

# 再処理事業所 再処理施設

## 飛来物防護ネット架構の耐震評価

令和4年2月22日



日本原燃株式会社

## 1. はじめに

### ■ 本日の説明事項

- 飛来物防護ネット架構の耐震評価に関し、前々回の審査会合（2021年12月23日実施）及び前回の審査会合（2022年1月31日実施）における議論・指摘事項を踏まえ、今回の審査会合においては、以下の事項について説明する。

#### ◆ 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証（P.3～P.48）

- 第1部 参考資料 P.49～89

#### ◆ 第2部 波及的影響評価（P.90～ P.122）

- 第2部 参考資料 P.123～131

- 前々回審査会合では、地震応答解析に用いる設計モデルの妥当性・保守性の検証に係る考え方・方針について説明した。
- 第1部では、地震応答解析に用いる設計モデルの妥当性・保守性の検証結果について説明する。
- 第2部では、第1部において検証された設計モデルを用いた「波及的影響評価」について説明する。

---

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

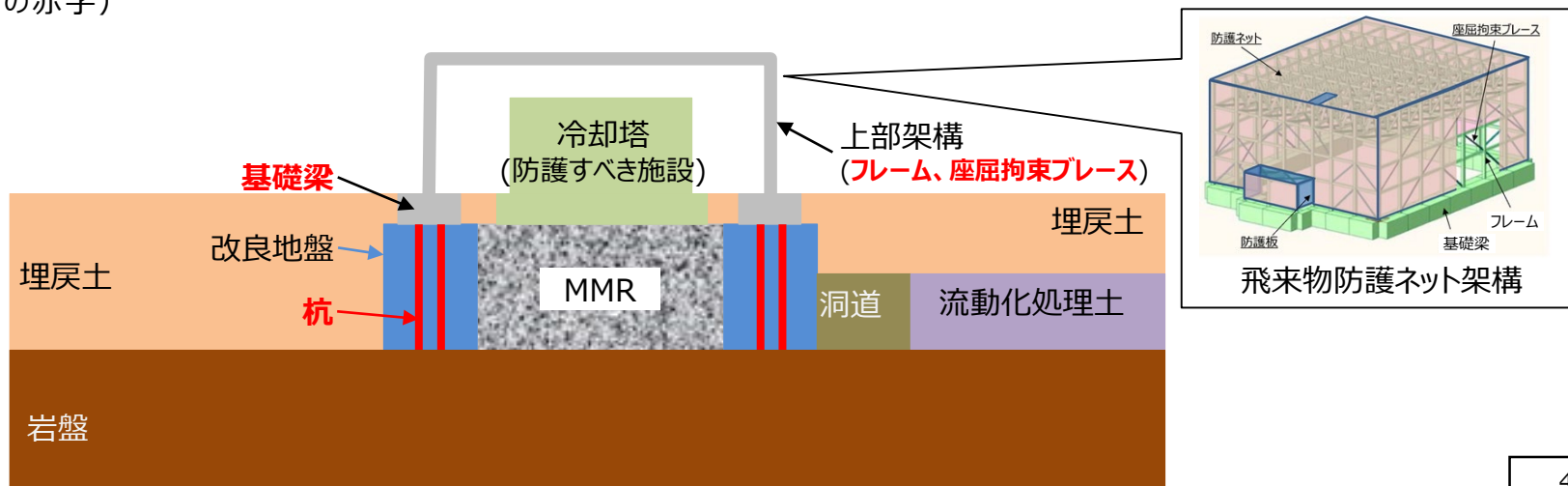
## 1. 波及的影響評価の基本方針

### 1.1 施設の「目的」と「要求性能」

- 飛来物防護ネット架構は、防護すべき施設(安全冷却水B冷却塔)に対し、竜巻による飛来物衝突の防止のために設置する。
- 飛来物防護ネット架構は、竜巻および地震による荷重に対し、防護すべき施設へ波及的影響を及ぼさないように設計する。

### 1.2 構造形式（耐震評価上の設計対象）

- 飛来物防護ネット架構は、鉄骨造の**フレーム**(柱・梁)と**座屈拘束ブレース**で構成される上部架構に防護ネット及び防護板が取り付けられている構造であり、**基礎梁**を介して**杭**で岩盤より支持される。
- 波及的影響評価では、上記構造形式を踏まえ「**杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース**」を耐震評価上の**設計対象**とする。  
(図中の赤字)



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 1.3 設計方針

竜巻に対する設計方針： 竜巻時（風速100m/s）風圧力や飛来物の衝突により生じるひずみ等が、許容限界内に収まることを確認する。衝突時の荷重に対して塑性化を考慮した設計を行う。（審査会合（2021/6/28）にて説明済。補足説明資料について別途提出予定）

地震に対する設計方針： 地震荷重※1、風荷重※2、自重※3及び積雪荷重※4によって生じる応力を解析する。  
上記荷重によってフレーム・杭・基礎梁の各部材に生じる応力については許容限界内※5に収まるよう設計する。その上で、フレームの最大変形量と冷却塔本体の最大変形量との合計値が両者の最小離隔距離を下回るように設計する。このとき、解析結果が弾性範囲を超えた場合には、塑性変形※6について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。  
なお、座屈拘束ブレースは塑性化を考慮した設計を行う。

※1：基準地震動 $S_s$ による荷重

※2：建築基準法における基準風速（34m/s）から算定される風荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、平均的な風荷重とするため、ガスト影響係数 $G_f$ は1とする。

※3：固定荷重及び積載荷重

※4：観測記録上の極値である積雪190cm（六ヶ所村統計書）から算定される積雪荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、建築基準法における平均的な積雪荷重を与える係数0.35を乗じる。

※5：許容限界の考え方を1.4「地震時の部材設計」に示す。

※6：弾性範囲を超えた場合についての変形への配慮を【参考1、2】に示す。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 1.4 地震時の部材設計

- 杭 : **上部架構の応答による反力**※1、杭周辺の**地盤の変形**によって杭に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**基礎指針による耐力**※2以下)であることを確認する。また、杭に生じる**軸力**が、地盤の**鉛直支持力**※2または**引抜抵抗力**※2以下であることを確認する。
- 基礎梁 : **上部架構の応答による反力**※1によって基礎梁に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**鉄筋コンクリート柱及び梁の強度**※2以下)であることを確認する。(別途、鉄骨柱の埋込柱脚部・杭と基礎梁の接合部で局所破壊が生じないことを確認)
- フレーム : **上部架構が応答**し、各層で発生する加速度による外力によってフレームに生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、**鉄骨の強度**※2(=基準強度×1.1)以下であることを確認する。
- 座屈拘束ブレース : **上部架構の応答**で座屈拘束ブレースに生じる**ひずみ**の最大値および疲労係数が、メーカーの日本建築センター評価書の**評定記載値**※2以下であることを確認する。(座屈拘束ブレースを除く部材は線形として計算をするが、塑性化による影響がある場合は、適宜ひずみに影響を考慮する)

↓  
各部材の応力（軸力・曲げ・せん断力）・ひずみに影響する  
「**上部架構の応答**※1」、「**地盤の変形**」  
に着目し設計に必要な**荷重を算定**するための解析モデルを構築する。

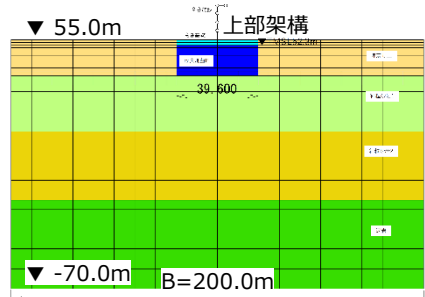
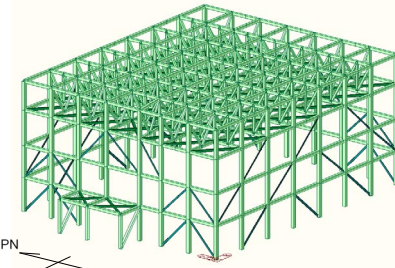
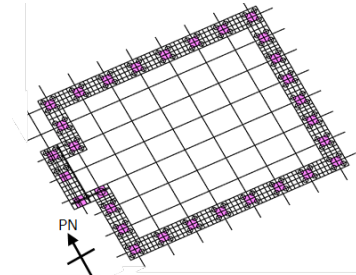
※1 上部架構の柱脚の反力と基礎梁の慣性力

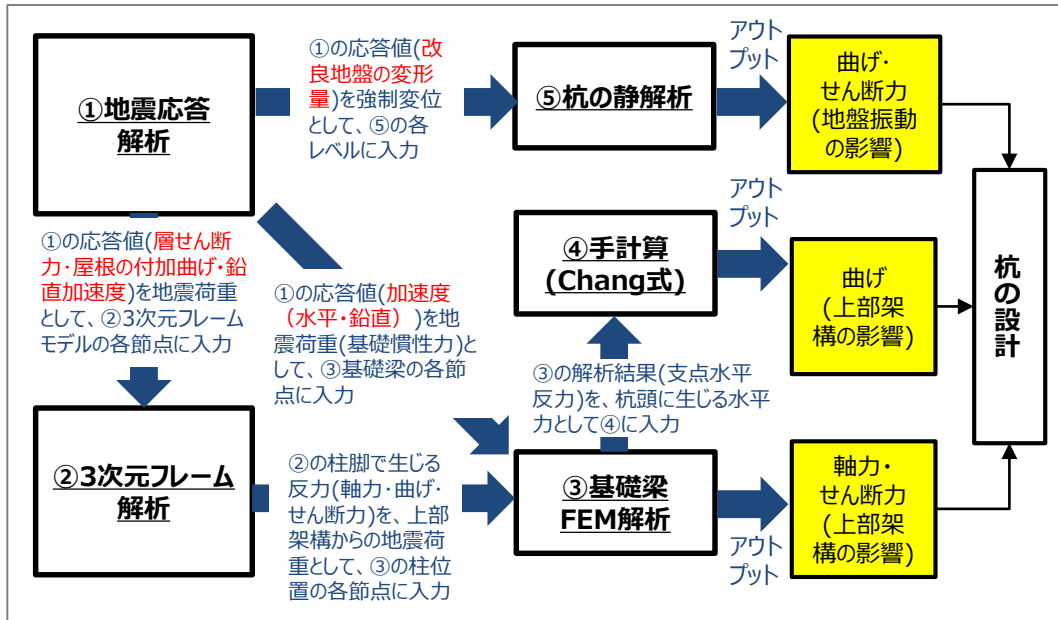
※2 各部材のクライテリアの詳細については【参考3】に示す。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 1.5 部材設計に用いる応力・ひずみの算定

➤ 部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。

① 地震応答解析 (全応力解析/有効応力解析)	② 3次元フレーム解析	③ 基礎梁FEM解析
 <p>地盤を考慮した地震応答解析で、改良地盤・上部架構の応答値を算出</p>	 <p>①の結果を用い、上部架構に生じる応力を算出</p>	 <p>①②の結果を用い、基礎梁・杭に生じる応力を算出</p>



- 杭の設計を例とすると、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
- ・ 上部架構の各層の **層せん断力**
  - ・ 上部架構の屋根部の **付加曲げ**
  - ・ 上部架構の屋根部の **鉛直加速度**
  - ・ 基礎梁部の **加速度(水平・鉛直)**
  - ・ 改良地盤の **変形量**
- 他の設計においても杭と考え方は同じ。座屈拘束ブレースの設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される「**応答ひずみ**」の項目が追加となる。
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、次ページ以降に記載する。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 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。
- ◆ 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以下の項目を踏まえて解析モデル構築する。
  - モデルの構築に際して設定する項目(メッシュ、形状等)が**妥当性を有していること**
  - 波及的影響評価が過小とならない地震荷重を算定可能な**保守性を有していること**
- ◆ モデルの妥当性の確認項目は、地震荷重(インプット)が適切に算定される必要があることから、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(**検証用モデル**)の妥当性を【参考4】の通り確認の上、本評価で用いるモデル(**設計モデル**)にて検証用モデルから解析負荷を軽減するため合理化した項目の妥当性を改めて確認する。(検証用モデルと設計モデルの妥当性の確認項目の整理は【参考4】に示す)
- ◆ 保守性を確保する項目は**上部架構の応答**や**地盤の変形**が大きくなる項目に着目して選定した。(詳細は【参考6】に示す。)

### 1) モデルの妥当性検証の確認項目

モデル構築プロセスにおける確認項目は下記のとおり。  
各々の項目のうち**合理化の可否を【参考4】に整理し、その結果を右表に示す。**

- |               |                               |
|---------------|-------------------------------|
| (1) モデル諸元     | } 合理化の可否を整理<br>(一部合理化しない項目有り) |
| (2) 地盤及び材料の物性 |                               |
| (3) 地震時荷重     |                               |

### 2) 設計モデルの保守性検証の確認項目

設計モデルの保守性を下記に着目して検討した。

- |                |   |
|----------------|---|
| ___(1) 拘束効果    | 12/23より(2)、(3)の順番を変更しているが、説明のロジック上変更したのみであり本質的な変更はない。 |
| ___(2) 鉛直応答    |   |
| ___(3) 地盤の剛性変化 |   |

合理化可能な項目	合理化が可能な根拠 ( 詳細は【参考4】参照 )
改良地盤幅	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
検討断面	下記の上部架構、MMRの理由で合理化できると判断 (次ページ以降では上部架構と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
上部架構	上部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	基礎梁高さは上部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)

※ 1) のうち (1) モデル諸元にかかる項目を記載している。

保守性を与える項目	保守性を確保できる根拠 ( 詳細は【参考6】参照 )
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

※ 2) のうち (1) 拘束効果に係る項目を記載している。



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3. 設計モデルの妥当性

### 3.1 妥当性検証の方針（1/2）

- モデル構築プロセスの中で合理化可能な項目を抽出し、項目ごとの設定の妥当性を検証する。
- 下記の項目に対し、設計モデルの妥当性を確認する。

項目	設定の考え方
イ) 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、上部構造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。
ロ) 改良地盤幅	改良地盤の「高さ/幅」比が大きくなることでロッキング挙動が起きやすくなり、応答値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。
ハ) 上部架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構をモデル化し上部架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、架構は一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、振動特性を合わせることで同等の応答となると考え一軸とする。
ニ) 接触剥離要素	埋戻土が液状化した場合は剛性がほぼゼロとなること、基礎梁と埋戻土との接触面が基礎梁横の一部のみに限定されることから、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。
ホ) 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。
ヘ) 基礎梁高さ	上部架構の振動特性が等価となるような設定とする。

次ページ以降に各項目についての検証結果を示す。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1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 3.1 妥当性検証の方針（2/2）

- 検討断面はロッキングの影響が顕著となると考えられるNS断面とし、その妥当性については「改良地盤幅」の項目で確認を行う。
- 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で保守的であると考えられる液状化時（有効応力解析）とし、その妥当性については【参考16】で確認した。なお、地盤物性は標準地盤とする。
- 検討に用いる地震動は以下の理由によりSs-A、Ss-C1と仮定し、【参考17】で選定波の妥当性を確認した。
  - Ss-Aについては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より液状化を促進する為。
  - Ss-C1については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為。

### 3.2 妥当性検証の結果

#### イ) メッシュサイズ

- ① 地盤の最小せん断波速度:Vs=150m/s (埋戻し土)
- ② 上部架構の振動数:f=13Hz※

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

※: 有効質量の約99%を占める3次振動数  
(NS:12.36Hz,EW:12.53Hz)以上の数値として、13Hzを採用。

- Vs=150m/sの地盤において、13Hzの地震動が表現できるように1メッシュの大きさを2.3[m](=150[m/s] / 5 / 13[Hz])以下と設定していることから、**メッシュのサイズは適切であり、上部架構の振動特性を評価可能**である。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3.2 妥当性検証の結果

### ロ) 改良地盤幅 ※両モデルの幅はNS方向とEW方向の幅を想定

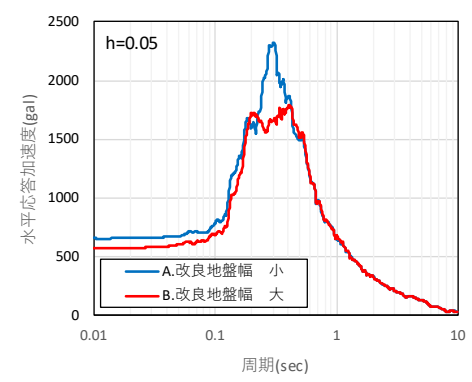
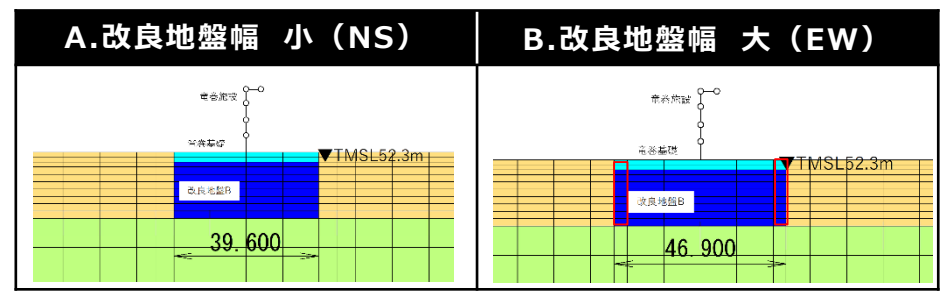
**目的：**改良地盤幅の異なる解析により応答値(上部架構脚部の応答加速度)への影響を確認する。

**確認項目：**改良地盤幅が直接作用する基礎の挙動に着目し、最大値のみでは周期における影響確認ができないため、以下の加速度応答スペクトルとする。さらに、地盤応答にも影響を及ぼすことも考えられるため、改良地盤の変形量にも着目する。

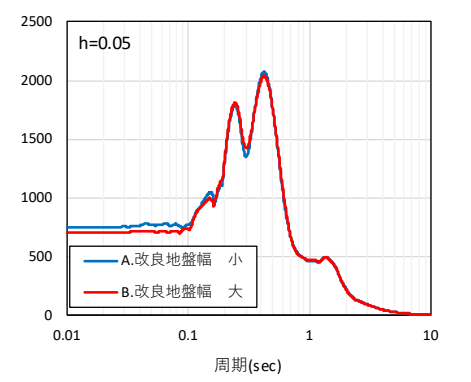
- (1) 基礎梁部の水平加速度
- (2) 基礎梁部の鉛直加速度
- (3) 改良地盤の変形量

**検証結果：**

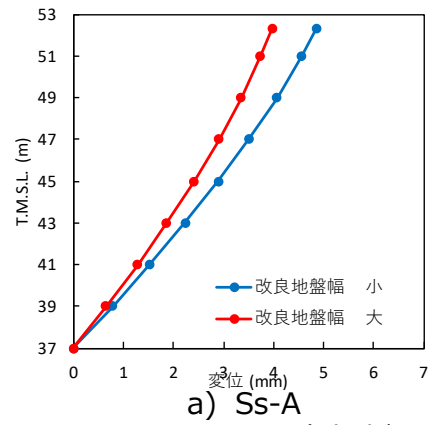
- Ss-Aの水平方向は、地盤全体のロッキング挙動の影響で、幅が小さい方が応答が大きくなる。一方、Ss-C1は入力地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答値に表れ、幅の違いによる影響は軽微。（【参考8】参照）。
- その他の応答も含め、改良地盤の幅を実際より小さくモデル化することは、保守的な評価となる。よって、改良地盤幅の小さいNS方向で以降の検討を行うことは妥当である。



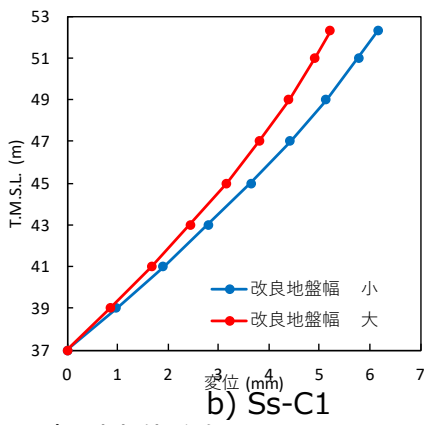
a) Ss-A 基礎梁部 (EL+55.3m) の水平加速度応答スペクトル



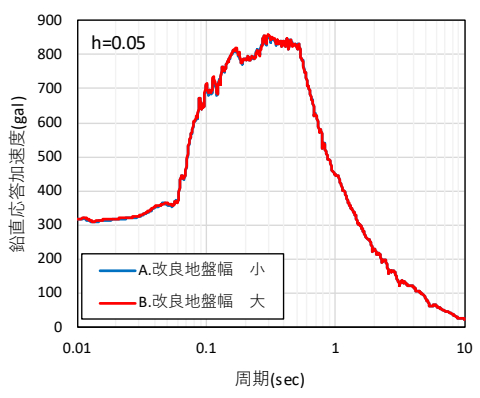
b) Ss-C1 基礎梁部 (EL+55.3m) の水平加速度応答スペクトル



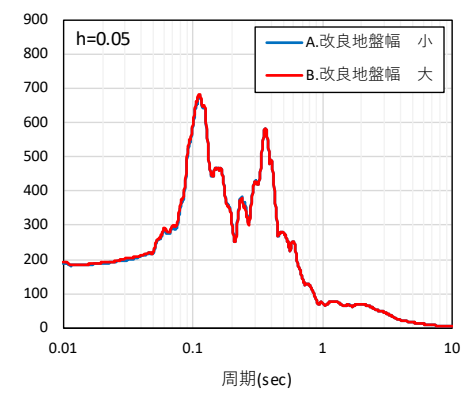
a) Ss-A 改良地盤の最大相対変位分布



b) Ss-C1 改良地盤の最大相対変位分布



a) Ss-A 基礎梁部 (EL+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル



b) Ss-C1 基礎梁部 (EL+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3.2 妥当性検証の結果

### 八) 上部架構

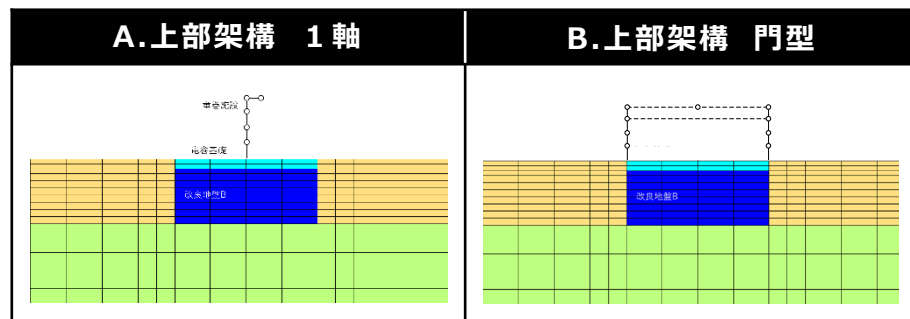
**目的：**設計モデルをもとに1軸と門型の結果が同等であることを確認する。

**確認項目：**上部架構の影響を確認することが目的であるため、3次元フレーム解析で地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部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

**検証結果：**それぞれの応答が同等であることから、設計モデルで1軸で評価することは妥当である。

(※ 設計に支配的な荷重の層せん断力で最大で0.2%の差)



応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	10417	10398	0.999	4216	4119	0.978	614	614	1.001
3層目	12955	12958	1.001	-	-	-	-	-	-	14230	14228	1.000	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12805	1.001	-	-	-	-	-	-	14626	14626	1.001	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13232	1.002	-	-	-	-	-	-	15048	15043	1.000	-	-	-	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3.2 妥当性検証の結果

### 二) 接触剥離要素

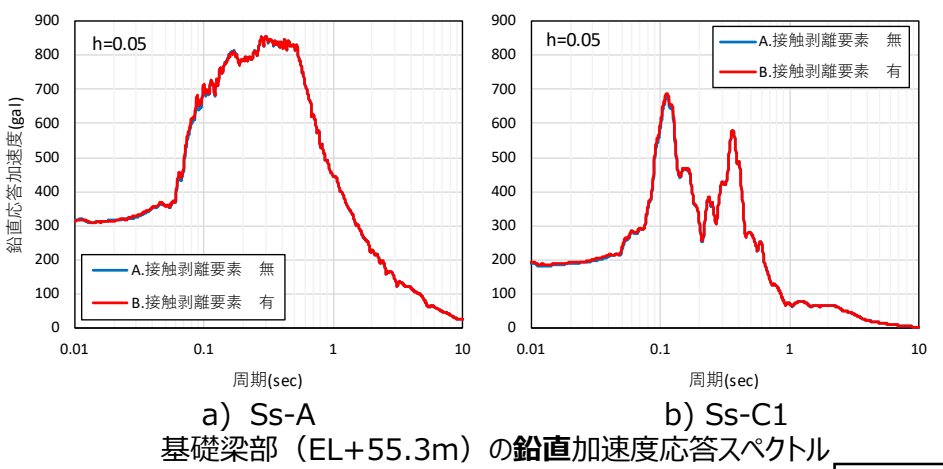
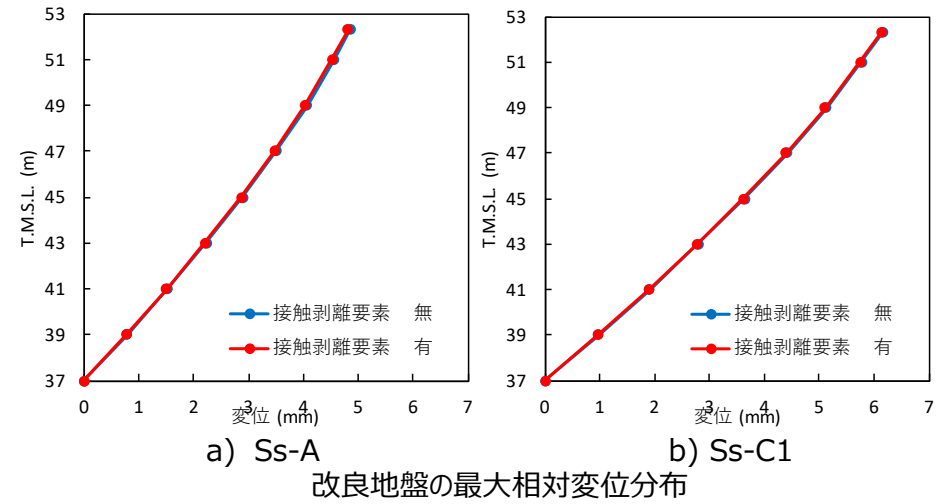
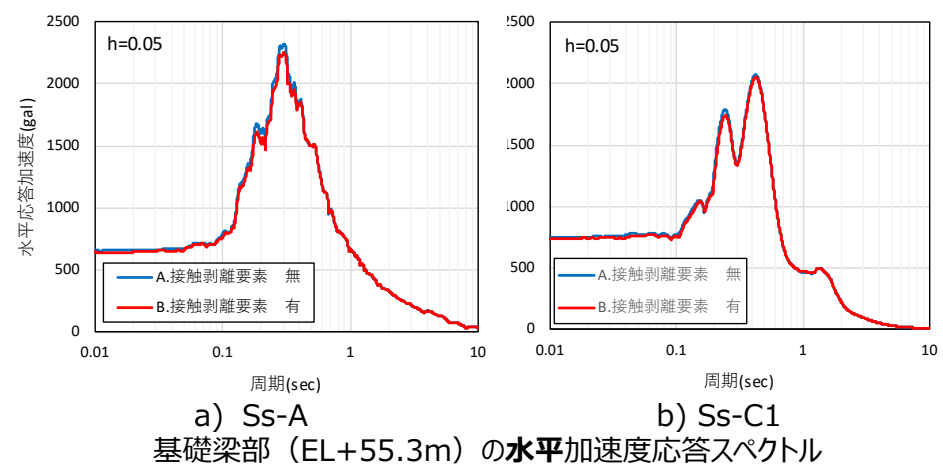
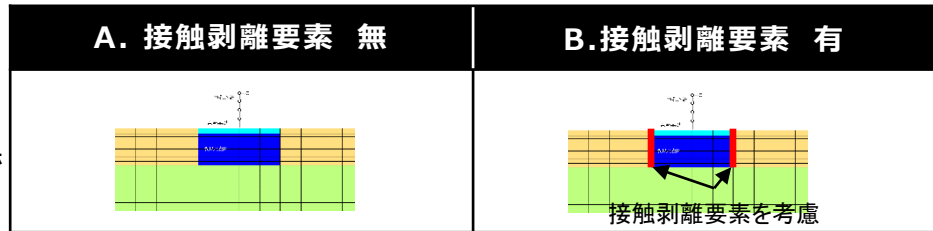
**目的：**設計モデルをもとに、基礎梁と埋戻土（改良地盤間※）の接触剥離要素の有無の影響を比較し、双方の結果が同等であることを確認する。

※埋戻土と基礎梁の接触面は基礎梁横のみであるが影響確認のためより範囲を広く改良地盤側面にも接触剥離要素を設定した。

**確認項目：**接触剥離要素が直接作用する基礎の挙動に着目し、最大値のみでは周期における影響確認ができないため、以下の加速度応答スペクトルとする。さらに、地盤応答にも影響を及ぼすことも考えられるため、改良地盤の変形量にも着目する。

- (1) 基礎梁部の水平加速度
- (2) 基礎梁部の鉛直加速度
- (3) 改良地盤の変形量

**検証結果：**それぞれの応答が同等であることから、接触剥離要素を解析モデルに考慮しないことは、妥当である。



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3.2 妥当性検証の結果

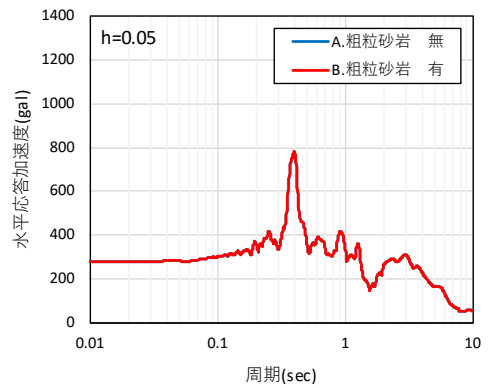
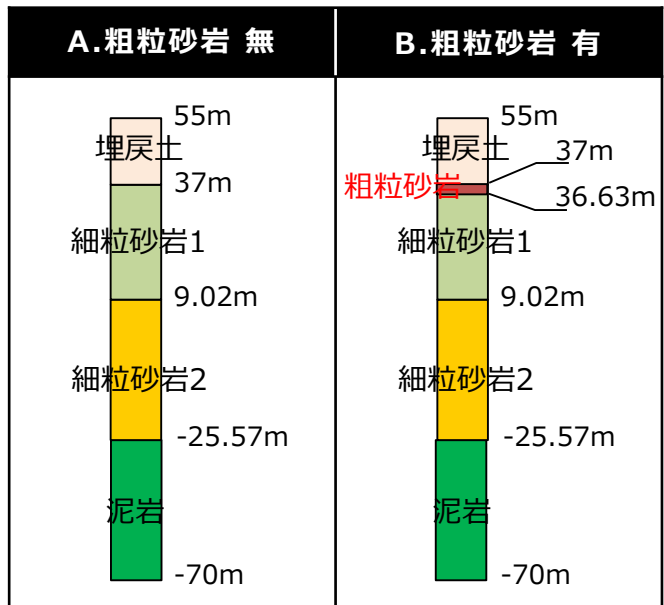
### ホ) 粗粒砂岩

**目的：**粗粒砂岩（厚さ0.37m）については、1次元土柱モデル※（直下地盤と埋戻土）を用いて、粗粒砂岩の考慮の有無による応答の比較を行う。

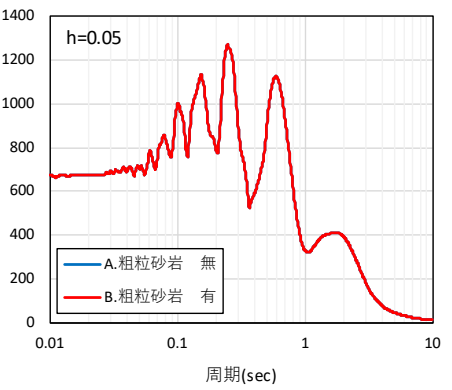
**確認項目：**基礎上端レベルでの加速度応答スペクトルとする。（1次元土柱モデルによる評価のため、スペクトルで評価）

**検証結果：**スペクトルはほぼ同等の軌跡であることから、0.37mの粗粒砂岩をモデルに考慮しなくても評価に影響はない。

※ 設計モデル（2次元）で0.37mの厚さのメッシュをモデル化すると、地盤メッシュのアスペクト比が悪化し、2次元FEMとしてのモデル化の課題が発生する。  
 細粒砂岩1と粗粒砂岩の剛性差は、埋戻土との剛性差と比べると極めて小さいため、ロッキングに与える影響は軽微であり、粗粒砂岩の考慮の有無による地震動の波動伝播の影響確認を目的とした応答比較は1次元モデルで行う。

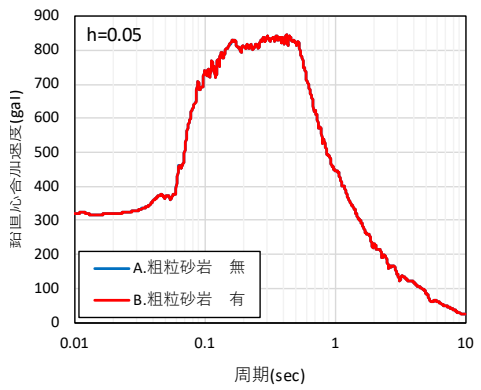


a) Ss-A

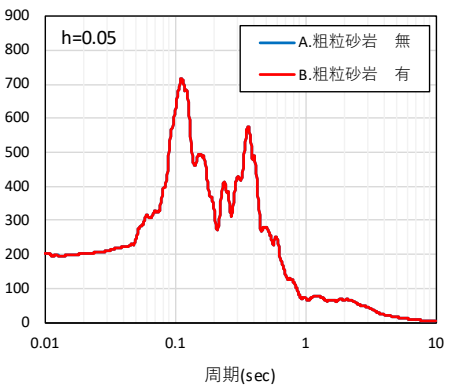


b) Ss-C1

地表面（埋戻土上端）の水平加速度応答スペクトル



a) Ss-A



b) Ss-C1

地表面（埋戻土上端）の鉛直加速度応答スペクトル

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 3.2 妥当性検証の結果

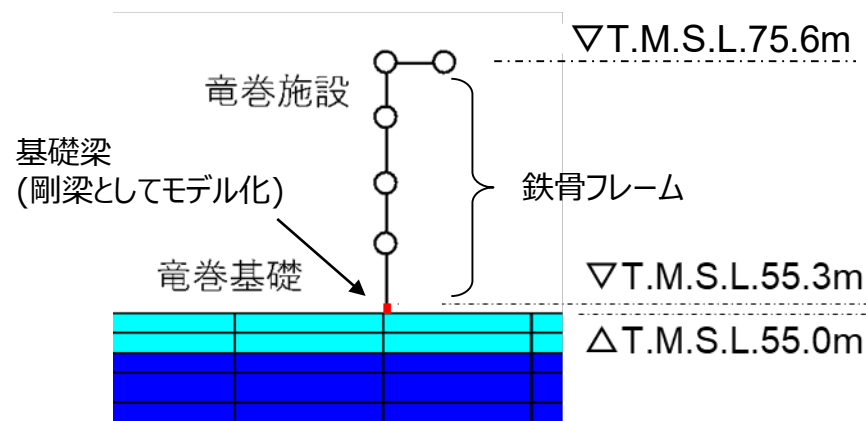
### へ) 基礎梁高さ

**目的：**基礎梁高さについて上部架構の振動特性が等価となるように、0.3m分のセットバックを剛梁により表現する。

**確認項目：**基礎梁（T.M.S.L.55~55.3m）を剛梁としてモデル化したことの妥当性を、コンクリートの剛性としてモデル化した場合と比較する。

- (1) 上部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

**検証結果：**それぞれの応答が同等(最大で0.1%の差)であることから、剛梁で評価することは妥当である。



※ 基礎梁の剛性を以下のケースで比較

- A) 剛梁
- B) コンクリートの剛性

応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	10417	10417	1.000	4216	4216	1.000	614	614	1.000
3層目	12955	12955	1.000	-	-	-	-	-	-	14230	14230	1.000	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12793	1.000	-	-	-	-	-	-	14626	14626	1.000	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13218	1.001	-	-	-	-	-	-	15048	15048	1.000	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	753	753	1.001	189	189	1.001	6.15	6.15	1.000

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 3.3 妥当性検証の結果

#### ■ 検討結果まとめ

- メッシュサイズについて上部架構の振動数に照らして適切であり、改良地盤幅、上部架構、接触剥離要素、粗粒砂岩及び基礎梁高さの各項目について、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値は、合理化しない場合と同等か、又は保守的な評価となることを確認した。
- 以上のことから、設計モデルにおいて合理化した項目の妥当性を確認した。



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 4. 設計モデルの保守性

### 4.1 保守性検証の方針

- 保守性を確保する項目は水平方向について上部架構の応答や地盤の変形が大きくなる項目に着目し、拘束効果、地盤の剛性変化について保守性及び部材設計へ適用するための妥当性を確認する。
- なお、上記の項目については水平方向の保守性に着目し設定したが、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、これらの設定が与える鉛直応答に対する影響を検討する。
- 拘束効果、鉛直応答への影響及び地盤の剛性変化について以下に各項目の設定の考え方を示す。

項目		設定の考え方
(1) 拘束効果 (水平方向)	イ) 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、水平方向の応答値は大きくなると考え、洞道等の <b>周辺構造物を非考慮</b> とし、埋戻土の地盤物性を用いる。
	ロ) 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、水平方向の応答値は大きくなると考え、 <b>杭を非考慮</b> とする。
	ハ) 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、水平方向の応答値は大きくなると考え、 <b>MMRを非考慮</b> とし、改良地盤の物性値を用いる。
(2) 鉛直応答への影響		拘束効果が <b>鉛直応答へ与える影響</b> について配慮する※1。
(3) 地盤の剛性変化		埋戻土の剛性変化に伴い拘束効果が変化し、応答値は非液状化で最小、液状化で最大となると考え※2、地盤物性については、 <b>非液状化、液状化及び中間状態</b> での解析条件を設定し、地震荷重の差異を確認する。

※1: 12/23の審査会合では「水平方向地震力に起因したロッキングによる鉛直応答について配慮する」と記載していたが説明のロジック上、ロッキングが影響していることについては後述する「4.3 鉛直応答への影響」で述べることとした。  
 ※2: 上部架構の固有周期帯における想定

## 第 1 部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.2 拘束効果

#### 4.2.1 保守性検証の目的及び条件

##### ■ 検討目的及び条件

- 拘束効果に係る周辺構造物、杭及びMMRに関して、水平方向の応答値が保守的となるよう設定した項目について、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値の保守性を検証する。
- 拘束効果に係る保守性の検証は、妥当性検証と同じ地震動、検討断面及び地盤物性を用いて行う。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.2 拘束効果

#### 4.2.2 保守性検証の結果

##### イ) 周辺構造物の影響

**目的：**周辺構造物の代替として流動化処理土※1の有無による地震荷重への影響を設計モデルの解析により確認する。

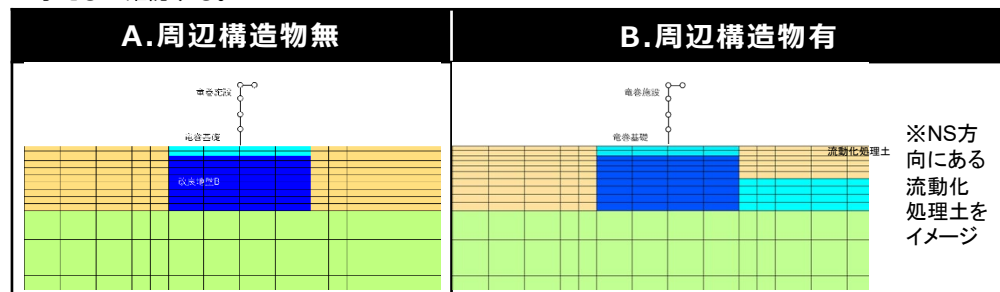
（詳細は【参考7】に示す。）

**確認項目：**上部架構の挙動を大きくする(保守性確保)ことが目的であるため、3次元フレーム解析で地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ

12/23の審査会合より「(3)屋根部の鉛直加速度」を削除しているが説明のロジック上その結果は「4.3.1 拘束効果が鉛直応答へ与える影響」に移動した。

※1 洞道等を流動化処理土に置き換えることで、周辺構造物の拘束効果の小さい場合に保守性を与えるか確認する。



##### 検証結果：

- 設計に対して支配的な地震荷重である(1)、(2)はA>Bの関係であることから、周辺構造物を考慮しない設計モデルは水平方向の応答に対して保守的である。

応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)						Ss-C1 (NS方向)					
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ(kN・m)			(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ(kN・m)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9133	0.925	8132	6065	0.746	10417	10099	0.970	4216	3201	0.760
3層目	12955	12098	0.934	-	-	-	14230	13779	0.969	-	-	-
2層目	12793	12054	0.943	-	-	-	14626	14028	0.960	-	-	-
1層目	13217	13051	0.988	-	-	-	15048	14569	0.969	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 4.2 拘束効果

### 4.2.2 保守性検証の結果

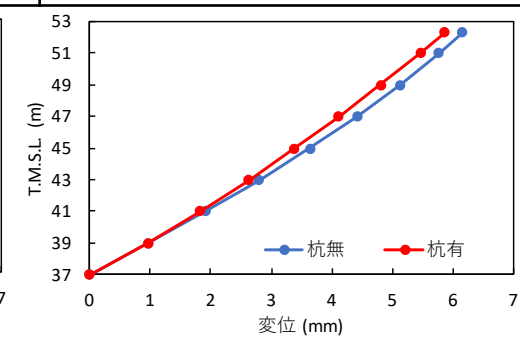
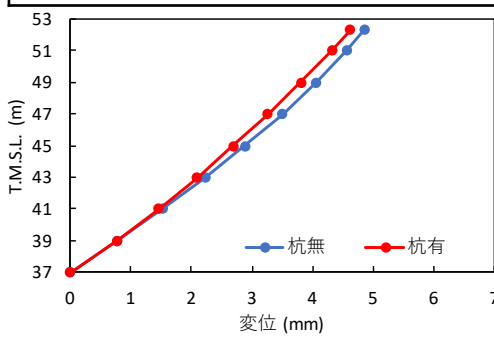
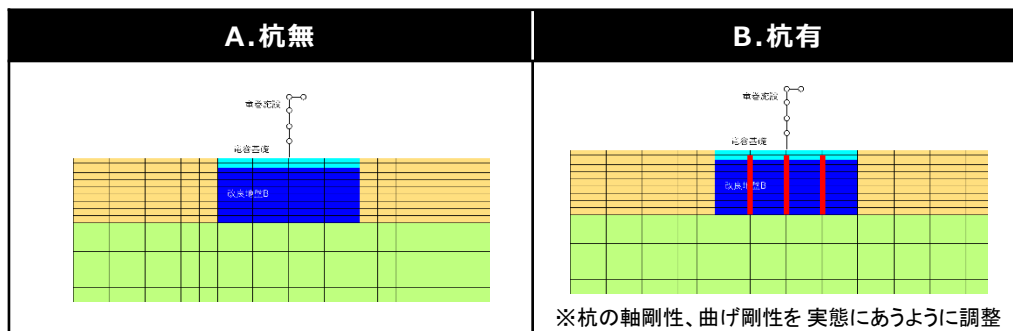
#### ロ) 杭の影響

**目的：**杭の有無による応答値への影響を設計モデルの解析により確認する。

**確認項目：**杭の有無が直接影響する改良地盤の変形量と、地震荷重として用いる以下の応答値とする。

- (1) 上部架構各層の層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ

**検証結果：**改良地盤の変位がA>Bの関係で、上部架構の応答が同等であることから、杭をモデルに考慮しないことは妥当である。



a) Ss-A

b) Ss-C1

改良地盤の最大相対変位分布

応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)						Ss-C1 (NS方向)					
	(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ(kN・m)			(1) 層せん断力(kN)			(2) 屋根部の付加曲げ(kN・m)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9893	1.002	8132	7777	0.957	10417	10422	1.001	4216	4062	0.964
3層目	12955	12972	1.002	-	-	-	14230	14236	1.001	-	-	-
2層目	12793	12814	1.002	-	-	-	14626	14640	1.001	-	-	-
1層目	13217	13225	1.001	-	-	-	15048	15075	1.002	-	-	-

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.2 拘束効果

#### 4.2.2 保守性検証の結果

##### 八) MMRの影響

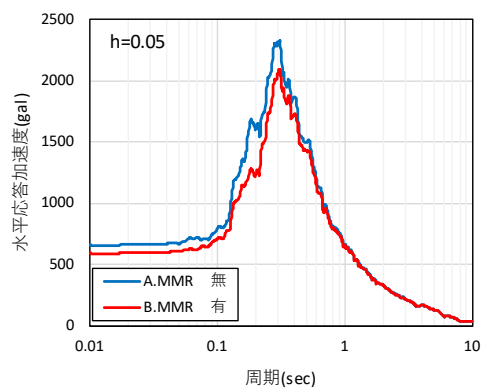
**目的：** MMRの有無による地震荷重への影響を設計モデルの解析により確認する。

**確認項目：** MMRの有無が直接作用する基礎・改良地盤の挙動に着目し、以下の応答値とする。

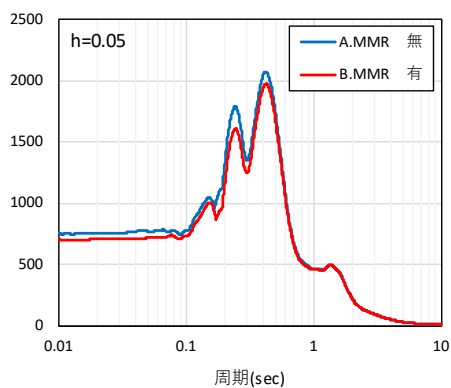
##### (1) 基礎梁部の水平加速度

12/23の審査会合より「(2)基礎梁部の鉛直加速度」を削除しているが説明のロジック上その結果は「4.3.1 拘束効果が鉛直応答へ与える影響」に移動した。

**検証結果：** それぞれに対し、 $A > B$ の関係であることから、MMRをモデルに考慮しないことは保守的である。

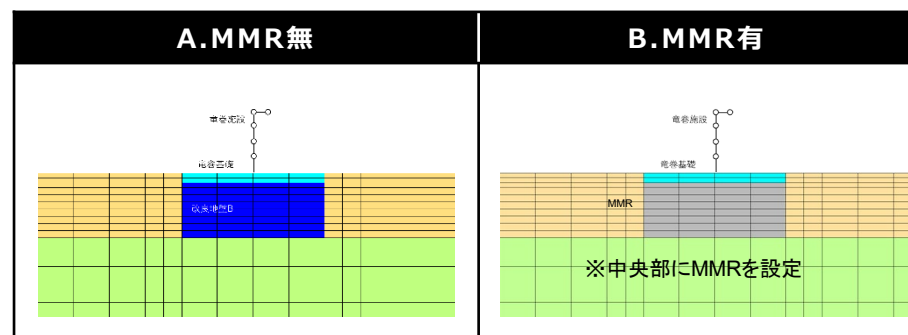


a) Ss-A



b) Ss-C1

基礎梁部（T.M.S.L.+55.3m）の水平加速度応答スペクトル



## 第 1 部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.2 拘束効果

#### 4.2.2 保守性検証の結果

##### ■ 検討結果まとめ

- 拘束効果のうち、周辺構造物の有無による地震荷重への影響を確認した結果、水平方向成分である層せん断力及び屋根部の付加曲げは、周辺構造物を考慮しない設計モデルが保守的であることを確認した。
- 拘束効果のうち、杭及びMMRの影響については、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値は、いずれも考慮する場合と同等か、または保守的な評価となることを確認した。
- 以上のことから、設計モデルにおいて水平方向の拘束効果に関して保守性を確保することを意図した項目の保守性を確認した。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.1 影響確認の結果

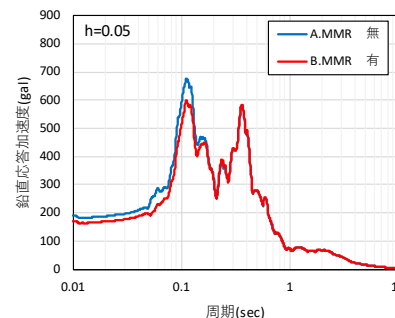
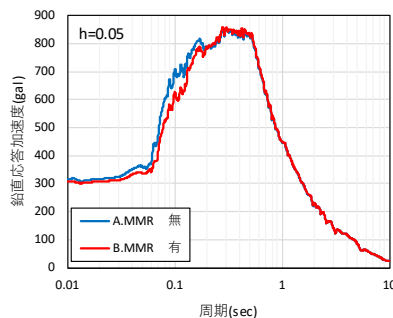
- 前項では拘束効果により、水平方向の保守性を確保することを確認したが、鉛直方向において必ずしも、保守的とならない可能性がある。
- そのため、拘束効果の周辺構造物・杭・MMRが鉛直応答へ与える影響を確認する。
- 確認項目については上部架構の挙動に影響すると考えられる周辺構造物、杭については屋根部の鉛直加速度をMMRについては基礎・改良地盤の挙動へと直接作用するため基礎梁の鉛直加速度応答スペクトルに着目する。
- これらの結果から杭、MMRについてはA>Bの関係となったが、周辺構造物についてはA<Bとなったことを確認した。

#### ■イ)周辺構造物、□)杭

応答値比較表

階層	A：周辺構造物 無、B：周辺構造物 有						A：杭 無、B：杭 有					
	Ss-A (NS方向)			Ss-C1 (NS方向)			Ss-A (NS方向)			Ss-C1 (NS方向)		
	屋根部の鉛直加速度cm/s <sup>2</sup>			屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			屋根部の鉛直加速度cm/s <sup>2</sup>			屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	1008	1032	1.024	614	646	1.053	1008	1004	0.996	614	613	0.999

#### ■ハ)MMR



a) Ss-A  
b) Ss-C1  
基礎梁部 (T.M.S.L.+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル

- 確認の結果、拘束効果のうち、周辺構造物を考慮しない設計モデルでは屋根部の鉛直加速度が小さく評価された。
- 上記の原因及び部材設計への影響度合いを次項以降で確認する。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.2 影響検討の目的及び条件

- 前項の通り、周辺構造物の有無が拘束効果に与える影響は水平方向と鉛直方向で異なる（屋根部の鉛直加速度が小さく評価される）ことが確認された。
- 鉛直応答については、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、水平方向地震力に起因したロッキングが屋根部の鉛直方向の応答へ与える影響を再現する解析モデル（以下、「鉛直確認モデル」という。）を用いて影響の程度を確認し、鉛直成分の波及的影響評価への寄与の観点から、部材設計への設計モデルの適用の可否を検討する。
- 鉛直応答には改良地盤の左右の鉛直拳動の相違が影響するため（次ページに詳細を記載）、鉛直確認モデルは拘束効果のうち改良地盤の左右に非対称性を有する周辺構造物を考慮し、上部架構のモデルを1軸の質点系モデルに代えて門型モデルを採用する。
- 全13波を対象に設計モデルを用いて各応答値を求めた結果、水平方向の応答値は $S_s$ -A又は $S_s$ -C1で最大となったが、屋根部の鉛直加速度は $S_s$ -C2の場合に最大となった。このため、鉛直確認モデルによる解析では、妥当性検証と同じ地震動2波に $S_s$ -C2（【参考17】参照）を加えた3波を対象とする。
- 検討断面は、周辺構造物の状況の相違を踏まえNS・EWの2断面とし、その他地盤物性等は、妥当性検証と同じとする。



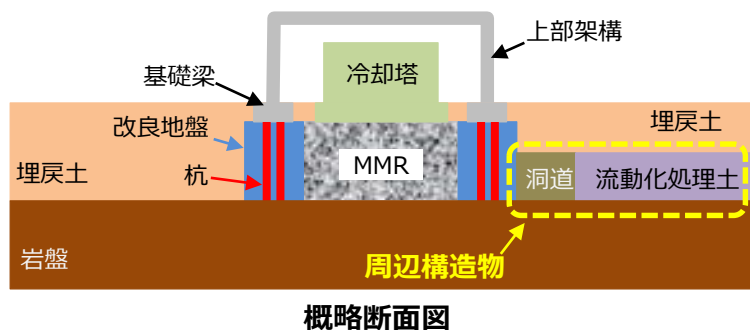
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 4.3 鉛直応答への影響

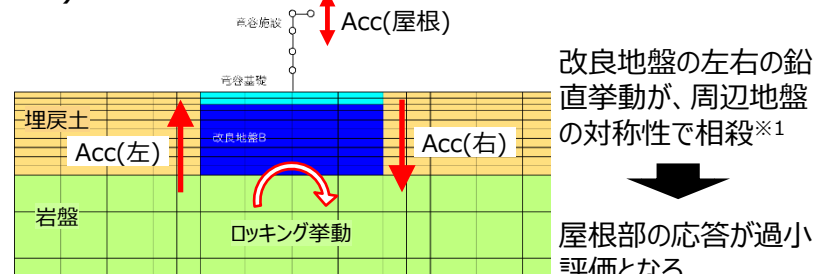
### 4.3.3 結果の分析・考察

#### 水平と鉛直で差異が生じる理由（1/3）

- 設計モデルは、水平方向の地震応答を保守的に評価するため、周辺構造物を考慮しない(埋戻土として評価)モデルとした。
- しかしながら、周辺構造物を考慮しない場合、屋根面の鉛直応答(加速度)が小さく評価されることになる。
- この現象は、下図に示すように、周辺構造物の有無がロッキング挙動に影響を与えたものと分析する。
- ここでは、鉛直方向の応答が適切に評価出来るモデル(鉛直確認モデル)にて解析を実施し、分析が正しいことを確認する。



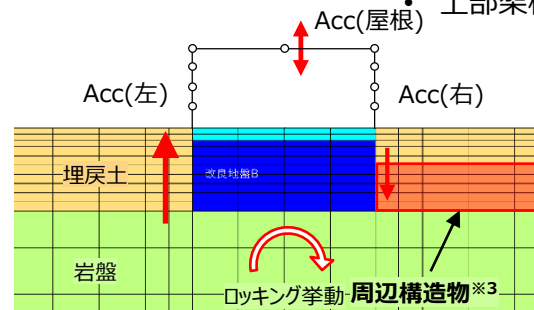
周辺構造物を考慮しない



※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。
- 上部架構を門型モデルとする。



※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

- 前項までの検討より、鉛直応答には、改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、鉛直確認モデルは周辺構造物を考慮し、上部架構のモデルに門型タイプを採用する。
- 鉛直確認モデルは、周辺構造物の状況が異なるため、NS・EW各々の断面を対象とする。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.3 結果の分析・考察

##### 水平と鉛直で差異が生じる理由（2/3）

- 分析は、Ss-A・Ss-C1に加え、屋根の鉛直加速度が最大となるSs-C2（【参考17】参照）の3波を対象とした。
- この3波に対し、鉛直確認モデルと設計モデルとの結果を比較した結果、加速度の相違は最大で1.37倍であった。
- 別途実施した検証用モデルの鉛直加速度は、設計モデルの1.31倍（【参考15】参照）であり、鉛直確認モデルと同等の結果であった。
- 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評価」される原因は、周辺構造物をモデル化しないこと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。

#### 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 <sup>2</sup> )				比率 (②/①)  注) NS,EW の大きい方
		① 設計モデル		② 鉛直確認モデル		
		NS	EW	NS	EW	
I	Ss-A	1008	1018	1049	1073	<b>1.06</b>
II	Ss-C1	614	586	669	799	<b>1.37</b>
III	Ss-C2	1205	1152	1215	1344	<b>1.17</b>

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

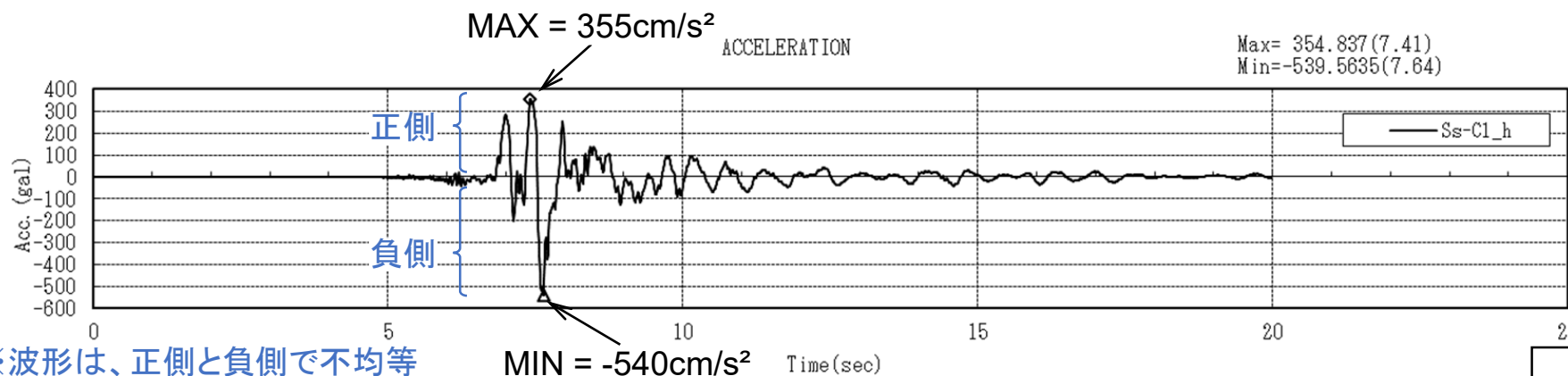
### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.3 結果の分析・考察

##### 水平と鉛直で差異が生じる理由（3/3）

##### ■ Ss-C1で比率が大きくなった要因について

- 設計モデルと検証用モデルの鉛直加速度の比率の最大値はSs-C1のEW断面で1.31倍あった。なお、NS断面での最大値もSs-C1で発生している。
- Ss-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。
  - 【非対称性】： Ss-C1は正側と負側の比が約1.5倍の不均衡なパルス的な波であり、これが解析モデルの非対称性に対して、影響したと考えられる。（【参考9】参照）
  - 【周期特性】： Ss-C1波のピークは約0.25秒であり、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。
- 基準地震動全13波の中で、非対称性はSs-C1が最も顕著であり、かつ施設のロッキング周期でピークを持つことから、Ss-C1に着目して鉛直応答が保守性に与える影響を検証する。



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

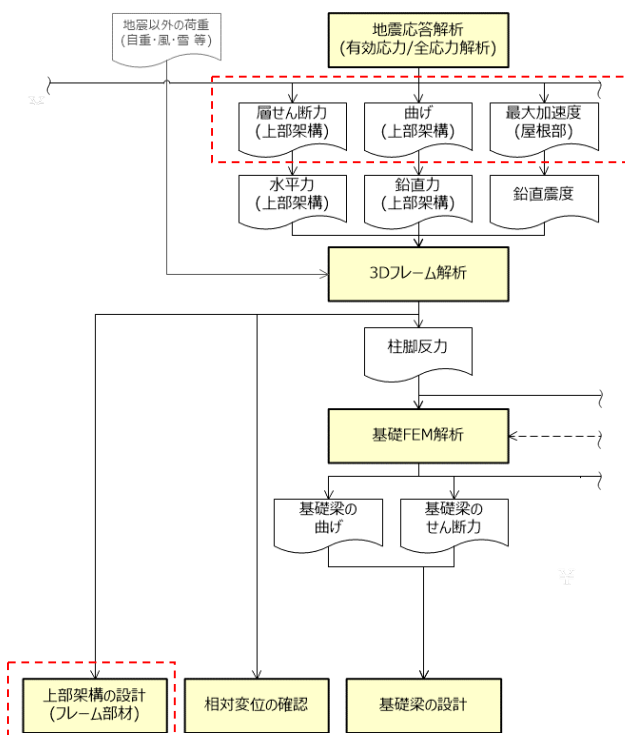
## 4.3 鉛直応答への影響

### 4.3.4 影響度合いの確認（部材設計を含めた総合的な波及的影響評価への寄与度）

- 設計モデルを用いて、全13波のNS/EW方向の地震応答解析結果を基に、地震荷重の各方向成分(A.水平/B.回転/C.鉛直)及び地震以外(D)の、設計への影響を比較する。
- 影響比較は、上部架構の各部材の検定値を基に、水平成分に対する比率として計算する。(全13波のNS/EWの最大検定値を採用)
- また、波及的影響に関係する水平変形に影響する部材は、**フレーム部材のうち柱・大梁**であることから、これらの部材を対象とする。
- この結果、**屋根部の鉛直の影響**は、水平の地震荷重に対する検定値に対して柱が1/38、大梁が1/103と**波及的影響に対する影響は小さく**、地震荷重の鉛直成分(鉛直加速度)の設計への影響は小さいため、**水平成分が支配的な荷重であることが確認できた**。

(なお、付加曲げの影響についても、水平の地震荷重に対する検定値に対して柱が1/1445、大梁が1/13330と波及的影響に対する影響は小さく、地震荷重の回転成分(付加曲げ)の設計への影響は小さいことを確認した。具体的に水平成分で着目する地震荷重は【参考10】に示す。)

- A. 地震荷重(水平成分) : 層せん断力(全層)
- B. 地震荷重(回転成分) : 頂部の付加曲げ
- C. 地震荷重(鉛直成分) : 鉛直加速度(屋根部)
- D. 地震以外の荷重(自重・風・雪等)



内容	各部材の最大検定値					
	柱	大梁	小梁	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で、検定値は各成分のみを考慮した場合の応力解析結果を元に算出したもの。  
 注2) カッコ内の数値は、「A.水平成分」に対する比率で、各成分(A~C)での検定値を「A.水平成分」で除したものの。  
 注3) 各検定値は、地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.4 部材設計へ与える影響

- 頂部の付加曲げ・屋根部の鉛直加速度は、設計モデルでは小さく評価される場合がある。
- この現象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。
- 上部架構への影響確認として、フレーム部材の評価結果を下表に示す。

上部架構(フレーム部材)の評価結果の比較（各々の部材の最大検定比）

地震波	モデル	柱	大梁	小梁	トラス柱	鉛直ブレース	水平ブレース
Ss-A	設計モデルの最大検定値 [A]	0.80	0.78	0.77	0.66	0.65	0.28
	鉛直確認モデルの最大検定値[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
Ss-C1	設計モデルの最大検定値 [A]	0.88	0.86	0.86	0.71	0.67	0.29
	鉛直確認モデルの最大検定値 [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

- 施設全体の挙動に影響する柱・大梁については、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。
- Ss-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値は、「設計モデル＝鉛直確認モデル」の関係であるが、全ての部材の検定値は、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安全冷却水B冷却塔 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1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.3 鉛直応答への影響

#### 4.3.5 影響検討の結果

##### ■ 検討結果まとめ

- 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梁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・大梁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が確認できた。
- 鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材(小梁・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値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、全ての部材の検定値は、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安全冷却水B冷却塔 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。

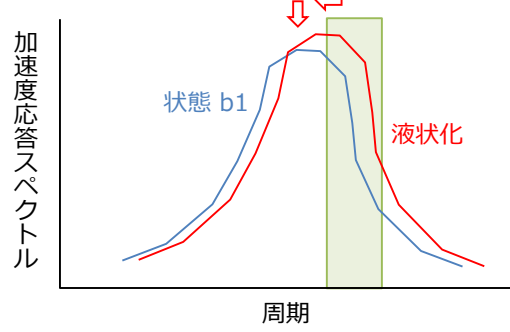
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 4.4 地盤の剛性変化

### 4.4.1 検討目的及び条件（1/2）

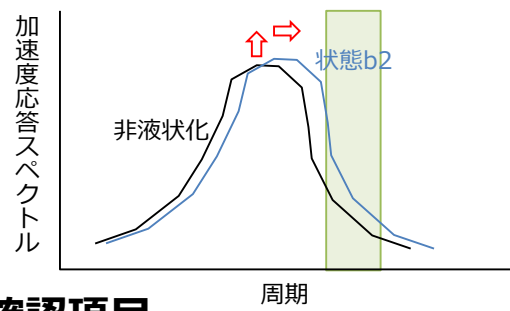
この施設では埋戻土の**剛性変化**に伴い埋戻土による拘束効果に変化し、**地震荷重は【非液状化】で最小、【液状化】で最大**となると考えられる。非液状化/液状化の**【中間状態】**において、地震荷重が最大とならないことを確認し、解析条件を設定する。

#### 挙動の予測



**埋戻土の液状化発生を抑制する（剛性低下を抑制）**  
【状態 b1】※1

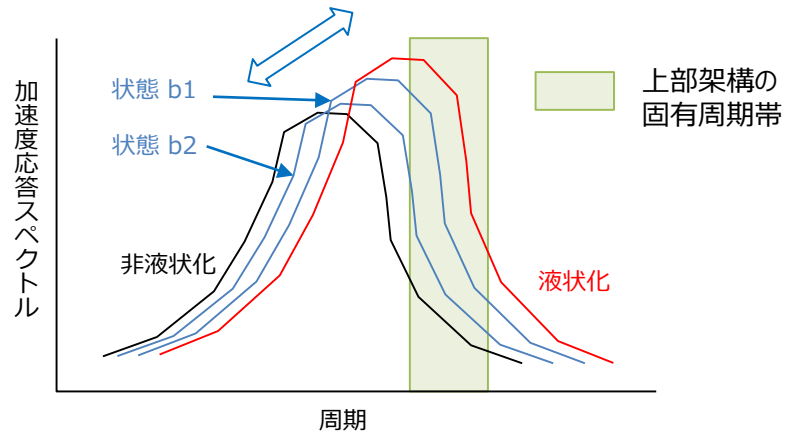
↓  
加速度は小さくなり、かつ短周期側にシフト  
↓  
上部架構の固有周期帯では、加速度が小さくなる  
↓  
地震荷重は小さくなる



**埋戻土の剛性を下げる**  
【状態 b2】※2

↓  
加速度は大きくなり、かつ長周期側にシフト  
↓  
上部架構の固有周期帯では、加速度が大きくなる  
↓  
地震荷重は大きくなる

【非液状化】～【液状化】の間で、**加速度は連続的に変化し**  
【状態 b1、b2】が大きくなることはない想定



上部架構の応答値は、基礎梁など他の設計においても支配的な応答値と考える。そのため、上部架構の固有周期帯の加速度応答で挙動を予測。

※1：埋戻土の液状化強度曲線を試験結果の平均値を使用  
※2：埋戻土の初期剛性 $G_0$ に $-1\sigma$ のものを使用

#### 確認項目

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構)	B)付加曲げ (上部架構)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根)	D)最大水平加速度 (基礎梁)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁)	F)変形 (改良地盤)	G)応答 ひずみ
液状化	設計モデル	大	大	大	大	大	大	大
状態 b1	設計モデル	中間に収まることを確認						
状態 b2	設計モデル	中間に収まることを確認						
非液状化	設計モデル	小	小	小	小	小	小	小

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4 地盤の剛性変化

#### 4.4.1 検討目的及び条件（2/2）

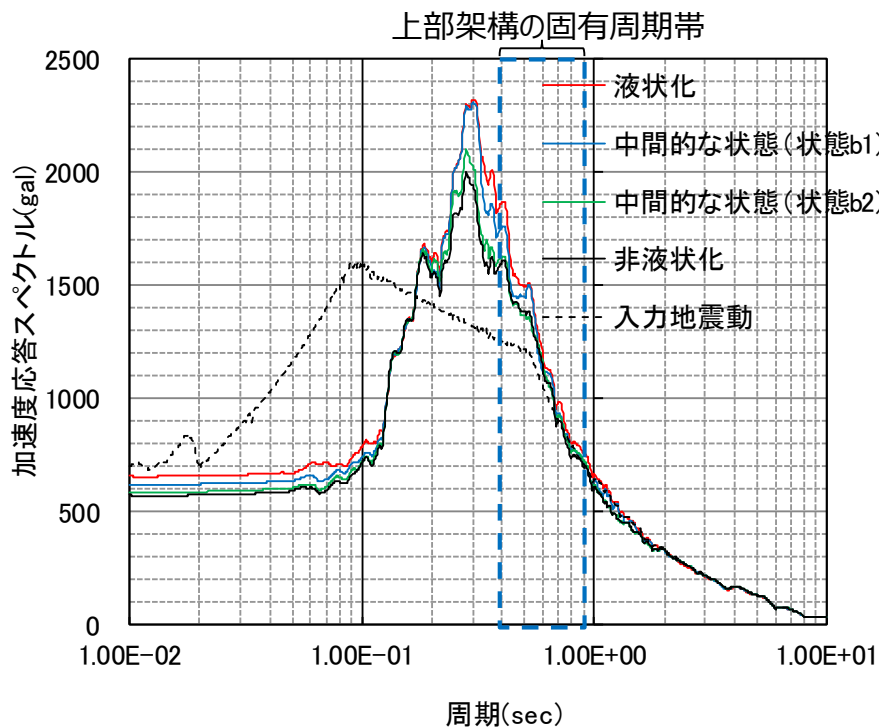
- 地盤の剛性変化について、液状化と非液状化との間の中間状態において地震荷重が最大とならないことを確認する。中間状態において地震荷重が最大となる場合には、その地震荷重の変動について詳細に分析し、変動が生じる要因について考察し、設計への影響を検討する。
- 中間状態として、液状化状態から埋戻土の液状化状態を抑制した場合【状態b1】及び非液状化状態から埋戻土の剛性を下げた場合【状態b2】の2つの中間状態を設定し、モデルの挙動を踏まえ中間状態の設定の妥当性を確認する。
- 上記の検討は、妥当性検証と同じ地震動、検討断面及び地盤物性を用いて行う。



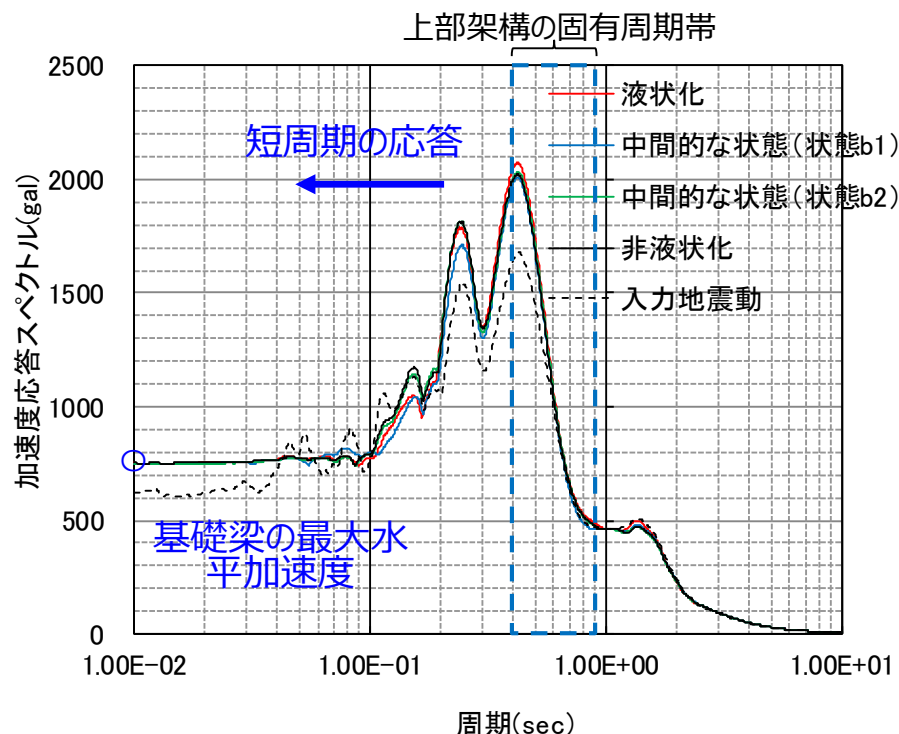
## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

- Ss-A及びSs-C1加振時において、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、**拳動の予測**どおり、**上部架構の固有周期帯**において【液状化】が最大となることを確認した。
- ただし、Ss-C1加振時においては、**拳動の予測**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、すべての応答値が【液状化】で最大とならない可能性がある（基礎梁の最大水平加速度はZPAであるため、短周期の拳動に影響を及ぼす）。



Ss-A加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル



Ss-C1加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

※Ss-A加振時は、入力地震動（加速度）のスペクトルと応答スペクトルには、ロッキングの影響による卓越周期帯の違いが確認できるが、Ss-C1加振時は、入力地震動のスペクトルと応答スペクトルの卓越周期は一致している。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

- **Ss-A加振時**において、【液状化】、【b1】、【b2】、【非液状化】の順番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。
- 一方、**Ss-C1加振時**においては、**一部の応答値について、【b1】が最大**となる場合があったため、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、結果を分析した。

応答値比較表（Ss-A加振時）

赤：最大となる応答値

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s <sup>2</sup> )	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s <sup>2</sup> )	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s <sup>2</sup> )	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

応答値比較表（Ss-C1加振時）

赤：最大となる応答値

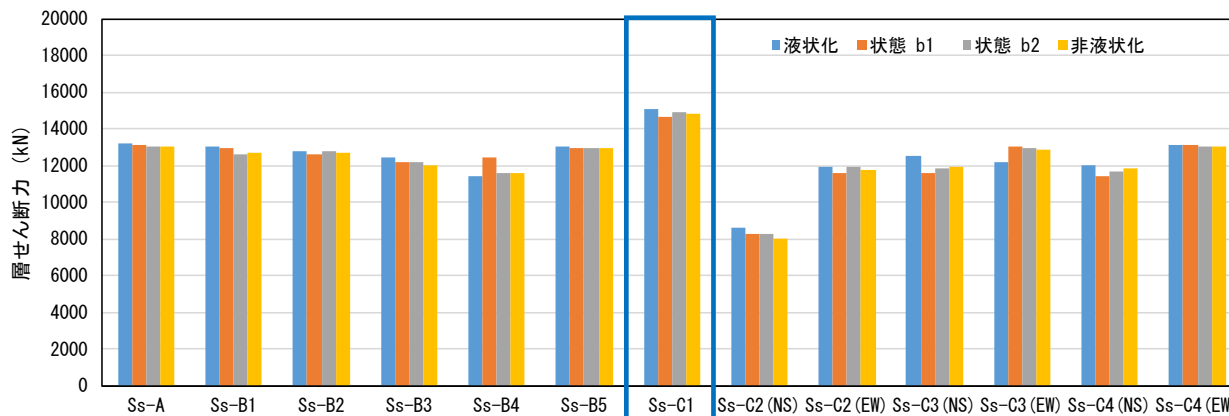
検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s <sup>2</sup> )	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s <sup>2</sup> )	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s <sup>2</sup> )	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	設計モデル	15048	4216	614	753	189	6.15	1.67
状態 b1	設計モデル	14697	4524	622	751	193	6.17	1.65
状態 b2	設計モデル	14924	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

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 全地震動に対する検証結果 (1/4)

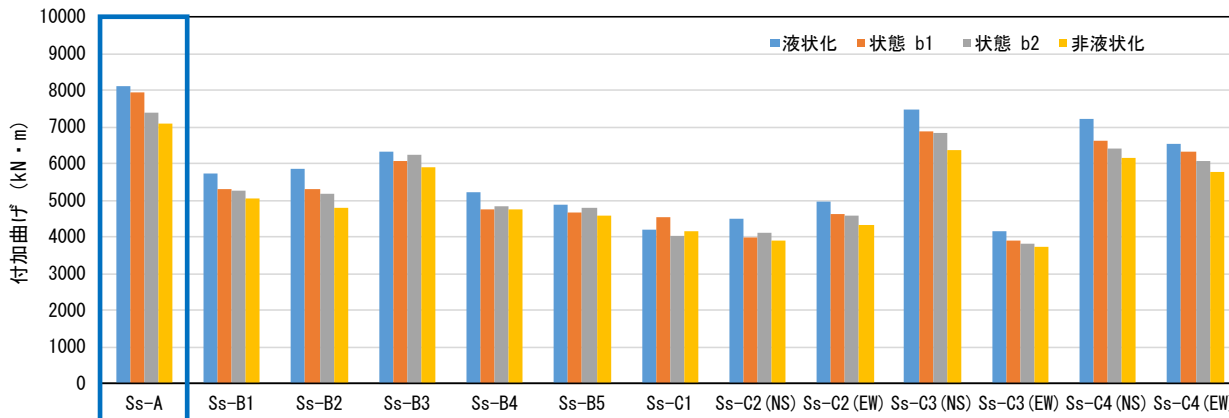
- 上部架構の層せん断力が最も大きいのはSs-C1の液状化時である。Ss-B4及びSs-C3(EW)を除いて、他の地震動も概ね【液状化】が最大となる傾向であった。

A) 層せん断力  
(上部架構)



- 上部架構の付加曲げが最も大きいのはSs-Aの液状化時である。比較的応答の大きいSs-C3(NS)やSs-C4(NS)においても、【液状化】、【b1】、【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【液状化】で最大となった。

B) 付加曲げ  
(上部架構)

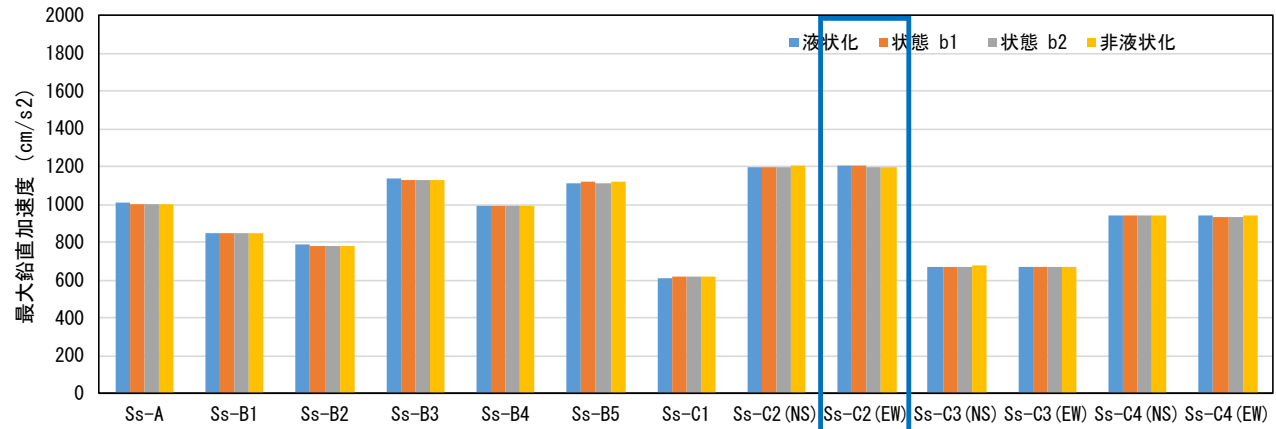


# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 全地震動に対する検証結果（2/4）

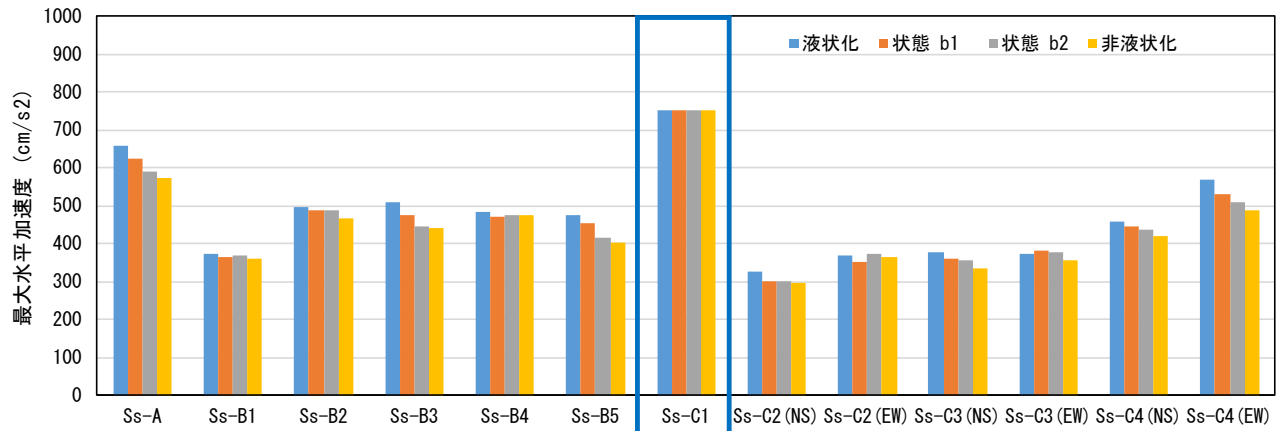
- 屋根部の最大鉛直加速度が最も大きいSs-C2(EW)においては、**地盤剛性変化による違いがほとんど発生していなかった**。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

C)最大鉛直加速度  
(上部架構屋根)



- 基礎梁の最大水平加速度はSs-C1の**非液状化時で最大**であるが、液状化時との差はごくわずかである。Ss-C3(EW)を除いて、他の地震動も概ね【液状化】が最大となる傾向であった。

D)最大水平加速度  
(基礎梁)

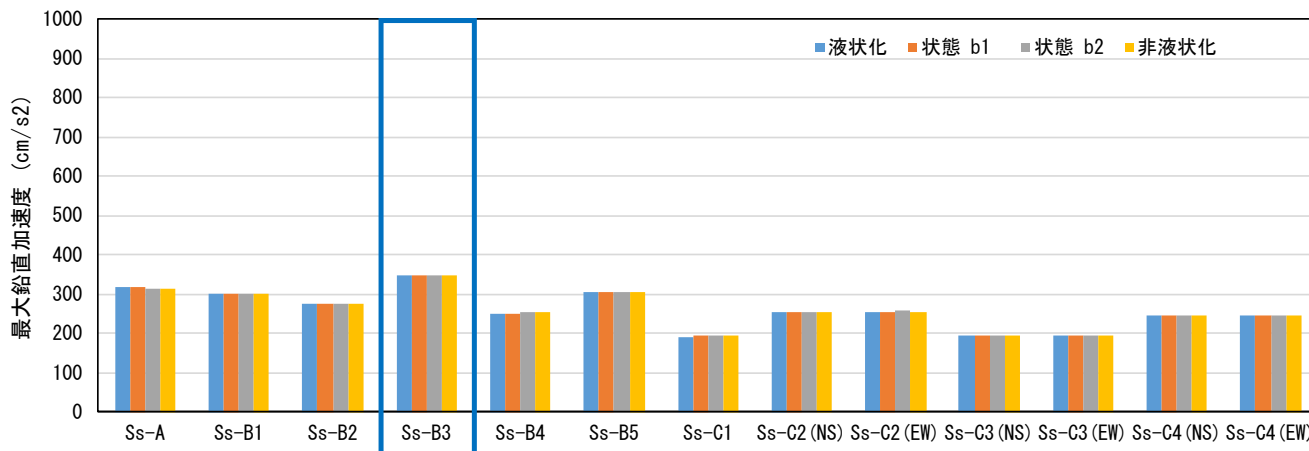


# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 全地震動に対する検証結果（3/4）

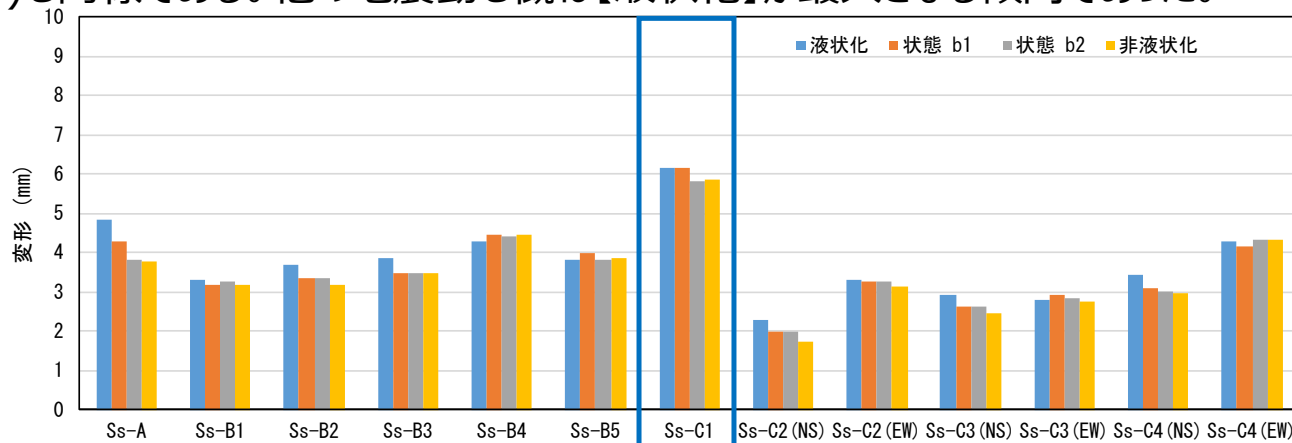
- 基礎梁の最大鉛直加速度が最も大きいSs-B3においては、**地盤剛性変化による違いがほとんど発生していなかった**。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、屋根部の最大鉛直加速度と同様に、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

E) 最大鉛直加速度  
(基礎梁)



- 改良地盤の変形が最も大きいのはSs-C1のb1の状態であるが、**液状化時との差はごくわずか**である。Ss-B4、Ss-B5、Ss-C3(EW)も同様である。他の地震動も概ね【液状化】が最大となる傾向であった。

F) 変形  
(改良地盤)

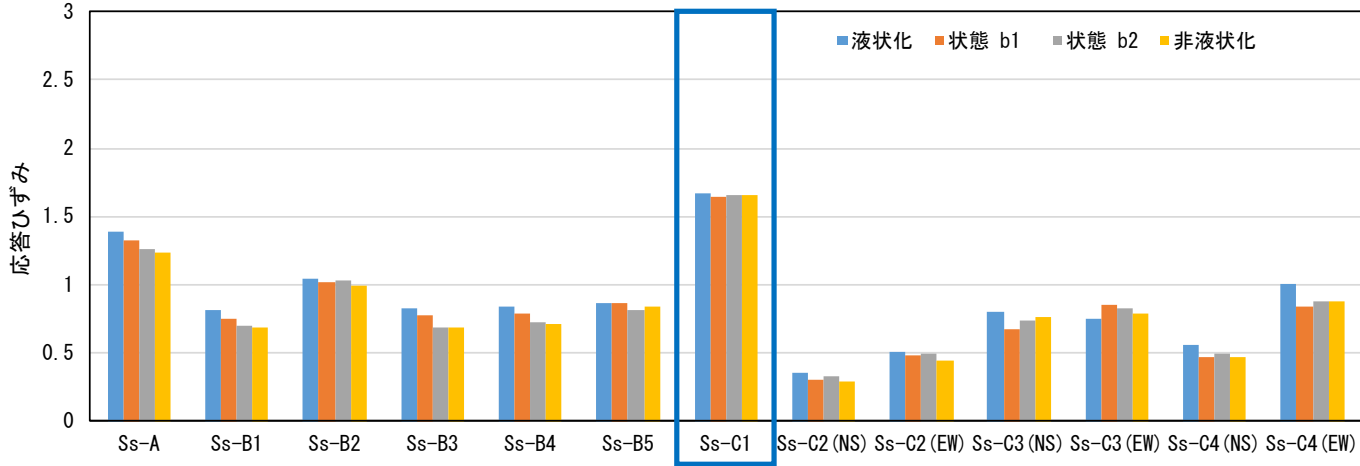


# 第 1 部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 全地震動に対する検証結果（4/4）

• 座屈拘束ブレースの応答ひずみはSs-C1の液状化時で最大である。Ss-C3(EW)を除いて、他の地震動も概ね【液状化】が最大となる傾向であった。

G) 応答ひずみ  
(座屈拘束ブレース)



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 全地震動に対する検証結果に対する分析・考察

- 一部の地震荷重について中間状態が最大となったが、これらの地震動について、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に関し、以下の分析・考察を行った。（【参考13】参照）

#### ➤ 加速度応答スペクトルに基づく分析・考察

- 基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、一般的に、液状化すると応答加速度は長周期化するが、短周期では非液状化時が最大となる傾向がある。上部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、上部架構の二次周期である0.15秒付近においては、Ss-Aでは地盤状態による差はほとんどないのに対して、Ss-C1、Ss-B4及びSs-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。

#### ➤ 時刻歴に基づく分析・考察

- 上部架構の層せん断力について、【状態b1】が最大となったSs-B4及びSs-C3(EW)加振時の時刻歴を、液状化が最大となったSs-A及びSs-C1加振時の時刻歴と比較して分析した。
- その結果、長い周期の変動においては概ね液状化状態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、中間状態（b1、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、Ss-B4及びSs-C3(EW)の場合は【状態b1】が、Ss-A及びSs-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。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

#### Ss-C1加振時の応答値の挙動に対する分析

設計を支配する地震動であるSs-C1についてさらなる分析を実施する。

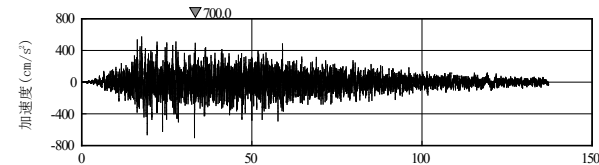
#### 全体に対する考察

- P33に示したとおり、Ss-C1加振時の応答スペクトルは、Ss-Aと異なり、入力地震動のスペクトルと卓越周期が一致するが、これは、Ss-C1の瞬間的に入力地震動が増幅するという波の特性であり、増幅する時刻の入力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。
- そのため、Ss-C1は、増幅する時刻で応答スペクトルの傾向が決まるため、増幅する前までの入力地震動に伴う埋戻土の剛性変化の影響は小さく、Ss-Aに比べ、埋戻土の【液状化】と【非液状化】において明確な違いが出にくい地震動であったと考えられる（ほぼ同じ傾向）。

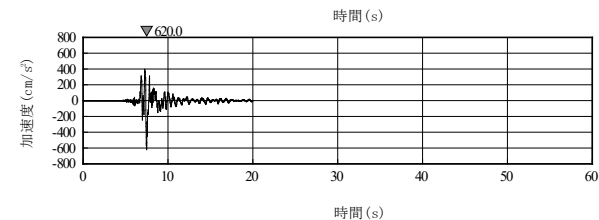
#### 上部架構の水平応答に対する考察

- 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上部架構の周期帯で【液状化】が最大となっており、この傾向が、**A.層せん断力**、**G.応答ひずみ**に表れている。

Ss-A



Ss-C1



入力地震動(水平方向)

#### 基礎梁の水平応答に対する考察

- 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**D.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。



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

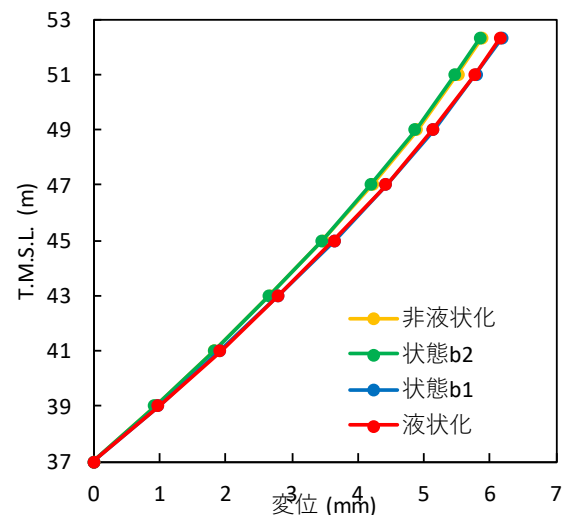
## 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

### 地盤の変形に対する考察※1

- **F.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】が同等の結果※2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。
- 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。

※1 詳細の分析については【参考12】に示す。

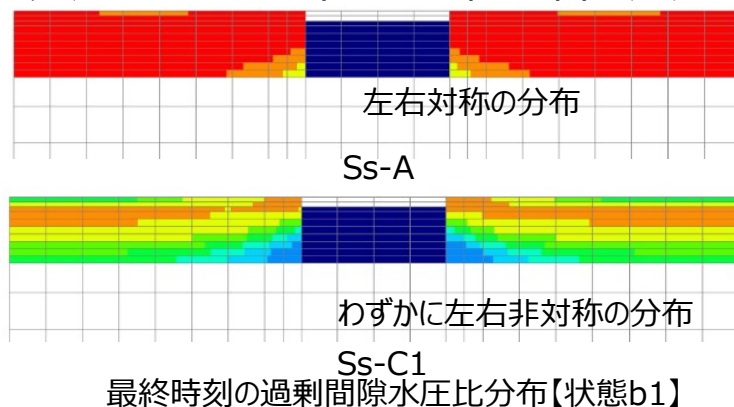
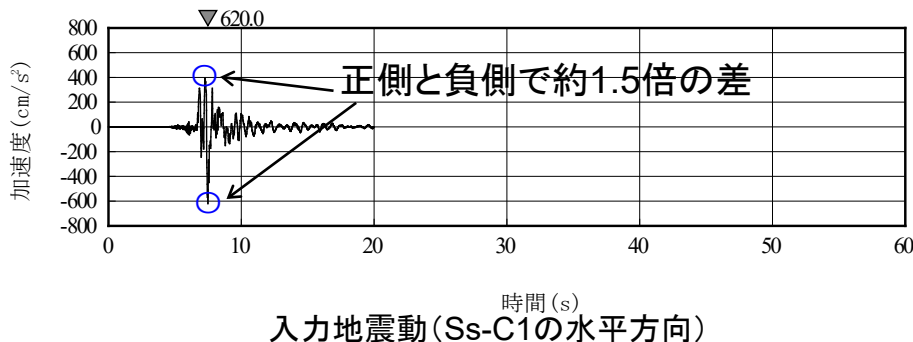
※2 改良地盤の変形(項目F)は「液状化 < b1」であるが、せん断ひずみの差異は  $0.02\text{mm}/\text{改良地盤高さ}18\text{m}=0.0001\%$ と微小。



改良地盤の最大相対変位分布 (Ss-C1)

### 上部架構の付加曲げ、鉛直応答に対する考察※1

- **B.付加曲げ、C.E.基礎梁/屋根の最大鉛直加速度**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、埋戻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、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。なお、後述する全地震動に対する検証結果(P39-40)から分かるように、基本的に鉛直応答は周辺地盤の剛性変化には影響を及ぼさないと考える。



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

#### Ss-C1加振時の応答値の設計への影響

- Ss-C1の地盤の剛性変化の検証において、「B)付加曲げ」「C)鉛直加速度(屋根)」「F)改良地盤の変形」の項目で、【液状化】・【非液状化】以外である【b1】で最大となった。
- B及びCの応答値は、設計において支配的な荷重ではない(P28参照)こと、【b1】と【液状化】の応答値の差が小さいことから、設計への影響は軽微であり、別途考慮した水平力の保守性に包括され、過小評価とはならない。
- Fの応答値は、杭の設計にて用いる数値であり、杭の設計は、Fだけでなく、「A)層せん断力」「D)水平加速度」と組合せた状態に対して評価する。
- Aの最大値は【液状化】、Dの最大値は【非液状化】で生じており、組合せ荷重「A+D+F」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、【液状化】にて最大となる（下表参照）。
- なお、他の波に対しても検討を実施し、中間状態が応答値に与える影響を確認した。（次頁参照）。

杭の設計応力（Ss-C1加振時）

検討ケース	P1杭		P2杭	
	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	1367.0	1319.0
状態 b1	444.8	359.8	1365.0	1315.9
液状化 / 状態b1	1.002	1.002	1.002	1.003

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

#### 中間状態が最大となる要因についての考察

- ▶ 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は、次の3つが考えられる。
    - 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。
    - ③ Ss-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。
  
  - ▶ 上記については、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少なからず現れており、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だが、）中間状態が大きくなったものと考えられる。
  
  - ▶ 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、以下の状態を新たに設定し、検討を実施した。（【参考13】参照）
    - i) 【状態b3】 → 【液状化】と【状態b1】との中間
    - ii) 【状態b4】 → 【状態b1】と【状態b2】との中間
- ※Ss-A、 Ss-C1、 Ss-B4 、 Ss-C3(EW)
- ▶ 上記の検討では一定の規則性は認められず、大小関係の振れ幅も十分に小さいことが確認された。また、【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。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 4.4.2 地盤の剛性変化の保守性検証の結果

#### 設計への影響検討

- Ss-Aの場合には、いずれの地震荷重も 液状化状態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】で最大となったことを踏まえ、Ss-A及びSs-C1以外の地震波において、想定から外れる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】において最大となるものの、一部【非液状化】及び【中間状態】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差はごくわずかであった。
- 【中間状態】において地震荷重が最大となる地震動はあるものの、設計上支配的となる地震動では液状化状態が最大となっており、**中間状態は設計上支配的ではない。**
- 以上のことから、【中間状態】については、安全冷却水B冷却塔 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。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 5. 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証

#### 5.1 方針

- 設計モデルの妥当性・保守性の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モデルを構築し、設計モデルとの応答の比較を行う（【参考4】参照）。
- 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証に当たり、検証に用いる検証用モデルの妥当性を、モデルの構築プロセスの発電炉との比較及び有効応力解析におけるFLIPの適用性検討により確認する。
- 総合的な検証に用いる地震動及び地盤物性は、妥当性検証と同じとする（ $S_s$ -A及び $S_s$ -C1、液状化時、地盤物性は標準地盤（P10参照））。検討断面は、周辺構造物の状況の相違を踏まえ、NS・EW各々の断面を対象とする。

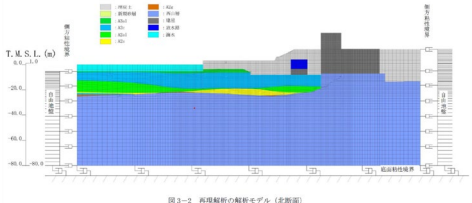
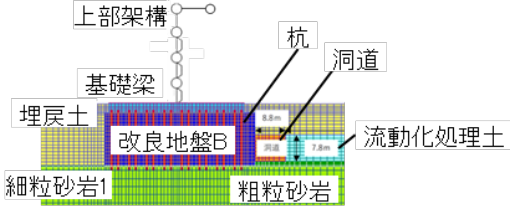
#### 5.2 検証用モデルの妥当性（1/2）

- 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。（P46参照）
- 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。
- 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1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

## 5.2 検証用モデルの妥当性（2/2）

以下に、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を示す。

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				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（【参考16-4】）。
①モデル諸元	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	上部架構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去除き、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
②地盤物性	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規制基準適合性に係る審査会合 資料1-1抜粋  
 ※2 【参考16-1~3】液化化対象層（埋戻土）の物性値の比較

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 5.3 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証の結果

#### 検討結果まとめ

- 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、頂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。（参考15-1、15-2参照）

#### 【設計モデルと検証用モデルとの応答値の比較結果を踏まえた考察】

- 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。（P26参照）
- 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値を比較した結果、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。（P28、29参照）
- このように、頂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、それらを小さく評価することによる影響は小さい。
- 以上のことから、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安全冷却水B冷却塔 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。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証

### 6. まとめ

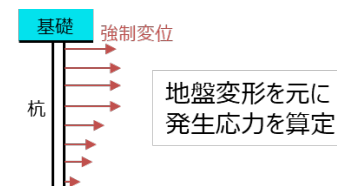
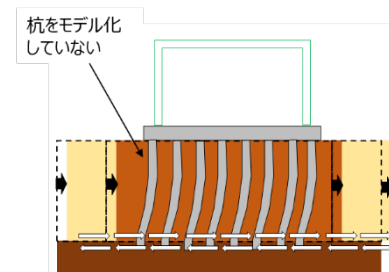
- ◆ 上部架構の応答及び地盤の変形に着目し、部材設計に必要な荷重を算定するための解析モデルとして、設計モデルを構築した。
- ◆ 設計モデルの構築に当たっては、科学的合理性を有し、波及的影響が過小評価とならないよう、設定する項目が妥当性を有すること、及び、水平方向に着目した場合に保守性を有することを確認した。
- ◆ 一方、設計モデルは、単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えることを確認したが、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット架構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（一部、非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、安全冷却水B冷却塔 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。



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考1】

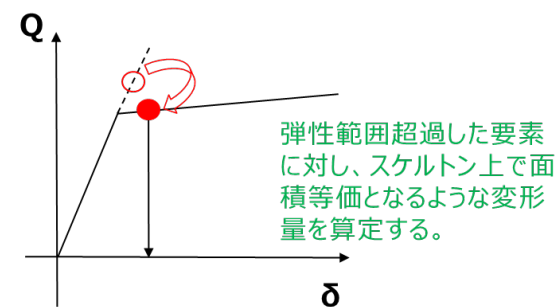
## 【杭の変形に対する対応】

- 杭は、地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計する。
- 設計モデルでは、杭はモデル化していない。
- 弾性範囲を超えた場合に剛性は低下するが、現時点でモデル化していないため剛性は考慮されていない。  
(杭が非線形となった場合でも、現状の変形量を上回ることはない)
- 別途算定する部材評価時の杭の発生応力は、地盤変形×杭の初期剛性とするため、線形で応力計算することは、保守的な評価となる。
- よって、本施設の評価においては、杭の非線形時の変形は考慮不要と考える。



## 【基礎梁の変形に対する対応】

- 基礎梁は、線形部材として計算する(剛性を低減させない)ことで発生応力は大きくなり、保守的な評価となる。
- 基礎梁には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価に対しては、非線形時の変形の影響はない。
- ただし、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、変形による上部架構への影響は考慮する必要がある。
- 非線形化が局所的な場合、弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を右図のように計算する。
- 上部架構の三次元モデルに、基礎梁の非線形時の変形量を強制変位として入力し、フレームに与える影響を確認する。



非線形化が局所的な場合(せん断の例)

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考2】

### 【上部架構の変形に対する対応】

- 上部架構のうちフレーム部材は、線形部材(剛性=大)として計算することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となる。
- 非線形部材の座屈拘束ブレースは、ひずみで評価するため、線形で計算することは過小評価となる。
- フレーム部材は、終局強度(基準強度×1.1)としているため、終局強度以下であればおおむね弾性範囲と考えられる。(一部の部材が基準強度を超過しても、施設全体に与える非線形としての影響は軽微)
- よって、フレーム部材の非線形化の影響は、追加考慮はしない。
- なお、フレームの評価判定のひとつに「変形により冷却塔と接触しない」ことがあり、下式で算定する。

$$\text{フレームの最大変形量} < \text{冷却塔との離隔距離} - \text{冷却塔の最大変形量}$$

- ここで、フレーム及び冷却塔の変形量は、同時性を無視し最大値で評価することより保守性を有する。よって、非線形時の影響は軽微とし、保守性の中に包絡させるものとして対応する。

### 【施設全体の変形に対する対応】

- 杭・基礎梁・上部架構の各部材で弾性範囲に収まっているかを確認し、収まっていない場合は検証用モデルに各部材の塑性化を考慮した解析を行い、その影響が大きい場合は構造計画を見直す。

**第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考3】各部材のクライテリアについて**

➤ Ss地震荷重の状態における各部材の判定値（クライテリア）をSクラス施設の設計に用いられるJEAC4616-2009を参照し、以下表の通り設定する。

部材		状態	部材の発生値	判定値	備考
杭		支持機能を失わない	軸力・曲げ	建築基礎構造設計指針による終局耐力	コンクリートがひび割れを生じているが、圧縮が基準強度に達しておらず、鉄筋は破断していない状態
			せん断		
			軸力	建築基礎構造設計指針による終局鉛直支持力、終局引抜き抵抗力	
基礎梁		支持機能を失わない	軸力・曲げ	建築物の構造関係技術基準解説書によるRC柱の終局強度	コンクリートがひび割れを生じているが、圧縮応力が基準強度に達しておらず、鉄筋は破断していない状態
			せん断	建築物の構造関係技術基準解説書によるRC梁の終局強度	
フレーム		倒壊、落下しない	軸力・曲げ	鋼構造設計規準による短期許容応力度に基準強度を1.1倍とした終局強度	鉄骨断面は局所的に降伏しているが、座屈・破断はしていない状態
			せん断		
			変形	冷却塔の地震時挙動を考慮した離隔距離	上部架構に変形により、冷却塔と接触しない状態
座屈拘束ブレース		破断して落下しないこと	最大ひずみ	メーカーの日本建築センター評価書記載値	破断しない状態
			疲労係数		

荷重状態	長期荷重	短期荷重	Ss地震時荷重
上部構造	要求性能 建物の機能や使用性に支障が生じない。	建物の機能や使用性に支障が生じない。	金属キヤスクの基本的安全機能に影響を与えない。
	許容限界 長期許容応力度	短期許容応力度	終局強度に基づく検討
杭基礎	要求性能 有害な沈下、傾斜などを起こさない。	短期荷重に対する支持機能を保持する。	Ss地震時荷重に対する支持機能を保持する。
	許容限界 基礎 杭を用いる材料の長期許容応力度	杭を用いる材料の短期許容応力度	終局強度に基づく検討
	地盤 杭の長期許容支持力	杭の短期許容支持力、杭の短期許容引抜き抵抗力	杭の終局鉛直支持力、杭の終局引抜き抵抗力

杭基礎及び上部構造の要求性能と許容限界(JEAC4616-2009抜粋)

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考4-1】

### ■ 検証用モデルと設計モデルの妥当性の確認

検証用モデルの妥当性については、類似のモデルが先行する発電炉において様々な形で検証されている。

検証用モデルを構築する過程で、地震観測波を用いたシミュレーション解析等によりモデルの妥当性についても検証されている。

一方、今回の検証用モデルを構築するプロセスは、以下に示すとおり基本的には先行する発電炉と同様であるが、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、以下のことから、発電炉と同様のプロセスにより構築した検証用モデルが使用できると考えている。

飛来物防護ネット架構の応答解析に用いる解析モデルの構築プロセスは次頁に示す①～⑯の手順で行う。

本施設の設置状況、施設に要求される事項が先行する発電炉の施設と比べ、「地盤の傾斜（水平成層）」、「地盤物性（Vs等）」において特異な差異がないことや、解析対象の施設についても「対称性」、「整形性」がみられることから同様の手順でモデル構築を行う。

検証用モデルについては、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を行っている。

また、先行する発電炉の施設で構築しているモデル化方法についても参照し詳細なモデル化を行っており、設定すべき各項目を科学的合理性をもって設定していることからモデルの妥当性は確保されている。

一方、本評価で用いる設計モデルは、多数のケースの検討が必要なことから、解析負荷の軽減のため検証用モデルの設定項目の内、合理化が可能な項目について設定の変更を行った項目がある。

そのため、設計モデルの活用にあたっては、検証用モデルから設定の変更を行った項目について、改めてその妥当性を確認する。

検証用モデルと設計モデルの差異を【参考5】に示す。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考4-2】

## ■ 検証用モデルに対する合理化項目の選定

- モデル構築プロセスにおける確認項目は（1）モデル諸元、（2）地盤及び材料の物性、（3）地震時荷重の通りであり、各項目で合理化可能か検討する。

### （1）モデル諸元

- 以下の項目のうち、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。

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	飛来物防護ネット架構の構造からNS・EW各々2断面（中央、端部）が考えられる。中央はMMRが、端部は改良地盤が主な地中構造物となる	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 メッシュサイズ	評価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設定する。	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	モデル幅は、モデル境界からの影響を低減するため施設幅の5倍以上とする。 モデル高さは、解放基礎面～地表面を対象とする。	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 上部架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構-基礎-地盤を一体で評価し、上部架構をモデル化することが考えられ、地中構造物の配置状況から端部では1軸、中央部では門型でモデル化することが考えられる。	端部：1軸型 中央部：門型	端部：1軸型	合理化	上部架構は一体で挙動すると考え、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。	実寸でモデル化	基礎幅に合わせて幅を縮小	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て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	非考慮	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	非考慮	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。	考慮	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	非考慮	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 ・基礎梁高を実寸法通りに設定	実寸でモデル化	基礎梁高さを地盤メッシュに合わせる	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 ・基礎梁高さは上部架構の振動特性が等価に設定出来ると判断

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考4-3】

### ■ 検証用モデルに対する合理化項目の選定

#### （2）地盤及び材料の物性

これらの項目については合理化が困難と考え、設計モデルと検証用モデルは同一の値を用いる。

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

#### （3）地震時荷重

これらの項目については合理化が困難と考え、設計モデルと検証用モデルは同一の値を用いる。

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は風荷重は作用させない。

- 以上のことから、(1)のうち③、⑤及び(2)、(3)は応答に大きな影響が及び、設計用モデルの科学的合理性を示せない為、**合理化しない。**

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考5】

内容		設計モデル	検証用モデル	
解析モデル				
モデル範囲		モデル幅：施設の5倍以上、モデル高さ：解放基盤面～地表面		
上部架構		1軸でモデル化	端部は1軸でモデル化、中央部は門型でモデル化	
合理性項目 (妥当性確認項目)	メッシュサイズ (保証する周波数)	13Hz以下（メッシュ数：約500）	20Hz以下（メッシュ数：約10,000）	
	接触剥離要素	考慮しない	構造物（基礎梁及び洞道）と地盤の境界に考慮する	
	改良地盤幅	基礎梁と同幅でモデル化（実寸より小さい）	実寸でモデル化	
	その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を考慮しない</li> <li>基礎梁高さは地盤高さに合わせる(T.M.S.L.55.0m)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>周辺地盤のうち粗粒砂岩（厚さ0.37m）を考慮する</li> <li>基礎梁高さは実際の高さ（T.M.S.L.55.3m）</li> </ul>	
保守性を付与	拘束効果	周辺構造物	洞道、流動化処理土を考慮しない	洞道・流動化処理土を考慮する
		杭	モデル化しない	モデルに考慮
		MMR	考慮しない	実情に合わせて考慮

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考6】

### ■ 設計モデルの保守性の確認項目

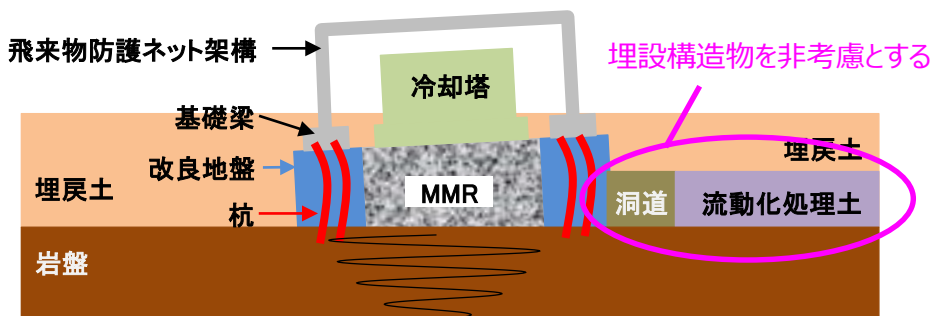
- 設計における応答・反力→地震荷重の伝達の流れを踏まえ、**改良地盤への拘束効果が低下すると、上部架構の応答や、地盤の変形が大きくなり、杭に伝達される地震荷重が大きくなることから、拘束効果の低下による保守性に着目する。**
- 周辺構造物による拘束効果が水平方向の地震荷重を小さくすると考えられることから、設計モデルでは埋設構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に保守性を与えると想定。
  - ⇒ **(a) 埋設構造物による拘束効果**
  - 当該施設における特徴として、埋戻土が【非液状化】する状態が最も拘束効果が大きく、【液状化】が最も低くなり、上部架構の応答が大きくなると予想され、埋戻土が【液状化】する状態（改良地盤の側面拘束が減少）が最も判定指標の応答値が大きくなると考える。
    - ⇒ **(b) 埋戻土（地盤）の剛性変化**
  - 上記は、水平方向の拘束効果に係る保守性の確保に係る事項であるため、**鉛直方向の応答**についても適切に保守性に配慮する必要がある。



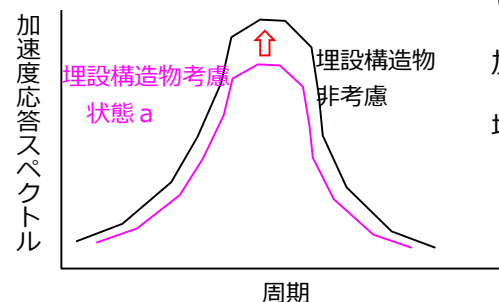
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考7】

## ■目的

- 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、設計モデルでは埋設構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に**保守性**を与えると想定。
- **上記の影響は、**設計モデルを用いて非液化化/液化化時の状態で確認する。



## 挙動の予測



「埋設物を考慮した状態」から、非考慮の状態とすることで拘束効果が低減する  
↓  
加速度は大きくなる  
↓  
地震荷重は大きくなる

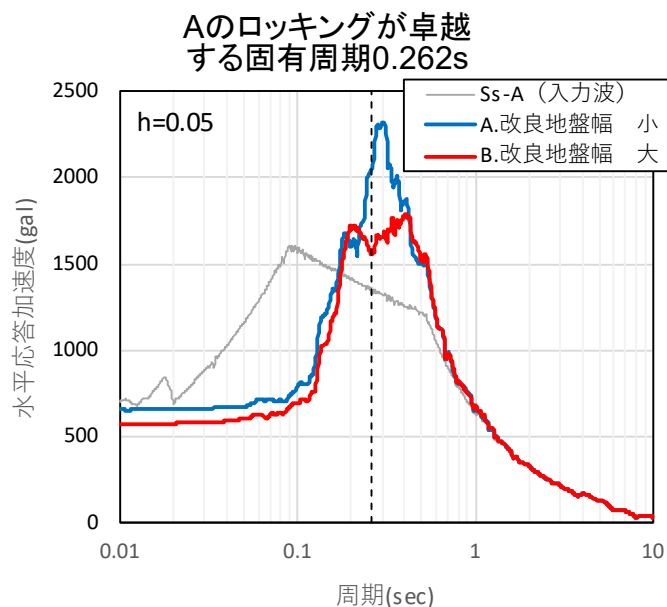
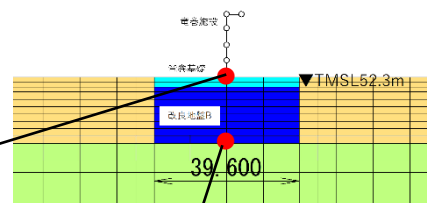
応答値比較表（イメージ）

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構)	B)曲げ (上部架構)	C)最大加速度 (基礎梁・上部架構)	D)変形 (改良地盤)	E)応答値 (改良地盤)	F)応答 ひずみ
埋設構造物を非考慮	設計モデル(拘束無)	大	大	大	大	大	大
状態 a	設計モデル(拘束有)	小	小	小	小	小	小

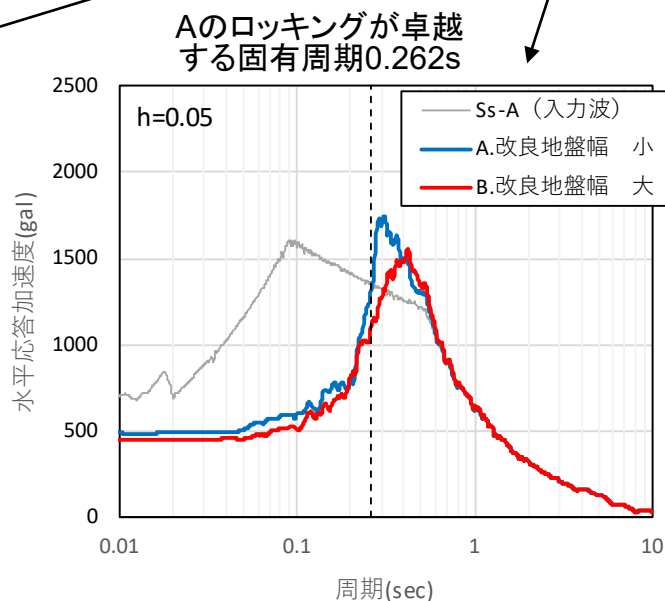
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考8-1】

## ■ 改良地盤幅が異なる場合の加速度応答スペクトルの挙動について

- Ss-A加振時の水平加速度応答スペクトルは、幅が小さい方が応答が大きくなる。
- これは、幅が小さいほうが、地盤全体のロッキング挙動の影響がより顕著となり、応答を増幅させたものとする（改良地盤のロッキングが卓越する固有モードの固有周期とピークが概ね一致）。



基礎梁



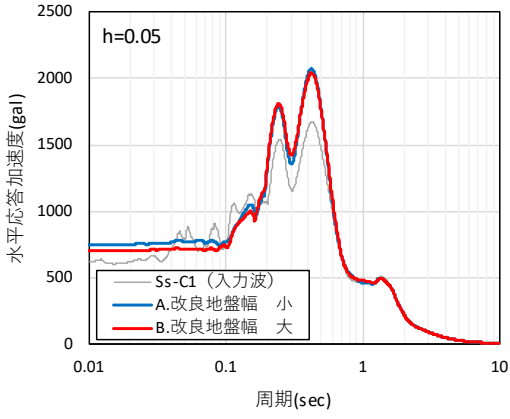
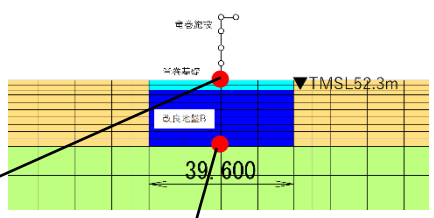
改良地盤底面

水平加速度応答スペクトル

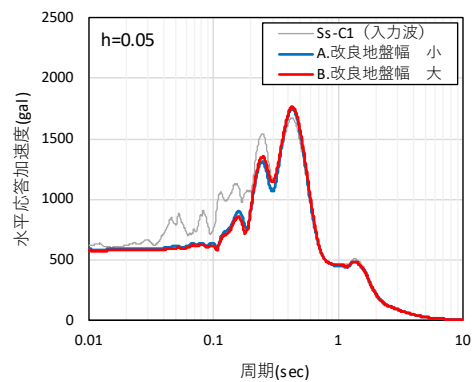
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考8-2】

## ■ 改良地盤幅が異なる場合の加速度応答スペクトルの挙動について

- Ss-C1加振時では、幅の違いによる影響は軽微。
- Ss-C1は、Ss-Aの全周期帯を包絡スペクトルとは異なり、継続時間が短くパルス的な挙動のため、入力地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答値に表れた。

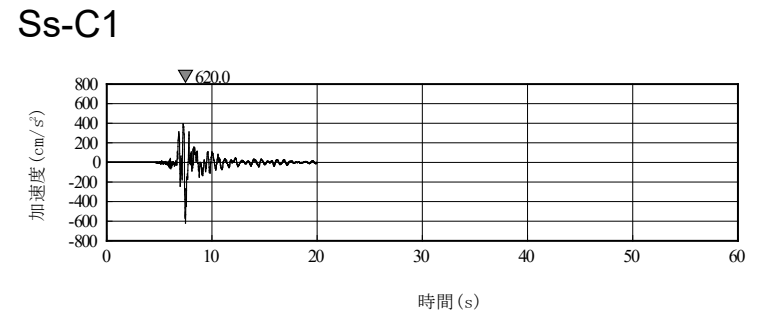
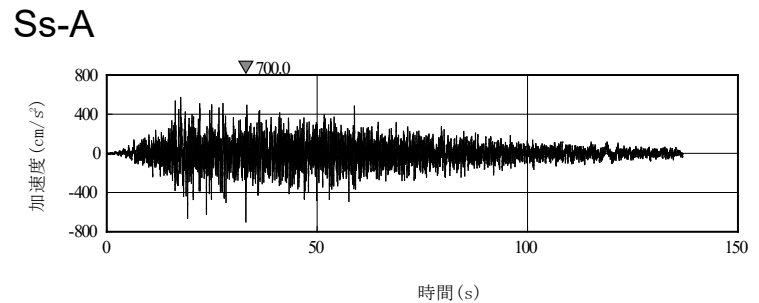


基礎梁



改良地盤底面

水平加速度応答スペクトル



入力地震動

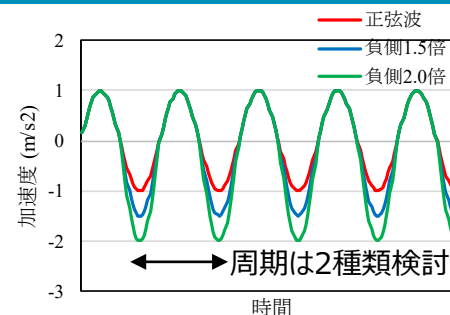
## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考9】 入力地震動の非対称性に関する分析

➤ 設計モデルと鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度の差異の要因の1つとして波の非対称性が考えられる。設計モデル及び鉛直確認モデルを用いて、正負の非対称性を設けた正弦波（水平のみ）を入力としたときの屋根部の鉛直加速度について追加分析した。

➤ 実地震動のような特異性を有さない正弦波において、以下の結果が得られた。

- Ss-C1の卓越周期に合わせた正弦波で加振した結果(表(1)による確認)、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。一方、鉛直確認モデルでは、波の非対称性に伴う屋根部の鉛直加速度の違いが確認できた。
- 正弦波の周期帯を屋根部の固有周期かつロッキング周期近傍である0.25秒とした正弦波で加振しても、(表(2)による確認)、同様の傾向であった。両モデルの正弦波加振時の応答値の差異は $0.06\text{m/s}^2$ であった。鉛直確認モデルの正弦波と負側2.0倍加振時の応答値の差異は $0.04\text{m/s}^2$ であった。

➤ 以上の結果より、設計モデルにおいて、屋根部の鉛直加速度が小さく評価される要因は、「①周辺構造物をモデル化しないことにより、ロッキングの影響を受けにくい」と判断できるが、「②波の非対称性について」も影響があると考えられる。



(1) 周期0.42sec (Ss-C1の卓越周期近傍)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 ( $\text{m/s}^2$ )※
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

(2) 周期0.25sec (屋根の固有周期かつロッキング周期近傍)

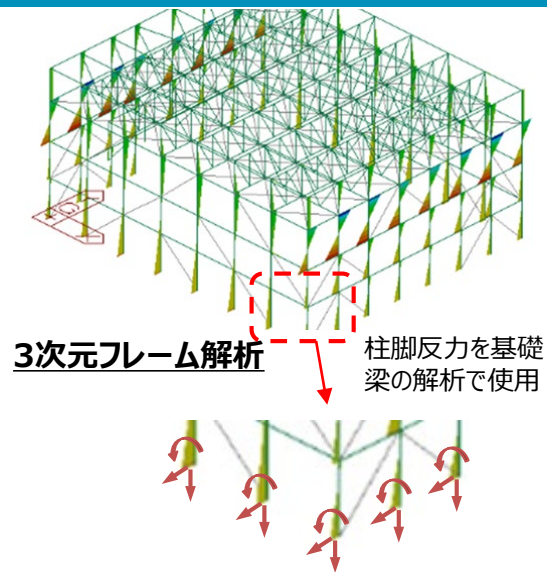
解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 ( $\text{m/s}^2$ )※
設計モデル	正弦波	0.02
	負側1.5倍	0.01
	負側2.0倍	0.01
鉛直確認モデル	正弦波	0.08
	負側1.5倍	0.10
	負側2.0倍	0.12

※最初の1周期の最大値を記載

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考10】

## ➤ 支配的な荷重(応答値)の整理

- 基礎梁・杭に対する支配的な荷重も、以下の理由から、基本的には上部架構のフレーム部材と同じく、「水平成分」と考えてよい。
  - 基礎梁の解析では、3次元フレーム解析の柱脚で生じる反力を、インプットとして用いる。また、杭の評価では、基礎梁の支点反力を、インプットとして用いる。
  - よって、基礎梁・杭に対する影響は、上部架構の柱の状況に依存することとなり、「4.3 鉛直応答への影響」に示す柱の支配的な荷重(水平成分)が、基礎梁・杭にも支配的と言える。
- 下表に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表を右下に示す。
- 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。



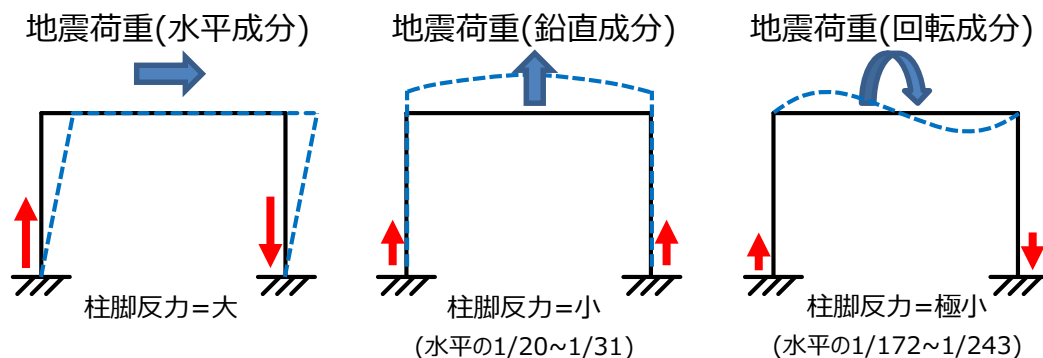
柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

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1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考11】

### ➤ 支配的な荷重(応答値)の整理

- 地震応答解析の結果(応答値)は、下表の7項目を地震荷重として設計で使用する。
- 設計に影響の大きい支配的な荷重は「水平成分」である。
- 各設計対象(フレーム部材・座屈拘束ブレース・基礎梁・杭)に対し、(1)～(7)の応答値が支配的となる項目を下表に整理する。

### 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) 上部架構の層せん断力	水平成分	○	—	○	○
(2) 上部架構の屋根部の付加曲げ	回転成分	△	—	△	△
(3) 上部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	—	○	—	—

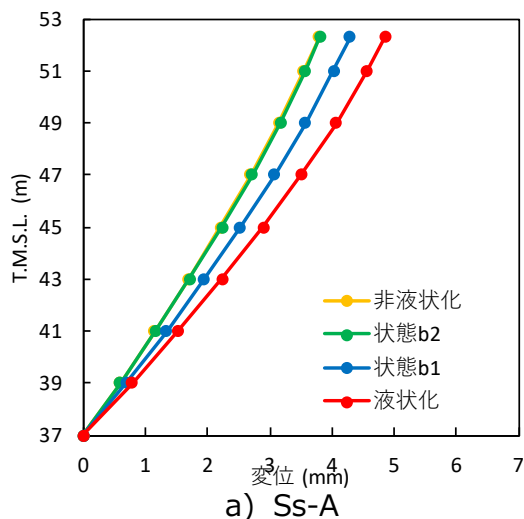
注記) ○：支配的なもの、△：設計に使用するが支配的とならない、—：不使用

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-1】

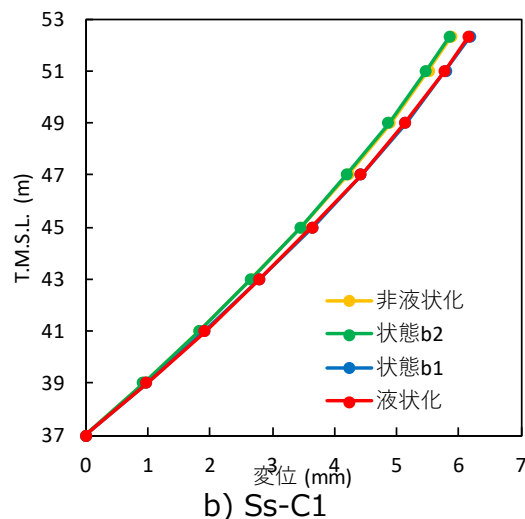
## ■地盤の剛性変化（モデル全体の分析）

### その1 変形状態の分析

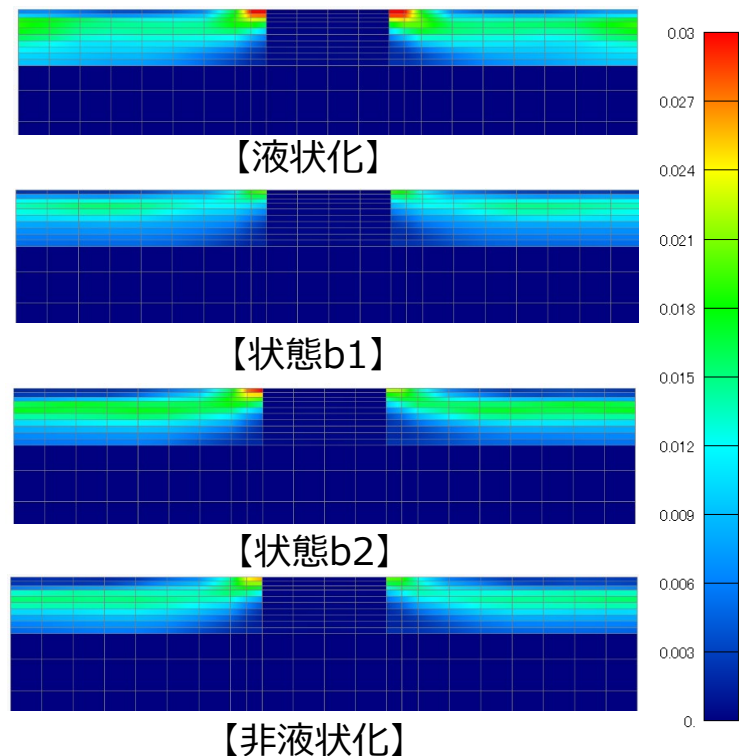
- 局所的な応答値のみならず、解析モデル全体の応答結果を確認した。
- Ss-C1加振時において、地盤の最大せん断ひずみは【液化化】で最大となった（Ss-A加振時については前述）。Ss-C1加振時の【状態b1】においては、せん断剛性が回復し、最大せん断ひずみは小さくなった。
- 改良地盤の変形は、概ね中間状態にあった。Ss-A加振時においては、非液化化と【状態b2】は同等となった。Ss-C1加振時においては、非液化化と【状態b2】は同等、また、液化化と【状態b1】は同等となった。



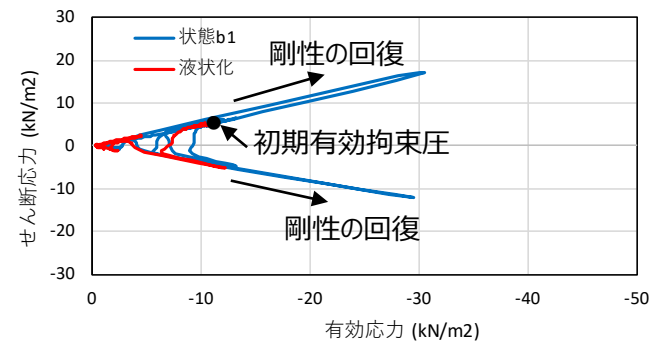
改良地盤の最大相対変位分布



b) Ss-C1



最大せん断ひずみの最大応答分布（Ss-C1加振時）



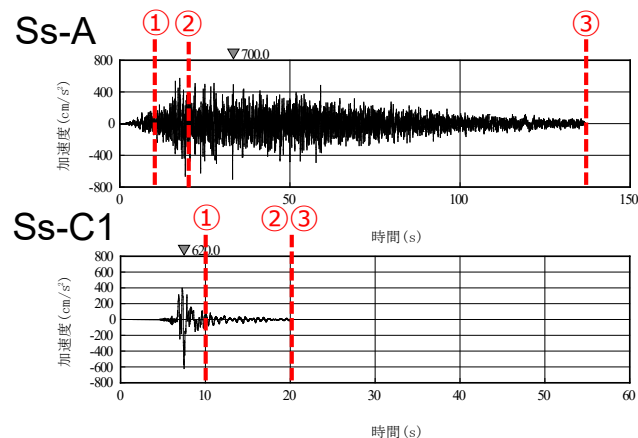
改良地盤近傍要素の有効応力経路図  
(Ss-C1加振時)

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考12-2】

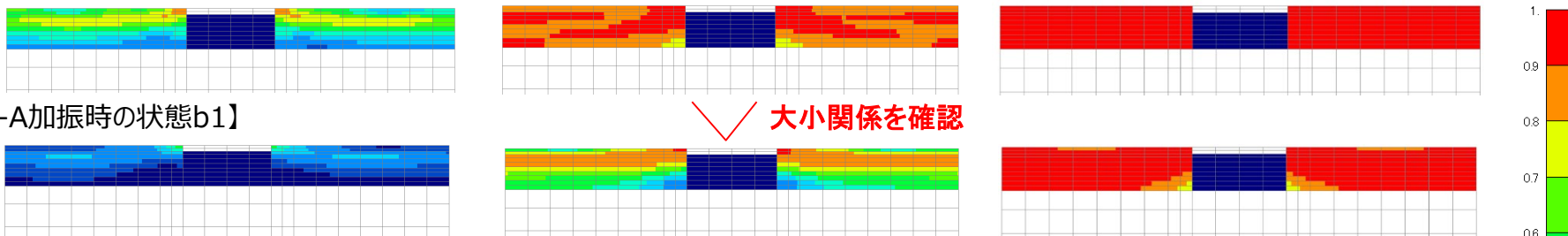
## ■地盤の剛性変化（モデル全体の分析）

### その2 液状化状態の分析

- 各時間断面において、過剰間隙水圧比は、常に【液状化】のほうが【状態b1】よりも大きいことを確認した。
- Ss-A加振時は、継続的に過剰間隙水圧比は上昇し、最終時刻において0.95を全体的に上回った。
- 一方、Ss-C1加振時は、瞬間的に増幅する地震動であるため、10秒加振段階において、ほぼ最終時刻と類似した分布となった。

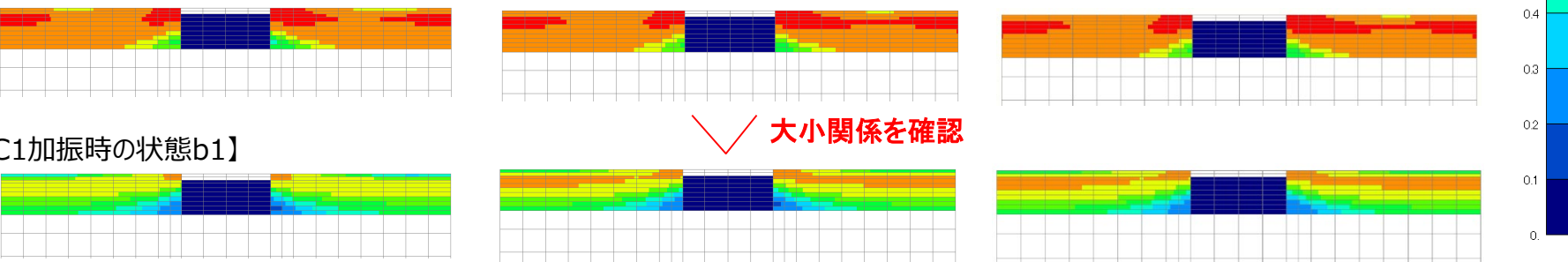


【Ss-A加振時の液状化】



【Ss-A加振時の状態b1】

【Ss-C1加振時の液状化】



①10秒加振後

②20秒加振後  
過剰間隙水圧比分布

③最終時刻

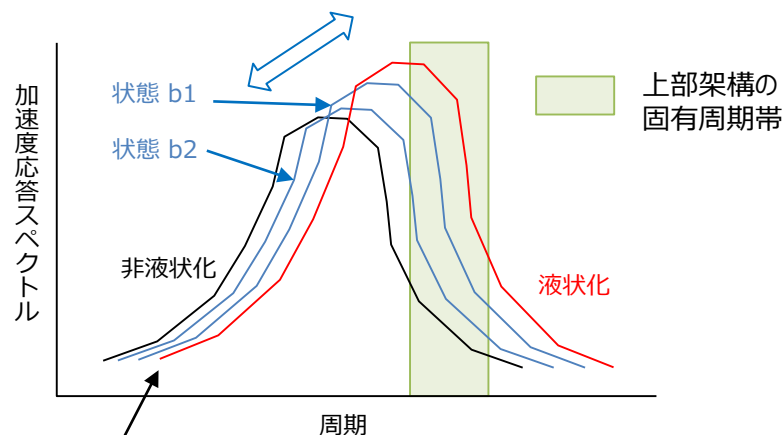


# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考13-1】

## 応答値にランダム性がある要因分析

### (1) 分析の方針

- 特異な挙動を示すSs-B4、Ss-C3(EW)を含む上部架構の層せん断力に着目する。
- 応答値を評価するにあたり、起点となる基礎梁の加速度応答スペクトルと層せん断力を分析する。
- 上部架構の1次固有周期帯のうち、「力」である層せん断力は非線形化が進行する前の挙動が主となるため、0.4～0.5秒の周期帯に着目する。
- 上記1次固有周期帯のみでは説明できない場合は、結果から分かる他の要因を分析する。

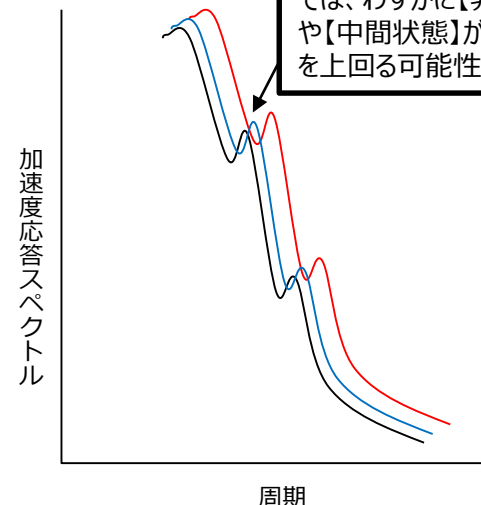


短周期においては、【液化化】が必ずしも最大とならない

詳細に分析  
入力地震動の特性によっては、わずかに【非液化化】や【中間状態】が【液化化】を上回る可能性がある

### (2) 挙動の予測の深堀

- 挙動の予測として、液化化するほど長周期化し、かつ応答は増幅するが、短周期においては、【液化化】が必ずしも最大とならない可能性がある。
- また、あまり長周期化せず、かつ応答の増幅が小さいような入力地震動では、上部架構の固有周期帯においても、全体的には【液化化】が最大となるものの、一部右図のような現象が起こりえる。



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-2】

### (3) 検討結果

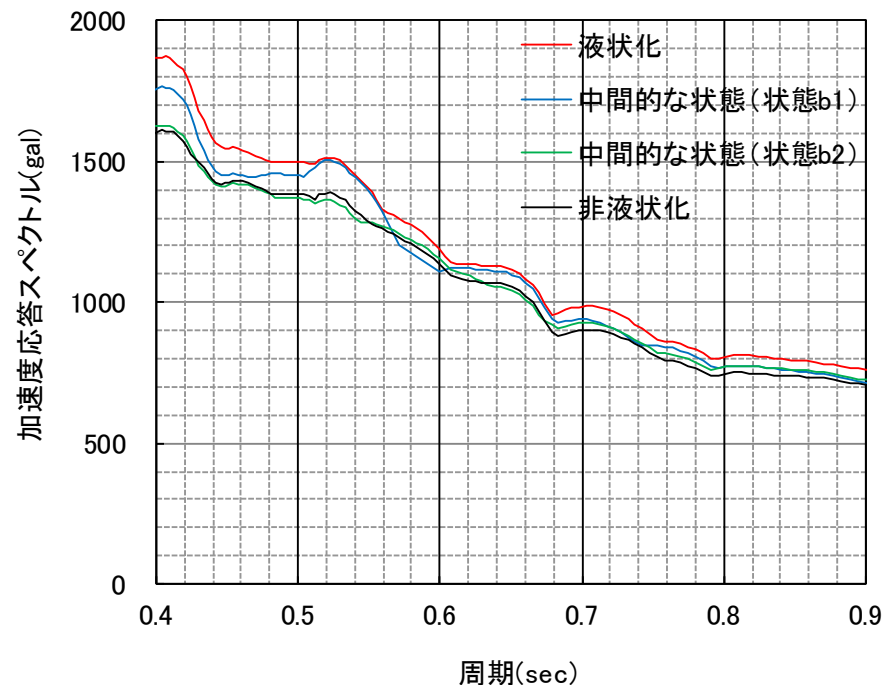
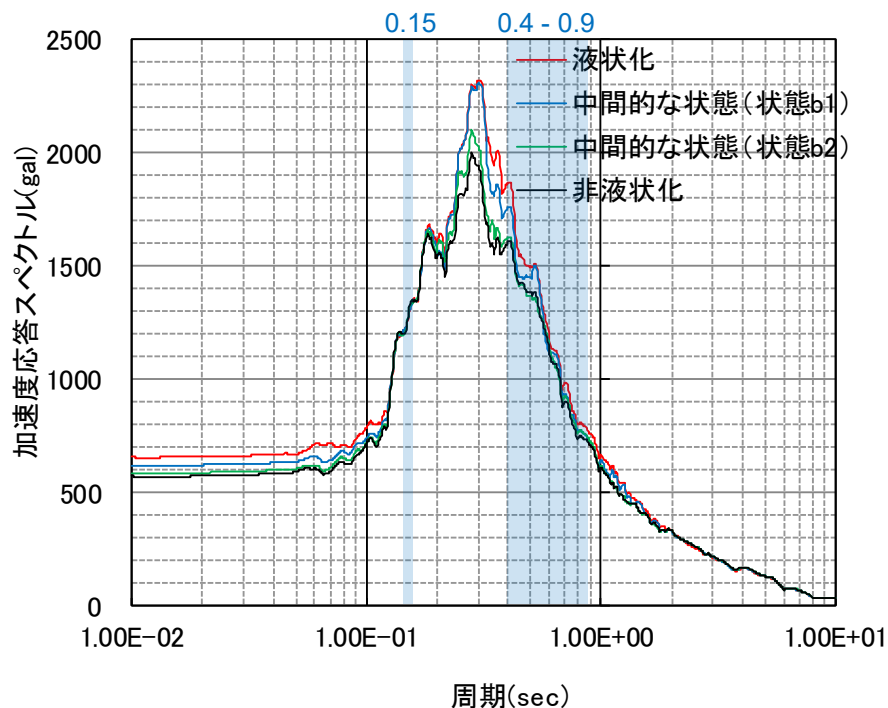
- Ss-B4、Ss-C2(NS)、Ss-C3(EW)、Ss-C4(NS)の4波において、0.4～0.5秒の範囲の応答で一部【液状化】を上回った。

地震波	大小関係
Ss-B4	【状態b1】 > 【液状化】
Ss-C2(NS)	【状態b1】、【状態b2】 > 【液状化】
Ss-C3(EW)	【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C4(NS)	【状態b1】、【状態b2】 > 【液状化】

- 次ページに示すSs-B4加振時の層せん断力時刻歴をみると、概ね【液状化】が最大となっているが、ピーク値が発生する時間断面では【液状化】が最小となっていた。この時刻においては、1次モードのみならず、2次以降のモードも含んだ時刻歴の挙動を示していた。
- この4波について、2次の固有周期帯0.15秒～0.2秒（非線形化を考慮）に着目すると、以下のとおりの結果であった。

地震波	大小関係
Ss-B4	【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C2(NS)	【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C3(EW)	【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C4(NS)	【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】

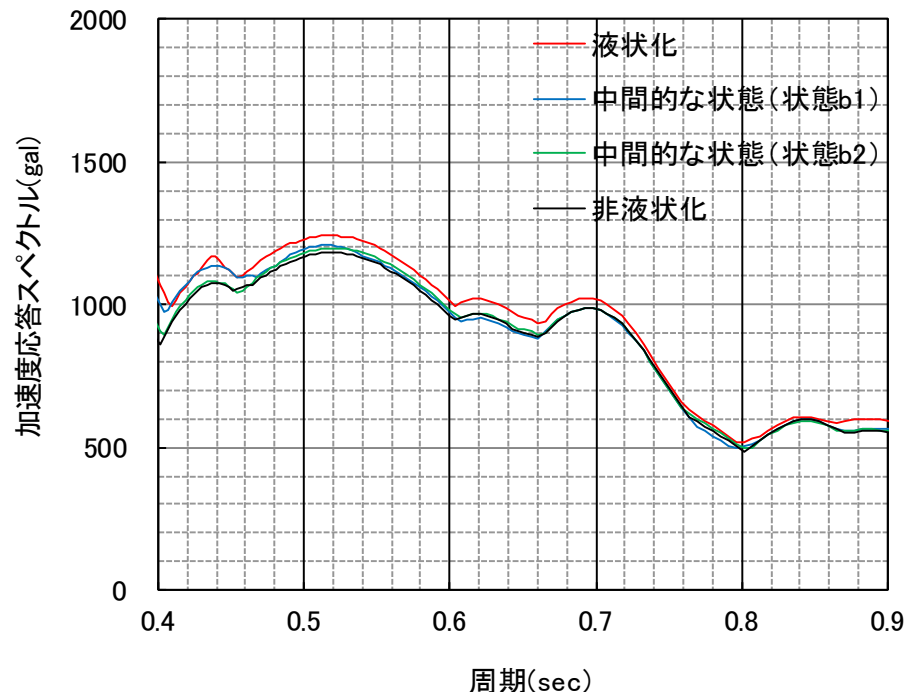
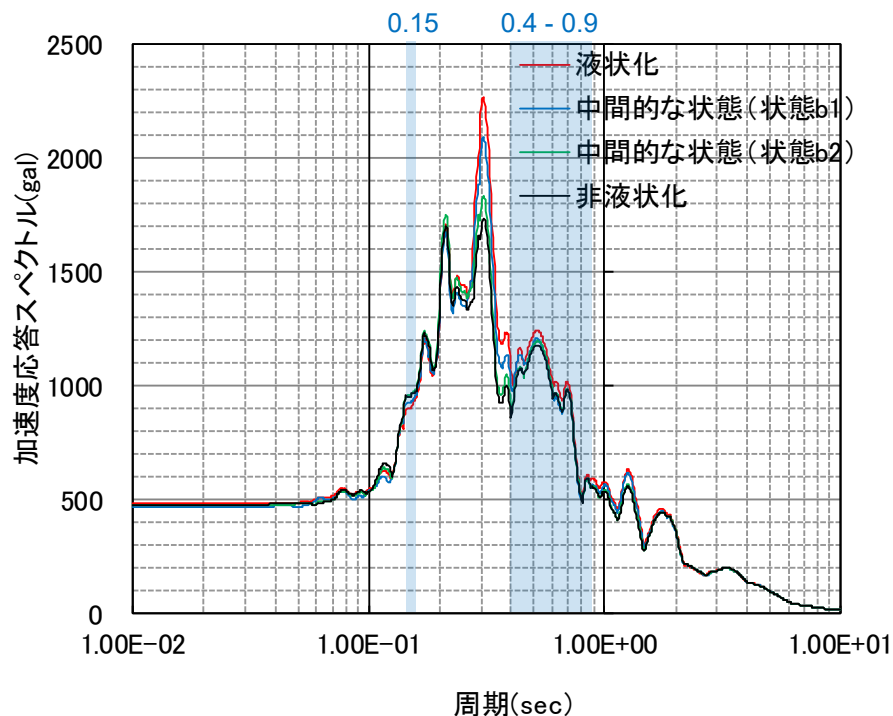
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考13-3】



Ss-A加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

- 上部架構の一次周期である0.4-0.9秒の範囲では、【非液状化】～【液状化】で差があり、全域にわたって【液状化】が最大となっている。これは、層せん断力の大小関係と合致する。
- 上部架構の二次周期である0.15秒付近では、【非液状化】～【液状化】の状態の差はほとんどなく、層せん断力への影響は小さい。
- 0.4-0.9秒の範囲の応答スペクトルが、層せん断力の大小関係に影響した原因の一つと考えられる。

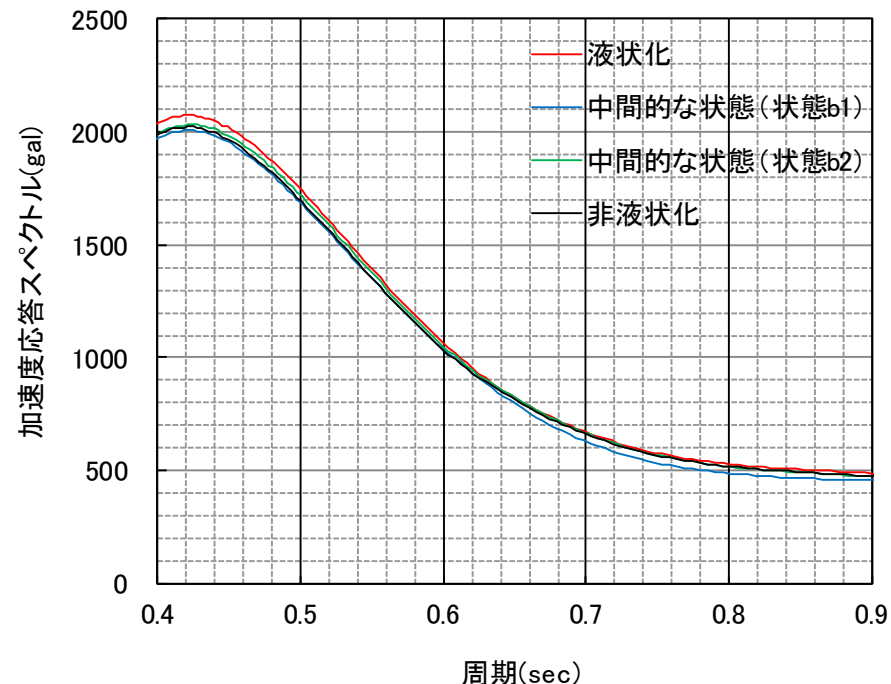
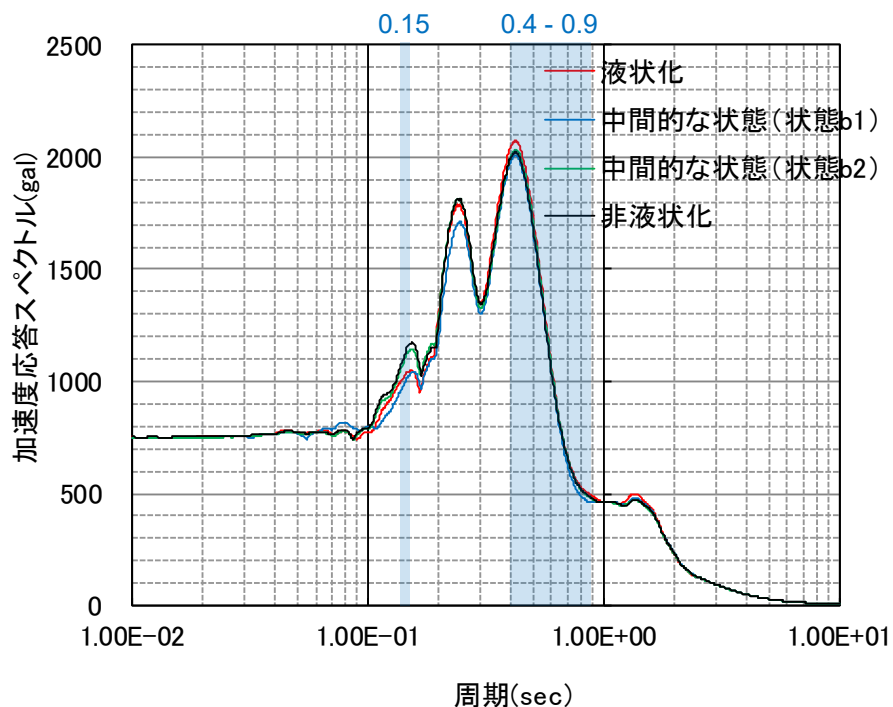
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考13-4】



Ss-B4加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

- 上部架構の一次周期である0.4-0.9秒の範囲において、一部の範囲で【状態b1】>【液状化】の関係となっているが、基本的に【液状化】が大きい。これは、層せん断力の大小関係と合致しない。
- 上部架構の二次周期である0.15秒付近では、【液状化】が他の状態を下回っており、層せん断の大小関係と合致する。
- 0.15秒付近の応答スペクトルが、層せん断力の大小関係に影響した原因の一つと考えられる。なお、0.4-0.9秒の影響は、0.15秒付近の影響よりも小さかったものと考えられる。

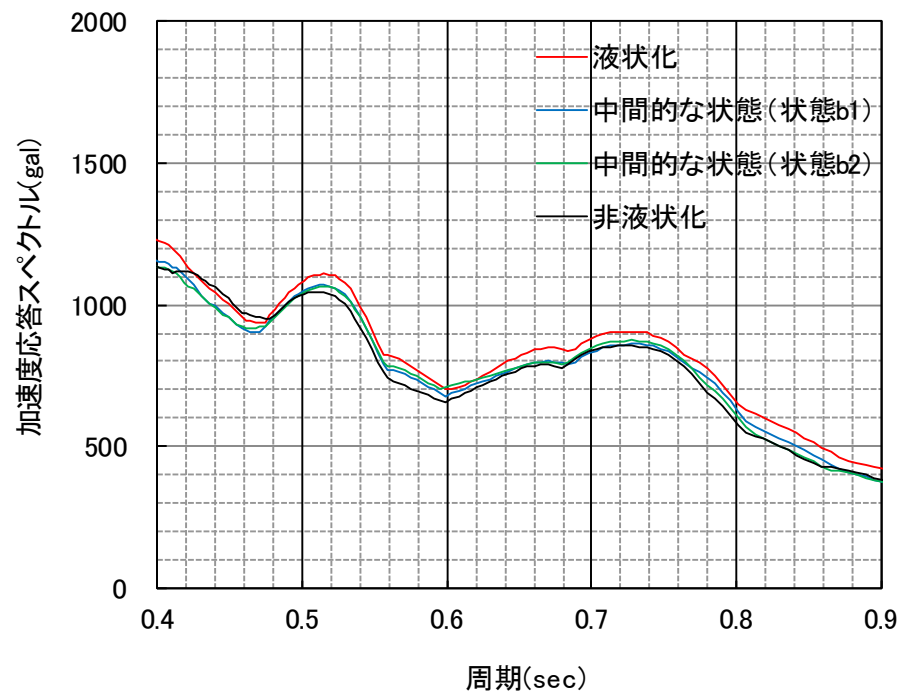
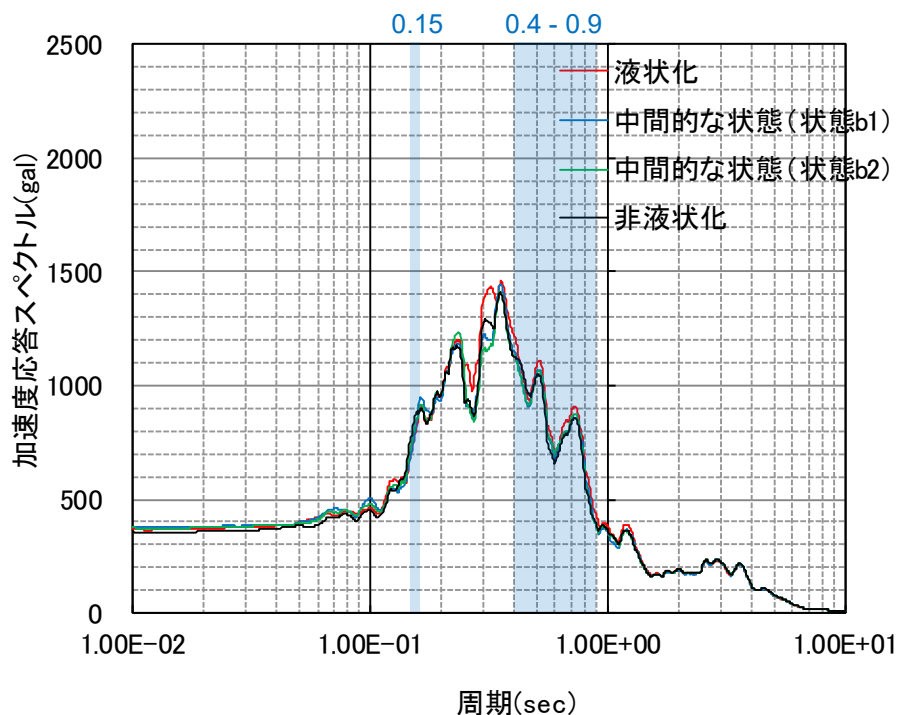
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-5】



Ss-C1加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

- 上部架構の一次周期である0.4-0.9秒の範囲において、一部の範囲で【状態b2】>【液状化】の関係となっているが、概ね【液状化】が最大となっており、層せん断力の大小関係と合致する。
- 上部架構の二次周期である0.15秒付近では、【液状化】が他の状態を下回っている。これは、層せん断の大小関係と合致しない。
- 0.4-0.9秒の範囲の応答スペクトルが、層せん断力の大小関係に影響した原因の一つと考えられる。なお、0.15秒付近の影響は1000gal相当で、0.4秒付近の2000galと比べて小さいため、層せん断力には0.4-0.9秒が大きく影響したものと考える。

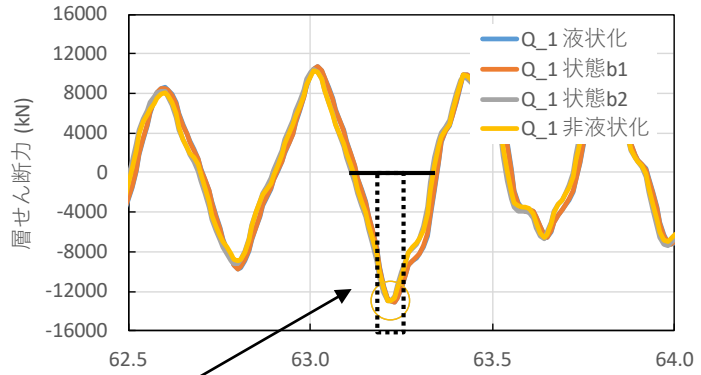
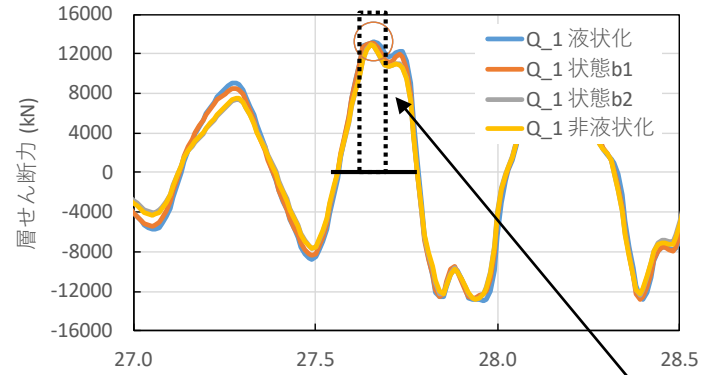
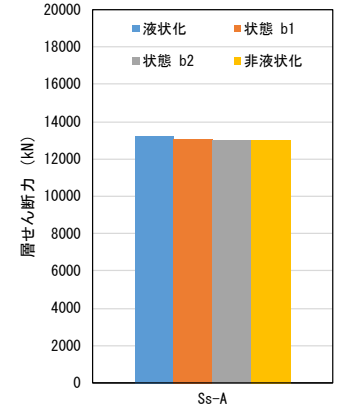
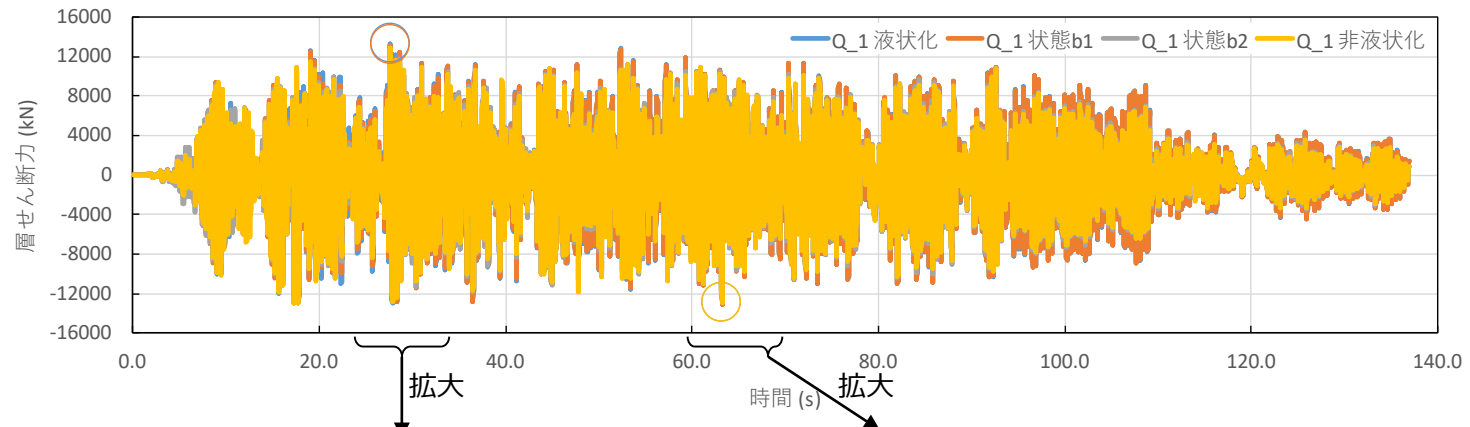
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考13-6】



Ss-C3(EW)加振時の基礎梁上端の水平加速度応答スペクトル

- 上部架構の一次周期である0.4-0.9秒の範囲において、一部の範囲で【非液状化】>【液状化】の関係となっているが、【非液状化】～【液状化】の状態の差はほとんどなく、層せん断力への影響は小さい。
- 上部架構の二次周期である0.15秒付近では、【液状化】が他の状態を下回っている。これは、層せん断の大小関係と合致する。
- 0.15秒付近スペクトルが、層せん断力の大小関係に影響した原因の一つと考える。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-7】

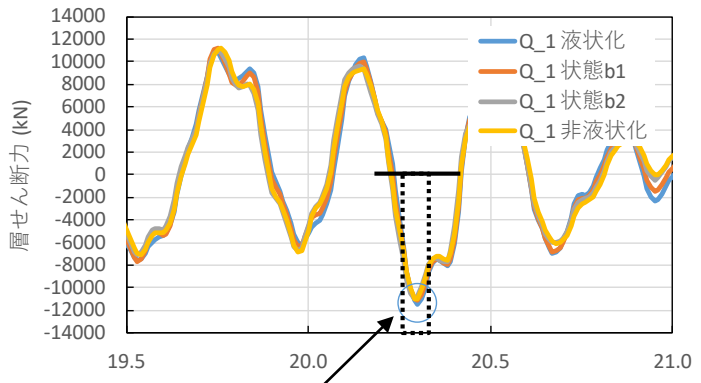
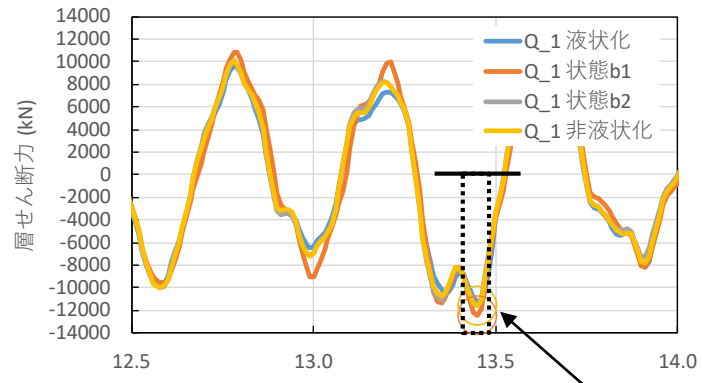
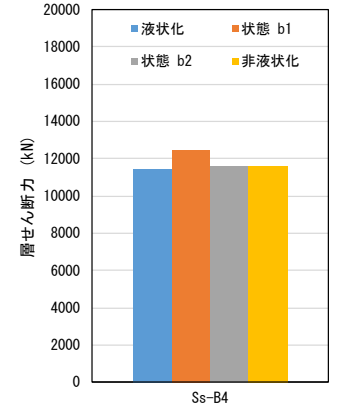
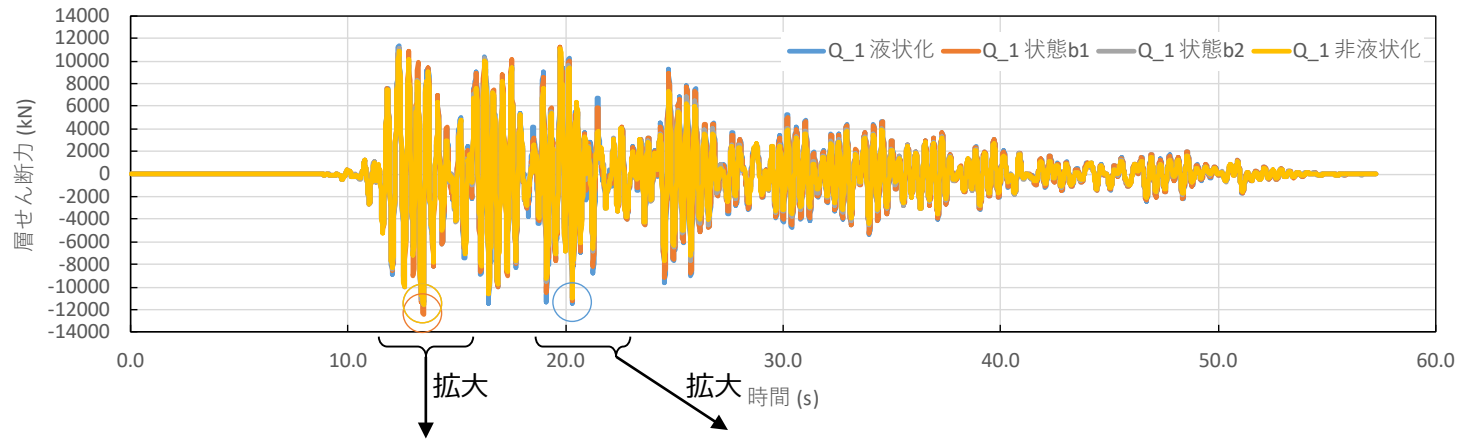


※ 棒グラフは、このタイミングの値を表示（液状化が最大）

### Ss-A加振時の層せん断力の時刻歴

- 振幅が大きくなる状態は時間によって変化している。
- ピーク値が発生する時間断面では、【液状化】が最大となっている。
- 入力地震動の位相と、液状化による剛性変化に応じて、ピーク値が生じる状態が異なる可能性が考えられる。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-8】



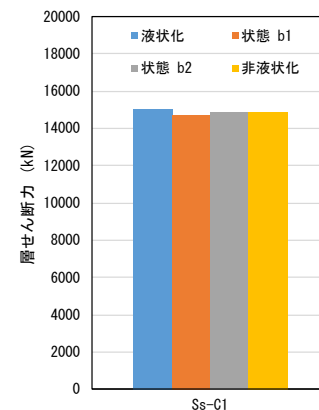
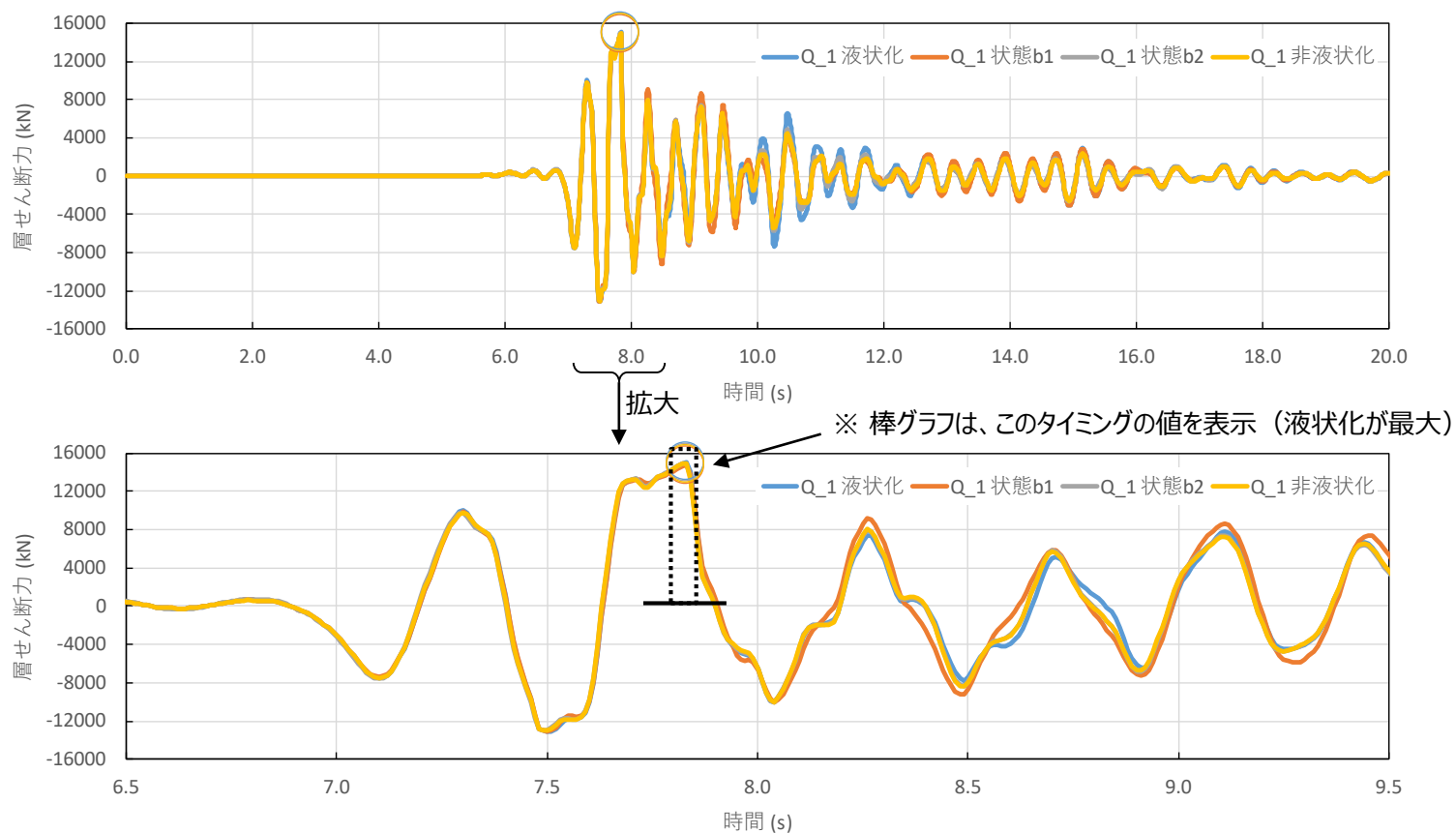
※ 棒グラフは、このタイミングの値を表示（状態b1が最大）

Ss-B4加振時の層せん断力の時刻歴

- 振幅が大きくなる状態は時間によって変化している。
- ピーク値が発生する時間断面では、【状態b1】が最大となっている。
- 入力地震動の位相と、液状化による剛性変化に応じて、ピーク値が生じる状態が異なる可能性が考えられる。



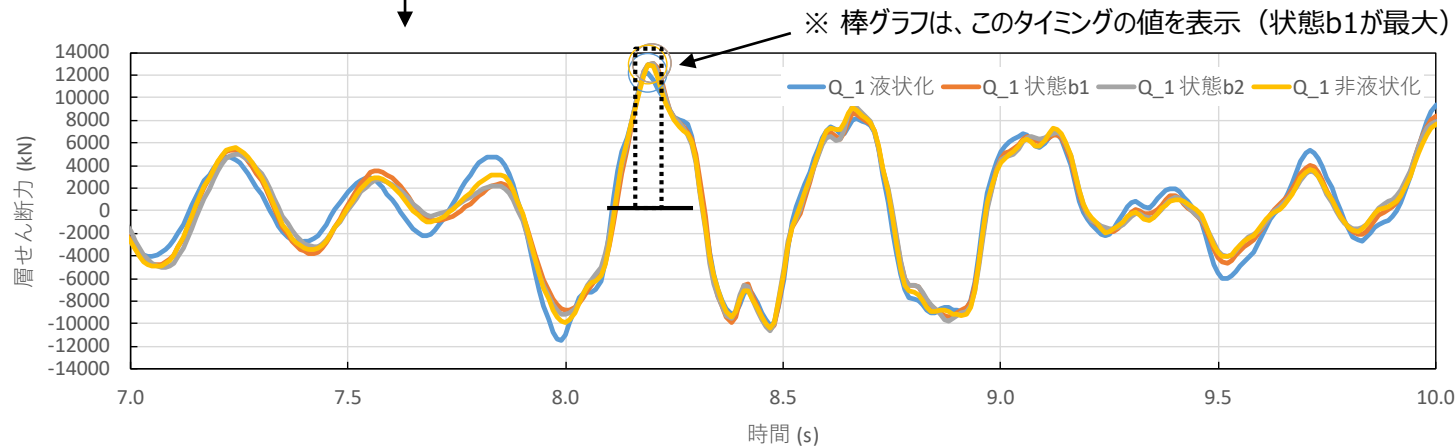
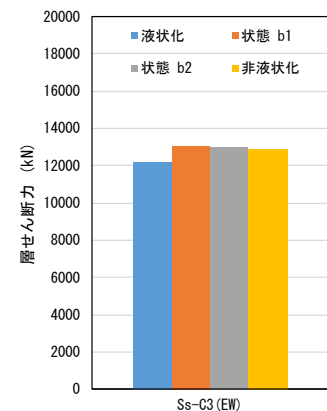
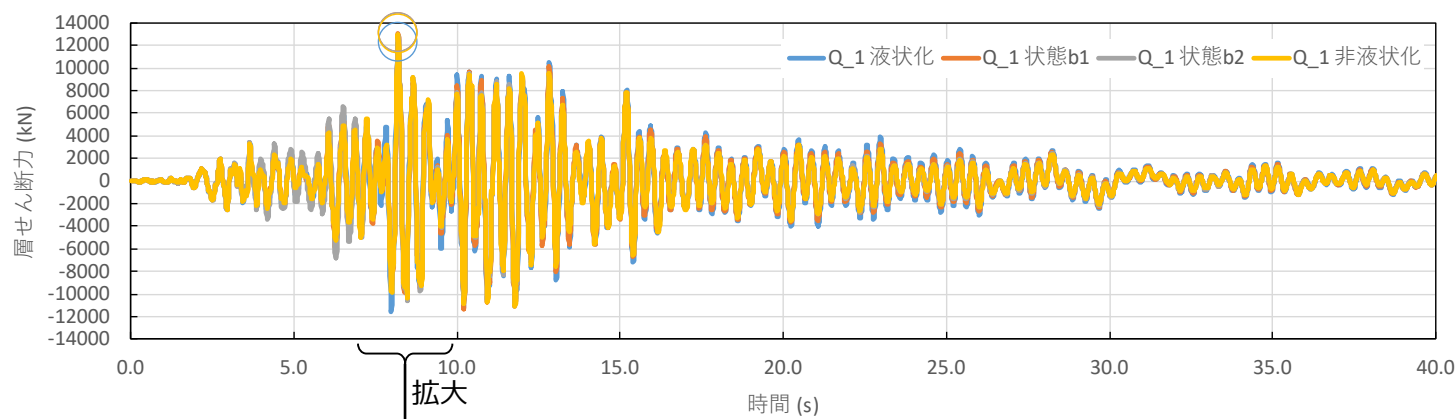
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-9】



Ss-C1加振時の層せん断力の時刻歴

- 振幅が大きくなる状態は時間によって変化している。
- ピーク値が発生する時間断面では、【液状化】が最大となっている。
- 入力地震動の位相と、液状化による剛性変化に応じて、ピーク値が生じる状態が異なる可能性が考えられる。

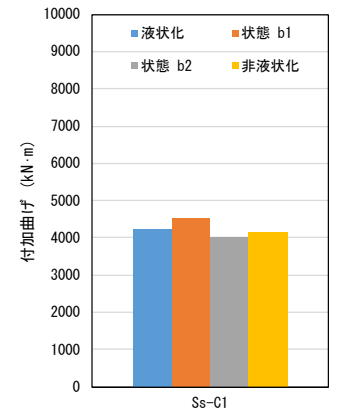
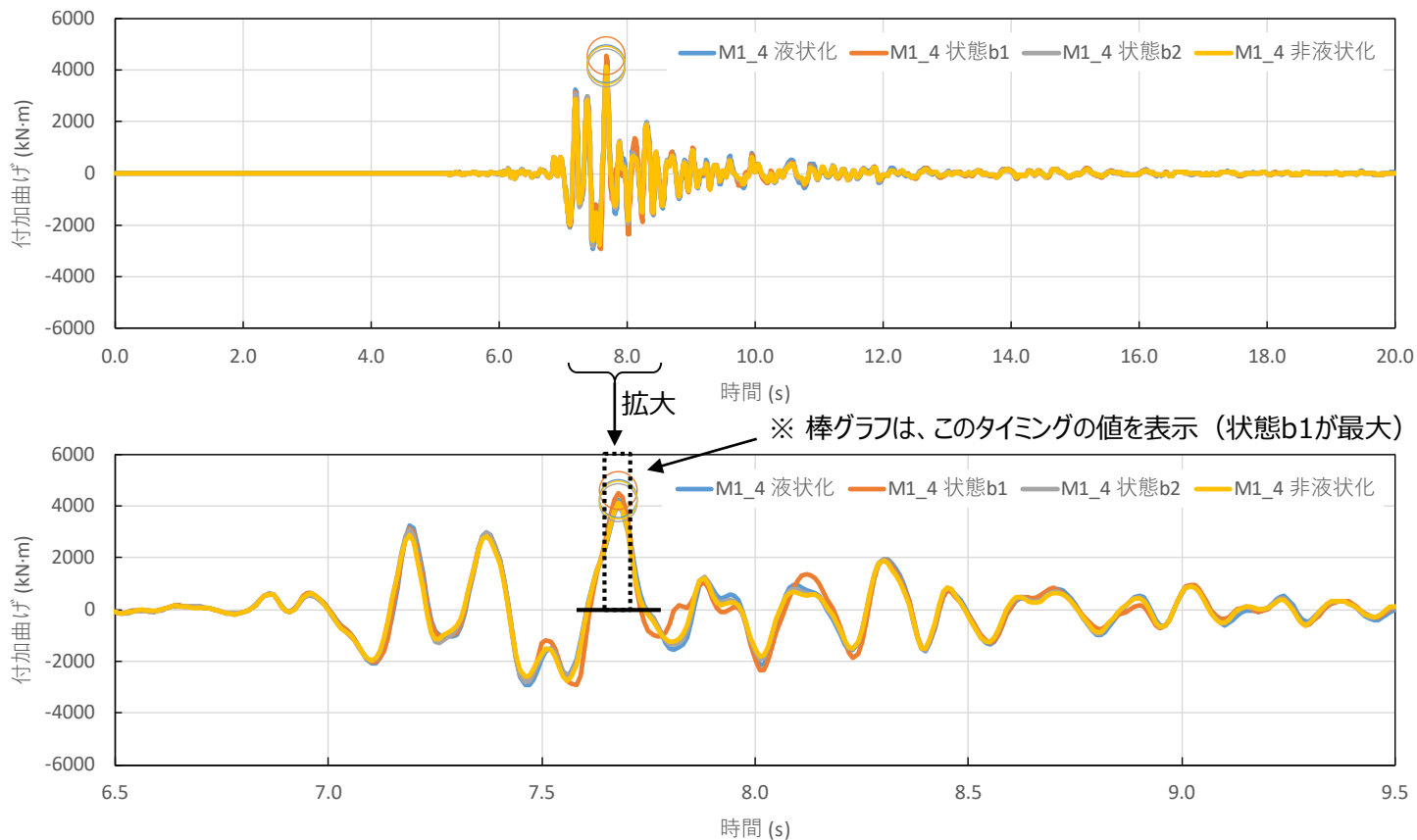
# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-10】



Ss-C3(EW)加振時の層せん断力の時刻歴

- 振幅が大きくなる状態は時間によって変化している。
- ピーク値が発生する時間断面では、【状態b1】が最大となっている。
- 入力地震動の位相と、液状化による剛性変化に応じて、ピーク値が生じる状態が異なる可能性が考えられる。

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-11】



Ss-C1加振時の付加曲げの時刻歴

- 振幅が大きくなる状態は時間によって変化している。
- ピーク値が発生する時間断面では、【状態b1】が最大となっている。
- 入力地震動の位相と、液状化による剛性変化に応じて、ピーク値が生じる状態が異なる可能性が考えられる。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-12】

## (4) 追加検討

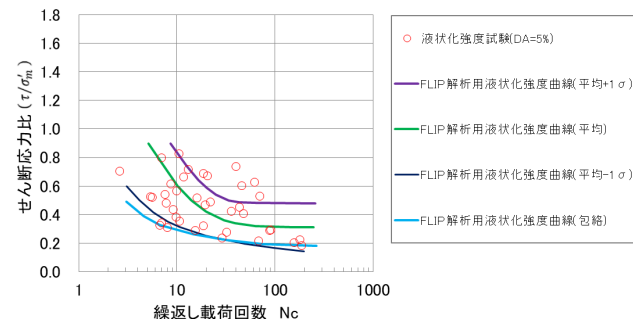
- 前ページより、中間状態が最大となった地震荷重について、Ss-B4加振時の層せん断力を例に時々刻々の変化を分析したところ、長い周期の変動において概ね液状化状態が大きくなっているが、その長い周期の変動に時折短い周期の変動が重なり、中間状態が大きくなっていることが確認され、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、短い周期の凸が長い周期の凸に重なり、最大荷重の発生時刻において中間状態が最大となったものと考えられる。
- この短い周期の変動は高次モードに起因するものであり、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、短い周期の凸が長い周期の凸に重なり、最大荷重の発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。
- また、応答スペクトル上での細かい高次モードのピークが、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応答スペクトルに現れたことも要因の一つと考えられる。
- 上記のことから、地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となったのは、上記事象が重なったことによると推定されるが、地盤剛性の中間状態における地震荷重の大小関係について特異な現れ方をした地震動における地震荷重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Ss-B4及びSs-C3(EW)、並びに、水平方向の地震荷重が最大となった地震動Ss-A及びSs-C1の合計4波を用いて、部材ごとの地震荷重を検討した。

【状態b3】：液状化強度曲線として $-1\sigma$ を設定

（【液状化】と【状態b1】の中間）

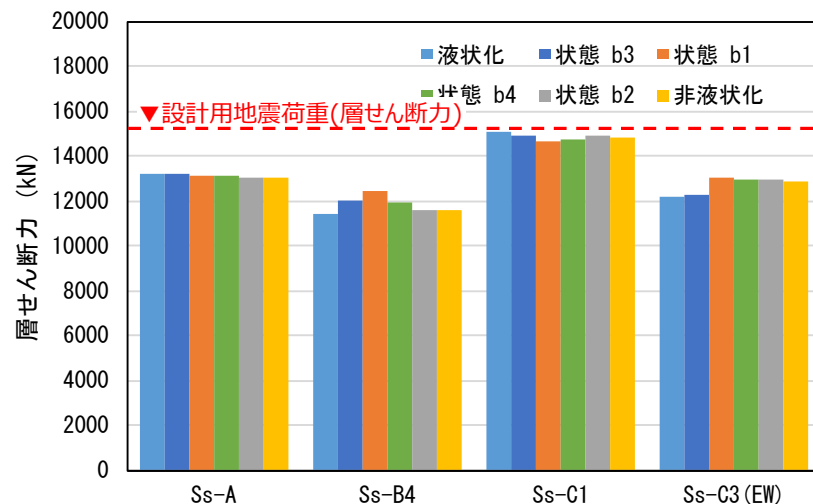
【状態b4】：液状化強度曲線として $+1\sigma$ を設定

（【状態b1】と【状態b2】の中間）

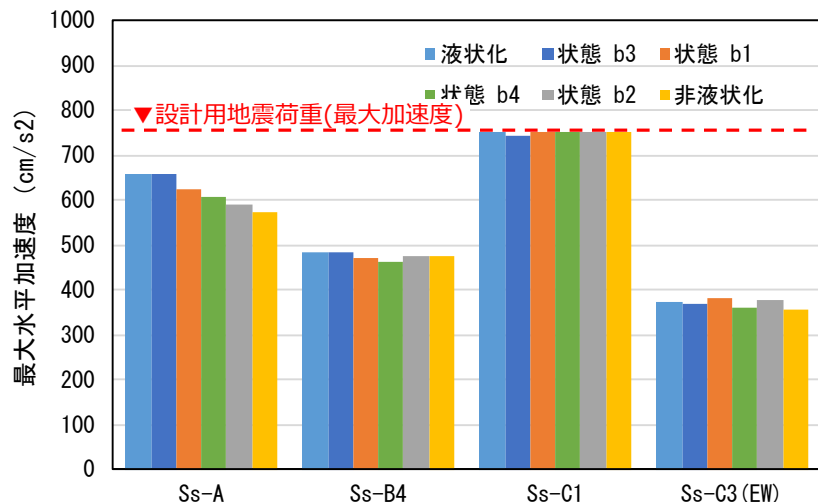


# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考13-13】

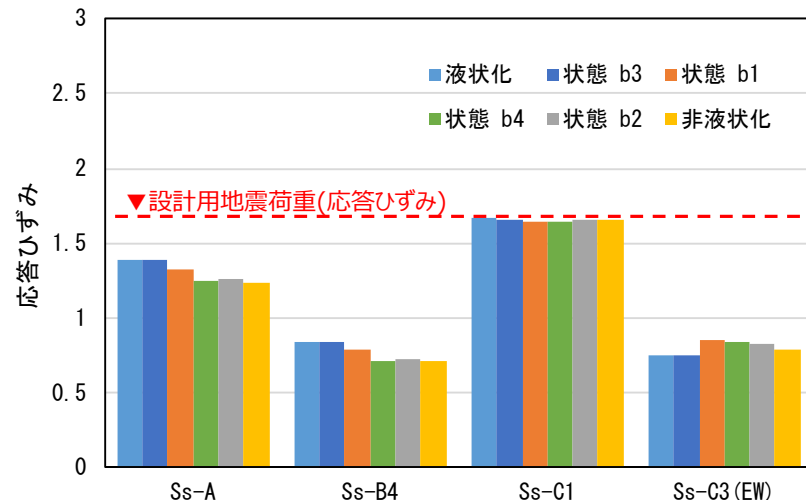
- 【状態b1】の前後である【状態b3】や【状態b4】においても応答値に**挙動の予測**とは異なる現象が確認できるが、特異な挙動は確認されていない。
- Ss-A及びSs-C1加振時においては、【液状化】が最大となることから、中間状態については、設計上配慮する必要はない。
- Ss-B4及びSs-C3(EW)では中間状態が最大となるが、設計用地震荷重として採用しないため、部材評価への影響はない。



A) 層せん断力 (上部架構)



D) 最大水平加速度 (基礎梁)



G) 応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考13-14】

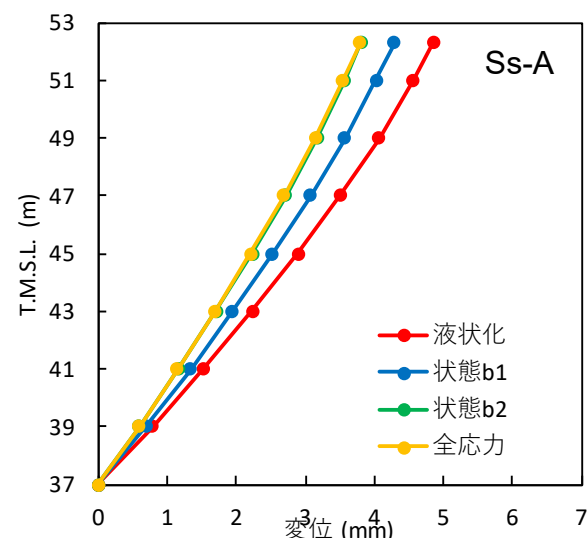
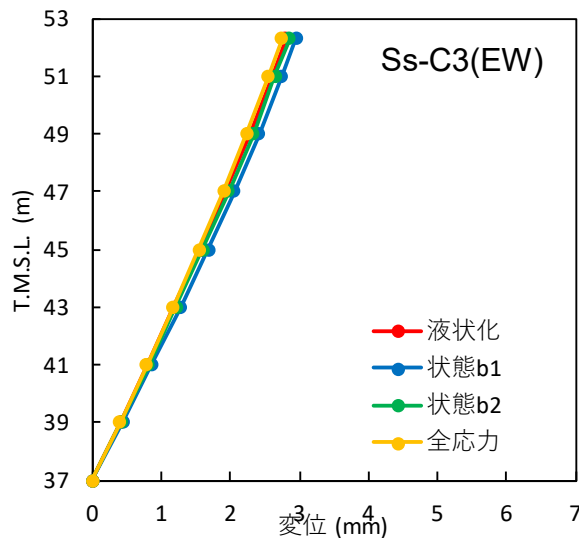
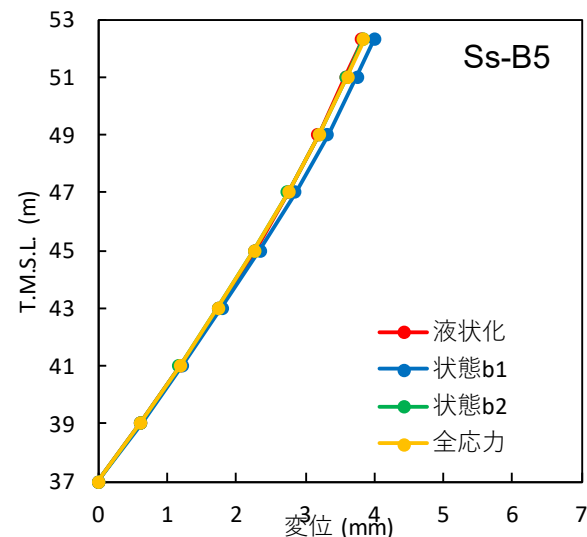
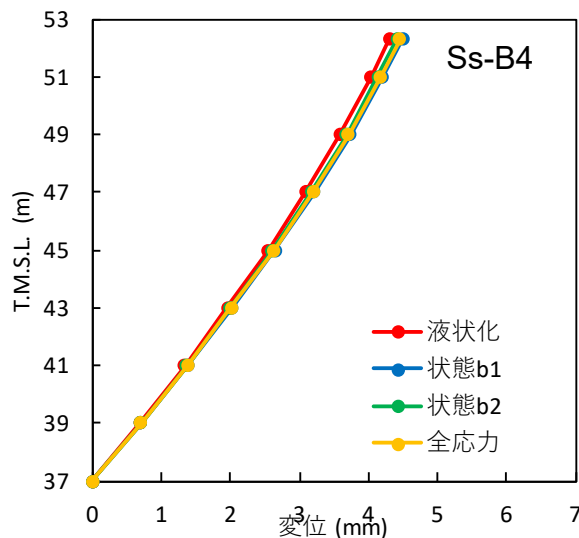
### （5）追加検討の結果について

- 前ページの結果より、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の現れ方について、一定の傾向は認められず、増減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】において最大となる地震動について、【状態b1】の前後の中間状態において【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。
- 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。

## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考14】

### 改良地盤の変形が大きい要因分析

- 改良地盤の変形量が大きい、Ss-B4、Ss-B5、Ss-C3(EW)と、参考としてSs-Aの改良地盤の最大変位分布を示す。
- Ss-Aと比較すると、各状態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Ss-B4で最大0.18mm/改良地盤高さ18m=0.001%と微小である。

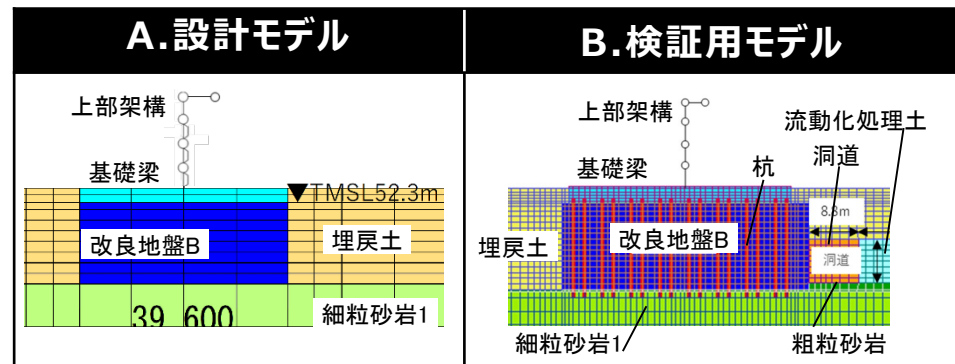


改良地盤の最大相対変位分布

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-1】検証用モデルとの比較

## 【検証用モデルの比較：NS方向】

- ▶ 設計モデルの妥当性について前ページで構築した検証用モデルとの比較により確認する。
- ▶ 確認に用いる地震動及び地盤物性（Ss-A及びSs-C1、液化化時、地盤物性は標準地盤（P10参照））は、妥当性検証の確認と同じとする。
- ▶ 設計モデルにおける水平成分の応答値（層せん断力・基礎部の水平加速度、改良地盤の変形量）は、保守的であることを確認した。なお、基礎部の鉛直加速度は同等程度であることを確認した。
- ▶ 頂部の付加曲げ・屋根部の鉛直加速度は、「設計モデル<検証用モデル」であるが、部材評価に対して支配的な応答値ではないため、影響は小さく、波及的影響評価に関係する部材の検定値において設計モデルの方が、トータルとして保守的になることを同等の鉛直加速度を再現した鉛直確認モデルで確認済である。（P29参照。）
- ▶ 従って、設計モデルの応答値は科学的合理性を有しつつ、保守的であり、部材設計に用いることは妥当であることを確認した。



応答値比較表

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	10417	10189	0.979	4216	7827	1.857	614	697	1.135
3層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-	14230	13969	0.982	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-	14626	14346	0.981	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-	15048	14911	0.991	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (NS方向)									Ss-C1 (NS方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	753	729	0.969	189	190	1.006	6.15	5.25	0.855

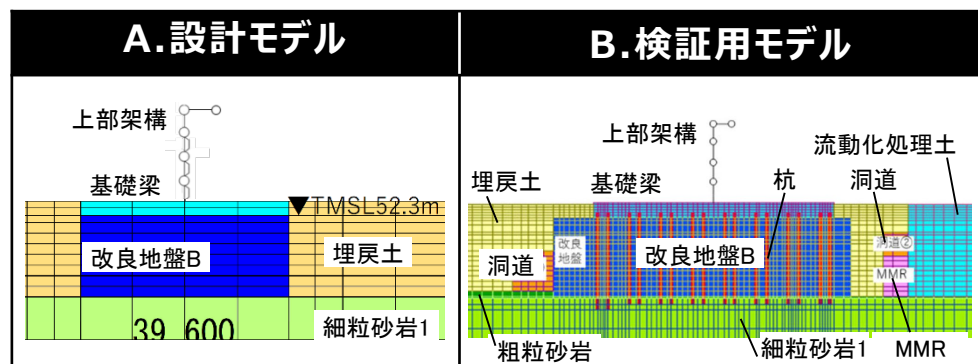
注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する



# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-2】検証用モデルとの比較

## 【検証用モデルの比較：EW方向】

- ここでは、EW方向の比較を記載する。
- 「(3)屋根部の鉛直加速度」の検証用モデルと設計モデルの差は、NS方向よりEW方向の方が差が大きく、1.31倍となっている。これは「鉛直確認モデルと設計モデルの比率1.37倍（P26参照）と同程度である。



応答値比較表

階層	Ss-A (EW方向)									Ss-C1 (EW方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(1) 層せん断力 (kN)			(2) 頂部の付加曲げ (kN・m)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	10879	10384	0.955	3780	9015	2.386	586	768	1.312
3層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1層目	13734	13253	0.965	-	-	-	-	-	-	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A (EW方向)									Ss-C1 (EW方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)			(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s <sup>2</sup> )			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A	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	707	626	0.887	190	198	1.042	5.21	3.53	0.678

注) 軸ひずみの比較は、層せん断力と同傾向であることから割愛する

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考15-3】検証用モデルとの比較

## 【検証用モデルの比較：屋根部鉛直加速度】

➢ ここでは、屋根部の鉛直最大加速度の比較を記載する。

➢ 検証用モデルと設計モデルの差は最大で液状化時（有効応力解析）のSs-C2加振時におけるEW方向で、その比率は1.31倍となっている。

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	
	設計モデル	検証用モデル		検証用モデルの比率	
	A (cm/s <sup>2</sup> )	B.中央 (cm/s <sup>2</sup> )	C.端部 (cm/s <sup>2</sup> )	中央 B/A	端部 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	全応力解析（NS断面）				
	鉛直加速度			設計モデルに対する	
	設計モデル	検証用モデル		検証用モデルの比率	
	A (cm/s <sup>2</sup> )	B.中央 (cm/s <sup>2</sup> )	C.端部 (cm/s <sup>2</sup> )	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

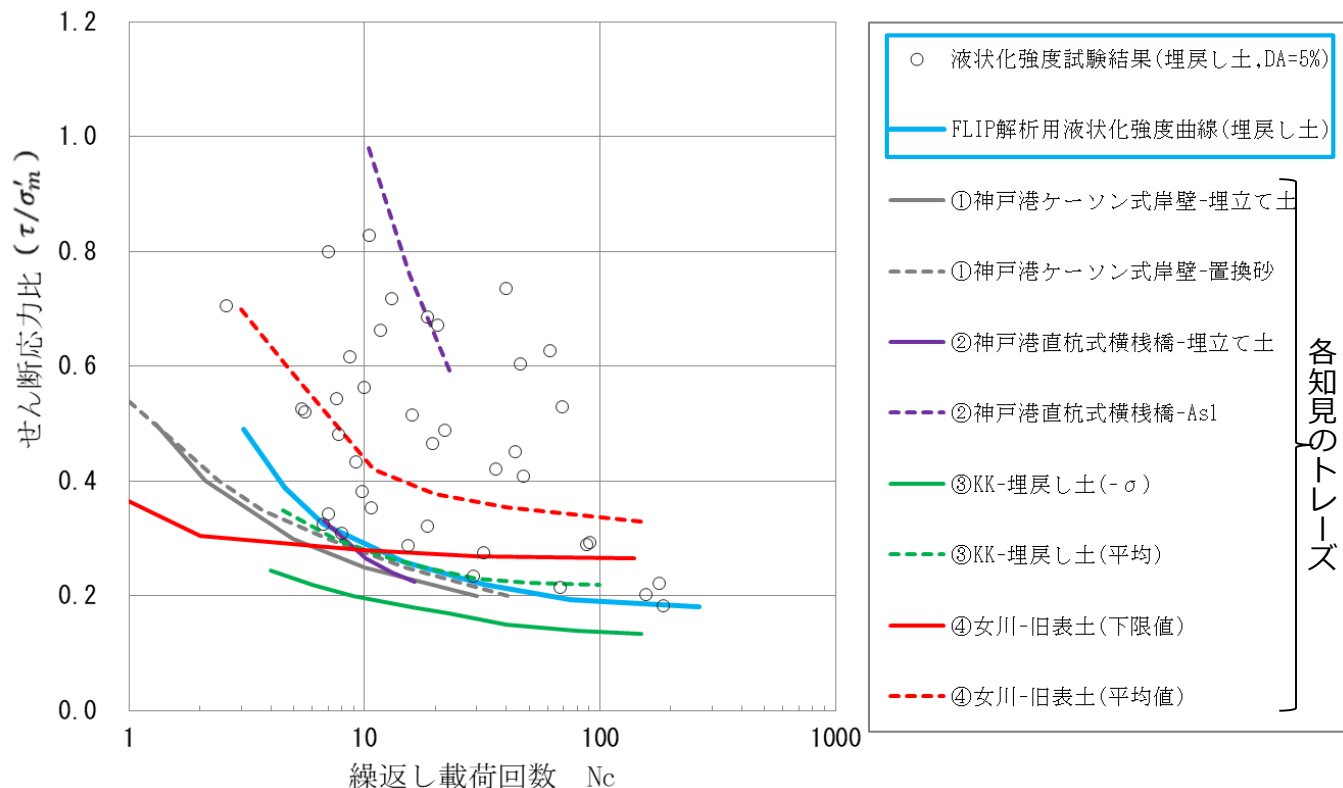
地震動	有効応力解析（EW断面）				
	鉛直加速度			設計モデルに対する	
	設計モデル	検証用モデル		検証用モデルの比率	
	A (cm/s <sup>2</sup> )	B.中央 (cm/s <sup>2</sup> )	C.端部 (cm/s <sup>2</sup> )	中央 B/A	端部 C/A
Ss-A	1018	1080	1005	1.061	0.988
Ss-B1	862	871	893	1.012	1.037
Ss-B2	802	903	873	1.127	1.089
Ss-B3	1130	1105	1127	0.979	0.998
Ss-B4	983	1060	1021	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

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	
	設計モデル	検証用モデル		検証用モデルの比率	
	A (cm/s <sup>2</sup> )	B.中央 (cm/s <sup>2</sup> )	C.端部 (cm/s <sup>2</sup> )	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

※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1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考16-1】有効応力解析の適用性

- 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るわけではない。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。このため、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（FLIP）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。
- 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できる。



検証事例	対象地盤	検証内容
①神戸港ケーソン式岸壁※ <sup>1</sup>	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性を確認
②神戸港直杭式横棧橋※ <sup>2</sup>	埋立て土・As1	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性を確認
③柏崎刈羽発電所護岸※ <sup>3</sup>	埋戻し土	新潟県中越沖地震における護岸変位の再現性を確認
④女川発電所矢板護岸※ <sup>4</sup>	旧表土	東北地方太平洋沖地震における護岸変位の再現性を確認

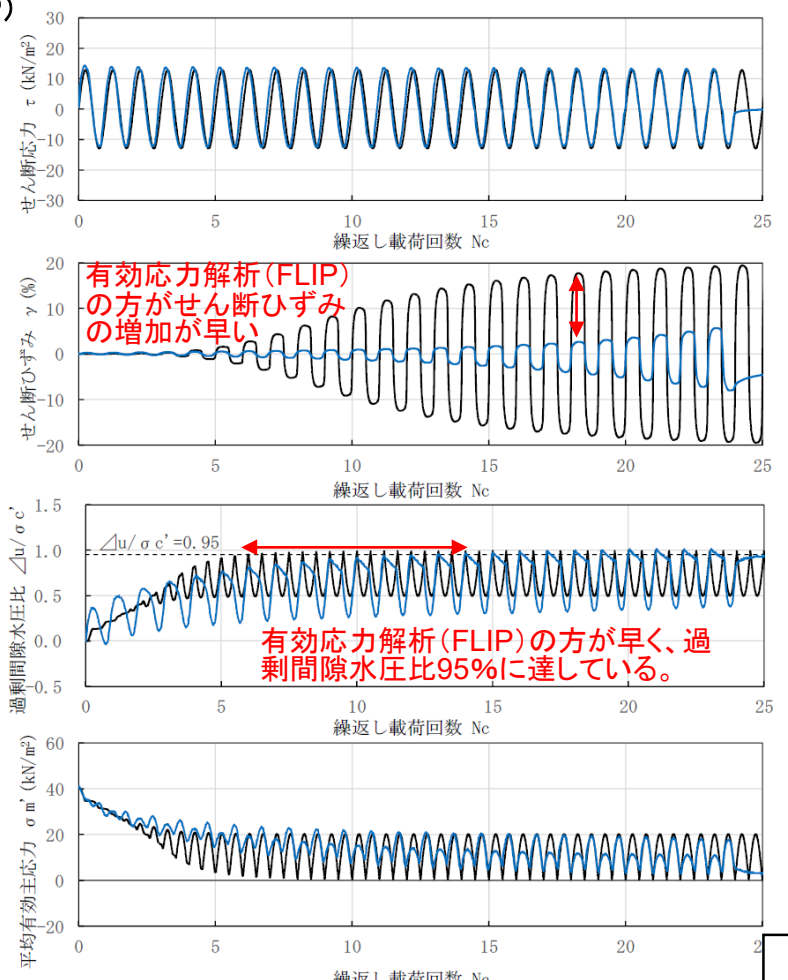
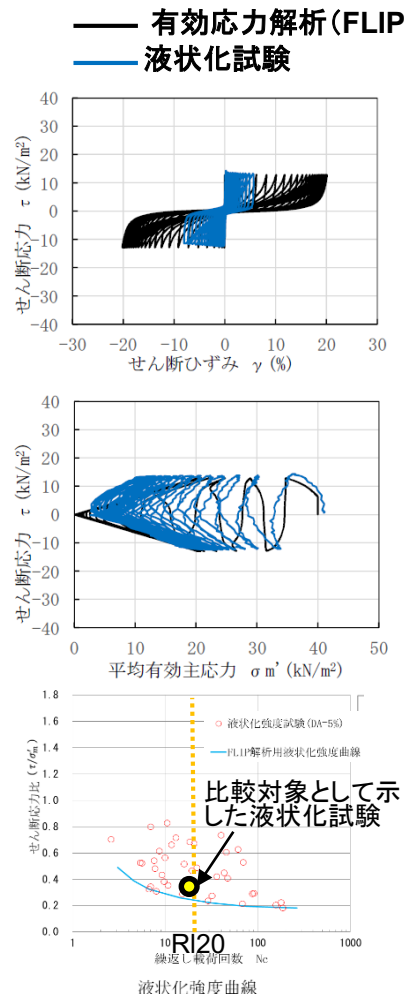
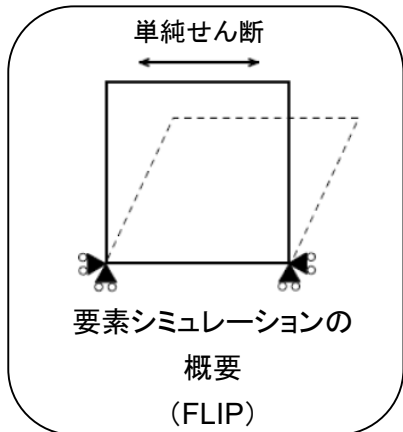
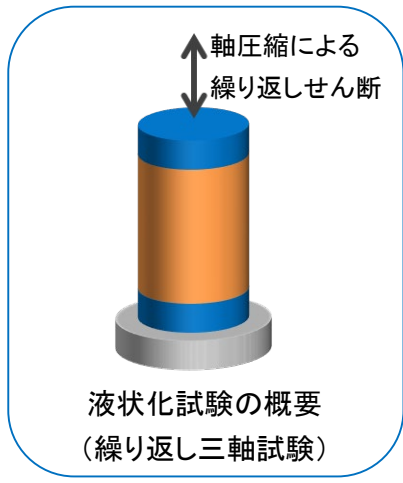
※1,2 FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ(事例編)、FLIP研究会、2011。

※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及び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部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考16-2】有効応力解析の適用性

- 先行する発電炉で実施されているものと同様に、前頁の液状化強度特性にフィッティングした設定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、埋戻土を対象とした液状化試験との対比を実施した。
- 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、また過剰間隙水圧が早く95%に達していることを確認し、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻土の設定が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。



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考16-3】液状化対象層（埋戻土）の物性値の比較

◆液状化対象である埋戻し土に対して、KK7※<sup>1</sup>の埋戻し土の物性値の比較を行った。

◆下表より、KK7※<sup>1</sup>埋戻し土と同様の試験方法などに基づいて設定しており、物性値に特異な差はない。

	項目	記号	単位	KK7埋戻し土		当社埋戻し土	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
物理特性	質量密度	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	Vs	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 <sub>ma</sub>	kPa	1.04×10 <sup>5</sup>	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	1.26×10 <sup>5</sup>	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定
	基準化拘束圧	$\sigma'_{ma}$	kPa	98.0	慣用値※ <sup>2</sup>	52.3	PS検層実施範囲の平均値を設定
	ポアソン比	$\nu$	—	0.33	慣用値※ <sup>2</sup>	0.33	慣用値※ <sup>2</sup>
	履歴減衰上限値	h <sub>max</sub>	—	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
強度特性	粘着力	c <sub>u</sub> '	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	$\phi_u'$	度	35.9		39.7	
液状化特性	変相角	$\phi_p$	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 <sub>1</sub>	-	5.5		10.3	
		p <sub>1</sub>	-	0.5		0.5	
		p <sub>2</sub>	-	1.0		1.0	
		c <sub>1</sub>	-	1.69		1.81	
		S <sub>1</sub>	-	0.005		0.005	

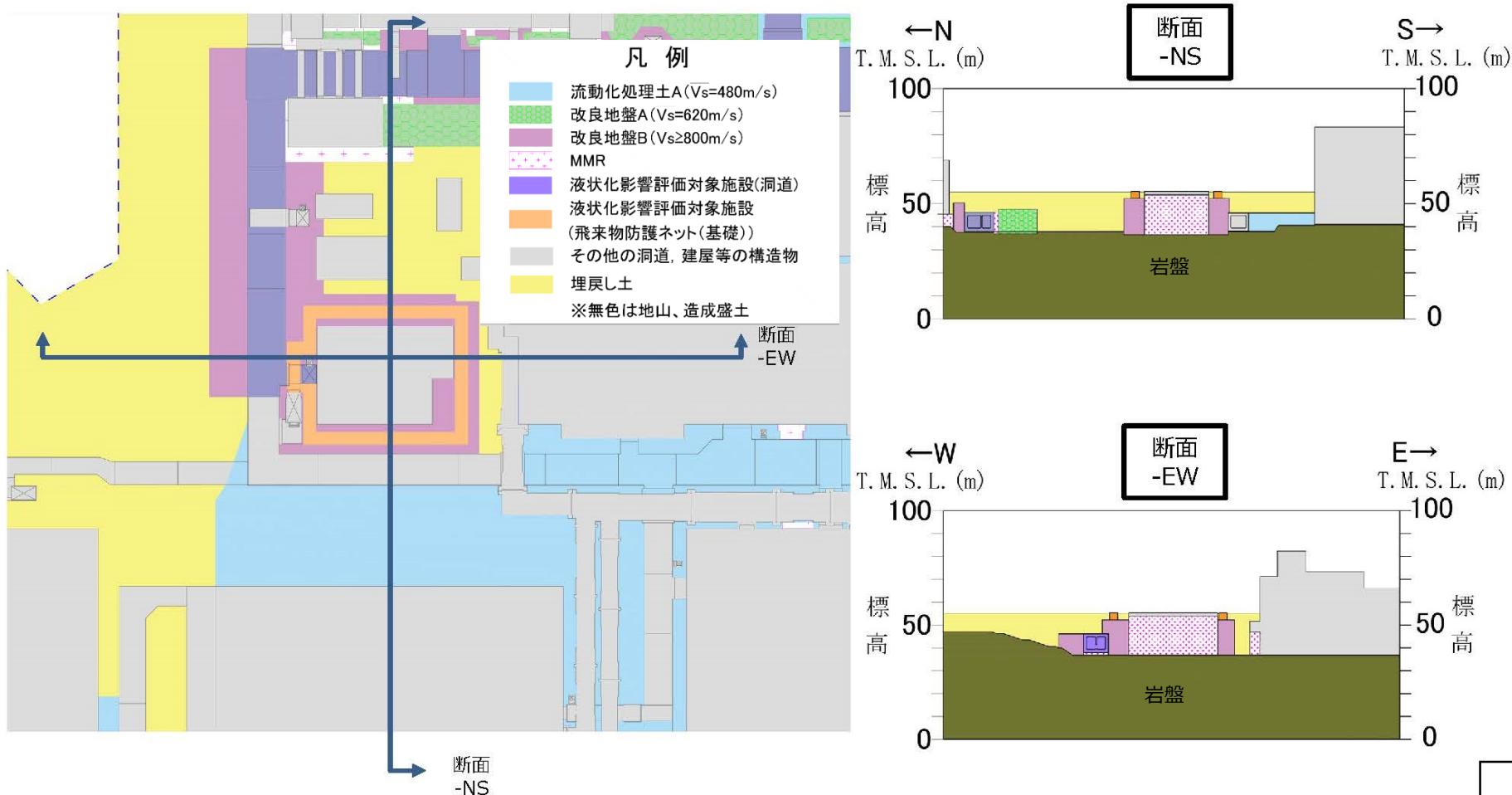
※1東京電力ホールディングス(株)柏崎刈羽原子力発電所7号炉

※2「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FLIPIにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869」

# 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証 【参考16-4】施設の設置及び周辺状況

下図に飛来物防護ネットの設置状況及び地盤の周辺状況を示す。

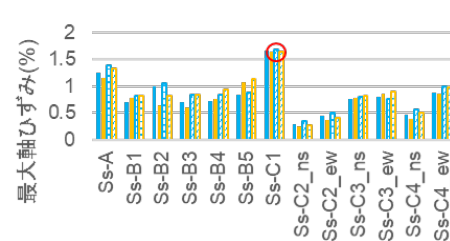
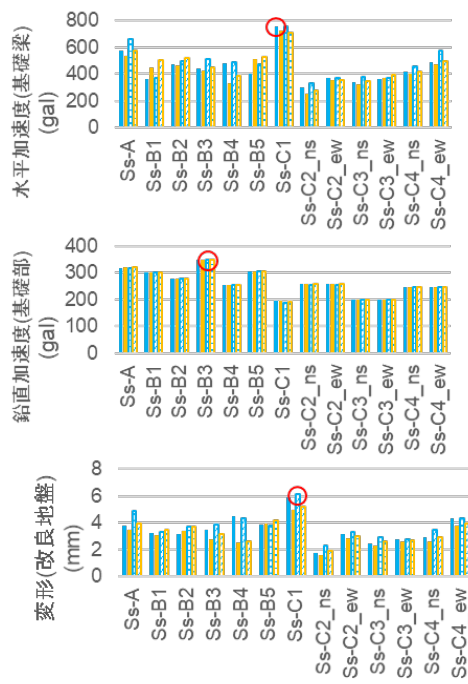
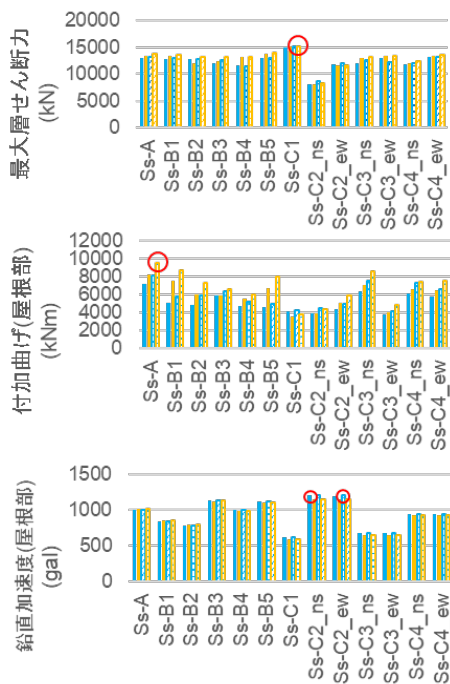
- 施設の形状については概ね矩形形状となっており対称性、整形性が見られることを確認した。
- 施設周辺の埋戻土についても岩盤上に概ね水平成層となっていることを確認した。なお、東側に岩盤部の傾斜があるが、その間に洞道や改良地盤があることから、施設の応答への影響は小さいと思われることから、FEMモデルでは、液状化しやすい埋戻土が水平に広がっていると保守的に設定した。



## 第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考17】 設計モデルの妥当性検証に用いる条件の確認

- ▶ 妥当性が確認された設計モデルを用い、検証に使用された地震動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Ss13波のうち、各応答値が最大となる地震動は下表のとおり。下表の結果から、Ss-A、Ss-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の鉛直加速度が最大となるSs-C2を追加する。
- ▶ また、非液状化時（全応力）・液状化時（有効応力）のうち、各応答値が最大となるのは下図の通り、概ね液状化時であり、埋戻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。

解析	方向	層せん断力	付加曲げ(屋根部)	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

第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考18-1】 審査会合における指摘事項と対応

■ 2021/12/23審査会合における指摘事項と対応

No.	指摘事項	対応結果	対応箇所
1	弾性範囲を超えた際の変形の評価において、施設全体を総合的に勘案して波及的影響を及ぼさないことの確認方法、全体モードの抑え方、どのポイントを抑えるのかを明確化すること。	変形が大きくなり、弾性範囲を超える場合には、検証用モデルにその部材の塑性化を考慮した解析を行い、上部架構の変形を算定し、冷却塔へ接触しないことを確認する。なお、評価結果から上部架構（フレーム）、基礎梁、杭は弾性範囲であった。	P5、49、50、130
2	検証用モデルにおける杭の評価において、応答結果を確認し、非線形領域に入るようであれば、その影響を適切に評価すること。	杭、基礎梁は弾性範囲であることから、非線形化による影響はない。	P130
3	設計モデルの説明に際し、合理化した範囲だけではなく、合理化しなかった範囲についてもその考え方・設定プロセスを根拠とともに整理し、妥当性検証につながる一連の設計の中で検討していることがわかるよう説明すること。	設計モデルについて合理化した範囲、しなかった範囲について考え方・設定プロセスを示した。	P8、53、54
4	設計モデルと検証用モデルとの比較の方法について、選定した基準地震動、検討断面等について整理し、結果とともに条件設定の妥当性について説明すること。	設計モデルと検証用モデルとの比較の方法について、選定した基準地震動、検討断面等について整理し、結果とともに条件設定の妥当性について示した。	P10、87
5	検証用モデルについて、先行する発電炉の審査実績と比較して六ヶ所に適用できる根拠を整理し、その内容について説明すること。	検証用モデルについて、構築のプロセスが先行する発電炉と同様であること、地盤状況や物性に特異な差異がないことや解析対象の施設において対称性・整形性がみられることから、検証用モデルとして使用することは妥当である。	P45、46、83～86
6	鉛直応答に対する保守性については、設計モデルと異なるモデルで実施することとなると思うが、この目的を果たすうえで、適切なモデル、条件が設定され、適切に評価できるということについて、根拠をもって説明すること。	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、施設全体の挙動に影響する柱・大梁は部材設計という観点から設計モデルによる評価は保守性を有していることから妥当である。	P23～30
7	地盤の剛性変化に係る検討において、局所的な部分だけで評価を終わるのではなく、解析結果のモデル全体を見渡して、各部の応答が妥当であること、予想した結果が各部においても得られていることを確認し、説明すること。	加速度応答スペクトルによる周期帯ごとの分析や地盤剛性の中間状態の埋戻土の地盤の状況からモデル全体として、液状化・非液状化の概ね中間であることから妥当な結果であることを示した。	P63～79
8	地盤の剛性変化に係る検討において、中間的なケースを想定し、2ケースのみでよいかどうか、追加が必要か結果を踏まえケース選定が妥当であることを技術的に説明すること。	地盤の剛性変化に係る検討について中間的な状態に用いたケースの応答が概ね液状化、非液状化の間にあり、特異な応答を示した地震動において設計上支配的とならないことを確認したことから部材設計で用いるのに妥当なケースであることを示した。	P31～44、63～79



第1部 設計モデルの妥当性・保守性の検証【参考18-2】 審査会合における指摘事項と対応

■ 2022/1/31審査会合における指摘事項と対応※

No.	指摘事項	対応結果	対応箇所
1	前回の審査会合(2021/12/23)で「方針」の中の「設計モデルの保守性の確認項目」の中の「鉛直応答」の記載が、今回資料では同項目の中の「拘束効果」の中の位置づけに代わっていることについて、説明を適正に行うこと。	前々回(2021/12/23)の審査会合で説明した設計モデルの検証の計画の通り、「鉛直応答」に係る項目は独立した形で検証・確認を行うこととした。 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、施設全体の挙動に影響する柱・大梁は部材設計という観点から設計モデルによる評価は保守性を有していることから妥当である。	P8、23～30
2	設計モデルの検証の中で、保守性の考え方として「地盤の剛性変化」に係る検討を実施しているが、計画時に予想していた結果と実際に得られた結果が同じだったのか、異なる結果だったのか明確にし、異なる結果が得られたのであれば、その理由について説明すること。	地震荷重の一部が中間状態において最大となる場合があった。その理由について分析、考察し、本施設における設計への影響はないことを確認した。	P33～41、65～79
3	設計モデルの妥当性・保守性の検証結果のまとめとして「部材設計において総合的に妥当性を判断する」としているが、実際の検討内容を踏まえた記載に見直すこと。	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、施設全体の挙動に影響する柱・大梁は部材設計という観点から設計モデルによる評価は保守性を有していることから妥当である。 このため、設計モデルを本施設（安全冷却水B冷却塔に対する飛来物防護ネット架構）の部材設計に用いることは妥当であること、及び他の施設の耐震評価に適用するには、適用の可否を個別に判断することを記載する。	P48

※第2部の内容に関するコメントは第2部に記載

---

## 第2部 波及的影響評估

## 第2部 波及的影響評価

### 1. 方針

#### 1.1 基本方針

- 第1部にて妥当性を確認した設計モデルを用い、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価を実施する。
- 波及影響評価においては、基準地震動全波に対して地震力を算定する。
- 地震応答解析は、周辺地盤の液状化による影響を適切に考慮し、有効応力解析及び全応力解析を用いて実施する。また、影響の大きい地震動に対して地盤物性のばらつきを考慮する。（参考20参照）
- 飛来物防護ネット架構は、鉄骨造のフレーム(柱・梁)と座屈拘束ブレースに防護ネットが取り付けられている構造であり、基礎梁を介して杭で岩盤より支持されていることから、波及的影響評価では、構造形式を踏まえて、「杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース」を耐震評価上の設計対象とする（第1部 1. 基本方針 参照）。

## 第2部 波及的影響評価

### 1.2 設計方針

竜巻に対する設計方針： 竜巻時（風速100m/s）風圧力や飛来物の衝突により生じるひずみ等が、許容限界内に収まることを確認する。衝突時の荷重に対して塑性化を考慮した設計を行う。（審査会合（2021/6/28）にて説明済。補足説明資料について別途提出予定）

地震に対する設計方針： 地震荷重※1、風荷重※2、自重※3及び積雪荷重※4によって生じる応力を解析する。  
上記荷重によってフレーム・杭・基礎梁の各部材に生じる応力については許容限界内※5に収まるよう設計する。その上で、フレームの最大変形量と冷却性能本体の最大変形量との合計値が両者の最小離隔距離を下回るように設計する。このとき、解析結果が弾性範囲を超えた場合には、塑性変形※6について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。  
なお、座屈拘束ブレースは塑性化を考慮した設計を行う。

※1：基準地震動 $S_s$ による荷重

※2：建築基準法における基準風速（34m/s）から算定される風荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、平均的な風荷重とするため、ガスト影響係数 $G_f$ は1とする。

※3：固定荷重及び積載荷重

※4：観測記録上の極値である積雪190cm（六ヶ所村統計書）から算定される積雪荷重。なお、地震荷重と組み合わせる場合、建築基準法における平均的な積雪荷重を与える係数0.35を乗じる。

※5：許容限界の考え方を1.4「地震時の部材設計」に示す。

※6：弾性範囲を超えた場合についての変形への配慮を【参考1、2】に示す。

## 第2部 波及的影響評価

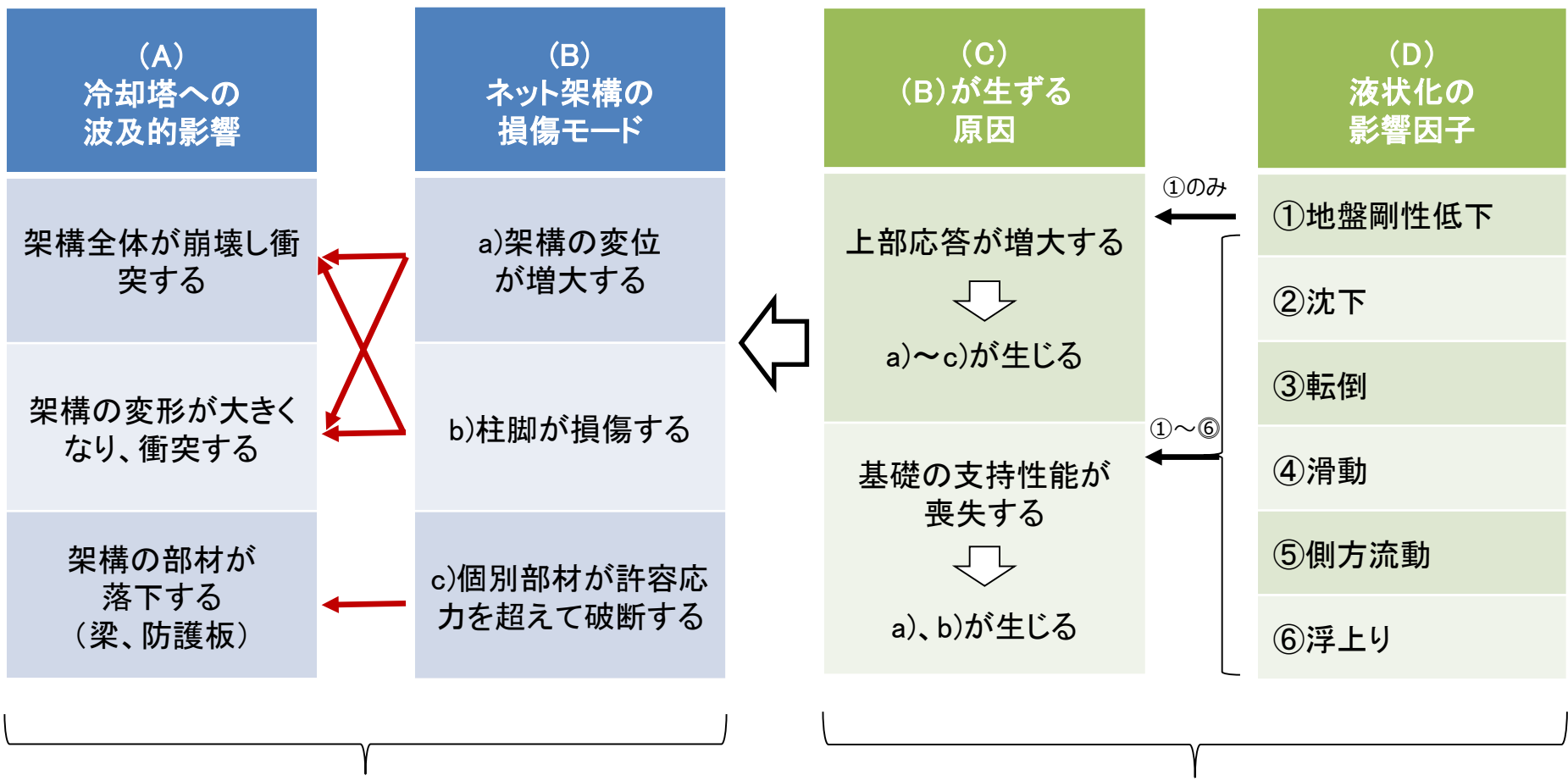
### 1.3 地震時の部材設計

- 杭 : **上部架構の応答による反力**、杭周辺の**地盤の変形**によって杭に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**基礎指針による耐力**以下)であることを確認する。また、杭に生じる**軸力**が、地盤の**鉛直支持力**または**引抜抵抗力**以下であることを確認する。
- 基礎梁 : **上部架構の応答による反力**によって基礎梁に生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、支持機能を失わない状態(**鉄筋コンクリート柱及び梁の強度**以下)であることを確認する。  
(別途、鉄骨柱の埋込柱脚部・杭と基礎梁の接合部で局所破壊が生じないことを確認)
- フレーム : **上部架構が応答**し、各層で発生する加速度による外力によってフレームに生じる**軸力・曲げ・せん断力**に対し、**鉄骨の強度(=基準強度×1.1)**以下であることを確認する。
- 座屈拘束ブレース : **上部架構の応答**で座屈拘束ブレースに生じる**ひずみ**の最大値および疲労係数が、メーカーの日本建築センター評価書の**評定記載値**以下であることを確認する。(座屈拘束ブレースを除く部材は線形として計算をするが、塑性化による影響がある場合は、適宜ひずみに影響を考慮する)

## 第2部 波及的影響評価

### 2.1 全体の流れ

➤ 飛来物防護ネット架構の波及的影響評価として考慮する損傷モードと、冷却塔への波及的影響の関係を整理した上で、(D)の影響因子が生じた際に(C)の状態に至らないことをもって、波及的影響が生じないことを確認する。【参考18】参照



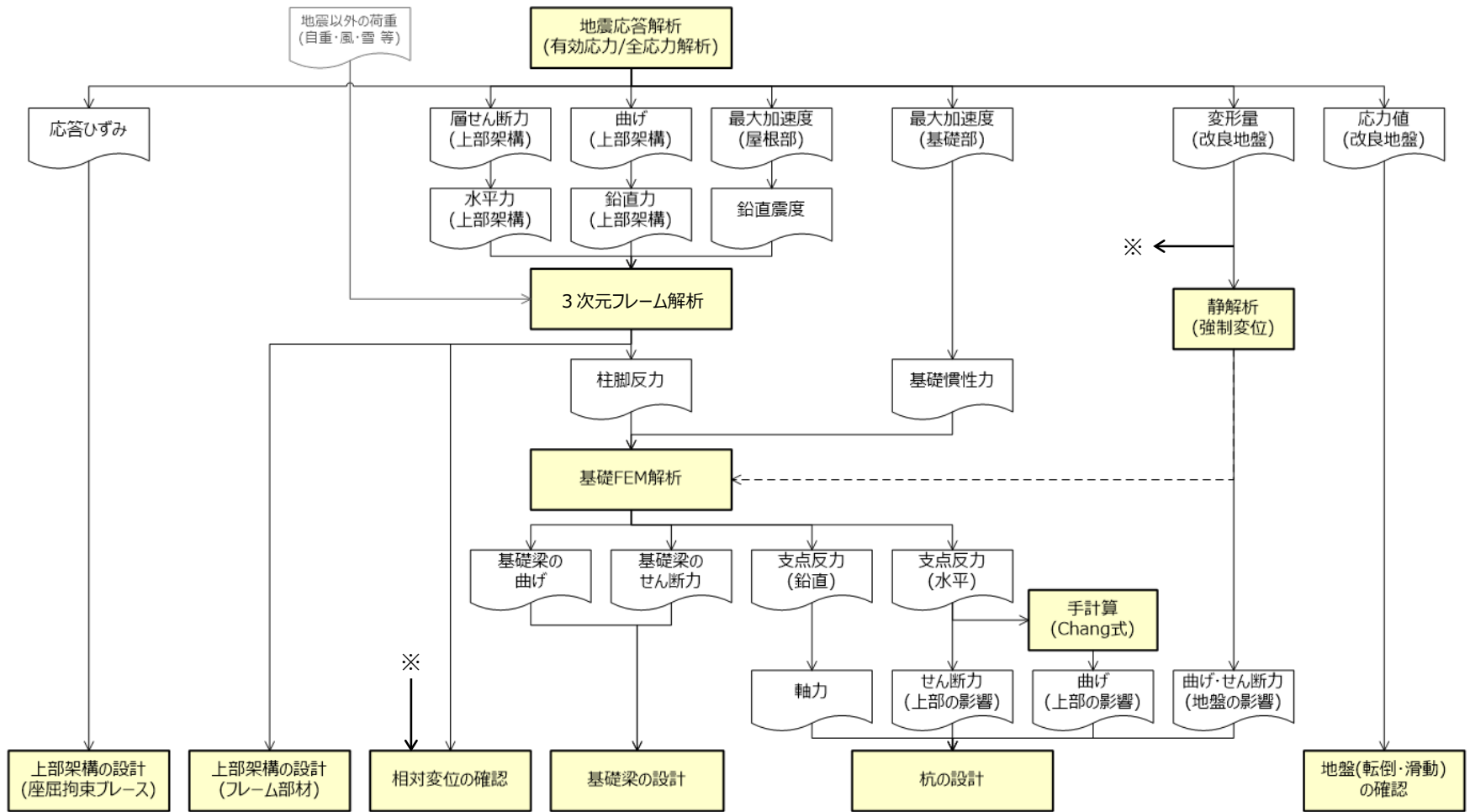
波及的影響を生じさせる上部架構の損傷モードを抽出

液状化によるネット架構と基礎への影響（次頁にて影響が発生する機構を整理）

## 第2部 波及的影響評価

### 2.1 全体の流れ

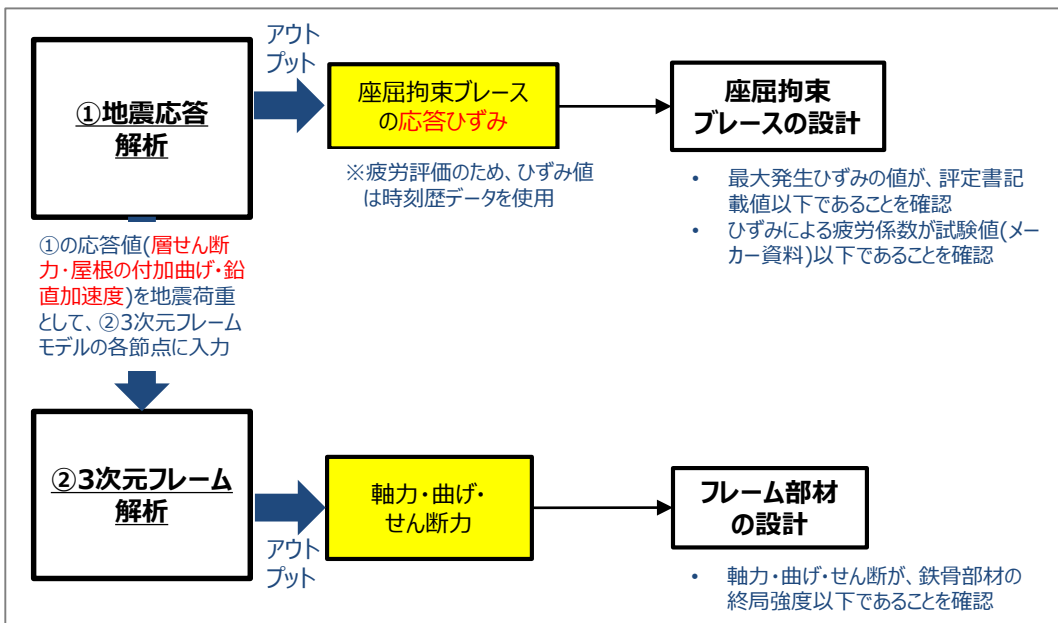
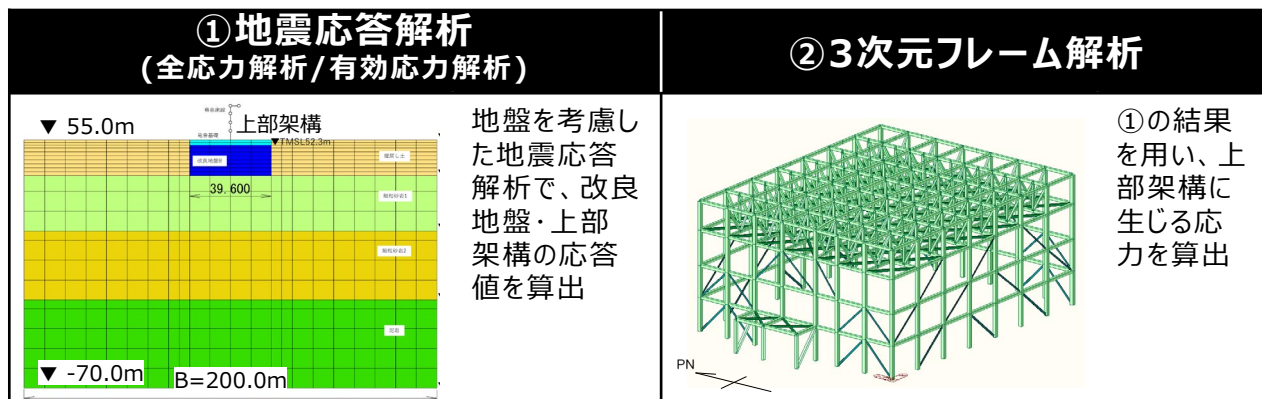
➤ 飛来物防護ネット架構全体の評価のフローを以下に示す。



## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計 (1)上部架構の設計

- 上部架構の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～②の解析により算定する。



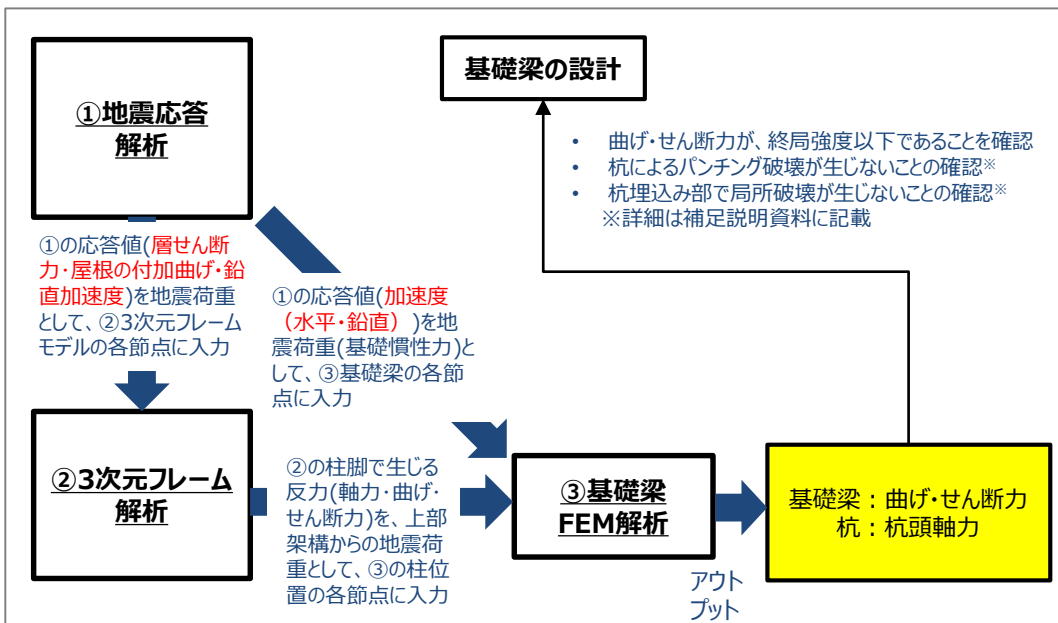
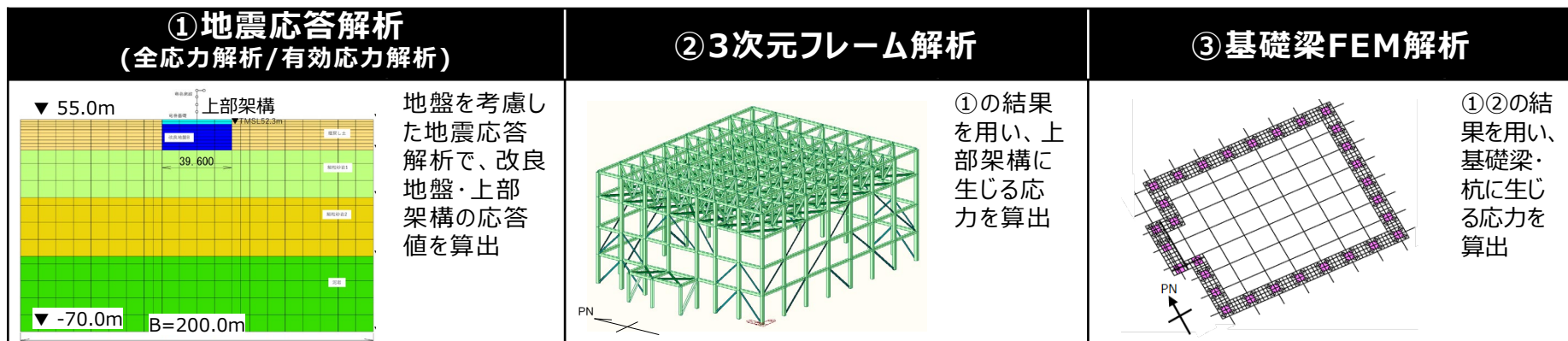
- 上部架構の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
  - ・ 上部架構の各層の層せん断力
  - ・ 上部架構の屋根部の付加曲げ
  - ・ 上部架構の屋根部の鉛直加速度
  - ・ 屈拘束ブレースの応答ひずみ
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。



## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計 (2)基礎梁の設計

➤ 基礎梁の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。



➤ 基礎梁の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)

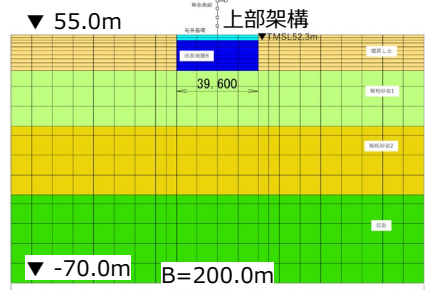
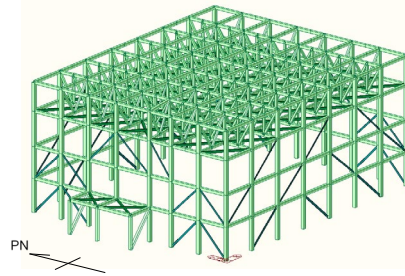
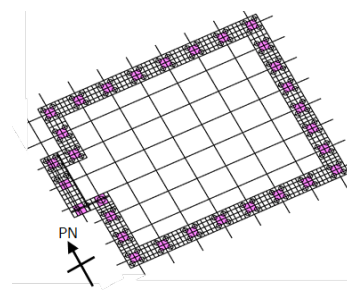
- ・ 上部架構の各層の**層せん断力**
- ・ 上部架構の屋根部の**付加曲げ**
- ・ 上部架構の屋根部の**鉛直加速度**
- ・ 基礎梁部の**加速度(水平・鉛直)**

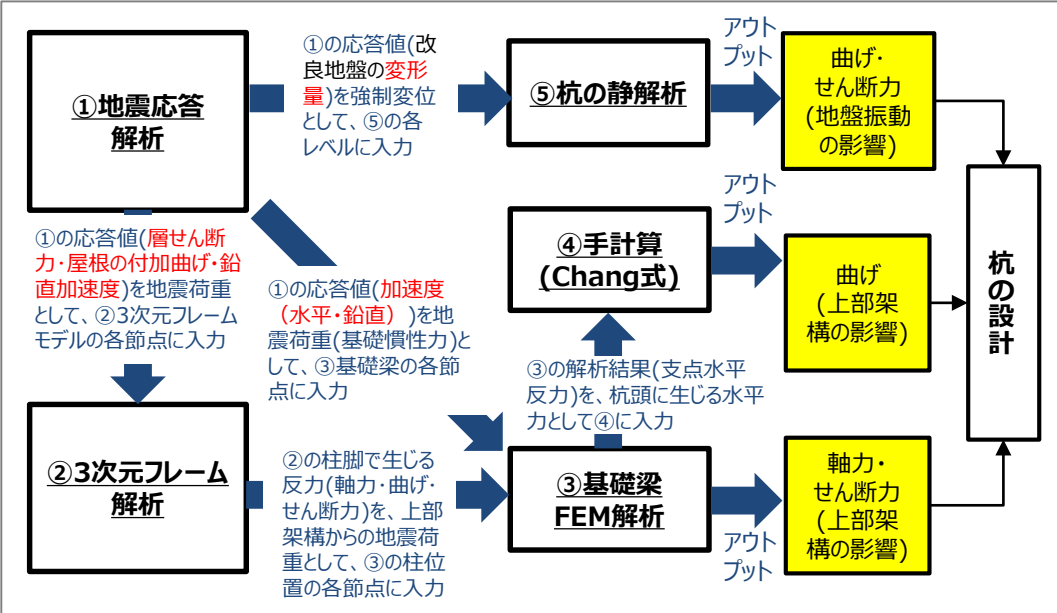
➤ 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。

## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計 (3)杭の設計

➤ 杭の部材の設計に用いる応力・ひずみの値は、下記の①～③の解析により算定する。

<p><b>①地震応答解析</b> (全応力解析/有効応力解析)</p>  <p>地盤を考慮した地震応答解析で、改良地盤・上部架構の応答値を算出</p>	<p><b>②3次元フレーム解析</b></p>  <p>①の結果を用い、上部架構に生じる応力を算出</p>	<p><b>③基礎梁FEM解析</b></p>  <p>①②の結果を用い、基礎梁・杭に生じる応力を算出</p>
--	--	--

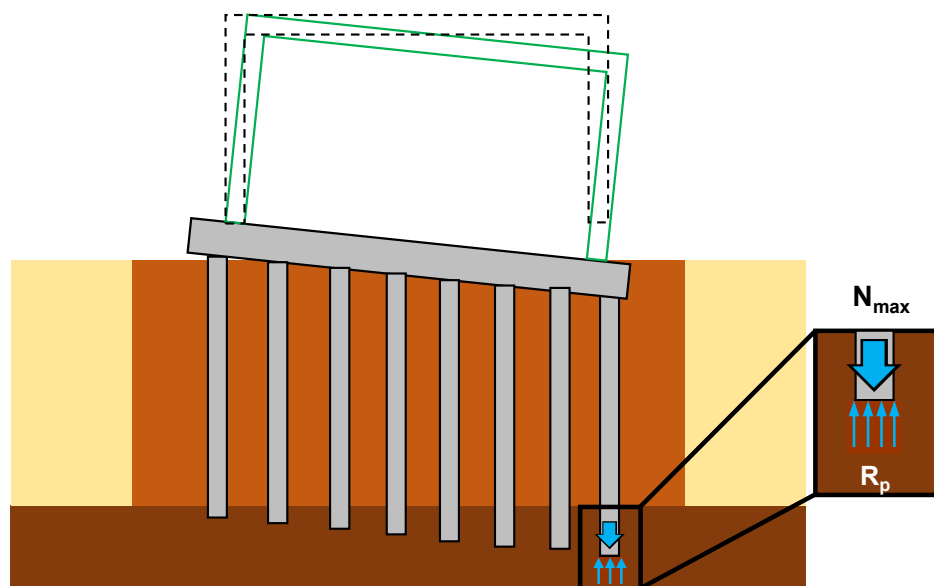


- 杭の設計では、部材の設計に用いるインプットは、①地震応答解析より算定される以下の項目である。(図中の赤字)
- 上部架構の各層の層せん断力
  - 上部架構の屋根部の付加曲げ
  - 上部架構の屋根部の鉛直加速度
  - 基礎梁部の加速度(水平・鉛直)
  - 改良地盤の変形量
- 全ての評価のベースとなる地震応答解析については、第1部で妥当性を確認した設計モデルを使用する。

## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計（4）沈下に対する検討

- 全応力解析及び有効応力解析から求まる「杭の鉛直力」が、鷹架層の極限支持力を下回っていることをもって、沈下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
- また、2.2（7）における相対変位（衝突）に対する検討では、液状化に伴う地盤の変位も考慮する。



杭の鉛直力 :  $N_{max}$

鷹架層(支持岩盤)の極限支持力 :  $R_u$

$$R_u = R_p + R_f$$

ここで、 $R_p$  : 極限先端支持力

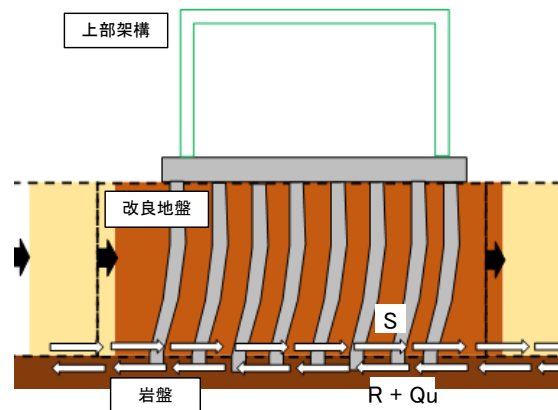
$R_f$  : 極限周面摩擦力  
(安全側に、埋込分は考慮しない)

杭の鉛直力 < 鷹架層（支持地盤）の極限支持力

## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計（5）滑動に対する検討

- 滑動に対する改良地盤と岩盤の境界面で生じるせん断力の値は、設計モデルの解析により算定する。



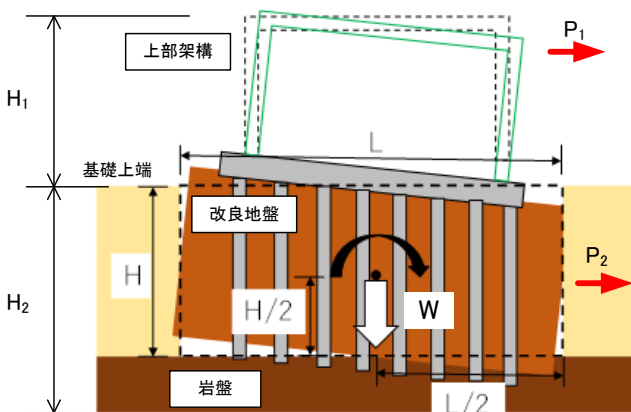
- 改良地盤と岩盤の境界面で生じるせん断力が、改良地盤と杭の合計のせん断抵抗力以下であることを確認する。

境界面で生じる水平力 < 改良地盤のせん断抵抗力 + 杭のせん断抵抗力

境界面で生じる水平力(せん断) :  $S$   
 改良地盤のせん断抵抗力 :  $R$   
 杭のせん断抵抗力 :  $Q_u$

### （6）転倒に対する検討

- 改良地盤で生じる転倒モーメントの値は、設計モデルの解析により算定する。



転倒モーメント:  
 $M = P_1 \times (H_1 + H_2) + P_2 \times H_2 / 2$

安定モーメント:  
 $M_R = W \times L / 2$

$P_1$ : 上部架構(基礎含まず)の水平慣性力  
 $P_2$ : 基礎+改良地盤の最大水平慣性力  
 $W$ : 施設(上部架構+基礎)+改良地盤の重量

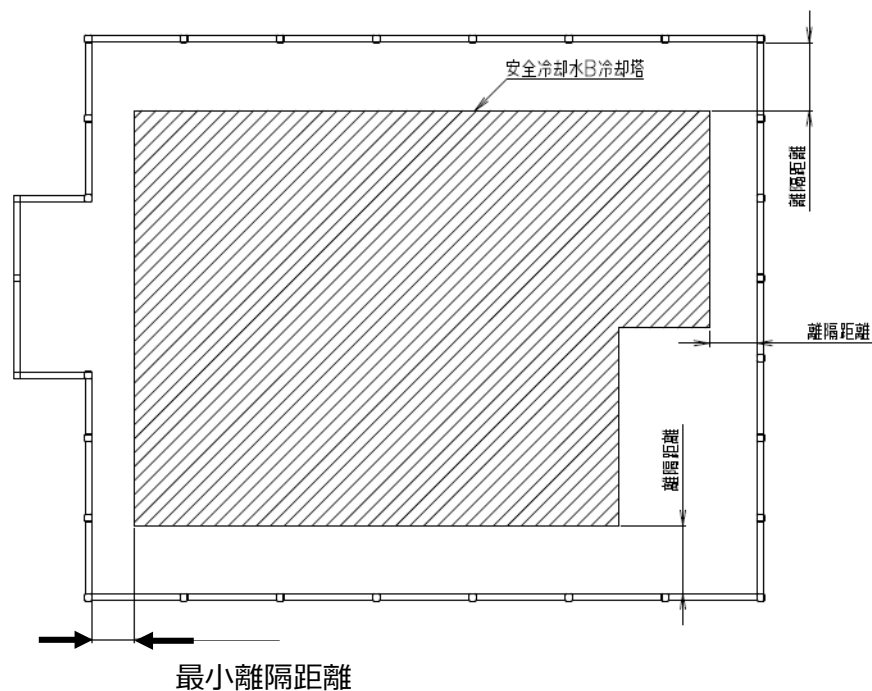
- 境界面で鉛直力で引張が生じる場合、転倒モーメントを計算し、安定モーメント以下であることを確認する。

- 改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向で引張が生じない場合、転倒しないと判断する。

転倒モーメント < 安定モーメント

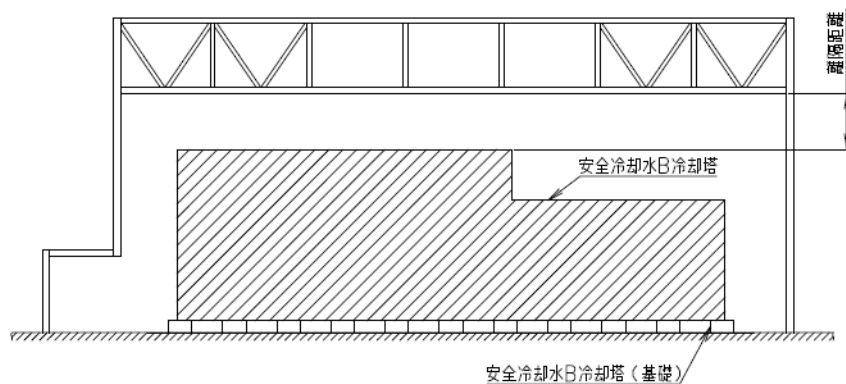
## 第2部 波及的影響評価

### 2.2 各部の設計（7）相対変位（衝突）に対する検討



- 基準地震動 $S_s$ により生じる飛来物防護ネットと冷却塔の最大応答変位の合計（相対変位）が、左図に示す冷却塔までの最小離隔距離を下回ることを確認する。
- このときの最大応答変位の合計値には、液状化に伴う地盤の変位も考慮する。

最大応答変位の合計（相対変位） < 最小離隔距離



## 第2部 波及的影響評価

### 2.3 許容限界

➤ 各部位に対する許容限界を下記に示す。

設計の観点	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
損傷、 落下	上部架構	部材に生じる応力が構造強度を確保する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*2
	座屈拘束ブレース	非線形化する座屈拘束ブレースは、応力でなく以下で確認 ・軸ひずみが許容限界を超えないこと ・繰り返し疲労が許容限界を超えないこと	・軸ひずみの許容限界 ・疲労係数総和
	基礎梁	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「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
沈下	杭	杭の鉛直力が鷹架層の極限支持力を下回っていることを確認	鷹架層の極限支持力 (先端支持力)
滑動	支持地盤と改良地盤の接合面	接合面のせん断応力度がせん断抵抗力度を下回ることを確認	せん断抵抗力度
転倒	改良地盤	改良地盤の両端部における回転モーメントの差分が負となっていることを確認	回転モーメント
相対変位	上部構造	施設間の相対変位*1が施設間の離隔距離を超えないことを確認	施設間の離隔距離

\*1：支持機能の確認には、「内包する設備に対する波及的影響」の確認が含まれる。

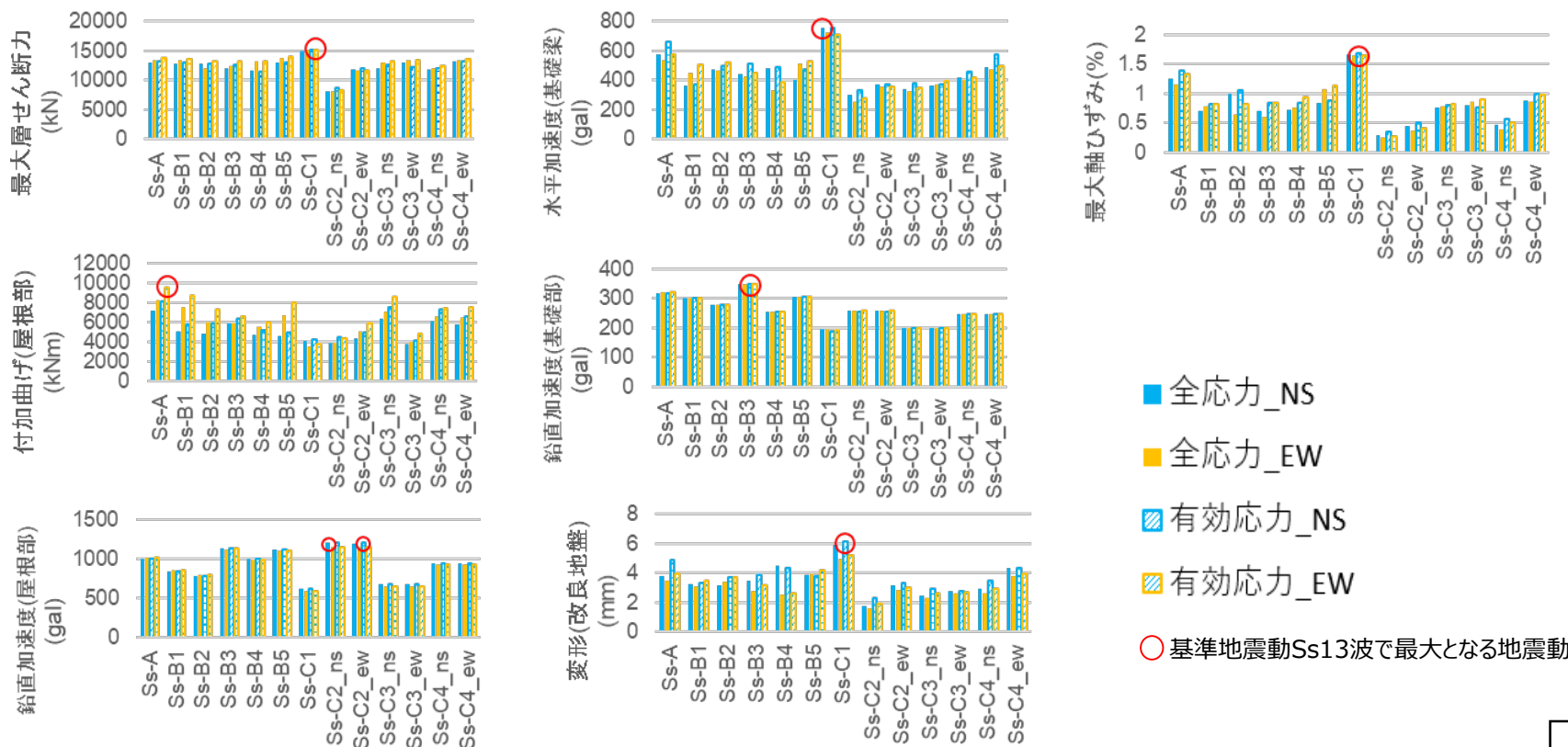
\*2：短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「建築物の構造関係技術基準解説書」に基づき1.1倍した耐力とする。

## 第2部 波及的影響評価

### 2.4 部材設計で用いるインプット

- 前述した各部の設計のインプット値(地震荷重)に関して、設計モデルの地震応答解析結果から最大値を求める。
- これを、上部架構の3次元フレーム解析モデルや基礎梁FEM解析モデルに入力し、部材応力・ひずみを算出し、波及的影響評価を行う。
- 以下に標準地盤における地震荷重を示す※。
- 下表より、液状化（有効応力）が各応答で概ね大きくなっている傾向を確認した。

※部材設計に用いるインプットには更に地盤物性のばらつきを考慮したものをを用いる。



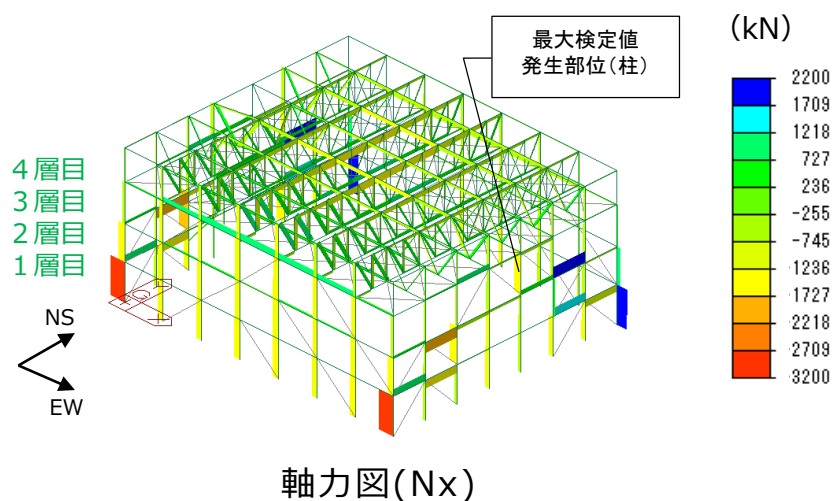
## 第2部 波及的影響評価

### 3. 部材設計に用いる応力・ひずみの発生状況

設計モデルによる地震応答解析結果を用い、3次元フレーム解析・基礎梁FEM解析・杭の静解析を実施し、各設計部材での応力・ひずみの発生状況を確認する。

#### 3.1 フレームの応力分布（1）

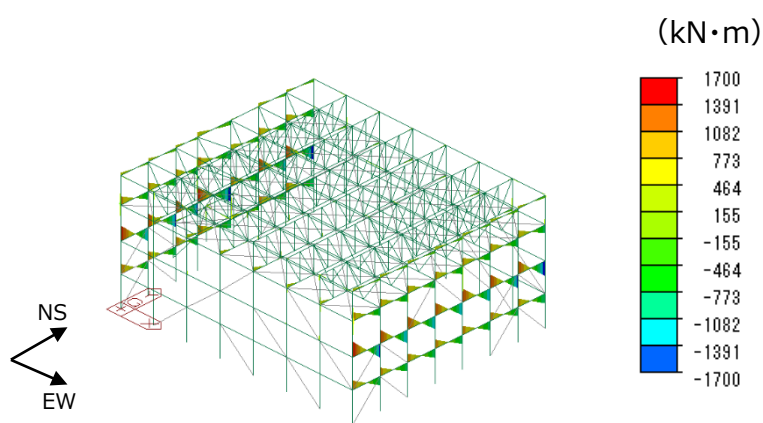
- 3次元フレーム解析による上部架構(フレーム)の応力図を本頁及び次頁に示す。
- 座屈拘束ブレースは1～3層目に配置され、下層ほど軸断面が大きく、水平力を負担する。
- 柱に発生する曲げモーメント及びせん断力は、座屈拘束ブレースの負担が小さい3層目で大きい。軸力は最下層の隅角部で大きくなっている。
- 梁に発生する応力は柱の応力の大きくなる3層目で大きく、検定比も大きくなっている。



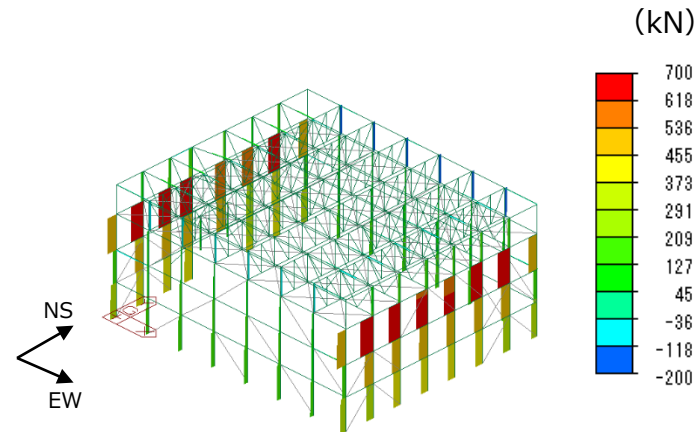


## 第2部 波及的影響評価

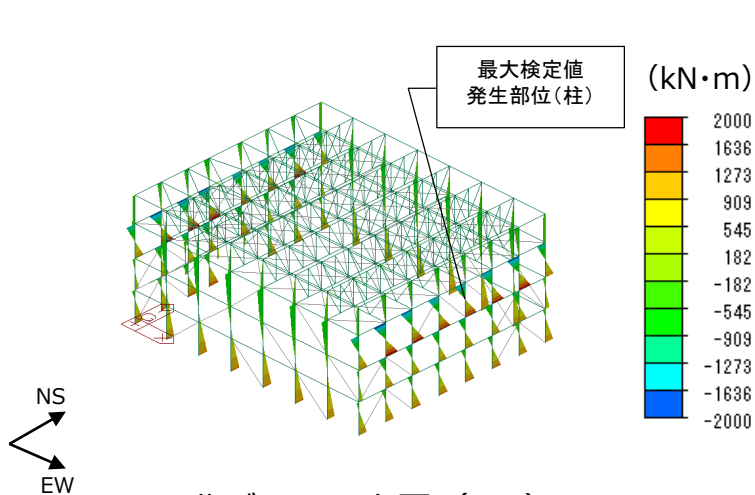
### 3.1 フレームの応力分布（2）



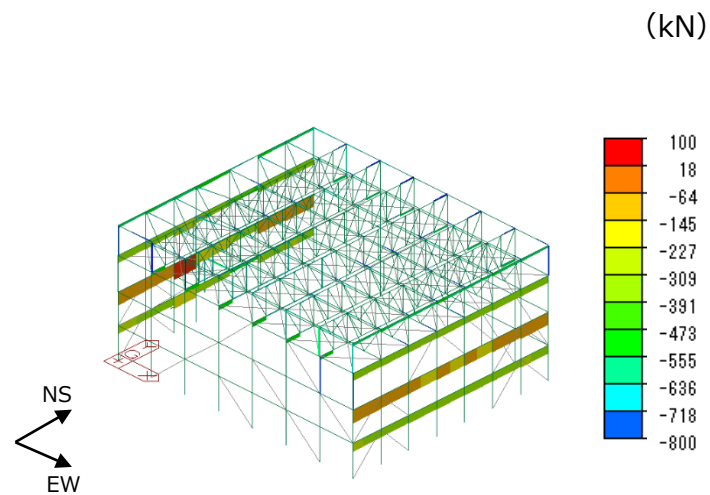
曲げモーメント図 (My)



せん断力図 (Qy)



曲げモーメント図 (Mz)



せん断力図 (Qz)

## 第2部 波及的影響評価

## 3.2 フレームの断面算定（1/3）

応力評価の結果（柱・大はり）

部 材	応力度	発生応力度 (MPa)	許容限界 (MPa)	検定比	
支持 架構	柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 32.5$	$f_c = 199$	0.17
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 4.8$	$f_{bx} = 357$	0.02
			$\sigma_{by} = 252.1$	$f_{by} = 357$	0.71
		せん断	$\tau = 30.9$	$f_s = 206$	0.15
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89
	大はり	引 張	$\sigma_t = 42.7$	$f_t = 357$	0.12
		圧 縮	$\sigma_c = -$	$f_c = 289$	-
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 264.1$	$f_{bx} = 357$	0.74
			$\sigma_{by} = 2.0$	$f_{by} = 357$	0.01
		せん断	$\tau = 66.8$	$f_s = 206$	0.33
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-		

## 第2部 波及的影響評価

## 3.2 フレームの断面算定（2/3）

応力評価結果（小はり・トラス柱）

部 材	応力度	発生応力度 (MPa)	許容限界 (MPa)	検定比	
支持 架構	小はり	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 38.3$	$f_c = 200$	0.20
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 186.2$	$f_{bx} = 279$	0.67
			$\sigma_{by} = 4.6$	$f_{by} = 357$	0.02
		せん断	$\tau = 37.6$	$f_s = 206$	0.19
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
	トラス柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 4.7$	$f_c = 263$	0.02
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 5.0$	$f_{bx} = 357$	0.02
			$\sigma_{by} = 244.5$	$f_{by} = 357$	0.69
		せん断	$\tau = 5.3$	$f_s = 206$	0.03
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72

## 第2部 波及的影響評価

### 3.2 フレームの断面算定（3/3）

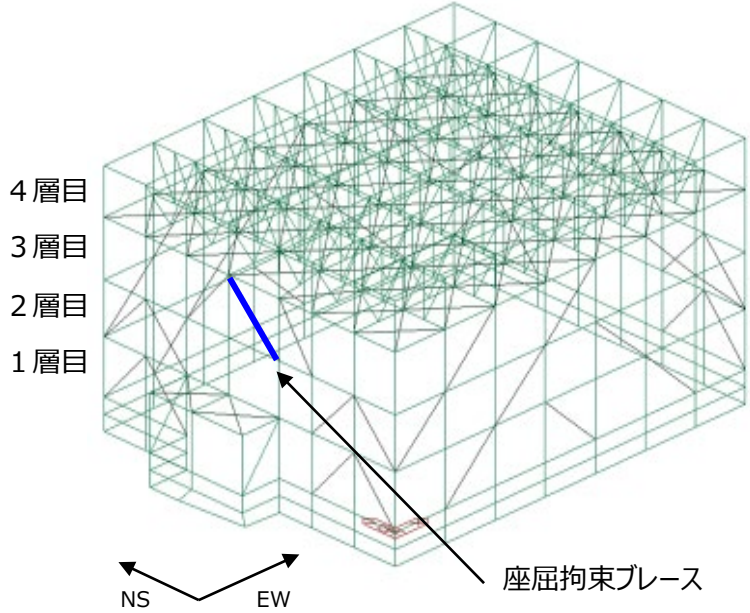
応力評価結果（鉛直ブレース・水平ブレース）

部 材		応力度	発生応力度（MPa）	許応限界MPa）	検定比
支持 架構	鉛直 ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 103.9$	$f_c = 190$	0.55
		曲 げ	$\sigma_{bx} = 49.3$	$f_{bx} = 357$	0.14
			$\sigma_{by} = 0.5$	$f_{by} = 357$	0.01
		せん断	$\tau = 4.7$	$f_s = 206$	0.03
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69
	水平 ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
		圧 縮	$\sigma_c = 78.8$	$f_c = 271$	0.30
		曲 げ	$\sigma_{bx} = -$	$f_{bx} = -$	-
			$\sigma_{by} = -$	$f_{by} = -$	-
		せん断	$\tau = -$	$f_s = -$	-
		組合せ(引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
		組合せ(圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30

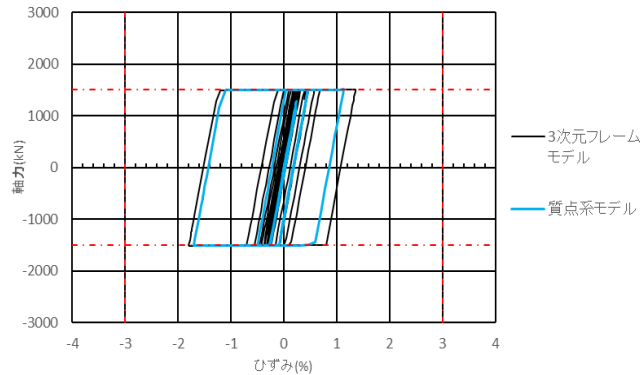
## 第2部 波及的影響評価

### 3.3 座屈拘束ブレースの軸ひずみ

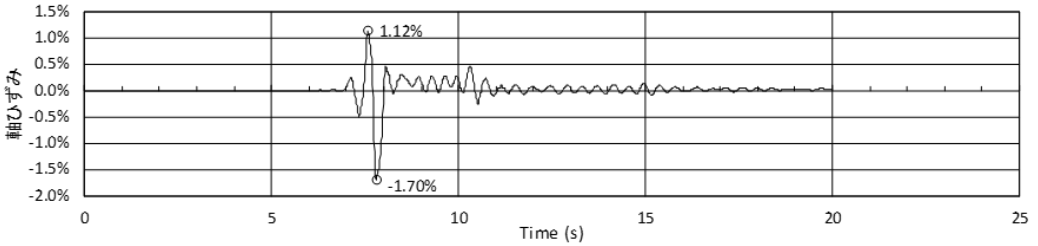
- 地震時に非線形化する前提の座屈拘束ブレースは、応力に対してではなく、軸ひずみに対して部材評価を行う。
- 座屈拘束ブレースは1～3層目に配置され、下層ほど軸断面が大きい。よって、上層ほど大きな軸ひずみが発生する。
- 座屈拘束ブレースに発生する最大軸ひずみは、3層目で発生しており、疲労係数に対する比率も大きくなっている。



最大軸ひずみ発生位置



軸ひずみの履歴ループ



軸ひずみ時刻歴

## 第2部 波及的影響評価

### 3.4 座屈拘束ブレースの評価

- 最大軸ひずみが発生した座屈拘束ブレースの評価結果を示す。
- 軸ひずみの最大値はSs-C1で、疲労係数の総和はSs-Aで最大となった。

最大軸ひずみの評価結果

解析結果	許容限界値 (%)	検定比
発生軸ひずみ (%)		
1.7	3.0	0.567

注) 表の数値は、軸ひずみが最大となったSs-C1の結果

疲労評価結果

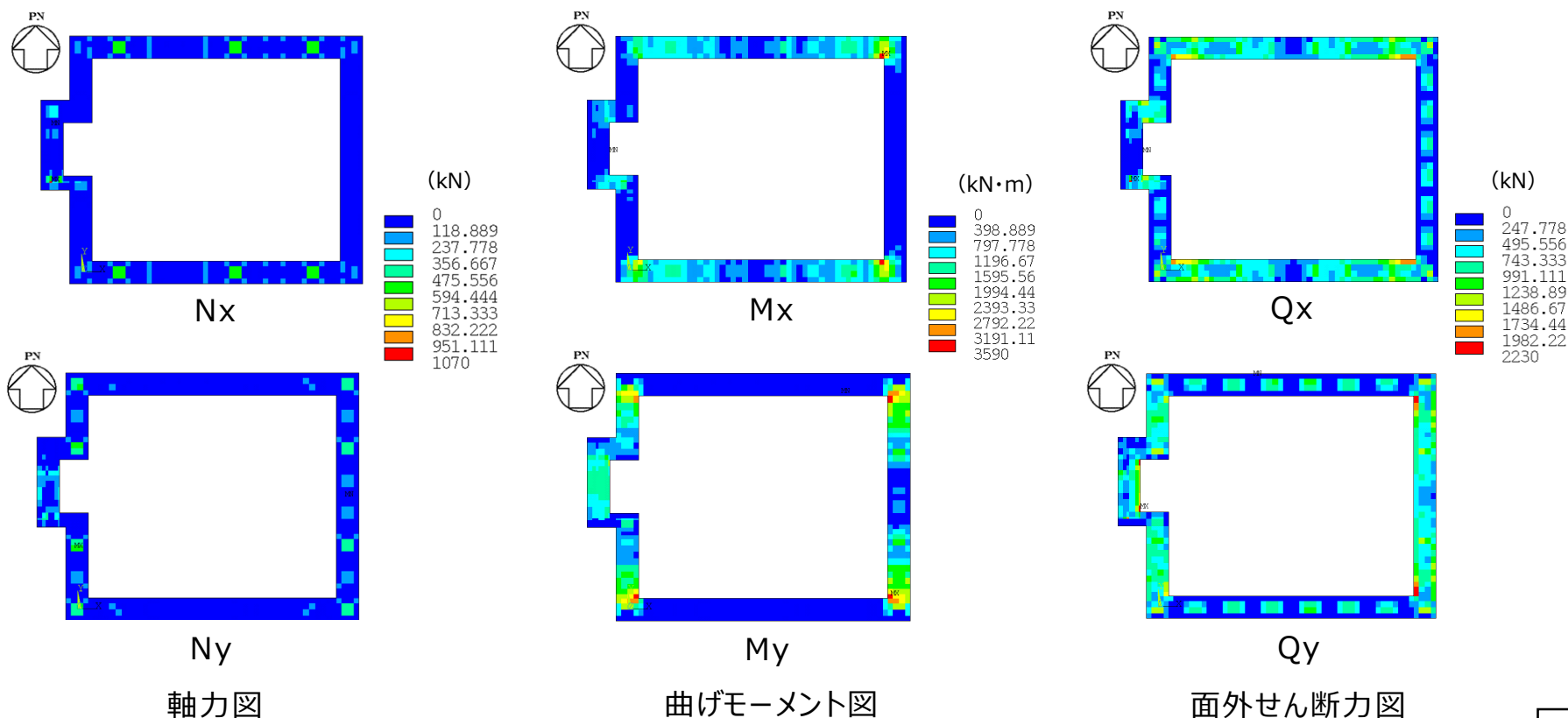
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数 総和
許容繰返し回数N： 5537回		許容繰返し回数N： 1952回		許容繰返し回数N： 474回		許容繰返し回数N： 62回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.595

注) 表の数値は、疲労係数総和が最大となったSs-Aの結果

## 第2部 波及的影響評価

### 3.5 基礎梁の応力分布

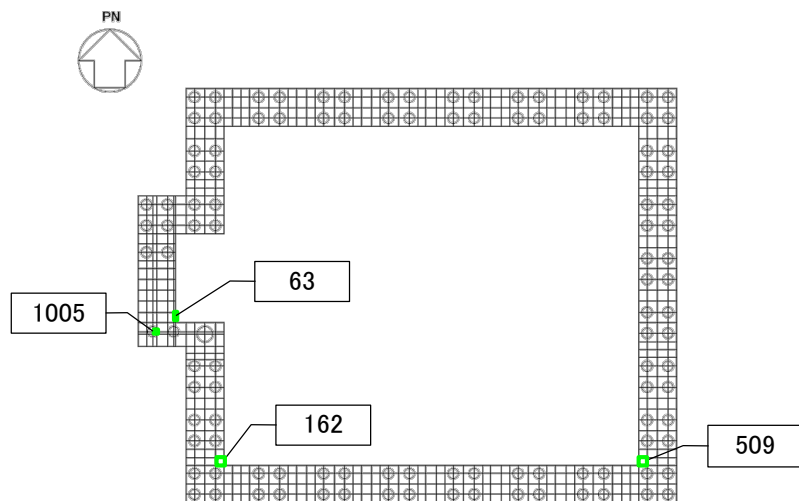
- 基礎梁FEMモデルの応力図を示す。
- 軸力は座屈拘束ブレースが接続する位置で、曲げモーメントは隅角部入隅で大きくなっている。
- 軸力 + 曲げに対する検定比は、曲げモーメントと同様の隅角部入隅で大きくなっている。
- せん断応力は隅角部入隅で大きく、面外せん断力に対する検定比は梁幅の最も小さい部位で大きくなっている。



## 第2部 波及的影響評価

### 3.6 基礎梁の断面算定

- 基礎梁断面算定結果を示す。
- 最大検定比の発生個所は、曲げモーメント・面外せん断力が最大になった要素と一致する。



内の数値は要素番号

軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)		
NS	162	3527	4791	0.737
EW	509	1274	1755	0.726

面外せん断力に対する評価

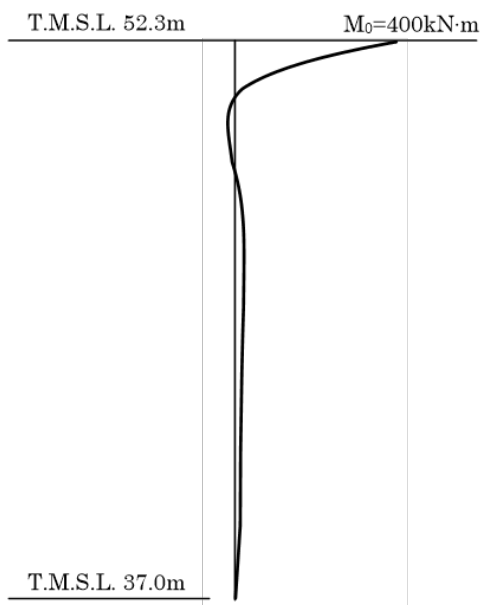
方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)		
NS	63	2236	5661	0.395
EW	1005	2061	5874	0.351



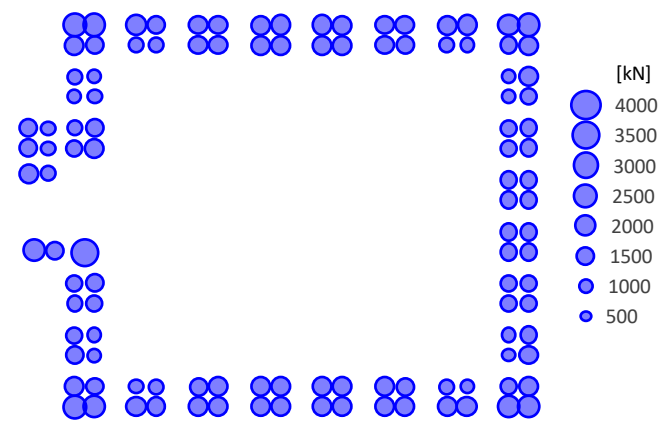
## 第2部 波及的影響評価

### 3.7 杭の応力分布

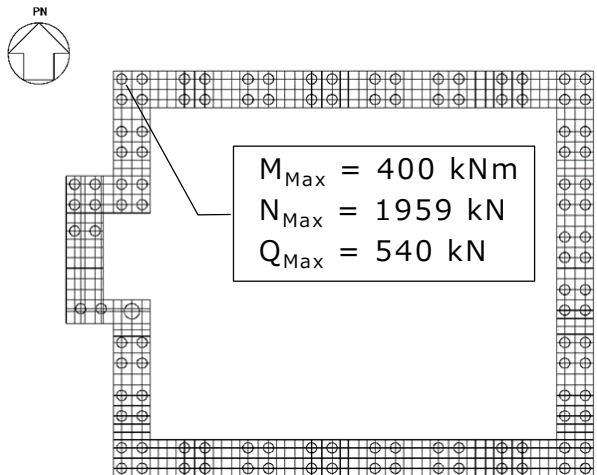
- 杭のせん断力及び曲げモーメント(詳細な分析は【参考〇】に示す。)は、杭頭慣性力による応力と地盤変位による応力の和とする。(基礎梁を剛と仮定し、各杭の発生応力は同値)
- 杭の軸力は平面的な分布を考慮し、基礎梁FEM解析の結果(支点反力)を採用する。そのためフレーム隅角部が大きくなる。



杭の曲げモーメント図



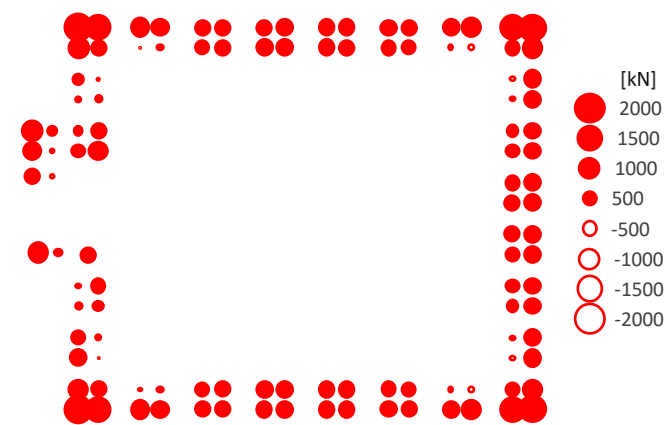
最大圧縮力分布



杭の最大応力発生位置

杭のせん断力

荷重	せん断力 (kN)	
	NS	EW
地震荷重 + 風荷重	540	530

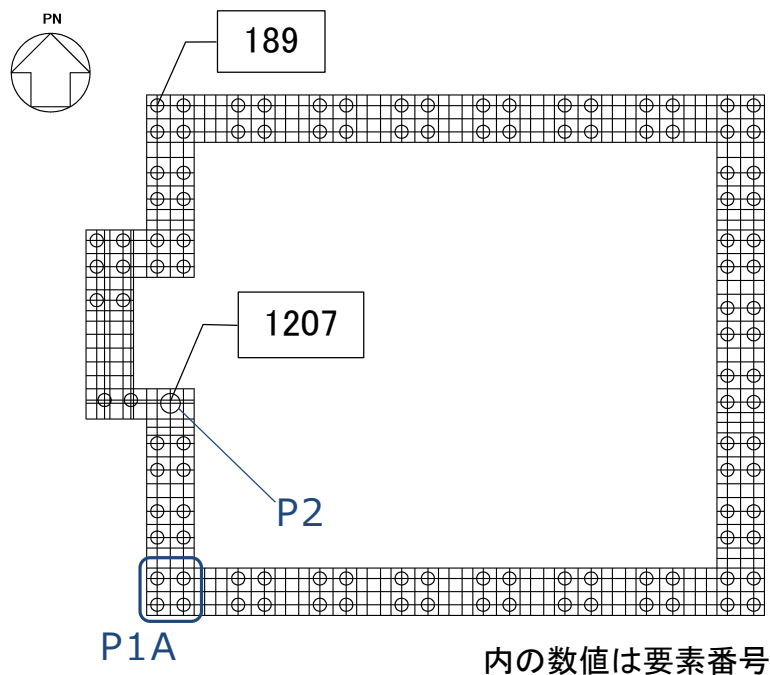


最大引抜き力分布  
(引張が正)

## 第2部 波及的影響評価

### 3.8 杭の断面算定

- 杭の断面算定を示す。
- 最大検定比の発生個所は、圧縮軸力が最大の位置である。



軸力及び曲げモーメントに対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m)	検定比
	節点番号	発生曲げ モーメント (kN・m)		
P1, P1A	189	400	706	0.567
P2	1207	1520	3583	0.425

せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN)	検定比
	節点番号	発生せん断力 (kN)		
P1, P1A	189	540	1838	0.294
P2	1207	1730	4594	0.377

注記)特記以外の杭はP1

杭径は、P1・P1Aは1.0m、P2は1.5m

## 第2部 地震応答解析・波及的影響評価

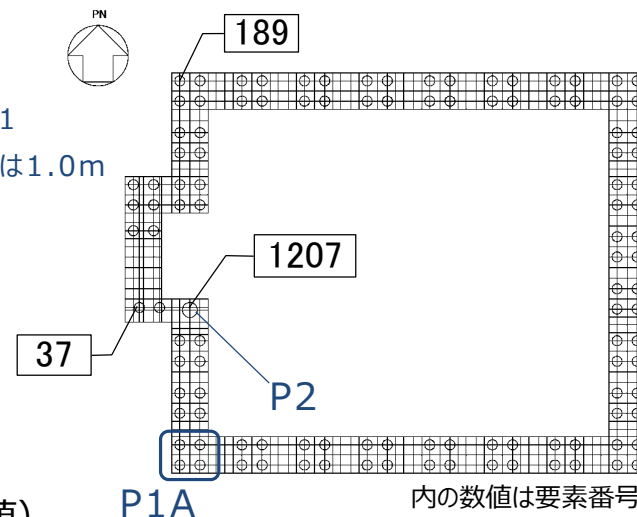
### 3.9 杭の支持力の評価

- 杭の支持力の評価を示す。
- 許容値は、先端支持力よりも周面摩擦の方が大きい値となっている。
- 杭の鉛直軸力は、周面摩擦を考慮しなくても、先端支持力のみで十分負担できる。

注記)特記以外の杭はP1

杭径は、P1・P1Aは1.0m

P2は1.5m



支持力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値(kN)			検定比*3
	杭種	節点番号	軸力*1(kN)	先端支持力*2	周面摩擦力	先端+周面	
鉛直	P1, P1A	37	1959	3927	8708	12635	0.156 (0.499)
	P2	1207	3422	8836	13063	21898	0.157 (0.388)
引抜	P1, P1A	187	-1173	—	7297	7297	0.161
	P2	1207	-561	—	11085	11085	0.051

\*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

\*2：鷹架層の極限支持力

\*3：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

## 第2部 波及的影響評価

### 3.10 沈下に対する評価

- 「3.9 杭の支持力の評価」において、杭の最大鉛直力は鷹架層の極限支持力を下回ることを確認した。このことから、沈下により基礎の支持性能が喪失することはないと言える。
- 杭の鉛直力は、杭先端支持力のみで十分負担可能である。
- 杭体の健全性は、「3.8 杭の断面算定」にて確認済みであり、杭先端への軸力伝達に問題はない。

支持力の評価結果（最大検定値）

杭種	杭の鉛直力 (kN)	先端支持力 (kN)	検定比
P1, P1A	1959	3927	0.499
P2	3422	8836	0.388

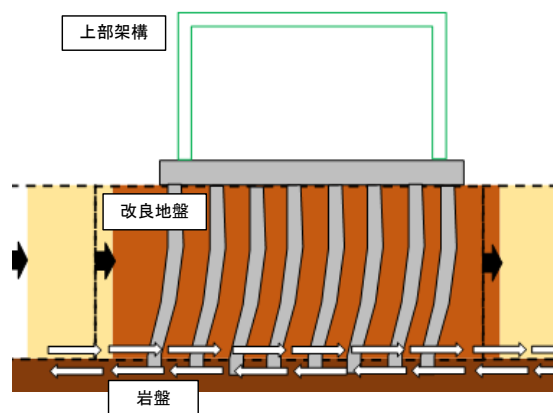
注) 各数値は、「3.9 杭の支持力の評価」からの引用。

- なお、施設の健全性に影響はしないが、周辺地盤(埋戻し土)の沈下量を、【参考22】に示す。

## 第2部 波及的影響評価

### 3.11 滑動に対する評価

- 有効応力解析及び全応力解析より求まる支持地盤と改良地盤の接合面でのせん断力が、接合面でのせん断抵抗力を下回ることを確認する。
- 下表より改良地盤の最下層の要素の平均せん断応力度の最大値が、支持地盤のせん断抵抗力を下回ることを確認した。なお、杭体が発生せん断力に対して健全であることを別途確認しているため、実際は杭体のせん断抵抗力も考慮することができるが、ここでは保守的に考慮していない。



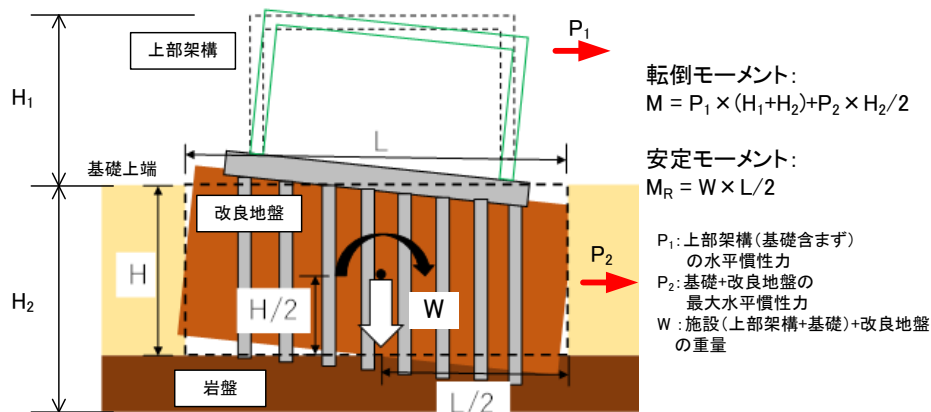
方向	せん断応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	せん断抵抗力 (kN/mm <sup>2</sup> )	検定比
NS	338	902	0.375
EW	309	902	0.343

- 支持地盤と改良地盤の境界面におけるせん断応力度は、滑動に対する評価が最も厳しくなる Ss-C1での液状化時(有効応力解析結果)と非液状化時(全応力解析結果)を比較すると、差は1割未満であり、液状化による周辺地盤からの滑動への影響は比較的軽微であった。

## 第2部 波及的影響評価

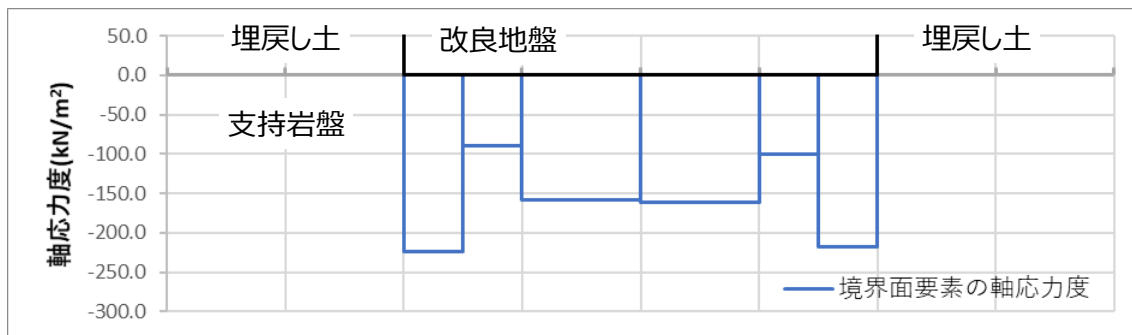
### 3.12 転倒に対する評価

- 有効応力解析及び全応力解析結果のうち、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて転倒に対する検討を行う。解析結果の垂直応力には、慣性力により発生する転倒モーメントと、自重による安定モーメントの両者の影響が含まれている。
- 従って、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて算出した両端部における回転モーメントの差分が負となることで、転倒が生じないことを確認する。



方向	差分(kN・m/m)	評価
NS	-129935	0未満
EW	-178220	0未満

- 改良地盤下端(支持地盤と改良地盤の境界面要素)の全地震波で最大となる軸応力度分布を示す。(引張を正)
- 右図より、改良地盤下端において引張力は生じていない。



改良地盤下端の最大軸応力度分布（引張が正）

## 第2部 波及的影響評価

### 3.13 上部架構の衝突に対する評価

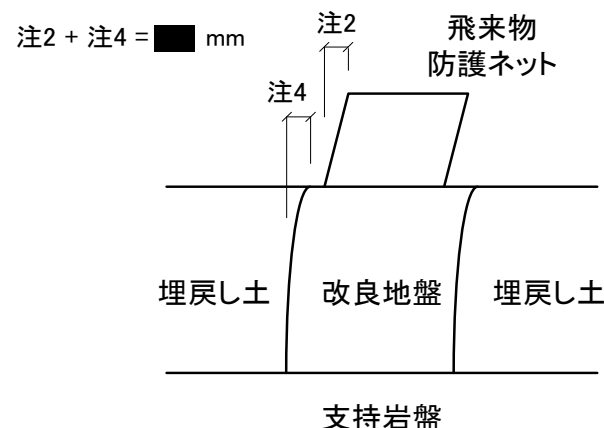
- フレームの最大変位を以下に示す。

#### 相対変位評価結果

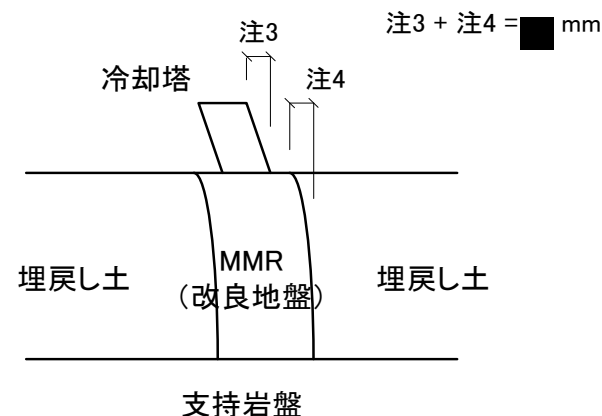
相対変位 <sup>注1</sup>	最小離隔距離	検定比
■■■■ mm	■■■■ mm	■■■■

- 注1： 飛来物防護ネットの最大応答変位  
■■■■ mm (■■■■ mm<sup>注2</sup> + ■■■■ mm<sup>注4</sup>) と  
冷却塔本体の最大応答変位 ■■■■ mm (■■■■ mm<sup>注3</sup> + ■■■■ mm<sup>注4</sup>) の  
合計値
- 注2： 基礎上端固定とした場合の飛来物防護ネットの最大水平変位
- 注3： 基礎上端固定とした場合の冷却塔本体の最大水平変位
- 注4： 支持岩盤と改良地盤の境界面を基準とした場合の  
基礎上端レベルにおける地盤（基礎含む）の水平変位。  
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（液状化に伴う地盤の  
変位を考慮する）。

- 最小離隔距離には、冷却塔の手すり、及び竜巻架構内側の防護ネットの出代を考慮しており、十分に余裕があると言える。



飛来物防護ネットの変位(水平)



冷却塔の変位(水平)

■■■■：商業機密の観点から公開できない箇所

$$\text{相対変位(水平方向)} = \text{飛来物防護ネットの変位} + \text{冷却塔の変位}$$

## 第2部 波及的影響評価

### 4.1 波及的影響の評価結果

- 設計モデルを用いた飛来物防護ネット架構に係る波及的影響の評価結果は以下の通り。
- なお、それぞれの部材で検定比の大きい評価指標を以下に示し、補足説明資料で詳細を記載する。

飛来物防護ネットの 検討対象部位		検討対象 地震動	評価指標	クライテリア	検定比
基礎	杭	Ss	杭応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.567
			杭応力（面外せん断力）	終局強度	0.377
			支持力	地盤の 終局鉛直支持力	0.157
			引拔力	地盤の 終局引抜抵抗力	0.161
	基礎梁	Ss	基礎梁応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.737
			基礎梁応力（面外せん断力）	終局強度	0.395
上部 架構	架構全体	Ss	相対変位	離隔距離	■
	フレーム（柱・梁）	Ss	フレーム応力（軸力+曲げ）	終局強度	0.89
	座屈拘束ブレース	Ss	最大軸ひずみ	メーカー推奨値	0.567
			疲労係数総和	メーカー推奨値	0.595

本結果に対する考察を次ページに示す。



## 第2部 波及的影響評価

### 4.2 波及的影響の評価結果に対する考察

- ▶ 波及的影響評価において、飛来物防護架構ネットは有効応力による評価が支配的であった。
- ▶ 最小離隔距離■■■■mmに対して最大変位は■■■■mmであり、十分な裕度を持ち、冷却塔への接触の無いことを確認した。
- ▶ 各部材の応力・ひずみは許容限界を下回っていることを確認した。
- ▶ 解析結果はいずれも弾性範囲に収まっており（【参考23】参照）、冷却塔への接触評価で用いている施設の変形量にフレーム部材等の非線形性を考慮しない解析より求まる変形量を用いることは妥当であることを確認した。
- ▶ また、設計モデルの部材設計への適用に関しては、構造物全体としてみたときに、変形量に相当程度の余裕があることを確認した。

以上のことから、波及的影響評価に対して飛来物防護架構ネットが地震時に冷却塔へ及ぼす影響について基礎・上部架構の各部材の応力・ひずみが許容限界を下回っていること及び冷却塔への接触の有無を確認し、影響がないことを確認した。

■■■■：商業機密の観点から公開できない箇所

## 第2部 波及的影響評価

### 5. まとめ

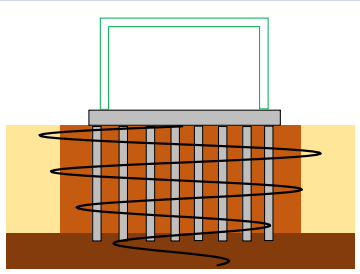
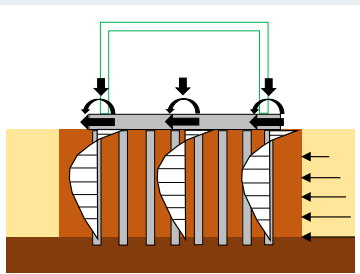
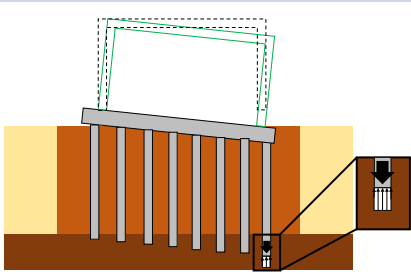
- 第1部にて妥当性を確認した設計モデルを用い、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価を実施した。
- 波及的影響評価においては、基準地震動全波に対して地震力を算定し、周辺地盤の液状化による影響を適切に考慮し、有効応力解析及び全応力解析を用いて実施した。また、影響の大きい地震動に対して地盤物性のばらつきを考慮した。
- 飛来物防護ネット架構は、構造形式を踏まえて、「杭・基礎梁・フレーム・座屈拘束ブレース」を耐震評価上の設計対象とし、各部材の部材設計の結果及び設計モデルの応答値より、特異な応力・ひずみが発生していないことを確認するとともに、各部材の応力・ひずみと許容限界及び冷却塔への接触の有無を確認し、それぞれ判定指標を下回っていることを確認した。

以上の結果より、飛来物防護ネット架構の冷却塔へ与える波及的影響はないことを確認した。

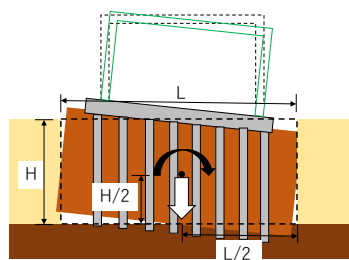
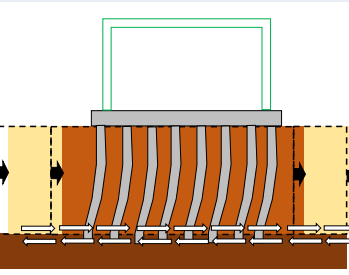
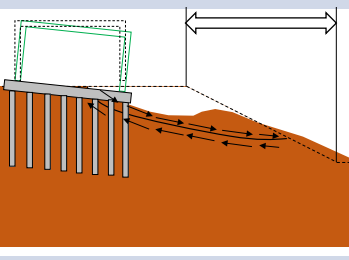
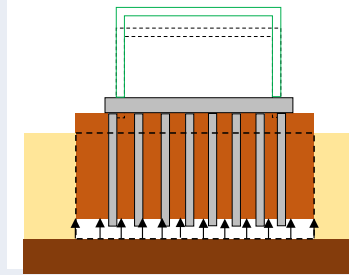
## 第2部 波及的影響評価【参考19-1】

液状化の影響評価に際しては、過去の液状化時の被害事例から抽出した影響因子（以下、①～⑥）に対して、基礎への影響が発生する機構を整理。合わせて影響の有無を確認した。

※①～④は有効応力解析から求まる作用力が生じた際の損傷状態を状態別に個別に示している。

影響因子	損傷状態	イメージ図	確認方法
①地盤剛性低下	上部応答が増大する		有効応力解析から求まる「ネット架構の脚部における応答」に対してネット架構が冷却塔への波及的影響（架構の崩壊・架構の衝突・部材の落下）が生じないことを確認する。上部架構（各種部材を含む）の応力度（軸力＋曲げ）及び冷却塔との相対変位を評価指標とする。
	杭に大きな応力が生じ、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭に作用する荷重」と、上部構造の3次元フレームモデルから求まる「上部構造から作用する荷重」を考慮し、発生する応力が、杭の許容限界を下回っていることをもって、地盤剛性低下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。杭の耐力（軸力＋曲げ）を評価指標とする。
②沈下	杭の先端の支持地盤の支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭の鉛直力」が、鷹架層の極限支持力を下回っていることをもって、沈下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。杭の鉛直力を評価指標とする。

## 第2部 波及的影響評価【参考19-2】

影響因子	損傷状態	イメージ図	確認方法
③ 転倒	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		<p>有効応力解析から求まる「側方土圧と施設全体に作用する慣性力」により発生する「転倒モーメント」が、改良地盤の重心位置に作用する自重から求められる安定モーメントを下回っていることをもって、転倒により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。転倒モーメントを評価指標とする。</p>
④ 滑動	杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		<p>有効応力解析から求まる「支持岩盤と改良地盤の接合面でのせん断力」が、杭のせん断抵抗力と接合面でのせん断抵抗力（JEAG4601-1987による）の両抵抗力の合計を下回っていることをもって、滑動により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。接合面でのせん断力を評価指標とする。</p>
⑤ 側方流動	周辺地盤状況が側方に流動し、杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		<p>施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から100m以上離れていること（道路橋示方書）から側方流動は生じないと評価し、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。</p>
⑥ 浮上り	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		<p>施設の下方に液状化対象層がないことから液状化に伴う浮上りは生じないと評価、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。</p>

## 第2部 波及的影響評価【参考20-1】

### ■解析条件（1/2）

➤ 波及的影響評価の検討に用いた解析条件を記載する。

➤ 地震応答解析

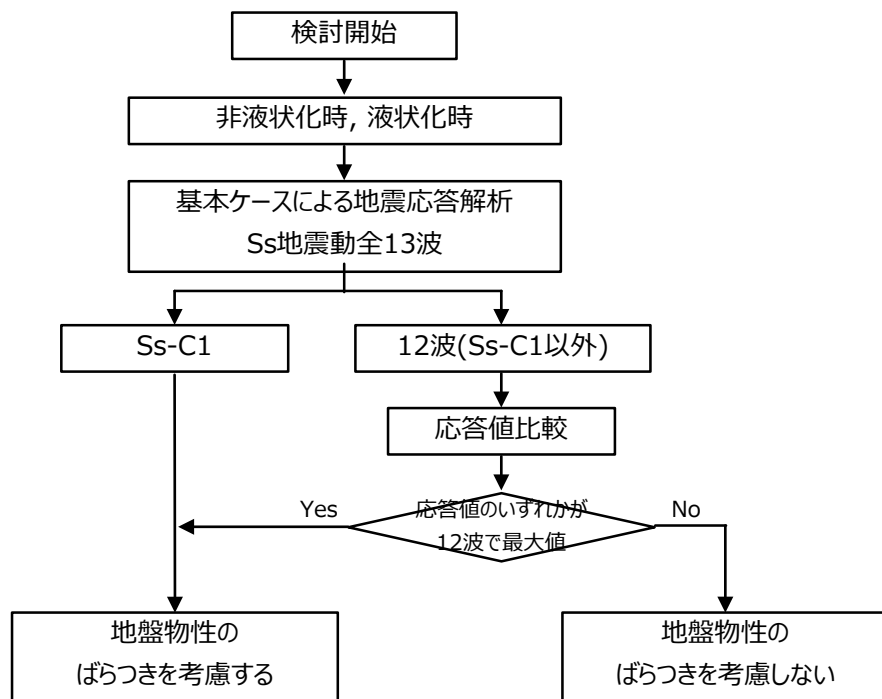
➤ 解析モデル : 設計モデル

➤ 地震波 : 基準地震動全波（Ss13波）

➤ 地盤の材料物性のばらつき : 考慮する（標準地盤で応答の大きい地震波に対して実施、※参照）

➤ 座屈拘束ブレースのばらつき : 考慮しない（別途、影響評価検討を実施）

➤ 非線形性の考慮 : 座屈拘束ブレース、埋戻し土、改良地盤、岩盤（等価剛性）



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

地震動	全応力解析		有効応力解析	
	NS	EW	NS	EW
Ss-A	○	○	○	○
Ss-B1	—	—	—	—
Ss-B2	—	—	—	○
Ss-B3	○	○	○	○
Ss-B4	○	—	—	—
Ss-B5	—	○	—	○
Ss-C1	○	○	○	○
Ss-C2_x	○	○	—	—
Ss-C2_y	—	—	○	○
Ss-C3_ns	—	—	—	—
Ss-C3_ew	—	—	—	—
Ss-C4_ns	—	—	—	—
Ss-C4_ew	○	—	—	—

注) ○は、地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動

## 第2部 波及的影響評価【参考20-2】

### ■解析条件（2/2）

#### ➤ 3次元フレーム解析

- 解析モデル : 3次元フレーム解析モデル
- 地震力 : Ss-C1、Ss-C1以外12波包絡
- 地盤の材料物性のばらつき : 地震力に考慮する(地震応答解析を参照)
- 座屈拘束ブレースのばらつき : 考慮しない(別途、影響評価検討を実施)
- 非線形性の考慮 : 座屈拘束ブレース

#### ➤基礎梁FEM解析

- 解析モデル : 基礎梁FEM解析モデル
- 地震力 : Ss-C1、Ss-C1以外12波包絡
- 地盤の材料物性のばらつき : 地震力に考慮する(地震応答解析を参照)
- 非線形性の考慮 : しない

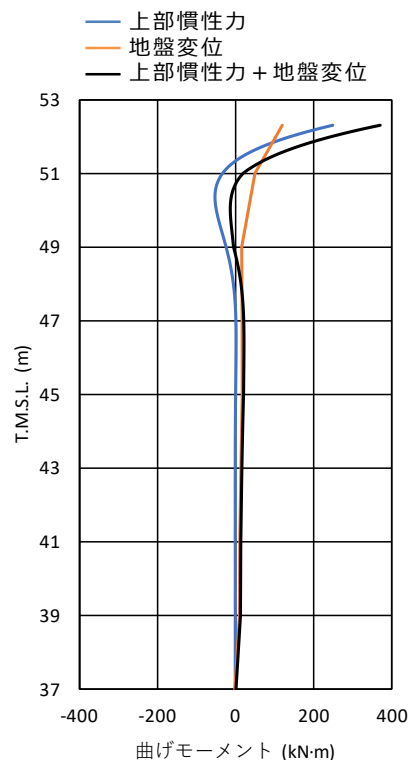
#### ➤杭の応力算定

- 算定手法 : 手計算(Chang式) + 杭の静解析(強制変位解析) + 基礎梁FEM解析応力
- 地震力 : 全包絡の地震力
- 地盤の材料物性のばらつき : 地震力に考慮する(地震応答解析を参照)
- 非線形性の考慮 : しない

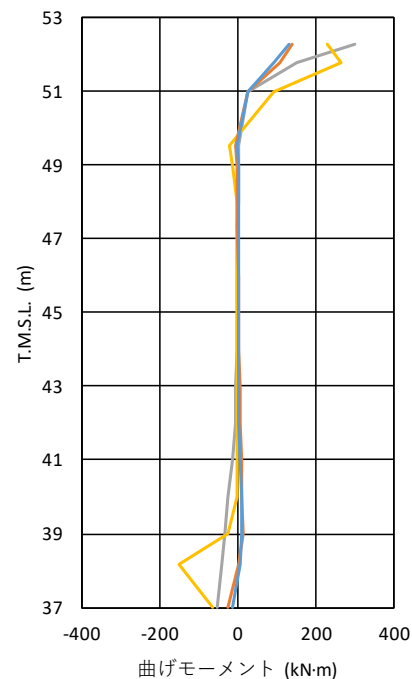
## 第2部 波及的影響評価【参考21】

### 杭の応力分布の検証用モデルとの比較

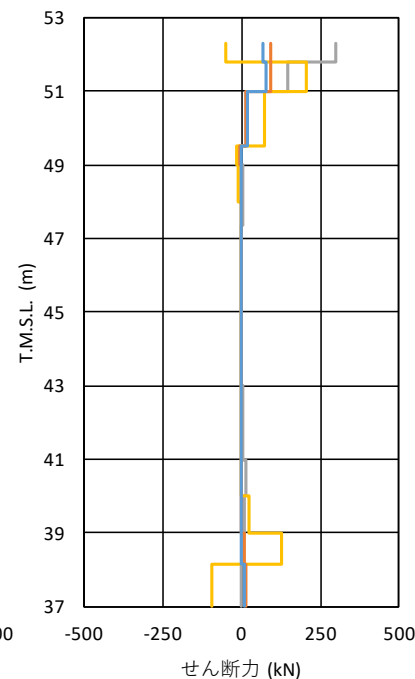
- 設計モデルと検証用モデルの杭における曲げモーメント分布を示す。(Ss-C1)
- 杭をモデル化した検証用モデルの曲げモーメントの最大値は、杭を別途モデル化した設計モデルの曲げモーメント（地盤変位+上部慣性力による）よりも小さいことが確認できる。
- 設計モデルは、地盤変形による応力を杭先端ピンと仮定して算出している。
- 杭は、全長に渡り同一配筋であるため、設計は最大応力（杭頭付近）で評価する。
- このため、杭先端付近の応力分布は検証モデルと様相は異なるが、問題はない。



杭の曲げモーメント分布  
(設計モデル)



杭の曲げモーメント分布  
(検証用モデル) 注1



杭のせん断力分布  
(検証用モデル) 注1

注1： グラフは、検証用モデルのうち発生応力値が最大となったEW断面(中央断面：モデル化は杭4本)の結果を示す。

## 第2部 波及的影響評価【参考22-1】

### 埋戻土の沈下量評価

- 施設の地盤改良範囲においては、施設の耐震評価に影響するような沈下は生じていないが、沈下しやすい施設周辺の状況を把握・確認するために、周辺地盤(埋戻し土)の沈下量について確認を行った。
- なお、冷却塔に接続される配管・ケーブル等は、鉄筋コンクリート製のトレンチを介して接続されているため、周辺地盤の沈下の影響は受けない。

- 周辺の埋戻土の沈下量 $D'_z$ を下式により算定する。

$$D'_z = d_r(z) + d_{epw}(z) \quad d_{epw}(z) = \varepsilon_V \cdot \Delta H$$

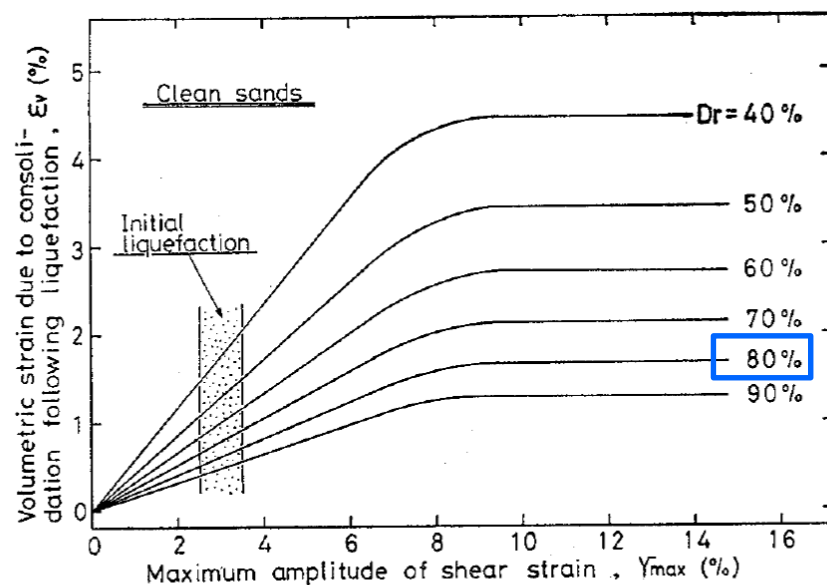
$d_r(z)$  : 地震応答解析の残留変位

$d_{epw}(z)$  : 間隙水圧の消散に伴う沈下量

$\varepsilon_V$  : 体積ひずみ

$\Delta H$  : 埋戻し土層厚18m

- 有効応力解析に用いる解析コードFLIPでは、地震後の間隙水圧の消散に伴う沈下は考慮されない。そのため、間隙水圧の消散に伴う沈下量 $d_{epw}(z)$ は、文献※に倣い、地盤の相対密度 $D_r$ から右図より体積ひずみを求め、埋戻土の層厚を乗じることにより算定する。
- 埋戻土の相対密度 $D_r = 81.7\%$  (AVG) より、保守的に80%として評価する。



**Fig. 3. Summarized relationships between reconsolidation volume change and shear strain**

※Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soil and Foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188,1992



## 第2部 波及的影響評価【参考22-2】

### 埋戻土の沈下量評価

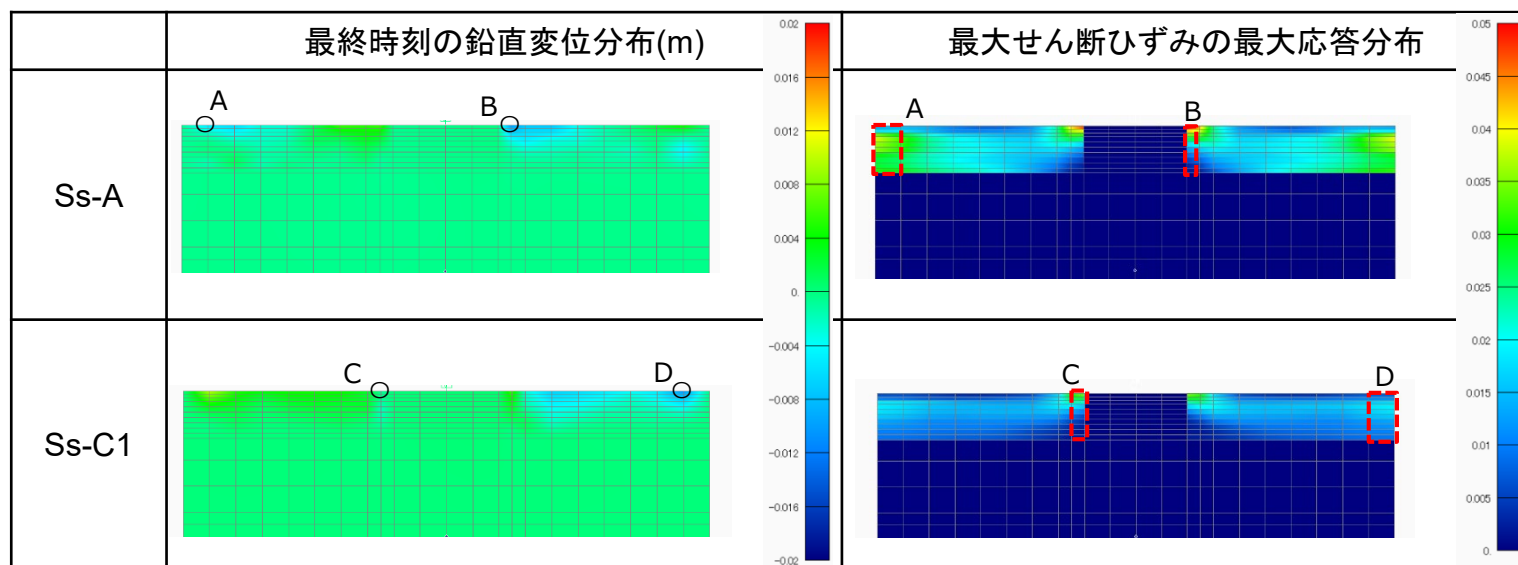
- 設計モデル（NS方向）を用いた有効応力解析の鉛直変位（残留変位）が大きい箇所、及び最大せん断ひずみが大きい箇所について沈下量を算定した。
- 沈下量は、Ss-A加振時において150～200mm程度、Ss-C1加振時においては100mm程度であった（参考として、最も保守的な沈下量であるDr=80%の最大体積ひずみ $\varepsilon_v = 1.7\%$ を用いた場合の沈下量は306mm）。
- なお、施設を支持する杭及び改良地盤の沈下の影響は小さく、埋戻土の沈下は施設の耐震評価に影響しない。

埋戻土の沈下量

	$d_{r(z)}$ ※1 (mm)	$\gamma_{max}$ ※2	$\varepsilon_v$	$d_{epw(z)}$ (mm)	沈下量 (mm)
A	5	0.038	0.008	144	149
B	10	0.050	0.011	198	208
C	1	0.034	0.007	126	127
D	11	0.019	0.004	72	83
参	-	-	0.017	306	306

※1：沈下を正

※2：高さ方向における最大値



## 第2部 波及的影響評価【参考23】

## ■ 解析モデルを線形でモデル化する妥当性について

- ▶ 構造部材のクライテリアは終局であるため、弾性範囲である必要性はない。
- ▶ 弾性範囲外の評価を行う場合、部材の塑性化を考慮したモデル化が必要である。
- ▶ ただし、下記の部材は線形でモデル化した。

- ① 鉄骨製のフレーム（座屈拘束ブレースを除く上部架構の鉄骨部材）
- ② 鉄筋コンクリート製の基礎梁
- ③ 鉄筋コンクリート製の杭

- ▶ 解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認する目的で、設計モデルを用いた飛来物防護ネット架構における短期許容応力度に対する検定比を確認した。
- ▶ ①～③の部材応力は全て、最大検定比が発生するケースにおいて短期許容応力度以下であり、**解析モデル線形でモデル化することは妥当であり、塑性化を考慮する必要はない。**

飛来物防護ネットの 検討対象部位		検討対象 地震動	評価指標	短期許容応力度に 対する発生応力比	波及的影響の評価 結果の検定比 (参考)
上部 架構	①フレーム	Ss	フレーム応力（軸力+曲げ）	0.97	0.89
基礎	②基礎梁	Ss	基礎梁応力（軸力+曲げ）	0.83	0.737
			基礎梁応力（面外せん断力）	0.44	0.395
	③杭※	Ss	杭応力（軸力+曲げ）	0.95	0.567
			杭応力（面外せん断力）	0.66	0.377

※ 解析モデルに杭を考慮した検証用モデルの結果を使用（設計モデルでは杭を非考慮のため判断に使用しない）

## 第2部 波及的影響評価【参考24】 審査会合における指摘事項と対応

### ■ 2022/1/31審査会合における指摘事項と対応

No.	指摘事項	対応結果	対応箇所
1	相対変位に対する地盤変位の影響を踏まえた評価を行うこと。	基準地震動 $S_s$ により生じる飛来物防護ネットと冷却塔の最大応答変位の合計(相対変位)が、冷却塔までの最小離隔距離を下回ることを確認した。相対変位を算出する基準点を基礎上端から支持岩盤レベルに変更し、最大応答変位の合計値には、液状化を考慮した地盤の変位を用いた。	P119
2	飛来物防護ネット架構の、杭周囲の改良地盤以外の周辺領域に関しては地盤が液状化し、地盤の沈下が発生するため、その沈下量を定量的に評価すること。	改良地盤以外の周辺領域の埋戻土の沈下量を評価した。沈下により基礎の支持性能が喪失することはない。	P125、 126
3	設計で想定している杭において発生する応力分布（曲げモーメント及びせん断力分布）と杭をモデル化している検証用モデルにおける応力分布の比較を行い、構造評価に対する影響を説明すること。	杭をモデル化した検証用モデルの曲げモーメントは、杭を別途モデル化した設計モデルの曲げモーメント（地盤変位+上部慣性力による）よりも小さいことが確認できた。 なお、杭先端付近の応力分布は検証モデルと様相は異なるが、設計は杭頭付近の応力で決定するため、問題はない。	P111
4	昨年8月30日の会合において波及的影響評価として整理した地盤の沈下、転倒等の各損傷モードに対する結果について考察を含めて説明すること。	波及的影響評価として整理した各損傷モードにおける評価結果・考察について各項目ごとに整理した。	P103～ 119