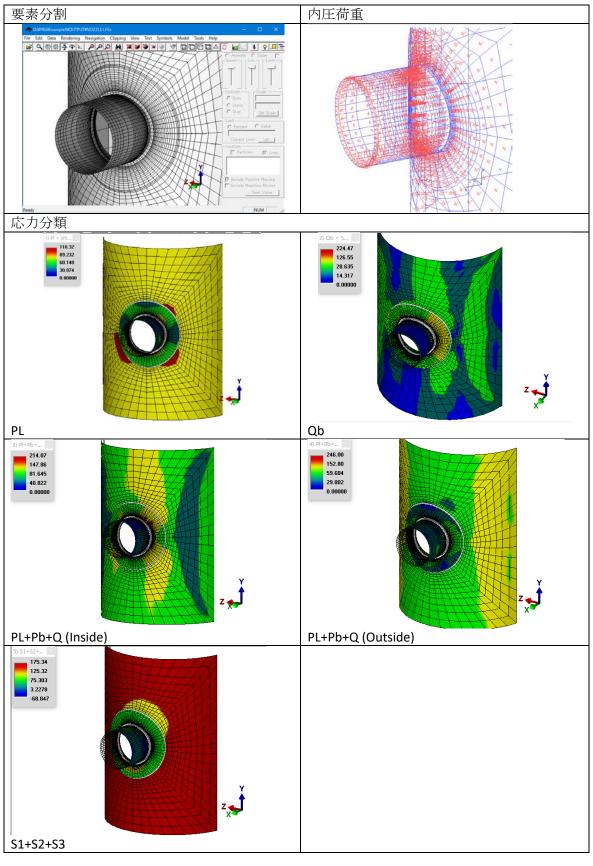
荷重: 內圧 2MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables) 軸荷重(正符号) -Example3A.nozzlepro

	ozzlePRO Stress Summary  Export					- 🗆
int	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
	Job Name = Example3A	Pad/Header at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	102.41	180.0	57
2		Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	79.99	360.0	22
}		Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	148.42	480.0	31
ļ		Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	112.18	180.0	62
j		Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	153.74	360.0	43
;		Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	179.25	480.0	37
•		Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	95.32	180.0	<b>5</b> 3
}		Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	44.9	360.0	12
)		Header Outside Pad Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	174.23	480.0	36
0		Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	116.81	153.0	76
1		Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	129.76	306.0	42
2		Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	148.7	408.0	36
3		Branch Transition [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	49.48	153.0	32
4		Branch Transition [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	32.74	306.0	11
5		Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	73.73	408.0	18
6		Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	134.06	360.0	37
7		Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.14	360.0	33
8		Pad/Header at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	122.7	360.0	34
9		Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	86.13	360.0	24
20		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	181.79	360.0	<b>5</b> 0
21		Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	163.0	360.0	45
22		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	129.75	360.0	36
23		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	240.7	360.0	67
4		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.91	360.0	32
25		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.65	360.0	42
26		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.98	360.0	47
27		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	170.22	360.0	47
28		Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	117.75	360.0	33
9		Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	132.71	360.0	37
80		Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	106.79	360.0	30
11		Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	136.01	360.0	38
32		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	133.5	360.0	37
3		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	150.49	360.0	42
14		Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	177.04	306.0	58
15		Branch at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	170.48	306.0	56
6		Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	113.88	306.0	37
17		Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	131.45	306.0	43
18		Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	225.31	306.0	74
19		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	264.78	306.0	87
10		Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	66.45	306.0	22
11		Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	58.11	306.0	19
2		Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	45.5	306.0	15
13		Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	42.51	306.0	14
4		Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	63.9	306.0	21
5		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	58.3	306.0	19
6		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	122.71	1,394.0	9
7		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	114.9	1,394.0	8
8		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	75.25	1,394.0	_ 5
19		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	178.73	1,394.0	13
i0		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	29.15	1,394.0	2
i1 -						

軸荷重(負符号) -Example3B.nozzlepro

	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
	Job Name = Example3B	Pad/Header at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	103.23	180.0	57
		Pad/Header at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	145.06	360.0	40
		Pad/Header at Junction [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	141.76	480.0	30
		Pad Outer Edge Weld [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	113.75	180.0	63
		Pad Outer Edge Weld [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	98.74	360.0	27
		Pad Outer Edge Weld [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	174.06	480.0	36
		Header Outside Pad Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	93.08	180.0	<b>5</b> 2
		Header Outside Pad Area [Bending] (Case 2		66.26	360.0	18
1		Header Outside Pad Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	175.34	480.0	37
0		Branch at Junction [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	118.32	153.0	77
1		Branch at Junction [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	224.47	306.0	73
2		Branch at Junction [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	145.92	408.0	36 35
3 4		Branch Transition [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	53.59	153.0	10
5		Branch Transition [Bending] (Case 2)  Branch Transition [Min. Principal] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg S1+S2+S3<4S (SUS)	31.76 75.23	306.0 408.0	18
о 6		Pad/Header at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	172.44	360.0	48
7		Pad/Header at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	157.76	360.0	44
8		Pad/Header at Junction [Int] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	122.7	360.0	34
19		Pad/Header at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	86.13	360.0	24
20		Pad/Header at Junction [Int] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	145.9	360.0	41
21		Pad/Header at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	113.74	360.0	32
22		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	157.93	360.0	44
23		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	177.25	360.0	49
24		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.91	360.0	32
25		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.65	360.0	42
26		Pad Outer Edge Weld [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	137.19	360.0	38
27		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	233.8	360.0	65
28		Header Outside Pad Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	132.97	360.0	37
29		Header Outside Pad Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	152.85	360.0	42
30		Header Outside Pad Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	106.79	360.0	30
31		Header Outside Pad Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	136.01	360.0	38
32		Header Outside Pad Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.43	360.0	33
3		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	129.23	360.0	36
4		Branch at Junction [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	214.07	306.0	70
85		Branch at Junction [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	246.0	306.0	80
16		Branch at Junction [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	113.88	306.0	37
37		Branch at Junction [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	131.45	306.0	43
8		Branch at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.15	306.0	<b>5</b> 5
9		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	165.36	306.0	54
10		Branch Transition [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	63.6	306.0	21
11		Branch Transition [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	56.54	306.0	18
2		Branch Transition [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	45.5	306.0	15
3		Branch Transition [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	42.51	306.0	14
4		Branch Transition [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	65.95	306.0	22
5		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	58.02	306.0	19
6		Pad/Header at Junction [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	98.48	1,394.0	7
7		Pad Outer Edge Weld [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	157.81	1,394.0	11
8		Header Outside Pad Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	64.61	1,394.0	5
19		Branch at Junction [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	111.62	1,394.0	8
50 51		Branch Transition [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	29.01	1,394.0	2

表 4.3 解析例(ノズル 24B - Example3B.nozzlepro)



解析で得られた許容荷重と、①個別成分ごとに与えることのできる最大値(Max. Individual Occurring)に対して比率としてまとめた結果を下表に示す。表から、②安全側に見積もった同時に作用させた場合の最大値は軸力とねじりモーメントに対して、曲げモーメントより40%程度大きな値としている。また、③実際的な同時に作用させた場合の最大値は同じ割合としている。

許容荷重の荷重成分間の制限は次式で表される相関があると考えられる。

$$\frac{Fa}{Fa, max} + \frac{M_{Inplane}}{M_{Inplane, max}} + \frac{M_{Outplane}}{M_{Outplane, max}} + \frac{M_{Torsion}}{M_{Torsion, max}} + \frac{P}{P_{max}} \leq \alpha$$

ここで、αはノズルのサイズに関わる係数である。分子はノズル荷重成分(順に、軸荷重、 円筒胴長手面内曲げモーメント、円筒胴周方向面外曲げモーメント、ノズルねじりモーメント)であり、分母はそれぞれの最大許容ノズル荷重成分である。

表 ノズル許容荷重

NPS-8	①Max. Individual	②Conservative	③Realistic	NPS-8	<b>②/</b> ①	3/1
141 5 6	Occring	Simultaneous	Simultaneous	141 5 0	⊕/⊕	<b>9</b> / <b>0</b>
Axial (N)	208,863	35,170	52755	Axial	0.168	0.253
M <sub>inplane</sub> (Nm)	33,454	3,983	8450	Inplane	0.119	0.253
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	25,747	3,066	6503	Outplane	0.119	0.253
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	51,986	8,754	13131	Tosion	0.168	0.253
Pressure (MPa)	3.63	2.00	2.00	Pressure	0.551	0.551
M <sub>bending</sub> (Nm)	42,215	5,026	10,663			
				Total	1.126	1.561
NPS-16	Max. Individual Occring	Conservative Simultaneous	Realistic Simultaneous	NPS-16	2/1	3/①
Axial (N)	334,840	46,865	70,298	Axial	0.140	0.210
M <sub>inplane</sub> (Nm)	140,242	13,880	29,443	Inplane	0.099	0.210
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	75,134	7,436	15,774	Outplane	0.099	0.210
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	321,891	45,211	67,817	Tosion	0.140	0.211
Pressure (MPa)	3.45	2.00	2.00	Pressure	0.580	0.580
M <sub>bending</sub> (Nm)	159,100	15,746	33,402			
				Total	1.058	1.420
NPS-24	Max. Individual Occring	Conservative Simultaneous	Realistic Simultaneous	NPS-24	@/①	3/①
Axial (N)	557,620	73,563	110,344	Axial	0.132	0.198
M <sub>inplane</sub> (Nm)	361,791	33,749	71,593	Inplane	0.093	0.198
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	154,685	14,430	30,610	Outplane	0.093	0.198
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	1,012,535	133,577	200,365	Tosion	0.132	0.198
Pressure (MPa)	3.31	2.00	2.00	Pressure	0.604	0.604
M <sub>bending</sub> (Nm)	393,472	36,704	77,862			
				Total	1.055	1.396

$$M_{\text{bending}} = \sqrt{M_{lnplane}^2 + M_{Outplane}^2}$$

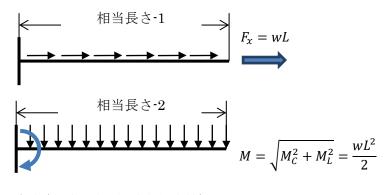
重量 (1G) でのノズル接合部に生じる軸力、あるいは曲げモーメントを単純梁における端部荷重、モーメントに換算した場合の相当長さを算出する。

曲げモーメントに対する相当長さは、ノズル径に関わらずほぼ一定の値となる。

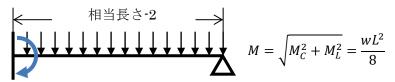
表 ノズル許容荷重に対する相当長さ

ノズルサイズ NPS	外径 d。 (mm)	厚さ Sch.80 (mm)	金属重量 W <sub>m</sub> (N/m)	水重量 W <sub>f</sub> (N/m)	満水重量 w <sub>n</sub> (N/m)
8	216.3	12.7	625.4	280.7	906.0
16	406.4	21.4	1,992.6	1018.3	3010.8
24	609.6	31.0	4,337.9	2309.6	6647.5

	許容荷重の	相対的比率	
軸力/空重量	曲げモーメント /空重量	軸力/満水重	曲げモーメント /満水重量
相当長さ-1	相当長さ-2	相当長さ-1	相当長さ-2
(m)	(m)	(m)	(m)
334.0	11.6	230.5	9.7
168.0	12.6	111.2	10.3
128.5	13.5	83.9	10.9



# 参考(一端固定+他端単純支持)



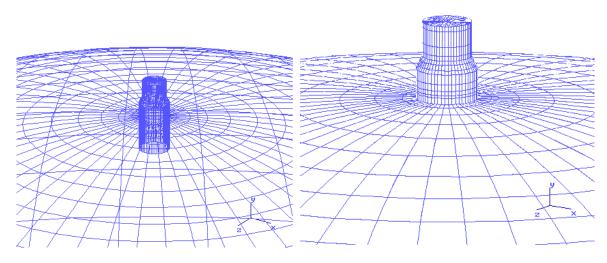
上図のように、重量(1G)でのノズル接合部に生じる軸力、あるいは曲げモーメントを単純梁における端部荷重、モーメントに換算した場合の相当長さを求め

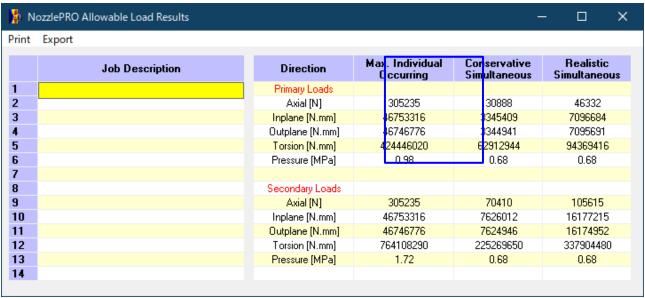
運転状態における		Ī	許 容	スパ	ン!	• (単	位 m)		
配管内の			配管	のタ	卜径	(単位	mm)		
高圧ガスの状態	48.6	60.5	89.1	114.3	216.3	318.5	406.4	508.0	609.6
液化ガス	6.6	7.1	8.6	9.5	12.2	14.2	16.0	17.6	19.1
圧縮ガス	7.0	7.8	9.5	10.7	14.8	18.0	20.3	22.7	24.9

### 3.2.4.2 球形胴機器ノズルの解析結果と評価

3.2.2.2 球形胴機器ノズル計算例と同じとする。

(1) ノズル径 8B: 荷重: 内圧 0.68MPa での許容荷重の算出





荷重:內圧 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:正符号

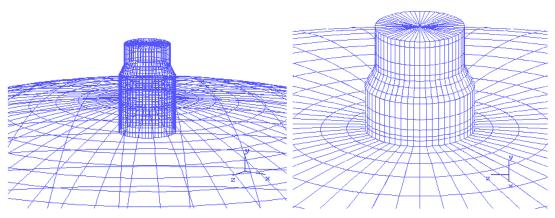
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
ı	Job Name = ExampleST1A	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	52.25	364.0	14
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	20.79	728.0	3
3		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	49.92	772.0	6
4		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	81.94	364.0	23
i		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	83.43	728.0	11
		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	60.31	772.0	8
7		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	162.93	217.0	75
3 9		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	33.87	434.0	8
,   O		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	322.38	484.0	67
1		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	176.09	217.0	81 27
12		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	118.37	434.0 484.0	67
12 13		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] (Case Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS) PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	323.14 83.71	364.0	23
14		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)  Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavq	21.86	728.0	3
15		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)  Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal]	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	-17.1	772.0	0
16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	64.24	728.0	9
17		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	42.09	728.0	6
18		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	54.12	728.0	7
19		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	34.58	728.0	5
20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	53.98	728.0	7
21		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	39.16	728.0	5
22		Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	123.74	728.0	17
23		Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	91.65	728.0	13
24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.74	728.0	16
25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	86.73	728.0	12
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	110.38	728.0	15
27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	91.75	728.0	13
28		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	165.38	434.0	38
29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	196.34	434.0	45
30		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	148.15	434.0	34
31		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	147.85	434.0	34
32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.37	434.0	39
33 34		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	152.18	434.0 434.0	35 49
34 35		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	214.45	434.0	67
36 36		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2) Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	288.98 172.04	434.0	40
36 37		Shell Next to Nozzle 1 [Inj (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	133.66	434.0	31
38		Shell Next to Nozzle 1 [lot] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	290.26	434.0	67
39		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	160.33	434.0	37
40		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	89.85	728.0	12
<b>1</b> 1		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.21	728.0	13
12		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	20.11	728.0	3
13		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	15.27	728.0	2
14		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	87.85	728.0	12
15		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.23	728.0	13
46		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	36.44	1,344.62	3
47		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	55.19	1,344.62	4
48		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	84.18	1,394.0	6
49		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	195.92	1,394.0	14
50		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	46.12	1,344.62	3

荷重:內圧 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:負符号

	·					
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
	Job Name = ExampleST1B	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	44.51	364.0	12
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	21.59	728.0	3
}		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	42.02	772.0	5
		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	81.82	364.0	22
i		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	75.83	728.0	10
3 7		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	52.53	772.0	7
}		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	147.33 45.56	217.0 434.0	68 10
)		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2) Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	Qb < (3.0)Smavg S1+S2+S3<4S (SUS)	294.4	434.0	61
,  0		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	149.35	217.0	69
1		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	160.22	434.0	37
2		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] [Case	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	276.91	484.0	57
13		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	83.5	364.0	23
4		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	22.81	728.0	3
5		Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	-22.91	772.0	0
16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	54.09	728.0	7
17		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	39.15	728.0	5
18		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	54.12	728.0	7
19		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	34.58	728.0	5
20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	64.07	728.0	9
21		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	42.11	728.0	6
22		Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	110.38	728.0	15
23		Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	91.76	728.0	13
24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	116.74	728.0	16
25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	86.73	728.0	12
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	123.73	728.0	17
27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	91.63	728.0	13
28		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.37	434.0	39
29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	152.17	434.0	35
30		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	148.15	434.0	34
31 32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	147.85	434.0	34 38
92 33		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4) Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	165.37 196.35	434.0 434.0	45
34		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	290.1	434.0	67
35		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	160.47	434.0	37
36		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	172.04	434.0	40
37		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	133.66	434.0	31
38		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	214.57	434.0	49
39		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	288.88	434.0	67
<b>\$</b> 0		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	89.49	728.0	12
<b>!</b> 1		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.26	728.0	13
2		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	20.11	728.0	3
13		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	15.27	728.0	2
4		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	88.82	728.0	12
5		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.24	728.0	13
6		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	43.25	1,344.62	3
7		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	61.87	1,344.62	5
18		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	98.18	1,394.0	7
19		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	194.99	1,394.0	14
50 51		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	46.12	1,344.62	3

## (2) ノズル径 16B: 荷重: 内圧 0.68MPa での許容荷重の算出



rint Expor	t				
	Job Description	Direction	Max. Individual Occurring	Conservative Simultaneous	Realistic Simultaneous
1		Primary Loads			
2		Axial [N]	558409	57839	86758
}		Inplane [N.mm]	108521090	7948158	16860590
l .		Outplane [N.mm]	108358850	7936276	16835384
		Torsion [N.mm]	1757604000	182049040	273073570
		Pressure [MPa]	0.99	0.68	0.68
		Secondary Loads			
1		Axial [N]	558409	134395	201592
0		Inplane [N.mm]	108521090	18161248	38525824
1		Outplane [N.mm]	108358850	18141744	38484448
12		Torsion [N.mm]	3507028200	658453310	987680000
3		Pressure [MPa]	1.56	0.68	0.68
14					

荷重:內圧 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:正符号

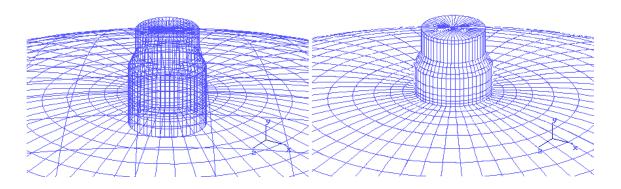
	Export				Allowable	
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Stress [MPa]	Percent of Allowable
1	Job Name = ExampleST2A	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	51.15	364.0	14
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	18.56	728.0	3
3		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	49.99	772.0	6
4		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	63.38	364.0	17
5		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	85.84	728.0	12
6		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	56.04	772.0	7
7		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	165.58	217.0	76
8		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	30.29	434.0	7
9		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	320.98	484.0	66
10		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	180.35	217.0	83
11		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	97.18	434.0	22
12		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] (Case	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	321.12	484.0	66
13		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	48.25	364.0	13
14 15		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	17.83 -11.04	728.0	0
15 16		Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal]	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)		772.0	
16 17		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	61.73 41.36	728.0 728.0	8 6
17 18		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 2)  Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	52.41	728.0	7
10 19		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)		34.96	728.0	5
13 20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.66	728.0	7
20 21			PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	35.7	728.0	5
21 22		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4) Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.13	728.0	16
22 23		Nozzie 1 (in) (Case 2)  Nozzie 1 (Out) (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.6	728.0	13
23 24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	105.11	728.0	14
2 <del>4</del> 25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	81.88	728.0	11
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.24	728.0	14
20 27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	79.62	728.0	11
28		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.27	434.0	39
29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Dut] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	195.5	434.0	45
30		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	150.13	434.0	35
31		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	149.6	434.0	34
32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	167.94	434.0	39
33		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Dut] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	155.13	434.0	36
34		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	228.51	434.0	<b>5</b> 3
35		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	272.76	434.0	63
36		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	189.55	434.0	44
37		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	120.64	434.0	28
38		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	301.94	434.0	70
39		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	142.56	434.0	33
40		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	52.73	728.0	7
41		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.46	728.0	7
42		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	21.28	728.0	3
43		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	15.5	728.0	2
44		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	50.56	728.0	7
45		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.35	728.0	7
46		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	34.87	1,344.62	3
47		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	51.12	1,344.62	4
48		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	83.97	1,394.0	6
49		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	203.81	1,394.0	15
50		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	25.28	1,344.62	2

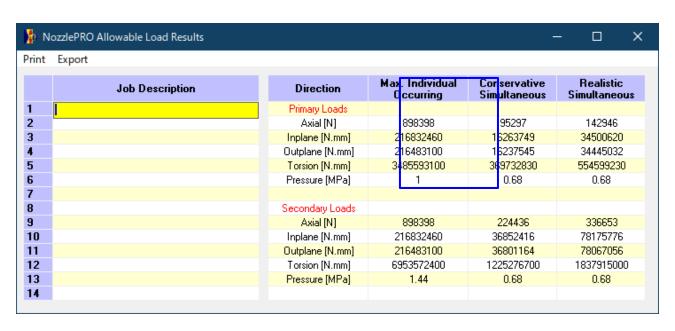
荷重:內圧 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:負符号

rint	Export					
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
	Job Name = ExampleST2B	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	43.1	364.0	12
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	16.55	728.0	2
}		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	41.85	772.0	5
ŀ		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	53.98	364.0	15
i		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	74.03	728.0	10
•		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	47.64	772.0	6
		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	147.81	217.0	68
}		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	49.4	434.0	11
3		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	294.6	484.0	61
0		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	150.97	217.0	70
1		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	178.51	434.0	41
2		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	270.85	484.0	56 13
3		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	47.72	364.0	13 2
4  5		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	17.21 -14.15	728.0 772.0	0
15  6		Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal] Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS) PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.66	772.0	7
і <b>ь</b>  7		Nozzie 1 Next to Shell [In] (Case 2)  Nozzie 1 Next to Shell [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	35.7	728.0	5
18		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	52.41	728.0	7
9		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	34.96	728.0	5
20 20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	61.72	728.0	8
21		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	41.34	728.0	6
22		Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	102.24	728.0	14
23		Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	79.58	728.0	11
24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	105.11	728.0	14
25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	81.88	728.0	11
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	119.14	728.0	16
27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	92.65	728.0	13
28		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	167.95	434.0	39
29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	155.12	434.0	36
30		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	150.13	434.0	35
31		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	149.6	434.0	34
32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	168.26	434.0	39
33		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	195.5	434.0	45
34		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	301.89	434.0	70
35		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	142.64	434.0	33
36		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	189.55	434.0	44
37		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	120.64	434.0	28
38		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	228.5	434.0	<b>5</b> 3
39		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	272.65	434.0	63
10		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.3	728.0	7
11		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.41	728.0	7
12		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	21.28	728.0	3
13		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	15.5	728.0	2
14		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	52.41	728.0	7
15 10		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	51.45	728.0	7
16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	41.66	1,344.62	3
17 10		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	59.57	1,344.62	4
18		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	97.75	1,394.0	7
19 -0		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	184.04	1,394.0	13
50 51		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	26.2	1,344.62	2

### (3) ノズル径 24B: 荷重: 内圧 0.68MPa での許容荷重の算出





荷重:内压 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:正符号

rint	Export					
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
ı	Job Name = ExampleST3A	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	46.33	364.0	13
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	16.53	728.0	2
3		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	45.55	772.0	6
4		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	53.55	364.0	15
5		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	77.6	728.0	11
6		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	48.86	772.0	6
7		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	167.99	217.0	77
8		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	27.89	434.0	6
9		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	317.73	484.0	66
10		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	183.41	217.0	85
11		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	88.85	434.0	20
12		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	317.62	484.0	66
13		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	34.31	364.0	9
14		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	14.02	728.0	2
15		Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	-8.25	772.0	0
16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	55.34	728.0	8
17		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.79	728.0	5
18		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	46.16	728.0	6
19		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	31.19	728.0	4
20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	45.8	728.0	6
21		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	32.03	728.0	4
22		Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	104.58	728.0	14
23		Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	82.72	728.0	11
24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	88.88	728.0	12
25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.42	728.0	10
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	88.02	728.0	12
27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	69.7	728.0	10
28		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	171.2	434.0	39
29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	194.09	434.0	45
30		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	152.79	434.0	35
31		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.42	434.0	35
32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	169.21	434.0	39
33		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	157.84	434.0	36
34		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	240.75	434.0	55 55
35		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	259.02	434.0	60
36		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	204.58	434.0	47
37		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavq	108.74	434.0	25
38		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	312.77	434.0	72
39		Shell Next to Nozzle 1 [Dut] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	132.1	434.0	30
33 40		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.34	728.0	5
40 41		Nozzle 1 Transition Area [Dut] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	36.45	728.0	5
42		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)  Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	17.19	728.0	2
42 43		Nozzle 1 Transition Area [Dut] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	13.6	728.0	2
13 14		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)  Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	35.65	728.0	5
44 45		Nozzle 1 Transition Area [Inj (Case 4)  Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)		35.91	728.0	5
			PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q+F < Sa	30.92		
46 47		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)			1,344.62	2
47		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	44.01	1,344.62	3
48		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	84.6	1,394.0	6
49		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	211.12	1,394.0	15
50 51		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	17.95	1,344.62	1

荷重:內圧 0.68MPa + 許容荷重(Realistic simultaneous allowables)

軸荷重:負符号

rint	Export					
	Job Description	Location	ASME/EN Category	Stress [MPa]	Allowable Stress [MPa]	Percent of Allowable
l	Job Name = ExampleST3B	Nozzle 1 Next to Shell [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	38.61	364.0	11
2		Nozzle 1 Next to Shell [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	14.21	728.0	2
3		Nozzle 1 Next to Shell [Min. Principal] (Case	S1+S2+S3<4S (SUS)	37.7	772.0	5
4		Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	44.88	364.0	12
5		Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	65.45	728.0	9
6		Nozzle 1 [Min. Principal] (Case 2)	S1+S2+S3<4S (SUS)	40.9	772.0	5
7		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	148.78	217.0	69
8		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	54.29	434.0	13
9		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	294.72	484.0	61
10		Shell Next to Nozzle 1 [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	151.98	217.0	70
11		Shell Next to Nozzle 1 [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	194.64	434.0	45
12		Shell Next to Nozzle 1 [Min. Principal] (Case	\$1+\$2+\$3<4\$ (\$U\$)	264.25	484.0	<b>5</b> 5
13		Nozzle 1 Transition Area [Mean] (Case 2)	PI+Pb < 1.5(k)Smh [Pb=0]	33.76	364.0	9
14		Nozzle 1 Transition Area [Bending] (Case 2)	Qb < (3.0)Smavg	11.9	728.0	2
15		Nozzle 1 Transition Area [Min. Principal]	S1+S2+S3<4S (SUS)	-9.9	772.0	0
16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	45.83	728.0	6
17		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	32.03	728.0	4
18		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	46.16	728.0	6
19		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	31.19	728.0	4
20		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	55.3	728.0	8
21		Nozzle 1 Next to Shell [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.79	728.0	5
22		Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	88.0	728.0	12
23		Nozzle 1 [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	69.65	728.0	10
24		Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	88.88	728.0	12
25		Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	70.42	728.0	10
26		Nozzle 1 [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	104.6	728.0	14
27		Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	82.76	728.0	11
28 29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	169.22	434.0	39 36
30 29		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	157.83	434.0	35
รบ 31		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	152.79	434.0	35
31 32		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	151.42	434.0	39
33		Shell In Nozzle 1 Vicinity [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	171.19 194.05	434.0 434.0	45
33 34		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg		434.0	72
34 35		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	312.79 132.08	434.0	30
36 36		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 2) Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	204.58	434.0	47
36 37		Shell Next to Nozzle 1 [In] (Case 3)  Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	108.74	434.0	25
37 38		Shell Next to Nozzle 1 [Juli] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	240.67	434.0	25 <b>5</b> 5
39		Shell Next to Nozzle 1 [Inj (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	258.93	434.0	60
59 40		Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	258.53 35.54	728.0	5
10 41		Nozzle 1 Transition Area [Inj (Case 2)  Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 2)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	35.91	728.0	5
12		Nozzle 1 Transition Area (Out) (Case 2)  Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	17.19	728.0	2
12 13		Nozzle 1 Transition Area [inj (Case 3)  Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 3)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	13.6	728.0	2
13 14		Nozzle 1 Transition Area (Out) (Case 3)  Nozzle 1 Transition Area [In] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	37.8	728.0	5
15		Nozzle 1 Transition Area [Int] (Case 4)  Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q < 3(k)Smavg	36.44	728.0	5
16 16		Nozzle 1 Next to Shell [In] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	37.33	1,344.62	3
16 17		Nozzle 1 Next to Shell [in] (Case 4)  Nozzle 1 [in] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	52.3	1,344.62	4
17 18		Shell In Nozzle 1 Vicinity [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	97.03	1,344.62	7
18 19		Shell Next to Nozzle 1 [Out] (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	174.78	1,394.0	13
49 50		Nozzle 1 Transition Area [Out] (Case 4)		18.22		1
ου 51		Nozzie i Transition Area (Dut) (Case 4)	PI+Pb+Q+F < Sa	10.22	1,344.62	

表 4.6 球形ノズル解析例(ノズル 24B - ExampleST3A.nozzlepro)

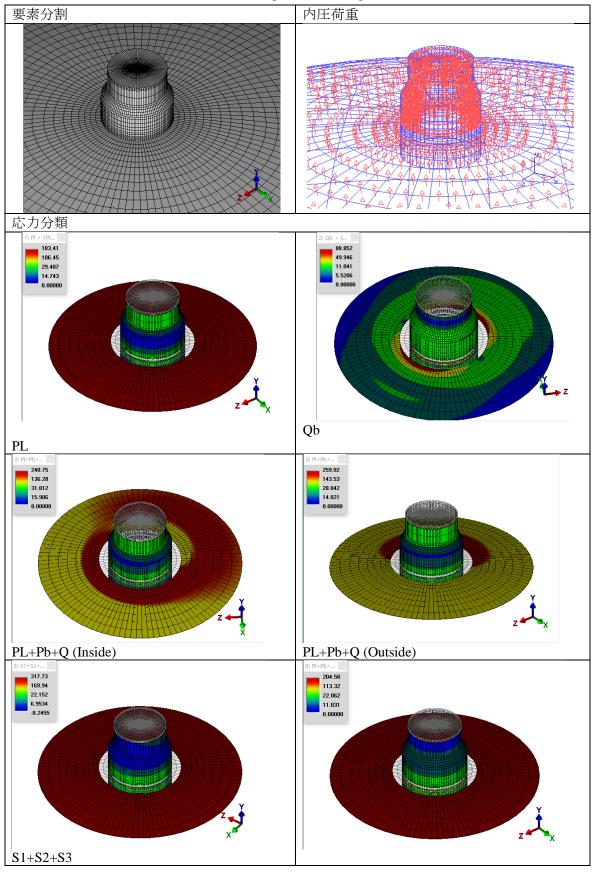


表 4.7 ノズル許容荷重

NPS-8	①Max. Individual	②Conservative	③Realistic	NPS-8	@/①	3/①
	Occring	Simultaneous	Simultaneous			
Axial (N)	305,235	30,888	46,332	Axial	0.101	0.152
M <sub>inplane</sub> (Nm)	46,753	3,345	7,097	Inplane	0.072	0.152
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	46,747	3,345	7,096	Outplane	0.072	0.152
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	424,446	62,913	94,369	Tosion	0.148	0.222
Pressure (MPa)	0.98	0.68	0.68	Pressure	0.694	0.694
M <sub>bending</sub> (Nm)	66,115	4,731	10,036			
				Total	1.086	1.372
NPS-16	Max. Individual Occring	Conservative Simultaneous	Realistic Simultaneous	NPS-16	<b>2/</b> ①	3/0
Axial (N)	559,409	57,839	86,758	Axial	0.103	0.155
M <sub>inplane</sub> (Nm)	108,521	7,948	16,861	Inplane	0.073	0.155
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	108,359	7,936	16,835	Outplane	0.073	0.155
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	1,757,604	182,049	273,074	Tosion	0.104	0.155
Pressure (MPa)	0.99	0.68	0.68	Pressure	0.687	0.687
M <sub>bending</sub> (Nm)	153,357	11,232	23,827			
				Total	1.040	1.308
NPS-24	Max. Individual Occring	Conservative Simultaneous	Realistic Simultaneous	NPS-24	<b>2/</b> ①	3/1
Axial (N)	898,396	95,297	142,946	Axial	0.106	0.159
M <sub>inplane</sub> (Nm)	216,832	16,264	34,501	Inplane	0.075	0.159
M <sub>Outplane</sub> (Nm)	216,483	16,238	34,445	Outplane	0.075	0.159
M <sub>Torsion</sub> (Nm)	3,485,593	369,733	554,599	Tosion	0.106	0.159
Pressure (MPa)	1.00	0.68	0.68	Pressure	0.680	0.680
M <sub>bending</sub> (Nm)	306,400	22,982	48,752			
				Total	1.042	1.316

#### 3.2.5 機器ノズル許容荷重

配管運転荷重に対する機器ノズル許容荷重の代表的な例を以下に示す。

#### 3.2.5.1 配管設計における文献(Design of Piping System)

配管設計でしばしば参照される Design of Piping System では、配管荷重の簡易的な許容荷重を次表で与えている。Rossheim-Markle は等価外径の3乗則で定式化し、Wolosewick は代表的な配管の支持条件で等価外径に比例するとして定式化している。許容荷重は、ノズル外径のみをパラメータとしている。

また、胴の応力との関係については、安全側に簡易的な式で次のように表すことができる としている。

$$S = \frac{1.17\sqrt{R}}{t^{1.5}}(F_1 + 1.5F_2)$$
$$= \frac{1.17\sqrt{R}}{t^{1.5}} \left(\frac{M}{\pi R_n^2} + 1.5\frac{F}{2\pi R_n}\right)$$

ここで、

S: 胴の局部長手曲げ応力(psi)

R : 胴の子午線方向半径(in)

t : 胴の有効厚さ(胴厚さ+補強板厚さ)(in)

F<sub>1</sub> : 長手方向曲げモーメント M(in-lb)による単位荷重(=M/πRn²)(lb/in)

F<sub>2</sub> : 半径方向荷重 F(lb)による単位荷重(=F/2πRn) (lb/in)

Rn : ノズル接続部平均半径(in)

この局部応力算出手法は、"Choking Model"あるいは"Shrink Ring"と呼ばれる。

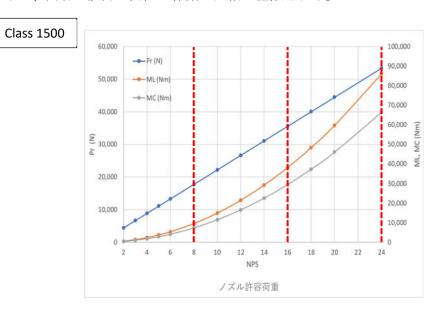
胴の局部長手曲げ応力に着目して、胴半径、ノズル半径と胴の有効厚さをパラメータとしている。

#### 3.2.5.2 機器設計における文献(Pressure Vessel Design Manual、他)

#### (1) ノズル許容荷重の例-1

Pressure Vessel Design Manual (Fourth Edition, 2013, Dennis R. Moss, Michael Basic)では、円筒 胴のノズルに作用する荷重(Procedure 7-4: Stresses in Cylindrical Shells from External Local Loads) について、ノズル荷重が円筒容器胴接合部に与える影響で卓越する荷重成分は、軸荷重と曲 げモーメントにより膜応力と曲げ応力の集中がよく知られているとし、ノズル荷重の制限値 としてノズルの圧力-温度基準(クラス150, 300、600,1500,2500)ごとにノズル径の2乗に比例して、半径方向ノズル軸荷重( $\mathbf{Pr}$ )、長手方向曲げモーメント( $\mathbf{M_C}$ )と円周方向曲げモーメント ( $\mathbf{M_L}$ )を設計に用いることがある。許容荷重は、ノズル外径と圧力クラスをパラメータとして いる。 この表を用いる利点は配管詳細設計が終わっていない機器設計段階で配管荷重の最大 値を決めておくことができる点にある。配管詳細設計ではこのノズル許容荷重を参照して配

管レイアウトを行うことができる。また、このノズル許容荷重内にあれば、機器設計との調整は不要になり、両者の設計の見直し作業が大幅に軽減される。



### (2) ノズル許容荷重の例-2

機器ノズルの許容荷重を評価する場合の検討すべき寸法に関するパラメータは、ノズル容器径比、ノズル容器肉厚比、容器径肉厚比、ノズル径肉厚比などがある。また、局部応力評価では、シェルパラメータ、アタッチメントパラメータが使われている。

### 表 検討すべきパラメータ例

対象容器形状	球形胴、鏡板	円筒胴		
ノズル容器径比	$\frac{d}{D}$			
ノズル容器肉厚比	$rac{t}{T}$			
容器径肉厚比	D/T			
ノズル径肉厚比	$\mathrm{d}/\mathrm{t}$			
シェルパラメータ	$U = \frac{r_o}{\sqrt{RT}} = \sqrt{\frac{r_o}{R} \frac{r_o}{T}}$	$\gamma = \frac{R}{T}$		
アタッチメントパラメータ	$\Upsilon = \frac{r}{t}$	$\beta = \frac{0.875r_o}{R}$		
	$\rho = \frac{T}{t}$			

### ここで、

- (1) ノズル径( $d_m$ または $d_i$ )/円筒径( $D_m$  または  $D_i$ )
- (2) 円筒径  $(D_m$ または $D_i$ )/円筒板厚 (T)
- (3) ノズル肉厚(t)円筒板厚(T)
- (4) ノズル内側コーナ半径  $(r_i)$ /円筒板厚(T)
- (5) ノズル外側コーナ半径 $(r_o)$ /板厚(Tまたはt)

WRC 368-1991 (Welding Research Council) "Stresses in Intersecting Cylinders Subjected to Pressure", K. Mokhtarian, J. S. Endicott

WRC 107-1979 "Local Stresses in Spherical and Cylindrical Shells due to External Loadings", K. R.

Wichman, A. G. Hopper, J. L. Mershon (薄肉シェル理論に基づいたバイラード法による円筒胴、球形胴ノズルのノズル接合部局部応力計算)

WRC 537-1979 "Precision Equations and Enhanced Diagrams for Local Stresses in Spherical and Cylindrical Shells Due to External Loadings for Implementation of WRC Bulletin 107", K. R. Wichman, A. G. Hopper, J. L. Mershon

WRC 297-1987 "Local Stresses in Cylindrical Shells due to External Loadings on Nozzles", J. L. Mershon, K. Mokhtarian, G. V. Ranjan, E. C. Rodabaugh (有限要素法解析に基づいたノズル接合部局部応力計算)

(a) 内圧による局部応力算出式

円筒胴の最大局部膜応力

$$\sigma_{vm} = \left[0.5315 - 0.06342 \left(\frac{D}{d}\right)^{1.25} \left(\frac{D}{T}\right)^{-0.25} \left(\frac{t}{T}\right)^{-0.75} + 0.4372 \left(\frac{D}{d}\right) \left(\frac{D}{T}\right)^{-0.25} \left(\frac{t}{T}\right)^{-0.25} \right] \left[\left(\frac{d}{\sqrt{Dt}}\right) \left(\frac{PD}{2T}\right)\right]$$

円筒胴の最大表面応力

$$\sigma_{vs} = \left[1.0048 - 0.01427 \left(\frac{t}{T}\right)^{-1.5} + 0.8605 \left(\frac{D}{d}\right)^{1.25} \left(\frac{D}{T}\right)^{-0.5} \left(\frac{t}{T}\right)^{0.5}\right] \left[\left(\frac{d}{\sqrt{Dt}}\right) \left(\frac{PD}{2T}\right)\right]$$

円筒ノズルの最大局部膜応力

$$\sigma_{nm} = \left[0.2728 - 0.4706 \left(\frac{D}{d}\right)^{0.25} \left(\frac{t}{T}\right)^{-0.5} + 0.9551 \left(\frac{D}{d}\right)^{-0.25} \left(\frac{t}{T}\right)^{0.5}\right] \left[\left(\frac{D}{\sqrt{dT}}\right) \left(\frac{Pd}{2t}\right)\right]$$

円筒ノズルの最大局部膜応力

$$\sigma_{ns} = \left[0.3377 - 0.5272 \left(\frac{D}{d}\right)^{-0.5} \left(\frac{t}{T}\right)^{-0.75} + 1.4229 \left(\frac{D}{d}\right)^{-0.5} \left(\frac{t}{T}\right)^{-0.25}\right] \left[\left(\frac{D}{\sqrt{dT}}\right) \left(\frac{Pd}{2t}\right)\right]$$

$$10 < \frac{D}{T} < 100, 4 < \frac{d}{t} < 1000, 0.1 < \frac{t}{T} < 3, 0.03 < \frac{d}{D} < 0.5, 0.1 < \frac{t}{T} < 3, 0.3 < \frac{S}{S} < 6, 0.3 < \frac{d}{\sqrt{Dt}} < 6.5$$

記号

d: ノズル平均外径 t: ノズルの厚さ

D:円筒胴の平均外径 T: 円筒胴の厚さ(+補強板厚さ) R: 円筒胴の平均半径

1:  $d/\sqrt{Dt}$ 

P: 内圧

s: 内圧によるノズルに生じる内圧応力=Pd/2t

S: 内圧による円筒胴に生じる内圧応力=PD/2T

出典:

WRC 368 Stresses in Intersecting Cylinders Subjected to Pressure

一般化表現では、次式で表すことができる。

$$\sigma_v = [\overline{\sigma}] \left[ \frac{d}{\sqrt{Dt}} \frac{PD}{2T} \right]$$

nozzle

$$\sigma_n = [\overline{\sigma}] \left[ \frac{D}{\sqrt{dT}} \frac{Pd}{2t} \right]$$

$$\overline{\sigma} = a_0 + a_1 \left(\frac{D}{d}\right)^{P_1} \left(\frac{D}{T}\right)^{P_2} \left(\frac{t}{T}\right)^{P_3} + a_2 \left(\frac{D}{d}\right)^{P_4} \left(\frac{D}{T}\right)^{P_6} \left(\frac{t}{T}\right)^{P_6}$$

Decock の式("Determination of stress concentration factors and fatigue assessment of flush and extruded in welded pressure vessels", 2nd International Conference on Pressure Vessel Tech., ASME, 1973)

$$S_p = \frac{2 + \frac{2d}{D}\sqrt{\frac{dt}{DT}} + 1.25\frac{d}{D}\sqrt{\frac{D}{T}}PD}{1 + \frac{t}{T}\sqrt{\frac{dt}{DT}}} \frac{2T}{2T}$$

- (b) 外荷重よるノズル接合部局部応力(MIST: Modified Improved Shrink Method) この局部応力算出手法は、M. W. Kellogg の"Choking Model"あるいは"Shrink Ring"に有限 要素法解析結果を反映させて修正し、精度を改良したもので、"Modified Improved Shrink Method"と呼ばれる。
- (i) 円筒胴ノズル

荷重成分による応力

応力

軸荷重(Fx)

$$6\frac{\sqrt{\frac{R}{T}}}{2\pi r_o T}Fx$$

長手方向モーメント(ML)

$$1.5 \frac{\sqrt{\overline{R}}}{\pi r_o^2 T} M_L$$

周方向モーメント(Mc)

$$1.15 \frac{r_o}{\sqrt{RT}} \frac{\sqrt{\overline{R}}}{\pi r_o^2 T} M_C$$

許容荷重判定式

$$\sigma_{FX} + \sigma_{ML} + \sigma_{MC} \le \sigma_a$$

$$6\frac{\sqrt{\frac{R}{T}}}{2\pi r_{o}T}Fx + 1.5\frac{\sqrt{\frac{R}{T}}}{\pi r_{o}^{2}T}M_{L} + 1.15\frac{r_{o}}{\sqrt{RT}}\frac{\sqrt{\frac{R}{T}}}{\pi r_{o}^{2}T}M_{C} \leq \sigma_{a}$$

$$\frac{3.0r_oF_X + 1.5M_L + 1.15\sqrt{\frac{R_n}{T}}M_C}{\pi K} \leq 1.0$$

$$K = \frac{(r_o T)^2}{\sqrt{RT}} \sigma_a$$

(ii) 球形胴ノズル

荷重成分による応力

応力

軸荷重(Fx)

$$1.75 \frac{\sqrt{\overline{R}}}{2\pi r_o T} F_{\lambda}$$

$$1.75 \frac{\sqrt{\overline{R}}}{\pi r_o^2 T} M_L$$

許容荷重判定式

$$\sigma_{FX} + \sigma_M \le \sigma_a$$

$$\frac{r_o F_X + 2M_M}{3.6K} \le 1.0$$

$$K = \frac{(r_o T)^2}{\sqrt{RT}} \sigma_a$$

ここで、

R: 胴の平均半径

T: 胴の厚さ

ro: ノズル外半径

t: ノズルの厚さ

Fx: ノズル軸方向荷重

M<sub>L</sub>: 長手方向モーメント

M<sub>C</sub>: 円周方向モーメント

M<sub>M</sub>: 子午線方向モーメント

適用制限: 10 ≤ R/T ≤100, r<sub>o</sub>/R≤0.8, t/T≥0.4 □<sub>a</sub>: 許容応力

出典: American Journal of Engineering Research(AJER), Vol. 8, Issue 3, pp.293-298, 2019, "Yardstick for the evaluation of nozzle loads", Walther Stikvoort

#### 3.2.6 まとめ

ノズル部の圧力設計において、穴の補強(面積補償法)によって設計する場合、胴部およびノズル部の補強有効範囲内の有効面積が必要補強面積に対して余裕の程度に応じて、許容されるノズル荷重も変化する。一般に、ノズル部の圧力設計において、選定された胴およびノズル、あるいは補強板の厚さで許容される圧力が設計圧力に対して、70%程度以下を目安にしていれば、許容されるノズル荷重は十分に大きいと考えられる。

有限要素法解析により、局部の応力状態の定量的解析が可能であり、許容限界が与えられればこれらの局部応力の評価が可能となるので、ノズル許容荷重の算出ができる。ノズル許容荷重は次式で表すことができる。

$$\frac{Fa}{Fa, max} + \frac{M_{Inplane}}{M_{Inplane, max}} + \frac{M_{Outplane}}{M_{Outplane, max}} + \frac{M_{Torsion}}{M_{Torsion, max}} + \frac{P}{P_{max}} \leq \alpha$$

ここで、αはノズルのサイズに関わる係数である。分子はノズル荷重成分(順に、軸荷重、 円筒胴長手面内曲げモーメント、円筒胴周方向面外曲げモーメント、ノズルねじりモーメント)であり、分母はそれぞれの最大許容ノズル荷重成分である。

補強板が胴側にあり、補強有効範囲内の有効面積が胴側で支配的であれば、胴の強度はノズルの強度を上回ることが予想される。この場合、許容ノズル荷重はノズル付け根部のノズル側局部応力で決定される。一方、胴側に補強板がなく一体型のような補強有効範囲内の有

効面積がノズル側で支配的であれば、ノズルの強度は胴の強度以上にあること予想される。 このため、許容ノズル荷重は胴側のノズル接合部の局部応力で決定される。

小口径ノズルであれば、

- ① 内圧による軸方向推力の影響は小さいので、局部曲げ応力も小さい。
- ② 許容される軸荷重はノズル外径に比例し、曲げモーメントはノズル外径の2乗に比例する。
- ③ ノズルの軸荷重、曲げモーメントによる局部応力の集中は、文献による簡易計算で形状 パラメータを用いて計算することができる。これらの文献から、該当するノズル形状に 対して、許容荷重を与えることができる。

円筒ノズル許容荷重判定式

$$\frac{3.0r_oF_X + 1.5M_L + 1.15\sqrt{\frac{R_n}{T}}M_C}{\pi K} \leq 1.0, \qquad K = \frac{(r_oT)^2}{\sqrt{RT}}\sigma_a$$

球形胴ノズル許容荷重判定式

$$\frac{r_o F_X + 2M_M}{3.6K} \le 1.0, \qquad K = \frac{(r_o T)^2}{\sqrt{RT}} \sigma_a$$

ここで、

R: 胴の平均半径

T: 胴の厚さ

ro: ノズル外半径

t: ノズルの厚さ

適用制限: 10 ≤ R/T ≤100, r<sub>o</sub>/R≤0.8,

t/T≥0.4

Fx: ノズル軸方向荷重

M<sub>1</sub>: 長手方向モーメント

Mc: 円周方向モーメント

M<sub>M</sub>: 子午線方向モーメント

σa: 許容応力(設計地震動に応じた耐震

性能評価での許容応力)

このように高圧ガス設備の円筒胴あるいは球形胴でよく用いられる標準仕様の機器ノズルであれば、基本形状寸法と材料強度から容易に許容荷重を算出することができる。一方、リブで補強されたノズル、矩形のノズルなど特殊な形状の場合は、許容荷重の算出には詳細な検討が必要となる。

#### 3.3 接合部評価

平成28年度調査研究(平成28年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の性能規定化に向けた調査研究))において設備の部材接合部の検討を実施したモデルと同様のタイロッドブレース式球形貯槽を対象とし、3次元FEM静的非線形解析により球殻と支柱の接合部の補強について検討した。

#### 3.3.1 解析概要

解析モデルを以下に示す。

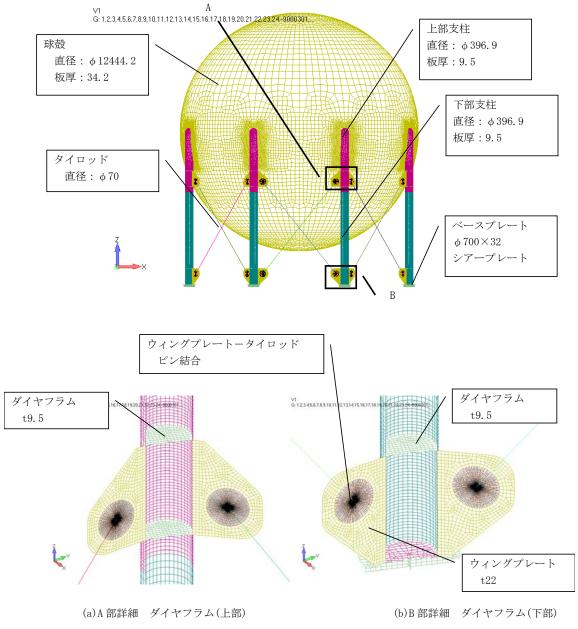
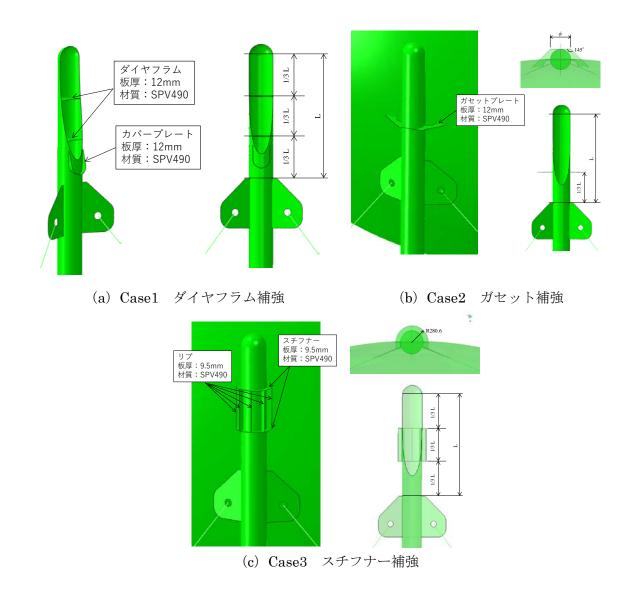


図 平成28年度解析モデル

上記の解析モデルに加え、上部支柱と球殻の接合部に以下の3種類の補強を行った3ケースについて解析を実施した。

表 解析ケース

ケース	球殻と支柱の接合部の補強仕様(支柱1本当たり)
Case0	補強無し
Case1	ダイヤフラム2枚+カバープレート
Case2	ガセットプレート1枚
Case3	外面スチフナーリング 2 枚+リブ 5 枚



地震荷重条件と拘束条件を下図に示す。運転条件の荷重として、内圧(1.8MPa)および鉛直 方向に加速度1Gの自重を負荷する。内圧および自重を負荷した状態で、レベル2の設計地震 力の比率となるような鉛直方向、水平方向の荷重を同時に負荷する。レベル2の設計地震力 の比は式(1)の通りである。水平方向の荷重としてはA方向(支柱間の中央方向)とB方向(支柱の方向)の2条件とした。

設計水平地震力  $F_H$ : 設計修正鉛直地震力  $F_{MV}=1.000$ : 0.545 (1) 解析では加速度を与え、自重および地震荷重を負荷した。また、拘束条件はボルト位置を完全拘束とした。

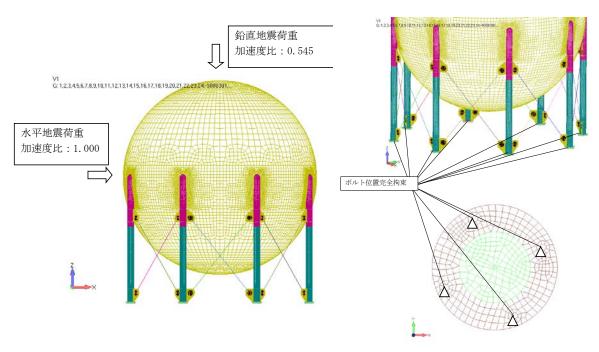
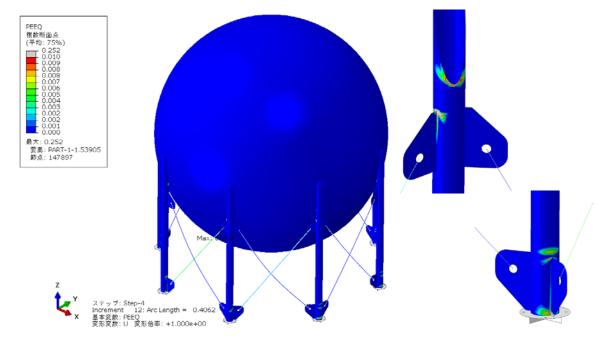


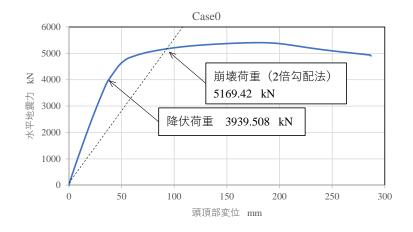
図 荷重条件及び高速条件

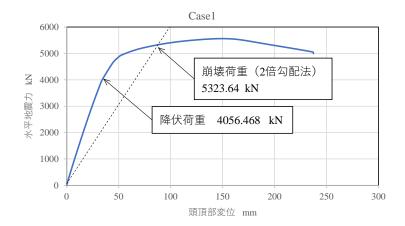
#### 3.3.2 解析結果

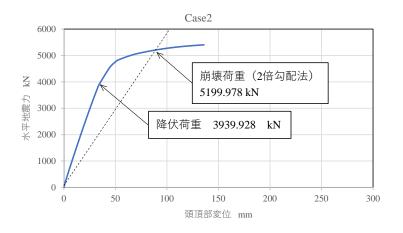
全体の変形図として Case0 の 2 倍勾配法による崩壊荷重(後述の荷重変位関係から算出) 時の代表例を以下に示す。

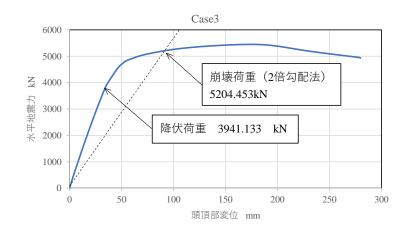


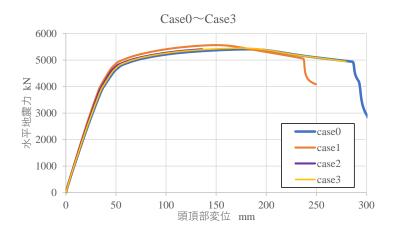
引張を受けるブレースが降伏し、下部支柱のウイングプレート上端(ダイヤフラム内挿位 置)より少し上側において座屈が発生している。また、ブレース、支柱、球殻の接合部において局所的に塑性変形を生じており、球殻と上部支柱の接合部では、接合部最下部において大きな局所変形が生じている。 Case0 から Case3 の水平荷重と頭頂部の変位の関係、降伏荷重及び 2 倍勾配法により求めた崩壊荷重を以下に示す。







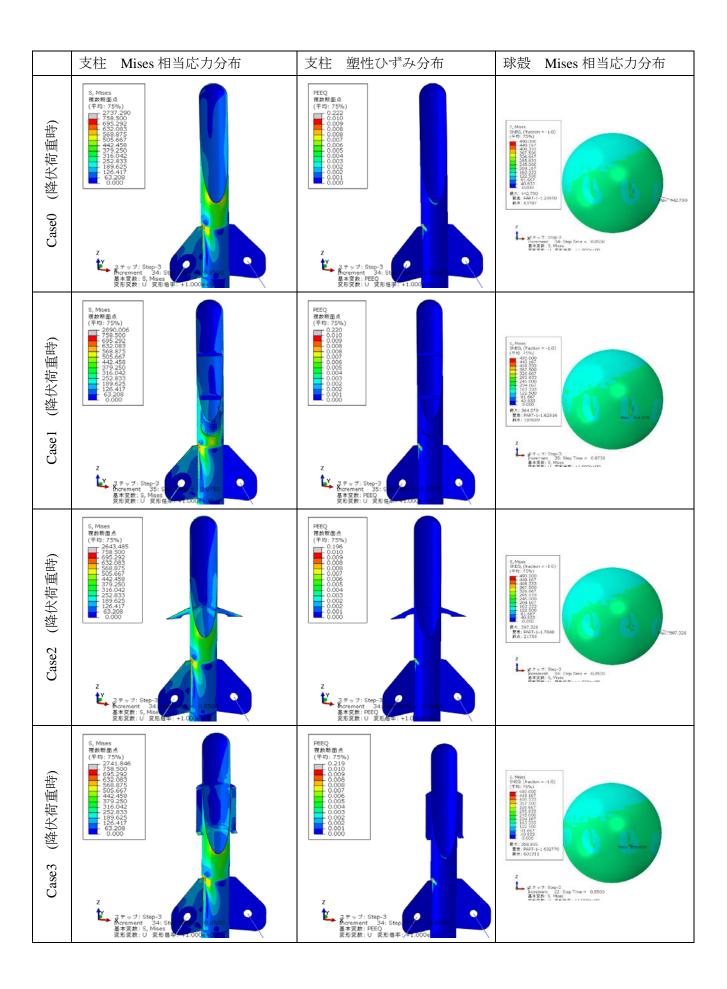


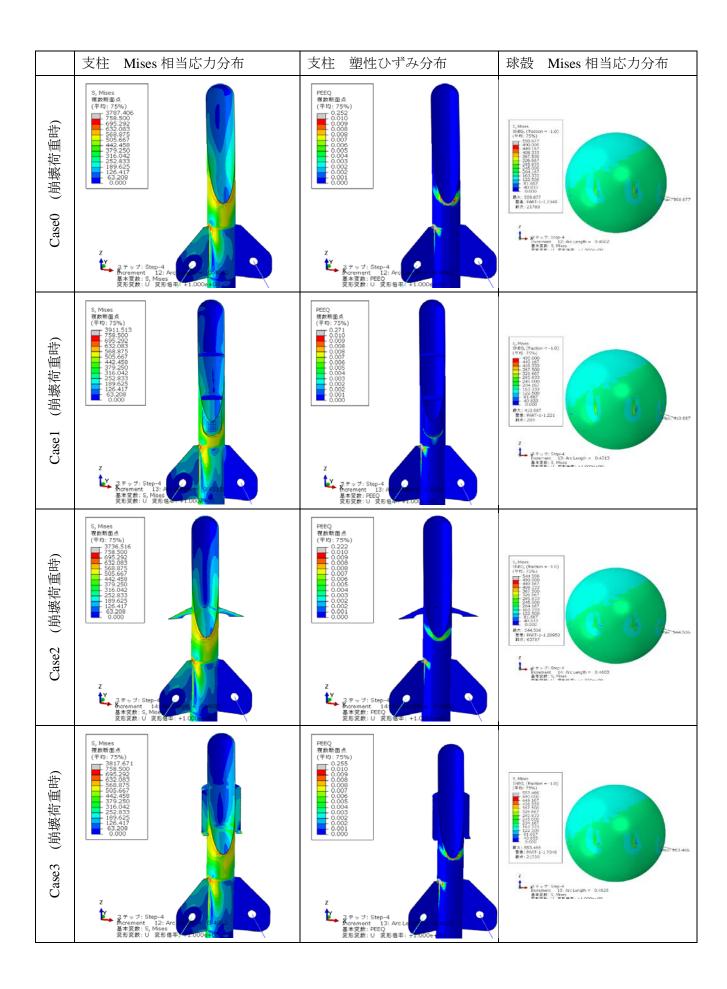


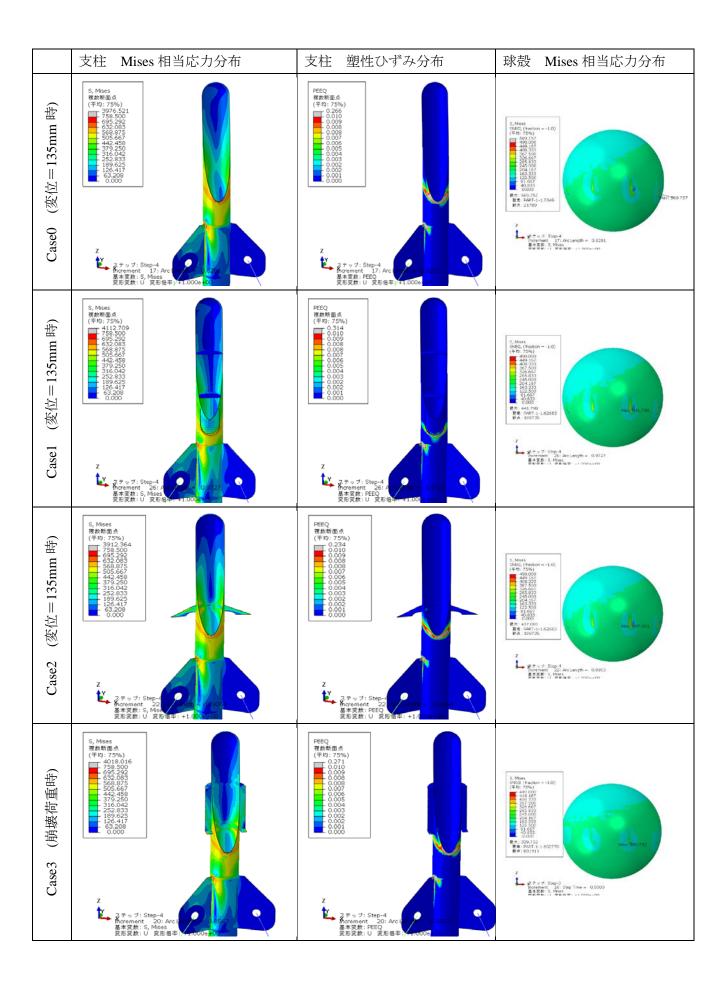
降伏荷重、崩壊荷重とも補強がない場合と補強した場合でほぼ同等であり、補強による構造全体への影響(固有周期の変化など)は少ないと考えられる。Case1では若干大きくなっており、これはカバープレートの影響であると考えられる。

降伏荷重時、崩壊荷重時、変位=135mmの時の Mises 相当応力分布、塑性ひずみ分布を以下球殻と支柱の接合部に示す。

補強がない Case0 比べてカバープレート、ダイヤフラム、ガセットプレート、スチフナーにより補強した Case1、Case2、Case3 では補強の挿入部近傍では接合部の発生応力、発生ひずみが減少している。特に、カバープレートにより、接合部最下部において生じる大きな応力、ひずみが顕著に減少していることがわかる。





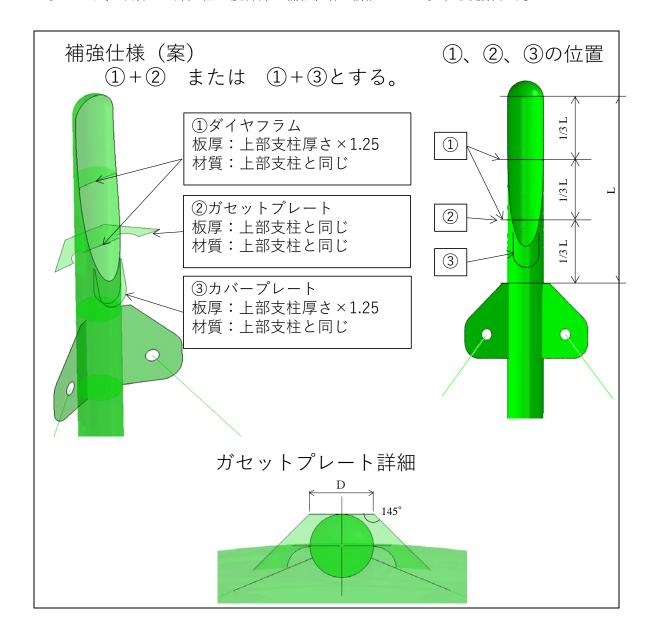


#### 3.3.3 球殼·支柱接合部補強(案)

静的 FEM 解析により補強の効果を検討した結果から得られた知見を以下にまとめる。

前節の解析結果から、カバープレートにより、球殻・支柱接合部の最下部に生じる大きな応力、ひずみの低減が見込まれる。また、ダイヤフラム、ガセットプレート、スチフナーにより発生応力、発生ひずみの低減効果も見込まれる。ただし、ダイヤフラム、ガセットプレート、スチフナーの挿入位置では接合部最下部に比べて元々の発生応力、発生ひずみは大きくなく、ダイヤフラム、ガセットプレート、スチフナーの種類による効果の差異は大きくない。

以上から、球殻と上部支柱の接合部の補強仕様(案)として以下を提案する。



#### 3.3.4 その他の接合部

令和2年度調査研究で検討した今後の検討の方向性と課題を踏まえて以下のとおり調査を 実施した。

a) 他基準から取り込み可能なものがあるかの調査

土木、建築関係の基準、電力関係の以下の基準の調査を実施した。

- 鋼管構造接合部設計指針
- 道路橋示方書
- ·原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2015

土木、建築関係の基準では構造細目として規定されているが、構造形式が異なることから、基礎締結部等を除き高圧ガス設備に取り込み可能なものは多くない。

JEAC4601-2015 では、

- ・架構の継手形式ごとに座屈長さ係数を変えている。
- ・ラグ付け根部の評価(応力強さ)を規定している。

などの接合部に関連した規定があり、これらは高圧ガス設備等にも取り込み可能と考えられる。ただし、JEAC4601-2015 応力強さをベースにした設計が行われており、これについては、別途整合性を検討した上での取り込みが必要である。

#### b) 現行で問題となる接合部分の洗出しと対応検討

メーカー、事業者において補強実績や過去に検討された方法等を以下に示す。これらの接合部は、今後補強方法と評価方法の検討が望まれ、そのためには FEM 解析等による検証が必要である。

- ・ ペデスタルとスカートを炭素繊維で結合する (施工品質保証の観点から採用せず。実現できれば、火気工事無しで対策可能)。
- ・ 機器元フランジが引っ張られて漏れることの対策として、フランジを外からクランプで押さえつけて剛体にする「ギプスサポート」。
- ・ 配管系の接合部の評価方法としては、機器元ノズルの剛性を配管応力解析モデルに反映することで配管フランジの計算上の発生応力軽減が期待できる機能がある解析プログラムも存在する。

#### c) 耐震設計の対象とする「接合部」の選定

以下の部位について、規定としての耐震性能評価の要否確認及び評価方法の最適化 等の検討が必要と考えられる。

- ・ 機器アンカーボルトの引張強度とコンクリートのコーン破壊強度のバランス
- ・ 機器ノズルの変形とフランジに作用する曲げ応力のバランス

- ・ 機器元配管フランジ気密性能
- ・ 配管サポートの溶接取付部、サポート型鋼自体の強度

#### 3.4 許容塑性率評価

許容塑性率評価法の見直しにあたり、令和2年度調査研究で検討を行った2.4節の耐震性能スペクトル法ではプッシュオーバー曲線(構造物全体系の荷重と変位の関係)が必要となる。プッシュオーバー曲線は3.3節のようにFEM解析等で求めることが可能であるが、通常の設計検査(特定設備検査、完成検査)に用いるためには、定式化またはプログラムのような画一的な手法である必要がある。

本年度は、プログラム化を前提として、球形貯槽を例にプッシュオーバー解析手法の構築 を以下のとおり行った。

#### 球形貯槽のプッシュオーバ曲線の計算方法

#### 1. 変形モード

構造物のプシュオーバ曲線(図1.2)は代表点における地震力と変形の関係を表す曲線であり、 修正震度法による耐震設計のための基本構造データである。

球形貯槽の変形(図1.1)には転倒変形モードとせん断変形モードがある。両者の変形モードを直列合成して総合変位量が算出する。

#### 2. 転倒変形

#### 2.1 定義及び計算仮定

転倒変形モードでは、球形貯槽の水平地震荷重及び自重にたいして、支柱群全体を梁要素と同様の変形特性を示すとする。すなわち、変形前の水平面は傾きと圧縮変位の2変数のみで表されるとする。各支柱は圧縮・伸長変形するとして、その反力の合力及び転倒モーメントと釣り合うとする。各支柱の反力は変形に比例するが伸び変形に対しては降伏応力を超えることはないとし、圧縮変形に対しては、座屈後はその支持力を保有しないものとする。

#### 2.2 断面特性に関する基礎式

変形と外力釣合式では簡略化のために、支柱群を等価な円筒柱と見なして算出するとする。

#### 2.3 非線形連立方程式の解法(Newton Method)

基礎式(式 2.2.1)は非線形性があるため、非線形連立方程式の一般解法Newton Methodを採用して、収束計算により、面の傾き及び伸縮量を算定する。

#### 2.4 断面特性値の算出:

降伏や座屈の有無により、基礎式が異なるので基礎式(式 2.2.1 )、場合分けをして、夫々傾き及び伸縮量を算定する。

#### 2.5 Pushuover Curve :

支柱底部から球形貯槽の代表点までの高さh における各部の傾きを加え合わせて、震度  $\alpha_H$ に対する代表点の全傾き及び変位量  $\delta_H$  が算出して、横軸を $\delta_H$ 、縦軸を $\alpha_H$ とするプッシュオーバ曲線を得ることができる。

#### 3. せん断変形

#### 3.1 定義及び計算仮定

せん断変形モードにおけるプッシュオーバ曲線は支柱単体モデル(図1.3)のプッシュオーバ曲線の並列結合により算出できる。すなわち、同じ変形量に対して全支柱の反力を加え合わせて得られる。(図1.2)

#### 3.2 座標変換

部材変形、部分系変形及び全体系変形は適切な座標系が採用している。相互の座標系の変換公式を示している。

#### 3.3 損傷モード

球形貯槽の部材は梁要素でモデル化するとして、支柱材は曲げ変形に関しては端部(接合部)全塑性モーメント、ブレース材は引張降伏、座屈に達した時点で全塑性変形へ移るとする。支柱に関しては*pff、pfp、ppf、ppp*の4種の変形モードを考慮する。ブレースにあっては、*LR、LO、OO、OR*の4種の変形モードを考慮する。

#### 3.4 損傷モード遷移

変形の進捗にともなう部材の変形状態を確認して塑性化が見られれば、対応する変形モードを 更新して計算を進める。塑性化すると当該部材(接合部等)は応力の増加はなく、変形のみ増加する。

#### 3.5 構造定数

変形の進行とともに値の変わらないデータの算出式、これらのデータは入力の時点で一度だけ計算すればよい。

Tab.01-1:Braceばね定数

Tab.01-2:支柱ばね定数

Tab.02-1:支柱支持条件に係る定数

Tab.02-2:ブレース関連定数

Tab.03:支柱応答変数

Tab.04:ブレース応答変数

#### 3.6 応答の算定

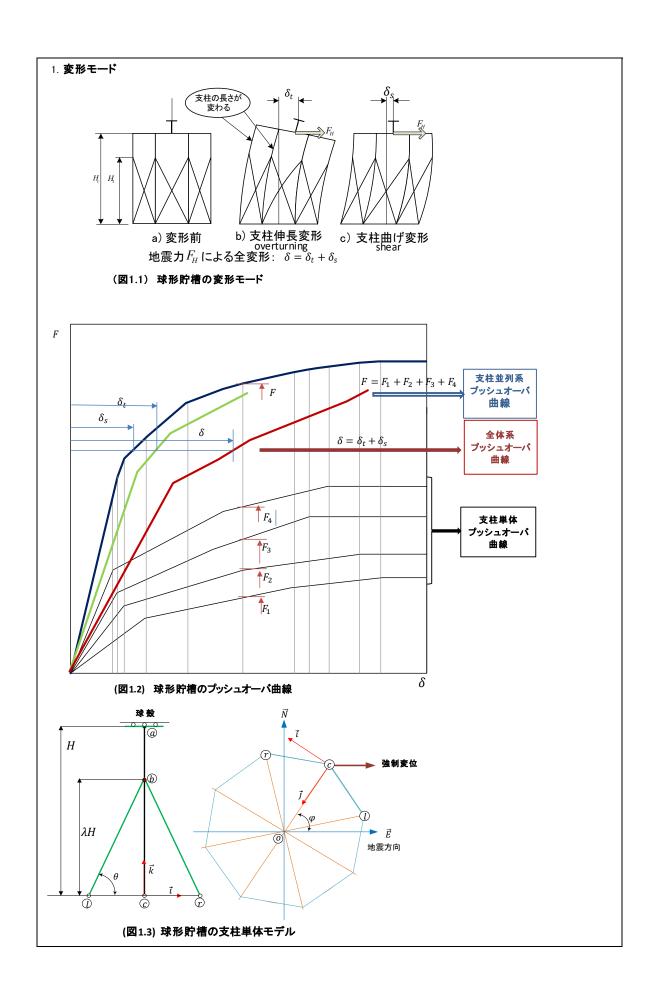
入力変位に応じて算出する各部の変位、力、モーメントの算出式を示す。

3.7 入力

入力項目を示す。(計算手続きの進行に応じて見直しが必要)

#### 3.8 判定

座屈および終局強度について(今後さらなる検討が必要)



#### 2. 球形貯槽の転倒変形モード

#### 2.1 定義及び計算仮定

Μ

φ

支柱の断面積/本 支柱の関面項が 支柱の縦弾性係数(引張圧縮共) 支柱の降伏応力及び降伏ひづみ 支柱の座屈の中屋屈時限界ひづみ  $\varepsilon_B = \frac{\sigma_B}{E}$ Ε  $\sigma_y, \varepsilon_y$  $\sigma_B, \varepsilon_B$ 支柱の本数

n H 支柱長さ 検討高さ 支柱の微小長さ dh 支柱配置円直径 D 支柱配置円半径 支柱 i の軸力

高さかにおける鉛直力  $F_V$  $F_V = mg(1+\alpha_V)$ 

 $F_V = -\sum P_i$ 高さんにおける転倒モーメント  $M = -\sum P_i r \cos \theta_i$ 

 $M = m\alpha_H(H - h)$ 支柱の伸長による高さhにおける傾き角度 支柱の変形による高さhにおける高さの変化

支柱 i の高 h における伸び量  $\begin{array}{ll} dL_i = -(rcos\theta_i \cdot d\phi + dz) \\ \text{降伏支柱の h における伸び量} & dL_y = \frac{\sigma_y}{E} dh \end{array}$  $dL_i$  $dL_y$ 

座屈支柱の h における伸び量  $dL_B = -\frac{\sigma_B}{E}dh$  $dL_B$  $P_i = A\sigma_y$  $dL_i \ge dL_y$  $\{\pi \geq \theta_i \geq \theta_y\}$ 

 $P_i = AE \cdot \frac{dL_i}{dh}$  $dL_B \leq dL_i < d$  $\{\theta_B < \theta_i < \theta_y\}$  $dL_i = dL_B$  $P_i = -A\sigma_B$  $\{\theta_i=\theta_B\}$  $P_i = 0$ 

 $\{0 \leq \theta_i < \theta_B\}$  $dL_i < dL_B$ 

座屈限界 if

降伏限界 if plsp

(引張力を正) 貯槽本体の自重、鉛直地震力 支柱・ブレース全重量をも含む (下向きを正方向)

(時計周りを正)

(平面保持の仮定) (圧縮方向を正)

(支柱降伏時)

(支柱座屈時)

(座屈する支柱はない)

(降伏する支柱はない)  $\theta_y = \pi$ 

В (図2.11) 支柱群の計算モデル

M + dM

dh

 $rcos\theta_i d\varphi + dz$ 

#### 2.2 断面特性に関する基礎式

基礎式(式 2.2.1)
$$\pi \frac{F_V}{A_C E} = [\pi \omega]_{elstic} - [-\tau sin\theta_y + (\omega + \varepsilon_y)\theta_y]_{yielding} - [\tau sin\theta_B + \omega\theta_B]_{buckling}$$

$$\frac{\pi}{2}r\frac{M}{I_cE} = \left[\frac{\pi}{2}\tau\right]_{elstic} - \left[\tau q\theta_y - (\omega + \varepsilon_y)sin\theta_y\right]_{yielding} - \left[\tau q\theta_B + \omega sin\theta_B\right]_{buckling}$$

$$\theta + \sin\theta\cos\theta$$

 $t = \frac{\theta + \sin \theta \cos \theta}{2}$ 

if  $\frac{\varepsilon_B - \omega}{2} < 1$  $\theta_B$ :座屈限界角度 else

 $\theta_B = \cos^{-1}\left(\frac{\varepsilon_B - \omega}{\tau}\right)$ 

 $\theta_y$ :降伏限界角度

 $\theta_y = \cos^{-1} \left( \frac{\varepsilon_y + \omega}{\tau} \right)$ 

else  $F_V$ : 高さh における圧縮力  $F_V = mg(1 + \alpha_V)$ 

M: 高さh における転倒モーメント  $M = m\alpha_H(H - h)$ 

dz:高さhにおける支柱の縮みの変化  $dz = \omega dh$  $d\varphi = \frac{\tau}{r} dh$ dφ: 高さhにおける支柱の傾きの変化

A<sub>c</sub>: 支柱群の等価面積  $A_c = nA$  $I_C = \frac{nAr^2}{2}$  $I_c$ : 支柱群の等価断面2次モーメント

#### 2.3 非線形連立方程式の解法(Newton Method)

Conv formula: [非線形方程式  $f_{\omega}(\omega, \tau)=0$  ,  $f_{\tau}(\omega, \tau)=0$  から、 $\omega=\frac{dz}{dh}$  及び  $\tau=r\frac{d\varphi}{dh}$  を収束計算により算出する方法]

(式2.31) 
$$\begin{pmatrix} \omega \\ \tau \end{pmatrix}_{new} = \begin{pmatrix} \omega \\ \tau \end{pmatrix} - \frac{1}{J_{\omega\omega} J_{\tau\tau} - J_{\omega\tau}} \begin{bmatrix} J_{\tau\tau} & -J_{\omega\tau} \\ -J_{\tau\omega} & J_{\omega\omega} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} f_{\omega} \\ f_{\tau} \end{pmatrix}$$

Objective Function Item:

 $J_{\omega\omega}$ ,  $J_{\omega\tau}$ ,  $J_{\tau\omega}$ ,  $J_{\tau\tau}$ Jaccobian Item:

 $F_V = mg(1 + \alpha_V), \quad M = m\alpha_H(H - h)$ Loading Item:

 $\mathit{ITEM} = [\mathit{ITEM}\,]_{elstic} - [\mathit{ITEM}]_{yielding} - [\mathit{ITEM}]_{buckling} - [\mathit{ITEM}\,]_{\,loading}$ (表2.31)

ITEM	[ITEM] <sub>elstic</sub>	[ITEM] <sub>yielding</sub>	[ITEM] buckling	[ITEM] loading
$f_{\omega}$	πω	$-\tau sin\theta_y + (\omega + \varepsilon_y)\theta_y$	$ au sin  heta_B + \omega  heta_B$	$\frac{\pi \frac{F_V}{A_c E}}{\pi M}$
$f_{ au}$	$\frac{\pi}{2}\tau$	$\tau q\theta_y - (\omega + \varepsilon_y) sin\theta_y$	$ au q  heta_B + \omega sin  heta_B$	$\frac{\pi}{2}r\frac{M}{I_cE}$
$J_{\omega\omega}$	π	$ heta_{ m y}$	$ heta_B + rac{cos heta_B + rac{\omega}{ au}}{sin heta_B}$	0
$J_{\omega au}$	0	$-sin heta_y$	$\frac{1 + \frac{\omega}{\tau} \cos \theta_B}{\sin \theta_B}$	0
$J_{ au\omega}$	0	$-sin heta_y$	$\frac{1 + \frac{\omega}{\tau} \cos \theta_B}{\sin \theta_B}$	0
$J_{ au au}$	$\frac{\pi}{2}$	$\boldsymbol{q}\theta_{\mathcal{y}}$	$q\theta_B + cos^2\theta_B \frac{cos\theta_B + \frac{\omega}{\tau}}{sin\theta_B}$	0

# **2.4 断面特性値の算出**: $\frac{F_V}{AcE}$ 及び $\frac{M}{LE}$ に対する断面特性値 $\omega(h)$ $\mathcal{L}$ $\tau(h)$ を算出する。

Newton法(式1.1)により、 $f_{\omega}^2 + f_{\tau}^2 \cong 0$ まで繰り返し収束値  $\omega(h)$  及  $\tau(h)$  をうる。

$$\frac{dz}{dh} = \omega(h)$$

$$\frac{d\varphi}{dt} = \frac{\tau(h)}{h}$$

(1) 降伏+座屈 
$$\frac{M}{I_{c/r}} + \frac{F_V}{A_c} \ge \sigma_B$$
  $\frac{M}{I_{c/r}} - \frac{F_V}{A_c} \ge \sigma_y$ 

ITEMの算出は、 $ITEM = [ITEM]_{elstic} - [ITEM]_{yielding} - [ITEM]_{buckling} - [ITEM]_{loading}$ 

(2) 座屈のみ 
$$\frac{M}{I_{C/r}} + \frac{F_{V}}{A_{C}} \geq \sigma_{B} \qquad \frac{M}{I_{C/r}} - \frac{F_{V}}{A_{C}} < \sigma_{y}$$
 
$$ITEMの算出は、ITEM = [ITEM]_{elstic} - [ITEM]_{buckling} - [ITEM]_{loading}$$

(3) 降伏のみ 
$$\frac{M}{I_{C/r}} + \frac{F_V}{A_C} < \sigma_B \quad \frac{M}{I_{C/r}} - \frac{F_V}{A_C} \ge \sigma_y$$

ITEMの算出は、 $ITEM = [ITEM]_{elstic} - [ITEM]_{yielding} - [ITEM]_{loading}$ 

(2) 線形 
$$\frac{M}{I_{C/r}} + \frac{F_V}{A_C} < \sigma_B \qquad \frac{M}{I_{C/r}} - \frac{F_V}{A_C} < \sigma_y$$

線形  $\frac{M}{I_{C/_T}} + \frac{F_V}{A_C} < \sigma_B \qquad \frac{M}{I_{C/_T}} - \frac{F_V}{A_C} < \sigma_y$  ITEMの算出は、 $ITEM = [ITEM]_{elstic} - [ITEM]_{loading}$  この場合、 $\omega(h)$  及  $\tau(h)$  は確定値であり、 $\frac{dz}{dh}$  及び  $\frac{d\varphi}{dh}$ は次式となる。

$$\frac{dz}{dh} = \frac{F_V}{A_C E} = \frac{mg}{A_C E} \left( 1 + \frac{\alpha_v}{g} \right)$$

$$\frac{d\varphi}{dh} = \frac{M}{I_c E} = \frac{m\alpha_h}{I_c E} (H - h)$$

# 2.5 Pushuover Curve : $lpha_H - y$ 曲線

$$z = \int_0^H \omega(h) dh$$

$$y(\alpha_H) = \int_0^H \int_0^h \frac{\tau(h)}{r} dh \, dh$$



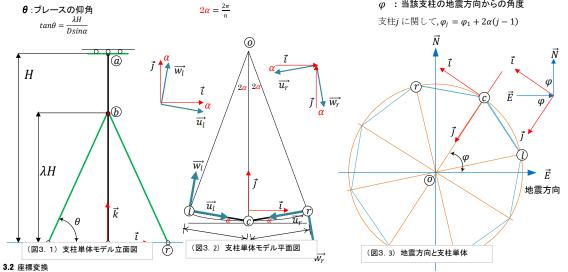
# 3. せん断変形 **3.1** 定義及び計算仮定

#### 2α:隣接する支柱間の角度

$$2\alpha = \frac{2\pi}{n}$$

#### $\varphi$ : 当該支柱の地震方向からの角度

支柱
$$j$$
 に関して, $\varphi_j = \varphi_1 + 2\alpha(j-1)$ 



座標系の相互変換: 
$$T(\vartheta) = \begin{bmatrix} cos\vartheta & sin\vartheta & 0 \\ -sin\vartheta & cos\vartheta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

 $\vartheta \text{ it anti-clockwise rotation Angle} \qquad \text{title}, \ T(\vartheta_1+\vartheta_2)=T(\vartheta_1)\cdot T(\vartheta_2) \text{ , } T^{-1}(\vartheta)=T(-\vartheta)$ 

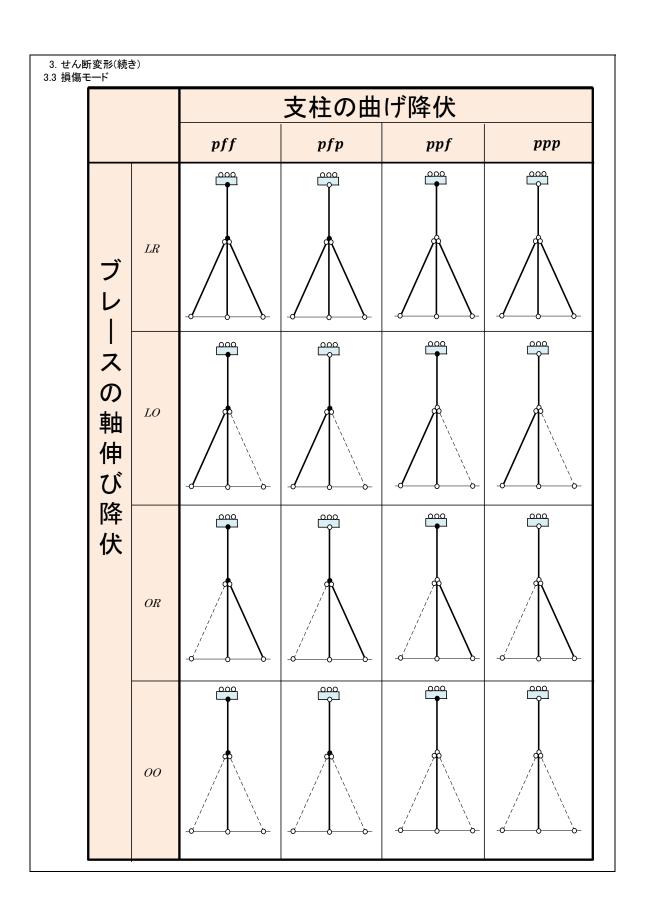
#### 任意のベクトル ジ に対して、

$$\begin{bmatrix} \vec{v} * \vec{t} \\ \vec{v} * \vec{j} \\ \vec{v} * \vec{k} \end{bmatrix} = T \left( \varphi + \frac{\pi}{2} \right) \begin{bmatrix} \vec{v} * \vec{E} \\ \vec{v} * \vec{N} \\ \vec{v} * \vec{k} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \vec{v} * \overrightarrow{u_l} \\ \vec{v} * \overrightarrow{w_l} \\ \vec{v} * \overrightarrow{k_l} \end{bmatrix} = T(-\alpha) \begin{bmatrix} \vec{v} * \vec{l} \\ \vec{v} * \vec{j} \\ \vec{v} * \vec{k} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \vec{v} * \overrightarrow{w_r} \\ \vec{v} * \overrightarrow{w_r} \\ \vec{v} * \overrightarrow{k_r} \end{bmatrix} = T(\alpha - \pi) \begin{bmatrix} \vec{v} * \vec{i} \\ \vec{v} * \vec{j} \\ \vec{v} * \vec{k} \end{bmatrix}$$

ただし、任意のベクトル  $\vec{u}$  及び  $\vec{v}$  に対して、 $\vec{u}*\vec{v}$  は $\vec{u}$  及び  $\vec{v}$  のスカラー積を表す。



# 3. せん断変形(続き)

#### 3.4 構造定数

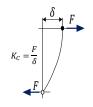
Tab. 01-1 Brace ばね定数

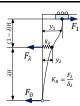
Brace ぱね定数	LR	LO	OR
座標系	$\begin{pmatrix} \vec{x} \\ \vec{y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \vec{i} \\ \vec{j} \end{pmatrix} = T(\vartheta) \begin{pmatrix} \vec{E} \\ \vec{N} \end{pmatrix}$ $\vartheta = \varphi + \frac{\pi}{2}$	$ \begin{pmatrix} \vec{x} \\ \vec{y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \vec{u}_l \\ \vec{w}_l \end{pmatrix} = T(\theta) \begin{pmatrix} \vec{E} \\ \vec{N} \end{pmatrix} $ $ \vartheta = \varphi + \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) $	$ \begin{pmatrix} \vec{x} \\ \vec{y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \vec{u_r} \\ \vec{w_r} \end{pmatrix} = T(\vartheta) \begin{pmatrix} \vec{E} \\ \vec{N} \end{pmatrix} $ $ \vartheta = \varphi - \begin{pmatrix} \frac{\pi}{2} - \alpha \end{pmatrix} $
$\vec{K}_B * \vec{x}$	$\vec{K}_B * \vec{\iota} = \frac{\cos^2 \alpha \cdot \cos^3 \theta}{\frac{0.5}{E_B A_B} L}$	$\vec{K}_B * \vec{u_l} = \frac{\cos^3 \theta}{\left(\frac{\sin^3 \theta}{E_C A_C} + \frac{1}{E_B A_B}\right) L}$	$\vec{K}_B * \overrightarrow{u_r} = \frac{\cos^3 \theta}{\left(\frac{\sin^3 \theta}{E_C A_C} + \frac{1}{E_B A_B}\right) L}$
$ec{K}_{\!B} * ec{y}$	$\vec{K}_B * \vec{J} = \frac{\sin^2 \alpha \cos^3 \theta}{\left(\frac{\sin^3 \theta}{E_C A_C} + \frac{0.5}{E_B A_B}\right) L}$	$\vec{K}_B * \overrightarrow{w_l} = 0$	$\vec{K}_B * \overrightarrow{u_r} = 0$

Tab. 01-2 支柱ばね定数

支柱ばね定数

 $\vec{K}_C * \vec{x} = \frac{3EI}{H^3}$   $\vec{K}_C * \vec{y} = \frac{3EI}{H^3}$ 





Tab. 02 -1 支柱関連定数

	pff	pfp	ppf
支持構造	$F_s$ $F_s$ $F_s$ $F_s$ $F_s$	$F_{\lambda}$ $F_{\lambda}$	$F_{\lambda}$
$c_1$	$\frac{(3-\lambda^2)\lambda}{2}$	λ	1
c <sub>2</sub>	$\frac{1}{4}\lambda^2(1-\lambda)^3(3+\lambda)$	$\lambda^2(1-\lambda)^2$	$(1-\lambda)^3$
<i>c</i> <sub>3</sub>	1	0	0

## Tab. 02-2 ブレース関連定数

定数	LR	го	OR
<i>EA</i> (等価断面剛性)	$EA = \cos^3\theta / \left(\frac{\sin^3\theta}{E_C A_C} + \frac{0.5}{E_B A_B}\right)$	$EA = \cos^3\theta / \left(\frac{\sin^3\theta}{E_C A_C} + \frac{1}{E_B A_B}\right)$	$EA = \cos^3\theta / \left(\frac{\sin^3\theta}{E_C A_C} + \frac{1}{E_B A_B}\right)$
	$\vec{b}_l * \vec{x} = cos\alpha \cdot cos\theta$	$\vec{b}_l * \vec{x} = cos\theta \cdot \left(1 - tan^3\theta \frac{EA}{E_C A_C}\right)$	$ec{b}_l * ec{x} = 0$
$ec{b}_l$	$\vec{b}_l * \vec{y} = -\sin\alpha \cdot \cos\theta \cdot \left(1 - \tan^3\theta \frac{EA}{E_C A_C}\right)$	$\vec{b}_l * \vec{y} = 0$	$\vec{b}_l * \vec{y} = 0$
<b>→</b>	$\vec{b}_r * \vec{x} = -\cos\alpha \cdot \cos\theta$	$\vec{b}_r * \vec{x} = 0$	$\vec{b}_r * \vec{x} = cos\theta \left( 1 - tan^3 \theta \frac{EA}{E_C A_C} \right)$
$\vec{b}_r$	$\vec{b}_r * \vec{y} = -\sin\alpha \cdot \cos\theta \cdot \left(1 - \tan^3\theta \frac{EA}{E_C A_C}\right)$	$\vec{b}_r * \vec{y} = 0$	$\vec{b}_r * \vec{y} = 0$

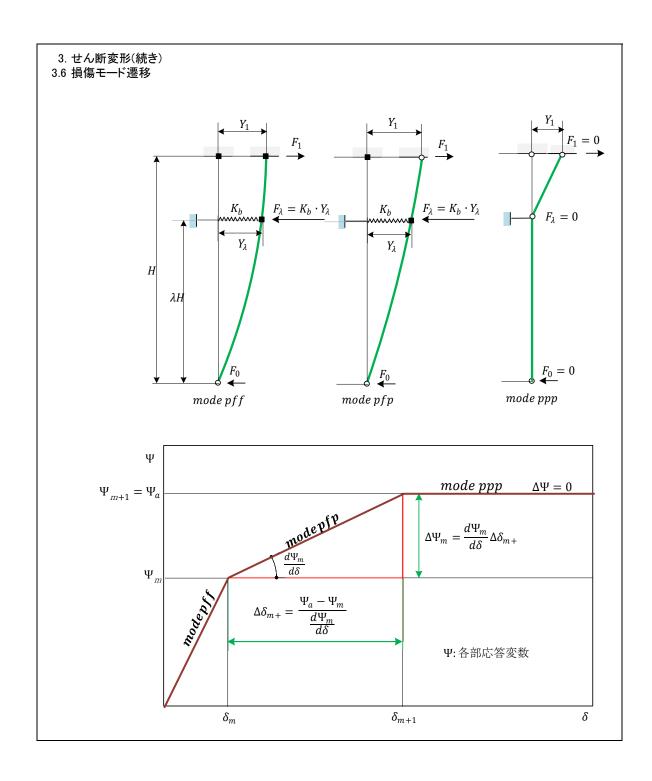
# 3. せん断変形(続き) 3.5 応答の算定

0 心合の昇足			
Tab. 03 支柱応答 変数Ψ			
支柱	基礎部	ブレース取付け部	上端部
<b>林 市</b> /-	$y_0 * \vec{x} = 0$	$y_{\lambda} * \vec{x} = \frac{F_{\lambda} * \vec{x}}{K_B * \vec{x}}$	$y_s * \vec{x} = T(\vartheta)\delta * \vec{E}$
横変位	$y_0 * \vec{y} = 0$	$if K_B * \vec{y} = 0 : y_{\lambda} * \vec{y} = c_1 \cdot y_S * \vec{y}$ $else : y_{\lambda} * \vec{y} = \frac{F_{\lambda} * \vec{y}}{K_B * \vec{y}}$	$y_s * \vec{y} = T(\vartheta)\delta * \vec{E}$
外力	$F_0 * \vec{x} = F_s * \vec{x} - F_\lambda * \vec{x}$	$F_{\lambda} * \vec{x} = \frac{c_1}{\frac{c_2}{K_C * \vec{x}} + \frac{1}{K_B * \vec{x}}} y_s * \vec{x}$	$F_s * \vec{x} = c_3 \cdot K_C * \vec{x} \cdot y_s * \vec{x} + c_1 \cdot F_{\lambda} * \vec{x}$
2673	$F_0 * \vec{y} = F_S * \vec{y} - F_{\lambda} * \vec{y}$	$if K_B \cdot \vec{y} = 0 : F_{\lambda} \cdot \vec{y} = 0$ $else : F_{\lambda} \cdot \vec{y} = \frac{c_1}{K_C * \vec{y}} + \frac{1}{K_B * \vec{y}} y_s * \vec{y}$	$F_S * \vec{y} = c_3 \cdot K_C * \vec{y} \cdot y_S * \vec{y} + c_1 \cdot F_\lambda * \vec{y}$
曲げモーメント	$M_0*\vec{x}=0$	$M_{\lambda} * \vec{x} = \lambda \cdot H(F_{S} * \vec{x} - F_{\lambda} * \vec{x})$	$M_S * \vec{x} = H \cdot (F_S * \vec{x} - \lambda \cdot F_\lambda * \vec{x})$
皿リモーメント	$M_0*\vec{y}=0$	$M_{\lambda} * \vec{y} = \lambda \cdot H(F_{S} * \vec{y} - F_{\lambda} * \vec{y})$	$M_s. \vec{y} = H \cdot (F_s * \vec{y} - \lambda \cdot F_{\lambda} * \vec{y})$
II d Morris	$S_0 * \vec{x} = F_0 * \vec{x}$	$S_{\lambda-} * \vec{x} = F_0 * \vec{x} \qquad S_{\lambda+} * \vec{x} = F_s * \vec{x}$	$S_S * \vec{x} = F_S * \vec{x}$
せん断力	$S_0 * \vec{y} = F_0 * \vec{y}$	$S_{\lambda-} * \vec{y} = F_0 * \vec{y} \qquad S_{\lambda+} * \vec{y} = F_S * \vec{y}$	$S_S * \vec{y} = F_S * \vec{y}$

3.5 応答の算定

Tab. 04 ブレース応答変数Ψ

ブレース 軸力	LR	LO	OR
L ブレース軸カ <i>T<sub>Bl</sub></i>	$T_{Bl} = rac{E_B A_B}{L/cos heta} \left( b_l * \vec{x} \cdot y_\lambda * \vec{x}  ight. \ + b_l * \vec{y} \cdot y_\lambda * \vec{y}  ight)$	$T_{Bl} = \frac{E_B A_B}{L/\cos\theta} \left( b_l * \vec{x} \cdot y_{\lambda} * \vec{x} + b_l * \vec{y} \cdot y_{\lambda} * \vec{y} \right)$	$T_{Bl}=0$
R ブレース軸カ <i>T<sub>Br</sub></i>	$T_{Br} = \frac{E_B A_B}{L/\cos\theta} \left( b_r * \vec{x} \cdot y_{\lambda} * \vec{x} + b_r * \vec{y} \cdot y_{\lambda} * \vec{y} \right)$	$T_{Br}=0$	$T_{Br} = \frac{E_B A_B}{L/\cos\theta} \left( b_r * \vec{x} \cdot y_{\lambda} * \vec{x} \right.$ $+ b_r * \vec{y} \cdot y_{\lambda} * \vec{y} \right)$



#### 3. せん断変形(続き) 3.7 入力 1.790.E+01 (m) 本体 貯槽内径(m) Dia 2.000.E-02 (m) thick 肉厚(m) 6.600.E+05 Pa press 気相圧力(Pa) 6.000.E+02 (kg/m<sup>3</sup>) 液比重(kg/m<sup>3</sup>) Igmass 1.364.E+06 (kg) 全質量(kg) mass Height 1.115.E+01 (m) 重心高さ 支柱 1.200.E+01 (-) 支柱数 cNum 9.982.E+00 (m) column高さ cHeight 2.439.E-02 (m<sup>2</sup>) column断面積 cА column 断面2次モーメント сĪ 1.088.E-03 (m<sup>4</sup>) 3.566.E-03 (m<sup>4</sup>) column 断面係数 cΖ сΖр 4.637.E-03 (m<sup>3</sup>) column 塑性断面係数 cS' 9.941.E+08 (Pa) column座屈応力 6.000.E+00 (-) column限界塑性率 cMup brace 取付高 bHeight 8.250.E+00 (m) bΑ 1.185.E-02 (m<sup>2</sup>) brace 斜材面積 bΙ 2.33E-04 2.198.E+08\_(Pa) brace座屈応力 bfc 6.000.E+00 (-) brace限界塑性率 bMup Sy (Pa) Su (Pa) E (Pa) Rho(kg/m 4.90E+08 4.00E+08 2.01E+11 8.E+03 E (Pa) Rho(kg/m<sup>3</sup>) 材料 name (-) SPV490Q cMat 2.35E+08 4.00E+08 2.05E+11 8.E+03 STK400 bMat 支柱断面性能 <u>支柱</u> ブレース $\pi$ = 3.141593 R = 3.051E-01 2.032.E-01 t = 1.300E-02 9.500.E-03 $cHeigt = Height - \frac{1}{2}\sqrt{R \cdot Dia}$ = 9.982E+00円形断面性能計算式 中空断面性能計 $cA = \pi R^2$ = 2.439E-02 |bA| = 1.185.E-02= 1.088E-03bI = 2.334.E-04= 3.566E-03= 4.637E-03 支柱座屈応力 0.6*E*t = 9.941E+08 $\overline{\left(1+0.004\frac{E}{S_v}\right)D_m}$ ブレース座屈応力 $l_1 = l_2 = \sqrt{(bH)^2 + \left(D \cdot \sin\frac{\pi}{n}\right)^2}$ = 9.462E+00 = 3.370E+01 $_{b}f_{c} = _{2.20E+08}$ Λ = 1.198E+02 λ = 2.814E-01 Λ

3. せん断変形(続き)

3.8 判定

座屈式

$$\lambda \leq \Lambda$$
  $\lim_{b} f_{c} = \frac{1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^{2}}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^{2}} F$   $\lambda > \Lambda$   $\lim_{b} f_{c} = \frac{0.277}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^{2}} F$   $\lambda = \frac{l_{k}}{\sqrt{I/A}}$  細長比  $\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^{2} E}{0.6 F}}$ 

限界細長比

移動に対する条件	拘 束			自	由
回転に対する条件	両端自由	両端拘束	1端自由	市岸均市	1単自由
回転に対する末件	田里里	凹地的米	他端拘束	両端拘束	他端拘束
$l_k$	l	0.5 <i>l</i>	0.7 <i>l</i>	l	2 <i>l</i>

#### H型断面

$$M_P = \left\{ A_f (d - t_f) + \frac{1}{4} A_w (d - 2t_f) \right\} \sigma_Y$$

$$N_Y = A \sigma_Y$$

$$N_{wY} = A_w \sigma_Y$$

軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメント $M_{PC}$ は、

(1) 曲げモーメントがH型断面の強軸回りに作用するとき

(1) 囲げモーメントが日型断面の短軸回りに作用するとき a) 
$$\frac{N}{N_Y} \le \frac{A_W}{2A}$$
 のとき  $M_{PC} = M_P$  b)  $\frac{N}{N_Y} \ge \frac{A_W}{2A}$  のとき  $M_{PC} = 1.14 \left(1 - \frac{N}{N_Y}\right) M_P$  (2) 曲げモーメントが日型断面の弱軸回りに作用するとき a)  $\frac{N}{N_Y} \le \frac{A_W}{2A}$  のとき  $M_{PC} = M_P$  b)  $\frac{N}{N_Y} \ge \frac{A_W}{2A}$  のとき  $M_{PC} = \left\{1 - \left(\frac{N - N_{WY}}{N_Y - N_{WY}}\right)^2\right\} M_P$ 

a) 
$$\frac{N}{N_Y} \le \frac{A_W}{2A}$$
 のとき  $M_{PC} = M_P$  b)  $\frac{N}{N_Y} \ge \frac{A_W}{2A}$  のとき  $M_{PC} = \left\{1 - \left(\frac{N - N_{WY}}{N_Y - N_{WY}}\right)^2\right\} M_P$ 

### 円形の中空断面

$$M_P = Z_p \sigma_Y$$
$$N_Y = A \sigma_Y$$

軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメント
$$M_{PC}$$
は、 a)  $\frac{N}{N_Y} \le 0.2$  のとき  $M_{PC} = M_P$  b)  $\frac{N}{N_Y} \ge 0.2$  のとき  $M_{PC} = 1.25 \left(1 - \frac{N}{N_Y}\right) M_P$ 

#### ブレース (建築学会:鋼構造設計基準 11.4.4式 DIN 4144: Blatt 2,Ri 6・4)

交点 O でピン支持されている場合

$$l_{k} = l_{1} \sqrt{1 - 0.75 \frac{N_{2}}{N_{1}} \cdot \frac{l_{1}}{l_{2}}} \ge 0.5 \ l_{1}$$

$$l_{2}/2$$

$$N_{1}$$

$$l_{1}/2$$

$$l_{1}/2$$

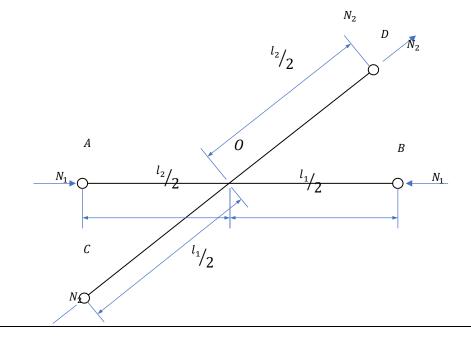
$$l_{1}/2$$

$$l_{1}/2$$

$$l_{1}/2$$

交点 O で剛接支持されている場合

$$l_k = l_1 \sqrt{1 - \frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{l_1}{l_2} \left( 0.75 + \frac{\pi^2 E I_2}{{l_2}^2 N_2} \right)} \ge 0.5 \ l_1$$



上記のとおり、球形貯槽のプッシュオーバー解析手法を構築した。なお、今後 FEM 解析結果との比較等による検証が必要である。また、球形貯槽以外の塔(スカート支持、レグ支持、ラグ支持)、横置円筒形貯槽、平底円筒形貯槽、架構について同様にプッシュオーバー解析手法の構築が必要である。

なお、架構については平成8年版の道路橋示方書のファイバーモデル、JEAC4601-2015の 架構のスケルトンカーブの計算方法などの規定がありこれらも参考に今後検討を実施する必要がある。

#### 3.5 平底円筒形貯槽

令和2年度調査研究で検討した方向性と課題を踏まえ、平底円筒形貯槽の詳細解析(非線 形時刻歴 FEM 解析:構造3次元シェル、内容物流体要素)を実施し、現行 KHKS の修正性 震度法における動液圧の算定方法の見直しに関する検討を行った。

#### 3.5.1 解析概要

汎用 FEM 解析プログラムである Abaqus を用いて構造—流体連成の時刻歴応答解析を実施した。平底円筒形貯槽は標準的な仕様として 5 万 kL 級の LPG 貯槽を選定した。

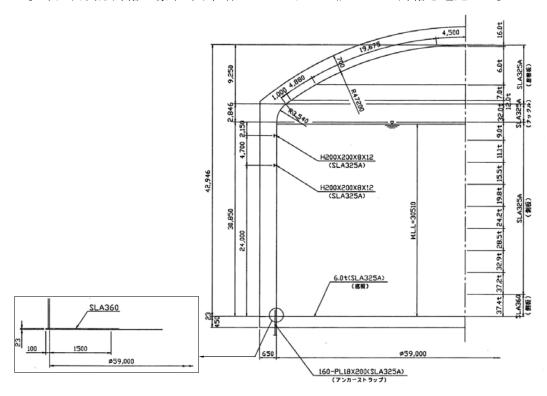
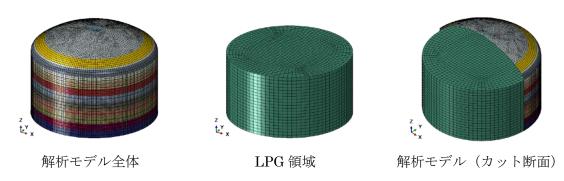


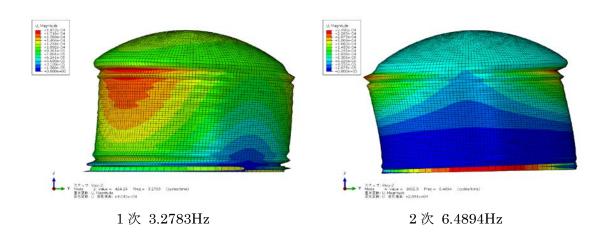
図 平底円筒形貯槽仕様

解析モデルを以下に示す。



貯槽部分は、四角形シェル要素(S4R、要素数 17,324、節点数 17,326)を用い、LPG 部分は、六面体要素(C3D8R、要素数 22,000、節点数 24,045)を用いた。

時刻歴応答解析に先立ち固有値解析を行い、固有値を求めた結果を以下に示す。



1次モードは貯槽全体がせん断変形する変形モードで固有周期は 0.305 秒、2次モードは貯槽全体が曲げ変形する変形モードで固有周期は 0.15 秒である。

時刻歴応答解析に入力した材料パラメータ等は次表のとおり。LPG は状態方程式の線形 Us-Up Hugoniot 形式とした。

表 入力パラメータ

	平底円筒形貯槽		LPG
材質	SLA325	<b>c</b> <sub>0</sub>	62.8565 [m/sec] 注)
質量密度	7800[kg/m <sup>3</sup> ]	質量密度	530[kg/m <sup>3</sup> ]
Rayleigh 減衰	$\alpha = 3.55652,  \beta = 0.0006$	Rayleigh 減衰	$\alpha = 3.55652,  \beta = 0.0006$
	(減衰比:0.1@3Hz、50Hz)		(減衰比: 0.1@3Hz、50Hz)
ヤング率	206[GPa]	注) K(体積弾性率)=	$\rho \cdot c_0^2$ より、 $K=2.094E-3[GPa]$ (水
ポアソン比	0.3	の体積弾性率から3	桁小さくした)として算出した。
降伏応力	325[MPa]		
強さ係数	2.065[GPa]		

#### 3.5.2 解析条件

解析プロシージャーは動的陽解法を用いた。

初期条件として、LPG 領域に、地圧圧力(0.0Pa@高さ 30.51m、-158469.0Pa@高さ:0.0m)を設定した。本解析は、動液圧分布に焦点を当て、重量は自重のみ考慮した。

入力地震動は、兵庫県南部地震 JMA 神戸 NS 波とし、底板 X 方向に入力し、Y、Z 並進方向は固定条件とした。流体と貯槽の接触条件は一般接触とし、摩擦は考慮していない。

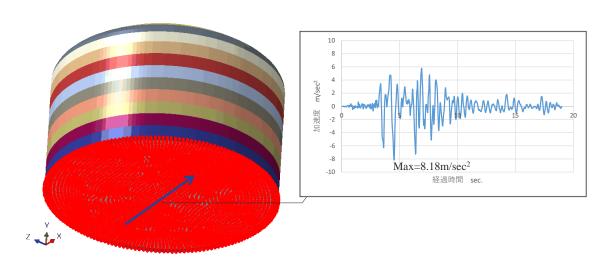
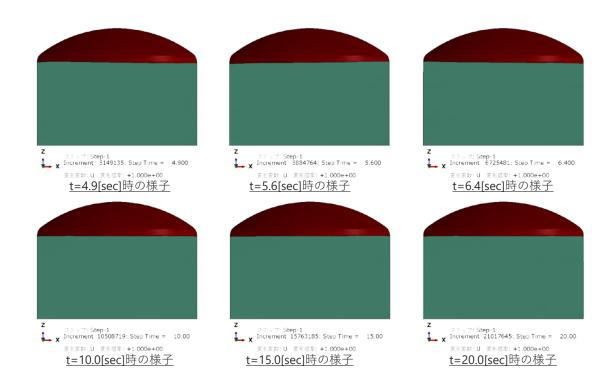


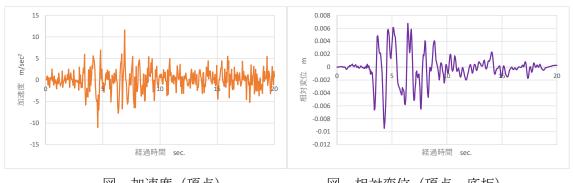
図 境界条件

# 3.5.3 解析結果

LPG の挙動を次図に示す。



頂点の加速度、相対変位を次図に示す。



义 加速度 (頂点)

相対変位(頂点-底板) 义

## 4.4 秒及び 6.6 秒の時の圧力分布と各時刻の側板の動液圧の高さ分布を次図に示す。

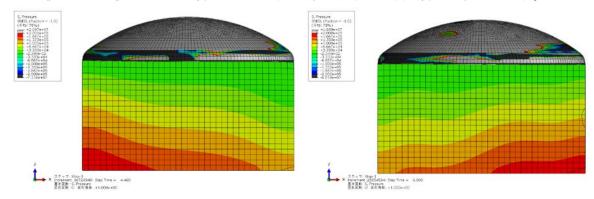


図 圧力分布(左:4.4秒、右6.8秒)

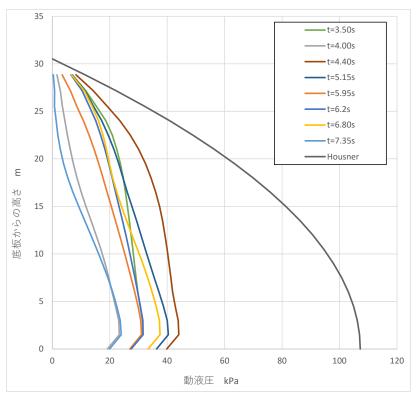


図 動液圧分布

### 3.5.4 まとめ

今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内 槽のみのモデルを用いて、時刻歴応答解析を実施した。得られた解析結果から、今後、以下 の観点から更に検討を実施する必要がある。

- ・ 流体をラグランジュ要素でモデル化しているため要素の変形に限界があり、より詳細 な流体挙動を考慮した動液圧を求めるためには、オイラー要素または ALE 要素などに よりモデル化する余地もある。
- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧と解析により得られた動液圧を比較すると、Housner の動液圧が大きい。これは、Housner は準静的な応答を示す一方、 FEM 解析結果は動的応答な応答を示していることが一因として考えられる。
- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧は、側板の剛性変形を考慮しているが、弾性変形を考慮していない。一方で、消防法の屋外タンク等の耐震基準においては、弾性変形を考慮した動液圧が用いられている。本解析結果においても、現に平底円筒形貯槽は弾性変形を生じており、今後、高圧ガスの耐震基準においても弾性変形を考慮した動液圧の採用について検討を実施することが合理的と考えられる。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討した が、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要があ る。

■ 内外槽間の底部保冷材の評価

- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
- タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

#### 3.6 その他

令和2年度調査研究で検討した方向性と課題を踏まえ、以下について今後の見直しに向けて議論を行った。

静的震度法(修正震度法への一本化も含めて検討)

静的震度法は、剛体として取り扱えるような構造物について、2.0 もしくは高さに応じた応答倍率を簡易に設定し設計震度を計算する。応答スペクトルを用いないことから、地震や設備の周期特性を全く考慮しないことから、サイトスペシフィック地震動の概念とマッチしない。

固有周期の計算等が必要になるものの修正震度法への移行が比較的容易に可能であ り、修正震度法に一本化することが望ましいと考えられる。

・ 代替法 (Dsの取り扱い)

代替法については、旧耐震告示にレベル2耐震性能評価が導入された際に暫定的に導入されたものと考えられる。レベル2耐震性能評価が導入され、20年以上経過しており、3.5節の許容塑性率法の見直しに併せて、許容塑性率評価法に一本化することが望ましいと考えられる。

・ 設計修正震度を算出後、当該震度で部品に係る崩壊・座屈が生じないことを確認すること が必要。

現行の許容塑性率評価においては、圧縮をうける部材について 0 超の許容塑性率を設定している。圧縮部材については、塑性変形を生じる前に弾性座屈が生じる恐れがあることあることから、現行の許容塑性率の見直しまたはレベル 2 耐震性能評価にレベル 1 耐震性能評価と同様に座屈判定の追加が必要であると考えられる。

- ・ 構造系崩壊についての検証
  - 1/2 勾配法  $(\omega/\omega_e)^2=2$
  - 累積損傷係数  $W_p/W_e=3$  として  $(\omega/\omega_e)^2=2.5$
  - ・ 代表変位<全高/100、又は、頂部の揺れ<全高/50

現行基準においては、一部を除き崩壊については安全側で許容値を設定していると考えられ、構造系の崩壊については詳細な検証がなされていない。

耐震告示が性能規定化され、レベル2耐震性能として気密性を保持する性能要求となったことを踏まえ、構造系の崩壊については、今後、実験や解析等による詳細な検討を

実施した上での議論が必要であると考えられる。

・ エネルギー吸収をおこなう部材や機構(制振装置)などの基準採用

IV-3章の検討結果と今後の更なる検討を踏まえ、免震、制振に関する規定を現行基準に取り込むことが望ましい。

- ・ 基礎地盤の連成効果の規定化(地盤増幅係数の見直し)
  - ・上部構造と基礎との連成系:SR モデル

計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定

・地盤:1次元成層地盤、重複反射理論など基準らしく 計算フローと物性等の設定方法、計算ツールの規定

・地表と整合する基盤の地震動:応答スペクトル又はフーリエスペクトル

Ⅱ-7章の検討結果と今後の更なる検討を踏まえ、基礎地盤の連成効果の規定を現行 基準に取り込むことが望ましい。

#### 4. まとめと今後の課題

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しについて、検討した結果を以下にまとめる。

#### ①応力解析

令和2年度調査研究で検討した基準イメージについて、原子力関係の基準を調査し、基準 案のたたき台を検討した。今後、具体例について FEM 解析等を実施検証した上、適用条件、 モデル化、境界条件、座屈の取扱い、接合部・構造不連続部の取扱い等の細部について検討 が必要である。

#### ②ノズル部評価

ノズルに作用する上限値策定の検討の第一段階として、機器設計で行われるノズルの内圧 設計手法の基本である、穴補強のための面積補償法によるノズルの形状が外力に対してどの 程度を強度(裕度)があるのかのパラメータスタディを実施した。

一般に、ノズル部の圧力設計において、選定された胴およびノズル、あるいは補強板の厚さで許容される圧力が設計圧力に対して、70%程度以下を目安にしていれば、許容されるノズル荷重は十分に大きいと考えられる。

一方、配管とノズルの仕様は様々であり、一義的に許容荷重を設定することは困難であることから、ノズル許容荷重の算定式を示した。このことから、圧力容器の設計においてノズル部評価が必要となるが、現状の検査体制に変更が必要となる可能性があることから、今後、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて検討が必要である。

#### ③接合部評価

タイロッドブレース式球形貯槽を対象とし、3次元 FEM 静的非線形解析により球殻と支柱の接合部の補強について検討した。計算結果を踏まえて球殻と支柱の接合部の補強仕様 (案)を作成した。

それ以外の接合部として、耐震上問題となり今後耐震設計の対象とする必要がある接合部について調査を実施した。スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部は、今後最適な評価方法およびそれに応じた補強方法の検討が望まれ、そのためには FEM 解析等による検証が必要である。

#### ④許容塑性率評価

許容塑性率評価法の見直しにあたり、耐震性能スペクトル法で必要なプッシュオーバー曲線を求めるため、プログラム化を前提として、球形貯槽を例にプッシュオーバー解析手法を構築した。

今後、構築した手法については FEM 解析結果等の比較による検証が必要である。また、球 形貯槽以外の設備についてもプッシュオーバー解析手法を構築する必要がある。

#### ⑤平底円筒形貯槽

今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内 槽のみのモデルを用いて、時刻歴応答解析を実施した。解析結果から、今後、以下の観点か ら更に検討を実施する必要があると考えられる。

- ・ 流体をラグランジュ要素でモデル化しているため要素の変形に限界があり、より詳細 な流体挙動を考慮した動液圧を求めるためには、オイラー要素または ALE 要素などに よりモデル化する余地もある。
- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧と解析により得られた動液圧を比較 すると、Housner の動液圧が大きい。これは、Housner は準静的な応答を示す一方、 FEM 解析結果は動的応答な応答を示していることが一因として考えられる。
- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧は、側板の剛性変形を考慮しているが、弾性変形を考慮していない。一方で、消防法の屋外タンク等の耐震基準においては、弾性変形を考慮した動液圧が用いられている。本解析結果においても、現に平底円筒形貯槽は弾性変形を生じており、今後、高圧ガスの耐震基準においても弾性変形を考慮した動液圧の採用について検討を実施することが合理的と考えられる。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討した が、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要があ る。

■ 内外槽間の底部保冷材の評価

- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
- タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

## ⑥その他

静的震度法、代替法、崩壊、座屈、基礎・構造の連成効果等について今後の見直しに向け て議論した結果を取りまとめた。

# 第Ⅳ章 その他の検討

Ⅳ-1 レベル1地震動の見直しに関する検討

# 1. 検討概要

令和 2 年度調査研究で今後の課題として挙げられた「高圧ガス設備の重要度に応じた性能マトリックスを作成する。」(令和 2 年度調査研究:第V章 まとめ、4. 今後の課題、4.3 その他の検討、(2) レベル 1 地震動の見直しに関する検討、(1) について、以下に示す高圧ガス設備の耐震設計基準において規定されている保有すべき耐震性能をマトリックスとして表示、作成し、現状整理を行った。

我が国の土木・建築分野の耐震性能マトリックス作成の基本的方向、耐震性能マトリックスの事例についても示し、作成した高圧ガス設備の耐震性能マトリックスより、レベル1地震動、 重要度、液面揺動の設計地震動等の位置付けや課題を明確化した。

- ①高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示、平成30年11月14日公布、令和元年9月1日施行.(以下、耐震告示という)
- ②高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル 1)、KHKS0861(2018)、 平成 30 年 12 月 13 日改正. (以下、KHKS0861(2018)という)
- ③高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル 2)、KHKS0862(2018)、 平成30年12月13日改正.(以下、KHKS0862(2018)という)

## 2. 耐震性能マトリックス作成の基本的方向

近年の国際動向を踏まえ、各種設計基準において基本とする設計法が従来の仕様規定型設計 法から性能規定型設計法へ移行してきている。

2002年に国土交通省が策定した「土木・建築にかかる設計の基本」は1998年に改定された ISO2394(第3版)を踏まえて取りまとめられたもので、そこでは我が国の土木・建築分野の 構造設計に係わる技術標準の策定・改定の基本的方向が示された。これは、ISO2394と同じく、 設計基準作成者のための基準、いわゆる"Code for code writers"に相当するものである。 取りまとめられた 2002年以前に既に土木・建築分野の一部の設計基準が性能規定化されているが、 以後、この「土木・建築にかかる設計の基本」に沿って設計基準が制定・改定されてきており、 その内容の一部について紹介する。

「土木・建築にかかる設計の基本」では、基本的方向として、構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に扱うことを基本とし、要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とすることが規定されている。

基本的要求性能については、設計対象とする構造物の設計供用期間を定め、設定した期間において以下の①~③の基本的要求性能を確保することを基本とすることが規定されている。なお、構造物の設計は、安全性、使用性、修復性以外に、景観、自然環境に与える影響、経済性等にも配慮した総合的なものであるが、ここでは、安全性、使用性、修復性を考慮した構造設計に限定されている。

- ①想定した作用に対して構造物内外の人命の安全性等を確保する(安全性)。
- ②想定した作用に対して構造物の機能を適切に確保する(使用性)。
- ③必要な場合には、想定した作用に対して適用可能な技術でかつ妥当な経費及び期間の範囲 で修復を行うことで継続的な使用を可能とする(修復性)。

要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とすることについては、限界状態を設定して作用及び構造物の耐力が有する不確定性を考慮し、設計供用期間内に限界状態を超える状態の発生を目標性能水準内に収めることが意図されている。検証の対象として設定する限界状態としては、要求性能に応じて表2-1に示す終局限界状態、使用限界状態、修復限界状態とされている。また、検証方法として、部分係数法のような信頼性を考慮した検証法を適切な形で取り入れることを推奨するとされている。部分係数法のような信頼性を考慮した検証法とは、レベル1信頼性設計法に相当するものである。これより、「土木・建築にかかる設計の基本」は端的に言えば、限界状態設計法に要求性能の検証方法としてレベル1信頼性設計法(部分係数法)を用いることを構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向としている。

耐震設計については、設定した耐震性能を明示し、それに対する地震動レベルを設定することとされている。設定する耐震性能は、設計対象とする構造物の目的等に応じて、表2-1に示す限界状態の内から適切なものを一つあるいは複数選択するものとされ、これに対応させる地震動レベルは重要度を含む構造物特性を考慮して決定するものとし、表2-2に示す標準的な耐

震性能マトリックスの何れかに該当するものであることを基本にすることとされている。地震動レベルは、対象構造物が設計供用期間中に経験する目安の頻度として評価した結果で示す、すなわち設計上想定する再現期間あるいは非超過確率により明示することを基本とする(変動荷重としての扱い)が、不適切な場合はこの限りでないとされている(偶発荷重としての扱い)。なお、地震動を偶発荷重として扱う場合には、最終的に設計で採用した地震動の特性値について、その信頼性水準に関して説明性を有するものとすることとされている。

表2-1 限界状態

①終局限界状態(安全性)	想定される	作用により生ずることが予測される破壊や大変形等に対して、構
	造物の安定性が損なわれず、その内外の人命に対する安全性等を確保しうる	
	限界の状態	
	特定作用	疲労限界状態 (変動作用が繰り返し作用することに伴う疲労損傷
	限界状態	で発生)
		耐久限界状態(環境作用の影響に伴う損傷で発生)
		耐火限界状態(火災に伴う損傷で発生)
②使用限界状態 (使用性)	想定される作用により生ずることが予測される応答に対して、構造物の設置	
	目的を達成するための機能が確保される限界の状態	
	特定作用	疲労限界状態(変動作用が繰り返し作用することに伴う疲労損傷
	限界状態 で発生)	
	耐久限界状態(環境作用の影響に伴う損傷で発生)	
		耐火限界状態(火災に伴う損傷で発生)
③修復限界状態 (修復性)	想定される作用により生ずることが予測される損傷に対して、適用可能な技	
	術でかつ妥当な経費及び期間の範囲で修復を行えば、構造物の継続使用を可	
	能とすることができる限界の状態	

表 2-2 標準的な耐震性能マトリックス

地震	耐震性能	構造物の設置目的を達成するための機能が確保されている (使用限界状態)	適用可能な技術でかつ妥 当な経費及び期間の範囲 で修復を行えば、構造物 の継続使用が可能となる (修復限界状態)	構造物の安定性が損な われず、その内外の人 命に対する安全性等が 確保されている (終局限界状態)
変動作用としての扱い	対象構造物がその設計 供用期間中に数度は経 験すると評価される地 震動 対象構造物がその設計 供用期間中に経験する のは稀であると評価される地震動 対象構造物がその設計 供用期間中に経験する れる地震動 対象構造物がその設計 供用期間中に経験する のは極稀であると評価 される地震動		NE EXTENT PARTY	VIIVOUINO I VVIIVO
して の扱い 偶発作用と	対象構造物が経験する ものとして最大級と評 価される地震動			

# 3. 耐震性能マトリックスの事例

#### 3.1 Vision2000

Vision2000 は、カリフォルニア州構造技術者協会(SEAOC)が「Vision2000-性能に基づいた建築物の耐震工学(Performance Based Seismic Engineering of Buildings)」と題して1995 年 4 月に発行した報告書である。Vision2000 は、性能設計に基礎を置く耐震設計法に関する文献として著名であり、特に耐震設計における目標性能マトリックスを提示したことで知られている。

表3.1-1にVision2000で提示された耐震性能マトリックスを示すが、地震動レベルと耐震性能レベルの関係において、建物に要求される耐震性能の位置付けを表わしている。地震動レベル及び耐震性能レベルはそれぞれ4段階で示され、重要度の異なる3種類(普通、重要、特に重要)の建物について推奨する耐震性能が示されている。なお、このような耐震性能マトリックスを提示したVision2000は画期的な性能設計体系として、我が国の性能設計確立に大きな影響を与えたと言われている。

地震動(非超過確率・ 完全に機能を 機能を継続可能 人命に係わる危 崩壊 継続可能 再現期間·耐用年数) 険性が出てくる しばしば (50%,43年,50年) 時々 普通 (50%,72年,50年) 重要 (50%,475年,50年) 特に重要 極めて稀 (50%,970年,50年)

表 3.1-1 耐震性能マトリックス (Vision 2000)

# 3.2 道路橋示方書

道路橋示方書・同解説(I 共通編,(公社)日本道路協会,2017)では、同示方書の表・解2.1.1 に示されているように作用を永続作用、変動作用、偶発作用の3つに区分している。レベル1 地震動は変動作用、レベル2 地震動は偶発作用として扱われている。また、同示方書の61ページに示されているように橋の限界状態として、限界状態1~3が規定されている。限界状態1~3は、それぞれ土木・建築にかかる設計の基本(国土交通省,2002)における使用限界状態、修復限界状態、終局限界状態に対応している。橋の重要度については、同示方書の表・解2.3.2に示されているように高速道路、国道等の重要度の高いB種の橋と、それ以外のA種の橋に区分されている。

橋の耐荷性能すなわち耐震性能マトリックスは、表 3.2-1 に示すとおりであり、機能面からレベル 1 地震時では A 種、B 種の橋とも限界状態 1 が要求され、レベル 2 地震時では重要度の高い B 種の橋のみに限界状態 2 が要求されている。構造安全性面からはレベル 1、レベル 2 地震時ならびに A 種、B 種の橋とも限界状態 3 が要求されている。

表 3.2-1 橋の耐荷性能(耐震性能マトリックス)

	主として機能	構造全性が必然の状態	
状態	橋としての荷重を支持する能力	部分的に荷重を支持する能力の低	致命的対態でない
	が損なわれていない状態	下が生じているが、橋としてあら	(限界状態3)
	(限界狀態1)	かじめ想定する荷重を支持する能	
状況		力の範囲である状態	
		(限界状態2)	
永続作用や変動作用が支配的	状態を所要の信頼生で実現する		所要の安全性を確保する
な状況常時・レベジレ1地震時	$\triangle$ $\bigcirc$		$\triangle$ $\bigcirc$
偶発作用が支配的な状況		状態を所要の言頼性で実現する	所要の安全性を確保する
(レベシレ2地震時		0	ΔΟ

注)△:耐荷性能 1 (A 種の橋) ○:耐荷性能 2 (B 種の橋)

# 4. 高圧ガス設備の耐震性能マトリックス

## 4.1 保有すべき耐震性能

耐震告示において規定されている保有すべき耐震性能(第二条)は、表 4.1-1 のとおりである。また、耐震告示に係わる例示基準 KHKS0861(2018)、KHKS0862(2018)も同様である。

耐震性能	第二条・条文
レベル 1 耐震性能	レベルー地震動(当該耐震設計構造物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、当該構造物の供用期間中に発生する可能性の高いものをいう。)に対して、当該耐震設計構造物の損傷又は機能喪失がないこと。
レベル2耐震性能	レベル二地震動(当該耐震設計構造物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をいう。)並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、第四条で定める重要度 I a 及び I の耐震設計構造物の気密性が保持されること。

表 4.1-1 耐震告示における保有すべき耐震性能

重要度分類について、KHKS0861(2018)、KHKS0862(2018)では、以下のように定義されている。また、ガスの種類、貯蔵能力、事業所の境界線までの距離等から、Ia、I、II及びIIIの重要度分類が規定され、耐震告示も同様である。

## ---- KHKS0861・KHKS0862(2018)での重要度分類の定義 ------

耐震設計構造物を保安上の重要性にかんがみ、重要度の高いものから順に I a、 I、Ⅱ及び Ⅲに分類するものであって、重要度を考慮して耐震性能評価を行う耐震設計構造物の損傷等が、 事業所内外に与えるおそれのある損害の程度に応じて分類される以下を総称したもの。

- Ia: その損傷もしくは機能喪失が、事業所外の公衆、公共財産、環境に大きな損害を与えるおそれのあるもの。
- I : その損傷もしくは機能喪失が、事業所外の公衆、公共財産、環境に多少の損害を与えるおそれのあるもの。
- Ⅱ : その損傷もしくは機能喪失が、事業所内の人、財産、環境に大きな損害を与えるおそれのあるもの。
- Ⅲ : その損傷もしくは機能喪失が、事業所内の人、財産、環境に多少の損害を与えるおそれのあるもの。

なお、参考として、一般高圧ガス保安規則・液化石油ガス保安規則・コンビナート等保安規則の機能性基準の運用について一例示基準- (20190606 保局第3号、令和元年6月14日、以下、一般則・液石則・コンビ則例示基準という)では、貯槽の沈下状況の測定等において、沈下の程度とそれに対する措置が規定されている。一般則・液石則・コンビ則例示基準の抜粋を以下に示す。

- ----- 一般則・液石則・コンビ則例示基準の抜粋 -------
- 1.4 測定の結果に基づき <u>当該貯槽の基礎面又は底板の沈下による傾斜の勾配が最大となる基</u> <u>礎面又は底板上に点を定めそのレベル差(単位 mm、記号 h)及びその 2 点間の水平距</u> <u>離(単位 mm、記号 l)を測定する。</u>
- 2. 沈下の程度とそれに対する措置
  - 2.2 沈下の程度 h/l が 1%を超えたとき。
  - (1) <u>貯槽の使用を中止し、</u>次に揚げる措置のうち貯槽の形状、構造、容量、製造後の経過年数等に応じ適切な措置を講ずること。
    - イ. アンカーボルトの結合を切り離した上、貯槽に無理な荷重がかからない方法で支持しながら貯槽を基礎から持ち上げ、当該基礎の傾斜又は沈下の程度に応じ必要な厚さのライナーを挿入し、又は無収縮コンクリートを充填する。
    - ロ. 貯槽を持ち上げ、沈下していない側の下の土砂を基礎が水平になるまで取り除く。
    - ハ. 貯槽を持ち上げ、底板を取り外して、基礎面を水平した後底板を取り付ける。

## 4.2 耐震性能マトリックス

耐震告示において規定されている高圧ガス設備の保有すべき耐震性能をマトリックスで示すと、表 4.2·1 のようになる。「当該耐震設計構造物の損傷又は機能の損失がないこと」、「耐震設計構造物の気密性が保持されること」は、それぞれ土木・建築にかかる設計の基本(国土交通省, 2002)における使用限界状態、終局限界状態に対応している。修復限界状態については、高圧ガス設備の保有すべき耐震性能として要求されていない。修復限界状態を規定する場合には、既述の参考として示した一般高圧ガス保安規則・液化石油ガス保安規則・コンビナート等保安規則の機能性基準の運用について一例示基準一の規定を念頭にする必要があると考えられる。

表 4.2-1 高圧ガス設備の耐震性能マトリックス (耐震告示)

耐震性能	当該耐震設計構造物の損傷	耐震設計構造物の気密性が
構造物に対する作用	又は機能の損失がないこと   (使用限界状態)	保持されること (終局限界状態)
レベル1地震動	Ο Δ	(11.01.02)
レベル 2 地震動		0
レベル2地震動に係る 地盤の液状化及び流動化		0

注) ○: 重要度 I a · I 、△: 重要度 II · III

また、例示基準 KHKS0861、KHKS0862 (2018)について、同様の耐震性能マトリックスを表 4.2-2、表 4.2-3 に示す。

表 4.2-2 は、設計地震動に対する高圧ガス設備の耐震性能マトリックスである。レベル1地 震動について、地震動の定義や他分野の耐震設計基準に対して大きな地震動レベルが設定され ている(令和2年度調査研究)。

表 4.2-2 高圧ガス設備の耐震性能マトリックス:設計地震動 (KHKS0861・KHKS0862 (2018))

耐震性能構造物に対する作用	当該耐震設計構造物の損傷 又は機能の損失がないこと (使用限界状態)	耐震設計構造物の気密性が 保持されること (終局限界状態)
レベル1地震動	ОД	
レベル2地震動		0
レベル2地震動に係る 地盤の液状化及び流動化		0

- 注 1) ○: 重要度 I a · I 、△: 重要度 II · III
- 注 2) レベル 1 地震動に対する最大設計修正水平震度 KMH,max (減衰定数 5%)
  - ・重要度 I a: $\mathit{K}_{\mathit{MH,max}}$ =0.25 $\sim$ 0.84、重要度 I : $\mathit{K}_{\mathit{MH,max}}$ =0.21 $\sim$ 0.67

表 4.2-3 は、平底円筒形貯槽に対する液面揺動の設計地震動に対する耐震性能マトリックスである。レベル 1 地震動とレベル 2 地震動が同一である(令和 2 年度調査研究)ことから、レベル 2 地震動においても使用限界状態に対する耐震性能が保有され、( )書きで記号( $\bigcirc$ 、  $\triangle$ )を表示している。また、重要度  $\blacksquare$ ・ $\blacksquare$ の平底円筒形貯槽についても終局限界状態に対する耐震性能が保有され、( )書きで記号( $\triangle$ )を表示している。

表 4.2-3 高圧ガス設備の耐震性能マトリックス:液面揺動の設計地震動(平底円筒形貯槽) (KHKS0861・KHKS0862 (2018))

(11111111111111111111111111111111111111			
耐震性能	当該耐震設計構造物の損傷 又は機能の損失がないこと	耐震設計構造物の気密性が 保持されること	
構造物に対する作用	(使用限界状態)	(終局限界状態)	
レベル 1 (=レベル 2) 地震動	ОД		
レベル 2 地震動	(○ △)	$\bigcirc$ ( $\triangle$ )	
レベル 2 地震動に係る 地盤の液状化及び流動化		0	

- 注 1) ○: 重要度 I a・I 、△: 重要度 II・III
- 注 2)  $\underline{\nu \sim \nu 1}$  (= $\nu \sim \nu 2$ ) 地震動 に対する地表面における最大速度応答スペクトル  $V_{H,max}(T)$ 
  - ・重要度 I a: V<sub>H,max</sub>(T)=2.5m/s、重要度 I: V<sub>H,max</sub>(T)=2.0m/s
  - ・重要度  $II: V_{H,max}(T)=1.625$ m/s、重要度 $III: V_{H,max}(T)=1.25$ m/s

Ⅳ-2 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

# 1. 検討概要

下記の令和 2 年度調査研究において整理した今後の課題①~③について、以下に例示基準 KHKS0861 (2018)、KHKS0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定の抜粋を示し、見直 し素案を作成した。

②について、KHKS0861 (2018)、KHKS0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定は、 道路橋示方書 (1996) に準じており、最新の道路橋示方書 (2017) の規定に準じた赤字、線 引きによる修正を行った。①、③については、青字で追記した。

【令和2年度調査研究:今後の課題】 (第V章 まとめ、4. 今後の課題、4.3 その他の検討、

- (3) 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討)
  - ①サイトスペシフィック地震動の導入を検討する。
  - ②道路橋示方書(2017)を含め、最新の知見を導入する。
  - ③少なくともレベル1地震動に対して液状化が生じる場合には、対策を推奨することを検討する。
- 2. KHKS0861 (2018) の関連規定の見直し

-----

## 5.3 基礎に係るレベル 1 耐震性能の評価

基礎に係るレベル1耐震性能の評価は、次の各号に定めるところによる。

- a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を行い、算定応力等が耐震設計用許容応力を超えないことを確認する。
- b) a)の規定において、設計用の地震動の計算方法にあっては 6 の規定、応答解析の方法は 7 から 11 までの規定、算定応力等の計算方法にあっては 19 の規定、耐震設計用許容応力等の計算方法にあっては 20 の規定による。
- c) a)の規定において、6.1 に規定する設計地震動及び 6.2 に規定する液面揺動の設計地震動の評価は、別々に行うことができる。

# 20 耐震設計用許容応力等

### 20.5 基礎及び地盤の耐震設計用許容応力等

注 <sup>3</sup>地震時に液状化するおそれのある地盤とは、次のすべてに該当する <del>砂質上又は礫質上</del> 沖 積層の地盤 <u>(粘土含有率が 20%を超える地盤を除く。)</u>をいう。なお、少なくともレベ ル1地震動に対して液状化するおそれのある地盤と判定される場合には、耐震設計構造物 の重要度等を勘案し、地盤改良等の液状化対策を行うことが望ましい。

- (1)地下水位が <del>現地盤面</del> 地表面から 10m 以内にあり、かつ <del>現地盤面</del> 地表面から 20m 以内 の深さに存在する飽和土層
- (2)細粒分含有率  $\digamma_eFC$  が 35%以下の土層、又は  $\digamma_eFC$  が 35%を超えても塑性指数  $I_p$ が 15以下の土層
- (3)平均粒径  $D_{50}$ が 10mm 以下で、かつ 10%粒径  $D_{10}$ が 1mm 以下である土層
- (4)次式で示す F<sub>L</sub>値が 1.0 以下である土層

$$F_L = \frac{R}{L}$$

この算式において、R及びLは、次の値を表すものとする。

R 地盤の動的せん断強度比であって、次の算式により得られる値とする。

$$R = C_W R_L$$

ただし、この算式において、 $C_W$ 及び $R_L$ は次の値を表すものとする。

- $C_W$  地震動特性による補正係数であって、レベル 1 地震動において 1.0 とする。
- $R_L$  地盤の繰返し三軸強度比であって、次の算式により得られる値  $(1)N_a$ が 14 未満の場合

$$\frac{R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}}}{R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{0.85N_a + 2.1}{1.7}}}$$

②Naが 14 以上の場合

$$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}$$

この算式において、 $N_a$ は粒度の影響を考慮した補正 N 値を表すもので、次の算式により得られる値とする。

(a) <del>砂質土の場合</del> D<sub>50</sub> が 2mm 未満の場合

$$N_a = C_1 \cdot N_1 + C_2$$

 $N_a = C_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47$ 

この算式において、 $C_{1}$ 、 $C_{FC}$ 及び  $N_{1}$   $D_{C}$  はそれぞれ次の値を表すものとする。

 $C_{+}$  一 $C_{FC}$  細粒分含有率による N 値の補正係数であって、  $F_{-}FC$  (細粒分含有率(単位 %))の値によってそれぞ

れ次の値を表すものとする。

- a) **F**<sub>e</sub>FC が 0%以上 10%未満の場合 1
- b) **チ**<sub>e</sub>FC が 10%以上 <del>604</del>0%未満の場合

$$\frac{(F_c + 40)}{50}$$
  $(F_c + 20)/30$ 

c) <del>F</del><sub>e</sub>FC が <del>60</del>40%以上の場合

$$\frac{(F_c-16)/12}{(F_c-16)}$$

 $N_1$  有効上載圧  $\frac{98100 \text{kN/m}^2}{\text{相当に換算した } N}$  値であって、 次の算式により得られる値とする。

$$\frac{N_1 = \frac{1.7N}{\sigma_v'}}{\frac{\sigma_v'}{98} + 0.7} \qquad N_I = \frac{170N}{(\sigma_{vb}' + 70)}$$

この算式において、N 及び  $\epsilon'_{+}\sigma_{vb}$  は、それぞれ次の値を表すものとする。

N 標準貫入試験から得られる地盤の N 値

**G**: 細粒分含有率による N 値の補正係数であって、F<sub>e</sub> (細粒分含有率(単位 %))の値によってそれぞれ次の値を表すものとする。

(b) <del>礫質±の場合</del>D<sub>50</sub>が 2mm 以上の場合

$$N_a = \left\{ 1 - 0.36 \log_{10} \left( \frac{D_{50}}{2} \right) \right\} N_1$$

この算式において、 $\mathbf{P}_{50}$  $\mathbf{A}$  $\mathbf{W}_{1}$ は、それぞれ</u>次の値を表すものとする。

D<sub>50</sub> 平均粒径

N<sub>1</sub> (a)に規定する値

L 地盤の地震時におけるせん断応力比であって、次の算式により得られる値と する。

$$L = r_d K_H \frac{\sigma_V}{\sigma_V'}$$

この算式において、 $r_d$ 、 $K_H$ 、 $\sigma_V$ 及び  $\sigma'_V$ は、それぞれ次の値を表すものとする。

 $r_d$  地震時のせん断応力比の深さ方向の低減係数であって、次の算式で得られる値とする。

# $r_d = 1.0 - 0.015$

KH 6.1.1 で規定する地表面における水平震度

 $\sigma_V$  <mark>設計深度</mark>地表面からの深さx における全上載圧(単位 $kN/m^2$ )

 $\sigma'_V$  <mark>設計深度</mark> 地表面からの深さ x における有効上載圧(単位  $kN/m^2$ )

なお、「液状化するおそれのある地盤」の土層に係る土質定数は、 $F_L$ 値、深度及び地盤の動的せん断強度比 R の関係から定まる以下の低減係数  $D_E$ を当該土層が液状化しないものとして求めた土質定数に乗じて算出することとする。 なお、 $D_E$ =0 の場合の土層は、耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表 土質定数の低減係数 DE

$F_L$ の範囲	深度 <del>ž</del> x (m)	地盤の動的せん断強度比 R	
F L V ノ単U (力)		$R \leq 0.3$	0.3 < R
$F_L \leq 1/3$	$0 \le x \le 10$	0	1/6
$IL \ge 1/3$	$10 < x \le 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \le x \le 10$	1/3	2/3
	$10 < x \le 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \le x \le 10$	2/3	1
	$10 < x \le 20$	1	1

3. KHKS0862 (2018) の関連規定の見直し

\_\_\_\_\_

### 4 耐震性能の評価

# 4.3 基礎に係るレベル2耐震性能の評価

基礎に係るレベル2耐震性能の評価は、次に定めるところによる。

- a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を地盤変状のうち土質定数 の変化を考慮した適切な計算方法<sup>1)</sup>により行い、耐震上重要な部材に関して応答塑性率 が当該部材の許容塑性率を超えないことを確認する。<sup>2)</sup>
- b) a)の規定において、設計用の地震動の計算方法は5の規定による。
- c) a)の規定において、設計地震動及び液面揺動の設計地震動の評価は、別々に行うことができる。
- d) a)の規定において、設計地震動に係るレベル 2 耐震性能の評価は、5.2.1 に規定する設計地震動に 0.5 を乗じた値として KHKS 0861(2018)の 5 に規定する耐震性能の評価を行うことにより替えることができる。
- e) 通常の運転状態における応答解析を地盤変状のうち地盤の移動を考慮した適切な計算 方法 <sup>3</sup>により行い、耐震上重要な部材に関して応答塑性率が当該部材の許容塑性率を超 えないことを確認する。
- f) a)に規定する評価及びe)に規定する評価は、別々に行うことができる。
- 注 <sup>1)</sup>土質定数の変化を考慮した適切な計算方法とは、液状化すると判定された土層では地震時 又は地震後に土の強度及び支持力が低下するため、その液状化の程度に応じて土質定数を 低減させて基礎の耐震設計を行う計算方法をいう。ただし、鉛直方向の許容支持力は国土 交通省告示に従うこと。
- 注<sup>2)</sup>応答塑性率が許容塑性率を超えないことを確認する方法の例として、附属書 E を参考に示す。
- 注 <sup>3)</sup>地盤の移動を考慮した適切な計算方法とは、(公社)日本道路協会の「道路橋示方書・同解説 (平成 <del>\$29</del> 年)」の「V 耐震設計編」における規定又は同基準に準じた計算方法により行うこととする。

# 附属書 E (参考) 基礎の耐震性能評価法

## [E.2] 基礎の耐震性能評価で考慮する地震動及び地盤変状

# [E.2.2] 地盤変状

基礎の耐震性能評価においては、[E.2.2.1]に定める液状化するおそれがある地盤は、[E.2.2.3] から[E.2.2.4]に定める地盤変状を考慮する。また、[E.2.2.2]に定める液状化及び流動化するおそれがある地盤は、[E.2.2.3]から[E.2.2.5]に定める地盤変状を考慮する。

なお、地盤変状対策を実施した場合には、対策の効果を考慮してよい。

# [E.2.2.1] 液状化の判定

次のすべてに該当する<u>沖積層</u>の地盤 <del>(粘土分含有率が 20%を超える地盤を除く。)</del>は、地震時に液状化するおそれのある地盤と判定する。

- (1) 地下水位が <del>現地盤面</del> 地表面から 10m 以内にあり、かつ <del>現地盤面</del> 地表面から 20m以内の 深さに存在する飽和土層
- (2) 細粒分含有率  $\digamma_eFC$  が 35%以下の土層、又は  $\digamma_eFC$  が 35%を超えても塑性指数  $I_p$ が 15以下の土層
- (3) 平均粒径  $D_{50}$ が 10mm 以下で、かつ 10%粒径  $D_{10}$ が 1mm 以下である土層
- (4) 次式で示す  $F_L$ 値が 1.0 以下である土層

$$F_L = \frac{R}{L}$$
 [式 E.2-3]

この算式において、R及びLは、次の値を表すものとする。

R: 地盤の動的せん断強度比であって、次の算式により得られる値とする。

$$R = C_W \cdot R_L$$
 [式 E.2-4]

ただし、この算式において、Cw及びRLは次の値を表すものとする。

 $C_W$ : 地震動特性による補正係数であって、 $1.0\sim2.0$ と  $\frac{}{}$ する。 した上で適切な値を設定する。

 $R_L$ :地盤の繰返し三軸強度比であって、次の表より得られる値

[表 E.2.2.1(1)]

$N_a$		$R_L$
N <sub>a</sub> が 14 未満 の場合	$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}}$ [式 E.2-5]	$R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{0.85N_a + 2.1}{1.7}}$

$$N_a$$
が 14 以上  
の場合
$$R_L = 0.0882\sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot \left(N_a - 14\right)^{4.5}$$
 [式 E.2-6]

この算式において、 $N_a$ は粒度の影響を考慮した補正N値を表すもので、次の表により得られる値とする。

[表 E.2.2.1(2)]

土質	$N_a$	
砂質土の場合	$N_a = C_1 N_1 + C_2$	
D <sub>50</sub> が 2mm 未	$N_a = C_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47$	[式 E.2-7]
満の場合		[= ,]
<del>礫質土の場合</del>	$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2)\} N_1$	[式 E.2-8]
D <sub>50</sub> が 2mm 以	<i>u</i> ( 210 ( 30  )) 1	[×(L.2 0]
上の場合		

この算式において、 $C_1$   $C_{FC}$   $D_{FC}$   $D_$ 

 $\epsilon_{+CFC}$  : 細粒分含有率  $\epsilon_{-FC}$  (単位 %) による  $\epsilon_{N}$  値の補正係数 であって、次の表による。

[表 E.2.2.1(3)]

細粒分含有率 <del>¥∈</del> FC	€ <sub>+</sub> C <sub>FC</sub>	
0%以上 10%未満 の場合	1	
10%以上 <del>60</del> 40%未 満の場合	$\frac{(F_c + 40)/50}{(F_c + 20)/30}$	[式 E.2-9]
<del>60</del> 40%以上の場合	$(F_c/20)=1$ $(F_c-16)/12$	[式 E.2-10]

 $N_1$ :有効上載圧 94100kN/ $m^2$ 相当に換算した N値であって、次の算式により得られる値とする。

$$\frac{N_1 = \frac{1.7N}{\sigma_V'}}{\frac{\sigma_V'}{98} + 0.7}$$
  $N_I = 170N/(\sigma_{vb}' + 70)$  [式 E.2-11]

この算式において、N 及び  $e^{\prime}_{\nu}\sigma_{\nu b}$  は、それぞれ次の値を表すものとする。

N:標準貫入試験から得られる地盤のN値

 $\frac{\sigma'_{*}\sigma_{vb}'}{\sigma_{vb}}$  
<del>設計深度</del>標準貫入試験を行ったときの地表面か

## らの深さにおける有効上載圧(単位 kN/m²)

 $C_2$ : 細粒分含有率 $F_C$  (単位 %) によるN 値の補正係数であって、次の表による。

#### <del>[表 E.2.2.1(4)</del>]

<del>細粒分含有率 F</del> €		€
<del>0%以上 10%未満</del> <del>の場合</del>	0	
10%以上の場合	$(F_c - 10)/18 =$	<del>[太E.2 12]</del>

# Pso : 地盤の平均粒径 (単位 mm)

L:地盤の地震時におけるせん断応力比であって、サイトスペシフィック地震動を入力地震動とする地盤の非線形動的応答解析を行って 算定する。ただし、当面の間、次の算式により得られる値と <del>するしてもよい。</del>

$$L = r_d K_H \frac{\sigma_V}{\sigma_V'}$$
 [式 E.2-13]

この算式において、 $r_d$ 、 $K_H$ 、 $\sigma_V$ 及び  $\sigma'_V$ は、それぞれ次の値を表すものとする。

 $r_d$ : 地震時のせん断応力比の深さ方向の低減係数であって、 次の算式で得られる値とする。

$$r_d = 1.0 - 0.015$$
 (式 E.2-14) この算式において、 $\chi$  は地表面からの深さ(単位 m) を

表すものとする。

 $K_H$ : 附属書 A[A.1]で定める地表面における水平震度、なお、 代替評価法を採用する場合にあっても0.5を乗じない値と する。

 $\sigma_V$  : 設計深度 地表面からの深さ x における全上載圧(単位  $kN/m^2$ )

 $\sigma'_V$  : <mark>設計深度-</mark>地表面からの深さx における有効上載圧(単位  $kN/m^2$ )

# [E.2.2.2] 流動化の判定

液状化するおそれのある護岸近傍の地盤で当該護岸が地震動で水平移動や転倒を生じる可能性がある場合は、当該護岸背後地盤は「流動化するおそれがある地盤」と判定し、地盤の流動化の影響で近傍の耐震設計構造物に損傷を与えることが予想される場合は、流動化の検討を行う。なお、護岸近傍とは護岸から100m以内の範囲とする。

# [E.2.2.3] 土質定数の低減

「液状化するおそれのある地盤」の土層に係る土質定数は、 $F_L$ 値、深度及び地盤の動的せん 断強度比 R の関係から定まる以下の低減係数  $D_E$ を当該土層が液状化しないものとして求めた 土質定数に乗じて算出することとする。なお、 $D_E$ =0 の場合の土層は、耐震設計上土質定数を 零とする土層とする。

地盤の動的せん断強度比 R  $F_L$ の範囲 深度 **#**x (m) 0.3 < R $R \leq 0.3$  $0 \le x \le 10$ 0 1/6  $F_L \leq 1/3$  $10 < \chi x \leq 20$ 1/3 1/3  $0 \leq x \leq 10$ 2/3 1/3  $1/3 < F_L \le 2/3$  $10 < x \le 20$ 2/3 2/3 1  $0 \le \#x \le 10$ 2/3  $2/3 < F_L \le 1$  $10 < \#x \le 20$ 1 1

[表 E.2.2.3] 土質定数の低減係数 DE

# [E.2.2.4] 地盤の沈下

液状化又は流動化するおそれがある地盤では、配管系の耐震性能評価に必要な液状化に伴う 地盤の沈下量を適切な方法により算定する。

## [E.2.2.5] 地盤の水平移動

流動化するおそれがある地盤では、配管系の耐震性能評価に必要な流動化に伴う地盤の水平 移動量を適切な方法により算定する。

# Ⅳ-3 免震・制振技術に関する検討

# 1. 検討概要

令和元年度調査研究で指摘された今後の課題(耐震性能評価フロー、レベル1地震動の見直 し、地盤の液状化・流動化規定の見直し、免震・制震技術)のうち、優先度の高い課題を抽出 し、課題解決に向けた検討を行う。

# 【令和2年度調査研究:今後の課題】

# (4) 免震・制振技術に関する検討

①免震・制振技術の適用可能性の高い高圧ガス設備を選択し、具体的な設計の例示を行う。

## 2. 検討内容

令和元年度調査研究の検討結果において、免震制振技術の活用による減災・防災対策の推進のため、適用事例の検討(例示による推進)が必要であるとしたが、適用するための基準が現状無いことから、本年度は先に基準案(現行基準への追加規定案)を作成し、免震制振技術の活用による減災・防災対策の推進のため、今後必要となる適用事例の検討(例示による推進)のために必要な項目と詳細内容について検討を行った。

## 3. 検討結果

過去の委託事業(平成 1 6 年度経済産業省委託 石油精製業総合保安対策調査 石油精製プラント地震対策調査研究 石油精製業保安対策に関する報告書 第 1 編 別冊 産業設備の免 震構造等設計法。以下、平成 1 6 年度調査研究という。)において、産業設備の免震構造等設計法がまとめられており、これを現行耐震告示、KHKS0861 (2018) 及び KHKS0862 (2018) に対応する形に精査、修正した。

## 1. 適 用

高圧ガス保安法の適用を受ける構造物は、耐震告示第2条第4項に規定されている通り「免 震構造等の地震の影響の低減が図られている構造を有する耐震設計構造物」(以下「免震構造物」という。)とすることができる。本規定は、高圧ガス保安法の適用を受ける耐震設計構造物であって、免震・制振構造等により地震の影響を低減するものに適用する。高圧ガス保安法の適用を受けない産業設備の構造物であっても同様の構造物は、免震構造物とし設計することにより地震影響の低減を図ることができる。以下に免震・制振構造等を有する耐震設計構造物に関する設計の要点を記する。

- ここでいう地震の影響とは、地震中及び地震後の設備の使用限界及び設備の安全限界に対する当該設備の状態をいうものとする。

# 2. 用語・記号の定義

# 2.1. 用語の定義

<b>2.1.</b> 用品切足我	
対象構造物	地震動の影響の低減をはかる対象としての <del>産業<u>高</u>圧ガス</del> 設備の塔槽類
	及配管系等 <u>の耐震設計構造物</u> をいう。
免震機構	対象構造物への地震入力を低減する機構をいう。支承、エネルギー吸
	収装置等の免震要素からなる構成される。
制振機構	対象構造物の応答を制振する目的で構成された機構をいう。
免震機構要素	免震機構の構成要素で支承、エネルギー吸収装置等をいう。
制振機構要素	制振機構の構成要素でエネルギー吸収、付加質量効果のための装置等
	<u>をいう。</u>
免震構造物	対象構造物及び免震機構からなる構造系をいう。また、断わりのない
	限り「水平2次元免震構造 <mark>物</mark> 」をいう <del>。</del>
制振構造物	対象構造物及び制振機構からなる構造系をいう。
使用限界性能	<u>地震動に対して耐震設計構造物の損傷又は機能損失がないこと。</u>
	に際して、有害な変形等が残留せず、かつ当該対象構造物を地震後も
	運転を継続できる性能
安全限界性能	地震動に対して耐震設計構造物の気密性が保持されること。 地震に際
	して、当該対象構造物及び人命の安全が保持される性能
免震性能	免震性能は対象構造物の使用限界性能及び安全限界性能 <u>に対する性能</u>
	をいう。
制振性能	制振性能は対象構造物の使用限界性能及び安全限界性能に対する性能
	<u>をいう。</u>
支持機能	対象構造物の鉛直荷重を地震時の最大変形量まで支持する機能
アイソレータ機能	地震に際して、対象構造物が最大変形量まで変位したあと、水平方向
	に復元させる機能
ダンパー機能	地震時に際して、対象構造物の運動エネルギーを吸収する機能

支承 支持機能及びアイソレータ機能を有する免震機構要素

エネルギー吸収装置 ダンパー機能を有する免震機構要素

免震系解析モデル 免震応答解析のために作成した免震構造物の力学モデル

制振系解析モデル 制振応答解析のために作成した制振構造物の力学モデル

弾性系モデル 免震<u>・制振</u>系解析モデルからエネルギー吸収特性を削除した力学モデ

ル

等価相当剛性 免震・制振機構の最大応答荷重を最大応答変形量で除した値

等価相当固有周期 免震・制振機構の相当剛性に対して算出される免震系の固有周期

降伏震度 免震・制振系の降伏が始まる時の設計水平修正震度

降伏加速度降伏震度に重力加速度を乗じた値

# 2.2. 記号の定義

æ<sub>₹</sub> ÷ <u>降伏加速度</u>

**S**\* : ダンパーの降伏変位

AG : <del>地表最大加速度</del>

F<sub>0</sub> : 固定水有効液重量率

F<sub>4</sub> : バルジング1次の有効液重量率

e = 重力加速度

井 : 液高さ

**k**i : アイソレータばね定数

**k**e : ダンパーばね定数

**K**<sub>+</sub> : <u>バイリニアー初期勾配</u>

**K**<sub>2</sub> : <u>バイリニアー第2勾配</u>

ke : 相当ばね定数

kBi : ベルジングi 次ばわ定数

km: ・ スロッシング: 次ばね定数

K<sub>MH</sub> : 免震構造物修正震度

K\* : 免震構造物降伏震度

K<sub>d</sub> : ダンパー震度

K<sub>MHi</sub>: Ti に対する h=0 のときの免震構造物修正震度

Me : 免震構造物の有効質量

m<sub>k</sub> : 内溶液の質量

mR · 固定水質量

m<sub>Bi</sub> : <u>バルジング i 次質量</u>

**m**<sub>Fi</sub> : スワッシング i 次質量

m<sub>K</sub> ÷ <del>上部基礎スラブ質量</del>

n。 ÷ 等価繰返し数

**Q**d ÷ **ダンパー反力** 

iQmmx ៖ 最大変位時のアイソレータ反力

♀ ・ 最大変位時の免震機構反力

S₄ ÷ 点答加速度

Sy ÷ 点答速度

Se ÷ 点答变位

**∓**e ÷ 相当剛性

¥ : エネルギー吸収特性がないときの固有周期

<u>KH : KHKS0861 及び KHKS0862 で規定する地表面における水平震度</u>

<u>K</u>v <u>:</u> KHKS0861 及び KHKS0862 で規定する地表面における鉛直震度

<u>β</u><sub>5</sub> <u>:</u> KHKS0861 及び KHKS0862 で規定する水平方向の応答倍率

# 3. 免震構造物及び制振構造物の設計の基本

免震構造物及び制振構造物の設計は次の各号に定めるところによる。

- (1) 免震構造物及び制振構造物の設計目標(地震動のレベル等の対象地震動、免震・制振 対象構造、要求性能、限界性能等)を明らかにし、設計目標に応じて応答量等の当該 対象構造系の許容条件を設定すること。
- (2) 免震構造物<u>及び制振構造物</u>はできるかぎり単純な構造系とし、免震<u>・制振</u>構造物の設計用力学的モデルおよび解析手法の妥当性を確認すること。
- (3) <del>免票構造物が、高圧ガス保安法耐震告示の適用がある場合は、耐震重要度に応じて</del>耐 震告示第 <u>+2</u>条<del>の3</del>に規定する<u>保有すべき</u>耐震性能を保有していることを確認するこ と。
- (4) 免震構造物<u>及び制振構造物</u>の設計目標に応じて、免震機構の機能、機能範囲(又は容量)、機能条件が適切なものであることを確認すること。
- (5) 地震力以外の荷重に対して設計上の基準を明確にして健全性を確保すること。
- (6) 免震機構<u>及び制振機構</u>に設計上<del>予想</del>想定しない変位、荷重等が作用することを考慮して余裕を見込むこと。
- (7) 免震機構<u>及び制振機構</u>の適切な品質管理(信頼性を含む。)及び点検・維持管理が行 えること。

## 4. 免震構造物及び制振構造物の設計地震動の設定

免震構造物及び制振構造物の設計のための設計用の地震動の設定は、次の各号による。

- (1) 入力地震動の設定に当たっては、<del>耐震告示 KHKS0862(2018)のサイトスペシフィック地震</del> 動または KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の応答スペクトルに長周期補正係数、地 形効果補正係数を乗じたスペクトルによる。
- (2) 免震構造特性<u>または制振構造特性</u>に応じて、(1)の応答スペクトルに位相特性、波形包絡線、継続時間を考慮して、適切な地震動(必要に応じて時刻歴波形)を設定する。ただし、現実的なパラメータサーベイを行い必要に応じて複数の地震動を設定すること。
- (3) 設計用の地震動は原則として、水平2方向と鉛直地震動を考慮するものとする。
- - 周辺地域の地震活動度
  - 検討対象活断層
  - ・当該断層の断層パラメータ
  - ・電酒からの距離減毒性性
  - ・深い地盤特件(特にやや長周期の地震動の成分は地中数百m以深の地盤条件)
  - 丰屋の地形 地般特性

## 5. 地震応答解析

地震応答解析は次の各号に定めるところによる。

- (1) 免震構造物<u>または制振構造物</u>の特性に応じて適切な方法により下記に示す応答解析法 のいづれかによることができる。
  - エネルギー法
  - 応答スペクトル法
  - 時刻歴応答解析法
- (2) 免震構造物<u>または制振構造物</u>の挙動を簡単なモデルで忠実に表現する免震<u>・制振</u>系解析モデルを構築すること。なお、免震<u>・制振</u>系解析モデルは対象構造物(塔槽類等)、対象構造物内の流体、免震<u>・制振</u>機構、基礎及びこれ等を接合する構造要素モデルに分けられる。
- (3) 免震機構要素及び制振機構要素は下記のいずれかに分類し、その荷重-変形特性に応じて、線形要素(線形ばね、粘性減衰)、非線形要素(バイ-リニアモデル等)、等価線形要素(または等価減衰要素)等にモデル化する
  - 積層ゴム支承
  - 滑り・転がり支承
  - ダンパー
- (4) 免震部材<u>及び制振部材</u>の荷重-変位特性の変動幅について、設計値に対する製作誤差 (ばらつき)、温度依存性、経年変化の影響等を考慮すること。
- (5) 鉛直動に関して、当該方向の修正震度に基づく地震力が自重の増減とし作用するとし

て扱ってよい。

(6) 免震構造物<u>及び制振構造物</u>は、偏心が生じないことを原則とし、ねじれ振動の検討は 省略してよい。

# 6. 免震性能、制振性能の評価

## 6.1. 免震部材、制振部材

## (1) 積層ゴム支承

アイソレータは、5. 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと(水 平変形の許容値は軸力に依存するため、軸力を照査した上で判断する)。

アイソレータは、5. 地震応答解析により求められた最大軸力(圧縮力)が許容値を超えないこと(圧縮力の許容値は水平変位に依存するため、水平変位を照査した上で判断する)。

アイソレータは、5. 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入る場合は、その 値が許容値を超えないこと。

# (2) 滑り・転がり支承

滑り支承・転がり支承は、5. 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えない こと(水平変形の許容値は軸力に依存する場合には、軸力を照査した上で判断する)。

滑り支承・転がり支承は、5. 地震応答解析により求められた最大軸力(圧縮力)が許容値を超えないこと。

滑り支承・転がり支承は、5. 地震応答解析により求められた最小軸力が引張域に入り、かつ、引張許容値がある場合は、その値が許容値を超えないこと。

# (3) ダンパー

ダンパーは、5. 地震応答解析により求められた水平変位が許容値を超えないこと。また、繰り返し疲労や最大速度などについての許容値が規定されている場合は、その値を超えないこと。

# (4) 地震力以外の荷重

地震力以外の荷重(自重、積雪、風荷重、熱応力等)に対し、積層ゴム支承、滑り支承・転が り支承、およびダンパーの安全性を確認すること。

#### **6.2. <del>免震</del>塔槽類及び架構**

塔槽類及び架構(対象構造物)の免震性能<u>または制振性能</u>の評価はつぎの各号に定めるところによる。

- (1) 当該塔槽類の地震力の算定は、第5章5に規定する免震・制振構造物の応答解析の結果による。ただし、応答解析モデルで、当該塔槽類を剛として質量としてのみモデル化している場合には、耐震告示第6条第1項 KHKS0861(2018) 9.1 によることとする。この場合、 $K_H$ 及び  $K_V$ は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応答倍率 $\beta_5$ は第6条図 9.1.1(a)及び(b)に代えて、床応答倍率に 2.0 を乗じた値とする。
- (2) 免震性能または制振性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動

に関する 5. による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等(<del>耐震告 京第 10 条から 14 条 KHKS0861 13 から 17</del> までによる。) が部材に定められた許容応 力等(<del>耐震告示第 16 条 KHKS0861(2018) 20</del> による。) を超えないことを確認すること。

- (3) 高圧ガス保安法耐震告示の適用を受ける場合、重要度Ia 又はIの免震構造物<u>または制</u> 振構造物の塔槽類及び架構のレベル2耐震性能評価を(1)により行う場合は、レベル1耐震性能評価を省略してもよい。
- (4) 免震架構(免震構造物の架構) については、免震建築物の規定(建築基準法) に準じてよいものとする。建築基準法の適用を受ける場合、又は、建築基準法による指定機関により審査・認定された免震架構については、審査を省略できる。ただし、地震動は<del>耐震告示第3条-KHKS</del>0861(2018) 6及び kHKS0862(2018) 5と整合していること。

## 6.3. 免震構造物(架構又は塔槽類)上の塔槽類の設計

免震架構上の塔槽類は耐震告示第 6 条第 1 項 KHKS0861(2018) 9.1 によってもよい。ただし、 $K_H$ 及び  $K_V$ は当該架構の設置床での応答最大加速度を重力加速度で除した値とし、応答倍率  $\beta_5$ は第 6 条図(a)及び(b)に代えて、床応答倍率 2.0 を乗じた値とする。

## 6.4. 配管系

配管系(対象構造物)の耐震性能評価は<del>つぎ</del>次の各号に定めるところによる

- (1) レベル 1 耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル 1 設計地震動に関する 5 章 5. による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる算定応力等(<del>耐震告示第 14 条の 2 KHKS0861(2018) 18 の</del>規定) が当該部材の耐震設計用許容応力等(<del>耐震告示第 16 条 KHKS0861(2018) 20</del> の規定による。) を超えないことを確認すること。
- (2) レベル2耐震性能評価は通常の運転状態におけるレベル2設計地震動に関する 5 章 5. による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応答塑性率等が当該部材の許容塑性率を超えないことを確認すること。

#### 6.5. 基礎

基礎(対象構造物)の耐震性能評価はつぎの各号に定めるところによる。

- (1) 耐震性能の評価は、原則として、通常の運転状態における設計地震動に関する 5.-5. による地震応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等(<del>耐震告示第 15 条 KHKS0861(2018) 19</del>による。)が部材に定められた許容応力等(<del>第 16 条 KHKS0861(2018) 20</del>による。)を超えないことを確認すること。
- (2) 重要度Ia 又はIIの免震構造物<u>または制振構造物</u>の基礎のレベル 2 耐震性能評価を (1) により行う場合は、レベル 1 耐震性能評価を省略してもよい。

今後、基準案に対応する例示作成ため必要な項目と詳細内容については以下の通り。

- ・ 基準案 (現行例示基準への追加規定) についての解説・評価例は平成16年度調査研究に おいてとりまとめられており、基準案と同様に KHKS0861 (2018) 及び KHKS0862 (2018) に対応する形に精査、修正する必要がある。
- ・ 平成16年度調査研究において取りまとめられた解説・評価例は、最新の知見に基づき修正が必要であり、令和元年度調査研究及び令和2年度調査研究で実施した免震制振技術の調査結果を踏まえて修正する必要がある。
- ・ 平成16年度調査研究において取りまとめられた解説・評価例は、旧耐震告示の仕様規定 (現行の例示基準である KHKS0861 及び KHKS0862) を対象に作成されており最新の耐 震性能評価への対応が十分でないことから、詳細解析や非線形時刻歴応答解析による耐震 性能評価に適用可能な解説・評価例の作成が必要であり、複数の適用例について解析、計 算等を実施した上、具体的な設計事例を検討し作成する必要がある。

## 4. まとめ

- 平成16年度調査研究でまとめられた産業設備の免震構造等設計法を現行耐震告示、 KHKS0861 (2018) 及び KHKS0862 (2018) に対応する形に精査、修正した。
- ・ 免震制振技術の活用による減災・防災対策の推進のため、今後必要となる適用事例の検討 (例示による推進)のために必要な項目と詳細内容について検討を行った

#### 5. 今後の課題

- ・ 作成した基準案については、日本電気協会 原子力規格委員会 原子力発電所耐震設計技術規 定(JEAC 4601-2015) において制振技術の適用規定なども参考に更なる高度化が望ましい。
- ・ 大規模地震に対する減災・防災対策、耐震設計において、免震制振技術の活用は有効な対策であることが見込まれることから基準案(現行基準への追加規定案)を作成した一方、免震制振技術の適用を推進するためには具体的な例と解説が必要であり、詳細な検討を実施する必要がある。

# 第Ⅴ章 まとめ

令和2年度調査研究を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図るため、大規模地震を念頭に液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討及びその他の検討を行った。

以下に、検討結果をまとめ、今後の課題を示した。

#### 1. 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

#### ①既往研究等の文献調査

4つの耐震設計基準(道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、港湾の施設の技術上の基準、 建築基礎構造設計指針)について調査し、地盤の液状化判定や側方流動に関する規定を整理し た。また、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動評価や簡易解析手法・モデル の構築に必要な情報を把握した。

## ②3 次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証

令和2年度調査研究で実施した杭基礎を有する球形貯槽の遠心模型振動実験及び静的加力実験、並びに既往の大型振動台実験に対し、3次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解析を実施した。解析結果は実験結果を概ね模擬でき、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動評価のための解析手法・モデルとして、妥当性が概ね確認された。

#### ③3 次元 FEM 有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析

杭基礎を有する球形貯槽と平底円筒形貯槽の2種類の実機モデルを想定し、妥当性が確認された3次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解析を実施した。設置サイトとして、それぞれ堺・高石コンビナート地区及び四日市コンビナート地区を想定し、令和元年度調査研究で設定したサイトスペシフィック地震動である上町断層帯地震と養老断層帯地震の地震動(短周期成分が卓越)及び、南海トラフ地震の地震動(長周期成分が卓越)を入力地震動として適用した。

球形貯槽は、例示基準 KHKS0862 (2018) の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様 (地表面水平震度 KH=0.384、杭本数 17 本) では、地盤の液状化による大きな地盤震動(変位)の影響により基礎が崩壊に至り、基礎の耐震性を確保するためには増杭(杭本数 49 本)が必要となった。一方、平底円筒形貯槽については、KHKS0862 (2018) の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様(地表面水平震度 KH=0.6、杭本数 164 本) で、液状化地盤でも限界曲率の半分程度に収まり、基礎の耐震性が確保される結果となった。球形貯槽の球殻、支柱、タイロッドブレース、平底円筒形貯槽の側板、屋根板、アンカーストラップといった耐震設計設備については、入力地震動にかかわらず弾性状態にあり、十分に耐震性が確保されていた。これは、特に液状化といった地盤の強非線形化により、耐震設計設備に作用する慣性力(応答加速度)が低減したためである。

これより、球形貯槽と平底円筒形貯槽は、サイトスペシフィック地震動を用いることでサイトの地震環境を考慮した耐震設計を行うことができ、KHKS0862(2018)の地域別地震動を

適用した耐震設計に比較して、より適切な耐震設計を実施できる可能性があることを示している。サイトスペシフィック地震動は、高圧ガス設備の設置サイト近傍に規模の大きい活断層やプレート境界の存在の有無、地震波の伝播特性等を考慮した地震動であることから、高圧ガス設備の重要度や設置サイトの地域区分等で決定される地域別地震動に比較して、よりサイトに即した地震動と言える。

#### ④簡易解析手法・モデル構築

高圧ガス設備の耐震設計において、高度かつ精緻な貯槽・基礎・地盤連成系の3次元FEM有効応力解析に対し、実務設計への適用を念頭に簡易解析手法・モデルについて検討した。土木・建築分野の代表的設計基準である道路橋示方書及び建築基礎構造設計指針に準拠して、杭を梁モデル、地盤をばねモデルに置換した簡易な梁ばねモデルによる静的非線形解析を実施し、3次元FEM有効応力解析との比較から、梁ばねモデルの液状化地盤への適用性について検討した。検討モデルとして、「3次元FEM有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析」で用いた球形貯槽を対象とし、上町断層帯地震の地震動を入力地震動とした。

その結果、3 次元 FEM 有効応力解析に対し、梁ばねモデルによる解析では基礎杭の変形は模擬できるものの、杭の塑性率 $\mu$  を過少評価する結果となり(梁ばねモデルによる解析: $\mu$ =1 程度、3 次元 FEM 有効応力解析: $\mu$ =4 程度、ここでは $\mu$  を塑性変位+降伏変位を降伏変位で除した値とした)、設計的に危険側の評価を与える結果となった。本検討からは、既存の土木・建築分野の設計基準に基づく梁ばねモデルの液状化地盤への適用性は十分でない結果となった。

# ⑤液状化対策方法の検討

- ・文献「高圧ガス保安協会:高圧ガス設備の液状化対策、2013.」等を参考にして、地盤の 液状化を防止するための液状化対策工法を分類、整理し、高圧ガス設備への適用性について検 討した。
- ・地盤液状化のリアルタイム発生予測及び対応について、東京ガス(SIセンサー網による超高密度リアルタイム防災システムSUPREME)及び東北大学(AIを活用した液状化のリアルタイム予測)の予測システムについて資料収集を行った。
- ・高圧ガス設備の基礎の耐震設計では、特に液状化地盤において大きな地盤震動(変位)の 影響が考慮されていない課題(令和2年度調査研究)を踏まえ、例示基準 KHKS0861・ KHKS0862 (2018) の関連規定の見直し素案を作成した。

#### 2. 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しについて、①応力解析、②ノズル部評価、 ③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形貯槽、⑥その他の6つについて検討した結果 を以下にまとめる。

# ①応力解析

令和2年度調査研究で検討した基準イメージについて、発電関係の基準を調査し、基準案の たたき台を検討した。

#### ②ノズル部評価

ノズルに作用する上限値策定の検討の第一段階として、機器設計で行われるノズルの内圧設計手法の基本である、穴補強のための面積補償法によるノズルの形状が外力に対してどの程度を強度(裕度)があるのかのパラメータスタディを実施した。

一般に、ノズル部の圧力設計において、選定された胴およびノズル、あるいは補強板の厚さで許容される圧力が設計圧力に対して、70%程度以下を目安にしていれば、許容されるノズル 荷重は十分に大きいと考えられる。

一方、配管とノズルの仕様は様々であり、一義的に許容荷重を設定することは困難であることから、ノズル許容荷重の算定式を示した。

#### ③接合部評価

タイロッドブレース式球形貯槽を対象とし、3次元FEM静的非線形解析により球殻と支柱の接合部の補強について検討した。計算結果を踏まえて球殻と支柱の接合部の補強仕様(案)を作成した。

それ以外の接合部として、耐震上問題となり今後耐震設計の対象とする必要がある接合部について調査を実施した。スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部は、今後最適な評価方法およびそれに応じた補強方法の検討が望まれ、そのためにはFEM解析等による検証が必要である。

## ④許容塑性率評価

許容塑性率評価法の見直しにあたり、耐震性能スペクトル法で必要なプッシュオーバー曲線を求めるため、プログラム化を前提として、球形貯槽を例にプッシュオーバー解析手法を構築した。

## ⑤平底円筒形貯槽

今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内槽のみのモデルを用いて、構造 - 流体連成の時刻歴応答解析を実施し、地震時の貯槽の変形及び流体の揺動による動液圧に関する検討を実施した。解析結果より得られた知見は以下の通り。

・ 流体をラグランジュ要素でモデル化しているため要素の変形に限界があり、より詳細な 流体挙動を考慮した動液圧を求めるためには、オイラー要素または ALE 要素などによ りモデル化する余地もある。

- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧と解析により得られた動液圧を比較すると、Housner の動液圧が大きい。これは、Housner は準静的な応答を示す一方、 FEM 解析結果は動的応答な応答を示していることが一因として考えられる。
- ・ 現行基準のベースとなっている Housner の動液圧は、側板の剛性変形を考慮しているが、弾性変形を考慮していない。一方で、消防法の屋外タンク等の耐震基準においては、弾性変形を考慮した動液圧が用いられている。本解析結果においても、現に平底円筒形 貯槽は弾性変形を生じており、今後、高圧ガスの耐震基準においても弾性変形を考慮した動液圧の採用について検討を実施することが合理的と考えられる。

#### ⑥その他

静的震度法、代替法、崩壊、座屈、基礎・構造の連成効果等について今後の見直しに向けて 議論した結果を取りまとめた。

#### 3. その他の検討

①レベル1地震動の見直しに関する検討

高圧ガス設備の基準において規定されている保有すべき耐震性能をマトリックスとして表示、作成し、現状整理を行った。我が国の土木・建築分野の耐震性能マトリックス作成の基本的方向、耐震性能マトリックスの事例についても示し、作成した高圧ガス設備の耐震性能マトリックスより、レベル1地震動、重要度、液面揺動の設計地震動等の位置付けや課題を明確化した。

- ②地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討
  - 下記の課題(令和2年度調査研究)、すなわち、
  - ・サイトスペシフィック地震動の導入を検討する。
  - ・道路橋示方書(2017)を含め、最新の知見を導入する。
  - ・少なくともレベル1地震動に対して液状化が生じる場合には、対策を推奨することを検討 する。

これらに対し、例示基準 KHKS0861・KHKS0862 (2018) の地盤の液状化・流動化規定の見直し素案を作成した。

## ③免震・制振技術に関する検討

平成16年度調査研究でまとめられた産業設備の免震構造等設計法を現行耐震告示、

KHKS0861 (2018) 及び KHKS0862 (2018) に対応する形に精査、修正した。

免震制振技術の活用による減災・防災対策の推進のため、今後必要となる適用事例の検討(例 示による推進)のために必要な項目と詳細内容について検討を行った。

# 4. 今後の課題

## (1) 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

## ①簡易解析手法・モデル構築

高圧ガス設備は、土木・建築構造物とは杭径や杭本数等、基礎の構造仕様が異なり、土木・建築分野の設計基準がそのまま当てはまらない可能性がある。今後、杭構造等の諸条件を変化させたパラメータスタディや文献調査を実施し、梁ばねモデルの適用条件(限界や範囲)についてさらに検討を進める必要があると考えられる。

## ②液状化対策方法の検討

- ・高圧ガス設備への液状化対策工法の適用性を取りまとめたが、大まかな適用性を評価した ものである。実際の適用に当たっては設備の特徴や規模、地盤条件、施工条件、要求性能(目的)、効果、費用等によって、各工法の適用性は異なると考えられ、液状化対策工法の絞り込み、事例収集等を行い、高圧ガス設備への適用性についてより詳細な検討が必要である。
- ・地盤震動(変位)に係わる例示基準 KHKS0861・KHKS0862(2018)の関連規定の見直 し素案を作成した。規定の見直しに伴い、具体的な地盤変位の算定法の策定や応答解析法(エネルギー法、等価線形解析法、非線形解析法等)について将来どのような体系とするかの見通 しを持っておく必要があり、それに沿った見直し等が必要となる。見直しは、できるところから着手する。

# (2) 高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討

#### ①応力解析

今後、具体例について FEM 解析等を実施検証した上、適用条件、モデル化、境界条件、接合部・構造不連続部の取扱い等の細部について検討が必要である。

#### ②ノズル部評価

配管とノズルの仕様は様々であり、一義的に許容荷重を設定することは困難であることから、 ノズル許容荷重の算定式を示した。このことから、圧力容器の設計においてノズル部評価が必要となるが、現状の検査体制に変更が必要となる可能性があることから、今後、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて検討が必要である。

## ③接合部評価

耐震上問題となり今後耐震設計の対象とする必要がある接合部について調査を実施した結果、スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部は、今後補強方法と評価方法の検討が望まれ、そのためには FEM 解析等による検証が必要である。

# ④許容塑性率評価

構築した球形貯槽のプッシュオーバー解析手法については FEM 解析結果等の比較による妥当性の検証が必要である。また、球形貯槽以外の設備についてもプッシュオーバー解析手法を構築する必要がある

#### ⑤平底円筒形貯槽

今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内槽のみのモデルを用いて、時刻歴応答解析を実施した。解析結果より得られた知見をもとに今後、 更に検討を実施する必要がある。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討したが、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要がある。

- 内外槽間の底部保冷材の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
- タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

#### ⑥その他

議論した結果をもとに、今後、具体的な見直しの検討が必要である。

## (3) その他の検討等

# ①レベル1地震動の見直しに関する検討

現状整理した高圧ガス設備の耐震設計基準の耐震性能マトリックスをレベル1地震動等も含めて見直しし、耐震設計基準の合理化に向け、さらに検討を進める必要がある。特に液面揺動の設計地震動については、レベル1地震動がレベル2地震動と同一の地震動となっており、地震動の定義が曖昧となっている。検討に当たっては、他分野の最新の耐震性能マトリックスについても調査し、参考にする。

# ②地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

地盤の液状化・流動化に係わる例示基準 KHKS0861・KHKS0862(2018)の関連規定の見直し素案を作成した。地盤の動的せん断強度比Rの算式において、地震動特性による補正係数 $c_w$ をとりあえず  $1.0\sim2.0$  としたが、プレート境界型地震と内陸直下型地震で地震動の繰り返し回数が違って $c_w$ の値は異なり、サイトスペシフィック地震動を適用する場合にも問題となる。また、 $c_w$ を 0.8 といった 1.0 以下の値を採用している自治体もあり、Rを小さ目に評価する必要があるといった課題もある。

## ③免震・制振技術に関する検討

作成した基準案については、日本電気協会 原子力規格委員会 原子力発電所耐震設計技術規定 (JEAC 4601-2015) において制振技術の適用規定なども参考に更なる高度化が望ましい。 大規模地震に対する減災・防災対策、耐震設計において、免震制振技術の活用は有効な対策であることが見込まれることから基準案 (現行基準への追加規定案)を作成した一方、免震制振技術の適用を推進するためには具体的な例と解説が必要であり、詳細な検討を実施する必要がある。

④液状化地盤中の基礎の崩壊が貯槽のレベル2耐震性能(気密性の保持)に及ぼす影響検討上述のように、実機モデルとして想定した球形貯槽は、例示基準KHKS0862(2018)の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様では、サイトスペシフィック地震動に対し、地盤の液状化による大きな地盤震動(変位)の影響により基礎が崩壊に至る結果となった。基礎の崩壊が貯槽のレベル2耐震性能(気密性の保持)に及ぼす影響について、配管系も含めて検討する必要がある。

## ⑤サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立

サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の高圧ガス設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が望ましいと考えられる。

一方、これまでの設計基準体系を踏襲してサイトスペシフィック地震動を適用した高圧ガス 設備の耐震設計を行う際に、工学的基盤にサイトスペシフィック地震動を入力した表層地盤の 地震応答解析から地表面の加速度波形を求め、その加速度応答スペクトルから、設計修正水平 震度を算出し、修正震度法により高圧ガス設備の耐震設計を行うといった手法が採用されるこ とも考えられる。この場合、地震動や地盤構造の不確定性が十分反映されず、高圧ガス設備と 基礎が別個に扱われるだけでなく、静的解析法と動的解析法が混在することとなり、一貫性の ある設計とはならないことが危惧される。

例示基準である KHKS0862 (2018) では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した 耐震設計法について明確な規定はなく、耐震設計法を確立する必要がある。令和 2 年度調査研 究では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関す る検討を実施したが、さらに検討を進め、より適切な耐震設計体系とすることが必要である。