

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R <u>8</u>
提出年月日	令和 <u>4</u> 年 <u>1</u> 月 <u>11</u> 日

設工認に係る補足説明資料

耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の

耐震評価についての補足説明資料

注記：文書中の下線部は R7 から R8 への変更箇所を示す。

目 次

1. 概要	1
2. 耐震評価方針	1
3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定	2
3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	2
3.2 荷重の組合せ	3
4. 地震応答解析	4
5. 許容限界の設定	4
6. まとめ	5

- ・別紙 1 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-2 安全冷却水 A 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-3 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-4 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-5 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について
- ・別紙 1-6 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について

- ・別紙 2 飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-1 前処理建屋の安全蒸気系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-2 前処理建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-3 精製建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-4 高レベル廃液ガラス固化建屋の非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-5 非常用電源建屋の第 2 非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室の飛来物防護板の耐震性評価について
- ・別紙 2-6 第 1 ガラス固化体貯蔵建屋床面走行クレーンの遮蔽容器設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

- ・別紙 2-7 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（主排気筒周り）の耐震性評価について
- ・別紙 2-8 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（分離建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-9 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（精製建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-10 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋屋外）の耐震性評価について
- ・別紙 2-11 制御建屋中央制御室換気設備設置室の飛来物防護板の耐震性評価について・別紙 2-12 冷却塔に接続する屋外設備の飛来物防護板の耐震性評価について

□□□□：後次回申請において提示

■については、商業機密の観点から公開できません。

1. 概要

本資料は、再処理施設に対する、第1回設工認申請（令和2年12月24日申請）のうち、以下の添付書類に示す竜巻防護対策設備の耐震計算書を補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震性についての計算書」

2. 耐震評価方針

竜巻防護対策設備は、竜巻により生じる飛来物が竜巻防護対象施設に衝突することを防止する機能を有しており、防護ネットを主体とする設備又は防護板を主体とする設備の2種類がある。竜巻防護対策設備は、主要構造部材である支持架構に防護ネット又は防護板が設置されている構造となっている。各竜巻防護対策設備（以下、各設備という。）の構造概要については別紙にて示す。

耐震Cクラスである竜巻防護対策設備の耐震評価は、防護対象施設が上位クラスであることから、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、上位クラス施設の設計に適用する地震動を用いて、以下の観点で実施する。

また、施設周辺地盤の液状化による影響が否定できない場合は、有効応力解析により地盤液状化時の影響評価も合わせて実施する。

（1）損傷、転倒及び落下による影響

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.1.4 建屋外における下位クラス施設の損傷、転倒及び落下の観点」に基づき、竜巻防護対策設備の損傷、転倒及び落下により、上位クラス施設の安全機能を損なわないことを確認する。

確認においては、竜巻防護対策設備の主要構造部材を対象とし、耐震評価を実施する。

（2）相対変位による影響

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点」に基づき、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との相対変位により、上位クラス施設の安全機能を損なわないことを確認する。

確認においては、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との地震応答による相対変位を想定しても、竜巻防護対策設備が上位クラス施設等に衝突しない十分な距離を確保していることを評価する。

3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定

3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」に基づき、以下のとおり考慮すべき荷重を設定する。

a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、取付金物等）とする。

b. 積雪荷重 (L_s)

積雪荷重は、六ヶ所村統計書における観測記録上の極値190cmに、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組み合わせを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した荷重とする。積雪荷重の設定範囲は、各設備の投影面積に基づき設定する。

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s 又は 1.2S_s による地震荷重とし、添付書類「IV 1-1 耐震設計の基本方針」の「4. 設計用地震力」に基づき動的地震力を算定する。

各設備における地震荷重の算定方法の詳細については、別紙にて示す。

d. 風荷重 (W_L)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成12年建設省告示第1454号」に定められた六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。風荷重の算定にあたっては、以下の建築基準法施行令第87条による式に基づき設定する。風力係数等の施設の形状により異なる値及び受圧範囲については、各設備にて設定する。

$$W_L = q \cdot C_f \cdot A$$

ここで、

$$q = 0.6 \cdot E' \cdot V_0^2$$

$$E' = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \cdot (H/Z_G)^\alpha \quad \dots (H > Z_b \text{ より})$$

(記号の説明)

W_L : 短期風荷重 (N)

q : 速度圧 (N/m²)

C_f : 風力係数

A : 受圧面積

E' : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数 (平成12年建設省告示第1454号による)

E_r : 平均風速の高さ方向の分布係数
 G_f : ガスト影響係数 ($G_f=1$, 10分間平均風速相当となる係数)
 V_0 : その地方における基準風速
(平成12年建設省告示第1454号により, 34 [m/s])
 H : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)
 Z_b : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ($Z_b=5$ [m])
 Z_G : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ($Z_G=350$ [m])
 α : 地表面粗度区分に応じたパラメータ ($\alpha=0.15$)

3.2 荷重の組合せ

竜巻防護対策設備の荷重の組み合わせにおける設計方針は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、耐震設計上考慮すべき荷重について策定する。竜巻防護対策設備は屋外に設置される施設であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重及び風荷重を組み合わせる。

$$D + 0.35L_s + S_s + W_L$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

4. 地震応答解析

竜巻防護対策設備の動的解析に当たっては、添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」に基づき、施設の剛性、形状、構造特性、振動特性、減衰特性を十分に考慮し、適切なモデルに置換した解析モデルを設定する。

竜巻防護対策設備の地震応答解析モデルは、地盤及び構造物の地震時における挙動の程度に応じて、その相互作用の影響を考慮する。動的解析法は JEAG4601 に基づき実施することを基本とし、時刻歴応答解析法又は応答スペクトルモーダル解析法を用いることとする。

各設備における地震応答解析の詳細については、別紙にて示す。

5. 許容限界の設定

竜巻防護対策設備の耐震評価における許容限界は、以下のとおり設定する。

(1) 損傷、転倒及び落下による影響

竜巻防護対策設備の主要構造部材の評価における許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、終局耐力を許容限界とする。終局耐力としては、建築基準法施行令第 96 条及び「平成 13 年国土交通告示第 1024 号」に準拠し、設定した値を用いる。

(2) 相対変位による影響

相対変位の評価における許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、竜巻防護対策設備と上位クラス施設等との距離とする。

6. まとめ

竜巻防護対策設備の耐震評価方針について、第6-1表に示す。

第6-1表 竜巻防護対策設備の耐震評価方針

分類	設計対象 竜巻防護対策設備	竜巻防護対象施設	耐震評価部位	設計用地震動	荷重の種類及び 荷重の組合せ	許容限界設定
建物・ 構築物	安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット	安全冷却水B冷却塔	支持架構	S _s	D + 0.35L _s + S _s + W _L	安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット と安全冷却水B冷却塔の離隔距離。
						「建築基準法 政令第96条」及び「平成13国土交通省告示第1024号」に準拠した値を適用する。
他の竜巻防護対策設備については、後次回申請にて示す。						

記号の説明

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

別紙

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

資料No.	名称	提出日	Rev	備考
別紙 1	飛来物防護ネットの耐震性評価について	12/20	6	
別紙 1-1	安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について	1/11	8	
別紙 1-2	安全冷却水A冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-3	第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔Aの飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-4	第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔Bの飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-5	使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔Aの飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 1-6	使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔Bの飛来物防護ネットの耐震性評価について			
別紙 2	飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-1	前処理建屋の安全蒸気系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-2	前処理建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-3	精製建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-4	高レベル廃液ガラス固化建屋の非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-5	非常用電源建屋の第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-6	第1ガラス固化体貯蔵建屋床面走行クレーンの遮蔽容器設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-7	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（主排気筒周り）の耐震性評価について			
別紙 2-8	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（分離建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-9	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（精製建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-10	主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋屋外）の耐震性評価について			
別紙 2-11	制御建屋中央制御室換気設備設置室の飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-12	冷却塔に接続する屋外設備の飛来物防護板の耐震性評価について			

別紙1

飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの
耐震性評価について

目 次

1. 概要	1
1.1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震設計の考え方	1
1.1.1 構造概要	1
1.1.2 耐震構造の検討	2
1.1.3 座屈拘束ブレースの構造概要	5
1.2 耐震評価方針	10
2. 地震応答解析	12
2.1 地盤状況及び入力地震波	12
2.2 地盤改良の目的, 範囲, 仕様	12
2.3 モデル化方針	15
2.3.1 モデル化概要	15
2.3.2 上部構造のモデル化方針	18
2.3.3 地盤のモデル化方針	18
2.4 解析条件	19
2.4.1 解析コード	19
2.4.2 地下水位	19
2.4.3 入力荷重	19
2.4.4 解析モデル諸元	20
2.4.5 解析モデル図	20
2.4.6 材料物性のばらつきの考え方	20
2.4.7 評価結果	20
3. 飛来物防護ネットの上部構造の耐震評価	21
3.1 評価対象部位の選定	21
3.2 評価方法	23
3.3 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定	25
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	25
3.3.2 荷重の組合せ	27
3.4 地震荷重の算定	29
3.4.1 水平地震荷重	29
3.4.2 鉛直地震荷重	29
3.4.3 地震荷重の組合せ	30
3.5 許容限界の設定	31
3.5.1 支持架構(座屈拘束ブレース以外)の構造評価における許容限界	31
3.5.2 座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界	31
3.5.3 冷却塔との相対変位評価における許容限界	32
3.6 評価結果	32

3.7 地震発生後の架構の維持管理について	33
4. 飛来物防護ネットの基礎の耐震評価	34
4.1 基本方針	34
4.1.1 構造概要	34
4.2 構造評価の考え方	40
4.2.1 方針	40
4.2.2 上部架構から基礎への軸力の伝達	41
4.2.3 上部架構から基礎への水平力の伝達	43
4.2.4 基礎から杭への応力伝達	44
4.2.5 杭から地盤への応力伝達	46
4.2.6 基礎の評価	46
4.3 工事写真	47
4.4 構造評価	48
4.4.1 基礎及び杭の評価方法	48
4.4.2 評価結果	65
4.4.3 まとめ	92
5. まとめ	92
6. 適用規格・基準等	93

別添 1 地震応答解析モデルの適用性について

別添 2 波及的影響に対する耐震性評価手順について

別添 3 三次元フレームモデルによる質点系モデルの妥当性検証について

別添 4 防護板及び防護ネットの耐震影響評価について

別添 5 座屈拘束ブレースの構造評価について

別添 6 相対変位評価について

別添 7 地震応答計算（全応力解析，有効応力解析）について

別添 8 耐震計算（上部構造，基礎梁，杭，その他）について

別添 9 座屈拘束ブレースのばらつきによる影響評価について

・ 内構成検討・作成・見直し中

・ 各評価結果については地震応答解析の見直しに伴い修正予定
 ・ 全体を通して審査会合との整合作業未了

1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

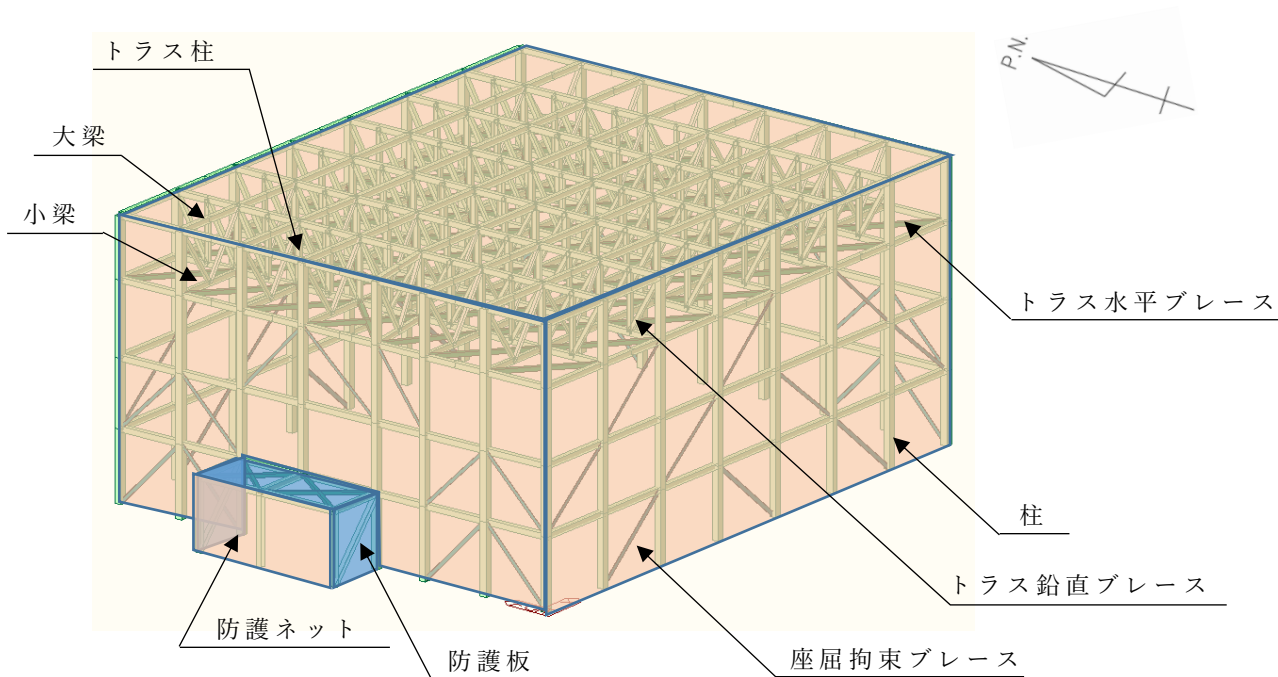
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」

1.1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震設計の考え方

1.1.1 構造概要

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「飛来物防護ネット」という。）は、竜巻により生じる飛来物が安全冷却水B冷却塔に衝突することを防止する機能を有しており、防護ネット、防護板及びそれらを支持する支持架構で構成される。

飛来物防護ネットの概要図を第1-1図に示す。



第1-1図 飛来物防護ネット 概要図

1.1.2 耐震構造の検討

飛来物防護ネットの支持架構について、構造を検討するにあたり、第1-2図に示す冷却塔及び周辺構造物（洞道、分析建屋、運転予備用冷却水冷却塔）による配置制約のもと、弾性ブレースを組み込んだ暫定の架構構造で三次元フレームモデルを構築し、概略の地震応答を評価したところ、屋根面にあるトラス構造の重量が大きいことから、支持架構の転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメントを超えることが確認された。

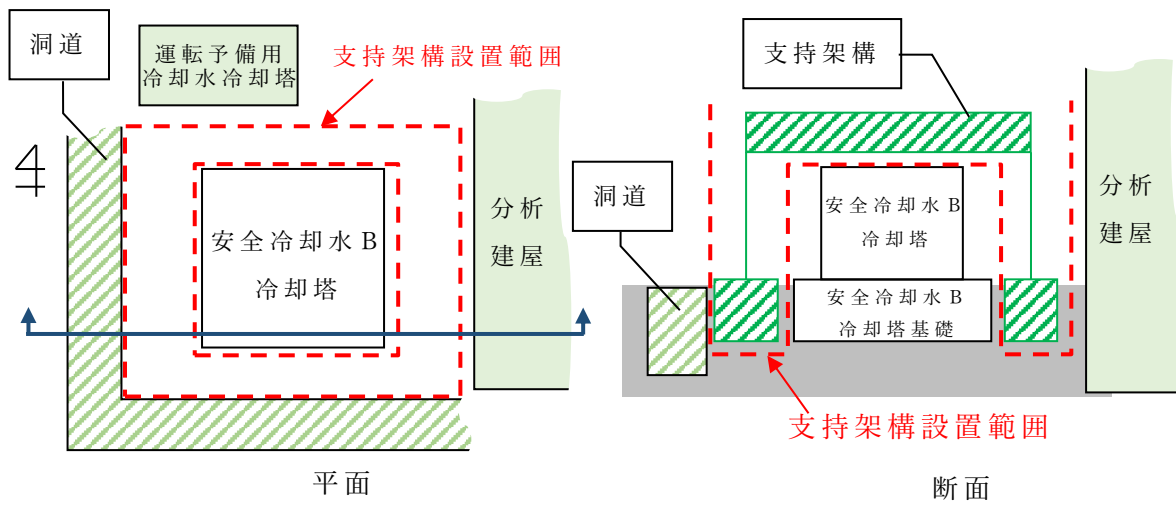
飛来物防護ネットの支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、転倒モーメントによる水平荷重の低減対策として1.1.3にて構造概要を示す座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

座屈拘束ブレースが安定的に塑性化することにより、地震によるエネルギーを消散させ支持架構に大きな減衰を付加することで、地震応答を下げる（転倒モーメントを低減させる）ことが可能となる。

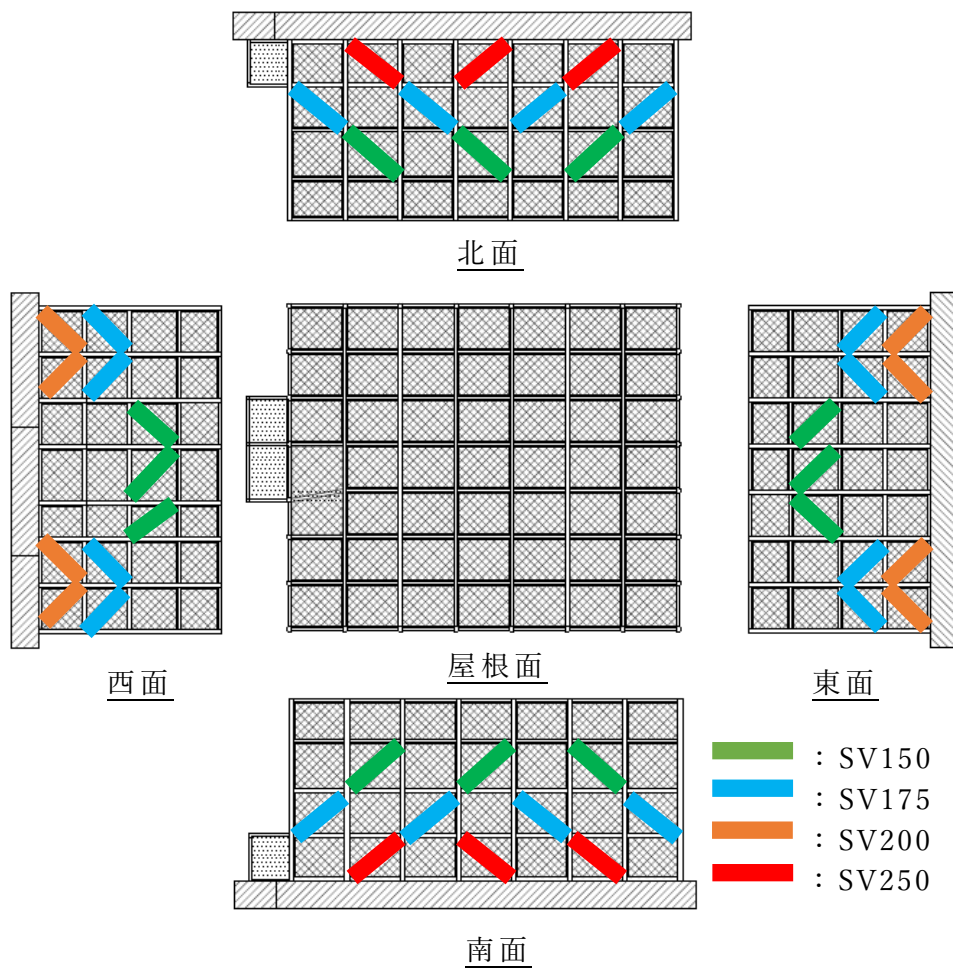
支持架構に座屈拘束ブレースを組み込むにあたり、以下に示す方針に基づき検討を実施した。具体的な配置を第1-3図に示す。

- ・地震水平荷重による転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメント以下となるよう、座屈拘束ブレースのサイズ及び本数を選定する。
- ・下層のせん断力が大きい場合、部材断面が大きなブレースを下層に配置する。
- ・竜巻防護ネットの主設備となるネットの設置に必要な取付金物が計画し易いように、同一層及び上下層においてブレースが隣り合わないよう計画することを優先する。ただし、耐震計画上困難な東西面はネット配置よりも耐震上のブレース配置を優先する。
- ・柱、梁、ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置または、ブレースの負担荷重が直接伝達できるよう上層下層で連続配置を基本とする。
- ・西側の開口を避けた配置とし、開口の両側に同数配置とする。
- ・ねじれが生じないように南北面、東西面で同数配置とする。

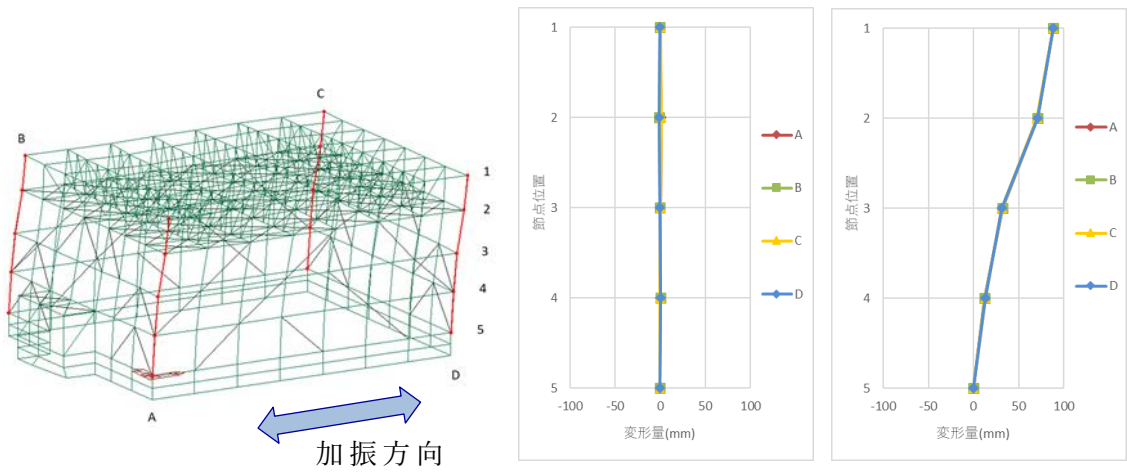
上記配置に対し、第1-4図に示すとおり、支持架構の三次元フレームモデルに静的地震力を与え、ねじれ変形がないこと、四隅の柱の水平変形が一樣であり全体が一体化していること及び、各階層間において変形状態が一樣であることを確認している。また、座屈拘束ブレースの採用前後を比較し、転倒モーメントが約4割低減できたことを確認している。



第 1 - 2 図 飛来物防護ネットの支持架構の配置制約



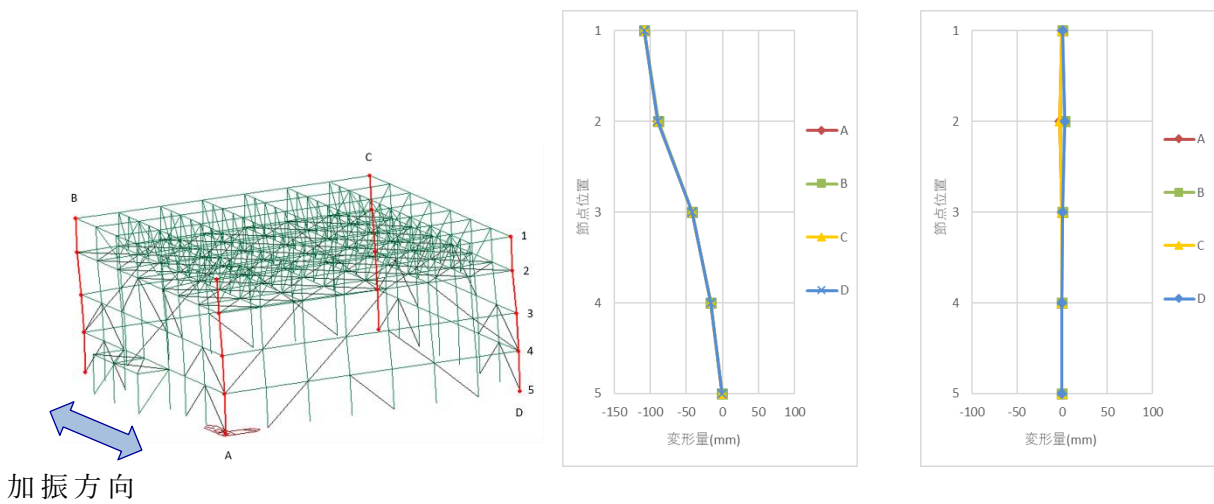
第 1 - 3 図 座屈拘束ブレースの設置状況



(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

(EW 方向変形量)



(支持架構の変形状態)

(NS 方向変形量)

(EW 方向変形量)

第 1 - 4 図 三次元フレームモデルでの四隅の柱の変形状態
(上：EW 方向加振時，下：NS 方向加振時)

1.1.3 座屈拘束ブレースの構造概要

飛来物防護ネットに適用した座屈拘束ブレースは、中心鋼材に低降伏点鋼（BT-LYP225，大臣認定品）を使用する。座屈拘束ブレースの仕様を第1-1表に、構成を第1-5図に示し、座屈拘束ブレースの性能を第1-6図に示す。

また、座屈拘束ブレースについては、日本建築センターに一般評定の申し込みを行い、審議を受けた結果、妥当なものと評定されており、評定を受けた設計要領によって設計され、製作要領、品質管理要領によって製作され、施工標準に従って施工された場合、構造安全性に支障ないことが確認されている。

評定書の件名は「制振用アンボンドブレース（BCJ評定-ST0126-05）」であり、この評定書文中の「2 力学的性能」に、バイリニア型の復元力特性が示されており、復元力特性の設定が妥当であることから、エネルギーを消散する部材として一般評定で認められている。認定時の留意事項のほとんどは製品の規格寸法に係る内容であるが、今回は規格品を購入して設置するため製品に関する条件は満足している。

その他は架構に係る条件が設定されており、座屈拘束ブレースの架構との接合部はブレースの軸変形が生じる間に不安定とならないように面内・面外剛性を持つようにしなければならないが、今回は十字形の接合形式とし、面内・面外ともに剛性を高くしている。また、地震応答解析におけるモデル化は座屈拘束ブレースの設計条件書に基づき設定しており、応答解析において塑性部の軸ひずみが評定時の許容値 3.0%以下であることを確認している。

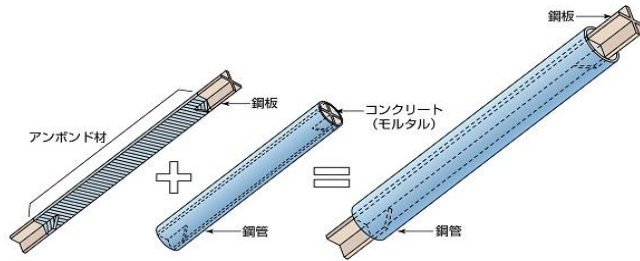
以上より、今回設置の座屈拘束ブレースは認定条件を満足している。

また、繰返し変形による疲労破断に至る回数も試験により確認されており、適切に制振効果の評価できるように配慮されている。座屈拘束ブレースの評定書を第1-7図に、一般評定にて審査を受けた技術的な事項及び設計、製作、施工に適用した事項を整理した技術的確認項目を第1-2表に示す。なお、飛来物防護ネットの耐震評価に用いた座屈拘束ブレースの弾塑性応答を考慮したモデル化方法については、一般評定にて審査済である。

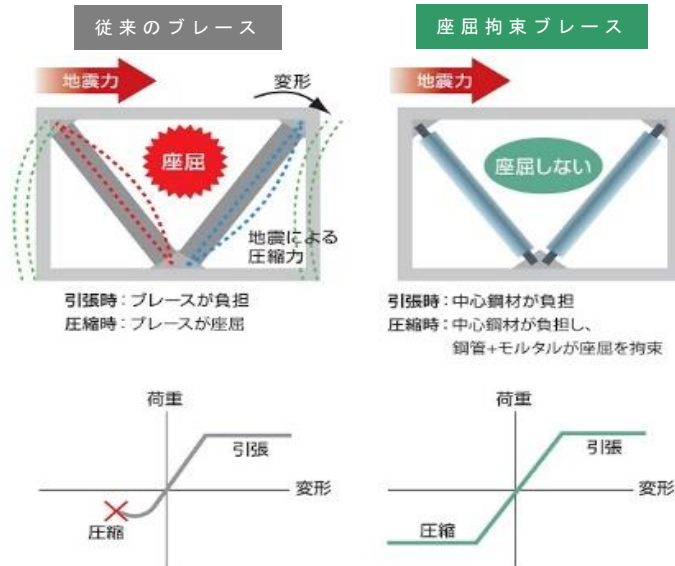
飛来物防護ネットの設計においては、座屈拘束ブレースは、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss地震動相当の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化し、変形に伴って効果的にエネルギーを消散する設計としている。

第 1 - 1 表 座屈拘束ブレースの仕様

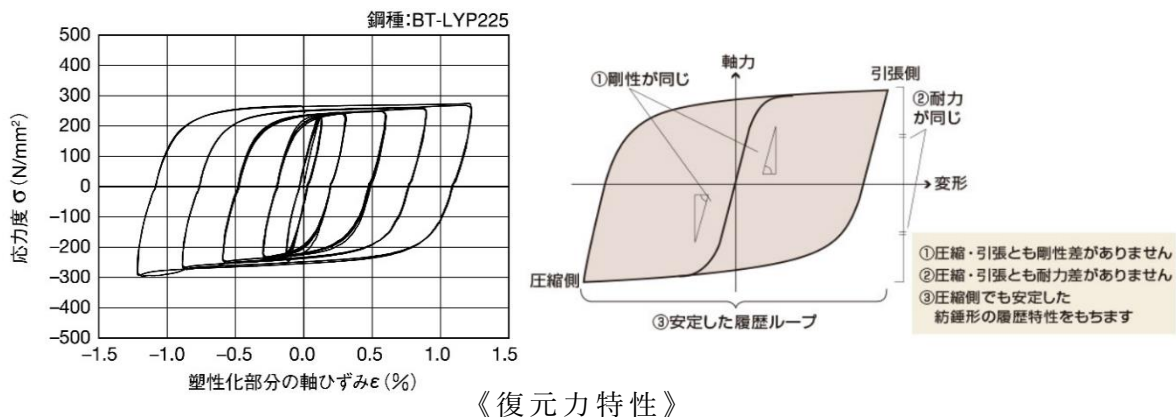
種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ -300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ -318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ -355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ -355.6×7.9	21N/mm ²



中心鋼材 座屈拘束材 座屈拘束ブレース
第 1 - 5 図 座屈拘束ブレースの構成

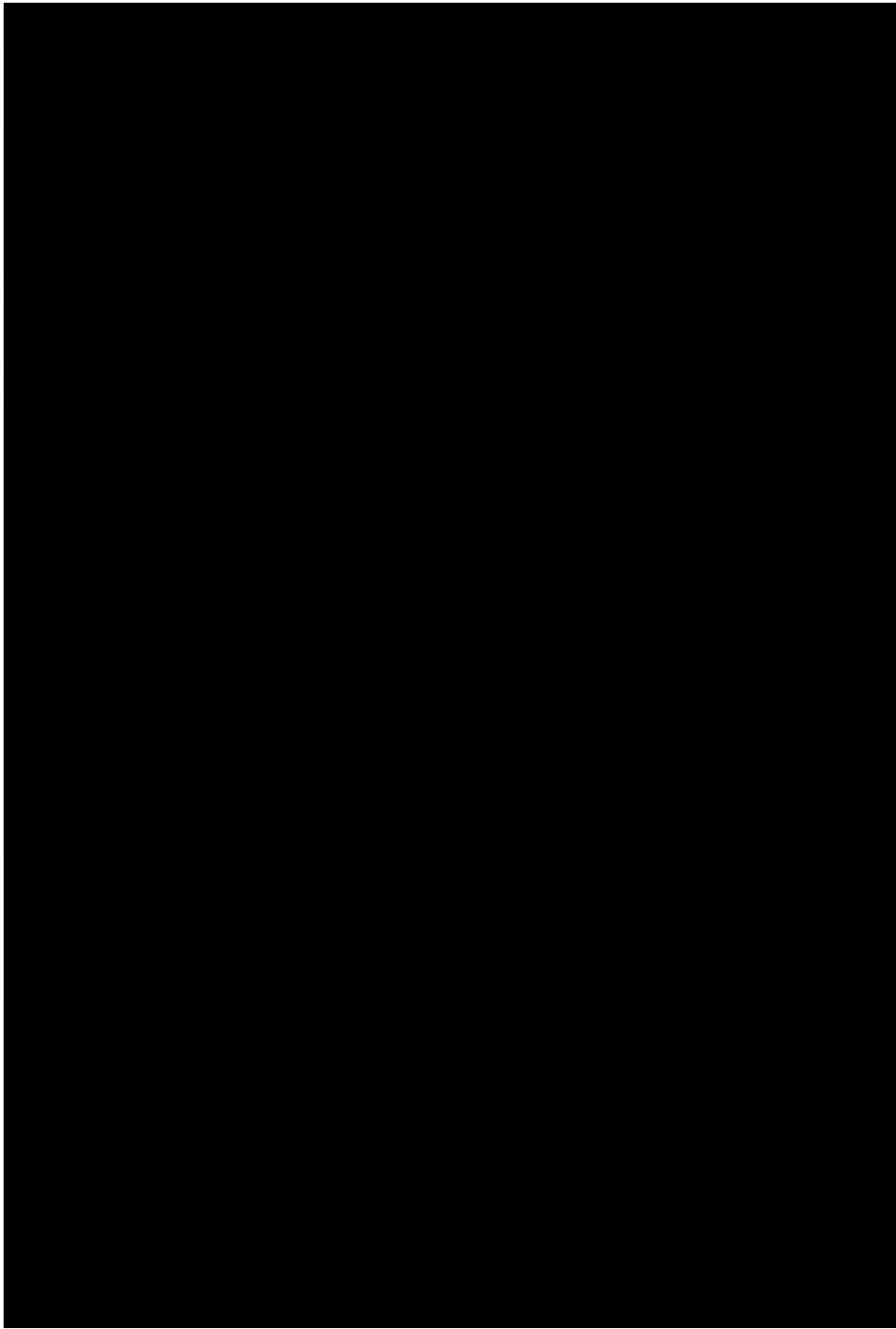


《従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ》



《復元力特性》

第 1 - 6 図 座屈拘束ブレースの性能



第 1 - 7 図 評定書

第 1 - 2 表 座屈拘束ブレースの技術的確認項目

大項目	小項目	メーカー 確認項目	第三者機関によ る確認項目	今回の設計製作 工事に適用した 項目
性能 データ	中心鋼材の 強度データ	○ SSカーブ及び ミルシートで確認	—	ミルシート
	中心鋼材の座屈を 防止する構造の 妥当性	○ 実大試験体の 試験結果で確認	○ 実大試験体の 試験結果で確認	—
	座屈拘束ブレースの 弾塑性応答データ	○ 部材の応答 (履歴特性)は代表 実大試験体の 載荷結果で確認	—	—
強度評価方法 モデル化方法，	座屈拘束ブレースの モデル化方法	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 評定に準拠
	座屈拘束ブレースの 強度評価方法	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 試験と解析の 比較で確認	○ 評定に準拠
要領	製作要領	○ 評定に定めた 要領に従って 製作した試験体 の結果で確認	○	—
	品質管理要領	○ 評定に定めた 要領に従って 製作した試験体 の結果で確認	○	—

1.2 耐震評価方針

耐震 C クラスである飛来物防護ネットの耐震評価は、防護対象施設である安全冷却水 B 冷却塔が上位クラスであることから、本文「2. 耐震評価方針」のとおり、安全冷却水 B 冷却塔の設計に適用する地震動を用いて、以下の観点で実施する。

また、飛来物防護ネットに関連する評価対象箇所と耐震設計に係る解析・設計フローを第 1 - 8 図に示す。

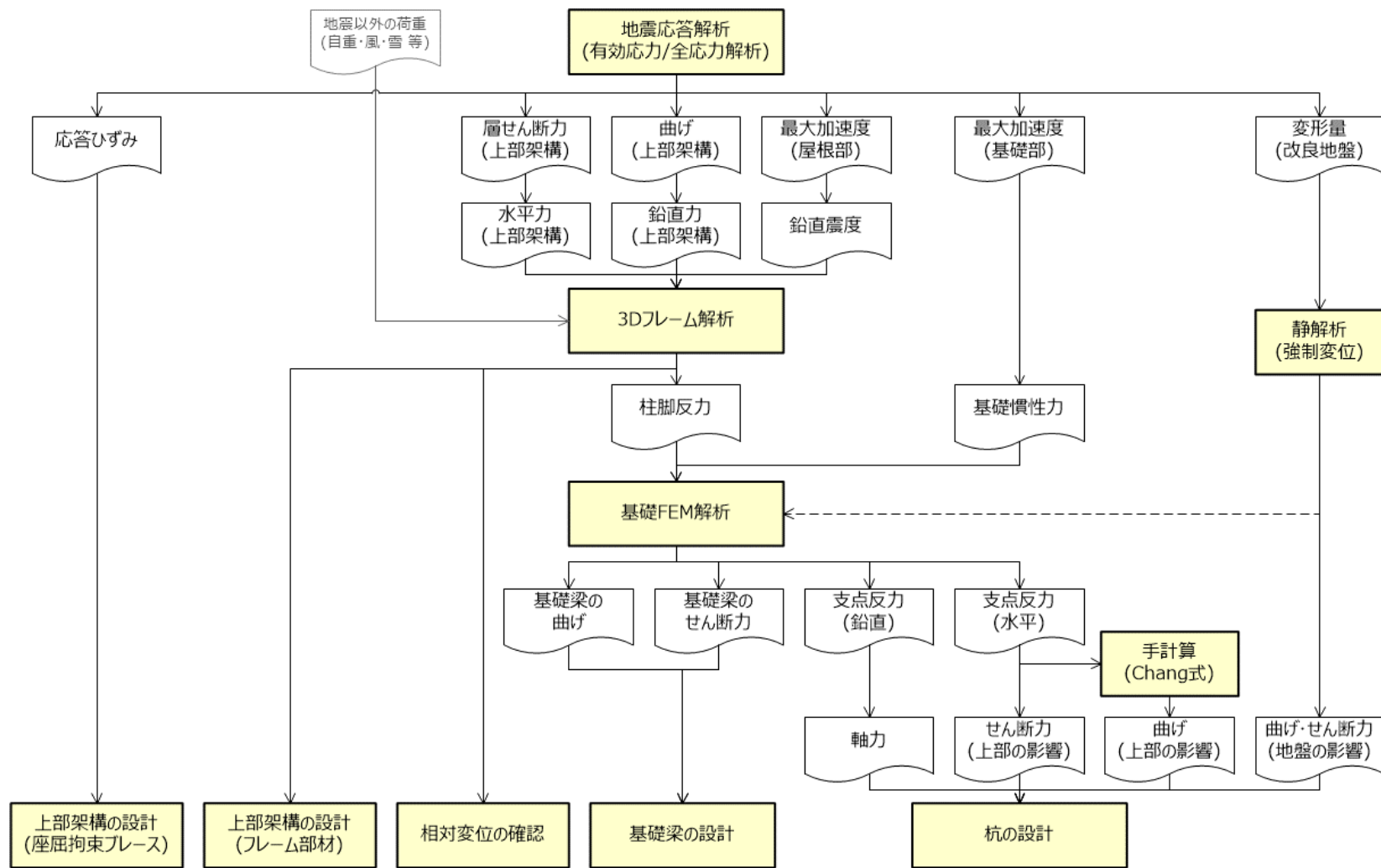
(1) 損傷、転倒及び落下による影響

飛来物防護ネットの損傷、転倒及び落下により、安全冷却水 B 冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、飛来物防護ネットの主要構造部材を対象とし、耐震評価を実施する。

(2) 相対変位による影響

飛来物防護ネットは、安全冷却水 B 冷却塔を覆うように設置されていることから、基準地震動 S_s 応答による相対変位によって安全冷却水 B 冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、相対変位の評価を実施する。

なお、具体的な耐震評価の手順については別添 2 にて示す。



第1-8図 解析・設計フロー

2. 地震応答解析

2.1 地盤状況及び入力地震波

飛来物防護ネットの地震応答解析モデルは、建屋と地盤の相互作用を考慮した建屋－地盤連成モデルとする。

本敷地の解放基盤表面は、T.M.S.L.-70.0 [m]に想定されていることから、解放基盤位置（T.M.S.L.-70.0 [m]）に基準地震動を入力する。

この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は、「再処理施設の事業変更許可申請書」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。基準地震動 S_s として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、「再処理施設の事業変更許可申請書」と同一である。

地盤の物性値については別添 7 に示す。

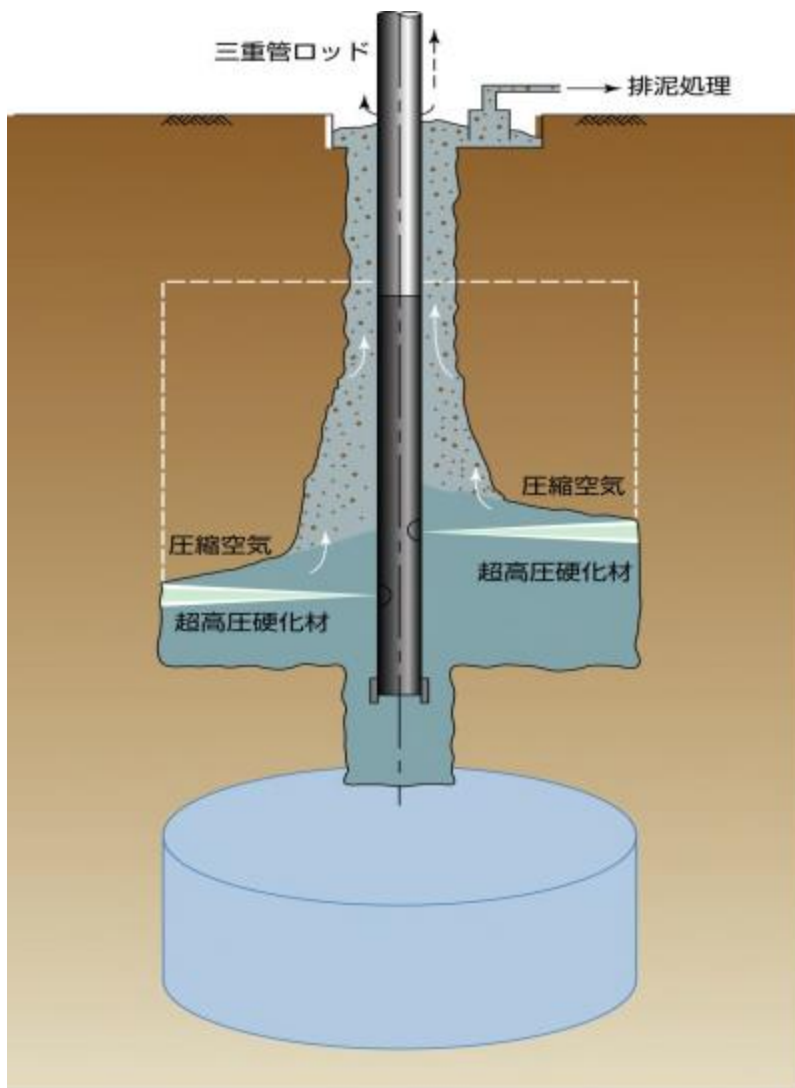
なお、建屋－地盤連成モデルの作成にあたっては、地盤改良体や周囲の地盤状況を考慮し、建屋－地盤連成モデル及び算定手法の妥当性を確認している。確認結果を別添 1 に示す。

2.2 地盤改良の目的、範囲、仕様

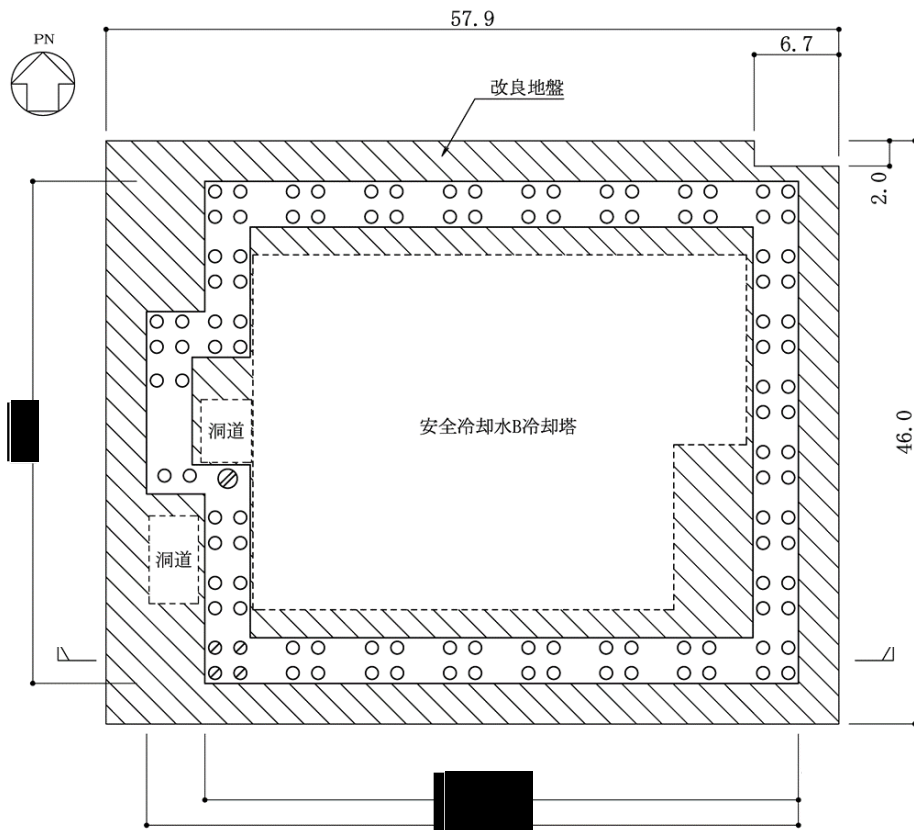
改良地盤は、地盤変形抑制による杭の健全性確保、上部構造物の応答低減及び表層地盤の液状化防護を目的として実施した。

地盤改良工法は、高圧噴射攪拌工法（セメント改良）とし、超高压硬化剤と圧縮空気を地中に噴射しつつロッドを回転させ、地盤を切削・攪拌しながら引き上げることにより円柱状の改良体を造成する。改良概要図を第 2-1 図に示す。

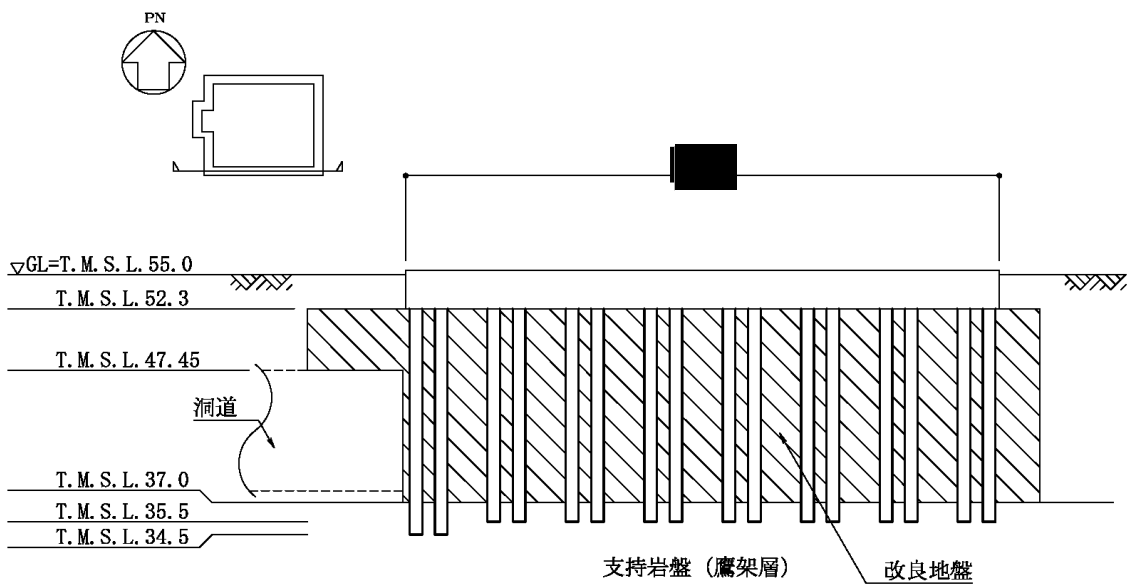
地盤改良範囲は、周辺に配置される既設構造との干渉状況を考慮して、基礎直下を包含した平面に対して、基礎下位置から支持岩盤までの深さを改良範囲とする。地盤改良範囲を第 2-2 図に示す。



第 2 - 1 図 改良概要図



(平面図)



(断面図)

第 2 - 2 図 地盤改良範囲

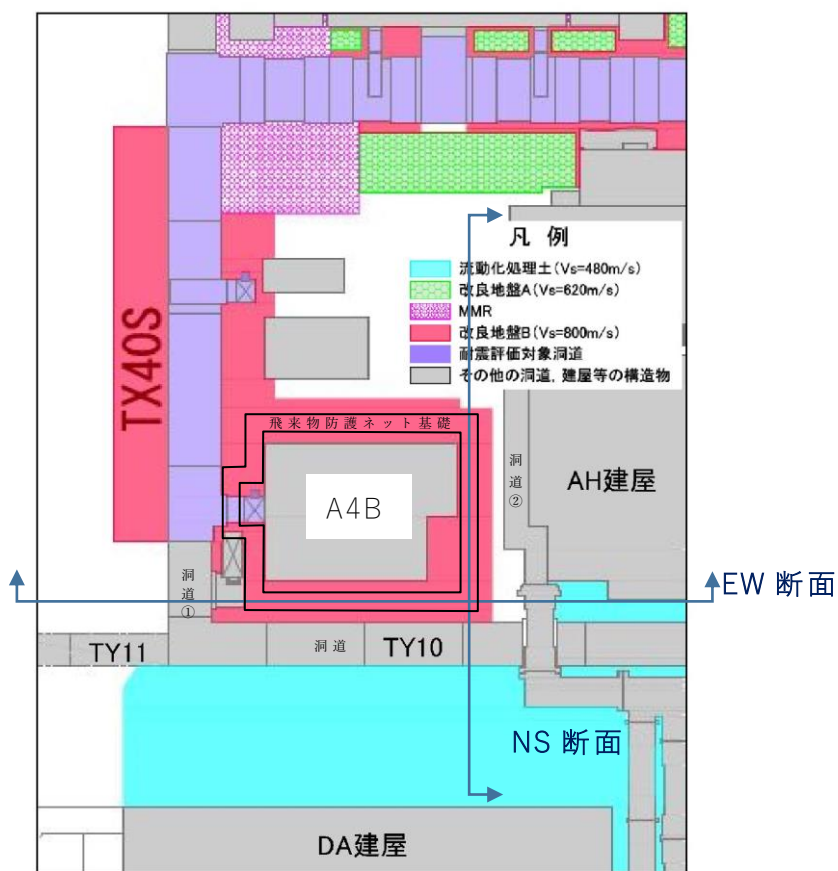
2.3 モデル化方針

2.3.1 モデル化概要

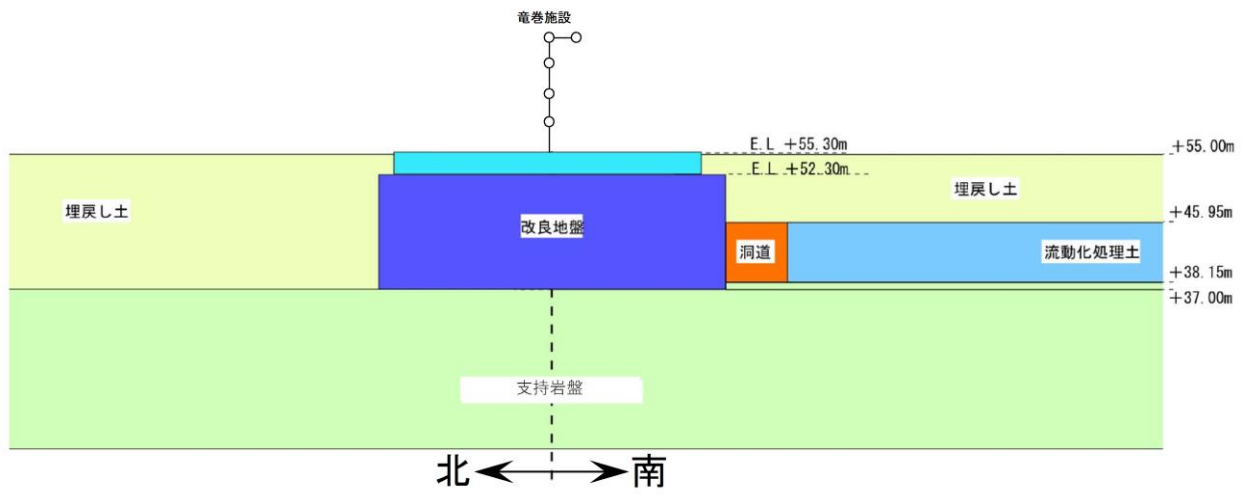
飛来物防護ネット近傍の平面及び断面を第2-3図～第2-5図に示す。

地盤モデルは、解放基盤レベル(T.M.S.L.-70.0m)より上部の地盤をモデル化対象とし、建屋－地盤の連成を考慮したモデルとして評価する。第2-3図に示すように飛来物防護ネットの形状の相違により、解析モデルはNS方向・EW方向とも各1断面をモデル化対象とする。

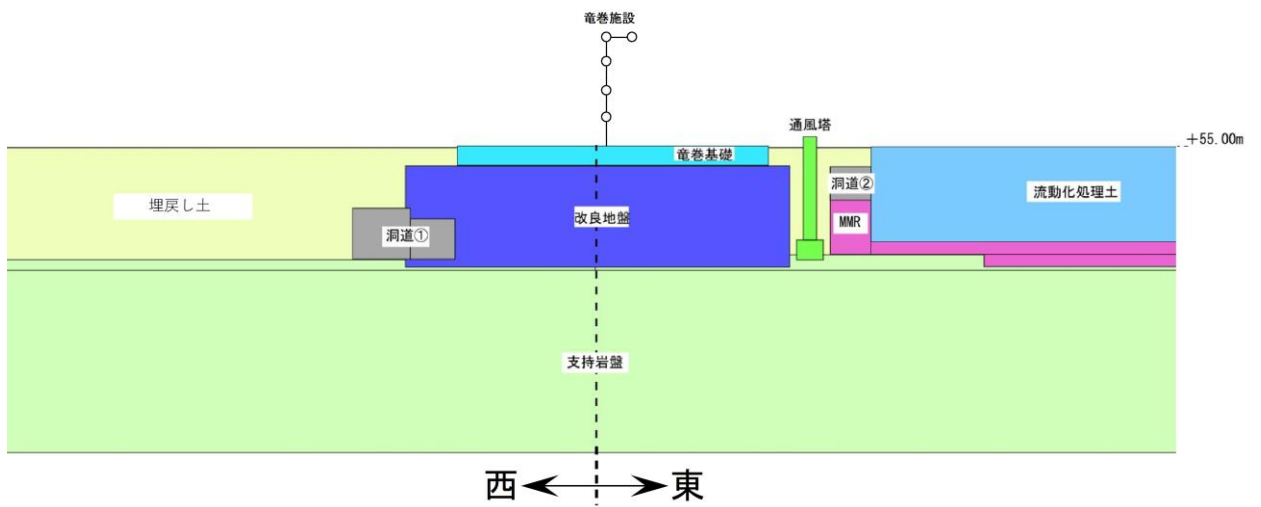
全応力解析及び有効応力解析は、入力地震動を水平方向（NS方向又はEW方向）及び鉛直方向を同時に入力することで実施する。建屋のモデルは、IV-2-1-4-2-1「安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」に記載する質点系モデル（一次元評価用）を基に、全応力及び有効応力解析の二次元での評価が可能ないように修正したものを採用する。



第 2 - 3 図 飛来物防護ネット近傍の平面図



第 2 - 4 図 NS 断面



第 2 - 5 図 EW 断面

2.3.2 上部構造のモデル化方針

冷却塔及び飛来物防護ネットの基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。上部構造の奥行方向は、単位奥行 1m あたりの物性としてモデル化する。すなわち、冷却塔及び飛来物防護ネットの上部構造の重量・剛性を、それぞれの基礎面積で規準化し、解析モデルで考慮している単位奥行 1m あたりの基礎面積比で係数倍してモデル化する。

上部構造のモデル化においては、線形平面要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。

質点は節点集中質量要素、柱・梁フレーム部分には線形はり要素、座屈拘束ブレース部分には非線形ばね要素を用いてモデル化する。

なお、上部構造の立体的な挙動の確認及び上部構造を質点系でモデル化すること妥当性に関しては、別添 3 で検証を行う。

2.3.3 地盤のモデル化方針

解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物（本検討では、改良地盤 B）の 5 倍以上、モデル高さについては構造物底面から解析モデル底面までの高さを耐震構造物対象構造物の 1.5～2 倍以上確保する。

第 2-4 図に示す NS 方向については、南（第 2-3 図下側）及び北（第 2-3 図上側）において低レベル廃棄物処理建屋（DA 建屋）などが存在するが、本検討においては、建屋などをモデル化することなく、埋戻し土を側方境界までモデル化することとする。

第 2-5 図に示す EW 方向については、東（第 2-3 図右側）及び西（第 2-3 図左側）において分析建屋（AH 建屋）などが存在するが、本検討においては建屋などをモデル化することなく、埋戻し土を側方境界までモデル化することとする。

2.4 解析条件

2.4.1 解析コード

本検討に用いる解析コードは、「FLIP ROSE Ver 7.4.1」とする。

2.4.2 地下水位

地下水位は，地表面（フルヘッド）とする。

2.4.3 入力荷重

考慮する荷重については，第2-1表に示す。

第2-1表 入力荷重

種別	荷重	荷重の概要
永久荷重	固定荷重	構造物と地盤の重量
	上載荷重	地表面に 1.53tf/m^2 (15.00kN/m^2) として設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧，揚圧力)	構造物（冷却塔基礎，飛来物防護ネット基礎，洞道）に対して設定
変動荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発荷重	地震力 (水平・鉛直・地震動)	水平・鉛直同時加振動土圧を考慮

2.4.4 解析モデル諸元

解析モデルの諸元は別添 7 に記載する。

2.4.5 解析モデル図

解析モデル図は別添 7 に記載する。

2.4.6 材料物性のばらつきの考え方

竜巻防護対策設備と同様な評価を実施する建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤物性、建屋物性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルに影響を及ぼす要因は、建屋物性及び地盤物性であることが確認されている。¹⁾

竜巻防護対策設備の入力地震動の算定においては、地盤物性は PS 検層結果に基づく地盤のせん断波速度を用いて算出していることから、地盤のせん断波速度のばらつきが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

また、鉄骨構造物である竜巻防護対策設備の地震応答においては、鉄骨部材が品質管理された規格品であることから、剛性及び耐力のばらつきの地震応答への影響は小さいと考えられる。しかしながら、飛来物防護ネットに採用している座屈拘束ブレース（弾塑性ダンパ）については、降伏点のばらつきに起因する変動が影響することが考えられる。

以上より、地盤物性のばらつき要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、また、座屈拘束ブレースのばらつき要因としては降伏点を考慮する。これらのばらつきが竜巻防護対策設備の地震応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震性評価における材料物性のばらつきを考慮した設計用地震力の設定について検討する（別添 7 参照）。

なお、座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきについては、地盤の材料物性の不確かさに比べて、地震力に与える影響は相対的に小さいと考えられるため、別添 9 にて影響評価検討を行う。

【参考文献】

1)：第 29 回耐震設計分科会資料 No.29-4-5-7「参考資料 4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」((社)日本電気協会(平成 20 年 1 月 18 日))

2.4.7 評価結果

応答解析の評価結果は別添 7 に記載する。

3. 飛来物防護ネットの上部構造の耐震評価

3.1 評価対象部位の選定

飛来物防護ネットの防護ネット, 防護板及びそれらを支える支持架構(以下, 「上部構造」という。)について, 評価対象部位を以下のとおり選定する。飛来物防護ネットの評価対象部位の選定結果を第3-1表に示す。また, 飛来物防護ネットの耐震評価における評価部位の構成部材及び考慮する応力の種類について, 第3-2表に示す。

a. 支持架構

支持架構は, 柱, 梁(大梁, 小梁), トラス柱, トラス鉛直ブレース, トラス水平ブレース, 座屈拘束ブレースにより構成される。支持架構は, 基準地震動 S_s 時に安全冷却水 B 冷却塔へ波及的影響を防止する観点から, 支持機能を担保する必要があるため, 評価対象部位とする。

b. 防護ネット及び防護板

防護ネット及び防護板は, 支持架構に支持されているが, 耐震評価において作用する荷重は, 評価対象外とする。なお, その確認としての地震時の影響評価について別添4にて記載する。

第3-1表 飛来物防護ネット 評価対象部位の選定結果

評価対象	部位	評価対象	選定理由
支持架構	柱	○	基準地震動 S_s 時に安全冷却水 B 冷却塔へ波及的影響を防止する観点から, 支持機能を担保する必要があるため, 評価対象部位とする。
	梁 (大梁, 小梁)		
	トラス柱		
	トラス鉛直ブレース		
	トラス水平ブレース 座屈拘束ブレース		
防護ネット	—	—	取付部のボルトの許容荷重は耐震評価において作用する荷重に比べて十分大きいことから評価対象外とする。
防護板	—	—	

<凡例> ○ : 評価対象部位, — : 評価対象外部位

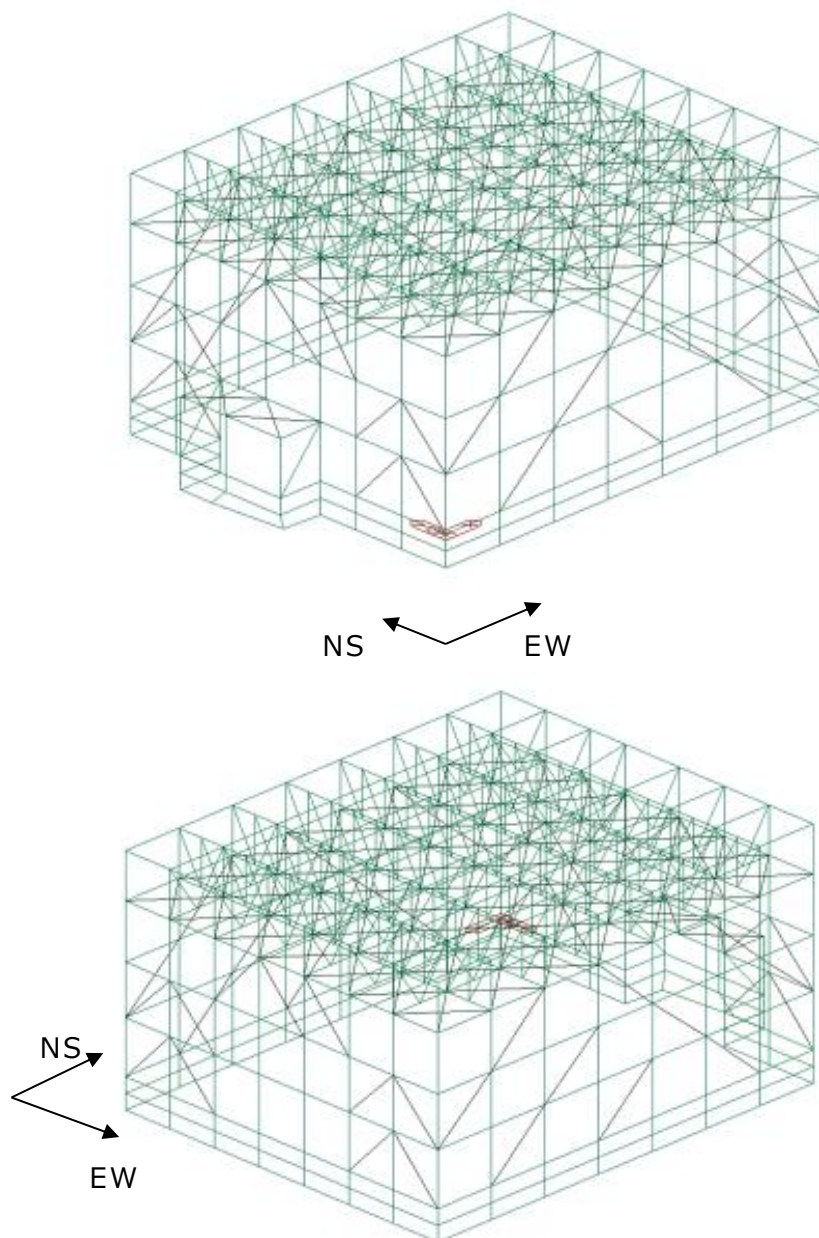
第3-2表 評価対象部位の構成部材及び考慮する応力の種類

評価対象	部位	構成部材		応力の種類	
		材質	寸法		
支持架構	柱	G385B	□500×500×32	引張 圧縮 せん断 曲げ 組合せ (引張+曲げ) 組合せ (圧縮+曲げ)	
		BCP325	□500×500×28		
		SN490B	H400×400×13×21		
	梁 (大梁)	SN490B	H428×407×20×35		
		SN490B	H414×405×18×28		
		SN490B	H400×400×13×21		
	梁 (小梁)	SN490B	H400×400×13×21		
		SN490B	H390×300×10×16		
	トラス柱	SN490B	H400×400×13×21		
		SN490B	H390×300×10×16		
		SN490B	H300×300×10×15		
	トラス鉛直 ブレース	SN490B	H350×350×12×19		
		SN490B	H300×300×10×15		
		SN490B	H250×250×9×14		
		SN490B	H200×200×8×12		
	トラス水平 ブレース	SN490B	H300×300×10×15		
		SN490B	H250×250×9×14		
	座屈拘束 ブレース (中心鋼材)	BT- LYP225	PL-32×208		圧縮 引張
		BT- LYP225	PL-32×243		
		BT- LYP225	PL-32×278		
BT- LYP225		PL-36×308			

3.2 評価方法

飛来物防護ネットの弾性部材の評価に用いる応力解析用の三次元フレームモデル図を第3-1図に、応力解析の手法を第3-3表に示す。

なお、弾塑性部材（座屈拘束ブレース）の構造評価については、別添4に示す。



第3-1図 飛来物防護ネットの応力解析に用いる三次元フレームモデル

第 3 - 3 表 飛来物防護ネットの応力解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
解析手法		地震荷重及びその他考慮すべき荷重を三次元フレームモデルに入力し，応力解析を実施。	－
解析コード		midas iGen	－
モデル	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	鋼構造設計規準に基づき設定
	要素種別	梁要素	－
	境界条件	基礎下端	－
荷重の組合せ		D + 0.35Ls + Ss + WL D：固定荷重 Ls：積雪荷重 Ss：地震荷重 WL：風荷重	3.3.2 参照
荷重の設定	固定荷重	支持架構（耐火被覆重量を含む），防護ネット，防護板，取付金物等	3.3.1 参照
	積雪荷重	飛来物防護ネット上部の積雪荷重を考慮する。 なお，係数は 0.35 とする。	3.3.1 参照
	地震荷重	（1）水平地震荷重 質点系モデルによる地震応答解析により得られた水平方向の応答せん断力および付加曲げモーメントを入力する。 （2）鉛直地震荷重 質点系モデルによる地震応答解析により得られた鉛直震度を入力する。	3.4 参照
	風荷重	風荷重を節点荷重として入力	3.3.1 参照
評価方法		座屈拘束ブレース以外の部材については，地震荷重及びその他考慮すべき荷重による発生応力が部材の許容応力（基準強度を 1.1 倍した値）を超えないことを確認。 座屈拘束ブレースについては，塑性ひずみが許容限界以内であることを確認。	3.5 参照

3.3 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定

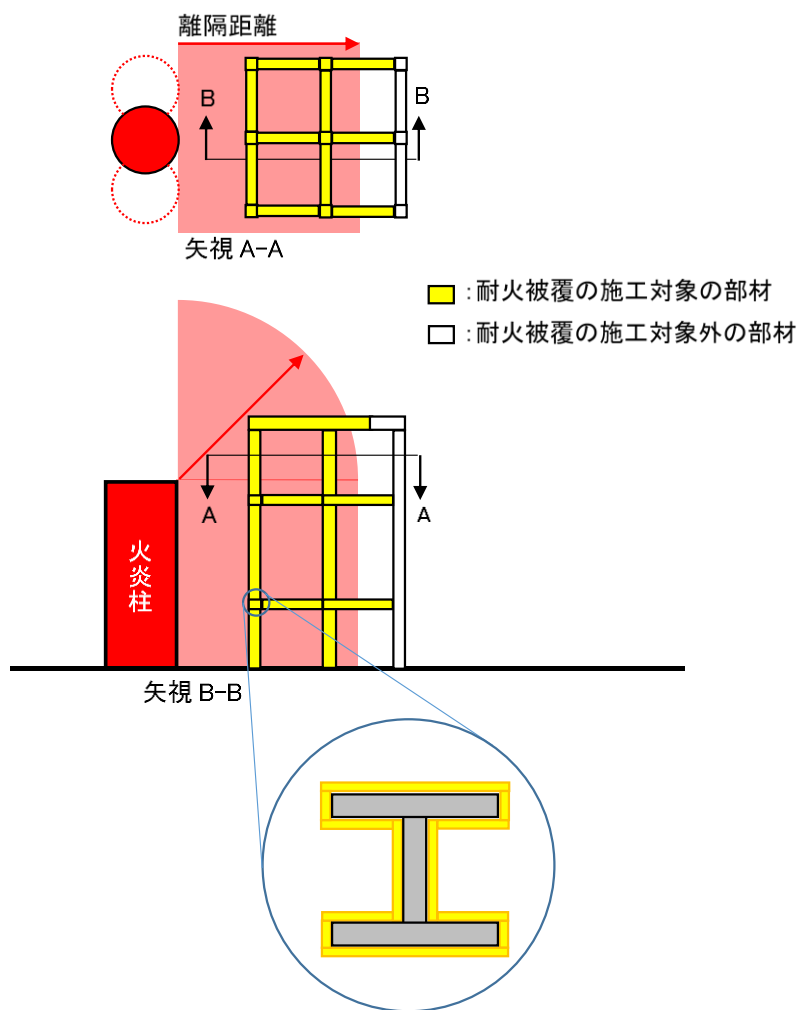
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、以下のとおり考慮すべき荷重を設定する。

a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、取付金物等）とする。

なお、耐火被覆の重量は第3-2図に示すように火炎柱からの離隔距離内の部材に対して 6 kg/m^2 を考慮する。なお、耐火被覆の考え方については補足説明資料「外外火 04 航空機墜落による火災の防護設計について」による。



第3-2図 耐火被覆の施工範囲の概要

b. 積雪荷重 (L_s)

積雪荷重は、「六ヶ所村統計書」における観測記録上の極値 190cm に、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組み合わせを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した荷重とする。

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による地震荷重とする。地震荷重の算定方法については「3.4 地震荷重の算定」にて説明する。

d. 風荷重 (W_L)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成 12 年建設省告示第 1454 号」に定められた、六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。飛来物防護ネットの風荷重の算定における風力係数の選定及び受圧範囲については、補足説明資料「外竜巻 08 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算書に関する風力係数について」と同様の考え方により設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

飛来物防護ネットは屋外に設置される設備であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重及び風荷重を組み合わせる。なお、各荷重の入力状態図を第3-3図に示す。

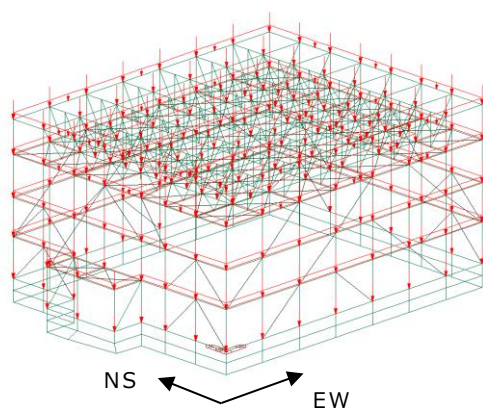
$$D + 0.35L_s + S_s + WL$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

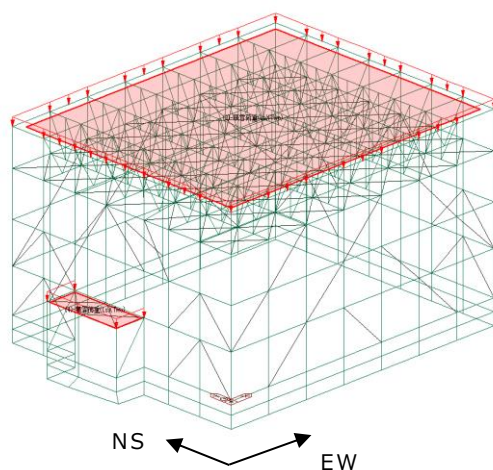
S_s : 地震荷重

WL : 風荷重

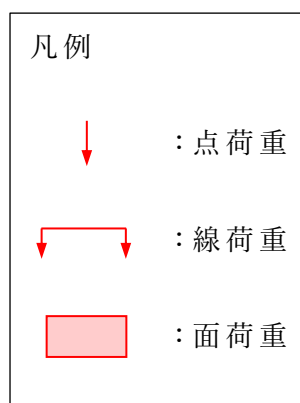


※鉄骨自重分は除く(荷重ではなく密度入力のため)

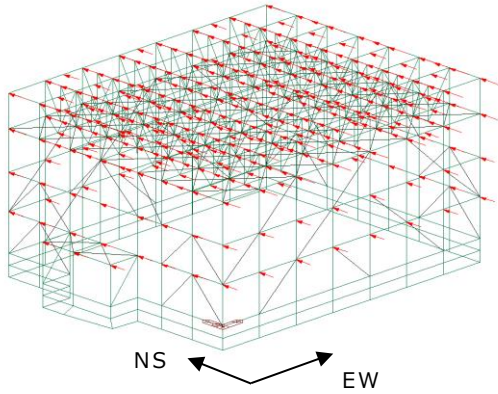
a. 固定荷重 (D)



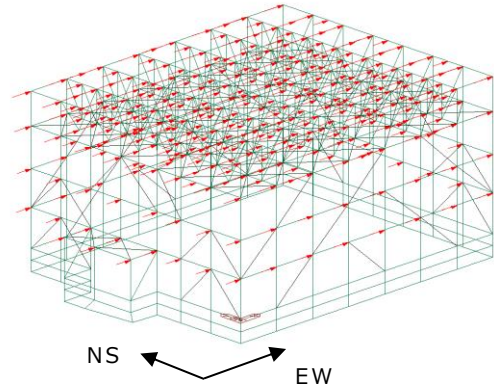
b. 積雪荷重 (L_s)



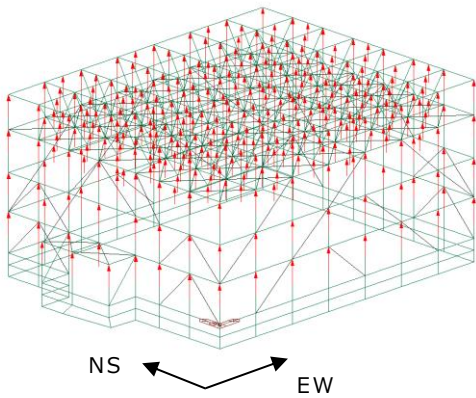
第3-3図 荷重の入力状態図 (1/2)



c. 地震荷重 (Ss) NS 方向

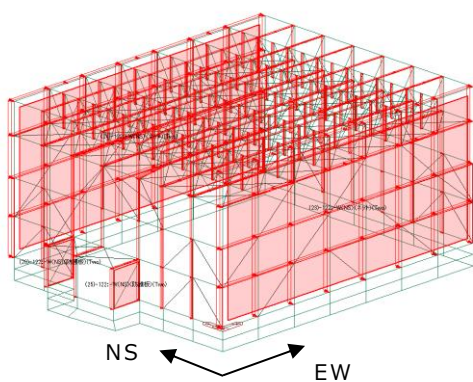
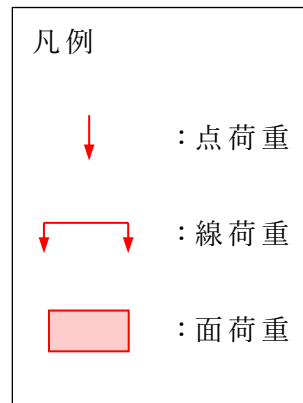


c. 地震荷重 (Ss) EW 方向

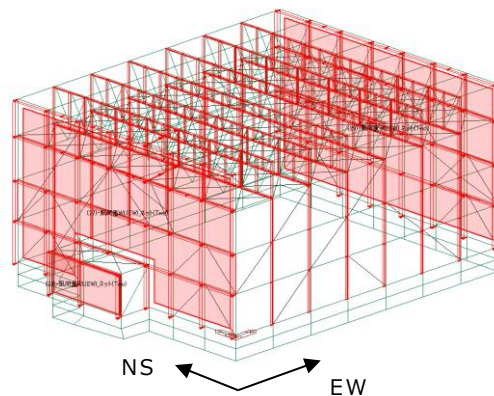


c. 地震荷重 (Ss) UD 方向

※加速度を入力することで節点に地震荷重を入力する



d. 風荷重 (WL) NS 方



d. 風荷重 (WL) EW 方向

第 3 - 3 図 荷重の入力状態図 (2 / 2)

3.4 地震荷重の算定

3.4.1 水平地震荷重

水平方向の地震応答解析結果における各層の最大応答せん断力は、フレーム部分と座屈拘束ブレース部分が同時刻に負担するせん断力を足し合わせたものである。

添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」に示す地震応答解析結果より、各層において最大応答せん断力が発生している地震動は S_s-C1(H) となるため、水平方向の設計用地震力には S_s-C1(H) の最大応答せん断力を入力する。

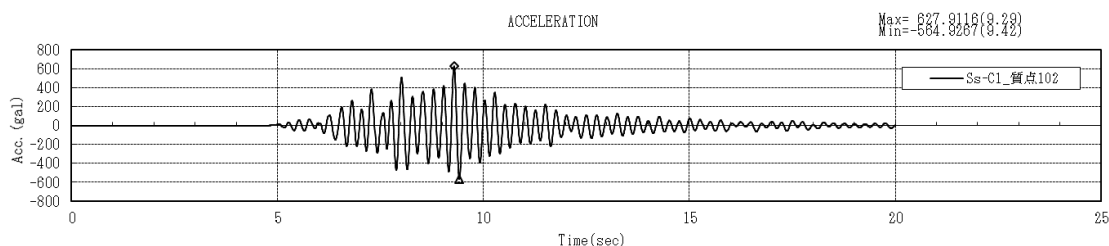
3.4.2 鉛直地震荷重

鉛直方向の設計用地震力には、水平地震荷重にて選定した S_s-C1(H) を用いる。なお、その他の基準地震動 S_s に対する応力評価結果が、S_s-C1(H) による評価結果を上回らないことを確認している。

鉛直方向の地震応答解析結果を第3-4表に示す。鉛直方向の応答加速度の最大値は 0.65G であった。保守的な評価として、鉛直方向の設計用地震力には、鉛直方向加速度を 0.8G として入力する。また、最大応答加速度が発生している質点 102 の応答加速度時刻歴を第3-4図に示す。

第3-4表 鉛直地震応答解析結果（最大加速度）

質点	最大加速度	設計用地震力
102	628 gal (約 0.65G)	0.8G (最大値 0.65G に対し保守的に設定)
101	239 gal	
2	236 gal	
3	227 gal	
4	215 gal	
5	198 gal	



第3-4図 応答加速度時刻歴（質点 102）

3.4.3 地震荷重の組合せ

水平地震荷重及び鉛直地震荷重の組み合わせについては、組合せ係数法を適用する。

組合せ係数法の適用性についての説明は、補足説明資料「耐震建物 28 竜巻防護対策設備の組合せ係数法の適用性について」にて説明する。

3.5 許容限界の設定

3.5.1 支持架構（座屈拘束ブレース以外）の構造評価における許容限界

座屈拘束ブレースを除く支持架構の許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.5 許容限界」に基づき、終局耐力を許容限界とする。

終局耐力としては、「平成 12 年国土交通告示 第 2464 号告示第 3 の規定」を準用して、短期許容応力度における基準強度を 1.1 倍した値を適用する。

許容応力度は、「建築基準法告示」及び「鋼構造設計規準(1973 改定)(日本建築学会)」に基づくものとし、応力度比は 1.0 以下とする。

使用材料の許容限界を第 3-5 表に示す。

第 3-5 表 各使用材料の許容限界

使用材料	基準強度 (MPa)	許容限界
SN490B	325	短期許容応力度において 基準強度を 1.1 倍した値
BCP325		
G385	325 ^(注)	

注：G385 の基準強度は 385MPa であるが、保守的に 325MPa として評価を行う。

3.5.2 座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界

座屈拘束ブレースは塑性変形を許容する設計であり、実証試験にて破断しない軸ひずみ及び疲労性能曲線が確認されている。従って、実証試験にて健全性が確認されている値を許容限界とする。具体的には以下のとおりである。

- ①最大軸ひずみが 3.0%^(注)であること。
- ②軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下であること。

注：最大軸ひずみが 7.2% 発生しても破損しないことを実証試験にて確認されているが、許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの 3.0% とする。なお、最大ひずみ±3% の範囲で安定した履歴性能を有することは「日本建築学会大会学術講演梗概集 2010 年 9 月（低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーの高層建物への適用事例（その 2）座屈拘束ブレースの性能確認実験）」にて確認済みである。

3.5.3 冷却塔との相対変位評価における許容限界

相対変位の評価における許容限界は、冷却塔と飛来物防護ネットの最小離隔距離とする。詳細は別添 6 による。

3.6 評価結果

飛来物防護ネットの基準地震動 S_s による耐震評価を実施し、評価が成立することを確認した。座屈拘束ブレースを除く支持架構の評価結果は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」に示す。

座屈拘束ブレースに対する評価結果は、別添 5 に示すとおり、健全性を確認しており、基準地震動 S_s が一度発生した後でも、座屈拘束ブレースは地震発生前と同等の変形追従及びエネルギー吸収性能を維持することができる。

また、冷却塔との相対変位による評価結果については、別添 6 に示す。

以上より、基準地震動 S_s により飛来物防護ネットが安全冷却水 B 冷却塔に波及的影響を与えないことを確認した。

3.7 地震発生後の支持架構の維持管理について

通常の維持管理として、塗装の剥がれや発錆等の経年劣化について、目視確認により維持管理を実施していく計画である。柱、梁だけでなく座屈拘束ブレースについても上記対応を行う。

一方、地震発生後の維持管理方法としては、架構の健全性確認の一環として、座屈拘束ブレースの重要な機能である塑性変形に伴う地震荷重の低減機能を担保する観点から、以下に示す状態確認を行う方針とする。

(1) 目視確認

座屈拘束ブレースは基準地震動 S_s が発生した場合でも、ブレース自体に発生するひずみは許容値に対して小さく、さらに、疲労評価結果からも基準地震動 S_s 動に対して十分な強度を有していることを確認している。

従って、通常レベルの地震に対して座屈拘束ブレースの性能が発揮できないような事象が発生するとは考えづらいが、念のための処置として、一般的な梁、柱部と同様、地震によって局所的なひずみや変形が発生していないこと（ひずみや変形による局所的な塗装の剥がれがないこと）を目視にて確認することを基本とする。

(2) 解析による状態確認

基準地震動 S_s と同レベルの地震が発生したことが、構内に設置される地震計により確認された場合は、上記の(1)目視検査に加え、計測された地震波を入力した地震応答解析により部材に発生したひずみや応力レベルを評価することにより、座屈拘束ブレースの状態を確認することとする。

なお、万が一、解析により得られたひずみが許容値を超えている、または、疲労評価結果により座屈拘束ブレースが破断する可能性が生じた場合は、原則として、新しい座屈拘束ブレースと交換することとする。

4. 飛来物防護ネットの基礎の耐震評価

4.1 基本方針

4.1.1 構造概要

飛来物防護ネット基礎は、上部構造を支持するための構築物である。

飛来物防護ネット基礎の構造は、平面規模は ■■■■m(NS)×■■■■m(EW)の鉄筋コンクリート造であり、場所打ちコンクリート杭で杭直径 1.0m×112本及び杭直径 1.5m×1本の全 113本にて支持され、杭長 16.8m～17.8mの杭は、支持岩盤である鷹架層に打ち込まれる。また、杭周辺の表層地盤は、基礎下位置から支持岩盤までの範囲が地盤改良される。

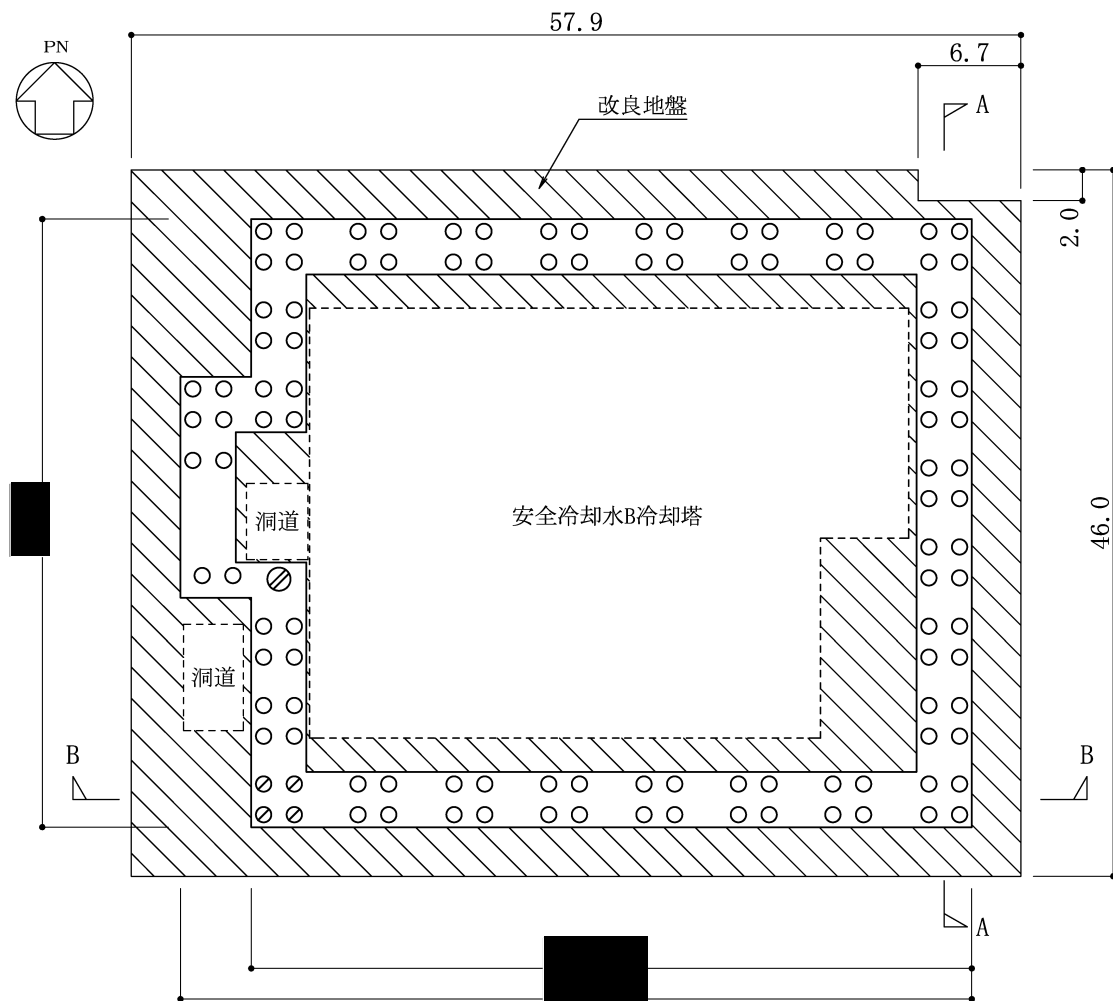
飛来物防護ネット基礎の平面図を第4-1図に、断面図を第4-2図に、杭リストを第4-1表に示す。

なお、基礎は、全体計画を行うにあたり以下の条件を考慮して計画した。

- 高剛性基礎
- 柱1か所当たりの杭本数の計画
- 杭の総本数の設定
- 柱脚の形式

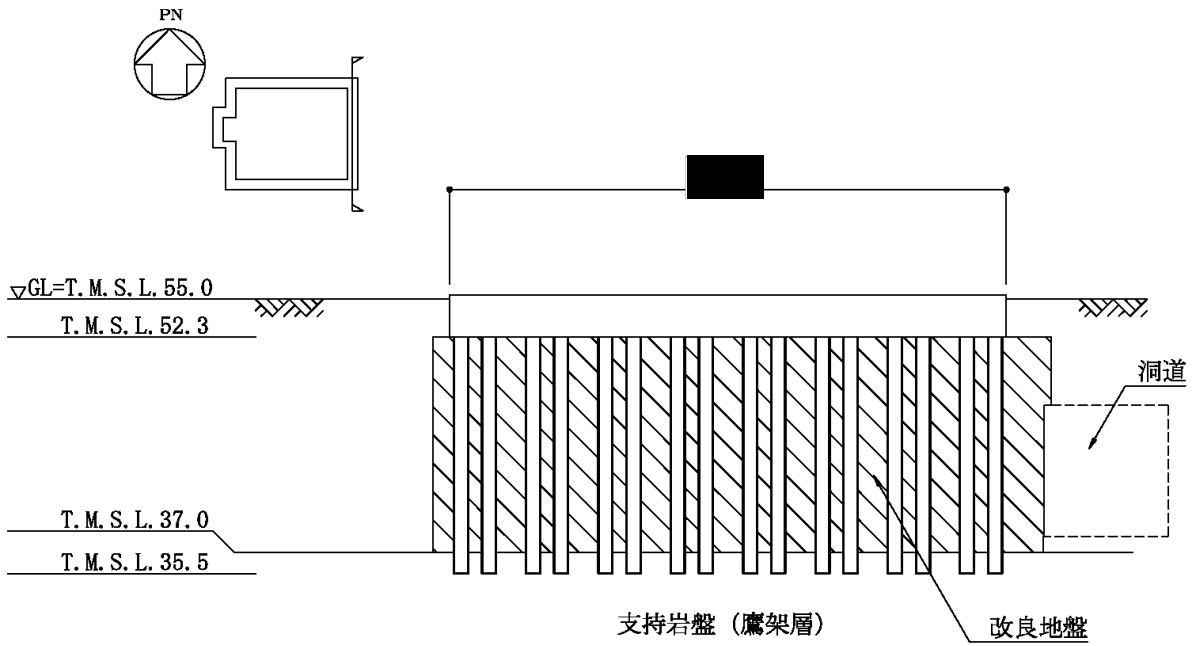
第4-1表 杭リスト

記号	符号	杭径(mm)	杭長	本数
○	P1	φ 1000	16.8m	108
⊙	P1A	φ 1000	17.8m	4
⊗	P2	φ 1500	16.8m	1
合計				113

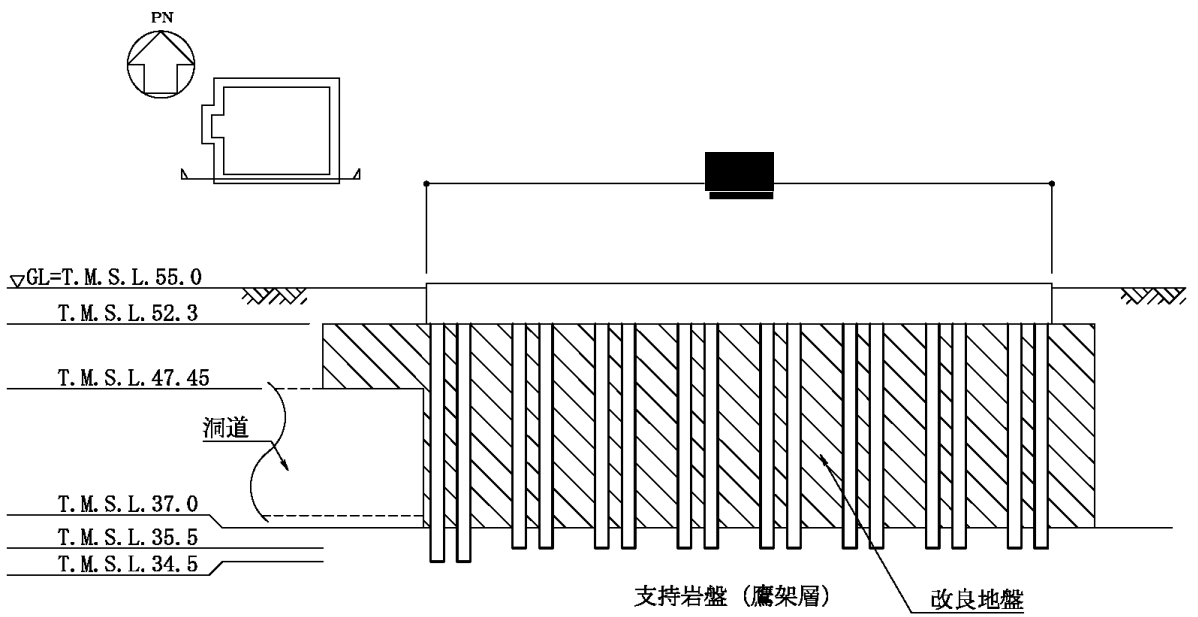


注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第4-1図 基礎・杭配置図 (単位：m)



A - A 断面图 (NS 方向)



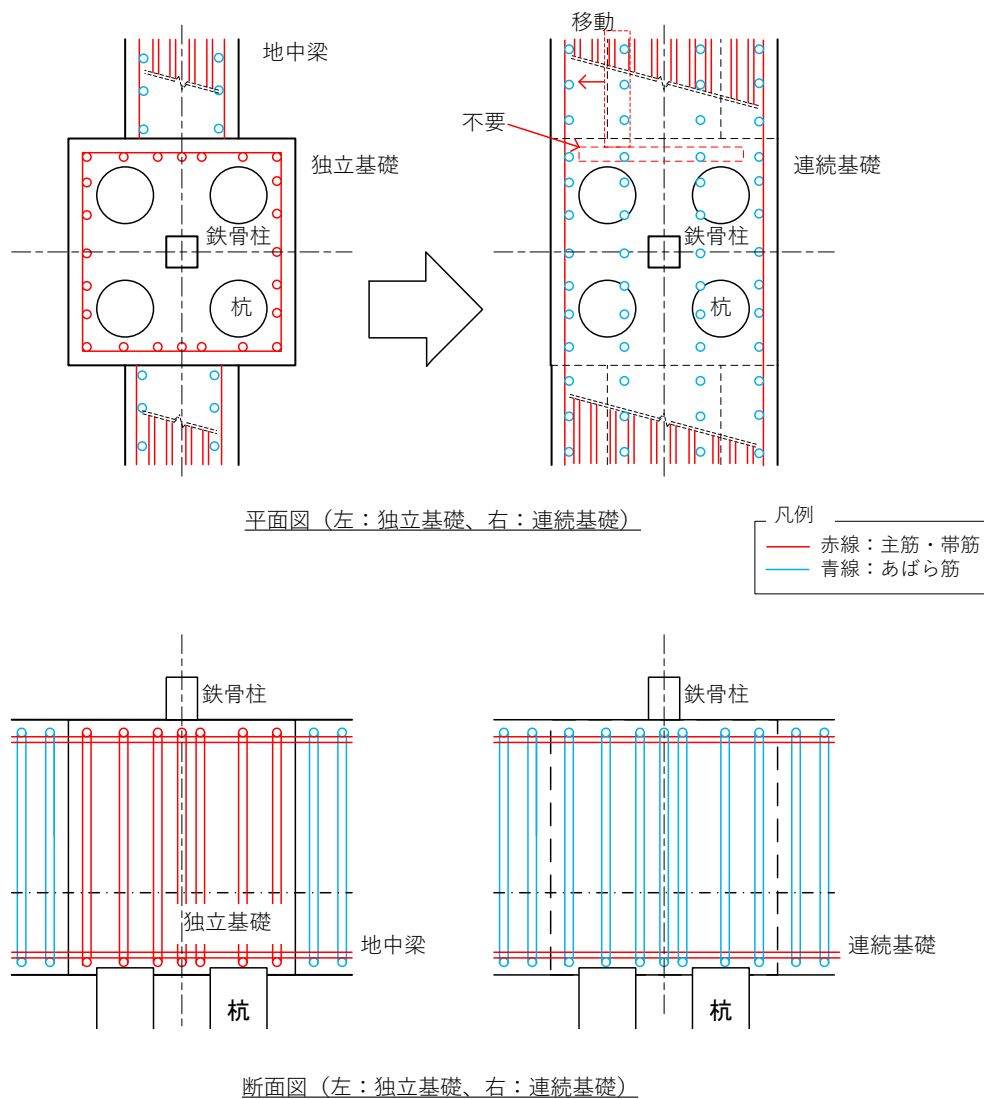
B - B 断面图 (EW 方向)

第 4 - 2 图 躯体形状图 (单位: m)

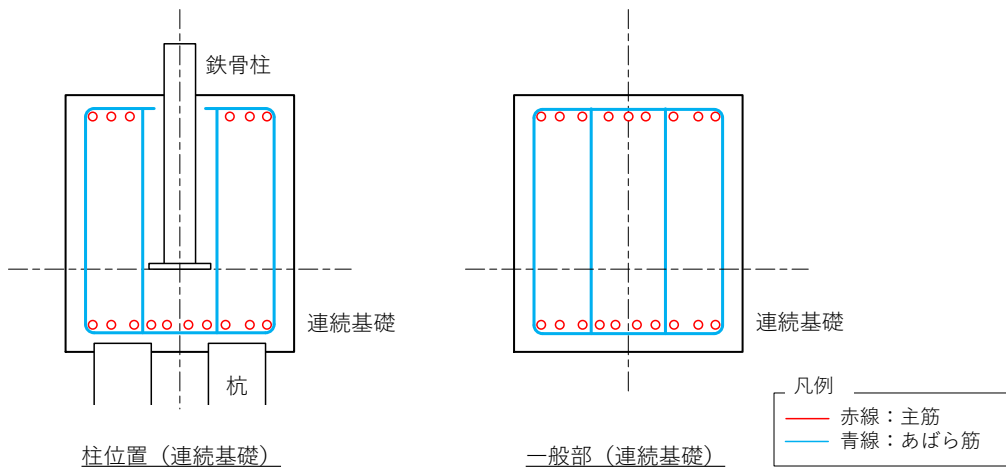
(1) 高剛性基礎

本施設は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから架構の平面計画が口型をしており、基礎の平面的な剛性を十分確保するため、基礎幅を大きくすることで強固な構造体とした。下図に示す左側が一般的な基礎形式である。鉄骨柱と杭を囲むように基礎があり、基礎と基礎を結ぶように地中梁が配置される。上部架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは基礎配筋を通じて杭に応力が伝わりと同時に地中梁にも荷重が伝わるようになっている。

本施設の評価においては地震力が大きいため、第4-3図の右側に示す通り地中梁を横に拡大し、基礎と一体化している（連続基礎）。



第4-3図 基礎配筋例(1/2)：(平面図，長辺方向断面図)

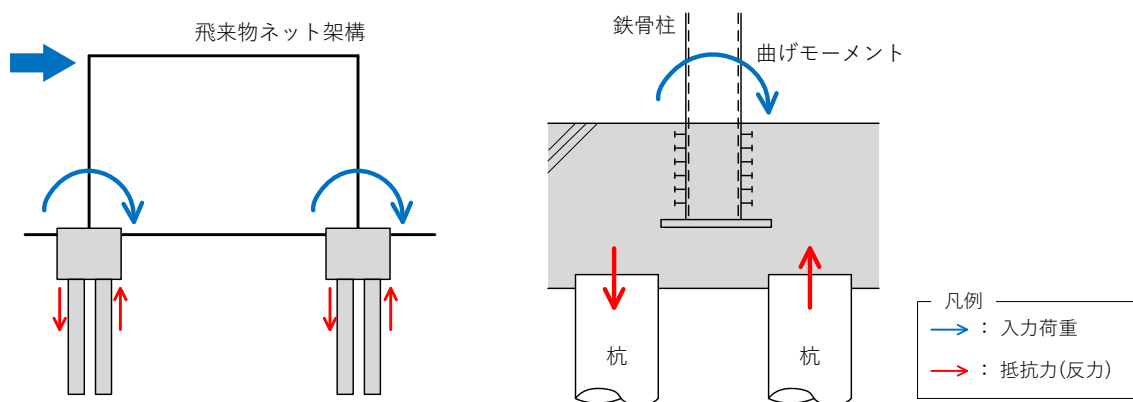


第 4 - 3 図 基礎配筋例 (2 / 2) : (短辺方向断面図)

(2) 柱 1 か所当たりの杭本数の計画

柱 1 か所の杭計画は加力に直交する柱を基に計画した。加力方向に直交する基礎の杭は、上部架構の柱に発生する曲げモーメントを杭に流す必要がある。加力に平行な部位は地中梁があるため曲げに対して強固であるが、直交する側は注意する必要がある。上部の曲げをスムーズに下部に流すために杭を複数本配置し、曲げに抵抗することにした。そのため柱中心から離れた部位に杭を設置する計画とした。第 4 - 4 図に示すように上部架構の柱に発生する曲げモーメントを両側に設置された杭の軸力に変換している。

そのため柱 1 か所当たりの杭の大きさは直径 1 m 程度とし本数は偶数本とした。

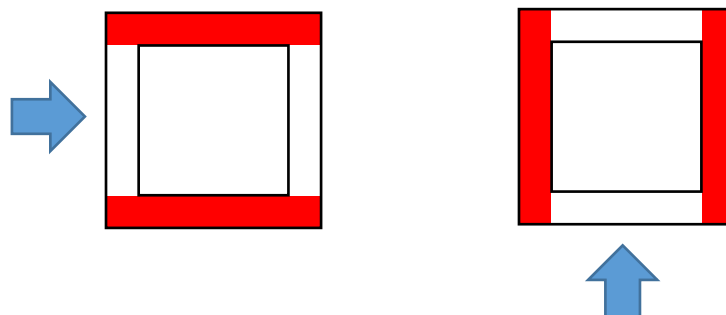


第 4 - 4 図 加力方向に直交する曲げモーメントの伝達

(3) 杭の総本数の設定

杭本数の計画では、上部架構の剛性が両側の辺の部分にかたよるため、加力方向に平行な地中梁に配置される杭本数で設計する。

以下に本施設の平面イメージを第4-5図に示す。



第4-5図 荷重を負担する杭位置の平面イメージ

基礎を強固な計画としているが、上部架構は加力方向に平行なブレースの荷重負担が大きくそのまま基礎まで力が流れる。そこで、基本計画時は地震入力に平行な基礎に設置される杭で荷重を負担することを前提に杭本数を設定した。青⇒の加力に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。つまり、上部架構から生じるせん断力に対して、杭の総本数の1/2で杭本数を計画している。基本計画時に必要な赤部分の本数を柱本数で除したところ1か所当たり約3.4本となったため偶数本数の4本としている。

なお、実際は基礎をFEMでモデル化するなどして実際の基礎の剛性を介した応力の配分がなされるため、余裕を有する本数設定となっている。

(4) 柱脚の形式

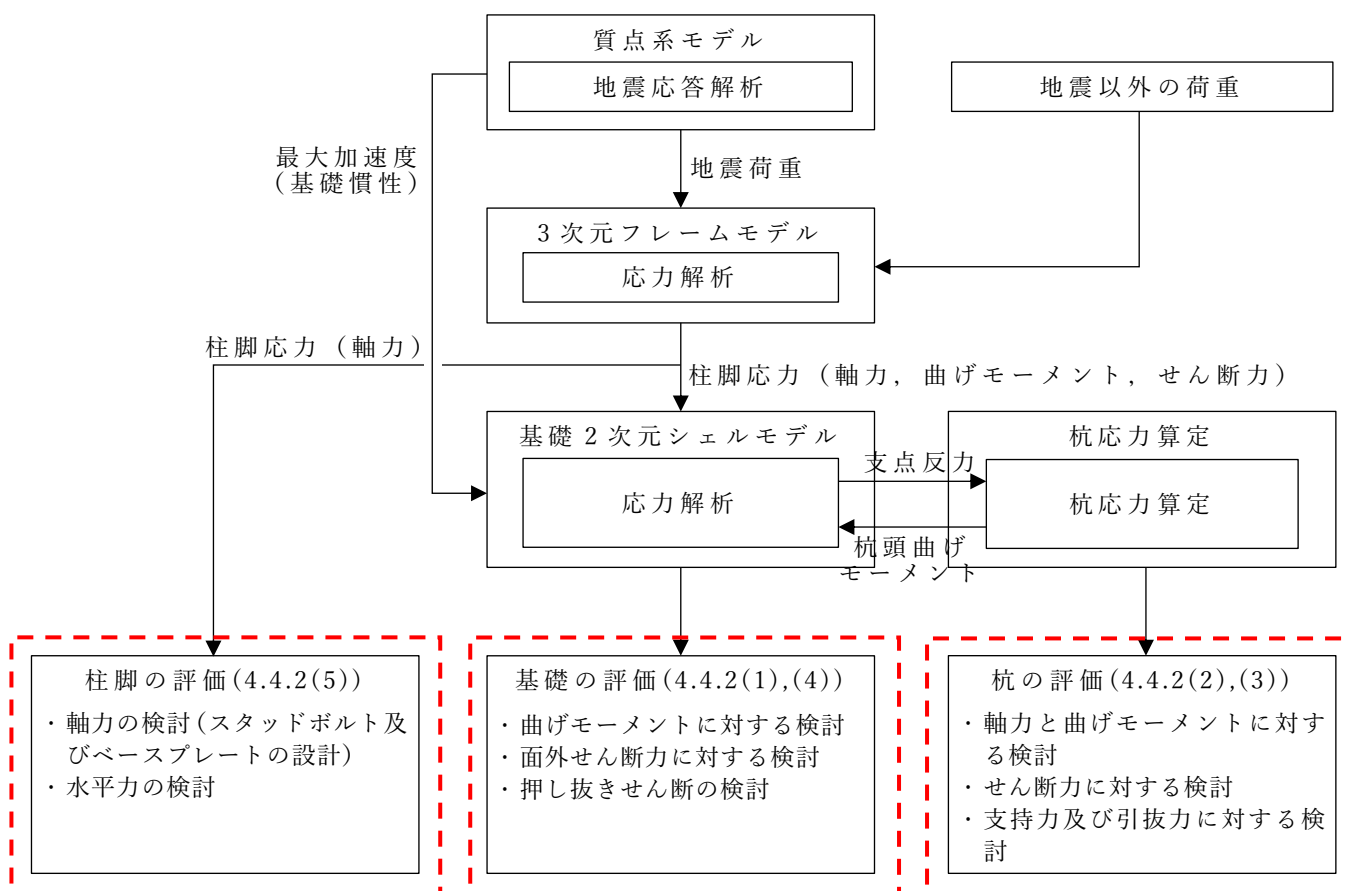
柱脚は、設計飛来物のアンカーボルトに対する衝突を考慮し、露出基礎ではなく、完全埋設柱脚とする。これはアンカーボルトに対する衝突評価を省略するための処置である。

4.2 構造評価の考え方

4.2.1 方針

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎を介して杭に伝達する。ここでは応力伝達の過程に沿うように、基礎及び杭の評価の考え方を明記する。

基礎設計のフロー図を第4-6図に示す。



※赤破線の項目を本資料で記載

フロー修正中

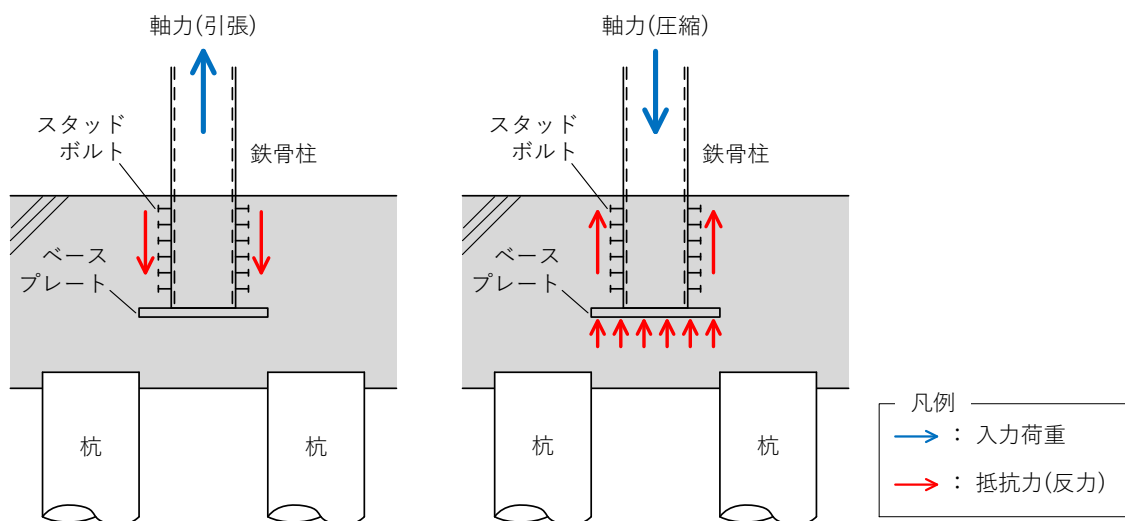
第4-6図 基礎設計のフロー図

4.2.2 上部架構から基礎への軸力の伝達

上部架構から基礎へ軸力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。イメージ図を第4-7図に示す。

検討結果は「4.4.2(5) 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(引張)は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(圧縮)は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚で生じる軸力が、スタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの曲げ耐力以下であることを確認する。
- ・ Ss 地震に対する評価におけるスタッドボルト及びベースプレートの耐力は、終局時の耐力を使用する。



第4-7図 上部架構から基礎への軸力の伝達

- 鉄骨柱からの軸力に対し，コンクリート部の引抜きまたは押し抜きせん断に対する評価は，以下の理由により不要である。

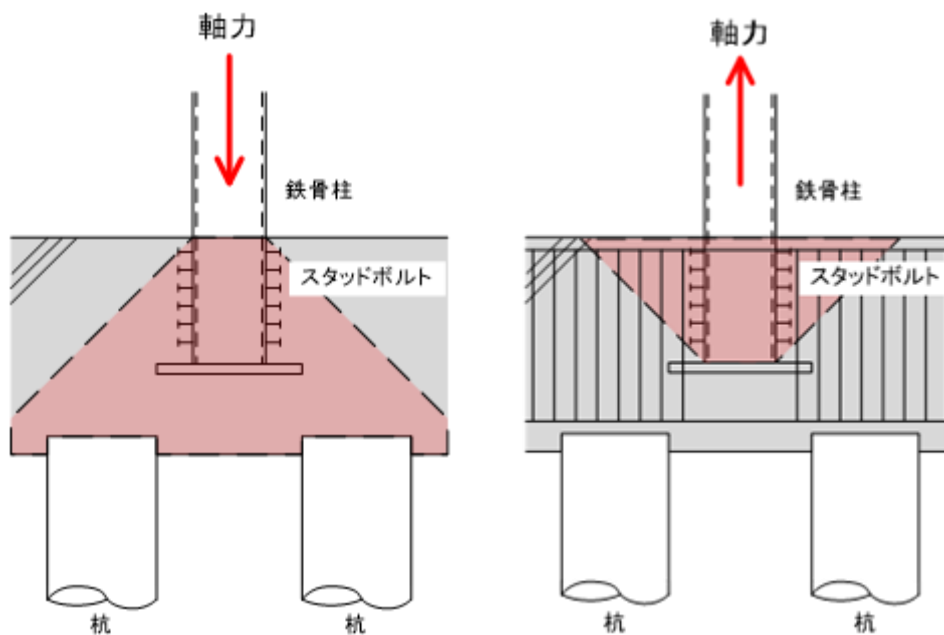
(a) 圧縮軸力について

柱から圧縮を受けた場合は 45 度の広がりをもって軸力が伝わるが，45 度の広がり範囲の中に杭が計画されているため押し抜き破壊は生じないで杭に対する軸力で力は伝わる。

(b) 引張軸力について

柱に引張軸力が生じる場合は梁の上側にコンクリートのコーン状破壊が生じる。(第 4 - 8 図)

コーン状破壊が生じる破壊線をまたぐように梁のあばら筋が十分にある。



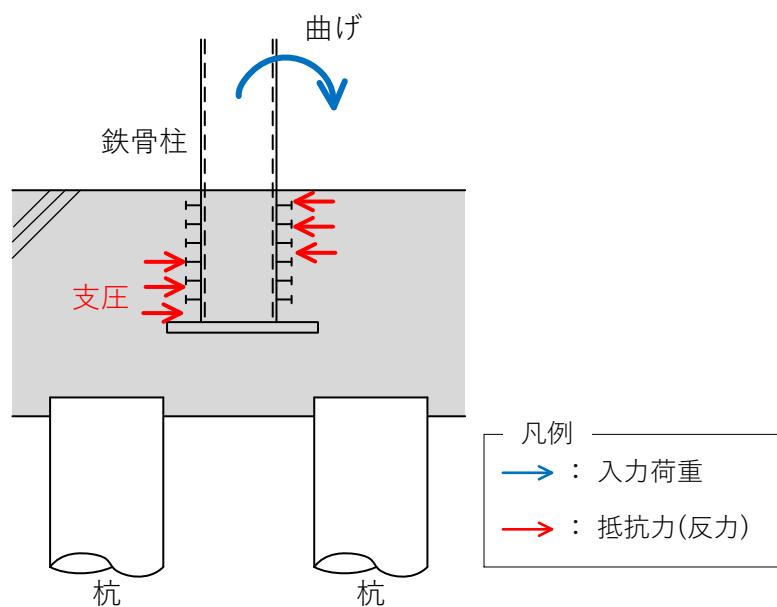
第 4 - 8 図 コンクリートのコーン状破壊

4.2.3 上部架構から基礎への水平力の伝達

上部架構から基礎へ水平力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。イメージ図を第4-9図に示す。

検討結果は「4.4.2 (5) 埋込柱脚部の評価」に示す。

- ・ 基礎コンクリートの支圧耐力が、鉄骨柱の終局時支圧を上回ることを確認する。このことより、鉄骨柱の検定値が1.0以下であれば、基礎コンクリートも1.0以下であると言える。
- ・ 鉄骨柱の終局時支圧は、崩壊メカニズム時を想定した数値とし、柱の全塑性曲げモーメントを用いて計算する。
- ・ 計算手法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠する。
- ・ 水平力により鉄骨柱埋込部の側面に作用する支圧が、コンクリートの支圧耐力以下であることを確認する。



第4-9図 上部架構から基礎への水平力の伝達

4.2.4 基礎から杭への応力伝達

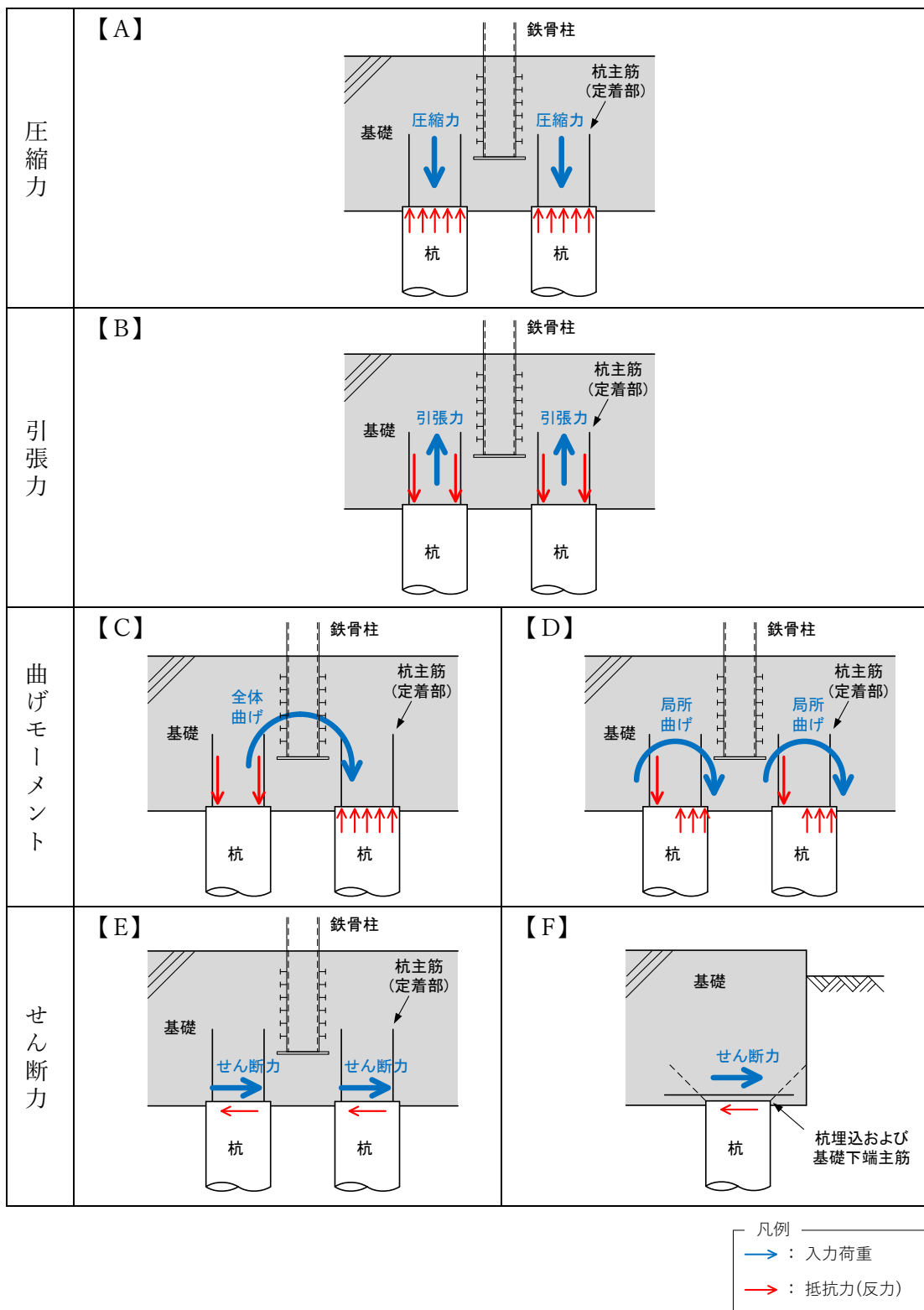
基礎から杭への応力伝達については、以下のように考える。

- ・ 基礎から杭に伝達する圧縮力は、杭のコンクリート断面で負担する。(第4-10図【A】参照)
- ・ 基礎から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する。(第4-10図【B】参照)
- ・ 基礎の曲げモーメントは、中立軸を境に圧縮力/引張力に分かれて杭に伝達する。(第4-10図【C】及び【D】参照)
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎に必要長さを確保して定着させることで、問題なく応力伝達する。(第4-10図【C】及び【D】参照)
- ・ 基礎のせん断力は、基礎のコンクリートが目荒らしした杭頂部に打設されること、杭主筋の定着により杭と基礎が一体であると考えられることから、杭に問題なく伝達される。(第4-10図【E】参照)
- ・ 杭頭接合部に発生するせん断力によるパンチングは、杭の埋込長さ、基礎コンクリートのはしあき、および基礎下端主筋で負担する。(第4-10図【F】参照)

基礎から伝達した応力に対して、杭の評価として以下の検討を行う。

検討結果は「4.4.2 (2) 杭の評価」に示す。

- ・ コンクリート丸柱の設計と同様の手法により、「軸力+曲げ」の組合せに対する検討を行う。
- ・ せん断力に対する検討を行う。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。



第 4 - 10 図 基礎から杭への応力伝達

4.2.5 杭から地盤への応力伝達

最終的に、杭から地盤への応力伝達にあたって、杭支持力について以下のように評価する。

評価結果は「4.4.2(3) 支持力等の評価」に示す。

- ・ 支持力は、杭先端支持力と周面摩擦力を考慮する。
- ・ 引抜抵抗力は、周面摩擦力と杭の自重を考慮する。
- ・ 単杭の場合と群杭の場合、両方の条件に対して検討する。
- ・ 検討は、浮力を考慮した場合と考慮しない場合の、両条件で実施する。

4.2.6 基礎の評価

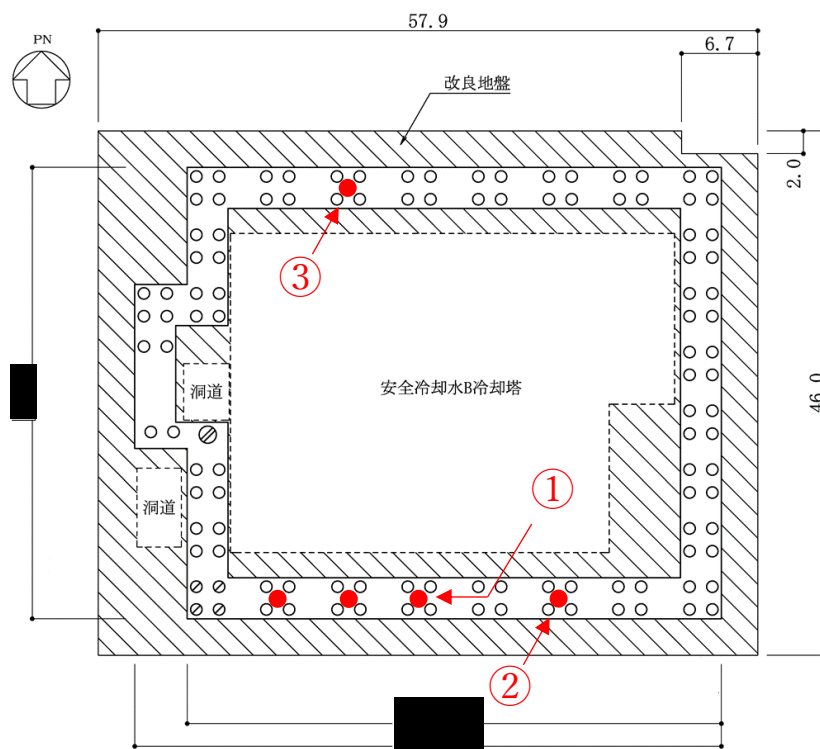
基礎の評価では、前述の上部架構から伝達された応力、杭頭で生じる曲げモーメント、基礎の慣性力を考慮する。




評価結果は「4.4.2(1) 基礎の評価」に示す。

部材評価は、以下の通り。

- ・ 曲げモーメントに対する検討を行う。
- ・ 面外せん断力に対する検討を行う。

4.3 工事写真



工事写真	① アンカーフレーム 設置状況
<p>施工順序：①→②→③</p>	
<p>② ゼロ節足元 建方状況</p>	<p>③ ゼロ節柱脚周辺 配筋状況</p>
	

4.4 構造評価

4.4.1 基礎及び杭の評価方法

(1) 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット基礎の応力解析による評価部位は基礎及び杭とする。基準地震動 S_s 時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

基準地震動 S_s 時の評価は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」より得られる上部構造から基礎へ作用する荷重を用いて、基礎に作用する荷重を適切に組み合わせ評価する。また、地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎の応力解析による評価は、有限要素法モデル（以下、「FEM モデル」という。）を用いた弾性応力解析により行うこととし、断面に生じる応力を算定し、発生する応力が、「RC-N 規準」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

杭の応力計算による評価は、上記 FEM モデルの応力解析結果を用いて行うこととし、上部構造からの荷重を各杭に分配し、断面に作用する応力が、「基礎指針」に基づく許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重

a. 基礎に考慮する荷重

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重を第4-2表に示す。

第4-2表 飛来物防護ネット基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物の自重
積雪荷重(L _s)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(S _s)	地盤物性のばらつきを考慮した地震荷重 ・上部構造から作用する地震荷重(上部構造の柱脚応力) 柱脚せん断力(NS,EW) 柱脚曲げモーメント(NS,EW) 柱脚鉛直軸力(UD) ・基礎に作用する地震荷重(地震時慣性力) (D+0.35L _s) × (水平震度) (D+0.35L _s) × (±鉛直震度) ・杭から作用する地震荷重(杭頭応力) 杭頭せん断力(NS,EW:杭頭変位同一として計算) 杭頭曲げモーメント(NS,EW) 杭頭鉛直軸力(UD)
風荷重(WL)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 ・上部構造から作用する風荷重(上部構造の柱脚応力)

b. 杭に考慮する荷重

杭の評価には基礎の応力解析結果を用いることとし、基礎底面に発生するせん断力を全杭で負担し、杭頭位置での鉛直支点反力を杭の鉛直軸力として考慮する。杭に考慮する荷重を第4-3表及び第4-4表に示す。

第4-3表 杭に考慮する荷重（水平）

せん断力	NS 方向	EW 方向
基礎底面(kN)	47230	46810
P1, P1A(kN/本)	410	407
P2(kN/本)	1320	1308

第4-4表 杭に考慮する荷重（鉛直）

軸力	上方向（引張）	下方向（圧縮）
P1, P1A(kN/本)	1580	2805
P2(kN/本)	1259	4377

(3) 荷重の組合せ

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重の組合せを第4-5表に示す。地震荷重は組合せ係数法により水平地震荷重（ K_H ）及び鉛直地震荷重（ K_V ）を考慮する。

第4-5表 荷重の組合せ

組合せ係数法	荷重の組合せ
水平1.0, 鉛直0.4	$D + 0.35L_S \pm 1.0K_H \pm 0.4K_V \pm WL$
水平0.4, 鉛直1.0	$D + 0.35L_S \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm WL$

(4) 許容限界

飛来物防護ネット基礎の許容限界は、第4-6表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第4-7表に、鉄筋の降伏強度を第4-8表に示す。杭の鉛直支持力及び引抜抵抗力の許容限界については「4.4.1.(5)b. 杭の評価法」にて示す。

第4-6表 応力解析評価における基礎の許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
支持機能	上部構造を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 Ss	基礎	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
			地盤	杭に発生する軸力が許容限界を超えないことを確認	

第4-7表 コンクリートの圧縮強度

部位	圧縮強度(N/mm ²)
基礎 (Fc=24 N/mm ²)	24.0
杭 (Fc=27 N/mm ²)	27.0

第4-8表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度(N/mm ²)
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

(5) 評価方法

a. 基礎の評価法

基礎は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施し、得られた応力に対し部材評価する。解析コードは、「midas iGen(ver.845)」を用いる。

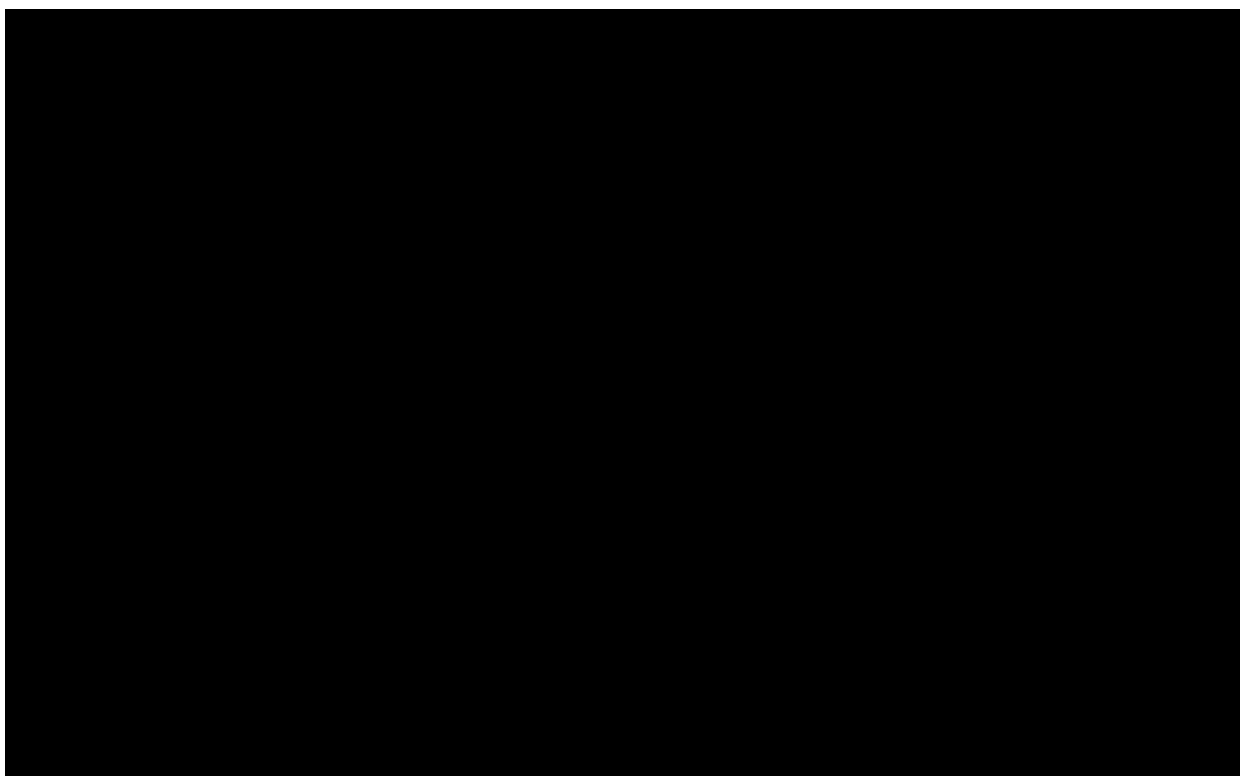
(a) 応力解析モデル

基礎のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第4-9表に示す物性値を与える。また、場所打ちコンクリート杭は各杭位置でピン支持の境界条件を与える。解析モデルを第4-13図に示す。

解析モデル着色要素に柱脚応力から求まる地震荷重、杭位置の節点に杭応力から求まる地震荷重、基礎自身には地震時慣性力を作用させ応力解析を行う。

第4-9表 コンクリートの物性値

設計基準強度 Fc(N/mm ²)	ヤング係数 Ec(N/mm ²)	ポアソン比 (ν)
24	2.27 × 10 ⁴	0.2

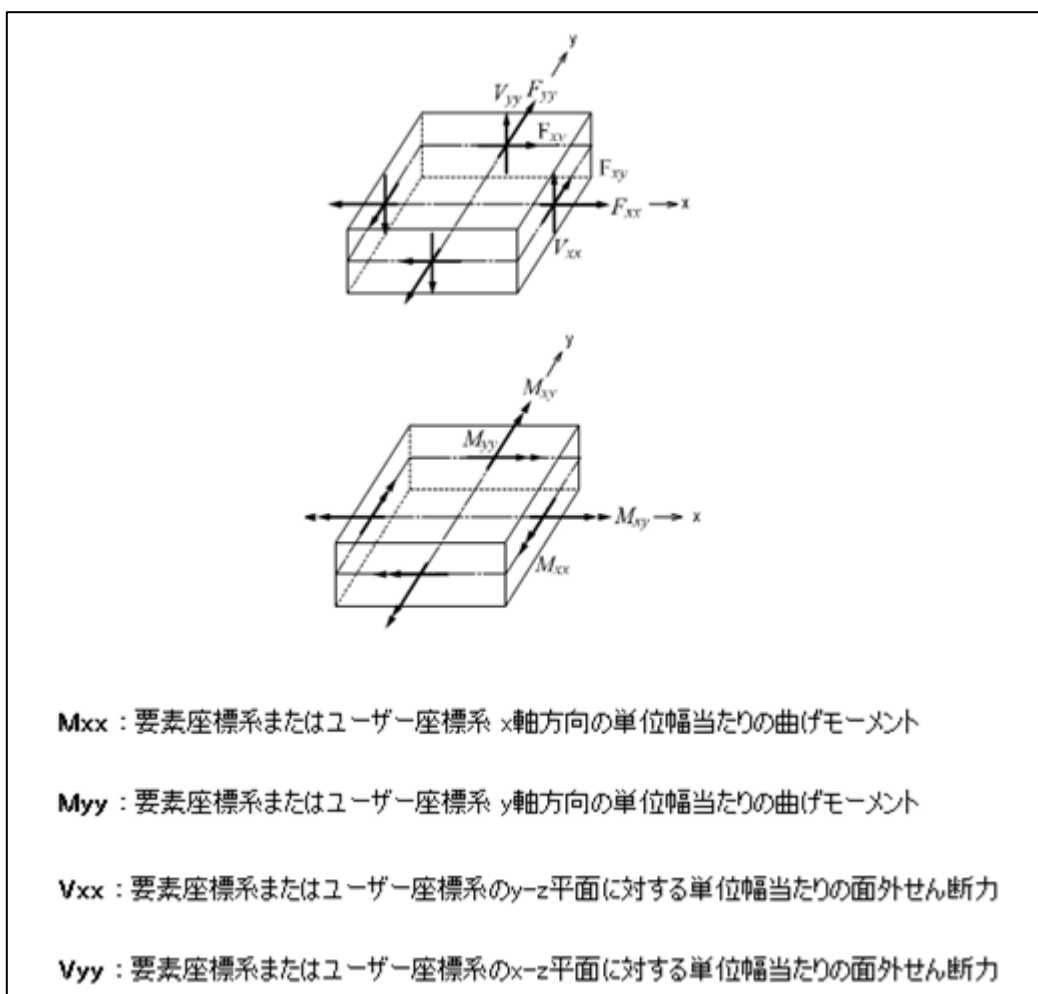


第4-11図 解析モデル (単位: mm)

(b) 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 4 -14 図に示す。また、本計算書内で使用している応力記号との対応表を第 4 -10 表に示す。

解析結果の応力図(曲げモーメント・面外せん断力)を第 4 -15 図～第 4 -18 図に示す。

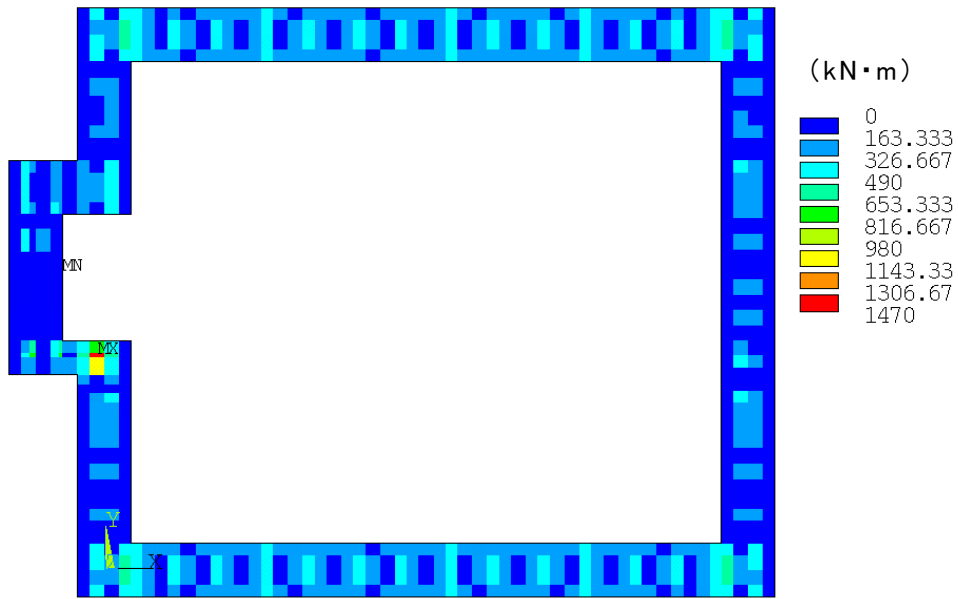


第 4 -12 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

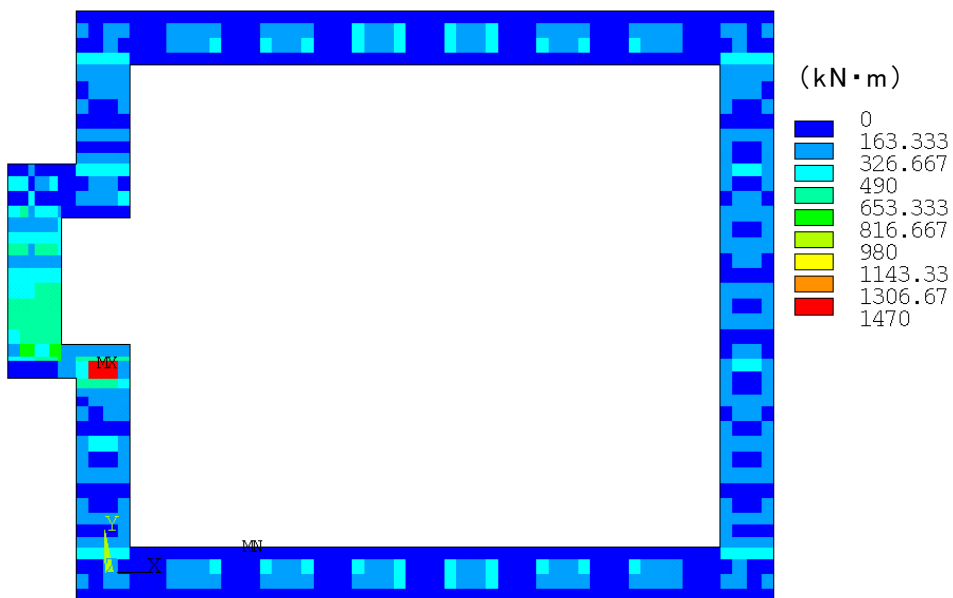
第 4-10 表 本計算書と MIDAS の応力記号対応一覧

	計算書内の 記号	MIDAS 上の 記号
x 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	Mx	Mxx
y 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	My	Myy
y-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Qx	Vxx
x-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Qy	Vyy

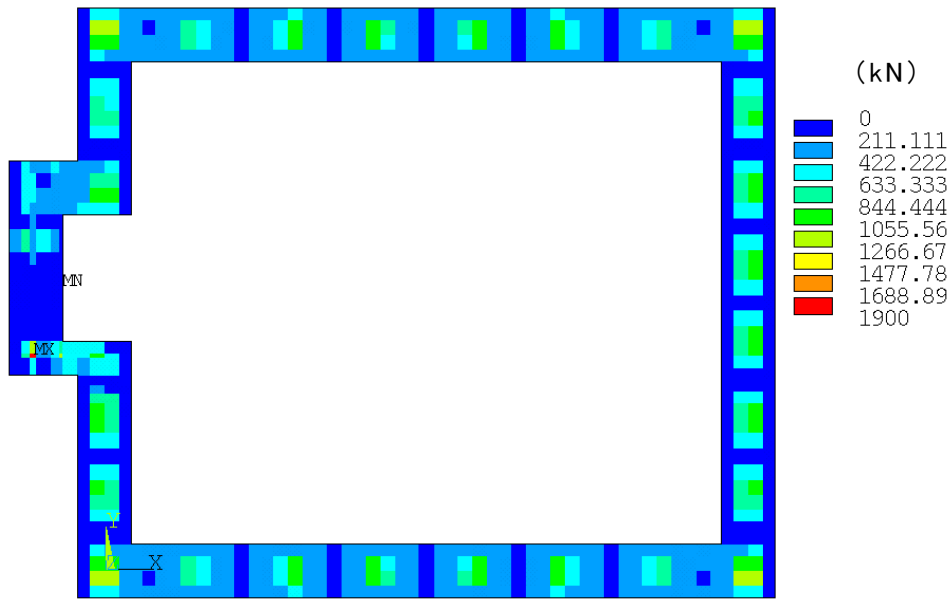
- ※解析モデルの要素座標系とユーザー座標系(全体直交座標系)は一致する。
 ※応力記号の添え字は, 地震方向を示す。(x: EW 方向, y: NS 方向, z: 鉛直方向)



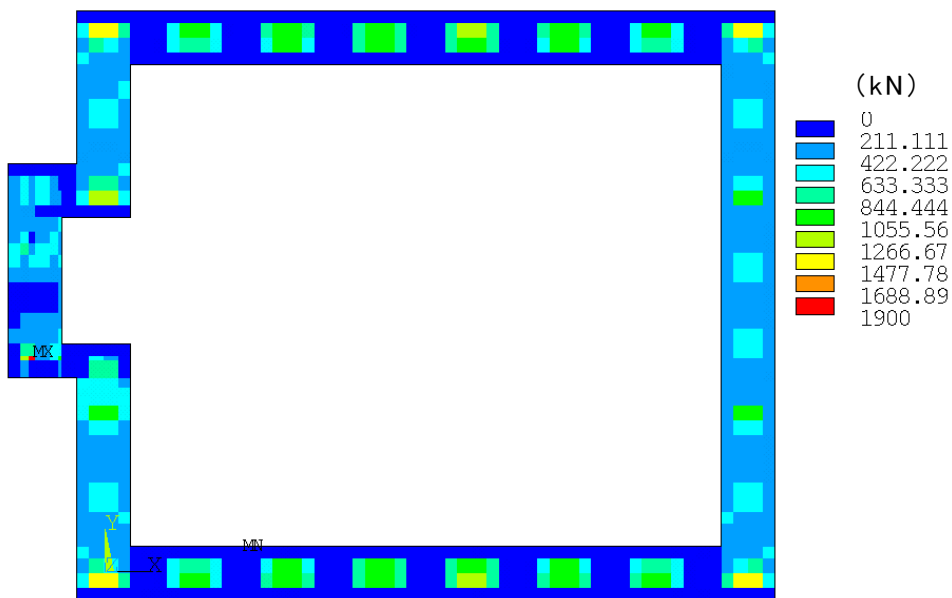
第 4-13 図 曲げモーメント図 (包絡 M_x)



第 4-14 図 曲げモーメント図 (包絡 M_y)



第 4-15 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 4-16 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

(c) 基礎断面の評価方法

i. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造の長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが許容限界を超えないことを下式で確認する。

なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

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

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

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

ここで、

- M : 曲げモーメント
- M_u : 許容限界 (曲げ終局強度)
- N_{\min} : 中心引張時終局強度
- N_{\max} : 中心圧縮時終局強度
- N : 軸力
- a_t : 引張主筋断面積
- b : 断面幅
- D : 断面せい
- σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度
- F_c : コンクリート圧縮強度

ii . 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

ここで

- Q : 発生面外せん断力
- Q_u : 許容限界（面外せん断終局強度）
- p_t : 引張鉄筋比（%）
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- M/Q : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比
- d : 有効せい
- p_w : 面外せん断補強筋比
- σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度
- σ_0 : 平均軸方向応力度
- b : 部材幅
- j : 応力中心間距離

b. 杭の評価法

(a) 応力計算

杭応力として、各杭に発生する軸力及び杭頭せん断力を FEM モデルの支点反力に基づき計算する。また、「基礎指針」に基づき、杭頭曲げモーメント (M_0) を下式により評価する。杭の評価にあたっては、第 4-11 表に示す物性値を考慮する。

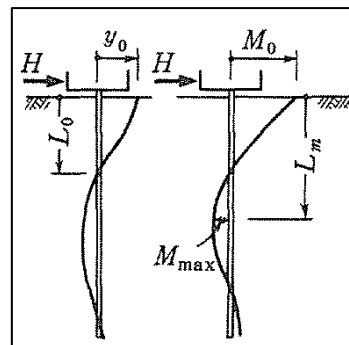
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

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

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

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



ここで、

H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

β : 杭の特性係数 (m^{-1})

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)

B : 杭径 (m)

E : 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)

I : 杭の断面2次モーメント (m^4)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3)

\underline{y} : 無次元化水平変位 (水平変位量を cm で表した無次元量)

α : 評価法によって決まる定数 (m^{-1})。 $\alpha = 80$ とする。

ξ : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

E_0 : 変形係数 (kN/m^2)。改良地盤の一軸試験の結果から算定する。

\bar{B} : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

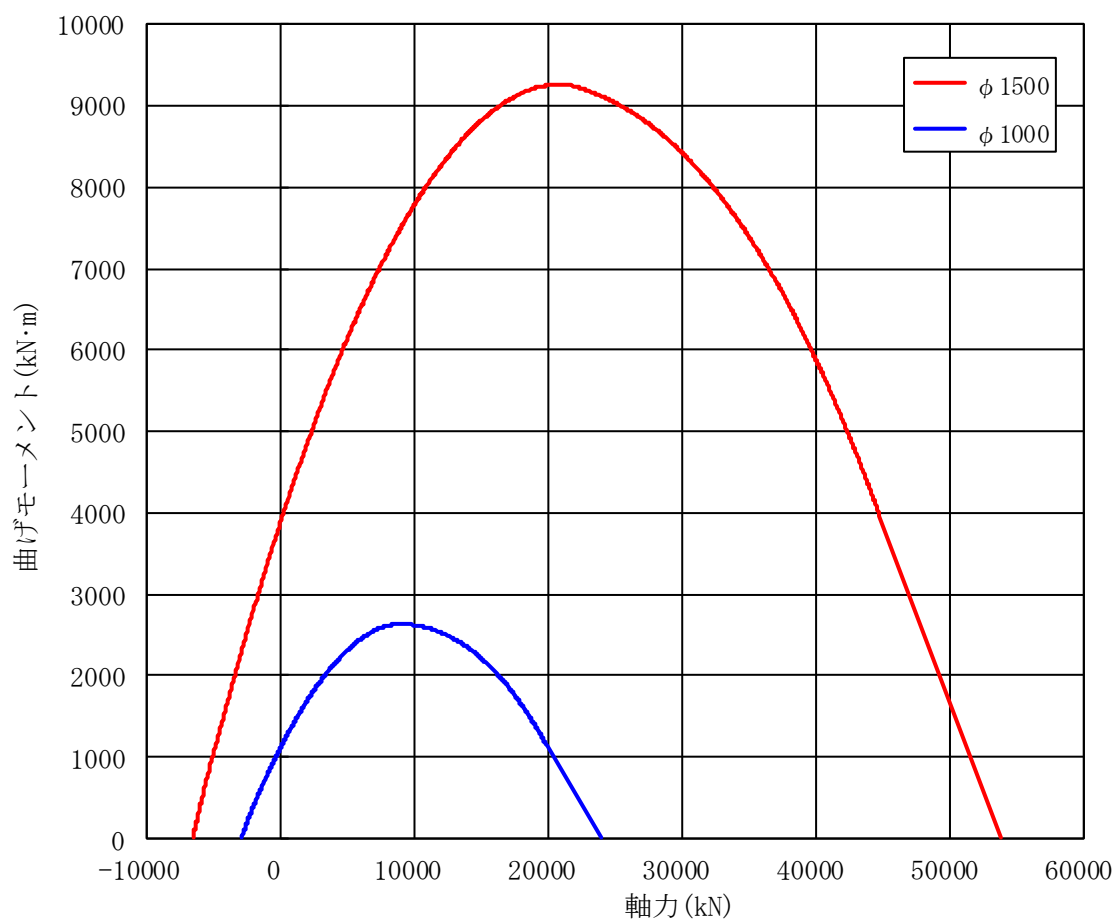
第 4 -11 表 杭の物性値

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度(N/mm ²)	27	27
比重(kN/m ³)	23	23
ヤング係数(N/mm ²)	23600	23600
杭径(mm)	1000	1500

(b) 杭断面の評価方法

i. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第4-17図に示す許容限界（Nu-Mu関係）を超えないことを確認する。



第4-17図 許容限界（Nu-Mu関係）

(c) せん断力に対する評価

せん断力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じるせん断力が下式による許容限界を超えないことを確認する。

$$Q \leq Q_u$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (17.7 + F_c)}{M/(QD) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

$$k_p = 0.82 \cdot p_t^{0.23}, \quad k_u = 0.72$$

ここで、

- Q : せん断力
- Q_u : 許容限界（面外せん断終局強度）
- k_u, k_p : 補正係数
- p_t : 引張鉄筋比(%)
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- M/Q : 強度算定断面におけるモーメントMとせん断力Qの比
- D : 杭径
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- σ_0 : 平均軸方向応力度
- b : 等価正方形断面の幅
- j : 等価正方形断面の応力中心間距離

(d) 支持力及び引抜力に対する評価

支持力及び引抜力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる最大軸力及び最小軸力が許容限界を超えないことを確認する。

i. 支持力に対する評価

$$N_{\max} \leq R_u$$

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$$q_p = 100\bar{N}$$

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$\tau_s = 3.3 \cdot N$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

$$\tau_c = c_u$$

ここで、

- N_{\max} : 最大軸力
- R_u : 許容限界（極限鉛直支持力）
- R_p : 極限先端支持力
- R_f : 極限周面摩擦力
- q_p : 極限先端支持力度
- A_p : 杭先端の閉塞断面積
- \bar{N} : 杭先端の平均N値
- R_{fs} : 砂質土部分の極限周面摩擦力
- R_{fc} : 粘性土部分の極限周面摩擦力
- τ_s : 砂質土の極限周面摩擦力度
- N : 杭周面のN値
- L_s : 砂質土部分の長さ
- τ_c : 粘性土の極限周面摩擦力度
- c_u : 土の非排水せん断強さ
- L_c : 粘性土部分の長さ
- ϕ : 杭の周長

ii . 引抜力に対する評価

$$N_{\min} \leq R_{TR}$$

$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\phi + W$$

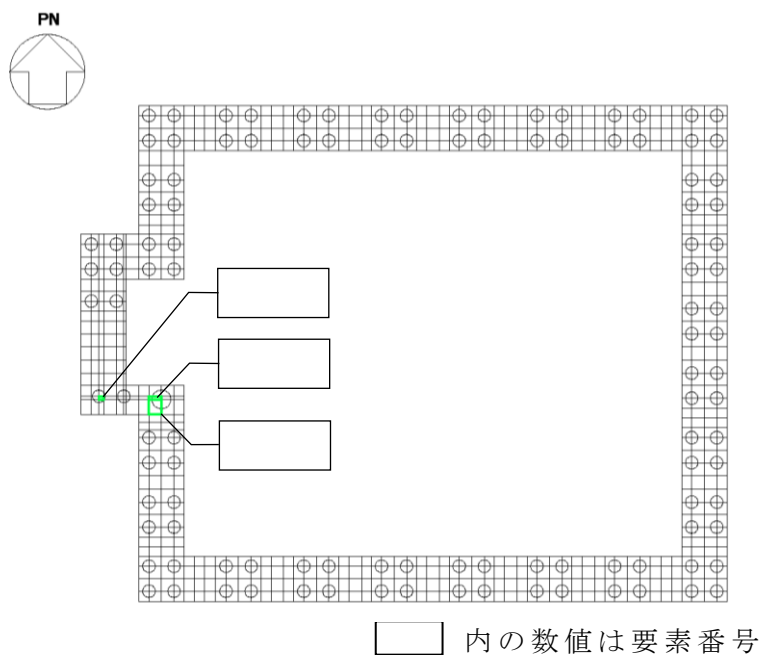
ここで,

- N_{\min} : 最小軸力
 R_{TR} : 許容限界 (残留引抜抵抗力)
 τ_{sti} : 砂質土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度の2/3とする。
 τ_{cti} : 粘性土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。
 L_{si} : 砂質土の*i*層における杭の長さ
 L_{ci} : 粘性土の*i*層における杭の長さ
 ϕ : 杭の周長
 W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

4.4.2 評価結果

(1) 基礎の評価結果

基準地震動Ss時の最大検定値発生位置を第4-18図に、基礎応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-12表に示す。評価結果に示すとおり、基準地震動Ss時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



第4-18図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第4-12表 基礎の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	1034	1391	4965	0.281	OK
EW	1035	1469	5948	0.247	OK

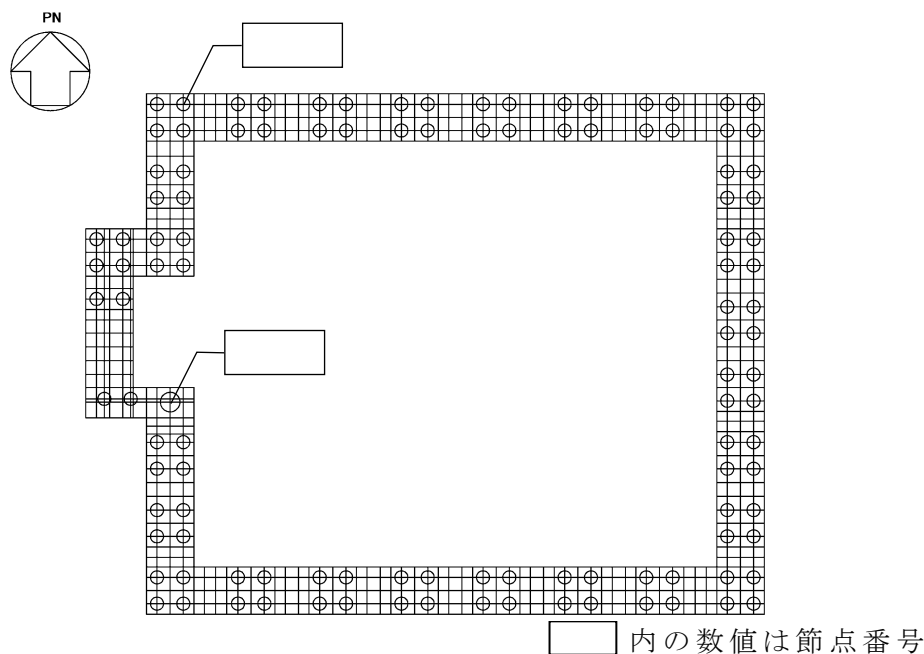
(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	1005	1814	3955	0.459	OK
EW	1005	1898	4171	0.456	OK

(2) 杭の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第 4-19 図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第 4-13 表及び第 4-20 図に、杭のモーメント図を第 4-21 図に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



第 4-19 図 最大検定値発生位置 (杭応力)

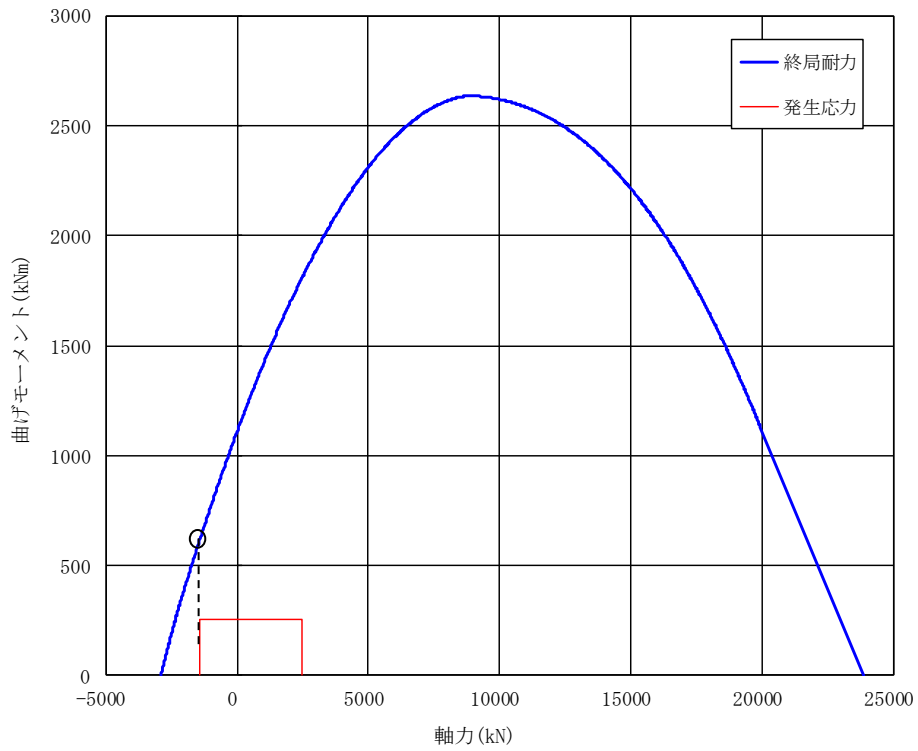
第 4-13 表 杭の評価結果 (最大検定値)

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

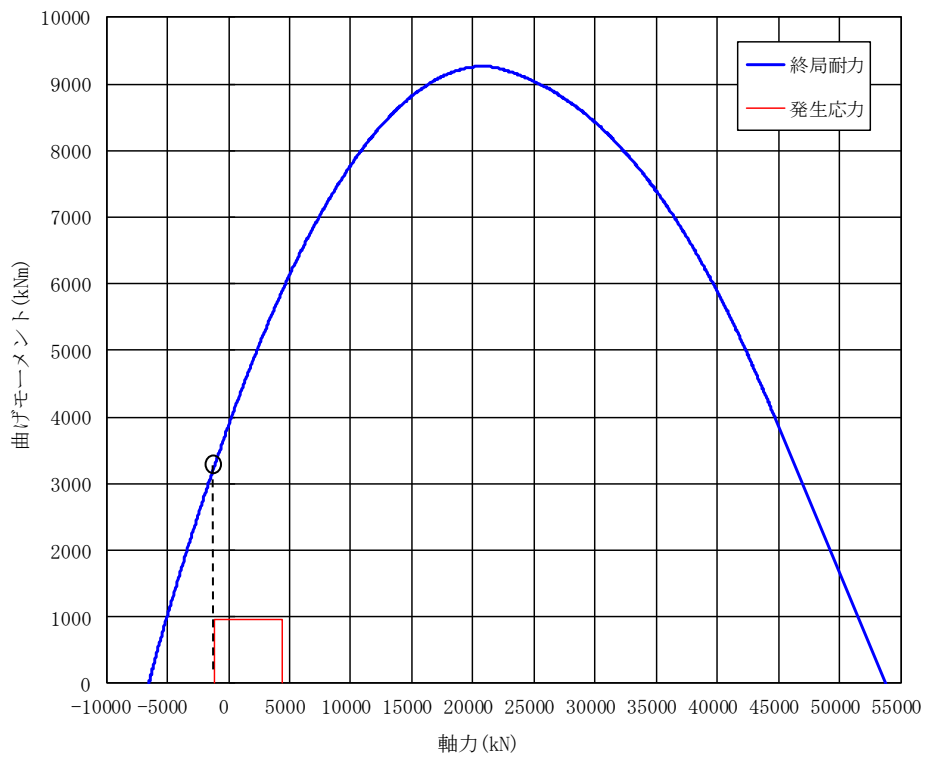
杭種	解析結果		許容限界値 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)			
P1,P1A	256	255	557	0.458	OK
P2	1207	951	3220	0.296	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生せん断力 (kN/m)			
P1,P1A	256	513	2046	0.251	OK
P2	1207	1650	5192	0.318	OK

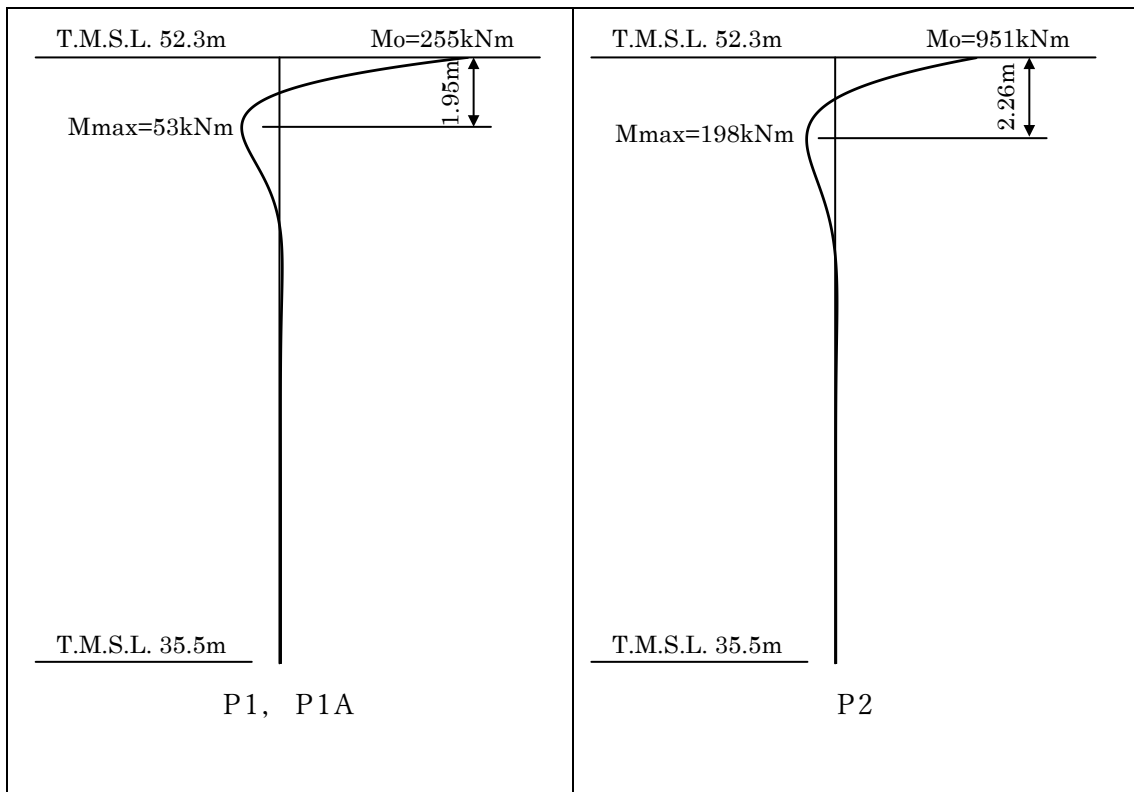


(P1, P1A)



(P2)

第 4 -20図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

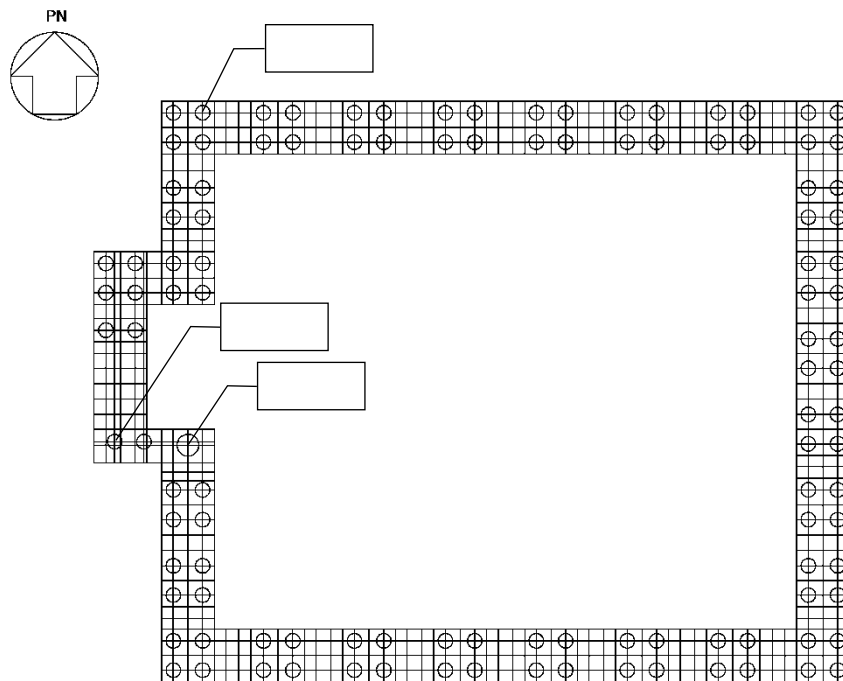


第 4 -21 図 杭モーメント図（最大値発生位置確認）

(3) 支持力等の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第 4 -22 図に、支持力及び引抜力と許容限界値を比較した評価結果を第 4 -14 表に示す。

評価結果に示すとおり、基準地震動 S_s 時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。



□ 内の数値は節点番号

第 4 -22 図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第 4 -14 表 支持力及び引抜力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値(kN)			検定比* ²	判定
	杭種	節点番号	軸力* ¹ (kN)	先端 支持力	周面 摩擦力	先端 + 周面		
支持力	P1,P1A	37	2805	3927	8708	12635	0.223 (0.715)	OK
	P2	1207	4377	8836	13063	21898	0.200 (0.496)	OK
引抜力	P1,P1A	256	-1580	—	7297	7297	0.217	OK
	P2	1207	-1259	—	11085	11085	0.114	OK

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

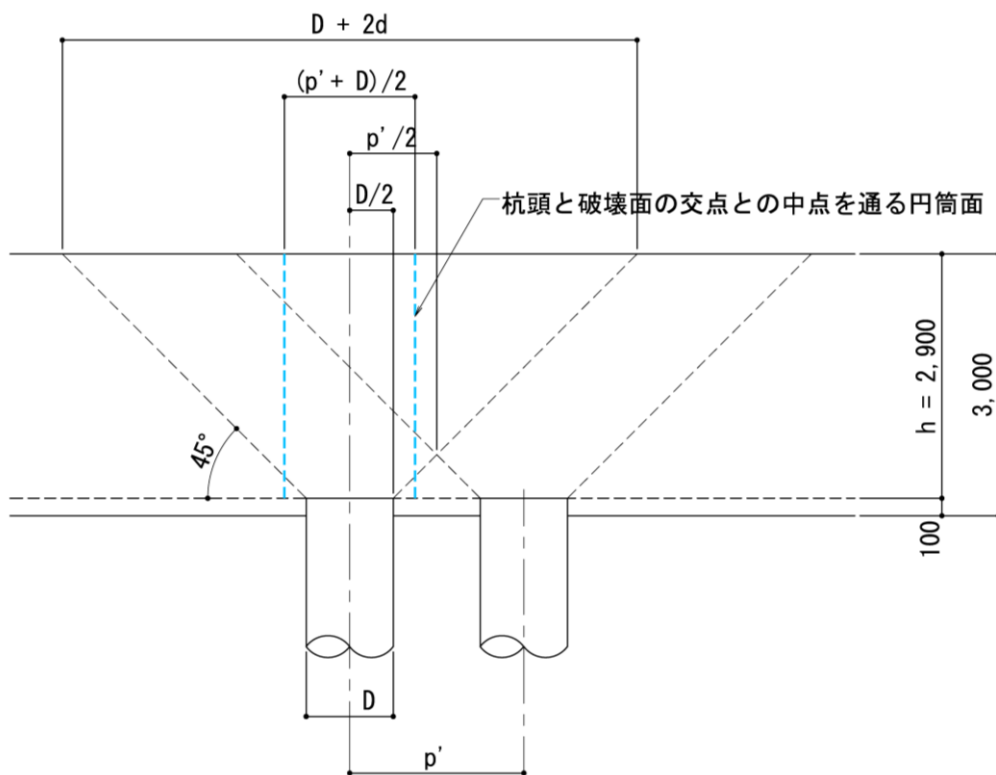
*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

(4) 基礎の押し抜きせん断の評価

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット基礎の健全性を確認するために、Ss地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭せん断力を用い、基礎の鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。

a. 評価条件

杭頭は基礎と剛接合する。第4-23図に杭頭部構造図を示す。Ss地震時に杭に作用する第4-15表の荷重に対して、「RC規準」に基づき、隣接する杭の影響を考慮した鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第4-23図 杭頭部構造図

第4-15表 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	鉛直力 (押し抜き) P(kN)
P1, P1A	2805
P2	4377

b. 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第4-23図の図中水色の破線部の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第4-16表に示す。

$$\tau_v = P / (b_0' \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b_0' = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

ここで、

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

b_0' : 杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面の周長

p' : 隣接する杭との中心間距離 (P1(P1A):2000mm, P2:3000mm)

D : 杭径 (P1(P1A):1000mm, P2:1500mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎の有効厚さ (2900mm)

τ_a : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.09N/mm²

但し、はしあきが小さいP2については、第4-24図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

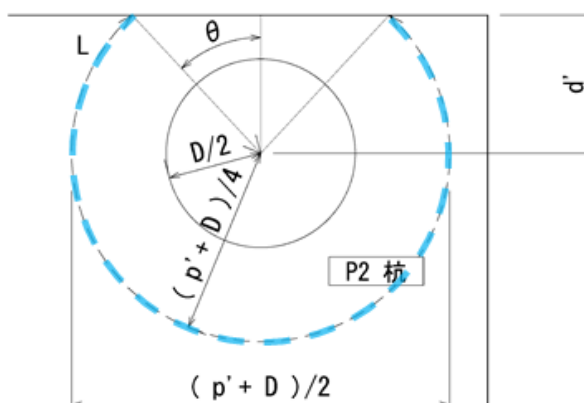
$$\tau_v = P / (L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

$$d' = 1100\text{mm}$$

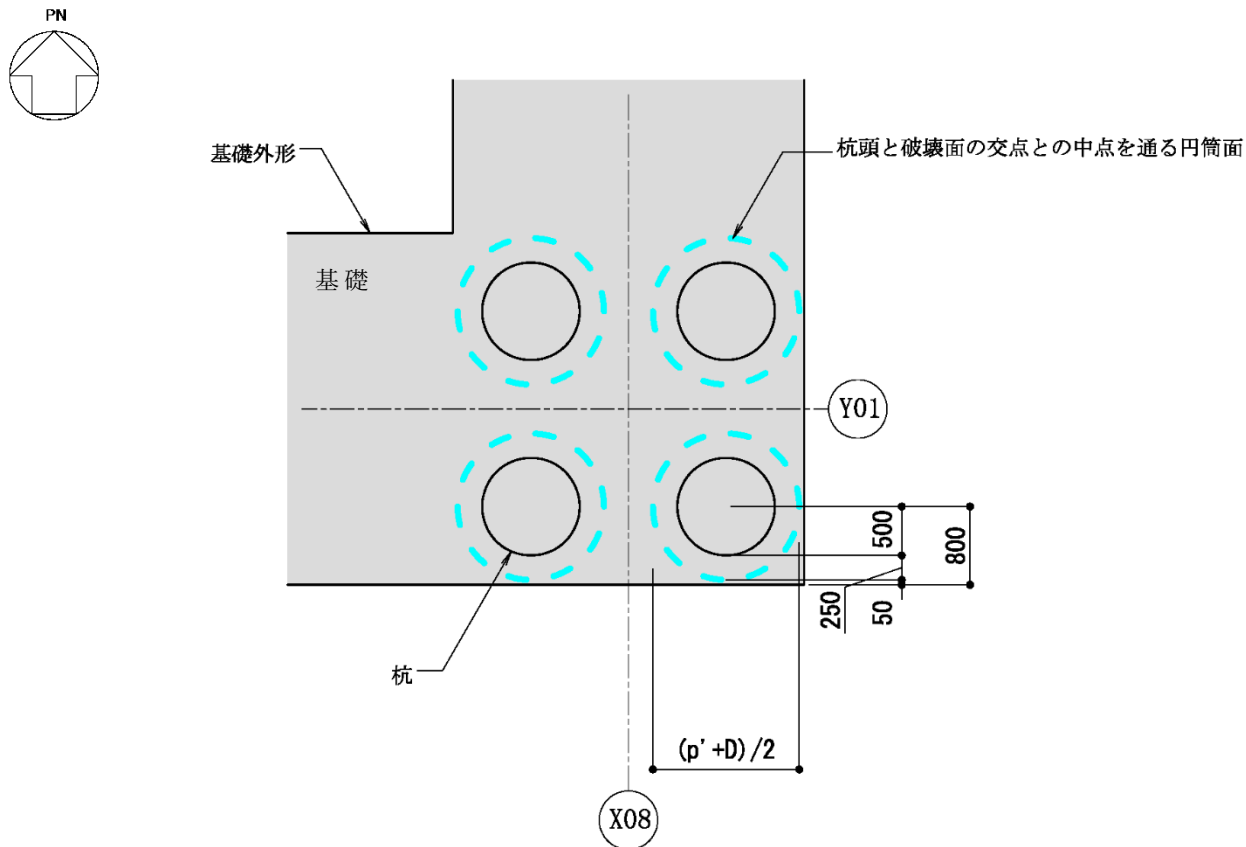
$$L = \pi \times (p' + D) / 2 \times (1 - \theta / \pi)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{d'}{(p' + D) / 4} \right) = 12.1^\circ$$



第4-24図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1 及び P1A は、第 4 -25 図に示すように耐力を想定する円筒面の位置が、はしあき位置よりも内側であることから、P2 のような有効領域の低減は不要である。



第 4 -25 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

第 4 -16 表 鉛直押し抜きせん断に対する評価

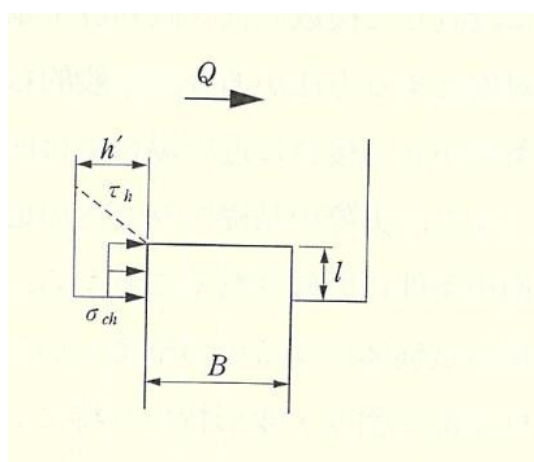
検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き 力 P (kN)	押し抜き せん断応力 度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
P1, P1A	2805	0.206	1.09	0.19
P2	4377	0.229	1.09	0.22

(5) 基礎の水平力に対する評価

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット基礎の健全性を確認するために、Ss地震時に杭頭に作用する水平方向のせん断力を用い、杭頭接合部での水平力による支圧および押し抜きせん断に対する評価を実施する。

a. 評価条件

第4-26図に杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図を示す。Ss地震時に杭に作用する第4-17表の荷重に対して、「基礎指針」に基づき、杭頭接合部での水平力による支圧および押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第4-26図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第4-17表 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	水平力 (せん断) Q(kN)
P1, P1A	410
P2	1320

b. 水平力による支圧の評価

基礎コンクリートの水平力による支圧の評価は、第4-26図の杭体埋込部のコンクリート耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第4-18表に示す。

$$\sigma_{ch} = Q/(Bl) \leq \sigma_{ca}$$

ここで、

Q : 水平せん断力 (N)

B : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎への有効埋込長さ(100mm)

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 = 24N/mm²

第4-18表 水平力による支圧の評価

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	水平 支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ca}$
P1, P1A	410	4.1	24	0.17
P2	1320	8.8	24	0.37

c. 水平力による押し抜きせん断の評価

基礎コンクリートの水平力による押し抜きせん断の評価は，第4-26図の破線の耐力で抵抗するものとし，下式により行う。評価結果を第4-19表に示す。(コンクリート，基礎下端主筋)

$$\tau_h = Q / \{ h (2l + B + 2h) \} \leq \tau_a$$

ここで，

Q : 水平せん断力 (N)

h : はしあき (P1(P1A) : 300mm, P2 : 350mm)

B : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎への有効埋込長さ(100mm)

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 = 24N/mm²

第4-19表 水平押し抜きせん断に対する評価 (コンクリート)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	押し抜き せん断応力 度 τ_h (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_h / τ_a
P1, P1A	410	0.76	1.09	0.70
P2	1320	1.57	1.09	1.09

P2は，基礎スラブコンクリートだけでは，発生せん断力に対して許容値を満足しない為，基礎梁における下端主筋の引張耐力の確認を行う。

第4-19表 水平押し抜きせん断に対する評価 (基礎下端主筋)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断 力 Q (kN)	基礎梁 下端主 筋 n 径	鋼材の許 容応力度 F_y (N/mm ²)	配筋量 a_t (mm ²)	許容 引張力 $T(F_y \times a_t)$ (kN)	検定比 Q/T
P2	1320	12 D32	345	9528	3287	0.41

(6) 埋込柱脚部の評価

埋込柱脚部の評価について、以下に示す。

a. 応力解析結果

応力解析 (Ss ばらつき + 風) 柱脚応力の最大値を第 4 -20 表に示す。

第 4 -20 表 応力解析 (Ss ばらつき + 風) 柱脚応力の最大値

要素	断面	部材種類	引張軸力 (kN)	圧縮軸力 (kN)	せん断-y (kN)	せん断-z (kN)	曲げ-y (kN*m)	曲げ-z (kN*m)
101	105	C3	3655.35	-4482.32	272.74	1666.18	1061.75	1061.00
102	102	C2	1317.31	-2720.03	2183.24	159.95	1015.80	1054.63
103	102	C2	1669.45	-3208.82	220.86	200.48	1149.74	907.97
104	102	C2	1324.22	-3059.92	195.08	199.68	1164.97	833.63
105	102	C2	1428.28	-3289.49	2125.58	193.50	1164.05	910.72
106	102	C2	1670.85	-3223.11	246.76	202.91	1147.97	974.74
107	102	C2	1385.36	-2840.86	2206.19	167.82	1009.75	1113.26
108	105	C3	3635.89	-4541.62	294.22	1655.74	1030.83	1116.51
109	101	C1	480.54	-1409.16	146.50	321.66	1128.69	921.59
110	101	C1	488.44	-1424.64	147.74	309.81	1095.13	918.62
111	101	C1	1170.18	-2450.69	68.16	1747.93	1214.00	627.78
112	101	C1	1423.72	-2713.07	163.77	1726.64	1165.64	1007.12
113	111	C11	868.59	-1129.86	784.31	97.73	261.24	82.66
114	106	C4	848.29	-2824.33	221.56	371.62	1241.33	306.48
115	101	C1	563.85	-1817.97	158.92	333.13	1171.09	1005.21
116	111	C11	127.03	-417.11	99.14	87.99	230.81	179.64
117	101	C1	563.88	-1840.19	159.16	331.42	1168.45	1005.23
118	111	C11	845.53	-1086.12	752.02	98.38	262.56	84.48
119	106	C4	1529.83	-3705.17	222.96	1753.91	1215.31	316.22
120	101	C1	1438.80	-2713.98	164.01	1725.22	1163.85	1006.47
121	101	C1	480.96	-1443.54	85.14	324.03	1130.87	650.56
122	101	C1	487.04	-1419.75	147.11	308.28	1093.19	917.11
123	105	C3	3661.65	-4480.75	272.72	1669.58	1065.75	1060.22
124	102	C2	1322.89	-2753.43	2182.58	159.23	1008.51	1052.08
125	102	C2	1676.78	-3223.33	220.19	199.48	1143.12	905.16
126	102	C2	1321.06	-3056.15	194.32	198.94	1159.67	830.55
127	102	C2	1424.76	-3286.72	2124.75	192.70	1159.67	907.48
128	102	C2	1672.81	-3211.81	245.90	198.74	1144.56	971.41
129	102	C2	1356.16	-2753.47	2205.20	157.28	1007.89	1109.65
130	105	C3	3657.41	-4491.23	293.35	1653.66	1026.38	1113.12

柱部材別の最大値(絶対値)

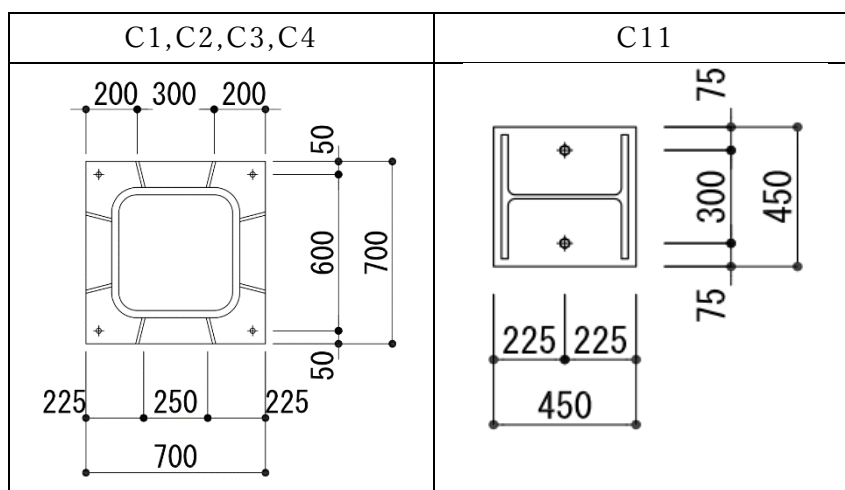
	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1439	2714	165	1748	1214	1008
C2	1677	3290	2207	203	1165	1114
C3	3662	4542	295	1670	1066	1117
C4	1530	3706	223	1754	1242	317
C11	869	1130	785	99	263	180

b. 柱脚部材リスト及びベースプレート形状

柱脚部材のリストを第4-21表に示し、ベースプレート形状を第4-27図に示す。

第4-18表 柱脚部材リスト

柱符号	柱断面						基礎	ベースプレート				リブプレート			スタッド		
	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	F (N/mm ²)		Fc (N/mm ²)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	鋼種	h (mm)	t (mm)	鋼種	n	径
							8									19	4
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5



第4-27図 ベースプレート形状図

c. スタッドボルトの設計

鉄骨柱脚に生じる引張軸力は、スタッドボルトを介して基礎コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。

各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力で除することで行い、健全性を確認する。

Ss地震に対する評価は、終局時の許容耐力を用いる。

C1

① 設計応力 : $T = 1439 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1439}{3351} = 0.43 < 1.00 \text{ OK}$$

C2

① 設計応力 : $T = 1677 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 6$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 5027 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1677}{5027} = 0.33 < 1.00 \text{ OK}$$

C3

① 設計応力 : $T = 3662 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 22 \times 6$ 段 $a = 380 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 380 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 6726 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{3662}{6726} = 0.54 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1530 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$

(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$

(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1530}{3351} = 0.46 < 1.00 \text{ OK}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{869}{2094} = 0.41 < 1.00 \text{ OK}$$

d. ベースプレートの設計

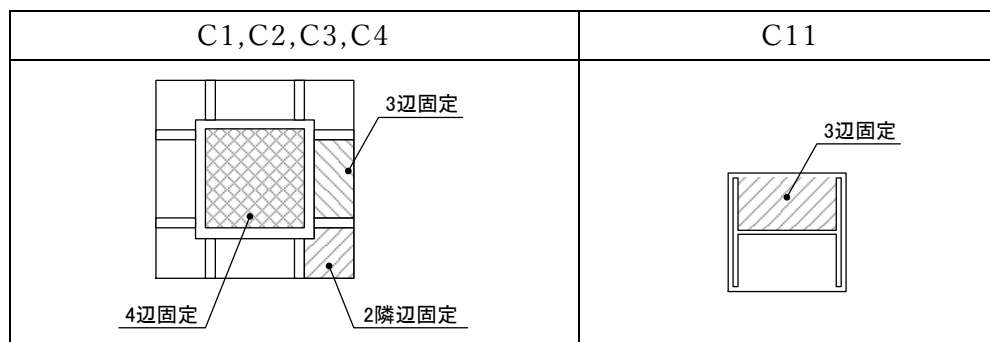
鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎コンクリートに伝達される。ベースプレートの耐力を第4-19表に示す。

鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力に対する検定結果を第4-20表に示す。

第4-19表 ベースプレート耐力の算定

		C1	C2	C3	C4	C11
部材諸元	平面寸法 (mm)	700×700	700×700	700×700	700×700	450×450
	厚さ (mm)	36	40	45	36	25
	断面係数 Z (mm ³)	216	267	338	216	104
	許容応力度 σ_y (N/mm ²)	358	358	358	358	358
2隣辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	195	195	195	195	—
	長辺寸法 L_y (mm)	195	195	195	195	—
	L_y / L_x	1.00	1.00	1.00	1.00	—
	係数 α_2	0.29	0.29	0.29	0.29	—
	許容面圧 P_2 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	—
3辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	100	100	100	100	200
	長辺寸法 L_y (mm)	295	295	295	295	400
	L_y / L_x	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00
	係数 α_3	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28
	許容面圧 P_3 (N/mm ²)	19.8	24.4	30.9	19.8	3.3
4辺固定	短辺寸法 L_x (mm)	444	444	444	444	—
	長辺寸法 L_y (mm)	444	444	444	444	—
	係数 α_4	0.052	0.052	0.052	0.052	—
	許容面圧 P_4 (N/mm ²)	7.5	9.3	11.8	7.5	—
集計	最小許容面圧 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	3.3
	許容軸力 (kN)	3431	4236	5361	3431	673

注) 係数 α は、長方形スラブにおいて等分布荷重(w)に対する曲げモーメント($M = \alpha \cdot w \cdot Lx^2$)を算定する際に用いる数値。



第 4 -20 表 圧縮軸力に対する検定

符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定値	判定
	スタッド ボルト	ベース プレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2714	0.41	OK
C2	5027	4236	9263	3290	0.36	OK
C3	6726	5361	12087	4542	0.38	OK
C4	3351	3431	6782	3706	0.55	OK
C11	2094	673	2767	1130	0.41	OK

e. 水平力に対する検討

水平力に対する検討は、「建築物の構造関係技術基準解説書」付録 1-2.6 に従い検討する。

検討は、以下の3つに分類して実施する。

- ① 中柱
- ② はしあきの大きい側柱
- ③ はしあきの小さい側柱

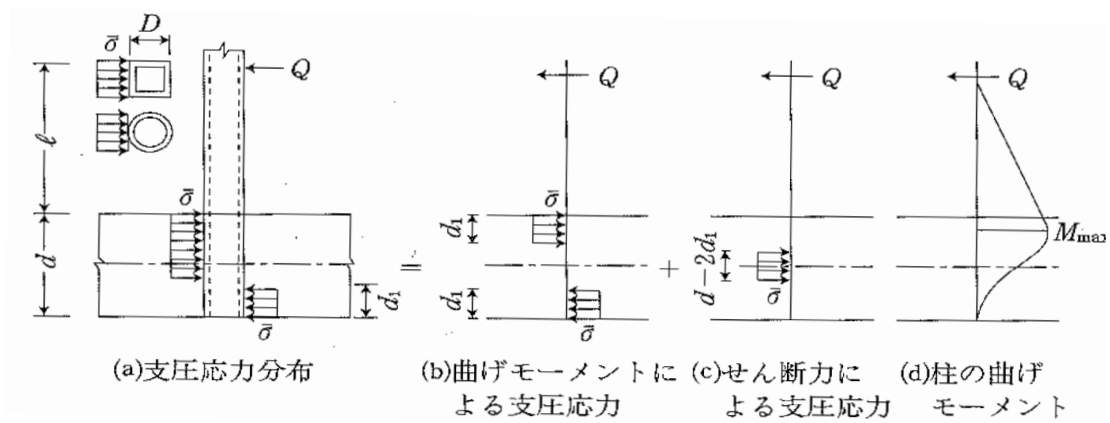
上記分類のうち、はしあきの大きい側柱については、まずは中柱と見なしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

パンチング耐力が小さい場合、鉄筋による引抜抵抗を考慮する。

検討は、鉄骨柱内に中詰コンクリート無しとして行う。

(a) 中柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

M_{pc} : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm)。

ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Q_{pc} : 柱のせん断力 = M_{pc} / l

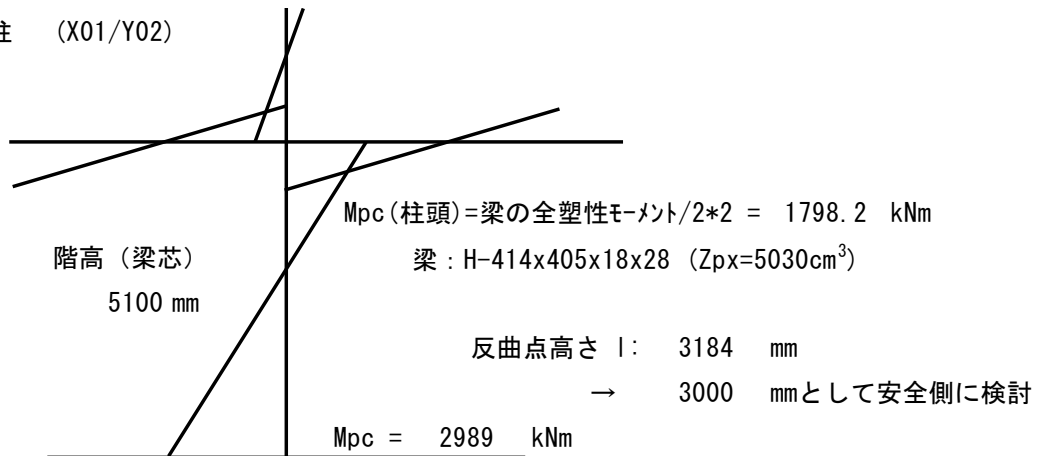
l : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C1	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3000	2000

■ 支圧応力度の検定

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 σ 2/3 Fc	支圧 判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

Mpc: 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

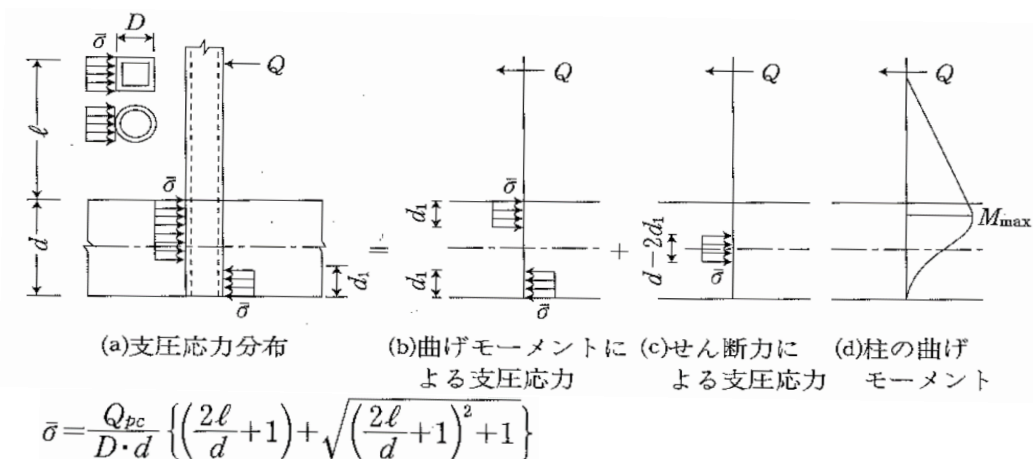
σ : 支圧応力度

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

(b) はしあきの大きい側柱の検討

側柱のうちコンクリートのかぶりが必要な箇所については、まず中柱と同様に検討を行い、そこで得られた支圧応力度に対して、基礎のへりあき部分が抵抗できることを確認する。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



Mpc: 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力(kNm) : ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Qpc: 柱のせん断力=Mpc/l

l: 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ(mm)

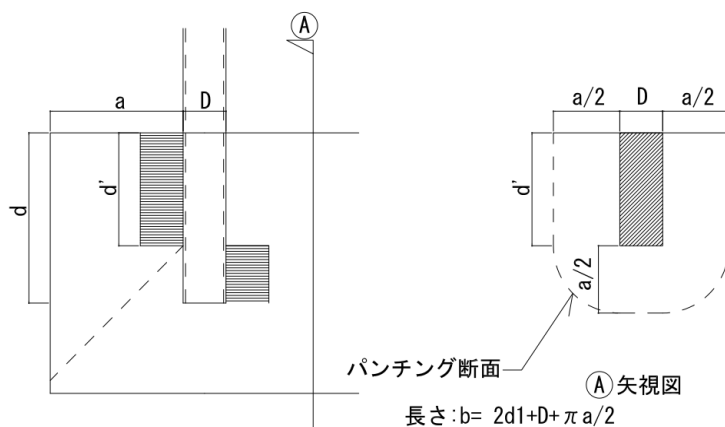
D: 鋼管径(mm)

d: 柱の埋め込み深さ(mm)

支圧応力度の検定として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

P(σ) : 支圧応力で、σ * d' で求める。d1は、上図(b)より力のつり合いから求める。

STEP2) パンチング耐力の検定

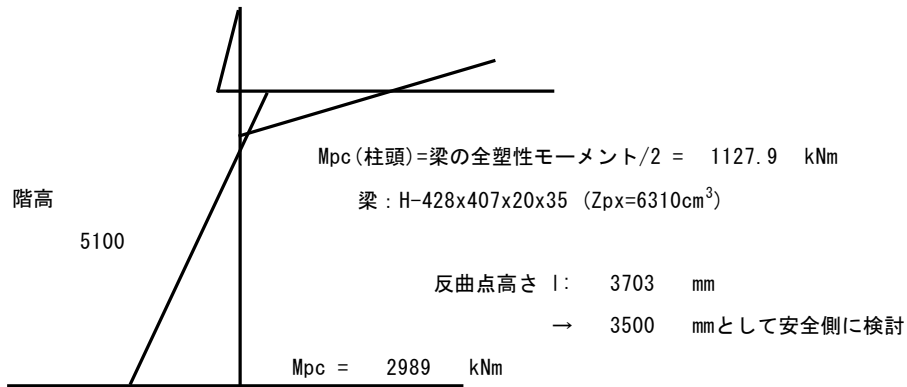


Qa: パンチング耐力 = $1.5 \cdot f_s \cdot b \cdot j$ 、(ここで $j = (a - 100\text{mm}) \times 7/8$ とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力 : P(σ) と、パンチング耐力 Qa を比較する。

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3500	2000

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{Qpc}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	σ : 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\sigma \cdot d'$
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

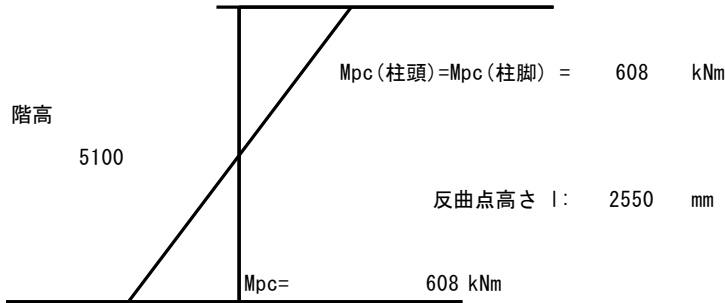
a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1550	5897	1269	1.10	12289

a : へりあき寸法
 b : パンチング断面周長
 fs : コンクリート短期せん断許容応力度
 Pa : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
5761	12289	0.47	0. K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpy (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C11	H	400	400	13	21	1700	218.7	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	400	2550	1200

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	σ : 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\sigma \cdot d'$
608	238	5.3	16	0.33	OK	867	1824	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1000	3704	788	1.10	4791

a : へりあき寸法
 b : パンチング断面周長
 fs : コンクリート短期せん断許容応力度
 Pa : 短期パンチング耐力

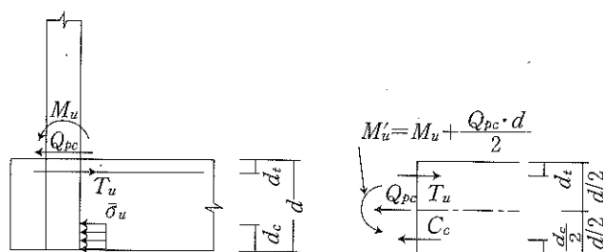
■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
1824	4791	0.38	0. K.

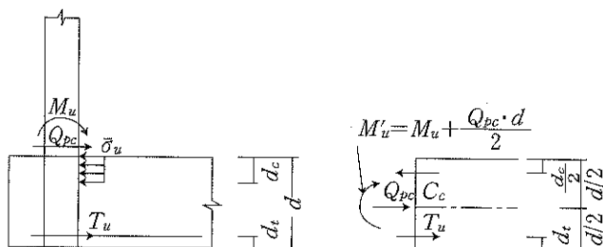
(c) 側柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。

・側柱柱脚の終局曲げ耐力 (付図1.2-29参照)



(a) 建物の外部方向へのせん断力を受ける場合



(b) 建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

付図1.2-29 側柱柱脚の耐荷機構

$$M'_u = T_u \left(\frac{d}{2} - d_t \right) + C_c \left(\frac{d}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \quad (\text{付1.2-43})$$

ここで、 T_u ：補強筋の引張降伏耐力 ($= a_t \cdot \sigma_y$) (N)

a_t ：補強筋の断面積の和 (mm^2)

σ_y ：補強筋の降伏点 (N/mm^2)

d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離 (mm)

C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力 (N) で、下記による。

・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u - Q_{pc} \quad (\text{付図1.2-29(a)})$$

・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

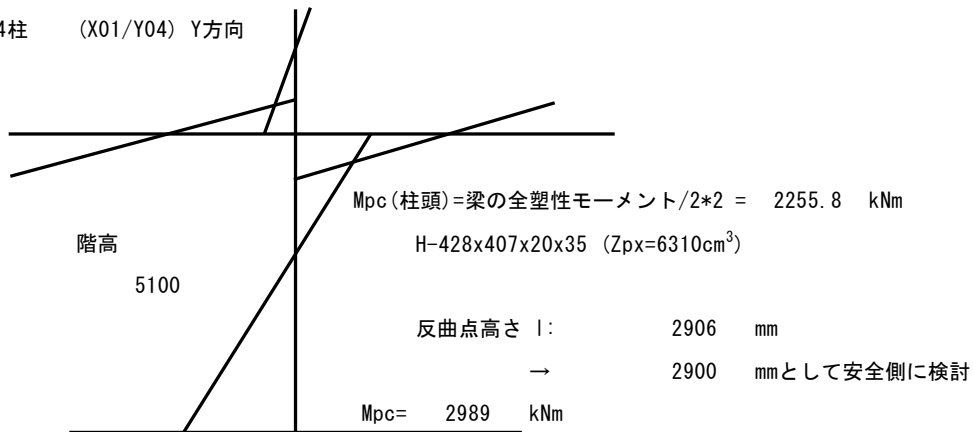
$$C_c = T_u + Q_{pc} \quad (\text{付図1.2-29(b)})$$

d_c ：コンクリートの支圧抵抗深さ $\{= C_c / (\bar{\sigma}_u D)\}$ (mm)

$\bar{\sigma}_u$ ：基礎コンクリートの終局支圧強度 (N/mm^2)

なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局部的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Z _{px} (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

F _c (N/mm ²)	l (mm)	d (mm)
24	2900	2000

■ 荷重方向 (a)

・ 上端補強筋緒元

上端補強筋		F _y	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
10	D32	345	510	7940

F_y: 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

T _u (kN)	C _c =T _u -Q _{pc} (kN)	M _{pc} (kNm)	Q _{pc} (kN)	σ _u (N/mm ²)	d _c (mm)	M _u ' (kNm)	検定値 M _{pc} /M _u '	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.93	OK

$$\sigma_u = 2/3 F_c$$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

下端補強筋		F _y	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
6	D32	345	200	4764

・ 補強筋耐力の確認

T _u (kN)	C _c =T _u +Q _{pc} (kN)	M _{pc} (kNm)	Q _{pc} (kN)	σ _u (N/mm ²)	d _c (mm)	M _u ' (kNm)	検定値 M _{pc} /M _u '	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.79	OK

4.4.3 まとめ

基礎梁の最大検定値は、曲げモーメントに対し 0.281、せん断力(修正荒川式)に対し 0.459 であった。

杭体の最大検定値は、軸力-曲げモーメントに対し 0.458 (浮力考慮)、せん断力に対しては 0.318 であった。杭支持力の最大検定値は、終局鉛直支持力に対し 0.223 (浮力非考慮)、引抜き抵抗力に対し 0.217 (浮力考慮) であった。

基礎の杭からの押し抜きせん断の検定値は、0.22 であった。

埋込柱脚部の引張軸力(スタッドボルト)の最大検定値は、0.54 であり、圧縮軸力(スタッドボルト+ベースプレート)の最大検定値は 0.55 であった。また、コンクリートの支圧に対して、0.93 であった。いずれも 1.0 を下回り、構造健全性が確認された。

5. まとめ

4.までの結果より、上部架構、基礎及び杭について、評価基準に対して検定比が 1.0 以下であり、安全冷却水 B 冷却塔へ波及的影響を与えないことを確認した。結果をまとめたものを第 5 - 1 表に示す。

追而

第 5 - 1 表 結果まとめ

6. 適用規格・基準等

飛来物防護ネット基礎の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 平成国土交通省告示第1024号
- ・ 鋼構造設計基準（1973改訂 日本建築学会）
- ・ 日本工業規格
- ・ 建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001）
（文中、「基礎指針」と記す。）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
（(社)日本建築学会，1999）（文中、「RC規準」と記す。）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005）（文中、「RC-N規準」と記す。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編
JEAG4601・補-1984（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）
（文中、「JEAG4601」と記しているものは上記3指針を指す。）

別添 1

地震応答解析モデルの適用性について

目 次

1. 概要	1
2. 解析モデルの妥当性確認	2
2.1 確認概要	2
2.2 確認方針	3
2.3 確認条件	8
2.3.1 共通	8
2.3.2 検証用モデル	18
2.3.3 設計モデル	22
2.4 確認結果	24
2.4.1 メッシュサイズ	24
2.4.2 検討断面（上部構造）	28
2.4.3 杭のモデル化	35
2.4.4 接触剥離及び各部位の寸法	36
2.5 部材応力等の保守性の確認	38
2.6 まとめ	51
3. 想定する液状化状態の妥当性確認	52
3.1 確認概要	52
3.2 確認方針	53
3.2.1 確認方法	53
3.2.2 解析条件	53
3.3 確認結果	55
3.3.1 step1	55
3.3.2 step2	57
3.4 まとめ	61

1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における地震応答解析モデルの適用性の確認として、以下について補足説明するものである。

- (1) 解析モデルの妥当性確認
- (2) 想定する液状化状態の妥当性確認

2. 解析モデルの妥当性確認

2.1 確認概要

解析モデル(設計モデル)は、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)に対して解析負荷を軽減するため合理化するために設計に必要な評価結果が得られる範囲で可能な限りメッシュサイズを大きくし、メッシュ数を減らした。また、考慮する地中構造物・要素を限定することでモデルをシンプル化し、設計の効率化を図った。また、過小評価とならないよう、保守性を持った設計とする必要がある。

本章では、設計モデルの作成にあたり考慮しなかった項目に着目し、評価に影響がないこと(結果が同等または保守的)を確認する。確認は、実状に即した検証用モデルを作成し、設計モデルと結果を比較、妥当性を判断する。

2.2 確認方針

設計モデル及び検証用モデルを用いて、2次元 FEM 解析（全応力解析及び有効応力解析）を実施する。両モデルの特徴を第 2-1 図に示す。図に示す各種項目に対し、設計モデルについて、第 2-1 表を確認する。

内容	設計モデル	検証用モデル
解析モデル		
メッシュ数	約 500	約 10,000
保証する周波数	13Hz 以下	20Hz 以下
上部構造	考慮する(1軸モデルのみ)	考慮する(1軸モデル, 門型モデル)
検討断面	2断面 (NS断面, EW断面)	4断面 (NS断面(中央, 端部), EW断面(中央, 端部))
杭	考慮しない	考慮する
接触剥離	考慮しない	考慮する
モデル寸法	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤 B の幅は基礎幅に合わせる 周辺地盤のうち粗粒砂岩(厚さ 0.37m)を考慮しない 基礎高さは地盤高さに合わせる (T.M.S.L.55.0m) 	<ul style="list-style-type: none"> 改良地盤 B の幅は実際の幅 周辺地盤のうち粗粒砂岩(厚さ 0.37m)を考慮する 基礎高さは実際の高さ (T.M.S.L.55.3m)

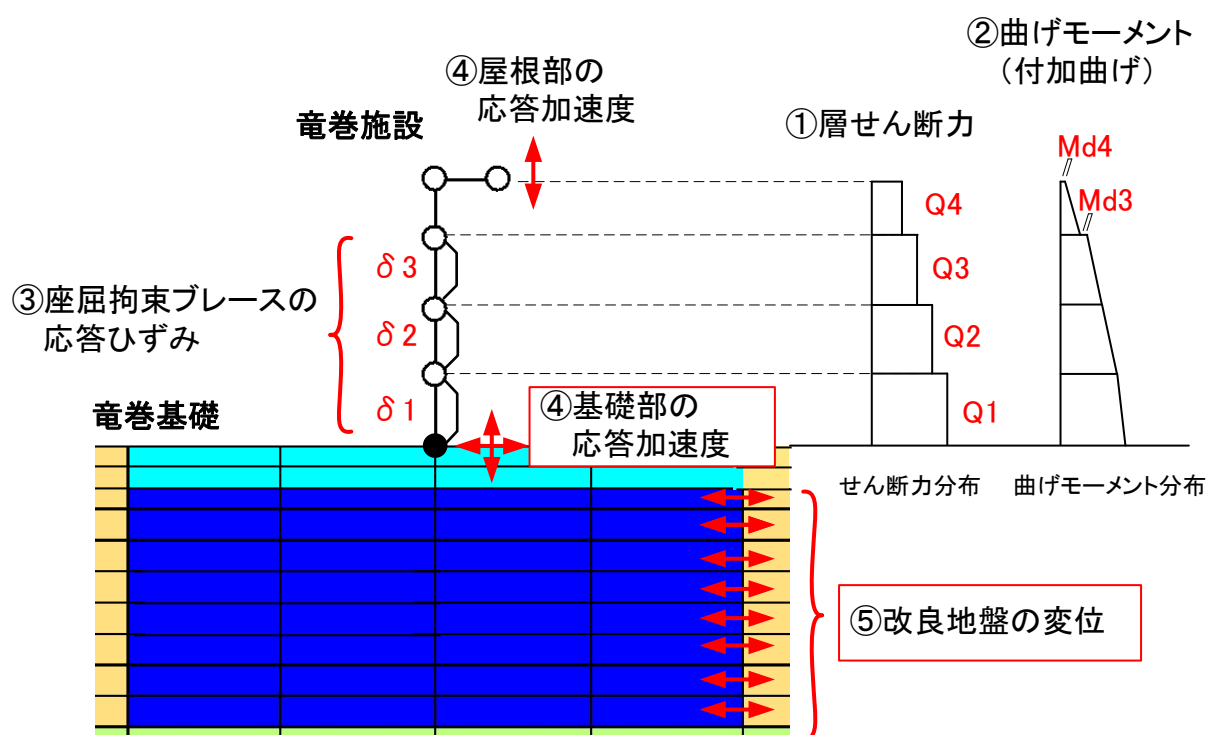
第 2-1 図 設計モデルと検証用モデルの特徴

第 2-1 表 確認方針

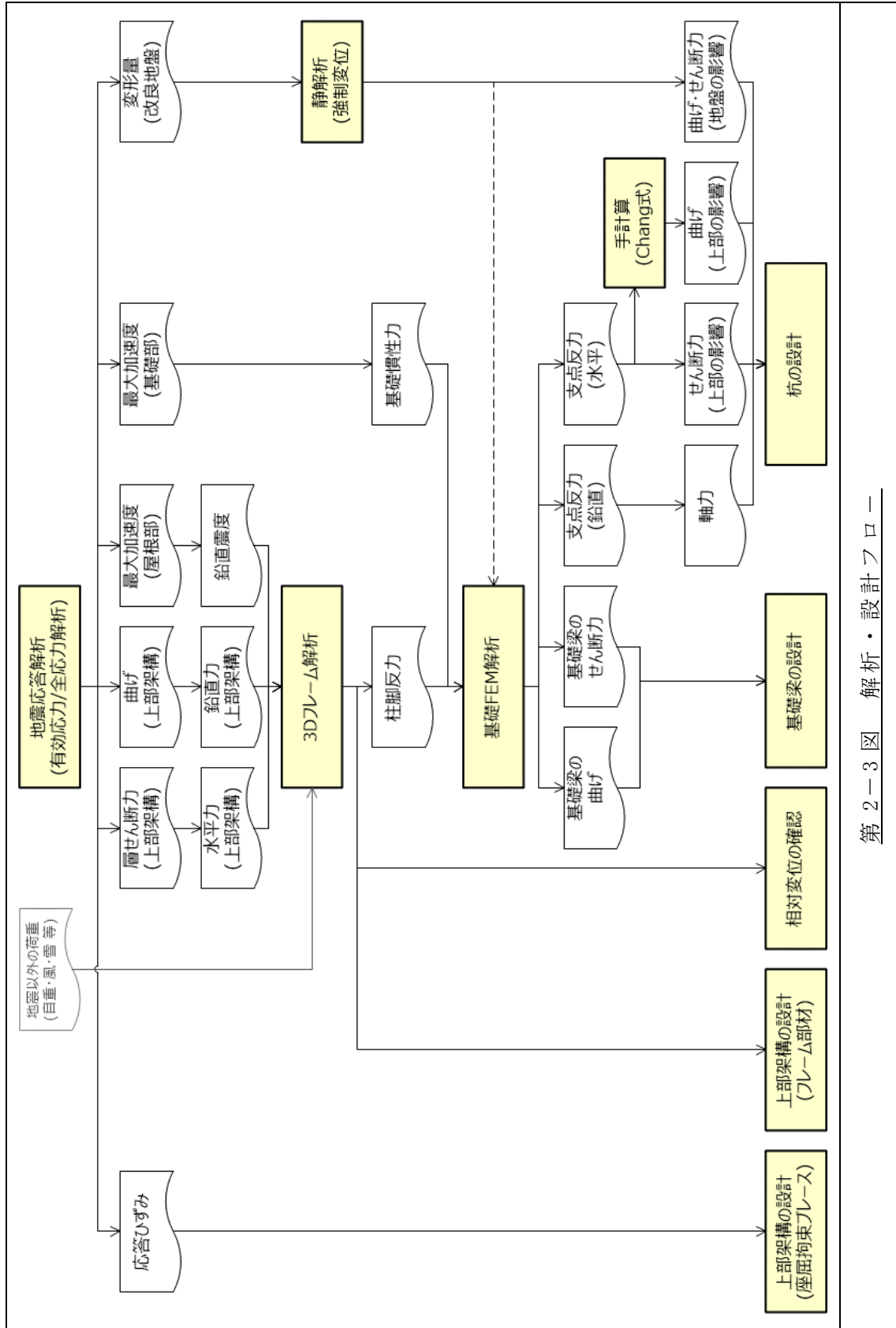
差異のある内容	確認方針	確認結果の記載
メッシュサイズ	設計モデルのメッシュサイズが、設計上十分な必要な寸法を満たしていることを確認する。	2.4.1 項
検討断面 (上部構造)	設計モデルが 2 断面で良いことを、上部架構のモデル形状の影響を含めて確認する。	2.4.2 項
杭のモデル化	設計モデルにおいて、杭をモデル化しなくても問題ないことを確認する。	2.4.3 項
接触剥離	接触剥離要素の影響が小さいことを確認する。	2.4.4 項
各部位の寸法	各部位の寸法の差異の影響が小さいことを確認する。	

出力応答のイメージを第 2-2 図に，解析・設計フローをに示す。解析の出力一覧を第 2-2 表に整理する。これらのうち，黄色で示す○の項目は，に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値である。保守性の確認は，下記の応答値を対象とし，検証用モデルに比べ設計モデルが大きいことをもって確認する。

- ① 層せん断力
- ② 曲げモーメント
- ③ 座屈拘束ブレースの応答ひずみ
- ④ 応答加速度（屋根部及び基礎部）
- ⑤ 改良地盤の変位



第 2-2 図 出力応答のイメージ図



第 2-3 図 解析・設計フロー

第 2-2 表 解析出力一覧

応答値一覧		部材評価に用いる応答値		
		(A)設計	B 検証用	
上部架構 (梁要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸力	×	×	
	せん断力	○	○	
	曲げモーメント	○	○	
	変形量(要素)	○	○	
基礎 (平面要素)	節点変位	×	×	
	節点速度	×	×	
	節点加速度	○	○	
	軸応力度	×	×	
	せん断応力度	×	×	
	軸ひずみ	×	×	
	せん断ひずみ	×	×	
(A) (B)	節点変位	○	△	
地盤改良(平面要素)	杭(梁要素)	節点速度	×	×
		節点加速度	×	×
		軸応力度	×	×
		せん断応力度	×	×
		軸ひずみ	×	×
		せん断ひずみ	×	×

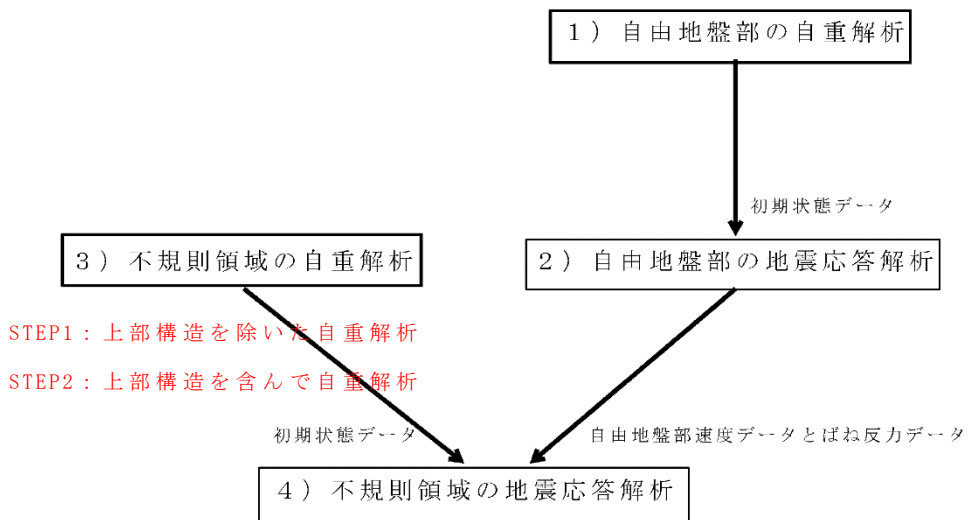
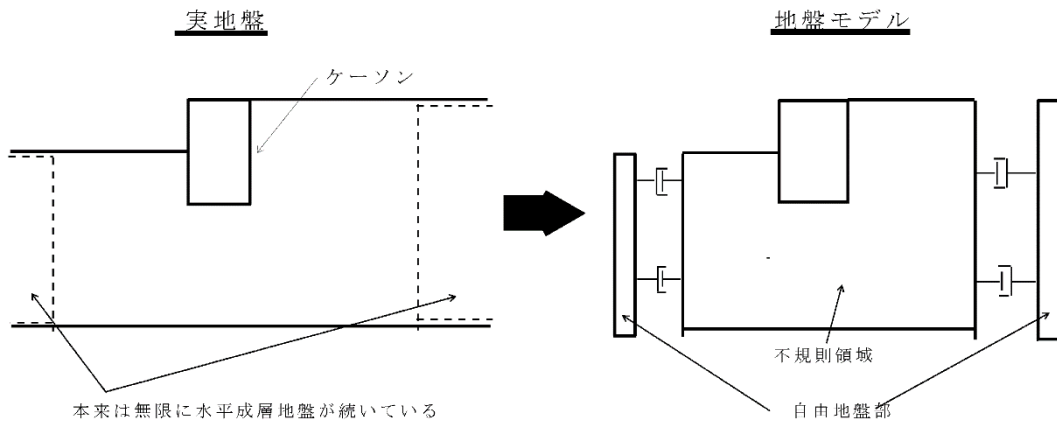
○：使用
△：間接的に使用※
×：使用しない

※(A)は杭の発生応力が算出されない為、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。(B)は、杭の応力値が直接解析結果として出力されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、(A)と(B)の保守性の比較は、「節点変位」で実施する。

2.3 解析条件

2.3.1 共通

- ・ 地盤二次元 FEM の解析コードは、「FLIP ROSE Ver 7.4.1」とする。
- ・ 非液状化時に全応力解析を用い、液状化時には有効応力解析を用いる。
- ・ 非液状化と液状化の解析モデルは同一のモデルを用いる。
- ・ 地盤のばらつきとして、直下地盤及び埋戻し土について $\pm 1\sigma$ の検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の5倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T.P. -70.0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第2-4図のとおりとする。冷却塔及び竜巻施設については、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組み合わせについては、第2-3表に示すとおりとする。
- ・ 冷却塔及び竜巻施設の基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。上部構造のモデル化は、線形平面要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。質点は節点集中質量要素、柱・梁フレーム部分には線形梁要素、座屈拘束ブレース部分には非線形バネ要素を用いてモデル化する。
- ・ 断面ごとに固有値解析を行い、得られた系全体の有効質量比の最も大きい振動数(f)と各々の材料の減衰定数(h)から剛性比例型減衰(β)を算定する(冷却塔及び竜巻施設はRayleigh減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。対象とする地震動は、Ss-AとSs-C1とする(代表波の選定は別途検討)。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第2-4表～第2-9表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、microSHAKEにより決定した等価剛性及び等価減衰定数を設定する。また、設計モデルにおいては、粗粒砂岩は極薄層(0.37m)であるため考慮しない。
- ・ 埋戻し土の物性値を第2-10表～第2-12表に示す。
- ・ 改良地盤Bの物性値を第2-13表に示す。



第 2-4 図 解析ステップ (「FLIP マニュアル」に加筆)

第 2-3 表 荷重の組み合わせ

種 別	荷 重	荷重の概要
永久 荷重	固定荷重	躯体自重と土被り荷重を考慮
	上載荷重	地表面に $1.53\text{tf}/\text{m}^2$ ($15.00\text{kN}/\text{m}^2$) として設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧, 揚圧力)	構造物に対して設定
変動 荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発 荷重	地震力 (水平・鉛直地震動)	水平・鉛直同時加振 動土圧を考慮

第 2-4 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (標準)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.427	7.239×10 ⁵	0.031	1,743	622.2
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.427	8.072×10 ⁵	0.019	1,841	657.0
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.365	1.544×10 ⁶	0.018	1,982	913.7
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.393	1.042×10 ⁶	0.016	1,854	778.3

第 2-5 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (標準)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.427	6.940×10 ⁵	0.035	1,707	609.2
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.427	7.906×10 ⁵	0.021	1,822	650.2
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.365	1.515×10 ⁶	0.020	1,963	905.1
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.393	1.028×10 ⁶	0.017	1,841	773.0

第 2-6 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (+1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.421	9.230×10 ⁵	0.028	1,902	702.5
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.421	1.017×10 ⁶	0.018	1,996	737.5
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.350	1.791×10 ⁶	0.018	2,048	984.0
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.381	1.210×10 ⁶	0.015	1,913	838.7

第 2-7 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.434	5.402×10 ⁵	0.035	1,574	537.4
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.434	6.180×10 ⁵	0.021	1,683	574.9
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.380	1.314×10 ⁶	0.019	1,915	842.7
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.404	8.881×10 ⁵	0.016	1,790	718.5

第 2-8 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (+1σ)

材料	密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.421	9.079×10 ⁵	0.030	1,886	696.8
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.421	1.004×10 ⁶	0.020	1,984	732.7
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.350	1.766×10 ⁶	0.019	2,034	977.0
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.381	1.196×10 ⁶	0.016	1,902	834.0

第 2-9 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	V _p (m/s)	V _s (m/s)
粗粒砂岩 TMSL+37.00+36.63m	1.870	0.434	5.162×10 ⁵	0.041	1,539	525.4
細粒砂岩 1 TMSL+36.63~+9.02m	1.870	0.434	6.013×10 ⁵	0.024	1,661	567.0
細粒砂岩 2 TMSL+9.02~-25.57m	1.850	0.380	1.286×10 ⁶	0.021	1,895	833.6
泥岩 TMSL+25.57~-70.00m	1.720	0.404	8.747×10 ⁵	0.017	1,777	713.1

第 2-10 表 埋戻し土の物性値（標準）

項目	記号	設定値	単位	
質量密度*	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	1.81	-
		S_1	0.005	-

D：深度 (m)

w_1 ：液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 ：液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 ：液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 ：液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 ：液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 2-11 表 埋戻し土の物性値 (+1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度*	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.780×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

D: 深度 (m)

w_l : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 2-12 表 埋戻し土の物性値 (- 1 σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度*	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.621×10^4	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.248×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

D : 深度 (m)

w_l : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_l : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 2-13 表 改良地盤 B の物性値

項目	記号	設定値	単位
質量密度	ρ	1.720	g/cm ³
間隙率	n	0.55	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	1.0	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.000	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.100×10^6	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.000	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.869×10^6	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	3.000×10^3	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-

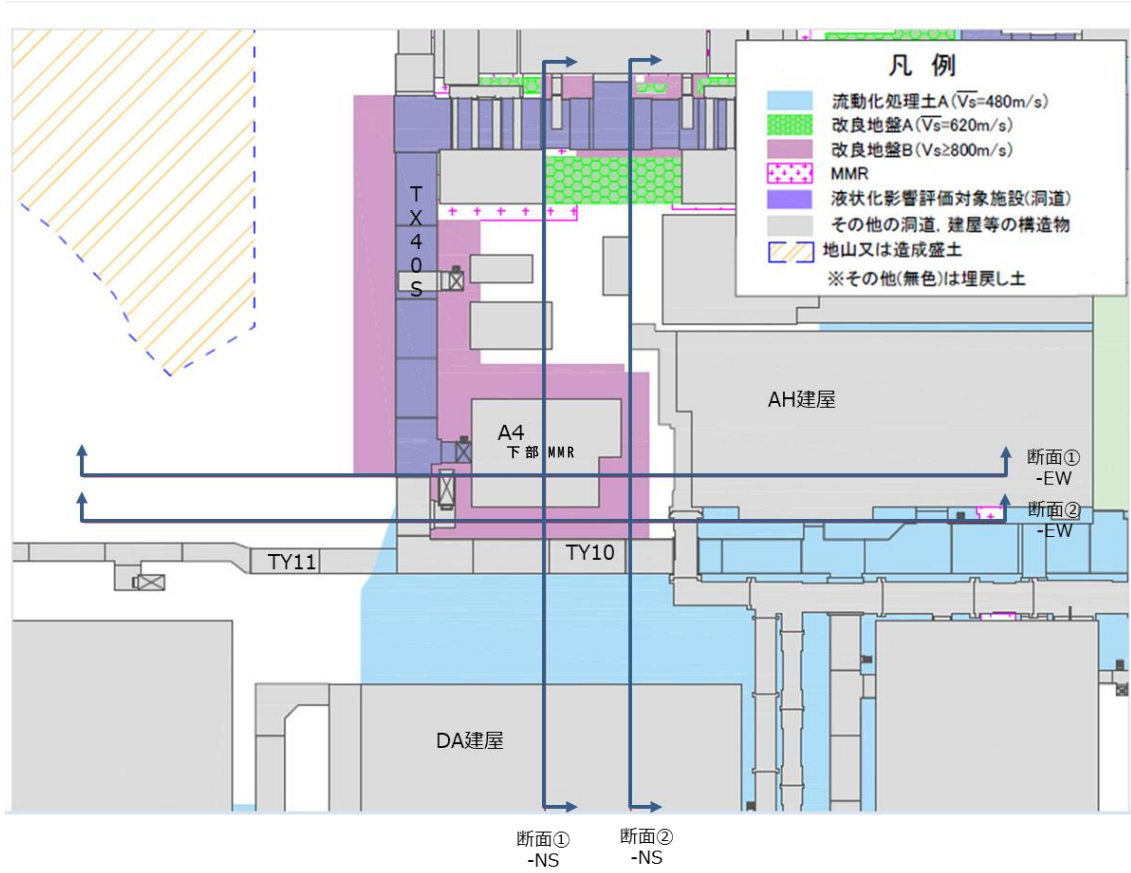
2.3.2 検証用モデル

- ・ 検討断面を第 2-5 図に示す。
- ・ モデル化対象を第 2-14 表に示す。

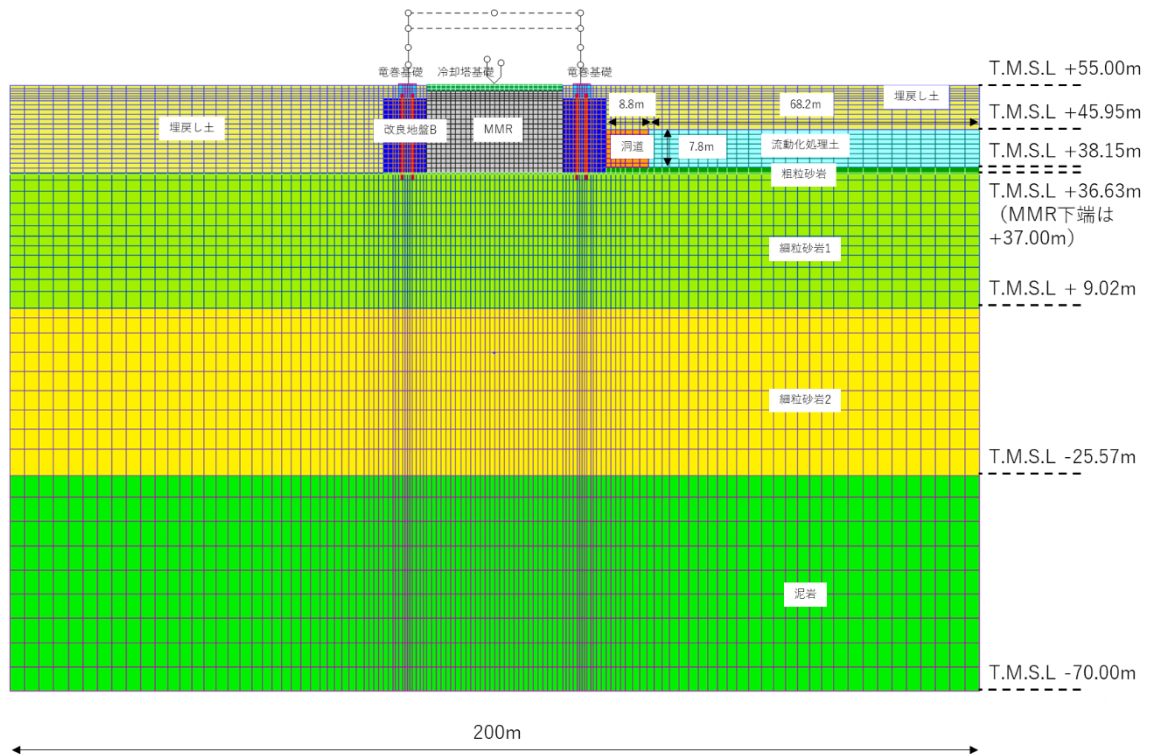
第 2-14 表 検証用モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土（液状化対象層）	マルチスプリング要素
改良地盤 B（非液状化層）	マルチスプリング要素
流動化処理土（非液状化層）	マルチスプリング要素
直下地盤（非液状化層）	線形平面要素
MMR, 冷却塔基礎, 竜巻基礎	線形平面要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面要素
冷却塔及び竜巻施設	質点要素, 線形梁要素, 線形／非線形バネ要素
杭周面	ジョイント要素
杭先端	非線形バネ要素
材料間の滑り及び剥離	ジョイント要素

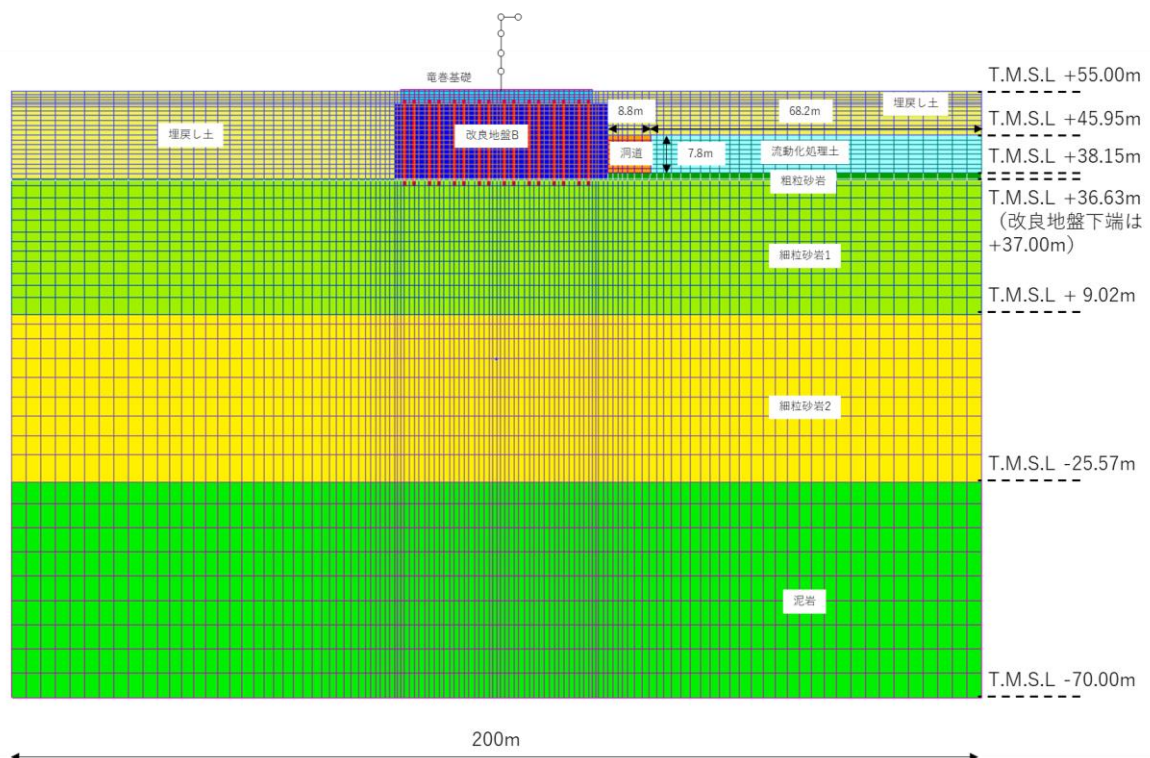
- ・ 各検討断面での解析モデル図を第 2-6 図～第 2-9 図に示す。NS 方向については、南（図中下側）及び北（図中上側）において DA 建屋などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW 方向について、2 次元的に評価した断面では、近傍に立坑及び AH 建屋が存在する。しかし平面的に見ると立坑は部分的に存在するが、東（図中右側）においては AH 建屋より南側には建屋基礎より剛性の低い流動化処理土が存在する。このような 3 次元形状を有する構造物の状況を勘案し、東（図中右側）は流動化処理土（部分的に洞道及び MMR もモデル化）、西（図中左側）においては、立坑より南側に位置する改良地盤 B として取り扱う。
- ・ その他の詳細条件については、別紙「A4B 全応力有効応力の解析条件書」に示す。



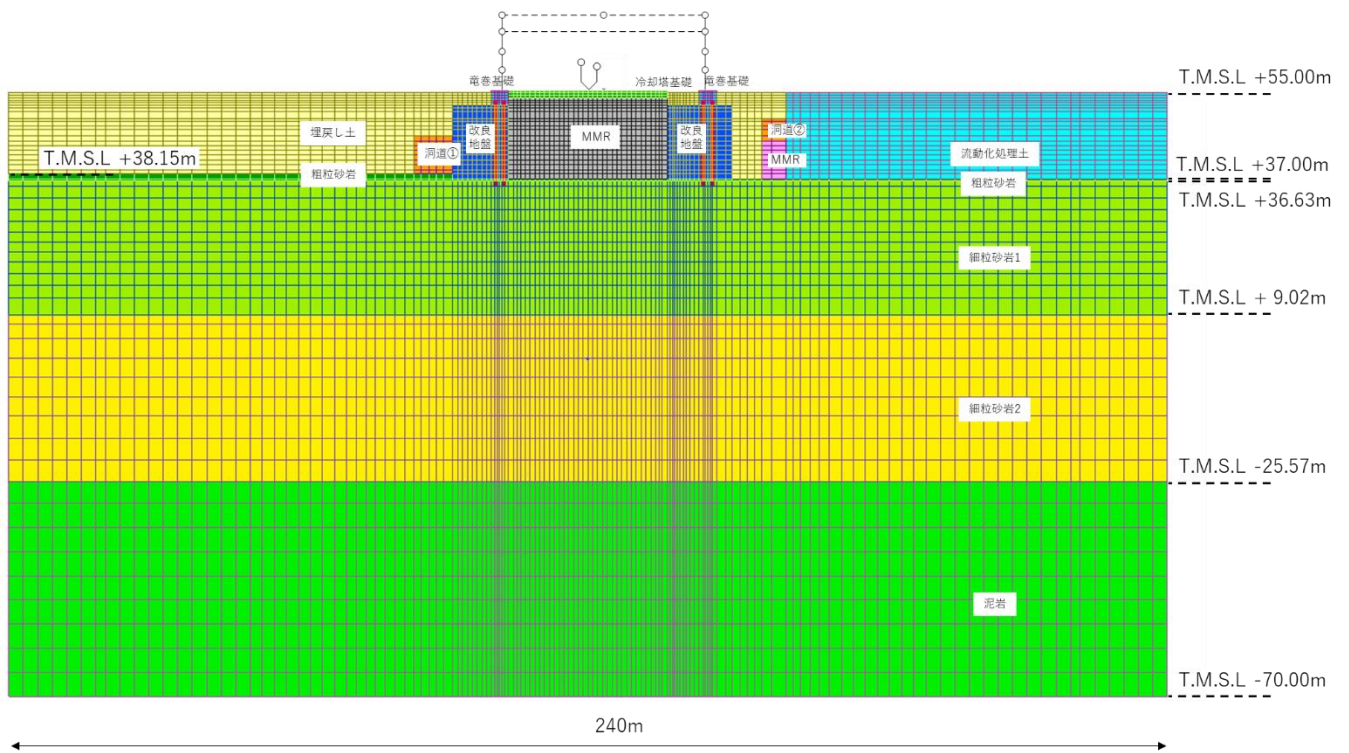
第 2-5 図 検証用モデルの検討断面



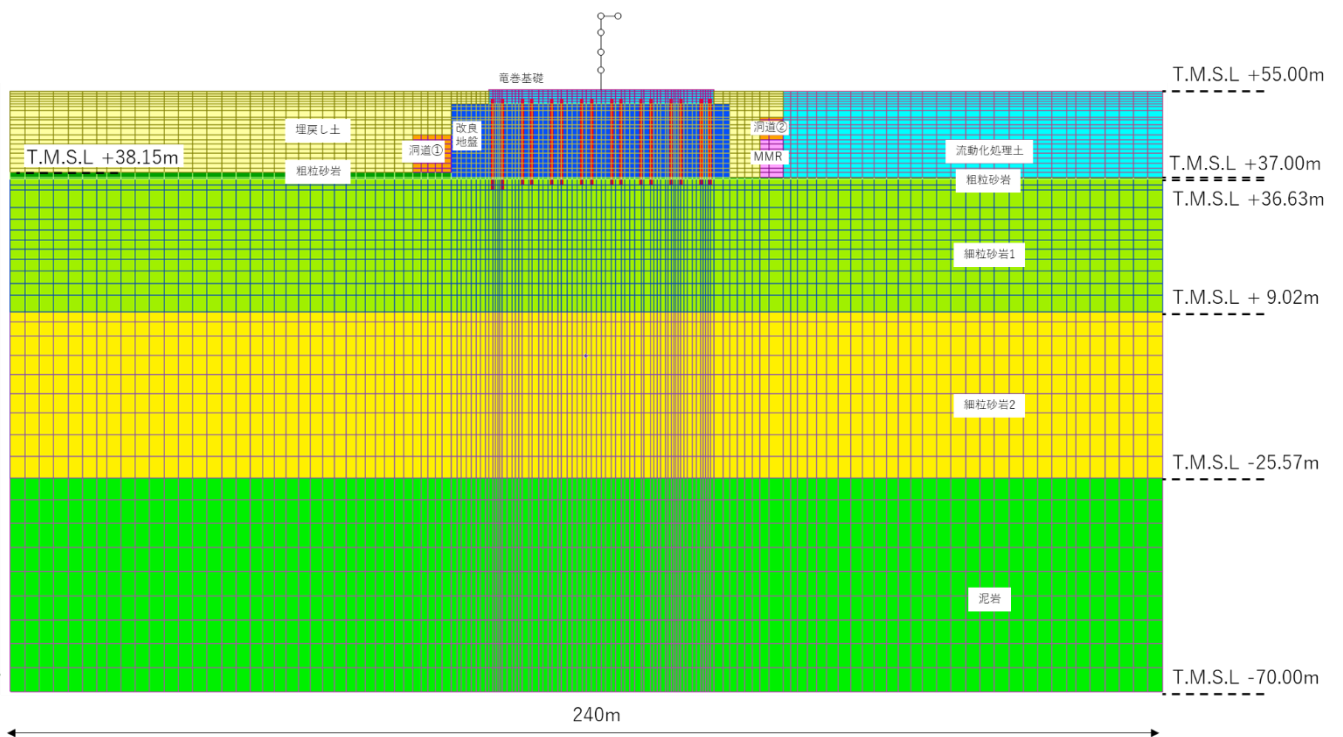
第 2-6 図 検証用モデル断面①-NS



第 2-7 図 検証用モデル断面②-NS



第 2-8 図 検証用モデル断面①-EW



第 2-9 図 検証用モデル断面②-EW

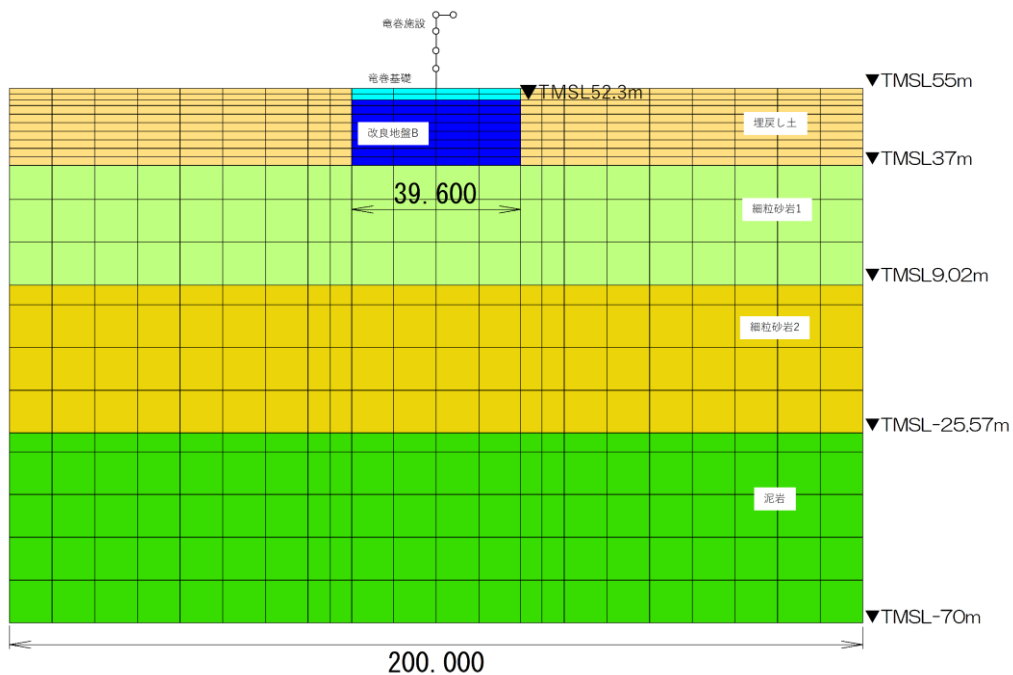
2.3.3 設計モデル

- ・ 検討断面は，NS 断面（検証用モデルの断面②－NS 相当）と EW 断面（検証用モデルの断面②－EW 相当）とする。
- ・ モデル化対象を第 2-15 表に示す。

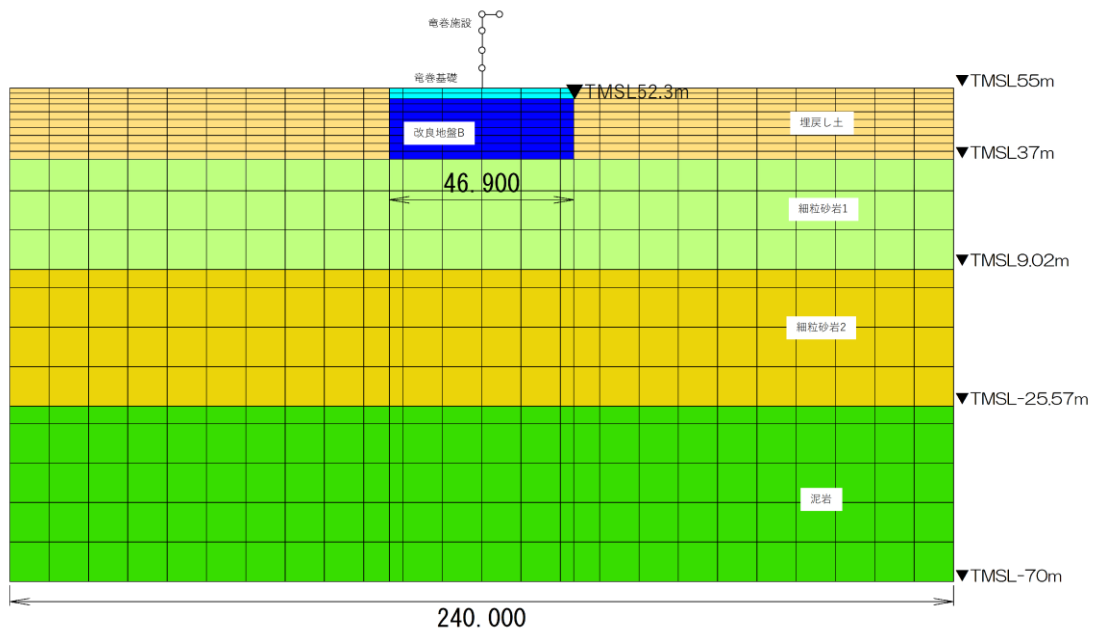
第 2-15 表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土（液状化対象層）	マルチスプリング要素
改良地盤 B（非液状化層）	マルチスプリング要素
直下地盤（非液状化層）	線形平面要素
竜巻基礎	線形平面要素
竜巻施設	質点要素，線形梁要素，線形／非線形バネ要素

- ・ 解析モデル図を第 2-10 図，第 2-11 図に示す。
- ・ その他の詳細条件については，別紙「A4B 全応力有効応力の解析条件書」に示す。



第 2-10 図 設計モデル NS 断面



第 2-11 図 設計モデル EW 断面

2.4 確認結果

第2-1表に示す確認方針に則り、確認した結果を以下に示す。

2.4.1 メッシュサイズ

設計モデルは、解析処理の短時間化を目的とし、地盤のメッシュサイズをできるだけ大きくし、要素数を減らすように考慮した。メッシュサイズは上部架構の振動特性を踏まえ、必要な周期帯（13Hz以下）が評価できる設定とした。ここで、13Hzとは、有効質量の約99%を占める3次振動数（NS:12.36Hz, EW:12.53Hz）以上の数値である。

本モデルの地盤の要素寸法は下式により求めた。

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

ここで、 V_s と f_{max} は地盤のせん断波速度と数値解析の精度を保証する周波数である。この場合、1波長で5分割考慮することになる。最大メッシュ高さを第2-16表に示す。

$V_s=150\text{m/s}$ 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2.3m以下と設定しており、 $V_s=650\text{m/s}$ 程度の地盤において1メッシュの大きさを10m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と考える。

なお、上部架構の固有値解析結果を第2-17表～第2-20表に示す。

第2-16表 地盤の鉛直方向最大要素寸法

モデル化対象	せん断波速度 V_s (m/s)	鉛直方向 最大要素寸法 (m)	モデル上の 鉛直方向 最大要素寸法 (m)
埋戻し土	最小 150 ^{※1}	2.3	2.0
改良地盤 B	800	12.3 ^{※2}	2.0
支持地盤	最小 650 程度	10	10

※1：地盤安定性評価での埋戻し土の V_s の最低値

※2：成層のため、実際は埋戻し土の寸法から設定される

第 2-17 表 固有値解析結果 (NS 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効 質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.545	0.393	1.232	1448.0	80
2	6.829	0.146	-0.480	221.3	93
3	12.356	0.081	-0.383	113.9	99
4	20.552	0.049	0.184	19.8	100

第 2-18 表 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効 質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.532	0.395	1.239	1425.0	79
2	6.626	0.151	-0.519	248.1	93
3	12.528	0.080	-0.386	111.7	99
4	20.890	0.048	0.178	18.0	100

1 次モード

固有周期:0.393 [s]
振動数:2.545 [Hz]
刺激係数:1.232



2 次モード

固有周期:0.146 [s]
振動数:6.829 [Hz]
刺激係数:-0.480



3 次モード

固有周期:0.081 [s]
振動数:12.36 [Hz]
刺激係数:-0.383



4 次モード

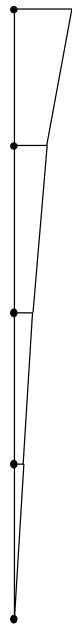
固有周期:0.049 [s]
振動数:20.55 [Hz]
刺激係数:0.184



第 2-19 表 固有モード (NS 方向)

1 次モード

固有周期:0.395 [s]
振動数:2.532 [Hz]
刺激係数:1.239



2 次モード

固有周期:0.151 [s]
振動数:6.626 [Hz]
刺激係数:-0.519



3 次モード

固有周期:0.080 [s]
振動数:12.53 [Hz]
刺激係数:-0.386



4 次モード

固有周期:0.048 [s]
振動数:20.89 [Hz]
刺激係数:0.178



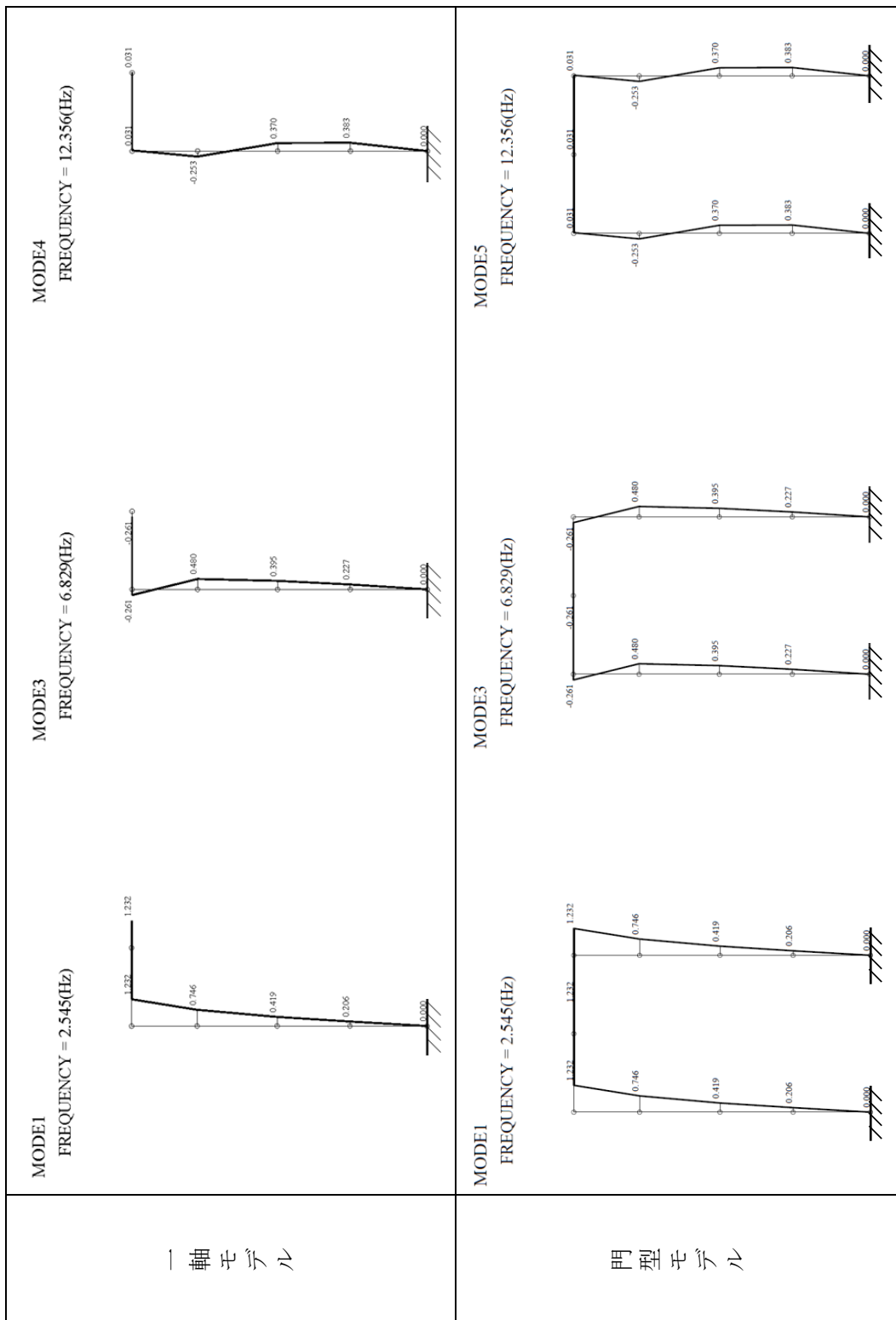
第 2-20 表 固有モード (EW 方向)

2.4.2 検討断面（上部構造）

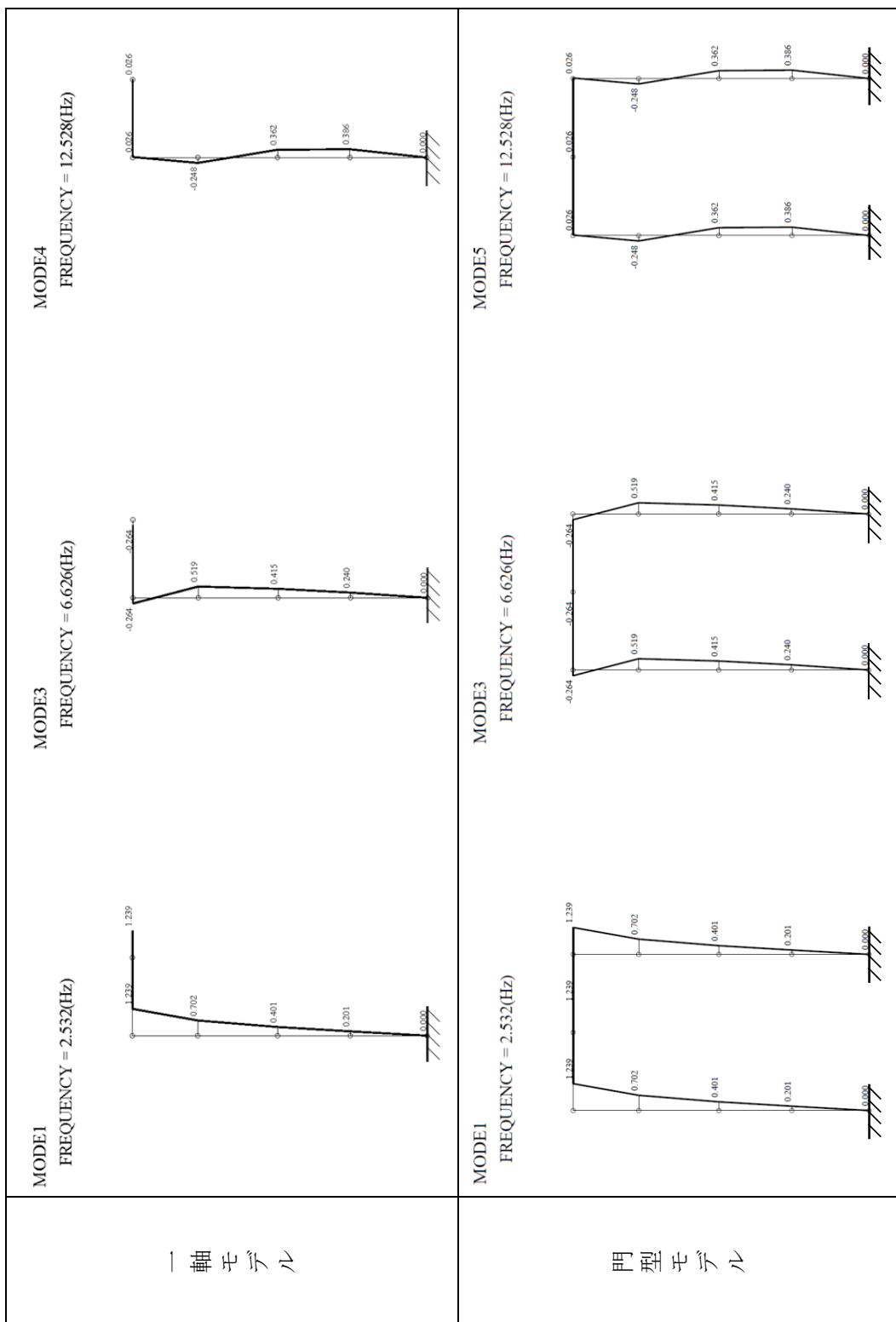
検証用モデルでは、端部/中央の2断面でモデル化している。それぞれのモデルで上部構造は、1軸モデル/門型モデルと違いはあるが、第2-12図～第2-14図に示すように、双方とも固有値が合うようにモデル化しているため、振動性状は同じである。一方、地中は、MMRを含まない端部断面の方が、剛性が低く評価されるため、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなる。これらを踏まえ、端部断面による評価結果が、中央部断面による評価結果よりも過小評価にはならないことを想定した。

検証用モデルのNS方向について、断面①-NS（中央部）と断面②-NS（端部）の基礎の加速度応答スペクトルを第2-15図、第2-16図に示す。検証用モデルを用いて、各断面（端部/中央）の加速度応答スペクトルで卓越周期帯を確認し、断面の違いにより応答の傾向に明確な差異がないことを確認した。また、端部断面のほうがより応答が大きく、設計モデルは端部断面をベースに作成することの妥当性を確認した。

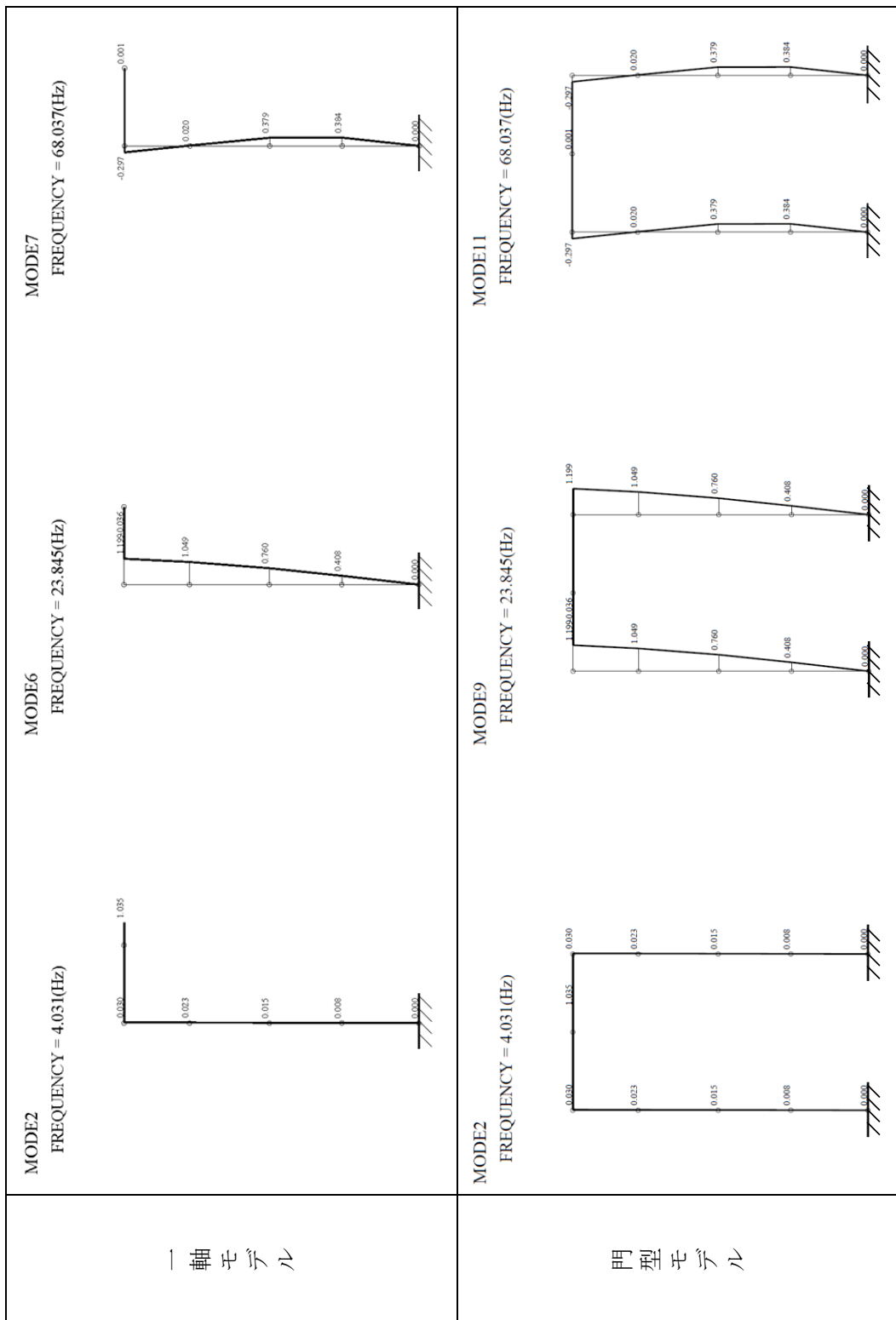
検証用モデルのNS方向について、断面①-NS（中央部）と断面②-NS（端部）の上部構造の応答せん断力を第2-17図及び第2-18図に示す。検証用モデルを用いて、各断面（端部/中央）の上部構造の応答せん断力で比較したところ、端部断面のほうがより応答が大きく、設計モデルは端部断面をベースに作成することの妥当性を確認した。



第 2-12 図 固有値解析結果比較 (NS 方向)

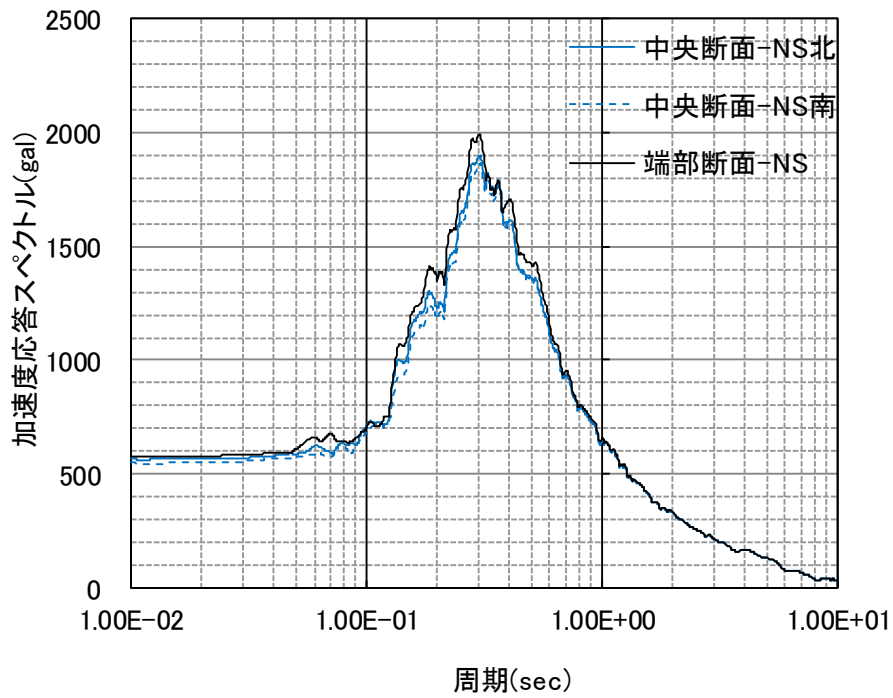


第 2-13 図 固有値解析結果比較 (EW 方向)

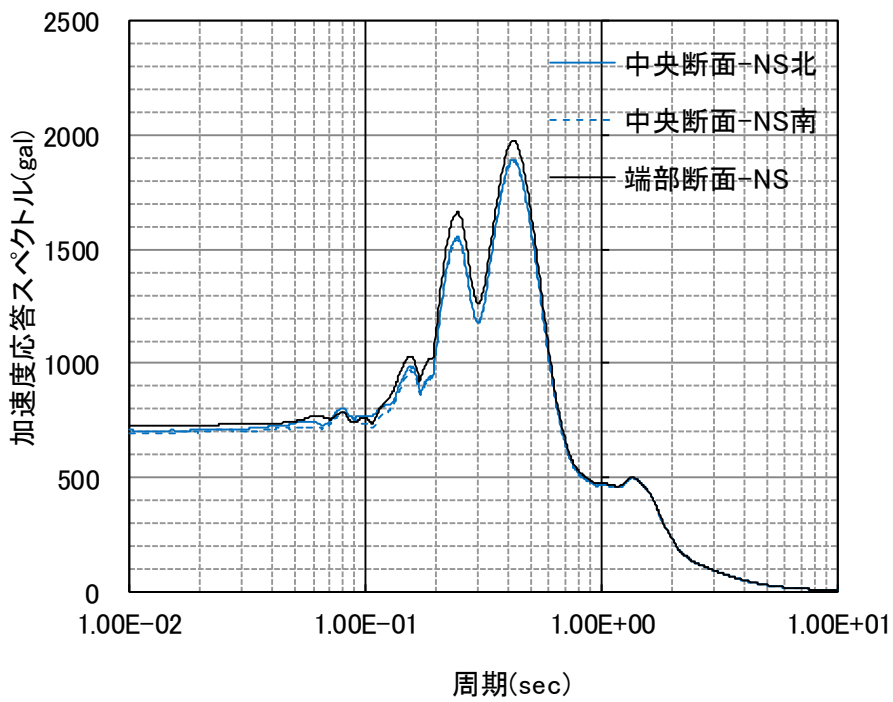


第 2-14 図 固有値解析結果比較 (UD 方向)

※ 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

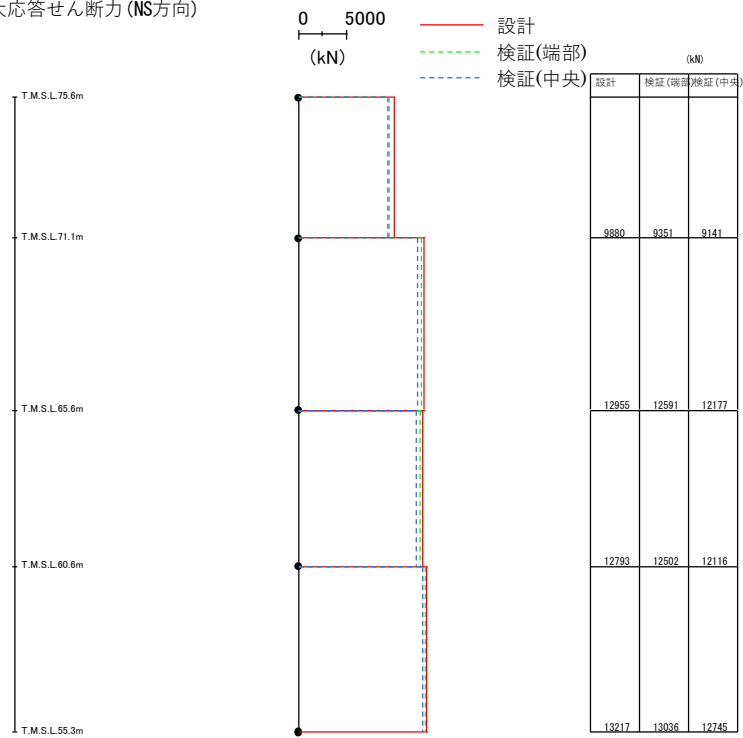


第 2-15 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A)



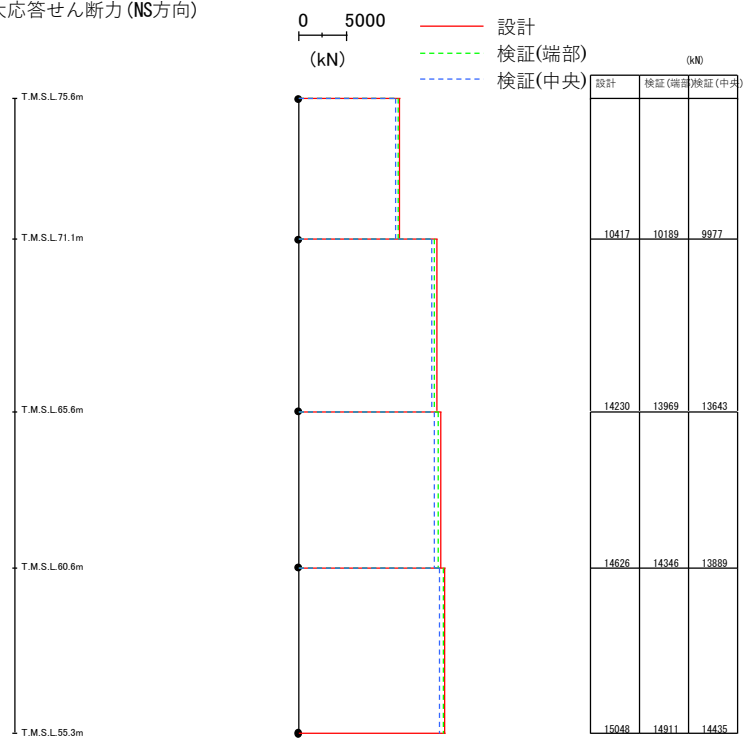
第 2-16 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (S_s-C1)

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) S_s-A

最大応答せん断力 (NS方向)

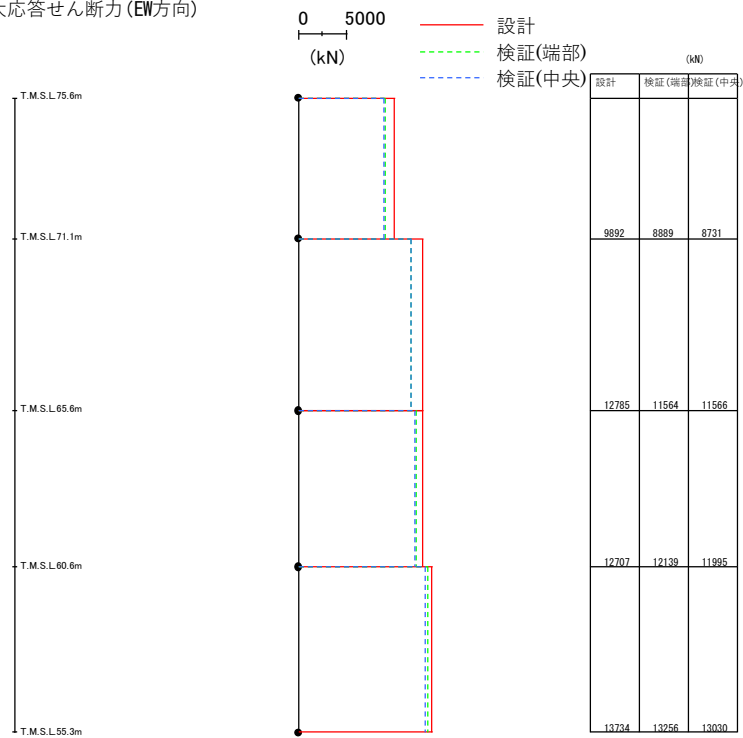


(b) S_s-C1

※：設計モデルの結果は参考。

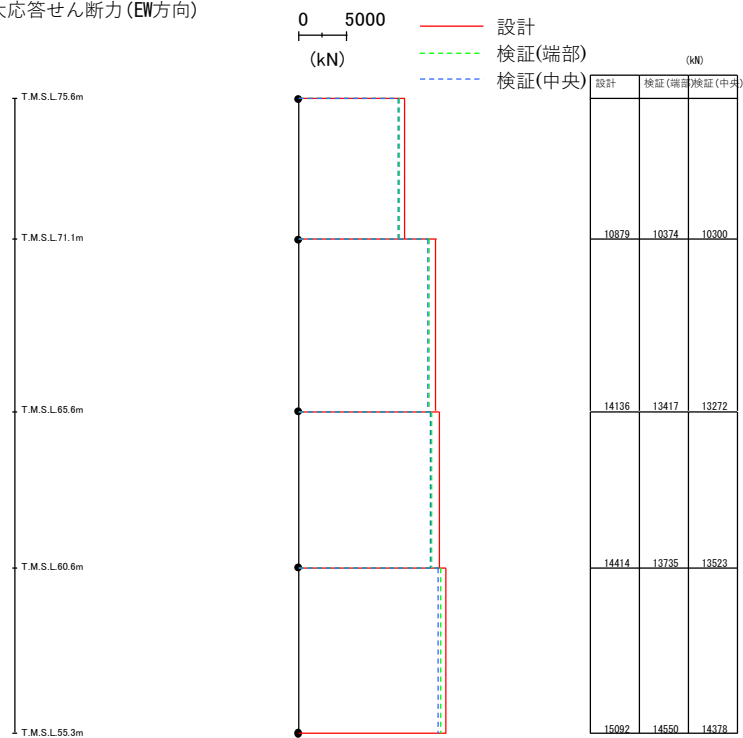
第 2-17 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力(EW方向)



(a) S_s-A

最大応答せん断力(EW方向)



(b) S_s-C1

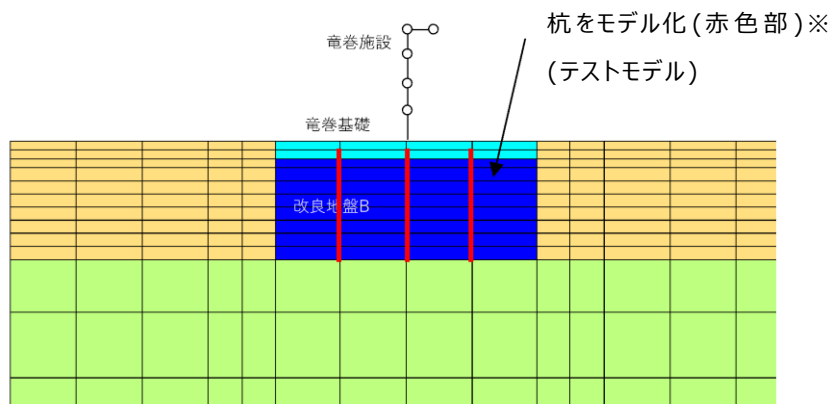
※：設計モデルの結果は参考。

第 2-18 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

2.4.3 杭のモデル化

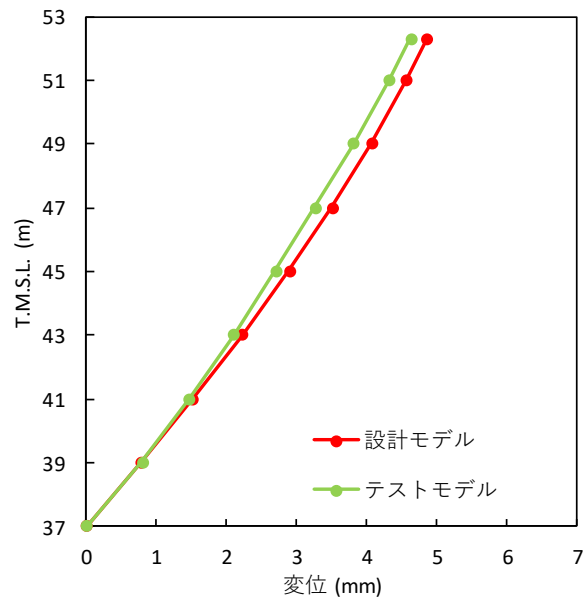
杭の面積は、改良地盤の面積と比較して小さいため、杭のモデル化影響は小さいと考えられる。また、杭をモデル化対象としないことで、剛性は低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなることが想定される。よって、過小評価にはならないことを想定した。

第 2-19 図に示す設計モデル NS 断面内に杭を線形梁要素でモデル化したテストモデルを用いて、地盤の変形量を確認した。その結果、第 2-20 図に示すとおり、杭のモデル化有無により応答の傾向に明確な差異がないことを確認した。



※杭の軸剛性、曲げ剛性を実際の本数にあうように調整

第 2-19 図 杭の設定の影響検討に対するテストモデル



第 2-20 図 有効応力解析時の改良地盤の変位分布

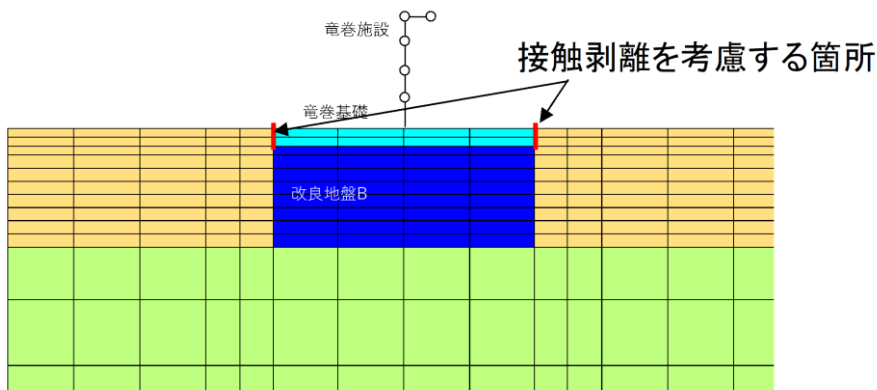
2.4.4 接触剥離及び各部位の寸法

接触剥離の考慮の有無については、第2-21図に示すようにモデル化上は基礎横の一部のみの考慮であり、その影響は小さいと考える。

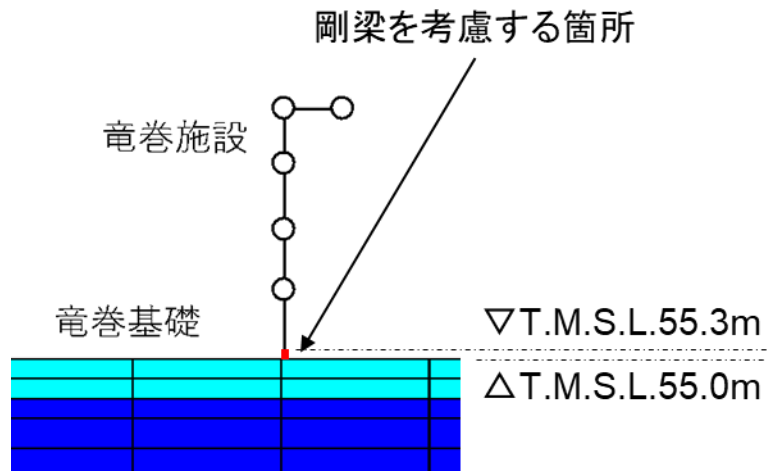
改良地盤Bの幅については、設計モデルにおいて、NS方向とEW方向では改良地盤Bの幅が異なるが、第2-26図及び第2-27図に示すように、改良地盤Bの幅が小さいNS方向の応答が大きく、幅が小さいほうが保守的な設定であることがわかる。

粗粒砂岩の考慮については、わずかな解析メッシュの差異のため、その影響は小さいと考える。

設計用モデルでは、基礎上端レベルをT.M.S.L.55.0mとしている。実際は、T.M.S.L.55.3mであるため差分高さ(0.3m)を剛梁としてモデル化している。この0.3mのRC基礎は、第2-21表に示すように、鉄骨脚部のせん断剛性に対するせん断剛性が約600倍あることから、剛梁としてモデル化することは妥当と考える。



第2-21図 接触剥離を考慮する場合の箇所



第 2-22 図 剛梁を考慮する箇所

第 2-21 表 鉄骨脚部と RC 基礎のせん断剛性の比較

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

2.5 部材応力等の保守性の確認

保守性の確認は、部材の損傷に直接影響を与える関係を踏まえ、第2-2表に示す部材評価に使用する主要な応答値について、検証用モデルに比べ設計モデルが大きいことをもって確認する。なお、上部架構の変形量はブレースのひずみにて代表する。

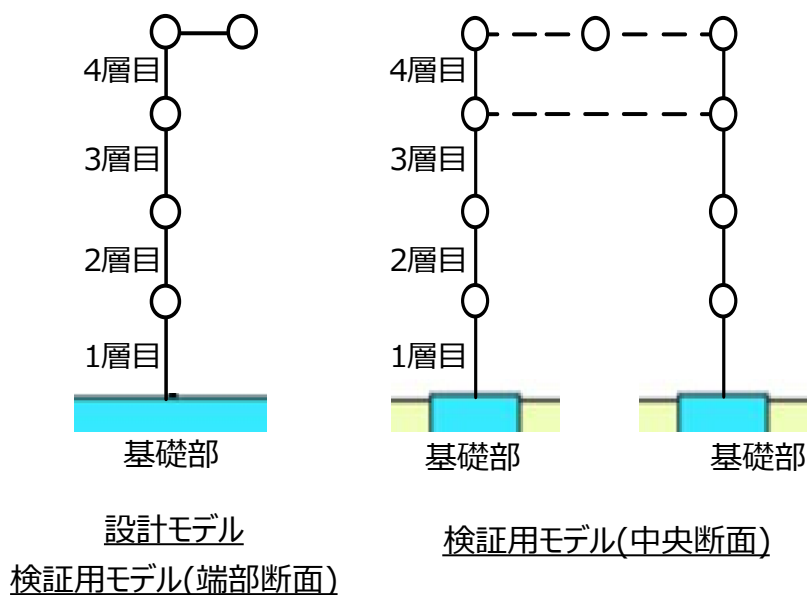
本施設の第2-23図に示す層の最大応答せん断力を、第2-24図～第2-27図に示す。全ての層において、設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

本施設の第2-23図に示す層の最大応答曲げモーメントを、第2-28図～第2-31図に示す。全ての層において、設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

本施設のブレースのひずみを第2-22表に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

本施設の上部構造及び基礎の最大加速度を第2-23表に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。

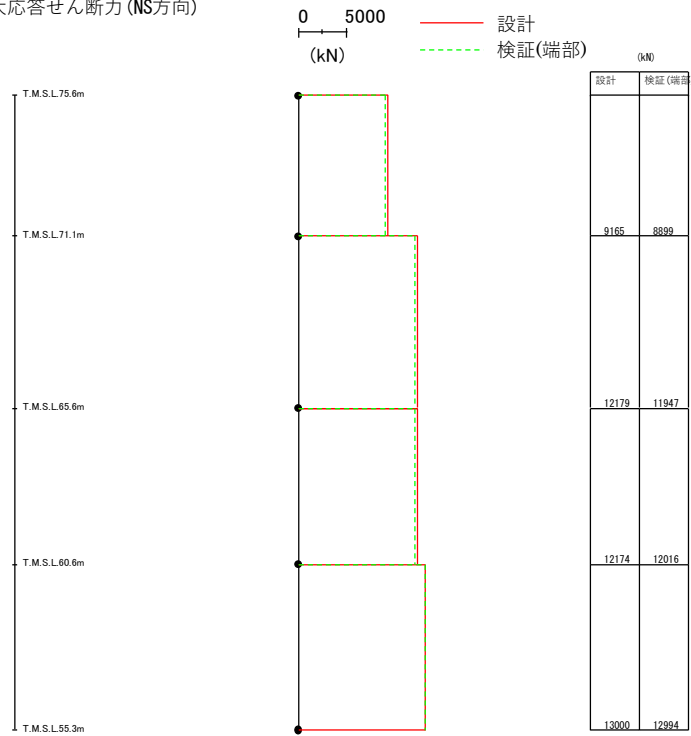
本施設の杭位置における変位を第2-32図～第2-35図に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を確認した。



第2-23図 最大せん断力・曲げモーメントを算定する層

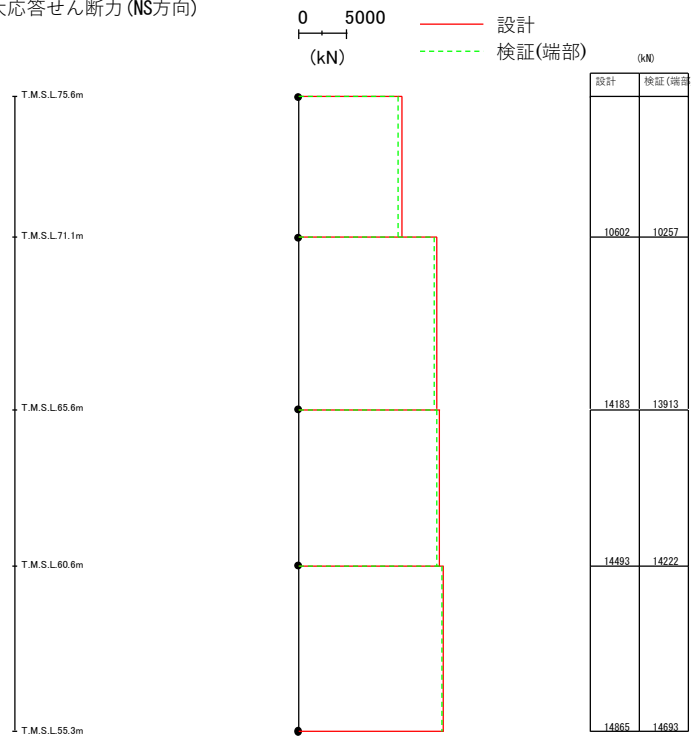
後掲の設計モデルと検証モデルの結果比較は暫定の記載イメージ

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) Ss - A

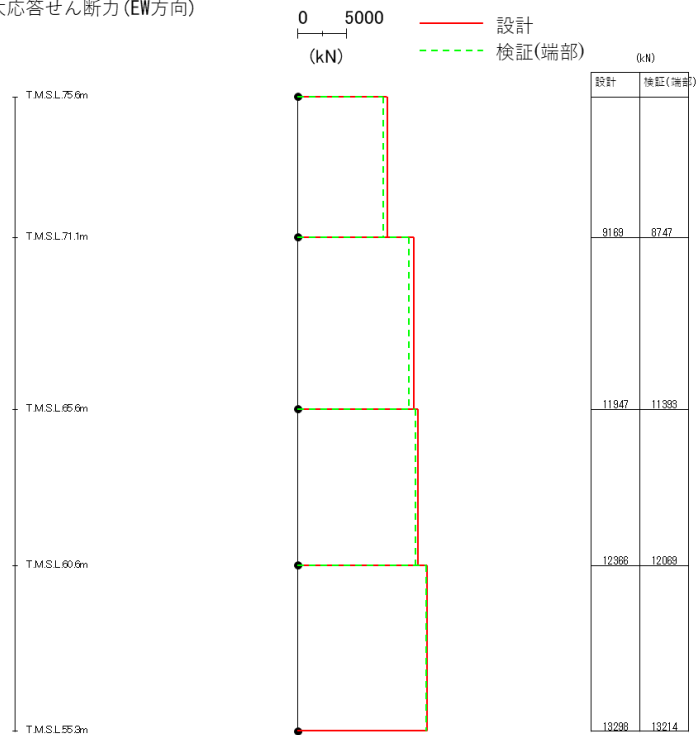
最大応答せん断力 (NS方向)



(b) Ss - C1

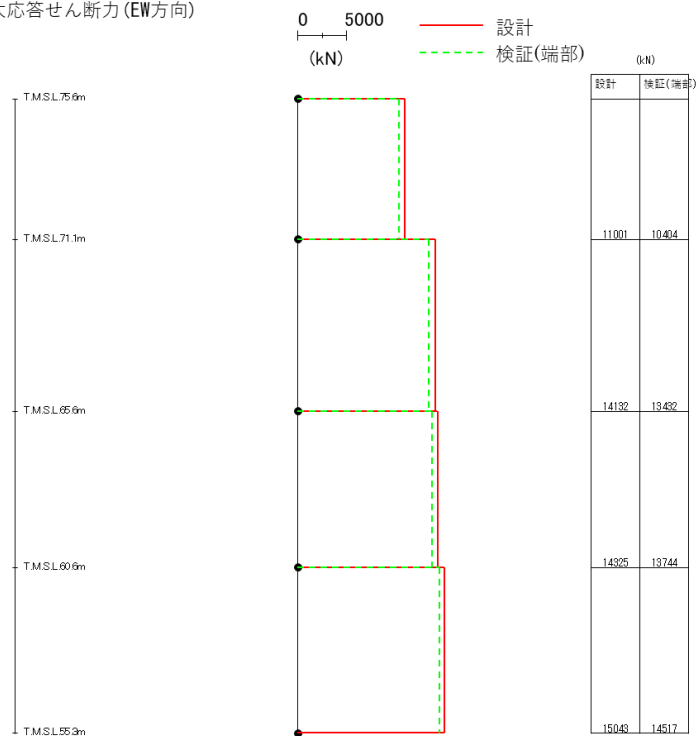
第 2-24 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



(a) Ss - A

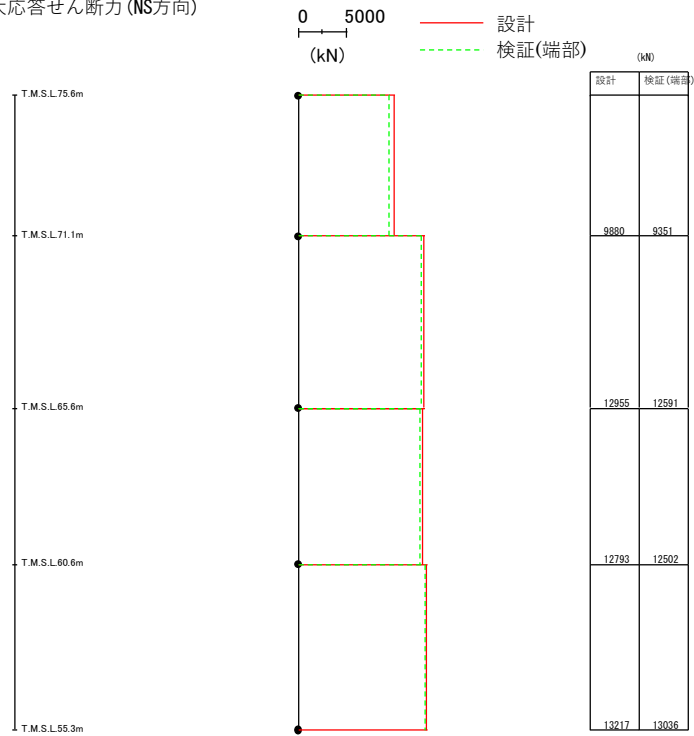
最大応答せん断力 (EW方向)



(b) Ss - C1

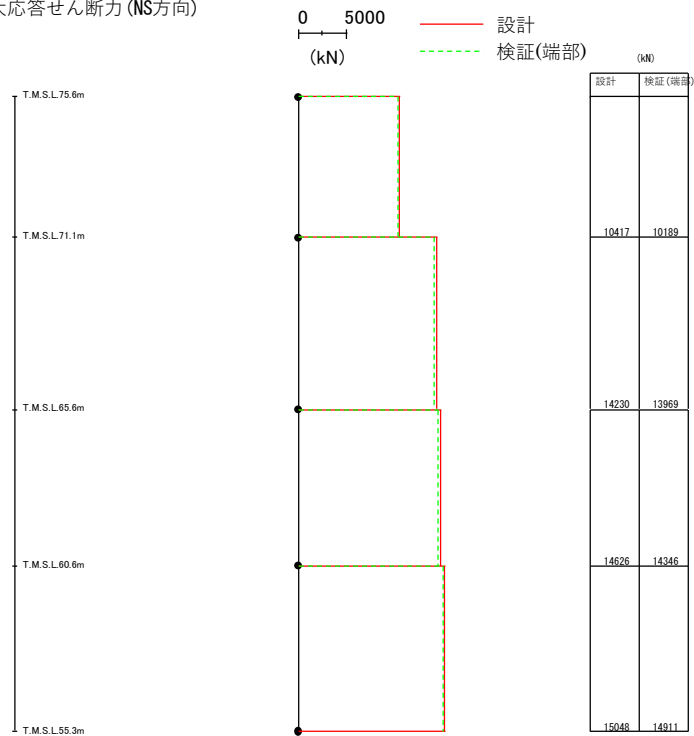
第 2-25 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) Ss - A

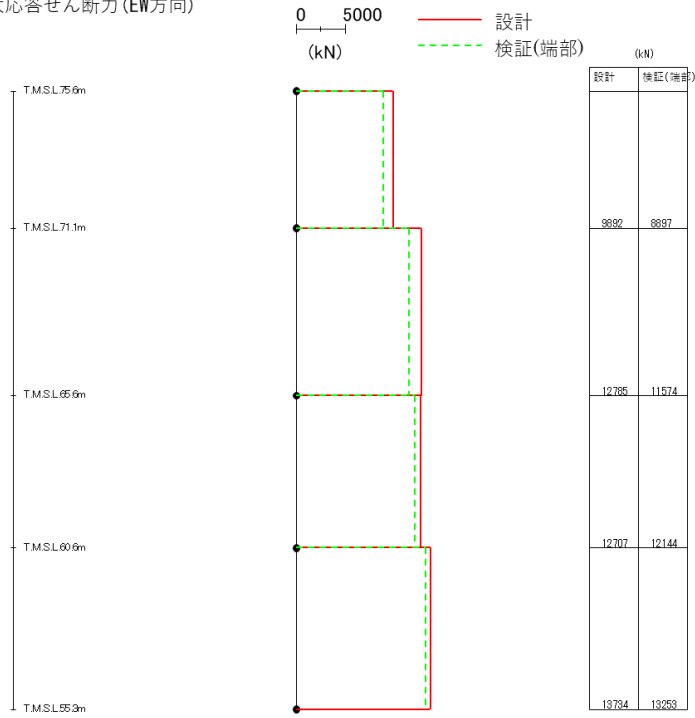
最大応答せん断力 (NS方向)



(b) Ss - C1

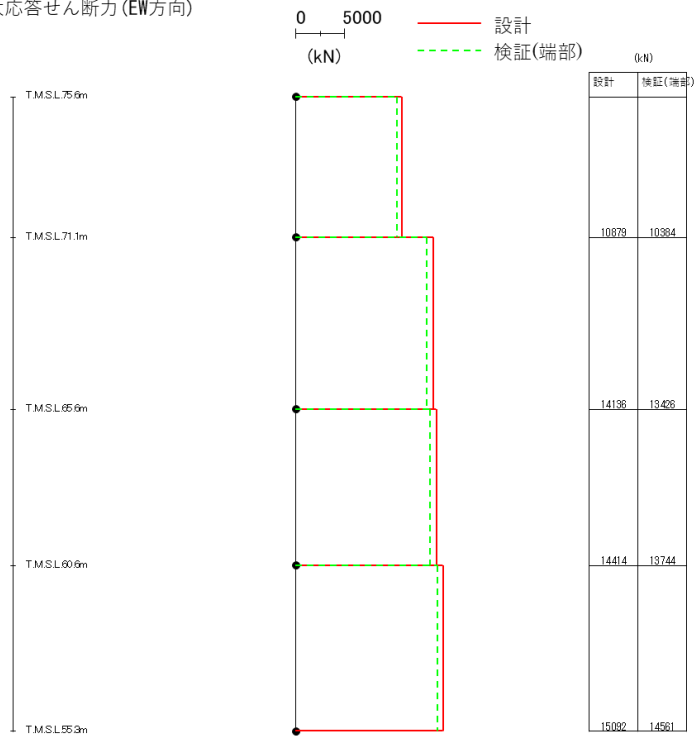
第 2-26 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



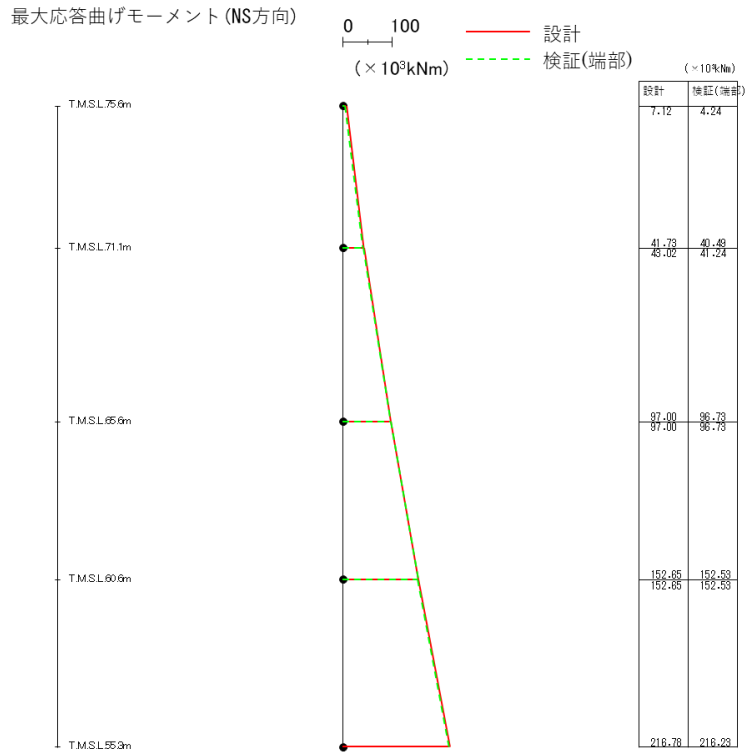
(a) Ss - A

最大応答せん断力 (EW方向)

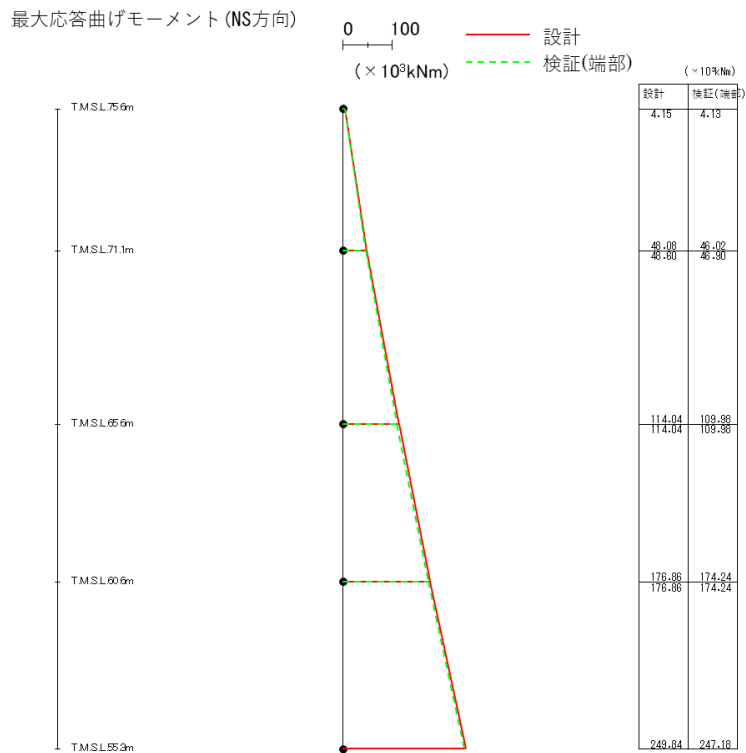


(b) Ss - C1

第 2-27 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

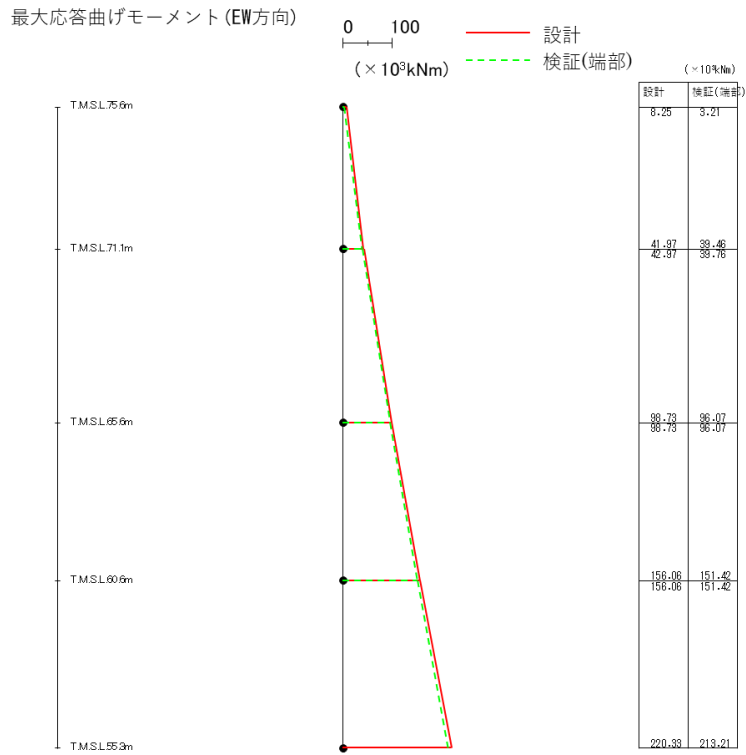


(a) Ss - A

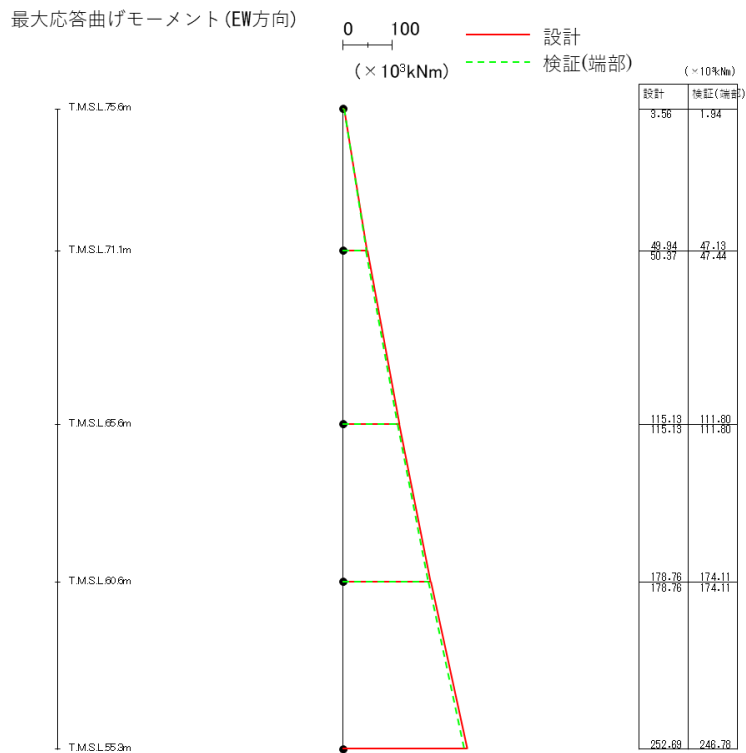


(b) Ss - C1

第 2-28 図 全応力解析時の最大応答曲げモーメント (NS)

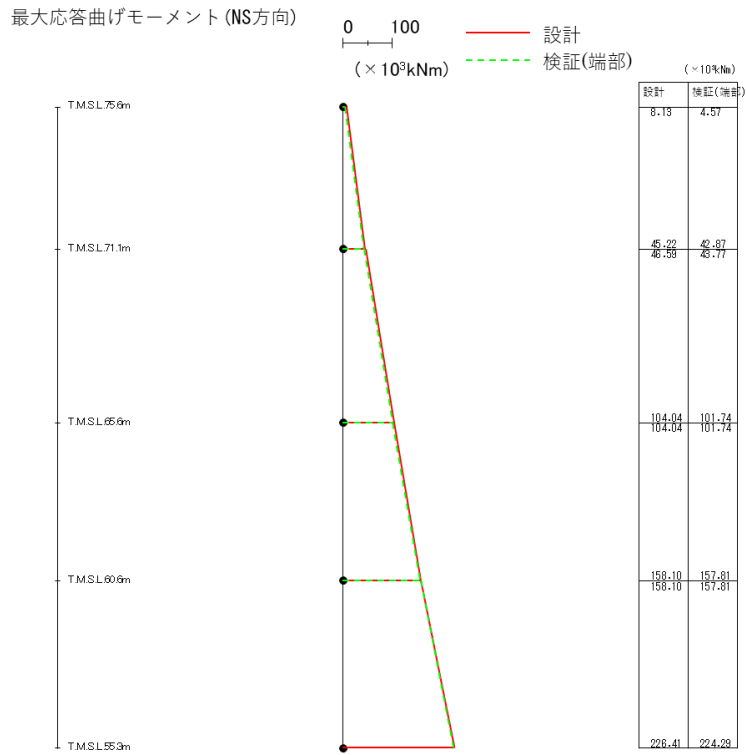


(a) Ss - A

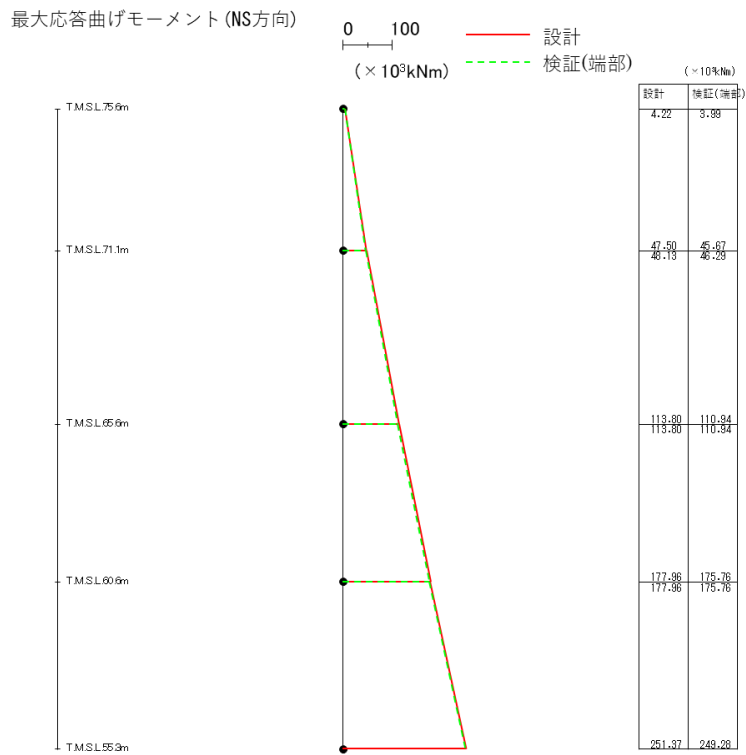


(b) Ss - C1

第 2-29 図 全応力解析時の最大応答曲げモーメント (EW)

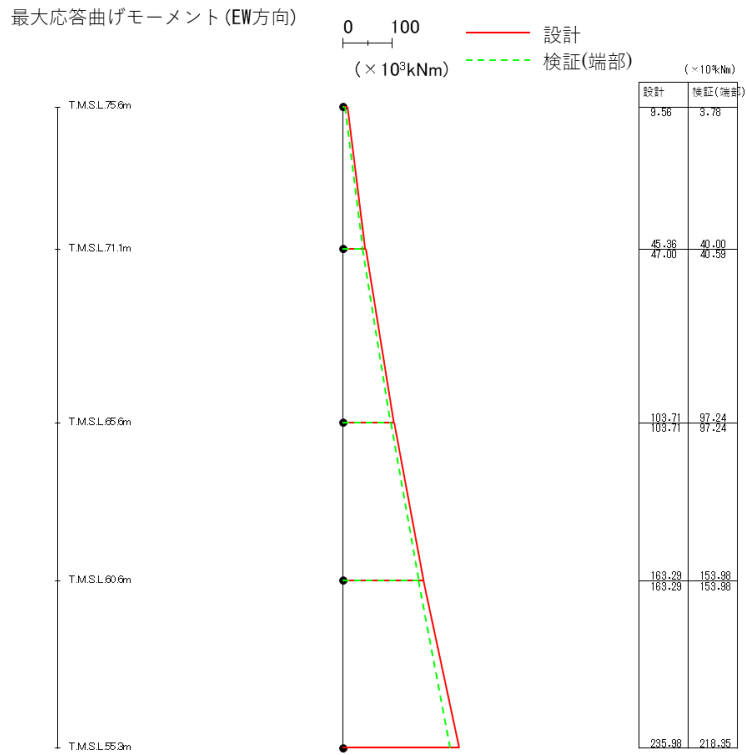


(a) Ss - A

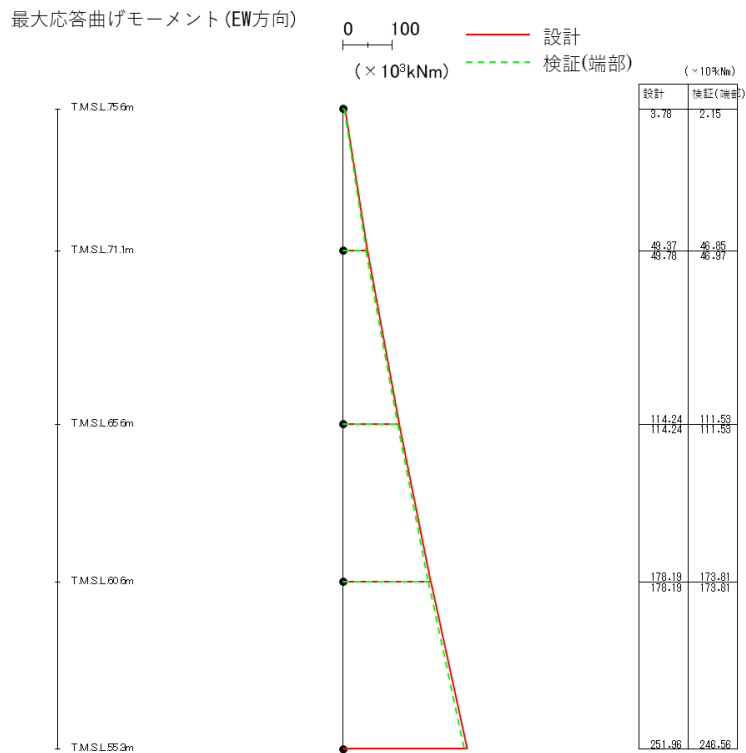


(b) Ss - C1

第 2-30 図 有効応力解析時の最大応答曲げモーメント (NS)



(a) Ss - A



(b) Ss - C1

第 2-31 図 有効応力解析時の最大応答曲げモーメント (EW)

第 2-22 表 ブレースのひずみ比較表

(a) 全応力解析

Ss	方向	項目	設計 モデル	検証用モ デル (端部)	検証用モ デル (中央)
Ss-A	NS	最大軸ひずみ (%)	1.24	1.19	1.15
		疲労係数総和 (-)	0.306	0.304	0.286
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.15	1.02	1.04
		疲労係数総和 (-)	0.267	0.192	0.218
Ss-C1	NS	最大軸ひずみ (%)	1.66	1.60	1.58
		疲労係数総和 (-)	0.039	0.039	0.036
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.64	1.48	1.50
		疲労係数総和 (-)	0.038	0.031	0.031

最大軸ひずみ(許容限界 3.0%), 疲労係数総和(許容限界 1.0)が
大きい方が保守側となる

(b) 有効応力解析

Ss	方向	項目	設計 モデル	検証用モ デル (端部)	検証用モ デル (中央)
Ss-A	NS	最大軸ひずみ (%)	1.39	1.32	1.27
		疲労係数総和 (-)	0.505	0.370	0.364
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.33	1.06	1.09
		疲労係数総和 (-)	0.404	0.21	0.257
Ss-C1	NS	最大軸ひずみ (%)	1.67	1.61	1.60
		疲労係数総和 (-)	0.042	0.039	0.039
	EW	最大軸ひずみ (%)	1.64	1.48	1.49
		疲労係数総和 (-)	0.041	0.031	0.032

最大軸ひずみ(許容限界 3.0%), 疲労係数総和(許容限界 1.0)が
大きい方が保守側となる

第 2-23 表 最大加速度比較表

(a) 全応力解析 (cm/s²)

Ss	部位	方向	設計モデル	検証用モデル (端部)	検証用モデル (中央)
Ss-A	屋根部	鉛直	1006	1006	1070
	基礎上端	水平	574	535	518
		鉛直	315	307	311
Ss-C1	屋根部	鉛直	619	656	691
	基礎上端	水平	754	719	700
		鉛直	193	191	190

(b) 有効応力解析 (cm/s²)

Ss	部位	方向	設計モデル	検証用モデル (端部)	検証用モデル (中央)
Ss-A	屋根部	鉛直	1008	1014	1067
	基礎上端	水平	660	580	560
		鉛直	317	307	309
Ss-C1	屋根部	鉛直	614	660	697
	基礎上端	水平	753	729	703
		鉛直	189	187	190

杭の変位分布作成

第 2-32 図 全応力解析時の杭位置の変位分布 (NS)

杭の変位分布作成

第 2-33 図 全応力解析時の杭位置の変位分布 (EW)

杭の変位分布作成

第 2-34 図 有効応力解析時の杭位置の変位分布 (NS)

杭の変位分布作成

第 2-35 図 有効応力解析時の杭位置の変位分布 (EW)

2.6 まとめ

本施設が設置される地盤状況を踏まえ、二次元 FEM 解析に用いる解析モデルとして、設計モデルを使用することが妥当であるかを確認した。検証用モデルと比較して、解析精度が確保されていること、部材損傷と応答値との関係性を要する主要な応答値に対し保守性を有していることが確認できた。

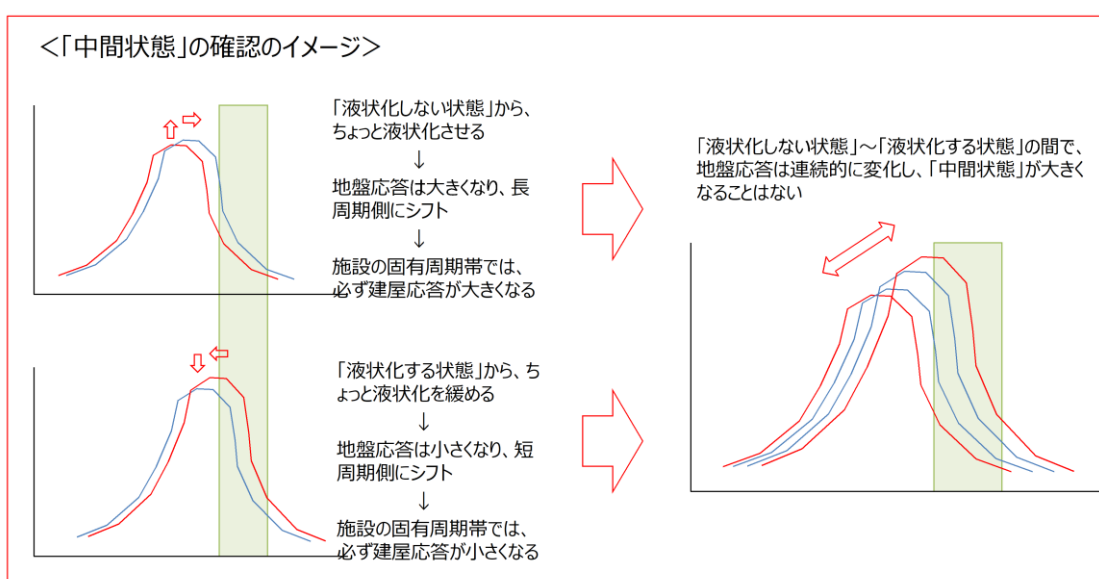
以上より、本施設の耐震評価のための二次元 FEM 解析に用いる解析モデルとして、設計モデルを使用することが妥当であると判断した。

3. 想定する液状化状態の妥当性確認

3.1 確認概要

設計ケースの設定にあたり，現状【①非液状化】と【②液状化】の評価のみを想定しているが，一部で液状化が生じない【③中間的な状態】の応答が，①か②に包含されない場合には，③を設計ケースとする必要性が生ずる。

第3-1図に示す【③中間的な状態】が，①と③に比べ，非保守的な応答結果が得られないことを確認する。



第3-1図 液状化の中間状態のイメージ図

3.2 確認方針

3.2.1 確認方法

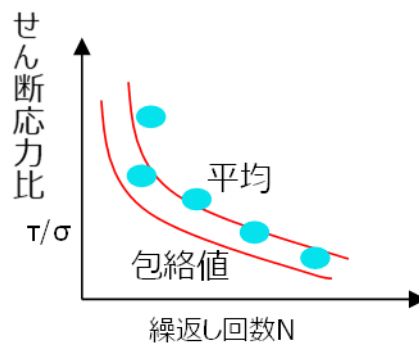
設計モデルを用いて、2次元 FEM 解析を実施する。①非液状化と②液状化の確認として、前者を全応力解析、後者を有効応力解析とする。

確認は以下のステップにより行う。

Step1: 中間的な液状化状態の応答が、非液状化時と液状化時の応答を上回らないことを確認

Step2: 地盤の剛性を変化させた場合でも、Step1 が成り立つことを確認

中間的な液状化状態としては、第 3-2 図に示す液状化強度曲線において、平均値を採用する(②液状化は包絡値を採用)。これにより一部で液状化が生じない状態を再現できることを想定した。



第 3-2 図 液状化強度曲線のイメージ図

3.2.2 解析条件

- ・ 使用するモデルは設計モデルとする。
- ・ 埋戻し土の液状化特性の物性値を第 3-1 表、第 3-2 表に示す。
- ・ その他の条件は、2.3 節と同様とする。

第 3-1 表 埋戻し土の液状化特性の物性値（平均）

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	41.48	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	3.11	-
		S_l	0.005	-

w_l :液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 :液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 :液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l :液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l :液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 3-2 表 埋戻し土の液状化特性の物性値（包絡値）

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

w_l :液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 :液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 :液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l :液状化発生の下限值を規定するパラメータ

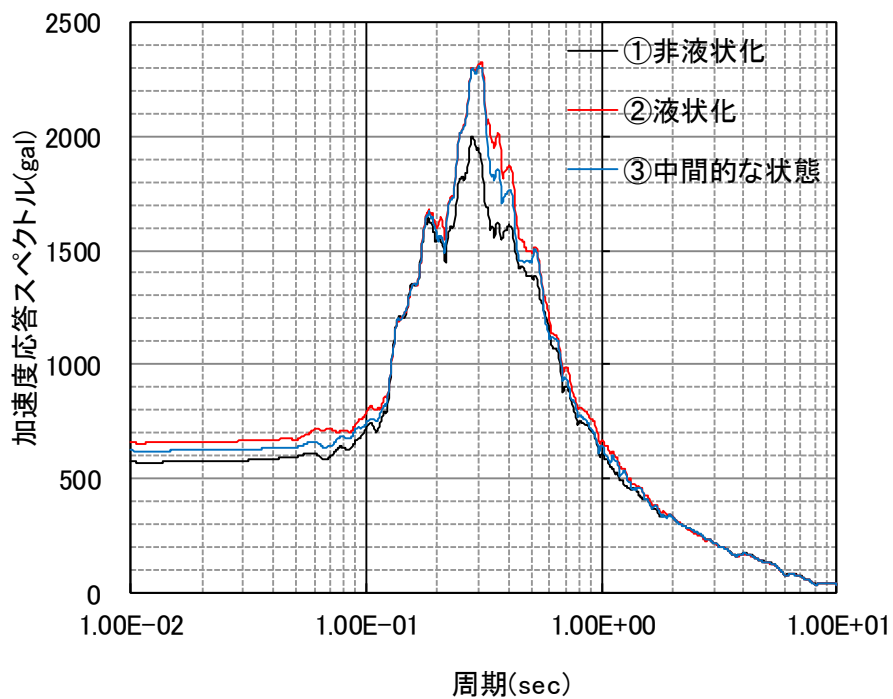
S_l :液状化の終局状態を規定するパラメータ

3.3 確認結果

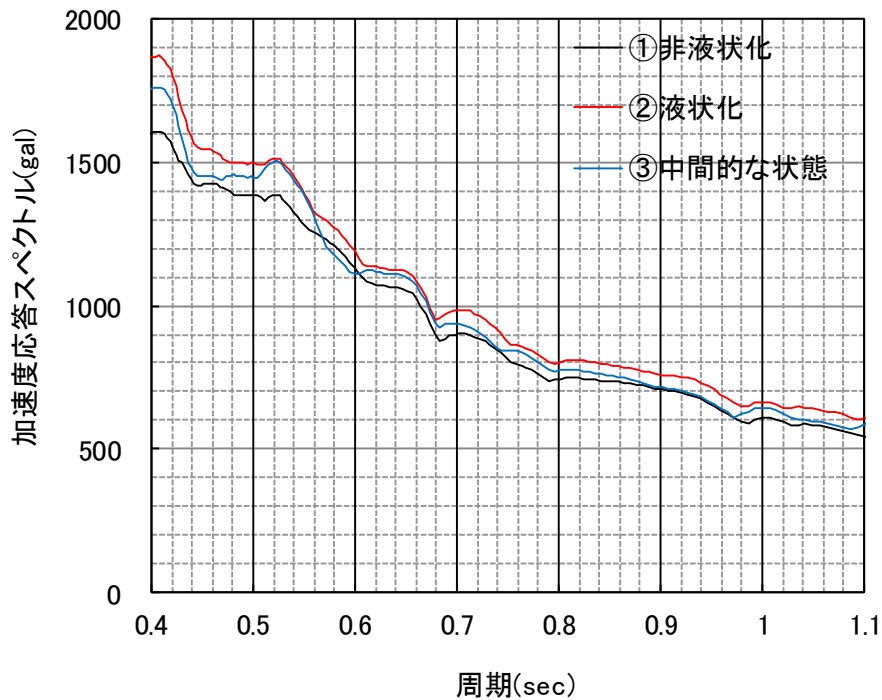
3.3.1 Step1

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-3 図に示す。③の中間的な状態では、第 3-4 図に示すように、改良地盤 B 近傍の過剰間隙水圧の上昇が抑制され、拘束効果により加速度が低減すると考えられ、座屈拘束ブレースの非線形状態(最大応答時)での固有周期帯 0.4~1.1 秒で③が②に包含される結果となった。

以上から、③における評価は、②の評価を実施することで包含出来る。

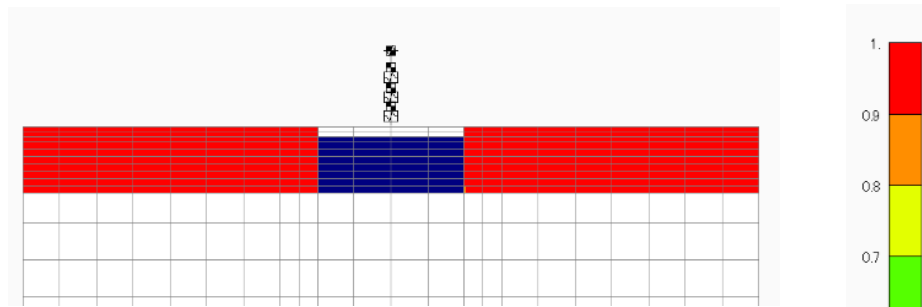


(a) 全体

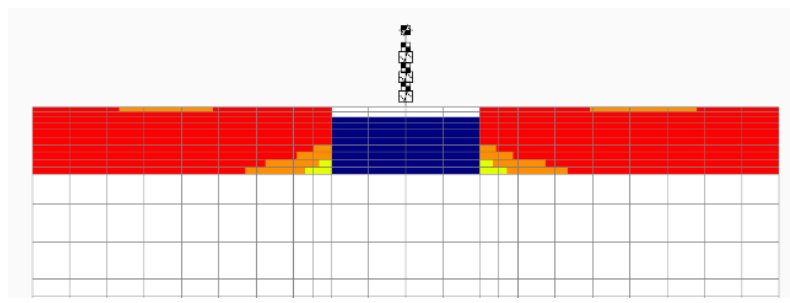


(b) 周期 0.4~1.1 秒

第 3-3 図 基礎の加速度応答スペクトル (Ss-A, 標準地盤)



② 液状化（液状化強度曲線は包絡値）



③ 中間的な状態（液状化強度曲線は平均値）

第 3-4 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - A$)

3.3.2 Step2

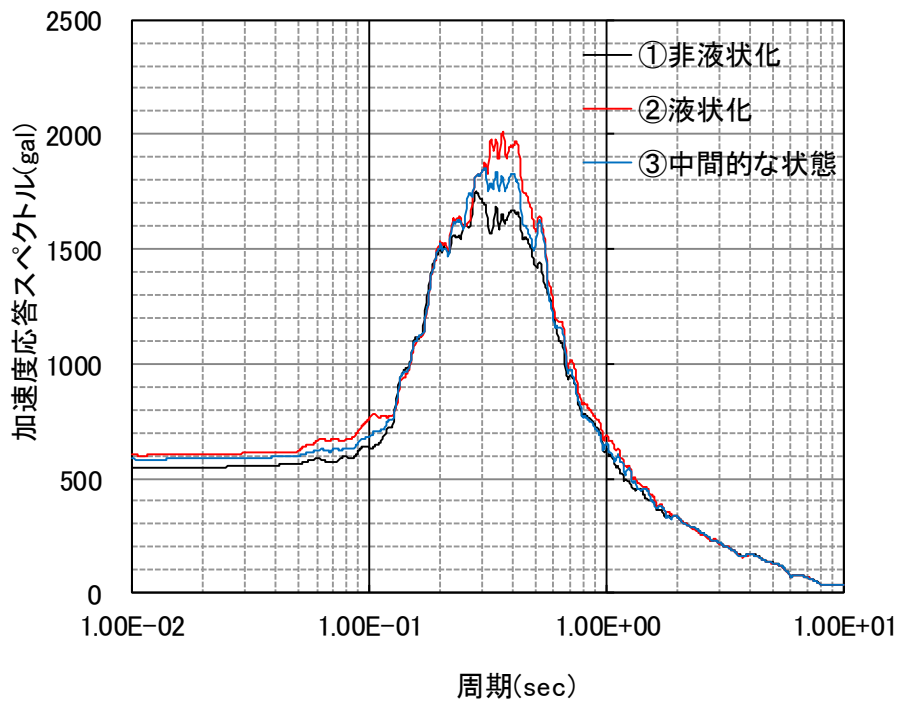
地盤の初期剛性を Step1 よりも小さくしたケース (-1σ) において Step1 と同様の傾向となることを確認した。

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-5 図に示す。全体的に高周期側に移行するが、その傾向は Step1 と変わらず、その結果、座屈拘束ブレースの非線形状態 (最大応答時) での固有周期帯で③が②に包含される。

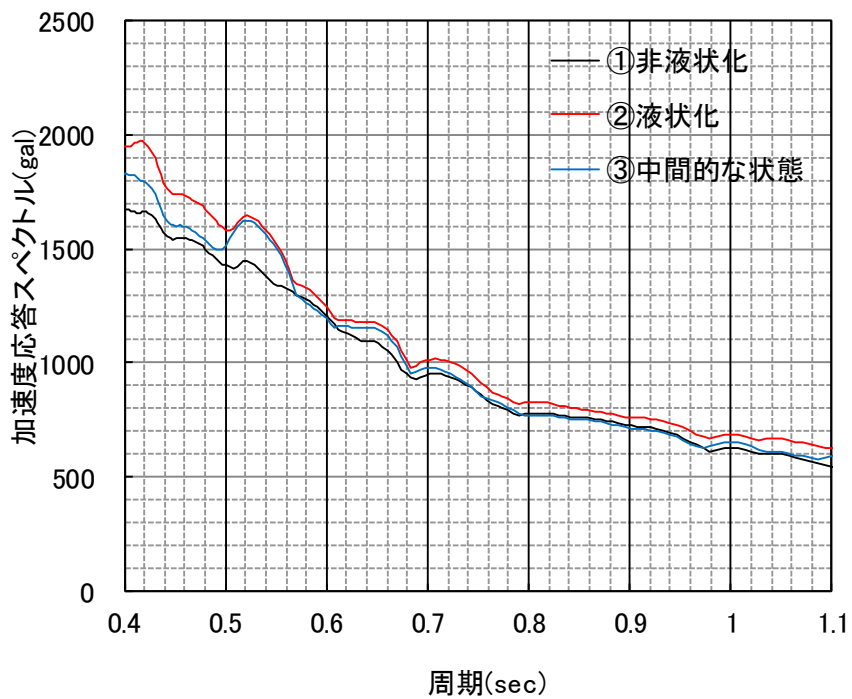
地盤の初期剛性を Step1 よりも大きくしたケース ($+1\sigma$) において Step1 と同様の傾向となることを確認した。

基礎の加速度応答スペクトルを第 3-6 図に示す。全体的に低周期側に移行するが、その傾向は Step1 と変わらず、その結果、座屈拘束ブレースの非線形状態 (最大応答時) での固有周期帯で③が②に包含される。

以上から、③における評価は、②の評価を実施することで包含出来る。

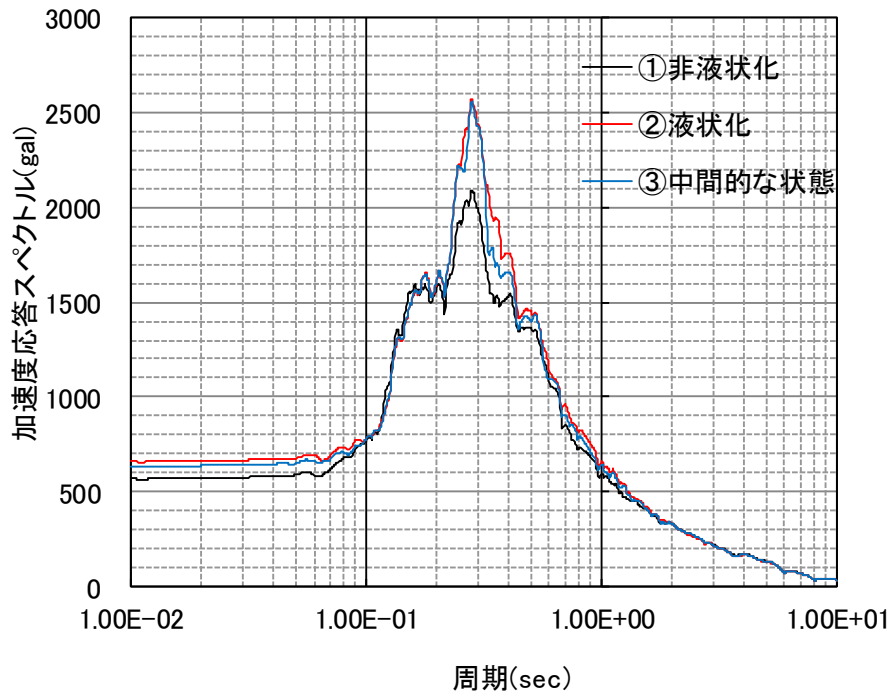


(a) 全体

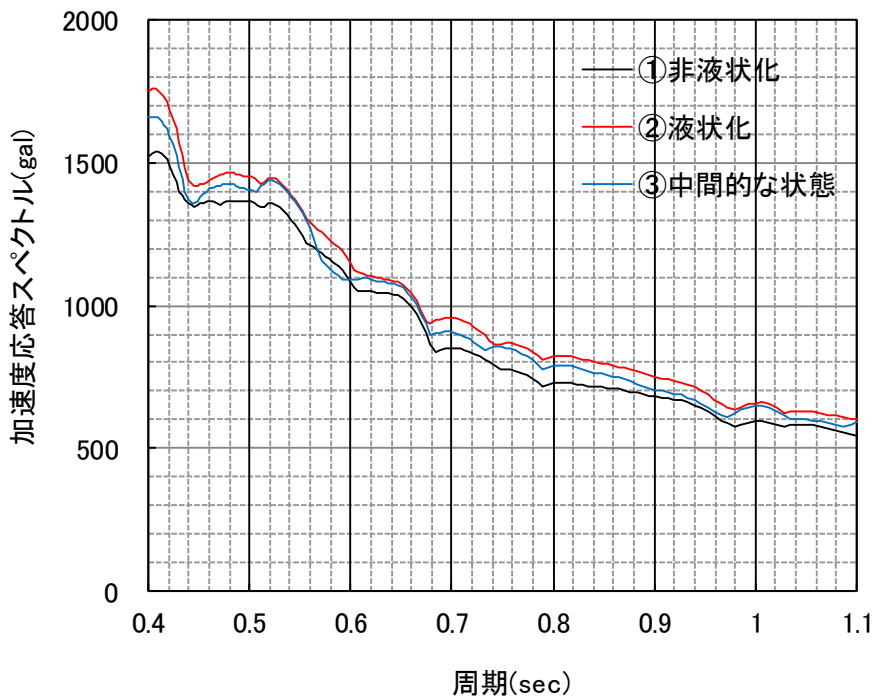


(b) 周期 0.4~1.1 秒

第 3-5 図 基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A , -1σ)



(a) 全体



(b) 周期 0.4～1.1 秒

第 3-6 図 基礎の加速度応答スペクトル (S_s-A , $+1\sigma$)

3.4 まとめ

設計ケースの設定にあたり，【①非液状化】と【②液状化】の評価のみで十分であることを確認するために，一部で液状化が生じない【③中間的な状態】の応答結果を算定した。その結果，想定される現象が再現され，座屈拘束ブレースの非線形状態(最大応答時)での固有周期帯で③が②に包含されることが分かった。

以上より，本施設の耐震評価のための二次元 FEM 解析に用いる解析ケースとして，【①非液状化】と【②液状化】の評価のみで十分であると判断した。

別添 2

波及的影響に対する耐震評価手順について

目 次

1. 概要	1
2. 波及的影響について	1
3. 解析・設計について	2
3.1 全体の流れ	2
3.2 上部構造の設計	4
3.2.1 座屈拘束ブレースの設計	5
3.2.2 フレーム部材の設計	7
3.3 基礎梁の設計	10
3.4 杭の設計	13
3.5 地盤（沈下・転倒・滑動）の確認	18

1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における冷却塔への波及的影響に対する耐震評価の手順について説明するものである。

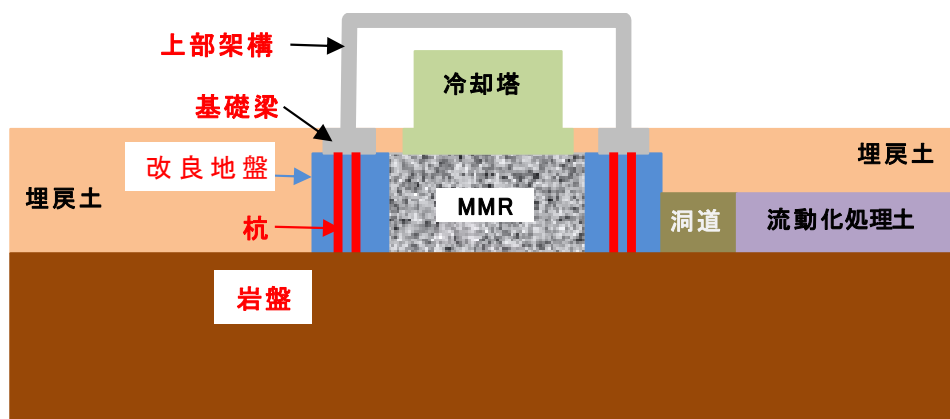
2. 波及的影響について

本施設の冷却塔への波及的影響は、以下の3点が考えられる。

- ・ 本施設の架構全体が崩壊し、冷却塔に衝突する
- ・ 本施設の架構の変形が大きくなり、冷却塔に衝突する
- ・ 本施設の部材（支持架構の各部材・防護ネット等）が破断・落下し、冷却塔に衝突する

上記の事象が生じないように、解析を用いて評価する。

本書では、各部材の解析・設計について個別に記載する。ここで設計対象とする部材は、第2-1図に赤字で示す本施設を支持・構成する全ての部位とする。

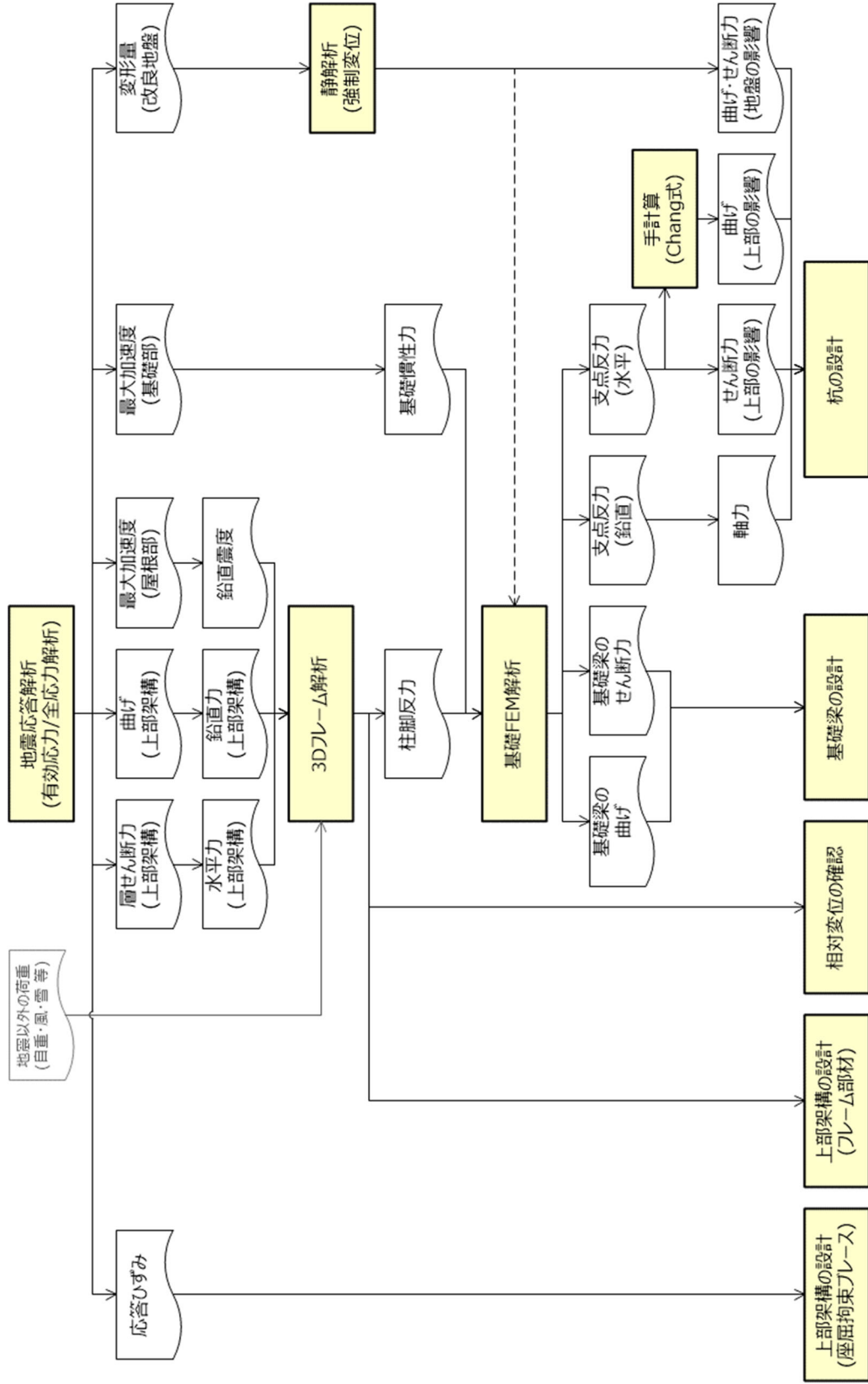


第2-1図 概略断面図

3. 解析・設計について

3.1 全体の流れ

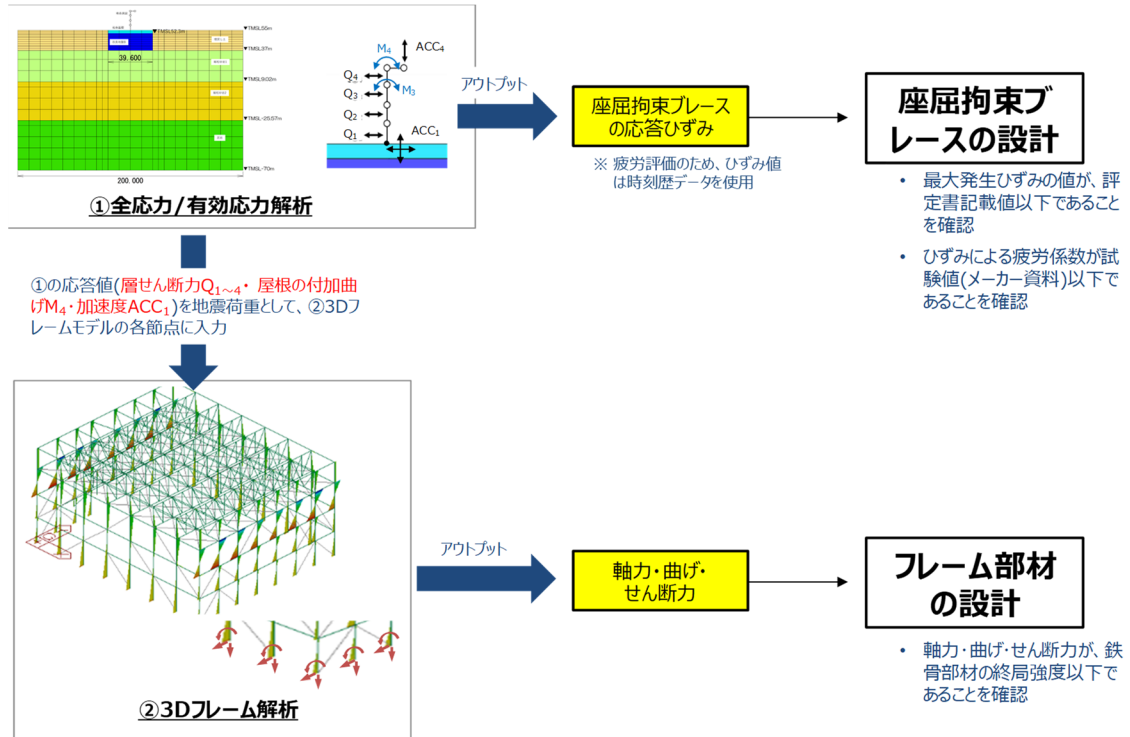
第3-1図に解析・設計フローを示す。全ての耐震評価は，地震応答解析（全応力解析/有効応力解析）の結果を元を実施する。



第 3-1 図 解析・設計フロー

3.2 上部構造の設計

第 3-2 図に上部構造の設計におけるデータの流れに着目した模式図を、第 3-1 表に上部構造の評価対象部位の選定結果を示す。上部構造は、座屈拘束ブレースとフレーム部材で各々異なる設計とする。



第 3-2 図 模式図 (上部構造の設計)

第 3-1 表 上部構造の評価対象部位の選定結果

評価対象	部位	評価対象	選定理由	
支持架構	フレーム部材	柱	○	基準地震動 S_s 時に本施設へ波及的影響を防止する観点から、支持機能を担保する必要があるため、評価対象部位とする。
		大はり, 小はり		
		トラス柱		
		鉛直ブレース 水平ブレース		
	座屈拘束ブレース			
防護ネット	—	—	取付部のボルトの許容荷重は耐震評価において作用する荷重に比べて十分	
防護板	—	—	大きいことから評価対象外とする。	

< 凡例 > ○ : 評価対象部位, — : 評価対象外部位

3.2.1 座屈拘束ブレースの設計

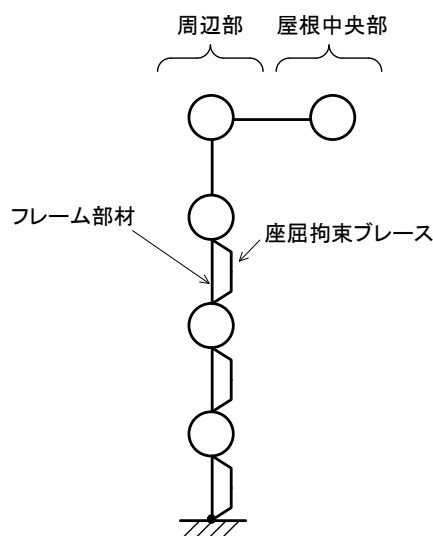
(1) 設計方針

- 地震エネルギーを消散させる目的で塑性化することが前提の座屈拘束ブレースは、応力に対する許容値はない。よって、ひずみにより健全性を評価する。
- 座屈拘束ブレースの評価における限界値は、以下の通り。
 - (ア) 最大発生軸ひずみの値が 3.0%以下であること
 - (イ) 軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下であること

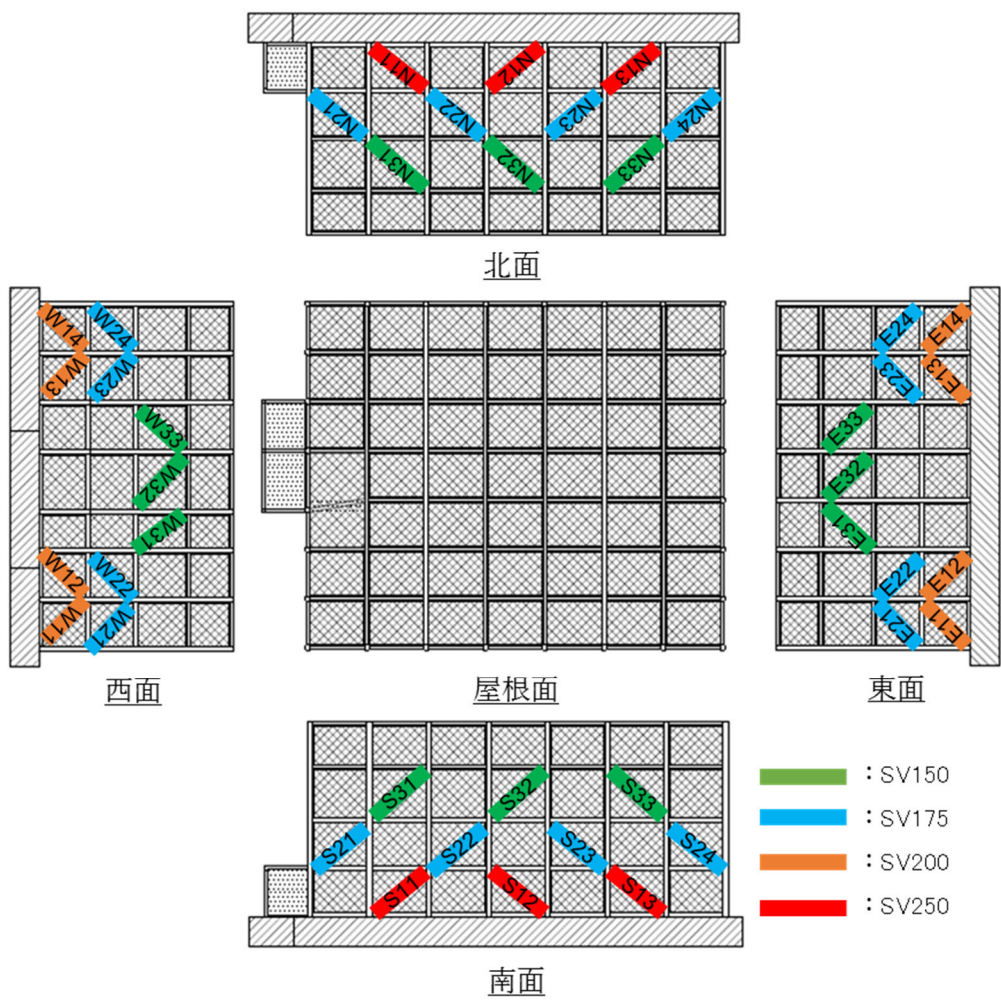
(2) 評価に用いるひずみ

- 評価に用いる軸ひずみは、繰返し回数を時刻歴データから計測する必要があるため、静解析である②3D フレーム解析の結果ではなく、①全応力/有効応力解析の結果を採用する。
- 評価に用いる軸ひずみは、第 3-3 図に示す座屈拘束ブレースで発生する応答ひずみの値とする。
- 座屈拘束ブレースの配置図を第 3-4 図に示す。座屈拘束ブレースは、複数配置されているが、各レベルで同一変位(梁による水平拘束)する。よって、第 3-3 図のように各レベルで 1 要素に集約されたモデルの結果を用いても問題はない。

注) 下線は、第 3-2 図で記載している表現を示す。



第 3-3 図 全応力/有効応力解析質点系モデル



第 3-4 図 座屈拘束ブレース配置図

3.2.2 フレーム部材の設計

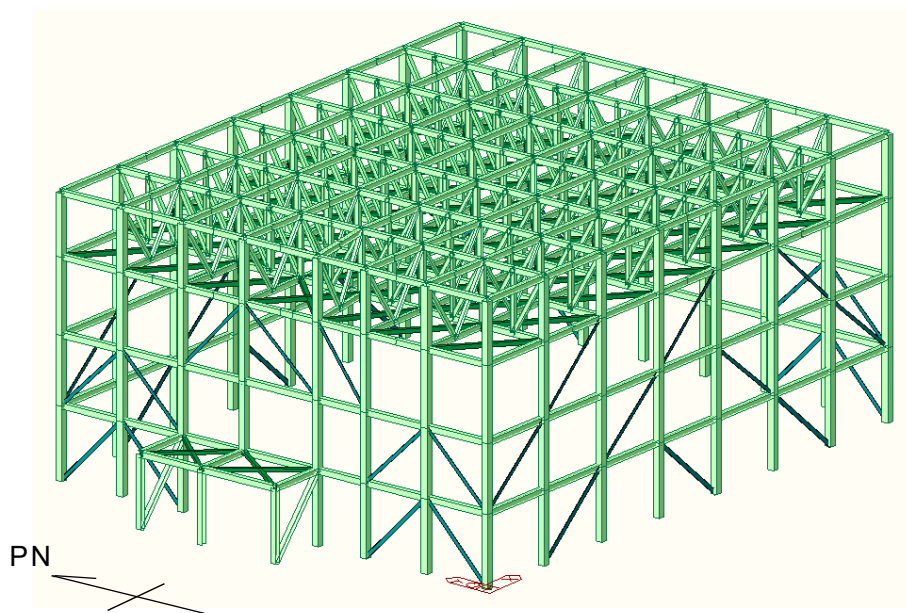
(1) 設計方針

- 座屈拘束ブレースを除く，支持架構の全ての部材(柱・大はり・小はり・トラス柱・鉛直ブレース・水平ブレース)を対象とする。
- 全ての部材に対し，発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が，終局強度以下であることを確認することで健全性を評価する。
- 終局強度は，基準強度を 1.1 倍した値とする。

(2) 設計に用いる応力

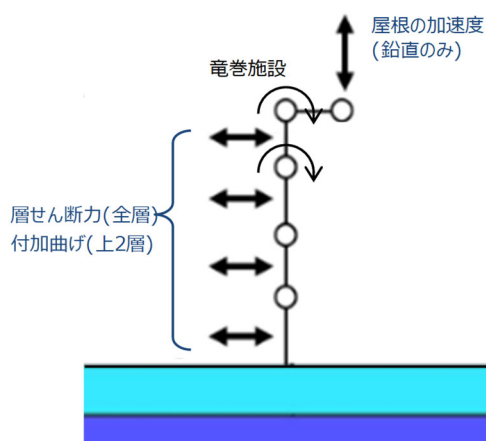
- 評価に用いる発生応力は，第 3-2 図の②3D フレーム解析の結果とする。
- 3D フレーム解析のモデルの特徴は，以下の通り。
 - (ア) 上部構造の全ての部材をモデル化対象とする。
 - (イ) 座屈拘束ブレースは，非線形性を考慮する。
 - (ウ) 基礎・杭・地盤はモデル化対象とせず，基礎上端固定とする。

注) 下線は，第 3-2 図で記載している表現を示す。



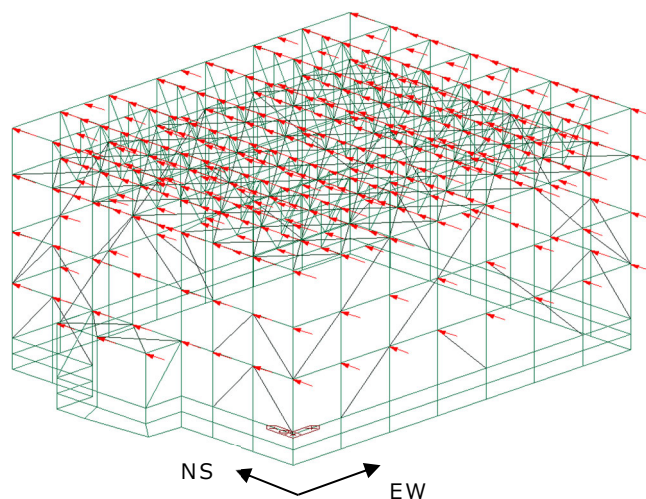
第 3-5 図 3D フレーム解析モデル

- ②3D フレーム解析の入力荷重は、以下の通り。
 - (ア) 地震荷重以外にも固定荷重・風荷重・積雪の荷重を組み合わせる。
 - (イ) 地震荷重は、①全応力/有効応力解析の結果のうち、層せん断力・曲げ・加速度を採用する。(第3-2図及び第3-6図参照)



第3-6図 全応力/有効応力解析結果から引用する応答値

- (ウ) 層せん断力は、水平荷重として②3D フレーム解析モデル各節点に入力(各節点の負担質量で按分)する。

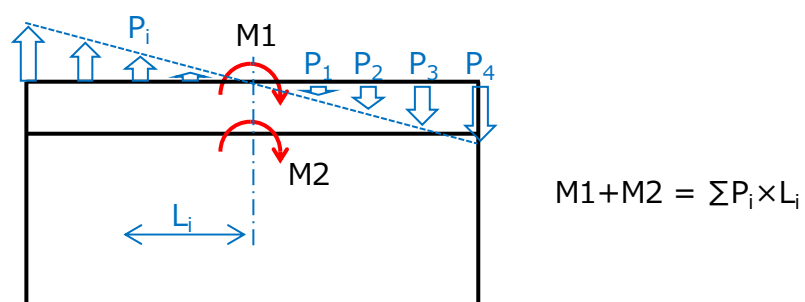


第3-7図 水平荷重図(3D フレーム解析)

- (エ) 平面を構成する屋根トラス(質点系モデルの上2層)に生じる付加曲げモーメントは、第3-8図に示すように偶力として鉛直力に変換し、②3D フレーム解析モデルの屋根頂部の各節点に

入力する。

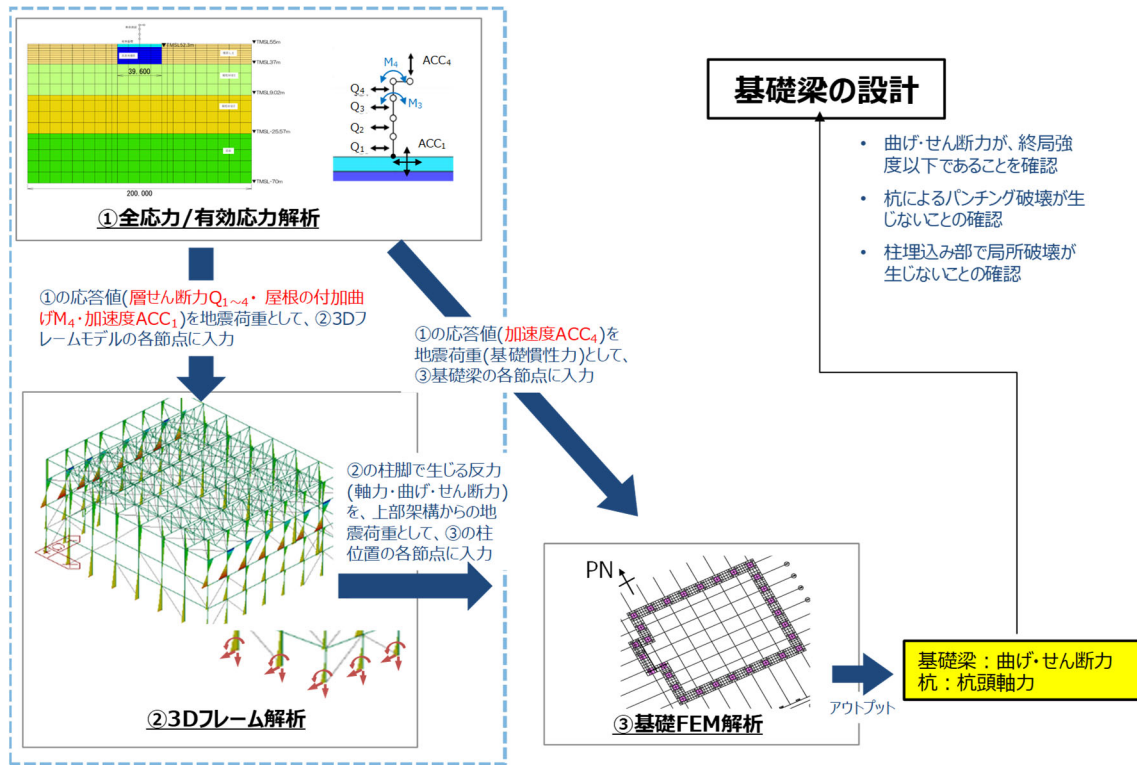
(オ) 屋根(中央部)の鉛直加速度は、鉛直震度として②3Dフレーム解析モデル全体に作用させる。屋根中央部以外の部材も、保守的に、上下動が卓越する屋根中央部の鉛直震度を採用する。



第 3-8 図 屋根トラスの付加曲げの分配方法

注) 下線は、第 3-2 図で記載している表現を示す。

3.3 基礎梁の設計



注) 青破線枠内は、第 3-2 図と同作業

第 3-9 図 模式図 (基礎梁の設計)

(1) 設計方針

- 評価対象の RC の基礎梁は、上部構造の柱脚で生じる反力を杭に伝達させる機能を目的とした部材である。よって、力の伝達に支障をきたさないよう、構造健全性を確認する。
- 基礎梁の評価は、以下の 3 つの状況に対して実施する。

第 3-2 表 評価対象とする状況

	評価対象とする状況
状況 A	上部構造(柱脚)から基礎梁へ応力伝達する状況
状況 B	基礎梁から杭へ応力伝達する状況
状況 C	上部構造-杭をつなぐ基礎梁に生じる応力状況

(2) 設計に用いる応力

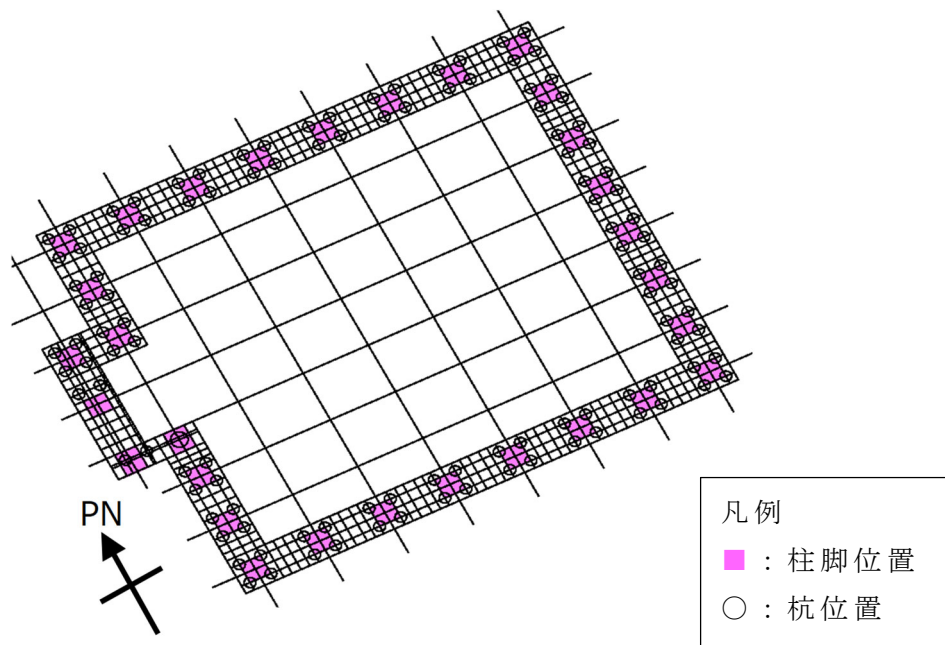
- 状況 A に対する評価として、基礎の終局時耐力が柱脚部の耐力より大きいことを確認する。発生応力での評価は実施しない。
- 状況 B 及び C の評価は、③基礎 FEM 解析の結果を用い、発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が終局強度以下であることを確認する。
- ③基礎 FEM 解析は、上部構造(柱脚)から杭への応力伝達状態が適切に模擬できるように、以下のようにモデル化する。解析モデル図を第 3-10 図に示す。

(ア) RC の基礎梁は、水平方向に配置したシェル要素でモデル化する。

(イ) 柱脚・杭との応力伝達が適切に表現できるように、各々の位置に節点を設ける。(柱脚位置=第 3-10 図のピンク表示の中心、杭位置=第 3-10 図の白○印)

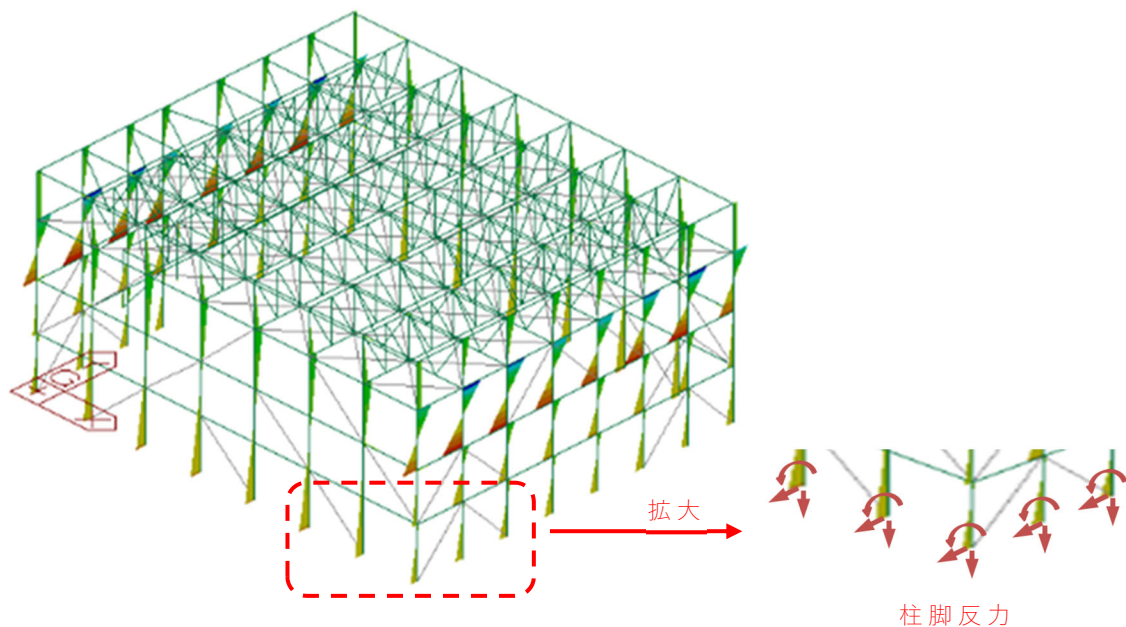
(ウ) 杭位置でピン支持の境界条件を与え、支持点とシェル要素は杭の剛性を考慮した鉛直ばねで接続する。

注) 下線は、第 3-9 図で記載している表現を示す。



第 3-10 図 基礎 FEM 解析モデル

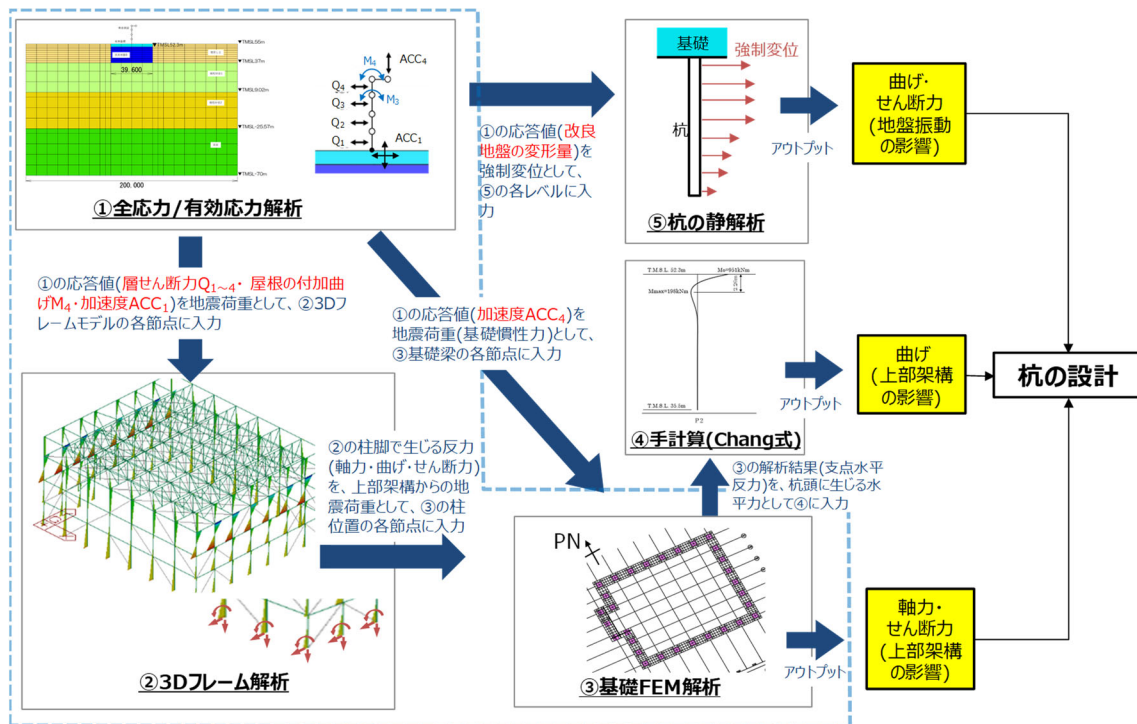
- ③基礎 FEM 解析の入力荷重は、以下の通り。
 - (ア) 上部構造からの荷重として、第 3-11 図に示す②3D フレーム解析の柱脚反力を採用する。
 - (イ) 基礎に生じる慣性力として、①全応力/有効応力解析において基礎部で生じた加速度(水平・鉛直)を採用する。
 - (ウ) 基礎自重及び基礎上部の積雪荷重を考慮する。
 - (エ) 施設全体の水平力から算定した杭頭曲げモーメントの値を計算し、各杭の位置に考慮する。
- 注) 下線は、第 3-9 図で記載している表現を示す。



第 3-11 図 上部構造から基礎梁に作用する柱脚反力

- 第 3-2 表の状況 B の評価として、基礎梁に生じる応力(軸力・曲げ・せん断力)が終局強度以下であることを確認する。
- 第 3-2 表の状況 C の評価として、杭の軸方向の押し込み力及び水平方向のせん断力に対し、基礎梁が健全であることを確認する。

3.4 杭の設計



注) 青破線枠内は、第 3-9 図と同作業

第 3-12 図 模式図 (杭の設計)

(1) 設計方針

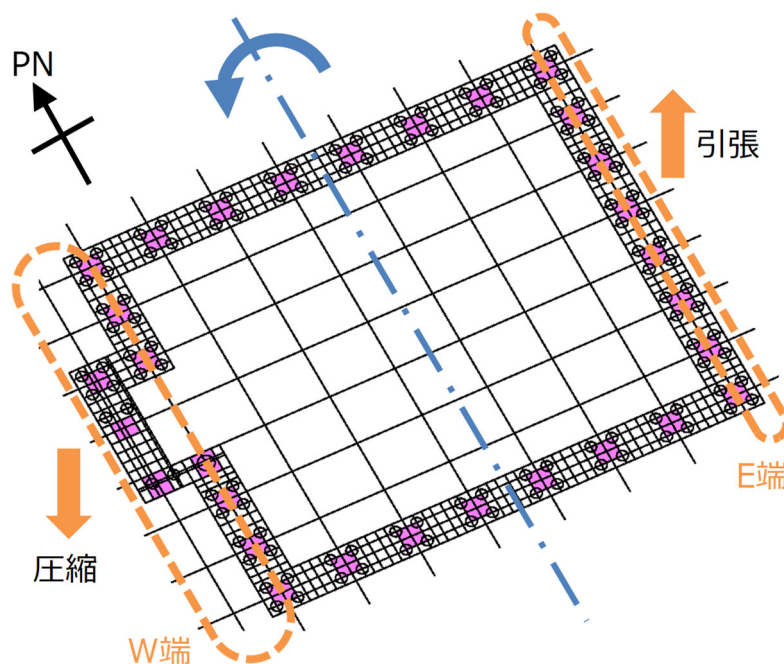
- 杭の設計では、以下の 3 項目に対して評価し、健全性を確認する必要がある。1 項目でも健全性が確認できない場合、杭の支持機能は確保できない。
 - (ア) RC の杭体に生じる応力が、終局強度以下であること。
 - (イ) 杭に生じる圧縮軸力が、地盤の終局鉛直支持力以下であること。
 - (ウ) 杭に生じる引張軸力が、地盤の終局引抜き抵抗力以下であること。

(2) 設計に用いる応力

- 杭の設計におけるデータの流れに着目した模式図を第 3-12 図に示す。
- 杭の設計に用いる軸力は、③基礎 FEM 解析の結果を用いる。
 - (ア) 地震荷重が E→W 方向に作用した場合、鉛直軸力は、W 端(圧縮)及び E 端(引張)で最大となる。

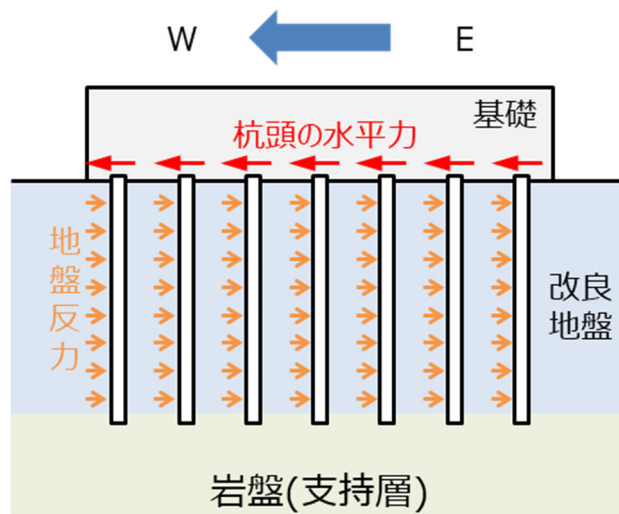
(イ) よって, 杭に生じる軸力は, 杭の平面配置を考慮した基礎 FEM 解析の結果を引用する。

注) 下線は, 第 3-12 図で記載している表現を示す。



第 3-13 図 杭の軸力 (地震荷重: E→W 方向)

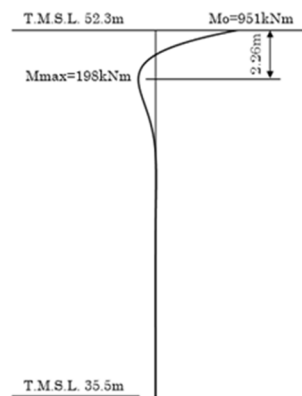
- 杭頭に生じる水平力は, 地震による「上部架構+基礎」の慣性力の全てを, 杭で負担するものとして設計する。
 - (ア) 水平慣性力を杭に配分する際, 基礎の剛性が杭に対して大きいため, 杭頭は同一変形と仮定する。(杭径が同一であれば, 水平力は同じ)
 - (イ) 杭頭の水平力は, 地盤反力の深さ方向の総和に等しいことから杭に生じるせん断力は, 杭頭が最大となる。



第 3-14 図 杭頭の水平力

- 杭に生じる曲げ（上部架構の影響）は，杭頭の水平力を元に④手計算（Chang 式）を用いて計算する。
 (ア) 本施設の杭は，深さ方向に対して同径・同配筋の設計として
 いることから，最大応力が発生する深さ位置（杭頭）で評価
 する。

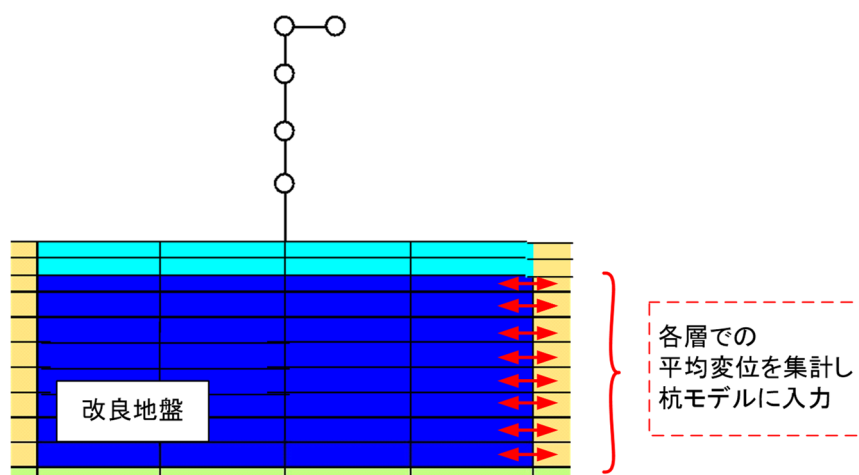
注) 下線は，第 3-12 図で記載している表現を示す。



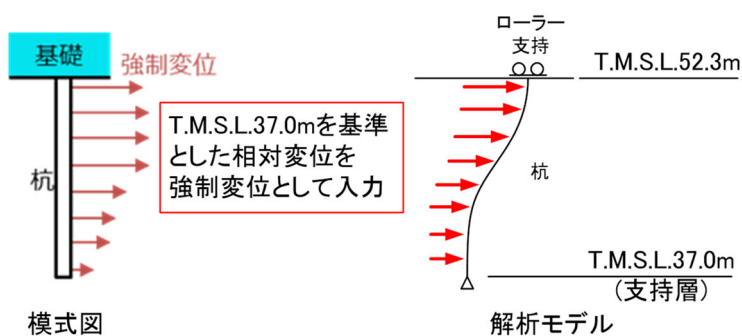
第 3-15 図 Chang 式による曲げモーメント分布の例

- 杭に生じる応力（深さ方向の地盤振動影響）は，全応力/有効応力解析における改良地盤の変形量を元に，杭の剛性に強制変位を与えた⑤杭の静解析の結果（曲げ・せん断）を用いる。
 - （ア） 杭は，改良地盤に追従した変形をすると仮定する。
 - （イ） 杭位置に相当する改良地盤の各層における各節点の変形量を集計し，杭の剛性を模擬したモデルにて静解析を行う。
- 注）下線は，第 3-12 図で記載している表現を示す。

①全応力/有効応力解析



⑤杭の静解析



第 3-16 図 強制変位を与える杭の静解析のイメージ

- 杭の設計で評価する応力をまとめた表を第 3-3 表に示す。

注) 下線は，第 3-12 図で記載している表現を示す。

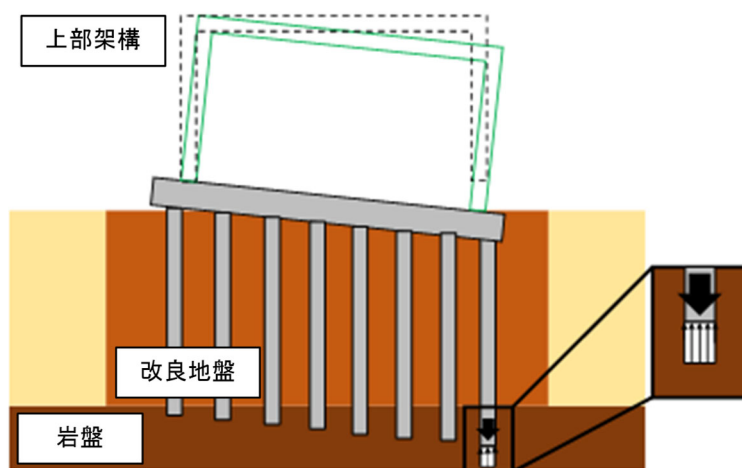
第 3-3 表 杭の設計で評価する応力まとめ

応力種類	評価する応力
軸力	<u>③基礎 FEM 解析結果</u>
曲げ	<u>④手計算 (Chang 式) の計算結果+⑤杭の静解析結果</u>
せん断	<u>③基礎 FEM 解析結果+⑤杭の静解析結果</u>

3.5 地盤(沈下・転倒・滑動)の確認

- 沈下に対する評価は、3.4章の杭の設計の結果から判断する。杭に発生する鉛直力が、鉛直支持力(杭先端の極限支持力+周辺摩擦抵抗)以下であれば、沈下は生じない。

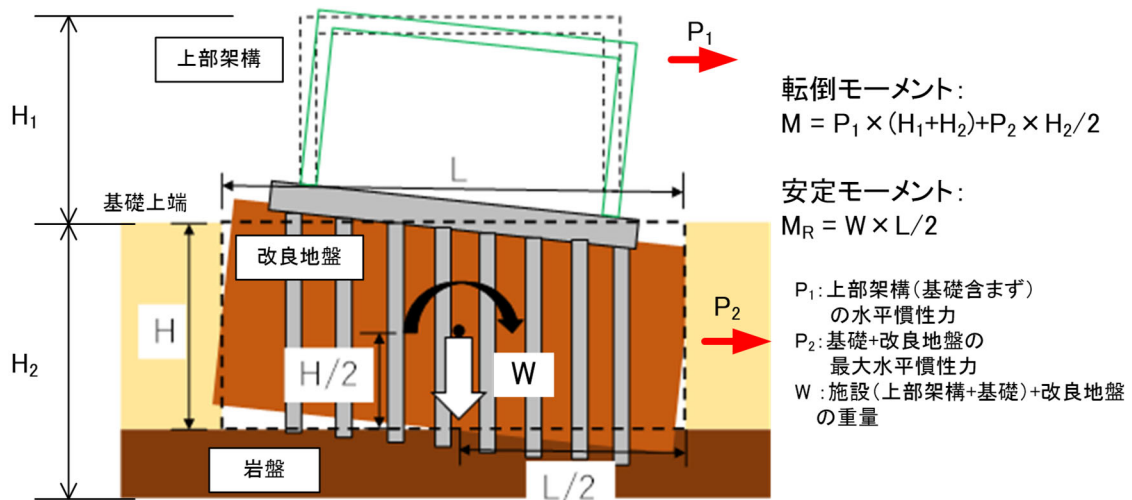
杭に発生する鉛直力 < 杭先端の極限支持力 + 杭の周辺摩擦抵抗



第3-17図 杭基礎の沈下イメージ

- 転倒に対する検討は、①全応力/有効応力解析の結果を元に評価する。
 - (ア) 杭を取り囲む改良地盤が転倒挙動しないことを確認する。
 - (イ) 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。
 - (ウ) 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。

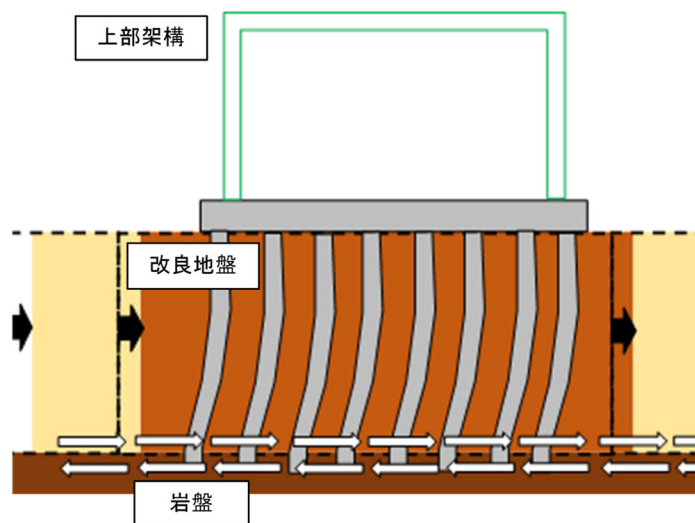
転倒モーメント < 安定モーメント



第 3-18 図 杭基礎の転倒イメージ

- 滑動に対する検討は、①全応力/有効応力解析の結果を元に評価する。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



第 3-19 図 杭基礎の滑動イメージ

注) 下線は、第 3-12 図で記載している表現を示す。

別添 3

三次元フレームモデルを用いた質点系モデルの 妥当性検証について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

目 次

1. 概要	1
2. 適用性確認方法	1
3. 三次元フレームモデルによる挙動確認	1
3.1 三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件	1
3.2 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果	4
3.2.1 固有周期及び振動モード	4
3.2.2 部材荷重	7
3.2.3 座屈拘束ブレースの降伏状況	11
4. 質点系モデルの適用性確認	18
4.1 解析概要	18
4.2 固有振動数及び振動モードの比較	19
4.3 部材荷重の比較	20
4.4 座屈拘束ブレースの降伏状況の比較	25
4.5 座屈拘束ブレースの最大ひずみの比較	27
4.6 質点系モデル評価の適用性確認結果	27
5. まとめ	28

1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における地震応答解析の妥当性の確認として、質点系モデルの適用性について補足説明するものである。

2. 適用性確認方法

質点系モデルで本施設の振動性状を適切に表現できているかについて、三次元フレームモデルでの振動性状を確認し、質点系モデルで表現可能あることを確認する。

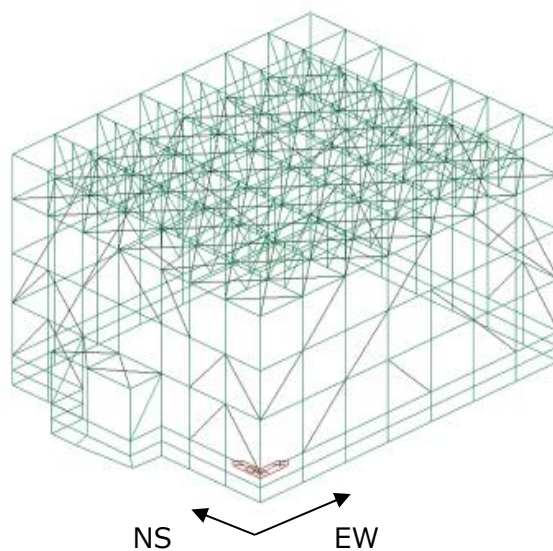
3. 三次元フレームモデルによる挙動確認

3.1 三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件

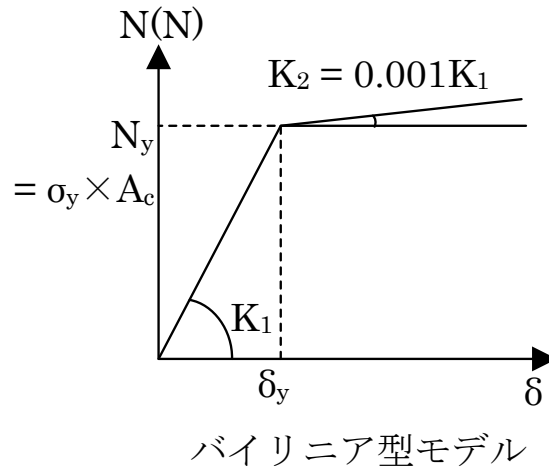
座屈拘束ブレースを組み込んだ支持架構の挙動を確認するために、三次元フレームモデルによる解析を行った。三次元フレームモデルの諸元を第 3-1 表に、三次元フレームモデル図を第 3-1 図に示す。三次元フレームモデルでは、ラーメン構造フレーム（以下、「フレーム」という。）と座屈拘束ブレースをビーム要素でモデル化し、基礎は固定とした。また、フレーム部分は、基準地震動 S_s に対しても降伏強度に達しないため、弾性としてモデル化する。一方、低降伏点鋼である座屈拘束ブレースは弾塑性としてモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第 3-2 図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性のバイリニア型の履歴特性を定義した。入力地震動は、架構の固有周期帯の応答加速度が最大となる $S_s-C1(H)$ を水平 1 方向 (NS 方向) のみに入力し、減衰は 2% とした。また、解析コードは「TDAPIII」を用いた。

第 3-1 表 三次元フレームモデルの諸元

項目	詳細	備考
材料特性	フレーム	弾性体
	座屈拘束 ブレース	弾塑性体 (バイリニア型)
拘束条件	基礎固定	—
入力地震動	S s -C 1	—
減衰	2 %	—
解析コード	TDAPⅢ	—



第 3-1 図 三次元フレームモデル図



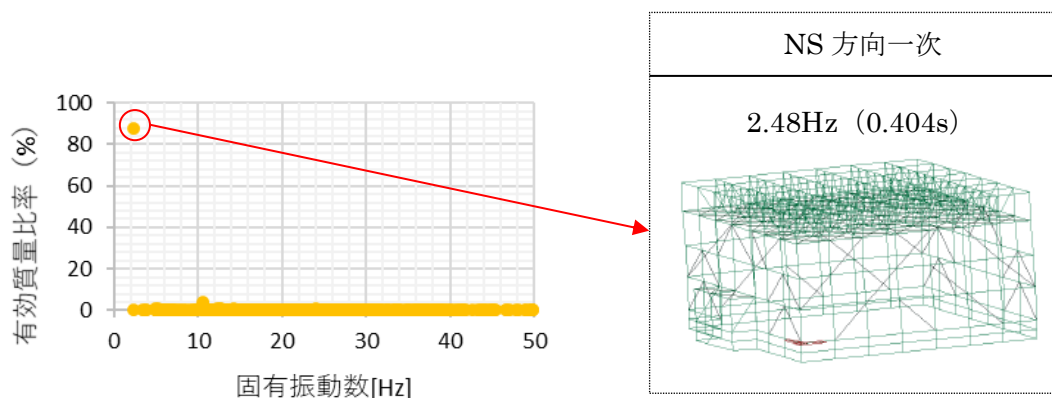
- δ_y : 座屈拘束ブレースの降伏変位
- K_1 : 座屈拘束ブレースの弾性剛性, $=E \cdot AC/L$
- K_2 : 座屈拘束ブレースの二次剛性, $=0.001K_1$
- E : 弾性係数
- σ_y : 降伏管理幅の中間値, $=225\text{N/mm}^2$ (BT-LYP225 の場合)
- A_c : 座屈拘束ブレース芯材の断面積
- L : 柱・梁芯々間長さ

第 3-2 図 座屈拘束ブレースの復元力モデル

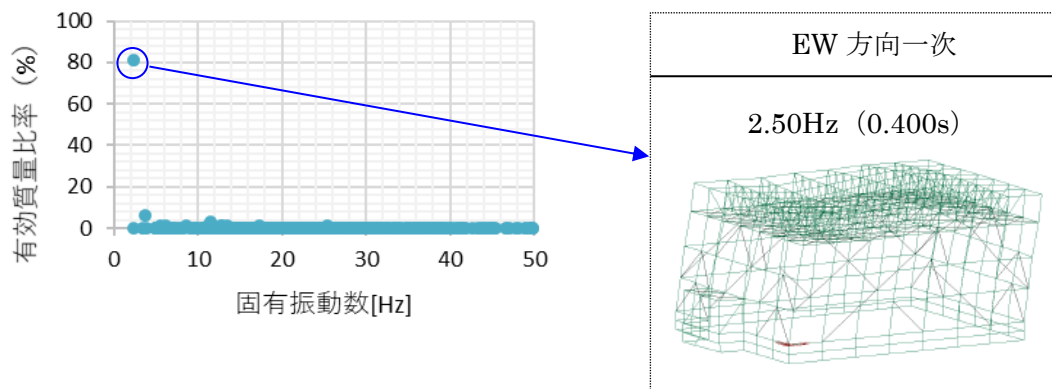
3.2 三次元フレームモデルによる挙動の確認結果

3.2.1 固有周期及び振動モード

三次元フレームモデルによる固有振動数解析結果として、主要な振動モードである NS 方向一次及び EW 方向一次の固有振動数とモード図を第 3-3 図に示す。支持架構の振動モードは屋根質量が相対的に大きいため NS 方向、EW 方向とも、一次振動モードが支配的であり、その他のモードの寄与は軽微であることを確認した。



(NS 方向)



(EW 方向)

第 3-3 図 三次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

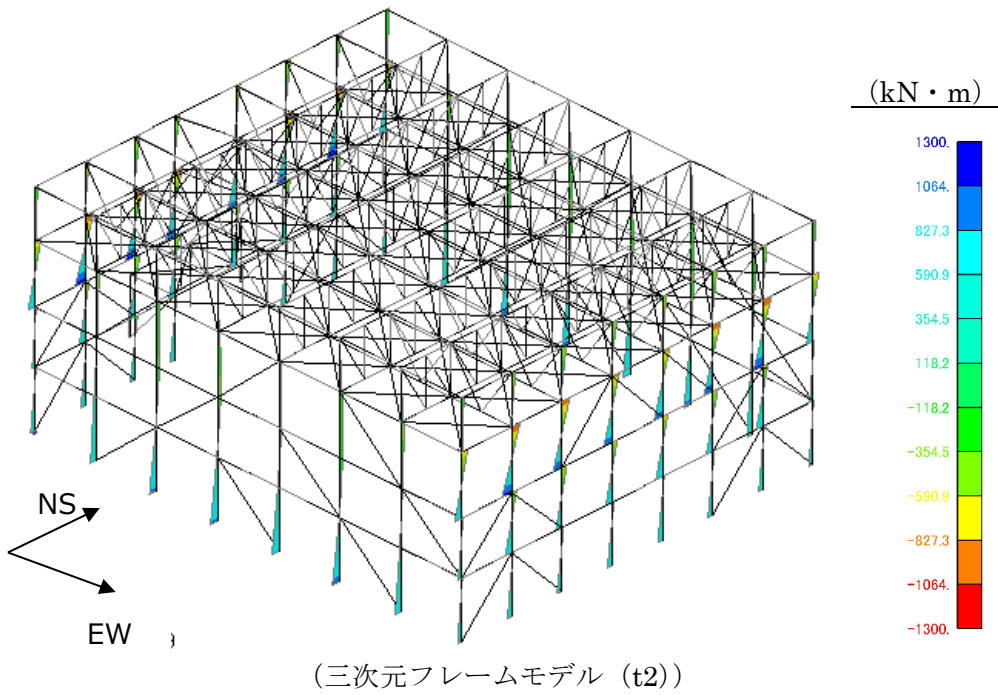
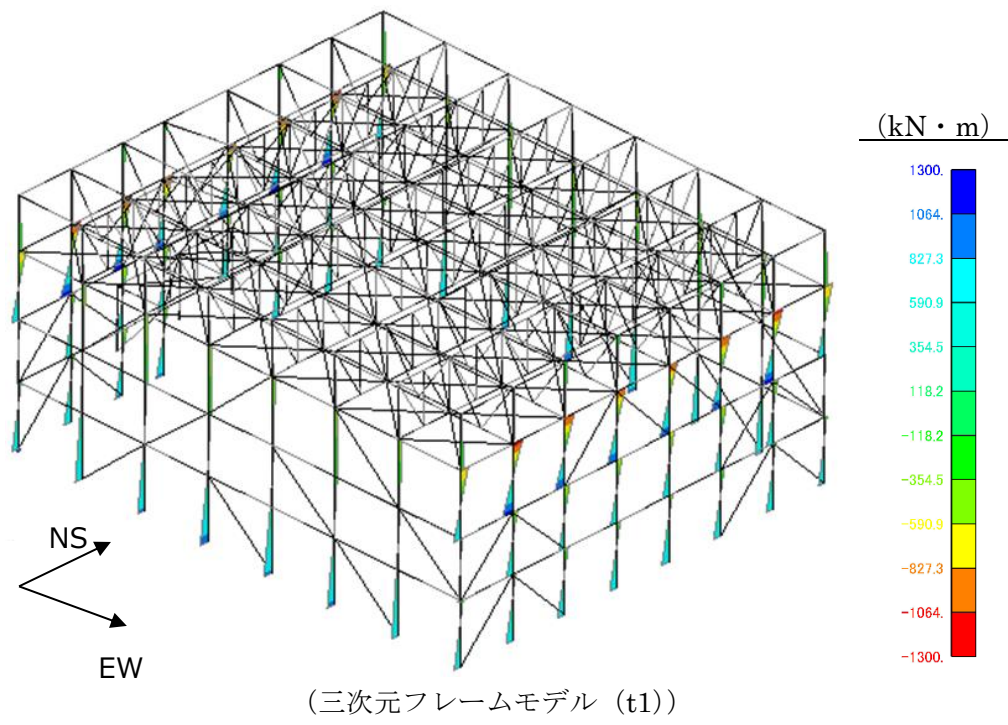
3.2.2 部材荷重

一次の振動モードが支配的であることから、三次元フレームモデルによる地震応答解析から得られた各1～4階層の層せん断力が最大となる時刻(t1～t4)において最大の応力が発生していると考えられる。時刻t1～t4における柱の曲げモーメント分布を第3-4図、軸力分布を第3-5図に示す。時刻t1～t4で傾向に大きな違いはなく、下記のとおり荷重分布は構造上妥当な傾向となっている。

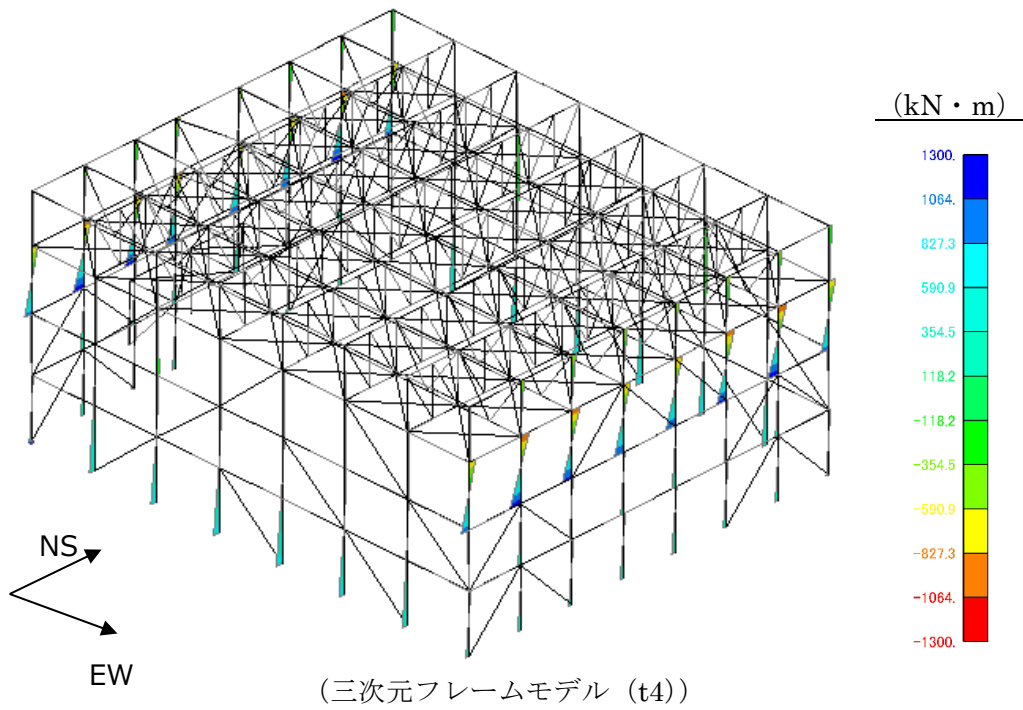
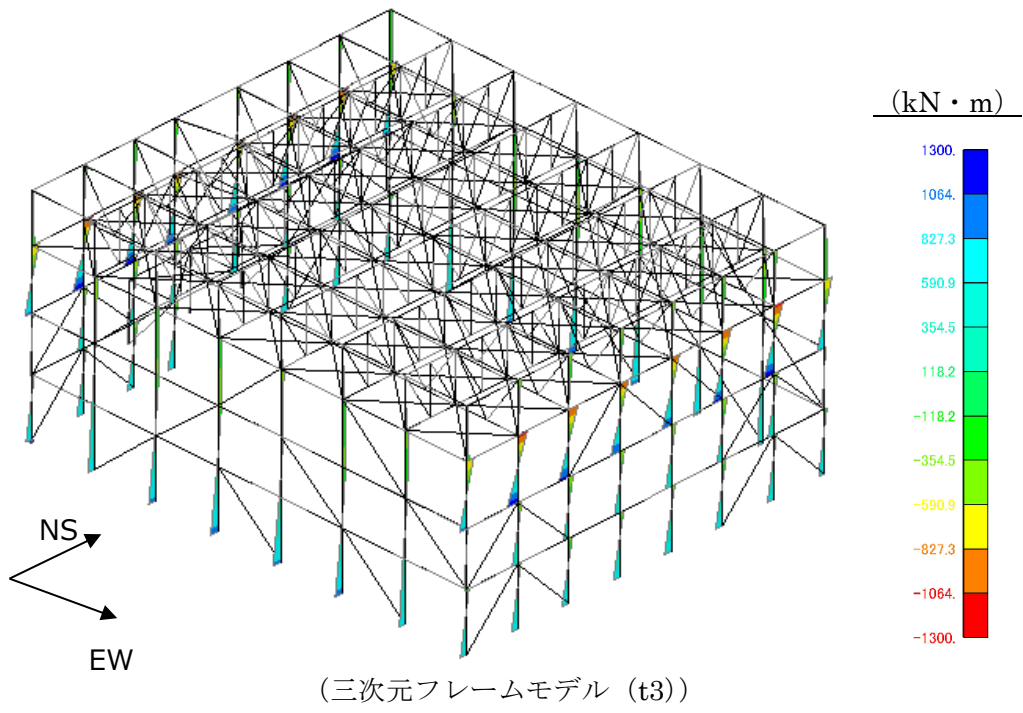
第3-4図に示すとおり、3階層柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、第3-5図に示すとおり、座屈拘束ブレースが配置されている1階層から3階層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で荷重を負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためである。

第3-5図に示すとおり、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用し、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した軸力の鉛直方向成分と釣り合うために、柱に大きな軸力が作用している。梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所が座屈拘束ブレースの軸力の水平方向成分と釣り合うために、大きな軸力が作用している。

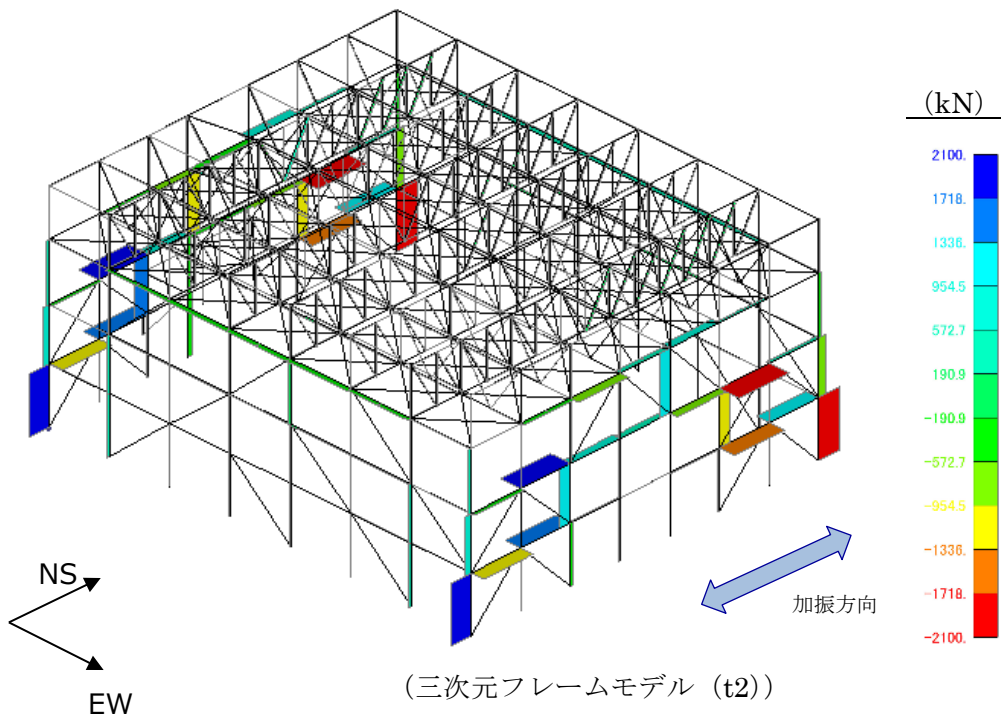
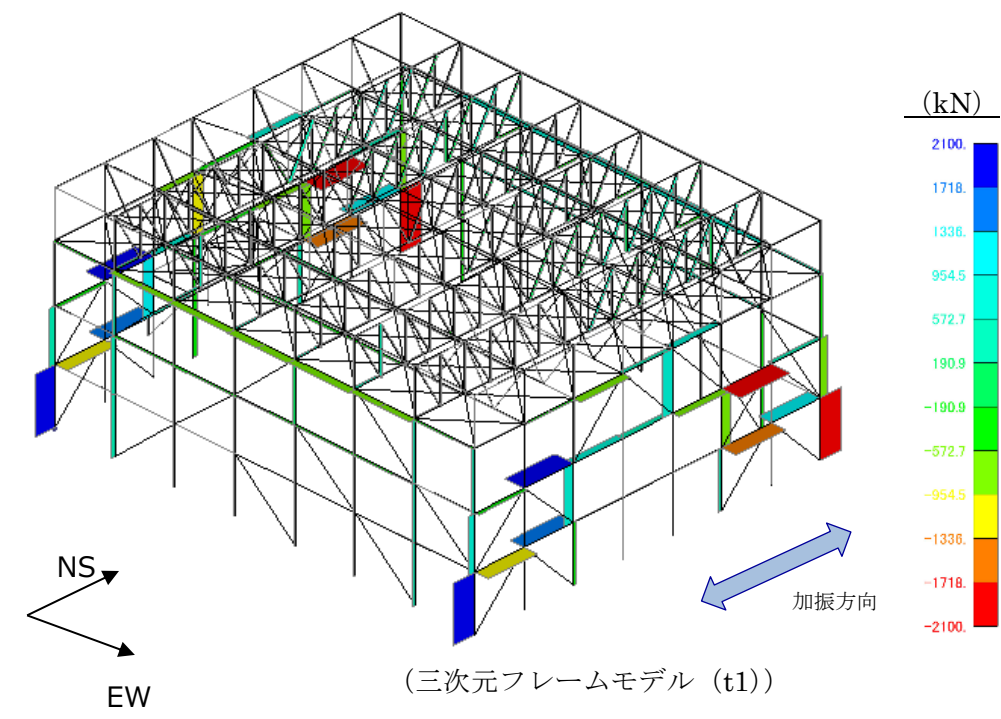
第3-4図及び第3-5図に示すとおり、3階層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所について、三次元フレームモデルによる応力解析結果を第3-2表に示す。時刻t3において検定値が最大となることを確認した。また、時刻t3における1階層から3階層の柱の発生応力を算出した結果を第3-3表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3階層において大きくなることは、第3-4図及び第3-5図の分布図の傾向と一致しており、3階層柱が最も大きな検定値となることを確認した。



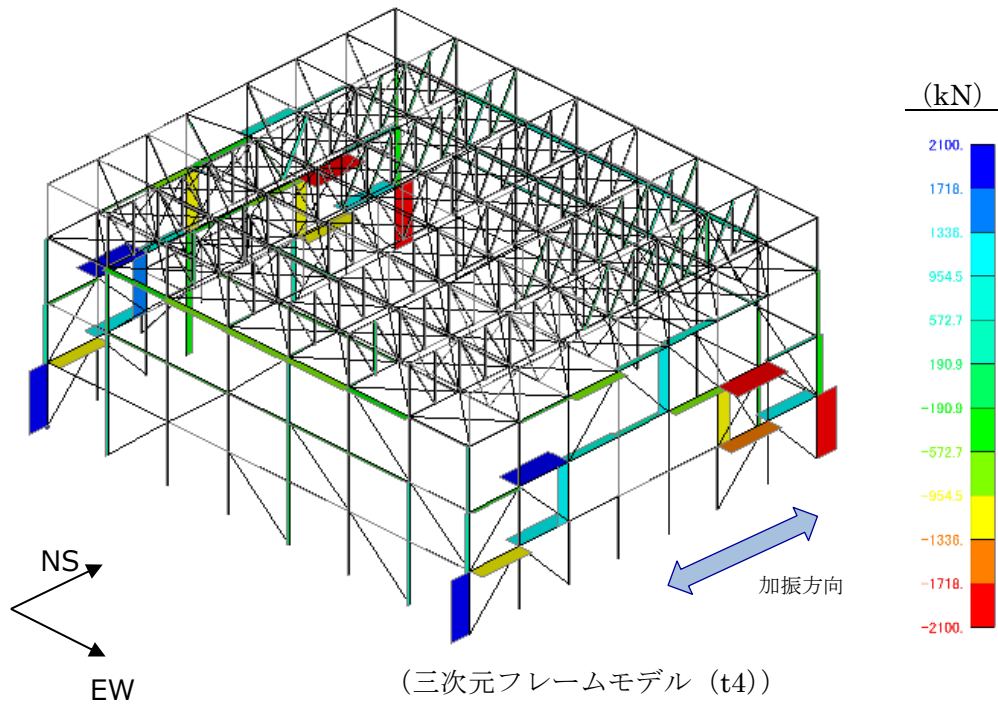
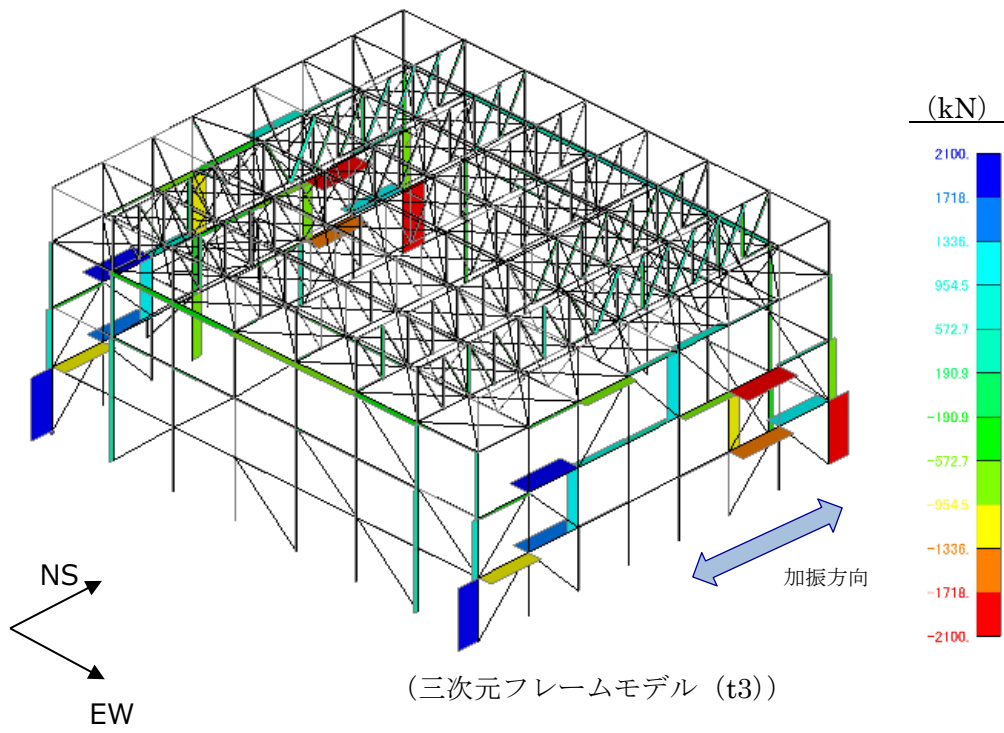
第 3-4 図 三次元フレームモデルのモーメント図(NS 方向)(1/2)



第 3-4 図 三次元フレームモデルのモーメント図(NS 方向) (2/2)



第 3-5 図 三次元フレームモデルの軸力コンター図(NS 方向)(1/2)

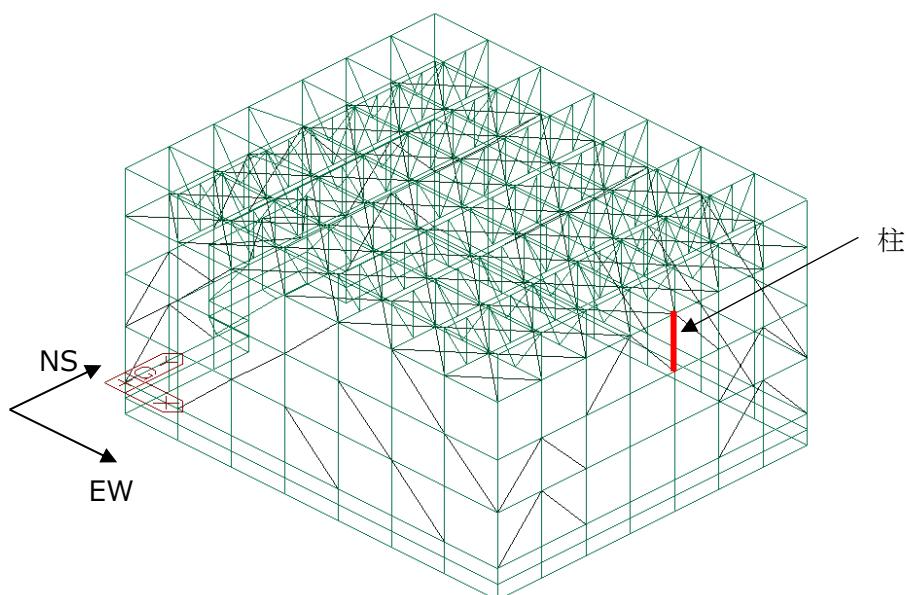


第 3-5 図 三次元フレームモデルの軸力コンター図(NS 方向)(2/2)

第 3-2 表 柱の検定値（評価部位は下図参照）

柱	三次元フレームモデル			
	t1	t2	t3	t4
モーメント (kN・m)	1057	992	1082	1057
軸力 (kN)	948	996	1102	993
検定値 (組合せ)	0.529	0.507	0.555	0.534

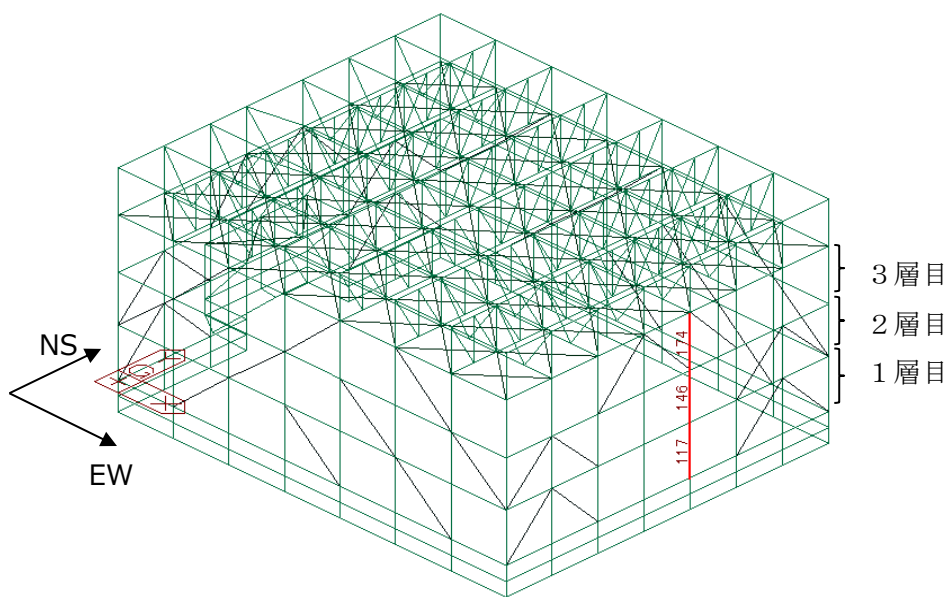
*：水平方向地震のみを考慮した結果を示す



評価部位参照図（第 3-2 表）

第 3-3 表 t3 における柱の検定値 (評価部位は下図参照)

柱	三次元フレームモデル		
	1 層目	2 層目	3 層目
要素番号	117	146	174
モーメント (kN・m)	804	668	1082
軸力 (kN)	26	20	1102
検定値 (組合せ)	0.331	0.275	0.555



評価部位参照図 (第 3-3 表)

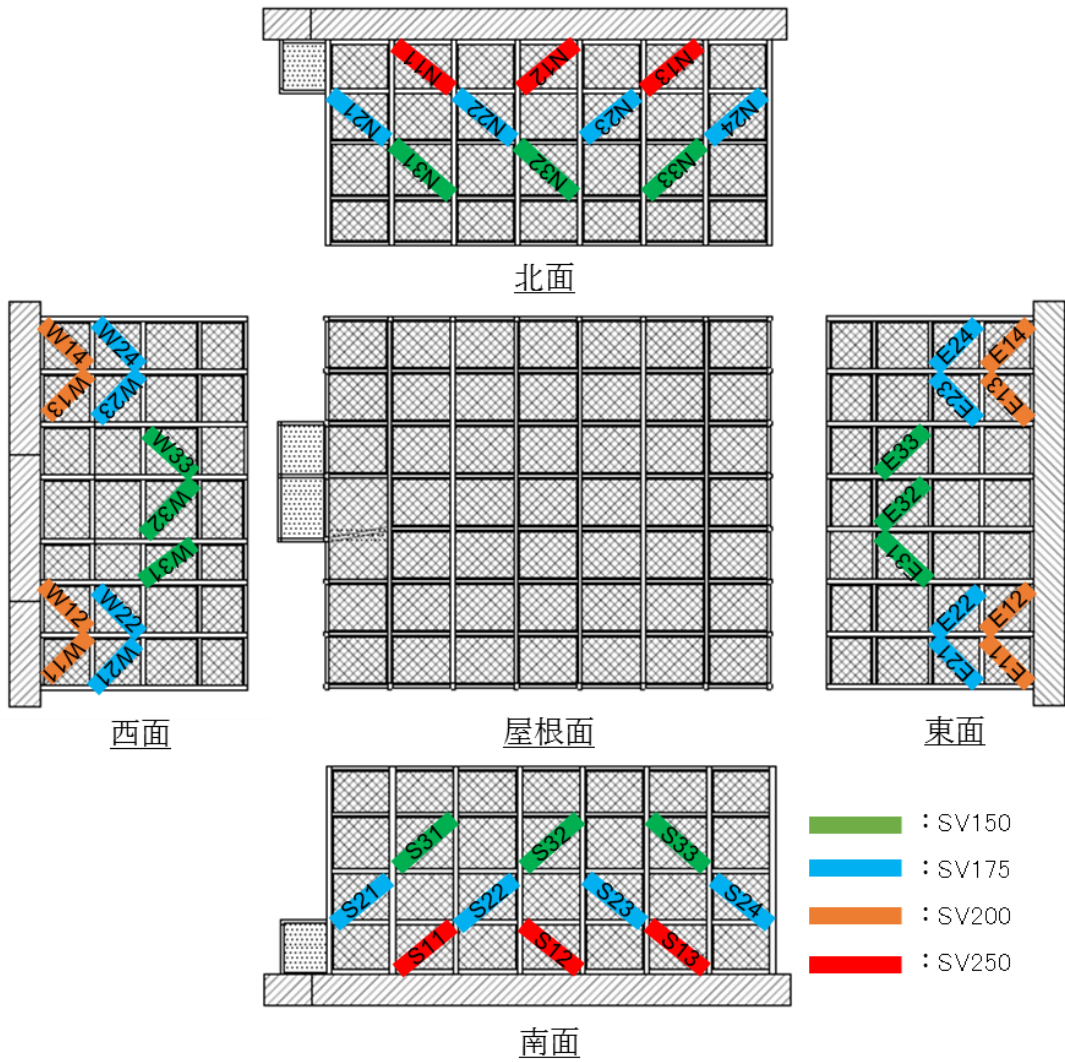
3.2.3 座屈拘束ブレースの降伏状況

三次元フレームモデルによる地震応答解析及び応力解析から得られた、荷重（軸力）時刻歴を第 3-7 図に、ひずみ時刻歴を第 3-8 図に、応力-変形履歴を第 3-9 図に、最大ひずみを第 3-4 表に示す（座屈拘束ブレースの番号を第 3-6 図に示す）。

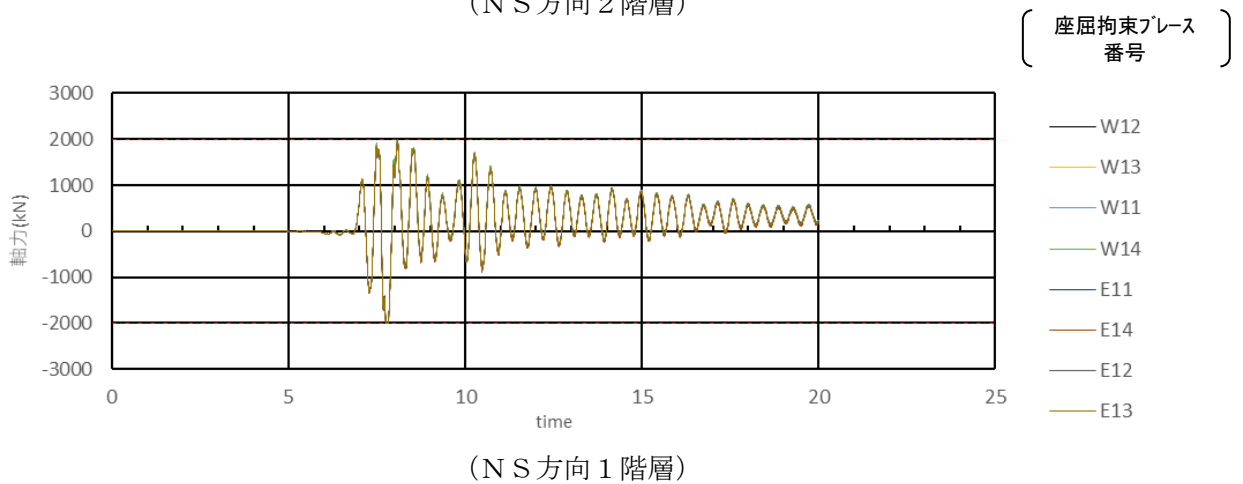
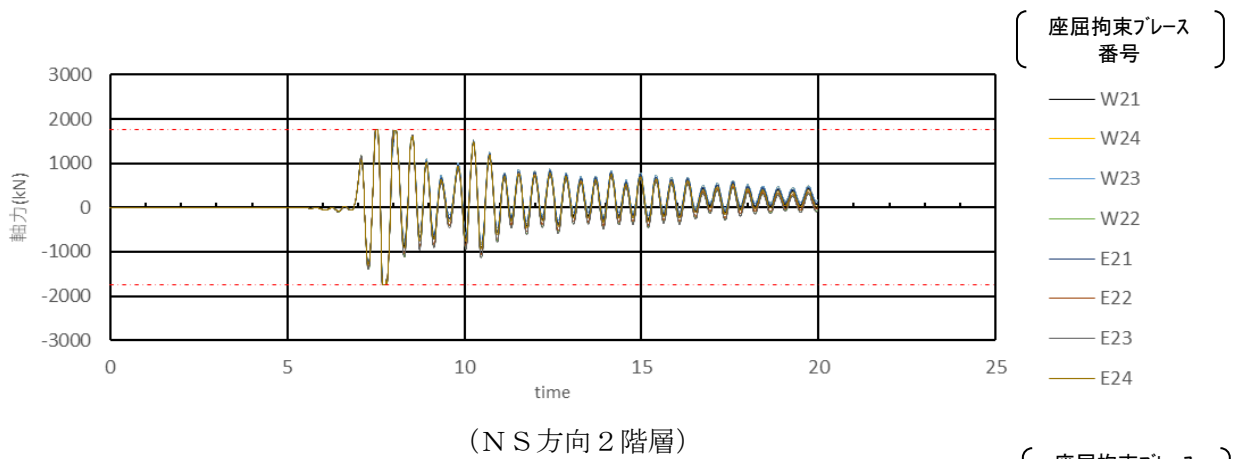
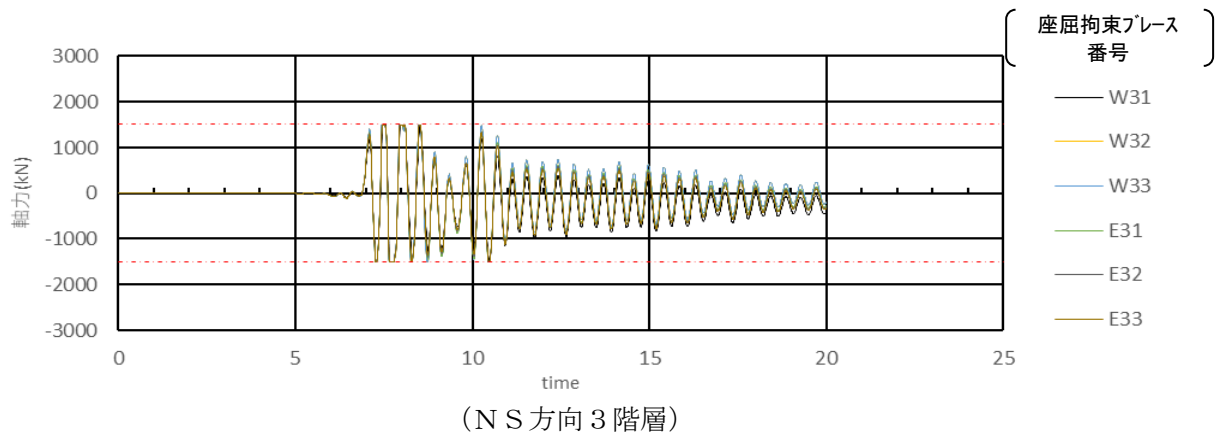
座屈拘束ブレースに最大の塑性ひずみが発生している時刻は架構に最大の応力が発生した時刻 t_3 であり、同一階層の座屈拘束ブレースの荷重、ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、発生ひずみが許容ひずみを下回ることを確認した。また、以下の傾向を確認した。

- ・下層程、部材サイズの大きな座屈拘束ブレースを採用していることから、発生する塑性ひずみは小さくなる。
- ・塑性ひずみが発生している時間はごく一部であり、ほとんどの時間帯において弾性応答している。

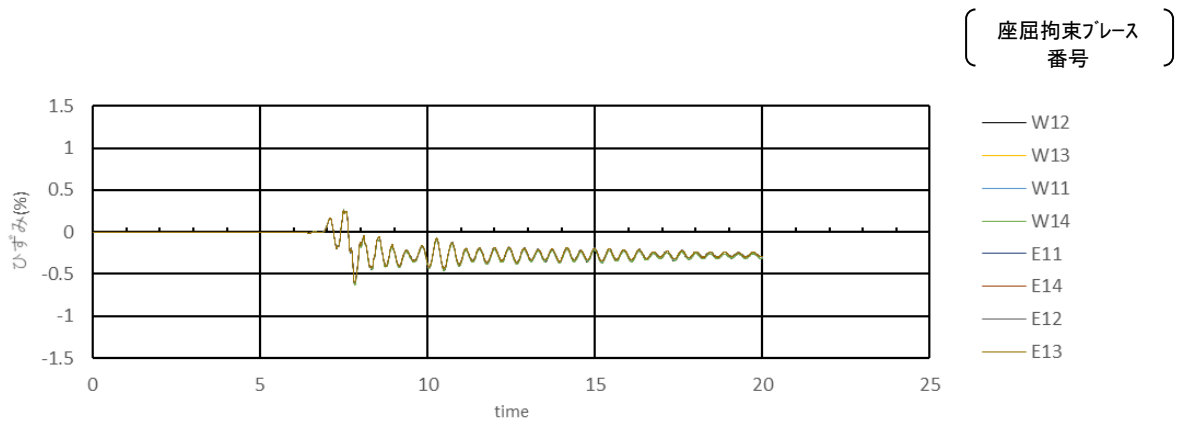
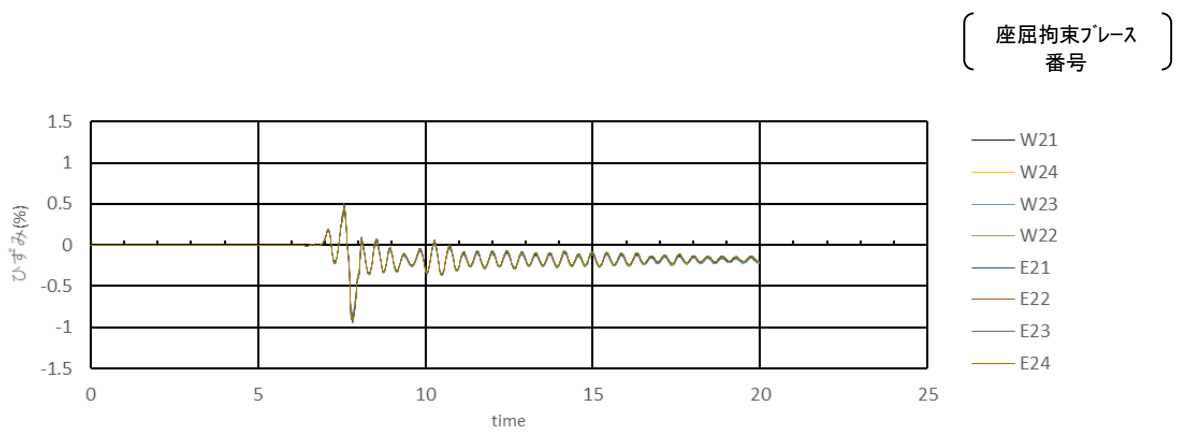
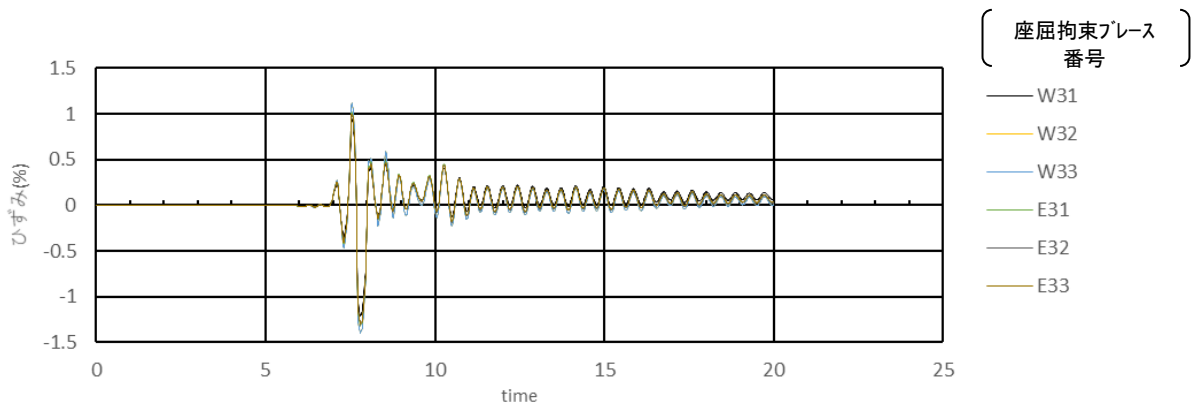
座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及びひずみが残留する。第 3-9 図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留ひずみを示す。残留軸力・残留ひずみは、原点に近い値であるため、再度、大きな地震荷重を受けた場合でも全体挙動に対する影響は小さいと判断する。



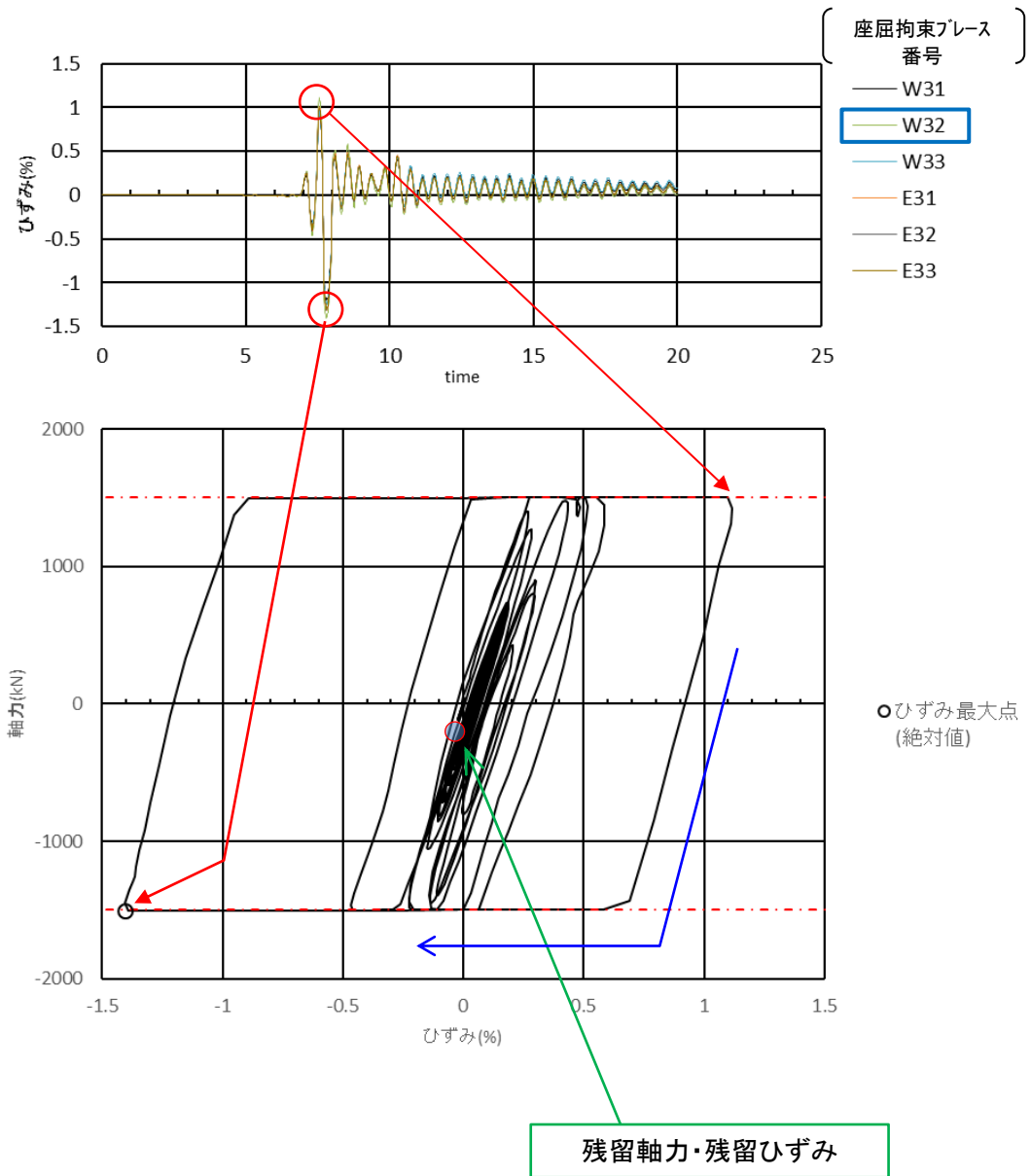
第 3-6 図 座屈拘束ブレース番号図



第 3-7 図 地震応答解析及び応力解析-荷重（軸力）時刻歴



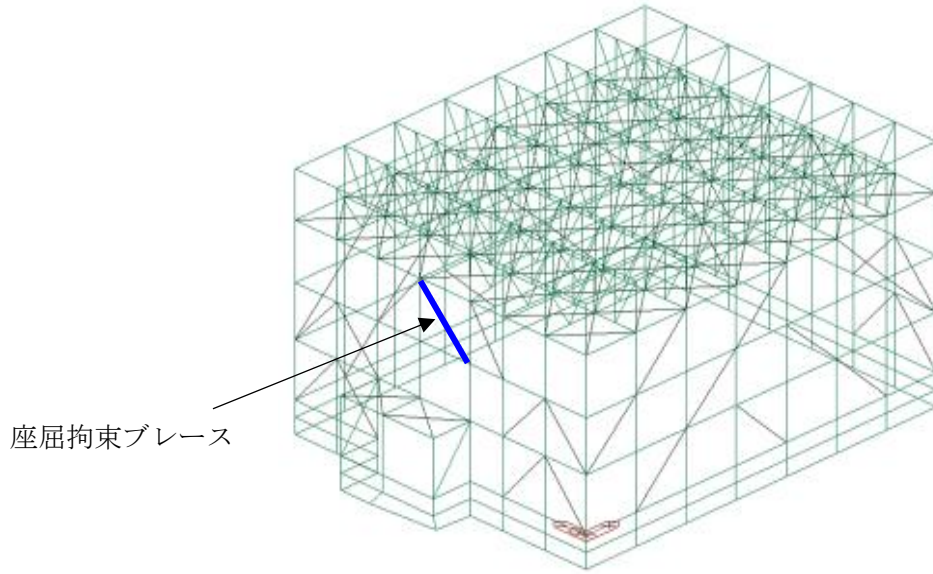
第 3-8 図 地震応答解析及び応力解析-ひずみ時刻歴



第 3-9 図 地震応答解析及び応力解析-応力-変形履歴

第 3-4 表 座屈拘束ブレースのひずみ (発生箇所は下図参照)

	三次元フレームモデル	
	発生値	許容値
ひずみ	1.5%	3.0%



発生箇所参照図 (第 3-4 表)

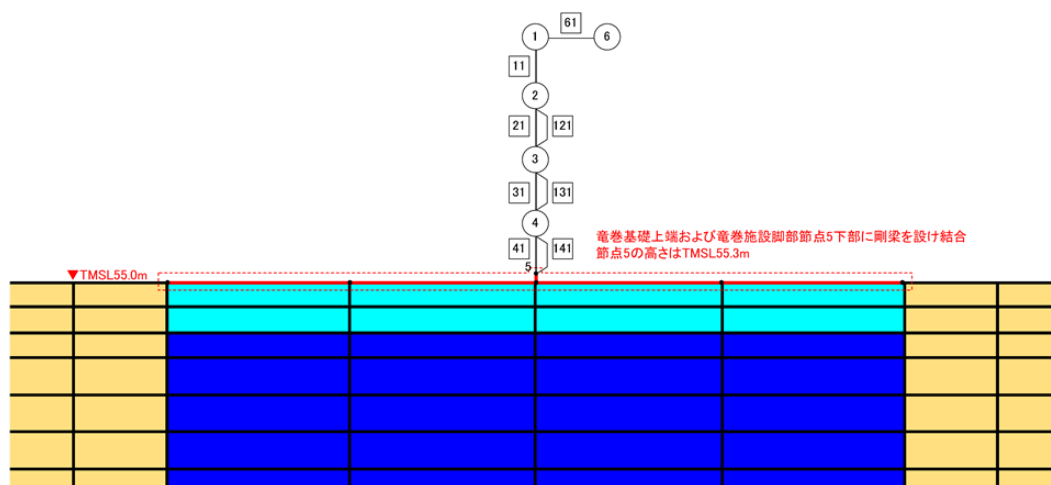
4. 質点系モデルの適用性確認

4.1 解析概要

本施設における支持架構の耐震評価（添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」（以下、設工認耐震計算書））では、第4-1図に示す設計モデルで地震応答解析を行い、算出した地震荷重を、応力解析を行う三次元フレームモデルに入力することで評価する（以下、「質点系モデル評価」という）。

本項では、三次元フレームモデルのみを用いて地震応答解析及び応力解析を行う評価（以下、「三次元フレームモデル評価」という）と、質点系モデル評価との計算結果の比較により、質点系モデル評価の適用性について確認する。

解析条件については、比較対象である三次元フレームモデルと同じとし、「3.1 三次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件」参照。

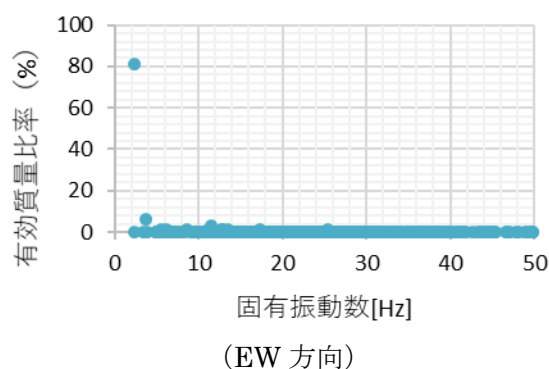
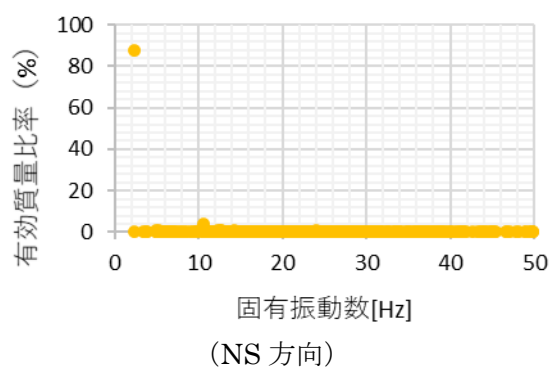


第4-1図 設計モデル(上部のみ拡大表示)

4.2 固有振動数及び振動モードの比較

第4-2図に示す支持架構の三次元フレームモデルの固有振動数解析の結果，NS 方向一次及び EW 方向一次の有効質量比が大きいので，NS 方向及び EW 方向ともに一次モードが支配的であり，これらの振動モードに対して質点系モデルの固有振動数の比較を行う。

第4-1表に示すとおり，三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数は NS 方向一次及び EW 方向一次のそれぞれにおいて同等であることから，質点系モデルは三次元フレームモデルの振動特性を表現可能であることを確認した。



第4-2図 三次元フレームモデルの有効質量比と固有振動数の関係

第4-1表 固有振動数の比較

	三次元フレームモデル	質点系モデル
NS 方向 1 次	2.48Hz	<u>2.55Hz</u>
EW 方向 1 次	2.50Hz	<u>2.53Hz</u>

4.3 部材荷重の比較

架構の荷重状態の比較として、柱の曲げモーメント分布及び軸力分布について、三次元フレームモデルと質点系モデルを比較した結果を第4-3図及び第4-4図に示す。

第4-3図に示すとおり、三次元フレームモデルと質点系モデルともに、3階層柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、座屈拘束ブレースが配置されている1階層から3階層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で荷重を負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためである。

また、第4-4図に示すとおり、三次元フレームモデルと質点系モデルともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用し、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達するため、柱に大きな荷重が作用している。梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所の剛性が高いため、大きな軸力が作用している。

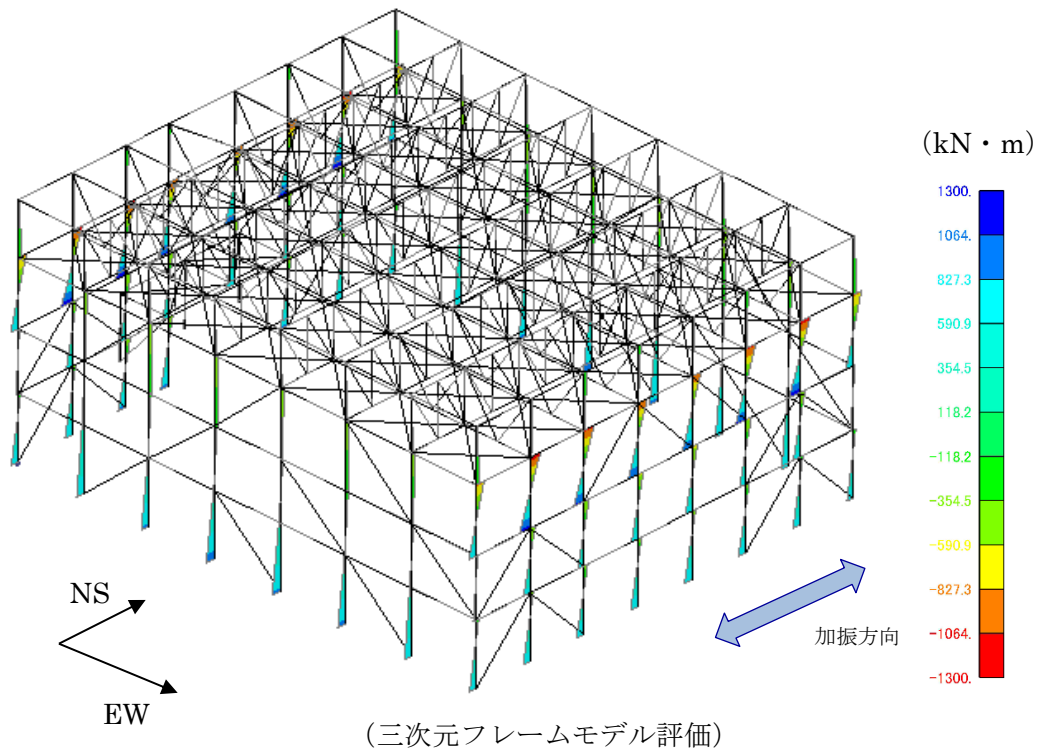
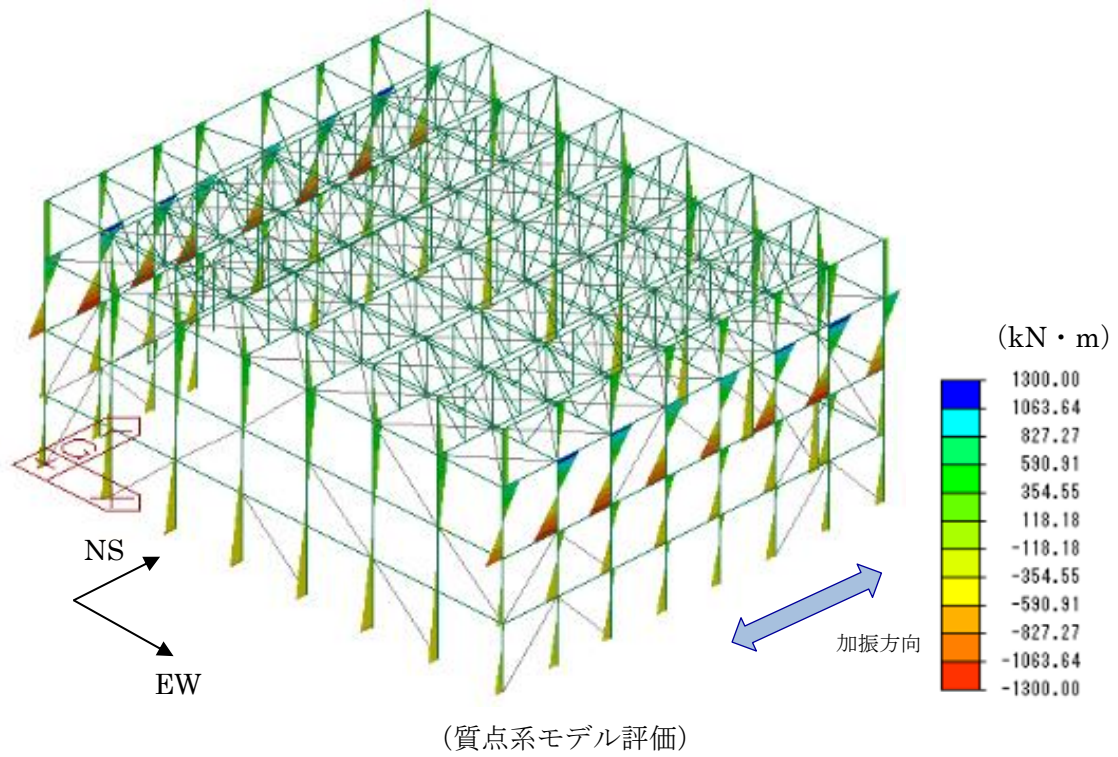
以上より、柱の曲げモーメント分布及び軸力分布について、質点系モデル評価と三次元フレームモデル評価で同じ傾向となっていることを確認した。

座屈拘束ブレースによる応力の再配分が質点系モデルで適切にモデル化されていることを確認するため、座屈拘束ブレースの配置上大きな荷重が作用する柱^{※1}とその柱に接続する梁^{※2}を代表に、質点系モデル評価の結果と三次元フレームモデル評価の結果を検定比で比較する。比較した結果を第4-2表に示す。なお、代表として選定した柱は、全ての部材で最も地震荷重が厳しい部材である。

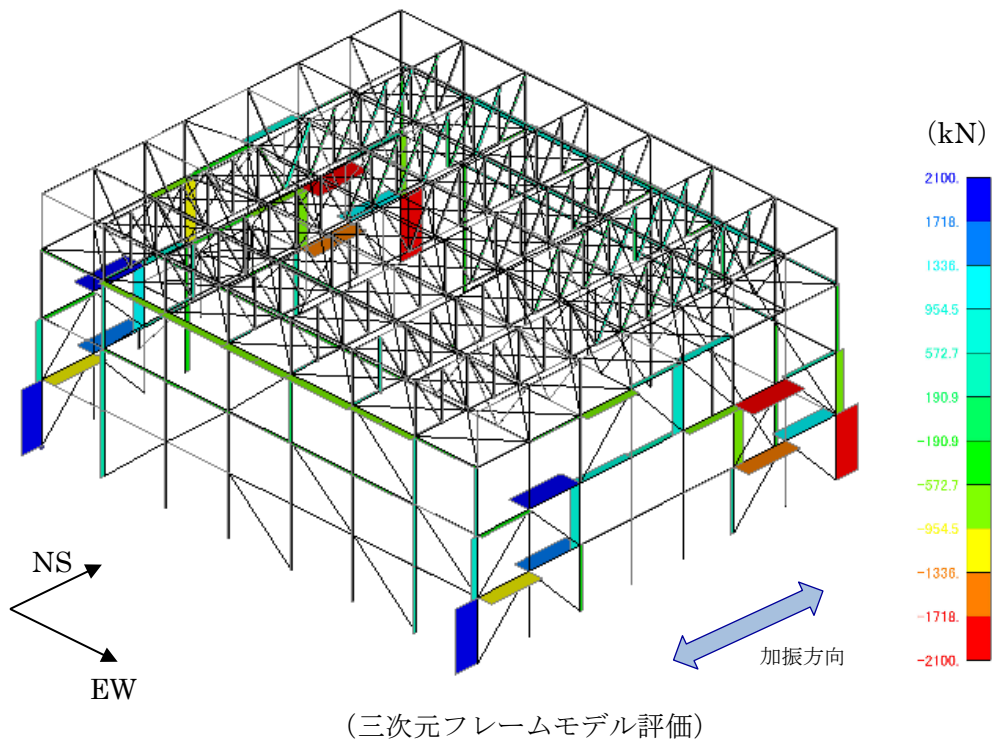
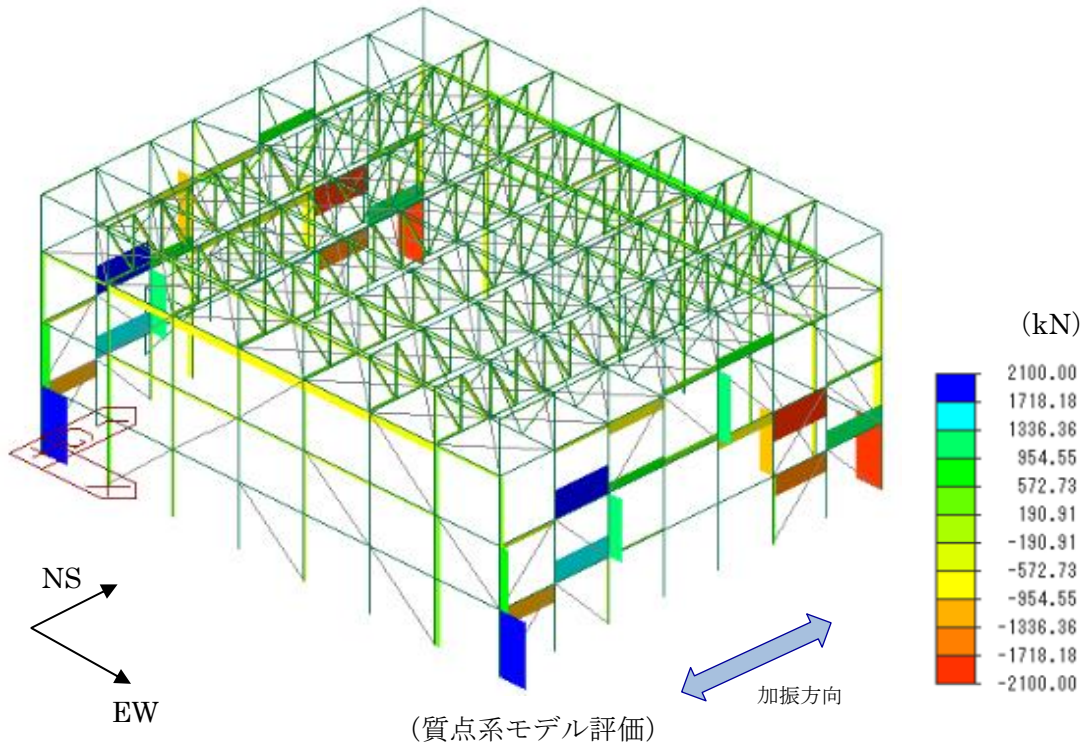
比較結果より、三次元フレームモデル評価の結果と質点系モデル評価の結果は同等であることを確認した。

※1：座屈拘束ブレースの断面積が相対的に小さな3階層は、ブレースの層せん断力の負担が小さく、柱の層せん断力の負担が大きいため、柱に作用する曲げモーメントが大きい。また、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達するため、柱に大きな荷重が作用する。この二つの条件が重畳した3階層の柱（第4-5図参照）を対象とする。

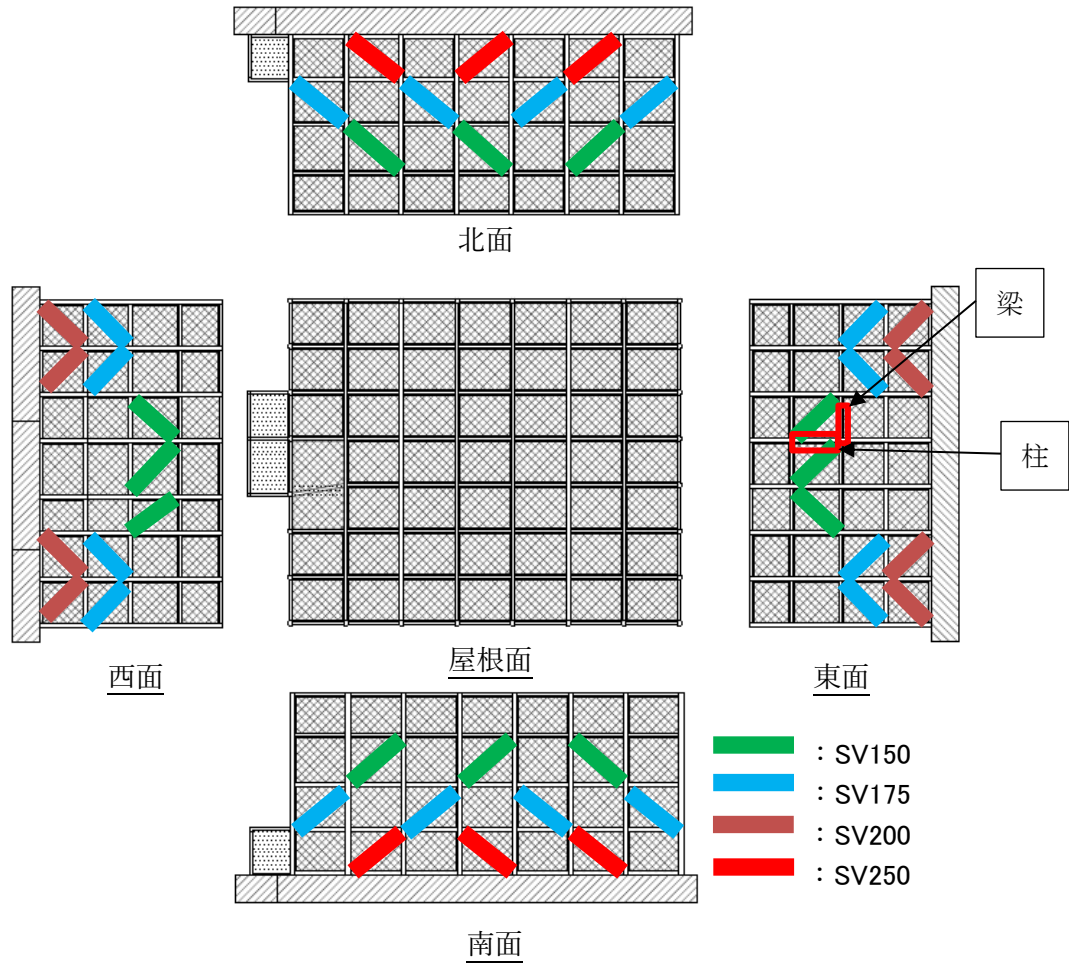
※2：※1で対象とした柱では、3階層柱と2階層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁（第4-5図参照）を対象とする。



第4-3図 柱のモーメント分布図



第4-4図 柱の軸力分布図



柱：座屈拘束ブレースの配置上，大きな荷重が作用する柱
 梁：上記柱に接続している梁

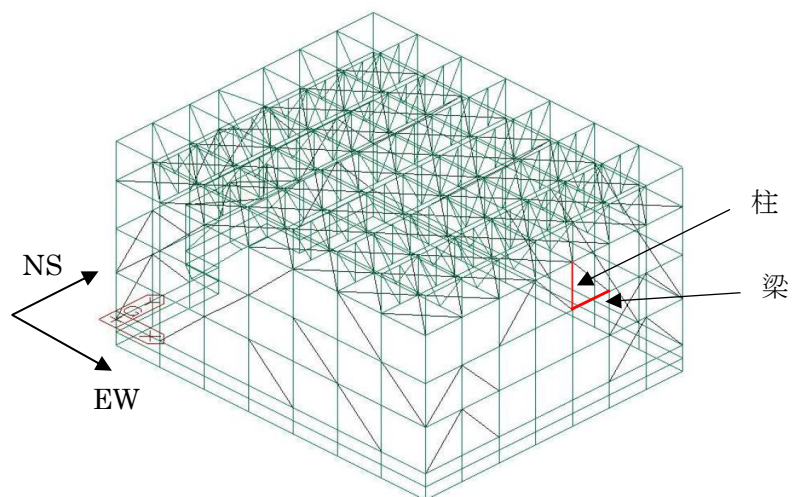
第4・5図 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

第4-2表 柱, 梁の部材力, 応力比較 (*1)

柱	三次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	1082 kN・m (158 MPa)	1162 kN・m (170 MPa)
軸力 (応力)	1102 kN (23 MPa)	1029 kN (22 MPa)
検定値 (組合せ)	0.555	0.580

梁	三次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	823 kN・m (148 MPa)	824 kN・m (148 MPa)
軸力 (応力)	639 kN (18 MPa)	707 kN (20 MPa)
検定値 (組合せ)	0.463	0.469

* 1 : 評価部位は下図参照



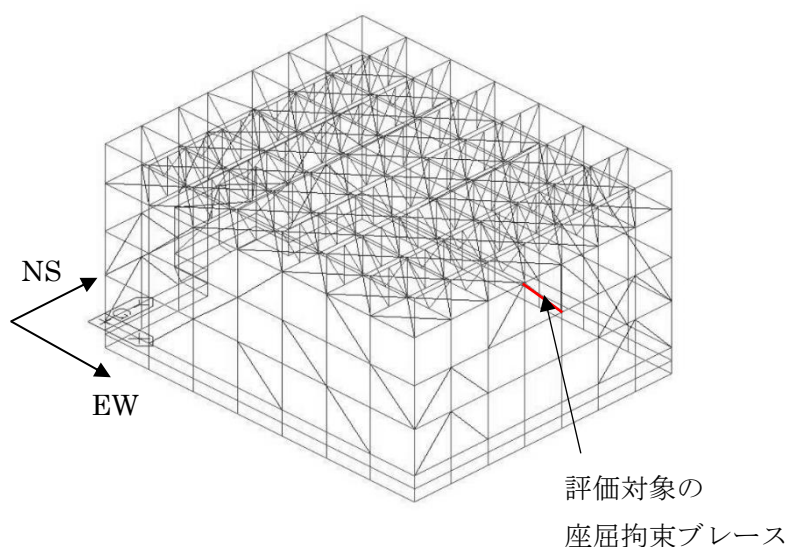
評価部位参照図 (第4-2表)

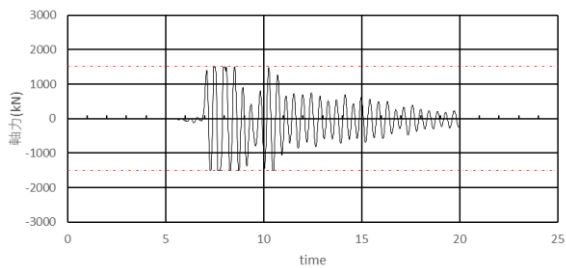
4.4 座屈拘束ブレースの降伏状況の比較

最大の荷重が発生した柱に接続している3階層の座屈拘束ブレース（下図参照）を対象とした座屈拘束ブレースの荷重とひずみ時刻歴について、三次元フレームモデルでの結果と質点系モデルでの結果を第4-6図、第4-7図に示す。三次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースの荷重及びひずみのタイミングは合致している。

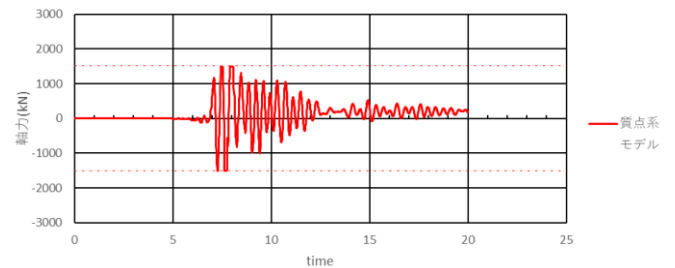
最大の荷重が発生した柱に接続している3階層の座屈拘束ブレース（下図参照）を対象としたひずみの履歴ループについて、三次元フレームモデルと質点系モデルを比較した結果を第4-8図に示す。

どちらも引張方向の塑性変形から圧縮側の塑性変形を経て、ひずみが0付近に戻っていく傾向を示しており、同様の傾向となっている。ひずみの履歴ループの大きさは、座屈拘束ブレースが吸収した地震エネルギーの大きさを表しており、三次元フレームモデルと質点系モデルで、主要動における履歴ループの大きさ（吸収エネルギー）は同等であるため、架構の応答や荷重に大きな違いが生じていないことを確認している。



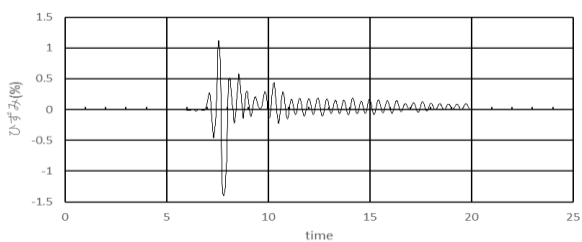


(三次元フレームモデル)

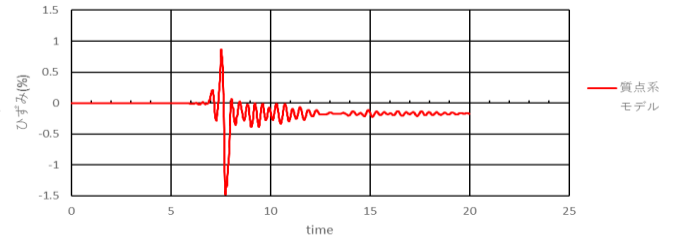


(質点系モデル)

第4-6図 座屈拘束ブレースの荷重時刻歴の比較

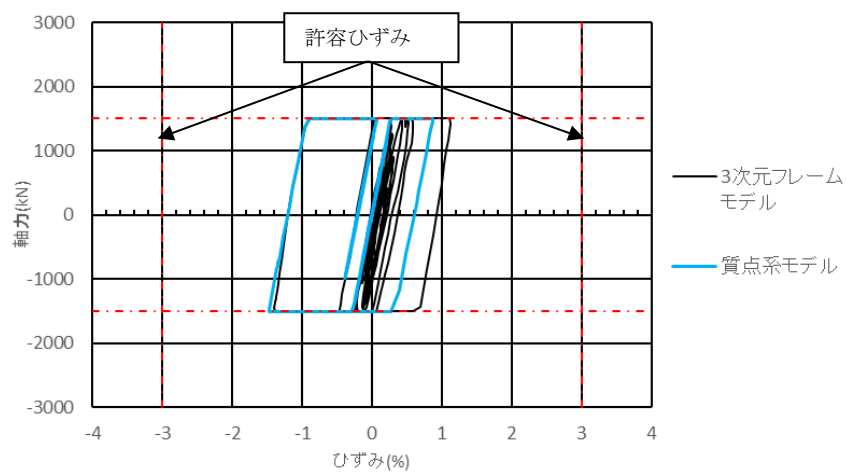


(3次元フレームモデル)



(質点系モデル)

第4-7図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴の比較



第4-8図 履歴ループの比較

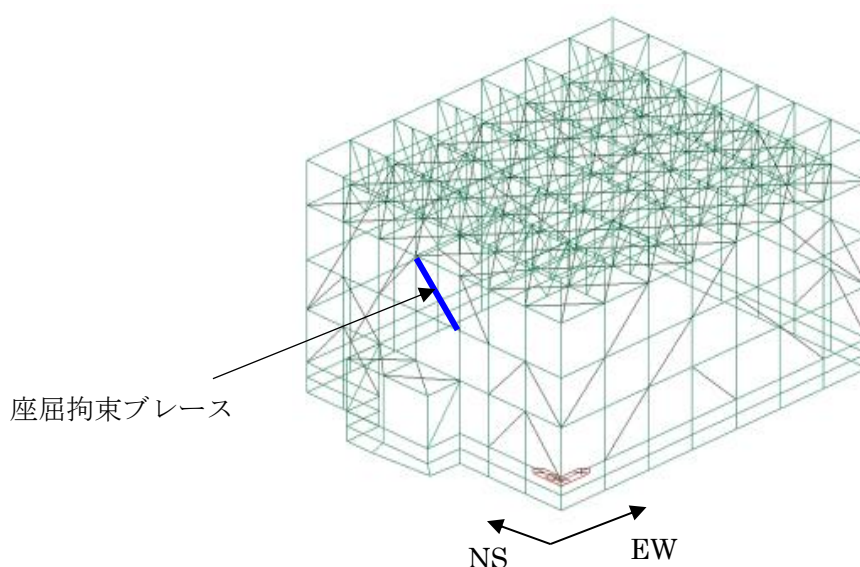
4.5 座屈拘束ブレースの最大ひずみの比較

三次元フレームモデルと質点系モデルで算出した座屈拘束ブレースの最大ひずみの結果を、表4-3表に示す。三次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースのひずみは、同等であることを確認した。

表4-3表 座屈拘束ブレースのひずみ比較結果 (※1)

	三次元フレームモデル	質点系モデル	三次元フレームモデル / 質点系
ひずみ	1.5%	1.5%	1.00

※1：評価部位は下図参照



4.6 質点系モデル評価の適用性確認結果

支持架構の地震応答が質点系モデルで表現可能であり、三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数が同等であることから、質点系モデルで三次元 FEM モデルの地震応答を適切に表現できていることを確認した。

また、三次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースの降伏状況、履歴ループ、架構に作用する荷重分布、座屈拘束ブレースの配置により大きな荷重が発生する部材の応力、座屈拘束ブレースの最大ひずみが同等であることから、質点系モデル評価が適用可能であることを確認した。

5. まとめ

質点系モデルは支持架構全体を1軸に置き換えたモデルであるため、全体が一様に変形することを前提としたモデルである。「別紙 1-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について」の第1-4図に示すとおり、三次元フレームモデルの四隅の柱の変形はほぼ一致しており、支持架構全体が一様に変形していることを確認した。また、第3-7図及び第3-8図に示すとおり、座屈拘束ブレースはいずれも同じタイミングで塑性化しており、同様の非線形挙動を示していることから、支持架構全体が一様に変形することを確認した。さらに、4節にて三次元フレームモデルと質点系モデルの固有振動数、座屈拘束ブレースの降伏状況、履歴ループ、周辺部材の荷重等を比較した結果、いずれも同等であることを確認した。

以上より、支持架構の質点系モデルへの置き換えが可能であること及び支持架構の地震応答が、質点系モデルで表現可能であることから、地震応答解析に質点系モデルが適用可能であることを確認した。

別添 4

防護板及び防護ネットの耐震影響評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値等修正予定

目 次

1. <u>概要</u>	1
2. <u>影響評価対象部位</u>	1
3. <u>荷重比較結果</u>	2
4. <u>考察及びまとめ</u>	<u>7</u>

1. 概要

防護板及び防護ネットを支持架構への固定部である取付ボルト及び押さえボルトの許容荷重は、地震荷重よりも十分大きな設計となっており、耐震評価対象部位の対象外としている。その確認として飛来物防護ネットの防護板及び防護ネットの耐震影響評価結果を示す。

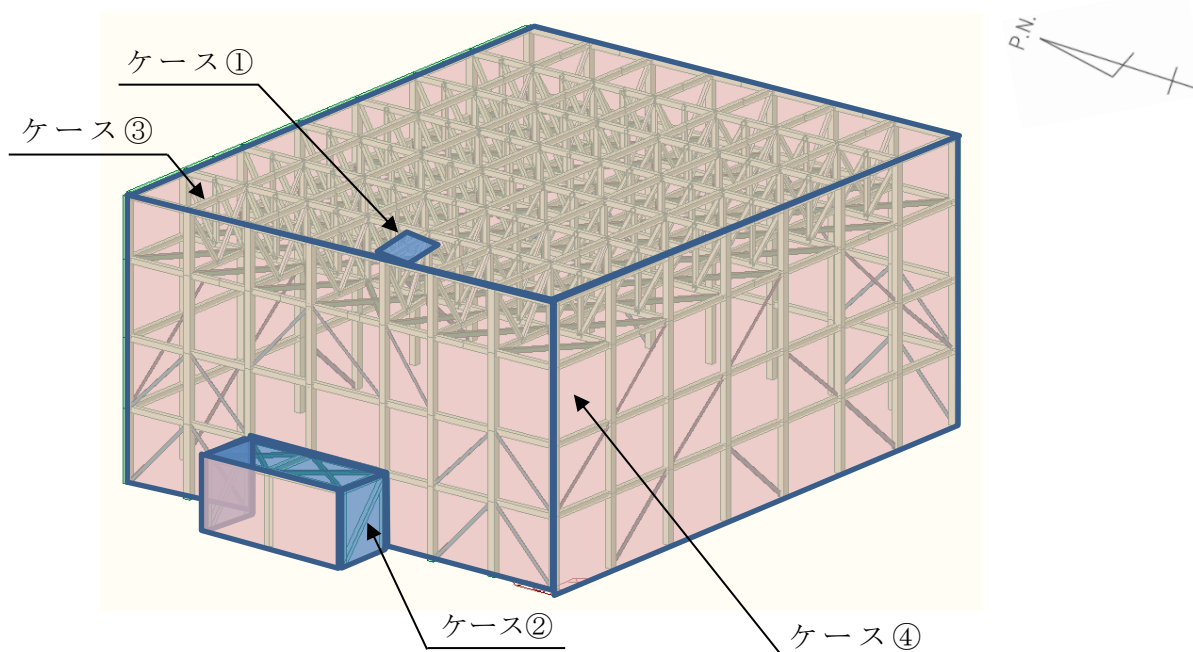
2. 影響評価対象部位

飛来物防護ネットの屋根（水平設置）及び側面（鉛直設置）に設置される防護板、防護ネットで S_s 地震時に作用する荷重が異なることから、第2-1図、第2-1表に示す4ケースを対象に比較を行った。防護板及び防護ネットのサイズが大きい方が、重量が増加するため、 S_s 地震時に作用する荷重が大きくなる。このことから、最大サイズの部位を対象とし、評価を行う。

評価対象部位は、防護板及び防護ネットを支持架構に取り付けるためのボルト（以下、取付ボルト及び押さえボルト）とする。

第2-1表 評価対象部位

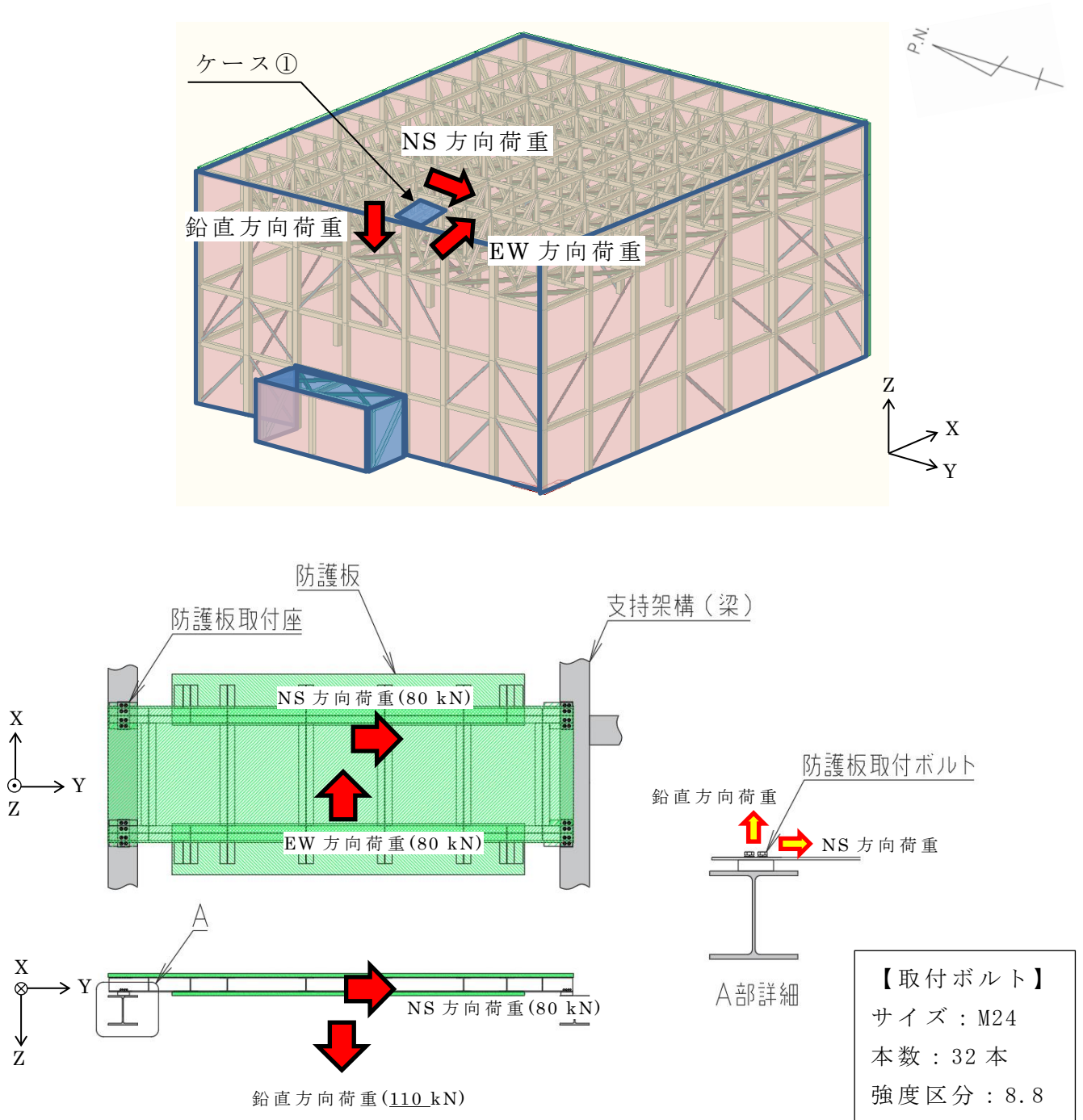
	防護板	防護ネット
屋根（水平設置）	ケース①	ケース③
側面（鉛直設置）	ケース②	ケース④





第2-1図 評価対象部位

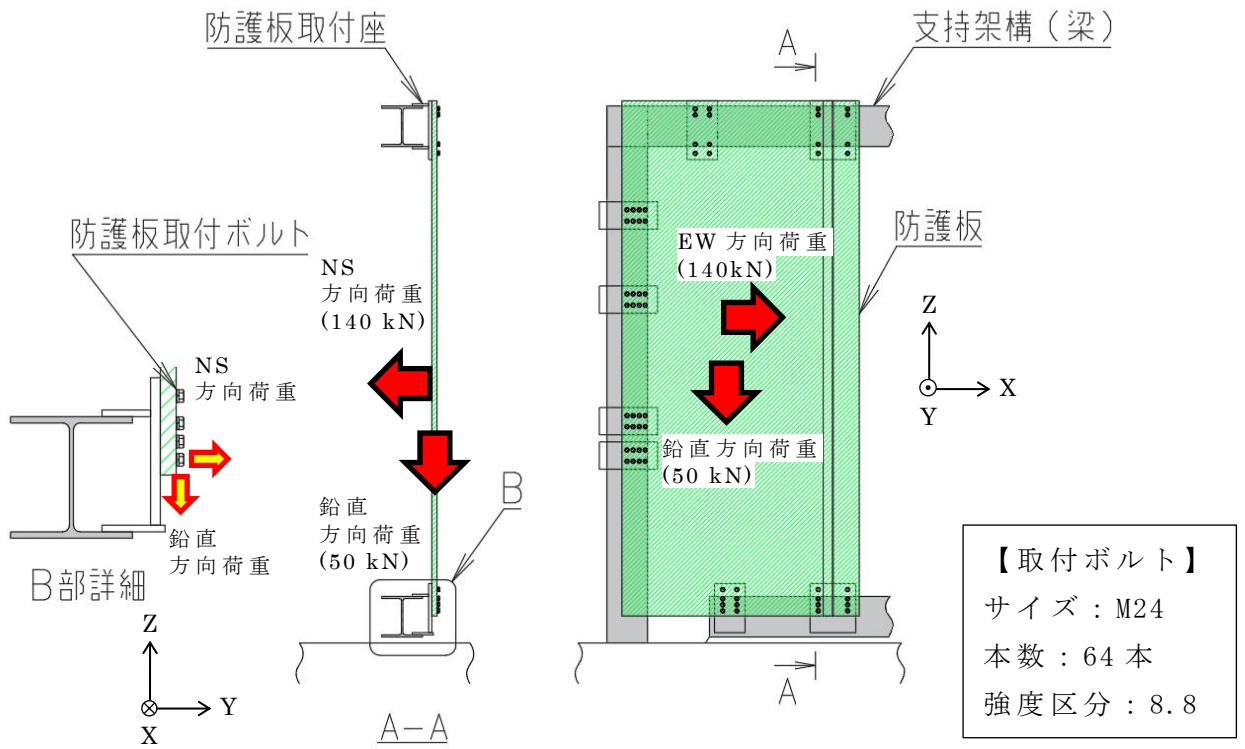
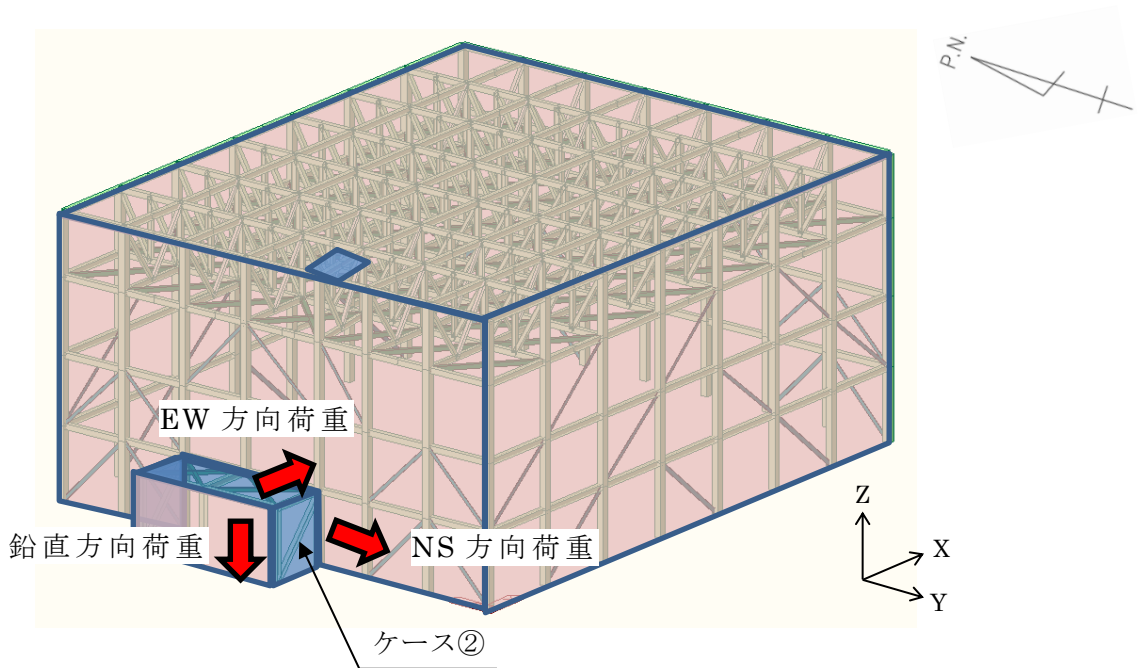
3. 耐震評価結果



防護板及び防護ネットに作用する荷重を第3-1図～第3-4図示す。影響確認として、防護板及び防護ネットを支持架構に取り付けるためのボルト（以下、取付ボルト及び押さえボルト）に生じる荷重を算出し、許容荷重と比較した結果を第3-2表に示す。第3-2表より、Ss地震時に生じる取付ボルト及び押さえボルトの荷重はボルトの許容荷重と比べて十分小さい。



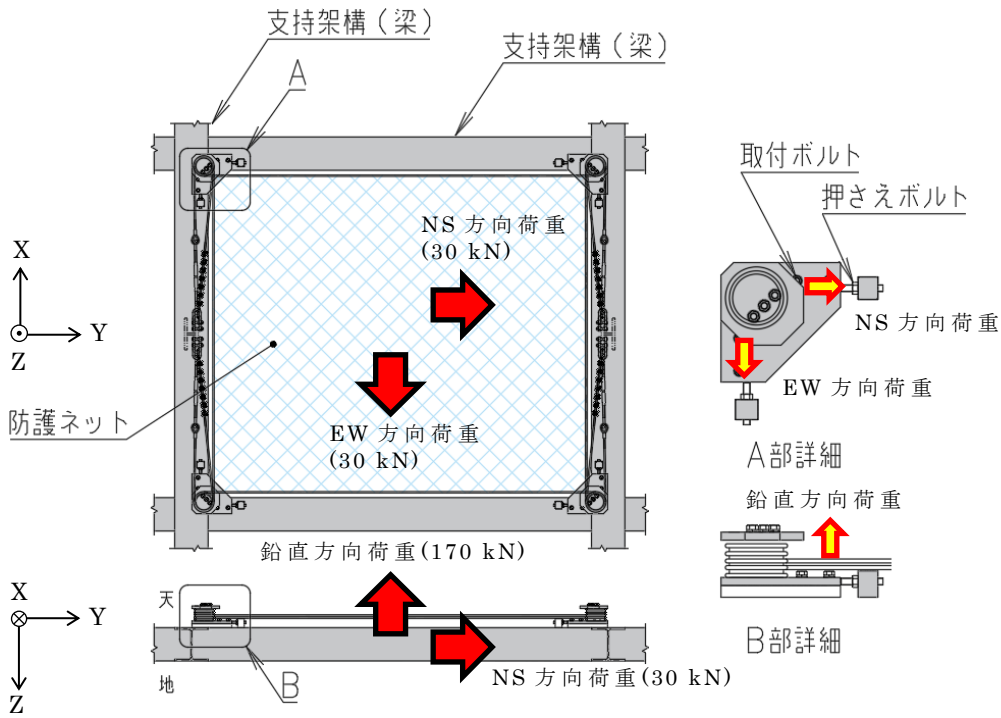
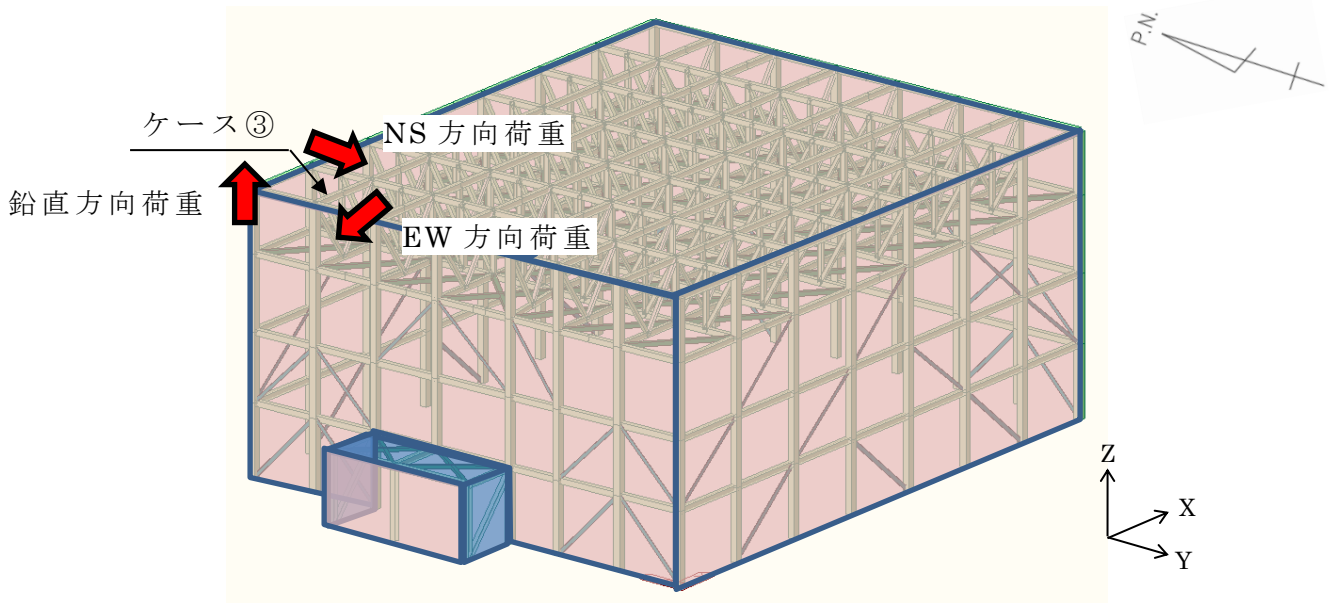
 : Ss 地震時に防護板に作用する荷重
 : Ss 地震時に取付ボルトに作用する荷重

第 3 - 1 図 ケース①の荷重作用図



-  : Ss 地震時に防護板に作用する荷重
-  : Ss 地震時に取付ボルトに作用する荷重

第 3-2 図 ケース②の荷重作用図

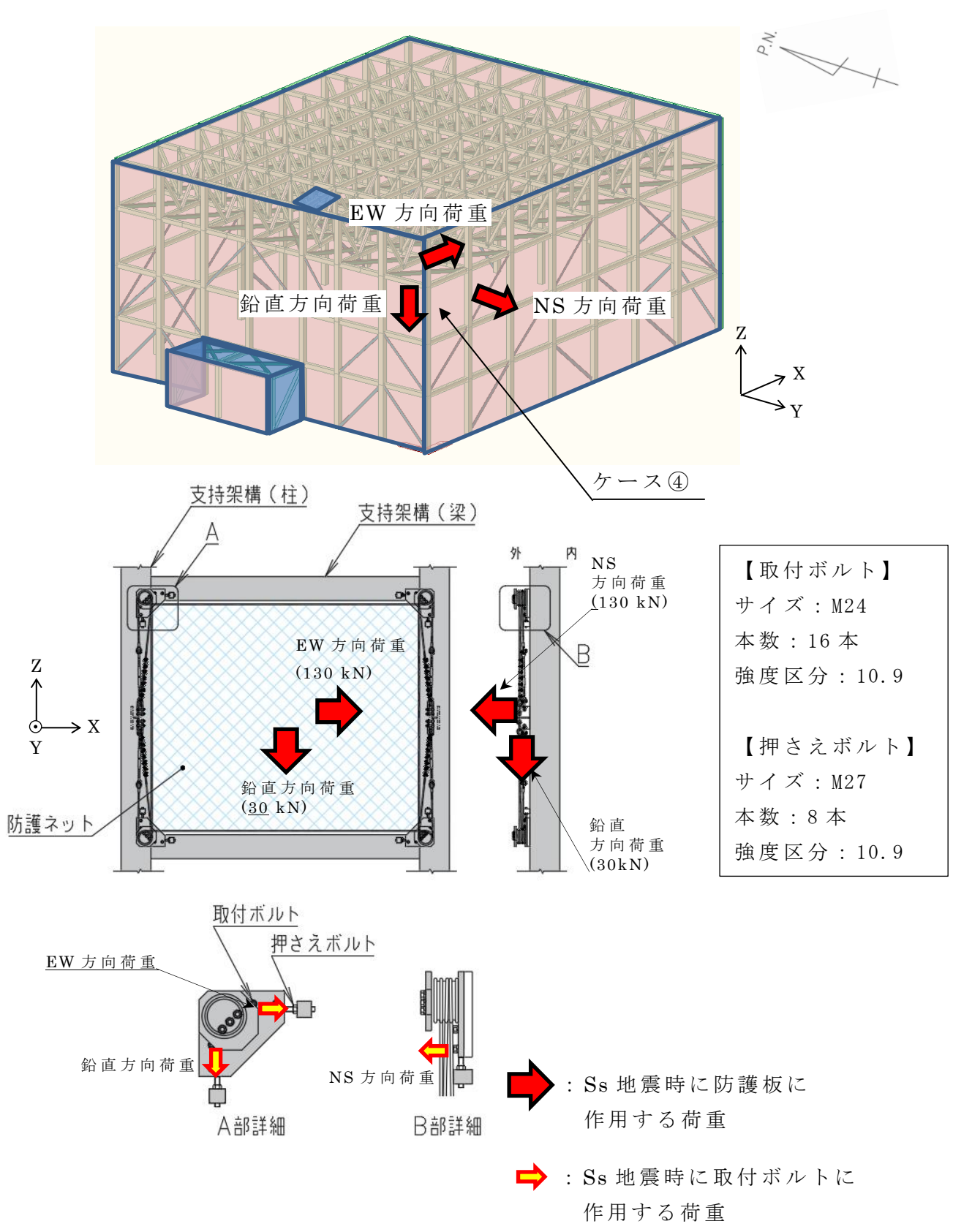


【取付ボルト】
 サイズ：M24
 本数：16本
 強度区分：10.9

【押さえボルト】
 サイズ：M27
 本数：8本
 強度区分：10.9

: Ss地震時に防護板に作用する荷重
 : Ss地震時に取付ボルトに作用する荷重

第3-3図 ケース③の荷重作用図



第 3 - 4 図 ケース④の荷重作用図

第3-2表 取付ボルト及び押さえボルトに作用する荷重の比較結果

	荷重方向	ボルト種類	荷重	S _s 地震時 ^(注)	許容荷重
ケース①	水平(NS)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	4 kN	205 kN
ケース②	水平(NS)	取付ボルト	引張	3 kN	205 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	せん断	1 kN	118 kN
ケース③	水平(NS)	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	11 kN	256 kN
ケース④	水平(NS)	取付ボルト	引張	9 kN	256 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	17 kN	334 kN
	鉛直	押さえボルト	圧縮	4 kN	334 kN

注：ボルト1本あたりに作用する荷重

4. 考察及びまとめ

3.に示した荷重の比較結果より、取付ボルト及び押さえボルトに生じる荷重は許容荷重を十分に下回ることから、耐震性への影響が軽微であることを確認した。

別添5

座屈拘束ブレースの構造評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

目 次

1. 概要	1
2. 構造評価フロー	1
3. 評価方法	3
3.1 軸ひずみの評価	3
3.2 疲労評価	3
4. 構造評価	4
4.1 評価用地震動	4
4.2 軸ひずみの評価	5
4.3 疲労評価	5
5. 考察及びまとめ	8

1. 概要

飛来物防護ネットは地震荷重低減のために座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは自重及び風荷重に対しては弾性範囲内の応答であるが、大きな地震荷重が作用した際に塑性変形を許容する設計である。

本資料は、基準地震動 S_s に対する座屈拘束ブレースの構造評価結果についてまとめたものである。

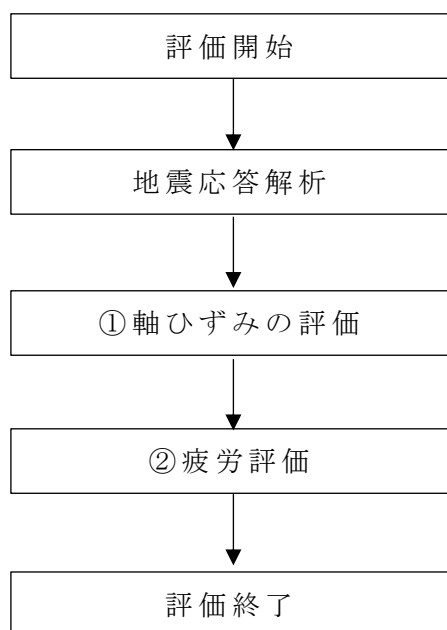
2. 構造評価フロー

座屈拘束ブレースは、実証試験にて破断しない軸ひずみ及び疲労性能曲線（第2-2図参照）が確認されている。従って、実証試験にて健全性が確認されている値を許容限界とする。具体的には以下のとおりである。

- ① 軸ひずみが 3.0% 以下であること。
- ② 軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線（第2-2図参照）から算出される許容繰返し回数以下であること。

注：最大軸ひずみが 7.2% 発生しても破損しないことを実証試験にて確認されているが、許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの 3.0% とする。

座屈拘束ブレースの構造評価フローを第2-1図に示す。



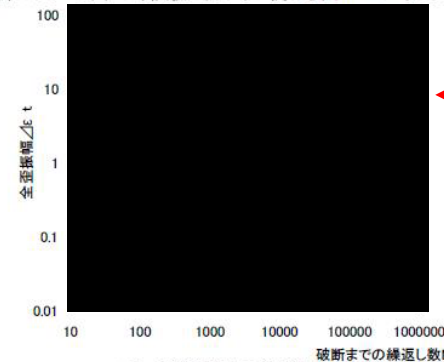
第2-1図 座屈拘束ブレースの構造評価フロー

アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、芯材板厚、形状、鋼種などをパラメータとした数々の実大実験で確認されています。試験パラメータ・結果を表1に示します。

疲労試験結果のグラフを図1に、試験セットアップ例を写真1~2に示します。

表1 パラメータと試験結果

試験体名	芯材材質	形状	断面種	板厚 (mm)	塑性化 部幅 (mm)	拘束鋼管 (STKR/ STK400)	全歪振幅 $\Delta \epsilon$ t	繰返し 回数Nf	備考	
文献1)	400-200									
	400-150									
	400-040									
	100-150									
	100-040									
	100-016									
	100+150									
	235-150									
	235-016									
	235+150									
文献2)	400-016									
	400-019									
	490-011									
	490-022									
	225+008									
	225+013									
	225-005									
	225-010									
	文献3)	UB225-150TF1								
		UB225-150TC1								
UB235-150TF1										
UB235-150TC1										
UB225-150TF2										
UB225-150TC2										
社内試験 (めっき有 無)	①									
	②									
	③									
	④									
社内試験 (SN490B)	①									
	②									
	③									
	④									
	⑤									
大軸力 ^{a)}	①									
	②									



今回適用する
座屈拘束ブレースの材質

図1 試験結果と疲労性能曲線



写真1



写真2

アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、鋼種・形状によらず、実験結果を回帰した下式で評価することができます。

疲労性能曲線¹⁾²⁾: $\Delta \epsilon t = \dots$ (1)
 $\Delta \epsilon t = \dots$ (2)

参考文献: 1)前田他:実大アンボンドブレースの疲労性能(その1)(その2), 日本建築学会大会講演要録, 1999
 2)渡辺他:鋼製U型ダンパーおよびアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, 2007.11
 3)榎手亮他:座屈拘束ブレースの低サイクル疲労試験, 日本建築学会大会講演要録, 2010.9
 4)川井他:鋼材の塑性変形によるエネルギー消散を利用した制震・免震技術, ふらむ Vol.17(2012)No.9:(一社)日本鉄鋼協会, pp.9-16

第2-2図 座屈拘束ブレースの疲労性能試験結果

3. 評価方法

3.1 軸ひずみの評価

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

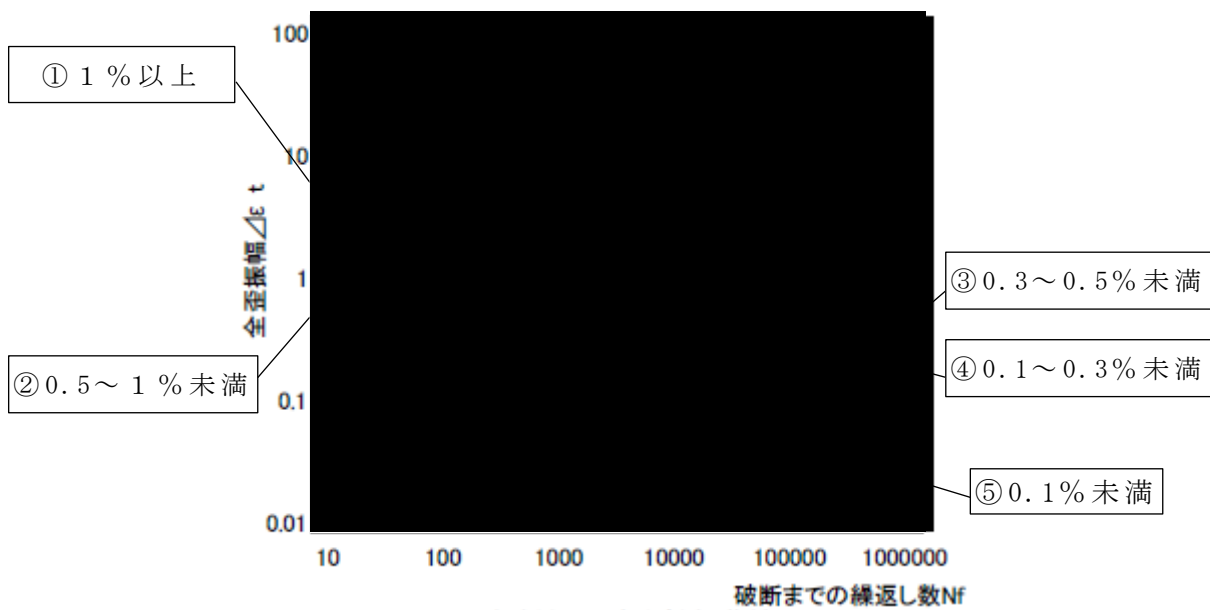
3.2 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労性能曲線を第 3-1 図に示す。発生する軸ひずみ振幅を第 3-1 表に示す 5 種類に分けて疲労係数を算出し、マイナー則に基づき、疲労係数の総和が 1.0 未満であることを確認する。

第 3-1 表 疲労係数算出方法

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

(注)：許容繰返し回数(100万回以上)が非常に大きいことから疲労評価不要とする。

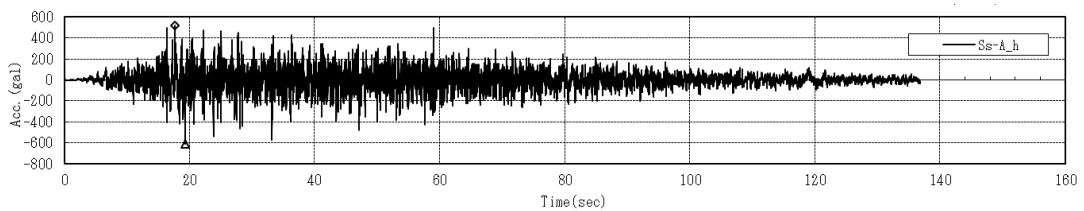


第 3 - 1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

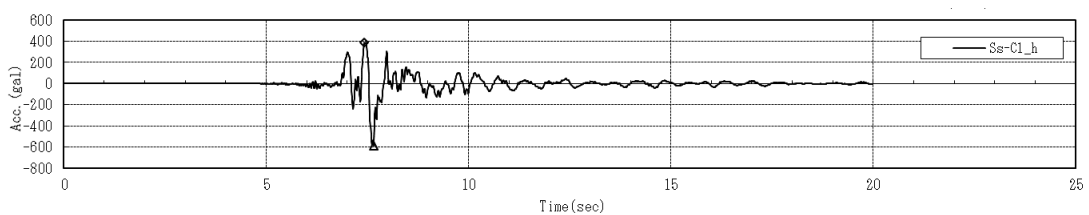
4. 構造評価

4.1 評価用地震動

評価用地震動として、地震の作用時間が最も長い地震波 (Ss-A(H)) 及び最大応答せん断力が発生している地震波 (Ss-C1(H)) を対象として評価する。評価用地震動を第 4 - 1 図に示す。



地震動 : Ss-A (H)



地震動 : Ss-C1(H)

第 4 - 1 図 評価用地震動時刻歴波形

4.2 軸ひずみの評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第4-2図に示す。評価の結果，最大の軸ひずみは約1.6%であり，許容値（3.0%）を下回ることから破断のおそれはなく，座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

4.3 疲労評価

疲労係数が最も厳しい座屈拘束ブレースに対する疲労評価結果を，第4-1表，第4-2表に示す。疲労係数の総和が最大で0.192であり，1.0を下回ることから，疲労による破断のおそれはなく，座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

第4-1表 疲労評価結果 地震波 S_s-A(H)

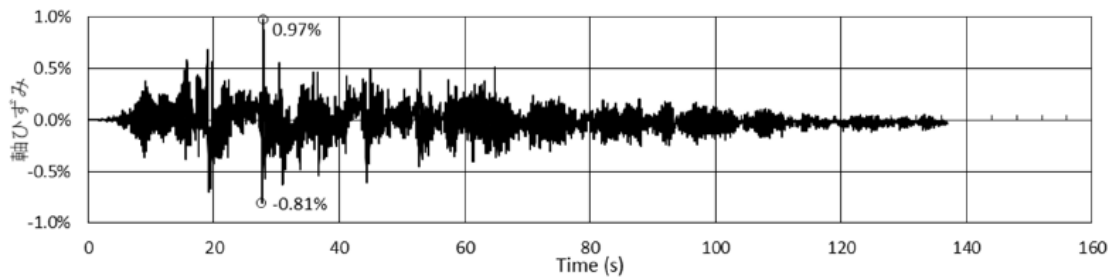
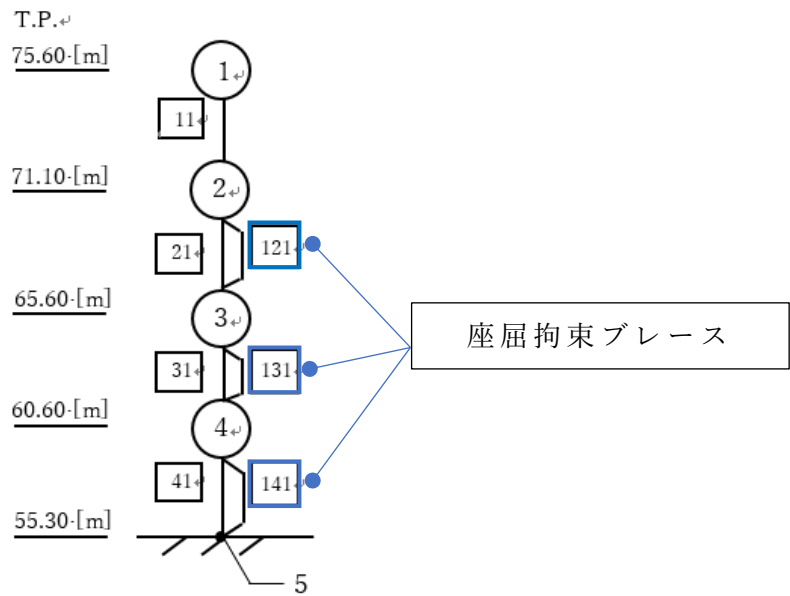
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-1.8%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N : 5537 回		許容繰返し回数 N : 1952 回		許容繰返し回数 N : 474 回		許容繰返し回数 N : 142 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
146	0.0264	88	0.0451	47	0.0992	3	0.0211	0.192

(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 要素 No. 121)

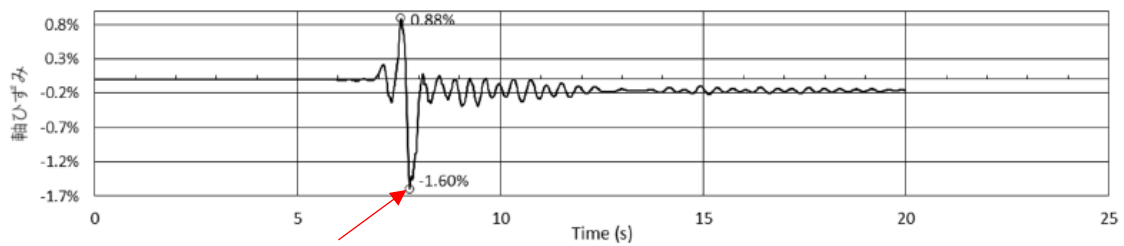
第4-2表 疲労評価結果 地震波 S_s-C1(H)

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%-2.5%)		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 : 73 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	
10	0.0018	4	0.0020	1	0.0021	1	0.0137	0.020

(注) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 要素 No. 121)



地震波 Ss-A (H), NS 方向, 要素 No. 121)



最大の軸ひずみ

地震波 Ss-C1 (H), NS 方向, 要素 No. 121)

第 4-2 図 座屈拘束ブレース軸ひずみ時刻歴の結果

5. 考察及びまとめ

座屈拘束ブレースの塑性変形を考慮した構造評価を実施した。最大軸ひずみは 1.6%程度であり，許容値の 3.0%以下を満足している。また，軸ひずみの繰返し回数が，疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下を満足している。

以上より，飛来物防護ネットに使用される座屈拘束ブレースは S_s 地震が発生しても破断するおそれはなく，残留ひずみも 0.2%程度であり，疲労係数についても基準地震動 S_s 1 回分以上の余裕があることから，座屈拘束ブレースは地震発生前と同等の変形追従及びエネルギー吸収性能を維持することができる。

別添 6

相対変位評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

目 次

1. 概要	1
2. 評価方法	1
3. 評価結果	2
4. 考察及びまとめ	2

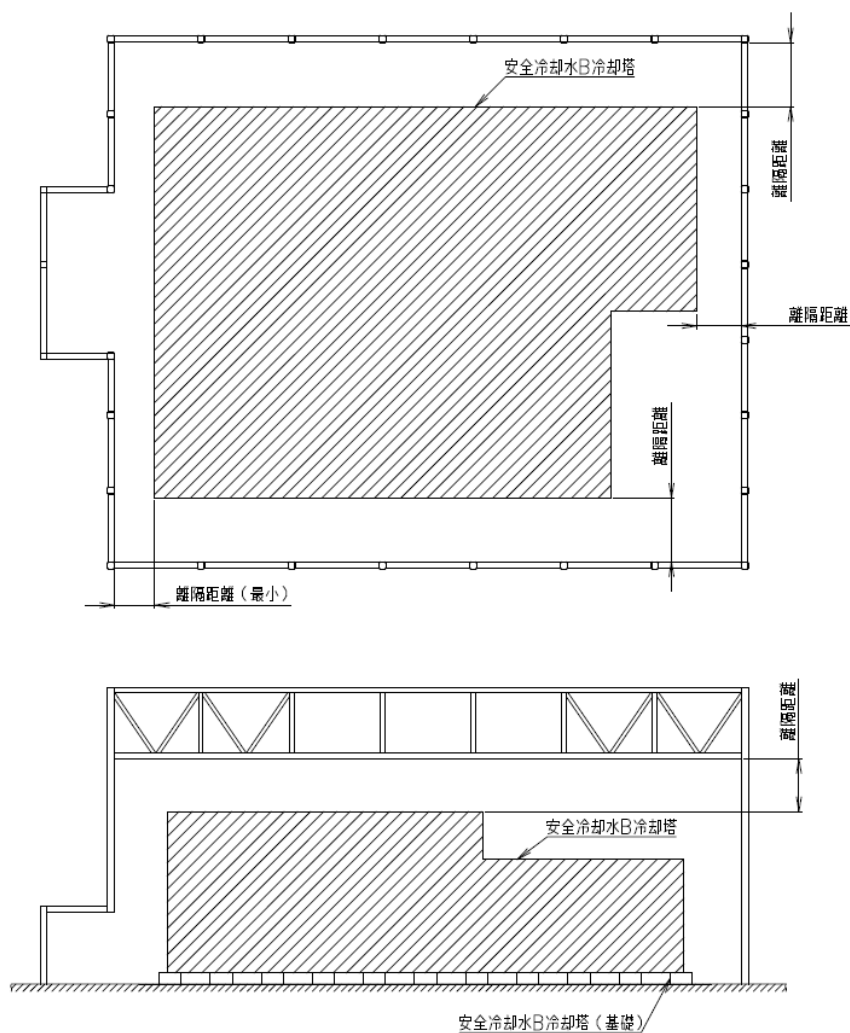
1. 概要

飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔（以下、「冷却塔本体」という。）を覆うように設置されていることから、基準地震動 S_s による相対変位によって冷却塔本体に波及的影響を及ぼすおそれがある。

本書は、基準地震動 S_s による相対変位と冷却塔本体までの離隔距離との比較結果を示し、基準地震動 S_s により飛来物防護ネットが冷却塔本体に波及的影響を与えないことを説明する。

2. 評価方法

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本体の最大応答変位の合計が、第2-1図に示す冷却塔本体までの最小離隔距離を下回ることを確認する。



第2-1図 離隔距離イメージ図

3. 評価結果

評価結果を第3-1表に示す。

第3-1表 比較結果

地震動	相対変位 ^{注1, 注2, 注3}	最小離隔距離
直下地盤物性	mm	mm

注1 :

注2 :

注3 :

4. 考察及びまとめ

3.に示した相対変位と最小離隔距離の比較結果より、基準地震動 S_s による飛来物防護ネットと冷却塔本体との相対変位が、最小離隔距離を下回ることを確認した。

従って、飛来物防護ネットが冷却塔本体に対して、基準地震動 S_s による波及的影響を与えないことを確認した。

別添 7

安全冷却水B冷却塔

飛来物防護ネットの地震応答計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 解析方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 解析方法	10
3.1 地震応答解析に用いる地震動	10
3.2 地震応答解析モデル	26
3.2.1 全応力解析モデル	27
3.2.2 有効応力解析モデル	39
3.3 入力地震動	44
3.4 解析方法	45
3.5 解析条件	46
3.5.1 復元力特性	46
3.6 材料物性のばらつき	49
4. 解析結果	53
4.1 固有値解析結果	53
4.2 全応力解析	59
4.2.1 地盤の応答結果	59
4.2.2 上部構造の応答結果	65
4.3 有効応力解析	96
4.3.1 地盤の応答結果	96
4.3.2 上部構造の応答結果	104

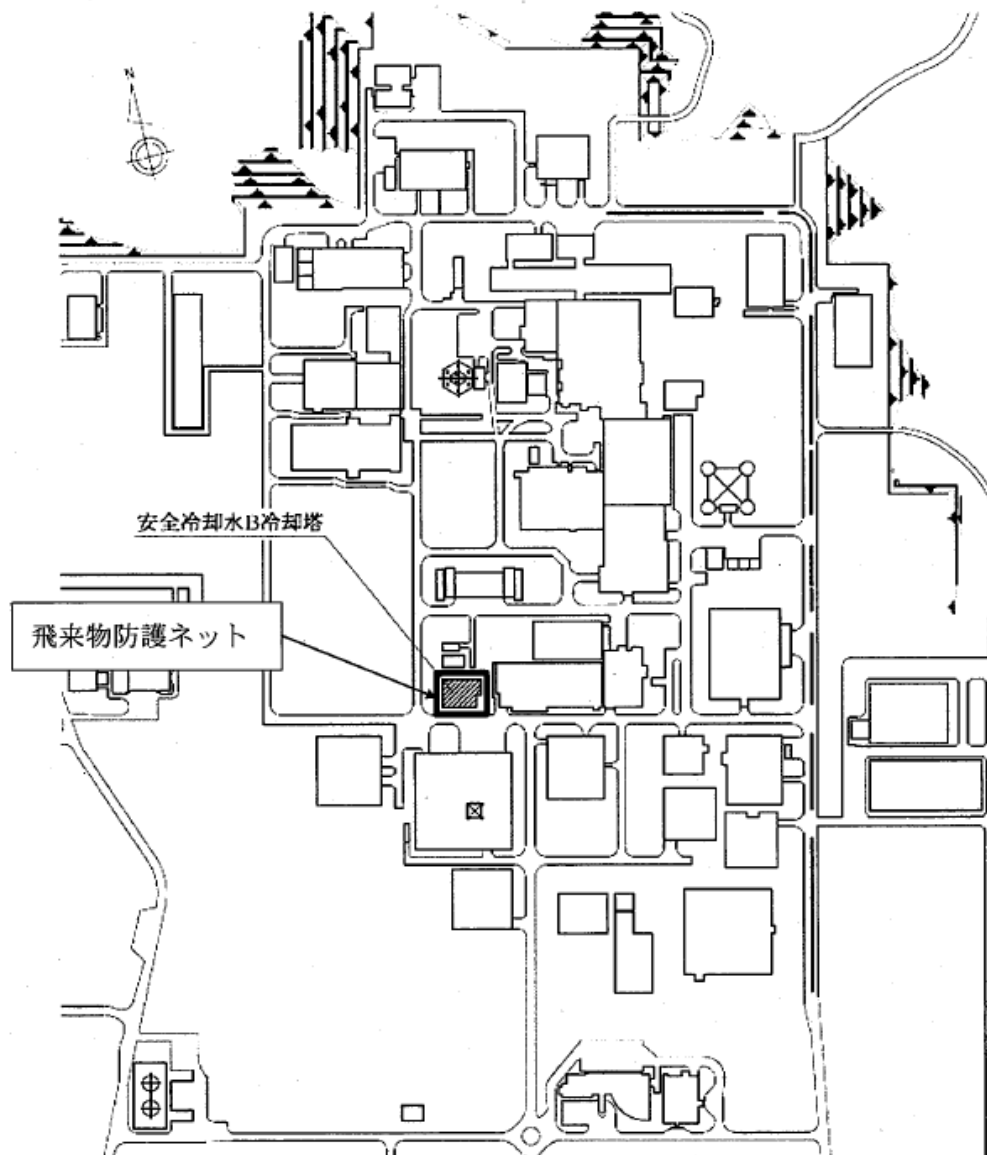
1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 位置

安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの設置位置を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの設置位置

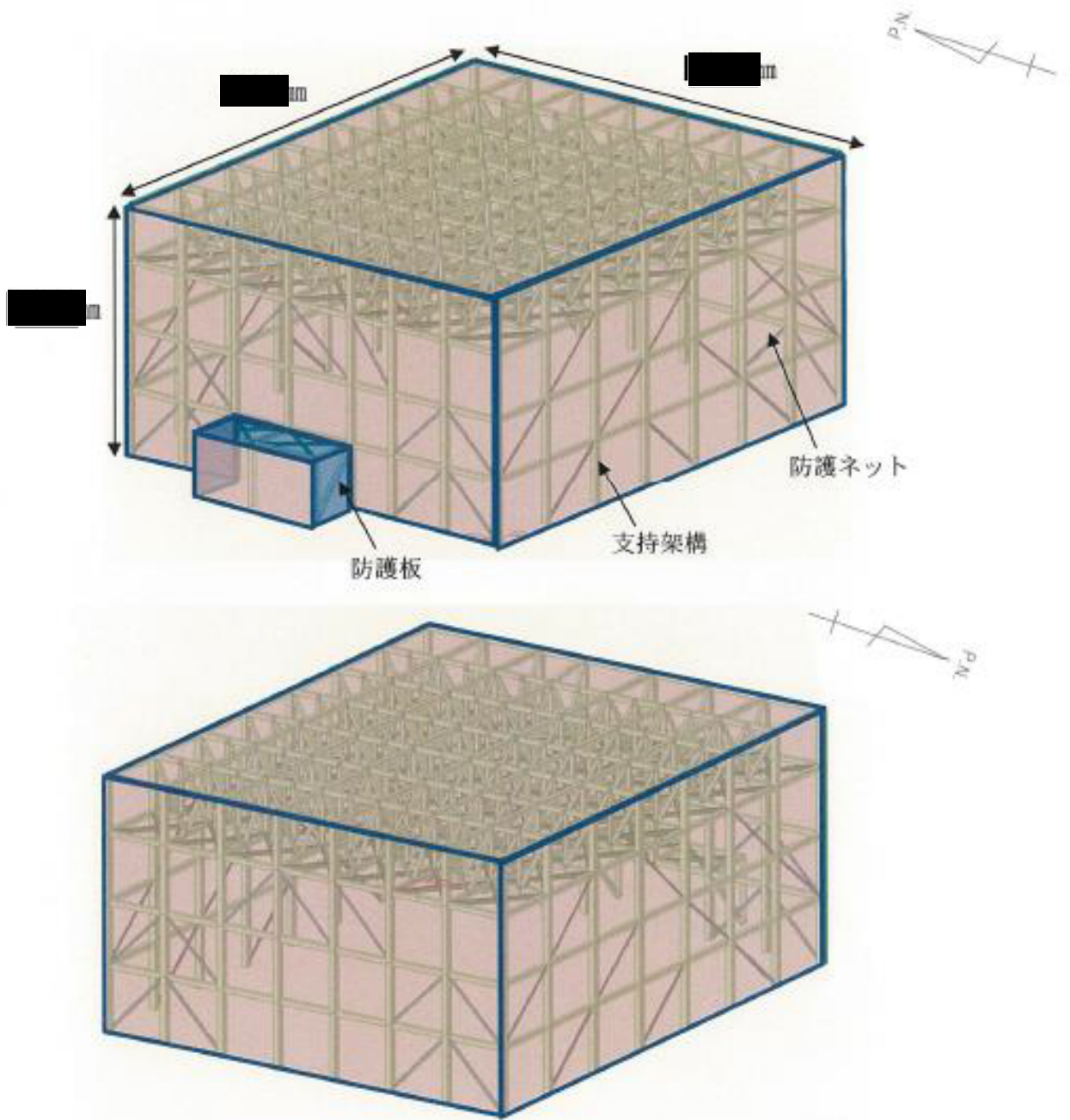
2.2 構造概要

飛来物防護ネットは、添付書類「V-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算方針」の「2.3 竜巻防護対策設備」にて設定している構造計画を踏まえた構造とする。飛来物防護ネットの全景を第 2.2-1 図に、杭伏図及び概略平面図を第 2.2-1 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に示す。

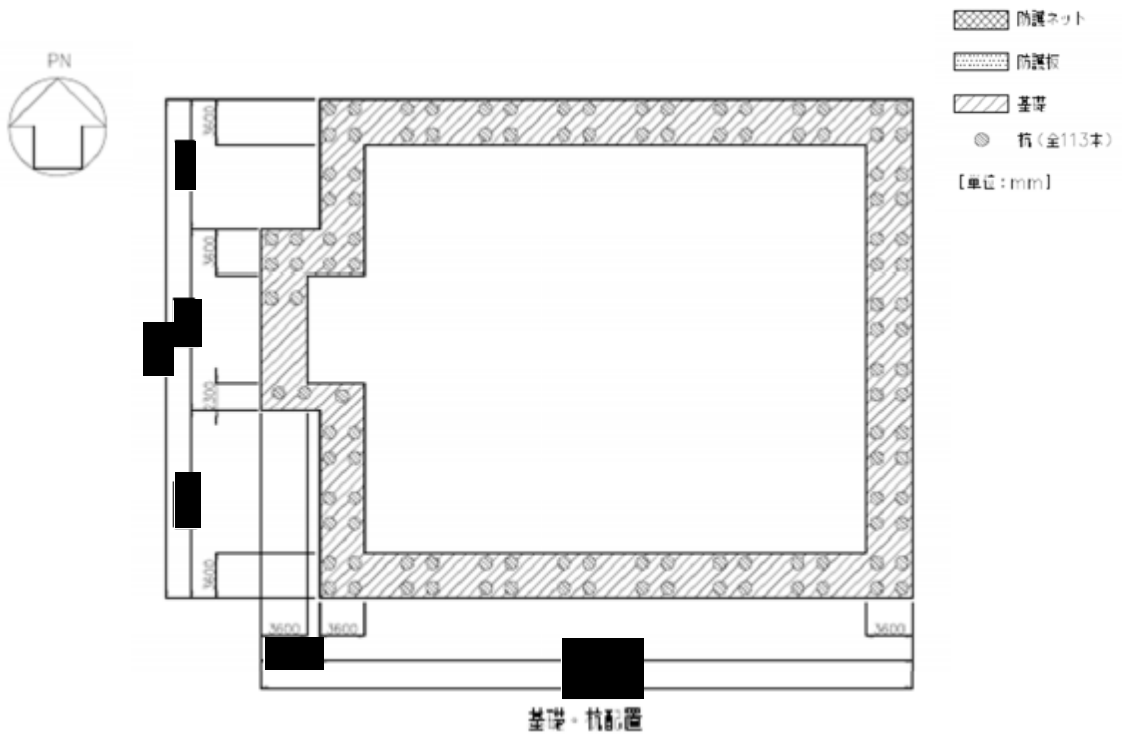
飛来物防護ネットは、竜巻防護対象施設である冷却塔を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、上部構造は、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構によって構成される。また、支持架構は、柱及び梁のフレーム構造部、座屈拘束ブレース構造部、トラス構造部によって構成され、平面は、■■■■m (NS 方向) ×■■■■m (EW 方向) であり、地上高さは、■■■■m である。

基礎は、基礎梁及び杭によって構成され、基礎梁は厚さ 2.5m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である鷹架層に場所打ちコンクリート杭（外径 1.2～1.5m、杭長 17m、113 本、以下「杭」という。）を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

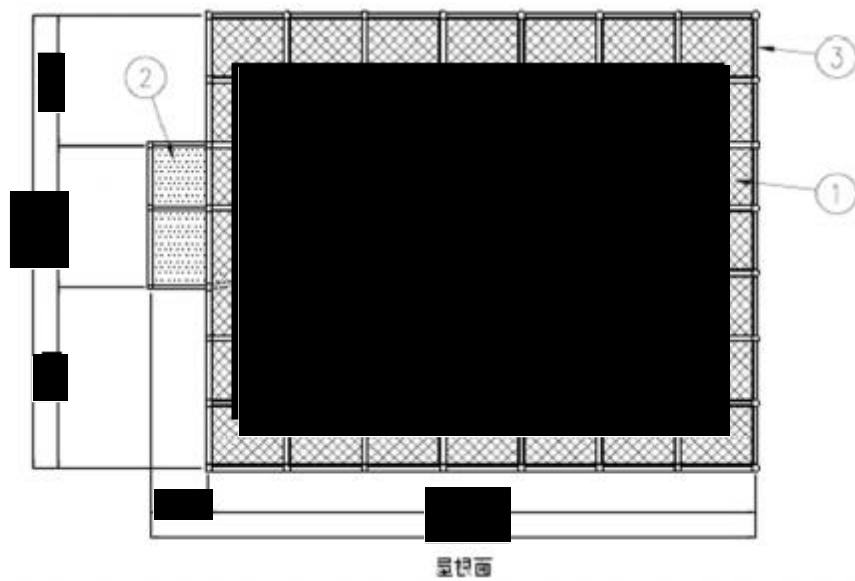
なお、飛来物防護ネットは防護対象となる冷却塔と構造的に分離している。



第 2.2-1 図 飛来物防護ネットの全景



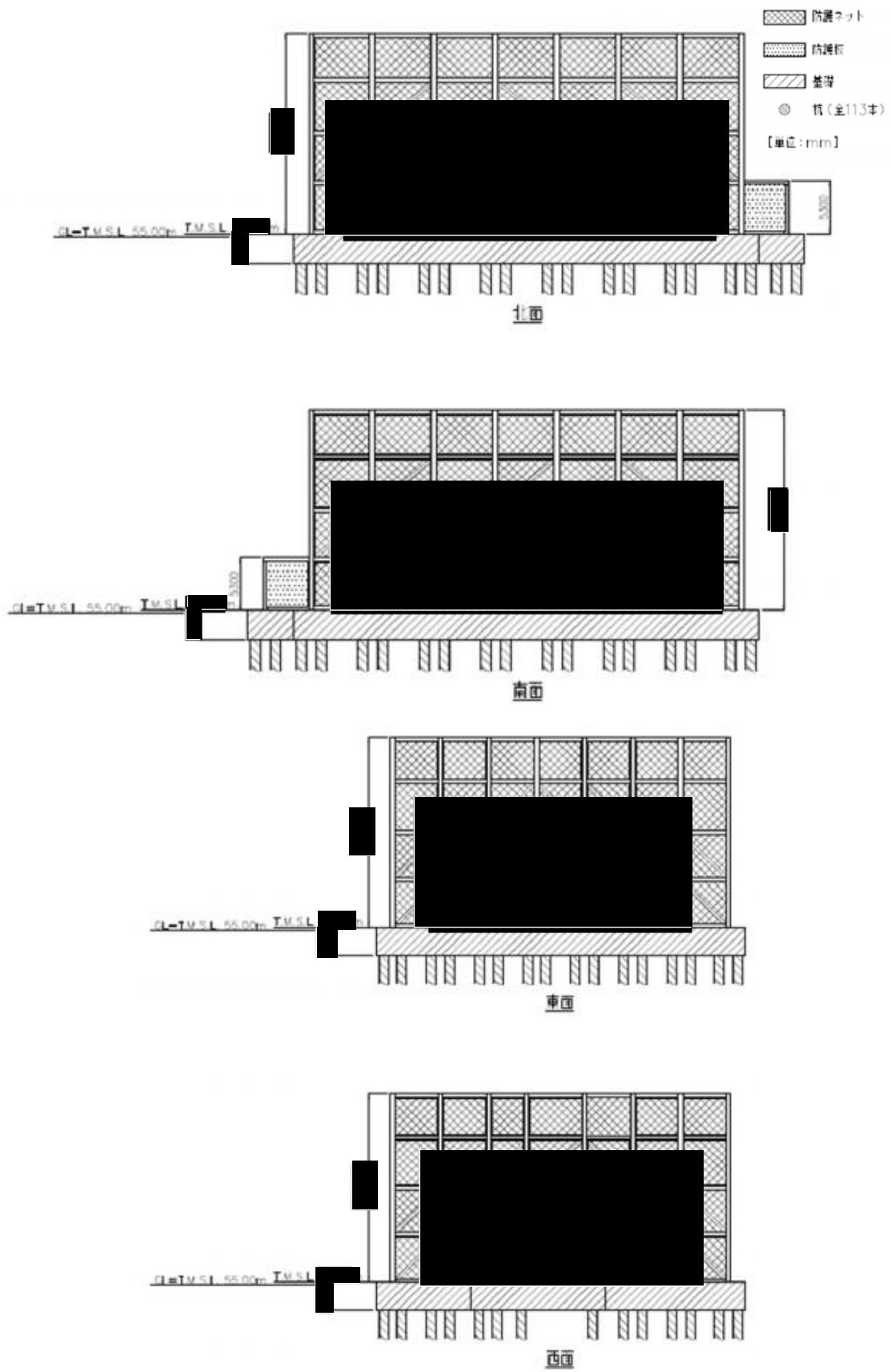
(杭伏図)



3	支持架構	1	BCP325, G385, SN490B
2	防護板	1	SUS304
1	防護ネット	1	鋼線網
番 号	名 称	数量	材 料
部 品 表			

(概略平面図)

第 2.2-2 図 飛来物防護ネットの杭伏図及び概略平面図 (単位：mm)



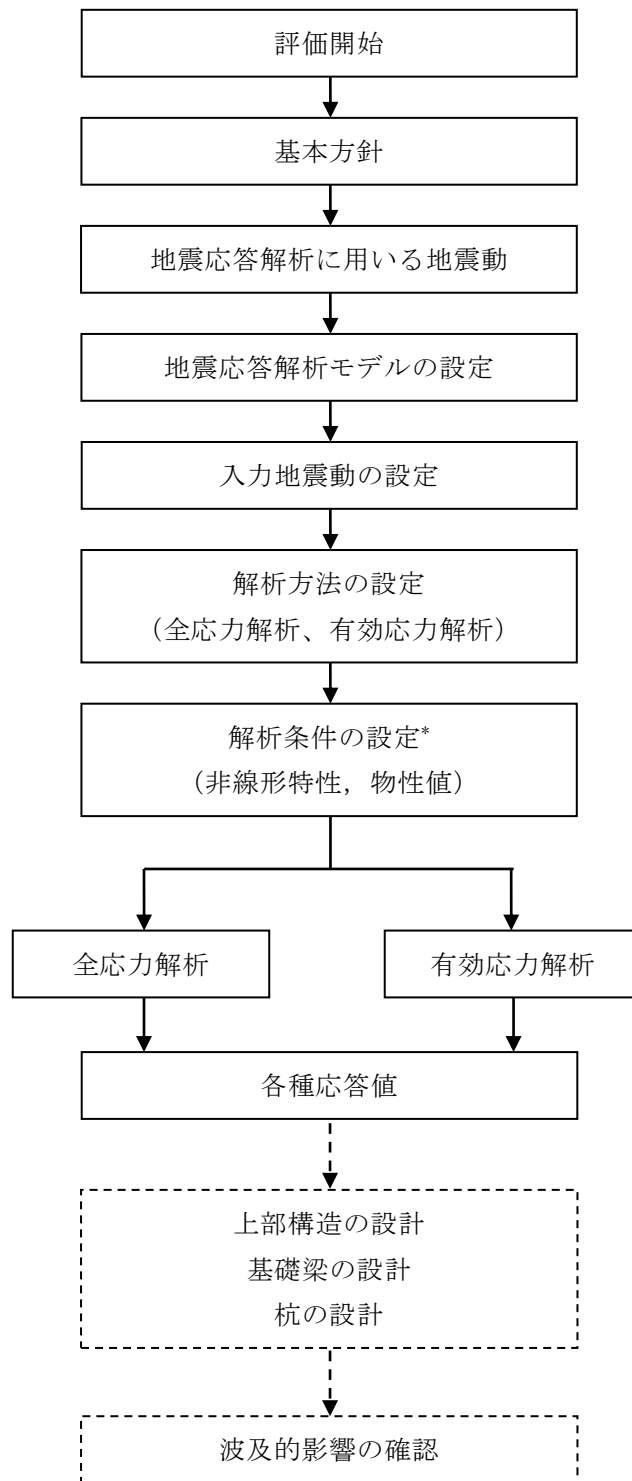
第 2.2-3 図 飛来物防護ネットの側面図

2.3 解析方針

安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの地震応答解析は、添付書類「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

第 2.3-1 図に安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデル及び「3.1 地震応答解析に用いる地震動」に基づき、「3.3 建物・構築物の入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」、「3.5 解析条件」及び「3.6 材料物性のばらつき」に基づき、「4.1 動的解析」においては、上部構造、基礎、杭の設計に係る各種応答値を算出する。



*: 材料物性のばらつきを考慮する。

第 2.3-1 図 安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- 建築基準法・同施行令
- 日本産業規格
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－
（(社)日本建築学会，1999）
- 建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001 改定）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（(社)日本電気協会）（以下，「JEAG 4601-1987」という。）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補
－1984（(社)日本電気協会）
- 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）
（以下，「JEAG 4601-1991 追補版」という。）

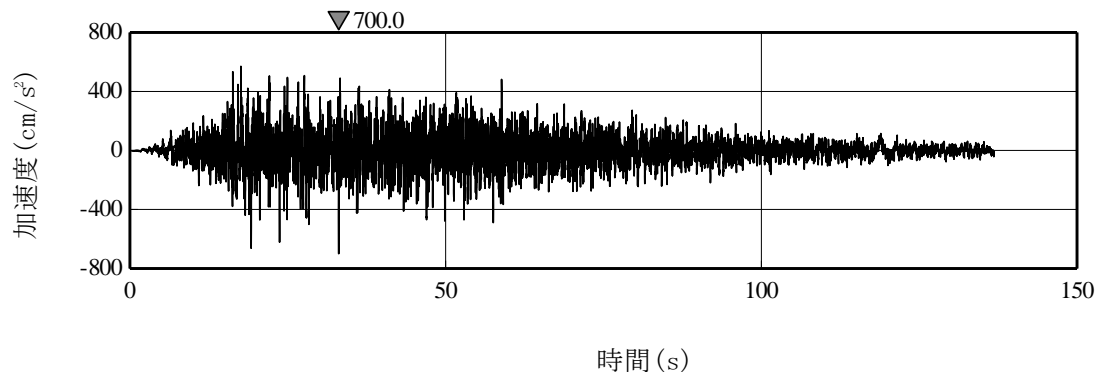
3. 解析方法

3.1 地震応答解析に用いる地震動

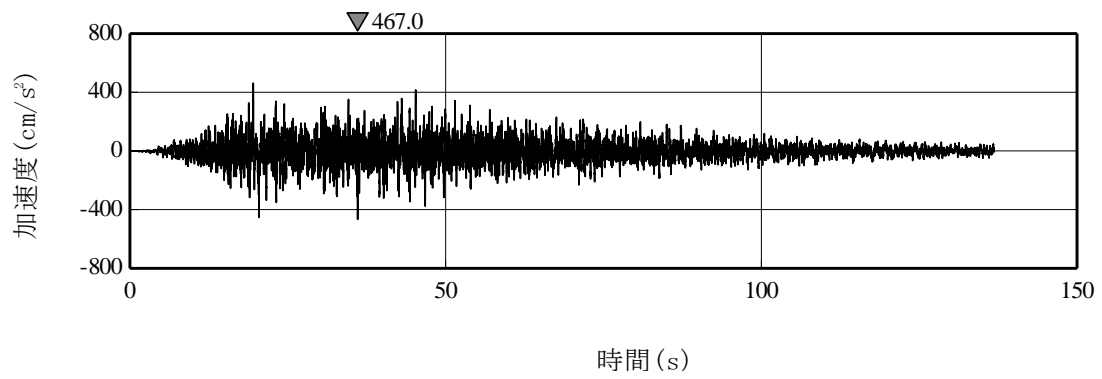
地震応答解析に用いる地震動は、添付書類「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された基準地震動 S_s とする。

基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 3.1-1 図～第 3.1-2 図に示す。

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



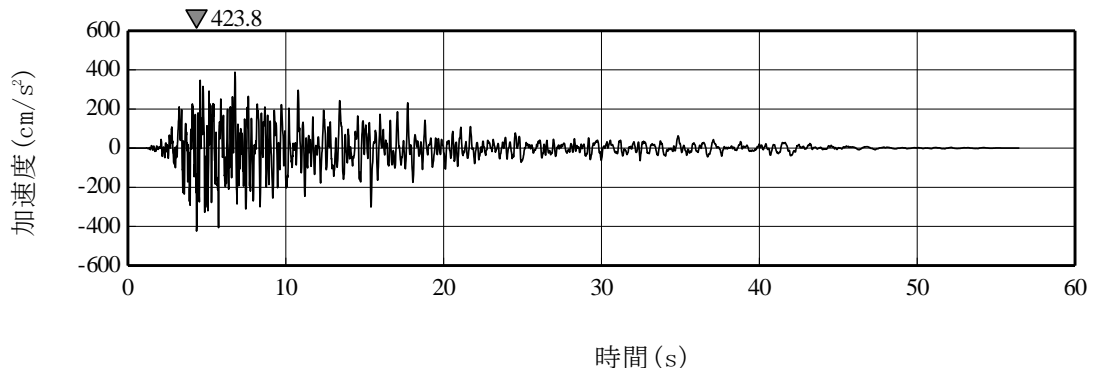
(1) Ss-A (H)



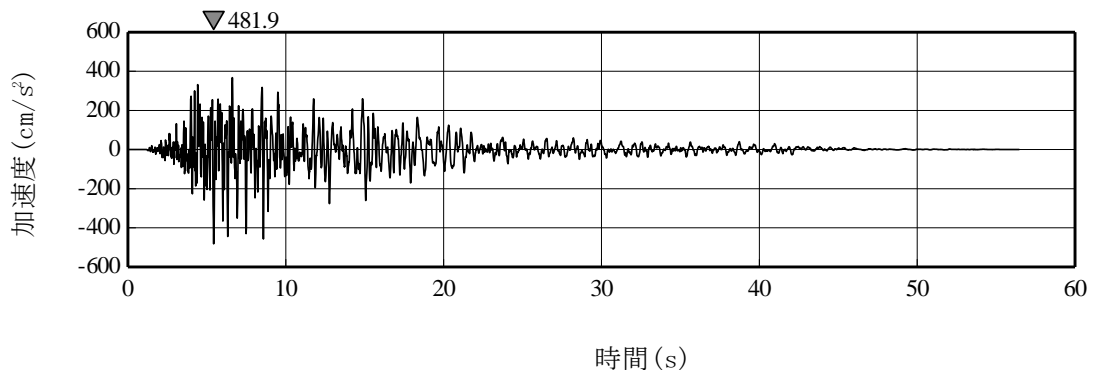
(2) Ss-A (V)

注記：「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

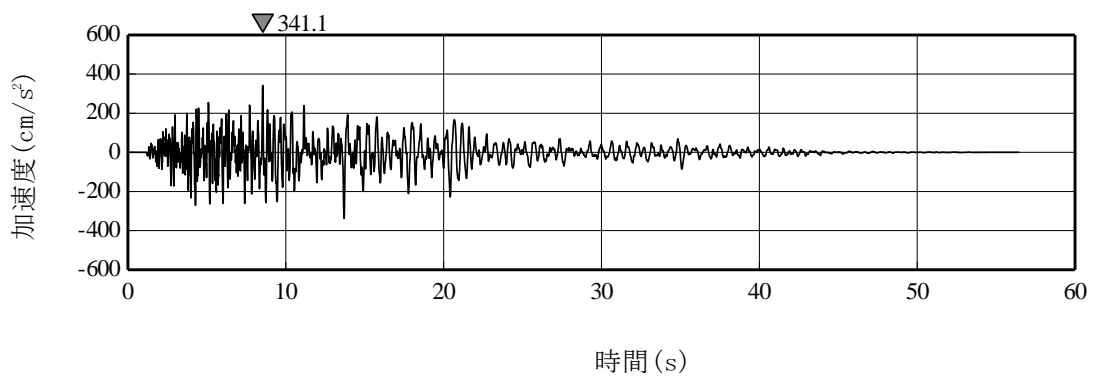
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (1/10)



(3) Ss-B1 (NS)

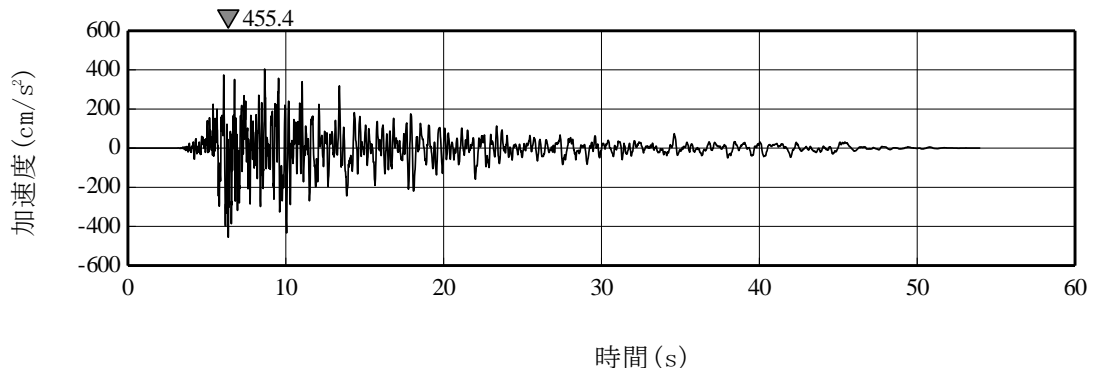


(4) Ss-B1 (EW)

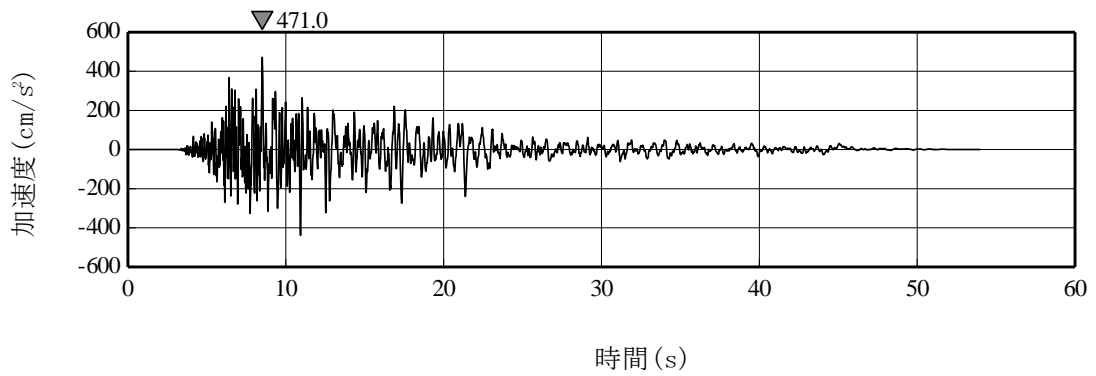


(5) Ss-B1 (UD)

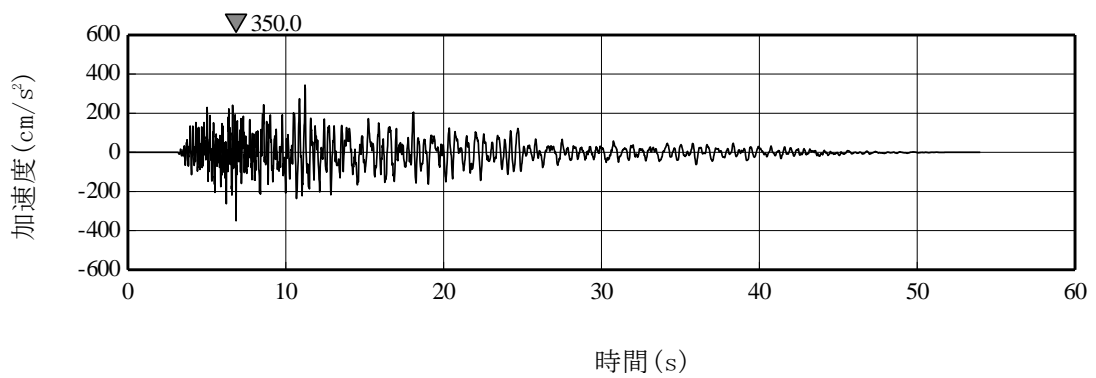
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (2/10)



(6) S_s-B2 (NS)

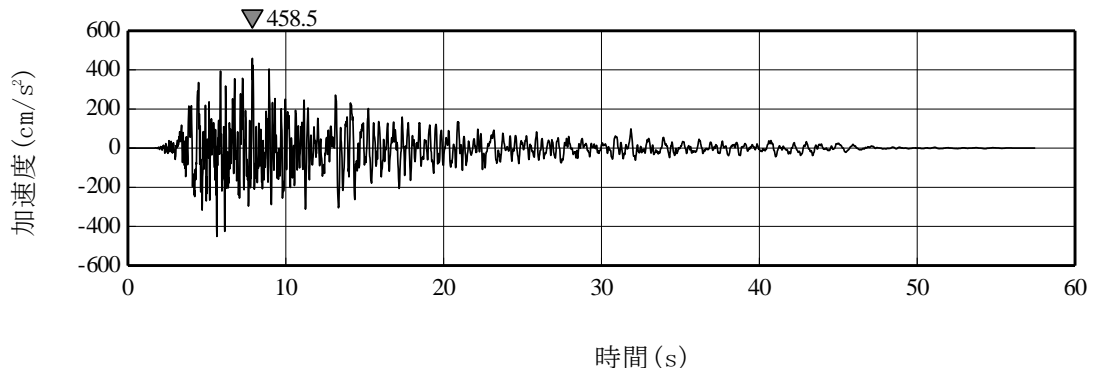


(7) S_s-B2 (EW)

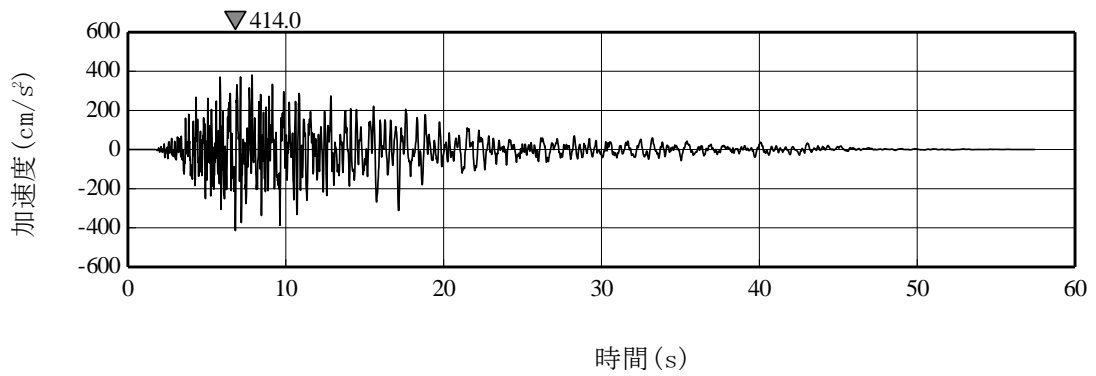


(8) S_s-B2 (UD)

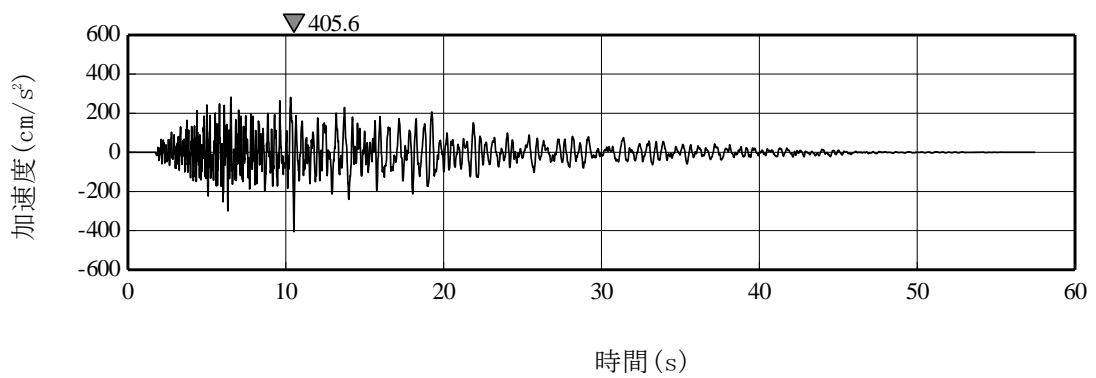
第 3.1-1 図 基準地震動 S_s の加速度波形 (3/10)



(9) Ss-B3 (NS)

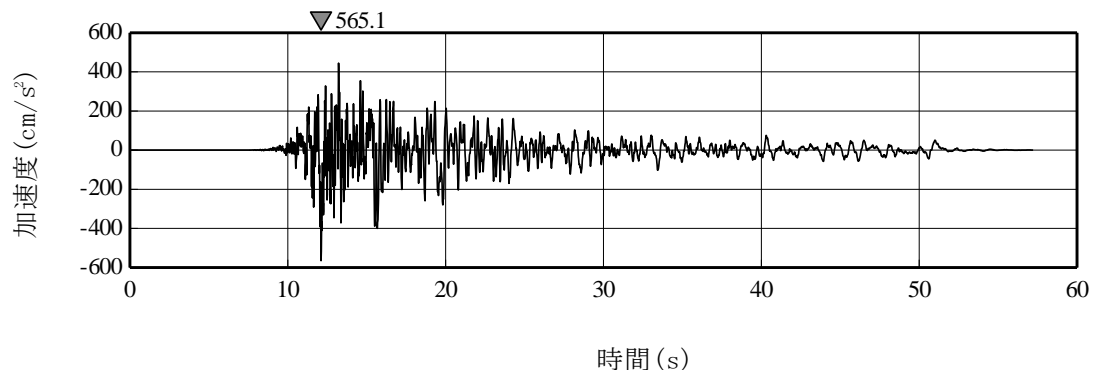


(10) Ss-B3 (EW)

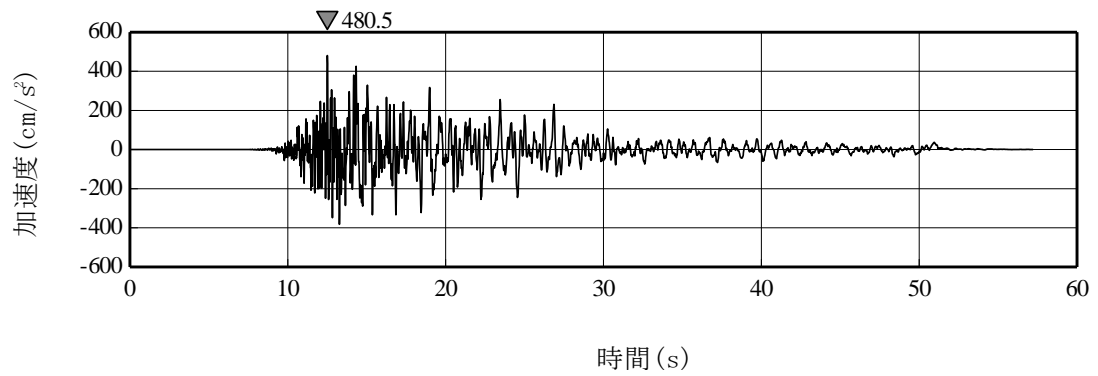


(11) Ss-B3 (UD)

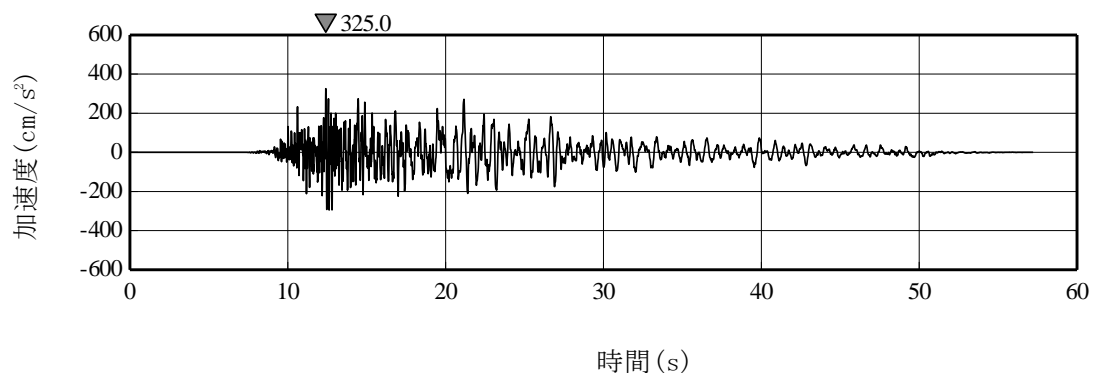
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (4/10)



(12) Ss-B4 (NS)

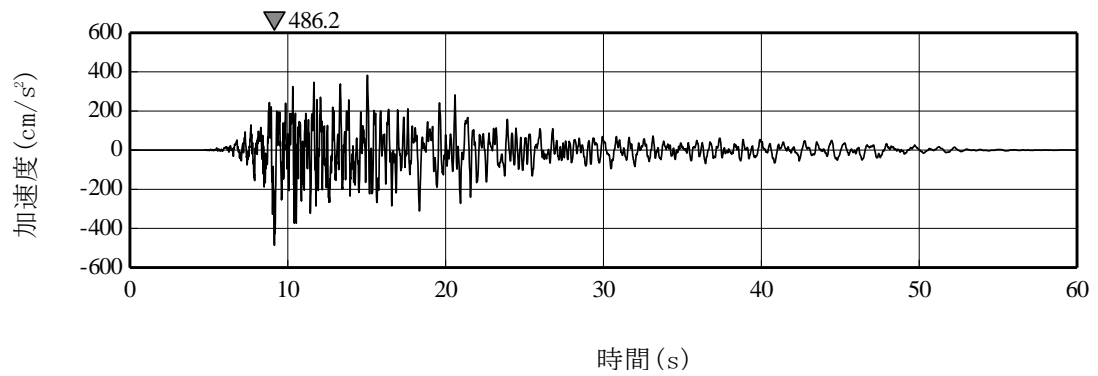


(13) Ss-B4 (EW)

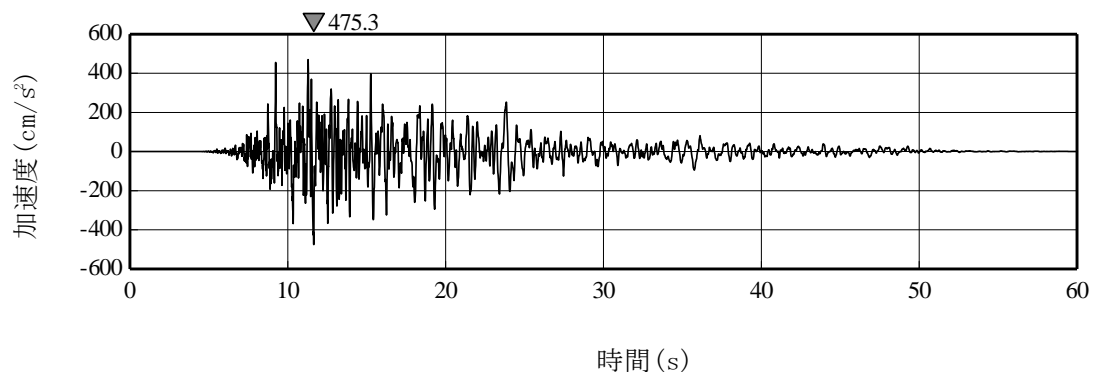


(14) Ss-B4 (UD)

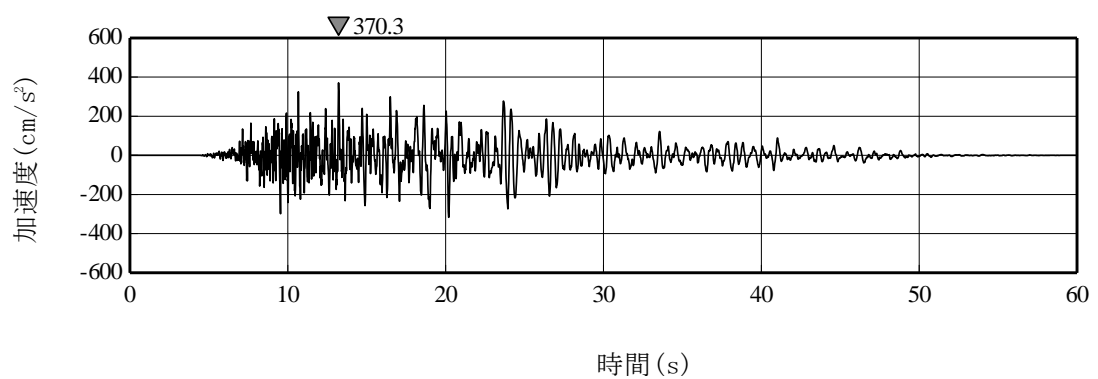
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (5/10)



(15) Ss-B5 (NS)

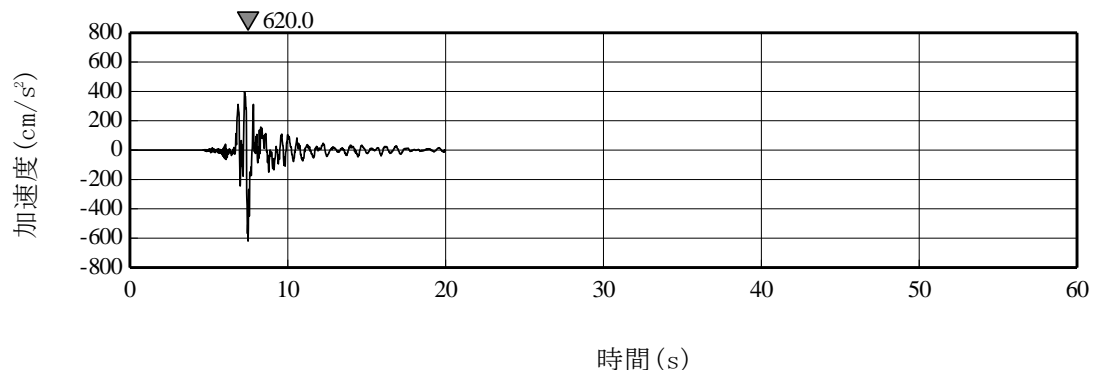


(16) Ss-B5 (EW)

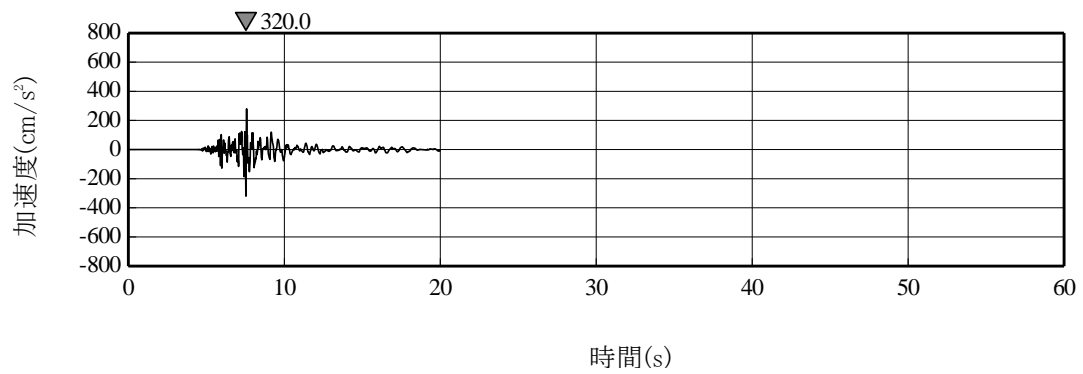


(17) Ss-B5 (UD)

第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (6/10)

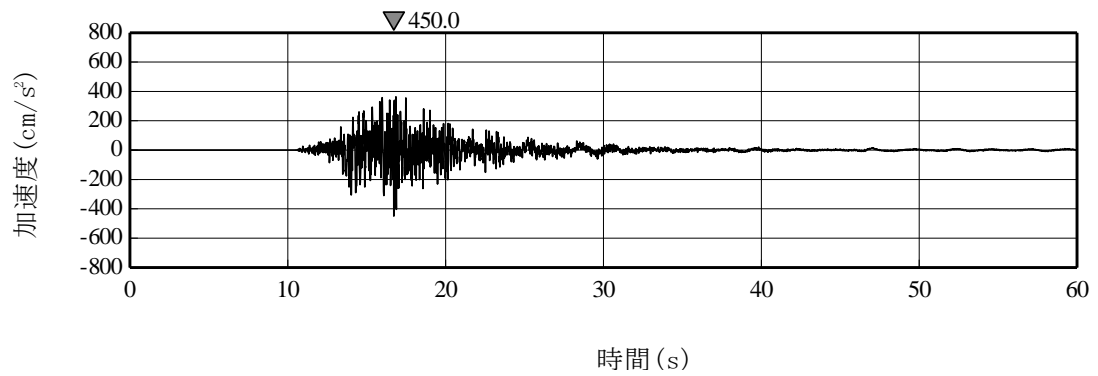


(18) Ss-C1 (NSEW)

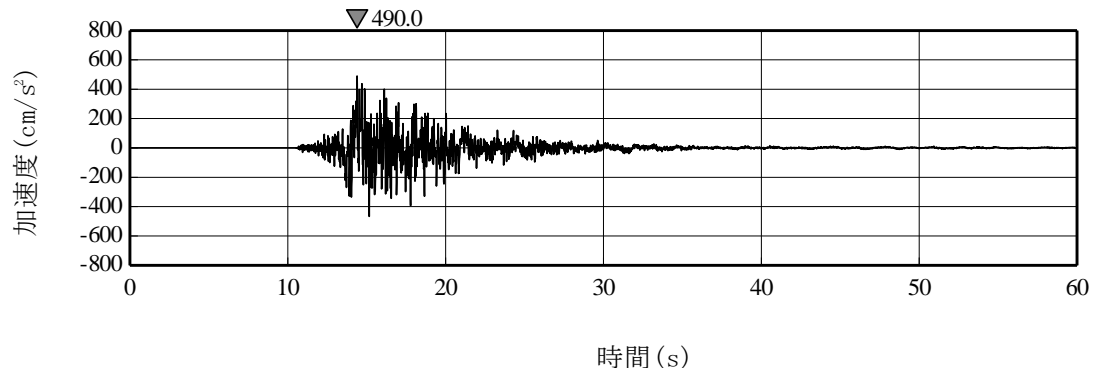


(19) Ss-C1 (UD)

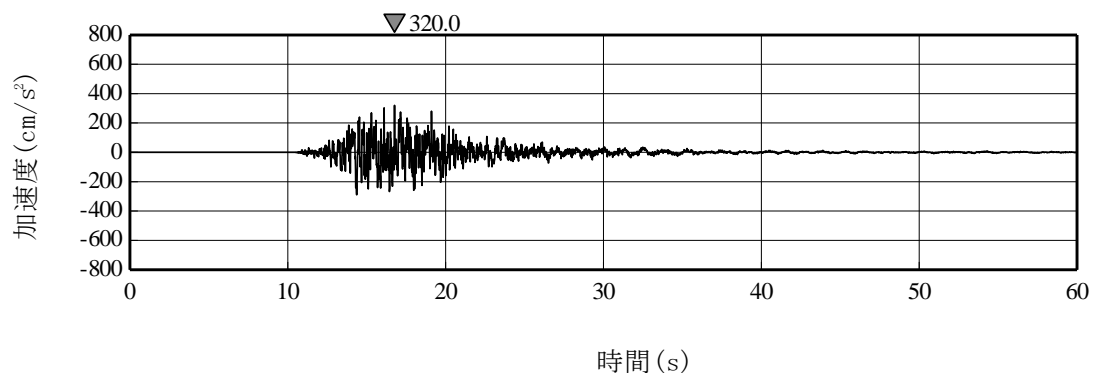
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (7/10)



(20) Ss-C2 (NS)

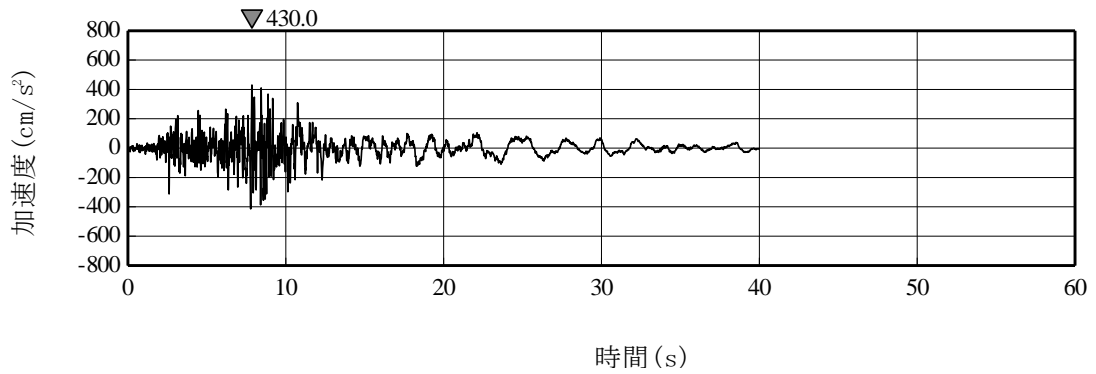


(21) Ss-C2 (EW)

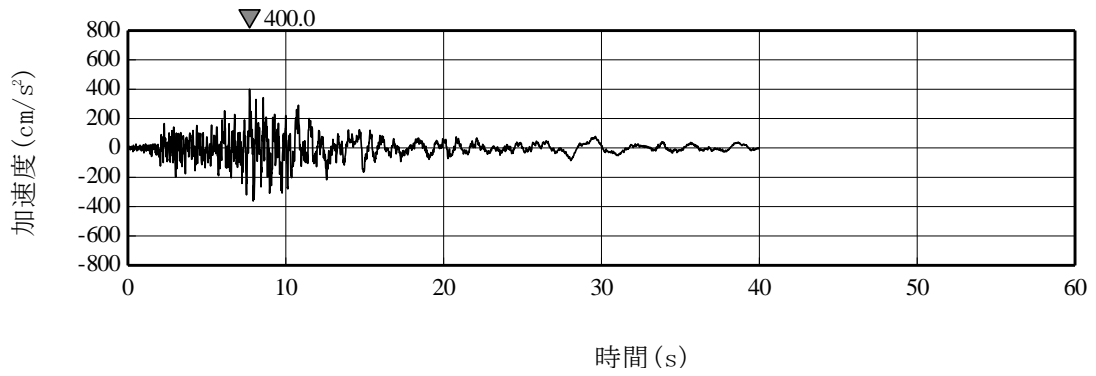


(22) Ss-C2 (UD)

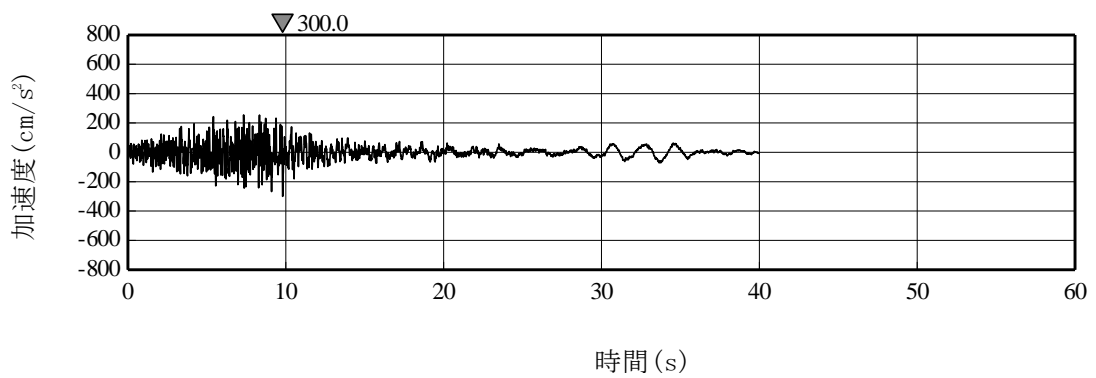
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (8/10)



(23) Ss-C3 (NS)

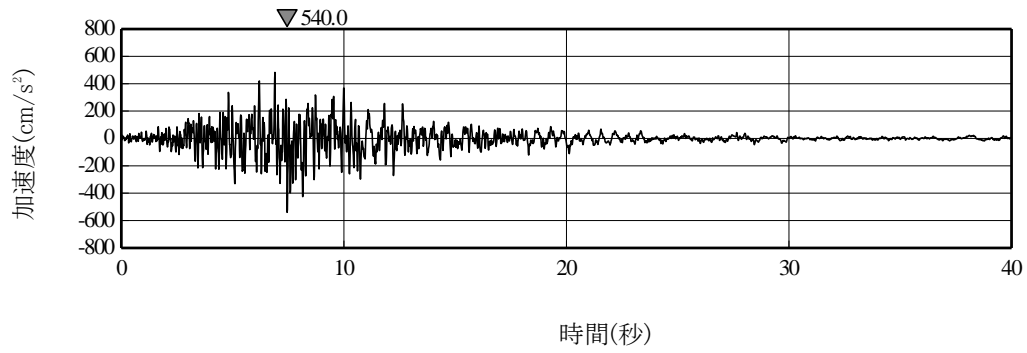


(24) Ss-C3 (EW)

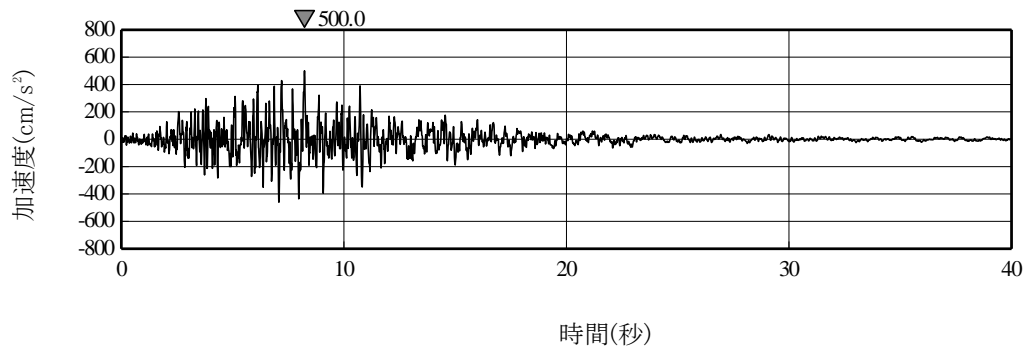


(25) Ss-C3 (UD)

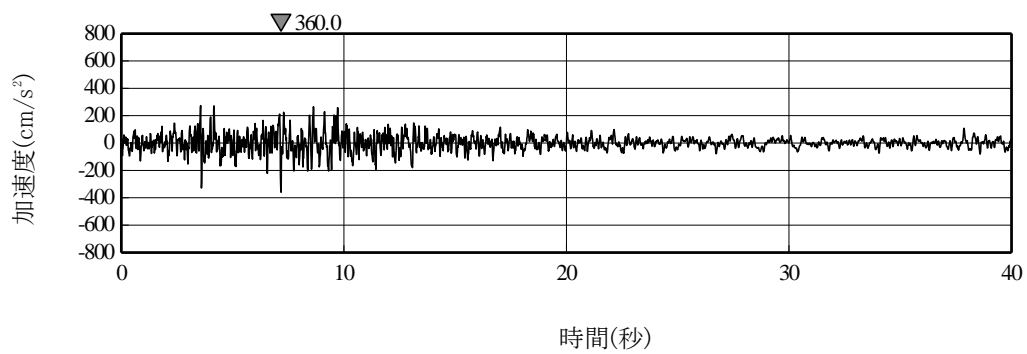
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形 (9/10)



(26) Ss-C4 (NS)

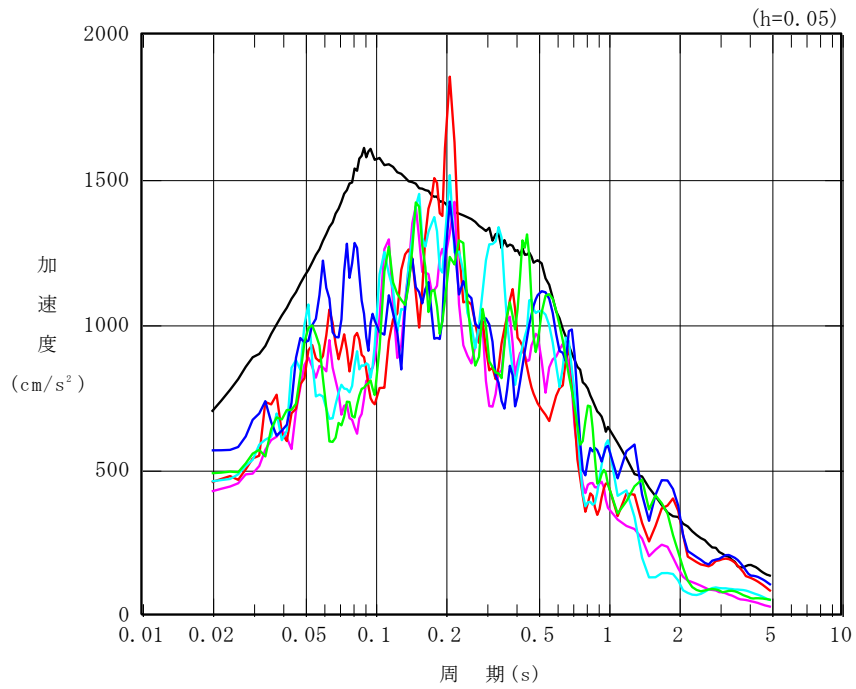


(27) Ss-C4 (EW)



(28) 一関東評価用地震動 (鉛直)

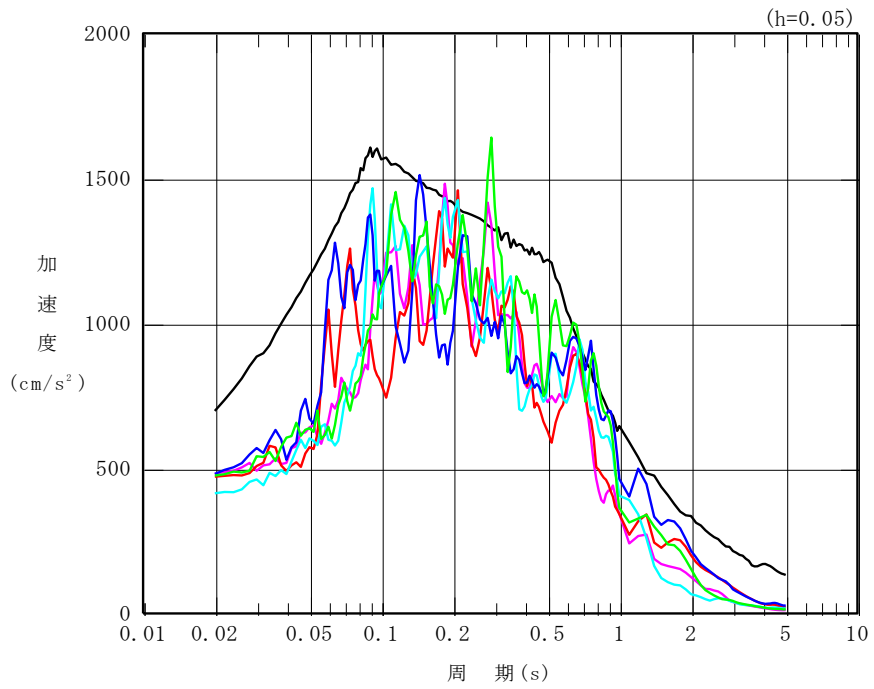
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の加速度波形(10/10)



凡例

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

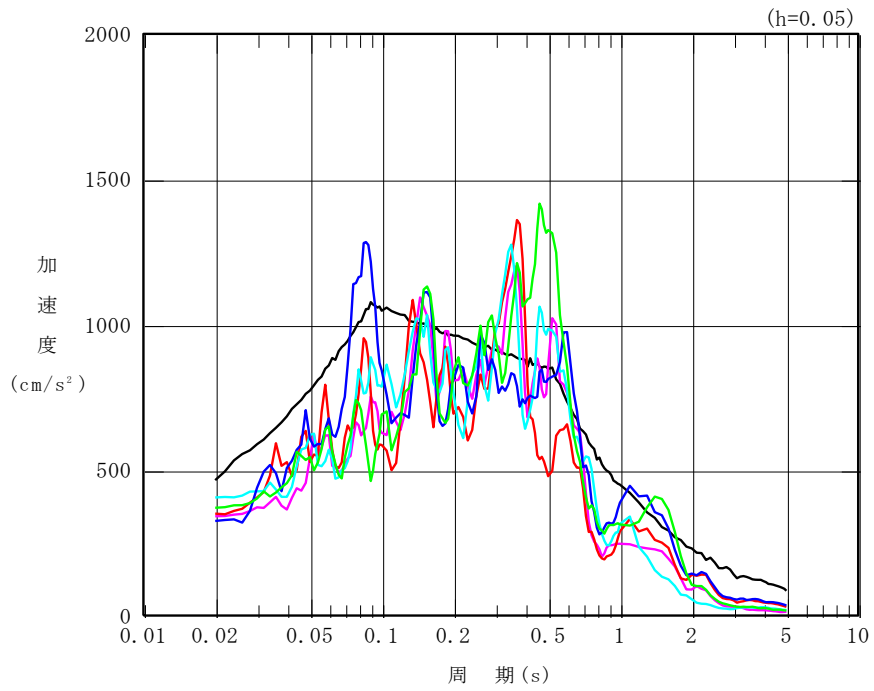
第 3.1-2 図 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル(1/5)



凡例

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

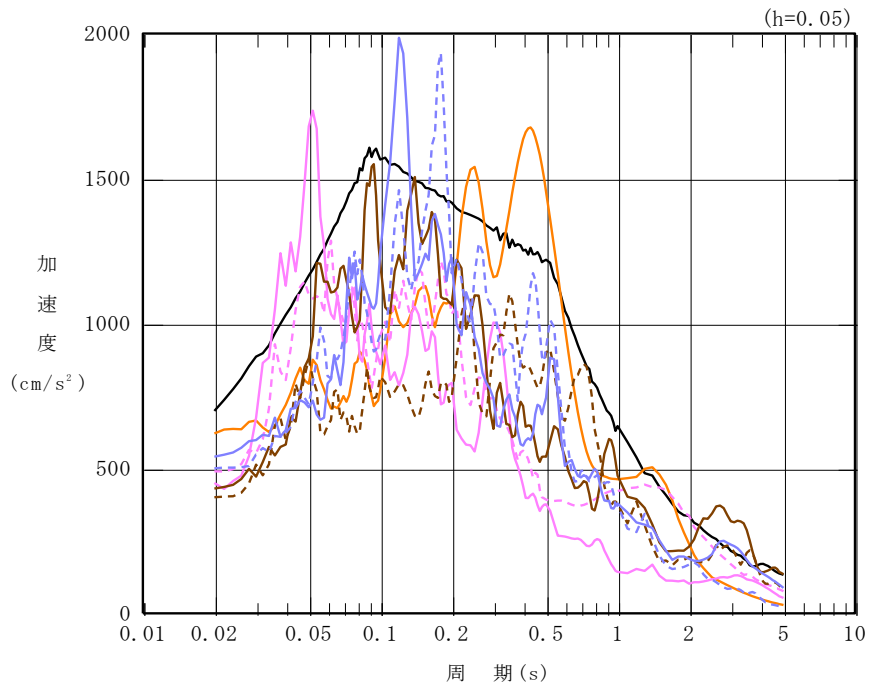
第 3.1-2 図 基準地震動 Ss の加速度応答スペクトル (2/5)



凡例

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

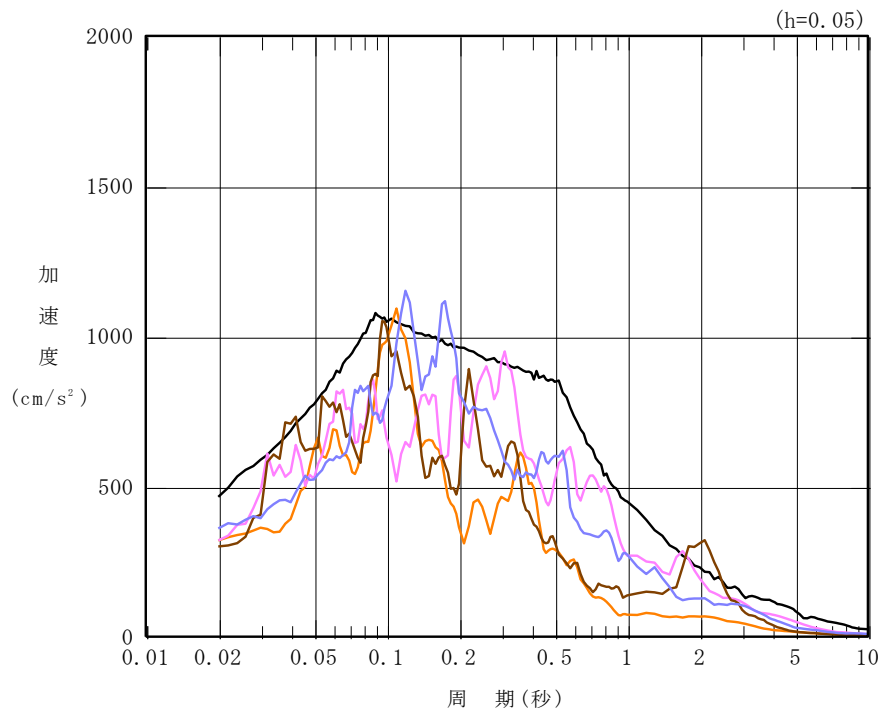
第 3.1-2 図 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル (3/5)



凡例

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

第 3.1-2 図 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル (4/5)



凡例

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

第 3.1-2 図 基準地震動 Ss の加速度応答スペクトル (5/5)

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、添付書類「地震応答解析の基本方針」に基づき、全応力解析及び有効応力解析それぞれについて設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を第 3.2-1 表に示す。

第 3.2-1 表 使用材料の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定 数 h (%)	備考
上部構造	鉄骨 BCP325, G385, SN490B	2.05×10^5	7.90×10^4	2	-
	座屈拘束ブレース	2.05×10^5	7.90×10^4	2	-
基礎梁	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=24 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.27×10^4	9.45×10^3	5	-
杭*	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=27 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.36×10^4	9.82×10^3	5	-

*評価上、保守的な結果を得るため、解析モデルにおいて、杭はモデル化しない。

3.2.1 全応力解析モデル

全応力解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した2次元FEMモデルとする。

飛来物防護ネットの上部構造は、支持架構、防護ネット及び防護板で構成され、支持架構はフレーム構造部、トラス構造部及び座屈拘束ブレース構造部から構成される。また、支持架構により飛来物防護ネットを支持する構造である。

上部構造の解析モデルを第3.2.1-1図、解析モデルの諸元を第3.2.1-1表～第3.2.1-3表および第3.5.1-1表に示す。

冷却塔及び飛来物防護ネットの基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。上部構造の奥行方向は、単位奥行1mあたりの物性としてモデル化する。すなわち、冷却塔及び飛来物防護ネットの上部構造の重量・剛性を、それぞれの基礎面積で規準化し、解析モデルで考慮している単位奥行1mあたりの基礎面積比で係数倍してモデル化する。

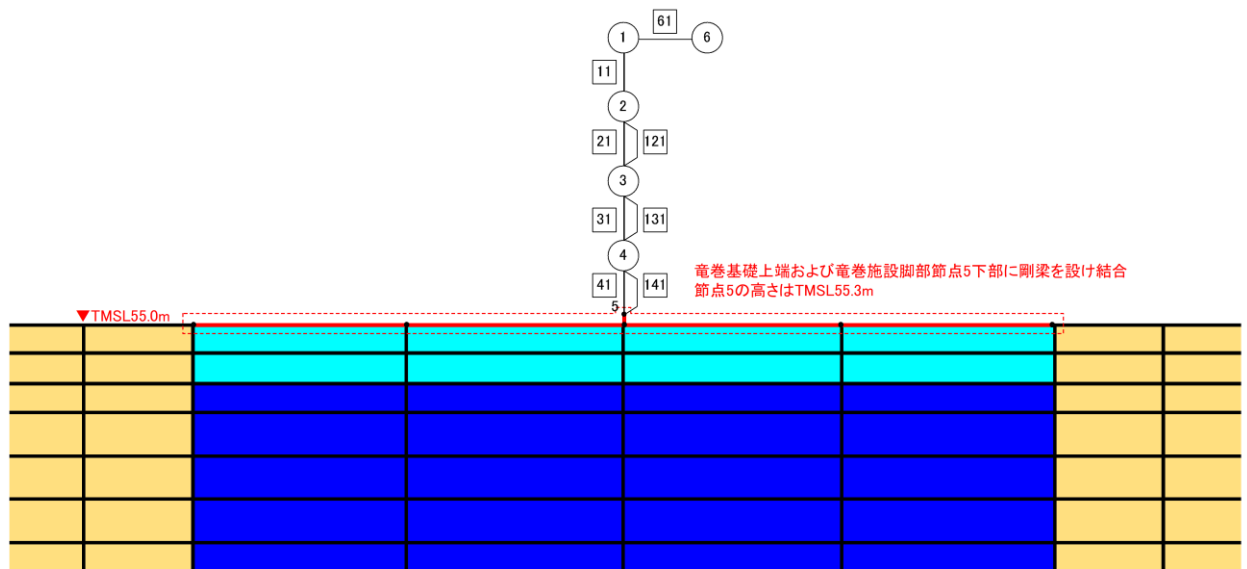
上部構造のモデル化においては、線形平面要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。

質点は節点集中質量要素、柱・梁フレーム部分には線形はり要素、座屈拘束ブレース部分には非線形ばね要素を用いてモデル化する。

地盤は水平成層地盤とし、境界条件が地盤及び飛来物防護ネットの応答に影響を及ぼさないよう十分に広い領域となるようモデル幅は評価対象の5倍以上、モデル高さ評価施設の2倍以上とする。地盤定数は初期地盤の物性値、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた一次元波動論で得られる等価地盤物性値とする。ここで、初期地盤の地層区分、層厚及び減衰定数については、安全冷却水B冷却塔にて設定した直下地盤物性値を用いる。また、改良地盤の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は、第3.2.1-6表の通り設定する。

全応力解析モデルを第3.2.1-2図に示す。

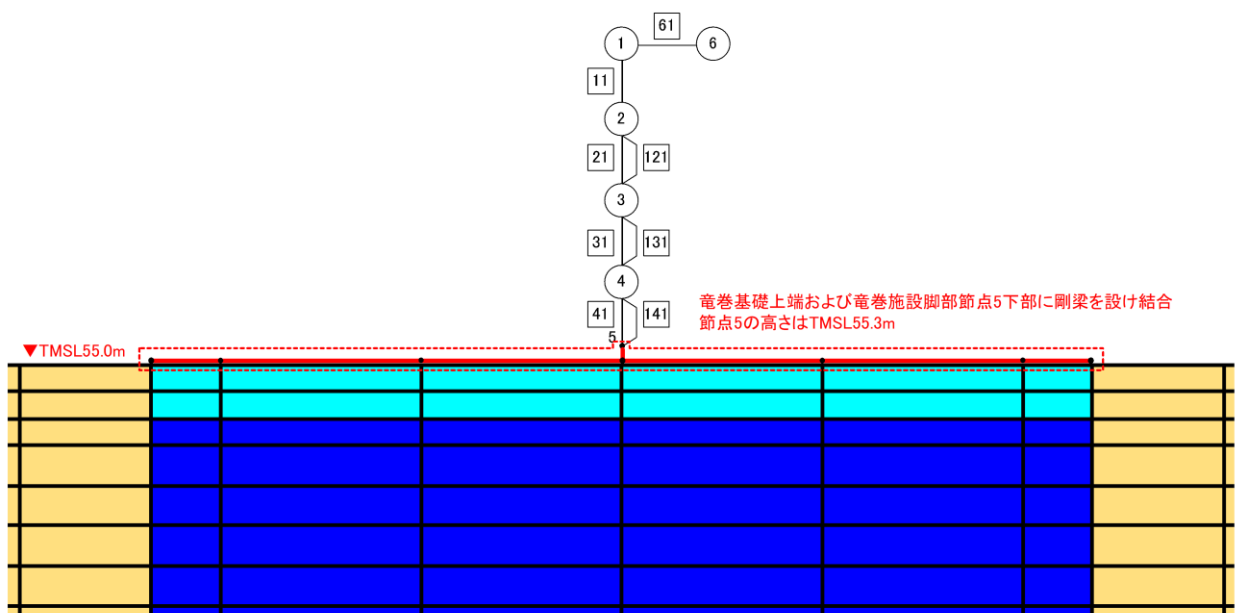
地盤定数を第3.2.1-4表～第3.2.1-6表に示す。



※回転自由度を要する線形バネにつながる節点6の回転自由度を拘束

節点1と節点6のX方向並進自由度を互いに拘束

(1) 質点系モデル図 (NS 断面)



(2) 質点系モデル (EW 断面)

第 3. 2. 1-1 図 上部構造の解析モデル

第 3.2.1-1 表 上部構造の解析モデル諸元

(1) NS 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
6	75.6	1.000E-06	40.64407	0.00000	-	-	-	-	-	-
1	75.6	48.54333	24.27167	4455.99445	-	-	-	-	-	-
2	71.1	32.74481	16.37240	4455.99445	11	4.5	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	1.978E-02
3	65.6	17.75646	17.75646	0.00000	21	5.5	7.900E+07	9.336E-02	1.324E+04	8.723E-03
4	60.6	20.32204	20.32204	0.00000	31	5.0	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	9.051E-03
5	55.3	-	-	-	41	5.3	7.900E+07	9.468E-02	1.324E+04	1.217E-02
合計		119.36664	119.36664	-	-	-	-	-	-	-

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

※：ポアソン比は 0.3

(2) EW 断面

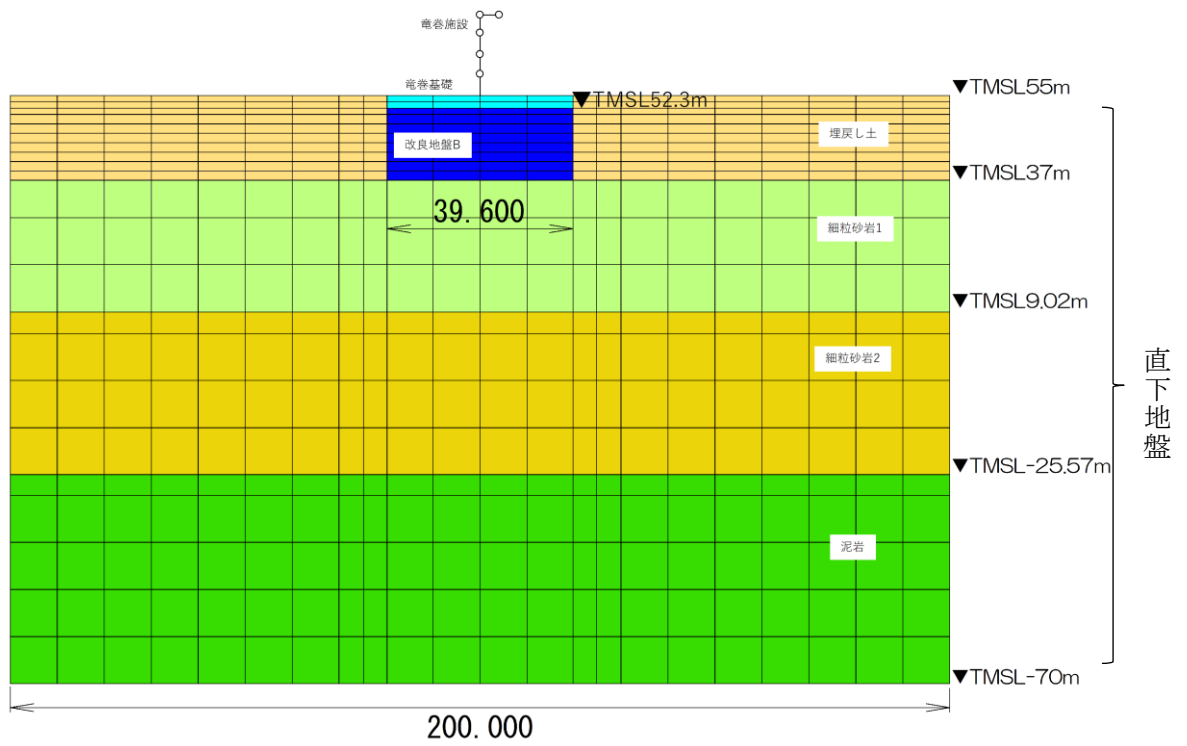
節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m ²)						
6	75.6	1.000E-06	48.13654	0.00000	-	-	-	-	-	-
1	75.6	57.49198	28.74599	7604.29372	-	-	-	-	-	-
2	71.1	38.78110	19.39055	7604.29372	11	4.5	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	1.781E-02
3	65.6	21.02975	21.02975	0.00000	21	5.5	7.900E+07	1.106E-01	1.568E+04	8.085E-03
4	60.6	24.06827	24.06827	0.00000	31	5.0	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	7.810E-03
5	55.3	-	-	-	41	5.3	7.900E+07	1.121E-01	1.568E+04	1.140E-02
合計		141.37110	141.37110	-	-	-	-	-	-	-

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

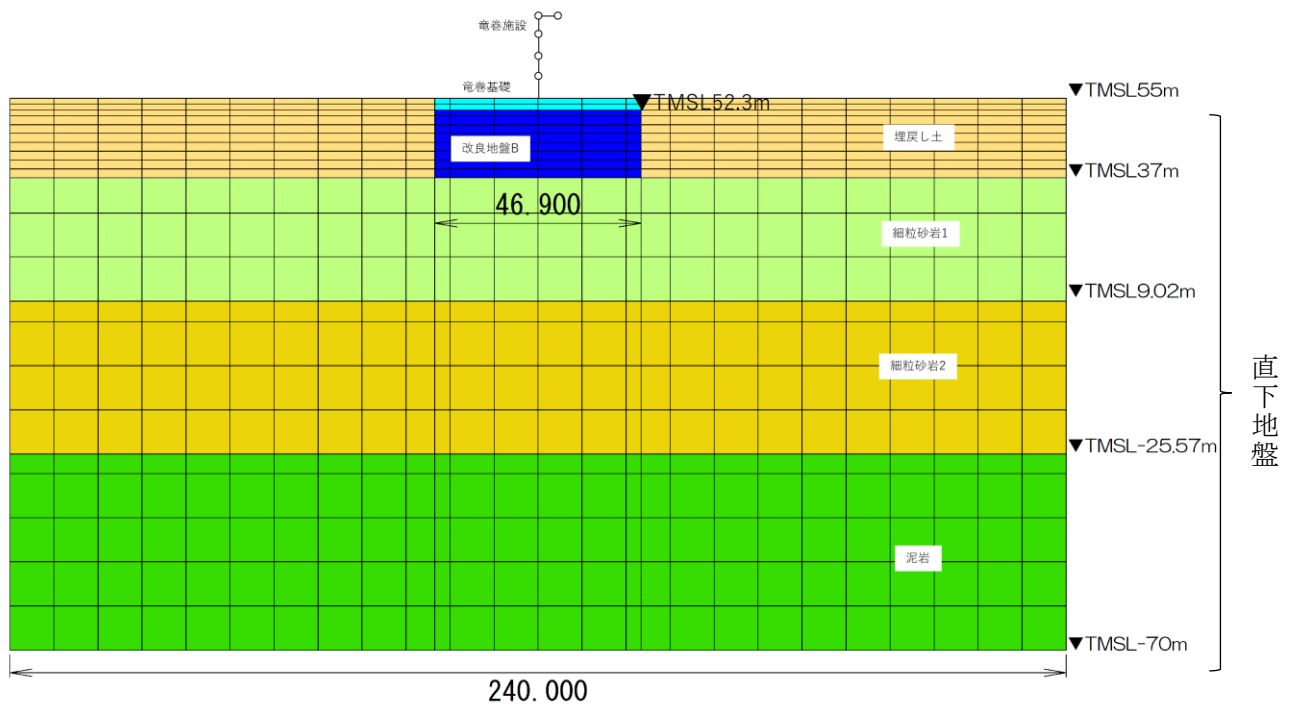
※：ポアソン比は 0.3

(3) 剛梁の諸元 (共通)

質量 密度 (g/cm ³)	ポアソン 比	せん断 弾性係数 (kN/m ²)	断面積 (m ²)	断面 2 次 モーメン ト (m ⁴)	有効せん 断面積率	減衰
0.000	0.300	1.000 × 10 ¹⁰	1.000 × 10 ⁰	1.000 × 10 ⁵	1.000 × 10 ⁰	5%



(NS断面)



(EW断面)

第 3.2.1-2 図 解析モデル図

第 3.2.1-2 表 直下地盤の物性値(基本ケース)

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積 重量 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [kN/m ²])	剛性 低下率 $G/G_0 - \gamma$ [%]	減衰定数 $h - \gamma$ [%]
	*1	*1	*1	*1	
37.0	18.34	0.427	865	*2	
36.63	18.34	0.427	865	*3	
9.02	18.14	0.365	1,635	*3	
-25.57	18.14	0.365	1,635	*3	
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.393	1,073	*4	
	16.87	0.393	1,073	*5	

*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

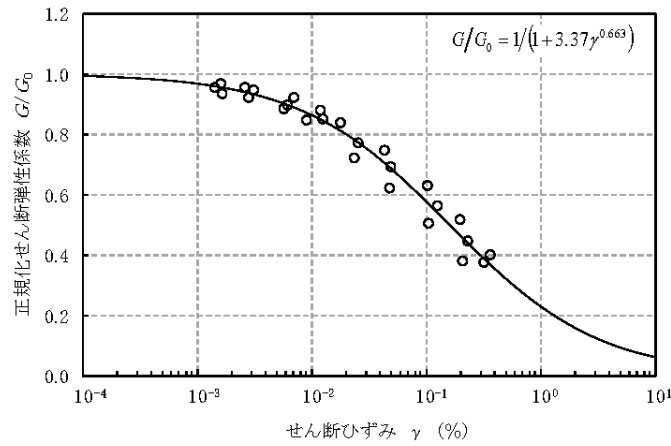
*2 : 第 3.2.1-3 図 (1) に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第 3.2.1-3 図 (2) に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

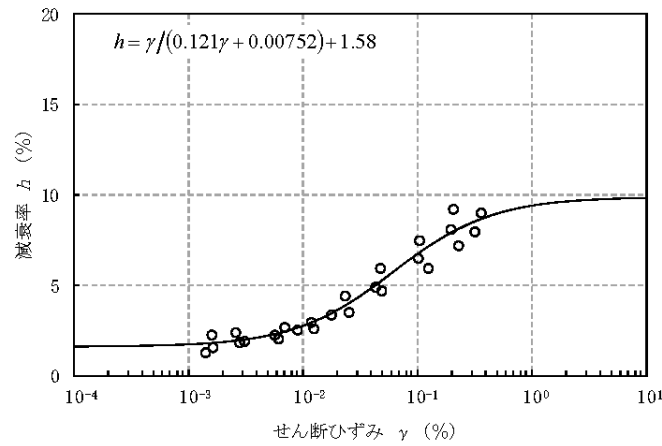
*4 : 第 3.2.1-3 図 (3) に示す泥岩 (下部層) のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩 (下部層) の $h - \gamma$ 曲線における下限値を設定

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 3.37\gamma^{0.663}}$	$h = \frac{\gamma}{0.121\gamma + 0.00752} + 1.58$	h、 γ は%の値



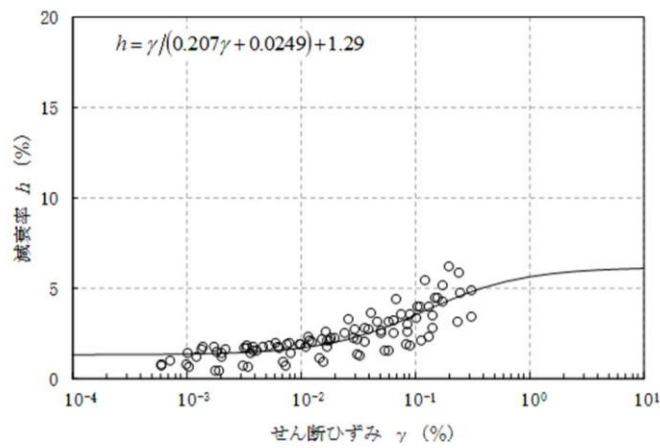
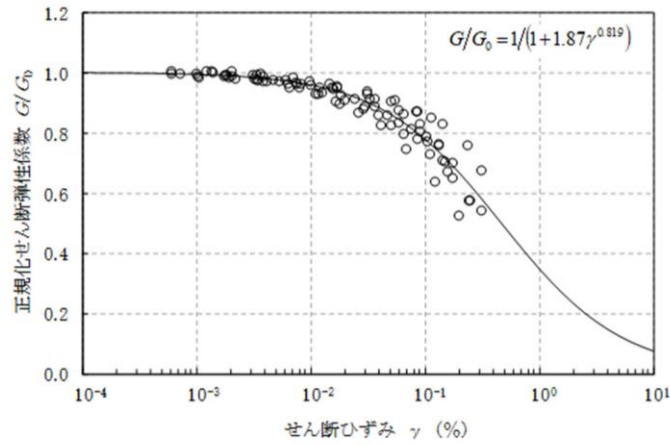
(a) 動的変形特性



(b) 減衰特性

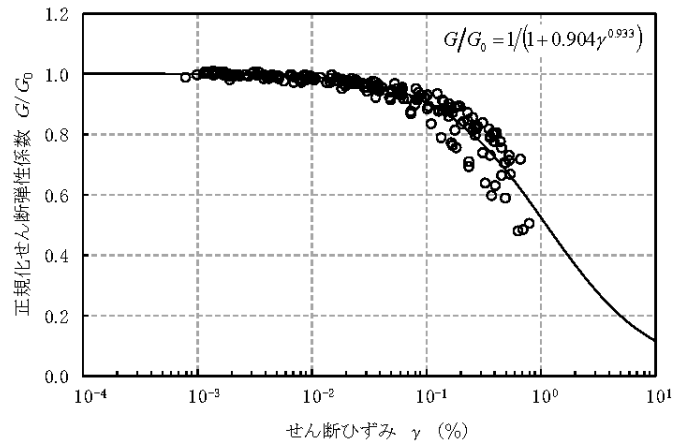
第 3.2.1-3 図(1) 粗粒砂岩のひずみ依存特性

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 1.87\gamma^{0.819}}$	$h = \frac{\gamma}{0.207\gamma + 0.0249} + 1.29$	h、 γ は%の値

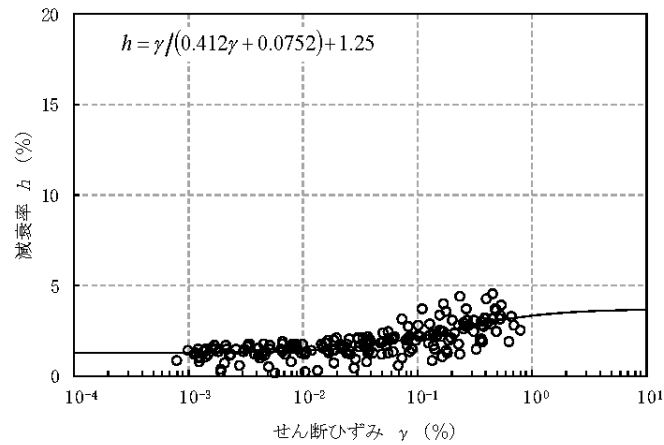


第 3.2.1-3 図(2) 細粒砂岩のひずみ依存特性

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 0.904\gamma^{0.933}}$	$h = \frac{\gamma}{0.412\gamma + 0.0752} + 1.25$	h、 γ は%の値



(a) 動的変形特性



(b) 減衰特性

第 3.2.1-3 図(3) 泥岩 (下部層) のひずみ依存特性

第 3.2.1-3 表(1) 埋戻し土の物性値 (基本ケース)

項目	記号	設定値	単位
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³
間隙率	n	0.46	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	c_u'	0.000×10^0	kN/m ²
内部摩擦角	Φ_u'	39.7	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-

※密度は小数第三位 (小数第四位以下を四捨五入) で整理. D : 深度 (m) とし, 要素中心深度とする。

第 3.2.1-3 表(2) 埋戻し土の物性値 (+1 σ)

項目	記号	設定値	単位
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³
間隙率	n	0.46	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.780×10^5	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-

※密度は小数第三位（小数第四位以下を四捨五入）で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

第 3.2.1-3 表(3) 埋戻し土の物性値 (-1 σ)

項目	記号	設定値	単位
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³
間隙率	n	0.46	-
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.621×10^4	kN/m ²
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.248×10^5	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.33	-
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²
内部摩擦角	$\Phi_{u'}$	39.7	度
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-

※密度は小数第三位（小数第四位以下を四捨五入）で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

第 3.2.1-8 表 竜巻基礎の物性値

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比※	ヤング係数 (kN/m ²)
竜巻基礎	2.861	0.200	2.267×10 ⁷

3.2.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、原則、全応力解析モデルと同一とする。以下に全応力解析モデルと異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を第 3.2.2-1 表に、液状化抵抗曲線を第 3.2.2-1 図に示す。

土の応力-ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線（修正 Hardin-Drnevich）型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンシー特性にはおわんモデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための繰り返し境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。

地下水位の設定は地表面とする。

第 3.2.2-1 表(1) 解析用物性値 (有効応力解析)
(標準)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

※D : 深度 (m)

第 3.2.2-1 表(2) 解析用物性値 (有効応力解析)
(+1 σ)

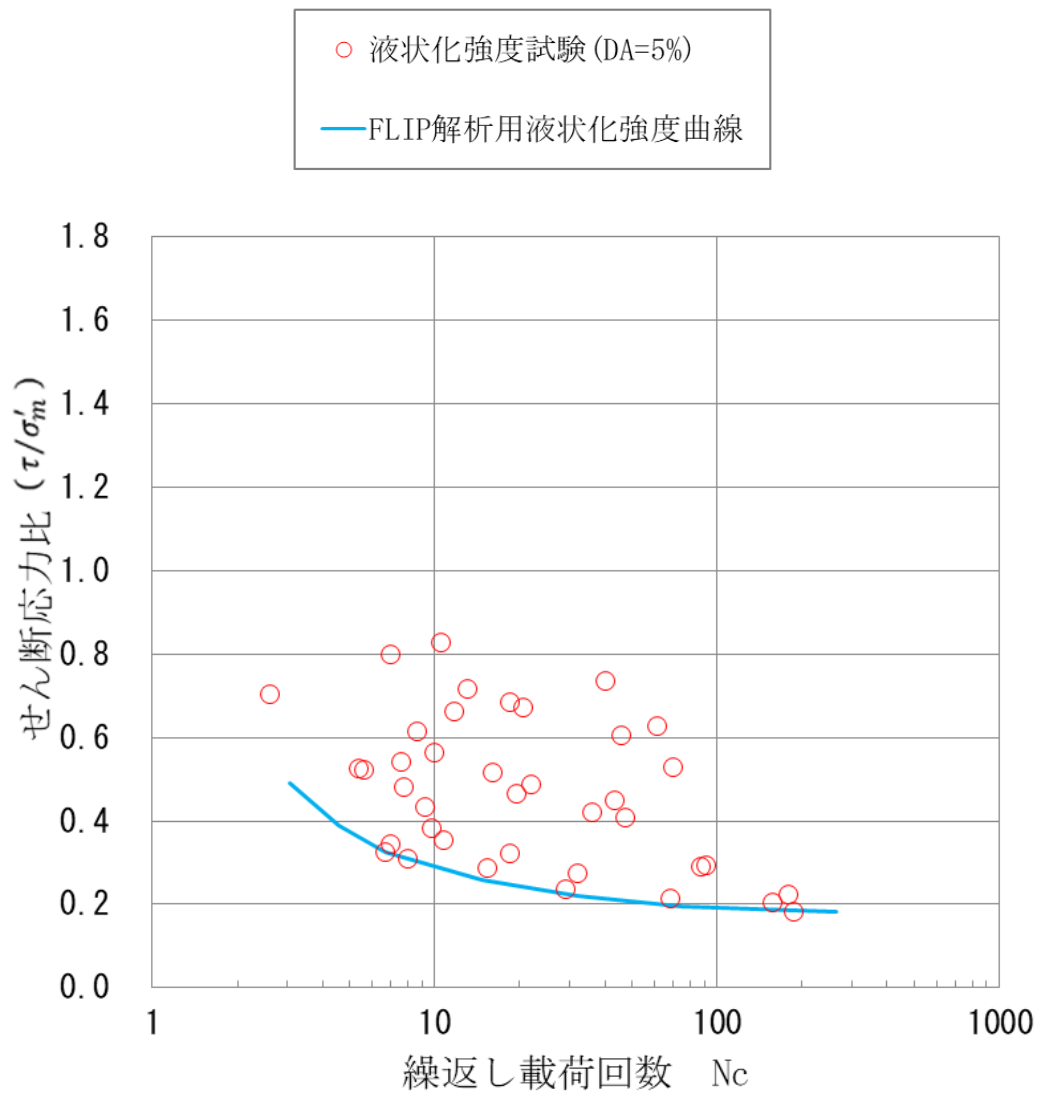
項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.780×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

※D : 深度 (m)

第 3.2.2-1 表(3) 解析用物性値 (有効応力解析)
(-1 σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度 [※]	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.621×10^4	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.248×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_l	10.30	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

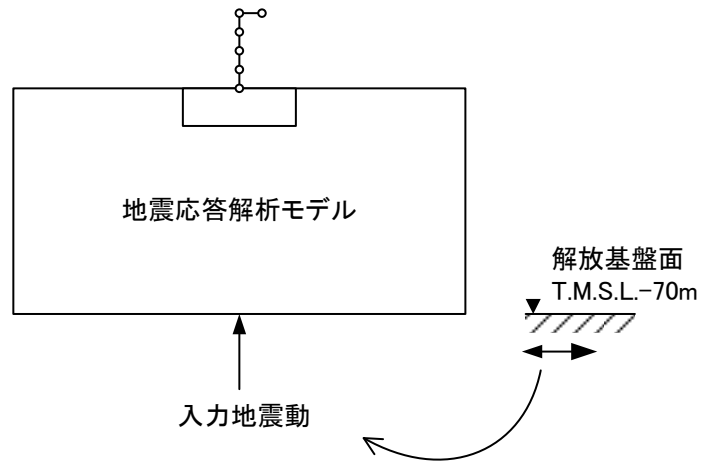
※D : 深度 (m)



第 3. 2. 2-1 図 液状化強度曲線 (埋戻土)

3.3 入力地震動

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



第 3.3-1 図 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.4 解析方法

安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの地震応答解析は、全応力解析及び有効応力解析ともに、解析コード「FLIP ROSE Ver7.4.1」を用いる。

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

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

3.5 解析条件

3.5.1 復元力特性

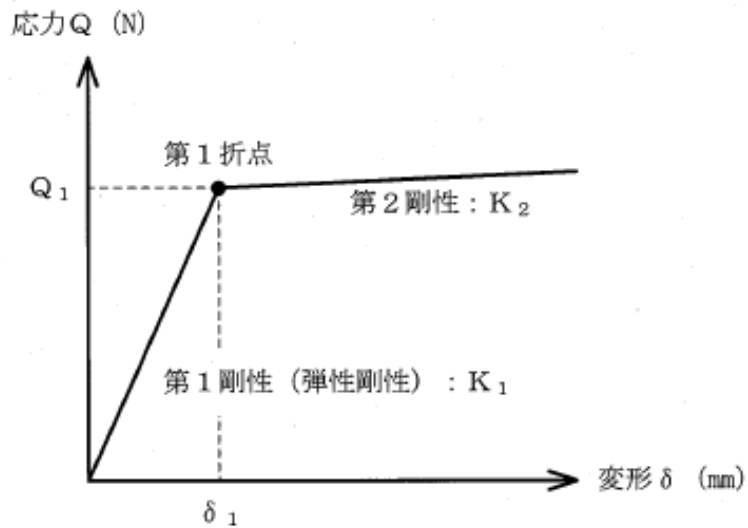
座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係は、特性確認試験結果をもとにバイリニア型スケルトン曲線とする。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係を第 3.5.1-1 図に示す。

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

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係の履歴特性を第 3.5.1-2 図に示す。

座屈拘束ブレースの非線形ばね要素諸元を第 3.5.1-1 表に示す。



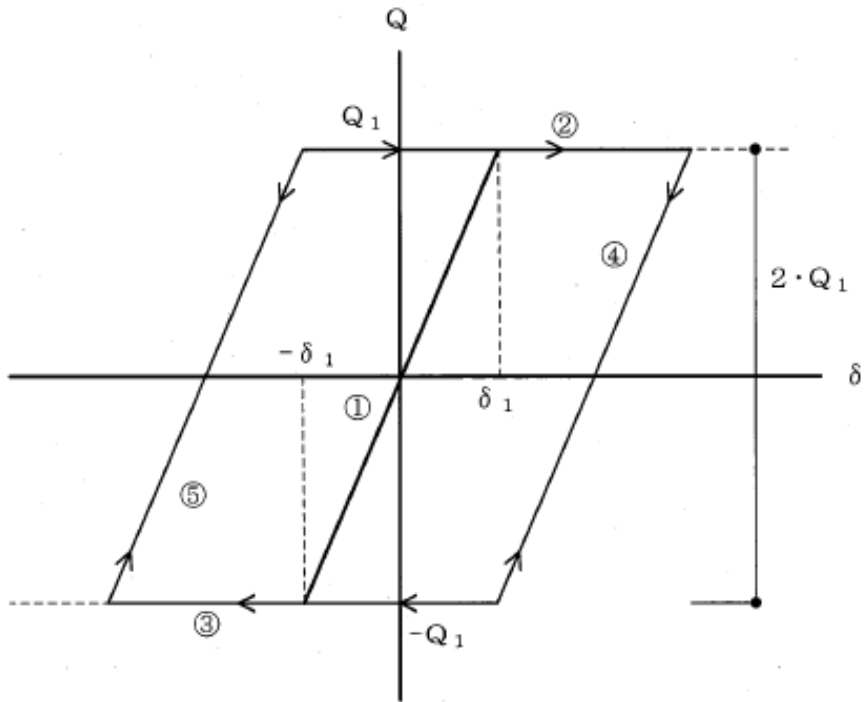
Q_1 : 第1折点応力

δ_1 : 第1折点変形

K_1 : 第1剛性 (弾性剛性)

K_2 : 第2剛性

第 3.5.1-1 図 応力-変形関係 (座屈拘束ブレース)



- ①：第1剛性（弾性剛性）
- ②：正側第2剛性
- ③：負側第2剛性
- ④：正側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・ Q_1 戻ると③に移る。
- ⑤：負側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・ Q_1 戻ると②に移る。

第 3.5.1-2 図 応力-変形関係の履歴特性（座屈拘束ブレース）

第 3.5.1-1 表 非線形ばね要素諸元

(1) NS 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配係率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6								
		61	-	2.684E+04	-	-	-	-	-
1	75.6								
		-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1								
		121	3.77E-03	5.411E+04	0.00137	0.007535	407.7381	0.001	5.411E+01
3	65.6								
		131	6.15E-03	9.718E+04	0.00137	0.006850	665.7095	0.001	9.718E+01
4	60.6								
		141	6.82E-03	1.017E+05	0.00137	0.007261	738.0848	0.001	1.017E+02
5	55.3								
合計									

(2) EW 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m ²)	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ γ_y	降伏変形量 δ_y (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配係率 α_1	2次剛性 K1
6	75.6								
		61	-	3.179E+04	-	-	-	-	-
1	75.6								
		-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1								
		121	4.46E-03	6.983E+04	0.00138	0.007590	530.0257	0.001	6.983E+01
3	65.6								
		131	7.28E-03	1.220E+05	0.00140	0.007000	854.2606	0.001	1.220E+02
4	60.6								
		141	8.08E-03	1.216E+05	0.00139	0.007367	895.5179	0.001	1.216E+02
5	55.3								
合計									

3.6 材料物性のばらつき

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析において応答値（加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力）が、各層において最大となっている地震動に対して実施する。

材料物性のばらつきのうち、地盤物性のばらつきについては、支持地盤及び埋戻し土ともに敷地内のボーリング調査結果等に基づき、第 3.2.1-3 表に示す地盤の物性値を基本とし、標準偏差 $\pm 1\sigma$ の変動幅を考慮する。第 3.6-1 表及び第 3.6-2 表に設定した地盤の初期物性値を示す。

材料物性のばらつきを考慮する解析ケースを、第 3.6-3 表に示す。

第 3.6-1 表 地盤の初期物性値
(地盤物性のばらつきを考慮したケース (+1 σ))

標 高 T. M. S. L. [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [kN/m ²])	剛性 低下率 G/G ₀ - γ [%]	減衰定数 h- γ [%]
	*1	*1	*1	*1	
37.0	18.34	0.421	1,080	*2	
36.63	18.34	0.421	1,080	*3	
9.02					
-25.57	18.14	0.350	1,887	*3	
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.381	1,243	*4	
	16.87	0.381	1,243	*5	

*1 : T. M. S. L. 37.0 [m] 以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

*2 : 第 3.2.1-3 図 (1) に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第 3.2.1-3 図 (2) に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*4 : 第 3.2.1-3 図 (3) に示す泥岩 (下部層) のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩 (下部層) の h- γ 曲線における下限値を設定

第 3.6-2 表 地盤の初期物性値
(地盤物性のばらつきを考慮したケース (-1σ))

標 高 T. M. S. L. [m]	単位体積 重 量 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [kN/m ²])	剛性 低下率 $G/G_0-\gamma$ [%]	減衰定数 $h-\gamma$ [%]
	*1	*1	*1		*1
37.0	18.34	0.434	673		*2
36.63	18.34	0.434	673		*3
9.02					
-25.57	18.14	0.380	1,400		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.404	917		*4
	16.87	0.404	917		*5

*1 : T. M. S. L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

*2 : 第 3.2.1-3 図 (1) に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*3 : 第 3.2.1-3 図 (2) に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

*4 : 第 3.2.1-3 図 (3) に示す泥岩 (下部層) のひずみ依存特性を設定

*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩 (下層部) の $h-\gamma$ 曲線における下限値を設定

第 3.6-3 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース
(全応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 Ss	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.1-2 表	基本ケース	全波	
1	第 3.6-1 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース (+1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2 (EW) Ss-C4 (EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 (EW)
2	第 3.6-2 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース (-1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2 (EW) Ss-C4 (EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 (EW)

(有効応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 Ss	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.1-2 表	基本ケース	全波	
1	第 3.6-1 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース (+1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2 (NS)	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 (NS)
2	第 3.6-2 表	地盤物性の ばらつきを考慮した ケース (-1 σ)	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2 (NS)	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 (NS)

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を第 4.1-1 表～第 4.1-2 表に示す。刺激関数図を第 4.1-1 図～第 4.1-3 図に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル $\{u\}$ に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

第 4.1-1 表 固有値解析結果（水平方向）

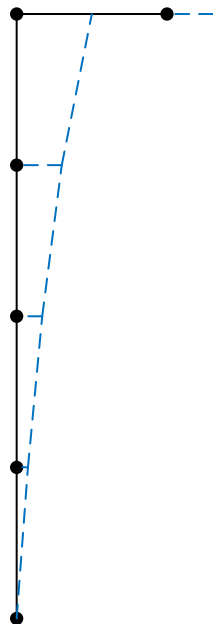
NS 方向				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.393	2.545	1.232	水平 1 次
2	0.248	4.031	1.035	鉛直 1 次
3	0.146	6.829	0.480	水平 2 次
4	0.081	12.36	0.383	水平 3 次
5	0.049	20.55	0.184	水平 4 次
6	0.248	4.031	1.035	鉛直 2 次
EW 方向				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.395	2.532	1.239	水平 1 次
2	0.248	4.031	1.035	鉛直 1 次
3	0.151	6.626	0.519	水平 2 次
4	0.080	12.53	0.386	水平 3 次
5	0.048	20.89	0.178	水平 4 次
6	0.042	23.84	1.199	鉛直 2 次

1次モード

固有周期：0.393 [s]

振動数：2.545 [Hz]

刺激係数：1.232

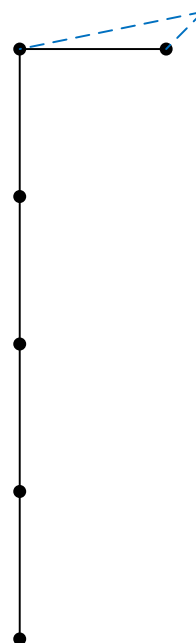


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.031 [Hz]

刺激係数：1.035

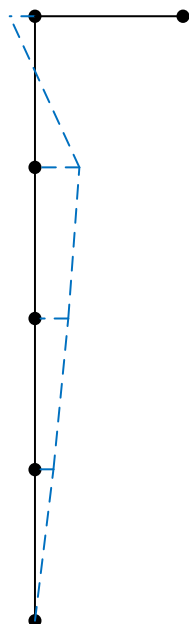


3次モード

固有周期：0.146 [s]

振動数：6.829 [Hz]

刺激係数：0.480

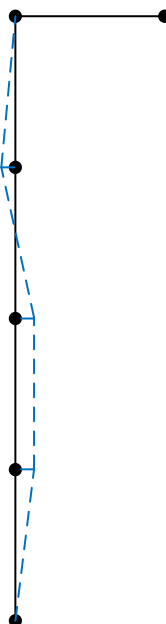


4次モード

固有周期：0.081 [s]

振動数：12.36 [Hz]

刺激係数：0.383



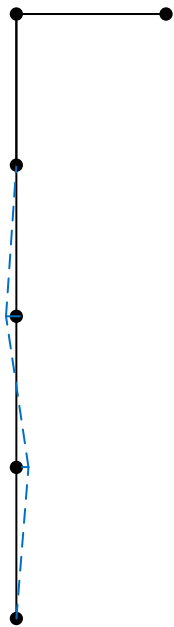
第 4. 1-1 図 固有モード_1次～4次（刺激関数：NS 方向）

5 次モード

固有周期 : 0.049 [s]

振動数 : 20.55 [Hz]

刺激係数 : 0.184

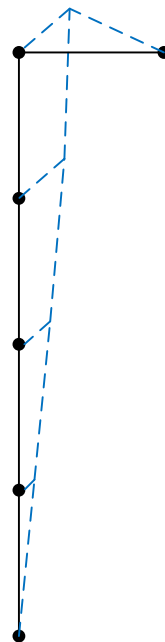


6 次モード

固有周期 : 0.042 [s]

振動数 : 23.84 [Hz]

刺激係数 : 1.199



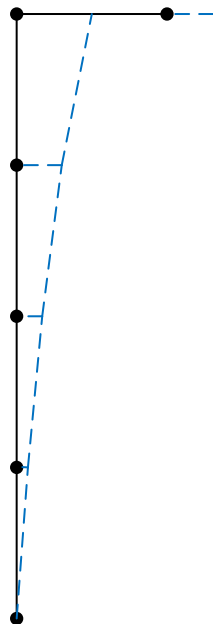
第 4.1-2 図 固有モード_5 次, 6 次 (刺激関数 : NS 方向)

1次モード

固有周期：0.395 [s]

振動数：2.532 [Hz]

刺激係数：1.239

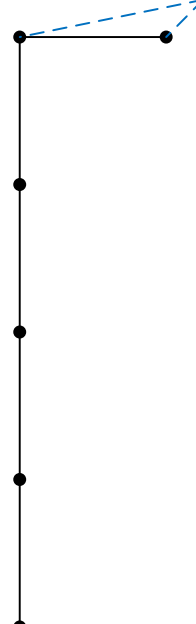


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.031 [Hz]

刺激係数：1.035

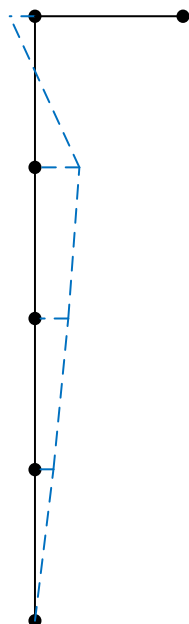


3次モード

固有周期：0.151 [s]

振動数：6.626 [Hz]

刺激係数：0.519

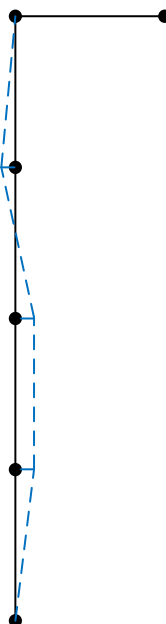


4次モード

固有周期：0.080 [s]

振動数：12.53 [Hz]

刺激係数：0.386



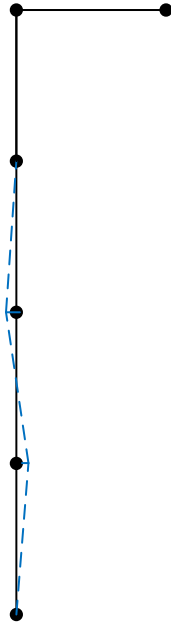
第 4.1-3 図 固有モード_1次～4次（刺激関数：EW 方向）

5 次モード

固有周期 : 0.048 [s]

振動数 : 20.89 [Hz]

刺激係数 : 0.178

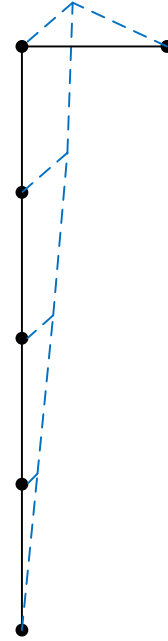


6 次モード

固有周期 : 0.042 [s]

振動数 : 23.84 [Hz]

刺激係数 : 1.199



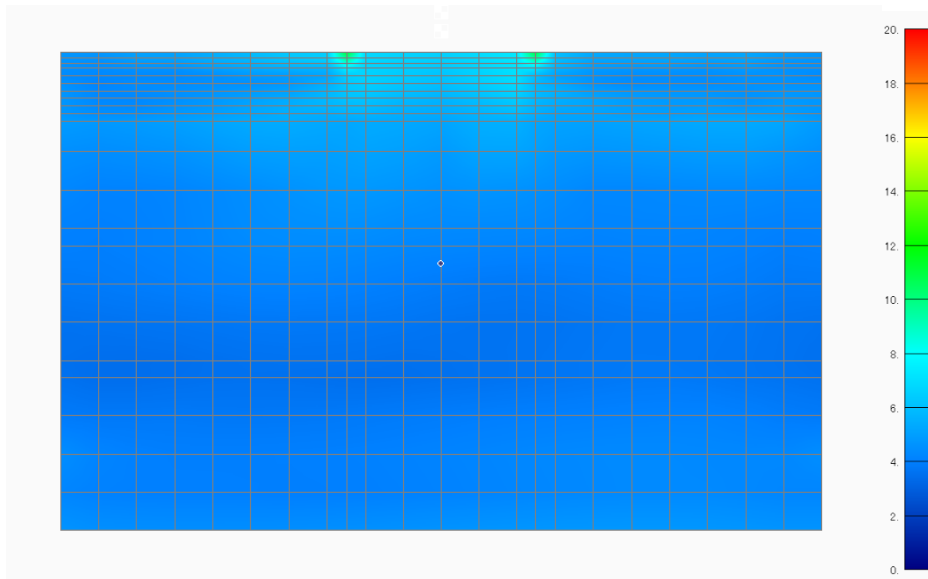
第 4.1-4 図 固有モード_5 次, 6 次 (刺激関数 : EW 方向)

4.2 全応力解析

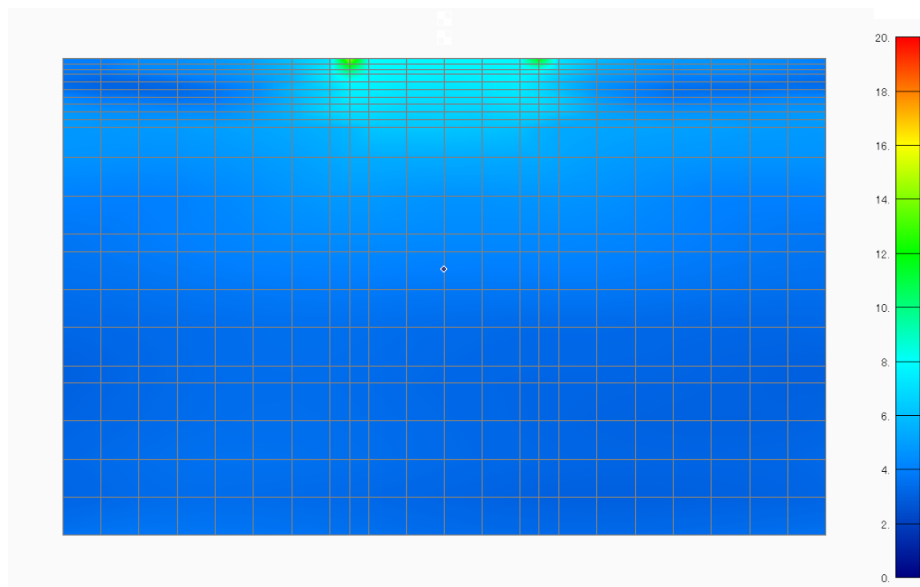
4.2.1 地盤の応答結果

全応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度及び最大応答最大せん断ひずみを第 4.2.1-1 図～第 4.2.1-8 図に示す。なお、解析結果は代表として Ss-A 及び Ss-C1 のみを示す。

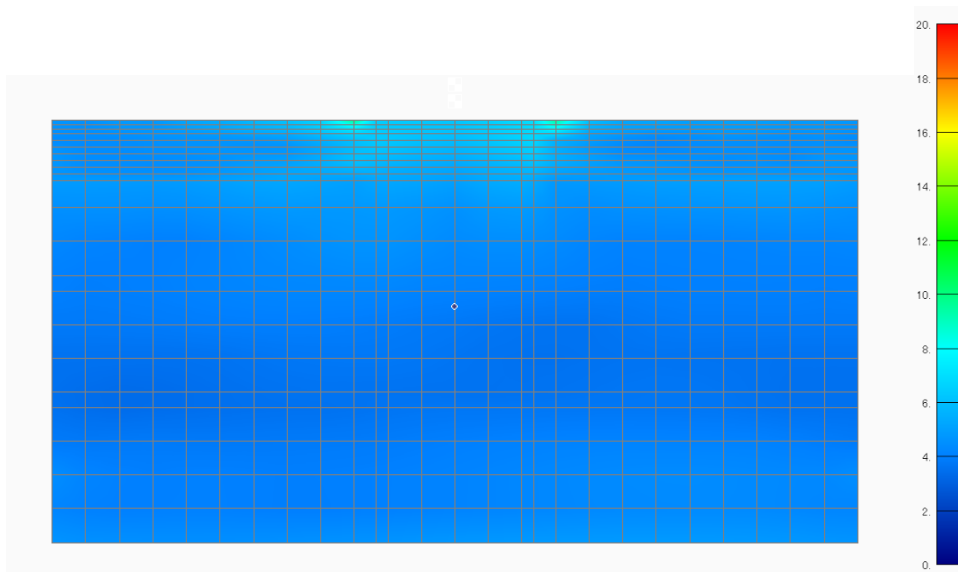
また、改良地盤の最大平均変位（地盤改良体下端（T.M.S.L. 37.0m）からの相対変位）を第 4.2.1-9 図及び第 4.2.1-10 図に示す。



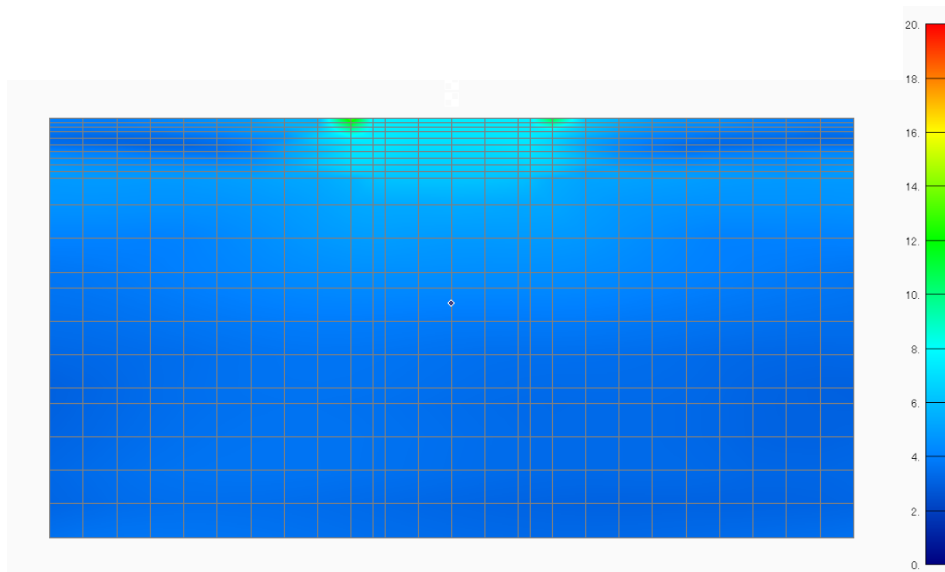
第 4.2.1-1 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 全応力解析)



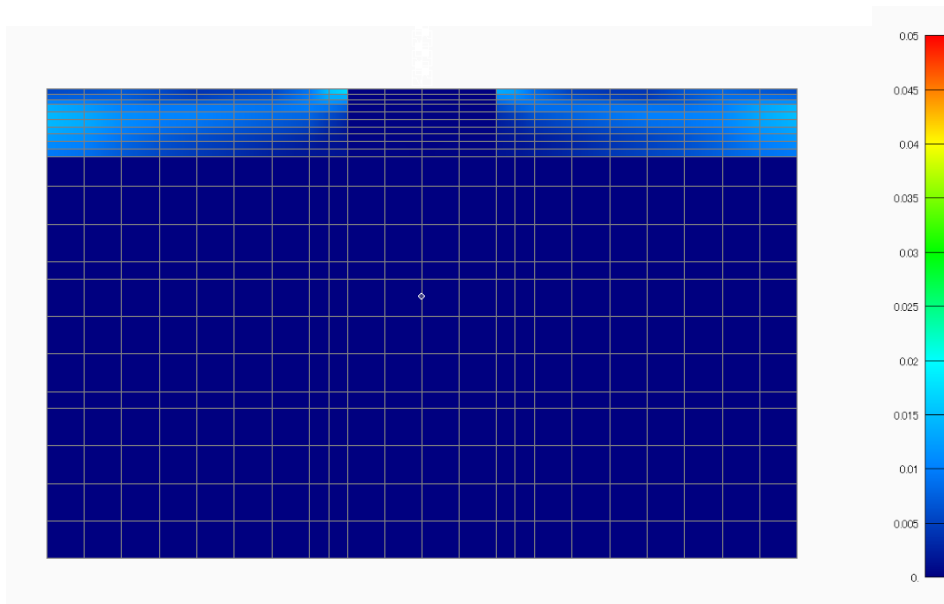
第 4.2.1-2 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 全応力解析)



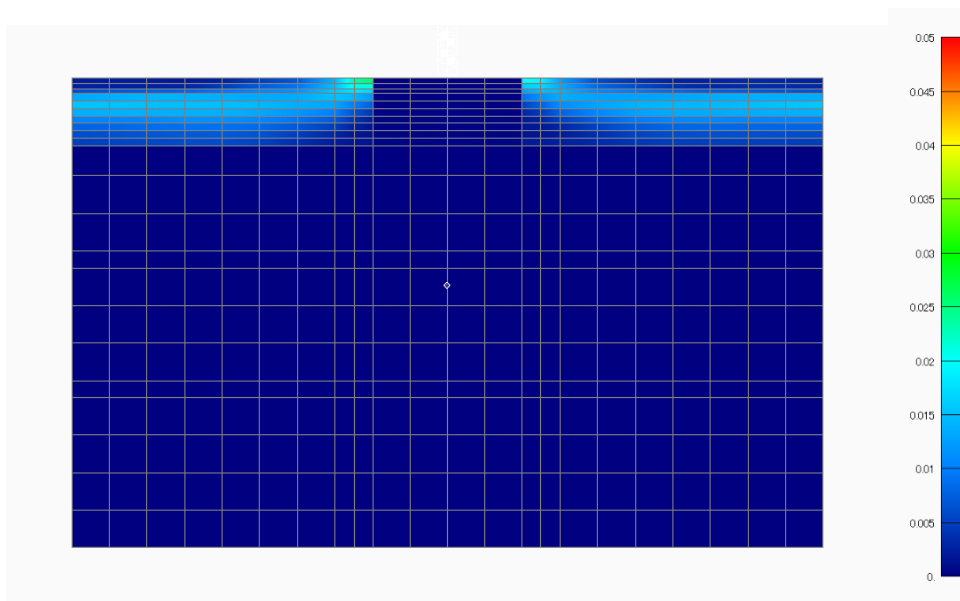
第 4.2.1-3 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 全応力解析)



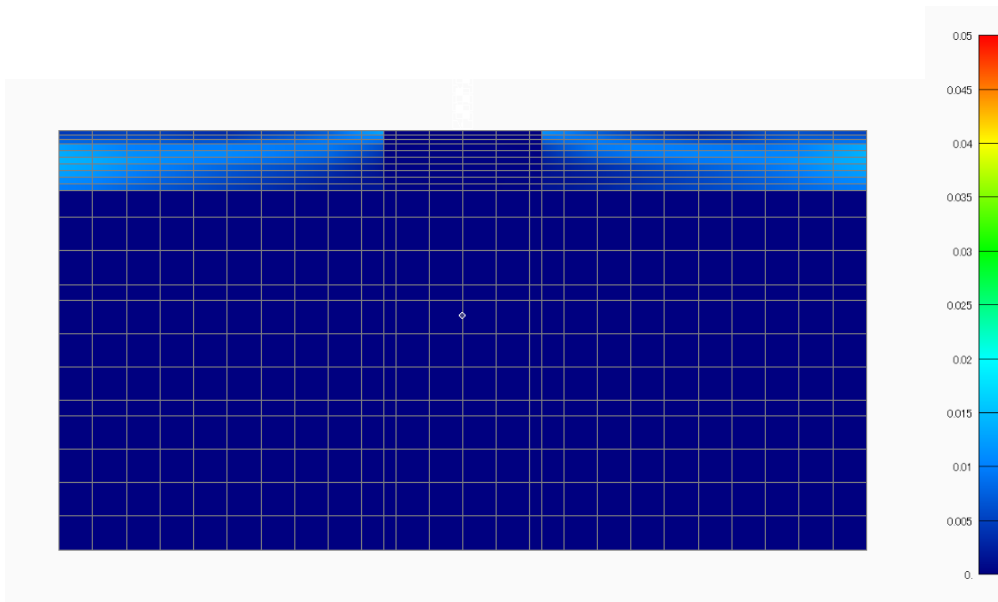
第 4.2.1-4 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 全応力解析)



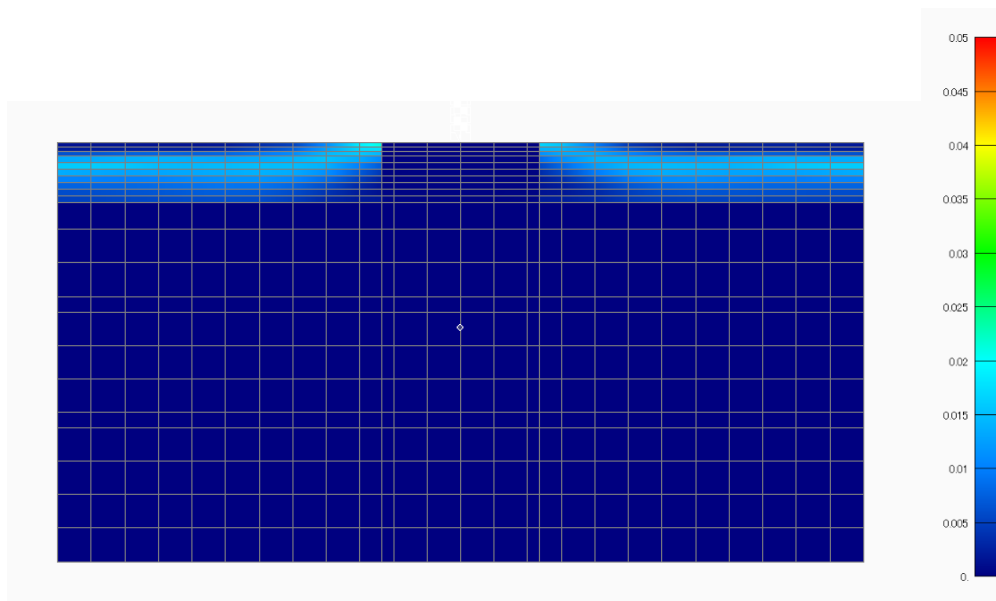
第 4.2.1-5 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 全応力解析)



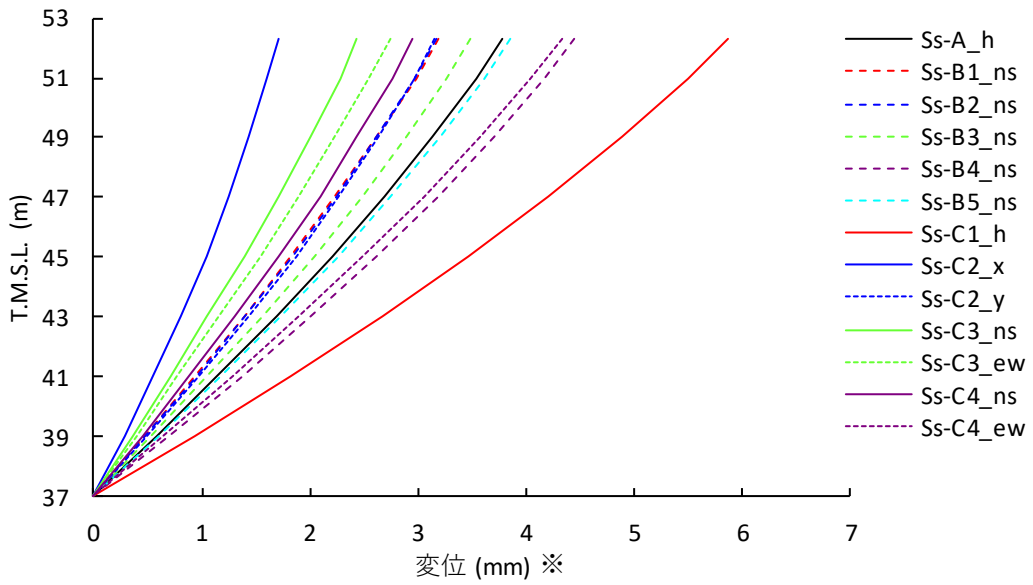
第 4.2.1-6 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 全応力解析)



第 4.2.1-7 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 全応力解析)

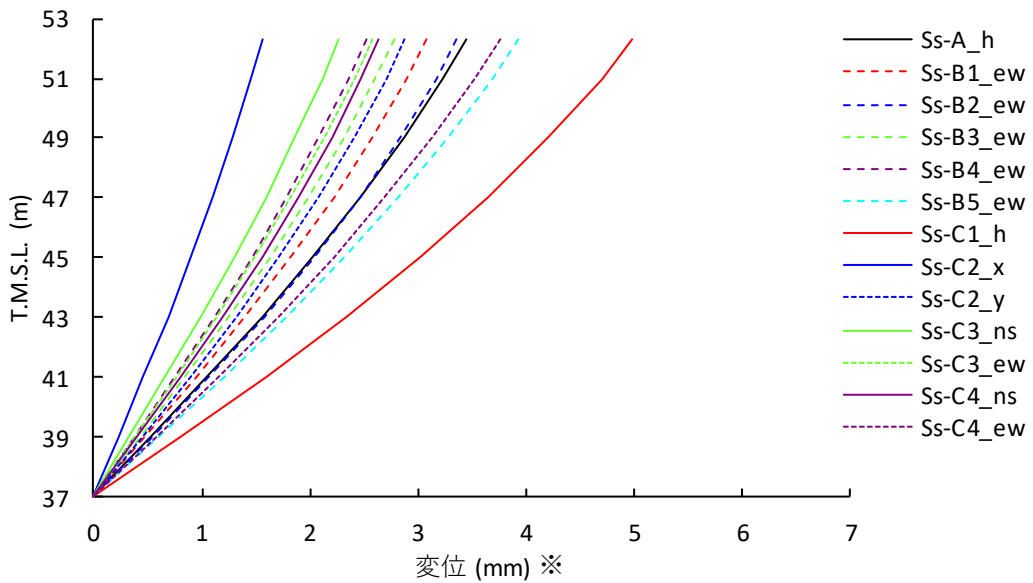


第 4.2.1-8 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 全応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-9 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 全応力解析)



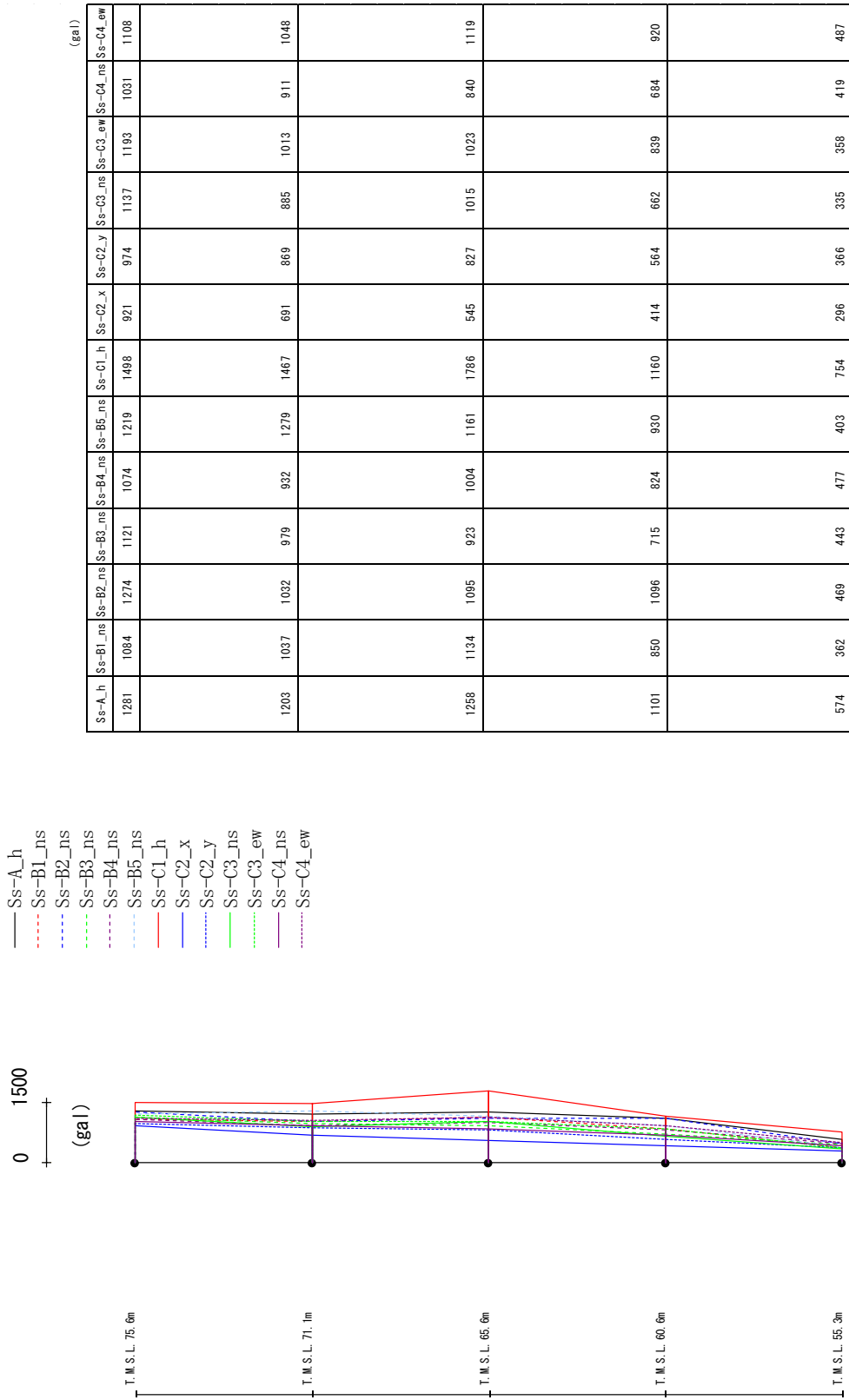
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-10 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 断面, 全応力解析)

4.2.2 上部構造の応答結果

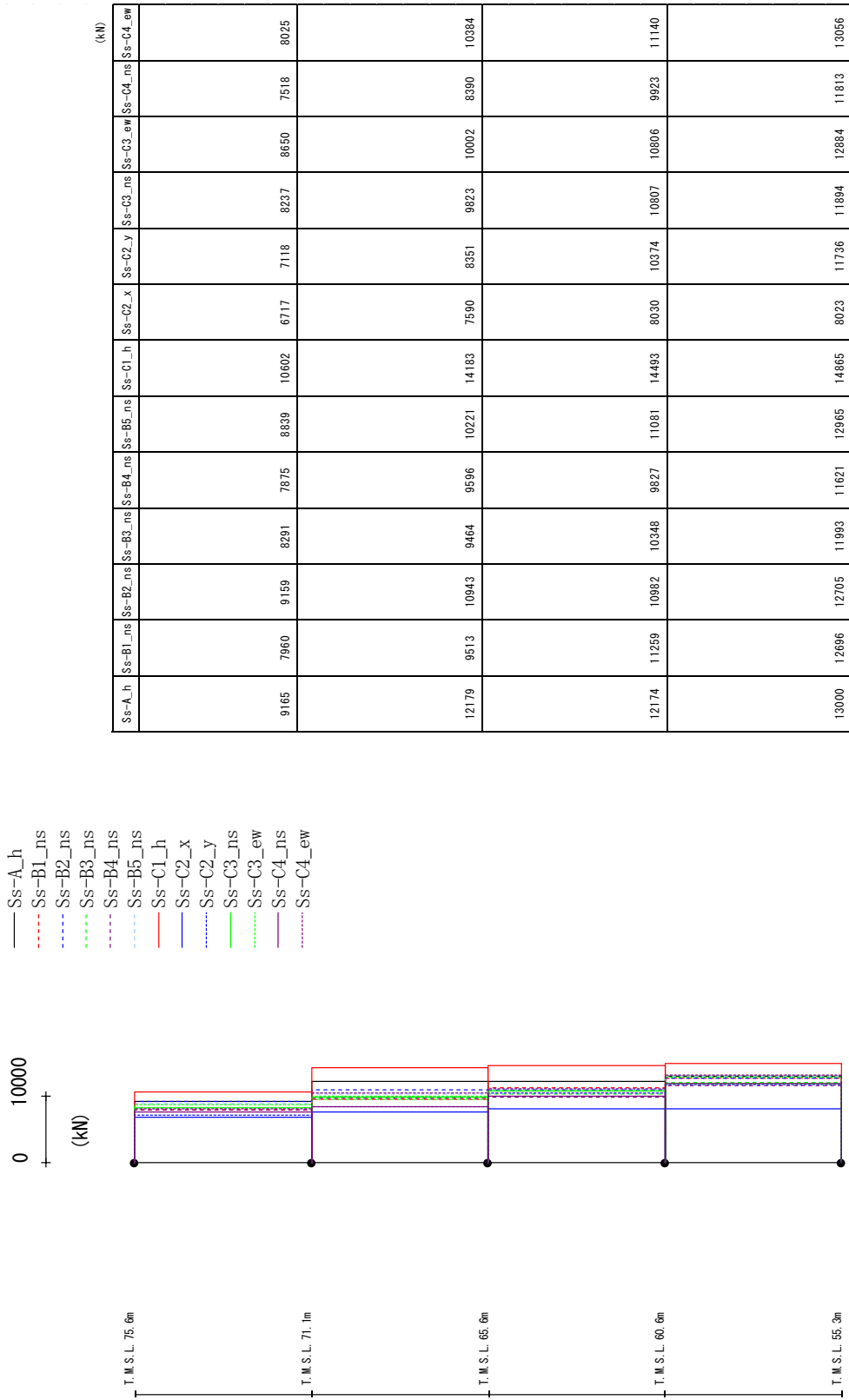
全応力解析結果のうち、上部構造の最大応答値（加速度，変位，せん断，曲げモーメント）を第 4.2.2-1 図～第 4.2.2-23 図に示し，荷重-変形曲線図を第 4.2.2-24 図～第 4.2.2-図に示す。

最大応答加速度 (NS方向)



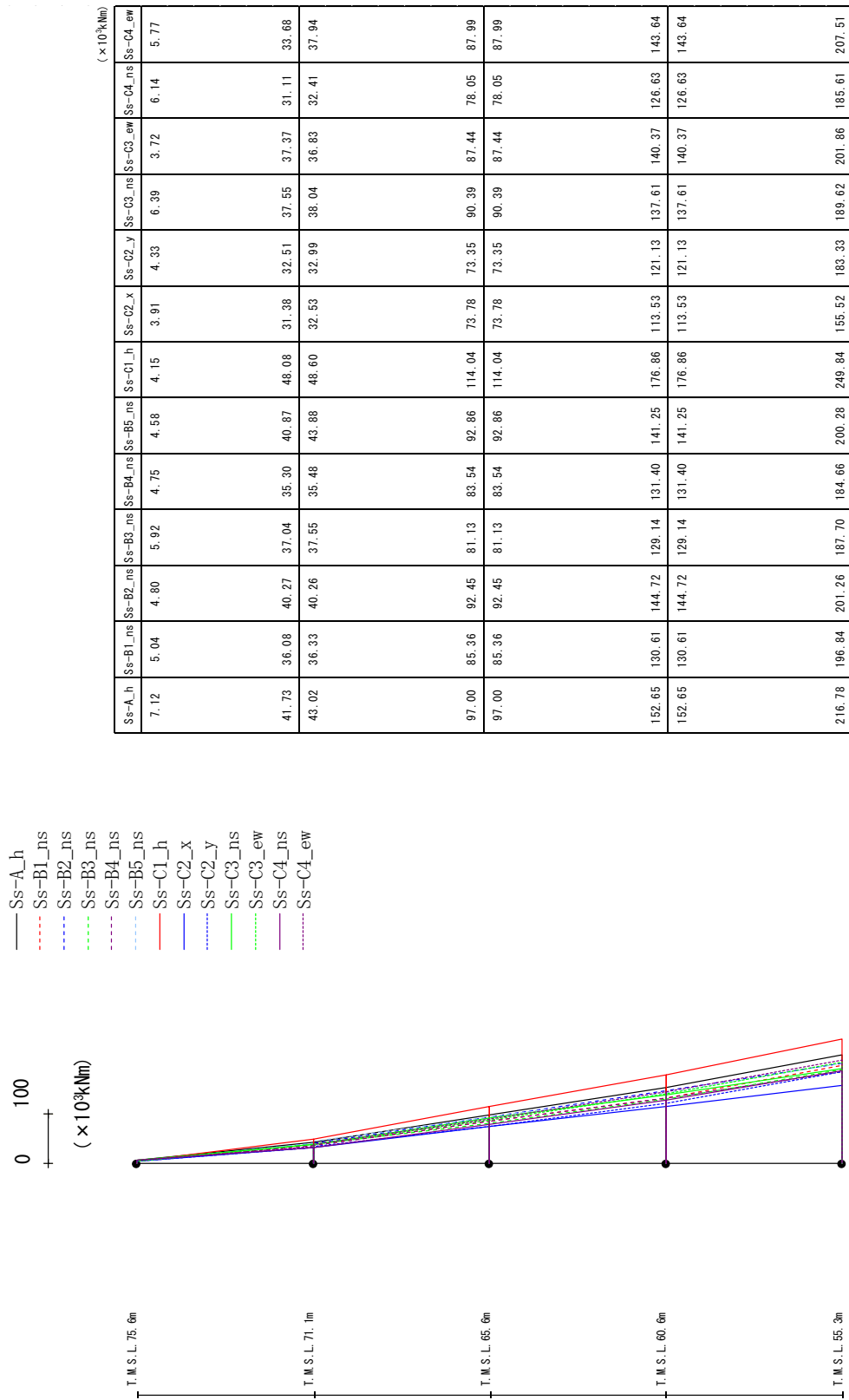
第 4.2.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応答解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



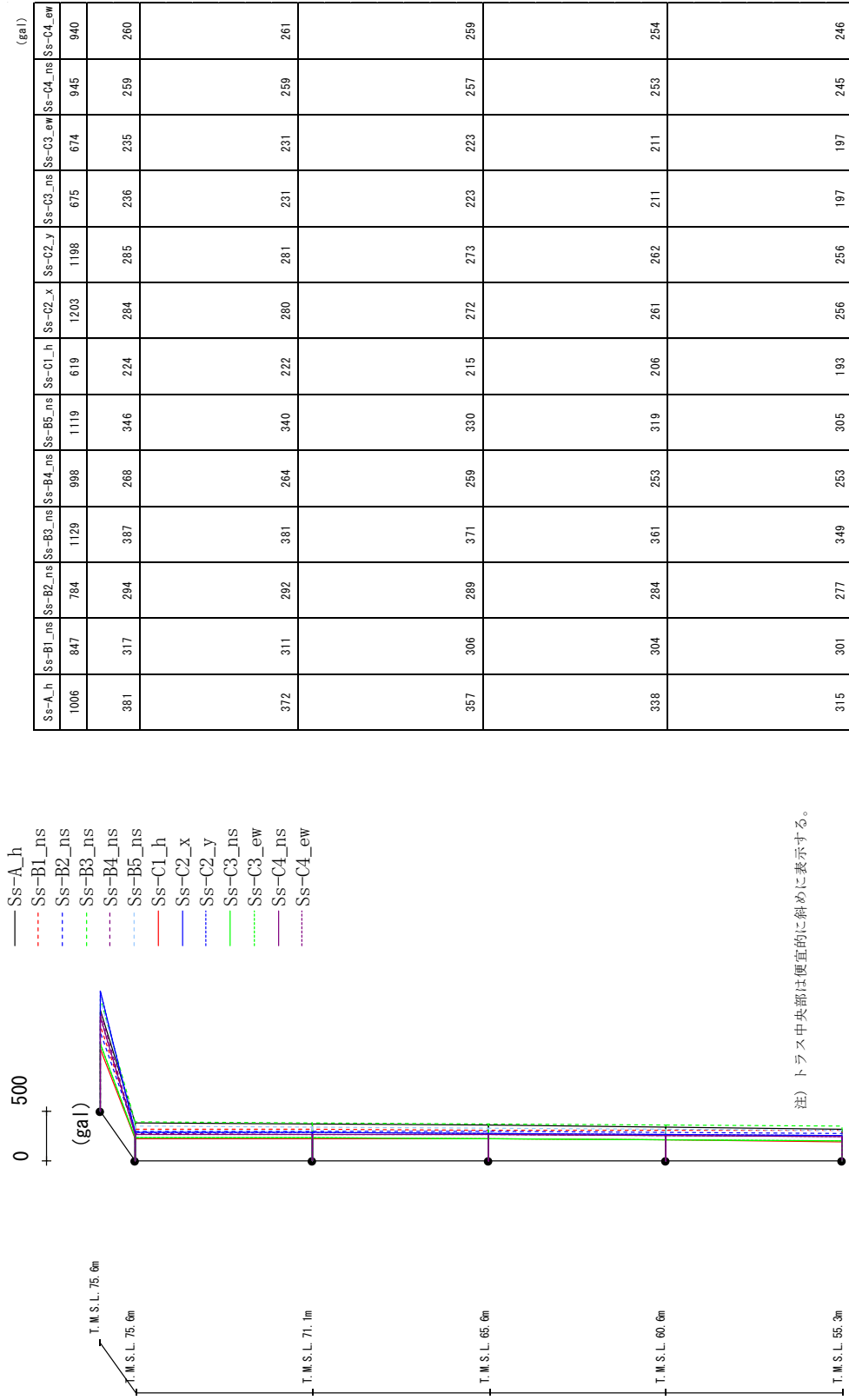
第 4.2.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



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

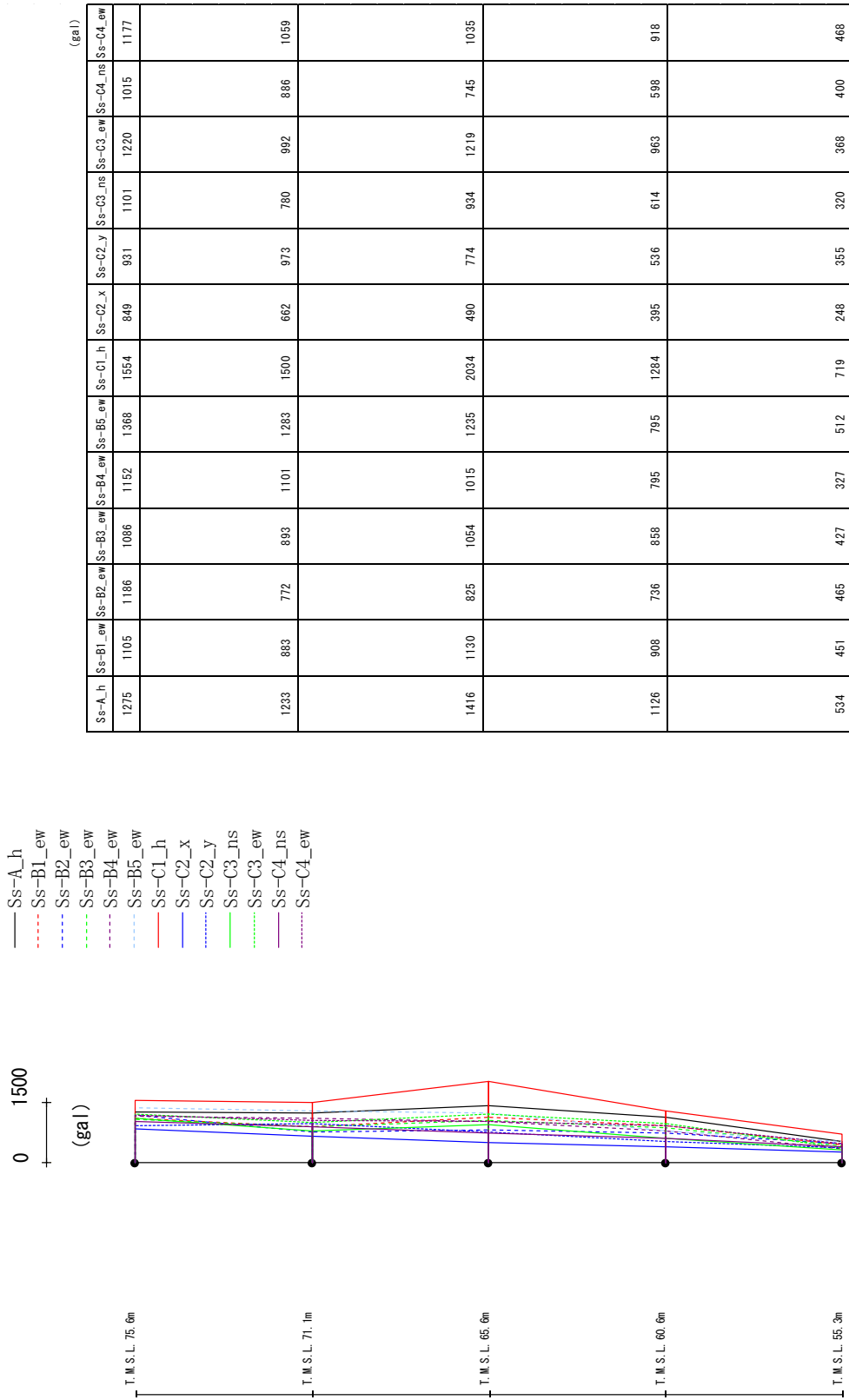
最大応答加速度 (UD方向)



注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

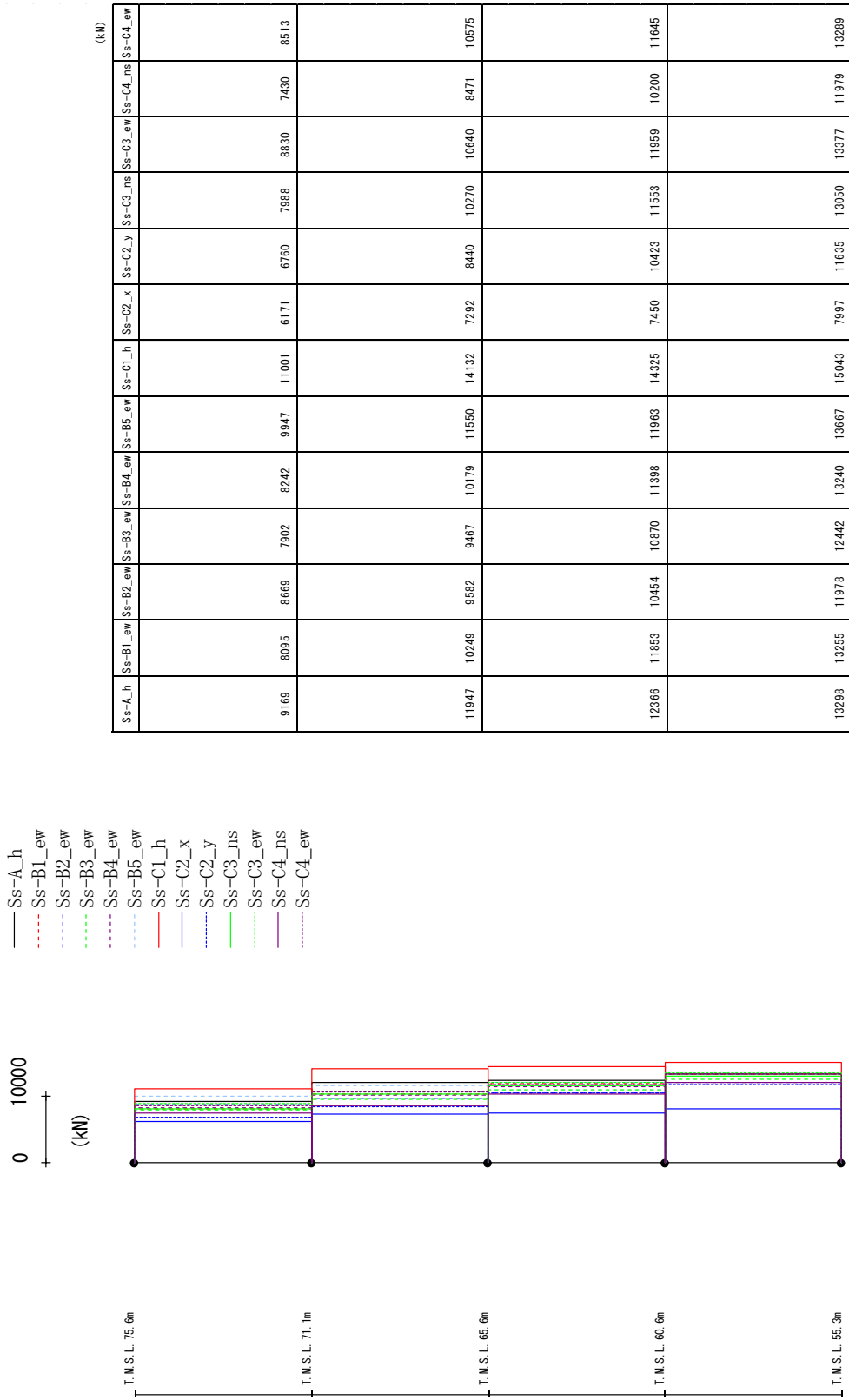
第 4.2.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (EW方向)



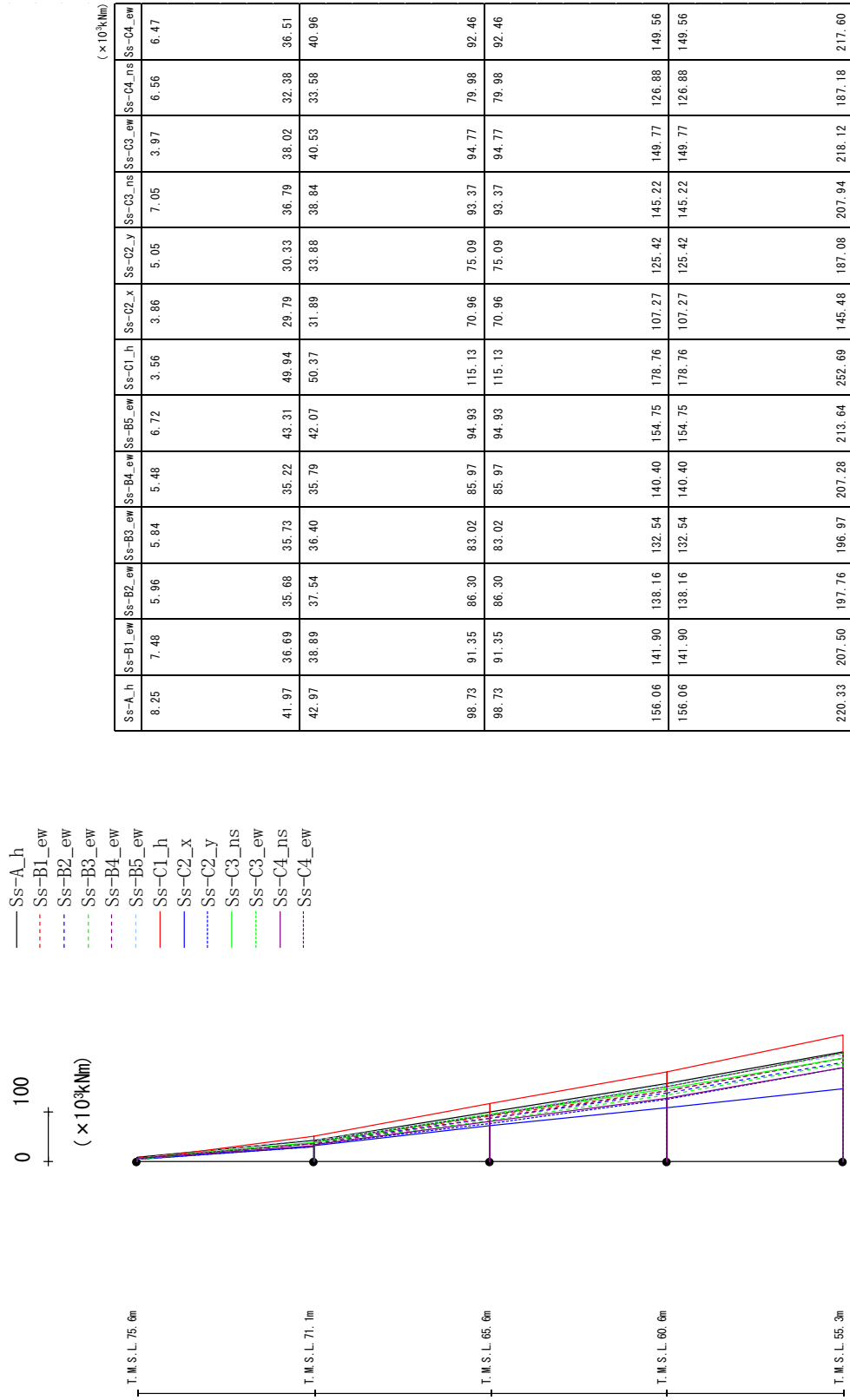
第 4.2.2-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応答解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



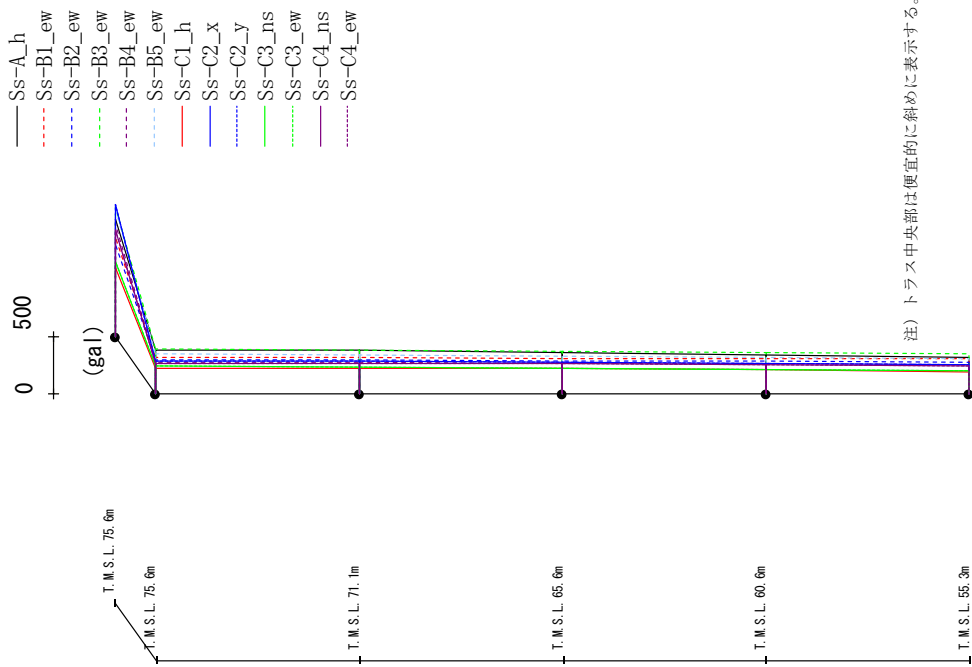
第 4.2.2-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



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

最大応答加速度 (UD方向)

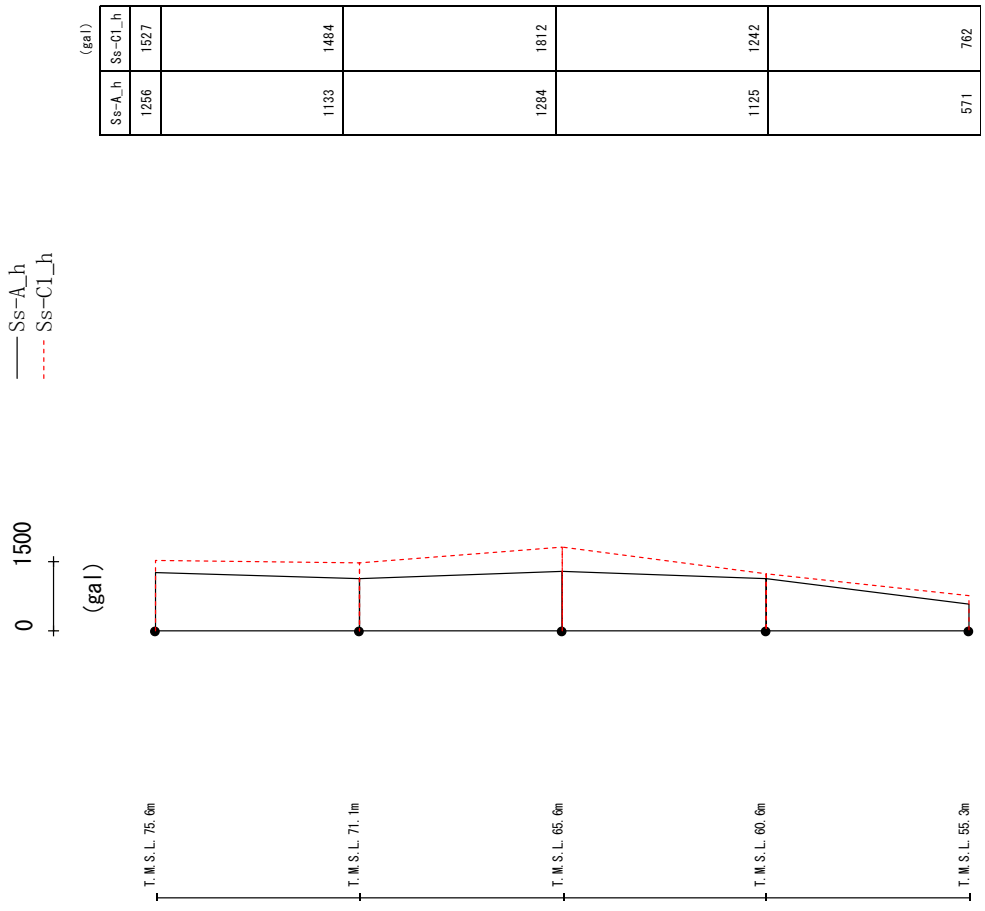


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1018	861	803	1125	982	1101	595	1150	1142	647	648	929	922
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259
375	312	292	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245

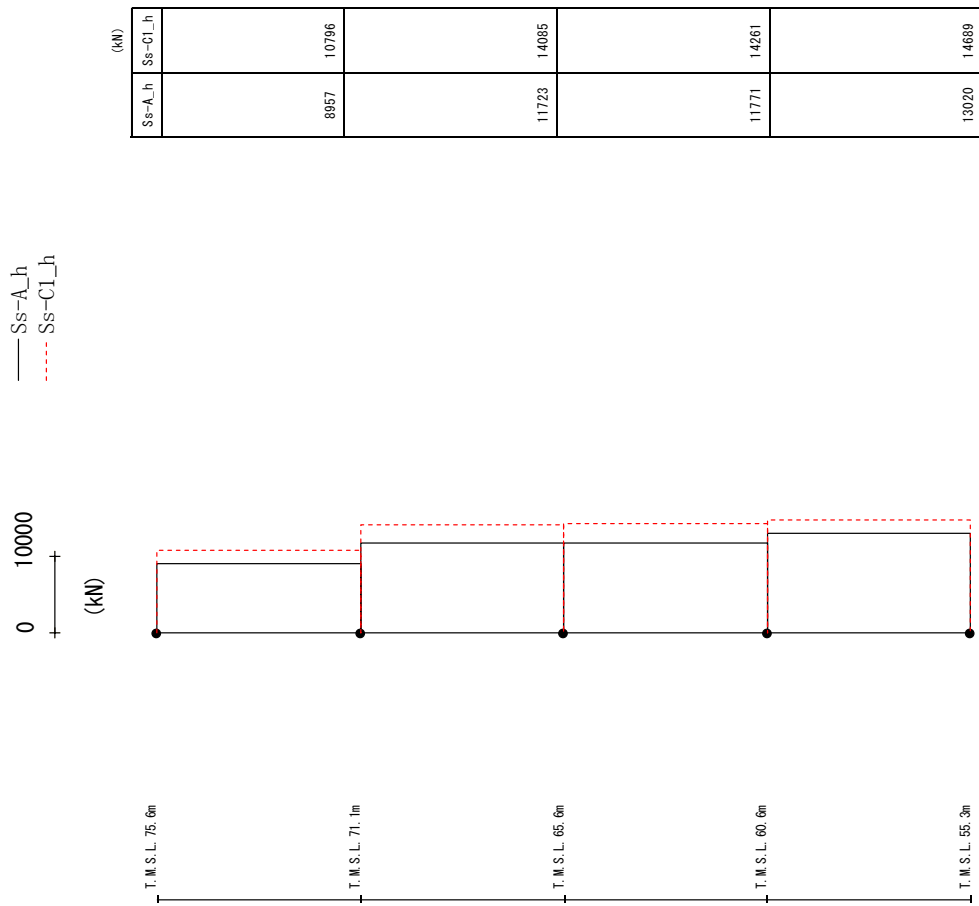
第 4.2.2-8 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (NS方向 + σ)



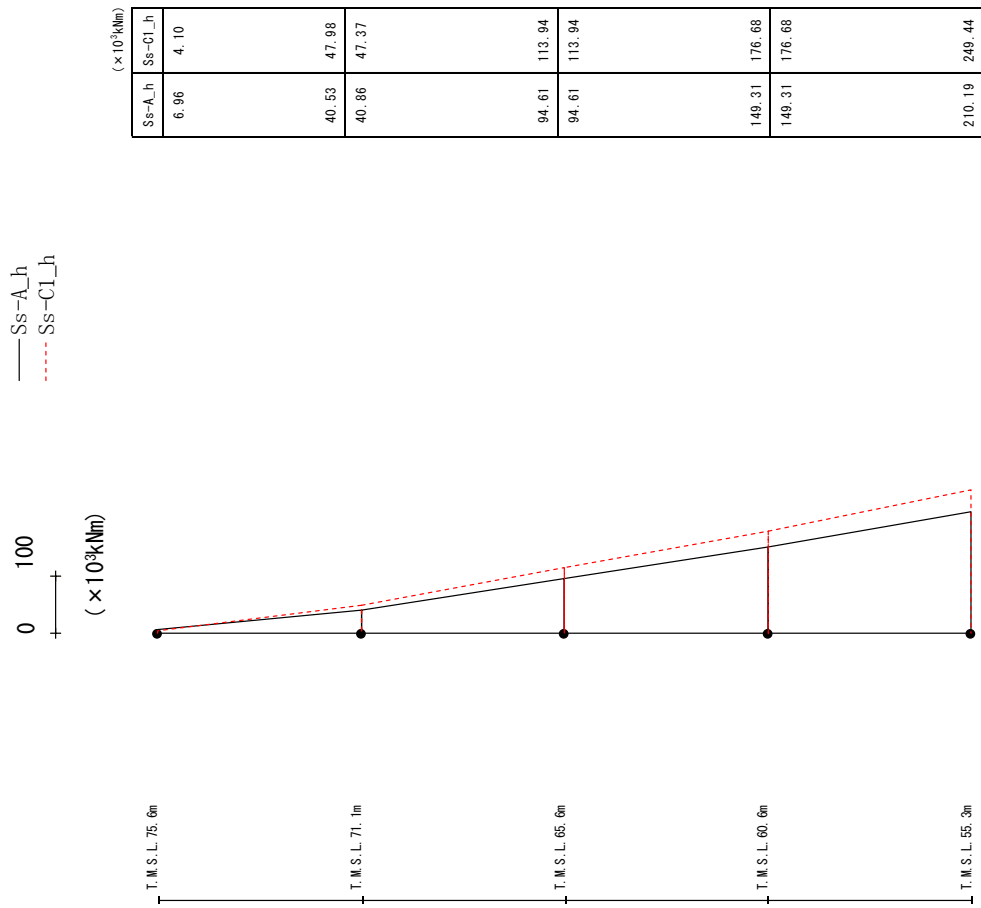
第 4.2.2-9 図 最大応答加速度 (+1 σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向 + σ)



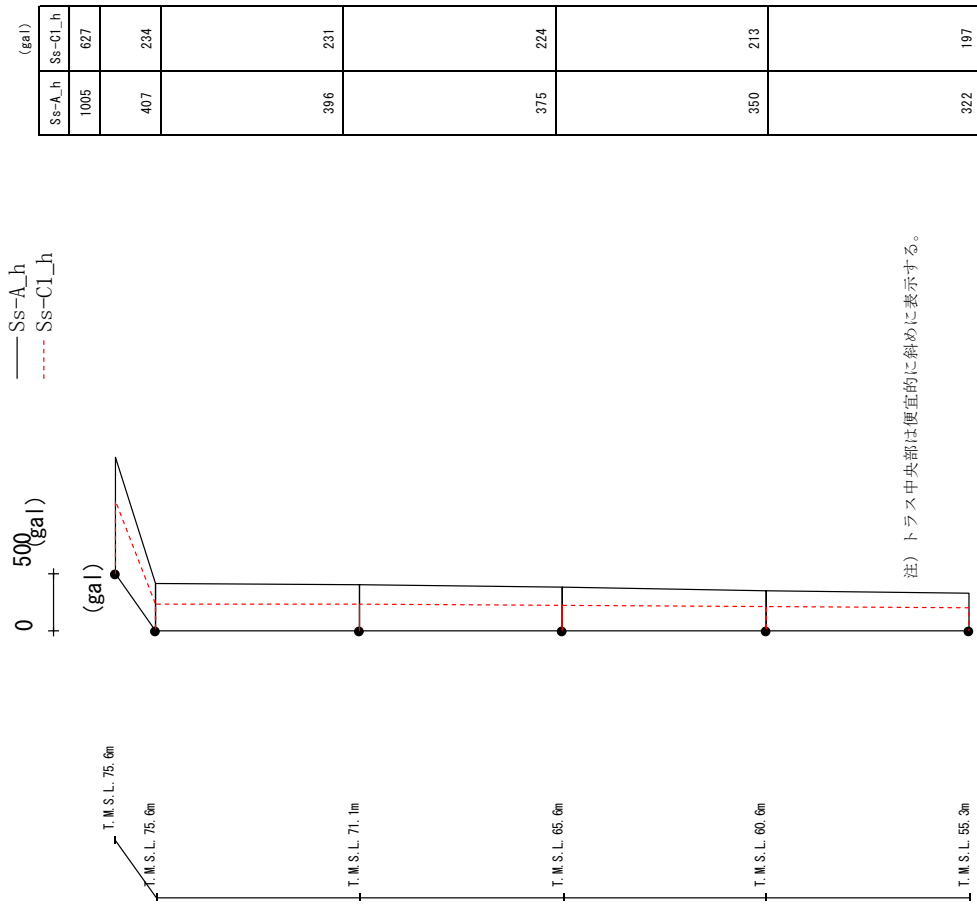
第 4.2.2-10 図 最大応答せん断力 (+1 σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向 +σ)



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

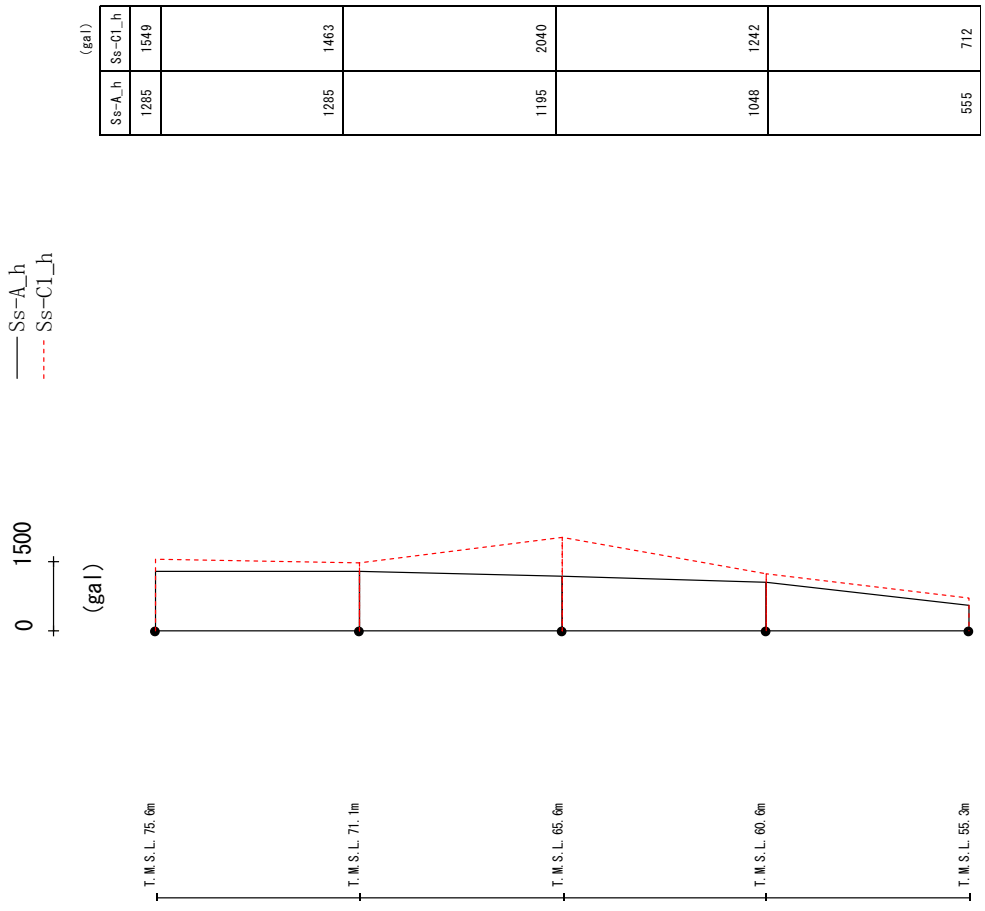
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

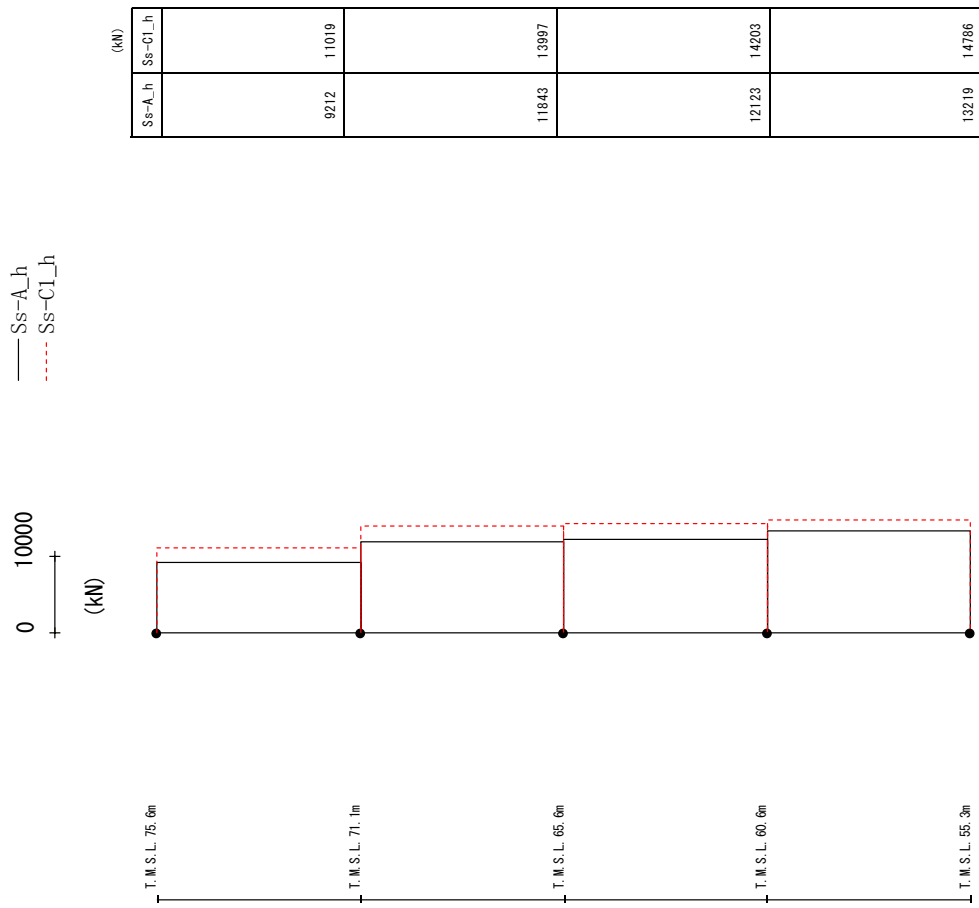
第 4.2.2-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (EW方向 + σ)



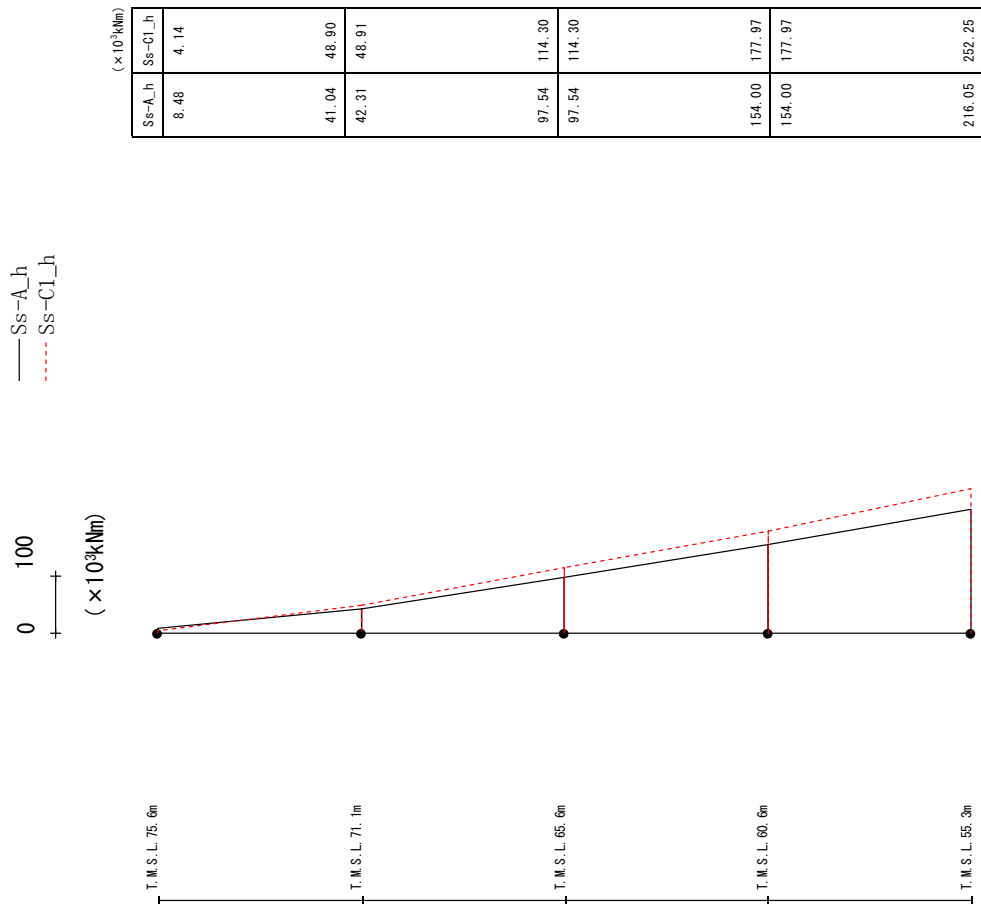
第 4.2.2-13 図 最大応答加速度 (+1 σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向 +σ)



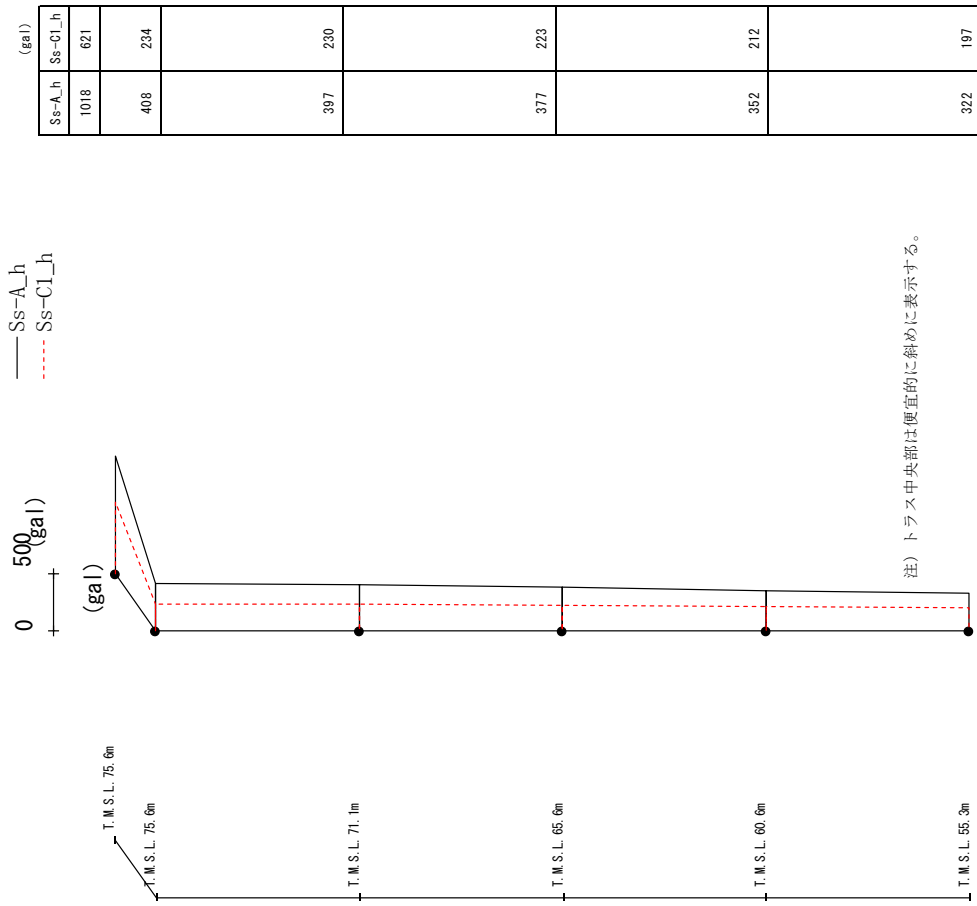
第 4.2.2-14 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向 +σ)



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

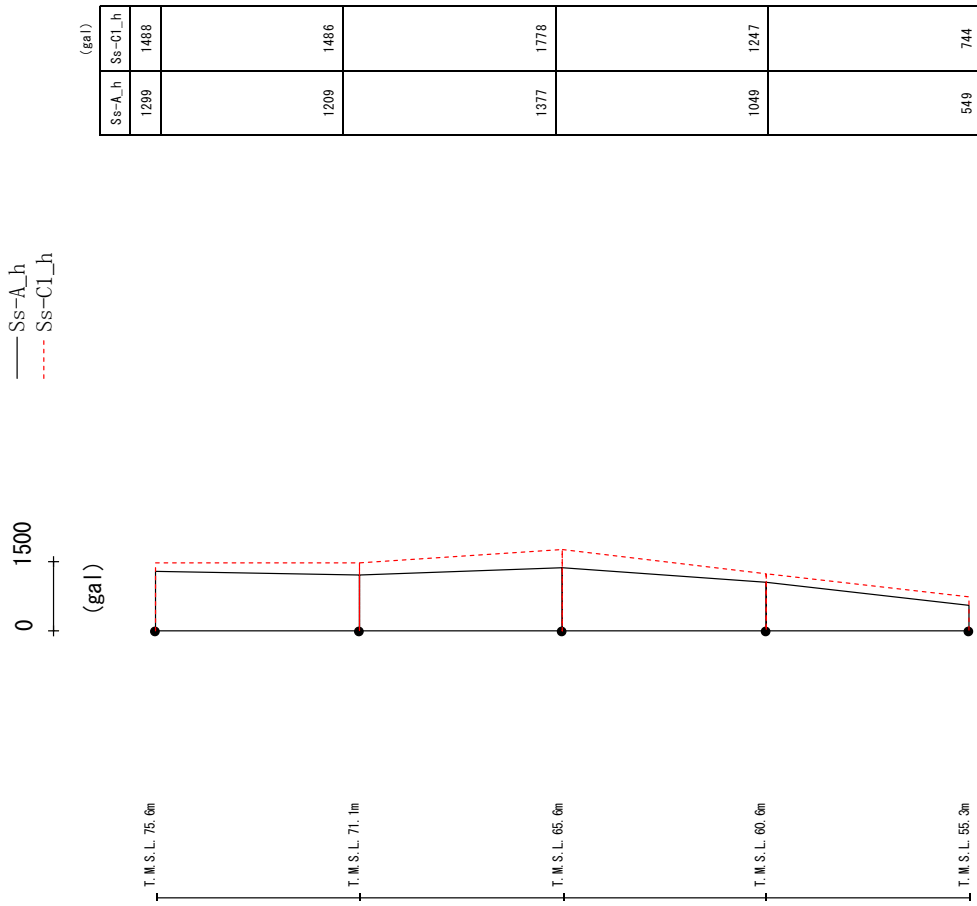
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

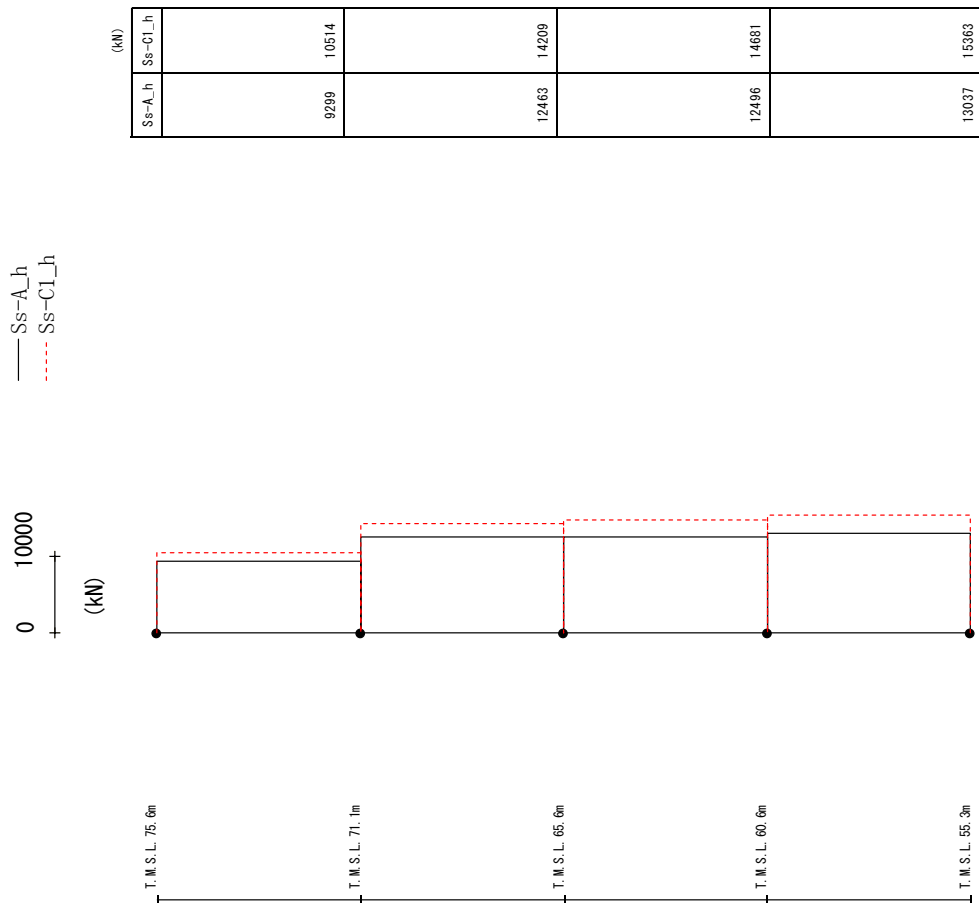
第 4.2.2-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (NS方向 -σ)



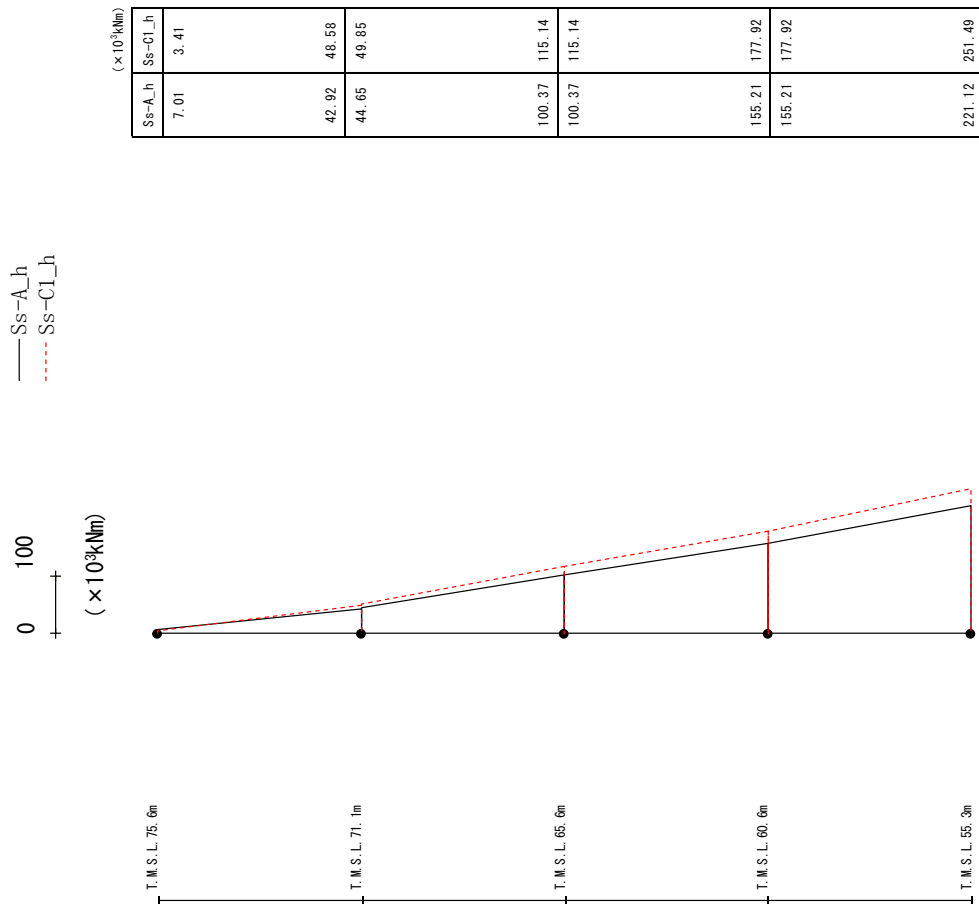
第 4.2.2-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向 -σ)



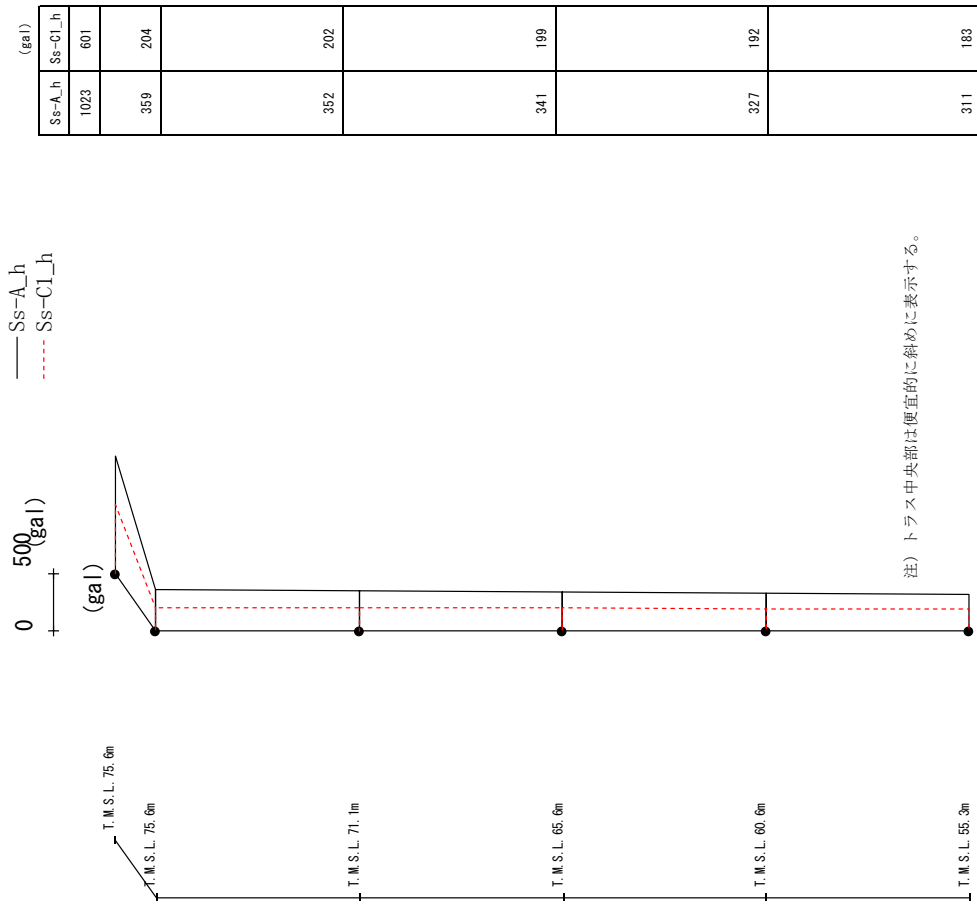
第 4.2.2-18 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向 -σ)



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

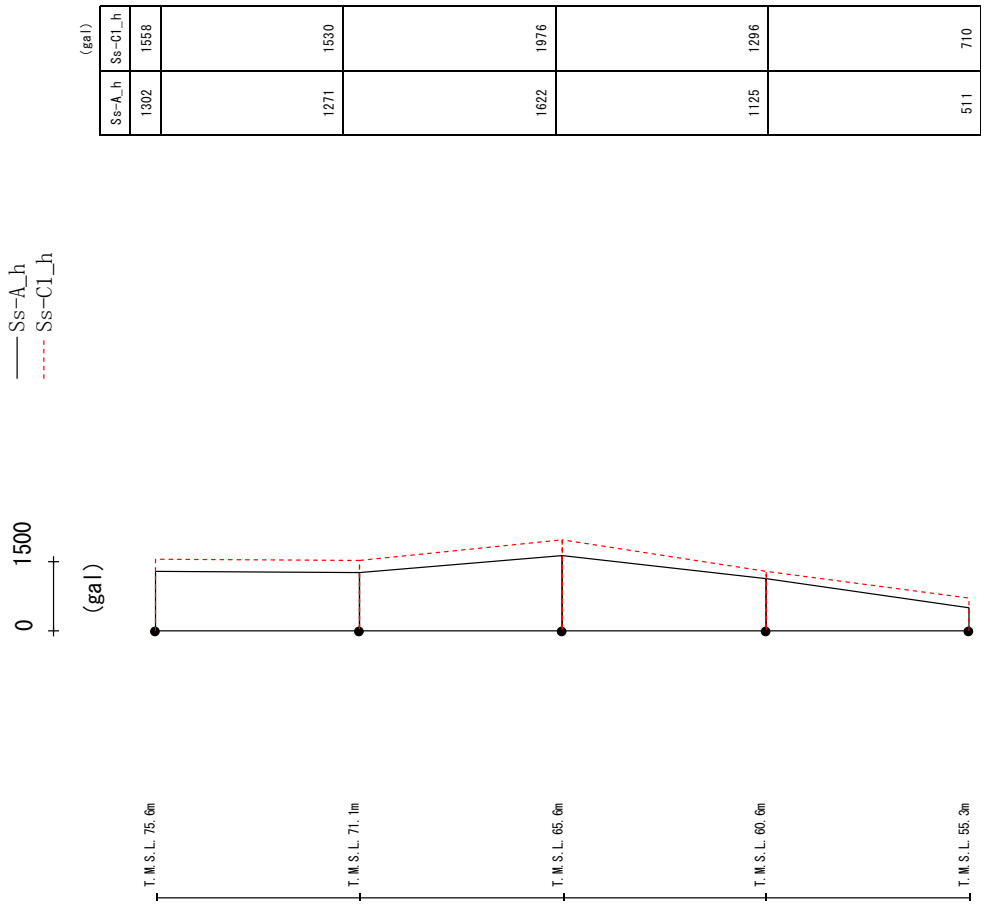
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

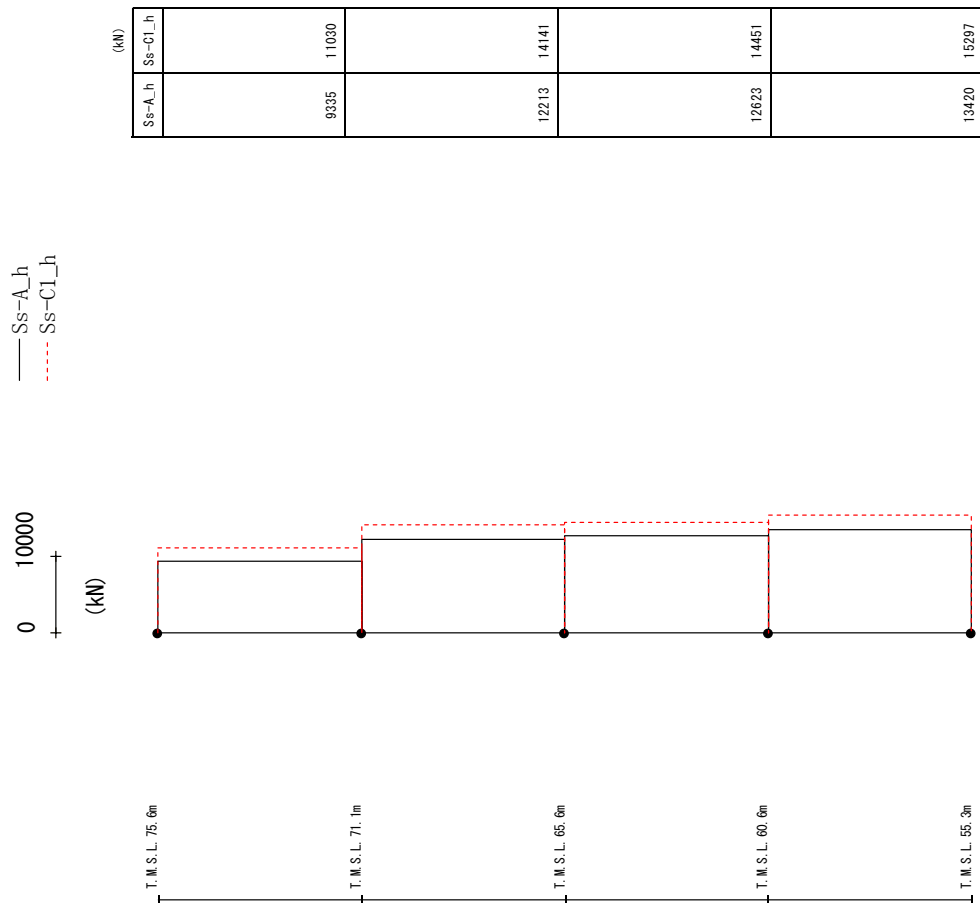
第 4.2.2-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (EW方向 -σ)



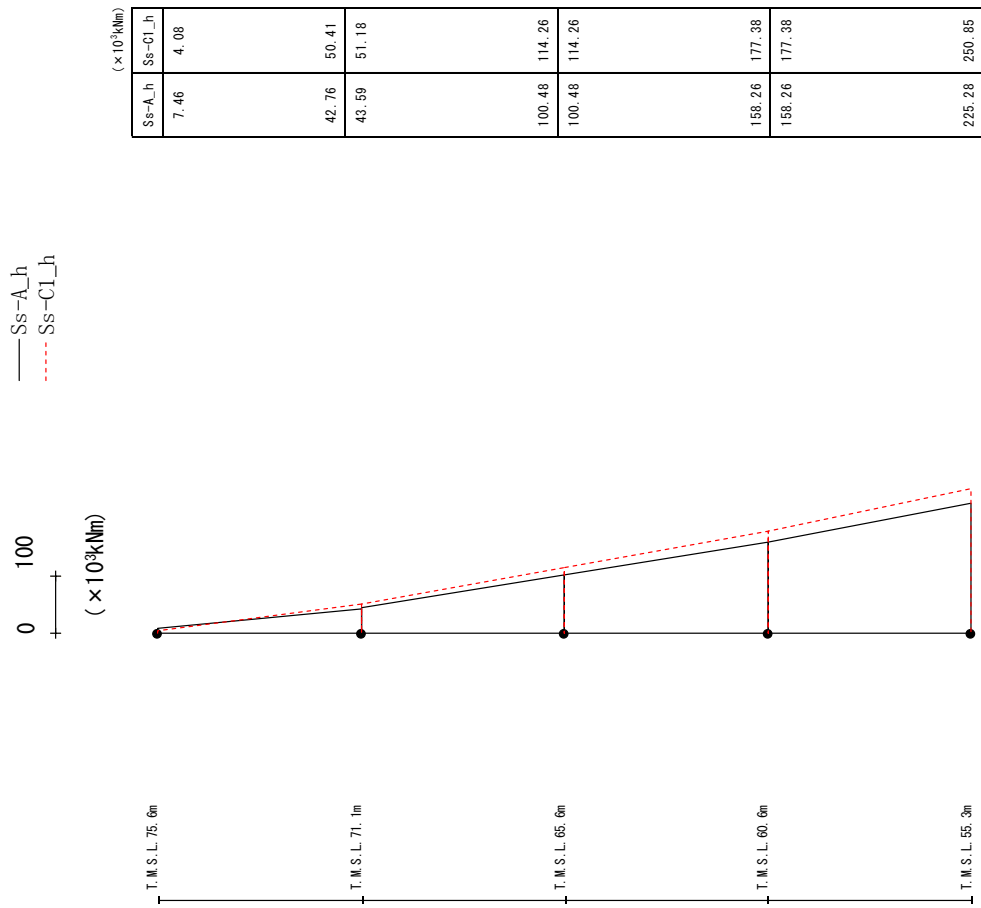
第 4.2.2-21 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向 - σ)



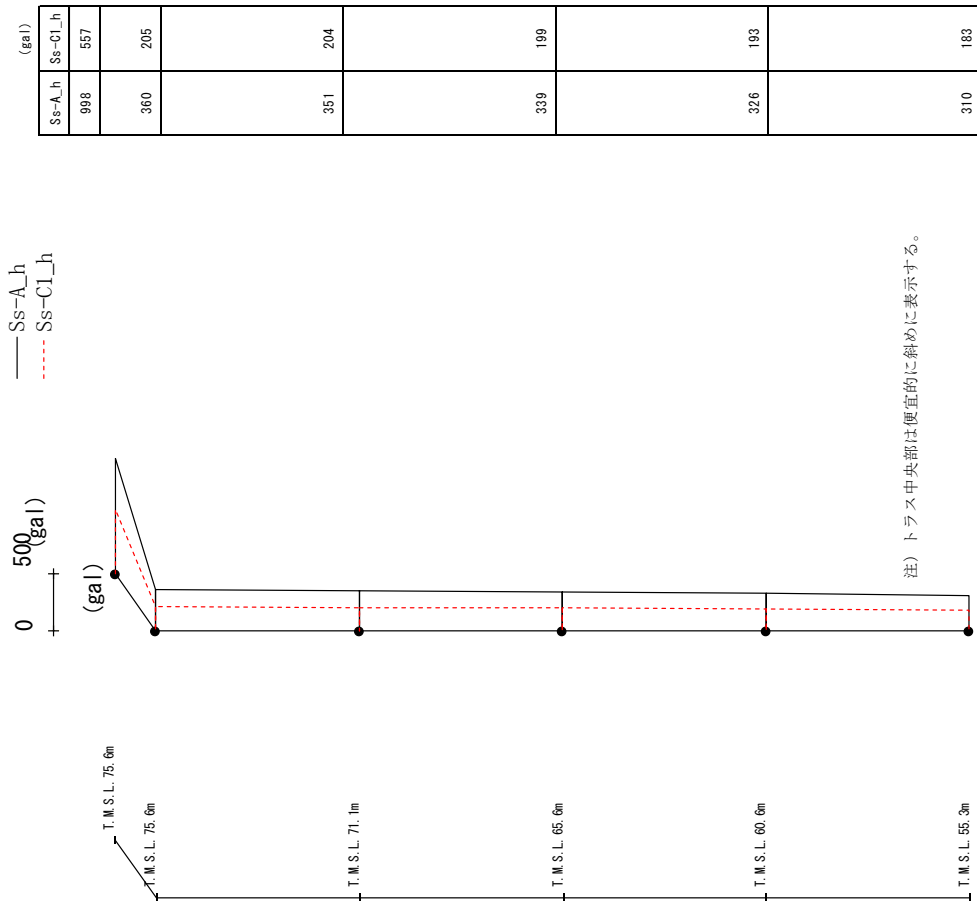
第 4. 2. 2-22 図 最大応答せん断力 (-1 σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向 -σ)



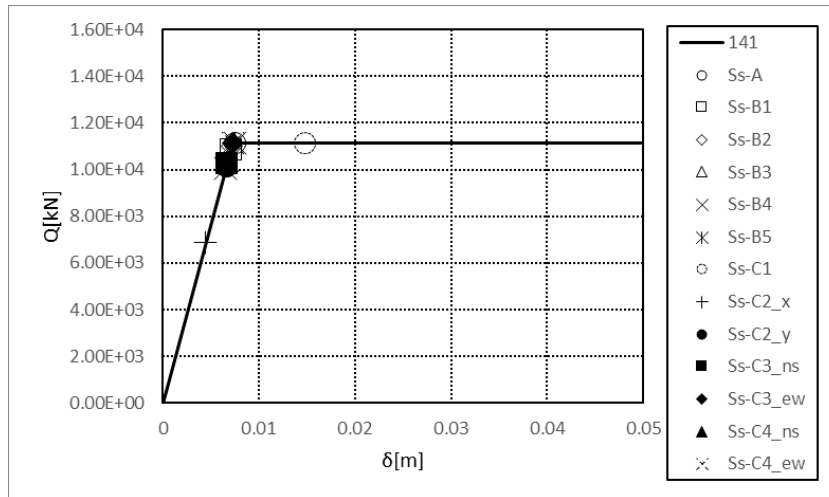
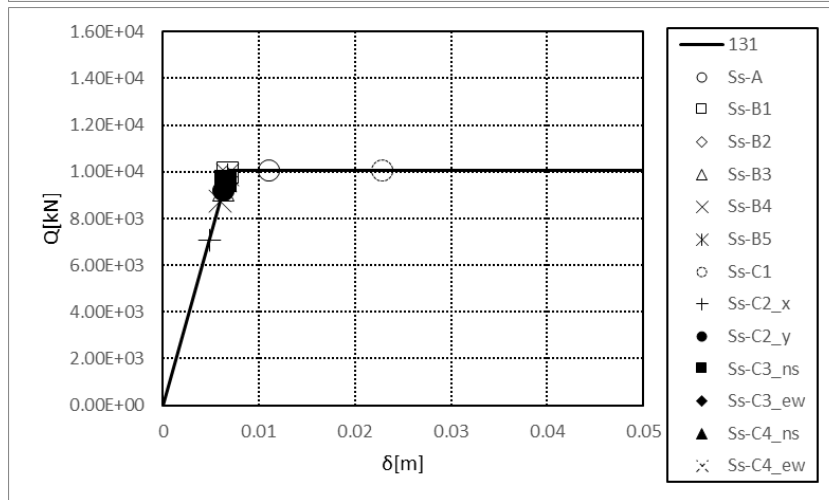
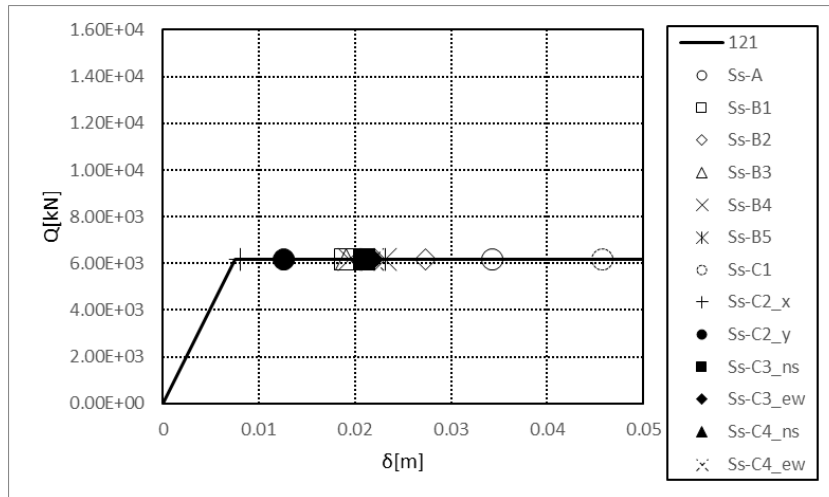
第 4.2.2-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

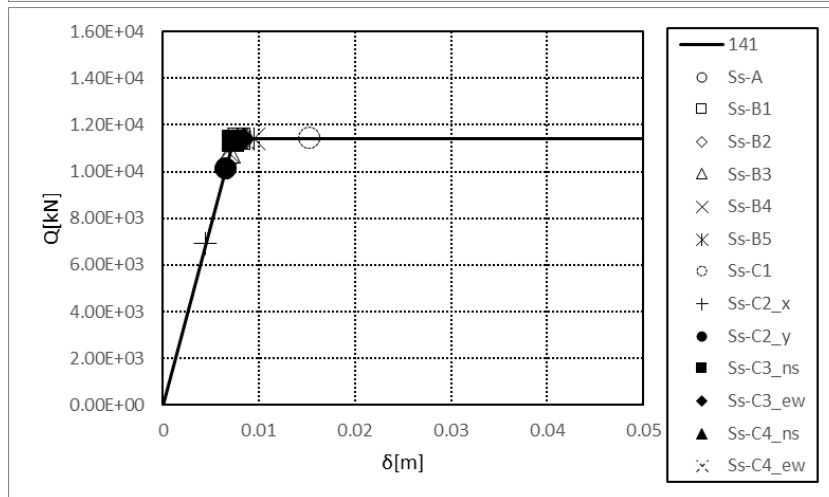
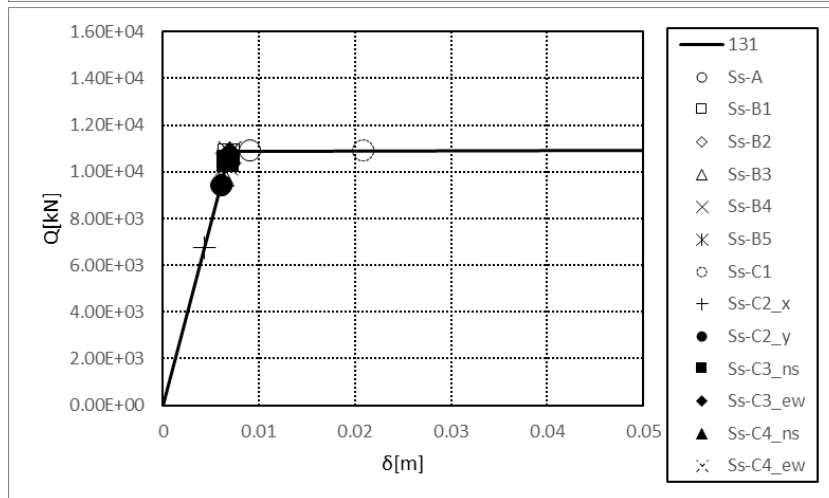
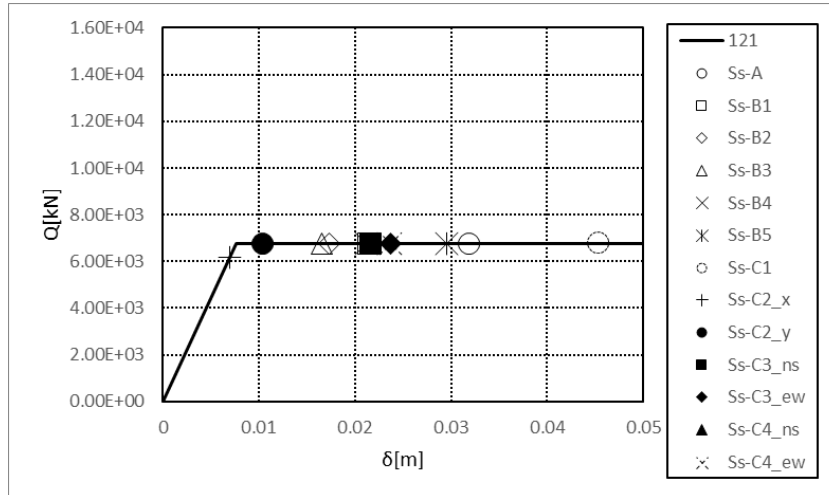


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

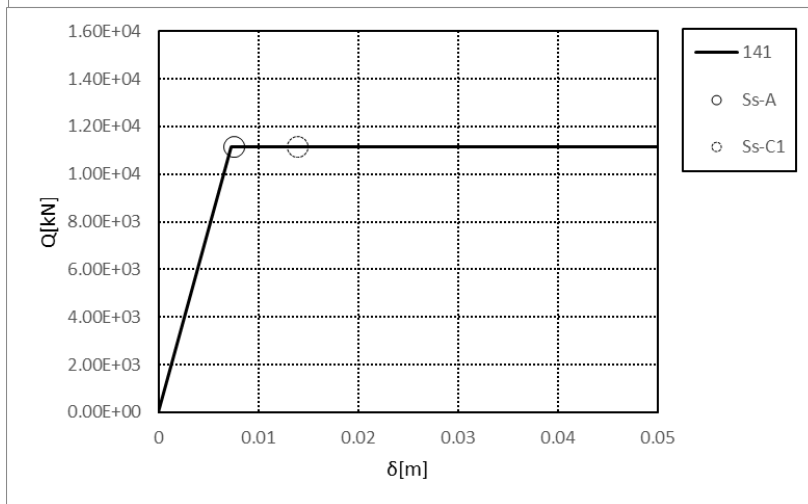
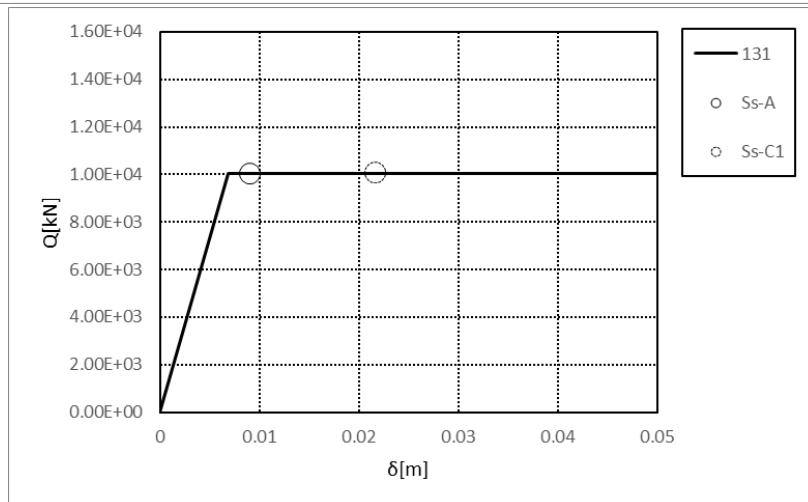
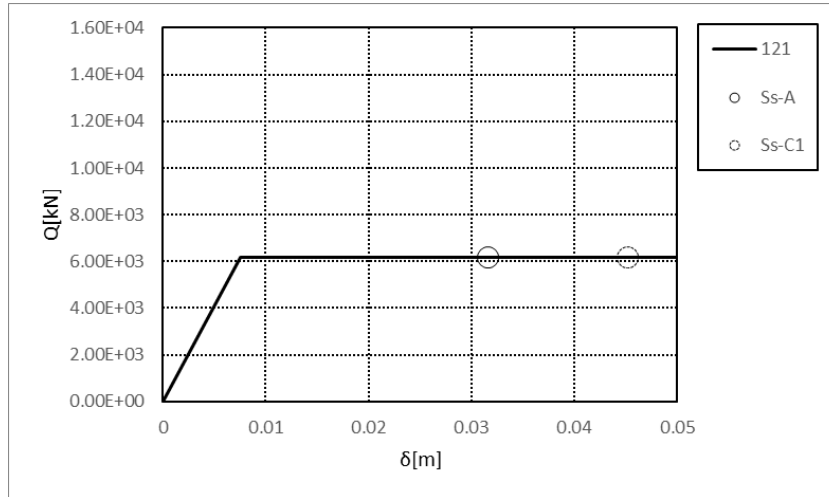
第 4.2.2-24 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



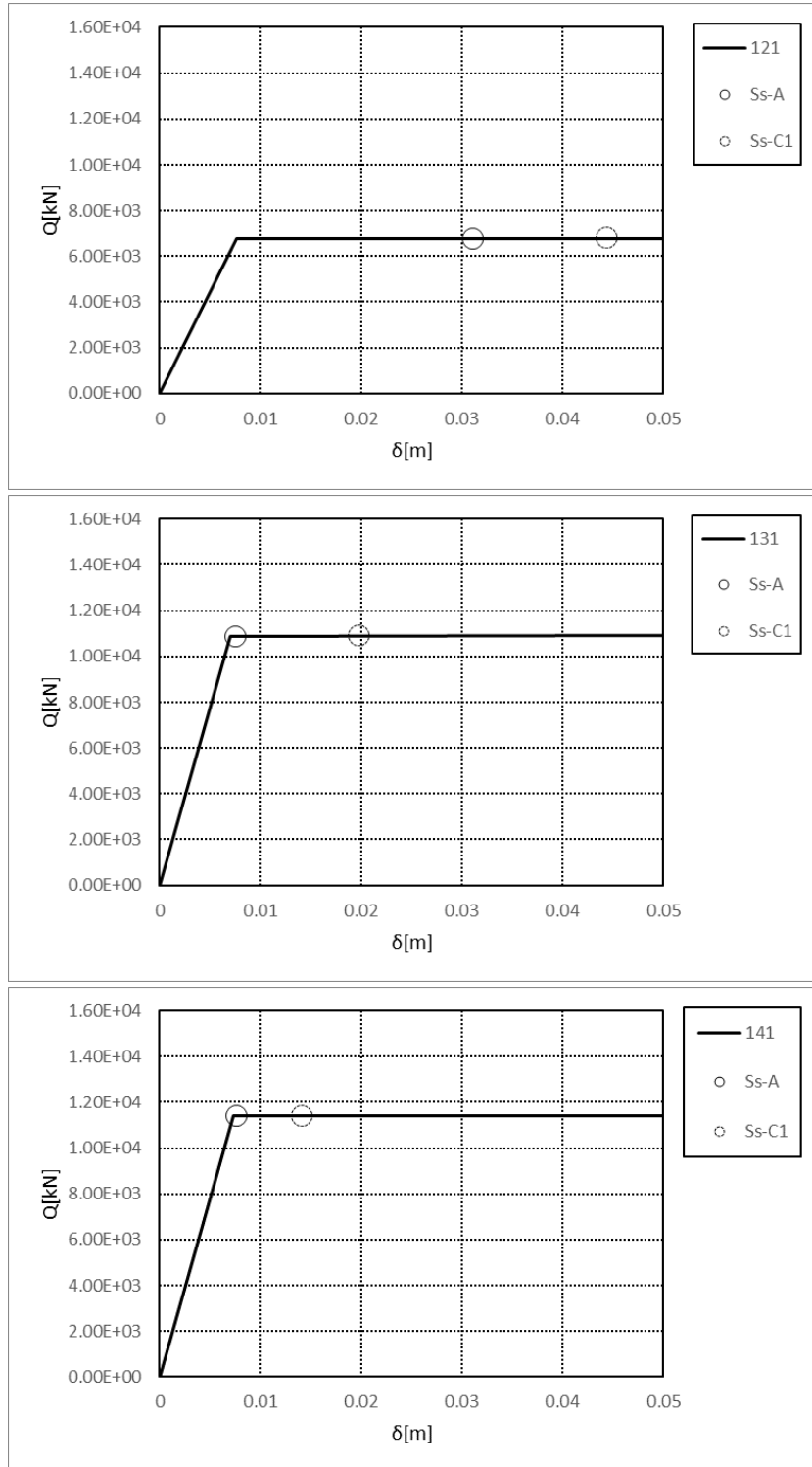
第 4. 2. 2-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)



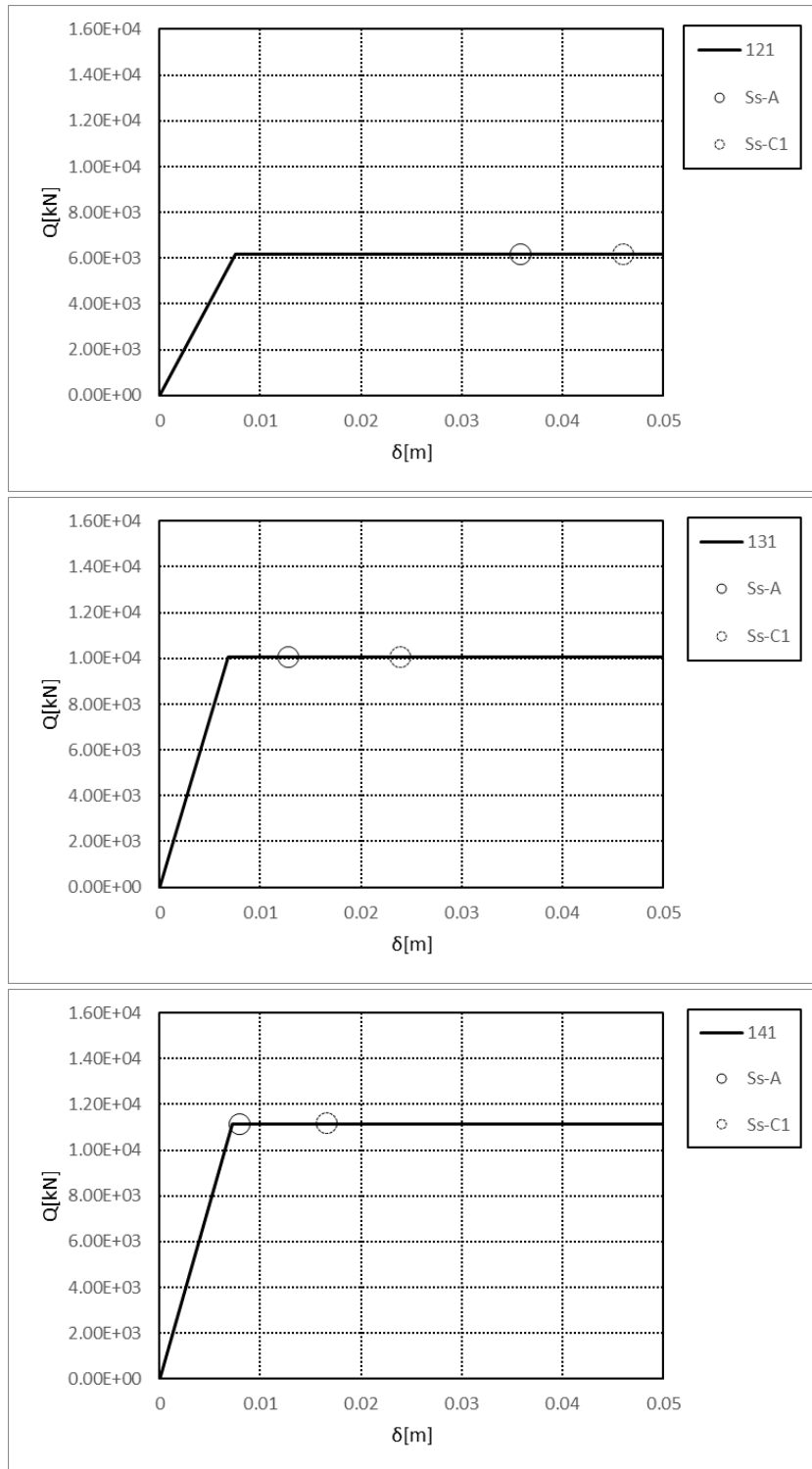
第 4. 2. 2-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)



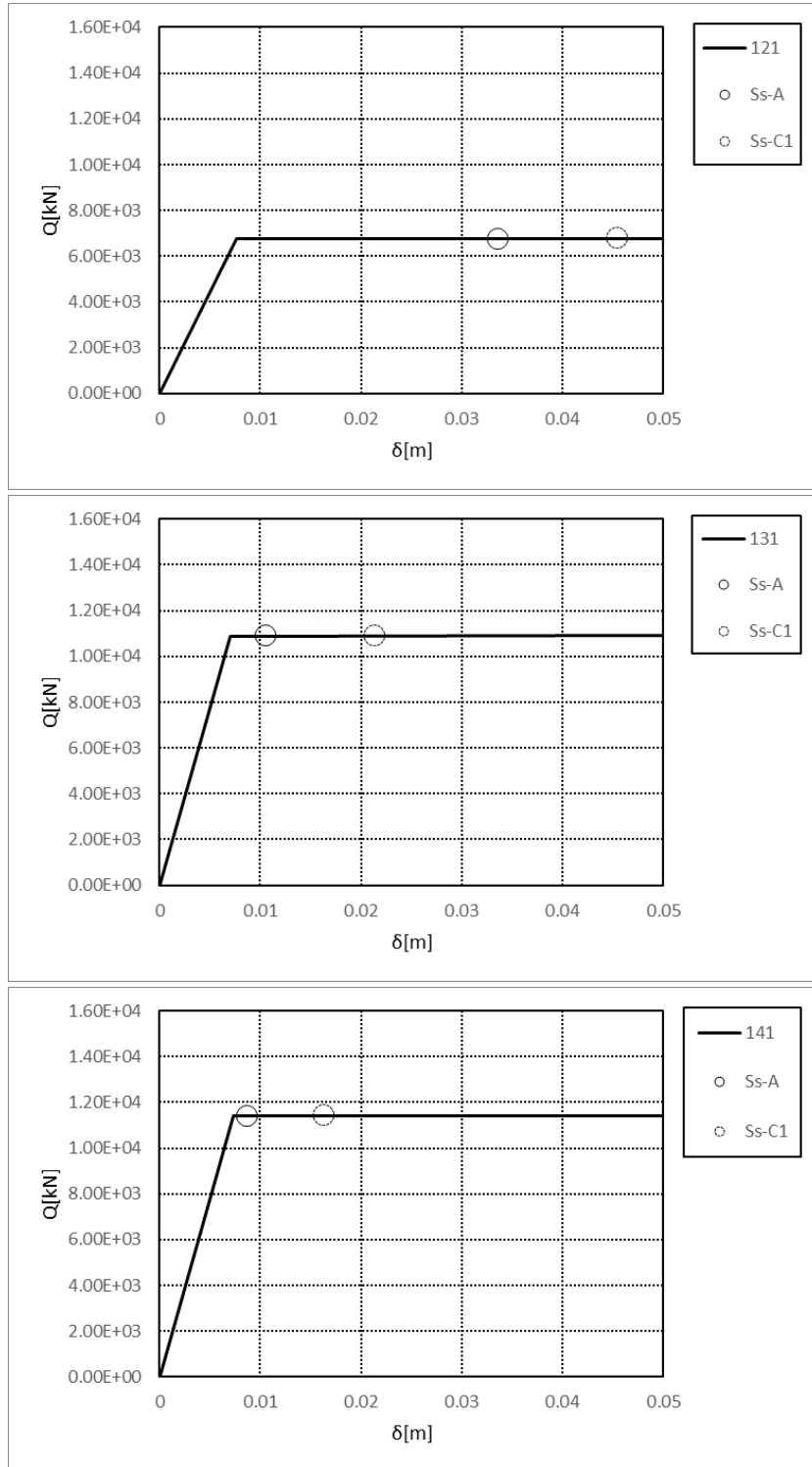
第 4.2.2-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(+1 σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



第 4.2.2-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(+1 σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



第 4. 2. 2-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
 (-1 σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



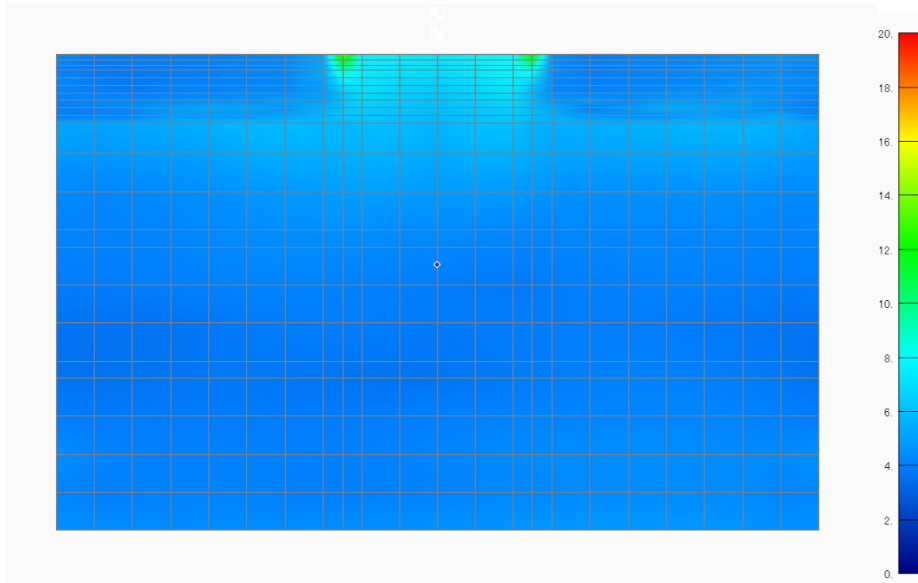
第 4.2.2-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
 (-1 σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

4.3 有効応力解析

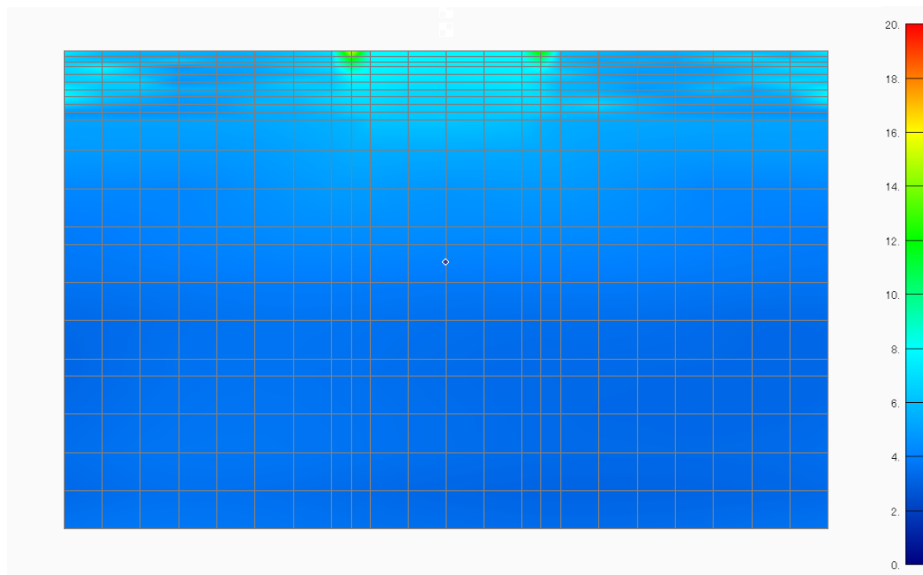
4.3.1 地盤の応答結果

有効応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度、最大応答最大せん断ひずみ及び最終時刻における過剰間隙水圧比を第4.3.1-1図～第4.3.1-12図に示す。なお、解析結果は代表として S_S-A 及び S_S-C1 のみを示す。

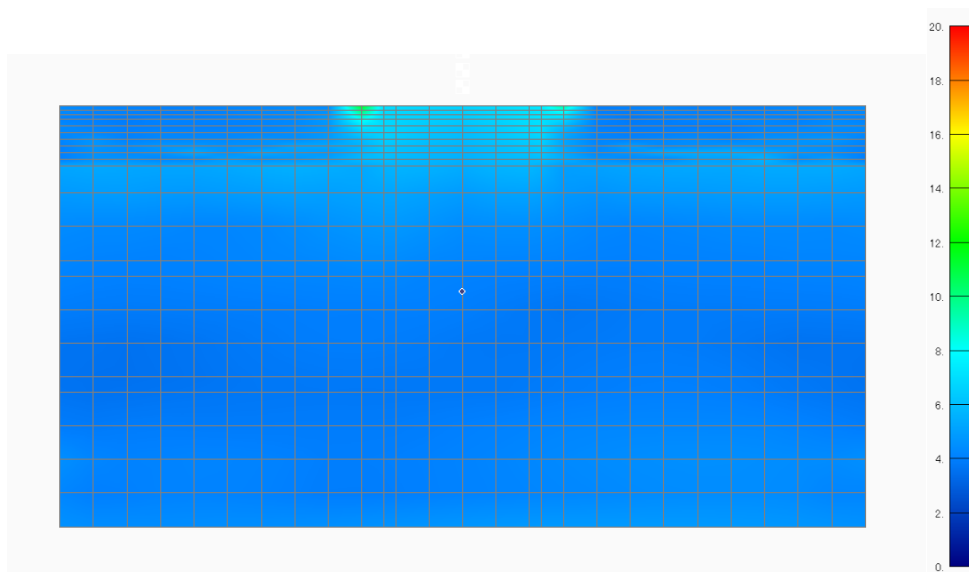
また、改良地盤の最大平均変位（地盤改良体下端（T.M.S.L. 37.0m）からの相対変位）を第4.3.1-13図及び第4.3.1-14図に示す。



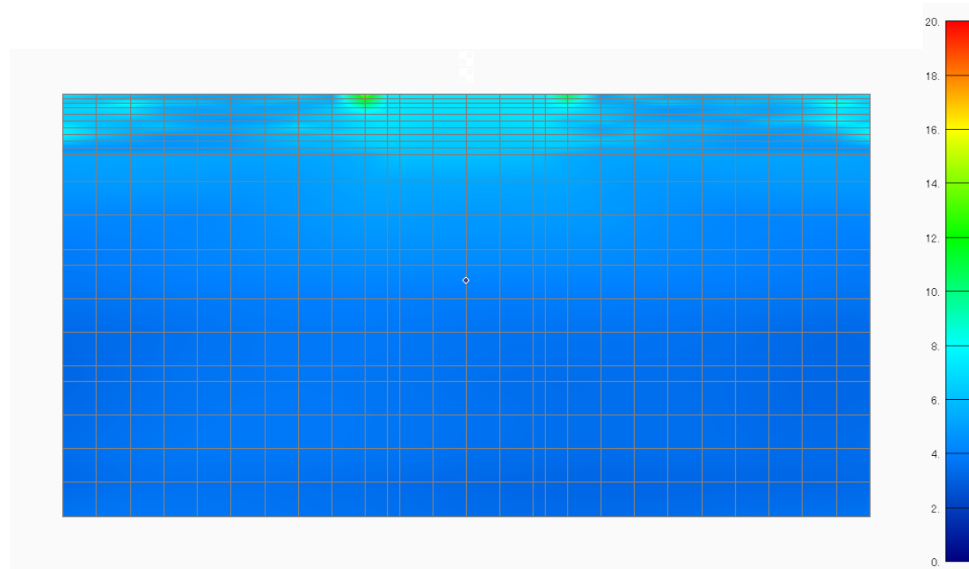
第 4.3.1-1 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 有効応力解析)



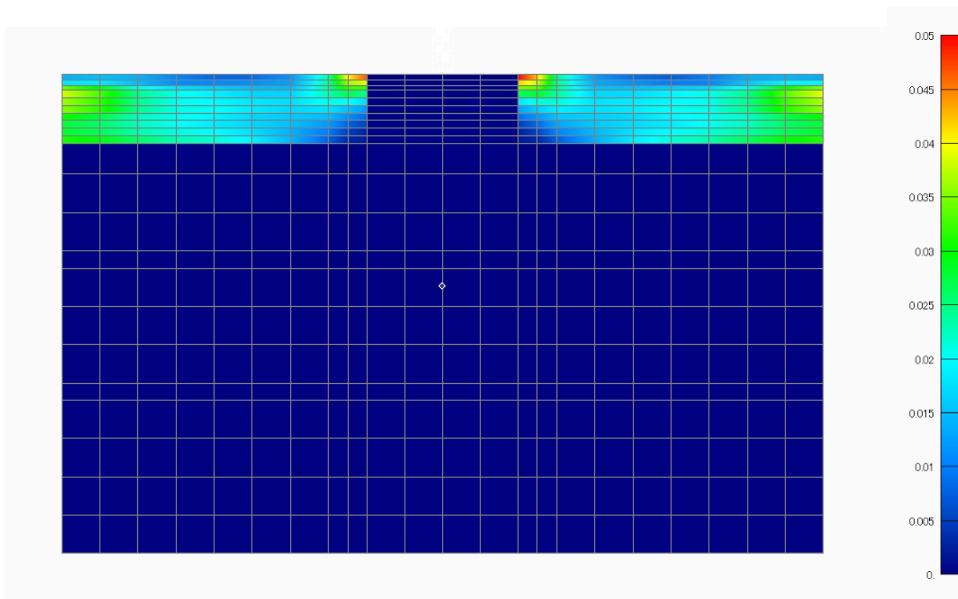
第 4.3.1-2 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



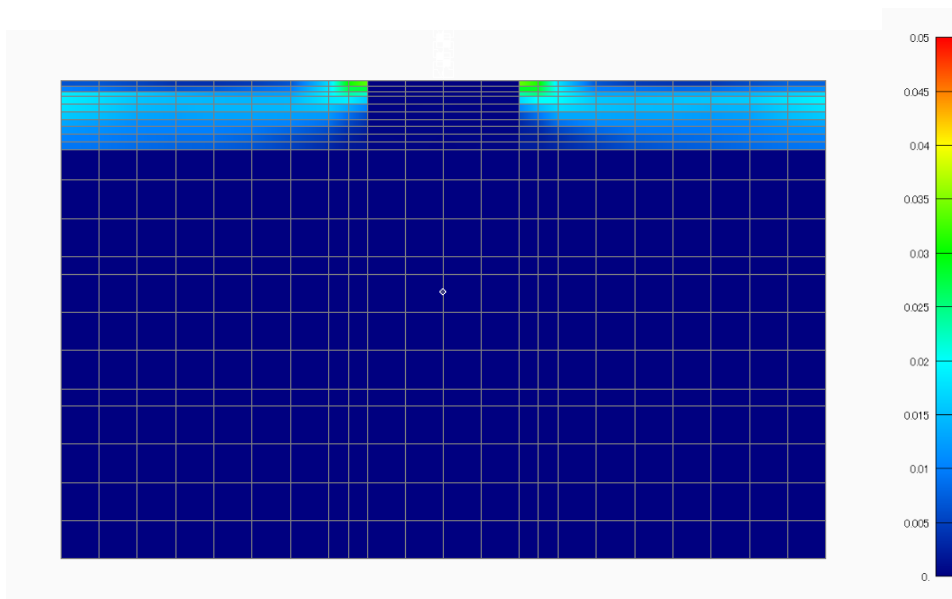
第 4.3.1-3 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 有効応力解析)



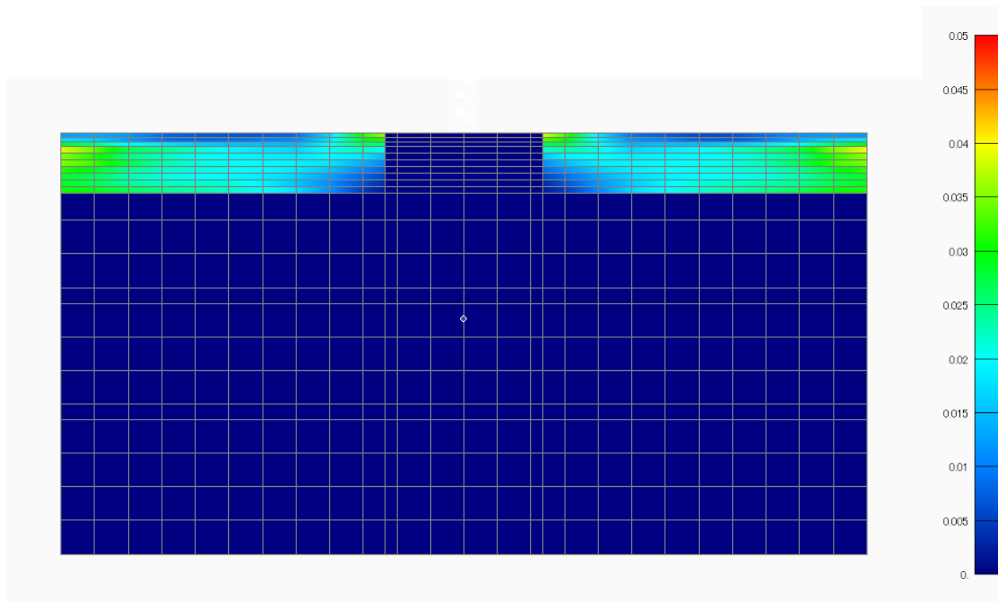
第 4.3.1-4 図 地盤の最大加速度分布 (単位 m/s^2)
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



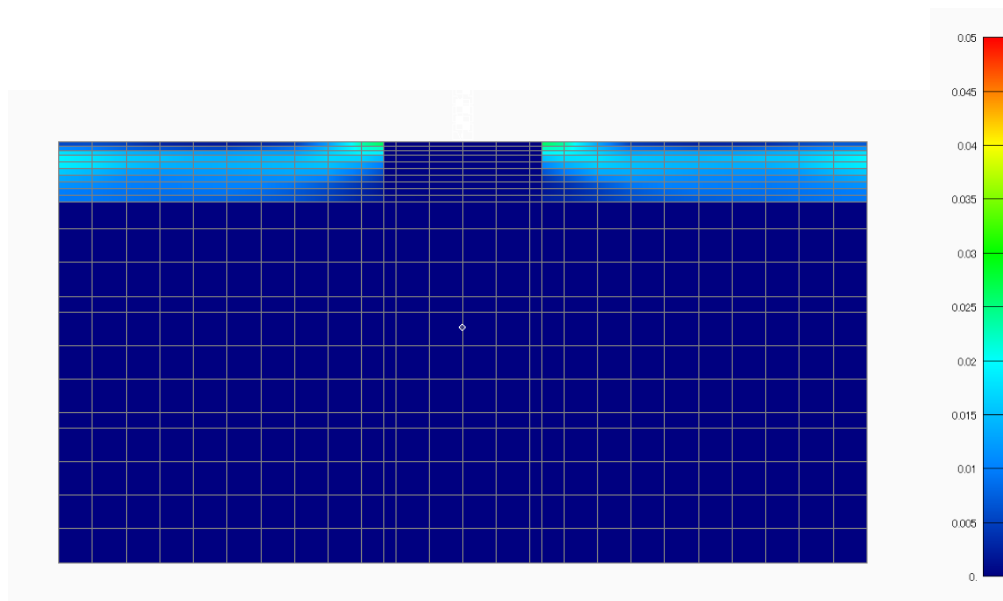
第 4.3.1-5 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
(基本ケース, NS 断面, Ss-A, 有効応力解析)



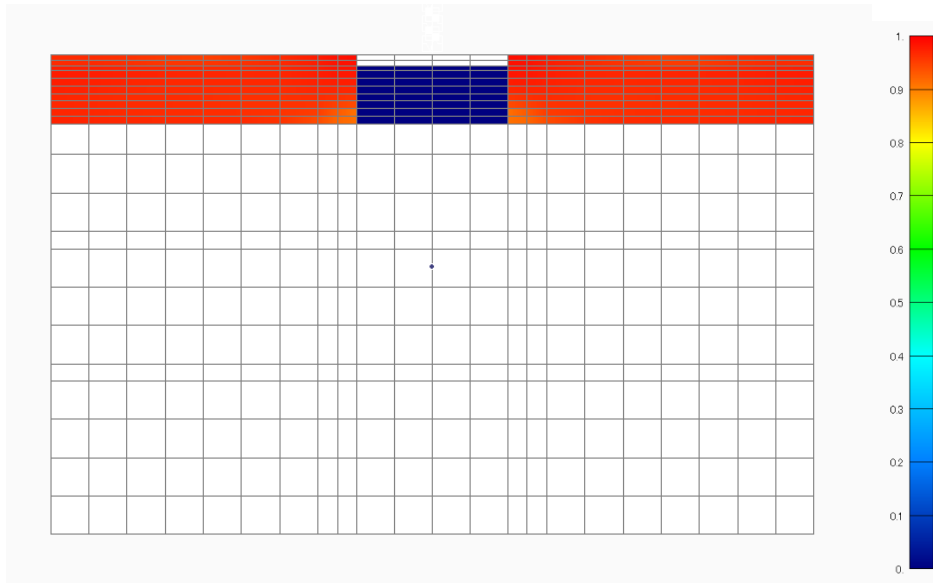
第 4.3.1-6 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
(基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



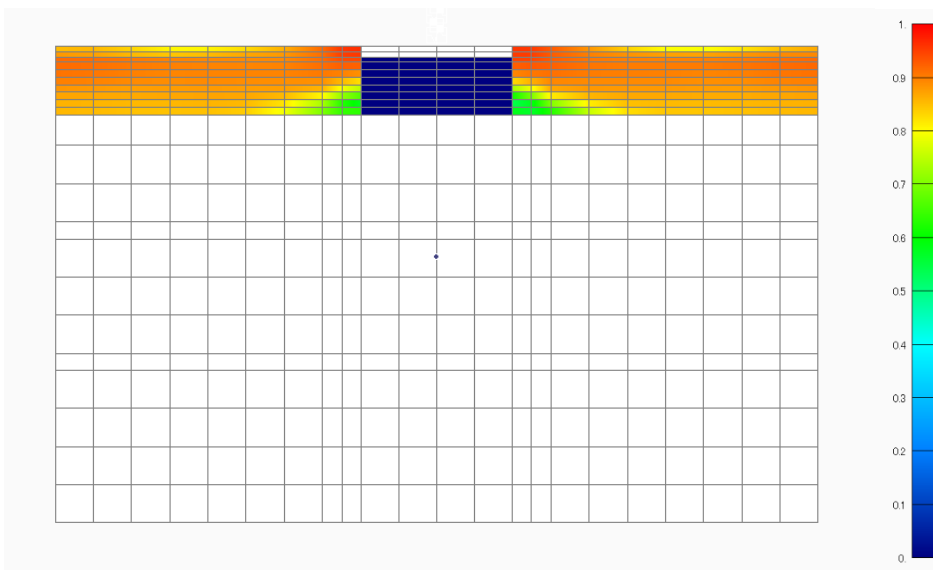
第 4.3.1-7 図 地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布
(基本ケース, EW 断面, Ss-A, 有効応力解析)



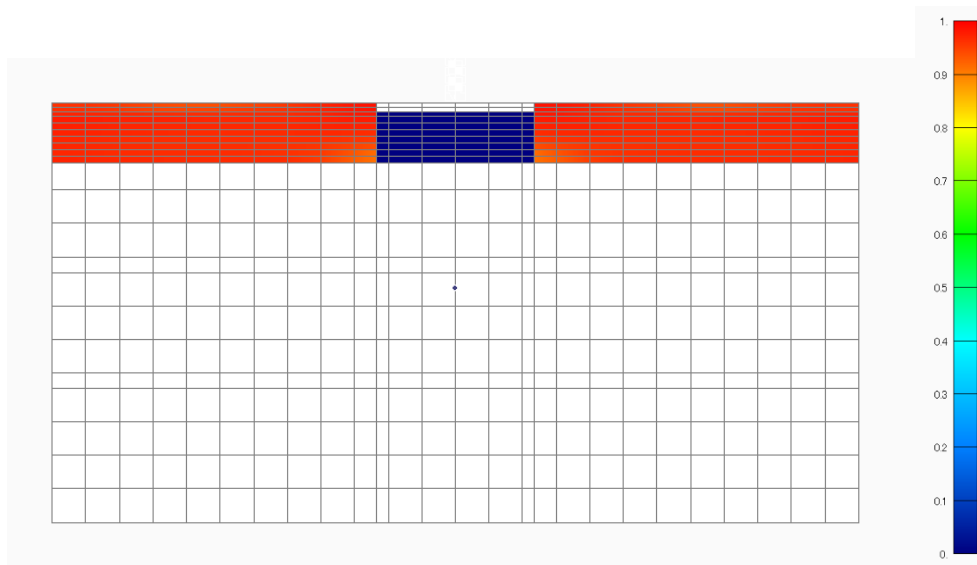
第 4.3.1-8 図 地盤の最大応答加速度
(基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



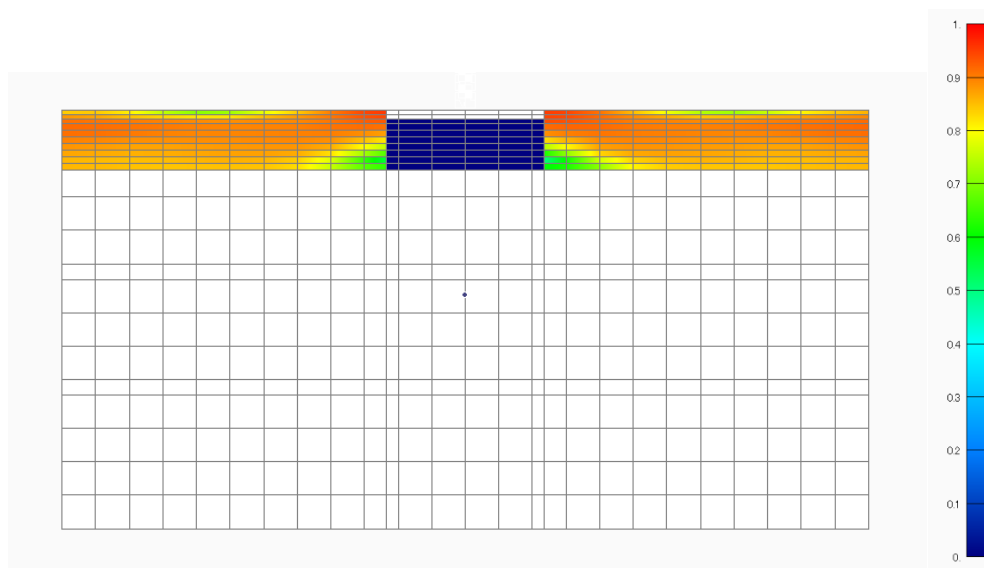
第 4.3.1-9 図 地盤の過剰間隙水圧比分布
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 有効応力解析)



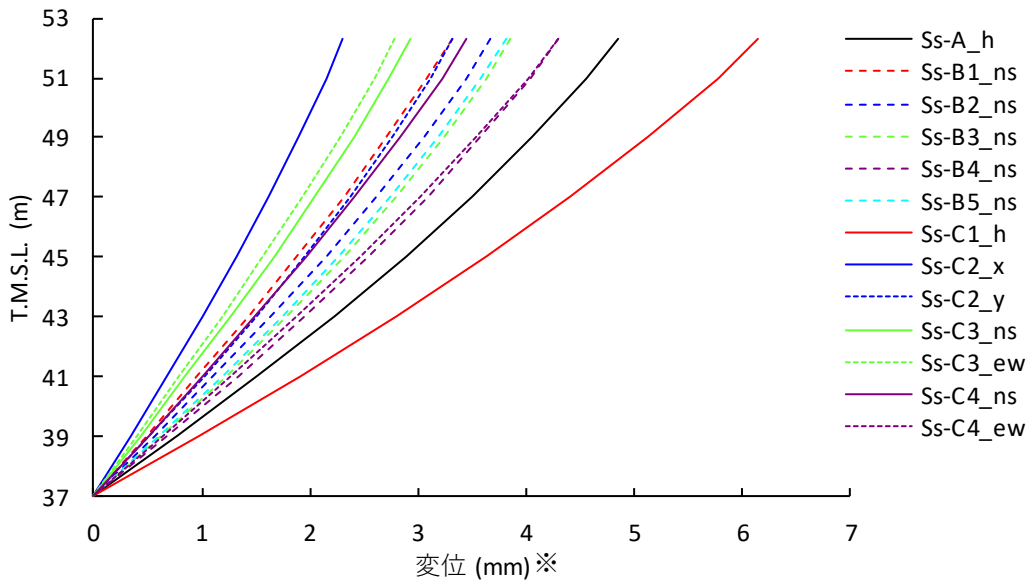
第 4.3.1-10 図 地盤の過剰間隙水圧比分布
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



第 4.3.1-11 図 地盤の過剰間隙水圧比分布
(基本ケース, EW 断面, Ss-A, 有効応力解析)

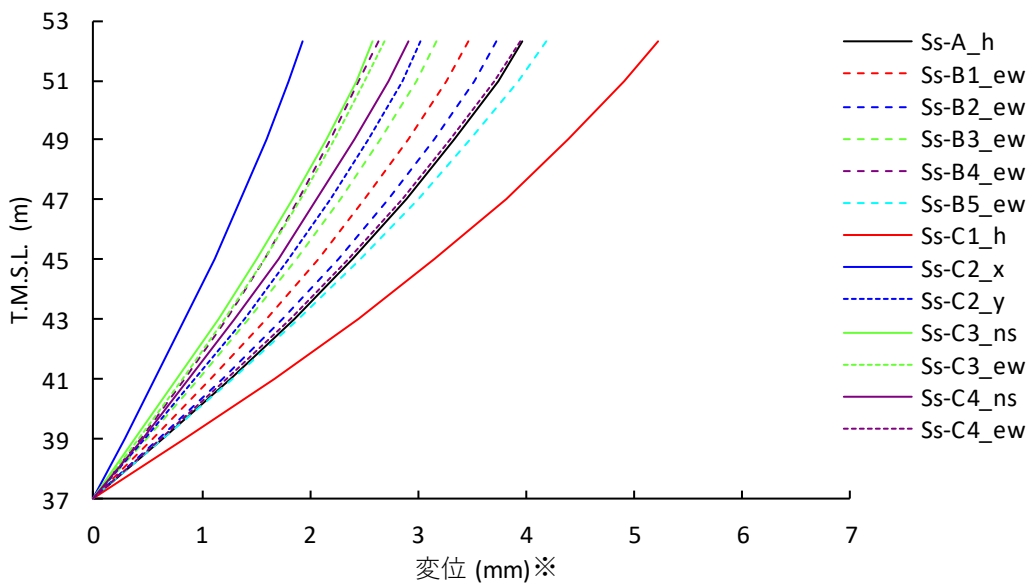


第 4.3.1-12 図 地盤の過剰間隙水圧比分布
(基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4. 3. 1-13 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)



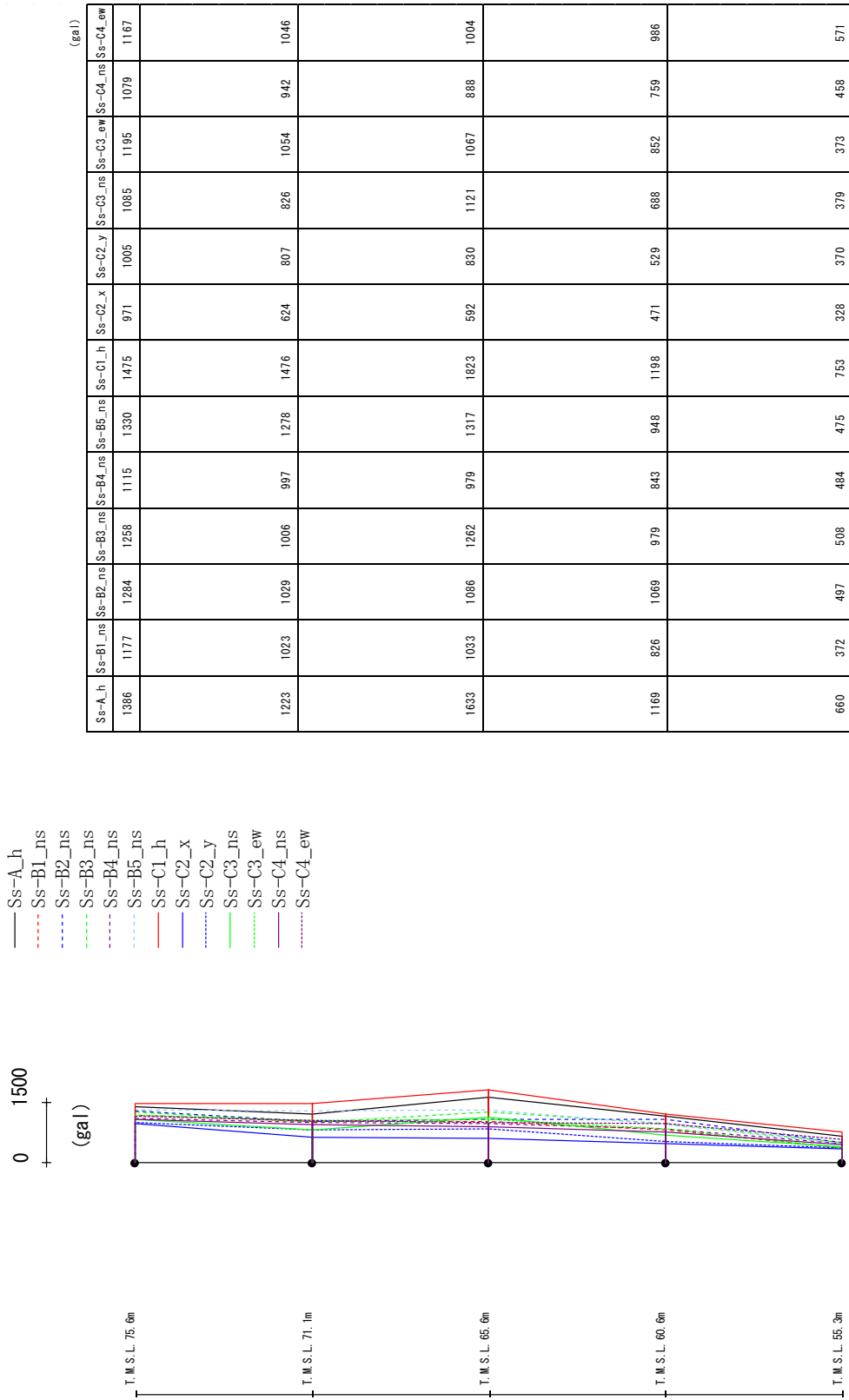
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4. 3. 1-14 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 断面, 有効応力解析)

4.3.2 上部構造の応答結果

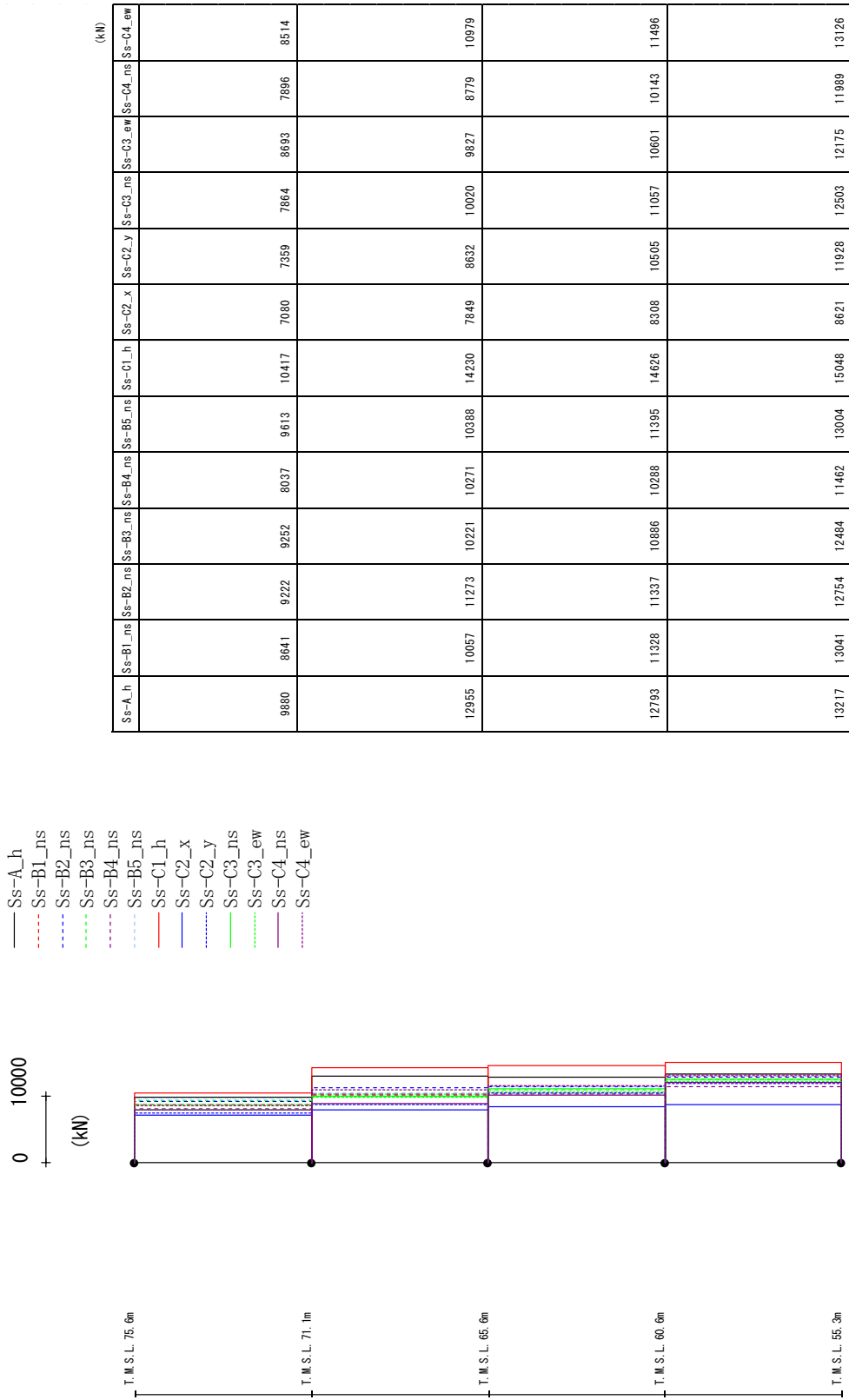
有効応力解析結果のうち、上部構造の最大応答値（加速度、せん断、曲げモーメント）を第 4.3.2-1 図～第 4.3.2-図に示し、荷重-変形曲線図を第 4.3.2-図～第 4.3.2-図に示す。

最大応答加速度 (NS方向)



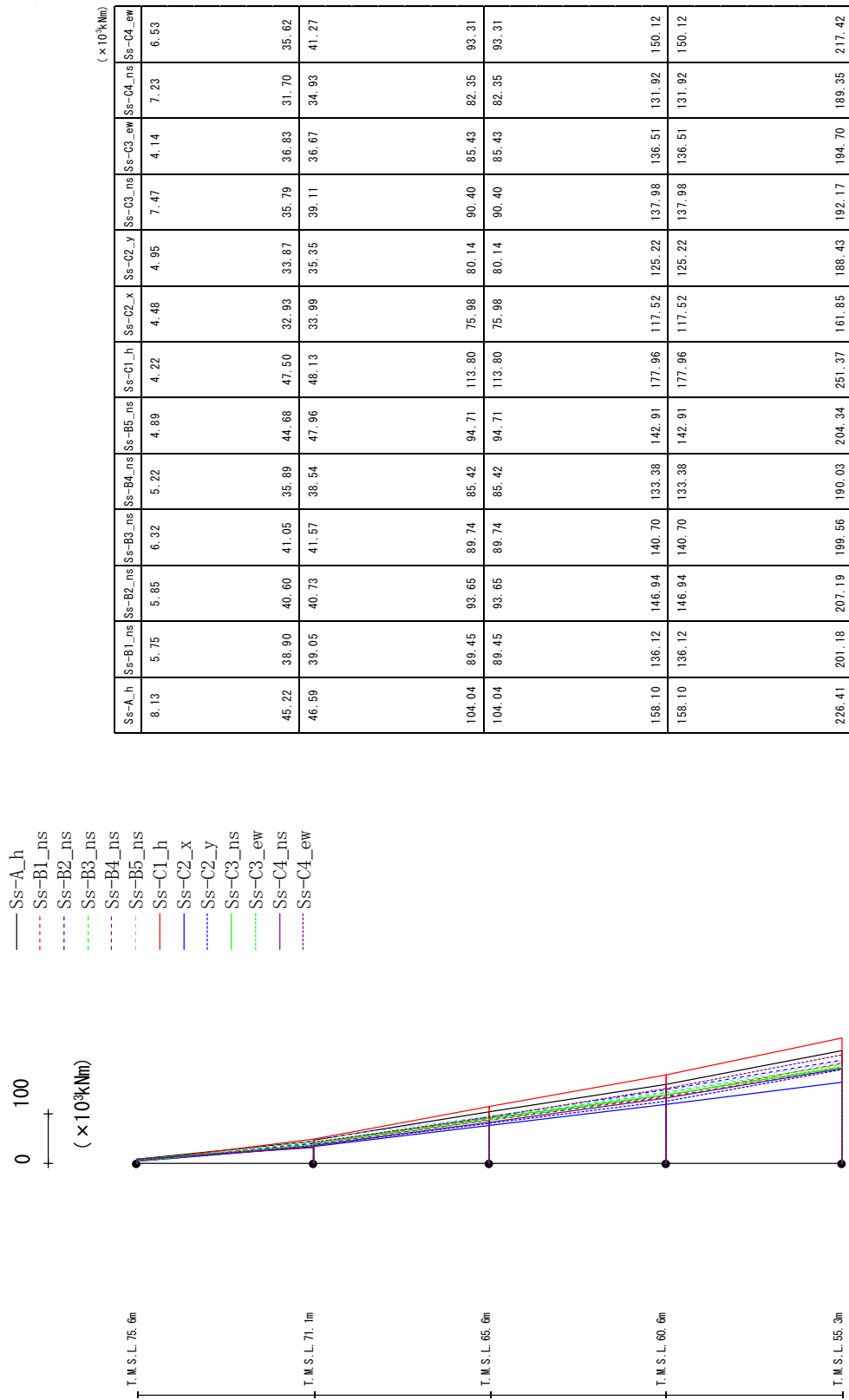
第 4.3.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



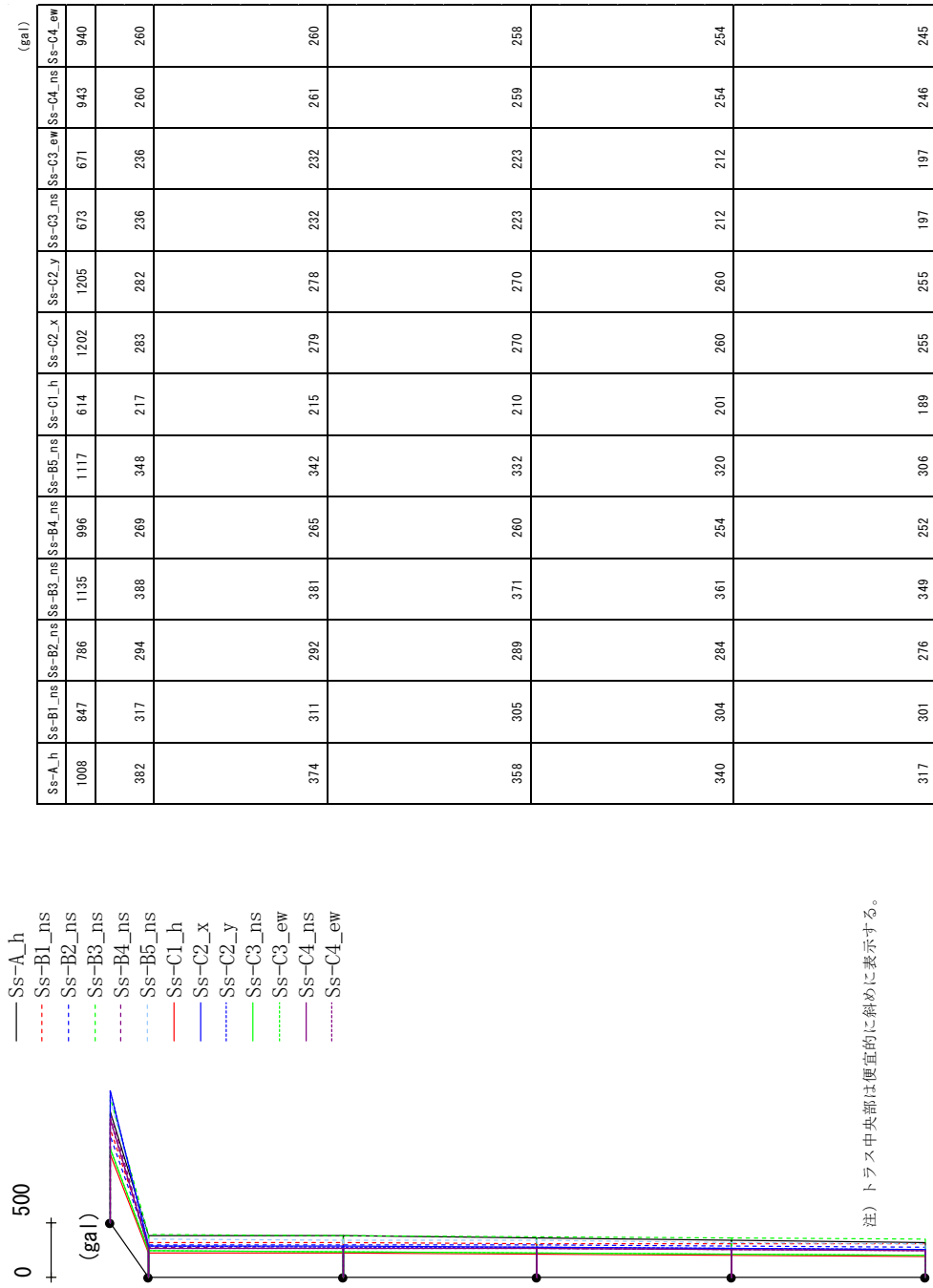
第 4.3.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



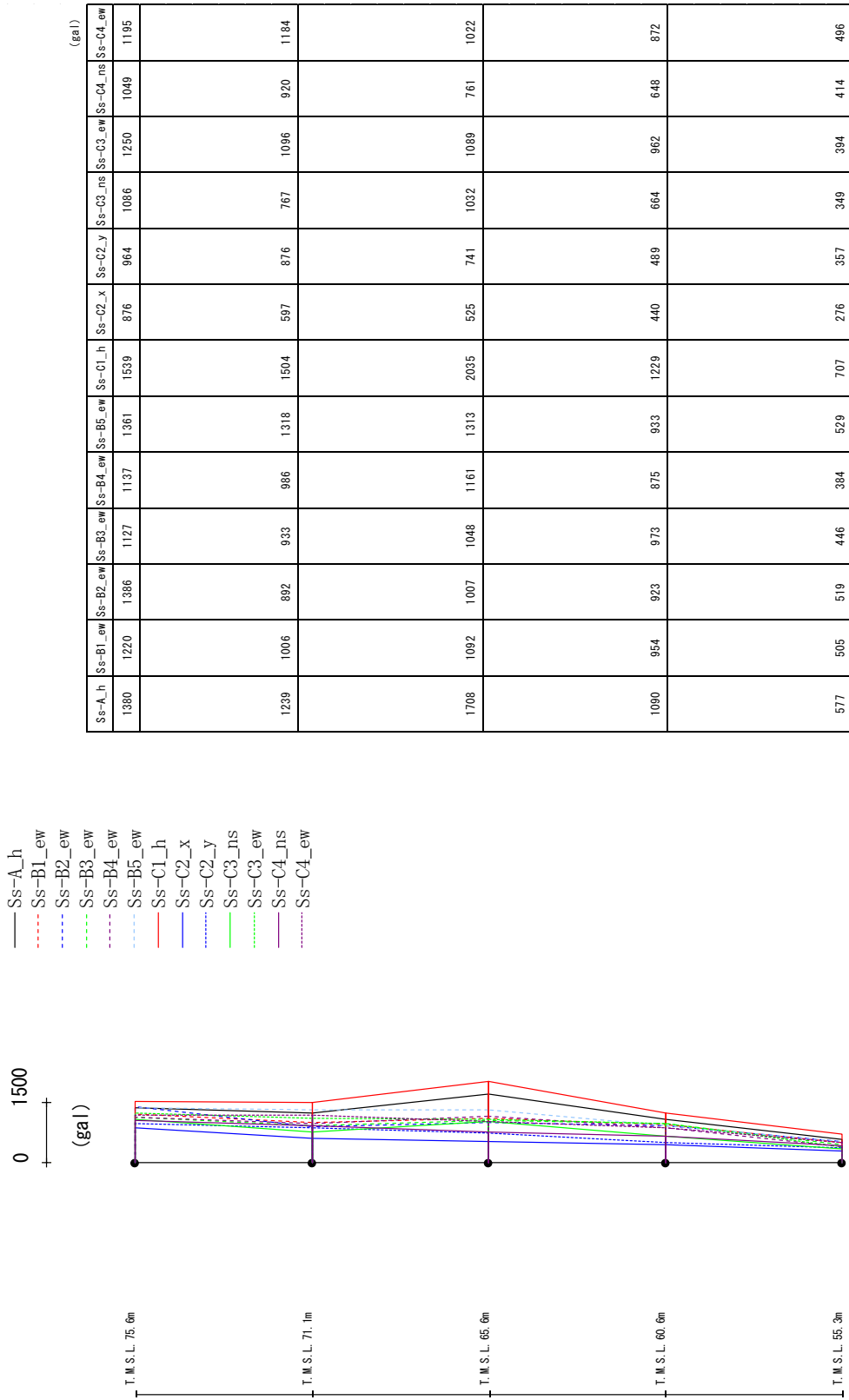
第 4.3.2-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



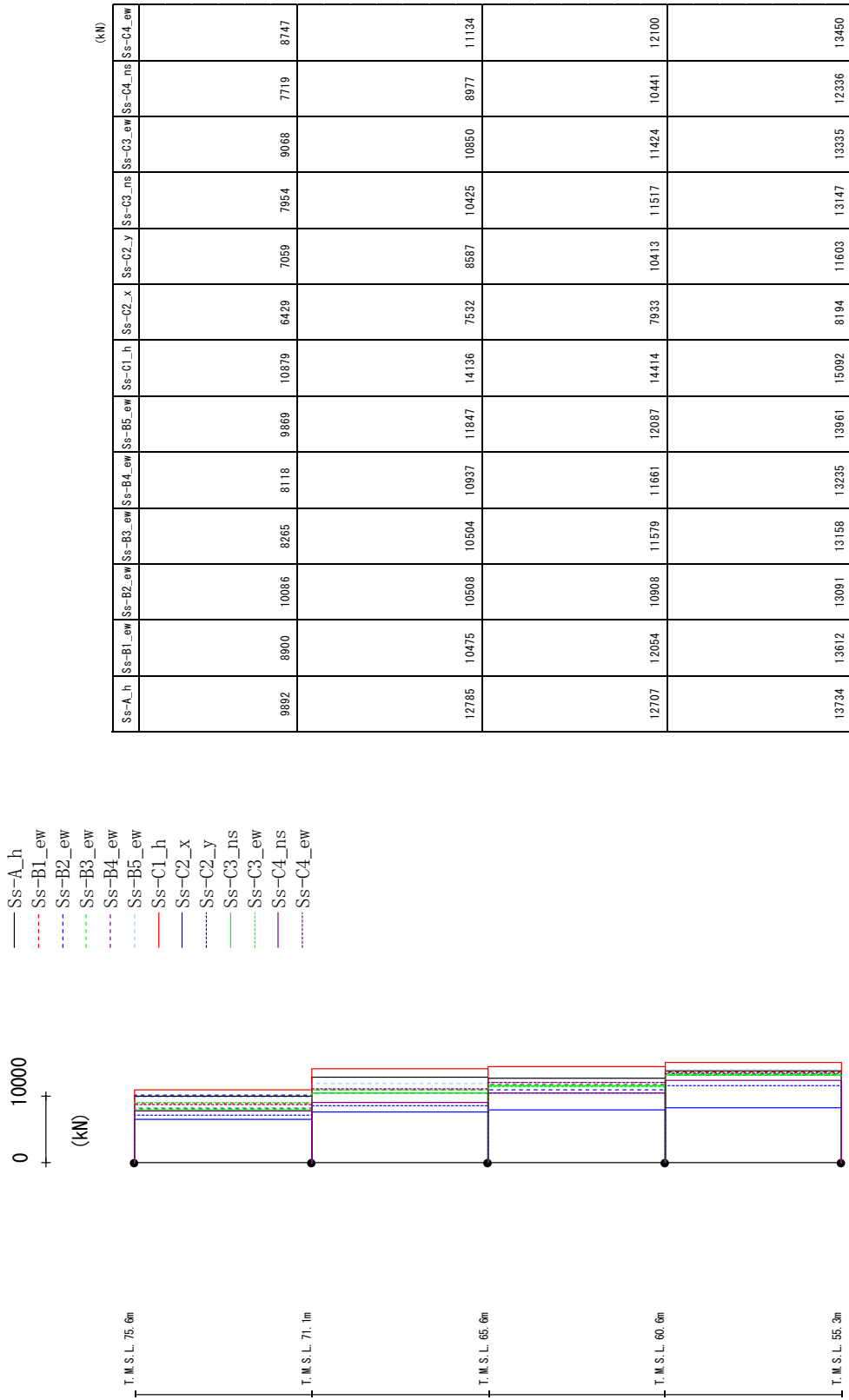
第 4.3.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (EW方向)



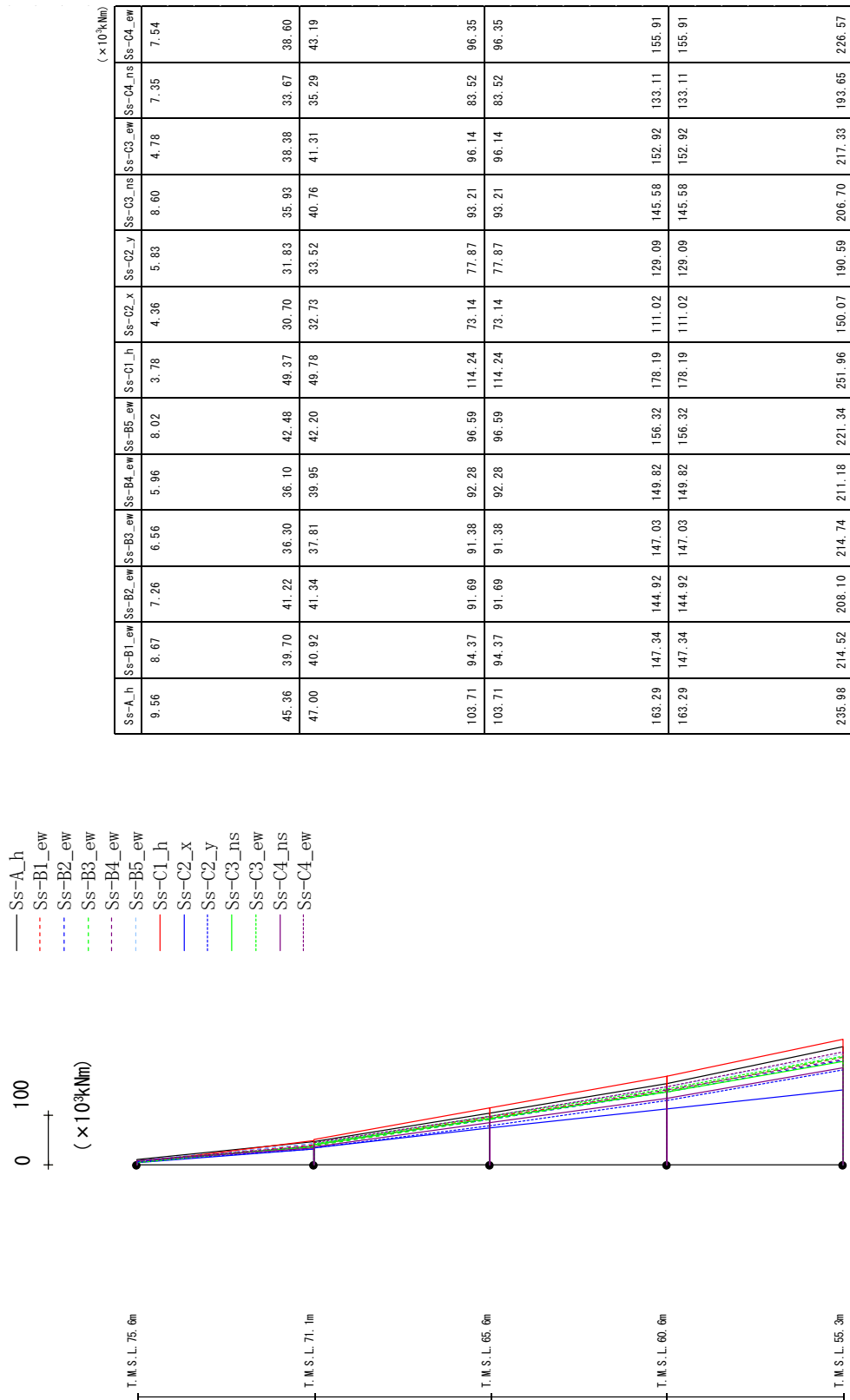
第 4.3.2-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



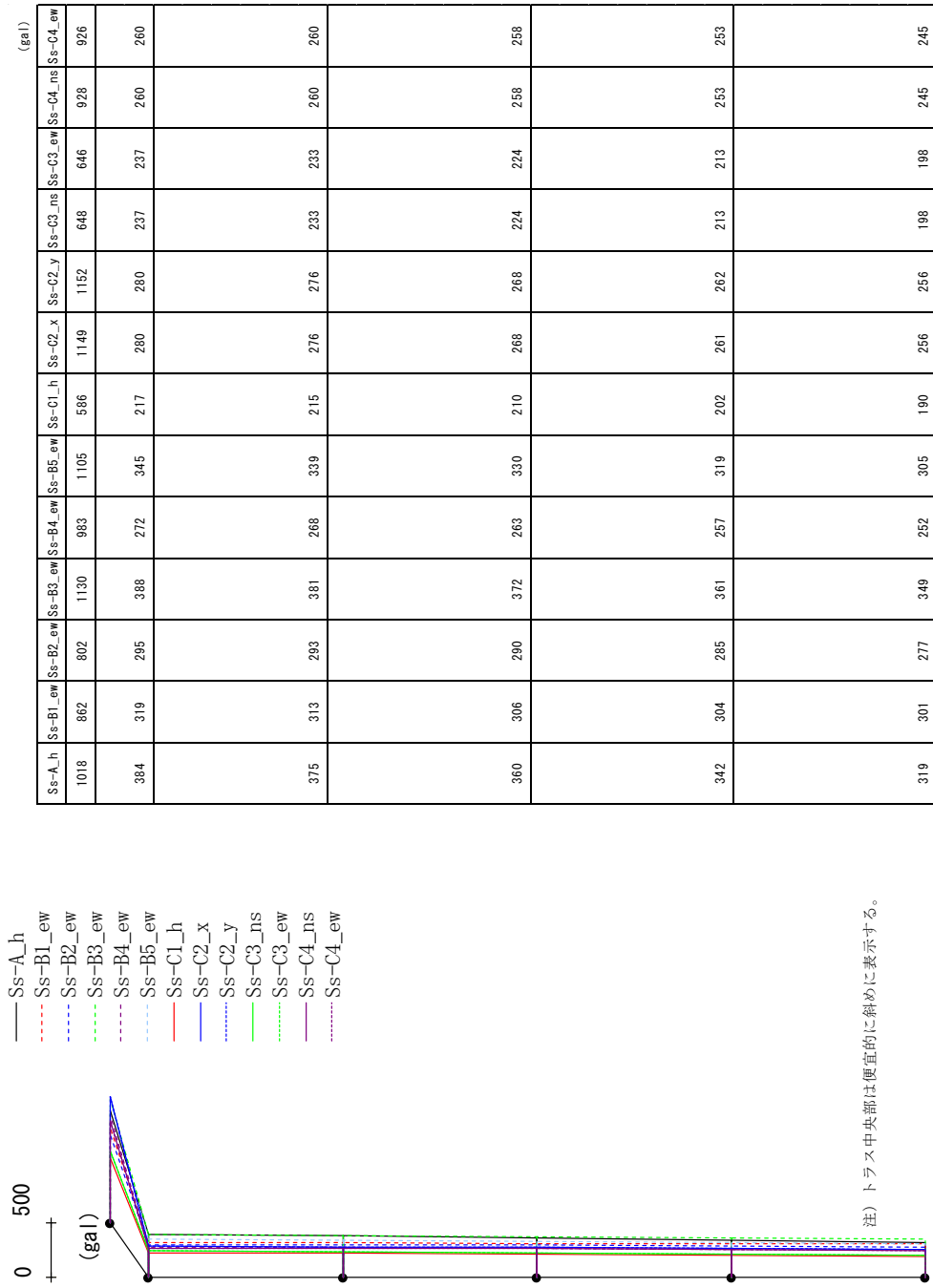
第 4.3.2-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.3.2-7 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

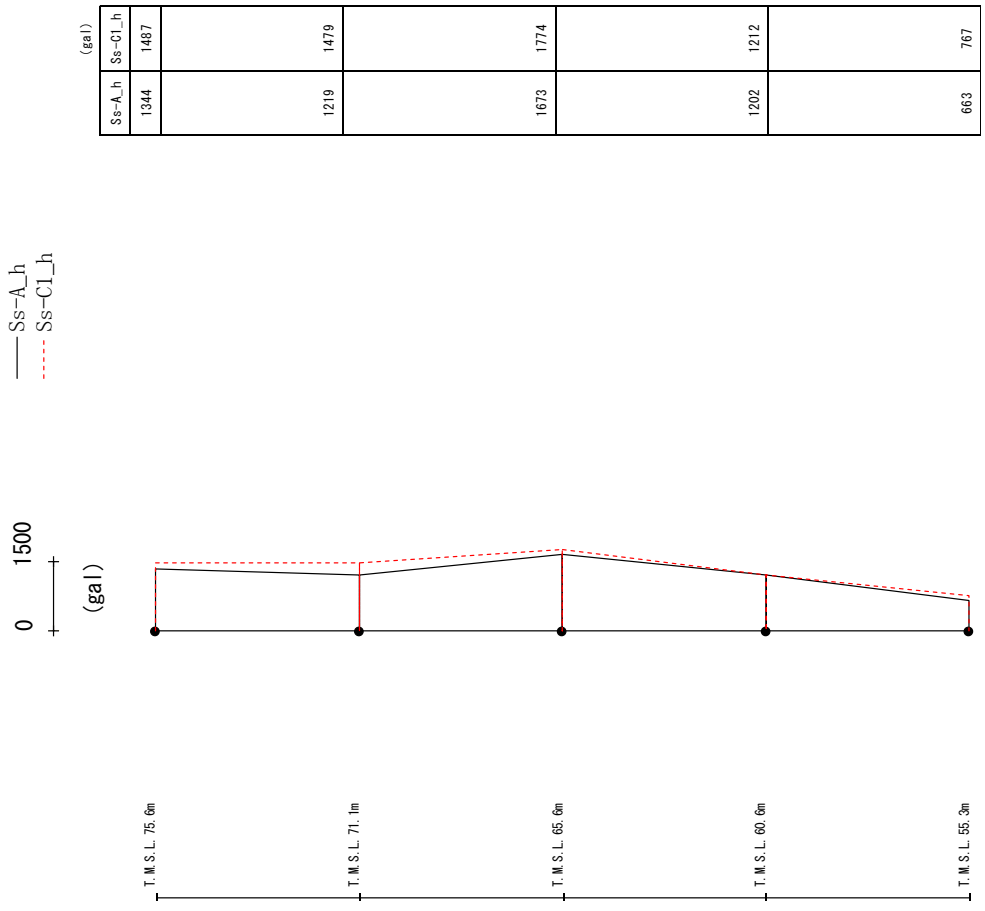
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

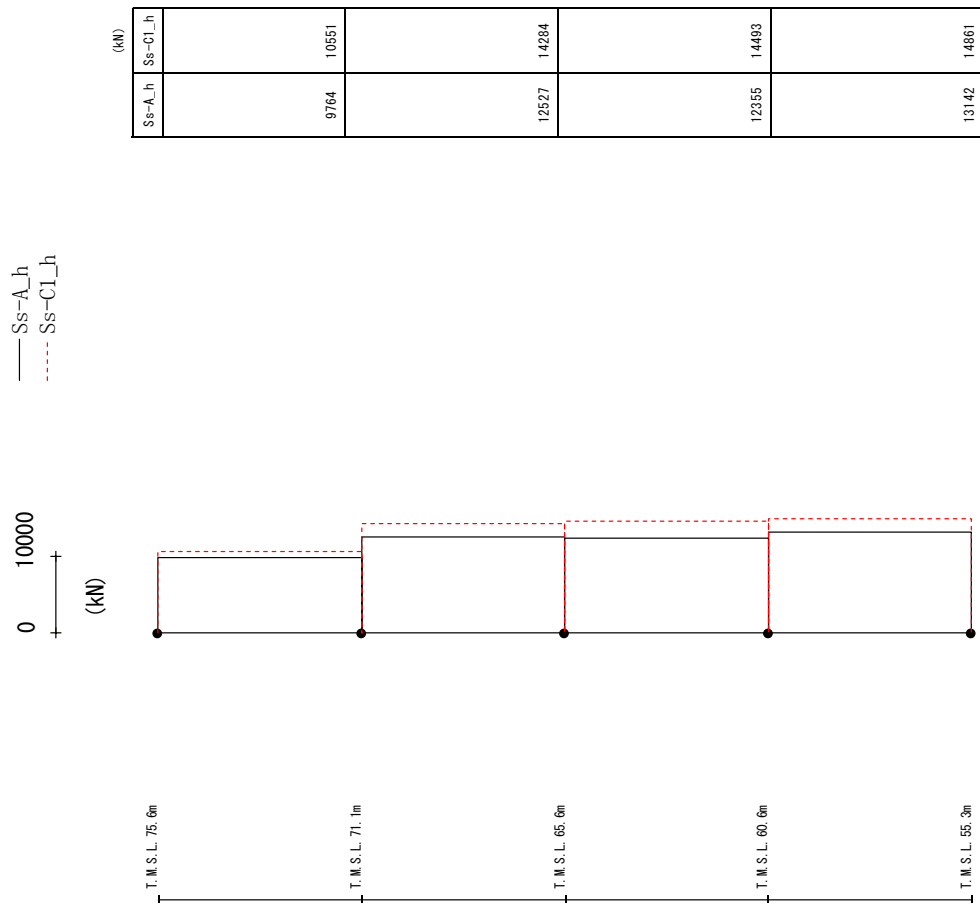
第 4.3.2-8 図 最大応答鉛直加速度 (標準地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (NS方向 + σ)



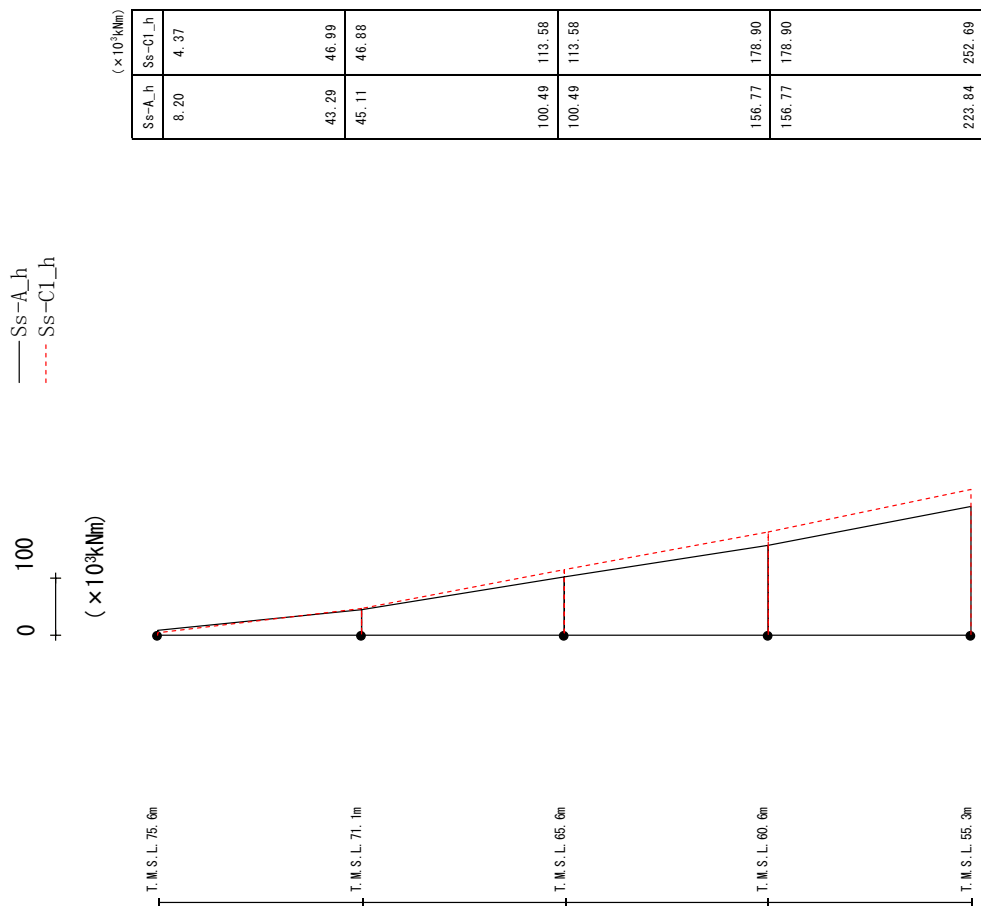
第 4.3.2-9 図 最大応答加速度 (+1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向 + σ)



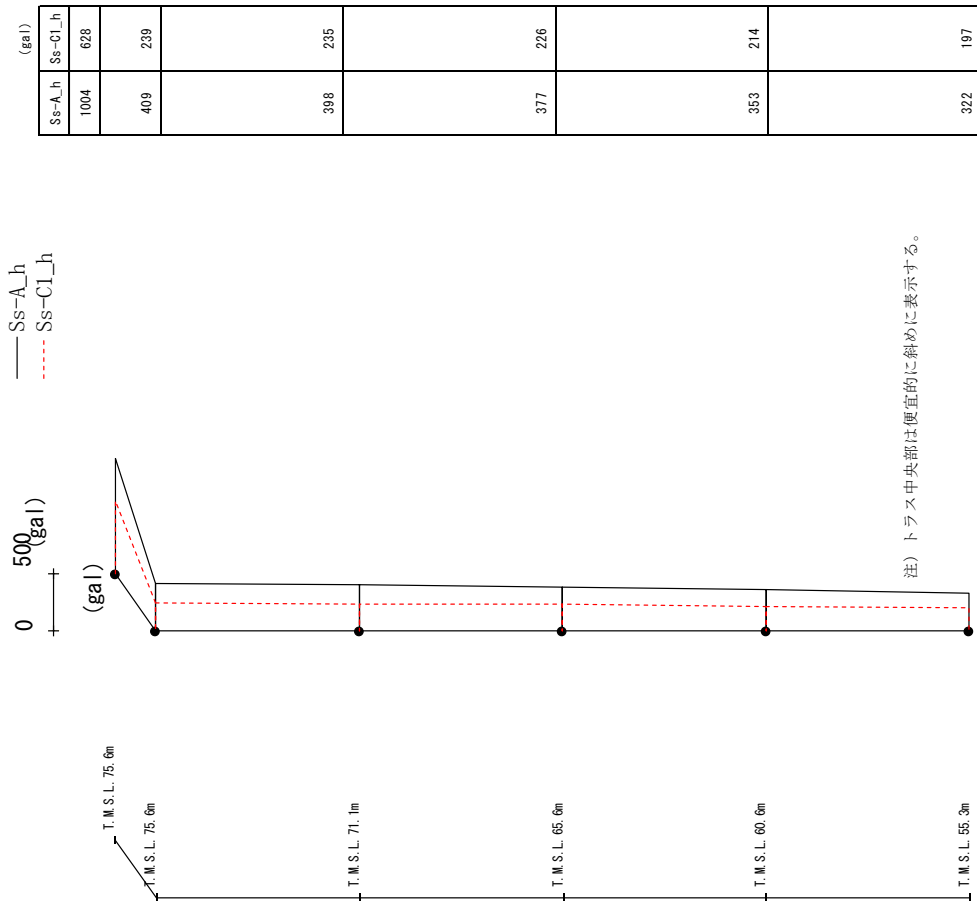
第 4.3.2-10 図 最大応答せん断力 (+1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向 +σ)



第 4.3.2-11 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

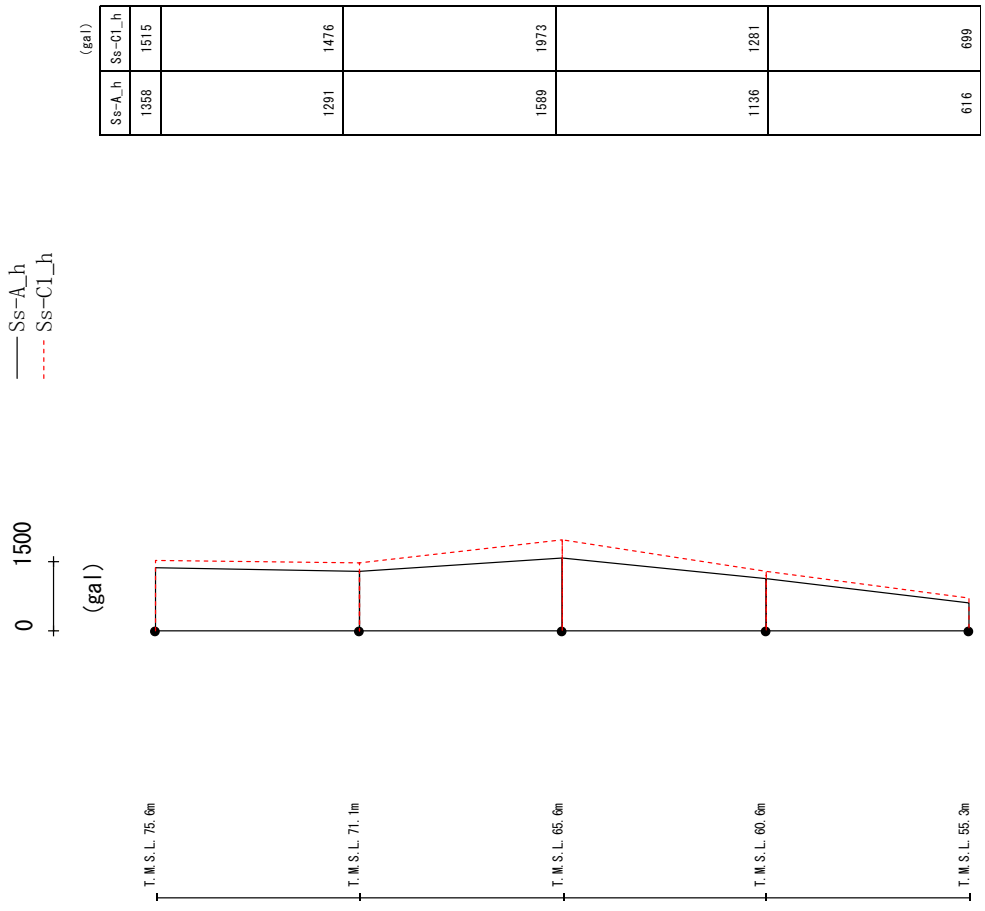
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

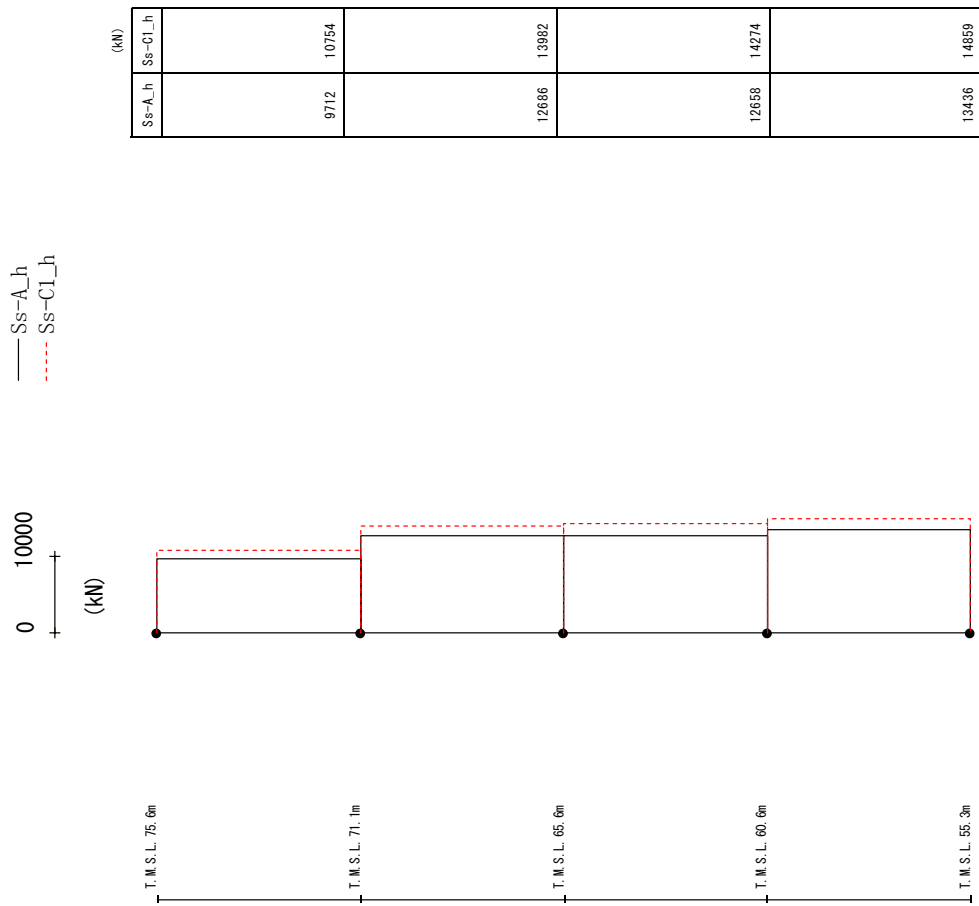
第 4.3.2-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向 + σ)



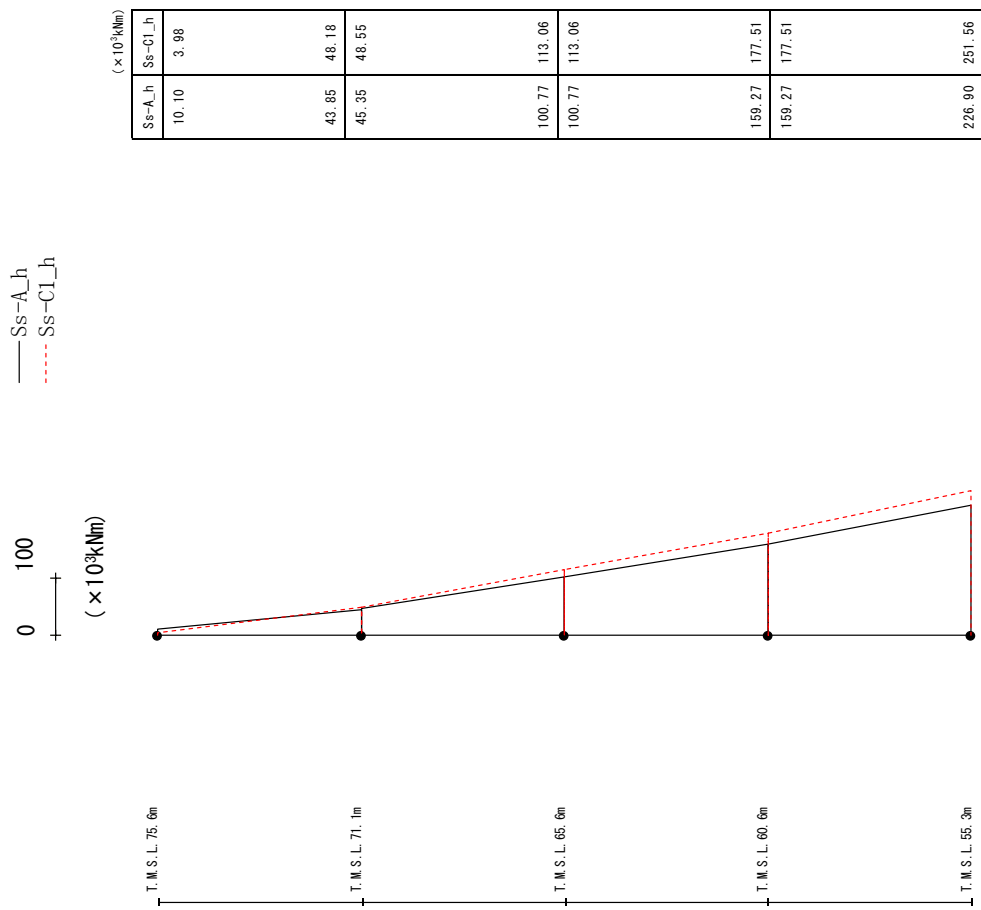
第 4. 3. 2-13 図 最大応答加速度 (+1 σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向 + σ)



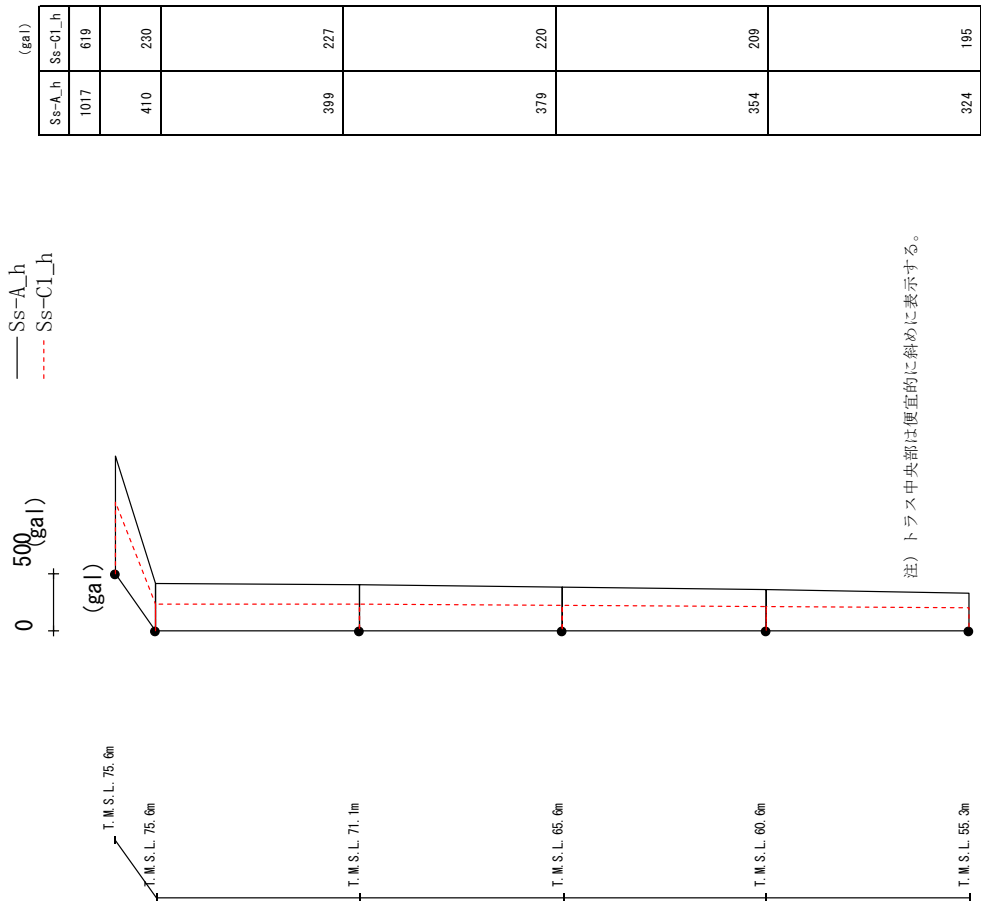
第 4.3.2-14 図 最大応答せん断力 (+1 σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向 +σ)



第 4.3.2-15 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

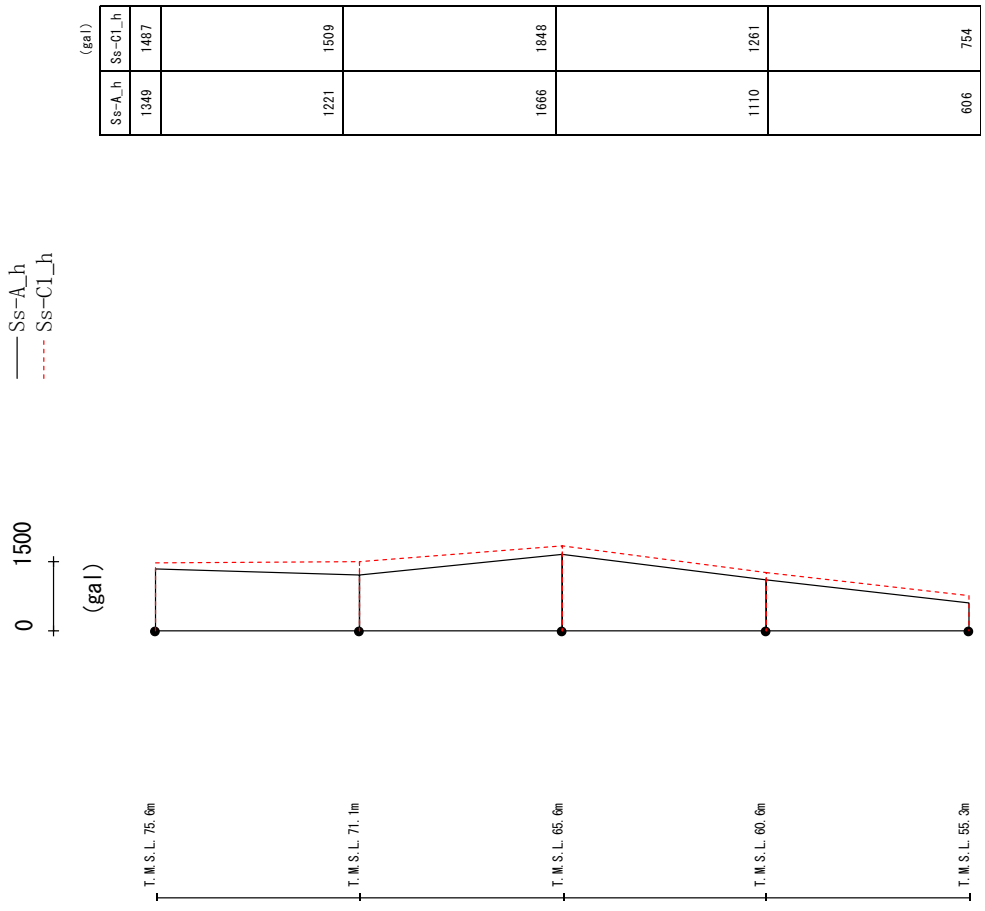
最大応答加速度 (UD方向)



(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

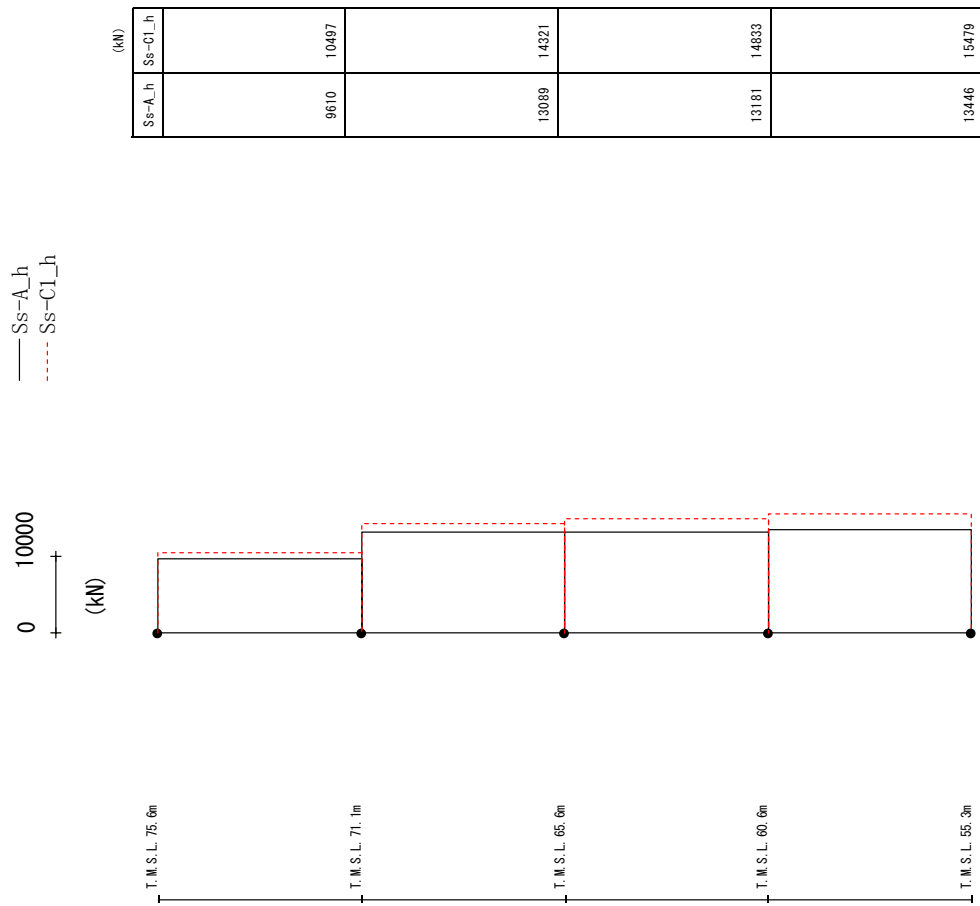
第 4.3.2-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (NS方向 -σ)



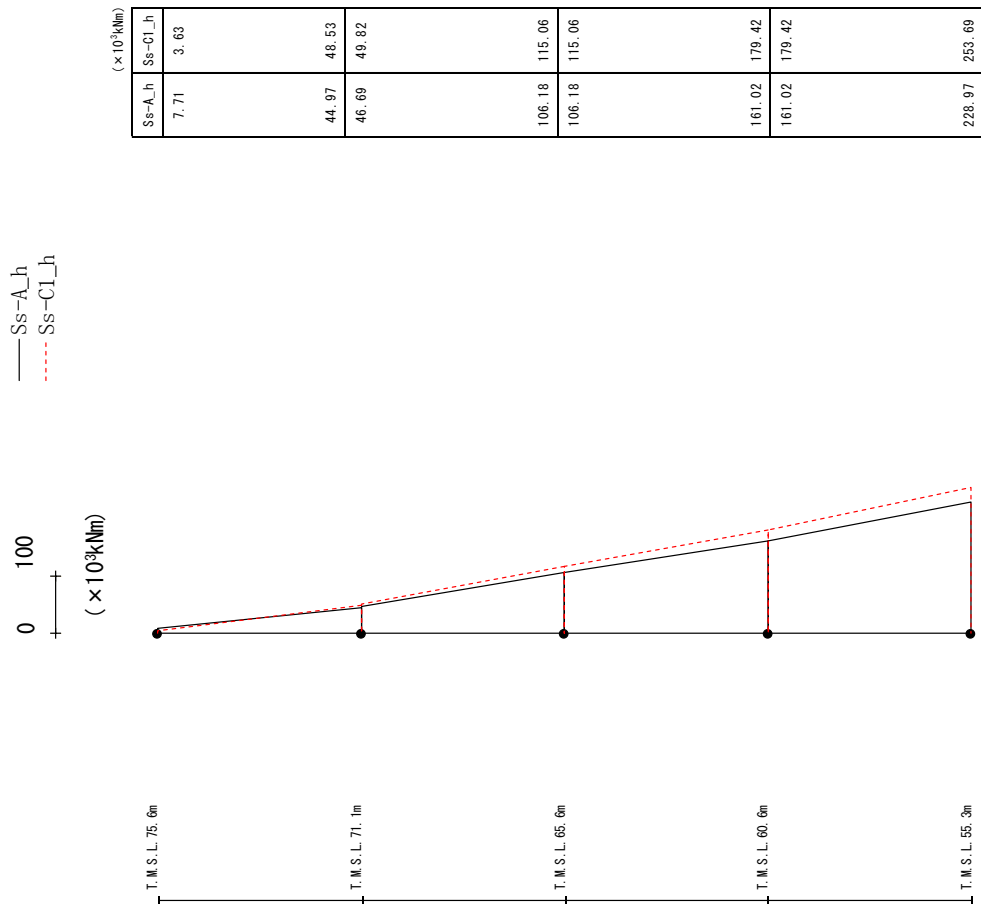
第 4.3.2-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向 - σ)



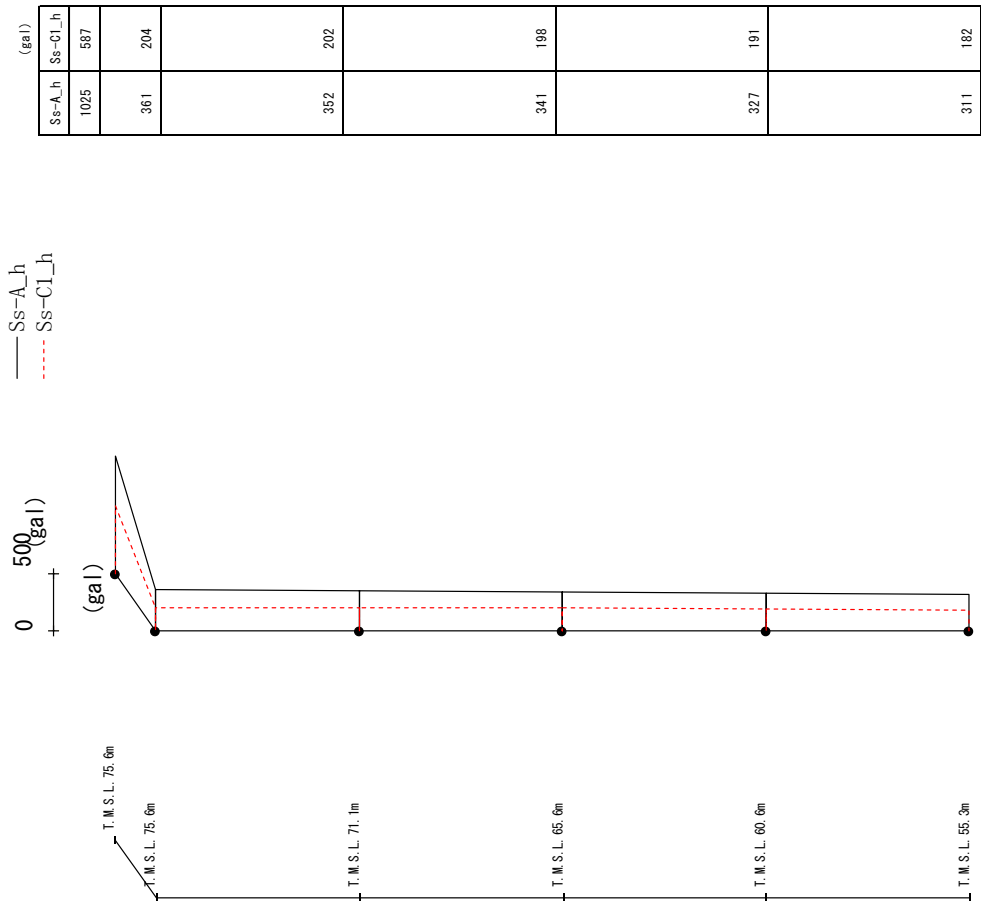
第 4.3.2-18 図 最大応答せん断力 (-1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向 -σ)



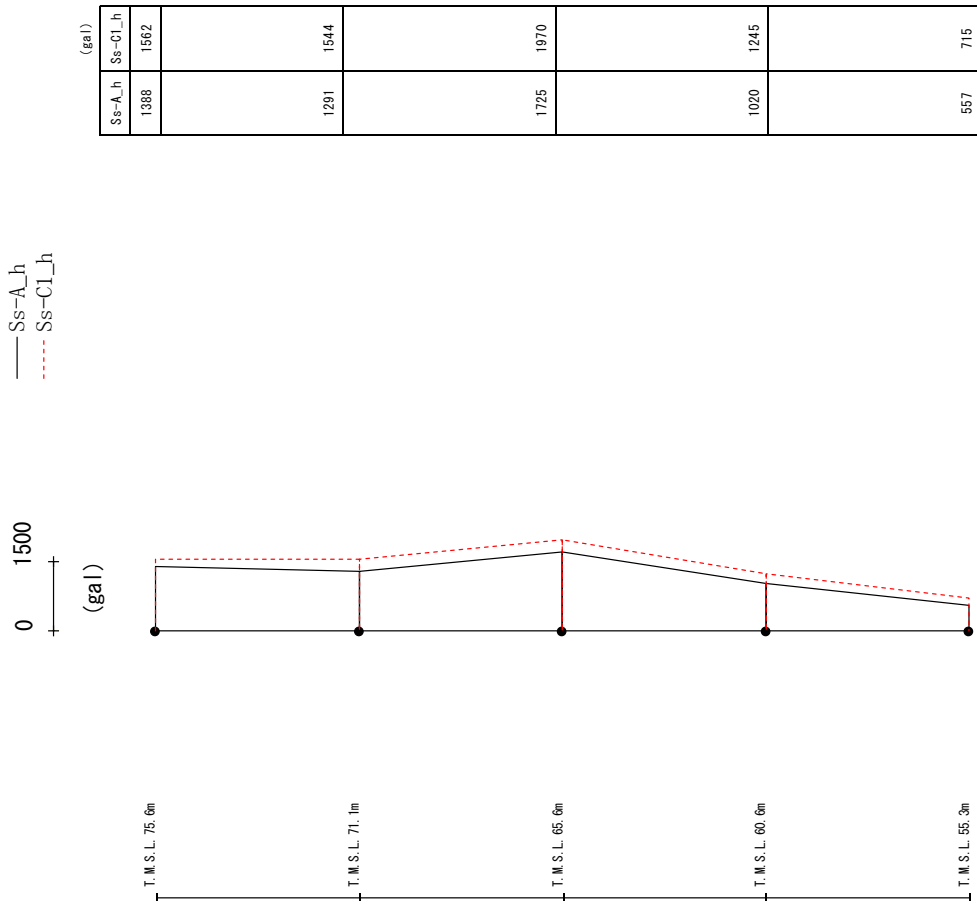
第 4.3.2-19 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



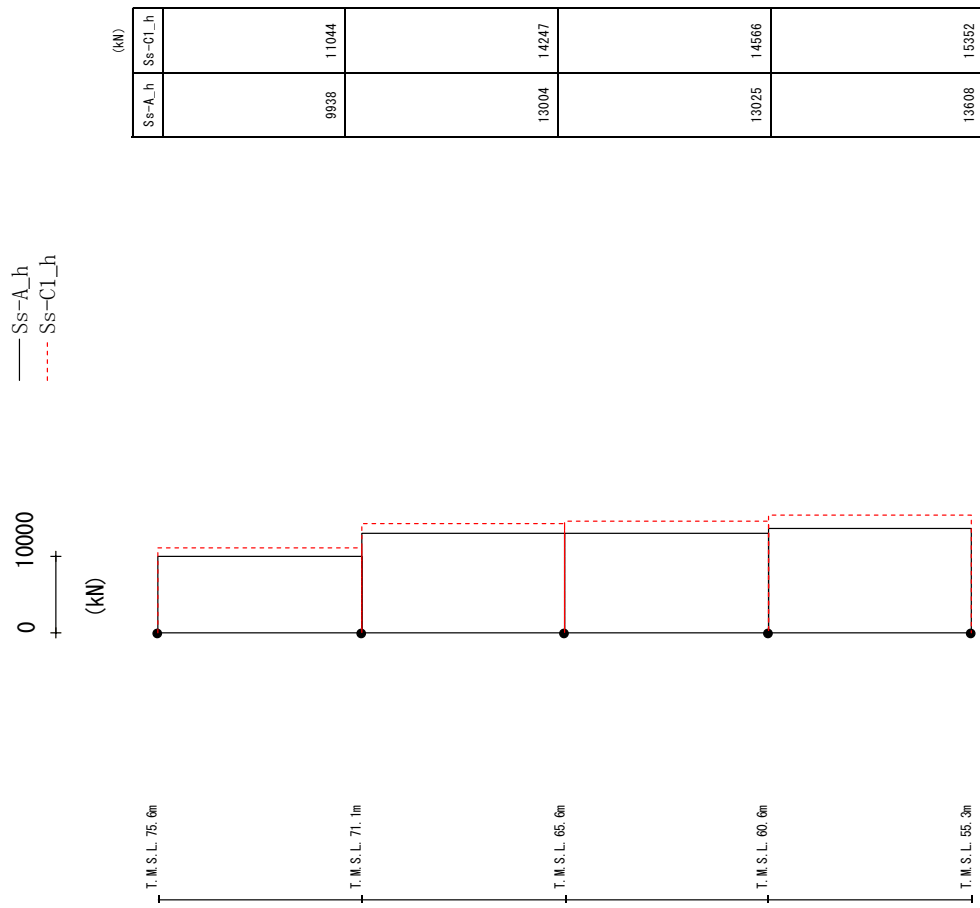
第 4.3.2-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向 - σ)



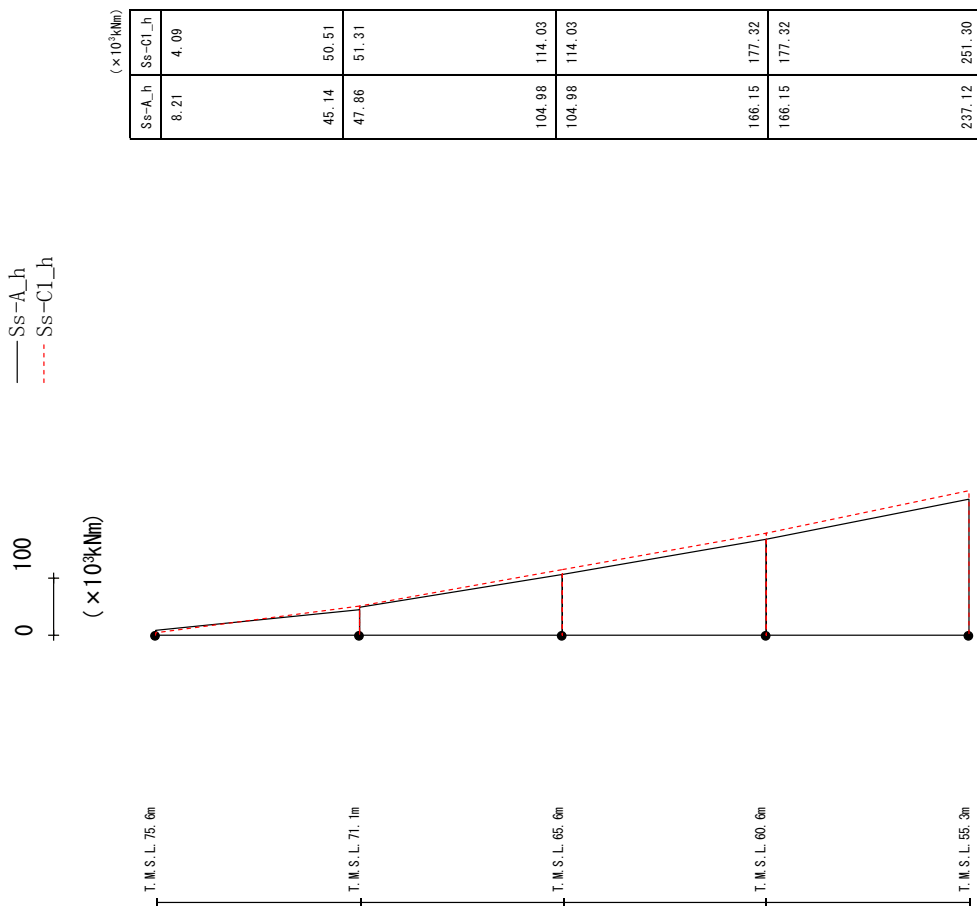
第 4.3.2-21 図 最大応答加速度 (-1 σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向 - σ)



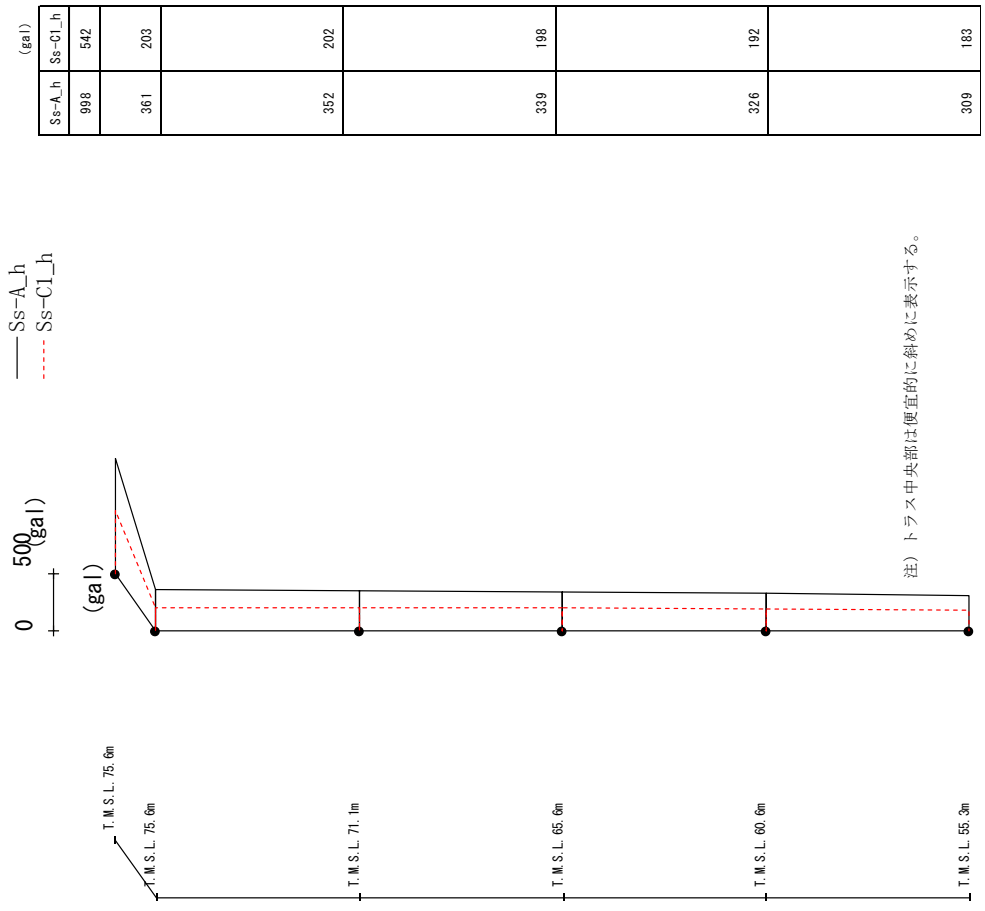
第 4.3.2-22 図 最大応答せん断力 (- σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向 -σ)



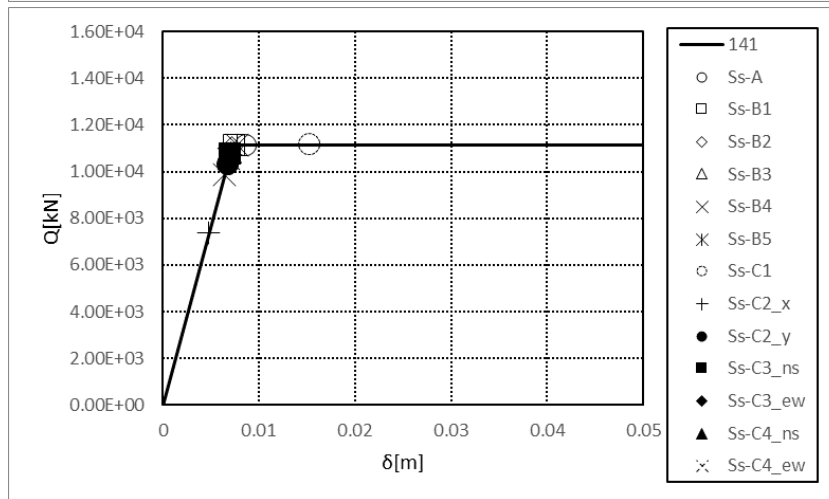
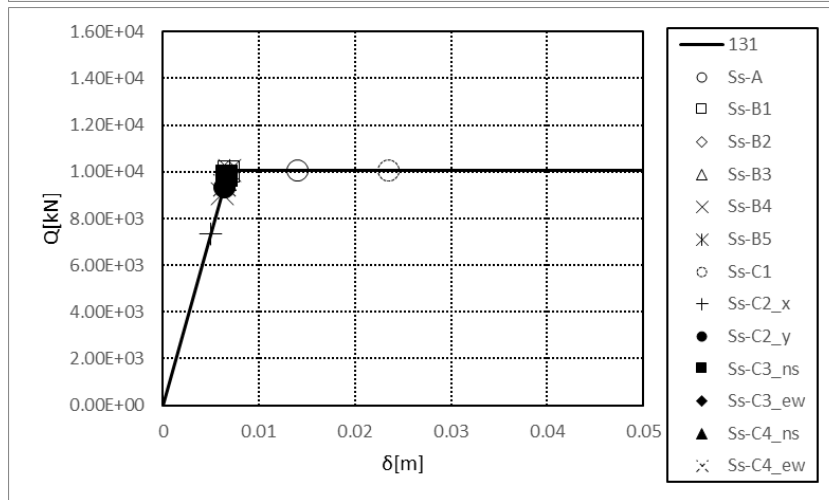
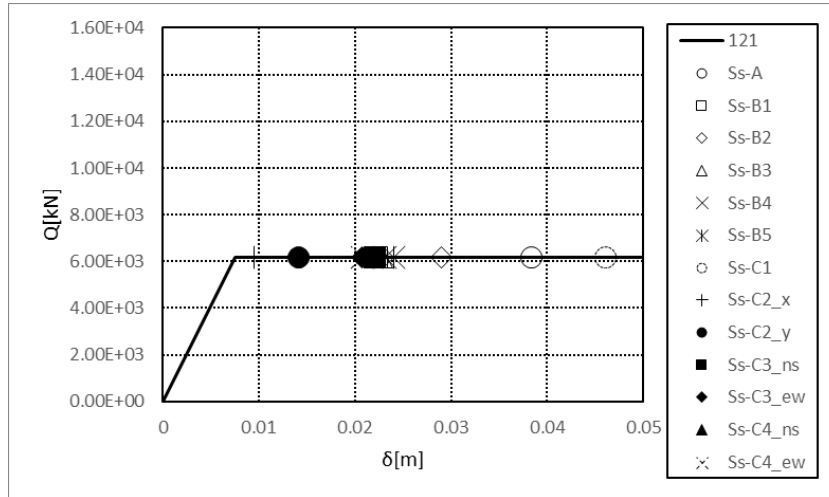
第 4.3.2-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

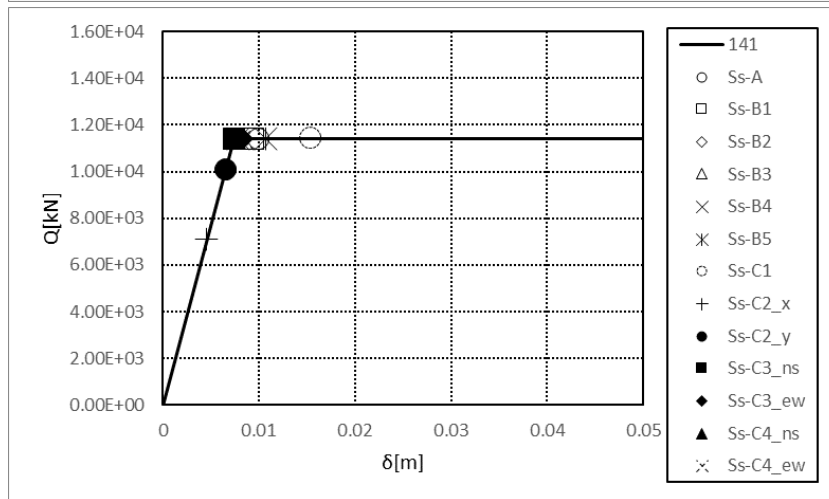
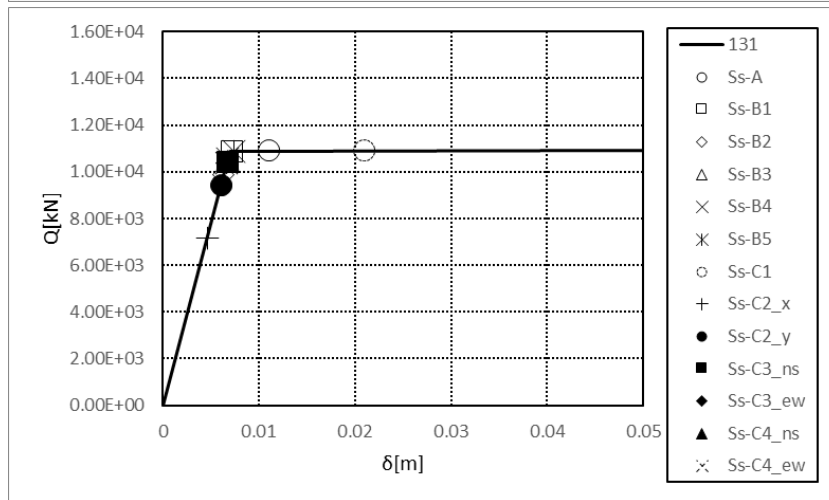
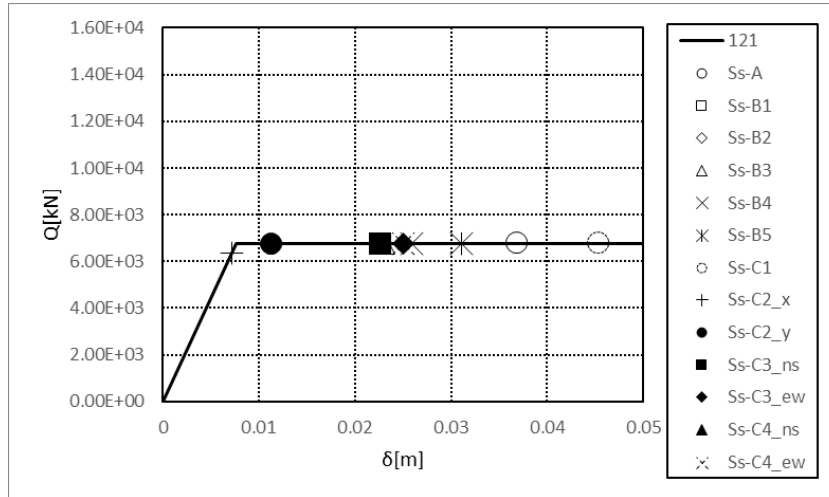


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

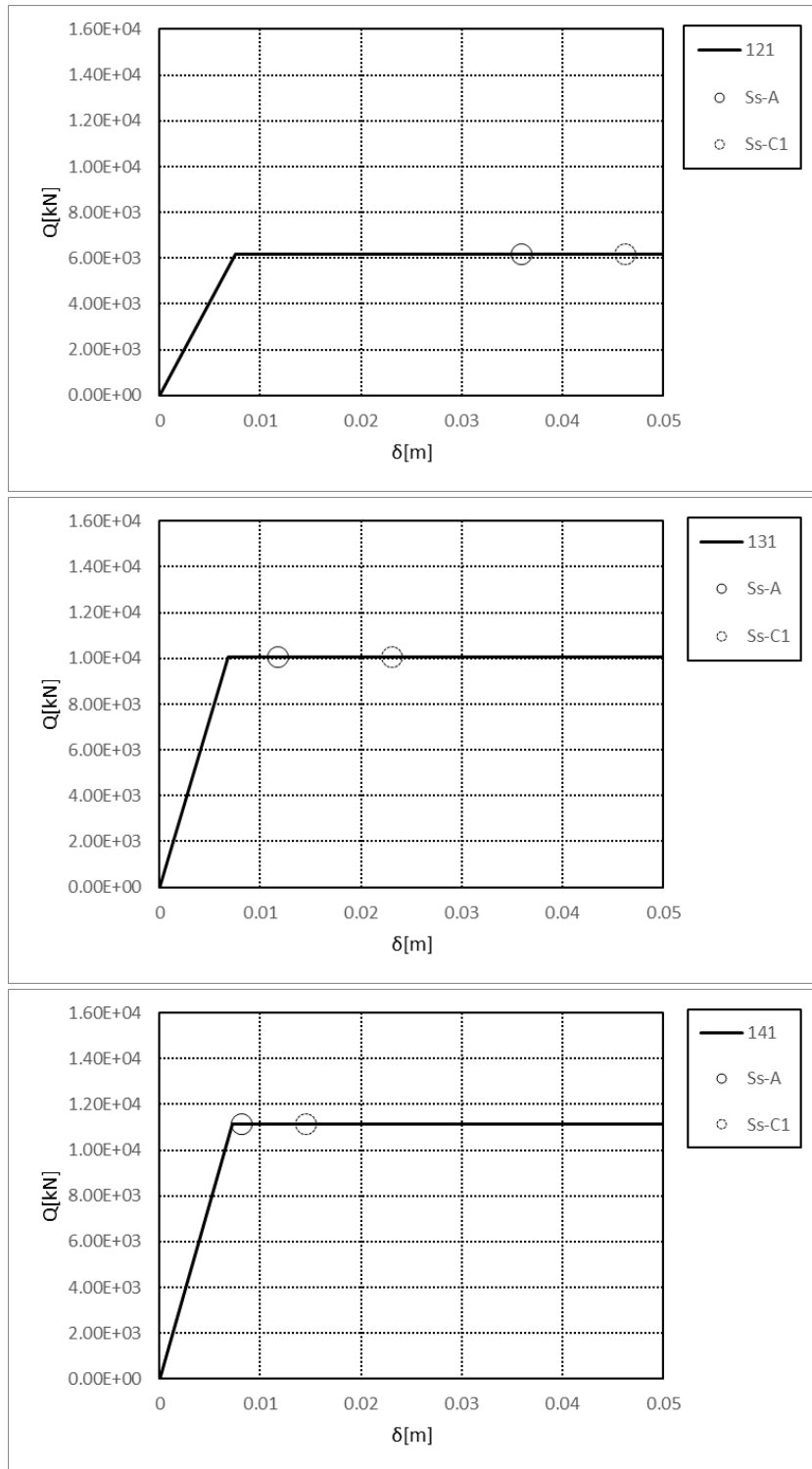
第 4.3.2-24 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



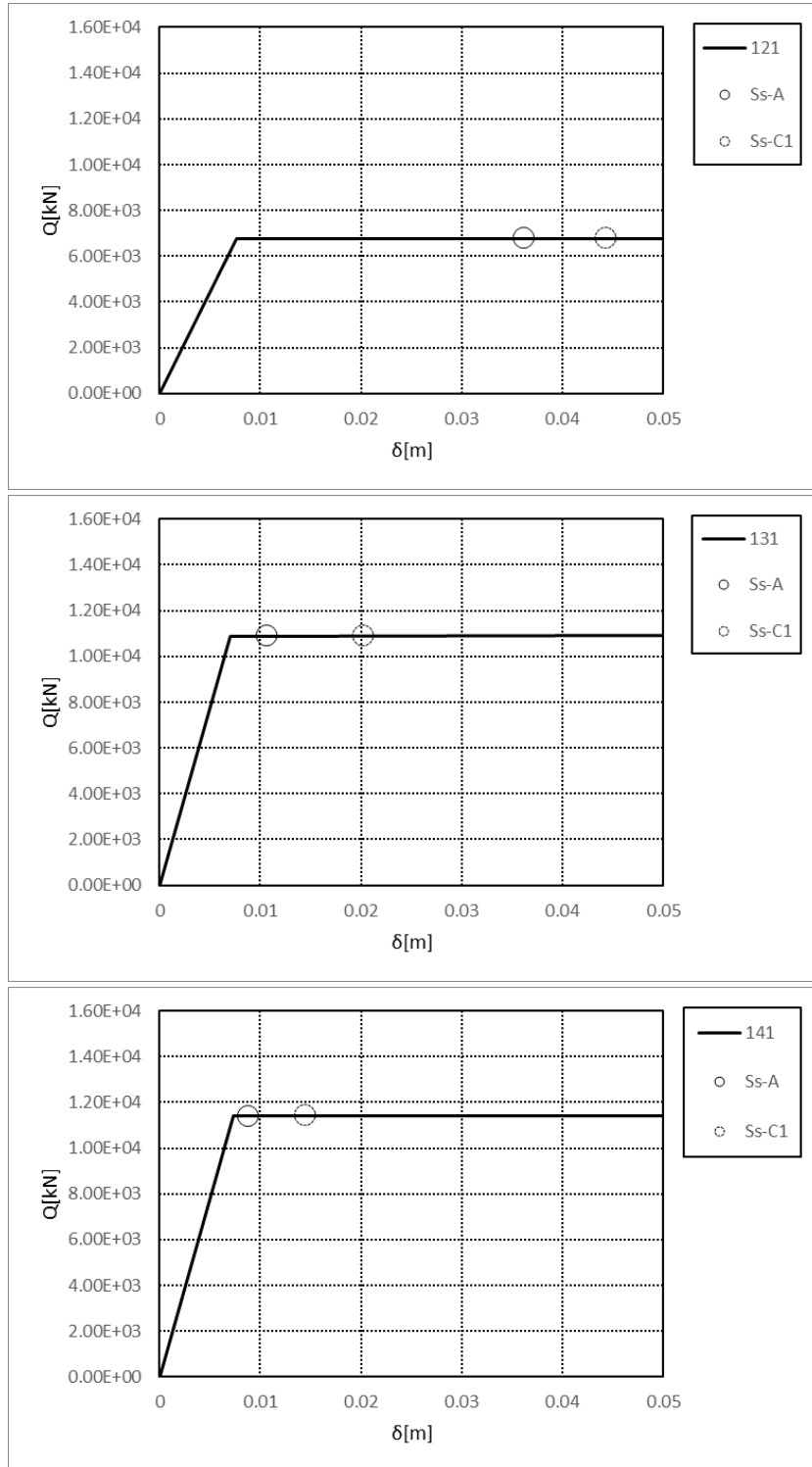
第 4.3.2-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)



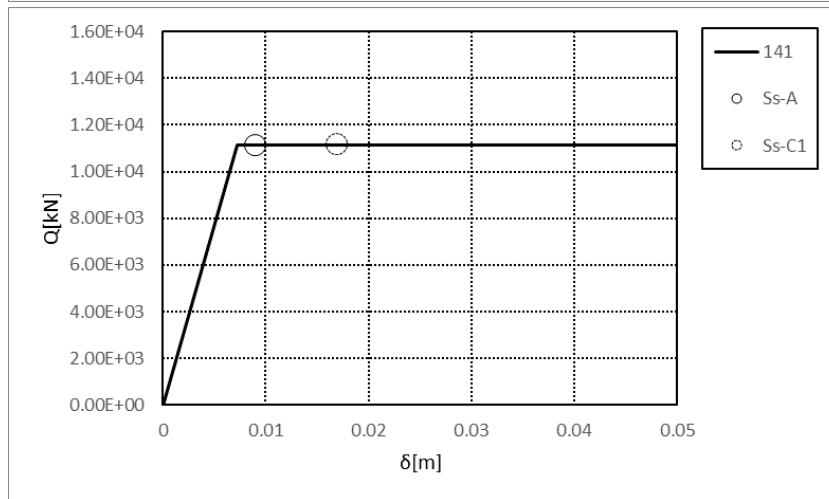
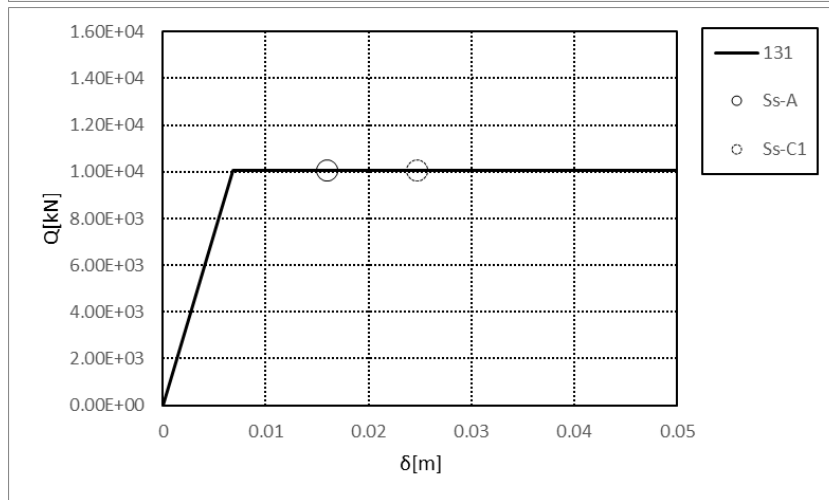
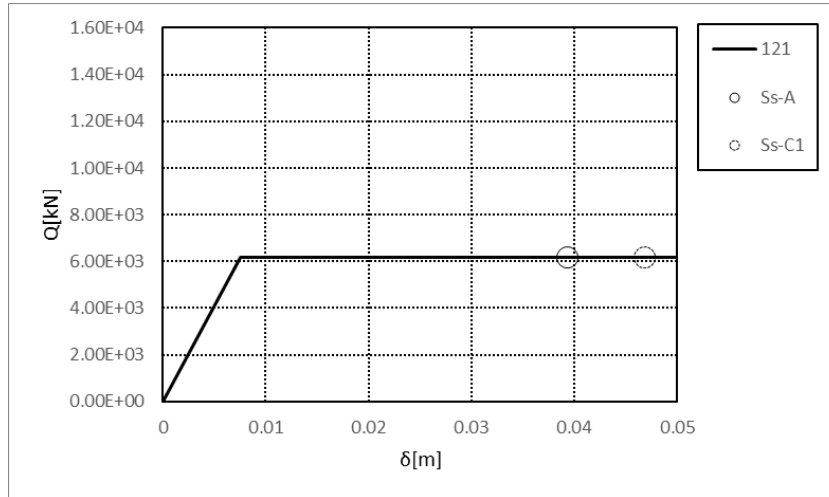
第 4. 3. 2-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)



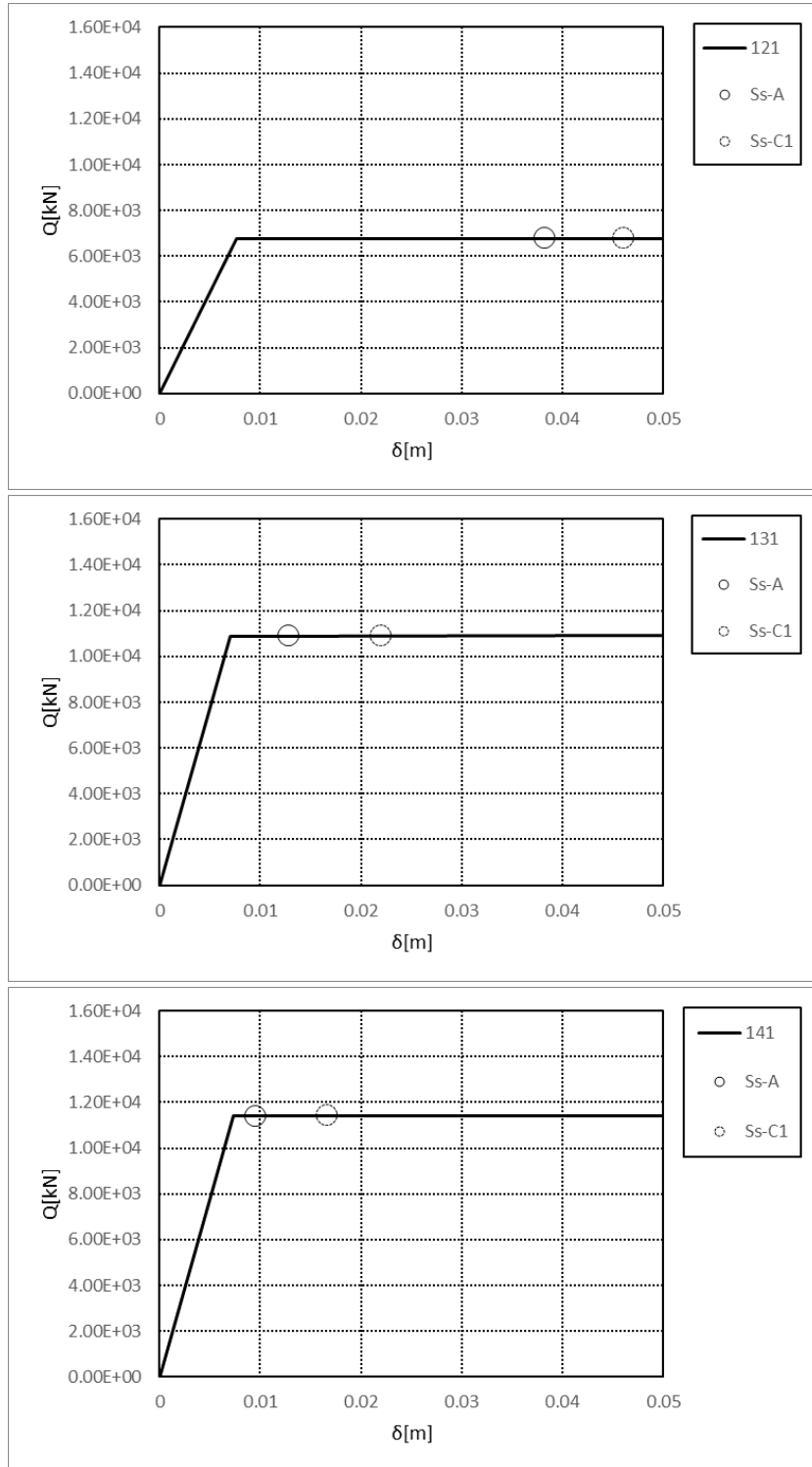
第 4. 3. 2-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
 (+1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



第 4. 3. 2-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
(+1 σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



第 4.3.2-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
 (-1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



第 4. 3. 2-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線
 (-1 σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

別添 8

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 地震応答解析による評価方法	10
3.1 評価方針	10
3.2 評価方法	12
4. 応力解析による評価方法	14
4.1 評価対象部位及び評価方針	14
4.2 荷重及び荷重の組合せ	15
4.3 許容限界	18
4.4 評価方法	21
5. 評価結果	40
5.1 地震応答解析による評価結果	40
5.2 応力解析による評価結果	42

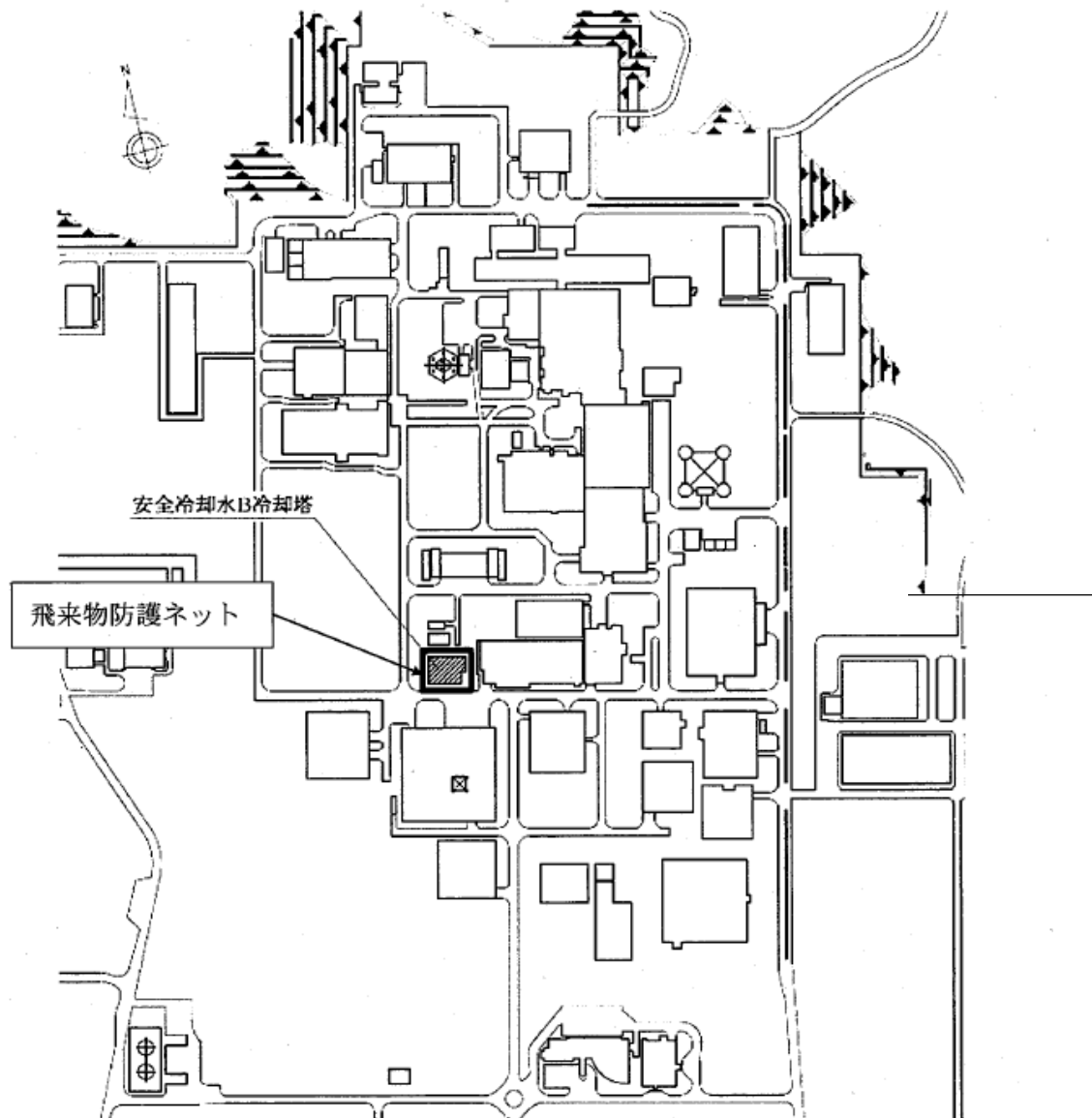
1. 概要

本資料は、屋外に設置される安全上重要な施設である竜巻防護対象施設を防護するための設備である安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット（以下、「飛来物防護ネット」という。）が基準地震動 S_s により安全冷却水B冷却塔に対して波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネットの設置位置を第2.1-1図に示す。



第2.1-1図 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの設置位置

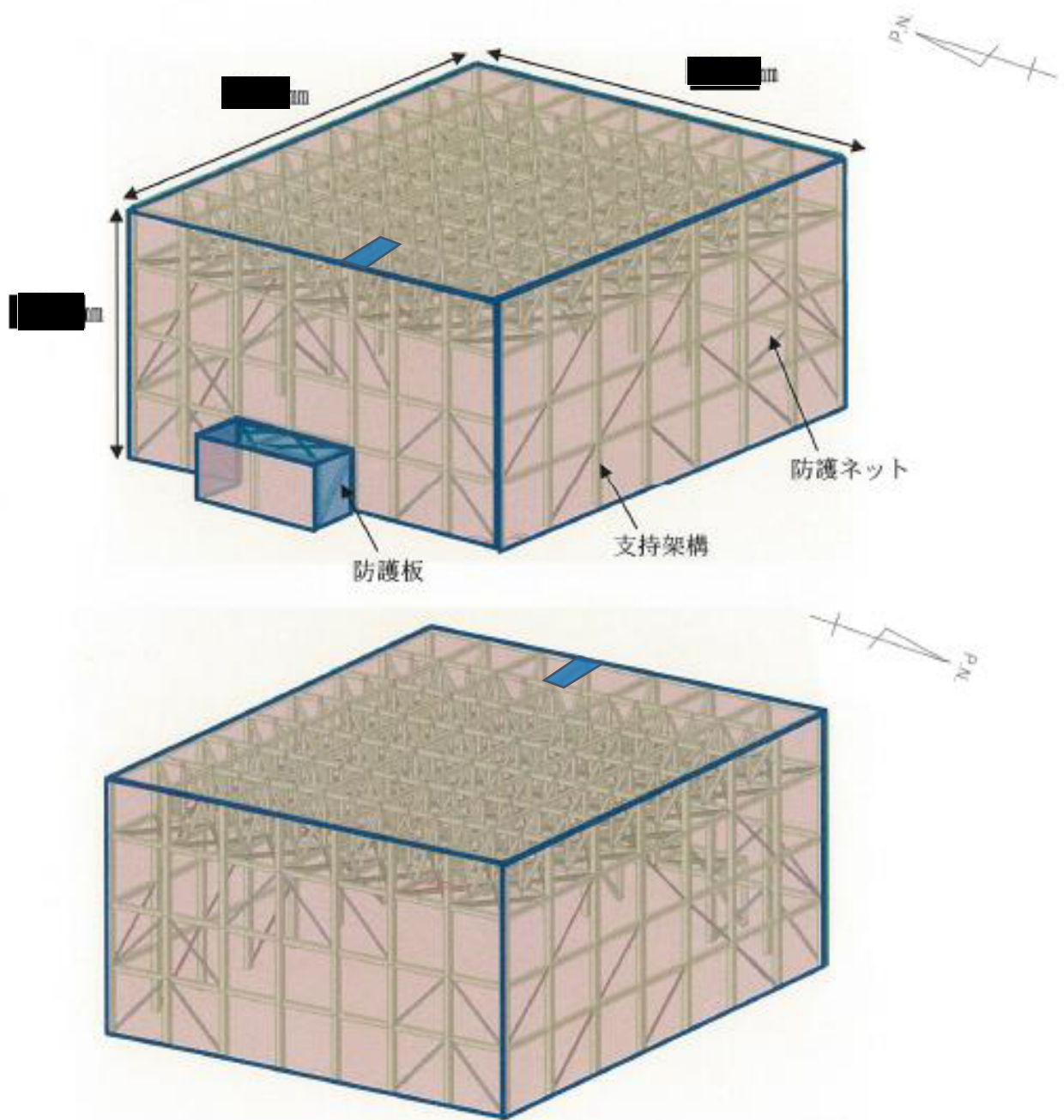
2.2 構造概要

飛来物防護ネットは、添付書類「V-別添 1-1 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算方針」の「2.3 竜巻防護対策設備」にて設定している構造計画を踏まえた構造とする。飛来物防護ネットの全景を第 2.2-1 図に、杭伏図及び概略平面図を第 2.2-2 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に示す。

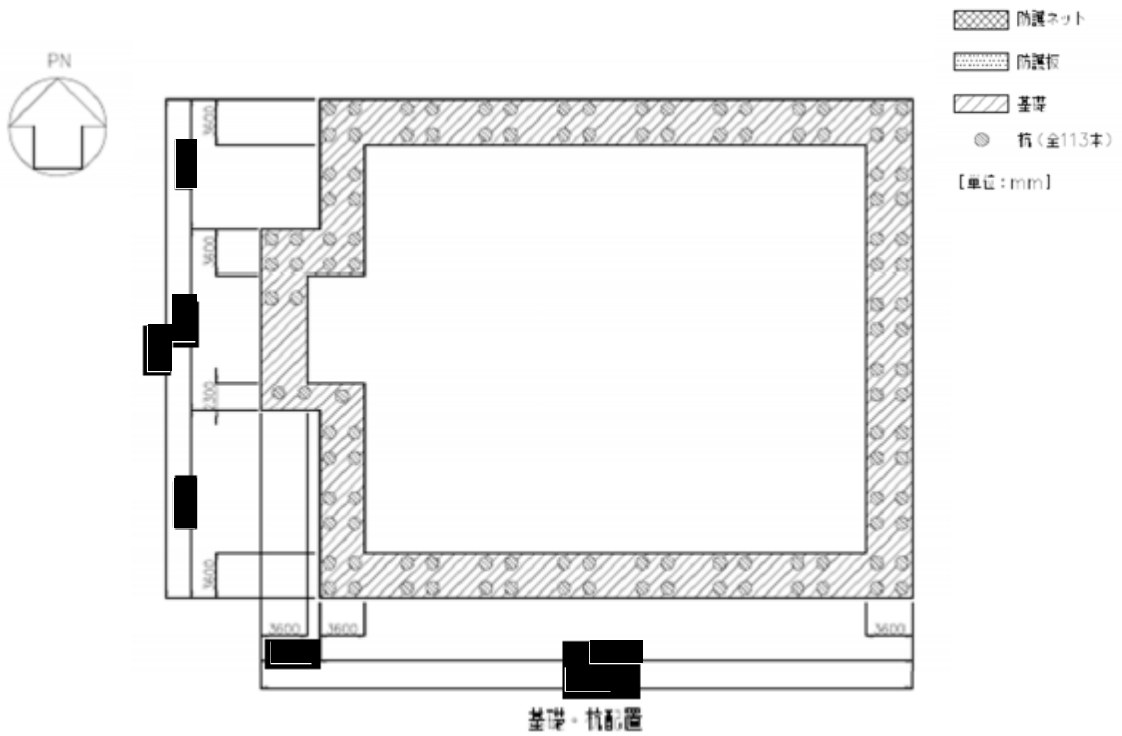
飛来物防護ネットは、竜巻防護対象施設である冷却塔を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、上部構造は、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構によって構成される。また、支持架構は、柱及び梁のフレーム構造部、座屈拘束ブレース構造部、トラス構造部によって構成され、平面は、■■■■m (NS 方向) ×■■■■m (EW 方向) であり、地上高さは、■■■■m である。

基礎は、基礎梁及び杭によって構成され、基礎梁は厚さ 2.5m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である鷹架層に場所打ちコンクリート杭（外径 1.2～1.5m、杭長 17m、113 本、以下「杭」という。）を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

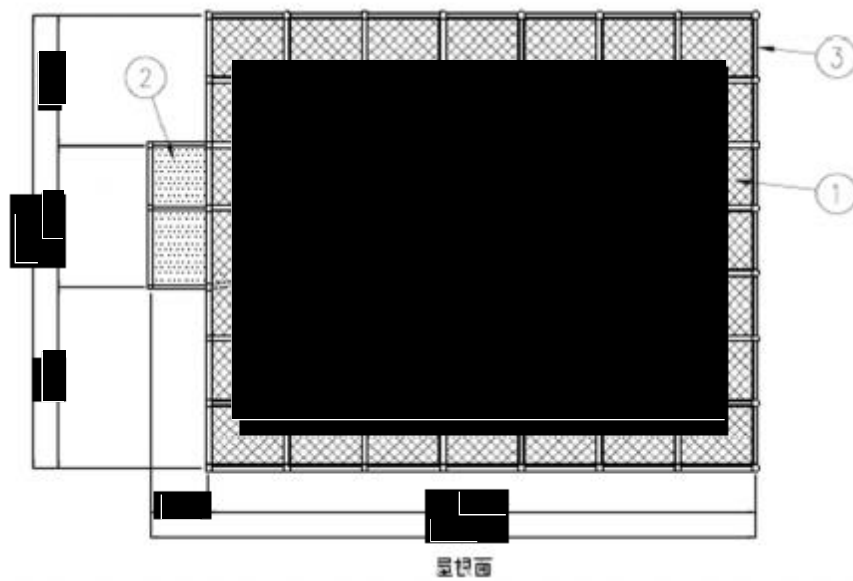
なお、飛来物防護ネットは防護対象となる冷却塔と構造的に分離している。



第 2.2-1 図 飛来物防護ネットの全景



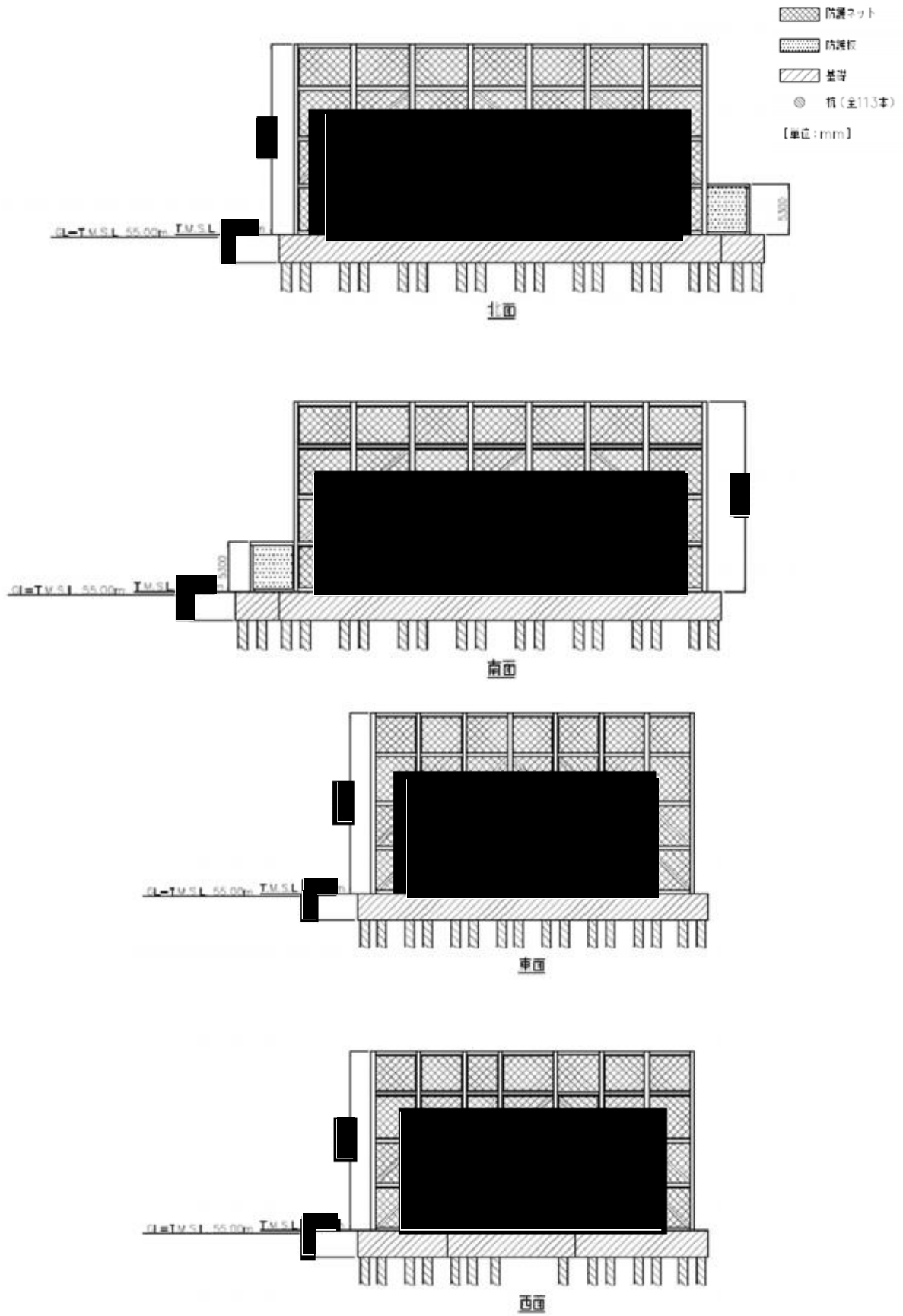
(杭伏図)



3	支持架構	1	BCP325, G385, SN490B
2	防護板	1	SUS304
1	防護ネット	1	鋼線網
番 号	名 称	数量	材 料
部 品 表			

(概略平面図)

第 2.2-2 図 飛来物防護ネットの杭伏図及び概略平面図 (単位: mm)



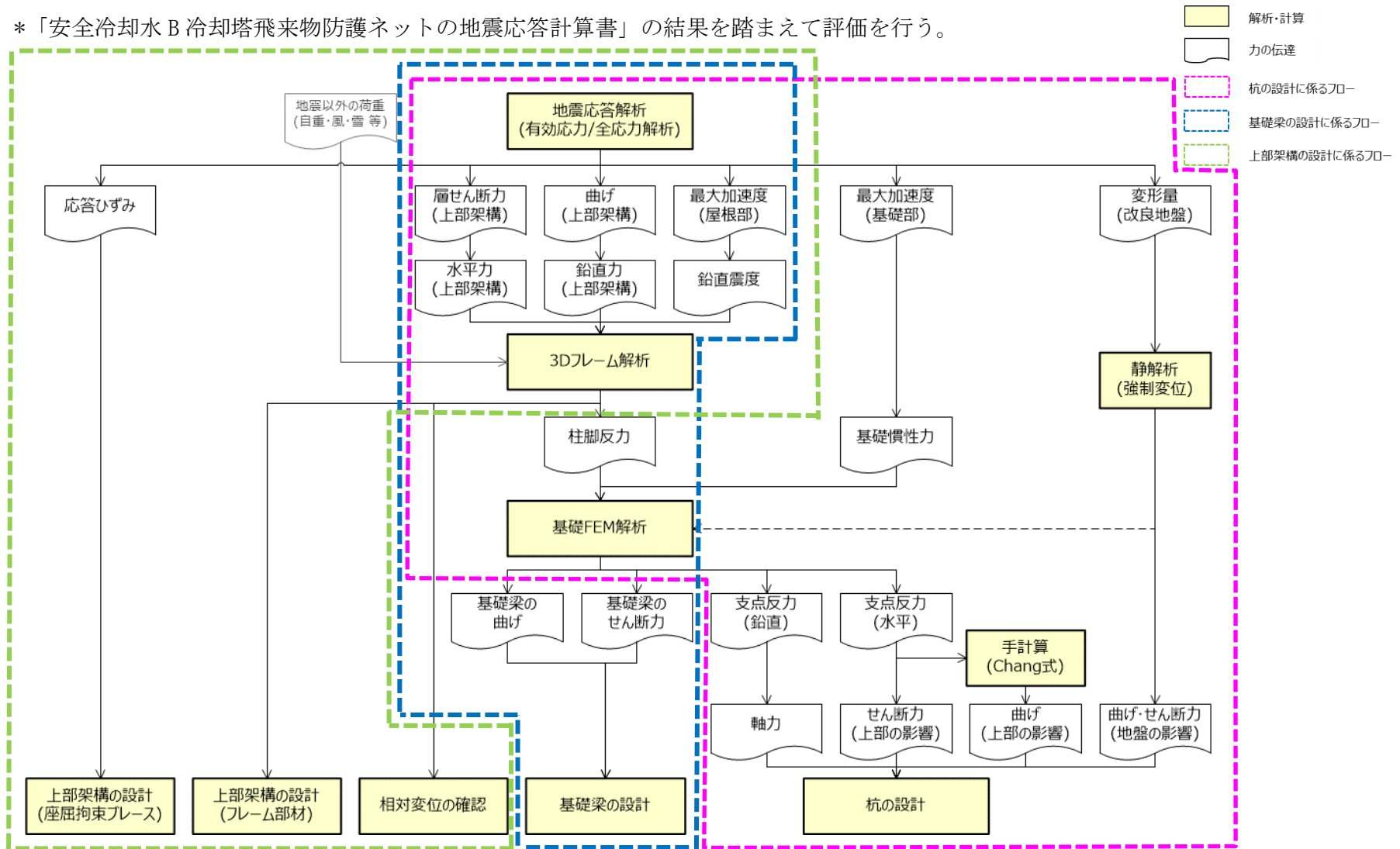
第 2.2-3 図 飛来物防護ネットの側面図

2.3 評価方針

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの安全機能を有する施設としての地震時の評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下、「 S_s 地震時に対する評価」という。）は添付書類「安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの評価は、添付書類「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析及び応力解析により相対変位の観点及び施設の損傷、転倒及び落下の観点で安全冷却水B冷却塔への波及的影響の評価を行う。評価にあたっては地盤物性のばらつきを考慮する。

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの構造評価フローを第2.3-1図に示す。

* 「安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネットの地震応答計算書」の結果を踏まえて評価を行う。



第2.3-1図 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 平成12年5月31日建設省告示第1454号「Eの数値を算出する方法並びに V_0 及び風力係数の数値を定める件」
- ・ 日本産業規格
- ・ 鋼構造設計規準（(社)日本建築学会，1973）（以下，「S規準」という。）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-（(社)日本建築学会，1999）（以下，「RC規準」という。）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005）（以下，「RC-N規準」という。）
- ・ 建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会，2001）（以下，「基礎指針」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）（以下，「JEAG4601」と記載しているものは上記3指針を指す。）
- ・ 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）
- ・ 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（財)日本建築防災協会）

3. 地震応答解析による評価方法

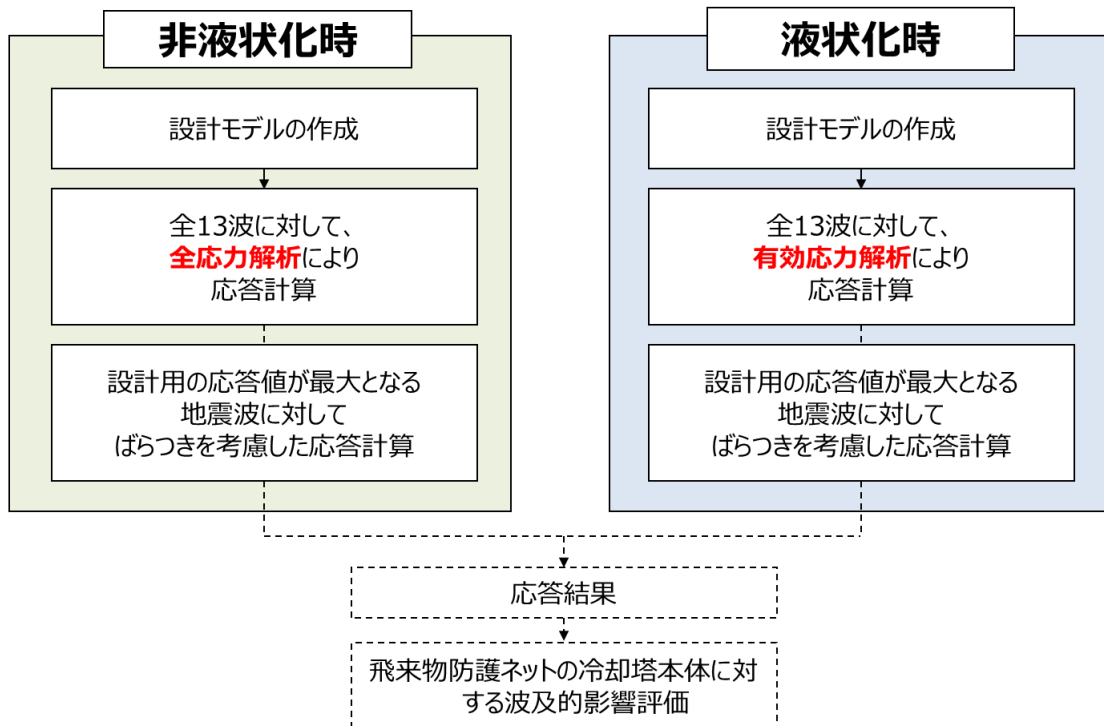
3.1 評価方針

地震応答解析による評価は、添付書類「安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの地震応答計算書」の地盤物性のばらつきを考慮した解析結果に基づき実施する。地盤の液状化時の影響を考慮しない地震応答解析（全応力解析）と地盤の液状化の影響を考慮した地震応答解析（有効応力解析）の概略フローを第3.1-1図に示す。

相対変位の観点については、飛来物防護ネットの最大変位が許容限界値を超えないことを確認する。

損傷、転倒及び落下の観点については、上部架構の層間変形角及び座屈拘束ブレース部材の応答ひずみが許容限界値を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における飛来物防護ネットの許容限界は、添付書類「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、第3-1表のとおり設定する。



※ 赤字は「非液状化時」と「液状化時」の評価方法の差異を示す

第3.1-1図 全応力解析および有効応力解析の概略フロー図

第 3-1 表 地震応答解析による評価における許容限界

設計の観点	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
相対変位	基準 地震動 Ss	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
損傷, 転倒 及び落下	基準 地震動 Ss	上部架構	層間変形角が許容限 界をこえないことを 確認	層間変形角 1/○○*2
		座屈拘束 ブレース	最大応答ひずみが許 容限界を超えないこ とを確認	最大軸ひずみ 3.0%未満*3
			最大疲労係数総和が 許容限界を超えない ことを確認	疲労係数総和 1未満*4

*1 : 施設間の相対変位は、上位クラス施設及び下位クラス施設の最大変位の絶対和とする。

*2 : 防護ネット等の変形追従性が確保できる層間変形角とする。

*3 : 最大軸ひずみが7.2%発生しても破損しないことを実証試験にて確認されているが、許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの3.0%とする。なお、最大ひずみ±3%の範囲で安定した履歴性能を有することは「日本建築学会大会 学術講演梗概集 2010年9月（低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーの高層建物への適用事例（その2）座屈拘束ブレースの性能確認実験）」にて確認済みである。

*4 : 疲労設計の手法は、S規準に準拠し、疲労係数の算出方法は、第3.2-1表による。

3.2 評価方法

(1) 上部構造

地震応答解析にて算出される変位から、相対変位を算定し施設間の離隔距離未満であることを確認する。

(2) 上部架構

地震応答解析にて算出される層間変形角が $1/○○$ 未満であることを確認する。

(3) 座屈拘束ブレース

a. 軸ひずみの評価

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

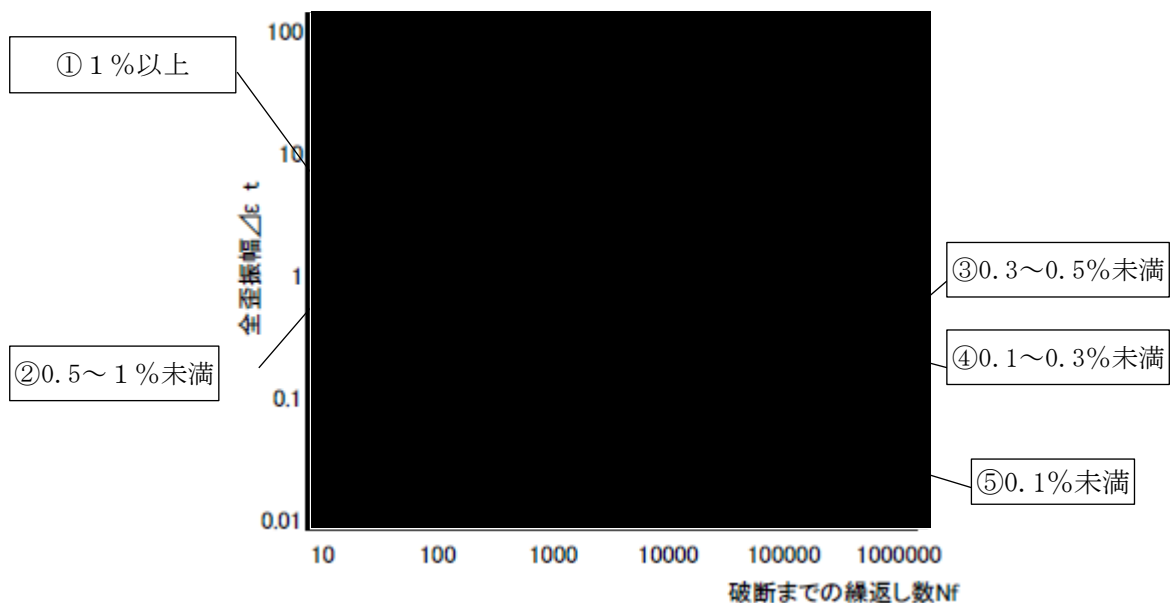
b. 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労性能曲線を第3.2-1図に示す。発生する軸ひずみ振幅を第3.2-1表に示す5種類に分けて疲労係数を算出し、マイナー則に基づき、疲労係数の総和が1.0未満であることを確認する。

第3.2-1表 疲労係数算出方法

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

(注)：許容繰返し回数（100万回以上）が非常に大きいことから疲労評価不要とする。



第3.2-1図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネットの応力解析による評価対象部位は、飛来物防護ネットのフレーム構造部材、基礎部材、Ss地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

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

上部架構に対する評価は、FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施し、発生応力が終局強度を超えないこと、相対変位が施設間の離隔距離を超えないこと、層間変形角が $1/100$ を超えないこと、座屈拘束ブレースの最大軸ひずみが3%をこえないことを確認する。

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

杭に対する評価は、基礎梁のFEM解析結果及び地震応答解析による地盤変形量を用いた応力計算によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「基礎指針」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

各部位の評価における荷重及び荷重の組合せは、添付書類「耐震設計の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

4.2.1 上部架構

上部架構（フレーム構造部材及びトラス構造部材）の評価において考慮する荷重を第4.2.1-1表に、荷重の組合せを第4.2.1-2表に示す。

第4.2.1-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(DL)	構造物（支持架構，防護ネット，防護板等）の自重
積雪荷重(SL)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・各層の最大せん断力 (NS, EW) ・各層の付加曲げモーメント (NS, EW) ・最大加速度より設定する震度 (UD)
風荷重(WL)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・防護ネットの内外に関わらず，すべての通りの架構に考慮。 また，防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

第4.2.13-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時+風	DL+SL+WL+Ss

4.2.2 基礎梁

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

第4.2.2-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(DL)	構造物の自重
積雪荷重(SL)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎に作用する地震荷重（地震時慣性力） (DL+0.35SL) × (水平震度) (DL+0.35SL) × (±鉛直震度) 応力解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・上部構造から作用する地震荷重（上部構造の柱脚応力） 柱脚せん断力 (NS, EW) 柱脚曲げモーメント (NS, EW) 柱脚鉛直軸力 (UD) ・杭から作用する地震荷重（杭頭応力） 杭頭曲げモーメント (NS, EW)
風荷重(WL)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・上部構造から作用する風荷重 (上部構造の柱脚応力として考慮する。)

第4.2.2-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時+風	DL+SL+WL+Ss

4.2.3 杭

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

第4.2.3-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(DL)	構造物（杭）の自重
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 ・地盤から作用する地震荷重 地震応答解析時の改良地盤変形量を強制変位として考慮 地震応答解析時の基礎部の加速度を慣性力として考慮 基礎梁のFEM応力解析結果から得られる地震荷重 ・基礎梁から作用する地震荷重* 杭頭せん断力（NS, EW：杭頭変位同一として計算） 杭頭鉛直軸力（UD）

* 基礎梁から作用する地震荷重には、上部構造及び基礎の固定荷重 DL，積雪荷重 SL，風荷重 WL を含む。

第4.2.3-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時+風	DL+SL+WL+Ss

4.3 許容限界

応力解析による評価における安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの許容限界は、添付書類「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、第4.3-1表のとおり設定する。

第4.3-1表 応力解析による評価における許容限界

設計の観点	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
相対変位	基準地震動 S _s	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
損傷、転倒及び落下	基準地震動 S _s	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
			層間変形角が許容限界をこえないことを確認	層間変形角 1/○○*3
		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	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	「基礎指針」に基づく終局強度

*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「技術基準解説書」に基づき1.1倍した耐力とする。

*3： 防護ネット等の変形追従性が確保できる層間変形角とする。

第4.3-2表 フレーム構造部材，トラス構造部材の許容限界

使用材料	基準強度 (MPa)
SN490B	325
BCP325	
G385	

第4.3-3表 コンクリートの設計基準強度

部位	設計基準強度 F _c (N/mm ²)
基礎梁	24
杭	27

第4.3-4表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	345

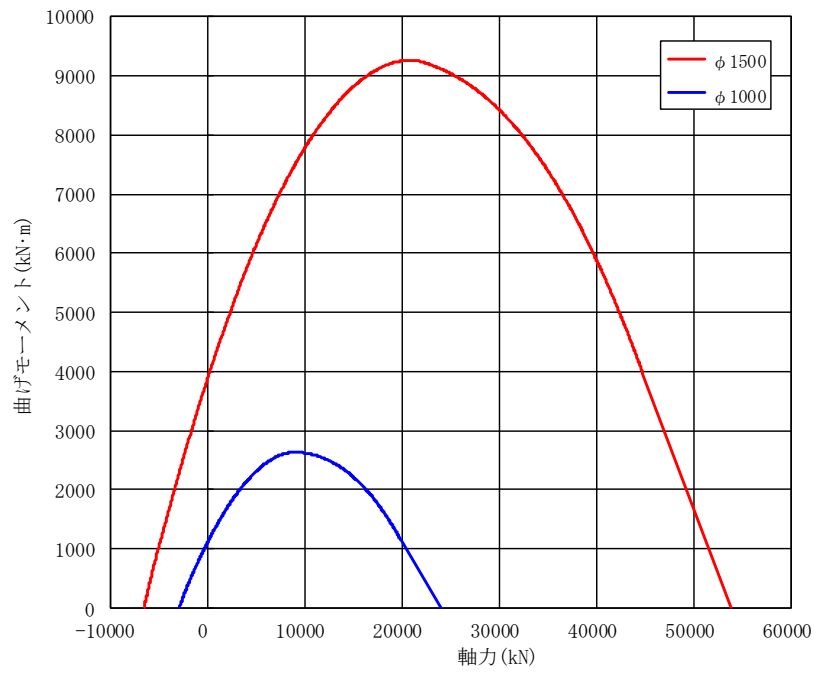
注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

第4.3-5表 杭の支持力に関する許容限界

杭径 φ (mm)	杭の極限支持力 R _u (×10 ³ kN)	
	1000 [P1, P1A]	鉛直
	引抜	7.297
1500 [P2]	鉛直	21.898
	引抜	11.085

第4.3-6表 杭の許容せん断力

杭径 φ (mm)	短期許容せん断力 Q _{su} (×10 ³ kN)
1000 [P1, P1A]	2.046
1500 [P2]	5.192



第4.3-1図 杭の曲げモーメントー軸力相関

4.4 評価方法

4.4.1 上部架構

(1) 応力解析モデル

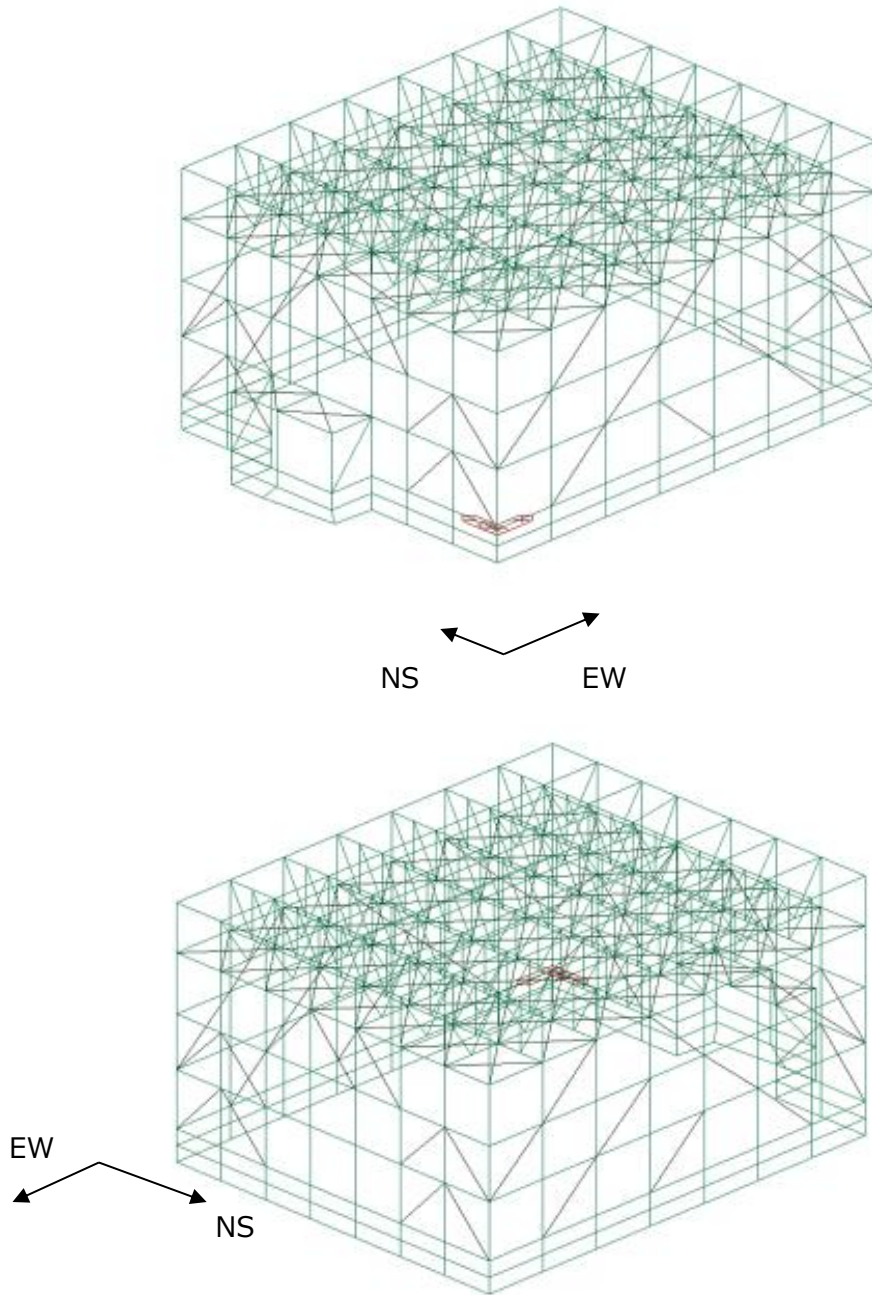
飛来物防護ネットの弾性部材の評価に用いる応力解析用の三次元フレームモデル図を第4.4.1-1図に、応力解析の手法を第4.4.1-1表に示す。

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

上部架構のモデル化においては、部材をはり要素にてモデル化し、弾塑性応答を行う座屈拘束ブレースは非線形モデルでモデル化し、その他部材は線形モデルでモデル化する。解析モデルの節点数は438、要素数は1065である。

第4.4.1-1表 飛来物防護ネットの応力解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
解析手法		地震荷重及びその他考慮すべき荷重を三次元フレームモデルに入力し、応力解析を実施。	—
解析コード		midas iGen	—
モデル	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	鋼構造設計 規準に基づ き設定
	要素種別	梁要素	—
	境界条件	基礎下端ピン支持	—



第 4. 4. 1-1 図 上部架構の応力解析モデル

(2) 荷重の組合せ

Ss地震時の上部架構に作用する応力は、次の荷重を組み合わせて求める。

- D : 固定荷重
- L_s : 積雪荷重 (係数0.35を乗じたもの)
- S_{sNS} : NS方向のS_s地震荷重 (S→N方向を正とする。)
- S_{sEW} : EW方向のS_s地震荷重 (W→E方向を正とする。)
- S_{sUD} : 鉛直方向のS_s地震荷重 (下向きを正とする。)
- W_{LNS} : NS方向の風荷重 (S→N方向を正とする。)
- W_{LEW} : EW方向の風荷重 (W→E方向を正とする。)

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.1-2表に示す。水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程JEAC4601-2008（(社)日本電気協会）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとする。

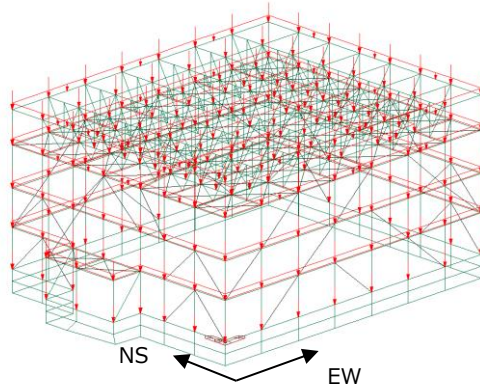
第4.4.1-2表 荷重の組合せケース

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

(1) 荷重の入力方法

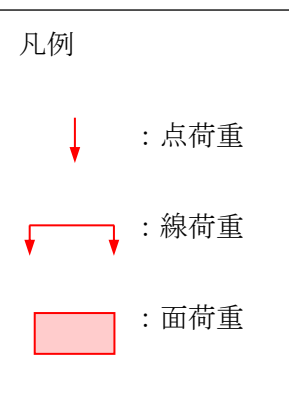
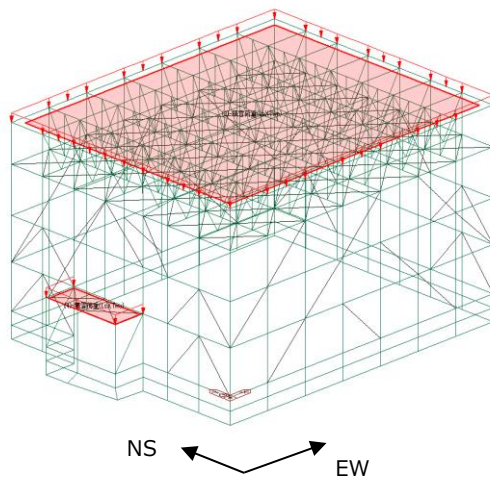
荷重の入力状態図を第4.4.1-2図に示す。

a. 固定荷重 (D)



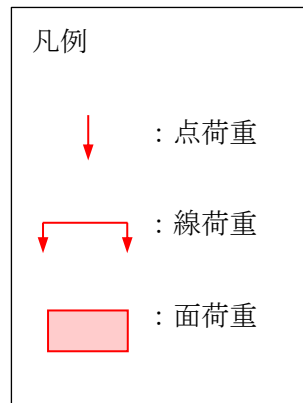
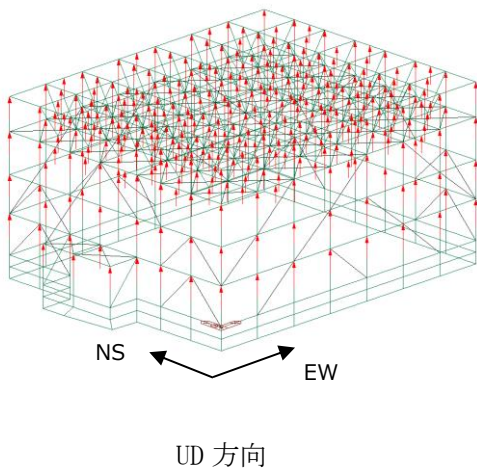
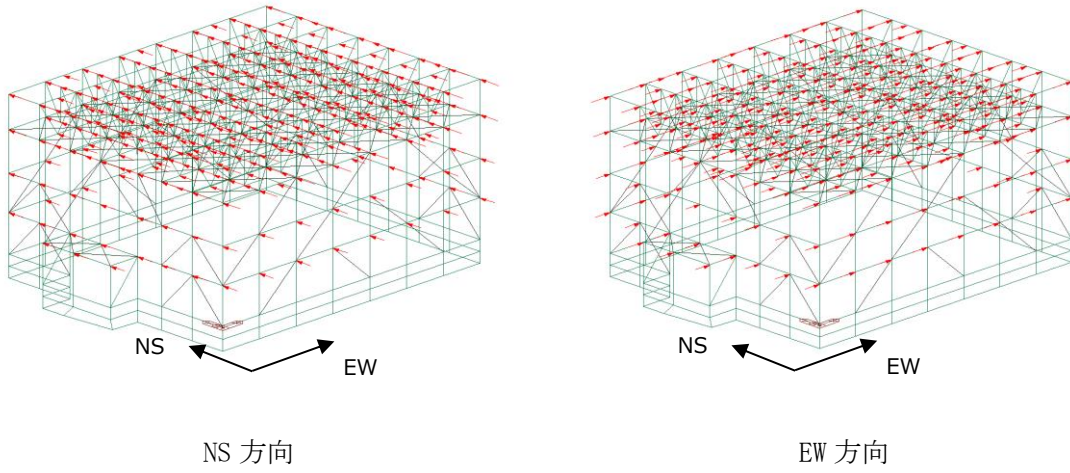
※鉄骨自重分は除く (荷重ではなく密度入力のため)

b. 積雪荷重 (L_s)



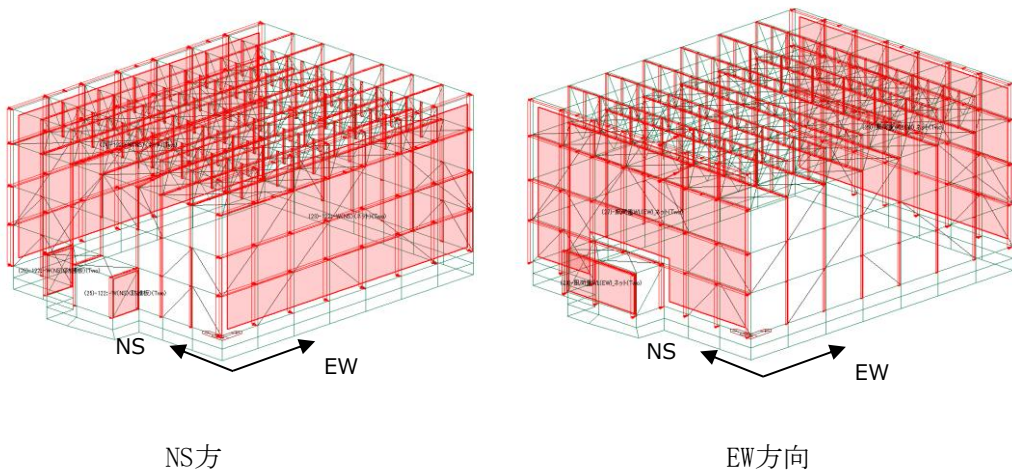
第 4.4.1-2 図 荷重の入力状態図 (1/2)

c. 地震荷重 (Ss)



※加速度を入力することで節点に地震荷重を入力する

d. 風荷重 (WL)



第4.4.1-2図 荷重の入力状態図 (2/2)

(2) 応力の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する評価方法

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

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

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

b. せん断力に対する評価方法

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

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

τ_s : せん断応力
 f_s : 許容せん断応力

(3) 座屈拘束ブレースの評価方法

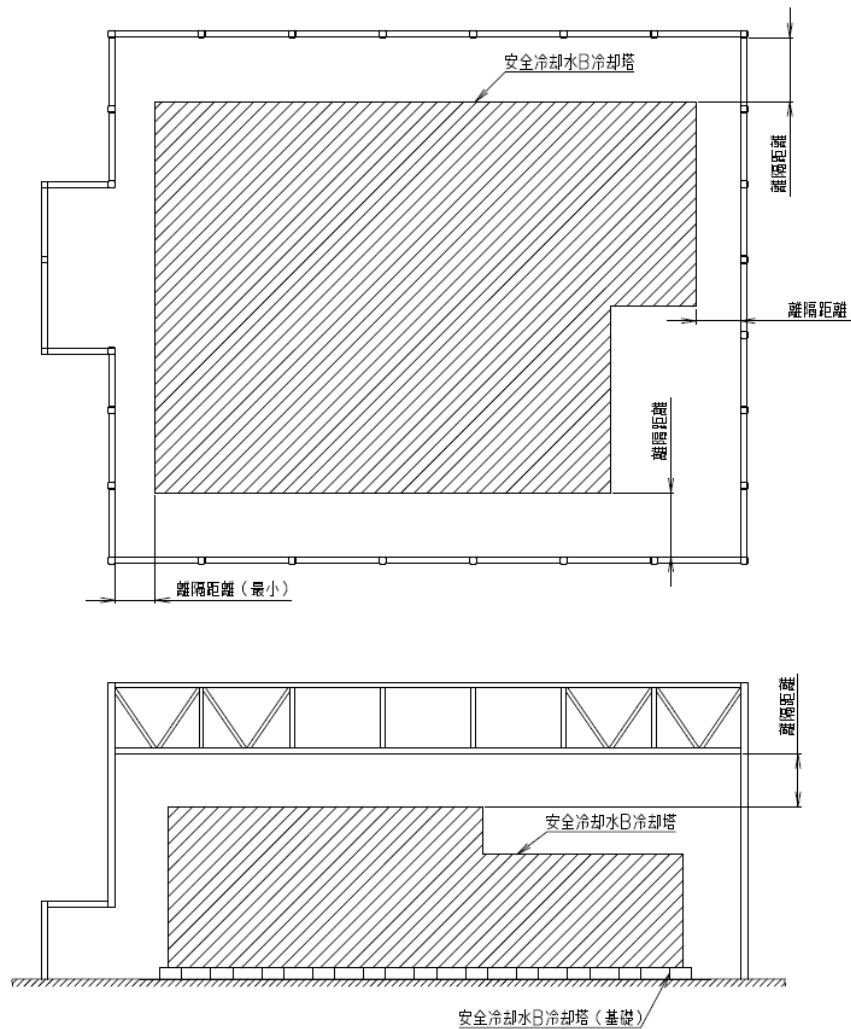
三次元フレームモデルの応力解析にて算出される軸ひずみから、最大の軸ひずみを算出し、許容限界である3.0%以下であることを確認する。

(4) 層間変形角の評価方法

基準地震動 S_s により生じる飛来物防護ネットの各部位の層間変形角が、評価基準である $1/100$ を下回ることを確認する。

(5) 相対変位の評価方法

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本体の最大応答変位の合計が、第 4.4.1-3 図に示す冷却塔本体までの最小離隔距離を下回ることを確認する。



第 4.4.1-3 図 離隔距離イメージ図

4.4.2 基礎梁

(1) 解析モデル

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

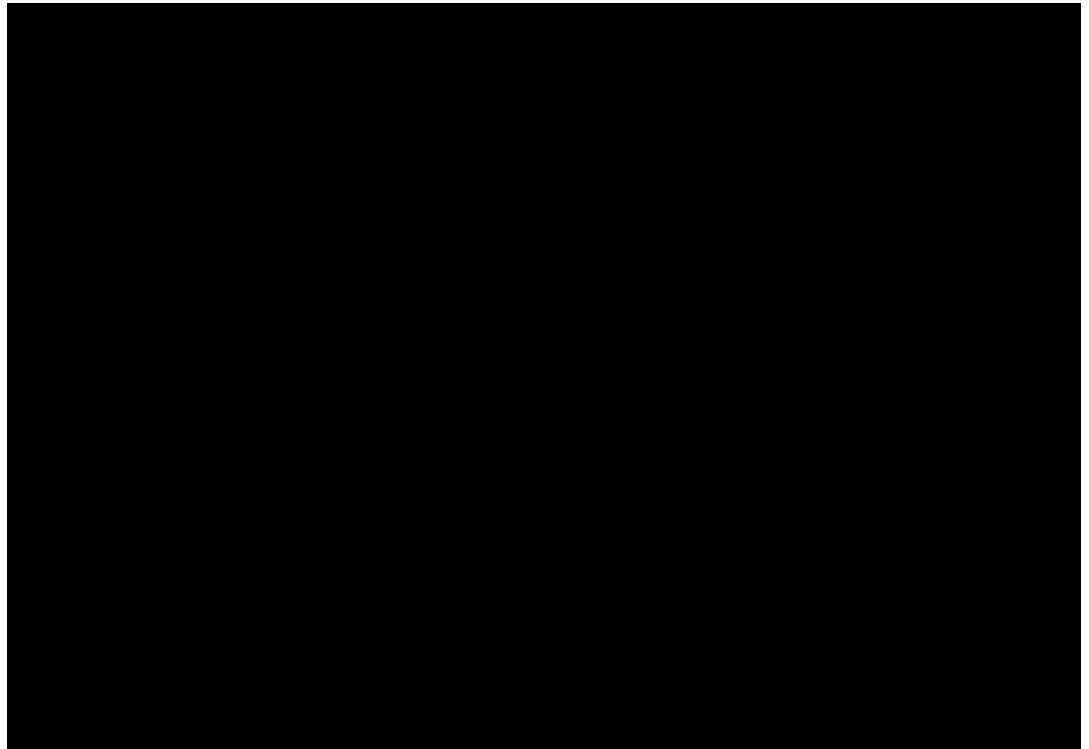
基礎梁の解析モデルを第4.4.2-2図に示す。

基礎のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第4-9表に示す物性値を与える。また、場所打ちコンクリート杭は各杭位置でピン支持の境界条件を与える。解析モデルを第4.4.2-1図に示す。

解析モデル着色要素に柱脚応力から求まる地震荷重、杭位置の節点に杭応力から求まる地震荷重、基礎自身には地震時慣性力を作用させ応力解析を行う。解析モデルの節点数は959、要素数は771である。

第4.2.2-1表 コンクリートの物性値

設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	ポアソン比 (ν)
24	2.27×10^4	0.2



第4.4.2-2図 基礎梁の解析モデル(単位：mm)

(2) 荷重ケース

Ss地震時の基礎梁に作用する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

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

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.2-1表に示す。

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

第4.4.2-1表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震動
1-1	$VL + 1.0 SS_{NS} + 0.4 SS_{UD} + WL_{NS}$	Ss-C1
1-2	$VL - 1.0 SS_{NS} + 0.4 SS_{UD} - WL_{NS}$	
1-3	$VL + 1.0 SS_{NS} - 0.4 SS_{UD} + WL_{NS}$	
1-4	$VL - 1.0 SS_{NS} - 0.4 SS_{UD} - WL_{NS}$	
1-5	$VL + 0.4 SS_{NS} + 1.0 SS_{UD} + WL_{NS}$	
1-6	$VL - 0.4 SS_{NS} + 1.0 SS_{UD} - WL_{NS}$	
1-7	$VL + 0.4 SS_{NS} - 1.0 SS_{UD} + WL_{NS}$	
1-8	$VL - 0.4 SS_{NS} - 1.0 SS_{UD} - WL_{NS}$	
1-9	$VL + 1.0 SS_{EW} + 0.4 SS_{UD} + WL_{EW}$	
1-10	$VL - 1.0 SS_{EW} + 0.4 SS_{UD} - WL_{EW}$	
1-11	$VL + 1.0 SS_{EW} - 0.4 SS_{UD} + WL_{EW}$	
1-12	$VL - 1.0 SS_{EW} - 0.4 SS_{UD} - WL_{EW}$	
1-13	$VL + 0.4 SS_{EW} + 1.0 SS_{UD} + WL_{EW}$	
1-14	$VL - 0.4 SS_{EW} + 1.0 SS_{UD} - WL_{EW}$	
1-15	$VL + 0.4 SS_{EW} - 1.0 SS_{UD} + WL_{EW}$	
1-16	$VL - 0.4 SS_{EW} - 1.0 SS_{UD} - WL_{EW}$	
2-1	$VL + 1.0 SS_{NS} + 0.4 SS_{UD} + WL_{NS}$	その他包絡 (Ss-C1以外)
2-2	$VL - 1.0 SS_{NS} + 0.4 SS_{UD} - WL_{NS}$	
2-3	$VL + 1.0 SS_{NS} - 0.4 SS_{UD} + WL_{NS}$	
2-4	$VL - 1.0 SS_{NS} - 0.4 SS_{UD} - WL_{NS}$	
2-5	$VL + 0.4 SS_{NS} + 1.0 SS_{UD} + WL_{NS}$	
2-6	$VL - 0.4 SS_{NS} + 1.0 SS_{UD} - WL_{NS}$	
2-7	$VL + 0.4 SS_{NS} - 1.0 SS_{UD} + WL_{NS}$	
2-8	$VL - 0.4 SS_{NS} - 1.0 SS_{UD} - WL_{NS}$	
2-9	$VL + 1.0 SS_{EW} + 0.4 SS_{UD} + WL_{EW}$	
2-10	$VL - 1.0 SS_{EW} + 0.4 SS_{UD} - WL_{EW}$	
2-11	$VL + 1.0 SS_{EW} - 0.4 SS_{UD} + WL_{EW}$	
2-12	$VL - 1.0 SS_{EW} - 0.4 SS_{UD} - WL_{EW}$	
2-13	$VL + 0.4 SS_{EW} + 1.0 SS_{UD} + WL_{EW}$	
2-14	$VL - 0.4 SS_{EW} + 1.0 SS_{UD} - WL_{EW}$	
2-15	$VL + 0.4 SS_{EW} - 1.0 SS_{UD} + WL_{EW}$	
2-16	$VL - 0.4 SS_{EW} - 1.0 SS_{UD} - WL_{EW}$	

(4) 荷重の入力方法

a. 鉛直荷重 (VL) 及び積雪荷重 (SL)

基礎梁の重量は、鉄筋コンクリートの単位体積重量をFEMモデルの各要素に与える。上部構造物から伝達される重量は、集中荷重として基礎梁と上部構造物の取合い部（鉄骨柱脚部）の節点に入力する。

b. 地震荷重 (S)

地震荷重については、添付書類「安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの地震応答計算書」に示す基準地震動 S_s に対する地震応答解析から得られる結果より設定する。荷重の入力については、上部構造から基礎梁へ伝達される応力を集中荷重として基礎梁と上部構造物の取合い部（鉄骨柱脚部）の節点に入力する。

また、基礎梁と杭はピン支持としてモデル化するが、杭応力評価による発生する杭頭モーメントを基礎梁厚さ分の負荷曲げを考慮した荷重として基礎梁と杭の取合い部（杭頭部）の節点に入力する。

(4) 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが許容限界を超えないことを下式で確認する。なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

ここで

M : 発生曲げモーメント

M_u : 許容限界 (曲げ終局強度)

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

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

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

ここで、

M : 曲げモーメント

M_u : 許容限界 (曲げ終局強度)

N_{\min} : 中心引張時終局強度

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度

N : 軸力

a_t : 引張主筋断面積

b : 断面幅

D : 断面せい

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度

F_c : コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

ここで

- Q : 発生面外せん断力
 Q_u : 許容限界 (面外せん断終局強度)
 p_t : 引張鉄筋比 (%)
 F_c : コンクリートの圧縮強度
 M/Q : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比
 d : 有効せい
 p_w : 面外せん断補強筋比
 σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度
 σ_0 : 平均軸方向応力度
 b : 部材幅
 j : 応力中心間距離

4.4.3 杭

(1) 応力計算

杭応力として、各杭に発生する鉛直力及び杭頭せん断力を FEM モデルの支点反力に基づき計算する。また、「基礎指針」に基づき、杭頭曲げモーメント (M_0) を下式により評価する。杭の評価にあたっては、第 4-11 表に示す物性値を考慮する。

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

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

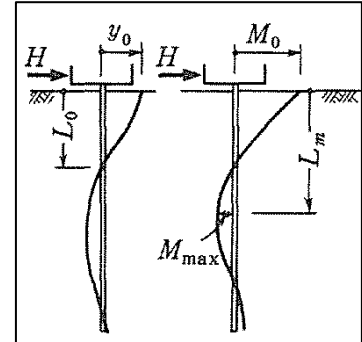
$$k_h = 3.16 \cdot k_{h0} : 0.0 \leq y \leq 0.1$$

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

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

ここで、

- H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。
- β : 杭の特性係数 (m^{-1})
- k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)
- B : 杭径 (m)
- E : 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)
- I : 杭の断面2次モーメント (m^4)
- k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3)
- \underline{y} : 無次元化水平変位 (水平変位量をcmで表した無次元量)
- α : 評価法によって決まる定数 (m^{-1})。 $\alpha=80$ とする。
- ξ : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。
- E_0 : 変形係数 (kN/m^2)。改良地盤の一軸試験の結果から算定する。
- \bar{B} : 無次元化杭径 (杭径をcmで表した無次元数値)



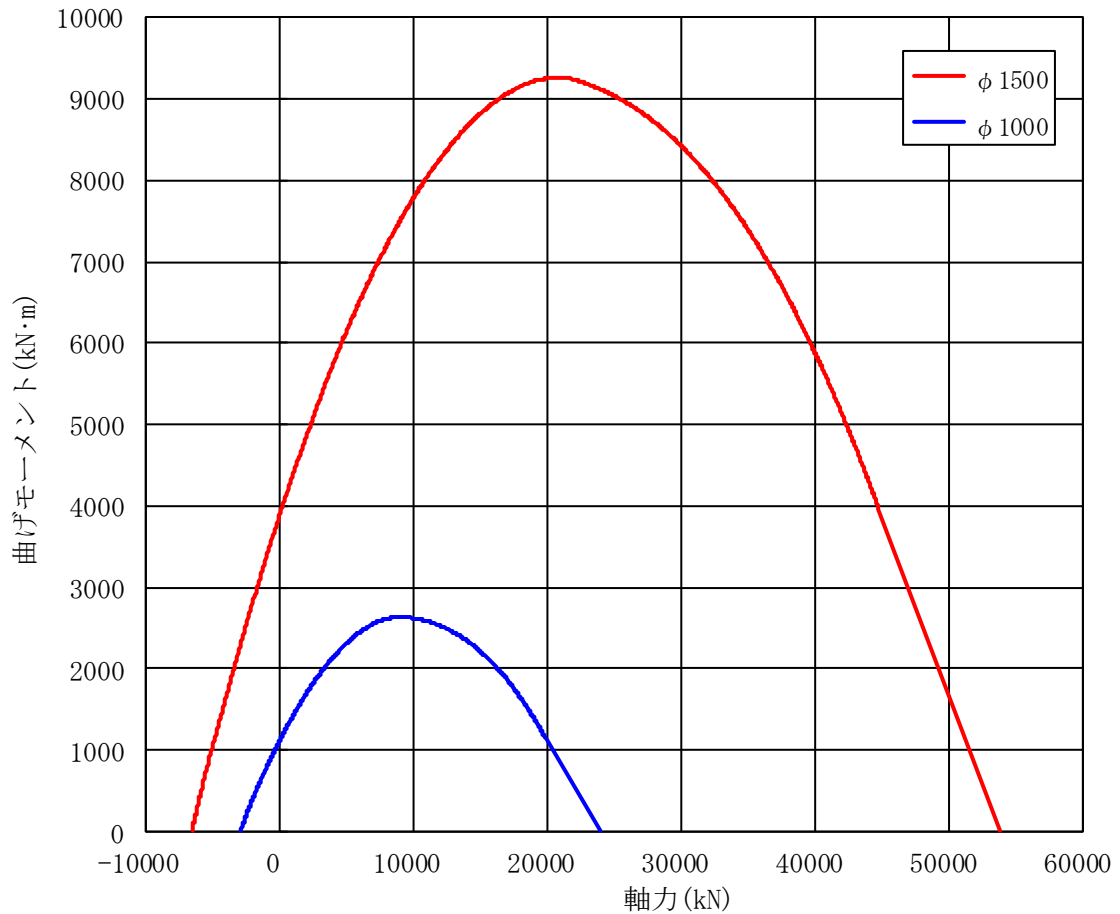
第 4.4.3-1 表 杭の物性値

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度 (N/mm^2)	27	27
比重 (kN/m^3)	23	23
ヤング係数 (N/mm^2)	23600	23600
杭径 (mm)	1000	1500

(2) 杭断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第4.4.3-1図に示す許容限界（Nu-Mu 関係）を超えないことを確認する。



第4.4.3-1図 許容限界（Nu-Mu 関係）

(3) せん断力に対する評価

せん断力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じるせん断力が下式による許容限界を超えないことを確認する。

$$Q \leq Q_u$$

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (17.7 + F_c)}{M/(QD) + 0.12} + 0.846\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

$$k_p = 0.82 \cdot p_t^{0.23}, \quad k_u = 0.72$$

ここで、

- Q : せん断力
- Q_u : 許容限界 (面外せん断終局強度)
- k_u, k_p : 補正係数
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- M/Q : 強度算定断面におけるモーメントMとせん断力Qの比
- D : 杭径
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度
- σ_0 : 平均軸方向応力度
- b : 等価正方形断面の幅
- j : 等価正方形断面の応力中心間距離

(4) 支持力及び引抜力に対する評価

支持力及び引抜力に対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる最大軸力及び最小軸力が許容限界を超えないことを確認する。

a. 支持力に対する評価

$$N_{\max} \leq R_u$$

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

$$q_p = 100\bar{N}$$

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$\tau_s = 3.3 \cdot N$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

$$\tau_c = c_u$$

ここで、

- N_{\max} : 最大軸力
- R_u : 許容限界（極限鉛直支持力）
- R_p : 極限先端支持力
- R_f : 極限周面摩擦力
- q_p : 極限先端支持力度
- A_p : 杭先端の閉塞断面積
- \bar{N} : 杭先端の平均N値
- R_{fs} : 砂質土部分の極限周面摩擦力
- R_{fc} : 粘性土部分の極限周面摩擦力
- τ_s : 砂質土の極限周面摩擦力度
- N : 杭周面のN値
- L_s : 砂質土部分の長さ
- τ_c : 粘性土の極限周面摩擦力度
- c_u : 土の非排水せん断強さ
- L_c : 粘性土部分の長さ
- ϕ : 杭の周長

b. 引抜力に対する評価

$$N_{\min} \leq R_{TR}$$

$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\phi + W$$

ここで,

N_{\min} : 最小軸力

R_{TR} : 許容限界 (残留引抜抵抗)

τ_{sti} : 砂質土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度の2/3とする。

τ_{cti} : 粘性土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。

L_{si} : 砂質土の*i*層における杭の長さ

L_{ci} : 粘性土の*i*層における杭の長さ

ϕ : 杭の周長

W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析による評価結果

5.1.1 相対変位

相対変位の評価結果を第 5.1.1-1 表に示す。

第 5.1.1-1 表 相対変位評価結果

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離
■ mm	■ mm

注 1 : ■

5.1.2 層間変形角

層間変形角の評価結果を第 5.1.2-1 表に示す。

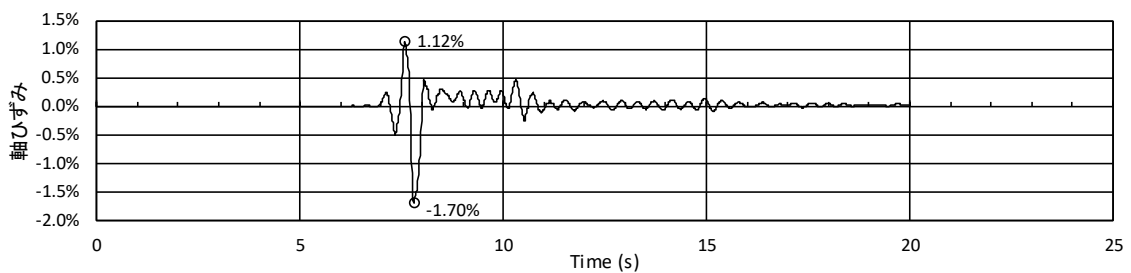
第 5.1.2-1 表 層間変形角の評価結果

層間変形角	評価基準
1/○	1/○○

5.1.3 座屈拘束ブレース

(1) 軸ひずみに対する評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第 5.1.3-1 図に示す。評価の結果、最大の軸ひずみは約 1.7% であり、許容値 (3.0%) を下回ることから破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。



第 5.1.3-1 図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴
(Ss-C1, NS 方向, 要素 No. 121)

(2) 疲労評価

疲労係数が最も厳しい座屈拘束ブレースに対する疲労評価結果を、第 5.1.3-1 表に示す。疲労係数の総和が最大で 0.595 であり、1.0 を下回ることから、疲労による破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

第 5.1.3-1 表 疲労評価結果 地震波 Ss-A (H)

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) 最も厳しい箇所の結果のみを記載 (NS 方向, 要素 No. 121)

5.2 応力解析による評価結果

5.2.1 上部構造の評価結果

相対変位の評価結果を第 5.2.1-1 表に，層間変形角の評価結果を第 5.2.1-2 表に，上部構造の応力評価結果を第 5.2.1-4 表に示す。

評価結果に用いる記号の定義を第 5.2.1-3 表に示す。

第 5.2.1-1 表 相対変位評価結果

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離
■ mm	■ mm

注 1 :

第 5.2.1-2 表 層間変形角の評価結果

層間変形角	評価基準
1/○	1/○○

第 5.2.1-3 表 応力評価に用いる記号

記号	単位	定義
f_b	MPa	曲げに対する許容限界
f_c	MPa	圧縮に対する許容限界
f_s	MPa	せん断に対する許容限界
f_t	MPa	引張に対する許容限界
σ_b	MPa	部材の曲げ応力度
σ_c	MPa	部材の圧縮応力度
σ_t	MPa	部材の引張応力度
τ_s	MPa	部材のせん断応力度

第 5.2.1-4 上部架構の応力評価結果（柱・大はり）（1/3）

対象	部 材		応 力 度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応 力 度 比
飛来物防護ネット	支持 架構	柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 33.9$	$f_c = 199$	0.18
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 5.4$	$f_{bx} = 357$	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	$\sigma_t = 43.5$	$f_t = 357$	0.13
			圧 縮	$\sigma_c = -$	$f_c = 289$	-
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 264.3$	$f_{bx} = 357$	0.75
				$\sigma_{by} = 2.0$	$f_{by} = 357$	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 5.2.1-4 上部架構の応力評価結果（柱・大はり）（2/3）

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット	支持架構	小はり	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 39.2$	$f_c = 200$	0.20
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 188.4$	$f_{bx} = 279$	0.68
				$\sigma_{by} = 4.6$	$f_{by} = 357$	0.02
			せ ん 断	$\tau = 38.1$	$f_s = 206$	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	0.89	
		トラス柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 7.3$	$f_c = 263$	0.03
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 7.8$	$f_{bx} = 357$	0.03
				$\sigma_{by} = 262.6$	$f_{by} = 357$	0.74
			せ ん 断	$\tau = 5.7$	$f_s = 206$	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) 0.79	(許容値) 1.00	0.79

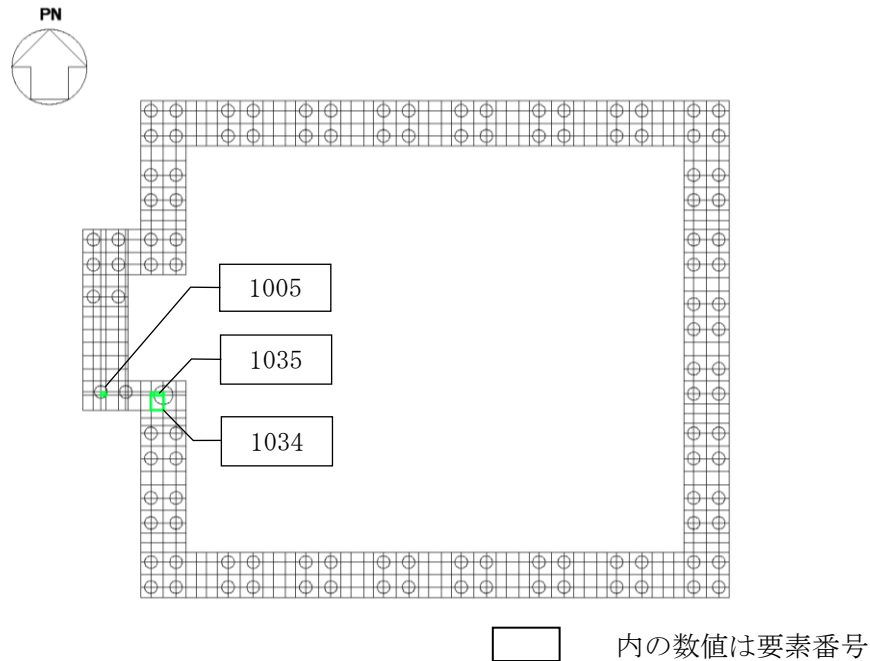
第 5.2.1-4 上部架構の応力評価結果 (柱・大はり) (3/3)

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット	支持架構	鉛直ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 113.1$	$f_c = 190$	0.60
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 53.3$	$f_{bx} = 357$	0.15
				$\sigma_{by} = 0.4$	$f_{by} = 357$	0.01
			せ ん 断	$\tau = 5.1$	$f_s = 206$	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) 0.74	(許容値) 1.00	0.74
		水平ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 79.3$	$f_c = 271$	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

5.2.2 基礎梁の評価結果

基礎梁の評価結果を、軸力及び曲げモーメントに対する評価については、許容限界に対する発生曲げモーメントの割合が最も大きい要素に対して、また、面外せん断力に対する評価については、許容限界に対する発生面外せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第5.2.2-1図。評価結果を第5.2.2-1表に示す。

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



第5.2.2-1図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第5.2.2-1表 基礎の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界 値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	1034	1391	4965	0.281	OK
EW	1035	1469	5948	0.247	OK

(b) 面外せん断力に対する評価

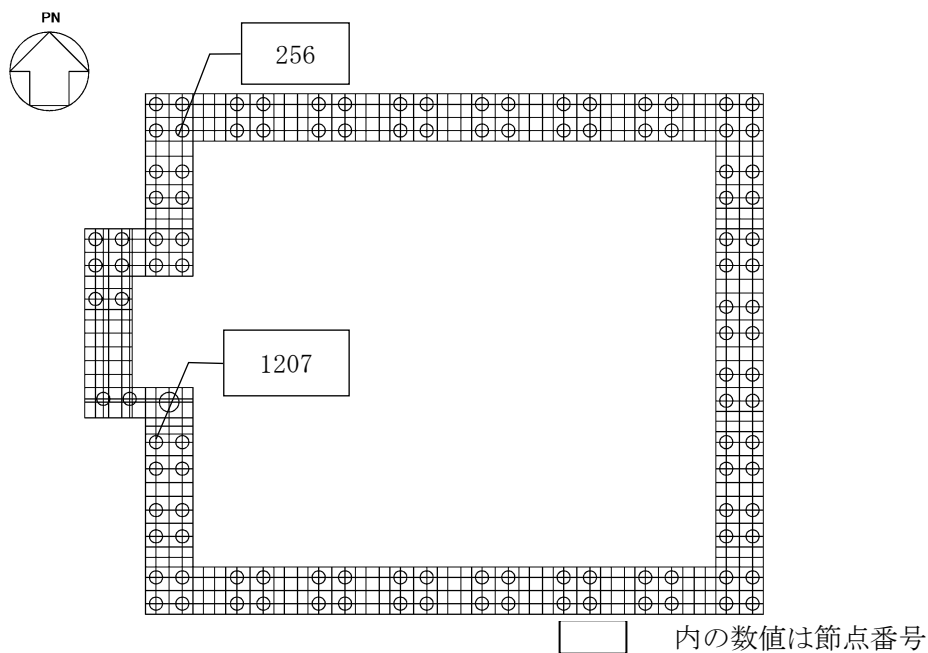
方向	解析結果		許容限界 値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	1005	1814	3955	0.459	OK
EW	1005	1898	4171	0.456	OK

5.2.3 杭の評価結果

(1) 杭の応力評価結果

杭の評価結果を、軸力及び曲げモーメントに対する評価については、許容限界に対する発生曲げモーメントの割合が最も大きい要素に対して、また、せん断力に対する評価については、許容限界に対する発生せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第5.2.3-1図。評価結果を第5.2.3-1表、第5.2.3-2図～第5.2.3-3図に示す。

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



第 5.2.3-2 図 最大検定値発生位置（杭応力）

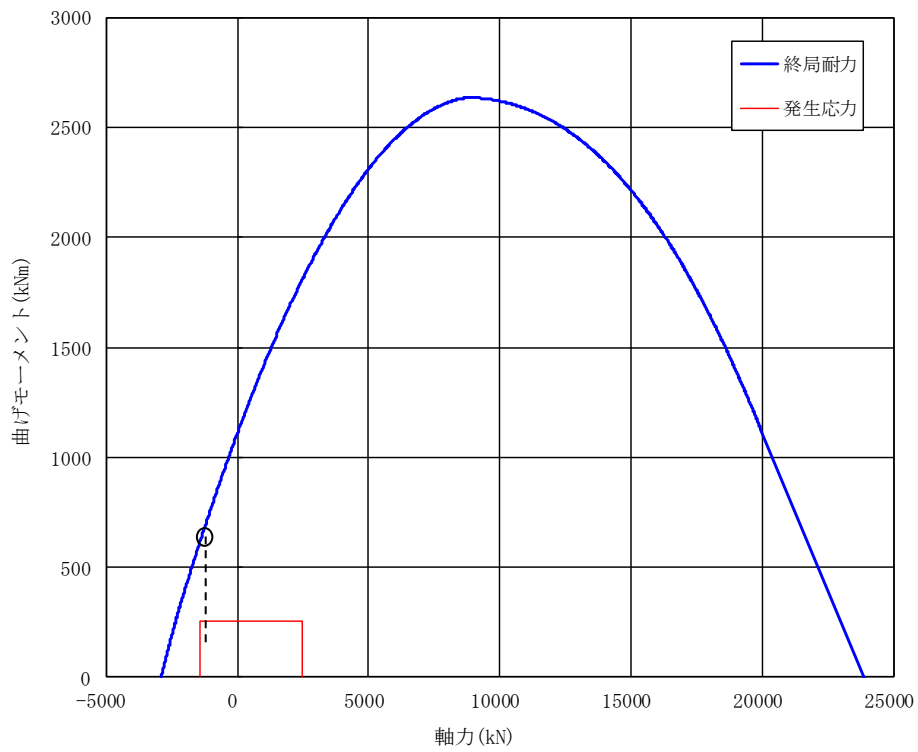
第 5.2.3-2 表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

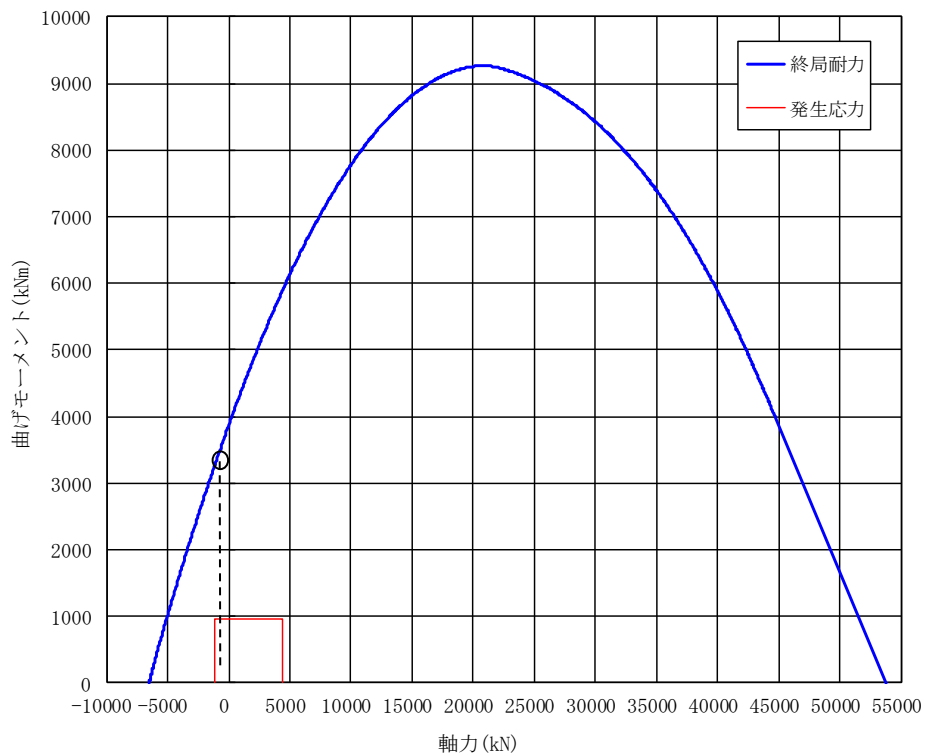
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	256	255	557	0.458	OK
P2	1207	951	3220	0.296	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生せん断力 (kN/m)			
P1, P1A	256	513	2046	0.251	OK
P2	1207	1650	5192	0.318	OK

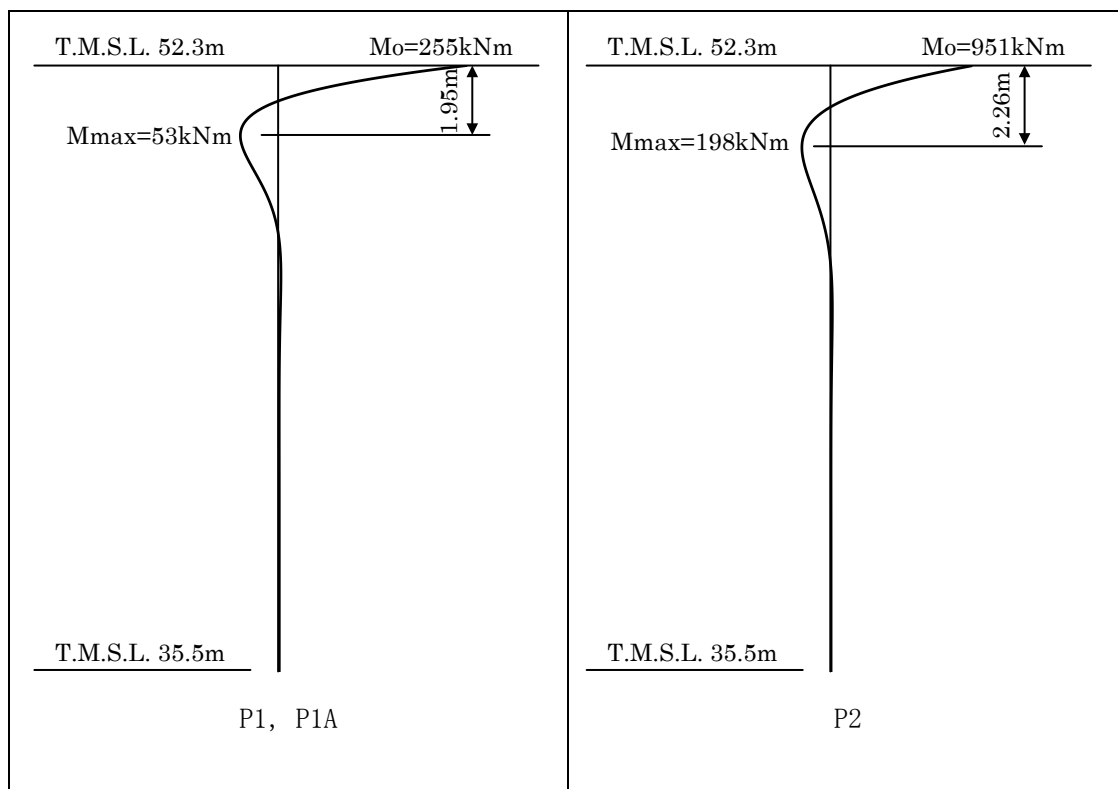


(P1, P1A)



(P2)

第5.2.3-3図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

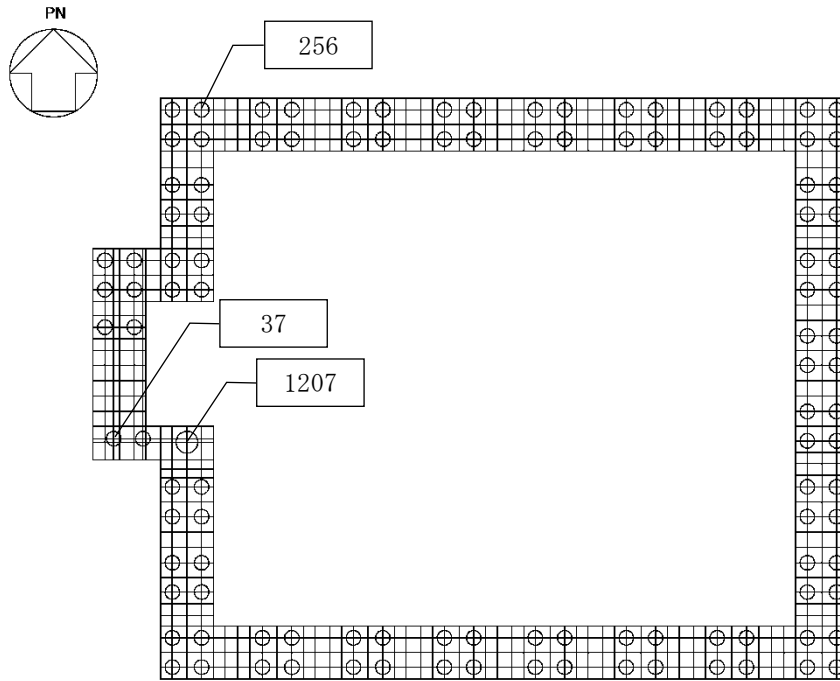


第 5.2.3-4 図 杭モーメント図 (最大値発生位置確認)

(2) 支持力の評価結果

支持力の評価結果として最大検定値発生位置を第5.2.3-4図。評価結果を第5.2.3-2表に示す。

支持力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



□内の数値は節点番号

第5.2.3-5図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第5.2.3-2表 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*2	判定
	杭種	節点番号	軸力*1 (kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面		
鉛直	P1, P1A	37	2805	3927	8708	12635	0.223 (0.715)	OK
	P2	1207	4377	8836	13063	21898	0.200 (0.496)	OK
引抜	P1, P1A	256	-1580	—	7297	7297	0.217	OK
	P2	1207	-1259	—	11085	11085	0.114	OK

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

別添 9

座屈拘束ブレースのばらつきによる 影響評価について

地震応答解析の設計モデル見直しにつき、数値修正予定

目 次

1. 評価方針	1
2. 評価方法	1
3. 検討結果	3
3.1 飛来物防護ネットの耐震評価（座屈拘束ブレース以外）	3
3.2 座屈拘束ブレースの耐震評価	4
4. 考察及びまとめ	7

1. 評価方針

第 1 回申請対象設備の安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネット（以下、飛来物防護ネットという。）において、建物・構築物の材料物性のばらつきのうち、地盤物性のばらつきを考慮した評価結果については、「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」（補正書）に示す。

本検討においては、座屈拘束ブレースの耐力のばらつきとして、中心鋼材の降伏点のばらつきを考慮した地震応答解析及び各部材の応力解析等を実施し、座屈拘束ブレースの耐力のばらつきによる影響を確認するとともに、ばらつきを考慮しても許容値を満足することを確認する。具体的には、ノミナル値（ 225N/mm^2 ）に対する公差幅（ 20N/mm^2 ）を考慮する。

2. 評価方法

評価対象部位は「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」と同様に支持架構及び座屈拘束ブレースとする。

評価方法及び条件については、座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきを考慮して、降伏点上限値、中間値、下限値の3種類を採用し、地震応答計算及び耐震評価に反映する。解析ケースについては「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」（補正書）での評価に使用する応答値が最大となるケースにて実施する。座屈拘束ブレースの降伏点及び解析ケース以外の条件については「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」（補正書）と同一とする。

3. 検討結果

3.1 飛来物防護ネットの耐震評価（座屈拘束ブレース以外）

耐震評価における各部材応力の検定結果を第3-1表～第3-3表に示す。
座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきの影響は軽微である。

評価の結果，最大検定値は，ばらつき上限値で柱に発生する「0.87」が最大であり，許容応力度 1.0 以下を満足することを確認した。

第3-1表 鉄骨部材の評価結果

鉄骨部材	ばらつき 下限値※	中間値※	ばらつき 上限値※
柱	0.84	0.86	0.87
大はり	0.82	0.83	0.85
小はり	0.85	0.84	0.83
トラス柱	0.69	0.71	0.72
鉛直ブレース	0.68	0.70	0.70
水平ブレース	0.27	0.29	0.30

※地盤のばらつきについては、標準・ $+1\sigma$ ・ -1σ の結果を包絡した

3.2 座屈拘束ブレースの耐震評価

(1) 最大軸ひずみ

座屈拘束ブレースの最大軸ひずみの評価結果を第3-2表に示す。座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきの影響は軽微（約2%）である。

評価の結果，最大軸ひずみは，最大1.61%であり，許容値3.0%以下を満足することを確認した。

第3-2表 最大発生軸ひずみ（%）

	最大発生 軸ひずみ	許容値	決定ケース
ばらつき上限値	1.57	3.0	〇〇
中間値	1.60	3.0	〇〇
ばらつき下限値	1.61	3.0	〇〇

(2) 疲労評価

座屈拘束ブレースの座屈拘束ブレースの疲労評価結果を第3-3表，第3-4表に示す。疲労評価結果はひずみの時刻歴の影響を受けるため，最大軸ひずみよりも影響は大きいものの，約8%であり影響は軽微である。

評価の結果，疲労係数総和は，最大0.207であり，許容値1.0以下を満足することを確認した。

第3-3表 疲労評価結果 地震波 Ss-A(H)

	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% - 1.8%) (注1) (1.0% - 1.9%) (注2)		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5537 回		許容繰返回数 N : 1952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N 142 回 (注1) (128 回) (注2)		
	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	
ばらつき 下限値	155	0.0280	95	0.0487	33	0.0696	3	0.0234	0.170
中間値	146	0.0264	88	0.0451	47	0.0992	3	0.0211	0.192
ばらつき 上限値	134	0.0242	81	0.0415	60	0.1266	2	0.0141	0.207

(注1) 中間値, バラツキ上限値のケース

(注2) ばらつき下限値のケース

第3-4表 疲労評価結果 地震波 Ss-C1(H) _-σ 地盤

	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% - 2.5%)		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5537 回		許容繰返回数 N : 1952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N : 73 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	
ばらつき 下限値	8	0.0014	5	0.0026	1	0.0021	1	0.0137	0.020
中間値	10	0.0018	4	0.0020	1	0.0021	1	0.0137	0.020
ばらつき 上限値	9	0.0016	6	0.0031	1	0.0021	1	0.0137	0.021

4. 考察及びまとめ

飛来物防護ネットの耐震設計として、座屈拘束ブレースのばらつきを考慮した解析を実施し、座屈拘束ブレースのばらつきによる影響は軽微であることを確認した。

座屈拘束ブレース以外の部材の検定値は柱で発生する「0.87」が最大であり、許容値 1.0 以下を満足した。座屈拘束ブレースの最大ひずみは 1.61% であり、許容値 3.0% を満足した。座屈拘束ブレースのひずみの累積係数は 0.207 であり、許容値 1.0 以下を満足した。

以上より、飛来物防護ネットは座屈拘束ブレースのばらつきを考慮した評価において、耐震性を満足することを確認した。