

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R13
提出年月日	令和 4 年 4 月 20 日

設工認に係る補足説明資料

波及的影響の設計対象とする

下位クラス施設（飛来物防護ネット）の

耐震計算書についての補足説明資料

1. 文書中の下線部は R12 から R13 への変更箇所を示す。
2. 本資料（R13）は、令和 4 年 3 月 25 日に提出した「耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価についての補足説明資料 R12」に対し、説明及び考察の充実並びに記載内容の適正化を図るとともに、資料構成の見直しを行ったものである。
3. 竜巻防護対策設備の主な説明事項（網羅性、類型化）について、次ページ以降に示す。

竜巻防護対策設備の主な説明事項（網羅性、類型化）について（1 / 2）

建物・構築物全体での主な説明事項		概要	
評価項目	タイトル		
耐震評価に関する共通項目	耐震機電03	下位クラス施設の波及的影響の検討について (建物・構築物、機器・配管系)	<ul style="list-style-type: none"> 波及的影響に関する評価方針 上位クラス施設の確認 下位クラス施設の抽出及び影響評価方法
	耐震建物01	耐震設計の基本方針に関する 耐震評価対象の網羅性、 既設工認との手法の相違点について (建物・構築物、機器・配管系)	<ul style="list-style-type: none"> 評価対象施設の網羅性 既設工認との手法の相違点 今回工認における説明事項
	耐震建物29	耐震設計の基本方針に関する 計算機プログラム（解析コード）の概要について	<ul style="list-style-type: none"> 解析コード使用実績の識別
	耐震地盤01	耐震設計の基本方針に関する 地盤の支持性能について (再処理施設及びMOX燃料加工施設)	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の解析用物性値 地盤の支持力度 地盤の速度構造
	耐震建物08	耐震設計の基本方針に関する 地震応答解析における地盤モデル及び 物性値の設定について	<ul style="list-style-type: none"> 地盤モデルの設定方法 今回工認における地盤の設定結果
	耐震建物13	地盤の支持性能に係る基本方針に関する 建物・構築物周辺の設計用地下水水位の設定について	<ul style="list-style-type: none"> 敷地周辺の地下水位 設計用地下水水位の設定方針 地下水排水設備に囲まれている建物・構築物 地下水排水設備の外側に配置される建物・構築物 液状化の影響確認（地盤耐性低下、沈下、転倒及び滑動）
	耐震建物11	地震応答計算書に関する 地震応答解析における材料物性の ばらつきに関する検討	<ul style="list-style-type: none"> 材料物性のばらつきの考え方（建屋物性、地盤物性） ばらつきを考慮した設計用地震力 ばらつきを考慮した地震応答解析結果
	耐震建物12	地震応答計算書に関する 一箇棟評価用地震動（鉛直）に対する影響評価 (建屋、屋外機械基礎)	<ul style="list-style-type: none"> 影響評価方針 評価対象部位の抽出と評価方法
	耐震建物05	耐震設計の基本方針に関する 「建屋側面地盤ばね」及び 「地盤のひずみ依存特性」の 評価手法について	<ul style="list-style-type: none"> 建屋側面地盤ばねの評価手法 地盤のひずみ依存特性の評価手法
	耐震建物06	耐震設計の基本方針に関する 隣接建屋の影響に関する検討	<ul style="list-style-type: none"> INEPEC車載 3次元FEMを用いた検討
	耐震建物09	地震応答解析における前震の せん断スケルトンカーブの設定	<ul style="list-style-type: none"> 前震の非線形特性の設定
	耐震建物10	地震応答計算書に関する 地震応答解析モデルに用いる鉄筋 コンクリート各部の減衰定数に関する検討	<ul style="list-style-type: none"> 地震応答解析モデルに用いる減衰特性 減衰定数に関する既往の知見の整理 減衰定数の検討
	耐震建物07	耐震設計の基本方針に関する 水平方向及び鉛直方向地震力の 組合せに関する評価部位の抽出	<ul style="list-style-type: none"> 影響評価に用いる基準地震動 従来設計手法の考え方 影響評価方法、部位の抽出、結果
耐震建物17	耐震計算書に関する 建物・構築物の耐震評価における 組合せ係数法の適用性について	<ul style="list-style-type: none"> 評価対象部位及び検討概要 地盤及び基礎スラブの検討 上部構造物の検討 	
耐震建物15	耐震計算書に関する 応力解析におけるモデル化、境界条件 及び拘束条件の考え方	<ul style="list-style-type: none"> モデル化 境界条件 拘束条件 	
耐震建物16	耐震計算書に関する 地震荷重の入力方法	<ul style="list-style-type: none"> 地震荷重の入力方法 	
耐震建物18	耐震計算書に関する 応力解析における断面の評価部位の選定	<ul style="list-style-type: none"> 断面の評価部位の選定方法 	

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設（竜巻防護対策設備）		飛来物防護板
A4B	後次申請部分	後次申請部分
	<ul style="list-style-type: none"> (建物・構築物及び機器・配管で共通) (建物・構築物及び機器・配管で共通) (建物・構築物及び機器・配管で共通) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (建物・構築物で共通) (建物・構築物で共通) (建物・構築物で共通) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (耐震建物23 添付1で共通) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (地盤応答計算書にて考慮済) 	(建屋に付属する構造のため対象外)
	<ul style="list-style-type: none"> (側面地盤ばねを考慮していないため対象外) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (隣接建屋評価の対象外) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (耐震壁が無いため対象外) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (上部構造がS造であるとともに、地中のRC部は地盤の減衰が支配的と考えられるため対象外) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (耐震建物23 添付2で共通) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (耐震建物23 添付3で共通) 	
	<ul style="list-style-type: none"> (耐震建物23で個別に記載) 	(後次申請で説明)

竜巻防護対策設備の主な説明事項（網羅性、類型化）について（2/2）

建物・構築物全体での主な説明事項	
タイトル	概要
耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価についての補足説明資料	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震評価方針 ・考慮すべき荷重、組合せ ・地震応答解析 ・許容変位
【添付】地盤に支持される架構で共通する内容を整理	<ul style="list-style-type: none"> ・添付1 地震物性のばらつきについて ・添付2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価について ・添付3 組合せ係数法の適用性について ・添付4 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系統塔B)の地震応答計算書 ・添付5 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系統塔B)の耐震性についての計算書 ・別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について ・別添2 質点モデルの妥当性について
耐震建物23	<ul style="list-style-type: none"> ・別添3 地盤の材料物性のばらつきを考慮した校対に用いる地震動の選定について ・別添3-4 座席拘束ブレースの耐震評価について(含ばらつき) ・別添3-5 支持架構の耐震評価について(含2方向) ・別添3-6 基礎梁の耐震評価について(含2方向) ・別添3-7 杭の耐震評価について(含2方向) ・別添3-8 組合せ係数法の適用性について ・別添3-9 液状化の影響確認について(地震剛性低下、沈下、転倒及び骨動) ・別添3-10 防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について
【別紙1-2】 A4A	
【別紙1-3】 G10A/B	
耐震建物24	<ul style="list-style-type: none"> ・影響評価方針 ・評価対象部位の抽出と評価方法
耐震建物25	<ul style="list-style-type: none"> ・影響評価方針 ・評価対象部位の抽出と評価方法 ・材料物性のばらつき(種別物性、地震物性) ・ばらつきを考慮した設計用地震力 ・ばらつきを考慮した地震応答解析結果
耐震建物26	<ul style="list-style-type: none"> ・影響評価に用いる基準地震動 ・影響評価方法、部位の抽出、結果
耐震建物27	<ul style="list-style-type: none"> ・評価対象部位及び校対標準 ・地盤及び基礎スラブの校対 ・土留構築物の校対
耐震建物28	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震計算書の組合せ係数法の適用について

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設（竜巻防護対策設備）		
A4B	飛来物防護ネット	
後次回申請分	後次回申請分	
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(地盤に直接支持される架構で共通)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	飛来物防護板
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(地盤に直接支持される架構で共通)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	後次回申請分
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物23 添付1へ移動)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	(後次回申請で説明)
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>* ばらつきに関する内容は耐震建物23 添付1へ移動</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>* 2方向に関する内容は耐震建物23 添付2へ移動</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物23 添付3へ移動)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物13へ移動)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● (個別) 	
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(地震応答計算にて考慮済)</p>		(建屋に付属する構造のため対象外)
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物23 添付1へ移動)</p>		(建屋に付属する構造のため対象外)
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物23 添付2へ移動)</p>		(後次回申請で説明)
<ul style="list-style-type: none"> ● (A4B) <p>(耐震建物23 添付3へ移動)</p>		(後次回申請で説明)

目 次

1. 概要	1
2. 補足説明すべき事項	2

■ : 商業機密の観点から公開できない箇所

1. 概要

竜巻防護対策設備は、竜巻により生じる飛来物が竜巻防護対象施設に衝突することを防止する機能を有しており、防護ネットを主体とする設備又は防護板を主体とする設備の2種類がある。それらの支持架構が基礎及び杭等を介して地盤に支持されている竜巻防護対策設備（以下「飛来物防護ネット」という。）と、防護板及びその支持架構が建物・構築物に支持されている竜巻防護対策設備（以下「飛来物防護板」という。）に分類される。

本資料は、添付書類「IV-1-1-4 波及的影響に係る基本方針」に基づき、波及的影響の設計対象とする下位クラス施設として抽出された飛来物防護ネットのうち、再処理施設の第1回設工認申請（令和2年12月24日申請）に係る以下の添付書類について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔飛来物防護ネットの計算書」
- ・資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書
- ・資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書

再処理施設の第2回設工認申請以降の申請対象設備については、今後記載を拡充していく。

尚、飛来物防護板については、第2回設工認申請以降で別資料にて整理する。

2. 補足説明すべき事項

(1) 建物・構築物及び機器・配管で共通する事項

基本方針にて補足説明すべきと整理した事項のうち波及的影響，網羅性，計算機プログラムなどについては，建物・構築物及び機器・配管で共通的な内容であることから，以下の補足説明資料に記載している。

- ・耐震機電 03 下位クラス施設の波及的影響の検討について（建物・構築物，機器・配管系）
- ・耐震建物 01 耐震設計の基本方針に関する耐震評価対象の網羅性，既設工認との手法の相違点について（建物・構築，機器・配管系）
- ・耐震建物 29 耐震設計の基本方針に関する計算機プログラム（解析コード）の概要について

(2) 建物・構築物で共通する事項

基本方針にて補足説明すべきと整理した事項のうち地盤の支持性能，地盤モデル及び物性値，液状化影響評価対象施設などについては，建物・構築物で共通的な内容であることから，以下の補足説明資料に記載している。

- ・耐震地盤 01 「耐震設計の基本方針に関する地盤の支持性能について（再処理施設及びMOX燃料加工施設）」
- ・耐震建物 08 「耐震設計の基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」
- ・耐震建物 13 「耐震設計の基本方針に関する建物・構築物周辺の設計用地下水位の設定について」

(3) 飛来物防護ネットで共通する事項

基本方針にて補足説明すべきと整理した事項のうち地盤物性のばらつき，水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ，組合せ係数法については，支持架構が鉄骨造のフレームで構成され地盤に支持される飛来物防護ネットで共通的な内容であることから，本資料の添付に記載している。

- ・添付1 地盤物性のばらつきについて
- ・添付2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価について
- ・添付3 組合せ係数法の適用性について

尚，飛来物防護板で共通する事項については，第2回設工認申請以降で別資料にて整理する。

(4) 飛来物防護ネットの個別事項

各飛来物防護ネットについて以下に示す個別で補足説明すべき事項については、本資料の別紙に記載している。

- ・別紙 1-1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性評価について

別添 1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性

別添 2 質点系モデルの妥当性

別添 3 座屈拘束ブレースの耐震評価

別添 4 支持架構の耐震評価

別添 5 基礎梁の耐震評価

別添 6 杭の耐震評価

別添 7 防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認

尚、飛来物防護板の個別事項については、第 2 回設工認申請以降で別資料にて整理する。

添付

添付 1

地盤物性のばらつきについて

目 次

1. 目的及び概要	1
1.1 目的	1
1.2 概要	1
2. 材料物性のばらつきの考え方	2
3. 地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定	3
3.1 設計用地震力の設定フロー	3
3.2 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法	4
3.3 地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法	6
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の概要	8
5. まとめ	8
別添 1	
飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果	

1. 目的及び概要

1.1 目的

本資料では、耐震評価に用いる地盤物性のばらつきを考慮した竜巻防護ネットの設計用地震力の設定方法について示すとともに、竜巻防護ネットの設計用地震力の設定根拠となる、竜巻防護ネットの地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示すことで、地盤物性のばらつきを適切に考慮した耐震評価が行われていることを説明する。

1.2 概要

地震応答解析に用いる材料定数については、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づき、材料物性のばらつき等を適切に考慮することとしている。また、耐震評価についても、当該地震応答解析の結果に基づき地震荷重を設定することにより、材料物性のばらつきを適切に反映している。

本資料では、地震応答解析結果に影響を及ぼす竜巻防護ネットの地盤物性のばらつきについて、ばらつきによる変化が応答へ及ぼす影響を検討し、耐震評価において考慮すべき要因を選定する。

次に、当社事業所内の竜巻防護ネットにおける共通の考え方として、耐震性評価に用いる地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法について示す。

2. 材料物性のばらつきの考え方

竜巻防護ネットの動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、竜巻防護ネットの剛性、地盤物性、地震動の位相特性などの影響を受ける。

地盤物性のばらつきについては、竜巻防護ネットと地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、竜巻防護ネットの応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

地震応答解析モデルの竜巻防護ネットの剛性について、コンクリート強度のばらつきについては、コンクリート強度の実強度は設計基準強度よりも大きくなることから保守的に考慮しない。また、鉄骨部材は品質管理された規格品であり、剛性及び耐力のばらつきは小さいため考慮しない。なお、座屈拘束ブレースについては、降伏点のばらつきによる若干の影響が考えられる。

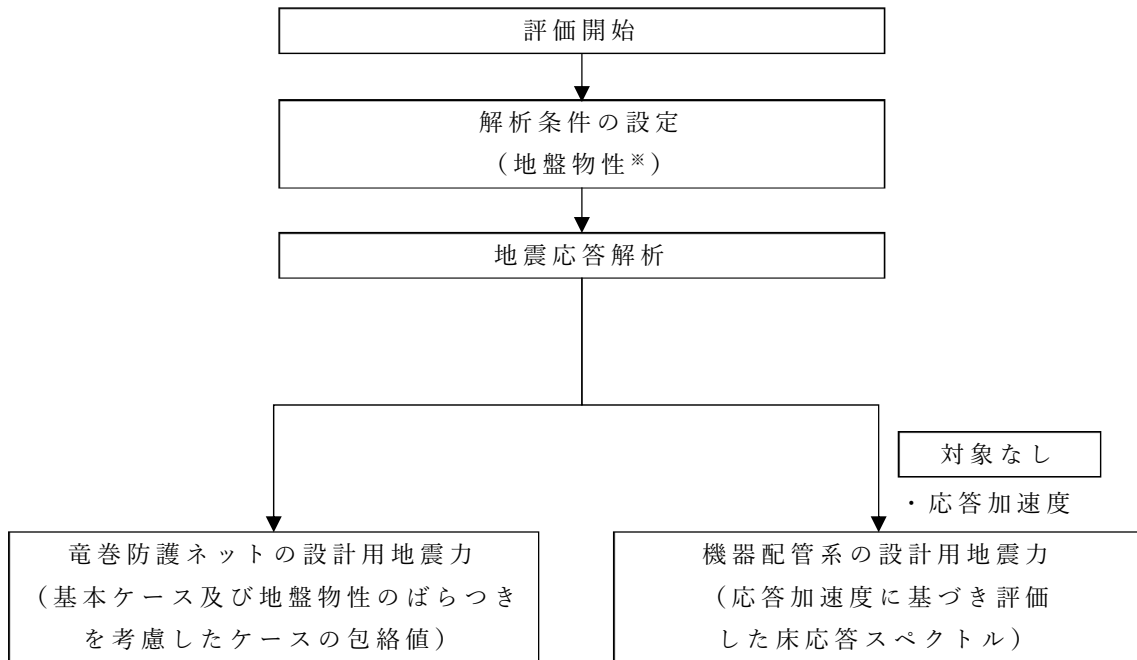
以上より、地盤物性のばらつきの詳細については、「耐震建物 08 耐震設計の基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」で示し、地盤物性のばらつきを考慮した各施設の地震応答解析結果については、資料 1 に示す。なお、座屈拘束ブレースのばらつきの影響については、添付 1 の参考資料に示す。

3. 地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定フロー

設計用地震力の設定フローを第 3.1-1 図に示す。竜巻防護ネットの設計用地震力は、「基本ケース」及び「材料物性のばらつきとして、地盤物性のばらつきを考慮したケース（以下、「地盤物性のばらつきを考慮したケース」という）」の解析結果における包絡値を用いて設定する。

なお、機器配管系については評価対象となるものはない。



※：地盤物性のばらつきを考慮する。

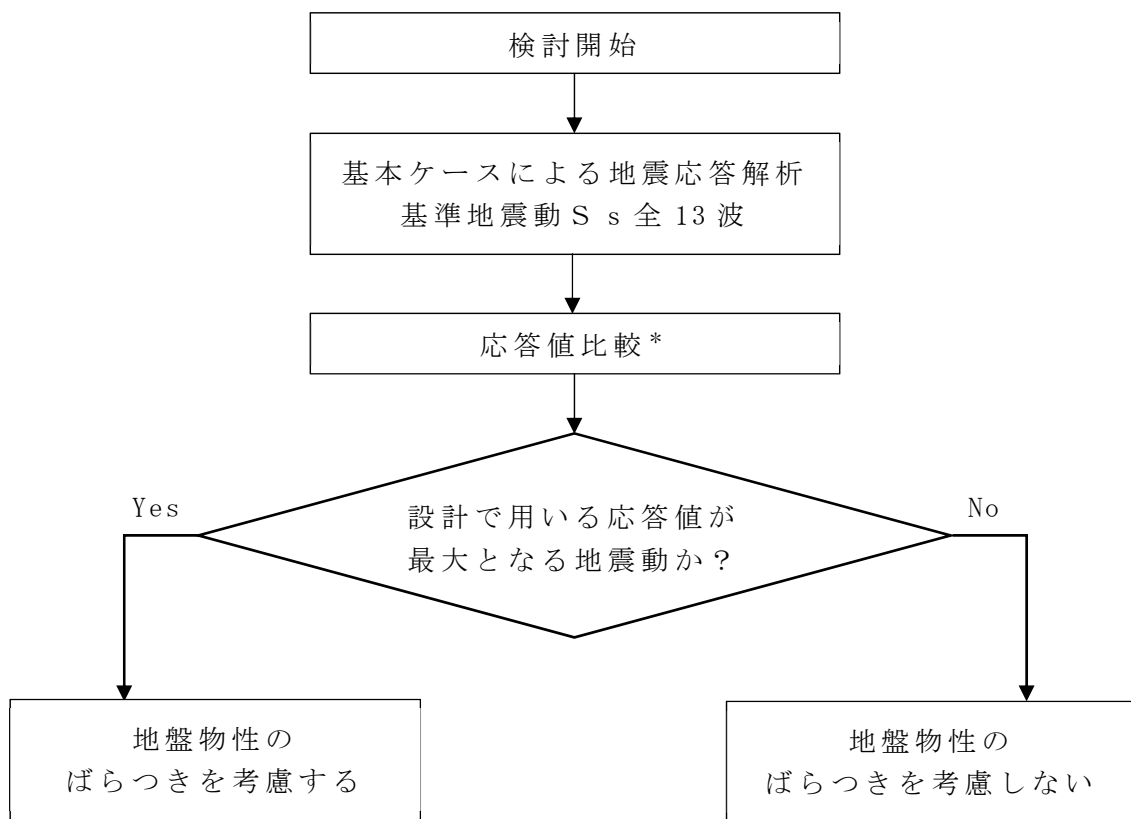
第 3.1-1 図 設計用地震力の設定フロー

3.2 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

地盤物性のばらつきを考慮したケースの地震応答解析は、基本ケースによる応答を確認したうえで、応答への影響の大きい地震動に対して実施する。

地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また、選定方法のフローを第 3.2-1 図に示す。

- ① 基本ケース（地盤物性：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ② 基本ケースによる地震応答解析結果より、設計で用いる応答値の比較を行う。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる地震動を、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動とする。



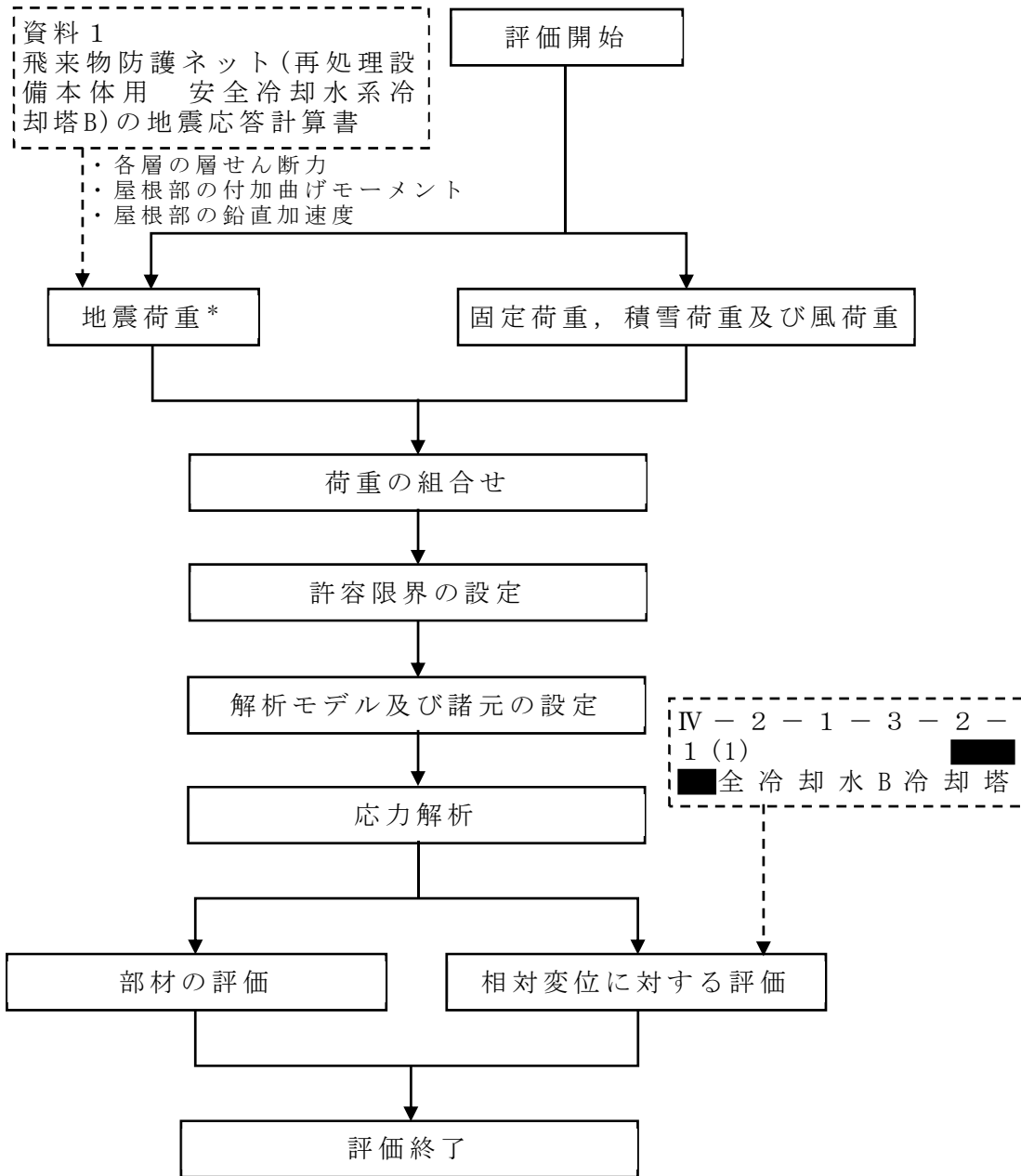
注記 * : 地震時の地盤の液状化による影響を考慮する設備については、非液状化時（全応力解析）及び液状化時（有効応力解析）のそれぞれについて検討を実施する。

第 3.2-1 図 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定フロー

3.3 地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法

基本ケース及び地盤物性のばらつきを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、地盤物性のばらつきを設計用地震力として考慮する。

地盤物性のばらつきを地震荷重として考慮した耐震性評価フローの例として飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の支持架構の応力解析による評価フローを第 3.3-1 図に示す。耐震性評価において、地震荷重は、地震応答解析により得られた最大応答値から算出し、応力解析モデルの各節点に配分することにより考慮している。地震応答解析により得られた最大応答値は、基本ケース及び地盤物性のばらつきを考慮したケース(以下「検討ケース」という。)ごとに異なるため、保守的な評価として、検討ケースごとに得られた応答値のうち最大の応答値から算出される地震荷重を採用することとする。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第 3.3-1 図 応力解析による評価フロー例
 (飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の支持架構)

4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の概要

地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果より、以下の傾向を確認した。なお、各竜巻防護ネットの地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果の詳細は、別添 1 に示す。

材料物性のばらつきとして、地盤物性のばらつきを考慮したケースでは、地盤物性が硬くなる側に変化した場合、地盤－建屋連成系としての剛性が大きくなるため変位は小さくなり、地盤物性が柔らかくなる側に変化した場合、地盤－建屋連成系としての剛性が小さくなるため変位は大きくなることを確認した。また、地盤物性の変化により耐震評価に用いる各応答値が増減することを確認した。

5. まとめ

本資料では、耐震評価に用いる地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定方法について示すとともに、竜巻防護ネットの設計用地震力の設定根拠となる、各竜巻防護ネットの材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示した。

以上より、竜巻防護ネットの耐震性評価においては、地盤物性のばらつきを考慮した設計用地震力により耐震評価を実施している。また、建屋物性のばらつきの影響については、その影響が軽微であることを確認した。

別添 1

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却
塔 B）における地盤物性のばらつきを考慮した
地震応答解析結果

目 次

1. 概要	1
2. 選定方法	1
3. 地震動の選定	3
3.1 全応力解析	3
3.1.1 NS 方向	3
3.1.2 EW 方向	11
3.2 有効応力解析	19
3.2.1 NS 方向	19
3.2.2 EW 方向	27
3.3 地震動の選定結果	35
4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果	36
4.1 解析ケース	36
4.2 地盤物性のばらつきを評価した地震動の選定について	37

参考資料 座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきを考慮した影響評価について

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定について補足説明するものである。

「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の地震応答計算書」

飛来物防護ネット架構の材料物性のばらつきの考慮にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

飛来物防護ネット架構の地盤物性のばらつきの考慮にあたっては、基準地震動 S_s の基本ケースにおける設計モデルでの非液状化時(全応力解析)及び液状化時(有効応力解析)の応答結果を確認したうえで、飛来物防護ネット架構への影響の大きい波に対して検討を実施する。本資料では、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び選定結果について説明する。

尚、座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきの影響に関しては、参考資料に示す。

2. 選定方法

地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定フローを第2-1図に示す。

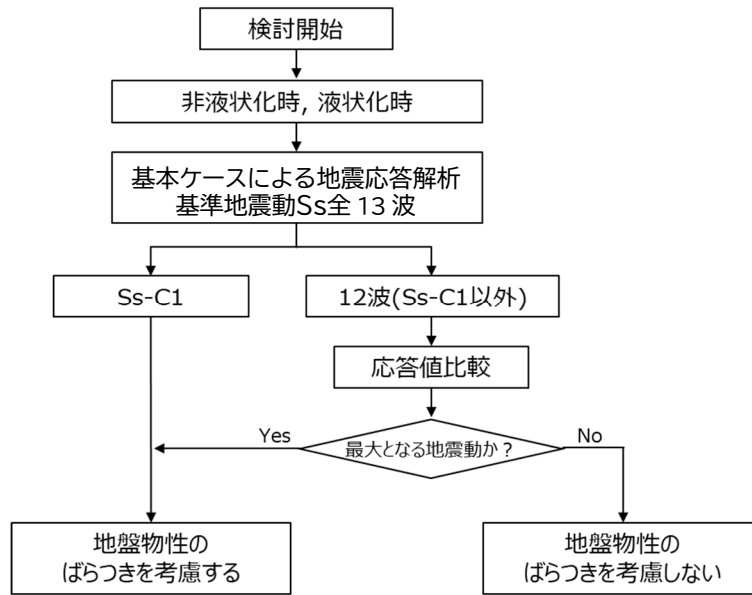
地震動の選定は、基本ケースによる基準地震動 S_s 全13波での地震応答解析を設計モデルで実施し、飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値に着目して選定する。

尚、地震動の選定は、非液状化時及び液状化時の各々に対して行う。

飛来物防護ネット架構の応答において、基準地震動 S_s 全13波のうち S_s -C1 は非常に大きい応答であるため、他の地震動と包絡せず以下の2ケースに対して設計する。

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none">① S_s-C1 の応答値を対象とした設計② S_s-C1 以外の地震動の包絡応答値を対象とした設計 |
|---|

地盤物性のばらつきを考慮する地震動は、上記設計に対応させるため、 S_s -C1 に加えて、 S_s -C1 以外の地震動の中から選定する。



第 2-1 図 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値は、第 2-1 表のとおりである。よって、Ss-C1 以外の地震動のうち、支持架構、基礎梁及び杭の設計で用いる応答値の各々で最大となる地震動を、地盤物性のばらつきを考慮する地震動として選定する。

第 2-1 表 支持架構、基礎梁及び杭の設計で用いる応答値

設計対象	設計で用いる数値
支持架構 (フレーム部材)	最大応答せん断力 (層せん断力)
	最大応答曲げモーメント (付加曲げ)
	最大応答鉛直加速度 (屋根部)
支持架構 (座屈拘束ブレース)	最大応答軸ひずみ
基礎梁, 杭	最大応答水平加速度 (基礎梁)
	最大応答鉛直加速度 (基礎梁)
	改良地盤の応答変位 (改良地盤の変形)

3. 地震動の選定




3.1 全応力解析

3.1.1 NS 方向

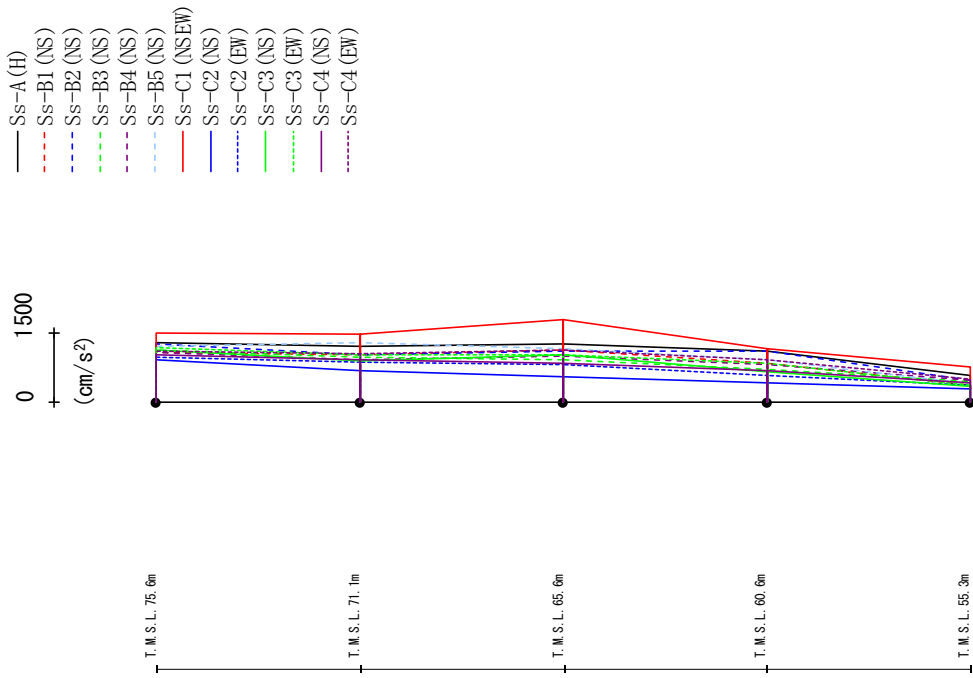
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析における NS 方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第 3.1.1-1 図~第 3.1.1-4 図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第 3.1.1-2 表に, 改良地盤の最大応答変位*を第 3.1.1-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s-C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s-C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動 S_s 全 13 波で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.1.1-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s-C1 以外の地震動の選定結果を第 3.1.1-3 表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第 3.1.1-1 表 最大応答値の図表での凡例

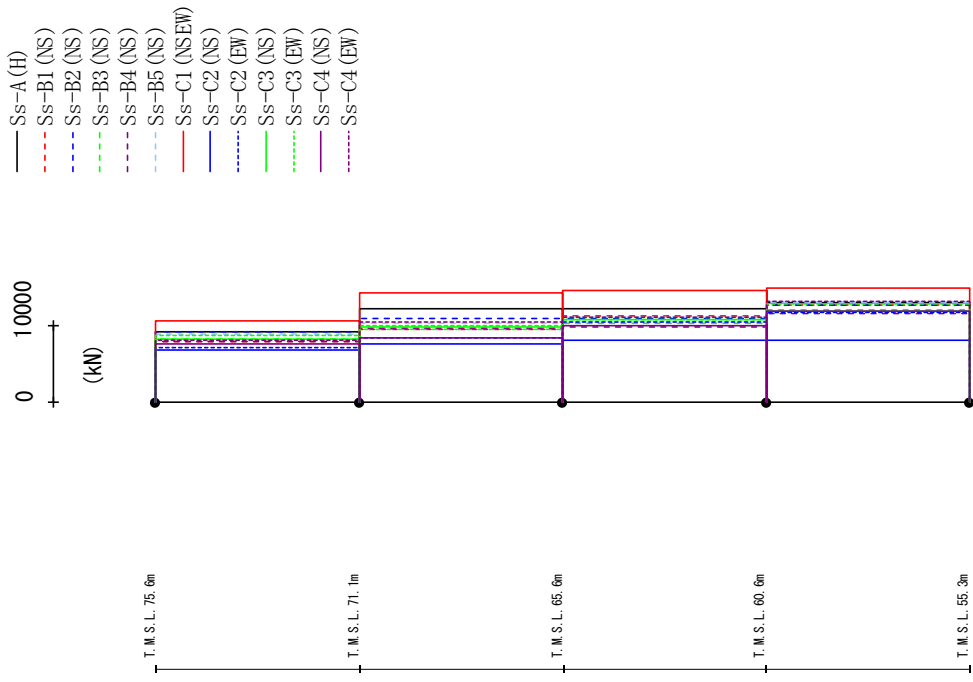
対象とする地震波	凡例
S_s-C1	
S_s-C1 を除く地震動	
全地震動	

最大応答加速度 (NS方向)



第 3.1.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

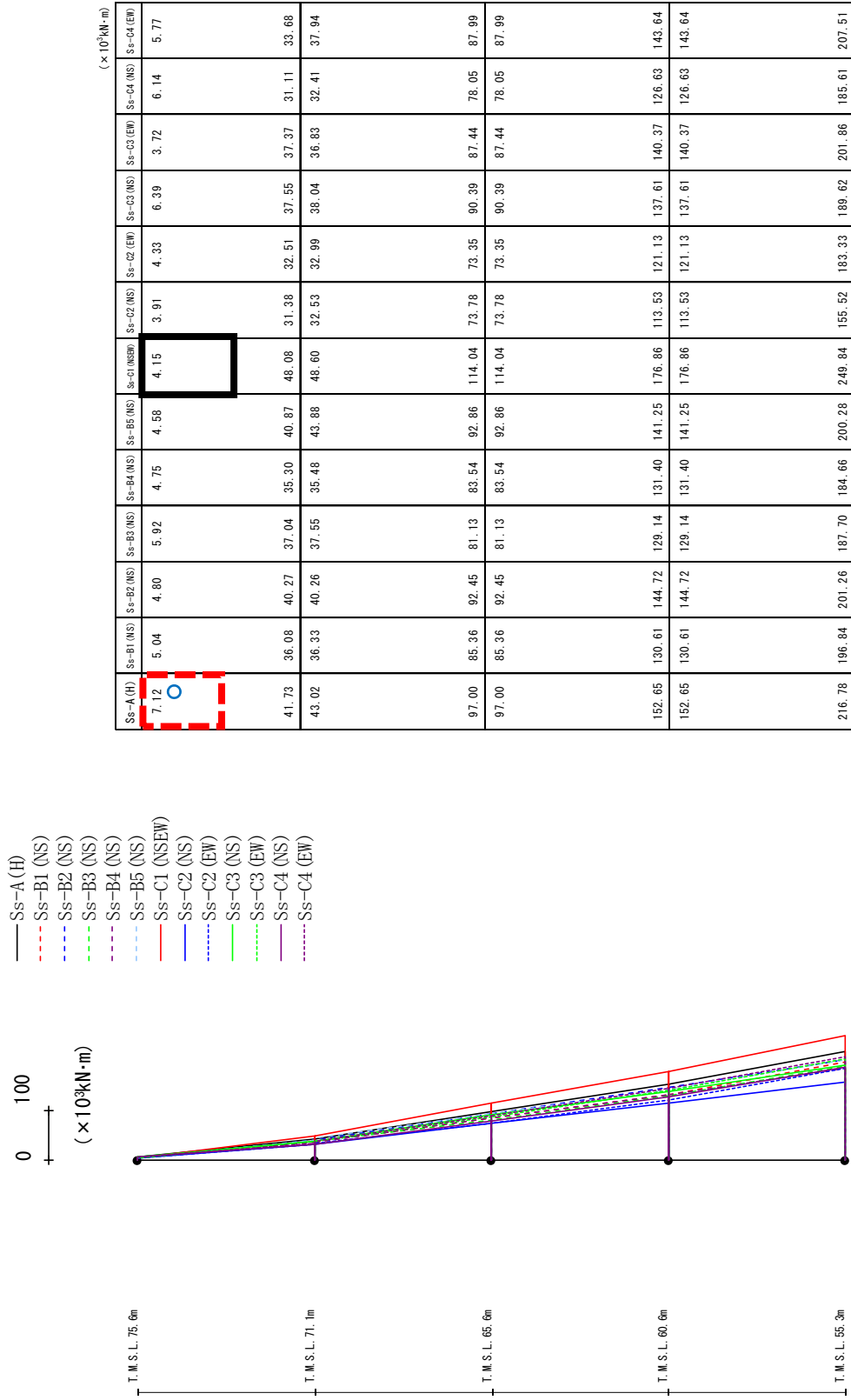
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
9165	7960	9159	8291	7875	8839	10602	6717	7118	8237	8650	7518	8025
12179	9513	10943	9464	9596	10221	14183	7590	8351	9823	10002	8390	10384
12174	11259	10982	10348	9827	11081	14493	8030	10374	10807	10806	9923	11140
13000	12696	12705	11983	11621	12965	14865	8023	11736	11894	12884	11813	13056

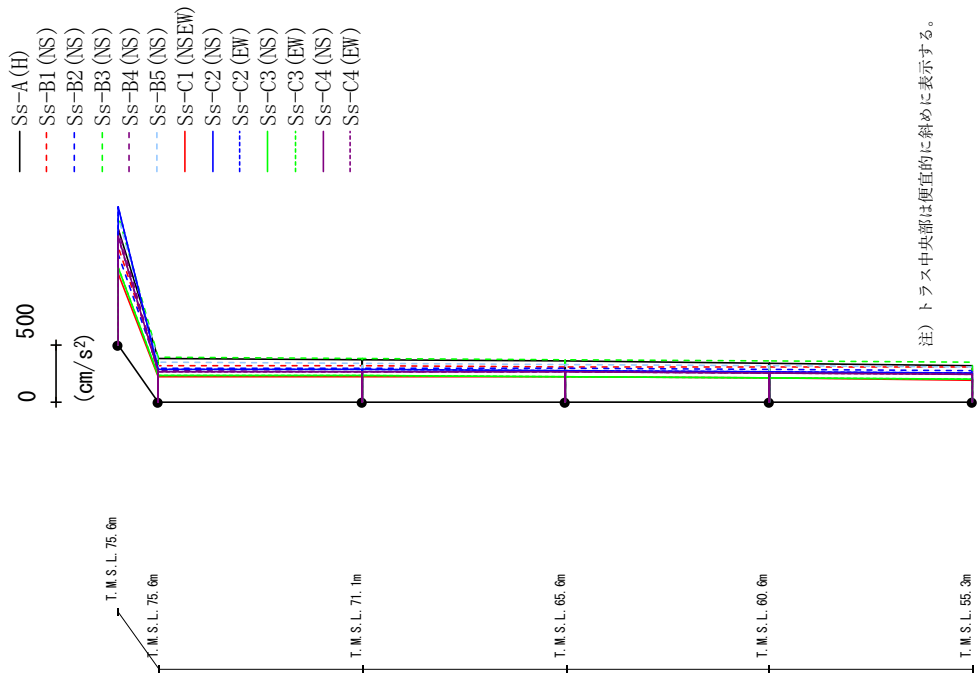
第 3.1.1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第 3.1.1-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

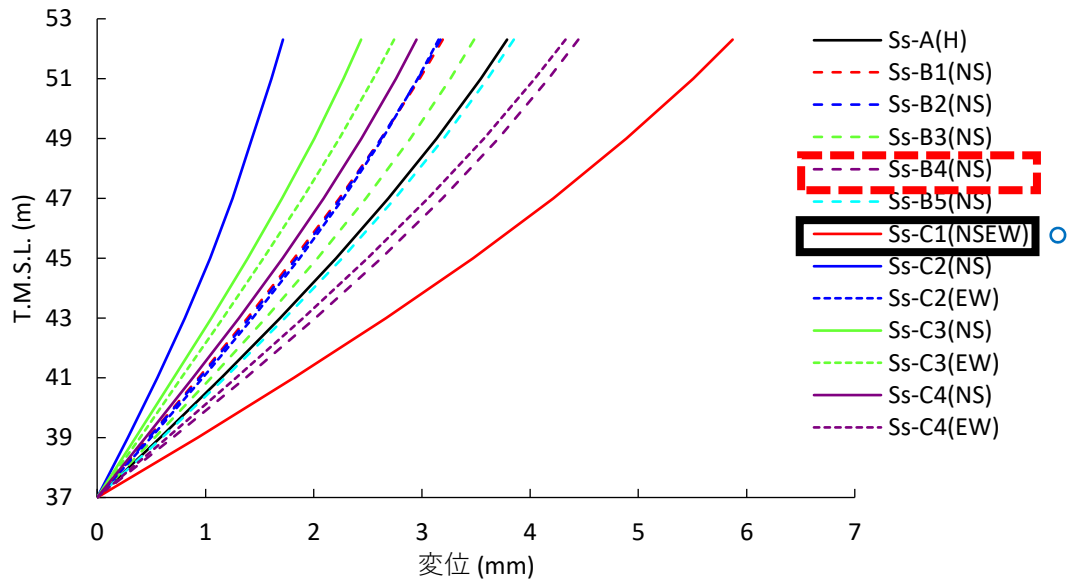


	Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(N(EW))	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
1006	847	784	1129	998	1119	619	1203	1198	674	945	940		
381	317	294	387	268	346	224	284	285	236	235	260		
372	311	292	381	264	340	222	280	281	231	231	261		
357	306	289	371	259	330	215	272	273	223	223	259		
338	304	284	361	253	319	206	261	262	211	211	254		
315	301	277	349	253	305	193	256	256	197	197	245		

第 3.1.1-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

第3.1.1-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, NS方向, 全応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.24	0.69	0.99	0.69	0.71	0.84	1.66	0.29	0.45	0.76	0.79	0.47	0.88



第 3. 1. 1-5 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

第 3.1.1-3 表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1 以外の地震動の選定結果 (NS 方向, 全応力解析)




選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.1.1-1 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第 3.1.1-2 図 T. M. S. L. 75. 6m~60. 6m
	Ss-C4 (EW)	第 3.1.1-2 図 T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.1.1-3 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (NS)	第 3.1.1-4 図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.1.1-4 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.1.1-2 表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B4	第 3.1.1-5 図

3.1.2 EW 方向

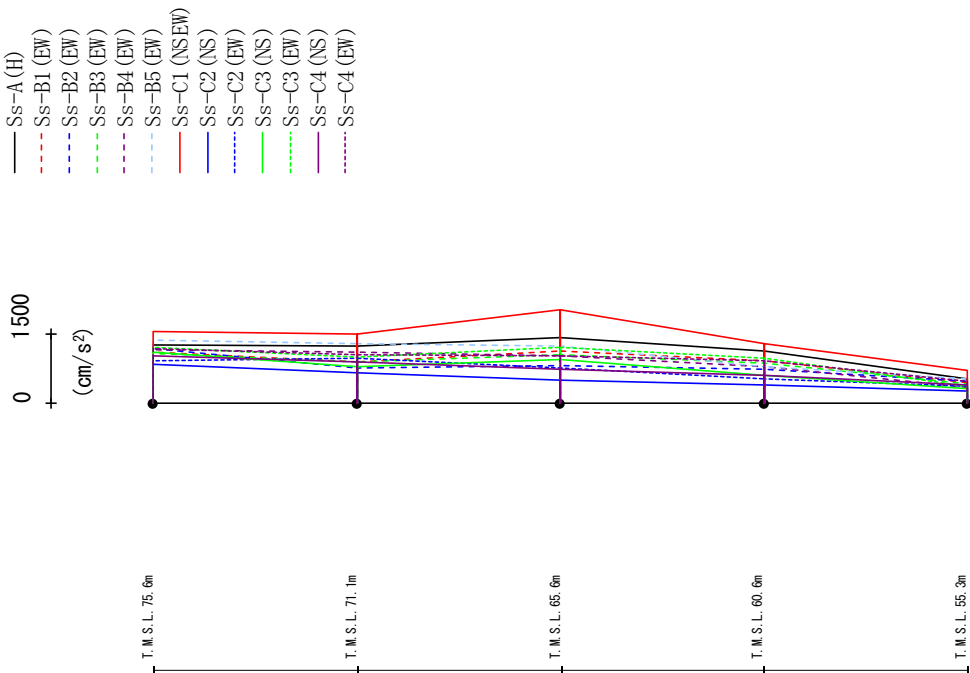
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析における EW 方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第 3.1.2-1 図~第 3.1.2-4 図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第 3.1.2-2 表に, 改良地盤の最大応答変位*を第 3.1.2-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s -C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動 S_s 全 13 波で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.1.2-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1 以外の地震動の選定結果を第 3.1.2-3 表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第 3.1.2-1 表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震波	凡例
S_s -C1	
S_s -C1 を除く地震動	
全地震動	

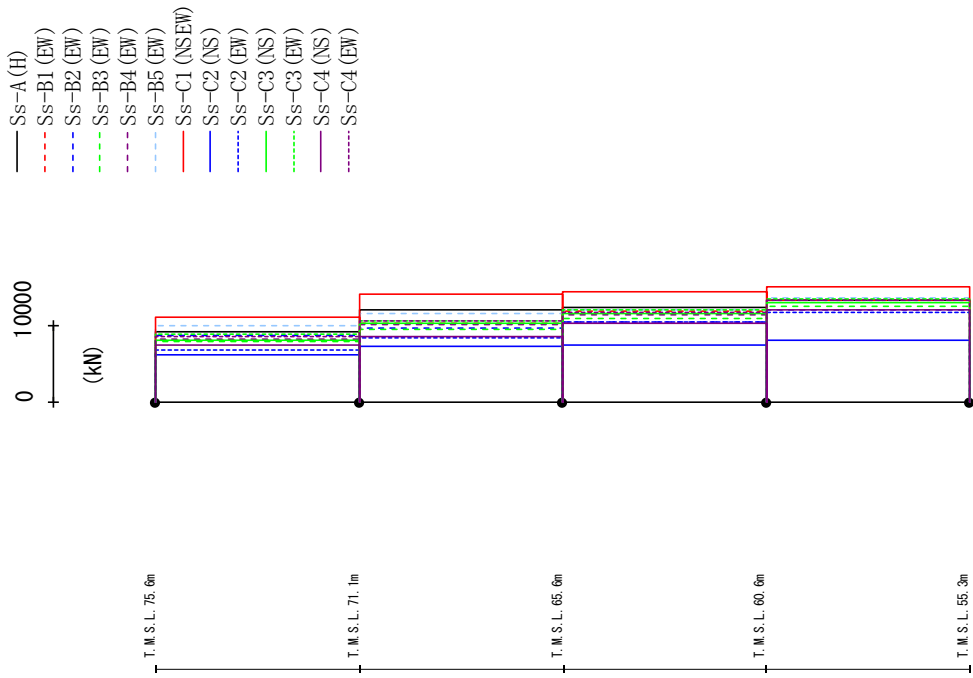
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1275	1275	1105	1186	1086	1152	1368	1554	849	931	1101	1220	1015	1177
1233	1233	883	772	893	1101	1283	1500	662	973	780	992	886	1059
1416	1416	1130	825	1054	1015	1235	2034	490	774	934	1219	745	1035
1126	1126	908	736	858	795	795	1284	395	536	614	963	598	918
534	534	451	465	427	327	512	719	248	355	320	368	400	468

第 3.1.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

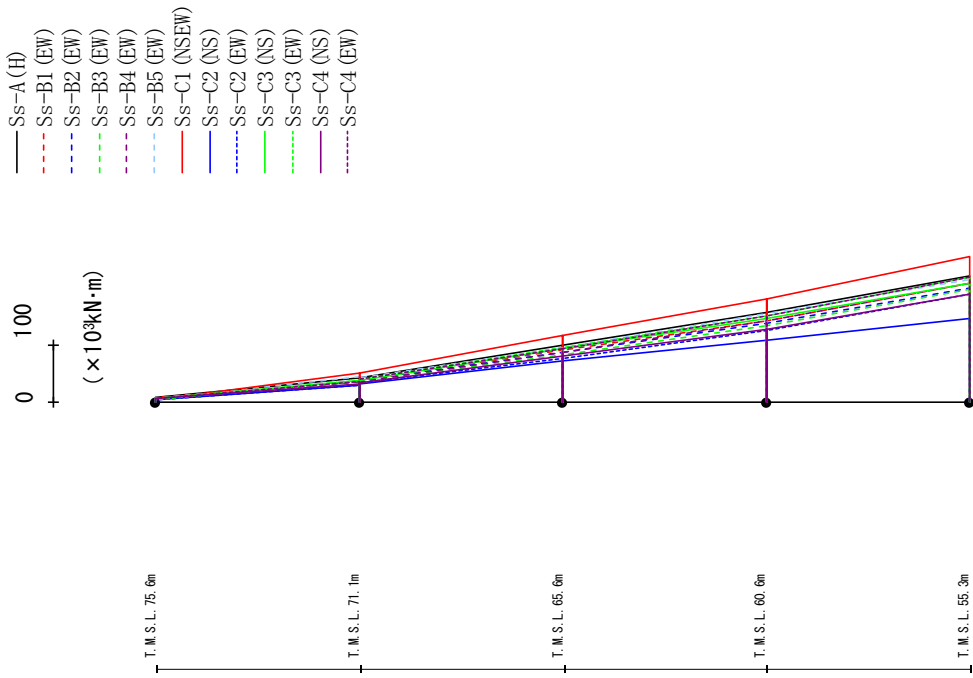
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NS/EW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9169	8095	8669	7902	8242	9947	11001	6171	6760	7988	8830	7430	8513
11947	10249	9582	9467	10179	11550	14132	7292	8440	10270	10640	8471	10575
12366	11853	10454	10870	11398	11963	14325	7450	10423	11553	11959	10200	11645
13288	13255	11978	12442	13240	13667	15043	7997	11635	13050	13377	11979	13289

第 3.1.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

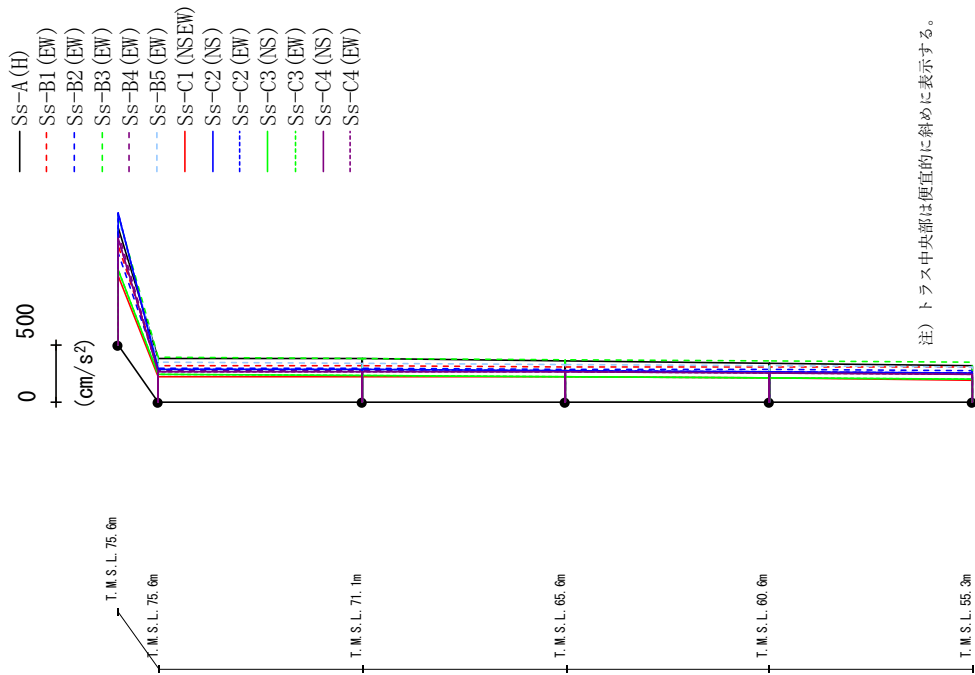
最大応答曲げモーメント (EW方向)



	Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
	8.25	7.48	5.96	5.84	5.48	6.72	3.56	3.86	5.05	7.05	3.97	6.56	6.47
	41.97	36.69	35.68	35.73	35.22	43.31	49.94	29.79	30.33	36.79	38.02	32.38	36.51
	42.97	38.89	37.54	36.40	35.79	42.07	50.37	31.89	33.88	38.84	40.53	33.58	40.96
	98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.86	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46
	98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.86	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46
	156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
	156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
	220.33	207.50	197.76	196.97	207.28	213.64	252.69	145.48	187.08	207.94	218.12	187.18	217.60

第3.1.2-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



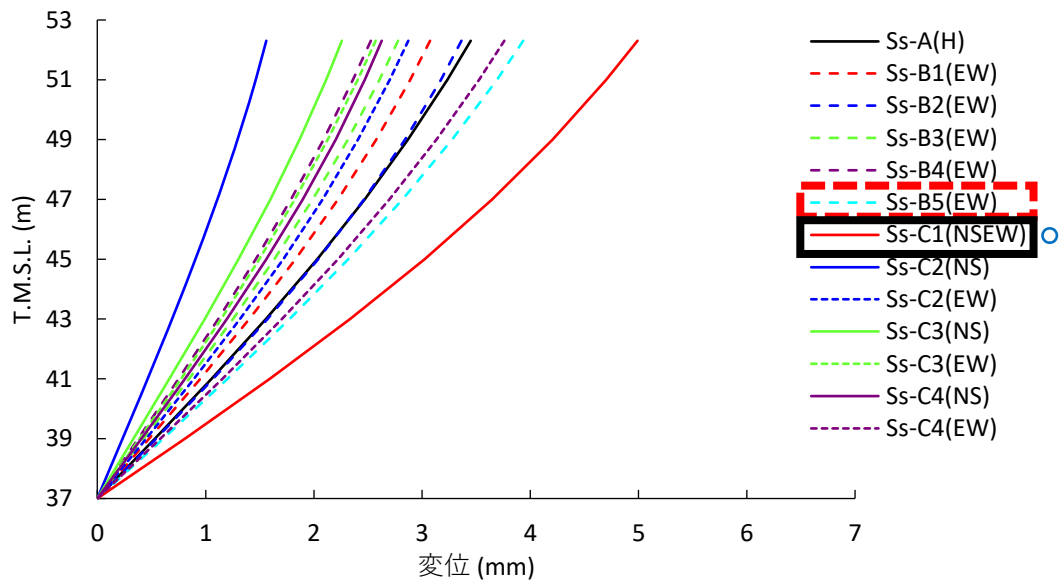
注) トラス中央節は硬直的に斜めに表示する。

	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEE)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	861	803	1125	982	1101	595	1150	1142	647	648	929	922	
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259	
375	312	292	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260	
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258	
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253	
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245	

第3.1.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応答解析)

第3.1.2-2表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW方向, 全応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.15	0.77	0.63	0.60	0.76	1.07	1.64	0.25	0.37	0.78	0.86	0.39	0.86



第 3.1.2-5 図 改良地盤の最大応答変位
 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

第 3.1.2-3 表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1 以外の地震動の選定結果 (EW 方向, 全応力解析)

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.1.2-1 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第 3.1.2-2 図 T. M. S. L. 71.1m~60.6m
	Ss-B5	第 3.1.2-2 図 T. M. S. L. 75.6m~71.1m T. M. S. L. 60.6m~55.3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.1.2-3 図 T. M. S. L. 75.6m~71.1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (NS)	第 3.1.2-4 図 T. M. S. L. 75.6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.1.2-4 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.1.2-2 表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第 3.1.2-5 図


3.2 有効応力解析

3.2.1 NS 方向

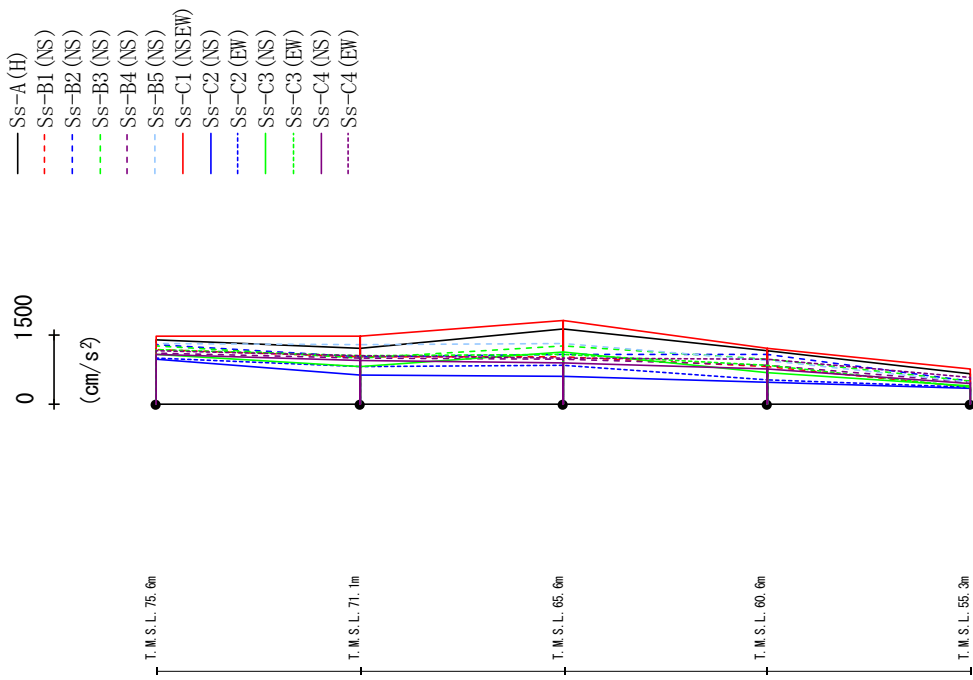
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析における NS 方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第 3.2.1-1 図~第 3.2.1-4 図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第 3.2.1-2 表に, 改良地盤の最大応答変位*を第 3.2.1-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s-C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s-C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動 S_s 全 13 波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.2.1-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s-C1 以外の地震動の選定結果を第 3.2.1-3 表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第 3.2.1-1 表 最大応答値の図表での凡例

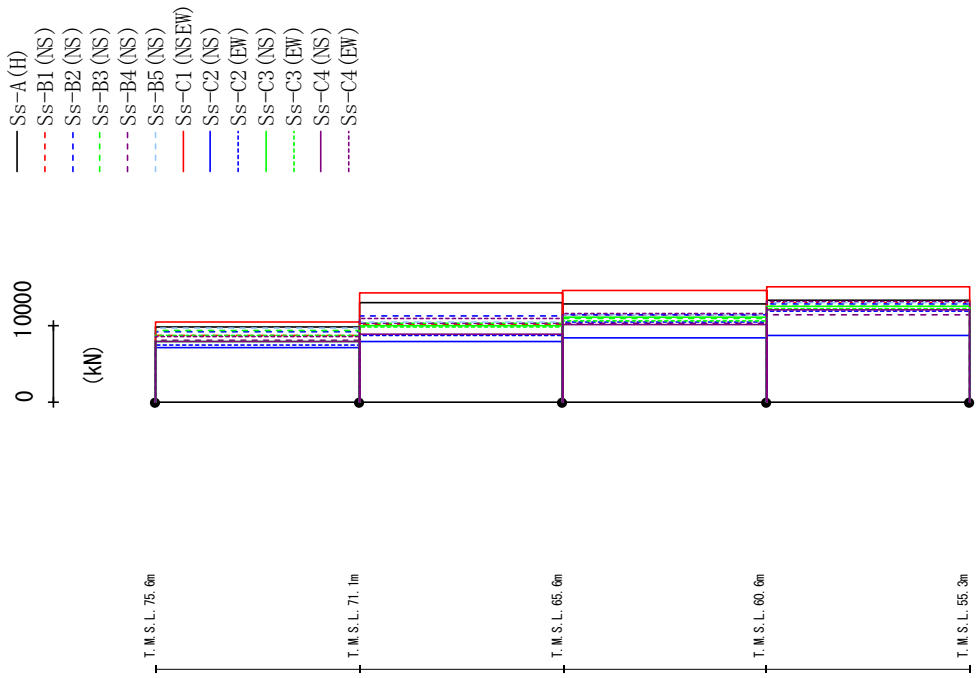
対象とする地震波	凡例
S_s-C1	
S_s-C1 を除く地震動	
全地震動	

最大応答加速度 (NS方向)



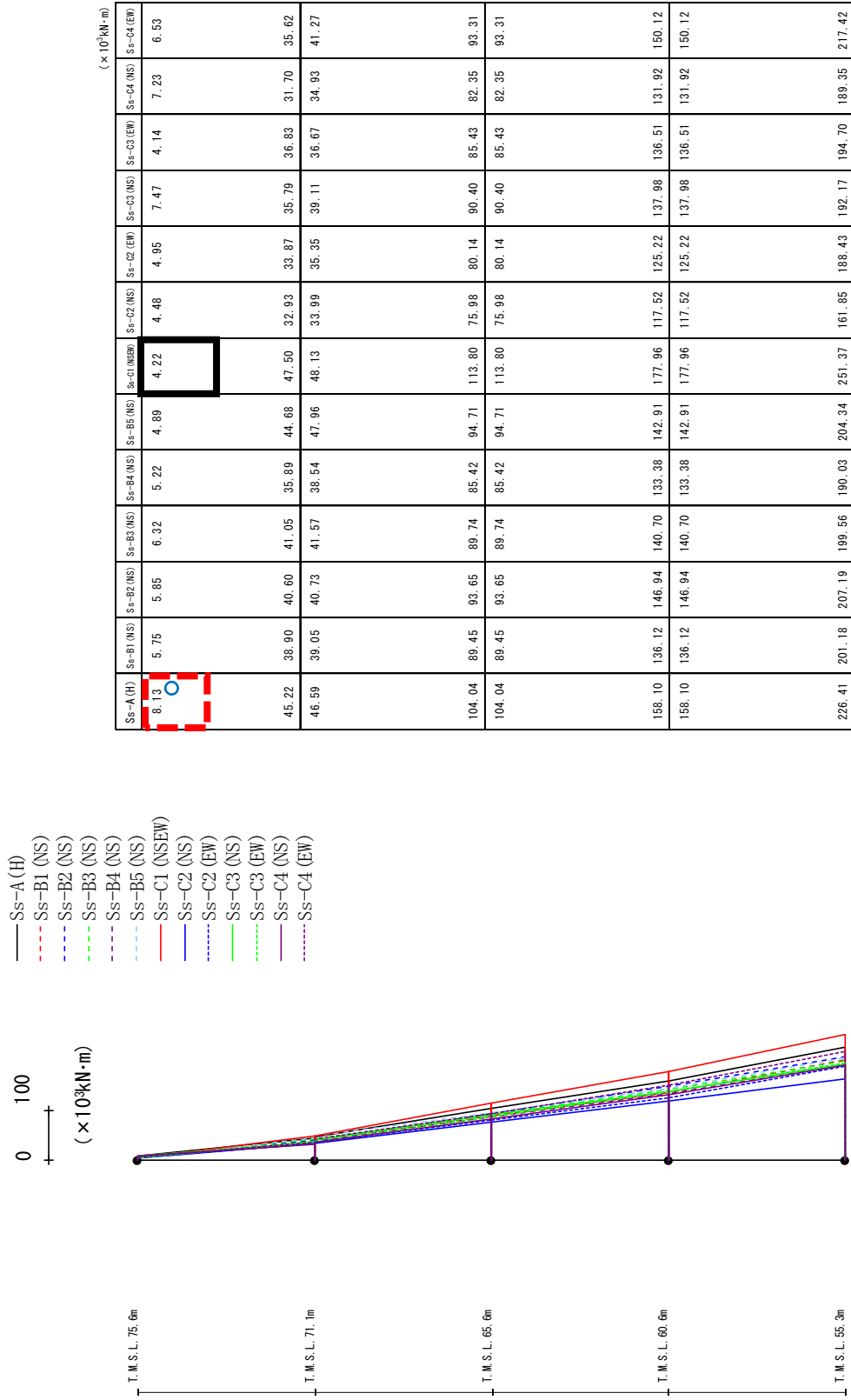
第 3.2.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



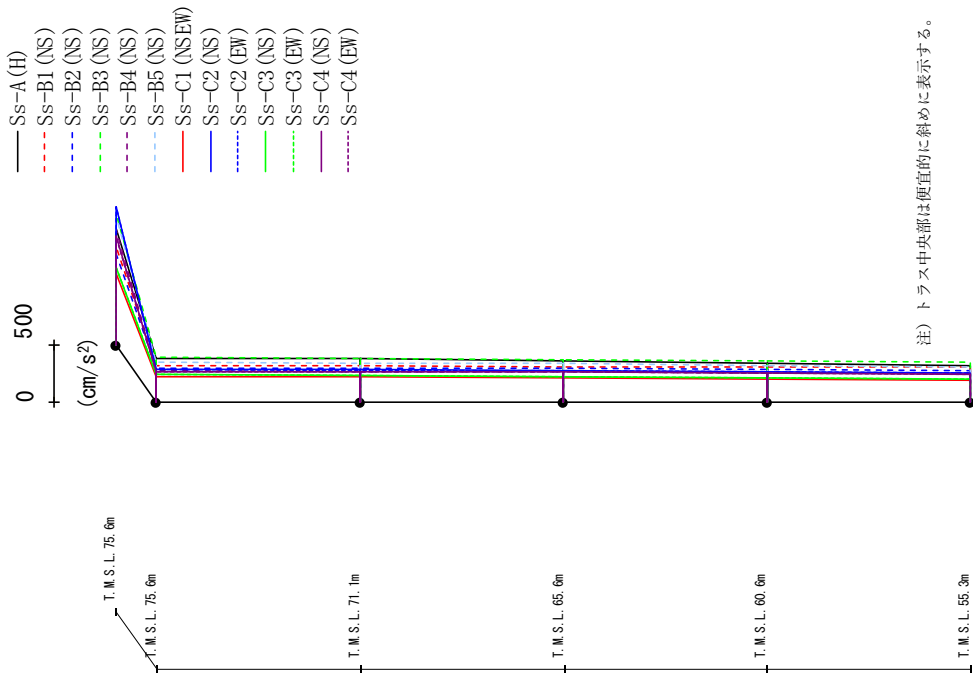
第 3.2.1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第3.2.1-3図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

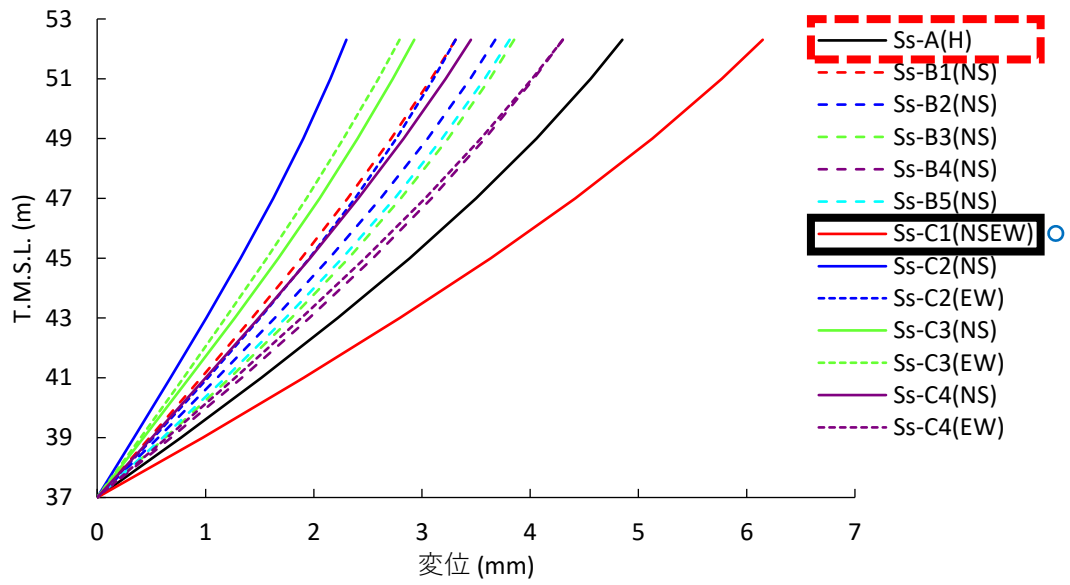


	Ss-A(H)	Ss-B1(NS)	Ss-B2(NS)	Ss-B3(NS)	Ss-B4(NS)	Ss-B5(NS)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
1008	847	786	1135	996	1117	614	1202	1202	1205	671	943	940	
382	317	294	388	269	348	217	283	282	236	236	260	260	
374	311	292	381	265	342	215	279	278	232	232	261	260	
358	305	289	371	260	332	210	270	270	223	223	259	258	
340	304	284	361	254	320	201	260	260	212	212	254	254	
317	301	276	349	252	306	189	255	255	197	197	246	245	

第 3.2.1-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

第 3.2.1-2 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.39	0.81	1.05	0.83	0.84	0.87	1.67	0.35	0.51	0.80	0.75	0.56	1.00



第 3.2.1-5 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)

第 3.2.1-3 表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1 以外の地震動の選定結果 (NS 方向, 有効応力解析)




選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.2.1-1 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第 3.2.1-2 図 T. M. S. L. 75.6m~55.3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.2.1-3 図 T. M. S. L. 75.6m~71.1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第 3.2.1-4 図 T. M. S. L. 75.6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.2.1-4 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.2.1-2 表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-A	第 3.2.1-5 図

3.2.2 EW 方向

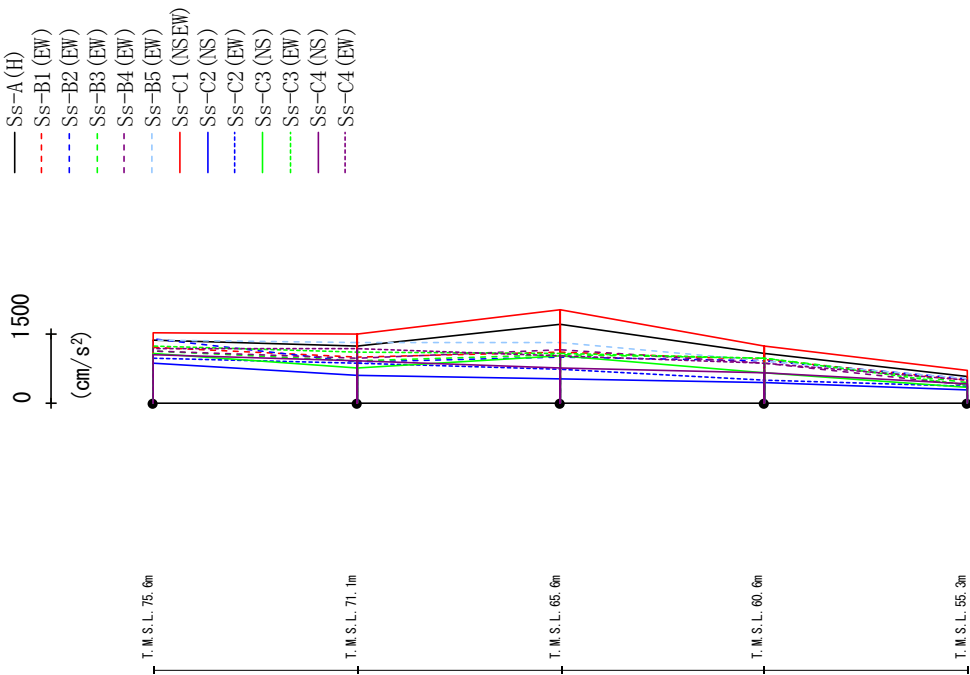
飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析における EW 方向の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第 3.2.2-1 図~第 3.2.2-4 図に, 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみを第 3.2.2-2 表に, 改良地盤の最大応答変位*を第 3.2.2-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1 を対象としたものを, 赤破線枠は S_s -C1 を除く地震動の中で最大のものを, 青丸は基準地震動 S_s 全 13 波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.2.2-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1 以外の地震動の選定結果を第 3.2.2-3 表に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

第 3.2.2-1 表 最大応答値の図表での凡例

対象とする地震波	凡例
S_s -C1	
S_s -C1 を除く地震動	
全地震動	

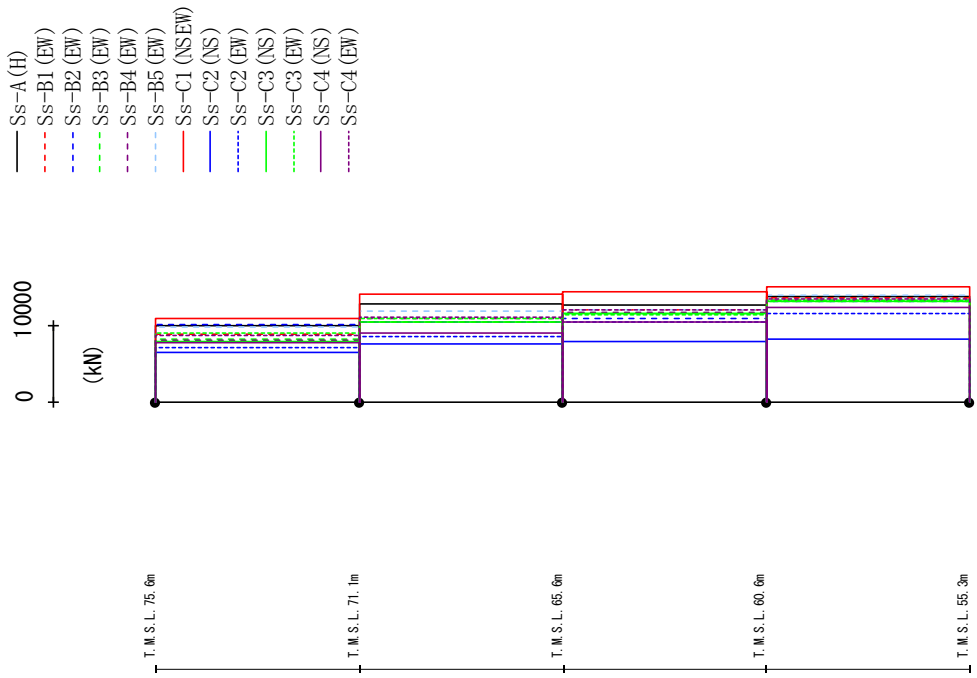
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
	1380	1220	1386	1127	1137	1361	1539	876	964	1086	1250	1049	1195
	1239	1006	892	933	986	1318	1504	597	876	767	1096	920	1184
	1708	1092	1007	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022
	1090	954	923	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872
	577	505	519	446	384	529	707	276	357	349	394	414	496

第 3.2.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

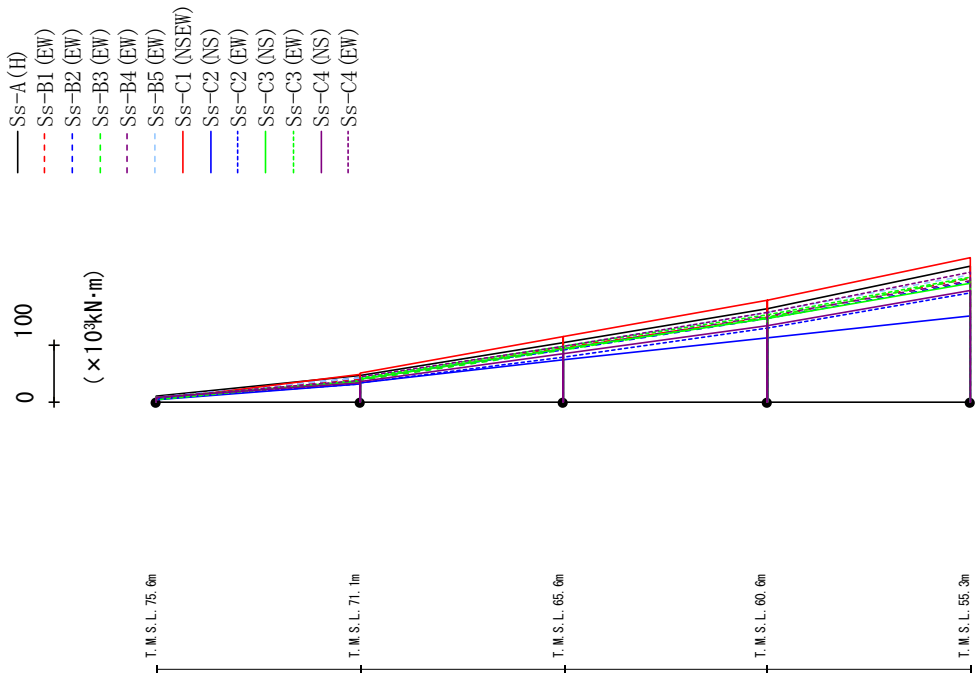
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
9892	8900	10086	8265	8118	9869	10079	6429	7059	7954	9068	7719	8747
12785	10475	10508	10504	10937	11847	14136	7532	8587	10425	10850	8977	11134
12707	12054	10908	11579	11661	12087	14414	7933	10413	11517	11424	10441	12100
13734	13612	13091	13168	13235	13961	15092	8194	11603	13147	13335	12336	13450

第 3.2.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

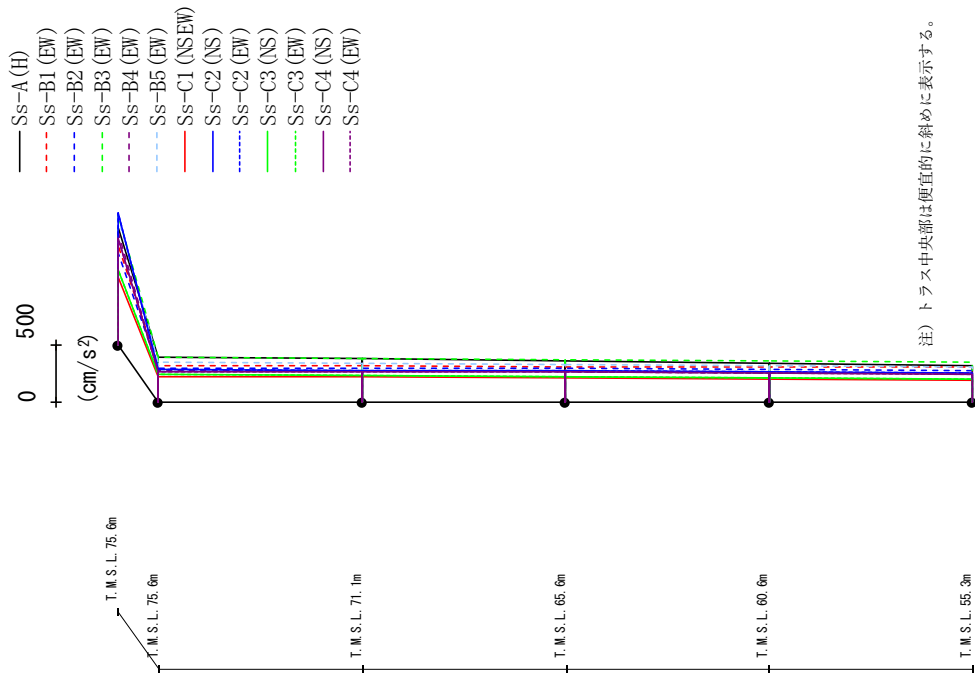


(× 10³ kN・m)

Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
9.56	8.67	7.26	6.56	5.96	8.02	3.78	4.36	5.83	8.60	4.78	7.35	7.54
45.36	39.70	41.22	36.30	36.10	42.48	49.37	30.70	31.83	35.93	38.38	33.67	38.60
47.00	40.82	41.34	37.81	39.95	42.20	49.78	32.73	33.52	40.76	41.31	35.29	43.19
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
235.98	214.52	208.10	214.74	211.18	221.34	251.96	150.07	190.59	206.70	217.33	193.65	226.57

第 3.2.2-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

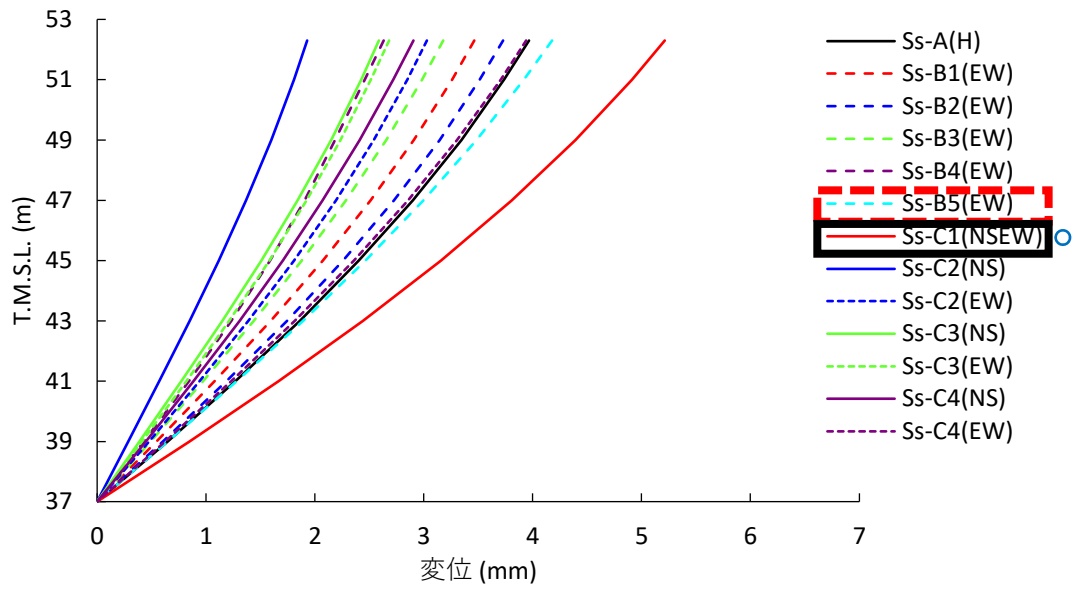


	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/EW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	646	928	926		
384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	260	260		
375	313	293	381	268	339	215	276	276	233	260	260		
360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	258	258		
342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	253	253		
319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	245	245		

第 3.2.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

第 3.2.2-2 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.33	0.82	0.82	0.83	0.94	1.12	1.64	0.26	0.41	0.82	0.90	0.50	0.97



第 3. 2. 2-5 図 改良地盤の最大応答変位
 (基本ケース, EW 断面, 有効応力解析)

第 3.2.2-3 表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
Ss-C1 以外の地震動の選定結果 (EW 方向, 有効応力解析)

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.2.2-1 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答せん断力 (層せん断力)	Ss-A	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 71.1m~60.6m
	Ss-B2	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 75.6m~71.1m
	Ss-B5	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 60.6m~55.3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.2.2-3 図 T. M. S. L. 75.6m~71.1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第 3.2.2-4 図 T. M. S. L. 75.6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.2.2-4 図 T. M. S. L. 55.3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.2.2-2 表
改良地盤の最大応答変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第 3.2.2-5 図

3.3 地震動の選定結果

3.1 項及び 3.2 項の結果から、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を第 3.3-1 表に示す。

第 3.3-1 表 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定結果

解析ケース	基準地震動 S _s	
	NS 方向	EW 方向
非液化化時 (全応力解析)	Ss-A	Ss-A
	Ss-B3	Ss-B3
	Ss-B4	Ss-B5
	Ss-C1	Ss-C1
	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
	Ss-C4 (EW)	
液化化時 (有効応力解析)	Ss-A	Ss-A
	Ss-B3	Ss-B2
	Ss-C1	Ss-B3
	Ss-C2 (EW)	Ss-B5
		Ss-C1
	Ss-C2 (EW)	

4. 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

4.1 解析ケース

地盤物性のばらつきを考慮する解析ケースを、第 4.1-1 表及び第 4.1-2 表に示す。

第 4.1-1 表 地盤物性のばらつきを考慮する解析ケース(全応力解析)

ケース No.	解析ケース	基準地震動 S s	
		NS 方向	EW 方向
1	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1 σ)	Ss-A	Ss-A
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-B4	Ss-B5
		Ss-C1	Ss-C1
		Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
		Ss-C4 (EW)	
2	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1 σ)	Ss-A	Ss-A
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-B4	Ss-B5
		Ss-C1	Ss-C1
		Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (NS)
		Ss-C4 (EW)	

第 4.2-2 表 地盤物性のばらつきを考慮する解析ケース(有効応力解析)

ケース No.	解析ケース	基準地震動 S s	
		NS 方向	EW 方向
1	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1 σ)		Ss-A
		Ss-A	Ss-B2
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-C1	Ss-B5
		Ss-C2 (EW)	Ss-C1
2	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1 σ)		Ss-A
		Ss-A	Ss-B2
		Ss-B3	Ss-B3
		Ss-C1	Ss-B5
		Ss-C2 (EW)	Ss-C1
		Ss-C2 (EW)	

4.2 地盤物性のばらつきを評価した地震動の選定について

地盤のばらつきを評価する際の地震動の選定方法について、妥当であるか確認する。

4.1 項の解析ケースに対して、地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動及び応答値を第 4.2-1 表～第 4.2-4 表に示す。

第 4.2-1 表～第 4.2-4 表に示すとおり概ね基本ケースで最大が生じた地震動はばらつきを生じたケースでも同様の地震動で発生している。尚、EW 方向の全応力解析・有効応力解析の屋根部の鉛直加速度において、基本ケース及び $+1\sigma$ では Ss-C2(EW)が最大であったが、 -1σ では Ss-B3 が最大であった。ただし、それらの最大値は Ss-C2(EW)の $+1\sigma$ で生じており、基本ケースで最大であった Ss-C2(EW)と同じ地震動であった。

以上のことから、地盤のばらつきを評価する際の地震動の選定方法について、各応答値の最大を選定できていることから妥当であることを確認した。

第 4.2-1 表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(NS 方向, 全応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
全 応 力	NS	層せん断力	Ss-C1 (14865 kN)	Ss-C1 (14689 kN)	Ss-C1 (15363 kN)	Ss-C1 (15363 kN)
		付加曲げ	Ss-A (7116 kNm)	Ss-A (6964 kNm)	Ss-A (7009 kNm)	Ss-A (7116 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1203 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1212 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1152 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1212 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (754 cm/s ²)	Ss-C1 (762 cm/s ²)	Ss-C1 (744 cm/s ²)	Ss-C1 (762 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (5.87 mm)	Ss-C1 (5.61 mm)	Ss-C1 (6.15 mm)	Ss-C1 (6.15 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.66 %)	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.67 %)	Ss-C1 (1.67 %)

注 1 : 表中の () は応答値の数値を示す。

注 2 : は, ①~③で最大となるものを示す。

第 4.2-2 表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(EW 方向, 全応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
全 応 力	EW	層せん断力	Ss-C1 (15043 kN)	Ss-C1 (14786 kN)	Ss-C1 (15297 kN)	Ss-C1 (15297 kN)
		付加曲げ	Ss-A (8250 kNm)	Ss-A (8478 kNm)	Ss-A (7459 kNm)	Ss-A (8478 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1150 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1207 cm/s ²)	Ss-B3 (1053 cm/s ²)	Ss-C2(NS) (1207 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (719 cm/s ²)	Ss-C1 (712 cm/s ²)	Ss-C1 (710 cm/s ²)	Ss-C1 (719 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (347 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (4.99 mm)	Ss-C1 (4.86 mm)	Ss-C1 (5.22 mm)	Ss-C1 (5.22 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.60 %)	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.64 %)

注 1 : 表中の () は応答値の数値を示す。

注 2 : は、①~③で最大となるものを示す(表示桁以降も含めて比較)。

第 4.2-3 表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(NS 方向, 有効応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
有効応力	NS	層せん断力	Ss-C1 (15048 kN)	Ss-C1 (14861 kN)	Ss-C1 (15479 kN)	Ss-C1 (15479 kN)
		付加曲げ	Ss-A (8132 kNm)	Ss-A (8200 kNm)	Ss-A (7711 kNm)	Ss-A (8200 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(EW) (1205 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1212 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1167 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1212 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (753 cm/s ²)	Ss-C1 (767 cm/s ²)	Ss-C1 (754 cm/s ²)	Ss-C1 (767 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)	Ss-B3 (351 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (6.15 mm)	Ss-C1 (5.96 mm)	Ss-C1 (6.54 mm)	Ss-C1 (6.54 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.67 %)	Ss-C1 (1.68 %)	Ss-C1 (1.70 %)	Ss-C1 (1.70 %)

注 1 : 表中の () は応答値の数値を示す。

注 2 : は, ①~③で最大となるものを示す(表示桁以降も含めて比較)。

第 4.2-4 表 地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動
(EW 方向, 有効応力解析)

解析	方向	応答値	①基本ケース	②+1 σ	③-1 σ	max(①~③)
有効応力	EW	層せん断力	Ss-C1 (15092 kN)	Ss-C1 (14859 kN)	Ss-C1 (15352 kN)	Ss-C1 (15352 kN)
		付加曲げ	Ss-A (9563 kNm)	Ss-A (10101 kNm)	Ss-A (8209 kNm)	Ss-A (10101 kNm)
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(EW) (1152 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1207 cm/s ²)	Ss-B3 (1055 cm/s ²)	Ss-C2(EW) (1207 cm/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1 (707 cm/s ²)	Ss-C1 (699 cm/s ²)	Ss-C1 (715 cm/s ²)	Ss-C1 (715 cm/s ²)
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3 (349 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)	Ss-B3 (347 cm/s ²)	Ss-B3 (352 cm/s ²)
		変形 (改良地盤)	Ss-C1 (5.21 mm)	Ss-C1 (5.04 mm)	Ss-C1 (5.56 mm)	Ss-C1 (5.56 mm)
		軸ひずみ	Ss-C1 (1.64 %)	Ss-C1 (1.60 %)	Ss-C1 (1.66 %)	Ss-C1 (1.66 %)

注 1 : 表中の () は応答値の数値を示す。

注 2 : は, ①~③で最大となるものを示す。

参考資料

座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきを考慮した
影響評価について

目 次

1. 概要	1
2. 材料物性のばらつきに対する影響確認	1
2.1 確認方針	1
2.2 確認方法	2
2.2.1 確認条件	2
2.2.2 確認内容	2
2.3 確認結果	3
2.3.1 軸ひずみ	3
2.3.2 繰返し疲労	3
2.3.3 フレームの各部材	5
3. まとめ	6

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきの影響について補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書」

2. 材料物性のばらつきに対する影響確認

2.1 確認方針

座屈拘束ブレースは、ブレースとして働く中心鋼材を座屈拘束材(鋼管とモルタル)で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。

座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきとして、中心鋼材(BT-LYP225)の降伏点に対するばらつきが考えられるため、材料物性のばらつきが耐震性へ与える影響を確認する。

2.2 確認方法

地震応答解析及び応力解析を実施し、座屈拘束ブレースの材料物性のばらつきによる影響を確認する。

なお、地震応答解析は有効応答解析にて行う。

2.2.1 確認条件

(1) 材料物性のばらつき

材料物性のばらつきは、降伏点の公差($\pm 20\text{N/mm}^2$)とする。材料物性のばらつきを考慮した降伏点を第 2.2.1-1 表に示す。

第 2.2.1-1 表 材料物性のばらつきを考慮した降伏点

	降伏点 (N/mm^2)
ばらつき上限	245
中間値【参考】	225
ばらつき下限	205

(2) 確認用地震動

基準地震動 S_s 全 13 波，NS 方向，EW 方向

(3) 地盤

基本ケース， $\pm 1\sigma$ 地盤

2.2.2 確認内容

(1) 軸ひずみ

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴から，最大の軸ひずみを算出し，許容限界である 3.0%を超えないことを確認する。

(2) 繰返し疲労

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴を用いて，ひずみ振幅を 5 種類に分類して疲労係数を算出し，許容限界である疲労係数総和 1 を超えないことを確認する。

(3) フレームの各部材

フレームの各部材に発生する応力が，許容限界である検定比 1 を超えないことを確認する。

2.3 確認結果

「2.2 確認方法」に基づいた確認結果を 2.3.1 項から 2.3.3 項に示す。

各確認内容において許容限界を超えないことを確認した。よって、座屈拘束ブレースの材料物性によるばらつきは耐震性へ与える影響が小さいことを確認した。

2.3.1 軸ひずみ

軸ひずみの確認結果を第 2.3.1-1 表に示す。軸ひずみの最大値 1.76%はばらつき上限において発生しており、許容限界を超えないことを確認した。

第 2.3.1-1 表 軸ひずみの確認結果

(a) Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.76	3.0	0.59	OK
中間値【参考】	1.70	3.0	0.57	OK
ばらつき下限	1.63	3.0	0.55	OK

(b) Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.48	3.0	0.50	OK
中間値【参考】	1.42	3.0	0.48	OK
ばらつき下限	1.36	3.0	0.46	OK

注：■ は、最大検定比を示す。

2.3.2 繰返し疲労

繰返し疲労の確認結果を第 2.3.2-1 表に示す。疲労係数総和の最大値 0.6290 はばらつき上限において発生しており、許容限界を超えないことを確認した。

第 2.3.2-1 表 繰返し疲労の確認結果

(a) Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	ひずみ振幅 項目	繰返し 回数 n	許容繰返し 回数 N	疲労係数 n/N	許容 限界	判定
ばらつき 上限	① 1.0%-2.8%	19	58	0.3276		
	② 0.5%-1.0%	114	474	0.2405		
	③ 0.3%-0.5%	82	1,952	0.0420		
	④ 0.1%-0.3%	101	5,537	0.0182		
	疲労係数総和			0.6290	1	OK
中間値 【参考】	① 1.0%-2.7%	20	62	0.3226		
	② 0.5%-1.0%	98	474	0.2068		
	③ 0.3%-0.5%	91	1952	0.0466		
	④ 0.1%-0.3%	105	5537	0.0190		
	疲労係数総和			0.5950	1	OK
ばらつき 下限	① 1.0%-2.6%	21	67	0.3134		
	② 0.5%-1.0%	81	474	0.1709		
	③ 0.3%-0.5%	105	1,952	0.0538		
	④ 0.1%-0.3%	111	5,537	0.0200		
	疲労係数総和			0.5590	1	OK

(b) Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	ひずみ振幅 項目	繰返し 回数 n	許容繰返し 回数 N	疲労係数 n/N	許容 限界	判定
ばらつき 上限	① 1.0%-2.9%	2	54	0.0370		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	4	1952	0.0020		
	④ 0.1%-0.3%	15	5537	0.0027		
	疲労係数総和			0.0460	1	OK
中間値 【参考】	① 1.0%-2.9%	2	58	0.0370		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	3	1952	0.0015		
	④ 0.1%-0.3%	14	5537	0.0025		
	疲労係数総和			0.0460	1	OK
ばらつき 下限	① 1.0%-2.7%	2	58	0.0345		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	2	1952	0.0010		
	④ 0.1%-0.3%	17	5537	0.0031		
	疲労係数総和			0.0430	1	OK

注：■ は、疲労係数総和の最大値を示す。

2.3.3 フレームの各部材

フレームの各部材の確認結果を第 2.3.3-1 表に示す。最大検定比 0.92 はばらつき上限において発生しており，許容限界を超えないことを確認した。

第 2.3.3-1 表 フレームの各部材の確認結果（最大検定比）

鉄骨部材	ばらつき 下限	中間値 【参考】	ばらつき 上限
柱	0.86	0.89	0.92
大はり	0.84	0.87	0.90
小はり	0.87	0.87	0.88
トラス柱	0.69	0.72	0.74
鉛直ブレース	0.66	0.69	0.69
水平ブレース	0.28	0.30	0.31

注：■ は，最大検定比を示す。

3. まとめ

座屈拘束ブレースの材料物性によるばらつきは耐震性へ与える影響が小さいことを確認した。

添付 2

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する
影響評価について

目 次

1. 概要	1
2. 影響評価の方法	2
3. 影響評価部位の抽出	3
3.1 抽出方法の整理	3
3.2 影響評価部位の抽出	6
3.3 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出	7
3.4 3次元的な応答特性が想定される部位の抽出	9
3.5 影響評価部位の抽出結果	11
4. 抽出された部位の影響評価	12
4.1 評価対象	12
4.2 評価条件	12
5. 影響評価の結果	13
6. まとめ	14
別添 1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）における水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価について	

1. 概要

波及的影響を及ぼすおそれのある竜巻防護ネットの耐震性についての計算書のうち、支持架構、基礎梁及び杭の応力解析による評価は、地震応答解析により算出された応答を、水平1方向及び鉛直方向に組合せて行っている。

本資料は、添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」及び添付書類「IV-1-1-7 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価方針」に基づき、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより、支持架構、基礎梁及び杭が有する耐震性に及ぼす影響について補足説明するものである。

2. 影響評価の方法

竜巻防護ネットにおいて、水平 2 方向及び鉛直方向地震力を考慮した場合に影響を受ける可能性がある部位の評価を行う。

対象とする部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性から、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性のある部位を抽出する。

応答特性から抽出された水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性のある部位は、既往の評価結果の荷重または応力の算出結果等を水平 2 方向及び鉛直方向に組合せ、各部位に発生する応力を算出し、各部位が有する耐震性への影響を確認する。

3. 影響評価部位の抽出

竜巻防護ネットの水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価における、影響評価部位の抽出プロセスを示す。

3.1 抽出方法の整理

(1) 耐震評価上の構成部位の整理

竜巻防護ネットの耐震評価上の構成部位を整理し、該当する耐震評価上の構成部位を網羅的に確認する。

(2) 応答特性の整理

(1)にて整理した耐震評価上の構成部位について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性を整理する。応答特性は、荷重の組合せによる影響が想定されるもの及び 3 次元的な竜巻防護ネットの挙動から影響が想定されるものに分けて整理を行う。

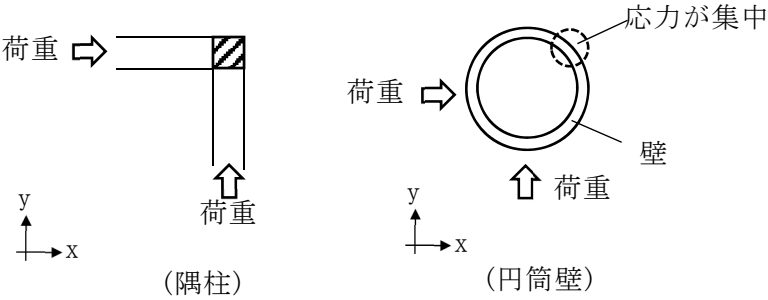
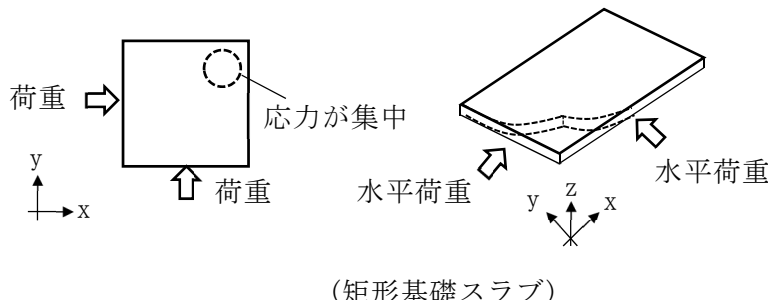
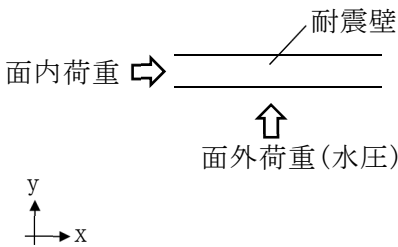
(3) 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出

(1)にて整理した耐震評価上の構成部位のうち、第 3.1-1 表に示す荷重の組合せによる応答特性により、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出する。

(4) 3 次元的な応答特性が想定される部位の抽出

(1)にて整理した耐震評価上の構成部位のうち、荷重の組合せによる応答特性が想定される部位として抽出されなかった部位について、第 3.1-2 表に示す 3 次元的な応答特性により、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出する。

第 3.1-1 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性
(荷重の組合せによる応答特性)

荷重の組合せによる 応答特性	影響想定部位
<p>①-1</p> <p>直交する水平 2 方向の荷重が、 応力として集中</p>	<p>応力の集中する隅柱等 (例)</p>  <p>荷重 → (隅柱) ↑ 荷重</p> <p>荷重 → (円筒壁) ↑ 荷重</p> <p>応力が集中 壁</p> <p>①-2</p> <p>面内方向の荷重を 負担しつつ、 面外方向の荷重が 作用</p>  <p>荷重 → (矩形基礎スラブ) ↑ 荷重</p> <p>水平荷重 水平荷重</p>
<p>①-2</p> <p>面内方向の荷重を 負担しつつ、 面外方向の荷重が 作用</p>	<p>水圧を負担するプール等 (例)</p>  <p>面内荷重 → 耐震壁 ↑ 面外荷重(水圧)</p>

第 3.1-2 表 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される応答特性
(3 次元的な応答特性)

3 次元的な応答特性	影響想定部位
<p>②-1</p> <p>面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい</p>	<p>大スパンや吹き抜け部に設置された部位 (例)</p> <p>耐震壁</p> <p>面内荷重</p> <p>面外慣性力</p> <p>(耐震構造部材)</p> <p>面内荷重</p> <p>面外慣性力</p> <p>(トラス)</p>
<p>②-2</p> <p>加振方向以外の方向に励起される振動</p>	<p>塔状構造物などを含む、ねじれ挙動が想定される建物・構築物 (例)</p> <p>荷重</p> <p>耐震構造部材</p> <p>(壁)</p> <p>(鉄骨架構)</p> <p>(床・屋根)</p> <p>柱</p> <p>ブレース</p> <p>面内荷重</p> <p>(ブレース)</p>

3.2 影響評価部位の抽出

竜巻防護ネットの耐震評価上の構成部位を整理し、各建屋において該当する耐震評価上の構成部位を網羅的に確認した。確認した結果を第 3.2-1 表に示す。

なお、後次回申請の建物・構築物に対する抽出結果については、各申請回数において精査した結果を示す。

第 3.2-1 表 竜巻防護ネットにおける耐震評価上の構成部位の整理

対象評価部位		飛来物防護ネット(再 処理設備本体用 安全 冷却水系冷却塔 B)
		支持架構：鉄骨造 基礎梁，杭：RC 造
柱	一般部	○
	地下部	—
	隅部	○
はり	一般部	○
	地下部	—
	鉄骨トラス	○
壁	一般部	—
	地下部	—
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	○
杭		○

凡例 ○：対象の構造部材有り，

—：対象の部材なし

□：今回申請対象

3.3 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出

第 3.2-1 表に示す耐震評価上の構成部位のうち、第 3.1-1 表に示す荷重の組合せによる応答特性により、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定される部位を抽出した。抽出した結果を第 3.3-1 表に示す。なお、後次回申請の建物・構築物に対する抽出結果については、各申請回次において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

第 1 回申請対象の竜巻防護ネットにおいては、応答特性①-1「直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中」する部位として、

- ・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の柱(隅部)
- ・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の基礎スラブ(矩形以外)
- ・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の杭を抽出した。

以下に、第1回申請対象に対する抽出の考え方を示す。

a. 柱

柱は、①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、隅部（端部柱を含む）が考えられ、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の支持架構の柱（隅部）を抽出した。中柱の一般部は、応力が集中することはない。

①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、土圧が作用する地下外周柱が考えられるが、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に抽出される柱はない。

b. はり

はりの一般部及び鉄骨トラス部については、地震力の負担について方向性を持っており、①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位に該当しない。

①-2「面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用」する部位としては、土圧が作用する地下外周はりが考えられるが、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)に抽出されるはりはない。

c. 基礎スラブ及び杭

①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中」する部位としては、基礎スラブ（矩形以外）及び杭が考えられ、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の基礎スラブ（矩形以外）及び杭を抽出した。

第 3.3-1 表 竜巻防護ネットにおける水平 2 方向及び鉛直方向地震力の
 組合せによる影響の確認が必要な部位の抽出
 (荷重の組合せによる応答特性を踏まえたスクリーニング)

対象評価部位		飛来物防護ネット(再 処理設備本体用 安全 冷却水系冷却塔 B)
		支持架構：鉄骨造 基礎梁，杭：RC 造
柱	一般部	該当なし
	地下部	—
	隅部	○ (①-1)
はり	一般部	該当なし
	地下部	—
	鉄骨トラス	該当なし
壁	一般部	—
	地下部	—
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	○ (①-1)
杭		○ (①-1)

凡例 ○：評価必要 —：評価不要，
 ①-1：応答特性「直交する水平 2 方向の荷重が応力として集中」，
 ①-2：応答特性「面内荷重を負担しつつ，面外方向の荷重が作用」

3.4 3次元的な応答特性が想定される部位の抽出

3次元的な応答特性が想定される部位を抽出した。3次元 FEM モデルを用いた精査による評価部位の抽出結果を第 3.4-1 表に示す。なお、後次回申請の建物・構築物に対する抽出結果については、各申請回次において、エビデンス含めて改めて精査した結果を示す。

第1回申請対象の竜巻防護ネットにおいては、応答特性②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」可能性がある部位及び応答特性②-2「加振方向以外の方向に励起される振動が発生する」可能性がある部位としては、抽出されなかった。

以下に、第1回申請対象の竜巻防護ネットに対する抽出の考え方を示す。

a. 柱

3.3で抽出されている以外の竜巻防護ネットの柱は各部とも、両方向に対して断面算定を実施しており、面外慣性力の影響も考慮済であるため、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位には該当しない。なお、対象の竜巻防護ネットは、座屈拘束ブレースを主な耐震要素として扱っており、地震力のほとんどを座屈拘束ブレースが負担している。

b. はり

対象の竜巻防護ネットのはり（一般部）は、各部とも、両方向に対して断面算定を実施しており、面外慣性力の影響も考慮済であるため、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位には該当しない。なお、対象の竜巻防護ネットは、座屈拘束ブレースを主な耐震要素として扱っており、座屈拘束ブレースが主に地震力を負担している。

はり（鉄骨トラス）は、1方向トラスの場合には、面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きいと考えられるが竜巻防護ネットの鉄骨トラスは直交方向にもトラスやつなぎばりが存在し、面外慣性力を負担するため、②-1「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」部位には該当しない。

c. 基礎スラブ及び杭

基礎スラブ及び杭は、3.3の荷重の組合せによる応答特性を踏まえたスクリーニングで既に抽出されている。

第 3.4-1 表 飛来物防護ネットにおける水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認が必要な部位の抽出
(三次元的な応答特性を踏まえたスクリーニング)

対象評価部位		飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)
		鉄骨造
柱	一般部	不要
	地下部	—
	隅部	要
はり	一般部	不要
	地下部	—
	鉄骨トラス	不要
壁	一般部	—
	地下部	—
床屋根	一般部	—
基礎スラブ	矩形	—
	矩形以外	要
杭	一般部	要

凡例 要 : 荷重の組合せによる応答特性でのスクリーニングで抽出済み,
不要 : 評価不要,

②-1 : 応答特性「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」,

②-2 : 応答特性「加振方向以外の方向に励起される振動が発生する」

3.5 影響評価部位の抽出結果

第1回申請対象の飛来物防護ネットの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響が想定されるとして抽出した部位を第3.5-1表に示す。

応答特性①-1「直交する水平2方向の荷重が、応力として集中する部位」のうち、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の柱、基礎スラブ(矩形以外)及び杭について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を行う。

なお、後次回申請の飛来物防護ネットにおいては、部位に作用する荷重を水平2方向及び鉛直方向に適切に組み合わせて耐震性への影響検討を行った結果を改めて示す。

第3.5-1表 飛来物防護ネットにおける水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位の抽出結果

応答特性	耐震評価部位		対象建物・構築物
	柱	隅部	
①-1	柱	隅部	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B) 後次回申請にて示す
	基礎スラブ	矩形以外	・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B) 後次回申請にて示す
	杭		・飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B) 後次回申請にて示す
①-2	—	—	後次回申請にて示す
②-1	—	—	後次回申請にて示す
②-2	—	—	後次回申請にて示す

4. 抽出された部位の影響評価

4.1 評価対象

S_s地震時を対象として、直交する水平2方向の荷重が重畳する部位について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を実施する。

4.2 評価条件

竜巻防護ネットにおける水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価部位として抽出された部位について、基準地震動 S_sを用い、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を実施する。影響評価に当たっては、従来の設計手法の各部位の解析モデルに対して、基準地震動 S_sの各方向地震成分より個別に計算した最大応答値を用い、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる方法として、米国 REGULATORY GUIDE 1.92*の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づいた評価を実施する。

*: REGULATORY GUIDE (RG) 1.92 “COMBINING MODAL RESPONSES AND SPATIAL COMPONENTS
IN SEISMIC RESPONSE ANALYSIS”

5. 影響評価の結果

竜巻防護ネットの水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価結果は、別添に示す。

6. まとめ

竜巻防護ネットにおいて、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性がある耐震評価部位を抽出し、その部位における従来の水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる設計に対して影響を確認した。その結果、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応力は、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せに対し、増加する傾向にあるが、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応力が許容値を満足することを確認した。

以上より、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せについては、竜巻防護ネットが有する耐震性への影響がないことを確認した。

別添 1

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）における水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価について

目 次

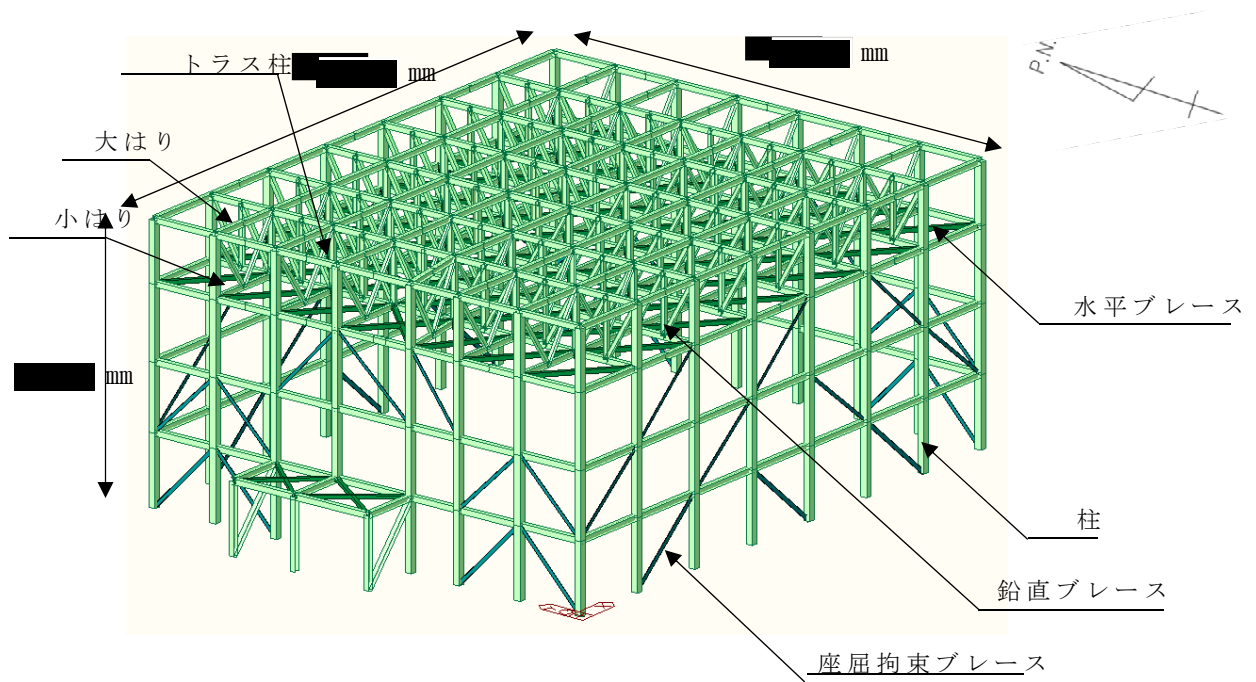
1. 概要	1
2. 影響評価結果	8
2.1 支持架構の評価	8
2.2 基礎梁の評価	15
2.3 杭の評価	20
3. まとめ	26

1. 概要

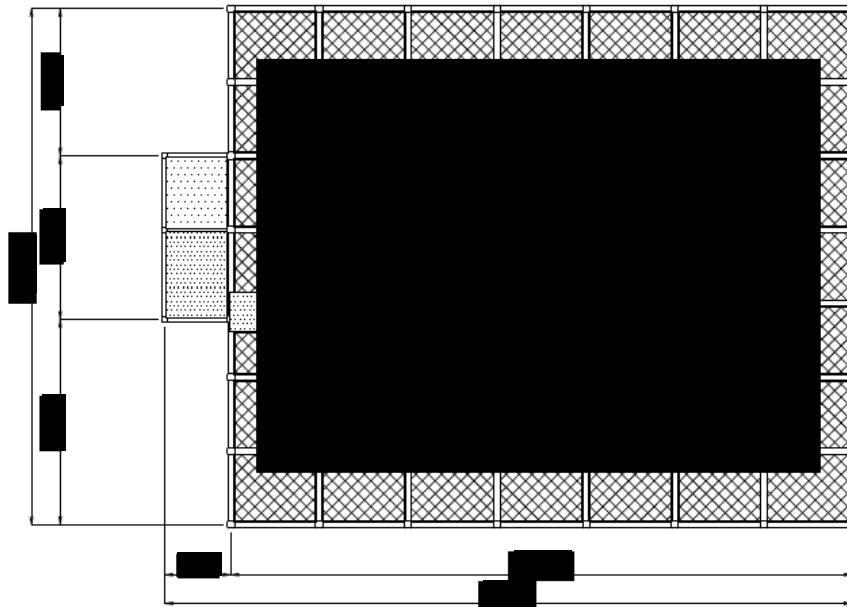
本資料は、以下に示す資料における水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価について補足説明するものである。

「資料 2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震性についての計算書」

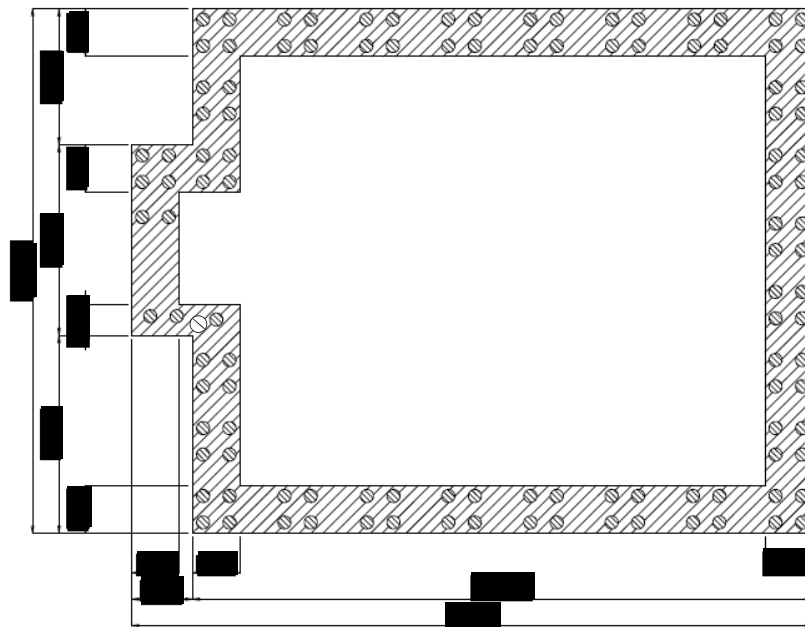
飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の支持架構の全景を第 1-1 図に、屋根伏図及び杭伏図を第 1-2 図に、概略側面図を第 1-3 図に、基礎梁及び杭の断面図を第 1-4 図に示す。







第 1-1 図 支持架構の全景



(屋根伏図)

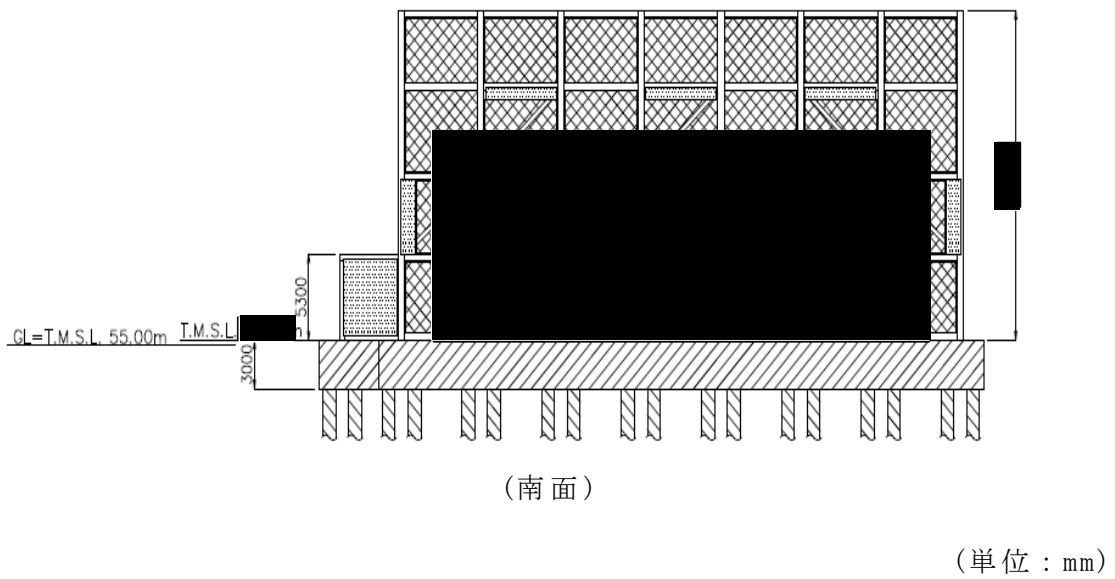
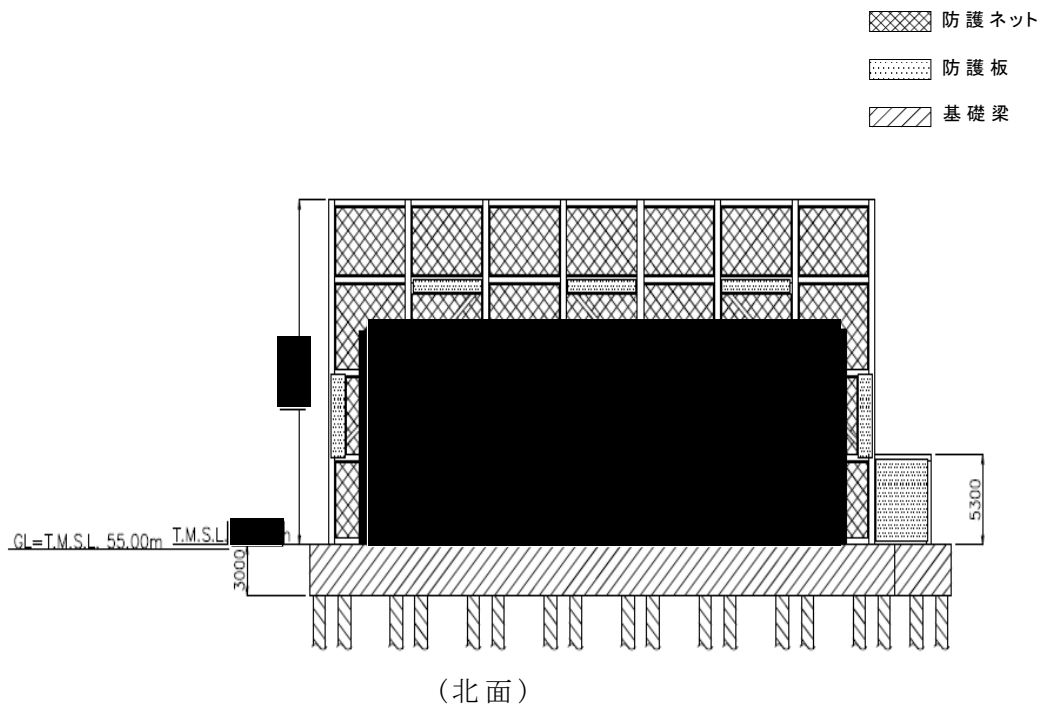


-  防護ネット
-  防護板
-  基礎梁
-  ○, 杭 (全113本)

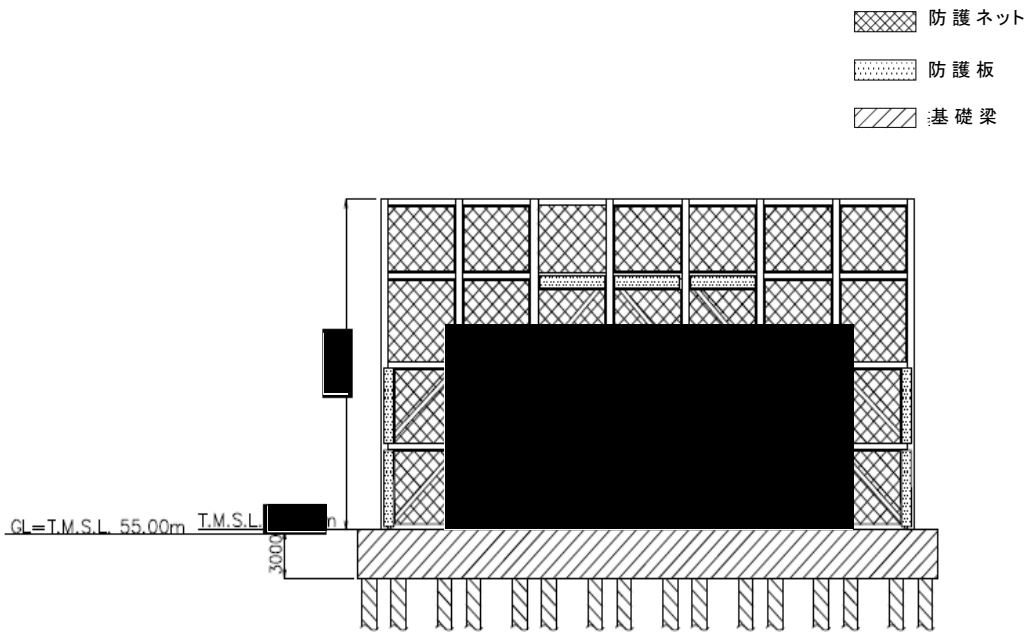
(杭伏図)

(単位：mm)

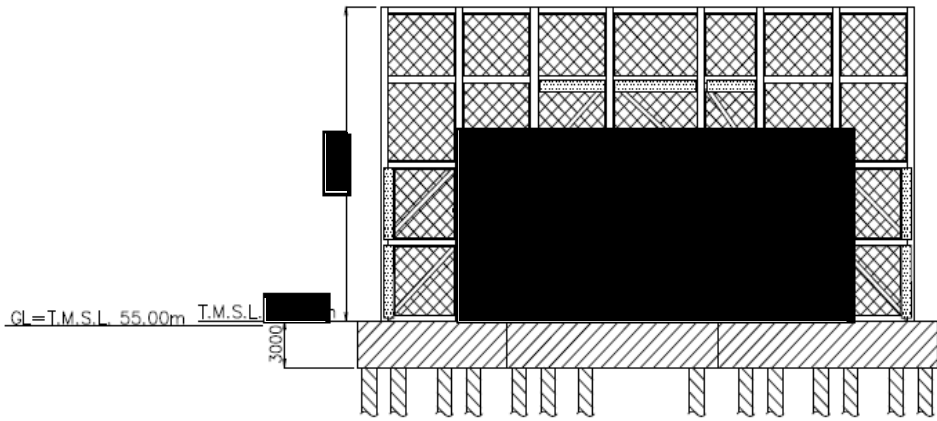
第1-2図 飛来物防護ネット架構の屋根伏図及び杭伏図



第 1-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (1/2)



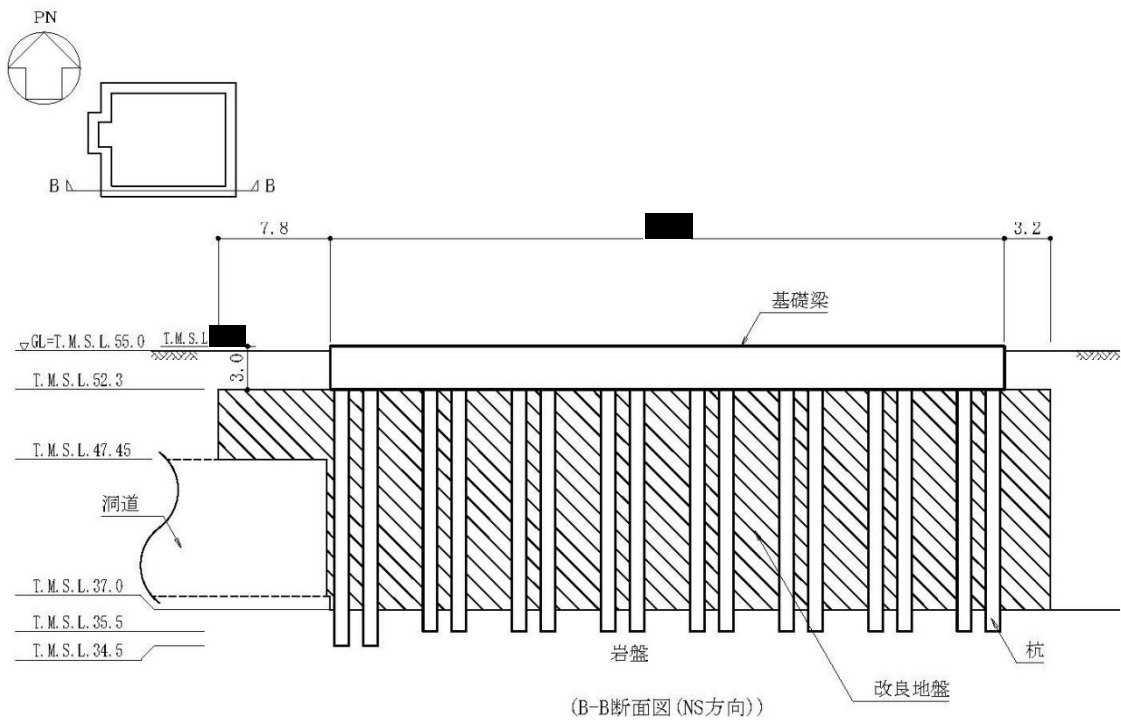
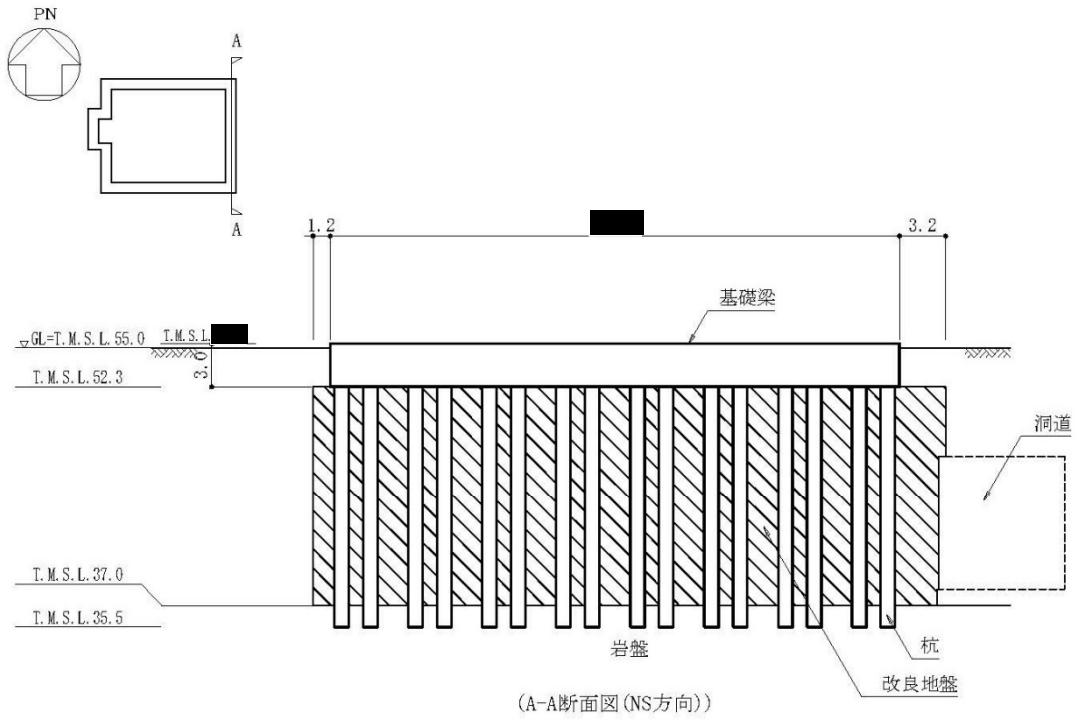
(東面)



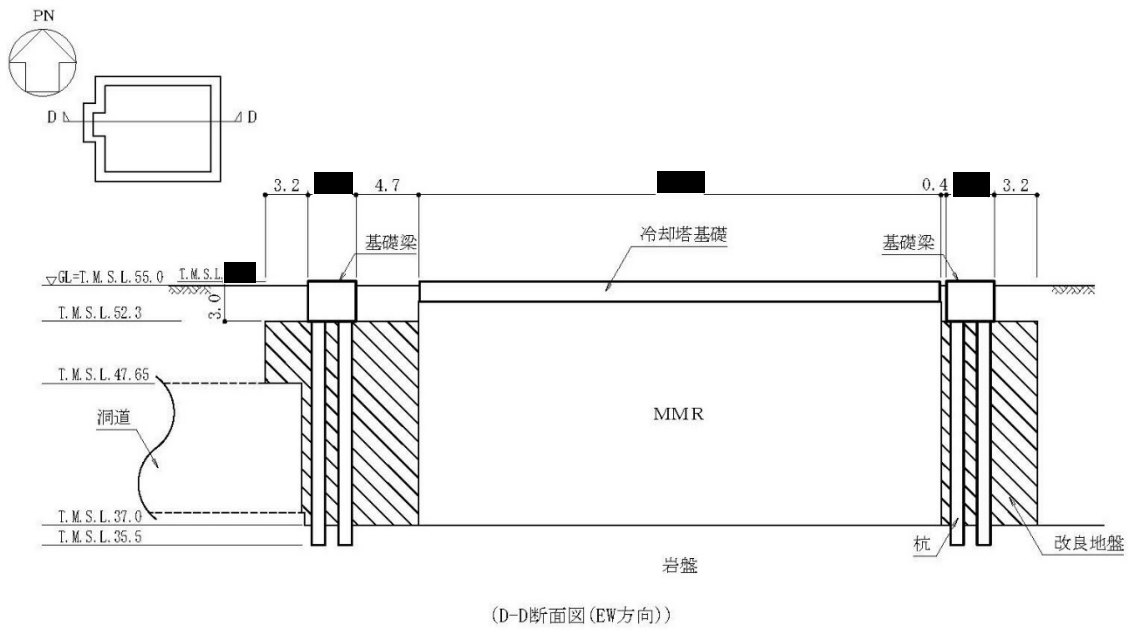
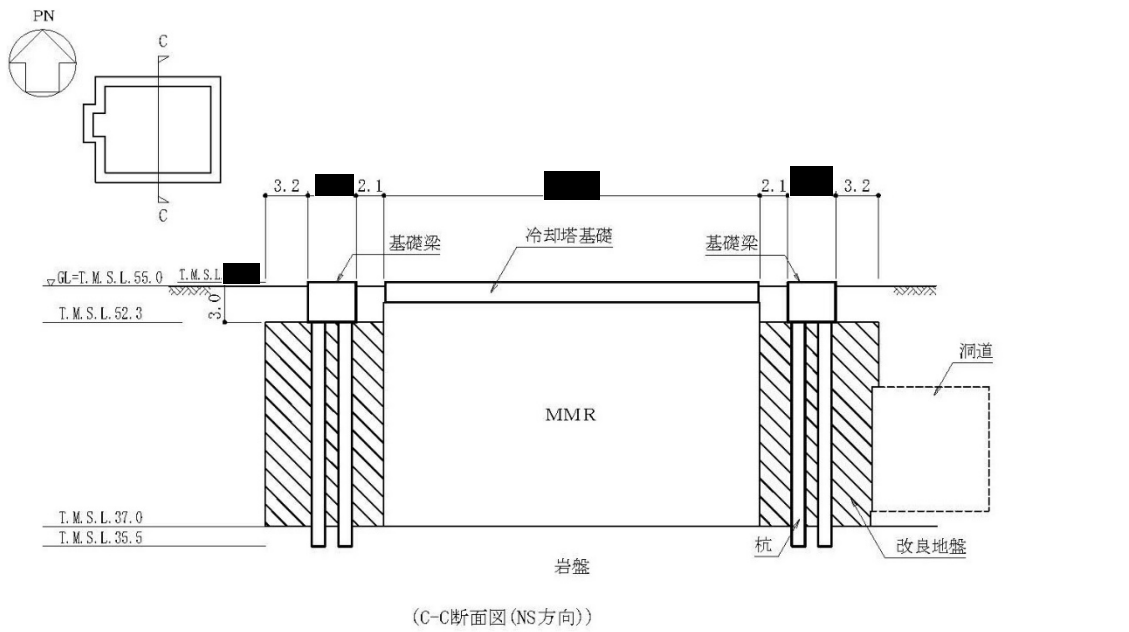
(西面)

(単位：mm)

第 1-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (2/2)



第1-4図 基礎梁及び杭の断面図(1/2)(単位：m)



第1-4図 基礎梁及び杭の断面図(2/2)(単位:m)

2. 影響評価結果

「資料 2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性についての計算書」（以下、「耐震計算書」という。）における支持架構，基礎梁及び杭の耐震評価について，水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を確認する。なお，評価に当たっては水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性がある抽出された部位以外の全ての部位についても併せて検討する。

2.1 支持架構の評価

直交する水平 2 方向の荷重が応力として集中する部位及び面内方向の荷重に加え，面外慣性力の影響が大きい支持架構について，水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を実施する。

(1) 評価方針

支持架構の応力解析による評価について，許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは，「耐震計算書」の「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す内容と同一である。荷重の組合せを第 2.1-1 表に示す。荷重の詳細は，「耐震計算書」に示す固定荷重(D)，積雪荷重(Ls)，地震荷重(Ss)*及び風荷重(W_L)と同一である。

注記 *：保守的に座屈拘束ブレースのばらつきの考慮をする。

第 2.1-1 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D + 0.35Ls + Ss + W_L$

D : 固定荷重

Ls : 積雪荷重

Ss : 地震荷重

W_L : 風荷重

(3) 許容限界

許容限界は，「耐震計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

(4) 評価方法

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析により実施する。解析モデル図を第2.1-1図に示す。解析モデルの詳細は、「耐震計算書」の「4.4.1(1) 解析モデル」に示す内容と同一である。

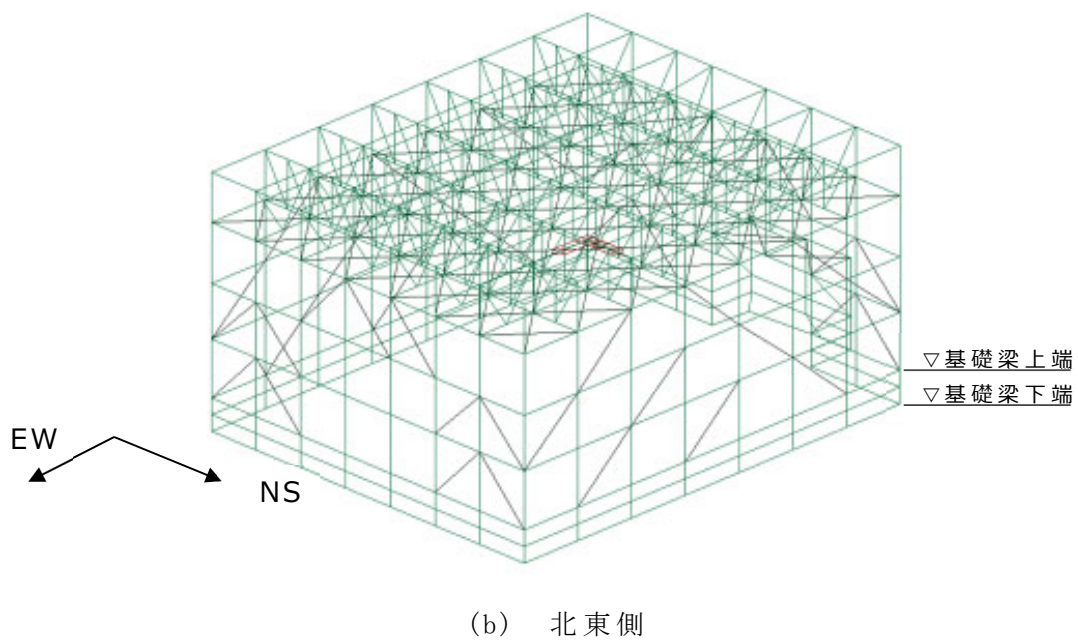
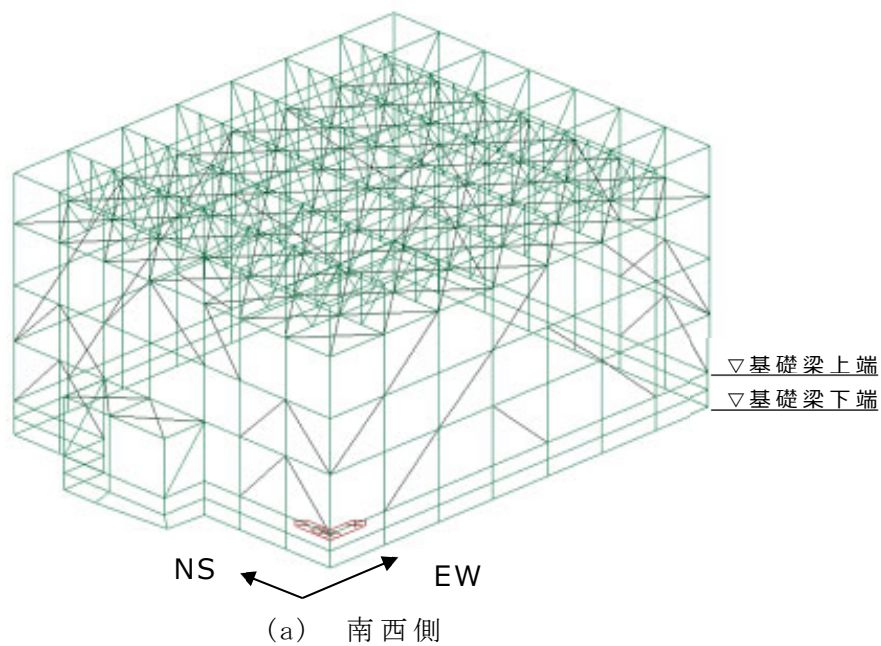
支持架構に作用する応力は、次の荷重を組み合わせせて求める。

D	: 固定荷重
L _s	: 積雪荷重
S _{SNS}	: NS方向の地震荷重(S→N方向を正とする。)
S _{SEW}	: EW方向の地震荷重(W→E方向を正とする。)
S _{SUD}	: 鉛直方向の地震荷重(上向きを正とする。)
W _{LNS}	: NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)
W _{LEW}	: EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「別添 1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価」より、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づいて評価する。荷重の組合せケースを第2.1-2表に示す。なお、水平方向を1.0とする場合については、S_s-C1による地震荷重とその他の地震による地震荷重(S_s-C1以外包絡)による2種類の組合せケースを設定しているが、鉛直方向を1.0とする場合は、解析ケース数を少なくするため、全ての地震を包絡した地震荷重による1種類の組合せケースとしている。

荷重の入力方法は、「耐震計算書」の「4.4.1(4) 荷重の入力方法」に示す内容と同一である。

部材の評価方法は、「耐震計算書」の「4.4.1(5) 部材の評価方法」に示す内容と同一である。



第2.1-1図 支持架構の解析モデル図

第2.1-2表 荷重の組合せケース(1/2)

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-3	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-4	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-5	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-6	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-7	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-8	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-9	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-10	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-11	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-12	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-13	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-14	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-15	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-16	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-17	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	その他の 地震による 地震荷重 (Ss-C1以外 包絡)
1-18	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-19	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-20	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-21	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-22	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-23	$D + 0.35 L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-24	$D + 0.35 L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-25	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-26	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-27	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-28	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-29	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-30	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-31	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-32	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	

第2.1-2表 荷重の組合せケース(2/2)

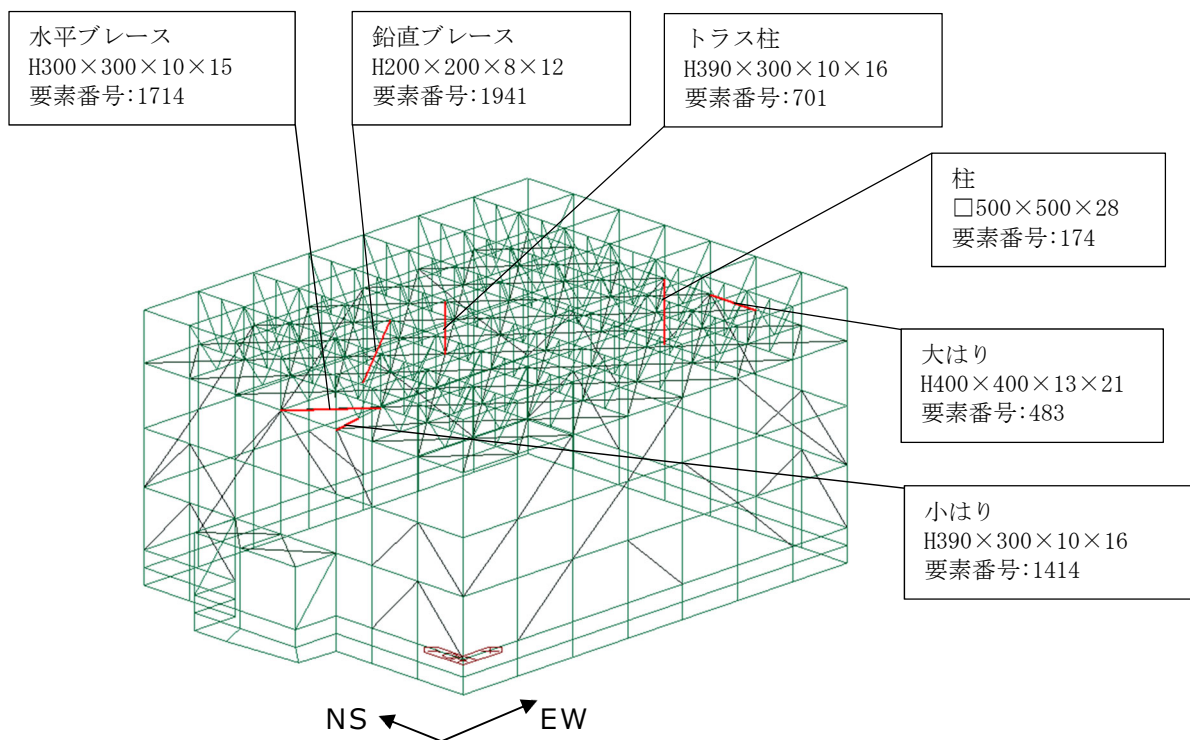
ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-33	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	全地震包絡
1-34	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-35	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-36	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-37	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-38	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-39	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-40	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-41	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-42	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-43	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-44	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LEW}$	
1-45	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-46	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-47	$D + 0.35 L_S + 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	
1-48	$D + 0.35 L_S - 0.4 S_{SNS} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LEW}$	

(5) 評価結果

「(4) 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

評価結果を記載する部材は，部材種別ごとに検定比が最も大きいものを対象とする。当該部材の位置を第2.1-2図に，評価結果を第2.1-3表に示す。

発生応力度が，許容限界を超えないことを確認した。



第2.1-2図 評価結果を記載する位置

第2.1-3表 部材の評価結果

部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	168	1-4	せん断	35.4	206.0	0.18	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.94	(許容値) 1.00	0.94	OK
大はり	451	1-8	せん断	72.5	206.0	0.36	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.92	(許容値) 1.00	0.92	OK
小はり	1414	1-16	せん断	38.9	206.0	0.19	OK
	1414	1-16	軸力+曲げ	(検定比) 0.95	(許容値) 1.00	0.95	OK
トラス柱	605	1-36	せん断	14.4	206.0	0.07	OK
	701	1-15	軸力+曲げ	(検定比) 0.77	(許容値) 1.00	0.77	OK
鉛直 ブレース	2088	1-16	せん断	10.3	206.0	0.05	OK
	1941	1-16	軸力+曲げ	(検定比) 0.71	(許容値) 1.00	0.71	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.32	(許容値) 1.00	0.32	OK

2.2 基礎梁の評価

面内方向の荷重を負担しつつ、面外方向の荷重が作用する部位である基礎梁について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価を実施する。

(1) 評価方針

基礎梁の応力解析による評価について、許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐震計算書」の「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す内容と同一である。荷重の組合せを第 2.2-1 表に示す。荷重の詳細は、「耐震計算書」に示す固定荷重(D)、積雪荷重(Ls)、地震荷重(Ss)*及び風荷重(W_L)と同一である。

注記 *：保守的に座屈拘束ブレースのばらつきの考慮をする。

第 2.2-1 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D + 0.35L_s + S_s + W_L$

D : 固定荷重
L_s : 積雪荷重
S_s : 地震荷重
W_L : 風荷重

(3) 許容限界

許容限界は、「耐震計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

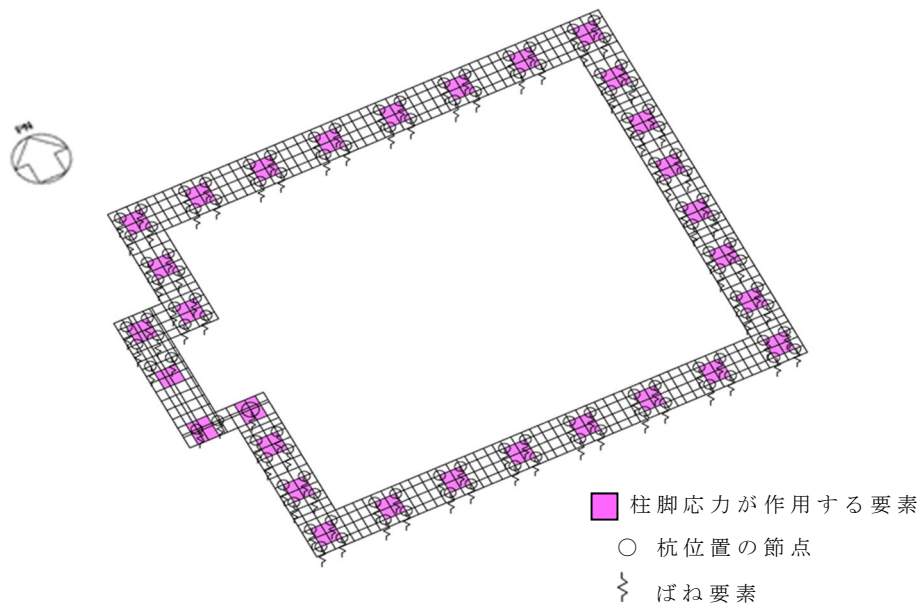
(4) 評価方法

基礎梁の評価は、FEM モデルを用いた静的弾性応力解析により実施する。解析モデル図を第 2.2-1 図に示す。解析モデルの詳細は、「耐震計算書」の「4.4.2(1) 解析モデル」に示す内容と同一である。

基礎梁に作用する応力は、支持架構と同様の荷重の組合せとする。

荷重の入力方法は、「耐震計算書」の「4.4.2(4) 荷重の入力方法」に示す内容と同一である。ただし、支持架構から作用する荷重については、2.1 項における応力解析結果を用いる。また、杭から作用する荷重については、「耐震計算書」の「4.4.3(3) 応力の組合せ」において算定した NS 方向の応力と EW 方向の応力を用い、支持架構と同様の 2.1 項の第 2.1-2 表の地震荷重の組合せ係数に対応した組合せ係数を考慮して用いる。

断面の評価方法は、「耐震計算書」の「4.4.2(5) 断面の評価方法」に示す内容と同一である。



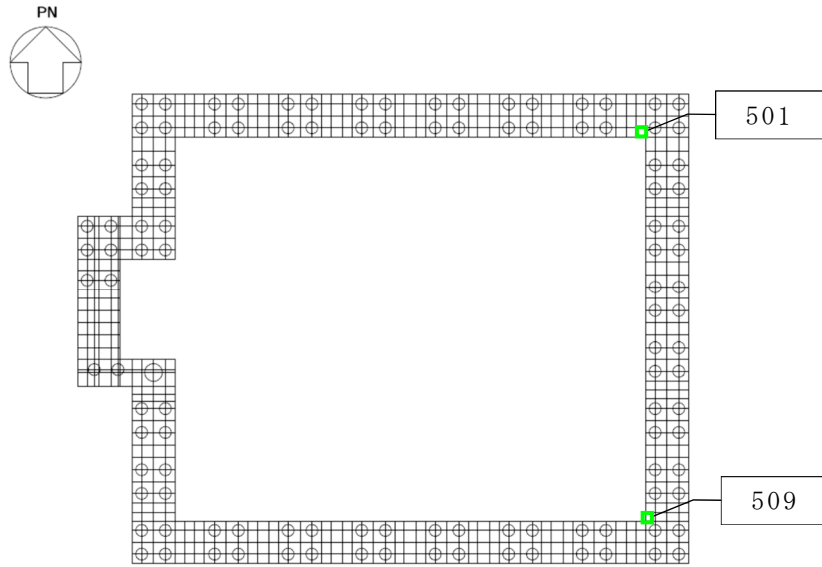
第2.2-1図 基礎梁の解析モデル

(5) 評価結果

「(4) 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

断面の評価結果を記載する要素は，許容限界に対する曲げモーメント及び面外せん断力の割合が最も大きいものを対象とする。当該要素の位置を第 2.2-2 図に，評価結果を第 2.2-2 表に示す。

曲げモーメント及び面外せん断力が，それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



注：□内の数値は要素番号

第2.2-2図 評価結果を記載する要素の位置

第2.2-2表 基礎梁の評価結果

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	509	1-4	3656	4812	0.76	OK
EW	509	1-12	1317	1745	0.76	OK

(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	509	1-11	2630	5648	0.47	OK
EW	501	1-4	2529	5644	0.45	OK

2.3 杭の評価

(1) 評価方針

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価として、杭の応力解析による評価について、許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐震計算書」の「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す内容と同一である。荷重の組合せを第 2.3-1 表に示す。荷重の詳細は、「耐震計算書」に示す固定荷重(D)、積雪荷重(Ls)、地震荷重(Ss)*及び風荷重(W_L)と同一である。

注記 * : 保守的に座屈拘束ブレースのばらつきの考慮をする。

第 2.3-1 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D + 0.35Ls + Ss + W_L$

D : 固定荷重

Ls : 積雪荷重

Ss : 地震荷重

W_L : 風荷重

(3) 許容限界

許容限界は、「耐震計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

(4) 評価方法

杭の評価は、「耐震計算書」の「4.4.3(1) 応力解析」及び「4.4.3(2) 応力計算」により算定した応力と基礎梁から作用する荷重による応力を組み合わせて実施する。

「4.4.3(1) 応力解析」及び「(2) 応力計算」により算定した地震荷重による応力（せん断力及び曲げモーメント）については、NS方向とEW方向の応力に組合せ係数1.0：0.4を考慮した上で二乗和平方根により算出する。

「4.4.3(2) 応力計算」により算定した風荷重による応力（せん断力及び曲げモーメント）については、そのまま用いる。

基礎梁から作用する荷重による応力（せん断力及び軸力）については、2.2項における応力解析結果を用いる。

断面及び支持力に対する評価方法は、「耐震計算書」の「4.4.3(4) 断面の評価方法」及び「4.4.3(5) 支持力及び引抜力に対する評価方法」に示す内容と同一である。

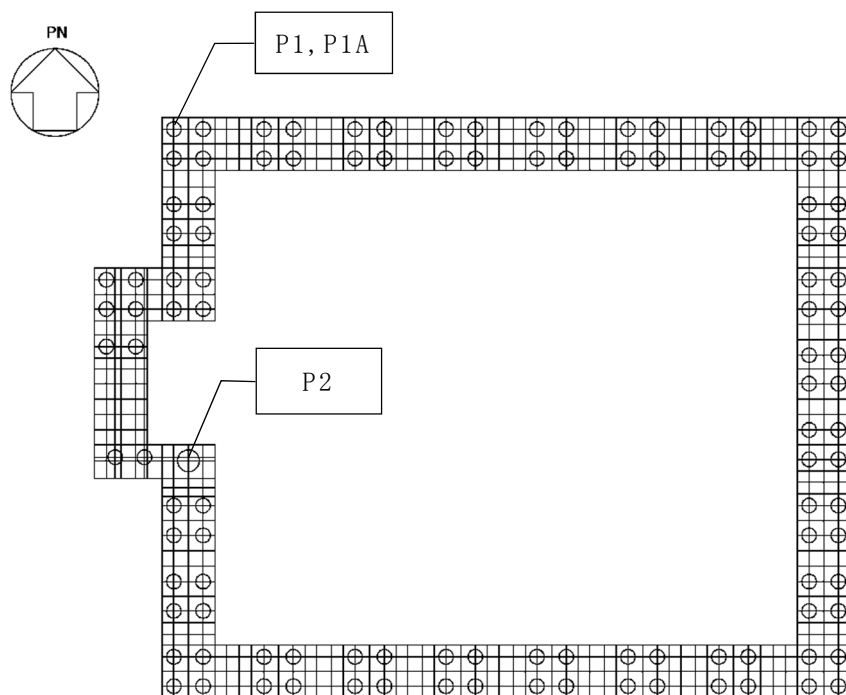
(5) 評価結果

「(4) 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

a. 断面の評価結果

断面の評価結果を記載する杭は、杭種ごとに、許容限界に対する曲げモーメント並びにせん断力の割合が最も大きいものを対象とする。当該の杭の位置を第2.3-1図に、評価結果を第2.3-2表及び第2.3-2図に示す。

曲げモーメント及びせん断力がそれぞれの許容限界を超えないことを確認した。



第2.3-1図 評価結果を記載する杭の位置

第2.3-2表 断面の評価結果

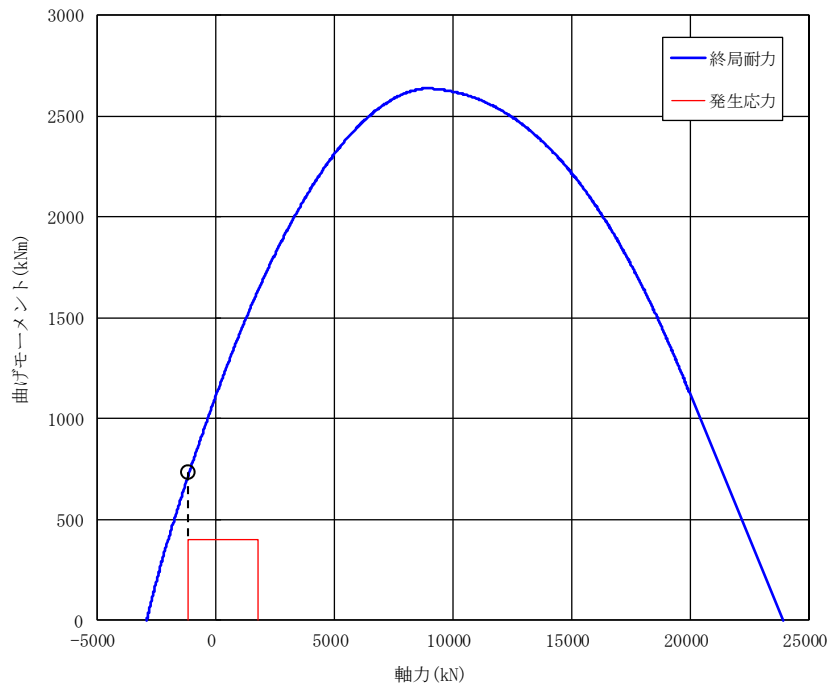
(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	1-2	430	577	0.75	OK
P2	1-6	1660	3316	0.51	OK

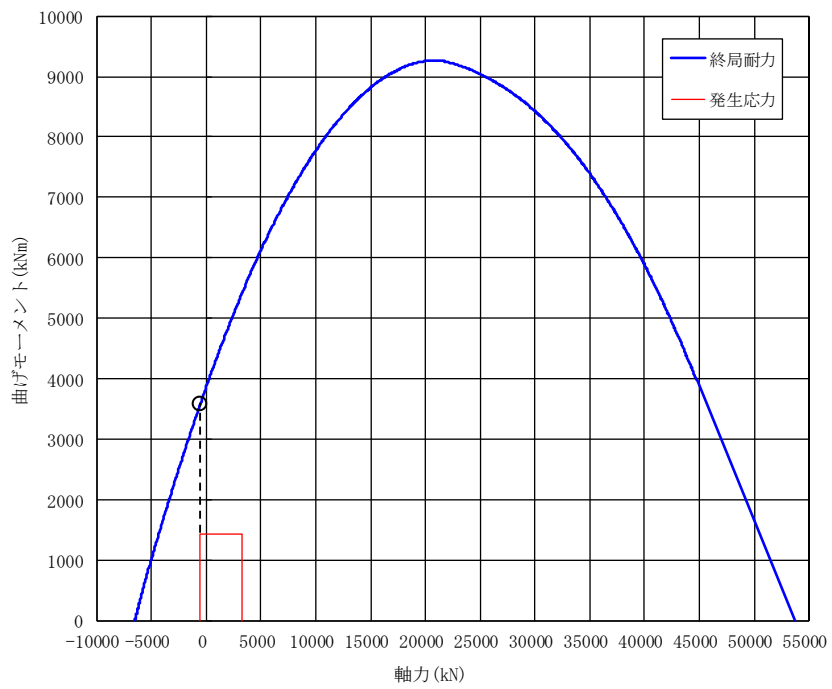
(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界 (kN)	検定比	判定
	ケース*	せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	580	1809	0.33	OK
P2	1-6	1870	4523	0.42	OK

注記 * : 基礎梁の応力解析におけるケースを示す。



(a) P1, P1A



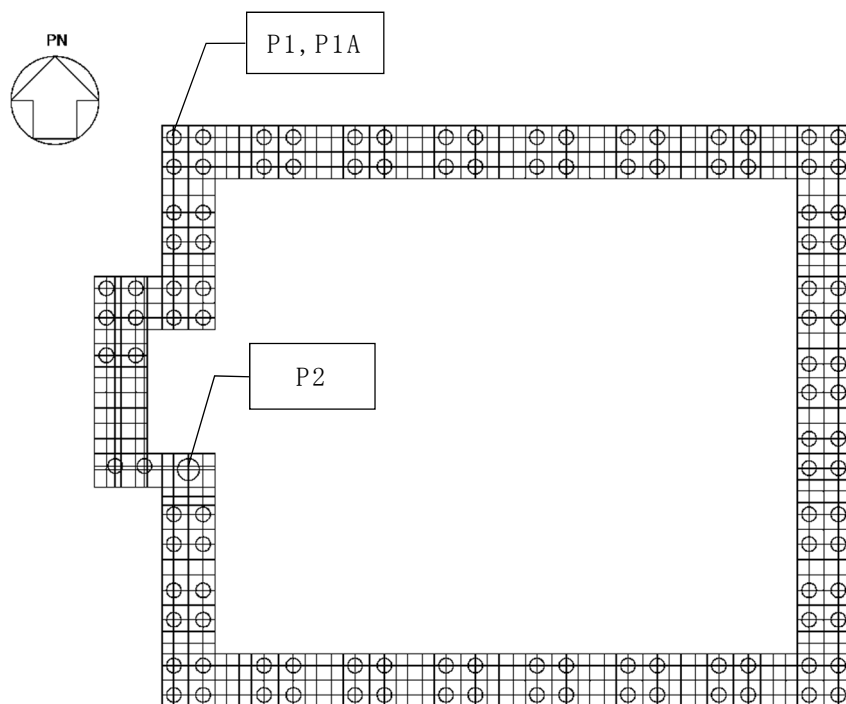
(b) P2

第2.3-3図 杭の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

b. 支持力及び引抜力に対する評価結果

支持力及び引抜力に対する評価結果を記載する杭は、杭種ごとに、許容限界に対する軸力の割合が最も大きいものを対象とする。当該の杭の位置を第2.3-4図に、評価結果を第2.3-3表に示す。

支持力及び引抜力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



第2.3-4図 評価結果を記載する杭の位置

第2.3-3表 支持力及び引抜力に対する評価結果

項目	杭種	応力の組合せ結果		許容限界 (kN)	検定比	判定
		ケース*1	軸力*2 (kN)			
支持力	P1, P1A	1-7	2305	12635	0.19	OK
	P2	1-3	3926	21898	0.18	OK
引抜力	P1, P1A	1-2	-1525	5022	0.31	OK
	P2	1-6	-1064	7672	0.14	OK

注記 *1: 基礎梁の応力解析におけるケースを示す。

*2: 軸力は正が圧縮, 負が引張を示す。

3. まとめ

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）において、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を受ける可能性がある部位について、耐震成立性への影響を確認した。その結果、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる応力が許容値を満足することを確認した。

以上より、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せについては、飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）が有する耐震性への影響がないことを確認した。

添付 3

組合せ係数法の適用性について

目 次

1. 概要	1
1.1 評価対象部位及び検討概要	2
1.2 各評価対象部位の検討方針	4
2. 評価対象部位の検討内容	6
3. 検討結果	8

別添 1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）における
組合せ係数法の適用性検討結果

1. 概要

本資料は、竜巻防護ネットに対する耐震計算書を補足説明するものである。

添付書類「IV-2-1-4-2 波及的影響をおよぼすおそれのある下位クラス施設の耐震性についての計算書」のうち、飛来物防護ネットの耐震計算書では、地震応答解析又は応力解析による評価において、組合せ係数法を適用している評価対象部位がある。

本資料は、竜巻防護ネットの耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。竜巻防護ネットの耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、水平及び鉛直方向のそれぞれの最大値をもとに組合せ係数法を適用した評価値（以下、「組合せ係数法による軸応力度」という。）と水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴を時々刻々組合せて算定した時刻歴の最大値をもとにした評価値（以下「時刻歴和による軸応力度」という。）の比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。

本文では、上述の評価対象部位について、組合せ係数法の適用性を確認するための検討方針及び検討結果を示す。なお、検討結果の詳細は別添に示す。

1.1 評価対象部位及び検討概要

竜巻防護ネットの耐震評価に考慮する荷重の組合せにおいては、以下に示す組合せ係数法を適用し、水平及び鉛直方向の地震力が同時に不利な方向に作用するものとして評価を実施している。

- ①：1.0×水平地震力による荷重+0.4×鉛直地震力による荷重
- ②：0.4×水平地震力による荷重+1.0×鉛直地震力による荷重

竜巻防護ネットにて組合せ係数法を用い評価している部位は、支持架構、基礎梁、杭に分類される。支持架構及び基礎梁については応力解析に基づいた断面の評価を実施している。

評価対象部位のうち、基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁 FEM 解析は、3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用するため、基礎梁・杭に対する影響は支持架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重が、基礎梁・杭に対しても支配的となる。よって、支持架構を代表に確認する。

具体的な選定方法及び検討方針を「1.2 各評価対象部位の検討方針」に示す。

評価対象部位に対する検討内容の詳細は、「2. 評価対象部位の検討内容」に示す。

第 1.1-1 表 検討対象部位

建物・構築物	評価対象部位	評価方法	地震動
飛来物防護ネット (再処理設備本体 用 安全冷却水系 冷却塔 B)	支持架構	地震応答解析による 応答値を組合せ 係数法を用いて応 力評価	基準地震動 S_s
後次回申請時に示す。			

1.2 各評価対象部位の検討方針

設計における水平荷重による応力と鉛直荷重による応力の組合せは、第1.2-2表に示すように水平加振方向の柱の軸応力に及ぼす影響が大きいため、水平応答による曲げモーメントより生じる軸応力度 σ_H と鉛直応答による軸応力度 σ_V の組合せを行っており適用性を検討する。

以下に組合せ係数法の適用性を確認するための検討対象、検討手順を示す。

a. 検討対象

添付書類「IV-2-1-4-2 波及的影響をおよぼすおそれのある下位クラス施設の耐震性についての計算書」のうち、飛来物防護ネットの耐震計算書については、評価対象部位である支持架構の地震応答解析による評価において、組合せ係数法を適用している。

組合せ係数法の適用性の検討にあたっては、組合せ係数法による軸応力度と、時刻歴和による軸応力度の比較を実施する。

b. 検討手順

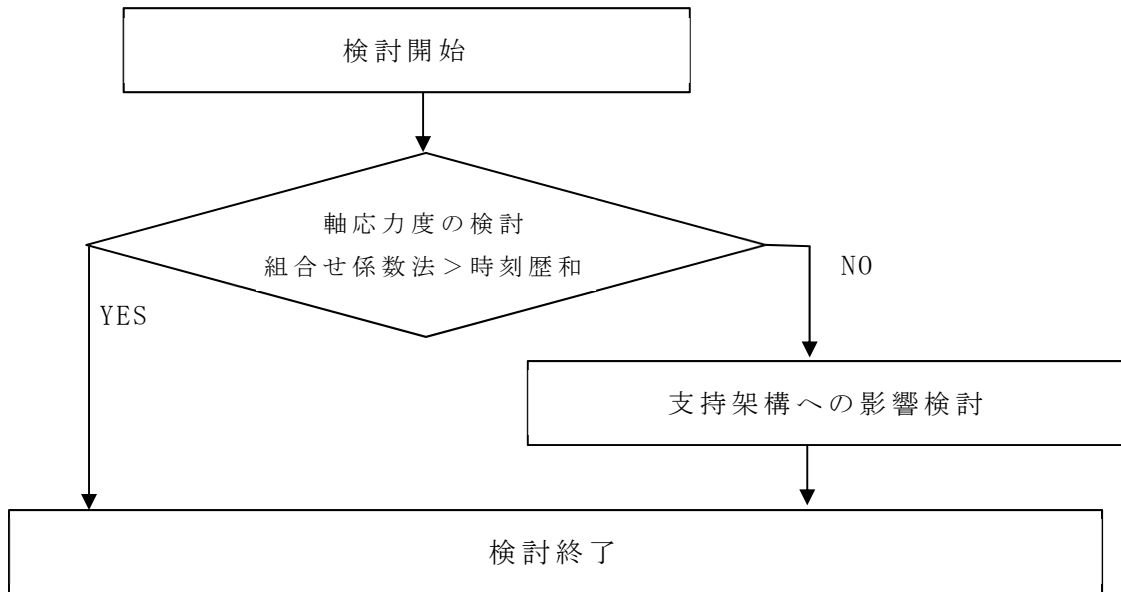
検討は、計算書に示す支持架構の評価に合わせて、基準地震動 S_s に対して実施する。

検討は2段階で行う。

組合せ係数法による軸応力度が時刻歴和による軸応力度と同等又は保守的であることを確認する。

評価値が同等又は保守的ではない場合は、時刻歴和による最大軸応力度が支持架構へ及ぼす影響を検討する。

組合せ係数法の適用性検討フローを第2.1-1図に示す。



第 2.1-1 図 組合せ係数法の適用性検討フロー

第 1.2-2 表 組合せ応力

荷重と応力の関係		考慮すべき組合せ応力
水平動による応力	鉛直動による応力	
<p>水平応答による曲げモーメントにより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>水平力に伴うせん断応力度 τ</p>	<p>鉛直応答による軸応力度 σ_V</p>	<p>水平応答による曲げモーメントにより生じる鉛直軸応力度 σ_H</p> <p>鉛直応答による軸応力度 σ_V</p>

2. 評価対象部位の検討内容

(1) 支持架構の検討

ここでは、第 2.1-1 図に示す検討フローにおける組合せ係数法による評価値と時刻歴和による評価値の算定方法の詳細、軸応力度が同等又は保守的とする確認方法の詳細を示す。

(2) 軸応力度の算定詳細

組合せ係数法による軸応力度は、地震応答解析による水平方向の最大応答曲げモーメントにより生じる軸応力度及び鉛直方向の最大応答軸応力度に 0.4(組合せ係数)を乗じた軸応力度、又は水平方向の最大応答曲げモーメントにより生じる軸応力度に 0.4(組合せ係数)を乗じた軸応力度及び鉛直方向の最大応答軸応力度から算定する。

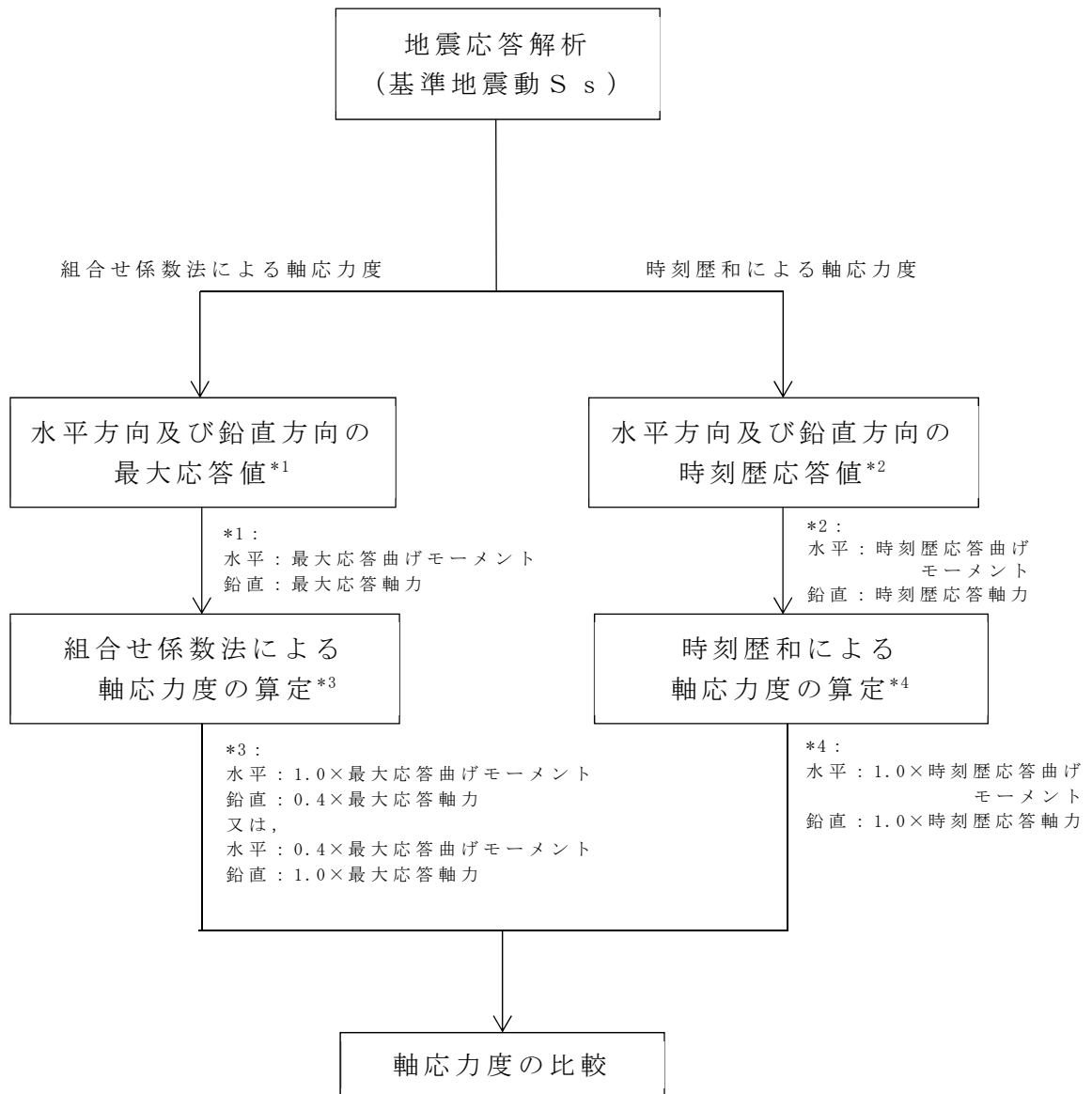
これに対して、時刻歴和による軸応力度は、地震応答解析による水平方向の時刻歴応答曲げモーメントによる軸応力度と鉛直方向の時刻歴応答軸応力度の時刻歴和による軸応力度を算定し、その最大値を用いる。

第 2.2-1 図に軸応力度の比較フローを示す。

(3) 確認方法詳細

検討においては基準地震動 S_s による組合せ係数法による軸応力度 (①)、時刻歴和による軸応力度 (②) による両者の比 (①/②) が 1.00 を下回らないことで同等又は保守的であることを確認する。

組合せ係数法による軸応力度が同等又は保守的といえない場合には設計における影響検討を実施する。



第 2.2-1 図 支持架構の組合せ係数法の適用性確認フロー

3. 検討結果

耐震評価における組合せ係数法の適用性についての検討結果の概要を第3-1表に示す。

耐震評価において、組合せ係数法を適用して算定した軸応力度は、時刻歴和による軸応力度の最大値と比べ同等又は保守的な値となっていることを確認した。

以上より、評価対象部位の評価結果に与える時刻歴和による影響がないことから、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

第 3-1 表 組合せ係数法の適用性についての検討結果

施設区分	建物・構築物名称	影響評価結果*
再処理施設	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）	影響なし
後次回申請時に示す。		

*：「組合せ係数法による算定値／時刻歴和による算定値」が1.00を下回らない場合は「影響なし」と表記する。

別添 1

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全
冷却水系冷却塔 B）における組合せ係数法の
適用性検討結果

目 次

1. 概要	1
2. 選定方法	2
3. 検討結果	5
3.1 検討結果	5
3.2 組合せ係数法の適用性について	8

参考資料 時刻歴和による軸応力度の算定

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における組合せ係数法の適用性について補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書」

飛来物防護ネット架構の耐震評価における組合せ係数法の適用性の検討にあたっては、水平及び鉛直方向のそれぞれの最大値をもとに組合せ係数法を適用した軸応力度(以下、「組合せ係数法による軸応力度」という。)と水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴を時々刻々組み合わせて算定した軸応力度(以下、「時刻歴和による軸応力度」という。)の比較を実施する。

なお、時刻歴和による軸応力度の算定については参考資料に示す。

2. 選定方法

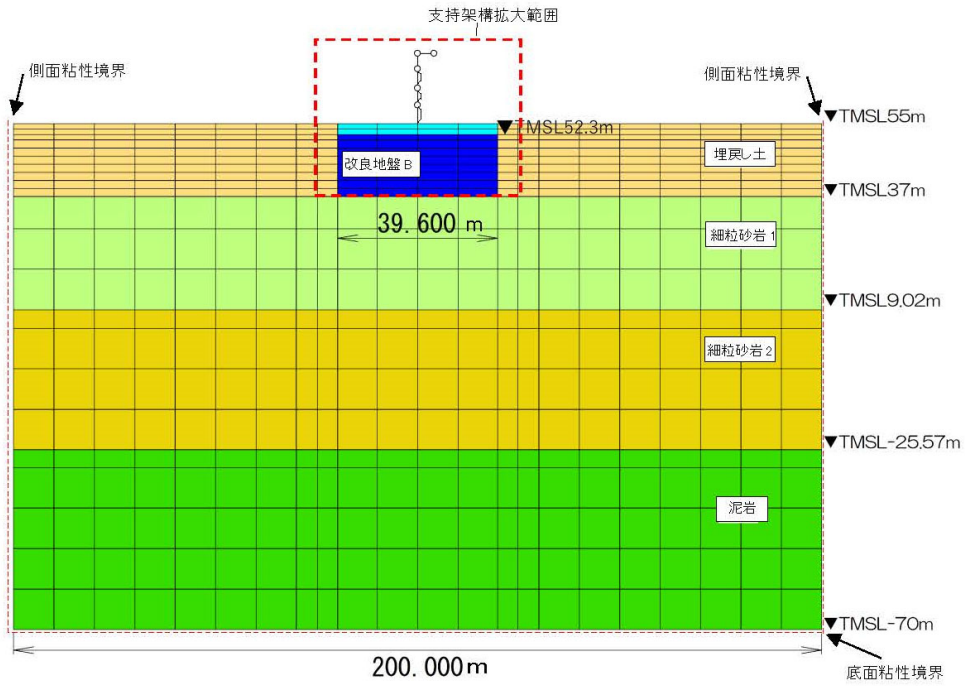
地震波の選定

耐震評価において、基準地震動 S_s に対する地震荷重として、 S_s -C1 による地震荷重、その他の地震による地震荷重 (S_s -C1 以外包絡) の 2 種類を設定している。このため、この 2 種類の地震荷重にそれぞれ対応する地震波として、 S_s -C1 地震波と S_s -C1 を除く地震波の 2 種類に分類して組合せ係数法の適用性を検討する。

検討する地震波と比較に用いる応答値を第 2.3-1 表に示す。また、飛来物防護ネット架構の地震応答解析モデルを第 2.3-1 図及び第 2.3-2 図に示す。

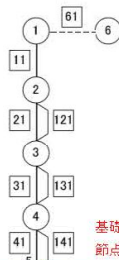
第 2.3-1 表 検討する地震波と比較に用いる応答値

地震波	組合せ係数法	時刻歴和
S_s -C1 地震波	S_s -C1 地震波による 水平方向及び鉛直方向の 最大応答値	S_s -C1 地震波による 水平方向及び鉛直方向の 時刻歴応答値
S_s -C1 を除く地震波	S_s -C1 を除く全地震波による 水平方向及び鉛直方向の 最大応答値	S_s -C1 を除く各地震波による 水平方向及び鉛直方向の 時刻歴応答値

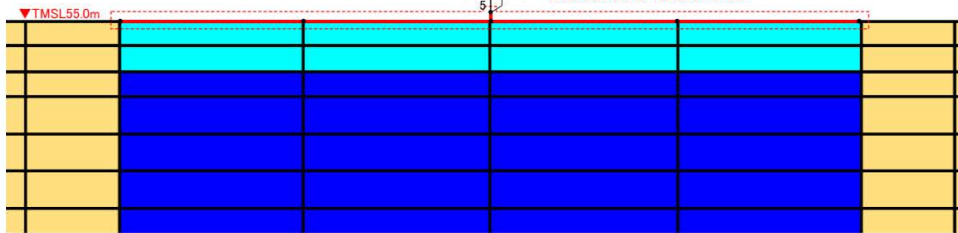


(全体)

凡例



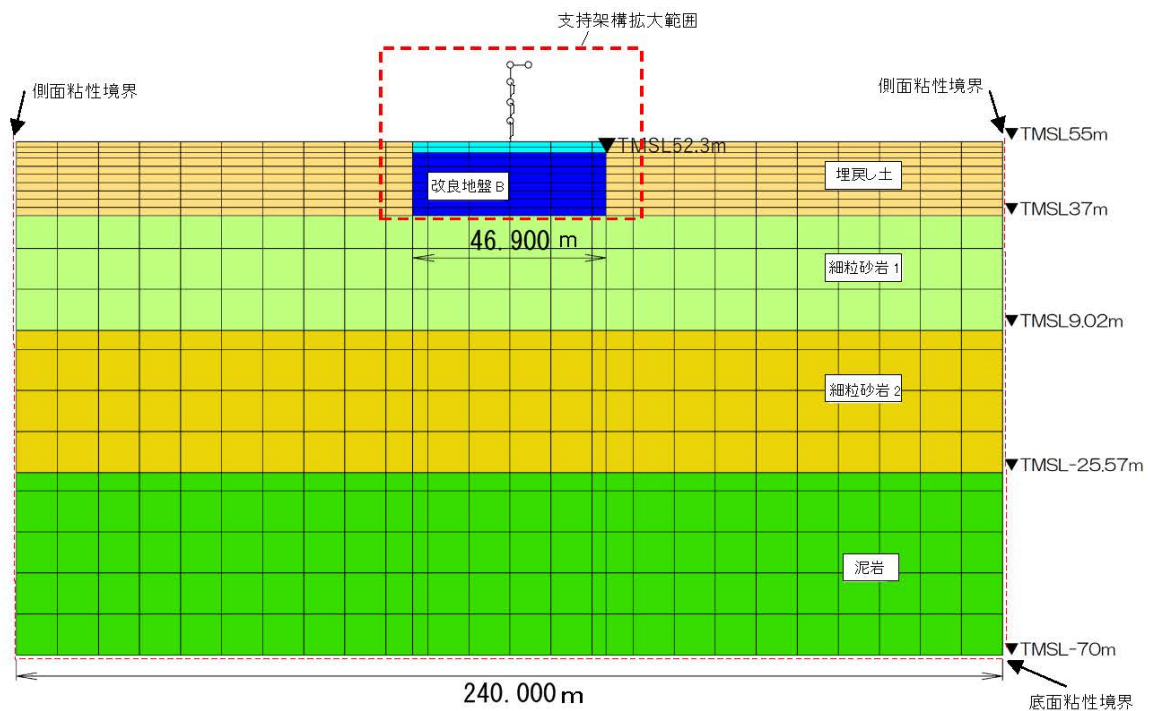
基礎梁上端及び支持架構脚部節点5下部に剛梁を設け結合
節点5の高さはT.M.S.L.55.3m



- 注1 : 回転自由度を要する線形バネにつながる節点8の回転自由度を拘束
- 注2 : 節点1と節点6の水平並進自由度を互いに拘束
- 注3 : 地下水位を地表面に設定
- 注4 : 61はばね要素

(支持架構拡大)

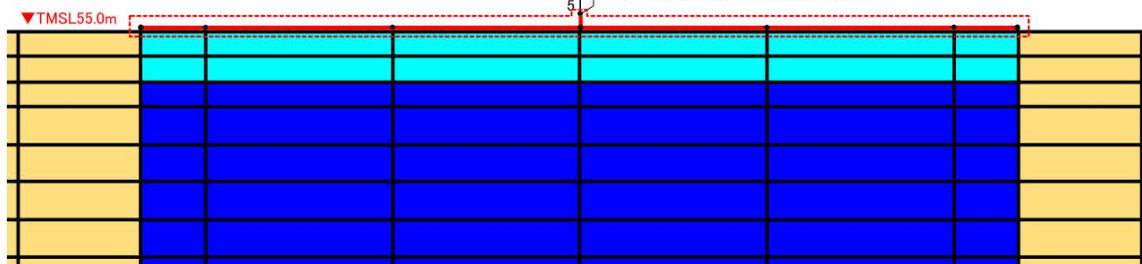
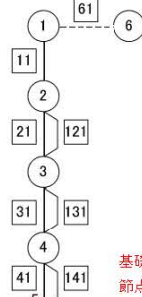
第 2.3-1 図 地震応答解析モデル(NS断面)



(全体)

凡例

- : 質点
- : 要素
- : 水平 MPC 拘束
- + : 支持架構鉛直部材
- : 支持架構フレーム部材
- ∩ : 座屈拘束プレース部材



- 注 1 : 回転自由度を要する線形パネにつながる節点 8 の回転自由度を拘束
- 注 2 : 節点 1 と節点 8 の水平並進自由度を互いに拘束
- 注 3 : 地下水位を地表面に設定
- 注 4 : □61 はばね要素

(支持架構拡大)

第 2.3-2 図 地震応答解析モデル (EW 断面)

3. 検討結果

3.1 検討結果

組合せ係数法による軸応力度(①), 時刻歴和による軸応力度(②)及び軸応力度の比(①/②)を確認した結果を第 3-1 表及び第 3-2 表に示す。

S_s-C1 地震波及び S_s-C1 を除く地震波ともに, 軸応力度の比(①/②)が 1.0 を下回らないことから, 組合せ係数法による軸応力度の方が同等又は保守的な値となっていることを確認した。

第 3-1 表 軸応力度の比較結果 (NS 方向)

(a) S_s-C1 地震波

部材 番号	① 組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	② 時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比* ⁴ (①/②)
41, 141	43546* ¹	42912	1.01

(b) S_s-C1 を除く地震波

部材 番号	① 組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	② 時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比* ⁴ (①/②)
41, 141	41187* ²	40704* ³	1.01

注記 *1: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*2: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (S_s-A), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (S_s-B3) を考慮したケース。

*3: S_s-C1 を除く地震波のうち, 最大値が生じる S_s-A の値。

*4: 小数第 3 位を保守的観点から切捨てとする。

第 3-2 表 軸応力度の比較結果 (EW 方向)

(a) S_s-C1 地震波

部材 番号	① 組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	② 時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比 ^{*4} (①/②)
41, 141	35948 ^{*1}	35345	1.01

(b) S_s-C1 を除く地震波

部材 番号	① 組合せ係数法による 軸応力度 (kN/m ²)	② 時刻歴和による 軸応力度 (kN/m ²)	軸応力度の 比 ^{*4} (①/②)
41, 141	35627 ^{*2}	35184 ^{*3}	1.01

注記 *1: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント, 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース。

*2: 水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント (S_s-A), 鉛直方向に 0.4×最大応答軸力 (S_s-B3) を考慮したケース。

*3: S_s-C1 を除く基準地震動のうち, 最大値が生じる S_s-B5 のケース。

*4: 小数第 3 位を保守的観点から切捨てとする。

3.2 組合せ係数法の適用性について

飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震評価について、組合せ係数法による軸応力度と時刻歴和による軸応力度を比較した。

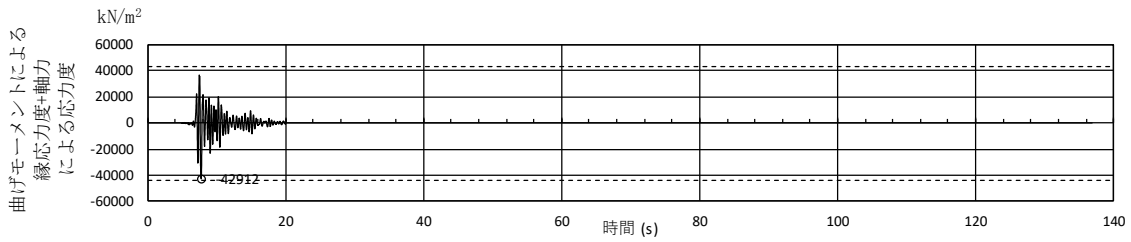
比較した結果、組合せ係数法による軸応力度が同等又は保守的保守的となっていることを確認した。

以上より、飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震評価において、組合せ係数法を適用した評価が妥当であることを確認した。

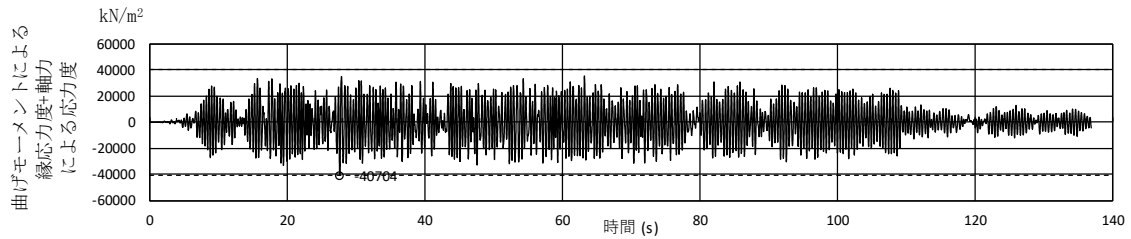
参考資料

時刻歴和による軸応力度の算定

時刻歴和による軸応力度の算定結果を第 1 図，第 2 図に示す。ここで，算定結果は，曲げモーメントによる軸応力度に，軸力による応力度を，正負を考慮して組み合わせた結果のうち，最大値が発生したケースを示している。



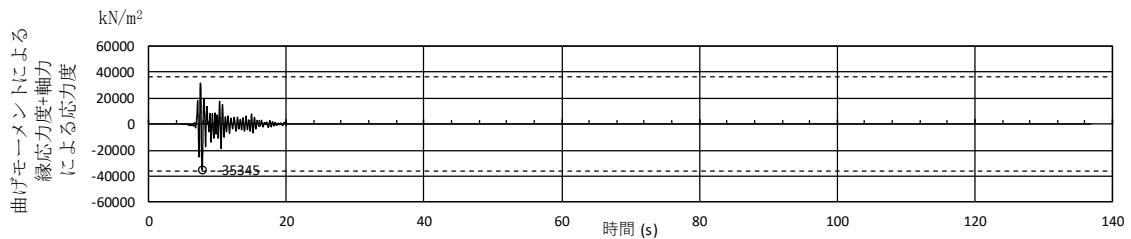
(a) Ss-C1 地震波



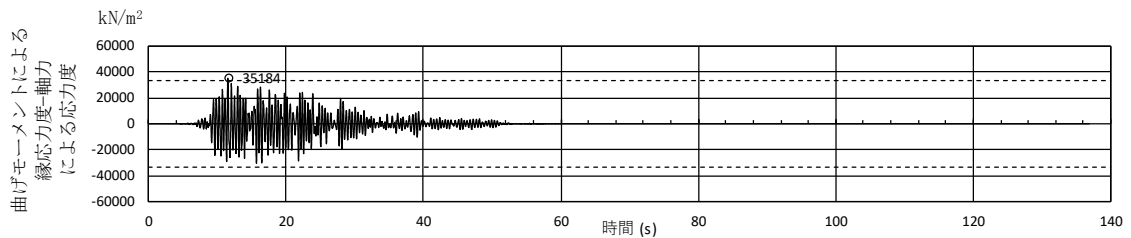
(b) Ss-C1 を除く地震波 (最大値となる Ss-A)

【参考】 ----- : 組合せ係数法による最大軸応力度

第 1 図 時刻歴和による軸応力度の算定結果 (NS 方向, 部材番号 41, 141)



(a) Ss-C1 地震波



(b) Ss-C1 を除く地震波 (最大値となる Ss-B5)

【参考】 ----- : 組合せ係数法による最大軸応力度

第 2 図 時刻歴和による軸応力度の算定結果 (EW 方向, 部材番号 41, 141)

別紙


設工認に係る補足説明資料【耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価についての補足説明資料】



: 後次回申請において提示

資料No.	名称	提出日	Rev	備考
別紙 1	飛来物防護ネットの耐震性評価について	-	-	
別紙 1-1	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について	4/20	13	
別紙 1-2	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-3	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-4	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 1-5	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-6	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 2	飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-1	飛来物防護板（前処理建屋 安全蒸気系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-2	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 東ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-3	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-4	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-5	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A）の耐震性評価について			
別紙 2-6	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-7	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 A）の耐震性評価について			
別紙 2-8	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 B）の耐震性評価について			
別紙 2-9	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-10	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-11	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-12	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-13	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-14	飛来物防護板（第1 ガラス固化体貯蔵建屋 床面走行クレーン 遮蔽容器設置室）の耐震性評価について			

設工認に係る補足説明資料【耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価についての補足説明資料】

 : 後次回申請において提示

資料No.	名称	提出日	Rev	備考
別紙2-15	飛来物防護板（主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り）の耐震性評価について			
別紙2-16	飛来物防護板（主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 分離建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙2-17	飛来物防護板（主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 精製建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙2-18	飛来物防護板（主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 高レベル廃液ガラス固化建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙2-19	飛来物防護板（制御建屋 中央制御室換気設備設置室）の耐震性評価について			
別紙2-20	飛来物防護板（冷却塔接続 屋外設備）の耐震性評価について			

別紙 1

飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)

の耐震性評価について

資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書

資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書

別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について

別添2 質点系モデルの妥当性について

別添3 座屈拘束ブレースの耐震評価について

別添4 支持架構の耐震評価について

別添5 基礎梁の耐震評価について

別添6 杭の耐震評価について

別添7 防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について

資料 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)

の地震応答計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 解析方針	10
2.4 適用規格・基準等	12
3. 解析方法	13
3.1 地震応答解析に用いる地震動	13
3.2 地震応答解析モデル	29
3.2.1 飛来物防護ネット架構	32
3.2.2 地盤	37
3.3 入力地震動	43
3.4 解析方法	44
3.5 解析条件	45
3.6 材料物性のばらつき	48
4. 解析結果	59
4.1 固有値解析結果	59
4.2 地震応答解析結果	65
4.2.1 全応力解析	65
4.2.2 有効応力解析	99

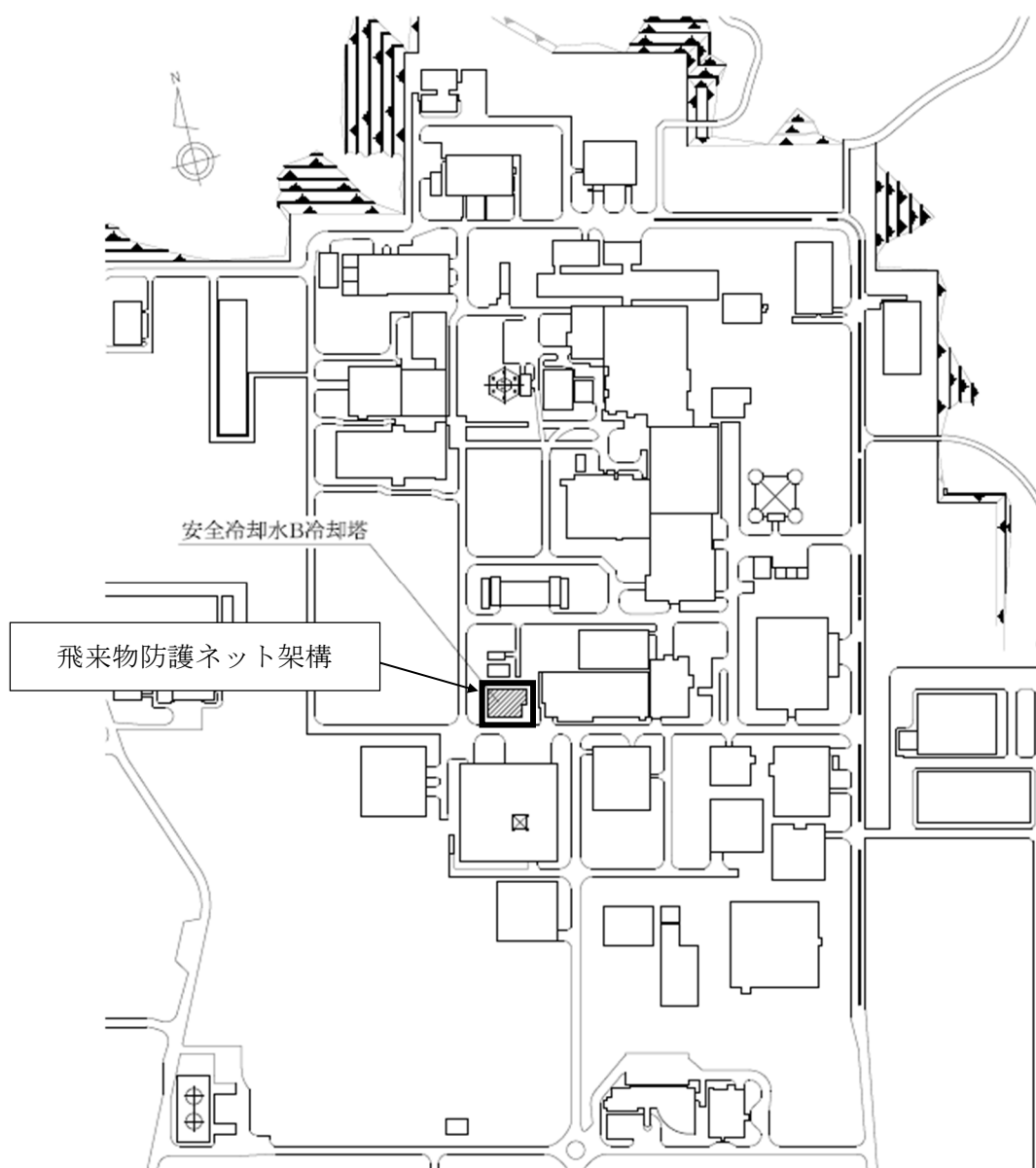
1. 概要

本資料は、添付書類「IV-1-1-4 波及的影響に係る基本方針」の「5.2 地震応答解析」に基づき、下位クラス施設に適用する方法として添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に記載の地震応答解析の方針に従い飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)(以下、「飛来物防護ネット架構」という。)の地震応答解析について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 飛来物防護ネット架構の設置位置

2.2 構造概要

飛来物防護ネット架構は、鉄骨造の支持架構、鉄筋コンクリート造の基礎梁及び杭によって構成される。

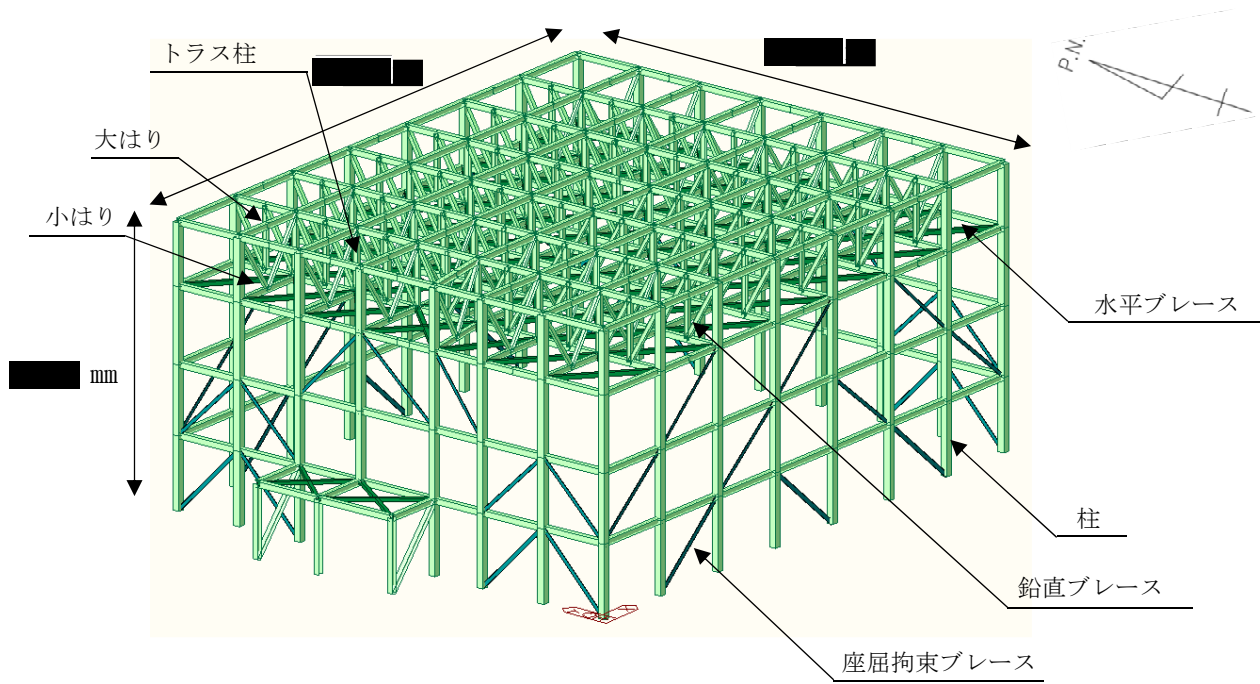
支持架構は、柱、大はり、小はり、トラス柱、鉛直ブレース及び水平ブレースからなるフレーム及び座屈拘束ブレースによって構成され、平面は、■■■■m(NS 方向)×■■■■m(EW 方向)であり、地上高さは、■■■■mである。

座屈拘束ブレースは、中心鋼材を座屈拘束材(鋼管とモルタル)で拘束し、繰り返し作用する地震荷重に対して、安定的に塑性化することでエネルギーを吸収することにより、フレームに作用する荷重を低減するものであり、支持架構にねじれが生じないように配置している。なお、採用した座屈拘束ブレースは、平成 12 年建設省告示 1461 号の制振部材及び平成 17 年国土交通省告示第 631 号のエネルギー吸収部材に係る評定による評定を受けたものである。

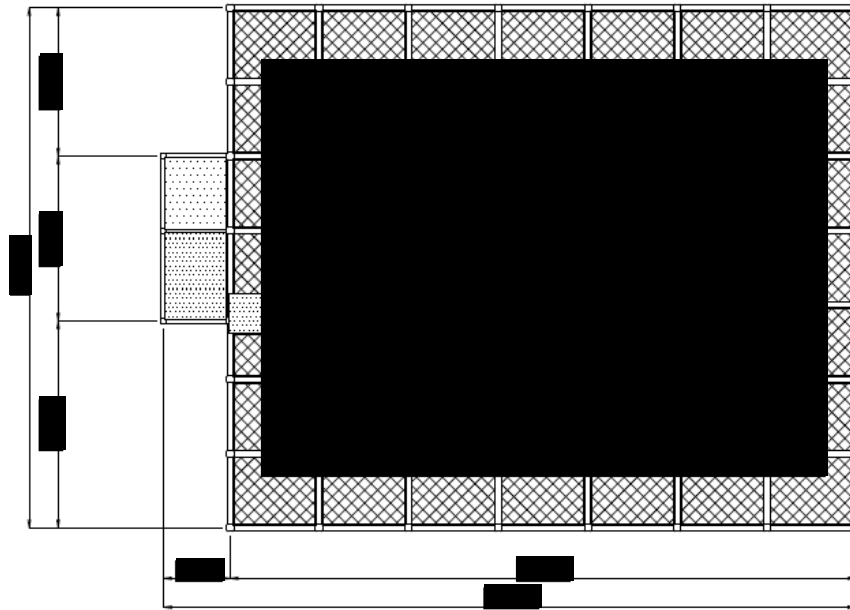
基礎梁は厚さ 3.0m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である岩盤に場所打ちコンクリート杭(外径 1.0m 及び 1.5m、杭長 16.8m 及び 17.8m、113 本)を介して設置している。また、液状化対策として飛来物防護ネット架構下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

なお、飛来物防護ネット架構は防護対象となる安全冷却水 B 冷却塔と構造的に分離している。

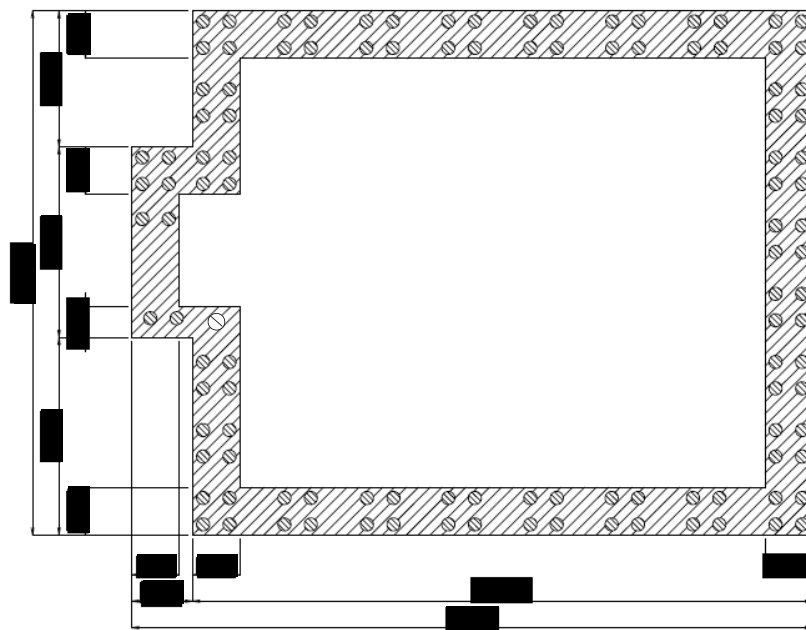
支持架構の全景を第 2.2-1 図に、屋根伏図及び杭伏図を第 2.2-2 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に、基礎梁及び杭の断面図を第 2.2-4 図に示す。







第 2.2-1 図 支持架構の全景



(屋根伏図)

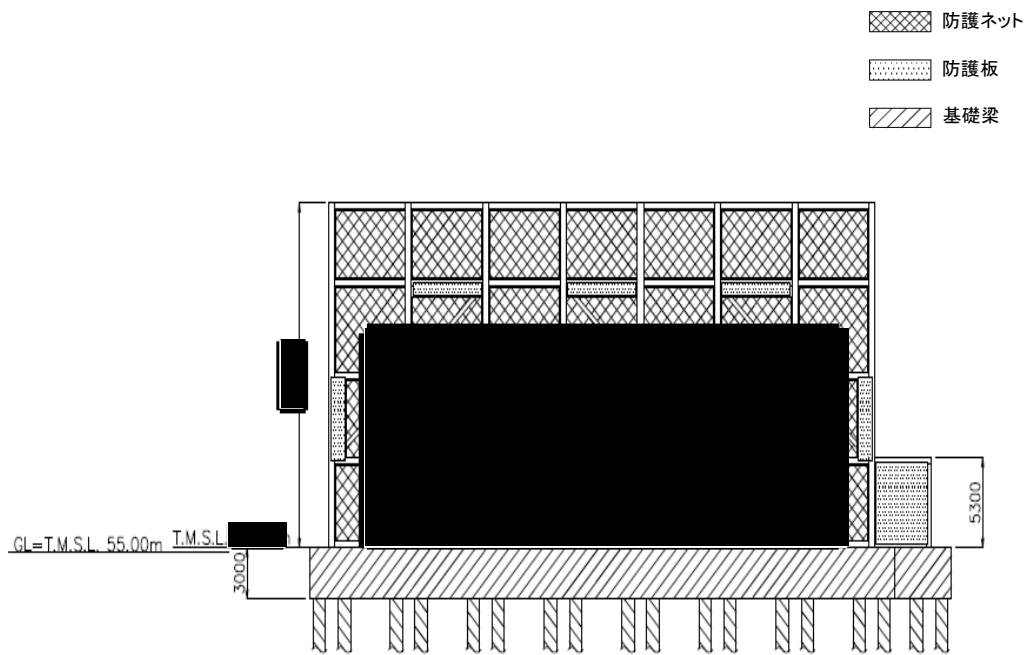


-  防護ネット
-  防護板
-  基礎梁
-  杭 (全113本)

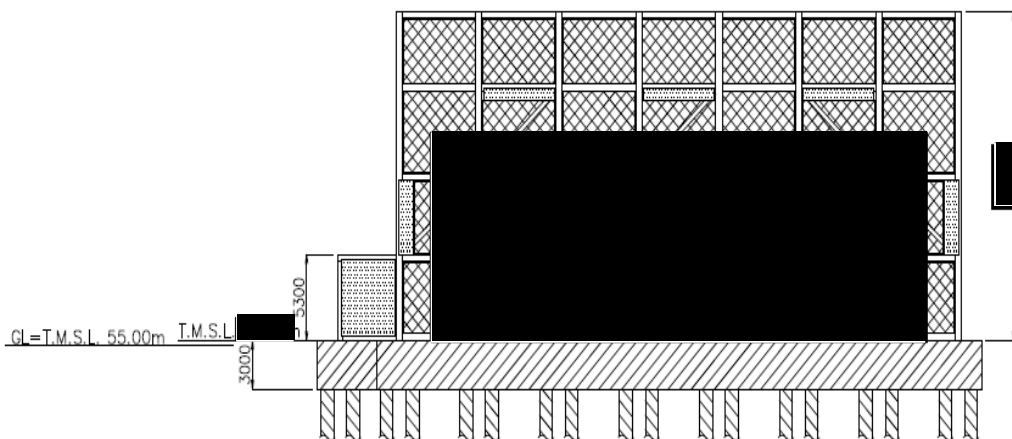
(杭伏図)

(単位：mm)

第 2.2-2 図 飛来物防護ネット架構の屋根伏図及び杭伏図



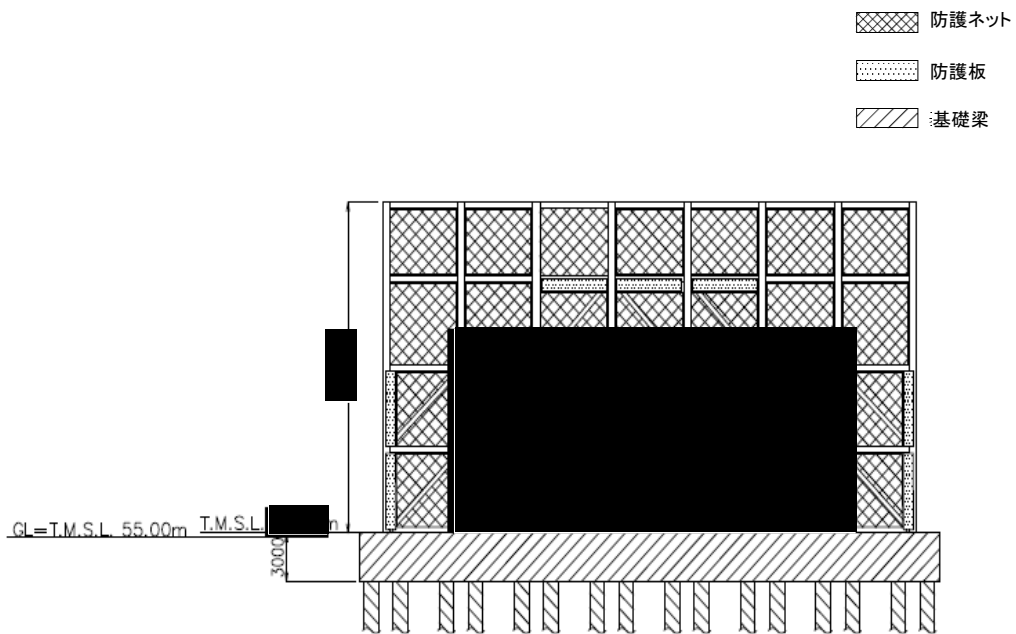
(北面)



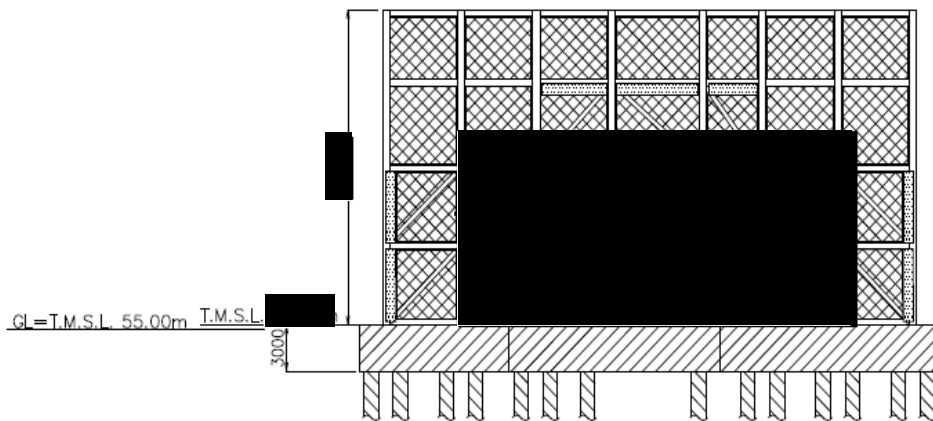
(南面)

(単位：mm)

第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (1/2)



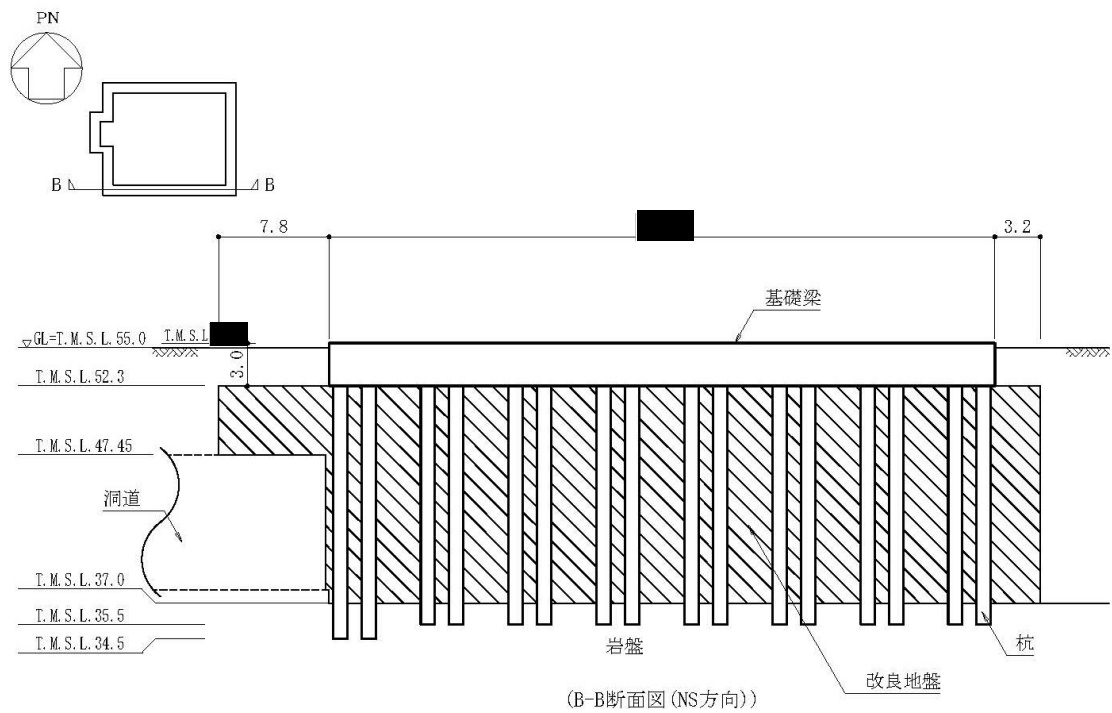
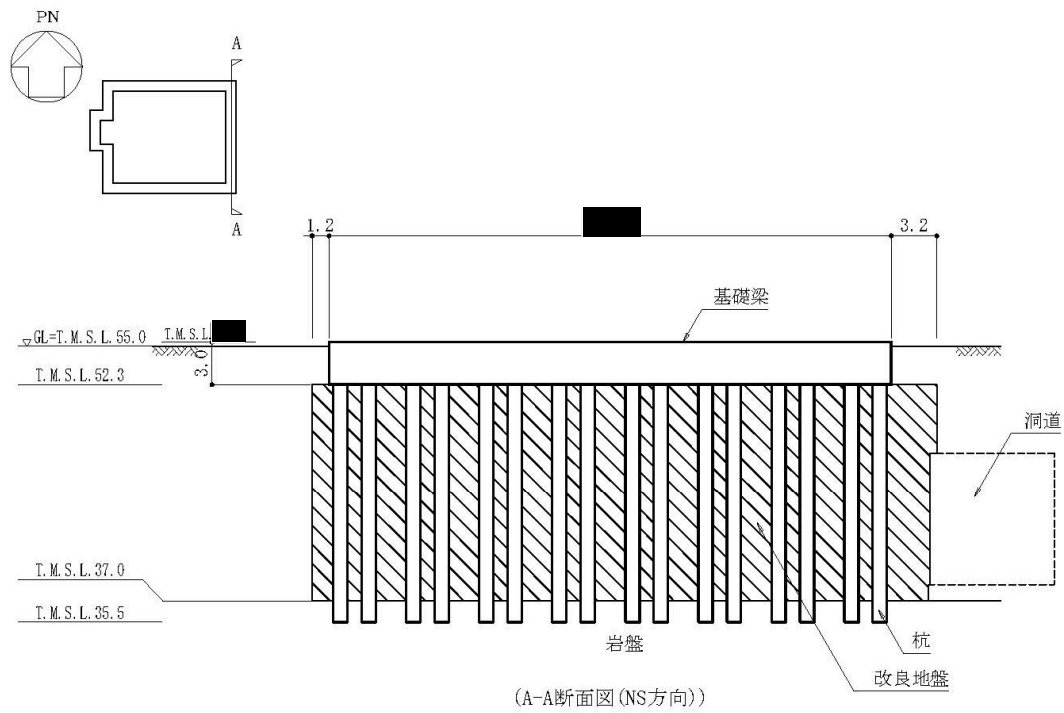
(東面)



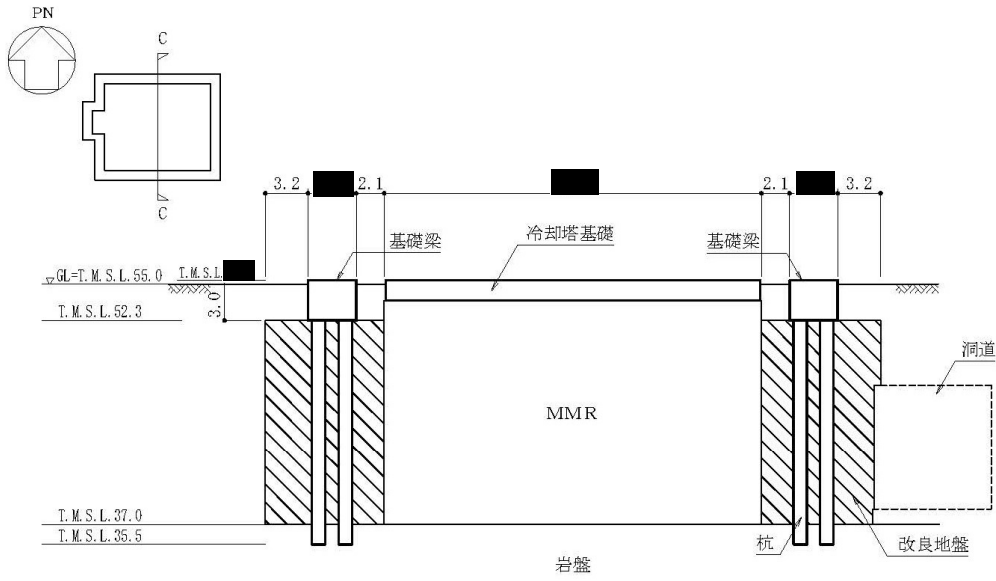
(西面)

(単位：mm)

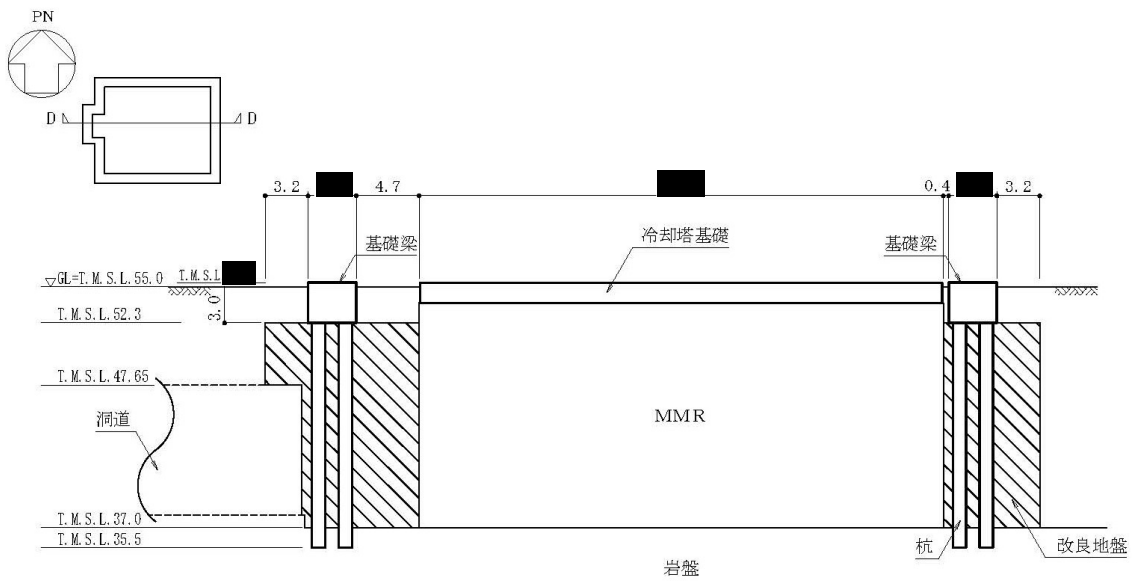
第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (2/2)



第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図(1/2)(単位 : m)



(C-C断面図(NS方向))



(D-D断面図(EW方向))

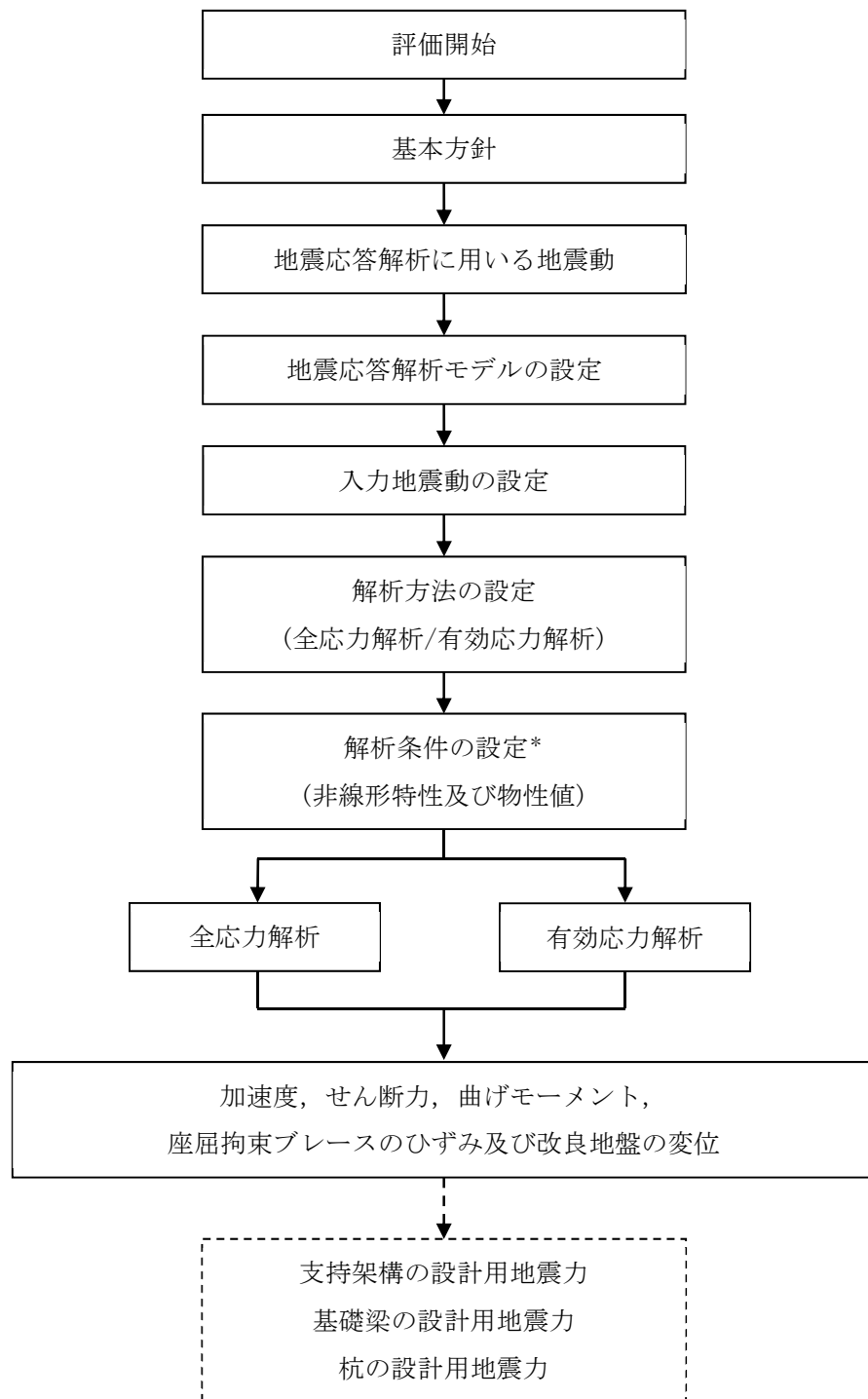
第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図(2/2)(単位:m)

2.3 解析方針

飛来物防護ネット架構の地震応答解析は、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

第2.3-1図に飛来物防護ネット架構の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.1 地震応答解析に用いる地震動」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルに基づき、「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」、「3.5 解析条件」及び「3.6 材料物性のばらつき」に基づき、「4. 解析結果」においては、支持架構、基礎梁及び杭の設計に係る各種応答値を算出する。



注記 * : 材料物性のばらつきを考慮する。

注 1 : 実線部は、本資料における説明範囲を示す。

注 2 : 破線部は、「資料 2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震性についての計算書」における説明範囲を示す。

第 2.3-1 図 飛来物防護ネット架構の地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鋼構造設計規準 ((社)日本建築学会, 2005)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－((社)日本建築学会, 1999)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補一 1984((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版((社)日本電気協会)

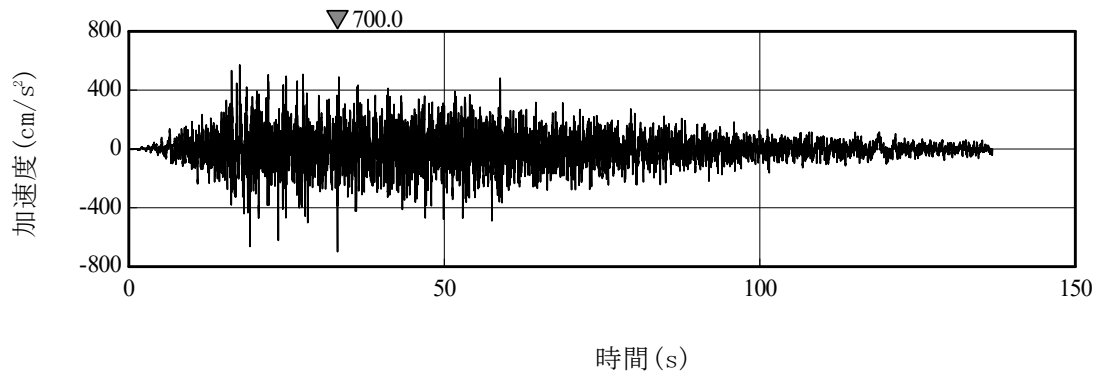
3. 解析方法

3.1 地震応答解析に用いる地震動

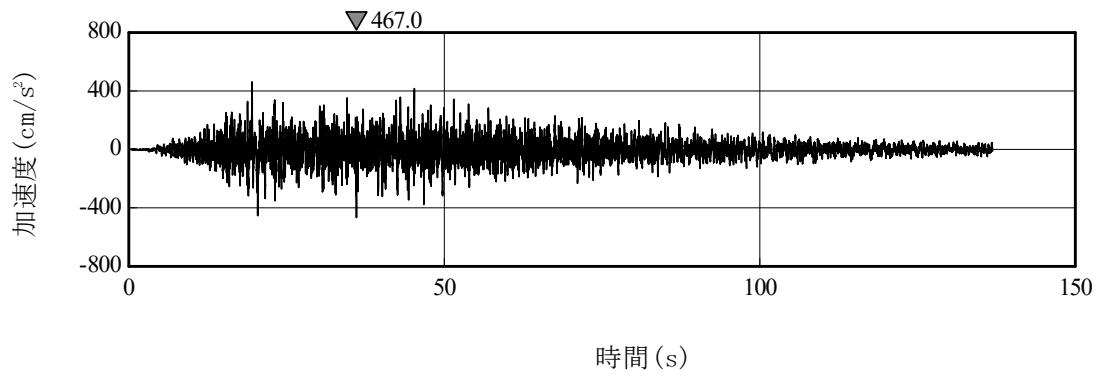
地震応答解析に用いる地震動は、添付書類「IV-1-1-1 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された基準地震動 S_s とする。

なお、本解析においては、水平及び鉛直を同時入力する方針としているが、 S_s -C4 は水平方向のみの地震動であるため、工学的に水平方向の地震動から設定した鉛直方向の評価用地震動(以下、「一関東評価用地震動(鉛直)」という。)を用いた地震応答解析を実施する。

地震応答解析に用いる地震動の時刻歴加速度波形を第 3.1-1 図～第 3.1-10 図に、解放基盤表面での設計用加速度応答スペクトルを第 3.1-11 図～第 3.1-15 図に示す。



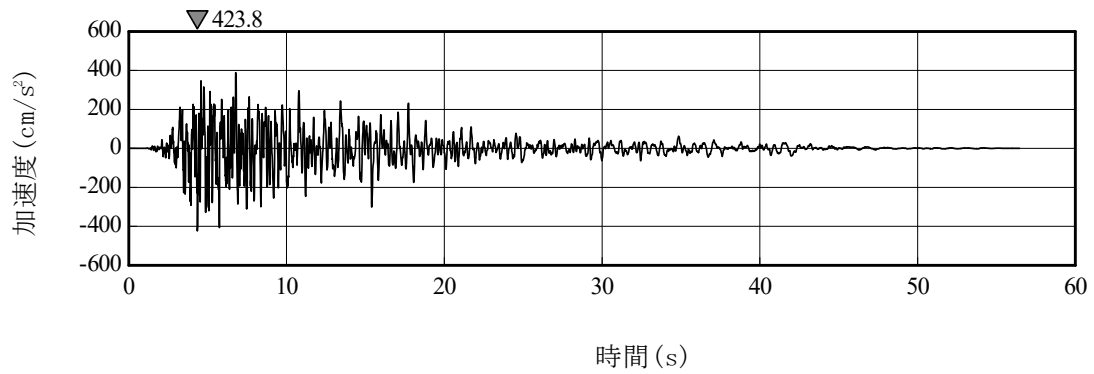
(a) Ss-A(H)



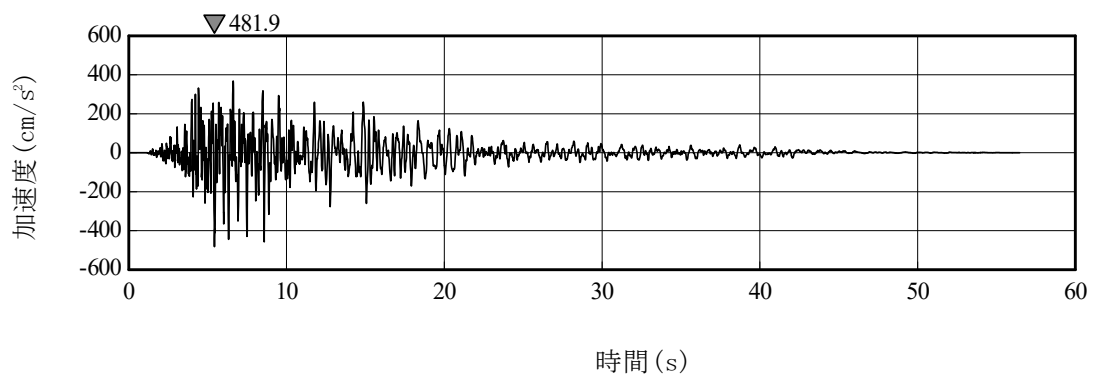
(b) Ss-A(V)

注：「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

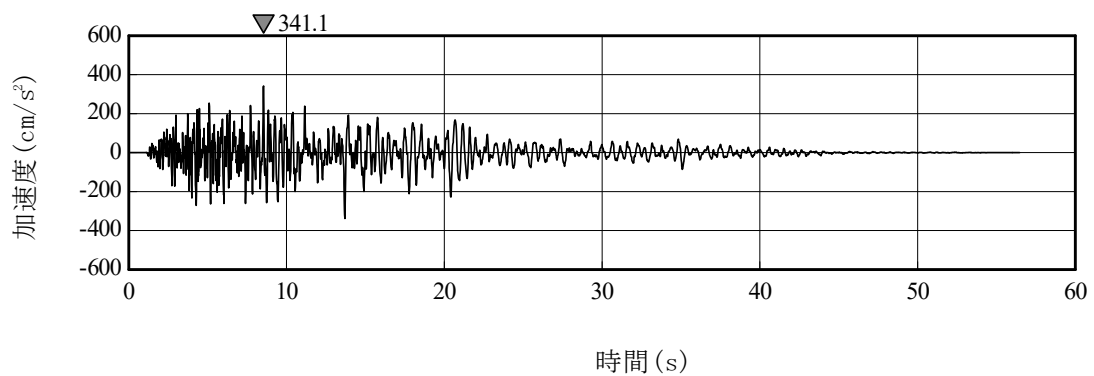
第 3.1-1 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B1 (NS)

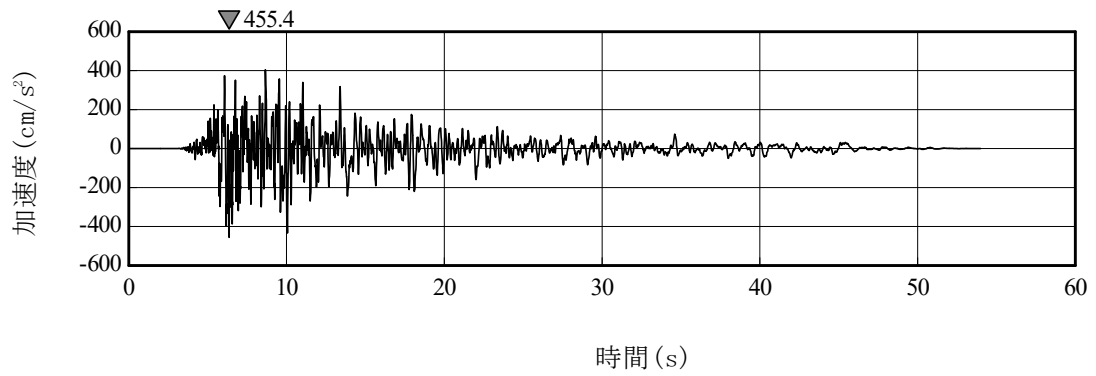


(b) Ss-B1 (EW)

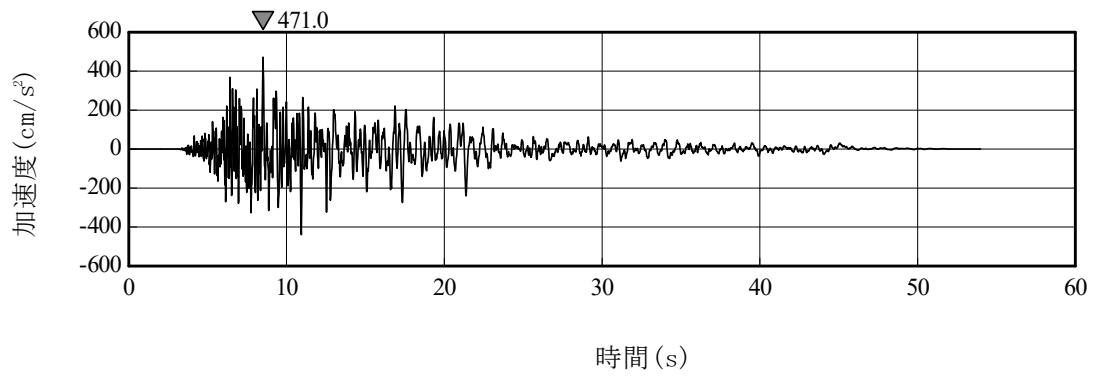


(c) Ss-B1 (UD)

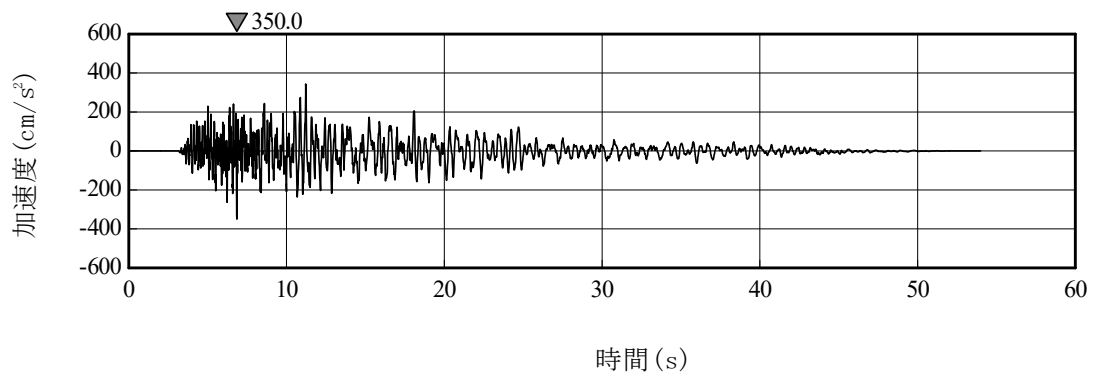
第 3.1-2 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B2 (NS)

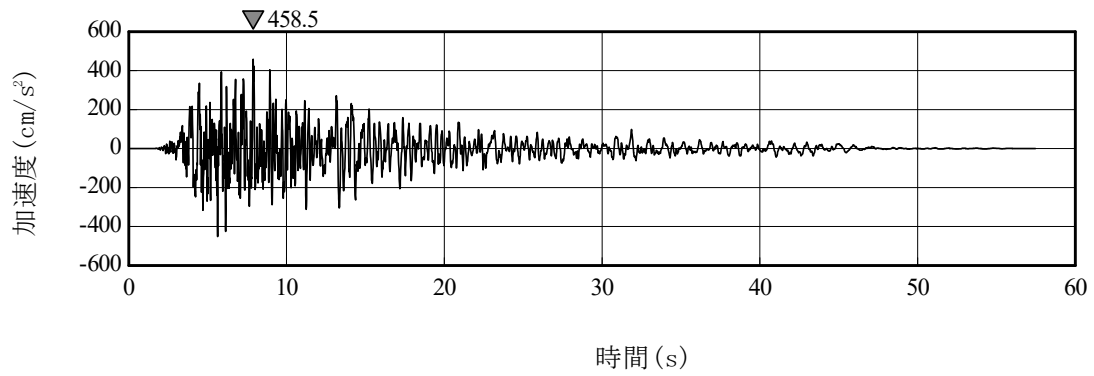


(b) Ss-B2 (EW)

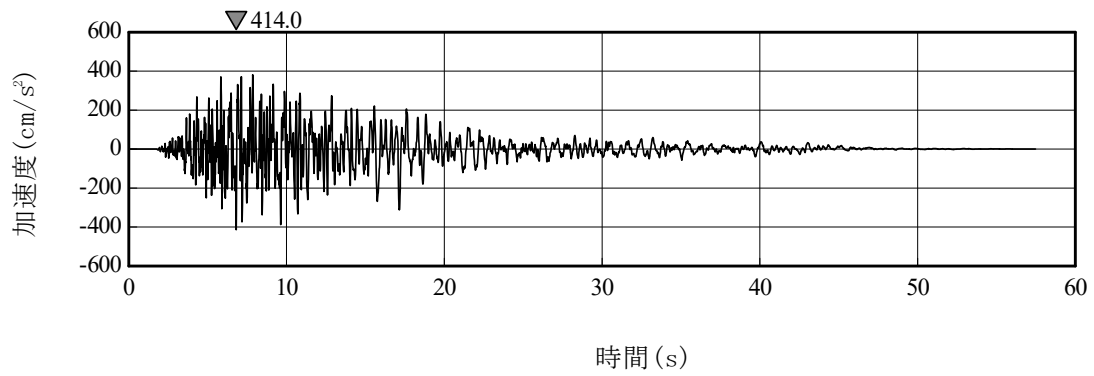


(c) Ss-B2 (UD)

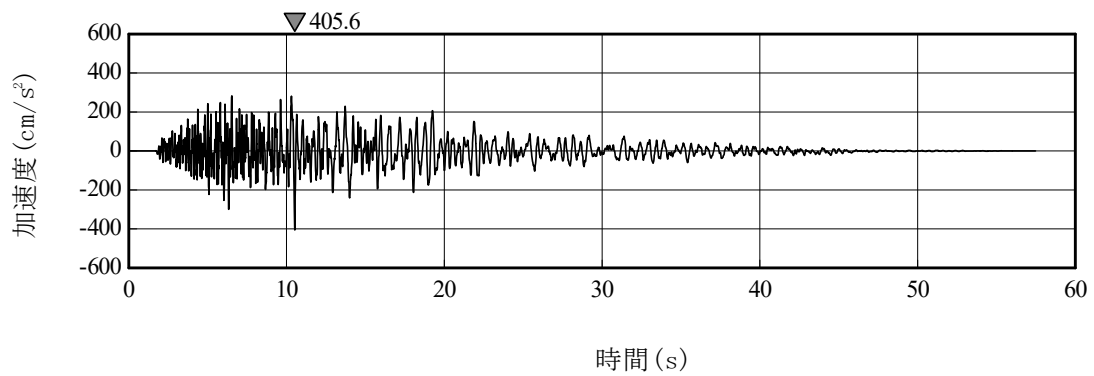
第 3.1-3 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B3 (NS)

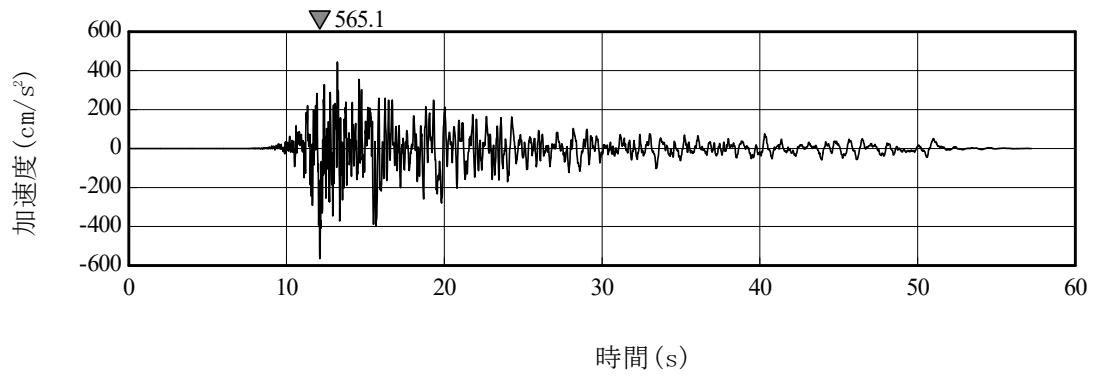


(b) Ss-B3 (EW)

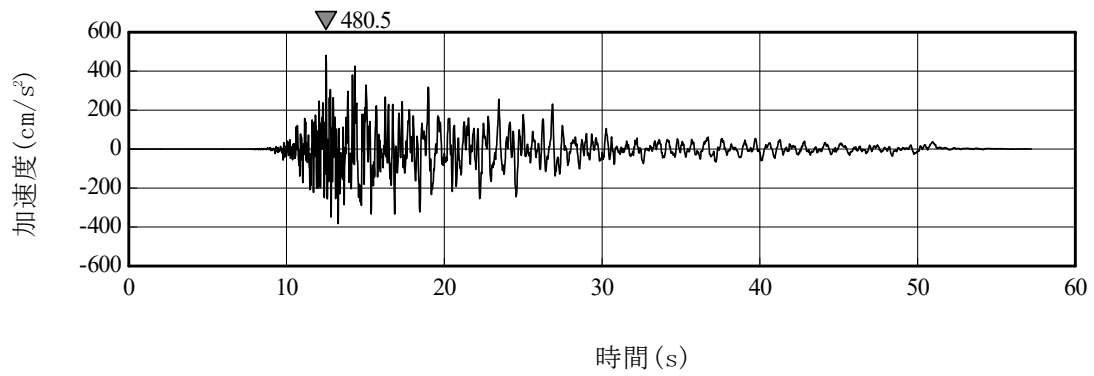


(c) Ss-B3 (UD)

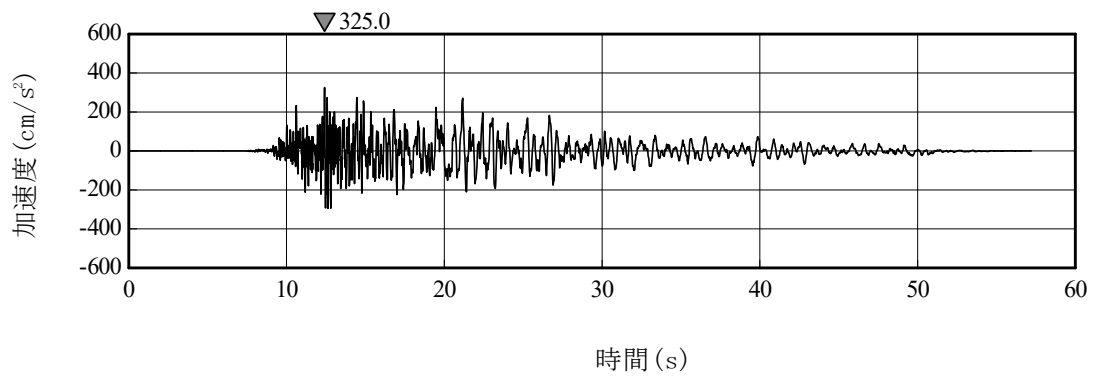
第 3.1-4 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B4 (NS)

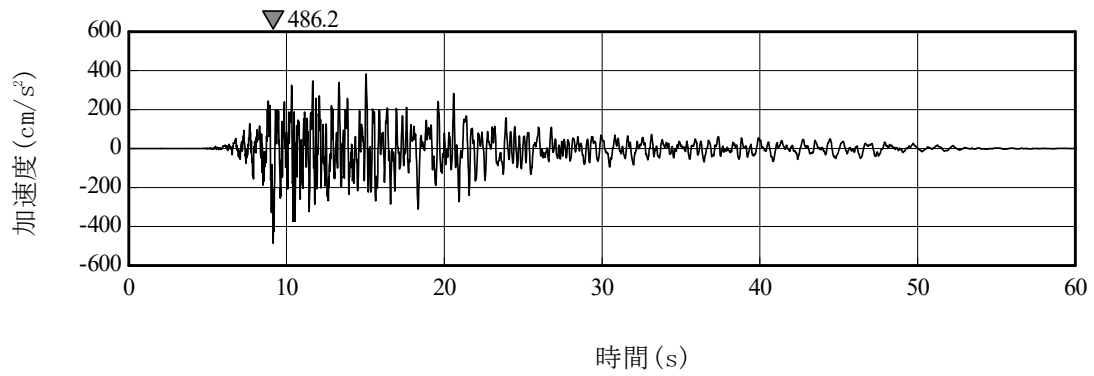


(b) Ss-B4 (EW)

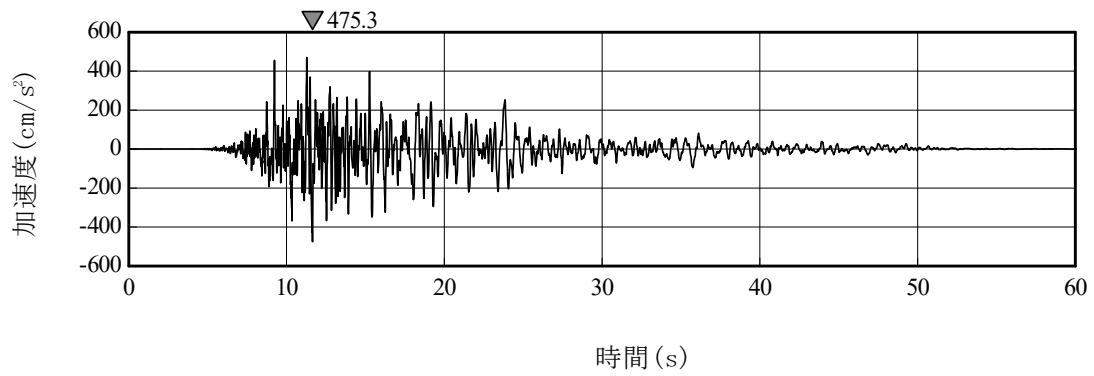


(c) Ss-B4 (UD)

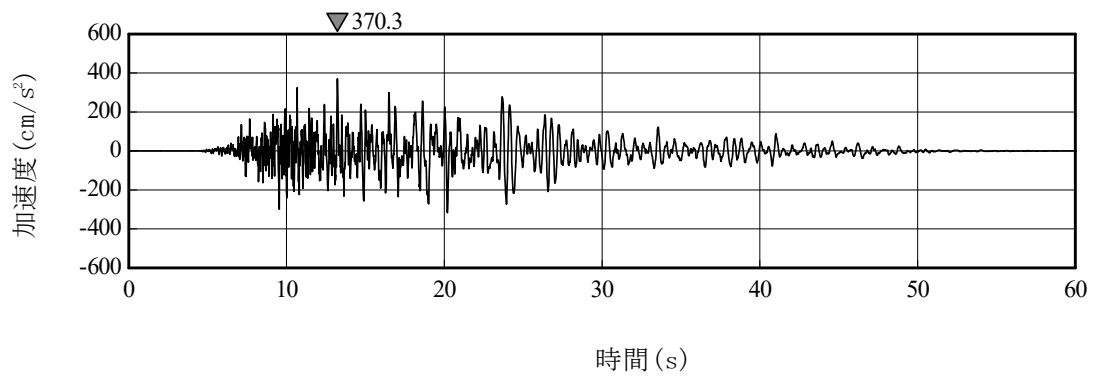
第 3.1-5 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B5 (NS)

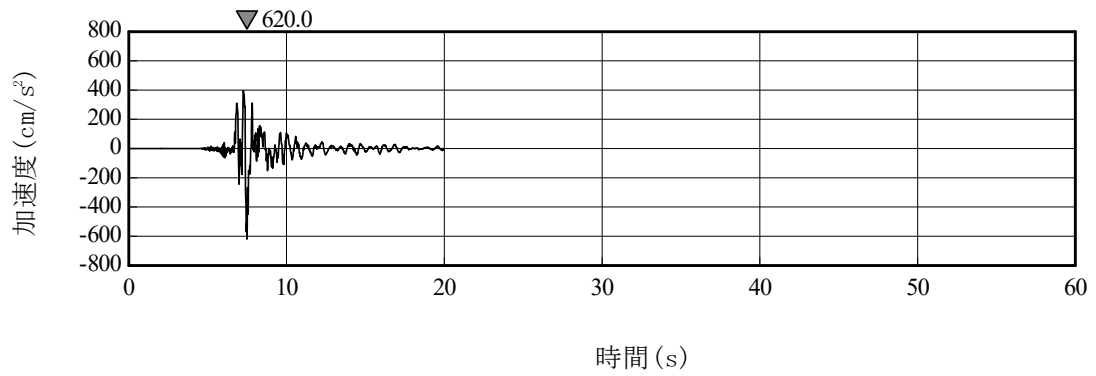


(b) Ss-B5 (EW)

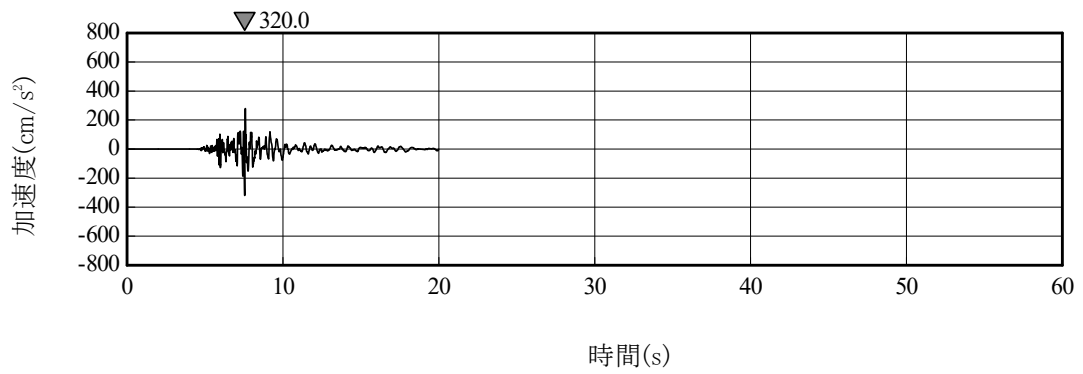


(c) Ss-B5 (UD)

第 3.1-6 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形

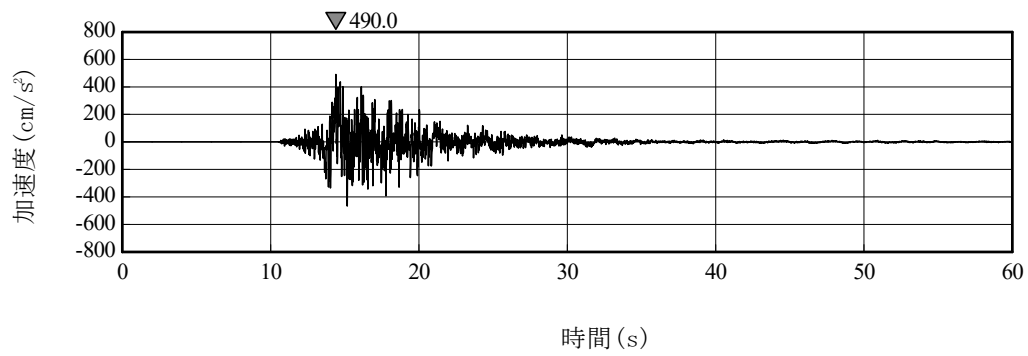


(a) Ss-C1 (NSEW)

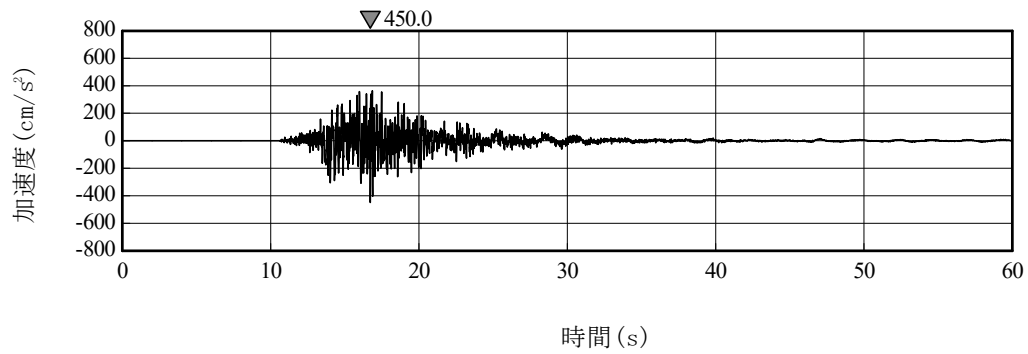


(b) Ss-C1 (UD)

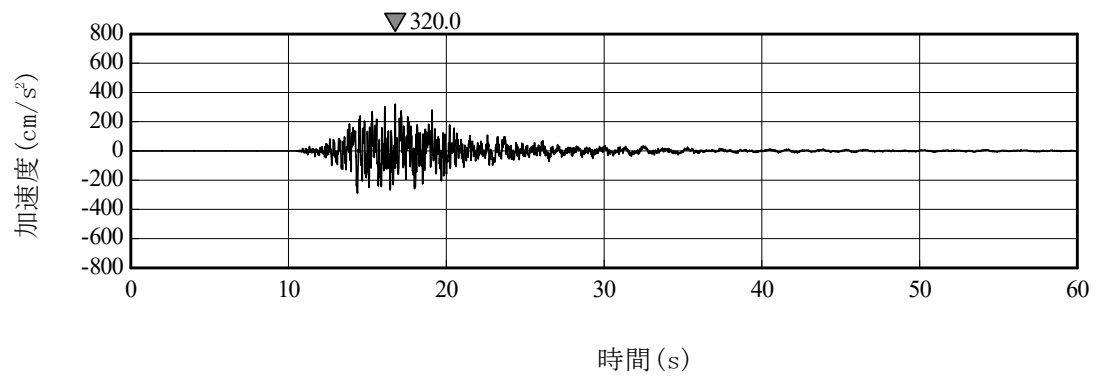
第 3.1-7 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C2 (EW)

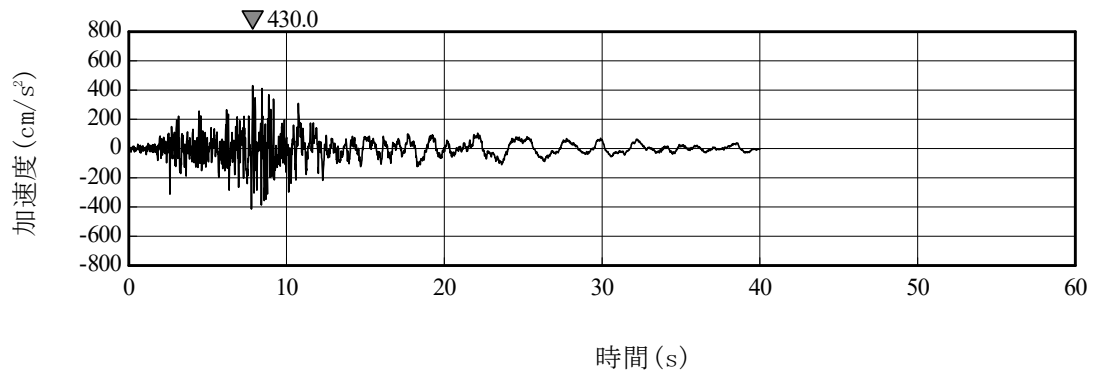


(b) Ss-C2 (NS)

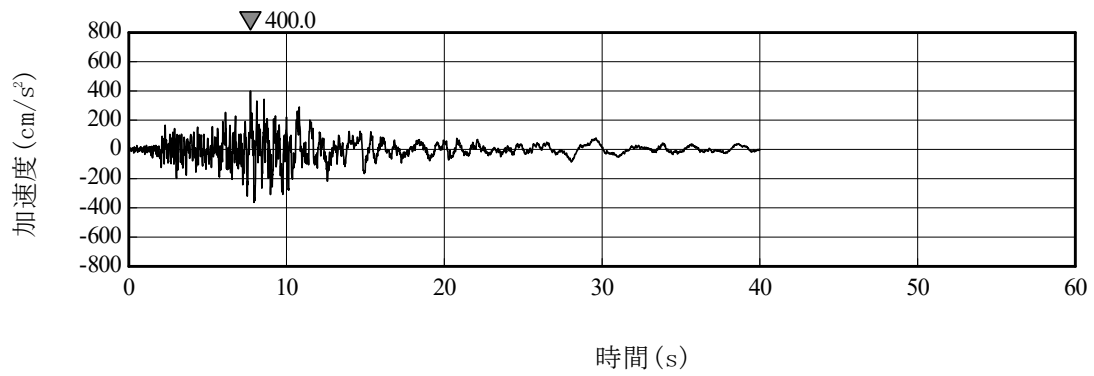


(c) Ss-C2 (UD)

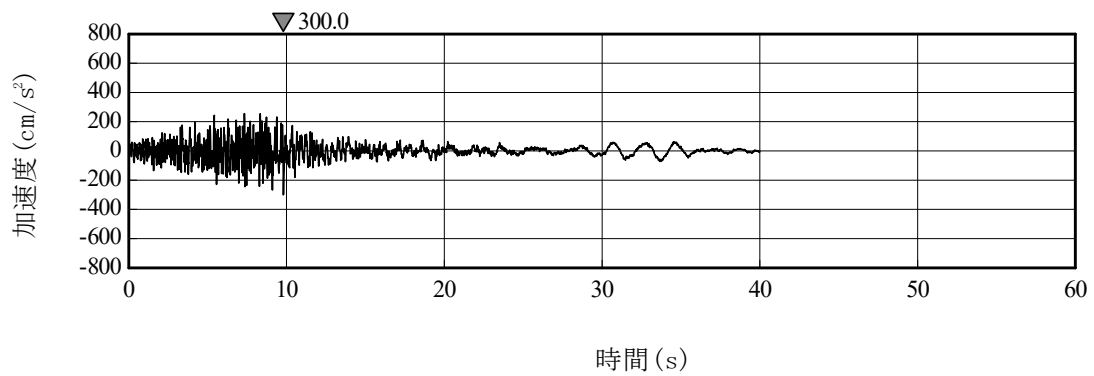
第 3.1-8 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C3 (NS)

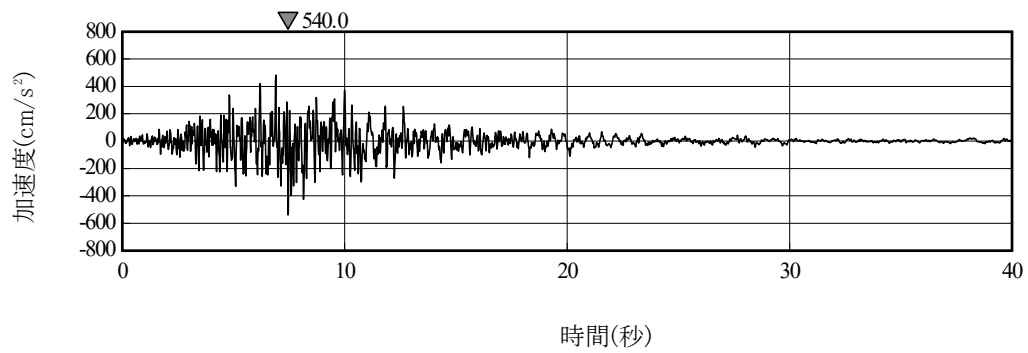


(b) Ss-C3 (EW)

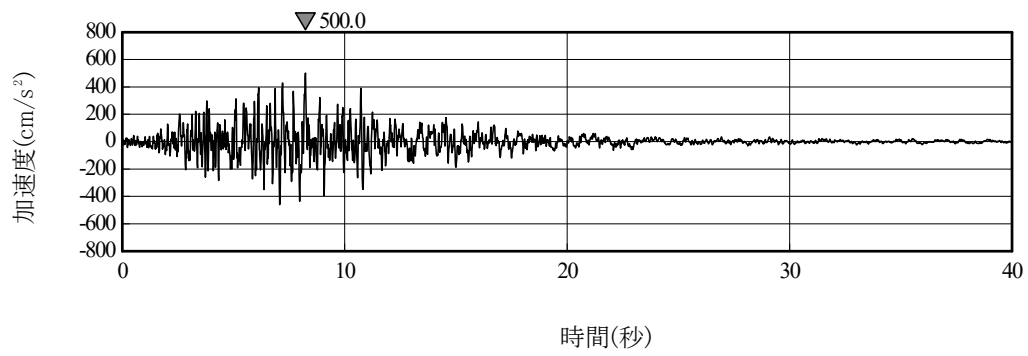


(c) Ss-C3 (UD)

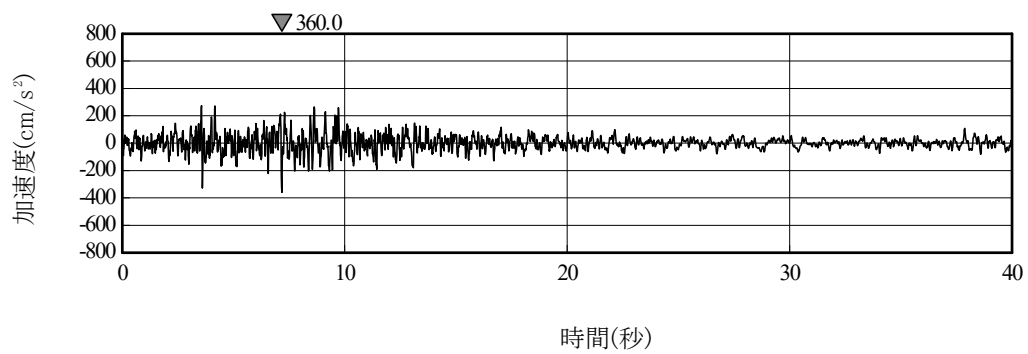
第 3.1-9 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C4 (NS)

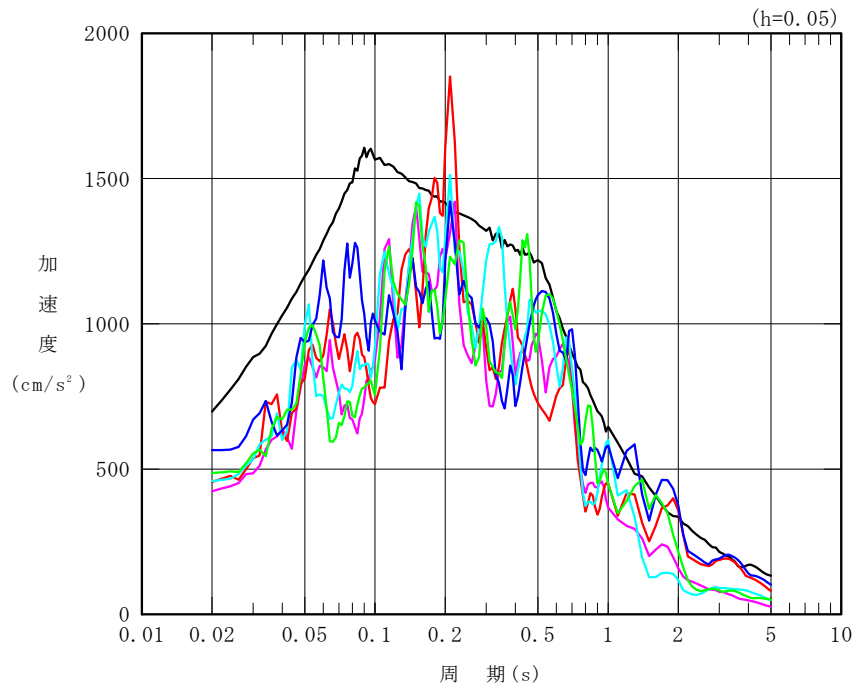


(b) Ss-C4 (EW)



(c) 一関東評価用地震動(鉛直)

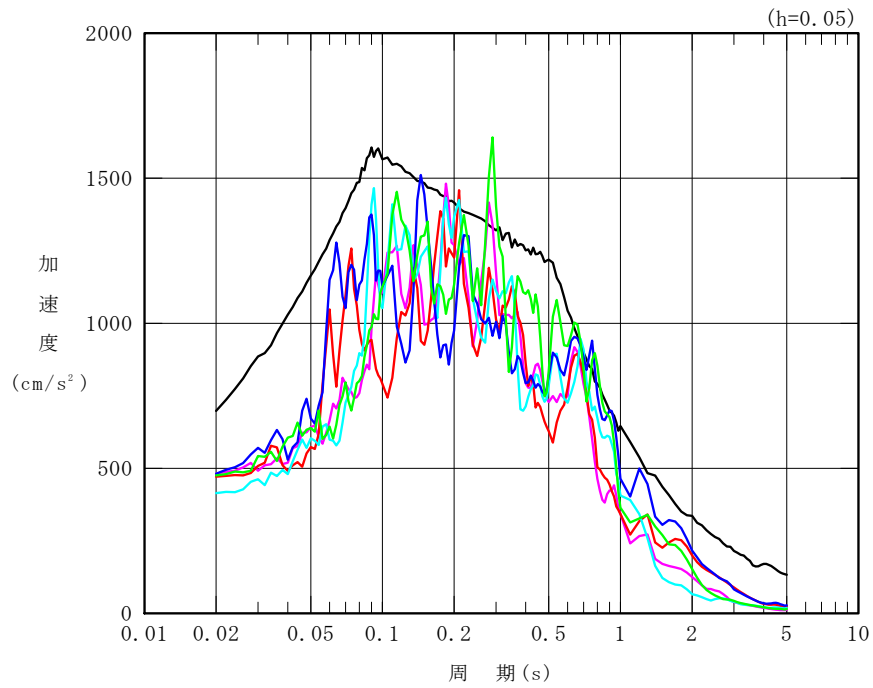
第 3.1-10 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



凡例

- : S_s-A (H)
- : S_s-B1 (NS)
- : S_s-B2 (NS)
- : S_s-B3 (NS)
- : S_s-B4 (NS)
- : S_s-B5 (NS)

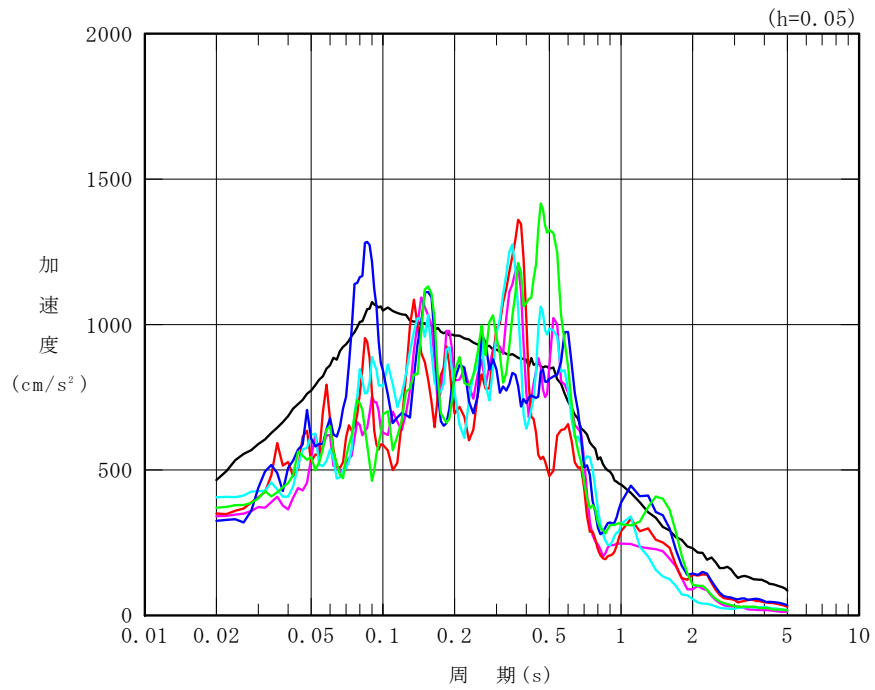
第 3.1-11 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

- : S_s-A (H)
- : S_s-B1 (EW)
- : S_s-B2 (EW)
- : S_s-B3 (EW)
- : S_s-B4 (EW)
- : S_s-B5 (EW)

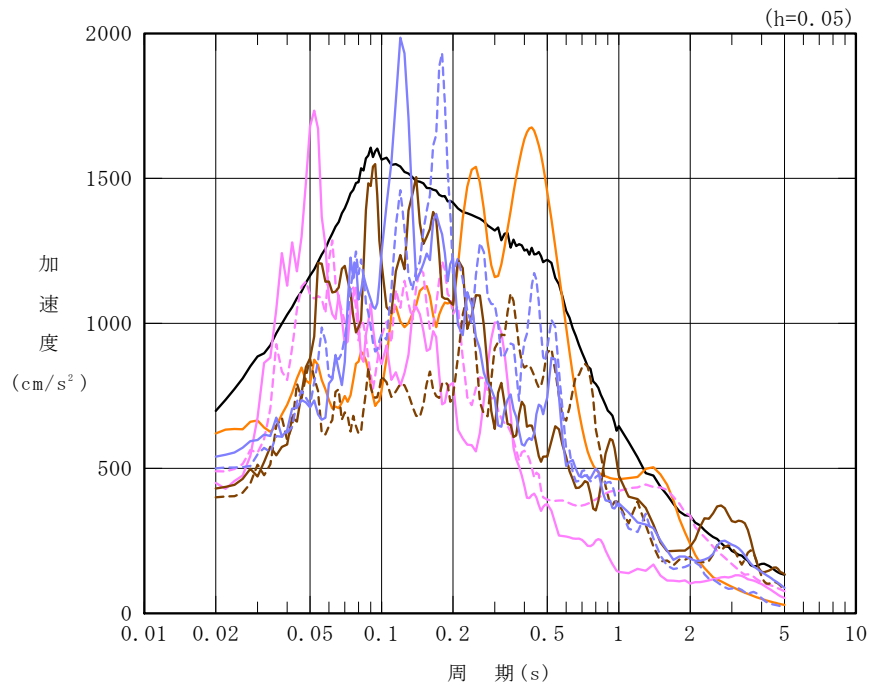
第 3.1-12 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

- : S_s-A (V)
- : S_s-B1 (UD)
- : S_s-B2 (UD)
- : S_s-B3 (UD)
- : S_s-B4 (UD)
- : S_s-B5 (UD)

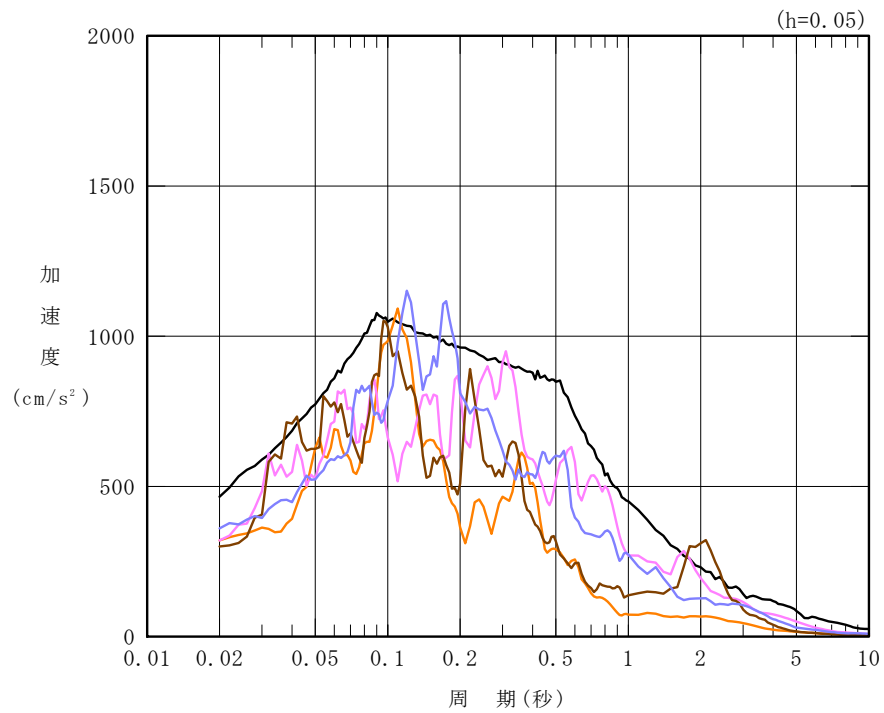
第 3.1-13 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

- : S_s-A (H)
- : S_s-C1 (NSEW)
- : S_s-C2 (NS)
- - - : S_s-C2 (EW)
- : S_s-C3 (NS)
- - - : S_s-C3 (EW)
- : S_s-C4 (NS)
- - - : S_s-C4 (EW)

第 3.1-14 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

- : Ss-A (V)
- : Ss-C1 (UD)
- : Ss-C2 (UD)
- : Ss-C3 (UD)
- : 一関東評価用地震動(鉛直)

第 3.1-15 図 基準地震動 S s の設計用加速度応答スペクトル

3.2 地震応答解析モデル

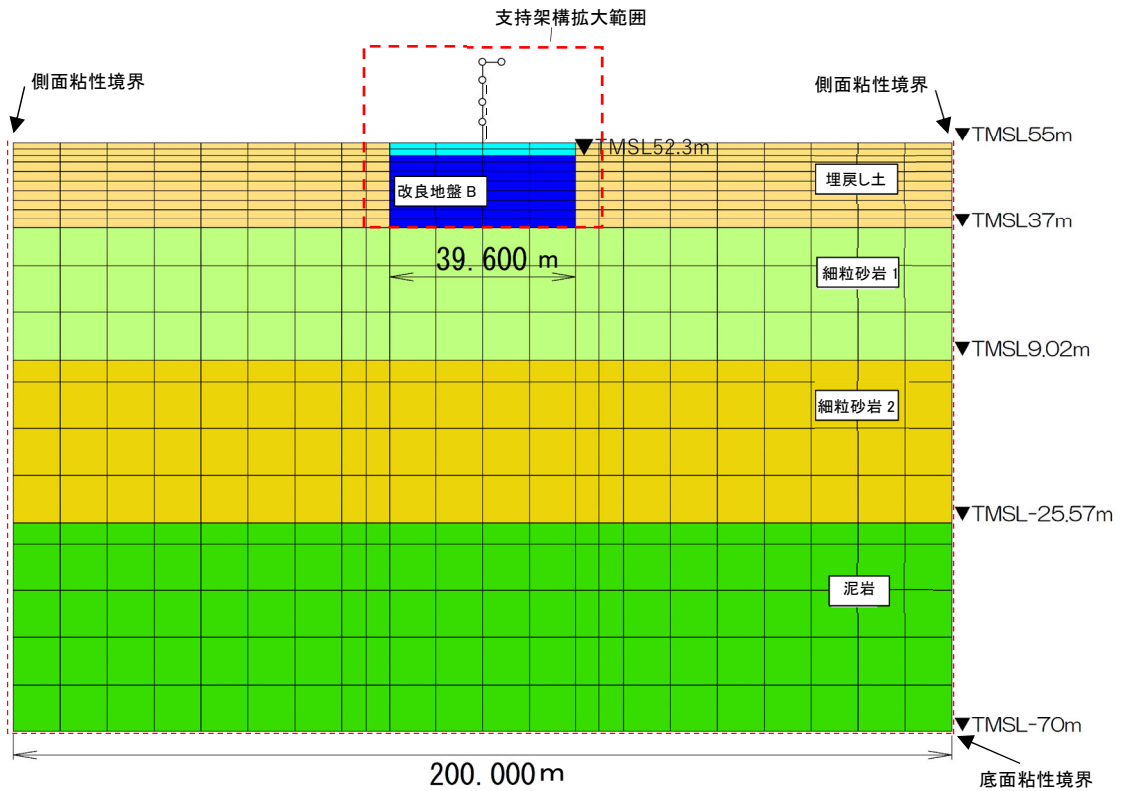
地震応答解析は、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づき、飛来物防護ネット架構と地盤の動的相互作用を考慮できる 2 次元動的有限要素法を用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴非線形解析を行う。また、全応力解析に加え、地震時の地盤の液状化の影響を考慮し、有効応力解析を実施する。地震応答解析モデルを第 3.2-1 図及び第 3.2-2 図に示す。

地震応答解析モデル（以下、「本モデル」という。）は、解析負荷の観点から、施設の周辺状況をより詳細にモデル化した場合と比較し合理化を図っていることから、妥当性及び保守性を有していることを検証している。

妥当性の検証においては、メッシュサイズについて、支持架構の固有振動数に照らして適切であることを確認している。また、支持架構（門型ではなく 1 軸でモデル化）、接触剥離要素（モデル化しない）、改良地盤幅（実態より小さくモデル化）、粗粒砂岩（モデル化しない）及び基礎梁高さ（剛梁としてモデル化）について、合理化しない場合と比較し、同等又は保守的な応答となることを確認している。

保守性の検証においては、水平方向の拘束効果に着目し、水平応答が保守的になるようにモデル化しない周辺構造物、杭及び MMR について、モデル化した場合と比較し、水平応答は保守的となる一方で鉛直応答は小さくなるものの、波及的影響評価においては、鉛直応答の寄与は相対的に小さく支障ないことを確認している。

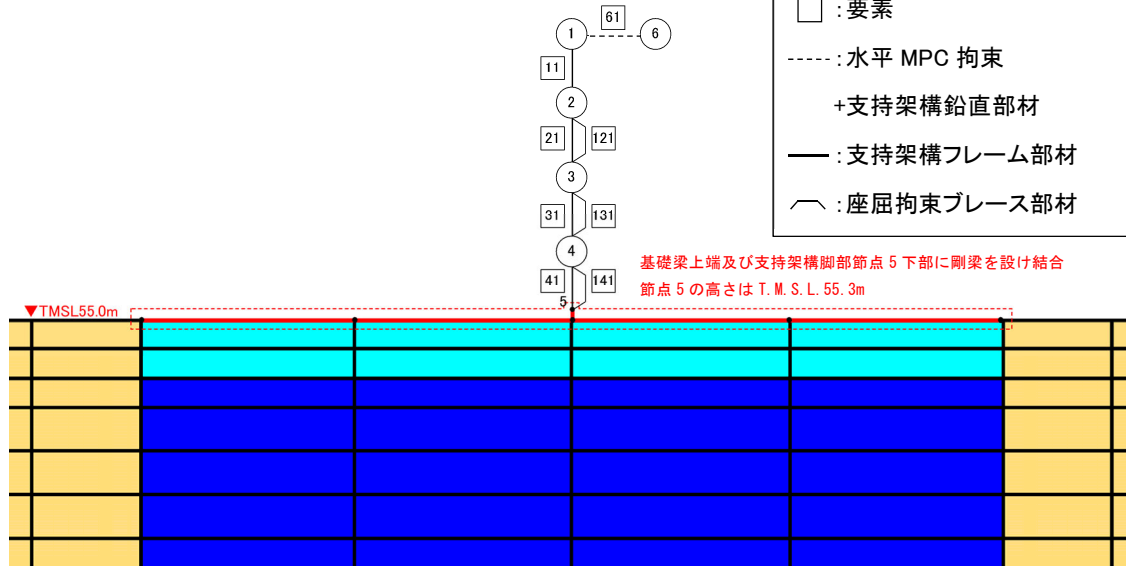
また、地盤の剛性変化についても、①非液状化（全応力解析）及び②液状化（有効応力解析）と比較し、一部地震動で中間状態（①と②の中間となるよう埋戻し土の物性値を変更した解析）の応答が大きくなるものの、波及的影響評価においては、中間状態の応答の寄与は相対的に小さく、本モデルによる①非液状化（全応力解析）及び②液状化（有効応力解析）の応答を用いて支障ないことを確認している。



(全体)

凡例

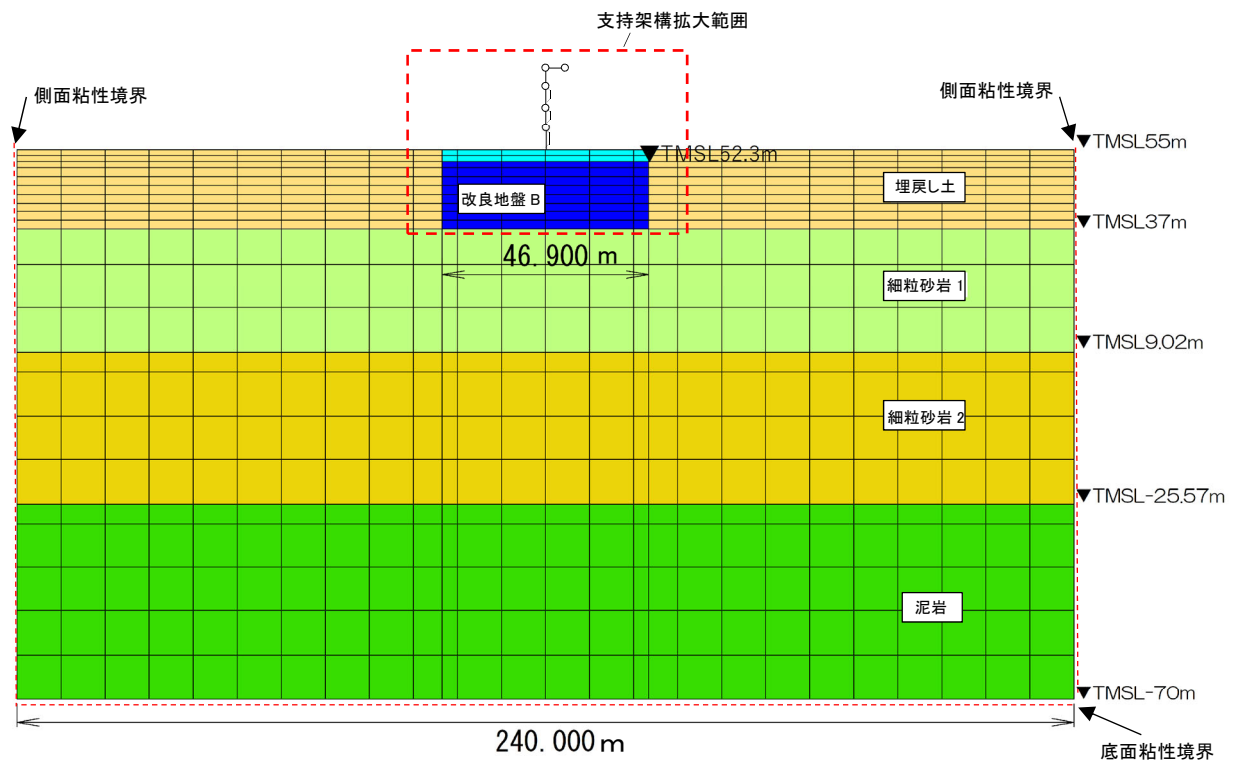
- : 質点
- : 要素
- : 水平 MPC 拘束
- + : 支持架構鉛直部材
- : 支持架構フレーム部材
- ∧ : 座屈拘束ブレース部材



- 注 1 : 回転自由度を要する線形バネにつながる節点 6 の回転自由度を拘束
- 注 2 : 節点 1 と節点 6 の水平並進自由度を互いに拘束
- 注 3 : 地下水位を地表面に設定
- 注 4 : 61 はばね要素

(支持架構拡大)

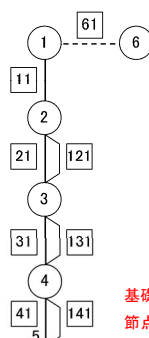
第 3.2-1 図 解析モデル NS 断面



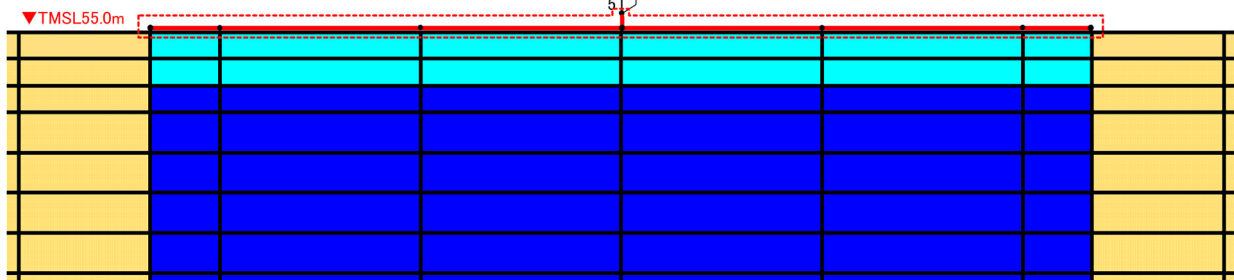
(全体)

凡例

- : 質点
- : 要素
- : 水平 MPC 拘束
- + : 支持架構鉛直部材
- : 支持架構フレーム部材
- ∩ : 座屈拘束ブレース部材



基礎梁上端及び支持架構脚部節点 5 下部に剛梁を設け結合
節点 5 の高さは T. M. S. L. 55.3m



- 注 1 : 回転自由度を要する線形バネにつながる節点 6 の回転自由度を拘束
- 注 2 : 節点 1 と節点 6 の水平並進自由度を互いに拘束
- 注 3 : 地下水位を地表面に設定
- 注 4 : [61] はばね要素

(支持架構拡大)

第 3.2-2 図 解析モデル図 EW 断面

3.2.1 飛来物防護ネット架構

支持架構は質点系モデルとし、フレームは梁要素、座屈拘束ブレースは非線形特性を考慮し、ばね要素でモデル化する。基礎梁は平面ひずみ要素でモデル化し、基礎梁上端に剛梁を配置し、支持架構と結合させる。なお、杭は基礎梁直下の改良地盤と同一変形するものとし、モデル化には考慮しない。本モデルの設定に用いた支持架構及び基礎梁の使用材料の物性値を第 3.2.1-1 表～第 3.2.1-3 表に示す。

第 3.2.1-1 表 使用材料の物性値

部位	使用材料	ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)	備考
支持 架 構	鉄骨 BCP325, G385, SN490B	2.05×10^5	7.90×10^4	2	—
	座屈拘束ブレース	2.05×10^5	7.90×10^4	2	—
基礎 梁	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=24(N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.27×10^4	9.45×10^3	5	—

第 3.2.1-2 表 支持架構の解析モデル諸元(1/2)

NS 断面

質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び屋根	
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面積 A (m^2)	断面 2 次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面積 As (m^2)	要素 番号	ばね剛性 K ($\times 10^3 \text{kN/m}$)
⑥	75.60	0.000	398.6	0.00	-	75.60	-	-	-	61	26.8
①	75.60	476.0	238.0	43.7	11	75.60~ 71.10	0.0907	1.324	0.00179	-	-
②	71.10	321.1	160.6	43.7	21	71.10~ 65.60	0.0934	1.324	0.000814	121	54.1
③	65.60	174.1	174.1	0.00	31	65.60~ 60.60	0.0907	1.324	0.000821	131	97.2
④	60.60	199.3	199.3	0.00	41	60.60~ 55.30	0.0947	1.324	0.00115	141	102
⑤	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1171	1171	-	-	-	-	-	-	-	-

注 1 : 重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化。

注 2 : 節点 6 は、水平自由度を MPC 拘束するために、水平方向に微小質量を定義。

第 3.2.1-2 表 支持架構の解析モデル諸元(2/2)

EW 断面

質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び屋根	
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面 積 A (m^2)	断面 2 次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面 積 As (m^2)	要素 番号	ばね剛性 K ($\times 10^9 \text{kN/m}$)
⑥	75.60	0.000	472.1	0.00	-	75.60	-	-	-	61	31.8
①	75.60	563.8	281.9	74.6	11	75.60~ 71.10	0.1074	1.568	0.00191	-	-
②	71.10	380.3	190.2	74.6	21	71.10~ 65.60	0.1106	1.568	0.000894	121	69.8
③	65.60	206.2	206.2	0.00	31	65.60~ 60.60	0.1074	1.568	0.000839	131	122
④	60.60	236.0	236.0	0.00	41	60.60~ 55.30	0.1121	1.568	0.00128	141	122
⑤	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1386	1386	-	-	-	-	-	-	-	-

注 1 : 重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化。

注 2 : 節点 6 は、水平自由度を MPC 拘束するために、水平方向に微小質量を定義。

第 3.2.1-3 表 基礎梁の解析モデル諸元

質量密度* (g/cm ³)	動ポアソン比	ヤング係数 (kN/m ²)
2.861	0.200	2.27×10 ⁷

注記 * : 基礎梁上部の積雪荷重等を含めた基礎梁重量を基礎梁
体積で除した値。

3.2.2 地盤

地盤は、添付書類「IV-1-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。『再処理施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 第6回申請 資料IV-2-2-4-1-1-1 「安全冷却水B冷却塔基礎の地震応答計算書」(9安(核規)第596号 平成10年6月9日認可)』では、敷地内の一定範囲内のボーリング調査結果の平均的な値を地盤の物性値として用いていたが、本申請においては、構築物近傍の地盤調査結果を重視し、飛来物防護ネット架構の直下又は近傍のボーリング調査結果を参照して設定した地盤の物性値を用いることとする。埋戻し土及び改良地盤Bは非線形特性を考慮し修正 Hardin-Drnevich モデルを、岩盤(細粒砂岩及び泥岩)は等価線形解析で得られる等価物性値に基づき設定した地盤定数を用いる。地盤の物性値を第 3.2.2-1 表～第 3.2.2-5 表に示す。

解析領域は、側方境界及び底面境界との距離を十分に広く設定し、解析領域の側方境界及び底面境界には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

第 3.2.2-1 表 埋戻し土の物性値

項目	記号	設定値	単位	
質量密度* ¹	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.26×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.28×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.00×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化物性* ²	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1 : D : 深度 (m) とし, 要素中心深度とする。

*2 : 液状化物性は, 有効応力解析時に用いる。

第 3.2.2-2 表 改良地盤 B の物性値

項 目	記 号	設定値	単 位
質量密度	ρ	1.72	g/cm ³
間隙率	n	0.55	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.00	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.10×10^6	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.00	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.87×10^6	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	3.00×10^3	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-

第 3.2.2-3 表 細粒砂岩 1 の物性値

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 V _p (m/s)	S 波速度 V _s (m/s)
Ss-A	1.87	0.43	8.07×10 ⁵	0.02	1840	657
Ss-B1	1.87	0.43	8.04×10 ⁵	0.02	1840	656
Ss-B2	1.87	0.43	8.10×10 ⁵	0.02	1840	658
Ss-B3	1.87	0.43	8.06×10 ⁵	0.02	1840	656
Ss-B4	1.87	0.43	8.03×10 ⁵	0.02	1840	655
Ss-B5	1.87	0.43	7.96×10 ⁵	0.02	1830	653
Ss-C1	1.87	0.43	7.91×10 ⁵	0.02	1820	650
Ss-C2	1.87	0.43	8.14×10 ⁵	0.02	1850	660
Ss-C3	1.87	0.43	8.15×10 ⁵	0.02	1850	660
Ss-C4	1.87	0.43	8.11×10 ⁵	0.02	1850	659

第 3.2.2-4 表 細粒砂岩 2 の物性値

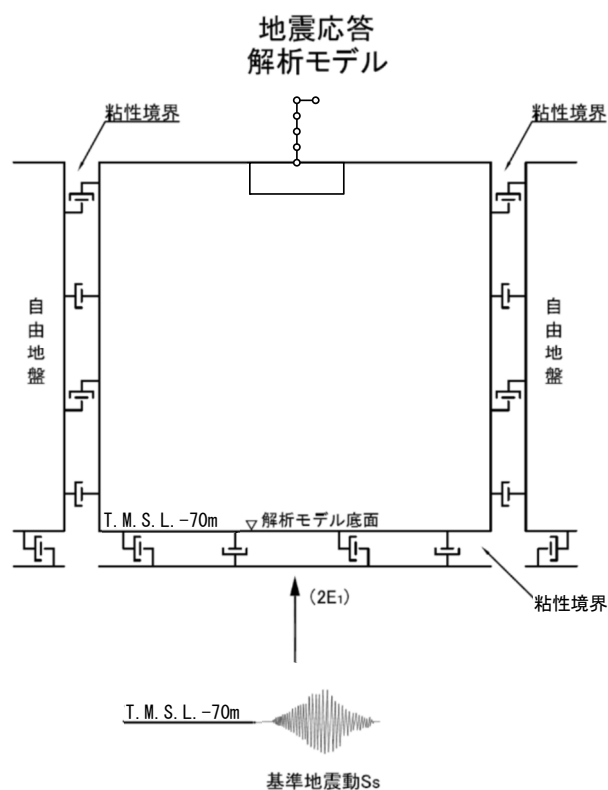
Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)
Ss-A	1.85	0.37	1.54×10 ⁶	0.02	1980	914
Ss-B1	1.85	0.37	1.56×10 ⁶	0.02	1990	919
Ss-B2	1.85	0.37	1.56×10 ⁶	0.02	1990	918
Ss-B3	1.85	0.37	1.55×10 ⁶	0.02	1990	917
Ss-B4	1.85	0.37	1.54×10 ⁶	0.02	1980	911
Ss-B5	1.85	0.37	1.54×10 ⁶	0.02	1980	912
Ss-C1	1.85	0.37	1.52×10 ⁶	0.02	1960	905
Ss-C2	1.85	0.37	1.56×10 ⁶	0.02	1990	917
Ss-C3	1.85	0.37	1.56×10 ⁶	0.02	1990	917
Ss-C4	1.85	0.37	1.55×10 ⁶	0.02	1990	915

第 3.2.2-5 表 泥岩の物性値

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)
Ss-A	1.72	0.39	1.04×10 ⁶	0.02	1850	778
Ss-B1	1.72	0.39	1.05×10 ⁶	0.02	1860	781
Ss-B2	1.72	0.39	1.05×10 ⁶	0.02	1860	780
Ss-B3	1.72	0.39	1.05×10 ⁶	0.02	1860	780
Ss-B4	1.72	0.39	1.04×10 ⁶	0.02	1850	776
Ss-B5	1.72	0.39	1.04×10 ⁶	0.02	1850	777
Ss-C1	1.72	0.39	1.03×10 ⁶	0.02	1840	773
Ss-C2	1.72	0.39	1.05×10 ⁶	0.02	1860	780
Ss-C3	1.72	0.39	1.04×10 ⁶	0.02	1850	778
Ss-C4	1.72	0.39	1.04×10 ⁶	0.02	1860	779

3.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s とする。地震応答解析は、解析モデル下端レベル (T. M. S. L. -70m) に入力地震動を水平方向及び鉛直方向に同時入力することで実施する。本モデルに入力する地震動の概念図を第 3.3-1 図に示す。



第 3.3-1 図 本モデルに入力する地震動の概念図

3.4 解析方法

飛来物防護ネット架構の地震応答解析は、全応力解析及び有効応力解析ともに、解析コード「FLIP Ver7.4.1」を用いる。

全応力解析及び有効応力解析は、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、解析コードの検証及び妥当性の確認等の概要については、添付書類「IV-3 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

3.5 解析条件

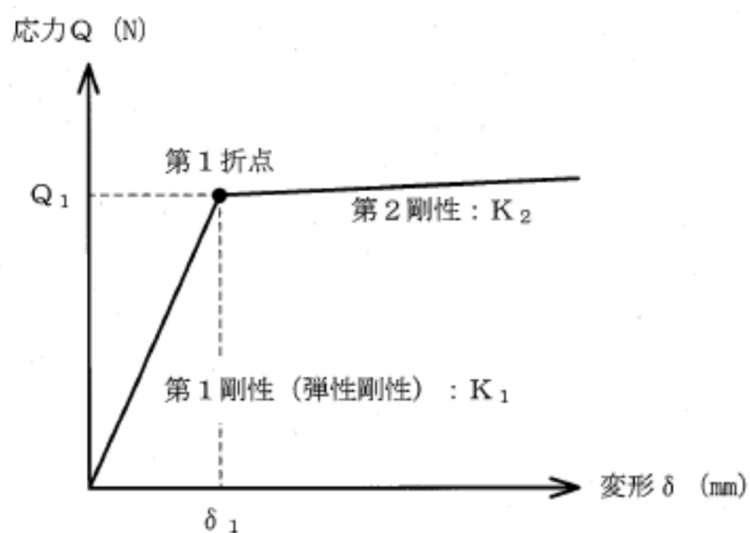
座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係は、特性確認試験結果をもとにバイリニア型スケルトン曲線とする。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係を第 3.5-1 図に示す。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係の履歴特性は特性確認試験結果をもとにノーマルバイリニア型スケルトン曲線とする。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係の履歴特性を第 3.5-2 図に示す。

座屈拘束ブレースの非線形ばね要素諸元を第 3.5-1 表に示す。



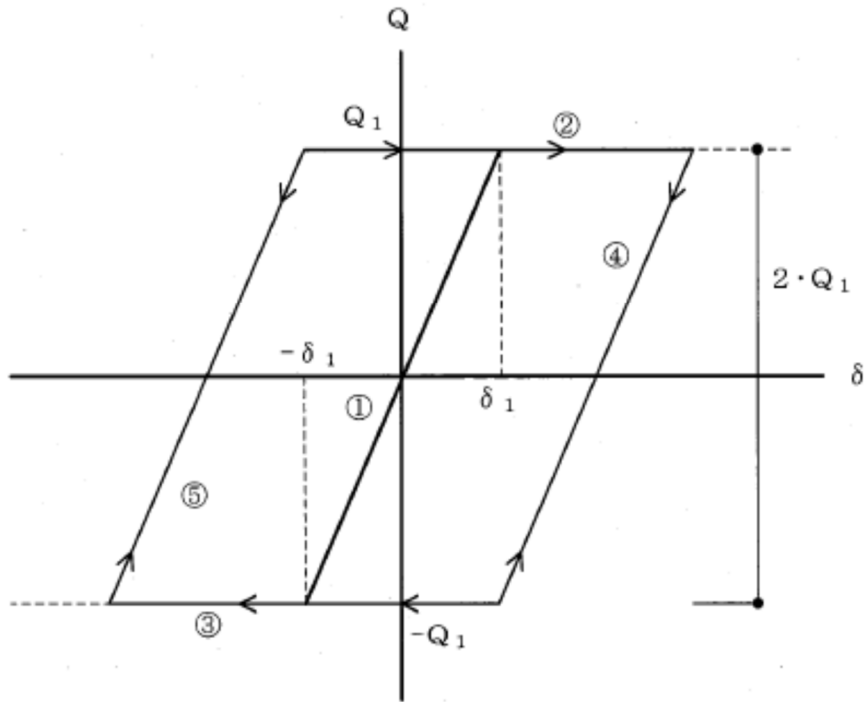
Q_1 : 第1折点応力

δ_1 : 第1折点変形

K_1 : 第1剛性 (弾性剛性)

K_2 : 第2剛性 ($K_1 \times 0.001$)

第 3.5-1 図 応力-変形関係(座屈拘束ブレース)



- ①：第1剛性（弾性剛性）
- ②：正側第2剛性
- ③：負側第2剛性
- ④：正側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・Q₁戻ると③に移る。
- ⑤：負側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・Q₁戻ると②に移る。

第3.5-2図 応力-変形関係の履歴特性(座屈拘束ブレース)

第 3.5-1 表 非線形ばね要素諸元

(1) NS 断面

質点番号	質点位置 T. M. S. L (m)	要素番号	要素位置 T. M. S. L (m)	降伏変形量 δ_1 (m)	降伏せん断力 Q_1 (kN)
⑥	75.60	61	—	—	—
①	75.60	—	—	—	—
②	71.10	121	71.10~ 65.60	0.00754	408
③	65.60	131	65.60~ 60.60	0.00685	666
④	60.60	141	60.60~ 55.30	0.00726	738
⑤	55.30	—	—	—	—

(2) EW 断面

質点番号	質点位置 T. M. S. L (m)	要素番号	要素位置 T. M. S. L (m)	降伏変形量 δ_1 (m)	降伏せん断力 Q_1 (kN)
⑥	75.60	61	—	—	—
①	75.60	—	—	—	—
②	71.10	121	71.10~ 65.60	0.00759	530
③	65.60	131	65.60~ 60.60	0.00700	854
④	60.60	141	60.60~ 55.30	0.00737	896
⑤	55.30	—	—	—	—

3.6 材料物性のばらつき

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は、飛来物防護ネット架構の応答への影響が大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析において各応答値(屋根部の鉛直加速度, 基礎梁の加速度(水平及び鉛直), 各層のせん断力, 座屈拘束ブレースのひずみ, 屋根部の曲げモーメント及び改良地盤の変位)が, 最大となる地震動に対して実施する。

材料物性のばらつきのうち, 地盤物性のばらつきについては, 支持地盤及び埋戻し土ともに敷地内のボーリング調査結果等に基づき, 「3.2.2 地盤」に示す地盤の物性値を基本とし, 標準偏差 $\pm 1\sigma$ の変動幅を考慮する。なお, コンクリート強度のばらつきについては, コンクリート強度の実強度は設計基準強度よりも大きくなることから保守的に考慮しない。第3.6-1表～第3.6-8表に設定した地盤の物性値を示す。

材料物性のばらつきを考慮する解析ケースを, 第3.6-9表及び第3.6-10表に示す。

第 3.6-1 表 埋戻し土の物性値(+1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度* ¹	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.83×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.78×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.00×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化物性* ²	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p^1	0.5	-
		p^2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：密度は小数第 3 位(小数第四位以下を四捨五入)で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

*2：液状化物性は、有効応力解析時に使用する。

第 3.6-2 表 細粒砂岩 1 の物性値(+1 σ)

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)
Ss-A	1.87	0.42	1.02×10 ⁶	0.02	2000	738
Ss-B2	1.87	0.42	1.02×10 ⁶	0.02	2000	739
Ss-B3	1.87	0.42	1.02×10 ⁶	0.02	2000	737
Ss-B4	1.87	0.42	1.02×10 ⁶	0.02	2000	737
Ss-B5	1.87	0.42	1.01×10 ⁶	0.02	1990	734
Ss-C1	1.87	0.42	1.00×10 ⁶	0.02	1980	733
Ss-C2	1.87	0.42	1.03×10 ⁶	0.02	2010	741
Ss-C3	1.87	0.42	1.03×10 ⁶	0.02	2010	741
Ss-C4	1.87	0.42	1.02×10 ⁶	0.02	2000	739

第 3.6-3 表 細粒砂岩 2 の物性値(+1 σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)
Ss-A	1.85	0.35	1.79 $\times 10^6$	0.02	2050	984
Ss-B2	1.85	0.35	1.80 $\times 10^6$	0.02	2060	988
Ss-B3	1.85	0.35	1.80 $\times 10^6$	0.02	2050	986
Ss-B4	1.85	0.35	1.79 $\times 10^6$	0.02	2050	982
Ss-B5	1.85	0.35	1.78 $\times 10^6$	0.02	2040	981
Ss-C1	1.85	0.35	1.77 $\times 10^6$	0.02	2030	977
Ss-C2	1.85	0.35	1.80 $\times 10^6$	0.02	2060	987
Ss-C3	1.85	0.35	1.81 $\times 10^6$	0.02	2060	988
Ss-C4	1.85	0.35	1.80 $\times 10^6$	0.02	2050	986

第 3.6-4 表 泥岩の物性値(+1 σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 V _p (m/s)	S 波速度 V _s (m/s)
Ss-A	1.72	0.38	1.21×10 ⁶	0.02	1910	839
Ss-B2	1.72	0.38	1.22×10 ⁶	0.02	1920	840
Ss-B3	1.72	0.38	1.22×10 ⁶	0.02	1920	840
Ss-B4	1.72	0.38	1.20×10 ⁶	0.02	1910	837
Ss-B5	1.72	0.38	1.21×10 ⁶	0.02	1910	838
Ss-C1	1.72	0.38	1.20×10 ⁶	0.02	1900	834
Ss-C2	1.72	0.38	1.21×10 ⁶	0.02	1920	840
Ss-C3	1.72	0.38	1.21×10 ⁶	0.02	1910	839
Ss-C4	1.72	0.38	1.21×10 ⁶	0.02	1910	839

第3.6-5表 埋戻し土の物性値(-1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度*1	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.62×10^4	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.25×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.00×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化物性*2	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p^1	0.5	-
		p^2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：密度は小数第3位(小数第四位以下を四捨五入)で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

*2：液状化物性は、有効応力解析時に使用する。

第 3.6-6 表 細粒砂岩 1 の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm^3)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m^2)	減衰定数	P 波速度 V_p (m/s)	S 波速度 V_s (m/s)
Ss-A	1.87	0.43	6.18×10^5	0.02	1680	575
Ss-B2	1.87	0.43	6.21×10^5	0.02	1690	576
Ss-B3	1.87	0.43	6.21×10^5	0.02	1690	576
Ss-B4	1.87	0.43	6.14×10^5	0.02	1680	573
Ss-B5	1.87	0.43	6.100×10^5	0.02	1670	571
Ss-C1	1.87	0.43	6.01×10^5	0.02	1660	567
Ss-C2	1.87	0.43	6.27×10^5	0.02	1700	579
Ss-C3	1.87	0.43	6.27×10^5	0.02	1700	579
Ss-C4	1.87	0.43	6.21×10^5	0.02	1690	576

第 3.6-7 表 細粒砂岩 2 の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm^3)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m^2)	減衰定数	P 波速度 V_p (m/s)	S 波速度 V_s (m/s)
Ss-A	1.85	0.38	1.31×10^6	0.02	1920	843
Ss-B2	1.85	0.38	1.33×10^6	0.02	1930	847
Ss-B3	1.85	0.38	1.33×10^6	0.02	1930	847
Ss-B4	1.85	0.38	1.31×10^6	0.02	1910	840
Ss-B5	1.85	0.38	1.31×10^6	0.02	1910	842
Ss-C1	1.85	0.38	1.29×10^6	0.02	1900	834
Ss-C2	1.85	0.38	1.33×10^6	0.02	1930	847
Ss-C3	1.85	0.38	1.32×10^6	0.02	1920	846
Ss-C4	1.85	0.38	1.32×10^6	0.02	1920	844

第 3.6-8 表 泥岩の物性値(-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性 係数 (kN/m ²)	減衰定数	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)
Ss-A	1.72	0.40	8.88×10 ⁵	0.02	1790	719
Ss-B2	1.72	0.40	8.92×10 ⁵	0.02	1790	720
Ss-B3	1.72	0.40	8.93×10 ⁵	0.02	1800	721
Ss-B4	1.72	0.40	8.81×10 ⁵	0.02	1780	716
Ss-B5	1.72	0.40	8.86×10 ⁵	0.02	1790	718
Ss-C1	1.72	0.40	8.75×10 ⁵	0.02	1780	713
Ss-C2	1.72	0.40	8.91×10 ⁵	0.02	1790	720
Ss-C3	1.72	0.40	8.88×10 ⁵	0.02	1790	719
Ss-C4	1.72	0.40	8.92×10 ⁵	0.02	1790	720

第 3.6-9 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース(全応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 S s	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.2-1 表 ～ 第 3.2.2-5 表	基本ケース	全波	
1	第 3.2.2-2 表, 第 3.6-1 表 ～ 第 3.6-4 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2(NS) Ss-C4(EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2(NS)
2	第 3.2.2-2 表, 第 3.6-5 表 ～ 第 3.6-8 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2(NS) Ss-C4(EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2(NS)

第 3.6-10 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース(有効応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 S s	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.2-1 表 ～ 第 3.2.2-5 表	基本ケース	全波	
1	第 3.2.2-2 表, 第 3.6-1 表 ～ 第 3.6-4 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(+1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2(EW)	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2(EW)
2	第 3.2.2-2 表, 第 3.6-5 表 ～ 第 3.6-8 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース(-1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2(EW)	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2(EW)

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

支持架構の固有値解析結果(固有周期, 固有振動数及び刺激係数)を第 4.1-1 表に示す。刺激関数図を第 4.1-1 図及び第 4.1-2 図に示す。

なお, 刺激係数は, 各次の固有ベクトル(u)に対し, 最大振幅が 1.0 となるように基準化した値を示す。

第 4.1-1 表 支持架構の固有値解析結果

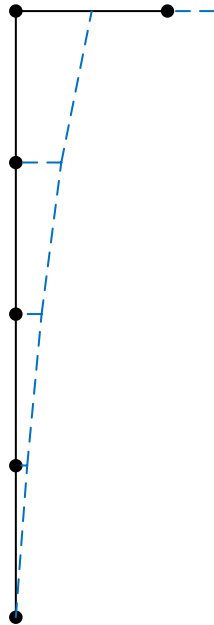
NS 方向モデル				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.393	2.55	1.232	水平 1 次
2	0.248	4.03	1.035	鉛直 1 次
3	0.146	6.83	0.480	水平 2 次
4	0.081	12.36	0.383	水平 3 次
5	0.049	20.55	0.184	水平 4 次
6	0.042	23.84	1.199	鉛直 2 次
EW 方向モデル				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.395	2.53	1.239	水平 1 次
2	0.248	4.03	1.035	鉛直 1 次
3	0.151	6.63	0.519	水平 2 次
4	0.080	12.53	0.386	水平 3 次
5	0.048	20.89	0.178	水平 4 次
6	0.042	23.84	1.199	鉛直 2 次

1 次モード

固有周期 : 0.393 [s]

振動数 : 2.55 [Hz]

刺激係数 : 1.232

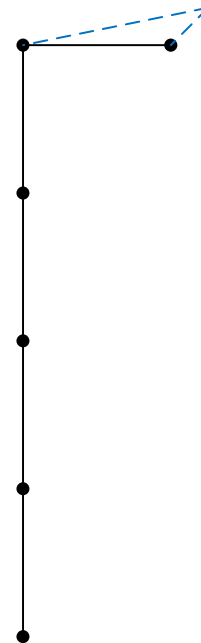


2 次モード

固有周期 : 0.248 [s]

振動数 : 4.03 [Hz]

刺激係数 : 1.035

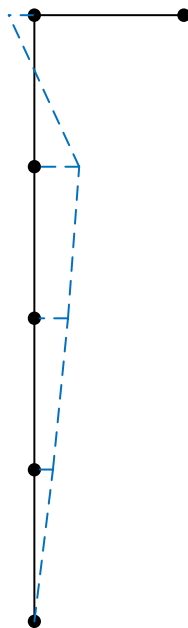


3 次モード

固有周期 : 0.146 [s]

振動数 : 6.83 [Hz]

刺激係数 : 0.480

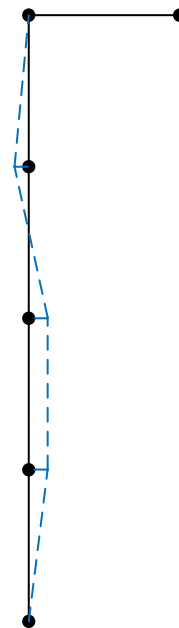


4 次モード

固有周期 : 0.081 [s]

振動数 : 12.36 [Hz]

刺激係数 : 0.383



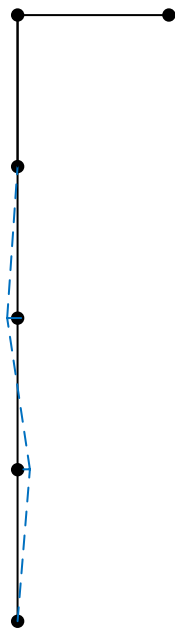
第 4.1-1 図 刺激関数図 (NS 方向モデル) (1/2)

5 次モード

固有周期 : 0.049 [s]

振動数 : 20.55 [Hz]

刺激係数 : 0.184

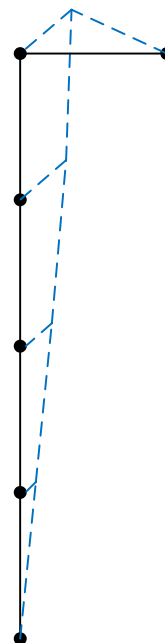


6 次モード

固有周期 : 0.042 [s]

振動数 : 23.84 [Hz]

刺激係数 : 1.199



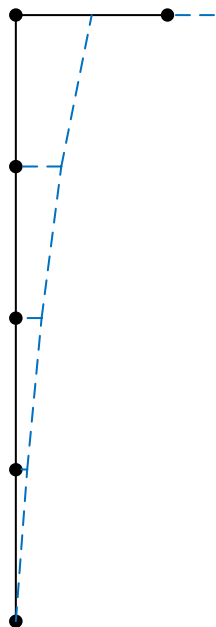
第 4.1-1 図 刺激関数図 (NS 方向モデル) (2/2)

1次モード

固有周期：0.395 [s]

振動数：2.53 [Hz]

刺激係数：1.239

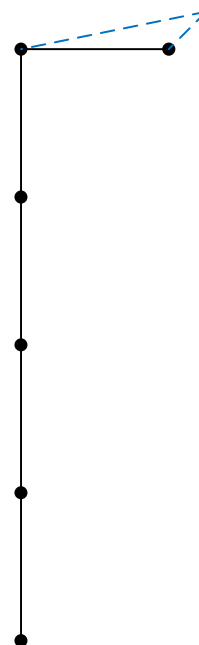


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.03 [Hz]

刺激係数：1.035

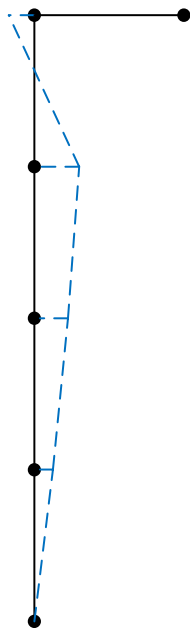


3次モード

固有周期：0.151 [s]

振動数：6.63 [Hz]

刺激係数：0.519

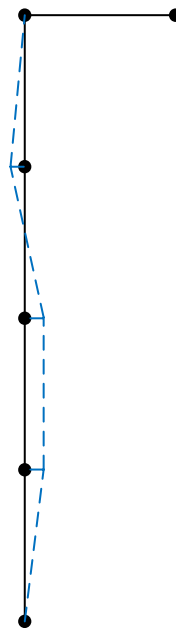


4次モード

固有周期：0.080 [s]

振動数：12.53 [Hz]

刺激係数：0.386



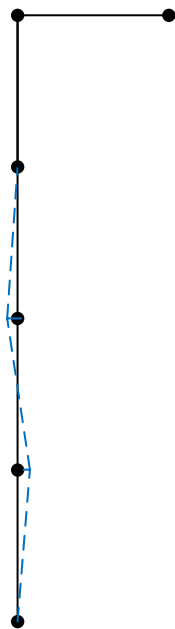
第 4.1-2 図 刺激関数図 (EW 方向モデル) (1/2)

5 次モード

固有周期 : 0.048 [s]

振動数 : 20.89 [Hz]

刺激係数 : 0.178

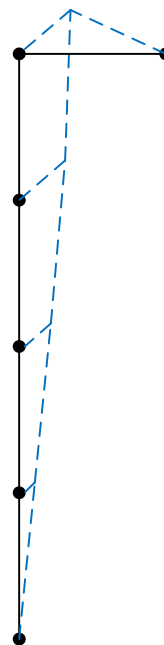


6 次モード

固有周期 : 0.042 [s]

振動数 : 23.84 [Hz]

刺激係数 : 1.199



第 4.1-2 図 刺激関数図 (EW 方向モデル) (2/2)

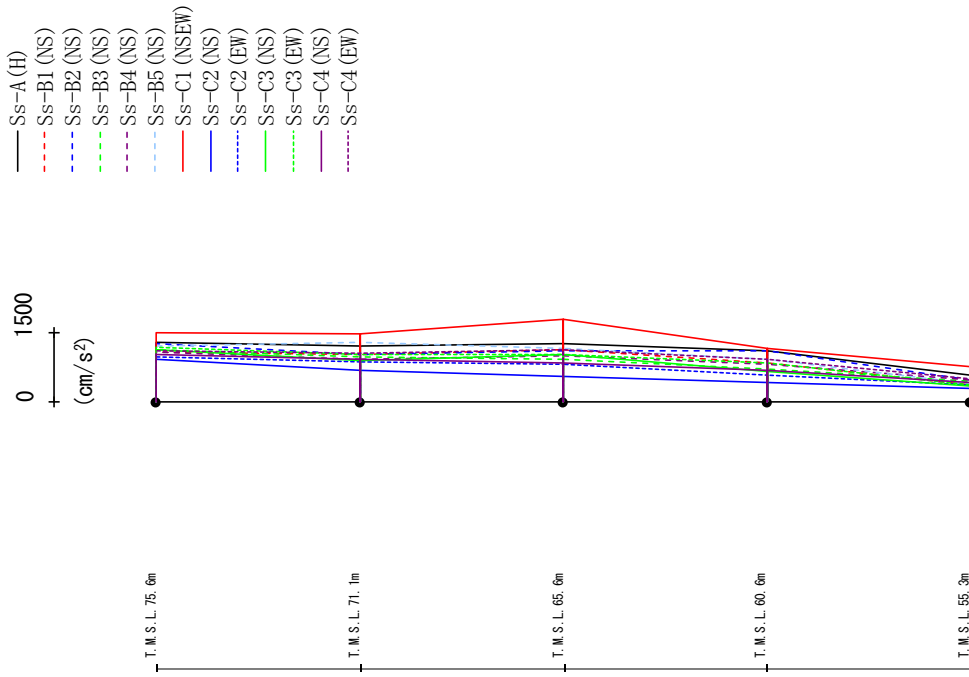
4.2 地震応答解析結果

4.2.1 全応力解析

全応力解析結果のうち、飛来物防護ネット架構の最大応答値(加速度, せん断力, 曲げモーメント)を第 4.2.1-1 図～第 4.2.1-24 図に, 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線図を第 4.2.1-25 図～第 4.2.1-30 図に, 改良地盤の最大応答変位*を第 4.2.1-31 図～第 4.2.1-36 図に示す。

注記 * : 応答変位は, 改良地盤下端(T. M. S. L. 37. 0m)からの相対変位とし, 各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は, 応答変位の時刻歴における最大値を示す。

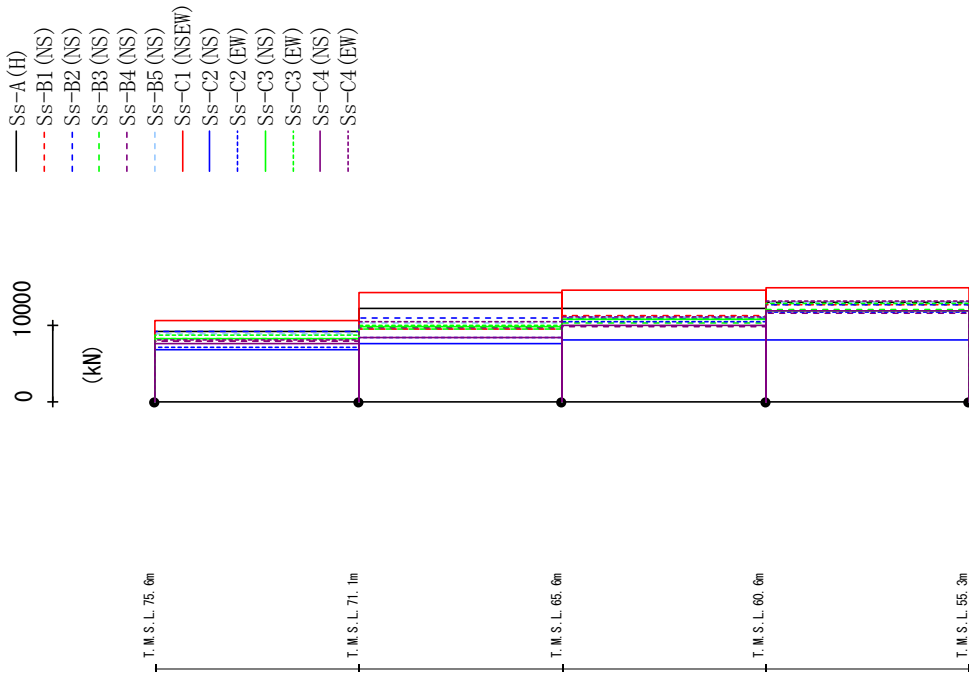
最大応答加速度 (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (N-SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1281	1084	1274	1121	1074	1219	1498	921	974	1137	1193	1031	1108	
1203	1037	1032	979	932	1279	1467	691	869	885	1013	911	1048	
1258	1134	1085	923	1004	1161	1786	545	827	1015	1023	840	1119	
1101	850	1096	715	824	930	1160	414	564	662	839	684	920	
574	362	469	443	477	403	754	296	366	335	358	419	487	

第 4.2.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

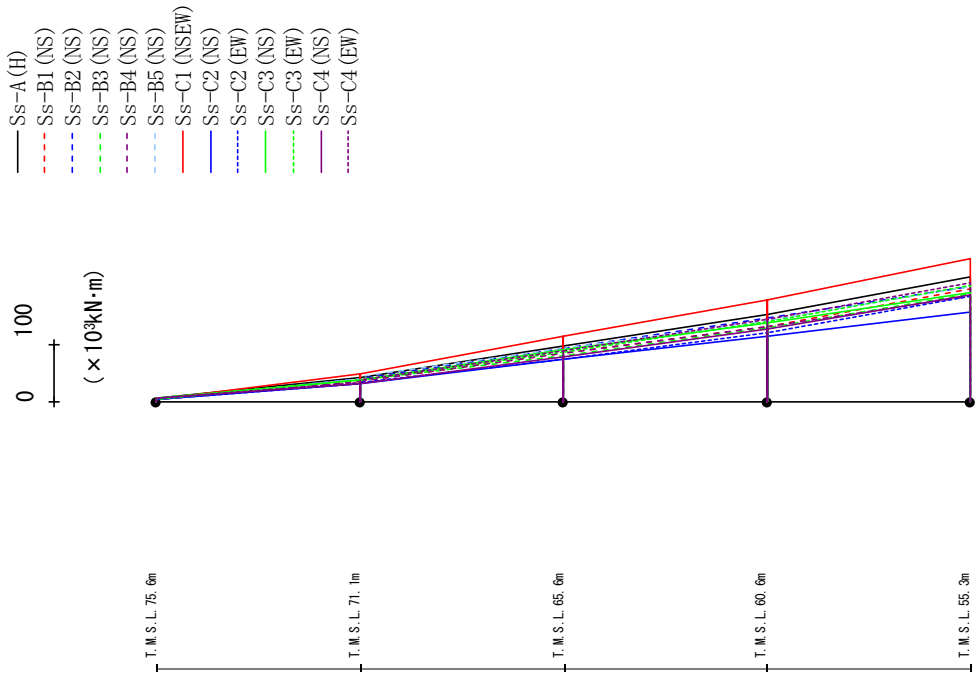
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9165	7960	9159	8291	7875	8839	10602	6717	7118	8237	8650	7518	8025
12179	9513	10943	9464	9586	10221	14183	7590	8351	9823	10002	8390	10384
12174	11259	10982	10348	9827	11081	14493	8030	10374	10807	10806	9923	11140
13000	12696	12705	11993	11621	12965	14865	8023	11736	11894	12884	11813	13056

第 4.2.1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

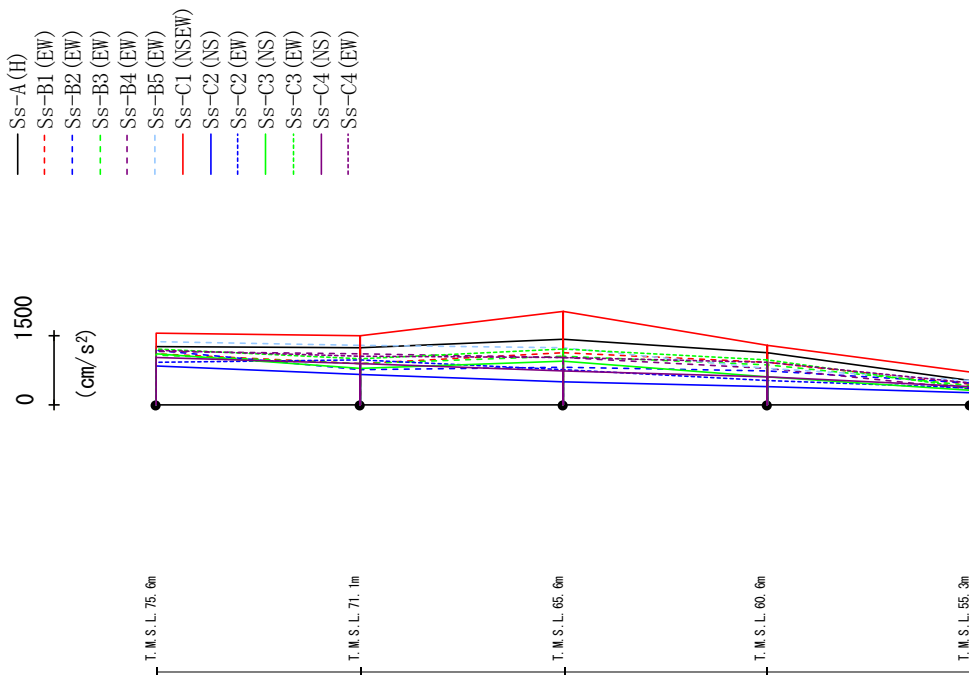


(× 10³ kN·m)

SS-A (H)	SS-B1 (NS)	SS-B2 (NS)	SS-B3 (NS)	SS-B4 (NS)	SS-B5 (NS)	SS-C1 (NSEW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C3 (NS)	SS-C3 (EW)	SS-C4 (NS)	SS-C4 (EW)
7.12	5.04	4.80	5.92	4.75	4.58	4.15	3.91	4.33	6.39	3.72	6.14	5.77
41.73	36.08	40.27	37.04	35.30	40.87	48.08	31.38	32.51	37.55	37.37	31.11	33.68
43.02	36.33	40.26	37.55	35.48	43.88	48.60	32.53	32.99	38.04	36.83	32.41	37.94
97.00	85.36	92.45	81.13	83.54	92.86	114.04	73.78	73.35	90.39	87.44	78.05	87.99
97.00	85.36	92.45	81.13	83.54	92.86	114.04	73.78	73.35	90.39	87.44	78.05	87.99
152.65	130.61	144.72	129.14	131.40	141.25	176.86	113.53	121.13	137.61	140.37	126.63	143.64
152.65	130.61	144.72	129.14	131.40	141.25	176.86	113.53	121.13	137.61	140.37	126.63	143.64
216.78	196.84	201.26	187.70	184.66	200.28	249.84	155.52	183.33	189.62	201.86	185.61	207.51

第 4.2.1-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

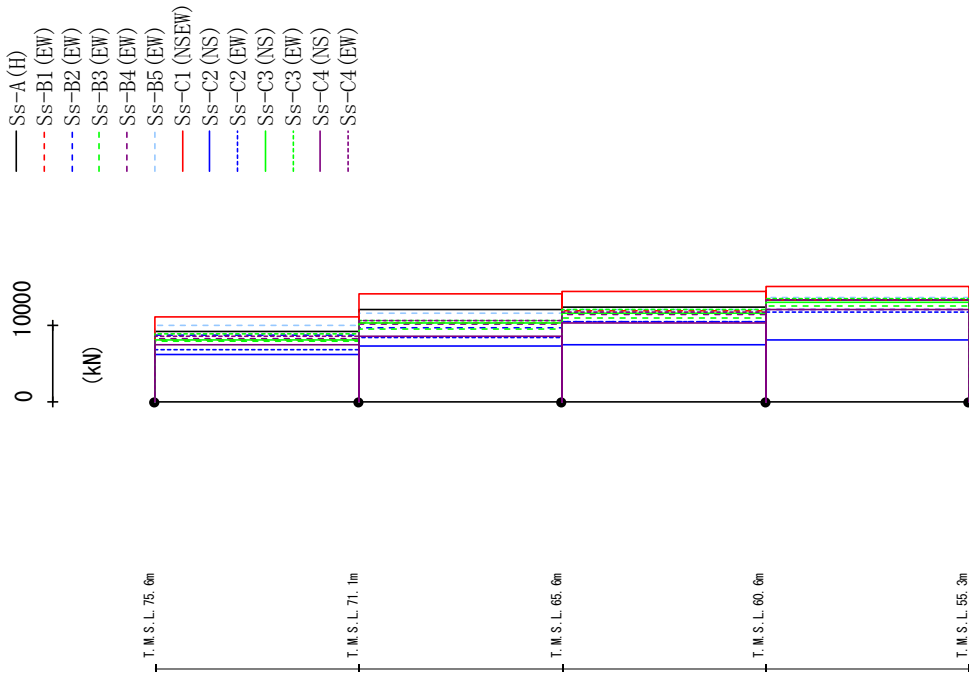
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1275	1275	1105	1186	1086	1152	1368	1554	849	931	1101	1220	1015	1177
1233	883	772	883	883	1101	1283	1500	662	973	780	992	886	1059
1416	1130	825	1054	1054	1015	1235	2034	490	774	934	1219	745	1035
1126	908	736	858	858	795	795	1284	395	536	614	963	598	918
534	451	465	427	427	327	512	719	248	355	320	368	400	468

第 4.2.1-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

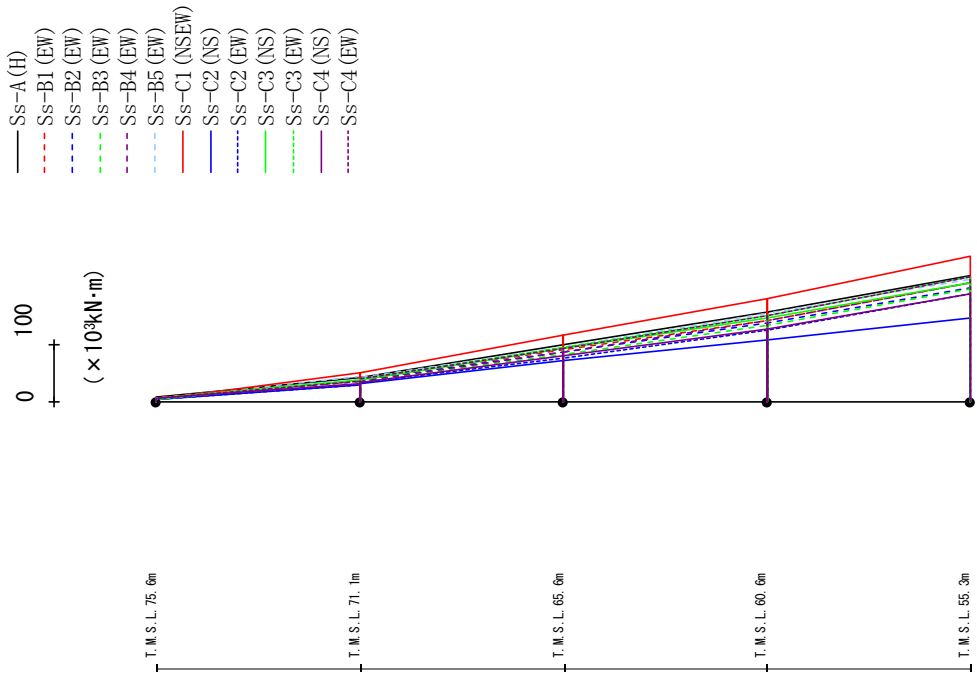
最大応答せん断力 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9.169	8095	8669	7902	8242	9947	11001	6171	6760	7988	8830	7430	8513	
11947	10249	9582	9467	10179	11550	14132	7292	8440	10270	10640	8471	10575	
12266	11853	10454	10870	11398	11963	14325	7450	10423	11553	11959	10200	11645	
13298	13255	11978	12442	13240	13667	15043	7997	11635	13050	13377	11979	13289	

第 4.2.1-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

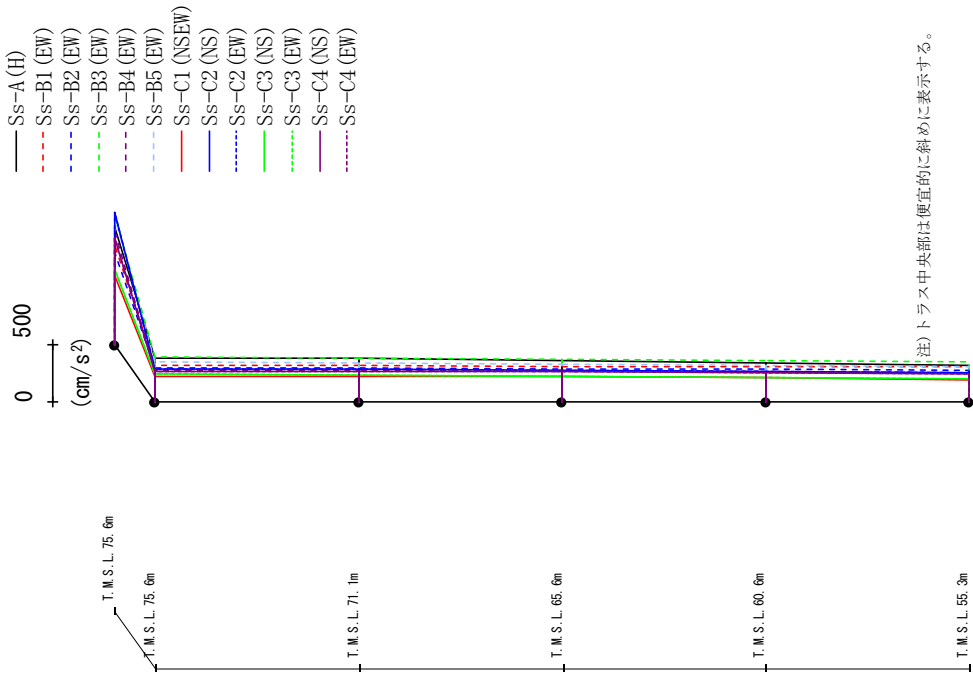
最大応答曲げモーメント (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
8.25	7.48	5.96	5.84	5.48	6.72	3.56	3.86	5.05	7.05	3.97	6.56	6.47	
41.97	36.69	35.68	35.73	35.22	43.31	49.94	29.79	30.33	36.79	38.02	32.38	36.51	
42.97	38.89	37.54	36.40	35.79	42.07	50.37	31.89	33.88	38.84	40.53	33.58	40.96	
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46	
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.98	92.46	
156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56	
156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56	
220.33	207.50	197.76	196.97	207.28	213.64	252.69	145.48	187.08	207.94	218.12	187.18	217.60	

第 4.2.1-7 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

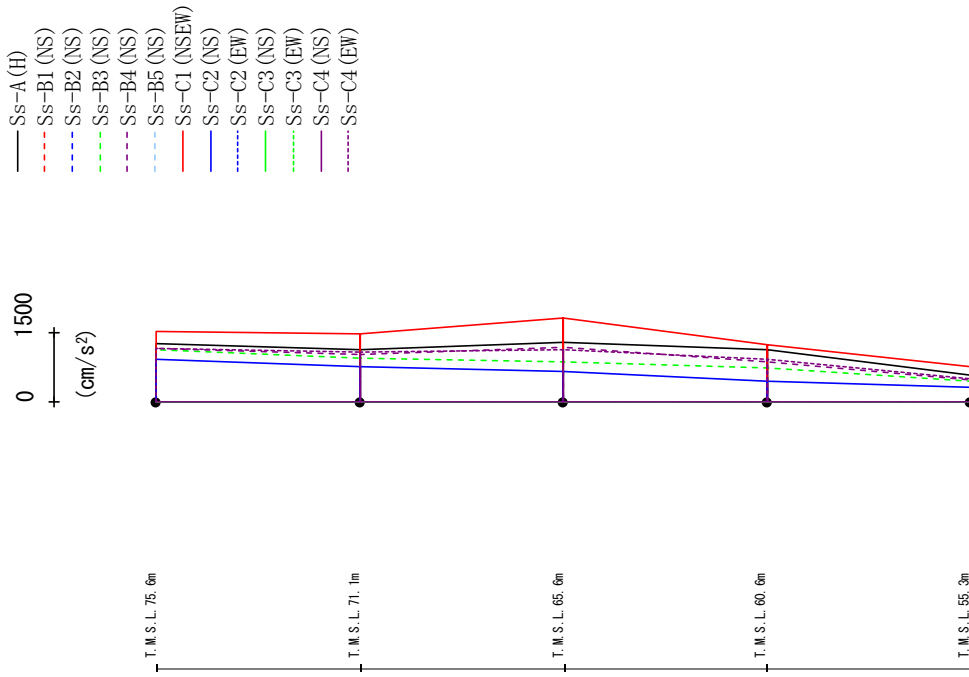


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	861	803	1125	982	1101	595	1150	1142	647	648	929	922	
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259	
375	312	282	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260	
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258	
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253	
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245	

第 4.2.1-8 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

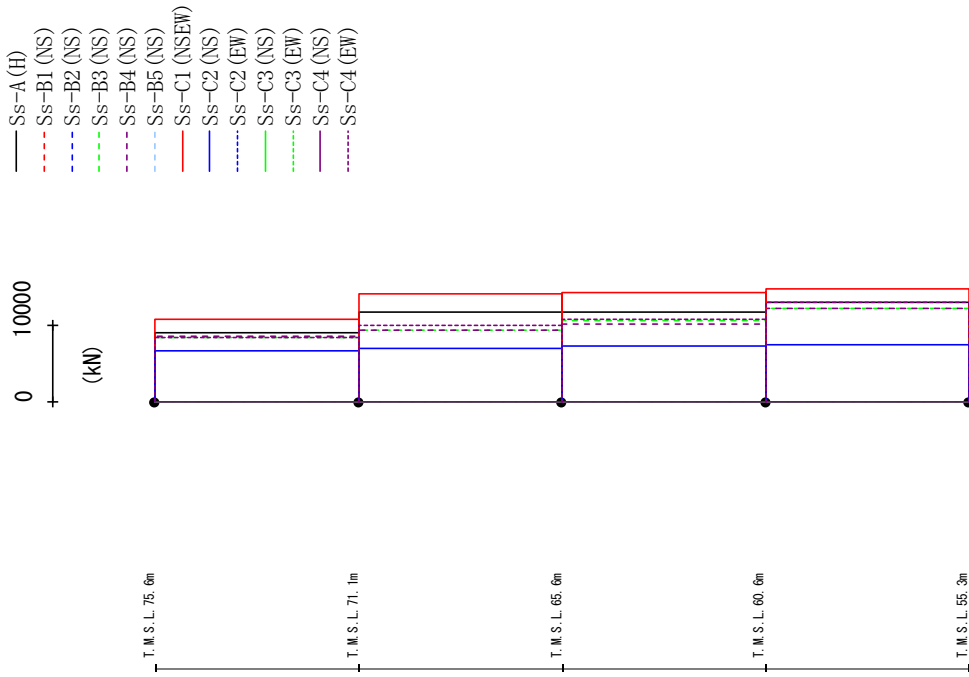
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1256	-	-	1142	1155	-	1527	915	-	-	-	-	1157
1133	-	-	956	1023	-	1484	772	-	-	-	-	1067
1284	-	-	866	1179	-	1812	643	-	-	-	-	1126
1125	-	-	722	866	-	1242	457	-	-	-	-	909
571	-	-	452	480	-	762	311	-	-	-	-	502

第 4.2.1-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

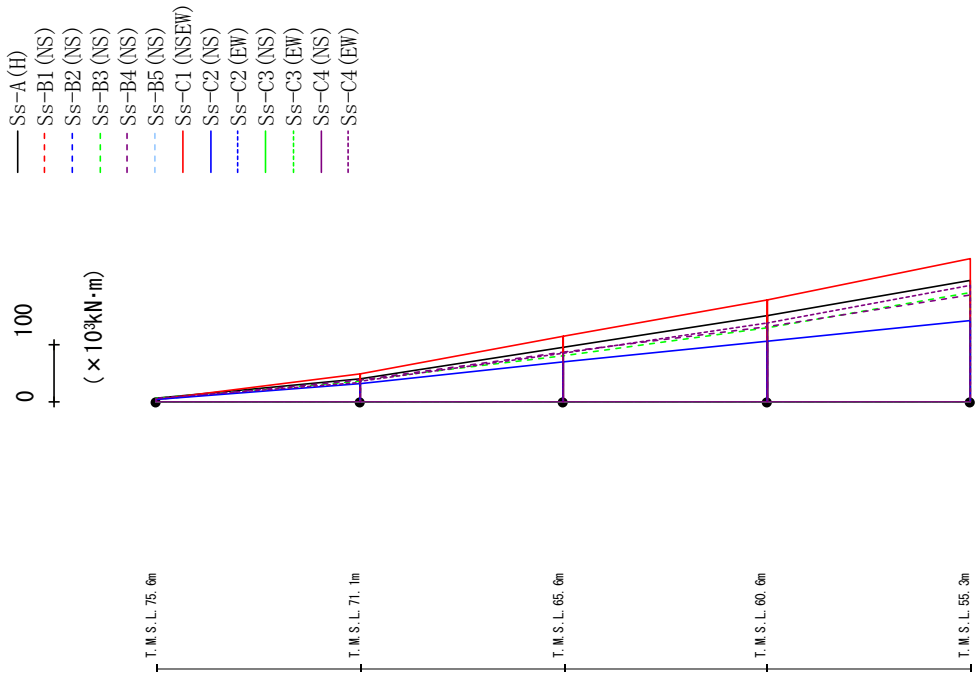
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
8957	-	-	8417	8472	-	10796	6676	-	-	-	-	8422
11723	-	-	9385	9355	-	14085	6974	-	-	-	-	9949
11771	-	-	10564	10181	-	14261	7253	-	-	-	-	10812
13020	-	-	12240	12231	-	14689	7397	-	-	-	-	13033

第 4.2.1-10 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

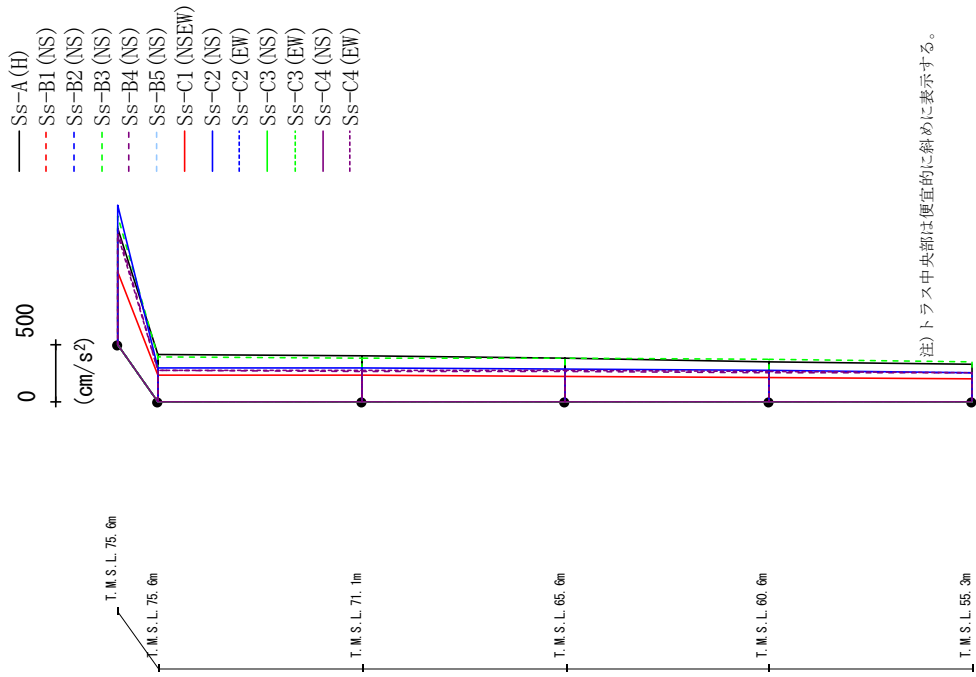
最大応答曲げモーメント (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
6.96	-	-	6.00	4.68	-	4.10	4.11	-	-	-	-	5.39
40.53	-	-	36.43	37.59	-	47.98	31.00	-	-	-	-	34.44
40.86	-	-	37.17	37.42	-	47.37	32.39	-	-	-	-	36.69
94.61	-	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	84.44
94.61	-	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	84.44
149.31	-	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	137.82
149.31	-	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	137.82
210.19	-	-	189.73	185.35	-	249.44	141.45	-	-	-	-	203.18

第 4.2.1-11 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

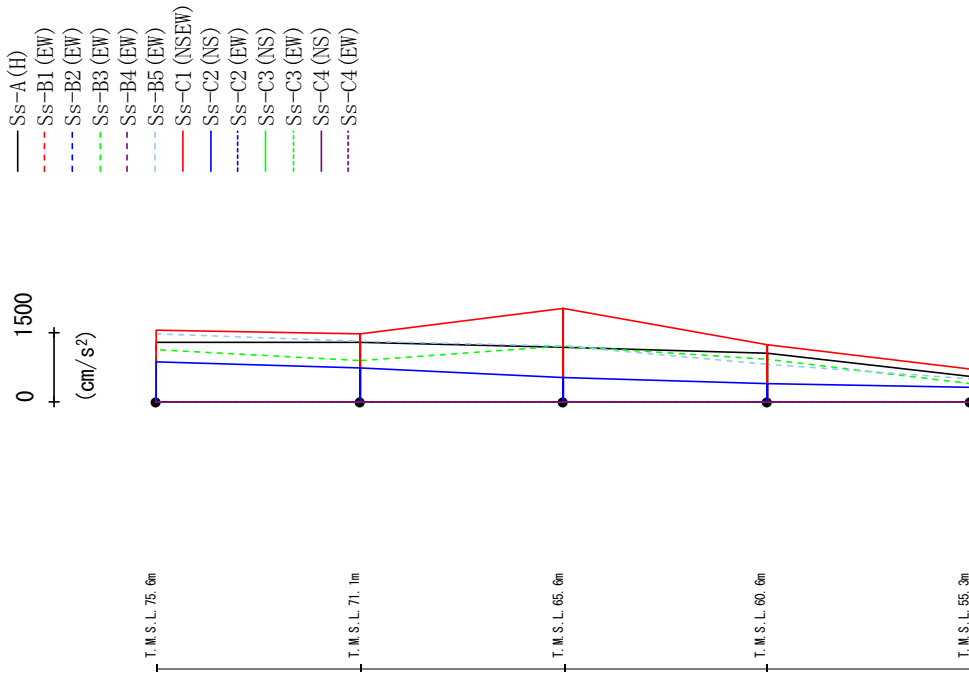
最大応答加速度 (UD方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1005	-	-	1115	1004	-	627	1212	-	-	-	-	-	-	955
407	-	-	390	268	-	234	297	-	-	-	-	-	-	271
396	-	-	384	263	-	231	292	-	-	-	-	-	-	271
375	-	-	374	259	-	224	282	-	-	-	-	-	-	269
350	-	-	364	254	-	213	269	-	-	-	-	-	-	265
322	-	-	352	252	-	197	256	-	-	-	-	-	-	257

第 4.2.1-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

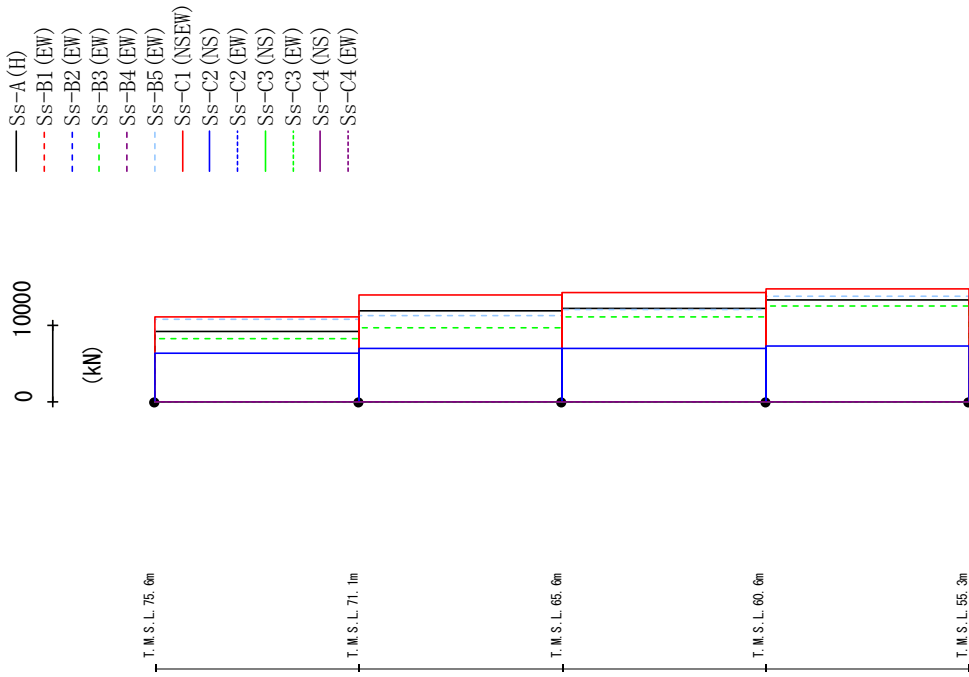
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1285	-	-	-	1129	-	1473	1549	869	-	-	-	-	-
1285	-	-	-	891	-	1313	1463	741	-	-	-	-	-
1195	-	-	-	1199	-	1204	2040	517	-	-	-	-	-
1048	-	-	-	917	-	824	1242	387	-	-	-	-	-
555	-	-	-	391	-	495	712	300	-	-	-	-	-

第 4.2.1-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応答解析)

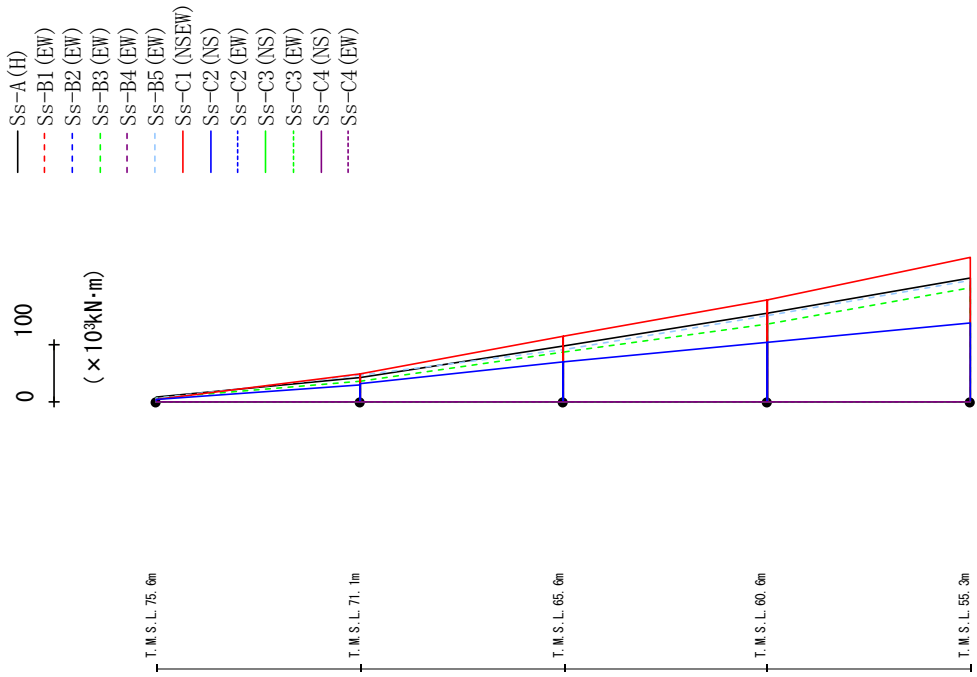
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9212	-	-	8217	-	10720	11019	6349	-	-	-	-	-
11843	-	-	9628	-	11283	13997	6950	-	-	-	-	-
12123	-	-	11083	-	12050	14203	7008	-	-	-	-	-
13219	-	-	12420	-	13802	14786	7310	-	-	-	-	-

第 4.2.1-14 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

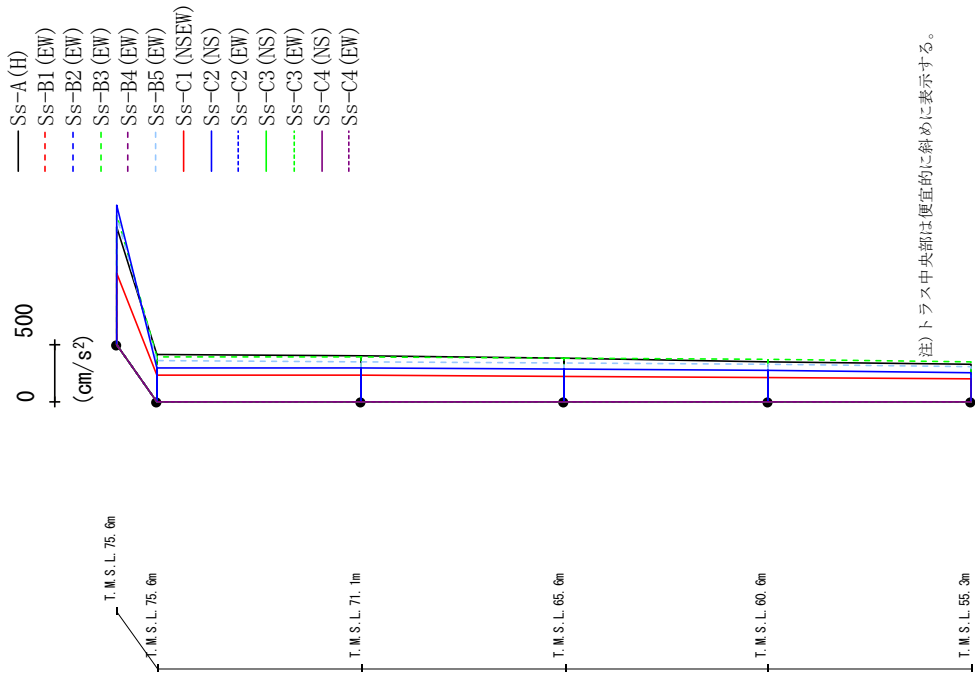
最大応答曲げモーメント (EW方向)



Ss-A(H)	Ss-B1(EW)	Ss-B2(EW)	Ss-B3(EW)	Ss-B4(EW)	Ss-B5(EW)	Ss-C1(NSEW)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(EW)	Ss-C3(NS)	Ss-C3(EW)	Ss-C4(NS)	Ss-C4(EW)
8.48	-	-	5.83	-	5.79	4.14	3.85	-	-	-	-	-
41.04	-	35.78	-	-	47.17	48.90	30.32	-	-	-	-	-
42.31	-	34.97	-	-	46.09	48.91	32.07	-	-	-	-	-
97.54	-	85.64	-	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
97.54	-	85.64	-	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
154.00	-	134.92	-	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
154.00	-	134.92	-	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
216.05	-	199.40	-	-	210.55	252.25	138.10	-	-	-	-	-

第 4.2.1-15 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

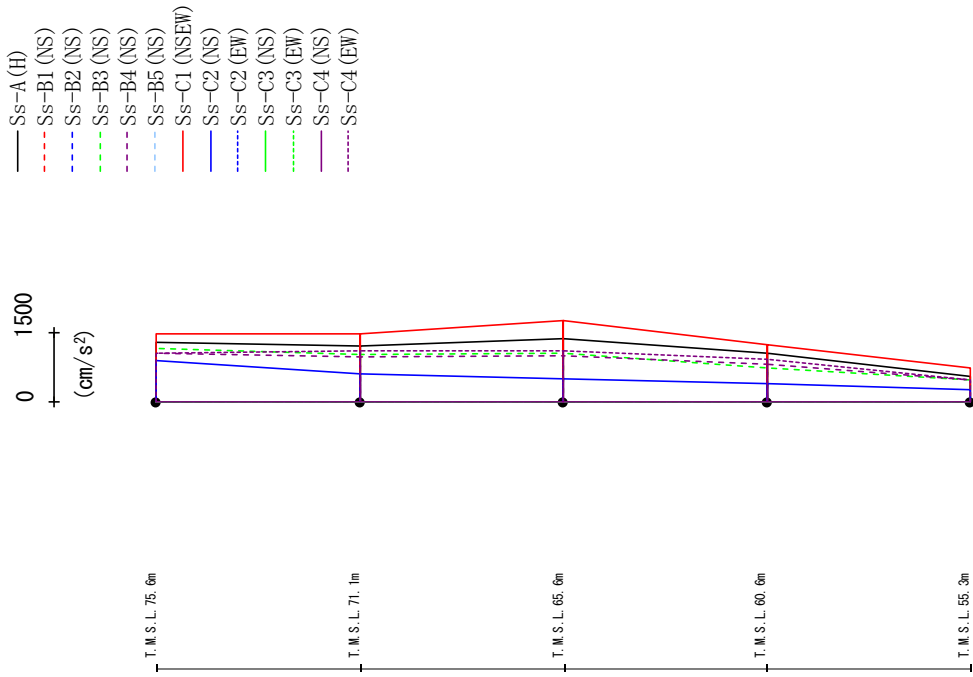
最大応答加速度 (UD方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1018	-	-	1131	-	1120	621	1207	-	-	-	-	-
408	-	-	392	-	355	234	297	-	-	-	-	-
387	-	-	385	-	348	230	292	-	-	-	-	-
377	-	-	375	-	337	223	282	-	-	-	-	-
352	-	-	365	-	324	212	269	-	-	-	-	-
322	-	-	352	-	308	197	256	-	-	-	-	-

第 4.2.1-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

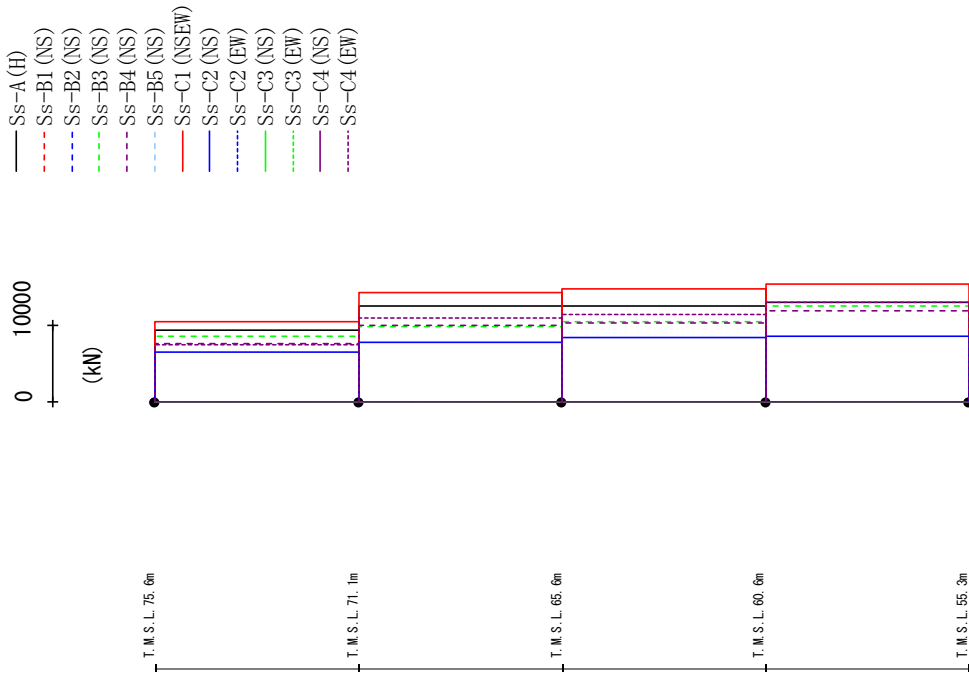
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1299	-	-	1159	1040	-	1488	893	-	-	-	-	1042
1209	-	-	1023	968	-	1486	591	-	-	-	-	1118
1377	-	-	1061	1002	-	1778	487	-	-	-	-	1118
1049	-	-	744	802	-	1247	391	-	-	-	-	911
549	-	-	461	477	-	744	247	-	-	-	-	468

第 4.2.1-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応答解析)

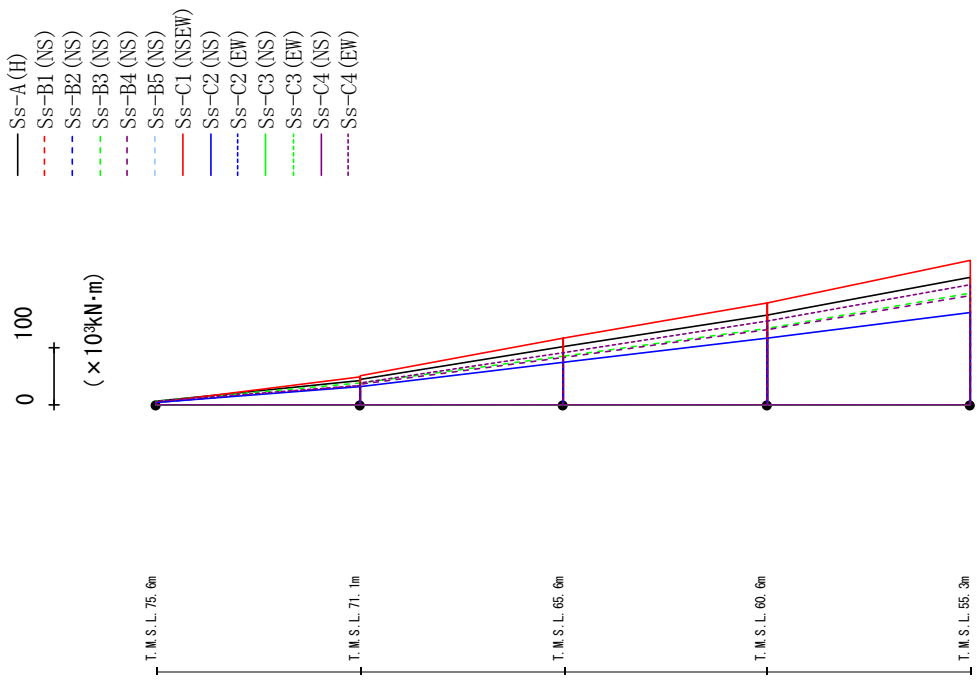
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9299	-	-	8501	7625	-	10514	6504	-	-	-	-	7478
12463	-	-	9795	9944	-	14209	7768	-	-	-	-	10856
12496	-	-	10467	10305	-	14681	8421	-	-	-	-	11376
13037	-	-	12471	11849	-	15363	8531	-	-	-	-	13016

第 4.2.1-18 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

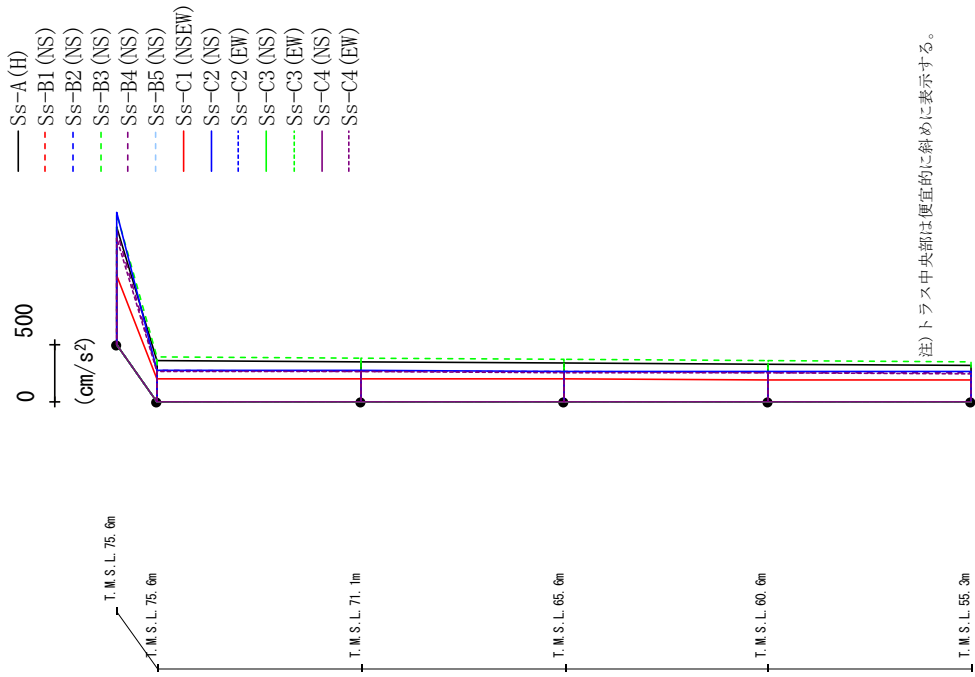


(× 10³kN·m)

Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
7.01	-	-	5.43	4.53	-	3.41	3.44	-	-	-	-	5.46
42.92	-	-	37.98	33.95	-	48.58	30.66	-	-	-	-	34.17
44.65	-	-	38.42	36.25	-	49.85	32.06	-	-	-	-	38.79
100.37	-	-	85.09	82.51	-	115.14	73.63	-	-	-	-	90.02
100.37	-	-	85.09	82.51	-	115.14	73.63	-	-	-	-	90.02
155.21	-	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	146.36
155.21	-	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	146.36
221.12	-	-	194.75	190.26	-	251.49	160.45	-	-	-	-	210.10

第 4.2.1-19 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

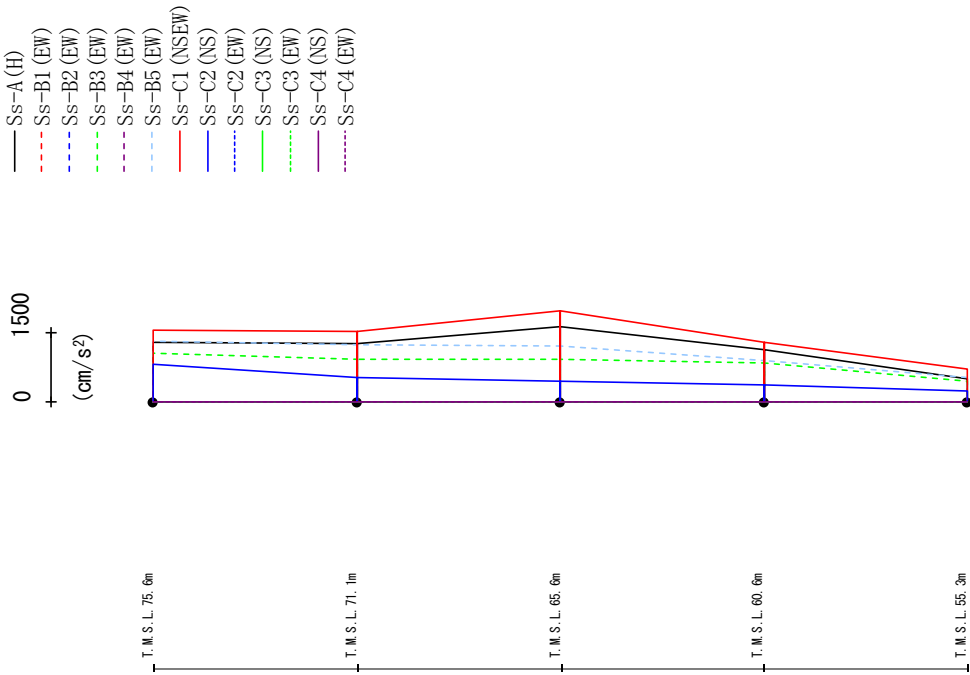
最大応答加速度 (UD方向)



SS-A (H)	SS-B1 (NS)	SS-B2 (NS)	SS-B2 (NS)	SS-B4 (NS)	SS-B5 (NS)	SS-C1 (NSEW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C4 (NS)	SS-C4 (EW)
1023	-	-	1131	986	-	601	1152	-	-	-	-	-	-	920
359	-	-	385	270	-	204	275	-	-	-	-	-	-	257
352	-	-	379	267	-	202	271	-	-	-	-	-	-	258
341	-	-	371	261	-	199	267	-	-	-	-	-	-	255
327	-	-	361	256	-	192	262	-	-	-	-	-	-	251
311	-	-	351	254	-	183	257	-	-	-	-	-	-	243

第 4.2.1-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

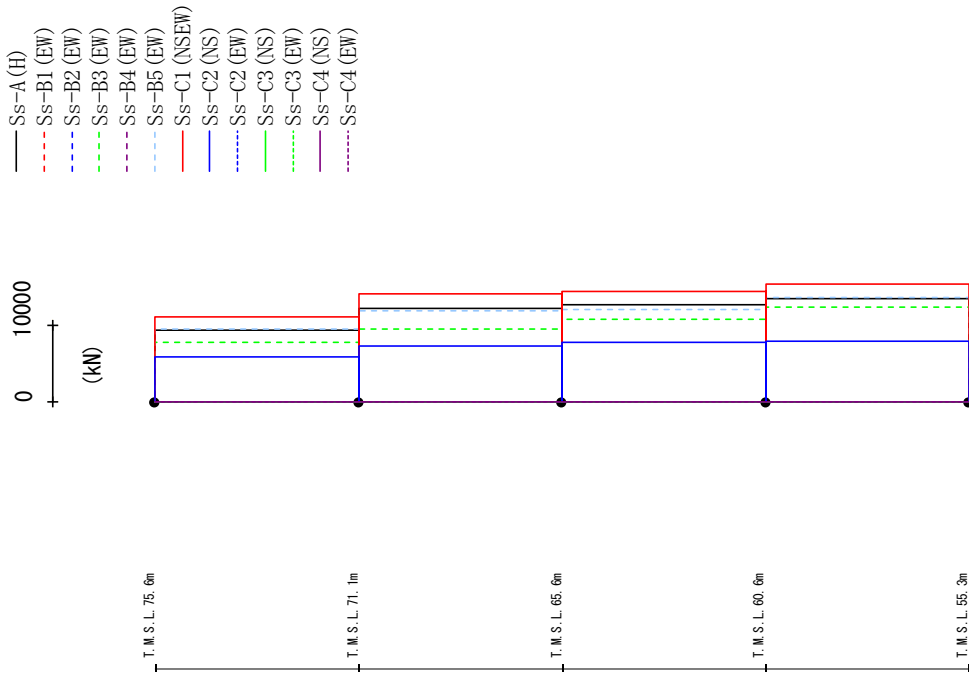
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1302	-	-	1059	-	1316	1558	809	-	-	-	-	-
1271	-	-	926	-	1246	1530	530	-	-	-	-	-
1622	-	-	914	-	1222	1976	451	-	-	-	-	-
1125	-	-	833	-	890	1296	376	-	-	-	-	-
511	-	-	442	-	535	710	239	-	-	-	-	-

第 4.2.1-21 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応答解析)

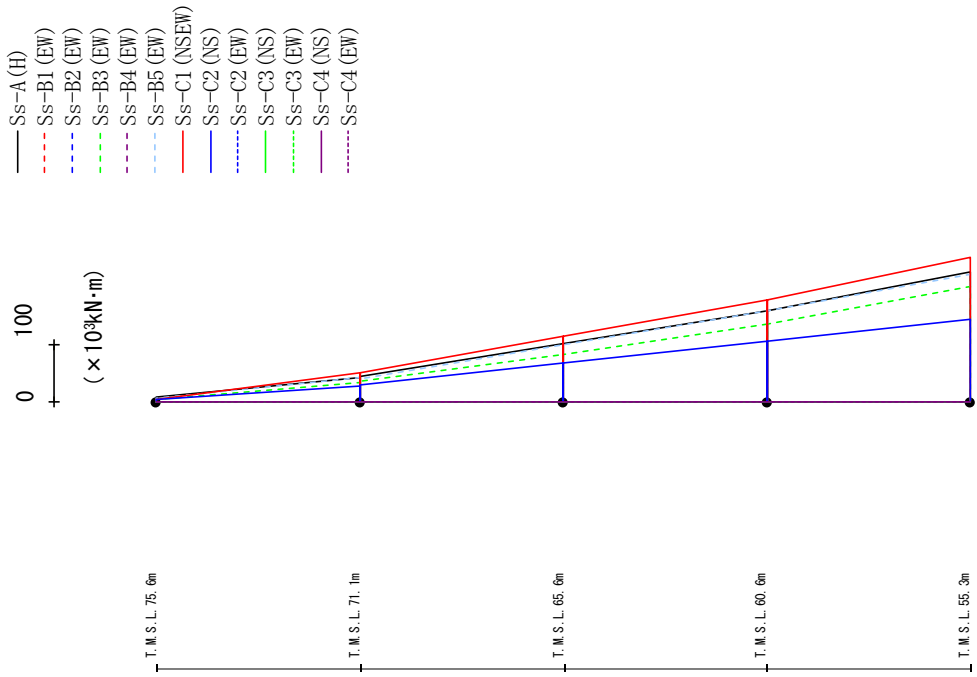
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9335	-	-	7697	-	9465	11020	5883	-	-	-	-	-
12213	-	-	9525	-	11791	14141	7291	-	-	-	-	-
12623	-	-	10774	-	12040	14451	7715	-	-	-	-	-
13420	-	-	12293	-	13554	15297	7906	-	-	-	-	-

第 4.2.1-22 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

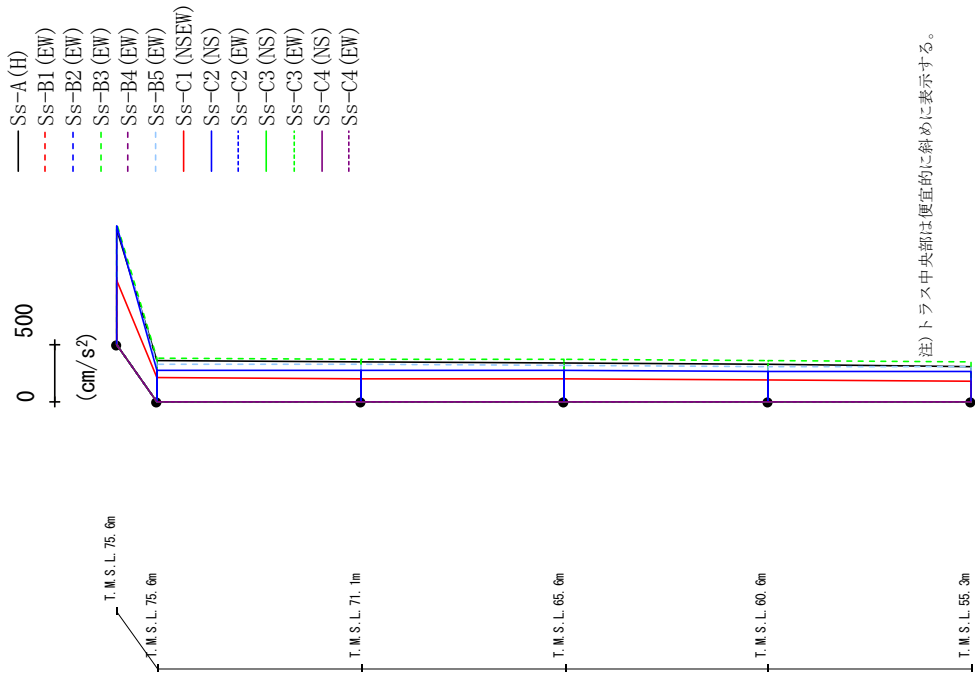
最大応答曲げモーメント (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
7.46	-	-	5.07	-	6.75	4.08	4.01	-	-	-	-	-
42.76	-	34.55	-	-	41.63	50.41	27.52	-	-	-	-	-
43.59	-	35.78	-	-	40.66	51.18	28.62	-	-	-	-	-
100.48	-	82.93	-	-	98.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
100.48	-	82.93	-	-	98.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
158.26	-	135.05	-	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
158.26	-	135.05	-	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
225.28	-	199.89	-	-	222.32	250.85	143.48	-	-	-	-	-

第 4.2.1-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

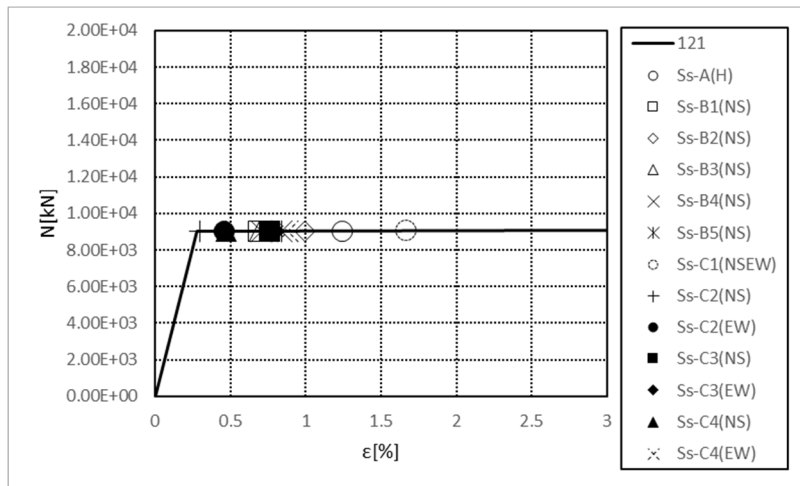
最大応答加速度 (UD方向)



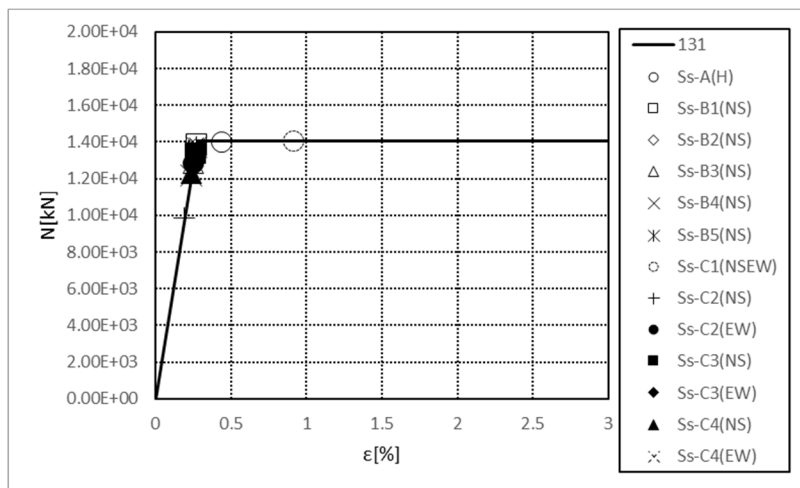
(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
998	-	-	1053	-	-	1030	557	1027	-	-	-	-	-
360	-	-	379	-	-	327	205	276	-	-	-	-	-
351	-	-	373	-	-	323	204	273	-	-	-	-	-
339	-	-	365	-	-	316	199	269	-	-	-	-	-
326	-	-	357	-	-	309	193	266	-	-	-	-	-
310	-	-	347	-	-	302	183	262	-	-	-	-	-

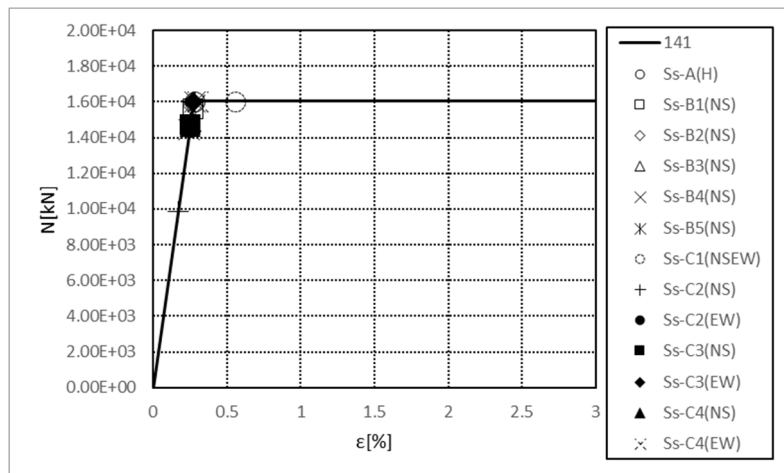
第 4.2.1-24 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

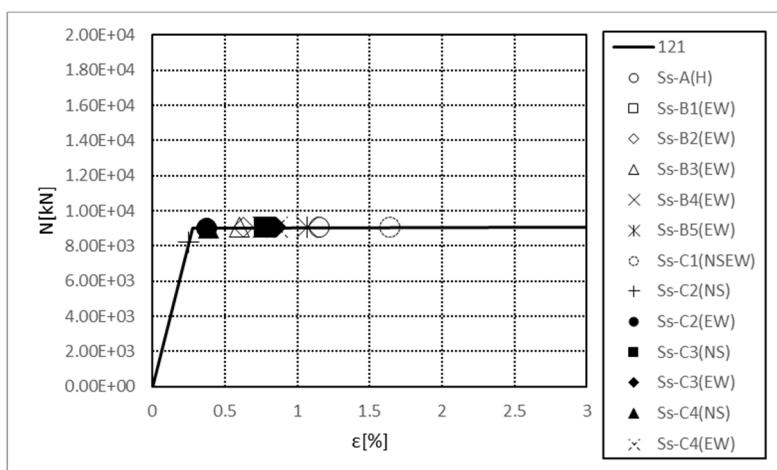


要素番号131

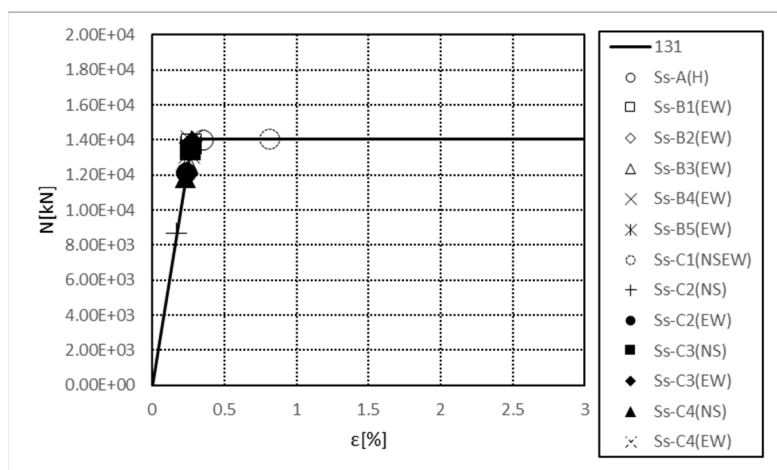


要素番号141

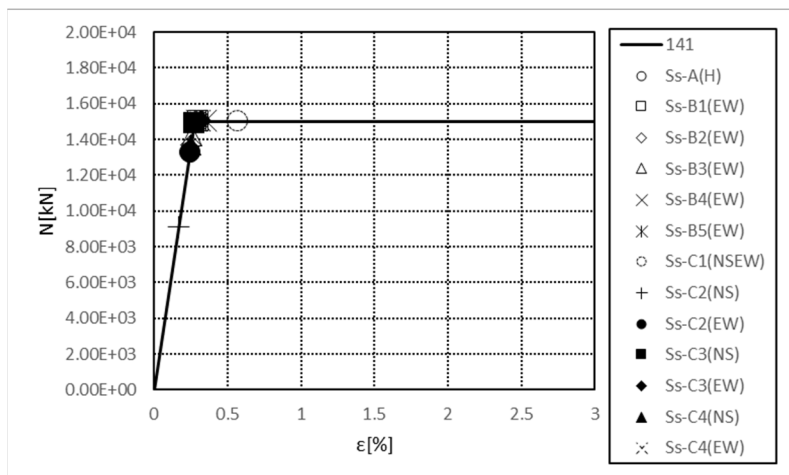
第 4.2.1-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121

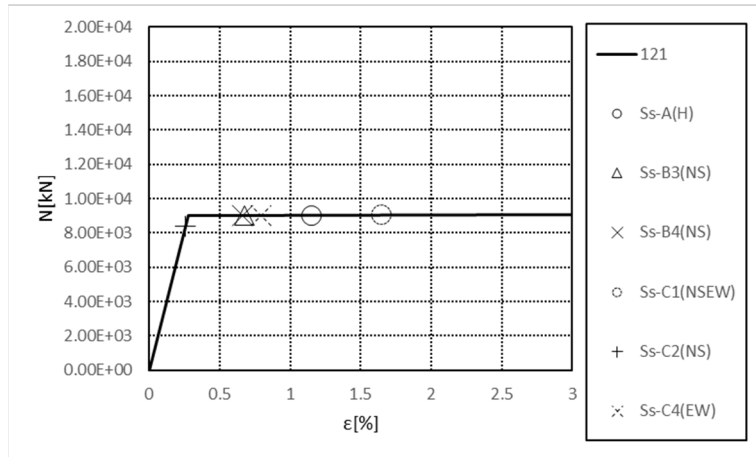


要素番号131

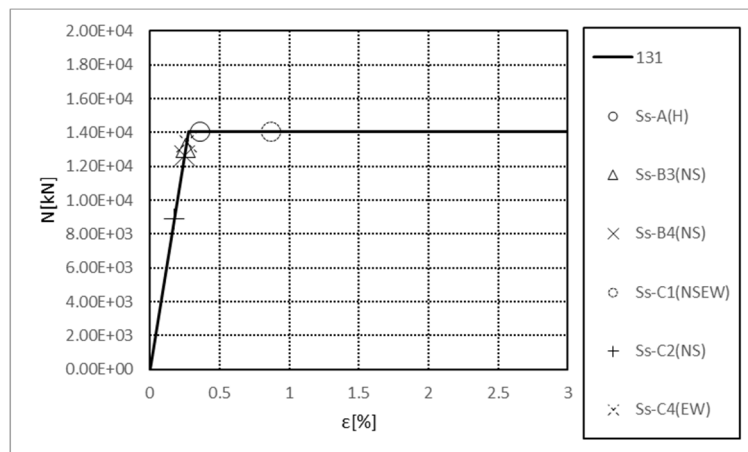


要素番号141

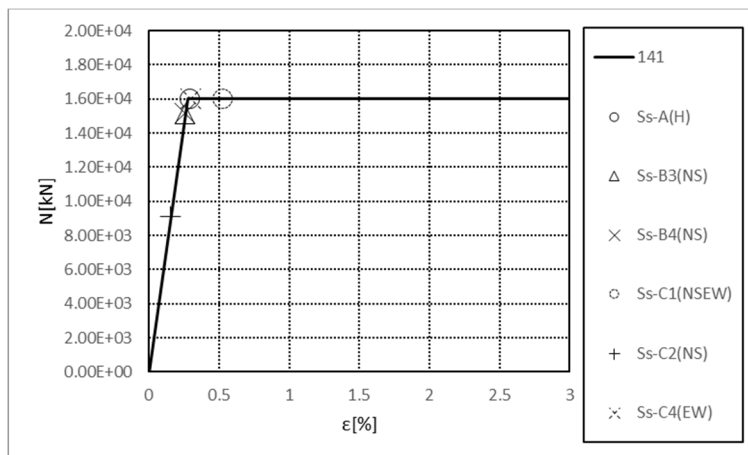
第 4.2.1-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

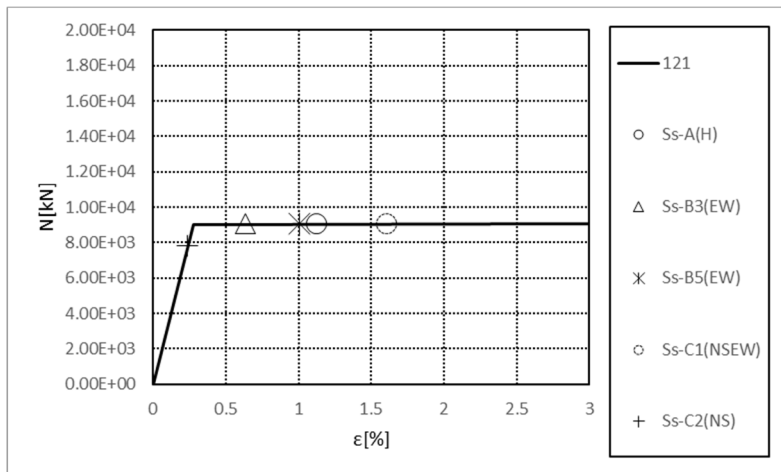


要素番号131

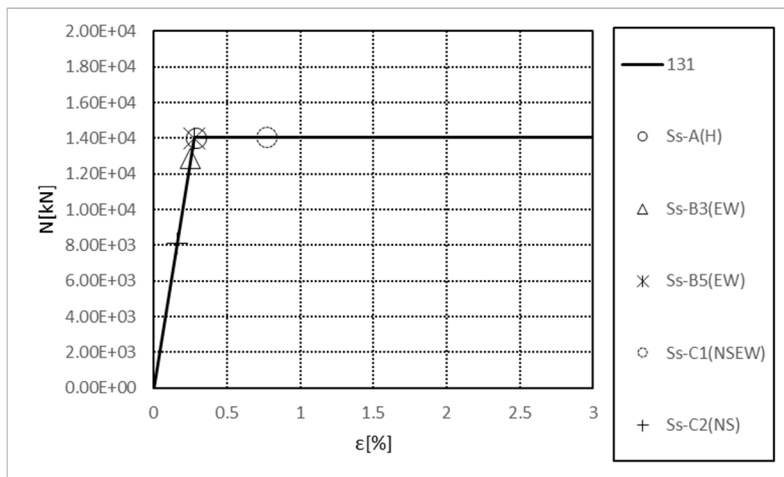


要素番号141

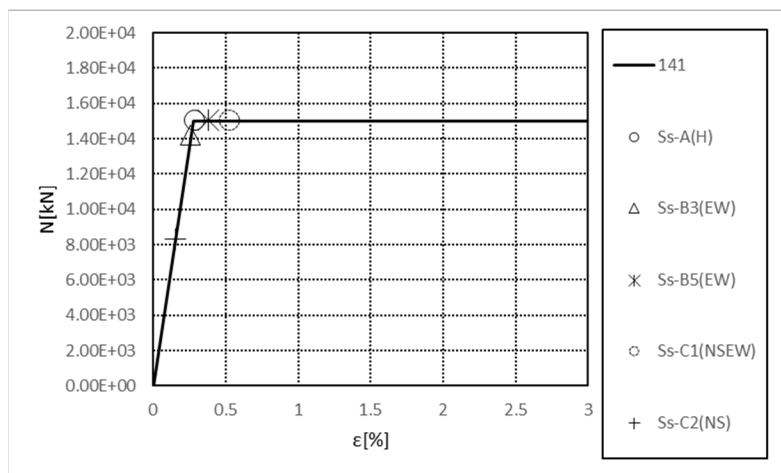
第 4. 2. 1-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121

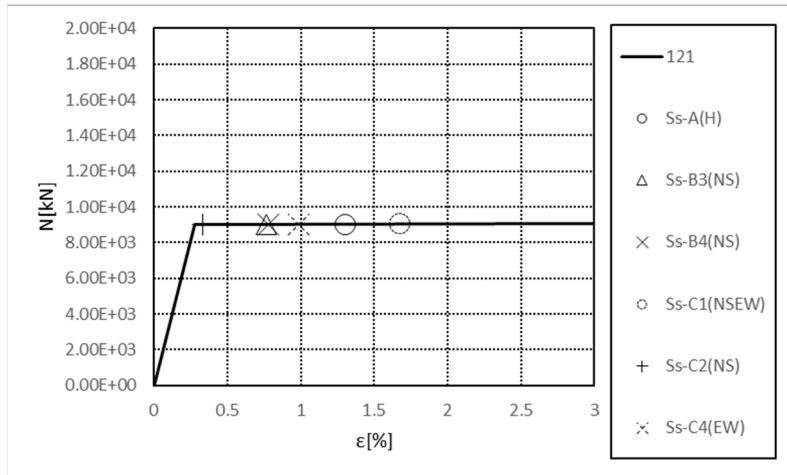


要素番号131

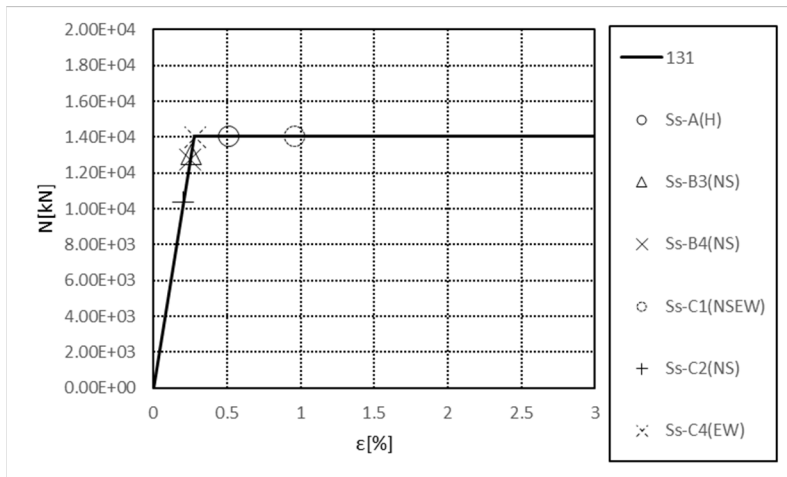


要素番号141

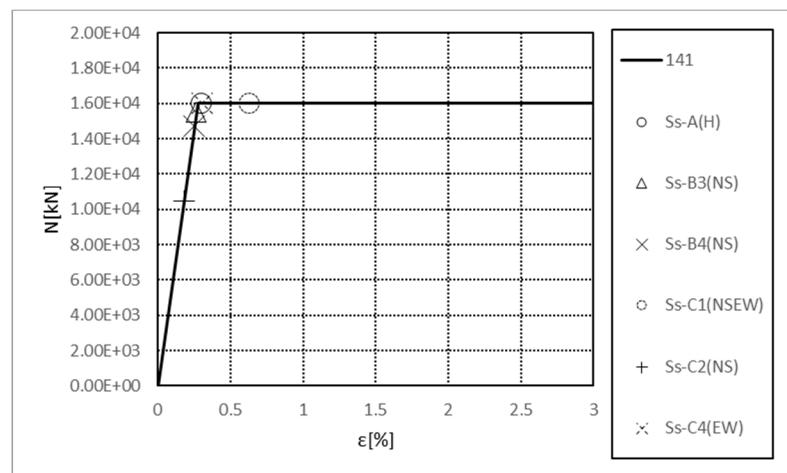
第 4.2.1-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1 σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

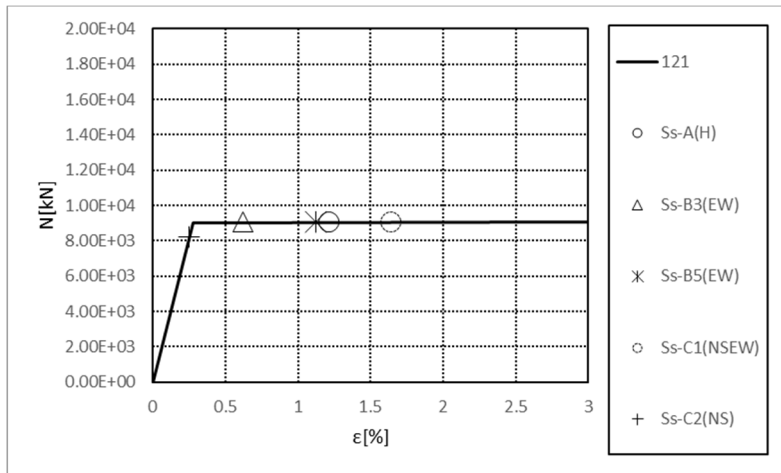


要素番号131

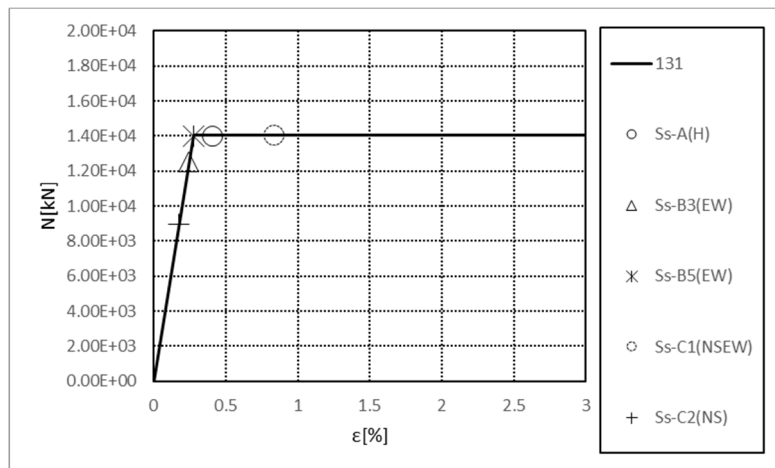


要素番号141

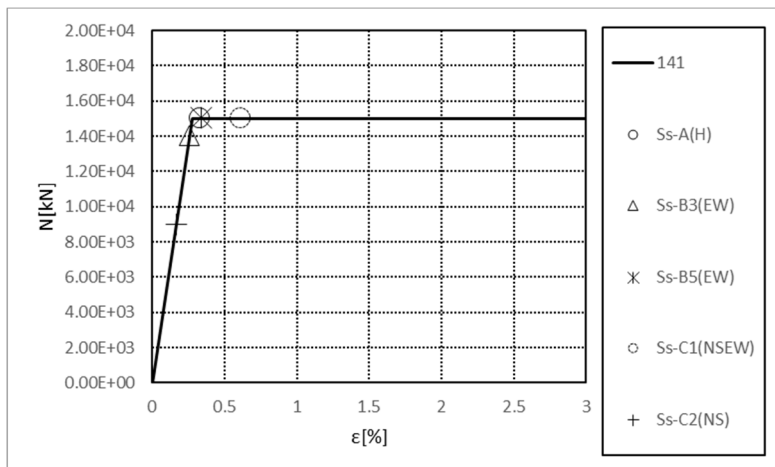
第 4.2.1-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121

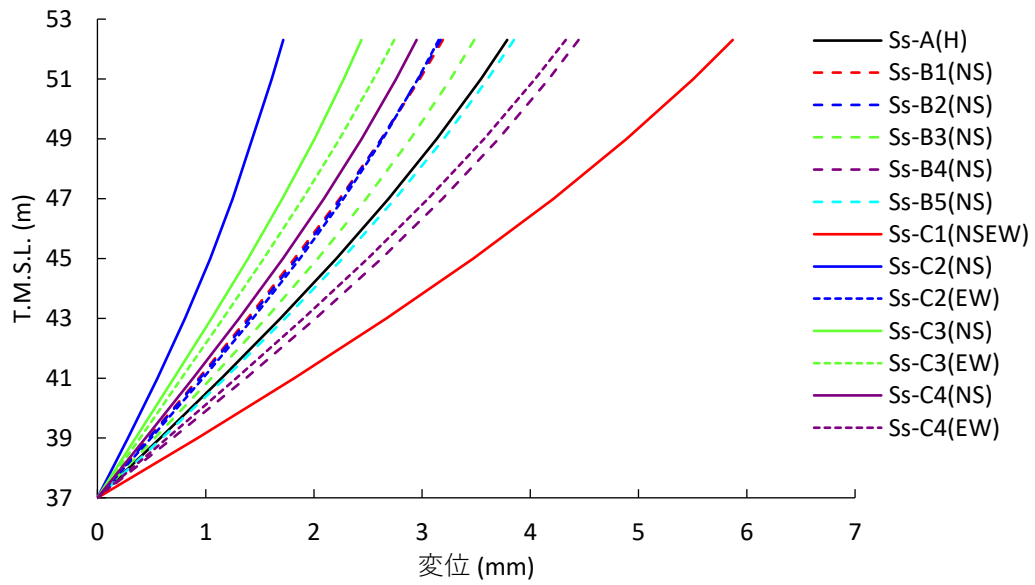


要素番号131

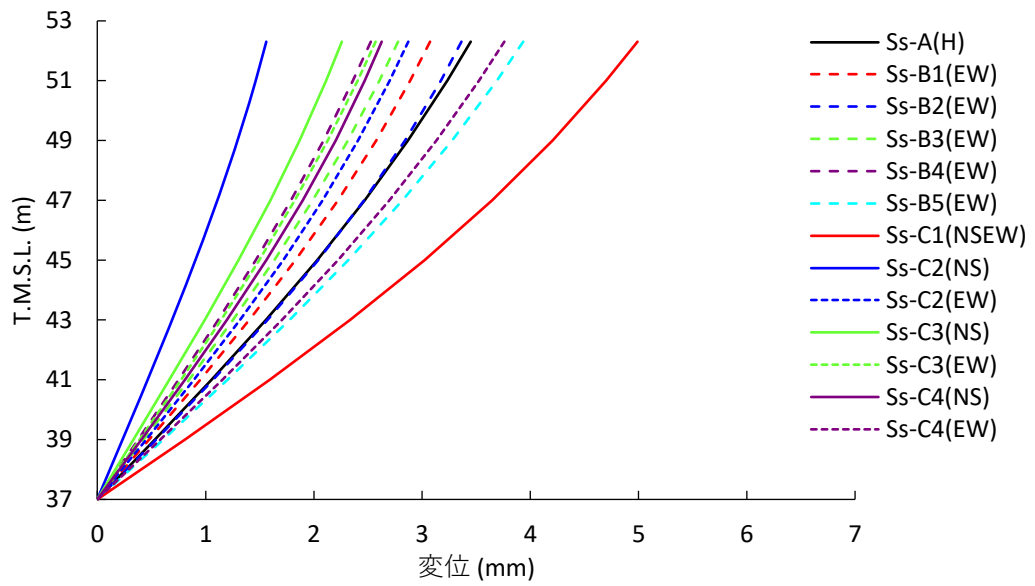


要素番号141

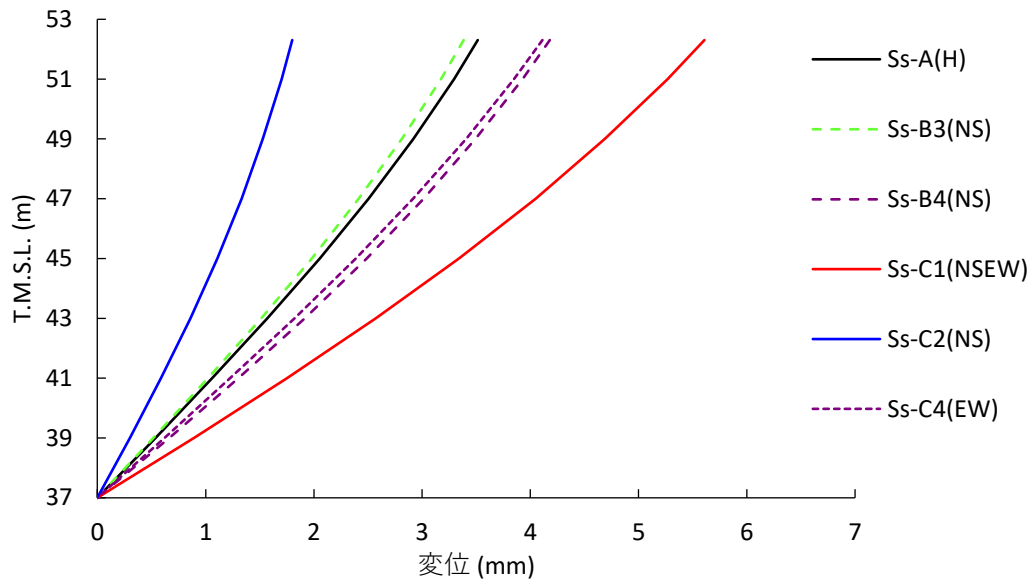
第 4.2.1-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



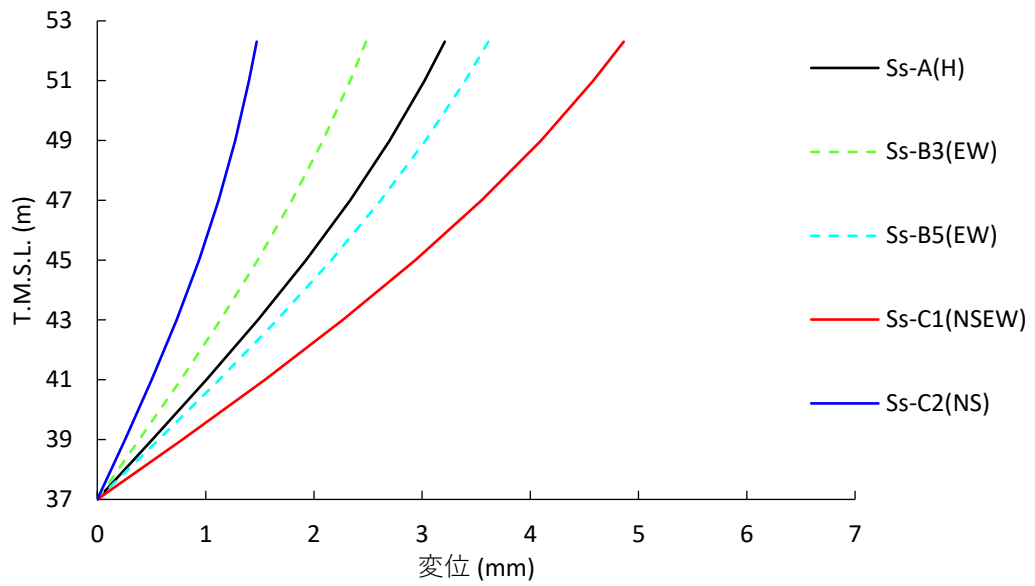
第 4.2.1-31 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS 断面, 全応力解析)



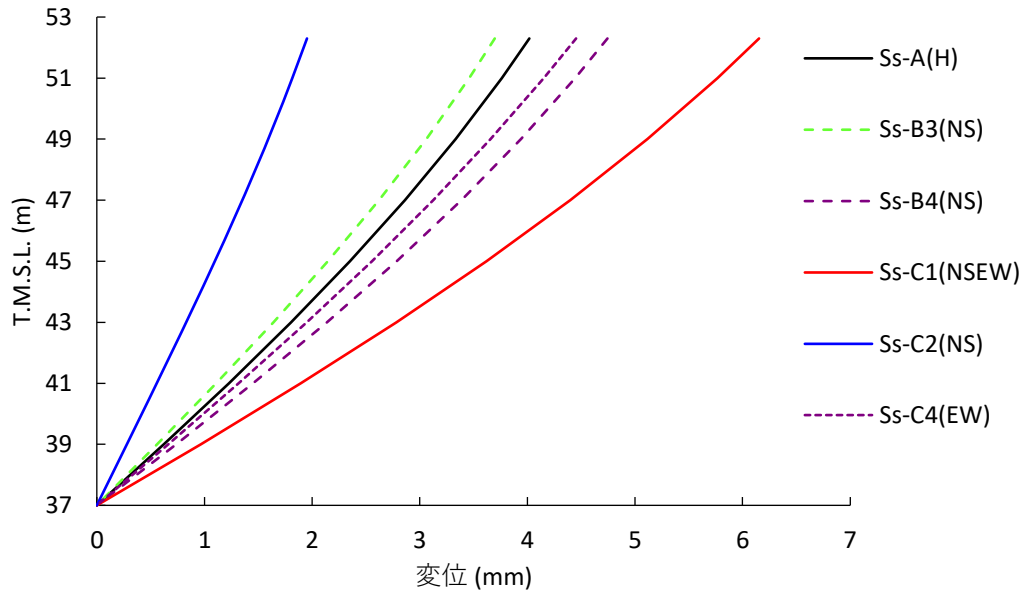
第 4.2.1-32 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, EW 断面, 全応力解析)



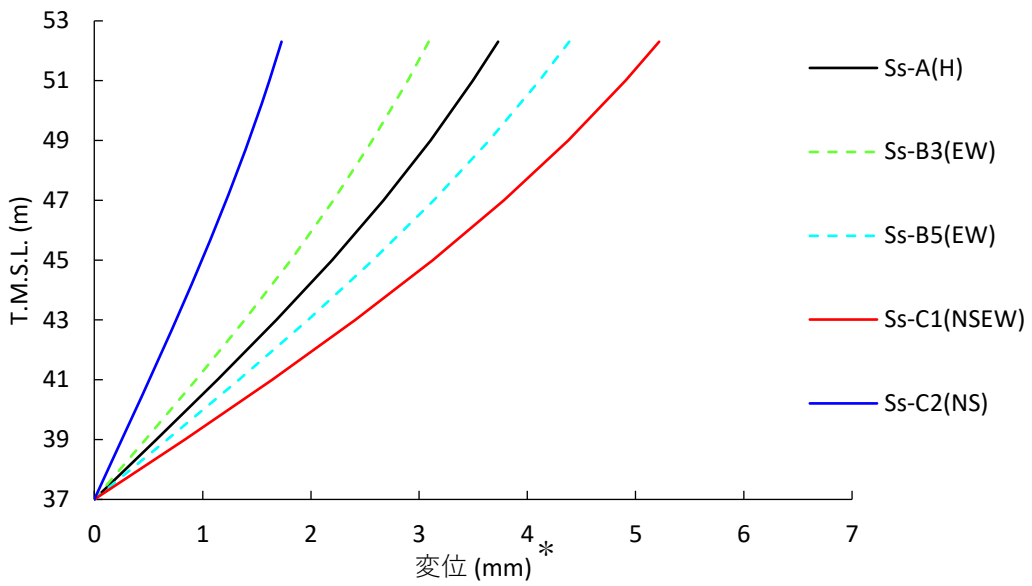
第 4.2.1-33 図 改良地盤の最大応答変位
(+1 σ 地盤, NS 断面, 全応力解析)



第 4.2.1-34 図 改良地盤の最大応答変位
(+1 σ 地盤, EW 断面, 全応力解析)



第 4.2.1-35 図 改良地盤の最大応答変位
(-1σ 地盤, NS 断面, 全応力解析)



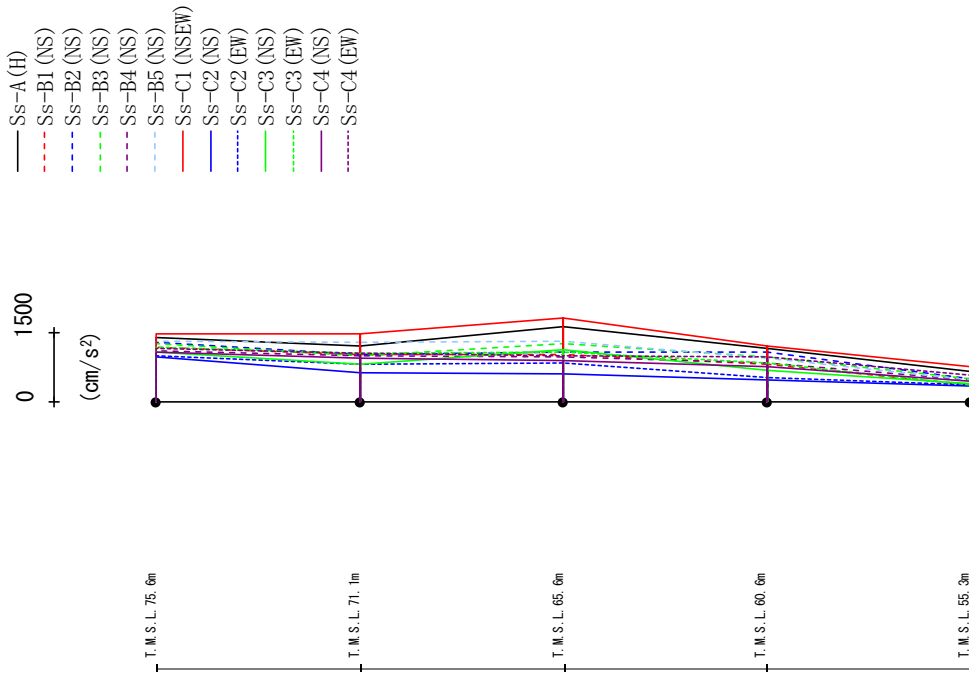
第 4.2.1-36 図 改良地盤の最大応答変位
(-1σ 地盤, EW 断面, 全応力解析)

4.2.2 有効応力解析

有効応力解析結果のうち、飛来物防護ネット架構の最大応答値(加速度,せん断力,曲げモーメント)を第 4.2.2-1 図～第 4.2.2-24 図に,座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線図を第 4.2.2-25 図～第 4.2.2-30 図に,改良地盤の最大応答変位*を第 4.2.2-31 図～第 4.2.2-36 図に示す。

注記 * : 応答変位は,改良地盤下端(T.M.S.L.37.0m)からの相対変位とし,各レベルでの節点変位の平均値として算定する。最大応答変位は,応答変位の時刻歴における最大値を示す。

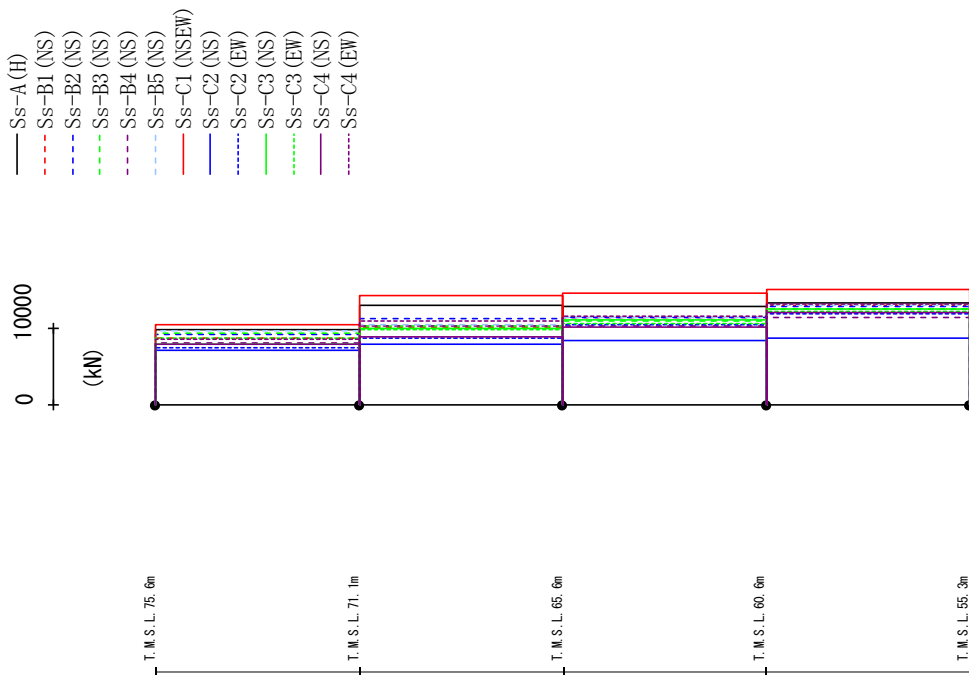
最大応答加速度 (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1386	1177	1284	1258	1115	1330	1475	971	1005	1085	1195	1079	1167	
1223	1023	1029	1006	997	1278	1476	624	807	826	1054	942	1046	
1633	1033	1086	1262	979	1317	1823	592	830	1121	1067	888	1004	
1169	826	1069	979	843	948	1198	471	529	688	852	759	986	
660	372	497	508	484	475	753	328	370	379	373	458	571	

第 4.2.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

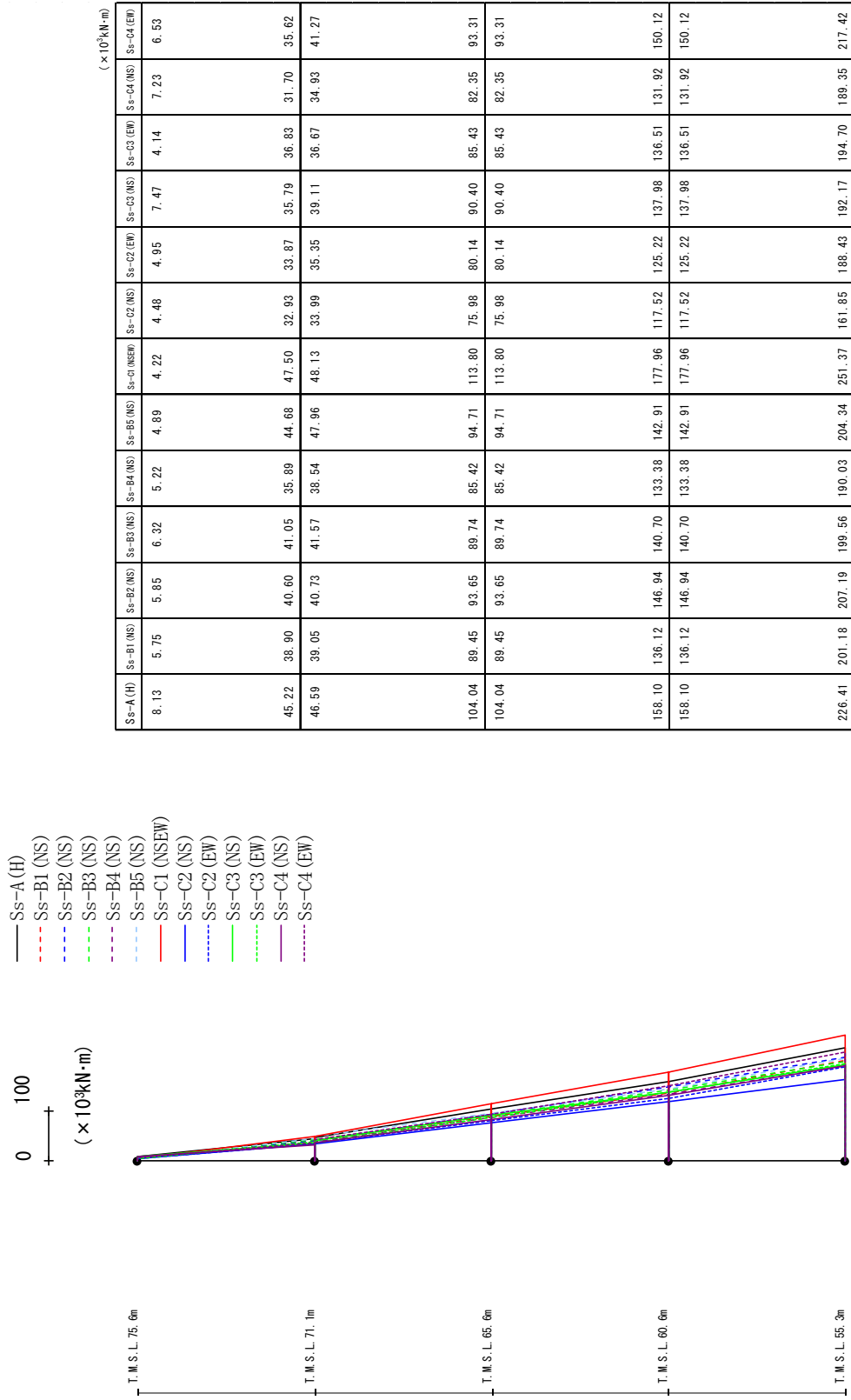
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9880	8641	9222	9252	8037	9613	10417	7080	7359	7864	8693	7896	8514
12955	10057	11273	10221	10271	10388	14230	7849	8632	10020	9827	8779	10979
12793	11328	11337	10886	10288	11395	14626	8308	10505	11057	10601	10143	11496
13217	13041	12754	12484	11462	13004	15048	8621	11928	12503	12175	11989	13126

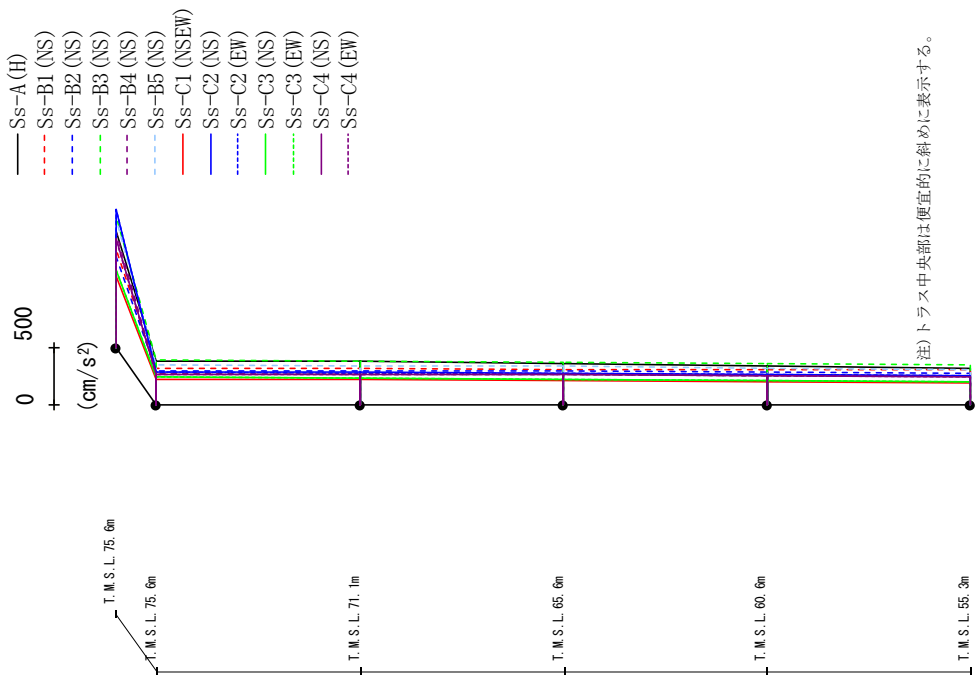
第 4.2.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第 4.2.2-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

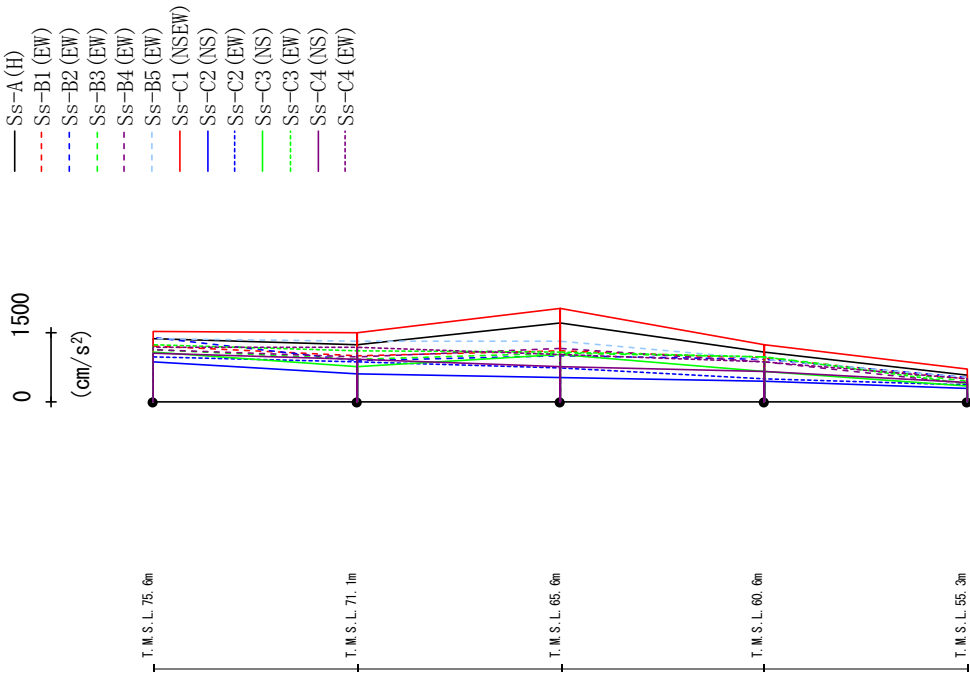


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1008	847	786	1135	996	1117	614	1202	1205	673	671	943	940	
382	317	294	388	269	348	217	283	282	236	236	260	260	
374	311	292	381	265	342	215	279	278	232	232	261	260	
358	305	289	371	260	332	210	270	270	223	223	259	258	
340	304	284	361	254	320	201	260	260	212	212	254	254	
317	301	276	349	252	306	189	255	255	197	197	246	245	

第 4.2.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

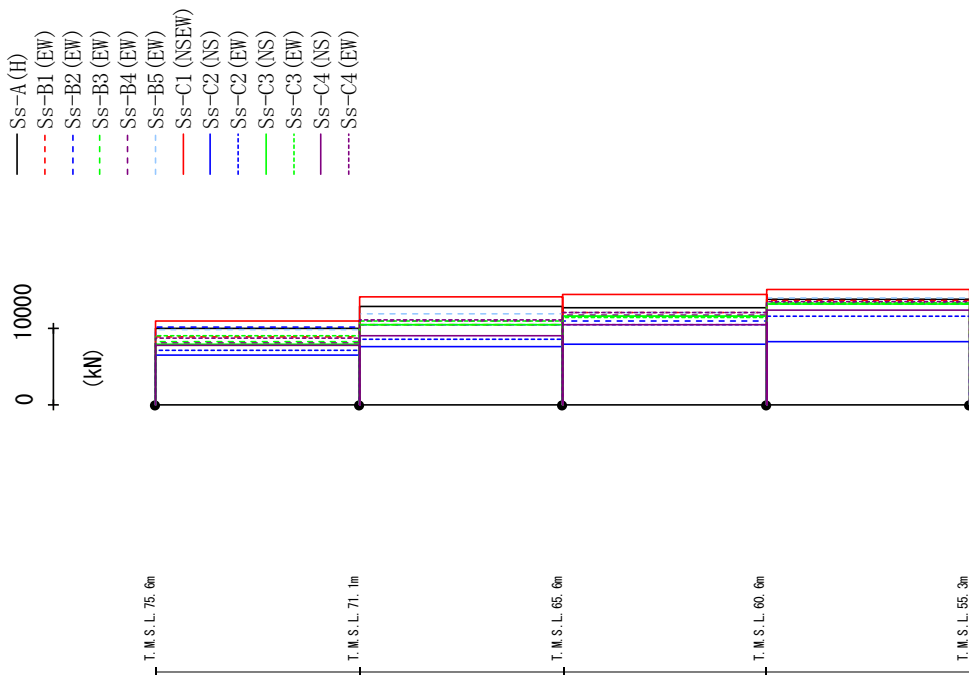
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N-SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1380	1220	1386	1127	1137	1361	1539	876	964	1086	1250	1049	1195	
1239	1006	882	933	986	1318	1504	597	876	767	1096	920	1184	
1708	1082	1007	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022	
1080	954	923	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872	
577	505	519	446	384	529	707	276	357	349	394	414	496	

第 4.2.2-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

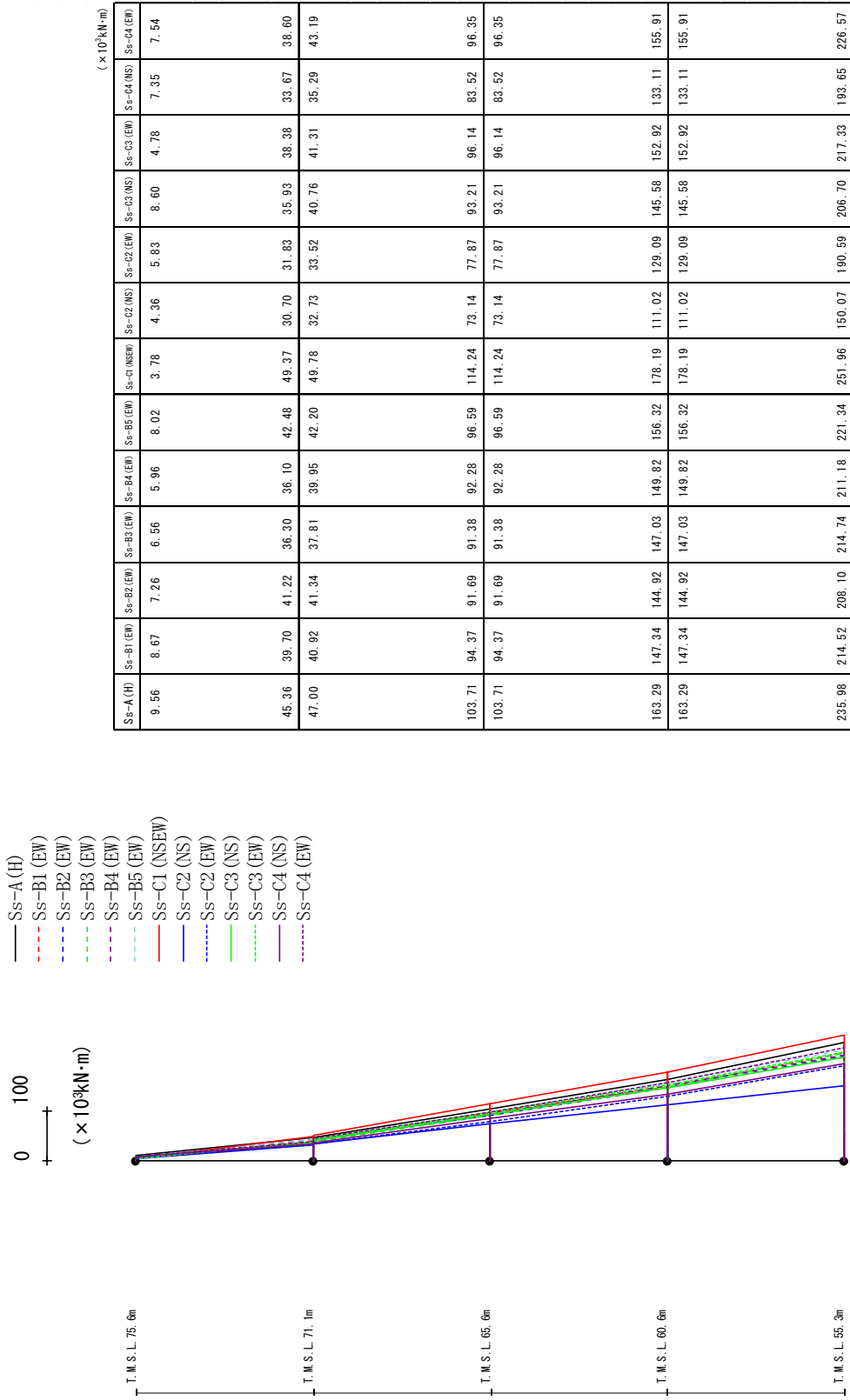
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9892	8900	10086	8265	8118	9869	10879	6429	7059	7954	9068	7719	8747
12785	10475	10508	10504	10937	11847	14136	7532	8587	10425	10850	8977	11134
12707	12054	10908	11579	11661	12087	14414	7933	10413	11517	11424	10441	12100
13734	13612	13091	13158	13235	13961	15092	8194	11603	13147	13335	12336	13450

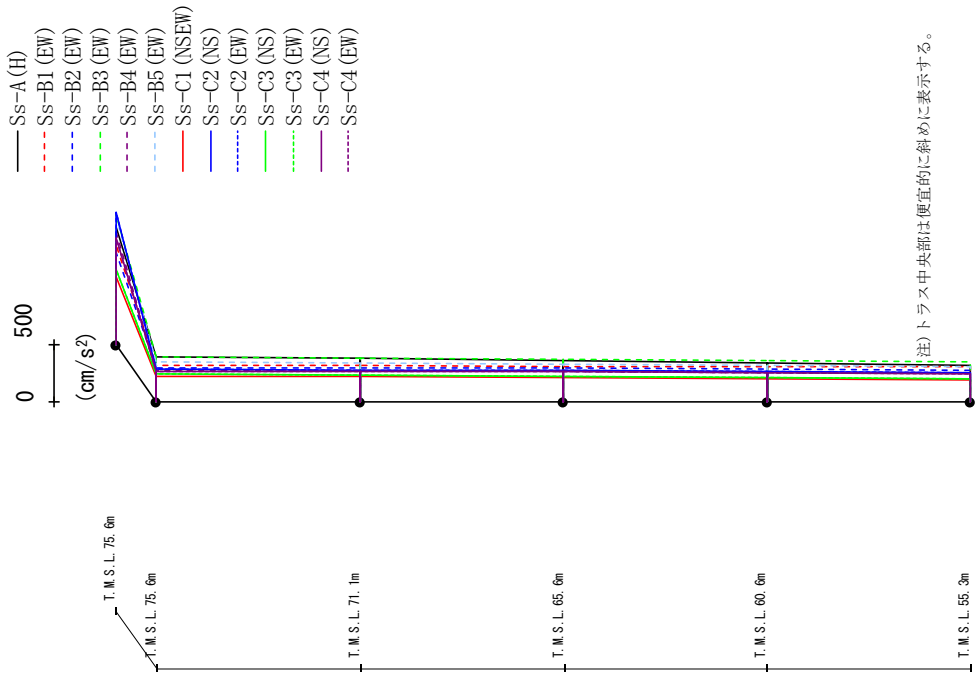
第 4.2.2-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.2.2-7 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW方向, 有効応力解析)

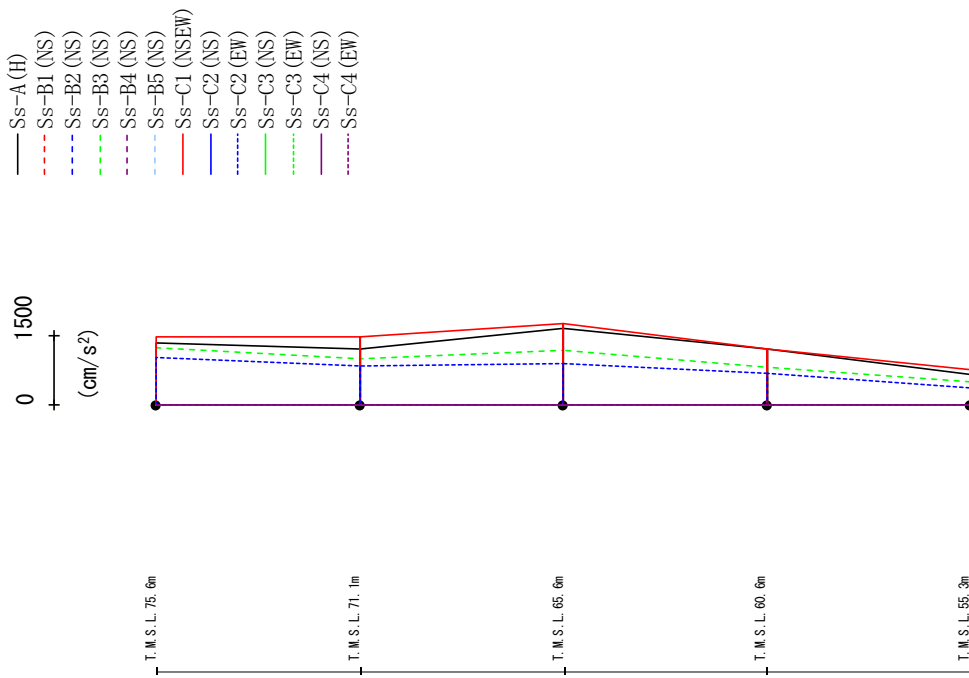
最大応答加速度 (UD方向)



	SS-A (H)	SS-B1 (EW)	SS-B2 (EW)	SS-B3 (EW)	SS-B4 (EW)	SS-B5 (EW)	SS-C1 (NNEW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C3 (NS)	SS-C3 (EW)	SS-C4 (NS)	SS-C4 (EW)
1018	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	648	646	928	926	
384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	237	260	260	
375	313	283	381	268	339	215	276	276	233	233	260	260	
360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	224	258	258	
342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	213	253	253	
319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	198	245	245	

第 4.2.2-8 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

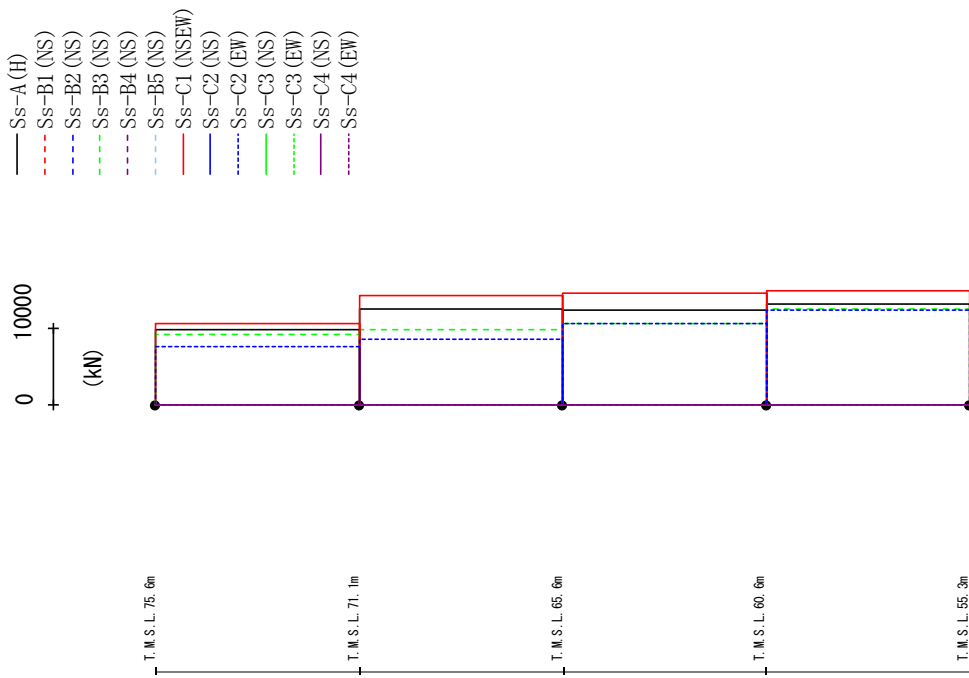
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1344	-	-	1247	-	-	1487	-	1038	-	-	-	-
1219	-	-	1013	-	-	1479	-	834	-	-	-	-
1673	-	-	1174	-	-	1774	-	904	-	-	-	-
1202	-	-	817	-	-	1212	-	686	-	-	-	-
663	-	-	495	-	-	767	-	356	-	-	-	-

第 4.2.2-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地震, NS 方向, 有効応力解析)

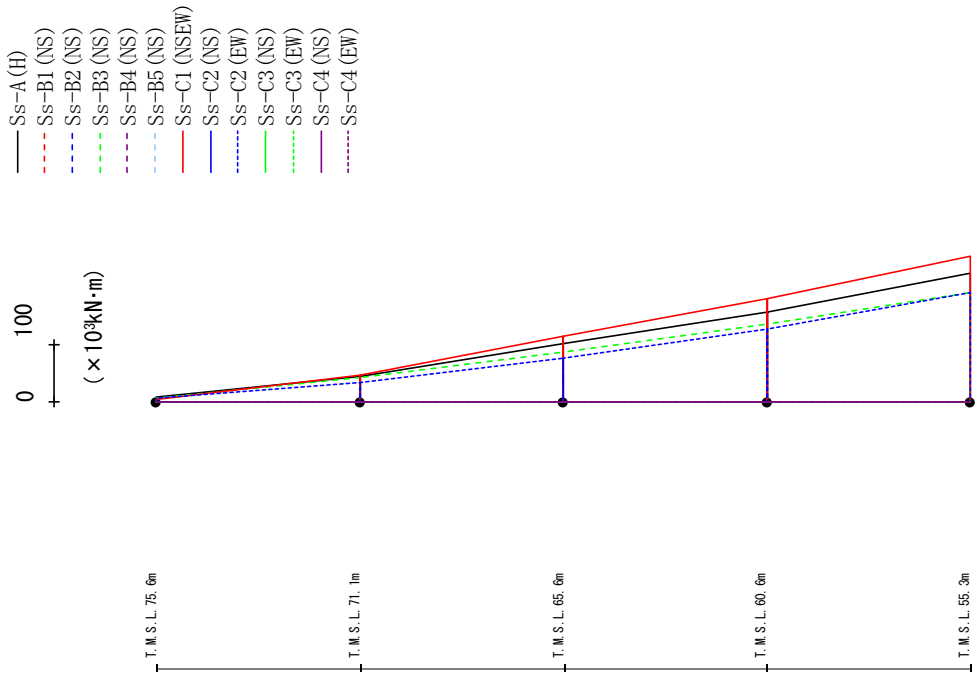
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9764	-	-	9161	-	-	10551	-	7551	-	-	-	-
12527	-	-	9728	-	-	14284	-	8612	-	-	-	-
12355	-	-	10649	-	-	14493	-	10546	-	-	-	-
13142	-	-	12465	-	-	14861	-	12303	-	-	-	-

第 4.2.2-10 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

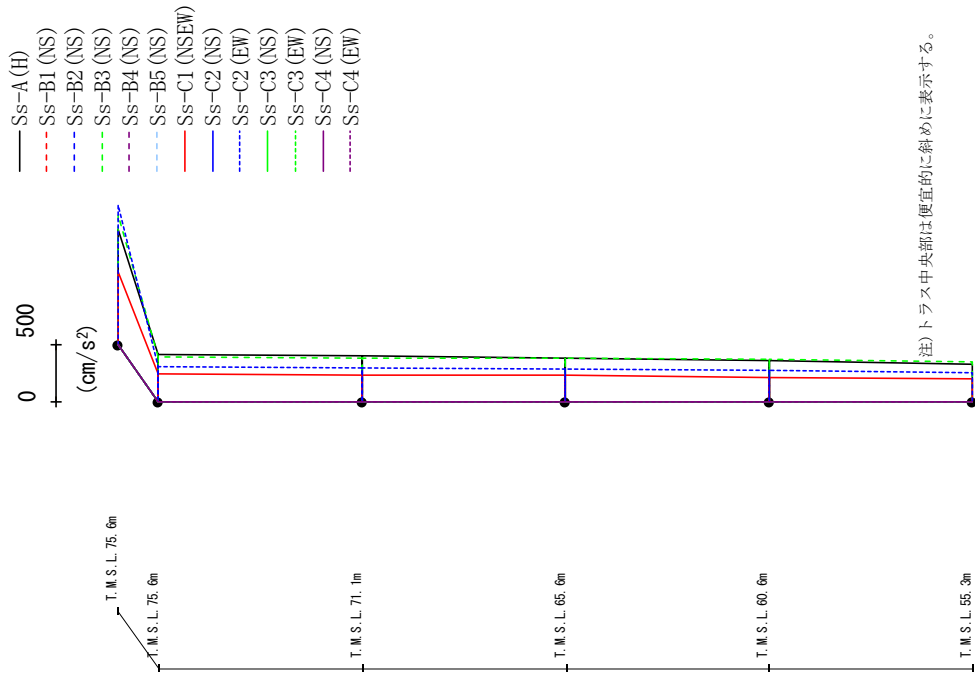
最大応答曲げモーメント (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
	8.20	-	-	7.00	-	-	4.37	-	5.42	-	-	-	-
	43.29	-	-	41.12	-	46.99	-	-	33.21	-	-	-	-
	45.11	-	-	42.23	-	46.88	-	-	33.53	-	-	-	-
	100.49	-	-	87.52	-	113.58	-	-	76.12	-	-	-	-
	100.49	-	-	87.52	-	113.58	-	-	76.12	-	-	-	-
	156.77	-	-	135.53	-	178.90	-	-	125.61	-	-	-	-
	156.77	-	-	135.53	-	178.90	-	-	125.61	-	-	-	-
	223.84	-	-	190.45	-	252.69	-	-	189.60	-	-	-	-

第4.2.2-11 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地震, NS 方向, 有効応力解析)

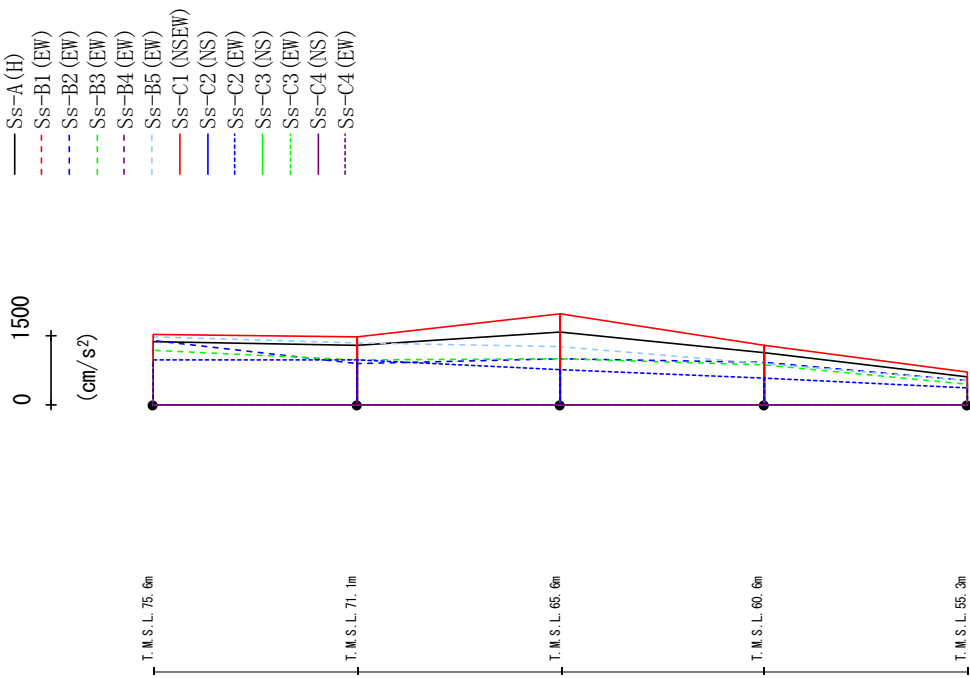
最大応答加速度 (UD方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C3 (NS)	Ss-C4 (EW)	(cm/s ²)
1004	-	1124	-	-	-	628	-	1212	-	-
409	-	390	-	-	-	239	-	300	-	-
388	-	383	-	-	-	235	-	295	-	-
377	-	374	-	-	-	226	-	284	-	-
353	-	363	-	-	-	214	-	270	-	-
322	-	351	-	-	-	197	-	257	-	-

第 4.2.2-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

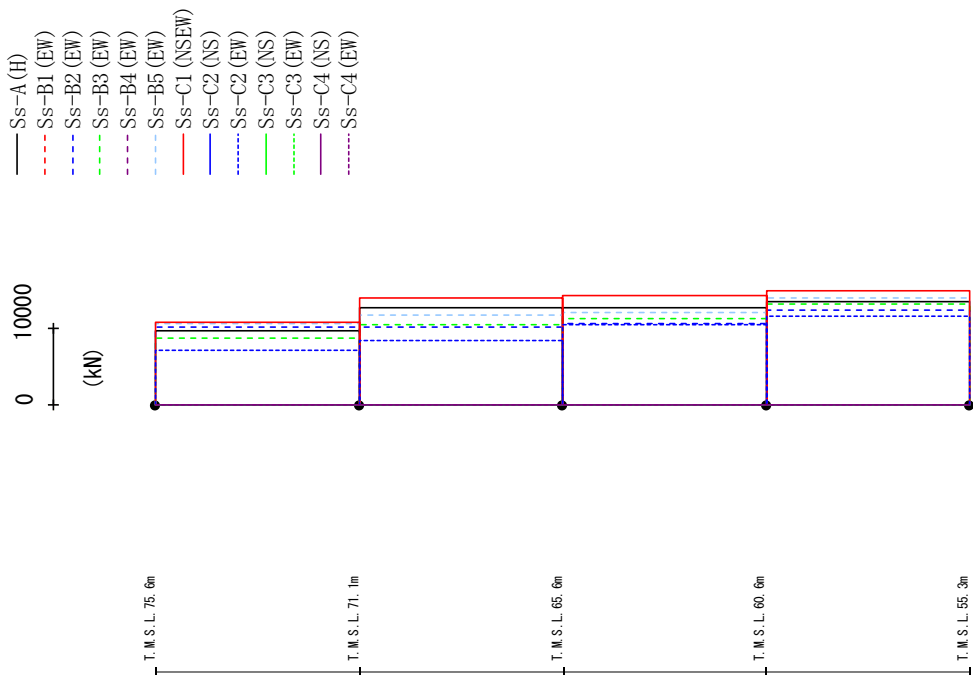
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1358	-	1393	1187	-	1470	1515	-	979	-	-	-	-
1291	-	899	969	-	1340	1476	-	965	-	-	-	-
1589	-	995	1012	-	1260	1973	-	761	-	-	-	-
1136	-	928	875	-	906	1281	-	566	-	-	-	-
616	-	531	453	-	519	699	-	365	-	-	-	-

第 4.2.2-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

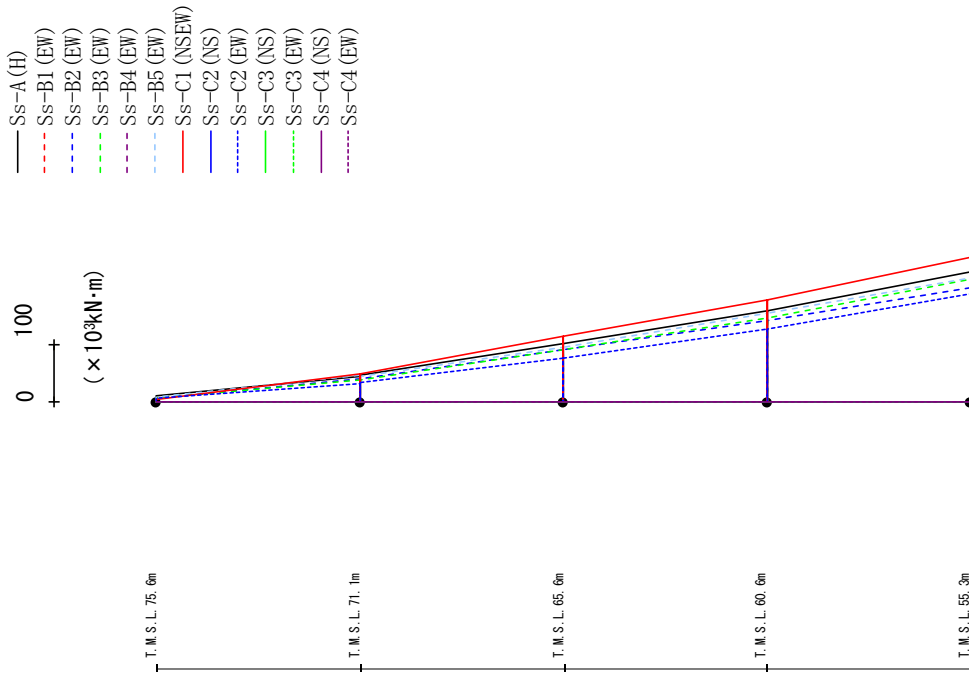
最大応答せん断力 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9.712	-	10167	8643	-	10674	10754	7128	-	-	-	-	-	-
12686	-	10077	10446	-	11772	13982	8439	-	-	-	-	-	-
12658	-	10591	11294	-	12082	14274	10404	-	-	-	-	-	-
13436	-	12333	13156	-	13968	14859	11567	-	-	-	-	-	-

第 4.2.2-14 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

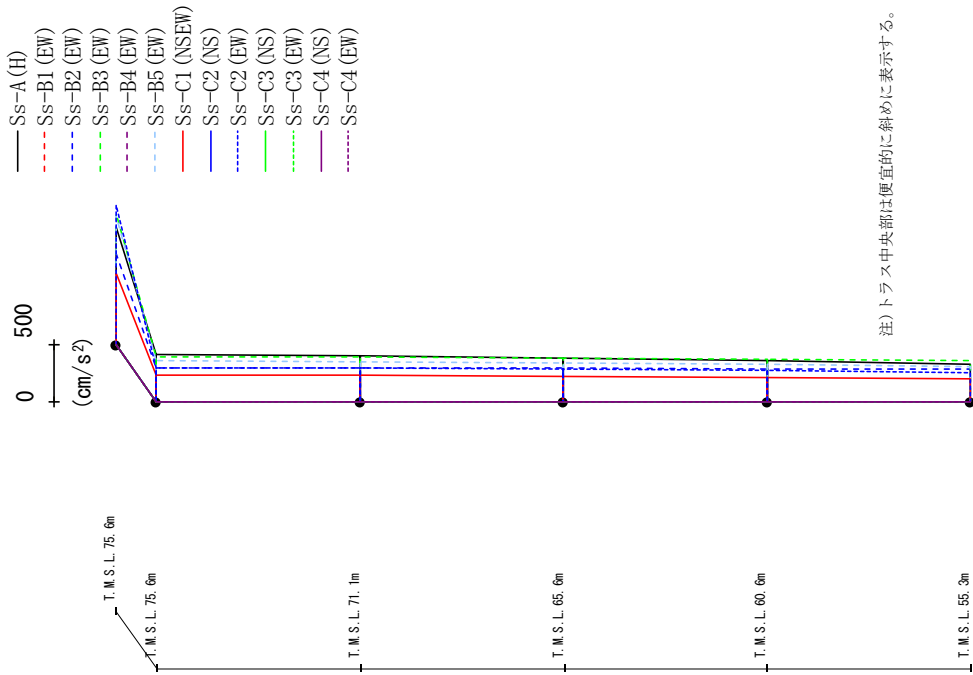
最大応答曲げモーメント (EW方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
10.10	-	6.46	7.07	-	7.33	3.98	-	6.15	-	-	-	-
43.85	-	40.25	37.18	-	46.06	48.18	-	30.69	-	-	-	-
45.35	-	39.15	37.98	-	44.08	48.55	-	33.68	-	-	-	-
100.77	-	90.80	90.30	-	94.98	113.06	-	76.09	-	-	-	-
100.77	-	90.80	90.30	-	94.98	113.06	-	76.09	-	-	-	-
159.27	-	140.68	145.92	-	153.92	177.51	-	126.10	-	-	-	-
159.27	-	140.68	145.92	-	153.92	177.51	-	126.10	-	-	-	-
226.90	-	198.32	212.38	-	214.98	251.56	-	186.95	-	-	-	-

第4.2.2-15図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地震, EW 方向, 有効応力解析)

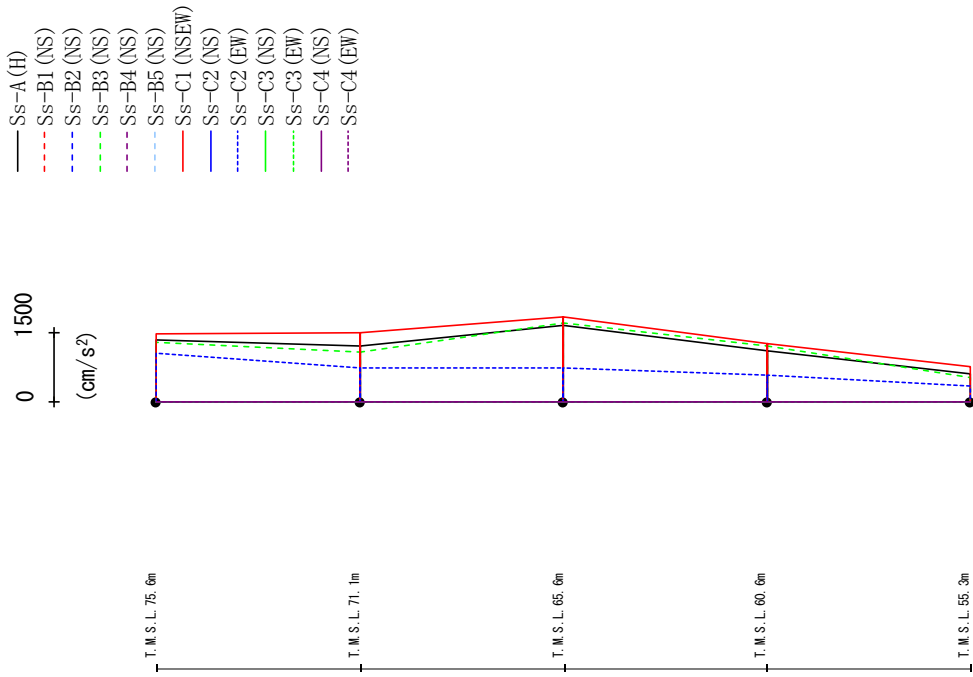
最大応答加速度 (UD方向)



SS-A (H)	SS-B1 (EW)	SS-B2 (EW)	SS-B3 (EW)	SS-B4 (EW)	SS-B5 (EW)	SS-C1 (NNEW)	SS-C2 (NS)	SS-C3 (NS)	SS-C4 (EW)	(cm/s ²)
1017	-	767	1133	-	1117	619	-	1207	-	-
410	-	294	392	-	355	230	-	298	-	-
389	-	293	385	-	348	227	-	293	-	-
379	-	289	376	-	337	220	-	282	-	-
354	-	285	365	-	324	209	-	269	-	-
324	-	279	352	-	308	195	-	256	-	-

第 4.2.2-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

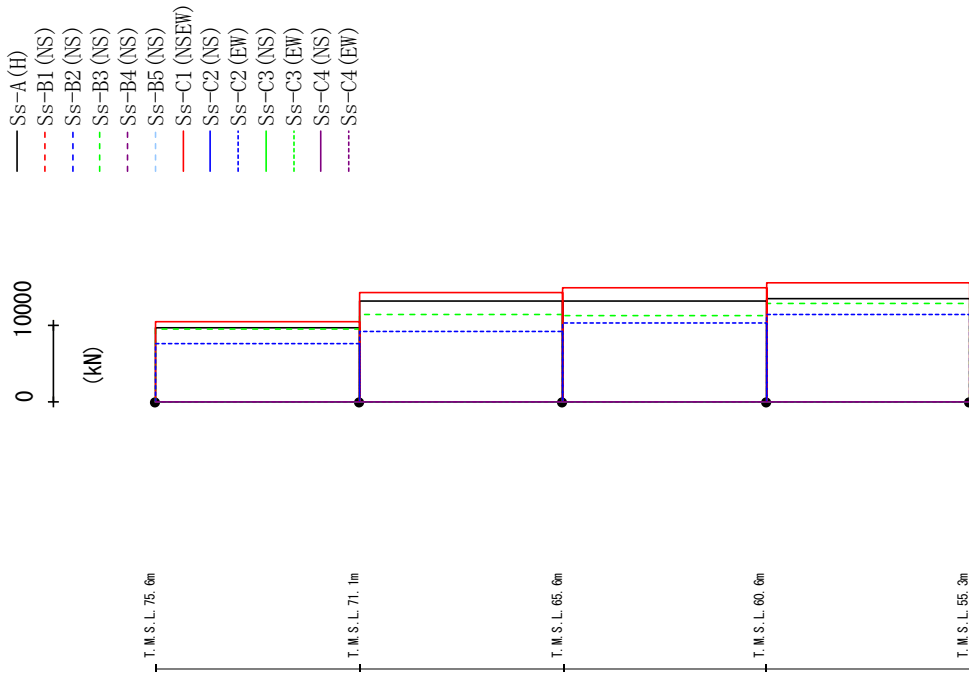
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (N/E/W)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (E/W)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (E/W)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (E/W)
1349	-	-	1282	-	-	1487	-	1040	-	-	-	-
1221	-	-	1081	-	-	1509	-	726	-	-	-	-
1666	-	-	1710	-	-	1848	-	745	-	-	-	-
1110	-	-	1219	-	-	1261	-	572	-	-	-	-
606	-	-	520	-	-	754	-	349	-	-	-	-

第 4.2.2-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

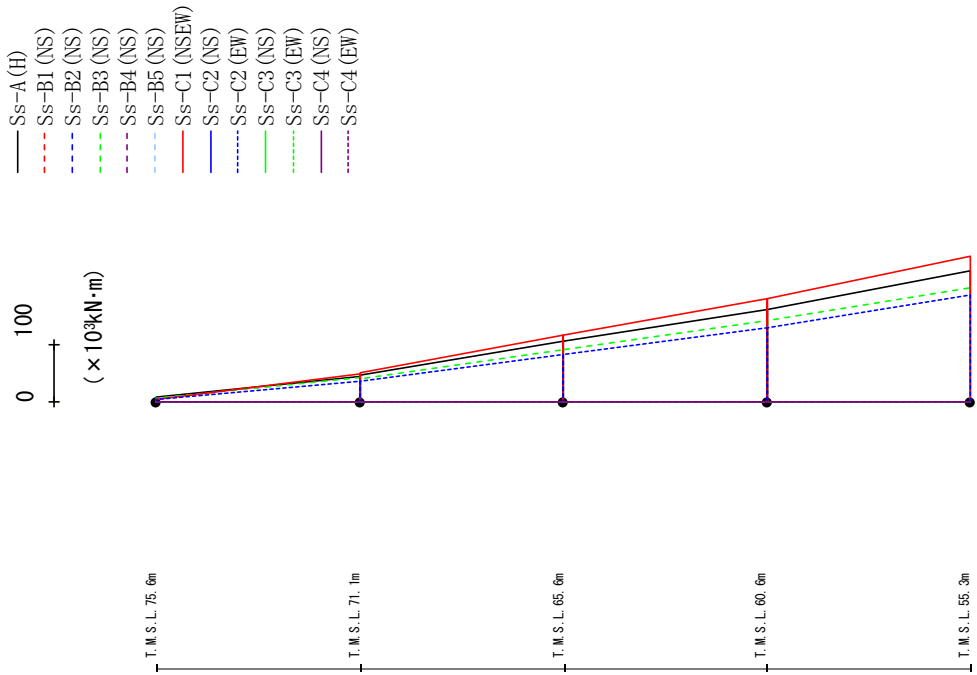
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
9610	-	-	9427	-	-	10497	-	-	7588	-	-	-
13089	-	-	11449	-	-	14321	-	-	9170	-	-	-
13181	-	-	11251	-	-	14833	-	-	10219	-	-	-
13446	-	-	12826	-	-	15479	-	-	11323	-	-	-

第 4.2.2-18 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

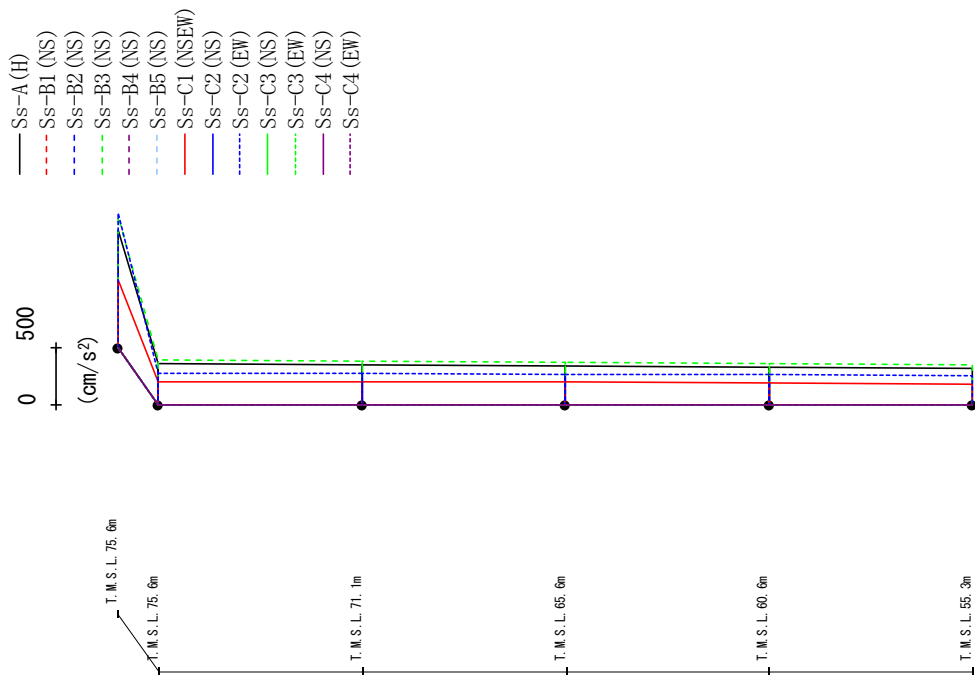
最大応答曲げモーメント (NS方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (NS)	Ss-B2 (NS)	Ss-B3 (NS)	Ss-B4 (NS)	Ss-B5 (NS)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
7.71	-	-	6.40	-	-	-	3.63	-	4.43	-	-	-	-
44.97	-	-	41.17	-	-	-	48.53	-	34.90	-	-	-	-
46.69	-	-	41.00	-	-	-	49.82	-	36.19	-	-	-	-
106.18	-	-	91.08	-	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-
106.18	-	-	91.08	-	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-
161.02	-	-	141.59	-	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-
161.02	-	-	141.59	-	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-
228.97	-	-	199.39	-	-	-	253.69	-	185.44	-	-	-	-

第4.2.2-19 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地震, NS 方向, 有効応力解析)

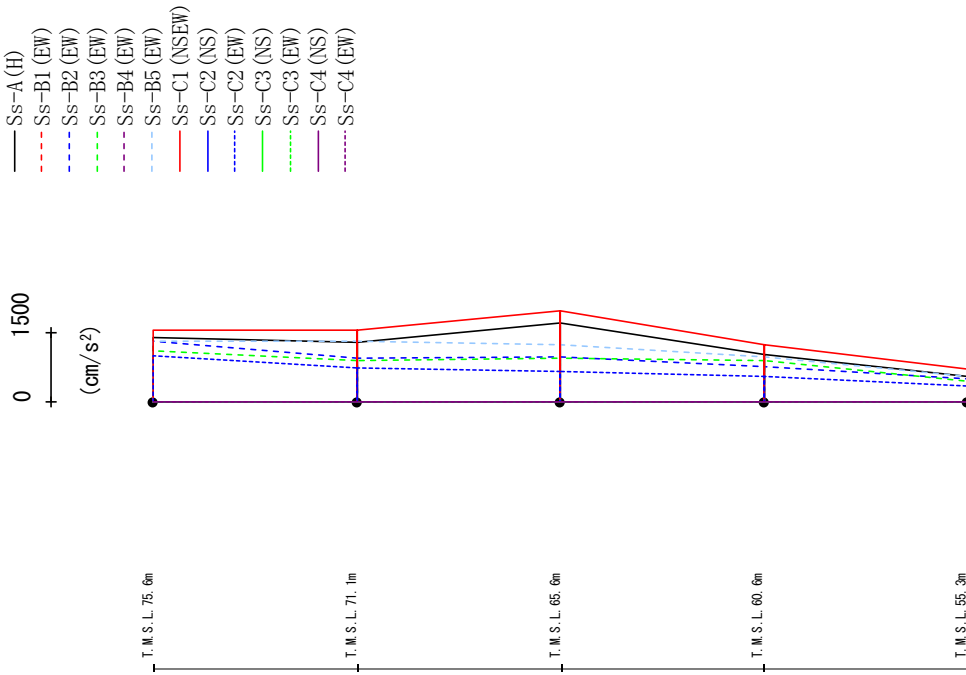
最大応答加速度 (UD方向)



SS-A (H)	SS-B1 (NS)	SS-B2 (NS)	SS-B3 (NS)	SS-B4 (NS)	SS-B5 (NS)	SS-C1 (NNEW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C3 (NS)	SS-C3 (EW)	SS-C4 (NS)	SS-C4 (EW)
1025	-	1137	-	-	-	587	-	1167	-	-	-	-
361	-	386	-	-	204	-	275	-	-	-	-	-
382	-	380	-	-	202	-	271	-	-	-	-	-
341	-	371	-	-	198	-	266	-	-	-	-	-
327	-	362	-	-	191	-	261	-	-	-	-	-
311	-	351	-	-	182	-	257	-	-	-	-	-

第 4.2.2-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

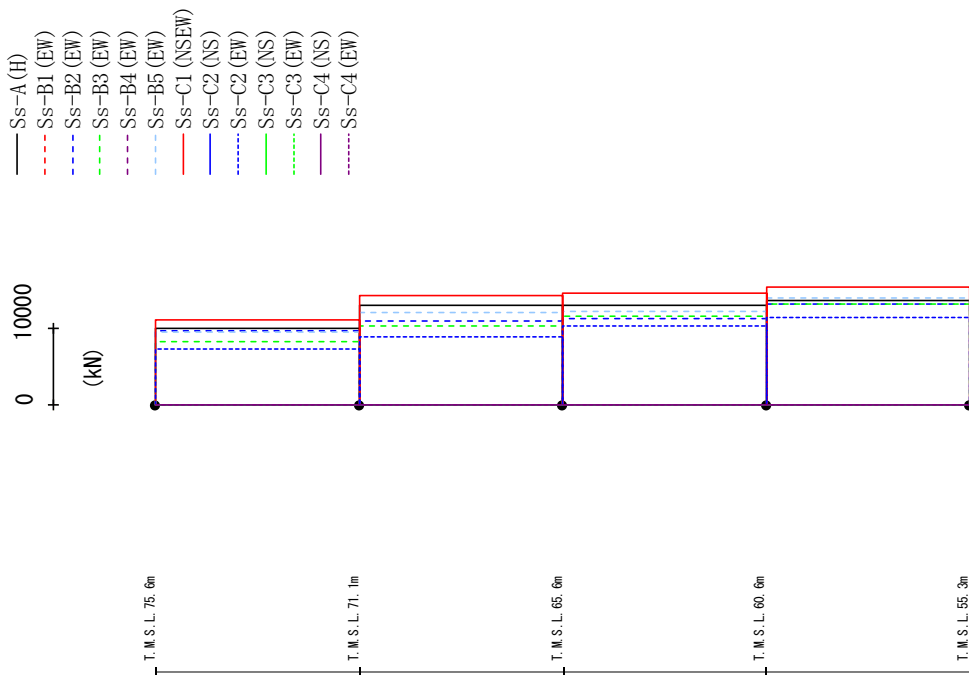
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (N/SEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
1388	-	1309	1111	-	1329	1562	-	-	989	-	-	-	-
1291	-	950	899	-	1311	1544	-	-	723	-	-	-	-
1725	-	966	938	-	1247	1970	-	-	669	-	-	-	-
1020	-	768	885	-	972	1245	-	-	559	-	-	-	-
557	-	496	435	-	543	715	-	-	343	-	-	-	-

第 4.2.2-21 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

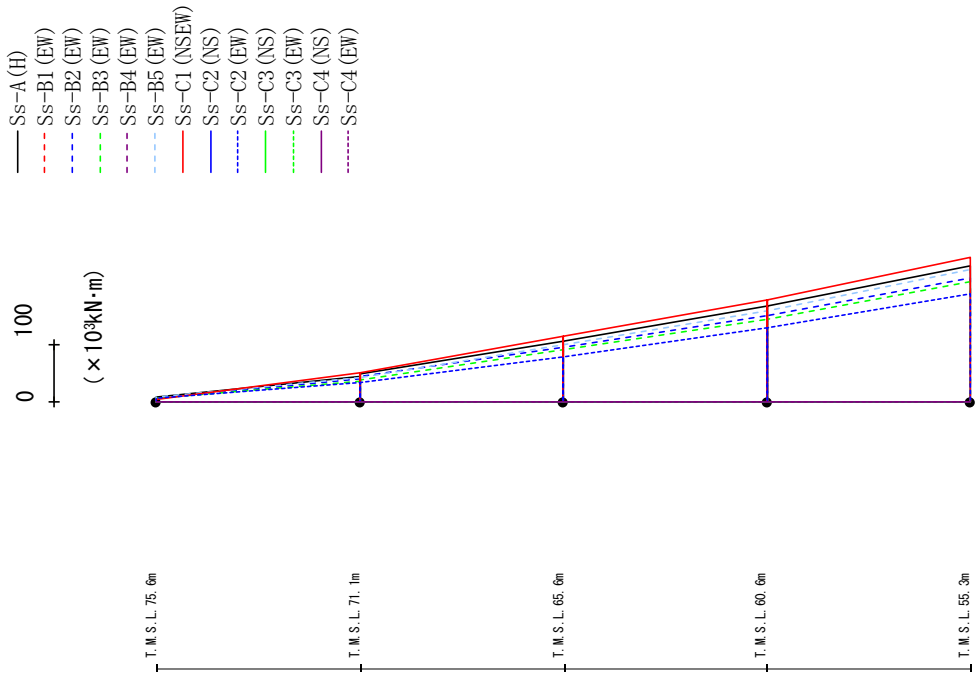
最大応答せん断力 (EW方向)



SS-A (H)	SS-B1 (EW)	SS-B2 (EW)	SS-B3 (EW)	SS-B4 (EW)	SS-B5 (EW)	SS-C1 (NSEW)	SS-C2 (NS)	SS-C2 (EW)	SS-C3 (NS)	SS-C3 (EW)	SS-C4 (NS)	SS-C4 (EW)
9938	-	9574	8175	-	9554	11044	-	7216	-	-	-	-
13004	-	10881	10324	-	12062	14247	-	8782	-	-	-	-
13025	-	11225	11473	-	12166	14566	-	10251	-	-	-	-
13608	-	13165	13184	-	13849	15352	-	11370	-	-	-	-

第 4.2.2-22 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

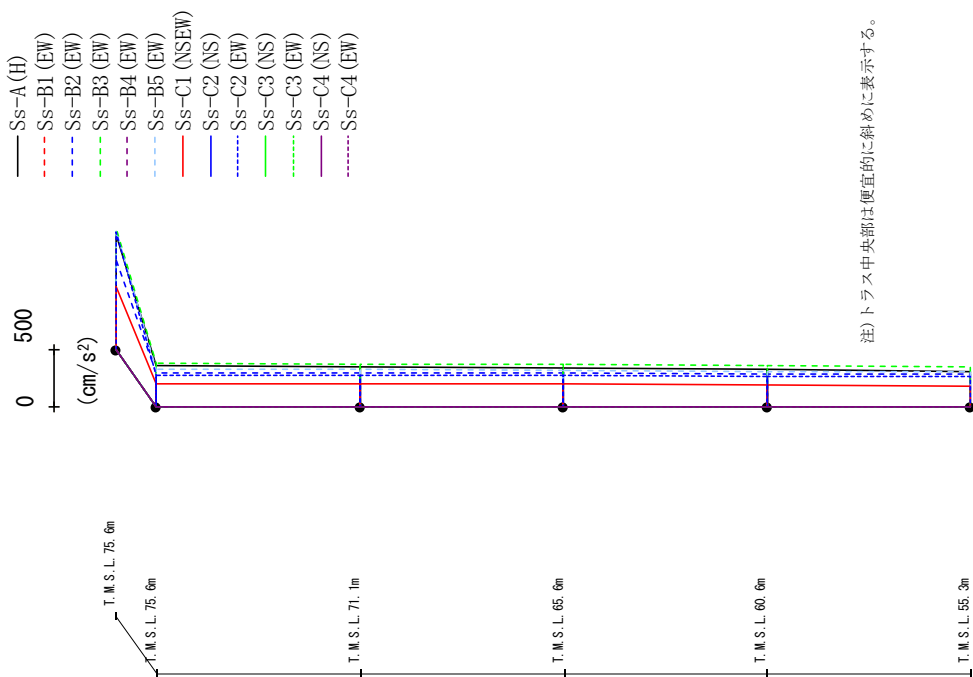
最大応答曲げモーメント (EW方向)



	Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NSEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
8.21	-	6.52	6.37	-	7.68	4.09	-	5.35	-	-	-	-	-
45.14	-	40.51	35.52	-	42.30	50.51	-	32.96	-	-	-	-	-
47.86	-	43.56	38.19	-	42.39	51.31	-	33.60	-	-	-	-	-
104.98	-	94.76	90.25	-	98.94	114.03	-	78.32	-	-	-	-	-
104.98	-	94.76	90.25	-	98.94	114.03	-	78.32	-	-	-	-	-
166.15	-	150.88	144.11	-	159.25	177.32	-	128.60	-	-	-	-	-
166.15	-	150.88	144.11	-	159.25	177.32	-	128.60	-	-	-	-	-
237.12	-	215.53	209.37	-	229.94	251.30	-	188.86	-	-	-	-	-

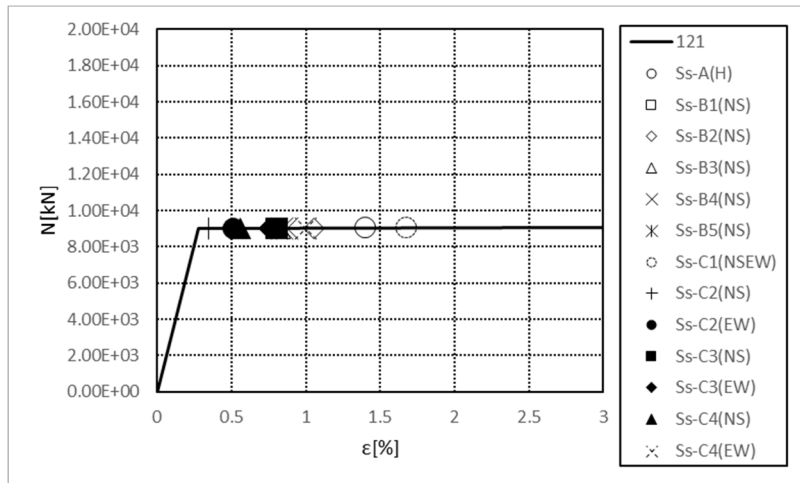
第4.2.2-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地震, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

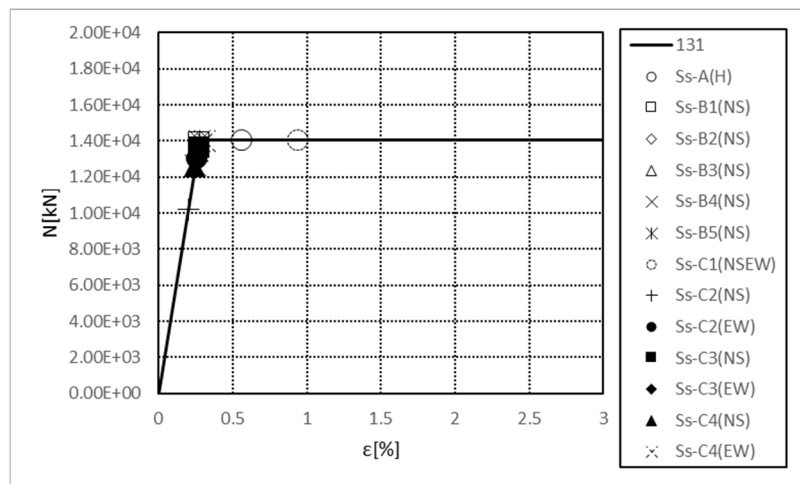


Ss-A (H)	Ss-B1 (EW)	Ss-B2 (EW)	Ss-B3 (EW)	Ss-B4 (EW)	Ss-B5 (EW)	Ss-C1 (NNEW)	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
998	-	781	1055	-	1030	542	-	1024	-	-	-	-
361	-	297	379	-	327	203	-	277	-	-	-	-
352	-	296	373	-	323	202	-	274	-	-	-	-
339	-	292	365	-	316	198	-	269	-	-	-	-
326	-	287	357	-	308	192	-	266	-	-	-	-
309	-	280	347	-	301	183	-	262	-	-	-	-

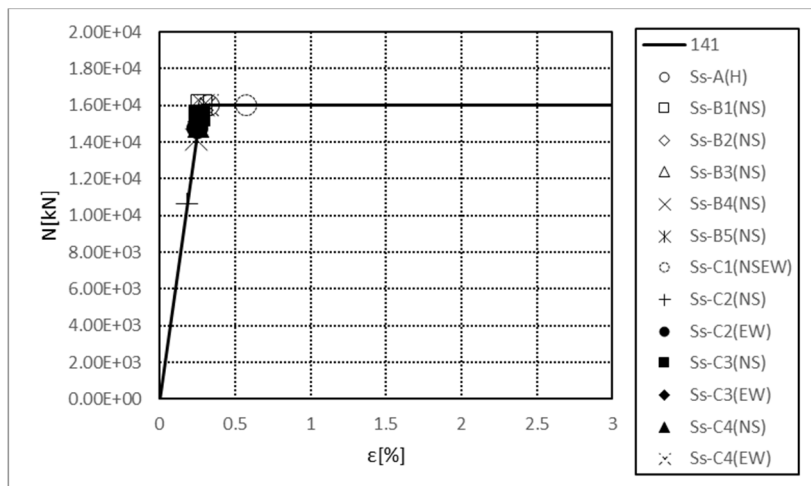
第 4.2.2-24 図 最大応答鉛直加速度 (—1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

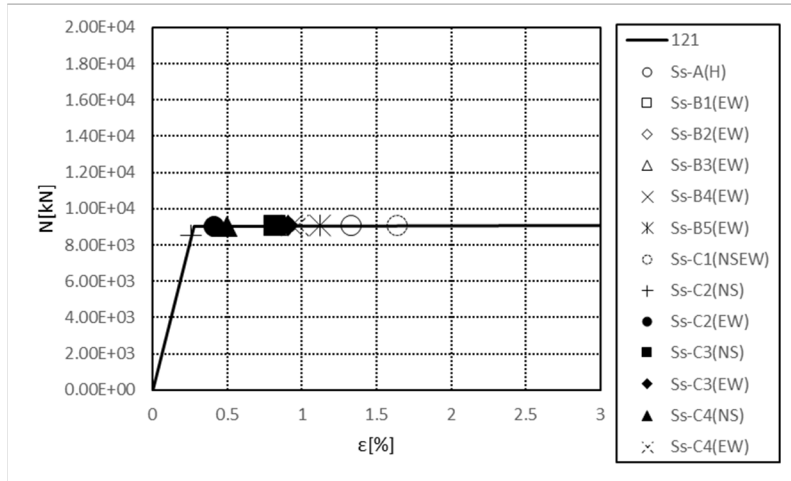


要素番号131

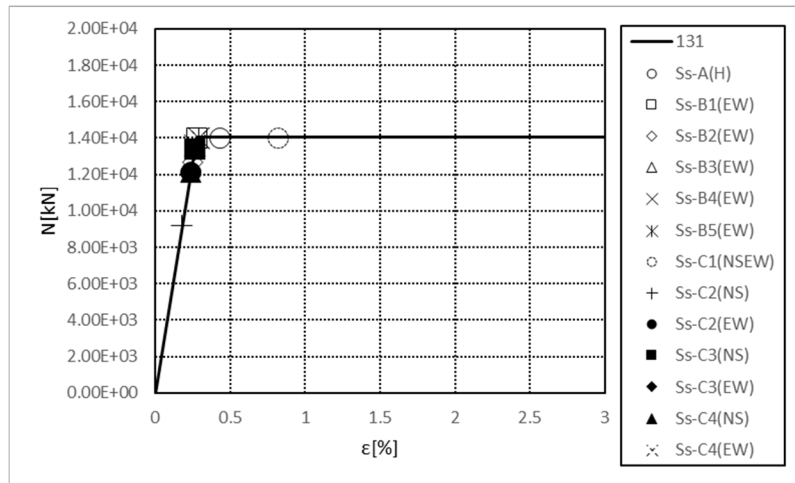


要素番号141

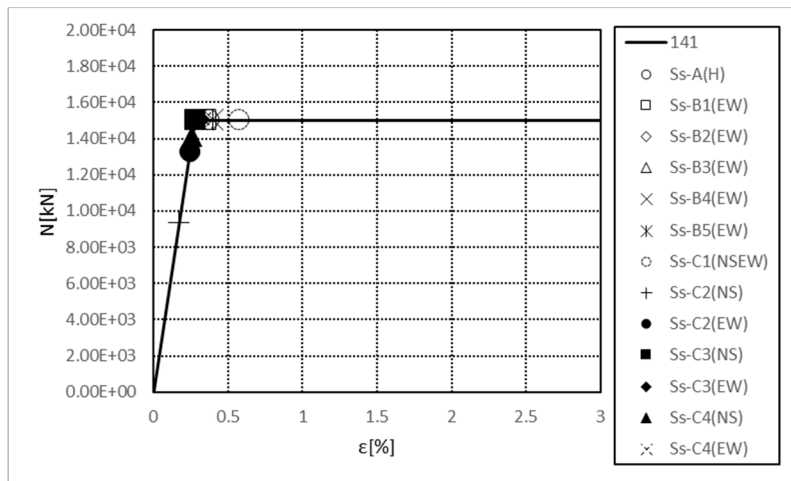
第 4.2.2-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121

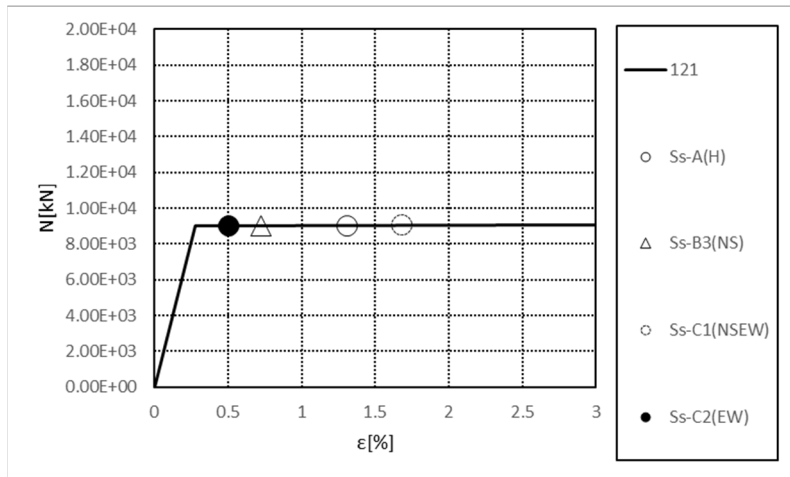


要素番号131

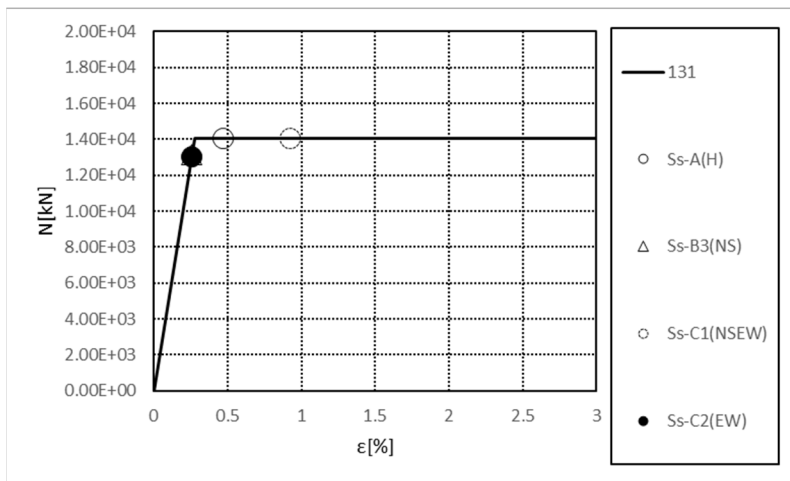


要素番号141

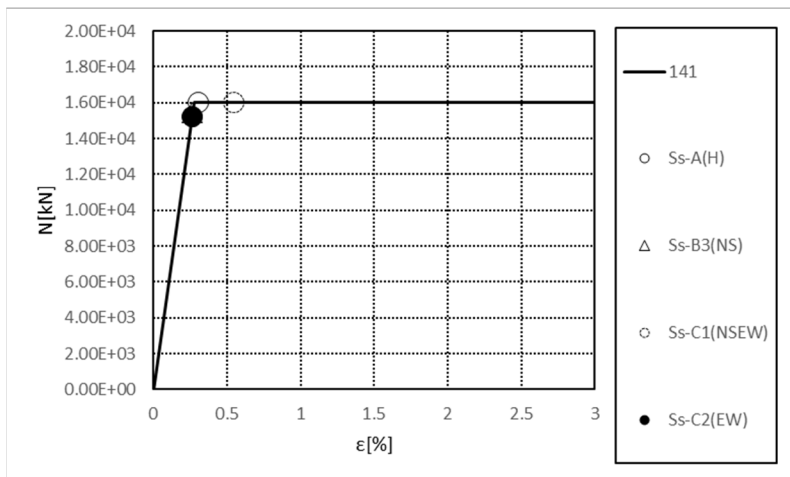
第 4.2.2-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

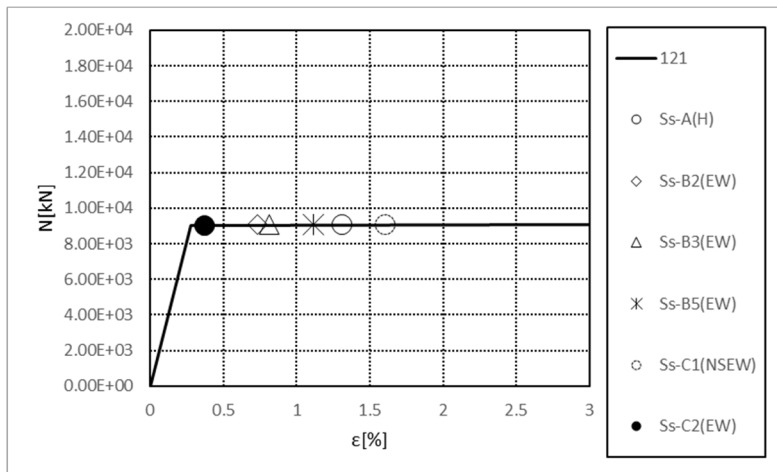


要素番号131

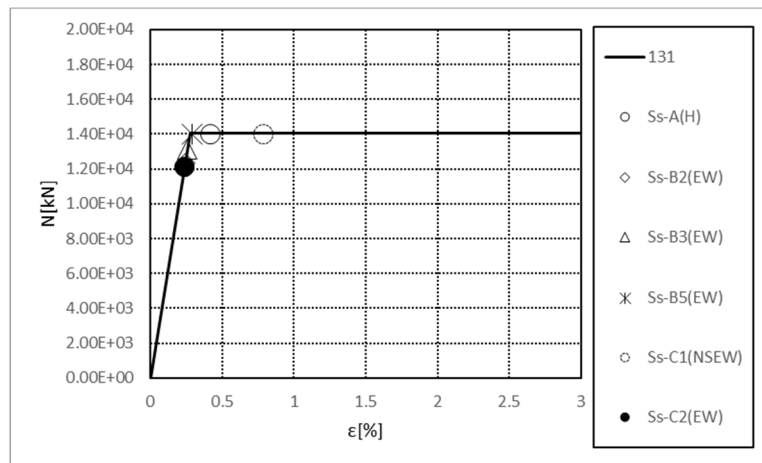


要素番号141

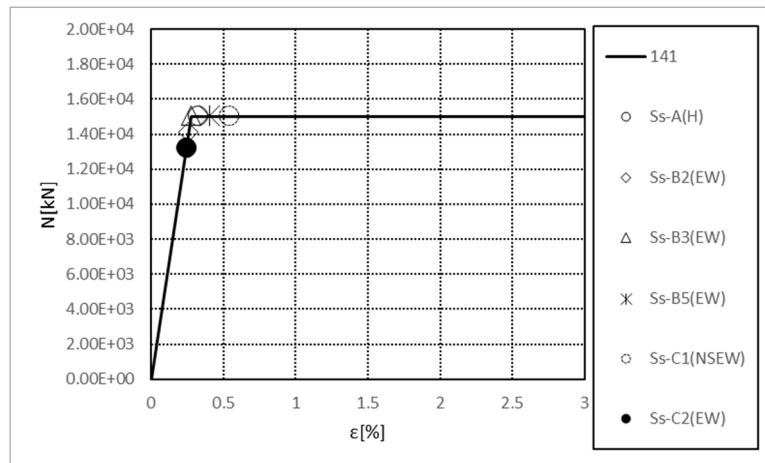
第 4.2.2-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121

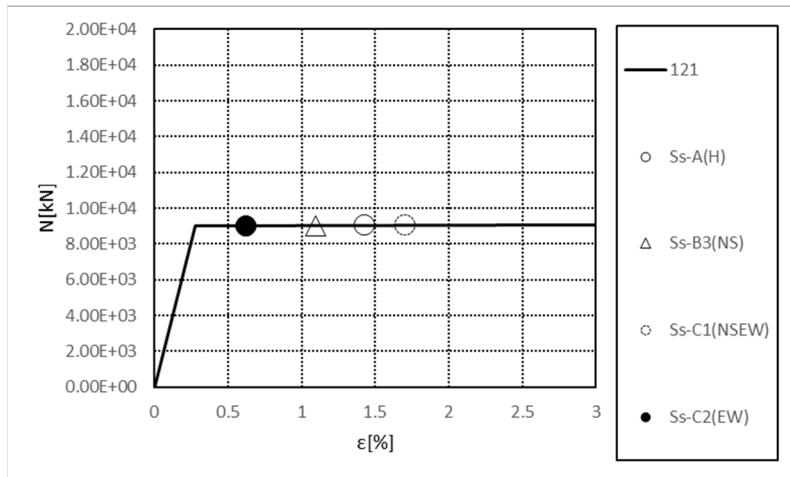


要素番号131

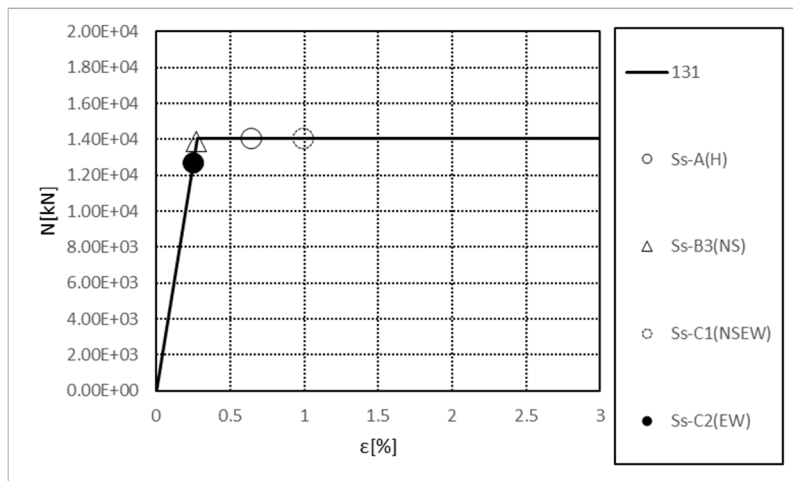


要素番号141

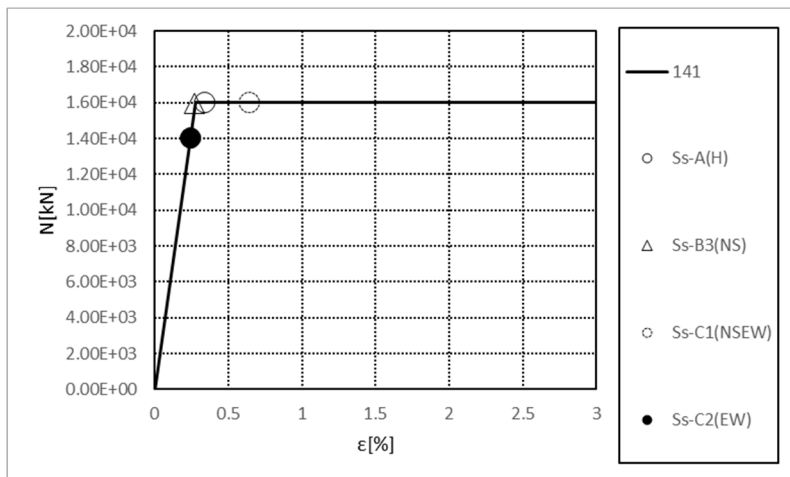
第 4.2.2-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

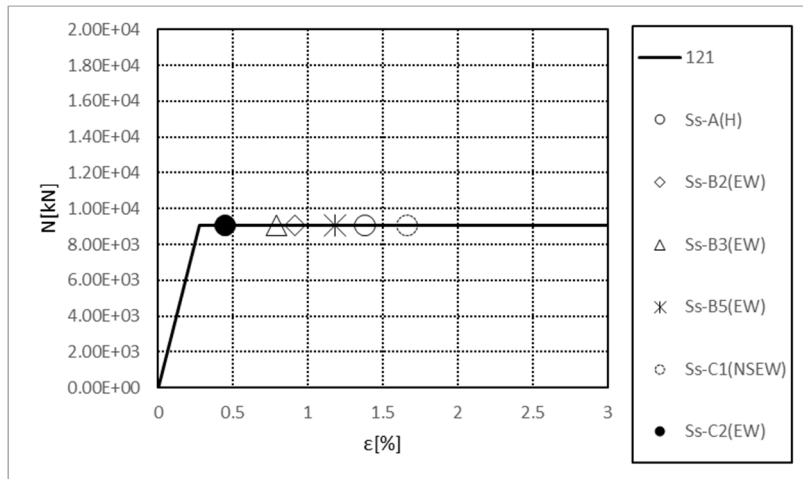


要素番号131

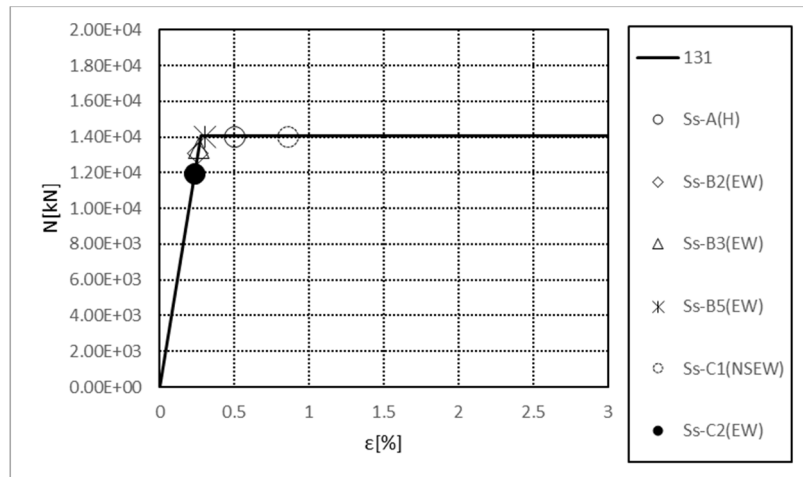


要素番号141

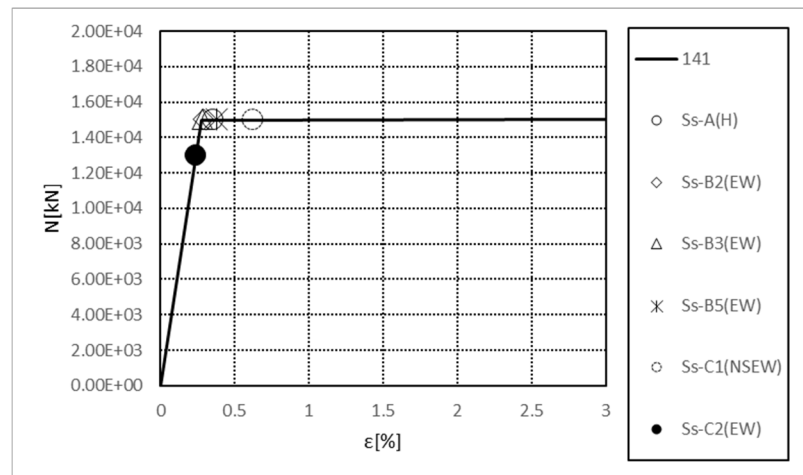
第 4.2.2-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121

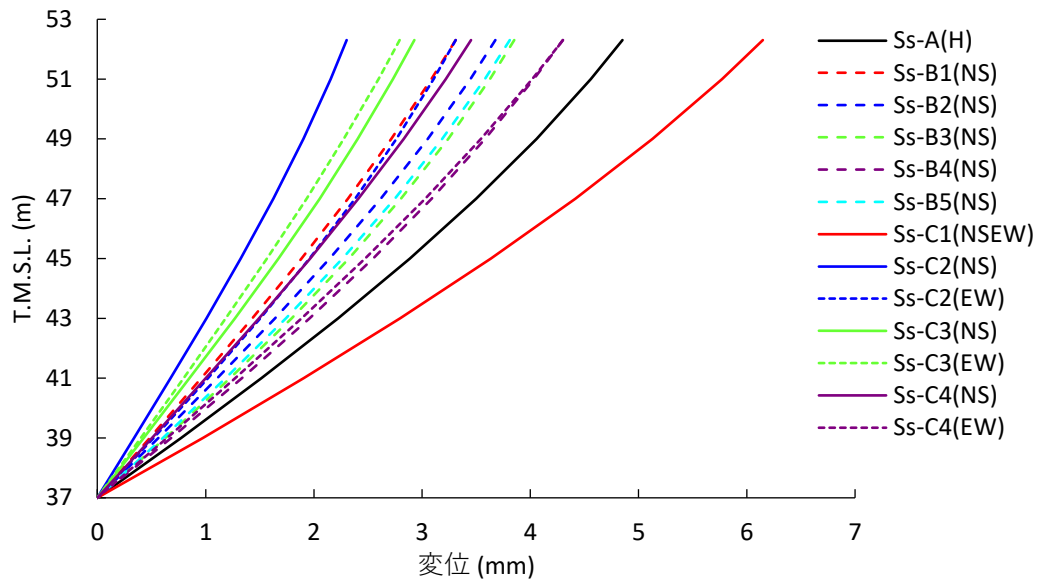


要素番号131

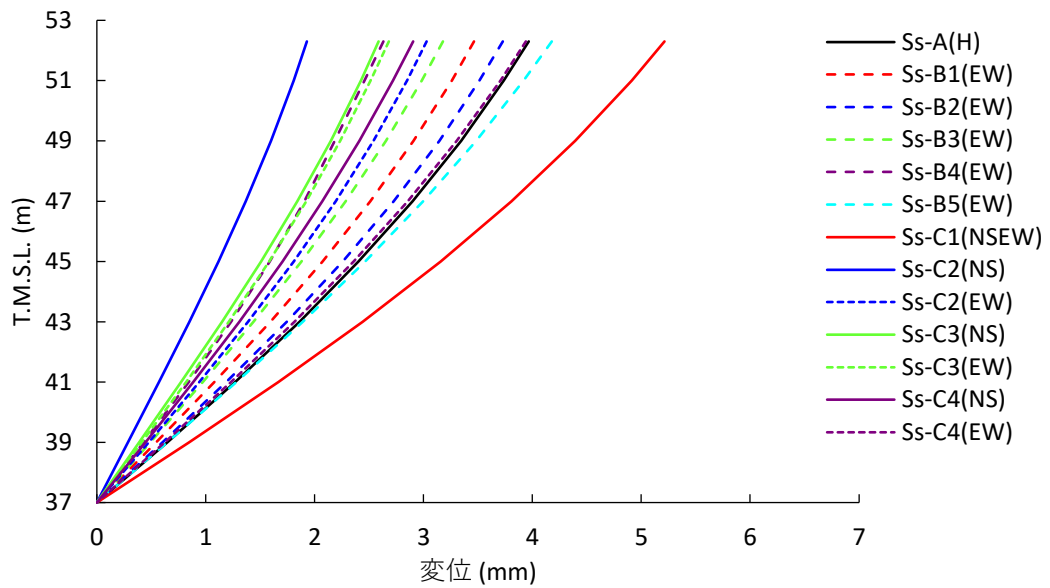


要素番号141

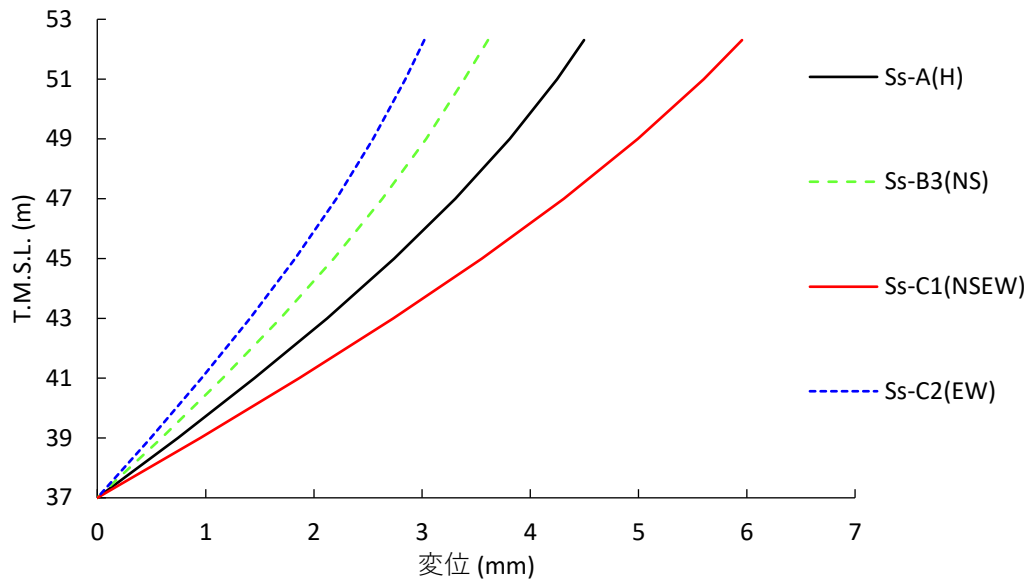
第 4.2.2-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



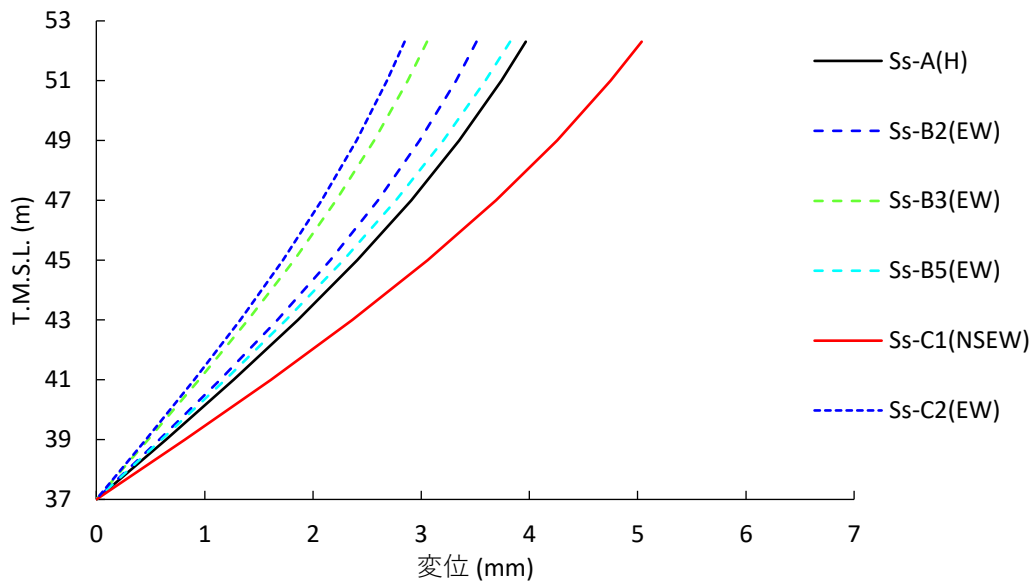
第 4.2.2-31 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)



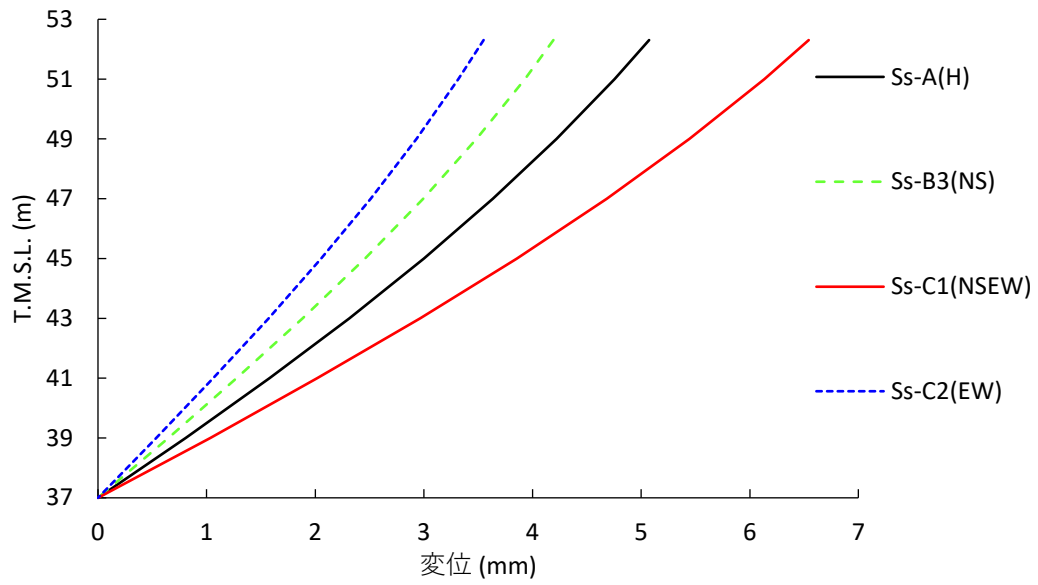
第 4.2.2-32 図 改良地盤の最大応答変位
(基本ケース, EW 断面, 有効応力解析)



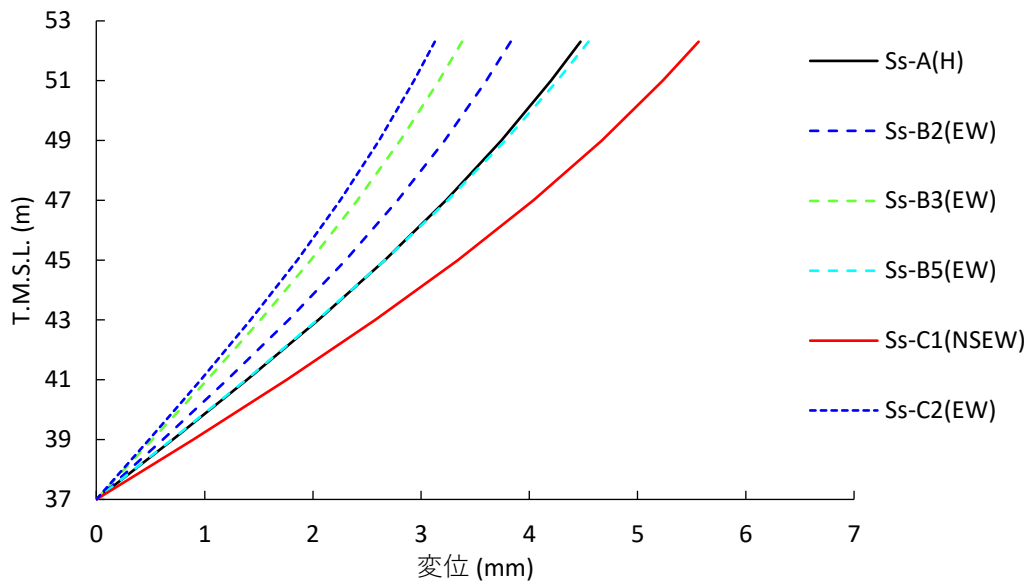
第 4.2.2-33 図 改良地盤の最大応答変位
(+1 σ 地盤, NS 断面, 有効応力解析)



第 4.2.2-34 図 改良地盤の最大応答変位
(+1 σ 地盤, EW 断面, 有効応力解析)



第 4.2.2-35 図 改良地盤の最大応答変位
(-1σ 地盤, NS 断面, 有効応力解析)



第 4.2.2-36 図 改良地盤の最大応答変位
(-1σ 地盤, EW 断面, 有効応力解析)

資料 2

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)

の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用規格・基準等	12
3. 地震応答解析による評価方法	13
3.1 評価方針	13
3.2 評価方法	14
4. 応力解析による評価方法	16
4.1 評価対象部位及び評価方針	16
4.2 荷重及び荷重の組合せ	20
4.2.1 支持架構	21
4.2.2 基礎梁	22
4.2.3 杭	23
4.3 許容限界	24
4.4 評価方法	28
4.4.1 支持架構の評価方法	28
4.4.2 基礎梁の評価方法	38
4.4.3 杭の評価方法	45
5. 評価結果	49
5.1 地震応答解析による評価結果	49
5.2 応力解析による評価結果	51
5.2.1 支持架構の評価結果	51
5.2.2 基礎梁の評価結果	54
5.2.3 杭の評価結果	58

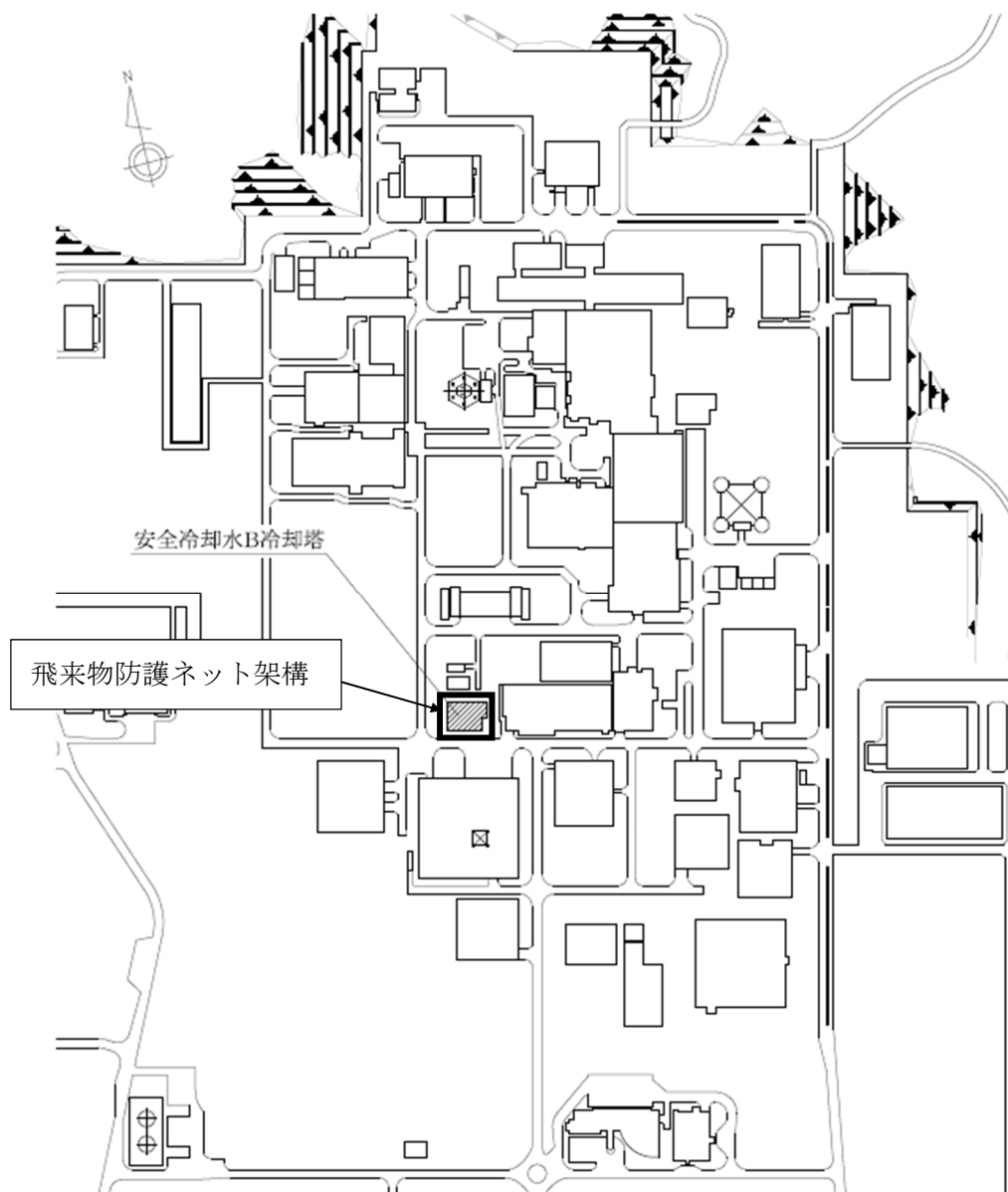
1. 概要

本資料は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、屋外に設置される安全上重要な施設である竜巻防護対象施設を防護するための設備である飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)(以下、「飛来物防護ネット架構」という。)が基準地震動 S_s により安全冷却水B冷却塔(以下、「冷却塔」という。)に対して波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第2.1-1図に示す。



第2.1-1図 飛来物防護ネット架構の設置位置

2.2 構造概要

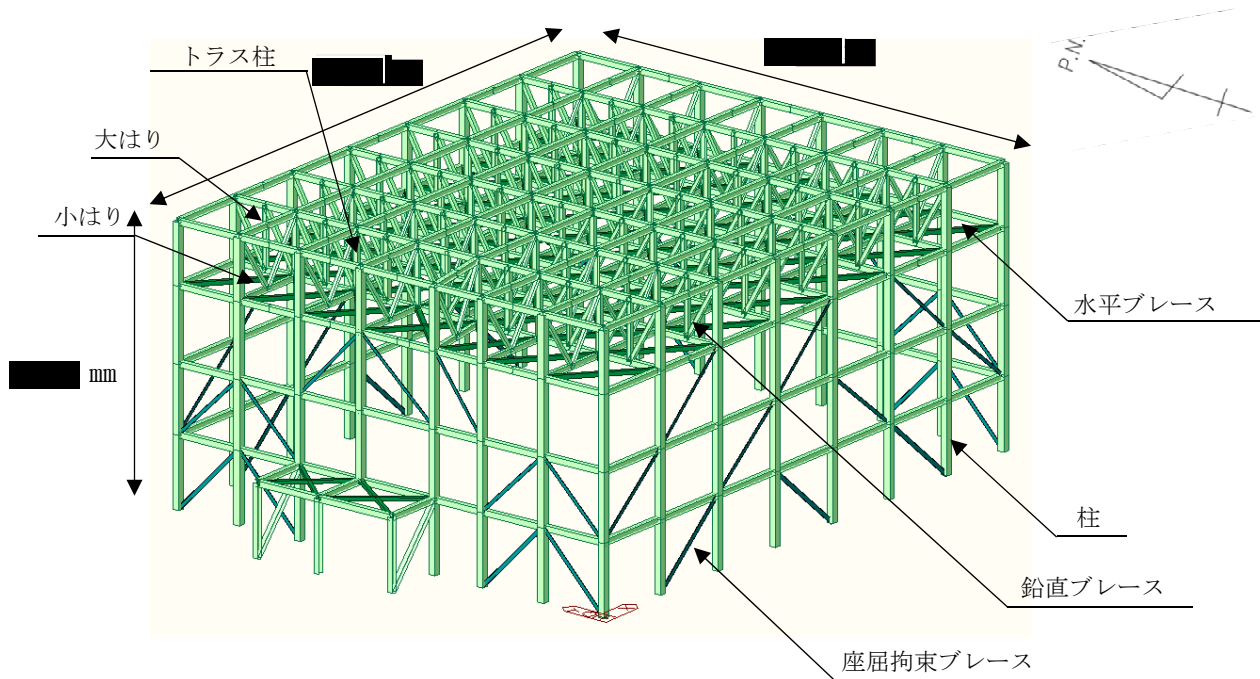
飛来物防護ネット架構は、鉄骨造の支持架構、鉄筋コンクリート造の基礎梁及び杭によって構成される。また、支持架構は、柱、大はり、小はり、トラス柱、鉛直ブレース及び水平ブレースからなるフレーム及び座屈拘束ブレースによって構成され、平面は、■■■■m(NS方向)×■■■■m(EW方向)であり、地上高さは、■■■■mである。

座屈拘束ブレースは、中心鋼材を座屈拘束材(鋼管とモルタル)で拘束し、繰り返し作用する地震荷重に対して、安定的に塑性化することでエネルギーを吸収することにより、フレームに作用する荷重を低減するものであり、支持架構にねじれが生じないように配置している。なお、採用した座屈拘束ブレースは、平成12年建設省告示1461号の制振部材及び平成17年国土交通省告示第631号のエネルギー吸収部材に係る評定による評定を受けたものである。

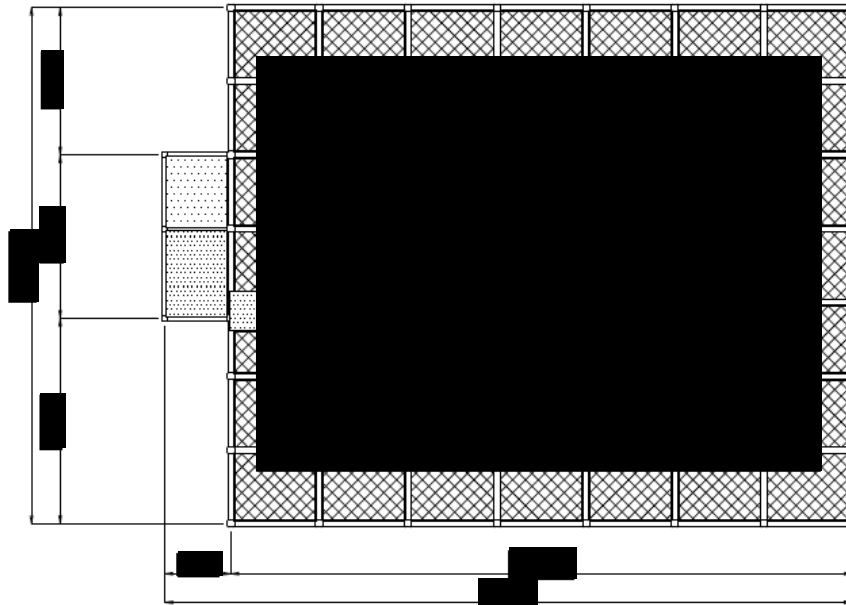
基礎梁は厚さ3.0mの鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である岩盤に場所打ちコンクリート杭(外径1.0m及び1.5m, 杭長16.8m及び17.8m, 113本)を介して設置している。また、液状化対策として飛来物防護ネット架構下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

なお、飛来物防護ネット架構は防護対象となる冷却塔と構造的に分離している。

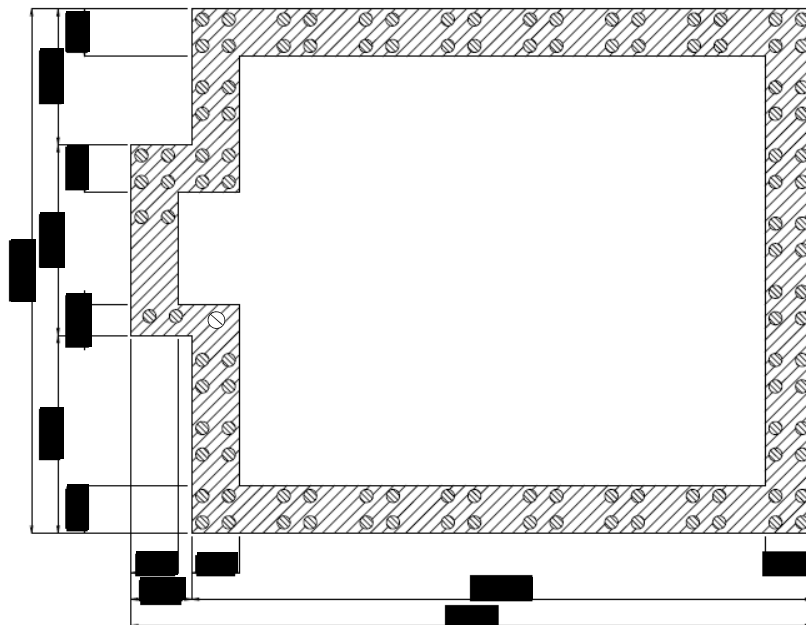
支持架構の全景を第2.2-1図に、屋根伏図及び杭伏図を第2.2-2図に、概略側面図を第2.2-3図に、基礎梁及び杭の断面図を第2.2-4図に示す。







第 2.2-1 図 支持架構の全景



(屋根伏図)

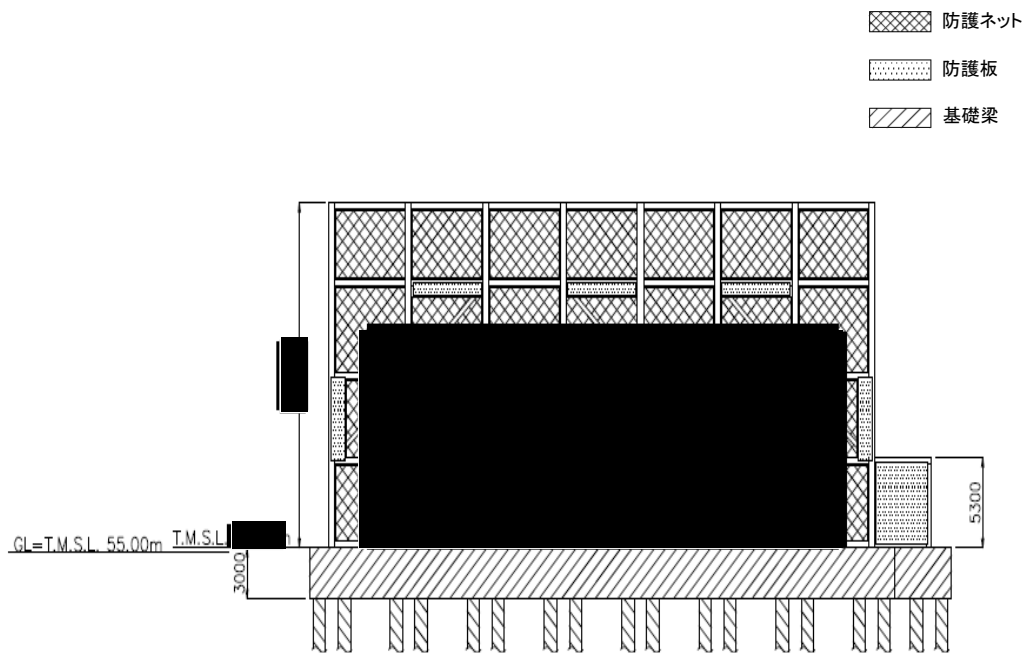


-  防護ネット
-  防護板
-  基礎梁
-  杭(全113本)

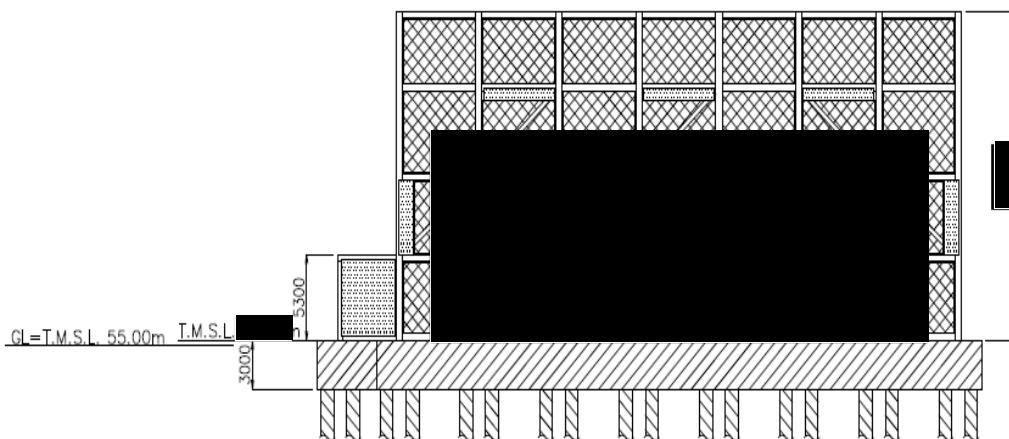
(杭伏図)

(単位：mm)

第2.2-2図 飛来物防護ネット架構の屋根伏図及び杭伏図



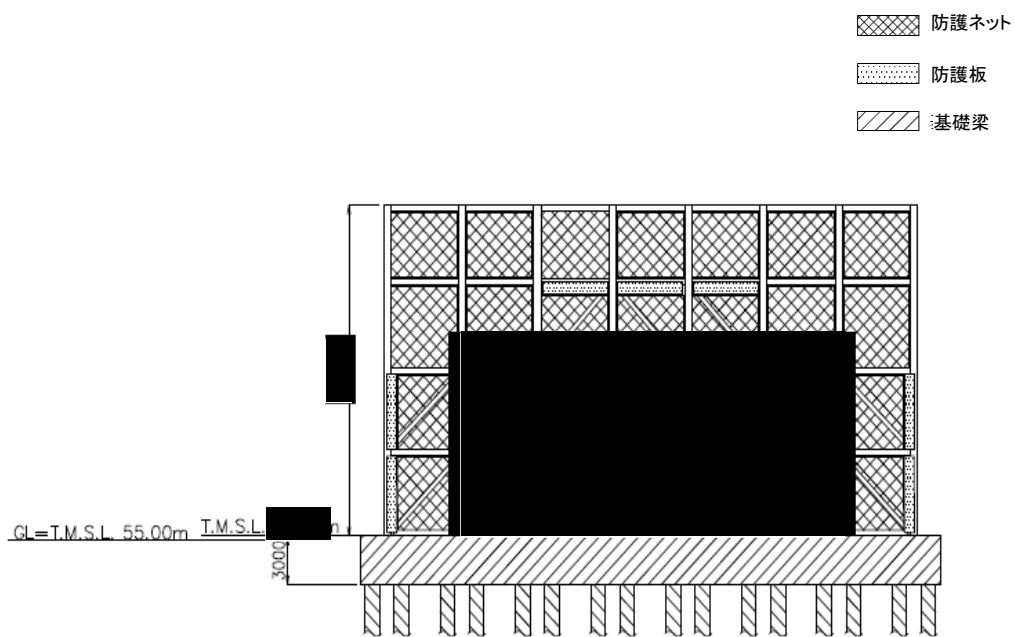
(北面)



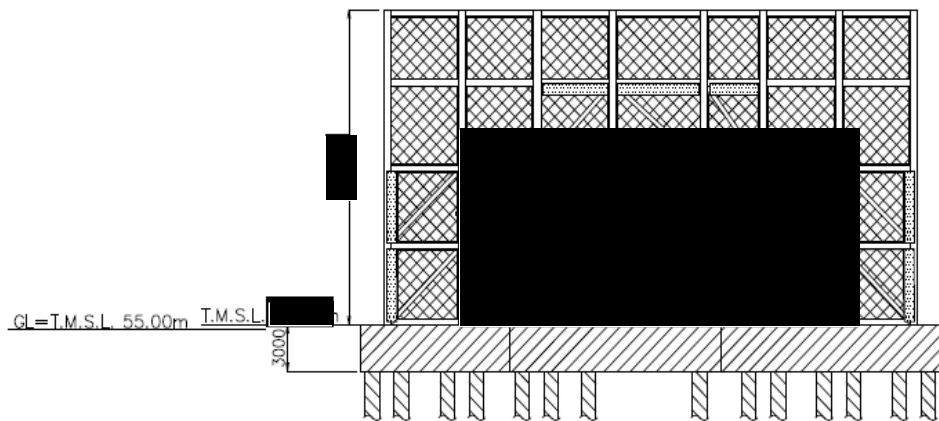
(南面)

(単位：mm)

第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図(1/2)



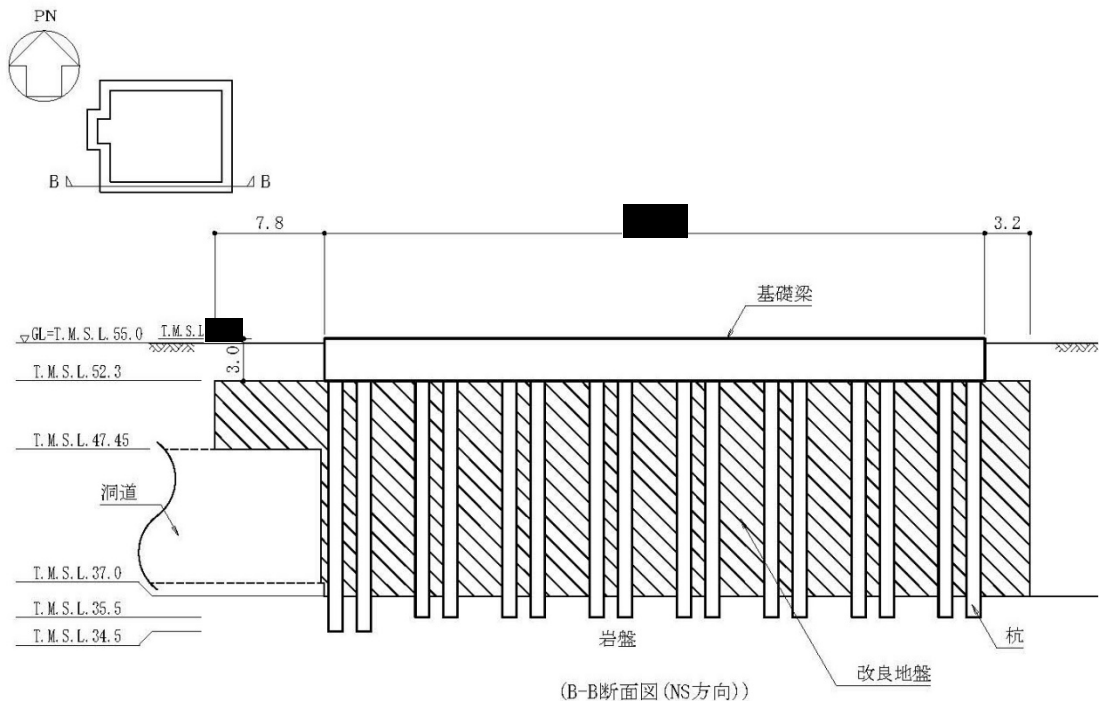
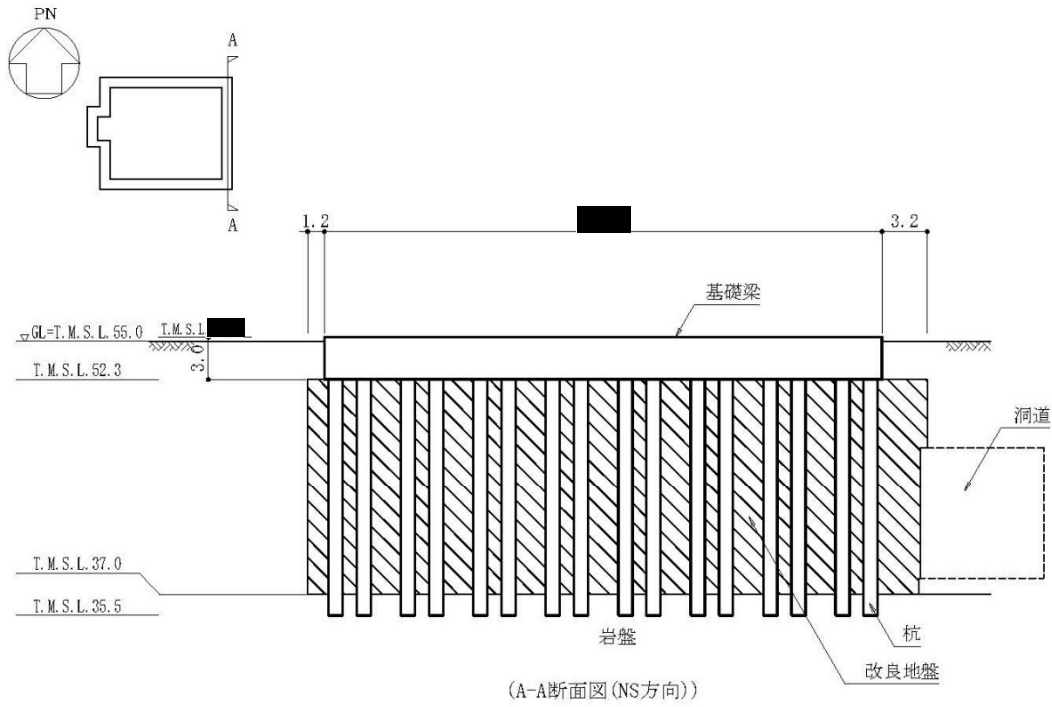
(東面)



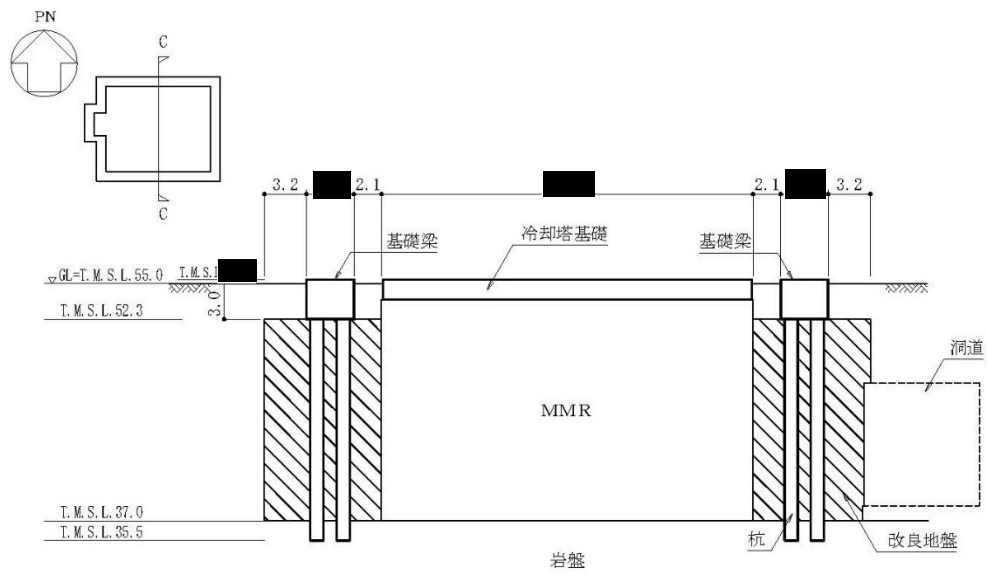
(西面)

(単位：mm)

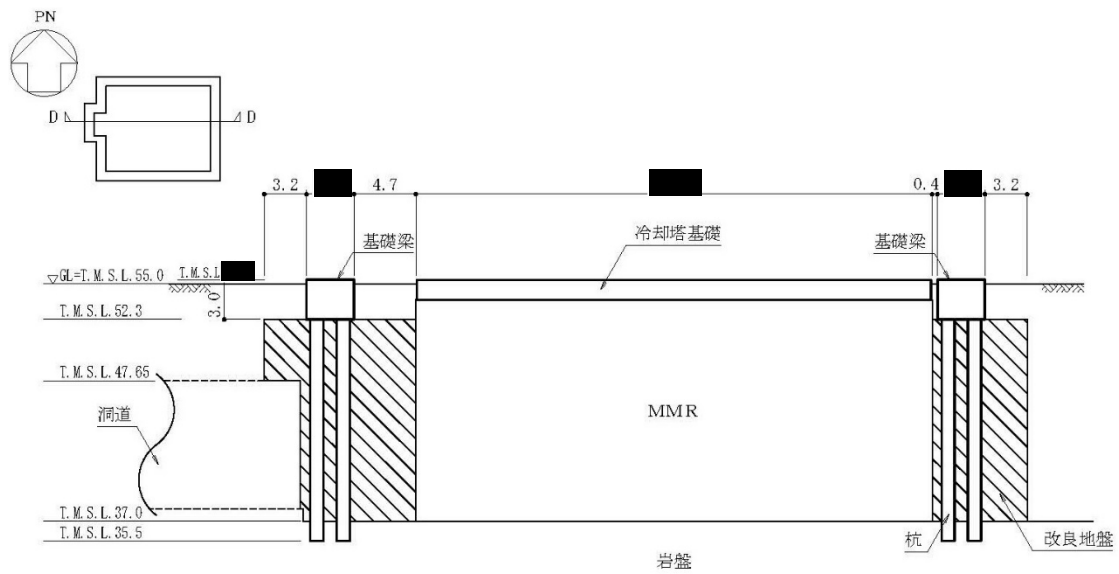
第 2. 2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (2/2)



第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図 (1/2) (単位 : m)



(C-C断面図(NS方向))



(D-D断面図(EW方向))

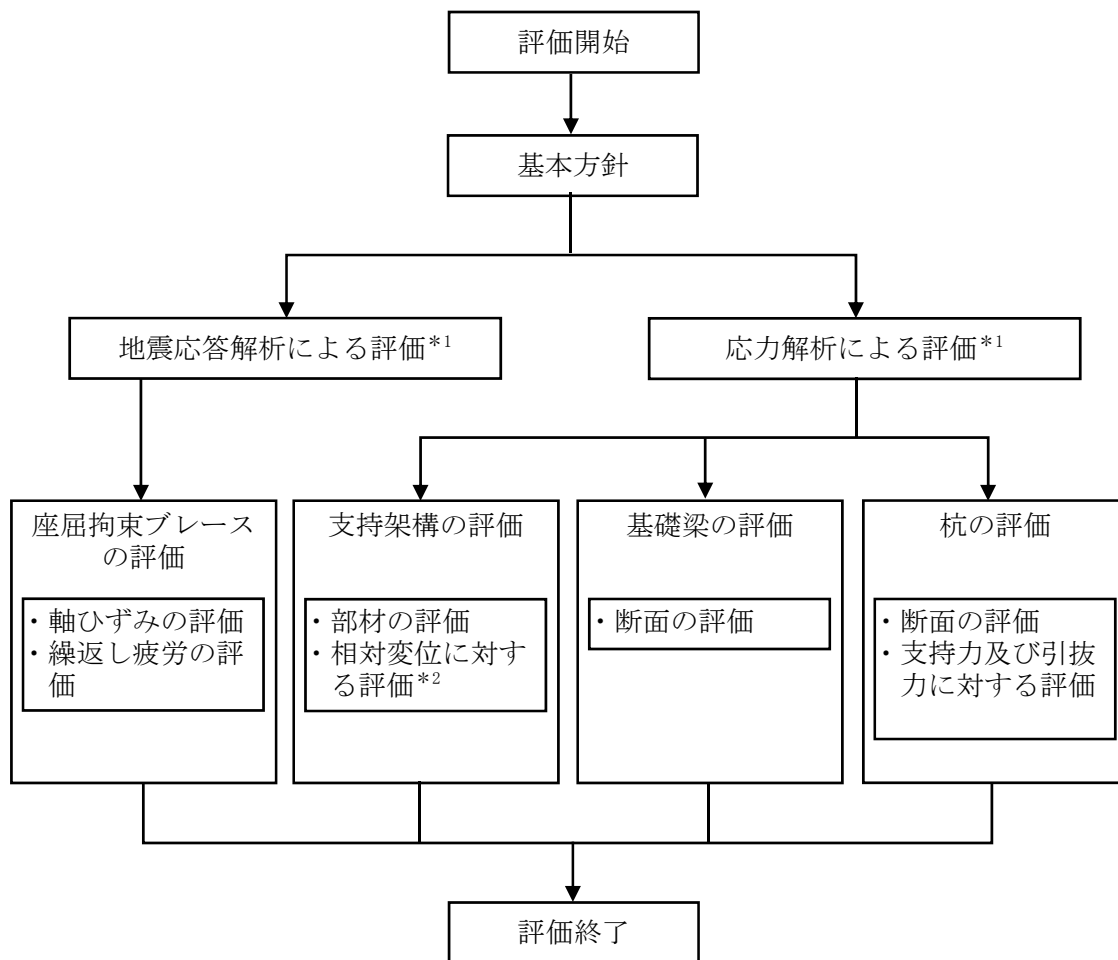
第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図(2/2)(単位:m)

2.3 評価方針

飛来物防護ネット架構の波及的影響評価においては、基準地震動 S_s による地震力(以下、「 S_s 地震時」という。)に対する評価を行うこととする。評価は、「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。飛来物防護ネット架構の波及的影響評価は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析及び応力解析により施設の損傷、転倒及び落下の観点並びに相対変位の観点で冷却塔への波及的影響の評価を行う。評価にあたっては地盤物性のばらつきを考慮する。

地震応答解析による評価においては、座屈拘束ブレースの評価を、応力解析による評価においては、支持架構、基礎梁及び杭の評価を行う。支持架構の評価における相対変位に対する評価においては、添付書類「IV-2-1-3-2-1(1) 安全冷却水B冷却塔()の耐震計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

飛来物防護ネット架構の波及的影響評価フローを第2.3-1図に示す。



注記 *1:「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

*2: 添付書類「IV-2-1-3-2-1(1) 安全冷却水B冷却塔()の耐震計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

第2.3-1図 飛来物防護ネット架構の波及的影響評価フロー

2.4 適用規格・基準等

飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 日本産業規格
- ・ 鋼構造設計規準((社)日本建築学会, 2005)(以下, 「S規準」という。)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法— ((社)日本建築学会, 1999)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社)日本建築学会, 2005)(以下, 「RC-N基準」という。)
- ・ 建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001)(以下, 「基礎指針」という。)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984((社)日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版((社)日本電気協会)

3. 地震応答解析による評価方法

3.1 評価方針

地震応答解析による評価は、「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」に基づき、地盤物性のばらつきを考慮した座屈拘束ブレースの軸ひずみ及び繰返し疲労が許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における飛来物防護ネット架構の許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、第3.1-1表のとおり設定する。

第3.1-1表 地震応答解析による評価における許容限界

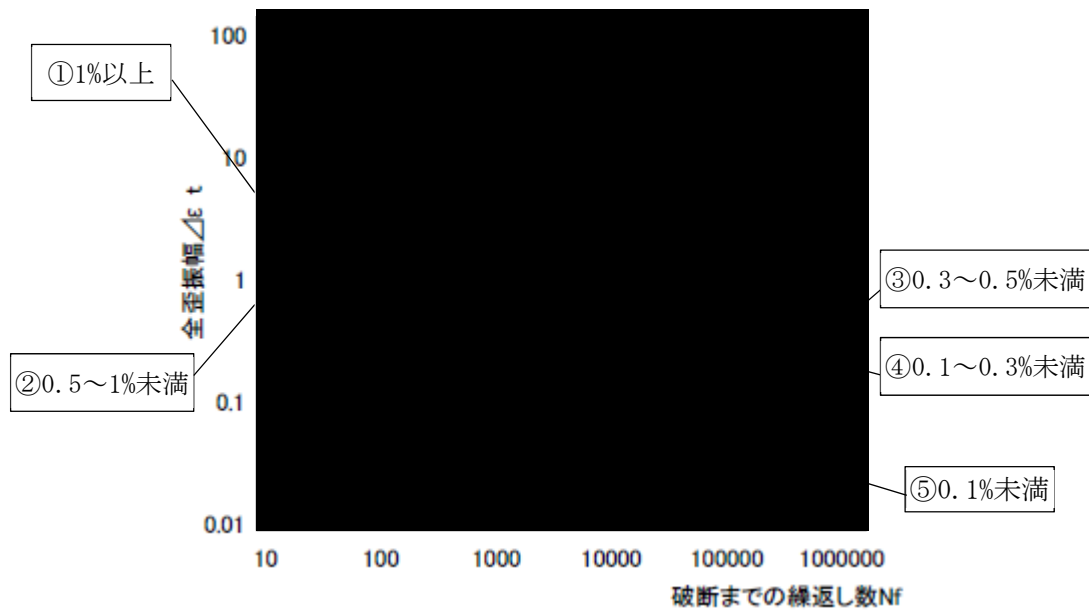
設計の観点	地震力	部位	許容限界設定の考え方	許容限界 (評価基準値)
損傷、転倒 及び落下	基準地震動 S _s	座屈拘束 ブレース	軸ひずみが施設の構造を保つための許容限界を超えないことを確認	軸ひずみ 3.0%*
			繰返し疲労が施設の構造を保つための許容限界を超えないことを確認	疲労係数総和 1

注記 *：日本建築センターの評定書（BCJ評定-ST0126-06）に基づき設定する。

3.2 評価方法

軸ひずみの評価については、地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴から最大軸ひずみを算出し、許容限界である3.0%を超えないことを確認する。

繰返し疲労の評価については、地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴を用いて、座屈拘束ブレースの疲労性能曲線からひずみ振幅を5種類に分類して疲労係数を算出し、許容限界である疲労係数総和1を超えないことを確認する。座屈拘束ブレースの疲労性能曲線を第3.2-1図に、疲労係数算出方法を第3.2-1表に示す。



第3.2-1図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

第3.2-1表 疲労係数算出方法

分類 (ひずみ振幅)		疲労係数算出方法
①	1%以上	1%以上のひずみ振幅回数を算出し、最大ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
②	0.5%以上、1%未満	0.5%以上、1%未満のひずみ振幅回数を算出し、1%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
③	0.3%以上、0.5%未満	0.3%以上、0.5%未満のひずみ振幅回数を算出し、0.5%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
④	0.1%以上、0.3%未満	0.1%以上、0.3%未満のひずみ振幅回数を算出し、0.3%ひずみ振幅の許容繰返し回数に対する比率を算出。
⑤	0.1%未満 (疲労限以下)	疲労評価の対象外とする。*

注記 * : 許容繰返し回数(100万回以上)が非常に大きいことから疲労評価の対象外とする。

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット架構の応力解析による評価対象部位は、支持架構、基礎梁及び杭とし、 S_s 地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

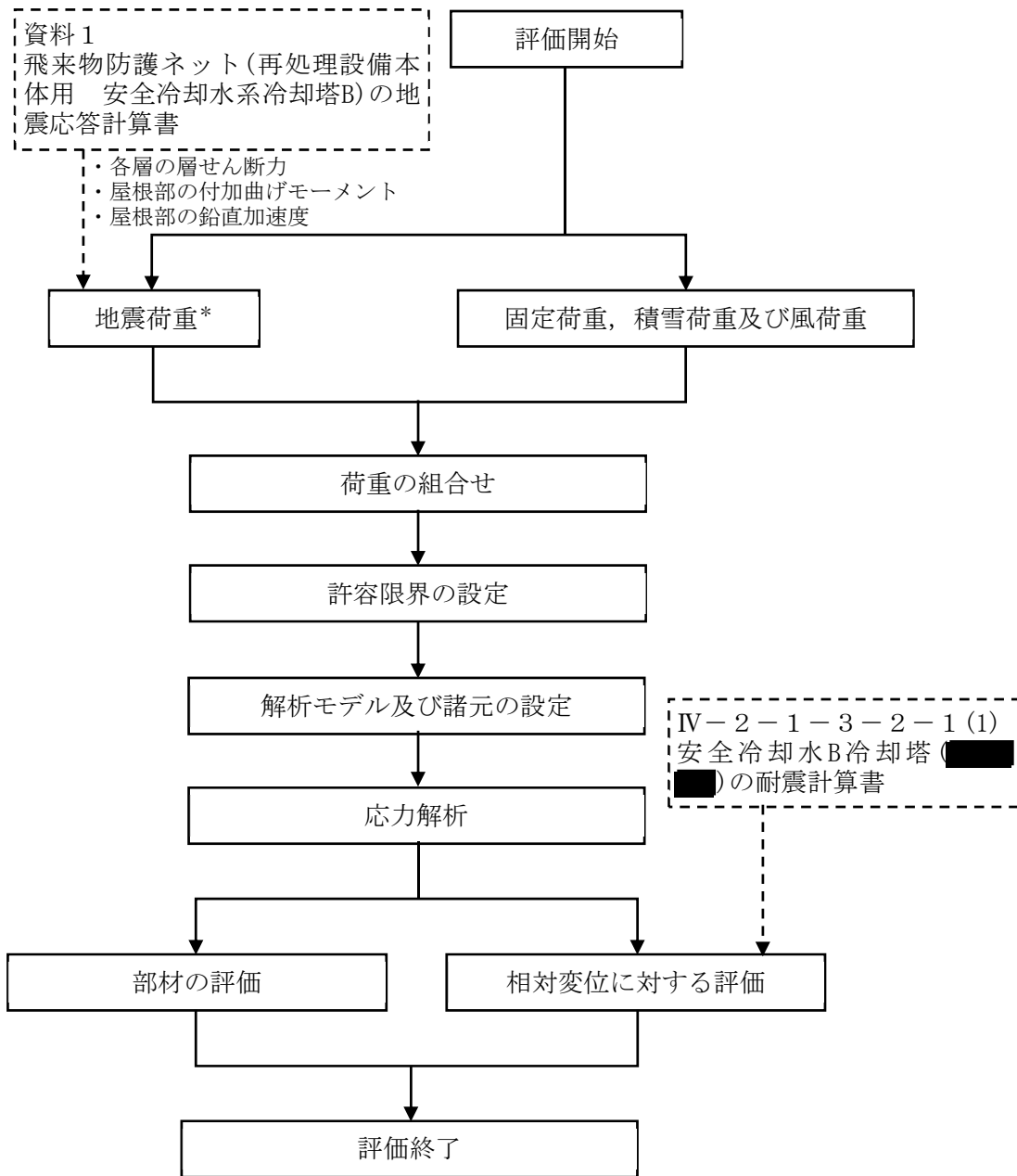
応力解析にあたっては、「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。また、地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「S規準」に基づき設定した終局強度を超えないこと及び相対変位が施設間の離隔距離を超えないことを確認する。相対変位に対する評価においては、添付書類「IV-2-1-3-2-1(1)安全冷却水B冷却塔()の耐震計算書」より得られた結果を用いる。

基礎梁の評価は、FEMモデルを用いた静的弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

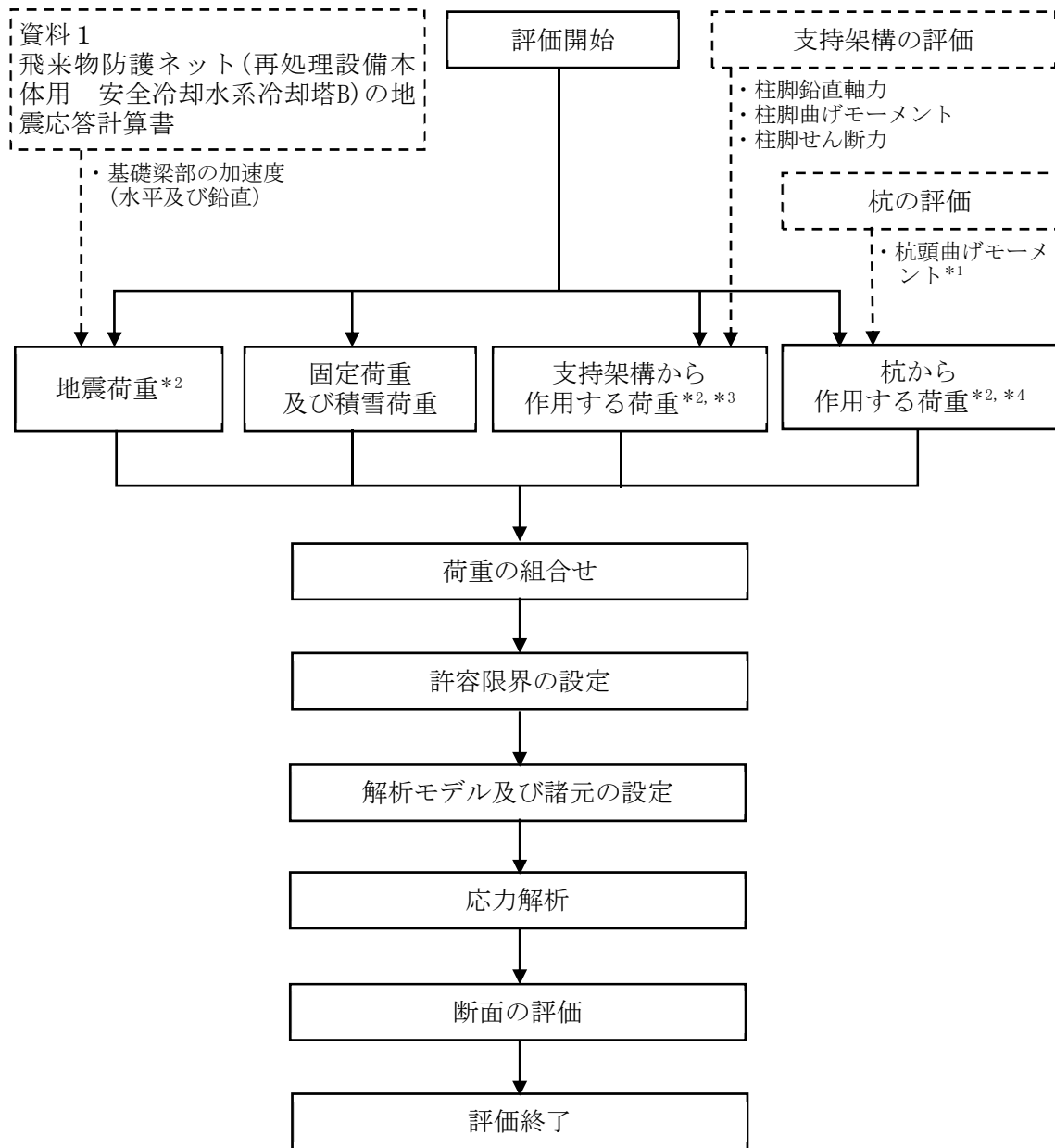
杭の評価は、地震応答解析結果を用いた応力解析、地震応答解析結果及び支持架構の評価結果を用いた応力計算並びに基礎梁の評価結果により応力を算定し、組み合わせた応力が「基礎指針」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

支持架構、基礎梁及び杭の応力解析による評価フローを、それぞれ第4.1-1図、第4.1-2図及び第4.1-3図に示す。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第4.1-1図 支持架構の応力解析による評価フロー



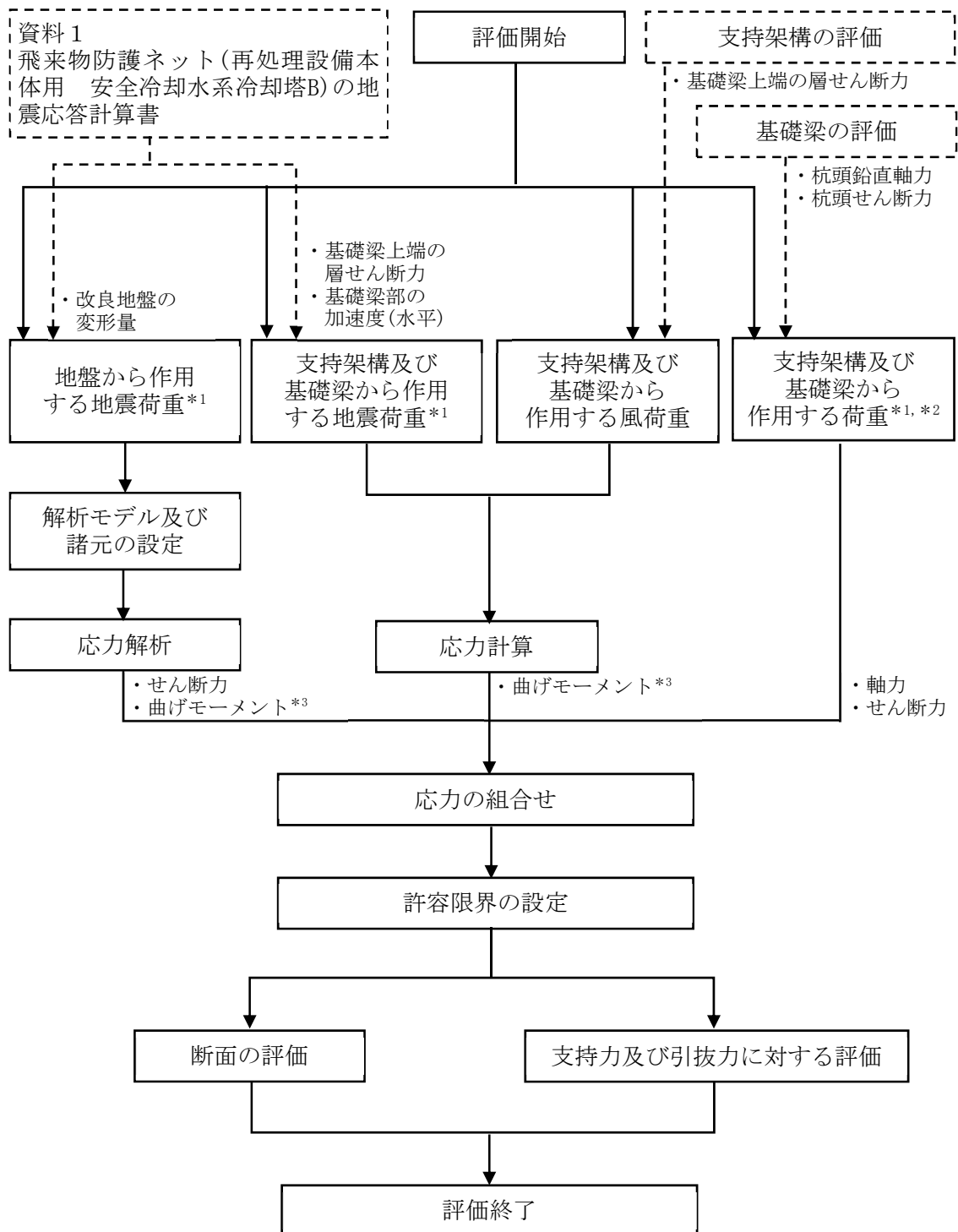
注記 *1: 第4.1-3図における「応力解析」及び「応力計算」により算定する杭の「曲げモーメント」のうち、杭頭の曲げモーメントを用いる。

*2: 地盤物性のばらつきを考慮する。

*3: 固定荷重, 積雪荷重, 地震荷重及び風荷重を含む。

*4: 地震荷重及び風荷重を含む。

第4.1-2図 基礎梁の応力解析による評価フロー



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
 *3：これらの「曲げモーメント」のうち杭頭の曲げモーメントを第4.1-2図における「杭頭曲げモーメント」に用いる。

第4.1-3図 杭の応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

各部位の評価における荷重及び荷重の組合せは、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

4.2.1 支持架構

支持架構の評価において考慮する荷重を第4.2.1-1表に、荷重の組合せを第4.2.1-2表に示す。

第4.2.1-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物(支持架構等)の自重
積雪荷重(Ls)	積雪量190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果による地震荷重 ・各層の層せん断力 ・屋根部の付加曲げモーメント ・屋根部の鉛直加速度より設定する鉛直震度
風荷重(W _L)	建築基準法・同施行令・同告示による風荷重

第4.2.1-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D + 0.35L_s + S_s + W_L$

4.2.2 基礎梁

基礎梁の評価において考慮する荷重を第4.2.2-1表に、荷重の組合せを第4.2.2-2表に示す。

第4.2.2-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物(基礎梁)の自重
積雪荷重(Ls)	積雪量190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果による地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎梁部の加速度(水平及び鉛直)より設定する震度 支持架構の評価結果による荷重*1 <ul style="list-style-type: none"> ・柱脚鉛直軸力 ・柱脚曲げモーメント ・柱脚せん断力 杭の評価結果による荷重*2 <ul style="list-style-type: none"> ・杭頭曲げモーメント
風荷重(W _L)	建築基準法・同施行令・同告示の規定による風荷重*3

注記 *1：支持架構に作用する固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。

*2：杭に作用する地震荷重及び風荷重を含む。

*3：支持架構の評価において支持架構に作用する風荷重を考慮しているため，本表の「地震荷重(Ss)」のうち「支持架構の評価結果による荷重」により，基礎梁に風荷重が考慮される。

第4.2.2-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$D+0.35Ls+Ss+W_L$

4.2.3 杭

杭の評価において考慮する荷重を第4.2.3-1表に、荷重の組合せを第4.2.3-2表に示す。

第4.2.3-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物(支持架構及び基礎梁)の自重* ¹
積雪荷重(L _s)	積雪量 190cm* ¹ 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(S _s)	地震応答解析結果による地盤から作用する地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・改良地盤の変形量より算定するせん断力及び曲げモーメント 地震応答解析結果による支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎梁上端の層せん断力より算定する曲げモーメント ・基礎梁部の加速度(水平)より算定する曲げモーメント 基礎梁の評価結果による荷重* ² <ul style="list-style-type: none"> ・杭頭鉛直軸力より算定する軸力 ・杭頭せん断力より算定するせん断力
風荷重(W _L)	支持架構の評価結果による風荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎梁上端の層せん断力より算定する曲げモーメント*³

注記 *1: 基礎梁の評価において支持架構及び基礎梁に作用する固定荷重及び積雪荷重を考慮しているため、本表の「地震荷重(S_s)」のうち「基礎梁の評価結果による荷重」により、杭に固定荷重及び積雪荷重が考慮される。

*2: 支持架構及び基礎梁に作用する固定荷重、積雪荷重、地震荷重及び風荷重を含む。

*3: 基礎梁の評価において支持架構に作用する風荷重を考慮しているため、せん断力については、本表の「地震荷重(S_s)」のうち「基礎梁の評価結果による荷重」に含まれる。

第4.2.3-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	D+0.35L _s +S _s +W _L

4.3 許容限界

応力解析による評価における飛来物防護ネット架構の許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、第4.3-1表のとおり設定する。

また、各部位に対する許容限界等を第4.3-2表～第4.3-6表及び第4.3-1図に示す。

第4.3-1表 応力解析による評価における許容限界

設計の観点	地震力	部位	許容限界設定の考え方	許容限界 (評価基準値)
損傷、転倒 及び落下	基準地震動 S _s	フレーム	部材に生じる応力が施設の 構造を保つための許容限界 を超えないことを確認	「S規準」に 基づく終局強度*
		基礎梁		「RC-N規準」に 基づく終局強度
		杭		「基礎指針」に 基づく終局強度
相対変位	基準地震動 S _s	支持 架構	施設間の離隔による防護を 講じるための許容限界を超 えないことを確認	施設間の 離隔距離

注記 * : 短期許容応力度の鋼材の基準強度Fを建築基準法・同施行令・同告示に基づき1.1倍した強度とする。

第4.3-2表 フレーム部材の基準強度

使用材料	基準強度 F (N/mm ²)
SN490B	325
BCP325	
G385	325*

注記 * : G385の基準強度は385N/mm²であるが、保守的に325N/mm²として評価を行う。

第4.3-3表 コンクリートの設計基準強度

部位	設計基準強度 Fc (N/mm ²)
基礎梁	24
杭	27

第4.3-4表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	引張及び圧縮* (N/mm ²)	せん断補強 (N/mm ²)
SD345	345	345

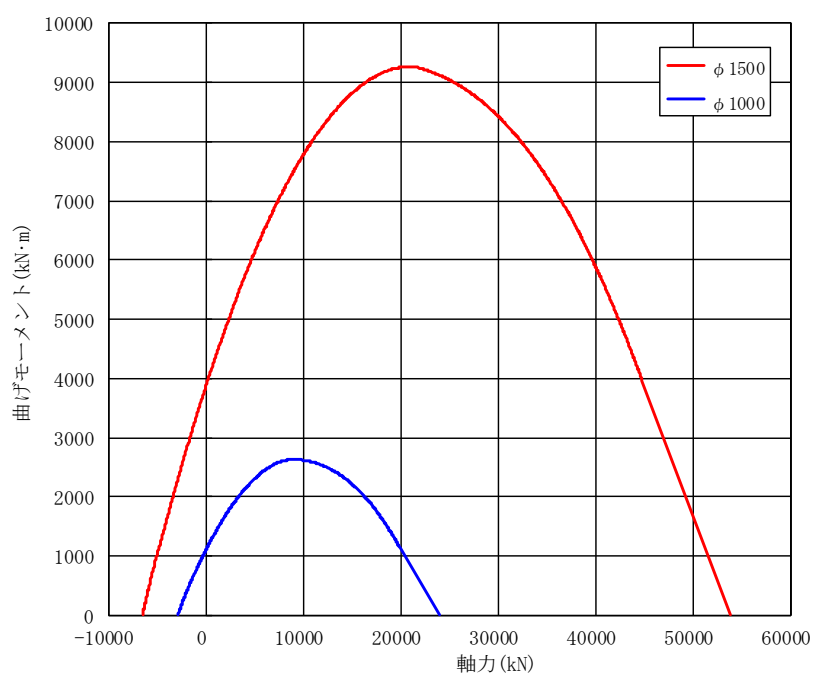
注記 * : 材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

第4.3-5表 杭の支持力及び引抜力に関する許容限界

杭径 ϕ (mm)	杭の極限支持力 $R_u (\times 10^3 \text{kN})$	
	1000 [P1, P1A]	鉛直
	引抜	5.022
1500 [P2]	鉛直	21.898
	引抜	7.672

第4.3-6表 杭の許容せん断力

杭径 ϕ (mm)	終局せん断耐力 $Q_{su} (\times 10^3 \text{kN})$
1000 [P1, P1A]	1.838
1500 [P2]	4.594



第4.3-1図 杭の終局強度(曲げモーメントー軸力相関)

4.4 評価方法

4.4.1 支持架構の評価方法

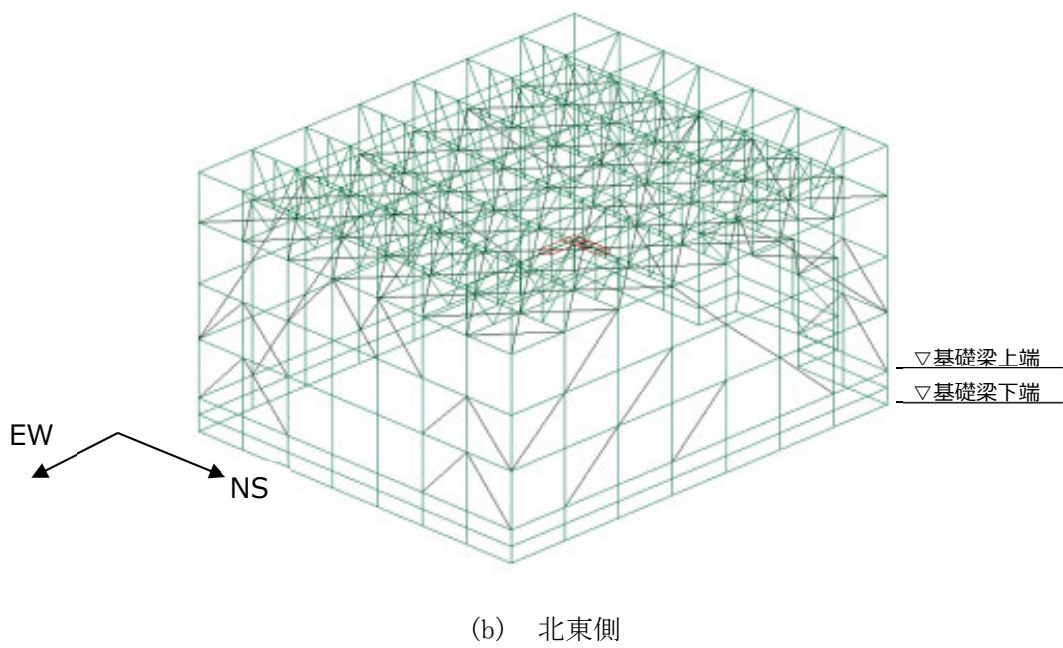
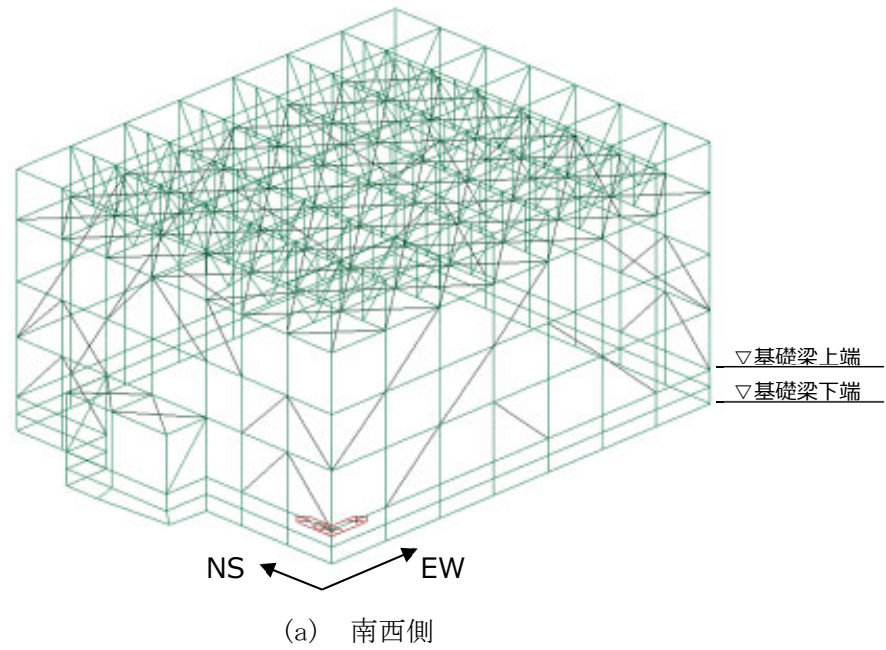
(1) 解析モデル

応力解析は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen(ver.845)」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「IV-3 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

支持架構の解析モデル図を第4.4.1-1図に、使用材料の物性値を第4.4.1-1表に、部材リストを第4.4.1-2表に、座屈拘束ブレースの非線形特性を第4.4.1-2図に示す。

モデル化範囲は、基礎梁下端(T. M. S. L. 52.3m)より上部とする。各部材は梁要素にてモデル化し、座屈拘束ブレースには非線形性を考慮する。解析モデルの節点数は438、要素数は1065である。

水平ブレース及び座屈拘束ブレースは両端ピン接合とし、基礎梁下端をピン支持とする。



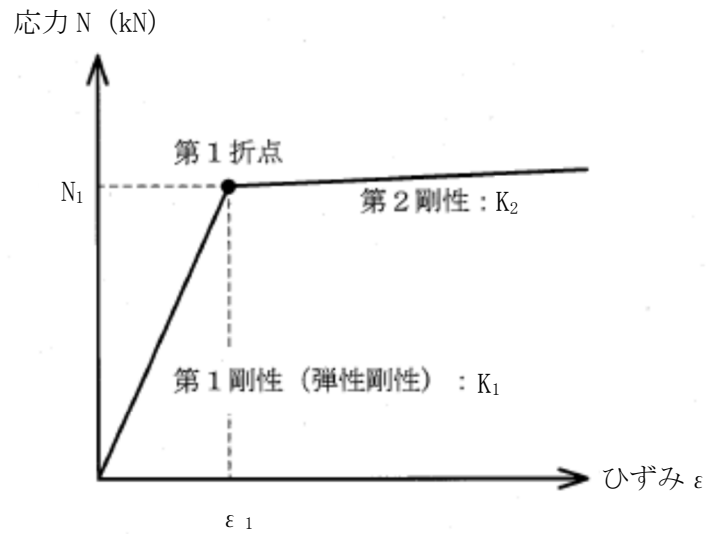
第4.4.1-1図 支持架構の解析モデル図

第4.4.1-1表 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄骨： BCP325, G385, SN490B	2.05×10^5	0.3
座屈拘束ブレース： 中心鋼材 BT-LYP225	2.05×10^5	0.3

第4.4.1-2表 部材リスト

部材種別	材質	寸法
柱	G385B	□500×500×32
	BCP325	□500×500×28
	SN490B	H400×400×13×21
大はり	SN490B	H428×407×20×35
	SN490B	H414×405×18×28
	SN490B	H400×400×13×21
小はり	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
トラス柱	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
	SN490B	H300×300×10×15
鉛直ブレース	SN490B	H350×350×12×19
	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
	SN490B	H200×200×8×12
水平ブレース	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
座屈拘束 ブレース (中心鋼材)	BT-LYP225	PL-32×208
	BT-LYP225	PL-32×243
	BT-LYP225	PL-32×278
	BT-LYP225	PL-36×308



N_1 : 第1折れ点応力
 ϵ_1 : 第1折れ点ひずみ*¹
 K_1 : 第1剛性(弾性剛性)*²
 K_2 : 第2剛性

中心鋼材寸法	種別	第1折れ点応力 N_1 (kN)	二次勾配倍率* ³ (-)
PL-32×208	SV150	1500	0.001
PL-32×243	SV175	1750	
PL-32×278	SV200	2000	
PL-36×308	SV250	2500	

注記 *1 : 第1折れ点応力 N_1 を第1剛性 K_1 で除すことにより設定する。
 *2 : 第4.4.1-1表のヤング係数に中心鋼材の断面積を乗じて設定する。
 *3 : 第1剛性 K_1 に対する第2剛性 K_2 の倍率を示す。

第4.4.1-2図 座屈拘束ブレースの非線形特性

(2) 荷重の組合せ

支持架構に作用する応力は，次の荷重を組み合わせて求める。地震荷重は， S_s-C1 による地震荷重，その他の地震による地震荷重(S_s-C1 以外包絡)の2種類を設定する。

D	: 固定荷重
L_s	: 積雪荷重
S_{SNS}	: NS方向の地震荷重(S→N方向を正とする。)
S_{SEW}	: EW方向の地震荷重(W→E方向を正とする。)
S_{SUD}	: 鉛直方向の地震荷重(上向きを正とする。)
W_{LNS}	: NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)
W_{LEW}	: EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.1-3表に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程JEAC4601-2008((社)日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法(組合せ係数は1.0と0.4)を用いるものとする。

第4.4.1-3表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他の地震による 地震荷重 (Ss-C1以外 包絡)
2-2	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	

(4) 荷重の入力方法

a. 固定荷重(D)

鉄骨の自重については、各要素に密度として入力する。その他については、各節
点又は各要素に集中荷重又は分布荷重として入力する。

b. 積雪荷重(Ls)

水平面の各要素に分布荷重として入力する。

c. 地震荷重(Ss)

各層の層せん断力については、各節点の支配重量に応じて離散化して集中荷重
として入力する。

屋根部の付加曲げモーメントについては、鉛直方向の偶力に置換し、各節点の回
転中心からの距離に応じて離散化して集中荷重として入力する。

屋根部の鉛直加速度については、各節点及び各要素に鉛直震度として入力する。
地震応答解析結果から得られる地震荷重を第4.4.1-4表に示す。

d. 風荷重(W_L)

鉛直面の各要素に分布荷重として入力する。

第4.4.1-4表 地震応答解析結果から得られる支持架構の地震荷重

(a) 層せん断力

階層	NS方向 (kN)		EW方向 (kN)	
	Ss-C1	Ss-C1以外	Ss-C1	Ss-C1以外
4層目	10796	9880	11044	10720
3層目	14321	13089	14247	13004
2層目	14833	13181	14566	13025
1層目	15479	13446	15352	13968

(b) 付加曲げモーメント

階層	NS方向 (kN・m)		EW方向 (kN・m)	
	Ss-C1	Ss-C1以外	Ss-C1	Ss-C1以外
4層目	4380	8200	4150	10110
3層目	1270	2740	810	700
2層目	—	—	—	—
1層目	—	—	—	—

(c) 鉛直震度

Ss-C1	Ss-C1以外
0.65	1.25

注：鉛直震度は屋根部の最大応答加速度より設定し、3次元フレームモデル全体に入力する。

(5) 部材の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する評価方法

軸力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる軸応力度及び曲げ応力度の組合せ応力が許容限界を超えないことを下式により確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0 \quad \text{又は} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度
 σ_b : 曲げ応力度
 σ_t : 引張応力度
 f_c : 許容圧縮応力度
 f_b : 許容曲げ応力度
 f_t : 許容引張応力度

b. せん断力に対する評価方法

せん断力が生じる部材は、部材に生じるせん断応力度が、下式により許容限界を超えないことを確認する。

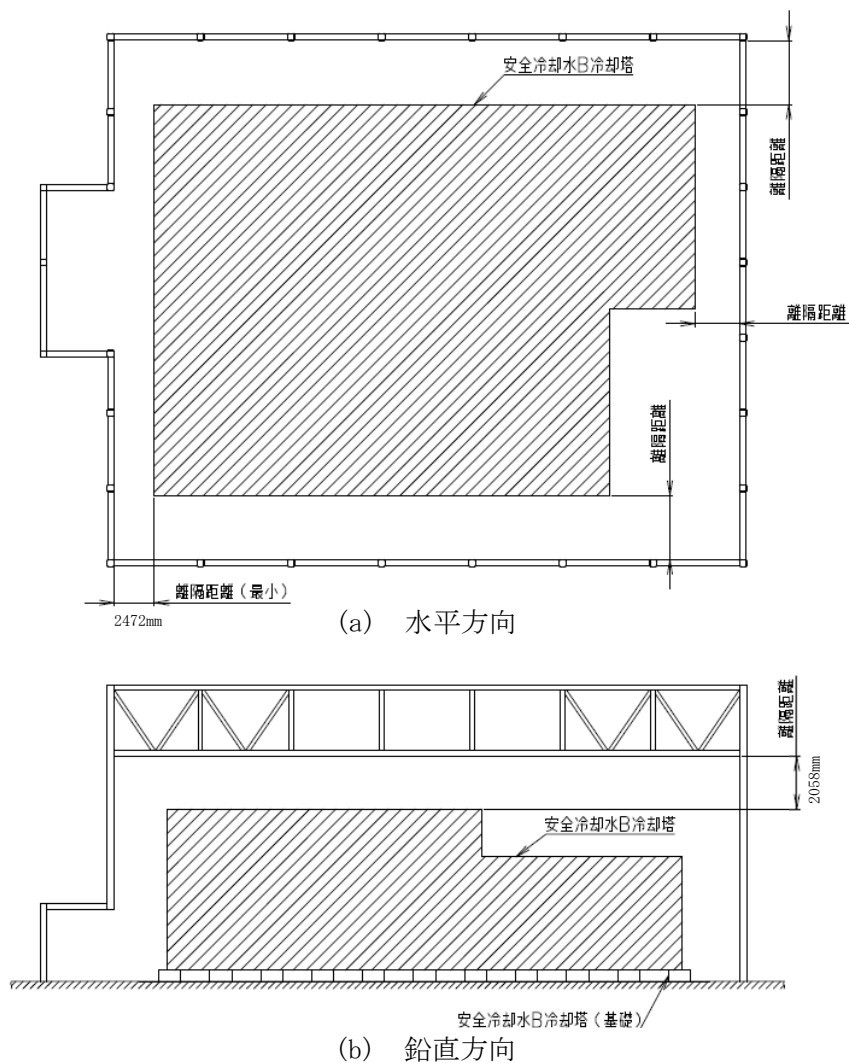
$$\frac{\tau_s}{f_s} \leq 1.0$$

ここで、

τ_s : せん断応力度
 f_s : 許容せん断応力度

(6) 相対変位に対する評価方法

支持架構と冷却塔の最大変位の合計値により算出した相対変位が、第4.4.1-3図に示す冷却塔までの離隔距離(水平方向及び鉛直方向)を超えないことを確認する。このときの最大変位の合計値には、地盤の変位も考慮する。



第4.4.1-3図 離隔距離イメージ図

4.4.2 基礎梁の評価方法

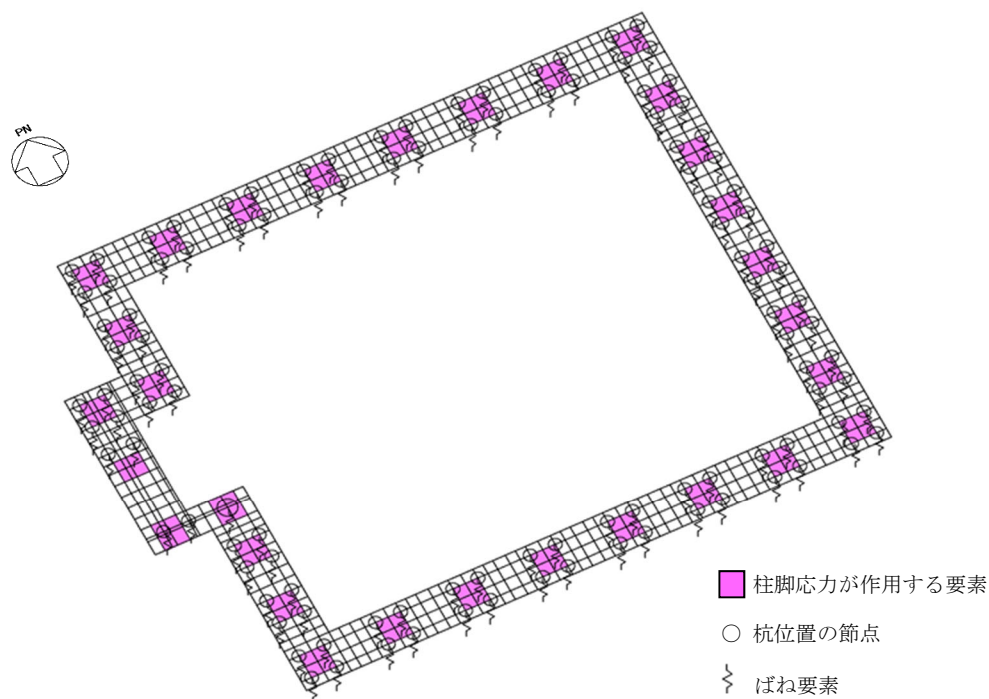
(1) 解析モデル

応力解析は、FEMモデルを用いた静的弾性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen Ver.845」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「IV-3 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

基礎梁の解析モデルを第4.4.2-1図に、使用材料の物性値を第4.4.2-1表に示す。

モデル化範囲は、基礎梁下端から上端まで(T.M.S.L. 52.3~55.3m)とし、シェル要素にてモデル化する。解析モデルの節点数は959、要素数は771である。

杭位置の節点について、水平方向は並進を拘束し、鉛直方向はばね要素を設ける。ばね要素の剛性は、杭のコンクリートのヤング係数に杭の断面積を乗じ、杭の長さで除すことにより設定する。剛性を算出する際の杭の長さは、基礎梁下端(T.M.S.L. +52.3m)から支持地盤(T.M.S.L. +37.0m)までの長さとする。



第4.4.2-1図 基礎梁の解析モデル

第4.4.2-1表 使用材料の物性値

部位	設計基準強度 F _c (N/mm ²)	ヤング係数 E _c (N/mm ²)	ポアソン比 ν
基礎梁	24	2.27×10 ⁴	0.2
杭	27	2.36×10 ⁴	0.2

(2) 荷重ケース

基礎梁に作用する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重Ls)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)
- SSNS : NS方向のSs地震荷重(S→N方向を正とする。)
- SS_{EW} : EW方向のSs地震荷重(W→E方向を正とする。)
- SSUD : 鉛直方向のSs地震荷重(上向きを正とする。)
- W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)
- W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.2-2表に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程JEAC4 601-2008((社)日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法(組合せ係数は1.0と0.4)を用いるものとする。

第4.4.2-2表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他の地震に よる地震荷重 (Ss-C1以外包絡)
2-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	

(4) 荷重の入力方法

a. 鉛直荷重(VL)

各要素に単位体積重量として入力する。

b. 地震荷重(Ss)及び風荷重(W_L)

地震応答解析結果による地震荷重については、各要素に水平震度及び鉛直震度として入力する。地震応答解析から得られる地震荷重を第4.4.2-3表に示す。

支持架構の評価結果による支持架構から作用する荷重については、支持架構の柱脚位置の節点に集中荷重として入力する。この荷重には、固定荷重、積雪荷重、地震荷重及び風荷重を含む。

杭の評価結果による杭から作用する荷重については、杭位置の節点に集中荷重として入力する。この荷重には、地震荷重及び風荷重を含む。

第4.4.2-3表 地震応答解析結果から得られる地震荷重

方向	NS方向		EW方向	
	Ss-C1	Ss-C1以外	Ss-C1	Ss-C1以外
水平震度	0.80	0.70	0.75	0.65
鉛直震度	0.21	0.36	0.21	0.36

(5) 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが曲げ終局強度を超えないことを下式により確認する。

$$M \leq M_u$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (N_{\min} \leq N \leq 0)$$

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (0 \leq N \leq 0.4bDF_c)$$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2 F_c) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c}\right) \quad (0.4bDF_c \leq N \leq N_{\max})$$

ここで、

M : 曲げモーメント

M_u : 許容限界(曲げ終局強度)

N_{\min} : 中心引張時終局強度であり、下式による値

$$N_{\min} = -a_g\sigma_y$$

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度であり、下式による値

$$N_{\max} = bDF_c + a_g\sigma_y$$

N : 軸力

a_t : 引張主筋断面積

a_g : 主筋全断面積

b : 断面幅

D : 断面せい

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度

F_c : コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が許容限界を超えないことを下式により確認する。

$$Q \leq Q_u$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj$$

ここで、

Q : 面外せん断力

Q_u : 許容限界(面外せん断終局強度)

p_t : 引張鉄筋比

F_c : コンクリートの圧縮強度

M/Q : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比

d : 有効せい

p_w : 面外せん断補強筋比

σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度

σ_0 : 平均軸方向応力度

b : 部材幅

j : 応力中心間距離

4.4.3 杭の評価方法

(1) 応力解析

地盤から作用する地震荷重による応力は、応力解析により算定する。

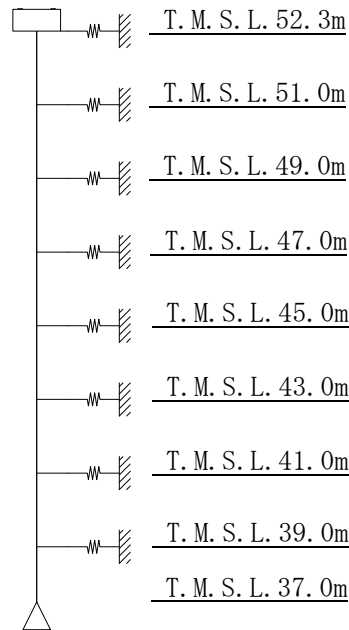
応力解析は、梁要素と地盤ばねによるモデルを用いた応答変位法による応力解析を実施する。解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.07」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「Ⅳ-3 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

杭の解析モデルを第4.4.3-1図に、杭及び地盤ばねの諸元を第4.4.3-1表及び第4.4.3-2表に示す。

モデル化範囲は、改良地盤と岩盤との境界面から基礎梁下端まで(T. M. S. L. 37.0～52.3m)とする。杭は梁要素としてモデル化する。

杭先端位置ではピン支持とし、杭周には一軸圧縮試験結果から「基礎指針」に基づき設定した水平地盤ばねを設ける。

地盤から作用する地震荷重として、地震応答解析結果による改良地盤の各時刻の変形量を地盤ばねの固定位置に強制変位として入力する。ここで、改良地盤の変形量は、杭先端位置に対する相対変位とし、基礎梁の回転角も考慮する。



第4.4.3-1図 杭の解析のモデル

第4.4.3-1表 杭の諸元

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度 (N/mm ²)	27	27
比重 (kN/m ³)	24	24
ヤング係数 (N/mm ²)	23600	23600
杭径 (mm)	1000	1500
断面積 (m ²)	0.785	1.77
長さ (m)	15.3	15.3
軸剛性 (kN/m)	1210000	2720000

第4.4.3-2表 地盤ばねの諸元

諸元	P1, P1A	P2
変形係数 E_0 (kN/m ²)	614000	614000
評価法によって決まる定数 α (m ⁻¹)	80	80
群杭の影響を考慮した係数 ξ	0.4	1.0
水平地盤反力係数 k_h (kN/m ³)	1960000	3620000
地盤ばね剛性 (kN/m ²)	1960000	5430000

(2) 応力計算

支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重並びに風荷重による応力については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づき、下式により実施する。

支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重として、地震応答解析結果による基礎梁上端の層せん断力及び基礎梁部の加速度(水平)から求めた慣性力を考慮した各時刻の杭頭せん断力を用いる。また、支持架構及び基礎梁から作用する風荷重として、支持架構の応力解析による基礎梁上端の層せん断力を考慮した杭頭せん断力を用いる。

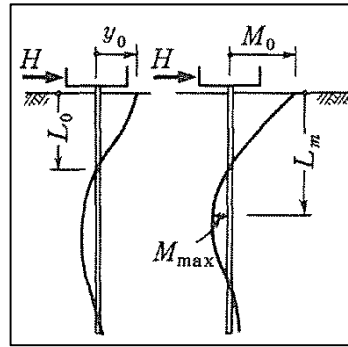
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot B}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$k_h = 3.16 \cdot k_{h0} : 0.0 \leq y \leq 0.1$$

$$k_h = k_{h0} \cdot y^{(-\frac{1}{2})} : 0.1 < y$$

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \overline{B}^{-\frac{3}{4}}$$



ここで、

M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)

H : 杭頭せん断力 (kN)

β : 杭の特性係数 (m⁻¹)

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³)

B : 杭径 (m)

E : 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/m²)

I : 杭の断面2次モーメント (m⁴)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

y : 無次元化水平変位 (水平変位量をcmで表した無次元量)

α : 評価法によって決まる定数 (m⁻¹)。α=80とする。

ξ : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

E_0 : 変形係数 (kN/m²)。改良地盤の一軸試験の結果から算定する。

\overline{B} : 無次元化杭径 (杭径をcmで表した無次元数値)

(3) 応力の組合せ

軸力については、「4.4.2 基礎梁の評価方法」による基礎梁の応力解析結果における杭位置の反力を用いる。引張軸力については浮力を考慮する。

曲げモーメントについては、「(1)応力解析」及び「(2)応力計算」による結果を各時刻で組み合わせ、その最大値を用いる。

せん断力については、「4.4.2 基礎梁の評価方法」による基礎梁の応力解析結果における杭位置の反力と「(1) 応力解析」による結果の最大値を組み合わせる。

(4) 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第4.3-1図に示す杭の終局強度を超えないことを確認する。

b. せん断力に対する評価

せん断力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じるせん断力が第4.3-6表に示す許容限界を超えないことを確認する。

(5) 支持力及び引抜力に対する評価方法

支持力及び引抜力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる最大軸力及び最小軸力が第4.3-5表に示す極限支持力を超えないことを確認する。最小軸力の算定においては浮力を考慮する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析による評価結果

「3.2 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

軸ひずみが最大となる座屈拘束ブレースの評価結果を第5.1-1表に示す。座屈拘束ブレースの軸ひずみは最大で1.70%であり、許容限界を下回ることを確認した。

疲労係数総和が最も大きい座屈拘束ブレースの疲労評価結果を第5.1-2表に示す。疲労係数総和は最大で0.5950であり、許容限界を下回ることを確認した。

第5.1-1表 軸ひずみの評価結果(Ss-C1, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No.121)

軸ひずみ(%)	許容限界(%)	検定比	判定
1.70	3.0	0.57	OK

第5.1-2表 疲労評価結果(Ss-A, -1σ 地盤, 有効応力解析, NS方向, 要素No.121)

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数総和	許容限界	判定
許容繰返し回数N : 5537回		許容繰返し回数N : 1952回		許容繰返し回数N : 474回		許容繰返し回数N : 62回				
繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N			
105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.5950	1	OK

50

5.2 応力解析による評価結果

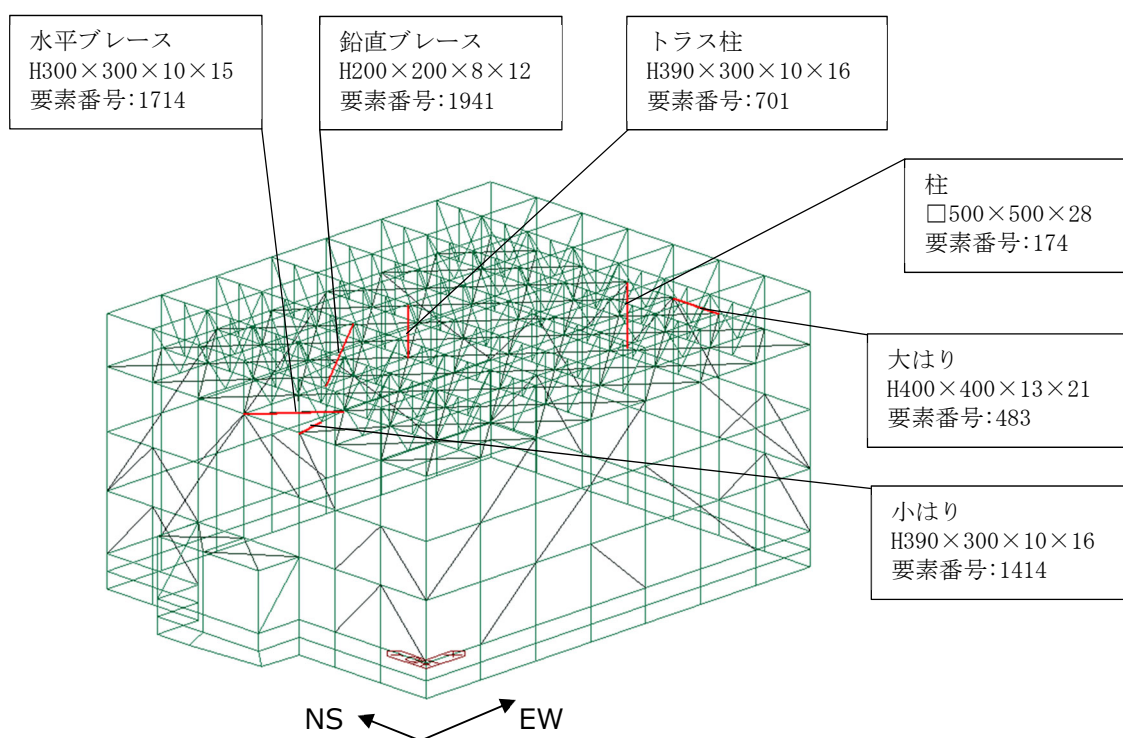
5.2.1 支持架構の評価結果

(1) 部材の評価

「4.4.1(5) 部材の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

評価結果は、部材種別ごとに検定比が最も大きい部材に対して示す。当該部材の位置を第5.2.1-1図に、評価結果を第5.2.1-1表に示す。

発生応力度が、許容限界を超えないことを確認した。



第5.2.1-1図 評価結果を記載する位置

第5.2.1-1表 部材の評価結果

部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	167	1-4	せん断	34.0	206.0	0.17	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89	OK
大はり	451	1-4	せん断	70.1	206.0	0.34	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
小はり	1428	1-12	せん断	38.5	206.0	0.19	OK
	1414	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
トラス柱	766	2-7	せん断	13.5	206.0	0.07	OK
	701	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72	OK
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	10.3	206.0	0.05	OK
	1941	2-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30	OK

(2) 相対変位に対する評価

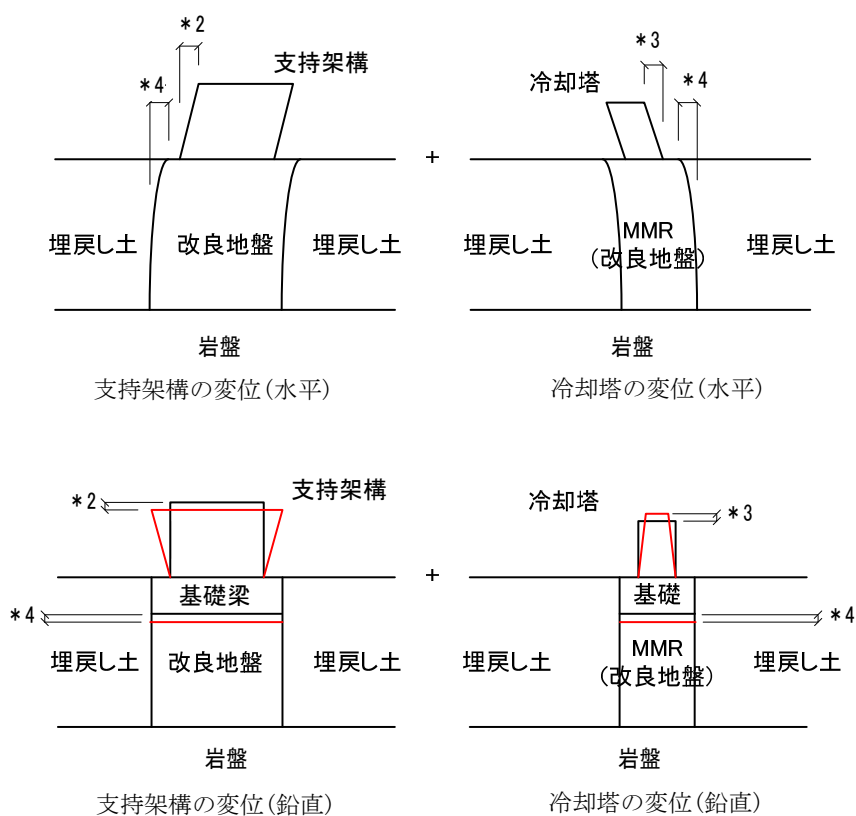
「4.4.1(6) 相対変位に対する評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

水平方向及び鉛直方向の相対変位に対する評価結果を第5.2.1-2表に示す。支持架構と冷却塔の相対変位が、許容限界を下回ることを確認した。

第5.2.1-2表 相対変位に対する評価結果

方向	相対変位*1 (mm)	許容限界(mm)	検定比	判定
水平方向	■	2472	■	OK
鉛直方向	■	2058	■	OK

注記 *1: 支持架構と冷却塔との相対変位(*2+*4)+(*3 + *4) (第5.2.1-2図参照)。
 *2: 支持架構の応力解析における全節点の最大変位。
 *3: 冷却塔の最大変位。
 *4: 地震応答解析における地盤の最大変位。冷却塔の直下は剛性の高いMMRであるが、保守的に改良地盤の変位を用いて評価する。



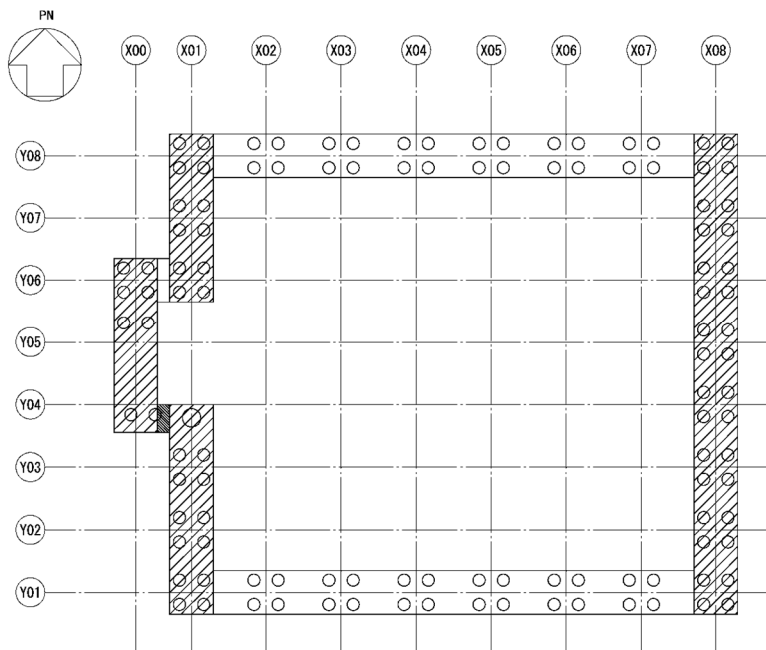
第5.2.1-2図 相対変位のイメージ図

5.2.2 基礎梁の評価結果

「4.4.2(5) 断面の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。また、基礎梁の配筋を第5.2.2-1図及び第5.2.2-2図に示す。

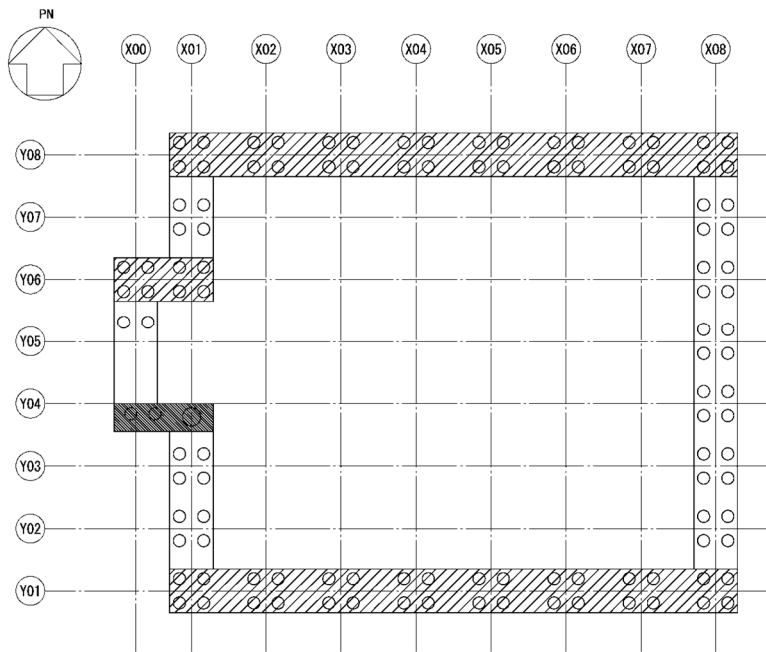
断面の評価結果は、許容限界に対する曲げモーメント及び面外せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第5.2.2-3図に、評価結果を第5.2.2-1表に示す。

曲げモーメント及び面外せん断力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



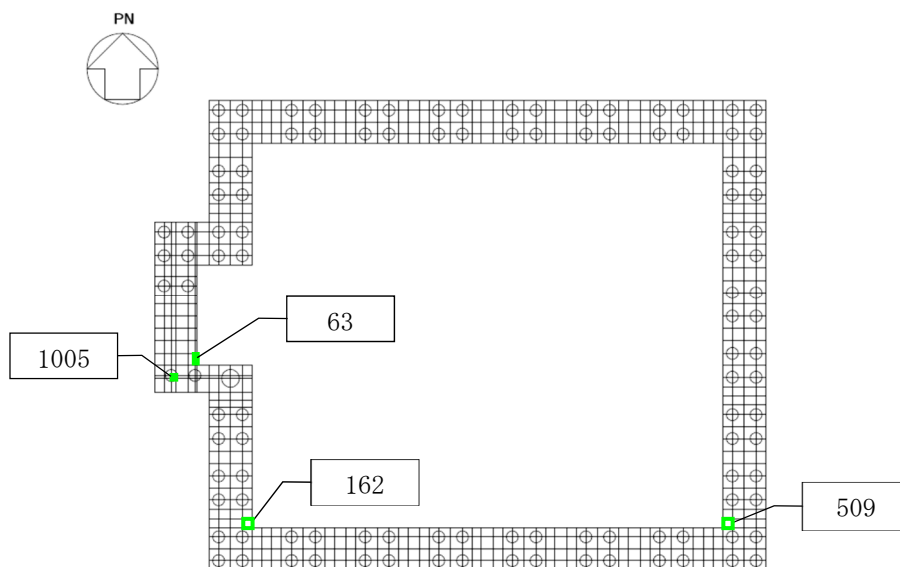
領域	主筋	せん断補強筋
	上端 24-D32	D22Ⅲ-@200
	下端 30-D32	
	上端 D22@200	D22Ⅲ-@200
	下端 D22@200	
	上端 D19@200	D19Ⅲ-@200
	下端 D19@200	

第5.2.2-1図 基礎梁の配筋(NS方向)



領域	主筋	せん断補強筋
	上端 24-D32	D22Ⅲ-@200
	下端 30-D32	
	上端 D22@200	D22Ⅲ-@200
	下端 D22@200	
	上端 18-D32	D19Ⅲ-@200
	上端 18-D32	

第5.2.2-2図 基礎梁の配筋(EW方向)



注： 内の数値は要素番号

第5.2.2-3図 評価結果を記載する要素の位置

第5.2.2-1表 基礎梁の評価結果

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	162	1-4	3527	4791	0.74	OK
EW	509	1-10	1274	1755	0.73	OK

(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	1-4	2236	5661	0.40	OK
EW	1005	1-12	2061	5874	0.36	OK

5.2.3 杭の評価結果

(1) 断面の評価結果

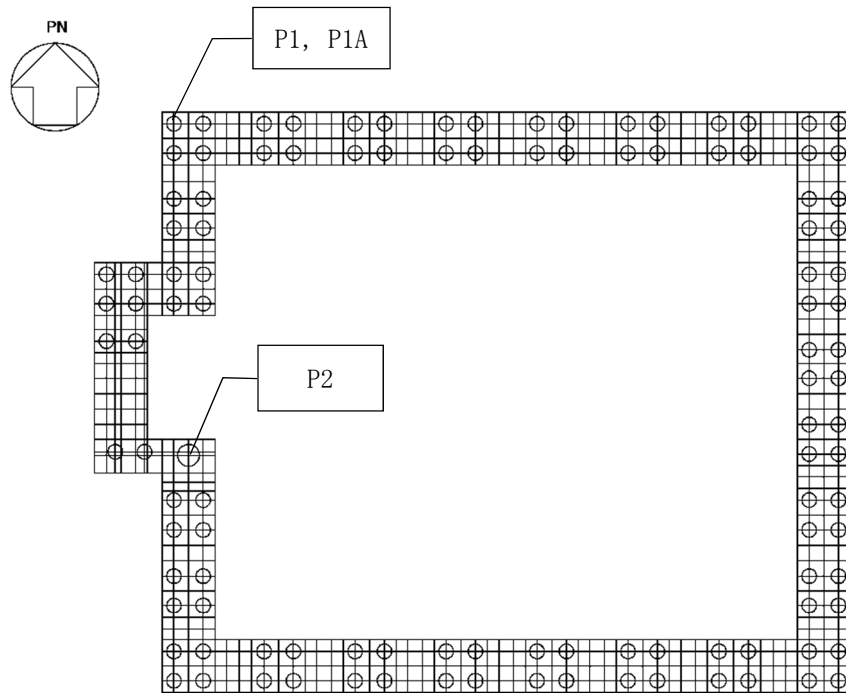
「4.4.3(4) 断面の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。また、杭の配筋を第5.2.3-1表に示す。

断面の評価結果は、杭種ごとに、許容限界に対する曲げモーメント並びにせん断力の割合が最も大きい杭に対して示す。当該の杭の位置を第5.2.3-1図に、評価結果を第5.2.3-2表及び第5.2.3-2図に示す。

曲げモーメント及びせん断力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。

第5.2.3-1表 杭の配筋一覧

杭種	主筋	帯筋
P1, P1A	8-D35	D16@150
P2	18-D35	D16@150



第5.2.3-1図 評価結果を記載する杭の位置

第5.2.3-2表 断面の評価結果

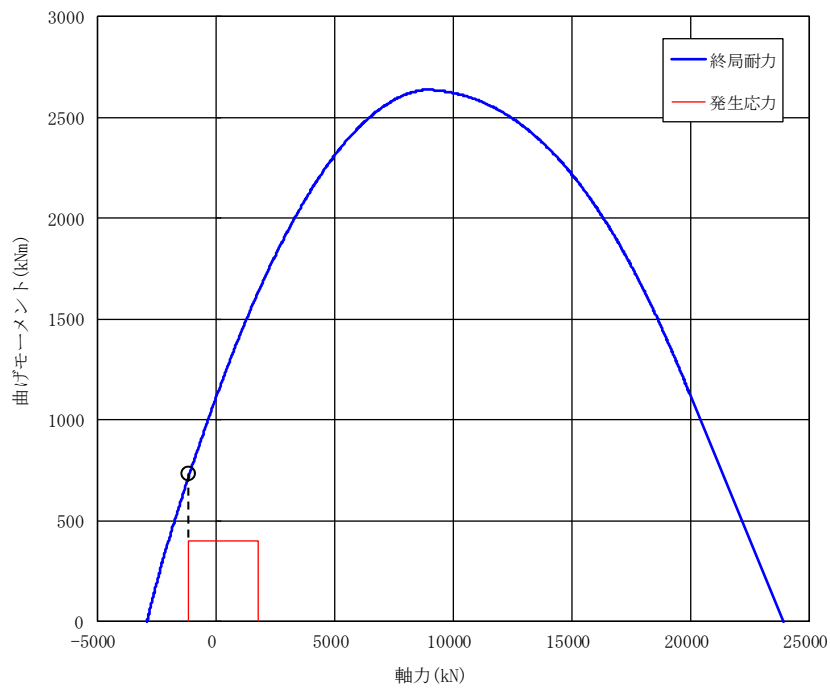
(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	節点 番号*	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	1-2	400	706	0.57	OK
P2	1207	1-2	1520	3583	0.43	OK

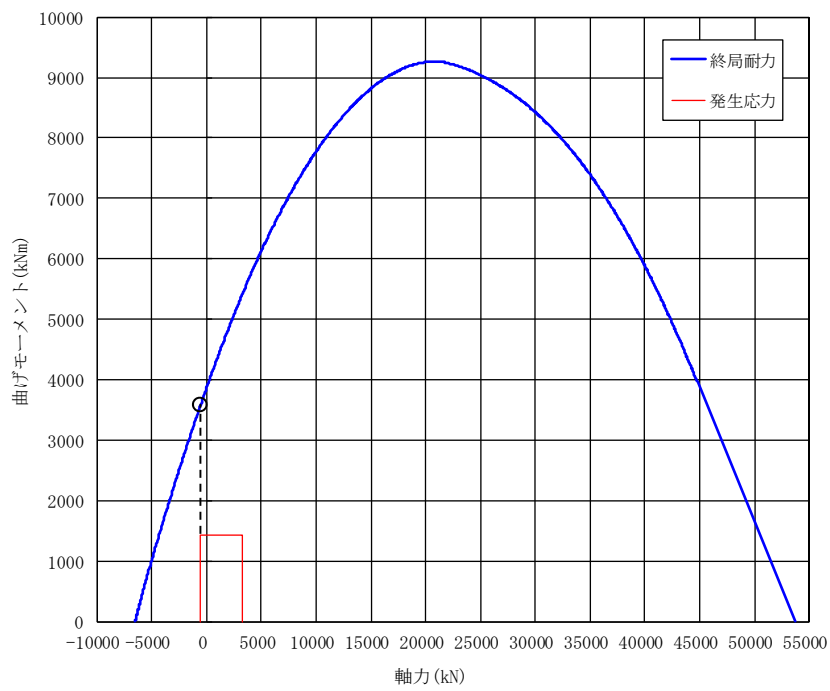
(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界 (kN)	検定比	判定
	ケース*	せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	540	1838	0.30	OK
P2	1-2	1730	4594	0.38	OK

注記 * : 基礎梁の評価における節点番号及びケースを示す。



(a) P1, P1A



(b) P2

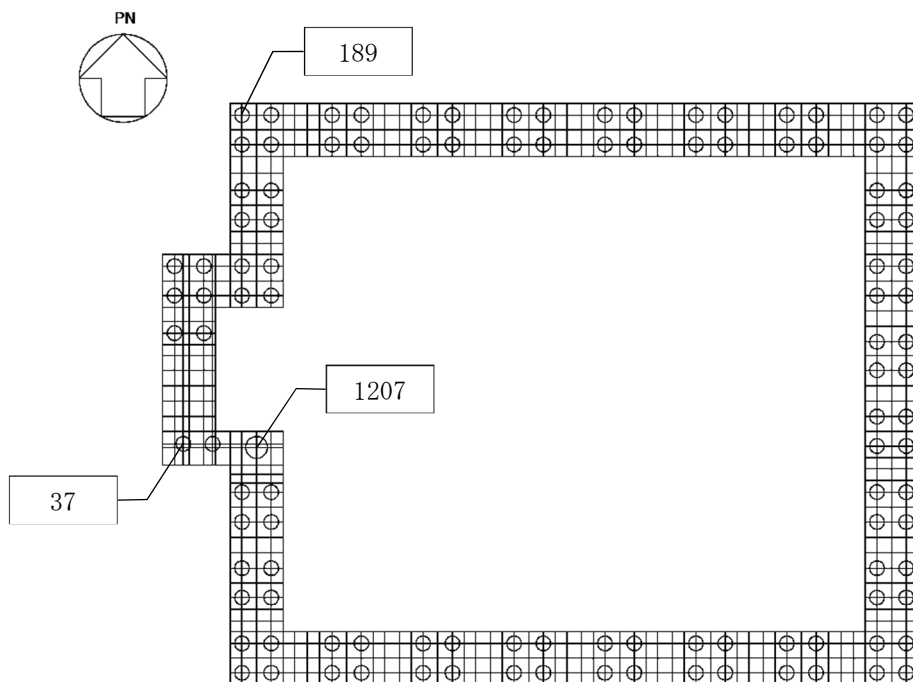
第5. 2. 3-2図 杭の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

(2) 支持力及び引抜力に対する評価結果

「4.4.3(5) 支持力及び引抜力に対する評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

支持力及び引抜力に対する評価結果は、杭種ごとに、許容限界に対する軸力の割合が最も大きい杭に対して示す。当該の杭の位置を第5.2.3-3図に、評価結果を第5.2.3-3表に示す。

支持力及び引抜力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



注： 内の数値は節点番号

第5.2.3-3図 評価結果を記載する杭の位置

第5.2.3-3表 支持力及び引抜力に対する評価結果

項目	杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN)	検定比	判定
		節点 番号*1	ケース*1	軸力*2 (kN)			
支持力	P1, P1A	37	1-12	1959	12635	0.16	OK
	P2	1207	1-3	3422	21898	0.16	OK
引抜力	P1, P1A	189	1-2	-1173	5022	0.24	OK
	P2	1207	1-2	-561	7672	0.08	OK

注記 *1：基礎梁の評価における節点番号及びケースを示す。

*2：軸力は正が圧縮，負が引張を示す。

別添 1

地震応答解析モデルの妥当性・保守性について

目 次

1. 概要	1
2. 地震応答解析モデル構築の考え方	3
2.1 設計モデルの妥当性の検証方針	6
2.2 設計モデルの保守性の検証方針	7
3. 設計モデルの妥当性の検証	8
3.1 メッシュサイズ	9
3.2 改良地盤幅	13
3.3 支持架構	19
3.4 接触剥離要素	27
3.5 粗粒砂岩	33
3.6 基礎梁高さ	37
3.7 妥当性のまとめ	41
4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)	42
4.1 周辺構造物	43
4.2 杭	46
4.3 MMR	50
4.4 拘束効果(水平方向)のまとめ	53
5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響	54
5.1 影響の確認	55
5.2 要因の推定	57
5.3 鉛直確認モデルによる確認	60
5.3.1 <u>鉛直確認モデルの妥当性</u>	63
5.3.2 <u>確認方針</u>	70
5.3.3 確認結果	71
5.3.4 考察	73
5.3.5 <u>Ss-C1</u> の考察を踏まえた追加検討	78
5.4 部材設計への影響確認	81
5.4.1 鉛直応答の影響度	81
5.4.2 部材設計への影響の確認結果	92
5.5 鉛直応答への影響のまとめ	94
6. 設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響	95

6.1	影響の確認	96
6.1.1	確認方法	97
6.1.2	代表波による確認結果	99
6.1.3	全地震動による確認結果(応答値)	111
6.1.4	考察	116
6.1.5	考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)	136
6.2	部材設計への影響確認	142
6.3	地盤剛性の変化の影響のまとめ	144
7.	設計モデルの総合的な検証	145
7.1	検証の方針	145
7.2	検証用モデルの妥当性	146
7.3	設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)	149
7.4	鉛直応答への影響	159
7.4.1	確認方針	159
7.4.2	全地震動による確認結果	160
7.4.3	部材設計への影響確認	166
7.4.4	鉛直応答への影響のまとめ	169
7.5	地盤剛性の変化の影響	170
7.5.1	確認方針	170
7.5.2	検証用モデルによる確認結果	171
7.5.3	地盤剛性の変化の影響のまとめ	182
7.6	設計モデルの総合的な検証のまとめ	183
8.	まとめ	184

参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における地震応答解析モデルの妥当性・保守性について補足説明するものである。

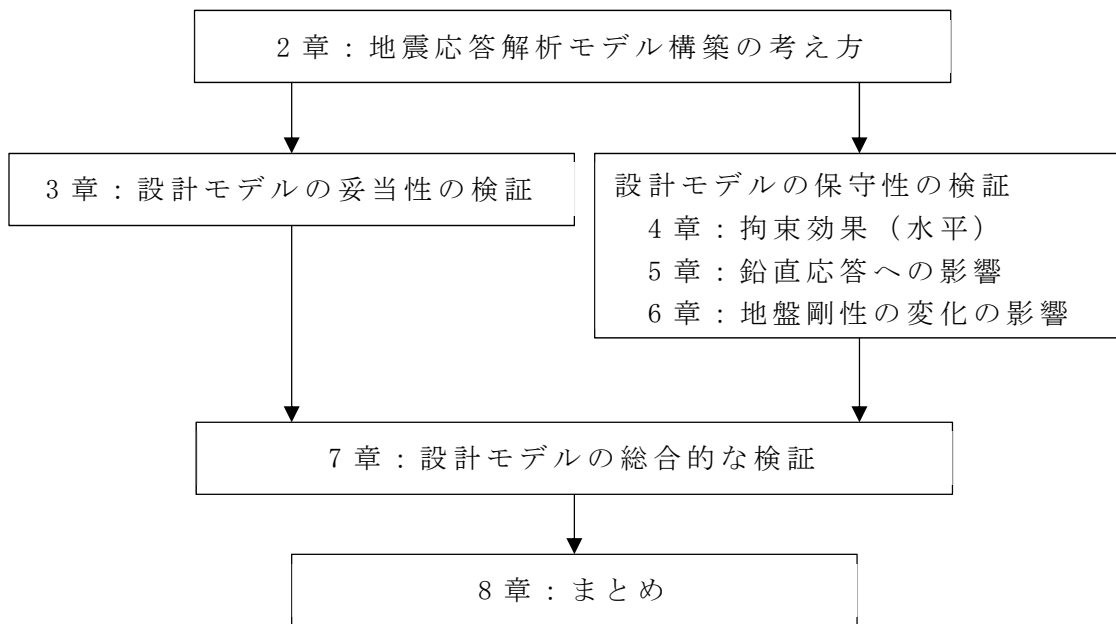
「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」

地震荷重の算定に用いる地震応答解析モデル(以下、「設計モデル」という)は、解析負荷を軽減するために合理的なモデルを構築して設計に用いることとする。

本資料では、設計モデルの構築にあたって合理化して設定する項目が科学的合理性を有し、妥当であること及び波及的影響が過小評価とされない保守性を有していることを検証する。

本資料の各章において記載する内容を以下に示す。また、各章の関係を第1-1図に示す。

- 2章では、設計モデルの構築の考え方を示す。
- 3章では、設計モデルの構築に際して合理化した各項目について、影響を及ぼすと考えられる応答値が、合理化しない場合と同等又は保守的な評価となっているか検証を行う。
- 4章では、水平方向の応答値が保守的となるよう設定した拘束効果(水平)の各項目に関して、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値の保守性を検証する。
- 5章では、拘束効果(水平方向)に関して設定した項目は、鉛直方向の応答については必ずしも保守的とはならないことから、各項目に対して、鉛直応答に対する保守性を確認する。保守性を確保できない場合はその原因及び設計に与える影響を確認する。
- 6章では、地盤剛性の変化に関して、液状化/非液状化に対して中間的な状態を設定することで、非液状化/液状化の地震荷重の保守性を確認する。保守性を確保できない場合はその原因・考察分析及び設計に与える影響を確認する。
- 7章では、設計モデルの構築にあたって合理化した項目及び保守性の項目について総合的な検証のため、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用のモデルを構築し、設計モデルとの比較を行う。
- 8章では、資料全体のまとめを示す。



第 1-1 図 各章の関係

2. 地震応答解析モデル構築の考え方

部材設計を行うにあたりインプットとなる地震荷重を算定する地震応答解析モデルを構築する。

設計モデルは、解析負荷を軽減するために合理的なモデルを構築して設計に用いることとするが、これが科学的合理性を有し、波及的影響が過小評価とならないよう、モデル構築に際して合理化して設定する項目(メッシュ、形状等)が妥当性を有していること及び波及的影響が過小評価とならない保守性を有していることを検証する。

設計における応答・反力から算出される地震荷重の部材への伝達の流れを踏まえ、改良地盤への周辺地盤からの拘束効果が低下すると支持架構の応答や地盤の変形が大きくなり、杭、基礎梁及びフレームに伝達される地震荷重が大きくなることから、拘束効果の低下による保守性に着目する。

拘束効果の低下について、具体的には次の2つの項目に対して保守性を与え、設計モデルの保守性が確保されていることを検証する。

- ▶ 周辺構造物による拘束効果：周辺構造物による拘束効果が水平方向の地震荷重を小さくすると考えられることから、設計モデルでは周辺構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に保守性を与える。
- ▶ 埋戻し土(地盤)の剛性変化：当該施設における特徴として、埋戻し土が液状化する状態(改良地盤の側面拘束が減少)が最も拘束効果が小さく、支持架構の応答が大きくなると予想されることから、埋戻し土(地盤)の剛性変化による応答値の変化に着目して保守性を与える。

上記は、水平方向の拘束効果に関して保守性を確保する項目であり、鉛直方向の応答については必ずしも保守的とならないため、鉛直応答に対する影響を別途確認する。

設計モデルの妥当性及び保守性を検証した上で、至近の発電炉で用いられているモデルと同様のプロセスで構築したモデル(以下、「検証用モデル」という)との比較により、設計モデルの妥当性及び保守性を総合的に検証する。

第2-1表に解析モデルの構築プロセスの確認項目を、第2-2表に合理化可能な項目の整理結果を示す。なお、合理化可能か否かの整理については「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」に示す。

第2-3表に保守性確保のための項目を、第2-4表に拘束効果(水平)に係る項目を示す。

第 2-1 表 解析モデルの構築プロセスの確認項目

	項目	備考
(1)	モデル諸元の設定	合理化の可否を整理 (一部合理化しない項目有り)
(2)	地盤及び材料物性の設定	応答の影響を踏まえ 合理化しない
(3)	地震時荷重の設定	

第 2-2 表 合理化可能な項目の整理結果

合理化可能な項目	合理化が可能な根拠
改良地盤幅	幅を短くすると構造物のロックインが生じやすく応答が大きくなるため基礎梁幅に合わせ短くすることが可能と判断
検討断面	下記の支持架構，MMR の理由で検討断面数を合理化できると判断(次ページ以降では支持架構と MMR の項目で説明)
メッシュサイズ	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更可能と判断
支持架構	支持架構は一体で挙動すると考え，1 軸で評価可能と判断
接触剥離要素	接触剥離要素が必要な範囲が限定的であることから考慮不要と判断
粗粒砂岩	粗粒砂岩は全体の寸法に対して極めて小さいことから変更可能と判断
基礎梁高さ	基礎梁高さは支持架構の振動特性が等価に設定出来ると判断
周辺構造物，杭，MMR	応答が保守的になることから，モデル化しないと判断(保守性の中で確認)

注記 第 2-1 表のうち(1)モデル諸元にかかる項目を記載。

第 2-3 表 保守性確保のための項目

	項目
(1)	拘束効果(水平)
(2)	鉛直応答への影響
(3)	地盤の剛性変化

第 2-4 表 拘束効果(水平)に係る項目

保守性を与える項目	保守性を確保できる根拠
周辺構造物	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効果が小さくなり応答が保守的となる
杭	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応答が保守的となる
MMR	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化することで応答が保守的となる

注記 第 2-3 表のうち(1)拘束効果(水平)にかかる項目を記載している。

2.1 設計モデルの妥当性の検証方針

整理した合理化可能な項目について、項目ごとに設定した内容が妥当かを検証する。妥当性の確認項目及び設定の考え方を第 2.1-1 表に示す。

なお、設定の考え方と異なる挙動を示す場合は、結果に対し考察し、妥当かどうか判断する。

第 2.1-1 表 妥当性の確認項目及び設定の考え方

項目	設定の考え方
メッシュサイズ	地中を伝搬する波はメッシュ分割に影響を受けるため、深さ方向のメッシュ分割は、支持架構の固有振動数とメッシュサイズの関係から施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように、表層地盤では最大 2.0m とする。
支持架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、支持架構をモデル化し支持架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、支持架構は全体として並進一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、門型モデルと振動特性を合わせることで同等の応答となると考え 1 軸モデルとする。
接触剥離要素	埋戻し土が液状化した場合には剛性がほぼ 0 となること及び基礎梁と埋戻し土との接触面が基礎梁横の一部のみに限定されること並びに、接触剥離の影響は小さいという考えから、構造物(基礎梁及び洞道)と地盤の境界面に対し、接触剥離は考慮しない。
改良地盤幅	改良地盤の「高さ/幅」が大きくなることでロッキング挙動が起きやすくなり、地震荷重が大きくなると予想し、改良地盤幅は基礎梁幅に合わせる。
粗粒砂岩	支持地盤の厚さ 107m(解放基盤表面～支持地盤上端)に対し、粗粒砂岩の厚さはごくわずか(0.37m)であり、地震応答に与える影響は小さいと考え、モデル化しない。
基礎梁高さ	地盤面レベルから基礎梁の上端レベルまでの高さ 0.3m 分について、支持架構高さ(■m)に比べ十分に小さく、鉄骨造である支持架構との剛性差も十分に大きいことから、剛梁としてモデル化する。

2.2 設計モデルの保守性の検証方針

保守性を確保する項目について、項目ごとに設定した内容が保守性を有しているかを検証する。

第 2.2-1 表に各項目の保守性を確保する項目及び設定の考え方を示す。

なお、設定の考え方と異なる挙動を示す場合は、結果に対し考察し、妥当かどうか判断する。

第 2.2-1 表 保守性を確保する項目及び設定の考え方

項目		設定の考え方
拘束効果 (水平方向)	周辺 構造物	周辺構造物をモデル化対象としないことで、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の地震荷重は大きくなると考え、洞道等の周辺構造物を非考慮とし、埋戻し土の地盤物性を用いる。
	杭	杭をモデル化対象としないことで、杭の剛性/根入れを無視することとなり、改良地盤の剛性は低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、地震荷重は大きくなると考え、杭を非考慮とする。
	MMR	地中について MMR を含まない断面の方がモデル全体の剛性が低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、地震荷重は大きくなると考え、MMR を非考慮とし、改良地盤の物性値を用いる。
鉛直応答への影響		拘束効果が鉛直応答へ与える影響について配慮する。
地盤の剛性変化		埋戻し土の剛性変化に伴い拘束効果が変わり、応答値は非液状化で最小、液状化で最大となると考え*、地盤物性については、非液状化、液状化及び中間状態での解析条件を設定し、地震荷重の差異を確認する。

注記 *支持架構の固有周期帯における想定

3. 設計モデルの妥当性の検証

妥当性の検証は、合理化した各項目について、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値が、合理化しない場合と同等又は保守的な評価となっていることを確認する。

妥当性の検証に用いる検討断面は、EW断面に比べて改良地盤幅が小さく、ロッキングの影響がより顕著と考えられるNS断面とし、その妥当性については「3.2 改良地盤幅」の項目で確認を行う。また、埋戻し土の状態は、部材設計において支配的である水平方向の地震荷重が大きくなると考えられる液状化時を対象とし、地盤物性は標準地盤とする。

検証に用いる地震動は、次の理由から Ss-A 及び Ss-C1 の 2 つの地震波とする。

- ▶ Ss-A: 全周期帯にわたって大きな加速度を有し、継続時間が長いことから液状化をより促進すると考えられる。
- ▶ Ss-C1: 大きな加速度がパルス的に生じることから、施設へ与える影響が大きいと考えられる。

なお、検証に Ss-A、Ss-C1 の地震動を用いること、地盤状況を液状化時としていることの妥当性については「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」にて確認している。

3.1 メッシュサイズ

地盤のメッシュサイズは、支持架構の振動特性に対応した入力波を適切に評価できる範囲で合理化し設定している。このため、設計モデルにおけるメッシュサイズの妥当性について確認する。

支持架構の固有値解析結果を第 3.1-1 表及び第 3.1-2 表に、固有モードを第 3.1-1 図及び第 3.1-2 図に示す。支持架構を適切に評価する振動数は、支持架構における累積有効質量比が約 99%となる 3 次固有振動数(NS : 12.36Hz, EW : 12.53Hz)を踏まえ、13Hz 以下と設定している。

第 3.1-1 表 固有値解析結果(NS 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.55	0.393	1.232	1448.0	80
2	6.83	0.146	0.480	221.3	93
3	12.36	0.081	0.383	113.9	99
4	20.55	0.049	0.184	19.8	100

第 3.1-2 表 固有値解析結果(EW 方向)

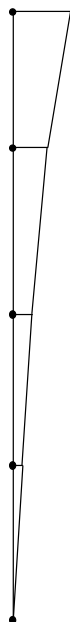
次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.53	0.395	1.239	1425.0	79
2	6.63	0.151	0.519	248.1	93
3	12.53	0.080	0.386	111.7	99
4	20.89	0.048	0.178	18.0	100

1 次モード

固有周期:0.393 [s]

振動数:2.55 [Hz]

刺激係数:1.232



2 次モード

固有周期:0.146 [s]

振動数:6.83 [Hz]

刺激係数:-0.480



3 次モード

固有周期:0.081 [s]

振動数:12.36 [Hz]

刺激係数:-0.383



4 次モード

固有周期:0.049 [s]

振動数:20.55 [Hz]

刺激係数:0.184



第 3.1-1 図 固有モード (NS 方向)

1 次モード

固有周期:0.395 [s]

振動数:2.53 [Hz]

刺激係数:1.239



2 次モード

固有周期:0.151 [s]

振動数:6.63 [Hz]

刺激係数:-0.519

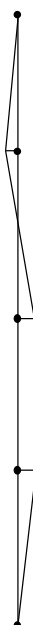


3 次モード

固有周期:0.080 [s]

振動数:12.53 [Hz]

刺激係数:-0.386



4 次モード

固有周期:0.048 [s]

振動数:20.89 [Hz]

刺激係数:0.178



第 3.1-2 図 固有モード (EW 方向)

(1) 確認方法

メッシュサイズの妥当性については、設計モデルにおける地盤の最大メッシュサイズ(以下、「(A)設計モデルの最大メッシュサイズ」という)と支持架構の固有振動数に対応した入力波を適切に評価できる地盤の最大メッシュサイズ(以下、「(B)評価可能な最大メッシュサイズ」という)を比較し、(A)設計モデルの最大メッシュサイズが、(B)評価可能な最大メッシュサイズ以下であることにより確認する。

(B)評価可能な最大メッシュサイズは次式により算定する。次式では、最大メッシュサイズにおいて1波長で5分割を考慮することとなる。

$$\text{mesh size} \leq \frac{1}{5} \frac{V_s}{f_{\max}}$$

V_s : 地盤のせん断波速度

f_{\max} : 数値解析の精度を保障する振動数(13Hz)

(2) 確認結果

(A)設計モデルの最大メッシュサイズと(B)評価可能な最大メッシュサイズの比較を第3.1-3表に示す。(A)設計モデルの最大メッシュサイズは、(B)評価可能な最大メッシュサイズ以下であることから、設計モデルにおけるメッシュサイズの妥当性について確認した。

第3.1-3表 地盤のメッシュサイズ(鉛直方向)

モデル化対象	せん断波速度 V_s (m/s)	(B)評価可能な 最大メッシュサイズ (鉛直方向) (m)	(A)設計モデルの 最大メッシュサイズ (鉛直方向) (m)
埋戻し土	最小 150* ¹	2.3	2.0
改良地盤 B	800	12.3* ²	2.0
支持地盤	最小 650 程度	10	10

注記 *1:地盤安定性評価での埋戻し土の V_s の最低値

*2:成層のため、実際は埋戻し土の寸法から設定される

3.2 改良地盤幅

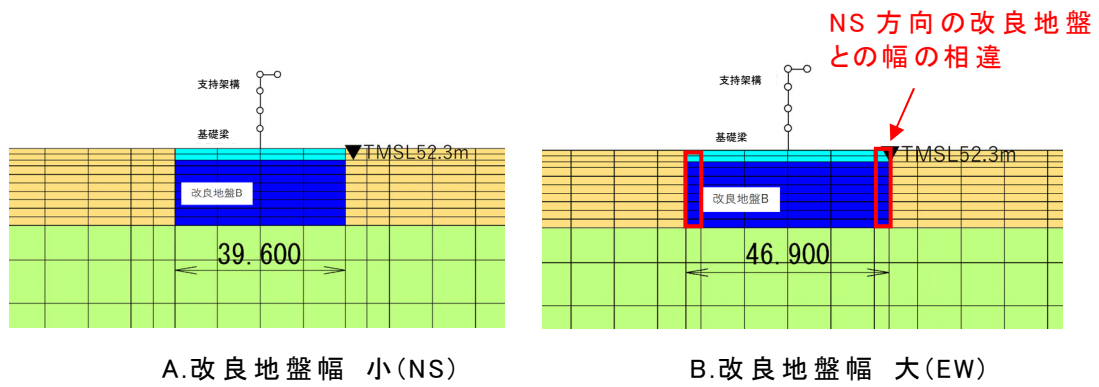
改良地盤幅が小さく、アスペクト比(高さ／幅)が大きくなる場合には、改良地盤のロッキング挙動が生じやすくなることから、支持架構の応答値が大きくなると考え、設計モデルでは、基礎梁幅に合わせ合理化し実態より小さく設定している。このため、設計モデルにおいて改良地盤幅を小さくモデル化することの妥当性について確認する。

(1) 確認方法

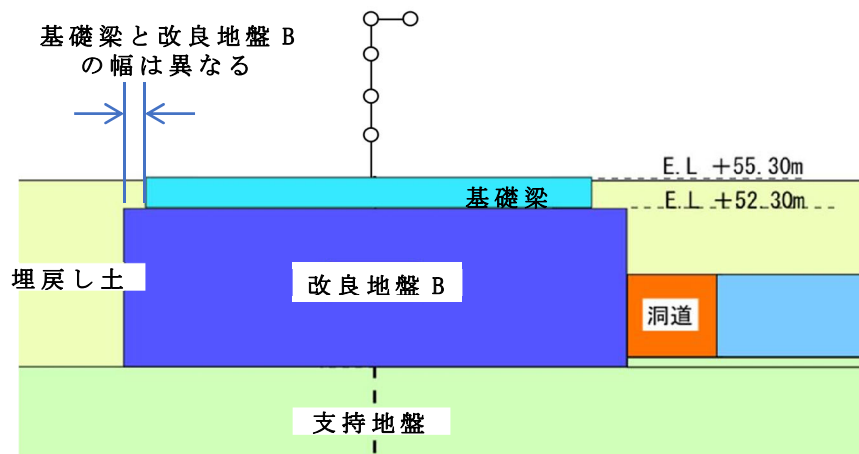
改良地盤幅のモデル化における設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)を第 3.2-1 図に、概略断面図を第 3.2-2 図に示す。設計モデルにおいて改良地盤幅を小さくモデル化することの妥当性については、設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。また、確認用モデルには、N S方向の設計モデル(A)よりも地盤改良幅の大きいE W方向の設計モデル(B)を用いる。

確認する応答値は、改良地盤幅が直接作用する改良地盤及び基礎梁の応答への影響を確認するため、以下のとおりとする。

- ① 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル
- ② 基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル
- ③ 改良地盤の変形量



第 3.2-1 図 設計モデル(A：改良地盤幅 小)と
確認用モデル(B：改良地盤幅 大)

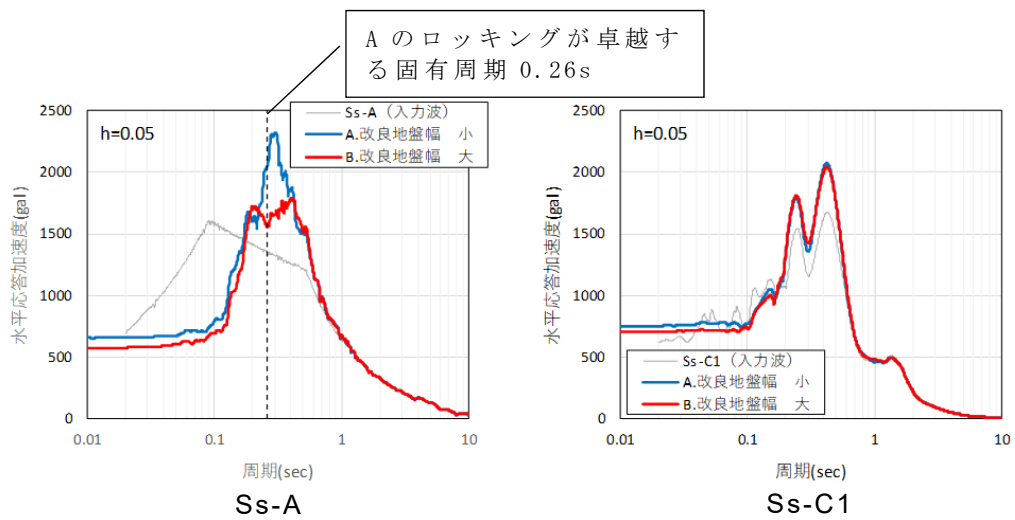


第 3.2-2 図 概略断面図

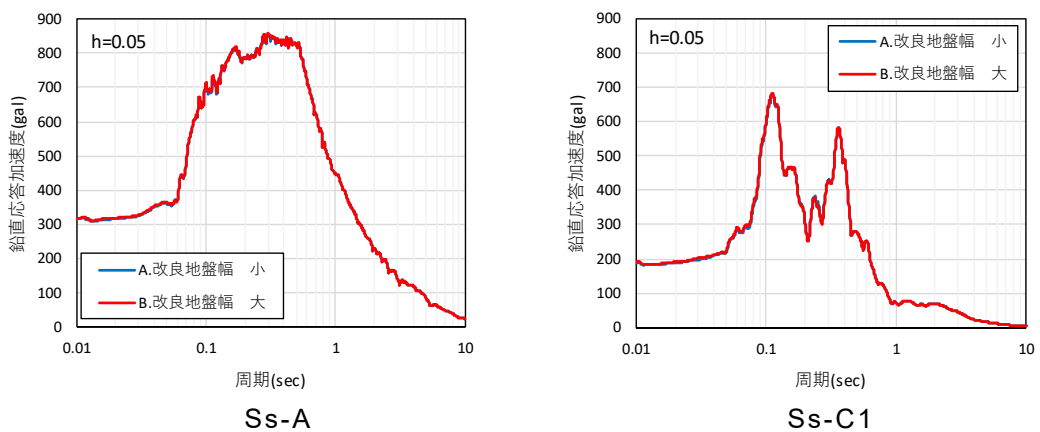
(2) 確認結果

改良地盤幅のモデル化における設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)の応答値の比較を第 3.2-3 図に、それぞれのモデルでロックキングが卓越するモードの図を第 3.2-4 図に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて改良地盤幅を小さくモデル化することの妥当性について確認した。

Ss-A の水平加速度応答スペクトルにおいて、設計モデル(A：改良地盤幅 小)が保守的な応答となっている。これは、水平加速度応答スペクトルのピークが、改良地盤のロックキングが卓越する周期に概ね対応していることから、改良地盤のロックキングの影響と考えられる。

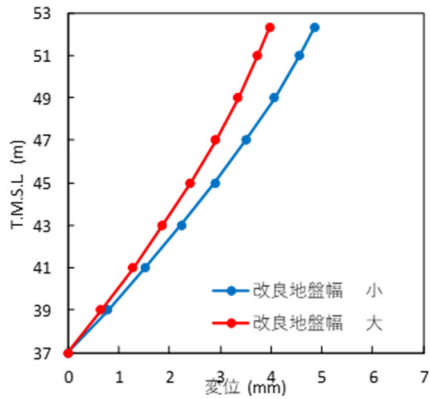


① 基礎梁上端 (T. M. S. L+55. 3m) の水平加速度応答スペクトル

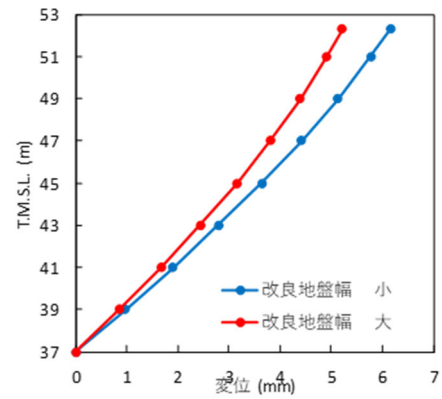


② 基礎梁上端 (T. M. S. L+55. 3m) の鉛直加速度応答スペクトル

第 3.2-3 図 設計モデル (A: 改良地盤幅 小) と
確認用モデル (B: 改良地盤幅 大) の応答値の比較 (1/2)



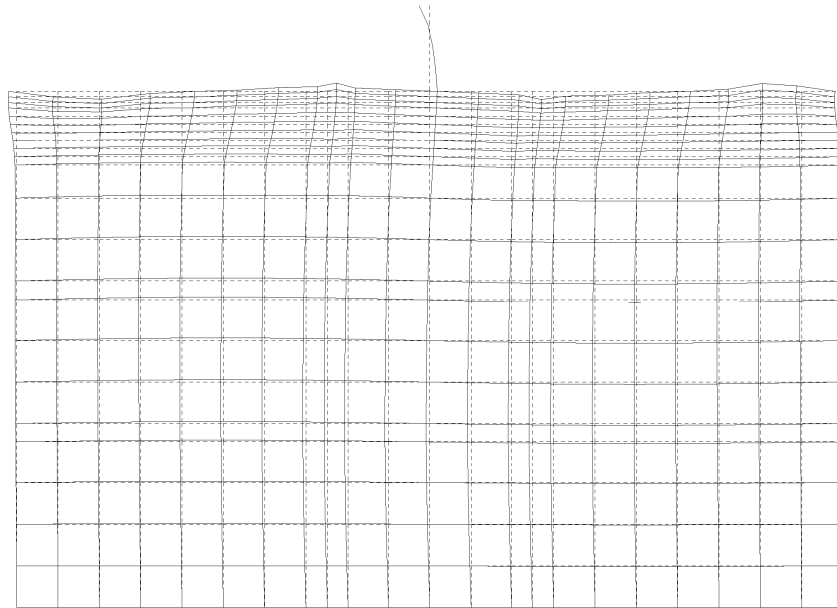
Ss-A



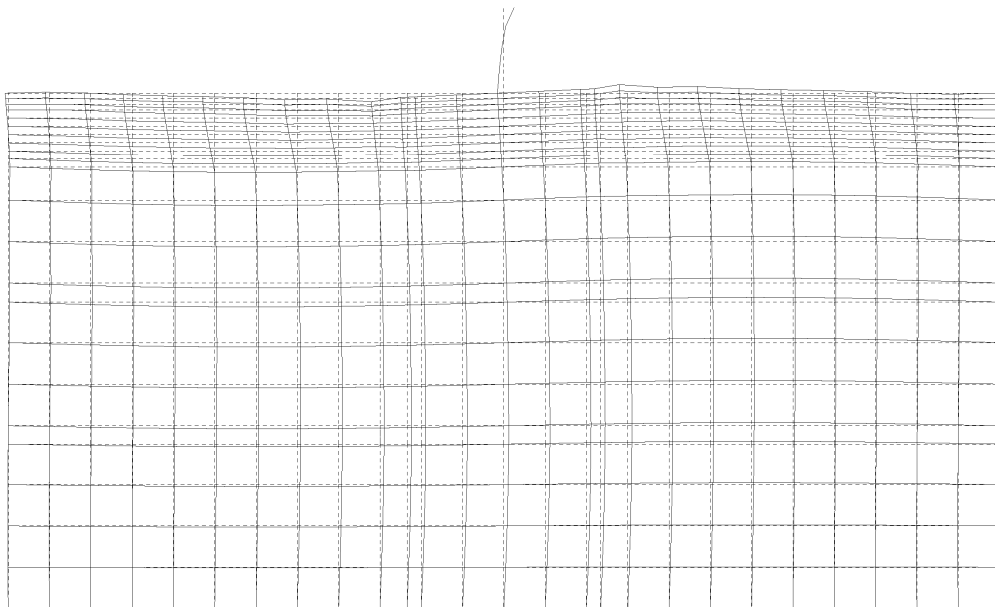
Ss-C1

③改良地盤の最大変位分布

第 3.2-3 図 設計モデル(A：改良地盤幅 小)と
確認用モデル(B：改良地盤幅 大)の応答値の比較(2/2)



(a) 設計モデル(A:改良地盤幅 小)
 (モデル全体のモード次数:6次,
 固有振動数:3.82Hz,固有周期:0.26s)



(b) 確認用モデル(B:改良地盤幅 大)
 (モデル全体のモード次数:6次,
 固有振動数:3.65Hz,固有周期:0.27s)

第 3.2-4 図 ロッキングが卓越するモードの図

3.3 支持架構

支持架構は、屋根トラスの外周に均等に配置された柱・はり・座屈拘束ブレースで構成されていることから、各層は一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、合理化し1軸の質点系でモデル化している。このため、設計モデルにおいて、門型の質点系でモデル化しないことの妥当性を確認する。なお、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性については、3次元フレームモデルを用いて確認している(別添2)。

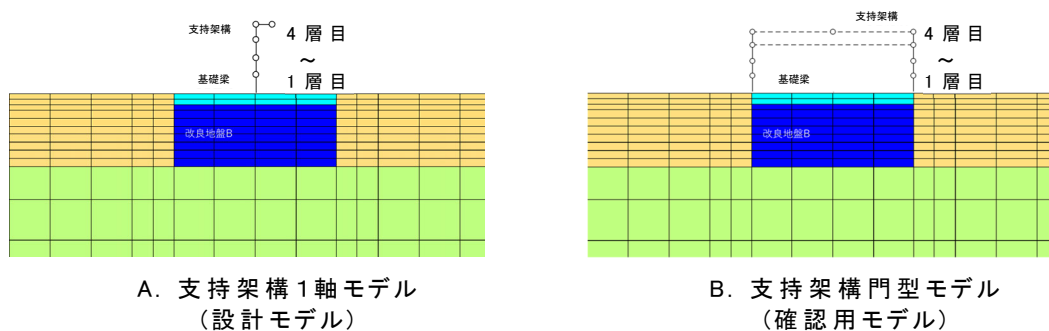
(1) 確認方法

支持架構のモデル化における設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)を第3.3-1図に、固有値解析結果の比較を第3.3-3図～第3.3-5図に示す。設計モデルにおいて門型の質点系でモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認する応答値は、支持架構の応答への影響を確認するため、以下のとおりとする。

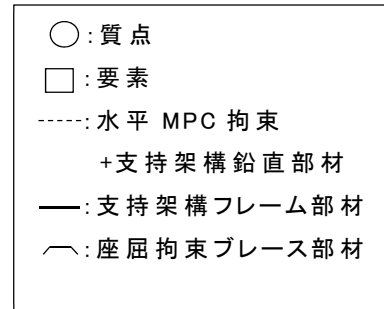
- ① 支持架構各層の層せん断力
- ② 屋根部の付加曲げ
- ③ 屋根部の鉛直加速度
- ④ 軸ひずみ

確認用モデルのモデル図を第3.3-2図に、支持架構の解析モデル諸元を第3.3-1表に示す。



第3.3-1図 設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)

凡例



- 注 1 : 回転自由度を要する線形バネにつながる節点 6 の回転自由度を拘束
 注 2 : 節点 1 と節点 6 の水平並進自由度を互いに拘束
 注 3 : 地下水位を地表面に設定
 注 4 : □61, □71 はばね要素

(支持架構拡大)

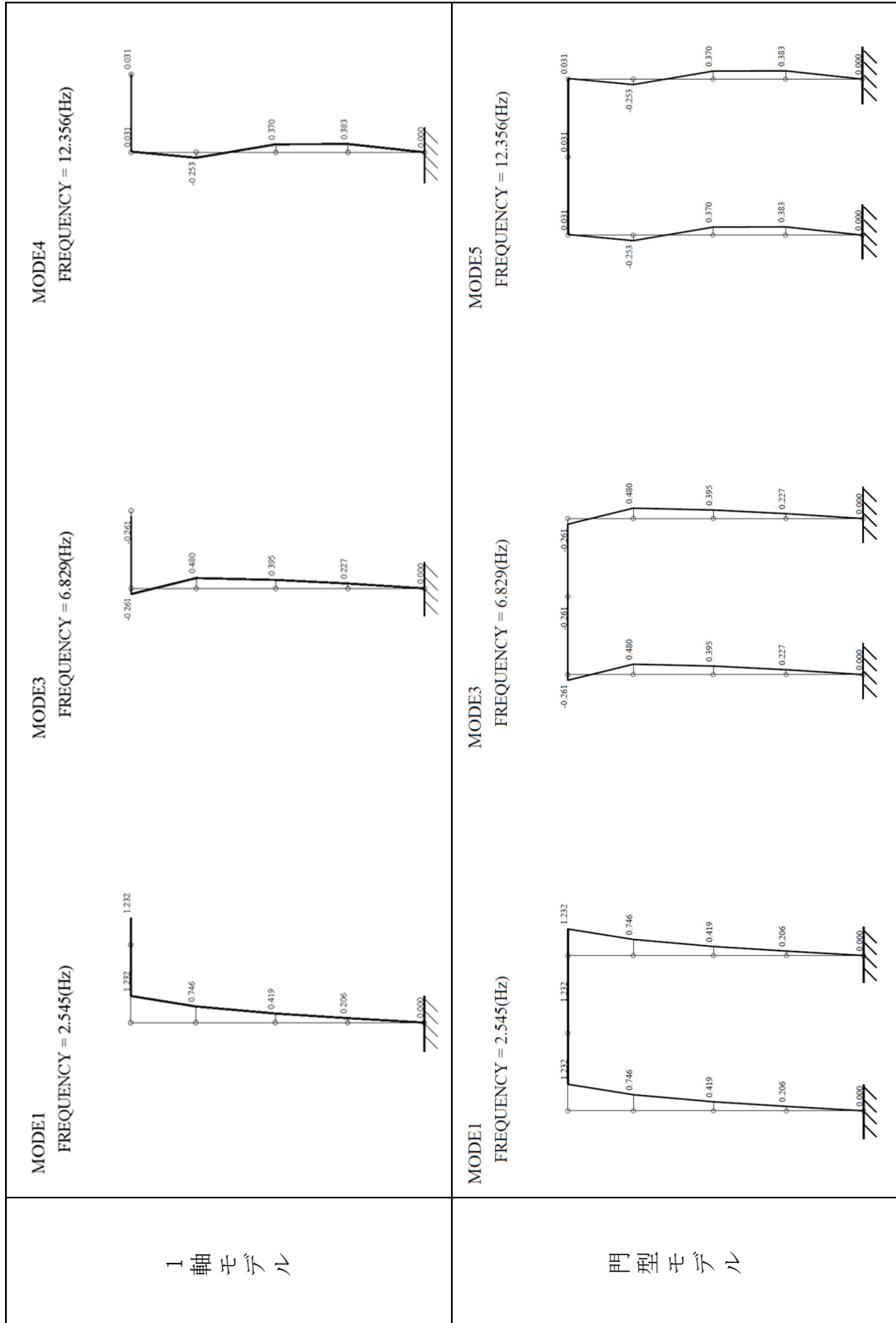
第 3.3-2 図 解析モデル図(確認用モデル)

第 3.3-1 表 支持架構の解析モデル諸元
確認用モデル

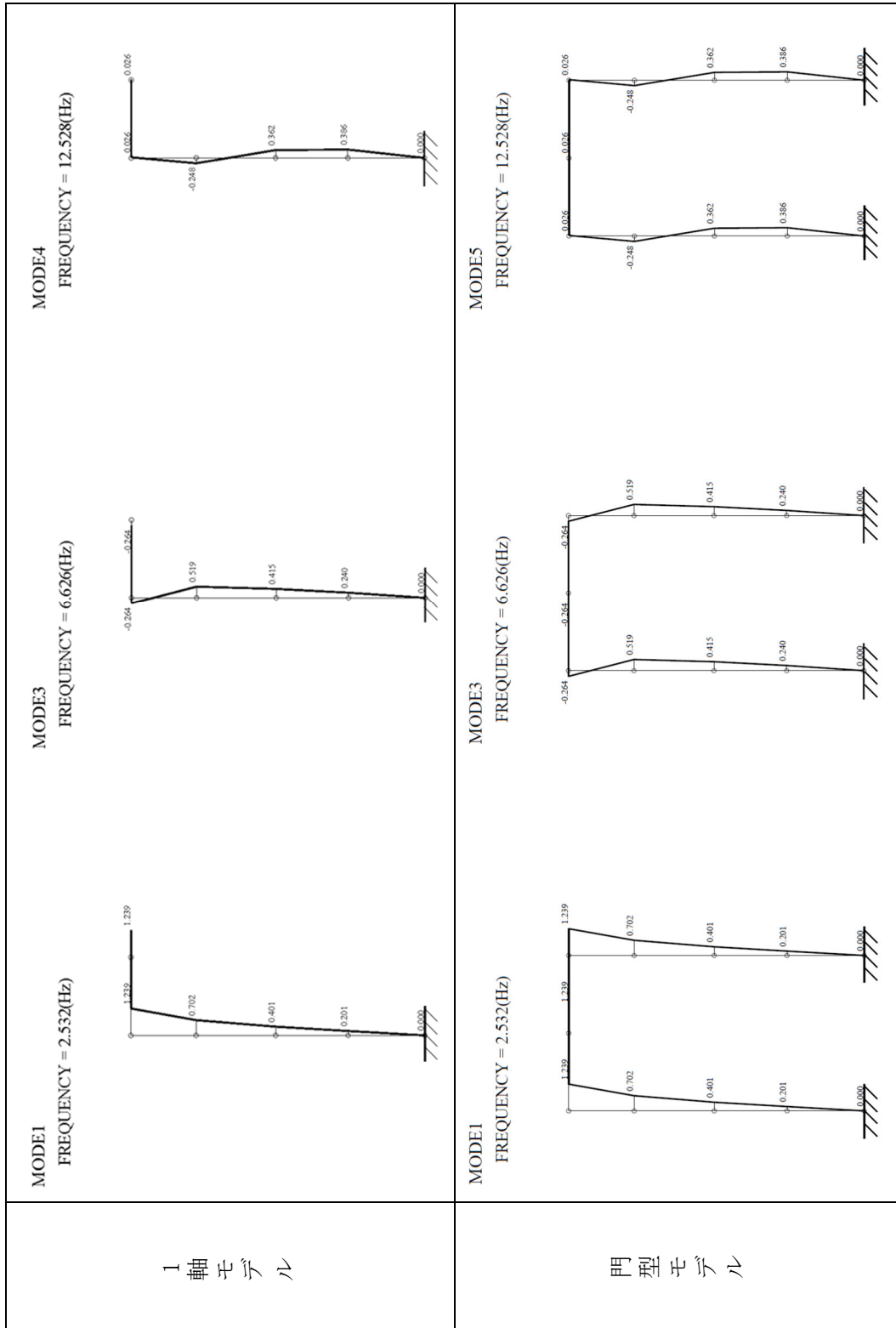
質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び 屋根	
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面積 A (m^2)	断面 2 次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面積 As (m^2)	要素 番号	ばね剛性 K ($\times 10^3 \text{kN/m}$)
⑥	75.60	0.000	398.6	0.00	-	75.60	-	-	-	61 71	13.4
① ⑩	75.60	238.0	119.0	21.8	11 211	75.60~ 71.10	0.0454	0.662	0.000897	-	-
② ⑩	71.10	160.6	80.3	21.8	21 221	71.10~ 65.60	0.0467	0.662	0.000407	121 161	27.1
③ ⑩	65.60	87.1	87.1	0.00	31 231	65.60~ 60.60	0.0454	0.662	0.000410	131 171	48.6
④ ⑩	60.60	99.6	99.6	0.00	41 241	60.60~ 55.30	0.0473	0.662	0.000576	141 181	50.8
⑤ ⑩	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1171	1171	-	-	-	-	-	-	-	-

注 1 : 重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化。

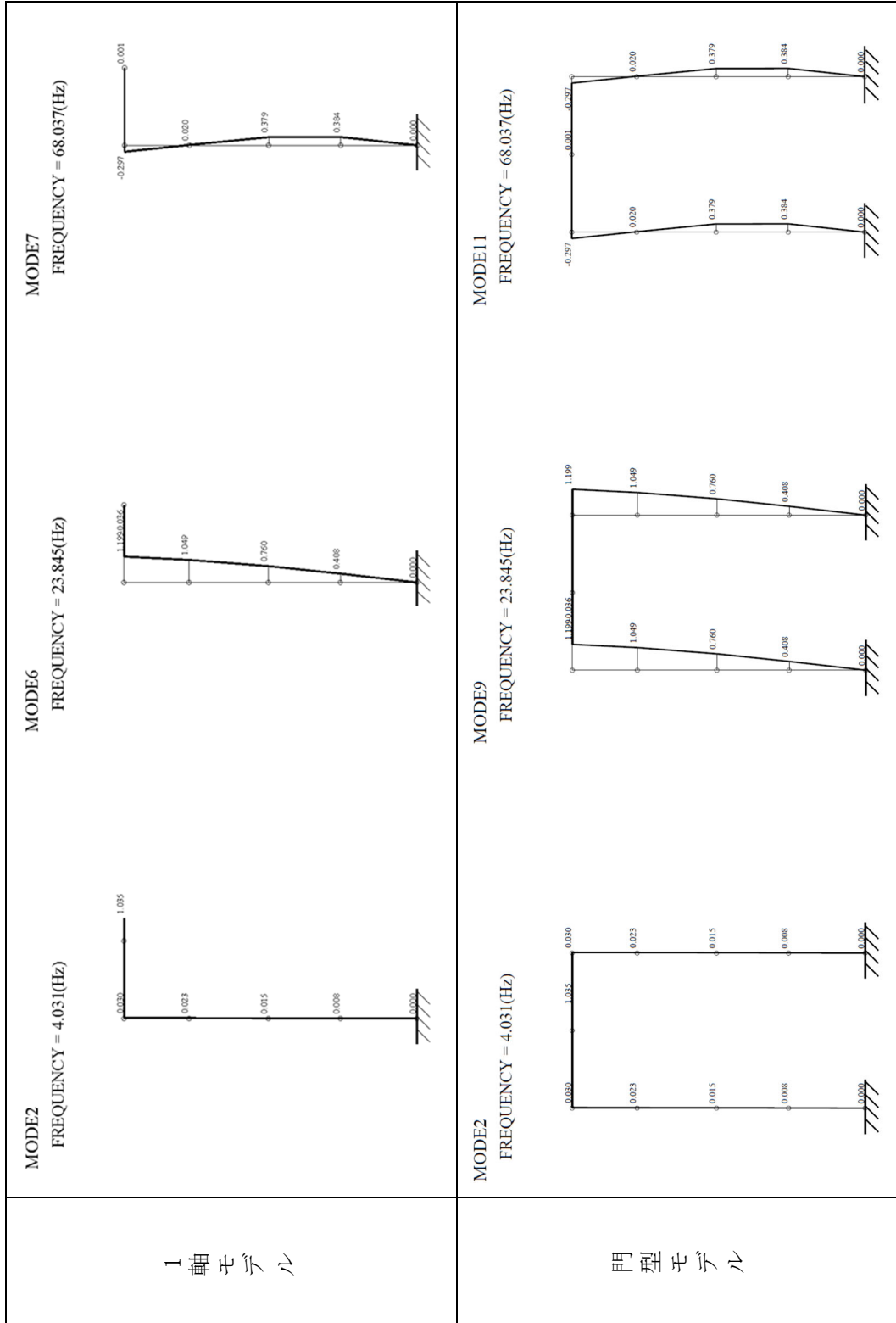
注 2 : 節点 6 は、水平自由度を MPC 拘束するために、水平方向に微小質量を定義。



第 3.3-3 図 設計モデル(A : 1 軸)と確認用モデル(B : 門型)固有値解析結果の比較(NS 方向)



第 3.3-4 図 設計モデル(A : 1 軸)と確認用モデル(B : 門型)固有値解析結果の比較(EW 方向)



第 3.3-5 図 設計モデル(A : 1 軸)と確認用モデル(B : 門型)固有値解析結果の比較(UD 方向)

※ 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

(2) 確認結果

支持架構のモデル化における設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)の応答値の比較を第3.3-2表に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから、設計モデルにおいて門型の質点系でモデル化しないことの妥当性について確認した。

第3.3-2表 設計モデル(A:1軸)と
確認用モデル(B:門型)の応答値の比較(1/2)

階層	Ss-A(NS方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の 付加曲げ (kNm)			③屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9864	0.999	8132	8352	1.028	1008	1008	1.000
3層目	12955	12958	1.001	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12805	1.001	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13232	1.002	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS方向)		
	④軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.39	1.39	1.000
2層目	0.56	0.56	1.004
1層目	0.33	0.33	1.006

凡例
A: 設計モデル
B: 確認用モデル

第 3.3-2 表 設計モデル(A:1軸)と
確認用モデル(B:門型)の応答値の比較(2/2)

階層	Ss-C1(NS方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の 付加曲げ (kNm)			③屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10398	0.999	4216	4119	0.978	614	614	1.001
3層目	14230	14228	1.000	-	-	-	-	-	-
2層目	14626	14626	1.001	-	-	-	-	-	-
1層目	15048	15043	1.000	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1 (NS方向)		
	④軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.67	1.67	1.000
2層目	0.94	0.94	1.000
1層目	0.57	0.57	0.998

凡例
A:設計モデル
B:確認用モデル

3.4 接触剥離要素

埋戻し土が液状化した場合には、剛性がほぼ0となること、基礎梁と埋戻し土の接触面が基礎梁側面の一部に限定されることから、構造物と地盤の境界面における接触剥離の影響は小さいと考え、設計モデルでは、接触剥離要素を合理化しモデル化していない。このため、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性を確認する。

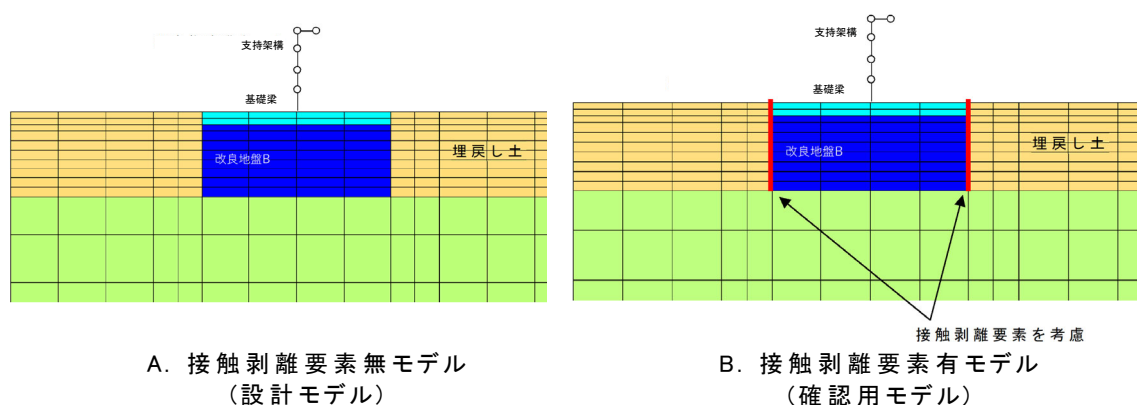
(1) 確認方法

接触剥離要素のモデル化における設計モデル(A:接触剥離要素無)と確認用モデル(B:接触剥離要素有)を第3.4-1図に示す。設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A:接触剥離要素無)と確認用モデル(B:接触剥離要素有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。また、基礎梁と埋戻し土の接触面は、基礎梁側面の一部に限定されるものの、確認用モデルでは、影響確認のため、接触剥離要素の範囲を広げ改良地盤側面に設定するとともに、改良地盤底面は、杭が根入れされていることから剥離は生じないものとして、接触剥離要素はモデル化しない。

確認する応答値は、接触剥離要素が直接作用する改良地盤及び基礎梁の応答への影響を確認するため、以下のとおりとする。

- ① 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル
- ② 基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル
- ③ 改良地盤の変形量

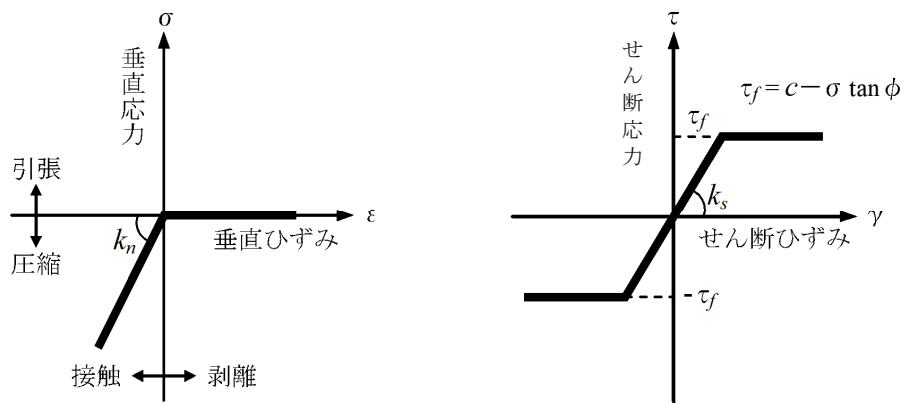
確認用モデルに使用するジョイント要素の剛性を第3.4-1表に、ジョイント要素の非線形特性を第3.4-2図に示す。



第3.4-1図 設計モデル(A:接触剥離要素無)と
確認用モデル(B:接触剥離要素有)

第 3.4-1 表 ジョイント要素の剛性

箇所	剛性 K_n, K_s (kN/m^3)	強度定数
基礎-埋戻し土	1.0×10^6	c, ϕ は 埋戻し土相当
改良地盤 B-埋戻し土	1.0×10^6	c, ϕ は 埋戻し土相当

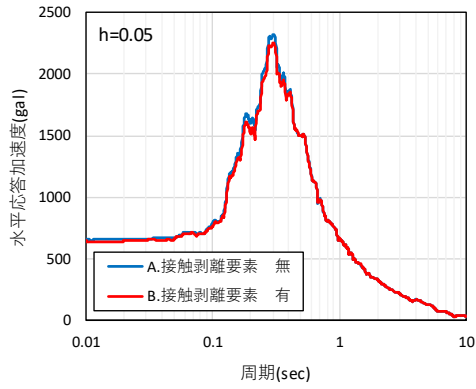


第 3.4-2 図 ジョイント要素の非線形特性

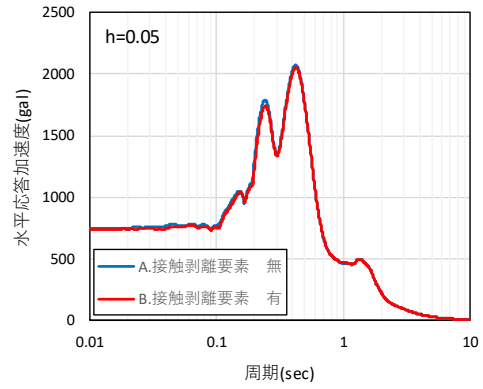
(2) 確認結果

接触剥離要素のモデル化における設計モデル(A：接触剥離要素 無)と確認用モデル(B：接触剥離要素 有)の応答値の比較を第 3.4-3 図に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性について確認した。

また、第 3.4-4 図～第 3.4-7 図及び第 3.4-2 表に確認用モデルの改良地盤側面の接触剥離状況を示す。確認用モデル(B：接触剥離要素 有)では、瞬間的に大きく剥離が生じていることが確認できるものの、応答値については、上記のとおり、設計モデルと概ね同等の結果となっている。これは、埋戻し土の剛性が改良地盤と比較して非常に小さいこと、液状化した場合には、剛性がほぼ 0 となることによるものと考えられる。

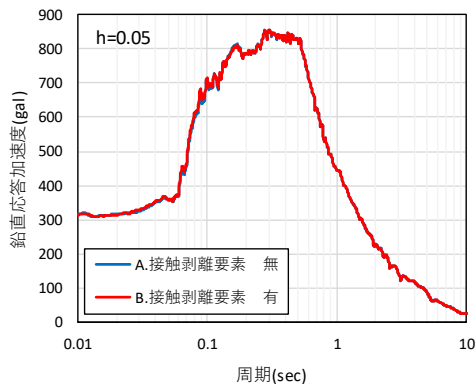


Ss-A

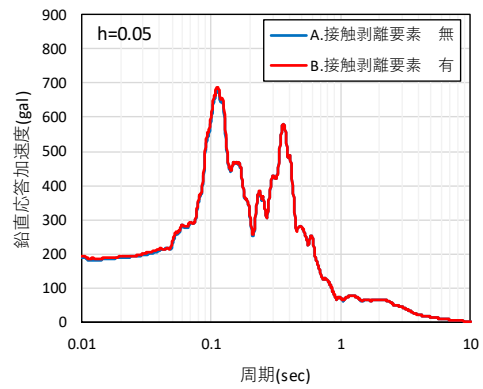


Ss-C1

① 基礎梁上端 (T. M. S. L+55. 3m) の水平加速度応答スペクトル

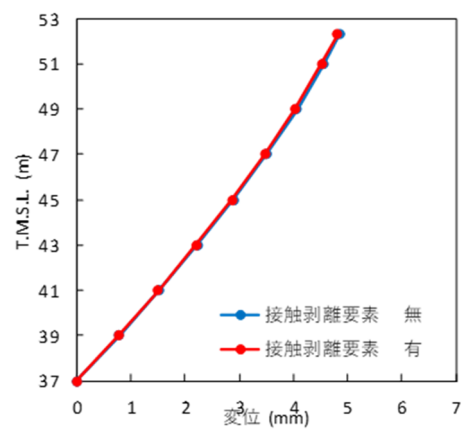


Ss-A

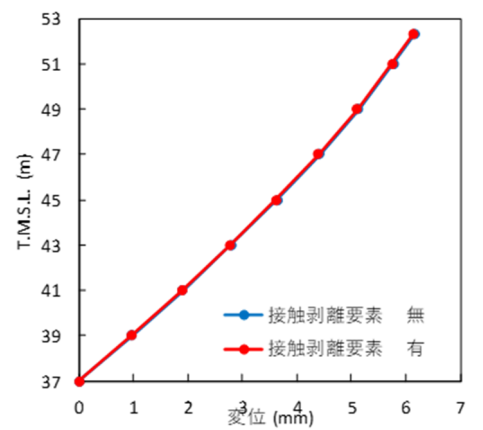


Ss-C1

② 基礎梁上端 (T. M. S. L+55. 3m) の鉛直加速度応答スペクトル



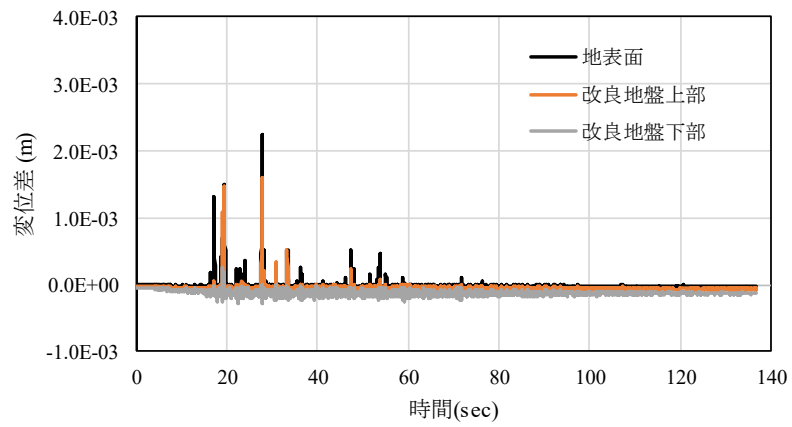
Ss-A



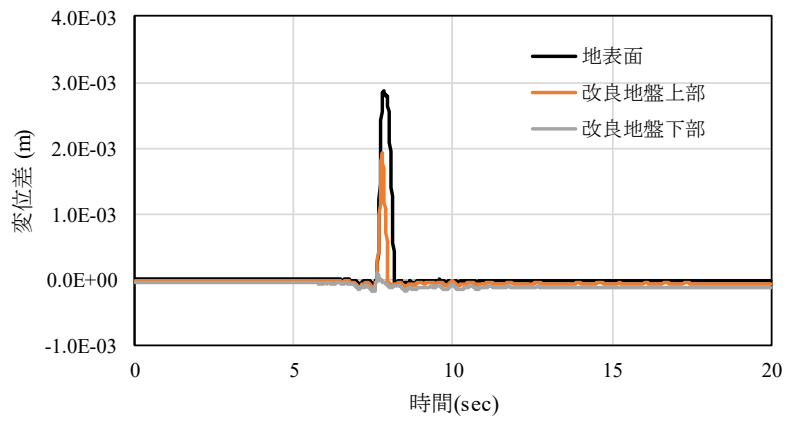
Ss-C1

③ 改良地盤の最大変位分布

第 3.4-3 図 設計モデル (A : 接触剥離要素無) と 確認用モデル (B : 接触剥離要素有) の応答値の比較



第 3.4-4 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (Ss-A, 北側 (モデル左))



第 3.4-5 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (Ss-C1, 北側 (モデル左))

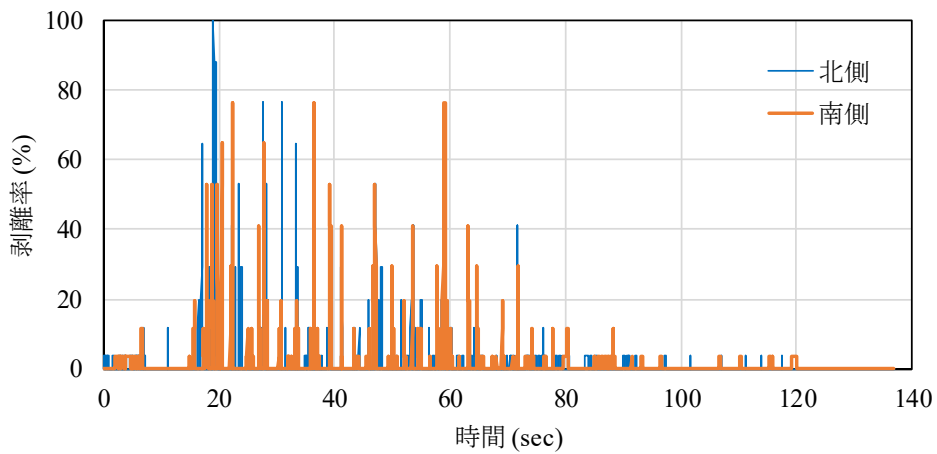
第 3.4-2 表 接触剥離要素の最大剥離率

入力地震動	剥離率*	
	北側 (モデル左)	南側 (モデル右)
Ss-A	1.000	0.765
Ss-C1	0.882	0.765

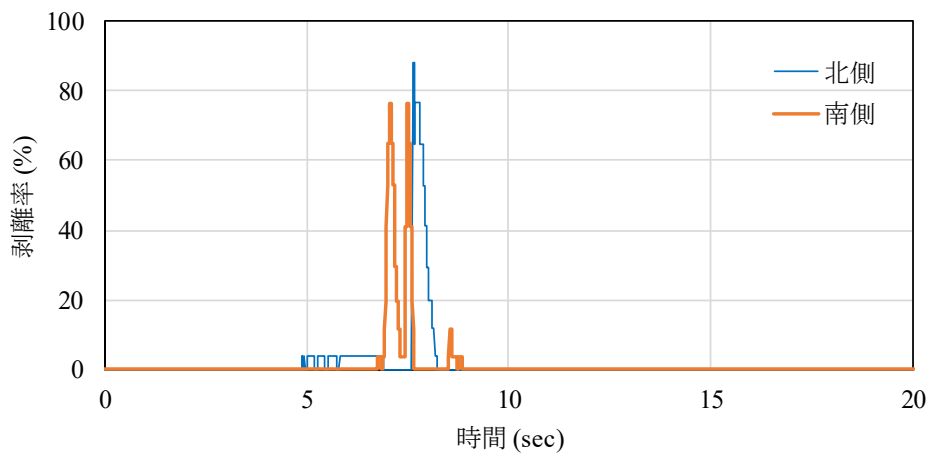
注記 *剥離率 = L'_j / L_j

L'_j : 接触剥離要素の剥離長さ

L_j : 接触剥離要素の長さ



第 3.4-6 図 接触剥離要素の剥離率 (Ss-A)



第 3.4-7 図 接触剥離要素の剥離率 (Ss-C1)

3.5 粗粒砂岩

粗粒砂岩の層厚(0.37m)は、ひずみ要素でモデル化する場合には、アスペクト比(高さ／幅 < 5)を考慮し、より小さなメッシュサイズに変更する必要があること、地盤の層厚(107m:解放基板表面から地盤表面)に対し非常に小さいことから、地震応答解析における影響は軽微と考え、設計モデルでは、合理化しモデル化していない。このため、設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性について確認する。

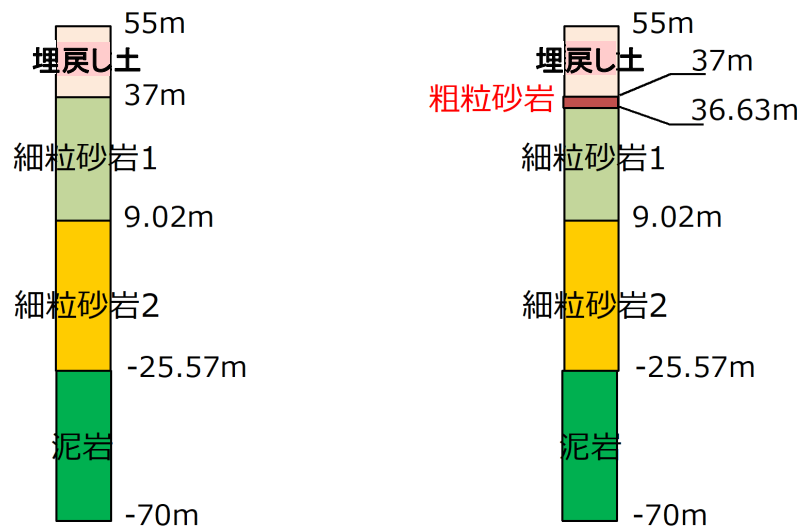
(1) 確認方法

2次元FEMにより確認する場合には、メッシュサイズを変更する必要があることから、1次元土柱モデルを用い、解析手法は有効応力解析とする。なお、埋戻し土には非線形特性を考慮し、岩盤（粗粒砂岩、細粒砂岩及び泥岩）は等価線形解析で得られる等価物性値に基づき設定した地盤定数を用いる。粗粒砂岩のモデル化における設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)を第3.5-1図に示す。設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認する応答値は、波動伝搬における粗粒砂岩の影響を確認するため、地表面における応答加速度スペクトルとする。

- ① 地表面の水平加速度応答スペクトル
- ② 地表面の鉛直加速度応答スペクトル

使用する物性値について、設計モデルの埋戻し土、細粒砂岩及び泥岩並びに確認用モデルの埋戻し土は「資料1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の地震応答計算書」の基本ケースと同様の物性値とする。確認用モデルに使用する岩盤（粗粒砂岩、細粒砂岩、泥岩）の物性値を第5.3-1表に示す。



A. 粗粒砂岩 無 (A)

B. 粗粒砂岩 有 (B)

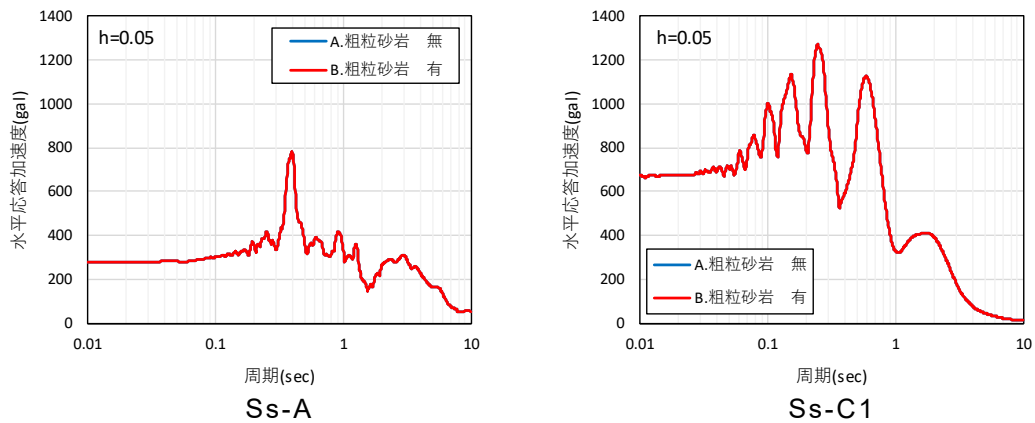
第3.5-1図 設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と
確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)

第 3.5-1 表 確認用モデル (B:粗粒砂岩 有) の岩盤の物性値

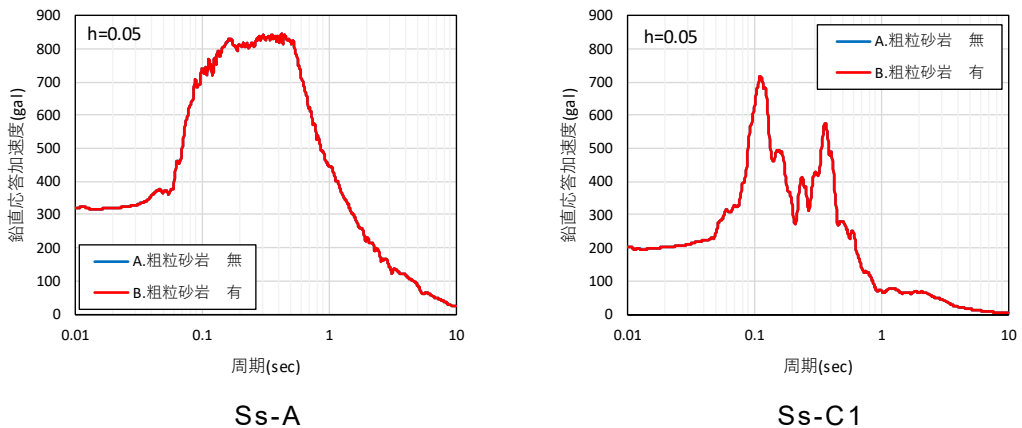
Ss	岩種	質量密度 (g/cm ³)	動ポ アソ ン比	等価せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰 定数	P 波 速度 Vp (m/s)	S 波 速度 Vs (m/s)
Ss-A	粗粒 砂岩	1.87	0.43	7.24×10^5	0.03	1740	622
	細粒 砂岩 1	1.87	0.43	8.07×10^5	0.02	1840	657
	細粒 砂岩 2	1.85	0.37	1.54×10^6	0.02	1980	914
	泥岩	1.72	0.39	1.04×10^6	0.02	1850	778
Ss-C1	粗粒 砂岩	1.87	0.43	6.94×10^5	0.04	1710	609
	細粒 砂岩 1	1.87	0.43	7.91×10^5	0.02	1820	650
	細粒 砂岩 2	1.85	0.37	1.52×10^6	0.02	1960	905
	泥岩	1.72	0.39	1.03×10^6	0.02	1840	773

(2) 確認結果

粗粒砂岩のモデル化における設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)の応答値の比較を第 3.5-2 図に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから、設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性について確認した。



① 地表面の水平加速度応答スペクトル



② 地表面の鉛直加速度応答スペクトル

第 3.5-2 図 設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と
確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)の応答値の比較

3.6 基礎梁高さ

地盤面レベル (T. M. S. L. 55.0m) から基礎梁の上端レベル (T. M. S. L. 55.3m) までの高さ 0.3m を平面ひずみ要素でモデル化する場合には、アスペクト比 (高さ/幅 < 5) を考慮し、より小さなメッシュサイズに変更する必要があること、支持架構高さ (■■■■m) に比べ十分に小さく、鉄骨造である支持架構との剛性差も十分に大きい (第 3.6-1 表参照) ことから、設計モデルでは、合理化し剛梁としてモデル化している。このため、設計モデルにおいて、基礎梁の高さ 0.3m 分を剛梁としてモデル化することの妥当性について確認する。

第 3.6-1 表 鉄骨脚部と鉄筋コンクリート基礎梁のせん断剛性の比較

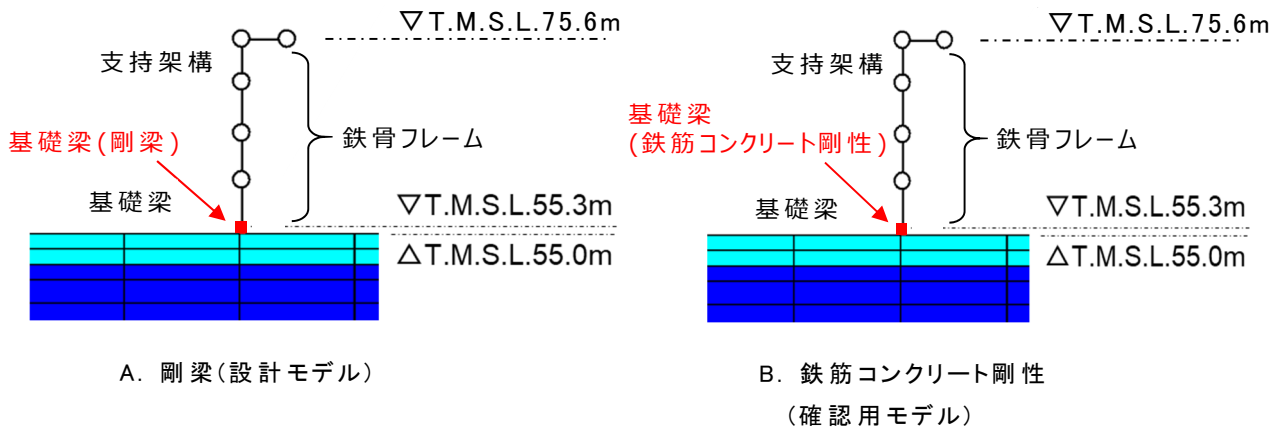
項目		せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (m ²)	高さ H (m)	せん断 剛性 G·As/H (kN/m)
鉄骨	NS方向 【A】	79000	0.1204	0.3	3.17E+07
	EW方向 【B】	79000	0.1203	0.3	3.17E+07
RC	NS&EW方向 【C】	9450	598.1	0.3	1.88E+10
比率 (RC/鉄骨)		NS方向 (【C】 / 【A】)			594
		EW方向 (【C】 / 【B】)			595

(1) 確認方法

基礎梁高さのモデル化における設計モデル(A:剛梁)と確認用モデル(B:鉄筋コンクリート剛性)を第3.6-1図に示す。設計モデルにおいて、基礎梁の高さ0.3m分を剛梁としてモデル化することの妥当性については、設計モデル(A:剛梁)と確認用モデル(B:鉄筋コンクリート剛性)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認する応答値は、支持架構、基礎梁及び改良地盤の応答への影響を確認するため、以下のとおりとする。

- ① 支持架構各層の層せん断力
- ② 屋根部の付加曲げ
- ③ 屋根部の鉛直加速度
- ④ 基礎梁上端の水平加速度
- ⑤ 基礎梁上端の鉛直加速度
- ⑥ 改良地盤の変形量
- ⑦ 軸ひずみ



第3.6-1図 設計モデル(A:剛梁)と
確認用モデル(B:鉄筋コンクリート剛性)

(2) 確認結果

基礎梁高さのモデル化における設計モデル(A:剛梁)と確認用モデル(B:鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較を第3.6-2表に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから、設計モデルにおいて、基礎梁の高さ0.3m分を剛梁としてモデル化することの妥当性について確認した。

第 3.6-2 表 設計モデル(A：剛梁)と確認用モデル
(B：鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較(1/2)

階層	Ss-A(NS 方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の 付加曲げ (kNm)			③屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9880	1.000	8132	8132	1.000	1008	1008	1.001
3 層目	12955	12955	1.000	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12793	1.000	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13218	1.001	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS 方向)								
	④基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			⑤基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			⑥改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	660	1.001	317	317	1.001	4.85	4.85	1.000

階層	Ss-A(NS 方向)		
	⑦軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.39	1.39	1.000
2 層目	0.56	0.56	1.000
1 層目	0.33	0.33	1.001

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

第 3.6-2 表 設計モデル(A：剛梁)と確認用モデル
(B：鉄筋コンクリート剛性)の応答値の比較(2/2)

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の 付加曲げ (kNm)			③屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10417	1.000	4216	4216	1.000	614	614	1.000
3 層目	14230	14230	1.000	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14626	1.000	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	15048	1.000	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	④基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			⑤基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			⑥改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	753	1.001	189	189	1.001	6.15	6.15	1.000

階層	Ss-C1 (NS 方向)		
	⑦軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.67	1.67	1.001
2 層目	0.94	0.94	1.000
1 層目	0.57	0.57	1.000

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

3.7 妥当性のまとめ

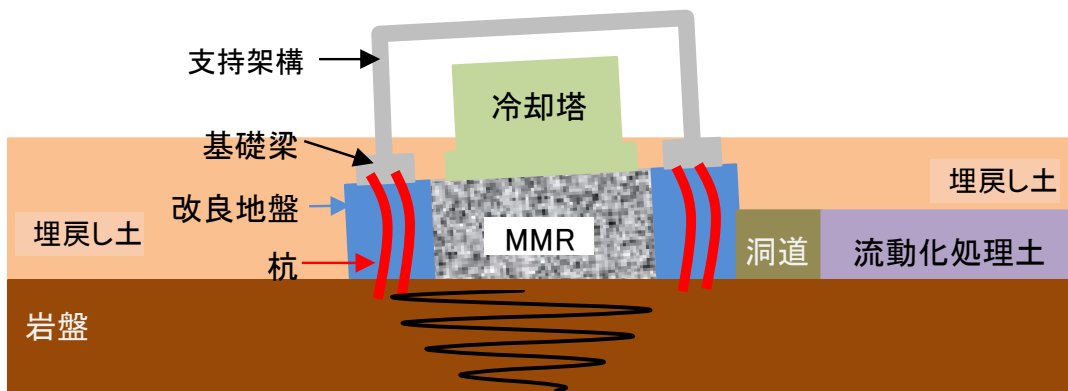
メッシュサイズについては、設計モデルにおいて合理化した地盤の最大メッシュサイズと支持架構の振動数を適切に評価できる地盤の最大メッシュサイズを比較し妥当性を確認した。設計モデルにおいて合理化した改良地盤幅、支持架構、接触剥離要素、粗粒砂岩及び基礎梁高さについては、設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより、妥当性を確認した。

以上のとおり、設計モデルにおいて合理化した各項目について、妥当性を確認した。

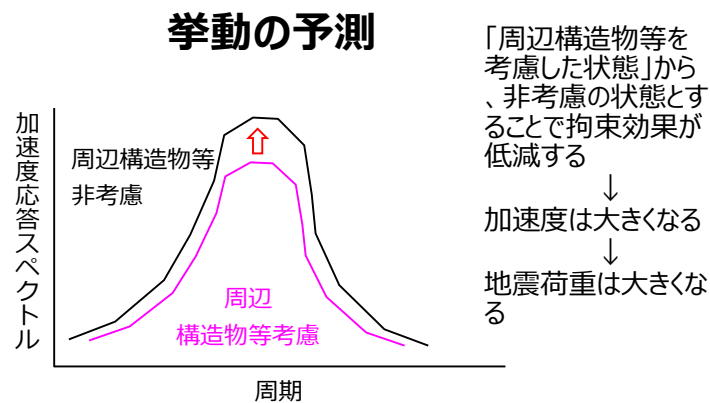
4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)

水平方向の応答値が保守的となるよう設定した拘束効果に係る周辺構造物、杭及びMMRに関して、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値の保守性を検証する。

周辺構造物、杭及びMMRをモデル化対象としない場合、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の応答値は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは周辺構造物、杭及びMMRを非考慮とする。周辺構造物、杭及びMMRを非考慮とした場合の挙動傾向予測を第4-1図に示す。



(a) 飛来物防護ネット架構の周辺構造物等の配置概念図



(b) 基礎梁上端の加速度応答スペクトルの予測

第4-1図 周辺構造物等を非考慮とした場合の挙動傾向予測

4.1 周辺構造物

洞道等の周辺構造物については、モデル化せず埋戻し土の地盤物性を用いる場合には、周辺構造物による拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

(1) 確認方法

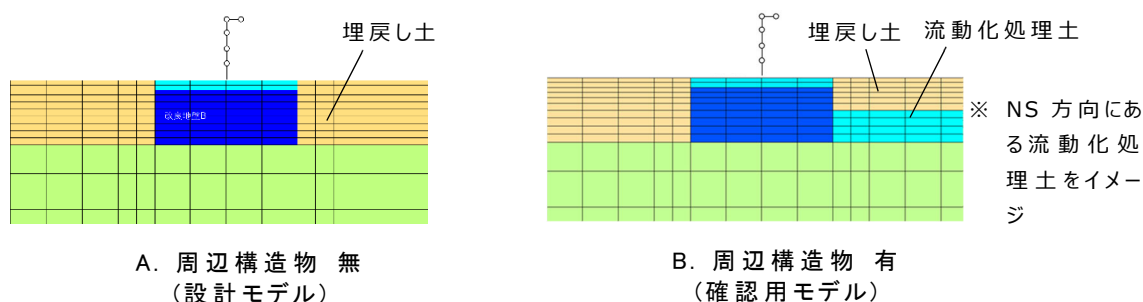
周辺構造物のモデル化における設計モデル(A：周辺構造物 無)と確認用モデル(B：周辺構造物 有)を第 4.1-1 図に示す。設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性については、設計モデル(A：周辺構造物 無)と確認用モデル(B：周辺構造物 有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。また、確認用モデルにおける周辺構造物は、周辺構造物の配置状況を踏まえ、流動化処理土の物性値を用いてモデル化する。

確認する水平応答値は、支持架構への影響を確認するため、以下のとおりとする。

- ① 支持架構各層の層せん断力
- ② 屋根部の付加曲げ
- ③ 軸ひずみ

なお、検討条件については、3 章と同様の地震動(S_s-A, S_s-C1)、検討断面(NS 断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。

確認用モデルに使用する流動化処理土の物性値を第 4.1-1 表に示す。



第 4.1-1 図 設計モデル(A：周辺構造物 無)と
確認用モデル(B：周辺構造物 有)

第 4.1-1 表 流動化処理土の物性値

項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.63	g/cm ³
間隙率	n	0.62	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.00	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	3.80×10^5	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.00	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	9.91×10^5	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	$0.347 + 0.242p$	N/mm ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.140	-

注 : p は各要素の中心位置に作用する上載圧 (N/mm²) を示す。

(2) 確認結果

周辺構造物のモデル化における設計モデル(A：周辺構造物 無)と確認用モデル(B：周辺構造物 有)の水平応答値の比較を第4.1-2表に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。

第4.1-2表 設計モデル(A：周辺構造物 無)と
確認用モデル(B：周辺構造物 有)の水平応答値の比較

階層	S _s -A(NS方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の付加曲げ(kNm)			③軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9133	0.925	8132	6065	0.746	-	-	-
3層目	12955	12098	0.934	-	-	-	1.39	1.22	0.877
2層目	12793	12054	0.943	-	-	-	0.56	0.41	0.739
1層目	13217	13051	0.988	-	-	-	0.33	0.29	0.893

階層	S _s -C1(NS方向)								
	①層せん断力(kN)			②屋根部の付加曲げ(kNm)			③軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	10417	10099	0.970	4216	3201	0.760	-	-	-
3層目	14230	13779	0.969	-	-	-	1.67	1.57	0.941
2層目	14626	14028	0.960	-	-	-	0.94	0.83	0.879
1層目	15048	14569	0.969	-	-	-	0.57	0.51	0.882

凡例

A：設計モデル

B：確認用モデル

4.2 杭

杭については、モデル化せず改良地盤の地盤物性を用いる場合には、杭の剛性及び根入れを無視することにより拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

(1) 確認方法

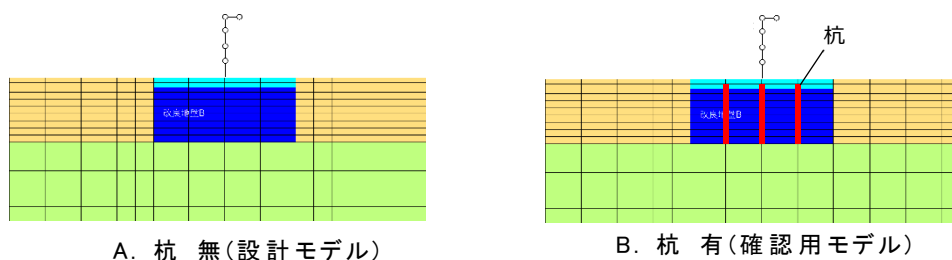
杭のモデル化における設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)を第4.2-1図に示す。設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性については、設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認する水平応答値は、杭が直接作用する支持架構及び改良地盤への影響を確認するため、以下のとおりとする。

- ① 改良地盤の変形量
- ② 支持架構各層の層せん断力
- ③ 屋根部の付加曲げ
- ④ 軸ひずみ

なお、検討条件については、3章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1), 検討断面(NS断面), 地盤物性(基本ケース), 解析手法(有効応力)とする。

確認用モデルに使用する杭の諸元を第4.2-1表に示す。なお、杭の物性値は16本の杭を面積と断面2次モーメントが等価となるように3本の杭に置換してモデル化する。



第4.2-1図 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)

第 4.2-1 表 杭の諸元

(a) 断面諸元

杭径	断面積* (m ²)	断面 2 次 モーメント* (m ⁴)	有効せん断面積* (m ²)
Φ 1m	中央 1.745	中央 1.343×10 ¹	中央 1.5705
	左右 2.618	左右 7.036×10 ¹	左右 2.3562

注* : 等価な断面となるように設定

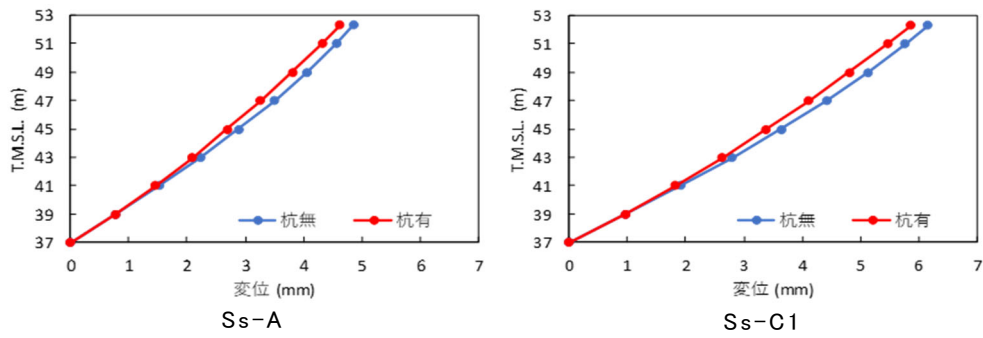
(b) 材料物性値

材料	質量密度* (g/cm ³)	動ポアソン比	せん断弾性係数 (kN/m ²)
RC 杭 (設計基準強度 27.0N/mm ²)	0.680	0.200	9.825×10 ⁶

注* : 鉄筋コンクリートの質量密度から、改良地盤 B の質量密度を差し引いて設定

(2) 確認結果

杭のモデル化における設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較を第 4.2-2 図及び第 4.2-2 表に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。



①改良地盤の最大相対変位量

第 4.2-2 図 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較

第 4.2-2 表 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答値の比較

階層	Ss-A(NS 方向)								
	②層せん断力(kN)			③屋根部の付加曲げ(kNm)			④軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9893	1.002	8132	7777	0.957	-	-	-
3 層目	12955	12972	1.002	-	-	-	1.39	1.39	1.003
2 層目	12793	12814	1.002	-	-	-	0.56	0.56	1.008
1 層目	13217	13225	1.001	-	-	-	0.33	0.33	1.001

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	②層せん断力(kN)			③屋根部の付加曲げ(kNm)			④軸ひずみ(%) (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10422	1.001	4216	4062	0.964	-	-	-
3 層目	14230	14236	1.001	-	-	-	1.67	1.67	1.001
2 層目	14626	14640	1.001	-	-	-	0.94	0.94	1.003
1 層目	15048	15075	1.002	-	-	-	0.57	0.58	1.006

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

4.3 MMR

MMR については、モデル化せず改良地盤の地盤物性を用いる場合には、地盤の剛性が低く評価され*拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて MMR をモデル化せずに改良地盤の地盤物性を用いることの水平応答の保守性について確認する。

注*： $(\text{MMR のせん断弾性係数}) \div (\text{改良地盤 B の基準拘束圧におけるせん断弾性係数}) = (1.925 \times 10^7 / (2(1+0.200))) \div 1.10 \times 10^6 = \text{約 } 7.29 \text{ 倍}$

(1) 確認方法

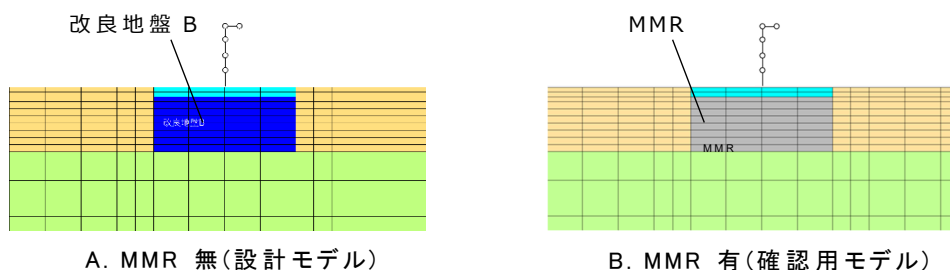
MMR のモデル化における設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR 有)を第 4.3-1 図に示す。設計モデルにおいて MMR をモデル化しないことの水平応答の保守性については、設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR 有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

確認する水平応答値は、MMR が直接作用する基礎梁への影響を確認するため、以下のとおりとする。

① 基礎梁部の水平加速度応答スペクトル

なお、検討条件については、3 章と同様の地震動(Ss-A, Ss-C1)、検討断面(NS 断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。

確認用モデルに使用する MMR の物性値を第 4.3-1 表に示す。



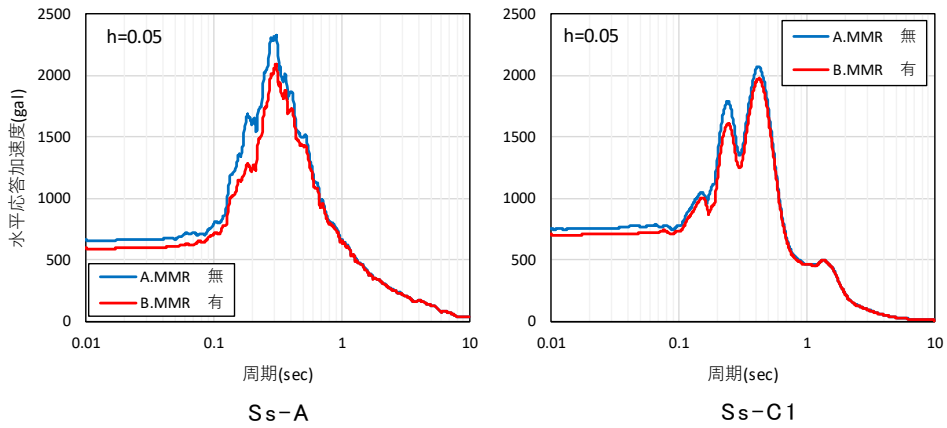
第 4.3-1 図 設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR 有)

第 4.3-1 表 MMR の物性値

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	ヤング係数 (kN/m ²)
MMR	2.300	0.200	1.925 × 10 ⁷

(2) 確認結果

MMR のモデル化における設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR 有)の水平応答値の比較を第 4.3-2 図に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて MMR をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。



① 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

第 4.3-2 図 設計モデル(A: MMR 無)と
確認用モデル(B: MMR 有)の応答値の比較

4.4 拘束効果(水平方向)のまとめ

設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した周辺構造物、杭及びMMRについて、設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることにより、水平応答の保守性を確認した。

以上のとおり、設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した各項目について、水平応答の保守性を確認した。

5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響

2章に記載の通り、拘束効果(水平方向)に関して設定した項目は、水平方向の応答について保守性を確保したものであり、鉛直方向の応答については必ずしも保守的とはならない。そのため、5章では2章にて設定した項目に対して、鉛直応答に対する保守性を確保できるかを確認し、保守性を確保できない場合はその原因及び設計に与える影響を確認する。

5.1 影響の確認

拘束効果(水平方向)で設定した周辺構造物,杭及びMMRの各項目について,鉛直応答値への影響を確認する。周辺構造物及び杭においては,支持架構への影響を与えると考えられるため,屋根部の応答に着目する。MMRにおいては施設直下の地盤剛性に影響することから,周期による応答の違いが生じることが考えられるため,基礎梁上端の周期帯の特性に着目する。

(1) 確認方法

鉛直応答値への影響は設計モデルと4章の各項目に用いた確認用モデルの比較により確認する。

周辺構造物及び杭において確認する鉛直応答値は,以下の通りとする。

・屋根部の鉛直加速度

MMRにおいて確認する鉛直応答値は,以下の通りとする。

・基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル

なお,検討条件については,4章と同様の地震動(S_s-A, S_s-C1),検討断面(NS断面),地盤物性(基本ケース),解析手法(有効応力)とする。

(2) 確認結果

周辺構造物,杭及びMMRのモデル化における設計モデルと確認用モデルの鉛直応答値の比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。周辺構造物については,影響を及ぼすと考えられる鉛直応答値が保守的とならないことを確認した。

一方,杭及びMMRについては,影響を及ぼすと考えられる鉛直応答値が概ね同等又は保守的であることから,設計モデルにおいて杭及びMMRをモデル化しないことの鉛直応答の保守性について確認した。

以上のことから,設計モデルは水平方向の応答に保守性を与えたものの,鉛直応答について小さめに評価することが確認された。このため,保守性を確保できない原因及び設計に与える影響を確認する。

■ 周辺構造物，杭

第 5.1-1 表 応答値比較表
(a) 周辺構造物

階層	A：周辺構造物 無，B：周辺構造物 有					
	S _s -A(NS 方向)			S _s -C1(NS 方向)		
	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	1008	1032	1.024	614	646	1.053

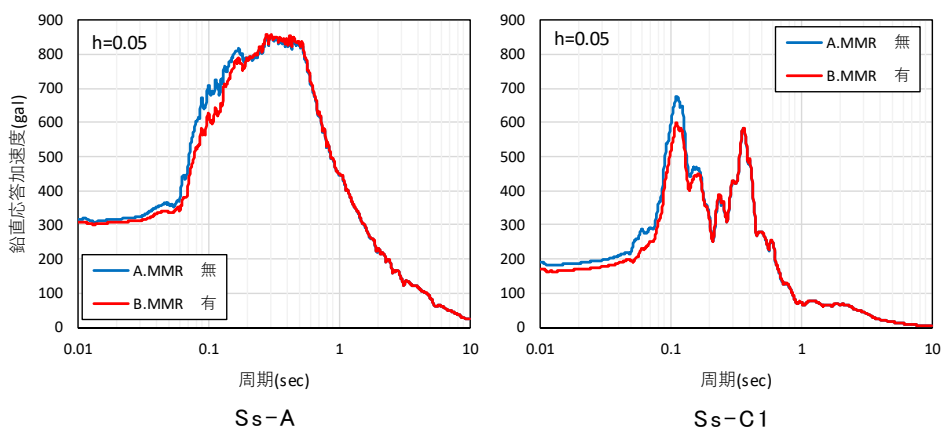
注記 朱書きの比率は 1.000 を超えたものを示す。

(b) 杭

階層	A：杭 無，B：杭 有					
	S _s -A(NS 方向)			S _s -C1(NS 方向)		
	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	1008	1004	0.996	614	613	0.999

注記 朱書きの比率は 1.000 を超えたものを示す。

■ MMR



第 5.1-1 図 基礎梁上端の鉛直加速度応答スペクトル

5.2 要因の推定

5.1 項において、周辺構造物が屋根部の鉛直加速度に影響を与えた要因を推定する。

要因の推定にあたっては、屋根部の鉛直応答に対し施設全体の挙動が与える影響について整理する。その整理した結果から影響要因を挙げ、施設の状態と照らし合わせて原因を推定する。

第 5.2-1 表に改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響についての状況を示す。No.1 については、鉛直動が施設へ作用する状況、No.2, 3 については、水平方向地震力によるロッキングが屋根部の鉛直応答に影響を与える場合の状況を示す。

5.1 項においては、周辺構造物のモデル化の有無により、No.3 のように左右非対称の地盤にロッキング挙動が生じた際に、改良地盤の左右端の鉛直加速度に差異が生じ、その差が屋根部の鉛直加速度を付加したものと考えられる。

この推定結果から、施設の状態と照らし合わせ、No.3 のようなロッキング挙動が屋根部の鉛直応答に影響を与える要因を整理し、その結果を第 5.2-2 表に示す。

第 5.2-2 表の(ア)に示す「周辺構造物の非対称性」は 5.1 項にて屋根部の鉛直応答に影響を与えていることが確認されている。

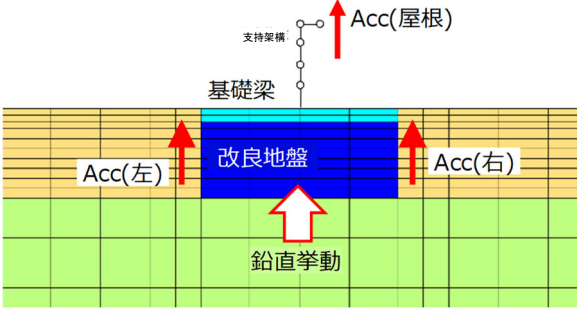
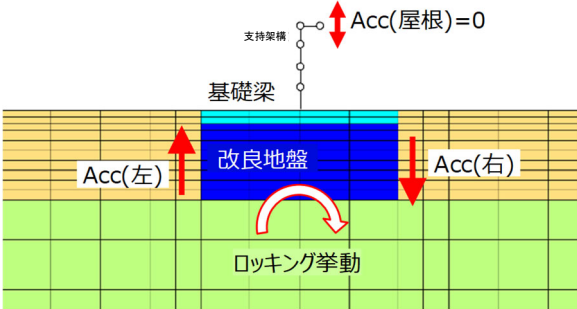
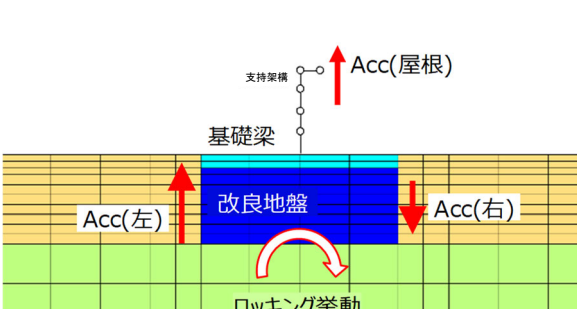
第 5.2-2 表の(イ)に示す「埋戻し土の剛性の非対称性」については、埋戻し土の剛性が改良地盤に対して明らかに低いため、影響は小さいと考えられる。

第 5.2-2 表の(ウ)に示す「支持架構のモデル化位置」の影響については、設計モデルが支持架構を基礎梁中央部に 1 軸でモデル化しているのに対し、実際の支持架構は基礎梁を跨いだ門型のフレーム構造であり、モデル基礎梁端部にモデル化したときの応答の方が、回転中心からの距離の影響により設計モデルの応答より大きくなることが考えられる。

以上より、鉛直応答に対して保守性を確保できない原因を推定した。また、推定結果から、実際の施設の状態と照らし合わせ、第 5.2-2 表の(ア)については、周辺構造物を、(ウ)については支持架構の形状を考慮することで、屋根部の鉛直応答を適切に評価できると考えられる。

このため、第 5.2-2 表の(ア)及び(ウ)の項目が屋根部の鉛直応答へ与える原因であること、また、その影響の程度を 5.3 項にて(ア)及び(ウ)の項目を考慮した検証用のモデルと設計モデルとの比較により確認する。

第 5.2-1 表 改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響について

No.	状況図	屋根部の鉛直加速度への影響
1	 <p style="text-align: center;">改良地盤の鉛直挙動</p>	<p>改良地盤に鉛直挙動が作用した場合，改良地盤の左右端の鉛直加速度は，基本的にはほぼ同値である</p> <p>→ 鉛直加速度は，支持架構を介して Acc(屋根)へ影響する</p>
2	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロックング挙動(左=右)</p>	<p>改良地盤のロックング挙動において，改良地盤の左右端の鉛直加速度が同値(正負逆)である場合，鉛直加速度は相殺され，Acc(屋根)への影響はない</p>
3	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロックング挙動(左≠右)</p>	<p>改良地盤のロックング挙動において，改良地盤の左右端の鉛直加速度に差がある場合，その差が Acc(屋根)に付加される</p>

第 5.2-2 表 ロッキング挙動が屋根部の鉛直加速度に影響するケース

記号	項目	内 容
(ア)	周辺構造物の非対称性	周辺構造物が存在し，改良地盤の左右の鉛直加速度に相違が発生する要因がある場合
(イ)	埋戻し土の剛性の非対称性	改良地盤の左右の埋戻し土の物性値が異なる，又は液状化状態に差がある等，剛性に明らかな相違が生じる場合
(ウ)	支持架構のモデル化位置	(ア)，(イ)での場合の鉛直応答に加え，支持架構のモデル化位置が，改良地盤(又は基礎梁)の水平方向の中心に位置しておらず，回転中心からの距離の影響が生じる場合

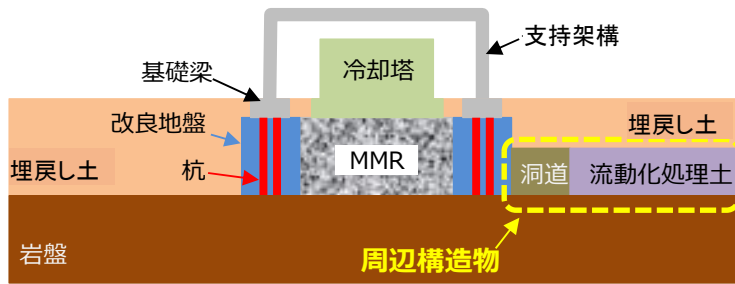
5.3 鉛直確認モデルによる確認

5.2 項にて推定した要因が屋根部の鉛直応答へ与える影響の程度を確認・考察する。影響の確認は、設計モデルが水平応答に対し保守性を確保するモデルとしたことを踏まえ、設計モデルに推定した要因を反映した解析モデル(以下、「鉛直確認モデル」という)を用いて行う。

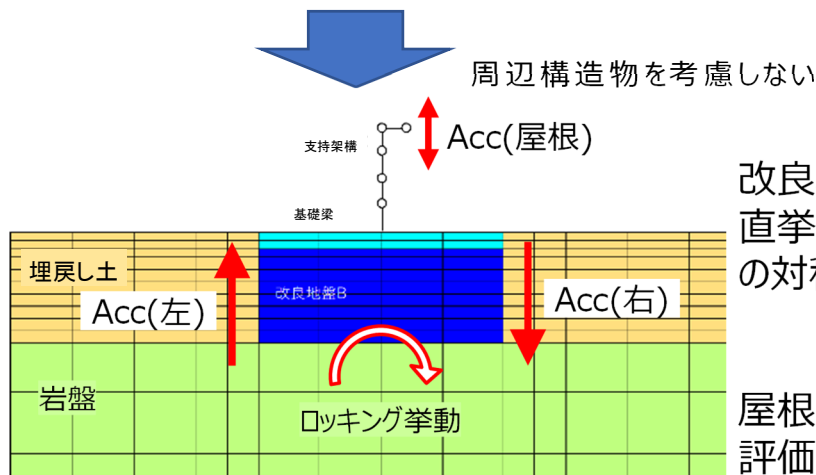
鉛直確認モデルの構築にあたっては、改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、5.2 項の「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」を考慮する。具体的には、改良地盤の左右の周辺構造物をモデル化し、支持架構のモデルには 1 軸の質点系モデルに代えて門型タイプを採用する。

検討にあたっては鉛直確認モデルの妥当性確認を行い、そのモデルを用い、設計モデルで屋根部の鉛直応答が過小評価となること、また、その影響の程度を確認する。

周辺構造物の考慮の有無による鉛直応答への影響の概念図を第 5.3-1 図に、鉛直確認モデルを第 5.3-2 図に示す。



概略断面図



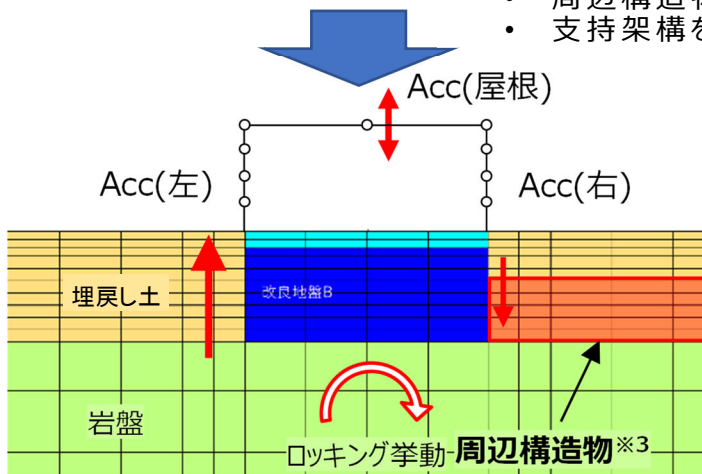
改良地盤の左右の鉛直挙動が、周辺地盤の対称性で相殺※1

屋根部の応答が過小評価となる

※1 仮にAcc(左)=Acc(右)であれば相殺されAcc(屋根)=0となる

設計モデル

- ・ 周辺構造物を考慮する。
- ・ 支持架構を門型モデルとする。



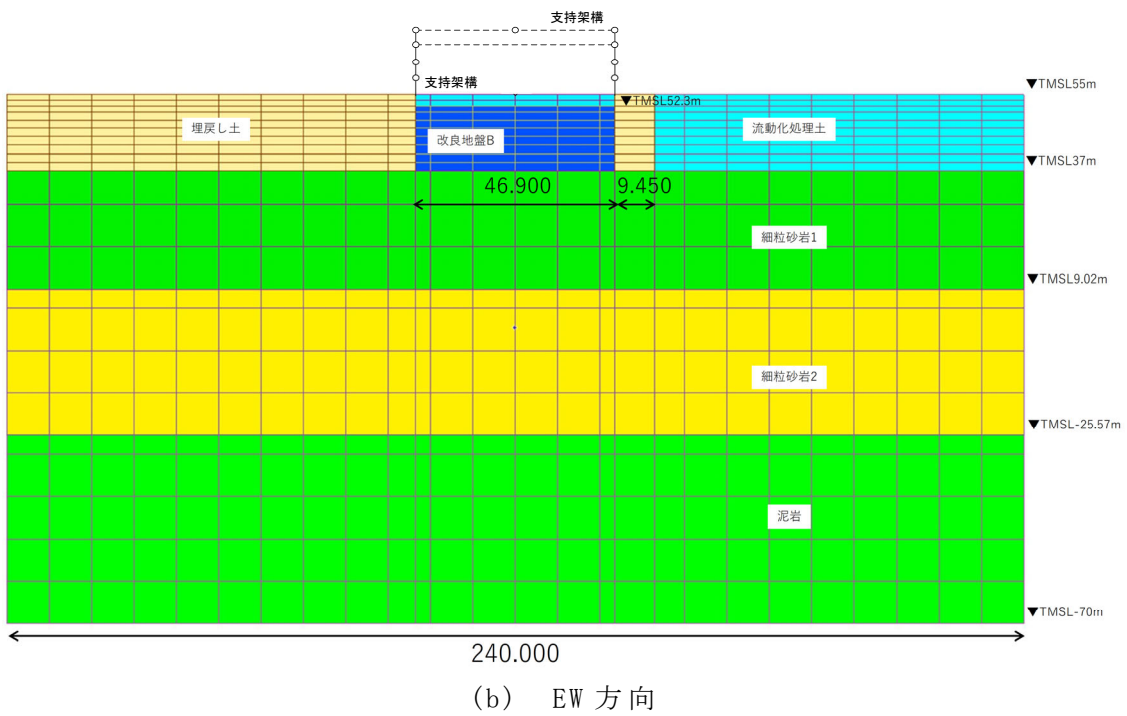
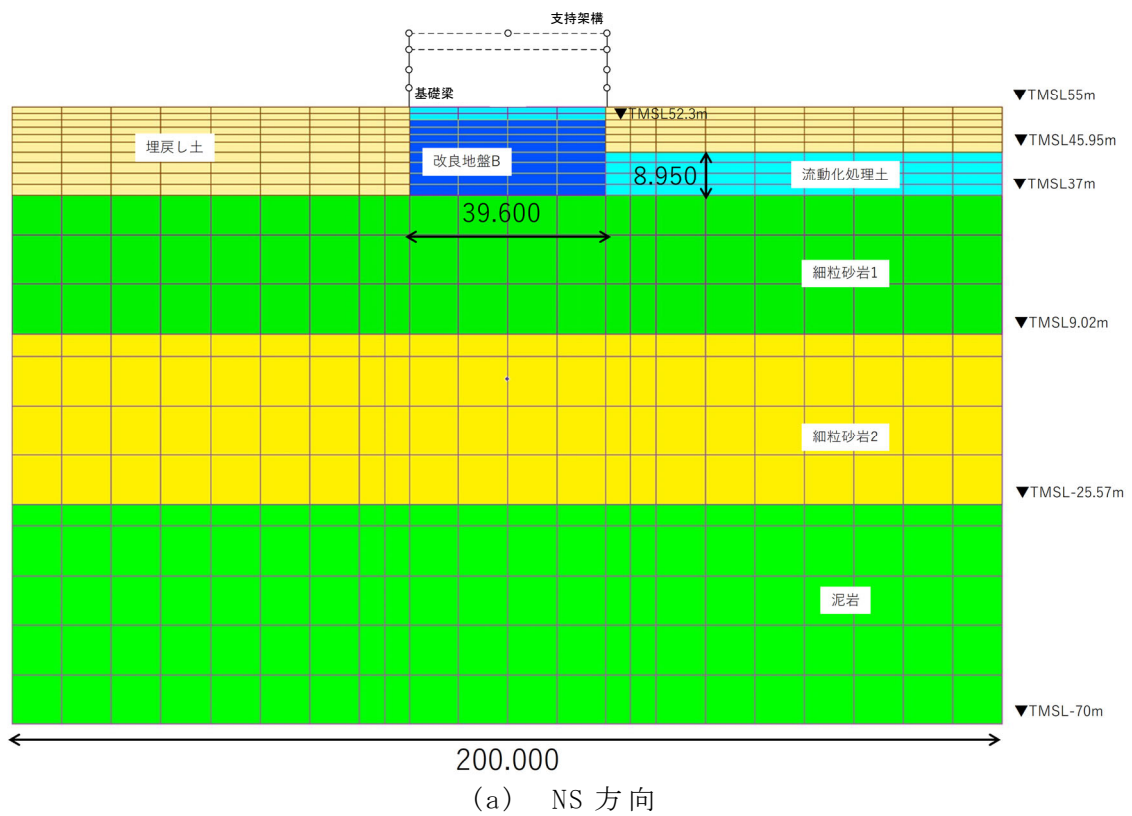
地盤の左右の非対称性を考慮したモデルで確認※2

※2 左右端のAccに差がある場合、その差がAcc(屋根)に付加される

※3 洞道に比べ剛性の高い流動化処理土の物性を設定

鉛直確認モデル

第 5.3-1 図 周辺構造物の考慮の有無による鉛直応答への影響の概念図



第 5.3-2 図 鉛直確認モデル

5.3.1 鉛直確認モデルの妥当性

本項では鉛直確認モデルが「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」が屋根部の鉛直応答に与える影響を適切に評価できることを確認する。

鉛直確認モデルの上記の鉛直応答を適切に評価できることについては基礎梁の左右端の加速度時刻歴を設計モデルとの比較により確認する。

また、鉛直確認モデルが「周辺構造物の非対称性」を考慮したことにより、設計モデルが水平応答に対し保守性を確保されていることを確認する。

なお、基礎梁部左右端の比較では後述する 5.3.3 項で屋根部の鉛直加速度の影響が大きい Ss-C1, EW 断面で確認する。

(1) 確認方法

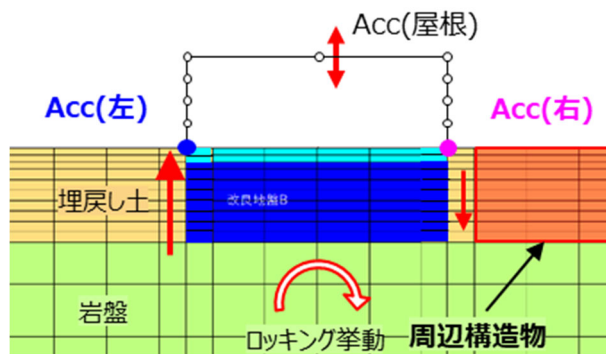
鉛直確認モデルの妥当性については、設計モデルと鉛直確認モデルとの比較により確認する。

確認する応答は、基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴、水平方向の応答値（層せん断力、軸ひずみ、基礎部の水平加速度、改良地盤の変形量）とする。なお、基礎梁左右端の確認の検討条件については、5.1 項と同様の地盤物性（基本ケース）、解析手法（有効応力）とし、地震動は Ss-C1、検討断面は EW 断面とする。水平方向の応答値の確認の検討条件については 5.1 項と同様の地震動（Ss-A, Ss-C1）、検討断面（NS 断面）、地盤物性（基本ケース）、解析手法（有効応力）とする。

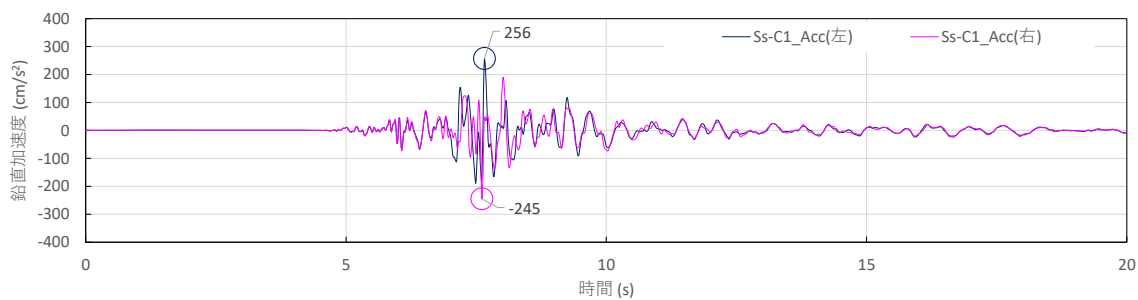
(2) 確認結果

第 5.3.1-1 図に設計モデル及び鉛直確認モデルの基礎梁左右端の鉛直加速度時刻歴を示す。第 5.3.1-1 図より、確認モデル(B)の基礎梁上の鉛直加速度は左右端で鉛直応答の差は設計モデル(A)に比べ大きい。具体的には、左端の最大加速度が生じる時刻での左右端の鉛直加速度の差を比較すると、鉛直確認モデル(B)では 208cm/s^2 、設計モデル(A)では 157cm/s^2 の差が生じている。このことから、鉛直確認モデル(B)は「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」が屋根部の鉛直応答に与える影響を適切に評価できることを確認した。

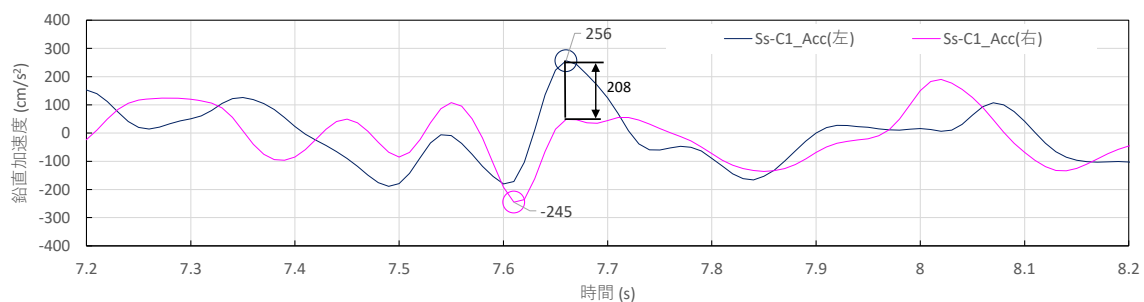
第 5.3.1-1 表に鉛直確認モデル(A)と設計モデル(B)の水平方向の応答値の比較を示す。第 5.3.3-1 表より、設計モデル(A)の水平方向の応答値は、鉛直確認モデル(B)に対し、保守的な値となっていることを確認した。



(a) 解析モデル図(鉛直確認モデル)



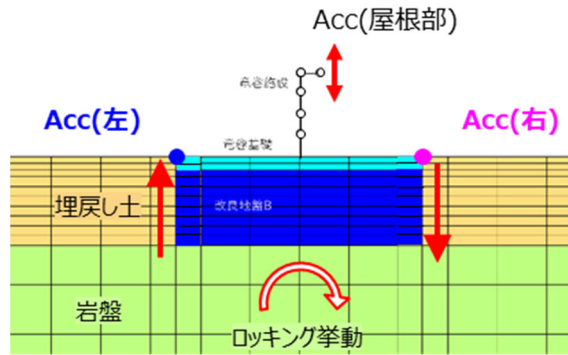
(b) 加速度時刻歴図



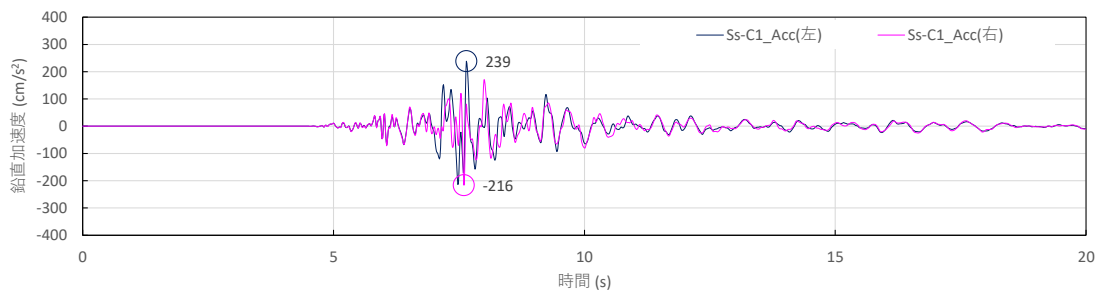
(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

※ 応答値は,EW方向の Ss-C1 の値

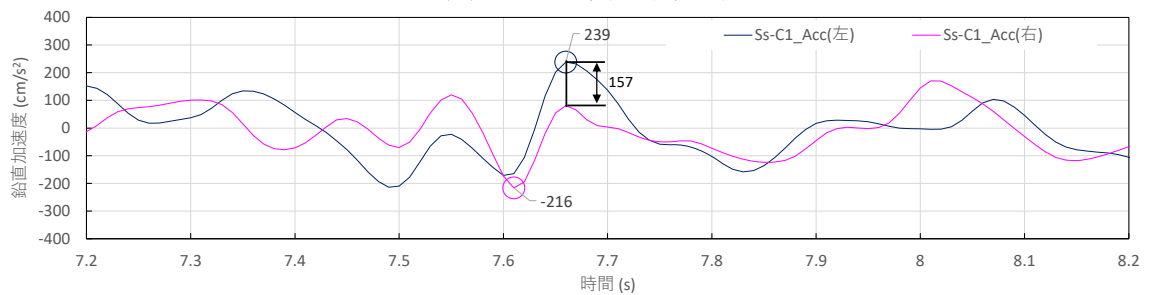
第 5.3.1-1 図 基礎梁上端レベルにおける鉛直加速度の比較
(鉛直確認モデル) (1/2)



(a) 解析モデル図(設計モデル)



(b) 加速度時刻歴図



(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

※ 応答値は,EW方向の Ss-C1 の値

第 5.3.1-1 図 基礎梁上端レベルにおける鉛直加速度の比較
(設計モデル) (2/2)

第 5.3.1-1 表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(1/4)

階層	S _s -A(NS 方向)					
	層せん断力(kN)			軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9501	0.962	-	-	-
3 層目	12955	12067	0.932	1.39	1.21	0.869
2 層目	12793	11973	0.936	0.56	0.39	0.703
1 層目	13217	13145	0.995	0.33	0.30	0.922

階層	S _s -A(NS 方向)					
	基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	622	0.944	4.85	3.73	0.769

凡例

A : 設計モデル

B : 鉛直確認用モデル

第 5.3.1-1 表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(2/4)

階層	S _s -C1(NS 方向)					
	層せん断力 (kN)			軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10105	0.971	-	-	-
3 層目	14230	13761	0.968	1.67	1.57	0.938
2 層目	14626	14033	0.960	0.94	0.81	0.868
1 層目	15048	14576	0.969	0.57	0.50	0.876

階層	S _s -C1(NS 方向)					
	基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	717	0.953	6.15	4.28	0.696

凡例
A : 設計モデル
B : 鉛直確認用モデル

第 5.3.1-1 表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(3/4)

階層	S _s -A (EW 方向)					
	層せん断力 (kN)			軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9892	9114	0.922	-	-	-
3 層目	12785	12009	0.940	1.33	1.15	0.870
2 層目	12707	12228	0.963	0.43	0.31	0.719
1 層目	13734	13189	0.961	0.37	0.28	0.768

階層	S _s -A (EW 方向)					
	基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	577	546	0.948	3.97	3.88	0.980

凡例
A : 設計モデル
B : 鉛直確認用モデル

第 5.3.1-1 表 設計モデル(A)と鉛直確認用モデル(B)の応答値の比較(4/4)

階層	S _s -C1 (EW 方向)					
	層せん断力 (kN)			軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10879	10651	0.980	-	-	-
3 層目	14136	13788	0.976	1.64	1.56	0.954
2 層目	14414	14011	0.973	0.82	0.72	0.882
1 層目	15092	14602	0.968	0.57	0.50	0.87

階層	S _s -C1 (EW 方向)					
	基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	706	1.000	5.21	4.73	0.908

凡例

A: 設計モデル

B: 鉛直確認用モデル

5.3.2 確認方針

設計モデルの屋根部の鉛直応答が過小評価となること及びその影響の程度を設計モデルと鉛直確認モデルの比較により確認する。

なお、全地震動を対象に設計モデルを用いて応答値を求めた結果、屋根部の鉛直加速度で最大となった地震動である S_s-C2 に対しても検討する。また、周辺構造物の状況による剛性及び改良地盤幅が異なることから、NS・EW の 2 断面で検討する。

(1) 確認方法

確認する応答は、屋根部の鉛直加速度とする。なお、検討条件については、5.1 項と同様の地震動 (S_s-A, S_s-C1), 検討断面 (NS 断面), 地盤物性 (基本ケース), 解析手法 (有効応力) に加え、地震動に S_s-C2 (EW) を、確認する断面に EW 断面を追加する。

5.3.3 確認結果

第 5.3.3-1 表に代表地震動に対する応答値(屋根部の鉛直加速度)の比較を示す。

第 5.3.3-1 表より, S_s-C1 に対し, 設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の比率 B/A は EW 方向で最大 1.37 倍となっている。これは, EW 方向の鉛直確認モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。なお, NS 断面での最大値も S_s-C1 で発生している。このことより, 設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は, 「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」によるロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

以上のことから, 屋根部の鉛直加速度において設計モデルで過小評価となることは「周辺構造物の非対称性」及び「支持架構のモデル化位置」による影響であることを確認した。

第 5.3.3-1 表 屋根部の鉛直加速度の比較

No.	地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)				比率 (B/A)	
		A : 設計モデル		B : 鉛直確認 モデル			
		NS	EW	NS	EW	NS	EW
I	S _s -A	1008	1018	1049	1073	1.05	1.06
II	S _s -C1	614	586	669	799	1.09	1.37
III	S _s -C2	1205	1152	1215	1344	1.01	1.17

5.3.4 考察

5.3.3 項において設計モデルの鉛直応答の傾向については、設計モデルが保守的とならないこと、その影響が Ss-C1 で最も大きいこと、NS より EW 断面の影響が大きくなることを確認している。

本項では設計モデルについて鉛直応答の上記の傾向に対して要因を分析する。

応答結果に対して考察する項目は「Ss-C1 の応答について」、「EW 断面の応答について」とする。

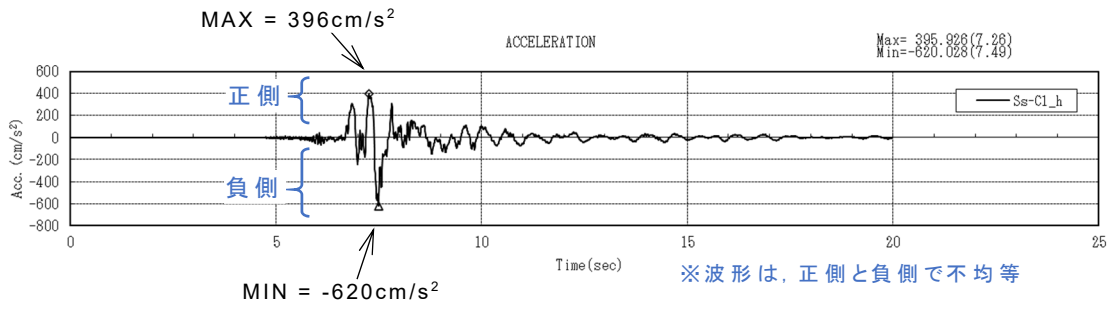
(1) S_s-C1 の応答について

5.3.3 項より，設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の差は特に S_s-C1 地震波で大きいことを確認した。この要因について地震動の特性に着目し，考察する。

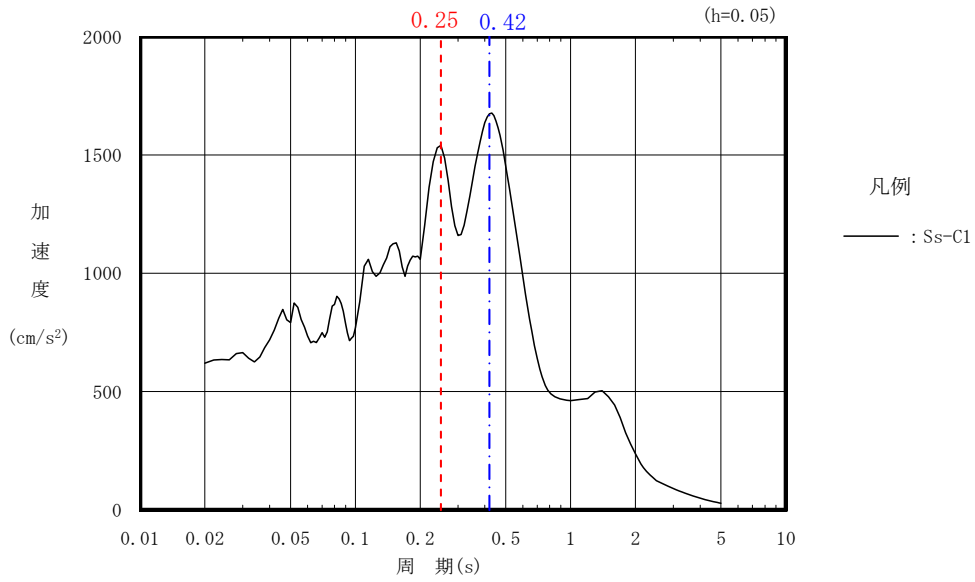
設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の比率の最大値は，第 5.3.3-1 表より S_s-C1 の EW 断面で 1.37 であった。S_s-C1 で最大となった要因として，波の「非対称性」と「周期特性」が考えられる。第 5.3.4-1 図に基準地震動 S_s-C1(水平方向)を示す。

S_s-C1 は，正側と負側で不均等なパルス的な波形であり，最大・最小の比が 1.52 倍(=540/355)以上あることが特徴である。また，S_s-C1 の加速度応答スペクトルのピークは約 0.25 秒で生じており，施設のロッキング周期(約 0.25 秒)とほぼ同一であり，ロッキング挙動が他の波に比べ励起されたものと思われる(その他の大きなピークは約 0.42 秒で生じ，施設の 1 次モードに近い周期となっている)。

このことから S_s-C1 の特性(「非対称性」及び「周期特性」)が屋根部の鉛直加速度の比率に影響した可能性がある。地震波の「非対称性」及び「周期特性」については次項の 5.3.5 項でさらなる分析を行う。



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル

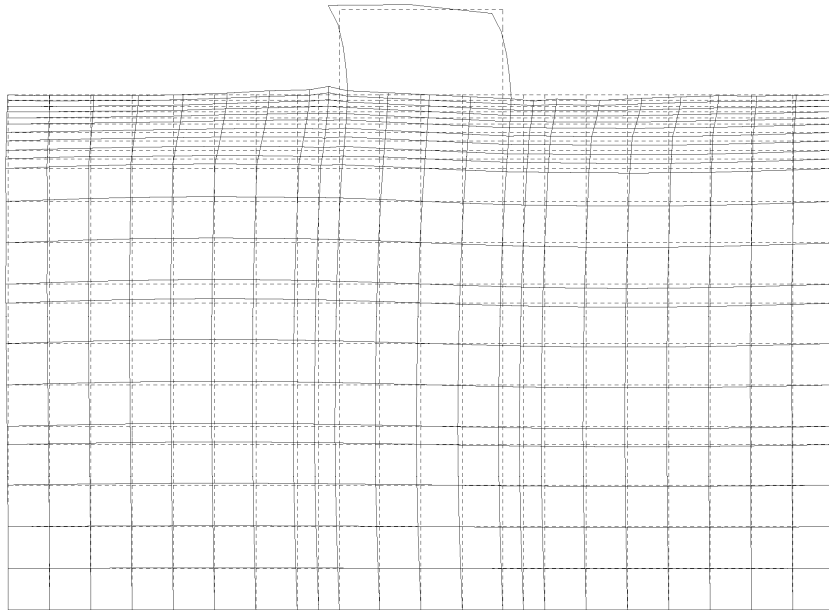
第 5.3.4-1 図 基準地震動 Ss-C1 (水平方向)

(2) EW断面の応答について

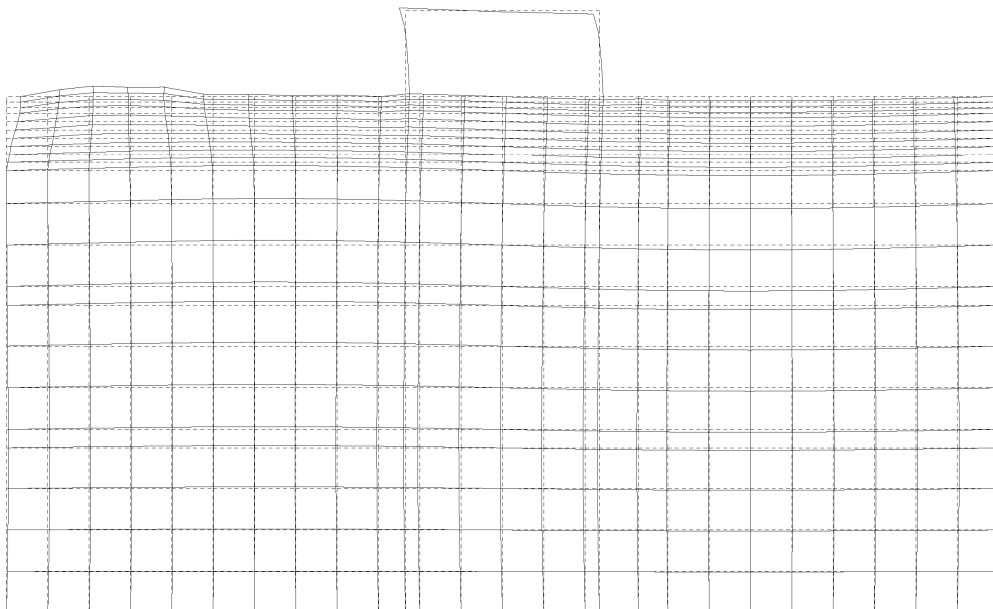
5.3.3項より、設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の差は特にEW断面で大きいことを確認し、左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと推定している。この剛性差の影響について固有モードにより確認し、考察する。

第5.3.4-2図に鉛直確認モデル(B)のロックキングが卓越する固有モードの図を示す。なお、設計モデル(A)のロックキングが卓越するモードの図は3.2項に示す。

EW方向で左右の地盤の剛性差が大きいことは、第5.3.4-2図のEW方向のモード図から、改良地盤の右側のモードベクトルは左側よりも小さいことから確認できる。



(a) NS 方向
 (モデル全体のモード次数：6 次，
 固有振動数：3.95Hz，固有周期：0.25s)



(b) EW 方向
 (モデル全体のモード次数：6 次，
 固有振動数：3.71Hz，固有周期：0.27s)

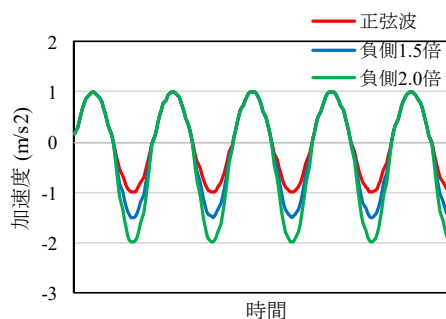
第 5.3.4-2 図 ロッキングモードが卓越する固有モードの図

5.3.5 S_s-C1の考察を踏まえた追加検討

5.3.4項の考察の通り、他の地震波に比べてS_s-C1の特性が屋根部の鉛直加速度の比率に影響した可能性がある。

ここでは、S_s-C1の「非対称性」及び「周期特性」が屋根部の鉛直加速度に与える影響を検討する。検討にあたっては、着目した特性を明確化した検証用地震波を用い、地震波の入力は水平方向のみとした追加検討を行う。

検証用地震波は、第5.3.5-1図に示すように、正弦波を元に正負の「非対称性」を設け、「周期特性」は、屋根部で差異の大きかった波であるS_s-C1に着目し、その卓越周期近傍(0.42秒, 0.25秒)とした2波に加え、これらの周期から外れた1波を設定した。なお、0.42秒は施設全体の1次モードの固有周期近傍、0.25秒は屋根部に与える影響の大きい固有周期近傍である。



第 5.3.5-1 図 左右非対称性を設けた検証用地震波

(1) 検討方法

波の「非対称性」及び「周期特性」の鉛直応答への影響は、設計モデルと鉛直確認モデルの比較により確認する。

確認する応答は屋根部の鉛直加速度とする。検討条件については、5.1項と同様の検討断面(NS断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)とする。地震波は検証用地震波(9波)とする。検証用地震波は、振幅について負側の振幅を正側に対して、1.0倍(正弦波)、1.5倍及び2.0倍、周期については、0.42秒、0.25秒及び0.10秒とする。

地震波の入力は水平方向のみとする。

(2) 検討結果

屋根部の最大鉛直加速度を第 5.3.4-1 表～第 5.3.4-3 表に示す。本結果は、波の「非対称性」に関する分析が主目的のため、繰り返し載荷に伴う液状化の発生による影響を除外する目的で、屋根部の鉛直加速度の最初の 1 サイクル(周期)の最大値を記載している。

「非対称性」について以下の結果が得られた。

- ・ 周期を 0.42 秒, 0.25 秒に合わせた検証用地震波で加振した結果, 設計モデルでは波の「非対称性」に伴う屋根部の鉛直加速度の明確な違いは現れなかった (第 5.3.4-1 表及び第 5.3.4-2 表の設計モデル参照)。
- ・ 一方, 鉛直確認モデルでは, 正弦波と負側 2.0 倍の比較において, 周期 0.42 秒のときに 0.05m/s^2 の差異が, 周期 0.25 秒のときに 0.04m/s^2 の差異が生じ, 波の「非対称性」に伴う屋根部の鉛直加速度の違いを確認した (第 5.3.4-1 表及び第 5.3.4-2 表の鉛直確認モデル参照)。

また、「周期特性」について以下の結果が得られた。

- ・ 周期を 0.10 秒に合わせた検証用地震波で加振した結果, 周期を 0.42 秒, 0.25 秒に合わせて加振した結果と比べ, 設計モデル及び鉛直確認モデルともに小さな応答となり, 波の「周期特性」に伴う屋根部の鉛直加速度の違いを確認した。(第 5.3.4-3 表と第 5.3.4-1 表及び第 5.3.4-2 表の比較)
- ・ 周期を 0.10 秒に合わせた検証用地震波で加振した結果より, 鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度は波の若干の「非対称性」による影響が見られるものの, その絶対値はその他の周期の波に比べて小さい (第 5.3.4-3 表と第 5.3.4-1 表及び第 5.3.4-2 表の鉛直確認モデルの傾向の比較)。従って, 水平・鉛直同時入力での解析において, 水平動の周期の波が施設の「固有周期」より外れた場合には水平動のロッキングが屋根部の鉛直加速度に与える影響が, 鉛直動の波が与える影響に比べ, 相対的に小さくなるものと考ええる。

以上の結果より, Ss-C1 で設計モデルと鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度の比率が大きくなった要因については波の「非対称性」及び「周期特性」であることが考えられる。

第 5.3.4-1 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.42 秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.04
	負側1.5倍	0.04
	負側2.0倍	0.04
鉛直確認モデル	正弦波	0.07
	負側1.5倍	0.09
	負側2.0倍	0.12

第 5.3.4-2 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.25 秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.02
	負側1.5倍	0.01
	負側2.0倍	0.01
鉛直確認モデル	正弦波	0.08
	負側1.5倍	0.10
	負側2.0倍	0.12

第 5.3.4-3 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.10 秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.00
	負側1.5倍	0.00
	負側2.0倍	0.00
鉛直確認モデル	正弦波	0.01
	負側1.5倍	0.02
	負側2.0倍	0.02

5.4 部材設計への影響確認

5.1～5.3項で、設計モデルにおいては屋根部の鉛直加速度が小さく評価され、保守的とならない場合があることを確認した。このことを踏まえ、本項では各部材の設計において支配的な地震荷重の方向成分を検証し、鉛直荷重の影響度を確認する。また、このことが部材設計に与える影響を、設計モデルと鉛直確認モデルの比較にて確認する。なお、比較する項目は各項に示す。

5.4.1 鉛直応答の影響度

設計モデルの応答値をインプットとした、部材設計への各成分の影響度を確認する。

影響度の確認は、地震荷重を水平成分、回転成分、鉛直成分の3つに分類し検討する。

支持架構の設計においては、分類した地震荷重の影響度を部材の検定比で検討する。

基礎梁・杭の設計においては、支持架構からの反力をインプットとして使用しているため、その値の比率により影響度を検討する。

検討結果から、それぞれの部材で設計に影響の大きい支配的な荷重を整理する。

(1) 支持架構

屋根の鉛直加速度の支持架構の設計への影響度を確認する。

影響度の確認にあたっては、まず設計における地震荷重を挙げ、荷重を成分ごとに分類する。次に分類した荷重で、応力解析を行い、部材の検定比を算定・比較し、各成分の影響度から支配的な荷重を確認する。

a. 確認方法

設計における地震荷重は、第 5.4.1-1 図に示す設計フロー図(抜粋)^注の通り、層せん断力、屋根部の付加曲げ・鉛直加速度が挙げられ、それぞれ水平成分、回転成分、鉛直成分に分類される。

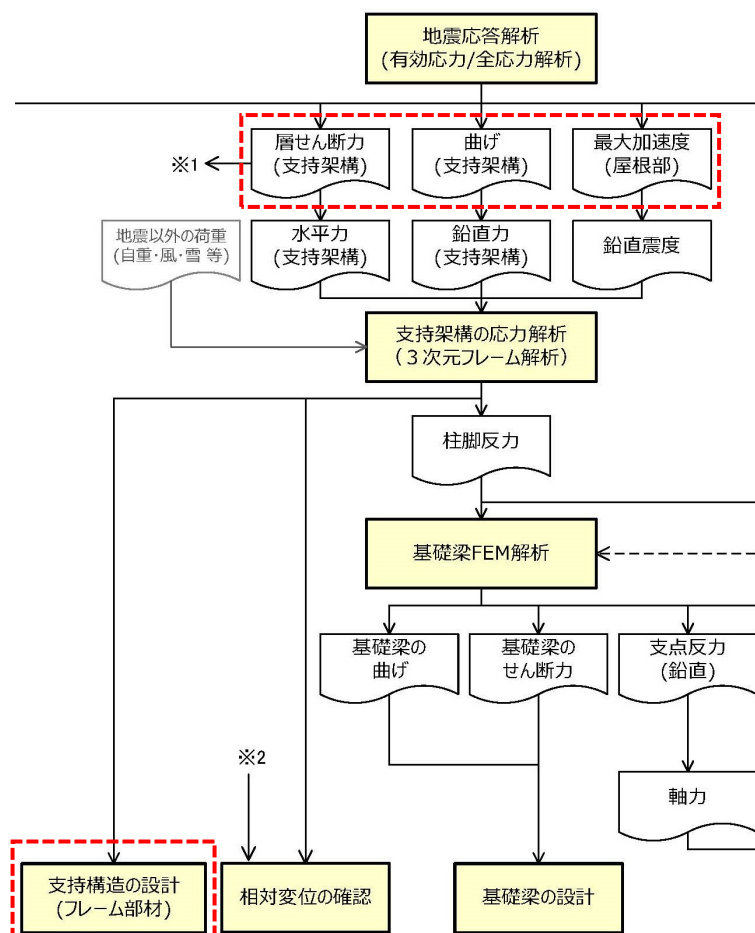
各成分に分類した地震荷重及びその他の荷重でそれぞれ、応力解析を行い、部材の検定比を比較する。検定比は荷重の入力を成分ごとに分ける以外は資料 2 の耐震計算書と同一とし、発生応力を終局耐力で除すことで算定する。

検定比を比較する部材は以下のものとする。

- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、荷重を算定する検討条件については、資料 2 の耐震計算書で採用した地震力と同様の地震動(基準地震動全波)、検討断面(NS, EW 断面)、地盤物性(基本ケース, $\pm 1\sigma$)、解析手法(全応力, 有効応力)とする。地震以外の荷重を含めて荷重の分類を第 5.4.1-1 表に示す。

注：「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」に示す設計フロー図の抜粋



第 5.4.1-1 図 設計フロー図(抜粋)

第 5.4.1-1 表 荷重の分類

記号	内 容	フロー図中の記載
A	地震荷重(水平成分)	層せん断力(支持架構)
B	地震荷重(回転成分*)	曲げ(支持架構)
C	地震荷重(鉛直成分)	最大加速度(屋根部)
D	地震以外の荷重(自重・風・雪積等)	同左

注記* 回転成分は、付加曲げを鉛直力に置換して3次元フレーム解析に入力するため、フロー図中には「鉛直力」と記載。

b. 確認結果

第 5.4.1-2 表に、設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比を、地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を示す。

この結果、C.鉛直成分の検定比は、A.水平成分の検定比に対して柱が $1/38$ 、大はりが $1/103$ であり、C.鉛直成分の設計への影響は小さいため、A.水平成分が支配的な荷重であることが確認できた。

なお、B.回転成分の検定比についても、A.水平成分の検定比に対して柱が $1/1445$ 、大はりが $1/13330$ であり、B.回転成分の設計への影響は小さいことを確認した。

第 5.4.1-2 表 設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比

内容	各部材の最大検定比					
	柱	大はり	小はり	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
全荷重考慮 (A+B+C+D)	0.88	0.86	0.87	0.72	0.68	0.29
A. 水平成分	0.54 (1/1)	0.52 (1/1)	0.42 (1/1)	0.23 (1/1)	0.24 (1/1)	0.17 (1/1)
B. 回転成分	0.00 (1/1445)	0.00 (1/13330)	0.00 (1/130)	-0.01 (1/25)	-0.01 (1/36)	0.00 (1/718)
C. 鉛直成分	0.01 (1/38)	0.01 (1/103)	0.04 (1/10)	0.03 (1/7)	0.03 (1/9)	0.00 (1/67)
D. 地震以外	0.33	0.33	0.40	0.46	0.42	0.12

注 1) A～C は地震荷重の各成分

注 2) 各検定比は，全波の NS/EW の最大となる数値を採用

注 3) 屋根部の鉛直加速度である地震荷重(鉛直成分)が，支持架構の設計に与える影響確認は，以下のように実施する。

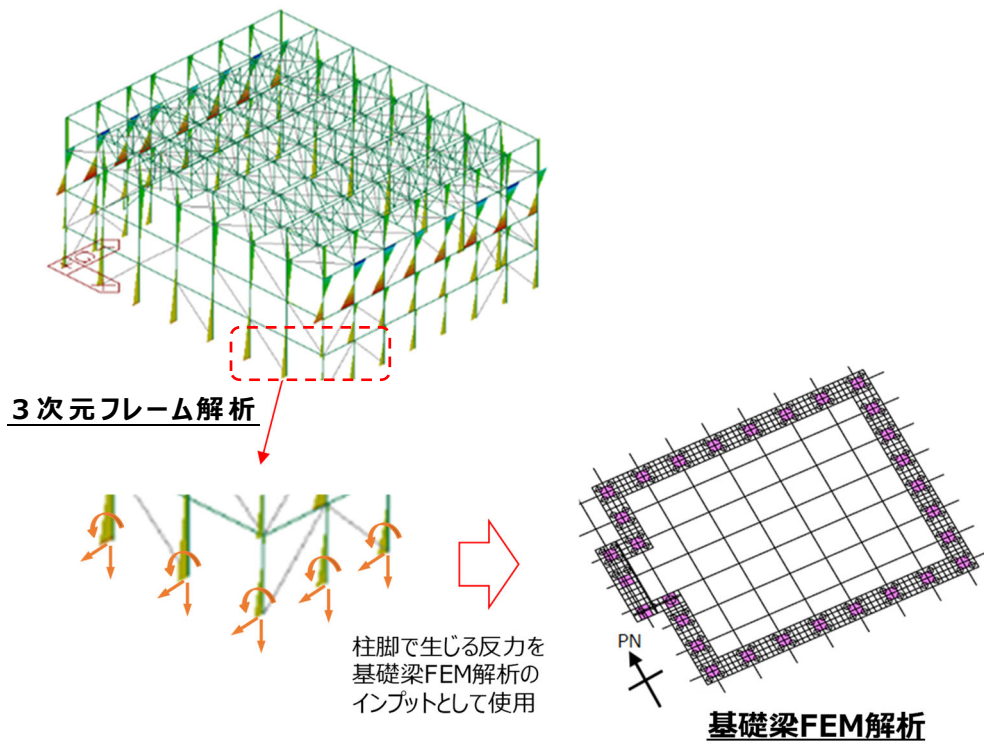
- ・ 設計モデルに対し，地震荷重の各方向成分(A. 水平/B. 回転/C. 鉛直)及び D. 地震以外が，それぞれ個別に作用した際の検定比を算出する。
- ・ 各成分の検定比を，水平成分の検定比で除したものを表の()内に示す。分子である各成分の検定比を 1 とした際に，分母である水平成分の検定比が何倍になるかを表している。
- ・ 波及的影響を評価する水平変形に影響する部材は，フレーム部材のうち柱・大はりである※ことから，これらの部材を対象に確認する。

※ 柱・大はり以外のフレーム部材は，屋根トラス(主要な架構面を除く)を構成する部材であるため，水平変形の拘束への直接的影響は小さい。また，当該部材は，許容限界を超える状況となった場合でも，塑性変形は生じても落下には至らず，波及的影響は及ぼさない。よって，本検討の着目要素から除外する。

(2) 基礎梁・杭

屋根の鉛直加速度の基礎梁・杭の設計への影響度を確認する。

確認にあたっては，支持架構の鉛直成分の影響を検討するため，基礎梁・杭へ伝達される柱脚の軸力に着目する（第 5.4.1-2 図参照）。また，地震荷重の分類は「(1) 支持架構」と同様とする。「(1) 支持架構」の応力解析の柱脚の軸力を比較し，各成分の影響度から支配的な荷重を確認する。



第 5.4.1-2 図 基礎梁 FEM 解析で入力する地震荷重

a. 確認方法

鉛直加速度の基礎梁・杭への影響について確認する。

基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁 FEM 解析は、3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用するため、基礎梁・杭に対する影響は支持架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重(水平成分)が、基礎梁・杭に対しても支配的となる(第 5.4.1-2 図参照)。

よって、各成分に分類した荷重でそれぞれ、応力解析を行った「(1) 支持架構」の柱脚の軸力を比較する。

なお、荷重を算定する検討条件については、「(1) 支持架構」と同様に資料 2 の耐震計算書で採用した地震力と同様の地震動(基準地震動全波)、検討断面(NS, EW 断面)、地盤物性(基本ケース, $\pm 1\sigma$)、解析手法(全応力, 有効応力)となる。

地震以外の荷重を含めて第 5.4.1-1 表に整理する。

b. 確認結果

第 5.4.1-3 表に 3 次元フレーム解析の柱脚反力(鉛直)を, 地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を, 第 5.4.1-3 図に地震荷重と柱脚反力の関係を示す。

この結果, 地震荷重の鉛直・回転各成分の寄与率は, 水平成分に対して 1/20~1/243 と小さく, 水平成分が支配的であることが確認できる。

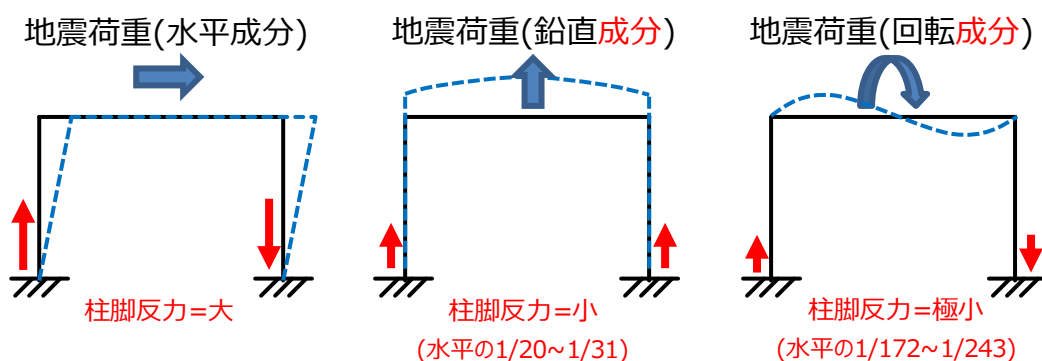
第 5.4.1-3 表 柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

内容	引張 [kN]	圧縮 [kN]
全荷重考慮 (A+B+C+D)	3768	4649
A. 水平成分	2984 (1/1)	2123 (1/1)
B. 回転成分	12 (1/243)	12 (1/172)
C. 鉛直成分	96 (1/31)	107 (1/20)
D. 地震以外	675	2407

注 1) A~Cは地震荷重の各成分

注 2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注 3) 地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用



第 5.4.1-3 図 地震荷重と柱脚反力の関係

(3) まとめ

(1), (2)にて支持架構及び基礎梁・杭への地震荷重の成分(水平・回転・鉛直)ごとの影響について言及した。ここでは, 地震応答解析の結果(応答値)を各方向成分に分類し, 各設計対象に対する影響について整理する。

地震応答解析の結果は, 第 5.4.1-4 表の 7 項目の応答値を地震荷重として設計で使用する。設計で使用する。表中には, 設計対象部材ごとに, 各応答値の影響度を示す。

「フレーム部材」は, 第 5.4.1-4 表に示す①～③の応答値を用いて設計する。(1)項より, フレーム部材の設計に影響が大きい成分は水平成分であり, 回転・鉛直成分の影響は小さい。よって, 水平成分である①は○, 回転及び鉛直成分の②, ③は△とした。

「基礎梁」は, ①～⑥の応答値を用いて設計する。(2)項より, ①～③は, フレーム部材の柱脚反力を設計荷重として考慮するため, フレーム部材と同様に①は○, ②, ③は△とした。④, ⑤の応答値は, 基礎梁自体に慣性力として作用するが, 上部の支持架構からの反力に比べて値が小さいことより△とした。

「杭」は, ①～⑥の応答値を用いて設計する。杭の部材評価において主たる応力は, 曲げモーメントであり, 水平成分の応答値によって決定する。よって, 水平成分である①, ④, ⑥を○とし, その他を△とした。

以上より, 設計に影響の大きい支配的な荷重は, 「水平成分」である。

第 5.4.1-4 表 各設計対象に対する支配的な応答値

応答値	地震荷重 の 方向成分	各応答値が支配的となる設計対象			
		フレーム 部材	座屈拘束 ブレース	基礎梁	杭
① 支持架構の層せん断力	水平成分	○	-	○	○
② 支持架構の屋根部の付加曲げ	回転成分	△	-	△	△
③ 支持架構の屋根部の鉛直加速度	鉛直成分	△	-	△	△
④ 基礎梁部の水平加速度	水平成分	-	-	△	○
⑤ 基礎梁部の鉛直加速度	鉛直成分	-	-	△	△
⑥ 改良地盤の変形量	水平成分	-	-	△	○
⑦ 座屈拘束ブレースの応答ひずみ	水平成分	-	○	-	-

注 ○：支配的なもの，△：設計に使用するが支配的とならない，-：不使用

5.4.2 部材設計への影響の確認結果

5.3 項にて、設計モデルの屋根部の鉛直加速度は、拘束効果(水平)の影響で小さく評価される場合があることを鉛直確認モデルとの比較により確認した。

また、5.4.1 項では、設計モデルによる部材設計の各成分の影響度を確認した。その結果、水平成分が支配的であることが分かった。

以上のことから本項では、設計モデルは水平方向に保守性を与えたものであることから、鉛直確認モデルとの部材設計の比較を行い、設計モデルが設計に対してトータルで保守性を有していることを確認する。

なお、S_s-C1 については設計において支配的な地震動であること、S_s-A については S_s-C1 に次いで部材設計に用いる応答値が大きくなる傾向があることから、検討対象地震動とする。また、部材設計の観点から NS・EW の検討を実施する。

(1) 確認方法

各成分に分類した地震荷重及びその他の荷重でそれぞれ、応力解析を行い、部材の検定比を比較する。

検定比の算定方法は資料 2 の耐震計算書と同一とする。

検定比を比較する部材は以下のものとする。

- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、荷重を算定する検討条件については、5.1 項と同様の地震動(S_s-A, A_s-C1)、検討断面(NS 断面)、地盤物性(基本ケース)、解析手法(有効応力)に加え、検討断面に EW を追加する。

(2) 確認結果

支持架構への影響確認として、フレーム部材の評価結果を第 5.4.2-1 表に示す。

施設全体の挙動に影響する柱・大はりについては、設計モデルが保守側の設計となっていることが確認できた。S_s-C1 のトラス柱・鉛直ブレース・水平ブレースで発生している最大検定比は、「設計モデル＝鉛直確認モデル」の関係であるが、全ての部材の検定比は、損傷に至るまでに十分な余裕がある。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。

第 5.4.2-1 表 フレーム部材の評価結果(最大検定比)

地震波	モデル	柱	大はり	小はり	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
S _S -A	設計モデル[A]	0.80	0.78	0.77	0.66	0.65	0.28
	鉛直確認モデル[B]	0.75	0.73	0.71	0.62	0.62	0.27
	比率[A/B]	1.07	1.07	1.08	1.06	1.05	1.04
S _S -C1	設計モデル[A]	0.88	0.86	0.86	0.71	0.67	0.29
	鉛直確認モデル[B]	0.85	0.83	0.84	0.71	0.67	0.29
	比率[A/B]	1.04	1.04	1.02	1.00	1.00	1.00

5.5 鉛直応答への影響のまとめ

設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さく評価される原因は、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことにより、施設を中心として左右の地盤が対称性を有することとなり、その結果、改良地盤左右の鉛直挙動が相殺され、屋根部の鉛直応答にロッキングの影響を受けにくいためと判断した。

地震荷重の各方向成分が部材設計に及ぼす影響を総合的に検討するため、全 13 波を対象に設計モデルを用いて NS・EW の 2 断面について各部材の応力評価を行い、部材ごとに各方向成分の最大値を求めた。

波及的影響評価の観点から、水平方向の変形量に影響する部材としてフレーム部材のうちの柱及び大はりに着目して各方向成分の最大値を比較した結果、水平成分に対する鉛直成分の比率は十分小さく、水平成分が支配的であることを確認した。

施設全体の挙動に影響する柱・大はりの設計モデルによる設計は、鉛直方向の応答が適切に評価できる鉛直確認モデルとの比較により、保守側となっていることを確認した。

鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材(小はり・トラス柱・鉛直ブレース・水平ブレース)の設計モデルによる最大検定比は鉛直確認モデルとの比較により、同等となっており過小評価となっていないこと、全ての部材の検定比は、損傷に至るまでに十分な余裕があることを確認した。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。なお、本設計モデルの適用にあたっては、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について十分な余裕を持たせた設計とする。

6. 設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響

埋戻し土の剛性変化に伴い埋戻し土による拘束効果が変化し、応答値の基本的な傾向は【非液状化】^{注1}で最小、【液状化】^{注2}で最大となると考えられる。二つの状態に対して中間状態を設定し、非液状化/液状化の地震荷重の保守性を検証する。

想定と異なり非液状化/液状化の中間状態において地震荷重が最大となる場合には、その地震荷重の変動について分析・考察するとともに設計への影響度を確認する。

注1 【非液状化】埋戻し土の初期剛性 G_0 に設計の基本ケースで用いる値を使用

注2 【液状化】埋戻し土の液状化強度曲線に設計で用いる値(下限値)を使用

6.1 影響の確認

埋戻し土(地盤)の剛性変化について、応答値の変化への影響を確認する。地盤の剛性変化のうち、予測する中間状態の応答値の変化のイメージ図を第 6.1.1-1 図に示す。

中間状態としては、以下の 2 つを設定する。

【状態 b1】 埋戻し土の液状化強度曲線に試験結果の平均値を使用

【状態 b2】 埋戻し土の初期剛性 G_0 に -1σ のものを使用

この予測の通り、応答値が地盤剛性の中間状態において特異な挙動を示さないことを確認する。

なお、挙動の予測については支持架構の応答値が、支持架構・基礎梁・杭の設計において支配的な応答値と考え、支持架構の固有周期帯の加速度応答に着目したものである。地震荷重のうち、基礎梁の加速度は短周期側の加速度応答スペクトルの挙動に左右されると予想される。

このことから、【状態 b1】、【状態 b2】の設定に対し、応答値のみならず、周期帯に依存する加速度応答スペクトルや、地盤モデル全体の挙動等のモデルの挙動を踏まえ、中間状態の設定の妥当性を確認する。

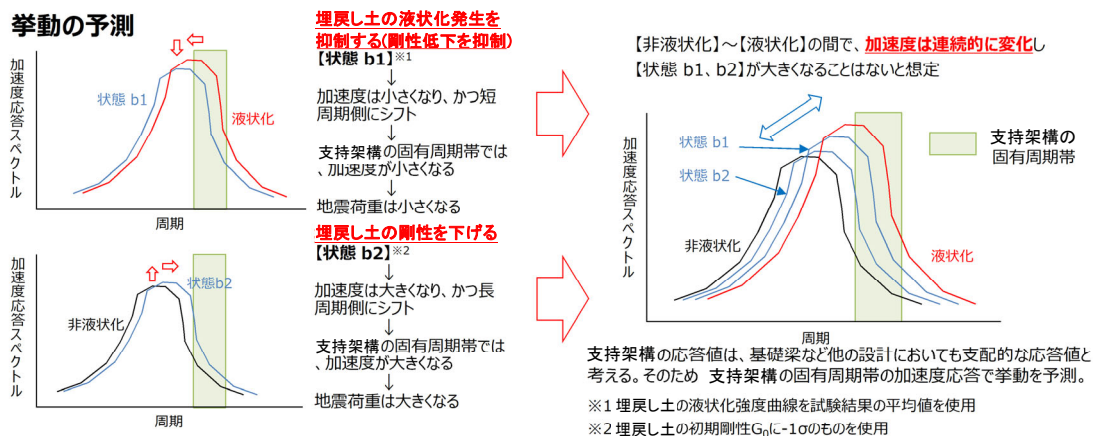
6.1.1 確認方法

地盤の剛性変化の応答値への影響は，設計モデルにおいて【非液状化】，【液状化】，【状態 b1】及び【状態 b2】において確認する。

確認する応答値は，基礎梁上端の加速度応答スペクトル，層せん断力，付加曲げ，屋根部の鉛直加速度，基礎梁の水平加速度，基礎梁の鉛直加速度，改良地盤の変形，応答ひずみ及び地盤応答とする。

なお，検討条件については，3章と同様の地震動（Ss-A，Ss-C1），検討断面（NS断面），地盤物性（基本ケース）とする。

解析手法は，【液状化】及び【状態 b1】は有効応力解析，【非液状化】及び【状態 b2】は全応力解析で実施する。第 6.1.1-1 表に【状態 b1】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を，第 6.1.1-2 表に【状態 b2】に使用する埋戻し土のせん断弾性係数を示す。



第 6.1.1-1 図 液化化の中間状態のイメージ図

第 6.1.1-1 表 埋戻し土の液化化特性の物性値 (【状態 b1】)

項目	記号	設定値	単位	
液化化特性	変相角	Φ_p	34.0 度	
	液化化パラメータ	w_1	41.48	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	3.11	-
	S_1	0.005	-	

w_1 : 液化化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液化化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液化化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 : 液化化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 : 液化化の終局状態を規定するパラメータ

第 6.1.1-2 表 埋戻し土の物性値 (【状態 b2】)

項目	記号	設定値	単位
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²

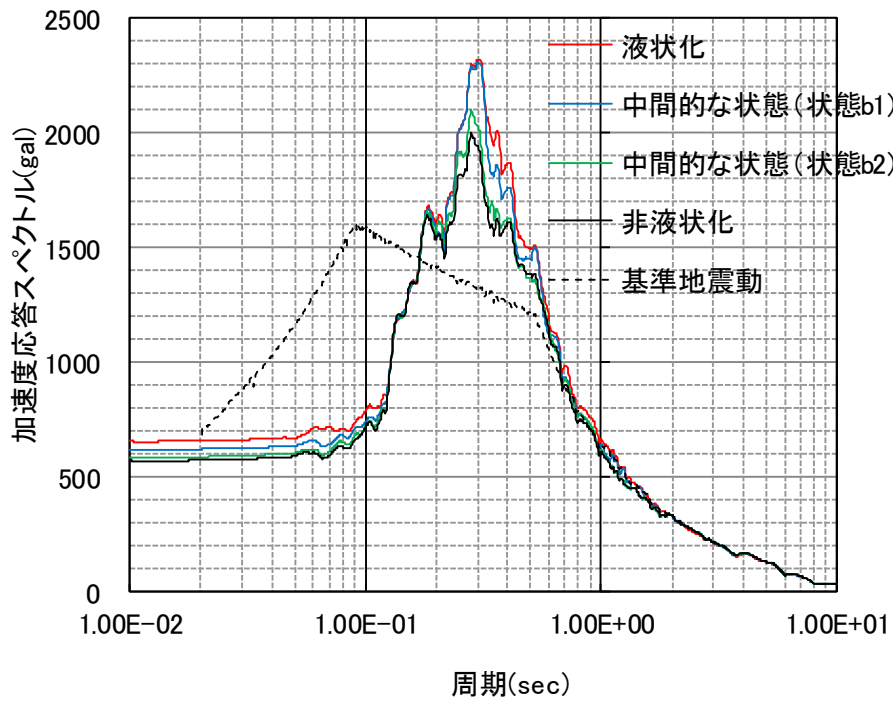
※ポアソン比は基本ケースと同じとする。

6.1.2 代表波による確認結果

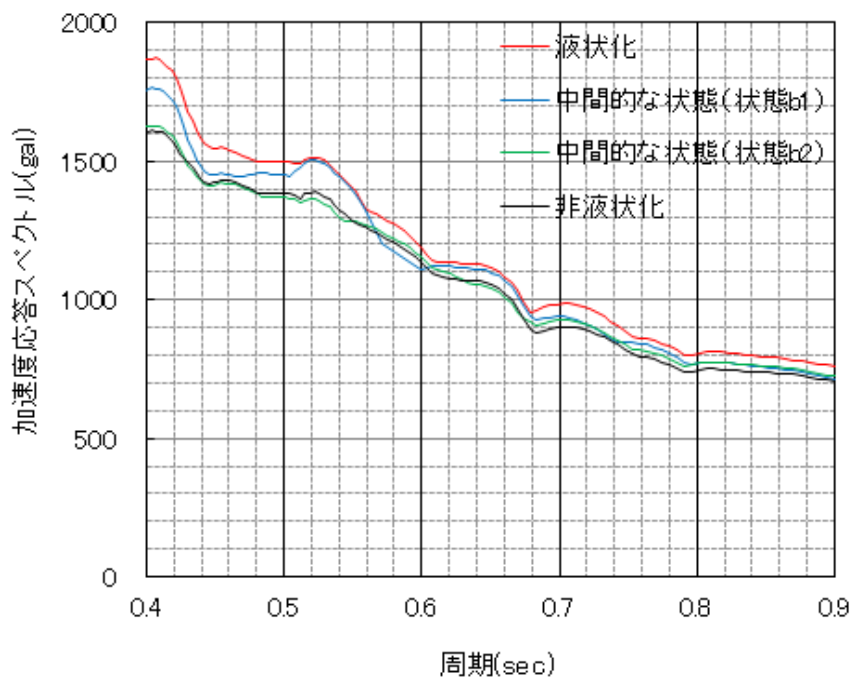
(1) 加速度応答スペクトル

Ss-A 及び Ss-C1 における基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを第 6.1.2-1 図及び第 6.1.2-2 図に示す。

Ss-A 及び Ss-C1 において、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、挙動の予測どおり、支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、Ss-C1 においては、挙動の予測で示したように、短周期側で【非液状化】が最大となっている。このことから、基礎梁の最大水平加速度は加速度応答スペクトルの ZPA 値であるので、地盤の剛性変化が短周期側の挙動に影響を与えるなど、すべての応答値が【液状化】で最大としない可能性がある。

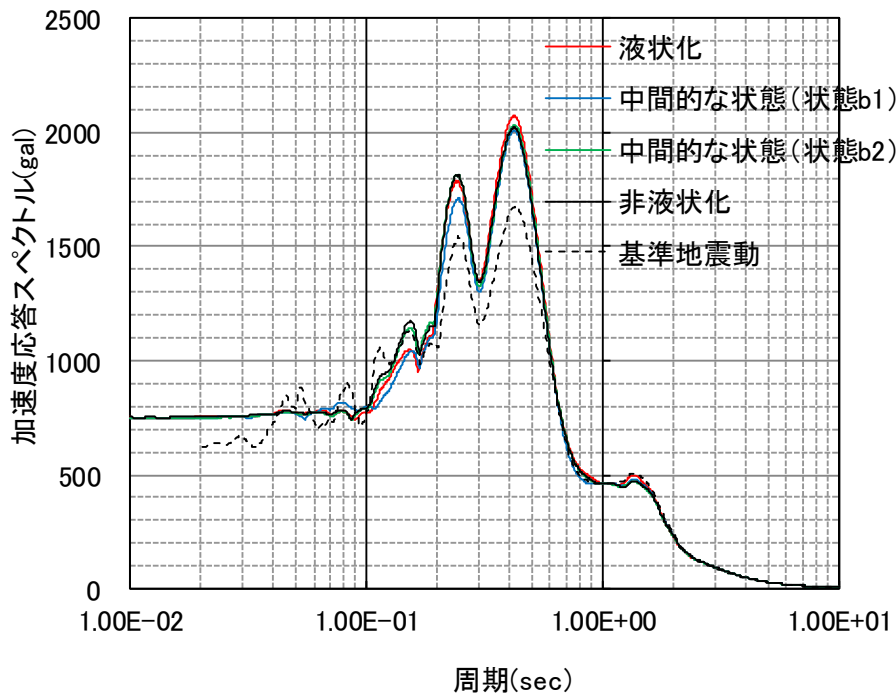


(a) 全体

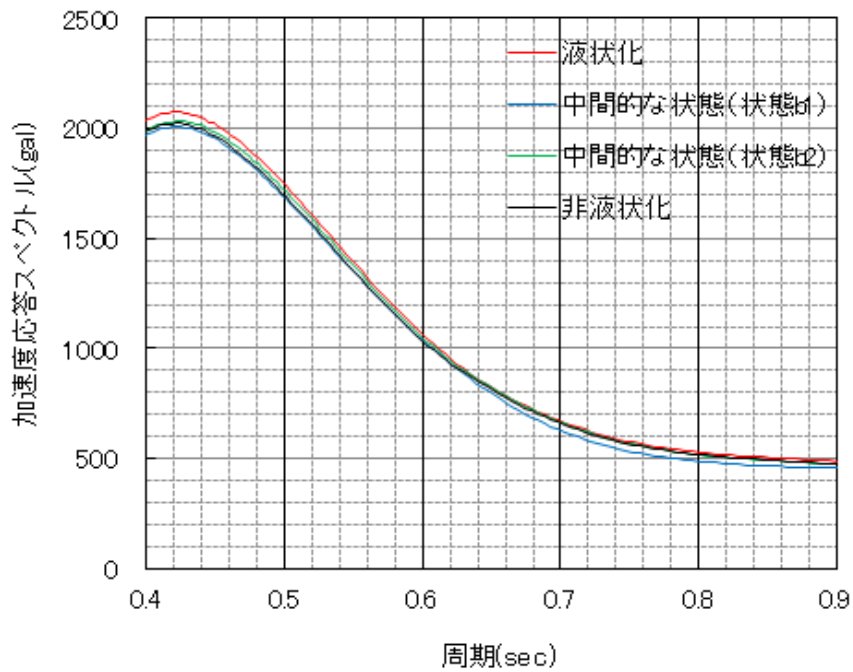


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.2-1 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル (Ss-A)



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.2-2 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル (Ss-C1)

(2) 応答値

応答値の比較表を第 6.1.2-1 表及び第 6.1.2-2 表に示す。Ss-A においては、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、いずれの地震荷重の応答値も【液状化】で最大となることを確認した。また、鉛直の応答値についても【液状化】で最大となるものの、どの結果も同程度となった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化には影響を受けないためと考える。

Ss-C1 においては、一部の応答値について【状態 b1】が最大となる場合があった。このため、本検討においては地震動 2 波のみならず、全波に対し検討を行い結果を分析することとした。全地震動による確認結果・考察等を後述する(6.1.3., 6.1.4., 6.1.5. 参照)

第 6.1.2-1 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-A)

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	設計モデル	13217	8132	1008	660	317	4.85	1.39
状態 b1	設計モデル	13099	7935	1006	623	317	4.28	1.32
状態 b2	設計モデル	13004	7404	1005	589	315	3.80	1.26
非液状化	設計モデル	13000	7116	1006	574	315	3.79	1.24

注記 朱書き：最大となる応答値

第 6.1.2-2 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-C1)

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	設計モデル	15048	4216	614	753	189	6.15	1.67
状態 b1	設計モデル	14697	4524	622	751	193	6.17	1.65
状態 b2	設計モデル	14924	4036	619	750	193	5.84	1.66
非液状化	設計モデル	14865	4149	619	754	193	5.87	1.66

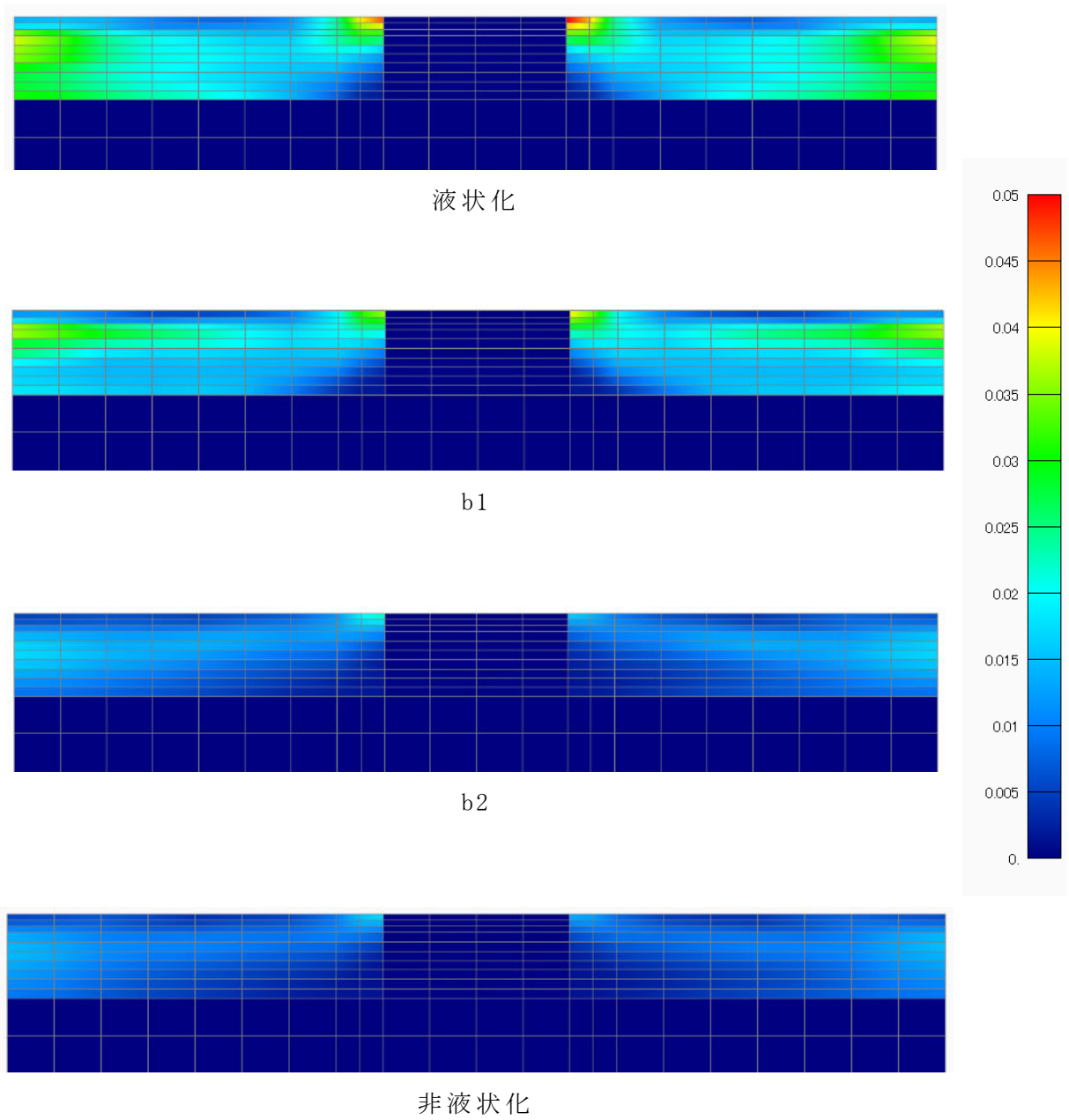
注記 朱書き：最大となる応答値

(3) 地盤応答

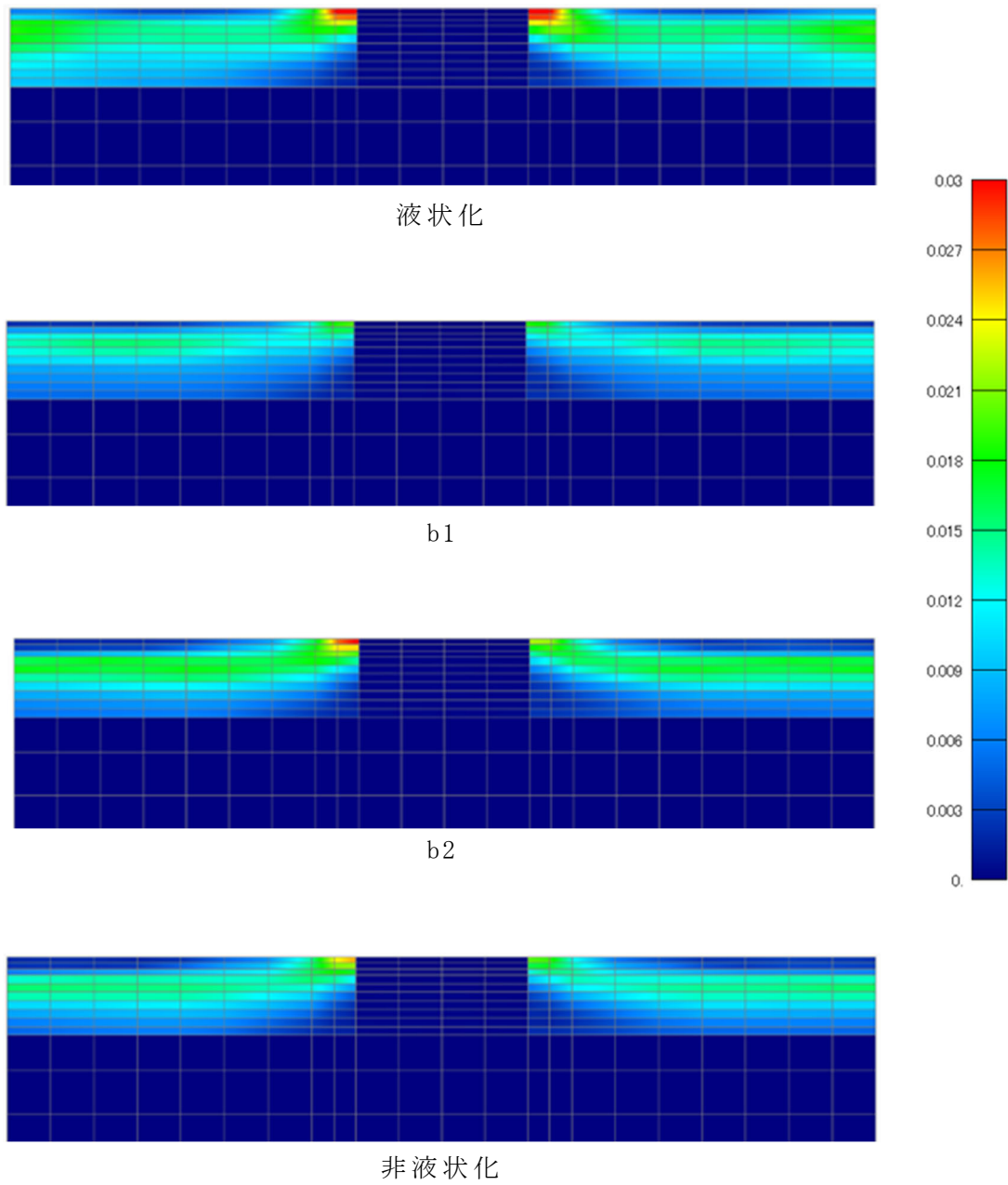
解析モデル全体の応答結果を確認するため、地盤応答の結果について分析を行う。地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布を第 6.1.2-3 図及び第 6.1.2-4 図に示す。

Ss-A において、地盤のせん断ひずみは、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、【液状化】で最大となることを確認した。Ss-C1 において、地盤の最大せん断ひずみは【液状化】で最大となった。【状態 b1】においては、第 6.1.2-5 図に示すようにせん断剛性が回復し、最大せん断ひずみは小さくなった。

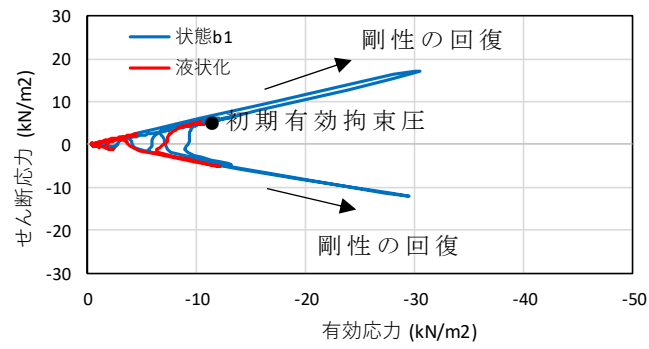
各時間断面における過剰間隙水圧比分布を第 6.1.2-6 図～第 6.1.2-10 図に示す。どの時間断面においても常に【液状化】の方が【状態 b1】よりも液状化が進行している(過剰間隙水圧比が大きい)ことを確認した。なお、Ss-A においては、継続的に過剰間隙水圧比は上昇し、最終時刻において過剰間隙水圧比 0.95 を全体的に上回った。一方、Ss-C1 においては、瞬間的に増幅する地震動であるため、10 秒加振時において、概ね最終時刻と類似した分布となった。さらに、地震動に非対称性があるため、埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに非対称となった。



第 6.1.2-3 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (S_s-A)



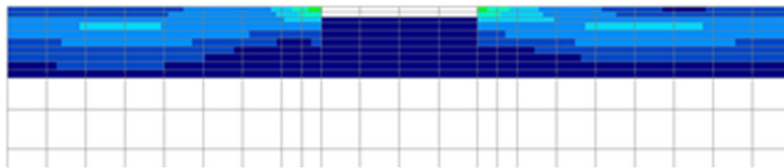
第 6.1.2-4 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-C1)



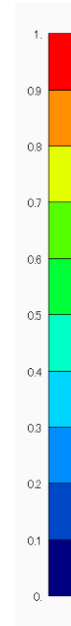
第 6.1.2-5 図 改良地盤近傍要素の有効応力経路 (Ss-C1)



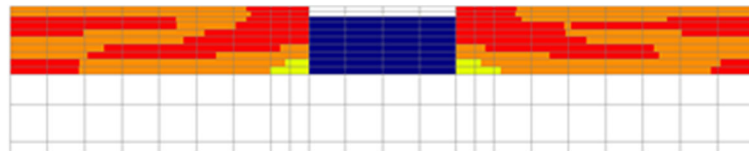
液状化(液状化強度曲線は包絡値)



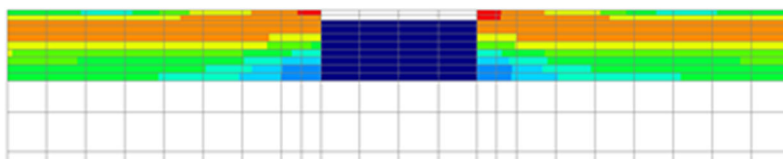
b1 中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)



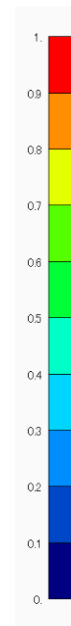
第 6.1.2-6 図 10 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



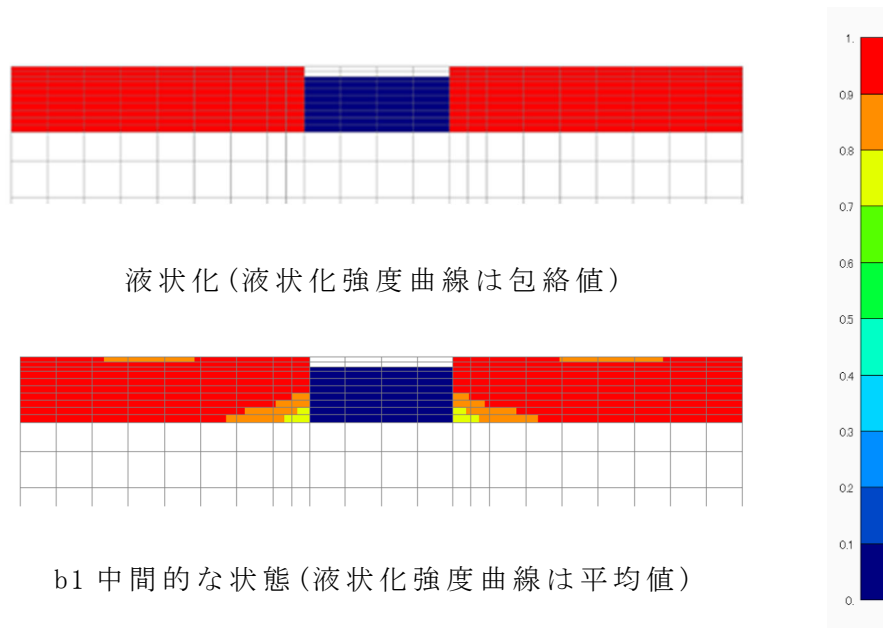
液状化(液状化強度曲線は包絡値)



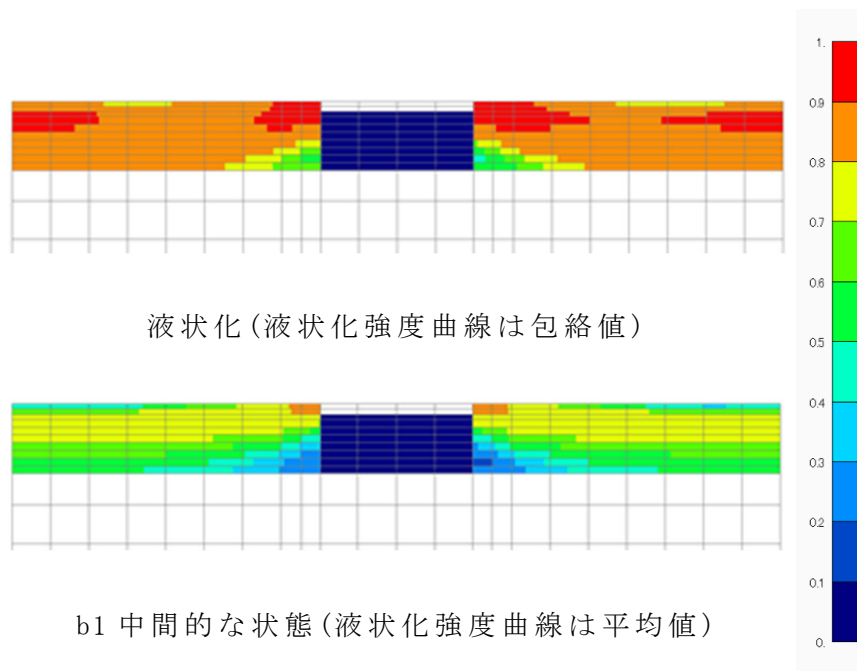
b1 中間的な状態(液状化強度曲線は平均値)



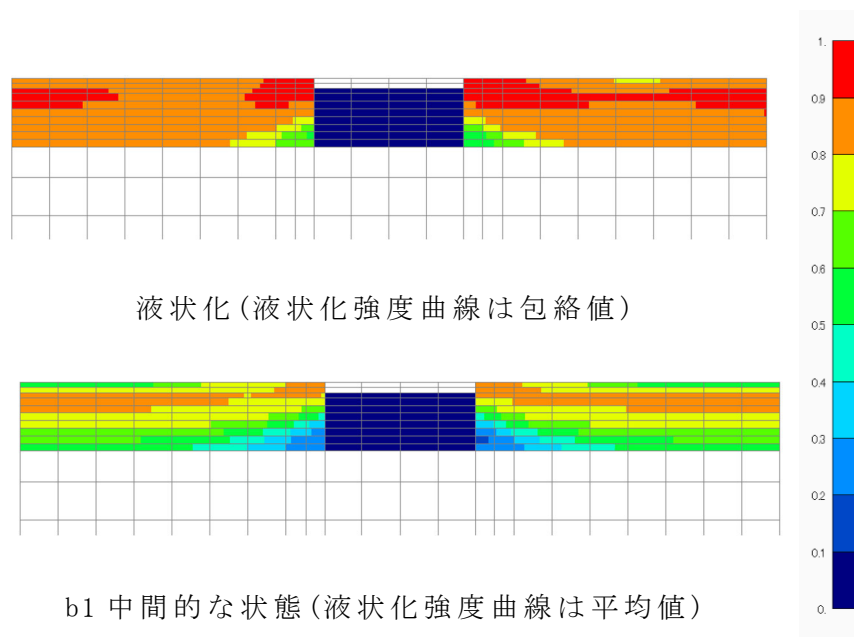
第 6.1.2-7 図 20 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 6.1.2-8 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 6.1.2-9 図 10 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (S_s-C1)



第 6.1.2-10 図 最終時刻 (20 秒加振後) の過剰間隙水圧比分布 (S_s-C1)

(4) まとめ

液状化，非液状化及び2つの中間状態(b1, b2)において，それぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果，地震波が Ss-A の場合には，いずれの地震荷重も【液状化】で概ね最大となることを確認した。

一方，Ss-C1 では，一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態 b1】(液状化状態を抑制した場合)で大きくなった。

6.1.3 全地震動による確認結果(応答値)

設計に影響を与える代表波のうち、Ss-C1において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、Ss-C1において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、さらに、他の地震動に対しても検討を実施した。全地震動に対する中間状態における応答値比較を第 6.1.3-1 図、第 6.1.3-2 図に示す。

確認する応答値は、層せん断力、付加曲げ、屋根部の鉛直加速度、基礎梁の水平加速度、基礎梁の鉛直加速度、改良地盤の変形、応答ひずみとする。

なお、検討条件については、6.1.1 項と同様の地震動 (Ss-A, Ss-C1)、検討断面 (NS 断面)、地盤物性 (基本ケース)、解析手法 (有効応力) に加え、地震動に Ss-B1, Ss-B2, Ss-B3, Ss-B4, Ss-C2, Ss-C3, Ss-C4 を追加する。

比較の結果、応答値は概ね【液状化】及び【非液状化】が最大となった。中間状態において Ss-C1 の【状態 b1】の改良地盤の変形で応答値が大きくなったものの、その変形量の差は小さく同等程度であった。

また、層せん断力、改良地盤の変形において全地震動で最大ではなく、部材設計へのインプット値に影響は与えないが、各状態間の比較で中間状態の応答値が若干大きくなった Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)について 6.1.4 項及び 6.1.5 項で詳細に分析する。

各応答値の結果は以下の通りである。

(1)層せん断力(支持架構)

支持架構の層せん断力が最も大きいのは Ss-C1 の【液状化】である。他の地震動においても、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-B4, Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を 6.1.4 項(2)及び 6.1.5 項に後述する。

(2)付加曲げ(支持架構)

支持架構の付加曲げが最も大きいのは Ss-A の【液状化】である。比較的応答の大きい Ss-C3(NS)や Ss-C4(NS)においても、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、Ss-C1 を除いて応答値は【液状化】で最大となっている。

(3)最大鉛直加速度(支持架構屋根)

屋根部の最大鉛直加速度が最も大きい Ss-C2(EW)において、剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

(4)最大水平加速度(基礎梁)

基礎梁の最大水平加速度は Ss-C1 の【非液状化】で最大であるが、【液状化】との差はごくわずかである。他の地震動においては、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を 6.1.5 項に後述する。

(5)最大鉛直加速度(基礎梁)

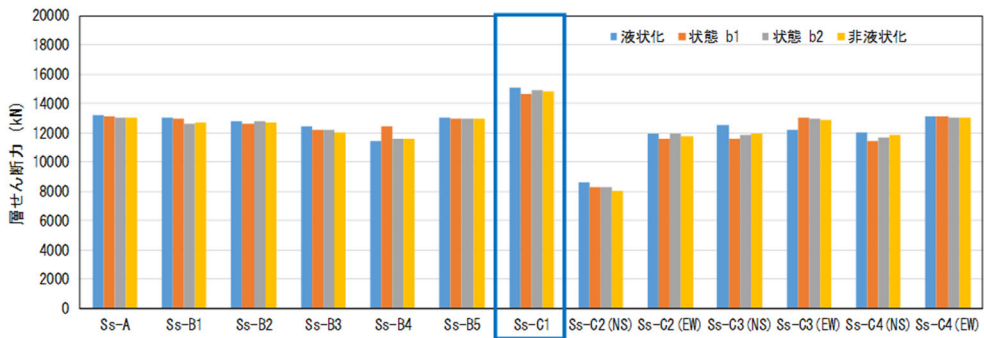
基礎梁の最大鉛直加速度が最も大きい Ss-B3 においては、剛性変化の違いによる応答の差異はほとんど発生していなかった。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

(6) 変形(改良地盤)

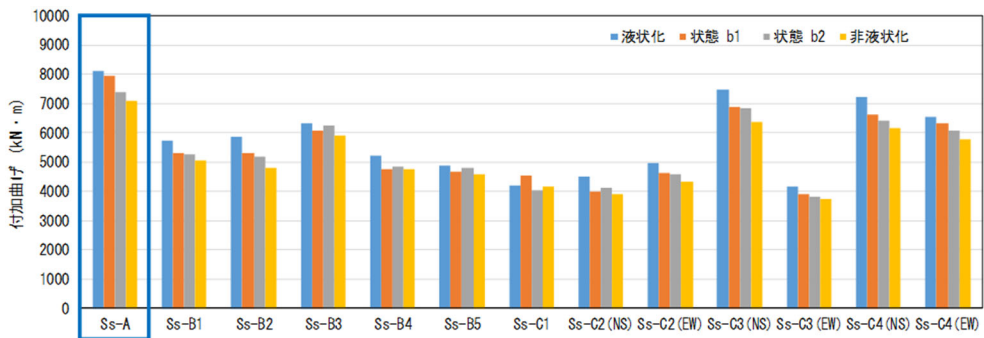
改良地盤の変形が最も大きいのは Ss-C1 の【状態 b1】時であるが、【液化化】との差はごくわずかである。Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)も同様であり、その分析結果を 6.1.4 項(3)に後述する。

(7) 応答ひずみ(座屈拘束ブレース)

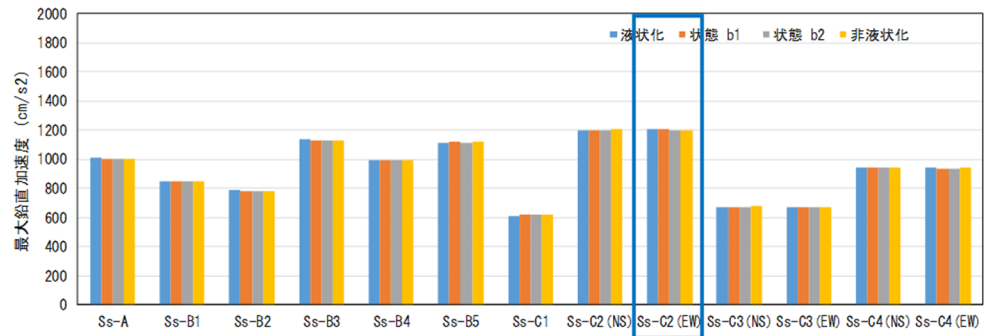
座屈拘束ブレースの応答ひずみが最も大きいのは Ss-C1 の【液化化】である。他の地震動においても Ss-C1 同様、概ね【液化化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を 6.1.5 項に後述する。



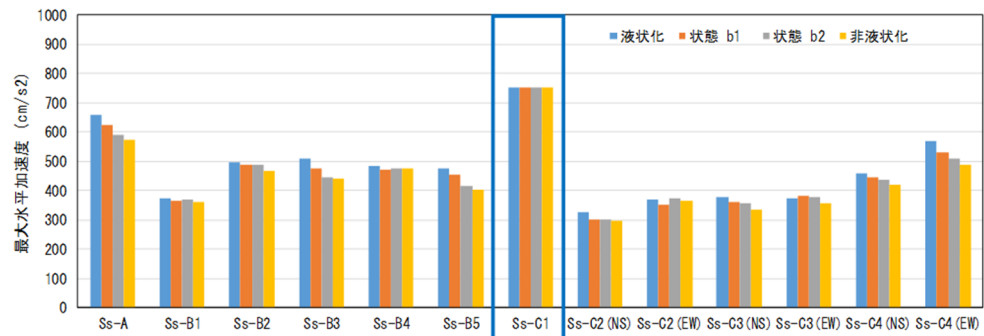
層せん断力 (支持架構)



付加曲げ (支持架構)

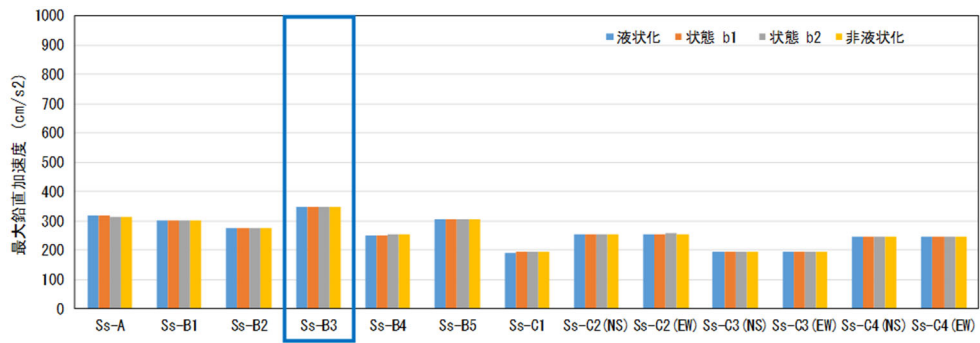


最大鉛直加速度 (支持架構屋根部)

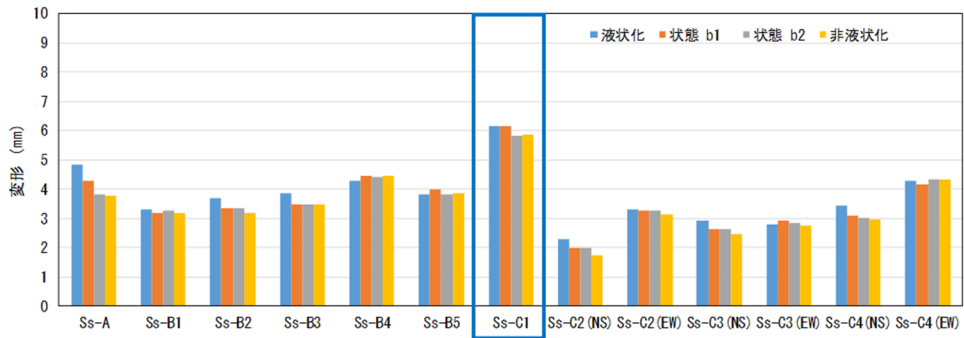


最大水平加速度 (基礎梁)

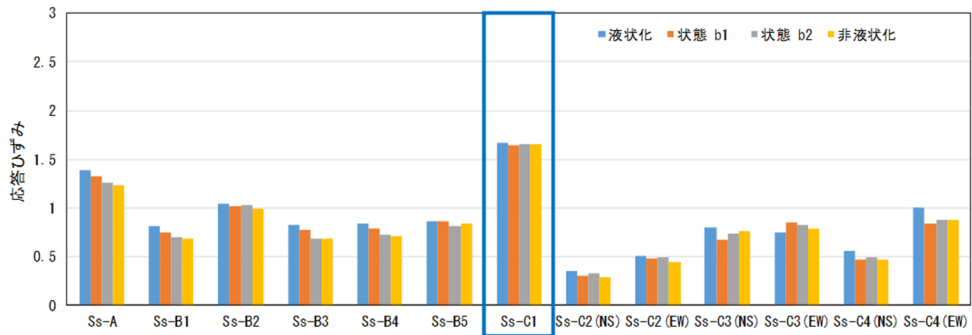
第 6.1.3-1 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較 (青枠が各項目の最大値)



最大鉛直加速度 (基礎梁)



変形 (改良地盤)



応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

第 6.1.3-2 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較 (青枠が各項目の最大値)

6.1.4 考察

6.1.3 項では基準地震動全波において応答値の比較を行った。本項ではこれらのうち、【状態 b1】が他の状態よりも大きくなった地震動について考察を行う。特に代表波である Ss-C1 については全ての応答値についてさらなる分析を行う。

(1) 加速度応答スペクトルに基づく分析

層せん断力において、 S_s -B4, S_s -C3(EW)の【状態 b1】が他の状態に比べ最大になった。

本項ではこの要因について、支持架構の周期と入力との関係を分析するため、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを用いる。なお、代表波である S_s -A 及び S_s -C1 についても同様に分析する

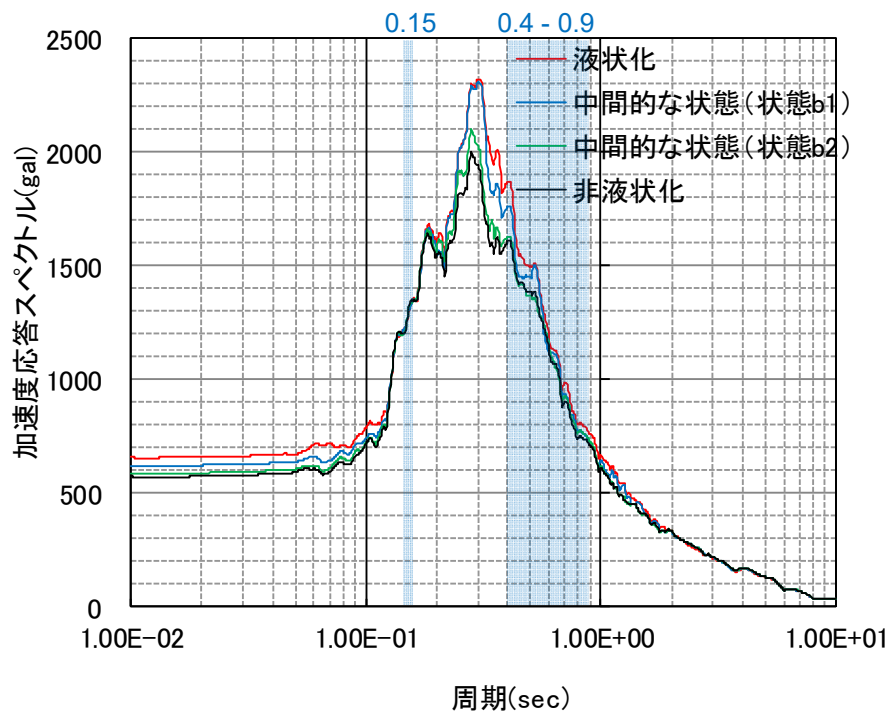
第 6.1.4-1 図～第 6.1.4-4 図に基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを示す。

支持架構の応答値に直接影響する基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルについて、 S_s -A, S_s -C1, S_s -B4 及び S_s -C3(EW)を対象に比較・分析を行った。第 6.1.4-1 図～第 6.1.4-4 図に基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを示す。

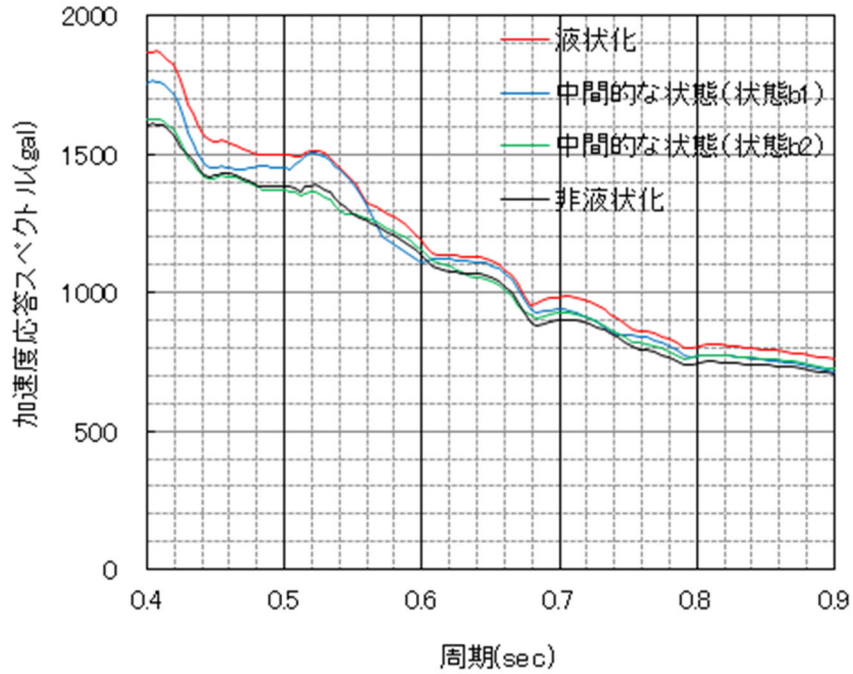
加速度応答スペクトルでは、一般的に、液状化すると加速度は長周期化するが、短周期側では非液状化時が最大となる傾向がある。支持架構の一次周期である 0.4-0.9 秒の範囲においては、上記の 4 つのいずれの地震波についても概ね液状化状態が大きくなっている。

一方、支持架構の二次周期である 0.15 秒付近においては、 S_s -A では地盤状態による応答はほぼ同等なのに対して、 S_s -C1, S_s -B4 及び S_s -C3(EW)では液状化以外の状態が大きくなっている。

このような周期帯ごとの地盤状態による地震荷重の大小関係の変化は、加速度応答スペクトル上での高次モードの小さい山が、地盤剛性の変化に伴うわずかな周期特性のシフトにより移動し、結果的に液状化時を上回る形で加速度応答スペクトルに現れたことが要因の一つと考えられる。

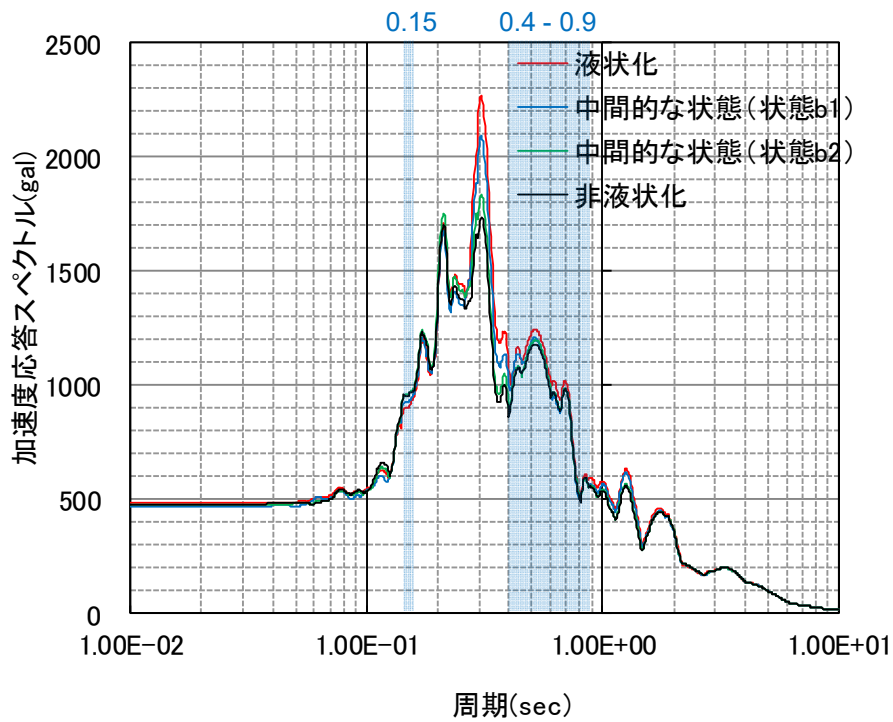


(a) 全体

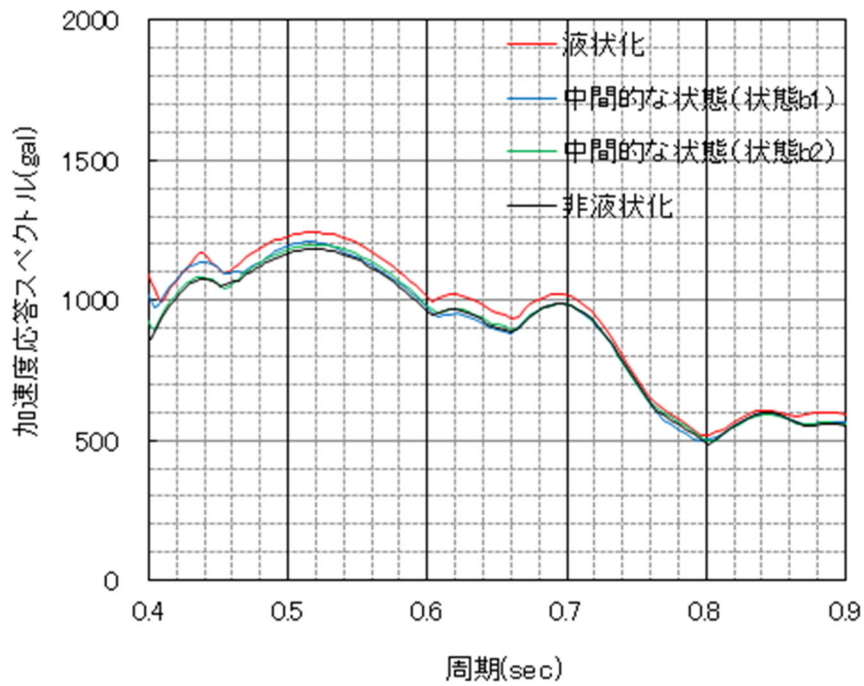


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-1 図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-A)

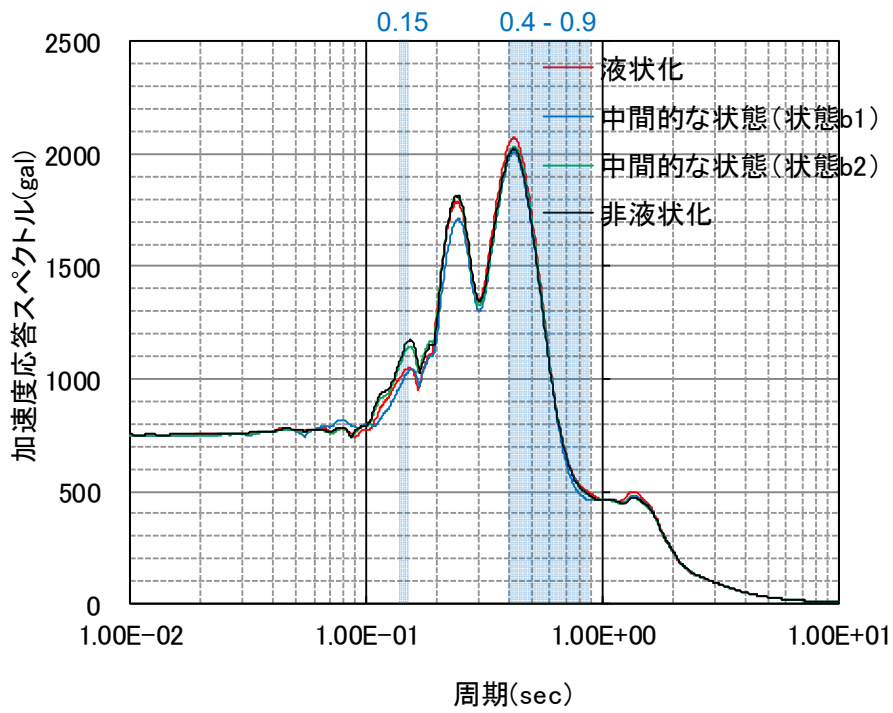


(a) 全体

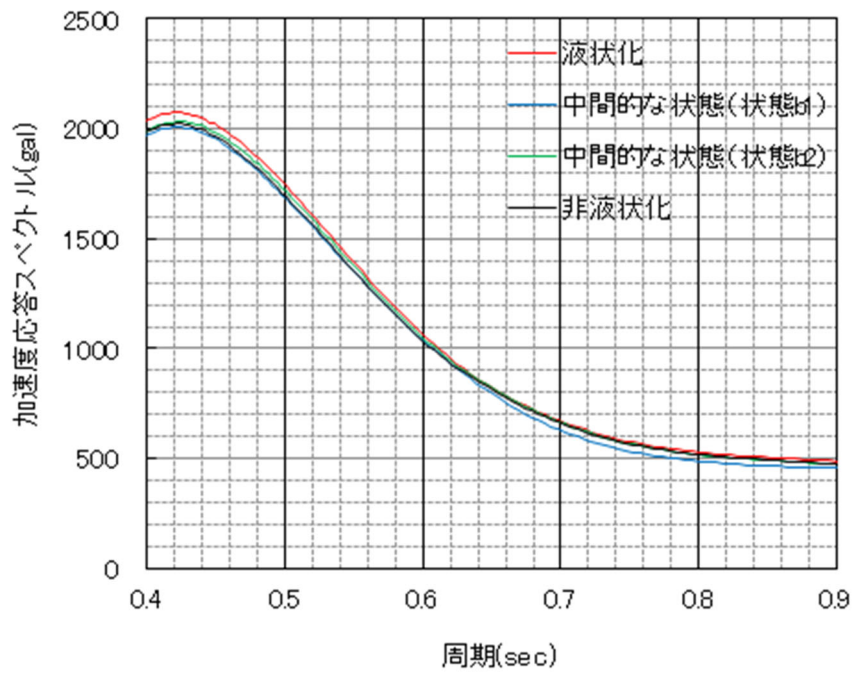


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-2 図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-B4)

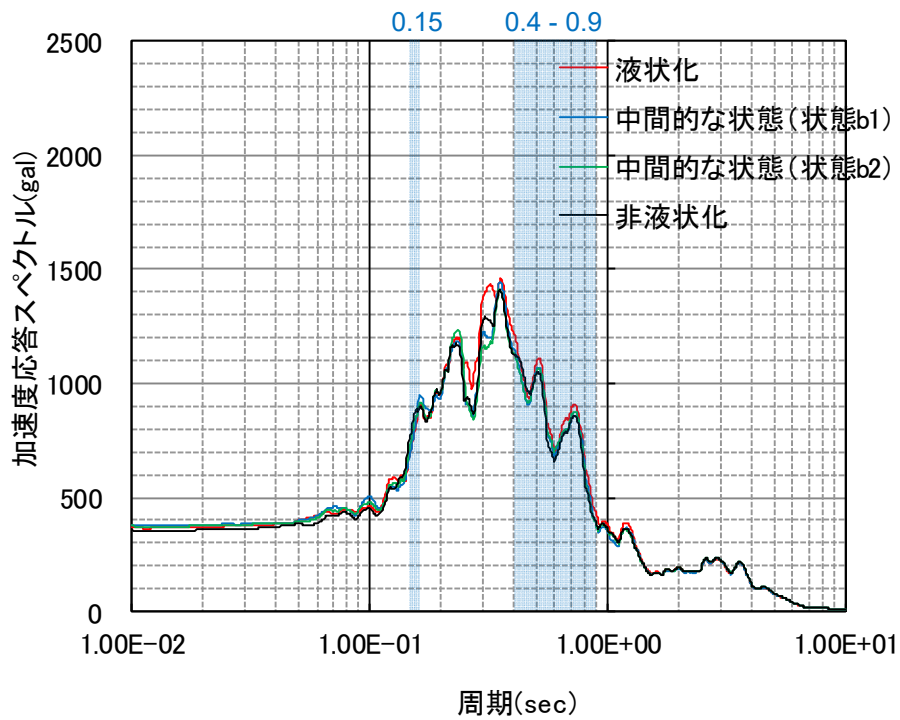


(a) 全体

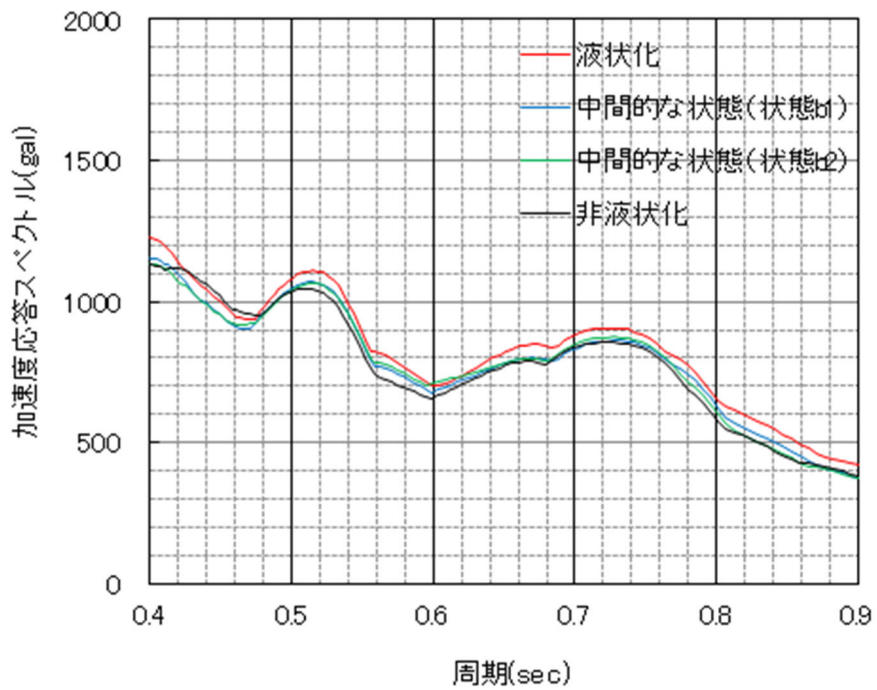


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-3 図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C1)



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-4 図 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル(Ss-C3(EW))

(2) 時刻歴波形に基づく分析

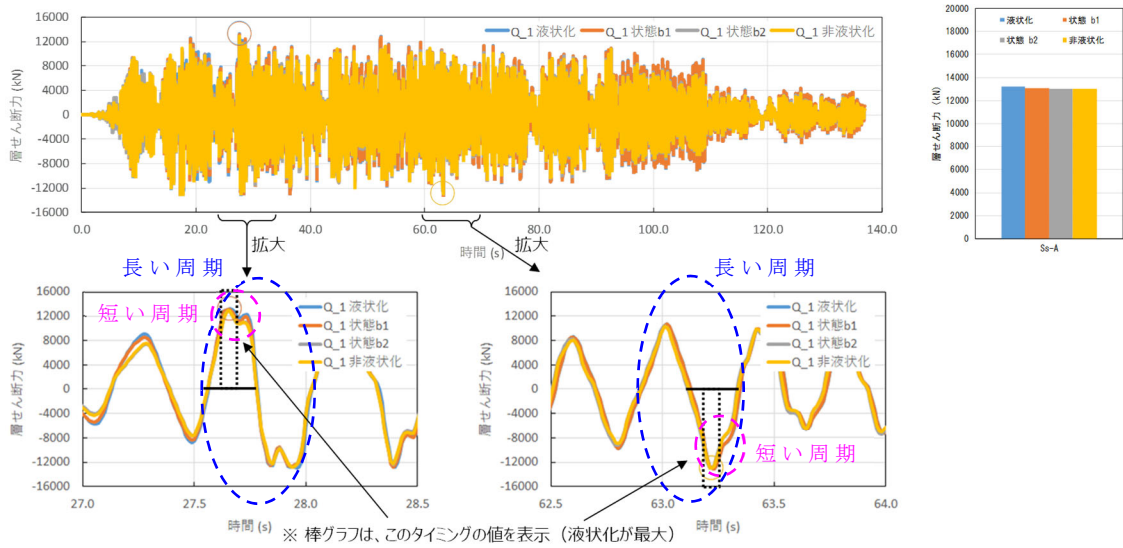
(1)において、支持架構の応答を加速度応答スペクトルにより傾向分析した。

本項では、応答を詳細に分析するため、層せん断力の時刻歴波形を用いる。

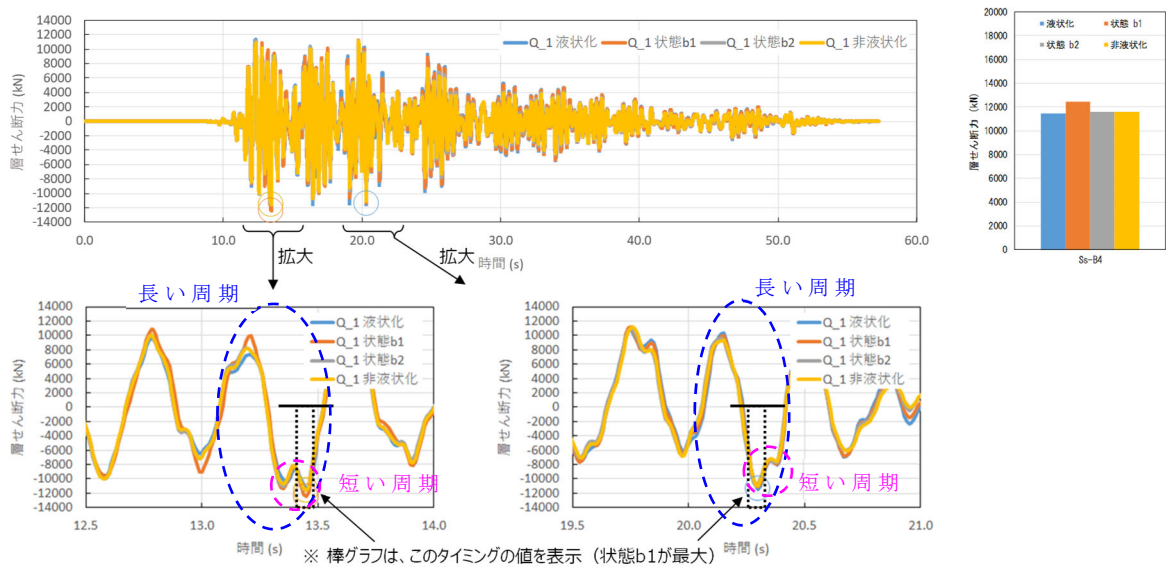
第 6.1.4-5 図～第 6.1.4-8 図に S_s-A, S_s-B4, S_s-C1 及び S_s-C3(EW)の層せん断力の時刻歴を示す。

長い周期の変動においては概ね【液状化】が大きくなっているが、その長い周期の変動に時折短い周期の変動が重なり、【液状化】、【非液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】のいずれの振幅が最大となるかは時間によって変化していることが確認された。ピーク値が発生する時間断面では、S_s-B4 及び S_s-C3(EW)の場合は【状態 b1】が、S_s-A 及び S_s-C1 の場合は【液状化】が最大となっている。

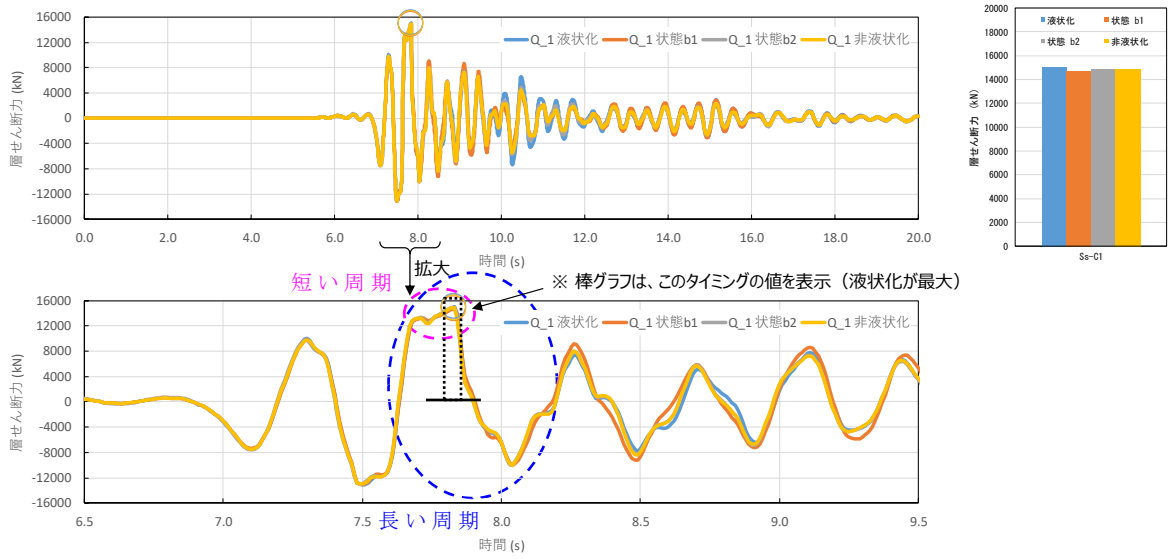
時刻歴における短い周期の変動は高次モードに起因するものであり、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、短い周期の凸が長い周期の凸に重なることにより、最大荷重の発生時刻において中間状態が最大となったものと考えられる。例えば、第 6.1.4-5 図より、S_s-A で【液状化】の最大層せん断力は 27.5s～28.0s に青の丸で示す長い周期の波の山とピンクの丸の短い周期の波が重なり、その両者が合成された波でピークが発生しているのがわかる。



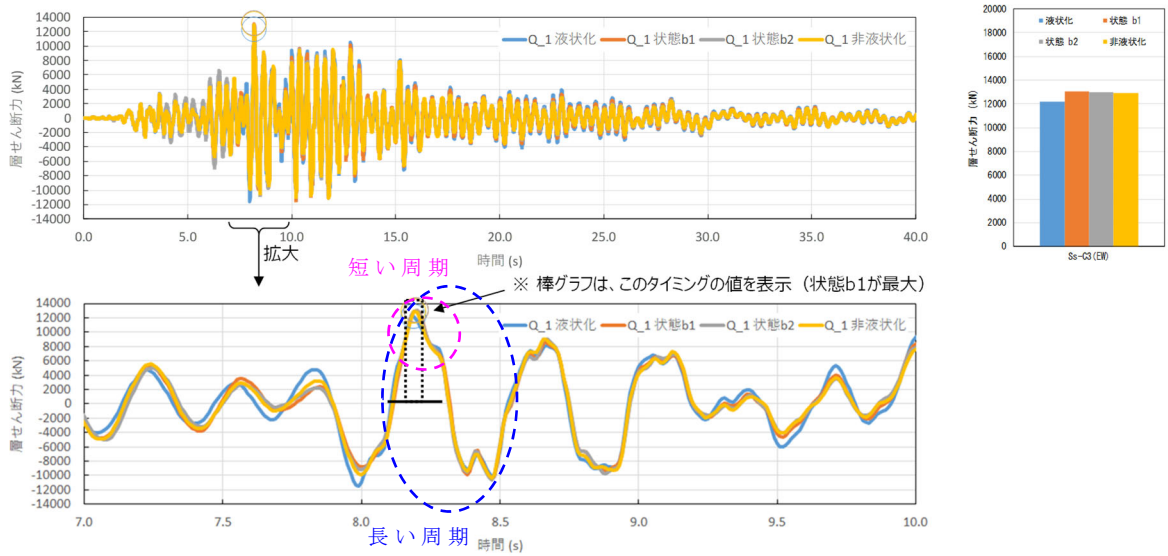
第 6.1.4-5 図 Ss-A の層せん断力の時刻歴



第 6.1.4-6 図 Ss-B4 の層せん断力の時刻歴



第 6.1.4-7 図 Ss-C1 の層せん断力の時刻歴



第 6.1.4-8 図 Ss-C3 (EW) の層せん断力の時刻歴

(3) 改良地盤の変形量に係る分析

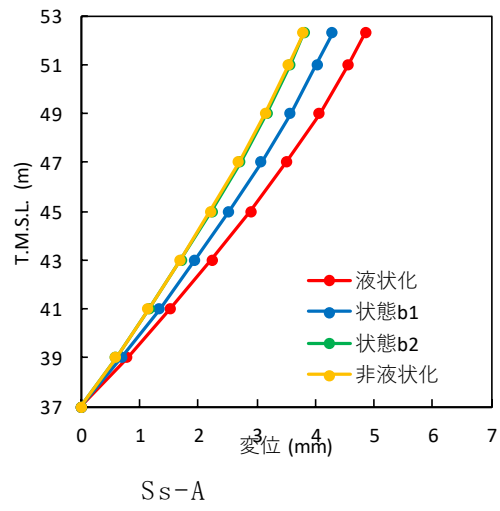
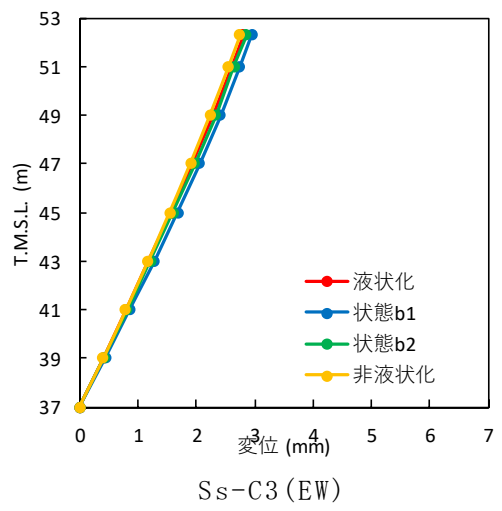
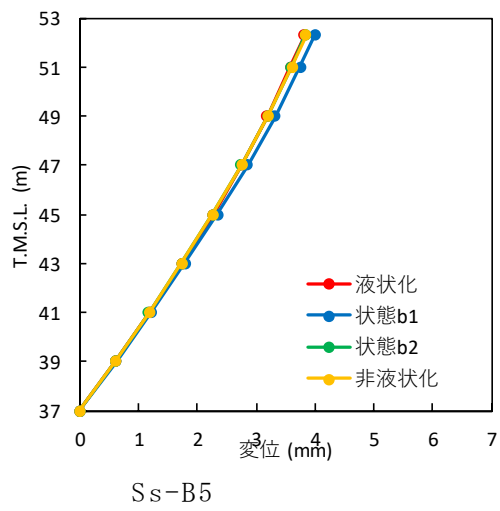
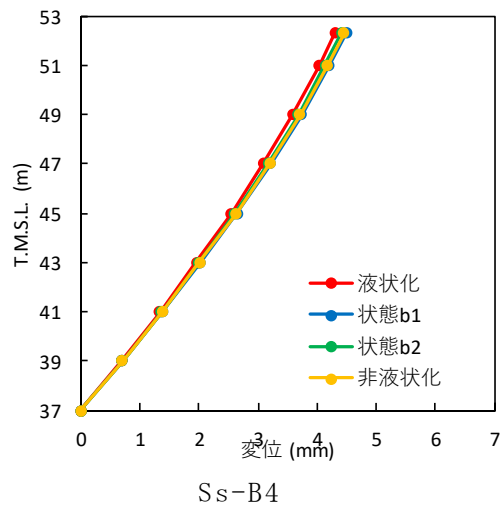
改良地盤の変形量において、S_s-B4, S_s-B5, S_s-C1, S_s-C3(EW)の【状態b1】が【液状化】及び【非液状化】の状態に比べ差は小さいものの、最大になった。

本項ではこの変形量について、深さ方向における変位分布を比較としてS_s-Aとともに示し、詳細に分析する。代表波であるS_s-C1については、「(4) S_s-C1の応答値に関する分析」にて後述する。

液状化、非液状化及び中間状態について比較した改良地盤の最大相対変位分布を第6.1.4-9図に示す。

地盤剛性の各状態における最大相対変位の差異は改良地盤の高さ方向においても軽微であり、せん断ひずみの差異はS_s-B4で最大0.18mm/改良地盤高さ18m=0.001%と微小である。改良地盤高さ全域においても同様に各状態間の値は同等程度である。

また、S_s-B5, S_s-C1, S_s-C3(EW)についても同様に差は小さく、部材設計への影響は軽微である。なお、S_s-Aと比較するとこれらの変動は小さい。



第 6.1.4-9 図 改良地盤の最大相対変位分布

(4) S_s-C1 の応答値に関する分析

代表波である S_s-C1 において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、更なる分析を実施する。

第 6.1.4-10 図に S_s-A の加速度時刻歴波形を、第 6.1.4-11 図に S_s-C1 の 6.5 秒～8.5 秒の加速度時刻歴波形から作成した基礎梁上端の加速度応答スペクトルを、第 6.1.4-12 図に改良地盤の最大相対変位分布を、第 6.1.4-13 図に基準地震動の時刻歴波形を、第 6.1.4-14 図に最終時刻の過剰間隙水圧比分布を示す。

a. 全体に対する考察

S_s-C1 の応答スペクトルは、S_s-A と異なり、基準地震動のスペクトルと卓越周期が一致する。これは、S_s-C1 波の特性であり、6.5～8.5 秒付近のパルスにより基準地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答スペクトルに現れたと考えられる(第 6.1.4-11 図参照)。

S_s-C1 とは異なる結果となった S_s-A では継続時間が長く、繰り返し大きな振幅がされ、埋戻し土の剛性変化の影響が顕著に表れる地震動であり、周期特性の変化として応答スペクトルに影響したと考えられる。

b. 支持架構の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、設計上クリティカルとなる支持架構の周期帯で【液状化】が最大となっており、この傾向が、層せん断力、応答ひずみに表れている。

c. 基礎梁の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、短周期において、【非液状化】が最大となる傾向がある。これは、液状化すると加速度は長周期化するためであるが、逆に、短周期においては【非液状化】の応答が大きくなる可能性もあるという結果であり、応答値の 1 つである基礎梁の最大水平加速度においては、【液状化】のみでなく【非液状化】の応答値も考慮する必要があることがわかる。

d. 地盤の変形

改良地盤の変形量は、【非液状化】と【状態 b2】が同等、【液状化】と【状態 b1】が(3)で確認したとおり、同等の結果である。

これは、地盤剛性の変化による影響であり、この傾向は、改良地盤高さ全域において同様の傾向である(第 6.1.4-12 図参照)。

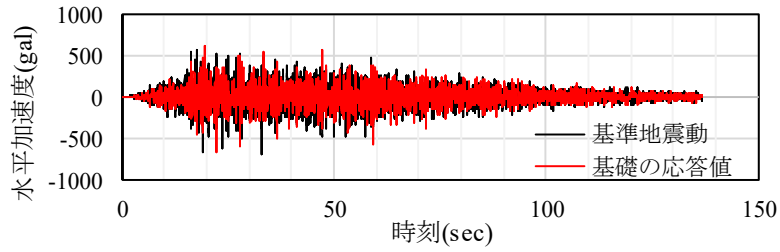
地盤の変形については、【液状化】を考慮することで保守的な応答評価が可能である。

e. 支持架構の付加曲げ，鉛直応答

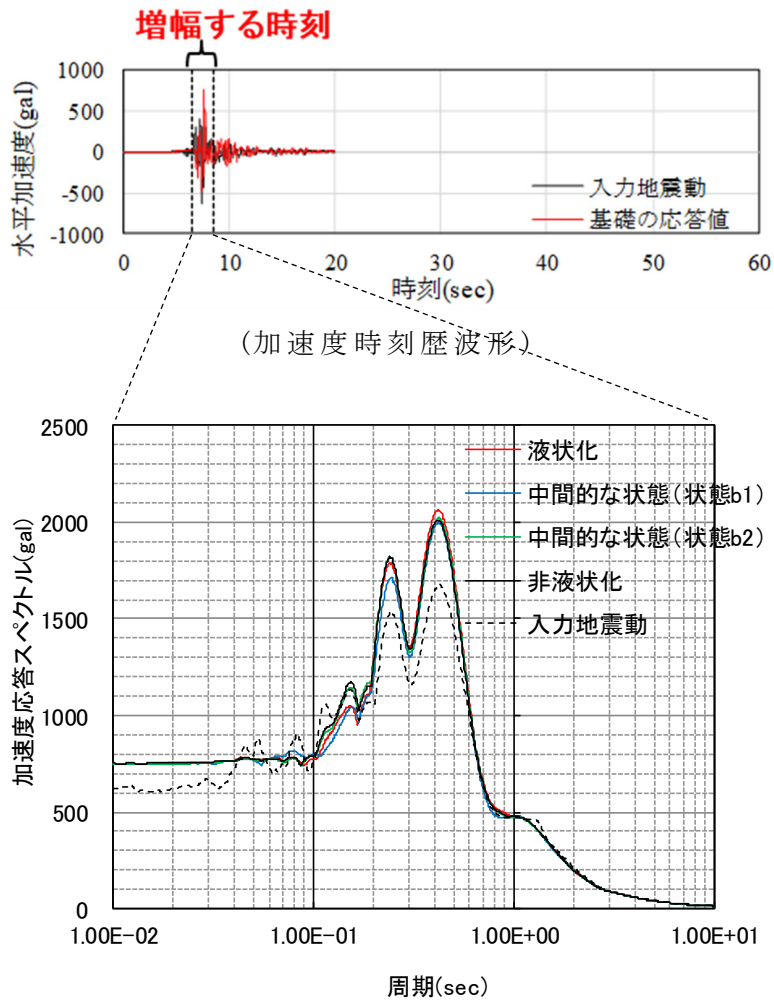
付加曲げ，屋根部の最大鉛直加速度について，【状態 b1】が最大となった理由は，地震動に非対称性があるため(第 6.1.4-13 図参照)，埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となった影響により(第 6.1.4-14 図参照)，拘束効果と同じ現象(非対称性によるロッキング)が発生したことが原因の 1 つの可能性がある。

屋根部の付加曲げについて，拘束効果と同じ現象が生じていることを確認するために，第 6.1.4-15 図に基礎上の鉛直加速度応答スペクトル及び鉛直加速度時刻歴を，第 6.1.4-16 図に基礎上の回転角加速度応答スペクトル及び回転角加速度時刻歴を示し，分析する。第 6.1.4-15 図より，【状態 b1】の左右の応答の差が【液状化】よりも大きく，拘束効果と同じ傾向が確認された(左端で最大値が発生した時刻の鉛直加速度の差は【液状化】で 225cm/s^2 ，【状態 b1】で 252cm/s^2)。また，時刻歴の最大値が発生したピークより，【状態 b1】の応答が【液状化】より大きく，鉛直応答の差が回転応答に影響を与えたことがわかる。

屋根部の最大鉛直加速度，基礎梁の鉛直加速度について地盤の剛性変化による影響は小さい。これは，6.1.3 項で前述したように，支持地盤から改良地盤を介し，地震波が軸方向の応答として直接伝わるため，周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考えられる。

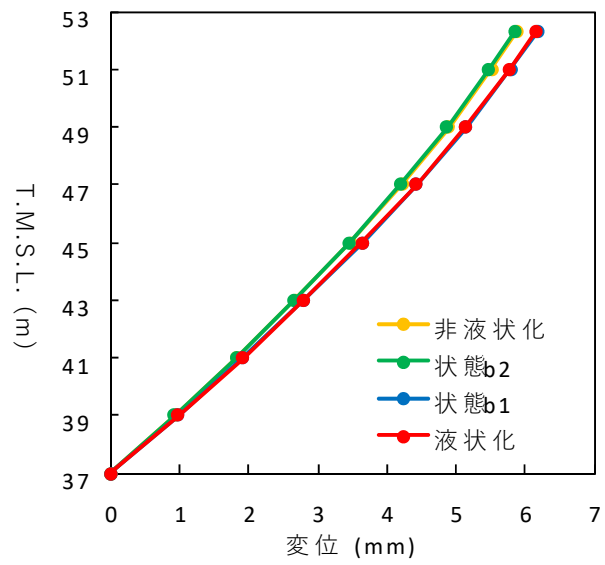


第 6.1.4-10 図 加速度時刻歴波形 (Ss-A)



(スペクトル比較)

第 6.1.4-11 図 6.5 秒から 8.5 秒の加速度時刻歴波形から作成した基礎梁上端の加速度応答スペクトル (Ss-C1)



第 6.1.4-12 図 改良地盤の最大相対変位分布 (Ss-C1)

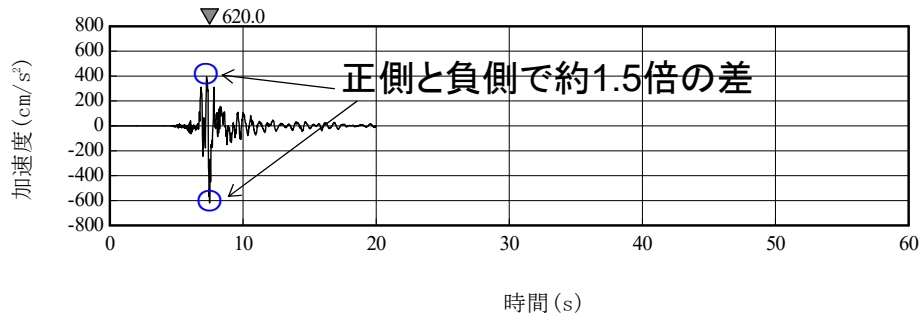
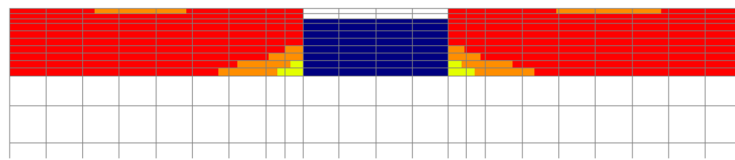
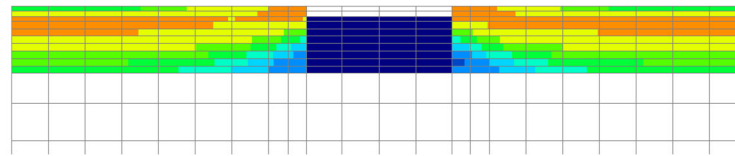


図 6.1.4-13 基準地震動の時刻歴波形 (Ss-C1)

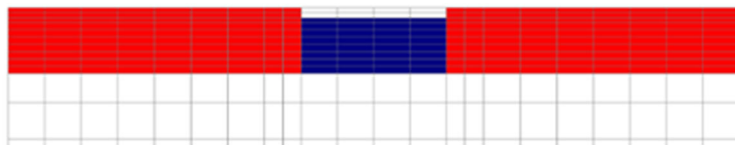


Ss-A

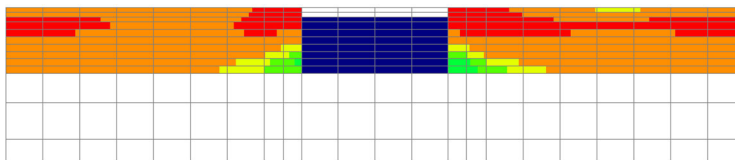


Ss-C1

(a) 【状態 b1】



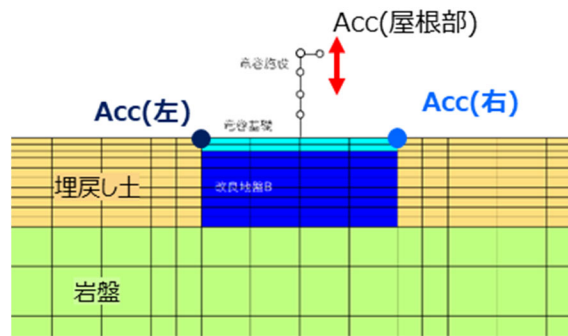
Ss-A



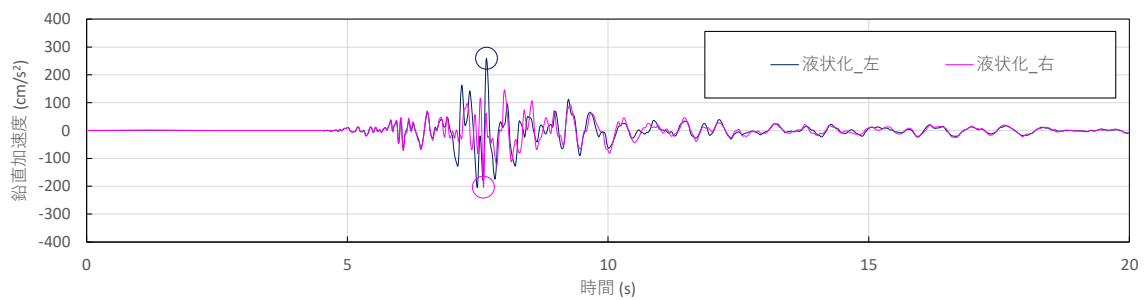
Ss-C1

(b) 【液状化】

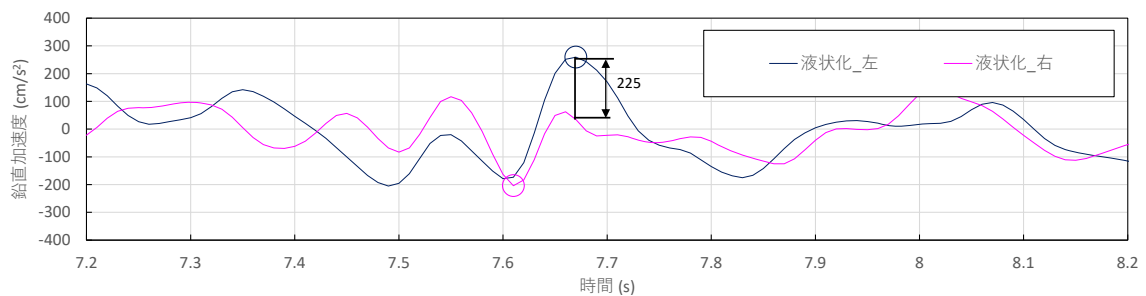
第 6.1.4-14 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布



(a) 解析モデル図(設計モデル)



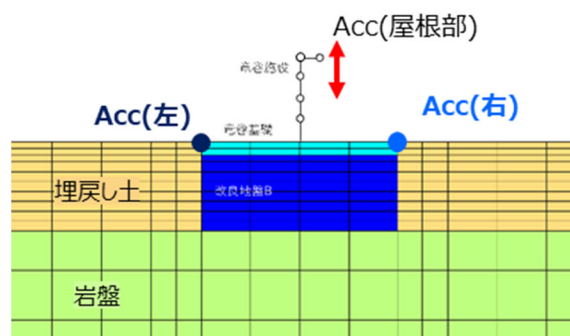
(b) 加速度時刻歴図



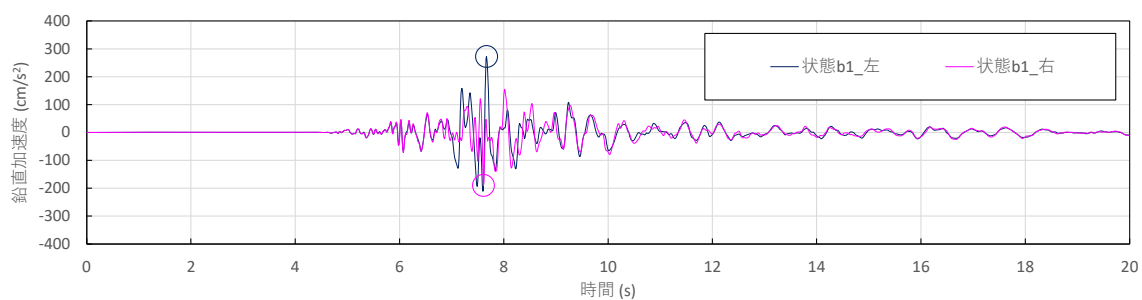
(c) 加速度時刻歴図(拡大図)

※ 応答値は,EW方向の S_s-C1 の値

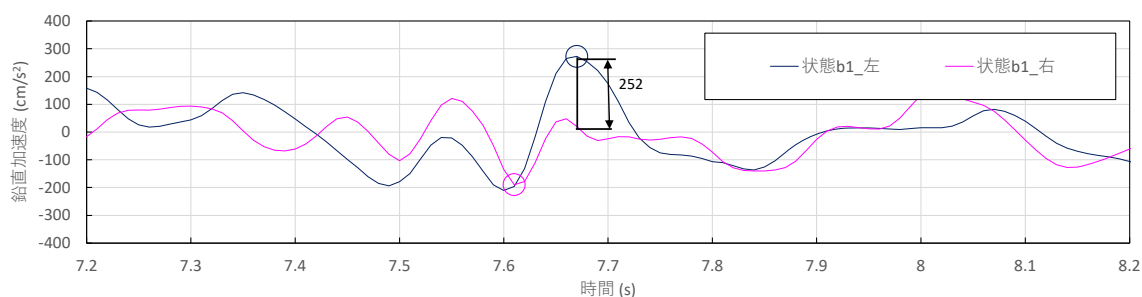
第 6.1.4-15 図 基礎梁上端レベルにおける鉛直加速度の比較 (1/2)



(a) 解析モデル図 (設計モデル)



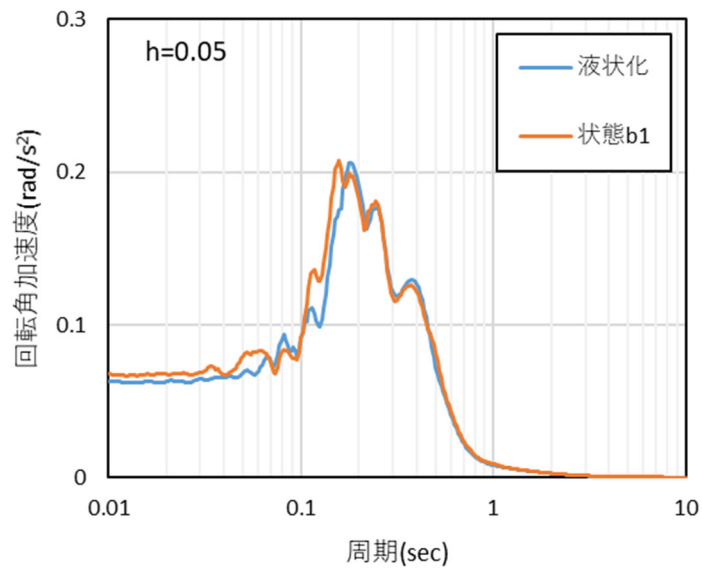
(b) 加速度時刻歴図



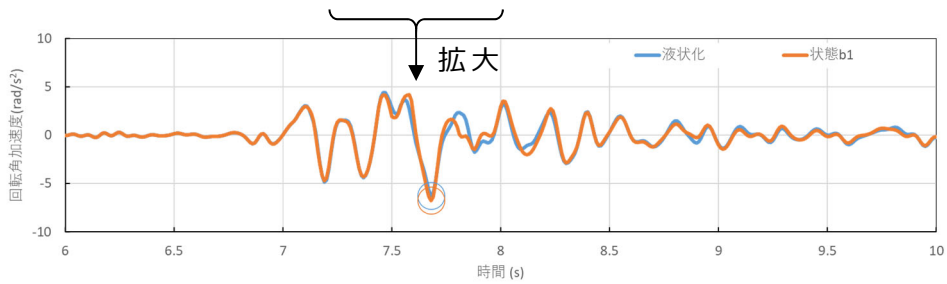
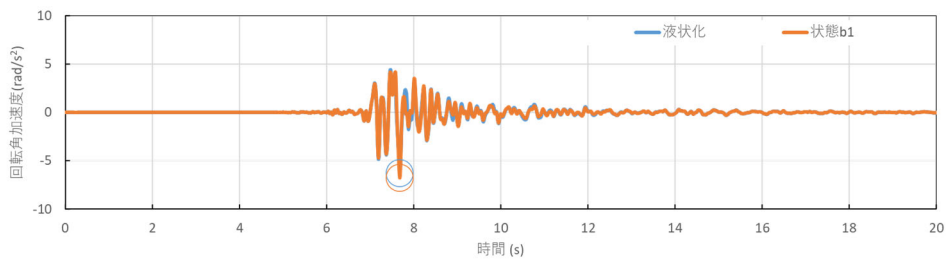
(c) 加速度時刻歴図 (拡大図)

※ 応答値は, EW 方向の S_s-C1 の値

第 6.1.4-15 図 基礎梁上端レベルにおける鉛直加速度の比較 (2/2)



(a) 応答スペクトル



(b) 応答時刻歴

第 6.1.4-16 図 Ss-C1 の基礎上の回転角加速度のスペクトルおよび時刻歴

(5) まとめ

(1), (2), (4)のとおり地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となる要因を分析したところ、次の3つの要因が影響している可能性が考えられる。(地盤剛性の中間状態の改良地盤の変形量については(3)のとおり【液化化】・【非液化化】と同等であることを確認している。)

- ①「長周期の波」と「短周期の波」が合成されるタイミングで、中間状態が大きくなる。
- ②地盤剛性の変化に伴い、わずかに周期がずれている高次モードが励起され中間状態が大きくなる。
- ③Ss-C1は非対称性により、わずかではあるがロッキング影響が生じた。

特に上記の①及び②については、中間状態で地震荷重が大きくなった地震動においてはその傾向が現れており、これらの複合的な影響で(主要因の特定と定量的な評価は困難)中間状態が大きくなったものと考えられる。

このことは、Ss-Aを始め、他の地震動でも起こりうると考える。

このことから中間状態で応答値が大きくなったSs-B4, Ss-C3(EW)について、代表波ともに、6.1.5項において地盤状態による地震荷重の大小関係の現れ方を確認するため追加検討を行う。

6.1.5 考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)

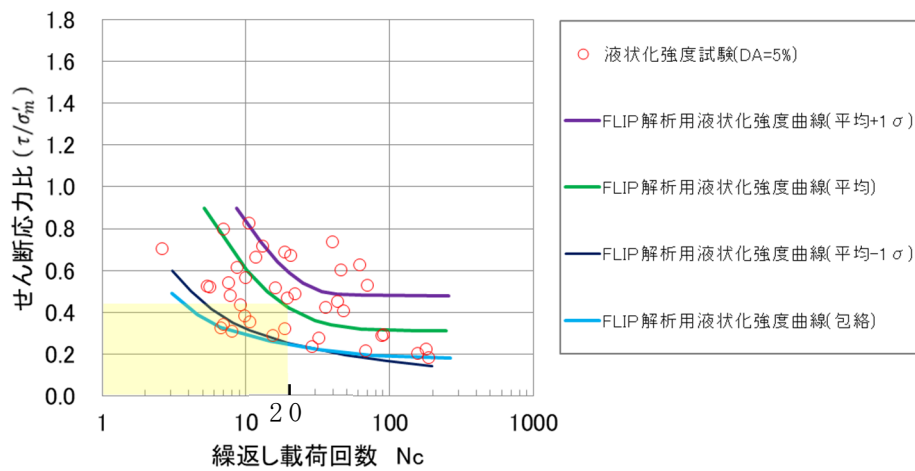
地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となった地震動について、地盤状態による地震荷重の大小関係の現れ方の規則性を確認するため、特に【状態 b1】近傍の中間状態に着目して【状態 b3】(【液状化】と【状態 b1】との中間)及び【状態 b4】(【状態 b1】と【状態 b2】との中間)の2つの中間状態を追加設定し、対象の地震動として複数の地震荷重で中間状態が最大となった地震動 S_s-B4 及び S_s-C3(EW)、並びに、水平方向の地震荷重が最大となった地震動 S_s-A 及び S_s-C1 の合計 4 波を用いて、部材ごとの地震荷重を検討した。

(1) 物性値の設定

【状態 b3】、【状態 b4】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を第 6.1.5-1 表に示す。なお、上記【状態 b3】、【状態 b4】の物性値については第 6.1.5-1 図の図中の黄色ハッチング部で示す繰り返し回数 20 回以下を対象に設定している。

状態 b3) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の -1σ を使用

状態 b4) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の $+1\sigma$ を使用



第 6.1.5-1 図 中間状態の液状化強度曲線

第 6.1.5-1 表 埋戻し土の液状化特性の物性値

(a) 【状態 b3】

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	ϕ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	14.90	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	1.40	-
		S_1	0.005	-

(b) 【状態 b4】

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	ϕ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	60.60	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	6.85	-
		S_1	0.005	-

w_1 : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

(2) 確認方法

地盤の剛性変化の応答値への影響は，設計モデルにおいて【非液状化】，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【状態 b3】及び【状態 b4】において確認する。

確認する応答値は，層せん断力，基礎梁の水平加速度，応答ひずみとする。

なお，検討条件については，6.1.1項と同様の地震動（S_s-A，S_s-C1），検討断面（NS断面），地盤物性（基本ケース）に加え，地震動に S_s-B4 及び S_s-C3(EW)を追加する。解析手法は，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b3】及び【状態 b4】は有効応力解析，【非液状化】及び【状態 b2】は全応力解析で実施する。

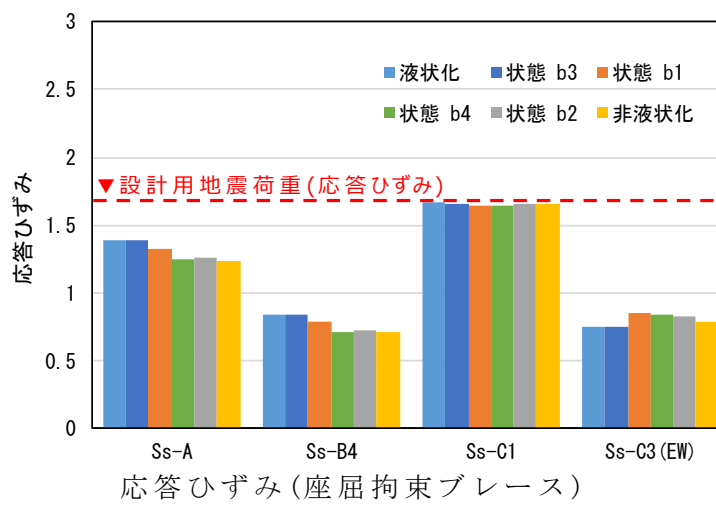
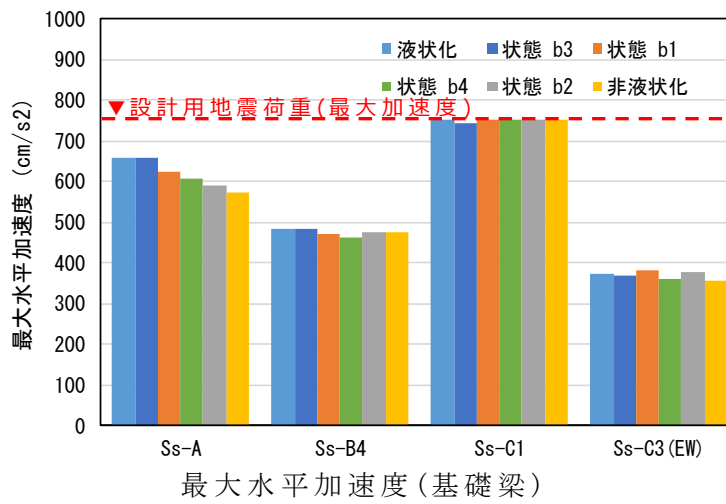
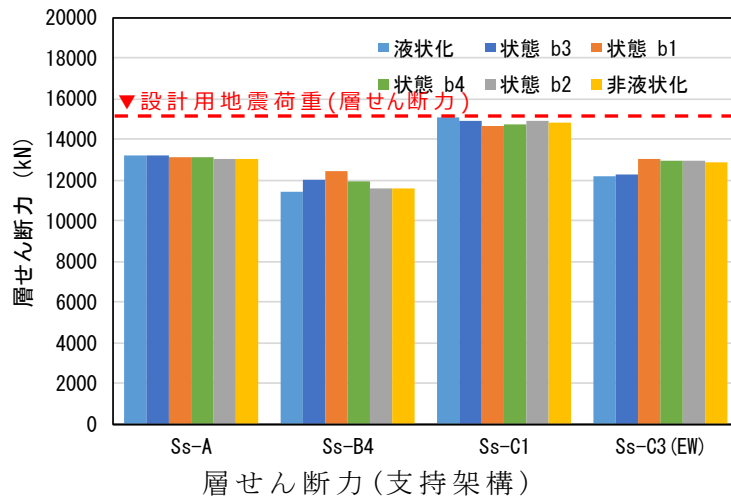
(3) 検討結果

【液状化】が最大とならない，支持架構の層せん断力，基礎梁の最大水平加速度及び座屈拘束ブレースの応答ひずみに対し，【状態 b3】，【状態 b4】を含む応答値の比較結果を第 6.1.5-2 図に示す。

【状態 b1】の前後である【状態 b3】や【状態 b4】においても応答値に予測とは異なる現象が確認できるが，以下のとおり，特異な挙動は確認されていない。

- ・ 地盤剛性の変化に伴う地震荷重の大小関係の現れ方について，一定の規則性は認められず，大小関係の振れ幅も地震荷重に対して十分に小さいことが確認された。また，地震荷重が【状態 b1】で最大となる S_s-B4 及び S_s-C3(EW)は【状態 b3】，【状態 b4】が【状態 b1】をさらに上回るような特異な挙動は確認されなかった。
- ・ S_s-A 及び S_s-C1 においては，【液状化】が最大となることから，中間状態については，設計上配慮する必要はない。
- ・ S_s-B4 及び S_s-C3(EW)では中間状態が最大となるが，設計用地震荷重として採用しないため，部材評価への影響はない。

以上のことから，地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については，当該地震荷重が最大となる他の地震波（【液状化】又は【非液状化】で最大）による荷重が十分に大きく，地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても，地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。



第 6.1.5-2 図 中間状態における応答値比較 (状態 b3, b4 を含む)

6.2 部材設計への影響確認

6.1 項で、Ss-C1 の地盤の剛性変化の検証において、「付加曲げ(支持架構)」、「鉛直加速度(支持架構屋根部)」、「変形(改良地盤)」の項目で、【液化化】・【非液化化】以外で同等程度ではあるものの、【状態 b1】で最大の応答値となった。このことを踏まえ、本項ではこれらの応答値が部材の設計に対して与える影響を確認する。

(1) 付加曲げ(支持架構)及び鉛直加速度(支持架構屋根部)

【状態 b1】と【液化化】の応答値の差が小さいこと(6.1.3 項参照)かつ、設計において支配的な荷重ではない(5.4.1 項参照)。

このことから、「付加曲げ(支持架構)」、「鉛直加速度(支持架構屋根部)」においては中間状態に配慮する必要はない。

(2) 変形(改良地盤)

「変形(改良地盤)」については、杭の設計に用いる地震荷重であるので、杭の設計への影響を【状態 b1】と【液化化】の杭に発生する応力の比較により、確認する。

杭の地震荷重は①「変形(改良地盤)」、②「層せん断力(支持架構)」及び③「最大水平加速度(基礎梁)」と組合せた状態で設計する。なお、「層せん断力(支持架構)」の最大値は【液化化】、「最大水平加速度(基礎梁)」の最大値は【非液化化】で生じている。

杭に発生する応力を第 6.2-1 表に示す。

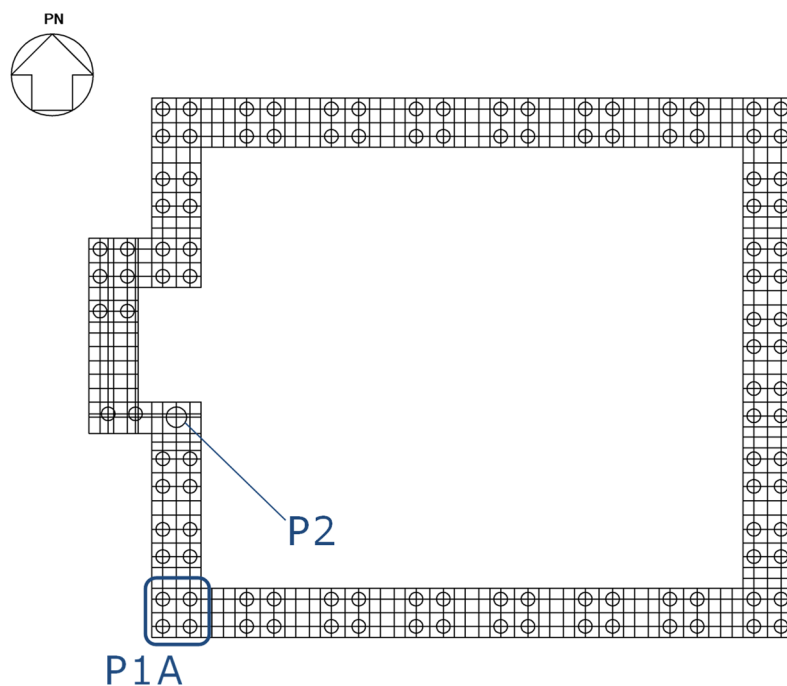
組合せ荷重「①+②+③」の状態では杭に生じる設計応力(せん断力・曲げモーメント)を算定すると、【液化化】にて最大となる。

このことから、「改良地盤の変形」においては中間状態に配慮する必要はない。

第 6.2-1 表 杭に発生する応力

検討ケース	P1(P1A)杭 (杭径：1.0m)		P2 杭 (杭径：1.5m)	
	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
液状化	445.5	360.4	1439.8	1405.4
状態 b1	444.8	359.8	1437.6	1402.2
液状化 / 状態 b1	1.002	1.002	1.002	1.003

※ 杭の配置図を第 6.2-1 図に示す。



注：その他はすべて P1

第 6.2-1 図 杭の配置図

6.3 地盤剛性の変化の影響のまとめ

【液状化】、【非液状化】及び2つの中間状態（【状態 b1】、【状態 b2】）において、それぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、地震波が Ss-A の場合には、いずれの地震荷重も【液状化】で概ね最大となることを確認した。

一方、Ss-C1 では、一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態 b1】（液状化状態を抑制した場合）で最大となったことを踏まえ、Ss-A 及び Ss-C1 以外の地震波に対しても中間状態を含めた部材ごとの地震荷重を求め、他にも同様の現象が生じていないか確認した。

全 13 波を対象として部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね【液状化】において最大となった。【液状化】以外の状態で最大となった場合も、【液状化】との差はごくわずかであった。

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。

以上のことから、【液状化】と【非液状化】との間の中間状態については、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無く、【液状化】又は【非液状化】の状態で評価できることを確認した。

7. 設計モデルの総合的な検証

7.1 検証の方針

設計モデルは解析負荷を軽減するために合理的かつ波及的影響評価に対して過小評価とならないモデルを構築した。設定した合理化項目に対し、3章で妥当性を一つ一つ確認した。また、保守性を確保する項目について「拘束効果（水平）」及び「地盤剛性の変化」で与え、それぞれ4章で水平応答の保守性、6章において設計で想定している【液状化】、【非液状化】で応答は概ね最大となることを確認した。

但し、保守性を与える項目のうち「拘束効果（水平）」は水平方向の応答には保守性を与えるものの、鉛直応答が小さめに評価されるモデルであるため、設計への影響度合いを確認し、設計モデルが部材設計に対し保守性を有していることを確認した（5章）。

しかしながら、これらの合理化した確認項目及び保守性の項目の検証についてはそれぞれで目的に照らし合わせた確認をしたものの、全ての項目の複合的な保守性を確認したものではない。

従って、本章では施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルとの比較をすることで、合理化した項目、保守性の項目について総合的な検証を実施する。

(1) 確認方法

検討にあたっては検証用モデルの妥当性確認を行い、そのモデルを用い、設計モデルで保守性を与えた以下の3つの項目について、総合的な検証を行う。なお、それぞれの検討の条件については各項目で示す。

- ・拘束効果（水平）
- ・鉛直応答への影響
- ・地盤剛性の変化の影響

7.2 検証用モデルの妥当性

設計モデルの検証用に構築する検証用モデルについて妥当性を確認する。

検証用モデルについては敷地内の状況をより細かくモデル化したものの、観測記録が無いことからシミュレーション解析による検証が出来ない。そのため、シミュレーション解析で検証された発電炉の解析モデルと検証用モデルのそれぞれの構築プロセスの比較、有効応力解析で用いる FLIP の適用性検討より妥当性を確認する。

(1) 確認方法

モデルの構築プロセスを比較するモデルについては、2次元の有効応力解析によるシミュレーション解析で検証された柏崎刈羽原子力発電所における中越沖地震のシミュレーション解析モデルとする。構築プロセスの確認項目については設計モデルを構築した際のプロセスと同様にモデル諸元、地盤物性、地震時荷重とする。

また、FLIPの適用性検討では、解析で用いている液状化強度曲線がFLIP研究会で示されている事例や先行発電炉におけるFLIPの検証事例の液状化強度曲線の範囲内であることを確認する。

(2) 確認結果

柏崎刈羽原子力発電所における中越沖地震のシミュレーション解析モデルとの比較において、地盤の傾斜(水平成層)、地盤物性 V_s (剛性)等において特異な差異がなく、解析対象の施設についても対称性及び整形性が見られることから、先行する発電炉と同様のプロセスにより検証用モデルの構築を行っている。先行発電炉におけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較結果を第7.2-1表に示す。

また、検証用モデルの構築に当たっては、FEMモデルの基本となるモデル化領域及びメッシュサイズについて JEAG4601-1991 追補版に基づき設定するとともに、施設の構造や周辺状況を踏まえ、実態に即して周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

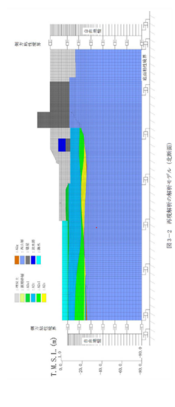
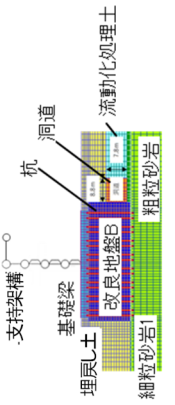
当社が設定しているFLIPの液状化強度曲線は、FLIP研究会から示されている事例や先行発電炉におけるFLIPの検証事例において設定されている液状化強度曲線の範囲内であることから、当社の埋戻し土に対してFLIPの適用が可能だと判断した。

また、FLIPによる要素シミュレーションを行い、埋戻し土を対象とした液状化試験との対比を実施した結果、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻し土の設定は液状化試験に比べ液状化しやすい設定であることを確認した。

なお、本検討における構築プロセスの比較及びFLIPの適用性検討の詳細は「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」にて検討している。

以上のとおり、検証用モデルは発電炉と同様のプロセスにより構築されていること及び有効応力解析においてFLIPの適用が可能と判断できることから、検証用モデルを設計モデルの検証に用いることの妥当性を確認した。

第 7.2-1 表 発電炉におけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較

モデル構築プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解析モデル*1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架橋 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図			液化化対象層は埋戻土のみで構成され(成層)、且つ支持岩盤上部に概ね水平に分布し傾斜は見られず(水平)、KKサイトと類似している。また、図に示す通り対象施設は対称且つ整形である*2。
モデル化範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAC基づき解析対象施設の幅(D)の5倍の範囲をモデル化	解析対象が異なることから、モデル化範囲は異なるが、設定根拠は適切
メッシュサイズ	最大周波数20Hz及びせん断波速度Vsで算定される波長の5又は4分割	支持架橋の振動数及びせん断波速度Vsで算定される波長の5分割を最大とする	施設評価に必要な周波数帯をカバーしていることから妥当
モデル境界	粘性境界を設定することで、反射波による影響を除去し、地盤の広がり考慮	同左	観測記録とも整合するモデルと同様であることから妥当
要素タイプ	平面ひずみ要素	同左	同上
地盤物性	室内試験などに基づき設定	同左	室内試験などに基づき同様の考え方に基いて設定し、物性値に特異な差異がないことから妥当*2
液化化強度特性	液化化試験に基づき設定(平均値及び平均-1σ相当)	液化化試験に基づき設定(包絡値)	液化化試験に基づき液化化しやすい物性値を設定していることから妥当
支持岩盤	軟岩	同左	液化化しない支持岩盤は平面ひずみ要素でモデル化しており、地震波の伝播を同様に算定できることから妥当
③地震時荷重	モデル下端に観測記録より得られた、地震波を入力	モデル下端の解放基礎に基準地震動を入力	支持地盤の伝播特性を反映可能な入力地震の設定がされていることから妥当
①モデル諸元			
②地盤物性			

注記 *1: 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

*2: 「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」における液化化対象層(埋戻し土)の物性値の比較

7.3 設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)

設計モデルにおける「拘束効果(水平方向)」の低下に着目し、設定した各項目について4章において水平応答が保守的となることを確認したものの、5章において周辺構造物は鉛直応答が保守的とならないことを確認している。

これらの確認には、項目ごとに設計モデルの検証用に確認用モデルを設定し、それぞれで確認していることから、実態に即し、総合的かつ詳細にモデル化した場合と比較しても上記の傾向と同様となることを確認する。なお、周辺構造物の違いによる影響を踏まえ、検討断面の違い、また、液状化層である埋戻し土より直接力が伝わる改良地盤においては有効・全応力解析による応答の違いについても検討する。

(1) 確認方法

設計モデルにおける「拘束効果（水平方向）」の低下に着目し，設定した各項目の妥当性を総合的に確認するため，設計モデルと検証用モデルの水平応答を比較し，概ね同等又は保守的であることを確認する。

確認する応答は部材の設計で用いる応答値とし，以下の通りとする。

- ・ 層せん断力
- ・ 屋根部の付加曲げ
- ・ 屋根部の鉛直加速度
- ・ 基礎梁上端の水平加速度
- ・ 基礎梁上端の鉛直加速度
- ・ 改良地盤の変形
- ・ 軸ひずみ

なお，検討条件については4章と同様の地震動（ S_s -A, S_s -C1），検討断面（NS断面），地盤物性（基本ケース），解析手法（有効応力解析）に加え，確認する断面にEW断面を，改良地盤の変位分布の比較においては解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

設計モデル(A)と検証用モデル(B)について第7.3-1表～第7.3-4表に応答結果の比較を，第7.3-1図～第7.3-4図に改良地盤の変位分布の比較を示す。なお，比較表は，応答が大きくなる有効応力解析の結果を記載する。

設計モデル(A)と検証用モデル(B)の応答値を比較した結果，設計モデル(A)は水平方向の応答値を保守的に評価する一方で，屋根部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は，検証用モデル(B)よりも小さく評価することを確認した。

特に，屋根部の付加曲げは，設計モデル(A)に対して検証用モデル(B)は最大で2.39倍と増加率が大い。検証用モデルは端部断面と中央断面の2つのモデルがあり，応答値はそれらの包絡値を採用している。端部断面の付加曲げは設計モデル(A)と概ね同等であるが，中央断面の付加曲げが大きな値となっている。中央断面は，MMRを挟んで基礎が2つに分かれ，支持架構を門型としたモデルであり，左右の支持架構の脚部の応答の差により検証用モデルの屋根部の付加曲げを大きくする要因となっている。ただし，付加曲げが設計へ与える影響度は5.4.1項より，小さいことを確認している。

なお，地盤の剛性変化が直接影響すると考えられる改良地盤の変形において液状化時(有効応力解析)，非液状化時(全応力解析)による検証用モデル(B)(周辺構造物等を考慮)と設計モデル(A)の差異の傾向は同じであり，拘束効果(水平方向)の検証で液状化時の結果を用いたことの妥当性を確認した。

第 7.3-1 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(NS 方向)

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9351	0.947	8132	11324	1.393	1008	1067	1.059
3 層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(4) 基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	580	0.880	317	309	0.976	4.85	3.99	0.822

階層	Ss-A(NS 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.39	1.32	0.949
2 層目	0.56	0.51	0.906
1 層目	0.33	0.29	0.895

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央の最大)

第 7.3-2 表 設計モデル (A) と検証用モデル (B) の
応答値の比較_Ss-C1(NS 方向)

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10189	0.979	4216	7827	1.857	614	697	1.135
3 層目	14230	13969	0.982	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14346	0.981	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	14911	0.991	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	(4) 基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	729	0.969	189	190	1.006	6.15	5.25	0.855

階層	Ss-C1 (NS 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.67	1.61	0.965
2 層目	0.94	0.88	0.939
1 層目	0.57	0.55	0.965

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央の最大)

第 7.3-3 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(EW 方向)

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9892	8897	0.900	9563	12368	1.294	1018	1080	1.061
3 層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-
2 層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-
1 層目	13734	13253	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(4) 基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	577	464	0.805	319	313	0.983	3.97	2.70	0.681

階層	Ss-A(EW 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.33	1.10	0.831
2 層目	0.43	0.30	0.690
1 層目	0.37	0.29	0.777

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央の最大)

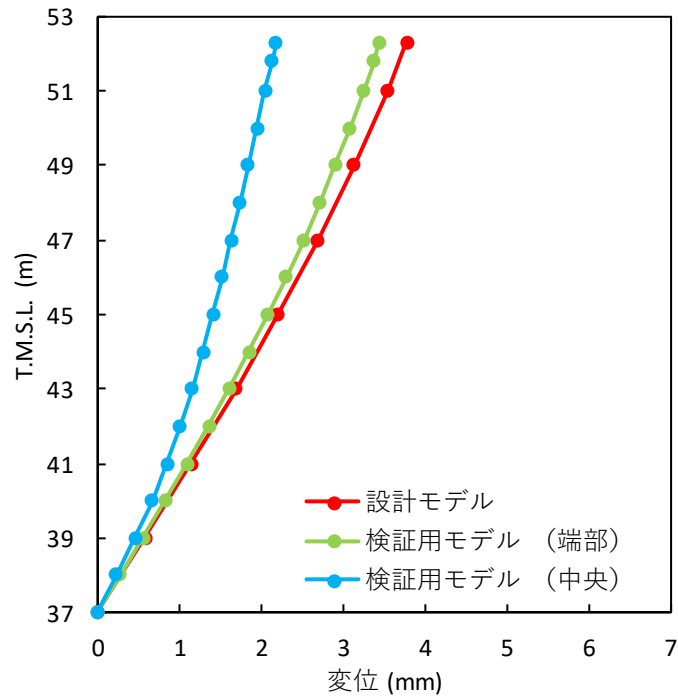
第 7.3-4 表 設計モデル (A) と検証用モデル (B) の
応答値の比較_Ss-C1 (EW 方向)

階層	Ss-C1 (EW 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10879	10384	0.955	3780	9015	2.386	586	768	1.312
3 層目	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2 層目	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1 層目	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

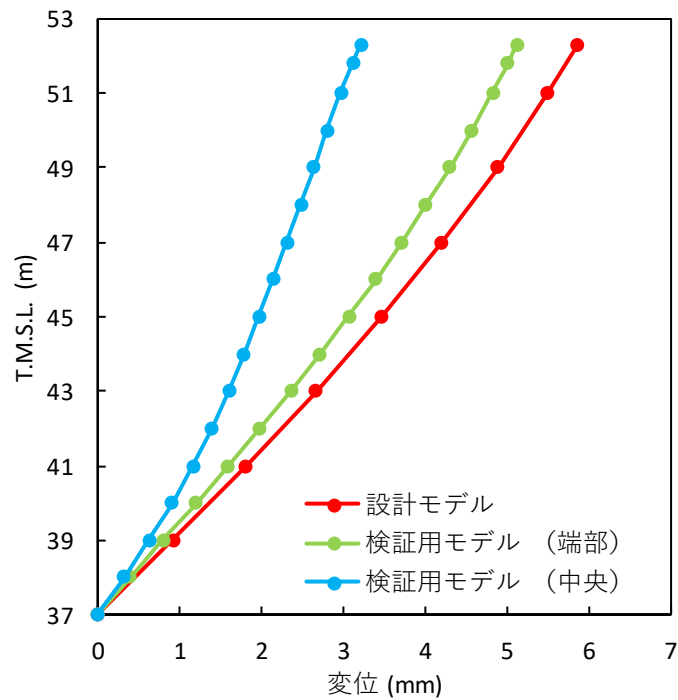
階層	Ss-C1 (EW)								
	(4) 基礎梁上端の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎梁上端の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の 変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	626	0.887	190	198	1.042	5.21	3.53	0.678

階層	Ss-C1 (EW 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.64	1.50	0.915
2 層目	0.82	0.66	0.808
1 層目	0.57	0.50	0.880

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央の最大)

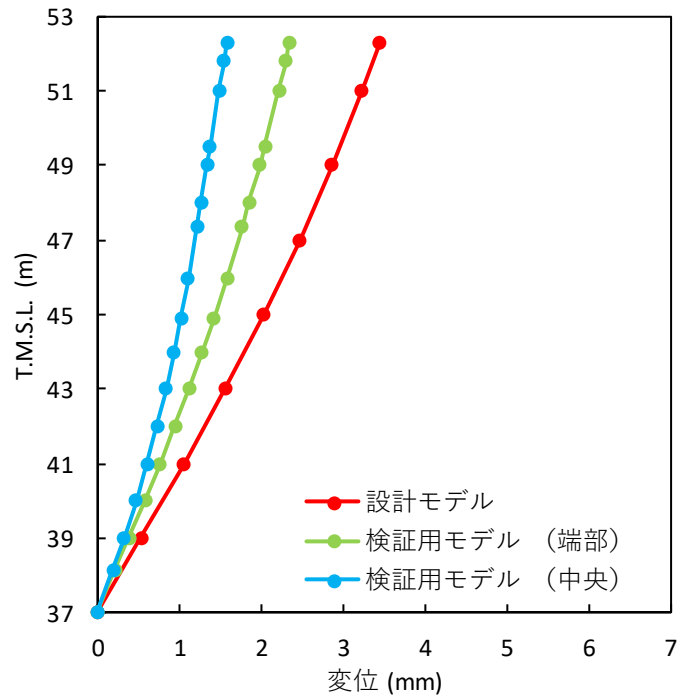


(a) Ss-A

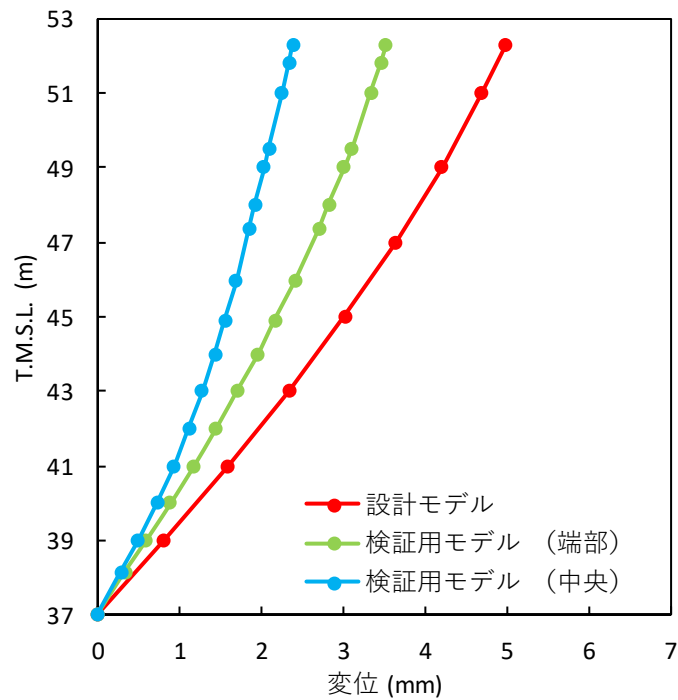


(b) Ss-C1

第 7.3-1 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の全応力解析時の改良地盤の変位分布(NS) (各レベルでの節点変位の平均値)

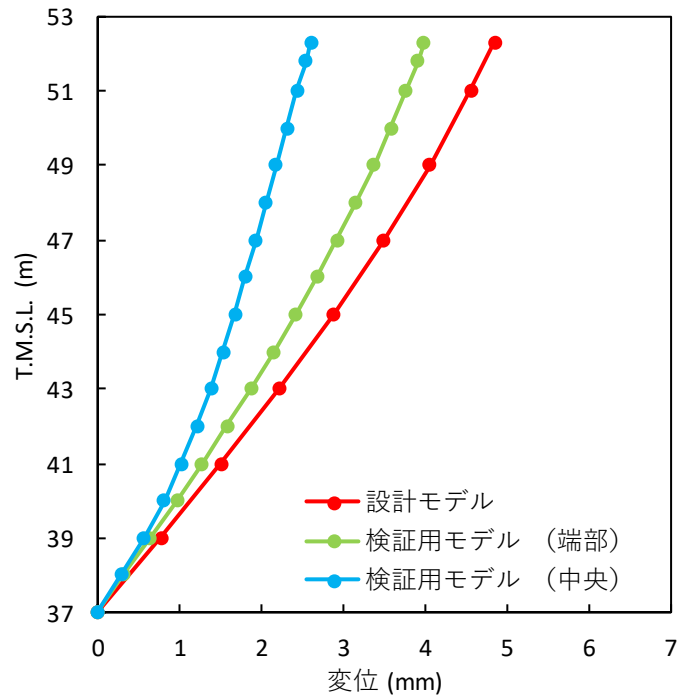


(a) Ss-A

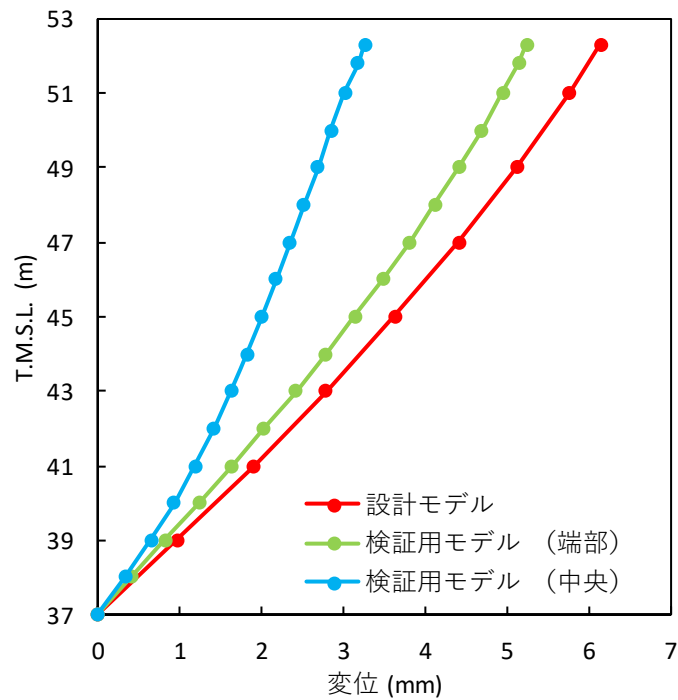


(b) Ss-C1

第 7.3-2 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の全応力解析時の改良地盤の変位分布(EW) (各レベルでの節点変位の平均値)

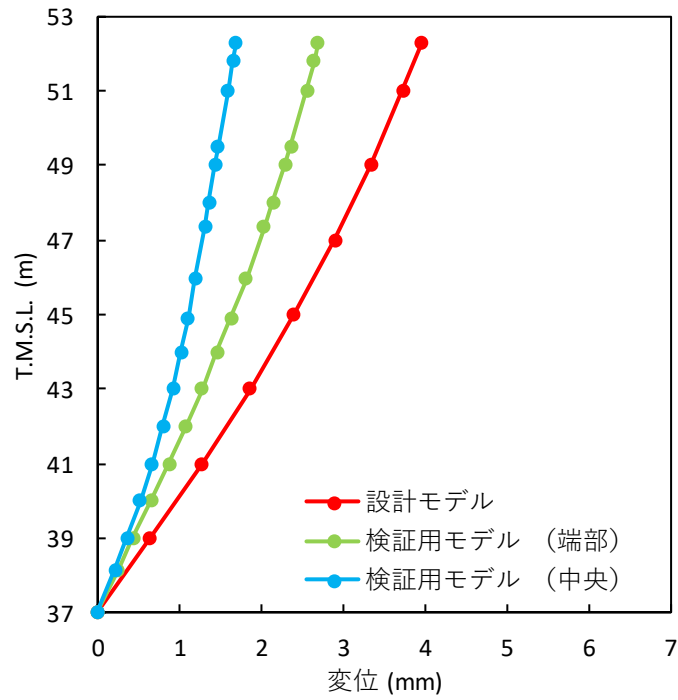


(a) Ss-A

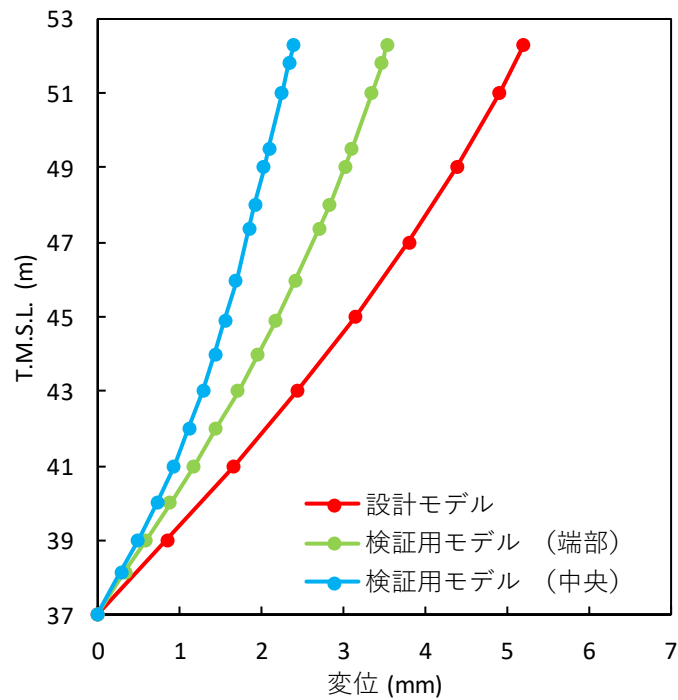


(b) Ss-C1

第 7.3-3 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の有効応力解析時の改良地盤の変位分布(NS) (各レベルでの節点変位の平均値)



(a) Ss-A



(b) Ss-C1

第 7.3-4 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の有効応力解析時の改良地盤の変位分布(EW)(各レベルでの節点変位の平均値)

7.4 鉛直応答への影響

7.4.1 確認方針

5章において、設計モデルと鉛直確認モデルとの比較により、鉛直応答が保守的とならないこと、その原因が周辺構造物のモデル化の有無であること、その部材の設計への影響度合いを検討し、設計モデルの方が水平方向の応答の保守性により、部材設計として保守的となることを確認している。

鉛直確認モデルとの比較では、確認内容を明確にするため、周辺構造物の鉛直応答の影響を確認するモデルを設定していることから、実態に即し、詳細にモデル化した場合と比較しても同様の傾向となること及び鉛直応答の設計への影響を確認する。なお、確認する応答及び検討条件については各項にて示す。

7.4.2 全地震動による確認結果

5.3 項において、設計モデルの鉛直応答の傾向については、設計モデルが保守的とならないこと、その影響が Ss-C1 で最も大きいこと、NS より EW 断面の影響が大きくなることについて確認している。

ここでは、設計モデルの鉛直応答について、基準地震動全波での影響及び改良地盤の左右の地盤の剛性差が与える応答の差異について確認する。

(1) 確認方法

確認する応答については屋根部の鉛直加速度応答とする。なお、検討条件については 5.3 項と同様の地震動 (Ss-A, Ss-C1, Ss-C2), 検討断面 (NS 断面, EW 断面), 地盤物性 (基本ケース), 解析手法 (有効応力解析) に加え, 地震動に Ss-B1, Ss-B2, Ss-B3, Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3, Ss-C4 を, 解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

設計モデルと検証用モデルの屋根部の鉛直加速度の比較を第 7.4.2-1 表, 第 7.4.2-2 表に示す。

第 7.4.2-1 表, 第 7.4.2-2 表から, 以下の結果が得られた。

- ・全応力/有効応力解析の屋根部の鉛直加速度比較では, 概ね同程度の結果となった。
- ・設計モデル, 検証用モデルともに Ss-C2 で最大となった。
- ・EW 断面と NS 断面との設計モデルに対する検証用モデルの比率 (以降, 「応答比」という) による比較において, EW 断面が大きい傾向となった。
- ・応答比は, Ss-C1 で最も大きく, 有効応力解析 (EW 断面) で最大 1.312 となった。

EW 断面の応答比が大きくなるのは, 検証用モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。NS 断面における応答比も Ss-C1 で最大となっている。このことから, 設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は, 「周辺構造物のモデル化」及び「支持架構のモデル化」により, ロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

5.3 項に示す鉛直確認モデルと設計モデルとの比較において, 比率が最大となったケースは Ss-C1, EW 断面, 有効応力解析であった。また, 最大値が発生したのは Ss-C2 であったことから, 全地震動による確認結果と同様の傾向であることを確認した。このことから, 鉛直応答への影響確認を代表波により検証したことの妥当性を確認した。

ここで, 検証用モデルの屋根部の鉛直加速度が, EW 断面が NS 断面より大きくなる傾向について要因を考察する。

第 7.4.3-1 図, 第 7.4.3-3 図に検証用モデルのモデル図を, 第 7.4.3-2 図, 第 7.4.3-4 図に検証用モデルのモード図を示す。検証用モデルにおいて左右の地盤の剛性差が EW 断面において大きいことによるものと考えられる。

第 7.4.2-1 表 屋根部の鉛直加速度の比較(全応力解析)

地震動	全応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル A (cm/s ²)	検証用モデル B.中央 (cm/s ²) C.端部 (cm/s ²)		中央 B/A	端部 C/A
Ss-A	1006	1070	1006	1.064	1.001
Ss-B1	847	825	841	0.974	0.994
Ss-B2	784	825	785	1.052	1.002
Ss-B3	1129	1139	1117	1.009	0.989
Ss-B4	998	1020	1012	1.023	1.014
Ss-B5	1119	1221	1155	1.091	1.032
Ss-C1	619	691	656	1.117	1.060
Ss-C2_x	1203	1292	1237	1.075	1.029
Ss-C2_y	1198	1271	1211	1.061	1.011
Ss-C3_ew	674	743	692	1.102	1.026
Ss-C3_ns	675	751	700	1.114	1.038
Ss-C4_ew	940	990	948	1.054	1.010
Ss-C4_ns	945	979	948	1.037	1.004

地震動	全応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル A (cm/s ²)	検証用モデル B.中央 (cm/s ²) C.端部 (cm/s ²)		中央 B/A	端部 C/A
Ss-A	1018	1080	1001	1.061	0.983
Ss-B1	861	883	907	1.026	1.055
Ss-B2	803	904	876	1.126	1.092
Ss-B3	1125	1112	1130	0.989	1.005
Ss-B4	982	1062	1022	1.083	1.041
Ss-B5	1101	1249	1133	1.135	1.030
Ss-C1	595	765	721	1.285	1.211
Ss-C2_x	1150	1298	1208	1.129	1.051
Ss-C2_y	1142	1334	1252	1.169	1.097
Ss-C3_ew	648	738	654	1.139	1.010
Ss-C3_ns	647	761	705	1.176	1.090
Ss-C4_ew	922	1049	1032	1.138	1.120
Ss-C4_ns	929	999	960	1.077	1.035

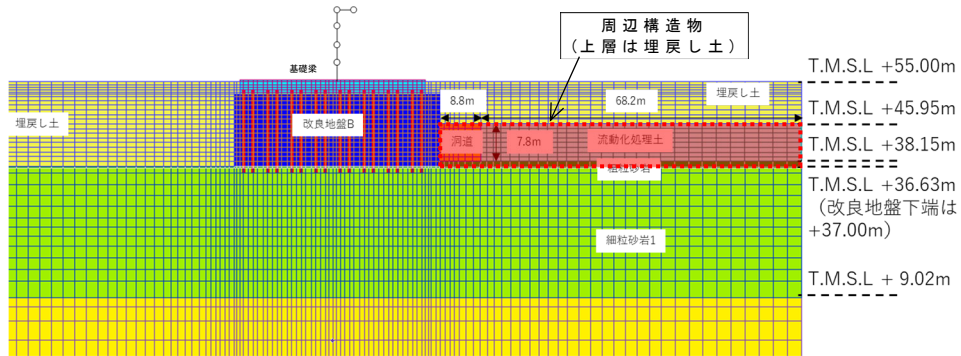
注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

第 7.4.2-2 表 屋根部の鉛直加速度の比較(有効応力解析)

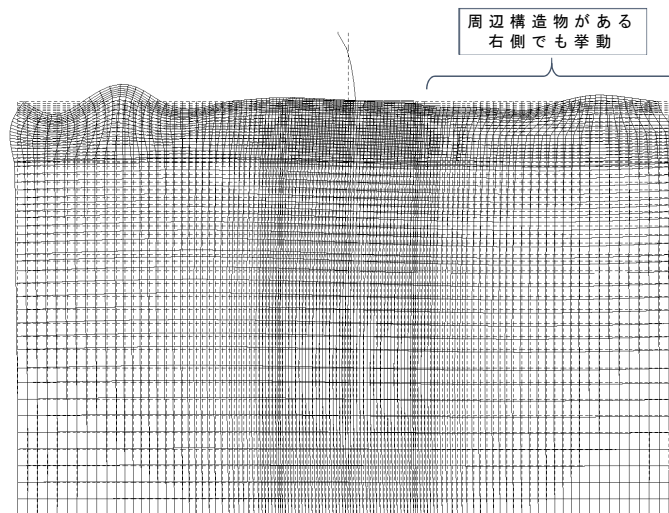
地震動	有効応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1008	1067	1014	1.059	1.006
Ss-B1	847	826	841	0.976	0.994
Ss-B2	786	825	785	1.051	1.000
Ss-B3	1135	1123	1104	0.990	0.973
Ss-B4	996	1019	1012	1.023	1.017
Ss-B5	1117	1225	1160	1.097	1.039
Ss-C1	614	697	660	1.135	1.075
Ss-C2_x	1202	1297	1243	1.079	1.034
Ss-C2_y	1205	1261	1203	1.047	0.999
Ss-C3_ew	671	745	680	1.111	1.014
Ss-C3_ns	673	757	704	1.124	1.046
Ss-C4_ew	940	960	919	1.022	0.978
Ss-C4_ns	943	977	948	1.036	1.006

地震動	有効応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1018	1080	1005	1.061	0.988
Ss-B1	862	871	893	1.012	1.037
Ss-B2	802	903	873	1.127	1.089
Ss-B3	1130	1105	1127	0.979	0.998
Ss-B4	983	1060	1021	1.078	1.039
Ss-B5	1105	1254	1138	1.135	1.031
Ss-C1	586	768	724	1.312	1.237
Ss-C2_x	1149	1296	1206	1.129	1.050
Ss-C2_y	1152	1351	1268	1.173	1.102
Ss-C3_ew	646	737	654	1.142	1.013
Ss-C3_ns	648	758	695	1.169	1.072
Ss-C4_ew	926	1058	1040	1.144	1.124
Ss-C4_ns	928	1008	966	1.087	1.042

注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

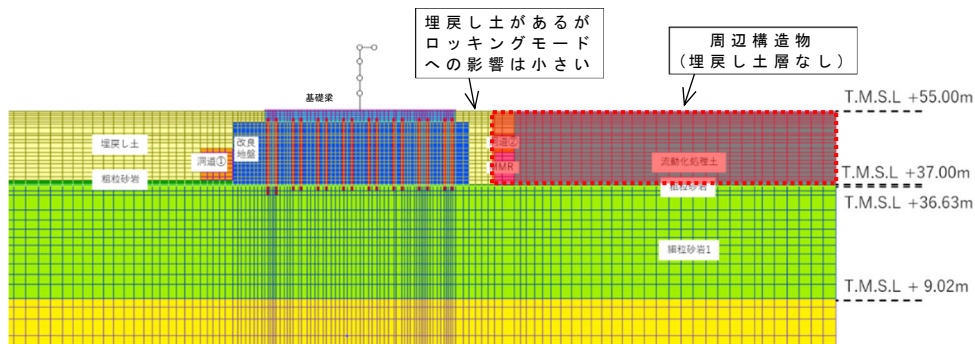


第 7.4.3-1 図 NS 断面 解析モデル図

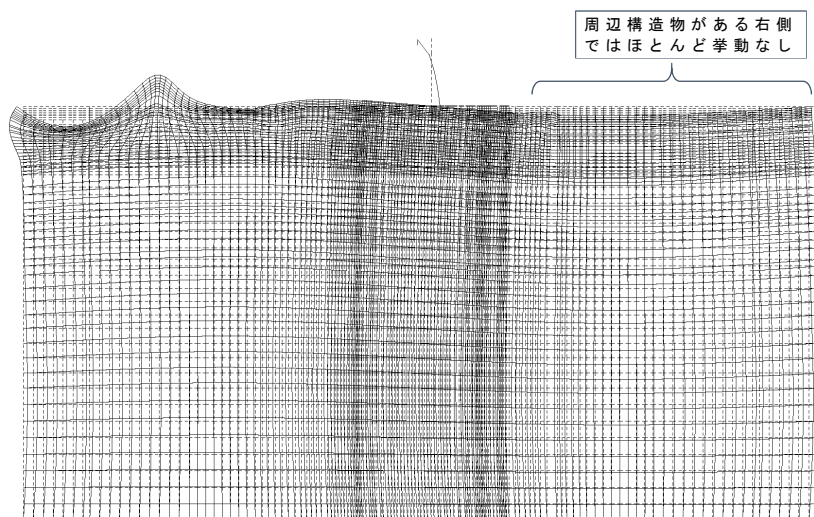


(8 次 : 3.85Hz, 0.26 秒, ロッキング卓越)

第 7.4.3-2 図 NS 断面 モード図



第 7.4.3-3 図 EW 断面 解析モデル図



(7次 : 3.67Hz, 0.27秒, ロッキング卓越)

第 7.4.3-4 図 EW 断面 モード図

7.4.3 部材設計への影響確認

7.3 項において、設計モデルは検証用モデルとの比較においても水平方向の応答の保守性を確認したものの、設計モデルの鉛直応答が保守的とならないことを確認した。

上記のことから、設計モデルの応答が与える設計への影響度合いを検証用モデルとの比較により確認する。屋根部の鉛直応答の影響を確認するため、屋根部の鉛直加速度が直接作用する支持架構に着目する。

(1) 確認方法

確認する部材については支持架構の耐震計算書に示される以下の部材とする。

- ・柱
- ・大はり
- ・小はり
- ・トラス柱
- ・鉛直ブレース
- ・水平ブレース

なお、検討条件については 5.4.2 項と同様の地震動 (S_s-A, S_s-C1), 検討断面 (NS 断面), 地盤物性 (基本ケース), 解析手法 (有効応力解析) に加え, 地震動に S_s-B1, S_s-B2, S_s-B3, S_s-B4, S_s-B5, S_s-C2, S_s-C3, S_s-C4, 検討断面に EW 断面, 地盤物性に +1 σ , -1 σ , 解析手法に全応力解析を追加する。

(2) 確認結果

7.4.2 項では, 設計モデルの鉛直加速度が検証用モデルを下回り, 鉛直応答に対して過小評価している場合があることを確認した。

本項では, 設計モデルと検証用モデルの部材評価の結果を比較し, 部材設計への影響を確認する。

ここで, 屋根部の応答値への影響を確認することが目的であるため, 比較対象は, 支持架構の鉄骨フレームとする。第 7.4.3-1 表に鉄骨フレームの検定比比較を示す。検定比は, 基準地震動全波を対象として算定した数値とする。

第 7.4.3-1 表より, 設計モデルは検証用モデルよりも保守性を有していることを確認した。

第 7.4.3-1 表 鉄骨フレームの検定比比較

		A : 設計モデル	B : 検証用モデル	比率 (A/B)
最大 検定比	柱	0.89	0.87	1.02
	大はり	0.87	0.85	1.03
	小はり	0.87	0.83	1.06
	トラス柱	0.72	0.67	1.08
	鉛直 ブレース	0.69	0.65	1.06
	水平 ブレース	0.30	0.29	1.02

7.4.4 鉛直応答への影響のまとめ

鉛直応答への影響について鉛直確認モデルで確認された屋根部の鉛直加速度は検証用モデルでも同等の応答が得られ、また、検証用モデルの全地震動の結果から、代表波で確認したことの妥当性を確認した。

また、設計モデルの鉛直応答の部材設計への影響について検証用モデルを用いて比較したところ、保守性を有していることを改めて確認した。

以上のことから、設計モデルを用いて、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。

7.5 地盤剛性の変化の影響

7.5.1 確認方針

6章では【液状化】、【非液状化】と2つの中間状態（状態 b1, b2）でそれぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、概ね【液状化】、【非液状化】で最大となること、最大とならない荷重については同等程度となることを確認した。

これらの確認は、周辺構造物等をモデル化しない設計モデルによる比較としていることから、実態に即した検証用モデルによって比較しても同様の傾向となることを確認することにより、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認する。

なお、確認する応答は耐震評価への影響を確認するため、部材の設計で用いる応答値とする。また、これらの応答値を詳細に分析するため、基礎梁上端の加速度応答スペクトル、層せん断力の時刻歴についても確認する。

(1) 確認方法

確認する応答は以下の応答値とする。

- ・層せん断力
- ・屋根部の付加曲げ
- ・屋根部の鉛直加速度
- ・基礎梁上端の水平加速度
- ・基礎梁上端の鉛直加速度
- ・改良地盤の変形量
- ・軸ひずみ
- ・基礎梁上端の加速度応答スペクトル
- ・層せん断力の時刻歴

なお、検討条件については6.1.2項と同様の地震動（Ss-A, Ss-C1）、検討断面（NS断面）、地盤物性（基本ケース）、解析手法（全応力解析、有効応力解析）とする。

7.5.2 検証用モデルによる確認結果

(1) 応答値

応答値の比較表を第 7.5.2-1 表，第 7.5.2-2 表に示す(赤字が最大となる応答値)。S_s-A においては，その水平の地震荷重が，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】の順に連続的に推移しており，応答値は【液状化】で最大となることを確認した。鉛直の応答値については，どの結果も同程度となった。これらの結果は，設計モデルと同じ傾向である。

S_s-C1 においても，設計モデルと類似した傾向にあり，鉛直の応答において，わずかに中間状態が最大となった。

本結果を詳細に分析するために，検証用モデルの中間状態における応答値比較を第 7.5.2-1 図～第 7.5.2-4 図に示す。

A) 層せん断力(支持架構)

支持架構の層せん断力が最も大きい S_s-C1 においては，【液状化】が最大となっている。なお，S_s-A では，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】の順番に連続的に推移しており，応答値はわずかに【液状化】が最大となっている。

B) 付加曲げ(支持架構)

支持架構の付加曲げが最も大きい S_s-A においては，【液状化】が最大となっており，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】の順番に連続的に推移している。S_s-C1 においては，【非液状化】が最大となっている。

C) 最大鉛直加速度(支持架構屋根部)

屋根部の最大鉛直加速度においては，検証用モデルにおいても設計モデル同様，剛性変化の違いによる応答の差異はほとんど発生していない。S_s-C1 においては，わずかに【状態 b1】が最大となったが，【液状化】との差異は 3cm/s² 程度であり，設計に影響を及ぼすものではない。

D) 最大水平加速度(基礎梁)

基礎梁の最大水平加速度が最も大きい S_s-C1 においては，【液状化】が最大となっている。なお，S_s-A では，【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】の順番に連続的に推移しており，応答値は【液状化】が最大となっている。

E) 最大鉛直加速度(基礎梁)

基礎梁の最大鉛直加速度においては，検証用モデルにおいても設計モデル同様，剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。S_s-C1 においては，わずかに【状態 b2】が最大となったが，【非液状化】との差異は 0.6cm/s² 程度であり，設計に影響を及ぼすものではない。

F) 変形 (改良地盤)

改良地盤の変形が最も大きい Ss-C1 においては、【液状化】が最大となっていた。Ss-A でも、【液状化】が最大となっている。

G) 応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

座屈拘束ブレースの応答ひずみが最も大きい Ss-C1 においては、【液状化】が最大となっていた。なお、Ss-A では、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値は【液状化】が最大となっている。

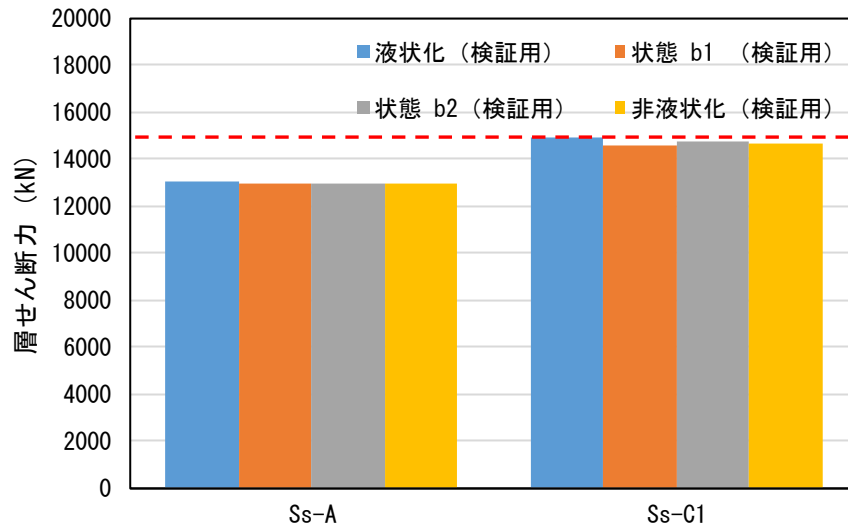
以上のことから、検証用モデルにおいても各地震荷重は概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっていること、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度 (支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度 (基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルの地盤の物性に【液状化】、【非液状化】を設定していることは妥当であることを確認した。

第 7.5.2-1 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-A)

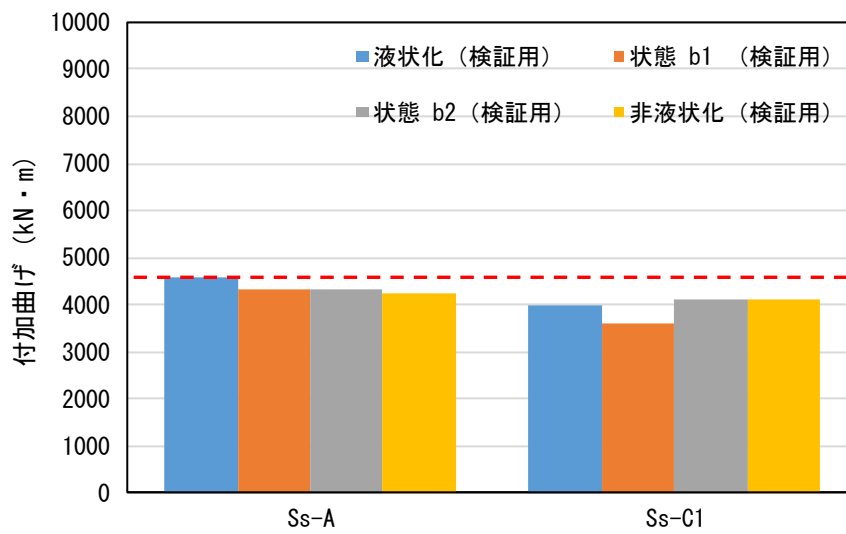
検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根部) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	検証用モデル	13036	4572	1014	580	307	3.99	1.32
状態 b1	検証用モデル	12988	4332	1010	560	307	3.75	1.25
状態 b2	検証用モデル	12965	4307	1009	541	307	3.43	1.20
非液状化	検証用モデル	12994	4239	1006	535	307	3.44	1.19

第 7.5.2-2 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-C1)

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根部) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	検証用モデル	14911	3990	660	729	187	5.25	1.61
状態 b1	検証用モデル	14545	3613	663	718	187	5.18	1.58
状態 b2	検証用モデル	14747	4108	660	722	191	5.13	1.61
非液状化	検証用モデル	14693	4129	656	719	191	5.12	1.60

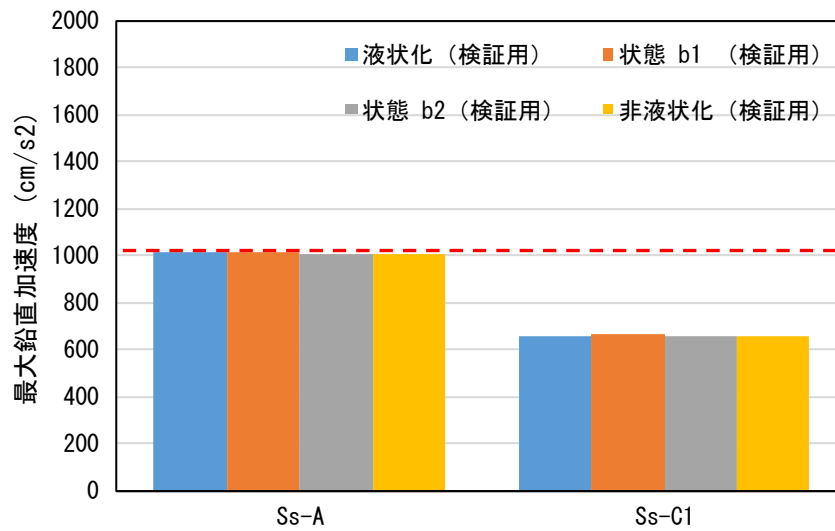


層せん断力 (支持架構)

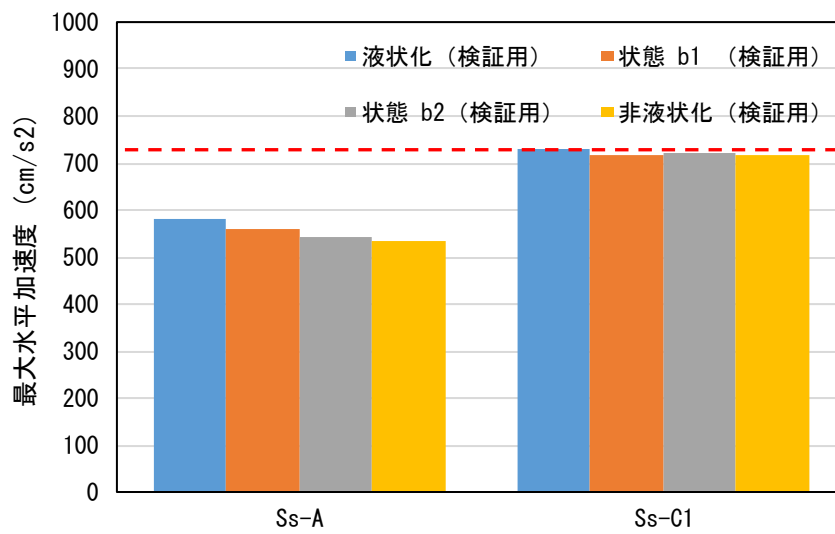


付加曲げ (支持架構)

第 7.5.2-1 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

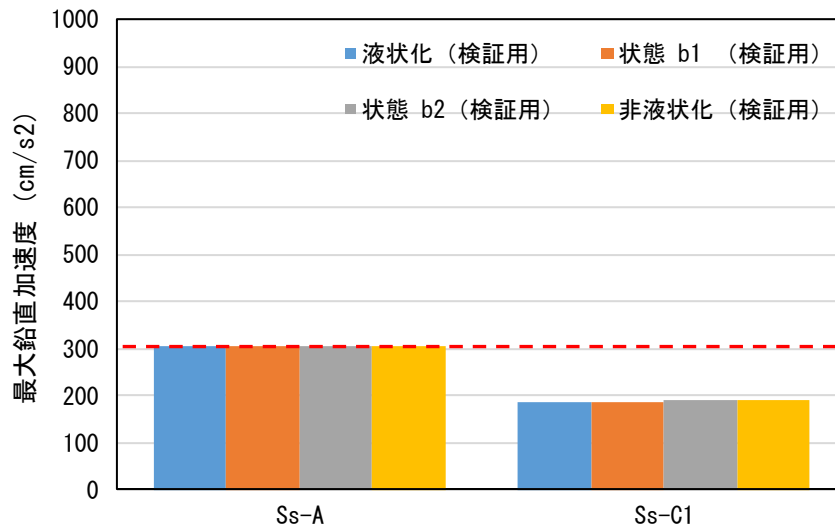


最大鉛直加速度(支持架構屋根部)

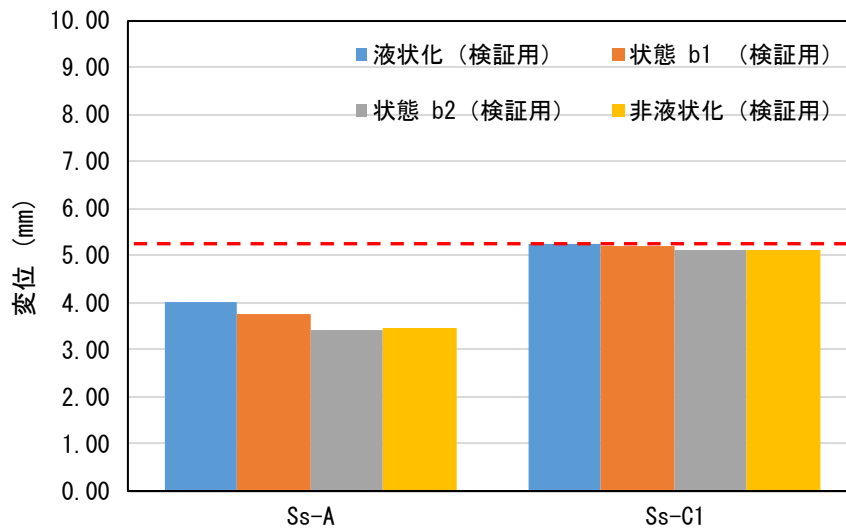


最大水平加速度(基礎梁)

第 7.5.2-2 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

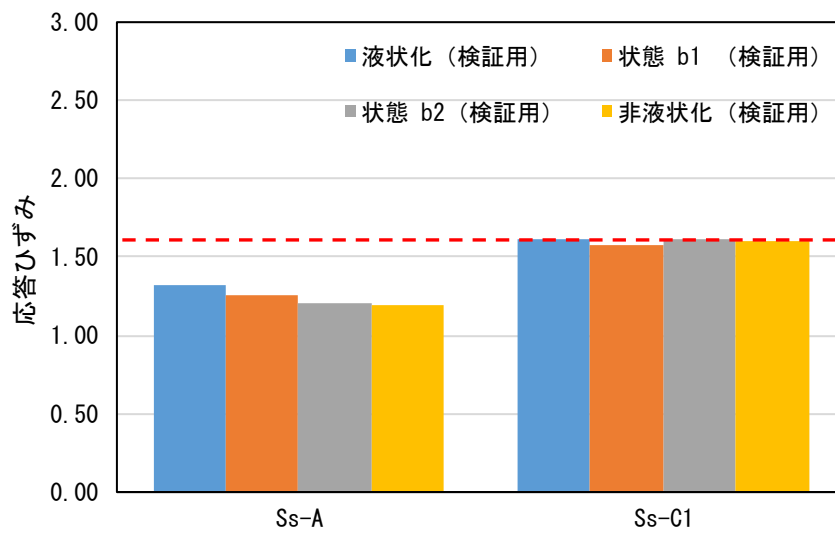


最大鉛直加速度 (基礎梁)



変形 (改良地盤)

第 7.5.2-3 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較



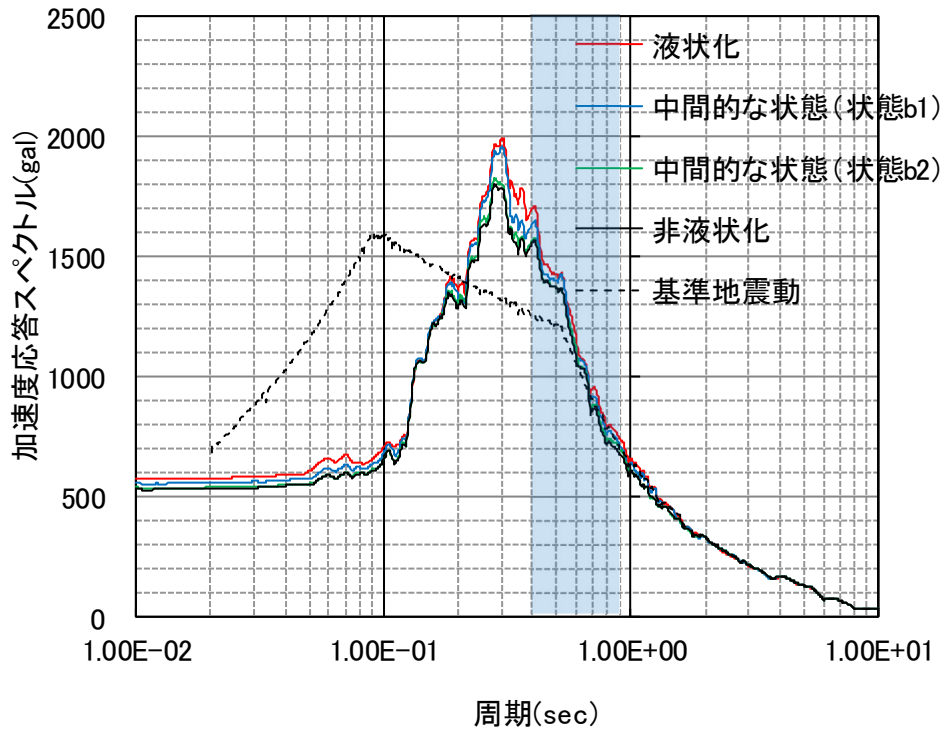
応答ひずみ(座屈拘束ブレース)

第 7.5.2-4 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

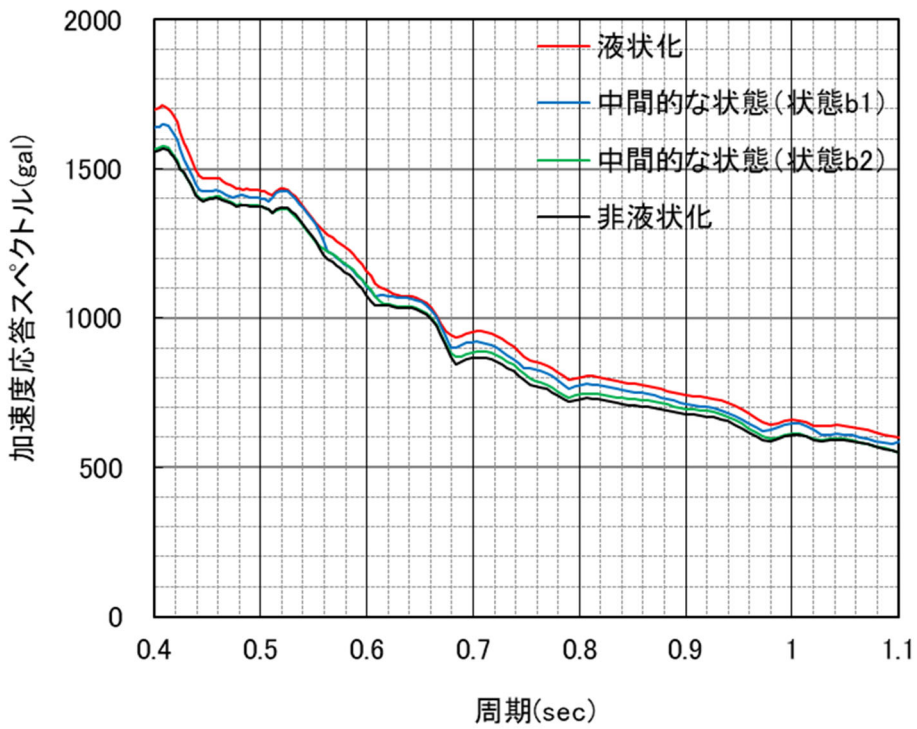
(2) 加速度応答スペクトル

検証用モデルの基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルを第 7.5.2-5 図、第 7.5.2-6 図に示す。Ss-A 及び Ss-C1 において、水平加速度応答スペクトルは、設計モデル同様、支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、Ss-C1 においては、短周期側で【非液状化】が最大となっており、設計モデルと同様の傾向であることを確認した。

支持架構の固有周期帯



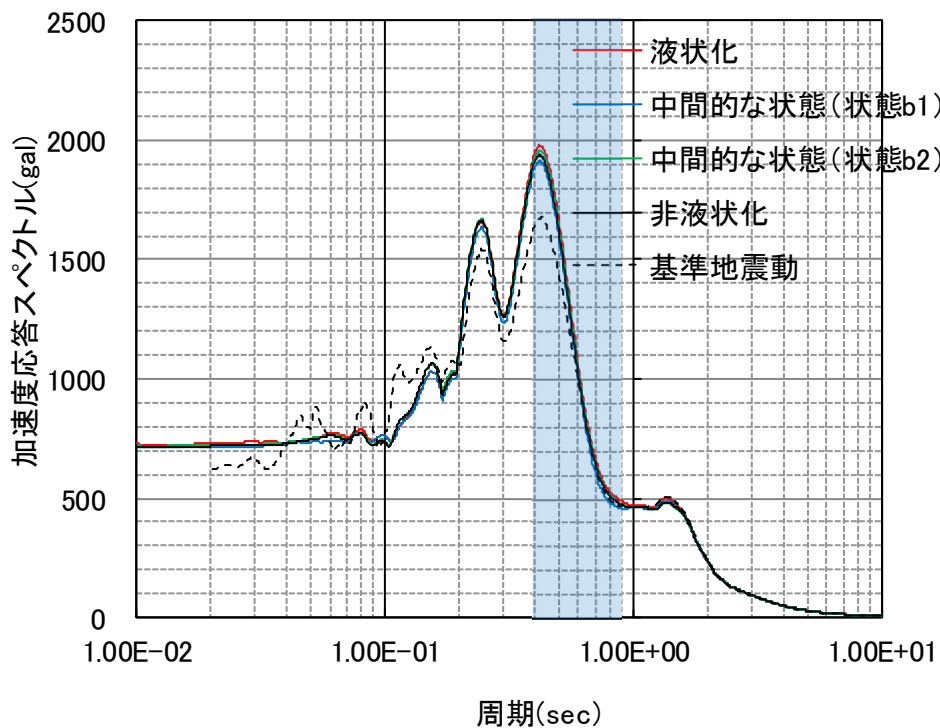
(a) 全体



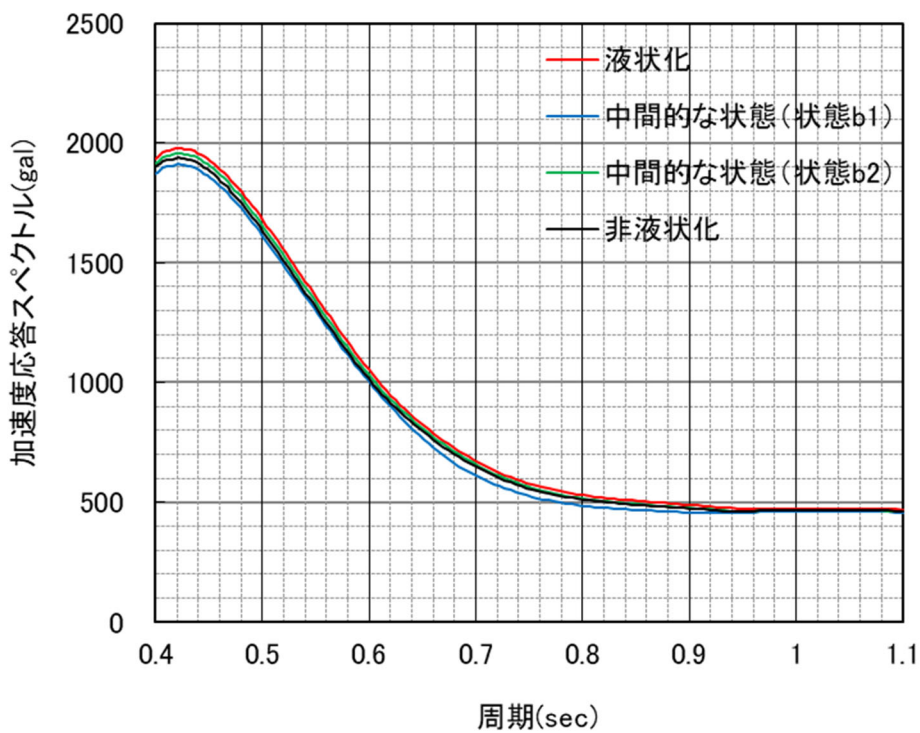
(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 7.5.2-5 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル (Ss-A)

支持架構の固有周期帯



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

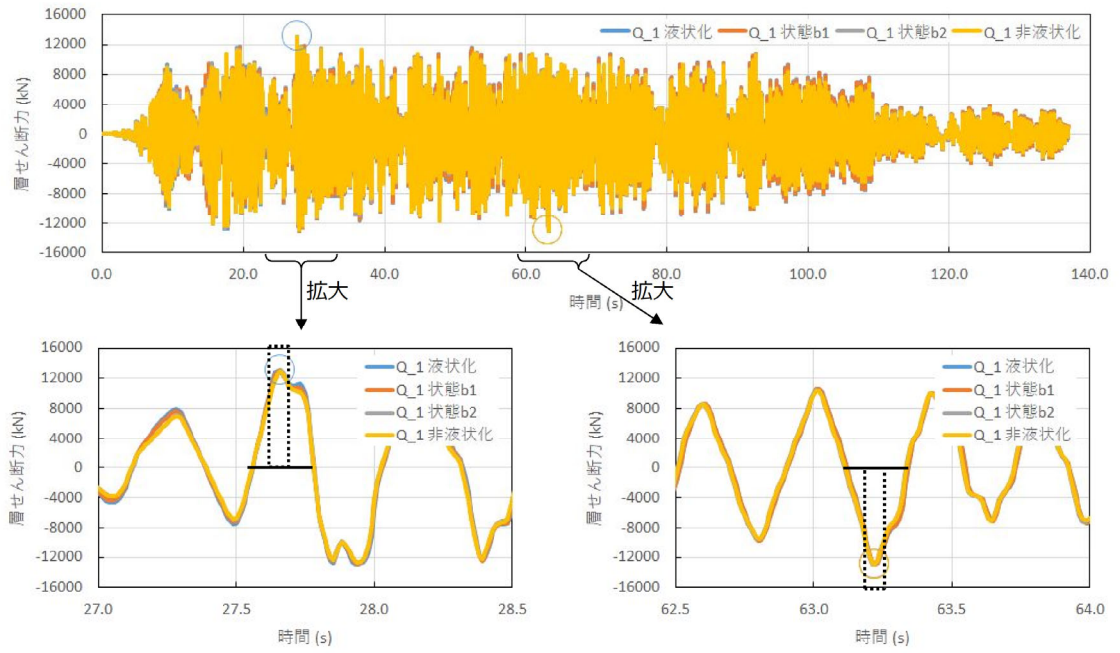
第 7.5.2-6 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル (S_s-C1)

(3) 時刻歴波形

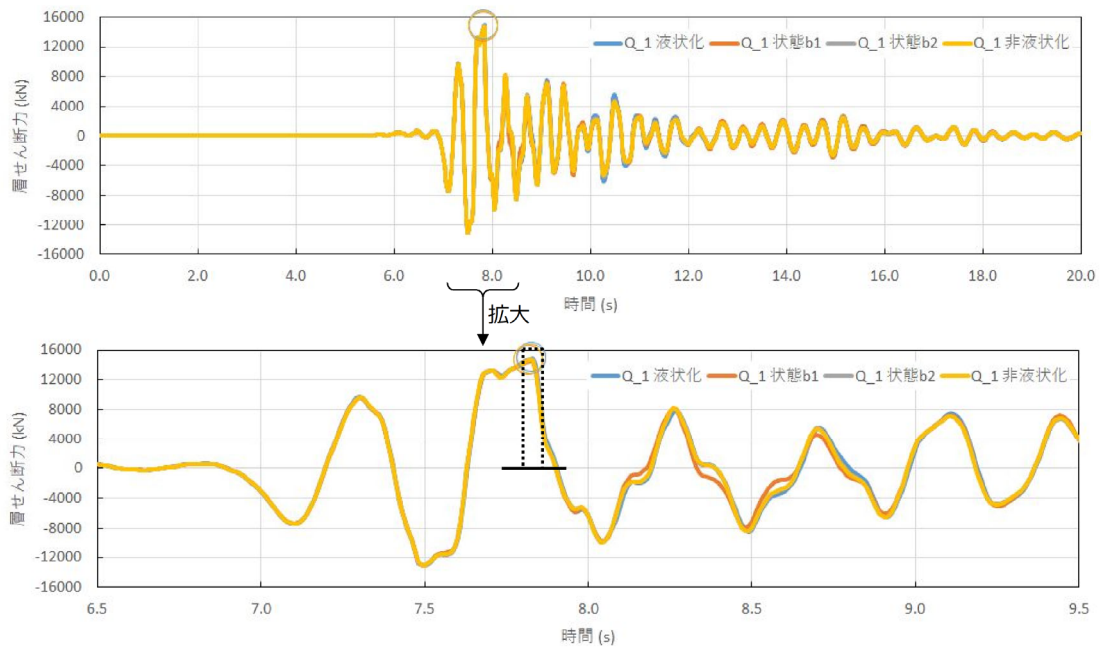
第 7.5.2-7 図，第 7.5.2-8 図に層せん断力の時刻歴波形を示す。

概ね【液状化】が最大となっており，ピーク値が発生する時間断面でも【液状化】が最大となっていた。

以上の結果より，検証用モデルにおいても，概ね【液状化】が最大となり，設計モデルと同様の傾向となることを確認した。



第 7.5.2-7 図 Ss-A の層せん断力の時刻歴波形



第 7.5.2-8 図 Ss-C1 の層せん断力の時刻歴波形

7.5.3 地盤剛性の変化の影響のまとめ

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度(支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度(基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性を確認した。

また、検証用モデルで水平加速度応答スペクトル及び層せん断力の時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認した。

以上のことから、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認した。

7.6 設計モデルの総合的な検証のまとめ

設計モデルと検証用モデルとで応答値を比較した結果、設計モデルは水平方向の応答値を保守的に評価する一方で、屋根部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は、検証用モデルよりも小さく評価することを確認した。

屋根部の鉛直加速度における検証用モデルと設計モデルの比率は、鉛直確認モデルと設計モデルの比率と同等の結果であった。

鉛直応答が部材設計に与える影響については、先に鉛直確認モデルと設計モデルにおいて、波及的影響評価に係る部材の検定比を比較した結果、設計モデルの方が、トータルとして保守的になることを確認済みであるが、検証用モデルでの検定比に対しても設計モデルは保守的となることを確認した。

このように、屋根部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は、部材設計において支配的な応答値ではないため、設計モデルがそれらを小さく評価することによる影響は小さい。

このことから、部材設計における鉛直成分の寄与は小さく、検証用モデルとの比較の結果からも、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度(支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度(基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性を確認した。

また、検証用モデルで水平加速度応答スペクトル及び層せん断力の時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認し、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性によるものではないことを確認した。

以上のことから、検証用モデルとの比較により、設計モデルの妥当性・保守性を総合的に検証した。

8. まとめ

支持架構の応答及び地盤の変形に着目し、部材設計に必要な荷重を算定するための解析モデルとして、設計モデルを構築した。

設計モデルの構築に当たっては、科学的合理性を有し、波及的影響が過小評価とならないよう、設定する項目が妥当性を有すること及び水平方向に着目した場合に保守性を有することを確認した。

一方、設計モデルは、単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えることを確認したが、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断した。

全 13 波を対象として部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね液状化時において最大となった。液状化時以外の状態で最大となった場合も、液状化時との差はごくわずかであった。

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波(液状化または非液状化で最大)による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではないことから、液状化と非液状化との間の中間状態については、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無いと判断した。なお、地盤の剛性変化に係る検討結果を踏まえて、部材設計では有効応力解析及び全応力解析を実施する。

以上のことから、部材設計を行うに当たり、インプットとなる地震荷重を算定するモデルに設計モデルを用いることが可能であることを確認した。ここで、本設計モデルの適用にあたっては、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について十分な余裕を持たせた設計とする。

なお、設計モデルは、安全冷却水 B 冷却塔に対する飛来物防護ネット架構の波及的影響評価のために構築したモデルであることから、他の施設の耐震評価に適用するに当たっては、適用の可否を個別に判断することとする。

参考資料

設計モデル及び検証用モデル
の解析条件について

目 次

1. 解析モデルの構築プロセス	1
1.1. 検証用モデルの妥当性	5
1.2. 液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較	9
1.3. 有効応力解析（FLIP）の適用性	12
1.4. 計算結果の比較	15
1.5. 施設の設置及び周辺状況	17
1.6. まとめ	20
2. 解析条件	21
2.1. 共通	21
2.2. 設計モデル	27
2.3. 検証用モデル	30
3. 妥当性・保守性を確認する応答値	35
4. 設計モデルの妥当性・保守性検証に用いる地震動	38

1. 解析モデルの構築プロセス

モデルの構築プロセスは第 1-1 表に示す「プロセス 1：モデル諸元の設定」，「プロセス 2：地盤及び材料物性の設定」，「プロセス 3：地震時荷重の設定」のとおりであり，各プロセスにおける設定項目が合理化可能か検討する。その内容全 16 項目を第 1-2 表～第 1-4 表に示す。

第 1-2 表の項目のうち③モデル範囲及び⑤基礎梁については，それぞれ，波の逸散を適切に考慮する必要があること，基礎梁をモデル化しないことの合理化の効果が小さいという理由から設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。その他の項目は，妥当性及び保守性を確認したうえで合理化を図る。

第 1-3 表，第 1-4 表の項目については，試験結果等から実状に合わせて設定するものであり，合理化できない項目と考え，設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。

第 1-1 表 解析モデルの構築プロセス

プロセス	内容
1	モデル諸元の設定
2	地盤及び材料物性の設定
3	地震時荷重の設定

第 1-2 表 プロセス 1:モデル諸元の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル	合理化項目 or 保守性付与項目	検証用モデルからの変更の考え方
FEM モデル の 構築	① 検討断面	NS: 2断面 EW: 2断面 (中央部、端部)	NS: 1断面 EW: 1断面 (端部のみ)	合理化 and 保守性	合理化は④ 保守性は⑦ を参照
	② マッシュアップ	20Hz以下	13Hz以下	合理化	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更 可能と判断
	③ モデル範囲	左記のとおり設定		—	モデル範囲の変更は、流動化処理土等の地 盤の配置状況から応答への影響が与えるもの と思われることから、変更は行わない
構造 物の 選定 対象	④ 支持架構	端部: 1軸型 中央部: 門型	端部: 1軸型	合理化	支持架構は一体で拳動すると考え、1軸型で 評価可能と仮定し、1軸型のみでモデル化
	⑤ 基礎梁	基礎梁をモデル化することが考えられる。	左記のとおり設定	—	合理化の効果が小さいため変更は行わない
	⑥ 改良地盤幅	改良地盤をモデル化することが考えられる。幅については「高 さ/幅」の違いにより応答に影響を及ぼすことが考えられる。	美寸で モデル化	合理化	幅を短くすると応答が大きくなるため基礎梁幅 に合わせ短くすることが可能と判断
	⑦ MMR	MMRをモデル化することが考えられる。 上記「①検討断面」の地中構造物の配置状況から中央部 では考慮し、端部では非考慮とすることが考えられる。	考慮	保守性	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化 することで応答が保守的となる
	⑧ 杭	RC杭をモデル化することが考えられる。	考慮	保守性	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応 答が保守的となる
詳細 条件	⑨ 周辺構造物	洞道等の周辺構造物をモデル化することが考えられる。	非考慮	保守性	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効 果が小さくなり応答が保守的となる
	⑩ 接触剥離要素	構造物と地盤の境界面に対し、接触剥離を考慮することが 考えられる。	考慮	合理化	接触剥離要素が必要な範囲が限定的である ことから考慮不要と判断
	⑪ モデル寸法	・粗粒砂岩をモデル化 ・基礎梁高さを美寸法通りに設定	美寸で モデル化	合理化	・粗粒砂岩は全体の寸法に対して極めて小さ いことから変更可能と判断 ・基礎梁高さは支持架構の振動特性が等価 に設定出来ることと判断

第 1-3 表 プロセス 2：地盤及び材料物性の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑫ 地盤の物性	試験結果等から設定する。	左記のとおり設定	
⑬ 対象構造物等の物性	試験結果または指針類等から設定する。	左記のとおり設定	
⑭ 地下水位	地表面とする。	左記のとおり設定	

第 1-4 表 プロセス 3：地震時荷重の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑮ 入力地震動	解放基盤に基準地震動を入力する。	左記のとおり設定	
⑯ その他荷重	地震に対する設計方針に倣い設定する。(自重、積載荷重、積雪荷重※)	左記のとおり設定	

※地震応答解析において，風荷重は作用させない。

1.1. 検証用モデルの妥当性

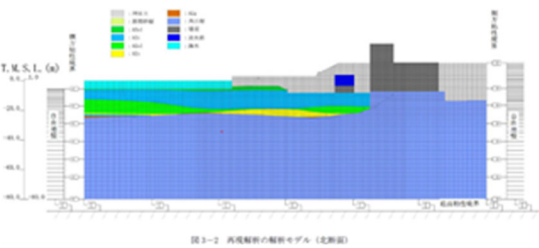
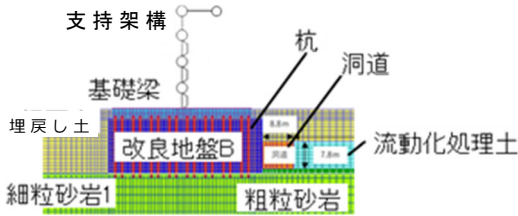
設計モデルの妥当性検証のために、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルと応答の比較を行う。

検証用モデルの妥当性については、モデル構築の妥当性が確認された柏崎刈羽原子力発電所での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを第 1.1-1 表の①～③について比較する。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、柏崎刈羽原子力発電所と同様のプロセスにより構築して使用しており、妥当性を確認した。

なお、検証用モデルの主な構築プロセスは、FEMモデルの基本となるモデル化領域、メッシュサイズについて JEAG4601-1991 追補版に基づき設定するとともに、「施設の構造」や「周辺状況」を踏まえ実態に即し、周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (1/3)

モデル構築 プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図	 <p>図1-2 両発電所の解析モデル (左側図)</p>		<p>六ヶ所の液状化対象層は埋戻し土のみで構成され(成層), 且つ支持岩盤上部に水平に分布し傾斜は見られず(水平), 柏崎刈羽原子力発電所と類似している。</p> <p>また, <u>後述する「1.5. 施設の設置及び周辺状況」より, 対象施設は対称且つ整形である。</u></p>

※1 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (2/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用 モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
① モデル 諸元	モデル化 範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAG 基づき解析対象施設の幅 (D) の 5 倍以上の範囲をモデル化	解析対象が異なること から、モデル化範囲は 異なるが、設定根拠は 適切
	メッシュ サイズ	最大周波数 20Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割	支持架構の振動数及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 分割を最大 とする	施設評価に必要な周波 数帯をカバーしている ことから妥当
	モデル境界	粘性境界を設定することで、反射波に よる影響を取除き、地盤の広がりを考 慮	同左	観測記録とも整合する モデルと同様であるこ とから妥当
	要素タイプ	平面ひずみ要素	同左	同上

※1 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (3/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解 析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
② 地盤 の物性	地盤物性	室内試験などに基づき設定	同左	室内試験などに基づき同様の考え方に基ついて設定し、物性値に特異な差異がないことから妥当※2
	液状化強度 特性	液状化試験に基づき設定 (平均値及び平均-1σ 相当)	液状化試験に基づき設定 (包絡値)	液状化試験に基づき液状化しやすい物性値を設定していることから妥当
	支持岩盤	軟岩	同左	液状化しない支持岩盤は平面ひずみ要素でモデル化しており、地震波の伝播を同様に算定できることから妥当
③ 地震時荷重		モデル下端に観測記録より得られた、地震波を入力	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力	支持地盤の伝播特性を反映可能な入力地震の設定がされていることから妥当

※1：第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

※2：2 章及び 3 章を参照

1.2. 液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較

液状化対象層である埋戻し土について、有効応力解析（FLIP）の適用性について再現解析を行っている東京電力ホールディングス（株）柏崎刈羽原子力発電所7号炉（以下、「KK7」という。）における埋戻し土と物性値の比較をする。結果を、第1.2-1表に示す。

物理特性，変形特性，強度特性及び液状化特性について，各試験結果に基づき，同様の方法によって設定されていることを確認した。また，各物性値について，KK7の埋戻し土と特異な差がないことを確認した。

第 1.2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (1/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
物理特性	質量密度	ρ	g/cm^3	1.94	物理試験に基づき設定	1.82+0.0028D (D ; 深度 m)	物理試験に基づき設定
	間隙率	n	—	0.45	物理試験に基づき設定	0.46	物理試験に基づき設定
変形特性	S 波速度	V_s	m/s	213	PS 検層結果 (平均値)	273	PS 検層結果 (平均値)
	動せん断 弾性係数	G_{ma}	kPa	1.04×10^5	PS 検層による S 波速度, 密度に基づき設定	1.26×10^5	PS 検層による S 波速度, 密度に基づき設定
	基準化 拘束圧	σ'_{ma}	kPa	98.0	慣用値 ^{※1}	52.3	PS 検層実施範囲の 平均値を設定
	ポアソン比	ν	—	0.33	慣用値 ^{※1}	0.33	慣用値 ^{※1}
	履歴減衰 上限値	h_{max}	—	0.225	動的変形特性に 基づき設定	0.171	動的変形特性に 基づき設定

※1 「運輸省港湾技研研究所 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869」

第 1.2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (2/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
強度 特性	粘着力	c_u'	kPa	0	三軸圧縮試験に 基づき設定	0	三軸圧縮試験に 基づき設定
	内部摩擦角	ϕ_u'	度	35.9		39.7	
液状化 特性	変相角	ϕ_p	度	32.0	液状化試験結果に基づ く要素シミュレーショ ンにより設定	34.0	液状化試験結果に基づ く要素シミュレーショ ンにより設定
	液状化 パラメータ	w_1	-	5.5		10.3	
		p_1	-	0.5		0.5	
		p_2	-	1.0		1.0	
		c_1	-	1.69		1.81	
		S_1	-	0.005		0.005	

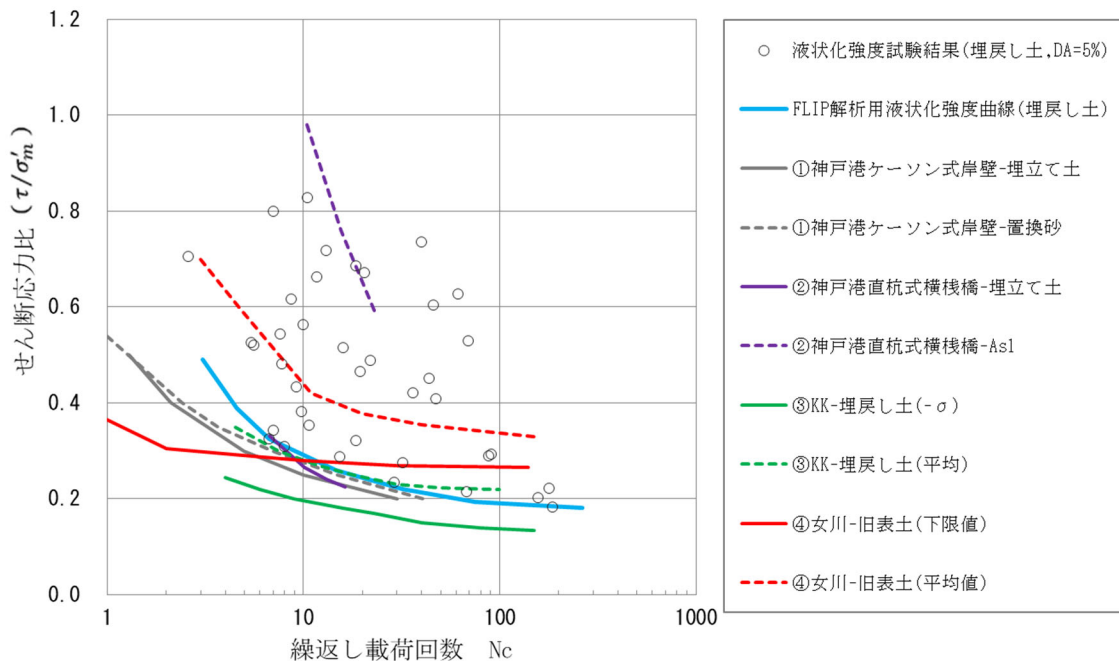
1.3. 有効応力解析 (FLIP) の適用性

有効応力解析 (FLIP) については、海岸構造物に限定するなどの適用範囲が明確となっていない。一方で、これまでの事例解析について、事例集などが FLIP 研究会から示されている。本事例集及び先行発電炉において実施されている有効応力解析 (FILP) の検証事例について、液状化強度曲線に着目して整理した。結果を第 1.3-1 図及び第 1.3-1 表に示す。

この結果、当社が設定している有効応力解析 (FLIP) の液状化強度曲線は、これらの知見で設定されている液状化強度曲線の範囲内である。このため、当社の埋戻し土に対して、有効応力解析 (FLIP) の適用が可能だと判断した。

また、当社の埋戻し土に対して、先行する発電炉と同様に、設定した液状化強度特性を用いた有効応力解析 (FLIP) による要素シミュレーションを行い、液状化試験結果との対比を実施した。結果を第 1.3-2 図に示す。

この結果、要素シミュレーションでは、液状化試験に対して、有効応力解析 (FLIP) による結果の方が、せん断ひずみの増加が早く、過剰間隙水圧が早く 95% に達していることを確認した。このことから、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻し土の液状化強度特性が液状化試験に比べ液状化しやすい設定となっている。



第 1.3-1 図 有効応力解析 (FLIP) の検証事例における液状化強度曲線

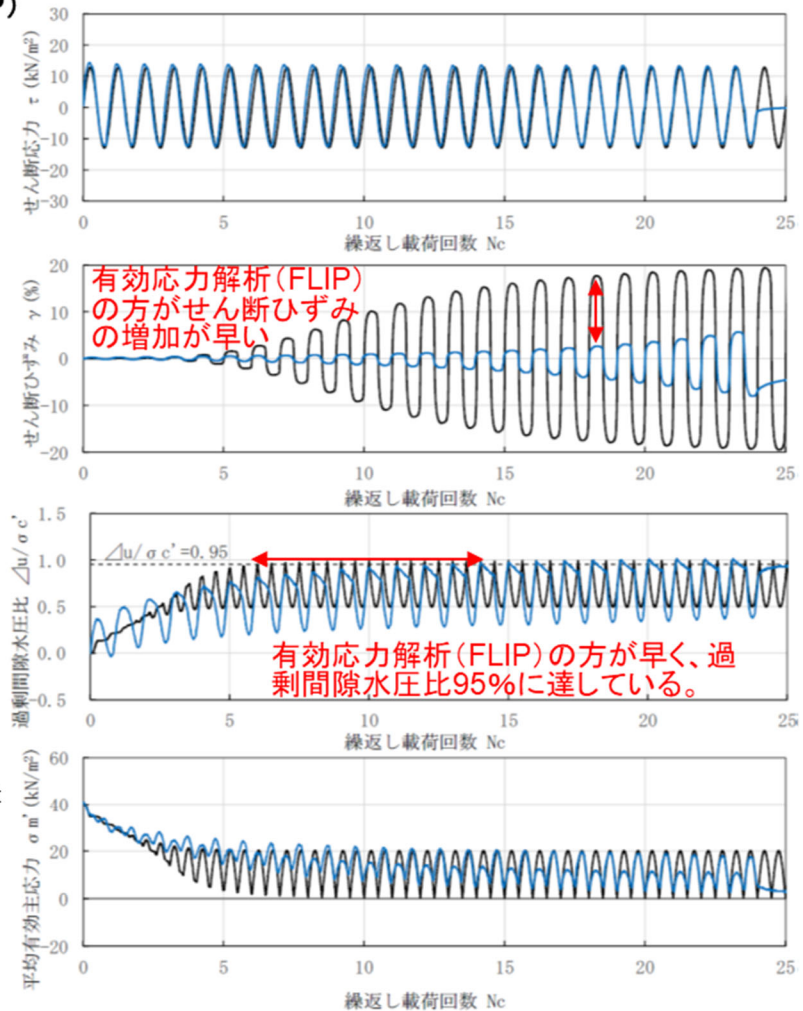
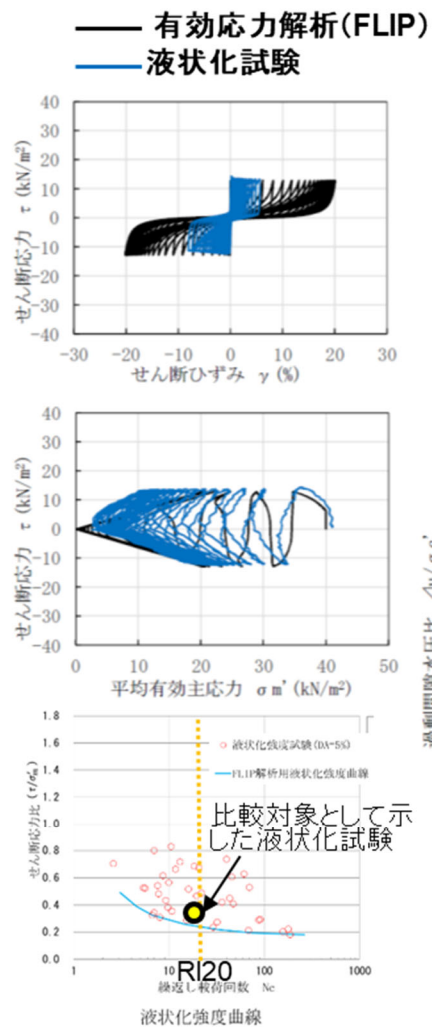
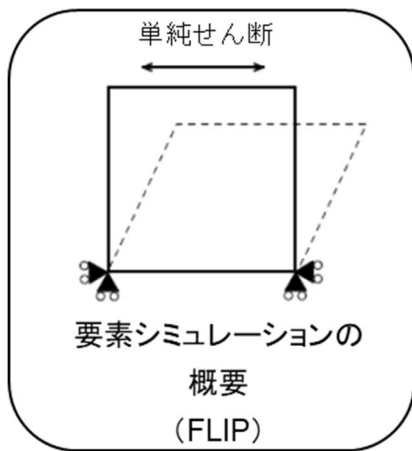
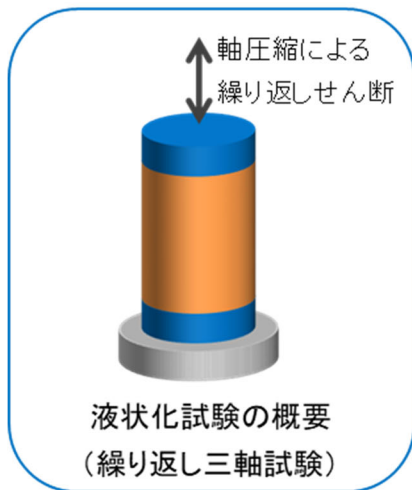
第 1.3-1 表 有効応力解析 (FLIP) の検証事例

検証事例	対象地盤	検証内容
①神戸港ケーソン式岸壁 ^{※1}	埋立て土・置換砂	兵庫県南部地震において実測されたケーソンの変位及び傾斜の再現
②神戸港直杭式横棧橋 ^{※2}	埋立て土・As 1	兵庫県南部地震において実測された床版の水平変位や杭の変形の再現
③柏崎刈羽発電所護岸 ^{※3}	埋戻し土	新潟県中越沖地震における護岸変位の再現
④女川発電所矢板護岸 ^{※4}	旧表土	東北地方太平洋沖地震における護岸変位の再現

※1, 2 FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ (事例編), FLIP 研究会, 2011.

※3 東京電力ホールディングス (株) 柏崎刈羽原子力発電所 7 号炉, 埋戻し土の液状化強度特性, 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料 1-1

※4 東北電力 (株) 女川原子力発電所第 2 号機 有効応力解析の妥当性と液状化強度特性の保守性, 第 1003 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料 1-2

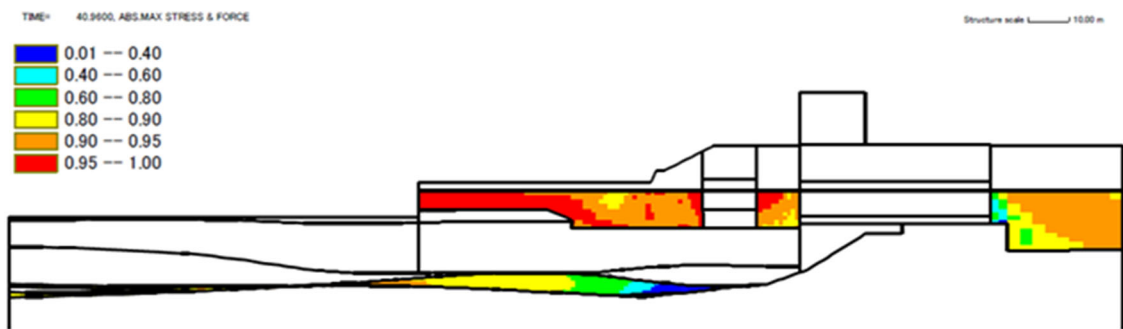


第 1.3-2 図 有効応力解析 (FLIP) における要素シミュレーション結果

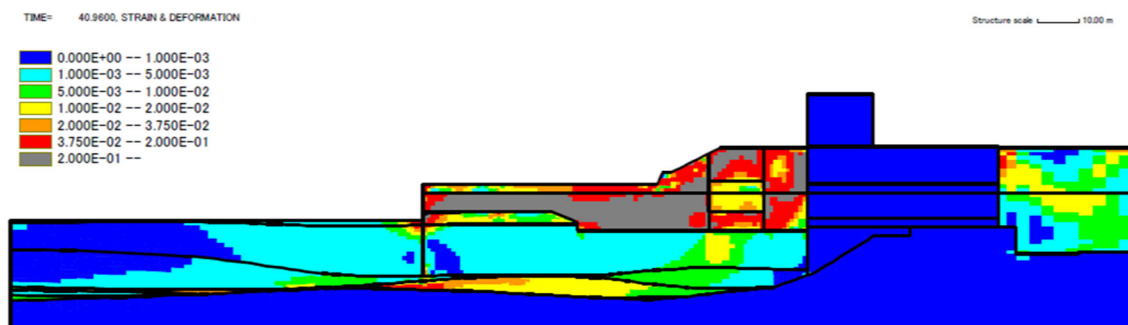
1. 4. 計算結果の比較

有効応力解析 (FLIP) の計算結果について, KK7 における中越沖地震の再現計算を第 1. 4-1 図に, 当社の検証用モデルにおける Ss-A 加振時の結果を第 1. 4-2 図に示す。

KK7 における中越沖地震の再現計算では, 埋戻し土の過剰間隙水圧比が 90% 超え, 大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。一方, 検証用モデルにおける Ss-A 加振時においても, 埋戻し土の過剰間隙水圧比が 90% を超え, 大きなせん断ひずみが発生しており, 液状化の様相を呈していると考えられる。

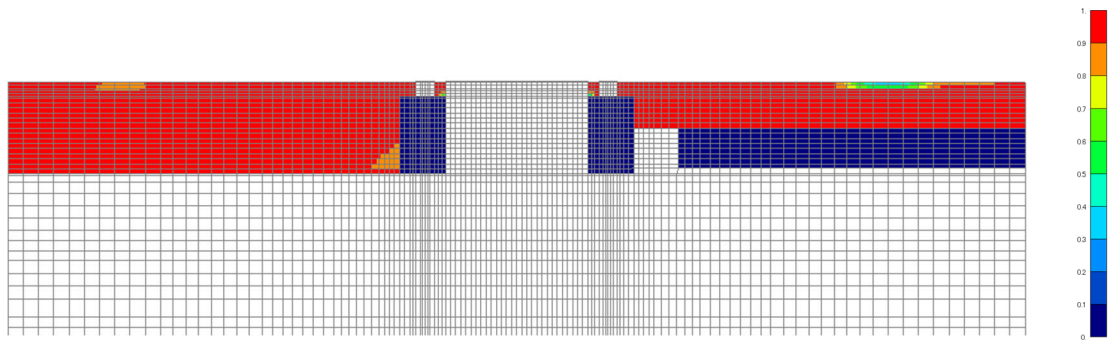


(a) 最大過剰間隙水圧

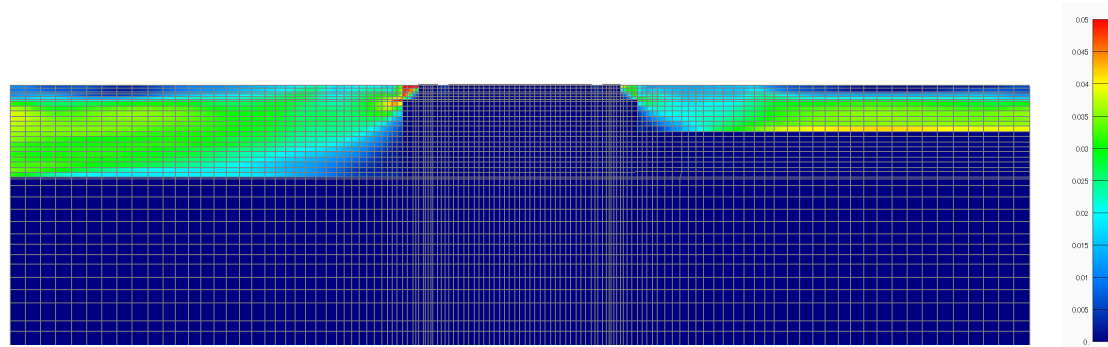


(b) 最大せん断ひずみ (残留値)

第 1. 4-1 図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (KK7 中越沖再現計算)



(a) 最大過剰間隙水圧



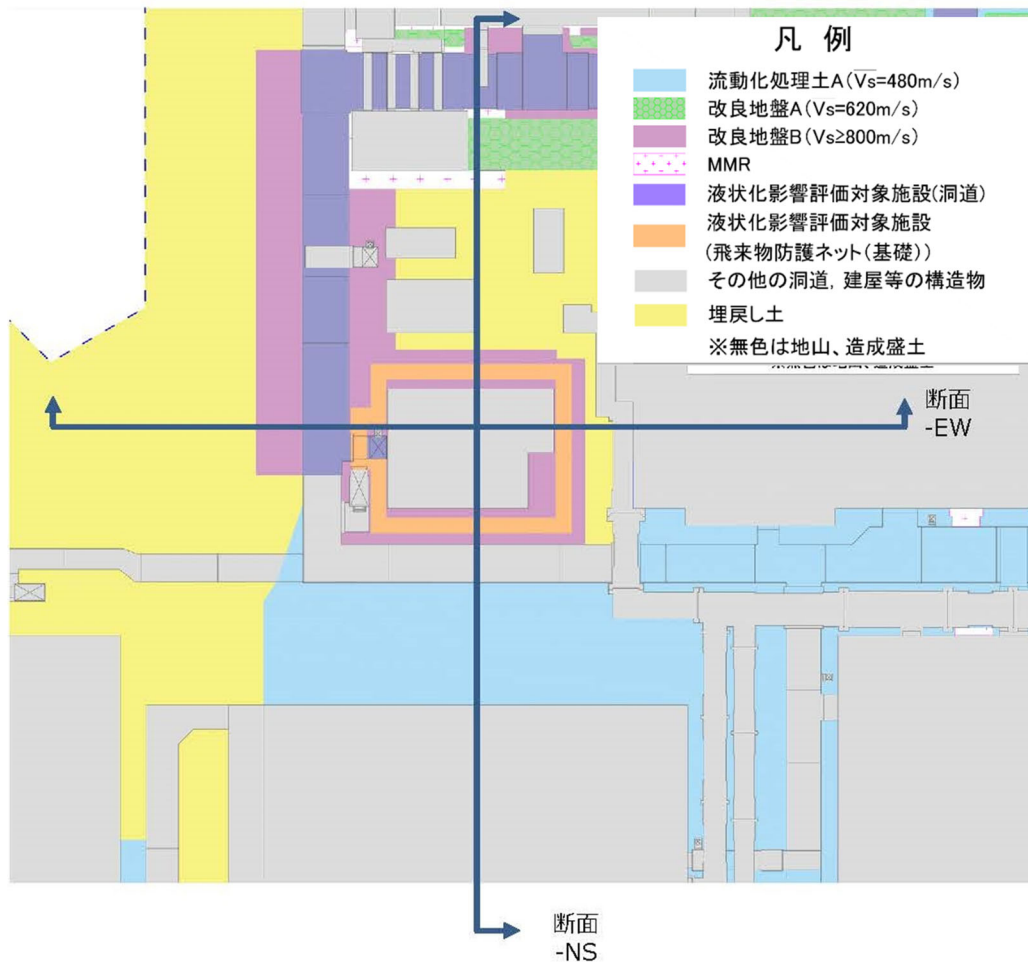
(b) 最大せん断ひずみ

第 1.4-2 図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (検証用モデル[Ss-A 加振時])

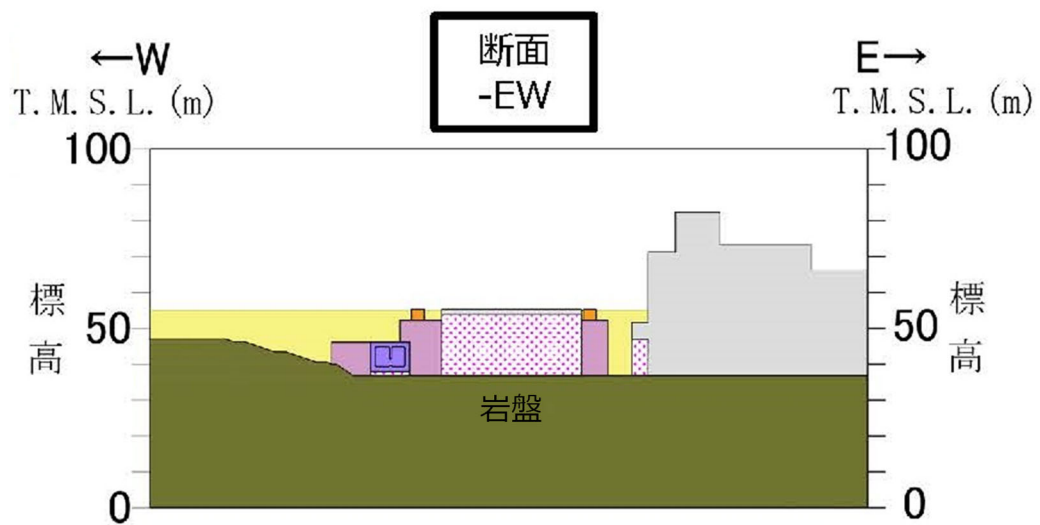
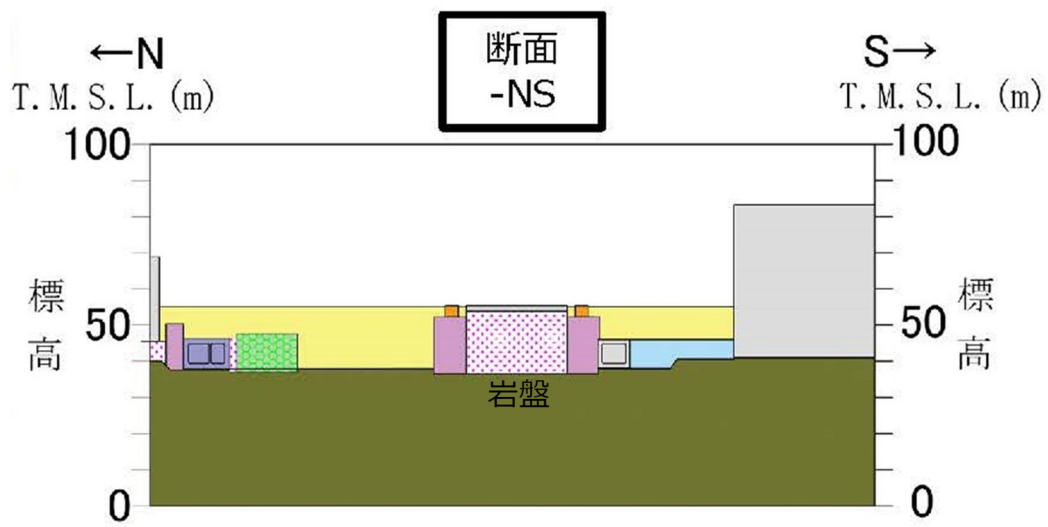
1.5. 施設の設置及び周辺状況

飛来物防護ネット架構周辺地中部における平面図を第 1.5-1 図に、断面図を第 1.5-2 図に示す。施設の形状については概ね矩形形状となっており対称性、整形性が見られることを確認した。

施設周辺の埋戻し土についても岩盤上に概ね水平成層となっていることを確認した。なお、西側に岩盤部の傾斜があるが、その間に洞道や改良地盤があることから、施設の応答への影響は小さいと思われることから、FEM モデルでは、液状化しやすい埋戻し土が水平に広がっていると保守的に設定した。



第 1.5-1 図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の平面図



第 1.5-2 図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の断面図

1.6. まとめ

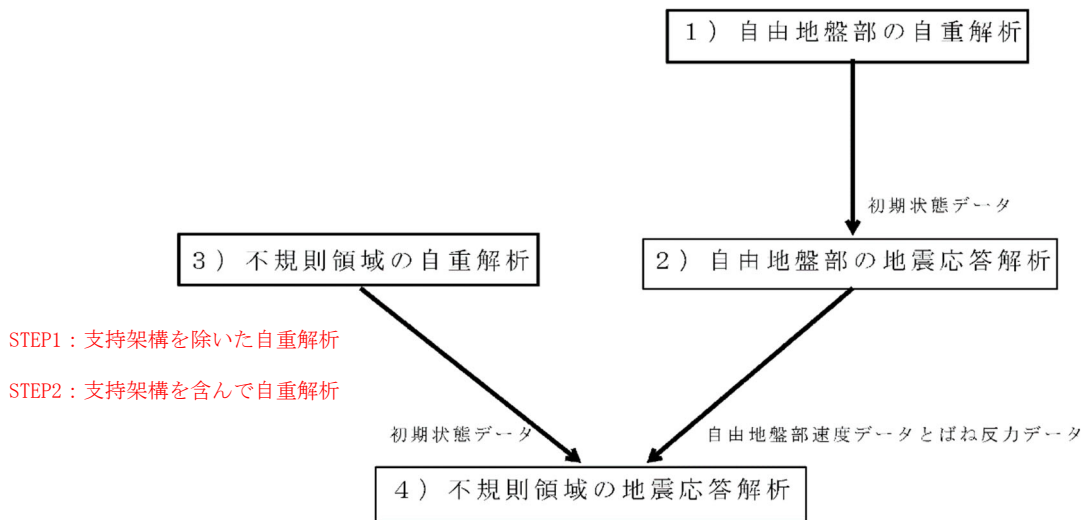
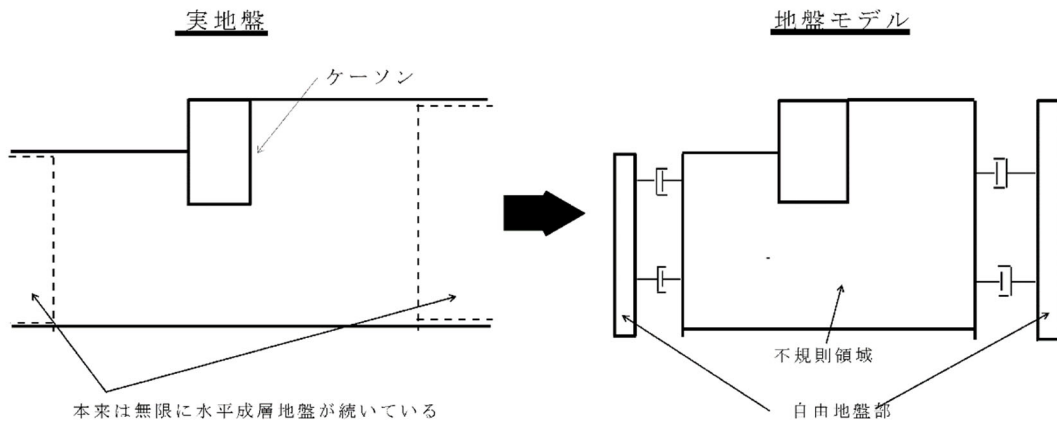
検証用モデルの妥当性は、モデル構築の妥当性が確認された発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを比較することで確認した。また、既往文献などによる検証事例から有効応力解析（FLIP）の適用性について検討した。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、発電炉と同様のプロセスにより構築していること、有効応力解析における解析コード（FLIP）の適用性を確認していること及び中越沖地震の再現計算と同じように Ss-A 加振時に液状化の様相を再現できていることから、本モデルを用いることは妥当である。

2. 解析条件

2.1. 共通

- ・ 地盤 2 次元 FEM の解析コードは、「FLIP Ver 7.4.1」とする。
- ・ 非液状化時に全応力解析を用い、液状化時には有効応力解析を用いる。
- ・ 非液状化と液状化の解析モデルは同一のモデルを用いる。液状化時の有効応力解析と非液状化時の全応力解析の物性値の違いは、液状化特性（液状化パラメータ含む）の入力の有無のみであり、他は同様とする。
- ・ 地盤条件は、基本的に基本ケースの直下地盤及び埋戻し土の条件での検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の 5 倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T. M. S. L. -70.0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第 2.1-1 図のとおりとする。冷却塔及び飛来物防護ネット架構については、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組合せについては、第 2.1-1 表に示す。
- ・ 冷却塔及び飛来物防護ネット架構の基礎及び基礎梁上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。支持架構のモデル化は、線形平面ひずみ要素でモデル化された基礎梁上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。質点は節点集中質量要素、柱・はりフレーム部分には線形梁要素、座屈拘束ブレース部分には非線形バネ要素を用いてモデル化する。
- ・ 断面ごとに固有値解析を行い、得られた系全体の有効質量比の最も大きい振動数(f)と各々の材料の減衰定数(h)から剛性比例型減衰(β)を算定する(冷却塔及び飛来物防護ネット架構は Rayleigh 減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第 2.1-2 表及び第 2.1-3 表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、microSHAKE により決定した等価剛性及び等価減衰定数を設定する。
- ・ 埋戻し土の物性値を第 2.1-4 表に示す。
- ・ 改良地盤 B の物性値を第 2.1-5 表に示す。
- ・ 基礎梁などコンクリート材料については線形として扱う。



第2.1-1図 解析ステップ(「FLIP マニュアル」に加筆)

第 2. 1-1 表 荷重の組合せ

種別	荷 重	荷重の概要
永久 荷重	固定荷重	躯体自重と土被り荷重を考慮
	上載荷重	地表面に 1.53tf/m ² (15.00kN/m ²)として設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧, 揚圧力)	構造物に対して設定
変動 荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発 荷重	地震力 (水平・鉛直地震動)	水平・鉛直同時加振 動土圧を考慮

第 2.1-2 表 Ss-A 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
細粒砂岩 1 TMSL+37.00～+9.02m	1.870	0.427	8.072×10 ⁵	0.019	1,841	657.0
細粒砂岩 2 TMSL+9.02～-25.57m	1.850	0.365	1.544×10 ⁶	0.018	1,982	913.7
泥岩 TMSL-25.57～-70.00m	1.720	0.393	1.042×10 ⁶	0.016	1,854	778.3

第 2.1-3 表 Ss-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
細粒砂岩 1 TMSL+37.00～+9.02m	1.870	0.427	7.906×10 ⁵	0.021	1,822	650.2
細粒砂岩 2 TMSL+9.02～-25.57m	1.850	0.365	1.515×10 ⁶	0.020	1,963	905.1
泥岩 TMSL-25.57～-70.00m	1.720	0.393	1.028×10 ⁶	0.017	1,841	773.0

第 2.1-4 表 埋戻し土の物性値(基本ケース)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	1.81	-
		S_1	0.005	-

D: 深度 (m)

w_1 : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 2.1-5 表 改良地盤Bの物性値

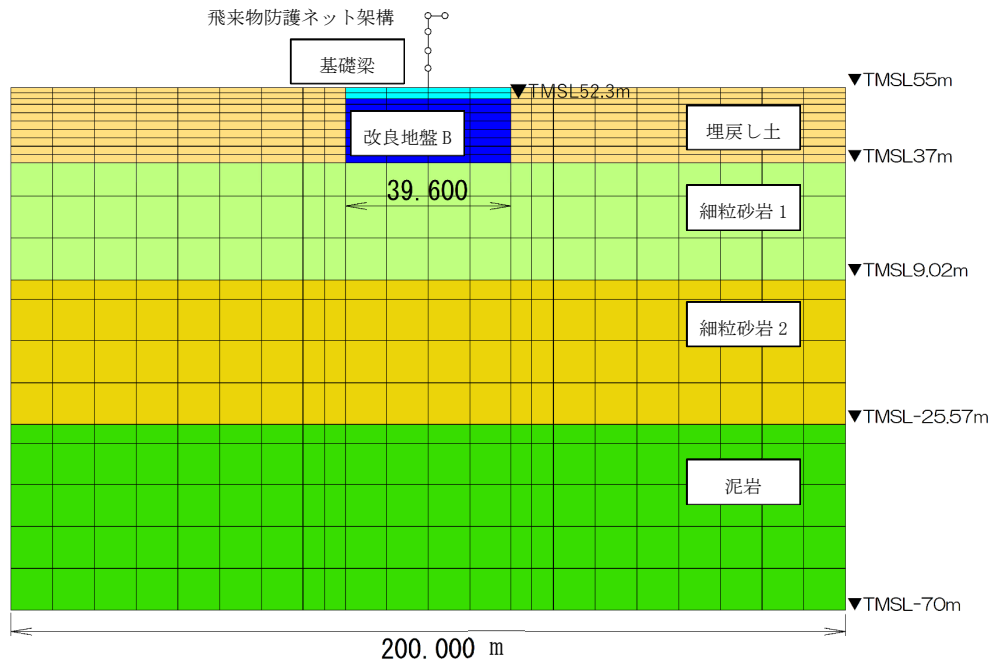
項 目	記 号	設定値	単 位
質量密度	ρ	1.720	g/cm ³
間隙率	n	0.55	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.000	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.100×10^6	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.000	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.869×10^6	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	3.000×10^3	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-

2.2. 設計モデル

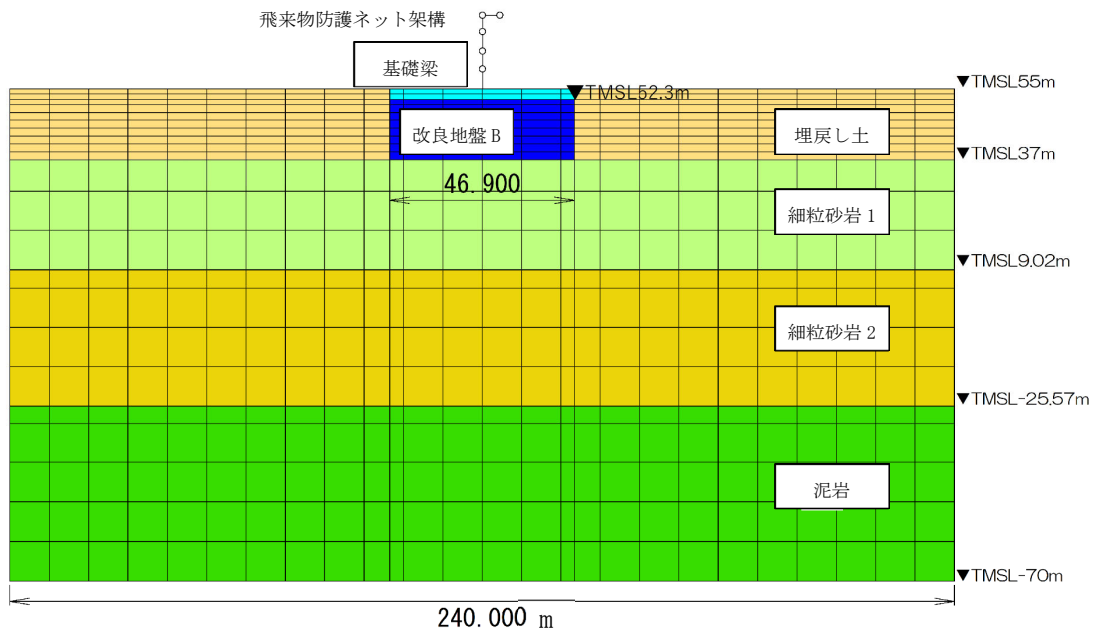
- 検討断面は、NS 断面(検証用モデルの断面②-NS 相当)と EW 断面(検証用モデルの断面②-EW 相当)とする。
- モデル化対象を第 2.2-1 表に示す。
- 解析モデル図を第 2.2-1 図, 第 2.2-2 図に示す。

第 2. 2-1 表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素 (非線形)
改良地盤 B(非液状化層)	マルチスプリング要素 (非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
基礎梁	線形平面ひずみ要素
飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素



第 2.2-1 図 設計モデル NS 断面



第 2.2-2 図 設計モデル EW 断面

2.3. 検証用モデル

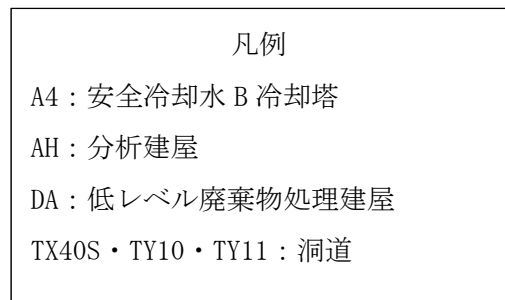
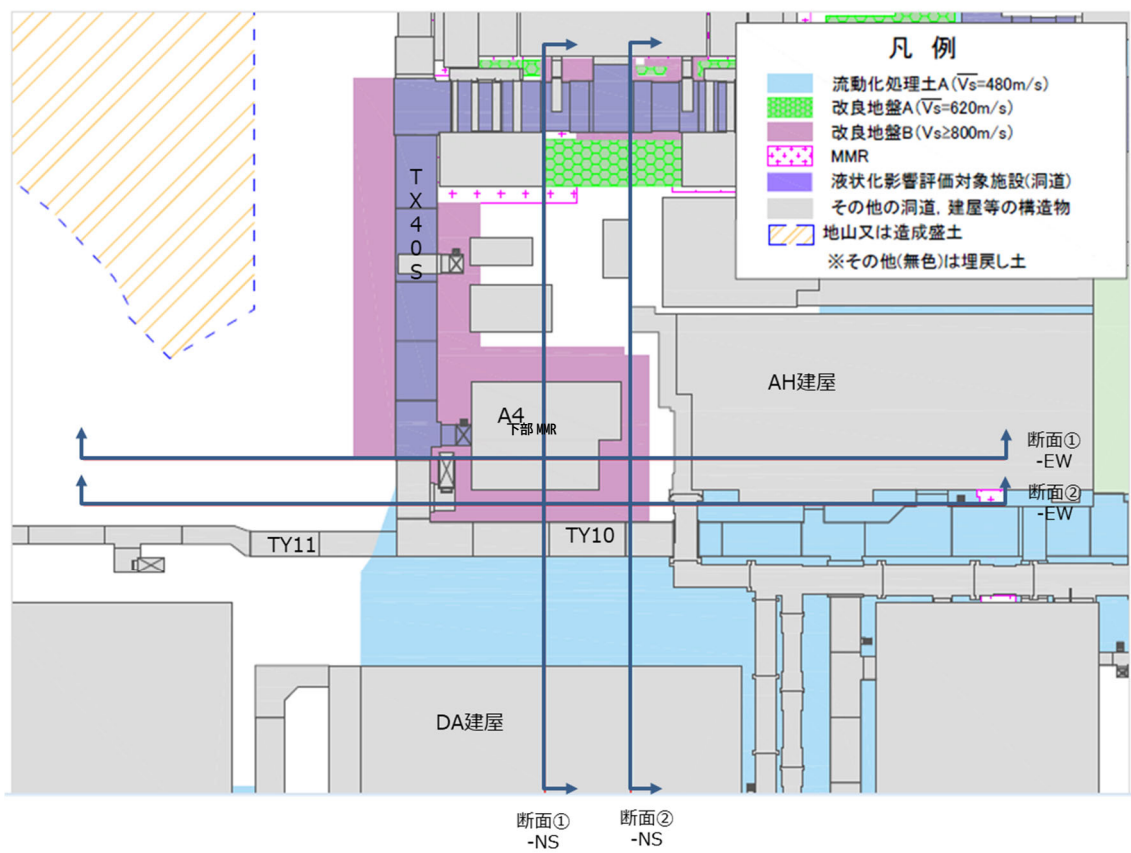
- ・ モデル化対象を第 2.3-1 表に示す。
- ・ 検討断面を第 2.3-1 図に示す。

第 2.3-1 表 検証用モデルのモデル化対象

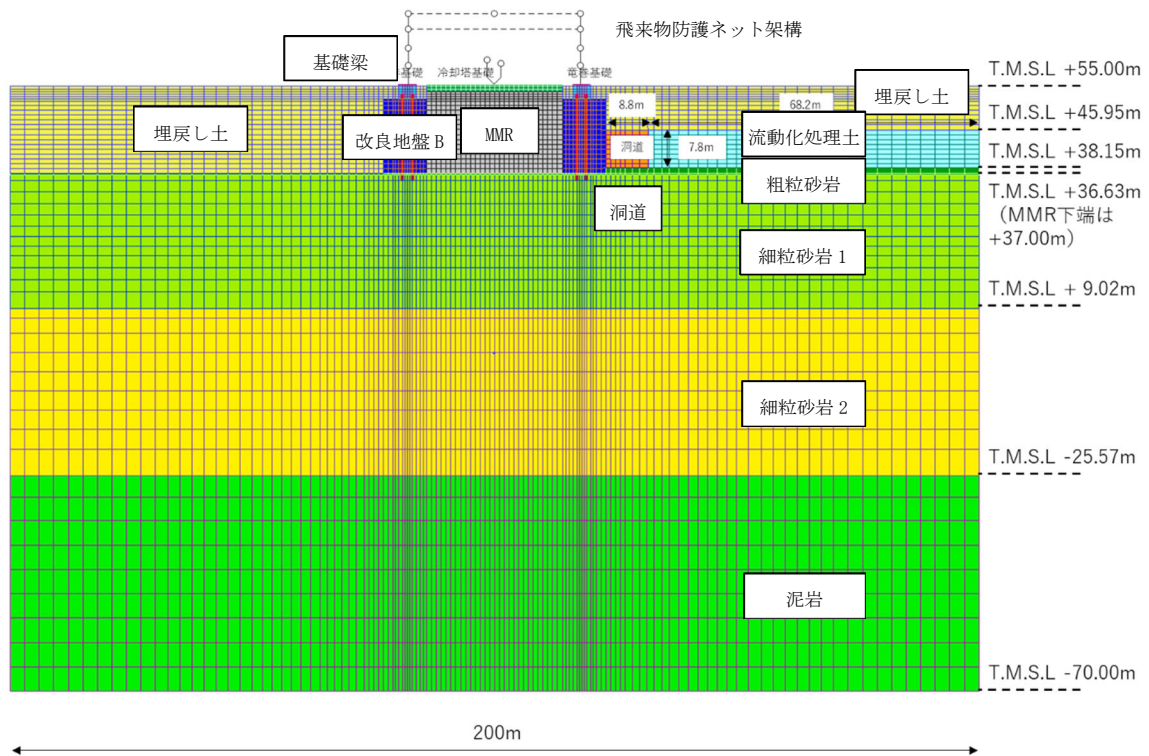
モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素(非線形)
改良地盤 B(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
流動化処理土(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
MMR, 冷却塔基礎, 基礎梁	線形平面ひずみ要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面ひずみ要素
冷却塔及び飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素
杭周面	ジョイント要素(非線形)
杭先端	非線形バネ要素
材料間の滑り及び剥離	ジョイント要素(非線形)

- ・ 各検討断面での解析モデル図を第 2.3-2 図～第 2.3-5 図に示す。NS 方向については、冷却塔を中心に南(第 2.3-1 図中下側)及び北(第 2.3-1 図中上側)において低レベル廃棄物処理建屋(DA 建屋)などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW 方向について、冷却塔の近傍に立坑(部分的に存在)及び分析建屋(AH 建屋)が存在する。また、冷却塔の東(第 2.3-1 図中右側)においては分析建屋(AH 建屋)より南側に建屋基礎より剛性の低い流動化処理土が存在する。このような 3 次元形状を有する構造物の状況を勘案し、冷却塔の東(第 2.3-1 図中右側)は流動化処理土(部分的に洞道及び MMR もモデル化)、冷却塔の西(第 2.3-1 図中左側)においては、立坑より南側に位置する改良地盤 B としてモデル化することとする。
- ・ 構造躯体と地盤の境界であれば、接触面が明確に存在するため、剥離を考慮することは一般的である。しかしながら、埋戻し土と改良地盤の境界については地盤改良の施工方法を鑑み、明確な境界面は構成されない。従って、剥離する現象が生じることは考えられず、埋戻し土と改良地盤の境界には接触剥離要素を設ける

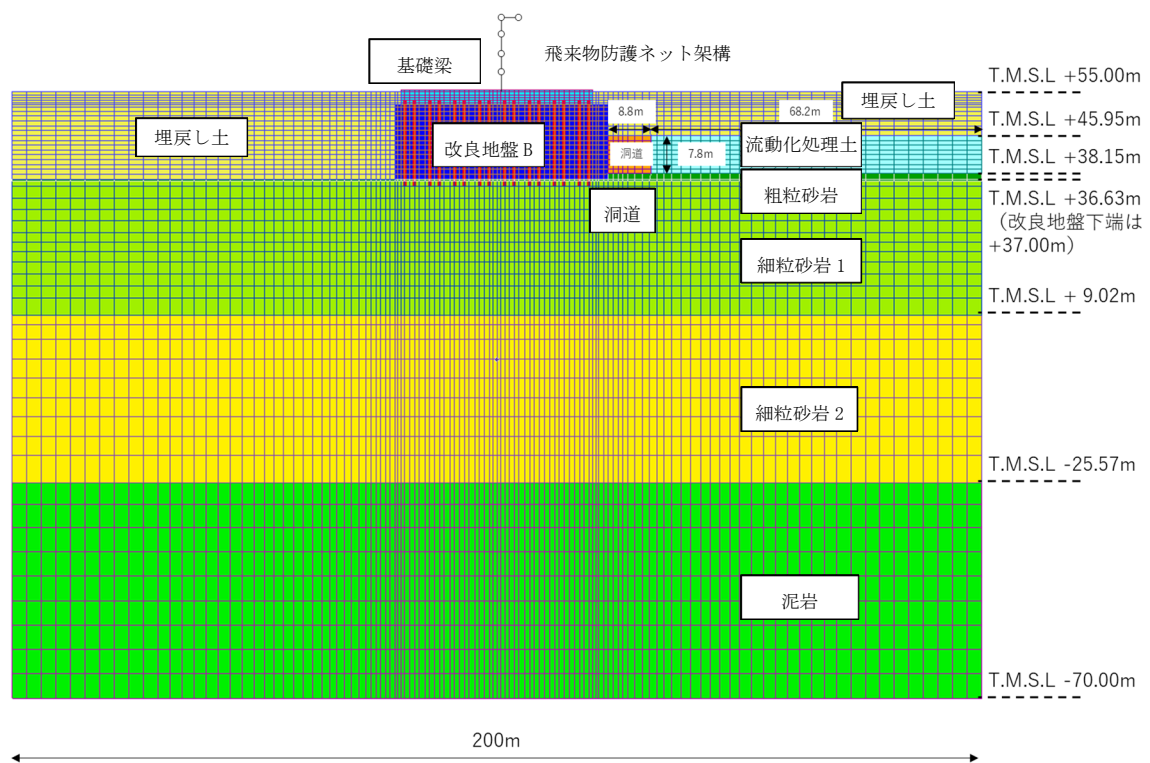
必要はないと考えている。また，別添1において，接触剥離要素の有無による結果を比較し，影響を確認しているが，概ね同等の結果が得られている。



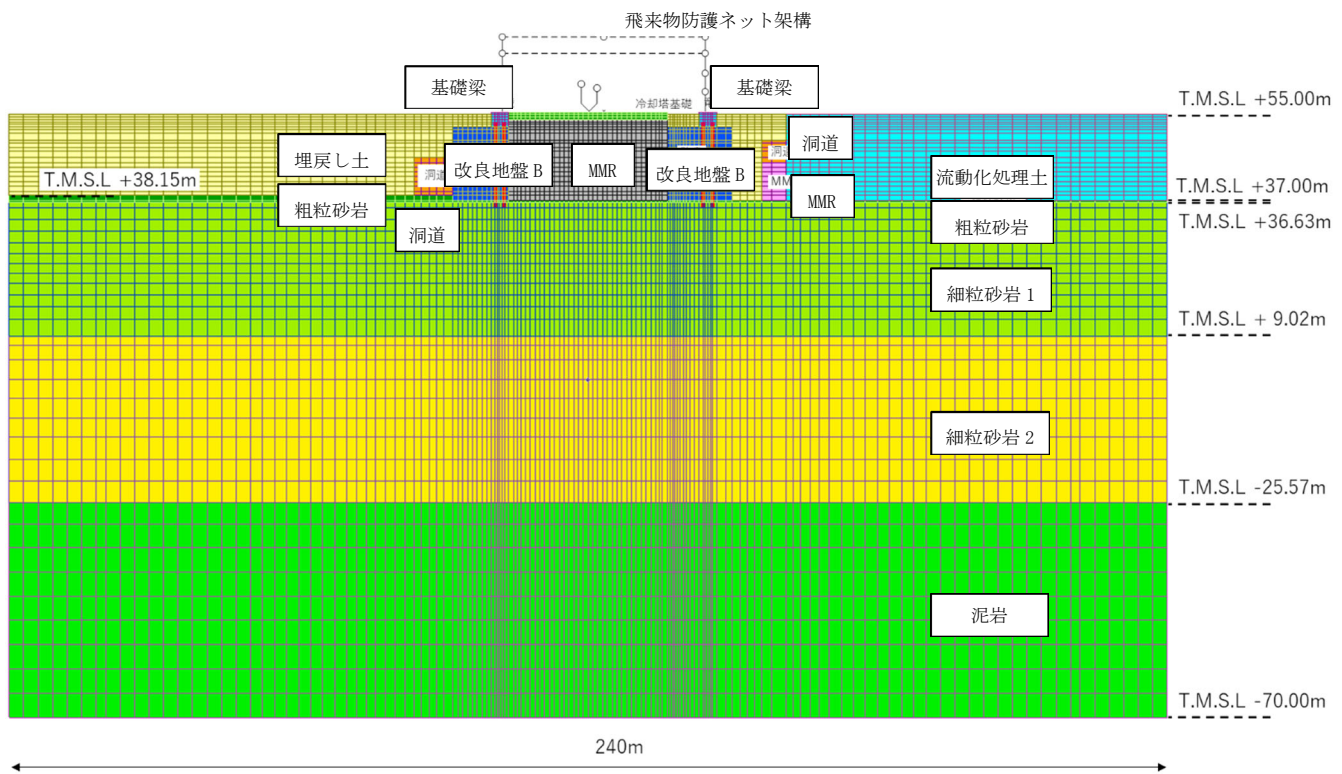
第 2.3-1 図 検証用モデルの検討断面



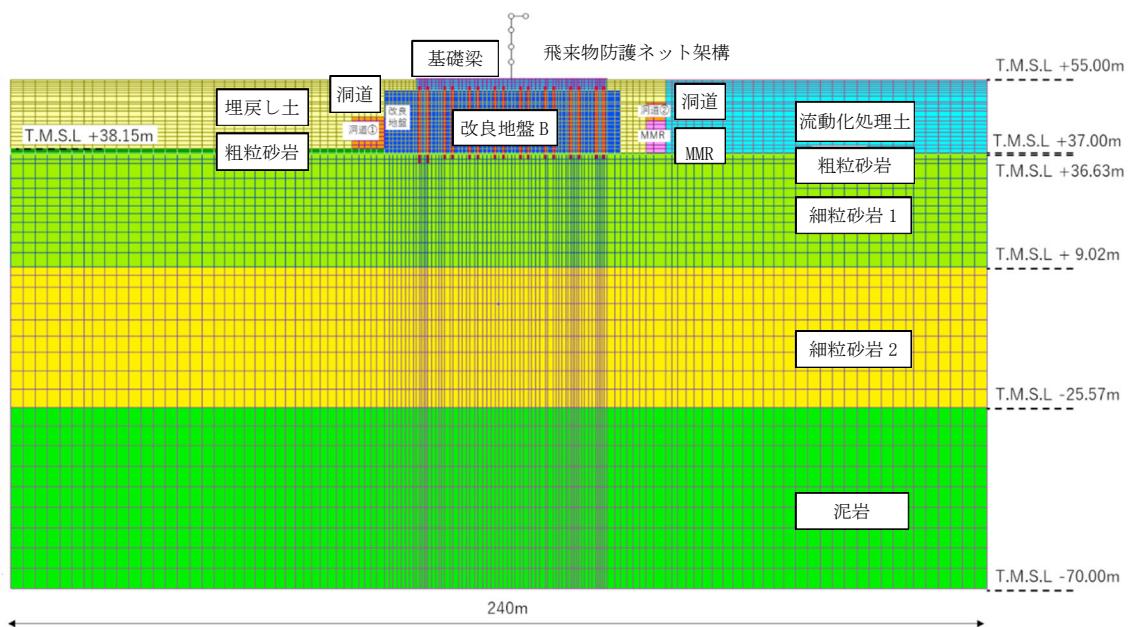
第 2.3-2 図 検証用モデル断面①-NS



第 2.3-3 図 検証用モデル断面②-NS



第 2.3-4 図 検証用モデル断面①-EW

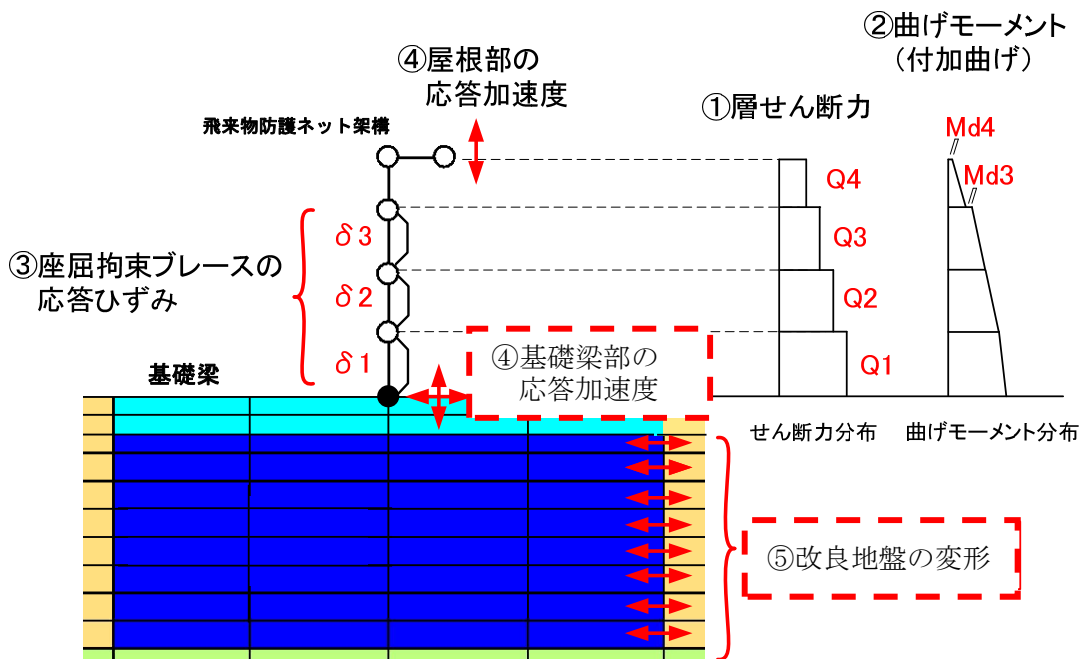


第 2.3-5 図 検証用モデル断面②-EW

3. 妥当性・保守性を確認する応答値

出力応答のイメージを第 3-1 図に，解析・設計フローを第 3-2 図に示す。解析の出力一覧を第 3-1 表に整理する。第 3-1 表に示す○の項目は，第 3-2 図に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値(図中の赤破線枠)である。設計モデルの保守性は，以下に示す①～⑤の応答値を対象とし，検証用モデルに比べ設計モデルの応答値が大きいことを確認する。

- ① 層せん断力
- ② 曲げモーメント(付加曲げ)
- ③ 座屈拘束ブレースの応答ひずみ
- ④ 応答加速度(屋根部及び基礎梁部)
- ⑤ 改良地盤の変形



第 3-1 図 出力応答のイメージ図

第 3-1 表 解析出力一覧

応答値一覧		部材評価に用いる応答値		
		A：設計モデル	B：検証用モデル	
支持架構 (梁要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸力	×	×	
	せん断力	○	○	
	曲げモーメント	○	○	
	変形量(要素)	○	○	
基礎梁 (平面ひずみ要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸応力度	×	×	
	せん断応力度	×	×	
	軸ひずみ	×	×	
	せん断ひずみ	×	×	
A, B 改良地盤 (平面ひずみ要素)	B 杭 (梁要素)	節点変位	○*	△*
		節点速度	×	×
		節点加速度	×	×
		軸応力度	×	×
		せん断応力度	×	×
		軸ひずみ	×	×
		せん断ひずみ	×	×

○：使用

△：間接的に使用

×：使用しない

※ Aは杭をモデル化しておらず、杭の発生応力が直接解析結果として算出されないため、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。Bは、杭の応力値が直接解析結果として算出されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、AとBの保守性の比較においては、節点変位を間接的に使用して確認する。

4. 設計モデルの妥当性・保守性検証に用いる地震動

「別添 1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」に用いる地震動の選定及び液状化時の条件が妥当であることを確認する。

部材設計においては水平方向が支配的となることから地震荷重のうち水平方向のインプットで大きな応答が生じる波を確認する。

基準地震動 S_s 全 13 波のうち、各応答値が最大となる地震動は第 4-1 表のとおり。第 4-1 表の結果から、 S_s -A, S_s -C1 を検証に用いることは妥当であることを確認した。なお、周辺構造物の鉛直応答への影響分析では屋根部の鉛直加速度が最大となる S_s -C2 を追加する。

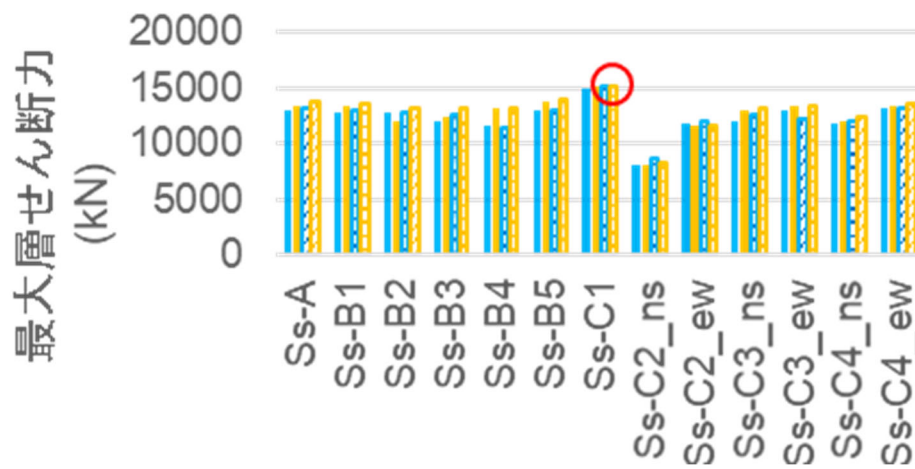
また、非液状化時（全応力解析）・液状化時（有効応力解析）のうち、各応答値が最大となるのは第 4-1 図～第 4-4 図の通り、概ね液状化時であり、埋戻し土の状態に液状化時を用いることは妥当であることを確認した。

なお、NS 方向を検討対象としたことについては設計モデルの妥当性検証のうち改良地盤の検証で確認している。

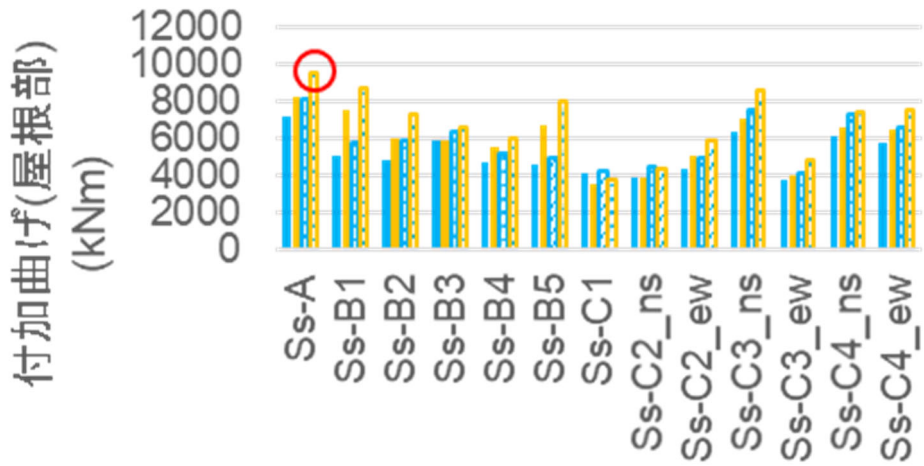
第 4-1 表 応答値で最大となる地震動

解析	方向	層せん断力	付加曲げ	鉛直加速度 (屋根部)	水平加速度 (基礎梁)	鉛直加速度 (基礎梁)	変形 (改良地盤)	軸ひずみ
全応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
有効 応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



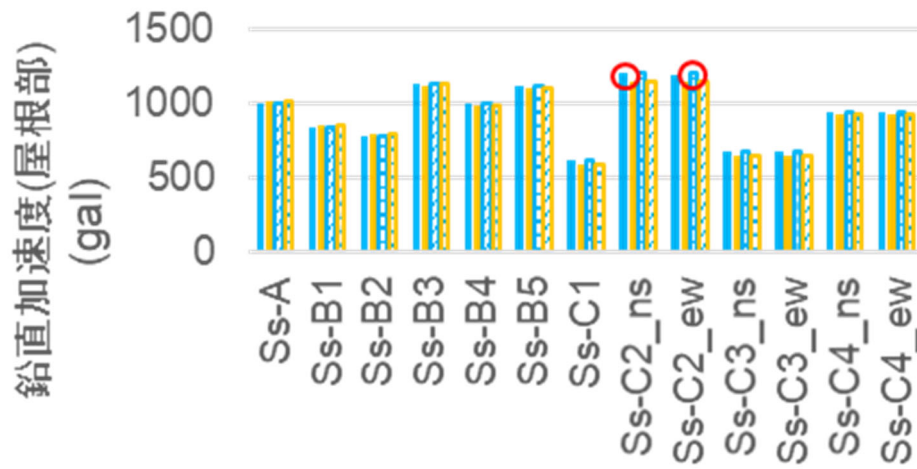
(a) 層せん断力



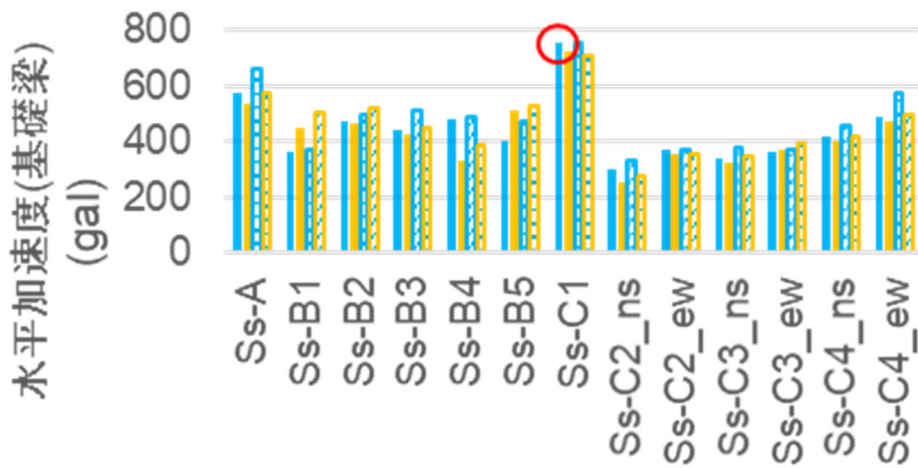
(b) 付加曲げ (屋根部)

第 4-1 図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



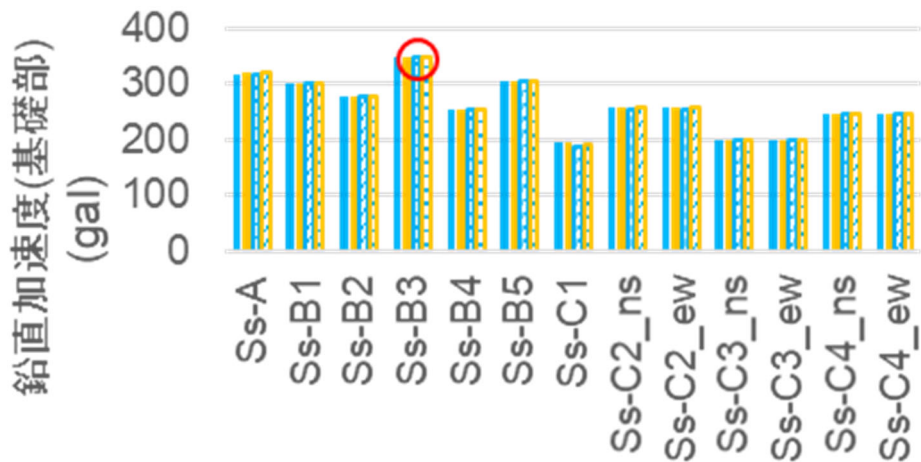
(c) 鉛直加速度(屋根部)



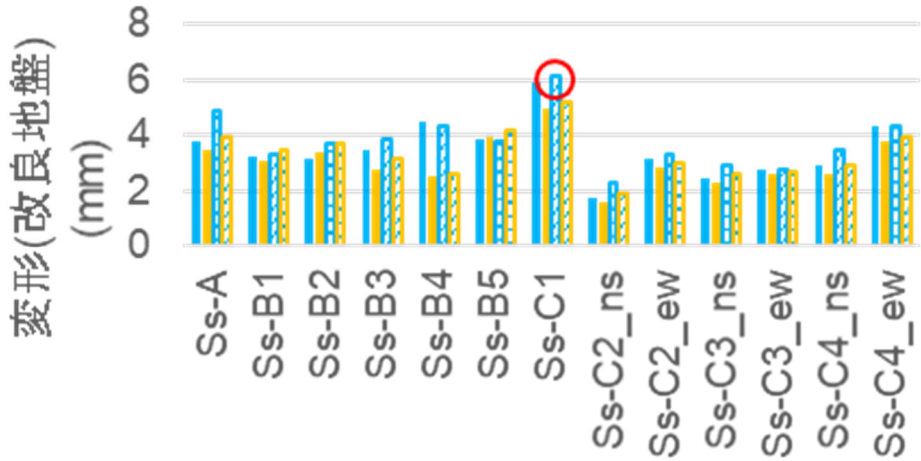
(d) 水平加速度(基礎梁)

第 4-2 図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動

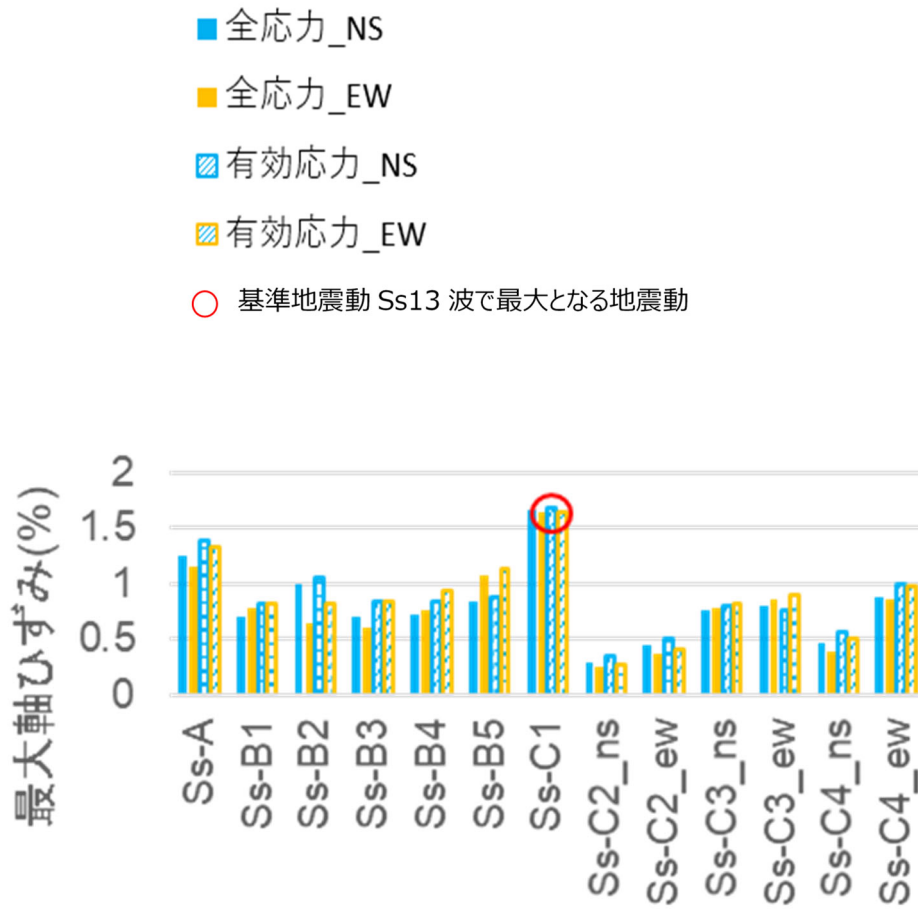


(e) 鉛直加速度(基礎梁)



(f) 変形(改良地盤)

第 4-3 図 最大応答値



(f) 軸ひずみ (改良地盤)

第 4-4 図 最大応答値

別添 2

質点系モデルの妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 3次元フレームモデルによる解析方法	2
3. 3次元フレームモデルによる静的解析結果	6
4. 3次元フレームモデルによる動的解析結果	7
4.1. 固有値解析結果	7
4.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)	8
4.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	17
5. 質点系モデルとの比較	22
5.1. 固有値解析概要	22
5.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)	23
5.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	29
6. まとめ	34

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における質点系モデルの妥当性について補足説明するものである。

「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」

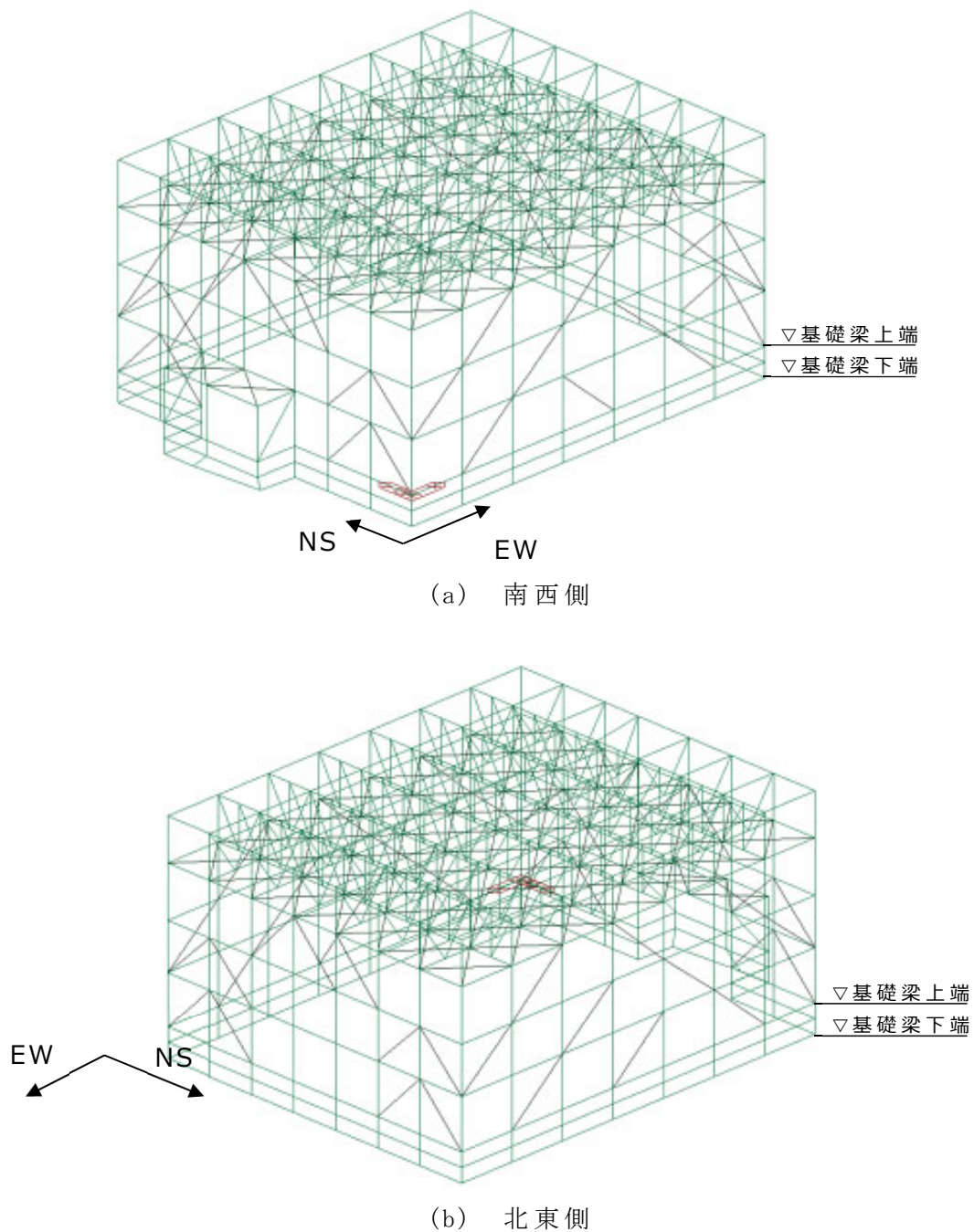
本資料では、地震応答解析モデルにおいて、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について、3次元フレームモデルを用いて確認する。2章では、3次元フレームモデルによる解析方法について説明する。3章では、3次元フレームモデルによる静的解析により、変形性状として、各層が一樣に変形していること、ねじれ変形がないことを確認する。4章では、3次元フレームモデルによる動的解析により、振動性状として、固有値解析結果、部材荷重及び評価結果について確認し、各層が一体として挙動していることを確認する。5章では、3次元フレームモデルと質点系モデルによる固有値解析結果、部材荷重及び評価結果を比較し、同等であることを確認する。

2. 3次元フレームモデルによる解析方法

(1) 静的解析

3次元フレームモデルによる静的弾塑性解析は、「資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書」における「4.4.1 支持架構の評価方法」と同様とする。

支持架構の解析モデル図を第2-1図に、使用材料の物性値を第2-1表、部材リストを第2-2表及び座屈拘束ブレースの非線形特性(応力 - 変形関係)を第2-2図に示す。



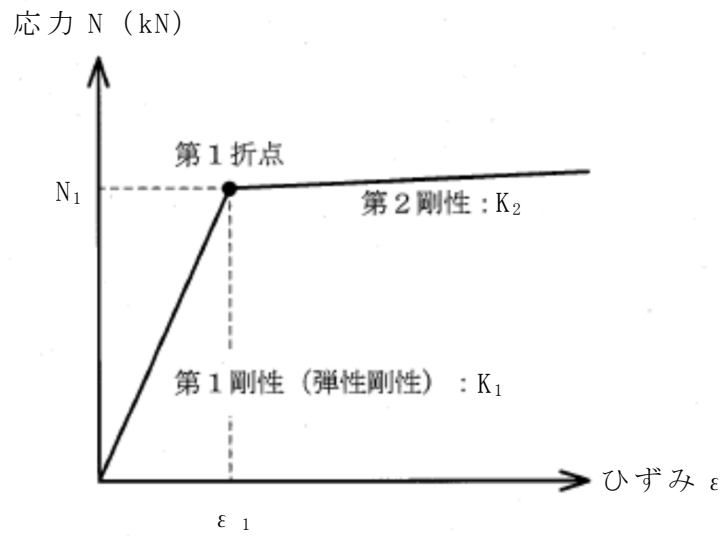
第2-1図 支持架構の解析モデル図

第2-1表 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄骨： BCP325, G385, SN490B	2.05×10^5	0.3
座屈拘束ブレース： 中心鋼材BT-LYP225	2.05×10^5	0.3

第2-2表 部材リスト

部材種別	材質	寸法
柱	G385B	□500×500×32
	BCP325	□500×500×28
	SN490B	H400×400×13×21
大はり	SN490B	H428×407×20×35
	SN490B	H414×405×18×28
	SN490B	H400×400×13×21
小はり	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
トラス柱	SN490B	H400×400×13×21
	SN490B	H390×300×10×16
	SN490B	H300×300×10×15
鉛直ブレース	SN490B	H350×350×12×19
	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
	SN490B	H200×200×8×12
水平ブレース	SN490B	H300×300×10×15
	SN490B	H250×250×9×14
座屈拘束 ブレース (中心鋼材)	BT-LYP225	PL-32×208
	BT-LYP225	PL-32×243
	BT-LYP225	PL-32×278
	BT-LYP225	PL-36×308



N_1 : 第1折れ点応力
 ϵ_1 : 第1折れ点ひずみ^{*1}
 K_1 : 第1剛性(弾性剛性)^{*2}
 K_2 : 第2剛性

中心鋼材寸法	種別	第1折れ点応力 N_1 (kN)	二次勾配倍率 ^{*3} (-)
PL-32×208	SV150	1500	0.001
PL-32×243	SV175	1750	
PL-32×278	SV200	2000	
PL-36×308	SV250	2500	

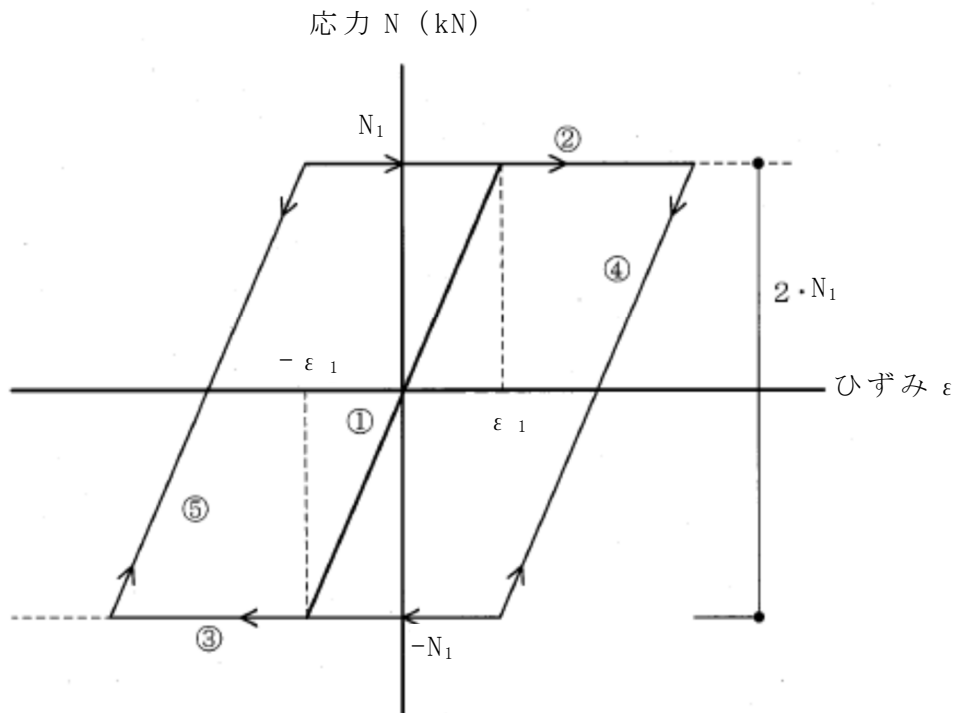
注記 *1: 第1折れ点応力 N_1 を第1剛性 K_1 で除すことにより設定する。
 *2: 第2-1表のヤング係数に中心鋼材の断面積を乗じて設定する。
 *3: 第1剛性 K_1 に対する第2剛性 K_2 の倍率を示す。

第2-2図 座屈拘束ブレースの非線形特性(応力 - 変形関係)

(2) 動的解析

3次元フレームモデルによる動的弾塑性解析は、静的解析と同様のモデルとし、座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)及び減衰定数を2%に設定する。座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)を第 2-3 図に示す。

また、入力地震動は、支持架構の固有周期帯の応答加速度が最大となる Ss-C1 を水平 1 方向(NS 方向)に入力する。なお、解析コードは「TDAPⅢ」を用いる。

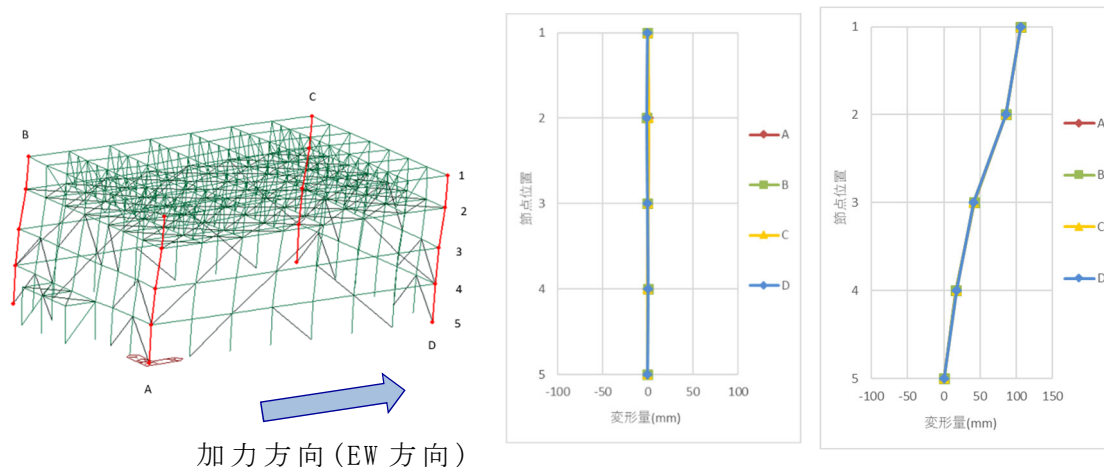


- ①：第1剛性 (弾性剛性)
- ②：正側第2剛性
- ③：負側第2剛性
- ④：正側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2 · Q₁戻ると③に移る。
- ⑤：負側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2 · Q₁戻ると②に移る。

第 2-3 図 座屈拘束ブレースの履歴特性(応力-変形関係)

3. 3次元フレームモデルによる静的解析結果

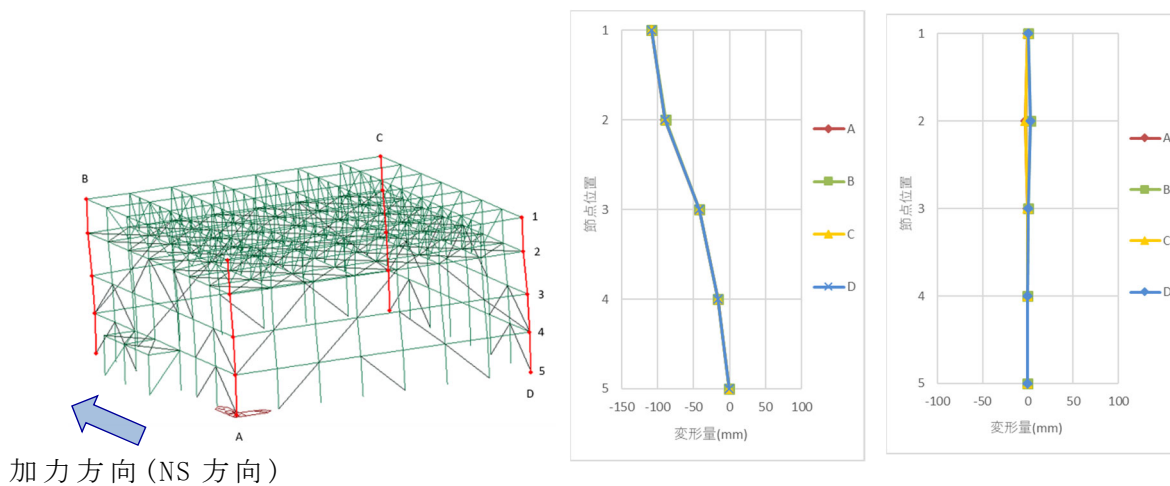
3次元フレームモデルにおける支持架構及び隅柱の変形状態を第3-1図に示す。静的弾塑性解析により、各層の隅柱が一様に変形しているとともに、ねじれ変形がないことを確認した。



(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

(EW 方向変形量)



加力方向(NS方向)

(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

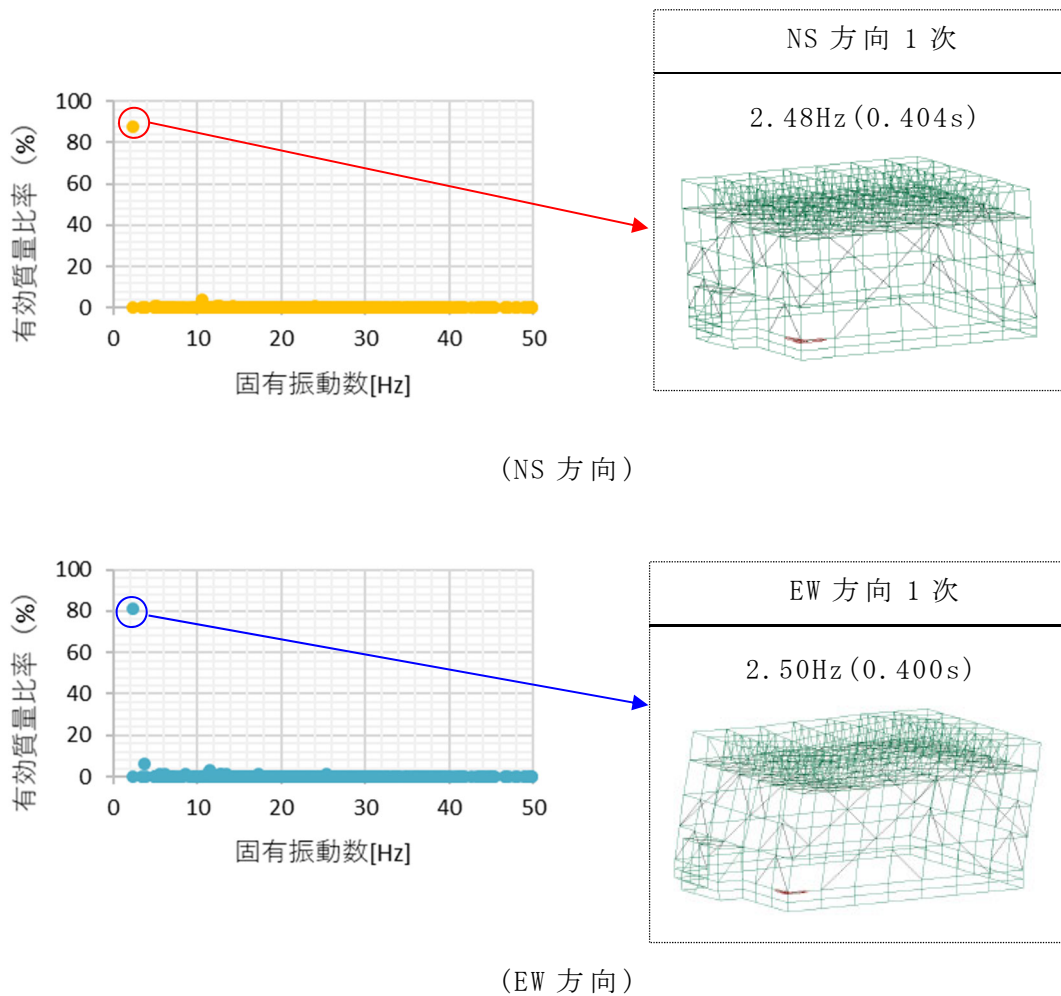
(EW 方向変形量)

第3-1図 3次元フレームモデルでの隅柱の変形状態

4. 3次元フレームモデルによる動的解析結果

4.1. 固有値解析結果

NS 方向及び EW 方向における固有振動数と有効質量比の関係並びに 1 次振動数のモード図を第 4.1-1 図に示す。3 次元フレームモデルによる固有値解析により、支持架構の振動モードは 1 次が支配的であることを確認した。これは、上部の屋根質量が相対的に大きいことによるものと考えられる。



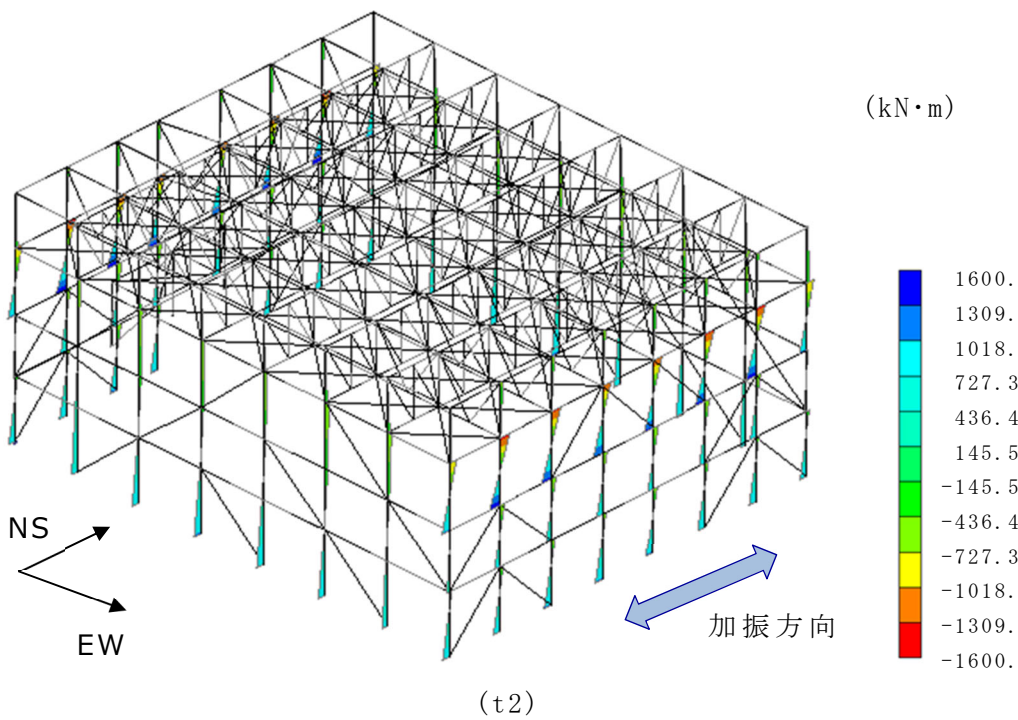
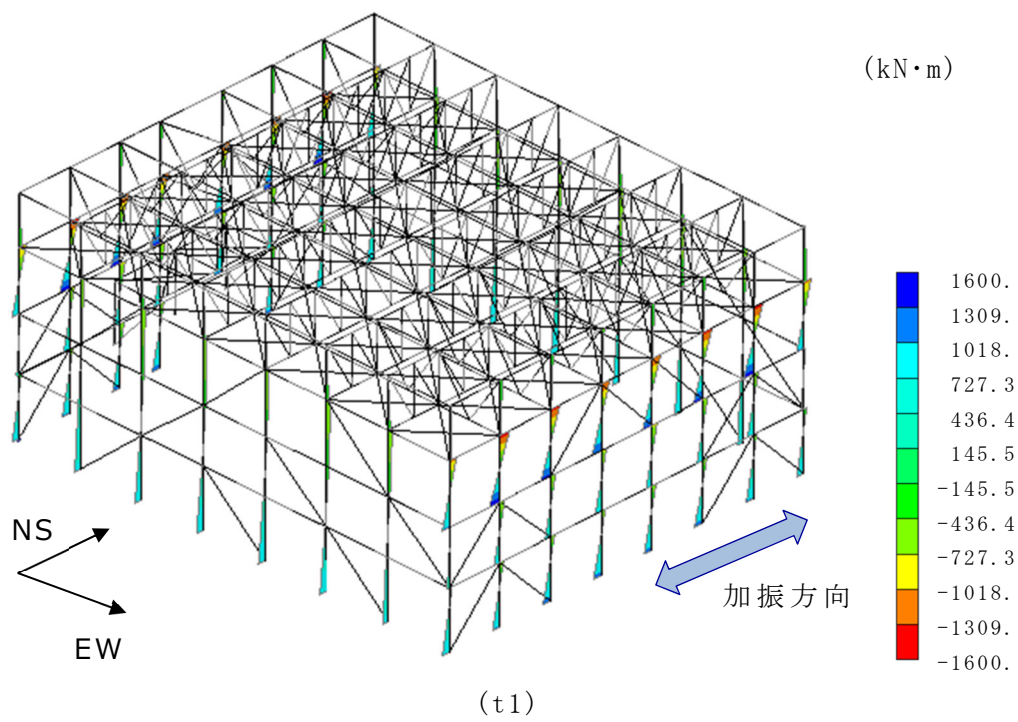
第 4.1-1 図 3次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

4.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)

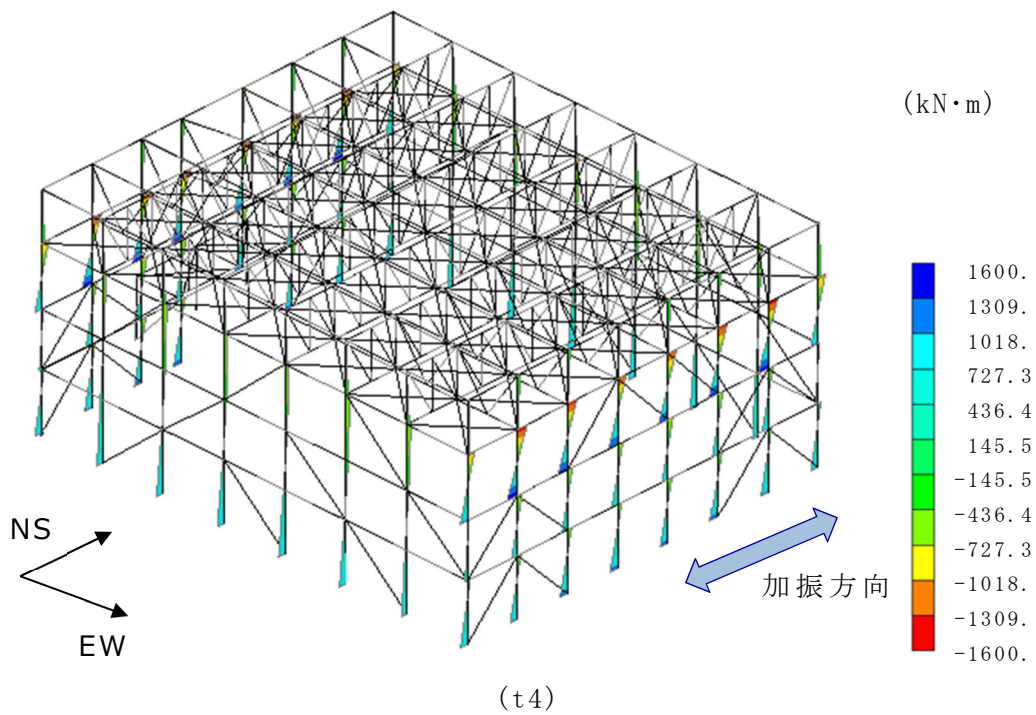
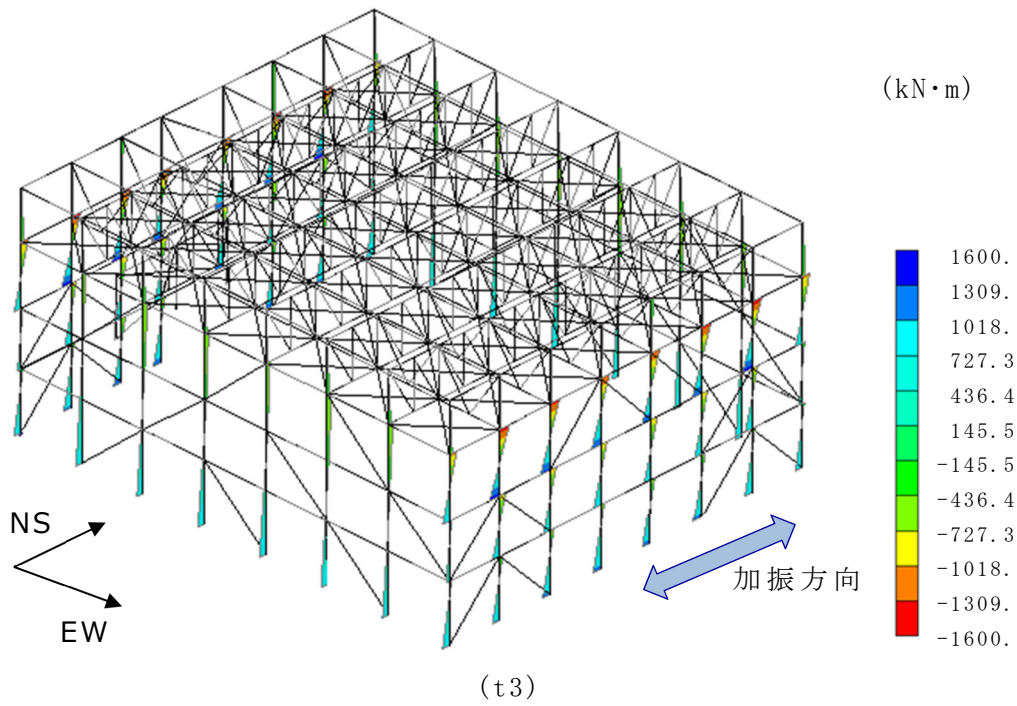
前項で示したとおり 1 次の振動モードが支配的であることから、3 次元フレームモデルによる動的解析から得られた各 1~4 層の層せん断力が最大となる時刻 ($t_1 \sim t_4$) において最大の応力が発生していると考えられる。以下では、時刻 ($t_1 \sim t_4$) における部材荷重及び部材評価について確認する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

時刻 ($t_1 \sim t_4$) における柱の曲げモーメント分布図を第 4.2-1 図に示す。時刻 ($t_1 \sim t_4$) において傾向に大きな違いはなく、3 層の曲げモーメントが卓越している。これは、座屈拘束ブレースが配置されている 1 層から 3 層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するものの、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層においては柱の荷重負担が大きいことによるものと考えられる。



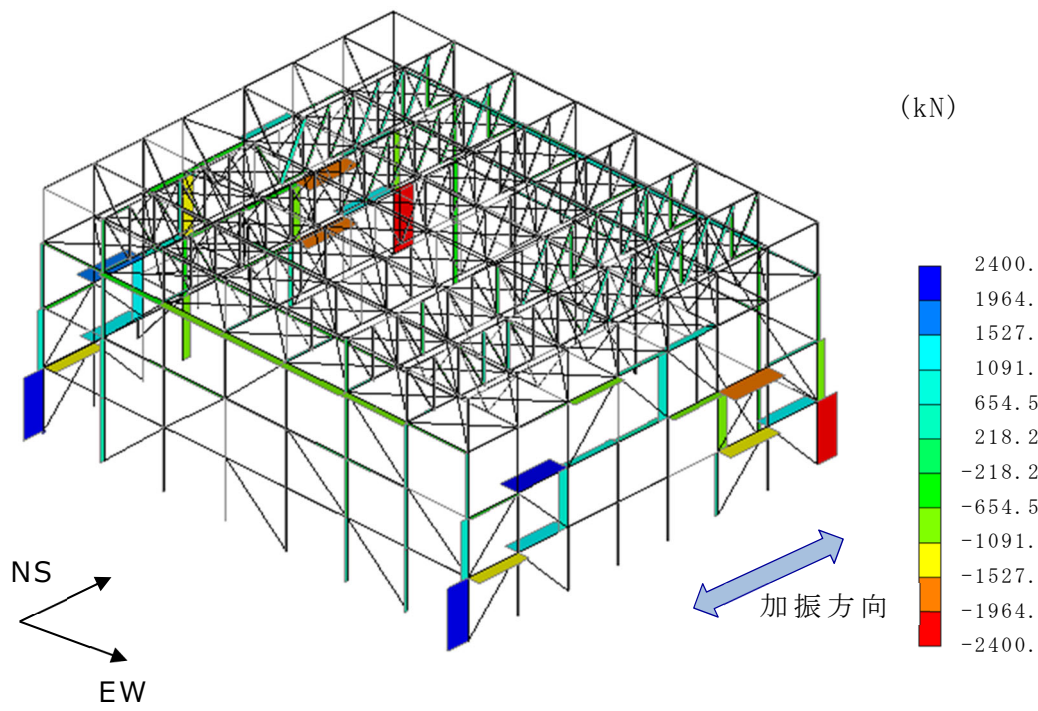
第 4.2-1 図 曲げモーメント分布図(柱) (1/2)



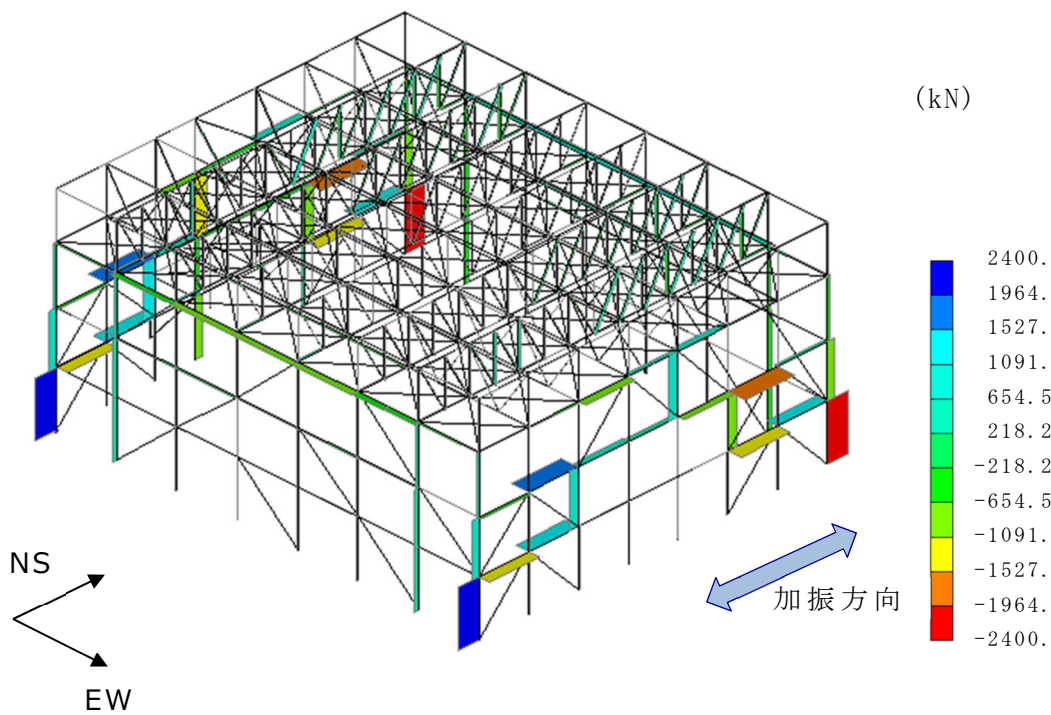
第 4.2-1 図 曲げモーメント分布図(柱) (2/2)

(2) 部材荷重(軸力)

時刻(t1~t4)における柱及び梁の軸力分布図を第 4.2-2 図に示す。時刻(t1~t4)において傾向に大きな違いはなく,柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており,座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所においても大きな軸力が作用している。これは,座屈拘束ブレースに作用した軸力(鉛直方向成分)と釣り合うためと考えられる。一方,梁については,座屈拘束ブレースを配置している箇所で,大きな軸力が作用している。これは,座屈拘束ブレースの軸力の水平方向成分と釣り合うためと考えられる。

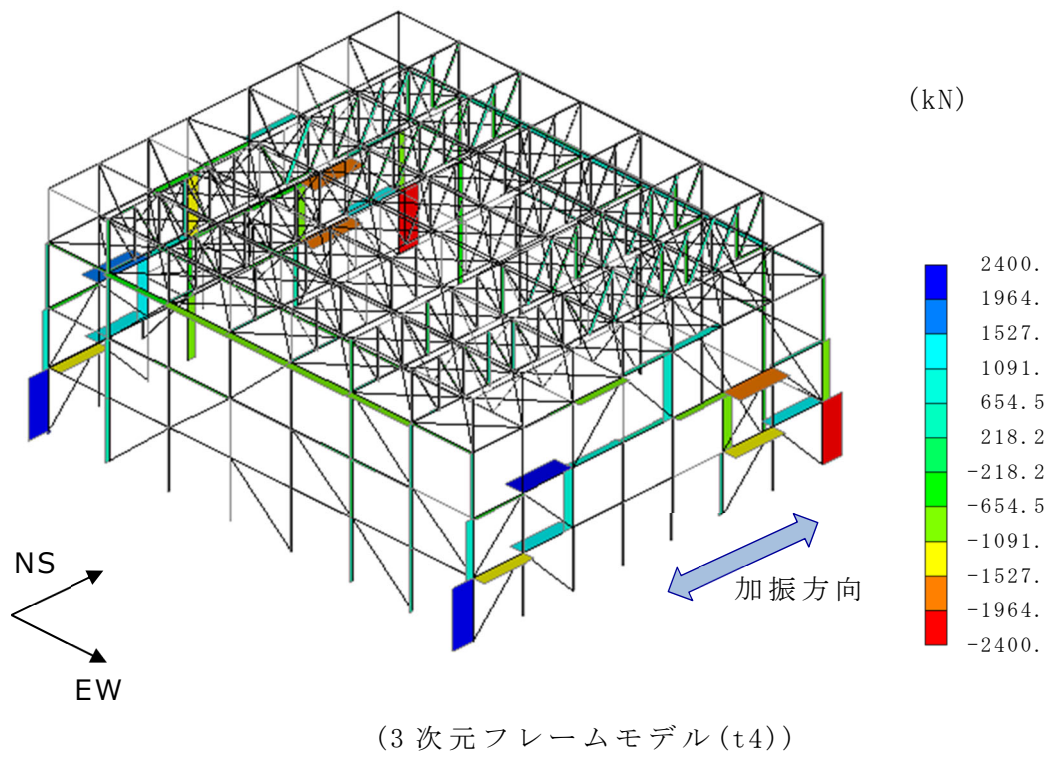
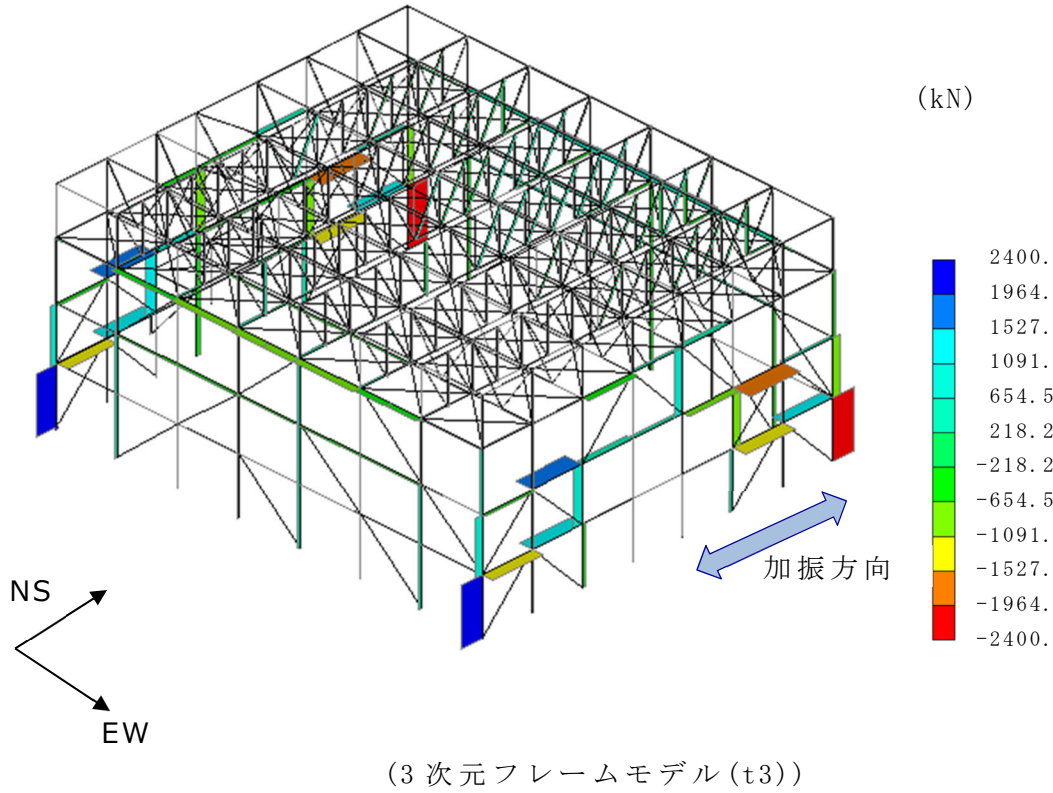


(t1)



(t2)

第 4.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁) (1/2)



第 4.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁) (2/2)

(3) 部材評価

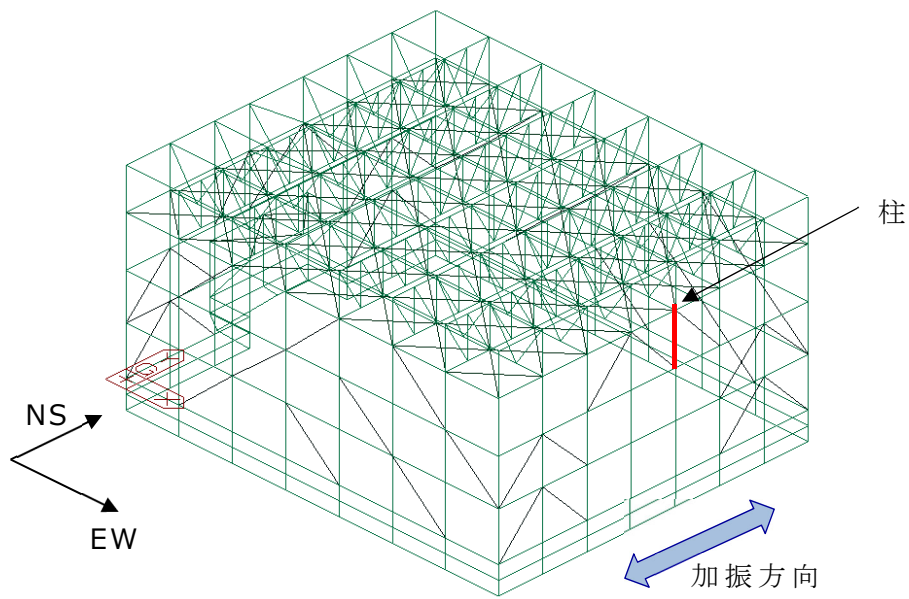
部材荷重(曲げモーメント・軸力)で示したとおり、3層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所の部材評価結果を部材荷重と合わせて第 4.2-1 表に示す。時刻(t3)において検定比が最大となることを確認した。

また、時刻(t3)における1層～3層の柱の部材評価結果を部材荷重と合わせて第 4.2-2 表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3層において大きくなることは、部材荷重(曲げモーメント・軸力)の傾向と一致しており、3層の柱が最も大きな検定比となることを確認した。

第 4.2-1 表 部材評価結果(柱)*

柱	3次元フレームモデル			
	t1	t2	t3	t4
モーメント (kN・m)	1368	1369	1371	1371
軸力 (kN)	1009	960	1077	1077
検定比 (組合せ)	0.67	0.66	0.67	0.67

注記 * : 水平方向地震を入力した結果を示す。
また、評価部位を評価部位参照図に示す。

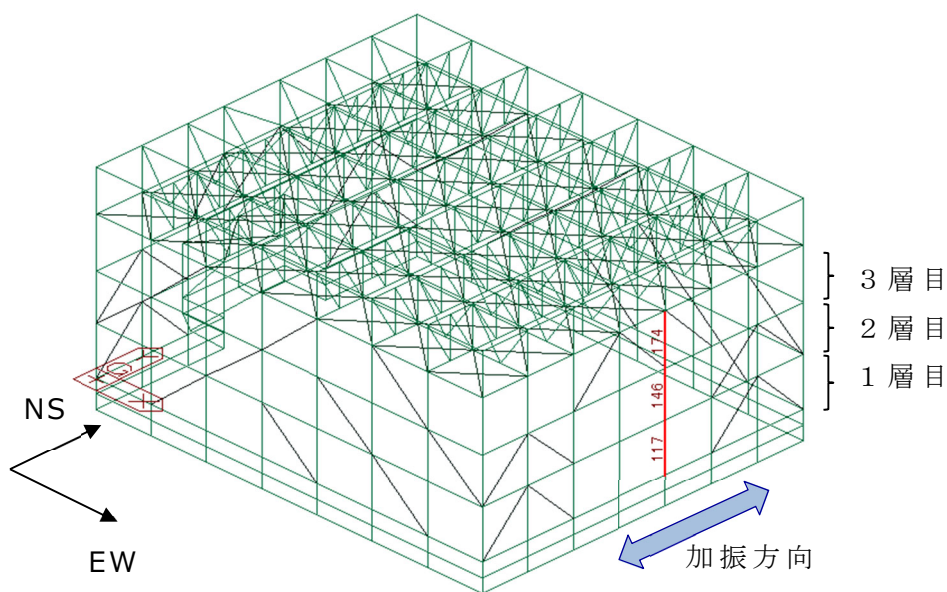


評価部位参照図(第 4.2-1 表)

第 4.2-2 表 時刻 (t3) における各層の部材評価結果 (柱)*

柱	3次元フレームモデル		
	1層目	2層目	3層目
要素番号	117	146	174
モーメント (kN・m)	1077	885	1371
軸力 (kN)	3	12	1077
検定比 (組合せ)	0.44	0.37	0.67

注記 * : 各層の評価部位を評価部位参照図に示す。

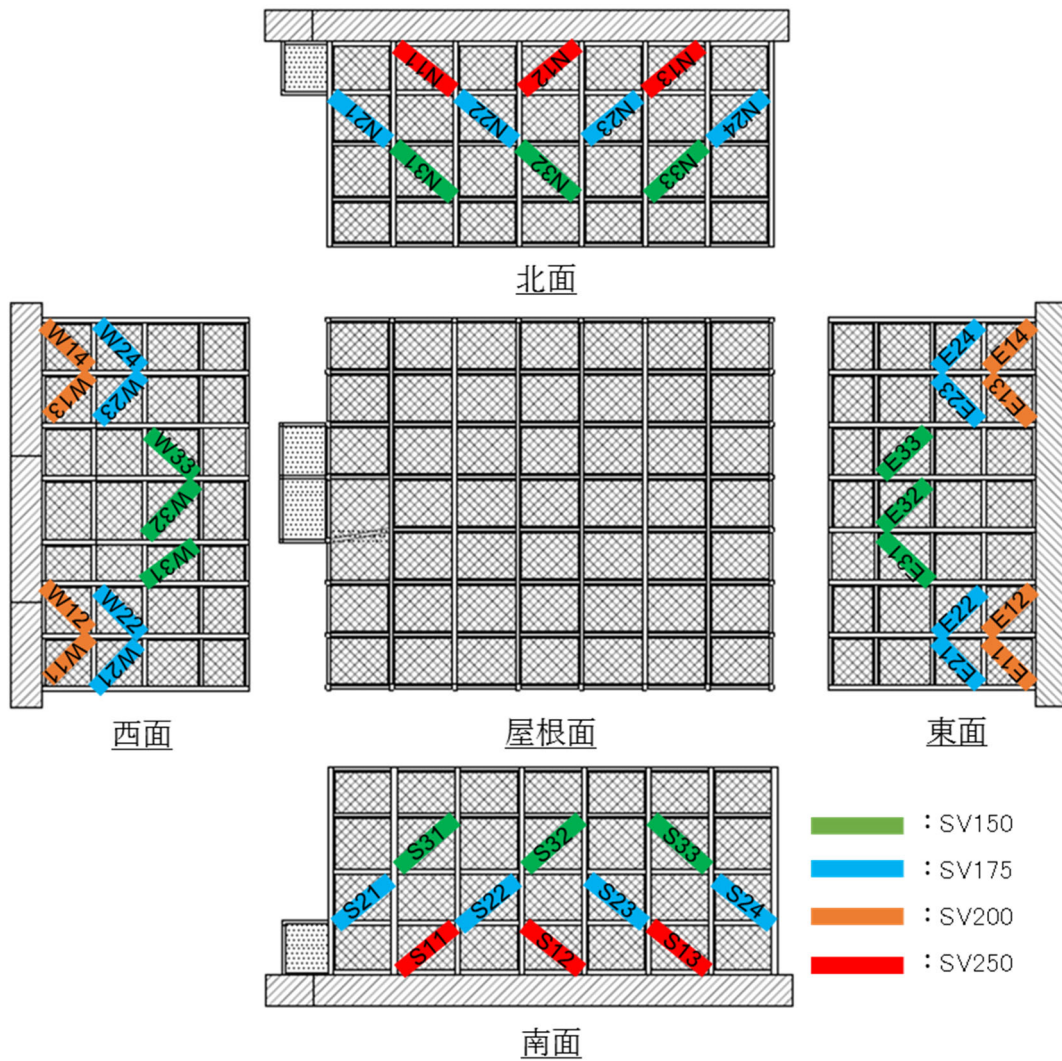


評価部位参照図 (第 4.2-2 表)

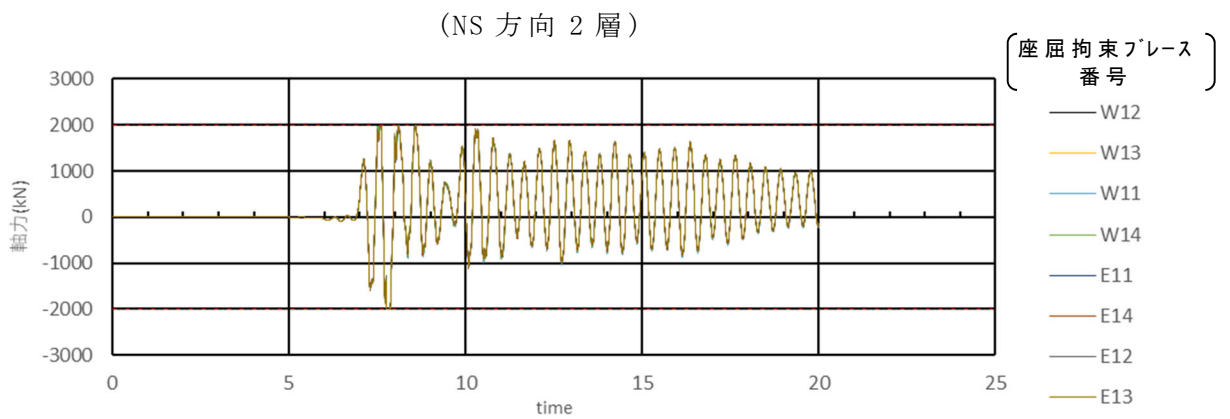
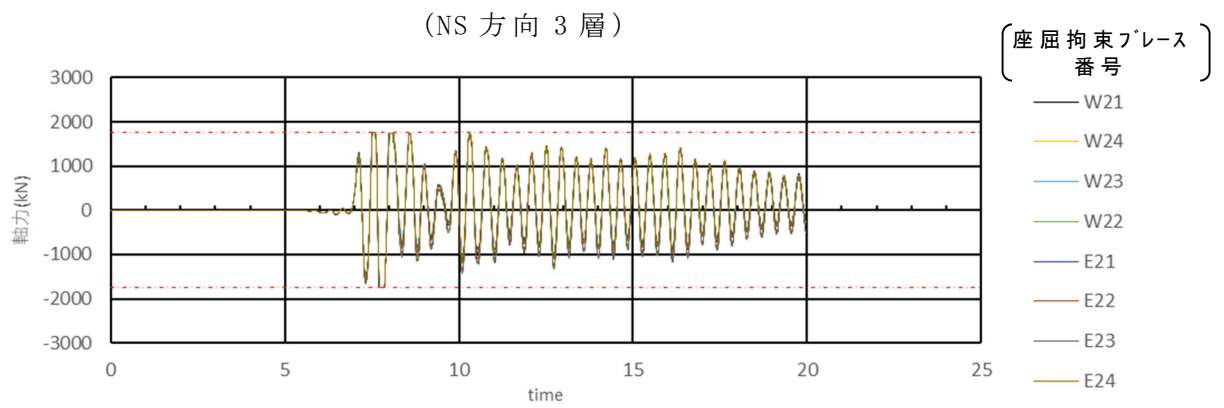
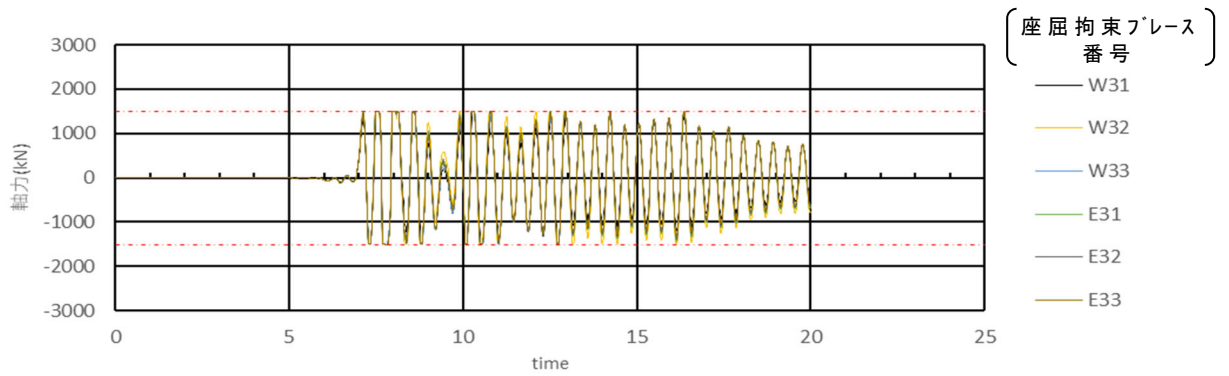
4.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)

(1) 部材荷重(軸力)

座屈拘束ブレースの番号図を第 4.3-1 図に、座屈拘束ブレースにおける部材荷重(軸力)の時刻歴波形を第 4.3-2 図に示す。同一層の座屈拘束ブレースの部材荷重(軸力)の大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。



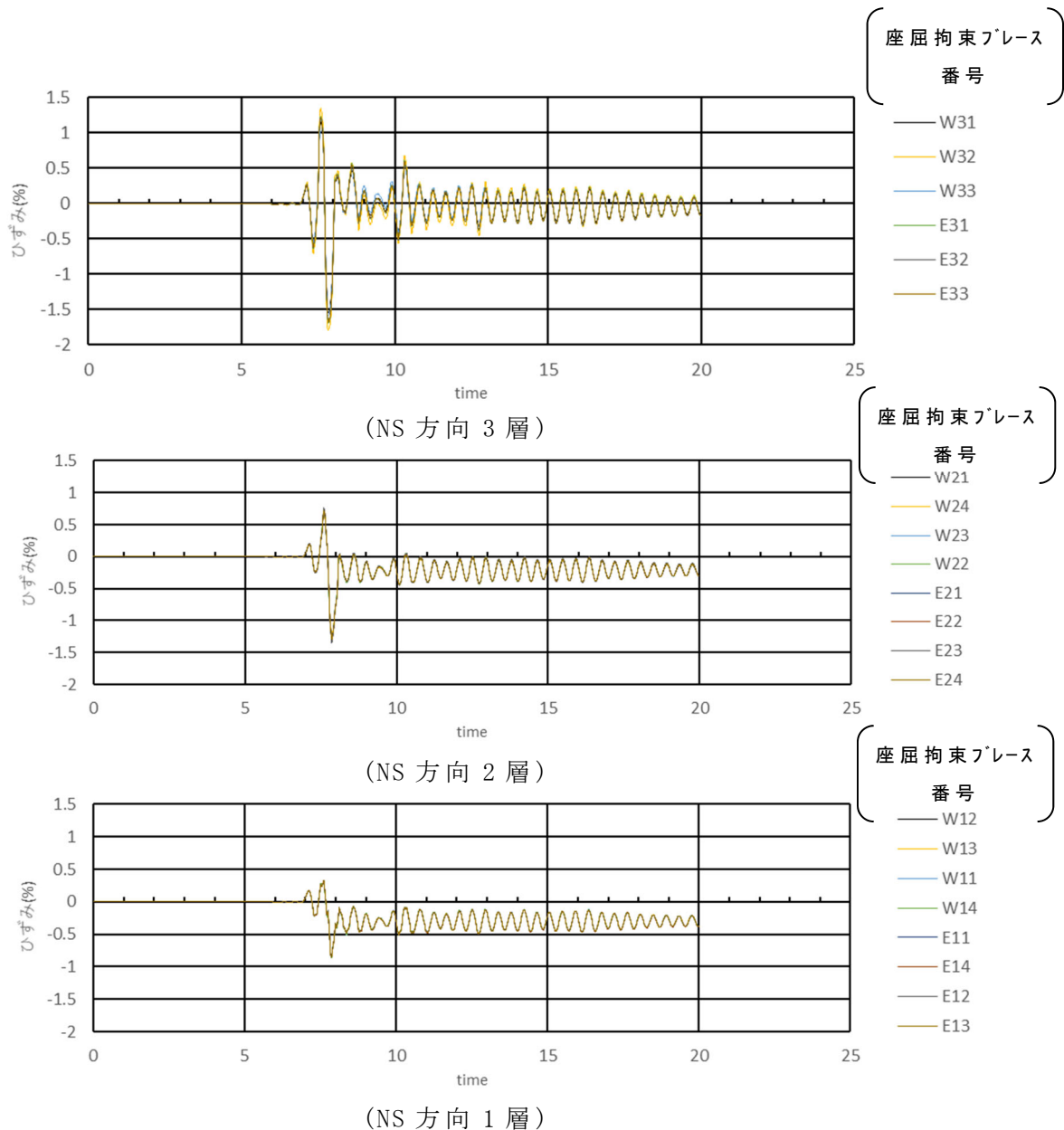
第 4.3-1 図 座屈拘束ブレースの番号図



第 4.3-2 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)

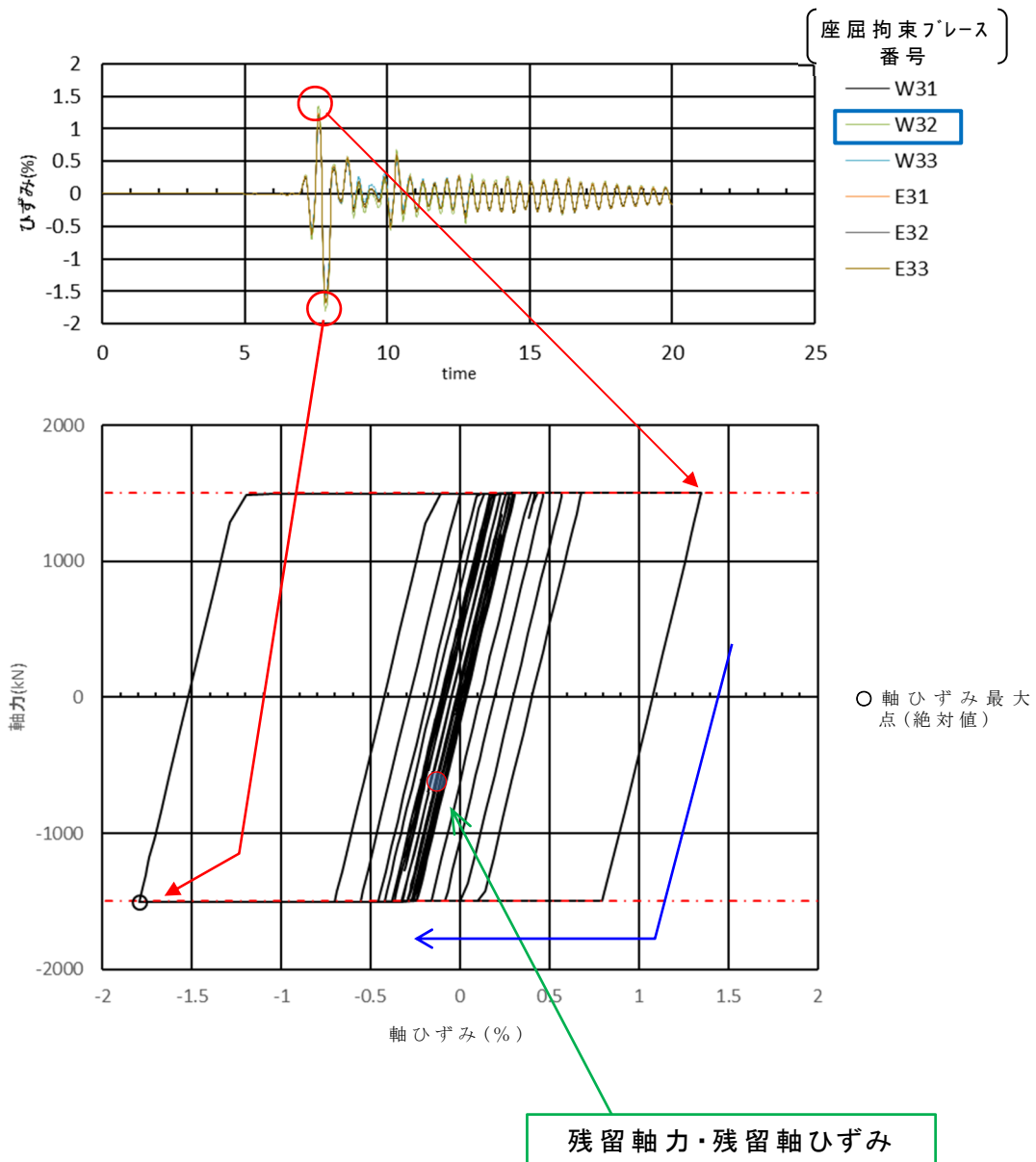
(2) 部材評価 (軸ひずみ)

座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形を第 4.3-3 図に示す。座屈拘束ブレースに最大軸ひずみが発生している時刻は支持架構に最大の応力が発生した時刻 (t3) であり、部材荷重 (軸力) と同様に、軸ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。また、下層程、部材サイズの大きな座屈拘束ブレースを採用していることから、発生軸ひずみは小さくなる傾向を確認した。



第 4.3-3 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (軸ひずみ)

最大軸ひずみが発生している座屈拘束ブレース (W32) における応力-変形履歴を第 4.3-4 図に示す。塑性軸ひずみが発生している時間はごく一部であり、ほとんどの時間帯において弾性応答していることを確認した。また、座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及び軸ひずみが残留する。第 4.3-4 図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留軸ひずみを合わせて示す。残留軸力・残留ひずみは、原点に近い値であるため、再度、大きな地震荷重を受けた場合でも全体挙動に対する影響は小さいと考えられる。



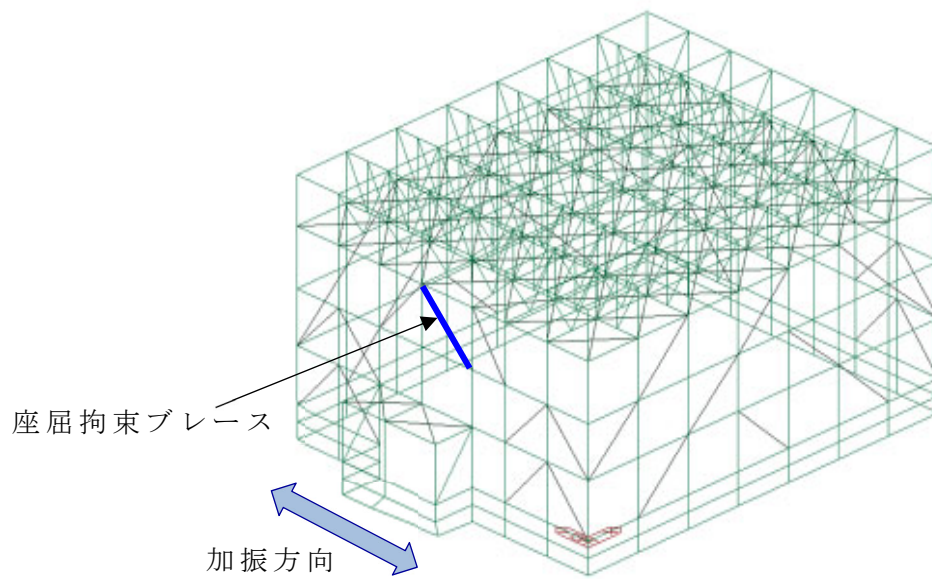
第 4.3-4 図 座屈拘束ブレース (W32) の応力-変形履歴

座屈拘束ブレースにおける最大軸ひずみを第 4.3-1 表に示す。発生軸ひずみが許容軸ひずみを下回ることを確認した。

第 4.3-1 表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ*

	3次元フレームモデル	
	発生値	許容値
最大軸ひずみ	1.80%	3.0%

注記 * : 発生箇所は発生箇所参照図参照



発生箇所参照図(第 4.3-1 表)

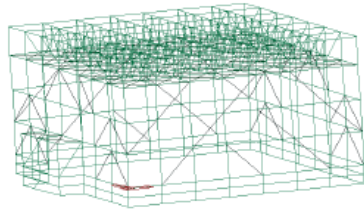
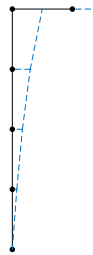
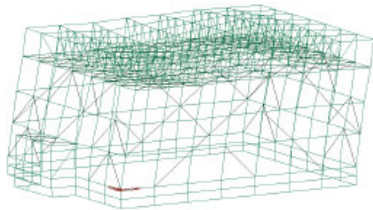
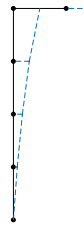
5. 質点系モデルとの比較

5.1. 固有値解析概要

3次元フレームモデルによる固有値解析の結果、NS方向及びEW方向ともに1次モードが支配的であることから、これらについて質点系モデルと比較する。固有振動数及び振動モードの比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。比較の結果、NS方向及びEW方向における1次モードの固有振動数が概ね同等であることを確認した。

第 5.1-1 表 固有振動数(1次)の比較

	3次元フレームモデル	質点系モデル
NS方向1次	2.48Hz	2.55Hz
EW方向1次	2.50Hz	2.53Hz

	3次元フレームモデル	質点系モデル
NS方向1次	<p>2.48Hz (0.404s)</p> 	<p>2.55Hz (0.393s)</p> 
EW方向1次	<p>2.50Hz (0.400s)</p> 	<p>2.53Hz (0.395s)</p> 

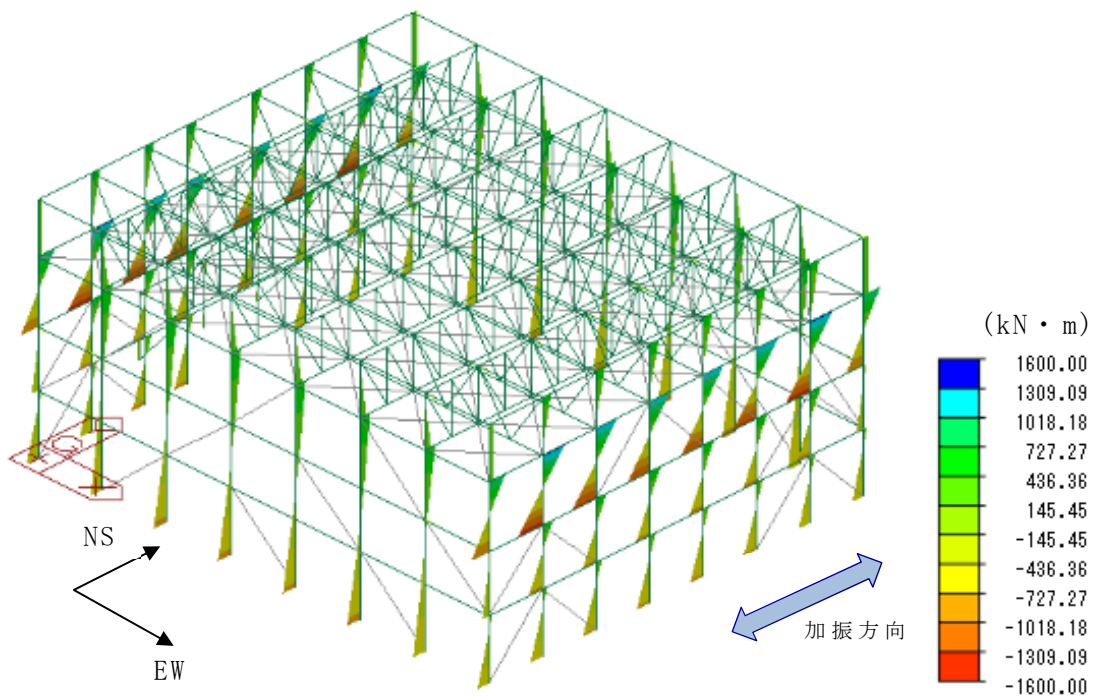
第 5.1-1 図 振動モード(1次)の固有振動数比較

5.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)

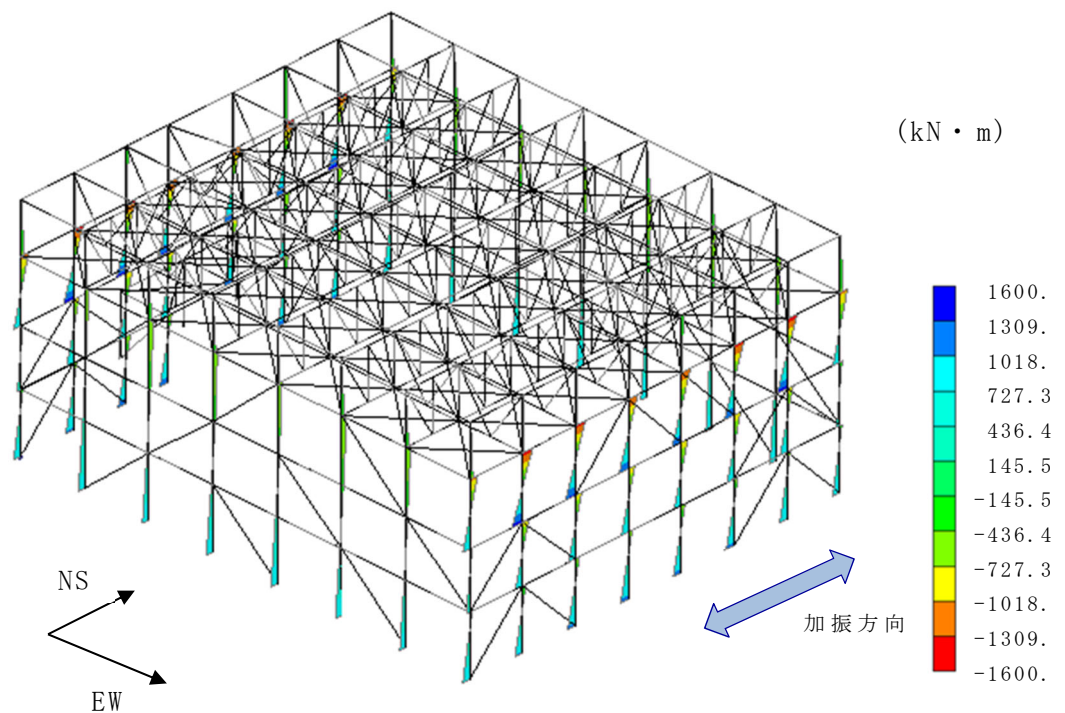
フレームの部材評価は、地震応答解析モデルにより算出された地震荷重を、3次元フレームモデルに入力した静的解析により部材荷重を算定し、部材評価を実施している(以下、「質点系モデル評価」という。)。ここでは、これらと3次元フレームモデルによる動的解析により算出された部材荷重及び部材評価(以下、「3次元フレームモデル評価」という。)を比較する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

柱のモーメント分布図の比較を第 5.2-1 図に示す。柱のモーメント分布図を比較した結果、分布が同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、3層の柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、座屈拘束ブレースが配置されている1層～3層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためと考えられる。



(質点系モデル評価)



(3次元フレームモデル評価)

第 5.2-1 図 モーメント分布図(柱)の比較

(2) 部材荷重(軸力)

柱及び梁の軸力分布の比較を第 5.2-2 図に示す。柱及び梁の軸力分布を比較した結果、分布が同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており、座屈拘束ブレースが連続配置となっていない箇所でも大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達することによるものと考えられる。一方、梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所で大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースを配置している箇所の剛性が高いことによるものと考えられる。