

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R10
提出年月日	令和4年 2月 14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

1. 文書中の下線部はR 9 からR10 への変更箇所を示す。
2. 本資料（R10）は，令和4年1月25日に提出した「耐震計算書に関する竜巻防護対策設備の耐震評価についての補足説明資料 R 9」に対し，前回追而となっていた計算結果の追記及び審査会合資料との整合を図り、記載内容の適正化を行ったものである。

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

■■■■■ : 商業機密の観点から公開できない箇所

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について補足説明するものである。

- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2 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」

本資料では、竜巻防護対策設備の耐震評価について、設計方針及び評価の考え方を示す。

なお、本資料で示す竜巻防護対策設備の設計方針及び評価の考え方については、今回申請対象以外の再処理施設に係る竜巻防護対策設備に対しても適用するものである。

また、本資料は、第1回申請の対象設備を対象とした記載であることから、第2回申請以降の申請対象設備を踏まえて、記載を拡充していく。

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上部架構に防護ネット又は防護板を設置す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、竜巻防護対象施設が上位クラス施設であることから、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、波及的影響の観点から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よう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。

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（上部架構（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。

(2) 積雪荷重 (Ls)

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。

(3) 地震荷重 (Ss)

地震荷重は、基準地震動 Ss 又は 1.2Ss 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。

(4) 風荷重 (WL)

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合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、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いては、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いては、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離隔距離を許容限界とする。

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	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）	安全冷却水 B 冷却塔	上部架構	Ss	$D + 0.35L_s + S_s + W_L$	飛来物防護ネット（再処理設備本体用安全冷却水系冷却塔 B）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	—	—	
別紙 1-1	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について	2/14	10	
別紙 1-2	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-3	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-4	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 1-5	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-6	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 2	飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-1	飛来物防護板（前処理建屋 安全蒸気系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-2	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 東ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-3	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-4	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-5	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A）の耐震性評価について			
別紙 2-6	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-7	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 A）の耐震性評価について			
別紙 2-8	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 B）の耐震性評価について			
別紙 2-9	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-10	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-11	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-12	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-13	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 南ブロック）の耐震性評価について			

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			備考
		提出日	Rev	
別紙 2-14	飛来物防護板 (第1 ガラス固化体貯蔵建屋 床面走行クレーン 遮蔽容器設置室) の耐震性評価について			
別紙 2-15	飛来物防護板 (主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 主排気筒周り) の耐震性評価について			
別紙 2-16	飛来物防護板 (主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 分離建屋屋外) の耐震性評価について			
別紙 2-17	飛来物防護板 (主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 精製建屋屋外) の耐震性評価について			
別紙 2-18	飛来物防護板 (主排気筒接続用 屋外配管及び屋外ダクト 高レベル廃液ガラス固化建屋屋外) の耐震性評価について			
別紙 2-19	飛来物防護板 (制御建屋 中央制御室換気設備設置室) の耐震性評価について			
別紙 2-20	飛来物防護板 (冷却塔接続 屋外設備) の耐震性評価について			

別紙 1

飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

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

目 次

1. 概要	1
1.1 飛来物防護ネット架構の構造概要及び耐震設計の考え方	1
1.1.1 上部架構の構造概要	1
1.1.2 上部架構の耐震構造の検討	2
1.1.3 座屈拘束ブレースの構造概要	5
1.1.4 基礎及び基礎梁の構造概要	10
1.1.5 地盤改良の目的, 範囲, 仕様	16
1.1.6 周辺状況	17
1.2 耐震評価方針	19
2. 地震応答解析	21
2.1 入力地震波	21
2.2 地震応答解析モデルの構築	21
2.2.1 地震応答解析モデル構築の考え方	21
2.2.2 設計モデルの妥当性	22
2.2.2.1 妥当性検証の方針	22
2.2.2.2 妥当性検証の結果	23
2.2.3 設計モデルの保守性	23
2.2.3.1 保守性検証の方針	23
2.2.3.2 拘束効果	23
2.2.3.2.1 拘束効果の検討目的及び条件	23
2.2.3.2.2 拘束効果の保守性検証の結果	24
2.2.3.3 鉛直応答への影響	24
2.2.3.3.1 拘束効果が鉛直応答へ与える影響の確認	24
2.2.3.3.2 鉛直応答への影響の検討目的及び条件	24
2.2.3.3.3 鉛直応答への影響の保守性検証の結果	25
2.2.3.4 鉛直応答への影響	26
2.2.3.4.1 地盤の剛性変化の検討目的及び条件	26
2.2.3.4.2 地盤の剛性変化の検討結果	26
2.2.4 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証	28
2.2.4.1 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証の方針	28
2.2.4.2 検証用モデルの妥当性	28
2.2.4.3 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証の結果	27
2.2.5. 地震応答解析モデル構築のまとめ	30
2.3 モデル化方針	31
2.4 解析条件	32

2.4.1	解析コード	32
2.4.2	地下水位	32
2.4.3	入力荷重	32
2.4.4	解析モデル諸元	32
2.4.5	解析モデル図	32
2.4.6	材料物性のばらつきの考え方	34
2.4.7	評価結果	34
3.	飛来物防護ネット架構の上部架構の耐震評価	35
3.1	評価対象部位の選定	35
3.2	評価方法	38
3.3	考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定	40
3.3.1	耐震評価において考慮すべき荷重	40
3.3.2	荷重の組合せ	42
3.4	地震荷重の算定	44
3.4.1	水平地震荷重	44
3.4.2	鉛直地震荷重	44
3.4.3	地震荷重の組合せ	45
3.4.4	応力解析結果	45
3.5	許容限界の設定	49
3.5.1	上部架構（座屈拘束ブレース以外）の構造評価における許容限界	49
3.5.2	座屈拘束ブレースの構造評価における許容限界	49
3.5.3	冷却塔との相対変位評価における許容限界	50
3.6	評価結果	50
3.7	地震発生後の上部架構の維持管理について	51
4.	飛来物防護ネット架構の基礎梁及び杭の耐震評価	52
4.1	基本方針	52
4.1.1	評価フロー	52
4.1.2	上部架構から基礎梁への軸力の伝達	53
4.1.3	上部架構から基礎梁への水平力の伝達	55
4.1.4	基礎梁から杭への応力伝達	56
4.1.5	杭から地盤への応力伝達	58
4.1.6	基礎梁の評価	58
4.2	基礎梁及び杭の評価方法及び結果	58
4.3	基礎梁及び杭の耐震評価まとめ	58
5.	液状化の影響因子の評価結果	59
6.	まとめ	62
7.	適用規格・基準等	63

別添 1 波及的影響に対する耐震性評価手順について

- 別添 2 地震応答解析モデルの適用性について
- 別添 3 3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 基礎梁及び杭の構造評価について
- 別添 8 座屈拘束ブレースのばらつきによる影響評価について
- 別添 9 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の地震応答計算（全応力解析，有効応力解析）について
- 別添10 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震計算（上部架構，基礎梁，杭，その他）について

1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

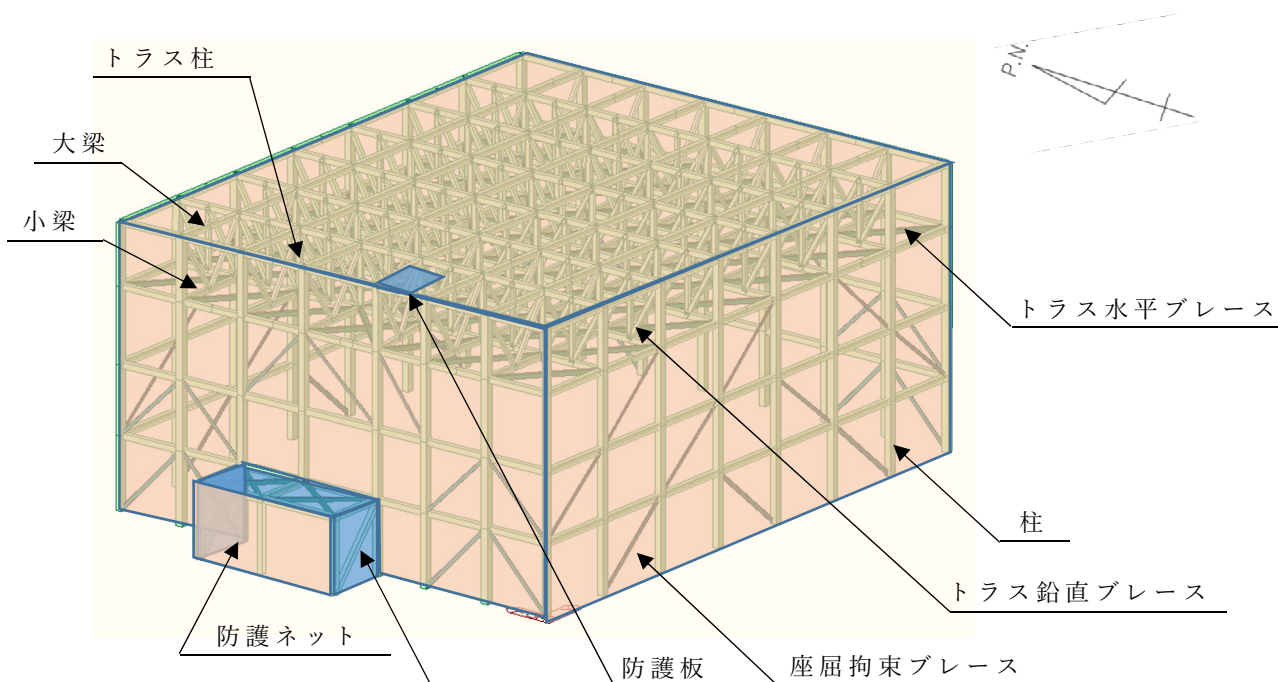
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の計算書」

1.1 飛来物防護ネット架構の構造概要及び耐震設計の考え方

1.1.1 上部架構の構造概要

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）（以下、「飛来物防護ネット架構」という。）は、竜巻により生じる飛来物が安全冷却水 B 冷却塔（以下、「冷却塔」という。）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、それらを支持する上部架構、基礎梁及び杭で構成される。上部架構は、柱、大梁、小梁、トラス柱、鉛直ブレース及び水平ブレースからなるフレーム及び座屈拘束ブレースによって構成される。

飛来物防護ネット架構の概要図を第 1.1.1-1 図に示す。第 1.1.1-1 図に図示するもの以外には補助防護板等があり、詳細は補足説明資料「外竜巻 16 竜巻防護対策設備の強度計算書に関する構造及び評価について」参照。



第 1.1.1-1 図 飛来物防護ネット架構 概要図

1.1.2 上部架構の耐震構造の検討

飛来物防護ネット架構の上部架構については、構造を検討するにあたり、第 1.1.2-1 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上部架構構造で 3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結果、屋根面にあるトラス構造の重量が大きいことから、上部架構の転倒モーメントが上部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。

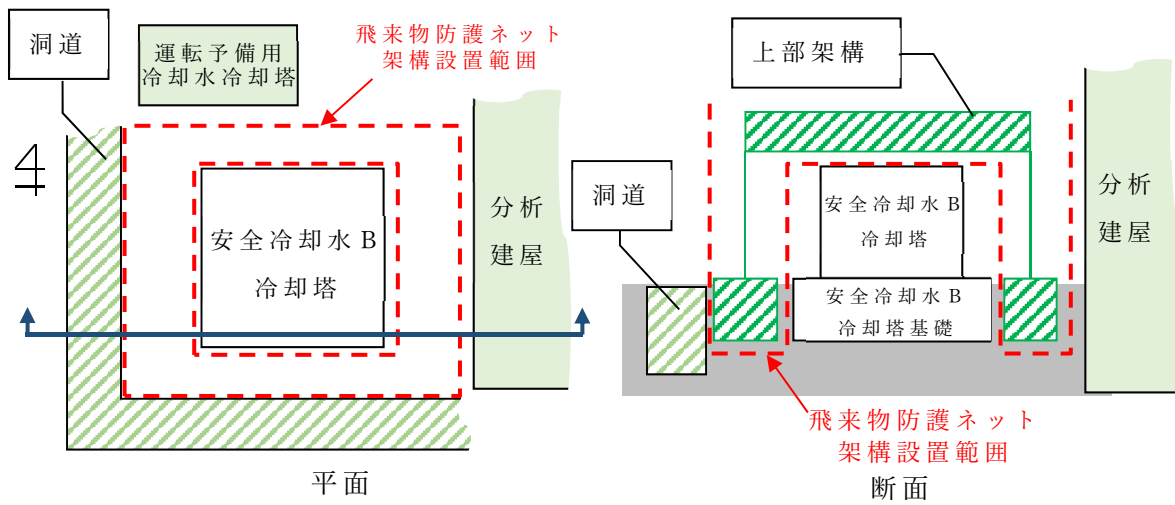
飛来物防護ネット架構の上部架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、転倒モーメントによる水平荷重の低減対策として 1.1.3 項にて構造概要を示す座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特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

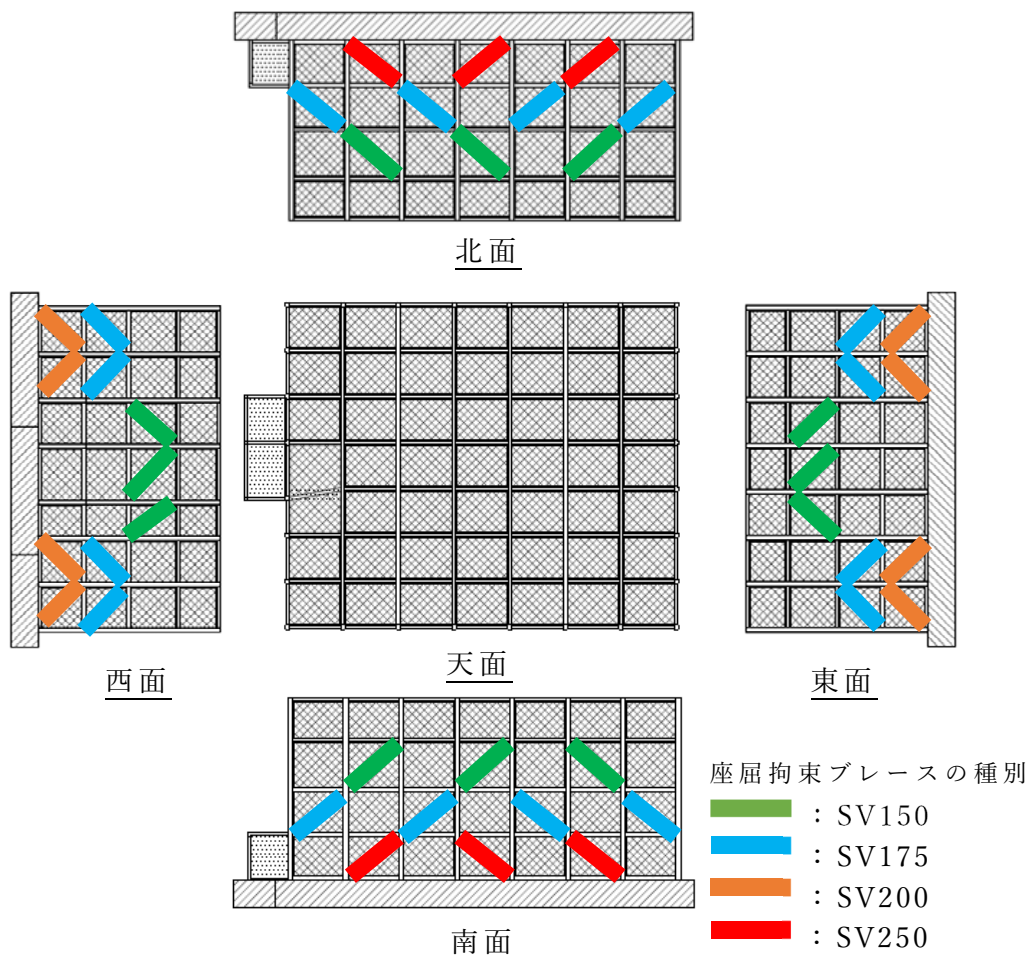
上部架構に座屈拘束ブレースを組み込むにあたり、以下に示す方針に基づき検討を実施した。具体的な配置を第 1.1.2-2 図に示す。

- (1) 地震水平荷重による転倒モーメントが上部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。
- (2) 下層のせん断力が大きいため、部材断面が大きなブレースを下層に配置する。
- (3) 飛来物防護ネット架構の主設備となる防護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設置することを優先する。ただし、耐震計画上困難な東西面は防護ネット配置より耐震上のブレース配置を優先する。
- (4) 柱、梁、ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置又は、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。
- (5) 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。
- (6) 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。

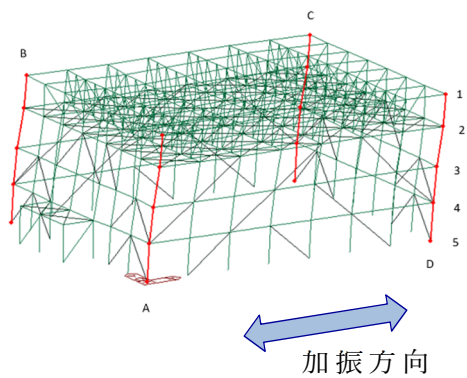
上記配置に対し、第 1.1.2-3 図に示すとおり、上部架構の 3次元フレームモデルに静的地震力を与え、ねじれ変形がないこと、四隅の柱の水平変形が一様であり全体が一体化していること及び、各階層間において変形状態が一様であることを確認している。また、座屈拘束ブレースの採用前後を比較し、転倒モーメントが約 4 割低減できたことを確認している。



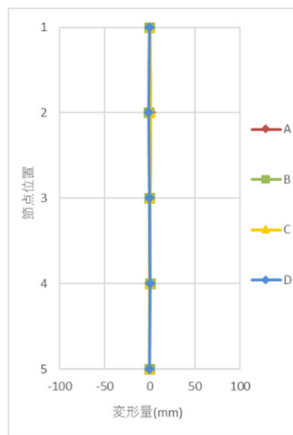
第 1.1.2-1 図 飛来物防護ネット架構の配置制約



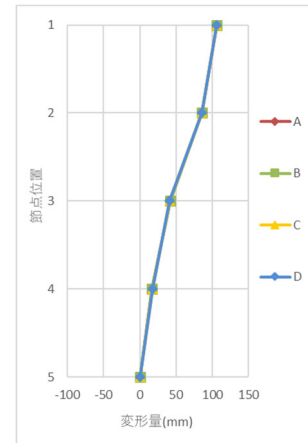
第 1.1.2-2 図 座屈拘束ブレースの設置状況



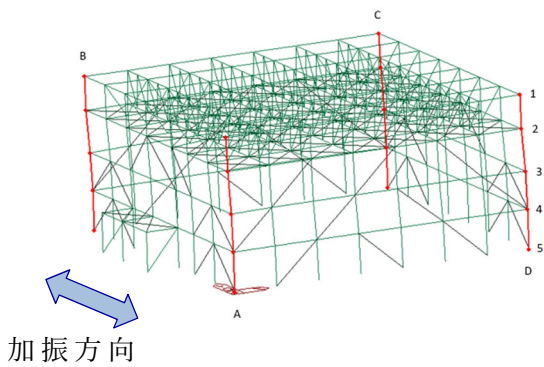
(上部架構の変形状態)



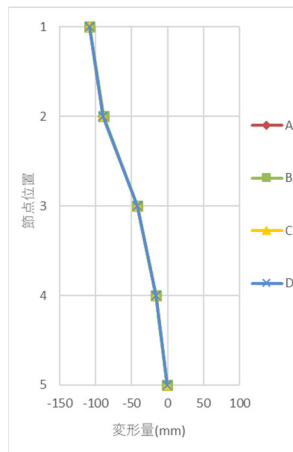
(NS方向変形量)



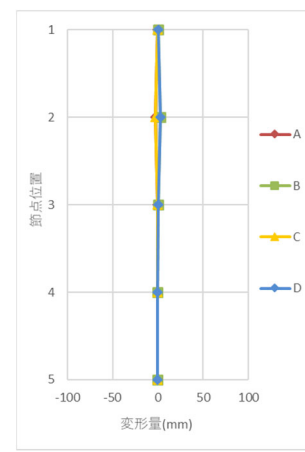
(EW方向変形量)



(上部架構の変形状態)



(NS方向変形量)



(EW方向変形量)

第 1.1.2-3 図 3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

飛来物防護ネット架構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 1.1.3-1 表に、構成を第 1.1.3-1 図に示し、座屈拘束ブレースの性能を第 1.1.3-2 図に示す。

また、座屈拘束ブレースについては、日本建築センターの一般評定により、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る設計、製作要領、品質管理要領による製作及び施工標準に従い施工することで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-ST0126-06）」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、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。

その他は上部架構に係る条件が設定されており、座屈拘束ブレースの上部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。

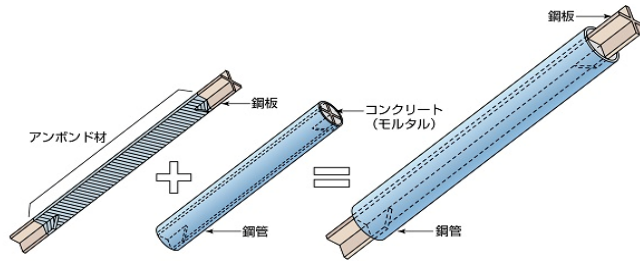
以上より、今回設置の座屈拘束ブレースは認定条件を満足していることを確認した。

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、適切に制振効果を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 1.1.3-3 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 1.1.3-2 表に示す。なお、飛来物防護ネット架構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も、一般評定にて審査済である。

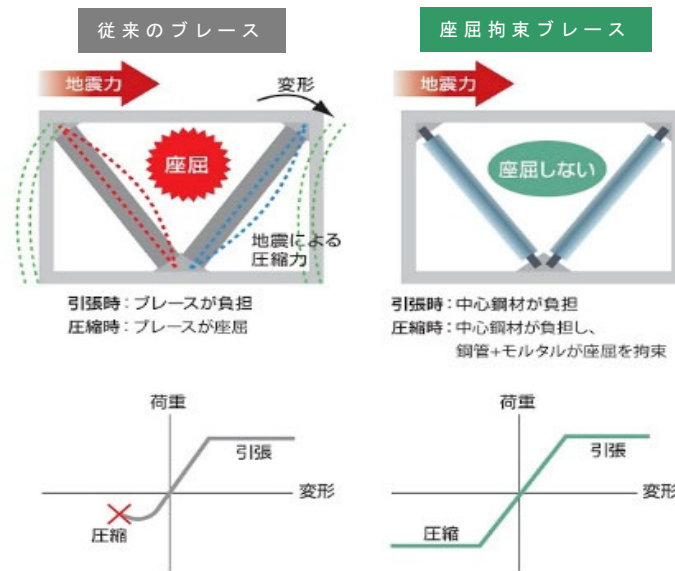
飛来物防護ネット架構の設計においては、座屈拘束ブレースは、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss 地震動相当の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化し、変形に伴って効果的にエネルギーを消散する設計としている。

第 1.1.3-1 表 座屈拘束ブレースの仕様

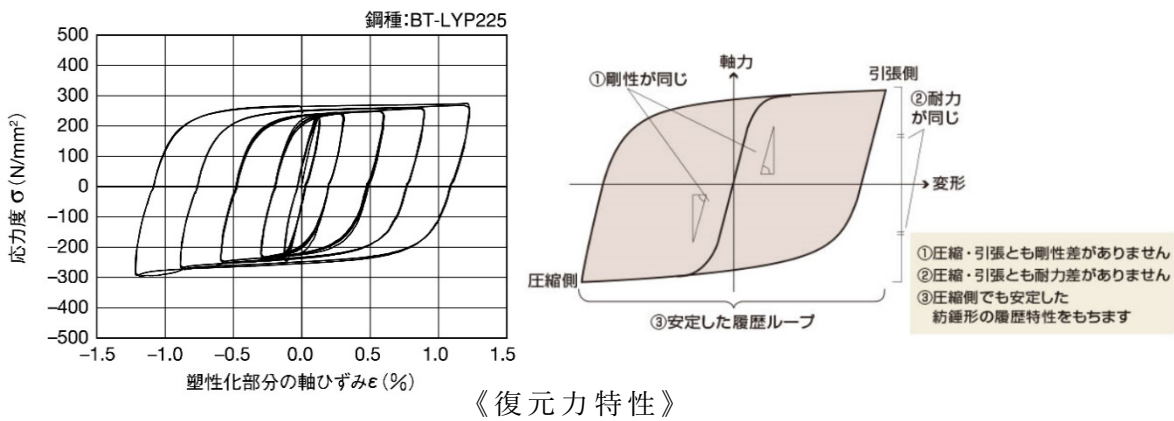
種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ -300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ -318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ -355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ -355.6×7.9	21N/mm ²



中心鋼材 座屈拘束材 座屈拘束ブレース
 第 1.1.3-1 図 座屈拘束ブレースの構成

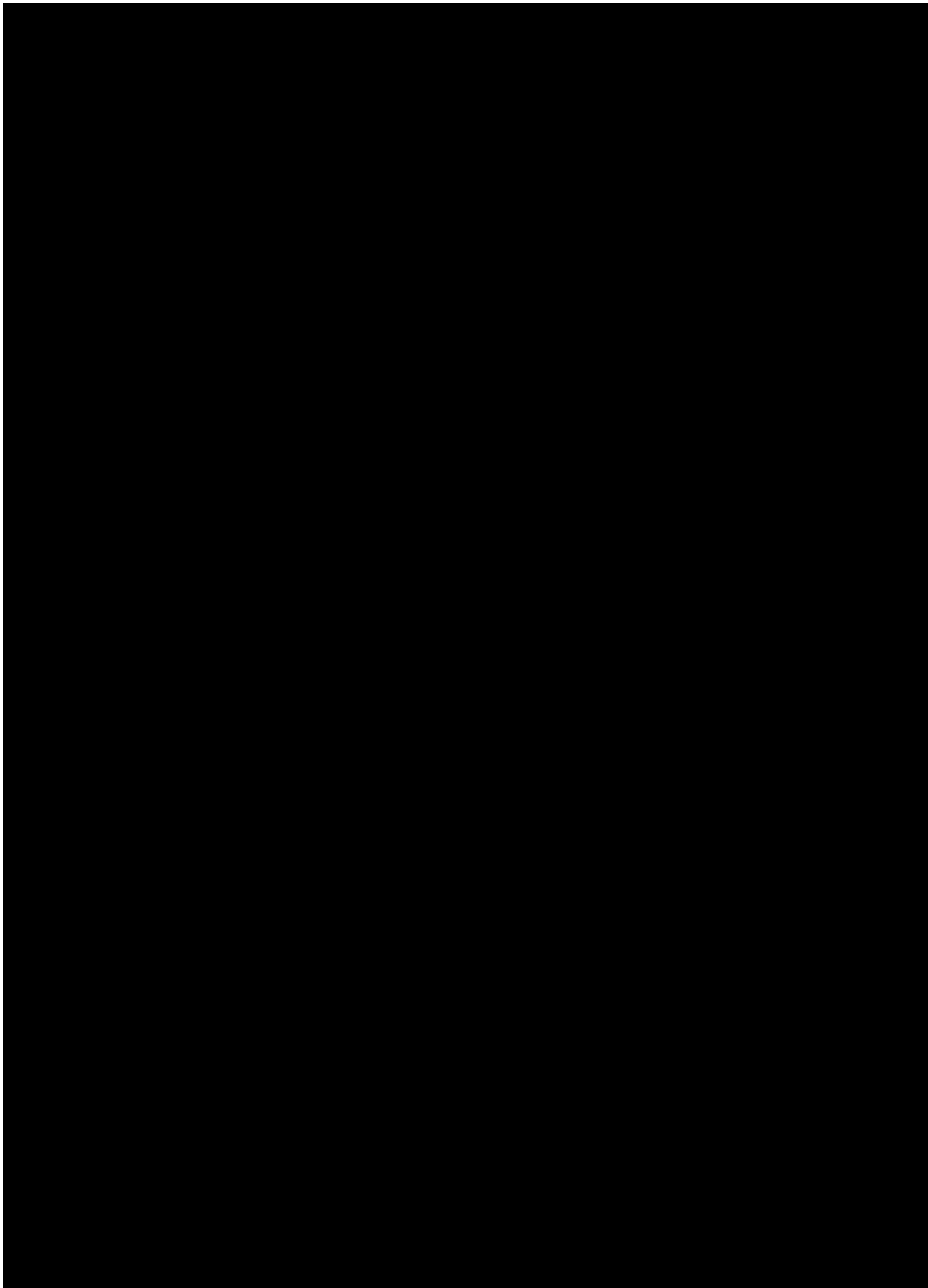


《従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ》



《復元力特性》

第 1.1.3-2 図 座屈拘束ブレースの性能



第 1.1.3-3 図 評定書

第 1.1.3-2 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	—	—
	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	○	—

凡例

○：確認する項目

—：確認しない項目

1.1.4 基礎及び基礎梁の構造概要

飛来物防護ネット架構の基礎梁及び杭は、上部架構を支持するための構築物である。

飛来物防護ネット架構の基礎梁の構造は、平面規模は ■■■m(NS) × ■■■m(EW)の口型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み岩着させる。また、杭周辺の表層地盤は、基礎梁下位置から支持岩盤までの範囲に地盤改良を実施し、改良地盤を構築している。

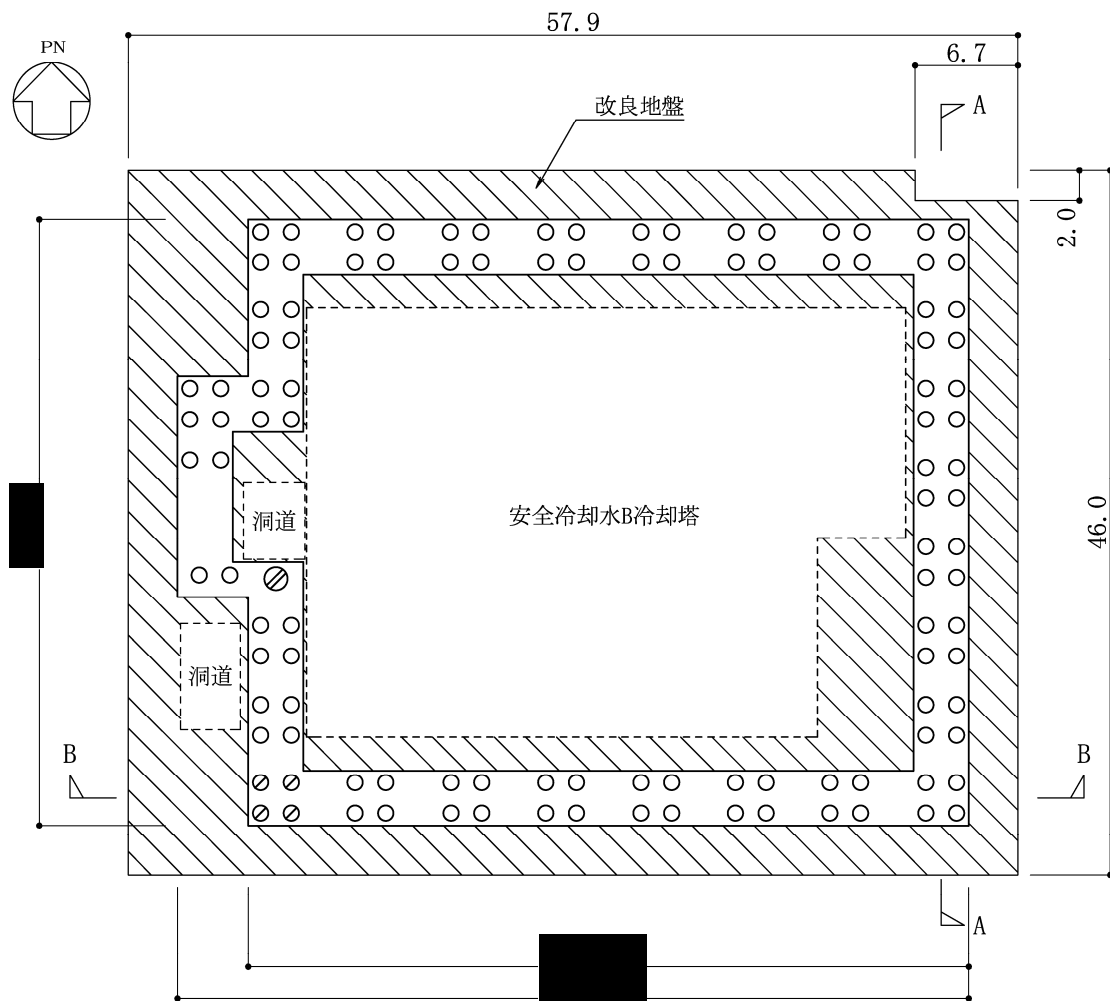
飛来物防護ネット架構基礎梁の平面図を第 1.1.4-1 図に、断面図を第 1.1.4-2 図、杭リストを第 1.1.4-1 表に示す。

なお、基礎梁及び杭は、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。

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

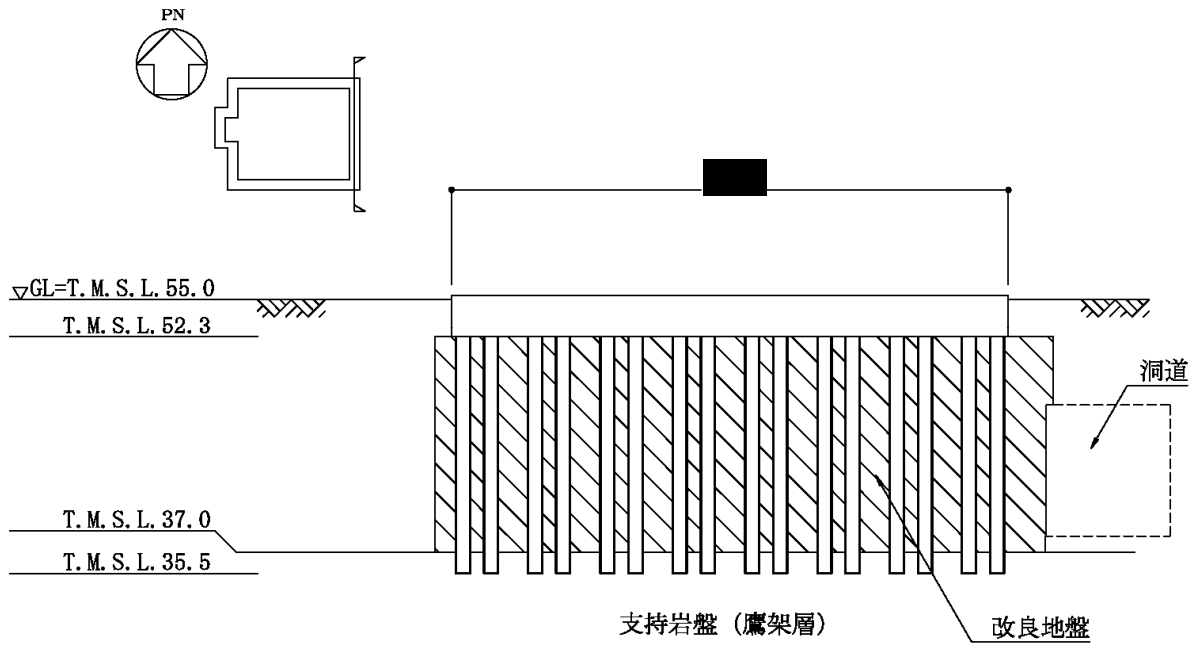
第 1.1.4-1 表 杭リスト

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

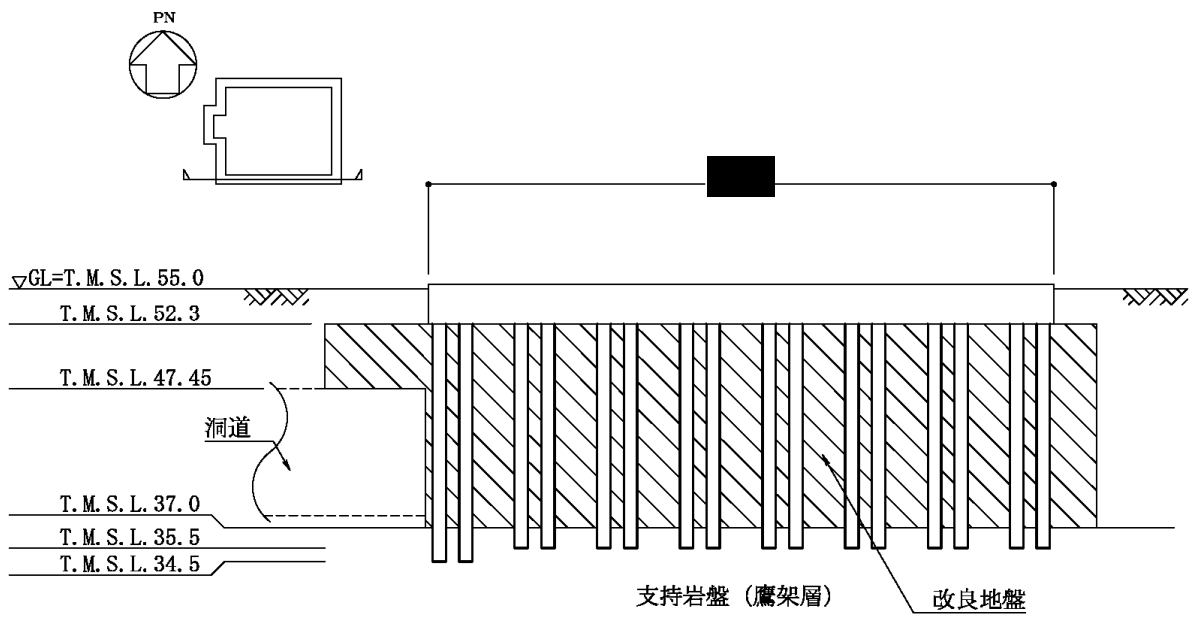


注記：構築物寸法は、基礎梁外縁押えとする。

第 1.1.4-1 図 基礎梁・杭配置図 (単位：m)



A-A 断面图 (NS 方向)



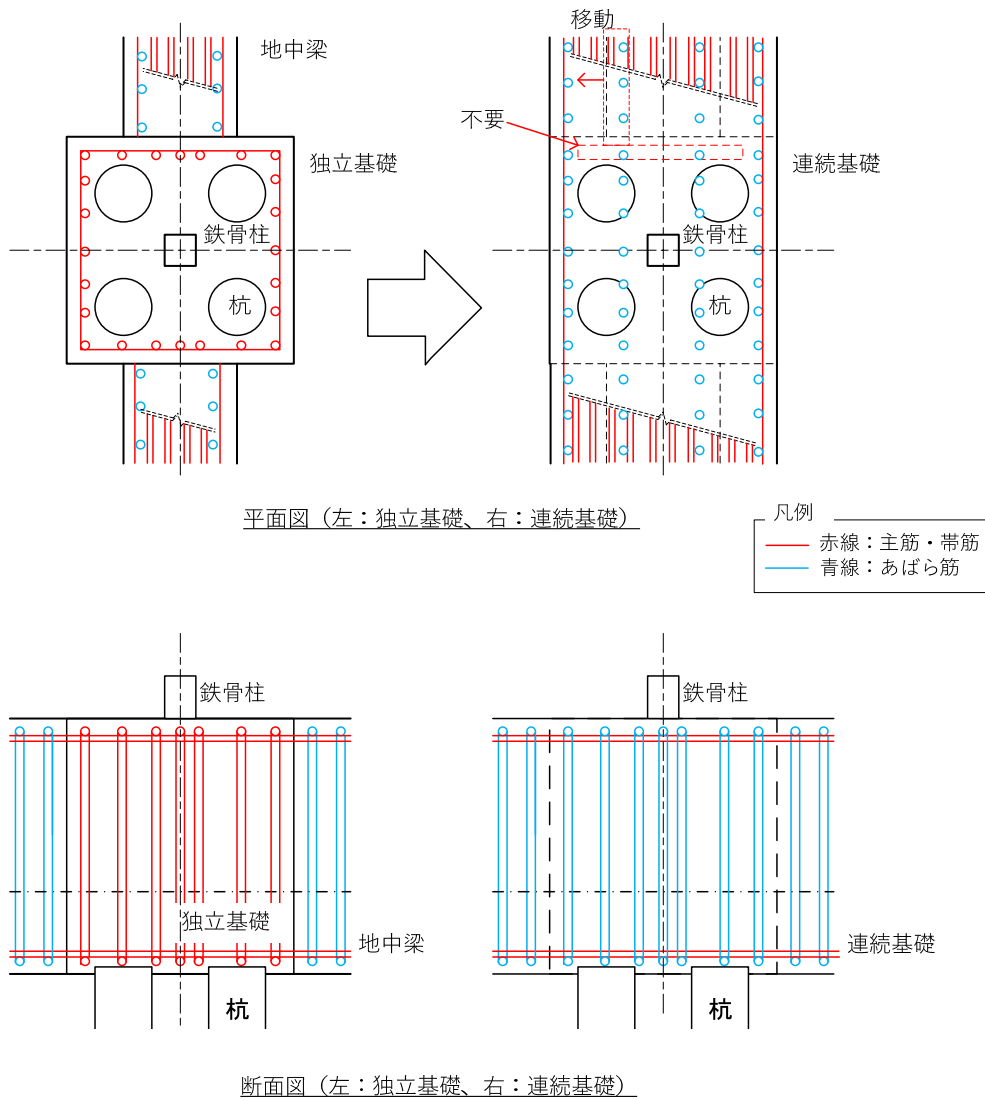
B-B 断面图 (EW 方向)

第 1.1.4-2 图 躯体形状图 (单位: m)

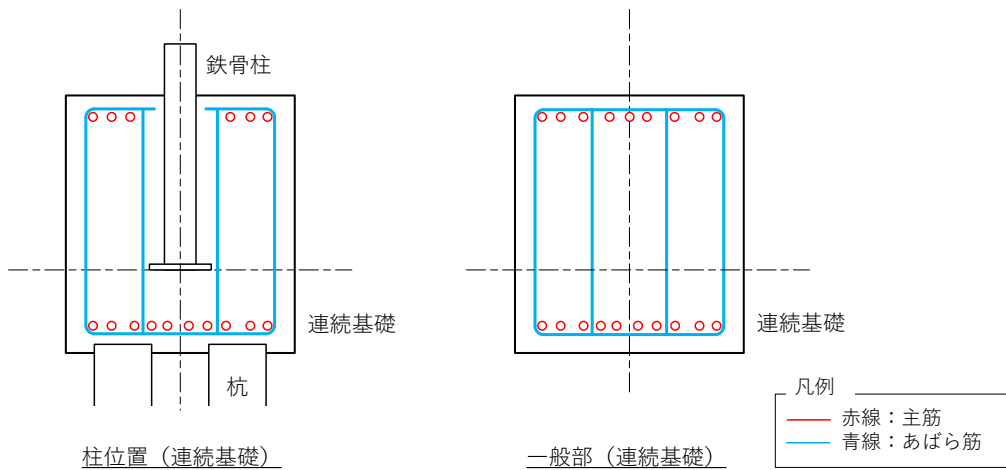
(1) 高剛性基礎梁

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上部架構の平面計画が口型をしており、基礎梁の平面的な剛性を十分確保するため、基礎梁幅を大きくすることで強固な構造体とした。第 1.1.4-3 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 1.1.4-3 図の右側に示すとお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 1.1.4-3 図 基礎梁配筋例 (1 / 2) : (平面図, 長辺方向断面図)

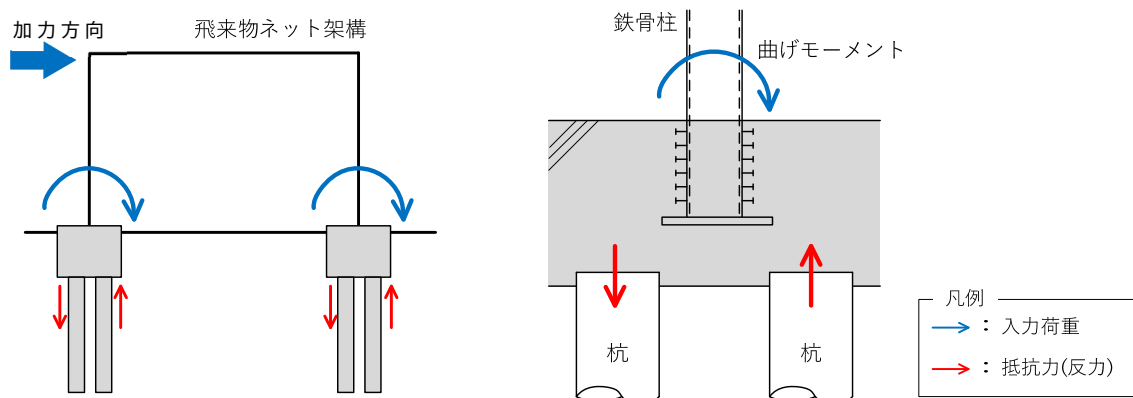


第 1.1.4-3 図 基礎梁配筋例 (2 / 2) : (短辺方向断面図)

(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構面の柱を基に計画した。加力方向に直交する構面の基礎の杭は、上部架構の柱に発生する曲げモーメントを負担する必要がある。加力方向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 1.1.4-4 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。

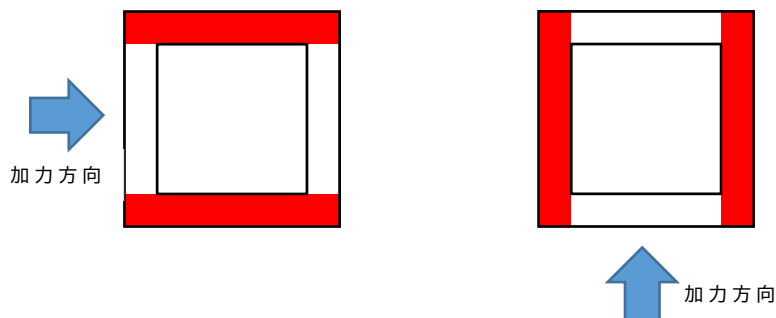


第 1.1.4-4 図 加力方向に直交する曲げモーメントの伝達

(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偏るため，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 1.1.4-5 図に示す。



第 1.1.4-5 図 荷重を負担する杭位置の平面イメージ

基礎梁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梁まで力が流れる。そこで，基本計画時は地震入力に平行な基礎梁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。第 1.1.4-5 図の青⇒の加力方向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，実際は基礎梁を FEM でモデル化するなどして実際の基礎梁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

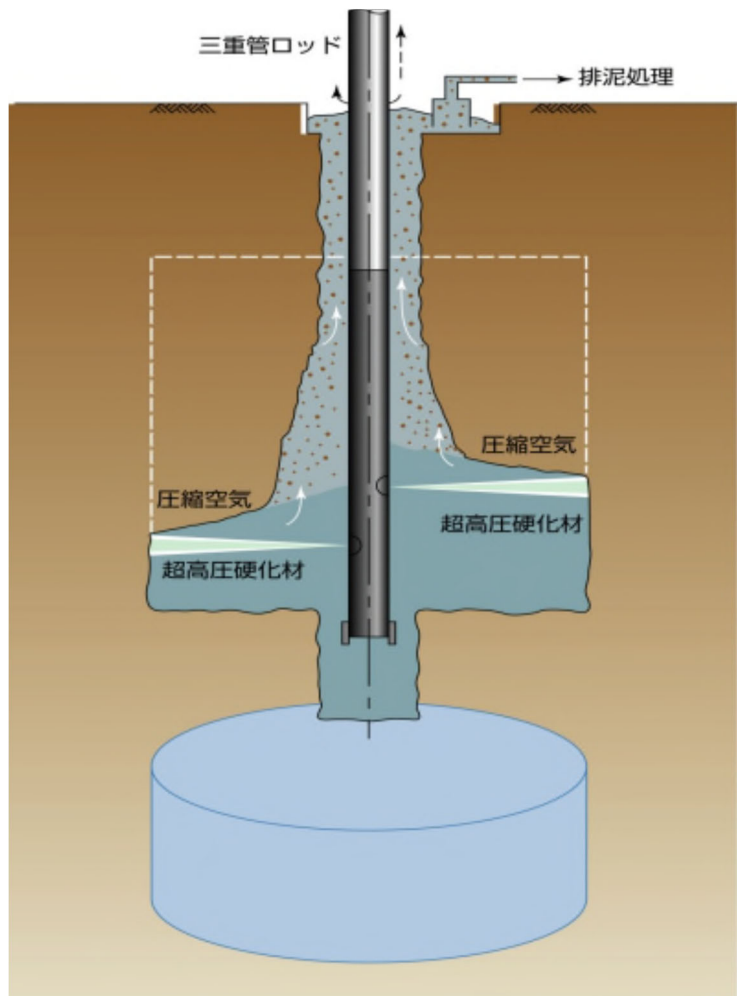
柱脚は，設計飛来物がアンカーボルトに衝突することを考慮し，露出基礎ではなく，完全埋設柱脚とし，衝突評価は省略する。

1.1.5 地盤改良の目的、範囲、仕様

杭周辺の表層地盤は、基礎梁下位置から支持岩盤までの範囲に地盤改良を実施し改良地盤を構築している。この改良地盤は、地盤変形抑制による杭の健全性確保、上部架構の応答低減及び表層地盤の液状化防護を目的として構築している。

改良地盤の構築に採用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により円柱状の改良地盤を造成する。地盤改良概要図を第 1.1.5-1 図に示す。

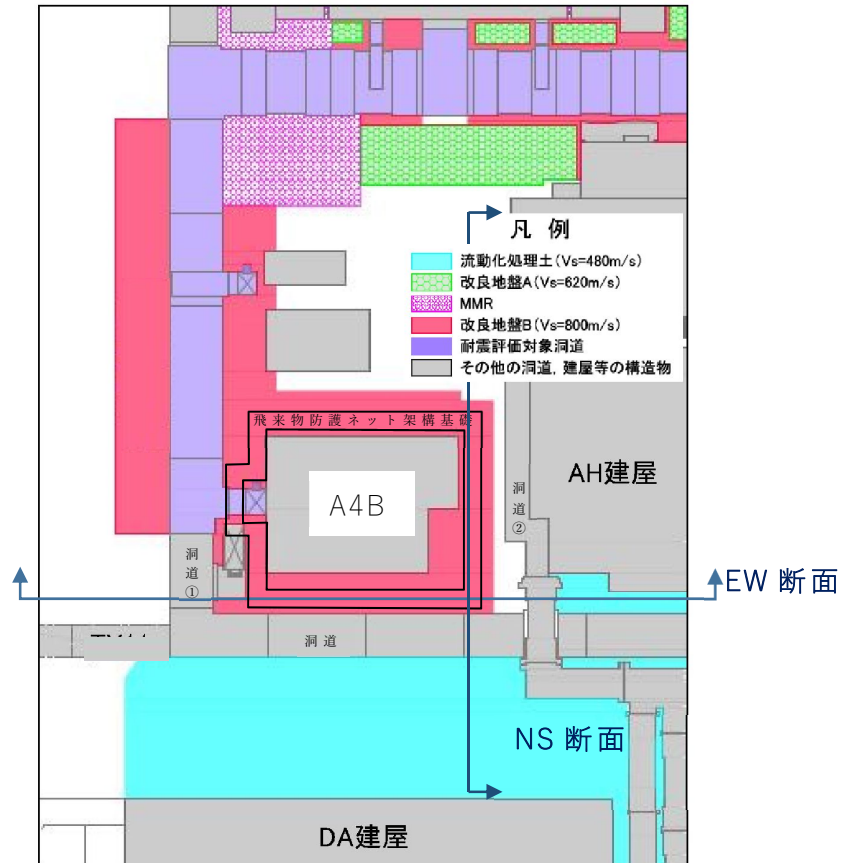
地盤改良範囲は、周辺に配置される既設構造との干渉状況を考慮して、基礎直下を包含した平面に対して、基礎下位置から支持岩盤までの深さを改良範囲とする。改良地盤の範囲は第 1.1.4-1 図及び第 1.1.4-2 図に示す通りである。



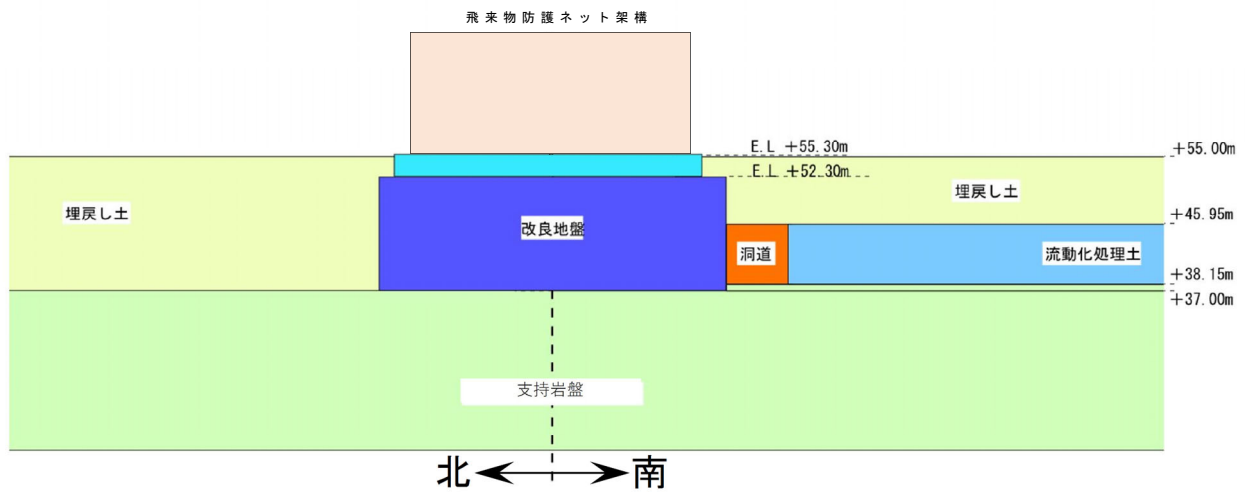
第 1.1.5-1 図 地盤改良概要図

1.1.6 周辺状況

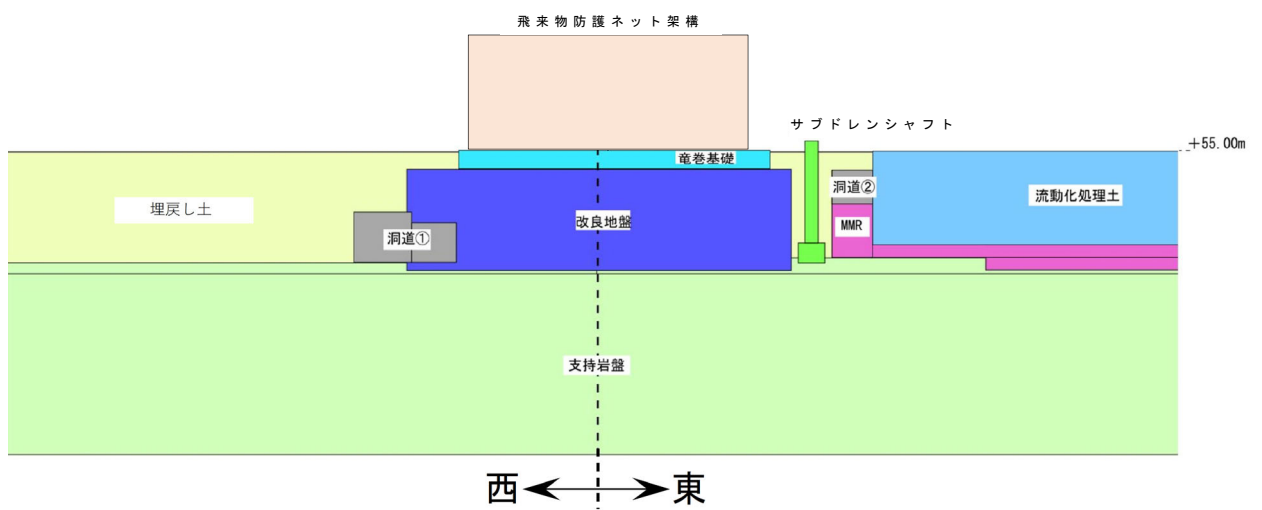
飛来物防護ネット架構近傍の平面及び断面を第 1.1.6-1 図～第 1.1.6-3 図に示す。



第 1.1.6-1 図 飛来物防護ネット架構近傍の平面図



第 1.1.6-2 図 NS 断面



第 1.1.6-3 図 EW 断面

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架構の耐震評価は、竜巻防護対象施設である冷却塔が上位クラス施設であることから、本文「2. 耐震評価方針」のとおり、冷却塔の設計に適用する地震動を用いて、以下(1)及び(2)の観点で実施する。

(1) 損傷、転倒及び落下による影響

飛来物防護ネット架構の損傷、転倒及び落下により、冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、飛来物防護ネット架構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

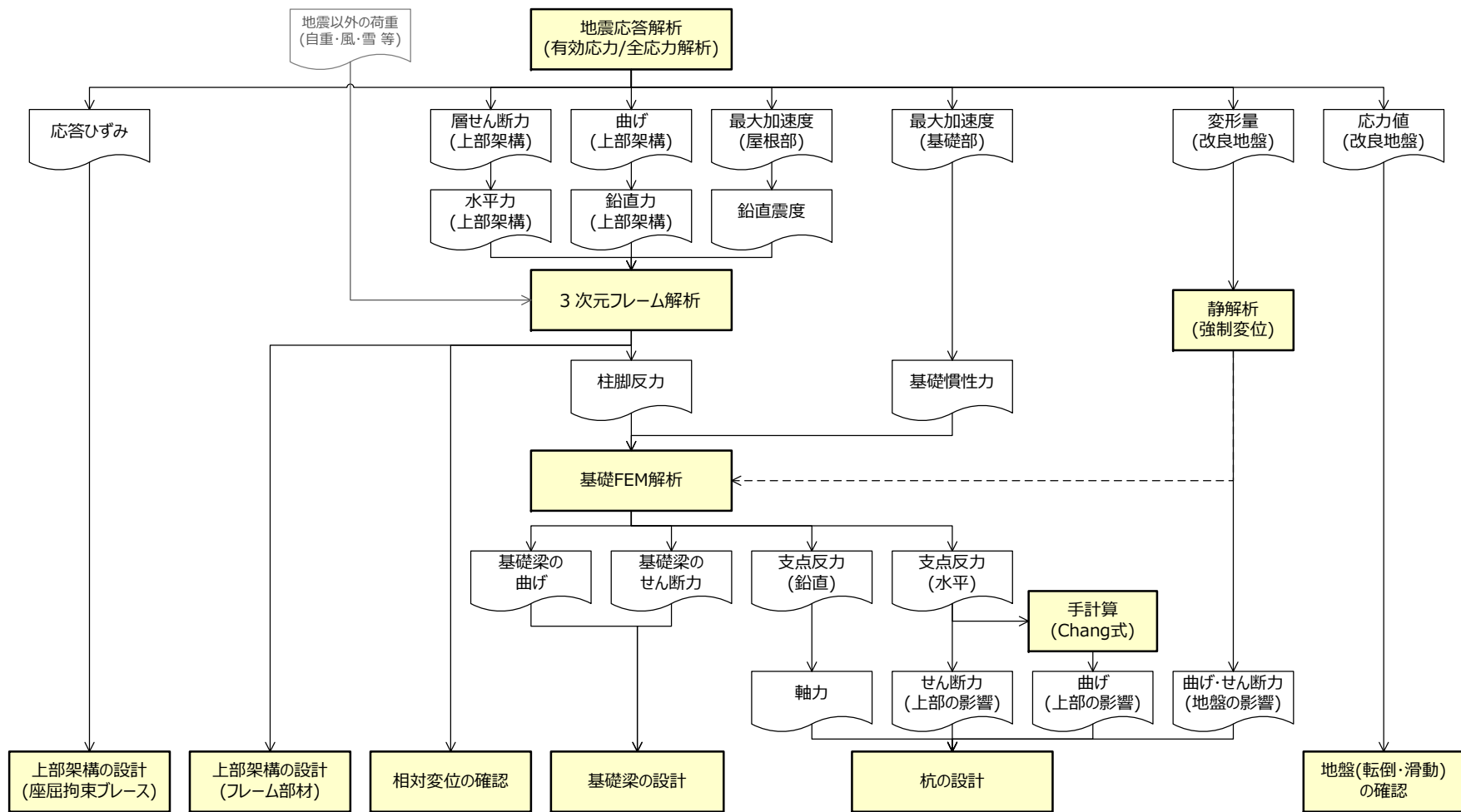
飛来物防護ネット架構は、冷却塔を覆うように設置されていることから、基準地震動 S_s 応答による相対変位によって冷却塔の安全機能を損なわないことを確認するため、相対変位の評価を実施する。

上記(1)及び(2)の観点の評価を具体化した内容は以下のとおりである。

- a. 飛来物防護ネット架構は、竜巻防護対象施設である冷却塔に対する竜巻による飛来物衝突防止のために設置するもので、竜巻及び地震による荷重により、竜巻防護対象施設へ波及的影響を及ぼさないように設計する。
- b. 飛来物防護ネット架構は、鉄骨造のフレーム(柱・梁)に防護ネットが取り付けられている構造で、主たる構造部材は、杭、基礎梁、上部架構のフレーム及び座屈拘束ブレースであり、これらの部材を設計対象とする。
- c. 地震に対する設計においては、地震荷重、風荷重、自重及び積雪荷重によって各部材に生じる応力が許容限界内に収まるように設計する。
- d. フレームの最大変形量と冷却塔の最大変形量との合計値が、両者の最小離隔距離を下回るように設計する。このとき、フレームの変形量は、各部材に生じる応力が弾性範囲内であることを想定して部材の非線形性を考慮しない解析により求めるが、各部材に生じる応力が弾性範囲を超えた場合には、非線形性を考慮した変形量評価を行う。
- e. 地震時の部材設計は、各部材の応力及びひずみに影響する上部架構の応答及び地盤の変形に着目し、各部材の設計に必要な荷重を算定するための地震応答解析モデルを構築して行う。
- f. 各部材に生じる応力及びひずみは、地震応答解析から得られる応答値を用いて、3次元フレーム解析、基礎梁 FEM 解析等を行って求める。

また、飛来物防護ネット架構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 1.2-1 図に示す。

なお、具体的な耐震評価の手順については別添 1 にて示す。



第 1.2-1 図 解析・設計フロー

2. 地震応答解析

2.1 入力地震波

飛来物防護ネット架構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。

解析の手法については基本方針に則り、地下水位の状況を踏まえ、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮するため、全応力解析・有効応力解析の両者を実施する。

地震応答解析は、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。

2.2 地震応答解析モデルの構築

2.2.1 地震応答解析モデル構築の考え方

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

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

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

埋設構造物による拘束効果：周辺構造物による拘束効果が水平方向の地震荷重を小さくすると考えられることから、設計モデルでは埋設構造物をモデルに組み込まないことで、応答値に保守性を与える。

埋戻土（地盤）の剛性変化：当該施設における特徴として、埋戻土が液状化する状態（改良地盤の側面拘束が減少）が最も拘束効果が小さく、上部架構の応答が大きくなると予想されることから、埋戻土（地盤）の剛性変化による応答値の変化に着目して保守性を与える。

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

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

なお、2.2 項の地震応答解析モデルの構築に当たっての各種検証の詳細は別添 2 に記載する。

2.2.2 設計モデルの妥当性

2.2.2.1 妥当性検証の方針

モデル構築プロセスの中で合理化可能な項目を抽出し、項目ごとの設定の妥当性を検証する。

妥当性の検証は、メッシュサイズについては上部架構の振動数に照らして適切であること、改良地盤幅、上部架構、接触剥離要素、粗粒砂岩及び基礎梁高さの各項目については、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値が、合理化しない場合と同等か、又は保守的な評価となっていることの確認により行う。

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

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

Ss-A : 全周期帯にわたって大きな加速度を有し、継続時間が長いことから液状化をより促進すると考えられる。

Ss-C1 : 大きな加速度がパルス的に生じることから、施設へ与える影響が大きいと考えられる。

2.2.2.2 妥当性検証の結果

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

以上のことから、設計モデルにおいて合理化した項目の妥当性を確認した。

2.2.3 設計モデルの保守性

2.2.3.1 保守性検証の方針

拘束効果、鉛直応答への影響及び地盤の剛性変化について、以下に各項目の設定の考え方を示す。

(1) 拘束効果

- a. 周辺構造物：周辺構造物をモデル化対象としないことで、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の応答値は大きくなると考え、洞道等の周辺構造物を非考慮とし、埋戻土の地盤物性を用いる。
- b. 杭：杭をモデル化対象としないことで、杭の剛性/根入れを無視することとなり、改良地盤の剛性は低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、水平方向の応答値は大きくなると考え、杭を非考慮とする。
- c. MMR：地中について MMR を含まない断面の方がモデル全体の剛性が低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなると考え、MMR を非考慮とし、改良地盤の物性値を用いる。

(2) 鉛直応答への影響

拘束効果が鉛直応答へ与える影響について配慮する。

(3) 地盤の剛性変化

埋戻し土の剛性変化に伴い拘束効果が変わり、この施設では上部架構の固有周期帯において応答値は非液状化で最小、液状化で最大となると考え、地盤物性については、非液状化、液状化及び中間状態での解析条件を設定し、地震荷重の差異を確認する。

2.2.3.2 拘束効果

2.2.3.2.1 拘束効果の保守性検証の目的及び条件

拘束効果に係る周辺構造物、杭及び MMR に関して、水平方向の応答値が保

守的となるよう設定した項目について、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値の保守性を検証する。

拘束効果に係る保守性の検証は、妥当性検証と同じ地震動、検討断面及び地盤物性を用いて行う。

2.2.3.2.2 拘束効果の保守性検証の結果

拘束効果のうち、周辺構造物の有無による地震荷重への影響を確認した結果、水平方向成分である層せん断力および屋根部の付加曲げは、周辺構造物を考慮しない設計モデルが保守的であることを確認した。

拘束効果のうち、杭及びMMRの影響については、それぞれの項目が影響を及ぼすと考えられる応答値は、いずれも考慮する場合と同等か、または保守的な評価となることを確認した。

以上のことから、設計モデルにおいて水平方向の拘束効果に関して保守性を確保することを意図した項目の保守性を確認した。

2.2.3.3 鉛直応答への影響

2.2.3.3.1 鉛直応答への影響の確認

2.2.3.2項では拘束効果により、水平方向の保守性を確保することを確認したが、鉛直方向において必ずしも、保守的とならない可能性がある。そのため、拘束効果が鉛直応答へ与える影響を確認する。

確認の結果、拘束効果のうち、埋設構造物を考慮しない設計モデルでは屋根部の鉛直加速度が小さく評価された。上記の原因及び部材設計への影響度合いを2.2.3.3.2項及び2.2.3.3.3項で確認する。

2.2.3.3.2 鉛直応答への影響の確認の条件

2.2.3.3.1項のとおり、周辺構造物の有無が拘束効果に与える影響は、水平方向と鉛直方向で異なる（屋根部の鉛直加速度が小さく評価される）ことが確認された。

鉛直応答については、設計モデルが、水平応答に対し保守性を確保するモデルとしたことを踏まえ、水平方向地震力に起因したロッキングが屋根部の鉛直方向の応答へ与える影響を再現する解析モデル(以下、「鉛直確認モデル」という。)を用いて影響の程度を確認し、鉛直成分の波及的影響評価への寄与の観点から、部材設計への設計モデルの適用の可否を検討する。

鉛直応答には改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、鉛直確認モデルは拘束効果のうち改良地盤の左右に非対称性を有する周辺構造物を考慮し、上部架構のモデルに1軸の質点系モデルに代えて門型タイプを採用す

る。

全 13 波を対象に設計モデルを用いて各応答値を求めた結果、水平方向の応答値は S_s-A 又は S_s-C1 の場合に最大となったが、屋根部の鉛直加速度は S_s-C2 の場合に最大となった。このため、鉛直確認モデルによる解析では、妥当性検証と同じ地震動 2 波に S_s-C2 を加えた 3 波を対象とする。

検討断面は、周辺構造物の状況の相違を踏まえ NS・EW の 2 断面とし、その他地盤物性等は、妥当性検証と同じとする。

2.2.3.3.3 鉛直応答への影響の確認結果

周辺構造物を考慮した鉛直確認モデルと設計モデルとで地震荷重の鉛直方向成分（屋根部の鉛直加速度）を比較した結果、検討に用いた 3 波のいずれも周辺構造物を考慮しない設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さく評価されることを確認した。

【鉛直応答への影響の確認結果を踏まえた考察】

設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さく評価される原因は、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことにより、施設を中心として左右の地盤が対称性を有することとなり、その結果、改良地盤左右の鉛直挙動が相殺され、屋根部の鉛直応答にロッキングの影響を受けにくいため、と判断した。

地震荷重の各方向成分が部材設計に及ぼす影響を総合的に検討するため、全 13 波を対象に設計モデルを用いて NS・EW の 2 断面について各部材の応力評価を行い、部材ごとに各方向成分の最大値を求めた。

波及的影響評価の観点から、水平方向の変形量に影響する部材としてフレーム部材のうちの柱及び大梁に着目して各方向成分の最大値を比較した結果、水平成分に対する鉛直成分の比率は十分小さく、水平成分が支配的であることを確認した。

また、対象施設はフレーム架構であり、鉛直荷重による影響が大きい床等が無い。

以上のことから、部材設計においては、鉛直成分の波及的影響評価への寄与は小さく、水平成分の保守性に包含されることから、安全冷却水 B 冷却塔飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において設計モデルを部材設計のインプットの算出に用いることに問題ないことを確認した。

2.2.3.4 地盤の剛性変化

2.2.3.4.1 地盤の剛性変化の検討目的及び条件

地盤の剛性変化について、液状化と非液状化との間の中間状態において地震荷重が最大とならないことを確認する。中間状態において地震荷重が最大となる場合には、地盤の剛性変化に伴う地震荷重の増減について詳細に分析し、中間状態が最大となる要因について考察し、設計への影響を検討する。

中間状態として、液状化状態から埋戻土の液状化状態を抑制した場合(状態 b1)及び非液状化状態から埋戻土の剛性を下げた場合(状態 b2)の2つの中間状態を設定する。

上記の検討は、妥当性検証と同じ地震動、検討断面及び地盤物性を用いて行う。

2.2.3.4.2 地盤の剛性変化の検討結果

液状化、非液状化及び2つの中間状態(b1, b2)において、それぞれ部材ごとの地震荷重を求めた結果、地震波が S_s-A の場合には、いずれの地震荷重も液状化で概ね最大となることを確認した。

一方、S_s-C1 では、一部の地震荷重について非液状化時又は状態 b1 (液状化状態を抑制した場合) で大きくなった。

【地盤の剛性変化の検討結果を踏まえた考察】

(S_s-C1 加振時の応答値に関する考察)

S_s-C1 は、パルスのような瞬間的に増幅する地震動であり、S_s-A とは異なり、入力地震動の加速度スペクトルの傾向と類似した応答スペクトルとなる。このため、改良地盤近傍の埋戻土の液状化時と非液状化時とにおいて、各地震荷重に明確な相違が出にくい地震動である。

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、液状化すると加速度は長周期化するが、短周期では非液状化時が最大となる傾向があり、最大水平加速度については、液状化時のみではなく、非液状化時の応答値も考慮する必要がある。

上部架構の付加曲げ及び屋根の最大鉛直加速度について、状態 b1 が最大となった理由は、S_s-C1 の入力地震動に非対称性があるため、埋戻土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となり、左右の剛性差からロッキングの影響を屋根部が受けたことによると考えられる。

上部架構の付加曲げ及び屋根の最大鉛直加速度並びに改良地盤の変形が状態 b1 において最大となったが、上部架構の付加曲げ及び屋根の最大鉛直加速度は、鉛直応答に関して検討したとおり、設計において支配的な荷重では

ないこと、状態 b1 と液状化時との応答値の差は小さいことから、設計への影響は軽微である。改良地盤の変形は、杭の設計において層せん断力及び水平加速度と組み合わせた状態で用いられ、組合せ荷重として設計応力を算定すると、液状化時において最大となる。

Ss-C1 については設計上、支配的な波であるため、部材設計への影響度合いについて考察した。その結果、地震力より、部材に生じる応力を比較したところ、液状化時・非液状化時では中間状態の場合の発生応力が大きく、一部の地震力が小さめに評価されたとしてもその他の地震動で包含されていることを確認した。

(地盤の剛性変化に伴う地震荷重の増減についての詳細な分析)

Ss-C1 で中間状態において一部の地震荷重が最大となったことを踏まえ、Ss-A 及び Ss-C1 以外の地震波に対しても中間状態を含めた部材ごとの地震荷重を求め、他にも同様の現象が生じていないか確認した。

その結果、部材ごとの地震荷重は液状化状態で最大であったが、地震波ごとに見ると、Ss-B4、Ss-B5 及び Ss-C3(EW)でも、同様に一部の地震荷重について中間状態が最大となった。

中間状態が最大となった地震荷重について、Ss-B4 加振時の層せん断力を例に時々刻々の変化を分析したところ、長い周期の変動において概ね液状化状態が大きくなっているが、その長い周期の変動に時折短い周期の変動が重なり、中間状態が大きくなっていることが確認された。

(中間状態が最大となる要因についての考察)

この短い周期の変動は高次モードに起因するものであり、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、たまたま短い周期の凸が長い周期の凸に重なり、最大荷重の発生時刻において中間状態が最大となったものと考えられる。

また、応答スペクトル上での細かい高次モードのピークが、地盤剛性の変化に伴うわずかな周期特性のシフトにより移動し、結果的に液状化時を上回る形で応答スペクトルに現れたことも要因の一つと考えられる。

上記のことから、地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となったのは、偶然が重なったことによると推定されるが、地盤剛性の中間状態における地震荷重の大小関係について特異な現れ方をした地震動における地震荷重の現れ方の規則性を確認するため、特に【状態 b1】近傍の中間状態に着目して【状態 b3】(【液状化】と【状態 b1】との中間)及び【状態 b4】(【状態 b1】と【状態 b2】との中間)の2つの中間状態を追加設定し、対象の地震動とし

て複数の地震荷重で中間状態が最大となった地震動 Ss-B4 及び Ss-C3(EW), 並びに, 水平方向の地震荷重が最大となった地震動 Ss-A および Ss-C1 の合計 4 波を用いて, 部材ごとの地震荷重を検討した。

その結果, 地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の現れ方について, 一定の傾向は認められず, 増減の振れ幅も地震荷重に対して十分に小さいことが確認された。また, 地震荷重が状態 b1 において最大となる地震動について, 状態 b1 の前後の中間状態において状態 b1 をさらに上回るような特異な挙動は確認されなかった。

(設計への影響の検討)

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については, 当該地震荷重が最大となる他の地震波による荷重が十分に大きく, 地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても, 地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。

以上のことから, 液状化と非液状化との間の中間状態については, 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無く, 液状化又は非液状化の状態で評価できることを確認した。

2.2.4 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証

2.2.4.1 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証の方針

設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証のため, 施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し, 設計モデルとの応答の比較を行う。

設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証に当たり, 検証に用いる検証用モデルの妥当性を, モデルの構築プロセスの発電炉との比較及び有効応力解析における FLIP の適用性検討により確認する。

総合的な検証に用いる地震動及び地盤物性は, 妥当性検証と同じとする。検討断面は, 周辺構造物の状況の相違を踏まえ, NS・EW 各々の 2 断面を対象とする。

2.2.4.2 検証用モデルの妥当性

柏崎刈羽原子力発電所における中越沖地震のシミュレーション解析モデルとの比較において, 地盤の傾斜 (水平成層), 地盤物性 V_s (剛性)等において特異な差異がなく, 解析対象の施設についても対称性及び整形性が見られることから, 先行する発電炉と同様のプロセスにより検証用モデルの構築を行っている。

また、検証用モデルの構築に当たっては、FEMモデルの基本となるモデル化領域及びメッシュサイズについて JEAG4601-1991 に基づき設定するとともに、施設の構造や周辺状況を踏まえ、実態に即して周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

当社が設定している FLIP の液状化強度曲線は、FLIP 研究会から示されている事例や先行発電炉における FLIP の検証事例において設定されている液状化強度曲線の範囲内であることから、当社の埋戻土に対して FLIP の適用が可能だと判断した。

また、FLIP による要素シミュレーションを行い、埋戻土を対象とした液状化試験との対比を実施した結果、飛来物防護ネット架構の解析における埋戻土の設定は液状化試験に比べ液状化しやすい設定であることを確認した。

以上のとおり、検証用モデルは発電炉と同様のプロセスにより構築されていること、及び、有効応力解析において FLIP の適用が可能と判断できることから、検証用モデルを設計モデルの検証に用いることの妥当性を確認した。

2.2.4.3 設計モデルの妥当性・保守性の総合的な検証の結果

設計モデルと検証用モデルとで応答値を比較した結果、設計モデルは水平方向の応答値を保守的に評価する一方で、頂部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は、検証用モデルよりも小さく評価することを確認した。

【設計モデルと検証用モデルとの応答値の比較結果を踏まえた考察】

検証用モデルと設計モデルとで地震荷重の各方向成分を求め、鉛直応答に対する確認結果を踏まえた考察において求めた水平成分に対する他の成分の比率から、水平成分相当の合算応答値を求めて比較した結果、いずれの地震波についても検証用モデルに比べて設計モデルの方が大きくなることを確認した。

このように、頂部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は、部材設計において支配的な応答値ではないため、それらを小さく評価することによる影響は小さく、水平方向の応答値の保守性に包含される。

以上のことから、部材設計においては鉛直成分の波及的影響評価への寄与は小さく、検証用モデルとの比較の結果から水平成分の保守性に包含されることから、安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において設計モデルを部材設計のインプットの算出に用いることに問題ないことを確認した。

2.2.5 地震応答解析モデル構築のまとめ

上部架構の応答及び地盤の変形に着目し、部材設計に必要な荷重を算定するための解析モデルとして、設計モデルを構築した。

設計モデルの構築に当たっては、科学的合理性を有し、波及的影響が過小評価とならないよう、設定する項目が妥当性を有すること、及び、水平方向に着目した場合に保守性を有することを確認した。

一方、設計モデルは、単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えることを確認したが、波及的影響評価においては、部材設計に対する鉛直応答の影響は小さく、水平応答の保守性に包含されることを確認した。

地盤の剛性変化に係る保守性検証の結果を踏まえて、部材設計では有効応力解析及び全応力解析を実施する。

以上のことから、部材設計を行うに当たり、インプットとなる地震荷重を算定するモデルに設計モデルを用いることは、妥当であることを確認した。

なお、設計モデルは、安全冷却水 B 冷却塔に対する飛来物防護ネット架構の波及的影響評価のために構築したモデルであることから、他の施設の耐震評価に適用するに当たっては、適用の可否を個別に判断することとする。

2.3 モデル化方針

2.2 節の地震応答解析モデル構築の検証結果を踏まえ、最終的な飛来物防護ネット架構の地震応答解析モデルのモデル化方針は以下のとおりとする。

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。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。

地盤のモデル化範囲は、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評価対象構造物の1.5~2倍以上確保する

メッシュサイズは飛来物防護ネット架構の振動特性に対応した入力はを適切に評価できるように13Hz以下の周波数を保証できる大きさとする。

NS方向・EW方向ともに、改良地盤の側方に存在する洞道や流動化処理土などは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。また基礎梁と地盤の接触剥離要素の考慮はせず、周辺地盤のうち高さ0.37mの粗粒砂岩、杭及びMMRはモデル化は実施しない。基礎梁直下の改良地盤の幅は実寸よりも小さい基礎梁と同幅としてモデル化する。

冷却塔及び飛来物防護ネット架構の基礎梁上端より上部の上部架構は、質点系でモデル化する。上部架構の奥行方向は、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架構の上部架構の重量・剛性を、それぞれの基礎梁面積で規準化し、解析モデルで考慮している単位奥行1mあたりの基礎梁面積比で係数倍してモデル化する。

上部架構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梁上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。基礎梁の高さは地盤高さに合わせてモデル化する。質点系モデルは、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した1軸のモデルを構築する。

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。座屈拘束ブレースを除いた柱・梁フレーム部分に非線形性を考慮しないことの妥当性については、別添2で確認する。

なお、上部架構の立体的な挙動の確認及び上部架構を質点系でモデル化することの妥当性に関しては、別添3で検証を実施している。

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 2.4.3-1 表に示す。

第 2.4.3-1 表 入力荷重

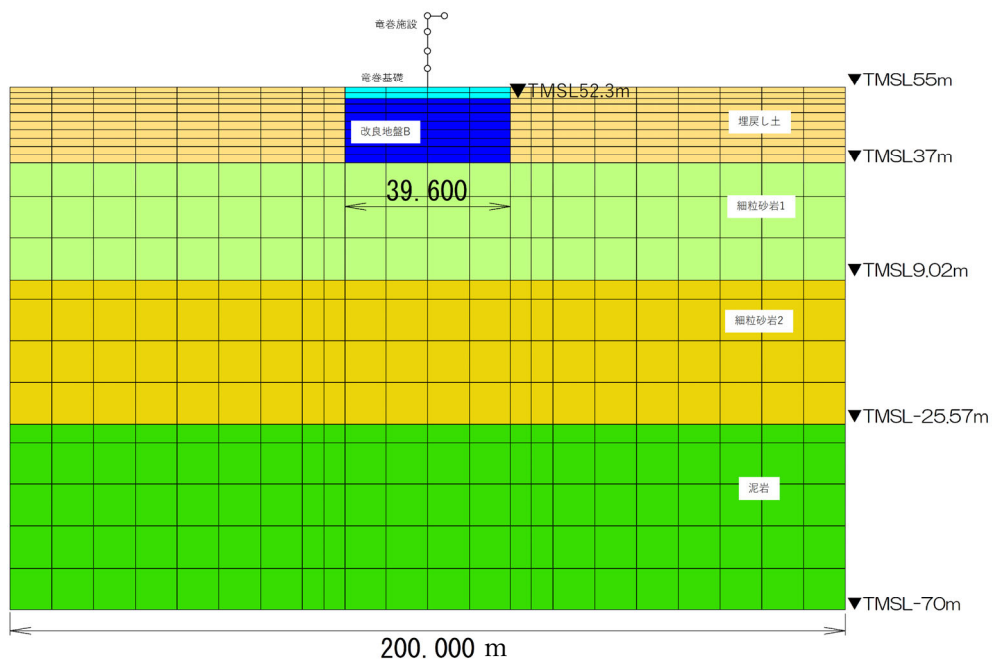
種別	荷重	荷重の概要
永久荷重	固定荷重	構造物と地盤の重量
	上載荷重	地表面に $1.53\text{tf}/\text{m}^2$ ($15.00\text{kN}/\text{m}^2$) として設定
	静止土圧	自重解析により設定
	水圧 (静水圧, 揚圧力)	構造物（飛来物防護ネット架構基礎梁）に対して設定
変動荷重	積雪荷重	上載荷重に含む
偶発荷重	地震力 (水平・鉛直・地震動)	水平・鉛直同時加振動土圧を考慮

2.4.4 解析モデル諸元

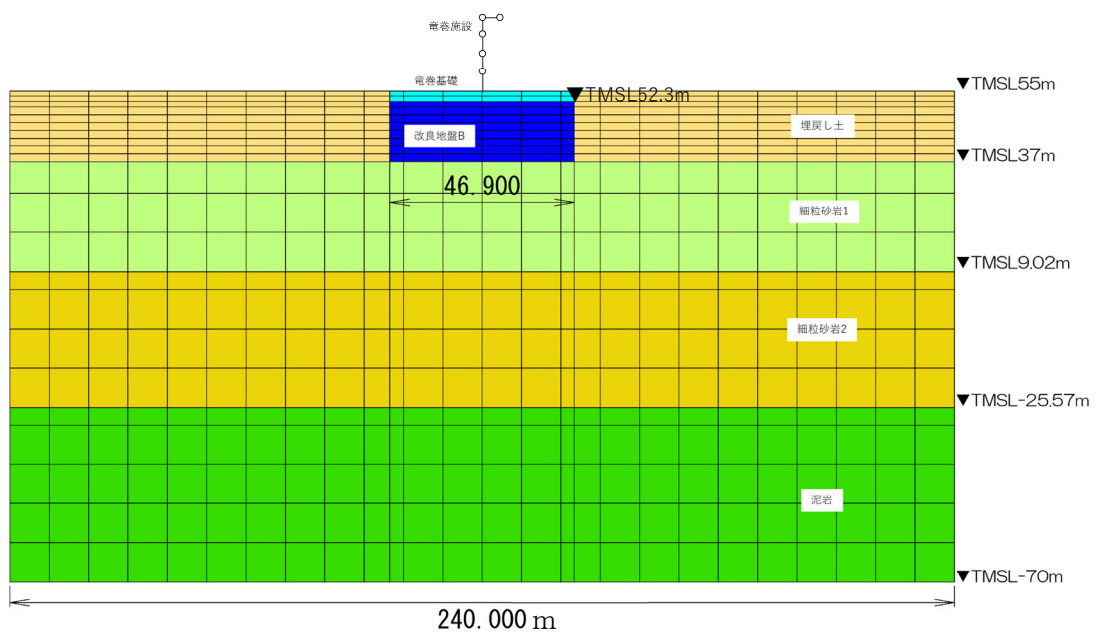
解析モデルの諸元は別添 9 に記載する。

2.4.5 解析モデル図

地震応答解析に用いる解析モデル図を第 2.4.5-1 図及び第 2.4.5-2 図に示す。



第 2.4.5-1 図 設計モデル NS 断面



第 2.4.5-2 図 設計モデル EW 断面

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（参考文献¹⁾参照）。

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、飛来物防護ネット架構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9参照）。

なお、座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきについては、地盤の材料物性のばらつきに比べて、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 8 にて影響評価検討を行う。

【参考文献】

- 1) : (社)日本電気協会. 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. 第 29 回耐震設計分科会資料, 平成 20 年 1 月 18 日, No. 29-4-5-7.

2.4.7 地震応答解析の評価結果

応答解析の評価結果は別添 9 に記載する。

3. 飛来物防護ネット架構の上部架構の耐震評価

3.1 評価対象部位の選定

飛来物防護ネット架構の防護ネット，防護板及びそれらを支える支持架構（以下，「上部架構」という。）について，評価対象部位を以下のとおり選定する。飛来物防護ネット架構の評価対象部位の選定結果を第 3.1-1 表に示す。また，飛来物防護ネット架構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 3.1-2 表に示す。

a. 上部架構

上部架構は，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。上部架構は，基準地震動 S_s 時に冷却塔への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，取付ボルト及び押さえボルトにて上部架構に取り付けられている。取付部は多数の取付ボルト及び押さえボルトにて固定されており，地震荷重によってすべてのボルトが破断することは考えにくい。ボルト部が健全であれば，防護ネット及び防護板は落下せず冷却塔への波及的影響を及ぼさないことから評価対象外とする。

なお，念のための確認として，取付ボルト及び押さえボルトの地震時の影響評価について別添 4 に記載する。

第 3.1-1 表 飛来物防護ネット架構 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
上部架構	柱	○	基準地震動 S_s 時に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	—	—	防護ネット及び防護板の取付部は多数の取付ボルト及び押さえボルトにて固定されており、ボルト部が健全であれば、冷却塔への波及的影響を及ぼさな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

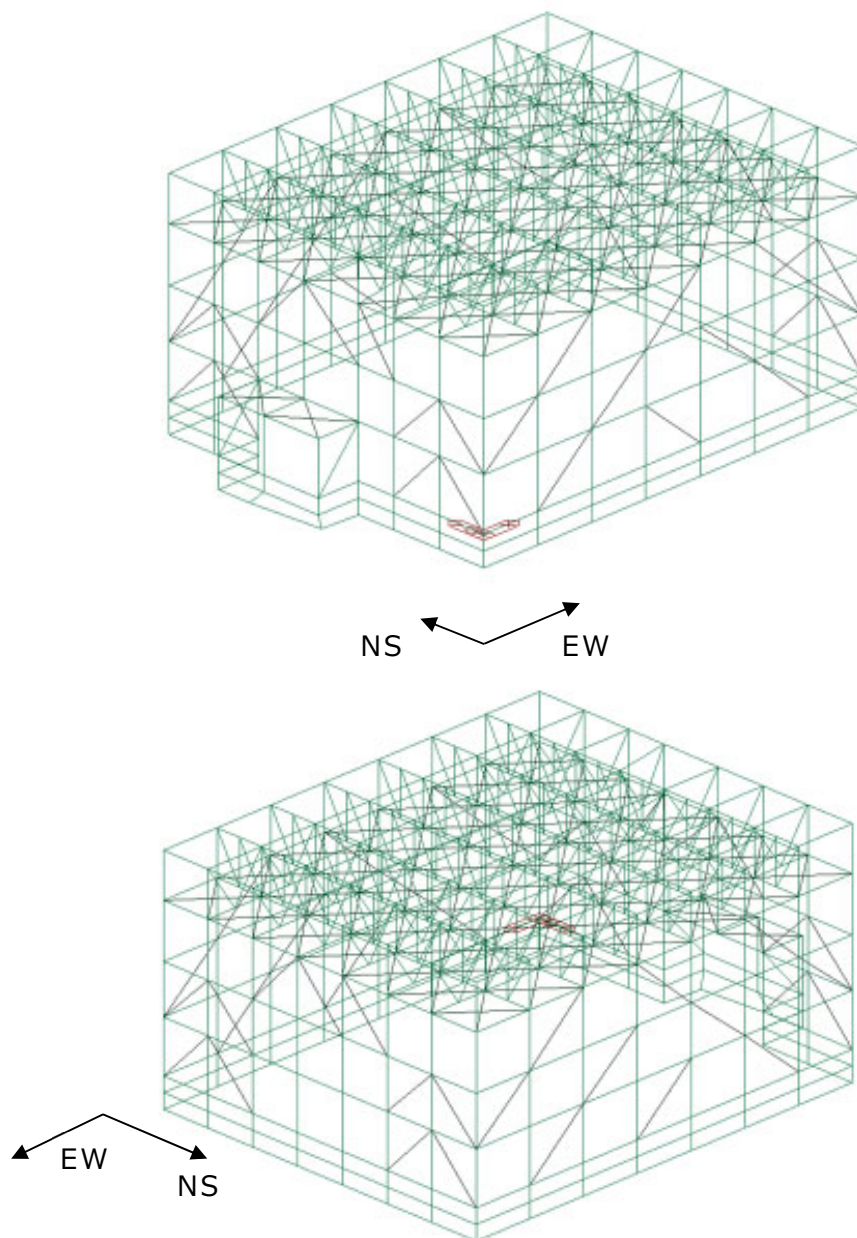
第 3.1-2 表 評価対象部位の構成部材及び考慮する応力の種類

評価対象	部位	構成部材		応力の種類	
		材質	寸法		
上部架構	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

飛来物防護ネット架構の弾性部材の評価に用いる応力解析用の3次元フレームモデル図を第3.2-1図に、応力解析の手法を第3.2-1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5に示す。



第3.2-1図 飛来物防護ネット架構の応力解析に用いる
3次元フレームモデル

第 3.2-1 表 飛来物防護ネット架構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3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	基礎梁下端	—
荷重の組合せ		$D + 0.35L_s + S_s + W_L$ D：固定荷重 L _s ：積雪荷重 S _s ：地震荷重 W _L ：風荷重	3.3.2 参照
荷重の 設定	固定荷重	上部架構（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	飛来物防護ネット架構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及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

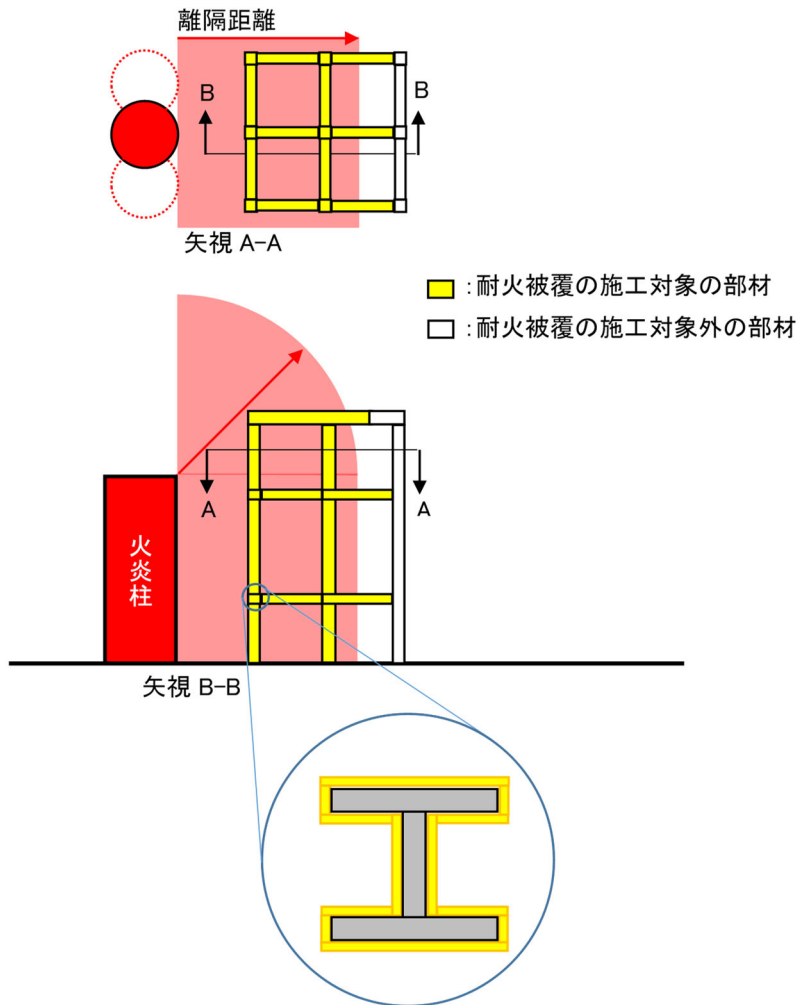
3.3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

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（上部架構（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3.3.1-1図に示すように火炎柱からの隔離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3.3.1-1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、地震荷重の組合せを適用して、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。飛来物防護ネット架構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

飛来物防護ネット架構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3.3.2-1図に示す。

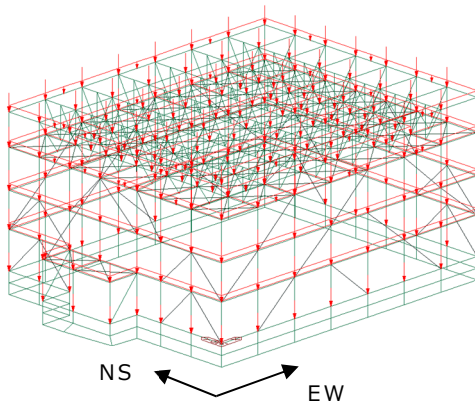
$$D + 0.35L_s + S_s + W_L$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

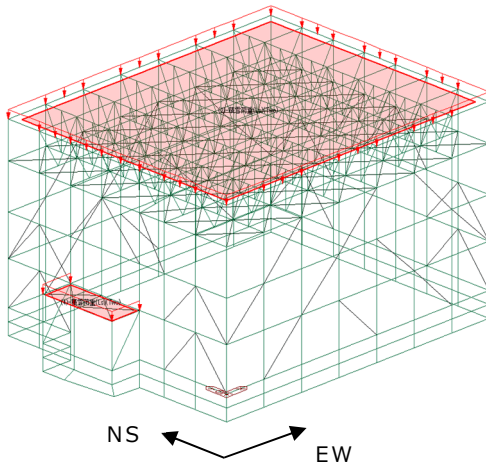
S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

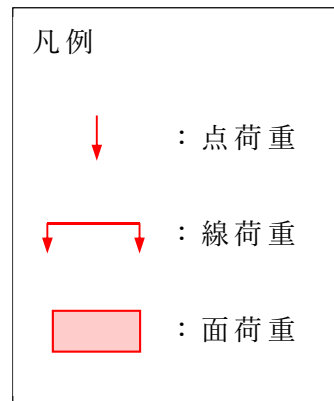


※鉄骨自重分は除く（荷重ではなく密度入力のため）

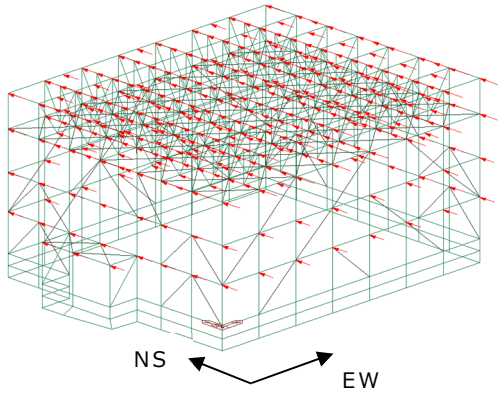
a. 固定荷重 (D)



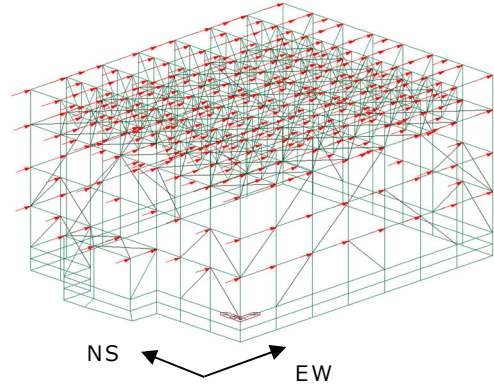
b. 積雪荷重 (L_s)



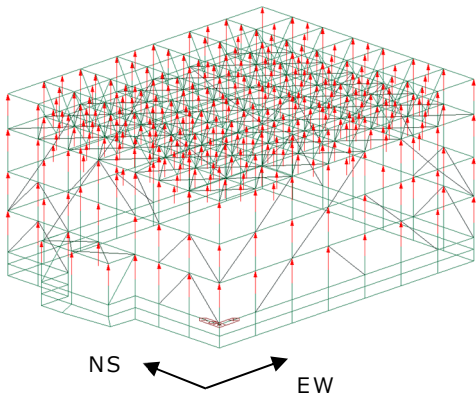
第 3.3.2-1 図 荷重の入力状態図 (1 / 2)



c. 地震荷重 (S_s) NS 方向

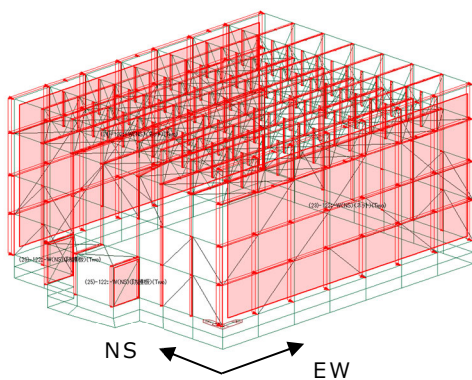
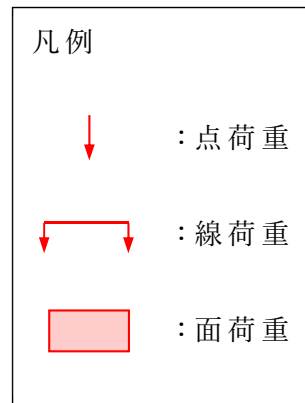


c. 地震荷重 (S_s) EW 方向

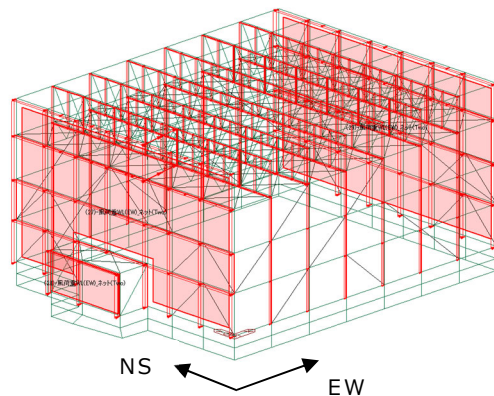


c. 地震荷重 (S_s) UD 方向

※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 (W_L) NS 方



d. 風荷重 (W_L) EW 方向

第 3.3.2-1 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。

別添 9 の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 Ss-C1(H) となるため、水平方向の設計用地震力には Ss-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

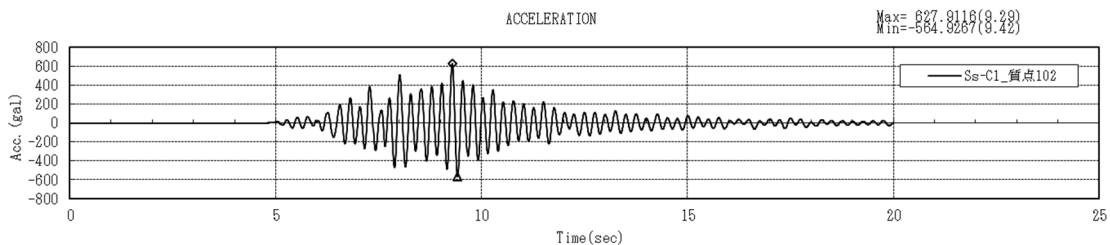
鉛直方向の設計用地震力には、水平地震荷重にて選定した Ss-C1(H) を用いる。なお、その他の基準地震動 Ss に対する応力評価結果は、Ss-C1(H) を上回らないことを確認している。

鉛直方向の地震応答解析結果を第 3.4.2-1 表に示す。鉛直方向の応答加速度の最大値は 0.64G であった。鉛直方向の設計用地震力には、鉛直方向加速度を 0.65G 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 3.4.2-1 図に示す。

第 3.4.2-1 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 (0.64G)	0.65G
101	239 gal	
2	235 gal	
3	226 gal	
4	214 gal	
5	197 gal	

※全応力/有効応力解析，EW/NS 方向及び標準/地盤ばらつきの包絡結果



第 3.4.2-1 図 応答加速度時刻歴（質点 102）

3.4.3 地震荷重の組合せ

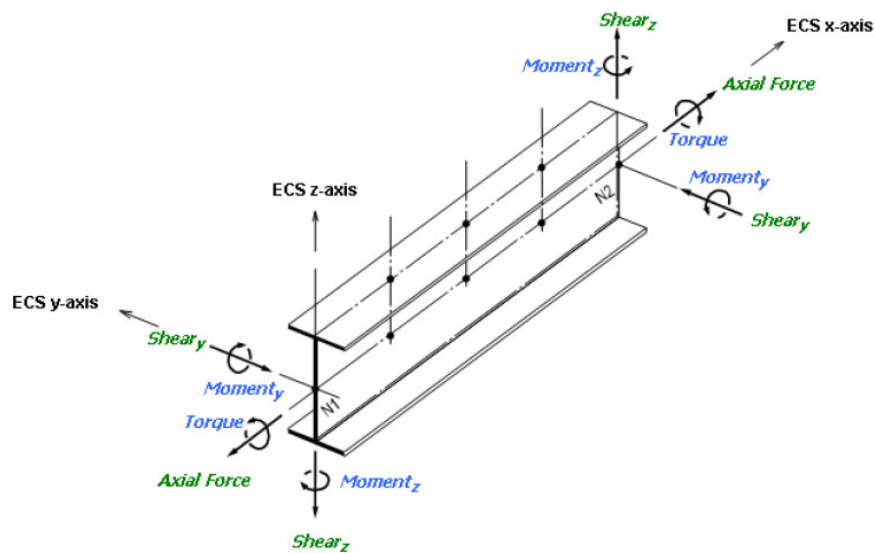
水平地震荷重及び鉛直地震荷重の組合せについては、組合せ係数法を適用する。

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。

3.4.4 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 3.4.4-1 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 3.4.4-1 表に示す。

解析結果の応力図（軸力・曲げモーメント・せん断力）を第 3.4.4-2 図～第 3.4.4-6 図に示す。

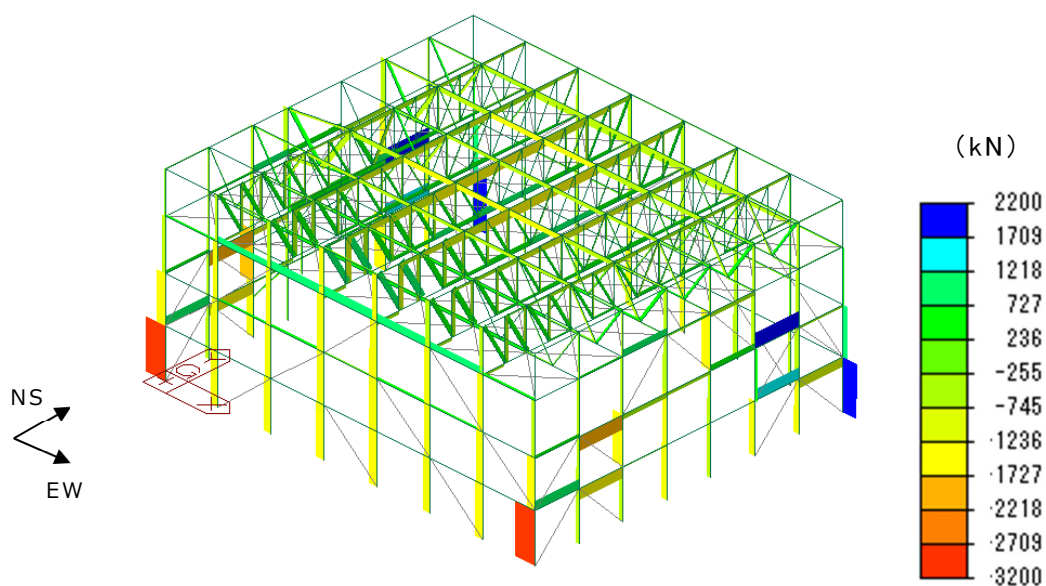


- F_x** : 要素座標系 x 軸方向の軸力
- F_y** : 要素座標系 y 軸方向のせん断力
- F_z** : 要素座標系 z 軸方向のせん断力
- M_y** : 要素座標系 y 軸回りの曲げモーメント
- M_z** : 要素座標系 z 軸回りの曲げモーメント

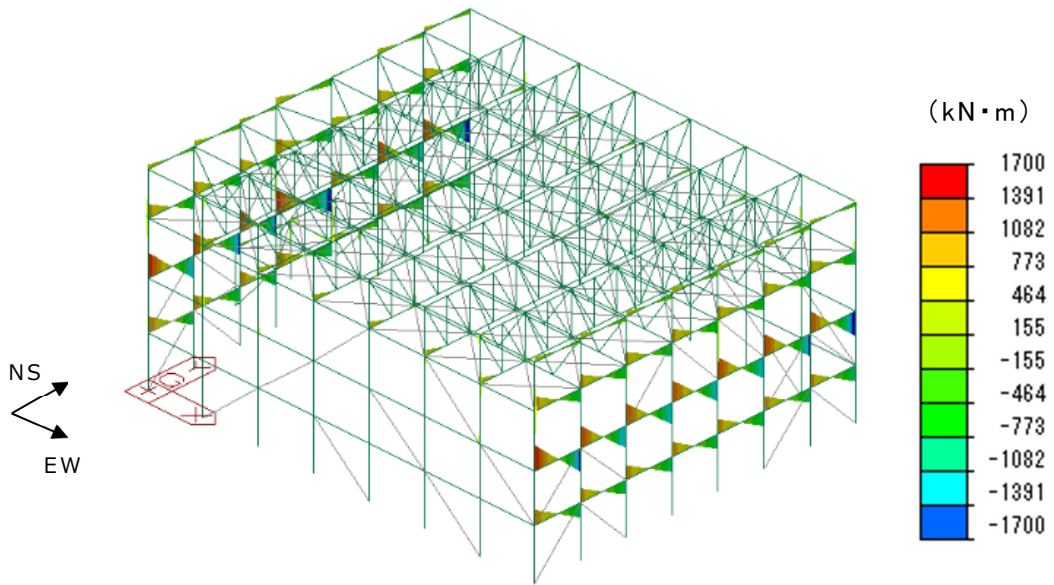
第 3.4.4-1 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

第 3.4.4-1 表 本計算書と MIDAS の応力記号対応一覧

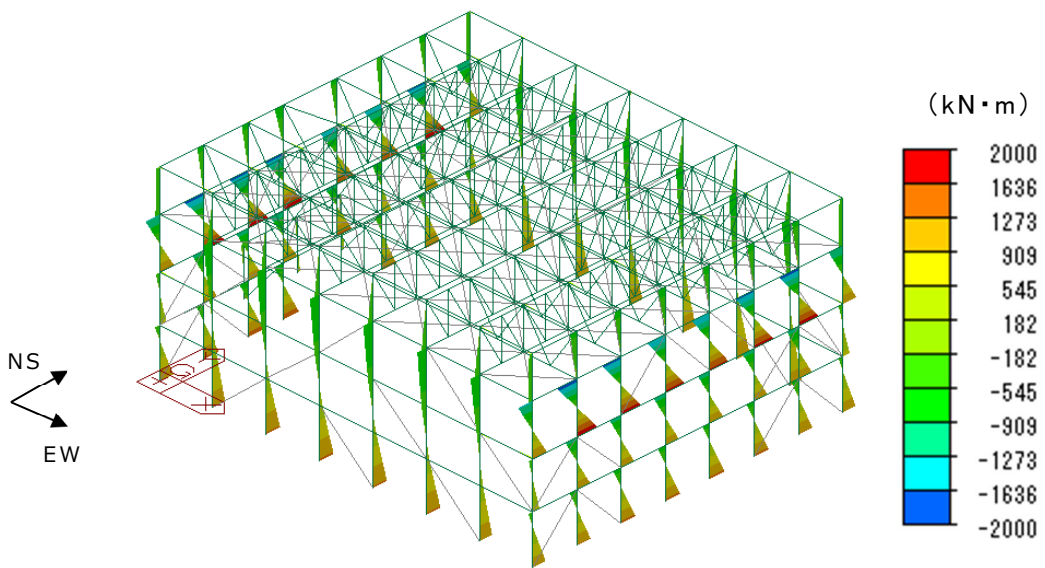
	計算書内の 記号	MIDAS 上の 記号
要素座標系 x 軸方向の 軸力	N_x	F_x
要素座標系 y 軸方向の 曲げモーメント	M_y	M_y
要素座標系 z 軸方向の 曲げモーメント	M_z	M_z
要素座標系 y 軸方向の せん断力	Q_y	Q_y
要素座標系 z 軸の せん断力	Q_z	Q_z



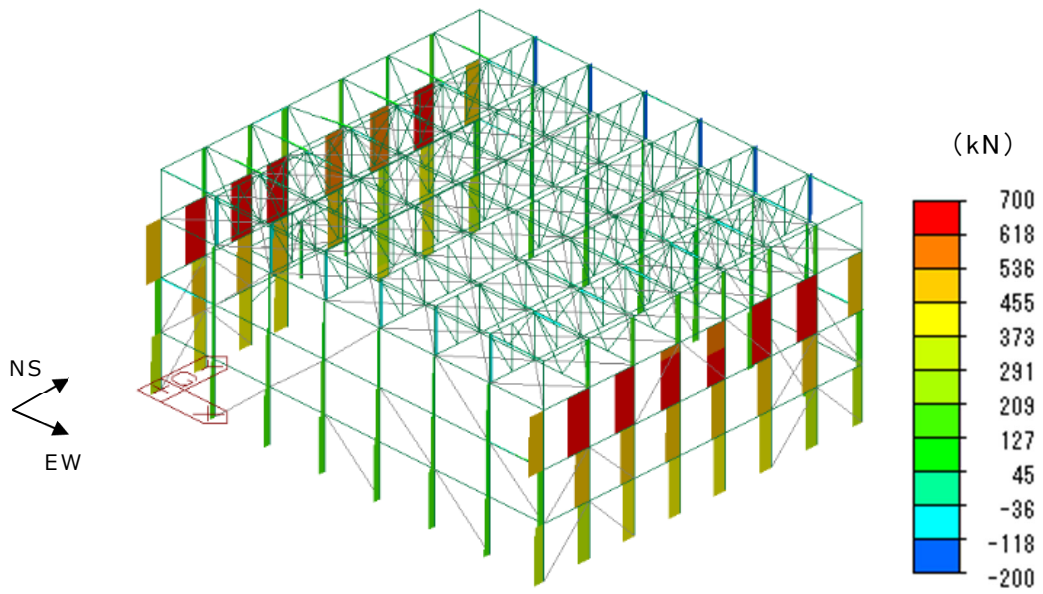
第 3.4.4-2 図 軸力図 (N_x)



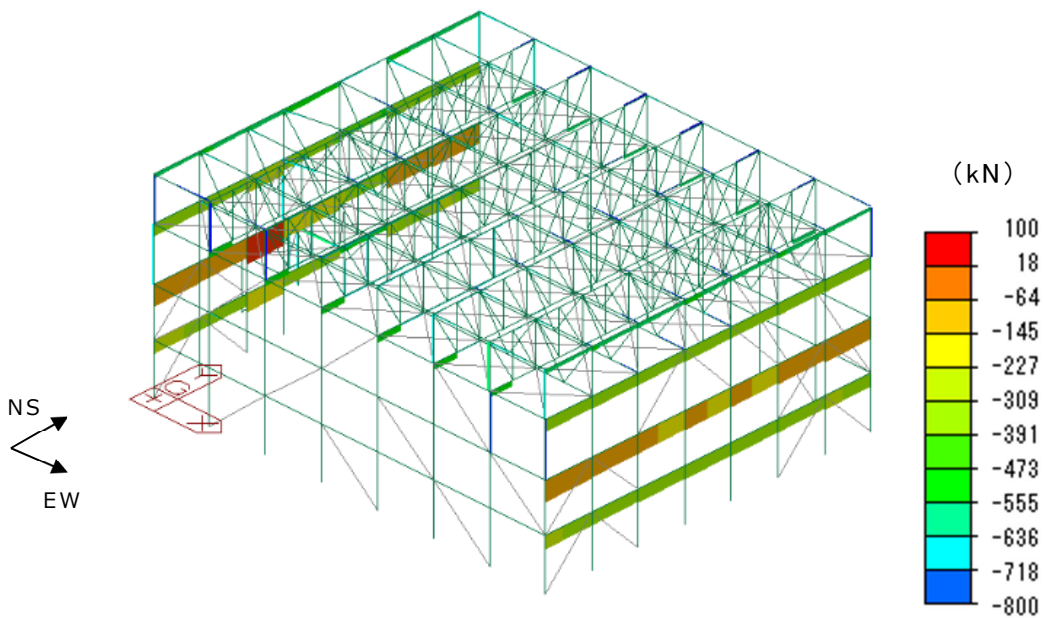
第 3.4.4-3 図 曲げモーメント図 (My)



第 3.4.4-4 図 曲げモーメント図 (包絡 Mz)



第 3.4.4-5 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)



第 3.4.4-6 図 面外せん断力図 (包絡 Q_z)

3.5 許容限界の設定

3.5.1 上部架構（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上部架構の許容限界は、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 3.5.1-1 表に示す。

第 3.5.1-1 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：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参考文献²⁾にて確認済みである。

【参考文献】

- 2)：西本晃治. 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. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2010, p. 953-954.

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架構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

座屈拘束ブレースを除く上部架構の評価結果は、別添 10 に示す。別添 10 に示す通り、上部架構の座屈拘束ブレースを除いたフレームの検定値は最大でも 0.89 であり、飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s による耐震評価が成立することを確認した。

座屈拘束ブレースに対する評価結果は、別添 5 に示す通り、最大軸ひずみ 1.7%、疲労係数の総和が最大でも 0.595 であり、基準地震動 S_s が発生した後でも、破断する恐れがないことを確認した。

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 に示す通り、最大でも検定値 0.077 と十分に余裕があり、飛来物防護ネット架構が冷却塔に、衝突する恐れがないことを確認した。

以上より、基準地震動 S_s により上部架構が冷却塔に波及的影響を与えないことを確認した。

3.7 地震発生後の上部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同様の対応を行う。

一方、地震発生後の維持管理方法としては、上部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 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にくい²が、念のため、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)目視確認に加え、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、又は、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。

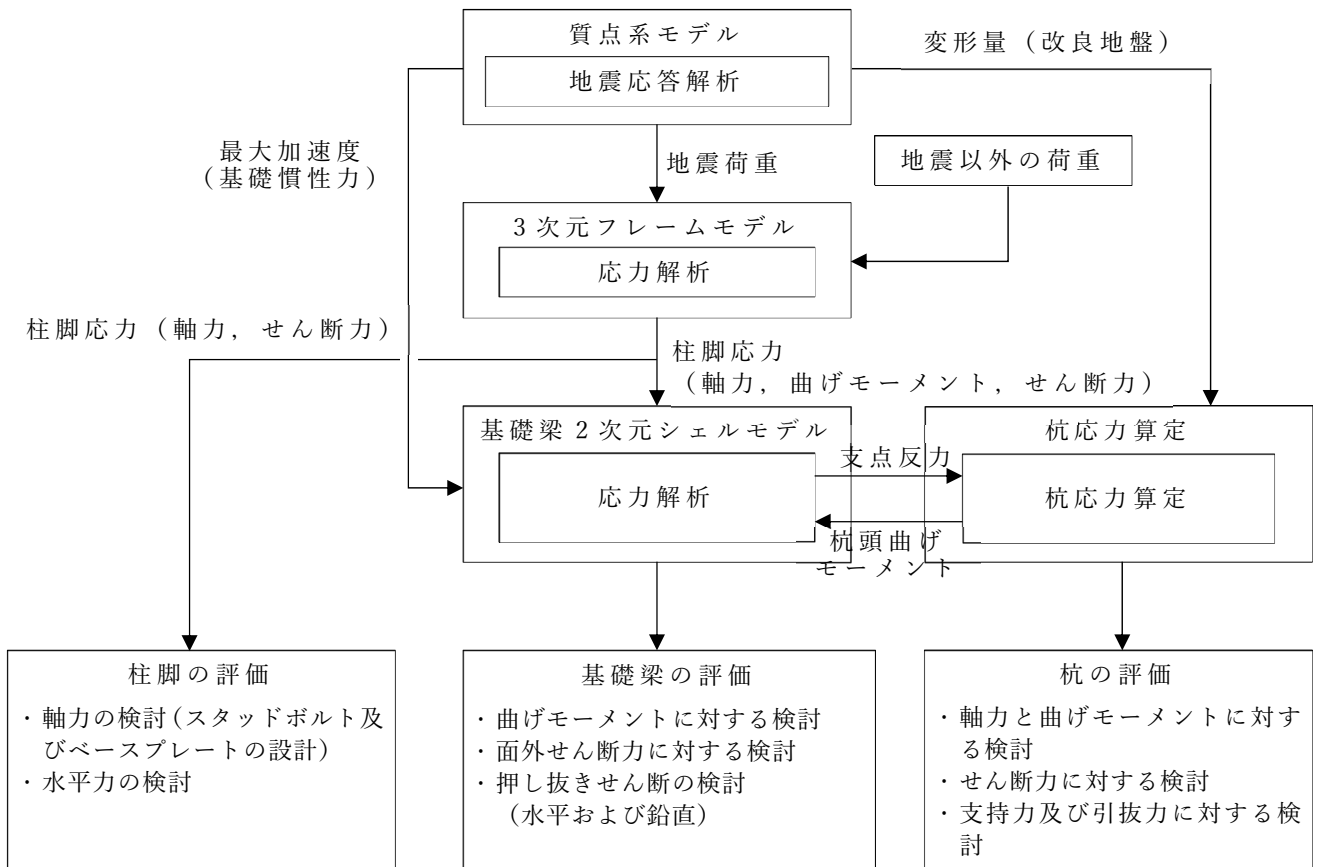
4. 飛来物防護ネット架構の基礎梁及び杭の耐震評価

4.1 基本方針

4.1.1 評価フロー

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎梁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、基礎梁及び杭の評価の考え方を示す。

基礎梁及び杭の設計のフロー図を第 4.1.1-1 図に示す。

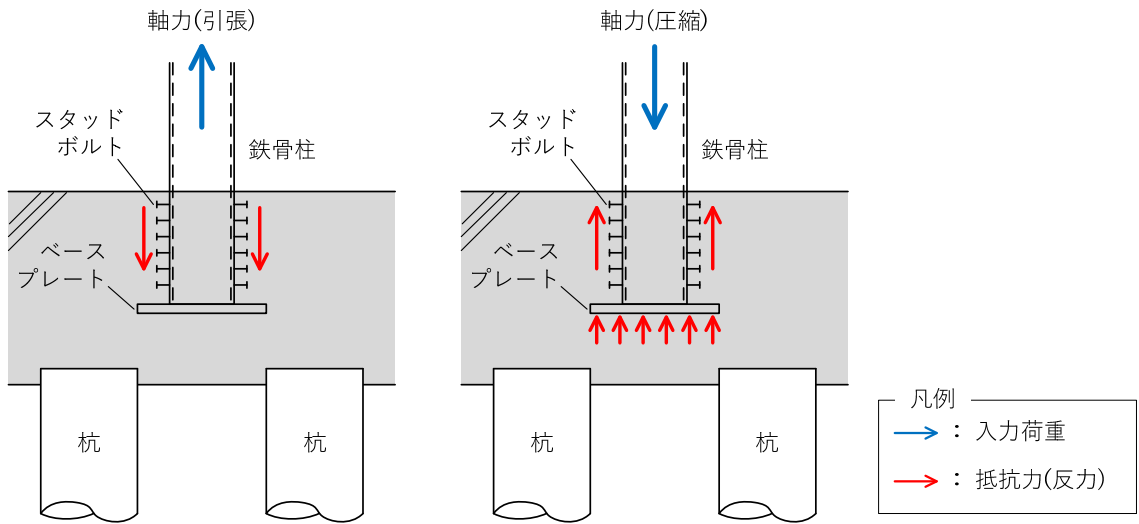


第 4.1.1-1 図 基礎梁及び杭の設計のフロー図

4.1.2 上部架構から基礎梁への軸力の伝達

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 4.1.2-1 図に示す。

- ・ 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梁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 4.1.2-1 図 上部架構から基礎梁への軸力の伝達

- 鉄骨柱からの軸力に対し，コンクリート部の引抜き又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。

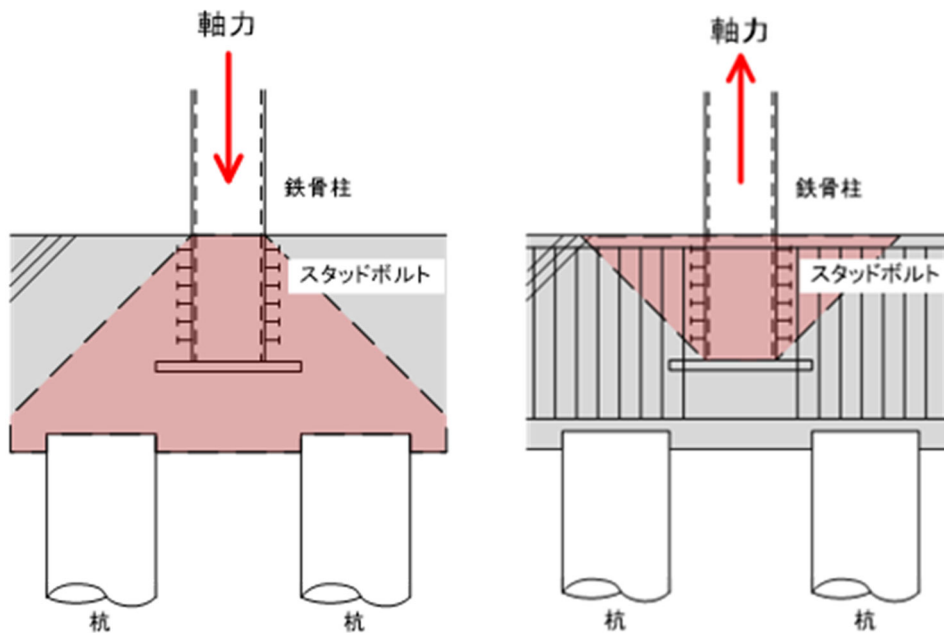
(a) 圧縮軸力について

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配置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 4.1.2-2 図)

コーン状破壊が生じる破壊線を跨ぐように梁のあばら筋が十分にある。

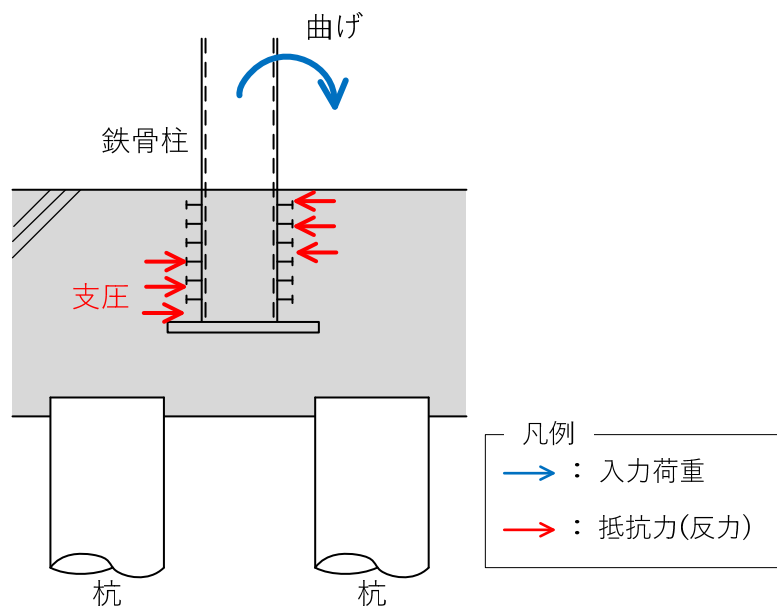


第 4.1.2-2 図 コンクリートのコーン状破壊

4.1.3 上部架構から基礎梁への水平力の伝達

上部架構から基礎梁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 4.1.3-1 図に示す。

- ・ 基礎梁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、基礎梁コンクリートも 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 4.1.3-1 図 上部架構から基礎梁への水平力の伝達

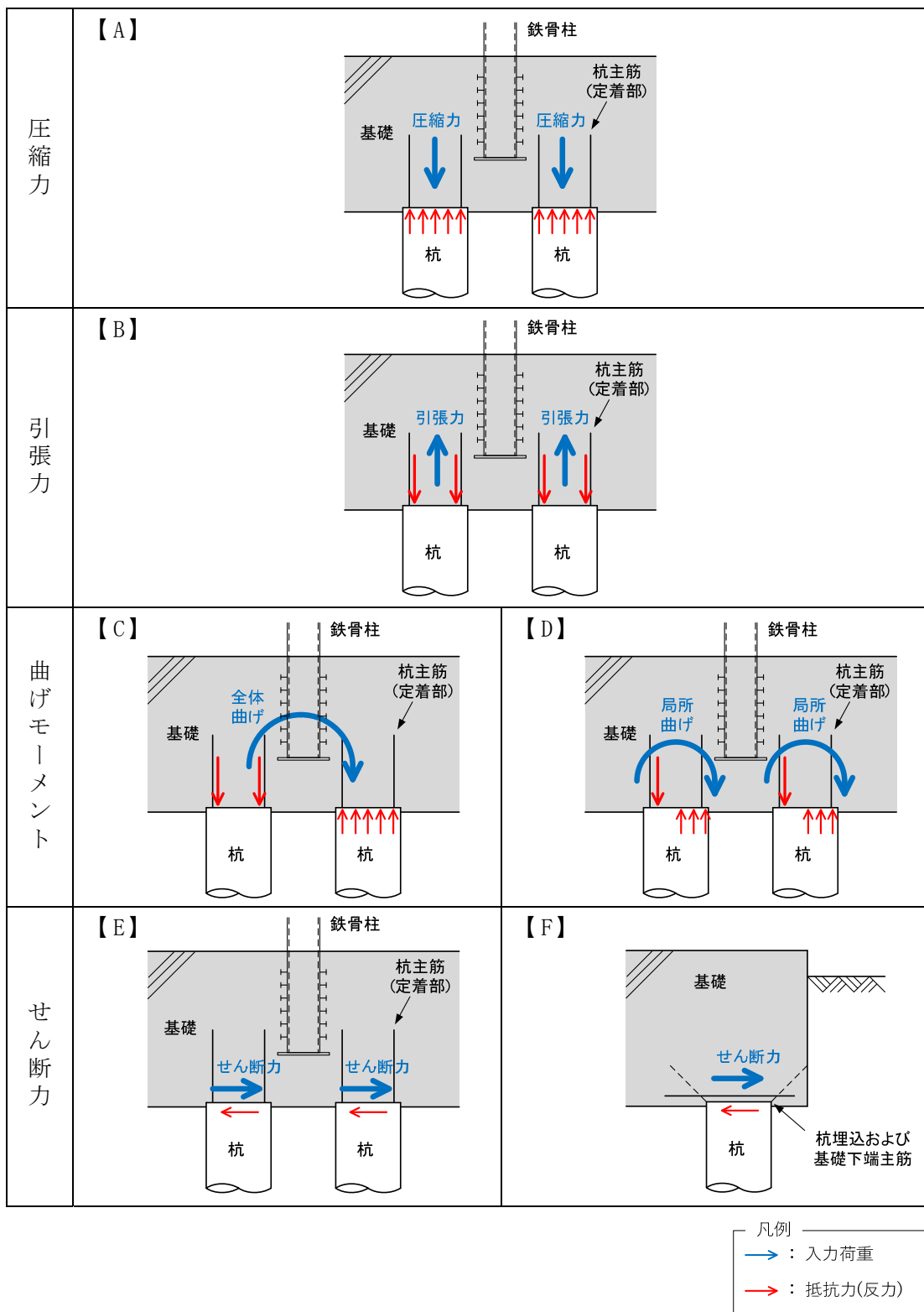
4.1.4 基礎梁から杭への応力伝達

基礎梁から杭への応力伝達については、以下のように考える。

- ・ 基礎梁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4.1.4-1図【A】参照)。
- ・ 基礎梁から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する(第4.1.4-1図【B】参照)。
- ・ 基礎梁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4.1.4-1図【C】及び【D】参照)。
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎梁に必要長さを確保して定着させることで、応力伝達する(第4.1.4-1図【C】及び【D】参照)。
- ・ 基礎梁のせん断力は、基礎梁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梁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4.1.4-1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、基礎梁コンクリートのはしあき、及び基礎梁下端主筋で負担する(第4.1.4-1図【F】参照)。

基礎梁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。

- ・ 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 4.1.4-1 図 基礎梁から杭への応力伝達

4.1.5 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。

- ・ 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。

4.1.6 基礎梁の評価

基礎梁の評価では、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、基礎梁の慣性力を考慮する。

部材評価は、以下のとおり。

- ・ 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。

4.2 基礎梁及び杭の評価方法及び結果

基礎梁及び杭の評価方法及び評価結果の詳細は別添7に示す。

4.3 基礎梁及び杭の耐震評価まとめ

基礎梁の最大検定値は、軸力及び曲げモーメントに対し 0.737、せん断力(修正荒川式)に対し 0.395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 0.567 (浮力考慮)、せん断力に対しては 0.376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 0.156 (浮力非考慮)、引抜き抵抗力に対し 0.161 (浮力考慮)であった。

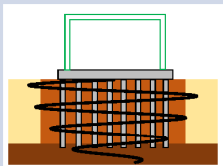
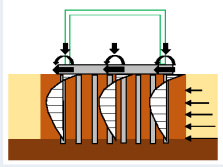
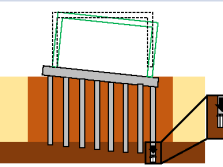
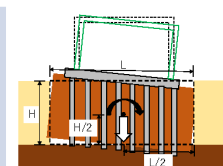
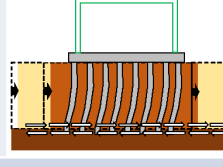
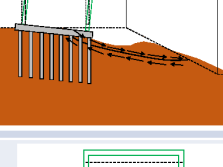
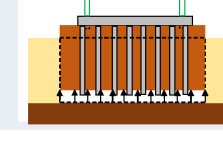
基礎梁の杭からの押し抜きせん断の最大検定値は、鉛直力に対し 0.17 及び水平力に対し 0.82 であった。

埋込柱脚部の引張軸力(スタッドボルト)の最大検定値は、0.56 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 0.50 であった。また、コンクリートの支圧に対して、0.94 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. 液状化の影響因子の評価結果

液状化の影響因子に対する評価は、第 5-1 表に示す 6 項目を対象とする。

第 5-1 表 液状化の影響因子

影響因子	損傷状態及び	イメージ図	確認方法
①地盤剛性低下	上部応答が増大する		有効応力解析から求まる「ネット架構の脚部における応答」に対してネット架構が冷却塔への波及的影響を生じないことを確認する。
	杭に大きな応力が生じ、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭に作用する荷重」と、上部構造の3次元フレームモデルから求まる「上部構造から作用する荷重」を考慮し、発生する応力が、杭の許容限界を下回っていることをもって、地盤剛性低下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
②沈下	杭の先端の支持地盤の支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭の鉛直力」が、腐架層の極限支持力を下回っていることをもって、沈下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
③転倒	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		有効応力解析から求まる「側方土圧と施設全体に作用する慣性力」により発生する「転倒モーメント」が、改良地盤の重心位置に作用する自重から求められる安定モーメントを下回っていることをもって、転倒により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
④滑動	杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「支持岩盤と改良地盤の接合面でのせん断力」が、杭のせん断抵抗力と接合面でのせん断抵抗力（JAG4601-1987による）の両抵抗力の合計を下回っていることをもって、滑動により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
⑤側方流動	周辺地盤状況が側方に流動し、杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から100m以上離れていること（道路橋示方書）から側方流動は生じないと評価し、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。
⑥浮上り	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		施設の下方に液状化対象層がないことから液状化に伴う浮上りは生じないと評価、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。

①地盤剛性低下に対する評価

地震応答解析にて地盤剛性低下を考慮しているため、本章での評価は行わない。

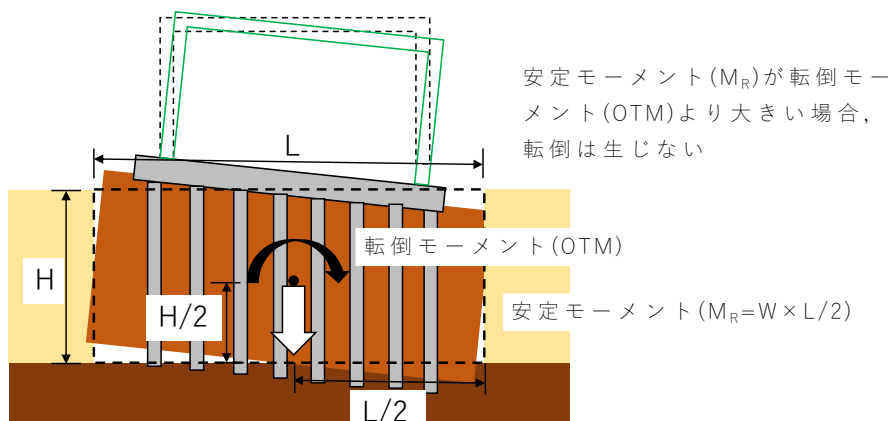
②沈下に対する評価

杭の最大鉛直力が鷹架層の先端極限支持力を下回ることを確認する。杭の先端支持力の検定値は 0.499 であり、杭の最大鉛直力は鷹架層の先端極限支持力を下回ることを確認した。

③転倒に対する評価

側方土圧と施設全体に作用する慣性力により発生する転倒モーメント (OTM) が安定モーメント (M_R) を下回ることを確認する。

有効応力及び全応力解析結果のうち、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて転倒に対する検討を行う。解析結果の垂直応力には、慣性力により発生する転倒モーメント (OTM) と、自重による安定モーメント (M_R) の両者の影響が含まれている。従って、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて算出した両端部における回転モーメントの差分 ($OTM - M_R$) が負となることで、転倒が生じないことを確認する (第 5-1 図参照)。第 5-2 表より、転倒モーメントと安定モーメントの差が負であることを確認した。



第 5-1 図 転倒に対する評価

第 5-2 表 転倒に対する評価

方向	差分 (OTM- M_R) (kN·m/m)	評価	地震動
NS	-129935	0 未満	Ss-C1
EW	-178220	0 未満	Ss-C1

④滑動に対する評価

有効応力解析および全応力解析より求まる支持地盤と改良地盤の接合面でのせん断力が，接合面でのせん断抵抗力を下回ることを確認する。第 5-3 表より改良地盤の最下層の要素の平均せん断応力度の最大値が，支持地盤のせん断抵抗力を下回ることを確認した。なお，杭体が発生せん断力に対して健全であることを別途確認しているため，実際は杭体のせん断抵抗力も考慮することができるが，ここでは保守的に考慮していない。

第 5-3 表 滑動に対する評価

方向	せん断応力度 (kN/m ²)	せん断抵抗力 (kN/m ²)	評価	地震動
NS	338	902	0.375	Ss-C1
EW	309	902	0.343	Ss-C1

⑤側方流動に対する評価

施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から 100m 以上離れていることから側方流動に対する影響はないため，評価は不要である。

⑥浮上りに対する評価

施設の下方に液状化対象層がないことから浮上りに対する影響はないため，評価は不要である。

6. まとめ

5章までの結果より，上部架構，基礎梁及び杭について，評価基準に対して検定比が1.0以下であり，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6-1表に示す。

第6-1表 結果まとめ

飛来物防護 ネット架構の 検討対象部位		検討対象 地震動	評価指標	評価基準	検定比
基礎	杭	S _s	杭応力 (軸力+曲げ)	終局強度	0.567
			杭応力 (面外せん断力)	終局強度	0.376
			支持力	地盤の終局 鉛直支持力	0.156
			引拔力	地盤の終局 引拔抵抗力	0.161
	基礎梁	S _s	基礎梁応力 (軸力+曲げ)	終局強度	0.737
		S _s	基礎梁応力 (面外せん断力)	終局強度	0.395
上部 架構	架構全体	S _s	相対変位	離隔距離	0.077
	フレーム (柱・梁)	S _s	フレーム応力 (軸力+曲げ)	終局強度	0.89
	座屈拘束 ブレース	S _s	最大軸ひずみ	メーカー 推奨値	0.567
		S _s	疲労係数総和	メーカー 推奨値	0.595

7. 適用規格・基準等

飛来物防護ネット架構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V₀及び風力係数の数値を定める件」
- ・ 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）
- ・ 日本産業規格
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2008（（社）日本電気協会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010）（文中，「各種合成指針」と記す。）
- ・ 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）（文中，「建築物の構造関係技術基準解説書」と記す。）

別添 1

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	14
3.5. 地盤(沈下・転倒・滑動)の確認	19
3.6. 施設全体の変形に対する対応	21

1. 概要

本資料は、飛来物防護ネット架構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。

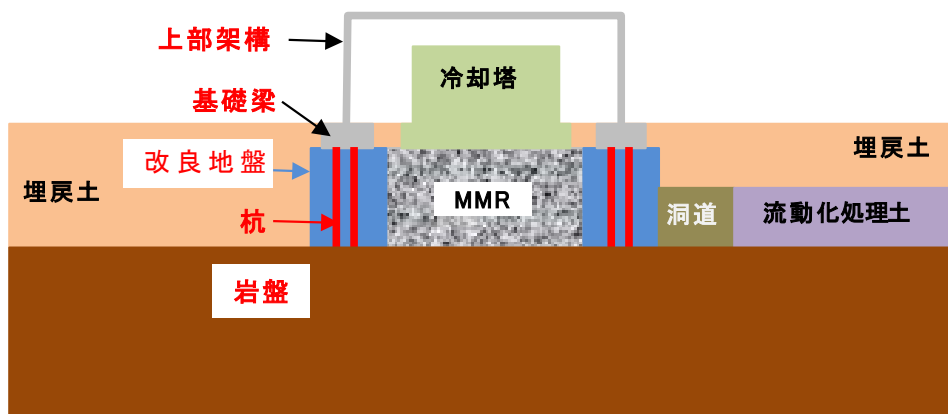
2. 波及的影響について

飛来物防護ネット架構の冷却塔への波及的影響は、以下の2点が考えられる。

- ・ 本施設の上部架構全体が崩壊又は本施設の部材(上部架構の各部材・防護ネット等)が破断・落下し、冷却塔に衝突する
- ・ 本施設の飛来物防護ネット架構の変形が大きくなり、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 図に赤字で示す飛来物防護ネット架構を支持・構成する全ての部位とする。

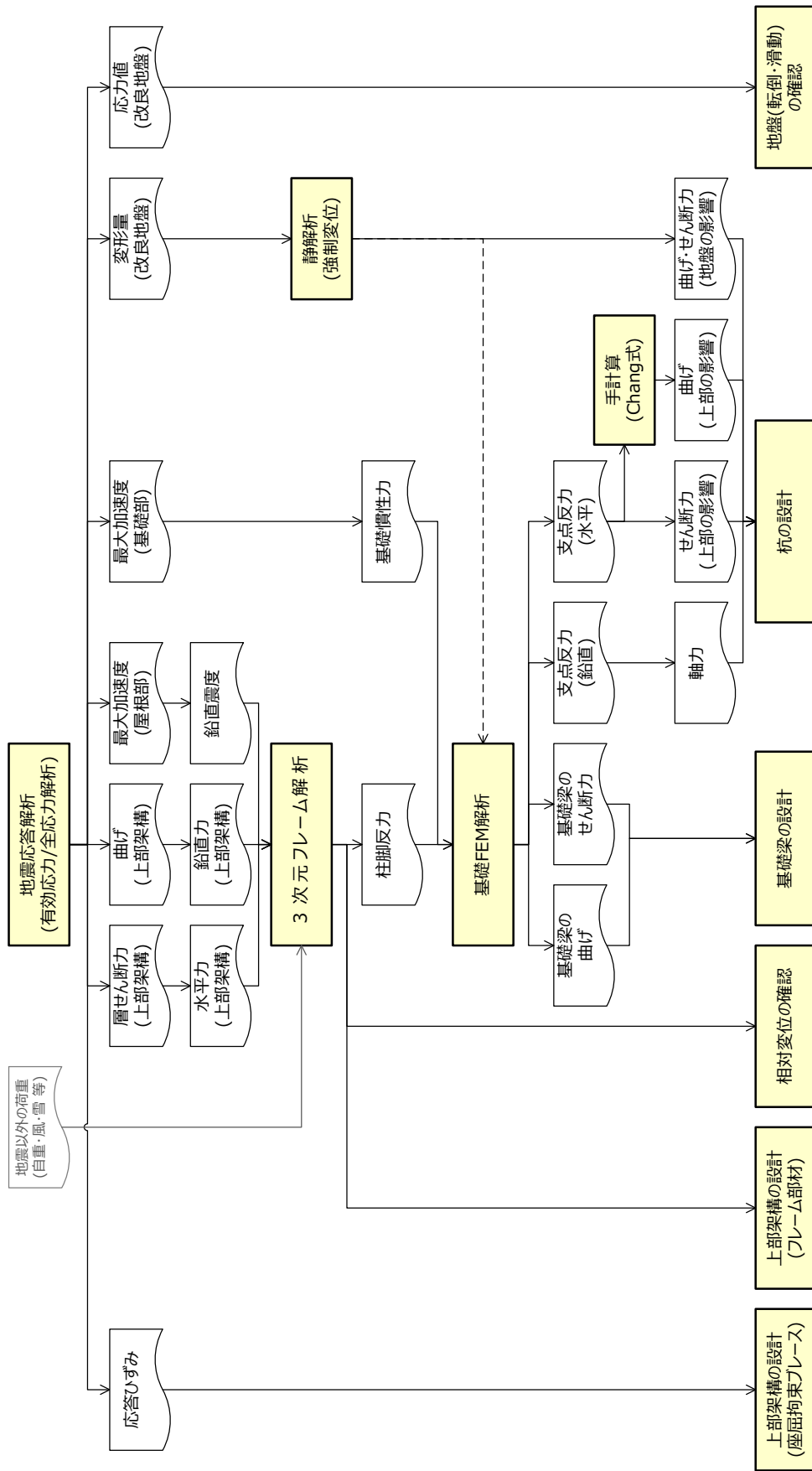


第 2-1 図 概略断面図

3. 解析・設計について

3.1. 全体の流れ

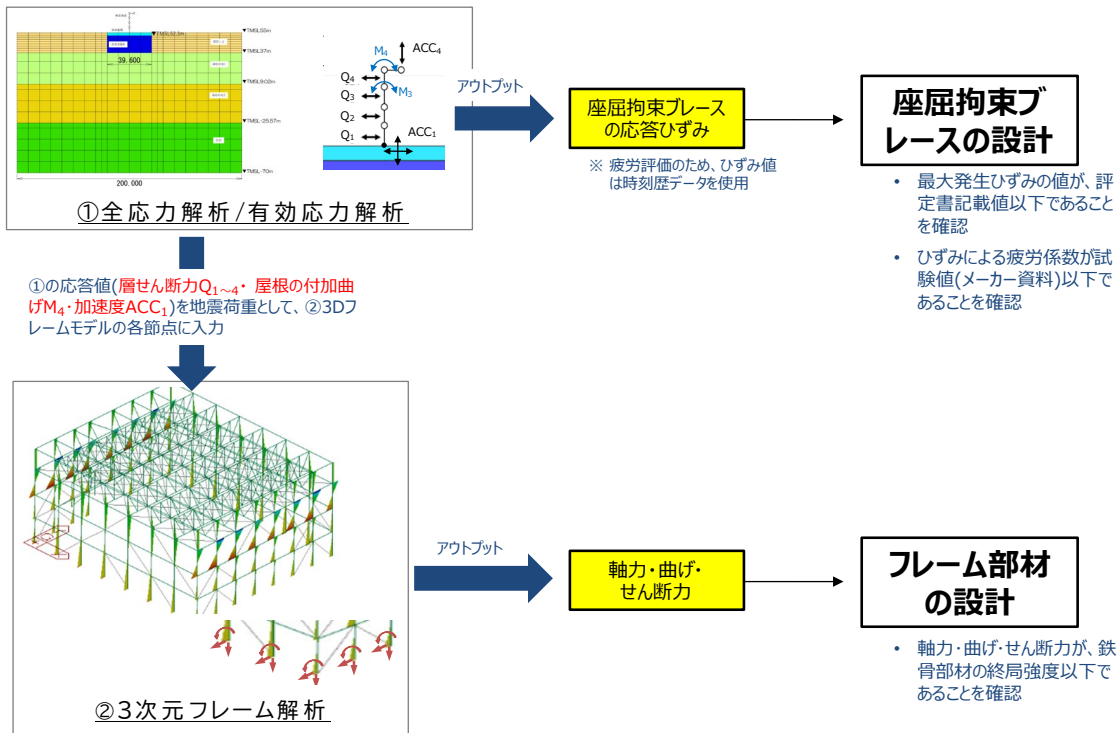
第 3.1-1 図に解析・設計フローを示す。全ての耐震評価は，地震応答解析（全応力解析/有効応力解析）の結果を基に実施する。



第 3.1-1-1 図 解析・設計フロー

3.2. 上部構造の設計

第 3.2-1 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 3.2-1 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 3.2-1 図 模式図(上部構造の設計)

第 3.2-1 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
上部架構	柱	○	基準地震動 S_s 時に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。
	大梁, 小梁		
	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

3.2.1. 座屈拘束ブレースの設計

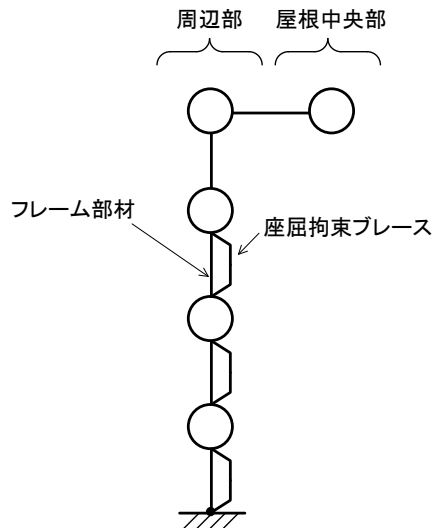
(1) 設計方針

- a. 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。
- b. 座屈拘束ブレースの評価における限界値は、以下のとおり。
 - (a) 最大発生軸ひずみの値が 3.0%以下であること
 - (b) 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

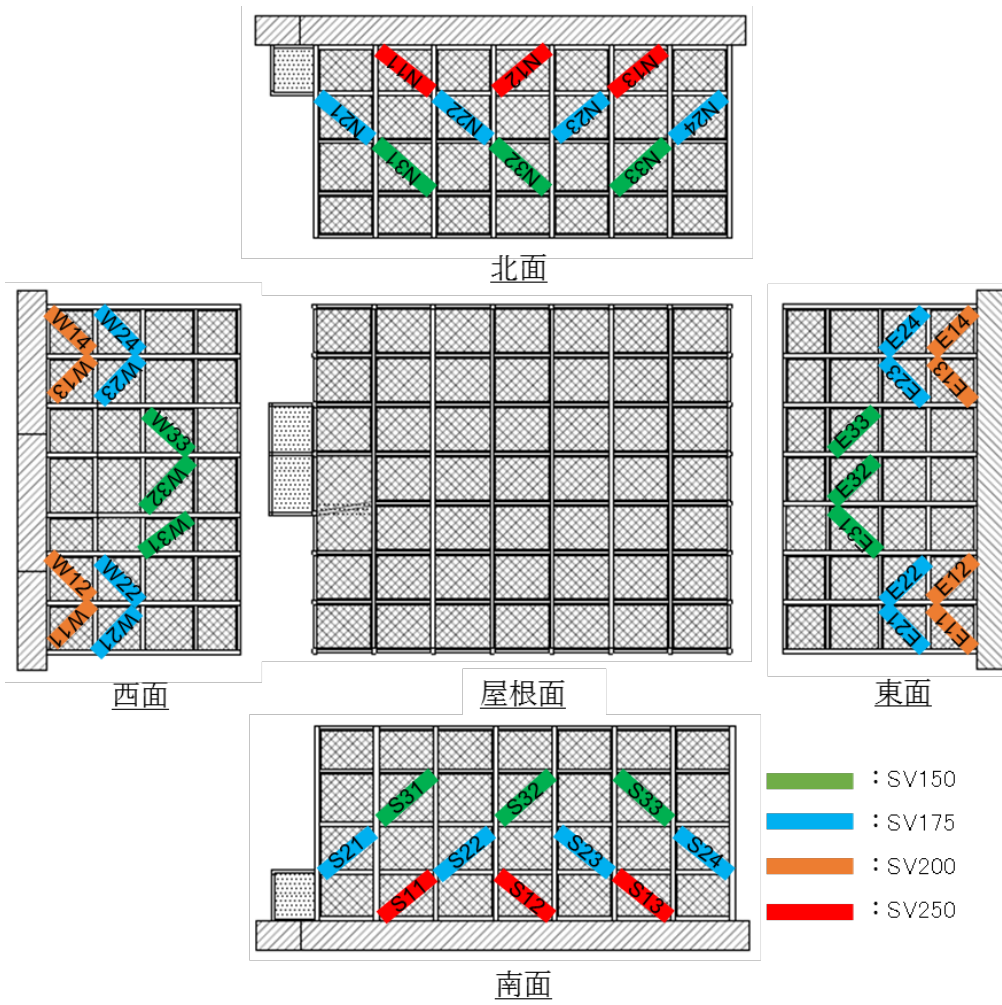
(2) 評価に用いるひずみ

- a. 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②3次元フレーム解析の結果ではなく、①全応力解析/有効応力解析の結果を採用する。
- b. 評価に用いる軸ひずみは、第 3.2.1-1 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。
- c. 座屈拘束ブレースの配置図を第 3.2.1-2 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 3.2.1-1 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 3.2-1 図で記載している表現を示す。



第 3.2.1-1 図 全応力解析/有効応力解析質点系モデル



第 3.2.1-2 図 座屈拘束ブレース配置図

3.2.2. フレーム部材の設計

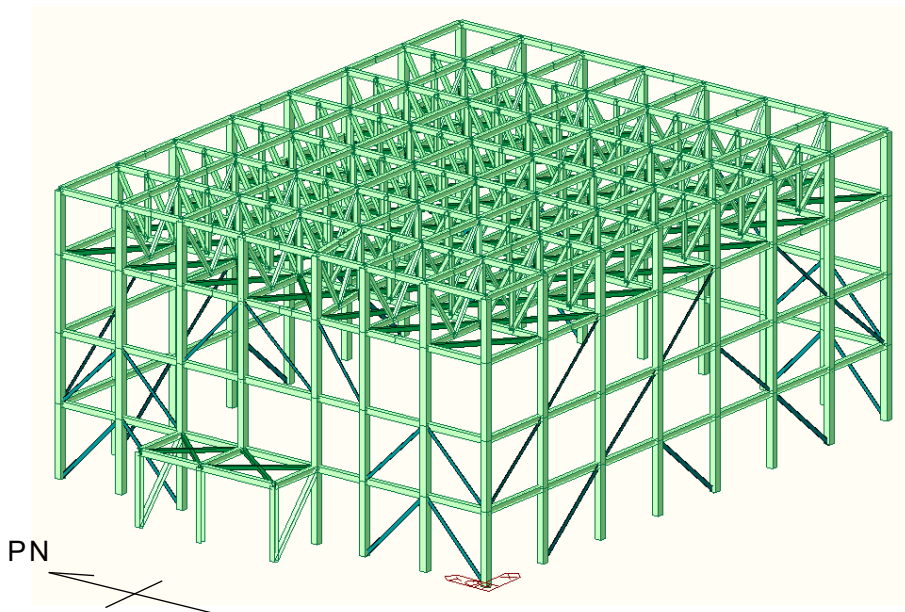
(1) 設計方針

- a. 座屈拘束ブレースを除く，上部架構の全ての部材(柱・大梁・小梁・トラス柱・鉛直ブレース・水平ブレース)を対象とする。
- b. 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。
- c. 終局強度は，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，基準強度を 1.1 倍した値とする。
- d. フレームは弾性でモデル化する。このとき，解析結果が弾性範囲を超えた場合には，変形について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。

(2) 設計に用いる応力

- a. 評価に用いる発生応力は，第 3.2-1 図の②3次元フレーム解析の結果とする。
- b. 3次元フレーム解析のモデルの特徴は，以下のとおり。
 - (a) 上部構造の全ての部材をモデル化対象とする(第 3.2.2-1 図参照)。
 - (b) 座屈拘束ブレースは，非線形性を考慮する。
 - (c) 基礎梁・杭・地盤はモデル化対象とせず，基礎梁上端固定とする。

注) 下線は，第 3.2-1 図で記載している表現を示す。

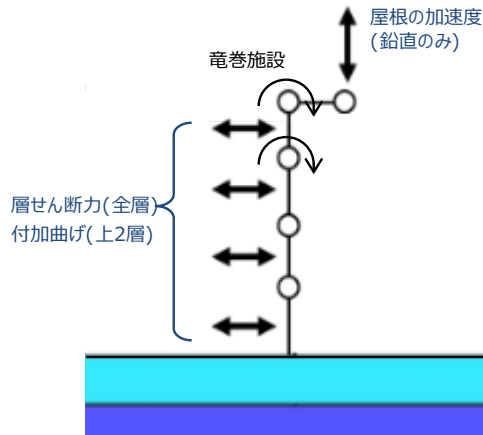


第 3.2.2-1 図 3次元フレーム解析モデル

c. ②3次元フレーム解析の入力荷重は、以下のとおり。

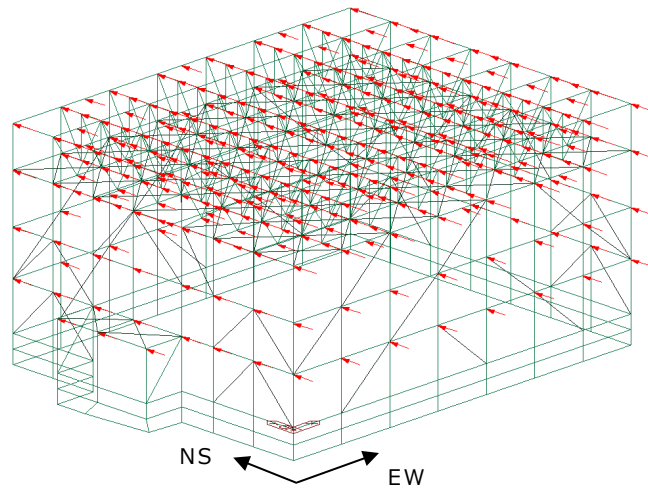
(a) 地震荷重以外にも固定荷重・風荷重・積雪荷重を組み合わせる。

(b) 地震荷重は、①全応力解析/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3.2-1図及び第3.2-2図参照）。



第3.2.2-2図 全応力解析/有効応力解析結果から引用する応答値

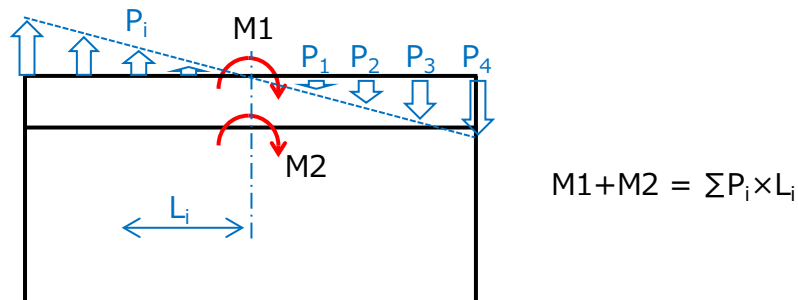
(c) 層せん断力は、水平荷重として②3次元フレーム解析モデル各節点に入力(各節点の負担質量で按分)する(第3.2.2-3図参照)。



第3.2.2-3図 水平荷重図(3次元フレーム解析)

(d) 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3.2.2-4図に示すように偶力として鉛直力に変換し、②3次元フレーム解析モデルの屋根頂部の各節点に入力する。

(e) 屋根(中央部)の鉛直加速度は、鉛直震度として②3次元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3.2.2-4図参照)。



M1, M2 : 付加曲げモーメント

P_i : 鉛直力

L_i : 回転中心から鉛直力までの距離

第 3.2.2-4 図 屋根トラスの付加曲げの分配方法

注) 下線は、第 3.2-1 図で記載している表現を示す。

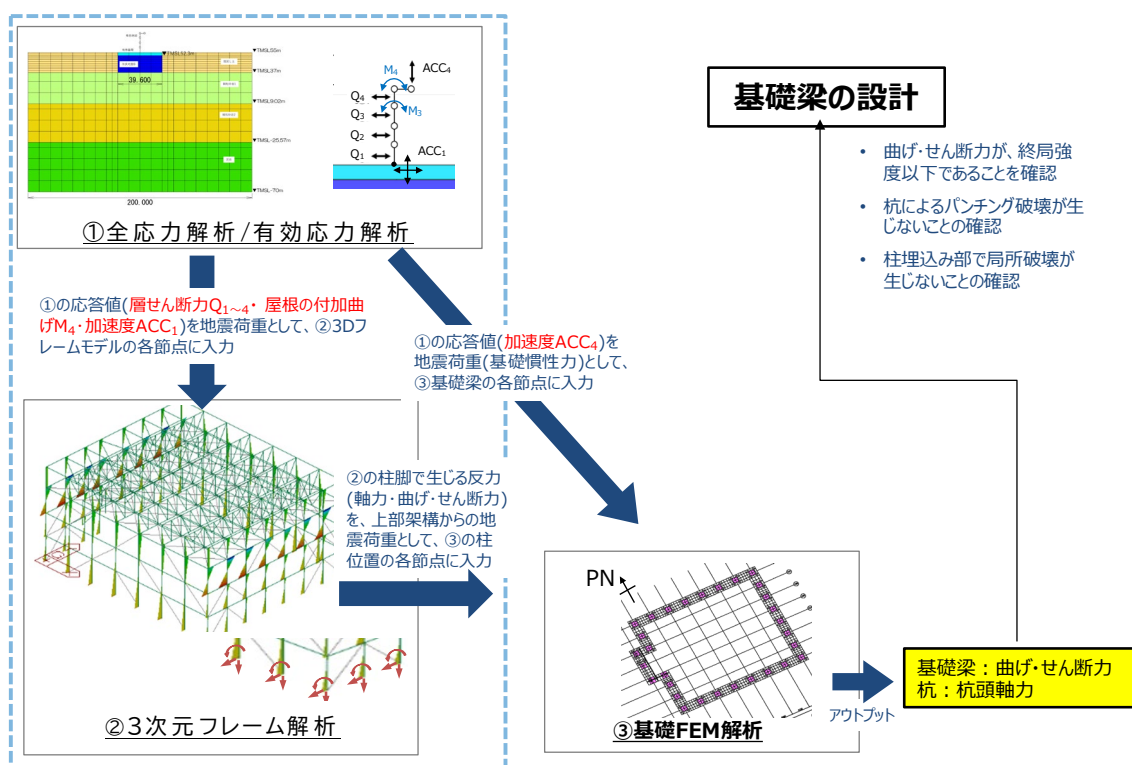
(3) フレームの変形に対する対応

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

フレームの最大変形量 < 冷却塔との離隔距離 - 冷却塔の最大変形量
--

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

3.3. 基礎梁の設計



注)青破線枠内は、第 3.2-1 図と同作業
第 3.3-1 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(第 3.3-1 図参照)。
- 基礎梁の評価は，以下の 3つの状況に対して実施する(第 3.3-1 表参照)。
- 基礎梁は弾性でモデル化する。このとき，解析結果が弾性範囲を超えた場合には，変形について評価し冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。

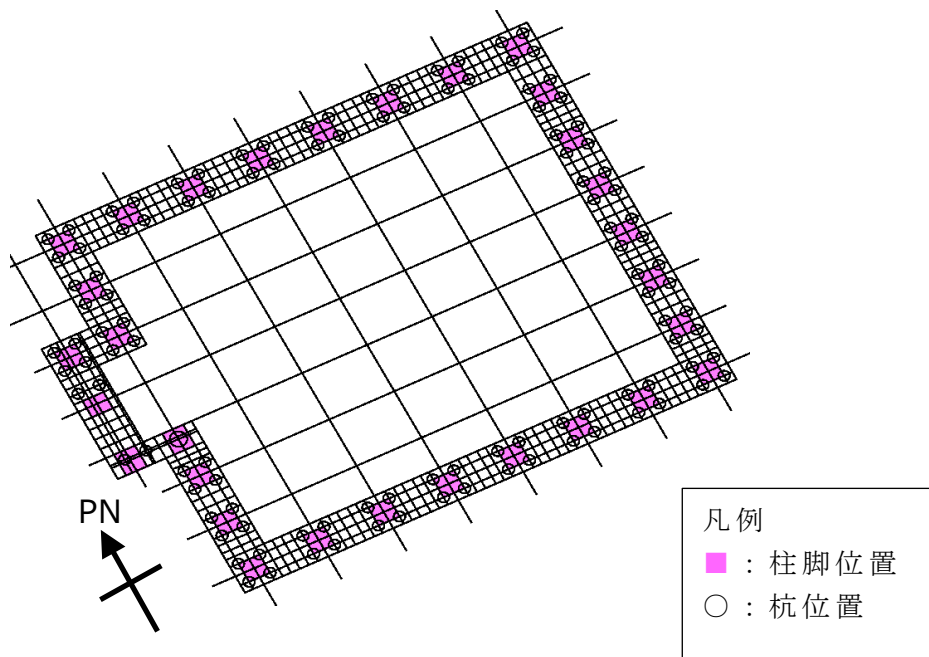
第 3.3-1 表 評価対象とする状況

	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

- a. 状況 A に対する評価として、基礎梁の終局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。
- b. 状況 B 及び状況 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。
- c. 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 3.3-2 図に示す。
- (a) 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。
- (b) 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 3.3-2 図のピンク表示の中心、杭位置=第 3.3-2 図の白○印)。
- (c) 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。

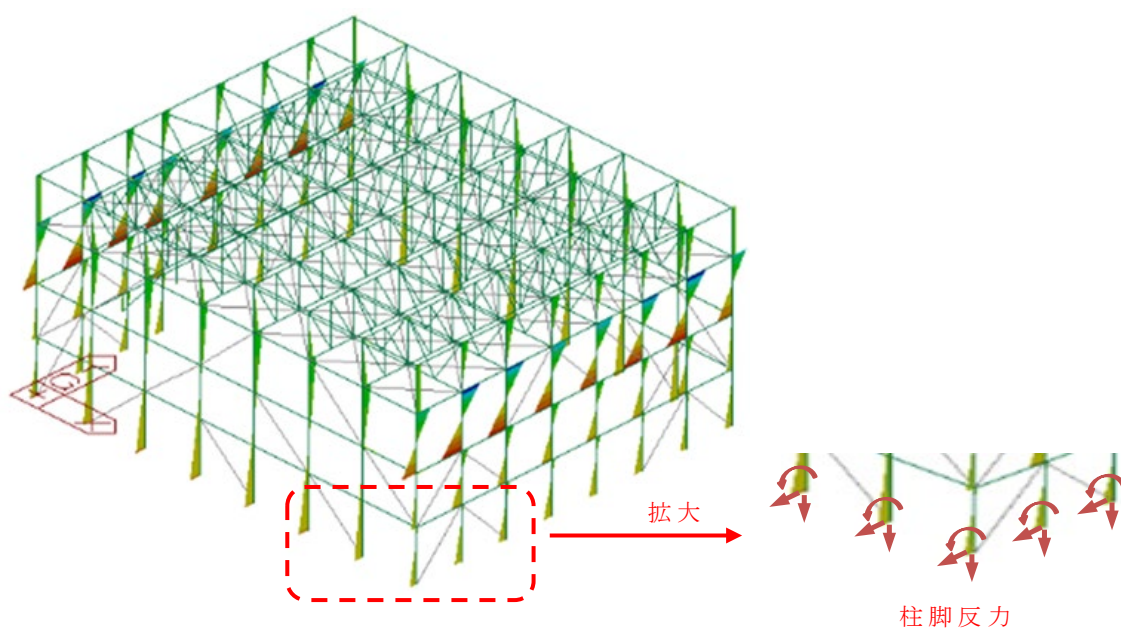
注)下線は、第 3.3-1 図で記載している表現を示す。



第 3.3-2 図 基礎 FEM 解析モデル

- d. ③基礎 FEM 解析の入力荷重は、以下のとおり。
- (a) 上部構造からの荷重として、第 3.3-3 図に示す②3次元フレーム解析の柱脚反力を採用する。
 - (b) 基礎梁に生じる慣性力として、①全応力解析/有効応力解析において基礎梁で生じた加速度(水平・鉛直)を採用する。
 - (c) 基礎梁は、自重及び積雪荷重を考慮する。
 - (d) 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 3.3-1 図で記載している表現を示す。

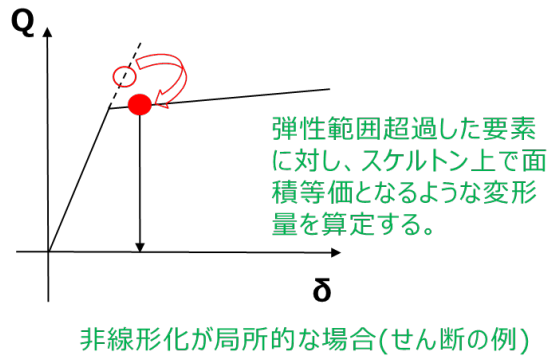


第 3.3-3 図 上部構造から基礎梁に作用する柱脚反力

- e. 第 3.3-1 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。
- f. 第 3.3-1 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。

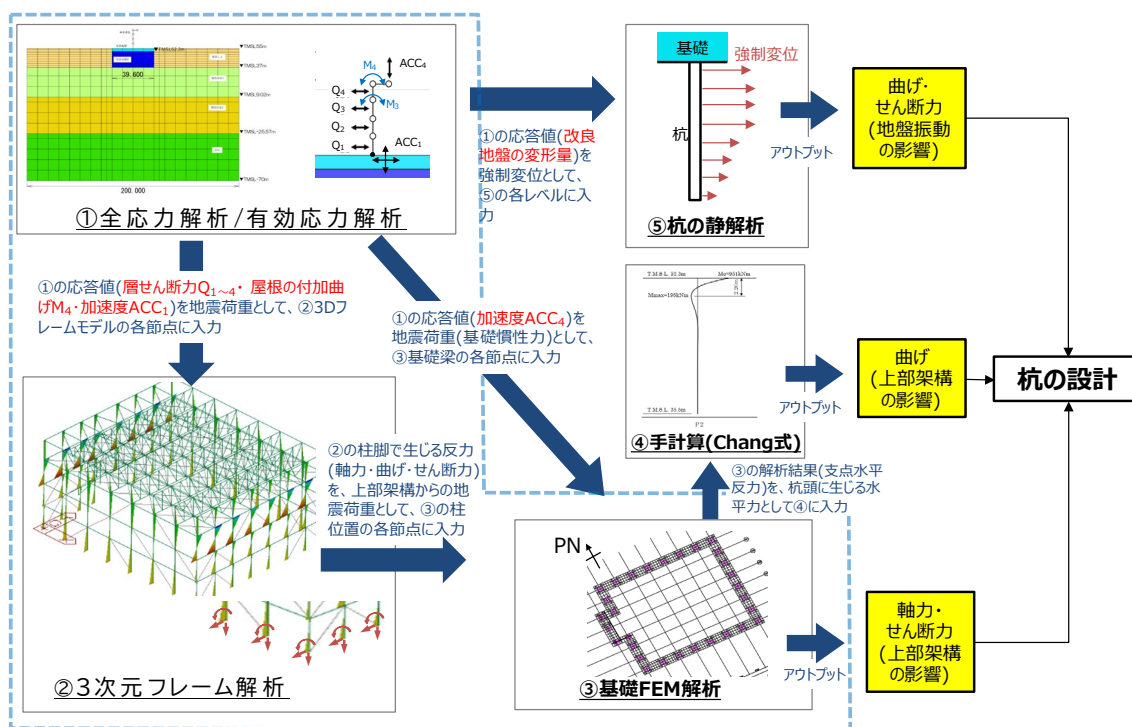
(3) 基礎梁の変形に対する対応

- a. 基礎梁は、線形部材として計算する(剛性を低減させない)ことで発生応力は大きくなり、保守的な評価となる。
- b. 基礎梁には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価に対しては、非線形時の変形の影響はない。
- c. ただし、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、変形による上部架構への影響は考慮する必要がある。
- d. 非線形化が局所的な場合、弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を第 3.3-4 図のように計算する。
- e. 上部架構の 3次元フレームモデルに、基礎梁の非線形時の変形量を強制変位として入力し、フレームに与える影響を確認する。



第 3.3-4 図 非線形化の影響の考慮方法

3.4. 杭の設計



注) 青破線枠内は、第 3.3-1 図と同作業

第 3.4-1 図 模式図(杭の設計)

(1) 設計方針

a. 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。

(a) RC の杭体に生じる応力が、終局強度以下であること。

(b) 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。

(c) 杭に生じる引張軸力が、地盤の終局引抜き抵抗以下であること。

b. 杭は地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計する。

(2) 設計に用いる応力

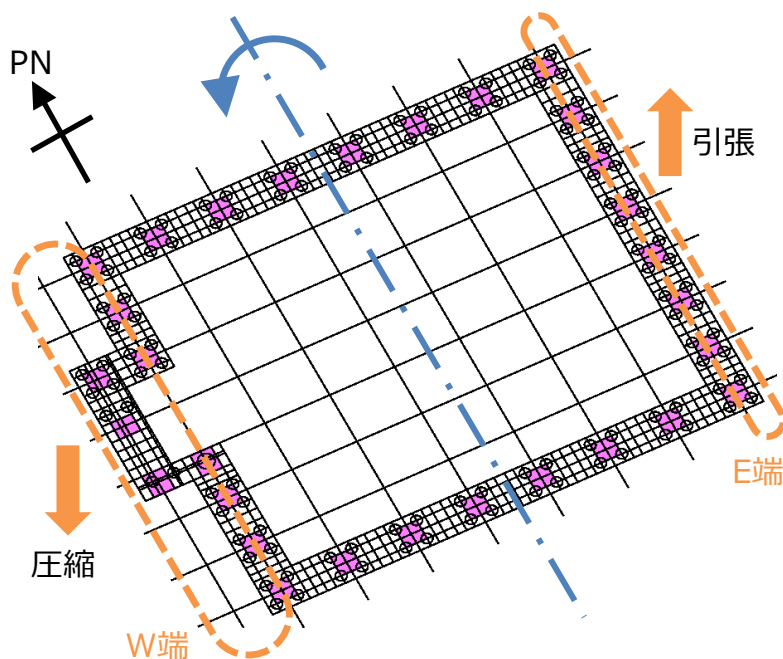
a. 杭の設計におけるデータの流れに着目した模式図を第 3.4-1 図に示す。

b. 杭の設計に用いる軸力は、③基礎 FEM 解析の結果を用いる(第 3.4-2 図参照)。

(a) 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。

(b) よって、杭に生じる軸力は、杭の平面配置を考慮した③基礎 FEM 解析の結果を引用する。

注) 下線は、第 3.4-1 図で記載している表現を示す。

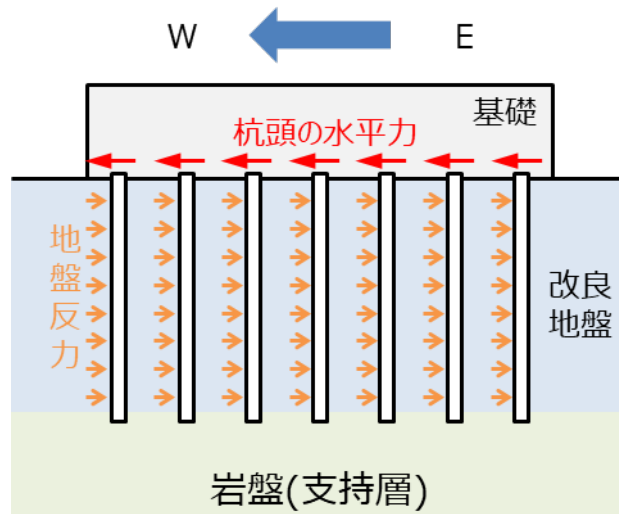


第 3.4-2 図 杭の軸力(地震荷重:E→W 方向)

c. 杭頭に生じる水平力は、地震による「上部架構+基礎梁」の慣性力の全てを、杭で負担するものとして設計する(第 3.4-3 図参照)。

(a) 水平慣性力を杭に配分する際、基礎梁の剛性が杭に対して大きい場合、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)。

(b) 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。

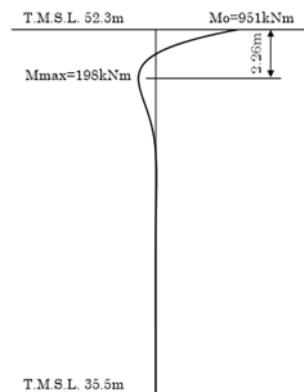


第 3.4-3 図 杭頭の水平力

d. 杭に生じる曲げ(上部架構の影響)は、杭頭の水平力を基に④手計算(Chang 式)を用いて計算する(曲げモーメントの分布の例を第 3.4-4 図に示す)。

(a) 飛来物防護ネットの杭は、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 3.4-1 図で記載している表現を示す。



第 3.4-4 図 Chang 式による曲げモーメント分布の例

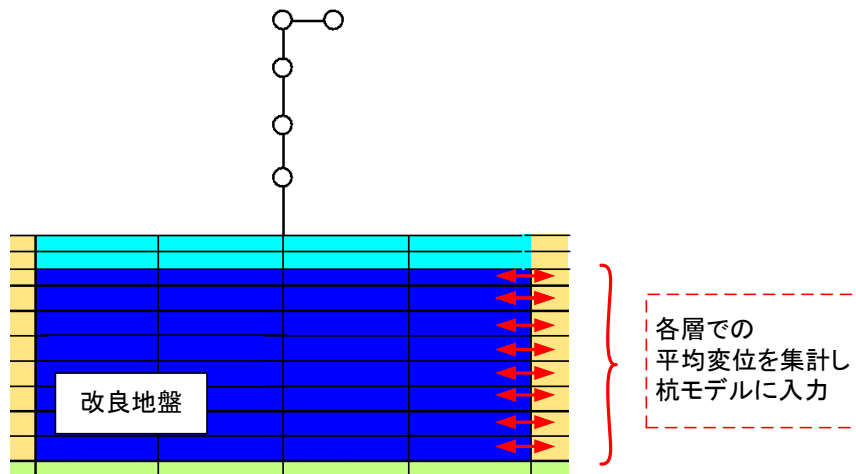
e. 杭に生じる応力(深さ方向の地盤振動影響)は、全応力解析/有効応力解析における改良地盤の変形量を基に、杭の剛性に強制変位を与えた⑤杭の静解析の結果(曲げ・せん断)を用いる(第 3.4-5 図参照)。

(a) 杭は、改良地盤に追従した変形をすると仮定する。

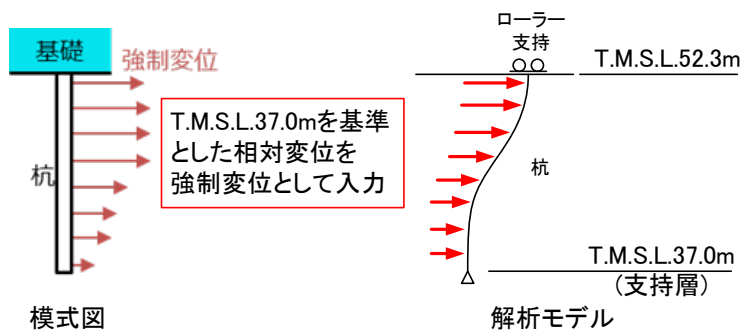
(b) 杭位置に相当する改良地盤の各層における各節点の変形量を集計し、杭の剛性を模擬したモデルにて静解析を行う。

注)下線は、第 3.4-1 図で記載している表現を示す。

①全応力解析/有効応力解析



⑤杭の静解析



第 3.4-5 図 強制変位を与える杭の静解析のイメージ

f. 杭の設計で評価する応力をまとめた表を第 3.4-1 表に示す。

注) 下線は，第 3.4-1 図で記載している表現を示す。

第 3.4-1 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	③基礎 FEM 解析結果
曲げ	④手計算(Chang 式)の計算結果+⑤杭の静解析結果
せん断	③基礎 FEM 解析結果+⑤杭の静解析結果

(3) 杭の変形に対する対応

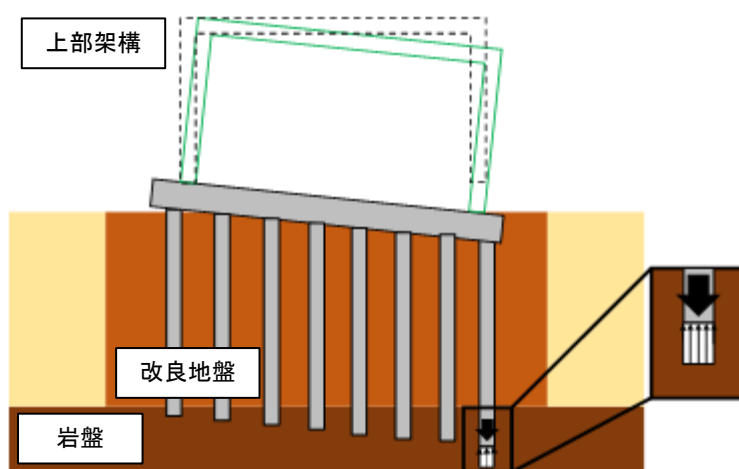
- a. 杭は，地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計する。
- b. 設計モデルでは，杭はモデル化していない。
- c. 弾性範囲を超えた場合には本来剛性は低下するが，現時点でモデル化していないため剛性は考慮されておらず，杭が非線形となった場合でも，現状の変形量を上回ることはない。
- d. 別途算定する部材評価時の杭の発生応力は，地盤変形×杭の初期剛性とするため，線形で応力計算することは，保守的な評価となる。
- e. よって，本施設の評価においては，杭の非線形時の変形は考慮不要とする。

3.5. 地盤(沈下・転倒・滑動)の確認

(1) 沈下に対する検討

沈下に対する検討は、3.4項の杭の設計の結果から評価する。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(第3.5-1図参照)。

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



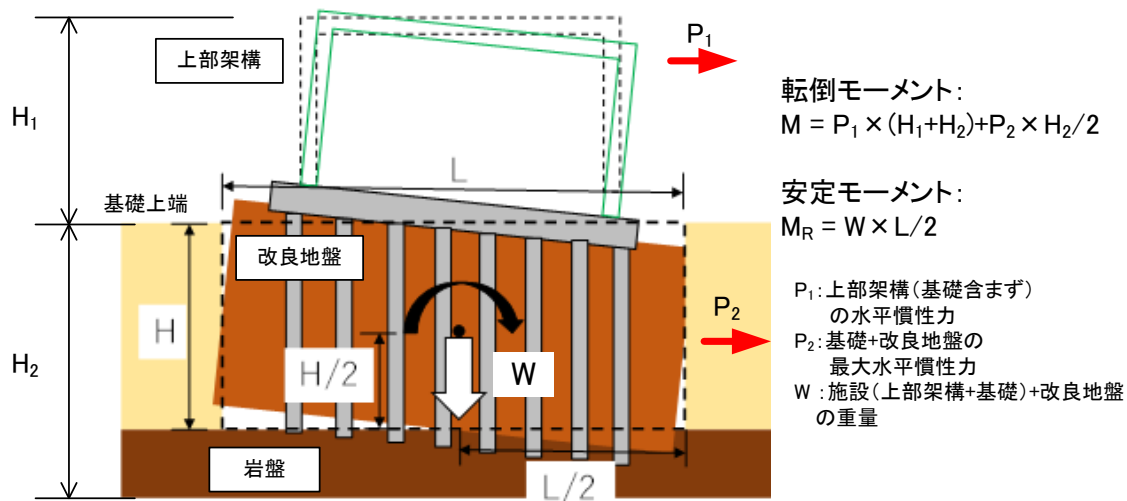
第3.5-1図 杭及び基礎梁の沈下イメージ

(2) 転倒に対する検討

転倒に対する検討は、①全応力解析/有効応力解析の結果を基に評価する。

- a. 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(第3.5-2図参照)。
- b. 改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向に引張が生じない場合、転倒しないと判断する。
- c. 改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向に引張が生じる場合、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

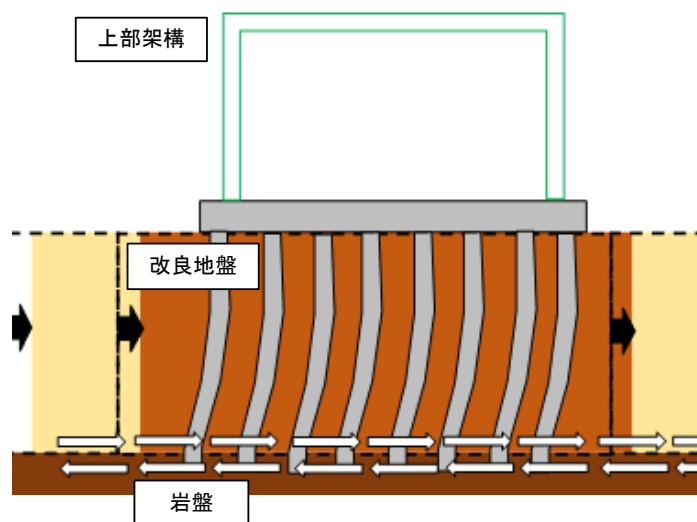


第 3.5-2 図 杭及び基礎梁の転倒イメージ

(3) 滑動に対する検討

滑動に対する検討は、①全応力解析/有効応力解析の結果を基に評価する。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(第 3.5-3 図参照)。

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 3.5-3 図 杭及び基礎梁の滑動イメージ

注) 下線は、第 3.4-1 図で記載している表現を示す。

3.6. 施設全体の変形に対する対応

座屈拘束ブレース以外は保守的な評価となるように線形部材（剛性を低減させないことで発生応力は大きくなる）として計算する。施設全体の変形に対する対応として、杭・基礎梁・上部架構の各部材で弾性範囲に収まっているかを確認し、収まっていない場合は検証用モデルに各部材の塑性化を考慮した解析を行い、その影響が大きい場合は構造計画を見直す。

別添 2

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・保守性の検証	2
2.1. 確認概要	2
2.1.1. 解析モデルの合理化に対する考え方	3
2.1.2. 解析モデルの保守性の考え方	4
2.2. 確認方針	5
2.2.1. 検証用モデルと合理化項目について	5
2.2.2. 妥当性・保守性を確認する応答値	9
2.2.3. 検証に用いる地震動の設定	12
2.3. 解析条件	13
2.3.1. 共通	13
2.3.2. 検証用モデル	19
2.3.3. 設計モデル	23
2.3.4. 検証用モデルの妥当性	24
2.4. 解析モデルの妥当性の確認	25
2.4.1. メッシュサイズ	25
2.4.2. 上部架構	29
2.4.3. 接触剥離要素の考慮の有無	39
2.4.4. 改良地盤の幅	42
2.4.5. 粗粒砂岩層の考慮の有無	45
2.4.6. 基礎梁の上端レベル	47
2.5. 解析モデルの保守性の確認	50
2.5.1. 周辺構造物による拘束効果の影響	50
2.5.2. 杭による拘束効果の影響	53
2.5.3. MMRによる拘束効果の影響	56
2.5.4. 鉛直応答への影響	58
2.5.4.1. 状況の確認	58
2.5.4.2. 要因分析における着目項目	62
2.5.4.3. 解析による要因分析	64
2.5.4.4. 要因分析のまとめ	75

2.5.4.5 設計影響の確認	77
2.5.4.6 まとめ	81
2.5.5. 地震荷重各成分(水平・回転・鉛直)の影響比較	82
2.5.6. 地盤剛性の変化	86
2.5.7. 検証用モデルとの応答値比較	111
2.5.8. 検証用モデルとの部材評価比較	130
2.6. 部材の線形／非線形性	131
2.7. まとめ	132

参考資料 1 地盤の材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定について

参考資料 2 検証用モデルの妥当性について

1. 概要

本資料は、飛来物防護ネット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。

- ・ 解析モデルの妥当性・保守性の検証

2. 解析モデルの妥当性・保守性の検証

2.1. 確認概要

地震応答解析は、部材設計を行うにあたりインプットとなる地震荷重を算定する目的のものである。この目的を満たすため、解析モデルは、科学的合理性を有し、かつ波及的影響が過小評価とならないように構築する必要がある。よって、本書では、以下の2項目に対して確認することを目的とする。

- モデル構築に際して設定した合理化項目が**妥当性を有している**こと
- 波及的影響評価が過小とならない地震荷重が算定可能な**保守性を有している**こと

2.1.1.1. 解析モデルの合理化に対する考え方

解析モデルの構築プロセスを第 2.1.1-1 表に示す。各々の項目について合理化可能かを検討し、科学的合理性を示せるものに対しては合理化を行い、解析負荷を軽減させた。合理化した項目を第 2.1.1-2 表に示す。

第 2.1.1-1 表 解析モデルの構築プロセス

プロセス	作業内容
1	モデル諸元の設定
2	地盤及び材料物性の設定
3	地震時荷重の設定

第 2.1.1-2 表 合理化項目と設定の考え方

項目	設定の考え方
メッシュサイズ	地中を伝搬する波はメッシュ分割に影響を受けるため、深さ方向のメッシュ分割は、上部架構の固有振動数とメッシュサイズの関係から施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように、表層地盤では最大 2.0m とする。
上部架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構をモデル化し上部架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、 <u>上部架構</u> は一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、振動特性を合わせることで同等の応答となると考え一軸とする。
接触剥離要素	埋戻し土が液状化した場合には剛性がほぼゼロとなること及び、基礎梁と埋戻し土との接触面が基礎梁横の一部のみに限定されること並びに、接触剥離の影響は小さいという考えから、構造物(基礎梁及び洞道)と地盤の境界面に対し、接触剥離は考慮しない。
改良地盤幅	改良地盤の「高さ/幅」が大きくなることでロッキング挙動が起きやすくなり、地震荷重が大きくなると予想し、改良地盤幅は基礎梁幅に合わせる。
粗粒砂岩	<u>支持地盤の厚さ 107m(解放基盤表面～支持地盤上端)に対し、粗粒砂岩の厚さはごくわずか(0.37m)であり、地震応答に与える影響は小さいと考え、モデル化しない。</u>
基礎梁高さ	<u>上部架構の振動特性が等価となるような設定とする</u>

2.1.2. 解析モデルの保守性の考え方

解析モデルの保守性の考え方を第 2.1.2-1 表に示す。保守性は、地盤挙動に対する拘束効果(水平方向)と地盤の剛性変化に着目する。

第 2.1.2-1 表 解析モデルの保守性の考え方

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

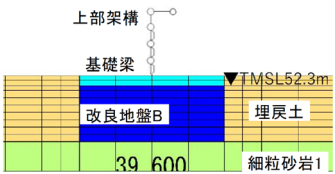
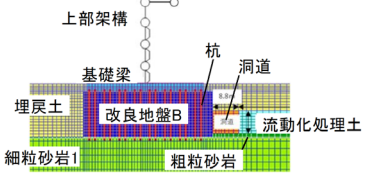
2.2. 確認方針

2.2.1. 検証用モデルと合理化項目について

「合理化の妥当性」及び「モデルの保守性」を確認するため、本評価で用いる解析モデル(以下、「設計モデル」という。)とは別に、発電炉で用いられているモデルと同様のプロセスで構築したモデル(以下、「検証用モデル」という。)を作成する。

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 2.2.1-1 表に示す。

第 2.2.1-1 表 設計モデルと検証用モデルの特徴

内容		設計モデル	検証用モデル
解析モデル			
モデル範囲		モデル幅：施設の5倍以上、モデル高さ：解放基盤面～地表面	
上部架構		1軸でモデル化	端部は1軸でモデル化、中央部は門型でモデル化
妥当性 合理化 項目	メッシュサイズ (保証する周波数)	13Hz以下 (メッシュ数：約500)	20Hz以下 (メッシュ数：約10,000)
	接触剥離要素	考慮しない	構造物 (基礎梁および洞道) と地盤の境界に考慮する
	改良地盤幅	基礎梁と同幅でモデル化 (実寸より小さい)	実寸でモデル化
	その他	・周辺地盤のうち粗粒砂岩 (厚さ0.37m) を考慮しない ・基礎梁高さは地盤高さに合わせる(T.M.S.L.55.0m)	・周辺地盤のうち粗粒砂岩 (厚さ0.37m) を考慮する ・基礎梁高さは実際の高さ (T.M.S.L.55.3m)
保守性 を付与	拘束効果		
	周辺構造物	洞道、流動化処理土を考慮しない	洞道・流動化処理土を考慮する
	杭	モデル化しない	モデルに考慮
	MMR	考慮しない	実情に合わせて考慮

第 2.1.1-1 表の構築プロセスに従って設定した設計モデル及び検証用モデルの内容全 16 項目を第 2.2.1-2 表～第 2.2.1-4 表に示す。

第 2.2.1-2 表の項目のうち③モデル範囲及び⑤基礎梁については、それぞれ、波の逸散を適切に考慮する必要があること、基礎梁をモデル化しないことの合理化の効果が小さいという理由から設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。その他の項目は、妥当性及び保守性を確認したうえで合理化を図る。

第 2.2.1-3 表及び第 2.2.1-4 表の項目については合理化が困難と考え、設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。

第 2.2.1-2 表 プロセス 1:モデル諸元の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル	合理化項目 or 保守性付与項目	検証用モデルからの変更の考え方	
F E M モデル の 構築	① 検討断面	防護ネット架構の構造からNS・EW各々2断面（中央、端部）が考えられる。 中央はMMRが、端部は改良地盤が主な地中構造物となる	NS：2断面 EW：2断面 (中央部、端部)	NS：1断面 EW：1断面 (端部のみ)	合理化は④ 保守性は⑦ を参照	
	② マシンスイズ	評価施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように設定する。	20Hz以下	13Hz以下	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更可能と判断	
	③ モデル範囲	モデル幅は、モデル境界からの影響を低減するため施設幅の5倍以上とする。 モデル高さは、解放基礎面～地表面を対象とする。	先のとおり設定	＝	モデル範囲の変更は、流動化処理土等の地盤の配置状況から応答への影響が与えるものと思われれることから、変更は行わない	
	④ 上部架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、上部架構-基礎-地盤を一体で評価し、上部架構をモデル化することが考えられ、地中構造物の配置状況から端部では1軸、中央部では門型でモデル化することが考えられる。	端部：1軸型 中央部：門型	端部：1軸型 ＝	上部架構は一体で挙動すると考え、1軸型で評価可能と仮定し、1軸型のみでモデル化	
構造物の 選定 対象	⑤ 基礎梁	基礎梁をモデル化することが考えられる。	先のとおり設定	＝	合理化の効果がい小さいため変更は行わない	
	⑥ 改良地盤幅	改良地盤をモデル化することが考えられる。幅については「高さ/幅」の違いにより応答に影響を及ぼすことが考えられる。	実寸でモデル化	基礎幅に合わせて幅を縮小	幅を短くすると応答が大きくなるため基礎梁幅に合わせ短くすることが可能と判断	
	⑦ MMR	MMRをモデル化することが考えられる。 上記「①検討断面」の地中構造物の配置状況から中央部では考慮し、端部では非考慮とすることが考えられる。	考慮	非考慮	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化することで応答が保守的となる	
	⑧ 杭	RC杭をモデル化することが考えられる。	考慮	非考慮	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応答が保守的となる	
詳細 条件	⑨ 周辺構造物	洞道等の周辺構造物をモデル化することが考えられる。	考慮	非考慮	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効果が小さくなり応答が保守的となる	
	⑩ 接触剥離要素	構造物と地盤の境界面に対し、接触剥離を考慮することが考えられる。	考慮	非考慮	接触剥離要素が必要な範囲が限定的であることから考慮不要と判断	
	⑪モデル寸法	・粗粒砂岩をモデル化 ・基礎梁高さを実寸法通りに設定	基礎梁高さを地盤マッシュに合わせる	＝	＝	・粗粒砂岩は全体の寸法に対して極めて小さいことから変更可能と判断 ・基礎梁高さは上部架構の振動特性が等価に設定出来ると判断
			＝	＝	＝	＝

第 2.2.1-3 表 プロセス 2：地盤及び材料物性の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑫ 地盤の物性	試験結果等から設定する。	左記のとおり設定	
⑬ 対象構造物等の物性	試験結果または指針類等から設定する。	左記のとおり設定	
⑭ 地下水位	地表面とする。	左記のとおり設定	

第 2.2.1-4 表 プロセス 3：地震時荷重の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル
⑮ 入力地震動	解放基盤に基準地震動を入力する。	左記のとおり設定	
⑯ その他荷重	地震に対する設計方針に倣い設定する。(自重、積載荷重、積雪荷重※)	左記のとおり設定	

※地震応答解析において、風荷重は作用させない。

合理化する各項目に対する確認方針を第 2.2.1-5 表に示す。

また、設計モデル及び検証用モデルとも、座屈拘束ブレースを除く上部架構の鉄骨フレーム・基礎梁・杭の線形部材として解析を実施する。これらの部材に対し非線形性を考慮しないことの妥当性も合わせて確認する。

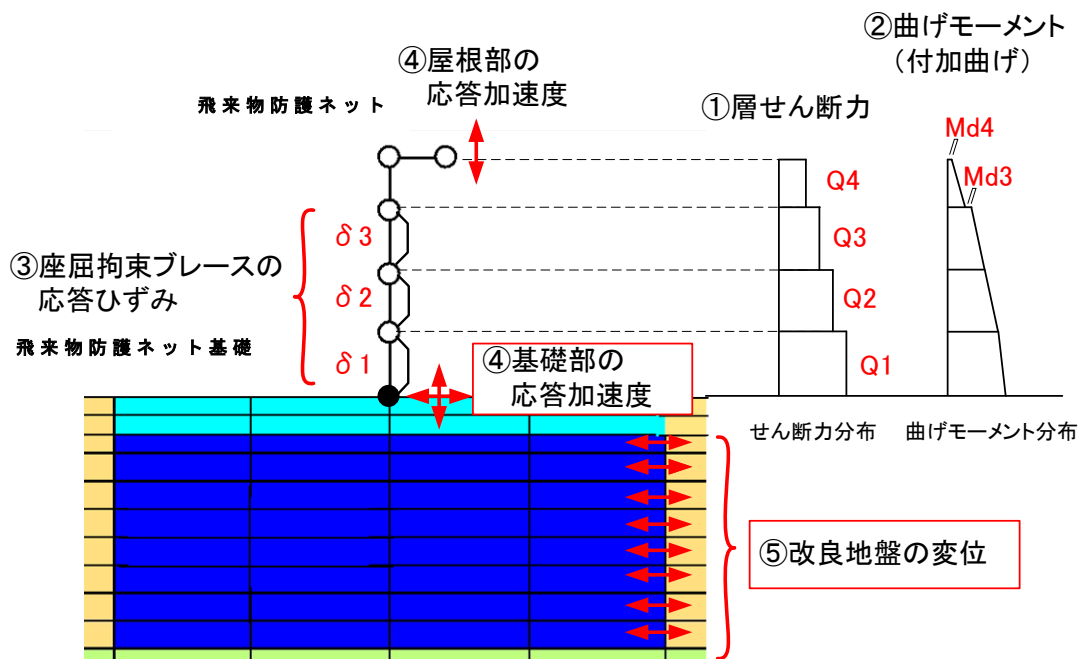
第 2.2.1-5 表 確認方針

合理化項目	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、設計上必要な寸法を満たしていることを確認する。	2.4.1 項
上部架構	<u>設計モデルをもとに 1 軸と門型の結果が同等であることを確認する。</u>	2.4.2 項
接触剥離要素	設計モデルをもとに、基礎梁と埋戻土の触剥離要素の有無の影響を比較し、双方の結果が同等であることを確認する。	2.4.3 項
<u>改良地盤幅</u>	<u>改良地盤幅の異なる解析により応答地値（上部架構脚部の応答加速度）への影響を確認する。</u>	2.4.4 項
<u>粗粒砂岩</u>	<u>粗粒砂岩の考慮の有無の影響を比較し、双方の結果が同等であることを確認する。</u>	2.4.5 項
<u>基礎梁高さ</u>	<u>基礎梁を剛梁としてモデル化した場合とコンクリートの剛性としてモデル化した場合を比較し、双方の結果が同等であることを確認する。</u>	2.4.6 項
部材の線形/非線形性	線形でモデル化した部材の発生応力が短期許容応力度以下となることを確認する。	2.6 項

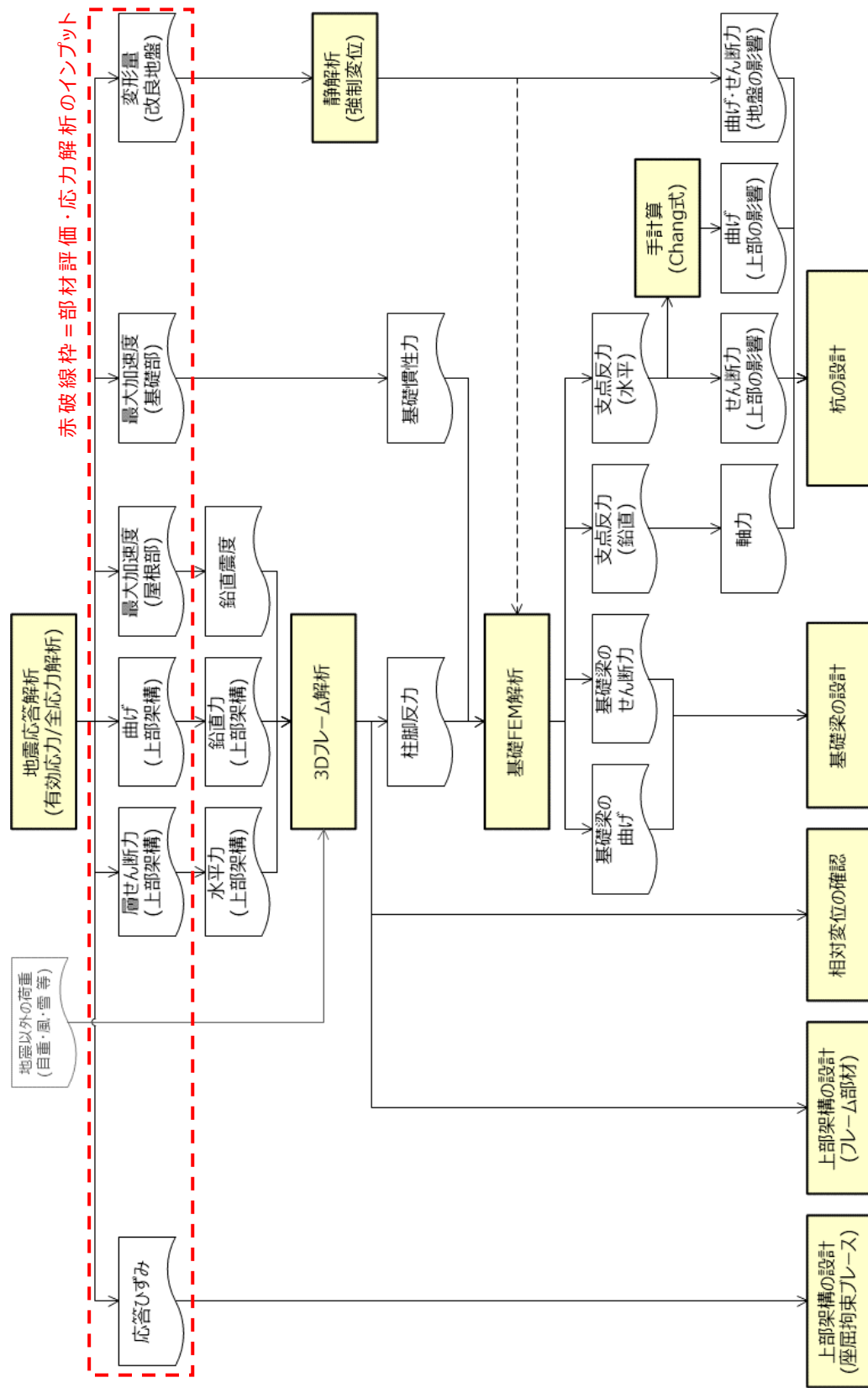
2.2.2. 妥当性・保守性を確認する応答値

出力応答のイメージを第 2.2.2-1 図に、解析・設計フローを第 2.2.2-2 図に示す。解析の出力一覧を第 2.2.2-1 表に整理する。第 2.2.2-1 表に示す○の項目は、第 2.2.2-2 図に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値(図中の赤破線枠)である。設計モデルの保守性は、以下に示す①～⑤の応答値を対象とし、検証用モデルに比べ設計モデルの応答値が大きいことを確認する。

- ① 層せん断力
- ② 曲げモーメント
- 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 2.2.2-1 図 出力応答のイメージ図



第 2.2.2-2 図 解析・設計フロー

第 2.2.2-1 表 解析出力一覧

応答値一覧		部材評価に用いる応答値		
		(A)設計モデル	(B)検証用モデル	
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)	杭(梁要素)	節点変位	○ [※]	△ [※]
地盤改良(平面要素)		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)は杭をモデル化しておらず、杭の発生応力が直接解析結果として算出されないため、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。(B)は、杭の応力値が直接解析結果として算出されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、(A)と(B)の保守性の比較においては、節点変位を間接的に使用して確認する。

2.2.3. 検証に用いる地震動の設定

検証に用いる地震動においては、地盤応答を増幅させる要因となる改良地盤のロッキング挙動に着目し、検討断面を設定する。

検討断面は改良地盤幅が小さい方がロッキングの影響が顕著となると考え、NS断面とする。その妥当性については、2.4.4項で示す。なお、EW断面についても同項で使用しているため、解析条件についてはNS断面のみでなくEW断面についても後述する。

埋戻土の状態は、保守的であると考えられる液状化時(有効応力解析)とする。この理由については、部材設計において支配的である水平方向の地震荷重において、液状化時(有効応力解析)の方が非液状化時(全応力解析)より、応答が大きくなると考えられるからである。その妥当性については参考資料1で確認した。なお、地盤物性は標準地盤とする。

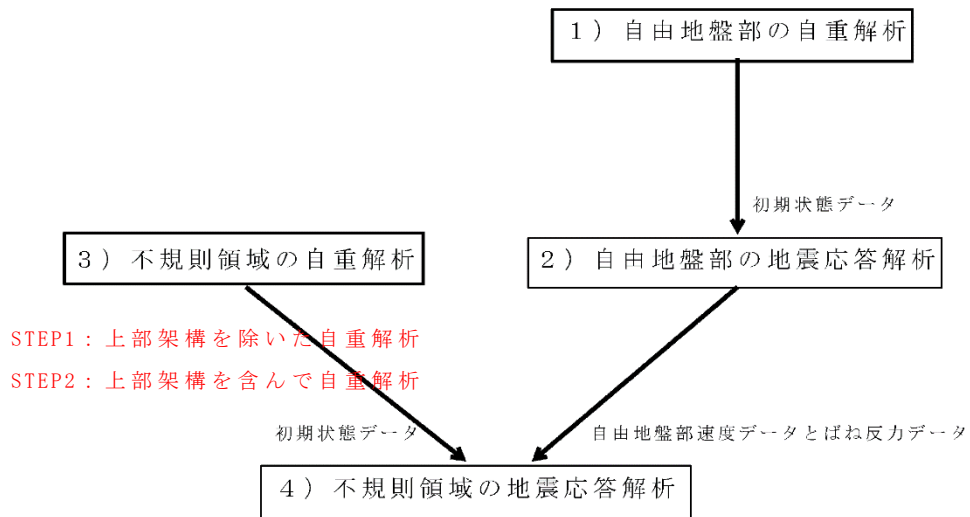
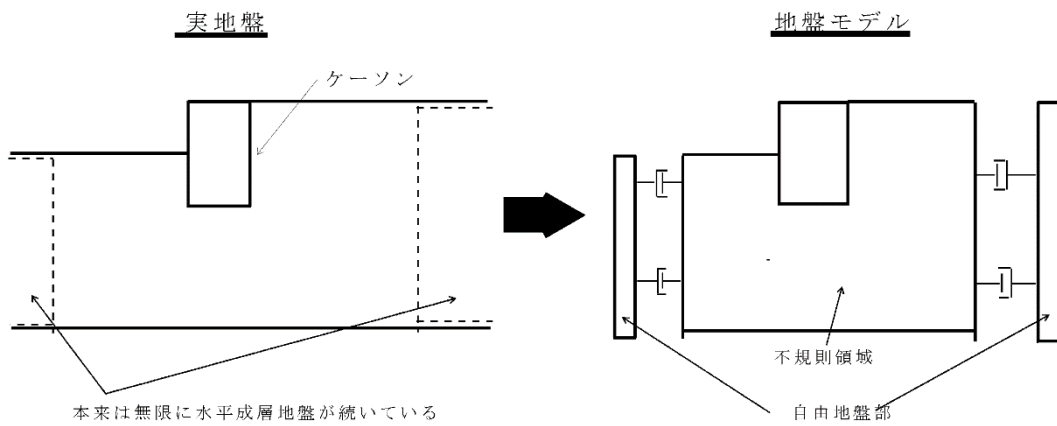
設計モデルの妥当性・保守性の検証に用いる地震動はSs-A波、Ss-C1波とする。Ss-A波については全周期帯にわたって大きな加速度を有し、継続時間が長いことからより液状化を促進すると考えられるため、選定した。また、Ss-C1波については大きな加速度がパルス的に生じることから施設へ与える影響が大きいものと考えられるため、選定した。

なお、検証に用いる地震動の妥当性確認は、設計モデルでの地震応答解析結果により別途行う(参考資料1参照)。

2.3. 解析条件

2.3.1. 共通

- ・ 地盤 2 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。
- ・ 地盤条件は、基本的に基本ケースの直下地盤及び埋戻し土の条件での検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の 5 倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面 (T.M.S.L. -70.0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第 2.3.1-1 図のとおりとする。冷却塔及び飛来物防護ネットについては、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組合せについては、第 2.3.1-1 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。上部架構のモデル化は、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 (冷却塔及び飛来物防護ネットは Rayleigh 減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第 2.3.1-2 表及び第 2.3.1-3 表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、microSHAKE により決定した等価剛性及び等価減衰定数を設定する。
- ・ 埋戻しの物性値を第 2.3.1-4 表に示す。
- ・ 改良地盤 B の物性値を第 2.3.1-5 表に示す。



第 2.3.1-1 図 解析ステップ(「FLIP マニュアル」に加筆)

第 2.3.1-1 表 荷重の組合せ

種別	荷重	荷重の概要
永久 荷重	固定荷重	躯体自重と土被り荷重を考慮
	上載荷重	地表面に $1.53\text{tf}/\text{m}^2$ ($15.00\text{kN}/\text{m}^2$) 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 2.3.1-2 表 S_s-A 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第 2.3.1-3 表 S_s-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第 2.3.1-4 表 埋戻し土の物性値(基本ケース)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	3.278×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_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 2.3.1-5 表 改良地盤 B の物性値

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

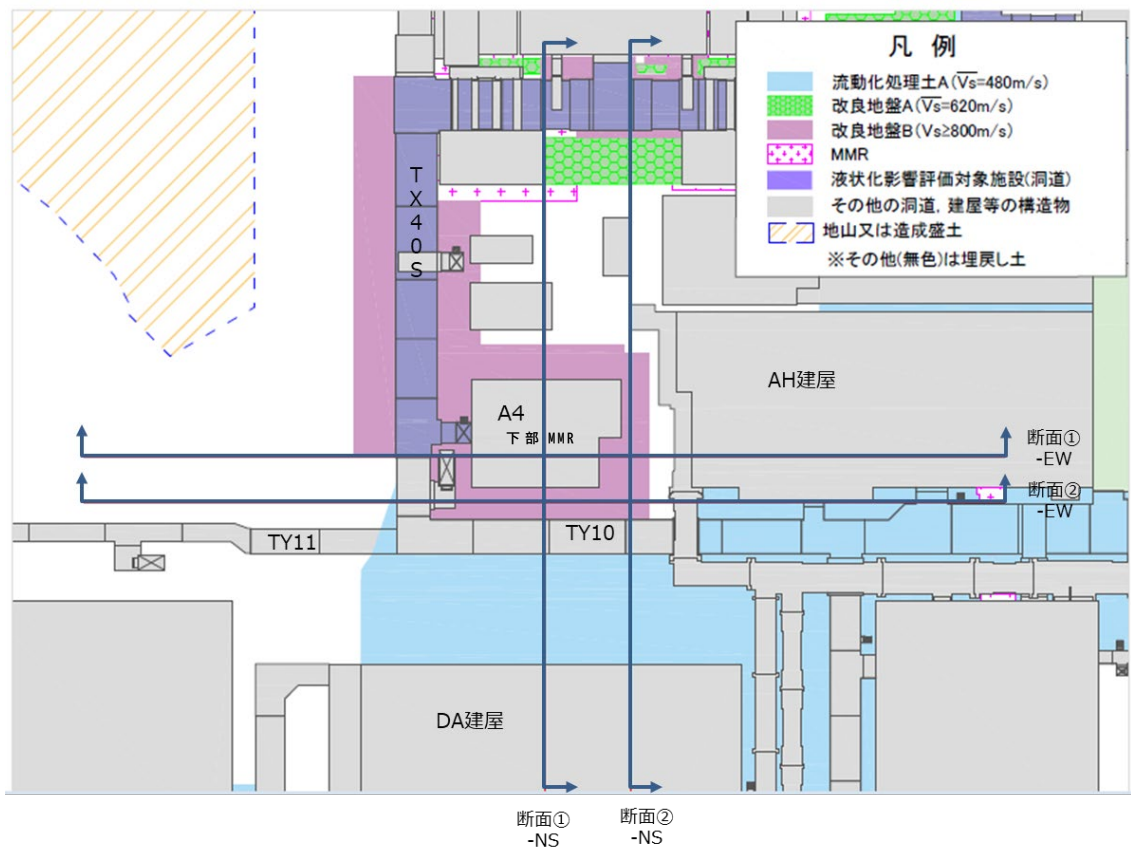
2.3.2. 検証用モデル

- ・ 検討断面を第 2.3.2-1 図に示す。
- ・ モデル化対象を第 2.3.2-1 表に示す。

第 2.3.2-1 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, 飛来物防護ネット基礎	線形平面要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面要素
冷却塔及び飛来物防護ネット	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

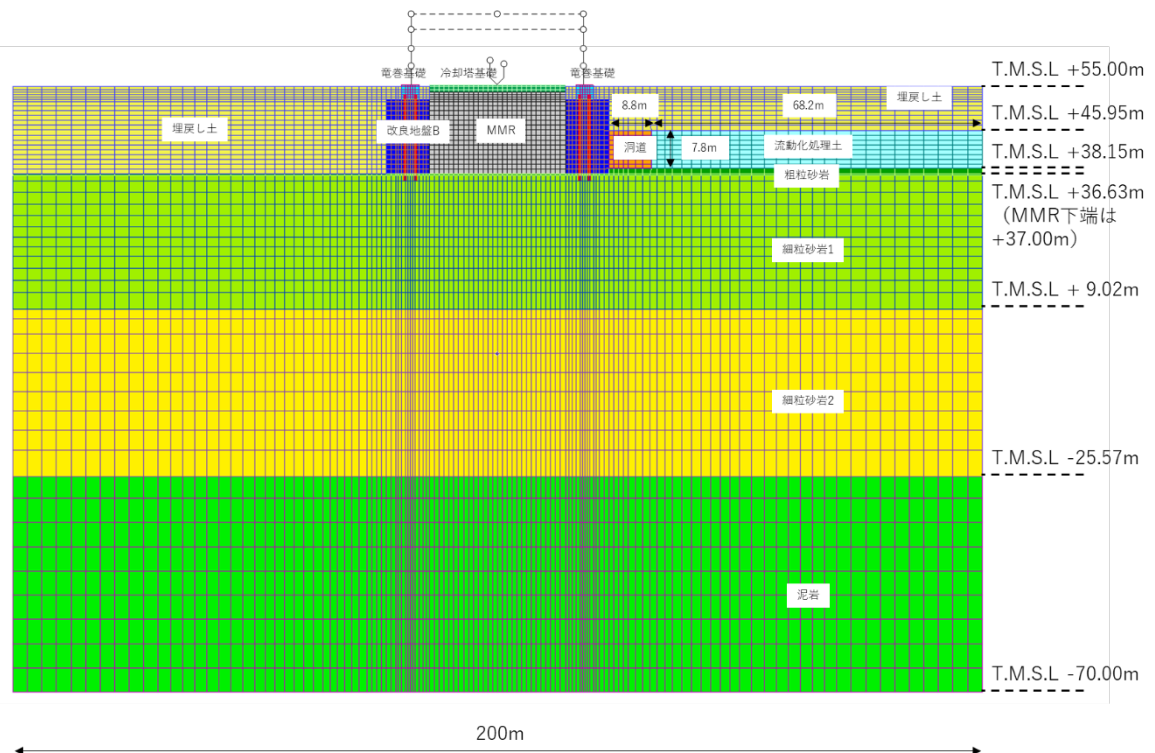
- ・ 各検討断面での解析モデル図を第 2.3.2-2 図～第 2.3.2-5 図に示す。NS 方向については、冷却塔を中心に南(第 2.3.2-1 図中下側)及び北(第 2.3.2-1 図中上側)において低レベル廃棄物処理建屋(DA 建屋)などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW 方向について、冷却塔の近傍に立坑(部分的に存在)及び分析建屋(AH 建屋)が存在する。また、冷却塔の東(第 2.3.2-1 図中右側)においては分析建屋(AH 建屋)より南側には建屋基礎より剛性の低い流動化処理土が存在する。このような 3 次元形状を有する構造物の状況を勘案し、冷却塔の東(第 2.3.2-1 図中右側)は流動化処理土(部分的に洞道及び MMR もモデル化)、冷却塔の西(第 2.3.2-1 図中左側)においては、立坑より南側に位置する改良地盤 B としてモデル化することとする。



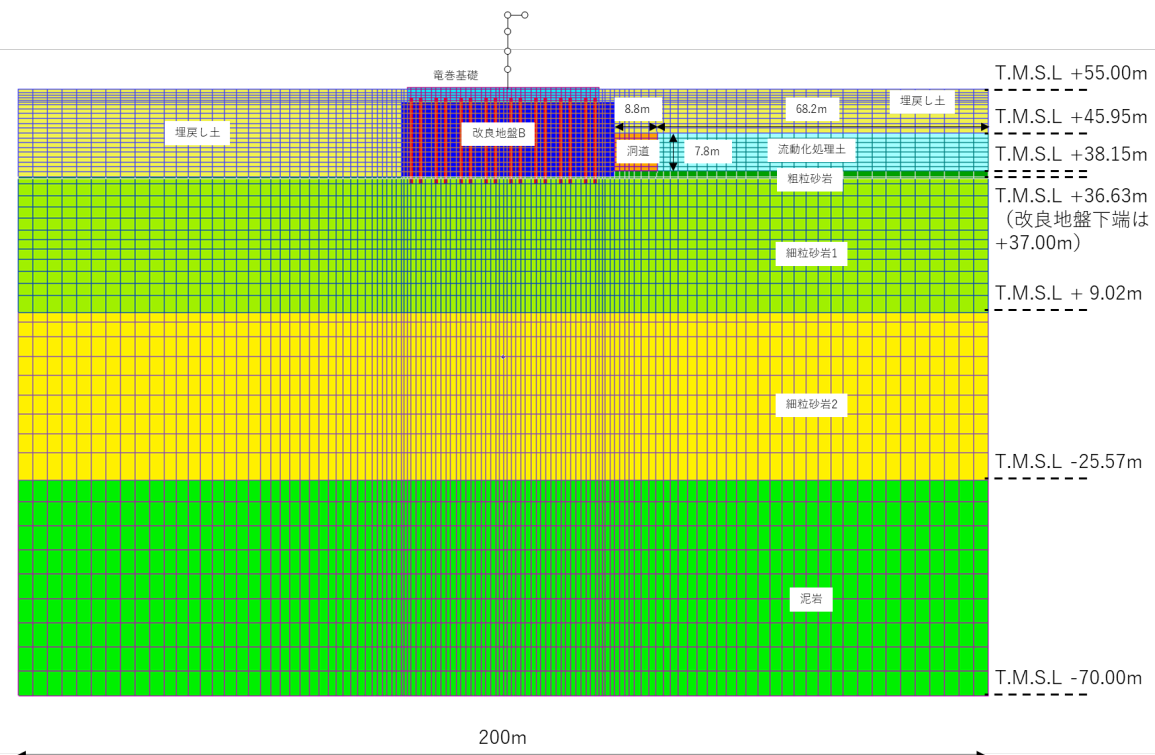
凡例

A4 : 安全冷却水 B 冷却塔
 AH : 分析建屋
 DA : 低レベル廃棄物処理建屋
 TX40S・TY10・TY11 : 洞道

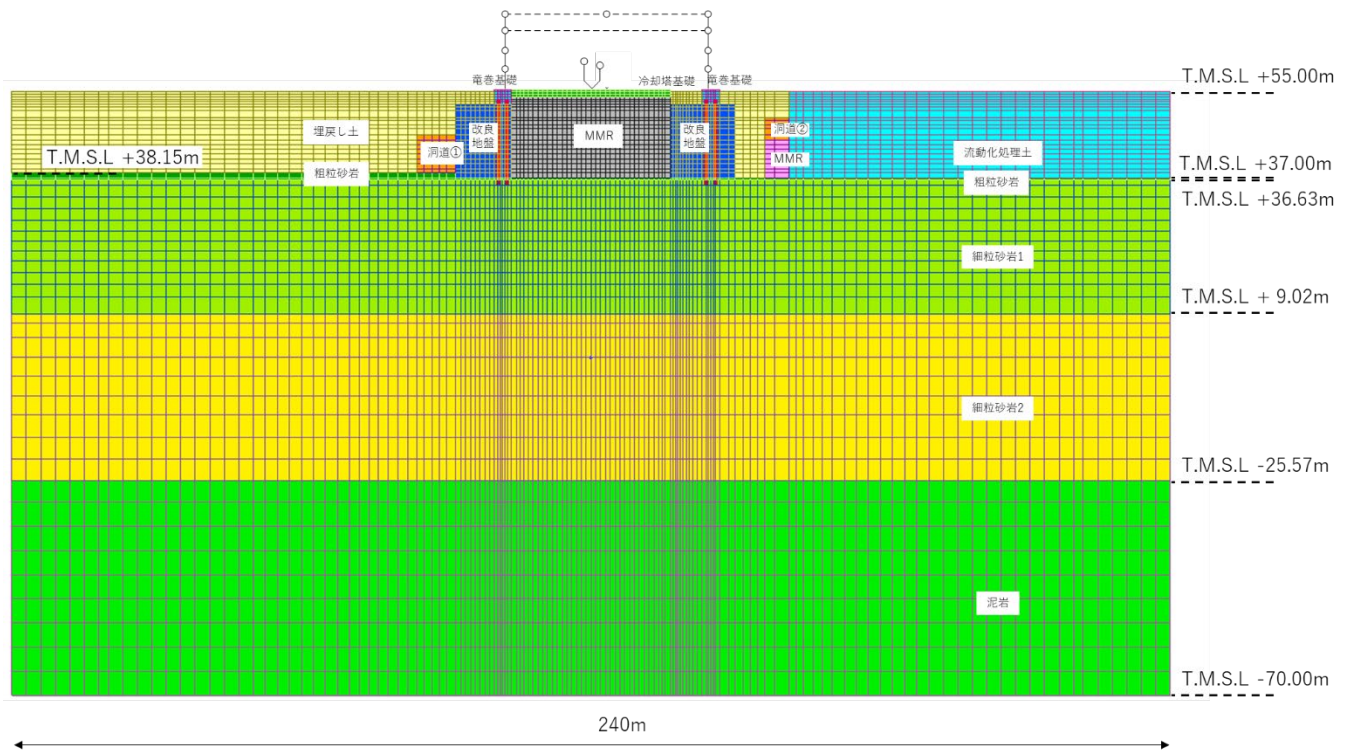
第 2.3.2-1 図 検証用モデルの検討断面



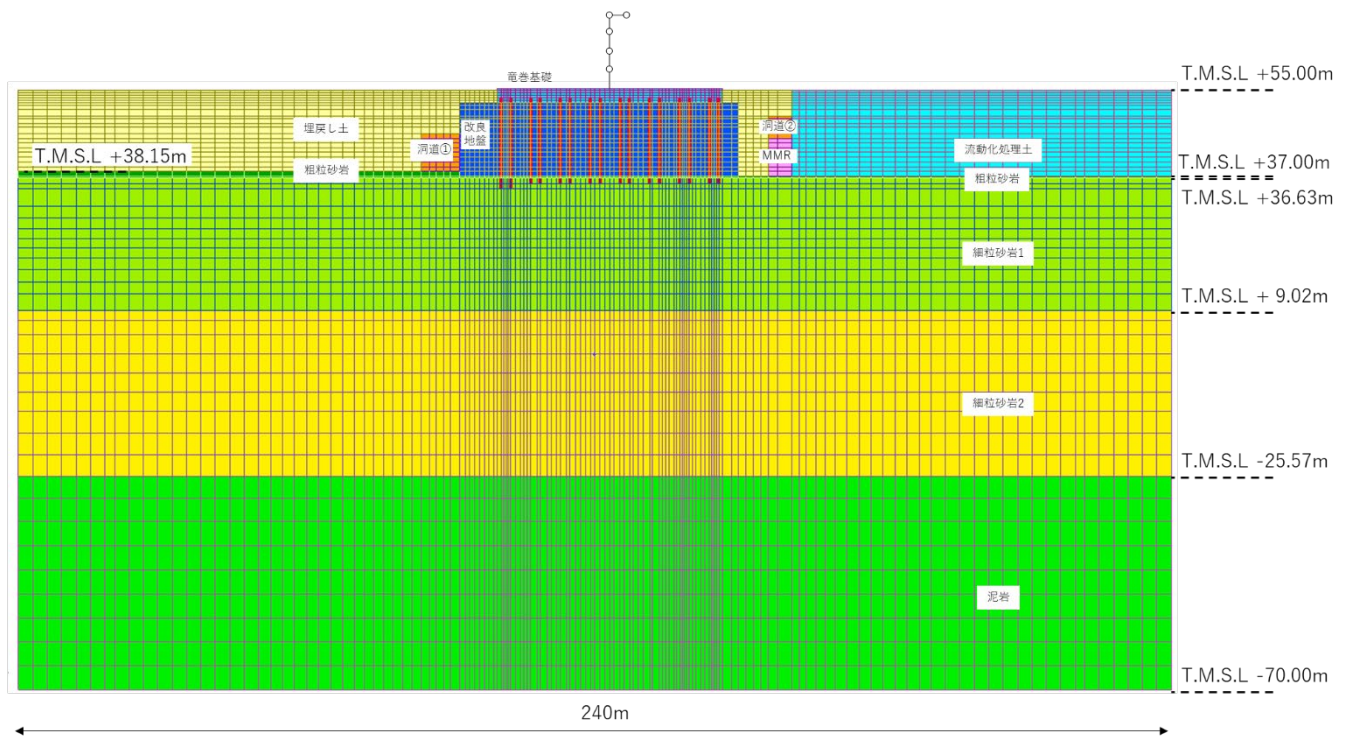
第 2.3.2-2 図 検証用モデル断面①-NS



第 2.3.2-3 図 検証用モデル断面②-NS



第 2.3.2-4 図 検証用モデル断面①-EW



第 2.3.2-5 図 検証用モデル断面②-EW

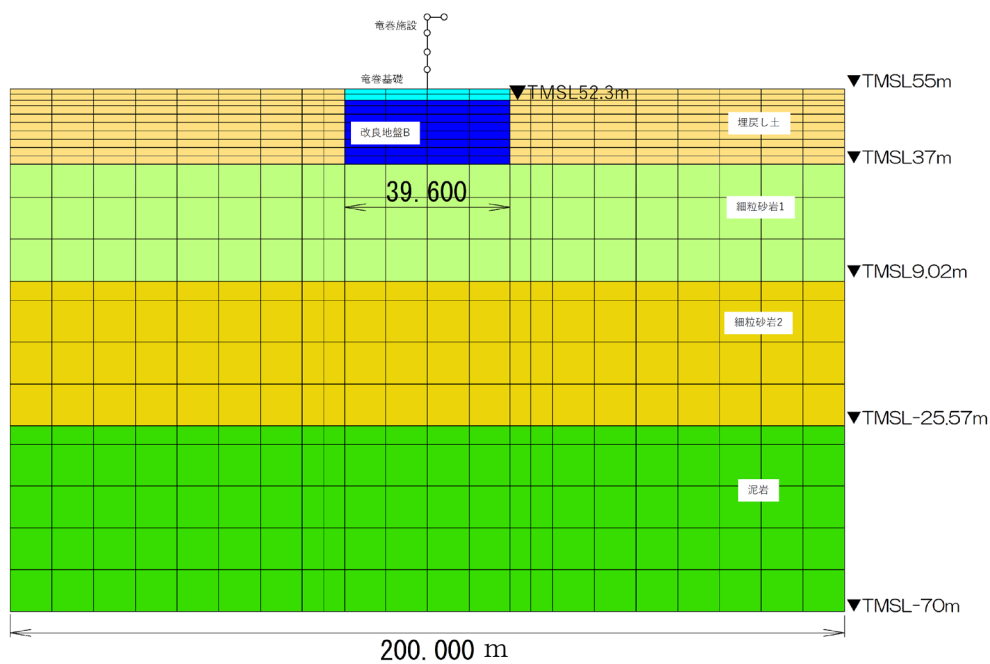
2.3.3. 設計モデル

- ・ 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 2.3.3-1 表に示す。

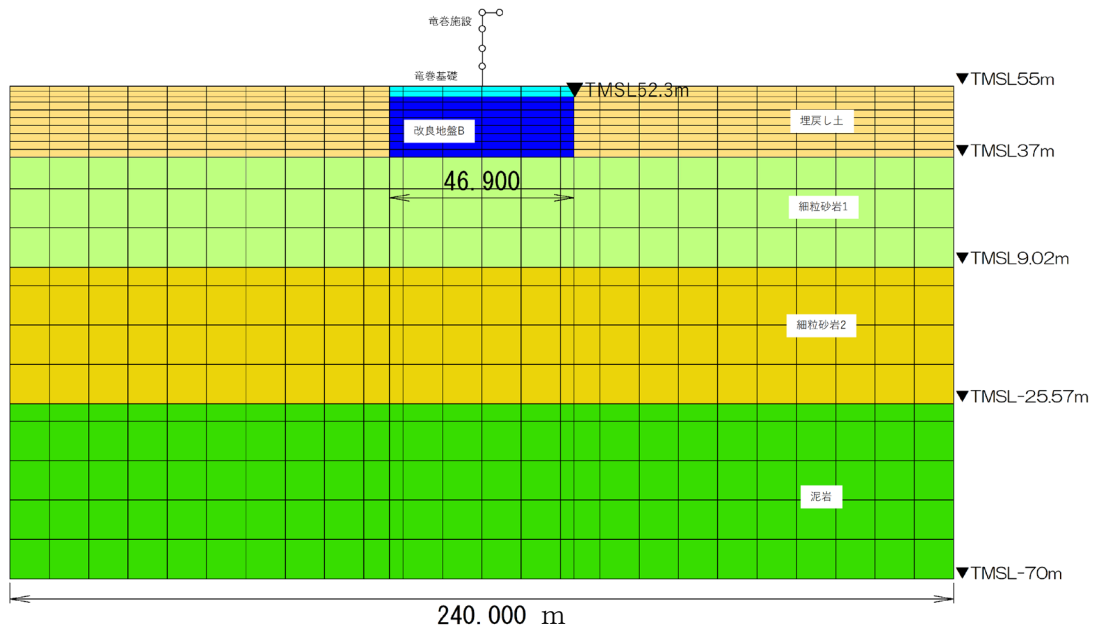
第 2.3.3-1 表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土（液状化対象層）	マルチスプリング要素
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
飛来物防護ネット基礎	線形平面要素
飛来物防護ネット	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 2.3.3-1 図，第 2.3.3-2 図に示す。



第 2.3.3-1 図 設計モデル NS 断面



第 2.3.3-2 図 設計モデル EW 断面

2.3.4. 検証用モデルの妥当性

設計モデルの妥当性の確認のため、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルと応答の比較を行う。
 検証用モデル妥当性については、モデル構築の妥当性が確認された発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを「参考資料 2 検証用モデルの妥当性」第 1-1 表の①～③について比較し、液状化強度特性の設定方法等が同等であることから、検証用モデルが妥当であることを確認した。

2.4. 解析モデルの妥当性の確認

第 2.2.1-5 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 は地盤のせん断波速度， f_{max} は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 2.4.1-1 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 2.4.1-2 表，第 2.4.1-3 表，第 2.4.1-1 図及び第 2.4.1-2 図に示す。

第 2.4.1-1 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 2.4.1-2 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 2.4.1-3 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]

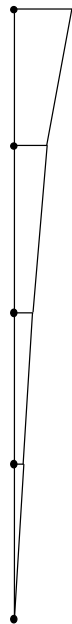
刺激係数:0.184



第 2.4.1-1 図 固有モード (NS 方向)

1 次モード

固有周期:0.395 [s]
振動数:2.532 [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



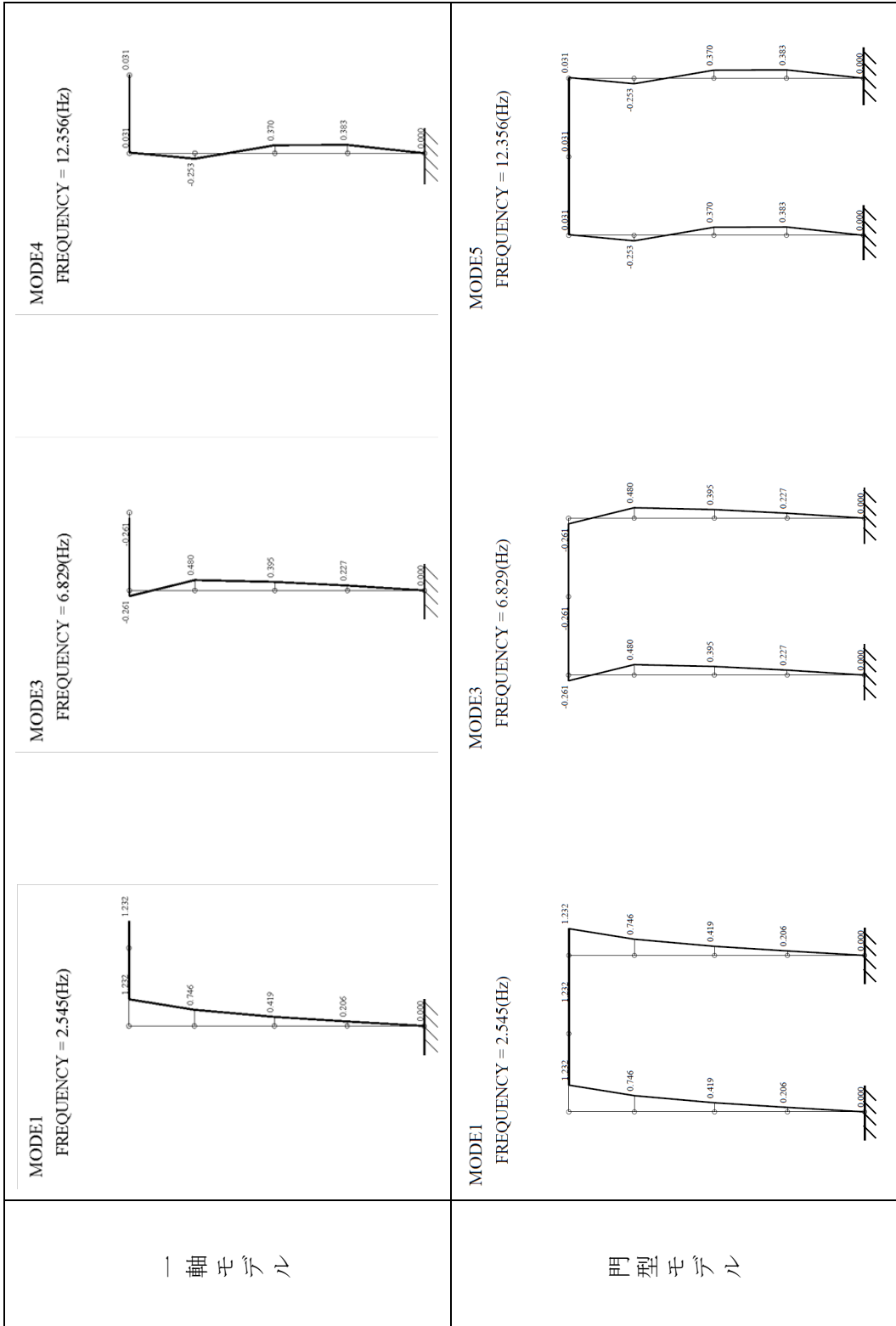
第 2.4.1-2 図 固有モード (EW 方向)

2.4.2. 上部架構

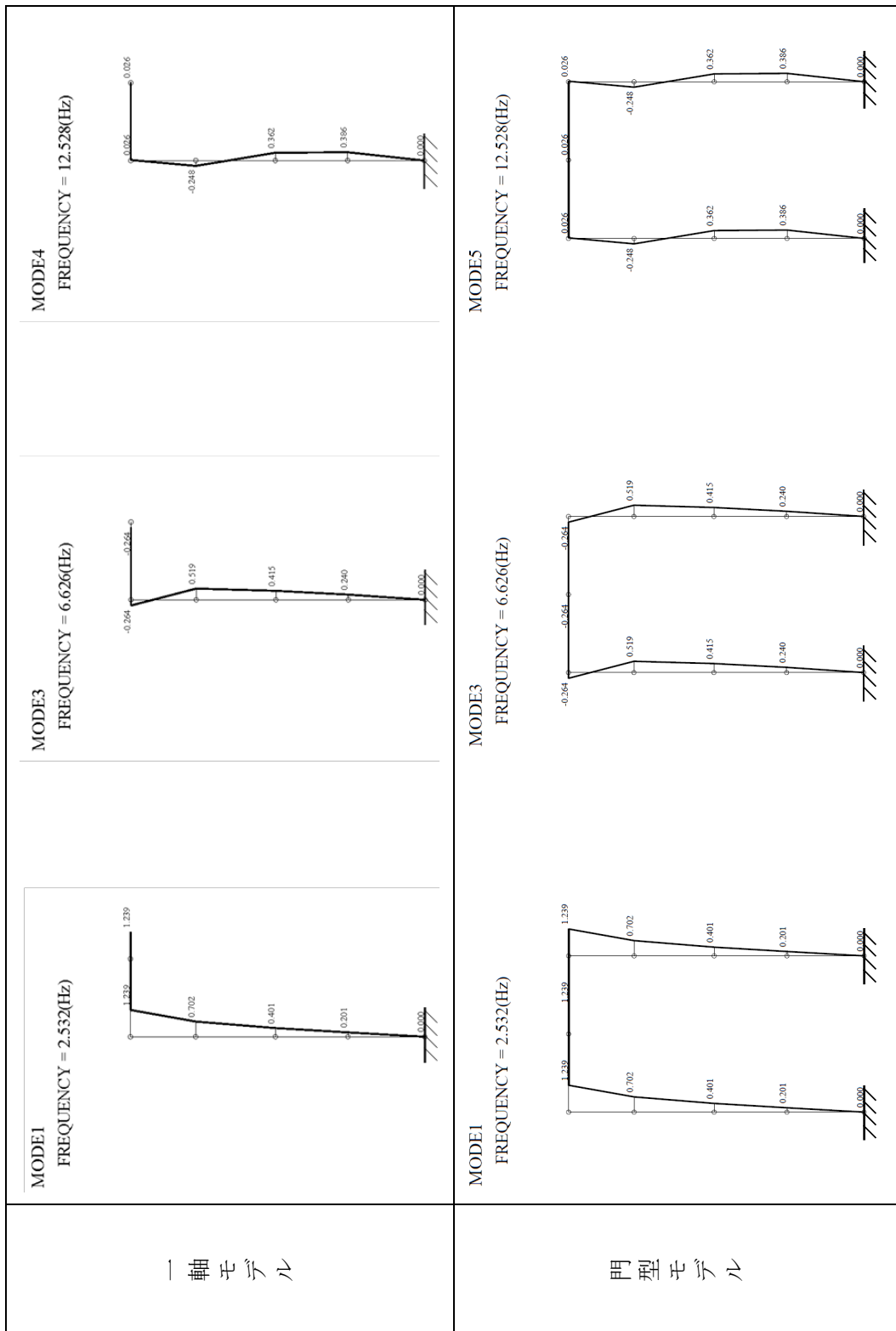
検証用モデルでは、端部/中央の2断面でモデル化している。それぞれのモデルで上部架構は、1軸モデル/門型モデルと違いはあるが、第2.4.2-1図～第2.4.2-3図に示すように、双方とも固有値が合うようにモデル化しているため、振動性状は同じである。一方、地中は、MMRを含まない端部断面の方が、剛性が低く評価されるため、地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなる。これらを踏まえ、端部断面による評価結果が、中央部断面による評価結果よりも過小評価にはならないことを想定した。

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の比較を地震波ごとに第2.4.2-4図及び第2.4.2-5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、端部断面の方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が妥当性であることを確認した。

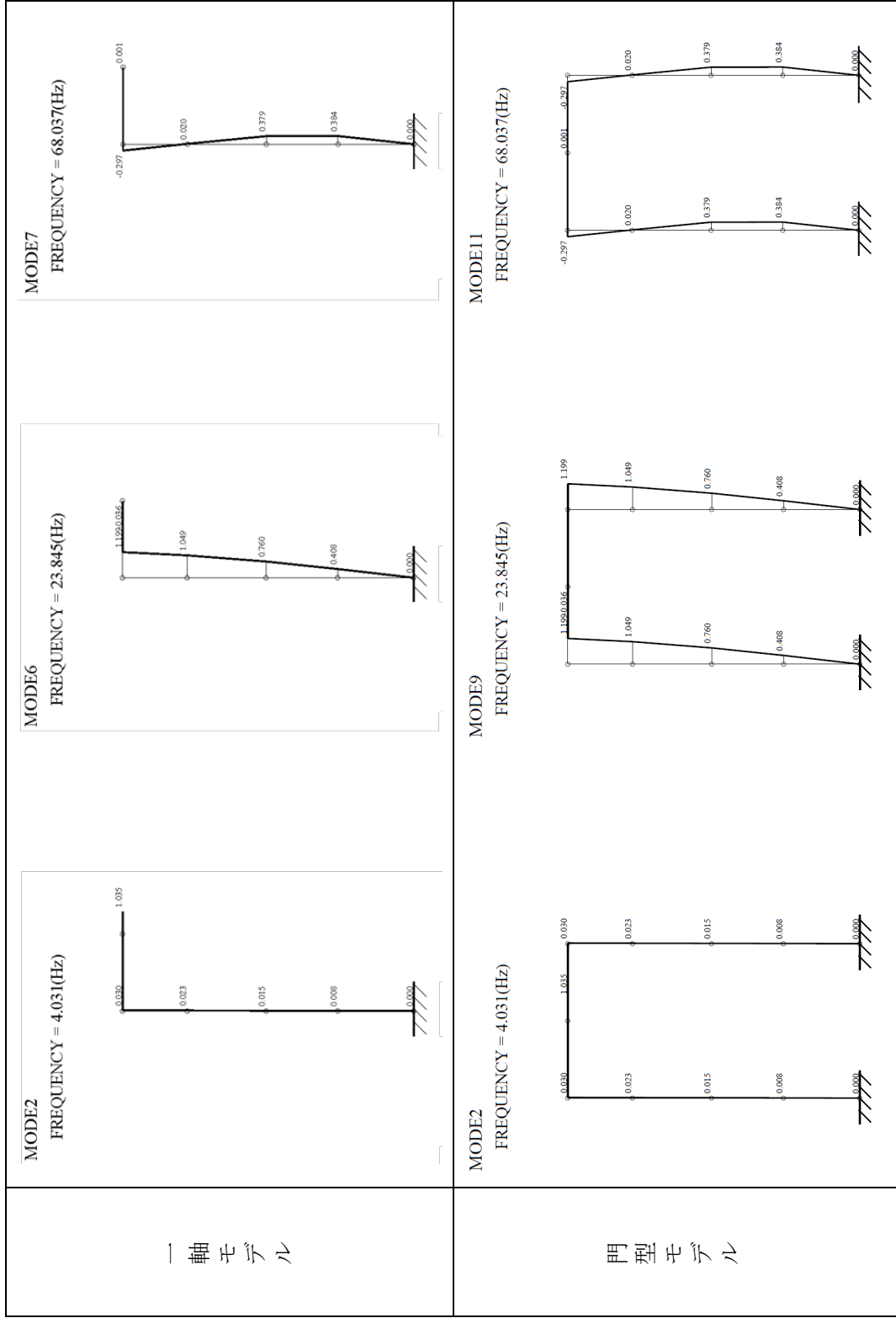
検証用モデルのNS方向について、断面①-NS(中央部)と断面②-NS(端部)の上部架構の応答せん断力の比較を地震波ごとに第2.4.2-6図及び第2.4.2-7図に示す。検証用モデルを用いて、各断面(端部/中央)の上部架構の応答せん断力で比較したところ、端部断面の方がより応答が大きく、設計モデルは端部断面をベースに作成することが妥当であることを確認した。



第 2.4.2-1 図 固有値解析結果比較 (NS 方向)

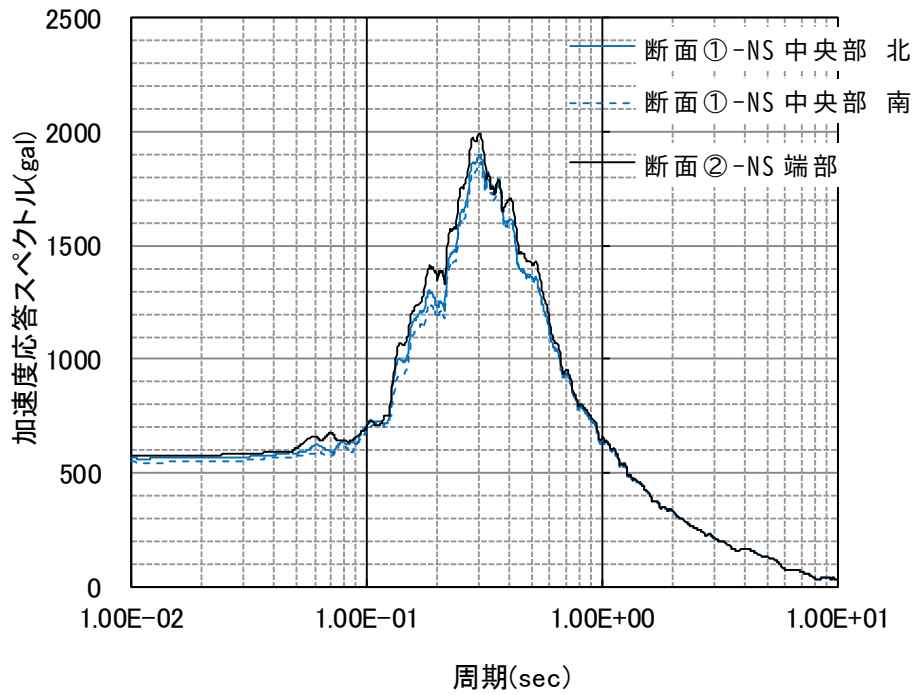


第 2.4.2-2 図 固有値解析結果比較 (EW 方向)

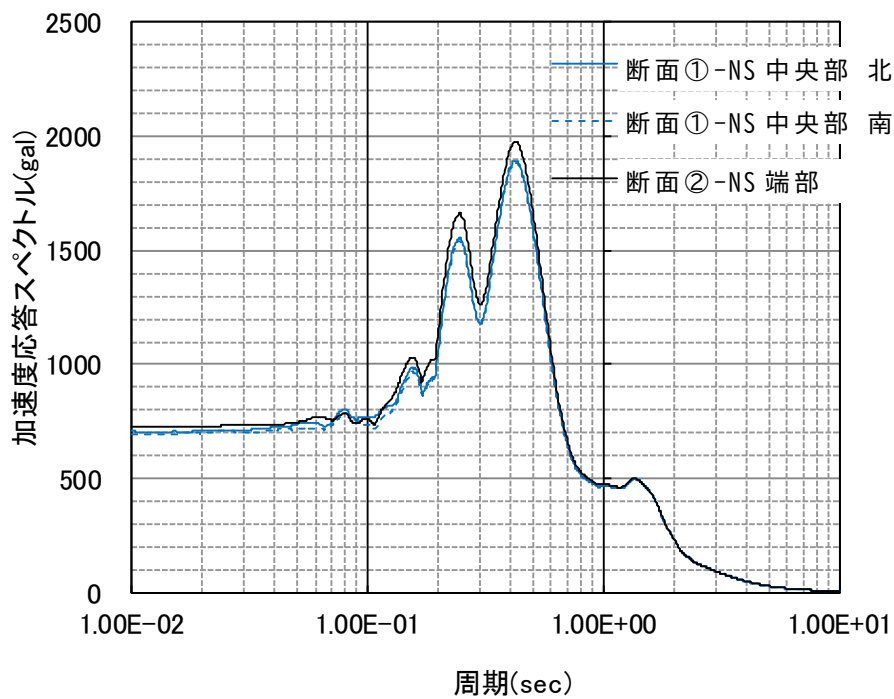


第 2.4.2-3 図 固有値解析結果比較 (UD 方向)

※ 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

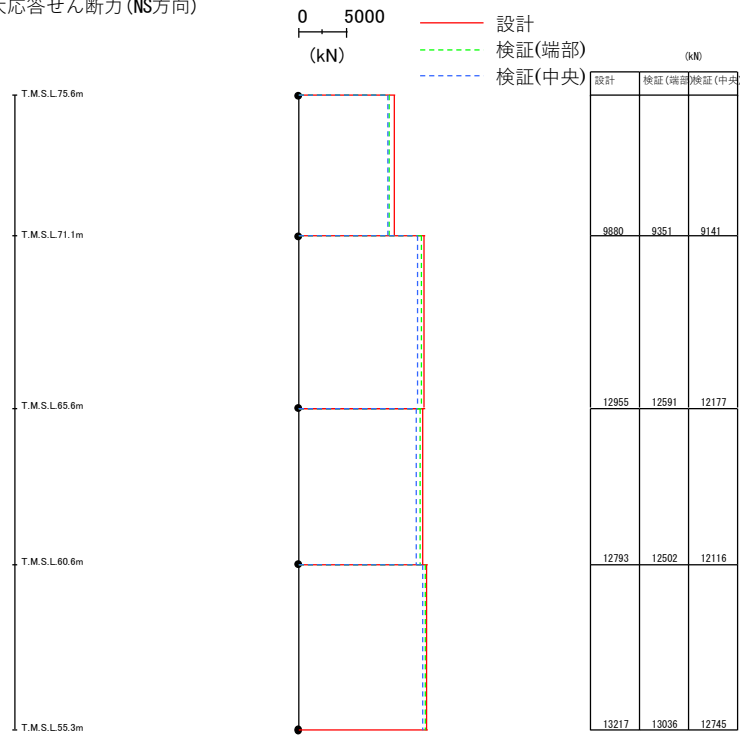


第 2.4.2-4 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (Ss-A)



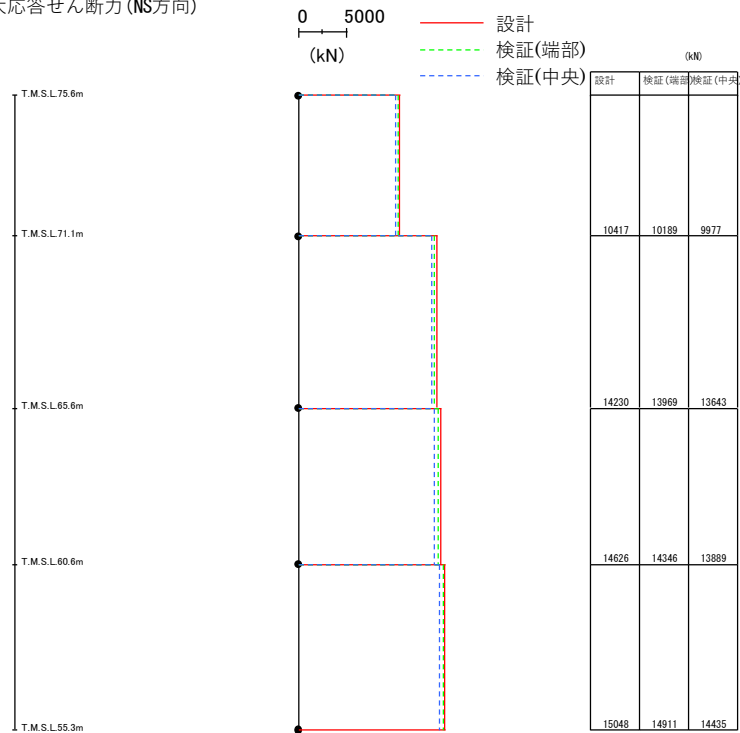
第 2.4.2-5 図 有効応力解析時の基礎の加速度応答スペクトル (Ss-C1)

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)

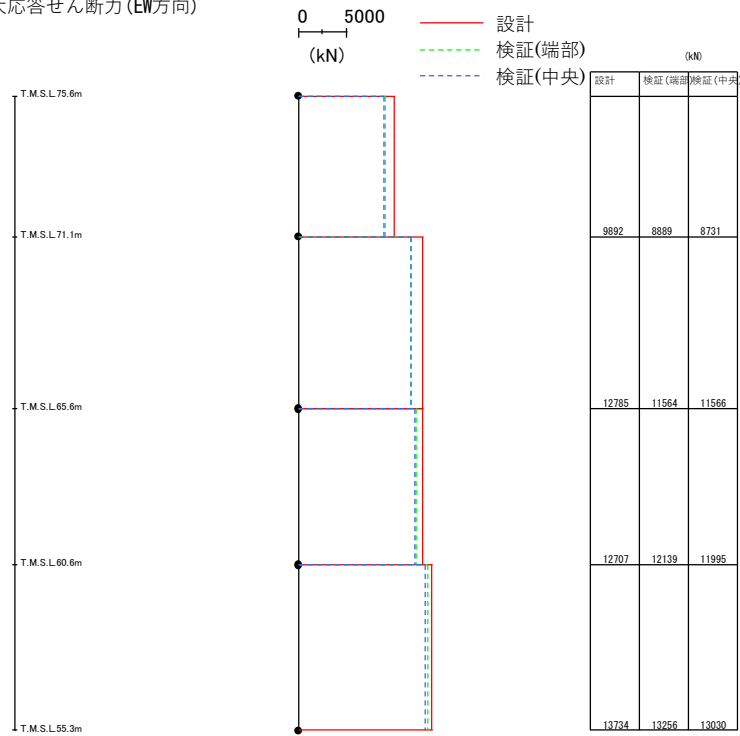


(b) Ss-C1

※:設計モデルの結果は参考。

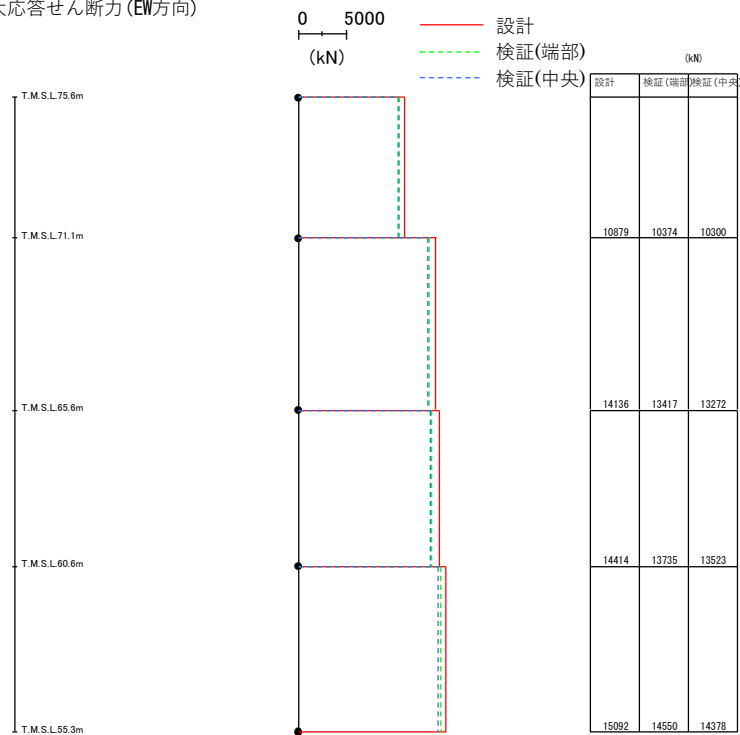
第 2.4.2-6 図 有効応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

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

※:設計モデルの結果は参考。

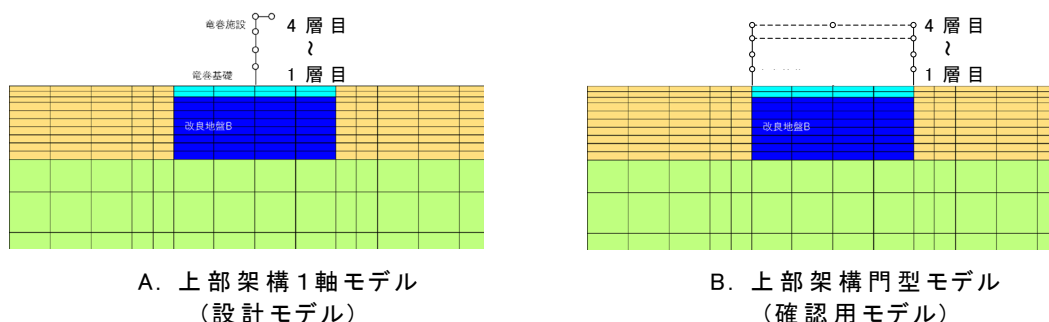
第 2.4.2-7 図 有効応力解析時の最大応答せん断力(EW)

地盤条件を同じものとし、上部架構のみ異なる状態(1軸/門型)での解析結果を比較し、応答への影響を確認する。ここでは、設計モデル(A)をもとに、上部架構を門型に変更したモデル(B)を作成し、解析結果を比較する(第2.4.2-8図参照)。

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

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ① <u>上部架構各層の層せん断力</u> ② <u>屋根部の付加曲げ</u> ③ <u>屋根部の鉛直加速度</u> ④ <u>軸ひずみ</u> |
|---|

第2.4.2-1表に示す応答値では、上部架構は1軸モデルと門型モデルで同等の結果となっており、設計モデルにおいて上部架構を1軸でモデル化することは妥当だと判断する。



第2.4.2-8図 上部架構の相違の影響確認用解析モデル

第 2.4.2-1 表 上部架構のモデル化の違いによる応答値の比較(1/2)

階層	S _s -A(NS 方向)								
	(1)層せん断力(kN)			(2)屋根部の付加曲げ(kNm)			(3)屋根部の鉛直加速度(gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9864	0.998	8132	8352	1.027	1008	1008	1.000
3 層目	12955	12958	1.000	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12805	1.001	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13232	1.001	-	-	-	-	-	-

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

第 2.4.2-1 表 上部架構のモデル化の違いによる応答値の比較(2/2)

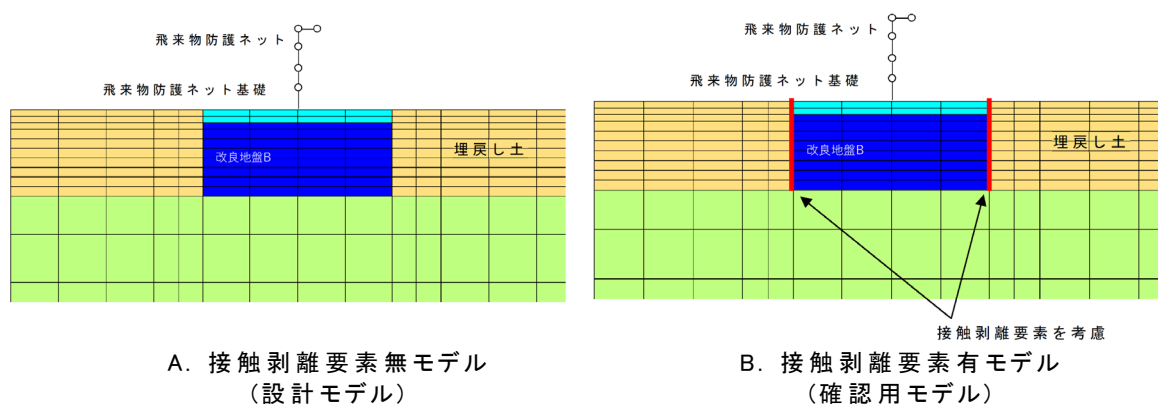
階層	Ss-C1(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10398	0.998	4216	4119	0.977	614	614	1.000
3 層目	14230	14228	1.000	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14626	1.000	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	15043	1.000	-	-	-	-	-	-

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

2.4.3. 接触剥離要素の考慮の有無

改良地盤Bと埋戻し土がそれぞれ離れる方向に挙動する場合、境界面で剥離が生じ応力が伝達されない。この現象は、第2.4.3-1図に示すように境界面に接触剥離要素をモデル化することで評価することができる。

しかしながら、埋戻し土の剛性は改良地盤Bと比較して非常に小さいこと、さらに液状化時には剛性がほぼゼロとなることから、応力伝達に対する影響は小さいと考えられる。よって設計に用いる解析モデルでは、接触剥離要素を考慮しないこととした。なお、接触剥離要素の設定箇所は構造物(基礎梁)と地盤(埋戻し土)とする。影響確認のために、改良地盤側面に対しても接触剥離要素を設定した(改良地盤底面は、本来杭が根入れされているため剥離は生じないものと想定)。



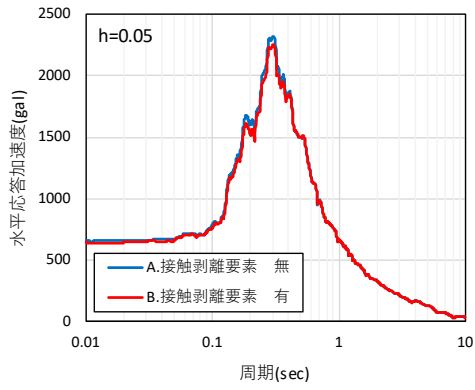
第2.4.3-1図 接触剥離要素の相違の影響確認用解析モデル

設計モデルにおいて、接触剥離要素の有無による解析結果の違いを確認するために、基礎上端(柱脚位置)の水平及び鉛直方向の加速度応答スペクトルの比較図を第2.4.3-2図及び第2.4.3-3図に示す。また、改良地盤の変形量を第2.4.3-4図に示す。この結果、全周期帯において双方の応答値は概ね一致し、地盤変位も同等であることから、接触剥離要素を考慮しなくても構造評価に対する影響は小さいことが確認できた。

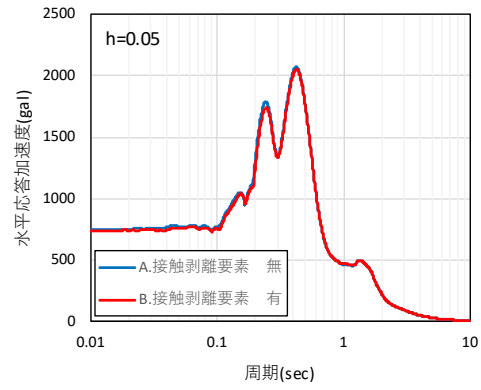
確認用モデルの改良地盤側面の接触剥離状況を第2.4.3-5図及び第2.4.3-6図に示す。Ss-A加振時では、任意時刻において剥離が生じることが分かった。一方、Ss-C1加振時では、瞬間的に地震動が卓越する時刻近傍において上部ほど剥離(垂直方向変位差がプラス)が確認されているが、改良地盤下端までの剥離には至っていない。

次に、接触長さ L_j に対し、接触剥離要素の剥離長さ L'_j の占める比率(=剥離率)を算定した。剥離率の確認結果を第2.4.3-1表に示す。Ss-A加振時では最大100%、Ss-C1加振時では最大88.2%となることを確認した。

なお、上述のとおりこれらが応答値に与える影響は軽微である。

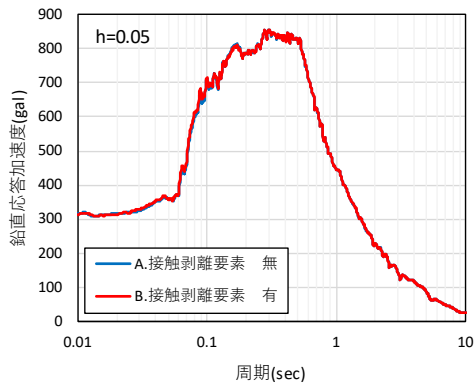


Ss-A

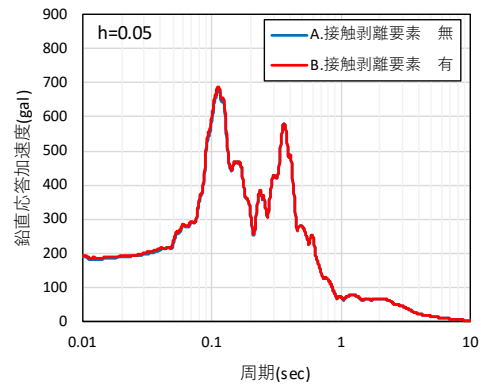


Ss-C1

第 2.4.3-2 図 基礎梁部 (T. M. S. L+55.3m) の水平加速度応答スペクトル

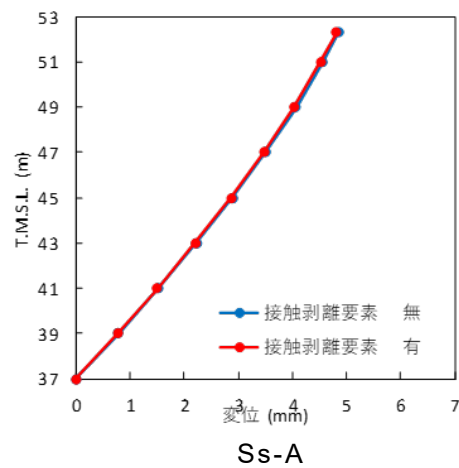


Ss-A

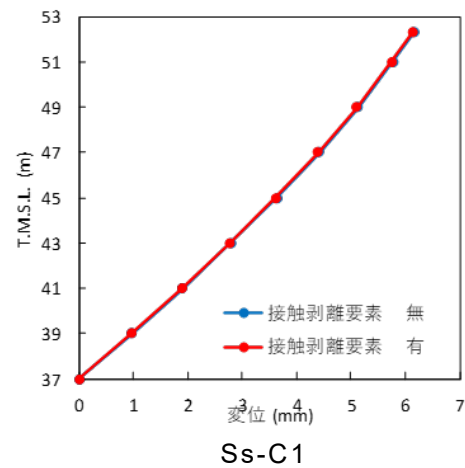


Ss-C1

第 2.4.3-3 図 基礎梁部 (T. M. S. L+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル

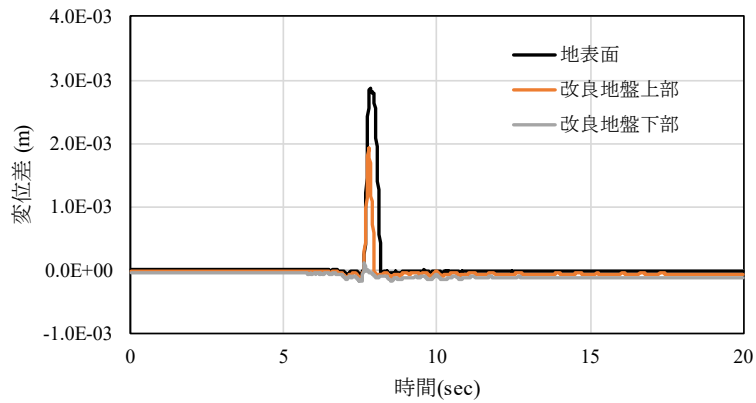


Ss-A

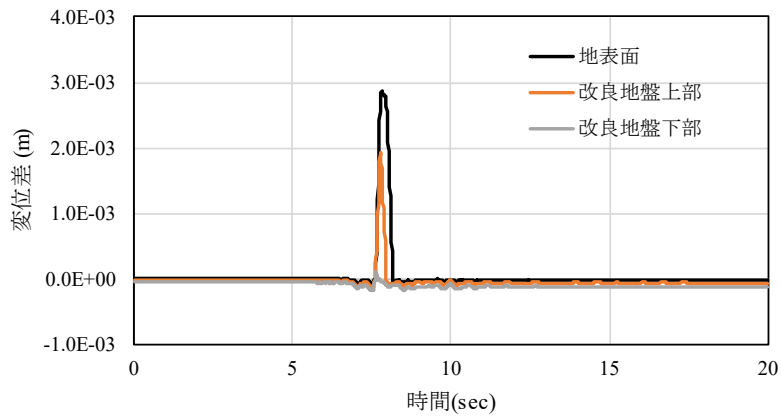


Ss-C1

第 2.4.3-4 図 改良地盤の最大変位分布



第 2.4.3-5 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (S_s-C1)



第 2.4.3-6 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (S_s-C1)

第 2.4.3-1 表 接触剥離要素の剥離率

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

※剥離率 = L'_j / L_j

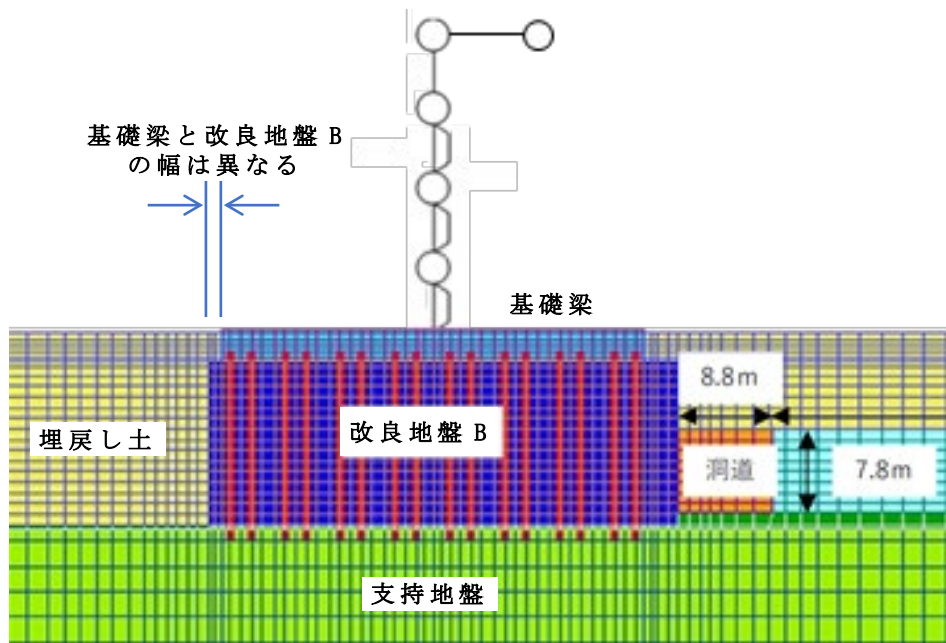
L'_j : 接触剥離要素の剥離長さ

L_j : 接触剥離要素の長さ

2.4.4. 改良地盤の幅

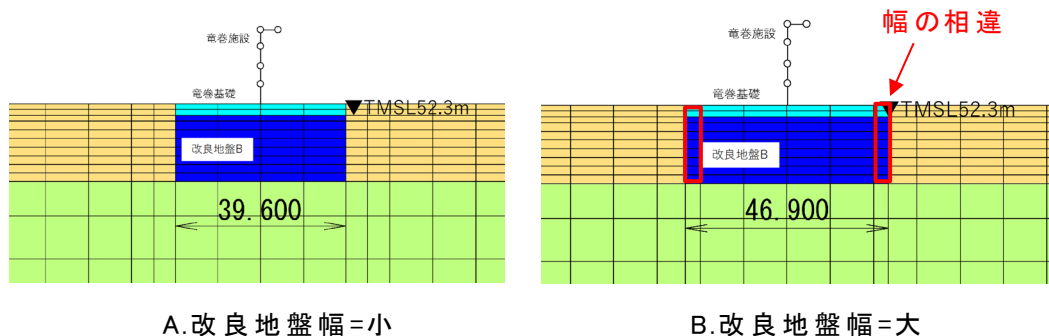
2.4.1 項で示したとおり鉛直方向の最大メッシュサイズは、埋戻し土・改良地盤 B は 2.0m, 支持地盤で 10m と設定した。水平方向のメッシュサイズは、解析精度を確保するためアスペクト比が 5 以上とならないように設定する。よって、細かい部分の寸法は、解析モデルに再現できないこととなる。その一つに、基礎梁・改良地盤 B の幅がある。

改良地盤 B の幅は、第 2.4.4-1 図に示すように基礎梁の幅よりも大きい。解析上は基礎幅と同値としてモデル化する。基礎梁・改良地盤 B の幅は、小さいほどロッキング挙動が起きやすく応答が大きくなる傾向がある。よって、改良地盤 B の幅を、基礎幅と同値としてモデル化することは、保守的な評価となると想定される。



第 2.4.4-1 図 概略断面図

改良地盤 B の幅を小さく考慮することが保守的な評価であることを、基礎梁・地盤改良 B の幅が異なるモデルでの解析結果を比較することにより確認した。解析モデル図を第 2.4.4-2 図に示す。なお、本図の A は設計モデルの NS 断面、B は設計モデルの EW 断面とする。



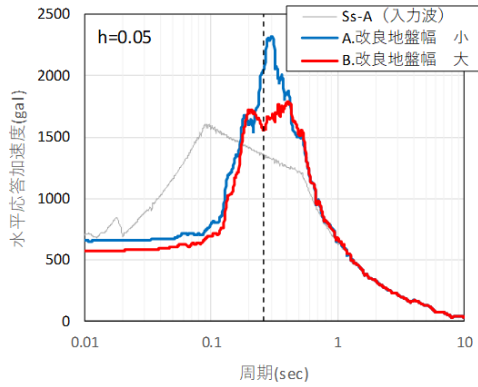
第 2.4.4-2 図 改良地盤幅確認用の解析モデル図

改良地盤幅の大小の違いによる応答結果を、基礎上端(柱脚位置)の加速度応答スペクトルの比較として第 2.4.4-3 図及び第 2.4.4-4 図に示す。また、改良地盤の変形量を第 2.4.4-5 図に示す。

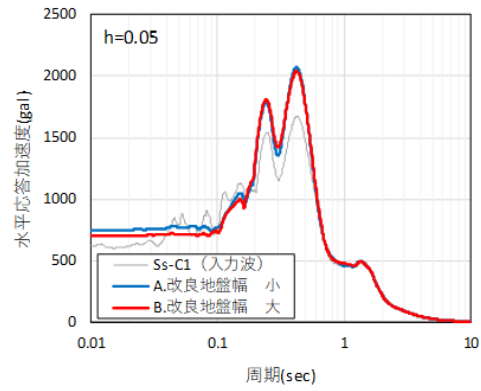
S_s-A 加振時の水平加速度応答スペクトルは、改良地盤幅が小さいほうが加速度応答が大きくなる。これは、改良地盤幅が小さいほうが、地盤全体のロッキング挙動の影響がより顕著となり、応答を増幅させたものと考えられる。なお、改良地盤のロッキングが卓越する固有モードの固有周期とピークは概ね一致している。一方、S_s-C1 加振時は、改良地盤幅の影響は軽微である。S_s-C1 は、S_s-A の全周期帯を包絡するスペクトルとは異なり、継続時間が短くパルス的な挙動のため、入力地震動のスペクトルがそのまま応答値に表われた。第 2.4.4-6 図に示すように、上記は改良地盤底面においても同様の傾向が表れている。

以上の結果より、水平応答及び改良地盤変位に対しては幅が小さい方が応答が大きくなる傾向であることが分かる。また、鉛直応答については同程度であることが分かる。改良地盤 B の幅を小さい値として考慮することは保守的な評価であり、解析モデルとして妥当であることが確認できた。

Aのロッキングが卓越する固有周期 0.262s

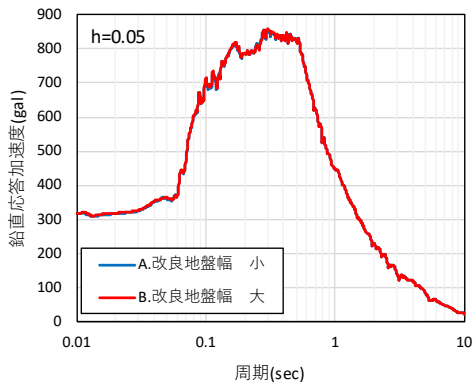


Ss-A

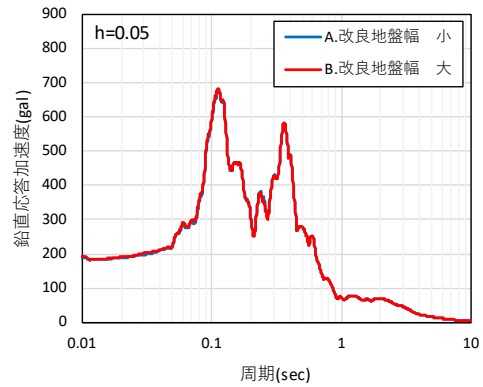


Ss-C1

第 2.4.4-3 図 基礎梁部 (EL+55.3m) の水平加速度応答スペクトル

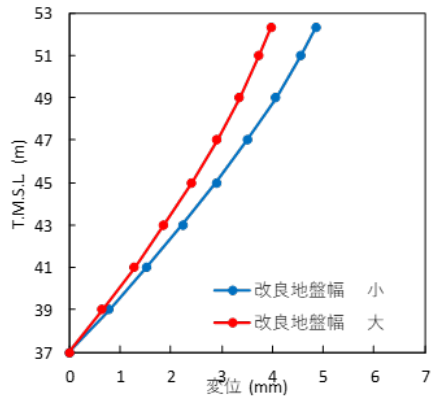


Ss-A

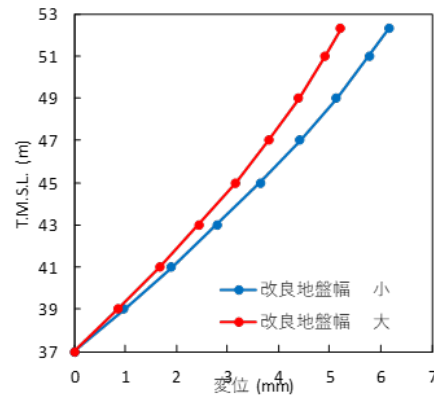


Ss-C1

第 2.4.4-4 図 基礎梁部 (T.M.S.L+55.3m) の鉛直加速度応答スペクトル



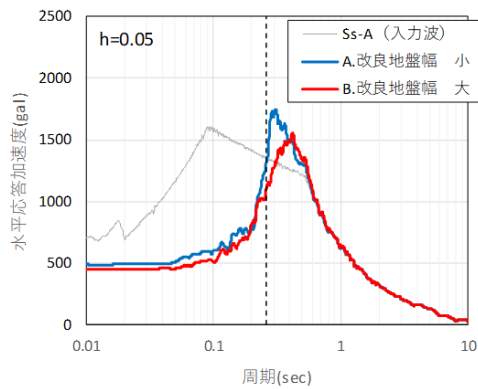
Ss-A



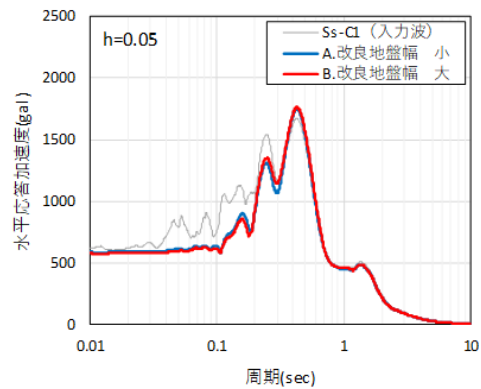
Ss-C1

第 2.4.4-5 図 改良地盤の最大変位分布

A のロッキングが卓越
する固有周期 0.262s



Ss-A



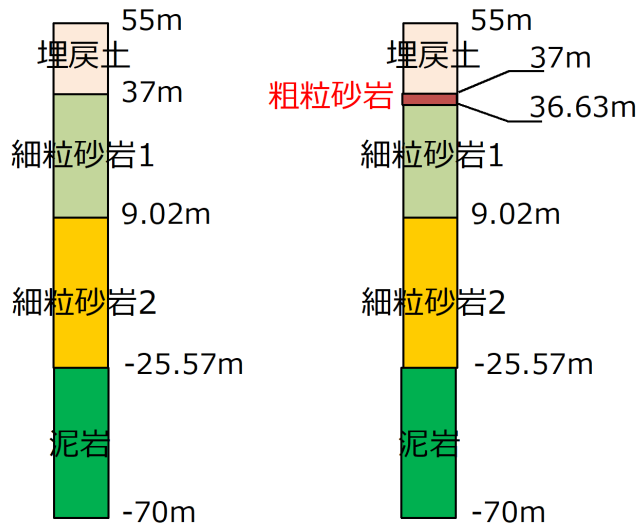
Ss-C1

第 2.4.4-6 図 改良地盤底面 (T. M. S. L+37m) の水平加速度応答スペクトル

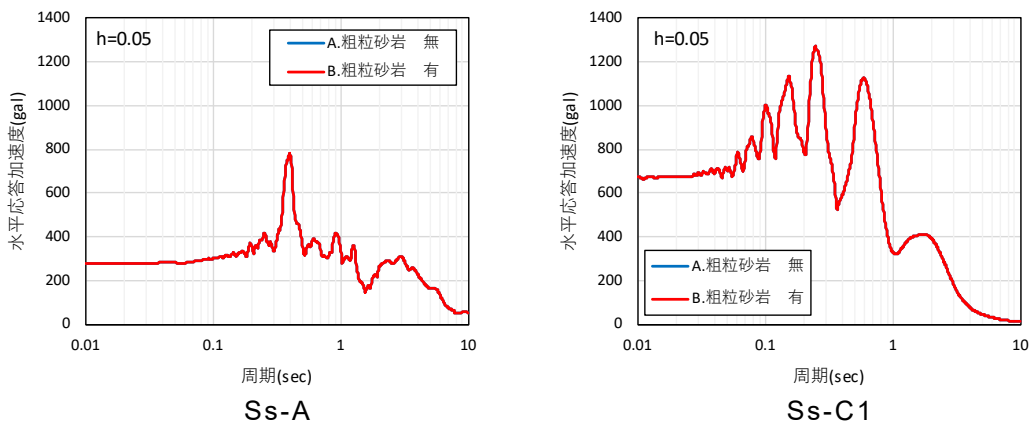
2.4.4.5. 粗粒砂岩層の考慮の有無

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

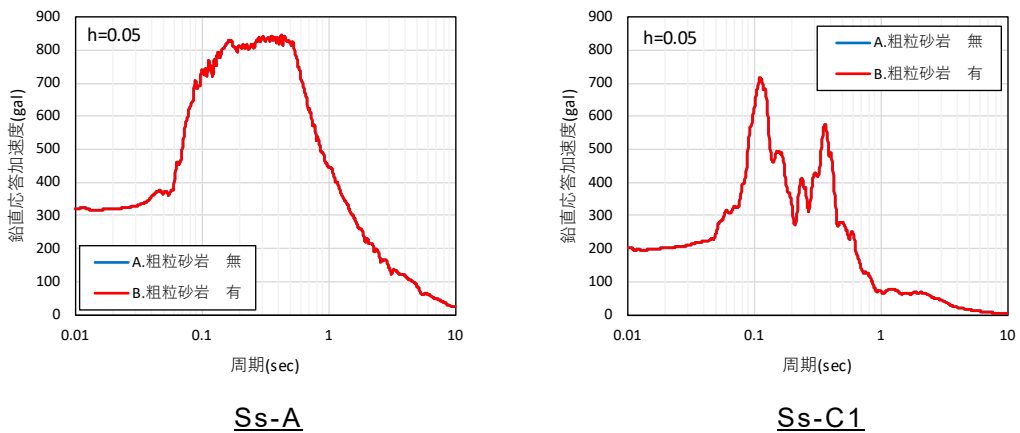
第 2.4.5-1 図に示す 1 次元土柱モデル (支持地盤 + 埋戻し土) を用い、粗粒砂岩層の考慮の有無による相違を比較検討した。地表面での加速度応答スペクトルの比較を第 2.4.5-2 図及び第 2.4.5-3 図に示す。図中のスペクトルはほぼ同等であることから、粗粒砂岩層を考慮しなくても応答への影響はほとんどないと言える。



粗粒砂岩無 粗粒砂岩有
第 2.4.5-1 図 1次元土柱モデル



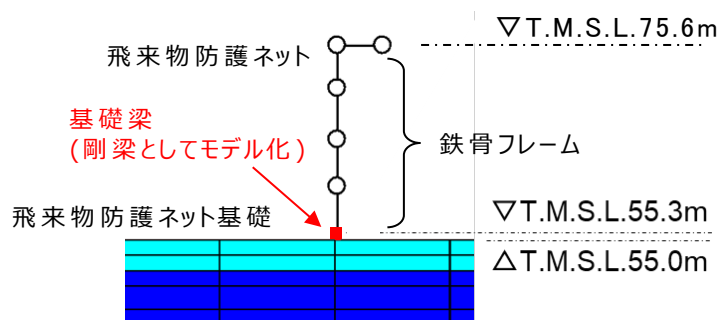
第 2.4.5-2 図 地表面での水平加速度応答スペクトル



第 2.4.5-3 図 地表面での鉛直加速度応答スペクトル

2.4.6. 基礎梁の上端レベル

基礎梁上端レベルは T.M.S.L. 55.3m であり，地表面 T.M.S.L. 55.0m とは，0.3m の差が存在する。2.4.1 項で記載するメッシュサイズに対するアスペクト比を考慮すると，厚さ 0.3m のメッシュをモデルに反映することは合理的ではない。よって，解析モデルは基礎梁上端・地表面とも T.M.S.L. 55.0m とし，基礎梁 0.3m の差分は剛梁として質点系の一部としてモデル化した。剛梁を考慮する箇所を第 2.4.6-1 図に示す。



第 2.4.6-1 図 剛梁を考慮する箇所

ここで，基礎梁 0.3m を剛梁としてモデル化することの妥当性を確認する。質点系を構成する T.M.S.L. 55.0～75.6m の 20.6m のうち，下層 0.3m は RC の基礎梁，上層 20.5m は鉄骨フレームである。第 2.4.6-1 表に鉄骨フレームと RC の基礎梁のせん断剛性の比較を示す。ここで，基礎梁と鉄骨フレームの剛性差は約 600 倍であることから，質点系モデルの下層 0.3m を剛梁としてモデル化することは妥当と判断する。

また，基礎梁 0.3m を剛梁としたモデル A と，鉄筋コンクリート相当の軸剛性・せん断剛性の梁要素としたモデル B による解析結果の比較を第 2.4.6-2 表に示す。地震荷重として用いる応答が同等であることを確認した。

第 2.4.6-1 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

第 2.4.6-2 表 基礎梁のモデル化の違いによる応答値の比較(1/2)

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

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

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

第 2.4.6-2 表 基礎梁のモデル化の違いによる応答値の比較 (2/2)

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

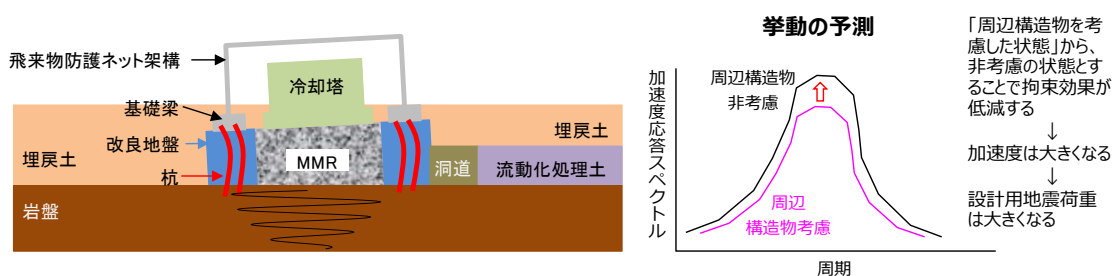
階層	Ss-C1 (NS 方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 改良地盤の変形量 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	753	1.001	189	189	1.001	6.15	6.15	1.000

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

2.5. 解析モデルの保守性の確認

2.5.1. 周辺構造物による拘束効果の影響

周辺構造物をモデル化対象としない場合，地震挙動を拘束する効果が低下し水平方向の応答値は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは，洞道等の周辺構造物を非考慮とし，埋戻し土の地盤物性を用いた。周辺構造物を非考慮とした場合の挙動予測を第 2.5.1-1 図に示す。

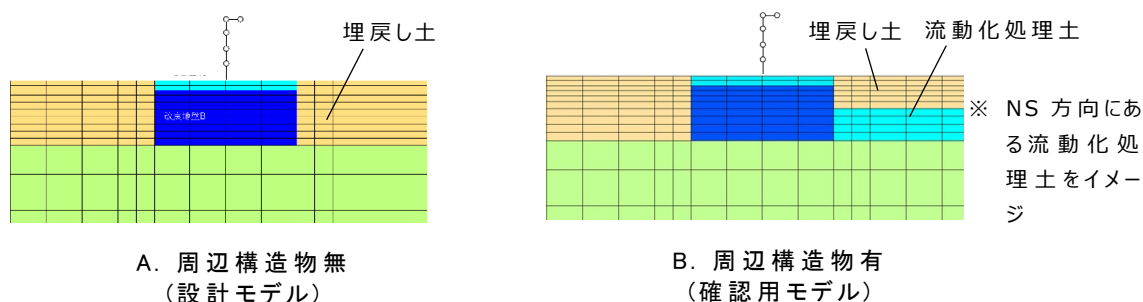


第 2.5.1-1 図 周辺構造物を非考慮とした場合の挙動予測

ここでは，周辺構造物の有無による地震荷重への影響を，第 2.5.1-2 図に示す各モデルの比較により確認する。周辺構造物の有無による地震荷重への影響確認は，改良地盤幅が狭くロッキング挙動が起きやすい形状ほど影響を受けやすいと考えられるため，NS 方向のモデルを対象とする。

確認する項目は，上部架構の挙動を大きくする（保守性確保）ことが目的であるため，三次元フレーム解析で地震荷重として用いる以下の応答値とする。なお，座屈拘束ブレースの軸ひずみも上部架構の設計で用いる応答値ではあるが，層せん断力と大小関係は同じであることから確認項目から除外する。

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



第 2.5.1-2 図 周辺構造物の影響確認用解析モデル

周辺構造物の有無の違いによる応答結果を、第 2.5.1-1 表及び第 2.5.1-2 表に示す。設計に対して支配的な地震荷重である(1)層せん断力、(2)屋根部の付加曲げ及び(4)軸ひずみは、周辺構造物を考慮しない設計モデルが保守的である(A>B)ことが確認できた。なお、(3)屋根部の鉛直加速度は、保守性が得られない結果(A<B)となっているが、2.5.4項に記載するように設計に対して支配的な荷重ではないため、問題はない。

第 2.5.1-1 表 周辺構造物の有無の違いによる応答結果の比較(Ss-A)

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(1)層せん断力(kN)			(2)屋根部の付加曲げ(kNm)			(3)屋根部の鉛直加速度(gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9133	0.925	8132	6065	0.746	1008	1032	1.024
3 層目	12955	12098	0.934	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12054	0.943	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13051	0.988	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS 方向)		
	(4)軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.39	1.22	0.878
2 層目	0.56	0.41	0.733
1 層目	0.33	0.29	0.879

第 2.5.1-2 表 周辺構造物の有無の違いによる応答結果の比較 (Ss-C1)

階層	Ss-C1 (NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10099	0.970	4216	3201	0.760	614	646	1.053
3 層目	14230	13779	<u>0.969</u>	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14028	<u>0.960</u>	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	14569	<u>0.969</u>	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1 (NS 方向)		
	(4) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.67	1.57	0.941
2 層目	0.94	0.83	0.883
1 層目	0.57	0.51	0.895

2.5.2. 杭による拘束効果の影響

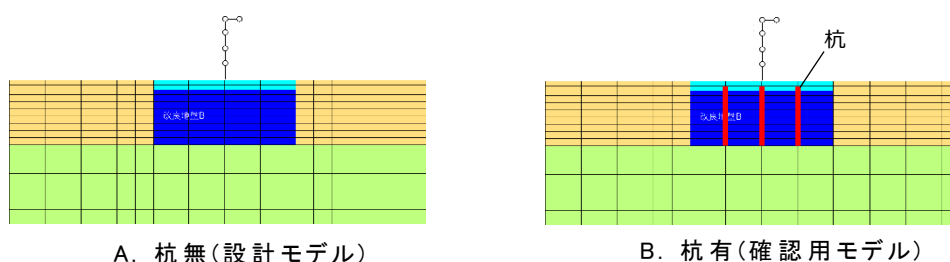
剛性の高いコンクリート製の杭は、改良地盤の挙動を拘束する効果があるため、杭をモデル化対象としない場合、杭の剛性/根入れが無視され、改良地盤の地震挙動を拘束する効果が低下し、応答値は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは、杭を非考慮とした。

ここでは、杭の有無による地震荷重への影響を、第 2.5.2-1 図に示す各モデルの比較により確認する。杭の総本数は、NS/EW の両方向とも同値であることから、改良地盤幅が狭い方ほど面積比(=杭断面積/改良地盤断面積)が大きく、影響を受けやすいと考え、改良地盤幅が狭い NS 方向のモデルを対象とする。

確認する項目は、杭の設計に用いる改良地盤の変形量(最大相対変位量)を対象とする。

なお、杭の有無による上部架構の 3次元フレーム解析への影響を確認するため、2.5.1 項と同様、以下の応答値についても確認する。

- (1) 層せん断力
- (2) 屋根部の付加曲げ
- (3) 屋根部の鉛直加速度
- (4) 軸ひずみ



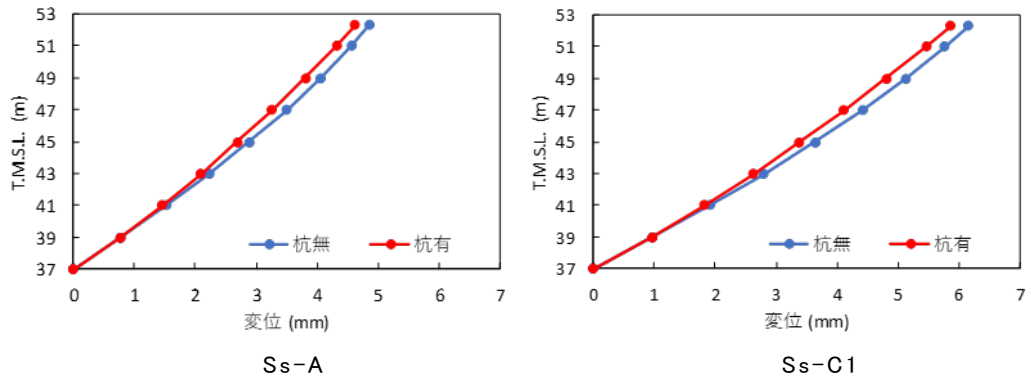
第 2.5.2-1 図 杭の有無の影響確認用解析モデル

杭の有無の違いによる応答結果として、改良地盤の最大相対変位量(基準点は改良地盤下端=T.M.S.L.37.0m)を第 2.5.2-2 図に示す。変位量は、杭無 > 杭有の結果となっており、設計モデルが保守的であることが確認できた。

杭の有無の違いによる応答結果のうち、3次元フレーム解析へ影響を及ぼす応答値の比較を、第 2.5.2-1 表及び第 2.5.2-2 表に示す。

第 2.5.2-1 表及び第 2.5.2-2 表に示すとおり、応答値は同等であることからほとんど影響がないと言える。

以上のことから、改良地盤の変位が杭無 > 杭有の結果となっており、上部架構の応答値が同等であることから、杭をモデルに考慮しないことは妥当である。



第 2.5.2-2 図 改良地盤の最大相対変位量

第 2.5.2-1 表 杭の有無の違いによる応答結果の比較 (Ss-A)

階層	Ss-A (NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9893	1.002	8132	7777	0.957	1008	1004	0.996
3 層目	12955	12979	1.002	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12814	1.002	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13225	1.001	-	-	-	-	-	-

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

第 2.5.2-2 表 杭の有無の違いによる応答結果の比較 (Ss-C1)

階層	Ss-C1 (NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10422	1.001	4216	4026	0.964	614	613	0.999
3 層目	14230	14236	1.001	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14640	1.001	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	15075	1.002	-	-	-	-	-	-

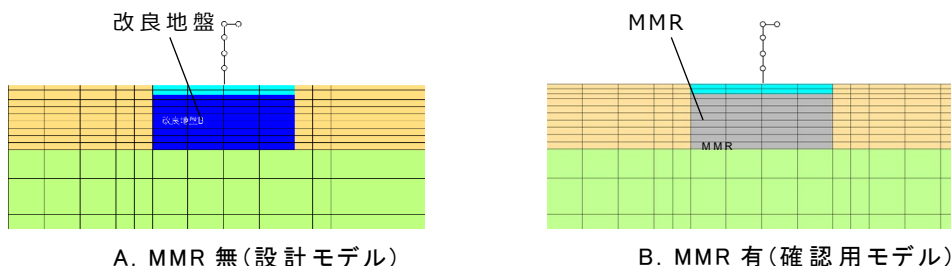
階層	Ss-C1 (NS 方向)		
	(4) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.67	1.67	1.000
2 層目	0.94	0.93	0.990
1 層目	0.57	0.58	1.012

2.5.3. MMRによる拘束効果の影響

地中についてMMRを含まない断面の方がモデル全体の剛性が低く評価され、地震挙動を拘束する効果が低下し、地震荷重は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは、MMRを非考慮とし、代替として改良地盤の物性値を用いた。

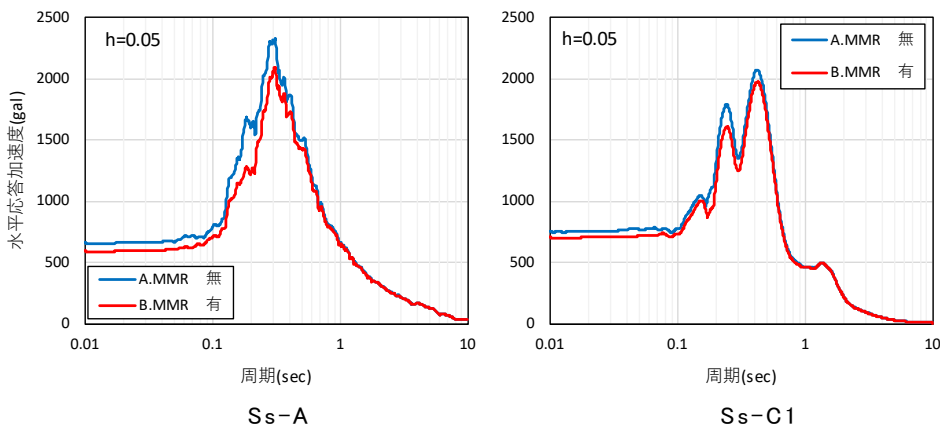
ここでは、MMRの有無による地震荷重への影響を、第2.5.3-1図に示す各モデルの比較により確認する。影響確認は、改良地盤幅が狭くロッキング挙動が起きやすい形状ほど影響を受けやすいと考え、NS方向のモデルを対象とする。

各モデルでは、地盤剛性が異なることから、周期による応答の違いが生じることが予想される。よって、確認項目は、設計に用いる地震荷重ではないが、周期による相違が確認できる加速度応答スペクトルで実施する。加速度は、基礎梁上端(T.M.S.L.55.3m)の値とする。

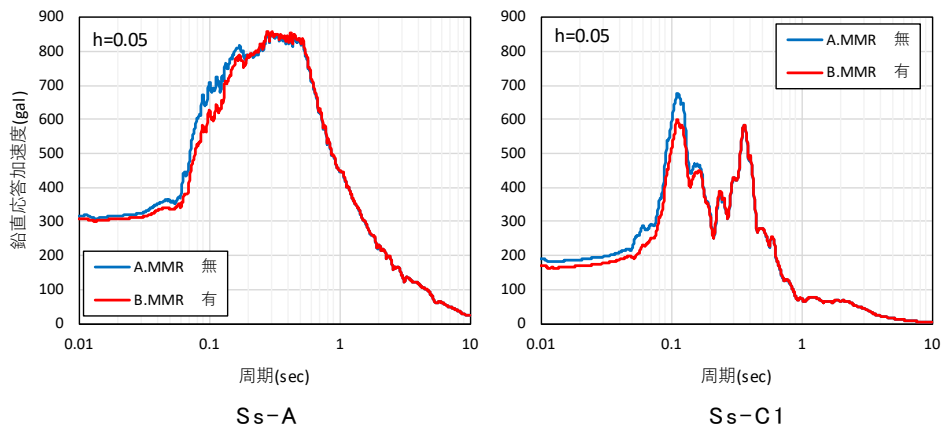


第2.5.3-1図 杭の有無の影響確認用解析モデル

MMRの有無の違いによる応答結果として、加速度応答スペクトルを第2.5.3-2図及び第2.5.3-3図に示す。加速度は、概ね全周期帯においてMMR無 \geq MMR有の結果となっており、設計モデルが保守的であることが確認できた。



第2.5.3-2図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル(水平)



第 2.5.3-3 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル(鉛直)

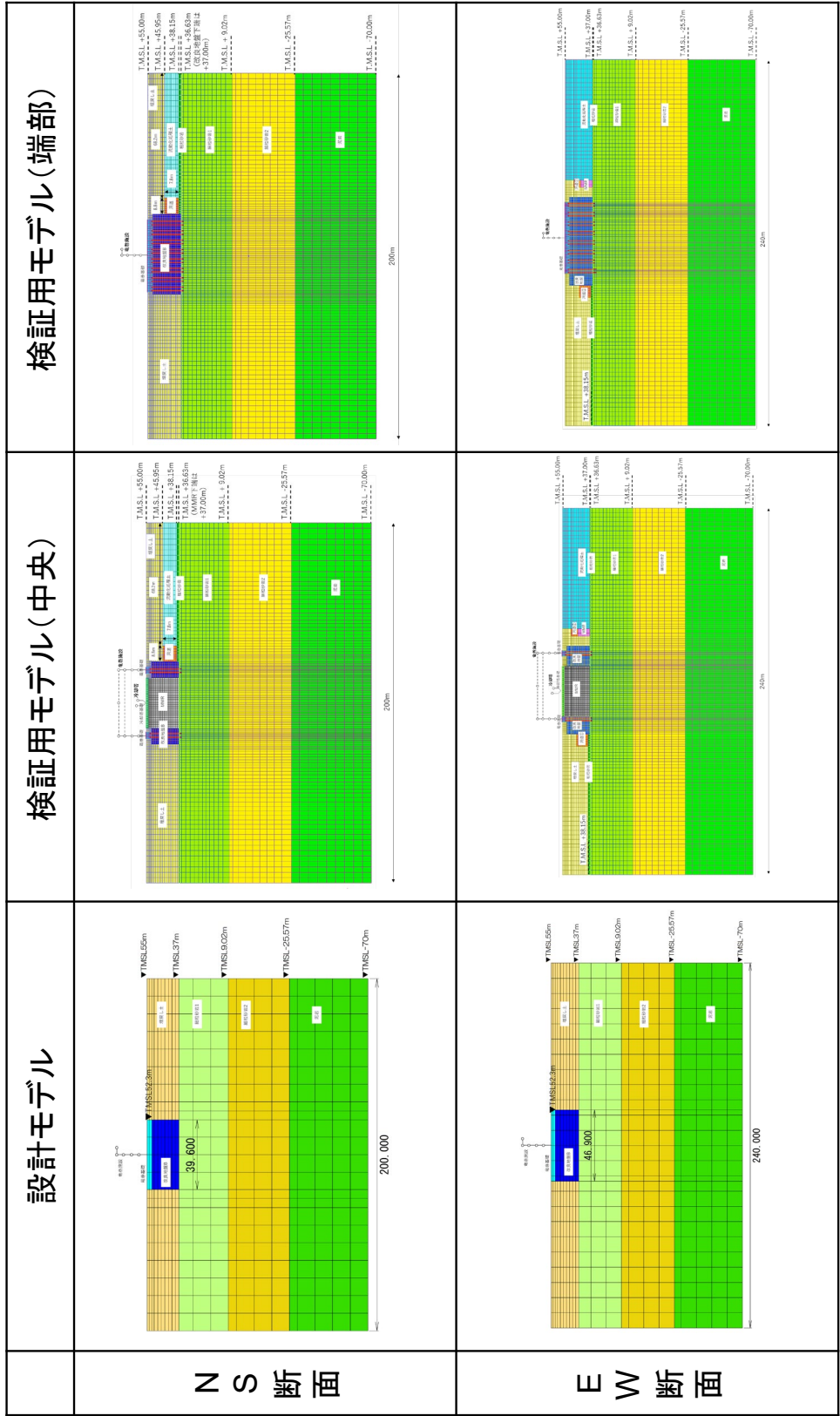
2.5.4. 鉛直応答への影響

2.5.1 項では、設計モデルの鉛直加速度が検証用モデルを下回り、保守性が確保できない場合があることを記載した。本項では、この現象(設計モデル<検証用モデル)の要因を分析し、設計への影響を確認し、設計モデルを使用することの妥当性を確認する。

2.5.4.1 状況の確認

第 2.5.4.1-1 図に示す設計モデルと検証用モデルの上部架構屋根部の鉛直加速度の比較を第 2.5.4.1-1 表及び第 2.5.4.1-2 表に示す。鉛直加速度の現象について整理すると以下のとおり。

- ・ 設計モデルと検証用モデルの数値は、概ね同等ではあるものの、全体的に「設計モデル<検証用モデル」の傾向がある。
- ・ 「検証用モデル/設計モデル」の比率は、Ss-C1 波(EW 方向)が大きく、有効応力解析の結果で 1.312 と 30%以上相違する。
- ・ 全応力解析の結果は、有効応力解析と同傾向である。
- ・ Ss-C1 以外の地震波は比較的差異は小さく、比率は 0.973~1.176 である。
- ・ Ss-C1 波の鉛直加速度は全 13 波で最小の値。最大値は Ss-C2 で発生している。



第 2.5.4.1-1 図 解析モデル図

第 2.5.4.1-1 表 上部架構屋根部の鉛直加速度の比較(全応力解析)

地震動	全応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1006	1070	1006	1.064	1.001
Ss-B1	847	825	841	0.974	0.994
Ss-B2	784	825	785	1.052	1.002
Ss-B3	1129	1139	1117	1.009	0.989
Ss-B4	998	1020	1012	1.023	1.014
Ss-B5	1119	1221	1155	1.091	1.032
Ss-C1	619	691	656	1.117	1.060
Ss-C2_x	1203	1292	1237	1.075	1.029
Ss-C2_y	1198	1271	1211	1.061	1.011
Ss-C3_ew	674	743	692	1.102	1.026
Ss-C3_ns	675	751	700	1.114	1.038
Ss-C4_ew	940	990	948	1.054	1.010
Ss-C4_ns	945	979	948	1.037	1.004

地震動	全応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1018	1080	1001	1.061	0.983
Ss-B1	861	883	907	1.026	1.055
Ss-B2	803	904	876	1.126	1.092
Ss-B3	1125	1112	1130	0.989	1.005
Ss-B4	982	1062	1022	1.083	1.041
Ss-B5	1101	1249	1133	1.135	1.030
Ss-C1	595	765	721	1.285	1.211
Ss-C2_x	1150	1298	1208	1.129	1.051
Ss-C2_y	1142	1334	1252	1.169	1.097
Ss-C3_ew	648	738	654	1.139	1.010
Ss-C3_ns	647	761	705	1.176	1.090
Ss-C4_ew	922	1049	1032	1.138	1.120
Ss-C4_ns	929	999	960	1.077	1.035

注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

第 2.5.4.1-2 表 上部架構屋根部の鉛直加速度の比較(有効応力解析)

地震動	有効応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1008	1067	1014	1.059	1.006
Ss-B1	847	826	841	0.976	0.994
Ss-B2	786	825	785	1.051	1.000
Ss-B3	1135	1123	1104	0.990	0.973
Ss-B4	996	1019	1012	1.023	1.017
Ss-B5	1117	1225	1160	1.097	1.039
Ss-C1	614	697	660	1.135	1.075
Ss-C2_x	1202	1297	1243	1.079	1.034
Ss-C2_y	1205	1261	1203	1.047	0.999
Ss-C3_ew	671	745	680	1.111	1.014
Ss-C3_ns	673	757	704	1.124	1.046
Ss-C4_ew	940	960	919	1.022	0.978
Ss-C4_ns	943	977	948	1.036	1.006

地震動	有効応力解析 (EW断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1018	1080	1005	1.061	0.988
Ss-B1	862	871	893	1.012	1.037
Ss-B2	802	903	873	1.127	1.089
Ss-B3	1130	1105	1127	0.979	0.998
Ss-B4	983	1060	1021	1.078	1.039
Ss-B5	1105	1254	1138	1.135	1.031
Ss-C1	586	768	724	1.312	1.237
Ss-C2_x	1149	1296	1206	1.129	1.050
Ss-C2_y	1152	1351	1268	1.173	1.102
Ss-C3_ew	646	737	654	1.142	1.013
Ss-C3_ns	648	758	695	1.169	1.072
Ss-C4_ew	926	1058	1040	1.144	1.124
Ss-C4_ns	928	1008	966	1.087	1.042

注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

2.5.4.2 要因分析における着目項目

屋根部の鉛直加速度が，設計モデルで小さくなる要因について分析する。設計モデルは，解析モデルを作成する上で第 2.5.4.2-1 表に示す項目を合理化していることから，この現象の要因は合理化項目第 2.5.4.2-1 表の○印)にあるものと考えられる。

第 2.5.4.2-1 表 設計モデルで合理化した項目

No.	項目	設計モデルで 合理化した項目
1	検討断面 (NS/EW)	●
2	メッシュサイズ	●
3	モデル範囲 (寸法)	—
4	上部架構 (1 軸/門型)	●
5	基礎梁のモデル化	—
6	改良地盤幅の実寸法/合理化値	○
7	MMR の考慮/非考慮	○
8	杭の考慮/非考慮	○
9	周辺構造物の考慮/非考慮	●
10	接触剥離要素の考慮/非考慮	●
11	モデル寸法の実寸法/合理化値	○
12	地盤の物性	—
13	対象構造物等の物性	—
14	地下水位	—
15	入力地震動	—
16	その他の荷重	—

注 1) モデル構築プロセス時の確認 16 項目で，合理化した項目を●/○で記載

注 2) 合理化項目のうち，要因分析で着目する項目を●で記載

検討断面 (No. 1) の合理化した項目は，上部架構 (No. 4) 及び MMR (No. 7) と重複する内容以外，方向 (NS/EW) が要因分析に該当する項目である。

改良地盤幅 (No. 6) 及びモデル寸法 (No. 11) は，寸法が現状と若干違うだけであるため，要因にならないと判断した。MMR (No. 7) 及び杭 (No. 8) は，改良地盤の剛性に影響する項目であるが，屋根部の鉛直応答が卓越する周期帯とは大きく異なることから，要因分析で着目する項目 (●印) からは除外した。

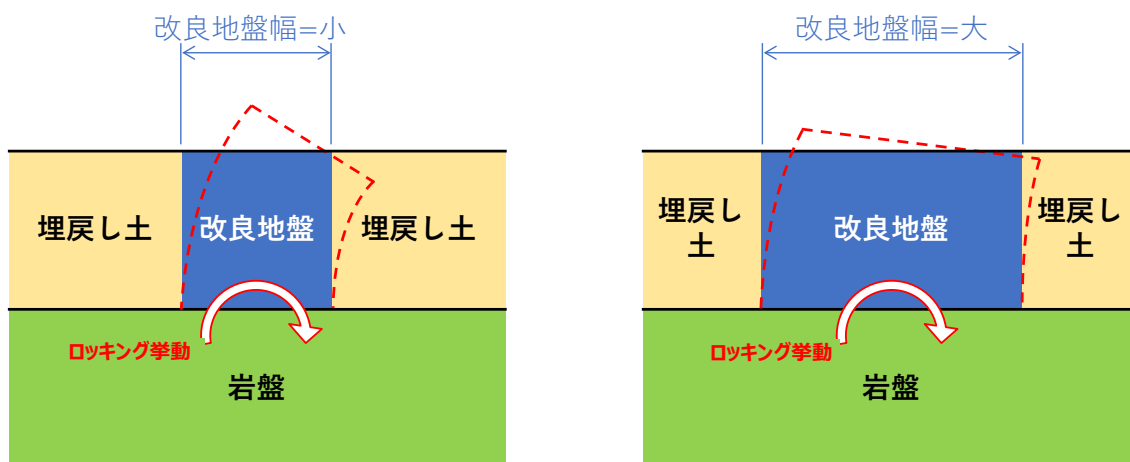
以上より，以下の5項目に着目し，解析を用いて要因分析を行う。

- ・ 解析方向 (NS/EW) の違いによる影響 (No. 1)
- ・ メッシュサイズ の大きさによる影響 (No. 2)
- ・ 上部架構の形状 (1 軸/門型) の違いによる影響 (No. 4)
- ・ 周辺構造物の有無の違いによる影響 (No. 9)
- ・ 接触剥離要素の有無の違いによる影響 (No. 10)

2.5.4.3 解析による要因分析

(1)解析方向(NS/EW)の違いによる影響

設計モデルの妥当性検証(2.4項)では，検討断面はロッキングの影響が顕著となると考えられるNS断面を評価対象としている。第2.5.4.3-1図のロッキング挙動のイメージ図に示すように，改良地盤の幅が小さいほど，ロッキングの影響は大きくなる傾向にある。改良地盤幅は，NS<EWの関係であることから，NS断面を検証対象として選んだ。



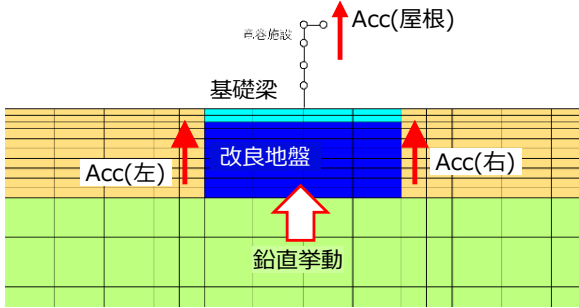
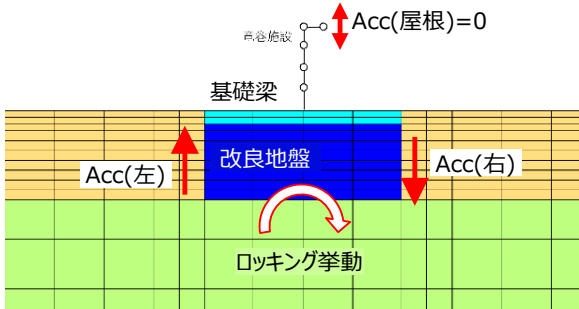
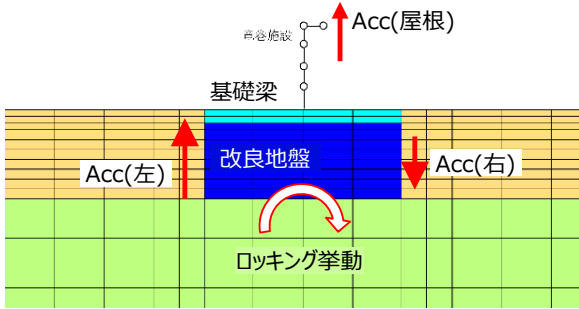
第 2.5.4.3-1 図 ロッキング挙動のイメージ図

屋根部の鉛直加速度が小さく評価される結果となった S_s-C1 波の加速度においても，NS=614cm/s²・EW=586cm/s²となっており，改良地盤幅が狭い NS 断面の方が応答が大きく評価されている。この傾向は S_s-C1 波以外にも現れており，第 2.5.4.1-1 表及び第 2.5.4.1-2 表に示す設計モデルの値では 13 波中 10 波が NS>EW の関係となっている。

一方，「検証用モデル/設計モデル」の最大比率は，EW 方向で発生した。これは，ロッキングの影響の大小ではなく，第 2.5.4.3-1 表の No.3 に示すように，改良地盤の左右端の鉛直加速度の差が影響したものと考えられる。

なお，検証用モデルの屋根部の鉛直加速度は，EW>NS と設計モデルとは異なる傾向があり，第 2.5.4.1-1 表及び第 2.5.4.1-2 表に示す全 52 ケース(=13 波×4 タイプ)中 38 ケースで EW 断面が大きい。これは，周辺構造物の形状の違いが要因と考えられる。

第 2.5.4.3-1 表 改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響について

No	状況図	屋根部の鉛直加速度への影響
1	 <p style="text-align: center;">改良地盤の鉛直挙動</p>	<p>改良地盤に鉛直挙動が作用した場合，改良地盤の左右端の鉛直加速度は，基本的にほぼ同値である。</p> <p>→ 鉛直加速度は，上部架構を介して Acc(屋根)へ影響。</p>
2	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロック挙動 (左=右)</p>	<p>改良地盤のロック挙動において，改良地盤の左右端の鉛直加速度が同値(正負逆)である場合，鉛直加速度は相殺され，Acc(屋根)への影響はない。</p>
3	 <p style="text-align: center;">改良地盤のロック挙動 (左≠右)</p>	<p>改良地盤のロック挙動において，改良地盤の左右端の鉛直加速度に差がある場合，その差が Acc(屋根)に付加される。</p>

第 2.5.4.3-1 表の No.3 のようなロッキング挙動が屋根部鉛直加速度に影響するケースを整理したものを第 2.5.4.3-2 表に示す。

第 2.5.4.3-2 表 ロッキング挙動が屋根部鉛直加速度に影響するケース

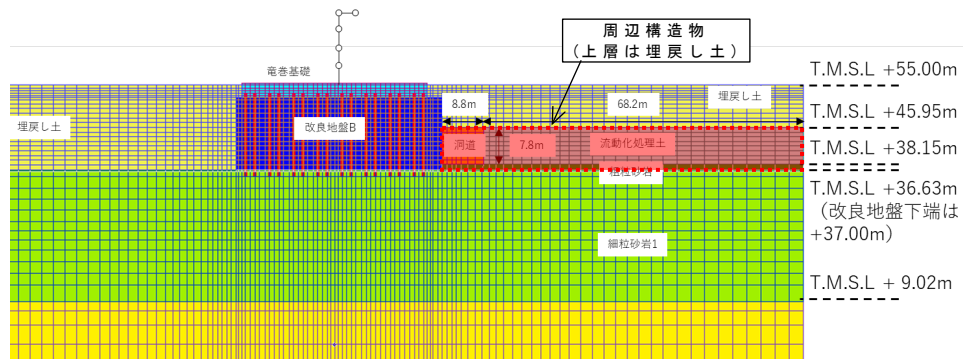
記号	内 容
(ア)	周辺構造物が存在し，改良地盤の左右の鉛直加速度に相違が発生する要因がある場合
(イ)	上部架構の位置が，改良地盤(又は基礎梁)の水平方向の中心に位置しておらず，偏心の影響が生じる場合
(ウ)	改良地盤の左右の埋戻し土の物性値が異なる，又は液状化状態に差がある等，剛性に明らかな相違が生じる場合

設計モデルは，左右対称であり，(ア)，(イ)に該当しない。また，埋戻し土の剛性は改良地盤に対して明らかに低いため，(ウ)も該当しないと考えられる。しかし，検証用モデルなど左右非対称のモデルで評価を行う際は，NS 断面だけでなく EW 断面での確認も必要となる場合がある。

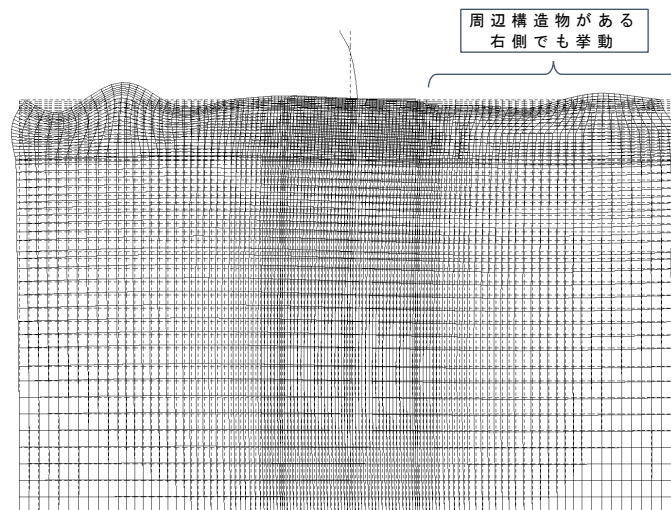
なお，この現象は，鉛直成分・回転成分に影響はあるが，水平成分には影響がないことから，妥当性検証は NS 断面のみで評価することを原則とする。

ここで，検証用モデルの屋根部の鉛直加速度が，EW>NS となる傾向について要因を考察する。

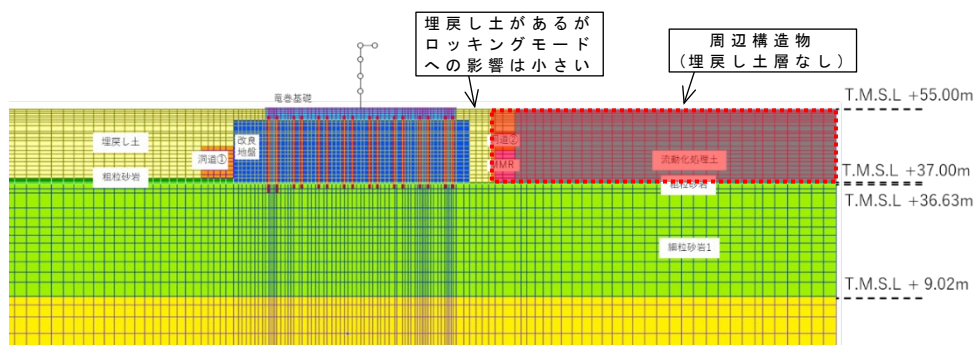
第 2.5.4.3-2 図に示すように NS 断面の改良地盤の右側の周辺構造物は，支持層から地表面の下層のエリアのみであり，上層は埋戻し土となっている。これに反し EW 断面では，第 2.5.4.3-4 図に示すように支持層から地表面まで全域にわたり周辺構造物となっている。第 2.5.4.3-3 図及び第 2.5.4.3-5 図にモード図(ロッキング卓越)を示す。EW 断面・NS 断面とも，改良地盤左側では大きな挙動を示しているが，右側では，NS 断面に比べて EW 断面の挙動は小さい。これは，第 2.5.4.3-2 表の(ウ)に相当する状況であり，EW>NS となる要因である。



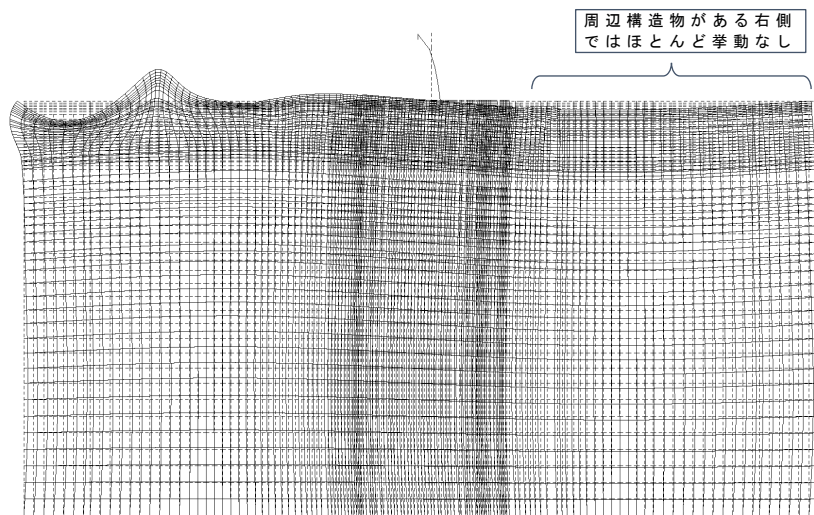
第 2.5.4.3-2 図 NS 断面 解析モデル図



第 2.5.4.3-3 図 NS 断面 モード図 (8 次 : ロッキング卓越)



第 2.5.4.3-4 図 EW 断面 解析モデル図

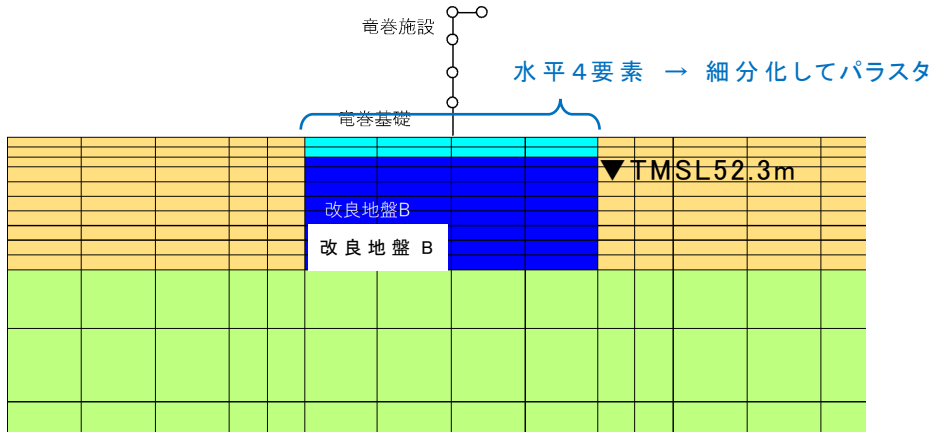


第 2.5.4.3-5 図 EW 断面 モード図 (7 次 : ロッキング卓越)

(2) メッシュサイズの影響

設計モデルは、第 2.5.4.3-6 図に示すように基礎・改良地盤を水平方向は 4 要素で分割したモデルとしている。要素分割が粗いため、鉛直挙動が適切に評価されず、屋根部の応答加速度に影響したと予想した。

基礎・改良地盤の水平方向の要素分割数をパラメータとして解析を実施した結果、分割数による影響はないことが確認された。

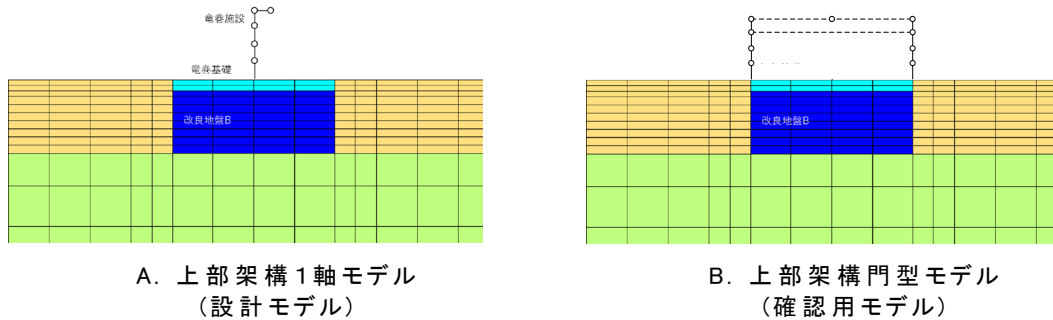


第 2.5.4.3-6 図 設計モデル

(3) 上部架構(1軸/門型)の違いによる影響

上部架構を1軸でモデル化する場合と門型でモデル化する場合の比較は、2.4.2項にて実施した。ここでは、2.4.2項の抜粋を再掲する。

第2.5.4.3-7図に上部架構の相違の影響確認用の解析モデル図を示す。(A)はNS方向の設計モデル、(B)は設計モデルを元に上部架構を1軸から門型に変更したモデルである。



第2.5.4.3-7図 上部架構の相違の影響確認用解析モデル

第2.5.4.3-3表にSs-A及びSs-C1の地震波に対する応答値(屋根面の鉛直加速度)の比較を示す。(A)1軸モデルも(B)門型モデルも応答値は同値であり、違いは生じない結果となった。

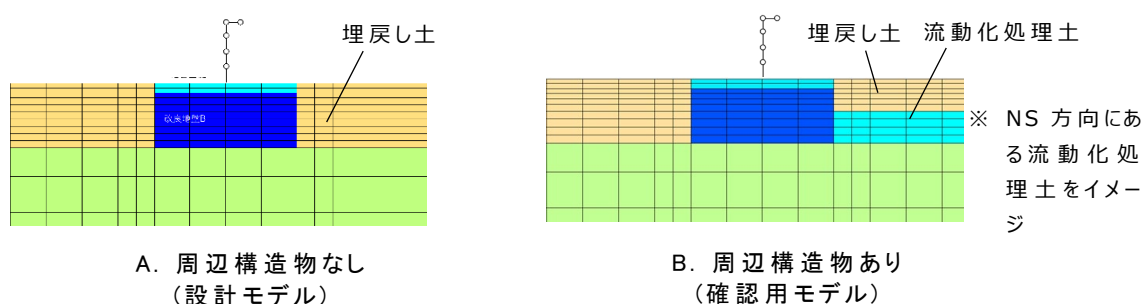
第2.5.4.3-3表 上部架構のモデル化の違いによる応答値の比較

地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		比率 B/A
	(A) 1軸モデル	(B) 門型モデル	
Ss-A	1008	1008	1.000
Ss-C1	614	614	1.000

(4) 周辺構造物の有無の違いによる影響

周辺構造物の有無の違いによる影響の比較は、2.5.1項にて実施した。ここでは、2.5.1項の抜粋を再掲する。

第 2.5.4.3-8 図に周辺構造物の影響確認用の解析モデル図を示す。(A)は NS 方向の設計モデル、(B)は設計モデルを元に周辺構造物を考慮したモデルである。周辺構造物は、第 2.5.4.3-7 図に示すように流動化処理土としてモデル化する。



第 2.5.4.3-8 図 周辺構造物の影響確認用解析モデル

第 2.5.4.3-4 表に S_s-A 及び S_s-C1 の地震波に対する応答値(屋根面の鉛直加速度)の比較を示す。(A)周辺構造物なしは、(B)周辺構造物ありよりも小さい値となっており、周辺構造物の有無が要因の一つである可能性が得られた。ただし、第 2.5.4.3-2 表の比率は、2.5.4.1 項に記載の差と比べて小さい結果であった。

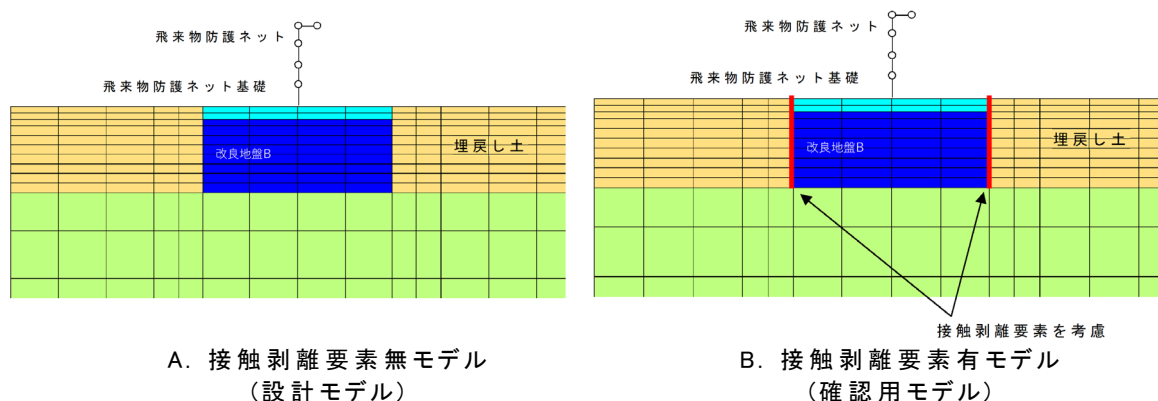
第 2.5.4.3-4 表 周辺構造物の有無の違いによる応答値の比較

地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		比率 B/A
	(A)なし	(B)あり	
S _s -A	1008	1032	1.024
S _s -C1	614	646	1.053

(5) 接触剥離要素の有無の違いによる影響

接触剥離要素の有無の違いによる影響の比較は、2.4.3項にて実施した。ここでは、2.4.3項の抜粋を再掲する。

第2.5.4.3-9図に周辺構造物の影響確認用の解析モデル図を示す。(A)はNS方向の設計モデル、(B)は設計モデルを元に基礎梁・改良地盤の側面に接触剥離要素を考慮したモデルである。



A. 接触剥離要素無モデル
(設計モデル)

B. 接触剥離要素有モデル
(確認用モデル)

第2.5.4.3-9図 接触剥離要素の相違の影響確認用解析モデル

第2.5.4.3-5表にS_s-A及びS_s-C1の地震波に対する応答値(屋根面の鉛直加速度)の比較を示す。(A)接触剥離要素なしも(B)接触剥離要素ありも応答値は同値であり、違いは生じない結果となった。

第2.5.4.3-5表 接触剥離要素の有無の違いによる応答値の比較

地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		比率 B/A
	(A)なし	(B)あり	
S _s -A	1008	1005	0.998
S _s -C1	614	616	1.003

(6) 要因組合せ(上部架構+周辺構造物)の影響

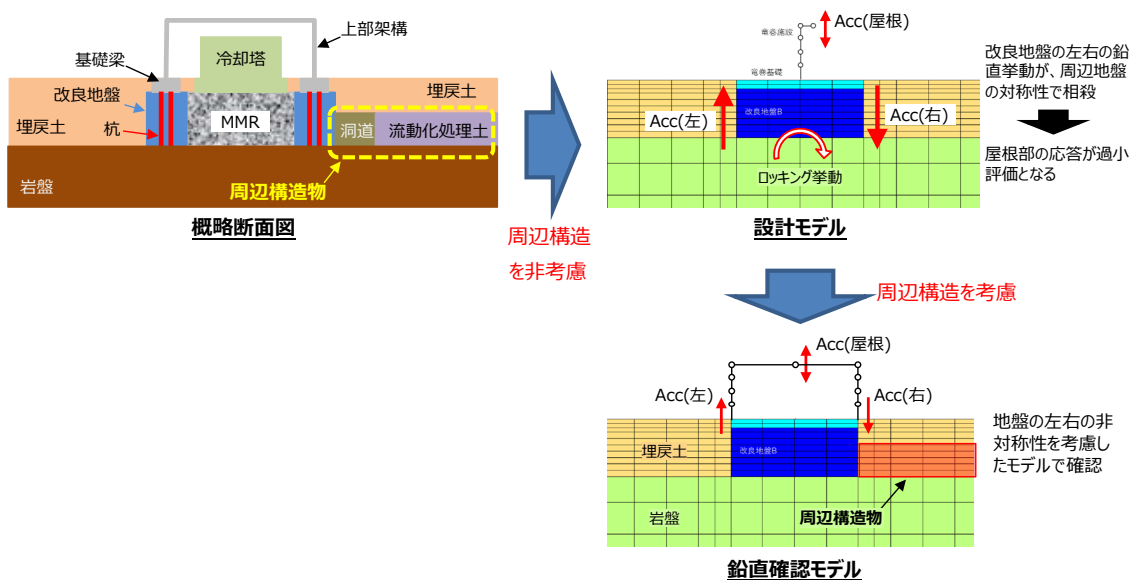
要因項目(1)～(5)の確認結果を第2.5.4.3-6表に整理する。
 (2)(3)(5)の項目は、屋根部の鉛直加速度に影響はなかった。ここでは、
 複数の要因項目を組み合わせた場合について、影響を確認する。

第2.5.4.3-6表 要因項目の確認結果

確認項目	影響確認結果	
(1)解析方向(NS/EW)	△	影響の可能性あり
(2)メッシュサイズ	×	影響なし
(3)上部架構(1軸/門型)	×	影響なし
(4)周辺構造物の有無	○	僅かに影響あり
(5)接触剥離要素の有無	×	影響なし

項目(4)で影響が生じた理由は、左右非対称の地盤にロッキング挙動が生じた際に、改良地盤の左右端の鉛直加速度に差異が生じ、その差が屋根部の鉛直加速度を励起したものと考えられる。

第2.5.4.3-10図に解析モデルと周辺構造物の関係による鉛直応答のイメージ図を示す。設計モデルでは地盤が左右対称であるため、改良地盤の左右端の鉛直加速度はほぼ同値(正負逆)となり、屋根部の鉛直加速度が大きくならなかったものと考えられる。



第2.5.4.3-10図 解析モデルと周辺構造物の関係による鉛直応答

この現象を確認するため、鉛直確認モデルを作成し、解析を実施する。このとき、改良地盤の鉛直加速度の影響を反映する目的のため、項目(3)で影響なしの結果ではあるが、上部架構は門型モデルを採用する。

項目(1)を反映し、NS/EWの2方向を対象とする。地震波は、Ss-A・Ss-C1に加え、屋根部の鉛直加速度が最大となるSs-C2に対しても実施する。

第2.5.4.3-7表に各地震波に対する応答値(屋根面の鉛直加速度)の比較を示す。参考に第2.5.4.1-2表から抜粋した「検証用モデル/設計モデル」の比率を右欄に記載する。(A)設計モデルと(B)鉛直モデルの比率は、検証用モデルの値と概ね一致することより、屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は、「上部架構のモデル化」と「周辺構造物のモデル化」であることが確認できた。

第2.5.4.3-7表 屋根部の鉛直加速度の比較

No	地震波	屋根部の鉛直加速度(gal)				比率 (B/A)	検証用 モデル との比率
		(A)設計モデル		(B)鉛直確認モデル			
		NS	EW	NS	EW		
I	Ss-A	1008	1018	1049	1073	1.06	1.06
II	Ss-C1	614	586	669	799	1.37	1.31
III	Ss-C2	1205	1152	1215	1344	1.17	1.17

注記)比率は、NS/EWで大きい方の値を記載。

2.5.4.4 要因分析のまとめ

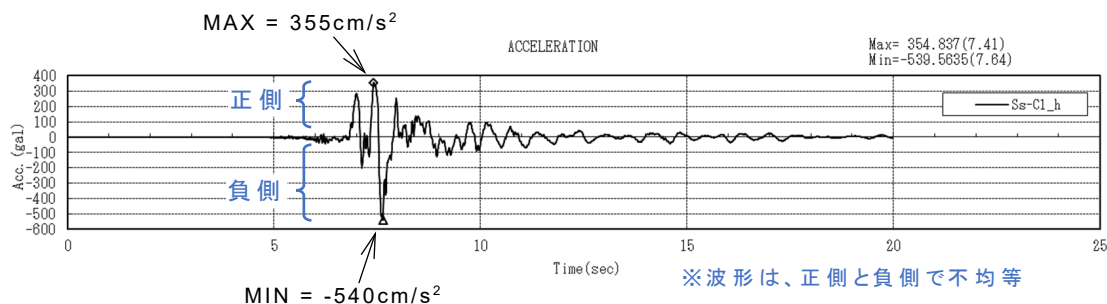
第 2.5.4.2-1 表に示す項目に対し、設計モデルで屋根部の鉛直加速度が過小評価となる現象の要因を、各種解析を実施し要因を分析した。その結果、上部架構のモデル化と周辺構造物のモデル化の違いによる影響であることが解かった。

ただし、この影響は、上部架構のモデル化と周辺構造物のモデル化を同時に考慮した場合のものであり、各々を単独で考慮した場合の影響は極めて小さい。

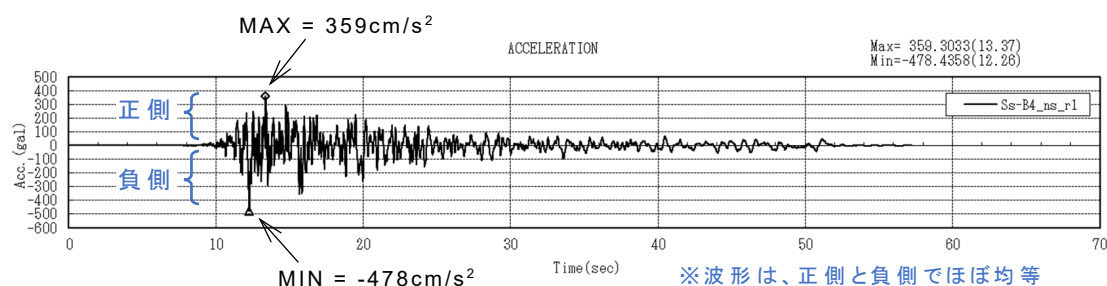
なお、上部架構のモデル化において、1 軸と門型の応答結果(第 2.5.4.3-1 表参照。)は同値であり、モデル化の違いによる影響はない。

設計モデルと検証用モデルの比率の最大値は、第 2.5.4.2-2 表より Ss-C1 波の EW 断面で 1.312 であった。なお、NS 断面での最大値も Ss-C1 波で発生している。Ss-C1 波で最大となった要因として、波の非対称性が考えられる。第 2.5.4.4-1 図に水平方向の加速度時刻歴(Ss-C1 波)を記載する。Ss-C1 波は、正側と負側で不均等なパルス的な波形であり、最大・最小の比が 1.52 倍(=540/355)以上あることが特徴である。このため、解析モデルの非対称性に対して、顕著に影響した。

Ss-C1 波の次に最大・最小の比率が大きい Ss-B4_ns 波の加速度時刻歴を第 2.5.4.4-2 図に示す。Ss-B4_ns 波は、最大・最小に差はある(比率=1.33)ものの、正側と負側で波形は概ね均等であり、Ss-C1 のような波の非対称性は見られない。このことから Ss-C1 波の特殊性(非対称性)が確認できる。



第 2.5.4.4-1 図 水平方向の加速度時刻歴 (Ss-C1)



第 2.5.4.4-2 図 水平方向の加速度時刻歴 (Ss-B4_ns)

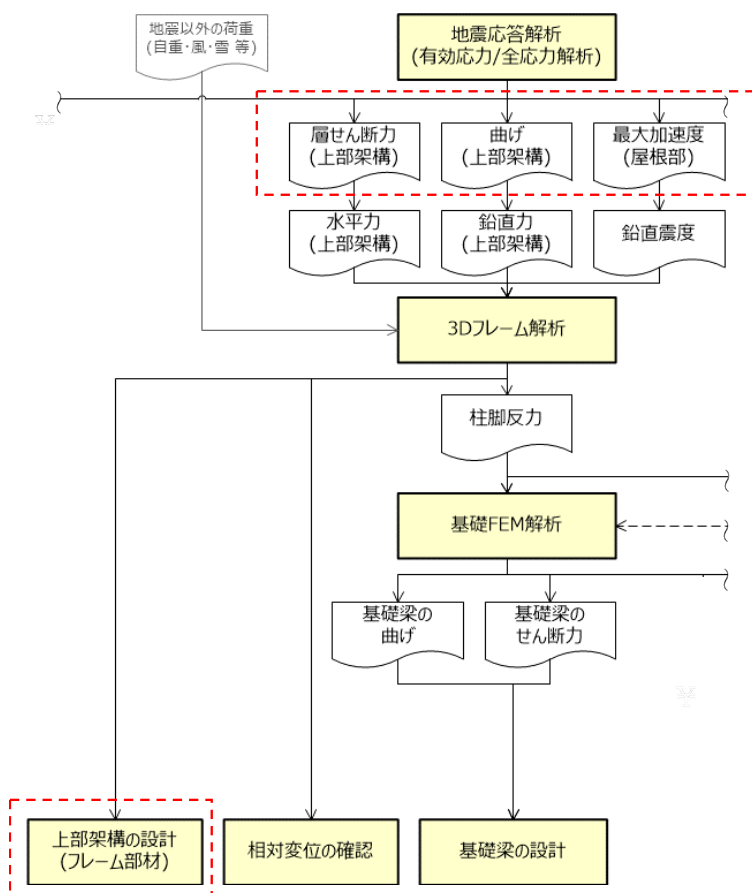
設計モデルと検証用モデルの比率は、 $EW > NS$ の傾向であった。これは、①「設計モデルでは地盤が左右均等であり、 $NS > EW$ の傾向であること」、②「検証用モデルでは地盤が左右不均等であり、 $EW > NS$ の傾向となること」の違いが原因で、これら①②を組み合わせると設計モデルと検証用モデルの比較を確認した結果、比率は $EW > NS$ の傾向となる。なお、最大比率(1.312)は、この傾向に変わらず EW 方向で生じている。

なお、 S_s - C_1 波では、設計モデルと検証用モデルの比率は 1.312 であったが、その他の地震波では、比率は 1.2 未満と比較的小さく、 NS 方向と EW 方向の結果も概ね同等の値となっていた。

2.5.4.5 設計影響の確認

(1) 上部架構の設計への影響

屋根部の鉛直加速度の設計への影響について確認する。地震応答解析から上部架構の設計までを示した設計フロー図(抜粋)を第 2.5.4.5-1 図に示す。ここで、地震応答解析の結果(3次元フレーム解析における地震荷重)に着目する。地震荷重は、水平成分・回転成分・鉛直成分の3種類に分類される。また、地震以外の荷重を含めて第 2.5.4.5-1 表に整理する。



第 2.5.4.5-1 図 設計フロー図(抜粋)

第 2.5.4.5-1 表 荷重の分類

記号	内容	フロー図中の記載
A	地震荷重(水平成分)	層せん断力(上部架構)
B	地震荷重(回転成分)	曲げ(上部架構)
C	地震荷重(鉛直成分)	最大加速度(屋根部)
D	地震以外の荷重(自重・風・雪等)	同左

上部架構の設計への影響確認は、以下のように実施する。

- ・ 上部架構の評価結果(各部材の最大検定値)を元に、地震荷重の各方向成分(A. 水平/B. 回転/C. 鉛直)及び D. 地震以外が、それぞれ負担する値を算出する。第 2.5.4.5-2 表に結果を示す。
- ・ 各成分が負担する検定値を水平成分の値で除し、比率として計算する。(第 2.5.4.5-2 表のカッコ内の数値)
- ・ 波及的影響を評価する水平変形に影響する部材は、フレーム部材のうち柱・大梁である注ことから、これらの部材を対象に確認する。

注) 柱・大梁以外のフレーム部材は、屋根トラス(主要な架構面を除く)を構成する部材であるため、水平変形の拘束への直接的影響は小さい。また、当該部材は、許容限界を超える状況となった場合でも、塑性変形は生じても落下には至らず、波及的影響は及ぼさない。よって、本検討の着目要素から除外する。

第 2.5.4.5-2 表 各成分が負担する各部材の検定値

内容	各部材の最大検定値					
	柱	大梁	小梁	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
全荷重考慮 (A+B+C+D)	0.88	0.86	0.87	0.72	0.68	0.29
A. 水平成分	0.54 (1/1)	0.52 (1/1)	0.42 (1/1)	0.23 (1/1)	0.24 (1/1)	0.17 (1/1)
B. 回転成分	0.00 (1/1445)	0.00 (1/13330)	0.00 (1/130)	-0.01 (1/25)	-0.01 (1/36)	0.00 (1/718)
C. 鉛直成分	0.01 (1/38)	0.01 (1/103)	0.04 (1/10)	0.03 (1/7)	0.03 (1/9)	0.00 (1/67)
D. 地震以外	0.33	0.33	0.40	0.46	0.42	0.12

注1) A~Cは地震荷重の各成分

注2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

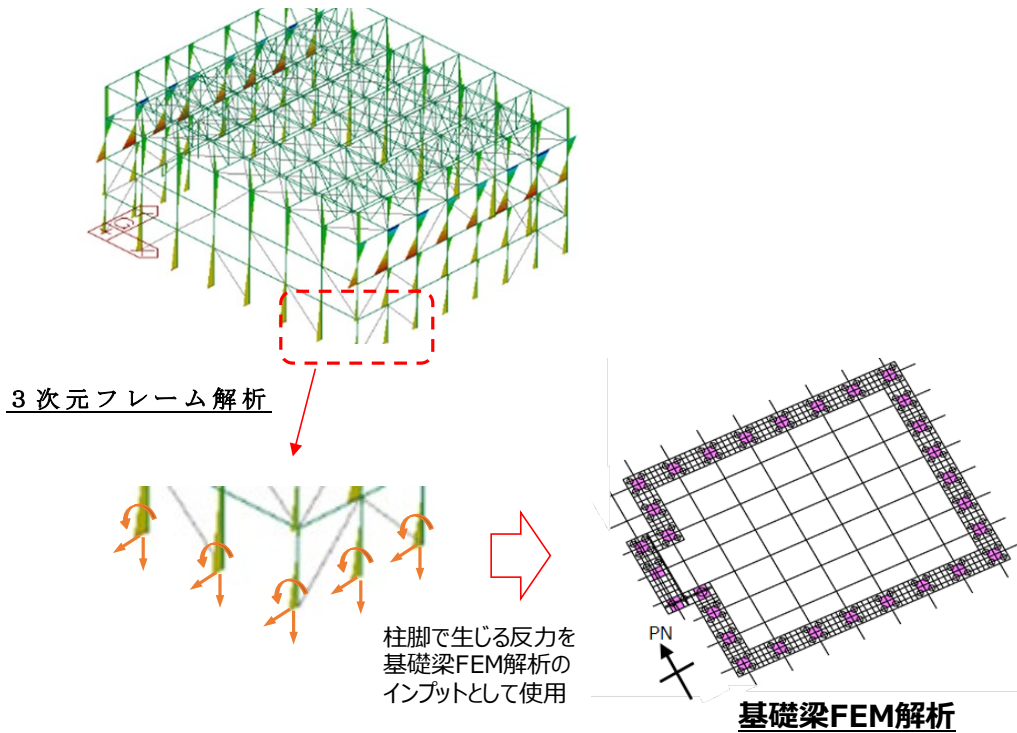
注3) 各検定値は、地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

この結果、C. 鉛直成分の検定値は、A. 水平成分の検定値に対して柱が 1/38、大梁が 1/103 であり、C. 鉛直成分の設計への影響は小さいため、A. 水平成分が支配的な荷重であることが確認できた。

なお、B. 回転成分の検定値についても、A. 水平成分の検定値に対して柱が 1/1445、大梁が 1/133330 であり、B. 回転成分の設計への影響は小さいことを確認した。

(2) 基礎梁・杭の設計への影響

基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁 FEM 解析は、3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用する。故に、基礎梁・杭に対する影響は、上部架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重（水平成分）が、基礎梁・杭に対しても支配的となる（第 2.5.4.5-2 図参照）。



第 2.5.4.5-2 図 基礎梁 FEM 解析で入力する地震荷重

第 2.5.4.5-3 表に 3次元フレーム解析の柱脚反力（鉛直）を、地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を示す。この結果、地震荷重の鉛直・回転各成分の寄与率は、水平成分に対して $1/20 \sim 1/243$ と小さく、水平成分が支配的であることが確認できる。

第 2.5.4.5-3 表 柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

内容	引張 [kN]	圧縮 [kN]
全荷重考慮 (A+B+C+D)	3768	4649
A. 水平成分	2984 (1/1)	2123 (1/1)
B. 回転成分	12 (1/243)	12 (1/172)
C. 鉛直成分	96 (1/31)	107 (1/20)
D. 地震以外	675	2407

注 1) A~Cは地震荷重の各成分

注 2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注 3) 地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

(3) 各設計対象の支配的な応答値の整理

前述にて上部架構及び基礎梁・杭への地震荷重の成分(水平・回転・鉛直)ごとの影響について言及した。ここでは、地震応答解析の結果(応答値)を各方向成分に分類し、各設計対象に対する影響について整理する。

地震応答解析の結果は、第 2.5.4.5-4 表の 7 項目の応答値を地震荷重として設計で使用する。設計に影響の大きい支配的な荷重は、「水平成分」である。

第 2.5.4.5-4 表 各設計対象に対する支配的な応答値

応答値	地震荷重の 方向成分	各応答値が支配的となる設計対象			
		フレーム 部材	座屈拘束 ブレース	基礎梁	杭
(1) 上部架構の層せん断力	水平成分	○	—	○	○
(2) 上部架構の屋根部の付加曲げ	回転成分	△	—	△	△
(3) 上部架構の屋根部の鉛直加速度	鉛直成分	△	—	△	△
(4) 基礎梁部の水平加速度	水平成分	—	—	△	○
(5) 基礎梁部の鉛直加速度	鉛直成分	—	—	△	△
(6) 改良地盤の変形量	水平成分	—	—	△	○
(7) 座屈拘束ブレースの応答ひずみ	水平成分	—	○	—	—

注記) ○：支配的なもの、△：設計に使用するが支配的とならない、—：不使用

2.5.4.6 まとめ

設計モデルは、地震応答の水平成分に保守性を付与させることを目的としたモデルであり、鉛直成分については保守性を考慮していない。よって、鉛直加速度に対しては、過小評価となる場合がある。設計への支配的な成分は水平力であり、鉛直成分の寄与率は低い。よって、水平成分に十分な保守性が付与されていれば、鉛直成分が過小評価となったとしても設計への影響はない。

2.5.4.1項において、屋根部の鉛直加速度が過小評価となる現象を確認した。基本的には、設計モデルと検証用モデルの結果は同等ではあるが、若干、設計モデルの方が小さく評価される傾向にあることが確認された。

2.5.4.3項にて傾向を分析した結果、地震応答の水平成分の保守性を付与するために実施した「周辺構造物の非考慮」が地震応答の鉛直成分の寄与率が低い要因であることが確認された。

周辺構造物は、保守性を付与するためにモデル化対象から除外したものである。この保守性に対して鉛直加速度の影響が小さく、「付与した保守性>鉛直加速度の影響」が確認できれば、総合的に保守的な設計と言える。

2.5.4.5項にて、地震応答結果(3次元フレーム解析における地震荷重)の各成分(水平・回転・鉛直)が、設計へ影響する比率を算定した。この結果、鉛直成分の影響は、水平成分の1/20~1/103と非常に小さいことが確認された。同様に回転成分の影響も小さく、設計に支配的な成分は水平であることが確認され、設計モデルの構築において着目した「水平成分に保守性を付与」させたことの妥当性が確認できた。

屋根部の鉛直加速度の過小評価(比率 1.312)は、鉛直成分の水平成分に対する影響比率(1/20以下)を考慮すると、設計への影響は1%未満と想定される。設計モデルは、水平成分に保守性を付与しているため、鉛直加速度の過小評価の影響は、付与した保守性に包含されると考えられる。2.5.8項にて、設計モデルと検証用モデルの部材評価を比較しており、この結果からも設計モデルに保守性があることが確認できる。

以上より、鉛直加速度が過小評価となっても、飛来物防護ネット架構の耐震評価において、設計モデルを採用することは、問題ないと言える。

2.5.5. 地震荷重各成分(水平・回転・鉛直)の影響比較

a) 上部架構

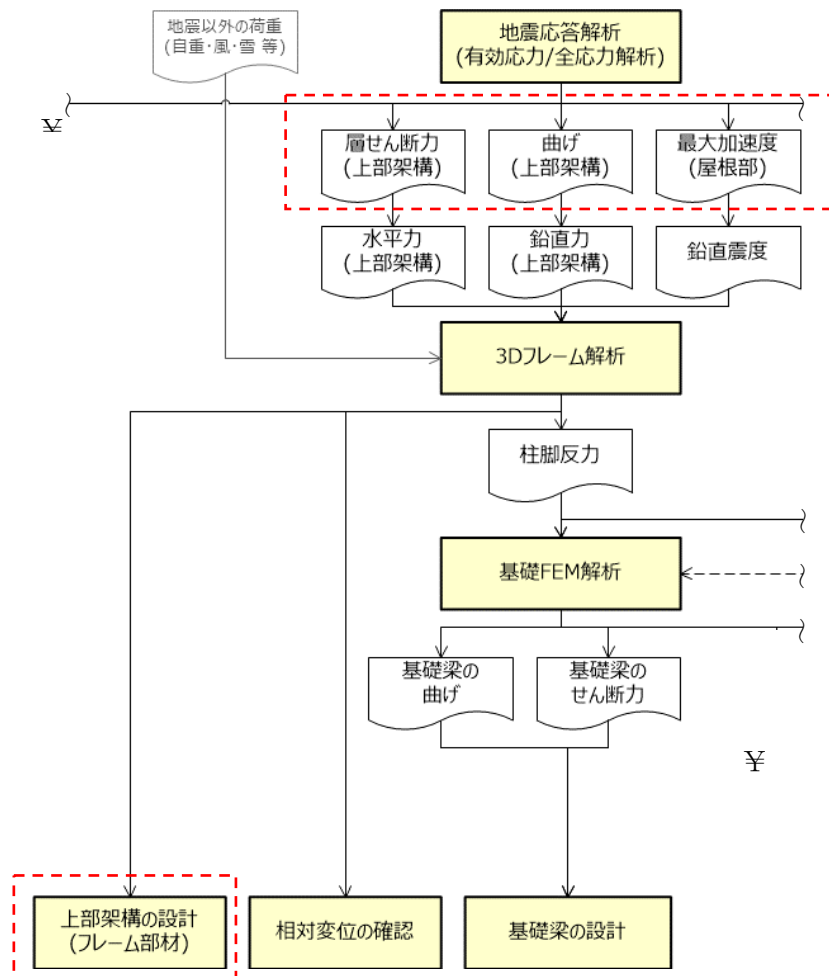
第2.5.5-1図に解析・設計フロー(抜粋)を示す。地震応答解析(有効応力/全応力解析)の結果は、地震荷重として3次元フレーム解析に入力する。

ここでは、地震荷重の各成分(水平・回転・鉛直)の、設計に対する影響の大小関係を確認することを目的とする。

地震荷重の各成分とフロー図中の記載の整合は、以下のとおり。

A. 地震荷重(水平成分)	: 層せん断力(全層)
B. 地震荷重(回転成分※)	: 曲げモーメント(屋根部)
C. 地震荷重(鉛直成分)	: 最大加速度(屋根部)
D. 地震以外の荷重(自重・風・雪等)	

※ 回転成分は、付加曲げを鉛直力に置換して3次元フレーム解析に入力するため、フロー図中には「鉛直力」と記載。



第2.5.5-1図 解析・設計フロー(抜粋)

評価に対する影響比率は、フレーム部材(第 2.5.5-1 図の赤枠)の検定値を元に確認する。第 2.5.5-1 表にフレーム部材の検定値(各成分ごと)に示す。なお、D 欄の地震以外は、自重・風・雪等の荷重の成分である。

第 2.5.5-1 表 フレーム部材の検定値(各成分ごと)

内容	各部材の最大検定値					
	柱	大梁	小梁	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
全荷重考慮 (A+B+C+D)	0.88	0.86	0.87	0.72	0.68	0.29
A. 水平成分	0.54 (1/1)	0.52 (1/1)	0.42 (1/1)	0.23 (1/1)	0.24 (1/1)	0.17 (1/1)
B. 回転成分	0.00 (1/1445)	0.00 (1/13330)	0.00 (1/130)	-0.01 (1/25)	-0.01 (1/36)	0.00 (1/718)
C. 鉛直成分	0.01 (1/38)	0.01 (1/103)	0.04 (1/10)	0.03 (1/7)	0.03 (1/9)	0.00 (1/67)
D. 地震以外	0.33	0.33	0.40	0.46	0.42	0.12

注 1) A~Cは地震荷重の各成分

注 2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注 3) 各検定値は、地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

注 4) 鉛直方向の地震荷重は、係数1.5倍していない数値を採用

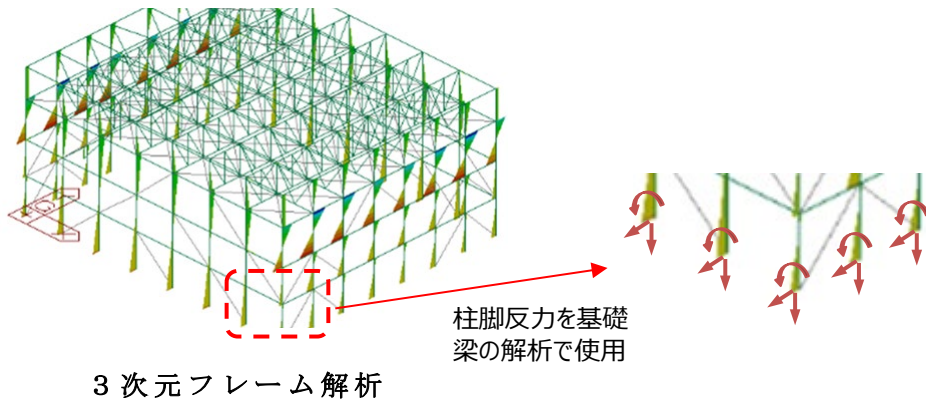
第 2.5.5-1 表より A. 水平成分が、設計に対して支配的な荷重であることが分かる。C. 鉛直成分の検定値は A. 水平成分の検定値に対し $1/7 \sim 1/103$ 、B. 回転成分の検定値は A. 水平成分の検定値に対し $1/25 \sim 1/13330$ と非常に小さい。

2.5.4 項では、B. 回転成分と C. 鉛直成分において、設計モデルが検証用モデルを下回る場合があり、保守性を確認することができなかった。ただし、B. 回転成分と C. 鉛直成分の影響は非常に小さいため、設計モデルを部材設計に用いることは妥当であることを確認した。なお、施設全体の変形に対して主に抵抗する柱・大梁において各部材のクライテリアに対して余裕度を確認する。

b) 基礎梁・杭

基礎梁・杭に対する支配的な荷重も、以下の理由から、基本的には上部架構のフレーム部材と同じく、「水平成分」と考えてよい。

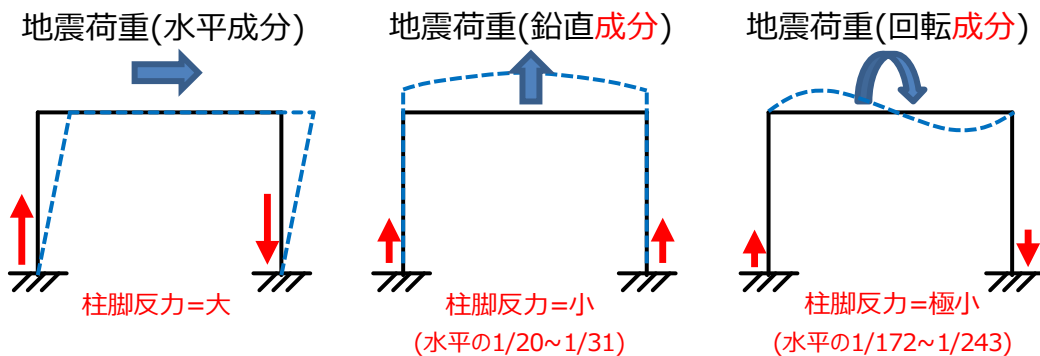
基礎梁の解析では、3次元フレーム解析の柱脚で生じる反力を、インプットとして用いる。また、杭の評価では、基礎梁の支点反力を、インプットとして用いる(第 2.5.5-2 図参照)。



第 2.5.5-2 図 3次元フレーム解析時の柱脚反力

よって、基礎梁・杭に対する影響は、上部架構の柱の状況に依存することとなり、柱の支配的な荷重(水平成分)が、基礎梁・杭にも支配的と言える。

この結果、地震荷重の鉛直・回転各成分の寄与率は、水平成分に対して $1/20 \sim 1/243$ と小さく、水平成分が支配的であることが確認できる(第 2.5.5-3 図及び第 2.5.5-2 表参照)。



第 2.5.5-3 図 地震荷重と柱脚反力の関係

第 2.5.5-2 表 柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

内容	引張 [kN]	圧縮 [kN]
全荷重考慮 (A+B+C+D)	3768	4649
A. 水平成分	2984 (1/1)	2123 (1/1)
B. 回転成分	12 (1/243)	12 (1/172)
C. 鉛直成分	96 (1/31)	107 (1/20)
D. 地震以外	675	2407

注 1) A~Cは地震荷重の各成分

注 2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注 3) 地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用

c) まとめ

地震応答解析の結果(応答値)は、第 2.5.4.5-4 表に示す 7 項目を地震荷重として設計で使用する。

設計に影響の大きい支配的な荷重は「水平成分」である。

2.5.6. 地盤剛性の変化

埋戻土の剛性変化に伴い埋戻し土による拘束効果に変化し、応答値は非液状化で最小、液状化で最大となると考えられる。このことを確認するため、非液状化/液状化の中間状態において応答値が最大とならないことを確認する。中間状態のイメージ図を第 2.5.6-1 図に示す。

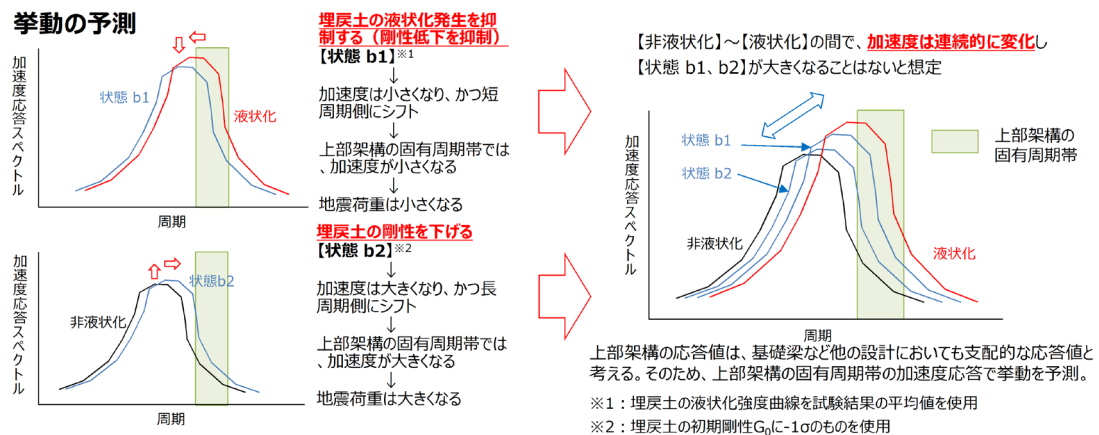
設定としては、以下の 2 つを設定する。

状態 b1) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の平均値を使用

状態 b2) 埋戻し土の初期剛性 G_0 に -1σ のものを使用

これらの応答値が中間状態(特異な挙動を示さない)となることを確認する。

上記 2 つの設定に対し、応答値のみならず、周期帯に依存する加速度応答スペクトルや、地盤モデル全体の挙動も併せて確認し、想定した条件設定・挙動に対し想定とおりか、様々な視点で十分な確認を行う。



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

第 2.5.6-1 図 液状化の中間状態のイメージ図

解析条件として、【状態 b1】は有効応力解析，【状態 b2】は全応力解析で実施する。【状態 b1】に使用する埋戻土の液状化パラメータの物性値を第 2.5.6-1 表に示す。

第 2.5.6-1 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

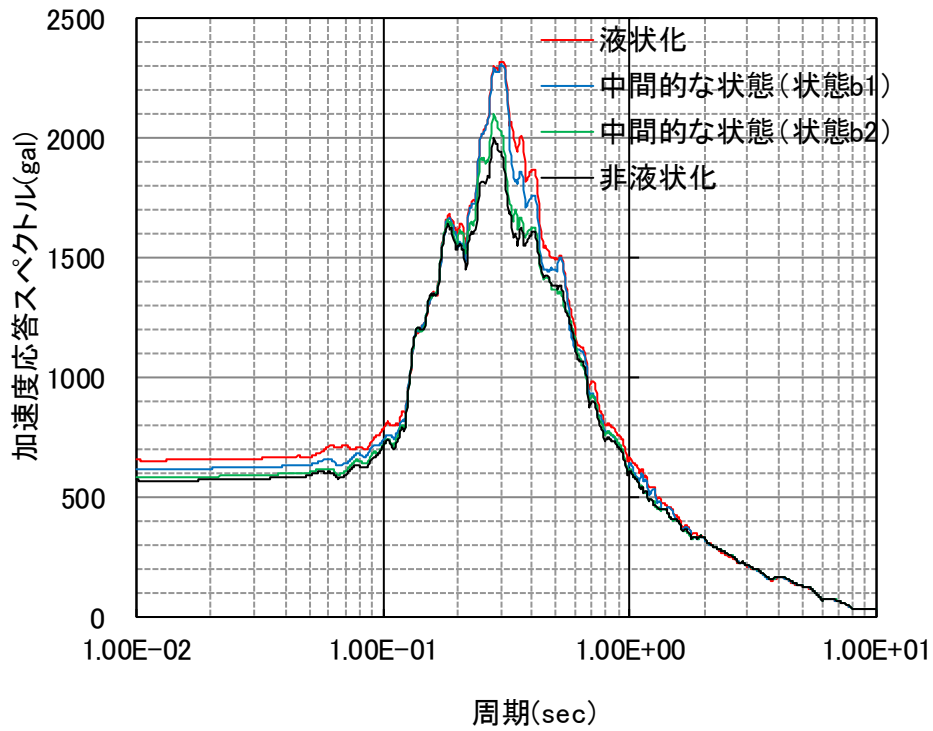
p_1 :液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 :液状化特性の後半を規定するパラメータ

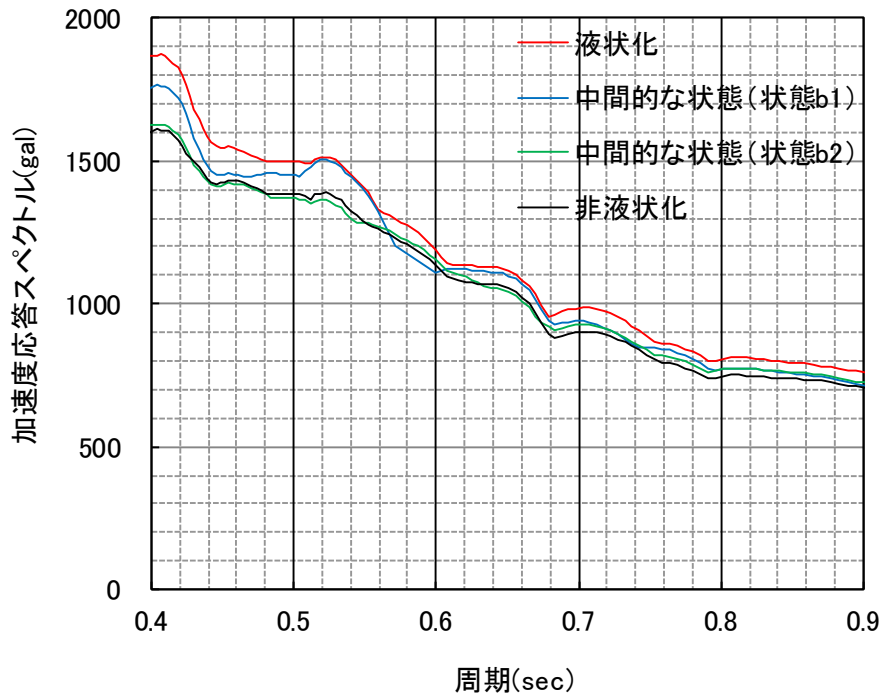
c_l :液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l :液状化の終局状態を規定するパラメータ

まず、 S_s -A 及び S_s -C1 加振時において、予測した第 2.5.6-1 図のとおり
の挙動となっているかどうかを、基礎梁上端の水平加速度応答スペク
トルにて確認した。水平加速度スペクトルを第 2.5.6-2 図及び第 2.5.6-
3 図に示す。 S_s -A 及び S_s -C1 加振時において、基礎梁上端の水平加速度
応答スペクトルは、挙動の予測どおり、上部架構の固有周期帯において
【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、 S_s -C1 加振時に
おいては、挙動の予測で示したように、短周期側で【非液状化】が最大
となっている。このことから、基礎梁の最大水平加速度は ZPA であるた
め、短周期の挙動に影響を及ぼすなど、すべての応答値が【液状化】で
最大とならない可能性がある。

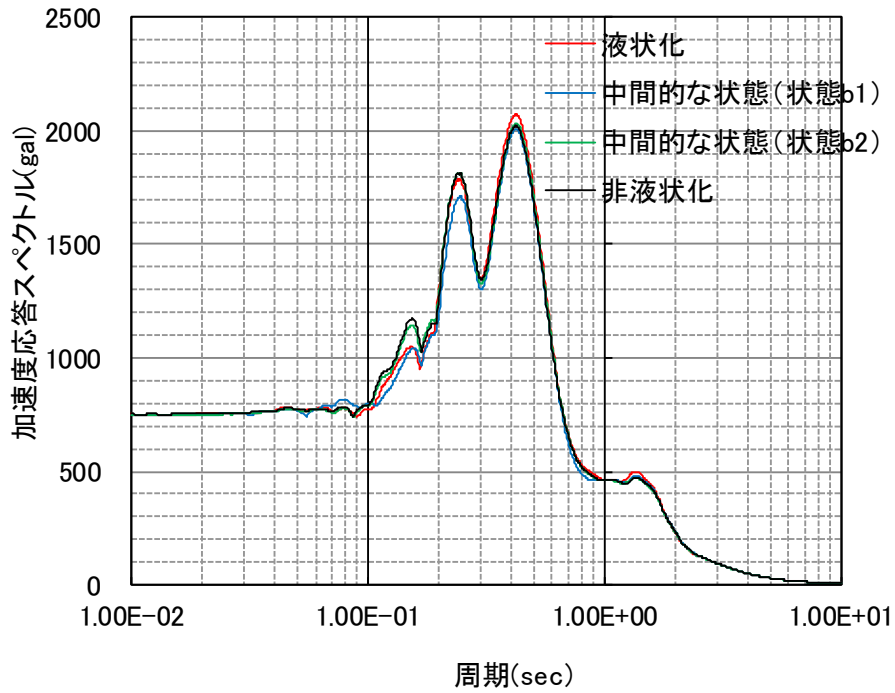


(a) 全体

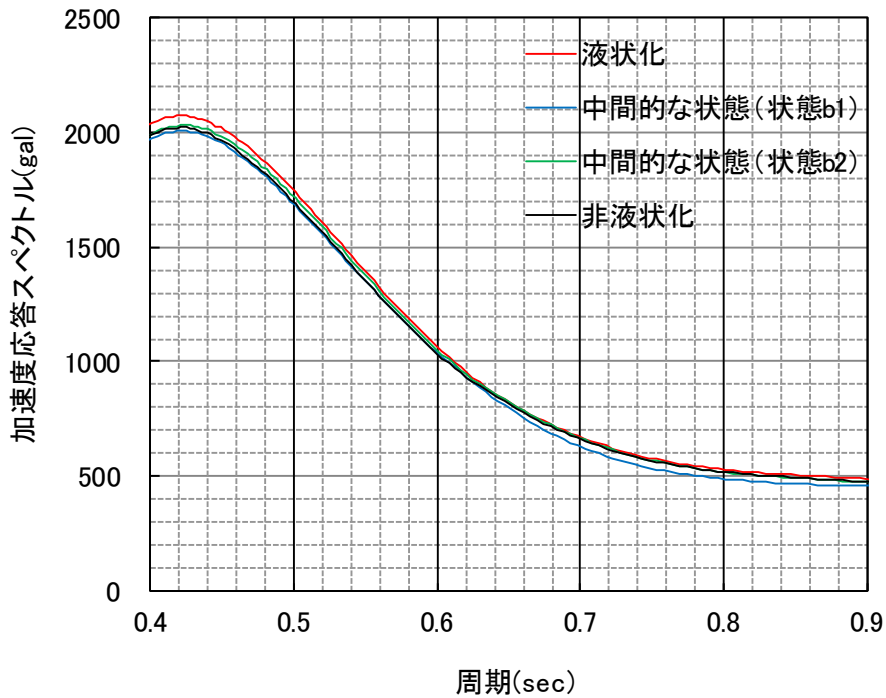


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 2.5.6-2 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-A)



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 2.5.6-3 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-C1)

各応答値の比較表を第 2.5.6-2 表及び第 2.5.6-3 表に示す。液状化の状態から埋戻し土の液状化状態を抑制した場合(【状態 b1】)、非液状化状態から埋戻し土の剛性を下げた場合(【状態 b2】)の 2 つの場合の中間状態を設定したところ、 S_s -A 加振時においては、その水平の地震荷重が、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、応答値は【液状化】で最大となることを確認した。鉛直の応答値については、どの結果も同程度となった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化には影響を及ぼさないためと考える。

一方、 S_s -C1 加振時においては、一部の応答値について、【状態 b1】が最大となる場合があったため、以下のとおり原因分析を行った。

まず、 S_s -C1 の入力地震動を第 2.5.6-4 図に示す。 S_s -C1 は、パルスのような瞬間的に増幅する地震動であり、 S_s -A と異なり、入力地震動の加速度スペクトルの傾向と類似した応答スペクトルとなることが考えられる。そのため、改良地盤近傍の埋戻し土の【液状化】と【非液状化】において明確な違いが出にくい地震動である(概ね同じ傾向となる)。

個々の応答値について分析する。第 2.5.6-3 図に示した基礎梁の加速度応答スペクトルでは、設計上クリティカルとなる上部架構の周期帯で【液状化】が最大となっており、この傾向が、第 2.5.6-3 表の「A)層せん断力」、「G)応答ひずみ」に表れていることが考えられる。

同じく基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、短周期において【非液状化】が最大となる傾向がある。これは、液状化すると加速度は長周期化するためであるが、逆に、短周期においては、【非液状化】の応答が大きくなる可能性もあるという結果である。そのため、応答値の 1 つである第 2.5.6-3 表の「D)基礎梁の最大水平加速度」は、グラフの左端位置(ZPA)の値であり、各状態とも概ね同値である。

第 2.5.6-3 表の「F)改良地盤の変形量」は、【非液状化】と【状態 b2】が同等、【液状化】と【状態 b1】が同等の結果である(改良地盤の変形はわずかに【液状化】<【状態 b1】であるが、せん断ひずみの差異は 0.02mm/改良地盤高さ 18m=0.0001%と微小)。これは、地盤剛性の変化による影響であり、この傾向は、第 2.5.6-5 図に示す S_s -C1 加振時の改良地盤の最大相対変位分布の改良地盤高さ全域において同様の傾向である。以上の結果から、地盤の変形については、【液状化】を考慮することで保守的な応答評価が可能である。

第 2.5.4-3 表の「B)付加曲げ」、「C)E)基礎梁/屋根の最大鉛直加速度」について、【状態 b1】が最大となった理由は、第 2.5.6-4 図に示す地震動に非対称性があるため(正側と負側で約 1.5 倍の差)、第 2.5.6-6 図に示すように S_s -A 加振時と異なり、 S_s -C1 加振時では、埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となった影響により、拘束効果と同じ現象(非対称性によるロッキング)が発生したことによると考えられる。ただし、後述するように、全波においてその影響は軽微であり、基本的に鉛直

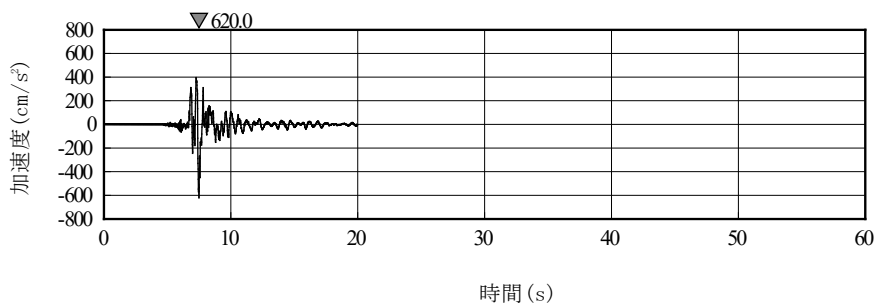
応答については、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化には影響を及ぼさないためと考える。

第 2.5.6-2 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-A 加振時)

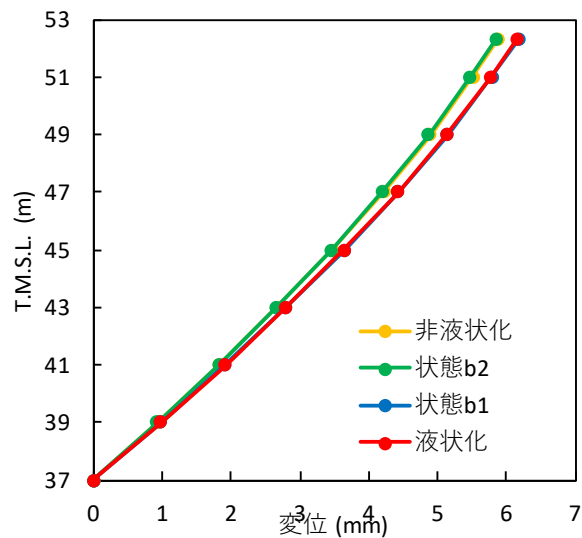
検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	設計モデル	13217	8132	1008	660	317	4.85	1.39
状態 b1	設計モデル	13099	7935	1006	623	317	4.28	1.32
状態 b2	設計モデル	13004	7404	1005	589	315	3.80	1.26
非液状化	設計モデル	13000	7116	1006	574	315	3.79	1.24

第 2.5.6-3 表 中間状態における応答値比較表 (Ss-C1 加振時)

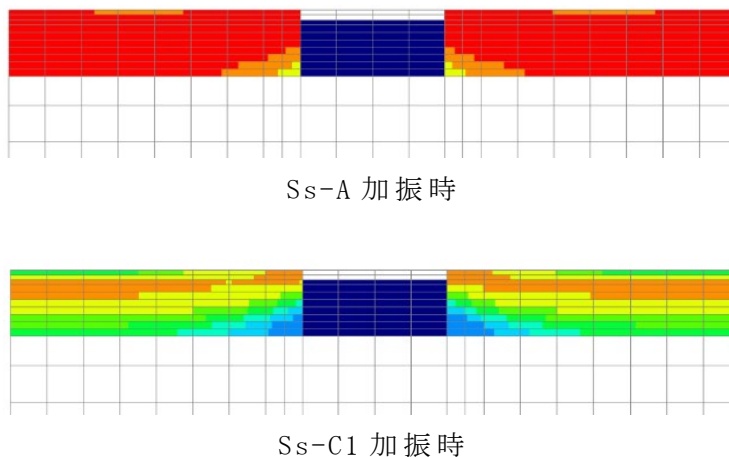
検討ケース	モデル	A)層せん断力 (上部架構) (kN)	B)付加曲げ (上部架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	設計モデル	15048	4216	614	753	189	6.15	1.67
状態 b1	設計モデル	14697	4524	622	751	193	6.17	1.65
状態 b2	設計モデル	14924	4036	619	750	193	5.84	1.66
非液状化	設計モデル	14865	4149	619	754	193	5.87	1.66



第 2.5.6-4 図 Ss-C1 の入力地震動



第 2.5.6-5 図 改良地盤の最大相対変位分布 (Ss-C1)



第 2.5.6-6 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 (【状態 b1】)

Ss-C1 の地盤の剛性変化の検証において、「B)付加曲げ」、「C)鉛直加速度(屋根)」、「F)改良地盤の変形」の項目で、【液状化】・【非液状化】以外である【状態 b1】で最大となった。「B」及び「C」の応答値は、設計において支配的な荷重ではないこと、【状態 b1】と【液状化】の応答値の差が小さいことから、設計への影響は軽微であり、水平力の保守性に包括され、過小評価とはならない。「F」の応答値は、杭の設計にて用いる数値であり、杭の設計は、「F」だけでなく、「A)層せん断力」、「D)水平加速度」と組合せた状態に対して評価する。「A」の最大値は【液状化】、「D」の最大値は【非液状化】で生じており、組合せ荷重「A+D+F」の状態では杭に生じる設計応力(せん断力・曲げモーメント)を算定すると、第 2.5.6-4 表に示すとおり【液状化】にて最大となる。

第 2.5.6-4 表 杭の設計応力 (Ss-C1 加振時)

検討ケース	P1杭		P2杭	
	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
液状化	445.5	360.4	1367.0	1319.0
状態 b1	444.8	359.8	1365.0	1315.9
液状化 / 状態b1	1.002	1.002	1.002	1.003

Ss-C1 加振時において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、さらに、他の地震動に対しても検討を実施した。各応答値の比較結果を第 2.5.6-7 図に示す。

上部架構の層せん断力が最も大きいのは Ss-C1 である。他の地震動においても Ss-C1 同様、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-B4, Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を後述する。

上部架構の付加曲げが最も大きいのは Ss-A である。比較的応答の大きい Ss-C3(NS)や Ss-C4(NS)においても、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値は【液状化】で最大となった。

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

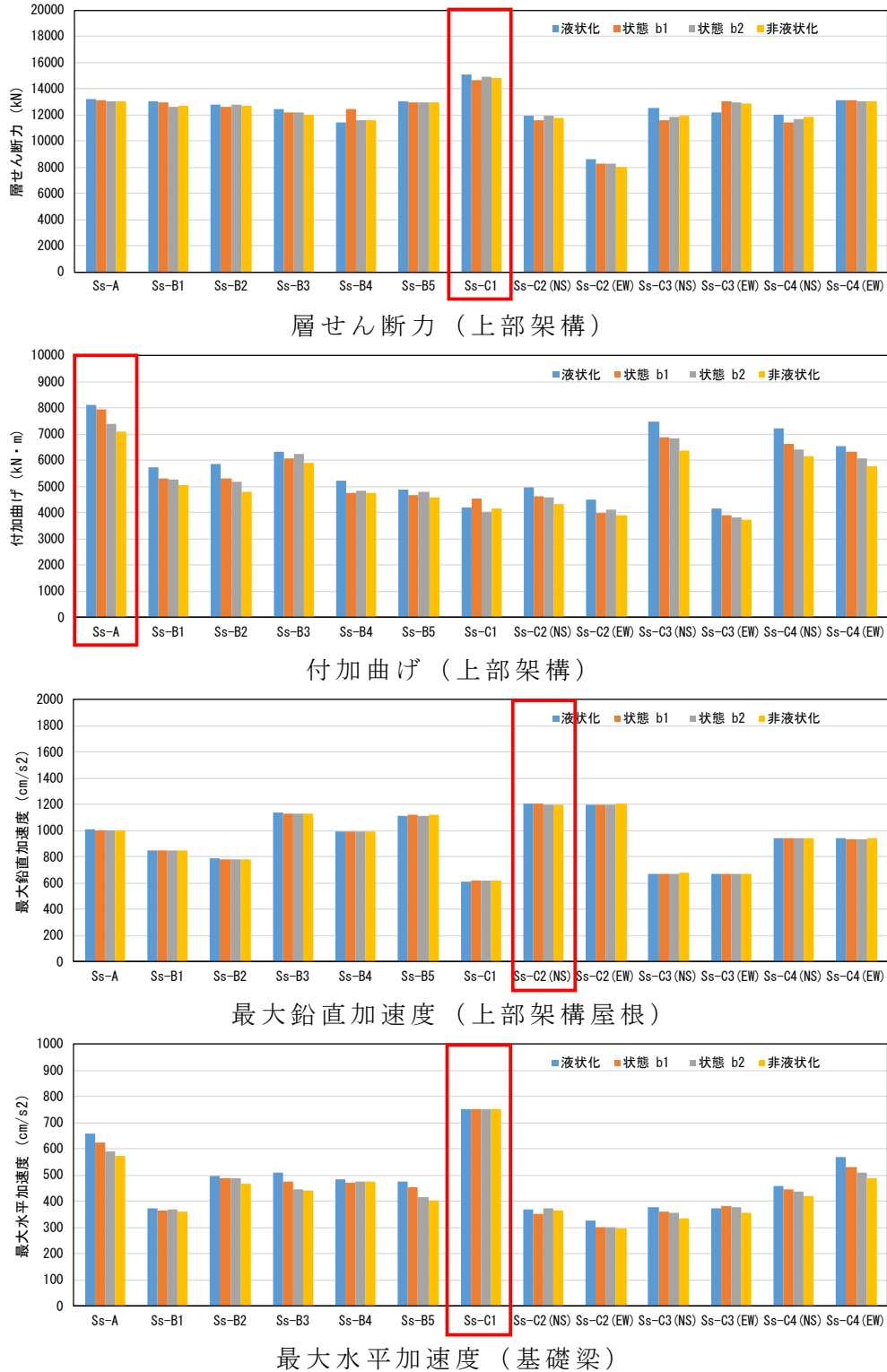
基礎梁の最大水平加速度が最も大きいのは Ss-C1 である。他の地震動においては、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を後述する。

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

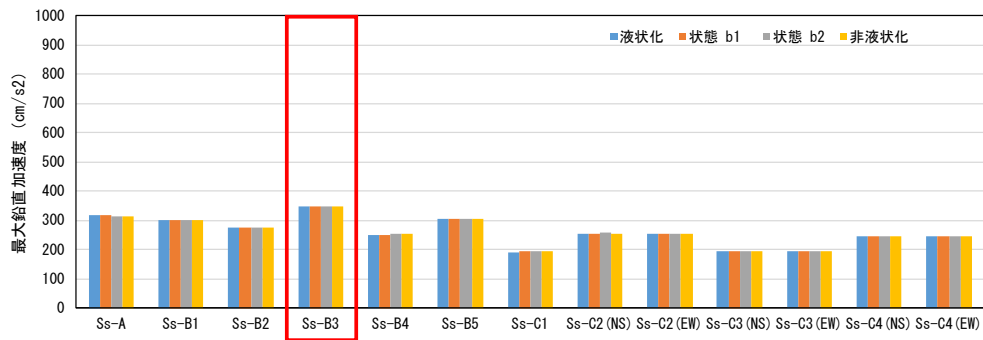
改良地盤の変形が最も大きいのは Ss-C1 である。他の地震動においても Ss-C1 同様、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、分析結果を後述する。

座屈拘束ブレースの応答ひずみが最も大きいのは Ss-C1 である。他の地震動においても Ss-C1 同様、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-

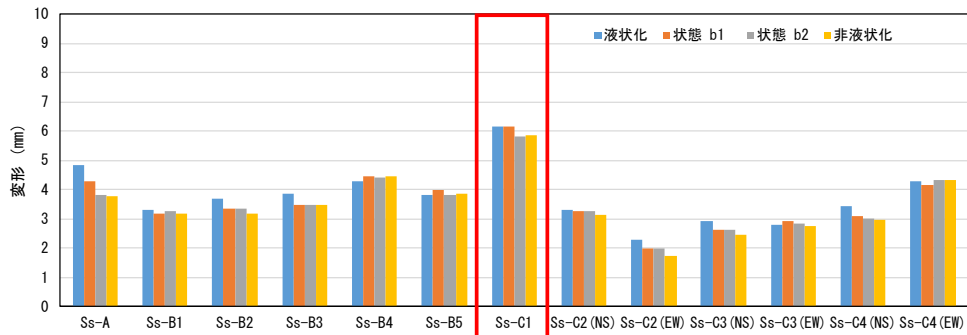
C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を後述する。



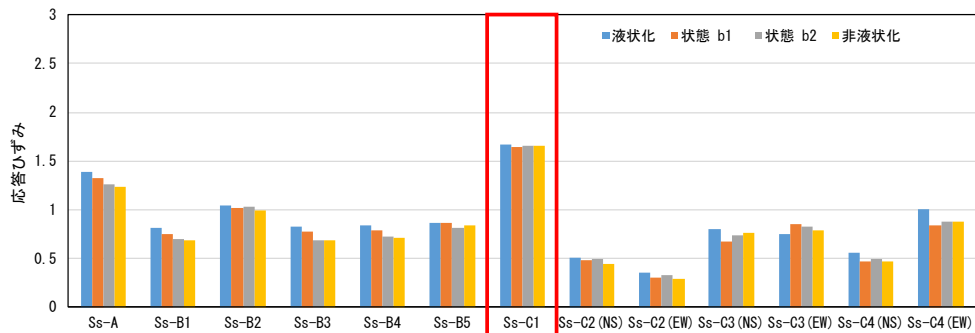
第 2.5.6-7 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較 (1/2)
(赤枠が各項目の最大値)



最大鉛直加速度 (基礎梁)



変形 (改良地盤)

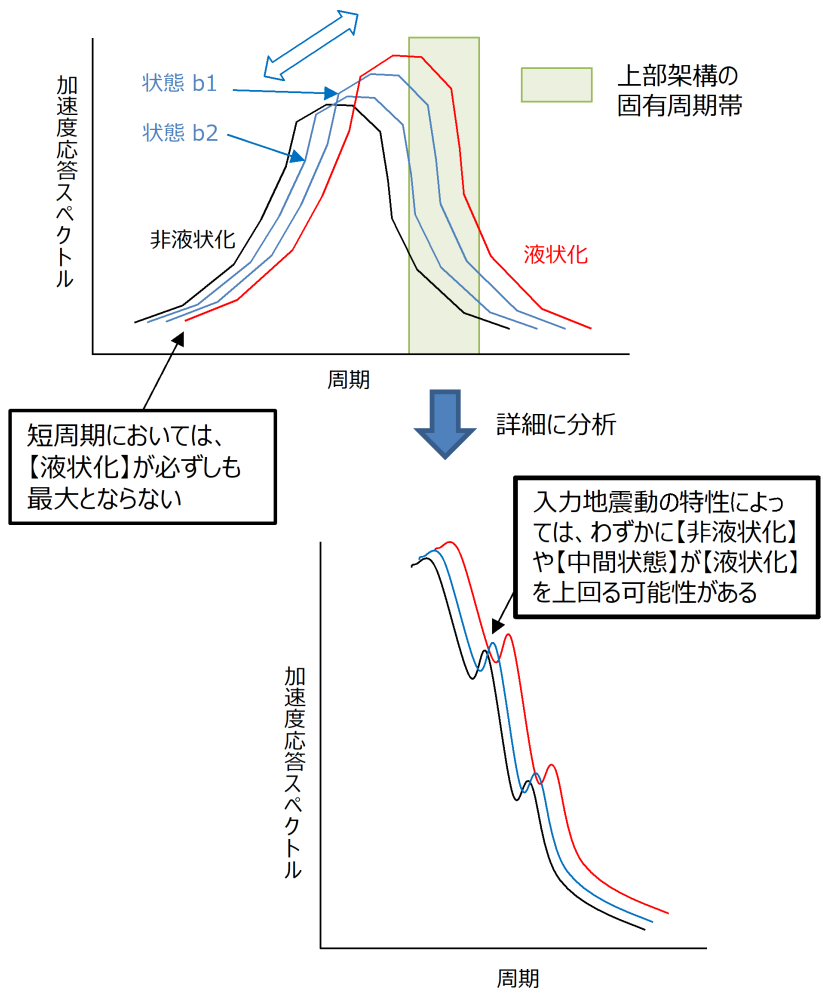


応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

第 2.5.6-7 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較 (2/2)
(赤枠が各項目の最大値)

応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じていた Ss-B4 及び Ss-C3 (EW) 加振時の上部架構 及び 基礎梁の応答値について、設計への影響が大きい層せん断力に着目して分析を行う。なお、応答値を評価するにあたり、上部架構へ地震動が伝わる起点となる基礎梁の加速度応答スペクトル、及び 層せん断力を分析対象とする。上部架構の 1 次固有周期帯のうち、「力」である層せん断力は非線形化が進行する前の挙動が主となるため、0.4~0.5 秒の周期帯に着目する。さらに、上記 1 次固有周期帯のみでは説明できない場合は、結果から分かる他の要因を分析する。

挙動の予測として、液状化するほど長周期化し、かつ応答は増幅するが、先に述べたとおり、短周期においては、【液状化】が必ずしも最大とならない可能性がある。また、あまり長周期化せず、かつ応答の増幅が小さいような入力地震動では、上部架構の固有周期帯においても、全体的には【液状化】が最大となるものの、一部 において第 2.5.6-8 図 のような現象が起こりえる。

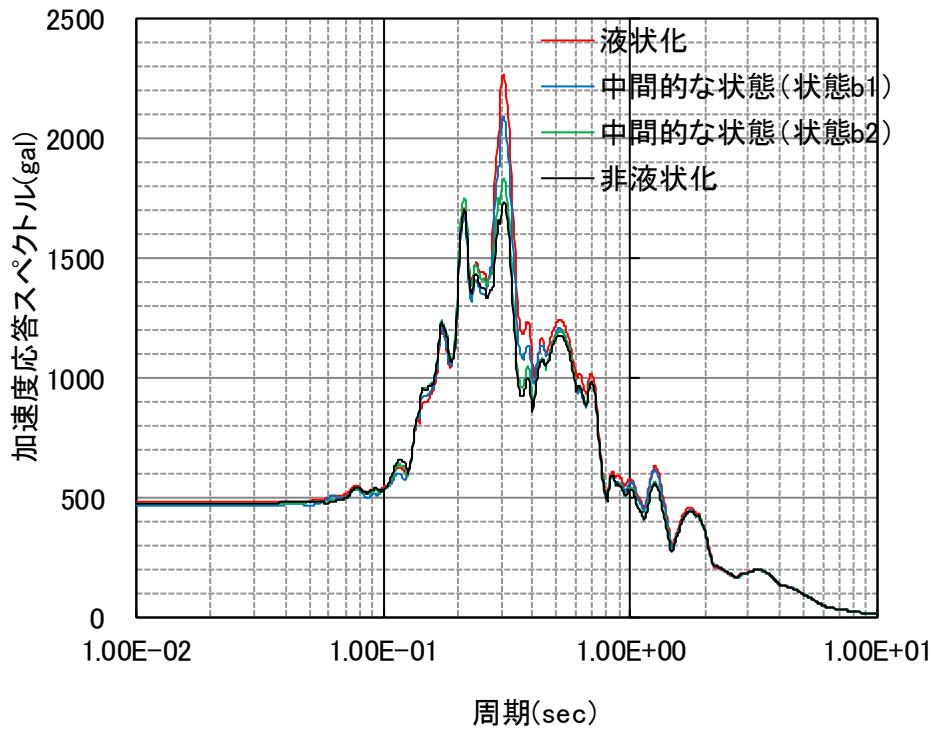


第 2.5.6-8 図 挙動の予測の深堀

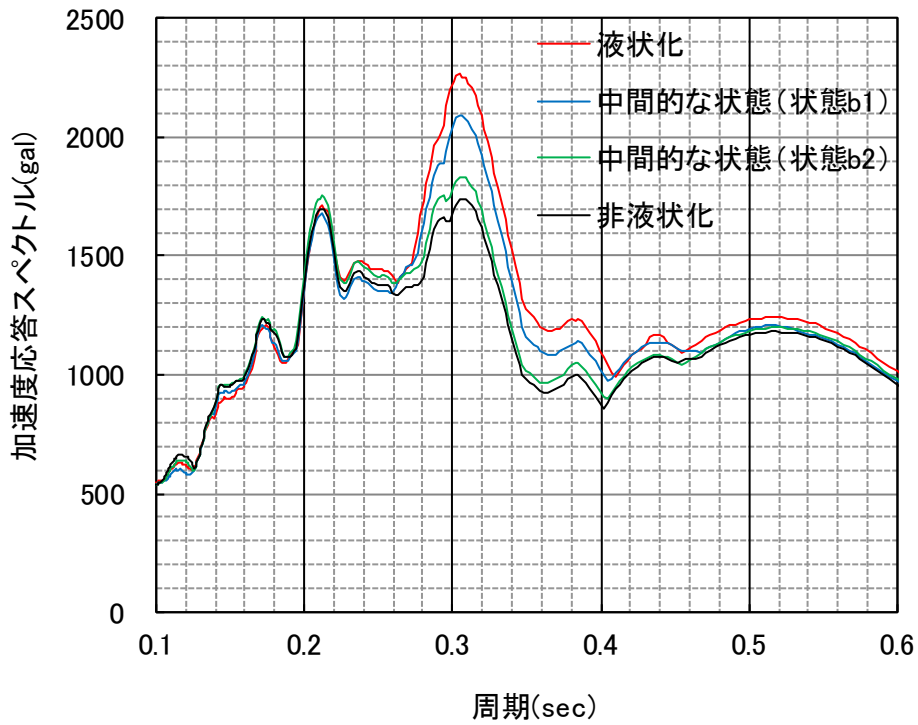
Ss-B4 及び Ss-C3 (EW) 加振時の基礎梁の水平加速度応答スペクトルを第 2.5.6-9 図、第 2.5.6-10 図に示す。この 2 波の他、Ss-C2 (EW)、Ss-C4 (NS) の 4 波において、0.4~0.5 秒の範囲の応答で一部【液状化】を上回った (第 2.5.6-5 表)。

第 2.5.6-11 図に示す Ss-B4 加振時の層せん断力時刻歴をみると、概ね【液状化】が最大となっているが、ピーク値が発生する時間断面では【液状化】が最小となっていた。この時刻においては、1 次モードのみならず、2 次以降のモードも含んだ時刻歴の挙動を示していた。

4 波について、2 次の固有周期帯 0.15 秒~0.2 秒 (非線形化を考慮) に着目すると、第 2.5.6-6 表のとおりであった。

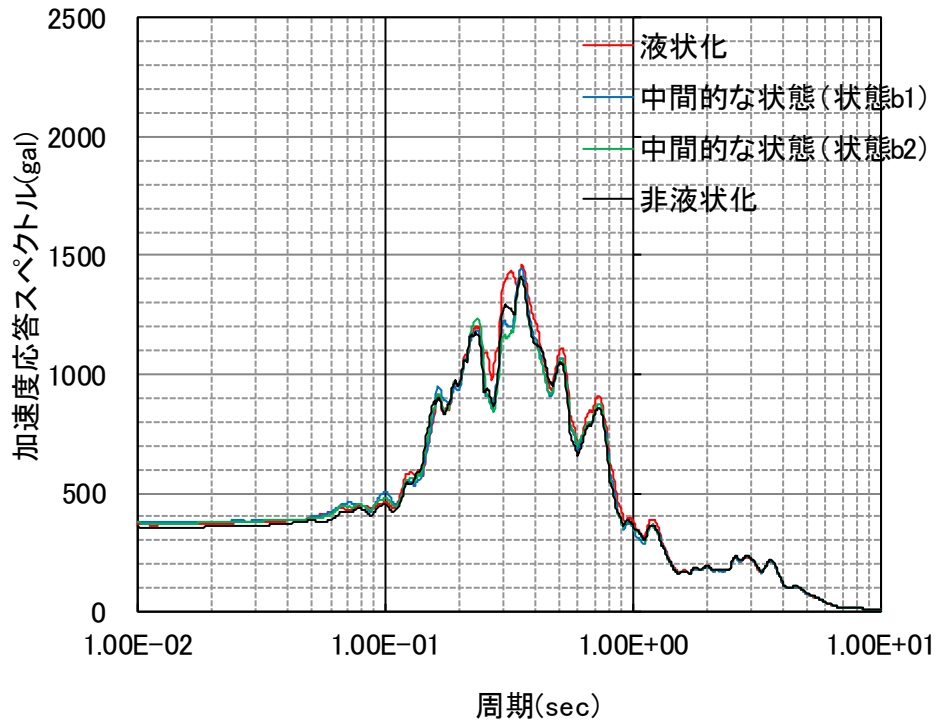


(a) 全体

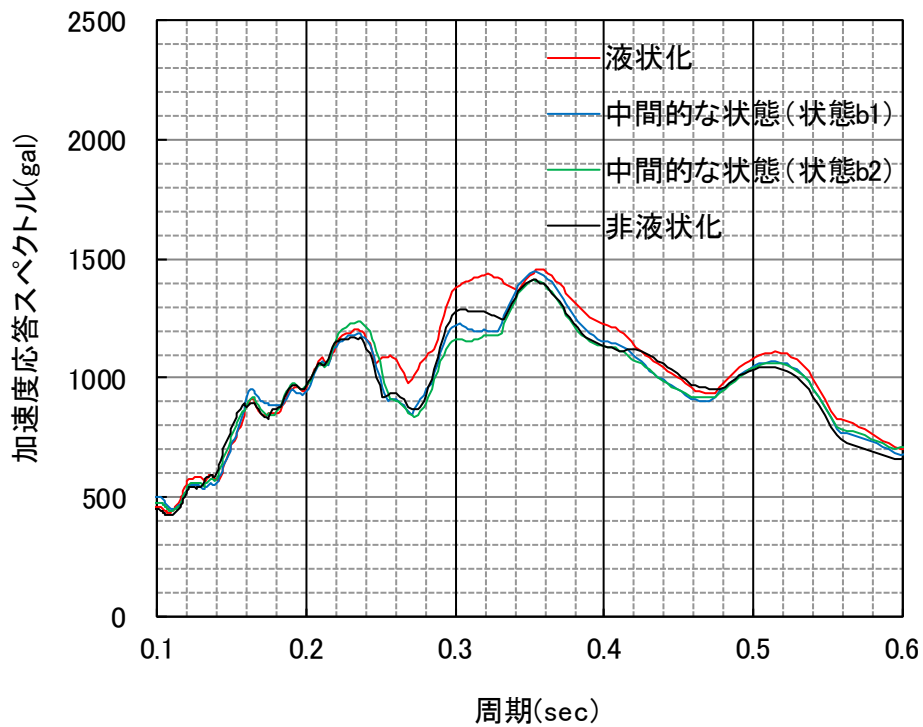


(b) 拡大(周期 0.1~0.6 秒)

第 2.5.6-9 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-B4)



(a) 全体

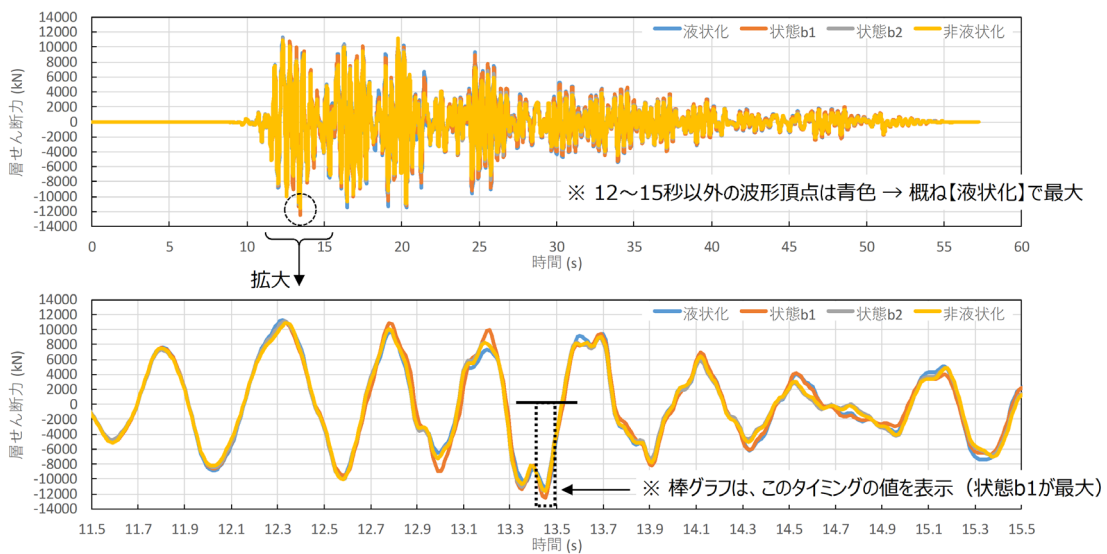


(b) 拡大(周期 0.1~0.6 秒)

第 2.5.6-10 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-C3(EW))

第 2.5.6-5 表 1次固有周期帯における加速度の大小関係

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



第 2.5.6-11 図 Ss-B4 加振時の層せん断力の時刻歴

第 2.5.6-6 表 2次固有周期帯における加速度の大小関係

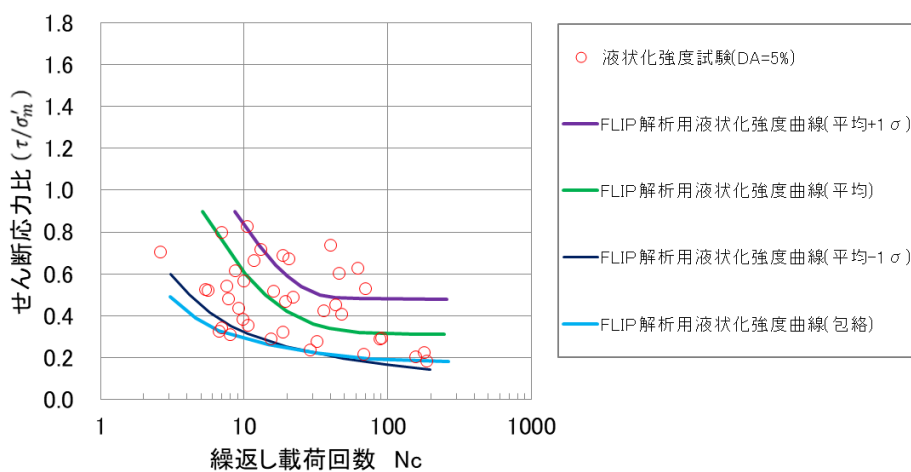
地震波	大小関係
Ss-B4	【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C2(EW)	【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C3(EW)	【状態b1】、【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】
Ss-C4(NS)	【状態b2】、【非液状化】 > 【液状化】

以上の結果より、Ss-B4 及び Ss-C3(EW)加振時において応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じていた原因として以下のとおり考察した。

- Ss-B4 では，上部架構の 1 次固有周期帯において【状態 b1】の加速度スペクトルが最大となる傾向があった。これは挙動の予測の深堀で示したような逆転現象が発生していることが考えられる。さらに上部架構の 2 次モードの挙動（短周期）にも影響を及ぼした可能性もある。その結果，層せん断力において【状態 b1】が最大となったものとする。
- Ss-C3(EW)では，上部架構の 1 次固有周期帯において【非液状化】の加速度スペクトルが最大となる傾向があった。これは挙動の予測の深堀で示したような逆転現象が発生していることが考えられる。さらに，上部架構の 2 次固有周期帯（短周期）においては，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】が【液状化】の加速度スペクトルを上回っており，その結果，層せん断力においても同様の傾向となったものとする。

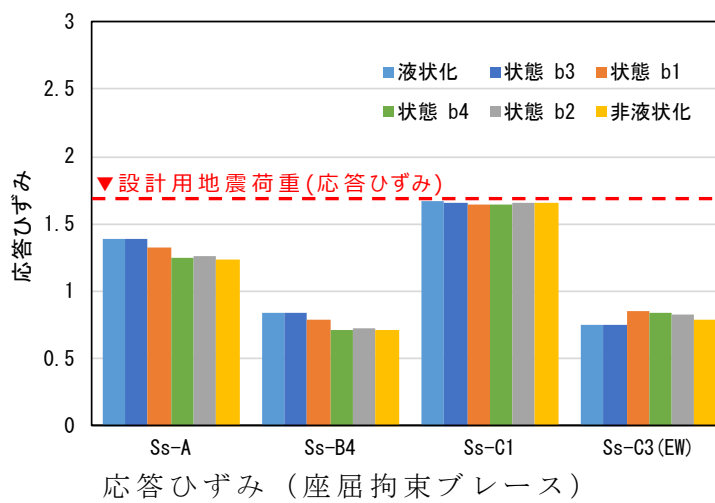
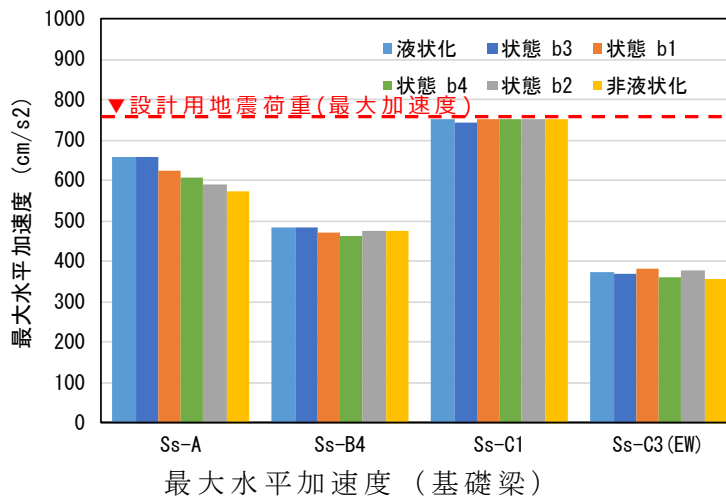
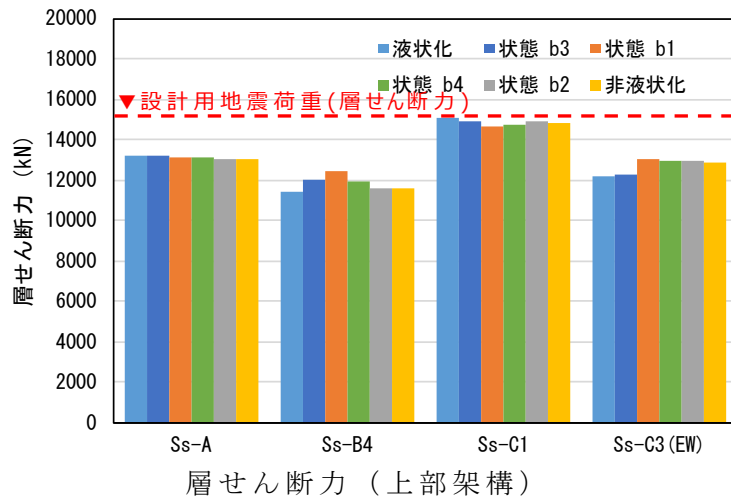
このように，すべての応答値において必ずしも，【液状化】 / 【液状化】が最大とならないが，Ss-B4 及び Ss-C3(EW)の応答値は設計に与える影響はないため問題ない。ただし，他の中間状態において，特異な応答値が発生する可能性も考えられるため，Ss-B4, Ss-C3(EW)の他，水平方向の応答値において最大となる地震動 Ss-A 及び Ss-C1 の合計 4 波に対し，下記に示す追加の中間状態を設定し検討した（第 2.5.6-12 図）。特に【状態 b1】近傍の中間状態に着目した。

- 状態 b3) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の -1σ を使用
- 状態 b4) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の $+1\sigma$ を使用



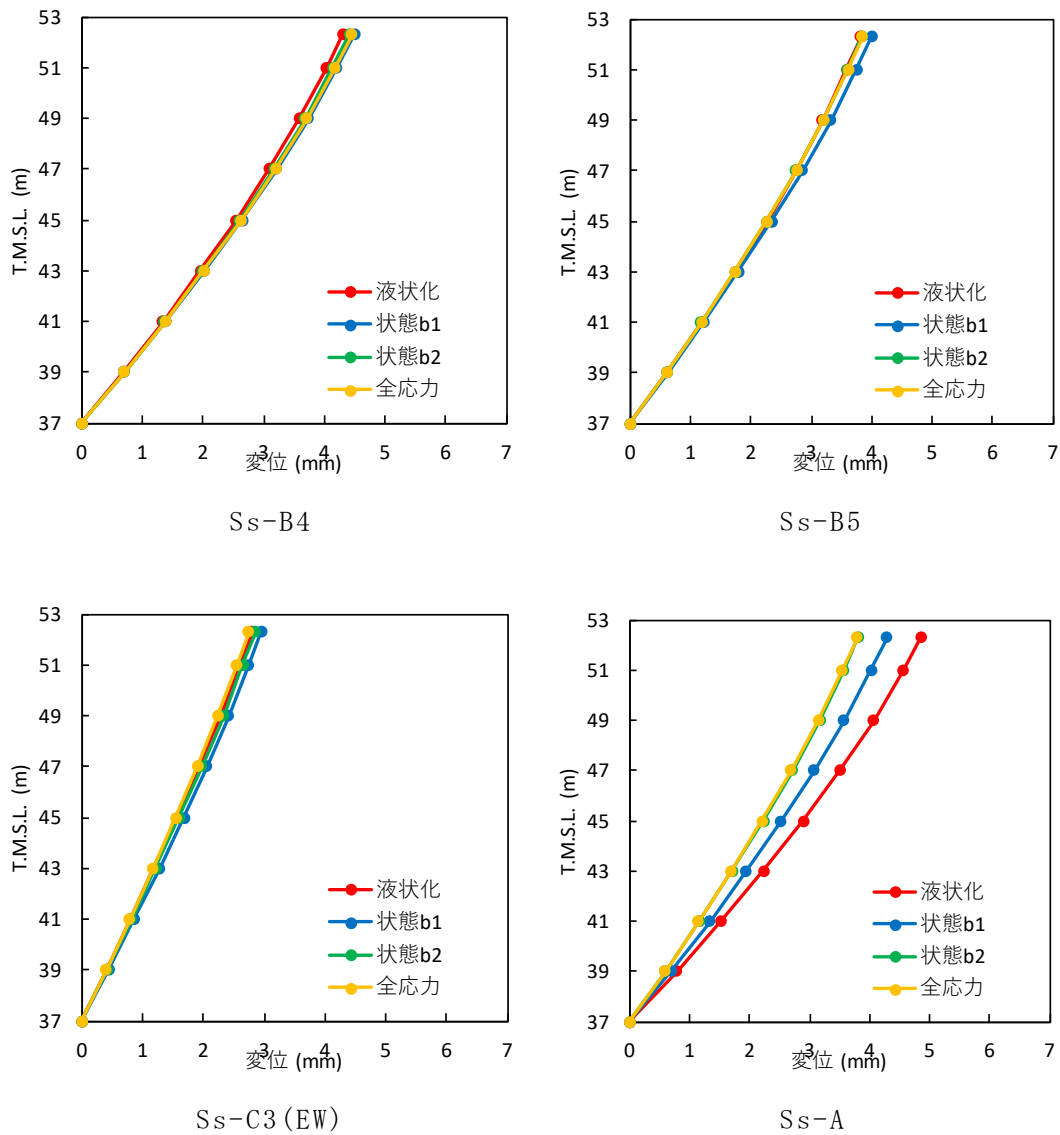
第 2.5.6-12 図 中間状態の液状化強度曲線

【液状化】が最大とならない，上部架構の層せん断力，基礎梁の最大水平加速度，及び座屈拘束ブレースの応答ひずみに対し，【状態 b3】，【状態 b4】を含む応答値の比較結果を第 2.5.6-13 図に示す。【状態 b1】の前後である【状態 b3】や【状態 b4】においても応答値に挙動の予測とは異なる現象が確認できるが，特異な挙動は確認されていない。Ss-A 及び Ss-C1 加振時においては，【液状化】が最大となることから，中間状態については，設計上配慮する必要はない。Ss-B4 及び Ss-C3(EW)では中間状態が最大となるが，設計用地震荷重として採用しないため，部材評価への影響はない。



第 2.5.6-13 図 中間状態における応答値比較 (状態 b3, b4 を含む)

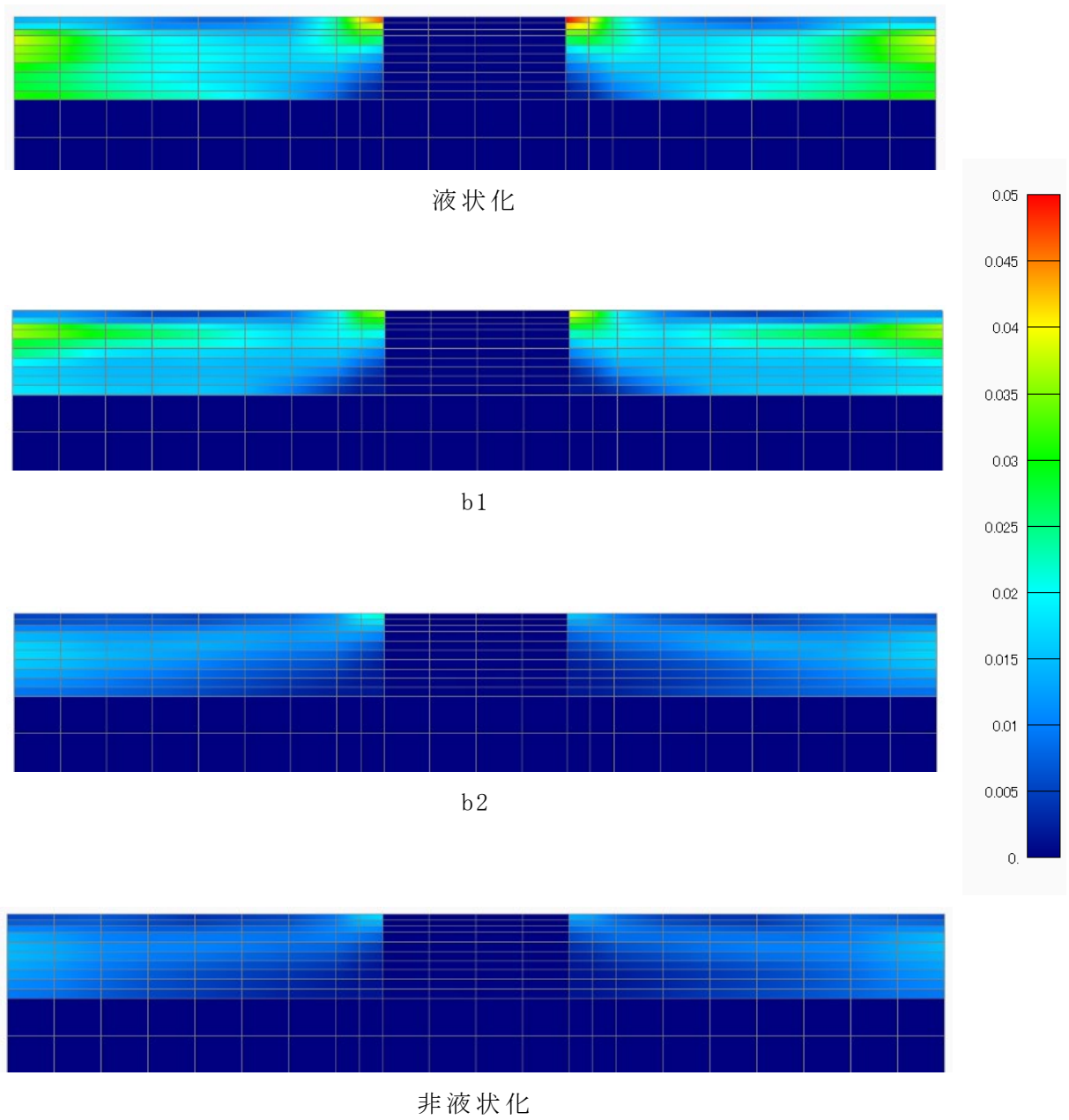
改良地盤の変形量が大きい，S_s-B4，S_s-B5，S_s-C3(EW)と，比較としてS_s-Aの改良地盤の最大相対変位分布を第2.5.6-14図に示す。S_s-Aと比較すると，各状態の差異は改良地盤の高さ方向においても軽微であり，せん断ひずみの差異はS_s-B4で最大0.18mm/改良地盤高さ18m=0.001%と微小である。



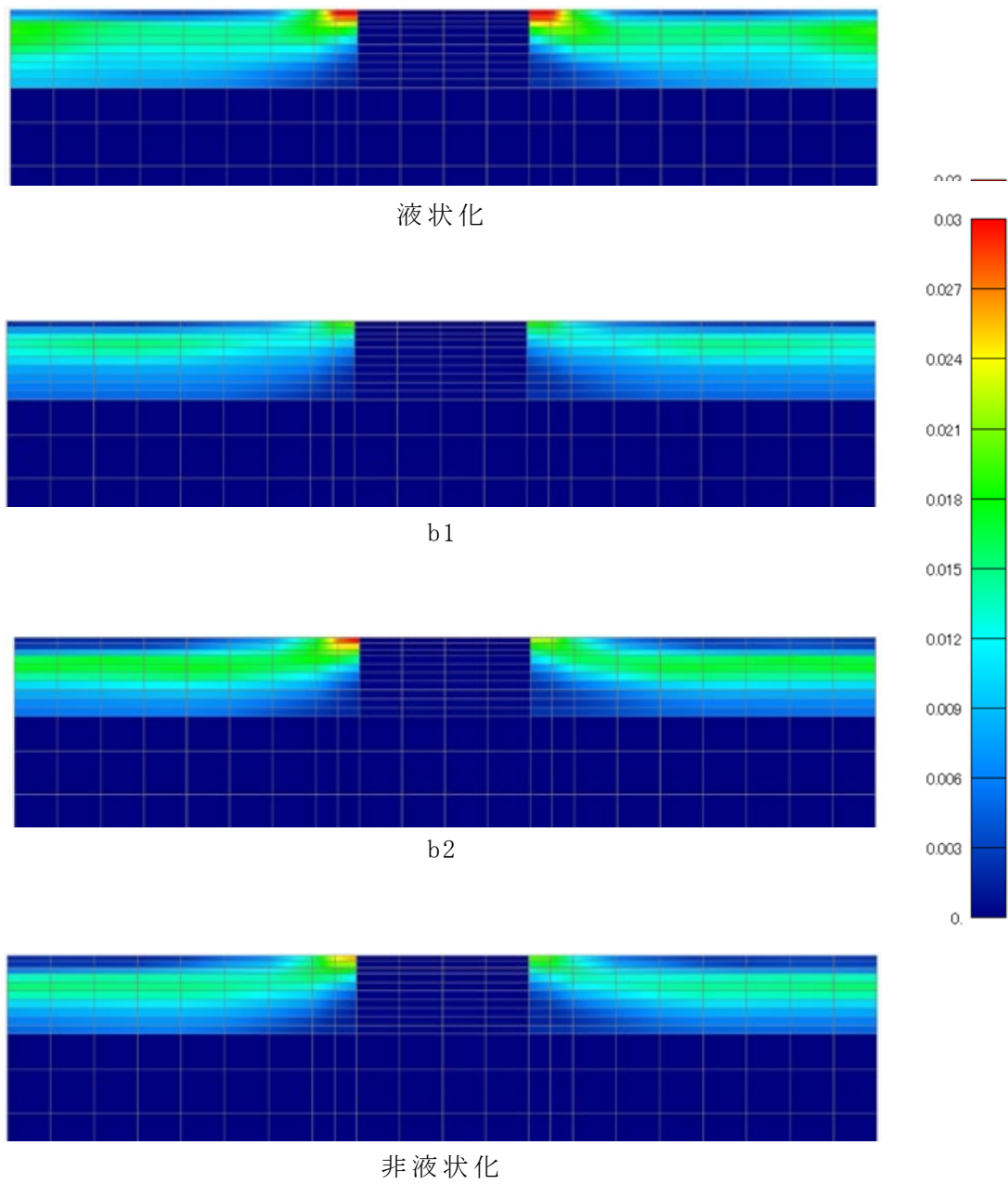
第2.5.6-14図 改良地盤の最大相対変位分布

局所的な応答値のみならず，解析モデル全体の応答結果を確認した。地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布を第 2.5.6-15 図及び第 2.5.6-16 図に示す。Ss-A 加振時において，地盤のせん断ひずみは，液状化，【状態 b1】，【状態 b2】，非液状化の順に連続的に推移しており，液状化で最大となることを確認した。Ss-C1 加振時において，地盤の最大せん断ひずみは液状化で最大となった。【状態 b1】においては，第 2.5.6-17 図に示すようにせん断剛性が回復し，最大せん断ひずみは小さくなった。

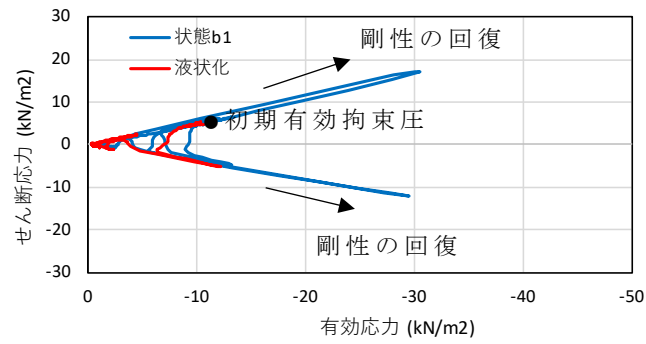
各時間断面における過剰間隙水圧比を第 2.5.6-18 図～第 2.5.6-22 図に示す。どの時間断面においても常に液状化の方が【状態 b1】よりも液状化が進行している（過剰間隙水圧比が大きい）ことを確認した。なお，Ss-A 加振時においては，継続的に過剰間隙水圧比は上昇し，最終時刻において過剰間隙水圧比 0.95 を全体的に上回った。一方，Ss-C1 加振時においては，瞬間的に増幅する地震動であるため，10 秒加振時において，概ね最終時刻と類似した分布となった。さらに，地震動に非対称性があるため，埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに非対称となった。



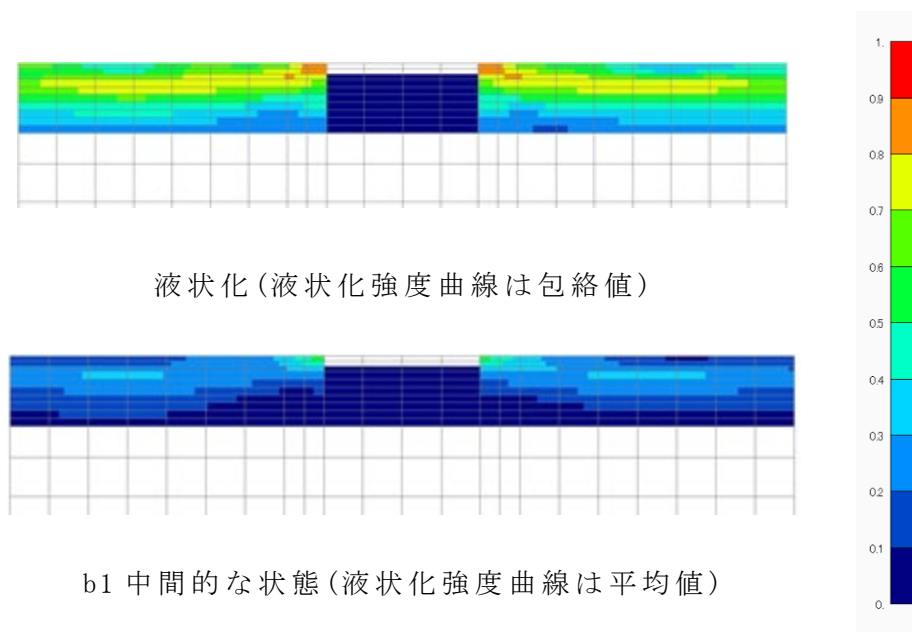
第 2.5.6-15 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-A)



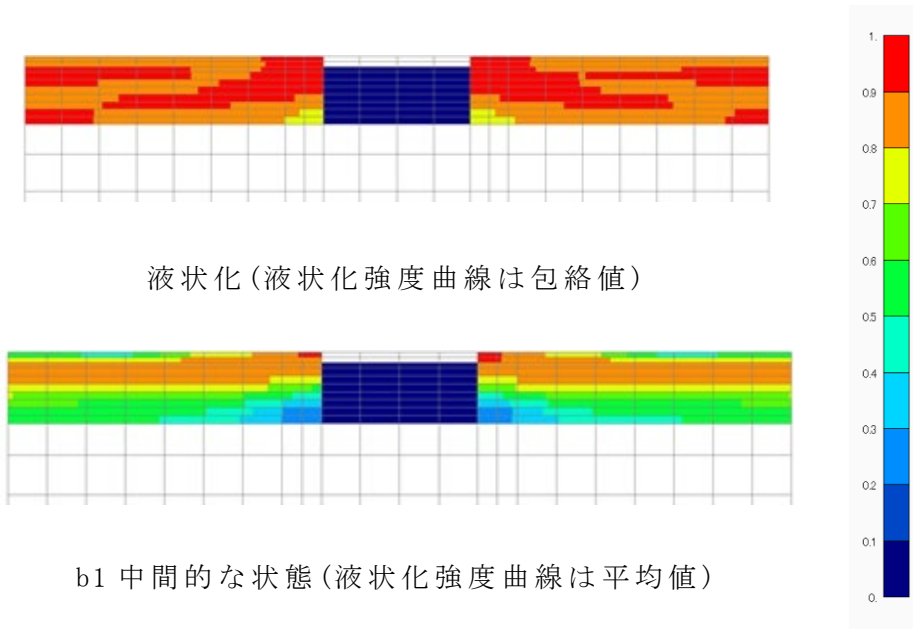
第 2.5.6-16 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-C1)



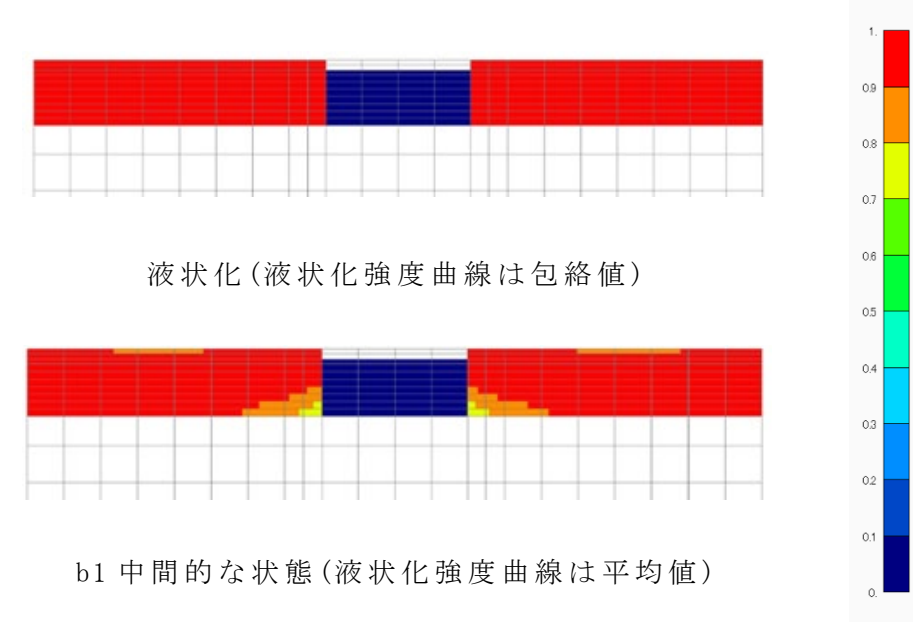
第 2.5.6-17 図 改良地盤近傍要素の有効応力経路 (Ss-C1)



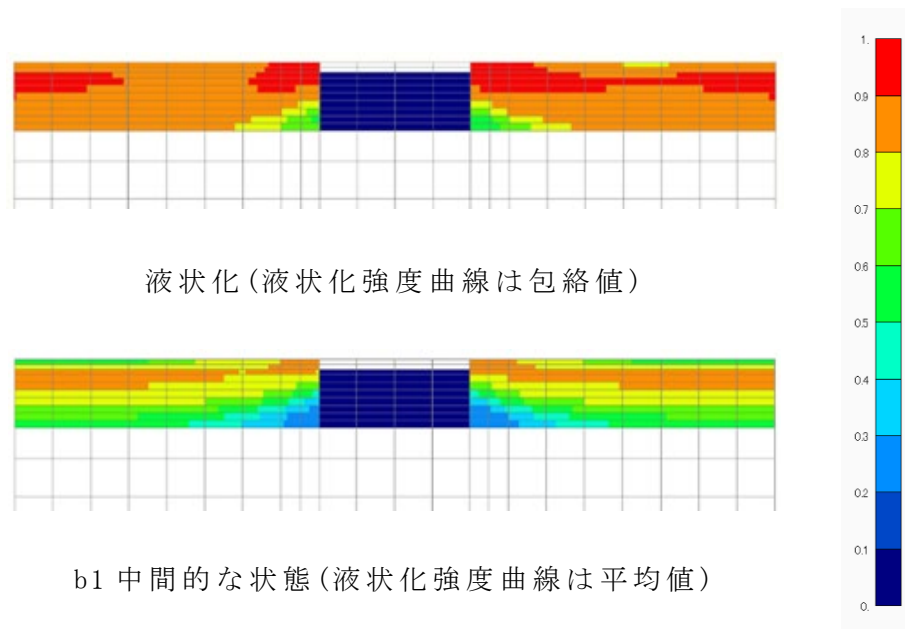
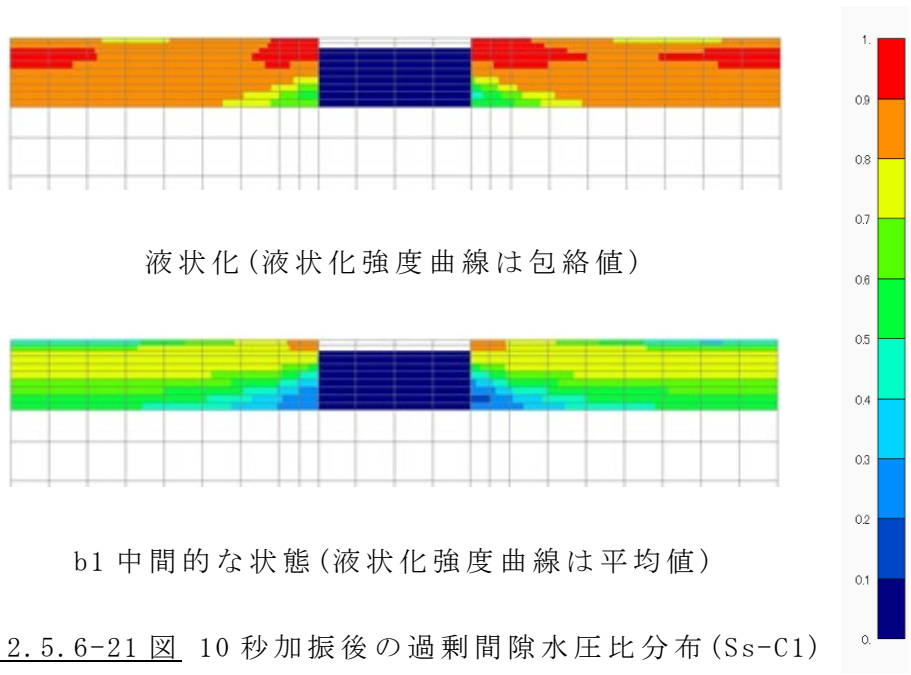
第 2.5.6-18 図 10 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 2.5.6-19 図 20 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 2.5.6-20 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



2.5.7. 検証用モデルとの応答値比較

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2.2.2-1表に示す○印の応答値について、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。

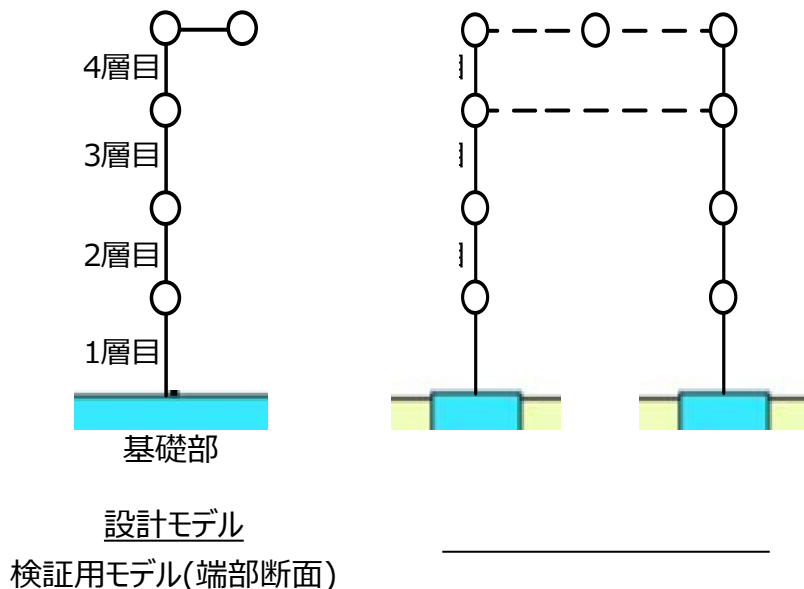
飛来物防護ネット架構の最大せん断力・曲げモーメントを算定する層を第2.5.7-1図に示す。各層における最大応答せん断力を、第2.5.7-2図、第2.5.7-3図に示す。全ての層において、設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回り保守性を有していることを確認した。

また、各層における最大応答曲げモーメントを、第2.5.7-4図～第2.5.7-7図に示す。設計モデルの値は検証用モデルの応答結果を下回る場合がある。曲げモーメントの保守性に対する考えは、2.5.5項に記載する。

飛来物防護ネットのブレースのひずみを第2.5.7-1表に示す。設計モデルは検証用モデルの応答結果を上回ることから、保守性を有していることを確認した。

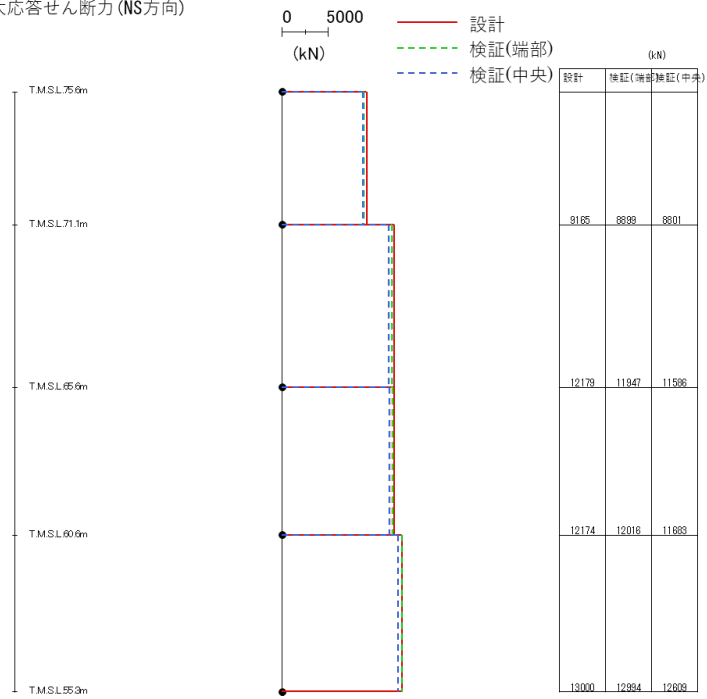
飛来物防護ネット架構の上部架構及び基礎の最大加速度を第2.5.7-2表及び第2.5.7-3表に示す。基礎に対しては、設計モデルの値が検証用モデルの応答結果を上回ることから、保守性を有していることを確認した。しかし屋根部の鉛直加速度は、設計モデルが検証用モデルの応答結果を下回る場合がある。屋根部の鉛直加速度の保守性に対する考えは、2.5.5項に記載する。

飛来物防護ネット架構の改良地盤の変位を第2.5.7-8図～第2.5.7-11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。



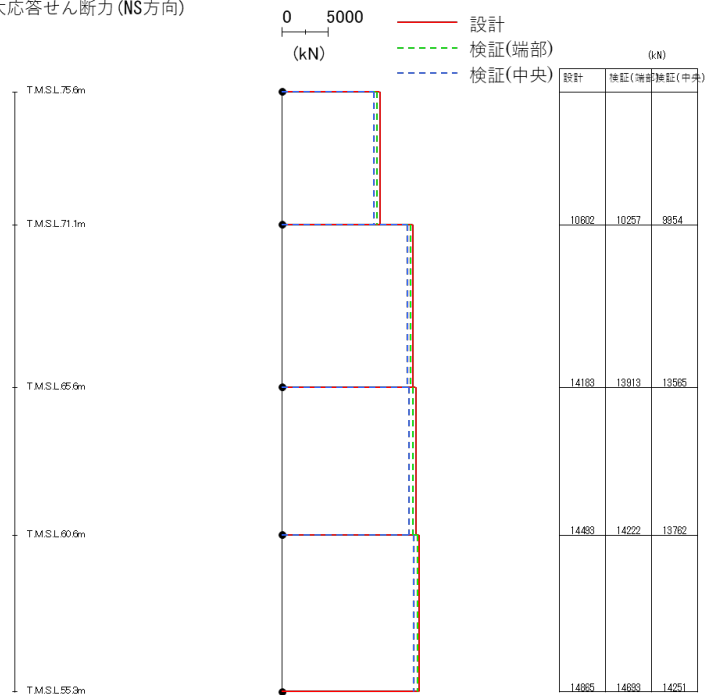
第2.5.7-1図 最大せん断力・曲げモーメントを算定する層

最大応答せん断力 (NS方向)



(a) Ss-A

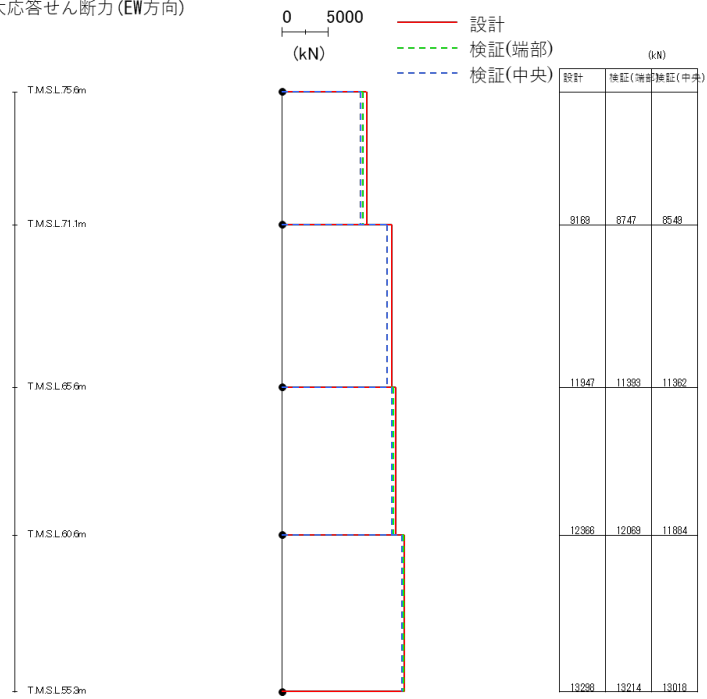
最大応答せん断力 (NS方向)



(b) Ss-C1

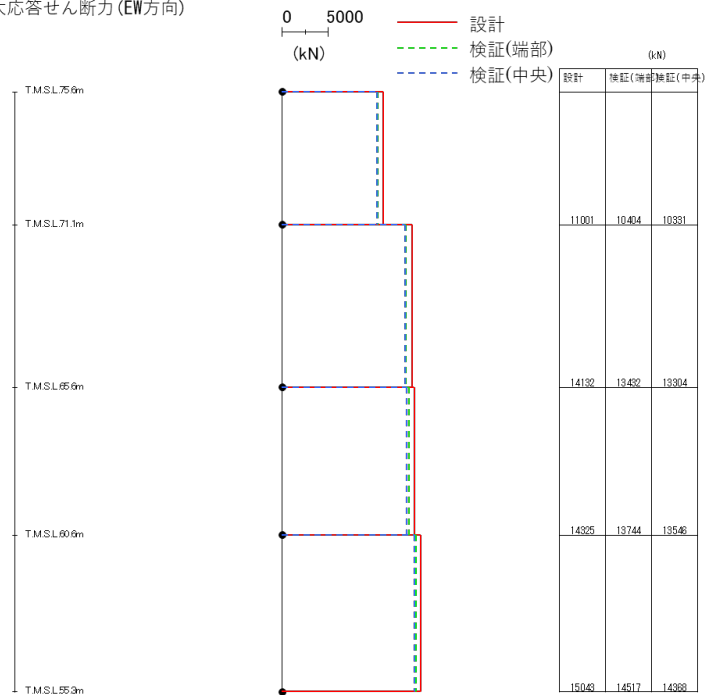
第 2.5.7-2 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (NS)

最大応答せん断力 (EW方向)



(a) Ss-A

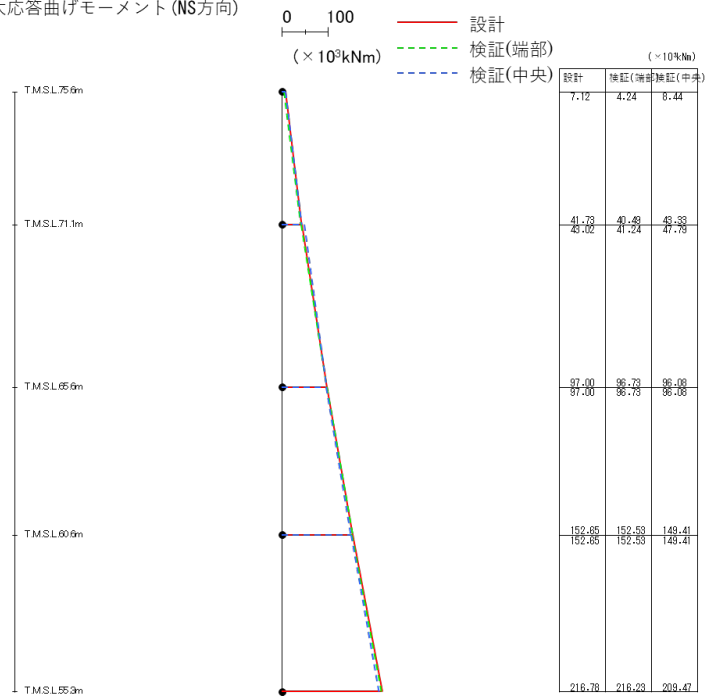
最大応答せん断力 (EW方向)



(b) Ss-C1

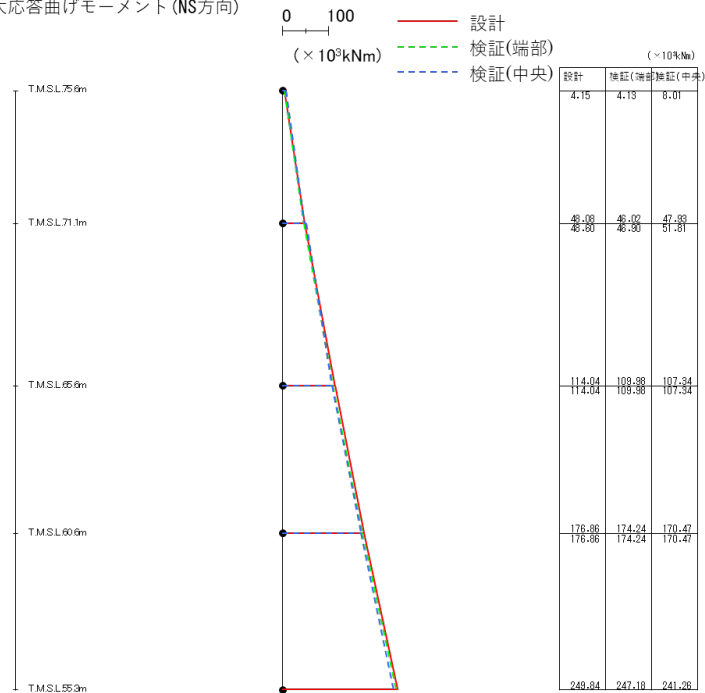
第 2.5.7-3 図 全応力解析時の最大応答せん断力 (EW)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



(a) Ss-A

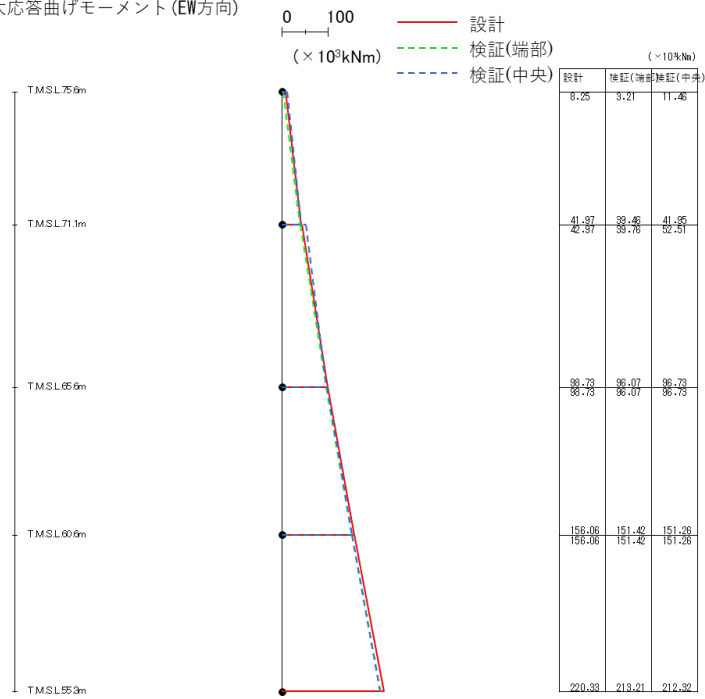
最大応答曲げモーメント (NS方向)



(b) Ss-C1

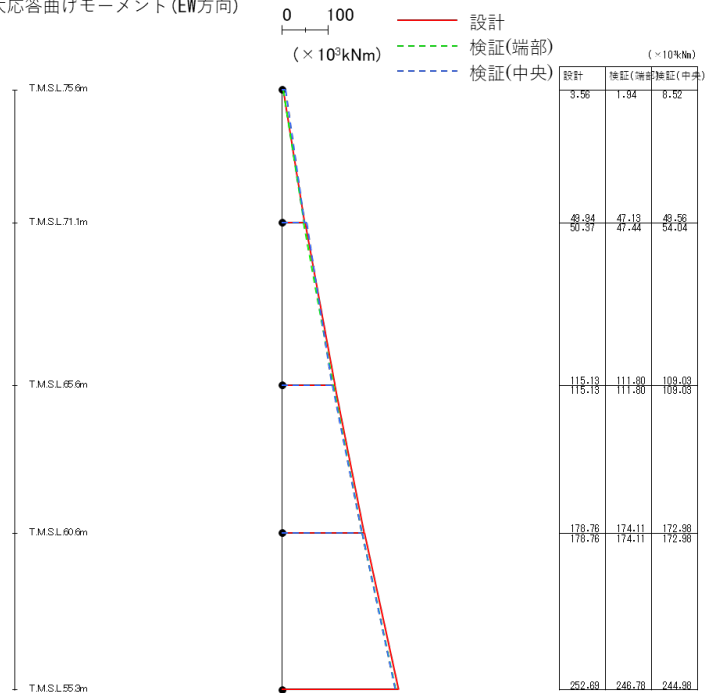
第 2.5.7-4 図 全応力解析時の最大応答曲げモーメント (NS)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



(a) Ss-A

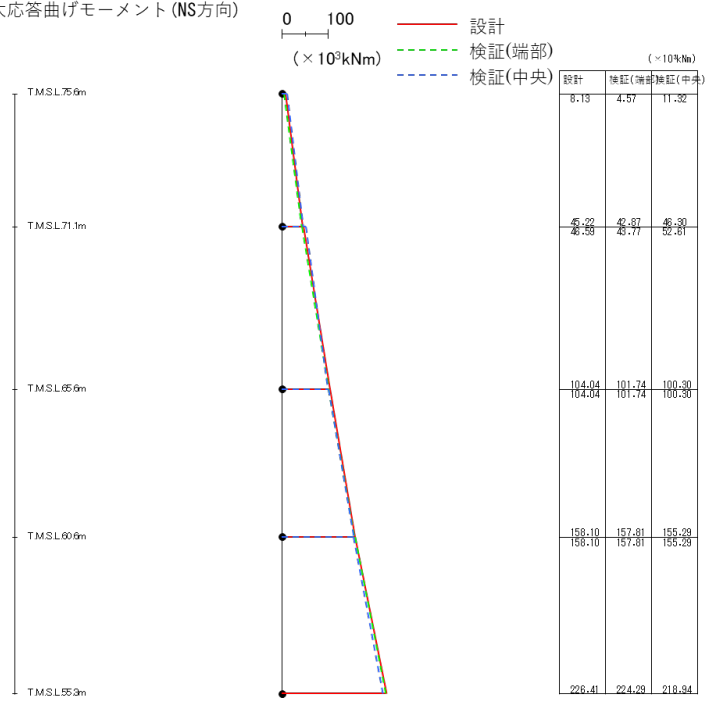
最大応答曲げモーメント (EW方向)



(b) Ss-C1

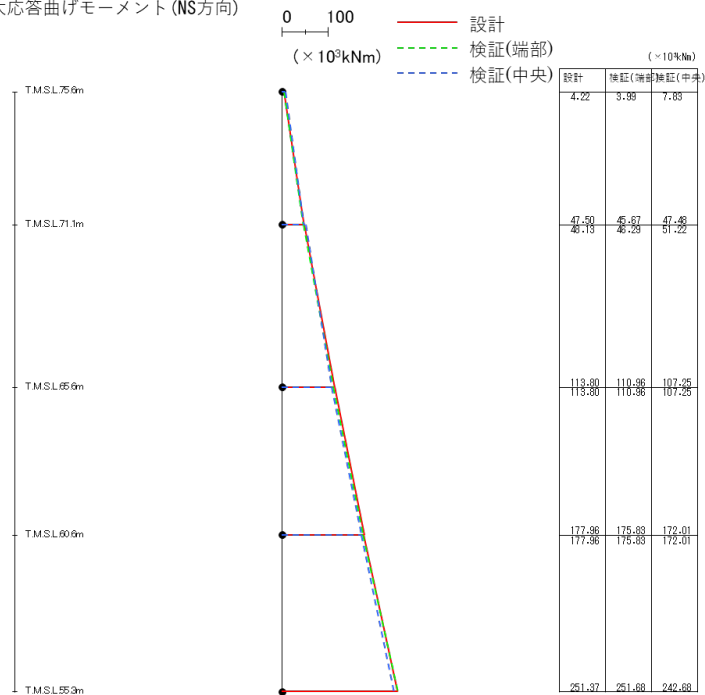
第 2.5.7-5 図 全応力解析時の最大応答曲げモーメント (EW)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



(a) Ss-A

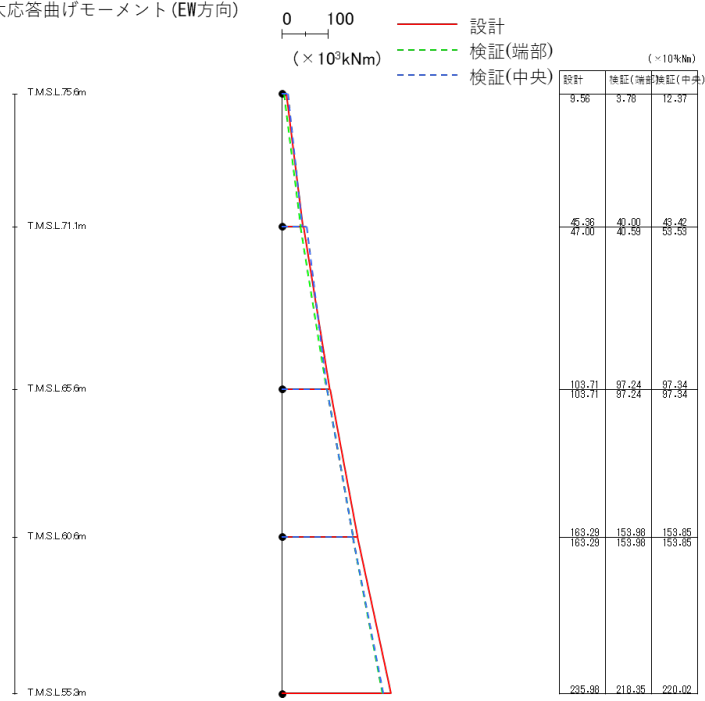
最大応答曲げモーメント (NS方向)



(b) Ss-C1

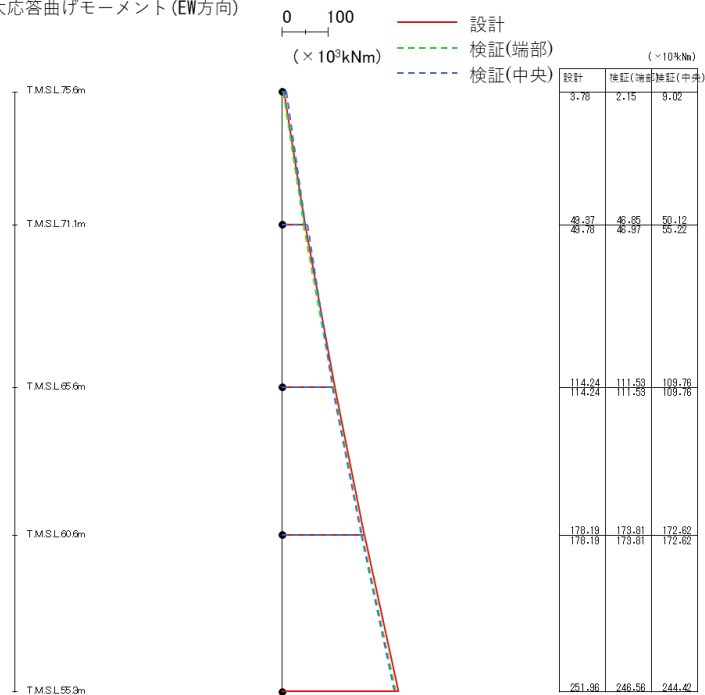
第 2.5.7-6 図 有効応力解析時の最大応答曲げモーメント (NS)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



(a) Ss - A

最大応答曲げモーメント (EW方向)



(b) Ss - C1

第 2.5.7-7 図 有効応力解析時の最大応答曲げモーメント (EW)

第 2.5.7-1 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 2.5.7-2 表 最大加速度比較表 (NS 方向)

(a) 全応力解析 (gal)

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 (gal)

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

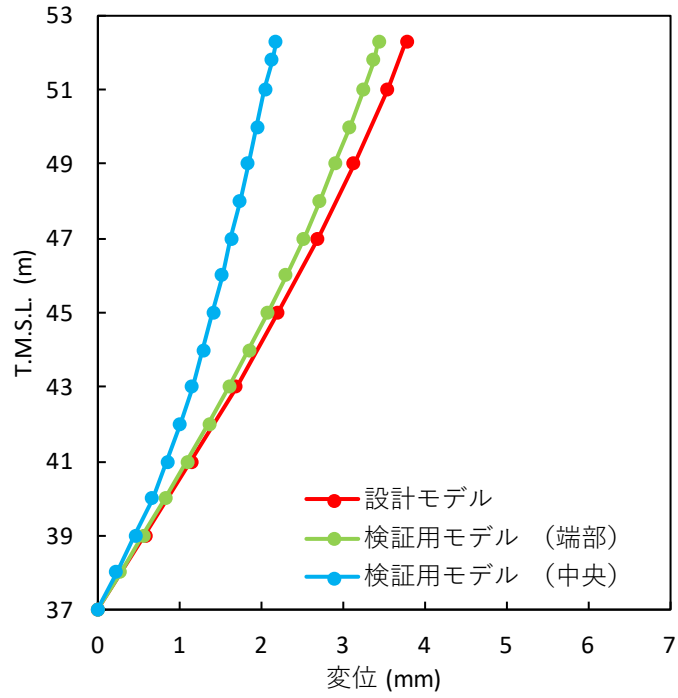
第 2.5.7-3 表 最大加速度比較表 (EW 方向)

(a) 全応力解析 (gal)

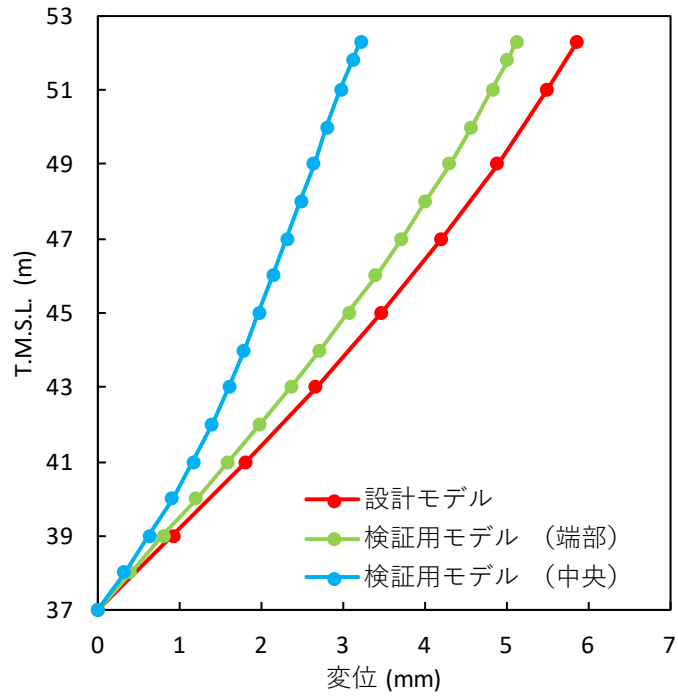
Ss	部位	方向	設計モデル	検証用モデル (端部)	検証用モデル (中央)
Ss-A	屋根部	鉛直	1018	1001	1080
	基礎上端	水平	534	454	438
		鉛直	318	311	310
Ss-C1	屋根部	鉛直	595	721	765
	基礎上端	水平	719	631	620
		鉛直	193	192	188

(b) 有効応力解析 (gal)

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	1018	1005	1080
	基礎上端	水平	577	464	450
		鉛直	319	312	313
Ss-C1	屋根部	鉛直	586	724	768
	基礎上端	水平	707	626	615
		鉛直	190	198	194

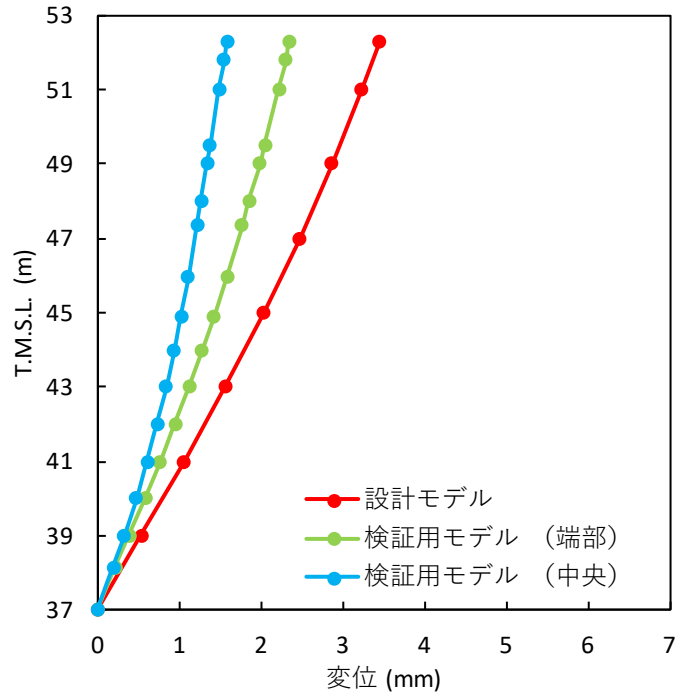


(a) Ss-A

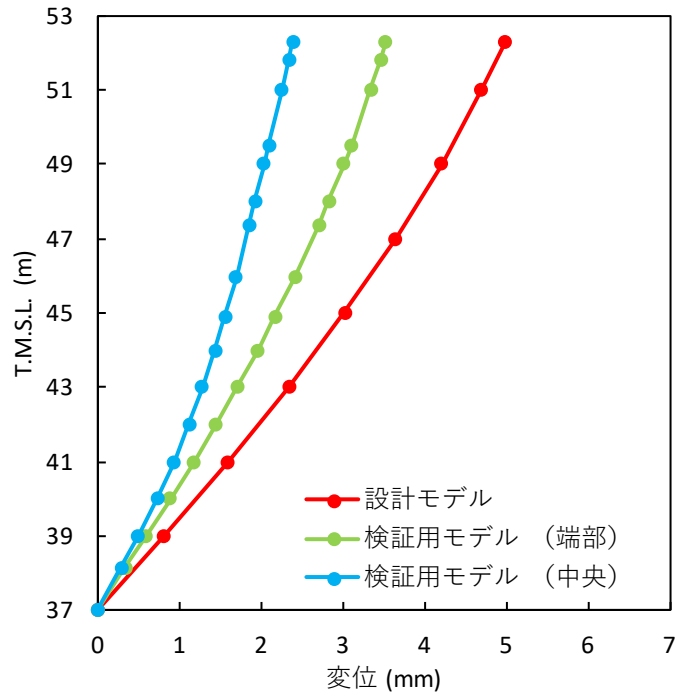


(b) Ss-C1

第 2.5.7-8 図 全応力解析時の改良地盤の変位分布 (NS)
(各レベルでの節点変位の平均値)

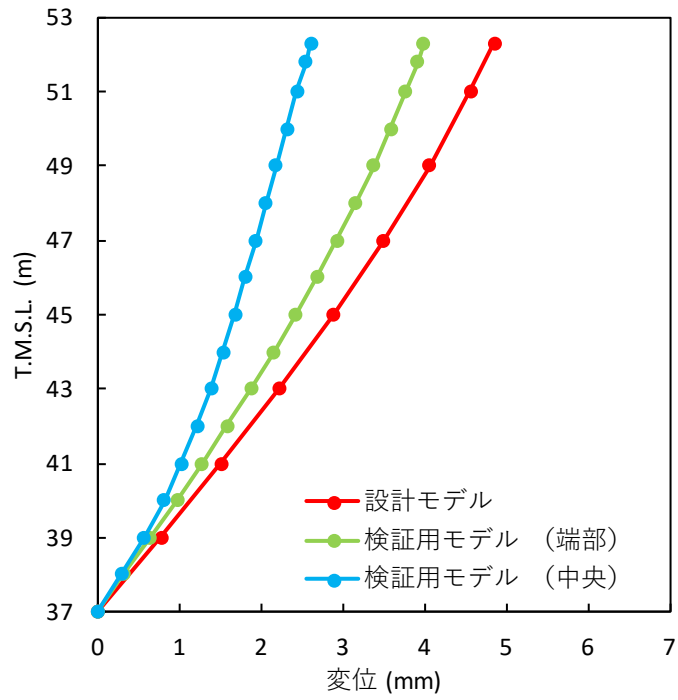


(a) Ss-A

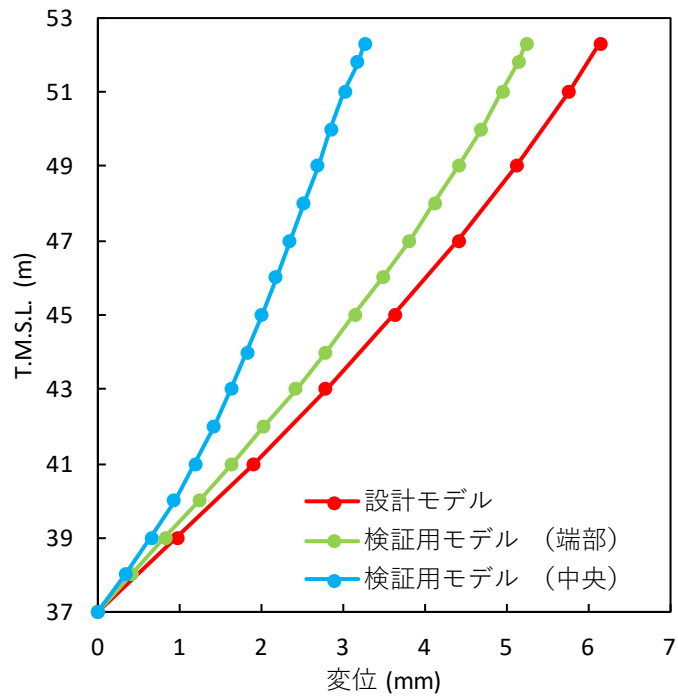


(b) Ss-C1

第 2.5.7-9 図 全応力解析時の改良地盤の変位分布 (EW)
(各レベルでの節点変位の平均値)

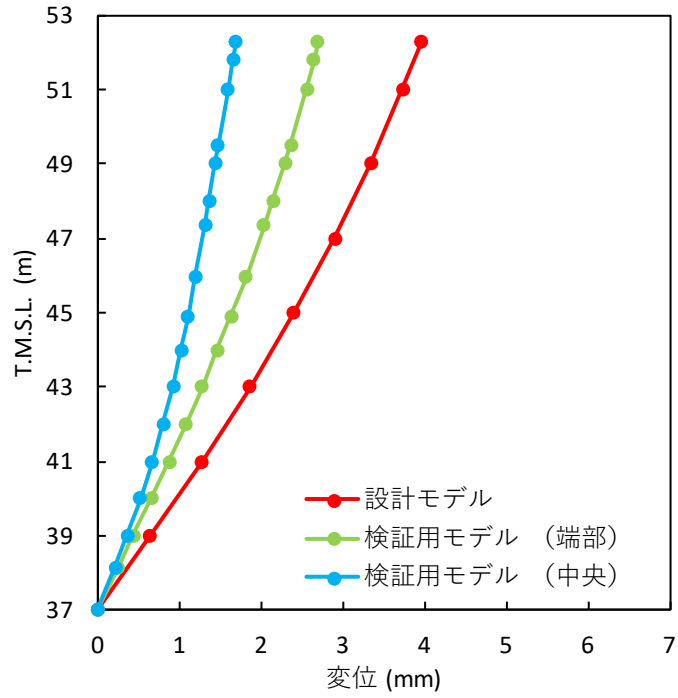


(a) Ss-A

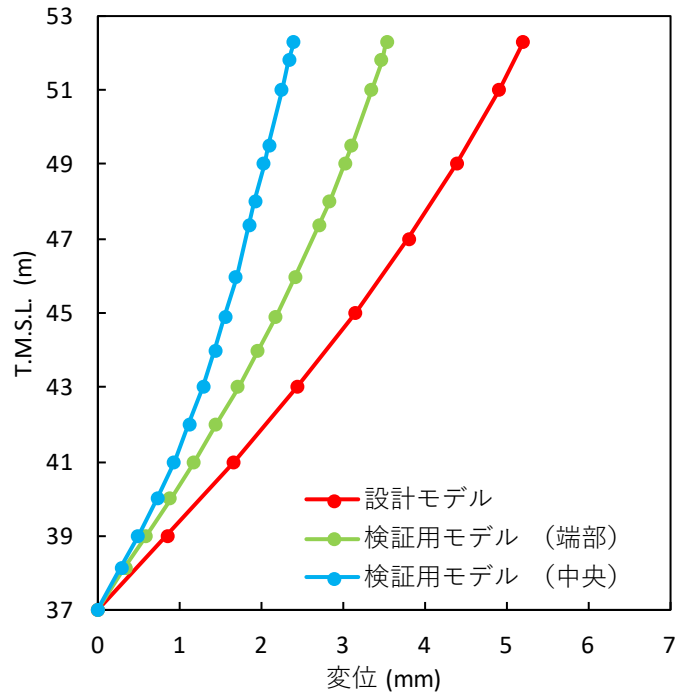


(b) Ss-C1

第 2.5.7-10 図 有効応力解析時の改良地盤の変位分布 (NS)
(各レベルでの節点変位の平均値)



(a) Ss-A



(b) Ss-C1

第 2.5.7-11 図 有効応力解析時の改良地盤の変位分布 (EW)
(各レベルでの節点変位の平均値)

第 2.5.7-4 表～第 2.5.7-8 表に示すとおり，一部の応答を除き，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。なお，比較表は，応答が大きくなる有効応力解析の結果を記載する。

第 2.5.7-4 表 応答値の比較_Ss-A(NS 方向)

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9351	0.947	8132	11324	1.400	1008	1067	1.059
3 層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (gal)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (gal)			(6) 杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	580	0.879	317	309	0.975	4.85	3.99	0.823

階層	Ss-A(NS 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.39	1.32	0.950
2 層目	0.56	0.51	0.911
1 層目	0.33	0.29	0.879

第 2.5.7-5 表 応答値の比較_Ss-C1(NS 方向)

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10417	10189	0.979	4216	7827	1.857	614	697	1.135
3 層目	14230	13969	0.982	-	-	-	-	-	-
2 層目	14626	14346	0.981	-	-	-	-	-	-
1 層目	15048	14911	0.991	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (gal)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (gal)			(6) 杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	753	729	0.969	189	190	1.006	6.15	5.25	0.854

階層	Ss-C1(NS 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.67	1.61	0.941
2 層目	0.94	0.88	0.937
1 層目	0.57	0.55	0.965

第 2.5.7-6 表 応答値の比較_Ss-A(EW 方向)

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9892	8897	0.900	9563	12368	1.294	1018	1080	1.061
3 層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-
2 層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-
1 層目	13734	13253	0.964	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (gal)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (gal)			(6) 杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	577	464	0.805	319	313	0.982	3.97	2.70	0.681

階層	Ss-A(EW 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.33	1.10	0.828
2 層目	0.43	0.30	0.698
1 層目	0.37	0.29	0.784

第 2.5.7-7 表 応答値の比較_Ss-C1(EW 方向)

階層	Ss-C1(EW 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の鉛直加速度 (gal)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10879	10384	0.955	3780	9015	2.385	586	768	1.312
3 層目	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2 層目	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1 層目	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-C1(EW)								
	(4) 基礎部の水平加速度 (gal)			(5) 基礎部の鉛直加速度 (gal)			(6) 杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	626	0.886	190	198	1.043	5.21	3.53	0.678

階層	Ss-C1(EW 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.64	1.50	0.915
2 層目	0.82	0.66	0.805
1 層目	0.57	0.50	0.878

第 2.5.7-8 表 合算応答値の比較

	検証用モデル / 設計モデル	
	Ss-A	Ss-C1
4 層目	0.950	0.983
3 層目	0.974	0.986
2 層目	0.980	0.985
1 層目	0.988	0.995

2.5.8. 検証用モデルとの部材評価比較

2.5.5 項では、設計モデルの鉛直加速度が検証用モデルを下回り、保守性が確保できない場合があることを記載した。2.5.6 項では、検証モデルを下回った応答値(屋根部の鉛直加速度及び曲げモーメント)の影響は小さいため、設計上問題はないと評価した。

本章では、設計用モデルと検証用モデルの部材評価の結果を比較し、総合的な評価としては保守性が確保できていることを確認する。

ここで、屋根部の応答値の影響を確認することが目的であるため、比較対象は、上部架構の鉄骨フレームとする。第 2.5.8-1 表に鉄骨フレームの検定値比較を示す。検定値は、地震 13 波を対象として算定した数値とする。

第 2.5.8-1 表より、設計モデルは検証モデルよりも保守性があることが確認できた。

第 2.5.8-1 表 鉄骨フレームの検定値比較

		A. 設計モデル	B. 検証用モデル	比率 (A/B)
最大 検定値	柱	0.89	0.87	1.02
	大梁	0.87	0.85	1.02
	小梁	0.87	0.83	1.05
	トラス柱	0.72	0.67	1.07
	鉛直 ブレース	0.69	0.65	1.06
	水平 ブレース	0.30	0.29	1.03

2.6. 部材の線形／非線形性

構造部材のクライテリアは終局耐力であるため、部材は必ずしも弾性範囲である必要はない。弾性範囲外の評価を行う場合、部材の非線形性を考慮したモデル化が必要である。ただし、①鉄骨フレーム(座屈拘束ブレースを除く上部架構の鉄骨部材)、②鉄筋コンクリート製の基礎、③鉄筋コンクリート製の杭は線形部材としてモデル化した。ここでは、これらの部材に非線形性を考慮しないことの妥当性を、線形でモデル化した解析結果から、各部材の応力が短期許容応力度以下であることを以って確認する。

第 2.6-1 表に、線形でモデル化した解析結果において、最大検定値が発生した部材応力の短期許容応力度に対する検定比を示す。これより、部材応力が短期許容応力度以下であることが確認できるため、解析モデルを線形でモデル化することは妥当である。

第 2.6-1 表 検討対象部位の短期許容応力度に対する検定比

検討対象部位	評価指標	検定比
鉄骨フレーム	軸力+曲げ	0.98
基礎	曲げ	0.83
	せん断力	0.44
杭※	軸力+曲げ	0.95
	せん断力	0.59

※：設計モデルでは杭をモデル化していないため、検証用モデルの結果を使用

2.7. まとめ

飛来物防護ネット架構が設置される地盤状況を踏まえ、2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について、以下の観点で確認した。

- ・モデル化において合理化した項目及び保守性を確保した項目について、予想された挙動が得られ、設定の考え方及び方法が妥当であることを確認した。
- ・設計モデルの妥当性確認用に、より詳細にモデル化した検証用モデルを構築し、それが発電炉でシミュレーション解析により実証されたモデルとの比較により、妥当なものであることを確認した。
- ・設計モデルが、水平応答について保守性を有することを確認した。
- ・また、設計モデルは単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えるものの、部材設計に対する鉛直応答の影響は小さいことを確認した。

以上より、飛来物防護ネット架構の耐震評価のための2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は妥当であると判断した。

参考資料 1

地盤の材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる
地震動の選定について

目 次

1. 概要	1
2. 選定方法	1
3. 地震動の選定	3
3.1 全応力解析	3
3.2 有効応力解析	16
4. まとめ	29

1. 概要

飛来物防護ネット架構の地盤の材料物性のばらつきの考慮にあたっては、基準地震動 S_s の基本ケースにおける全応力解析及び有効応力解析の応答結果を確認したうえで、飛来物防護ネット架構への影響の大きい波に対して検討を実施する。本資料では、地盤の材料物性のばらつき（以下、「ばらつき」という。）を考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

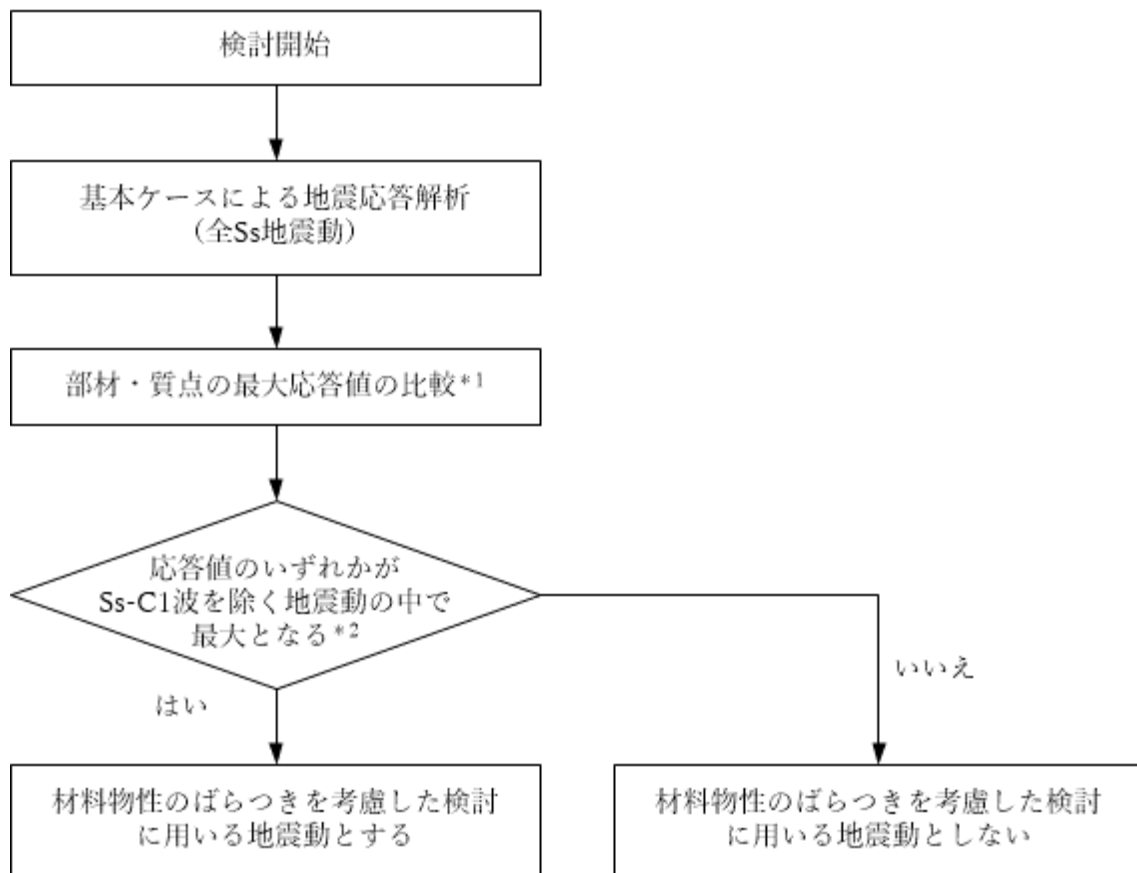
飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値は、第 2-1 表のとおりである。よって、「最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント（付加曲げ）、最大応答鉛直加速度（屋根部）、最大応答軸ひずみ、最大応答水平加速度（基礎部）、最大応答鉛直加速度（基礎部）、最大応答地盤変位」の各々で最大となるケースを代表として選定する。

第 2-1 表 上部構造及び杭基礎の設計で用いる応答値

設計対象	設計で用いる数値
上部架構 (フレーム部材)	最大応答せん断力
	最大応答曲げモーメント (付加曲げ)
	最大応答鉛直加速度 (屋根部)
上部架構 (座屈拘束ブレース)	最大応答軸ひずみ
基礎	最大応答水平加速度 (基礎部)
	最大応答鉛直加速度 (基礎部)
	最大応答地盤変位

飛来物防護ネット架構において S_s -C1 波の応答は非常に大きいと予想され、部材設計は以下の 2 ケースに対して実施する。地震動の選定について第 2-1 図に示す。

- ① S_s -C1 波の応答値を対象とした設計
- ② S_s -C1 波以外の地震動の包絡応答値を対象とした設計



注記) * 1 : Ss-C1 波の応答は非常に大きいと予想されるため、Ss-C1 波以外を対象として比較

* 2 : 全応力解析/有効応力解析、NS 方向/EW 方向のそれぞれに対し、応答値が最大となる地震動を選定

第 2-1 図 地盤の材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

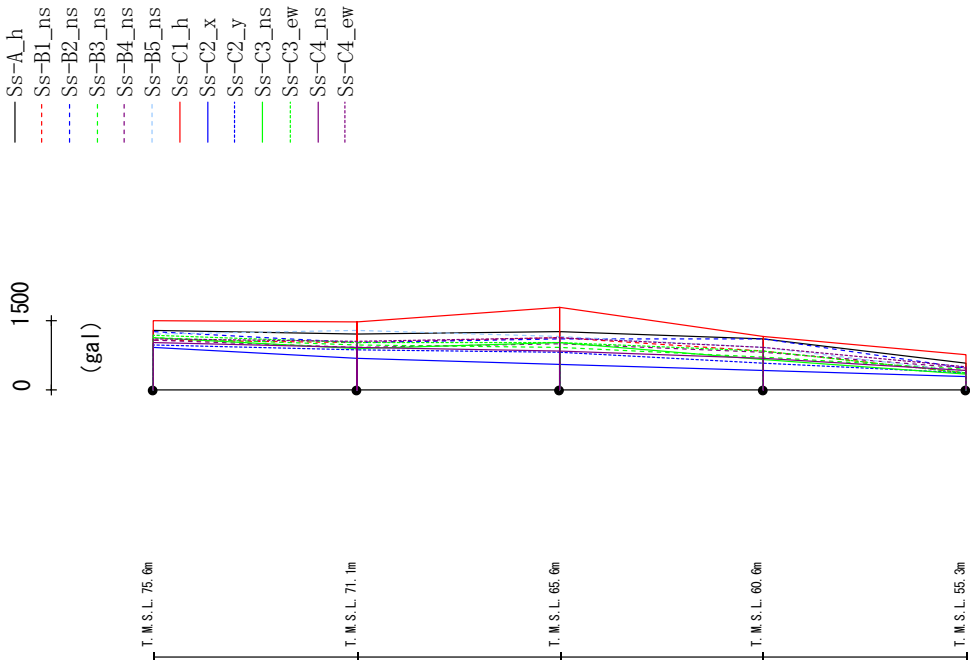
3. 地震動の選定

3.1 全応力解析

飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析の最大応答値を第 3-1 図～第 3-10 図, 第 3-1 表及び第 3-2 表に示す。図表中の黒枠は全地震動を対象とした最大のもので, 赤枠は S_s -C1 波を除く地震動の組合せの中で最大のもので示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果, NS 方向は S_s -A, S_s -B3, S_s -B4, S_s -C2 (EW), S_s -C4 (EW)で, EW 方向は S_s -A, S_s -B3, S_s -B5, S_s -C2 (EW)で, 応答値のいずれかが S_s -C1 波を除く地震動の中で最大となることから, 地盤のばらつきの検討に用いる地震動とする。

最大応答加速度 (NS方向)



	Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1281	1084	1274	1121	1074	1219	1498	921	974	1137	1193	1031	1108	
1203	1037	1032	979	932	1279	1467	691	869	885	1013	911	1048	
1258	1134	1095	923	1004	1161	1786	545	827	1015	1023	840	1119	
1101	850	1096	715	824	930	1160	414	564	662	839	684	920	
574	362	469	443	477	403	754	296	366	335	358	419	487	

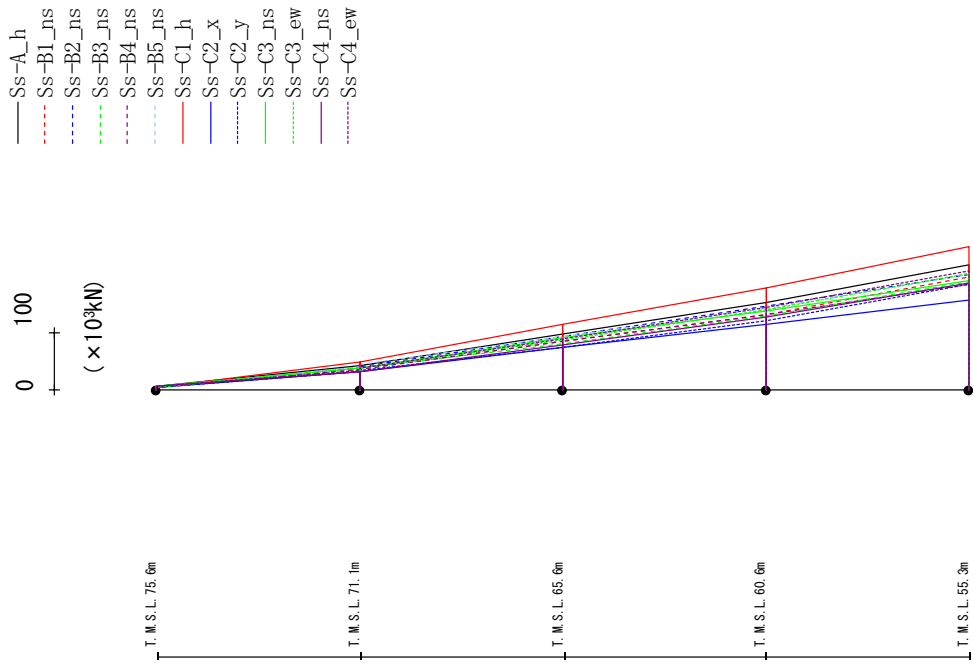
第 3-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 3-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

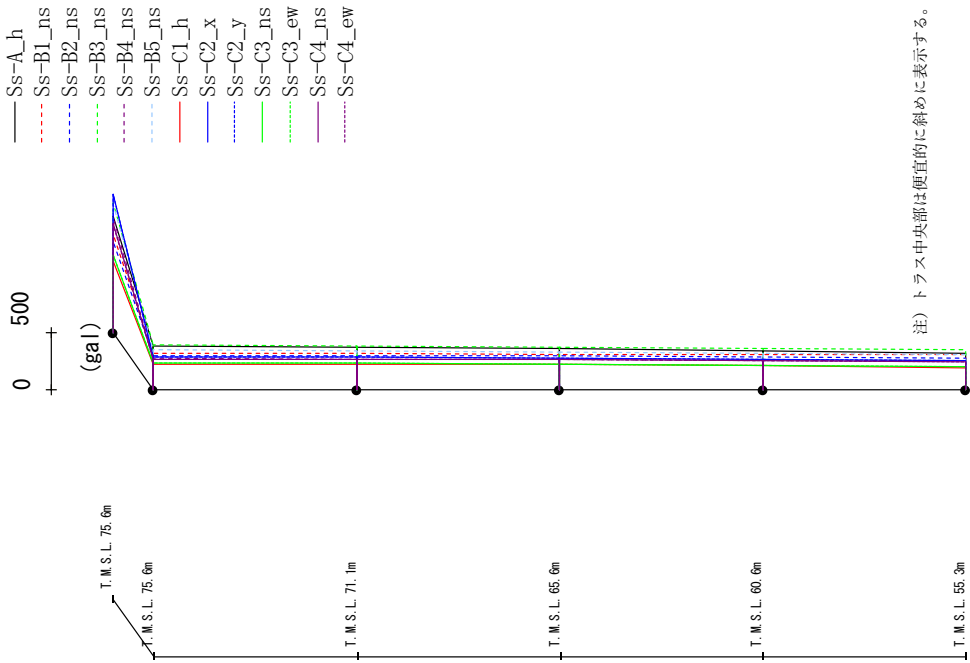
最大応答曲げモーメント (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
7.12	5.04	4.80	5.92	4.75	4.58	4.15	3.91	4.33	6.39	3.72	6.14	5.77
41.73	36.08	40.27	37.04	35.30	40.87	48.08	31.38	32.51	37.55	37.37	31.11	33.68
43.02	36.33	40.26	37.55	35.46	43.88	48.60	32.53	32.99	38.04	36.83	32.41	37.94
97.00	85.36	92.45	81.13	83.54	92.86	114.04	73.78	73.35	90.39	87.44	78.05	87.99
97.00	85.36	92.45	81.13	83.54	92.86	114.04	73.78	73.35	90.39	87.44	78.05	87.99
152.65	130.61	144.72	129.14	131.40	141.25	176.86	113.53	121.13	137.61	140.37	126.63	143.64
152.65	130.61	144.72	129.14	131.40	141.25	176.86	113.53	121.13	137.61	140.37	126.63	143.64
216.78	196.84	201.26	187.70	184.66	200.28	249.84	155.52	183.33	189.62	201.86	185.61	207.51

第 3-3 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)



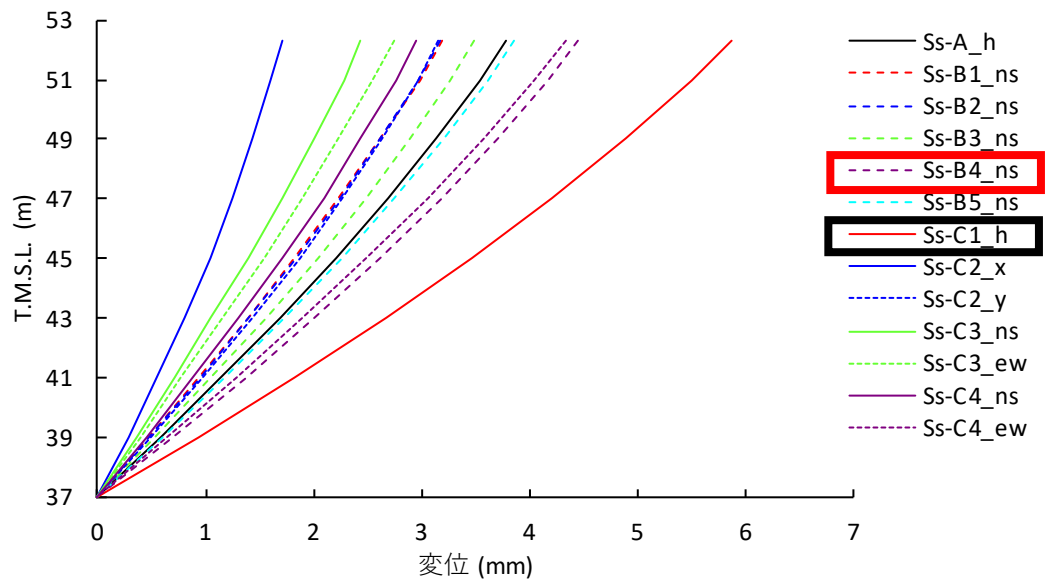
(gal)

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1006	847	784	1129	998	1119	619	1203	1198	675	674	945	940
381	317	294	387	268	346	224	284	285	236	235	259	260
372	311	292	381	264	340	222	280	281	231	231	259	261
357	306	289	371	259	330	215	272	273	223	223	257	259
338	304	284	361	253	319	206	261	262	211	211	253	254
315	301	277	349	253	305	193	256	256	197	197	245	246

第 3-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応答解析)

第 3-1 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

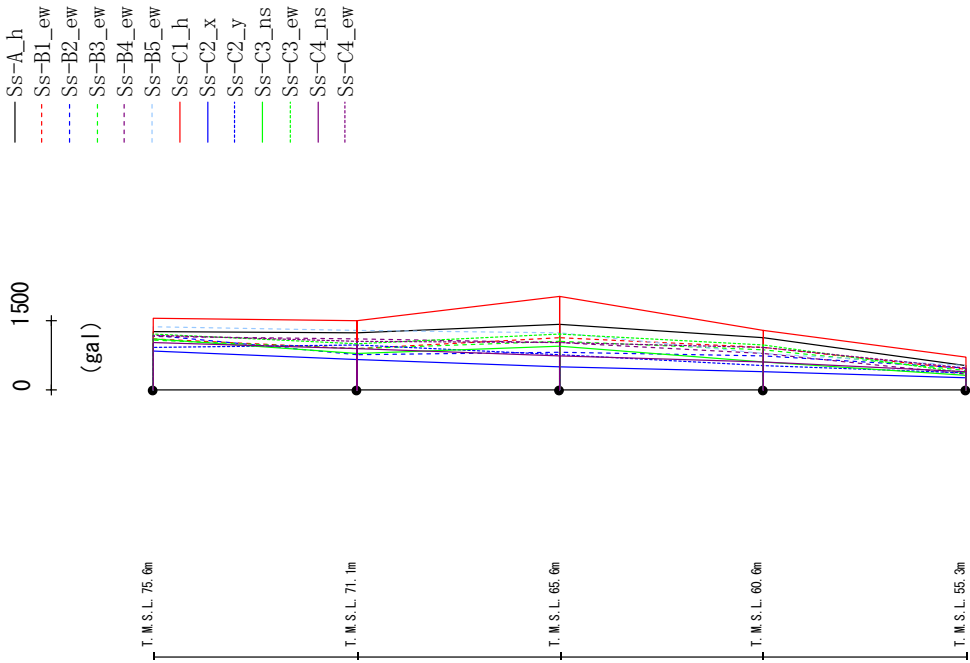
要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	Ss-B1	Ss-B2	Ss-B3	Ss-B4	Ss-B5	Ss-C1	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.24	0.69	0.99	0.69	0.71	0.84	1.66	0.45	0.29	0.76	0.79	0.47	0.88



※：各レベルでの節点変位の平均値

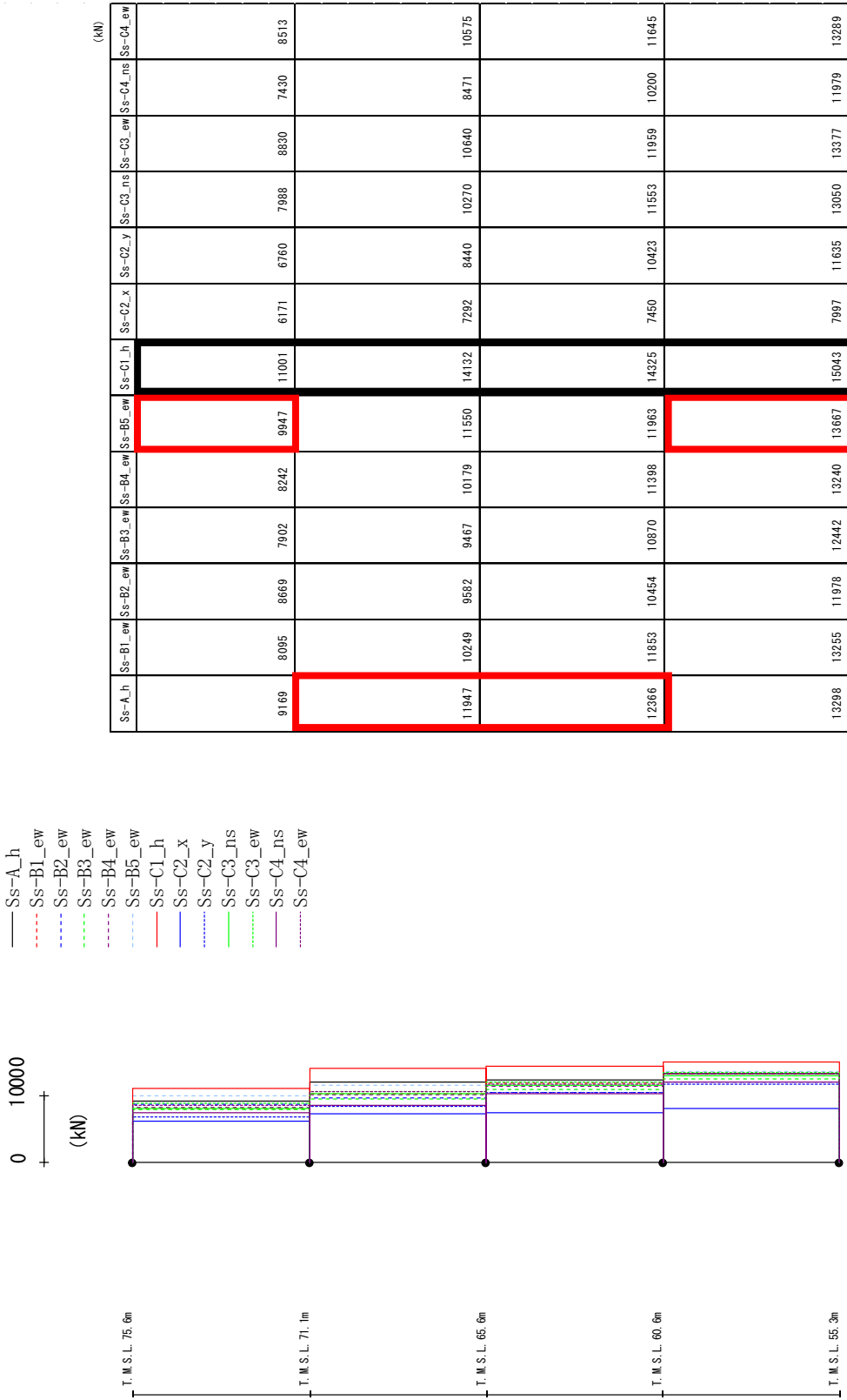
第 3-5 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)



第 3-6 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)

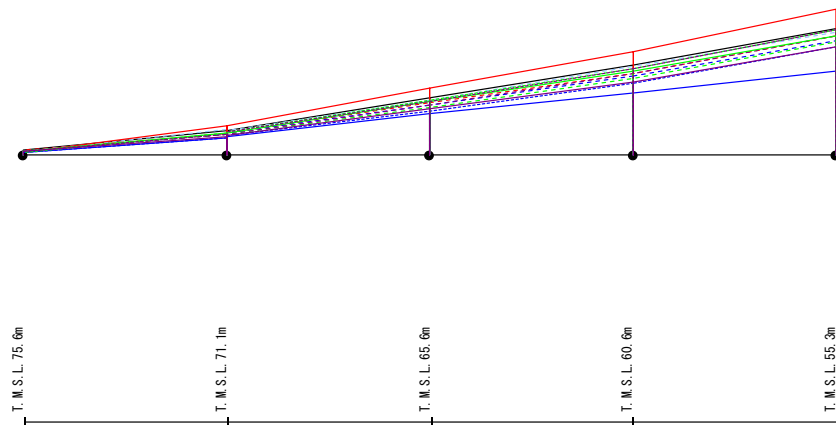


第 3-7 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

0 100
 (×10⁴kN)

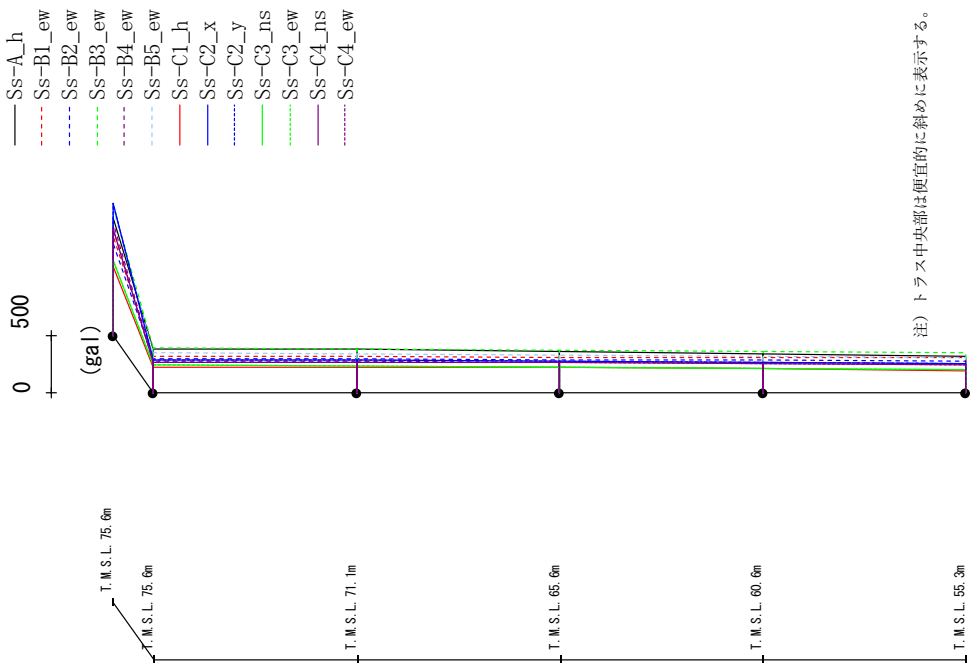
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ew
- - - Ss-B2_ew
- - - Ss-B3_ew
- - - Ss-B4_ew
- - - Ss-B5_ew
- Ss-C1_h
- Ss-C2_x
- - - Ss-C2_y
- Ss-C3_dis
- - - Ss-C3_ew
- Ss-C4_dis
- - - Ss-C4_ew



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_dis	Ss-C3_ew	Ss-C4_dis	Ss-C4_ew
8.25	7.48	5.96	5.84	5.48	6.72	3.56	3.86	5.05	7.05	3.97	6.56	6.47
41.97	36.69	35.68	35.73	35.22	43.31	49.94	29.79	30.33	36.79	38.02	32.38	36.51
42.97	38.89	37.54	36.40	35.79	42.07	50.37	31.89	33.88	38.84	40.53	33.56	40.96
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.83	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.88	92.46
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.83	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.88	92.46
156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
156.06	141.90	138.16	132.54	140.40	154.75	178.76	107.27	125.42	145.22	149.77	126.88	149.56
220.33	207.50	197.76	196.97	207.28	213.64	252.69	145.48	187.08	207.94	218.12	187.18	217.60

第 3-8 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)



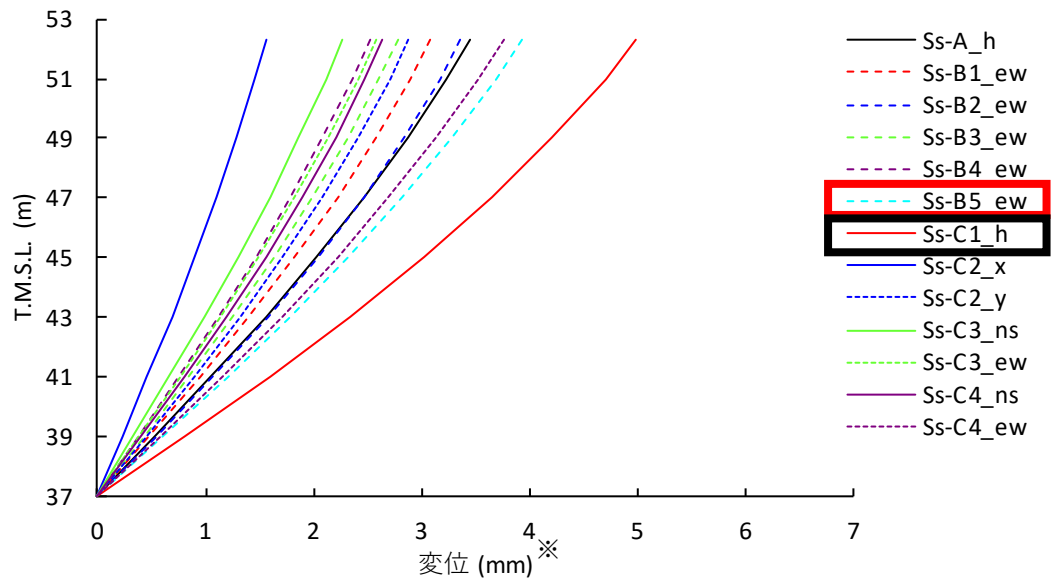
注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

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 3-9 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

第 3-2 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	Ss-B1	Ss-B2	Ss-B3	Ss-B4	Ss-B5	Ss-C1	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.15	0.77	0.63	0.60	0.76	1.07	1.64	0.37	0.24	0.78	0.86	0.39	0.86



※：各レベルでの節点変位の平均値

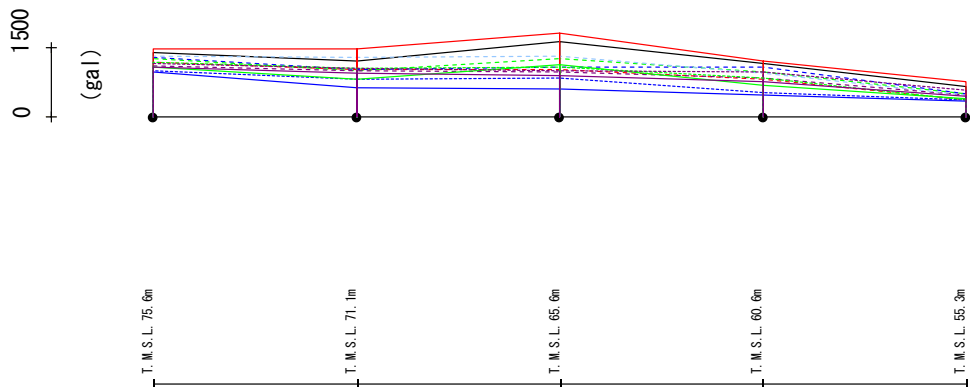
第 3-10 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

3.2 有効応力解析

有効応力解析の最大応答値を第 3-11 図～第 3-20 図，第 3-3 表及び第 3-4 表に示す。図表中の黒枠は全地震動を対象とした最大のものを，赤枠は S_s-C1 波を除く地震動の組合せの中で最大のものを示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果，NS 方向は S_s-A，S_s-B3，S_s-C2(NS)で，EW 方向は S_s-A，S_s-B2，S_s-B3，S_s-B5，S_s-C2(NS)で，応答値のいずれかが S_s-C1 波を除く地震波の中で最大となることから，地盤のばらつきの検討に用いる地震動とする。

最大応答加速度 (NS方向)



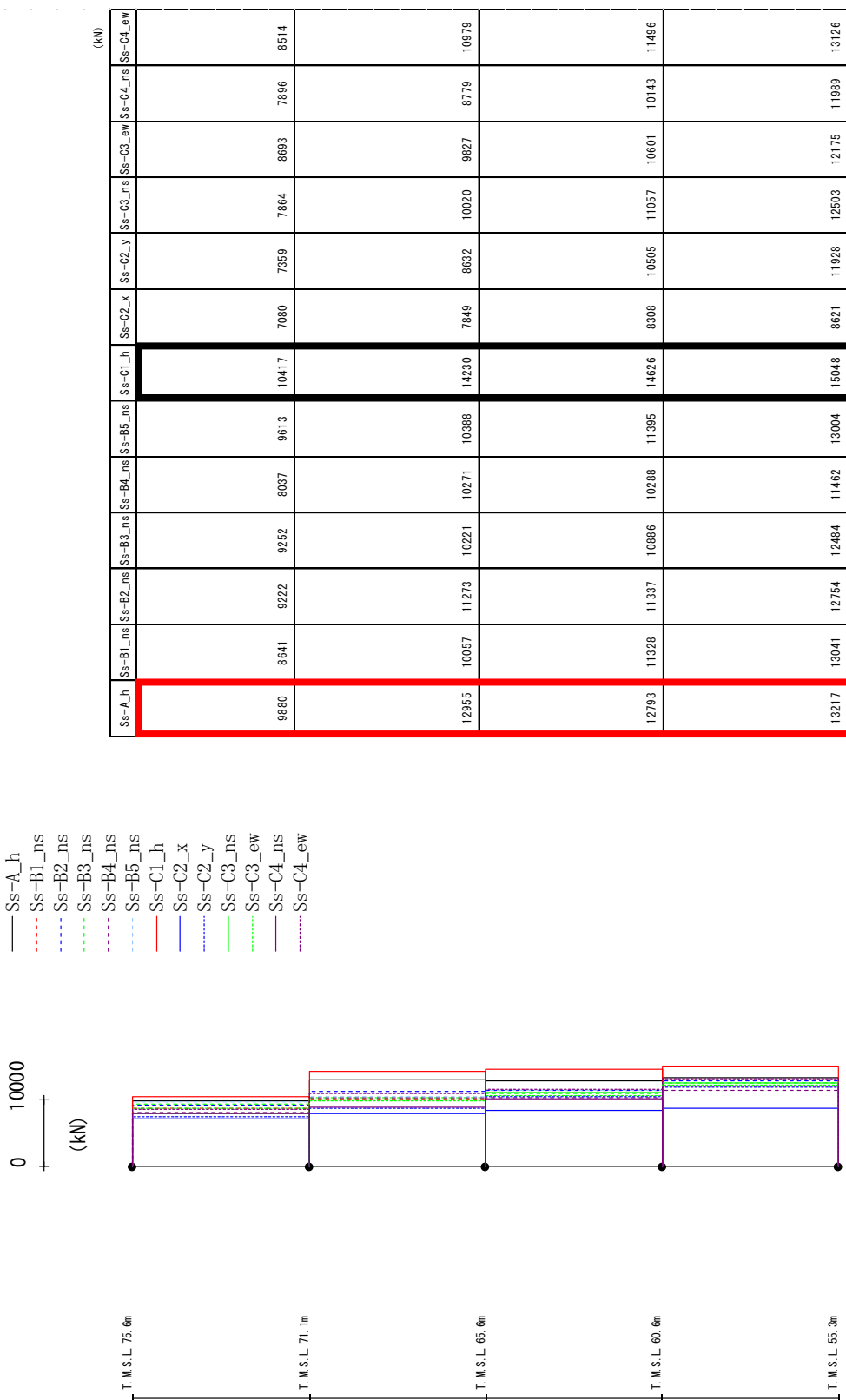
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ns
- . - . Ss-B2_ns
- . - . Ss-B3_ns
- . - . Ss-B4_ns
- . - . Ss-B5_ns
- Ss-C1_h
- Ss-C2_x
- . - . Ss-C2_y
- Ss-C3_ns
- . - . Ss-C3_ew
- Ss-C4_ns
- . - . Ss-C4_ew

(gal)

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1386	1177	1284	1258	1115	1330	1475	971	1005	1085	1195	1079	1167
1223	1023	1029	1006	997	1278	1476	624	807	826	1054	942	1046
1633	1033	1086	1262	979	1317	1823	592	830	1121	1067	888	1004
1169	826	1069	979	843	948	1198	471	529	688	852	759	986
660	372	497	508	484	475	753	328	370	379	373	458	571

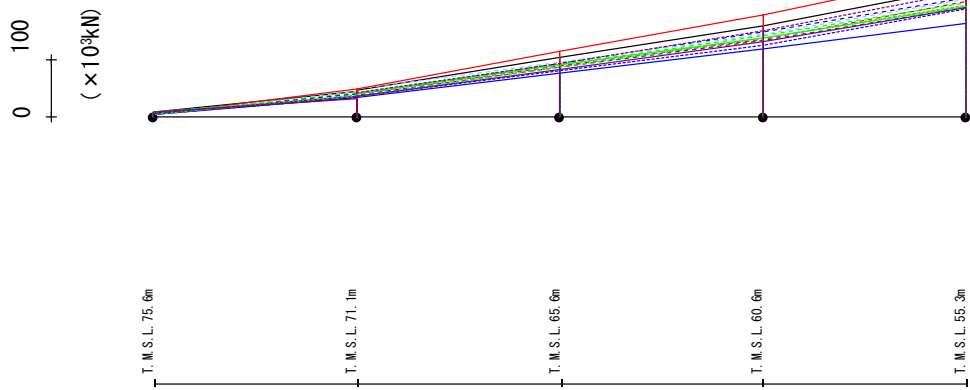
第 3-11 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 3-12 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)



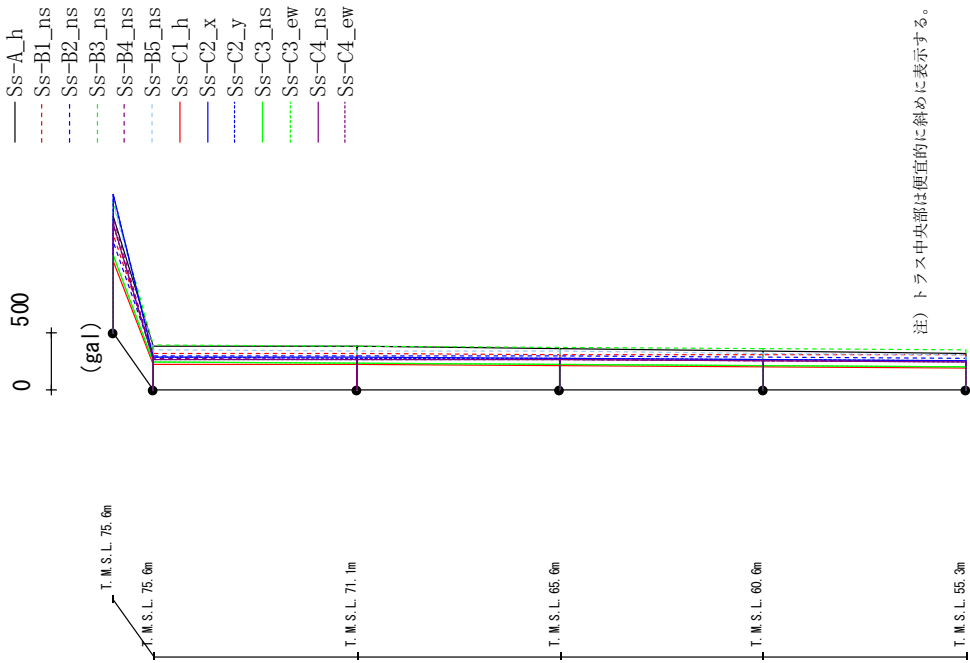
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ns
- - - Ss-B2_ns
- - - Ss-B3_ns
- - - Ss-B4_ns
- - - Ss-B5_ns
- - - Ss-C1_h
- - - Ss-C2_x
- - - Ss-C2_y
- - - Ss-C3_ns
- - - Ss-C3_ew
- - - Ss-C4_ns
- - - Ss-C4_ew

(×10⁴kN)

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
8.13	5.75	5.85	6.32	5.22	4.89	4.22	4.48	4.95	7.47	4.14	7.23	6.53
45.22	38.90	40.60	41.05	35.89	44.68	47.50	32.93	33.87	35.79	36.83	31.70	35.62
46.59	39.05	40.73	41.57	38.54	47.96	48.13	33.99	35.35	39.11	36.67	34.93	41.27
104.04	89.45	93.65	89.74	85.42	94.71	113.80	75.98	80.14	90.40	85.43	82.35	93.31
104.04	89.45	93.65	89.74	85.42	94.71	113.80	75.98	80.14	90.40	85.43	82.35	93.31
158.10	136.12	146.94	140.70	133.38	142.91	177.96	117.52	125.22	137.98	136.51	131.92	150.12
158.10	136.12	146.94	140.70	133.38	142.91	177.96	117.52	125.22	137.98	136.51	131.92	150.12
226.41	201.18	207.19	199.56	190.03	204.34	251.37	161.85	188.43	192.17	194.70	189.35	217.42

第 3-13 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



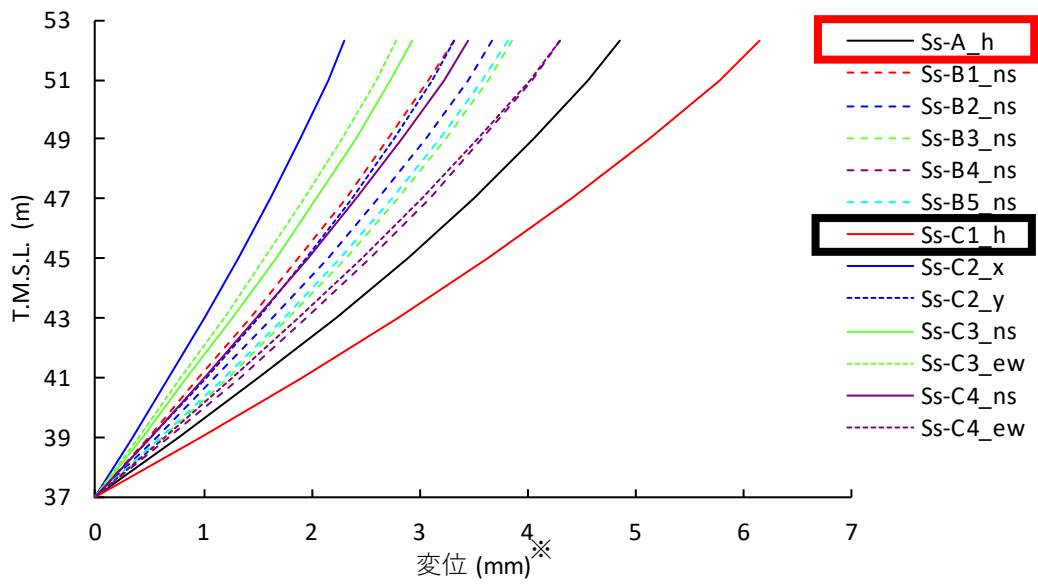
注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1008	847	786	1135	996	1117	614	1202	1205	673	671	943	940	940
382	317	294	388	269	348	217	283	282	236	236	260	260	260
374	311	292	381	265	342	215	279	278	232	232	261	260	260
358	305	289	371	260	332	210	270	270	223	223	259	258	258
340	304	284	361	254	320	201	260	260	212	212	254	254	254
317	301	276	349	252	306	189	255	255	197	197	246	245	245

第 3-14 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

第 3-3 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

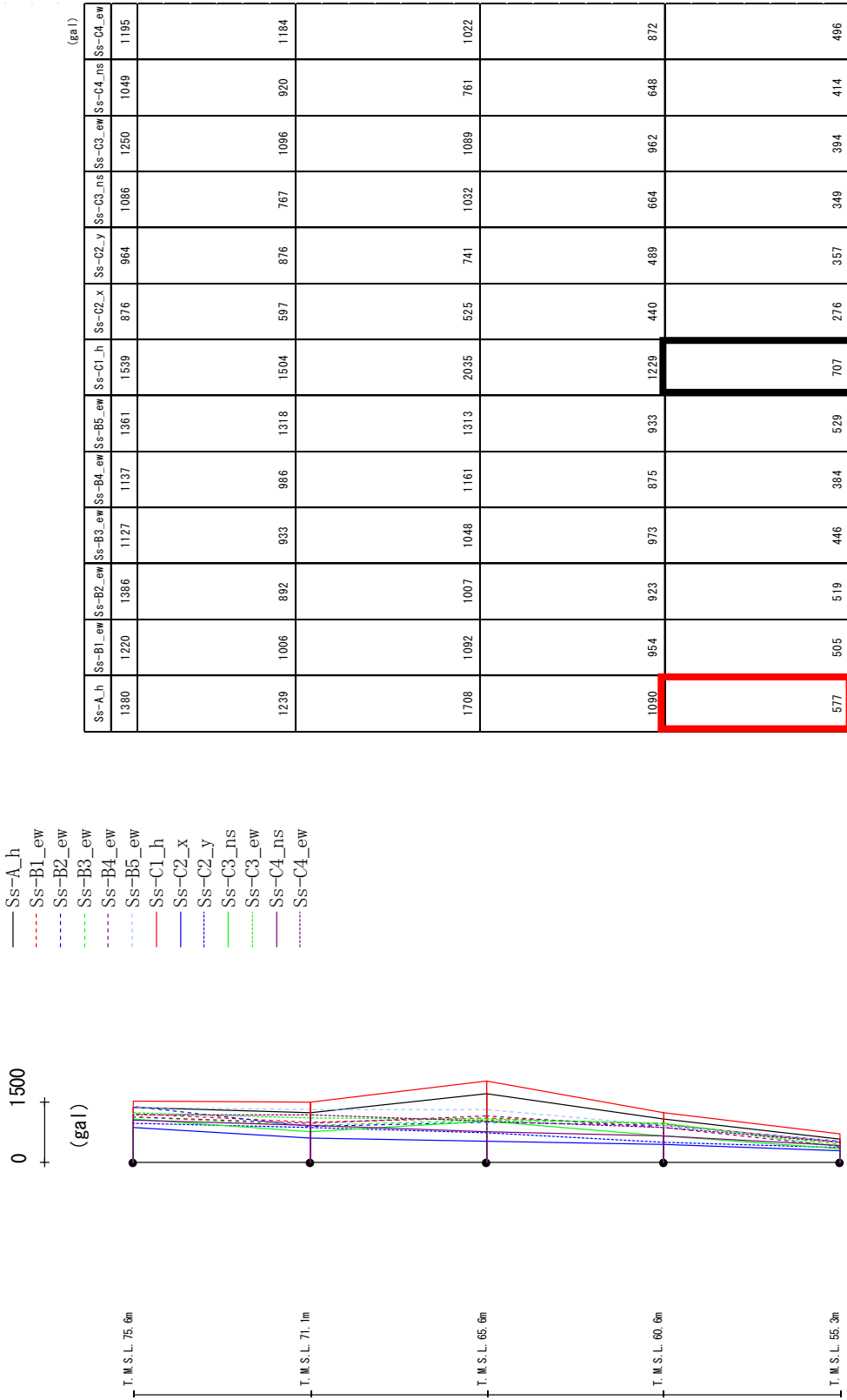
要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	Ss-B1	Ss-B2	Ss-B3	Ss-B4	Ss-B5	Ss-C1	Ss-C2 (NS)	Ss-C2 (EW)	Ss-C3 (NS)	Ss-C3 (EW)	Ss-C4 (NS)	Ss-C4 (EW)
121	1.39	0.81	1.05	0.83	0.84	0.87	1.67	0.51	0.35	0.80	0.75	0.56	1.00



※：各レベルでの節点変位の平均値

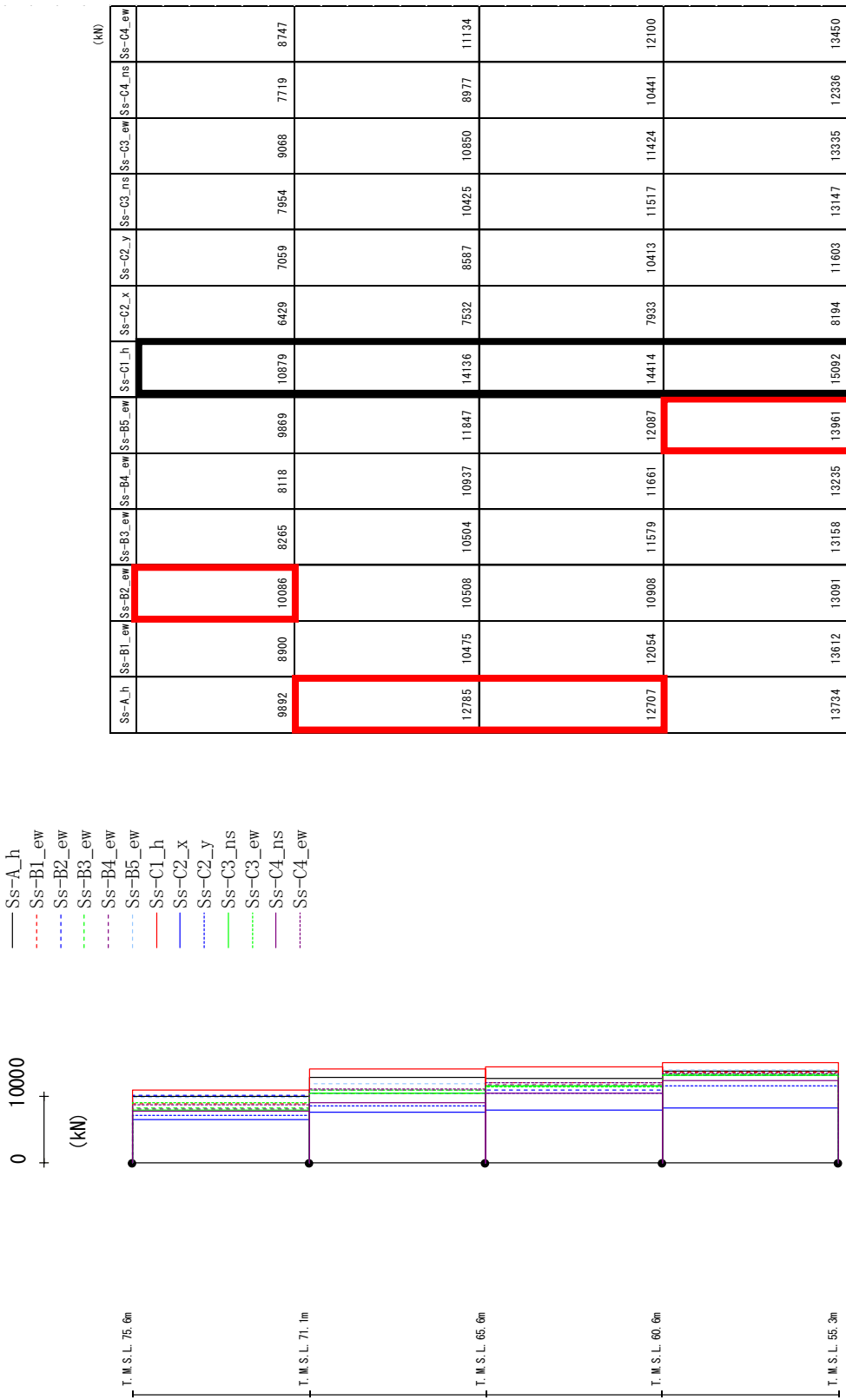
第 3-15 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)



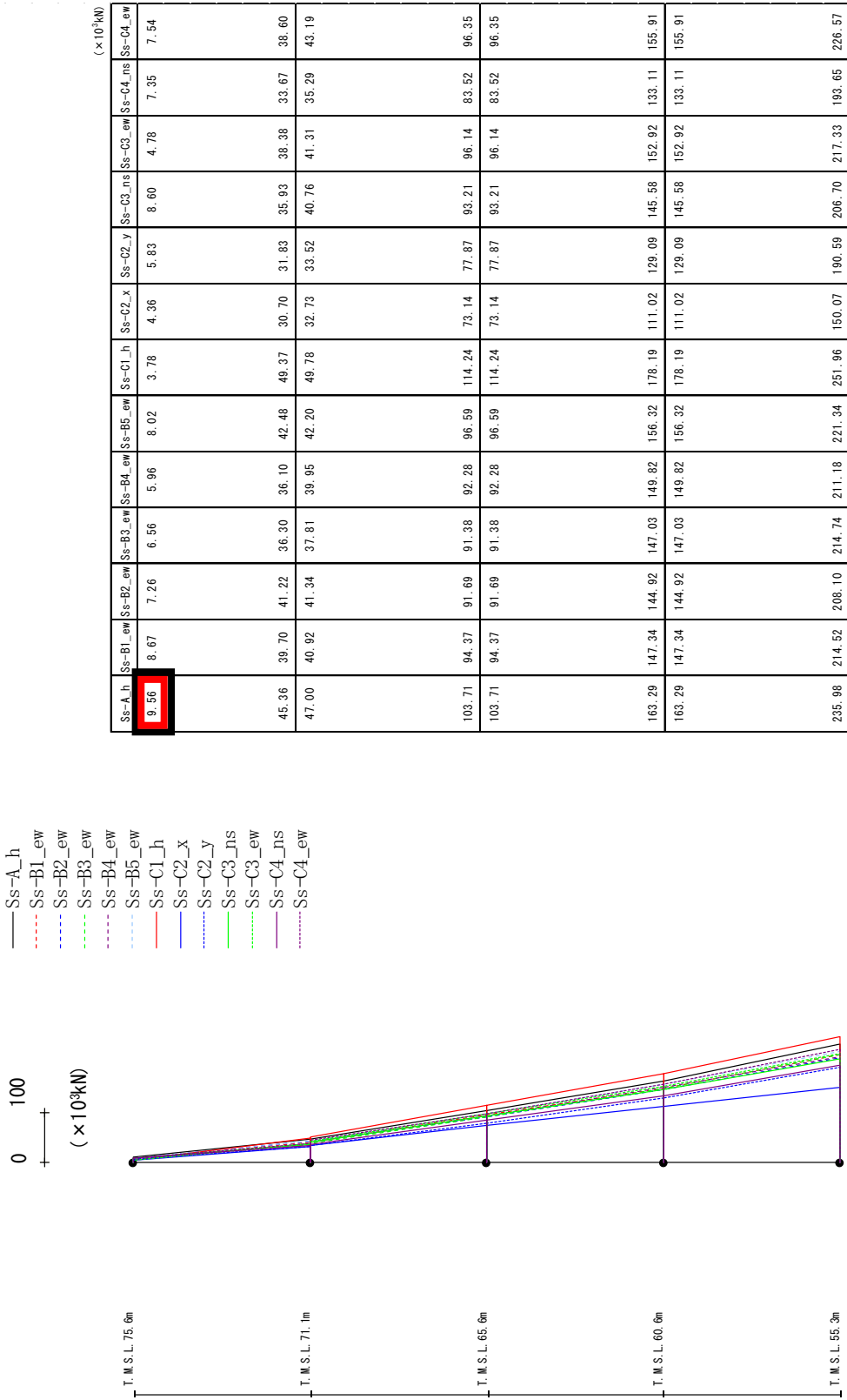
第 3-16 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



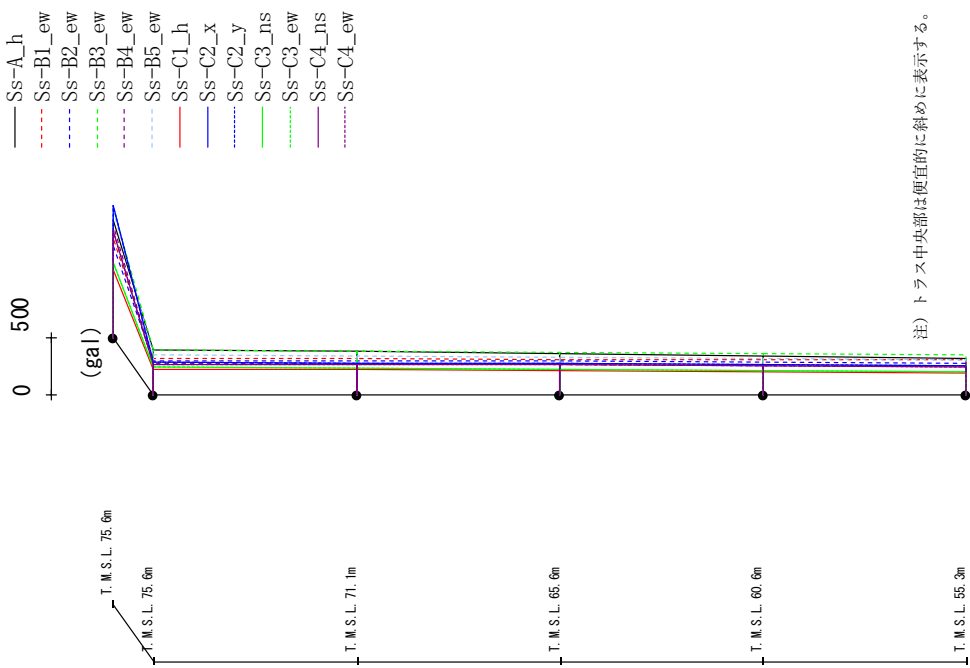
第 3-17 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 3-18 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

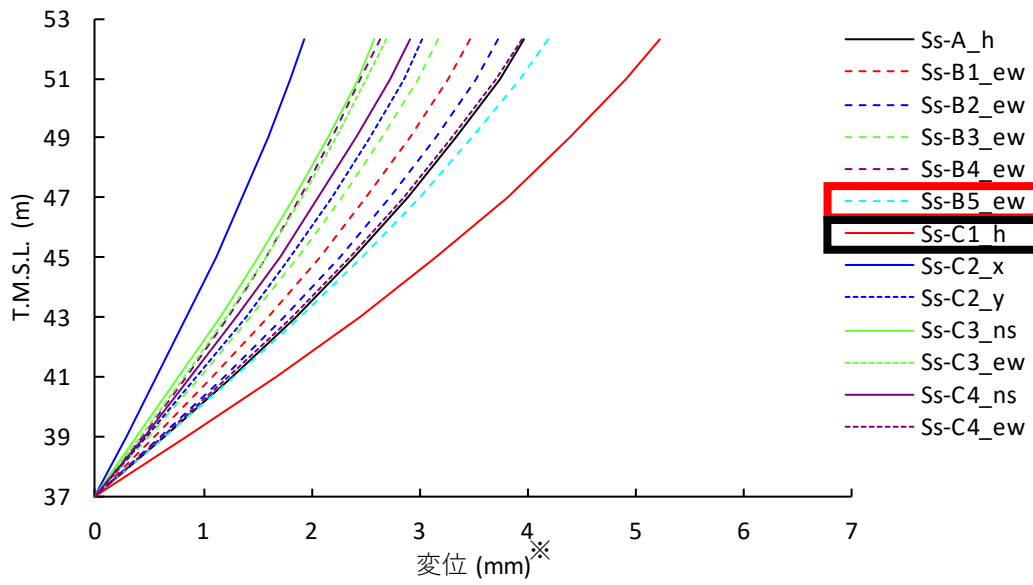


Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_nis	Ss-C3_ew	Ss-C4_nis	Ss-C4_ew
1018	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	648	646	928	926
384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	237	260	260
375	313	293	381	268	339	215	276	276	233	233	260	260
360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	224	258	258
342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	213	253	253
319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	198	245	245

第 3-19 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

第 3-4 表 座屈拘束ブレースの最大応答軸ひずみ(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

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



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 3-20 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. まとめ

設計への影響が支配的な水平方向の応答値及び座屈拘束ブレースの軸ひずみの値は、第 4-1 表に示すように Ss-C1 波又は Ss-A 波で最大値が発生している。別添 1 の妥当性確認で用いる地震動は Ss-A 波及び Ss-C1 波とする。

第 4-1 表 設計への影響が最大となる地震動

建屋名	解析	方向	層せん断力	付加曲げ(屋根部)	水平加速度(基礎部)	改良地盤の変位	軸ひずみ
飛来物防護ネット	全応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
	有効応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1



多くの項目で Ss-C1 波で最大が生じていることから、設計は①Ss-C1 波を対象とするケースと、②Ss-C1 波以外の包絡の 2 ケースに対して実施することとした。

「3.地震動の選定」より、S_s-C1 波に加えて S_s-C1 波を除く地震動の中で最大となる地震動を、第 4-2 表に示す。

地震動の選定に当たり、基本ケースの上部架構の応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・別添 7 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の地震応答計算書（全応力解析，有効応力解析）について

第 4-2 表 地盤の材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	解析	方向	地盤の材料物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動
飛来物 防護 ネット	全応力	NS	S _s -A, S _s -B3, S _s -B4, S _s -C1, S _s -C2 (EW), S _s -C4 (EW)
		EW	S _s -A, S _s -B3, S _s -B5, S _s -C1, S _s -C2 (EW)
	有効応力	NS	S _s -A, S _s -B3, S _s -C1, S _s -C2 (NS)
		EW	S _s -A, S _s -B2, S _s -B3, S _s -B5, S _s -C1, S _s -C2 (NS)

参考資料 2

検証用モデルの妥当性について

目 次

1.	検証モデルの妥当性	1
2.	液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較	5
3.	有効応力解析（FLIP）の適用性	8
4.	計算結果の比較	11
5.	まとめ	13

1. 検証モデルの妥当性

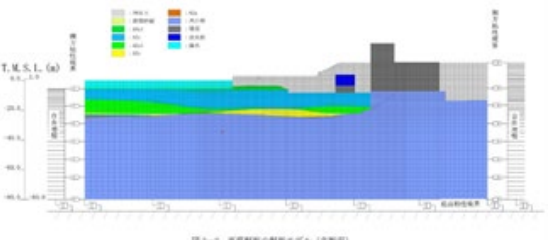
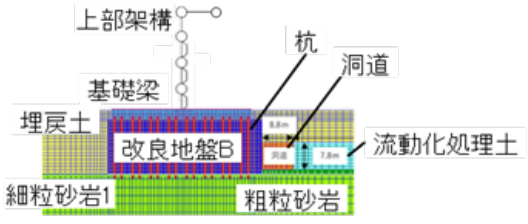
設計モデルの妥当性の確認のため、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルと応答の比較を行う。

検証用モデルの妥当性については、モデル構築の妥当性が確認された柏崎刈羽原子力発電所での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスを第 1-1 表の①～③について比較した。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、柏崎刈羽原子力発電所と同様のプロセスにより構築して使用しており、妥当性を確認した。

なお、検証用モデルの主な構築プロセスは、FEM モデルの基本となるモデル化領域、メッシュサイズについて JEAG4601-1991 に基づき設定するとともに、「施設の構造」や「周辺状況」を踏まえ実態に即し、周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

第 1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (1/3)

モデル構築 プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解 析モデル※1)	六ヶ所 (防護ネット架構検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図	 <p>図 1-2 再発解析の解析モデル (北側図)</p>		<p>六ヶ所の液状化対象層は埋戻土のみで構成され(成層),且つ支持岩盤上部に水平に分布し傾斜は見られず(水平),柏崎刈羽原子力発電所と類似している。また,図に示す通り対象施設は対称且つ整形である。</p>

※1 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

第 1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (2/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解 析モデル※1)	六ヶ所 (防護ネット架構検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
① モデル 諸元	モデル化 範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAC 基づき解析対象施設の幅 (D) の 5 倍の範囲をモデル化	解析対象が異なるこ とから,モデル化範囲 は異なるが,設定根拠 は適切
	メッシュ サイズ	最大周波数 20Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割	上部架構の振動数及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 分割を最大 とする	施設評価に必要な周 波数帯をカバーして いることから妥当
	モデル境界	粘性境界を設定することで,反射波に よる影響を取除き,地盤の広がりを考 慮	同左	観測記録とも整合す るモデルと同様であ ることから妥当
	要素タイプ	平面ひずみ要素	同左	同上

第 1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (3/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解 析モデル※1)	六ヶ所 (防護ネット架構検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
② 地盤の 物性	地盤物性	室内試験などに基づき設定	同左	室内試験などに基づき同様の考え方に基づいて設定し、物性値に特異な差異がないことから妥当※2
	液状化強度 特性	液状化試験に基づき設定 (平均値及び平均-1σ相当)	液状化試験に基づき設定 (包絡値)	液状化試験に基づき液状化しやすい物性値を設定していることから妥当
	支持岩盤	軟岩	同左	液状化しない支持岩盤は平面ひずみ要素でモデル化しており、地震波の伝播を同様に算定できることから妥当
③ 地震時荷重		モデル下端に観測記録より得られた、地震波を入力	モデル下端に観測記録より得られた、地震波を入力	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力

2. 液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較

液状化対象層である埋戻し土について、有効応力解析（FLIP）の適用性について再現解析を行っている東京電力ホールディングス（株）柏崎刈羽原子力発電所 7 号炉（以下、KK7）における埋戻し土と物性値の比較を行った。結果を、第 2-1 表に示す。

物理特性、変形特性、強度特性及び液状化特性について、各試験結果に基づき、同様の方法によって設定されていることを確認した。また、各物性値について、KK7 の埋戻し土と特異な差がないことが確認できた。

第 2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (1/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
物理 物理	質量密度	ρ	g/cm^3	1.94	物理試験に基づき設定	1.82+0.0028D (D ; 深度 m)	物理試験に基づき設定
	間隙率	n	—	0.45	物理試験に基づき設定	0.46	物理試験に基づき設定
変形 特性	S 波速度	V_s	m/s	213	PS 検層結果 (平均値)	273	PS 検層結果 (平均値)
	動せん断 弾性係数	G_{ma}	kPa	1.04×10^5	PS 検層による S 波速度, 密度に基づき設定	1.26×10^5	PS 検層による S 波速度, 密度に基づき設定
	基準化拘束圧	σ'_{ma}	kPa	98.0	慣用値 ^{※1}	52.3	PS 検層実施範囲の 平均値を設定
	ポアソン比	ν	—	0.33	慣用値 ^{※1}	0.33	慣用値 ^{※1}
	履歴減衰 上限値	h_{max}	—	0.225	動的変形特性に 基づき設定	0.171	動的変形特性に 基づき設定

※1 「運輸省港湾技研研究所 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No. 869」

第 2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (2/2)

	項目	記号	単位	KK7		当社	
				物性値	設定根拠	物性値	設定根拠
強度特性	粘着力	c_u'	kPa	0	三軸圧縮試験に基づき設定	0	三軸圧縮試験に基づき設定
	内部摩擦角	ϕ_u'	度	35.9		39.7	
液状化特性	変相角	ϕ_p	度	32.0	液状化試験結果に基づく要素シミュレーションにより設定	34.0	液状化試験結果に基づく要素シミュレーションにより設定
	液状化パラメータ	w_1	-	5.5		10.3	
		p_1	-	0.5		0.5	
		p_2	-	1.0		1.0	
		c_1	-	1.69		1.81	
		S_1	-	0.005		0.005	

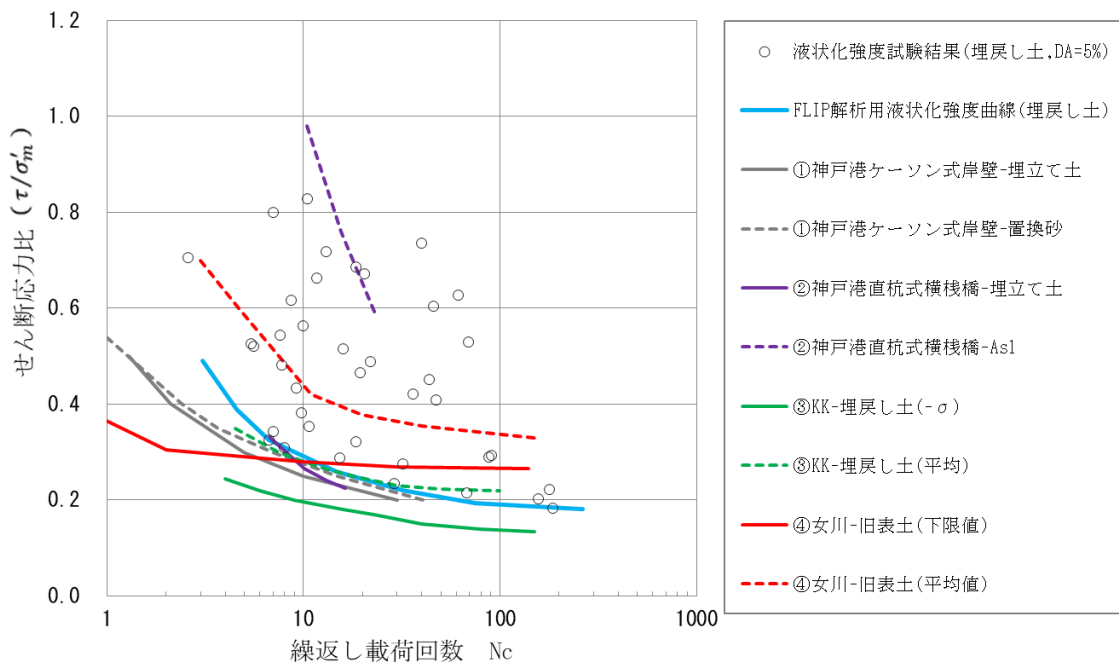
3. 有効応力解析 (FLIP) の適用性

有効応力解析 (FLIP) については、海岸構造物に限定するなどの適用範囲が明確となっていない。一方で、これまでの事例解析について、事例集などが FLIP 研究会から示されている。本事例集及び先行発電炉において実施されている有効応力解析 (FLIP) の検証事例について、液状化強度曲線に着目して整理した。結果を第 3-1 図及び第 3-1 表に示す。

この結果、当社が設定している有効応力解析 (FLIP) の液状化強度曲線は、これらの知見で設定されている液状化強度曲線の範囲内である。このため、当社の埋戻し土に対して、有効応力解析 (FLIP) の適用が可能だと判断した。

また、当社の埋戻し土に対して、先行する発電炉と同様に、設定した液状化強度特性を用いた有効応力解析 (FLIP) による要素シミュレーションを行い、液状化試験結果との対比を実施した。結果を第 3-2 図に示す。

この結果、要素シミュレーションでは、液状化試験に対して、有効応力解析 (FLIP) による結果の方が、せん断ひずみの増加が早く、過剰間隙水圧が早く 95% に達していることを確認した。このことから、飛来物防護ネット支持架構の解析における埋戻し土の液状化強度特性が液状化試験に比べ液状化しやすい設定となっている。



第 3-1 図 有効応力解析 (FLIP) の検証事例における液状化強度

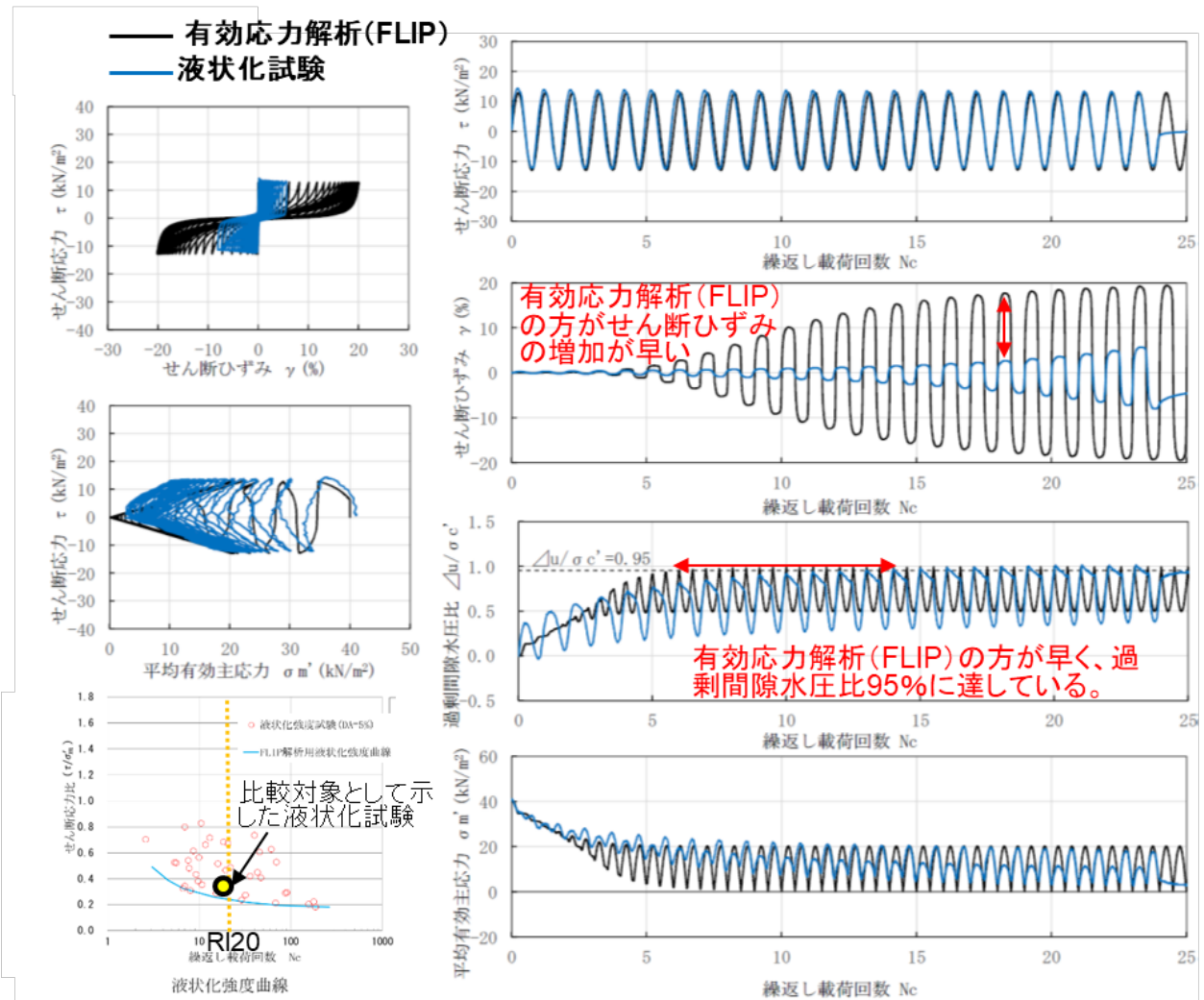
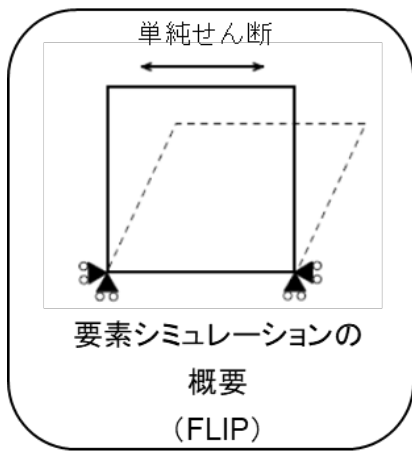
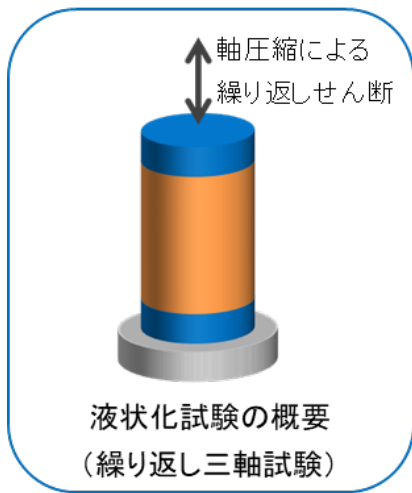
第 3-1 表 有効応力解析 (FLIP) の検証事例

検証事例	対象地盤	検証内容
① 神戸港ケーソン式岸壁 ^{※1}	埋立て土・置換砂	兵庫県南部地震において実測されたケーソンの変位及び傾斜の再現
②神戸港直杭式横棧橋 ^{※2}	埋立て土・As 1	兵庫県南部地震において実測された床版の水平変位や杭の変形の再現
③柏崎刈羽発電所護岸 ^{※3}	埋戻し土	新潟県中越沖地震における護岸変位の再現
④女川発電所矢板護岸 ^{※4}	旧表土	東北地方太平洋沖地震における護岸変位の再現

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

※3 東京電力ホールディングス (株) 柏崎刈羽原子力発電所 7 号炉, 埋戻し土の液状化強度特性, 第 836 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料 1-1

※4 東北電力 (株) 女川原子力発電所第 2 号機 有効応力解析の妥当性と液状化強度特性の保守性, 第 1003 回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料 1-2

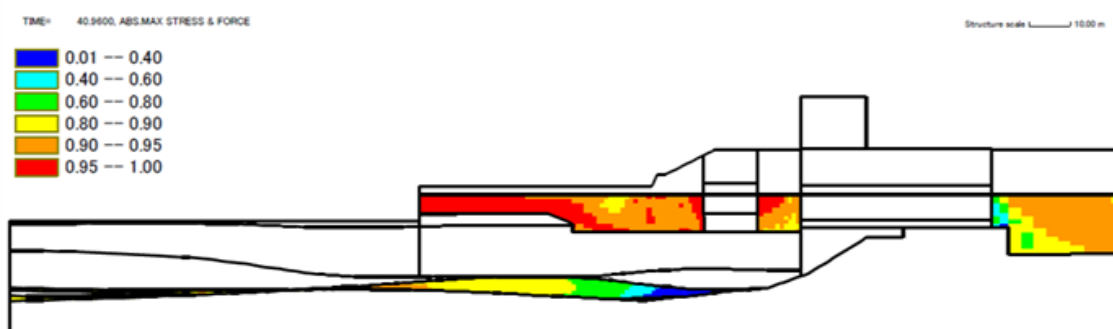


第 3-2 図 有効応力解析 (FLIP) における要素シミュレーション結果

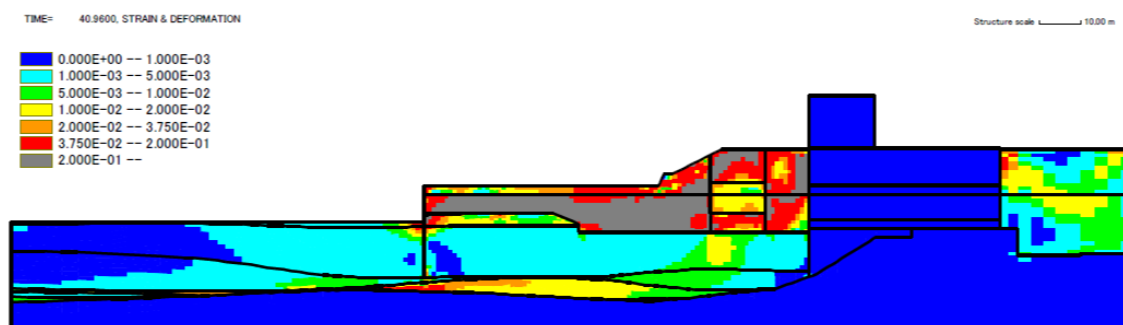
4. 計算結果の比較

有効応力解析 (FLIP) の計算結果について、KK7 における中越沖地震の再現計算を第 4-1 図に、当社の検証用モデルにおける Ss-A 加振時の結果を第 4-2 図に示す。

KK7 における中越沖地震の再現計算では、埋戻し土の過剰間隙水圧比が 90% 超え、大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。一方、検証用モデルにおける Ss-A 加振時においても、埋戻し土の過剰間隙水圧比が 90% を超え、大きなせん断ひずみが発生しており、液状化の様相を呈していると考えられる。

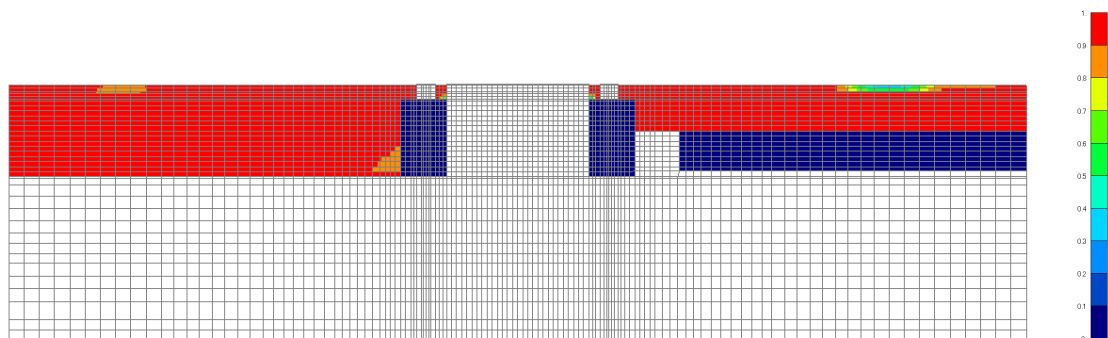


(a) 最大過剰間隙水圧

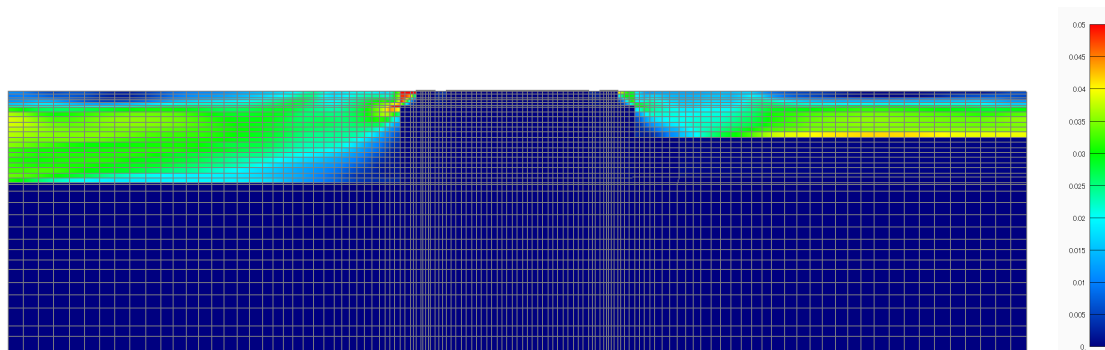


(b) 最大せん断ひずみ (残留値)

第 4-1 図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (KK7 中越沖再現計算)



(a) 最大過剰間隙水圧



(b) 最大せん断ひずみ

第 4-2 図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (検証用モデル [Ss-A 加振時])

5. まとめ

検証用モデル妥当性は、モデル構築の妥当性が確認された発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスについて比較することで確認した。また、既往文献などによる検証事例から有効応力解析 (FLIP) の適用性について検討した。

検証用モデルでは、十分な地震観測波が無く、同様のシミュレーションによる検証は困難な状況にあるものの、発電炉と同様のプロセスにより構築していること、有効応力解析における解析コード (FLIP) の適用性を確認していること及び中越沖地震の再現計算と同じように Ss-A 加振時に液状化の様相を再現できていることから、本モデルを用いることは妥当である。

別添 3

3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

目 次

1. 概要	1
2. 適用性確認方法	1
3. 3次元フレームモデルによる挙動確認	1
3.1. 3次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件	1
3.2. 3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	5
3.2.3. 座屈拘束ブレースの降伏状況	12
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、飛来物防護ネット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、3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であることを確認する。

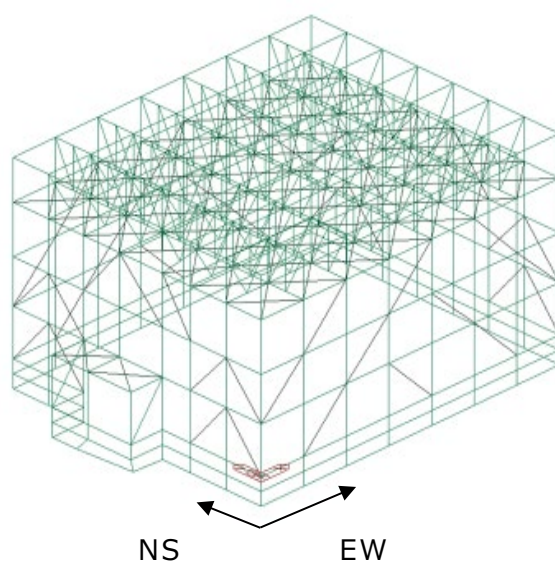
3. 3次元フレームモデルによる挙動確認

3.1. 3次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件

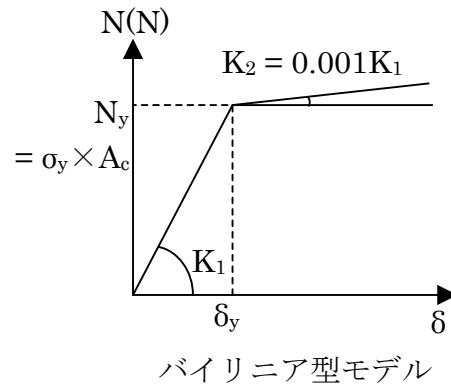
座屈拘束ブレースを組み込んだ支持架構の挙動を確認するために、3次元フレームモデルによる解析を行った。3次元フレームモデルの諸元を第 3.1-1 表に、3次元フレームモデル図を第 3.1-1 図に示す。3次元フレームモデルでは、ラーメン構造フレーム(以下、「フレーム」という。)と座屈拘束ブレースをビーム要素でモデル化し、基礎は固定とした。また、フレーム部分は、基準地震動 S_s に対しても降伏強度に達しないため、弾性としてモデル化する。一方、低降伏点鋼である座屈拘束ブレースは弾塑性としてモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第 3.1-2 図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性のバイリニア型の履歴特性を定義した。入力地震動は、支持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 3.1-1 表 3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	Ss-C1	-
減衰	2%	-
解析コード	TDAP III	-



第 3.1-1 図 3次元フレームモデル図



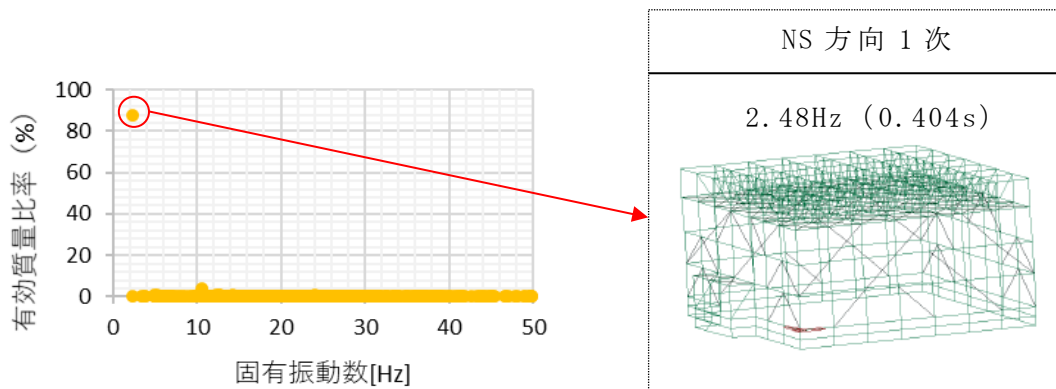
- δ_y : 座屈拘束ブレースの降伏変位
- K_1 : 座屈拘束ブレースの弾性剛性, $=E \cdot A_c / L$
- K_2 : 座屈拘束ブレースの二次剛性, $=0.001K_1$
- E : 弾性係数
- σ_y : 降伏管理幅の中間値, $=225\text{N/mm}^2$ (BT-LYP225 の場合)
- A_c : 座屈拘束ブレース芯材の断面積
- L : 柱・梁芯々間長さ

第 3.1-2 図 座屈拘束ブレースの復元力モデル

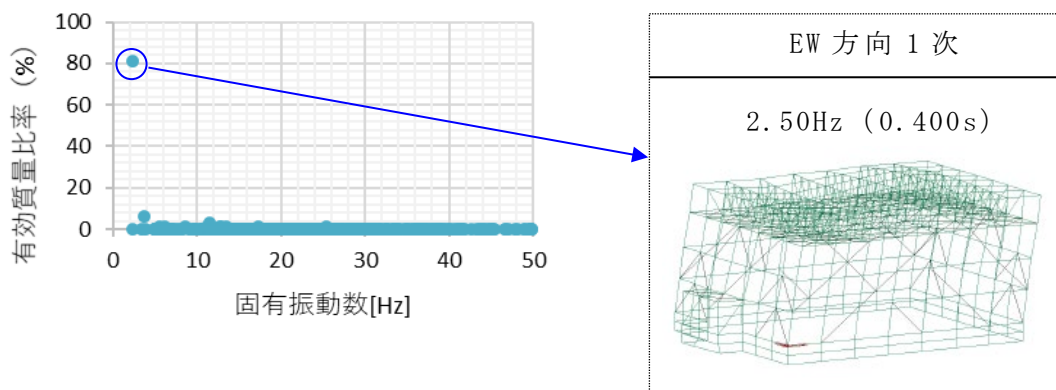
3.2. 3次元フレームモデルによる挙動の確認結果

3.2.1. 固有周期及び振動モード

3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1次及びEW方向1次の固有振動数とモード図を第3.2.1-1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、1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 3.2.1-1 図 3次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

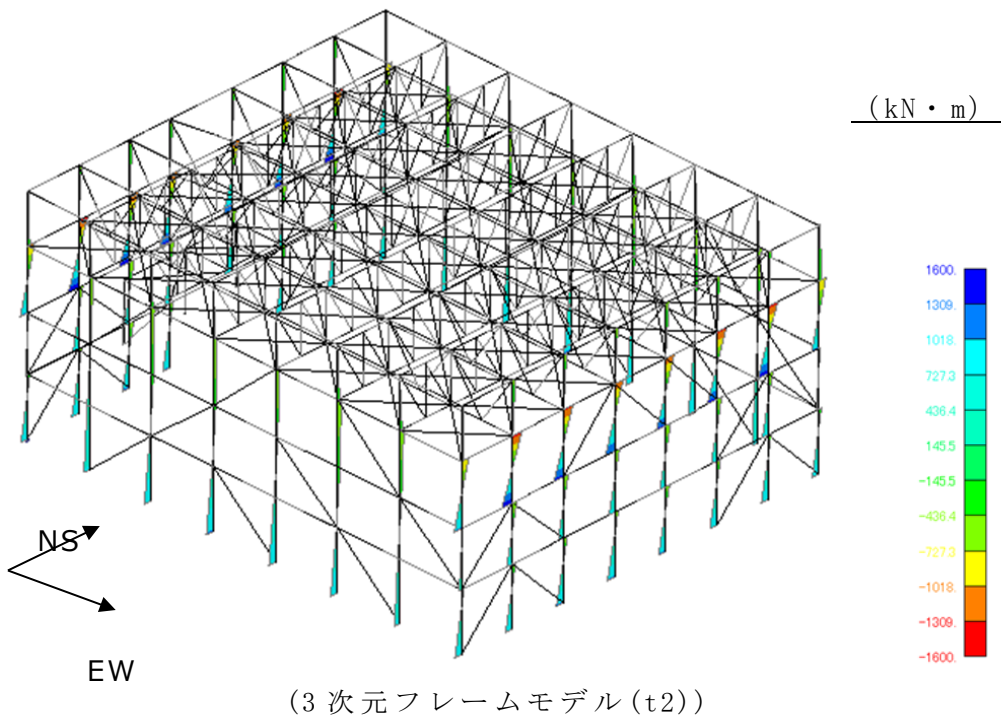
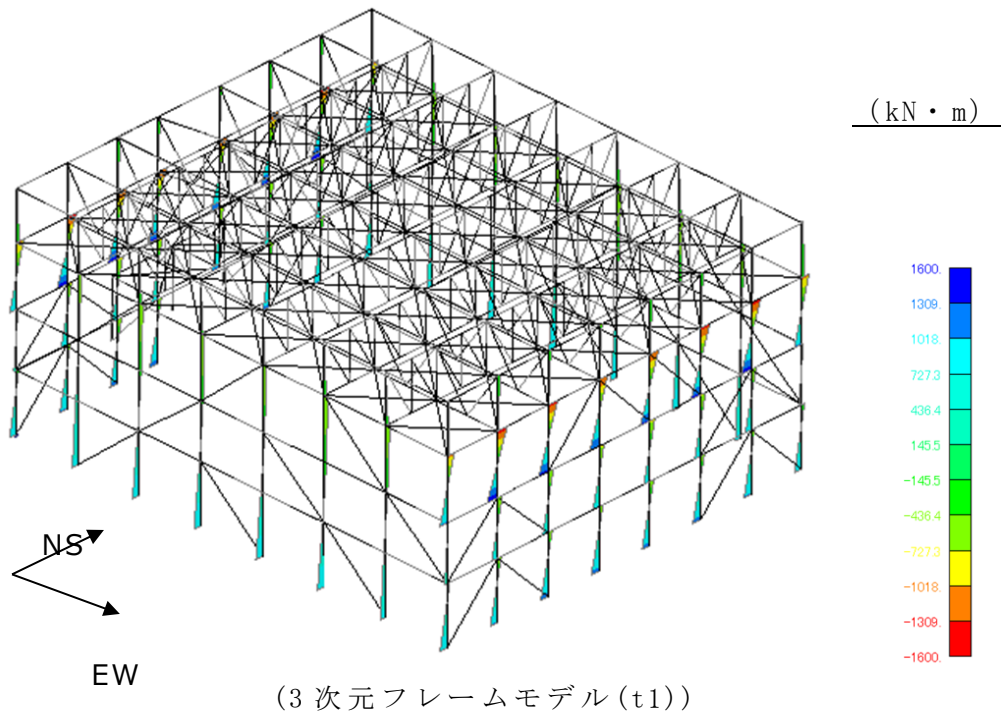
3.2.2. 部材荷重

1次振動モードが支配的であることから、3次元フレームモデルによる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($t_1 \sim t_4$)において最大の応力が発生していると考えられる。時刻($t_1 \sim t_4$)における柱の曲げモーメント分布を第3.2.2-1図、軸力分布を第3.2.2-2図に示す。時刻($t_1 \sim t_4$)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。

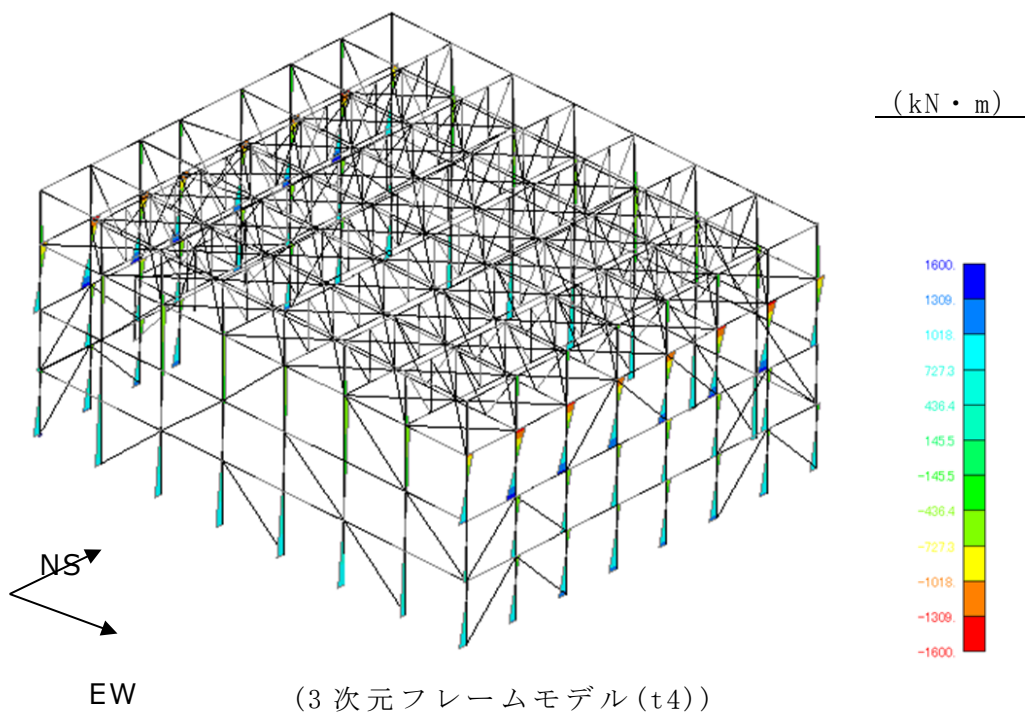
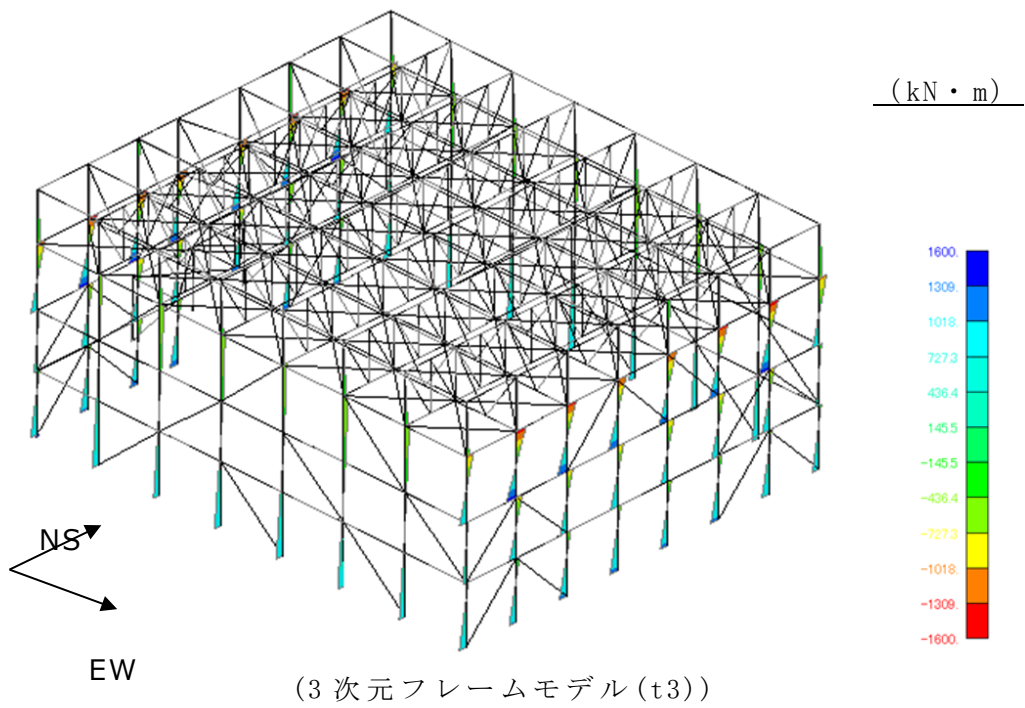
第3.2.2-1図に示すとおり、3階層柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、第3.2.2-2図に示すとおり、座屈拘束ブレースが配置されている1階層から3階層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で荷重を負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいためである。

第3.2.2-2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。

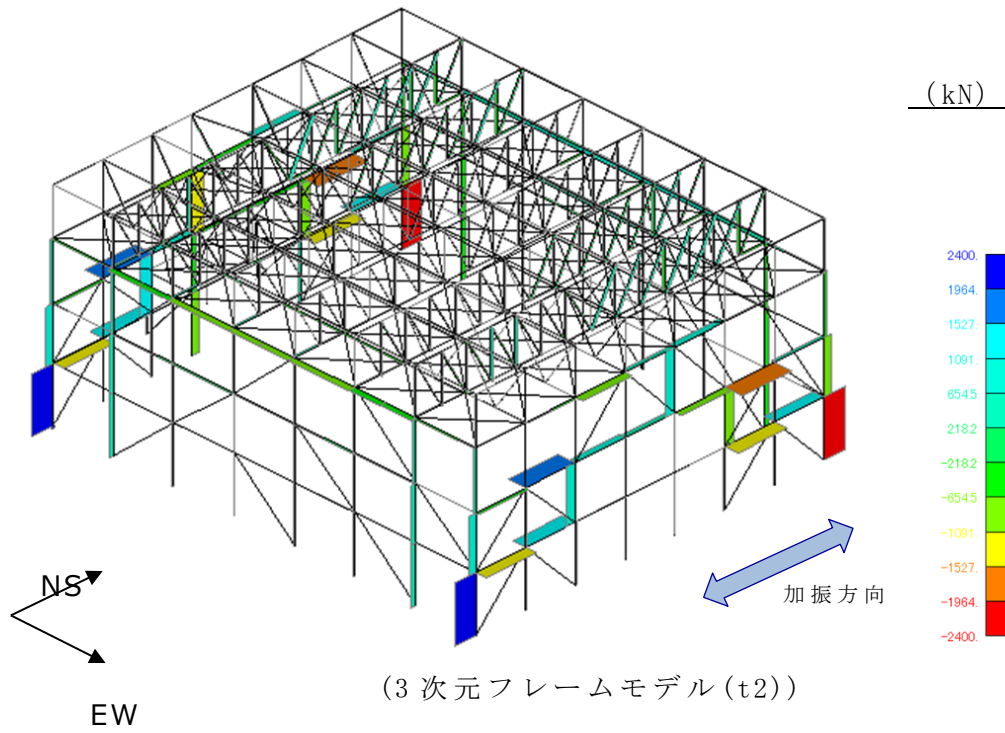
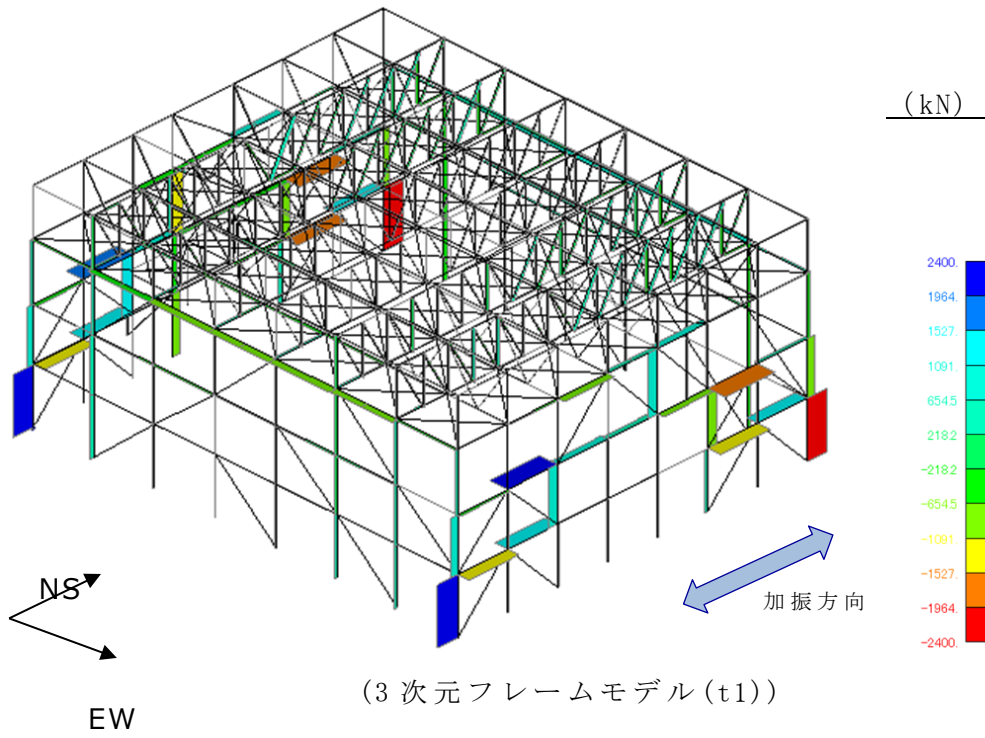
第3.2.2-1図及び第3.2.2-2図に示すとおり、3階層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所について、3次元フレームモデルによる応力解析結果を第3.2.2-1表に示す。時刻(t_3)において検定値が最大となることを確認した。また、時刻(t_3)における1階層～3階層の柱の発生応力を算出した結果を第3.2.2-2表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3階層において大きくなることは、第3.2.2-1図及び第3.2.2-2図の分布図の傾向と一致しており、3階層柱が最も大きな検定値となることを確認した。



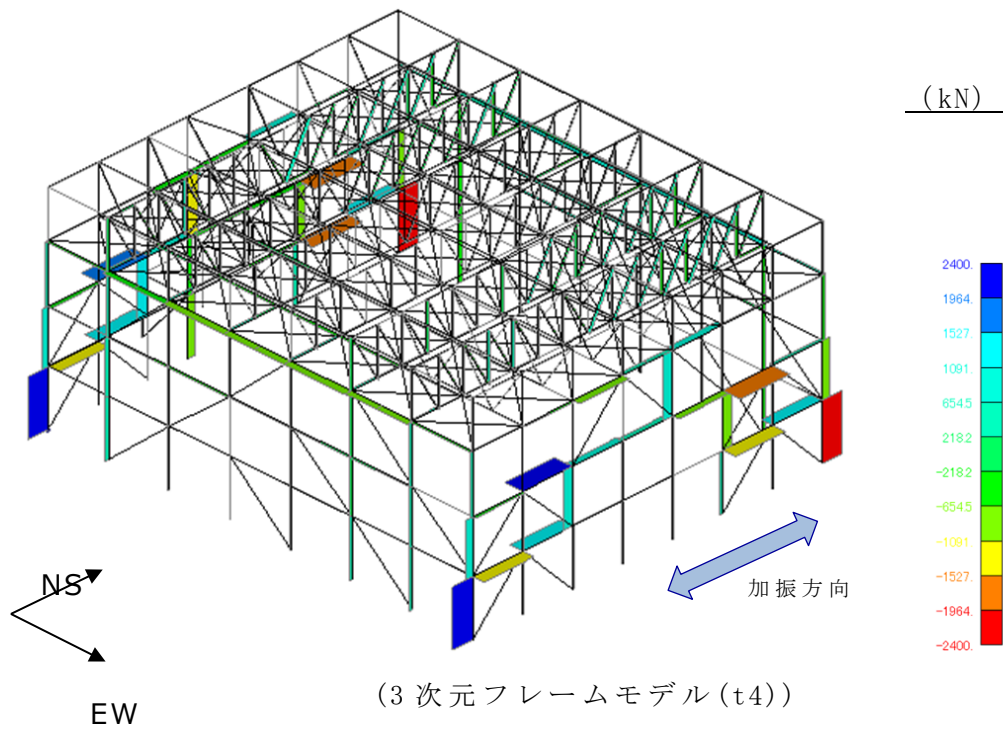
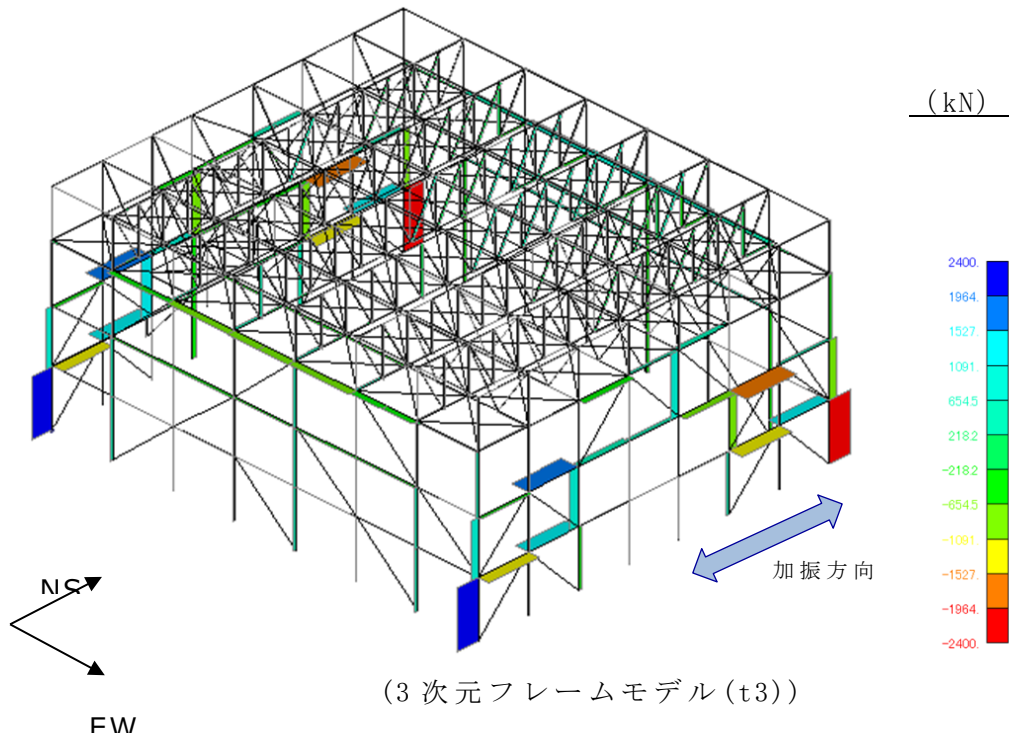
第 3.2.2-1 図 3次元フレームモデルのモーメント図(NS方向)(1/2)



第 3.2.2-1 図 3次元フレームモデルのモーメント図(NS方向)(2/2)



第 3.2.2-2 図 3次元フレームモデルの軸力コンター図(NS方向)(1/2)

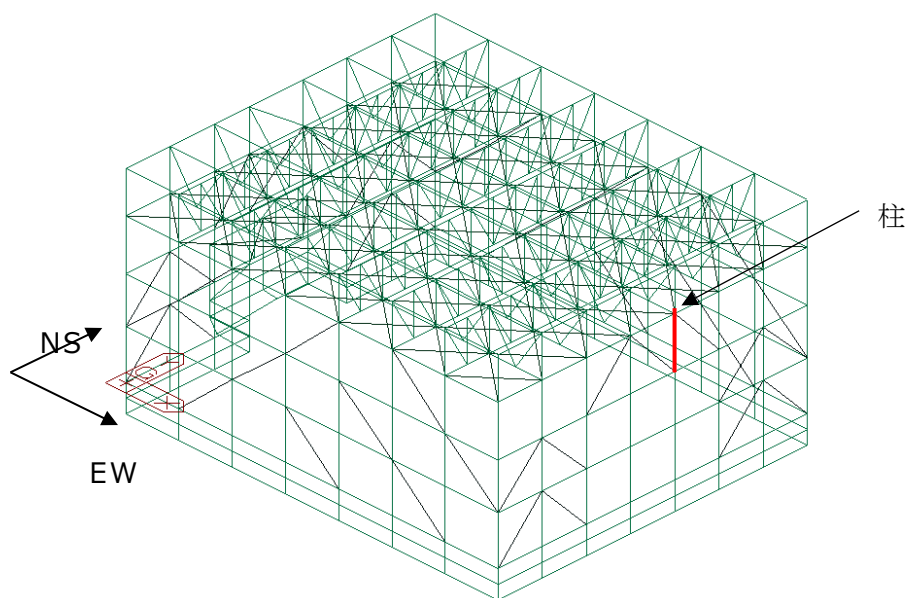


第 3.2.2-2 図 3次元フレームモデルの軸力コンター図(NS方向)(2/2)

第 3.2.2-1 表 柱の検定値(評価部位は下図参照)

柱	3次元フレームモデル			
	t1	t2	t3	t4
モーメント (kN・m)	<u>1368</u>	<u>1369</u>	<u>1371</u>	<u>1371</u>
軸力 (kN)	<u>1009</u>	<u>960</u>	<u>1077</u>	<u>1077</u>
検定値 (組合せ)	<u>0.662</u>	<u>0.657</u>	<u>0.670</u>	<u>0.670</u>

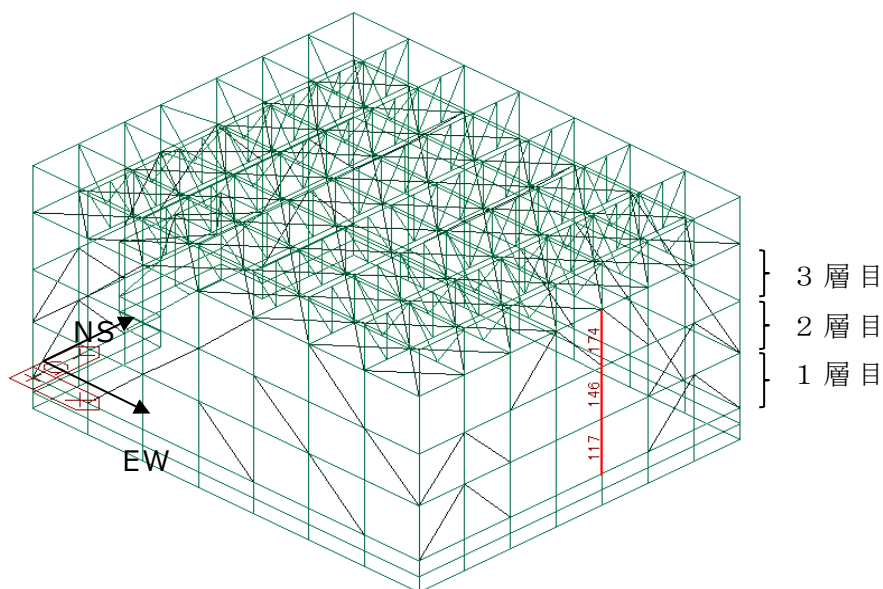
*:水平方向地震のみを考慮した結果を示す



評価部位参照図(第 3.2.2-1 表)

第 3.2.2-2 表 時刻 (t3) における柱の検定値 (評価部位は下図参照)

柱	3次元フレームモデル		
	1層目	2層目	3層目
要素番号	<u>117</u>	<u>146</u>	<u>174</u>
モーメント (kN・m)	<u>1114</u>	<u>1055</u>	<u>1371</u>
軸力 (kN)	<u>6</u>	<u>16</u>	<u>1077</u>
検定値 (組合せ)	<u>0.455</u>	<u>0.432</u>	<u>0.670</u>



評価部位参照図 (第 3.2.2-2 表)

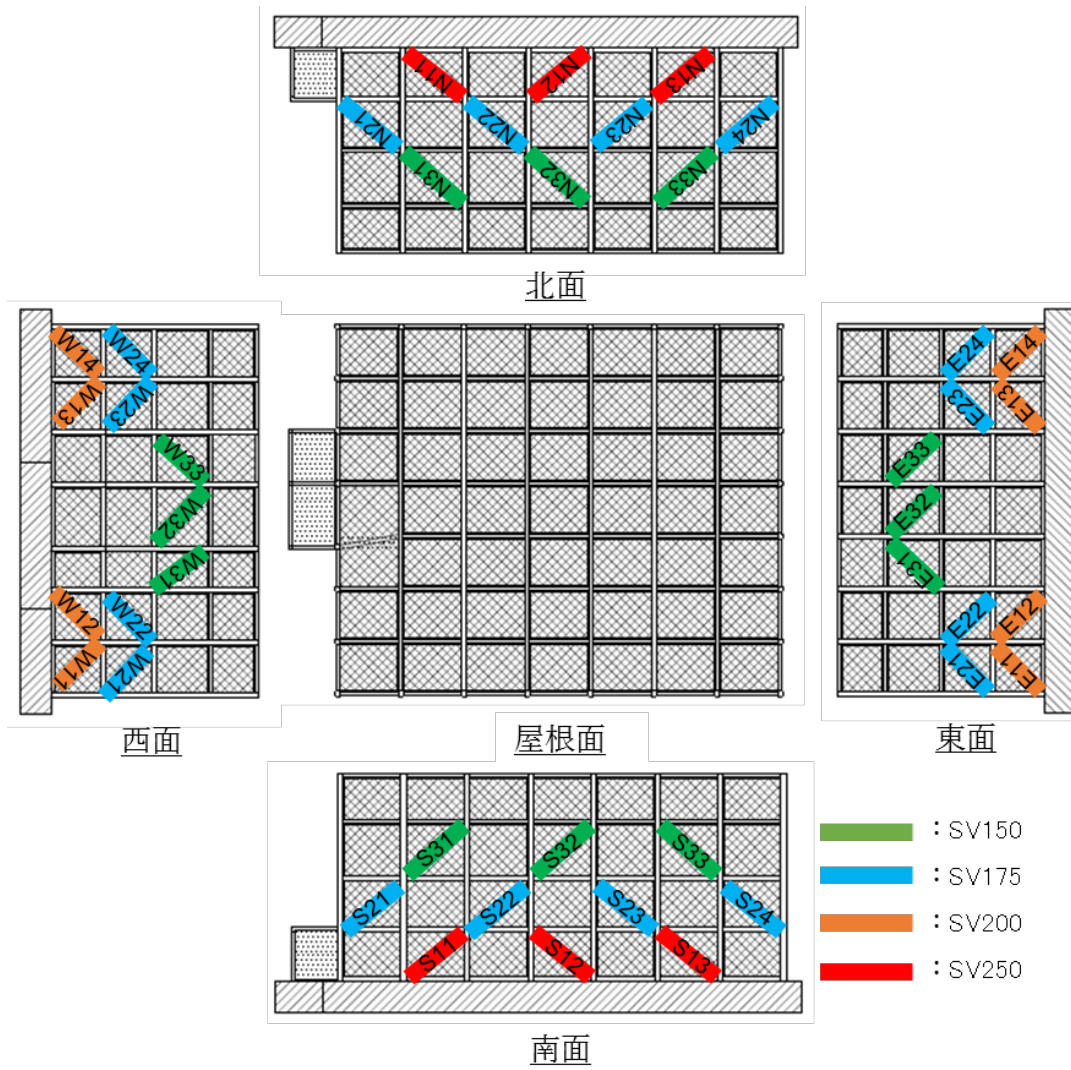
3.2.3. 座屈拘束ブレースの降伏状況

3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3.2.3-2図に、ひずみ時刻歴を第3.2.3-3図に、応力-変形履歴を第3.2.3-4図に、最大ひずみを第3.2.3-1表に示す(座屈拘束ブレースの番号を第3.2.3-1図に示す)。

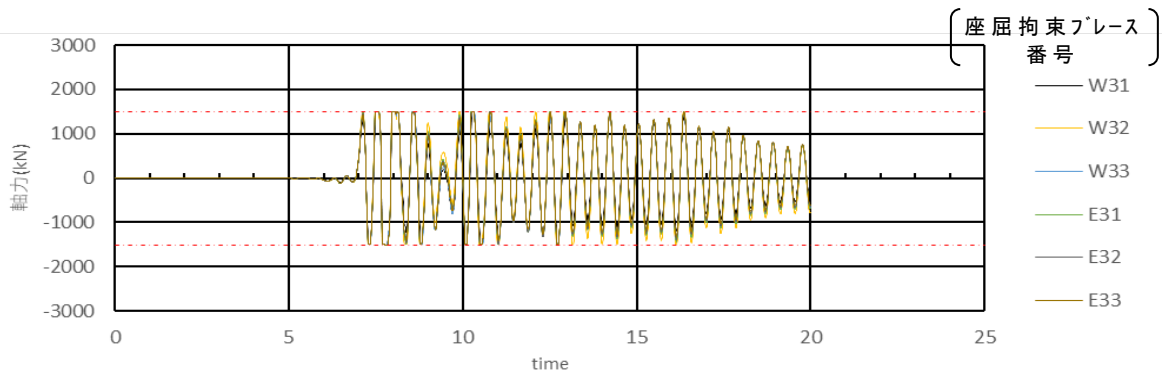
座屈拘束ブレースに最大の塑性ひずみが発生している時刻は支持架構に最大の応力が発生した時刻 (t_3) であり、同一階層の座屈拘束ブレースの荷重、ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、発生ひずみが許容ひずみを下回ることを確認した。また、以下の傾向を確認した。

- ・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。

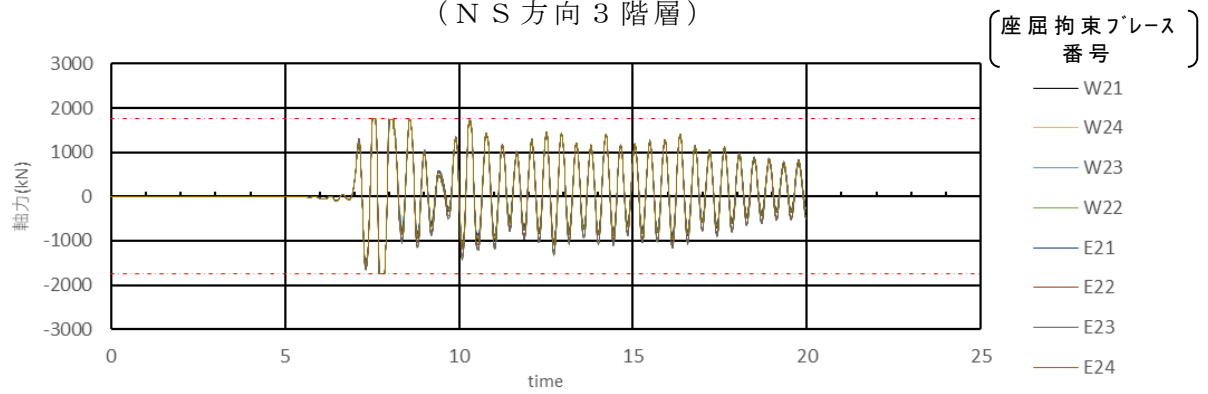
座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及びひずみが残留する。第3.2.3-4図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留ひずみを示す。残留軸力・残留ひずみは、原点に近い値であるため、再度、大きな地震荷重を受けた場合でも全体挙動に対する影響は小さいと判断する。



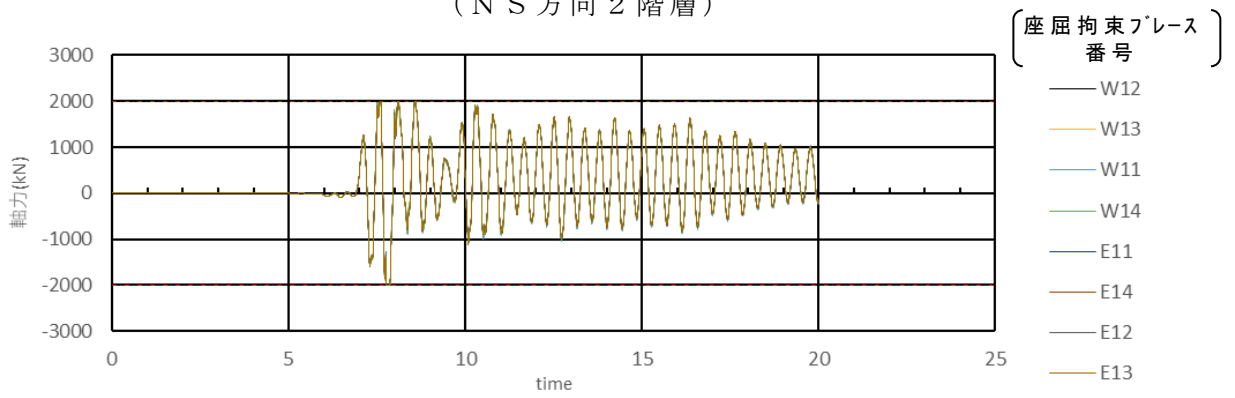
第 3.2.3-1 図 座屈拘束ブレース番号図



(N S 方向 3 階層)

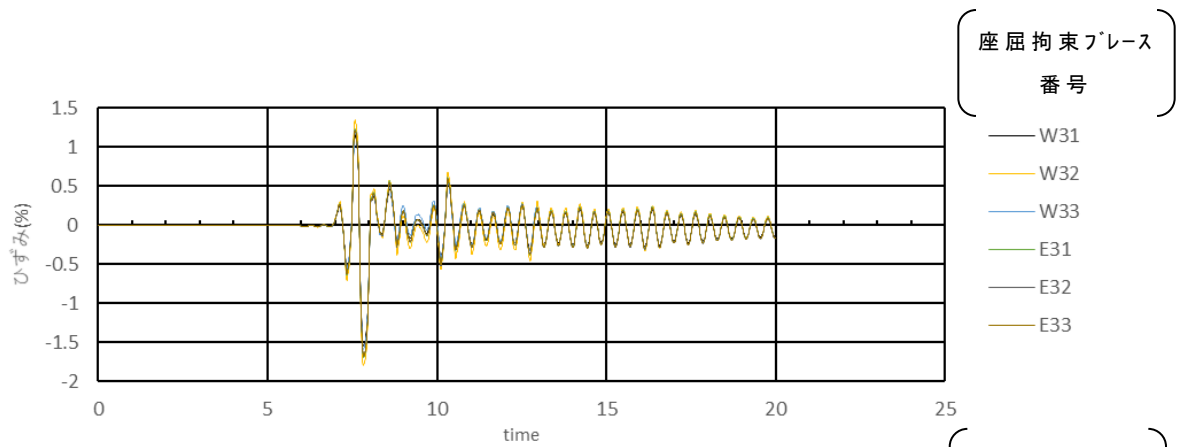


(N S 方向 2 階層)

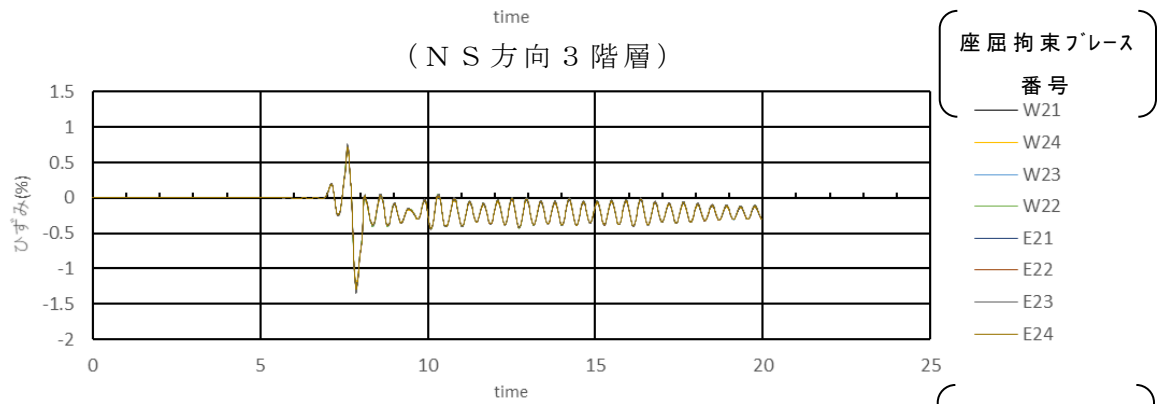


(N S 方向 1 階層)

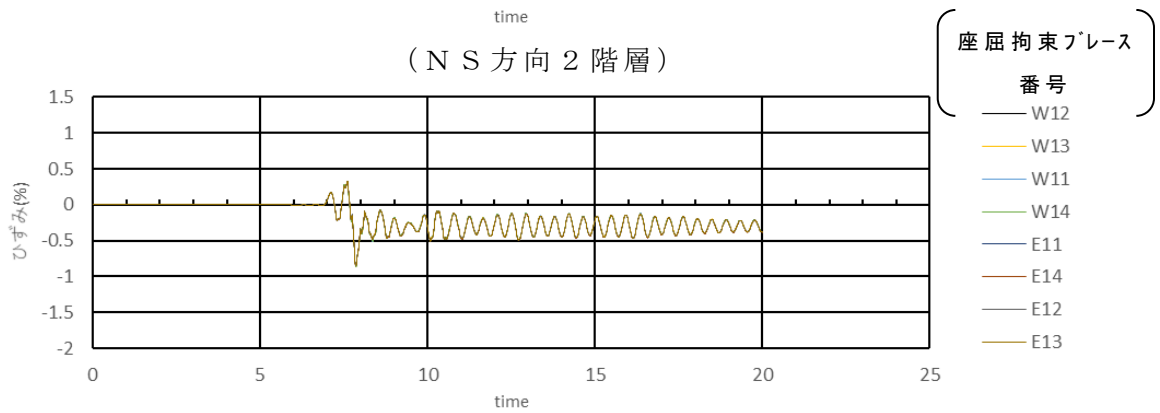
第 3.2.3-2 図 地震応答解析及び応力解析-荷重(軸力)時刻歴



(N S 方向 3 階層)

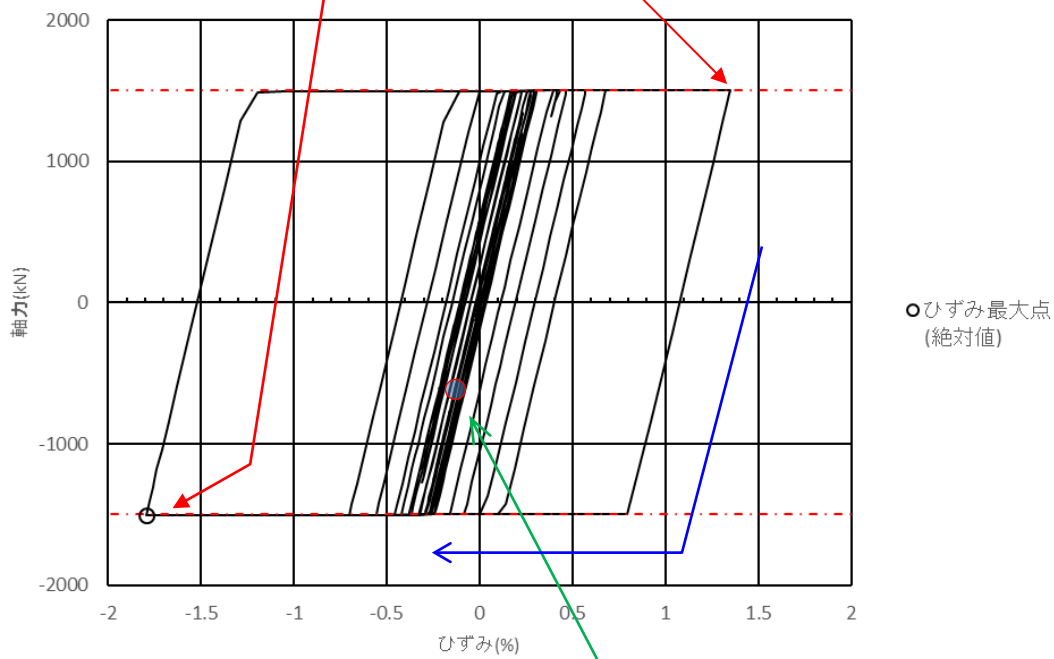
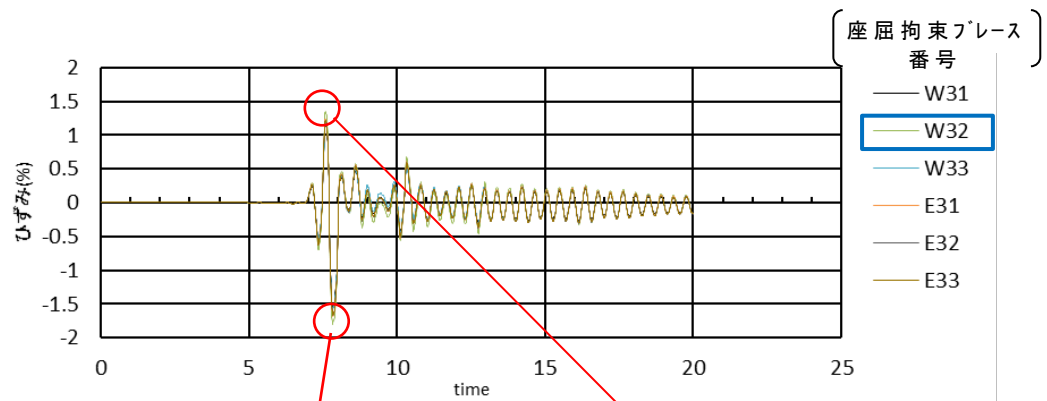


(N S 方向 2 階層)



(N S 方向 1 階層)

第 3.2.3-3 図 地震応答解析及び応力解析-ひずみ時刻歴

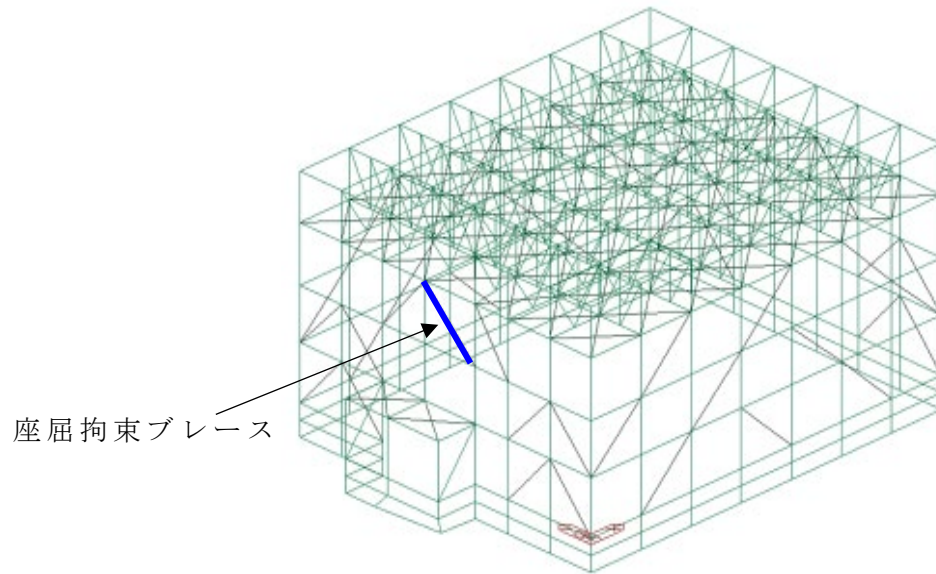


残留軸力・残留ひずみ

第 3.2.3-4 図 地震応答解析及び応力解析-応力-変形履歴

第 3.2.3-1 表 座屈拘束ブレースの最大ひずみ(発生箇所は下図参照)

	3次元フレームモデル	
	発生値	許容値
<u>最大</u> ひずみ	1.8%	3.0%



発生箇所参照図(第 3.2.3-1 表)

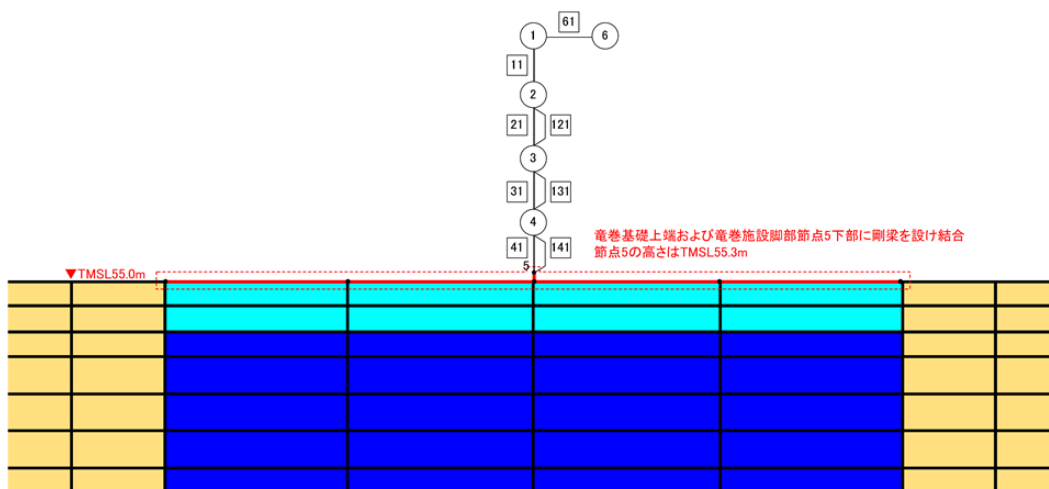
4. 質点系モデルの適用性確認

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 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の計算書」(以下、「設工認耐震計算書」という。))では、第4.1-1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3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)。

「4. 質点系モデルの適用性確認」では、3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、「3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3次元フレームモデルと同じとし、「3.1 3次元フレームモデルによる挙動確認の解析条件」参照。

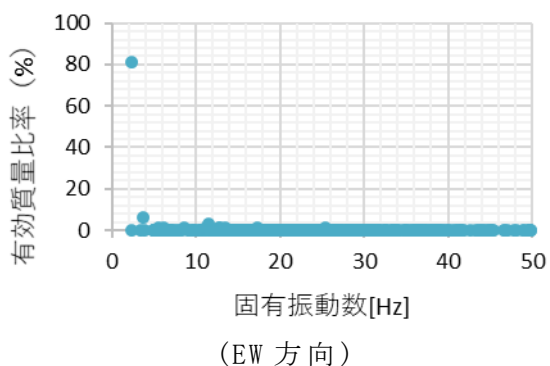
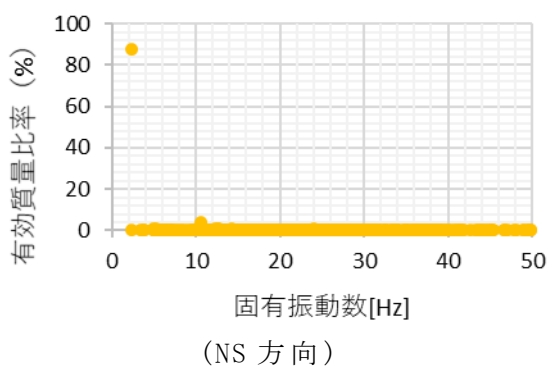


第4.1-1図 設計モデル(上部のみ拡大表示)

4.2. 固有振動数及び振動モードの比較

第 4.2-1 図に示す支持架構の 3 次元フレームモデルの固有振動数解析の結果，NS 方向 1 次及び EW 方向 1 次の有効質量比が大きいので，NS 方向及び EW 方向ともに 1 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 4.2-1 表に示すとおり，3 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 1 次及び EW 方向 1 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 3 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 4.2-1 図 3 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 4.2-1 表 固有振動数の比較

	3 次元フレームモデル	質点系モデル
NS 方向 1 次	2.48Hz	2.55Hz
EW 方向 1 次	2.50Hz	2.53Hz

4.3. 部材荷重の比較

支持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、3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4.3-1図及び第4.3-2図に示す。

第4.3-1図に示すとおり、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、3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～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4.3-2図に示すとおり、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用し、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。

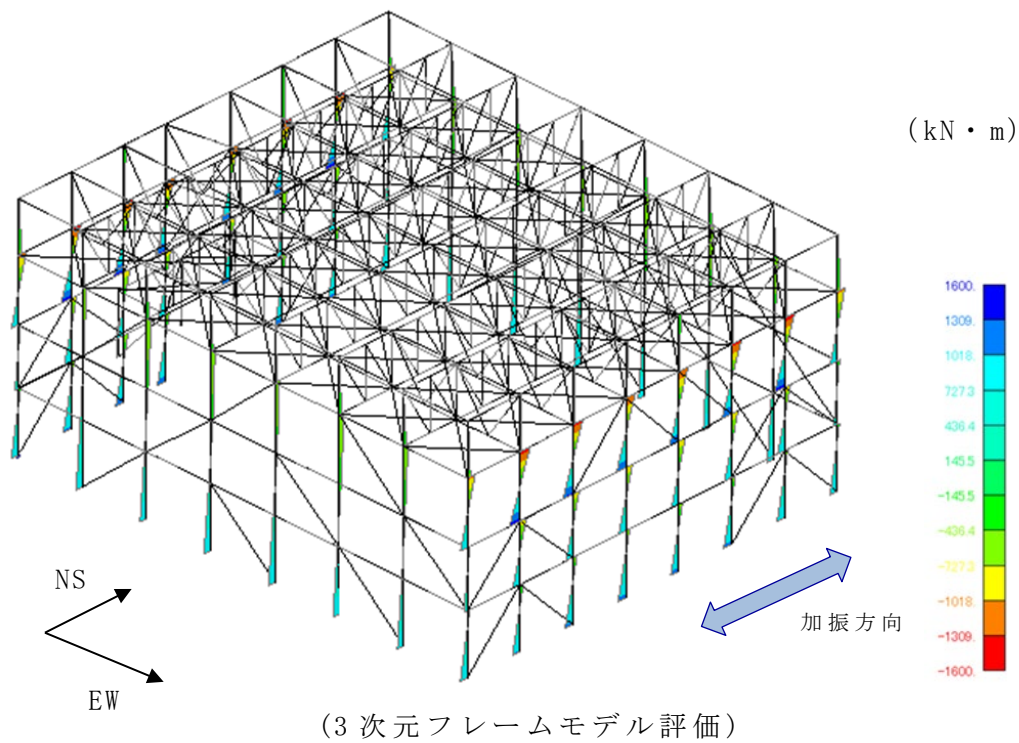
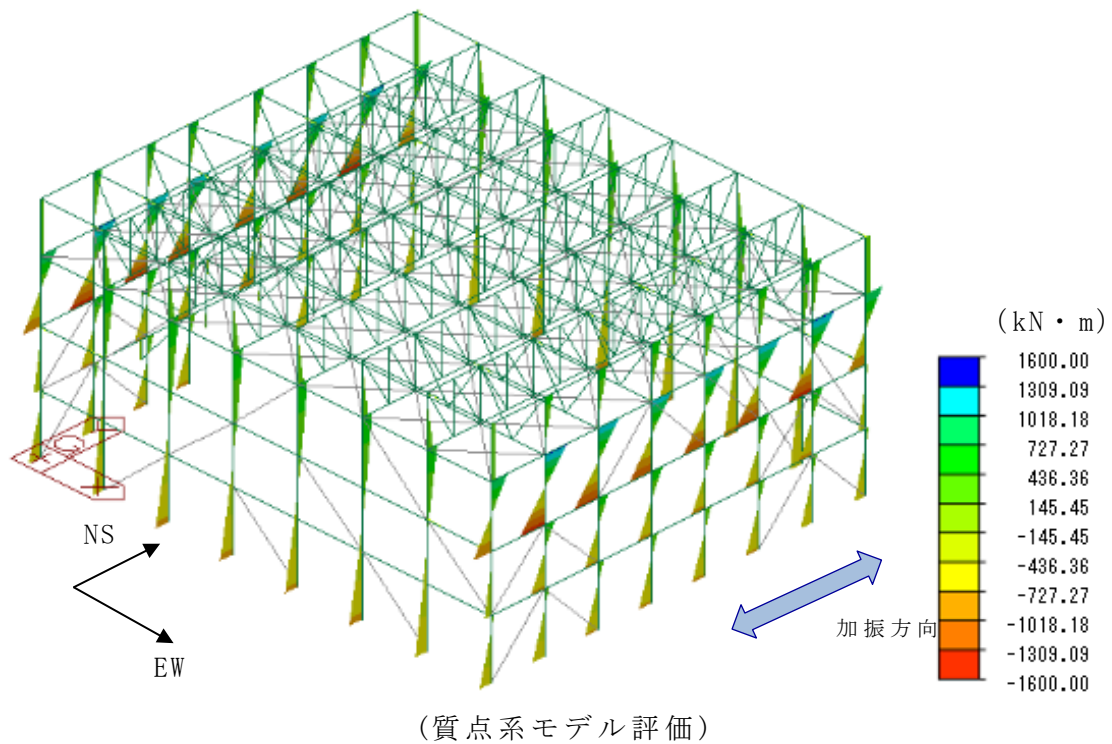
以上より、柱の曲げモーメント分布及び軸力分布について、質点系モデル評価と3次元フレームモデル評価で同じ傾向となっていることを確認した。

座屈拘束ブレースによる応力の再配分が質点系モデル評価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、質点系モデル評価結果と3次元フレームモデル評価結果を検定比で比較する。比較した結果を第4.3-1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。

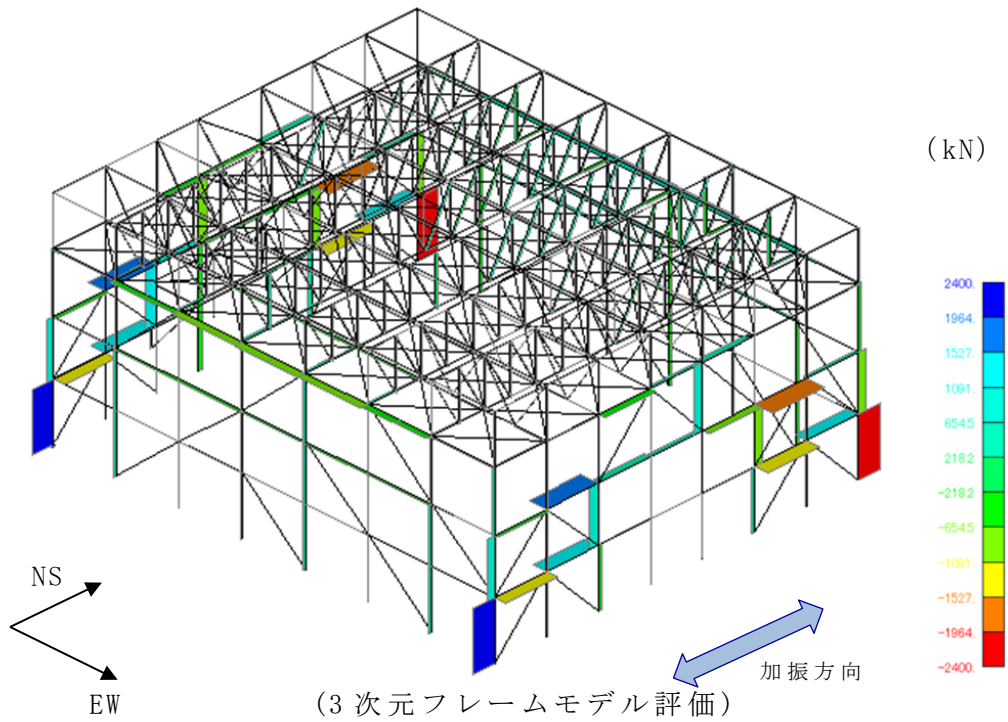
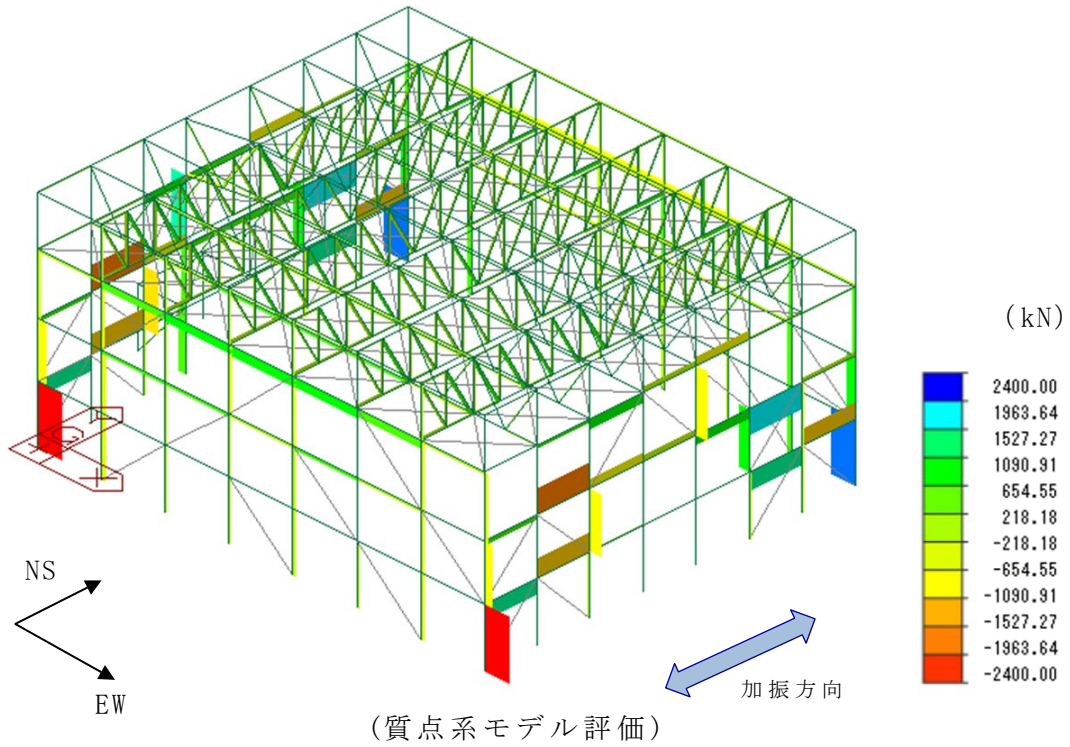
比較結果より、3次元フレームモデル評価結果と質点系モデル評価結果は同等であることを確認した。

※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2つの条件が重畳した3階層の柱(第4.3-3図参照)を対象とする。

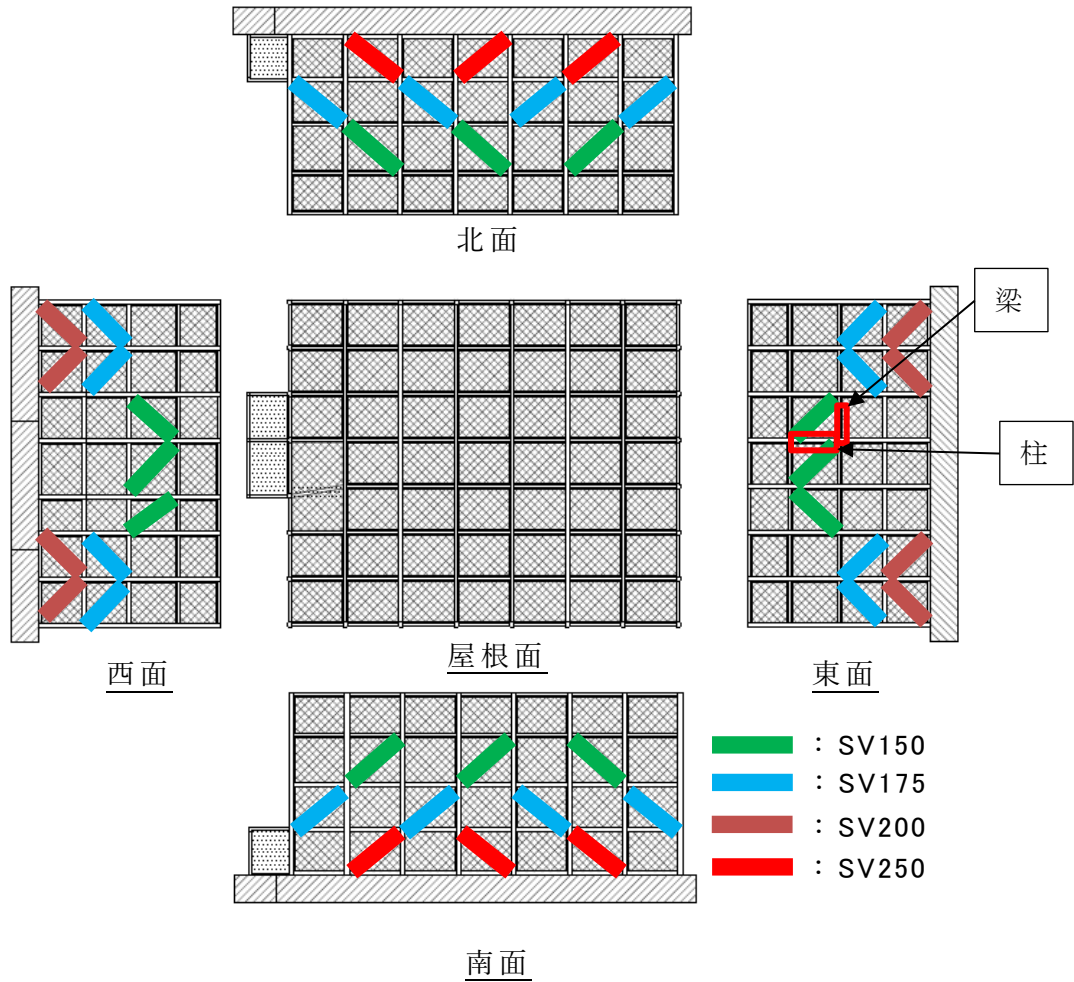
※2:※1で対象とした柱では、3階層柱と2階層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁(第4.3-3図参照)を対象とする。



第 4.3-1 図 柱のモーメント分布図



第 4.3-2 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

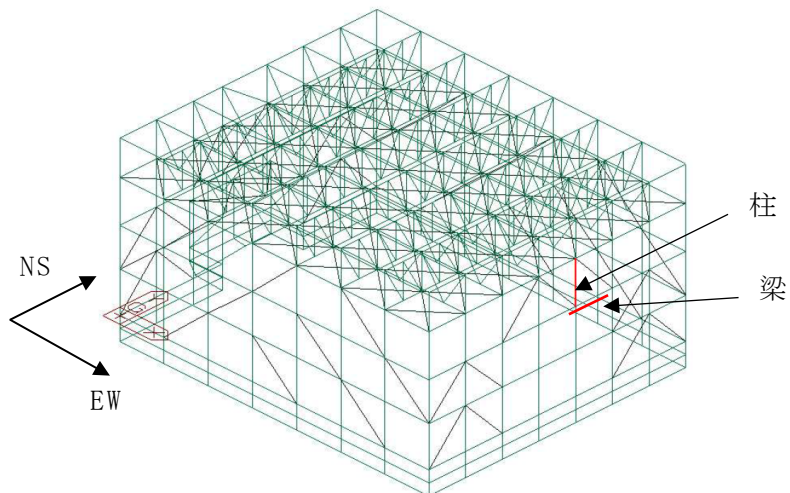
第 4.3-3 図 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

第 4.3-1 表 柱，梁の部材力，応力比較^(*)

柱	3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)	1371 kN・m (200 MPa)	1323 kN・m (193 MPa)
軸力 (応力)	1077 kN (23 MPa)	1027 kN (22 MPa)
検定値 (組合せ)	0.670	0.645

梁	3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)	1074 kN・m (193 MPa)	996 kN・m (179 MPa)
軸力 (応力)	694 kN (20 MPa)	704 kN (20 MPa)
検定値 (組合せ)	0.593	0.555

*1:評価部位は下図参照



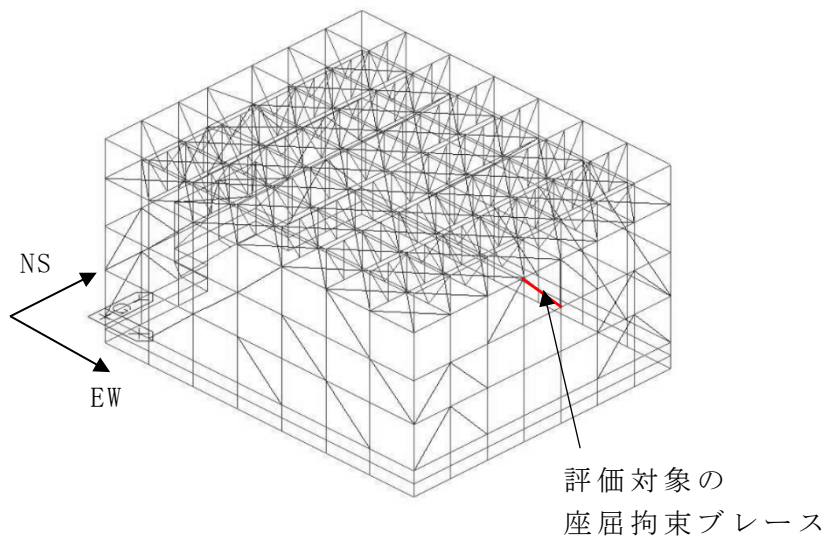
評価部位参照図(第 4.3-1 表)

4.4. 座屈拘束ブレースの降伏状況の比較

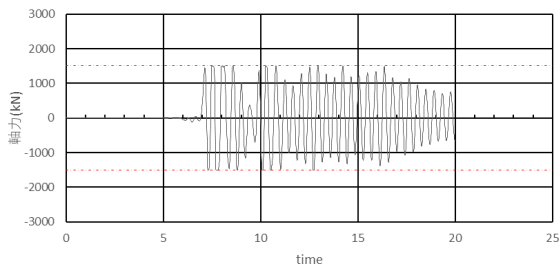
最大の荷重が発生した柱に接続している 3 階層の座屈拘束ブレース(第 4.4-1 図参照)を対象とした座屈拘束ブレースの荷重とひずみ時刻歴について、3 次元フレームモデルでの結果と質点系モデルでの結果を第 4.4-2 図及び第 4.4-3 図に示す。3 次元フレームモデルと質点系モデルで座屈拘束ブレースの荷重及びひずみのタイミングは合致している。

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(第 4.4-1 図参照)を対象としたひずみの履歴ループについて、3 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 4.4-4 図に示す。

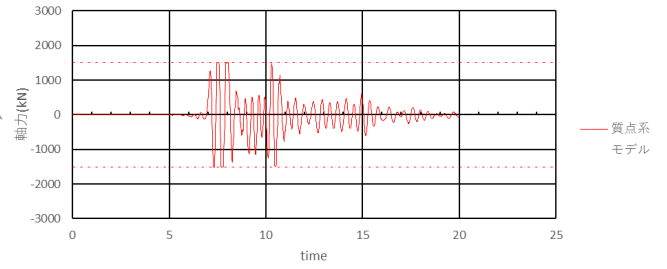
どちらも引張方向の塑性変形から圧縮側の塑性変形を経て、ひずみが 0 付近に戻っていく傾向を示しており、同様の傾向となっている。ひずみの履歴ループの大きさは、座屈拘束ブレースが吸収した地震エネルギーの大きさを表しており、3 次元フレームモデルと質点系モデルで、主要動における履歴ループの大きさ(吸収エネルギー)は同等であるため、支持架構の応答や荷重に大きな違いが生じていないことを確認している。



第 4.4-1 図 3 次元フレームモデル

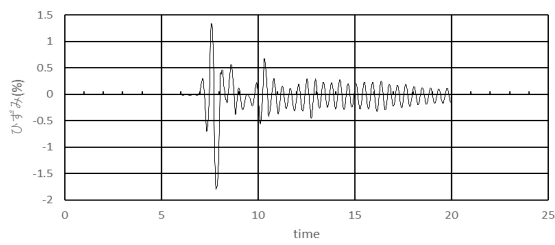


(3次元フレームモデル)

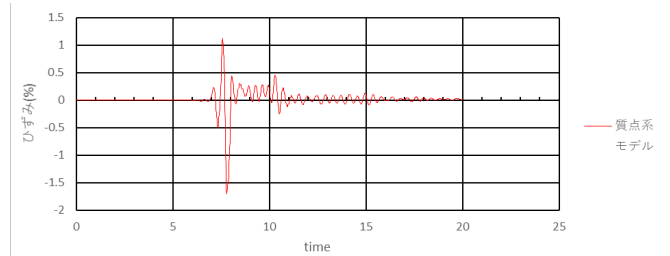


(質点系モデル)

第 4.4-2 図 座屈拘束ブレースの荷重時刻歴の比較

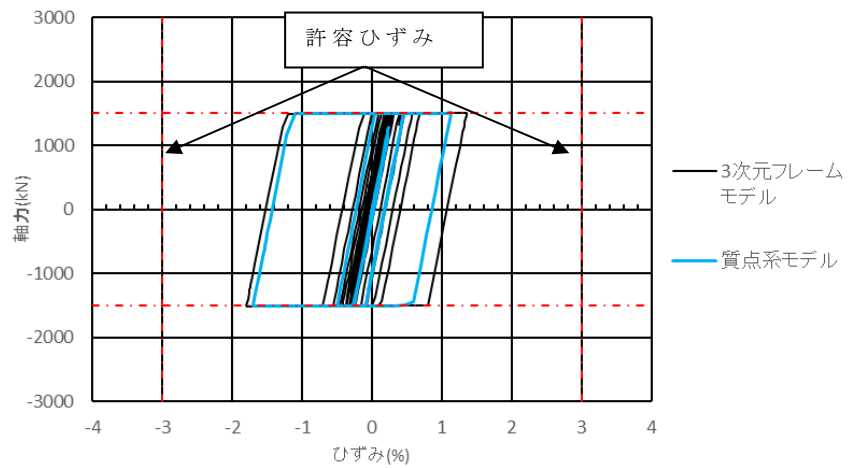


(3次元フレームモデル)



(質点系モデル)

第 4.4-3 図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴の比較



第 4.4-4 図 履歴ループの比較

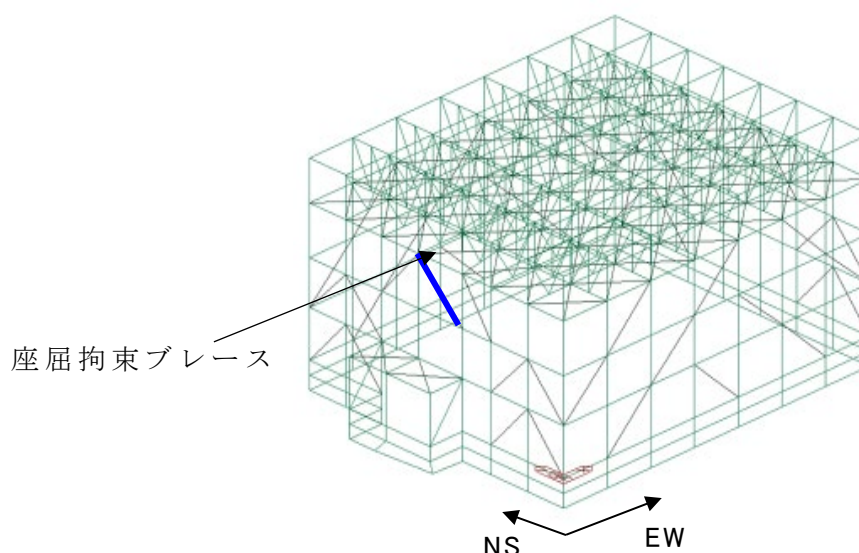
4.5. 座屈拘束ブレースの最大ひずみの比較

3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、第4.5-1表に示す。3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。

第4.5-1表 座屈拘束ブレースのひずみ比較結果(※1)

	3次元フレームモデル	質点系モデル	3次元フレームモデル / 質点系
ひずみ	1.8%	1.7%	1.06

※1:評価部位は下図参照



評価部位参照図(第4.5-1表)

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、3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3次元フレーム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、3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、支持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 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性評価について」の第 1.1.2-1 図に示すとおり、3次元フレームモデルの四隅の柱の変形は概ね一致しており、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 3.2.3-2 図及び第 3.2.3-3 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. 質点系モデルの適用性確認」にて3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

目 次

1.	概要	1
2.	耐震影響評価対象部位	1
3.	耐震影響評価方法	1
4.	耐震影響評価結果	3
5.	まとめ	8

1. 概要

防護ネット及び防護板は、取付ボルト及び押さえボルトにて上部架構に取り付けられている。取付部は多数の取付ボルト及び押さえボルトにて固定されており、地震荷重によってすべてのボルトが破断することは考えにくい。ボルト部が健全であれば、防護ネット及び防護板は落下せず冷却塔への波及的影響を及ぼさないことから評価対象外とする。

その確認として防護板及び防護ネットの取付部である取付ボルト及び押さえボルトに対し、耐震影響評価結果を示す。

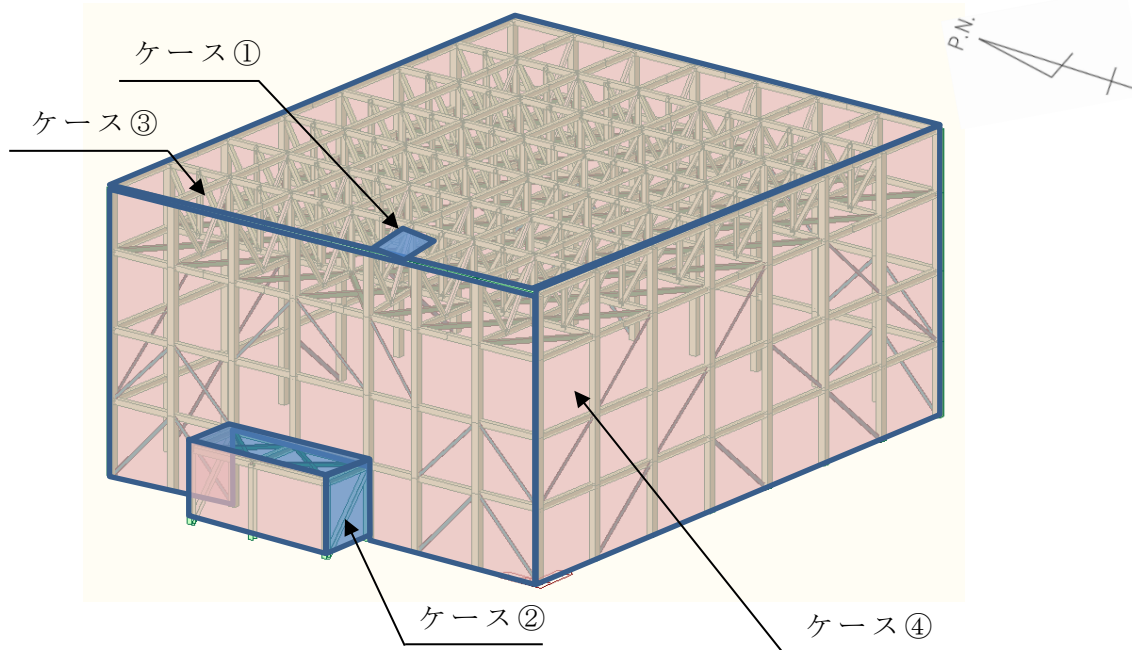
2. 耐震影響評価対象部位

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、防護ネットは、 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、取付ボルト及び押さえボルトの健全性が確認できれば、防護板及び防護ネットは波及的影響を及ぼさないため、防護板及び防護ネットを上部架構に取り付けるための取付ボルト及び押さえボルトとする。

第2-1表 耐震影響評価対象部位

	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 耐震影響評価対象部位

3. 耐震影響評価方法

(1) 考慮する荷重

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考慮する。

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

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、自重を考慮する。

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。

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、上部架構の地震応答解析より得られる応答加速度を用いて算出する。

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。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

(2) 各ケースにおける荷重の組合せ

各ケースにおける荷重の組合せを第 3-1 表に示す。

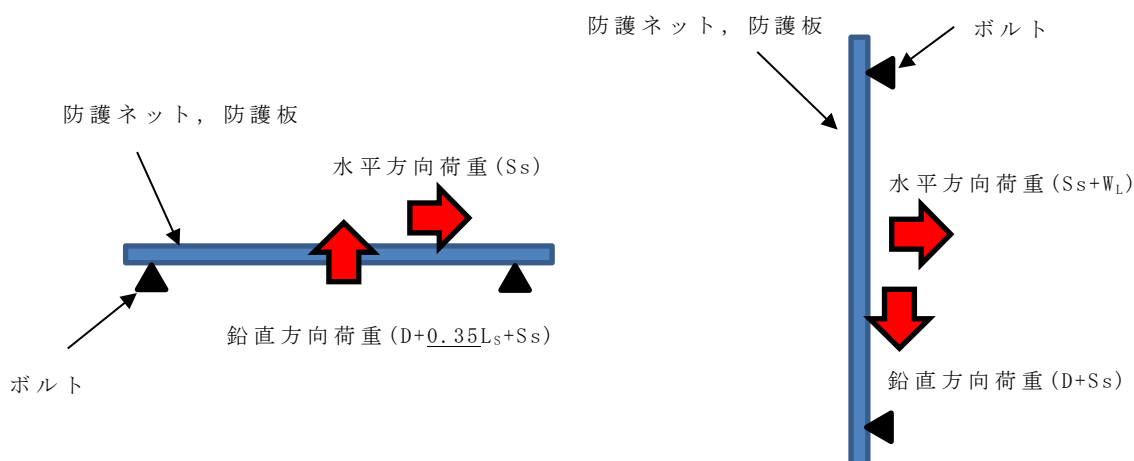
各ケースにおける荷重の組合せは、防護板及び防護ネットの設置方向及び荷重方向によって異なる。第 3-1 図に荷重の組合せの図を示す。

第 3-1 表 各ケースにおける荷重の組合せ

ケース	設置方向	荷重方向	荷重の組合せ (※1)			
			固定荷重 (D)	積雪荷重 (L _s)	地震荷重 (S _s)	風荷重 (W _L)
①, ③	水平	水平	—	—	○	— (※2)
		鉛直	○	○	○	—
②, ④	鉛直	水平	—	—	○	○
		鉛直	○	— (※2)	○	— (※2)

(※1) ○：考慮する，—：考慮しない

(※2) 受圧面積が微小のため考慮しない



ケース①, ③ (水平方向設置)

ケース②, ④ (鉛直方向設置)

注：固定荷重，積雪荷重は下向きであるが、
保守的に上向きとして評価する

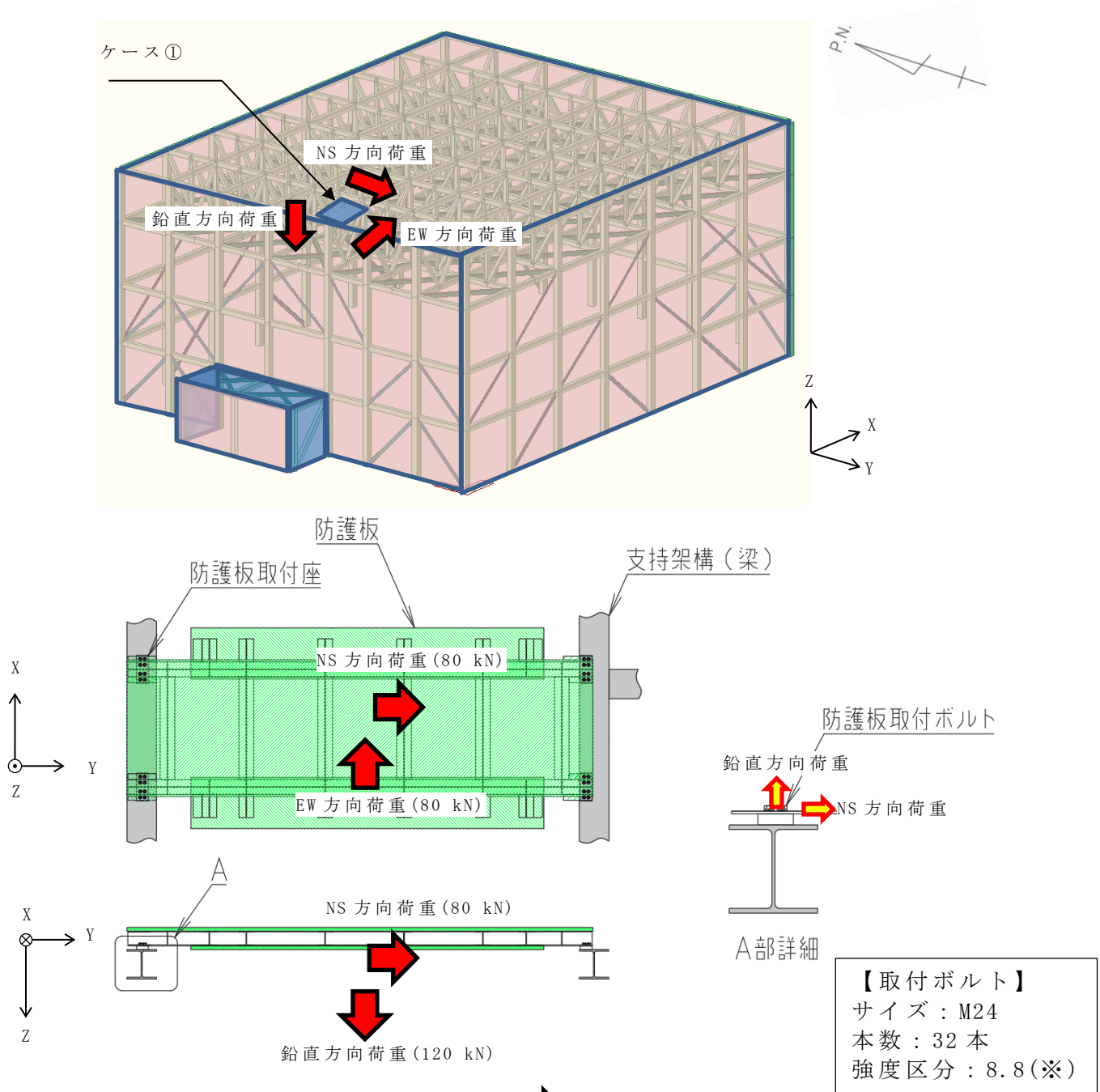
第 3-1 図 各ケースにおける荷重の組合せ図

(3) 耐震影響評価方法

3. (2) 項に示す荷重をボルトが均等に負担すると仮定して、耐震評価を行う。ただし、防護ネットにおいては、ネットが剛体でないため 4 箇所の固定部で負担しない恐れがあることから、2 箇所の固定部で負担すると仮定する。

4. 耐震影響評価結果

防護板及び防護ネットに作用する荷重を第 4-1 図～第 4-4 図示す。耐震影響確認として、防護板及び防護ネットを上部架構に取り付けるための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 4-1 表に示す。第 4-1 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ことを確認した。

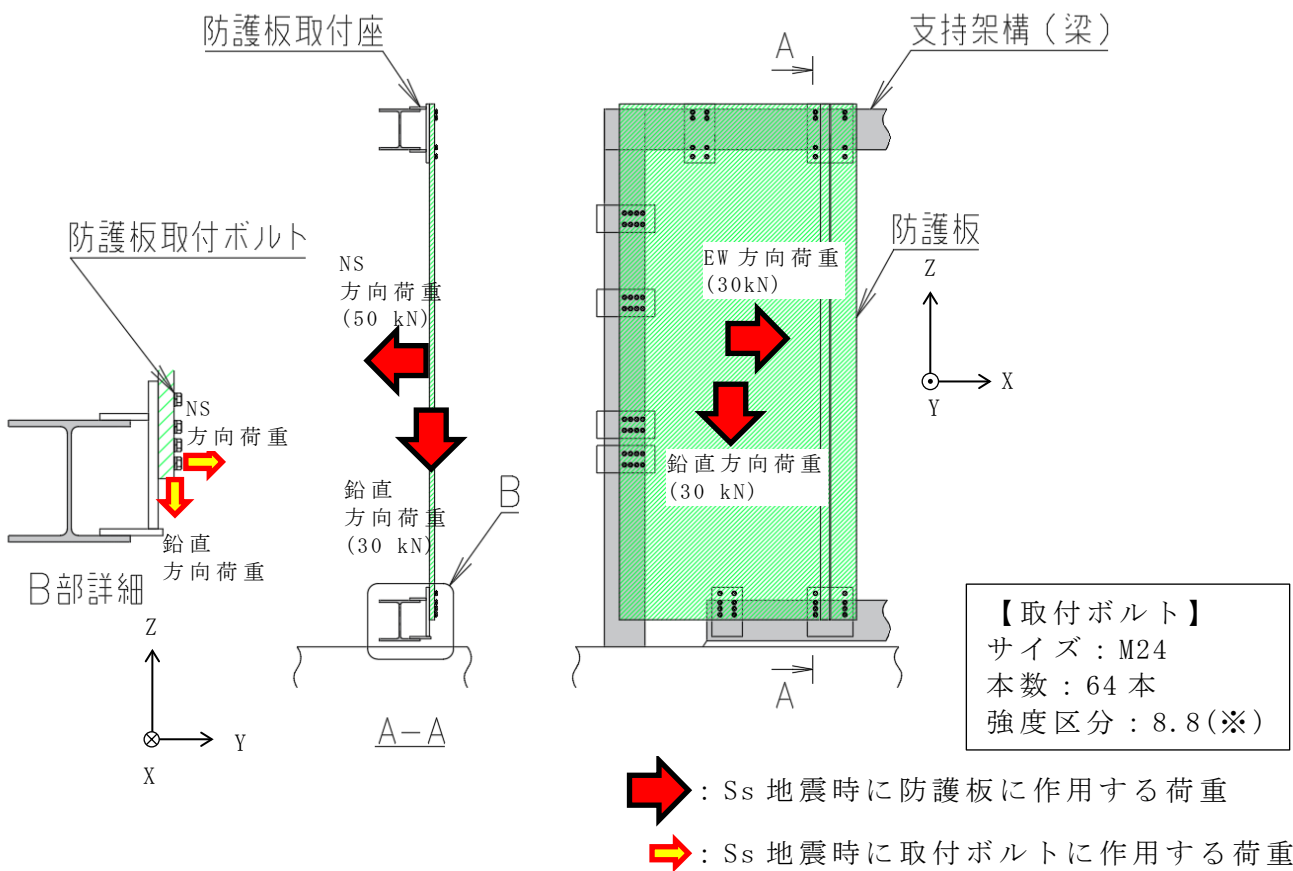
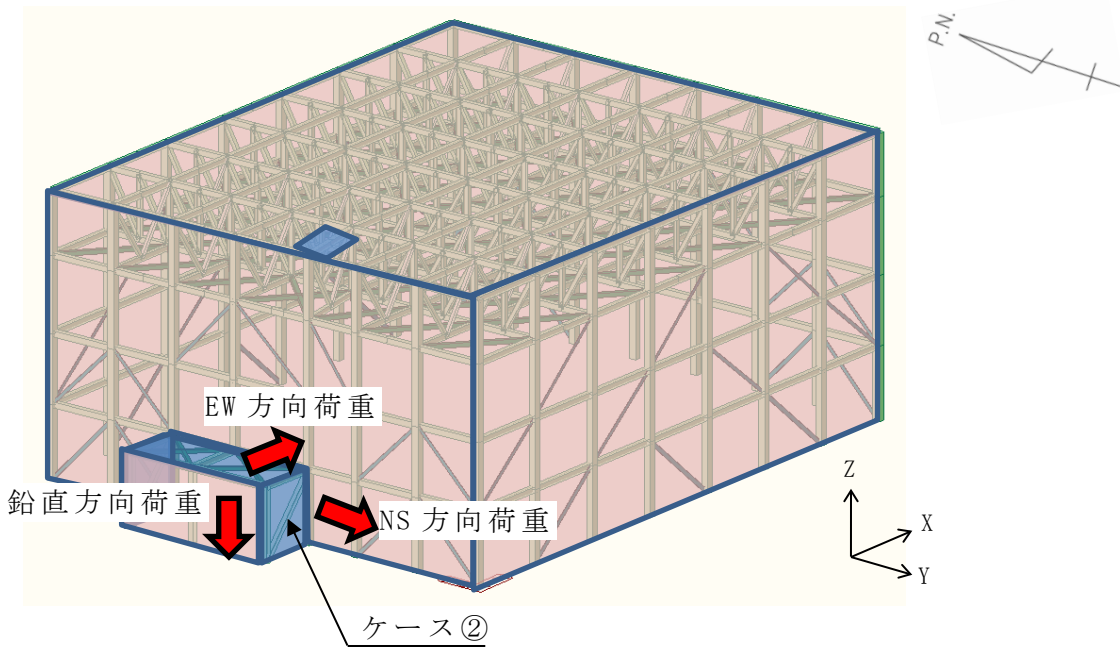


➡ : Ss 地震時に防護板に作用する荷重

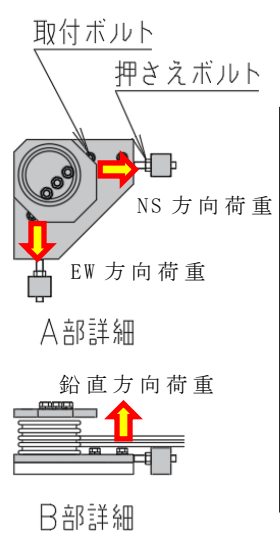
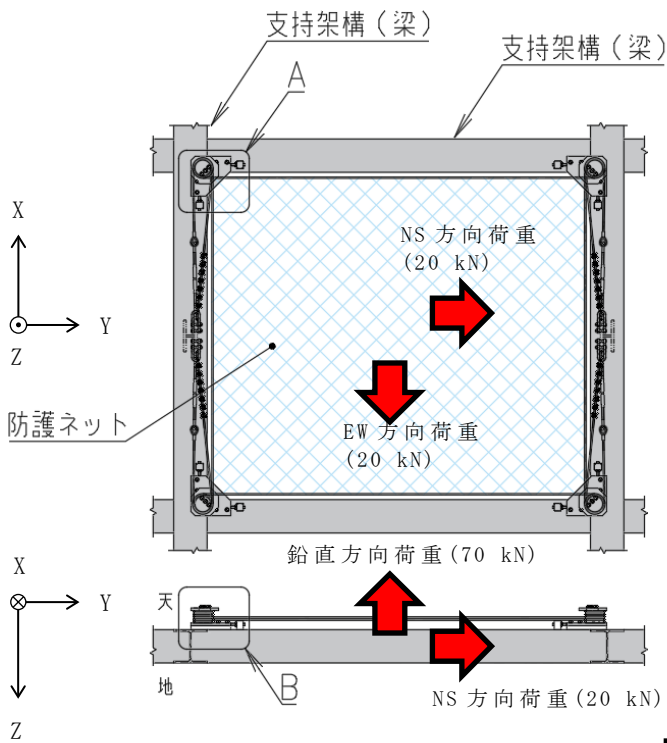
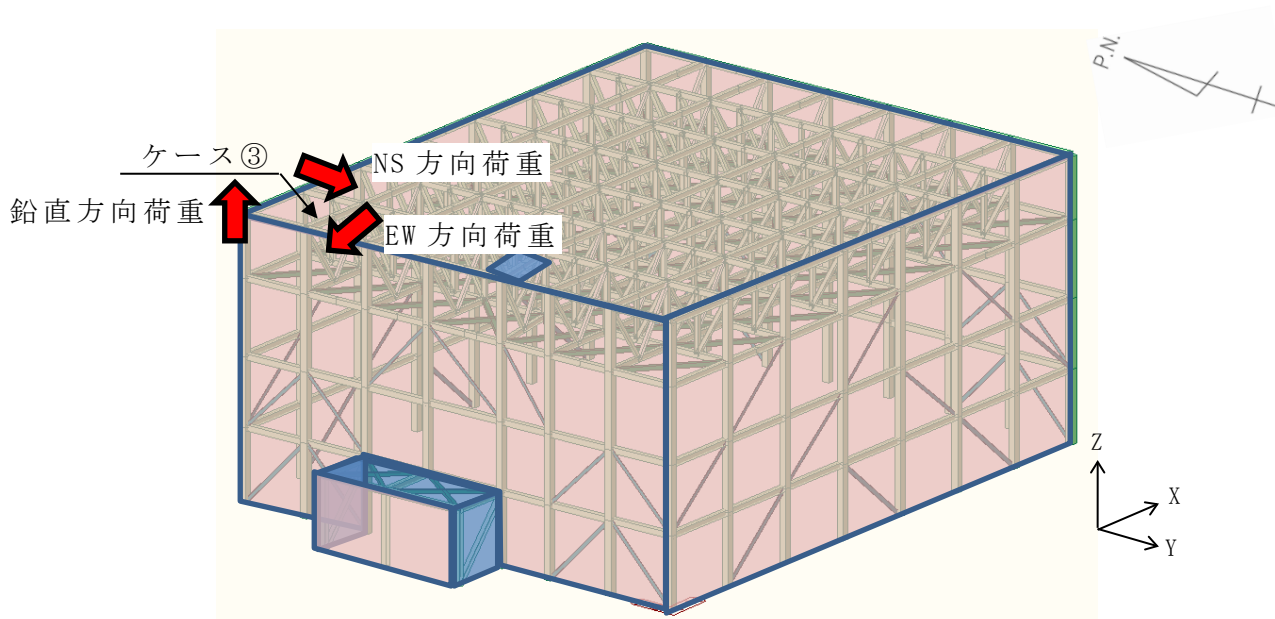
➡ : Ss 地震時に取付ボルトに作用する荷重

※ : JIS B 1051 にて規定された強度の区分

第 4-1 図 ケース①の荷重作用図



※：JIS B 1051にて規定された強度の区分
 第 4-2 図 ケース②の荷重作用図

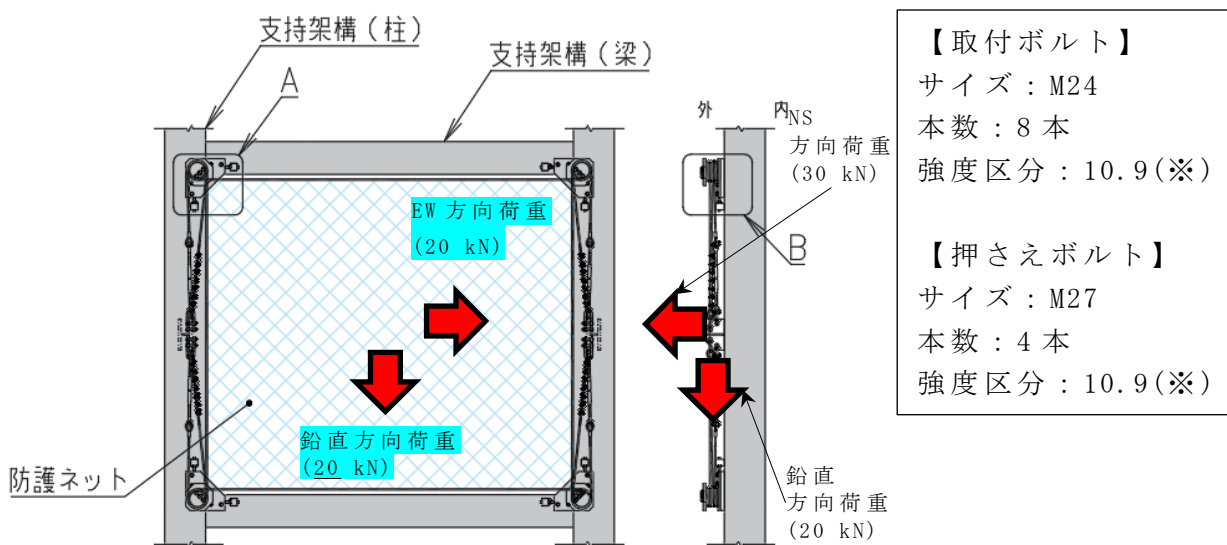
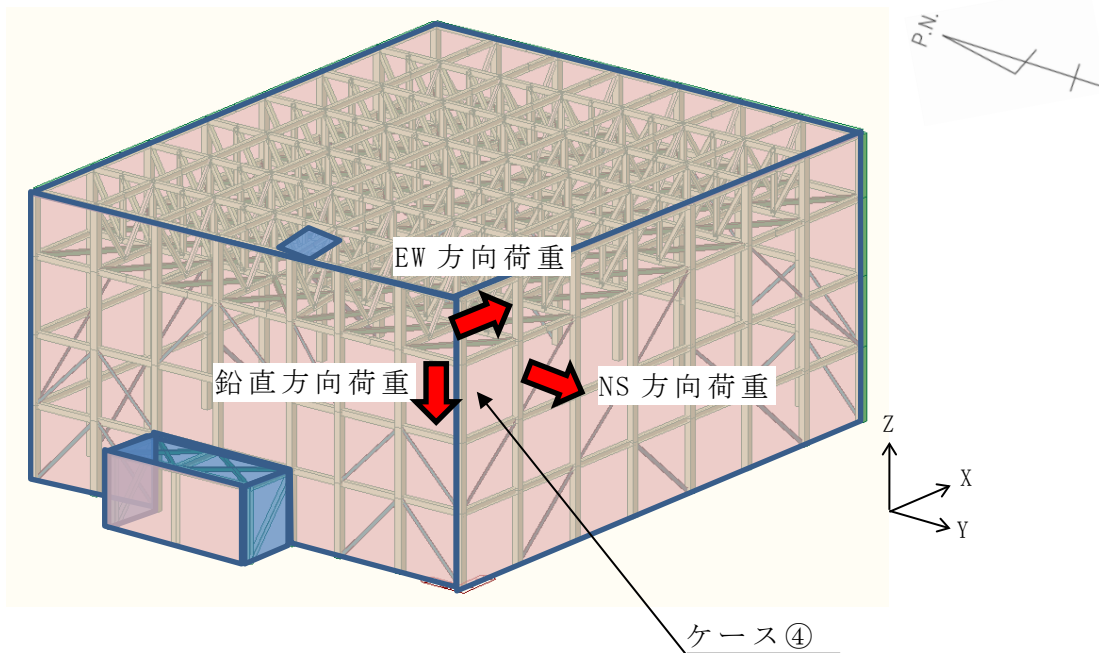


【取付ボルト】
 サイズ：M24
 本数：8本
 強度区分：10.9(※)

【押さえボルト】
 サイズ：M27
 本数：4本
 強度区分：10.9(※)

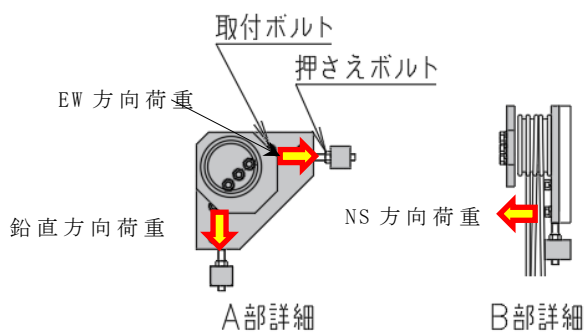
➡ : Ss地震時に防護板に作用する荷重
➡ : Ss地震時に取付ボルトに作用する荷重
 ※ : JIS B 1051にて規定された強度の区分


第 4-3 図 ケース③の荷重作用図




【取付ボルト】
 サイズ：M24
 本数：8本
 強度区分：10.9(※)

【押さえボルト】
 サイズ：M27
 本数：4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

※：JIS B 1051 にて規定された強度の区分

第 4-4 図 ケース④の荷重作用図

第 4-1 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	Ss 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	1 kN	205 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	1 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	5 kN	334 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	9 kN	256 kN
ケース④	水平(NS)	取付ボルト	引張	4 kN	256 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN
	鉛直	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN

注:ボルト 1 本あたりに作用する荷重

5. まとめ

「4.耐震影響評価結果」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

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	6
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。

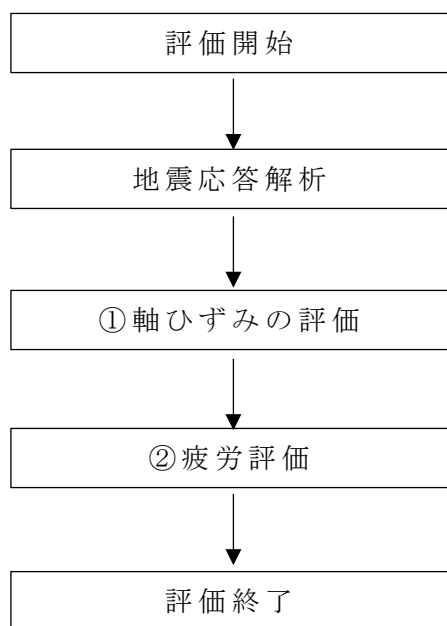
2. 構造評価フロー

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：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。



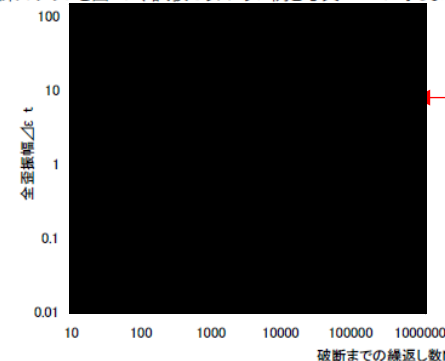
第 2-1 図 座屈拘束ブレースの構造評価フロー

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	断面積 (cm ²)	板厚 (mm)	塑性化 部幅 (mm)	拘束鋼管 (STKR/ STK400)	全歪振幅 △ε t (%)	繰返し 回数NF	備考										
文献1)	400-200	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]										
	400-150																			
	400-040																			
	100-150																			
	100-040																			
	100-016																			
	100+150																			
	235-150																			
	235-016																			
	235+150																			
文献2)	400-016	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]										
	400-019																			
	490-011																			
	490-022																			
	225+008																			
	225+013																			
	225-009																			
	225-010																			
	文献3)										UB225-150TF1	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]
											UB225-150TC1									
UB235-150TF1																				
UB235-150TC1																				
UB225-150TF2																				
UB225-150TC2																				
社内試験 (めっき有 無)	(1)	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]										
	(2)																			
	(3)																			
	(4)																			
社内試験 (SN490B)	(1)	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]										
	(2)																			
	(3)																			
	(4)																			
	(5)																			
大軸力*	(1)	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]	[Redacted]										
	(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

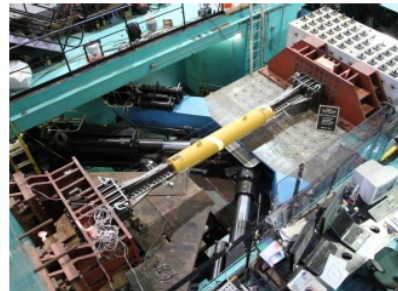


写真1



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⁾: [Redacted] ... (1)
[Redacted] ... (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,1999.9
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)御手洗他: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)川村他: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。

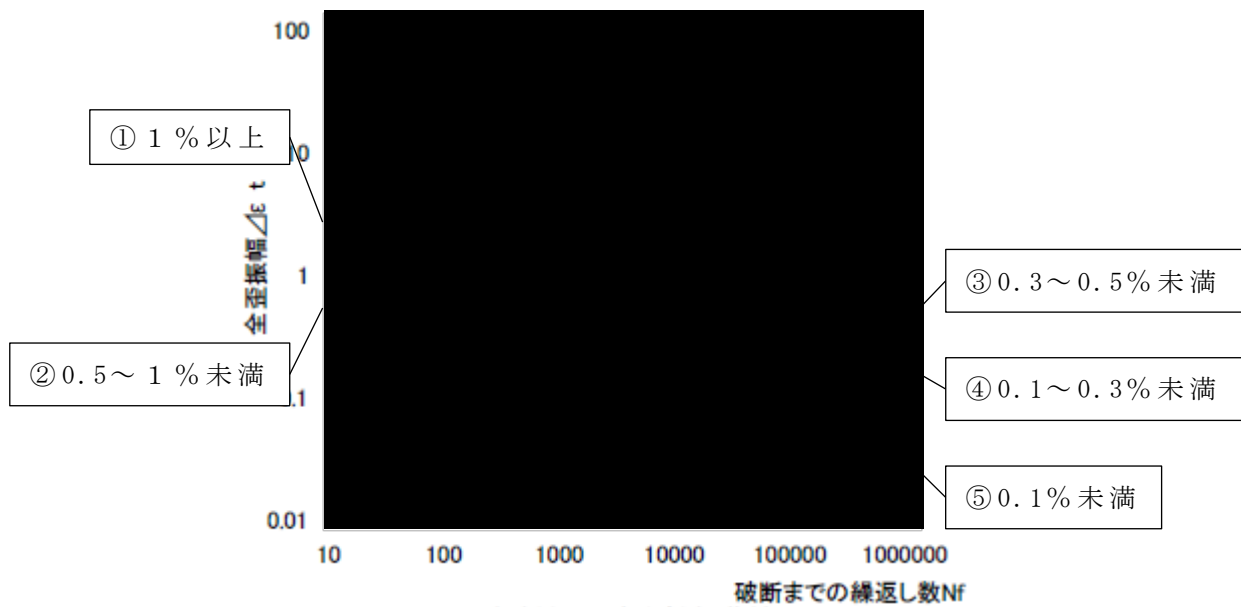
3.2 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労性能曲線を第 3.2-1 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

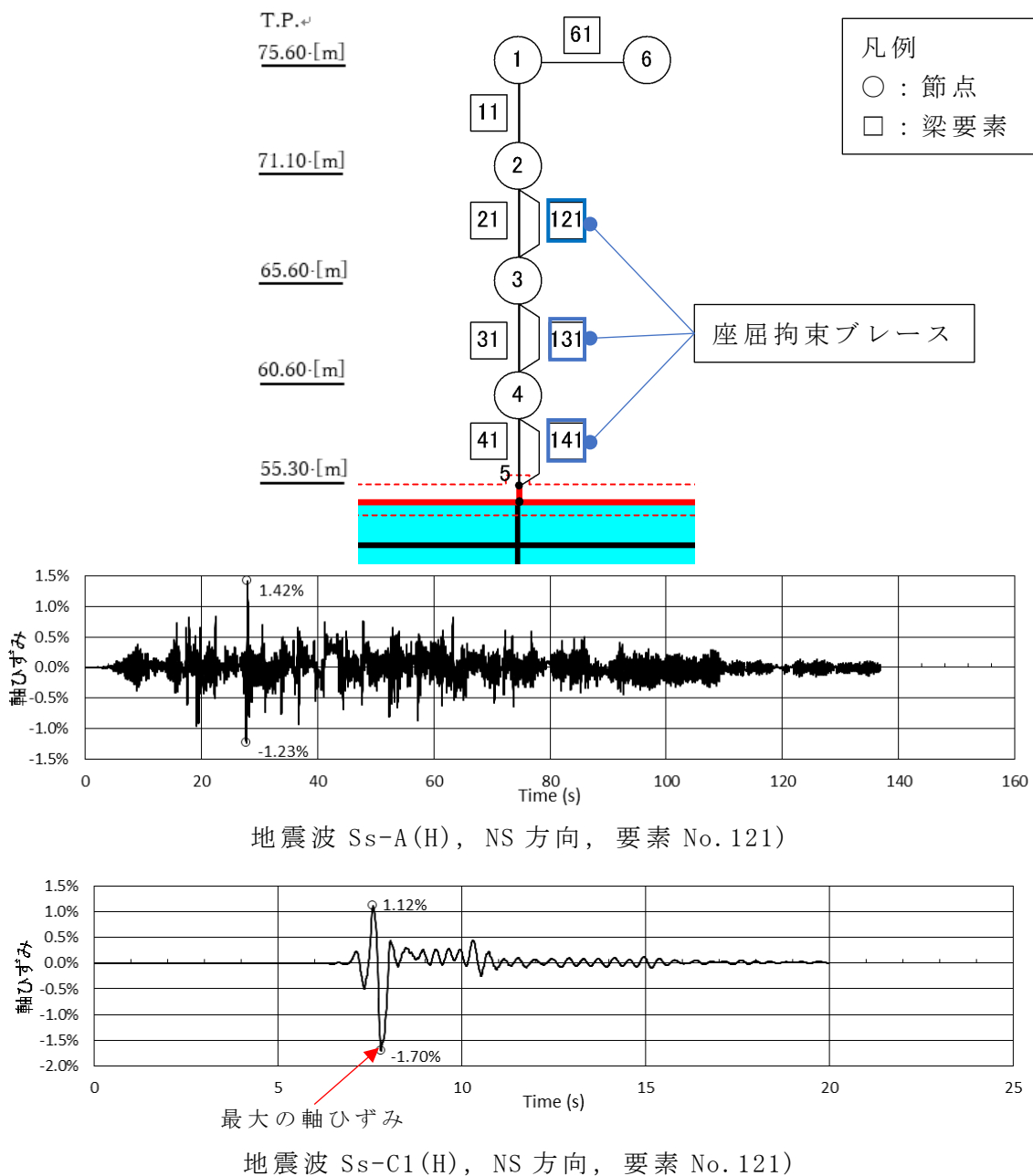
4. 構造評価

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。

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 4.2-1 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 4.2-1 図 座屈拘束ブレース軸ひずみ時刻歴の結果

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 4.3-1 表及び第 4.3-2 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 4.3-1 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%-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)

第 4.3-2 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%-2.9%)		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:54 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	
14	0.0025	3	0.0015	2	0.0042	2	0.0370	0.046

(注)最も厳しい箇所の結果のみを記載(NS方向, 要素 No.121)

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。最大軸ひずみは約 1.7%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 Ss 地震が発生しても破断するおそれはない。

別添 6

相対変位評価について

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

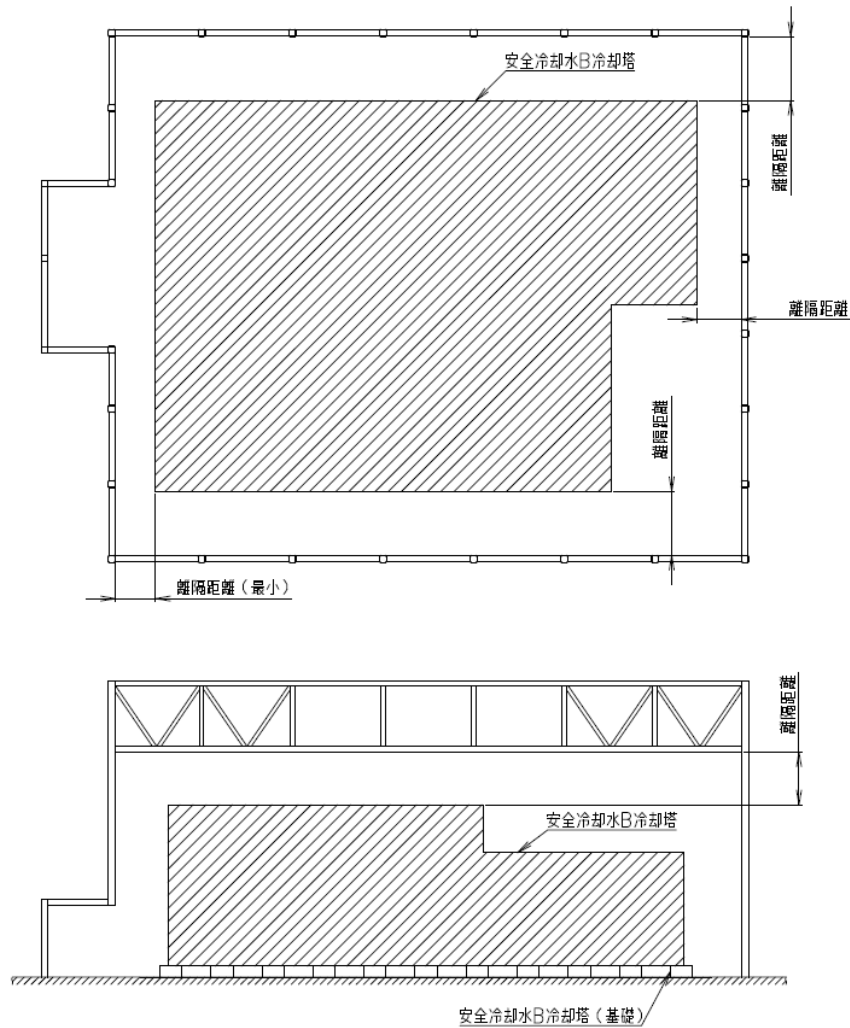
1. 概要

飛来物防護ネットは，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 による相対変位によって冷却塔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の最大応答変位の合計（相対変位）が，第 2-1 図に示す冷却塔までの最小離隔距離を下回ることを確認する。このときの最大応答変位の合計値には，液状化に伴う地盤の変位も考慮する。



第 2-1 図 離隔距離イメージ図

3. 評価結果

(1) 水平方向の相対変位の評価結果

水平方向の相対変位の評価結果を第 3-1 表に示す

[Redacted]

第 3-1 表 相対変位評価結果 (水平方向)

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
188mm	[Redacted] mm	0.077

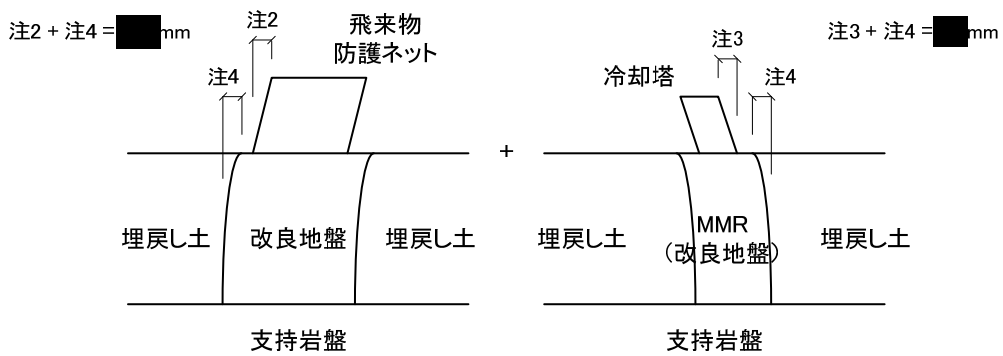
注 1 : 飛来物防護ネットと冷却塔との水平方向の相対変位 (第 3-1 図参照)

[Redacted]

注 2 : [Redacted]

注 3 : [Redacted]

注 4 : 支持岩盤と改良地盤の境界面を基準とした場合の基礎上端レベルにおける地盤 (基礎含む) の変位。冷却塔の直下は剛性の高い MMR であるが、保守的に改良地盤の変位を用いて評価する。



飛来物防護ネットの変位(水平)

冷却塔の変位(水平)

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

第 3-1 図 相対変位 (水平方向) のイメージ図

別添 7

基礎梁及び杭の構造評価について

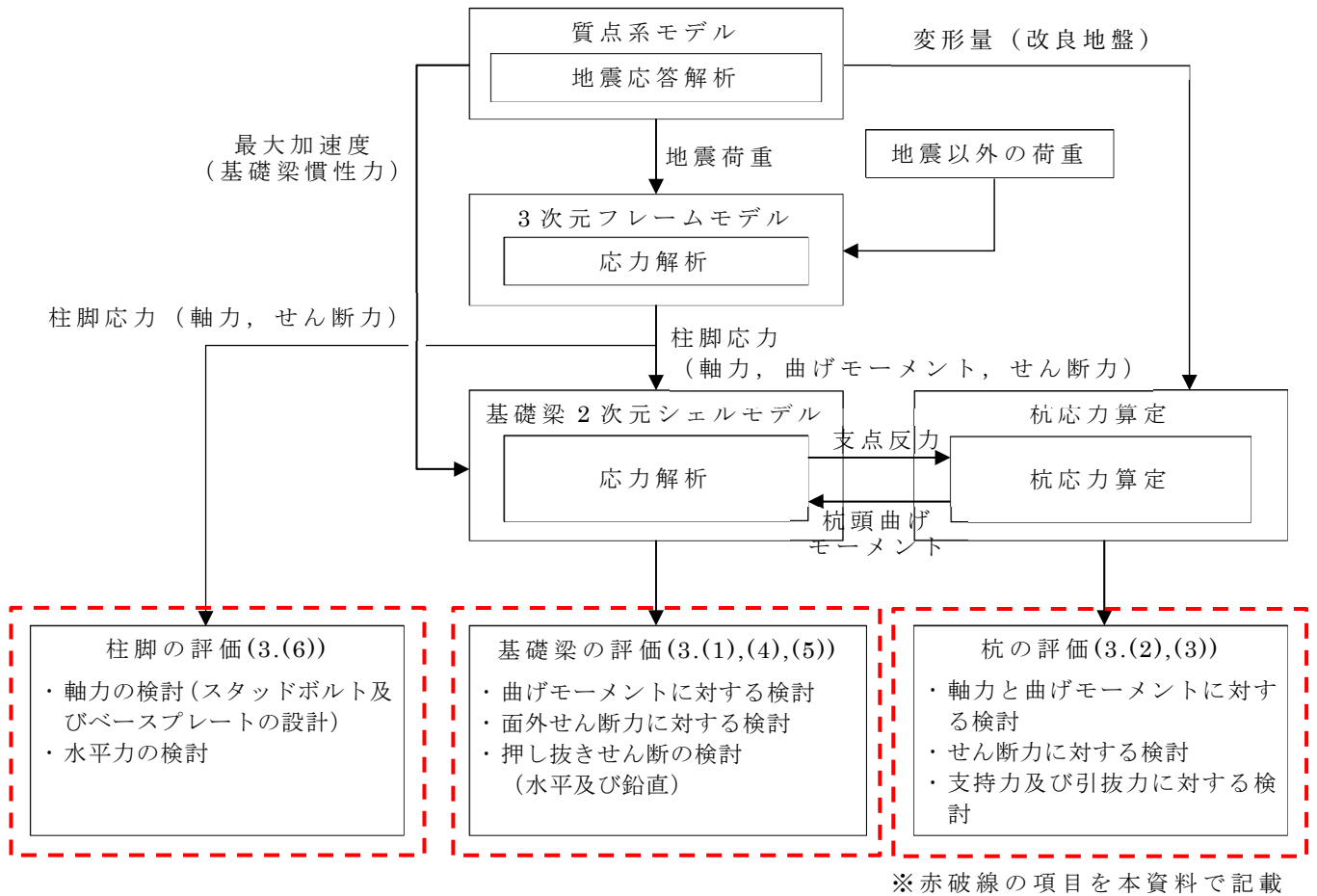
目 次

1. 評価方針.....	2
2. 柱脚，基礎梁及び杭の評価方法	3
3. 評価結果.....	21
4. まとめ	48
5. 参考資料 工事写真	49

1. 評価方針

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎梁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、柱脚、基礎梁及び杭の評価の考え方を明記する。

基礎梁設計のフロー図を第 1-1 図に示す。



第 1-1 図 基礎梁・杭の設計フロー図

2. 柱脚，基礎梁及び杭の評価方法

(1) 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット架構の基礎梁の応力解析による評価対象部位は柱脚，基礎梁及び杭とする。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 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の計算書」より得られる上部架構から基礎梁へ作用する荷重を用いて，基礎梁に作用する地震荷重を組み合わせて評価する。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。

基礎梁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，上部架構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. 基礎梁に考慮する荷重

飛来物防護ネット架構の基礎梁の評価において考慮する荷重を第 2-1 表に示す。

第2-1表 飛来物防護ネット架構の基礎梁に考慮する荷重

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 ・ 上部架構から作用する地震荷重(上部架構の柱脚応力) 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) ・ 基礎梁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(W _L)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 ・ 上部架構から作用する風荷重(上部架構の柱脚応力)

b. 杭に考慮する荷重

杭の評価には基礎梁の応力解析結果を用いる。杭に作用するせん断力は、基礎梁底面に発生するせん断力を全杭で等しく負担するものとして算出する。また、改良地盤の変形によって生じるせん断力を考慮する。杭に作用する鉛直軸力は、柱1本を支持する杭の鉛直力を平均して算出する。杭に考慮する荷重を第2-2表及び第2-3表に示す。

第2-2表 杭に考慮する荷重（水平）

せん断力	NS 方向	EW 方向
基礎梁底面 (kN)	55300	54770
P1, P1A (kN/本)	<u>540</u>	<u>530</u>
P2 (kN/本)	<u>1730</u>	<u>1700</u>

第2-3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)	1173	<u>1959</u>
P2 (kN/本)	<u>561</u>	<u>3422</u>

(3) 荷重の組合せ

飛来物防護ネット架構の基礎梁の評価において考慮する荷重の組合せを第2-4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2-4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	$D + 0.35L_S \pm 1.0K_H \pm 0.4K_V \pm W_L$
水平0.4, 鉛直1.0	$D + 0.35L_S \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm W_L$

(4) 許容限界

飛来物防護ネット架構の基礎梁の許容限界は、第2-5表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第2-6表に、鉄筋の降伏強度を第2-7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「2.(5)b. 杭の評価法」にて示す。

第2-5表 応力解析評価における基礎梁の許容限界

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	上部架構を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 Ss	基礎梁	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく終局強度
			杭		「基礎指針」に基づく終局強度
			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2-6表 コンクリートの圧縮強度

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

第2-7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. 基礎梁の評価法

基礎梁は、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)」(以下、「MIDAS」という。)を用いる。

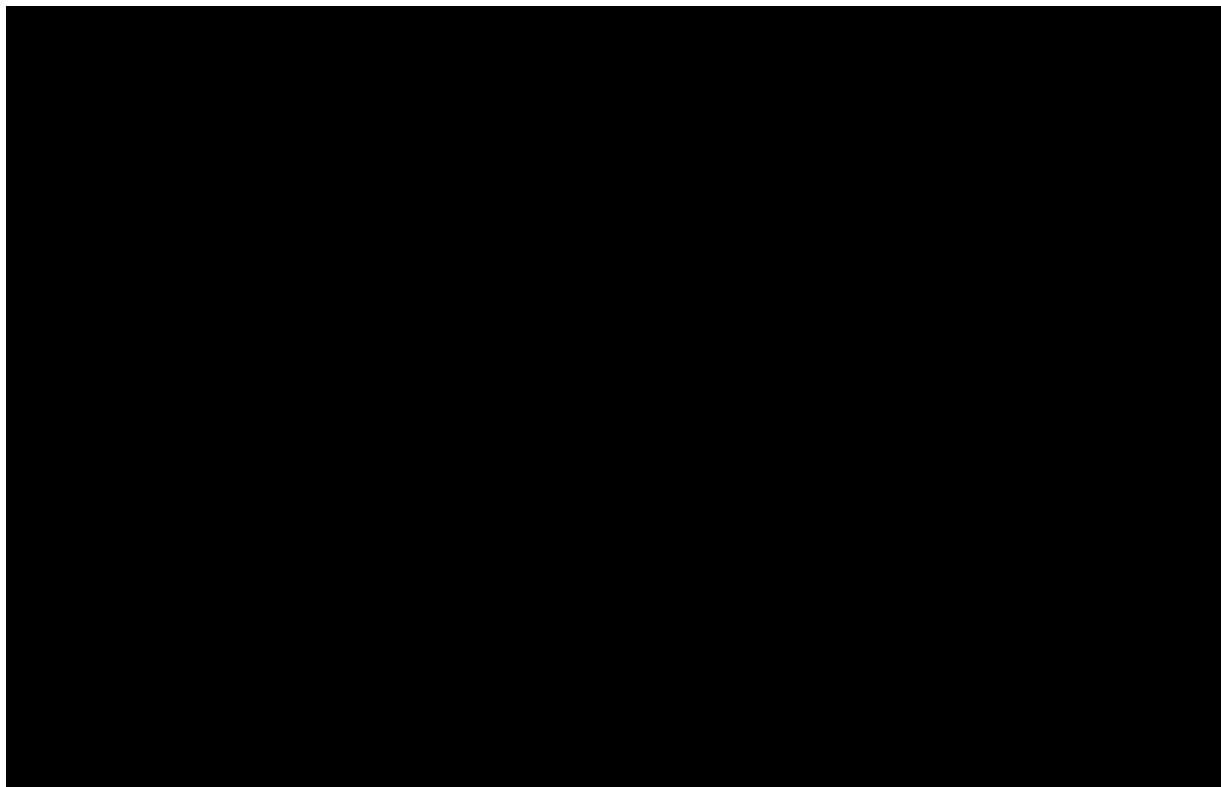
(a) 応力解析モデル

基礎梁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 2-8 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、水平方向はピン支持、鉛直方向は杭ばね要素にてモデル化する。解析モデルを第 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、基礎梁自身には地震時慣性力を作用させ応力解析を行う。

第 2-8 表 コンクリートの物性値

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

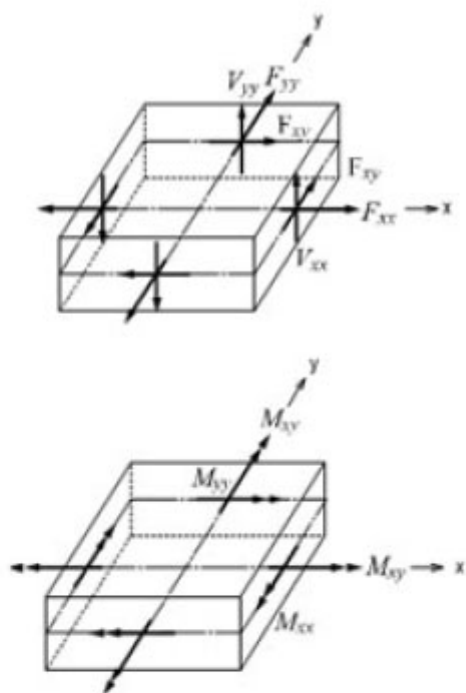


第 2-1 図 解析モデル (単位 : mm)

(b) 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 2-2 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 2-9 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 2-3 図～第 2-6 図に示す。



F_{xx} : 要素座標系またはユーザー座標系x軸方向の単位幅当たりの軸力

F_{yy} : 要素座標系またはユーザー座標系y軸方向の単位幅当たりの軸力

M_{xx} : 要素座標系またはユーザー座標系 x軸方向の単位幅当たりの曲げモーメント

M_{yy} : 要素座標系またはユーザー座標系 y軸方向の単位幅当たりの曲げモーメント

V_{xx} : 要素座標系またはユーザー座標系のy-z平面に対する単位幅当たりの面外せん断力

V_{yy} : 要素座標系またはユーザー座標系のx-z平面に対する単位幅当たりの面外せん断力

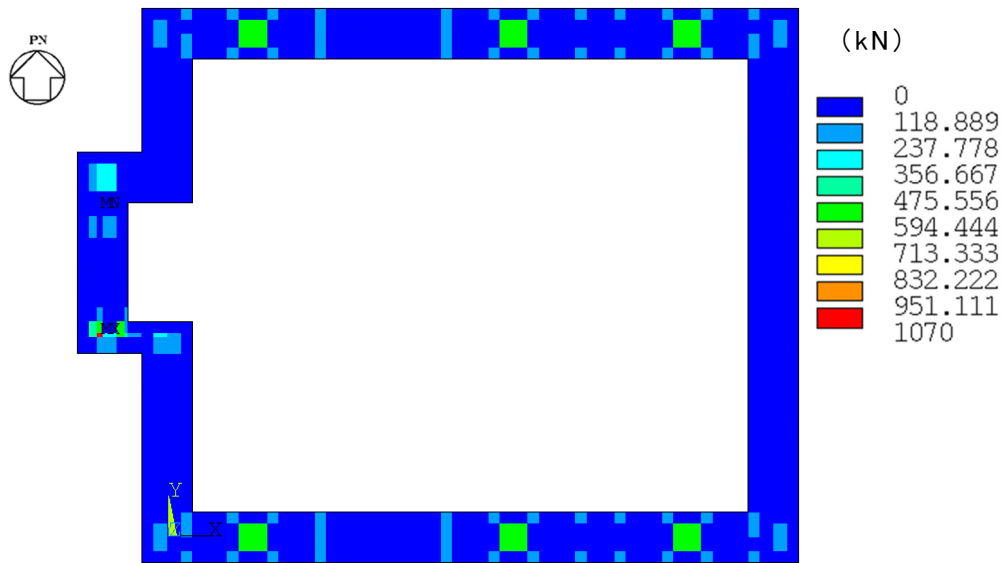
第 2-2 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

第 2-9 表 本計算書と MIDAS の応力記号対応一覧

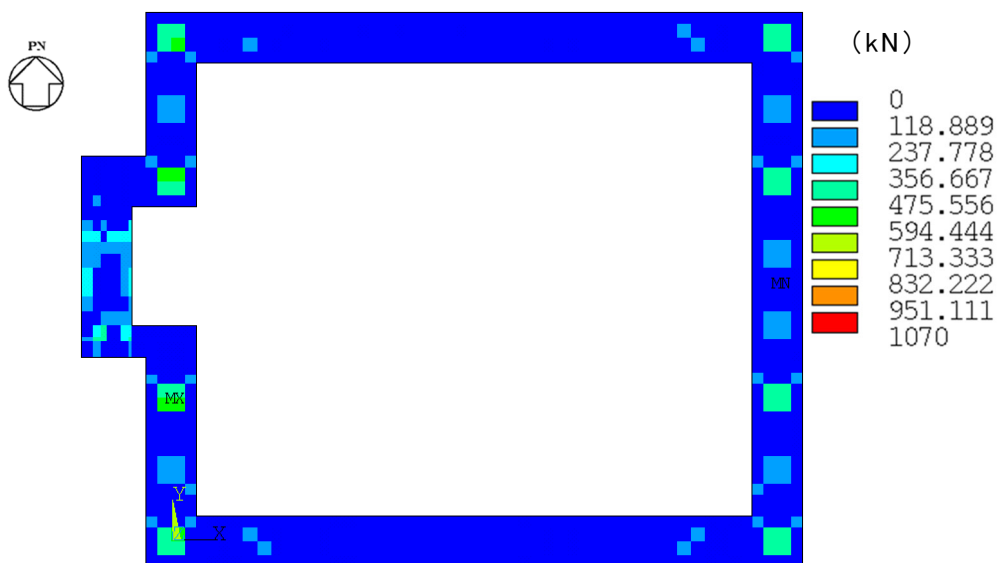
	計算書内の 記号	MIDAS 上の 記号
x 軸方向の単位幅当たりの 軸力	N_x	F_{xx}
y 軸方向の単位幅当たりの 軸力	N_y	F_{yy}
x 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	M_x	M_{xx}
y 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	M_y	M_{yy}
y-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Q_x	V_{xx}
x-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	Q_y	V_{yy}

※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。

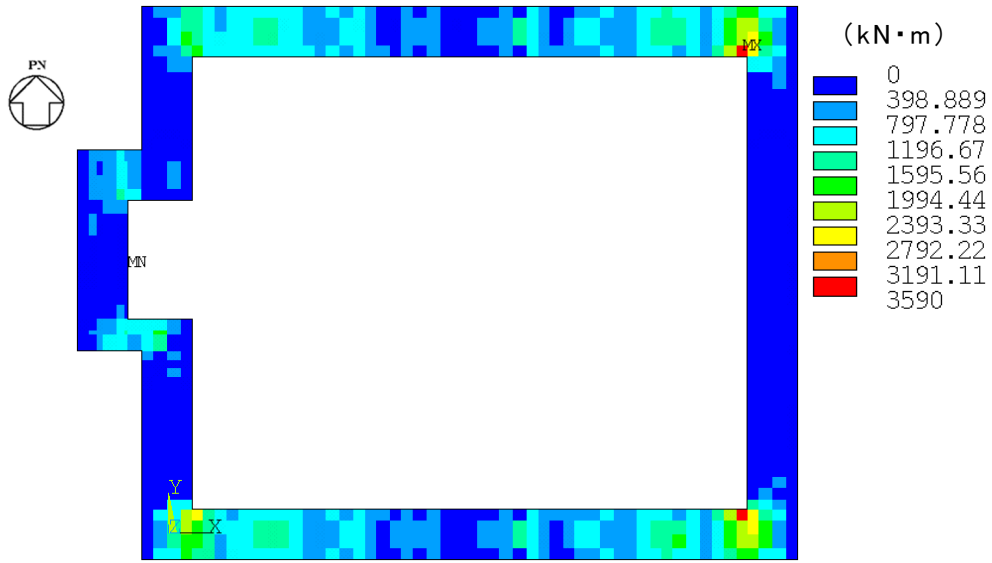
※応力記号の添え字は，地震方向を示す。（x：EW 方向，y：NS 方向，z：鉛直方向）



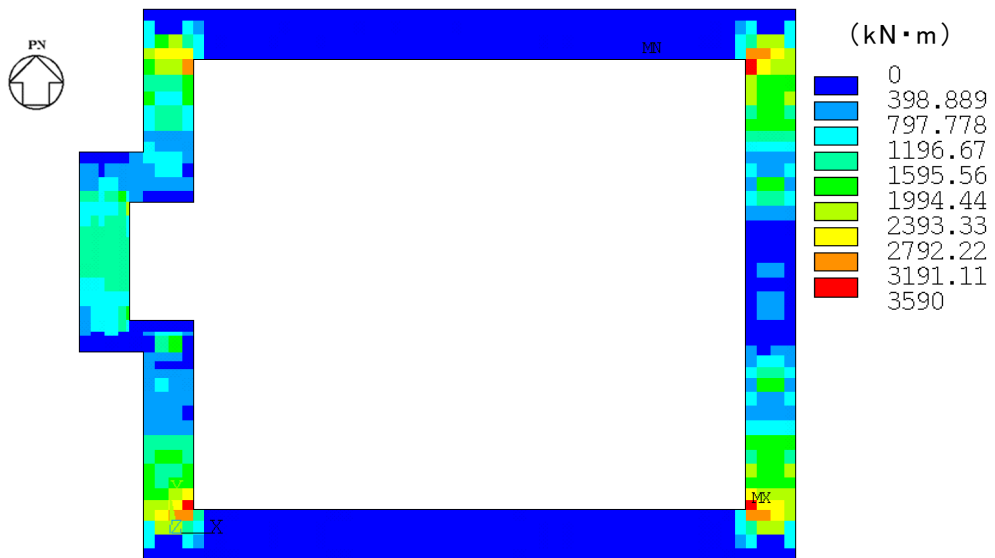
第 2-3 図 軸力図 (包絡 N_x)



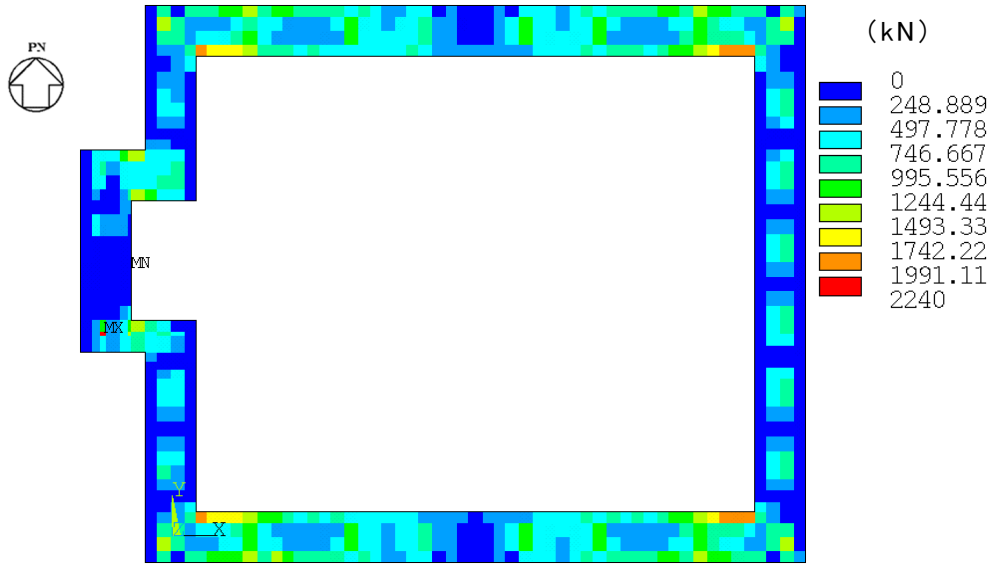
第 2-4 図 軸力図 (包絡 N_y)



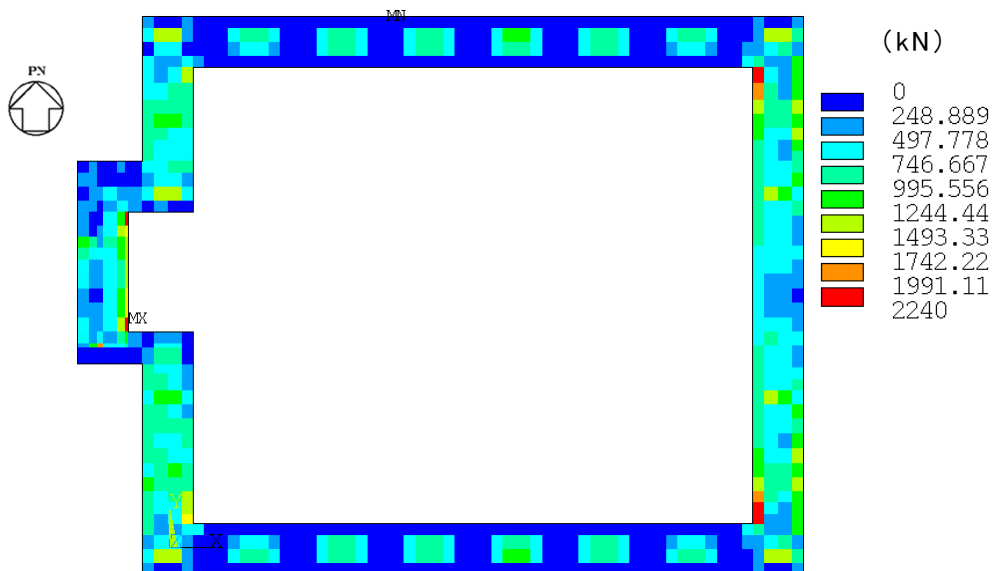
第 2-5 図 曲げモーメント図 (包絡 M_x)



第 2-6 図 曲げモーメント図 (包絡 M_y)



第 2-7 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 2-8 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

(c) 基礎梁断面の評価方法

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。

$$Q \leq Q_u$$

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

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、軸力及びせん断力を FEM モデルに基づき計算する。また、杭頭曲げモーメント (M_0) は、「基礎指針」に基づき杭頭せん断力から下式で評価した値と、地震応答解析時の改良地盤変形量を強制変位として作用させた応力解析結果を考慮する。杭及び地盤ばねの諸元を第 2-10 表及び第 2-11 表に示す。

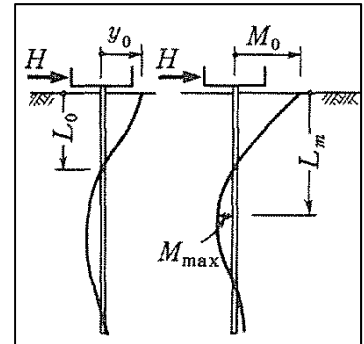
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

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

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

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



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)

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 2-10 表 杭の諸元

諸元	P1, P1A	P2
設計基準強度 (N/mm ²)	27	27
比重 (kN/m ³)	23	23
ヤング係数 (N/mm ²)	23600	23600
杭径 (mm)	1000	1500
断面積 (m ²)	0.785	1.77
長さ※ (m)	15.3	15.3
軸剛性 (kN/m)	1210000	2720000

※：杭の軸剛性を算出する際の長さは、基礎梁下端 (T.M.S.L. +52.3m) から支持地盤 (T.M.S.L. +37.0m) までの長さとする。

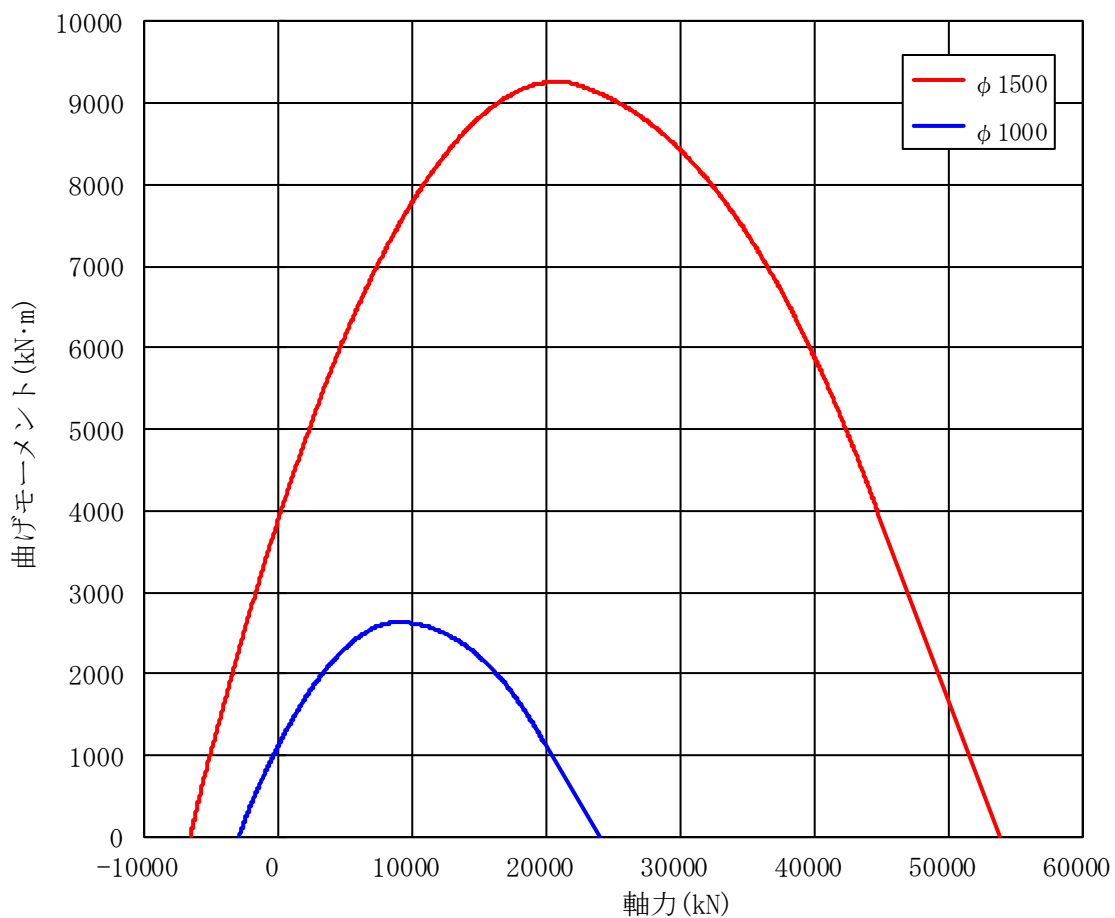
第 2-11 表 地盤ばねの諸元

諸元	P1, P1A	P2
変形係数 E_0 (kN/m ²)	614000	614000
評価法によって決まる定数 α (m ⁻¹)	80	80
群杭の影響を考慮した係数 ξ	0.4	1.0
水平地盤反力係数 k_h (kN/m ³)	1960000	4910000
地盤ばね剛性 (kN/m ²)	1960000	5430000

(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 2-9 図に示す許容限界 (N_u - M_u 関係) を超えないことを確認する。



第 2-9 図 許容限界 (N_u - M_u 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

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

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

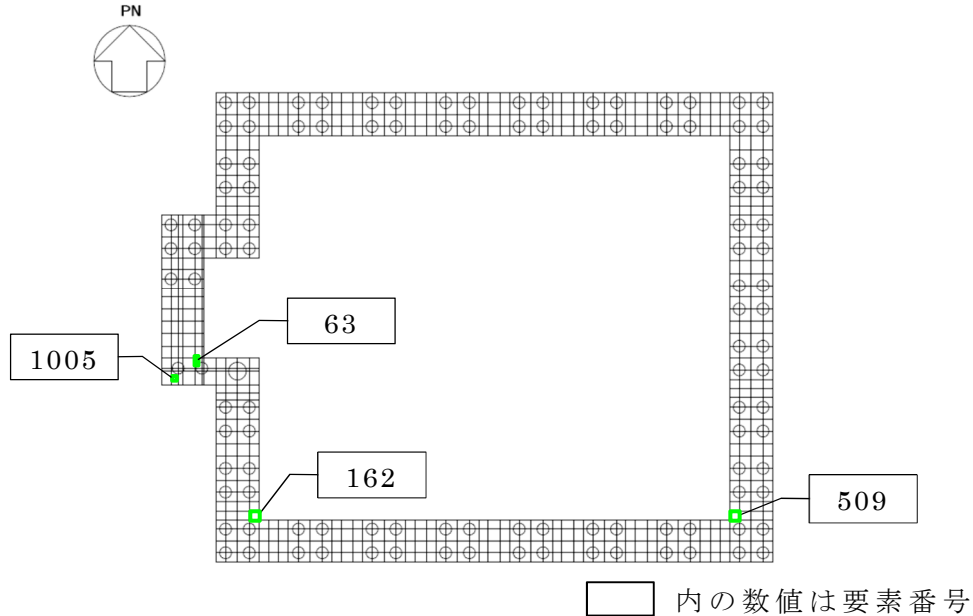
ここで,

- 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。

3. 評価結果

(1) 基礎梁の評価結果

基準地震動 S_s 時の最大検定値発生位置を第3-1図に、基礎梁の応力と許容限界値を比較した評価結果を第3-1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。



第3-1図 最大検定値発生位置（基礎梁の応力）

第3-1表 基礎梁の評価結果（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	162	3527	4791	0.737	OK
EW	509	1274	1755	0.726	OK

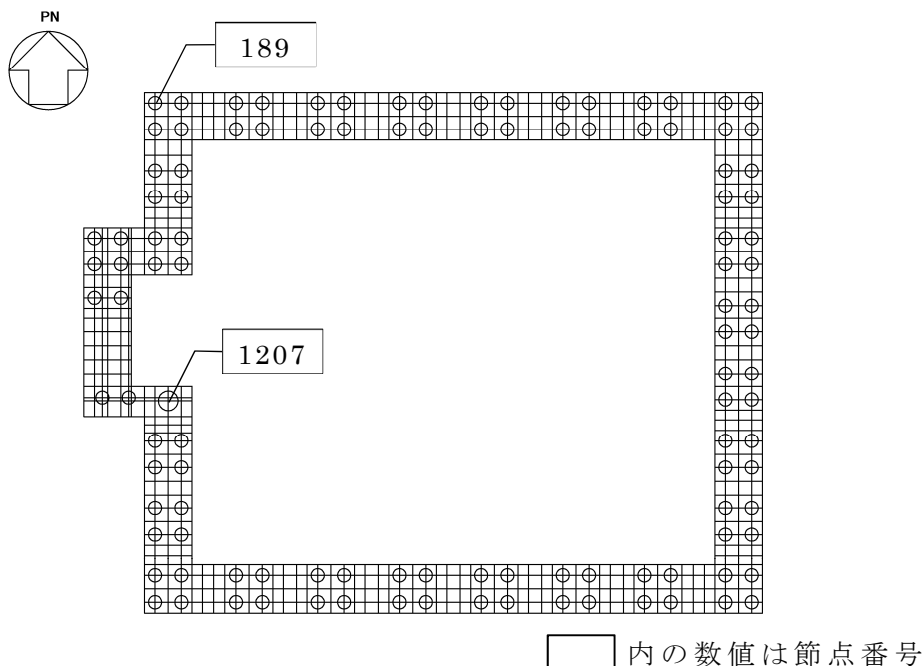
(b) 面外せん断力に対する評価

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	63	2236	5661	0.395	OK
EW	1005	2061	5874	0.351	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 3-2 図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第 3-2 表及び第 3-3 図に、杭のモーメント図を第 3-4 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 3-2 図 最大検定値発生位置 (杭応力)

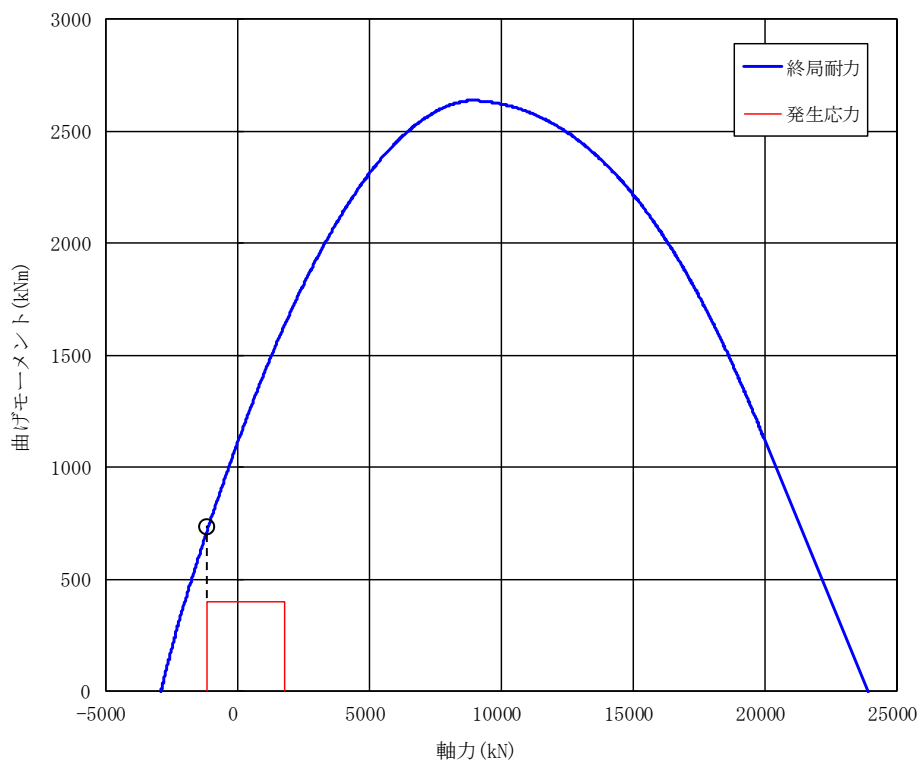
第 3-2 表 杭の評価結果 (最大検定値)

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

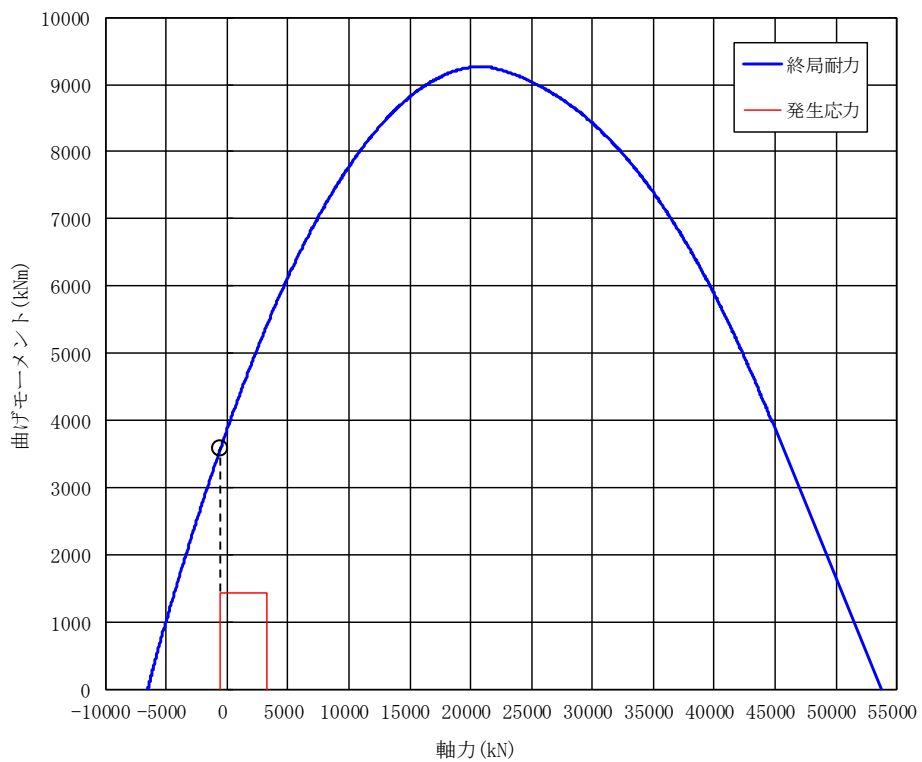
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m)	検定比	判定
	節点番号	発生曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	400	706	0.567	OK
P2	1207	<u>1520</u>	<u>3583</u>	<u>0.425</u>	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN)	検定比	判定
	節点番号	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	189	<u>540</u>	<u>1838</u>	<u>0.294</u>	OK
P2	1207	<u>1721</u>	<u>4578</u>	<u>0.376</u>	OK

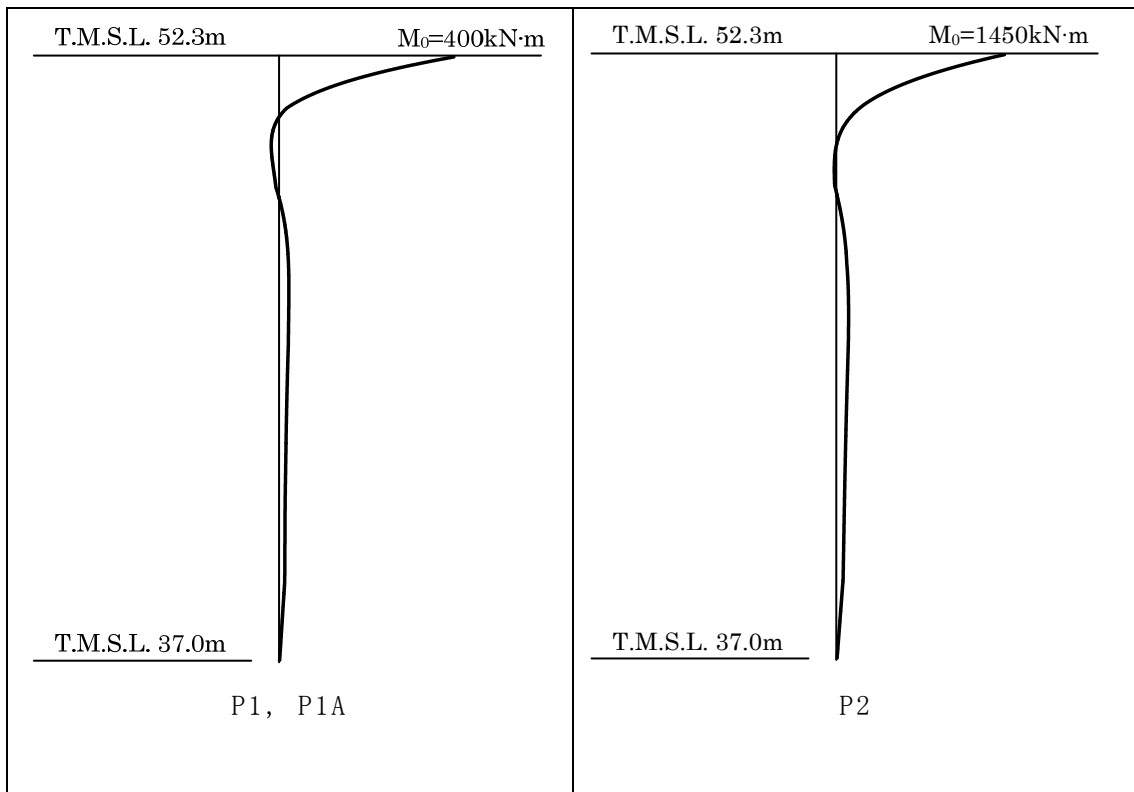


(P1, P1A)



(P2)

第 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

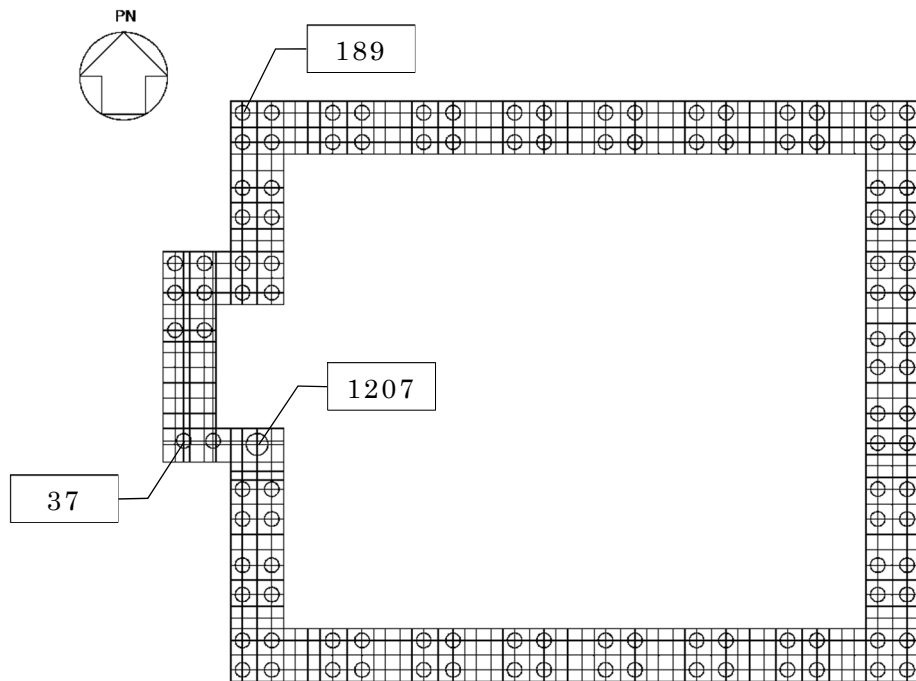


第 3-4 図 杭モーメント図

(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 3-5 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 3-3 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

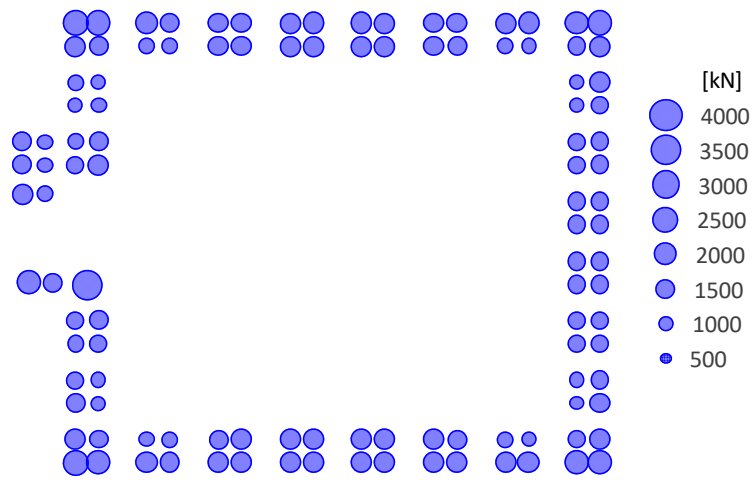
第 3-5 図 最大検定値発生位置 (支持力及び引抜力)

第 3-3 表 支持力及び引抜力の評価結果 (最大検定値)

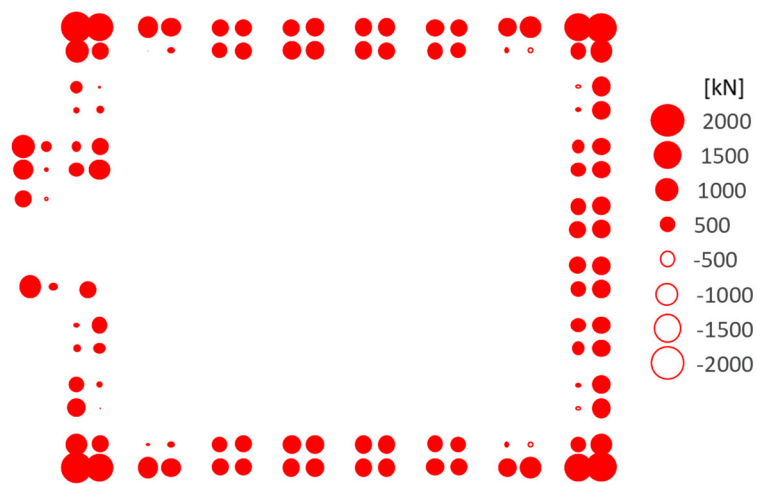
項目	解析結果			許容値 (kN)			検定比* ²	判定
	杭種	節点番号	軸力* ¹ (kN)	先端 支持力	周面 摩擦力	先端 + 周面		
支持力	P1, P1A	37	<u>1959</u>	3927	8708	12635	<u>0.156</u> (0.499)	OK
	P2	1207	<u>3422</u>	8836	13063	21898	<u>0.157</u> (0.388)	OK
引抜力	P1, P1A	189	-1173	—	7297	7297	0.161	OK
	P2	1207	<u>-561</u>	—	11085	11085	0.051	OK

*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。



(a) 最大圧縮力分布



(b) 最大引抜力分布
(負は圧縮)

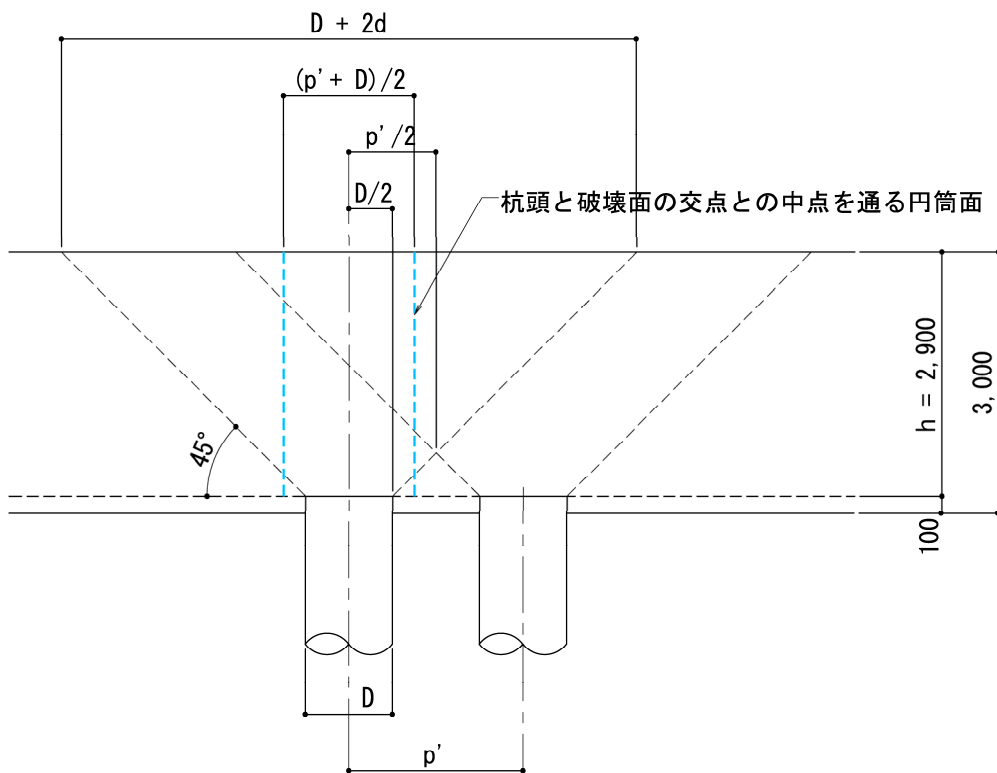
第 3-6 図 杭軸力图

(4) 基礎梁の押し抜きせん断の評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために、 S_s 地震時に杭に作用する鉛直支持力、杭頭せん断力を用い、基礎梁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

杭頭は基礎梁と剛接合する。第 3-6 図に杭頭部構造図を示す。 S_s 地震時に杭に作用する第 3-4 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 3-6 図 杭頭部構造図

第 3-4 表 杭頭より基礎梁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	<u>1959</u>
P2	<u>3422</u>

b. 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎梁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 3-6 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 3-5 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梁の有効厚さ (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 3-7 図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

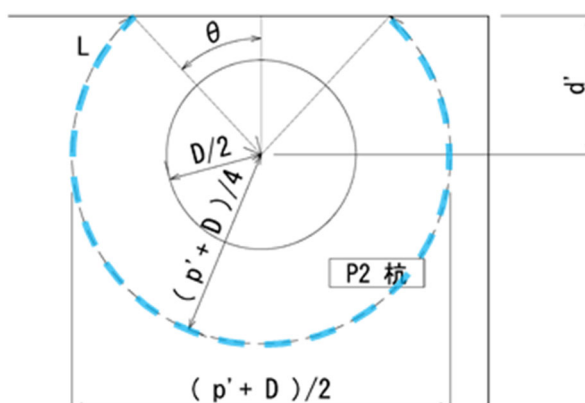
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

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

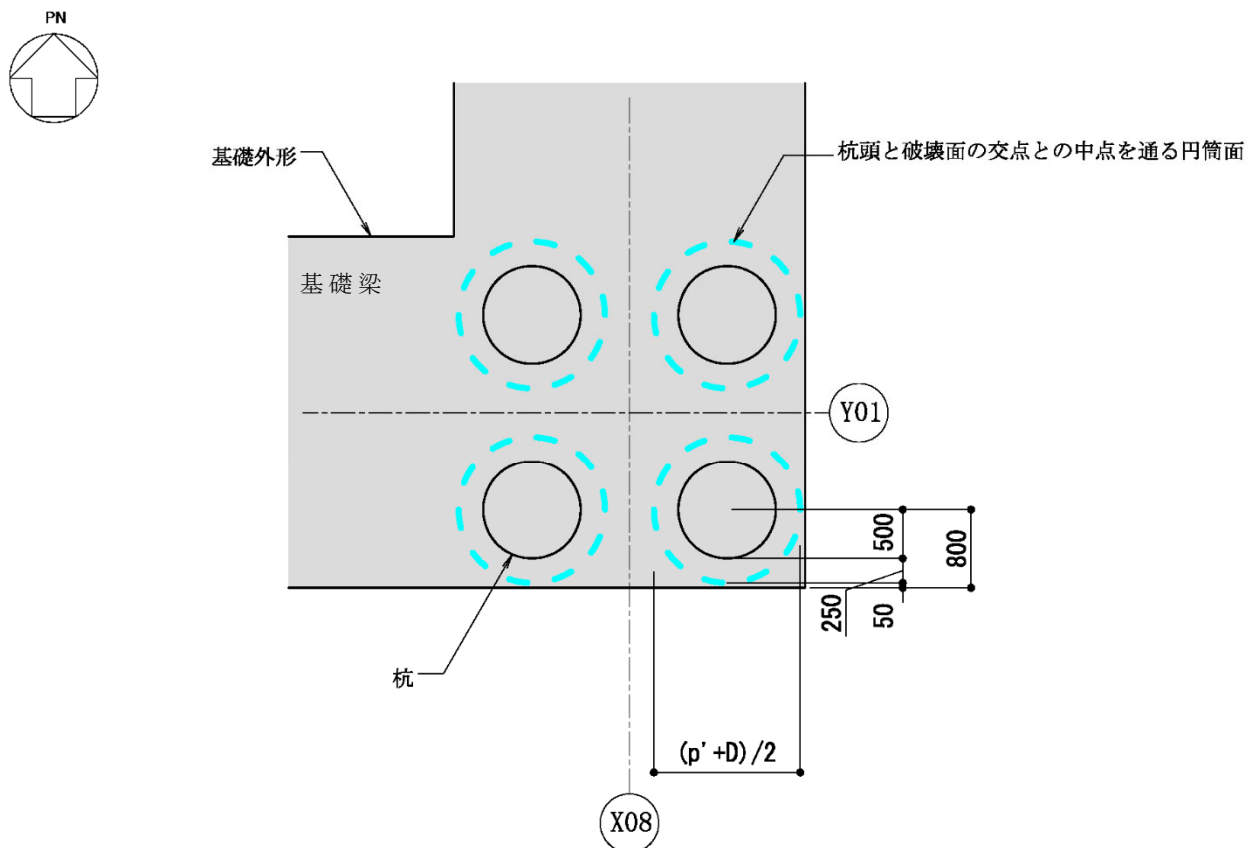
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

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



第 3-7 図 はしあきが小さい P2 における有効領域

P1 及び P1A は、第 3-8 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 3-8 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

第 3-5 表 鉛直押し抜きせん断に対する評価

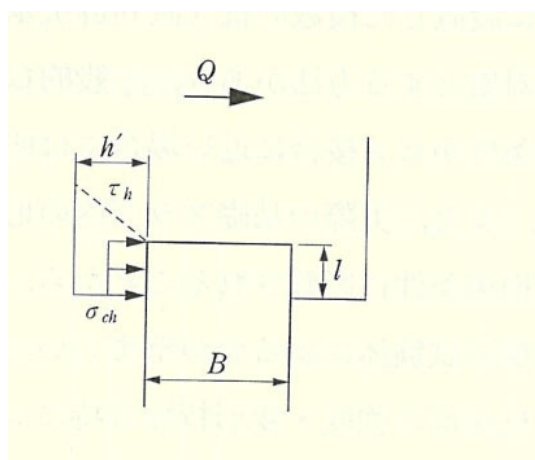
検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き 力 P (kN)	押し抜き せん断応力 度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
P1, P1A	<u>1959</u>	0.143	1.09	0.14
P2	<u>3422</u>	0.179	1.09	0.17

(5) 基礎梁の水平力に対する評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁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及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3-9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3-6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及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第3-9図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第3-6表 杭頭より基礎梁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	480
P2	<u>1721</u>

b. 水平力による支圧の評価

基礎梁コンクリートの水平力による支圧の評価は、第3-9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3-7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梁への有効埋込長さ (100mm)

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 = 24N/mm²

第3-7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	480	4.8	24	0.20
P2	<u>1721</u>	<u>11.5</u>	24	<u>0.48</u>

c. 水平力による押し抜きせん断の評価

基礎梁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 3-9 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 3-8 表に示す。(コンクリート, 基礎梁下端主筋)

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

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梁への有効埋込長さ(100mm)

τ_a : 許容せん断応力度=1.09N/mm²

第 3-8 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	480	0.89	1.09	0.82
P2	<u>1721</u>	<u>2.05</u>	1.09	<u>1.88</u>

P2 は、基礎梁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 3-8 表 水平押し抜きせん断に対する評価 (基礎梁下端主筋)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断 力 Q (kN)	基礎梁 下端主 筋		鋼材の許 容応力度 F_y (N/mm ²)	配筋量 at (mm ²)	許容 引張力 $T(F_y \times at)$ (kN)	検定比 Q/T
		n	径				
P2	<u>1721</u>	12	D32	345	9528	3287	<u>0.53</u>

(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 3-9 表に示す。

第 3-9 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	3761.22	-4588.20	318.39	1723.95	1264.57	1225.22
102	102	C2	1016.23	-2418.95	2236.26	177.72	1160.99	1231.78
103	102	C2	1524.26	-3063.62	271.03	211.79	1305.12	1080.61
104	102	C2	910.17	-2645.87	245.59	212.67	1315.90	1006.99
105	102	C2	993.73	-2854.93	2176.20	209.87	1306.15	1084.41
106	102	C2	1521.94	-3074.19	297.45	212.66	1306.68	1148.82
107	102	C2	1069.60	-2525.10	2260.09	180.16	1165.94	1292.77
108	105	C3	3743.68	-4649.40	340.64	1706.10	1211.70	1282.64
109	101	C1	257.09	-1185.71	160.70	392.11	1354.11	1055.41
110	101	C1	263.27	-1199.46	160.81	371.82	1296.49	1051.77
111	101	C1	823.74	-2090.27	54.10	1820.03	1442.90	716.63
112	101	C1	1282.54	-2571.90	175.56	1788.07	1366.09	1131.15
113	111	C11	1005.66	-1266.93	899.27	113.44	306.63	79.81
114	106	C4	348.46	-2362.50	233.32	440.54	1465.34	311.72
115	101	C1	249.29	-1503.41	172.90	394.51	1371.39	1120.23
116	111	C11	118.93	-408.05	106.64	103.25	271.71	198.99
117	101	C1	243.20	-1519.50	173.02	392.75	1368.60	1120.79
118	111	C11	985.83	-1226.42	869.50	114.31	308.33	79.18
119	106	C4	1368.86	-3348.56	234.50	1821.47	1437.36	320.55
120	101	C1	1298.64	-2573.82	175.61	1786.49	1363.85	1130.76
121	101	C1	249.53	-1212.11	79.57	395.63	1359.17	757.46
122	101	C1	262.79	-1195.51	160.35	370.01	1293.80	1049.19
123	105	C3	3767.71	-4586.82	317.33	1728.12	1270.78	1221.14
124	102	C2	1015.01	-2445.56	2234.32	176.99	1153.97	1225.36
125	102	C2	1531.71	-3078.26	269.02	210.89	1298.67	1073.71
126	102	C2	907.58	-2642.68	243.34	212.03	1310.90	999.43
127	102	C2	990.76	-2852.72	2173.68	209.28	1301.76	1076.12
128	102	C2	1525.49	-3064.49	294.64	210.72	1298.39	1139.71
129	102	C2	1057.85	-2455.16	2256.78	175.64	1150.62	1282.47
130	105	C3	3767.34	-4601.16	337.52	1703.64	1206.18	1272.56

柱部材別の最大値(絶対値)

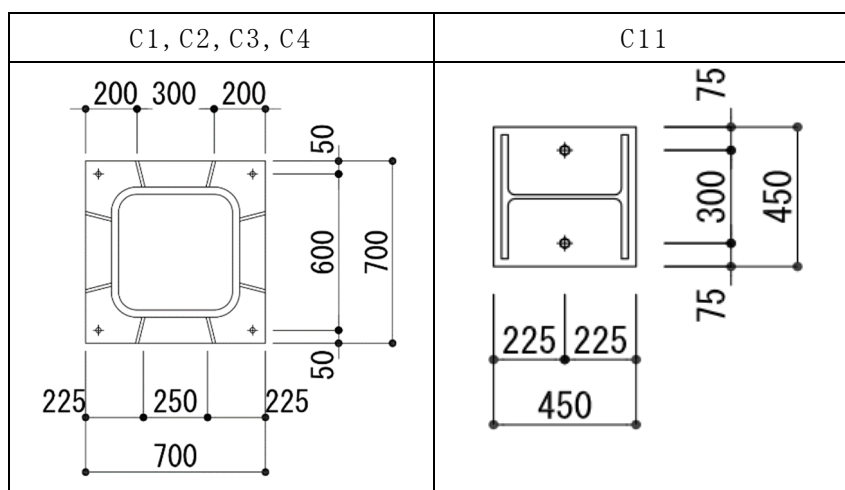
	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1299	2574	176	1821	1443	1132
C2	1532	3079	2261	213	1316	1293
C3	3768	4650	341	1729	1271	1283
C4	1369	3349	235	1822	1466	321
C11	1006	1267	900	115	309	199

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 3-10 表に示し、ベースプレート形状を第 3-10 図に示す。

第 3-10 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
	C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19
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 3-10 図 ベースプレート形状図

C2

① 設計応力 : $T = 1532 \text{ kN}$

② 仕様

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

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1532}{5027} = 0.30 < 1.00 \text{ OK}$$

C3

① 設計応力 : $T = 3768 \text{ kN}$

② 仕様

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

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{3768}{6726} = 0.56 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1369 \text{ kN}$

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)

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1369}{3351} = 0.41 < 1.00 \text{ OK}$$

C11

① 設計応力 : $T = 1006 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $4 - \phi 19 \times 5$ 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)

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

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 4 \times 5 \times 738}{10^3} = 2094 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1006}{2094} = 0.48 < 1.00 \text{ OK}$$

d. ベースプレートの設計

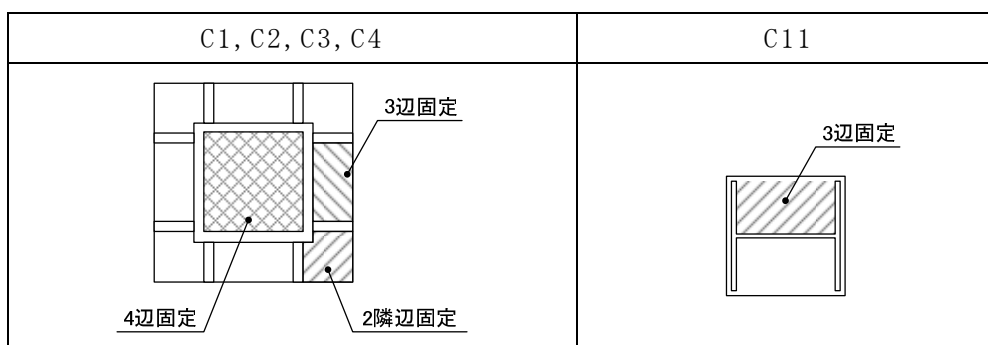
鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎梁コンクリートに伝達される。ベースプレートの耐力を第3-11表に示す。

鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力に対する検定結果を第3-12表に示す。

第3-11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 3-12 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	2574	0.38	OK
C2	5027	4236	9263	3079	0.34	OK
C3	6726	5361	12087	4650	0.39	OK
C4	3351	3431	6782	3349	0.50	OK
C11	2094	673	2767	1267	0.46	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」の「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

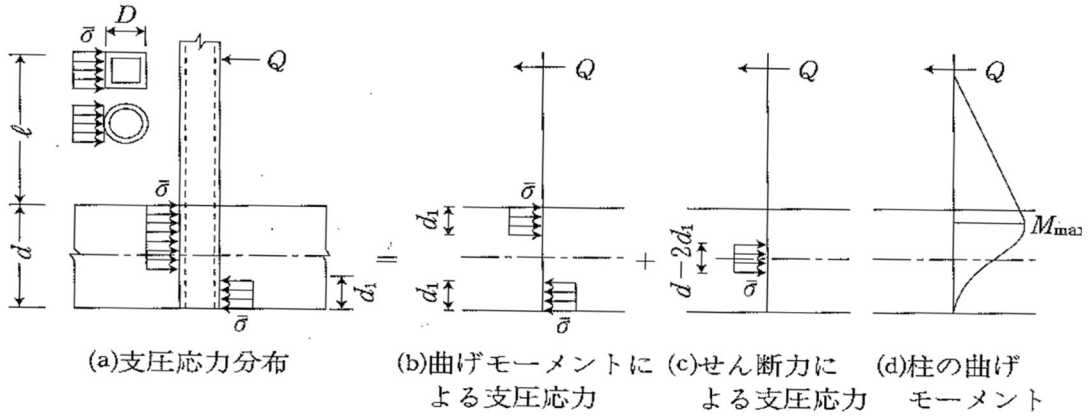
上記分類のうち、はしあきの大きい側柱については、まずは中柱と見なしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

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

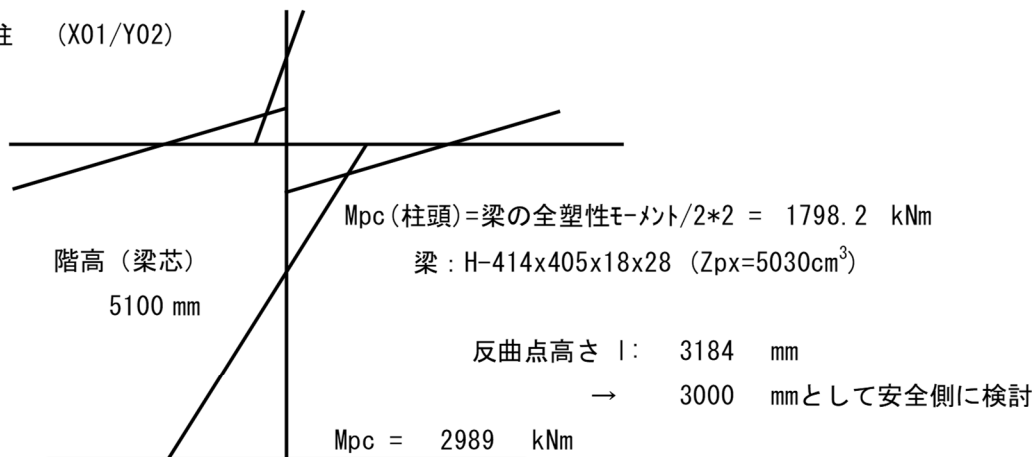
l : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

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 $\frac{\sigma}{2/3 Fc}$	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)

$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} \cdot F$$

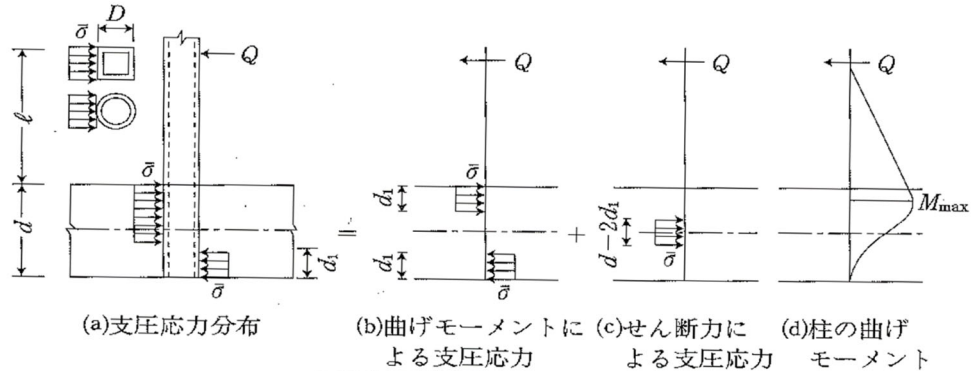
σ : 支圧応力度

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

(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、基礎梁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



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

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)

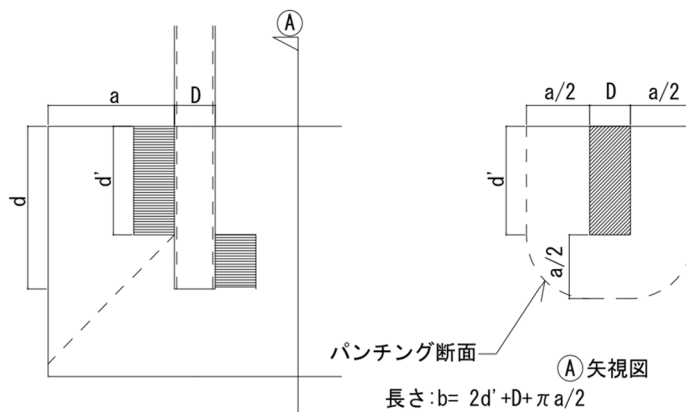
D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

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

$P(\sigma)$: 支圧応力で、 $\bar{\sigma} \cdot d'$ で求める。 d_1 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討

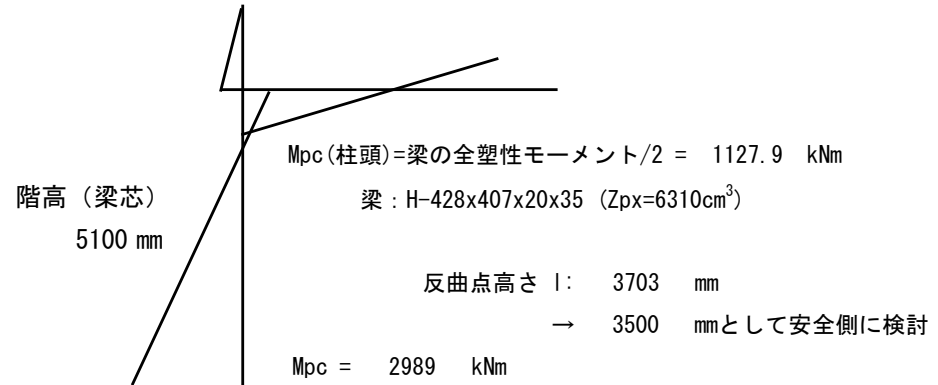


Q_a : パンチング耐力 = $1.5 \cdot f_s \cdot b \cdot j$ 、(ここで $j = (a - 100 \text{mm}) \times 7/8$ とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力: $P(\sigma)$ と、パンチング耐力 Q_a 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)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	σ (N/mm ²)	$2/3F_c$ (N/mm ²)	検定値 $\frac{\sigma}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761

σ : 支圧応力度
 P(σ) : 支圧応力
 $P(\sigma) = \sigma * d'$

■STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

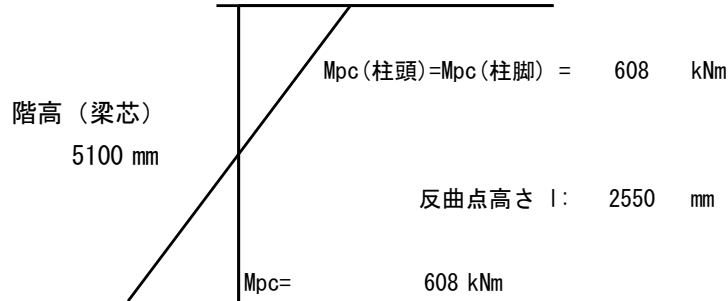
a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1550	5897	1269	1.09	12233

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	12233	0.48	O.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) = $\sigma * d'$
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	1.09	4770

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	4770	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

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

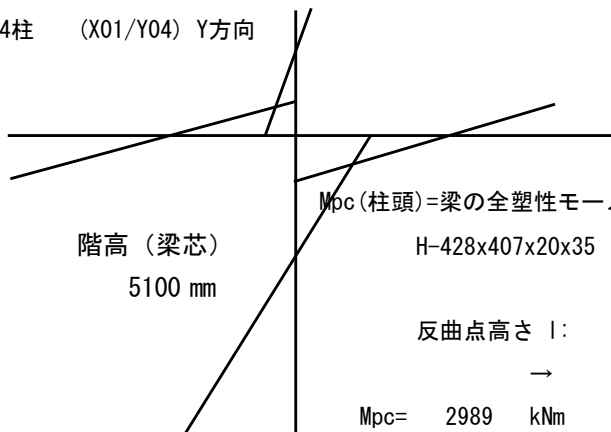
ここで、 T_u ：補強筋の引張降伏耐力 ($= a_t \cdot \sigma_y$) (N)
 a_t ：補強筋の断面積の和 (mm^2)
 σ_y ：補強筋の降伏点 (N/mm^2)
 d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離 (mm)
 C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力 (N) で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合
 $C_c = T_u - Q_{pc}$ [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
 $C_c = T_u + Q_{pc}$ [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所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



$$M_{pc}(\text{柱頭}) = \text{梁の全塑性モーメント} / 2 * 2 = 2255.8 \text{ kNm}$$

H-428x407x20x35 ($Z_{px}=6310\text{cm}^3$)

反曲点高さ l: 2906 mm

→ 2900 mmとして安全側に検討

$$M_{pc} = 2989 \text{ kNm}$$

■ 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)
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (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		Fy (N/mm ²)	dt (mm)	at (mm ²)
n	径			
10	D32	345	510	7940

Fy: 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu-Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	σu (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.94	OK

$$\sigma u = 2/3 F_c$$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

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

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu+Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	σu (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.80	OK

4. まとめ

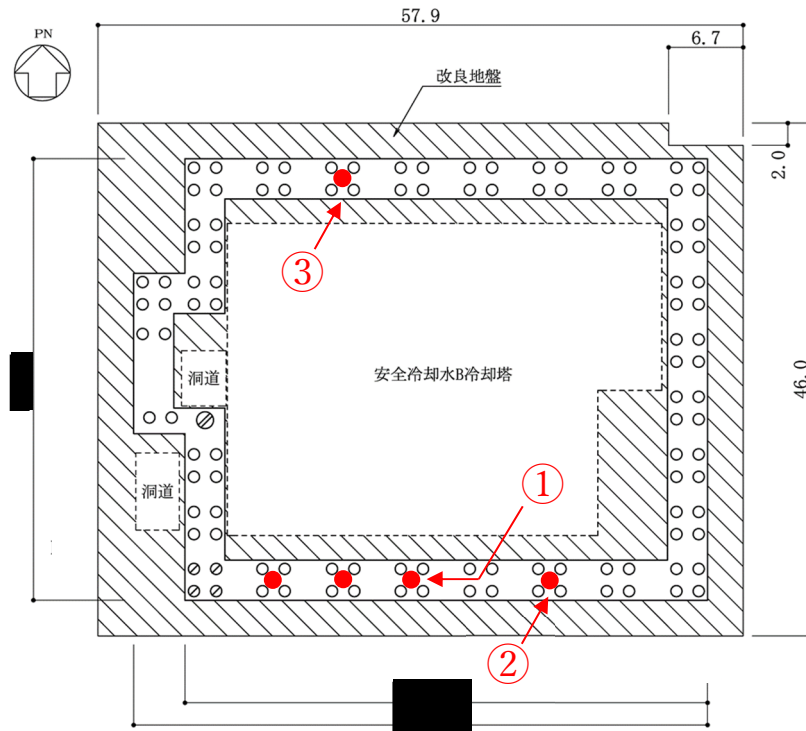
基礎梁の最大検定値は，軸力及び曲げモーメントに対し 0.737，せん断力(修正荒川式)に対し 0.395であった。




杭体の最大検定値は，軸力-曲げモーメントに対し 0.567 (浮力考慮)，せん断力に対しては 0.376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 0.157(浮力非考慮)，引抜き抵抗力に対し 0.161(浮力考慮)であった。

基礎梁の杭からの押し抜きせん断の最大検定値は，鉛直力に対し 0.17 及び水平力に対し 0.82 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，0.56 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 0.50 であった。また，コンクリートの支圧に対して，0.94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. 参考資料 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> 

別添 8

座屈拘束ブレースのばらつきによる
影響評価について

目 次

1. 評価方針	1
2. 評価方法	1
3. 検討結果	2
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)	2
3.2 座屈拘束ブレースの耐震評価	3
4. 考察及びまとめ	6

1. 評価方針

第1回申請対象設備の飛来物防護ネットにおいて、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、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(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、中間値(225N/mm²)に対する公差幅(±20 N/mm²)を考慮する。

2. 評価方法

評価対象部位は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(補正書)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、座屈拘束ブレースにおける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、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(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、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(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値結果を第 3.1-1 表に示す。座屈拘束ブレースにおける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「0.92」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 3.1-1 表 各鉄骨部材の検定値結果

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

※1：地震荷重として，地盤のばらつきの基本ケース・ $+1\sigma$ ・ -1σ の結果を包絡した地震力にて応力解析を実施

※2：地震荷重として，地盤のばらつきを考慮して最大応答となる -1σ 地盤の地震力(ただし鉛直方向は※1の結果)にて応力解析を実施

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3.2-1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、約5%であり軽微である。

評価の結果、最大軸ひずみは、最大1.76%であり、許容値3.0%以下を満足することを確認した。

第 3.2-1 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	1.76	3.0	Ss-C1
中間値	1.70	3.0	Ss-C1
ばらつき下限値	1.63	3.0	Ss-C1

(2) 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労評価は、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7%であり影響は軽微である。疲労評価結果を第3.2-2表、第3.2-3表に示す。

評価の結果、疲労係数総和は、最大0.629であり、許容値1.0以下を満足することを確認した。

第 3.2-2 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% - 2.6%) ^(注1) (1.0% - 2.7%) ^(注2) (1.0% - 2.8%) ^(注3)		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5,537 回		許容繰返回数 N : 1,952 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	111	0.0200	105	0.0538	81	0.1709	21	0.3134	0.559
中間値	105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.595
ばらつき 上限値	101	0.0182	82	0.0420	114	0.2405	19	0.3276	0.629

注 1 : ばらつき下限値のケース

注 2 : 中間値のケース

注 3 : ばらつき下限値のケース

第 3.2-3 表 疲労評価結果 地震波 Ss-C1(H) $_{-}\sigma$ 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% - 2.8%) ^(注1) (1.0% - 2.9%) ^(注2)		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5,537 回		許容繰返回数 N : 1,952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N : 58 回 ^(注1) (54 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	17	0.0031	2	0.0010	2	0.0042	2	0.0345	0.043
中間値	14	0.0025	3	0.0015	2	0.0042	2	0.0370	0.046
ばらつき 上限値	13	0.0023	5	0.0026	2	0.0042	2	0.0370	0.047

注 1 : ばらつき下限値及び中間値のケース

注 2 : ばらつき上限値のケース

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「0.92」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 1.76% であり、許容値 3.0% 以下を満足した。座屈拘束ブレースのひずみの累積係数は 0.629 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。

別添 9

飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算(全応力解析, 有効応力解析)について

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	38
3.3 入力地震動	43
3.4 解析方法	44
3.5 解析条件	45
3.5.1 復元力特性	45
3.6 材料物性のばらつき	48
4. 解析結果	52
4.1 固有値解析結果	52
4.2 全応力解析	58
4.2.1 地盤の応答結果	58
4.2.2 上部構造の応答結果	66
4.3 有効応力解析	97
4.3.1 地盤の応答結果	97
4.3.2 上部構造の応答結果	107

1. 概要

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