

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 R12
提出年月日	令和4年3月25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. 本資料（R12）は、令和4年2月24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 R11」に対し、審査会合資料との整合及び記載内容の適正化を図るとともに、資料構成の見直しを行ったものである。
2. R11 からR12 への資料構成の新旧比較を次頁に示す。

補足説明資料「耐震建物23」の構成 新旧比較

見直し前 R11 (令和4年2月24日提出)	
資料番号	内容
本文	再処理事業所内の全ての竜巻防護対策設備について、耐震評価方針等を記述。
別紙1-1	A4Bの竜巻防護対策設備について、耐震評価の概要(本文相当)を記述。
別添1	耐震評価の手順について
別添2	地震応答解析の適用性
参考資料1	ばらつき検討用の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、FLIPの適用性
別添3	質点系モデルの妥当性検証
別添4	防護板、防護ネットの耐震影響確認
別添5	座屈拘束ブレースの構造評価
別添6	相対変位評価
別添7	基礎梁および杭の評価
別添8	座屈拘束ブレースのばらつき影響評価
別添9	地震応答計算について
別添10	耐震計算書
(新規)	A4Bの竜巻防護対策設備について、組合せ係数法の適用性を記述。

見直し後 R12 (令和4年3月25日提出)	
資料番号	内容
本文	同左
別紙1-1	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性評価について (資料構成の紹介)
資料1	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書 (旧別添9)
資料2	飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の耐震性についての計算書 (旧別添10、旧別添6)
別添1	地震応答解析モデルの妥当性・保守性について (旧別紙1-1 p39～p55、旧別添2、旧参考資料2)
別添2	質点系モデルの妥当性について (旧別添3)
別添3	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 (旧参考資料1)
別添4	座屈拘束ブレースの耐震評価について (旧別紙1-1 p23～p25、p71、旧別添5、旧別添8)
別添5	支持架構の耐震評価について (旧別紙1-1 p17～p22、p56～p70、p89 (2方向)、旧別添1 p97～p102)
別添6	基礎梁の耐震評価について (旧別紙1-1 p73～p77、p89 (2方向)、旧別添1 p103～p105、旧別添7)
別添7	杭の耐震評価について (旧別紙1-1 p78、p89 (2方向)、旧別添1 p107～p111、旧別添7)
別添8	組合せ係数法の適用性について (新規)
別添9	液状化の影響確認について(地盤剛性低下、沈下、転倒及び滑動) (旧別紙1-1のp79～88)
別添10	防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について (旧別添4)

目 次

1. 概要	1
2. 耐震評価方針	2
3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定	4
3.1 耐震評価において考慮すべき荷重	4
3.2 荷重の組合せ	5
4. 地震応答解析	6
5. 許容限界の設定	7
6. まとめ	8

■: 商業機密の観点から公開できない箇所

1. 概要

本資料は、再処理施設の第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支持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（支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、取付金物等）とする。

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

各設備における地震荷重の算定方法の詳細については、別紙にて示す。

(4) 風荷重 (W_L)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成12年建設省告示第1454号」に定められた六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。風荷重の算定にあたっては、以下の建築基準法施行令第87条による式に基づき設定する。風力係数等及び受圧範囲については、施設の形状により異なることから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/m^2)

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年国土交通省告示第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	支持架構 基礎梁 杭	S _s	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。
						別紙 1-1 に記載の各種適用規格・基準に基づく終局強度及び「BCJ 評定-ST0126-06」に基づく許容限界。
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			備考
		提出日	Rev	
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	3/25	12	
別紙 1-2	飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-3	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-4	飛来物防護ネット（第2非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 1-5	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔A）の耐震性評価について			
別紙 1-6	飛来物防護ネット（使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性評価について			
別紙 2	飛来物防護板の耐震性評価について			
別紙 2-1	飛来物防護板（前処理建屋 安全蒸気系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-2	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 東ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-3	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-4	飛来物防護板（前処理建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-5	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 A）の耐震性評価について			
別紙 2-6	飛来物防護板（精製建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室 B）の耐震性評価について			
別紙 2-7	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 A）の耐震性評価について			
別紙 2-8	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統及び計測制御系統施設 B）の耐震性評価について			
別紙 2-9	飛来物防護板（高レベル廃液ガラス固化建屋 非常用所内電源系統、計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室）の耐震性評価について			
別紙 2-10	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-11	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 A 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-12	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 北ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-13	飛来物防護板（非常用電源建屋 第2非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室 B 南ブロック）の耐震性評価について			
別紙 2-14	飛来物防護板（第1ガラス固化体貯蔵建屋 床面走行クレーン 遮蔽容器設置室）の耐震性評価について			

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

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

別紙 1

飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)

の耐震性評価について

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

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

- 別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について
- 別添2 質点系モデルの妥当性について
- 別添3 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
- 別添4 座屈拘束ブレースの耐震評価について
- 別添5 支持架構の耐震評価について
- 別添6 基礎梁の耐震評価について
- 別添7 杭の耐震評価について
- 別添8 組合せ係数法の適用性について
- 別添9 液状化の影響確認について(地盤剛性低下, 沈下, 転倒及び滑動)
- 別添10 防護板及び防護ネットにおける耐震性の影響確認について

資料 1

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)

の地震応答計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 解析方針	9
2.4 適用規格・基準等	11
3. 解析方法	12
3.1 地震応答解析に用いる地震動	12
3.2 地震応答解析モデル	28
3.2.1 飛来物防護ネット架構	31
3.2.2 地盤	36
3.3 入力地震動	42
3.4 解析方法	43
3.5 解析条件	44
3.5.1 座屈拘束ブレースの復元力特性	44
3.6 材料物性のばらつき	47
4. 解析結果	58
4.1 固有値解析結果	58
4.2 地震応答解析結果	64
4.2.1 全応力解析	64
4.2.2 有効応力解析	99

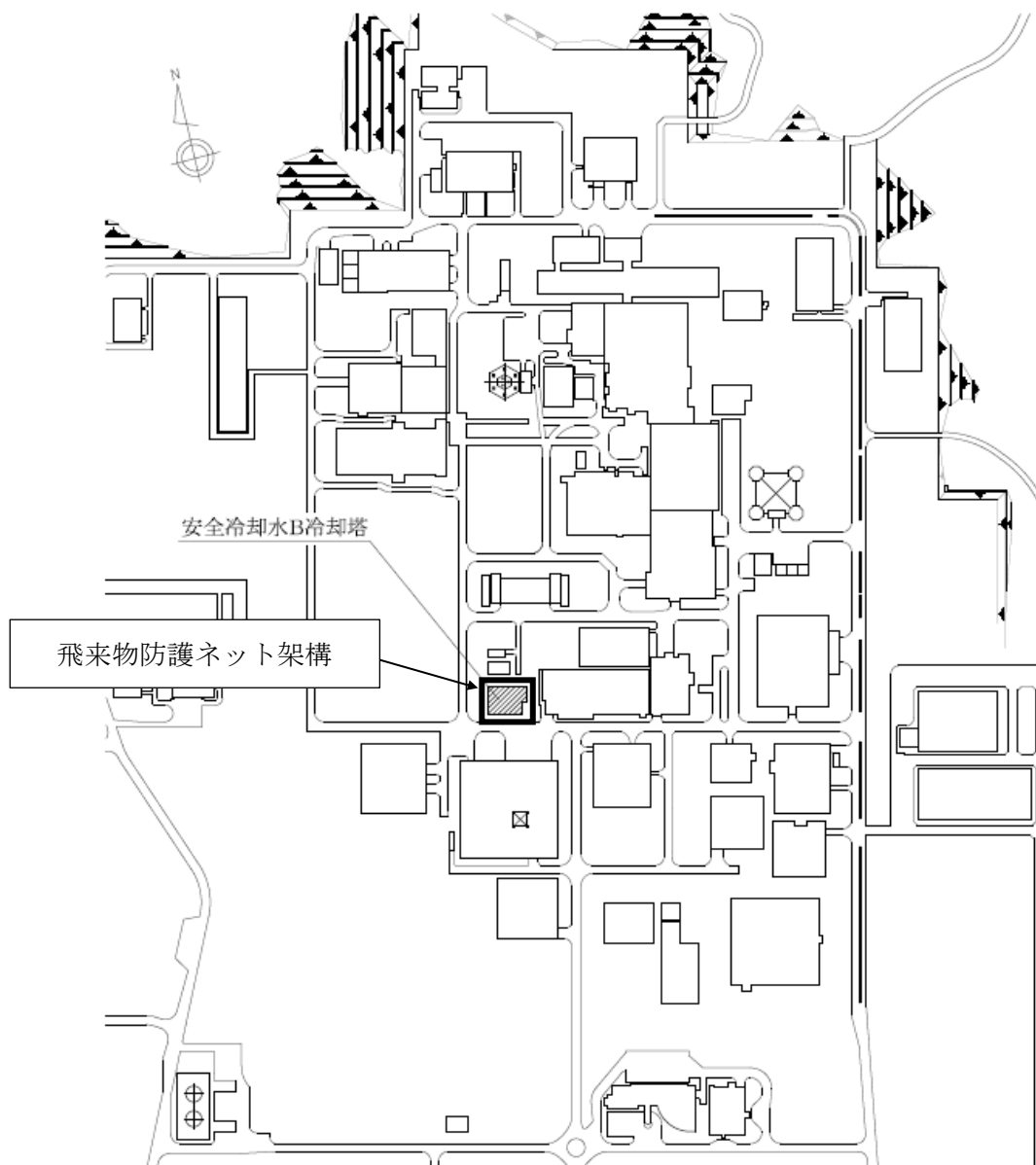
1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 飛来物防護ネット架構の設置位置

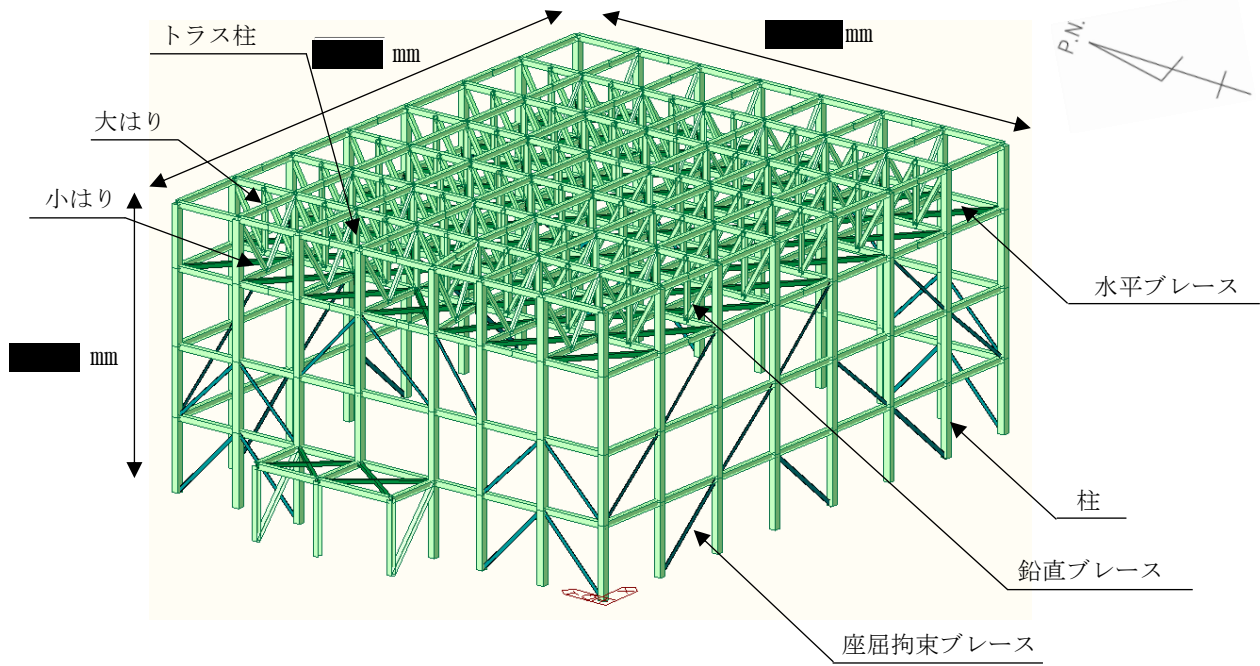
2.2 構造概要

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

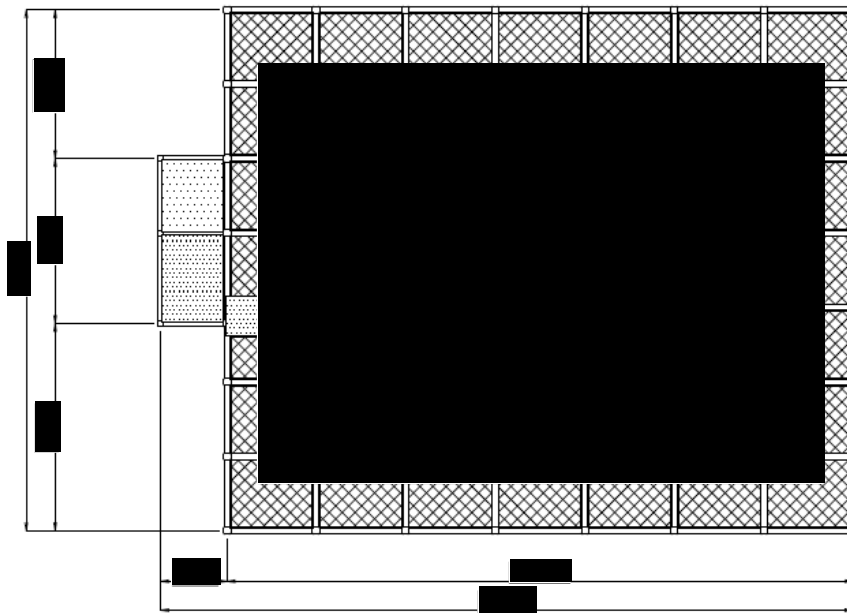
基礎梁は厚さ 3.0m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である岩盤に場所打ちコンクリート杭(外径 1.0m 及び 1.5m, 杭長 16.8m 及び 17.8m, 113 本)を介して設置している。また、液状化対策として飛来物防護ネット架構下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

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

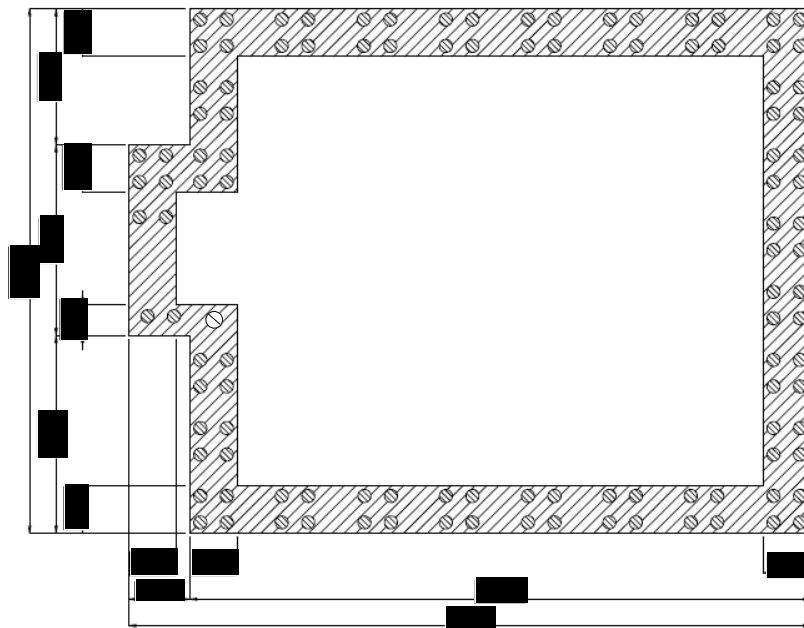
支持架構の全景を第 2.2-1 図に、屋根伏図及び杭伏図を第 2.2-2 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に、基礎梁及び杭の断面図を第 2.2-4 図に示す。







第 2. 2-1 図 支持架構の全景



(屋根伏図)

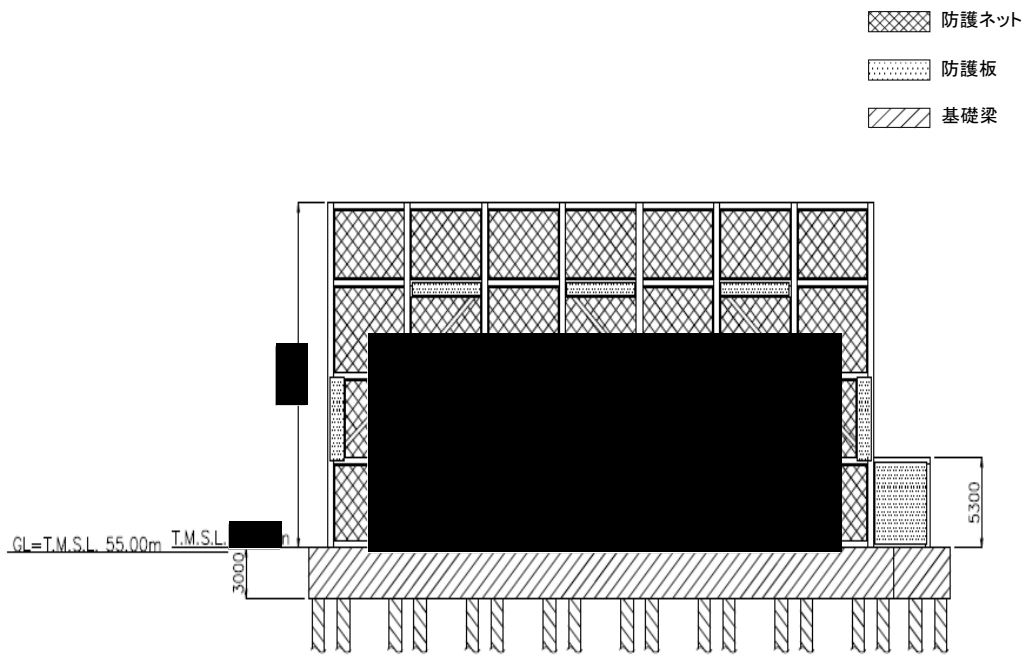


-  防護ネット
 -  防護板
 -  基礎梁
 -  杭 (全113本)
- [単位: mm]

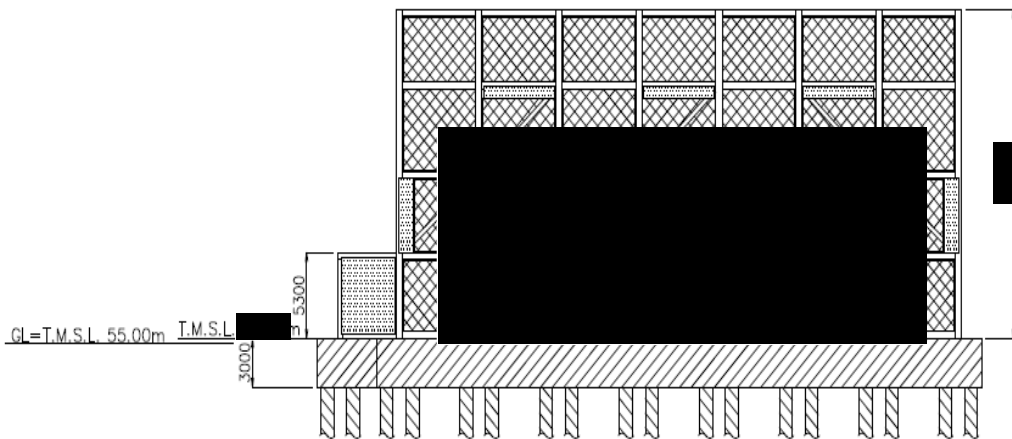
(杭伏図)

(単位: mm)

第 2.2-2 図 飛来物防護ネット架構の屋根伏図及び杭伏図



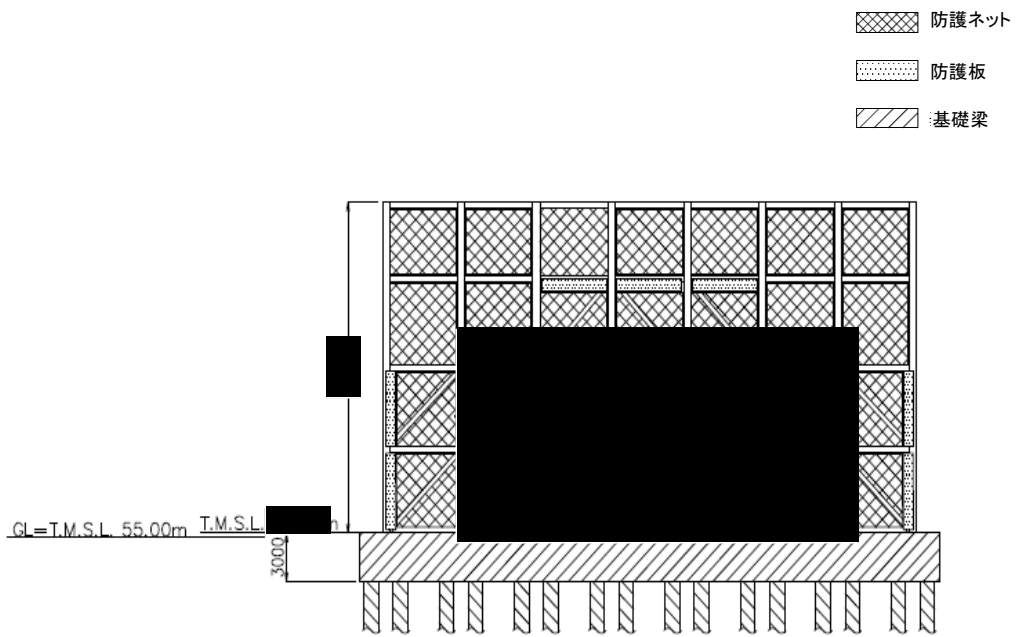
(北面)



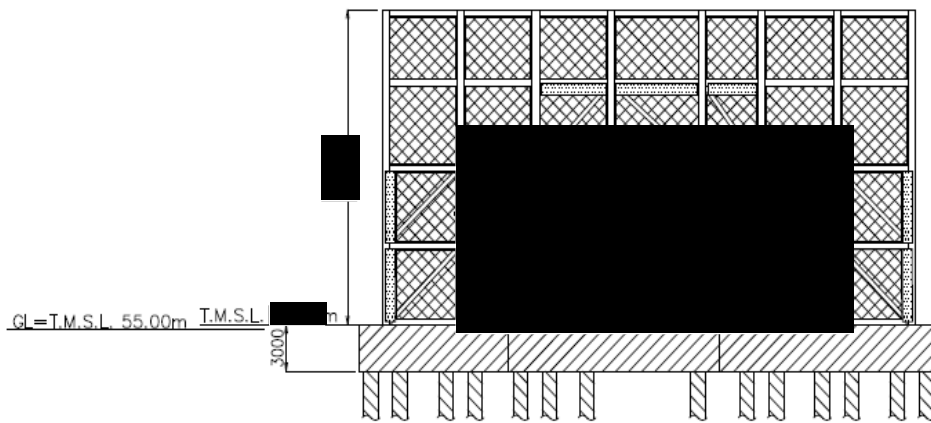
(南面)

(単位：mm)

第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (1/2)



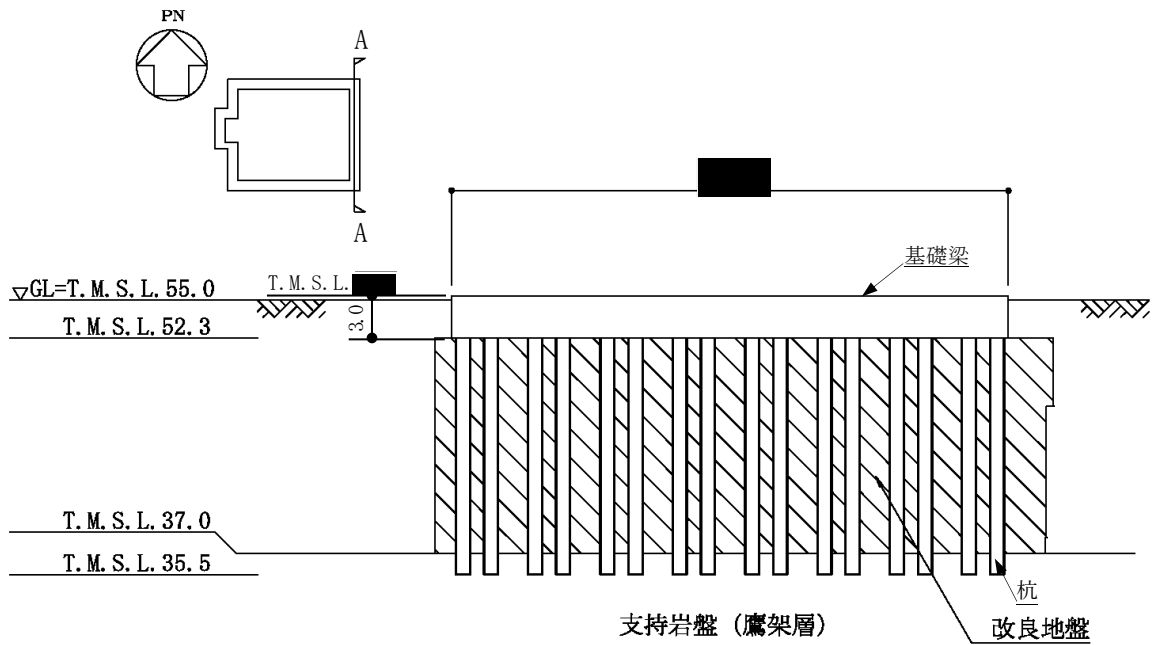
(東面)



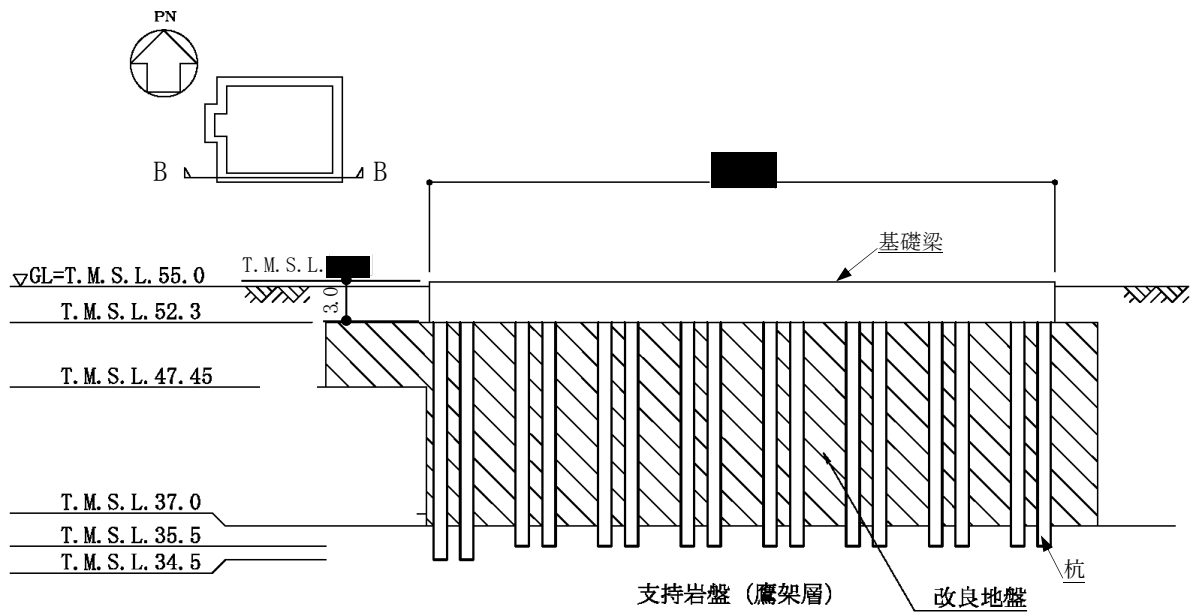
(西面)

(単位：mm)

第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (2/2)



(A-A断面図 (NS方向))



(B-B断面図 (EW方向))

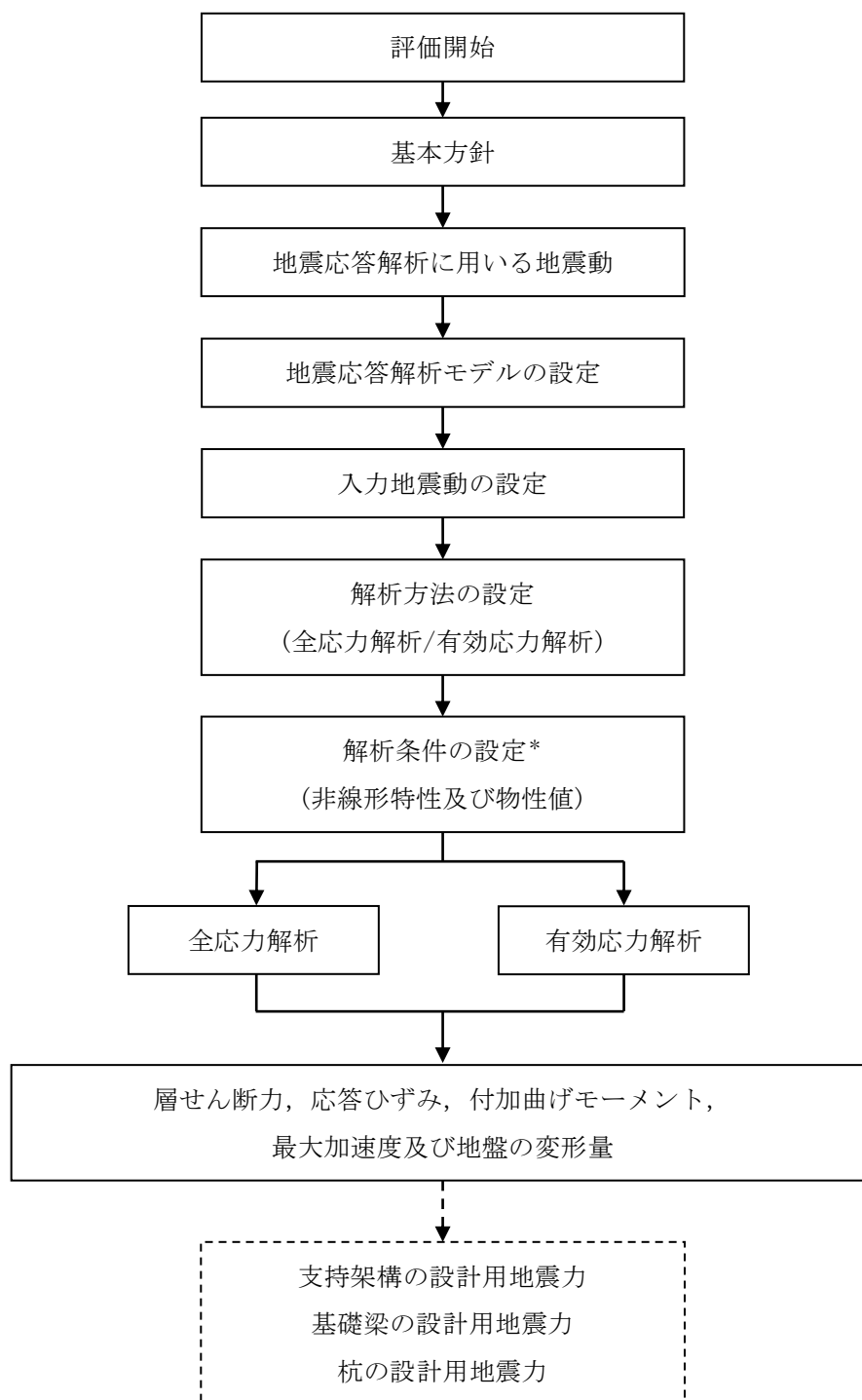
第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図(単位：m)

2.3 解析方針

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

第2.3-1 図に飛来物防護ネット架構の地震応答解析フローを示す。

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



注記 *：材料物性のばらつきを考慮する。

注：実線部は，本資料における説明範囲を示す。

破線部は，耐震計算書における説明範囲を示す。

第 2.3-1 図 飛来物防護ネット架構の地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

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

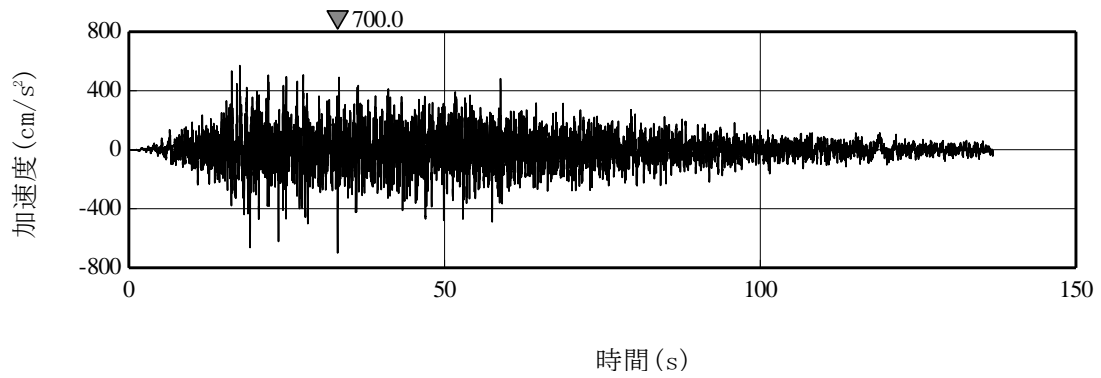
3. 解析方法

3.1 地震応答解析に用いる地震動

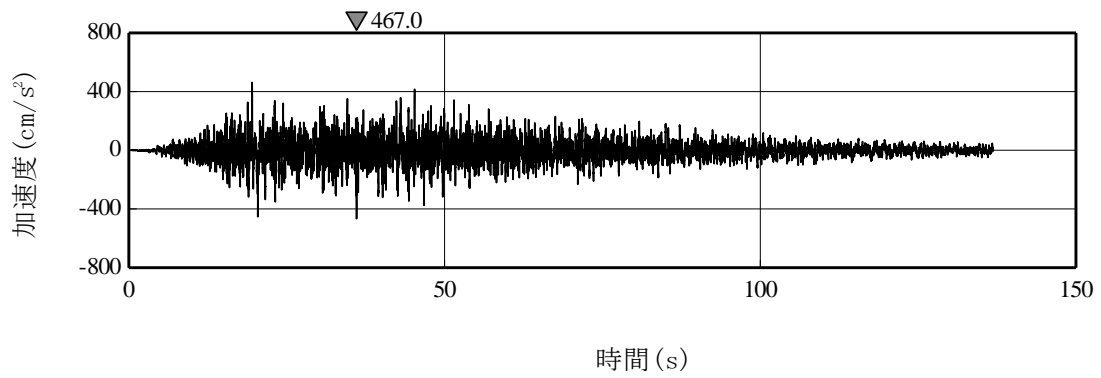
地震応答解析に用いる地震動は、添付書類「IV-1-1-1 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された基準地震動 S_s とする。

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

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



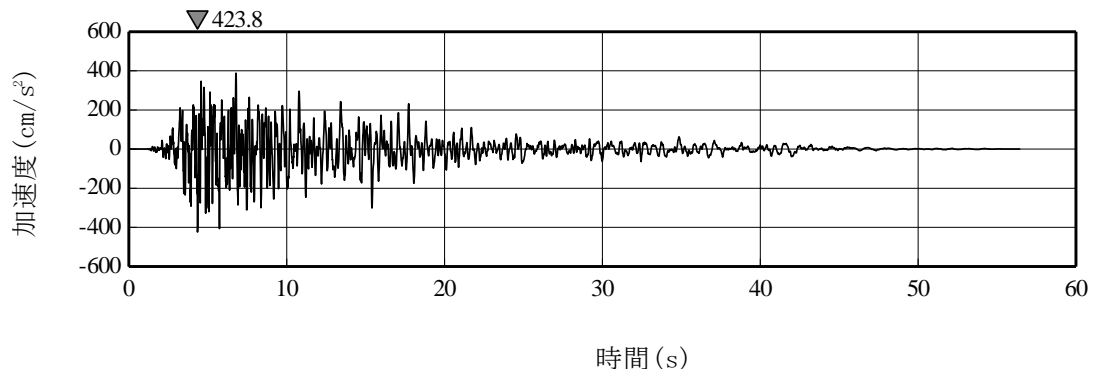
(a) Ss-A(H)



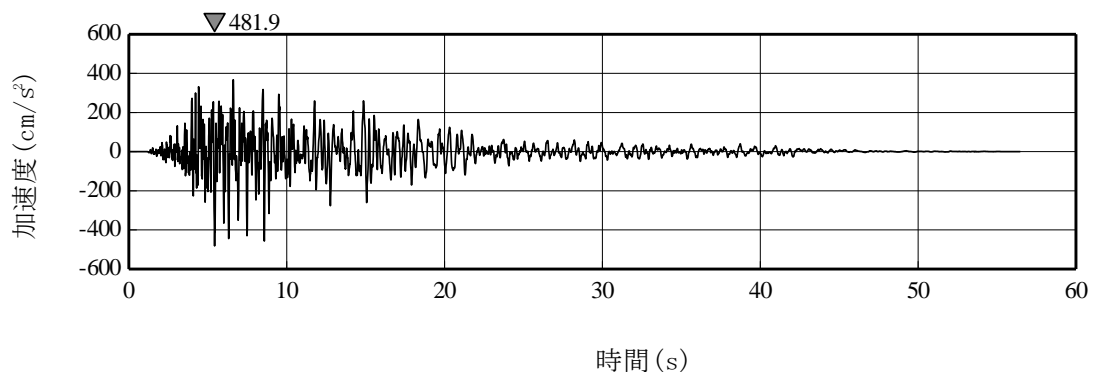
(b) Ss-A(V)

注記：「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

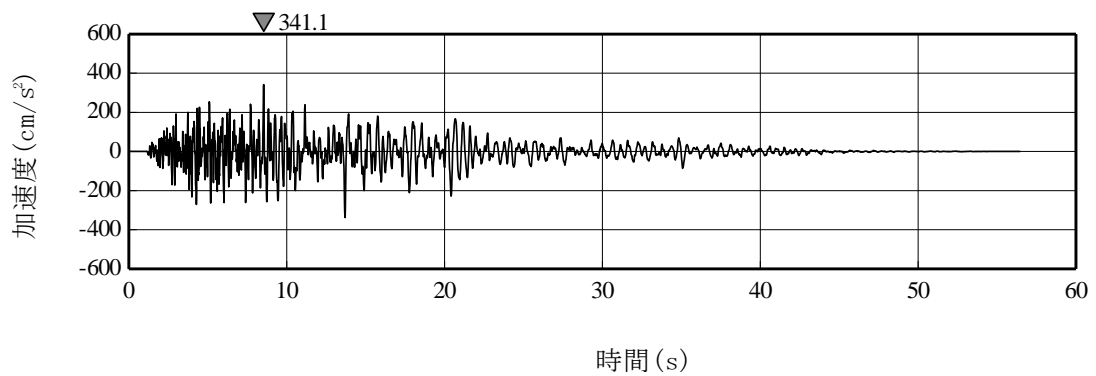
第 3. 1-1 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B1 (NS)

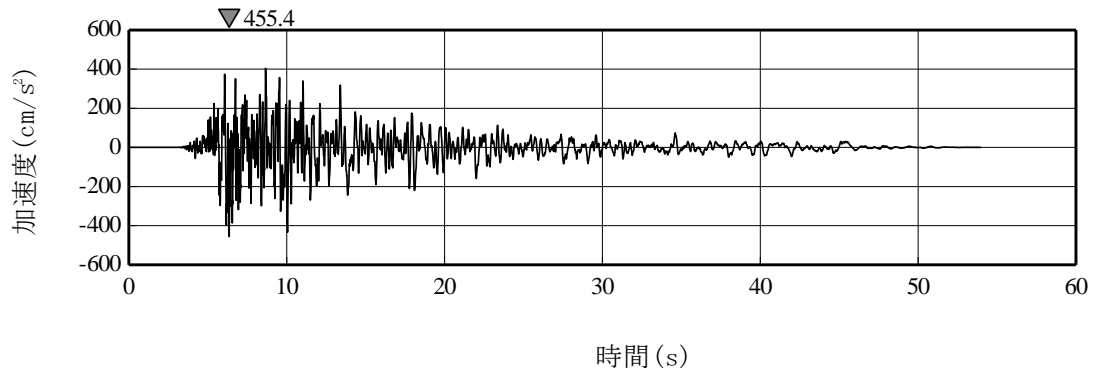


(b) Ss-B1 (EW)

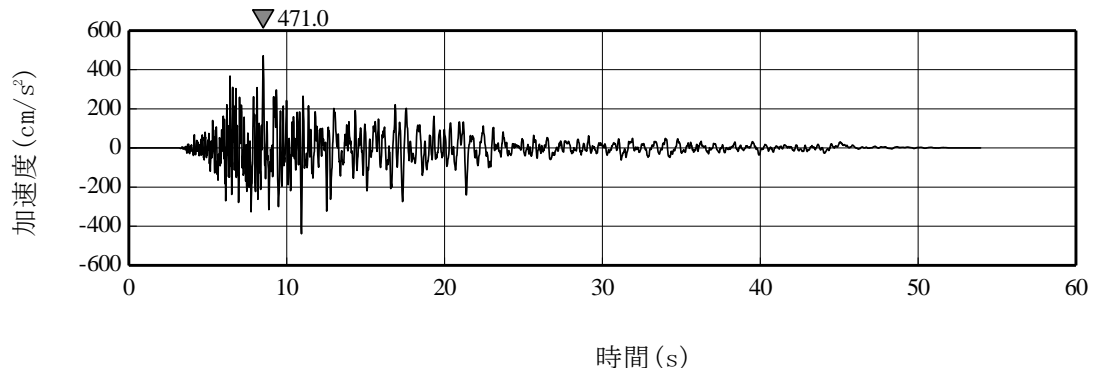


(c) Ss-B1 (UD)

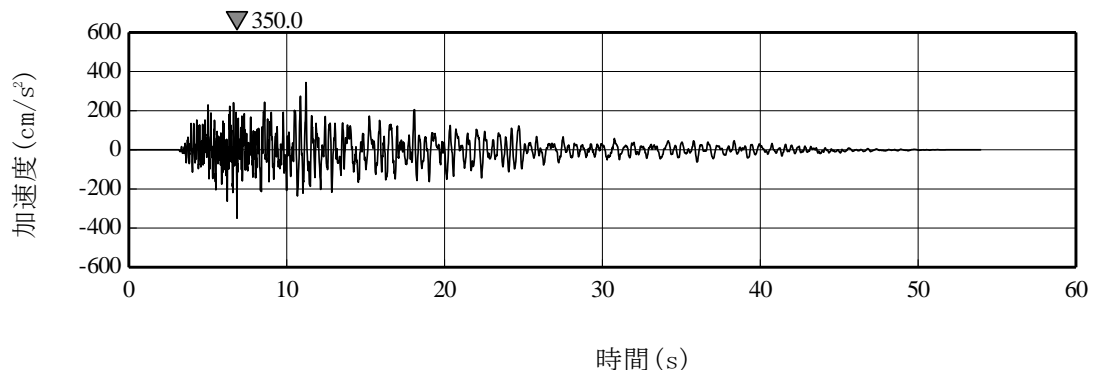
第 3. 1-2 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B2 (NS)

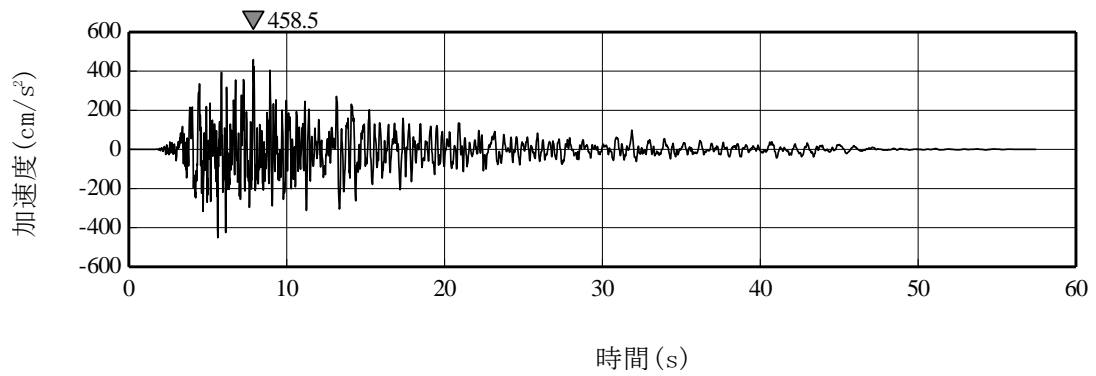


(b) Ss-B2 (EW)

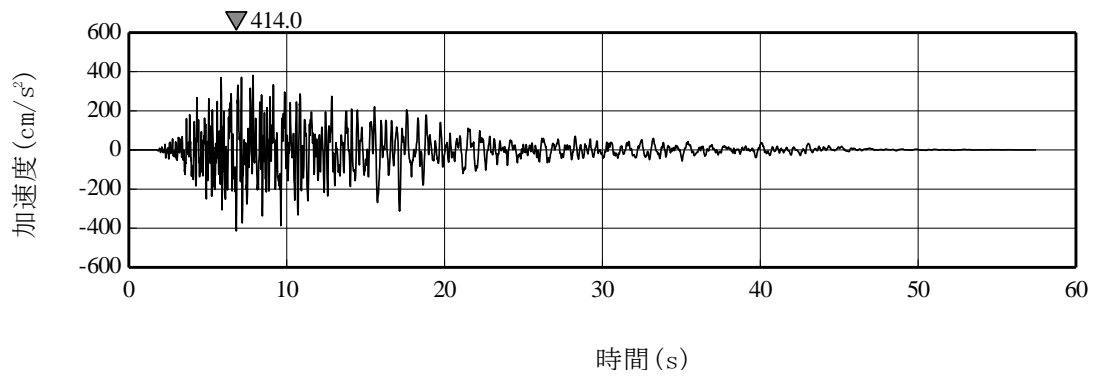


(c) Ss-B2 (UD)

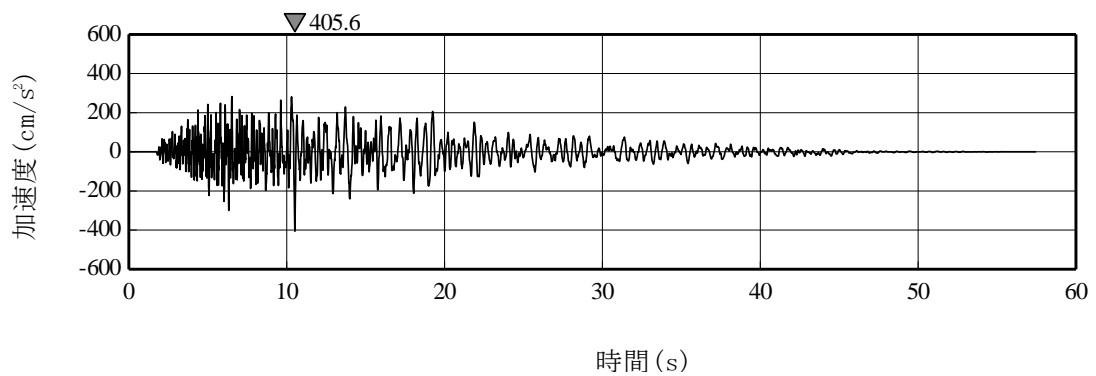
第 3. 1-3 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B3 (NS)

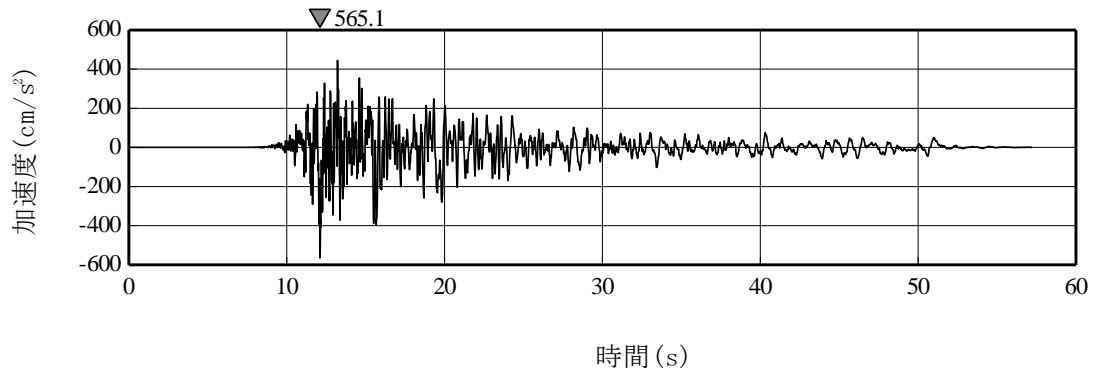


(b) Ss-B3 (EW)

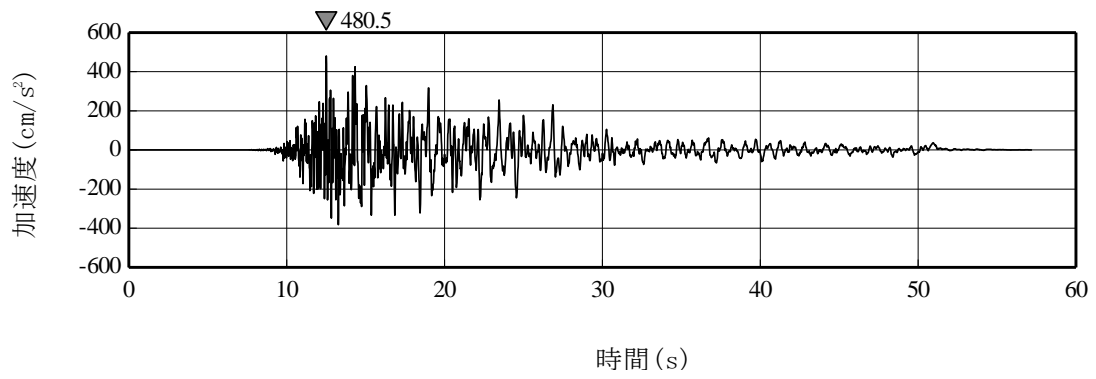


(c) Ss-B3 (UD)

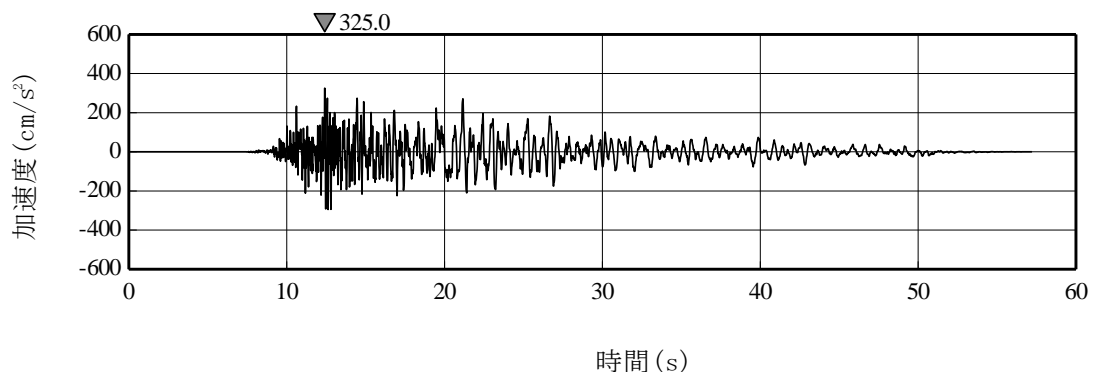
第 3. 1-4 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B4 (NS)

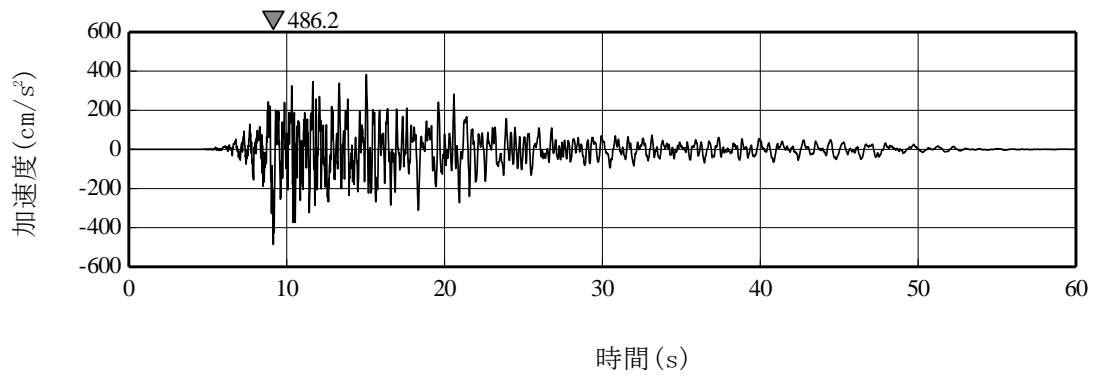


(b) Ss-B4 (EW)

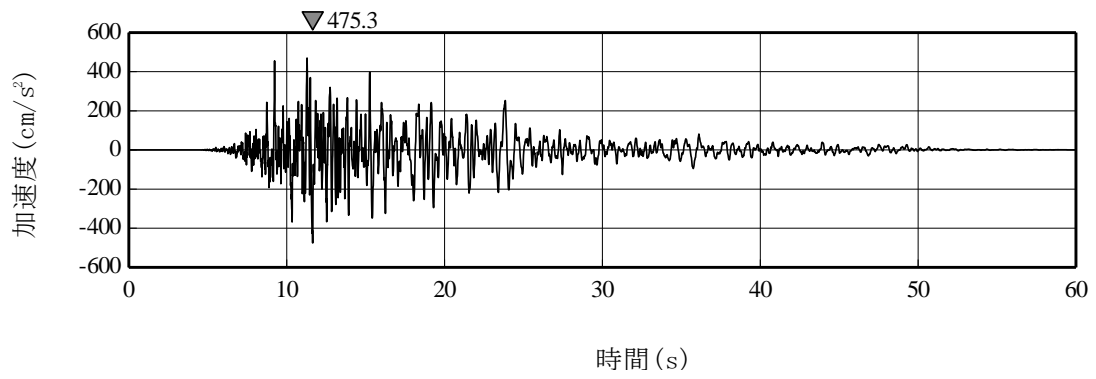


(c) Ss-B4 (UD)

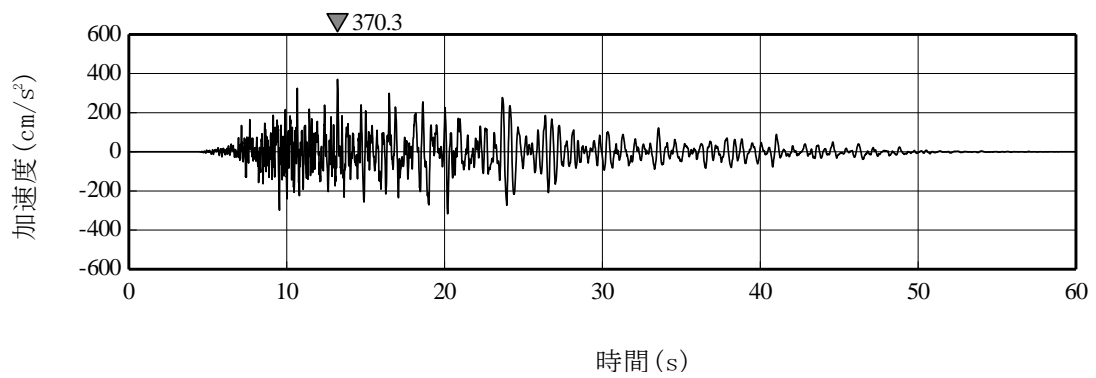
第 3. 1-5 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-B5 (NS)

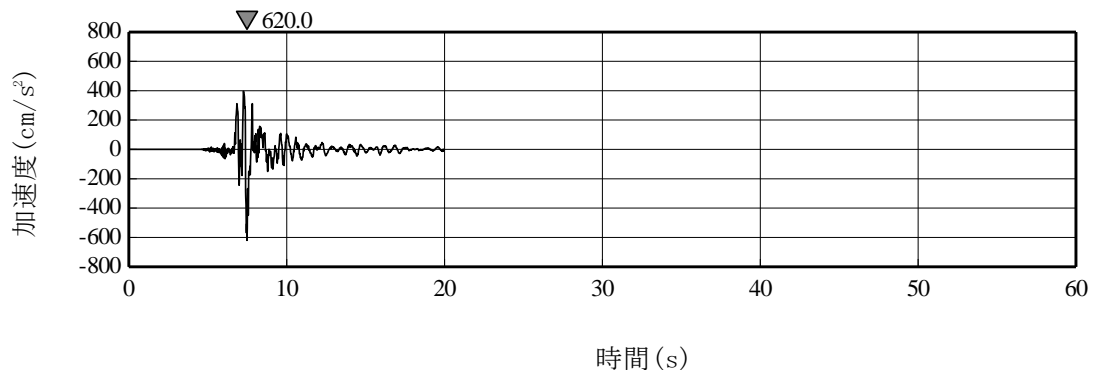


(b) Ss-B5 (EW)

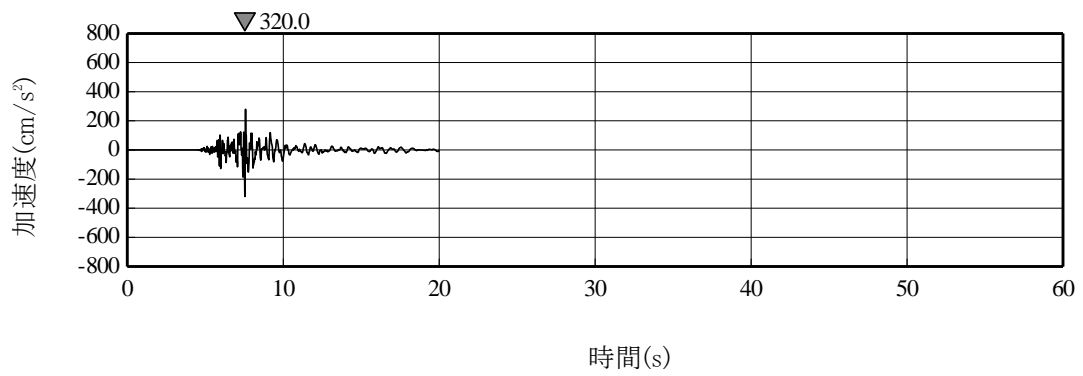


(c) Ss-B5 (UD)

第 3. 1-6 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形

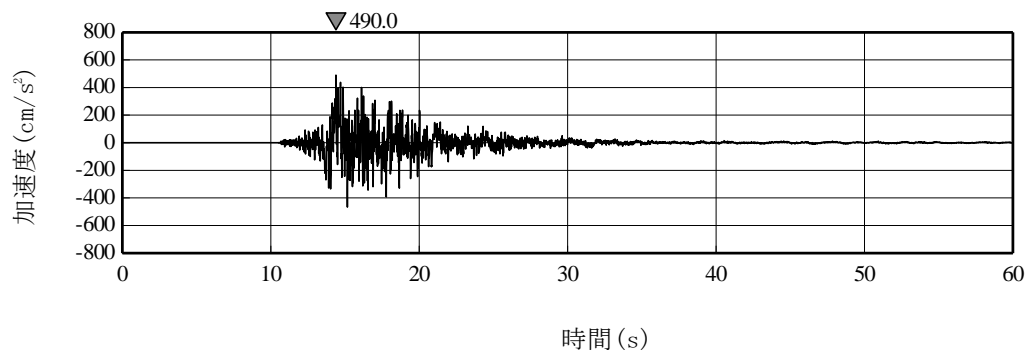


(a) Ss-C1 (NSEW)

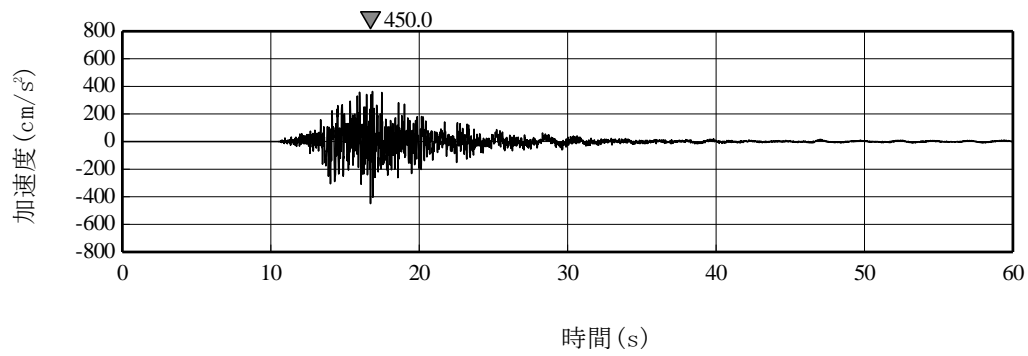


(b) Ss-C1 (UD)

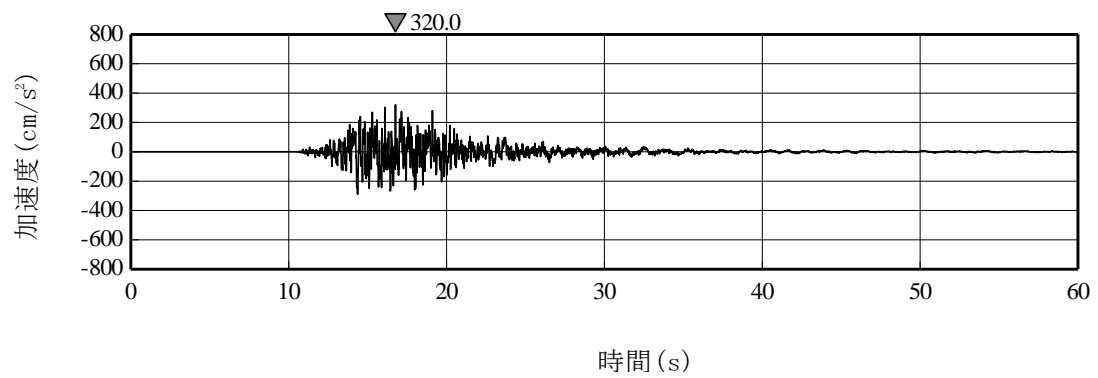
第 3.1-7 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C2 (EW)

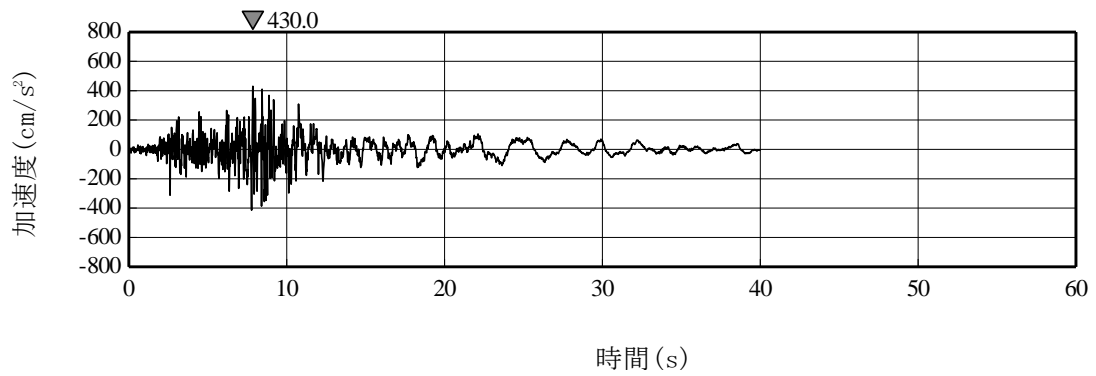


(b) Ss-C2 (NS)

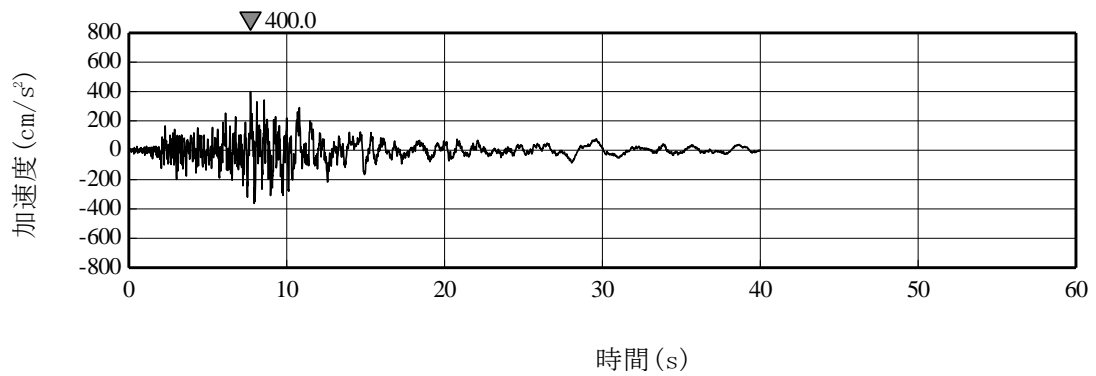


(c) Ss-C2 (UD)

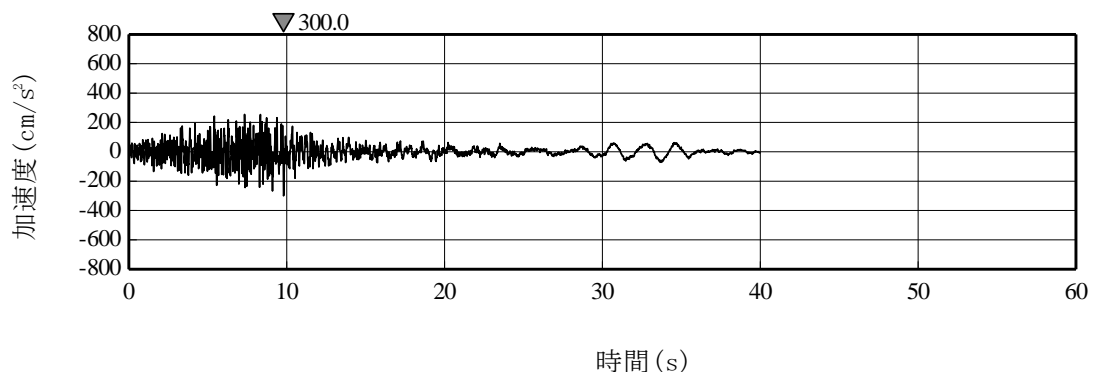
第 3. 1-8 図 基準地震動 S_s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C3 (NS)

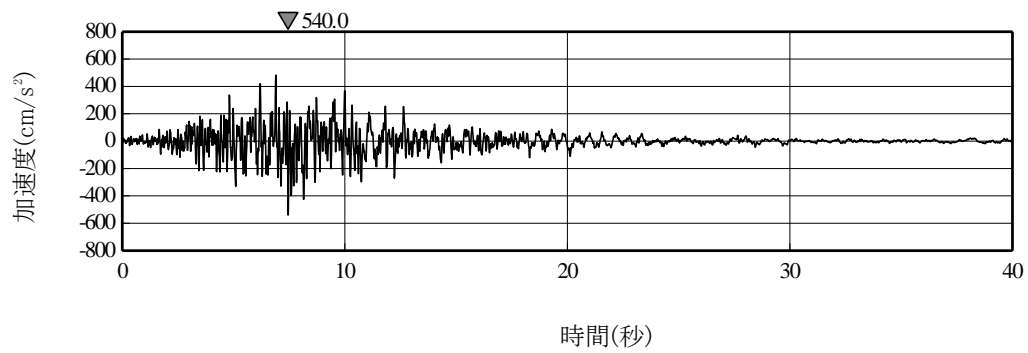


(b) Ss-C3 (EW)

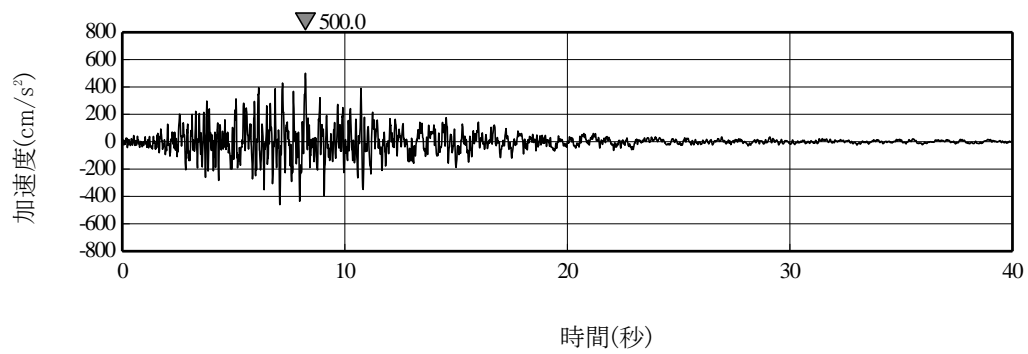


(c) Ss-C3 (UD)

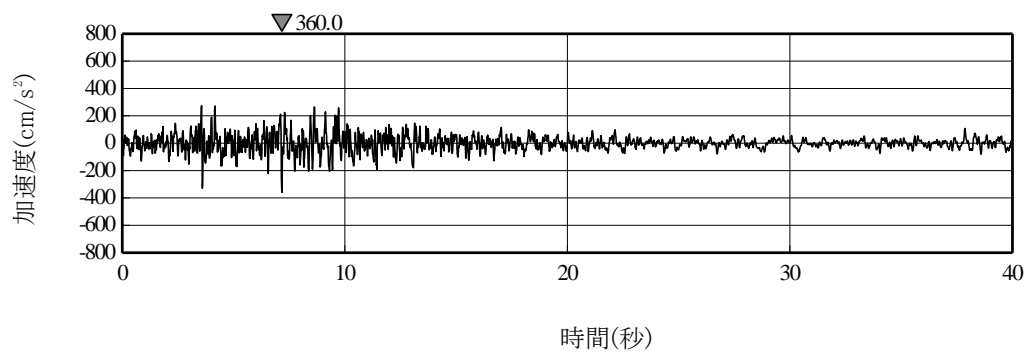
第 3. 1-9 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



(a) Ss-C4 (NS)

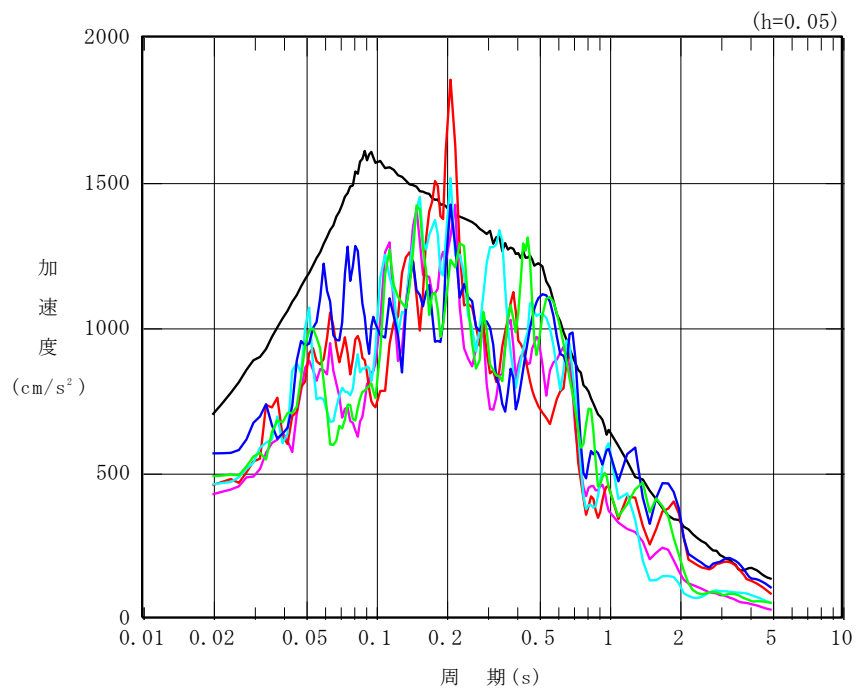


(b) Ss-C4 (EW)



(c) 一関東評価用地震動(鉛直)

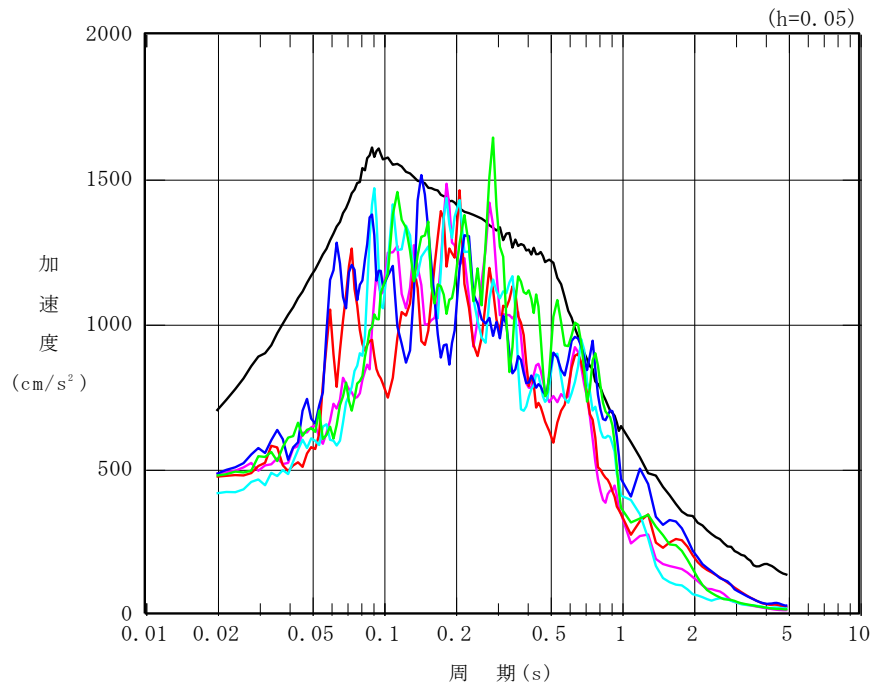
第 3.1-10 図 基準地震動 S s の時刻歴加速度波形



凡例

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

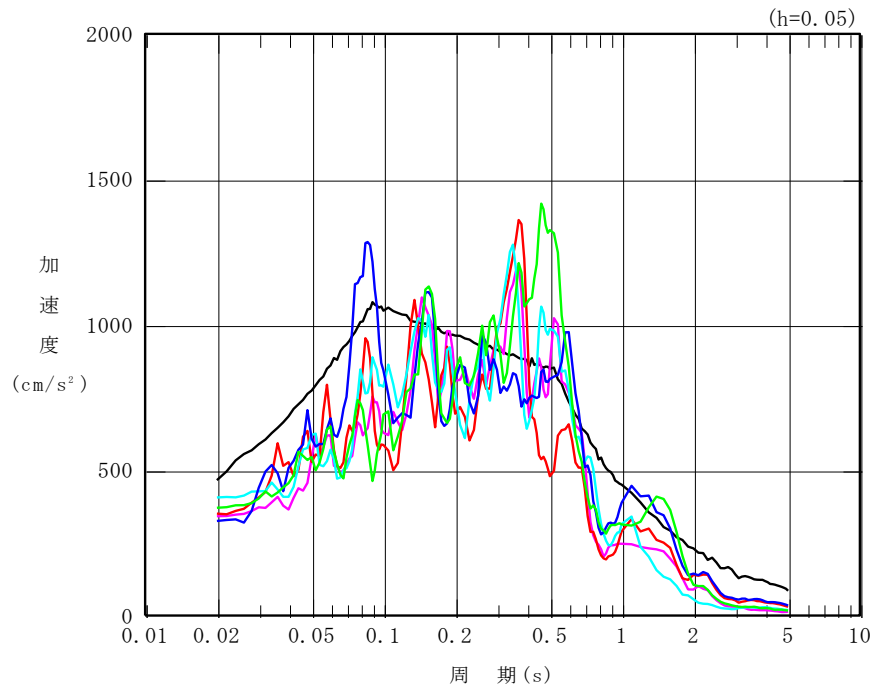
第 3.1-11 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

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

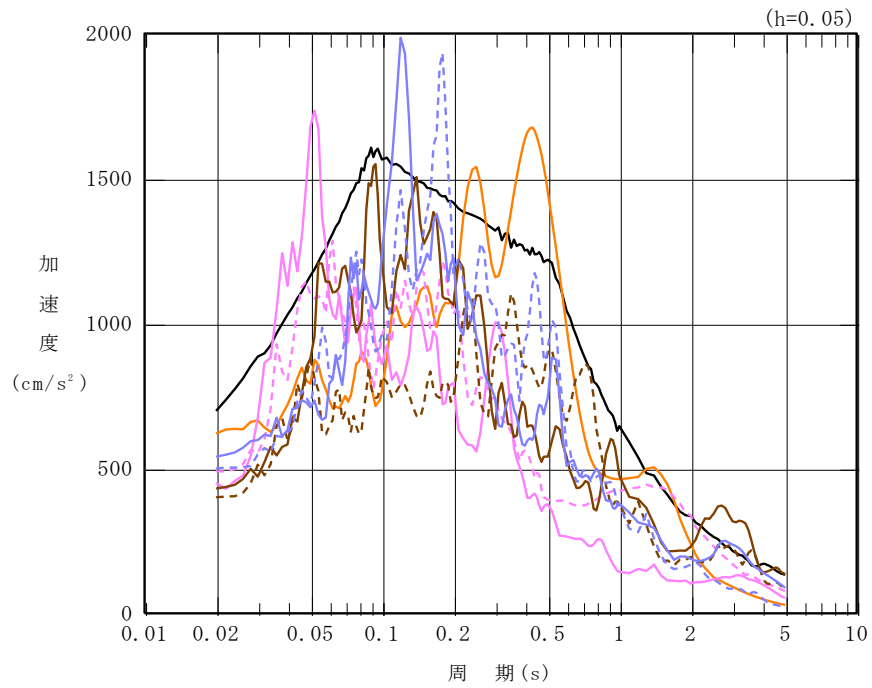
第 3.1-12 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

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

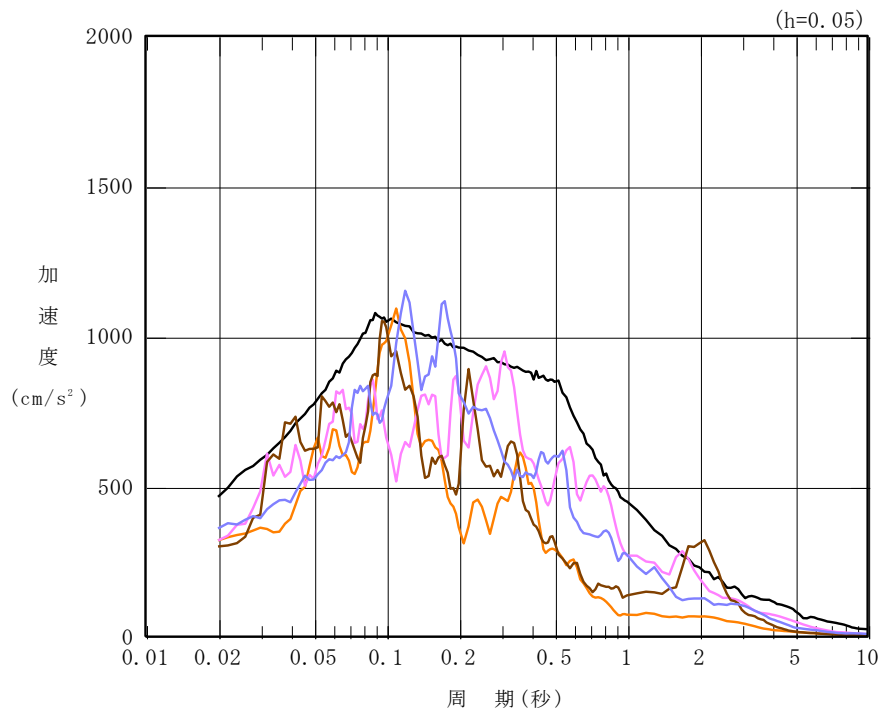
第 3.1-13 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



凡例

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

第 3.1-14 図 基準地震動 S_s の設計用加速度応答スペクトル



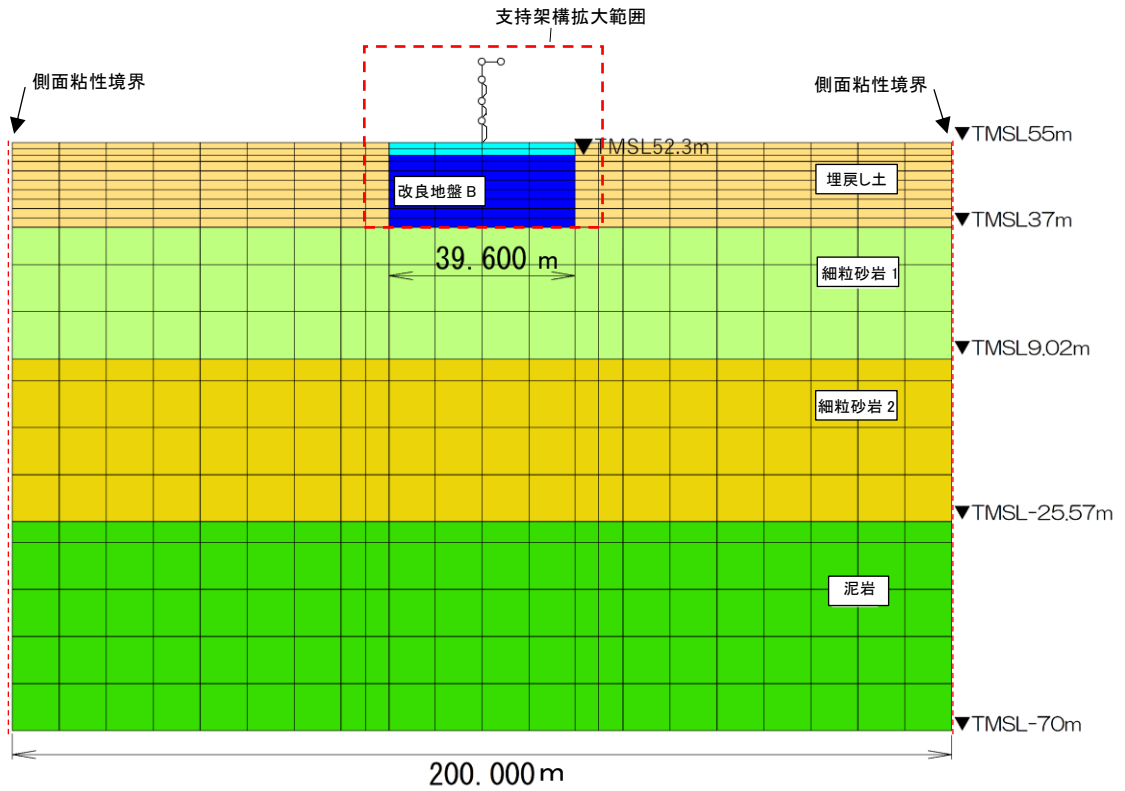
凡例

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

第 3.1-15 図 基準地震動 S s の設計用加速度応答スペクトル

3.2 地震応答解析モデル

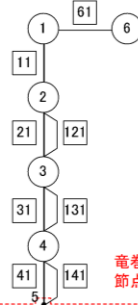
地震応答解析は、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づき、飛来物防護ネット架構と地盤の動的相互作用を考慮できる 2 次元動的有限要素法を用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴非線形解析を行う。また、全応力解析に加え、地震時の地盤の有効応力解析に応じた影響を考慮し、有効応力解析を実施する。地震応力解析モデルを第 3.2-1 図及び第 3.2-2 図に示す。



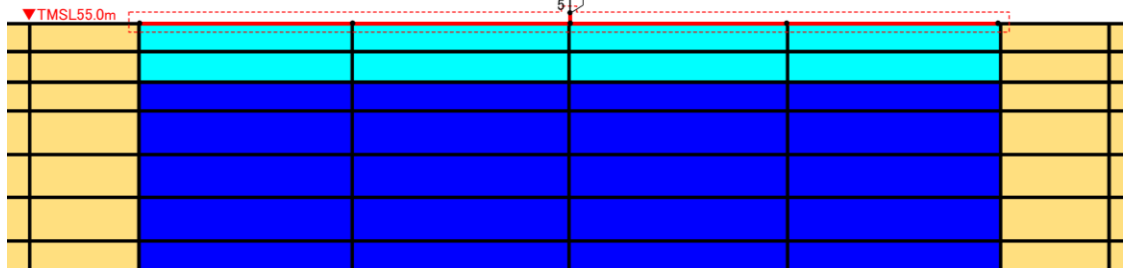
(全体)

凡例

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



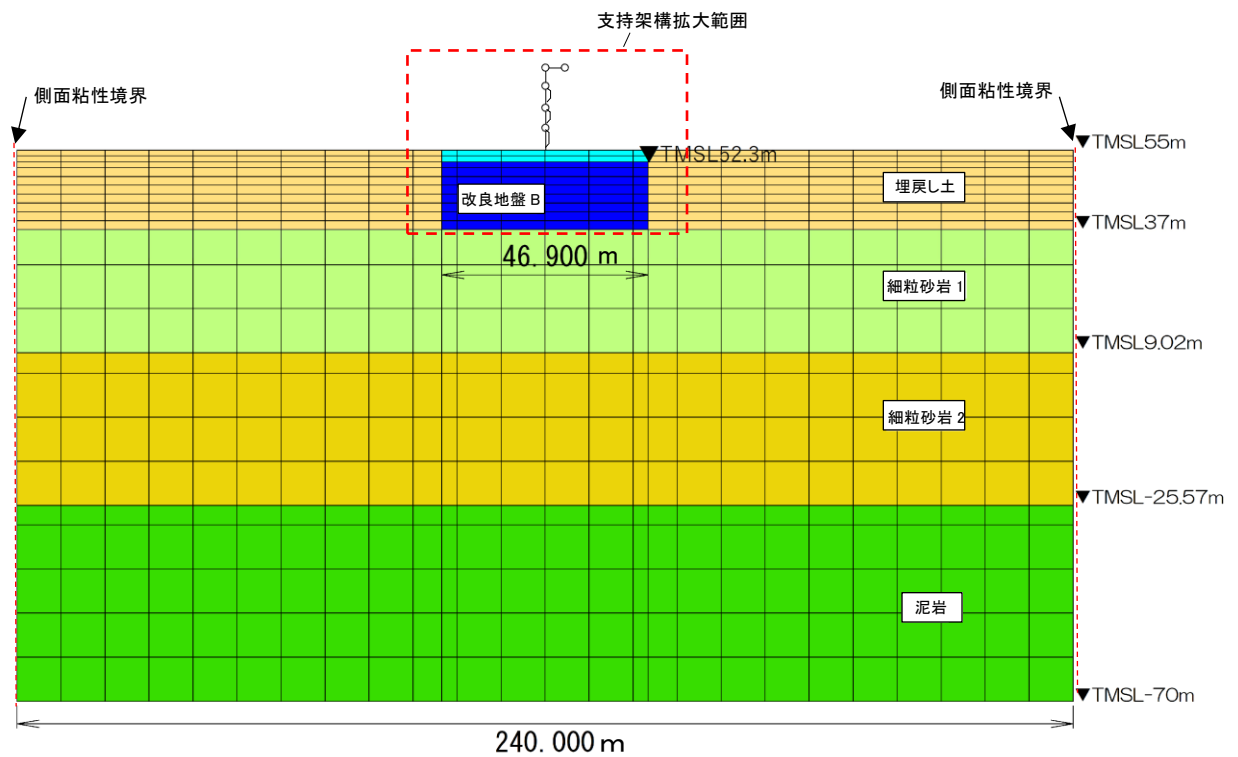
竜巻基礎先端および竜巻施設脚部節点5下部に剛梁を設け結合
節点5の高さはTMSL55.3m



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

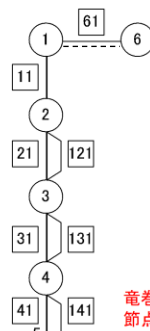
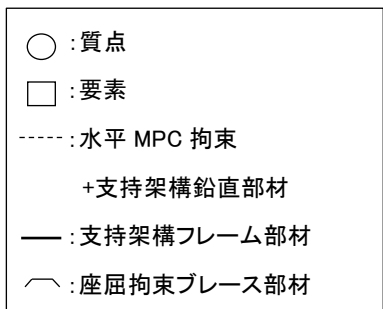
(支持架構部拡大)

第 3.2-1 図 解析モデル NS 断面

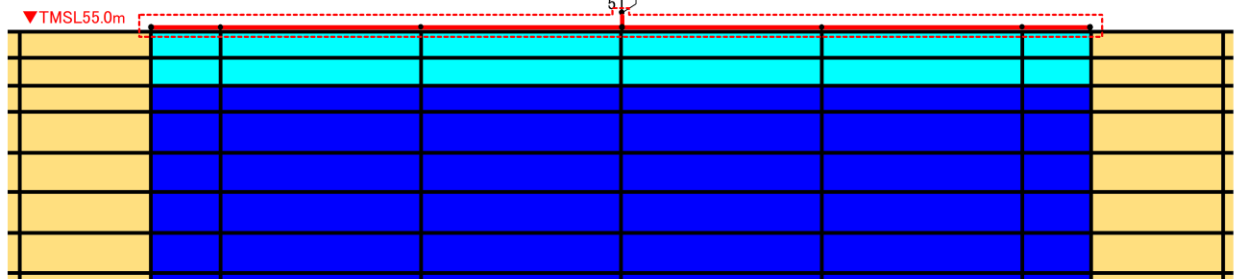


(全体)

凡例



竜巻基礎上端および竜巻施設脚部節点5下部に剛梁を設け結合
節点5の高度はTMSL55.3m



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

(支持架構部拡大)

第 3. 2-2 図 解析モデル図 EW 断面

3.2.1 飛来物防護ネット架構

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

第 3. 2. 1-1 表 使用材料の物性値

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

第 3.2.1-2 表 支持架構の解析モデル諸元 (1/2)

NS 断面

質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び屋根				
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面 積 A (m^2)	断面 2 次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面積 As (m^2)	要素 番号	せん断 断面積 As (m^2)	せん断剛性 Kh ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	降伏 ひずみ γ_y (-)	2 次 剛性 K1 (kN/m)
⑥	75.60	0.000	398.6	0.00	-	75.60	-	-	-	61	-	26.8	-	-
①	75.60	476.0	238.0	43.7	11	75.60~ 71.10	0.0907	1.324	0.00179	-	-	-	-	-
②	71.10	321.1	160.6	43.7	21	71.10~ 65.60	0.0934	1.324	0.000814	121	0.00377	54.1	0.00137	54.1
③	65.60	174.1	174.1	0.00	31	65.60~ 60.60	0.0907	1.324	0.000821	131	0.00615	97.2	0.00137	97.2
④	60.60	199.3	199.3	0.00	41	60.60~ 55.30	0.0947	1.324	0.00115	141	0.00682	102	0.00137	102
⑤	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1171	1171	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

※重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化

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

第 3. 2. 1-2 表 支持架構の解析モデル諸元 (2/2)

EW 断面

質点 番号	質点 位置 T. M. S. L. (m)	質量要素			要素 番号	要素 位置 T. M. S. L. (m)	支持架構			座屈拘束ブレース及び屋根				
		水平 (kN)	鉛直 (kN)	回転 ($\times 10^3 \text{kNm}^2$)			断面積 A (m^2)	断面 2 次 モーメント I ($\times 10^4 \text{m}^4$)	せん断 断面積 As (m^2)	要素 番号	せん断 断面積 As (m^2)	せん断剛性 Kh ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	降伏 ひずみ γ_y (-)	2 次 剛性 K1 (kN/m)
⑥	75.60	0.000	472.1	0.00	-	75.60	-	-	-	61	-	31.8	-	-
①	75.60	563.8	281.9	74.6	11	75.60~ 71.10	0.1074	1.568	0.00191	-	-	-	-	-
②	71.10	380.3	190.2	74.6	21	71.10~ 65.60	0.1106	1.568	0.000894	121	0.00486	69.8	0.00138	69.8
③	65.60	206.2	206.2	0.00	31	65.60~ 60.60	0.1074	1.568	0.000839	131	0.00772	122	0.00140	122
④	60.60	236.0	236.0	0.00	41	60.60~ 55.30	0.1121	1.568	0.00128	141	0.00816	122	0.00139	122
⑤	55.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総重量		1386	1386	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

※重量及び剛性を単位奥行きあたりでモデル化

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

第 3.2.1-3 表 基礎梁の解析モデル諸元

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

* 基礎上部の積雪荷重等を含めた基礎重量を基礎体積で除した値

3.2.2 地盤

地盤は、添付書類「IV-1-1-2 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻し土及び改良地盤 B は非線形特性を考慮し修正 Hardin-Drnevich モデルを、岩盤(細粒砂岩及び泥岩)は等価線形解析で得られる等価物性値に基づき設定した地盤定数を用いる。地盤の物性値を第 3.2.2-1 表～第 3.2.2-5 表に示す。

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

第 3.2.2-1 表 埋戻し土の物性値

項目	記号	設定値	単位	
質量密度* ¹	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.257×10^5	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	-	
液状化物性* ²	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

*2：液状化物性は、有効応力解析時に用いる。

第 3.2.2-2 表 改良地盤 B の物性値

項目	記号	設定値	単位	
質量密度	ρ	1.720	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}	1.10×10^6	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'	3.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	0.001	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.167	-	
液状化物性*1	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p_l	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：液状化物性は，有効応力解析時に用いる。

第 3.2.2-3 表 細粒砂岩 1 の物性値

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.870	0.427	8.072×10^5	0.019	1,841	657.0
Ss-B1	1.870	0.427	8.042×10^5	0.020	1,837	655.7
Ss-B2	1.870	0.427	8.096×10^5	0.019	1,843	657.9
Ss-B3	1.870	0.427	8.057×10^5	0.020	1,839	656.4
Ss-B4	1.870	0.427	8.028×10^5	0.020	1,836	655.2
Ss-B5	1.870	0.427	7.963×10^5	0.021	1,828	652.5
Ss-C1	1.870	0.427	7.906×10^5	0.021	1,822	650.2
Ss-C2	1.870	0.427	8.142×10^5	0.018	1,849	659.8
Ss-C3	1.870	0.427	8.150×10^5	0.018	1,850	660.1
Ss-C4	1.870	0.427	8.112×10^5	0.019	1,845	658.6

第 3.2.2-4 表 細粒砂岩 2 の物性値

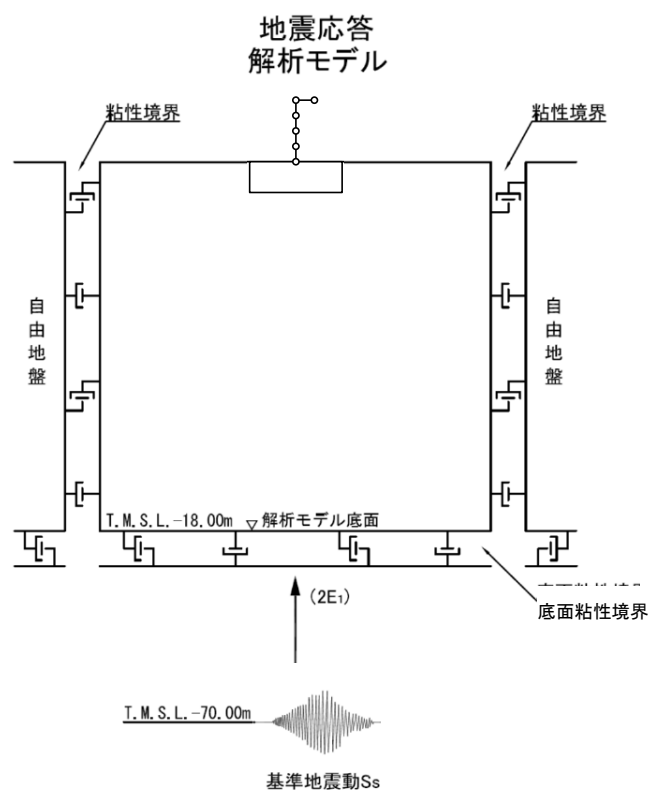
Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン 比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.850	0.365	1.544×10 ⁶	0.018	1,982	913.7
Ss-B1	1.850	0.365	1.564×10 ⁶	0.017	1,994	919.4
Ss-B2	1.850	0.365	1.557×10 ⁶	0.017	1,990	917.6
Ss-B3	1.850	0.365	1.554×10 ⁶	0.018	1,988	916.5
Ss-B4	1.850	0.365	1.536×10 ⁶	0.019	1,976	911.3
Ss-B5	1.850	0.365	1.537×10 ⁶	0.019	1,977	911.5
Ss-C1	1.850	0.365	1.515×10 ⁶	0.020	1,963	905.1
Ss-C2	1.850	0.365	1.556×10 ⁶	0.017	1,989	917.2
Ss-C3	1.850	0.365	1.557×10 ⁶	0.017	1,990	917.4
Ss-C4	1.850	0.365	1.549×10 ⁶	0.018	1,985	915.1

第 3. 2. 2-5 表 泥岩の物性値

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.720	0.393	1.042 × 10 ⁶	0.016	1,854	778.3
Ss-B1	1.720	0.393	1.049 × 10 ⁶	0.015	1,860	781.0
Ss-B2	1.720	0.393	1.046 × 10 ⁶	0.015	1,858	779.9
Ss-B3	1.720	0.393	1.047 × 10 ⁶	0.015	1,858	780.2
Ss-B4	1.720	0.393	1.035 × 10 ⁶	0.016	1,848	775.8
Ss-B5	1.720	0.393	1.039 × 10 ⁶	0.016	1,851	777.2
Ss-C1	1.720	0.393	1.028 × 10 ⁶	0.017	1,841	773.0
Ss-C2	1.720	0.393	1.045 × 10 ⁶	0.015	1,857	779.6
Ss-C3	1.720	0.393	1.042 × 10 ⁶	0.015	1,854	778.4
Ss-C4	1.720	0.393	1.044 × 10 ⁶	0.015	1,855	778.9

3.3 入力地震動

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



第 3.3-1 図 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.4 解析方法

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

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

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

3.5 解析条件

3.5.1 座屈拘束ブレースの復元力特性

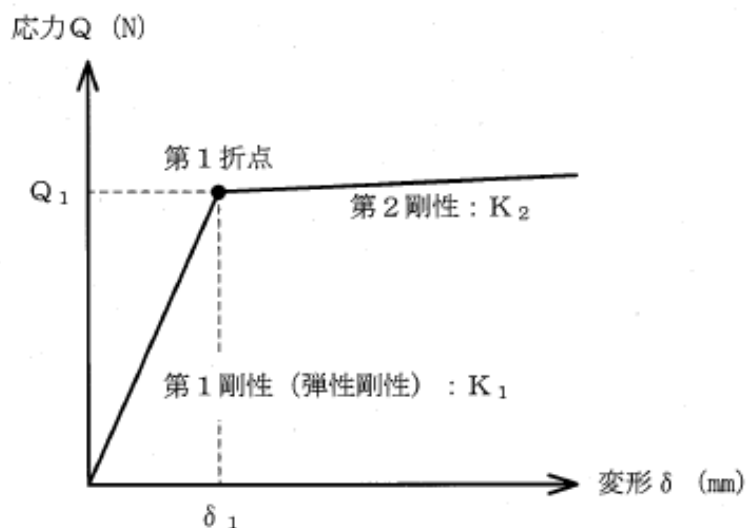
座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係は、特性確認試験結果をもとにバイリニア型スケルトン曲線とする。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係を第 3.5.1-1 図に示す。

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

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

座屈拘束ブレースの非線形ばね要素諸元を第 3.5.1-1 表に示す。



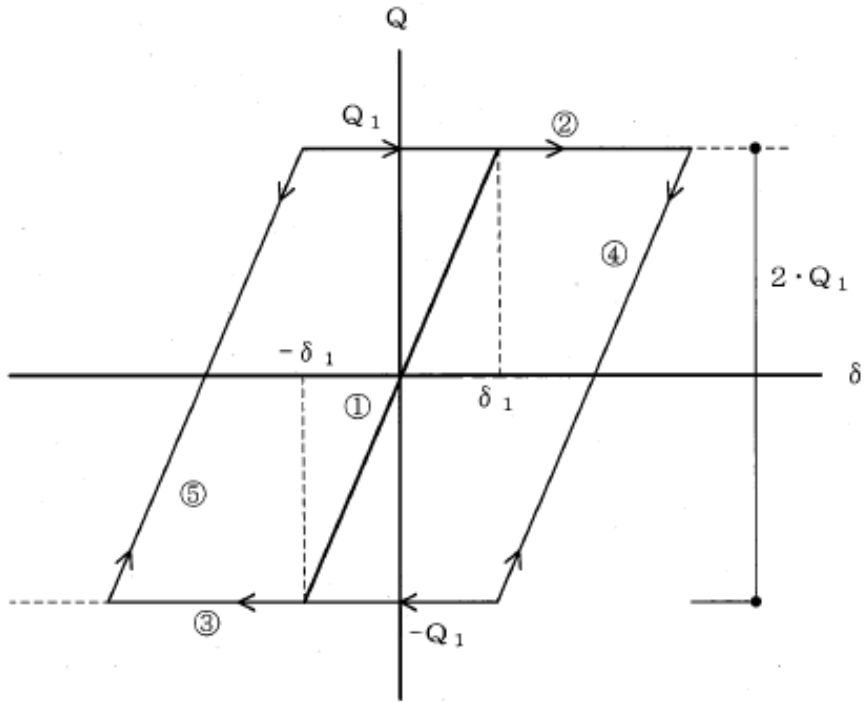
Q_1 : 第1折点応力

δ_1 : 第1折点変形

K_1 : 第1剛性 (弾性剛性)

K_2 : 第2剛性 ($K_1 \times 0.001$)

第 3.5.1-1 図 応力-変形関係(座屈拘束ブレース)



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

第 3. 5. 1-2 図 応力-変形関係の履歴特性(座屈拘束ブレース)

第 3. 5. 1-1 表 非線形ばね要素諸元

(1) NS 断面

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

(2) EW 断面

質点番号	質点位置 T. M. S. L (m)	要素番号	要素位置 T. M. S. L (m)	降伏変形量 δ_1 (m)	降伏せん断力 Q_1 (kN)
⑥	75.60	61	-	-	-
①	75.60	-	-	-	-
②	71.10	121	71.10~ 65.60	0.007590	530
③	65.60	131	65.60~ 60.60	0.007000	854
④	60.60	141	60.60~ 55.30	0.007367	896
⑤	55.30	-	-	-	-

3.6 材料物性のばらつき

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

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

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

第 3.6-1 表 埋戻し土の物性値(+1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度*1	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	4.780×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化物性*2	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p^1	0.5	-
		p^2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

*2：液状化物性は、有効応力解析時に使用する。

第 3.6-2 表 細粒砂岩 1 の物性値(+1 σ)

Ss	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.870	0.421	1.017 $\times 10^6$	0.018	1,996	737.5
Ss-B2	1.870	0.421	1.020 $\times 10^6$	0.018	2,000	738.6
Ss-B3	1.870	0.421	1.016 $\times 10^6$	0.019	1,995	737.1
Ss-B4	1.870	0.421	1.016 $\times 10^6$	0.019	1,996	737.2
Ss-B5	1.870	0.421	1.007 $\times 10^6$	0.019	1,987	733.9
Ss-C1	1.870	0.421	1.004 $\times 10^6$	0.020	1,984	732.7
Ss-C2	1.870	0.421	1.026 $\times 10^6$	0.018	2,005	740.8
Ss-C3	1.870	0.421	1.027 $\times 10^6$	0.017	2,006	741.2
Ss-C4	1.870	0.421	1.022 $\times 10^6$	0.018	2,001	739.1

第 3.6-3 表 細粒砂岩 2 の物性値(+1 σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.850	0.350	1.791 $\times 10^6$	0.018	2,048	984.0
Ss-B2	1.850	0.350	1.804 $\times 10^6$	0.017	2,055	987.5
Ss-B3	1.850	0.350	1.798 $\times 10^6$	0.017	2,053	986.0
Ss-B4	1.850	0.350	1.785 $\times 10^6$	0.018	2,045	982.4
Ss-B5	1.850	0.350	1.781 $\times 10^6$	0.018	2,042	981.1
Ss-C1	1.850	0.350	1.766 $\times 10^6$	0.019	2,034	977.0
Ss-C2	1.850	0.350	1.803 $\times 10^6$	0.017	2,055	987.2
Ss-C3	1.850	0.350	1.807 $\times 10^6$	0.017	2,057	988.2
Ss-C4	1.850	0.350	1.798 $\times 10^6$	0.017	2,052	985.9

第 3.6-4 表 泥岩の物性値(+1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.720	0.381	1.210×10 ⁶	0.015	1,913	838.7
Ss-B2	1.720	0.381	1.215×10 ⁶	0.015	1,917	840.4
Ss-B3	1.720	0.381	1.215×10 ⁶	0.015	1,917	840.3
Ss-B4	1.720	0.381	1.204×10 ⁶	0.016	1,908	836.7
Ss-B5	1.720	0.381	1.207×10 ⁶	0.016	1,910	837.5
Ss-C1	1.720	0.381	1.196×10 ⁶	0.016	1,902	834.0
Ss-C2	1.720	0.381	1.214×10 ⁶	0.015	1,916	840.1
Ss-C3	1.720	0.381	1.211×10 ⁶	0.015	1,914	839.1
Ss-C4	1.720	0.381	1.211×10 ⁶	0.015	1,914	839.2

第 3.6-5 表 埋戻し土の物性値 (-1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度* ¹	ρ	1.82+0.0028D	g/cm ³	
間隙率	n	0.46	-	
基準拘束圧	σ'_{ma}	52.3	kN/m ²	
せん断弾性係数の依存係数	m_G	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	8.621×10^4	kN/m ²	
体積弾性係数の依存係数	m_K	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	2.248×10^5	kN/m ²	
ポアソン比	ν	0.33	-	
粘着力	Cu'	0.000×10^0	kN/m ²	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	h_{max}	0.171	-	
液状化物性* ²	変相角	Φ_p	34.0	度
	液状化パラメータ	w_l	10.30	-
		p^1	0.5	-
		p^2	1.0	-
		c_l	1.81	-
		S_l	0.005	-

注記 *1：密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理。D：深度(m)とし、要素中心深度とする。

*2：液状化物性は、有効応力解析時に使用する。

第 3.6-6 表 細粒砂岩 1 の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm^3)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m^2)	減衰定数	V_p (m/s)	V_s (m/s)
Ss-A	1.870	0.434	6.180×10^5	0.021	1,683	574.9
Ss-B2	1.870	0.434	6.208×10^5	0.021	1,687	576.1
Ss-B3	1.870	0.434	6.208×10^5	0.021	1,687	576.1
Ss-B4	1.870	0.434	6.141×10^5	0.022	1,678	573.0
Ss-B5	1.870	0.434	6.099×10^5	0.022	1,672	571.1
Ss-C1	1.870	0.434	6.013×10^5	0.024	1,661	567.0
Ss-C2	1.870	0.434	6.265×10^5	0.020	1,695	578.8
Ss-C3	1.870	0.434	6.272×10^5	0.019	1,696	579.1
Ss-C4	1.870	0.434	6.205×10^5	0.021	1,687	576.0

第 3.6-7 表 細粒砂岩 2 の物性値 (-1σ)

材料	質量密度 (g/cm^3)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m^2)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.850	0.380	1.314×10^6	0.019	1,915	842.7
Ss-B2	1.850	0.380	1.327×10^6	0.018	1,925	846.8
Ss-B3	1.850	0.380	1.326×10^6	0.018	1,925	846.7
Ss-B4	1.850	0.380	1.306×10^6	0.019	1,910	840.1
Ss-B5	1.850	0.380	1.310×10^6	0.019	1,913	841.5
Ss-C1	1.850	0.380	1.286×10^6	0.021	1,895	833.6
Ss-C2	1.850	0.380	1.327×10^6	0.018	1,925	846.9
Ss-C3	1.850	0.380	1.324×10^6	0.018	1,923	846.0
Ss-C4	1.850	0.380	1.316×10^6	0.019	1,917	843.5

第 3.6-8 表 泥岩の物性値(-1σ)

材料	質量密度 (g/cm ³)	動ポアソン比	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	Vp (m/s)	Vs (m/s)
Ss-A	1.720	0.404	8.881×10 ⁵	0.016	1,790	718.5
Ss-B2	1.720	0.404	8.921×10 ⁵	0.015	1,794	720.1
Ss-B3	1.720	0.404	8.930×10 ⁵	0.015	1,795	720.5
Ss-B4	1.720	0.404	8.812×10 ⁵	0.017	1,783	715.7
Ss-B5	1.720	0.404	8.858×10 ⁵	0.016	1,788	717.6
Ss-C1	1.720	0.404	8.747×10 ⁵	0.017	1,777	713.1
Ss-C2	1.720	0.404	8.910×10 ⁵	0.015	1,793	719.7
Ss-C3	1.720	0.404	8.883×10 ⁵	0.016	1,790	718.6
Ss-C4	1.720	0.404	8.916×10 ⁵	0.015	1,794	719.9

第3.6-9表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース(全応力解析)

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

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

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

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

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

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

第 4. 1-1 表 支持架構部の固有値解析結果

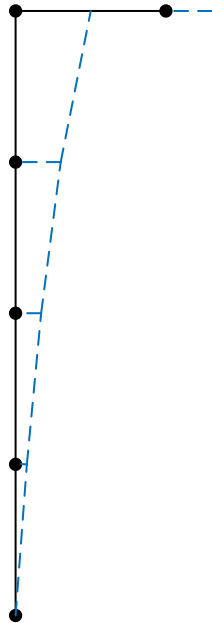
NS 方向モデル				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0. 393	2. 545	1. 232	水平 1 次
2	0. 248	4. 031	1. 035	鉛直 1 次
3	0. 146	6. 829	0. 480	水平 2 次
4	0. 081	12. 36	0. 383	水平 3 次
5	0. 049	20. 55	0. 184	水平 4 次
6	0. 042	23. 84	1. 199	鉛直 2 次
EW 方向モデル				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0. 395	2. 532	1. 239	水平 1 次
2	0. 248	4. 031	1. 035	鉛直 1 次
3	0. 151	6. 626	0. 519	水平 2 次
4	0. 080	12. 53	0. 386	水平 3 次
5	0. 048	20. 89	0. 178	水平 4 次
6	0. 042	23. 84	1. 199	鉛直 2 次

1 次モード

固有周期 : 0.393 [s]

振動数 : 2.545 [Hz]

刺激係数 : 1.232

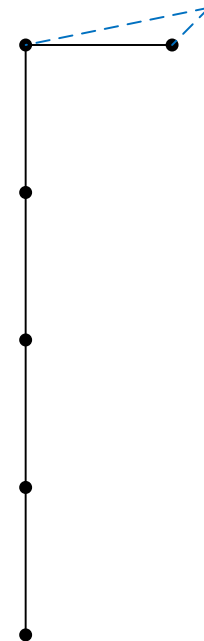


2 次モード

固有周期 : 0.248 [s]

振動数 : 4.031 [Hz]

刺激係数 : 1.035

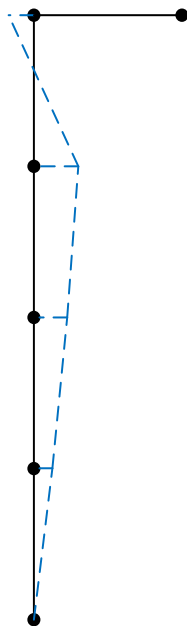


3 次モード

固有周期 : 0.146 [s]

振動数 : 6.829 [Hz]

刺激係数 : 0.480

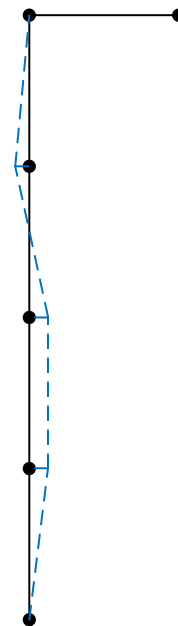


4 次モード

固有周期 : 0.081 [s]

振動数 : 12.36 [Hz]

刺激係数 : 0.383



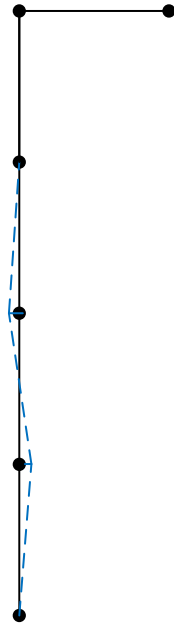
第 4.1-1 図 刺激関数図 (NS 方向モデル) (1/2)

5次モード

固有周期：0.049 [s]

振動数：20.55 [Hz]

刺激係数：0.184

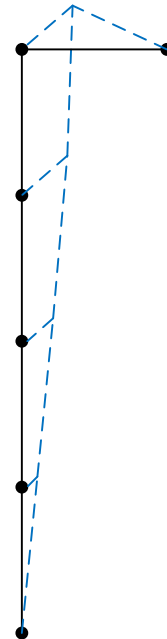


6次モード

固有周期：0.042 [s]

振動数：23.84 [Hz]

刺激係数：1.199



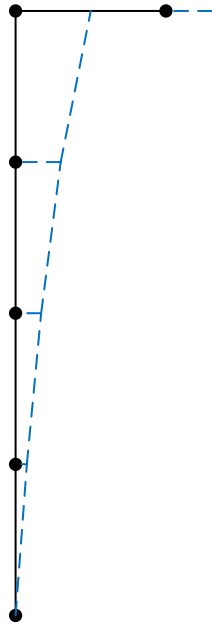
第 4. 1-1 図 刺激関数図 (NS 方向モデル) (2/2)

1次モード

固有周期：0.395 [s]

振動数：2.532 [Hz]

刺激係数：1.239

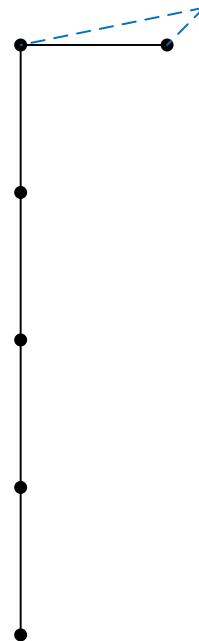


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.031 [Hz]

刺激係数：1.035

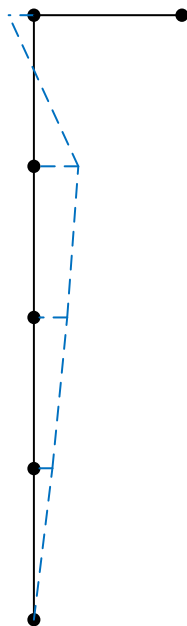


3次モード

固有周期：0.151 [s]

振動数：6.626 [Hz]

刺激係数：0.519

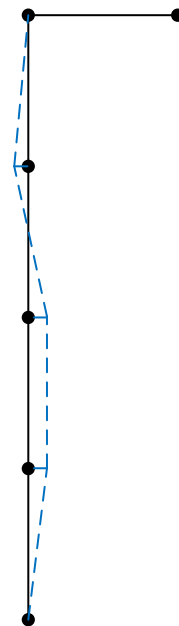


4次モード

固有周期：0.080 [s]

振動数：12.53 [Hz]

刺激係数：0.386



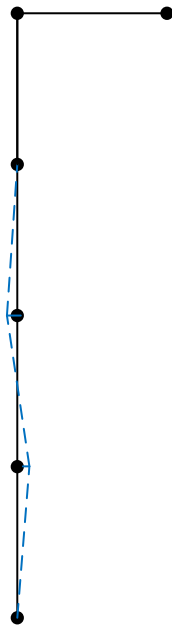
第 4.1-2 図 刺激関数図 (EW 方向モデル) (1/2)

5 次モード

固有周期 : 0.048 [s]

振動数 : 20.89 [Hz]

刺激係数 : 0.178

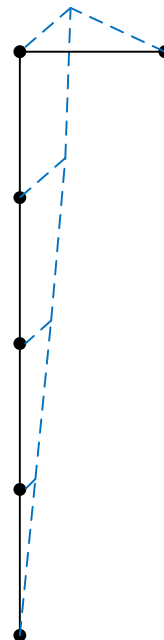


6 次モード

固有周期 : 0.042 [s]

振動数 : 23.84 [Hz]

刺激係数 : 1.199



第 4.1-2 図 刺激関数図 (EW 方向モデル) (2/2)

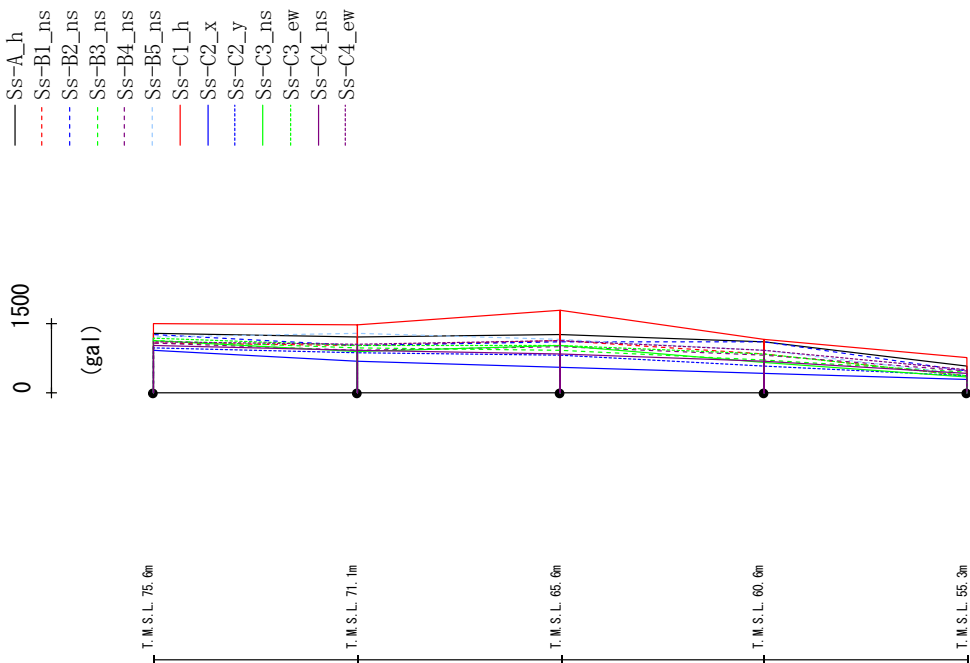
4.2 地震応答解析結果

4.2.1 全応力解析

4.2.1.1 飛来物防護ネット架構の応答結果

全応力解析結果のうち，飛来物防護ネット架構の最大応答値(加速度，層せん断力，付加曲げモーメント)を第 4.2.1.1-1 図～第 4.2.1.1-24 図に示し，座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線図を第 4.2.1.1-25 図～第 4.2.1.1-30 図に示す。

最大応答加速度 (NS方向)

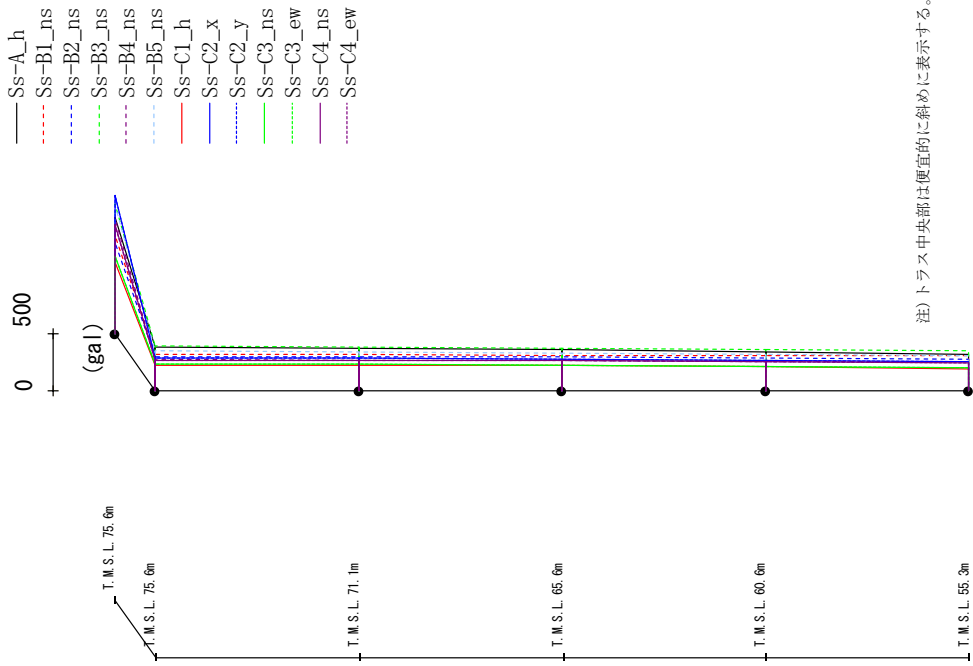


- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ns
- · - Ss-B2_ns
- · · Ss-B3_ns
- · · · Ss-B4_ns
- · · · · Ss-B5_ns
- · · · · · Ss-C1_h
- · · · · · · Ss-C2_x
- · · · · · · · Ss-C2_y
- · · · · · · · · Ss-C3_ns
- · · · · · · · · · Ss-C3_ew
- · · · · · · · · · · Ss-C4_ns
- · · · · · · · · · · · Ss-C4_ew

	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 4.2.1.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



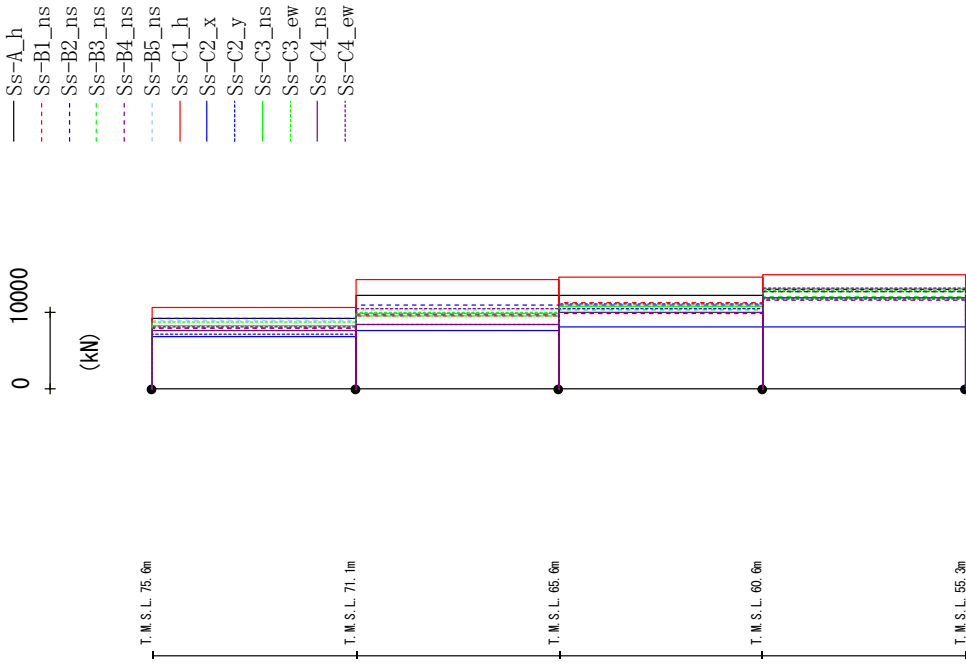
注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

(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
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 4.2.1.1-2 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

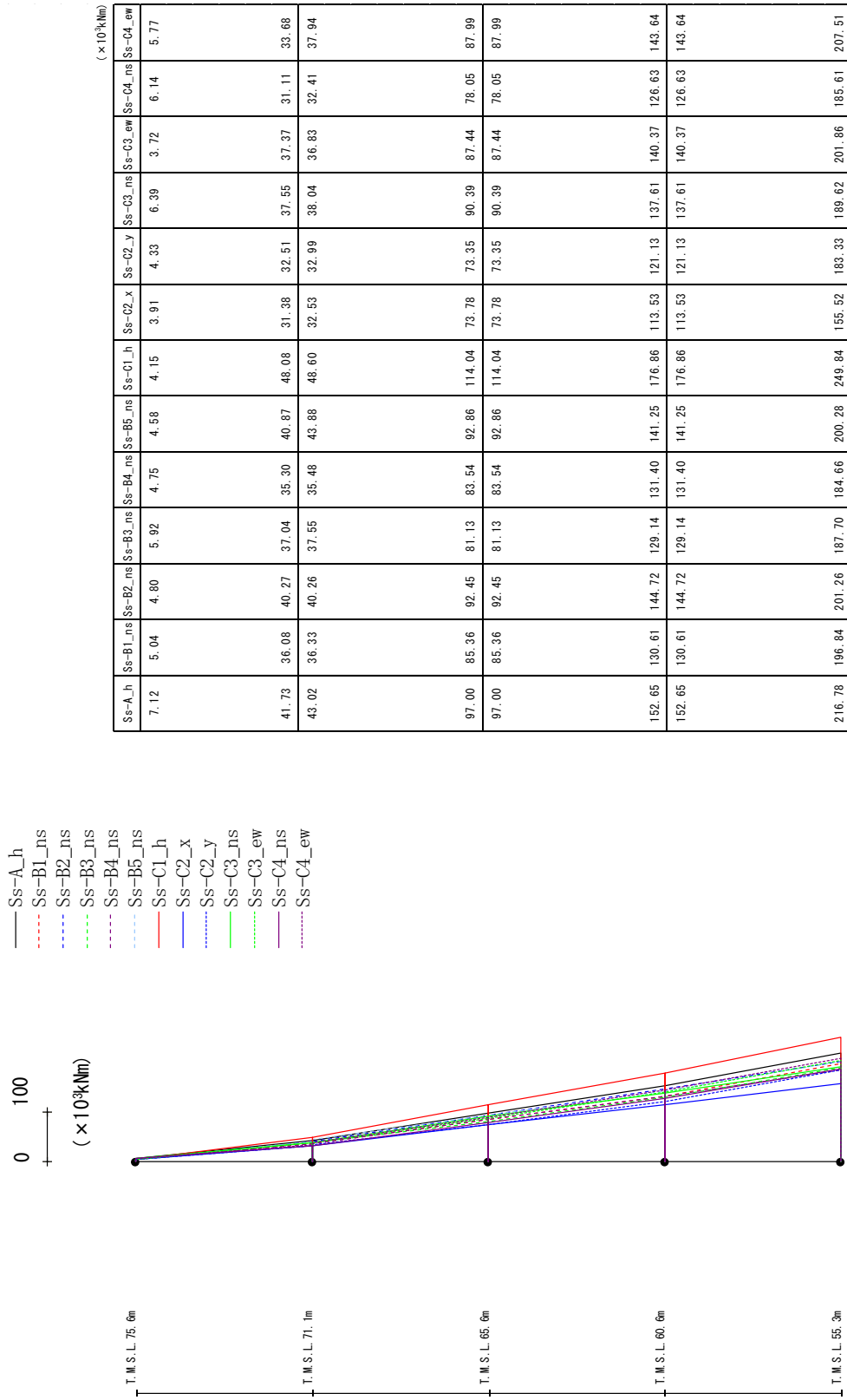
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9165	7960	9159	8291	7875	8839	10602	6717	7118	8237	8650	7518	8025
12179	9513	10943	9464	9596	10221	14183	7590	8351	9823	10002	8390	10384
12174	11259	10982	10348	9827	11081	14493	8030	10374	10807	10806	9923	11140
13000	12696	12705	11993	11621	12965	14865	8023	11736	11894	12884	11813	13056

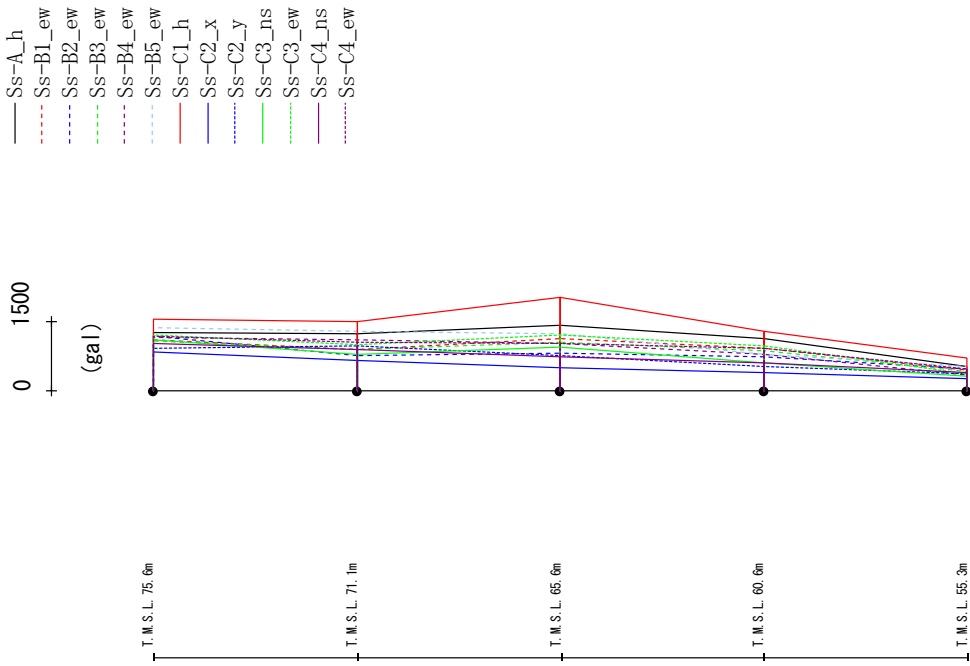
第 4.2.1.1-3 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第 4.2.1.1-4 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

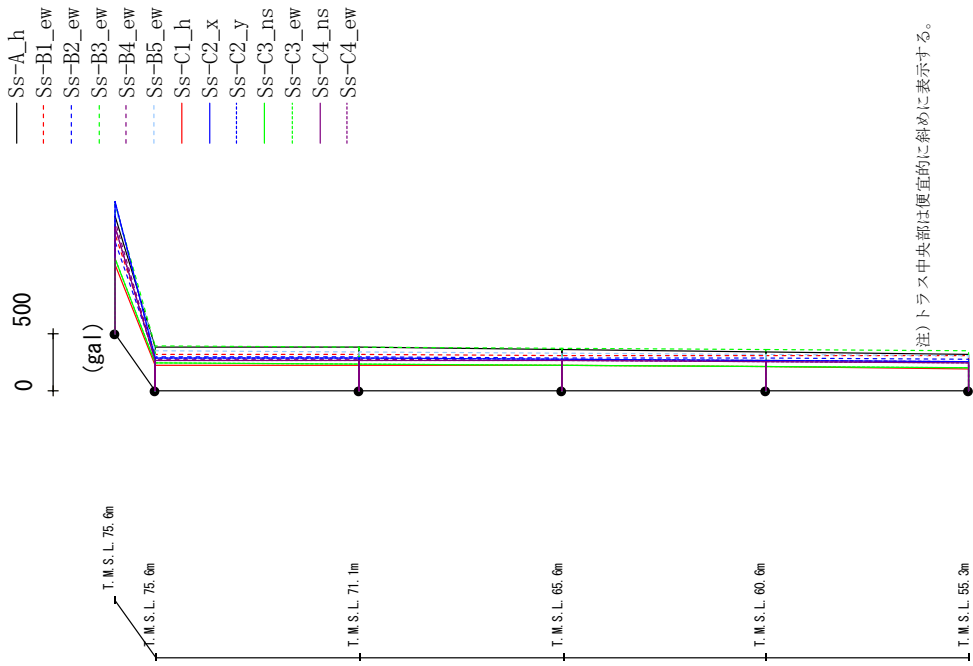
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1275	1105	1186	1086	1152	1368	1554	849	931	1101	1220	1015	1177
1233	883	772	893	1101	1283	1500	662	973	780	992	886	1059
1416	1130	825	1054	1015	1235	2034	490	774	934	1219	745	1035
1126	908	736	858	795	795	1284	395	536	614	963	598	918
534	451	465	427	327	512	719	248	355	320	368	400	468

第 4.2.1.1-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

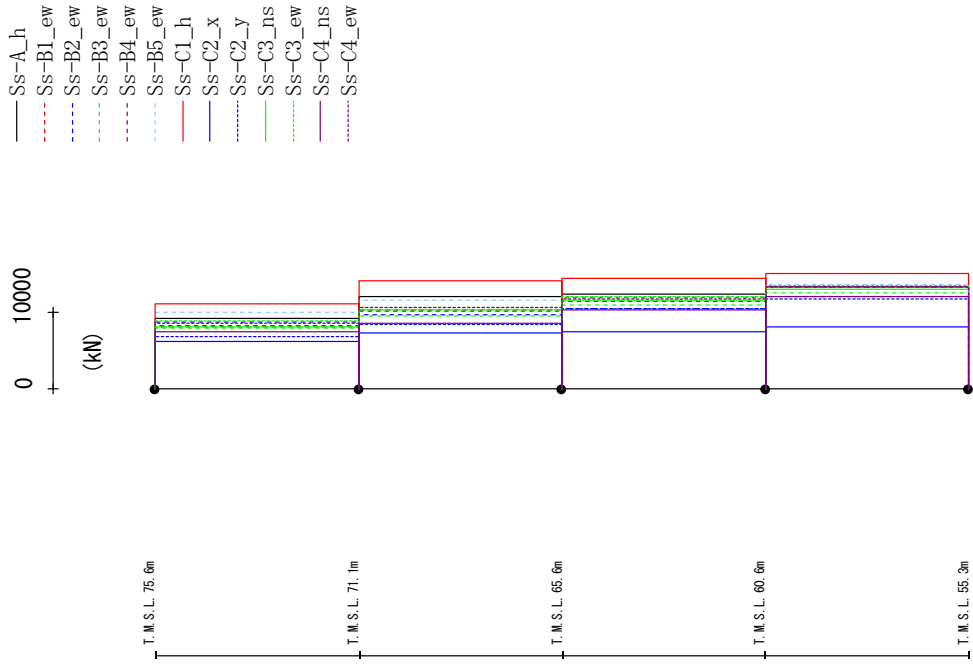


(gal)

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	992	1101	595	1150	1142	647	648	929	922
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259
375	312	282	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245

第 4.2.1.1-6 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

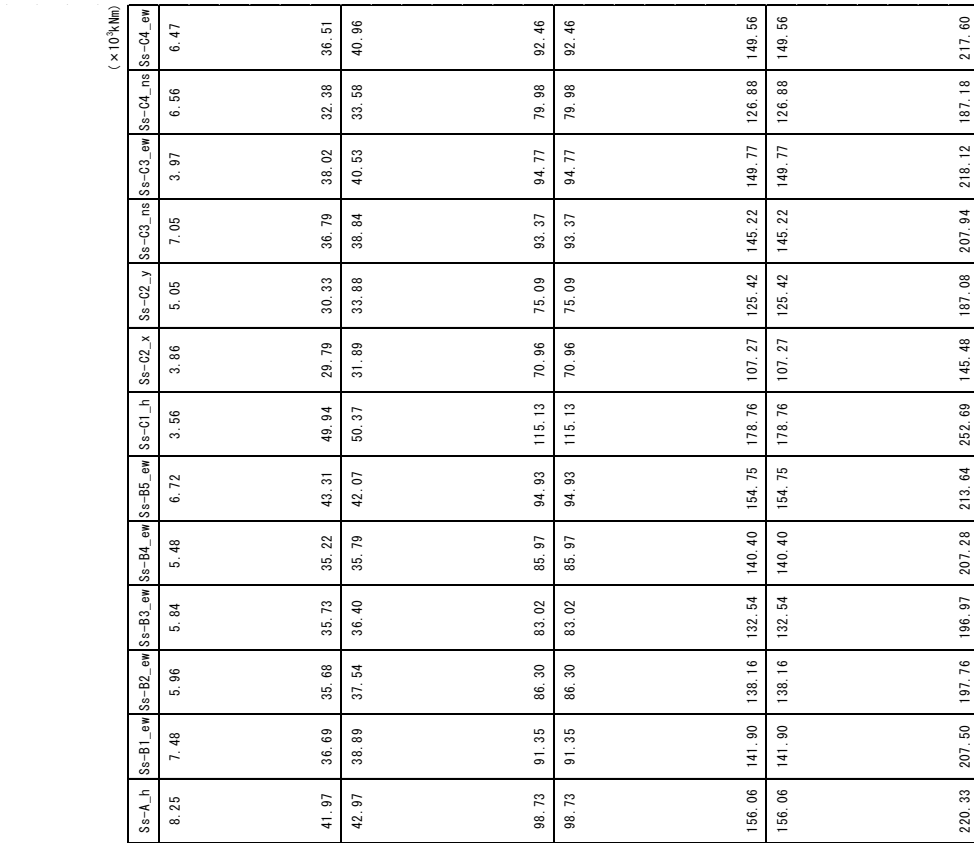
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9169	8095	8669	7902	8242	9947	11001	6171	6760	7988	8630	7430	8513
11947	10249	9582	9467	10179	11550	14132	7292	8440	10270	10640	8471	10575
12266	11853	10454	10370	11398	11963	14325	7450	10423	11553	11959	10200	11645
13298	13255	11978	12442	13240	13667	15043	7997	11635	13050	13377	11979	13289

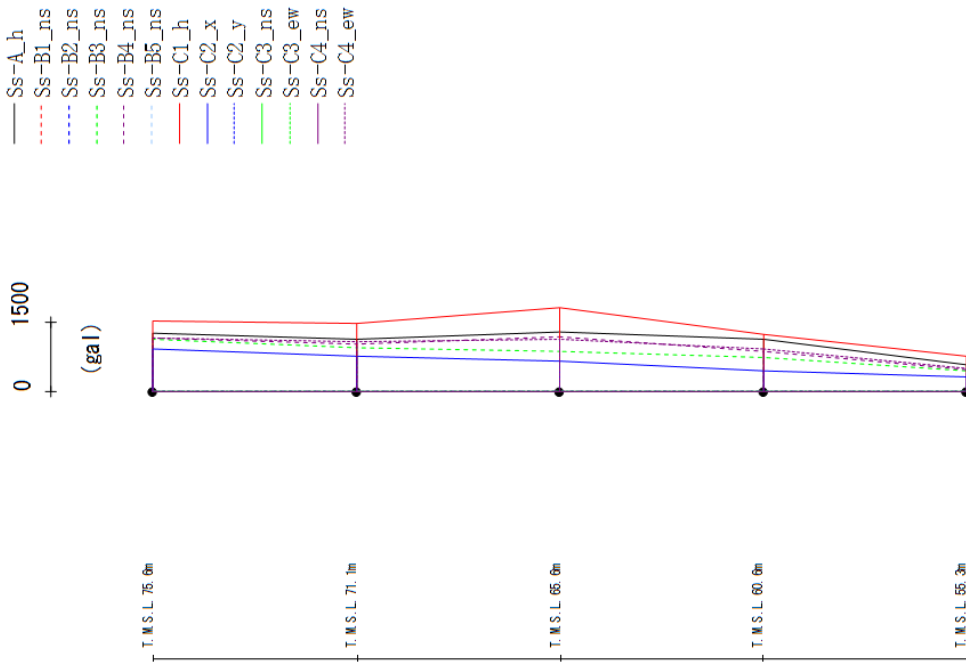
第 4.2.1.1-7 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.2.1.1-8 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)

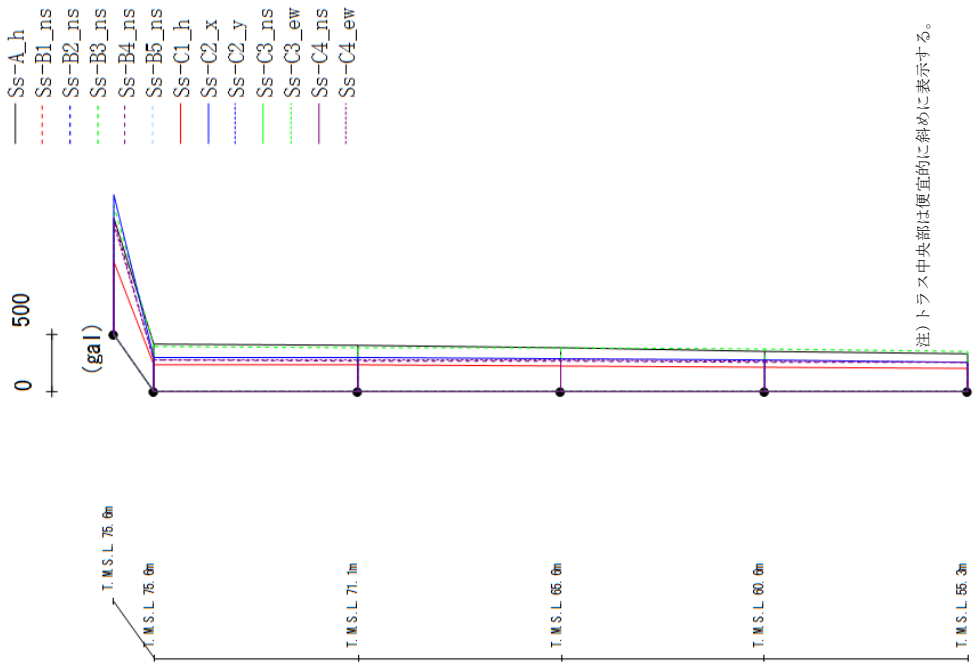
最大応答加速度 (NS方向)



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
1266	-	-	1142	1156	-	1527	915	-	-	-	-	1157
1133	-	-	956	1023	-	1484	772	-	-	-	-	1067
1264	-	-	866	1179	-	1812	643	-	-	-	-	1126
1125	-	-	722	866	-	1242	457	-	-	-	-	909
571	-	-	452	480	-	762	311	-	-	-	-	502

第 4.2.1.1-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

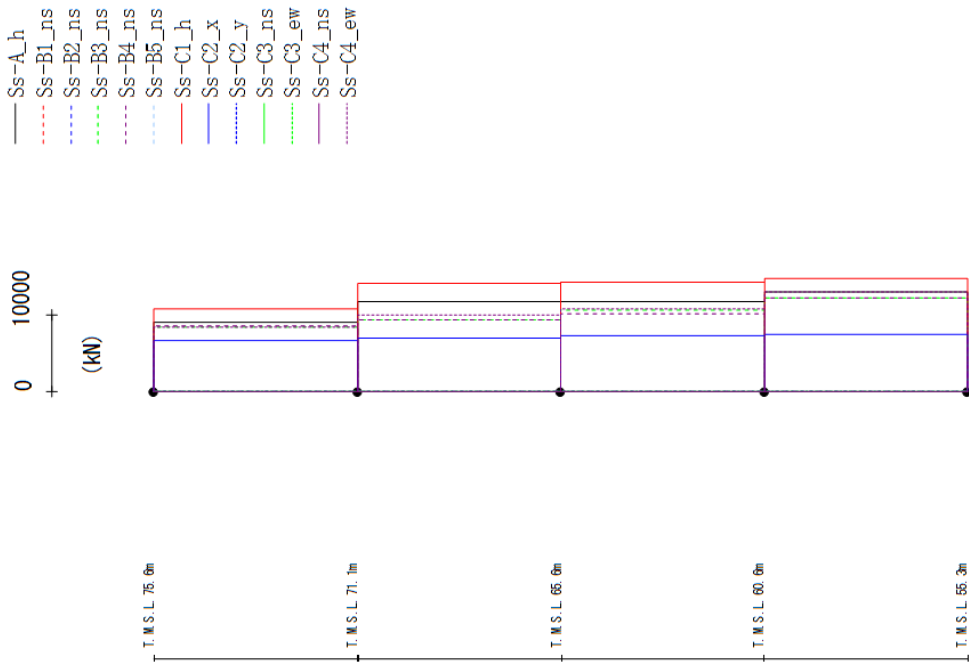


(gal)

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
1005	-	-	1115	1004	-	627	1212	-	-	-	-	955
407	-	-	390	268	-	234	297	-	-	-	-	271
396	-	-	384	263	-	231	292	-	-	-	-	271
375	-	-	374	259	-	224	282	-	-	-	-	269
350	-	-	364	254	-	213	269	-	-	-	-	265
322	-	-	352	252	-	197	256	-	-	-	-	257

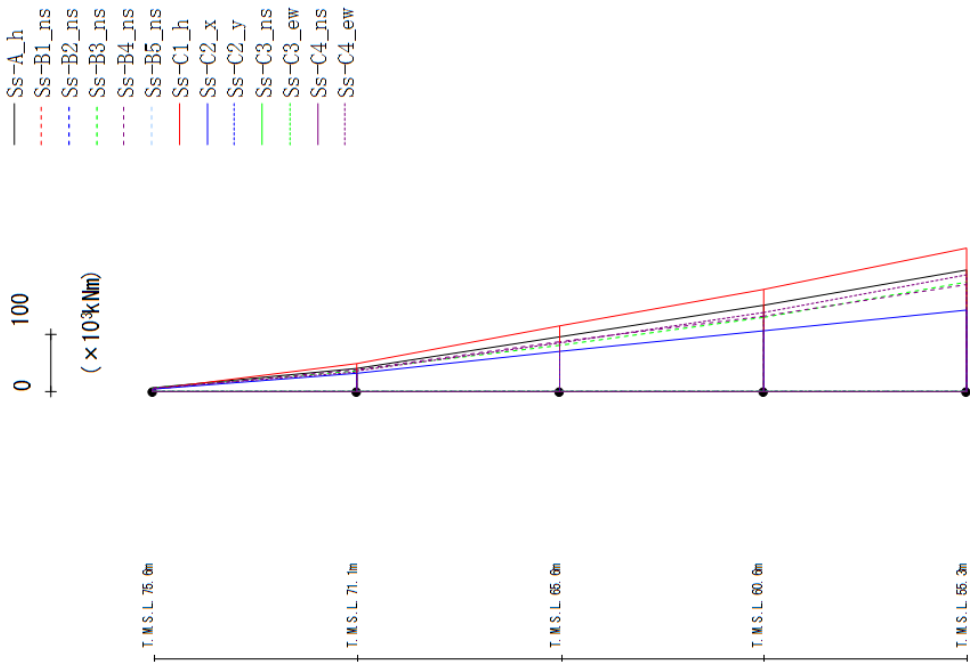
第 4.2.1.1-10 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.2.1.1-11 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

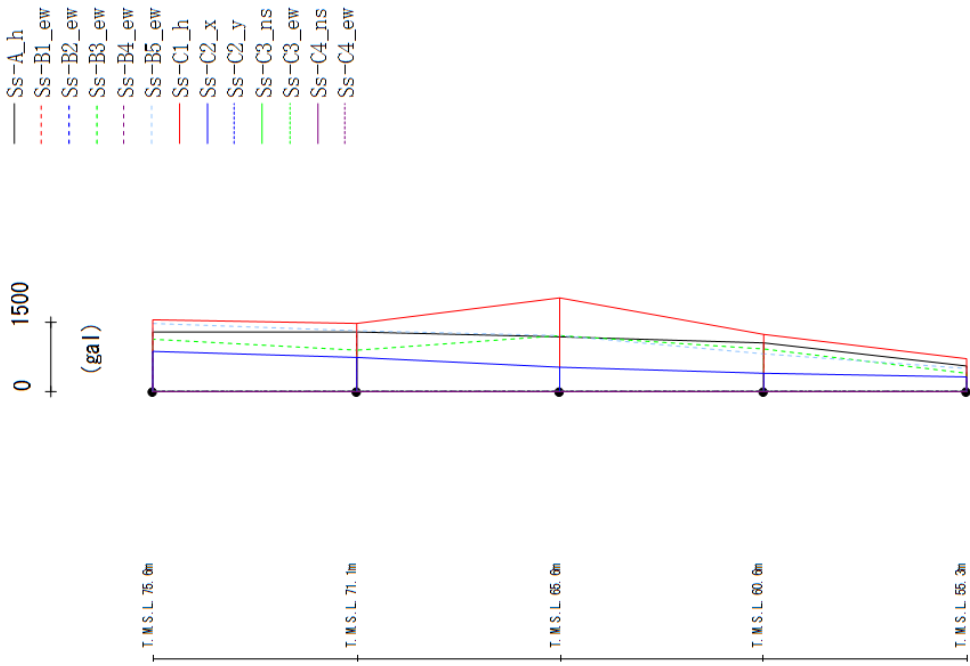


(× 10³ kNm)

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
6.96	-	-	6.00	4.68	-	4.10	4.11	-	-	-	-	5.39
40.53	-	-	36.43	37.59	-	47.98	31.00	-	-	-	-	34.44
40.86	-	-	37.17	37.42	-	47.37	32.39	-	-	-	-	36.69
94.61	-	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	84.44
94.61	-	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	84.44
149.31	-	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	137.82
149.31	-	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	137.82
210.19	-	-	189.73	185.35	-	249.44	141.45	-	-	-	-	203.18

第 4.2.1.1-12 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

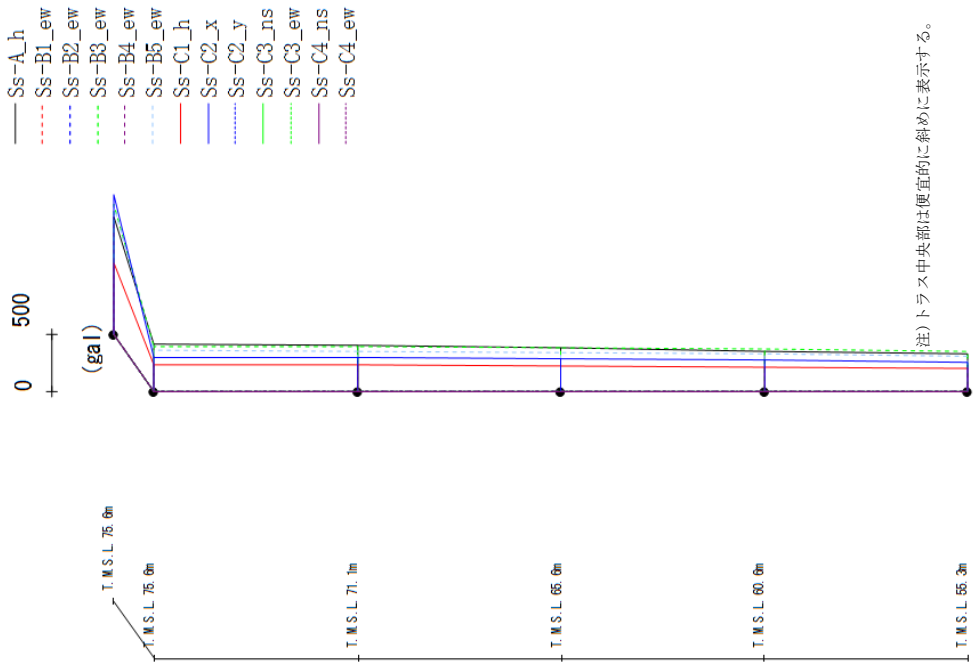
最大応答加速度 (EW方向)



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_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1286	-	-	1129	-	1473	1549	869	-	-	-	-	-
1286	-	-	891	-	1313	1463	741	-	-	-	-	-
1195	-	-	1199	-	1204	2040	517	-	-	-	-	-
1048	-	-	917	-	824	1242	387	-	-	-	-	-
555	-	-	391	-	495	712	300	-	-	-	-	-

第4.2.1.1-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

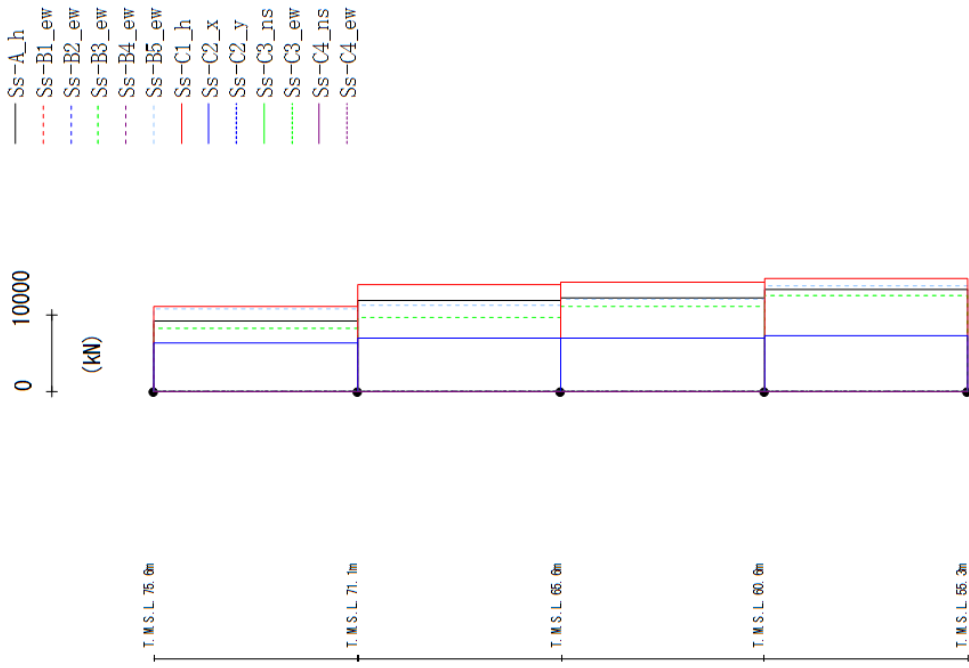


(gal)

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	-	-	1131	-	1120	621	1207	-	-	-	-	-
408	-	-	392	-	355	234	297	-	-	-	-	-
397	-	-	385	-	348	230	292	-	-	-	-	-
377	-	-	375	-	337	223	282	-	-	-	-	-
352	-	-	365	-	324	212	269	-	-	-	-	-
322	-	-	352	-	308	197	256	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-14 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

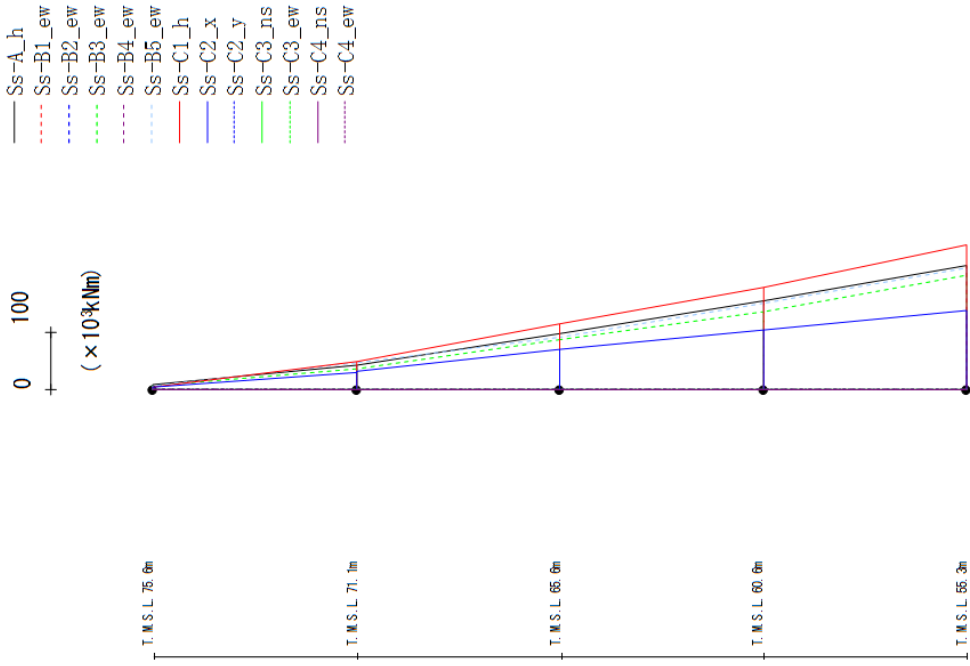
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9212	-	-	8217	-	10720	11019	6349	-	-	-	-	-
11843	-	-	9628	-	11283	13997	6950	-	-	-	-	-
12123	-	-	11083	-	12050	14203	7008	-	-	-	-	-
13219	-	-	12420	-	13802	14786	7310	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-15 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

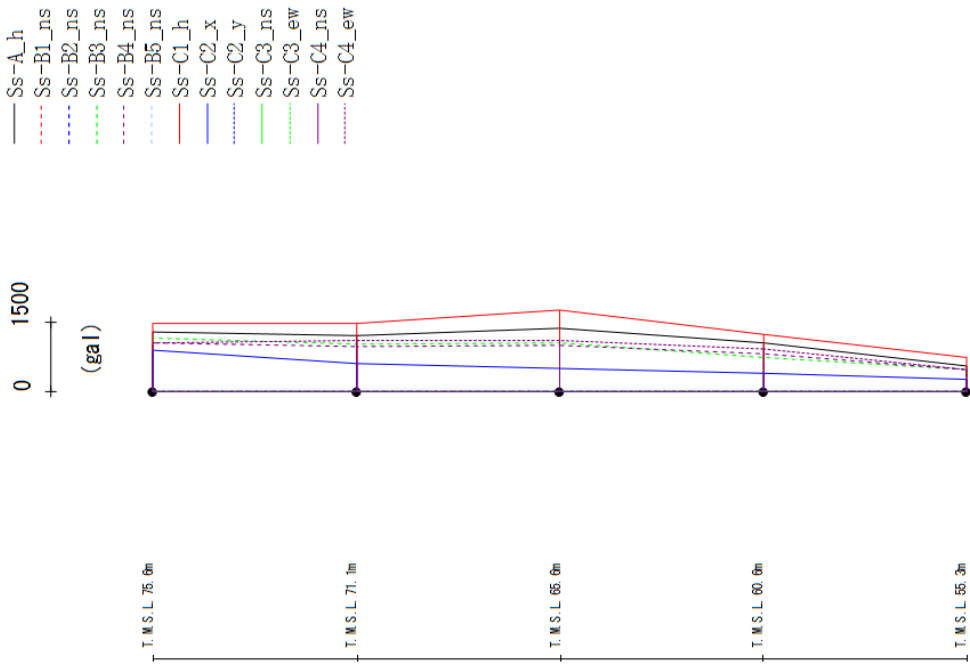


(× 10³ kNm)

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
8.48	-	-	5.83	-	5.79	4.14	3.85	-	-	-	-	-
41.04	-	-	35.78	-	47.17	48.90	30.32	-	-	-	-	-
42.31	-	-	34.97	-	46.09	48.91	32.07	-	-	-	-	-
97.54	-	-	85.64	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
97.54	-	-	85.64	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
154.00	-	-	134.92	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
154.00	-	-	134.92	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
216.05	-	-	199.40	-	210.55	252.25	138.10	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-16 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

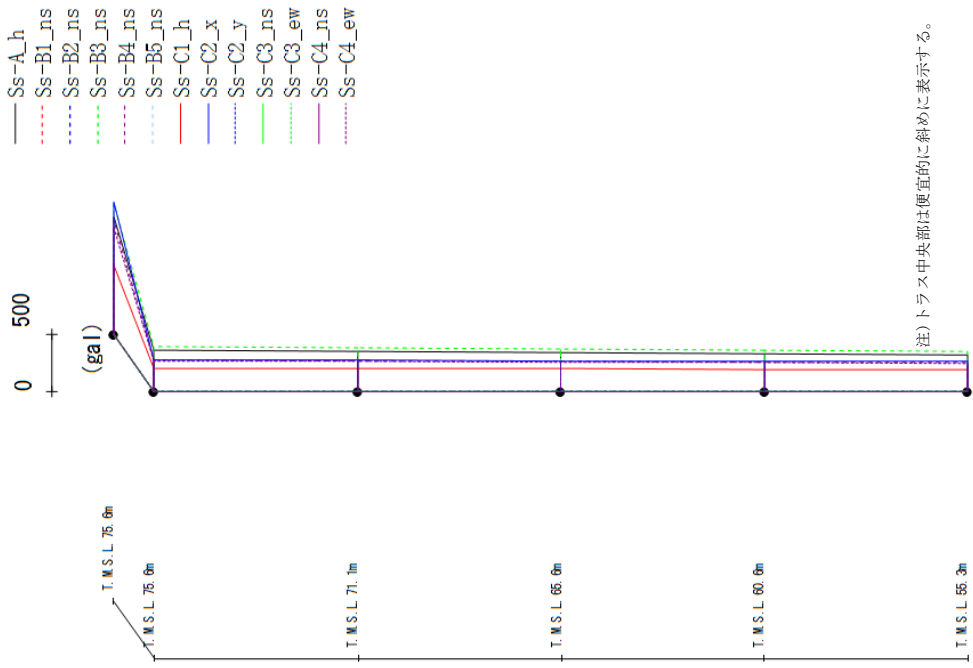
最大応答加速度 (NS方向)



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
1299	-	-	1159	1040	-	1488	893	-	-	-	-	1042
1209	-	-	1023	968	-	1486	591	-	-	-	-	1118
1377	-	-	1061	1002	-	1778	487	-	-	-	-	1118
1049	-	-	744	802	-	1247	391	-	-	-	-	911
549	-	-	461	477	-	744	247	-	-	-	-	468

第 4.2.1.1-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (UD方向)

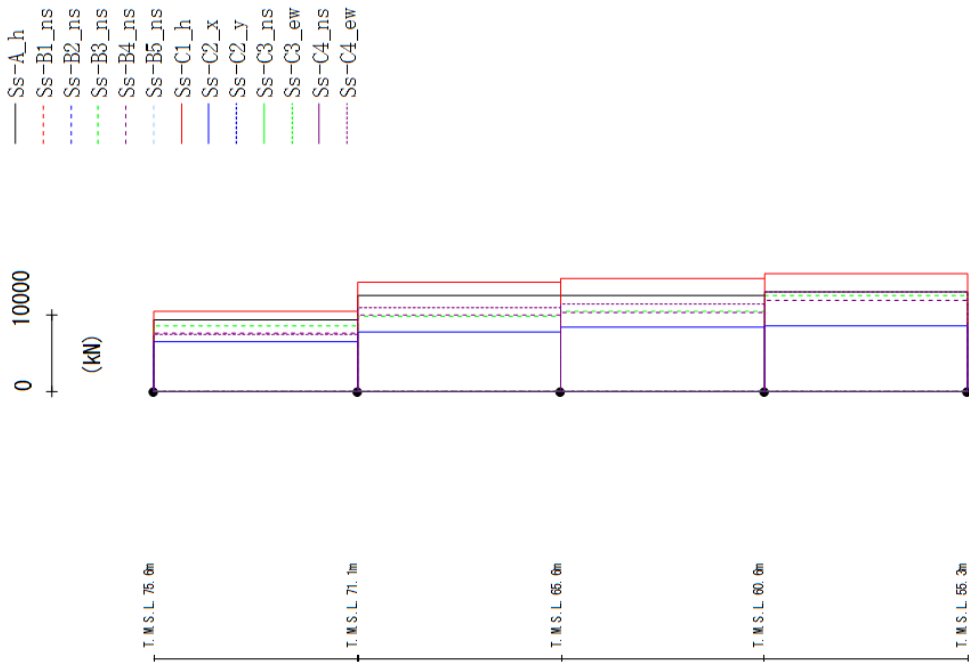


(gal)

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
1023	-	-	1131	986	-	601	1182	-	-	-	-	920
359	-	-	385	270	-	204	275	-	-	-	-	257
352	-	-	379	267	-	202	271	-	-	-	-	258
341	-	-	371	261	-	199	267	-	-	-	-	255
327	-	-	361	256	-	192	262	-	-	-	-	251
311	-	-	351	254	-	183	257	-	-	-	-	243

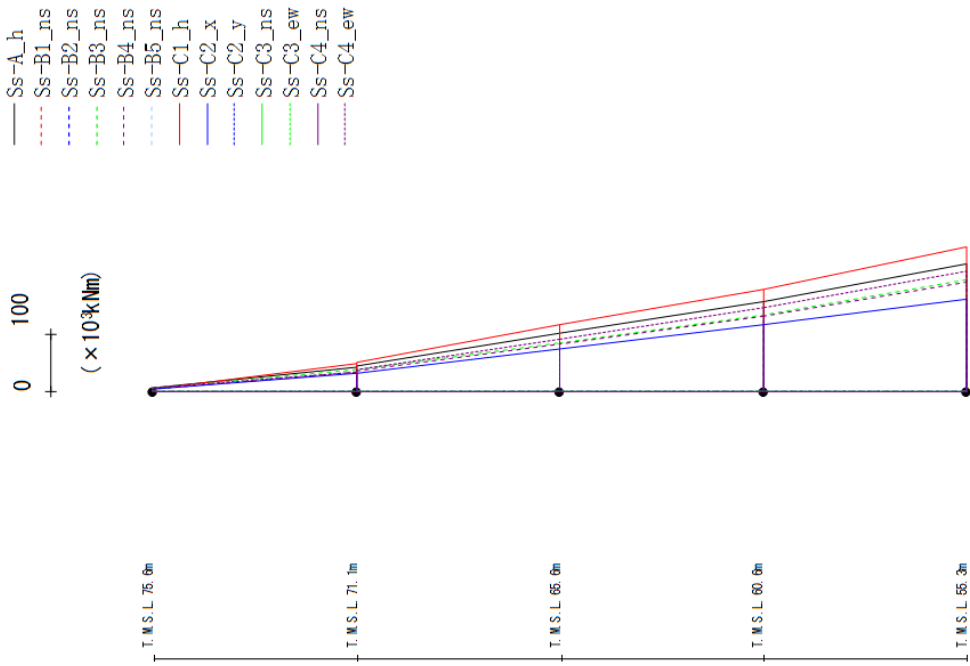
第 4.2.1.1-18 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.2.1.1-19 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

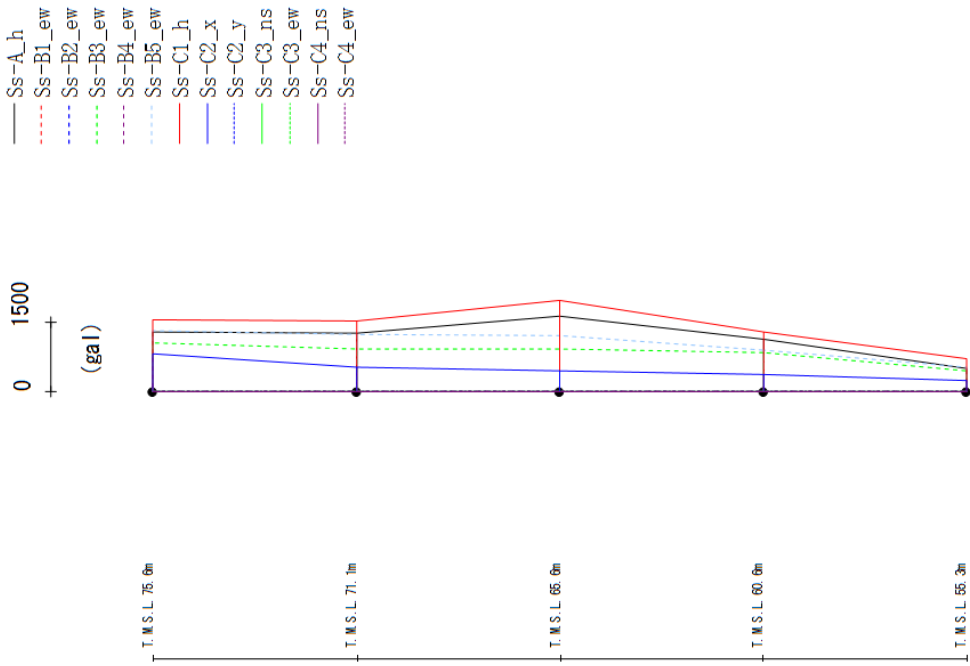


(× 10³ kNm)

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
7.01	-	-	5.43	4.63	-	3.41	3.44	-	-	-	-	5.46
42.92	-	-	37.98	33.95	-	48.58	30.66	-	-	-	-	34.17
44.65	-	-	38.42	36.25	-	49.85	32.06	-	-	-	-	38.79
100.37	-	-	85.09	82.61	-	115.14	73.63	-	-	-	-	90.02
100.37	-	-	85.09	82.61	-	115.14	73.63	-	-	-	-	90.02
155.21	-	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	146.36
155.21	-	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	146.36
221.12	-	-	194.75	190.26	-	251.49	160.45	-	-	-	-	210.10

第 4.2.1.1-20 図 最大応答曲げモーメント (−1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

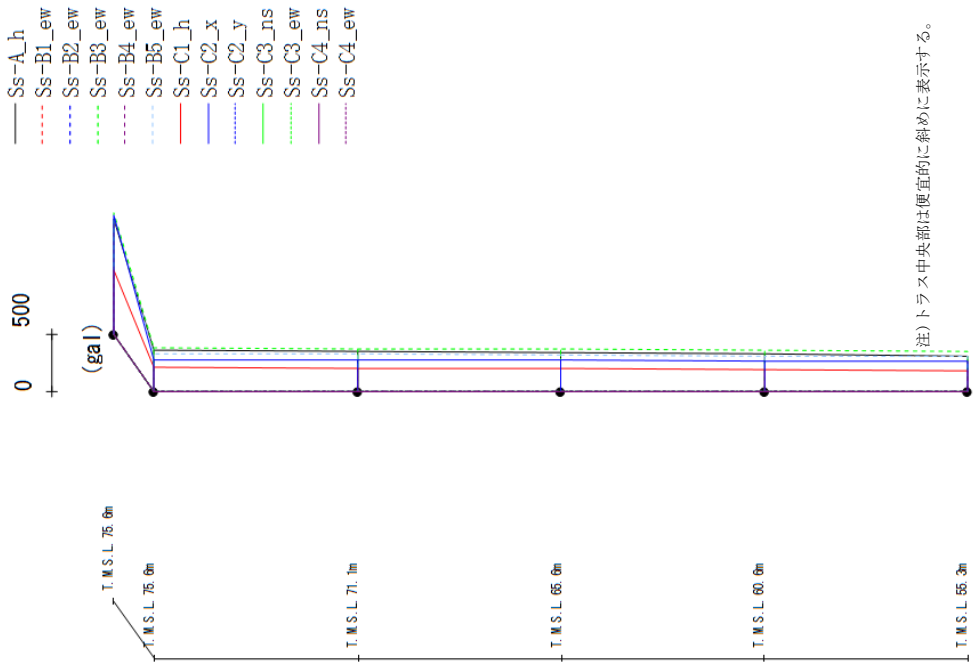
最大応答加速度 (EW方向)



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_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1302	-	-	1069	-	1316	1568	809	-	-	-	-	-
1271	-	-	926	-	1246	1530	530	-	-	-	-	-
1622	-	-	914	-	1222	1976	451	-	-	-	-	-
1125	-	-	833	-	890	1296	376	-	-	-	-	-
611	-	-	442	-	535	710	239	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-21 図 最大応答加速度 (−1σ 地盤, EW 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (UD方向)

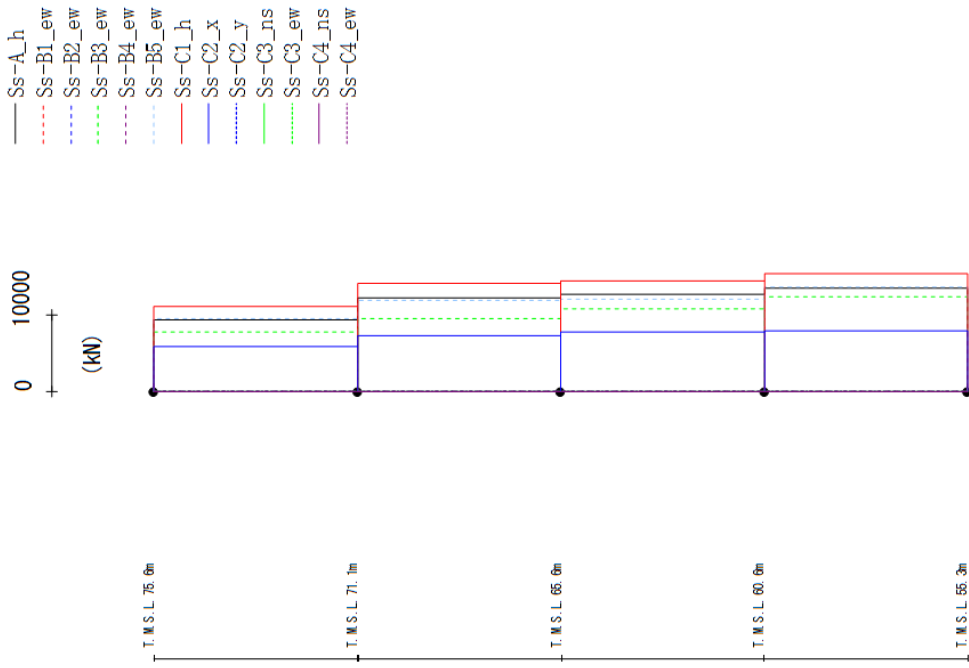


(gal)

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
988	-	-	1063	-	1030	557	1027	-	-	-	-	-
360	-	-	379	-	327	205	276	-	-	-	-	-
351	-	-	373	-	323	204	273	-	-	-	-	-
339	-	-	365	-	316	199	269	-	-	-	-	-
326	-	-	357	-	309	193	266	-	-	-	-	-
310	-	-	347	-	302	183	262	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-22 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

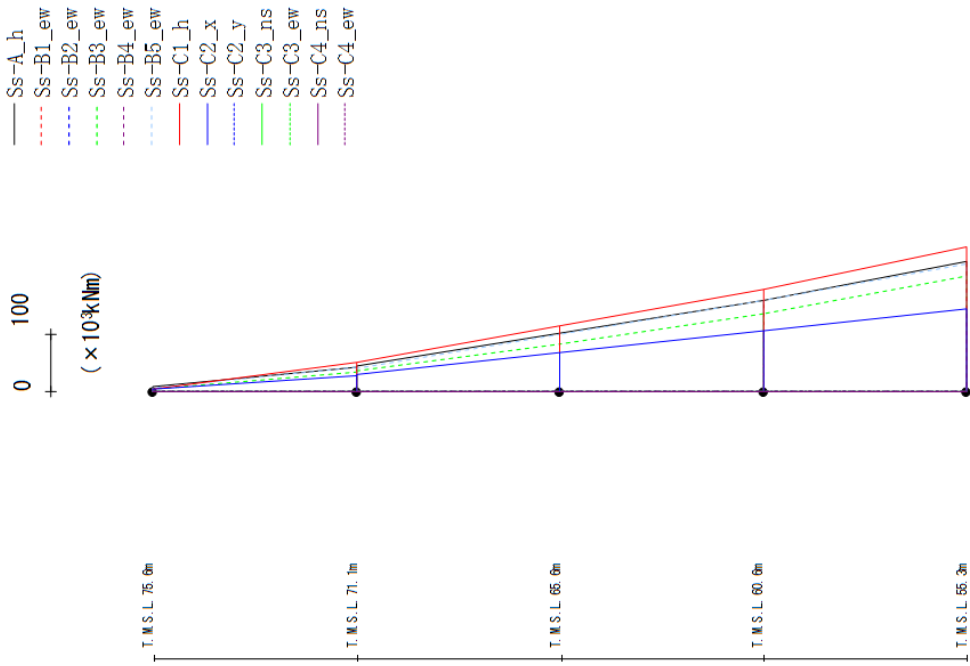
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9335	-	-	7697	-	9465	11030	5883	-	-	-	-	-
12213	-	-	9525	-	11791	14141	7291	-	-	-	-	-
12623	-	-	10774	-	12040	14451	7715	-	-	-	-	-
13420	-	-	12293	-	13554	15297	7906	-	-	-	-	-

第 4.2.1.1-23 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

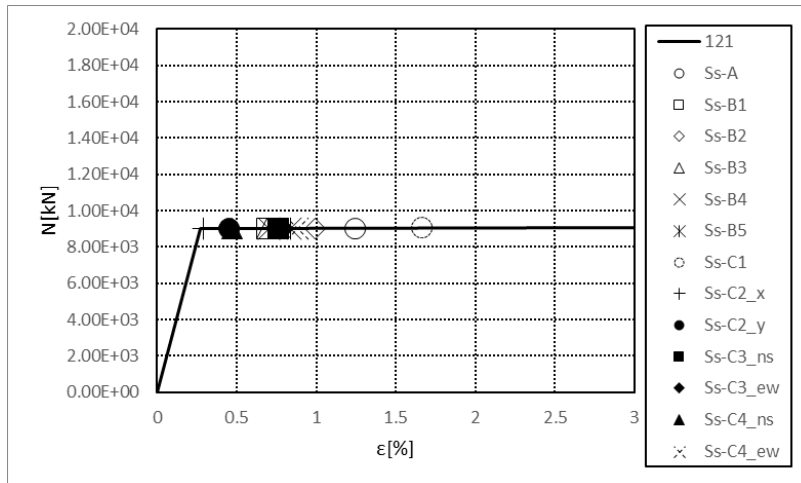
最大応答曲げモーメント (EW方向)



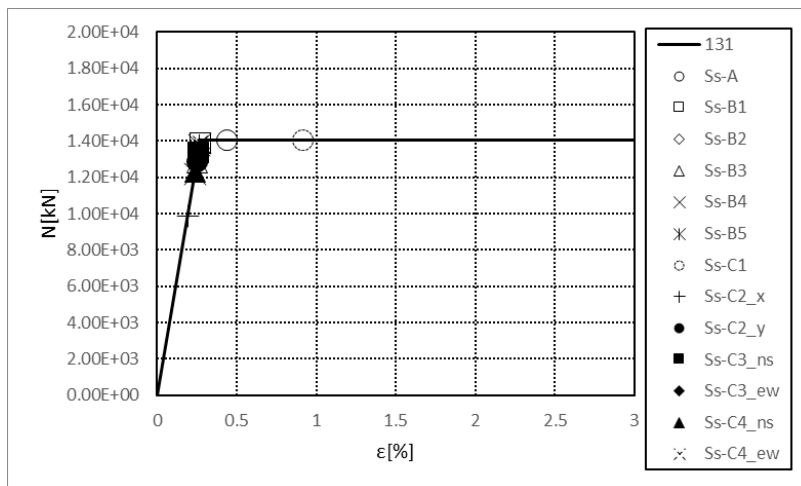
(× 10³ kNm)

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
7.46	-	-	5.07	-	6.75	4.08	4.01	-	-	-	-	-
42.76	-	-	34.55	-	41.63	50.41	27.52	-	-	-	-	-
43.59	-	-	35.78	-	40.66	51.18	28.62	-	-	-	-	-
100.48	-	-	82.93	-	88.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
100.48	-	-	82.93	-	88.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
158.26	-	-	135.05	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
158.26	-	-	135.05	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
225.28	-	-	199.89	-	222.32	250.85	143.48	-	-	-	-	-

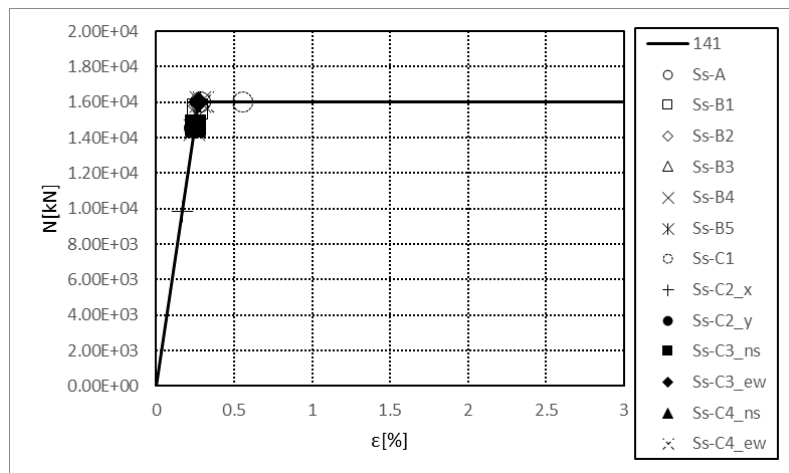
第 4.2.1.1-24 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

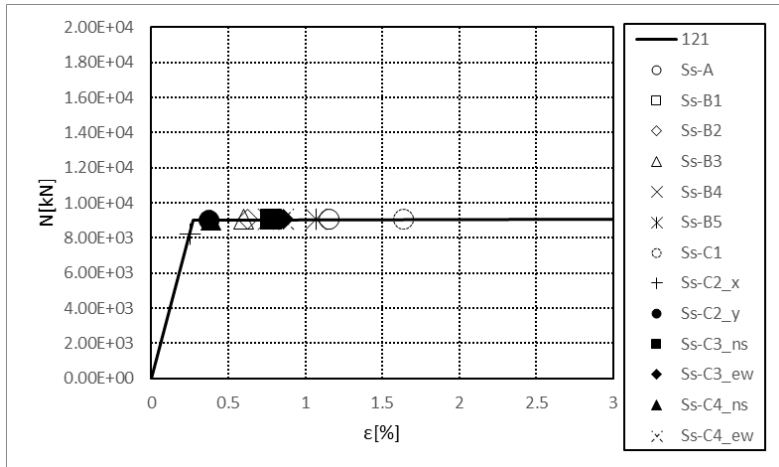


要素番号131

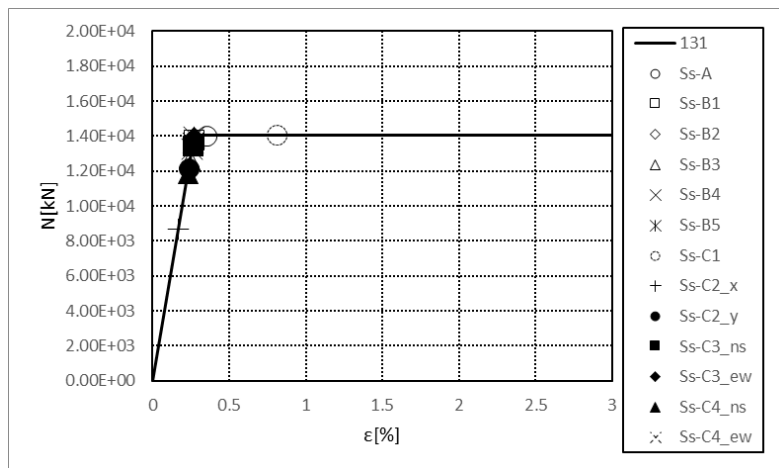


要素番号141

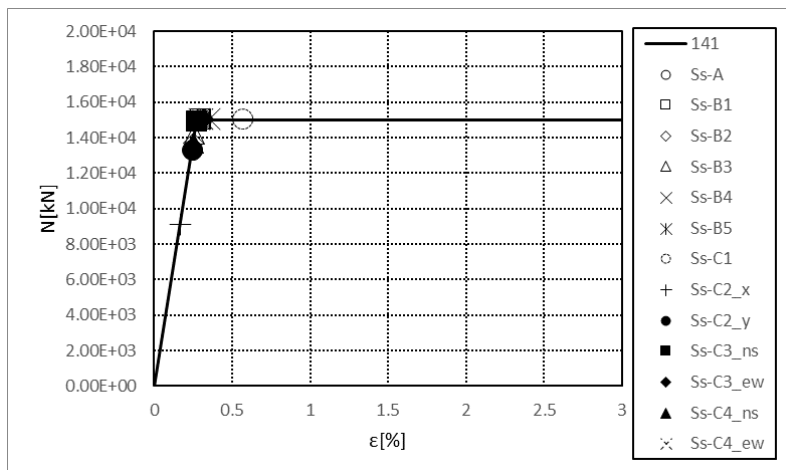
第 4.2.1.1-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121

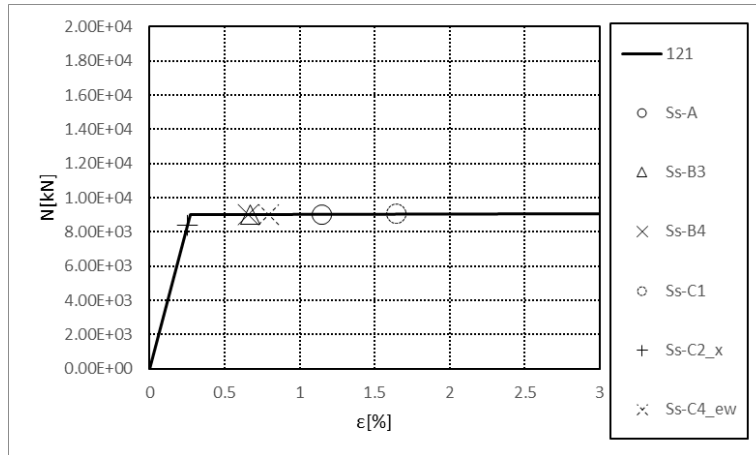


要素番号131

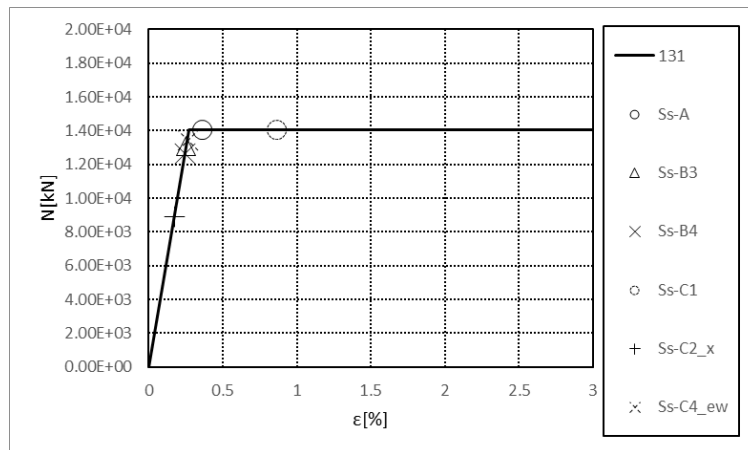


要素番号141

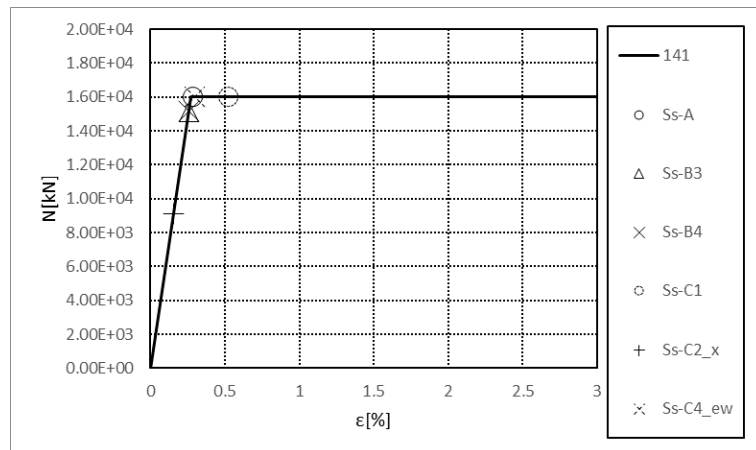
第 4. 2. 1. 1-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

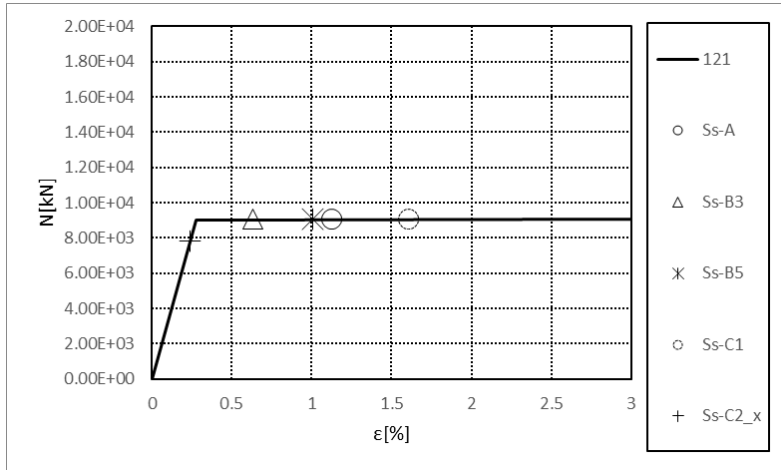


要素番号131

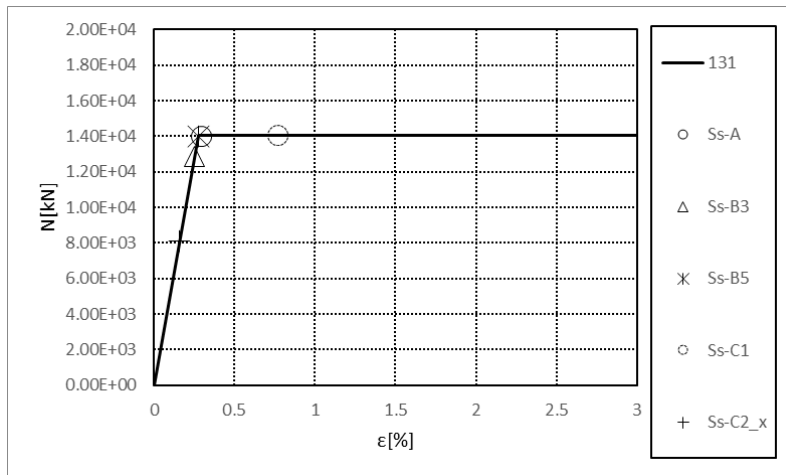


要素番号141

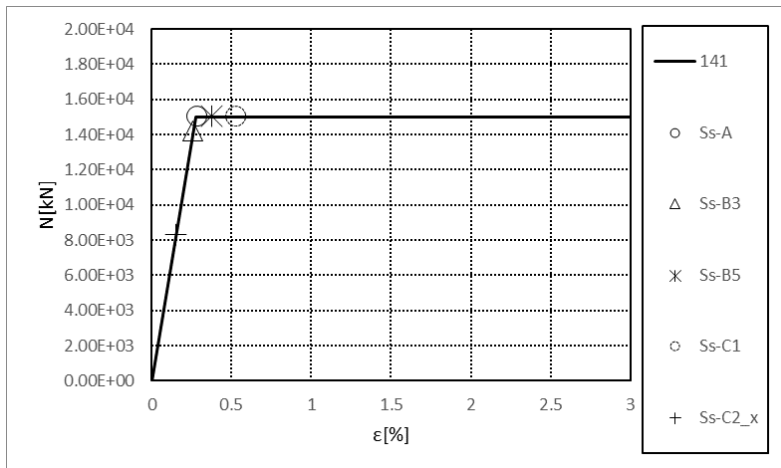
第 4. 2. 1. 1-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121

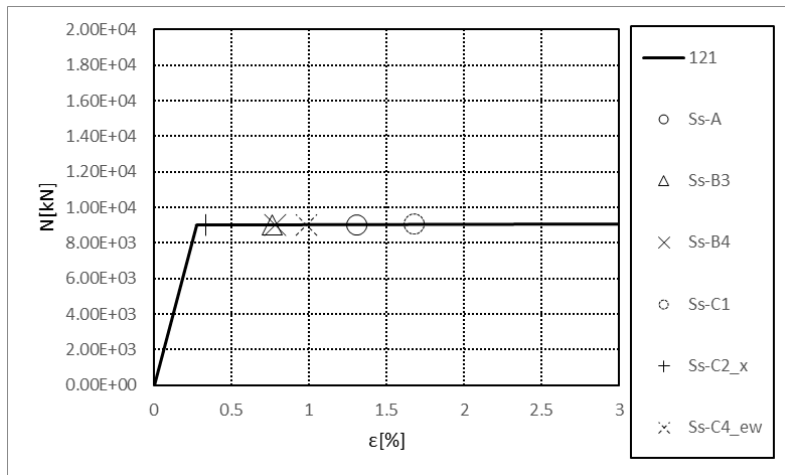


要素番号131

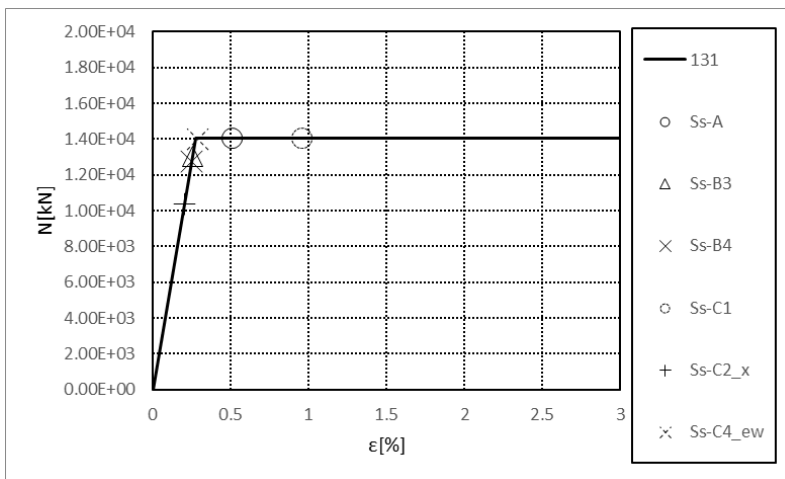


要素番号141

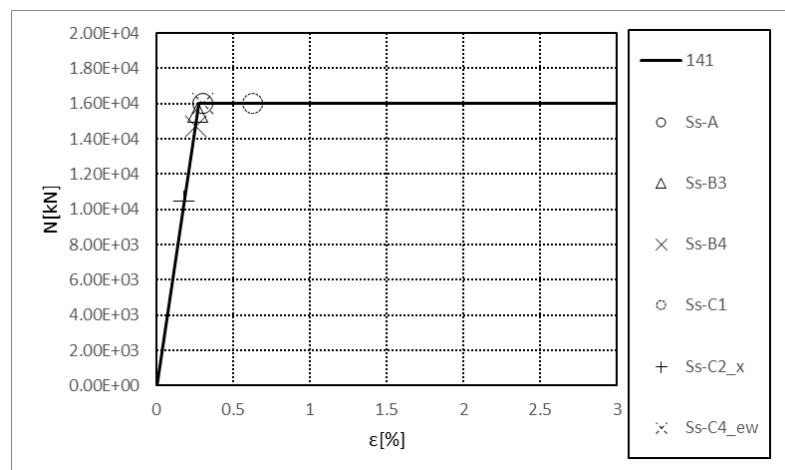
第 4. 2. 1. 1-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



要素番号121

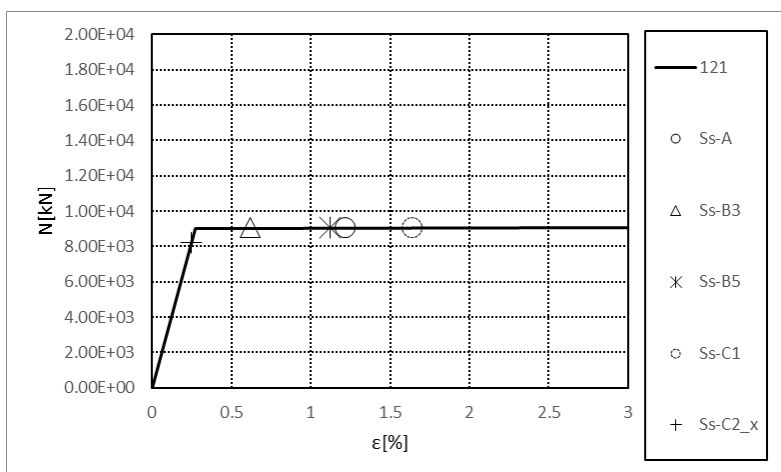


要素番号131

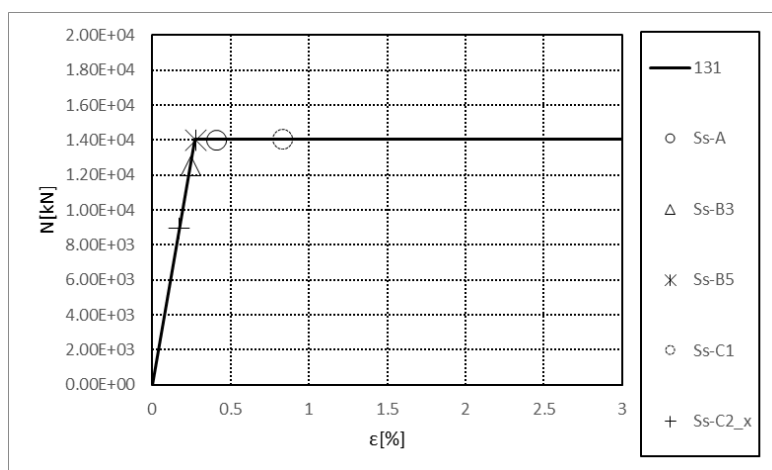


要素番号141

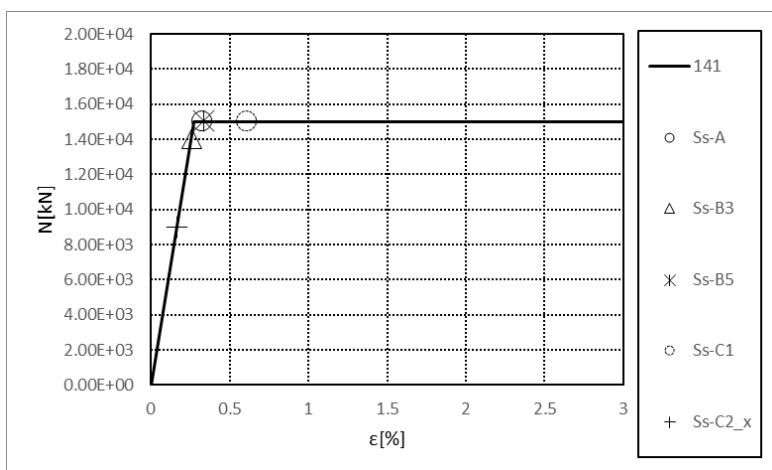
第 4. 2. 1. 1-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



要素番号121



要素番号131

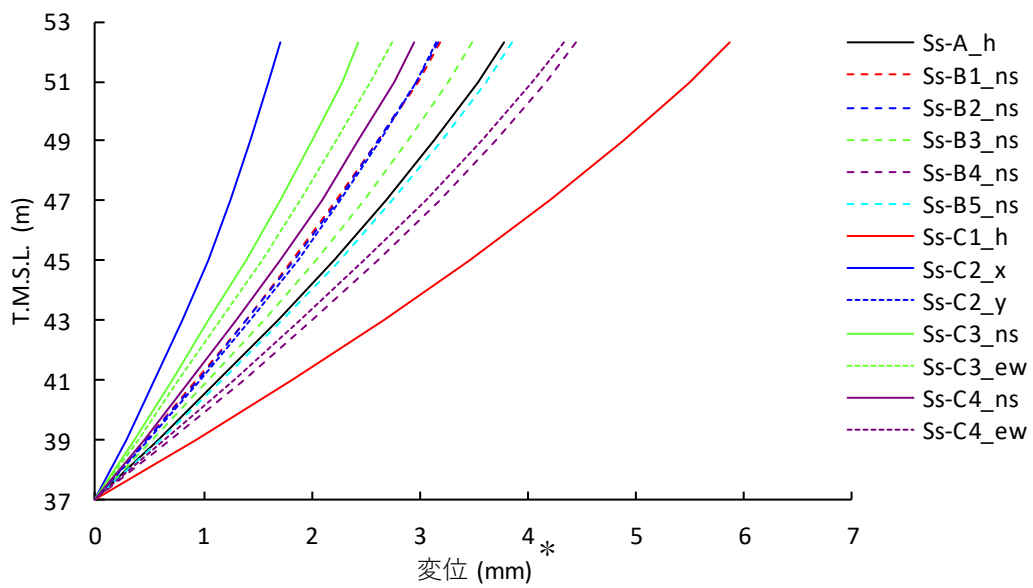


要素番号141

第 4. 2. 1. 1-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

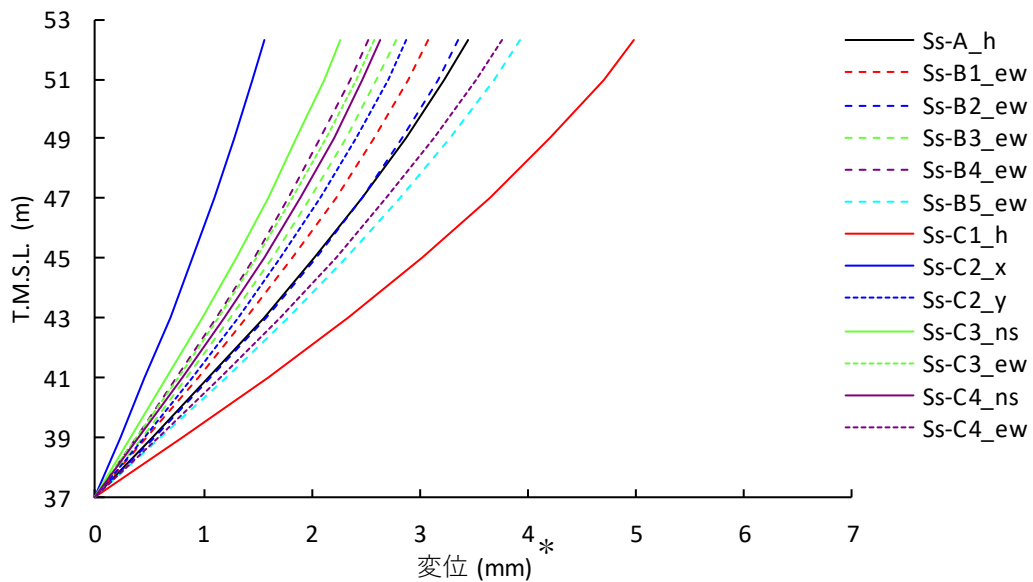
4.2.1.2 地盤の応答結果

改良地盤の最大平均変位(改良地盤下端(T.M.S.L. 37.0m)からの相対変位)を第4.2.1.2-1図～第4.2.1.2-6図に示す。



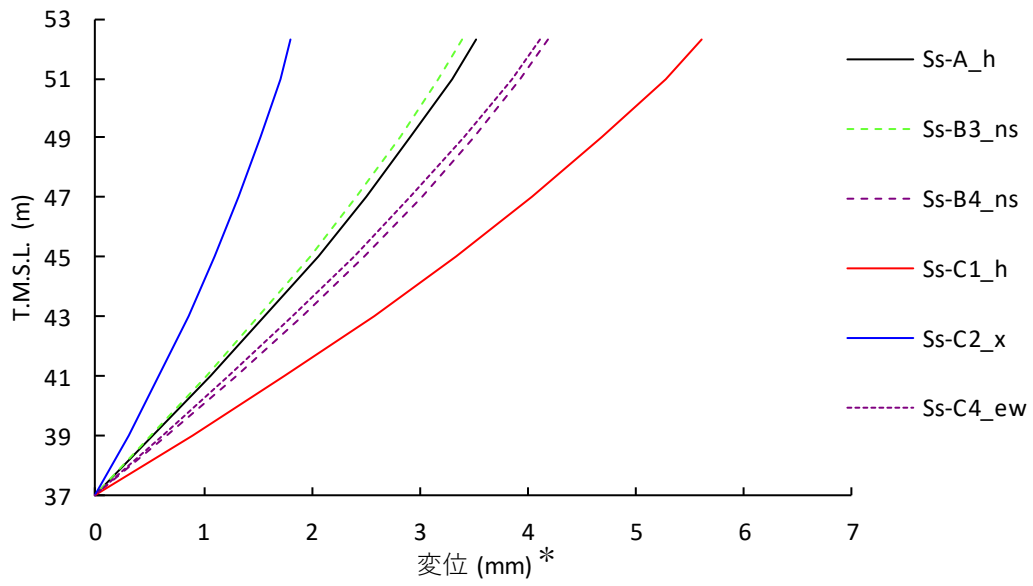
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.1.2-1 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 全応力解析)



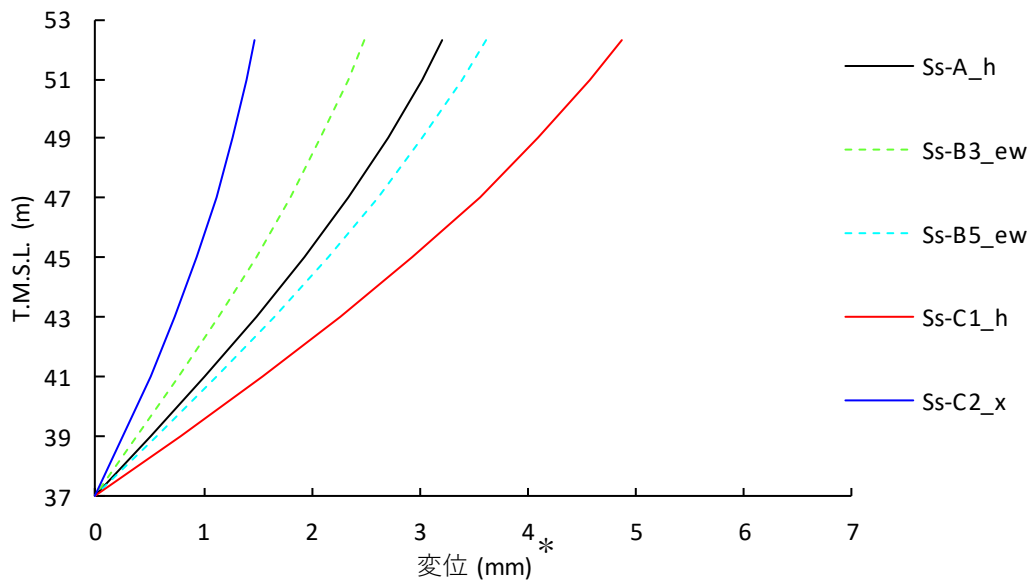
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.1.2-2 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 断面, 全応力解析)



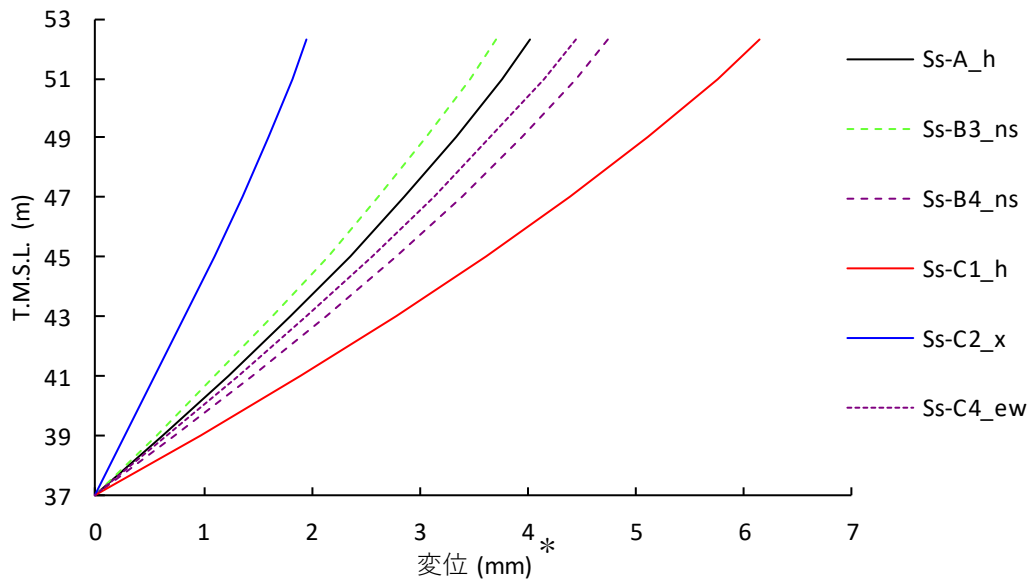
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4. 2. 1. 2-3 図 改良地盤の最大変位
(+1 σ 地盤, NS 断面, 全応力解析)



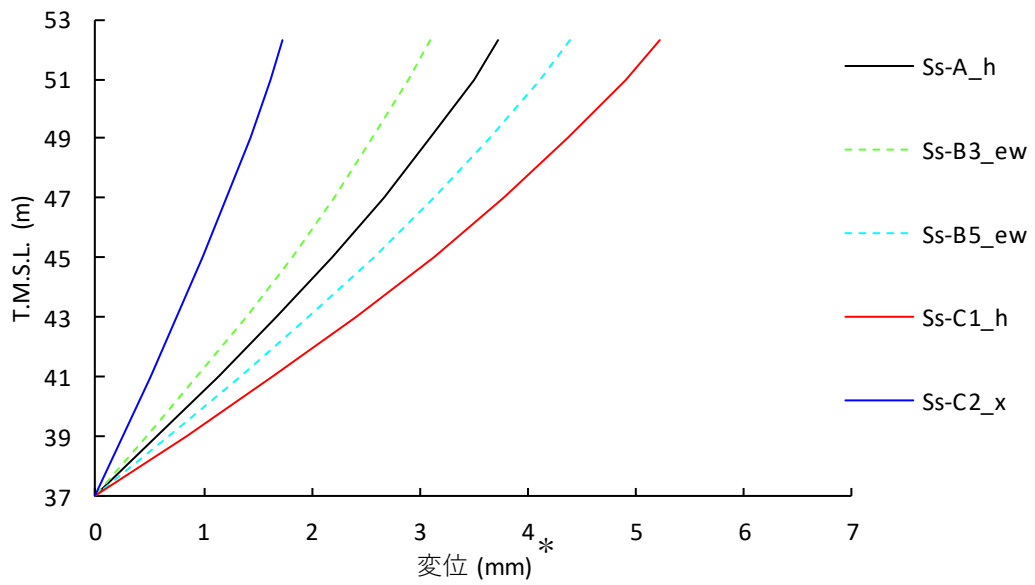
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4. 2. 1. 2-4 図 改良地盤の最大変位
(+1 σ 地盤, EW 断面, 全応力解析)



注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4. 2. 1. 2-5 図 改良地盤の最大変位
(-1σ 地盤, NS 断面, 全応力解析)



注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値

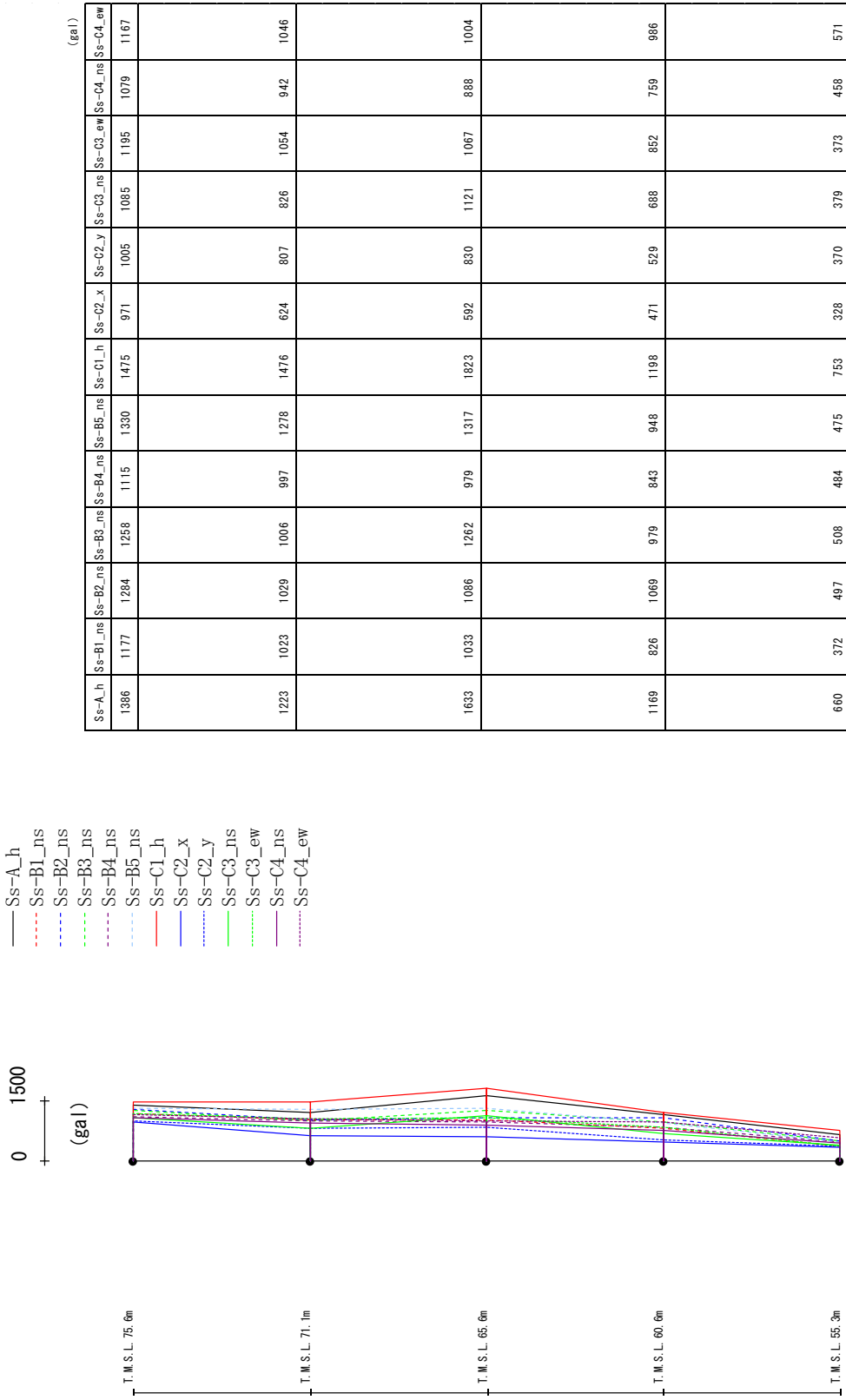
第 4. 2. 1. 2-6 図 改良地盤の最大変位
(-1σ 地盤, EW 断面, 全応力解析)

4.2.2 有効応力解析

4.2.2.1 飛来物防護ネット架構の応答結果

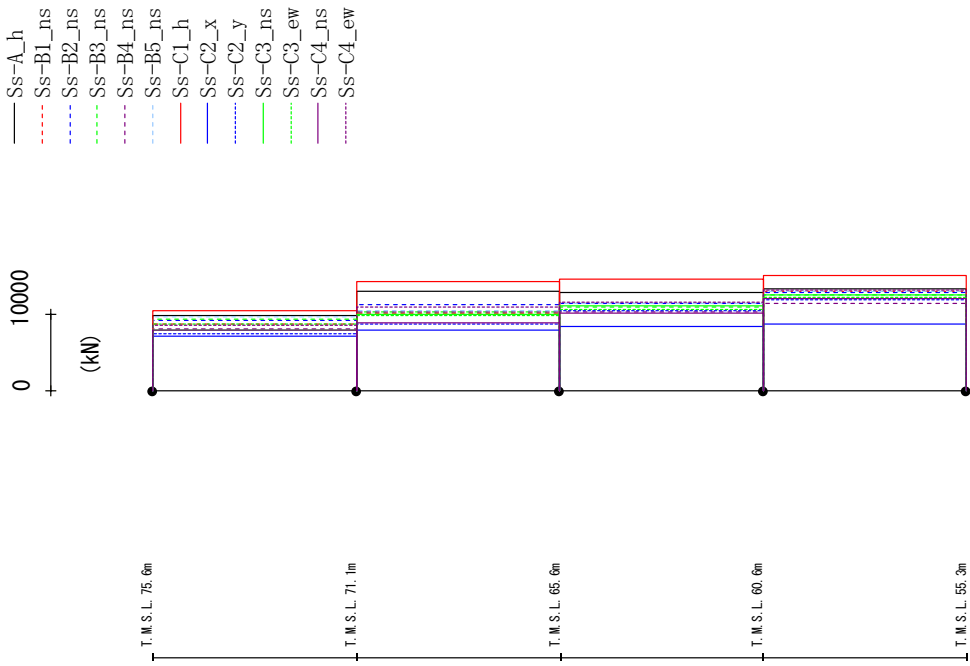
有効応力解析結果のうち、飛来物防護ネット架構の最大応答値(加速度, 層せん断力, 付加曲げモーメント)を第4.2.2.1-1図～第4.2.2.1-24図に示し, 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線図を第4.2.2.1-25図～第4.2.2.1-30図に示す。

最大応答加速度 (NS方向)



第 4.2.2.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

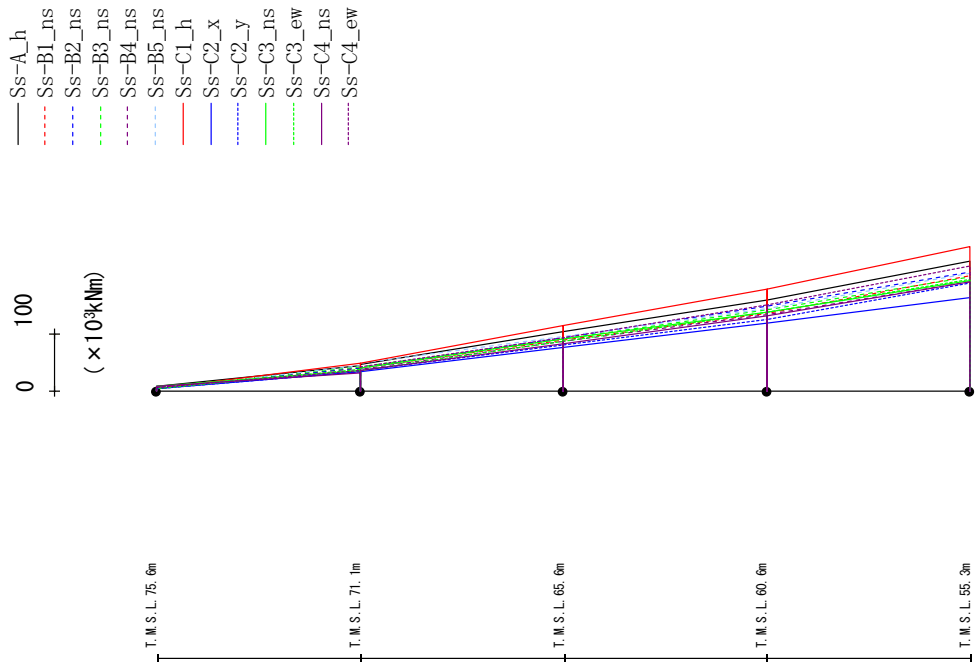
最大応答せん断力 (NS方向)



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
9880	8641	9222	9252	8037	9613	10417	7080	7359	7864	8693	7896	8514
12955	10057	11273	10221	10271	10388	14230	7849	8632	10020	9627	8779	10879
12793	11228	11337	10886	10288	11395	14626	8308	10505	11057	10601	10143	11496
13217	13041	12754	12484	11462	13004	15048	8621	11928	12503	12175	11989	13126

第 4.2.2.1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

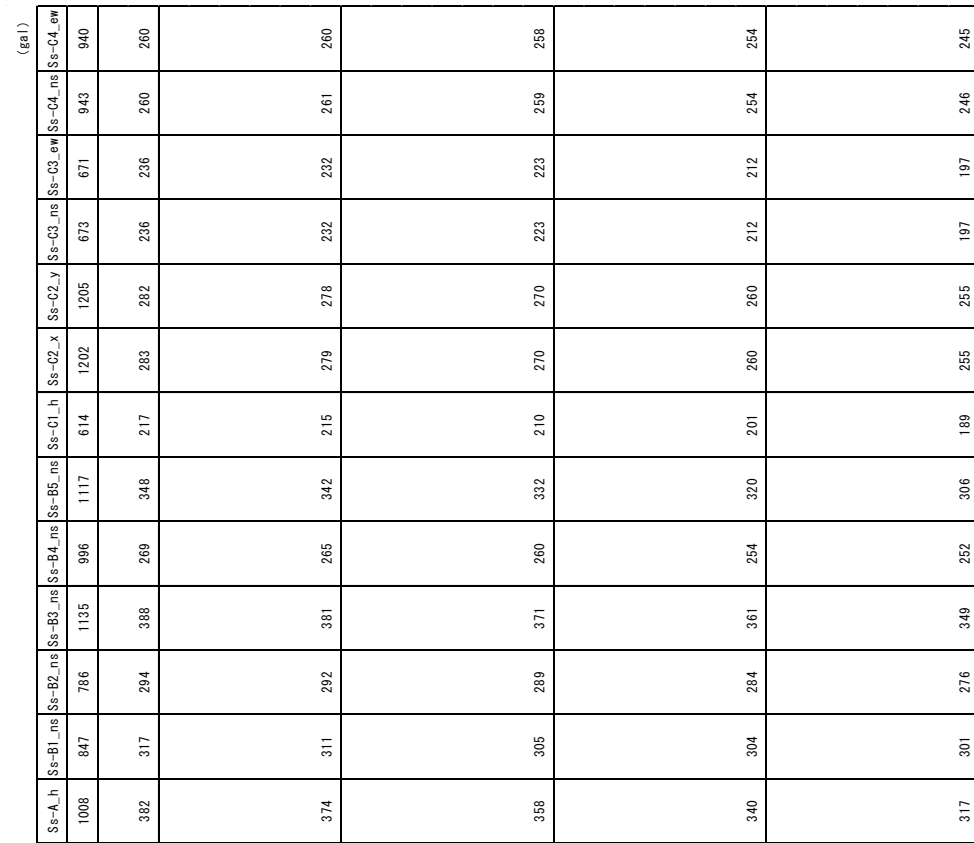


(× 10³Nm)

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	185.35	217.42

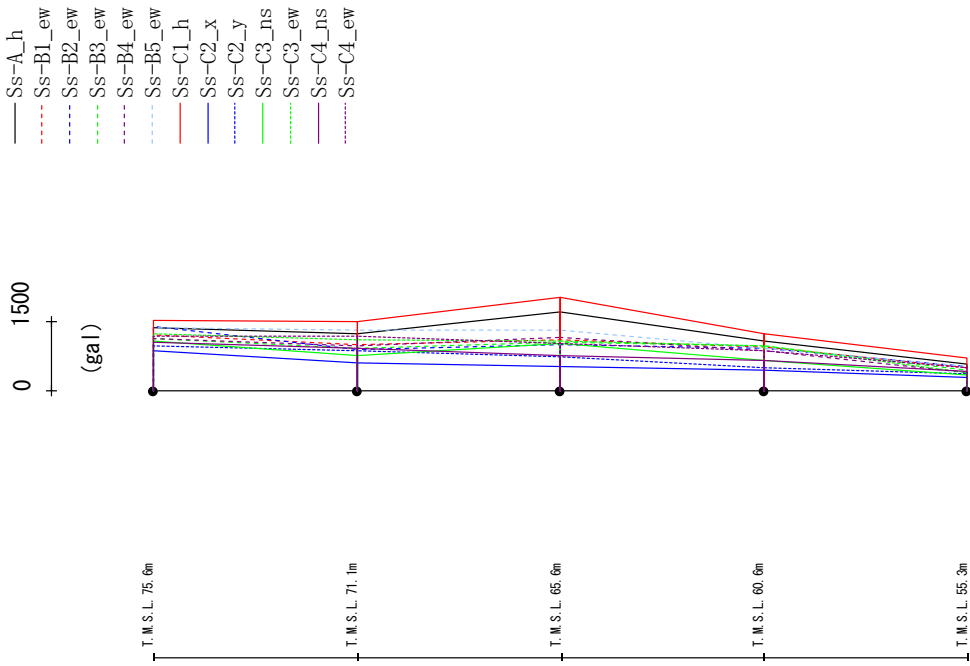
第 4.2.2.1-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



第 4.2.2.1-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

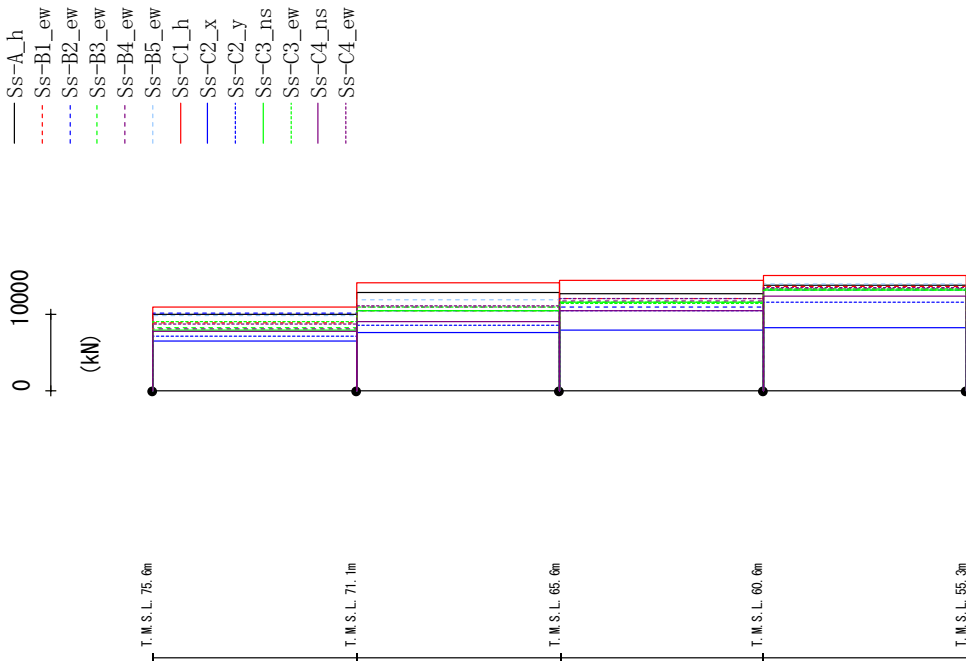
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1380	1220	1386	1127	1137	1361	1539	876	964	1066	1250	1049	1195	
1239	1006	892	933	986	1318	1504	597	876	767	1096	920	1184	
1708	1092	1007	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022	
1080	954	923	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872	
577	505	519	446	384	529	707	276	357	349	394	414	496	

第 4.2.2.1-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

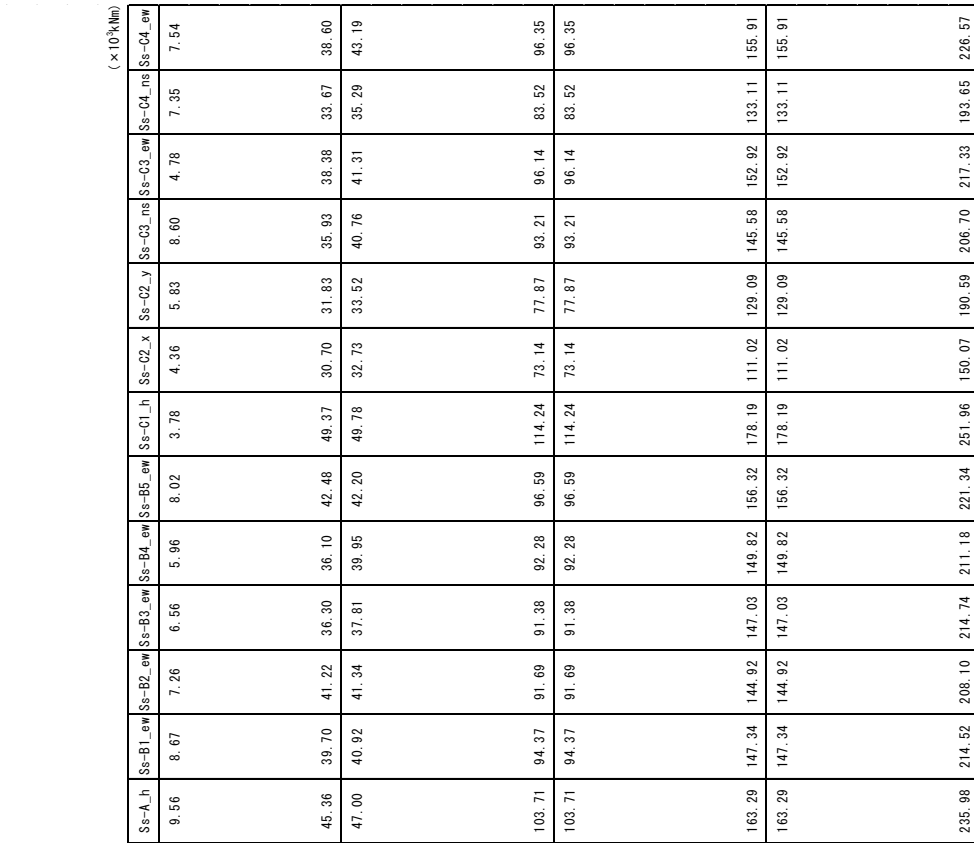
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9892	8900	10086	8265	8118	9869	10379	6429	7059	7954	9068	7719	8747
12785	10475	10508	10504	10937	11847	14136	7532	8587	10425	10850	8977	11134
12707	12054	10908	11579	11661	12087	14414	7933	10413	11517	11424	10441	12100
13734	13612	13091	13158	13235	13961	15092	8194	11603	13147	13335	12336	13450

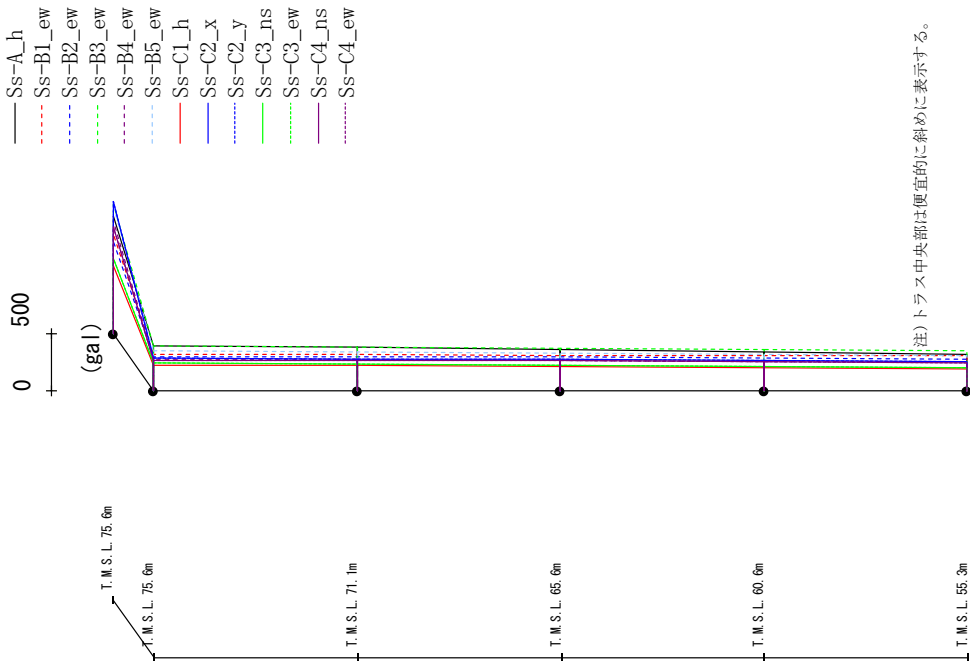
第 4.2.2.1-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.2.2.1-7 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

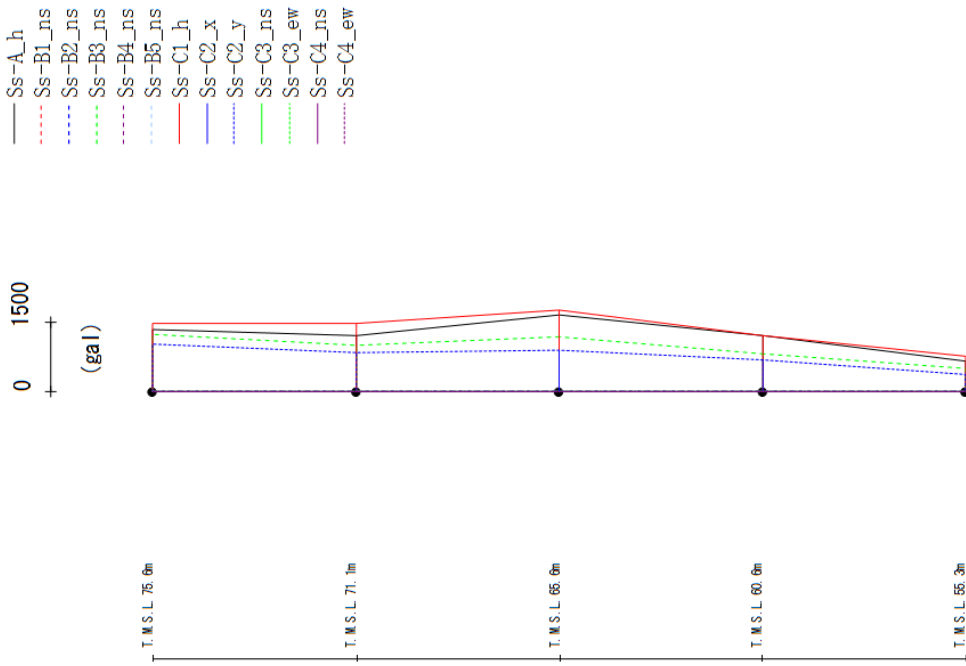


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

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	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	648	646	928	926
384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	237	260	260
375	313	283	381	268	339	215	276	276	233	233	260	260
360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	224	268	268
342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	213	253	253
319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	198	245	245

第 4.2.2.1-8 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

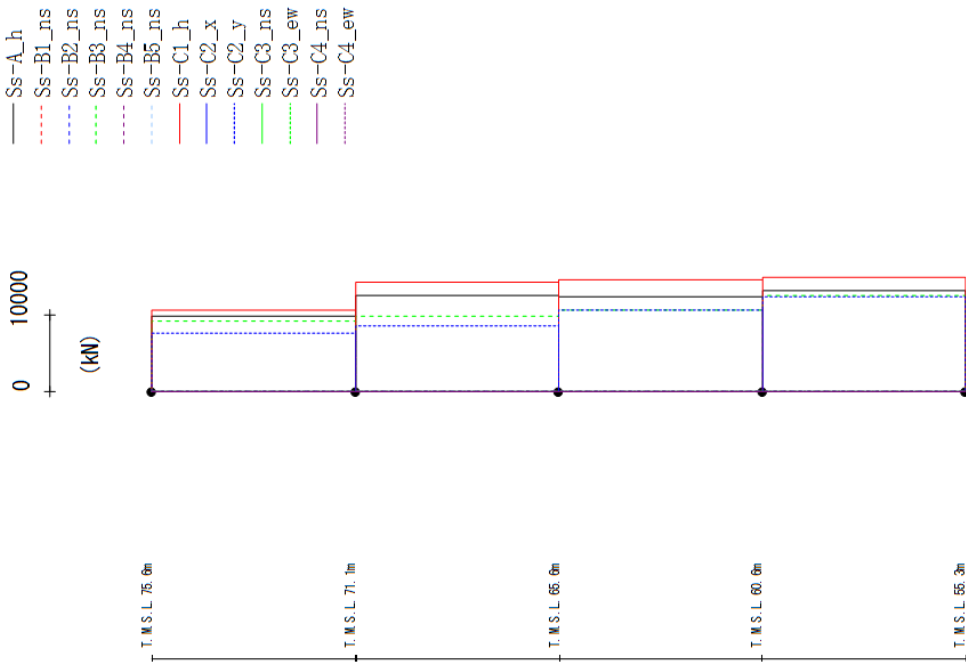
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1344	-	-	1247	-	-	1487	-	1038	-	-	-	-
1219	-	-	1013	-	-	1479	-	884	-	-	-	-
1673	-	-	1174	-	-	1774	-	904	-	-	-	-
1202	-	-	817	-	-	1212	-	686	-	-	-	-
663	-	-	495	-	-	767	-	356	-	-	-	-

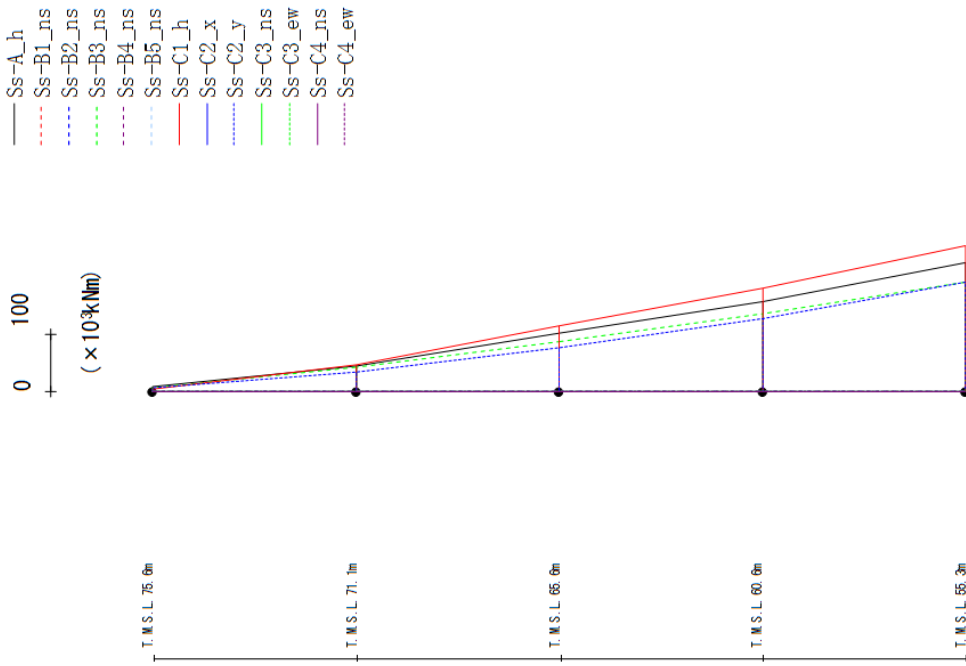
第 4.2.2.1-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.2.2.1-10 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

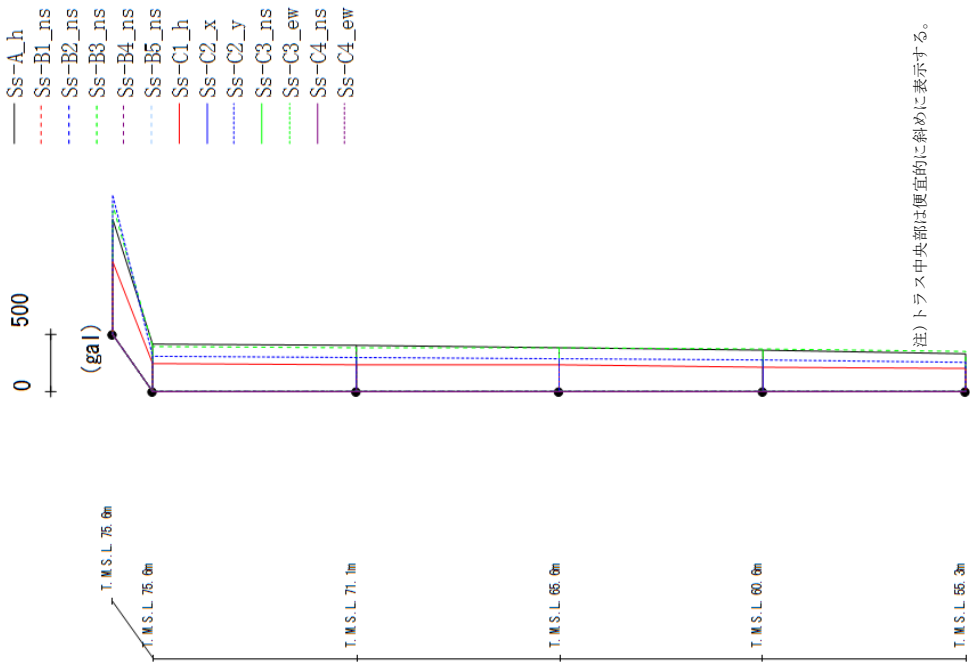
最大応答曲げモーメント (NS方向)



(× 10 ³ kNm)													
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	
8.20	-	-	7.00	-	-	4.37	-	5.42	-	-	-	-	-
43.29	-	-	41.12	-	-	46.99	-	33.21	-	-	-	-	-
45.11	-	-	42.23	-	-	46.88	-	33.53	-	-	-	-	-
100.49	-	-	87.52	-	-	113.58	-	76.12	-	-	-	-	-
100.49	-	-	87.52	-	-	113.58	-	76.12	-	-	-	-	-
156.77	-	-	135.53	-	-	178.90	-	125.61	-	-	-	-	-
156.77	-	-	135.53	-	-	178.90	-	125.61	-	-	-	-	-
223.84	-	-	190.45	-	-	252.69	-	189.60	-	-	-	-	-

第 4.2.2.1-11 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

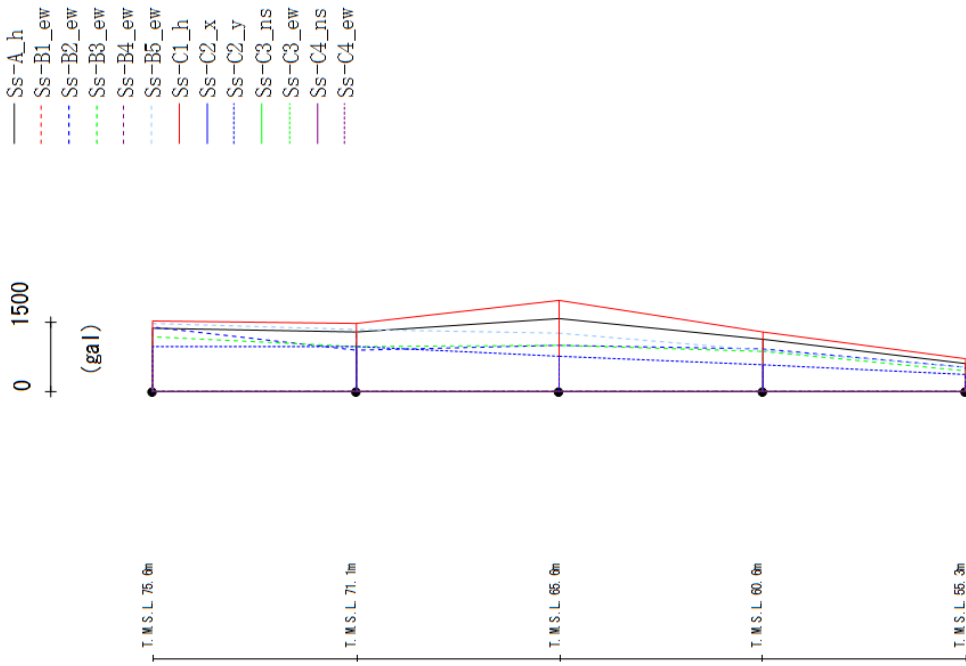
最大応答加速度 (UD方向)



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
1004	-	-	1124	-	-	628	-	1212	-	-	-	-
409	-	-	390	-	239	-	300	-	-	-	-	-
388	-	-	383	-	235	-	295	-	-	-	-	-
377	-	-	374	-	226	-	284	-	-	-	-	-
353	-	-	363	-	214	-	270	-	-	-	-	-
322	-	-	351	-	197	-	257	-	-	-	-	-

第 4.2.2.1-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

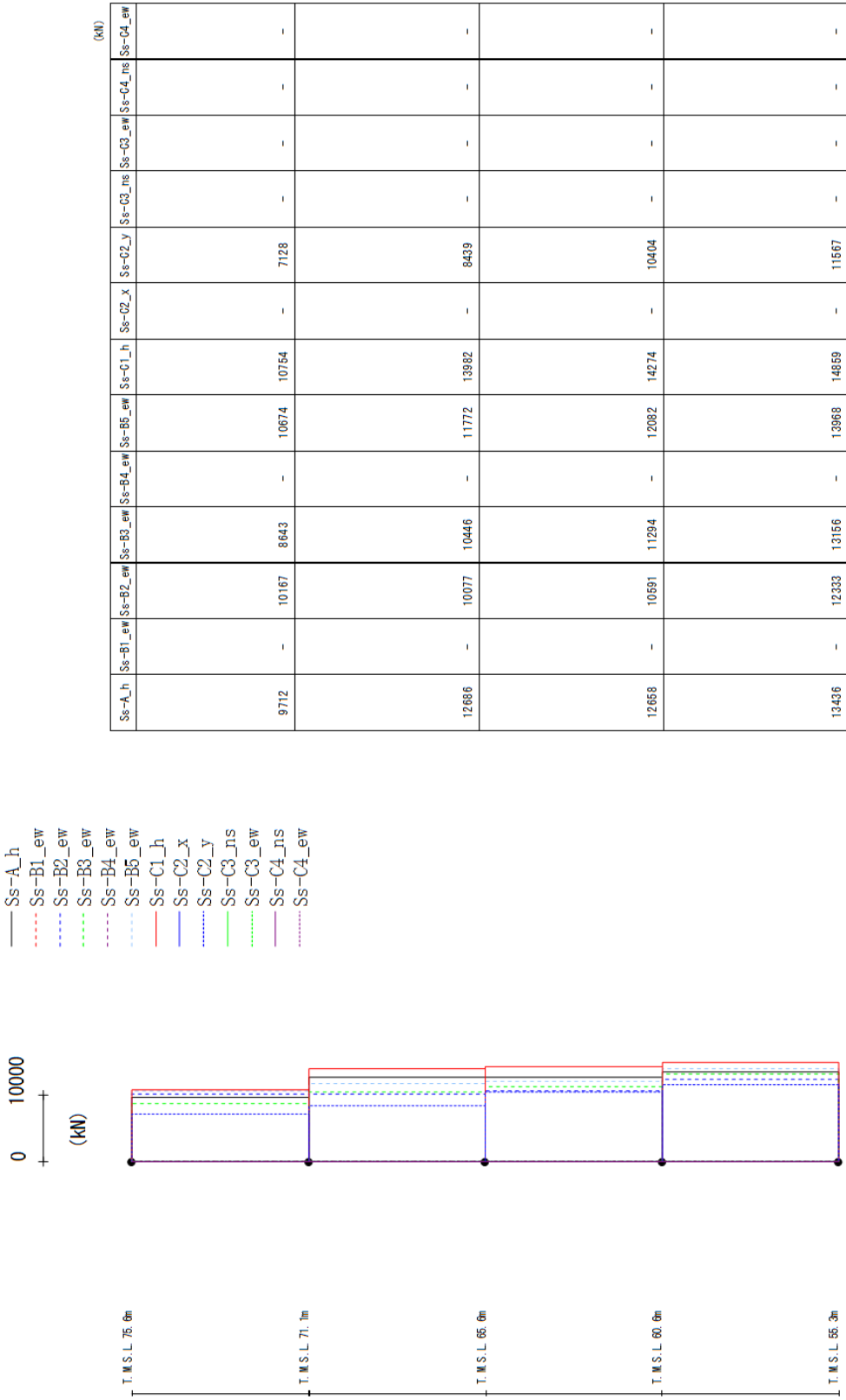
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1388	-	1393	1187	-	1470	1515	-	979	-	-	-	-
1291	-	899	969	-	1340	1476	-	965	-	-	-	-
1589	-	995	1012	-	1260	1973	-	761	-	-	-	-
1136	-	928	875	-	906	1281	-	566	-	-	-	-
616	-	531	453	-	519	699	-	365	-	-	-	-

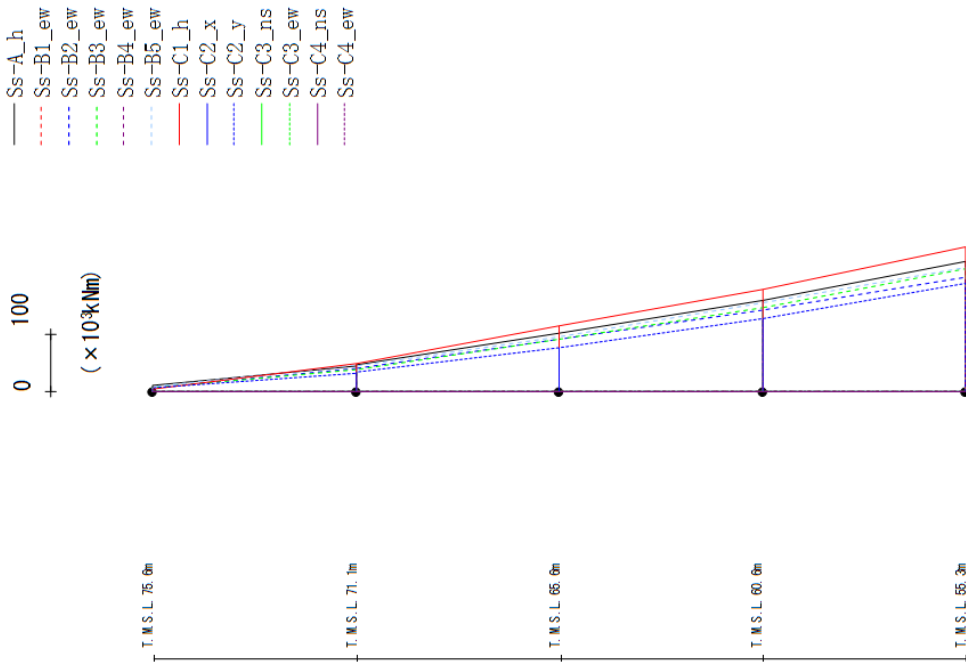
第 4.2.2.1-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



第 4.2.2.1-14 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

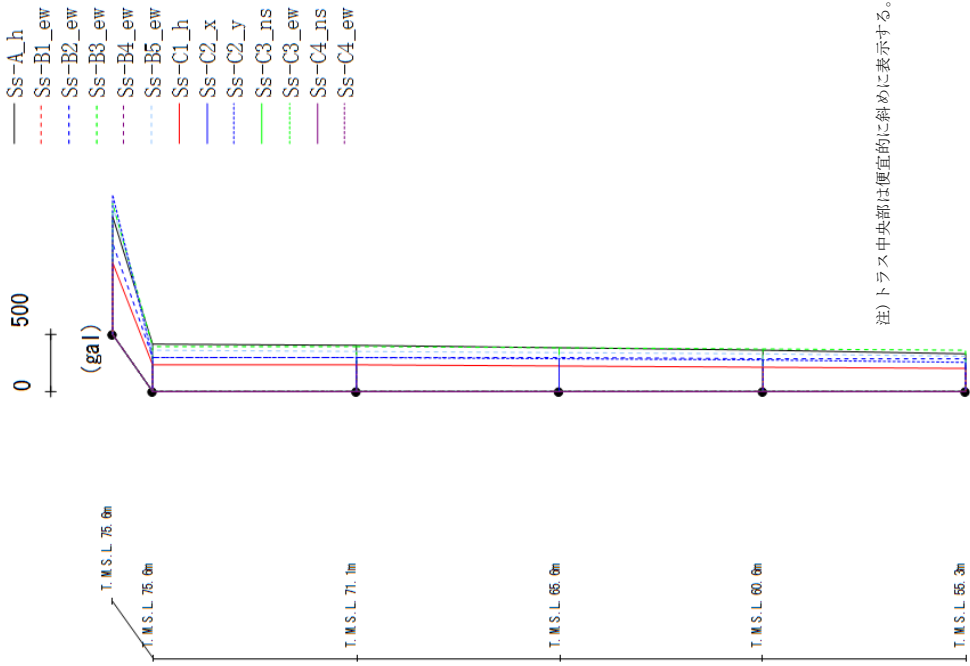


(× 10³ kNm)

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
10.10	-	6.46	7.07	-	7.33	3.98	-	6.15	-	-	-	-
43.85	-	40.25	37.18	-	46.06	48.18	-	30.69	-	-	-	-
45.35	-	39.15	37.98	-	44.08	48.55	-	33.68	-	-	-	-
100.77	-	90.80	90.30	-	94.98	113.06	-	76.09	-	-	-	-
100.77	-	90.80	90.30	-	94.98	113.06	-	76.09	-	-	-	-
159.27	-	140.68	145.92	-	153.92	177.51	-	126.10	-	-	-	-
159.27	-	140.68	145.92	-	153.92	177.51	-	126.10	-	-	-	-
226.90	-	198.32	212.38	-	214.98	251.56	-	186.95	-	-	-	-

第 4.2.2.1-15 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

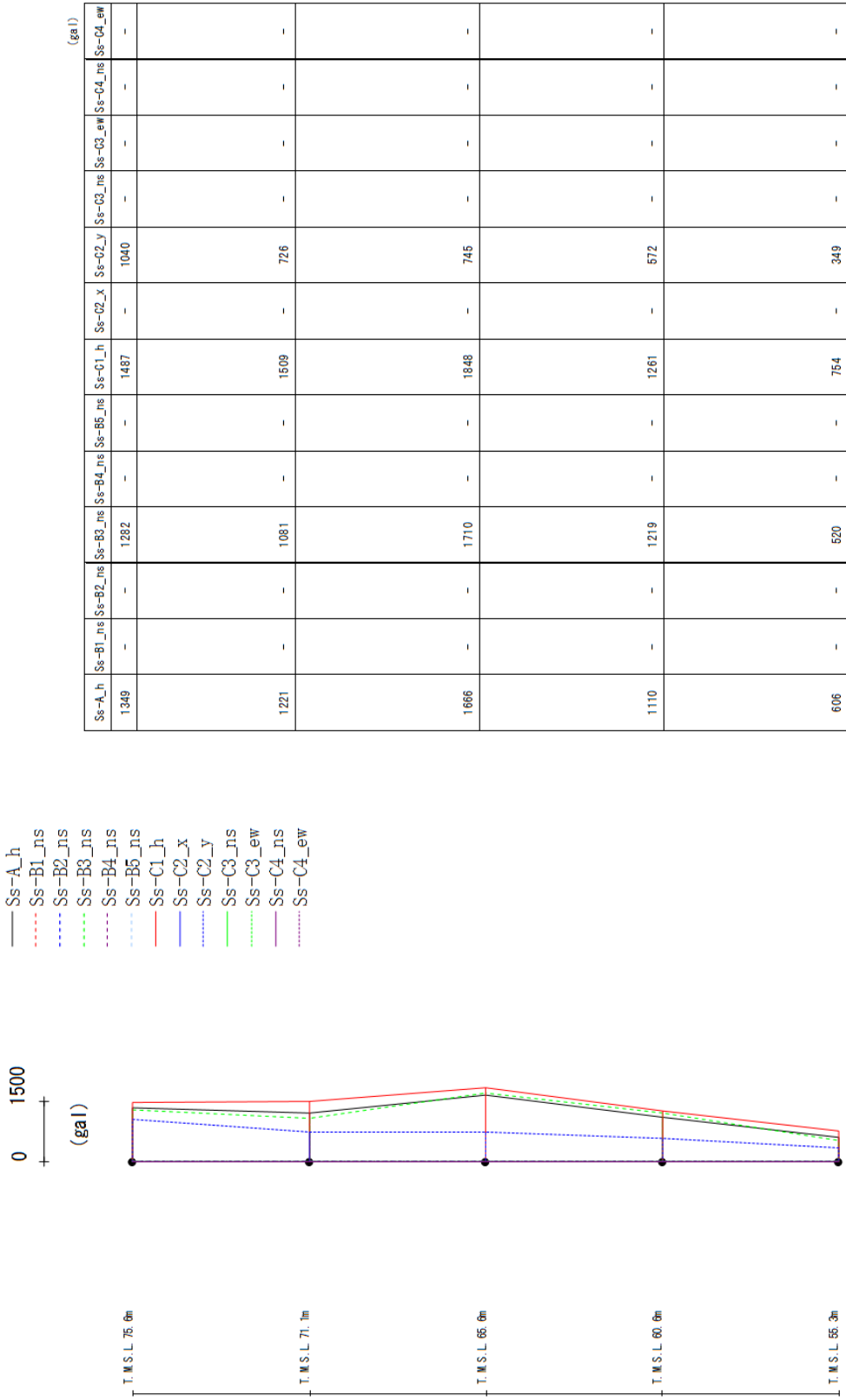
最大応答加速度 (UD方向)



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
1017	-	787	1133	-	1117	619	-	1207	-	-	-	-
410	-	294	392	-	355	230	-	298	-	-	-	-
399	-	293	385	-	348	227	-	293	-	-	-	-
379	-	289	376	-	337	220	-	282	-	-	-	-
354	-	285	365	-	324	209	-	269	-	-	-	-
324	-	279	352	-	308	195	-	256	-	-	-	-

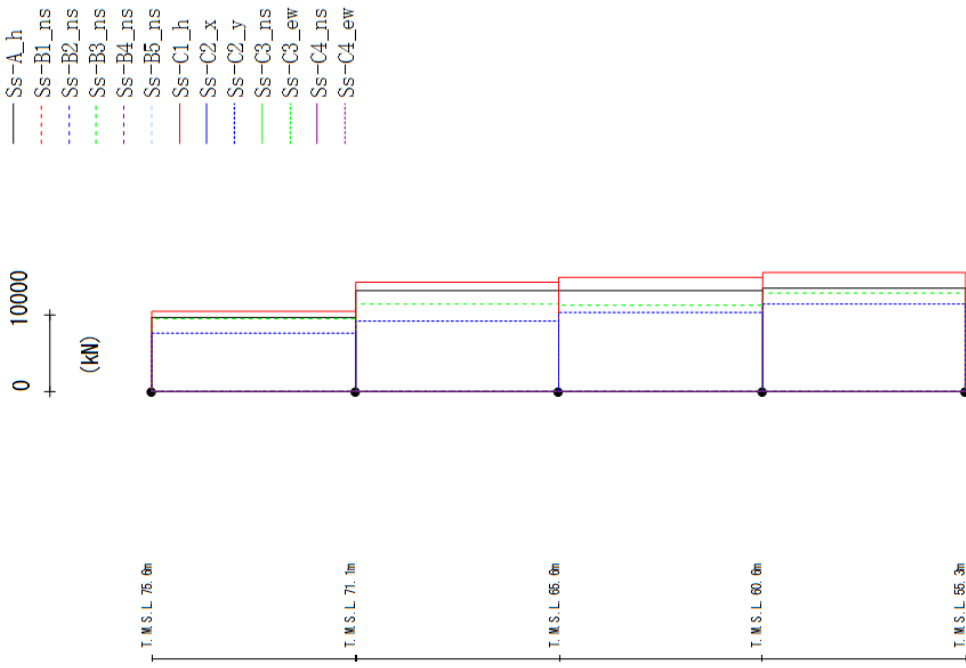
第 4.2.2.1-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (NS方向)



第 4.2.2.1-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

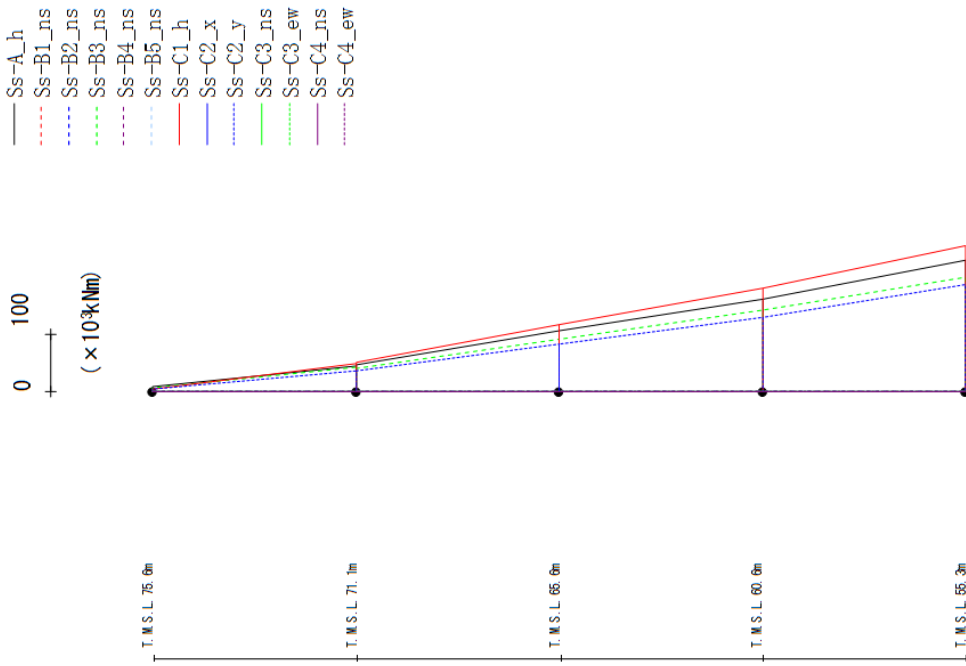
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9610	-	-	9427	-	-	10497	-	7688	-	-	-	-
13089	-	-	11449	-	-	14321	-	9170	-	-	-	-
13181	-	-	11251	-	-	14633	-	10219	-	-	-	-
13446	-	-	12826	-	-	15479	-	11323	-	-	-	-

第 4.2.2.1-18 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

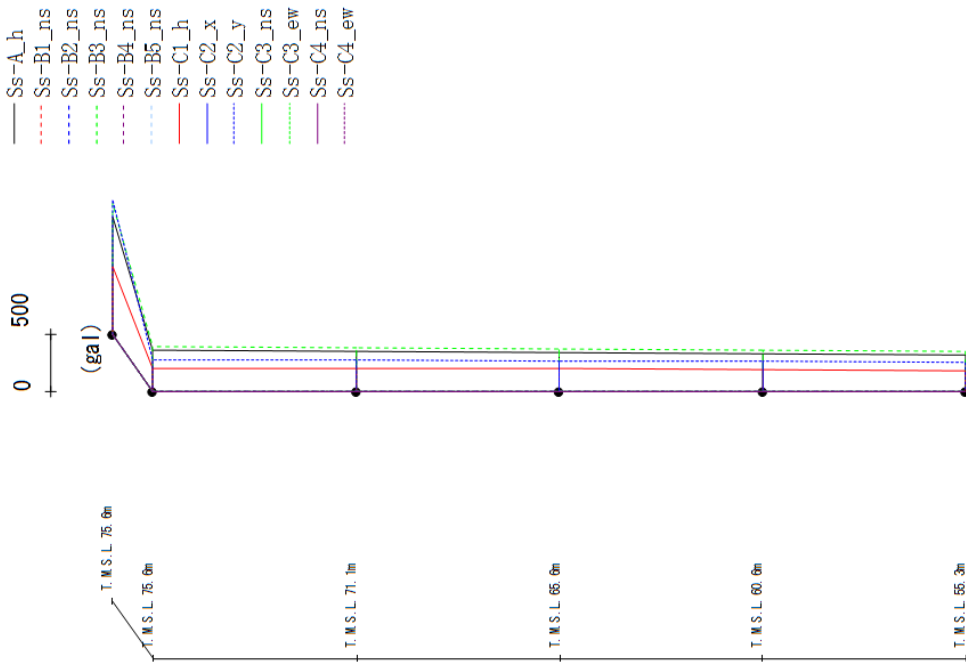
最大応答曲げモーメント (NS方向)



(x 10^3 Nm)																
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				
7.71	-	-	6.40	-	-	3.63	-	4.43	-	-	-	-				
44.97	-	-	41.17	-	-	48.53	-	34.90	-	-	-	-				
46.69	-	-	41.00	-	-	49.82	-	36.19	-	-	-	-				
106.18	-	-	91.08	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-				
106.18	-	-	91.08	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-				
161.02	-	-	141.59	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-				
161.02	-	-	141.59	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-				
228.97	-	-	199.39	-	-	253.69	-	185.44	-	-	-	-				

第 4.2.2.1-19 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

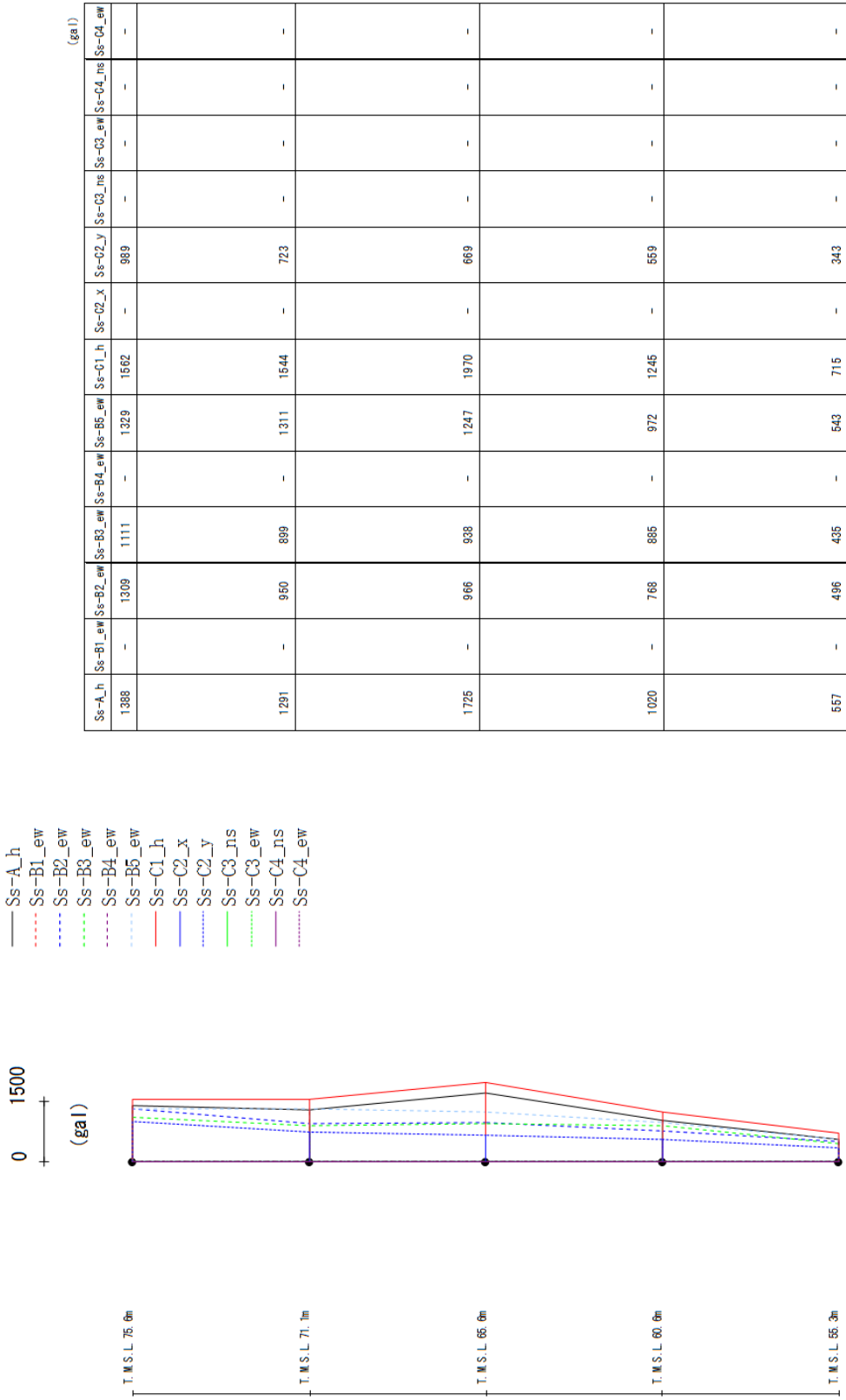
最大応答加速度 (UD方向)



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
1025	-	-	1137	-	-	587	-	1167	-	-	-	-
361	-	-	386	-	204	-	-	275	-	-	-	-
352	-	-	380	-	202	-	-	271	-	-	-	-
341	-	-	371	-	198	-	-	266	-	-	-	-
327	-	-	362	-	191	-	-	261	-	-	-	-
311	-	-	351	-	182	-	-	257	-	-	-	-

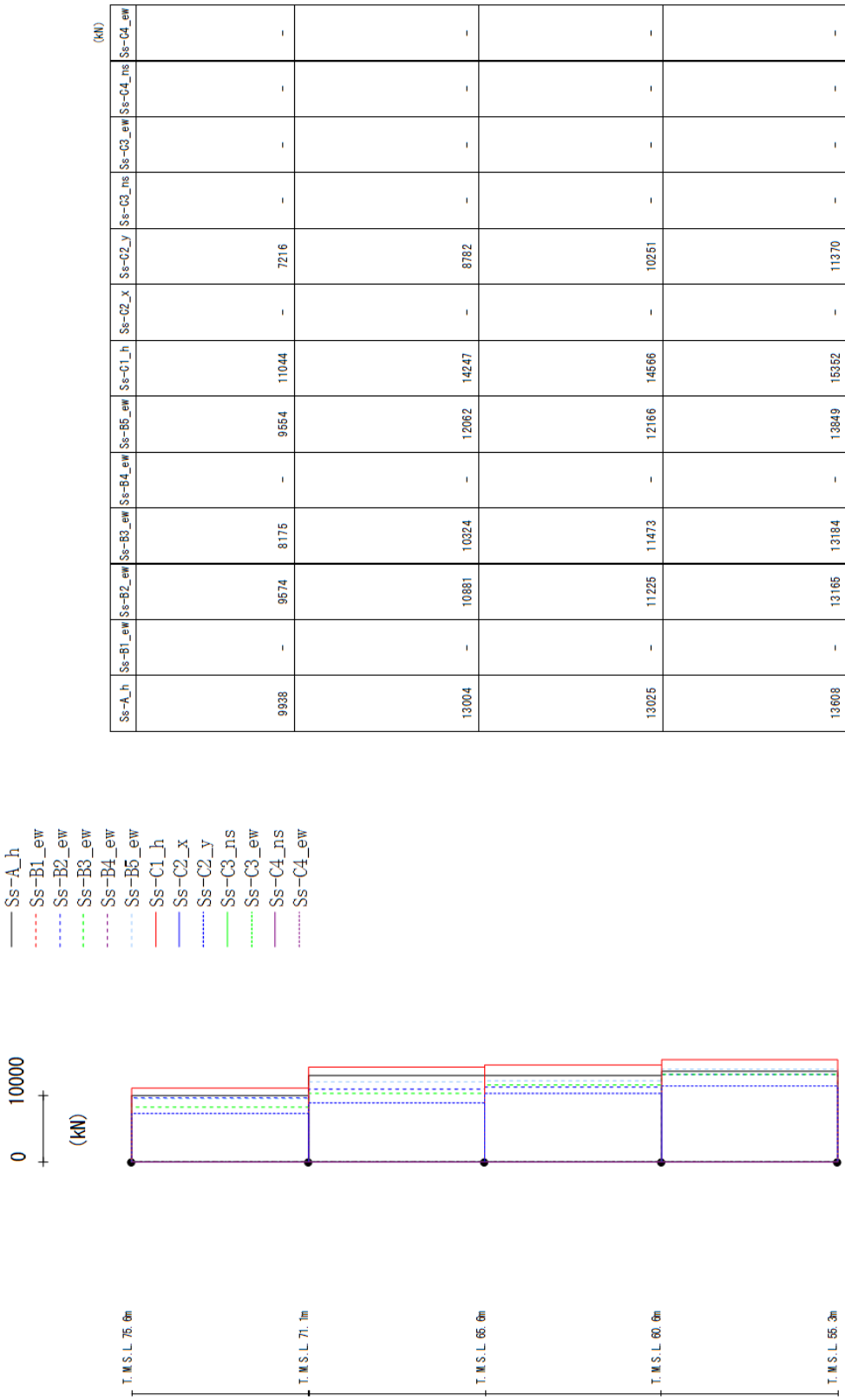
第 4.2.2.1-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)



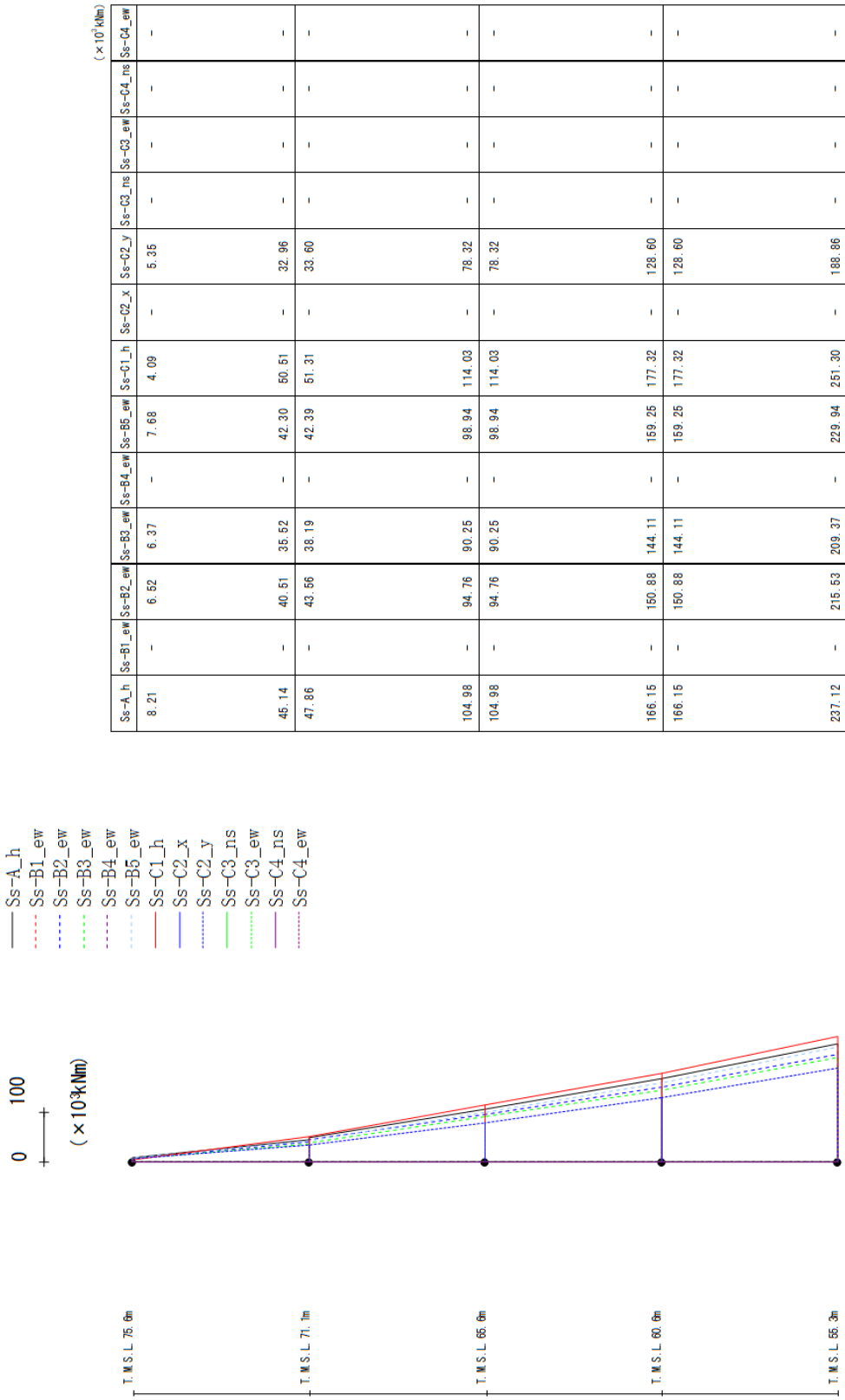
第 4.2.2.1-21 図 最大応答加速度 (—1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



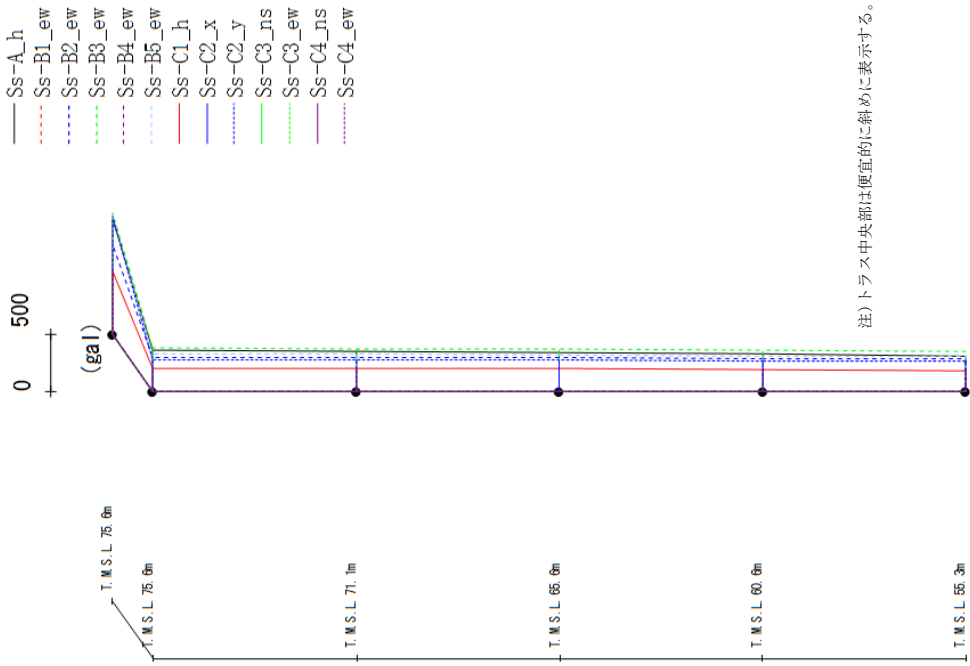
第 4.2.2.1-22 図 最大応答せん断力 (—1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



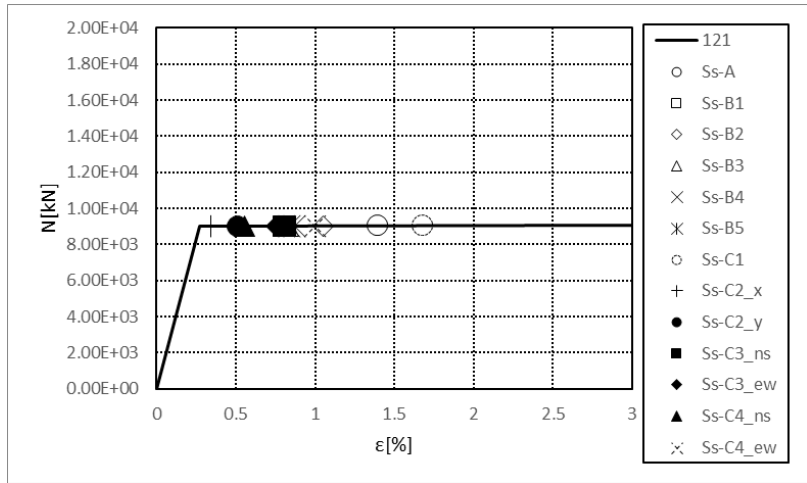
第 4.2.1-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

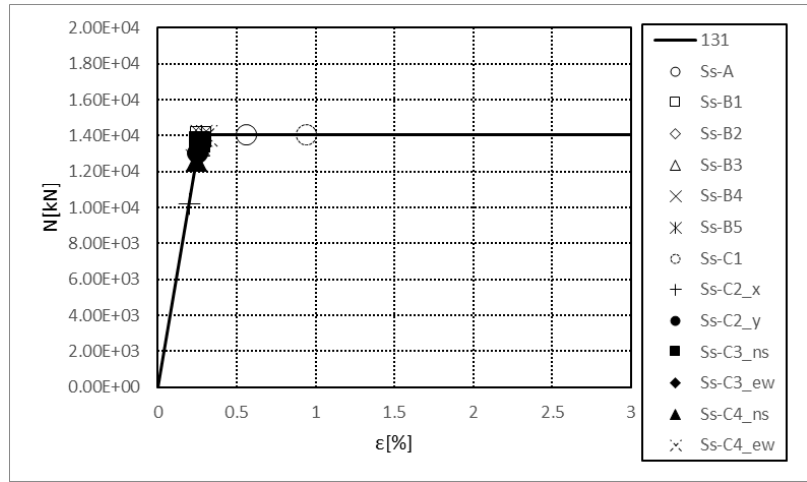


Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
998	-	781	1065	-	1030	542	-	1024	-	-	-	-
361	-	297	379	-	327	203	-	277	-	-	-	-
352	-	296	373	-	323	202	-	274	-	-	-	-
339	-	292	365	-	316	198	-	269	-	-	-	-
326	-	287	357	-	308	192	-	266	-	-	-	-
309	-	280	347	-	301	183	-	262	-	-	-	-

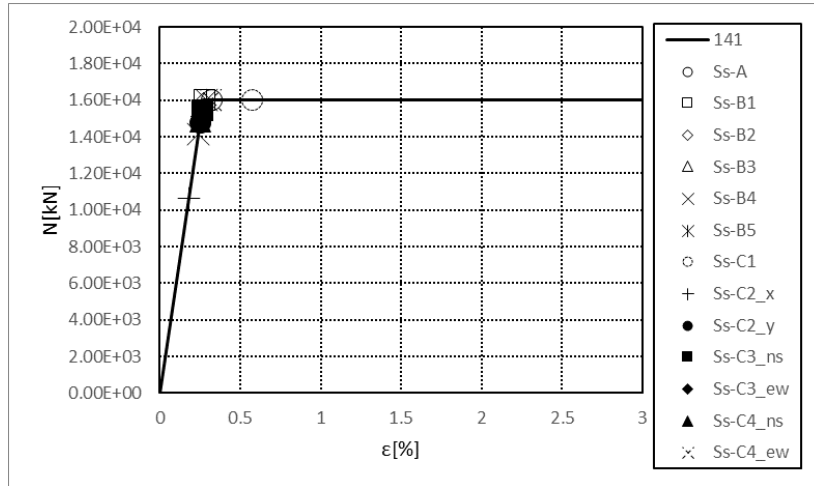
第 4.2.2.1-24 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

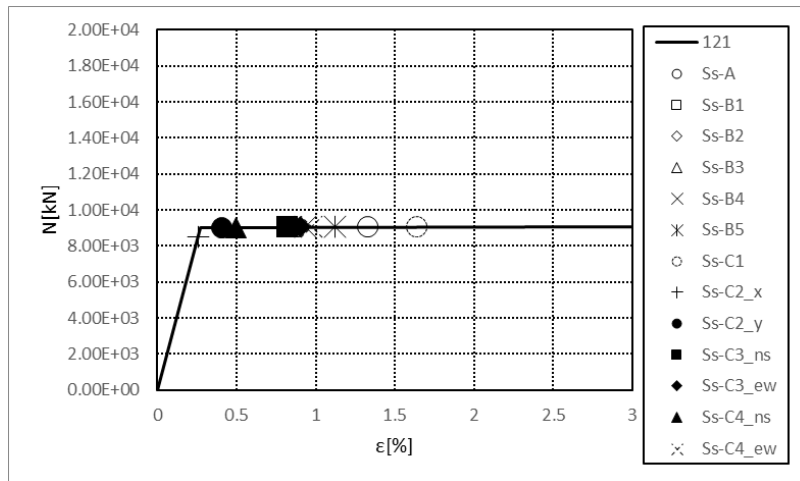


要素番号131

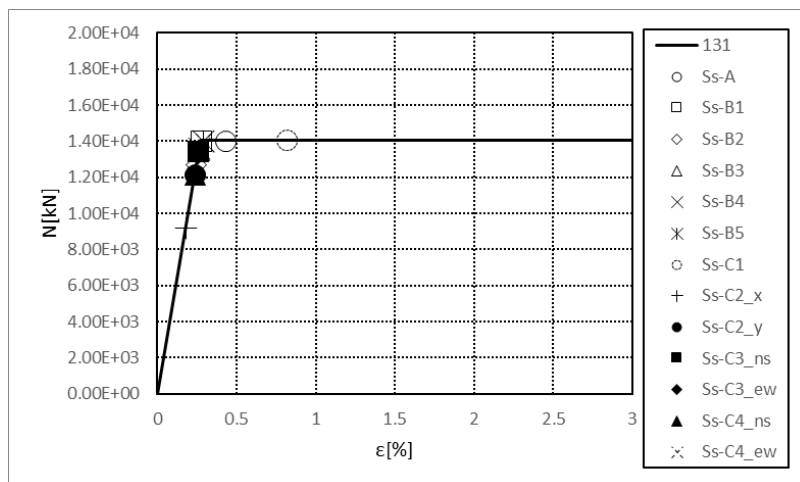


要素番号141

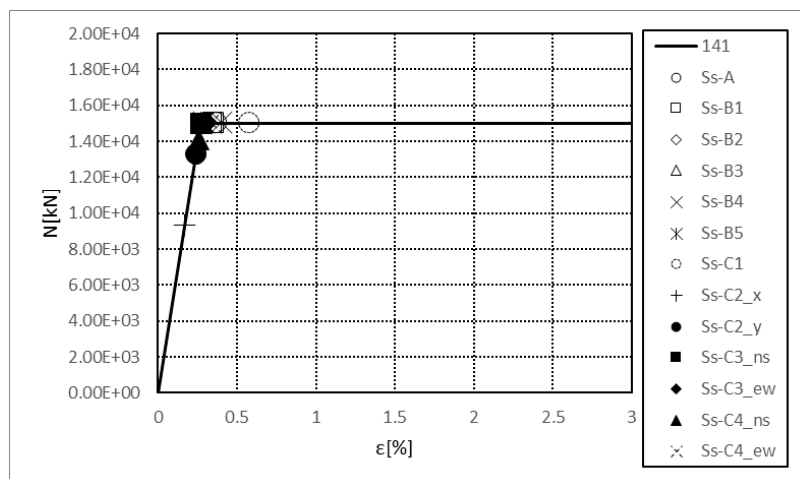
第 4.2.2.1-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121

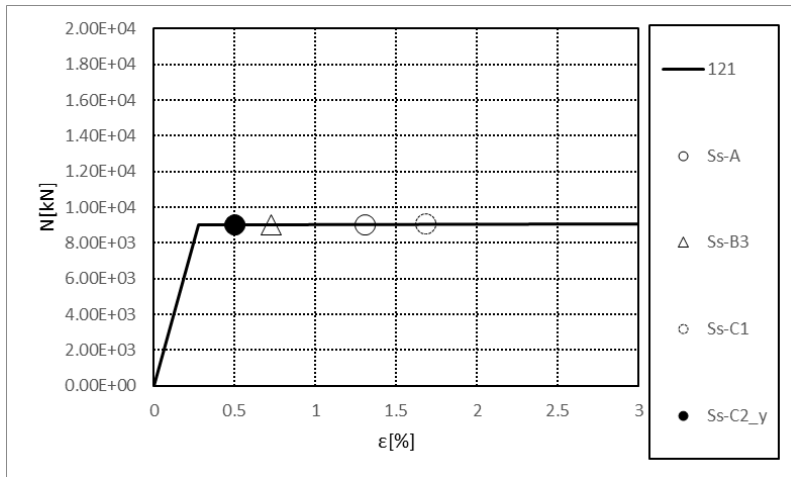


要素番号131

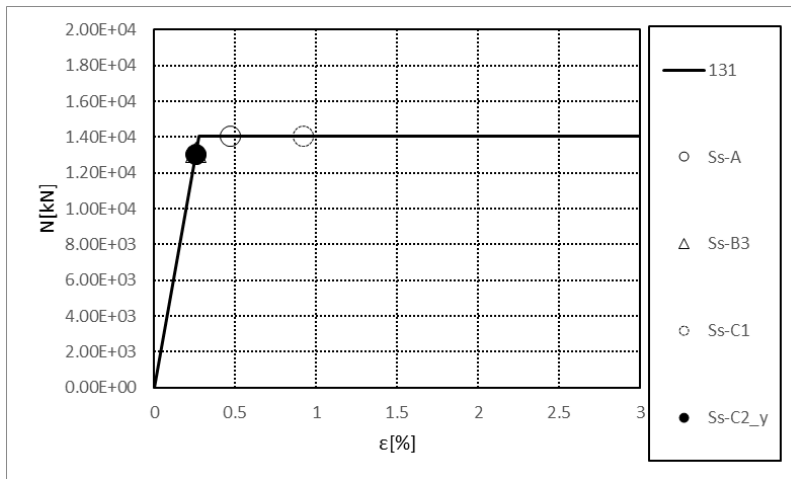


要素番号141

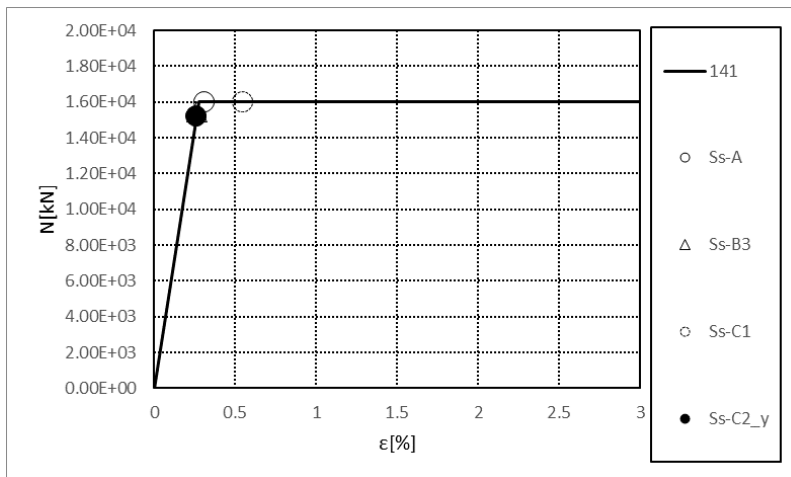
第 4. 2. 2. 1-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

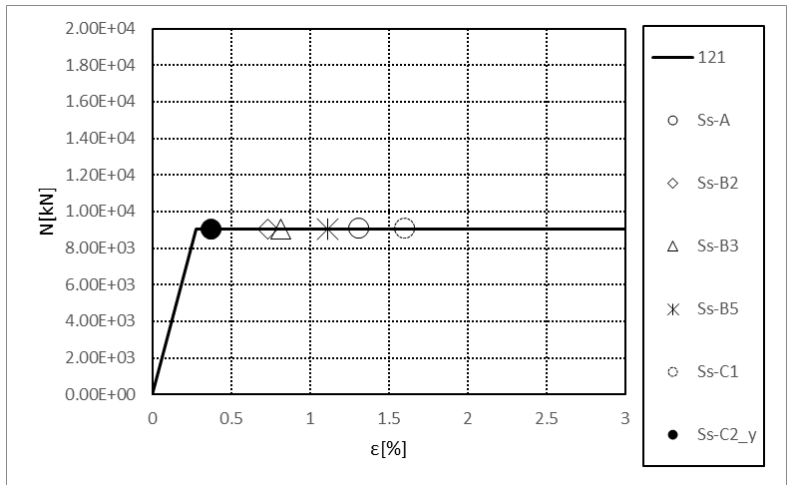


要素番号131

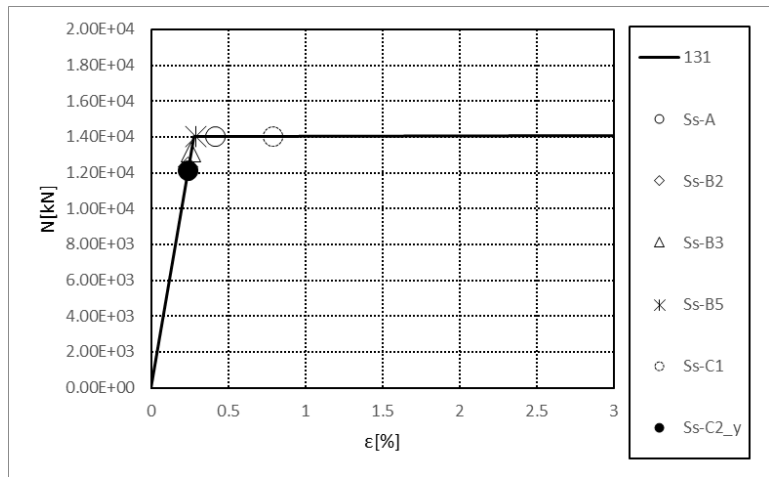


要素番号141

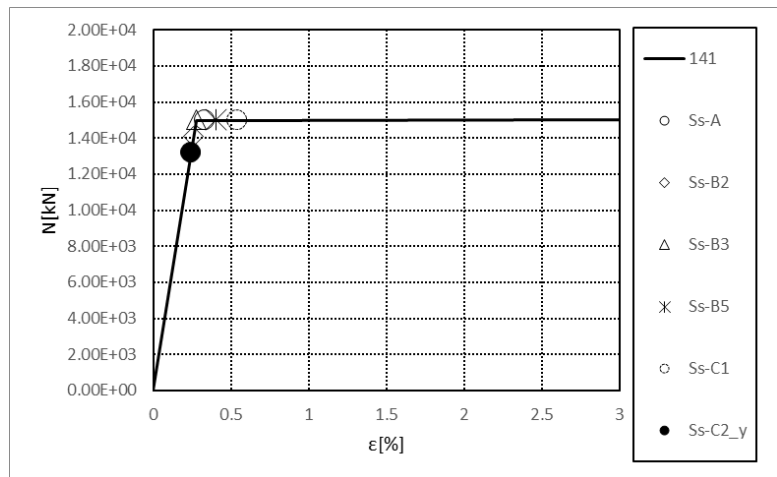
第 4. 2. 2. 1-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1 σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121

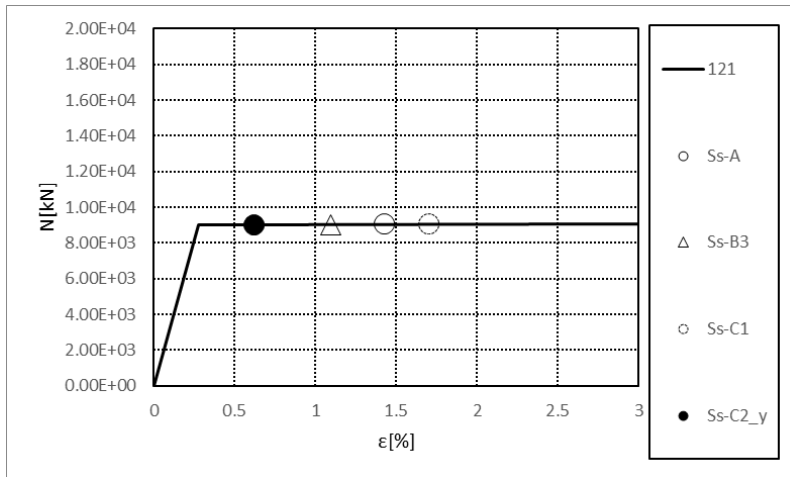


要素番号131

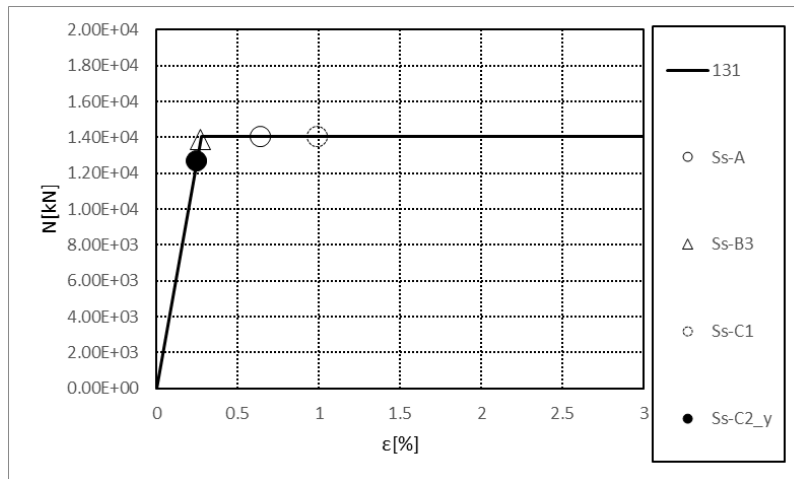


要素番号141

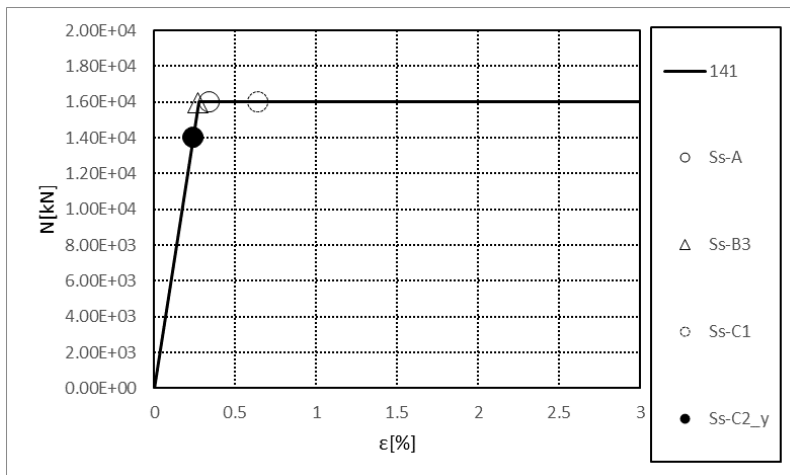
第 4. 2. 2. 1-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



要素番号121

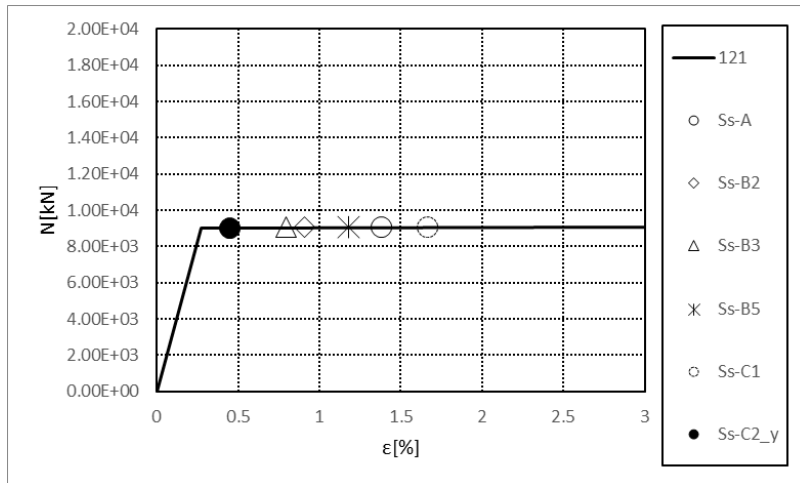


要素番号131

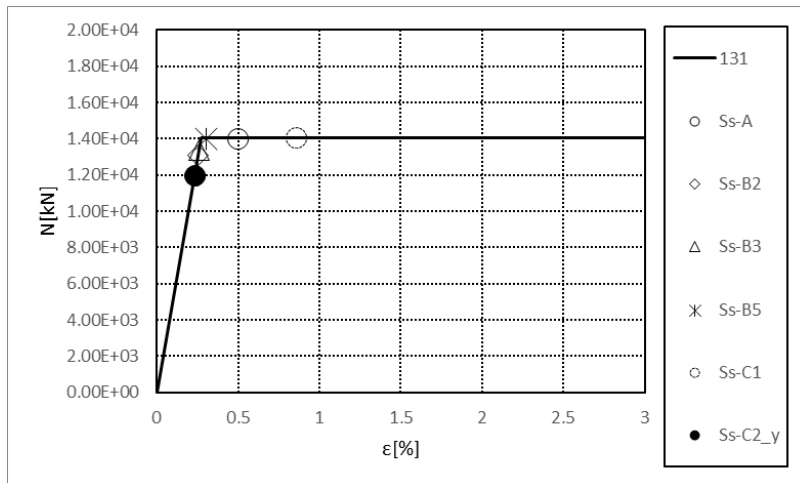


要素番号141

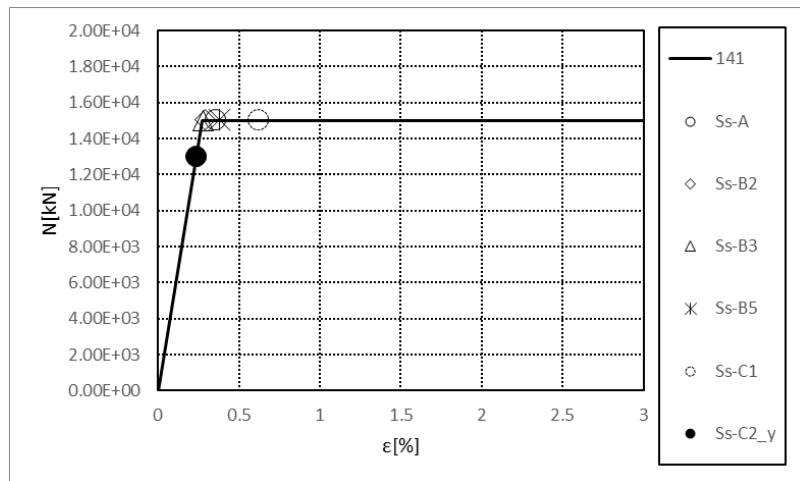
第 4. 2. 2. 1-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)



要素番号121



要素番号131

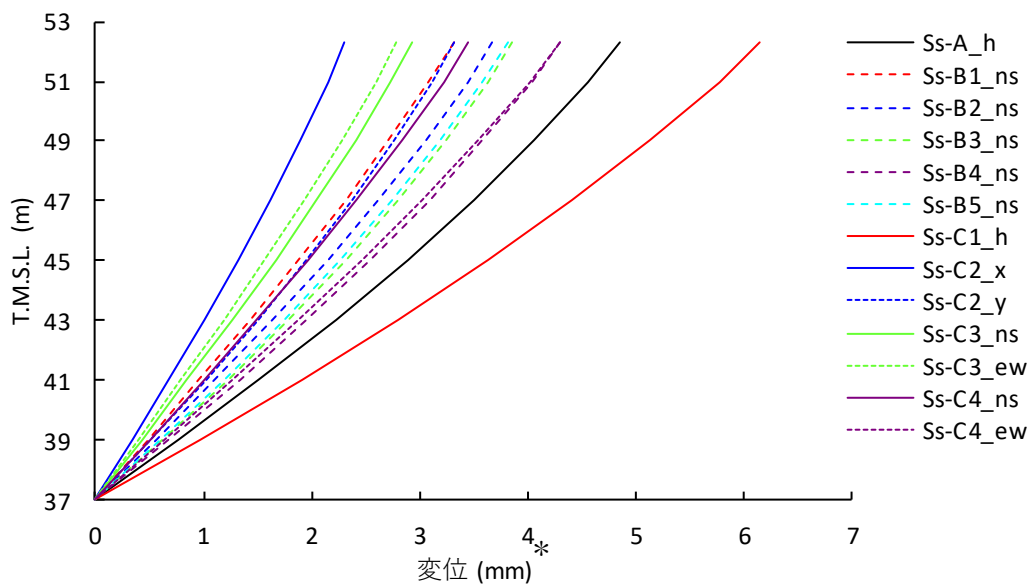


要素番号141

第 4.2.2.1-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-ひずみ曲線
(-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

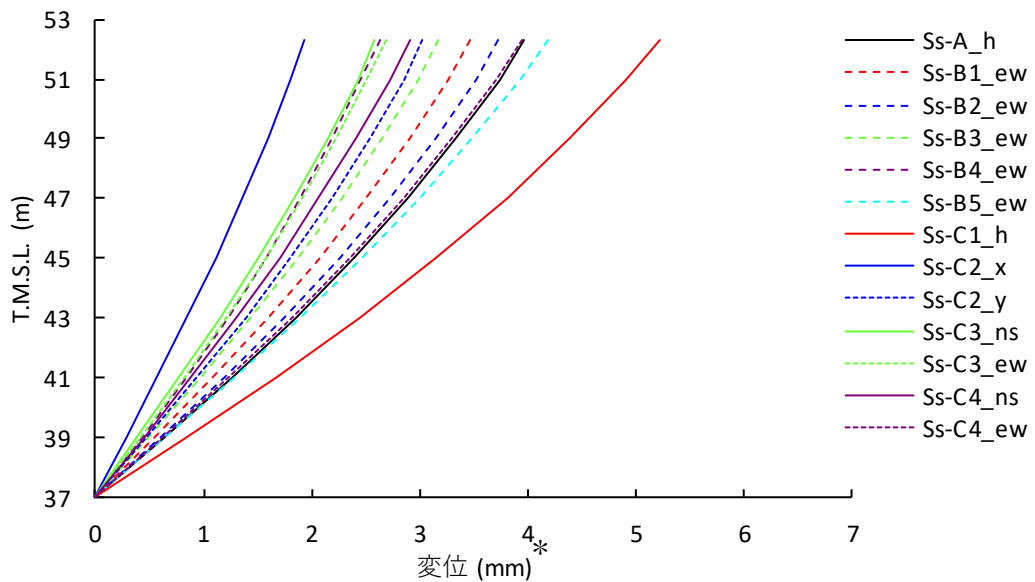
4.2.2.2 地盤の応答結果

改良地盤の最大平均変位(改良地盤下端(T.M.S.L. 37.0m)からの相対変位)を第4.2.2.2-1図～第4.2.2.2-6図に示す。



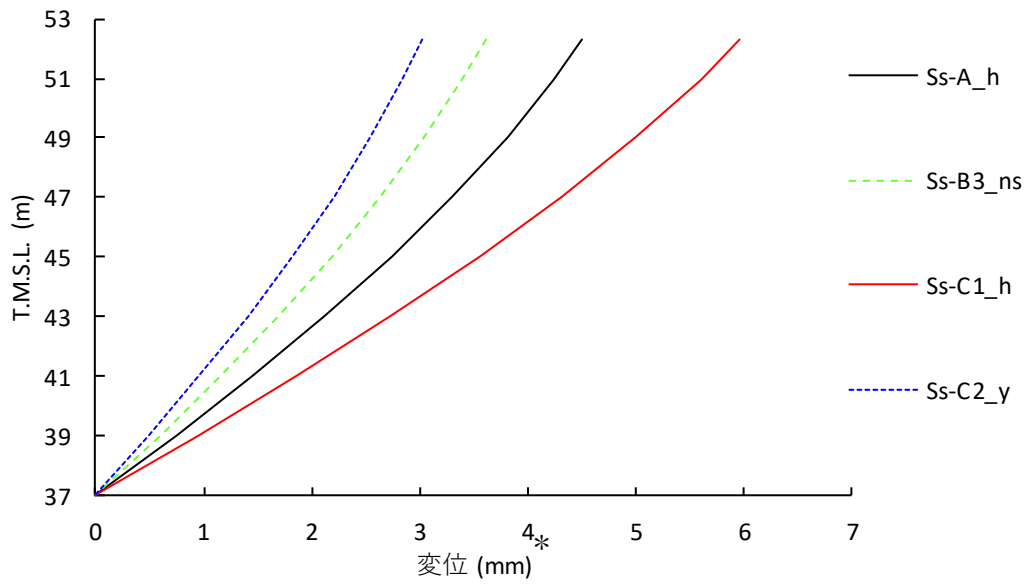
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-1 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)



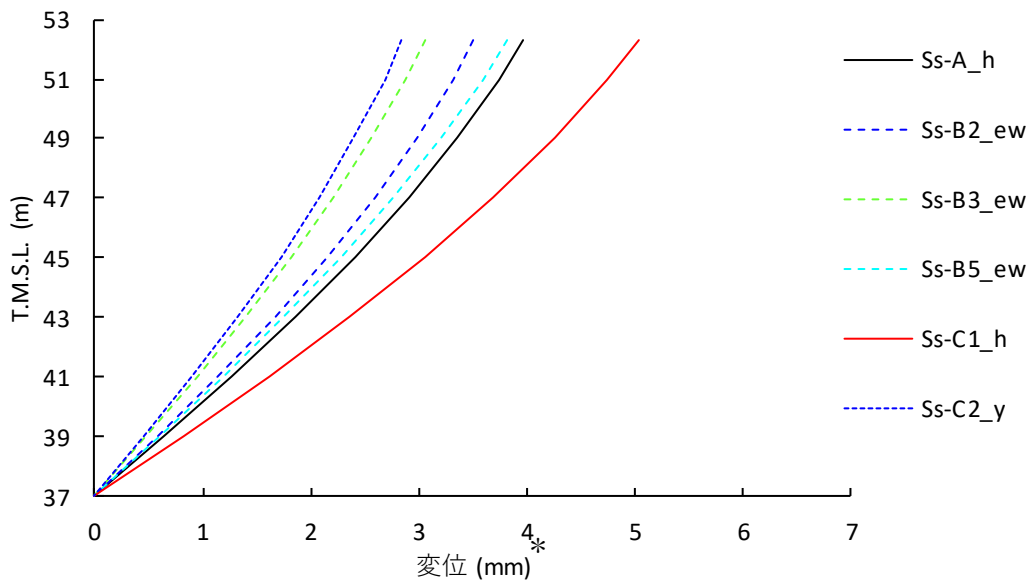
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-2 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 断面, 有効応力解析)



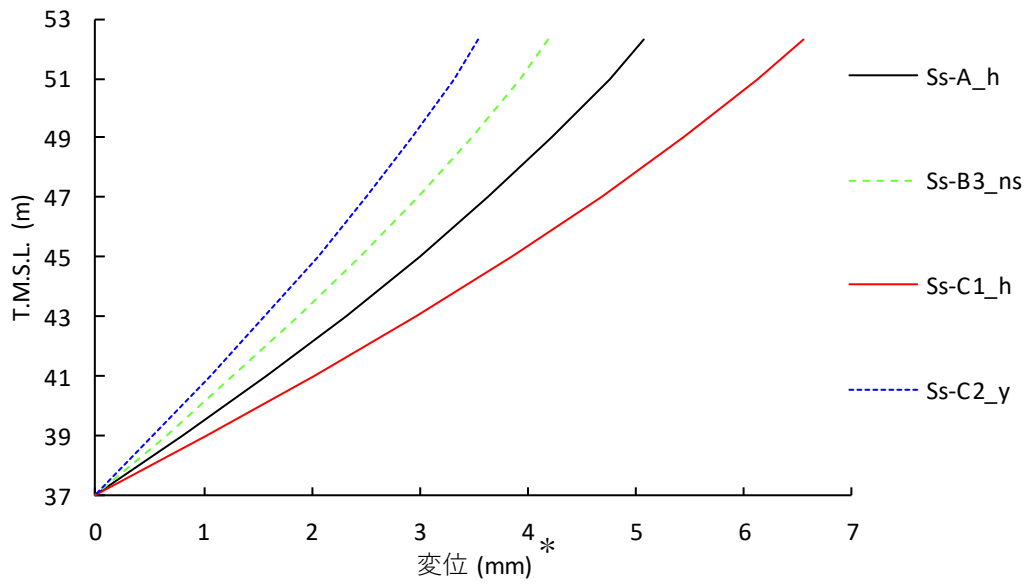
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-3 図 改良地盤の最大変位
(+1 σ 地盤, NS 断面, 有効応力解析)



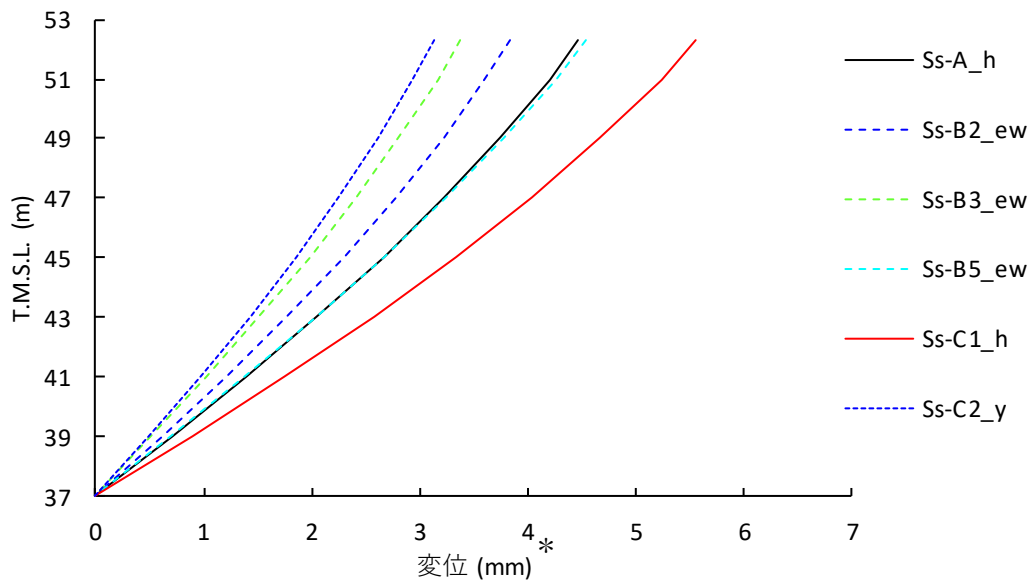
注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-4 図 改良地盤の最大変位
(+1 σ 地盤, EW 断面, 有効応力解析)



注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-5 図 改良地盤の最大変位
(-1 σ 地盤, NS 断面, 有効応力解析)



注記 * : 各レベルでの節点変位の平均値。

第 4.2.2.2-6 図 改良地盤の最大変位
(-1 σ 地盤, EW 断面, 有効応力解析)

資料 2

飛来物防護ネット

(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)

の耐震性についての計算書

目 次

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

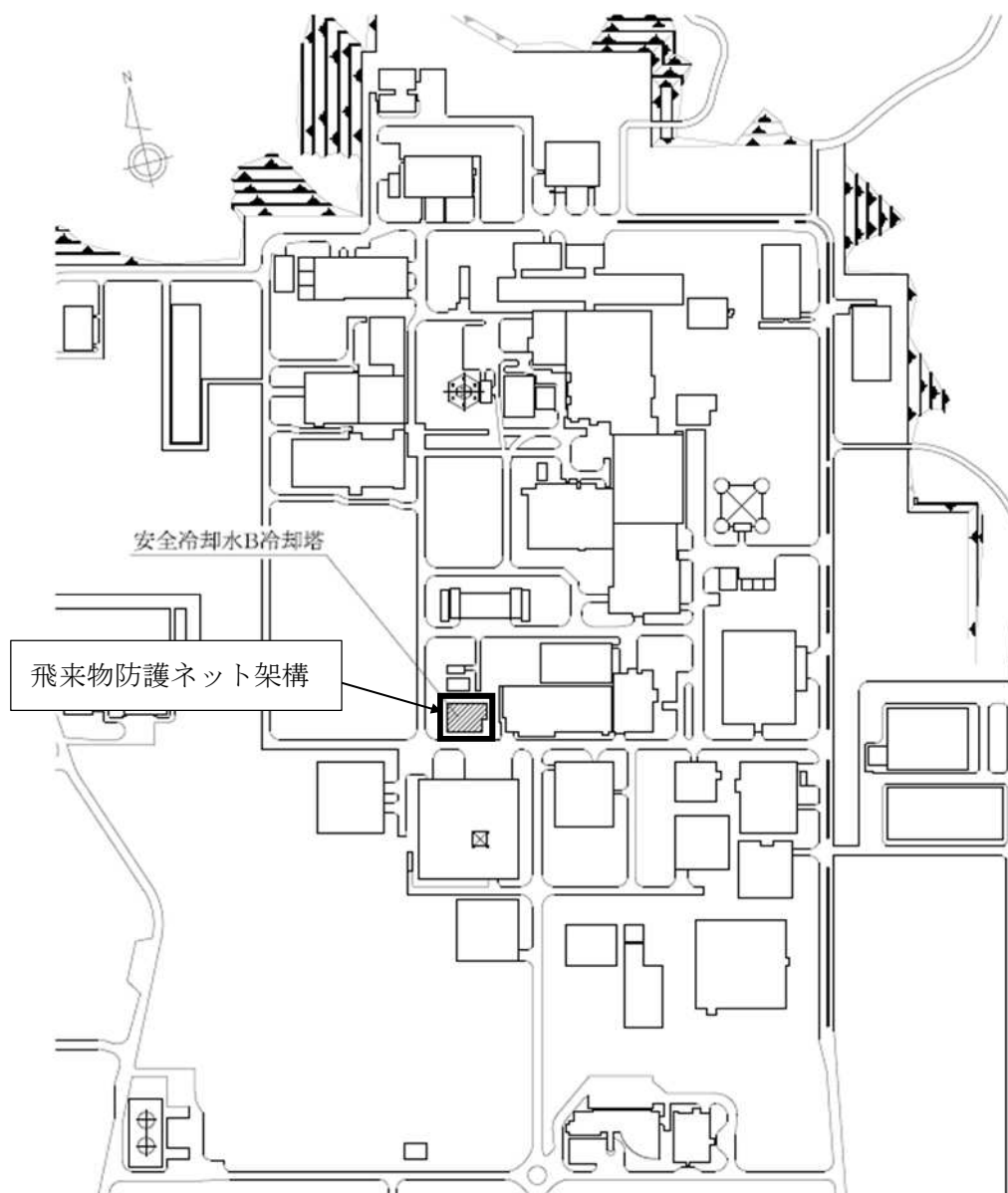
1. 概要

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

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第2.1-1図に示す。



第2.1-1図 飛来物防護ネット架構の設置位置

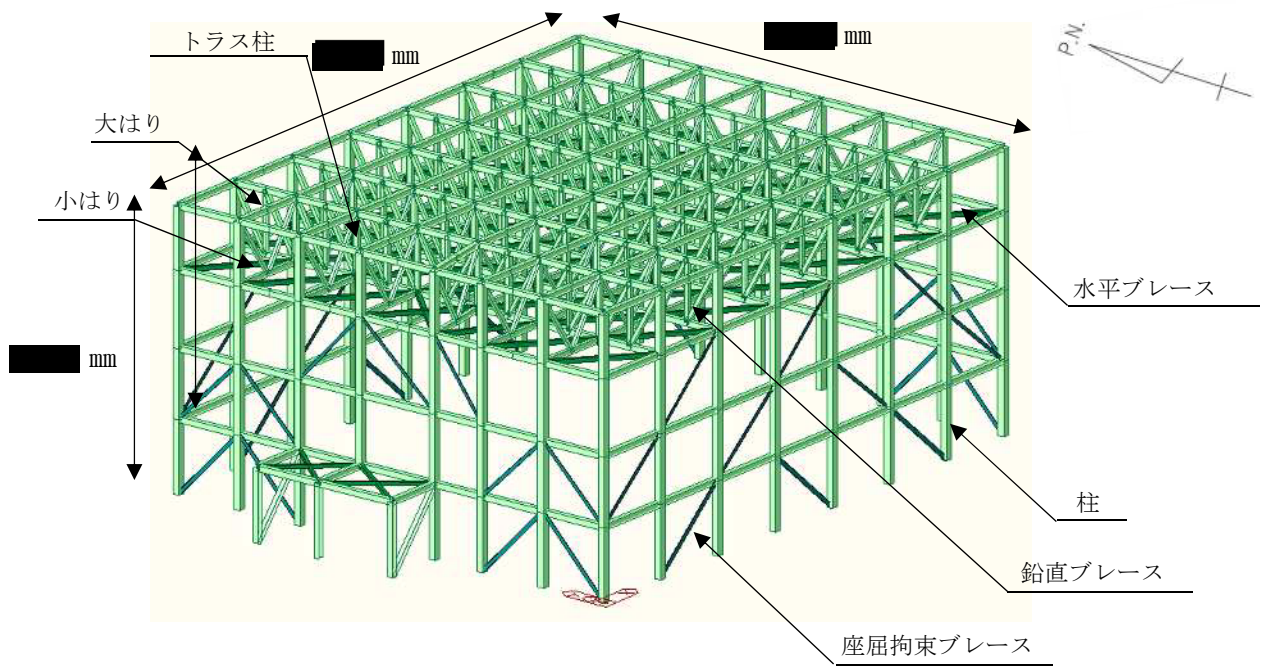
2.2 構造概要

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

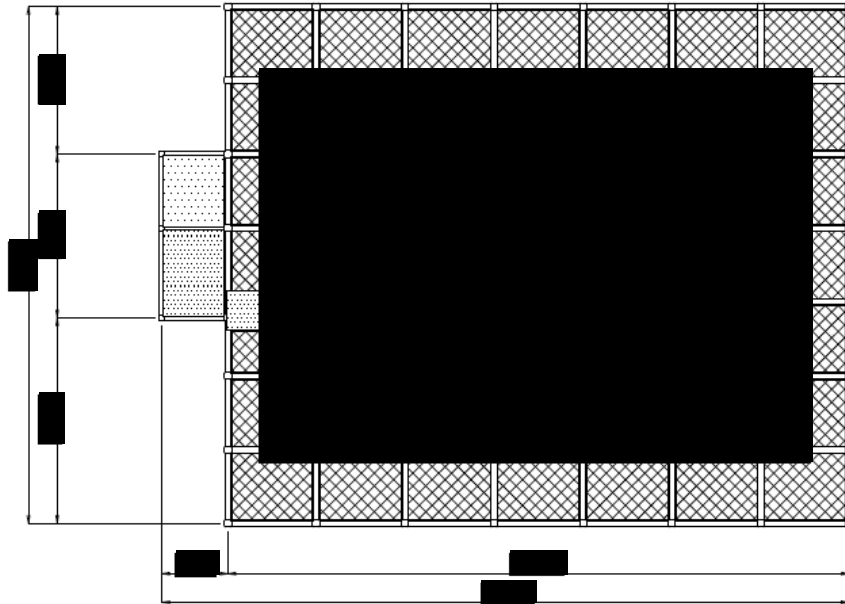
基礎梁は厚さ3.0mの鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である岩盤に場所打ちコンクリート杭(外径1.0m及び1.5m、杭長16.8m及び17.8m、113本)を介して設置している。また、液状化対策として飛来物防護ネット架構下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

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

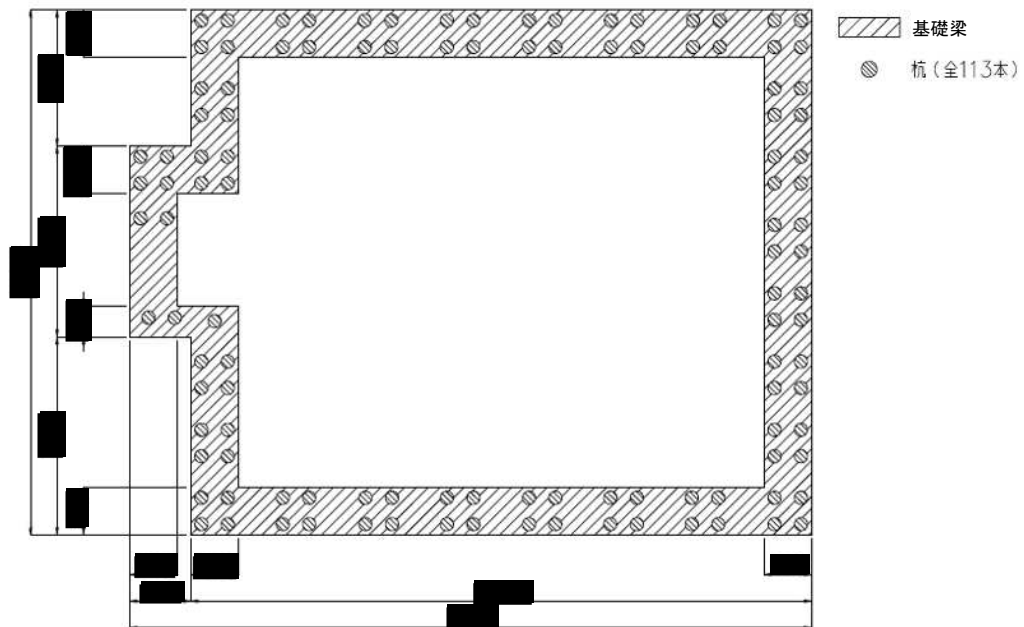
支持架構の全景を第2.2-1に、屋根伏図及び杭伏図を第2.2-2図に、概略側面図を第2.2-3図に、基礎梁及び杭の断面図を第2.2-4図に示す。



第 2.2-1 図 支持架構の全景

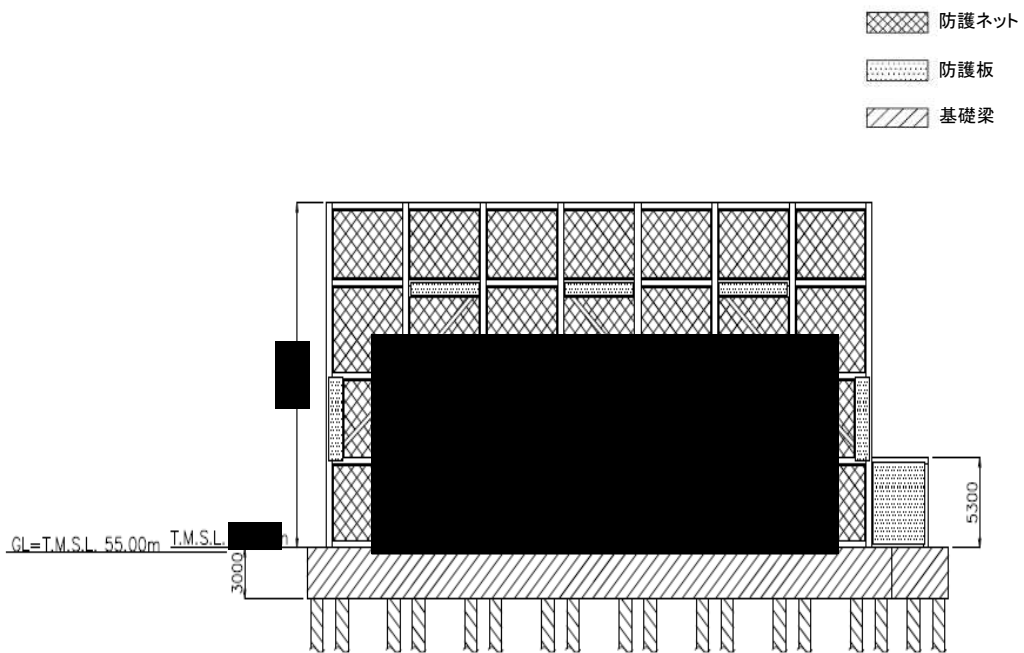


(屋根伏図)

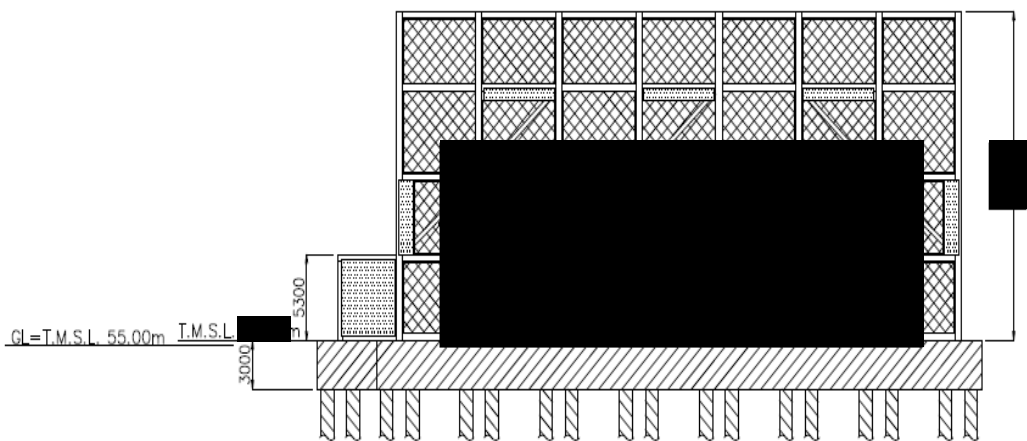


(杭伏図)

第2.2-2図 飛来物防護ネット架構の屋根伏図及び杭伏図(単位：mm)



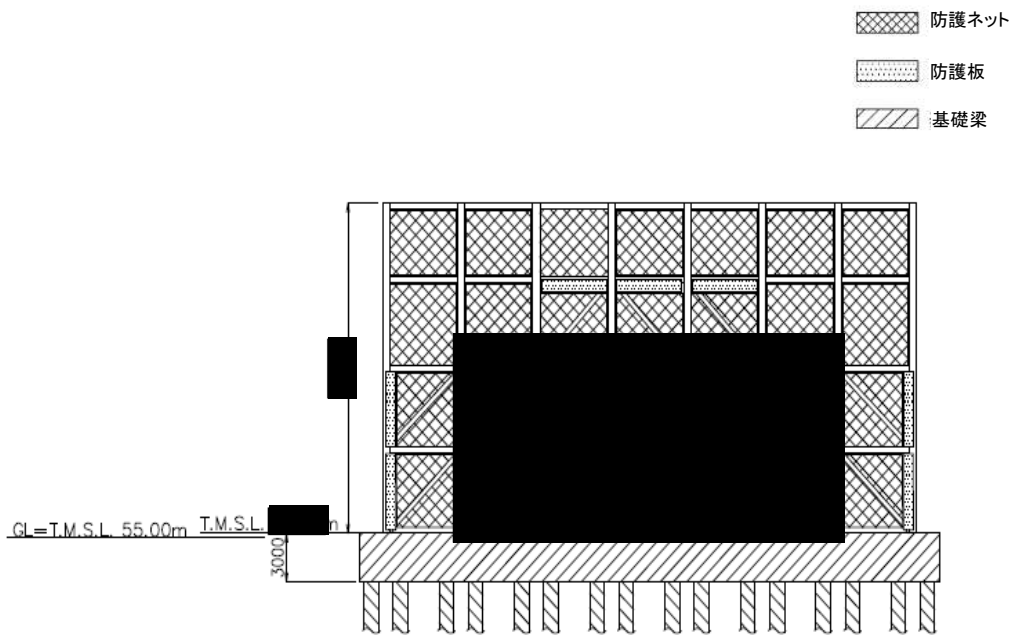
(北面)



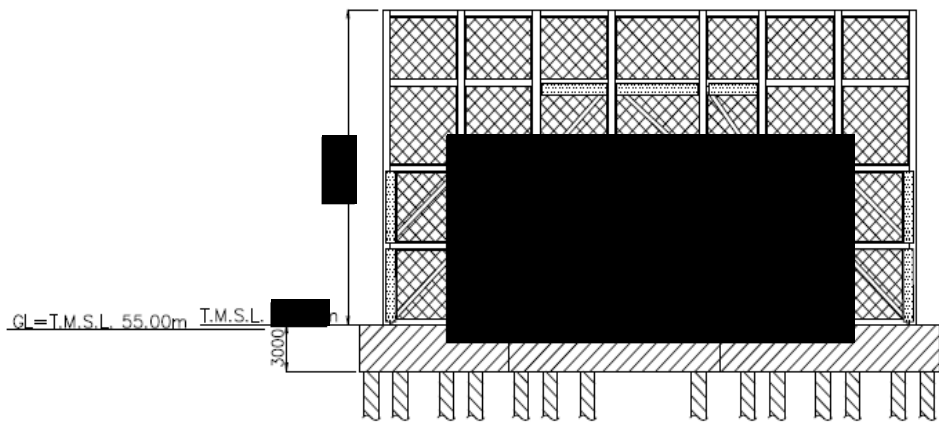
(南面)

(単位：mm)

第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図(1/2)



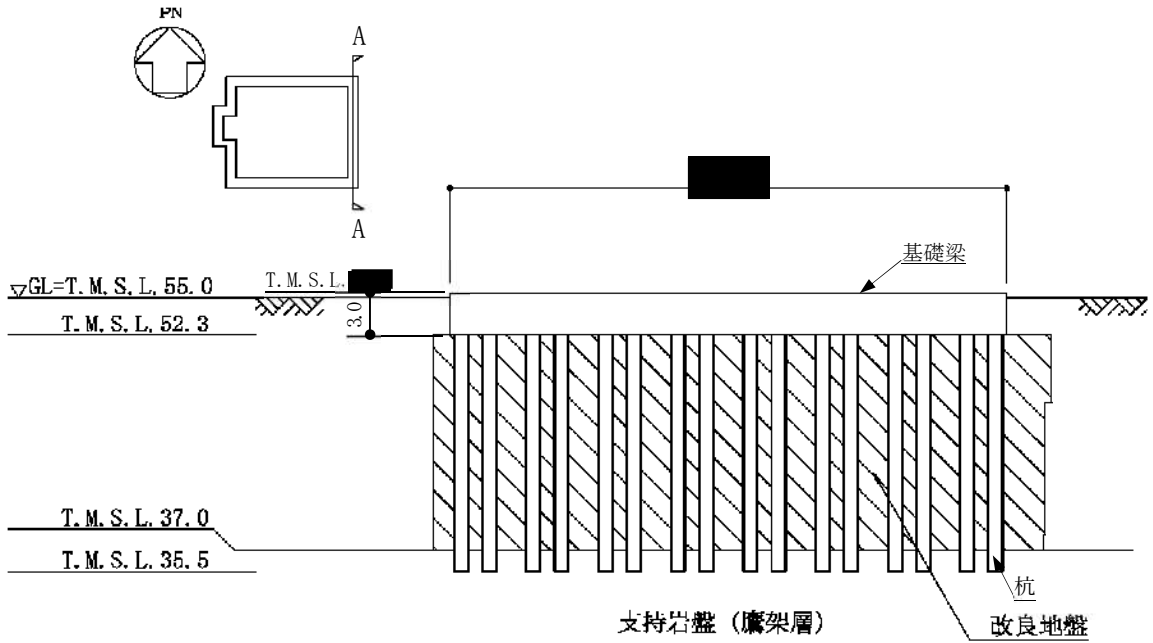
(東面)



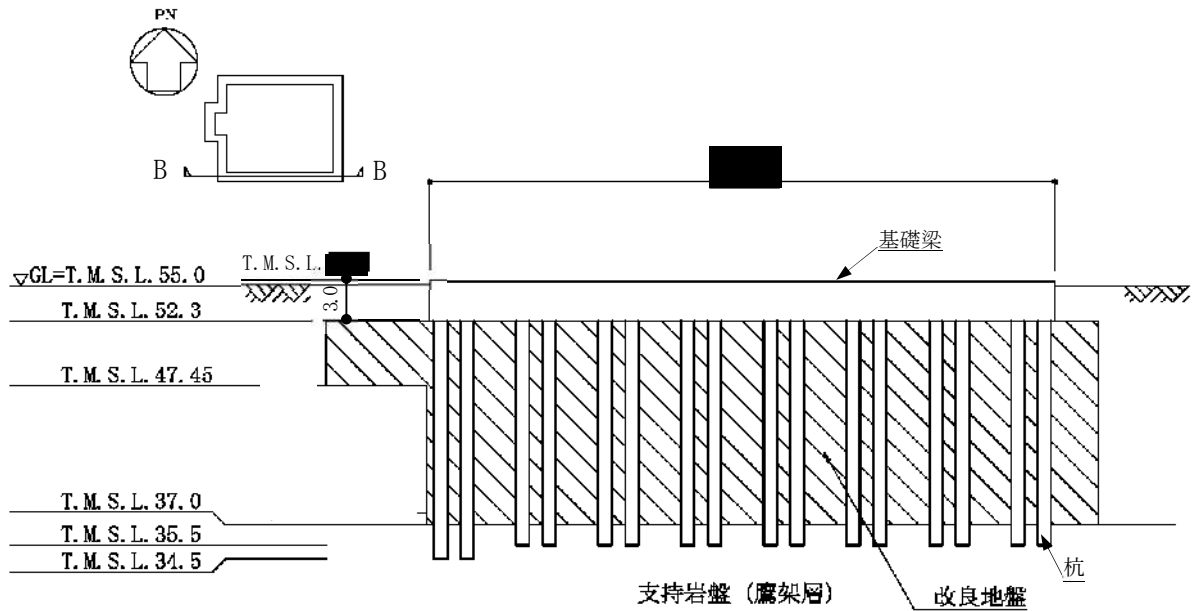
(西面)

(単位：mm)

第 2. 2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図 (2/2)



(A-A断面図(NS方向))



(B-B断面図(EW方向))

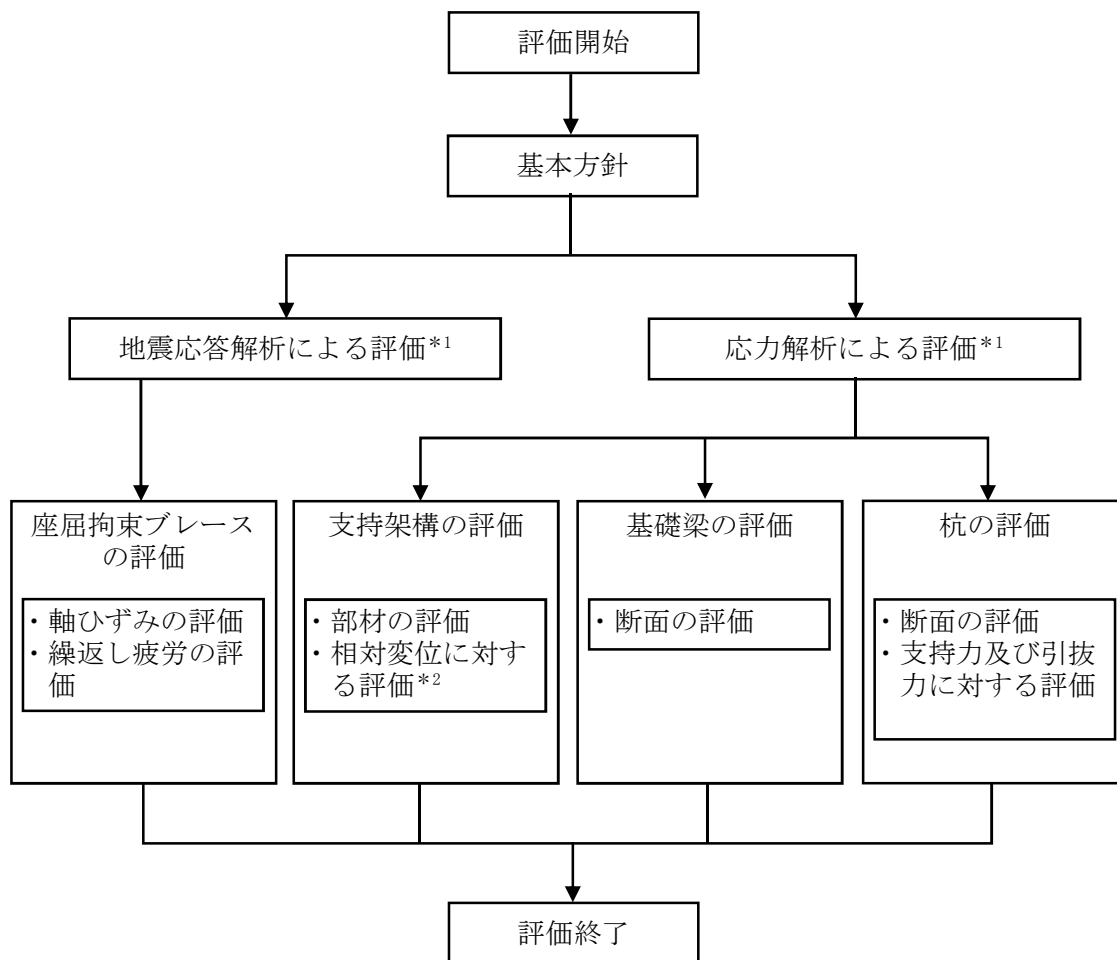
第2.2-4図 基礎梁及び杭の断面図(単位:m)

2.3 評価方針

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

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

飛来物防護ネット架構の波及的影響評価フローを第2.3-1図に示す。



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

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

第2.3-1図 飛来物防護ネット架構の波及的影響評価フロー

2.4 適用規格・基準等

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

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

3. 地震応答解析による評価方法

3.1 評価方針

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

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

第3.1-1表 地震応答解析による評価における許容限界

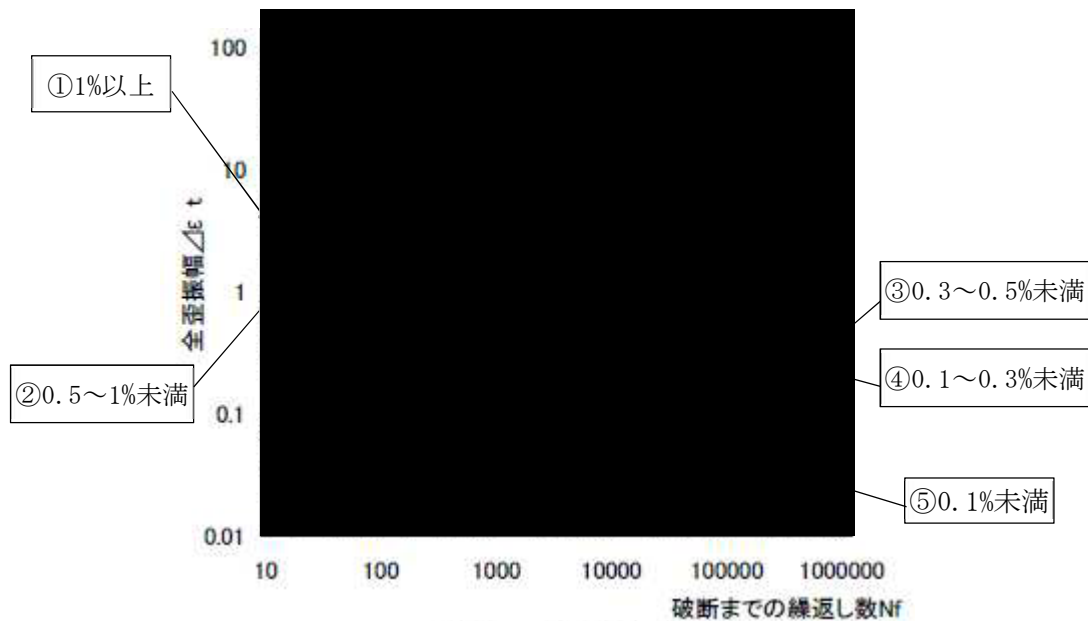
設計の観点	地震力	部位	許容限界設定の考え方	許容限界 (評価基準値)
損傷、転倒 及び落下	基準地震動 S _s	座屈拘束 ブレース	軸ひずみが施設の構造を保つための許容限界を超えないことを確認	軸ひずみ 3.0%*
			繰返し疲労が施設の構造を保つための許容限界を超えないことを確認	疲労係数総和 1

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

3.2 評価方法

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

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



第3.2-1図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

第3.2-1表 疲労係数算出方法

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

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

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

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

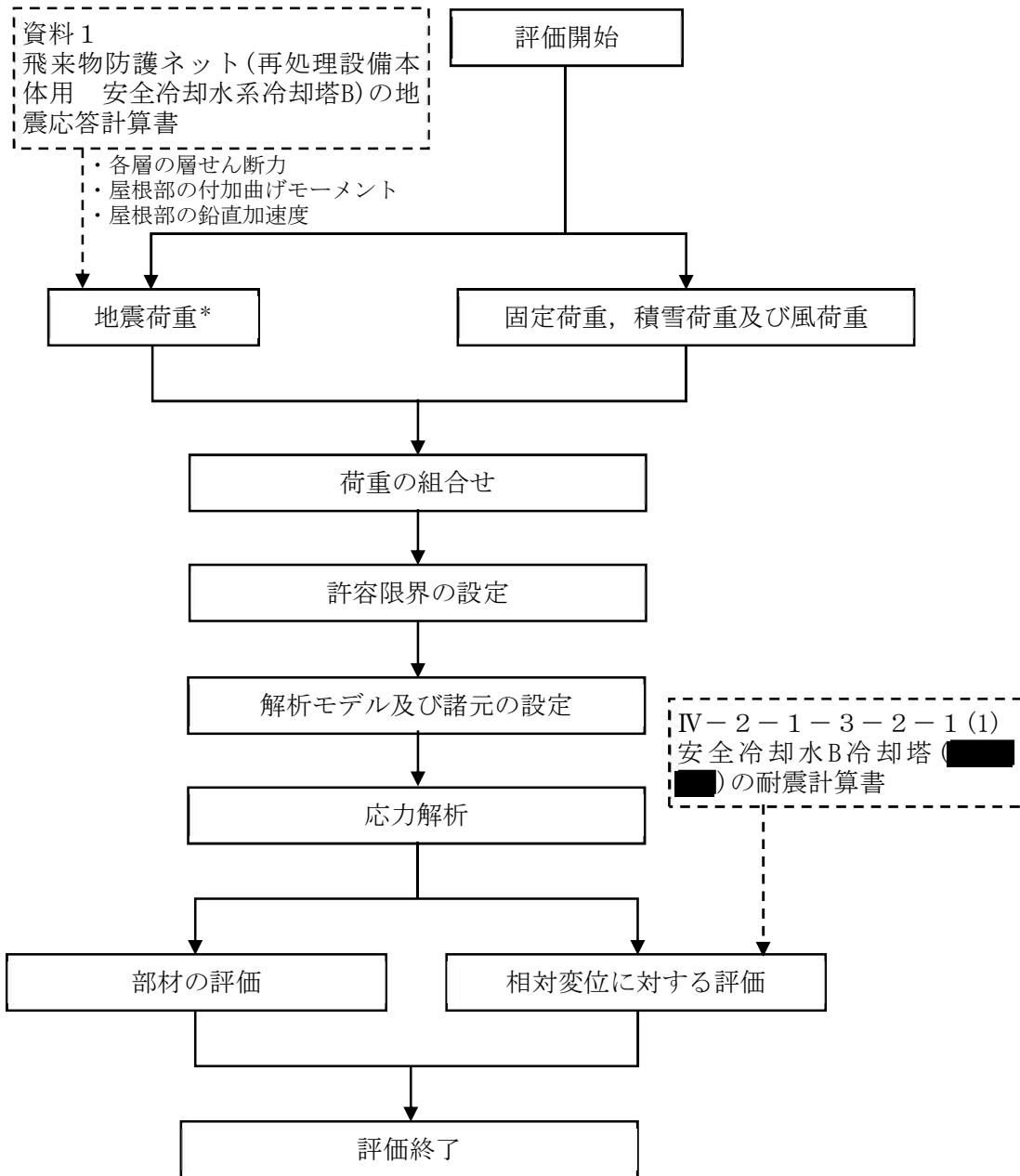
応力解析にあたっては、「資料1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。また、地震荷重の設定においては、地盤物性のばらつきを考慮する。

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

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

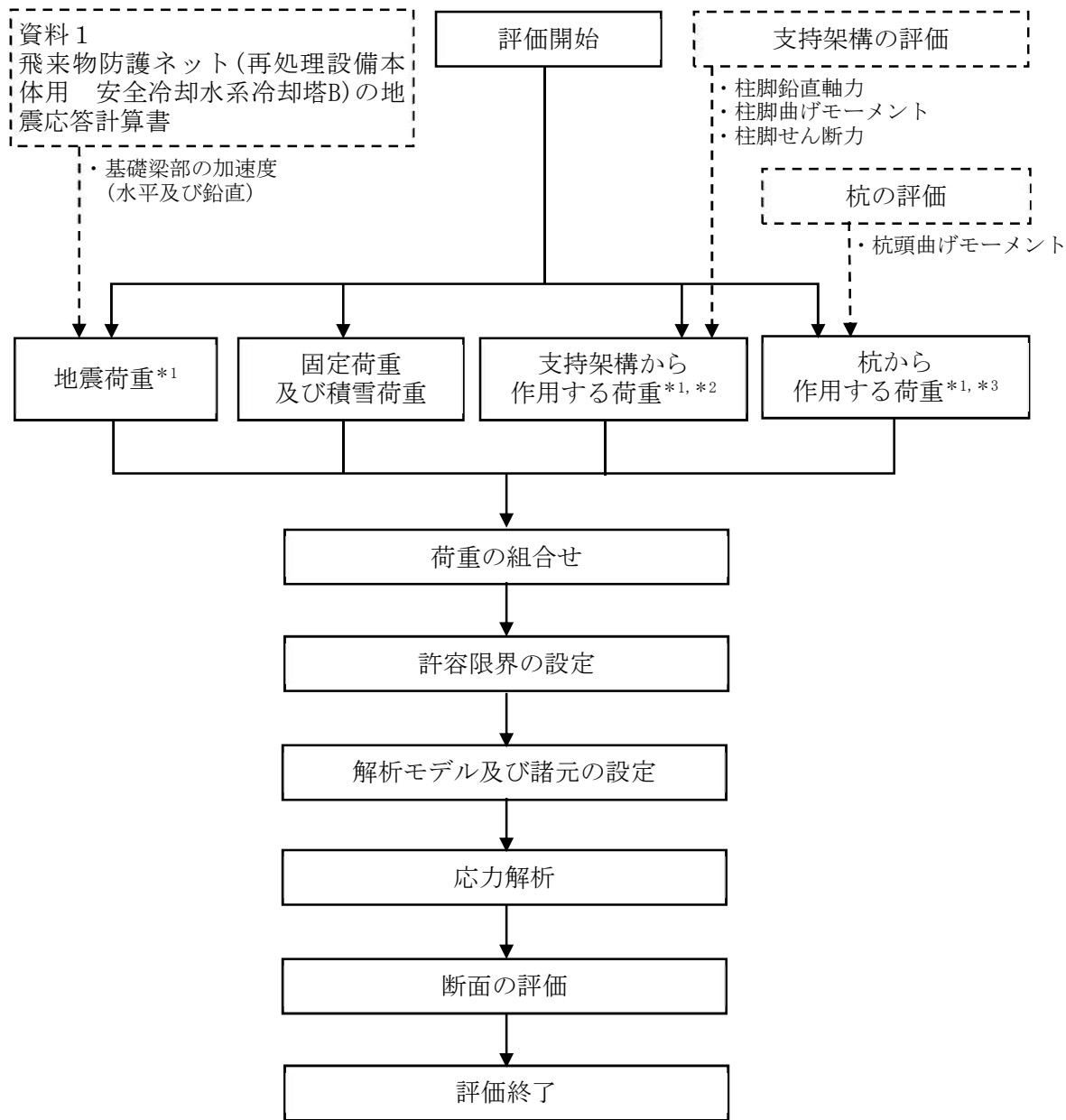
杭の評価は、地震応答解析結果を用いた応力解析、地震応答解析結果及び支持架構の評価結果を用いた応力計算並びに基礎梁の評価結果により応力を算定し、組み合わせた応力が「基礎指針」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

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



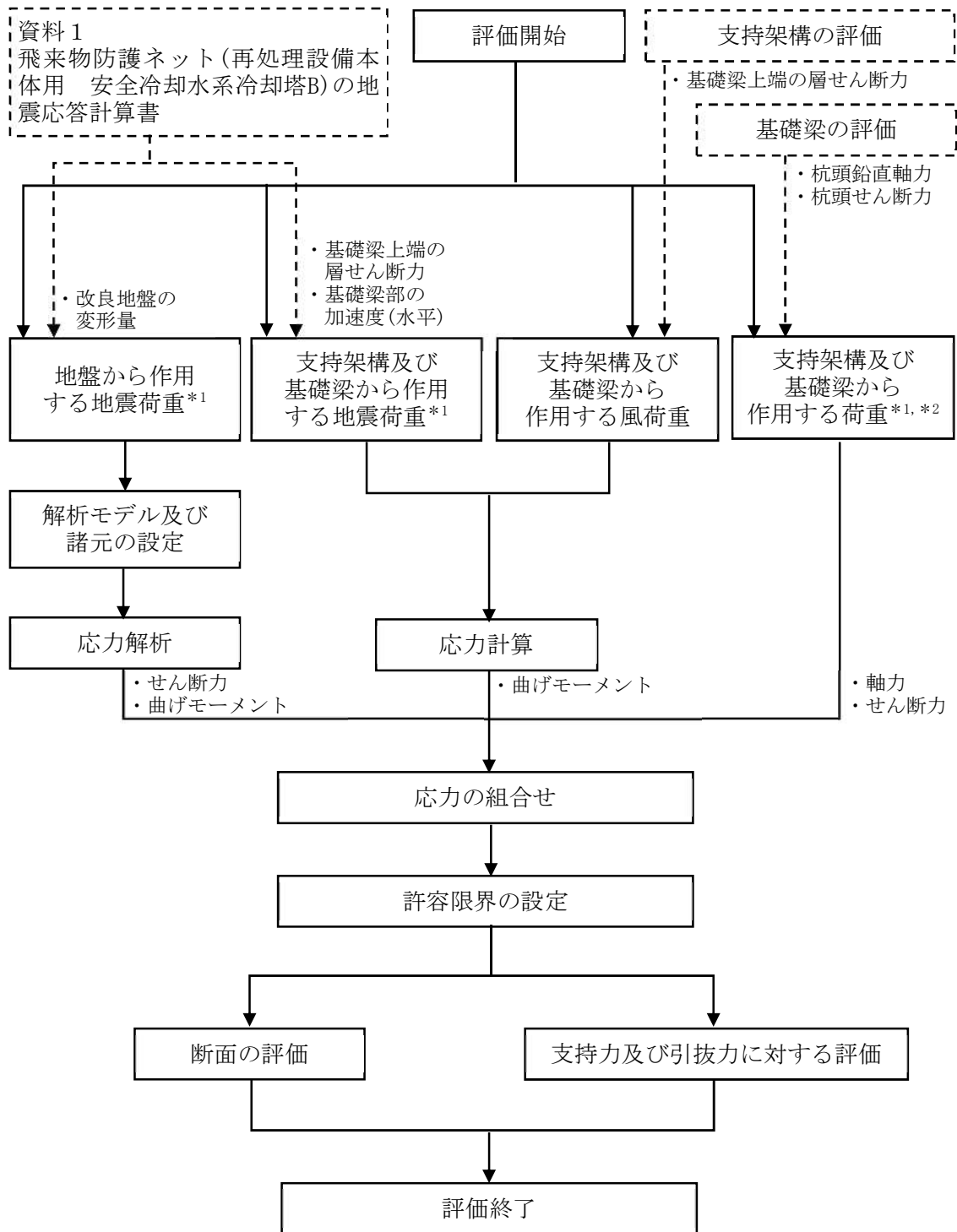
注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第4.1-1図 支持架構の応力解析による評価フロー



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
 *3：地震荷重及び風荷重を含む。

第4.1-2図 基礎梁の応力解析による評価フロー



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。

*2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。

第4.1-3図 杭の応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

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

4.2.1 支持架構

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

第4.2.1-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重 (D)	構造物(支持架構等)の自重
積雪荷重 (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)	地震応答解析結果による地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・各層の層せん断力 ・屋根部の付加曲げモーメント ・屋根部の鉛直加速度より設定する鉛直震度
風荷重 (W _L)	建築基準法・同施行令・同告示による風荷重

第4.2.1-2表 荷重の組合せ

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

4.2.2 基礎梁

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

第4.2.2-1表 考慮する荷重

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

注記 *1：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。

*2：地震荷重及び風荷重を含む。

*3：地震荷重に含まれる。

第4.2.2-2表 荷重の組合せ

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

4.2.3 杭

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

第4.2.3-1表 考慮する荷重

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

注記 *1：地震荷重に含まれる。

*2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。

第4.2.3-2表 荷重の組合せ

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

4.3 許容限界

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

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

第4.3-1表 応力解析による評価における許容限界

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

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

第4.3-2表 フレーム部材の基準強度

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

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

第4.3-3表 コンクリートの設計基準強度

部位	設計基準強度 Fc (N/mm ²)
基礎梁	24
杭	27

第4.3-4表 鉄筋の降伏強度

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

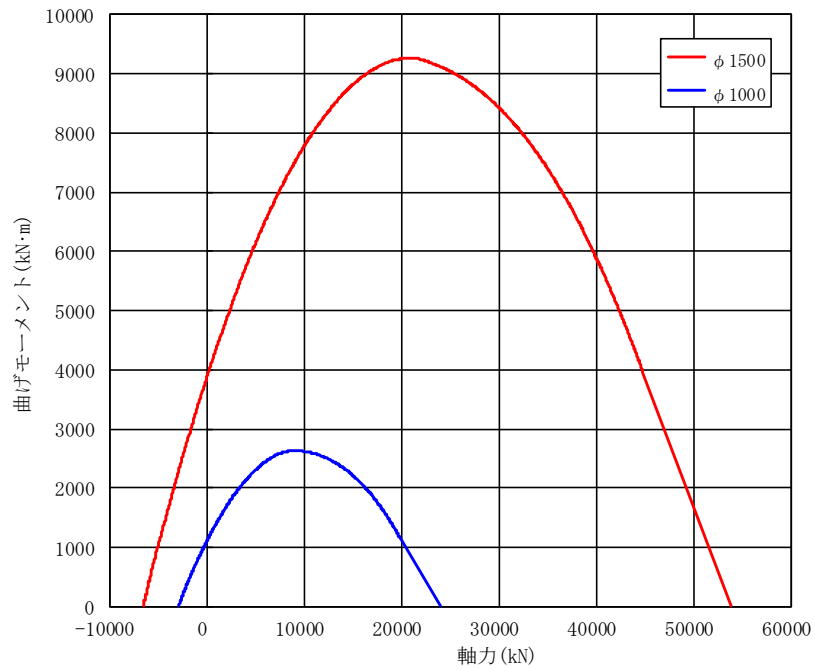
注記 * : 材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

第4.3-5表 杭の支持力及び引抜力に関する許容限界

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

第4.3-6表 杭の許容せん断力

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



第4.3-1図 杭の終局強度(曲げモーメントー軸力相関)

4.4 評価方法

4.4.1 支持架構の評価方法

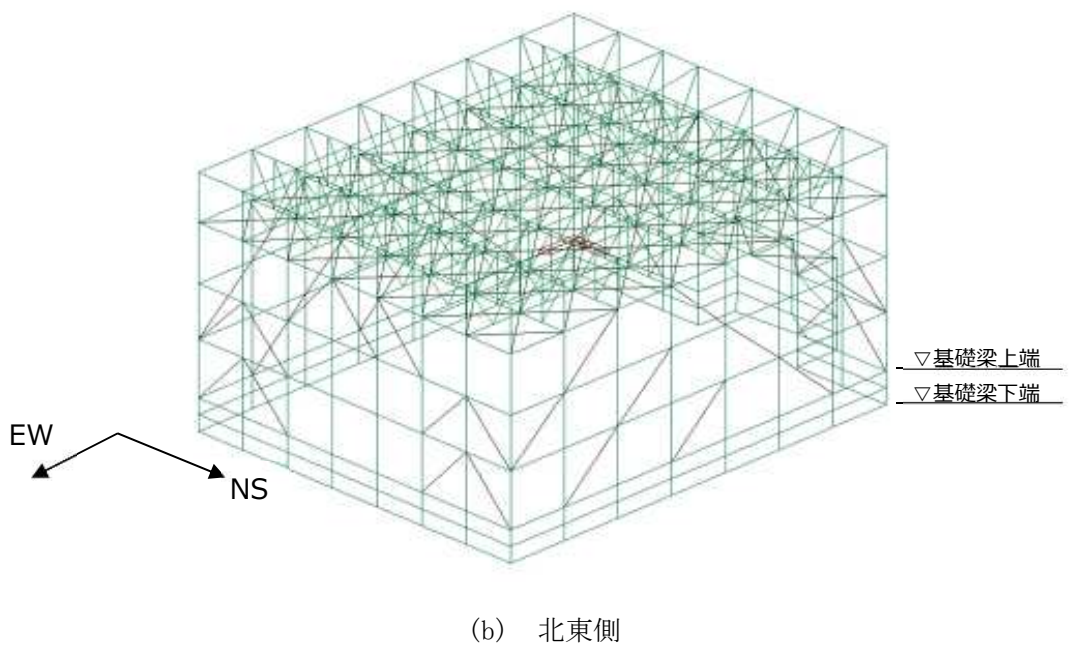
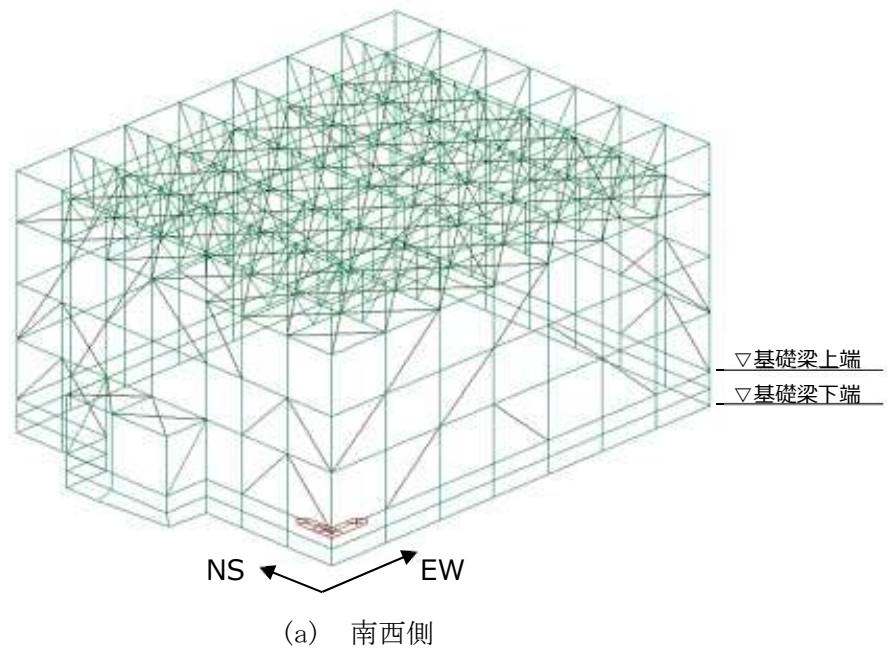
(1) 解析モデル

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

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

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

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



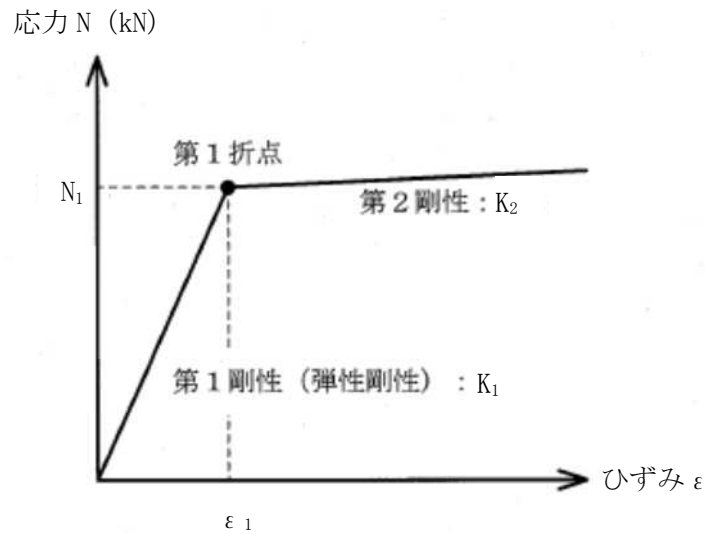
第4.4.1-1図 支持架構の解析モデル図

第4.4.1-1表 使用材料の物性値

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

第4.4.1-2表 部材リスト

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



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

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

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

第4.4.1-2図 座屈拘束ブレースの非線形特性

(2) 荷重の組合せ

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

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

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.1-3表に示す。

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

第4.4.1-3表 荷重の組合せケース

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

(4) 荷重の入力方法

a. 固定荷重(D)

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

b. 積雪荷重(Ls)

水平面の各要素に分布荷重として入力する。

c. 地震荷重(Ss)

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

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

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

d. 風荷重(W_L)

鉛直面の各要素に分布荷重として入力する。

第4.4.1-4表 地震応答解析結果から得られる支持架構の地震荷重

(a) 層せん断力

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

(b) 付加曲げモーメント

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

(c) 鉛直震度

Ss-C1	Ss-C1以外
0.65	1.25

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

(5) 部材の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する評価方法

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

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

ここで、

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

b. せん断力に対する評価方法

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

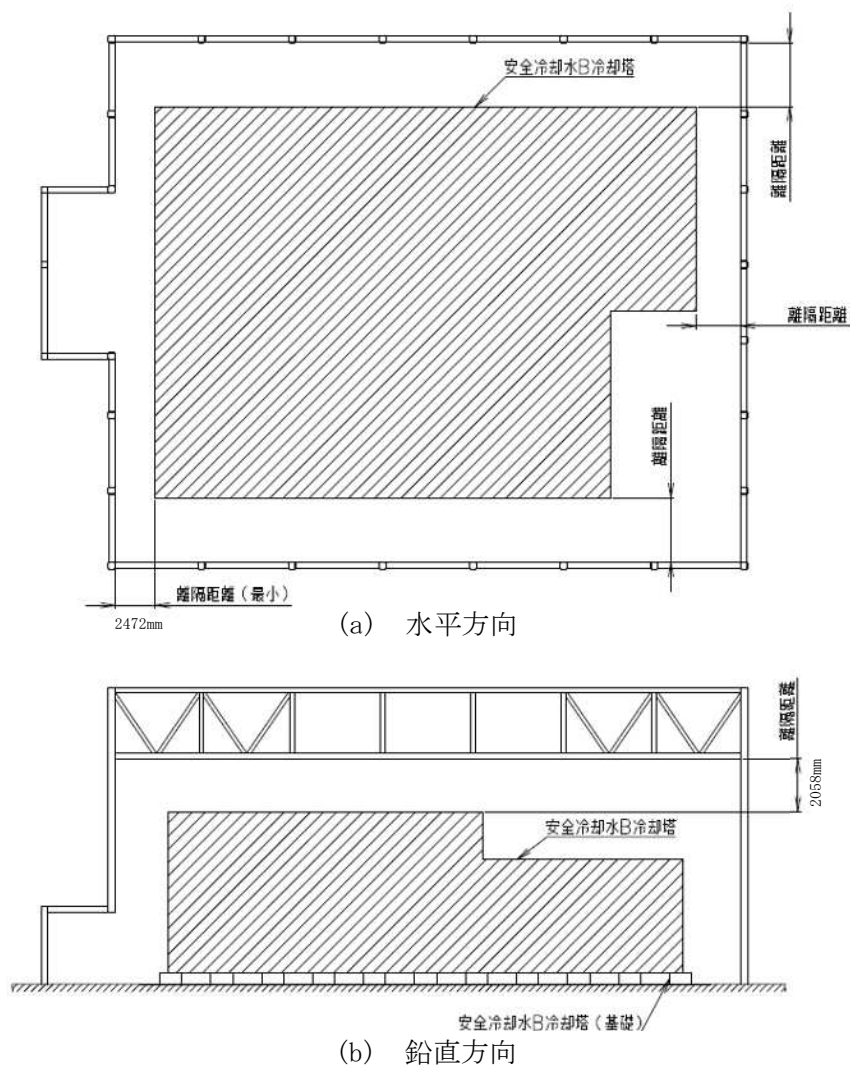
$$\frac{\tau_s}{f_s} \leq 1.0$$

ここで、

τ_s : せん断応力度
 f_s : 許容せん断応力度

(6) 相対変位に対する評価方法

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



第4.4.1-3図 離隔距離イメージ図

4.4.2 基礎梁の評価方法

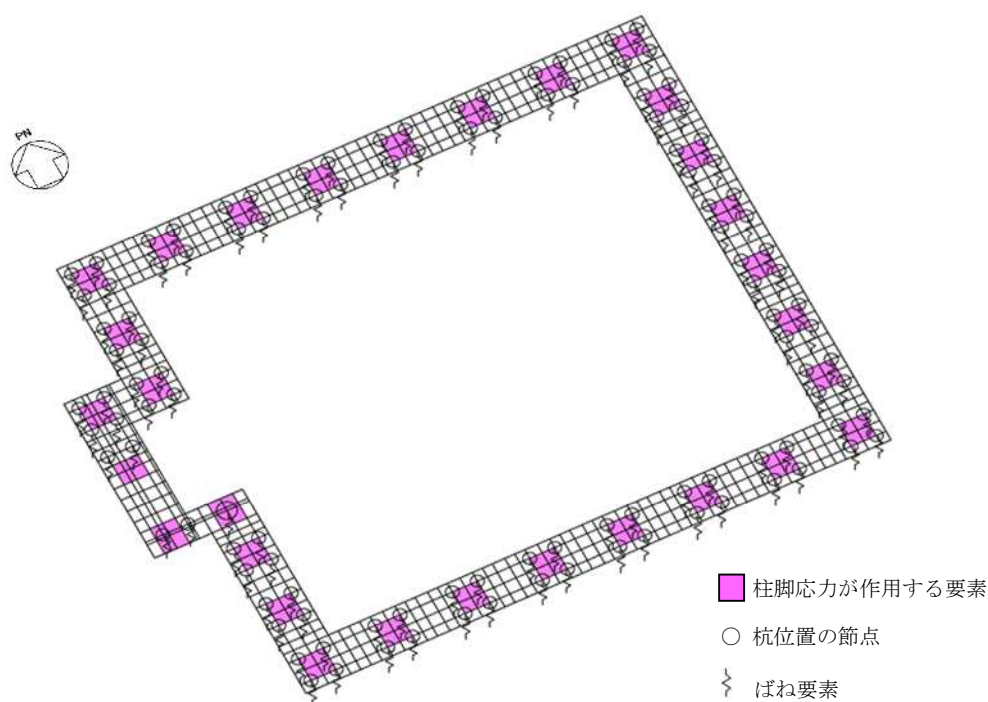
(1) 解析モデル

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

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

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

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



第4.4.2-1図 基礎梁の解析モデル

第4.4.2-1表 使用材料の物性値

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

(2) 荷重ケース

基礎梁に作用する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

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

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.2-2表に示す。

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

第4.4.2-2表 荷重の組合せケース

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

(4) 荷重の入力方法

a. 鉛直荷重(VL)

各要素に単位体積重量として入力する。

b. 地震荷重(Ss)及び風荷重(W_L)

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

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

杭の評価結果による杭から作用する荷重については、杭位置の節点に集中荷重として入力する。

第4.4.2-3表 地震応答解析結果から得られる地震荷重

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

(5) 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

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

$$M \leq M_u$$

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

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

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

ここで、

- M : 曲げモーメント
- M_u : 許容限界(曲げ終局強度)
- N_{\min} : 中心引張時終局強度であり、下式による値
 $N_{\min} = -a_g\sigma_y$
- N_{\max} : 中心圧縮時終局強度であり、下式による値
 $N_{\max} = bDF_c + a_g\sigma_y$
- N : 軸力
- a_t : 引張主筋断面積
- a_g : 主筋全断面積
- b : 断面幅
- D : 断面せい
- σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度
- F_c : コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

ここで、

Q : 面外せん断力

Q_u : 許容限界(面外せん断終局強度)

p_t : 引張鉄筋比

F_c : コンクリートの圧縮強度

M/Q : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比

d : 有効せい

p_w : 面外せん断補強筋比

σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度

σ_0 : 平均軸方向応力度

b : 部材幅

j : 応力中心間距離

4.4.3 杭の評価方法

(1) 応力解析

地盤から作用する地震荷重による応力は、応力解析により算定する。

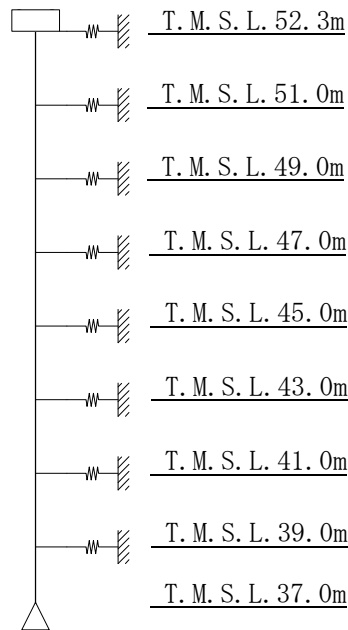
応力解析は、梁要素と地盤ばねによるモデルを用いた応答変位法による応力解析を実施する。解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.07」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「Ⅳ-3 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

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

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

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

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



第4.4.3-1図 杭の解析のモデル

第4.4.3-1表 杭の諸元

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

第4.4.3-2表 地盤ばねの諸元

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

(2) 応力計算

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

応力計算は、「基礎指針」に基づき、下式により実施する。

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

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

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

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

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

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

ここで、

H : 杭頭せん断力 (kN)

β : 杭の特性係数 (m^{-1})

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/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)

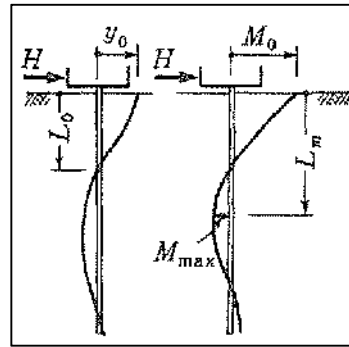
y : 無次元化水平変位 (水平変位量をcmで表した無次元量)

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)



(3) 応力の組合せ

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

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

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

(4) 断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

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

b. せん断力に対する評価

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

(5) 支持力及び引抜力に対する評価方法

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

5. 評価結果

5.1 地震応答解析による評価結果

「3.2 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

軸ひずみが最大となる座屈拘束ブレースの評価結果を第5.1-1表に示す。座屈拘束ブレースの軸ひずみは最大で1.7%であり、許容限界を下回ることを確認した。

疲労係数総和が最も大きい座屈拘束ブレースの疲労評価結果を第5.1-2表に示す。疲労係数総和は最大で0.595であり、許容限界を下回ることを確認した。

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

軸ひずみ(%)	許容限界(%)	検定比	判定
1.7	3.0	0.567	OK

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

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数総和	許容限界	判定
許容繰返し回数N : 5537回		許容繰返し回数N : 1952回		許容繰返し回数N : 474回		許容繰返し回数N : 62回				
繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N	繰返し数n	疲労係数 n/N			
105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.595	1	OK

50

5.2 応力解析による評価結果

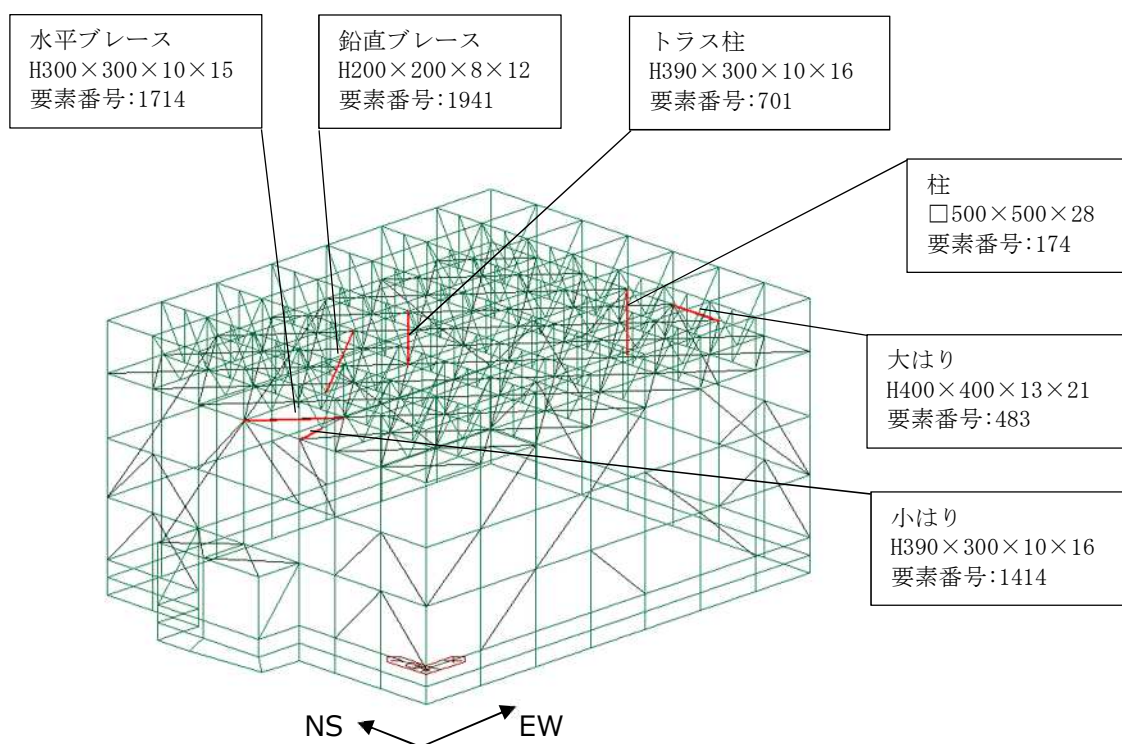
5.2.1 支持架構の評価結果

(1) 部材の評価

「4.4.1(5) 部材の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

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

発生応力度が、許容限界を超えないことを確認した。



第5.2.1-1図 評価結果を記載する位置

第5.2.1-1表 部材の評価結果

部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	167	1-4	せん断	33.97	206	0.17	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89	OK
大はり	451	1-4	せん断	70.08	206	0.34	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
小はり	1428	1-12	せん断	38.43	206	0.19	OK
	1414	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
トラス柱	766	2-7	せん断	13.45	206	0.07	OK
	701	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72	OK
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	10.27	206	0.05	OK
	1941	2-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30	OK

(2) 相対変位に対する評価

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

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

第5.2.1-2表 相対変位に対する評価結果

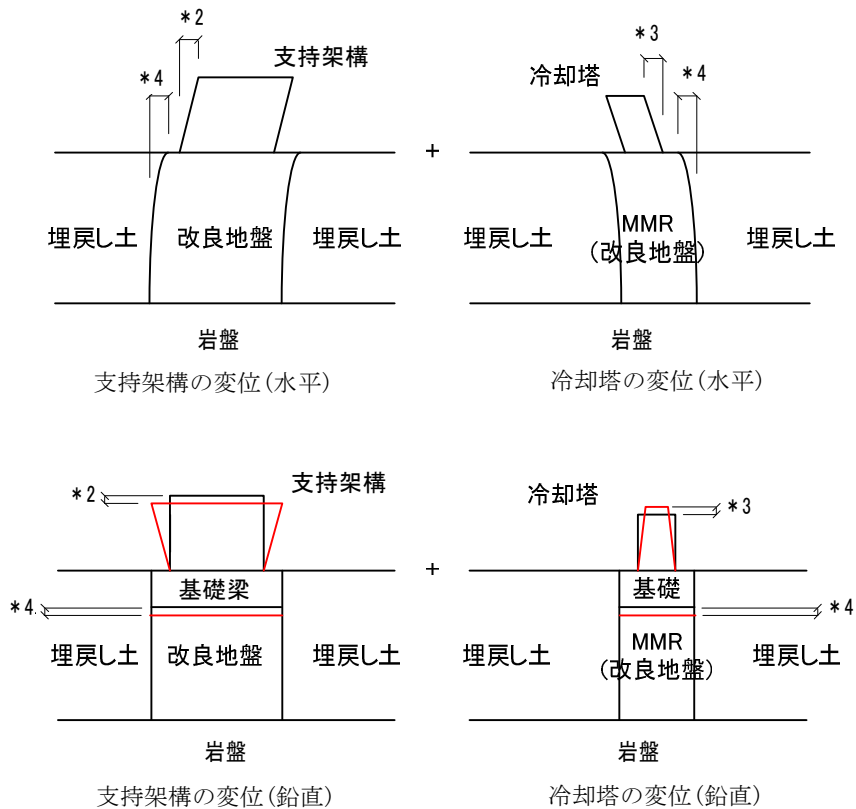
方向	相対変位*1 (mm)	許容限界(mm)	検定比	判定
水平方向	■	2472	■	OK
鉛直方向	■	2058	■	OK

注記 *1：支持架構と冷却塔との相対変位(*2+*4)+(*3 + *4) (第5.2.1-2図参照)。

*2：支持架構の応力解析における全節点の最大変位。

*3：冷却塔の最大変位。

*4：地震応答解析における地盤の最大変位。冷却塔の直下は剛性の高いMMRであるが、保守的に改良地盤の変位を用いて評価する。



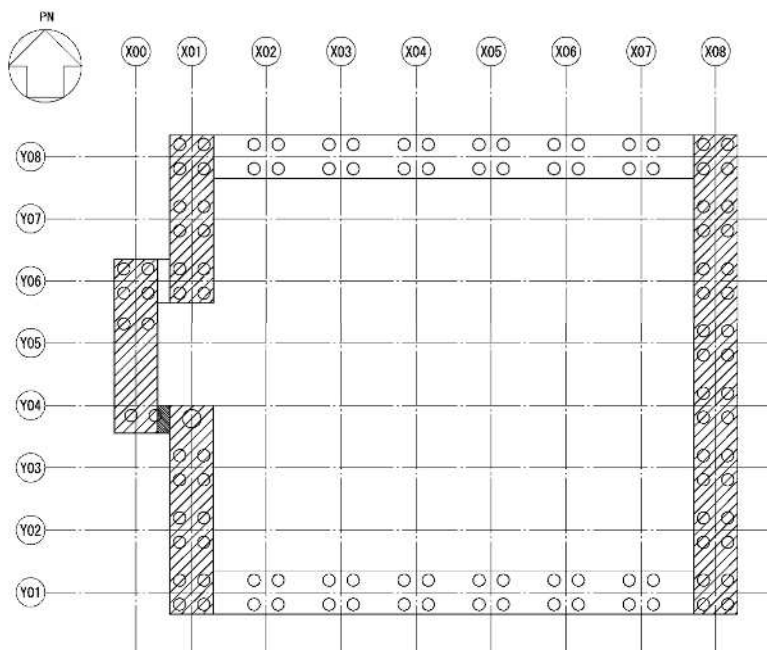
第5.2.1-2図 相対変位のイメージ図

5.2.2 基礎梁の評価結果

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

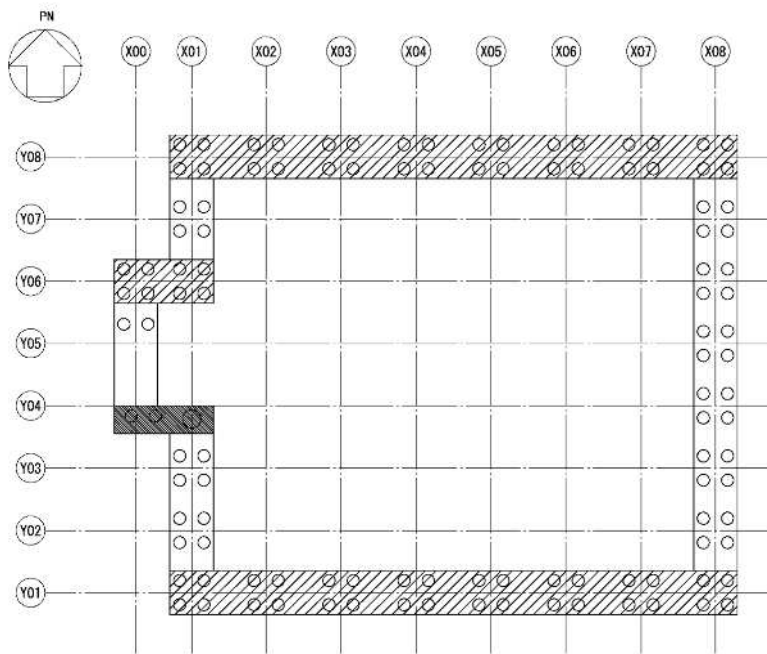
断面の評価結果は、許容限界に対する曲げモーメント及び面外せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第5.2.2-3図に、評価結果を第5.2.2-1表に示す。

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



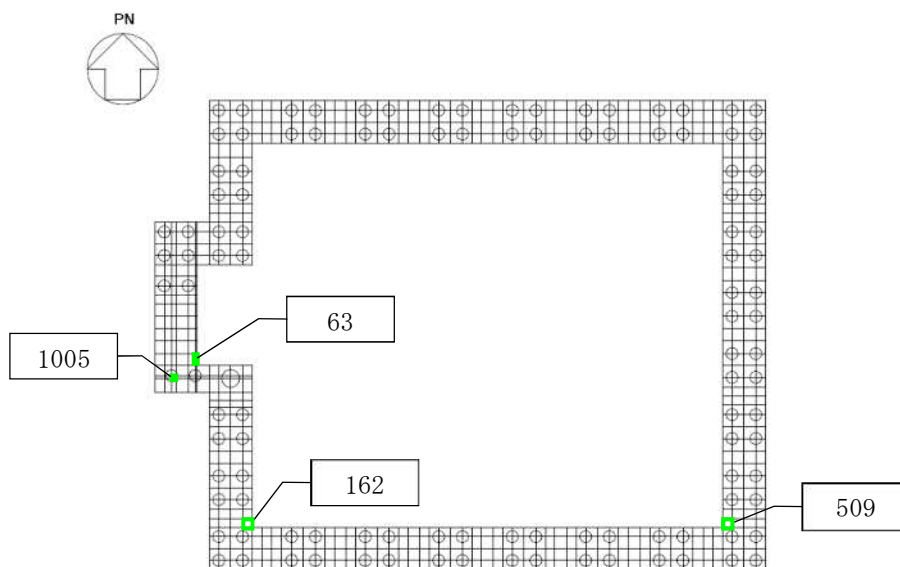
領域	主筋	せん断補強筋
	上端 24-D32	D22Ⅲ-@200
	下端 30-D32	
	上端 D22@200	D22Ⅲ-@200
	下端 D22@200	
	上端 D19@200	D19Ⅲ-@200
	下端 D19@200	

第5.2.2-1図 基礎梁の配筋(NS方向)



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

第5.2.2-2図 基礎梁の配筋(EW方向)



注： 内の数値は要素番号

第5.2.2-3図 評価結果を記載する要素の位置

第5.2.2-1表 基礎梁の評価結果

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	162	1-4	3527	4791	0.737	OK
EW	509	1-10	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 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	1-4	2236	5661	0.395	OK
EW	1005	1-12	2061	5874	0.351	OK

5.2.3 杭の評価結果

(1) 断面の評価結果

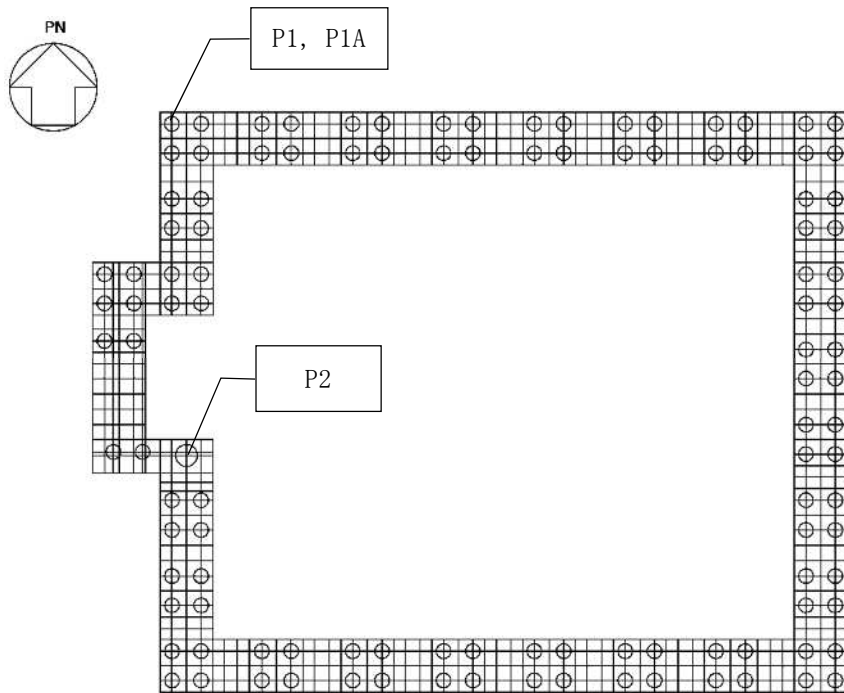
「4.4.3(4) 断面の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。また、杭の配筋を第5.2.3-1表に示す。

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

曲げモーメント及びせん断力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。

第5.2.3-1表 杭の配筋一覧

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



第5.2.3-1図 評価結果を記載する杭の位置

第5.2.3-2表 断面の評価結果

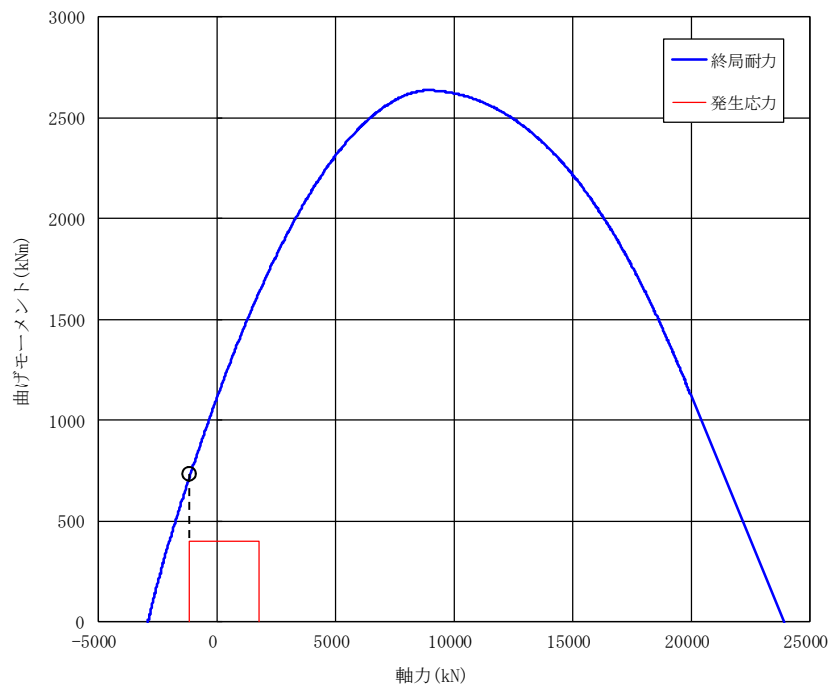
(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	節点 番号*	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	1-2	400	706	0.567	OK
P2	1207	1-2	1520	3583	0.425	OK

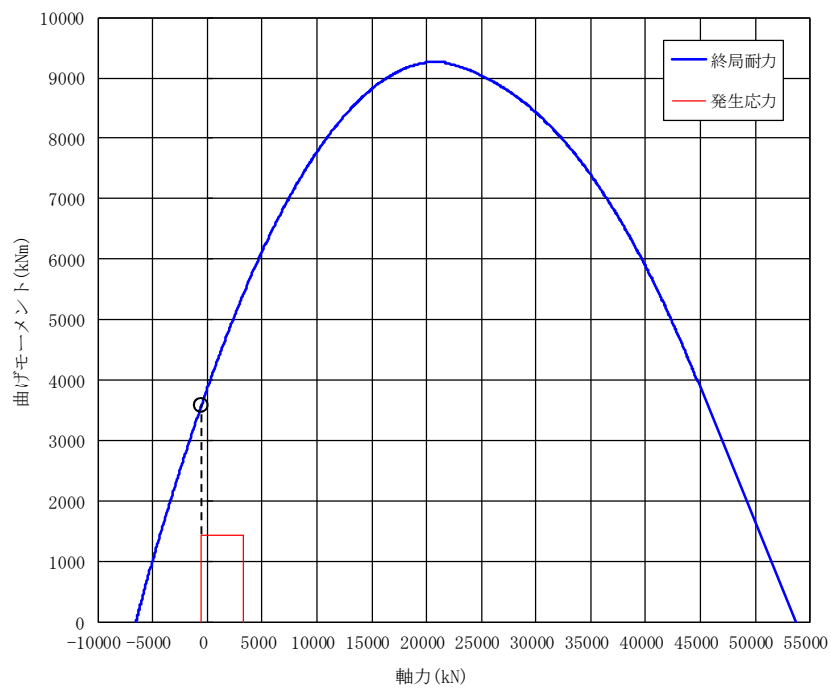
(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界 (kN)	検定比	判定
	ケース*	せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	540	1838	0.294	OK
P2	1-2	1730	4594	0.377	OK

注記 * : 基礎梁の評価における節点番号及びケースを示す。



(a) P1, P1A



(b) P2

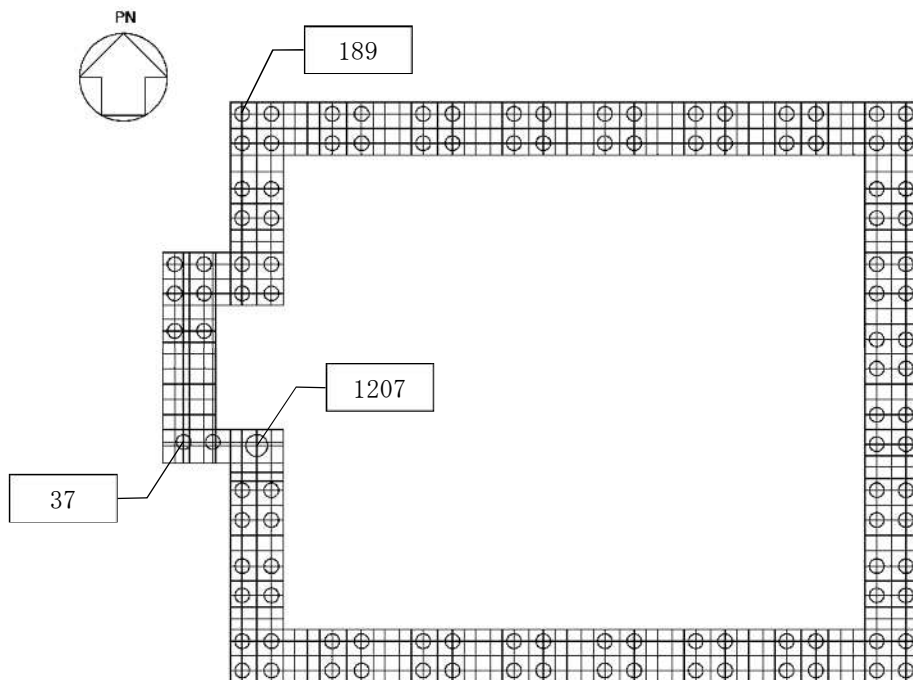
第5. 2. 3-2図 杭の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

(2) 支持力及び引抜力に対する評価結果

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

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

支持力及び引抜力が、それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



注：□内の数値は節点番号

第5.2.3-3図 評価結果を記載する杭の位置

第5.2.3-3表 支持力及び引抜力に対する評価結果

項目	杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN)	検定比	判定
		節点 番号*1	ケース*1	軸力*2 (kN)			
支持力	P1, P1A	37	1-12	1959	12635	0.156	OK
	P2	1207	1-3	3422	21898	0.157	OK
引抜力	P1, P1A	189	1-2	-1173	5022	0.234	OK
	P2	1207	1-2	-561	7672	0.074	OK

注記 *1：基礎梁の評価における節点番号及びケースを示す。

*2：軸力は正が圧縮，負が引張を示す。

別添 1

地震応答解析モデルの妥当性・保守性について

目次

1. 概要	1
2. 地震応答解析モデル構築の考え方	2
2.1. 設計モデルの妥当性の検証方針	5
2.2. 設計モデルの保守性の検証方針	6
3. 設計モデルの妥当性の検証	7
3.1. メッシュサイズ	8
3.2. 改良地盤	12
3.3. 支持架構	16
3.4. 接触剥離要素	22
3.5. 粗粒砂岩	27
3.6. 基礎梁高さ	29
3.7. 妥当性のまとめ	33
4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)	34
4.1. 周辺構造物	35
4.2. 杭	37
4.3. MMR	40
4.4. 拘束効果(水平方向)のまとめ	42
5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響	43
5.1. 影響の確認	43
5.2. 要因の推定	45
5.3. 鉛直確認モデルによる確認	48
5.3.1. 確認方法	48
5.3.2. 確認結果	51
5.3.3. 考察	53
5.3.4. 考察を踏まえた追加検討	54
5.4. 部材設計への影響確認	57
5.4.1. 鉛直応答の影響度	57
5.4.2. 部材設計への影響の確認結果	64
5.5. 鉛直応答への影響のまとめ	65
6. 設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響	66
6.1. 影響の確認	66

6.1.1.	確認方法	66
6.1.2.	代表波による確認結果	68
6.1.3.	全地震動による確認結果(応答値)	80
6.1.4.	考察	84
6.1.5.	考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)	99
6.2.	部材設計への影響確認	104
6.3.	地盤剛性の変化の影響のまとめ	106
7.	設計モデルの総合的な検証	107
7.1.	検証の方針	107
7.2.	検証用モデルの妥当性	108
7.3.	設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)	110
7.4.	鉛直応答への影響	119
7.4.1.	確認方針	119
7.4.2.	全地震動による確認結果	120
7.4.3.	部材設計への影響確認	125
7.4.4.	鉛直応答への影響のまとめ	126
7.5.	地盤剛性の変化の影響	127
7.5.1.	確認方針	127
7.5.2.	検証用モデルによる確認結果	128
7.5.3.	地盤剛性の変化の影響のまとめ	139
7.6.	設計モデルの総合的な検証のまとめ	140
8.	まとめ	141

参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について

1. 概要

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

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

2. 地震応答解析モデル構築の考え方

部材設計を行うにあたりインプットとなる地震荷重を算定する地震応答解析モデル(以下、「設計モデル」という)を構築する。

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

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

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

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

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

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

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

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

第 2-1 表 解析モデルの構築プロセスの確認項目

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

第 2-2 表 合理化可能な項目の整理結果

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

注記 第 2-1 表のうち(1)モデル諸元にかかる項目を記載。

第 2-3 表 保守性確保のための項目

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

第 2-4 表 拘束効果(水平)に係る項目

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

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

2.1. 設計モデルの妥当性の検証方針

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

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

第 2.1-1 表 妥当性の確認項目及び設定の考え方

項目	設定の考え方
メッシュサイズ	地中を伝搬する波はメッシュ分割に影響を受けるため、深さ方向のメッシュ分割は、支持架構の固有振動数とメッシュサイズの関係から施設の振動特性に対応した入力波を適切に評価できるように、表層地盤では最大 2.0m とする。
支持架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、支持架構をモデル化し支持架構-基礎-地盤を一体で評価する。 また、支持架構は全体として並進一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、門型モデルと振動特性を合わせることで同等の応答となると考え一軸モデルとする。
接触剥離要素	埋戻し土が液状化した場合には剛性がほぼ 0 となること及び基礎梁と埋戻し土との接触面が基礎梁横の一部のみに限定されること並びに、接触剥離の影響は小さいという考えから、構造物(基礎梁及び洞道)と地盤の境界面に対し、接触剥離は考慮しない。
改良地盤幅	改良地盤の「高さ/幅」が大きくなることでロッキング挙動が起きやすくなり、地震荷重が大きくなると予想し、改良地盤幅は基礎梁幅に合わせる。
粗粒砂岩	支持地盤の厚さ 107m(解放基盤表面～支持地盤上端)に対し、粗粒砂岩の厚さはごくわずか(0.37m)であり、地震応答に与える影響は小さいと考え、モデル化しない。
基礎梁高さ	地盤面レベルから基礎梁の上端レベルまでの高さ 0.3m 分について、支持架構高さ(■m)に比べ十分に小さく、鉄骨造である支持架構との剛性差も十分に大きいことから、剛梁としてモデル化する。

2.2. 設計モデルの保守性の検証方針

保守性を確保する項目について、項目ごとに設定を検証する。

第 2.2-1 表に各項目の保守性を確保する項目及び設定の考え方を示す。

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

第 2.2-1 表 保守性を確保する項目及び設定の考え方

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

注記 *支持架構の固有周期帯における想定

3. 設計モデルの妥当性の検証

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

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

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

3.1. メッシュサイズ

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

支持架構の固有値解析結果を第 3.1-1 表及び第 3.1-2 表に、固有モードを第 3.1-1 図及び第 3.1-2 図に示す。支持架構を適切に評価する振動数は、支持架構における累積有効質量比が約 99%となる 3 次固有振動数(NS : 12.356Hz, EW : 12.528Hz)を踏まえ、13Hz 以下と設定している。

第 3.1-1 表 固有値解析結果 (NS 方向)

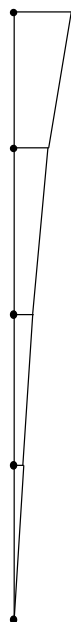
次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.545	0.393	1.232	1448.0	80
2	6.829	0.146	0.480	221.3	93
3	12.356	0.081	0.383	113.9	99
4	20.552	0.049	0.184	19.8	100

第 3.1-2 表 固有値解析結果 (EW 方向)

次数	振動数	周期	刺激係数	有効質量	累積有効質量比
	(Hz)	(s)		(t)	(%)
1	2.532	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 3.1-1 図 固有モード (NS 方向)

1 次モード

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



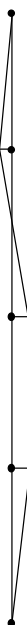
2 次モード

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 3.1-2 図 固有モード (EW 方向)

(1) 確認方法

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

入力波を適切に評価できる地盤の最大メッシュサイズ(B)は次式により算定する。次式では、最大メッシュサイズにおいて1波長で5分割を考慮することとなる。

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

V_s : 地盤のせん断波速度

f_{\max} : 数値解析の精度を保證する振動数(13Hz)

(2) 確認結果

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

第3.1-3表 地盤のメッシュサイズ(鉛直方向)

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

注記 *1:地盤安定性評価での埋戻し土の V_s の最低値

*2:成層のため、実際は埋戻し土の寸法から設定される

3.2. 改良地盤

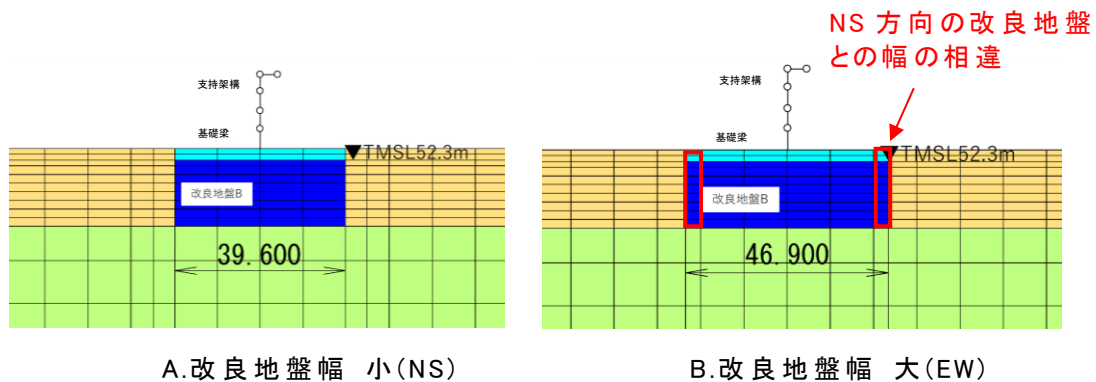
改良地盤幅が小さく、アスペクト比(高さ／幅)が大きくなる場合には、改良地盤のロッキング挙動が生じやすくなることから、支持架構の応答値が大きくなると考え、設計モデルでは、基礎梁幅に合わせ合理化し実態より小さく設定している。このため、設計モデルにおいて改良地盤幅を小さくモデル化することの妥当性について確認する。

(1) 確認方法

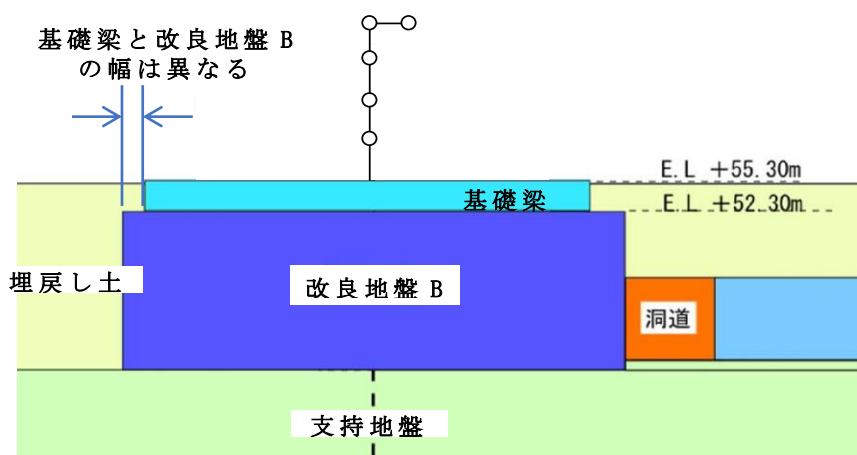
改良地盤幅のモデル化における設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)を第 3.2-1 図に、概略断面図を第 3.2-2 図に示す。設計モデルにおいて改良地盤幅を小さくモデル化することの妥当性については、設計モデル(A：改良地盤幅 小)と確認用モデル(B：改良地盤幅 大)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。また、確認用モデルには、N S 方向の設計モデル(A)よりも地盤改良幅の大きい E W 方向の設計モデル(B)を用いる。

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

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



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

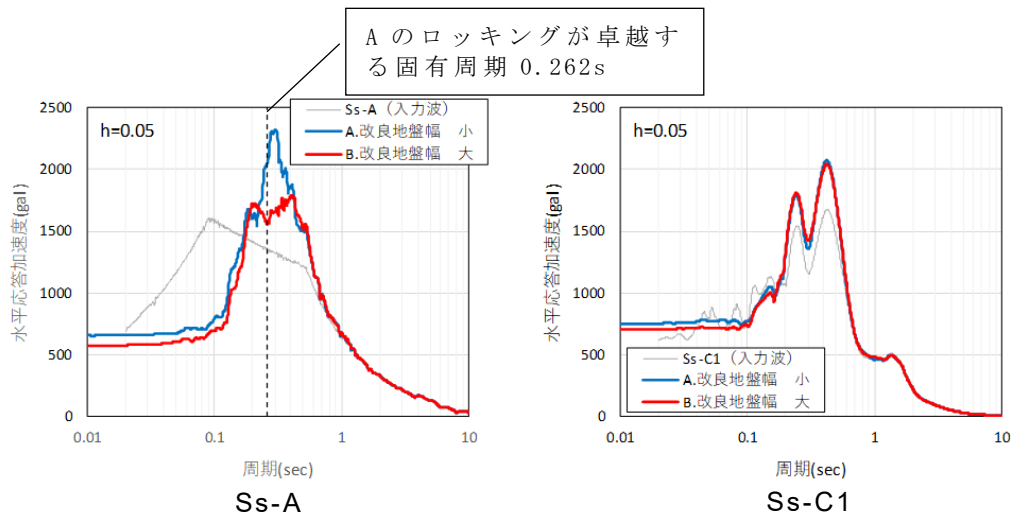


第 3.2-2 図 概略断面図

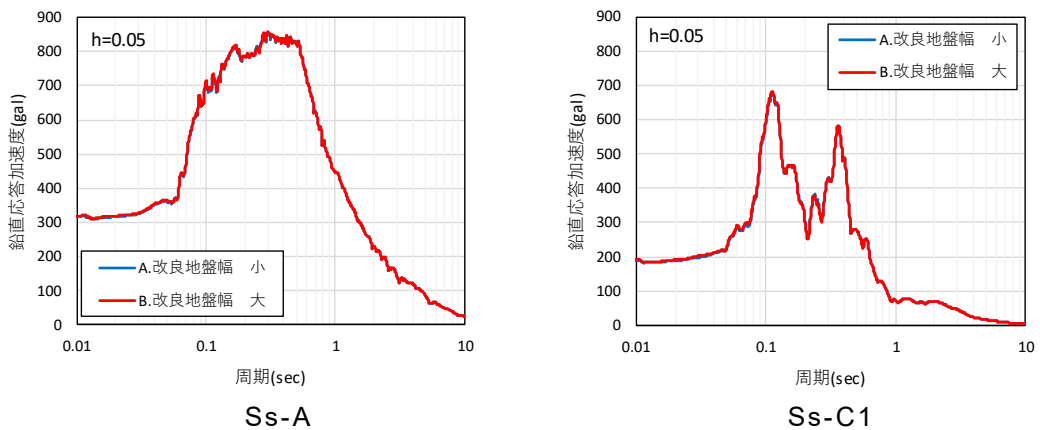
(2) 確認結果

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

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

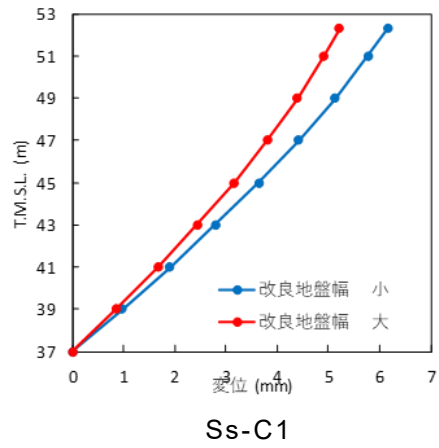
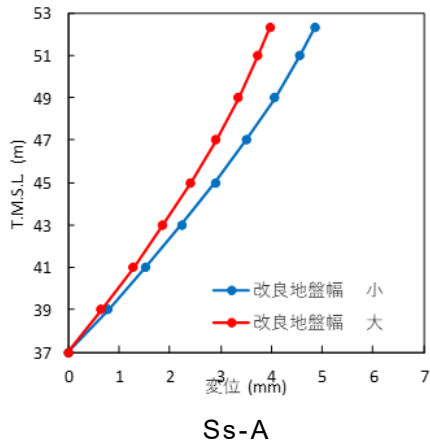


① 基礎梁部 (T. M. S. L+55. 3m) の水平加速度応答スペクトル



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

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



③改良地盤の最大変位分布

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

3.3. 支持架構

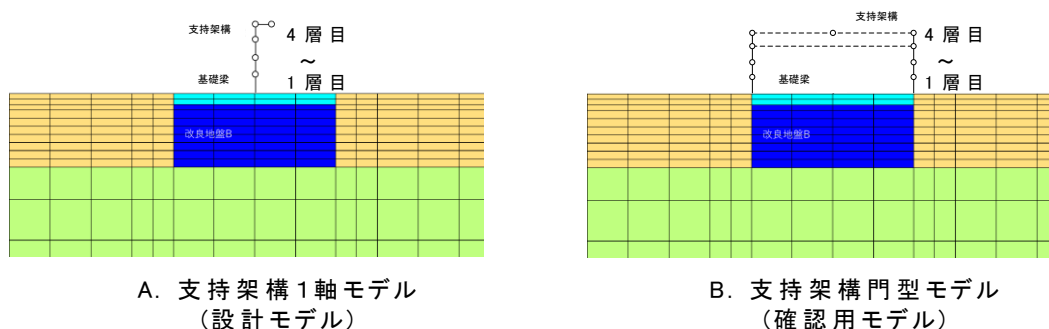
支持架構は、屋根トラスを外周に均等に配置された柱・はり・座屈拘束ブレースで構成されていることから、各層は一体的に挙動すると考え、設計モデルでは、合理化し1軸の質点系でモデル化している。このため、設計モデルにおいて、門型の質点系でモデル化しないことの妥当性を確認する。なお、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性については、3次元フレームモデルを用いて確認している(別添2)。

(1) 確認方法

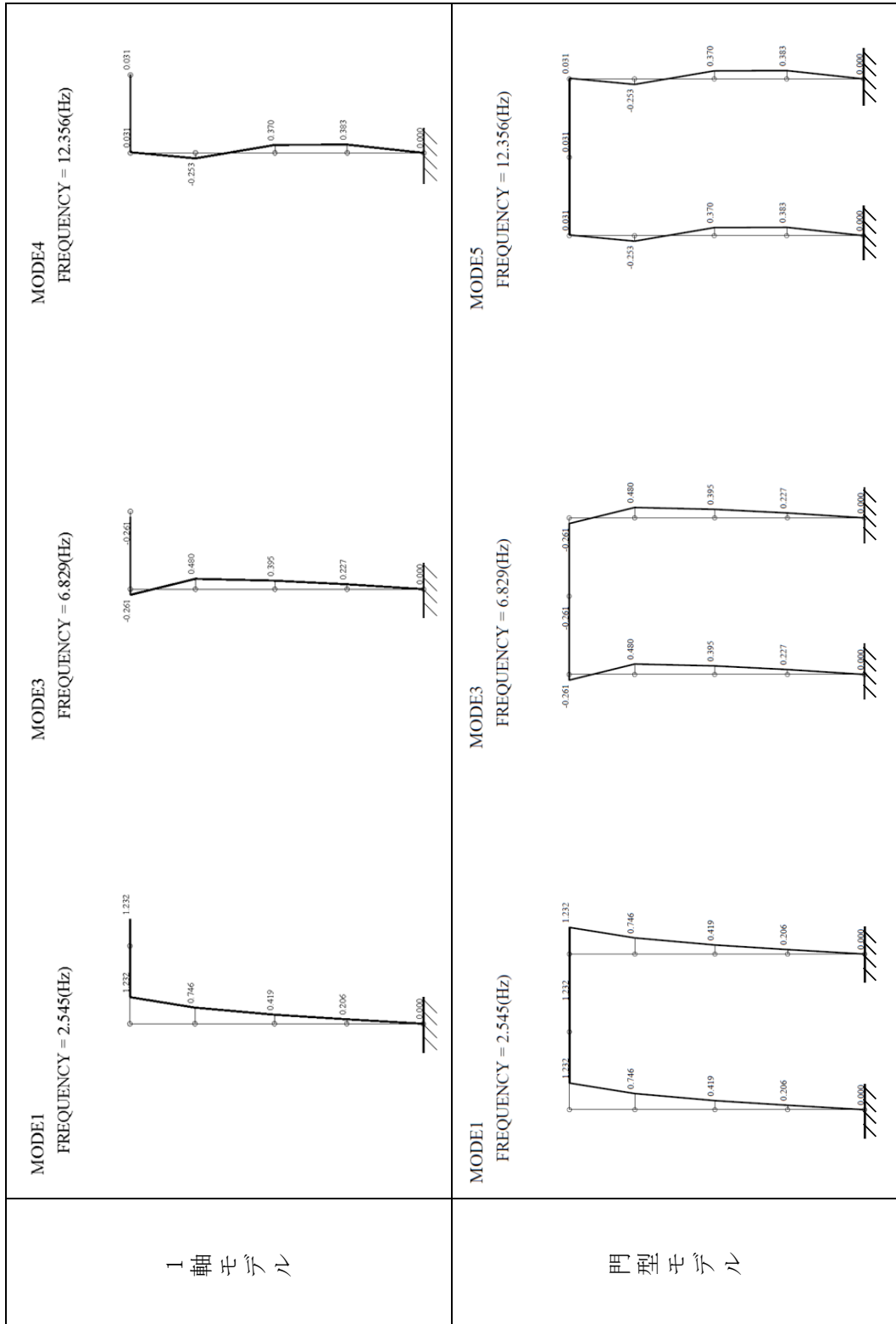
支持架構のモデル化における設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)を第3.3-1図に、固有値解析結果の比較を第3.3-2図～第3.3-4図に示す。設計モデルにおいて門型の質点系でモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

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

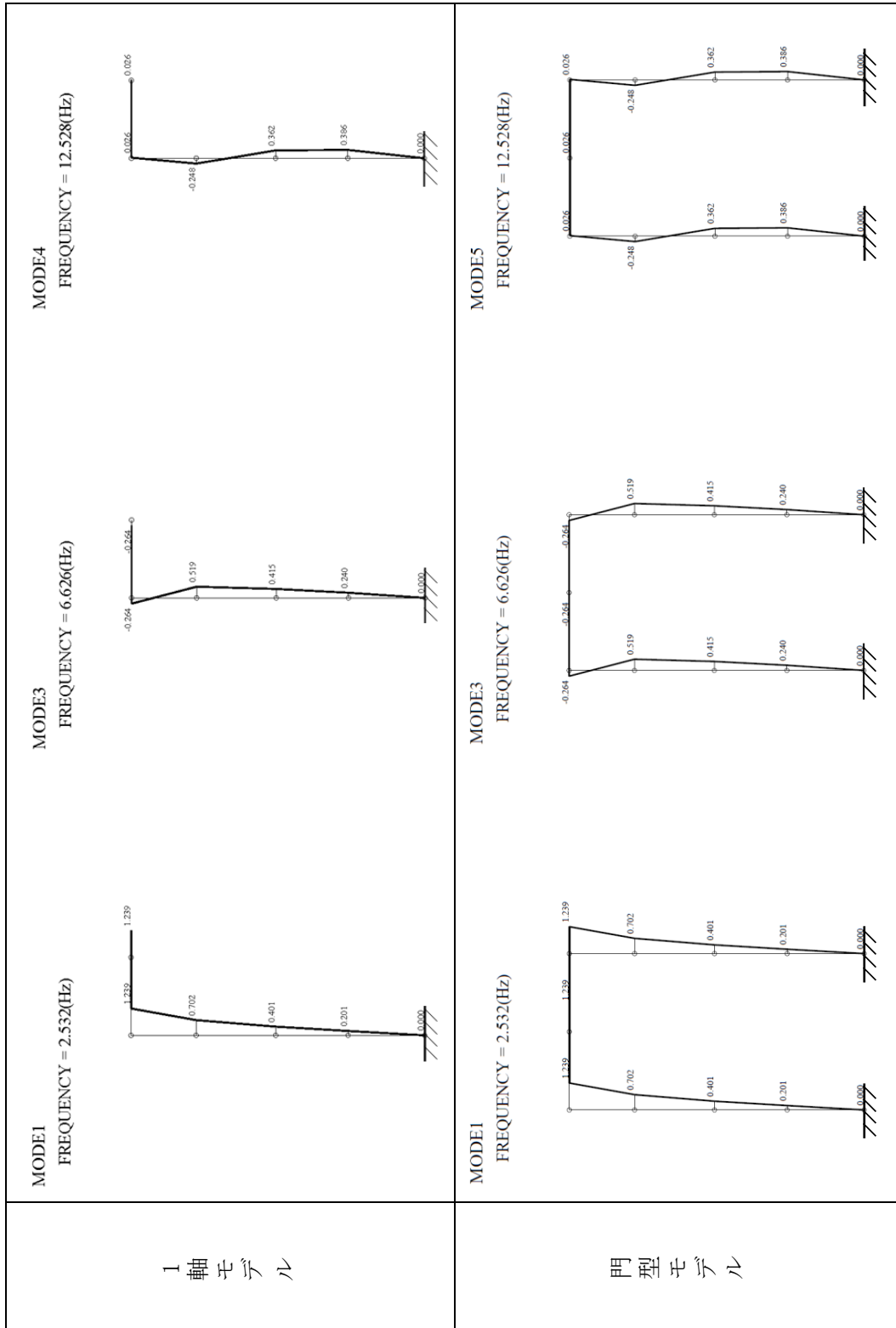
- ① 支持架構各層の層せん断力
- ② 屋根部の付加曲げ
- ③ 屋根部の鉛直加速度
- ④ 軸ひずみ



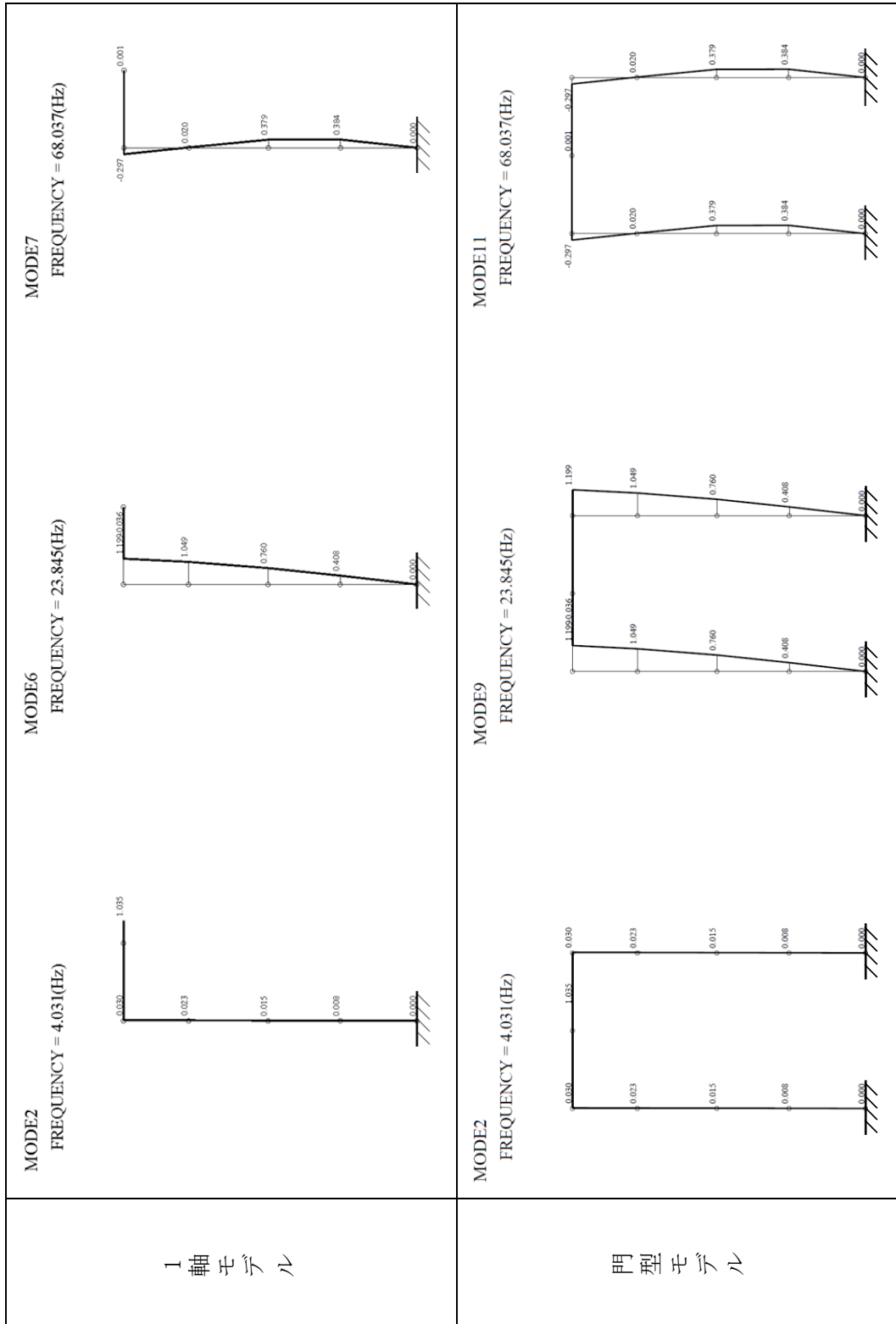
第3.3-1図 設計モデル(A:1軸)と確認用モデル(B:門型)



第 3.3-2 図 設計モデル(A: 1 軸)と確認用モデル(B: 門型)固有値解析結果の比較(NS 方向)



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



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

※ 便宜的に鉛直挙動を水平成分として描画

(2) 確認結果

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

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

階層	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(cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4層目	9880	9864	0.999	8132	8352	1.028	1008	1008	1.000
3層目	12955	12958	1.001	-	-	-	-	-	-
2層目	12793	12805	1.001	-	-	-	-	-	-
1層目	13217	13232	1.002	-	-	-	-	-	-

階層	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	1.004
1層目	0.33	0.33	1.006

凡例
A: 設計モデル
B: 確認用モデル

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

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

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

凡例
A: 設計モデル
B: 確認用モデル

3.4. 接触剥離要素

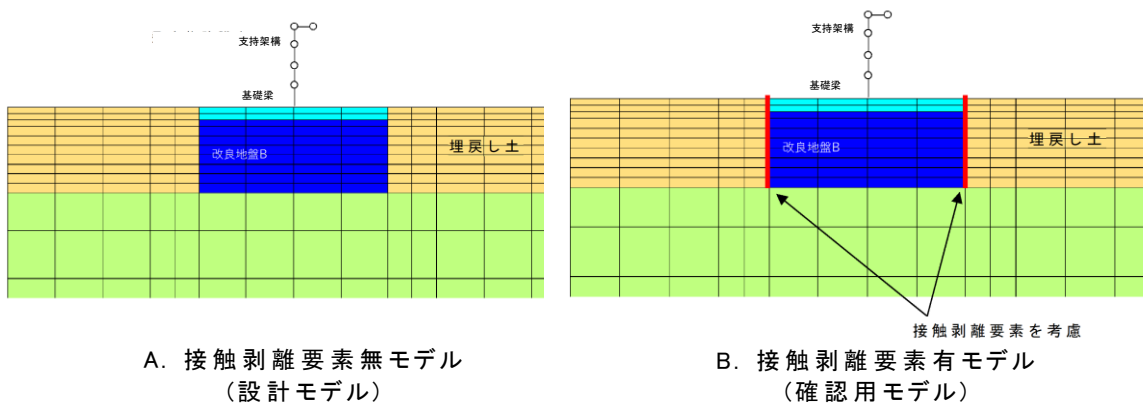
埋戻し土が液状化した場合には、剛性がほぼ0となること、基礎梁と埋戻し土の接触面が基礎梁側面の一部に限定されることから、構造物と地盤の境界面における接触剥離の影響は小さいと考え、設計モデルでは、接触剥離要素を合理化しモデル化していない。このため、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性を確認する。

(1) 確認方法

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

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

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

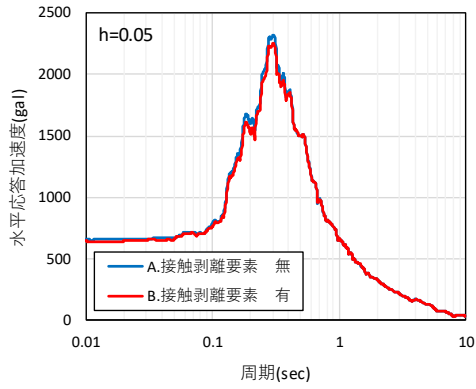


第3.4-1図 設計モデル(A：接触剥離要素無)と確認用モデル(B：接触剥離要素有)

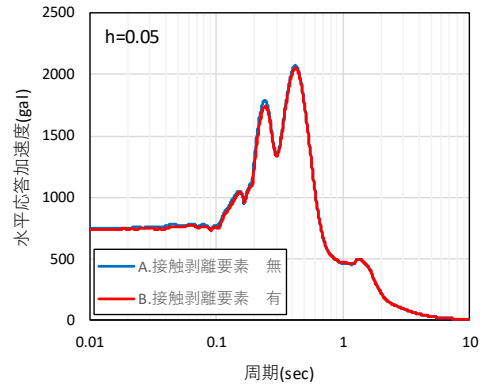
(2) 確認結果

接触剥離要素のモデル化における設計モデル(A：接触剥離要素 無)と確認用モデル(B：接触剥離要素 有)の応答値の比較を第 3.4-2 図に示す。影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等であることから、設計モデルにおいて接触剥離要素をモデル化しないことの妥当性について確認した。

また、第 3.4-3 図～第 3.4-6 図及び第 3.4-1 表に確認用モデルの改良地盤側面の接触剥離状況を示す。確認用モデル(B：接触剥離要素 有)では、瞬間的に大きく剥離が生じていることが確認できるものの、応答については、上記のとおり、設計モデルと概ね同等の結果となっている。これは、埋戻し土の剛性が改良地盤と比較して非常に小さいこと、液状化した場合には、剛性がほぼ 0 となることによるものと考えられる。

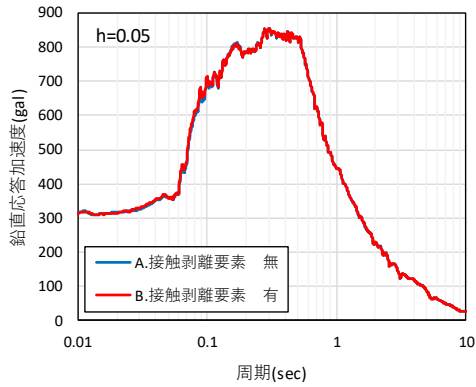


Ss-A

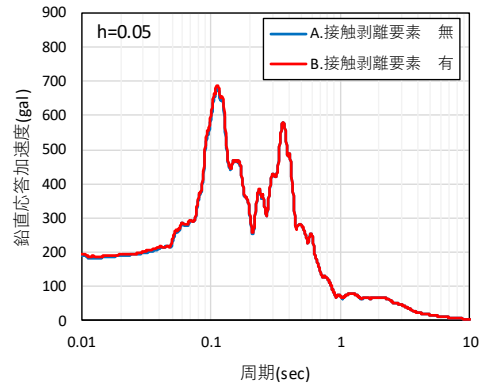


Ss-C1

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

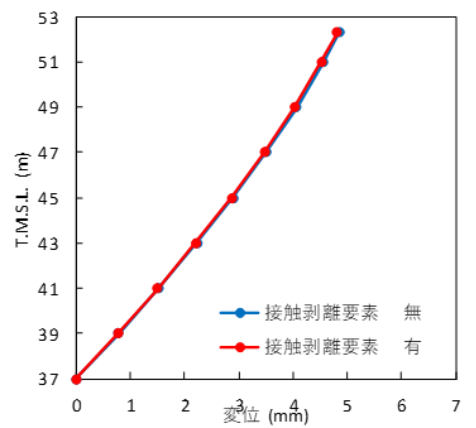


Ss-A

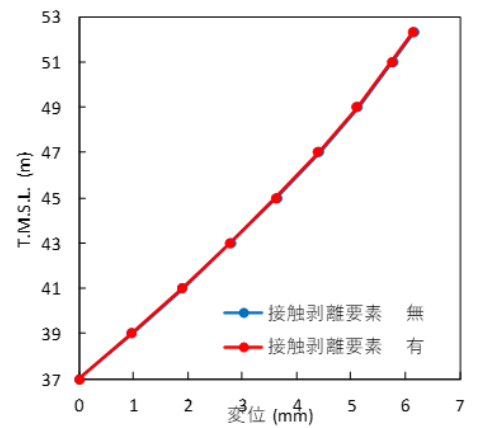


Ss-C1

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



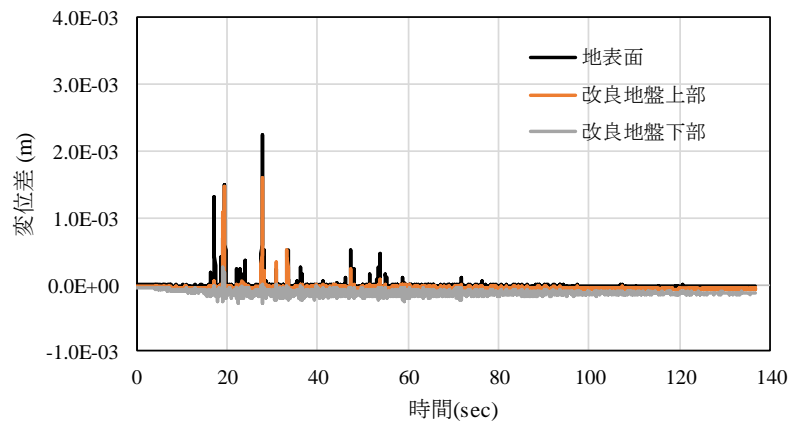
Ss-A



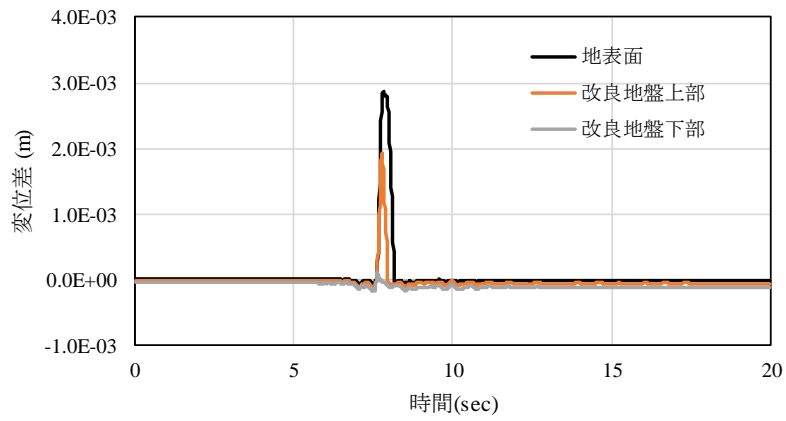
Ss-C1

③ 改良地盤の最大変位分布

第 3.4-2 図 設計モデル(A: 接触剥離要素無)と
確認用モデル(B: 接触剥離要素有)の応答値の比較



第 3.4-3 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (S_s-A)



第 3.4-4 図 接触剥離要素の垂直方向変位差 (S_s-C1)

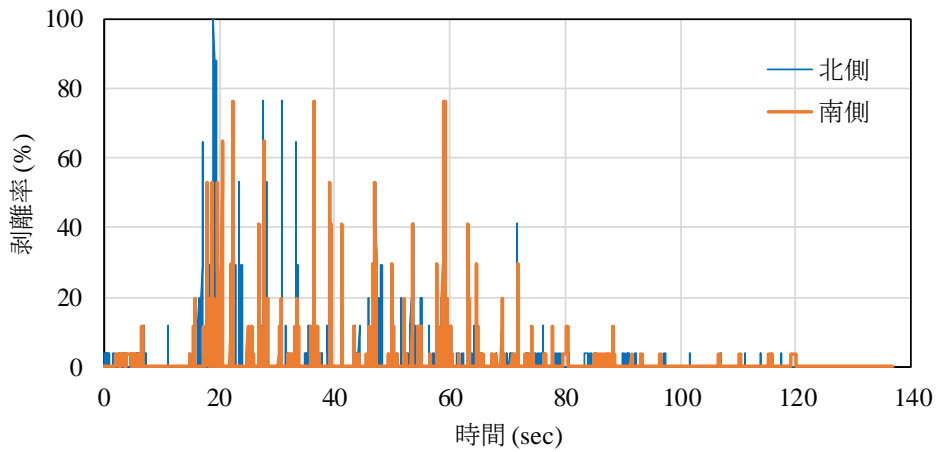
第 3.4-1 表 接触剥離要素の最大剥離率

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

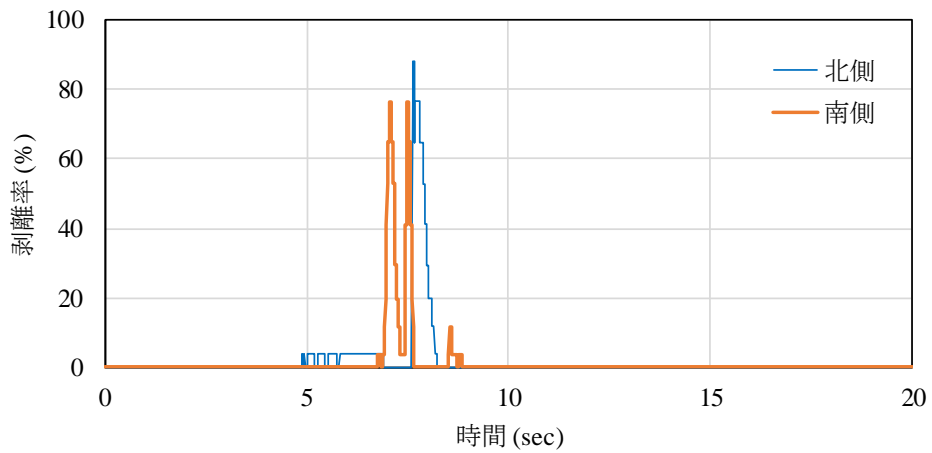
注記 *剥離率 = L'_j / L_j

L'_j : 接触剥離要素の剥離長さ

L_j : 接触剥離要素の長さ



第 3.4-5 図 接触剥離要素の剥離率 (Ss-A)



第 3.4-6 図 接触剥離要素の剥離率 (Ss-C1)

3.5. 粗粒砂岩

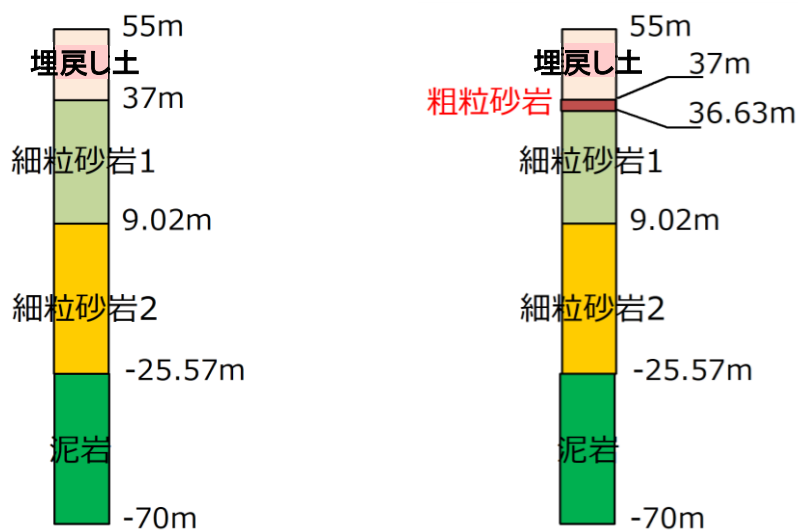
粗粒砂岩の層厚(0.37m)は、ひずみ要素でモデル化する場合には、アスペクト比(高さ/幅<5)を考慮し、より小さなメッシュサイズに変更する必要があること、地盤の層厚(107m:解放基板表面から地盤表面)に対し非常に小さいことから、地震応答解析における影響は軽微と考え、設計モデルでは、合理化しモデル化していない。このため、設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性について確認する。

(1) 確認方法

2次元FEMにより確認する場合には、メッシュサイズを変更する必要があることから、1次元土柱モデルを用いる。粗粒砂岩のモデル化における設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)を第3.5-1図に示す。設計モデルにおいて粗粒砂岩をモデル化しないことの妥当性については、設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)を比較し、影響を及ぼすと考えられる応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

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

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



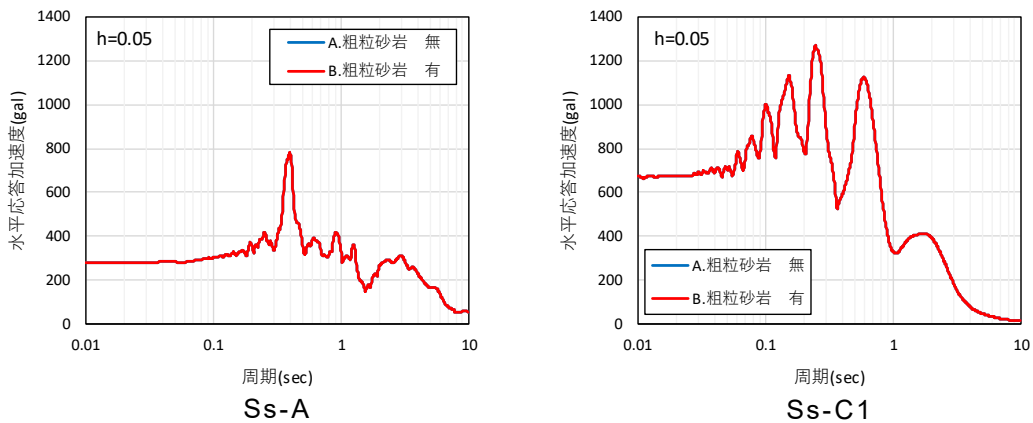
A. 粗粒砂岩 無 (A)

B. 粗粒砂岩 有 (B)

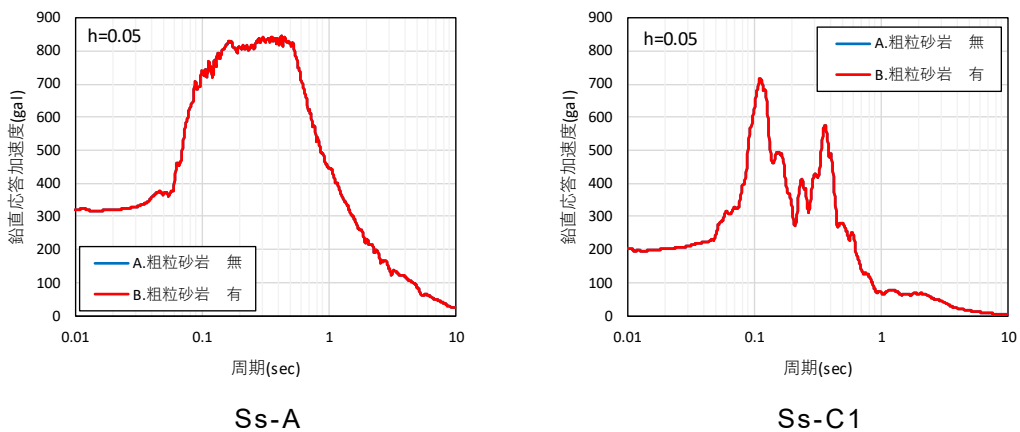
第3.5-1図 設計モデル(A:粗粒砂岩 無)と
確認用モデル(B:粗粒砂岩 有)

(2) 確認結果

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



① 地表面の水平加速度応答スペクトル



② 地表面の鉛直加速度応答スペクトル

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

3.6. 基礎梁高さ

地盤面レベル(T. M. S. L 53.0m)から基礎梁の上端レベル(T. M. S. L 53.3m)までの高さ0.3mを平面ひずみ要素でモデル化する場合には、アスペクト比(高さ/幅<5)を考慮し、より小さなメッシュサイズに変更する必要があること、支持架構高さ(■m)に比べ十分に小さく、鉄骨造である支持架構との剛性差も十分に大きい(第3.6-1表参照)ことから、設計モデルでは、合理化し剛梁としてモデル化している。このため、設計モデルにおいて、基礎梁の高さ0.3m分を剛梁としてモデル化することの妥当性について確認する。

第3.6-1表 鉄骨脚部と鉄筋コンクリート基礎のせん断剛性の比較

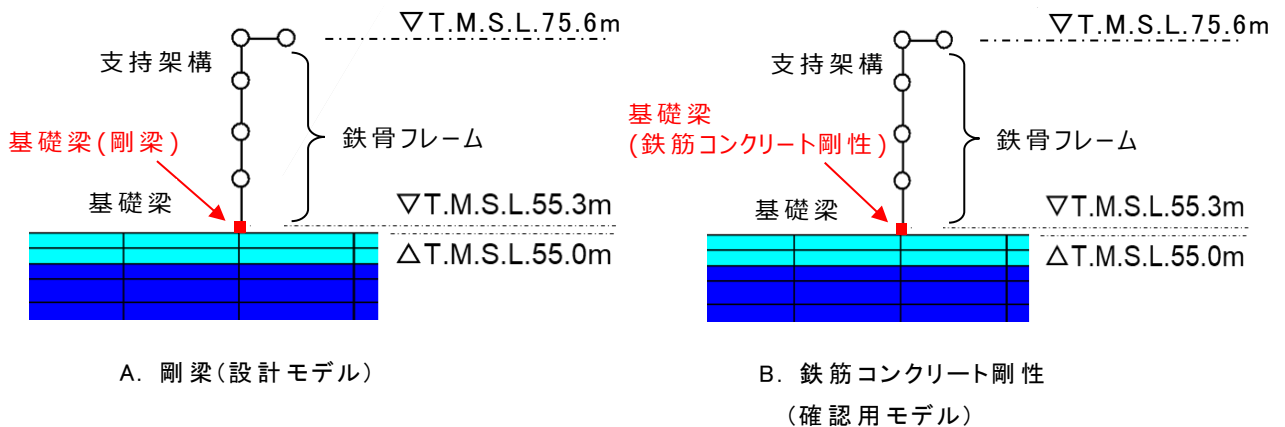
項目		せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (m ²)	高さ H (m)	せん断 剛性 G·As/H (kN/m)
鉄骨	NS方向 【A】	79000	0.1204	0.3	3.17E+07
	EW方向 【B】	79000	0.1203	0.3	3.17E+07
RC	NS&EW方向 【C】	9450	598.1	0.3	1.88E+10
比率 (RC/鉄骨)		NS方向 (【C】 / 【A】)			594
		EW方向 (【C】 / 【B】)			595

(1) 確認方法

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

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

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



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

(2) 確認結果

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

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

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

階層	Ss-A(NS 方向)								
	④基礎部の 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	1.001

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

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

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

階層	Ss-C1(NS 方向)								
	④基礎部の 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	1.001
2 層目	0.94	0.94	1.000
1 層目	0.57	0.57	1.000

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

3.7. 妥当性のまとめ

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

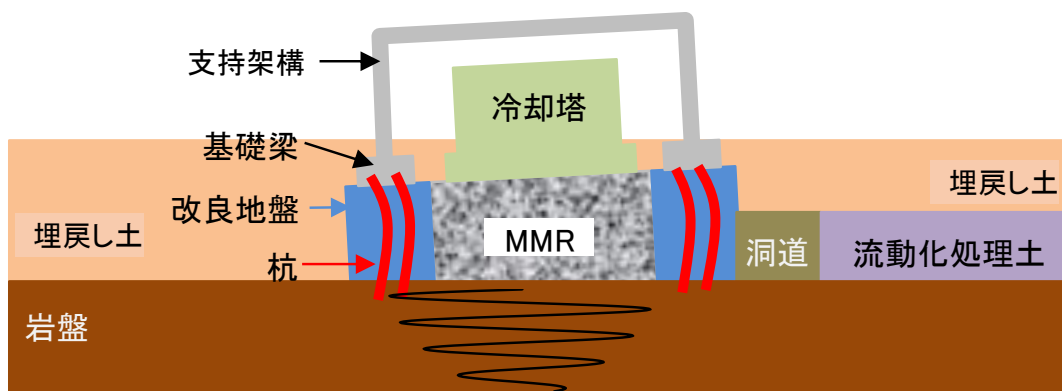
以上のとおり，設計モデルにおいて合理化した各項目について，妥当性を確認した。

4. 設計モデルの保守性の検証(1) 拘束効果(水平方向)

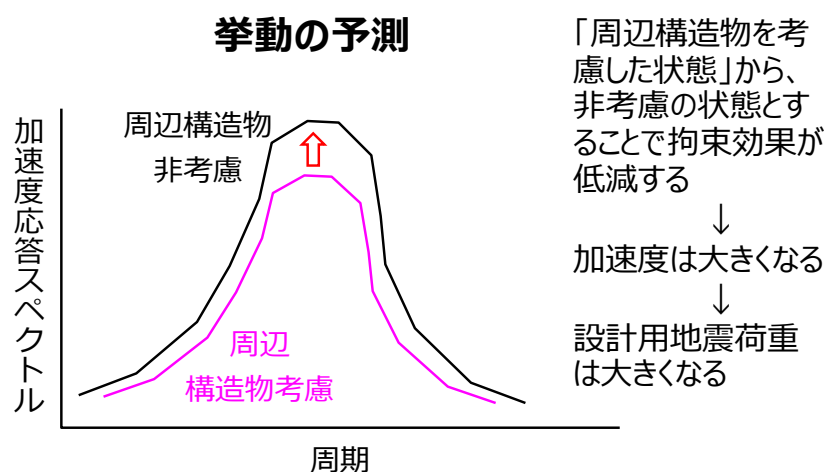
周辺構造物をモデル化対象としない場合，地震挙動を拘束する効果が低下し水平方向の応答値は大きくなると考えられる。このことより設計モデルは，洞道等の周辺構造物を非考慮とし，埋戻し土の地盤物性を用いた。周辺構造物を非考慮とした場合の挙動傾向予測を第 4-1 図に示す。

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，妥当性の検証と同じ地震動，検討断面及び地盤物性を用いて行う。



(a) 飛来物防護ネット架構の周辺構造物の配置概念図



(b) 基礎梁の加速度応答スペクトルの予測

第 4-1 図 周辺構造物を非考慮とした場合の挙動傾向予測

4.1. 周辺構造物

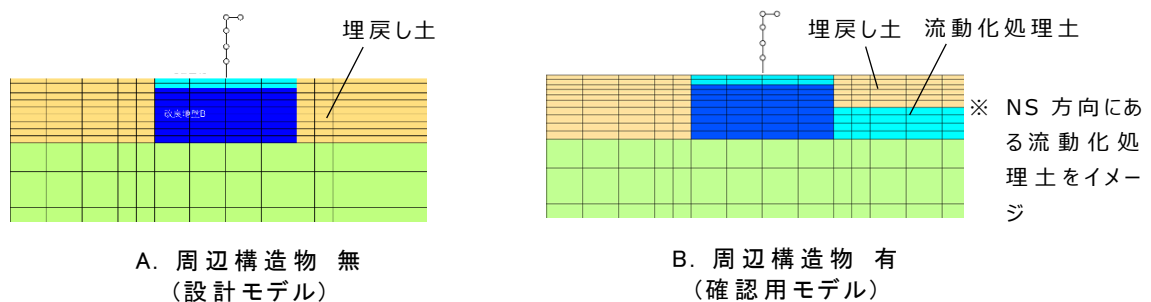
洞道等の周辺構造物については、モデル化せず埋戻し土の地盤物性を用いる場合には、周辺構造物による拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

(1) 確認方法

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

確認する水平応答値は、支持架構への影響を確認するため、以下のとおりとする。

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



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

(2) 確認結果

周辺構造物のモデル化における設計モデル(A：周辺構造物 無)と確認用モデル(B：周辺構造物 有)の水平応答値の比較を第4.1-1表に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて周辺構造物をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。

第4.1-1表 設計モデル(A：周辺構造物 無)と
確認用モデル(B：周辺構造物 有)の水平応答値の比較

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

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

凡例

A：設計モデル

B：確認用モデル

4.2. 杭

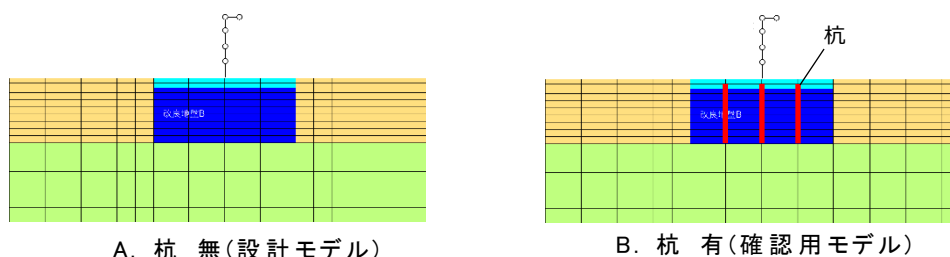
杭については、モデル化せず改良地盤の地盤物性を用いる場合には、杭の剛性及び根入れを無視することにより拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認する。

(1) 確認方法

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

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

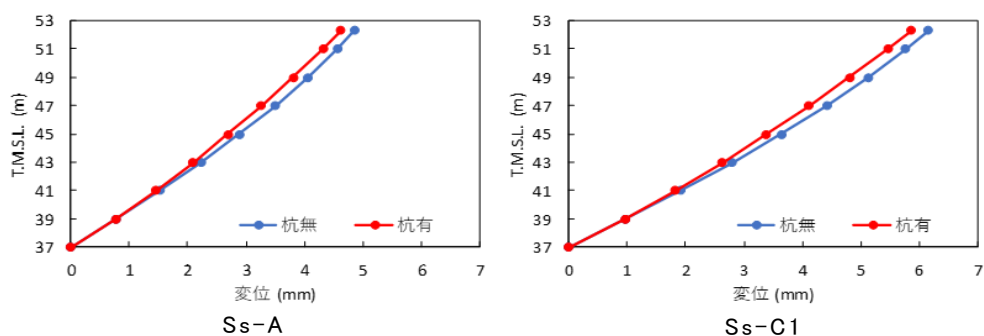
- ① 改良地盤の変形量
- ② 支持架構各層の層せん断力
- ③ 屋根部の付加曲げ
- ④ 軸ひずみ



第4.2-1図 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)

(2) 確認結果

杭のモデル化における設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答の比較を第 4.2-2 図及び第 4.2-1 表に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて杭をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。



①改良地盤の最大相対変位量

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

第 4.2-1 表 設計モデル(A：杭 無)と確認用モデル(B：杭 有)の応答の比較

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

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

凡例
A：設計モデル
B：確認用モデル

4.3. MMR

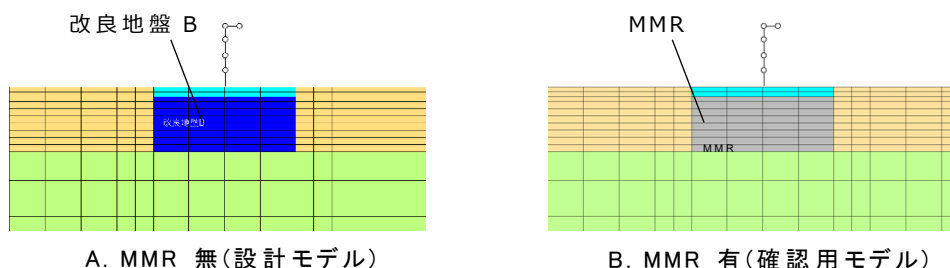
MMR については、モデル化せず改良地盤の地盤物性を用いる場合には、地盤の剛性が低く評価され拘束効果が低下するため、地震時における水平応答が大きくなると考え、設計モデルでは保守的にモデル化していない。このため、設計モデルにおいて MMR をモデル化せずに改良地盤の地盤物性を用いることの水平応答の保守性について確認する。

(1) 確認方法

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

確認する水平応答値は、MMR が直接作用する基礎梁への影響を確認するため、以下のとおりとする。

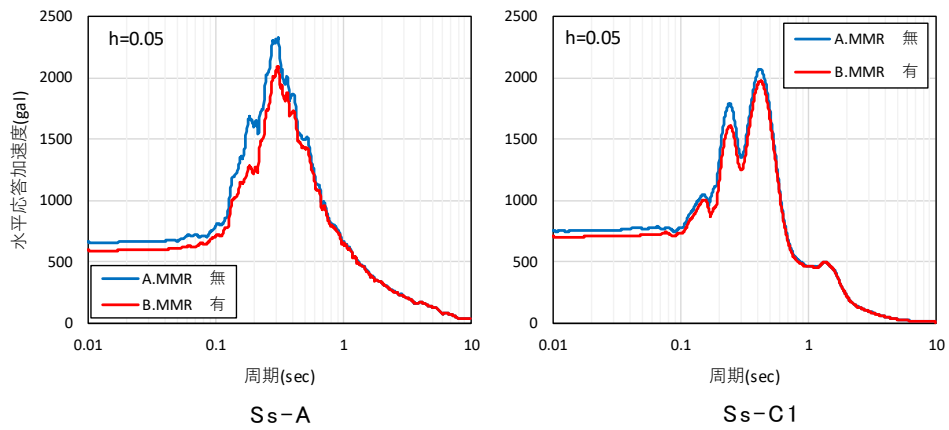
① 基礎梁部の水平加速度応答スペクトル



第 4.3-1 図 設計モデル(A: MMR 無)と確認用モデル(B: MMR 有)

(2) 確認結果

MMR のモデル化における設計モデル (A : MMR 無) と確認用モデル (B : MMR 有) の水平応答値の比較を第 4.3-2 図に示す。影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて MMR をモデル化しないことの水平応答の保守性について確認した。



① 基礎梁部の水平加速度応答スペクトル

第 4.3-2 図 設計モデル (A : MMR 無) と
確認用モデル (B : MMR 有) の応答値の比較

4.4. 拘束効果(水平方向)のまとめ

設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した周辺構造物、杭及びMMRについて、設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる水平応答値が概ね同等又は保守的であることにより、水平応答の保守性を確認した。

以上のとおり、設計モデルにおいて拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した各項目について、水平応答の保守性を確認した。

5. 設計モデルの保守性の検証(2) 鉛直応答への影響

5.1. 影響の確認

4章では、拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した各項目について、水平応答の保守性を確認したものの、鉛直応答については、保守的とならない可能性がある。このため、拘束効果(水平方向)の低下に着目し設定した各項目について、鉛直応答への影響を確認する。

(1) 確認方法

鉛直応答の保守性については、4章の各項目で用いた設計モデルと確認用モデルを比較し、影響を及ぼすと考えられる鉛直応答値が概ね同等又は保守的であることにより確認する。

周辺構造物及び杭において確認する鉛直応答は、支持架構への影響を確認するため、屋根部の鉛直加速度とする。また、MMRにおいて確認する鉛直応答は、基礎梁への影響を確認するため、基礎梁上端の加速度応答スペクトルとする。

(2) 確認結果

周辺構造物、杭及びMMRのモデル化における設計モデルと確認用モデルの鉛直応答値の比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。周辺構造物については、影響を及ぼすと考えられる鉛直応答が保守的とならないことを確認した。一方、杭及びMMRについては、影響を及ぼすと考えられる鉛直応答が概ね同等又は保守的であることから、設計モデルにおいて杭及びMMRをモデル化しないことの鉛直応答の保守性について確認した。

■ 周辺構造物，杭

第 5.1-1 表 応答値比較表

(a) 周辺構造物

階層	A：周辺構造物 無，B：周辺構造物 有					
	S _S -A(NS 方向)			S _S -C1(NS 方向)		
	(3)屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(3)屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	1008	1032	1.024	614	646	1.053

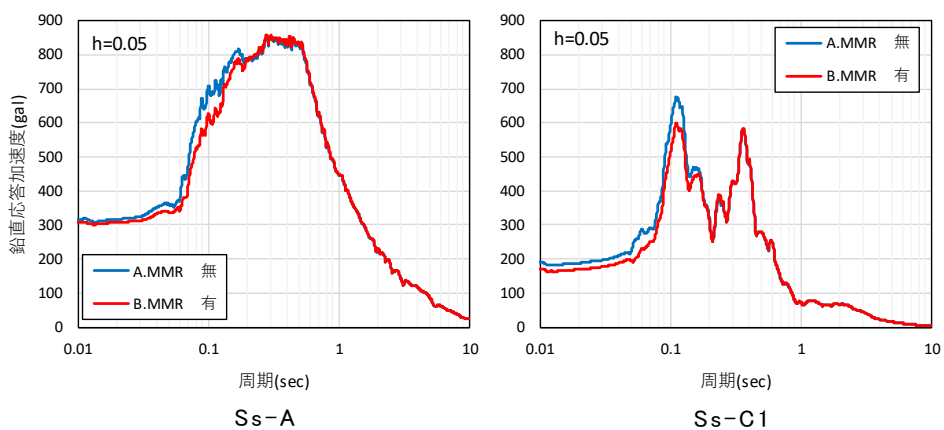
注記 朱書きの比率は 1.000 を超えたものを示す。

(b) 杭

階層	A：杭 無，B：杭 有					
	S _S -A(NS 方向)			S _S -C1(NS 方向)		
	(3)屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)			(3)屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	1008	1004	0.996	614	613	0.999

注記 朱書きの比率は 1.000 を超えたものを示す。

■ MMR



第 5.1-1 図 基礎梁上端の加速度応答スペクトル(鉛直)

5.2. 要因の推定

第 5.2-1 表に水平方向地震力によるロッキングが屋根部の鉛直応答へ影響を与える場合の状況を示す。第 5.2-1 表の No.3 のようなロッキング挙動が屋根部の鉛直加速度に影響するケースを整理したものを第 5.2-2 表に示す。

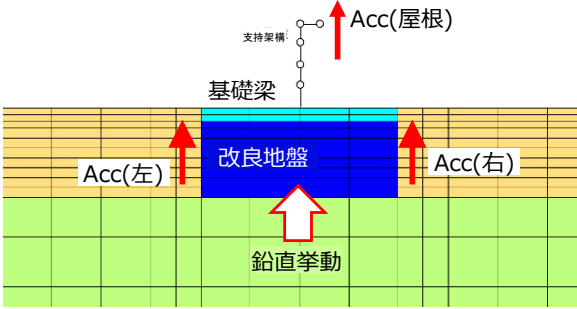
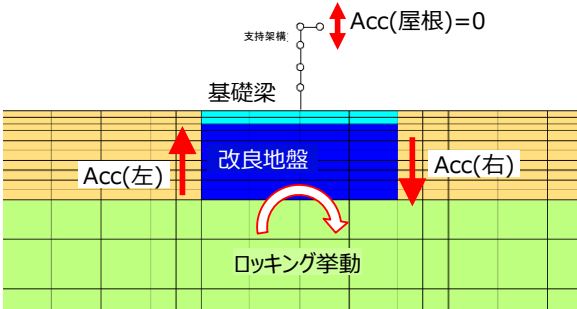
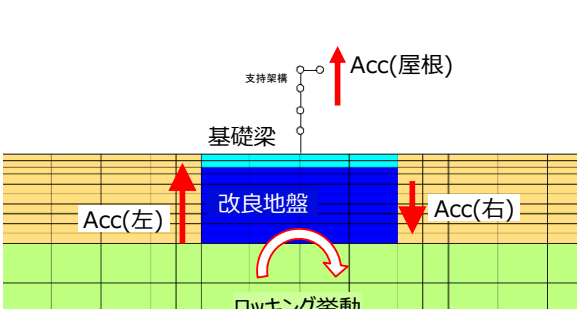
5.1 項において周辺構造物が屋根部の鉛直加速度に影響を与えた理由は、左右非対称の地盤にロッキング挙動が生じた際に、改良地盤の左右端の鉛直加速度に差異が生じ、その差が屋根部の鉛直加速度を付加したものと考えられる。

第 5.2-2 表の(ア)に示す周辺構造物の存在は屋根部の鉛直加速度に影響を与えていることが確認されている。

第 5.2-2 表の(イ)に示す改良地盤と埋戻し土の物性値の差、あるいは液状化状態の差については、埋戻し土の剛性が改良地盤に対して明らかに低いため、影響は小さいと考えられる。

第 5.2-2 表の(ウ)に示す偏心の影響については、設計モデルが支持架構をモデル中央部に一軸でモデル化しているのに対し実際の支持架構は基礎梁を跨いだ門型のフレーム構造であり、フレームでのモデル端部の応答の方が、設計モデルにおける中央部の応答より大きくなることが考えられる。

第 5.2-1 表 改良地盤の挙動と屋根部の鉛直加速度の影響について

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

第 5.2-2 表 ロッキング挙動が屋根部の鉛直加速度に影響するケース

記号	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)	改良地盤の左右の埋戻し土の物性値が異なる，又は液状化状態に差がある等，剛性に明らかな相違が生じる場合
(ウ)	(ア)，(イ)での場合の鉛直応答に加え，支持架構の位置が，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

5.3. 鉛直確認モデルによる確認

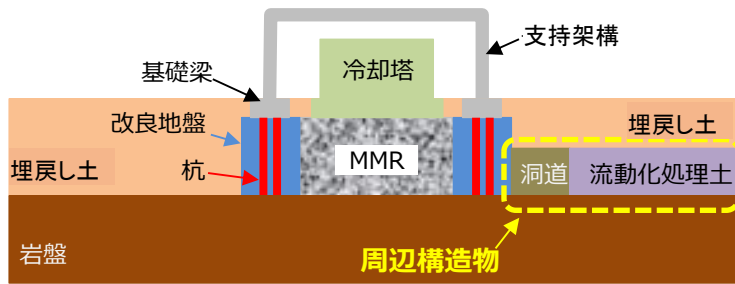
5.3.1. 確認方法

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する。解析モデルと周辺構造物の関係による鉛直応答を第 5.3.1-1 図に、鉛直確認モデルを第 5.3.1-2 図に示す。

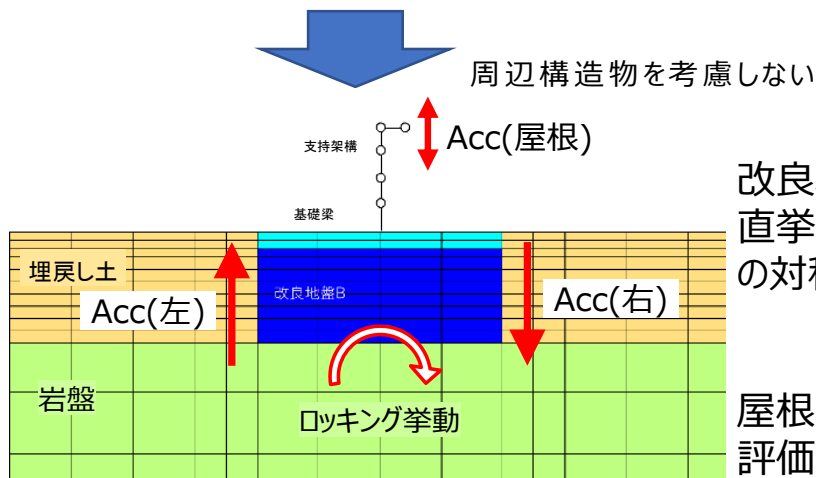
鉛直応答には改良地盤の左右の鉛直挙動の相違が影響するため、鉛直確認モデルは拘束効果のうち改良地盤の左右に非対称性を有する周辺構造物を考慮し、支持架構のモデルに 1 軸の質点系モデルに代えて門型タイプを採用する。

全地震動を対象に設計モデルを用いて応答値を求めた結果、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(以下、「代表波」という。)。設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)との屋根部の鉛直加速度の比較により検討する。

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。



概略断面図



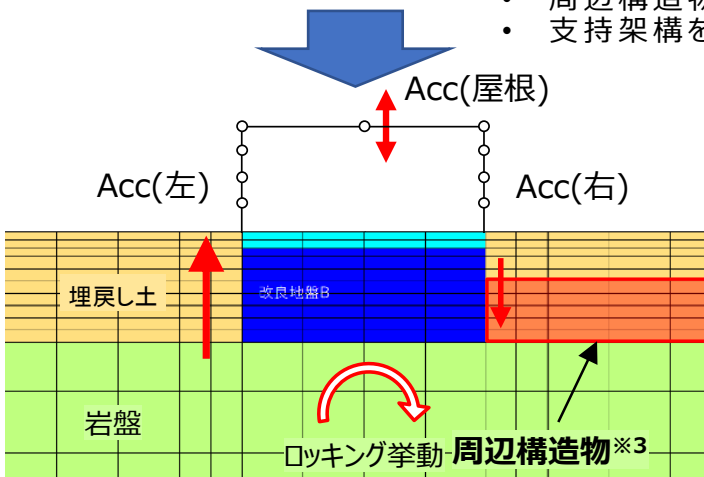
改良地盤の左右の鉛直挙動が、周辺地盤の対称性で相殺※1

屋根部の応答が過小評価となる

※1 仮に $Acc(左) = Acc(右)$ であれば相殺され $Acc(屋根) = 0$ となる

設計モデル

- ・ 周辺構造物を考慮する。
- ・ 支持架構を門型モデルとする。



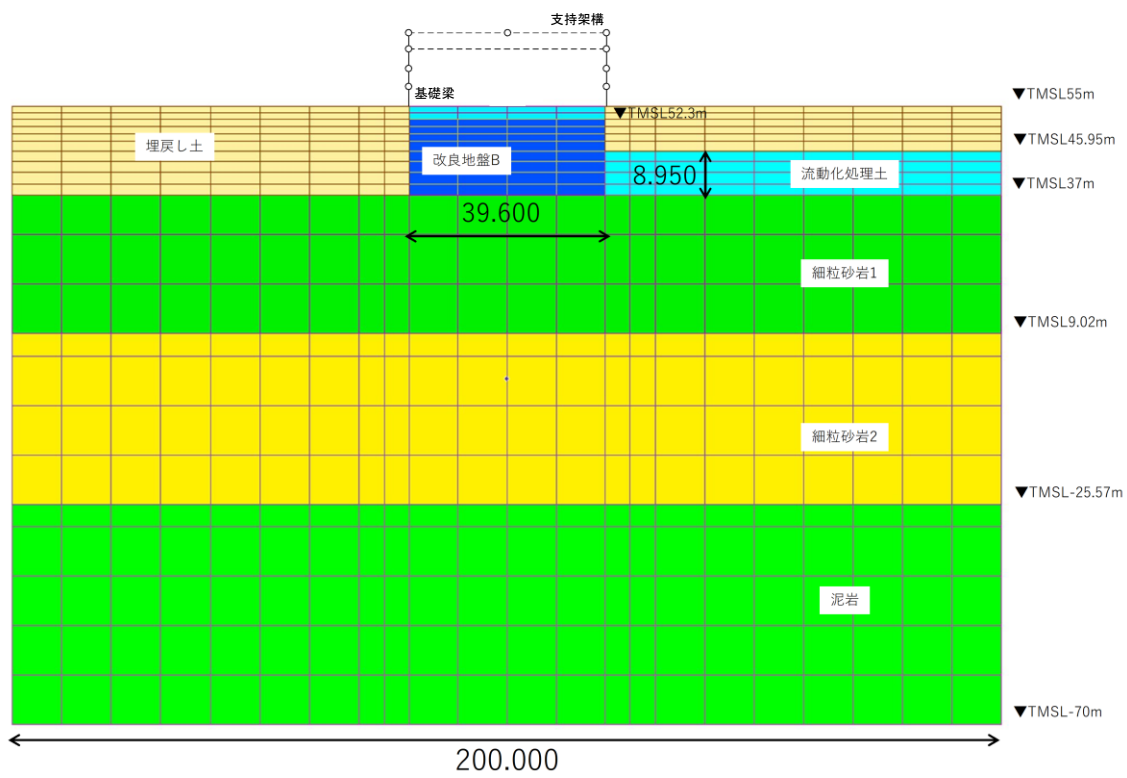
地盤の左右の非対称性を考慮したモデルで確認※2

※2 左右端のAccに差がある場合、その差がAcc(屋根)に付加される

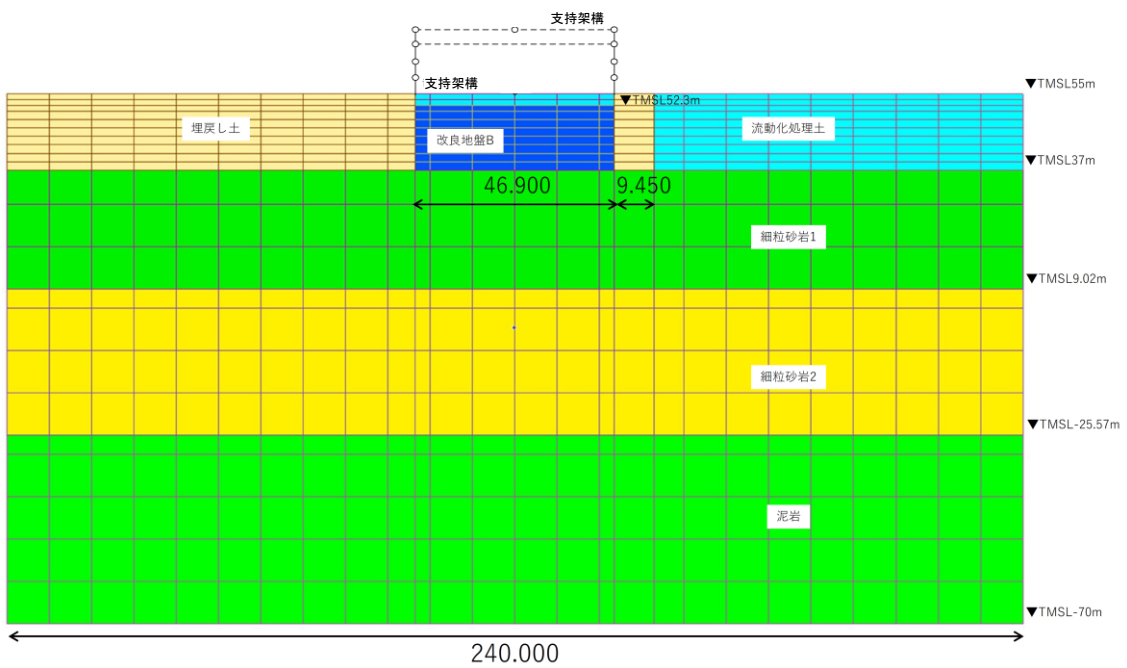
※3 洞道に比べ剛性の高い流動化処理土の物性を設定

鉛直確認モデル

第 5.3.1-1 図 周辺構造物の考慮の有無による鉛直応答への影響



(a) NS 方向



(b) EW 方向

第 5.3.1-2 図 鉛直確認モデル

5.3.2. 確認結果

第 5.3.2-1 表に代表地震動に対する応答値(屋根部の鉛直加速度)の比較を示す。また、第 5.3.2-1 図に Ss-C1 における NS 断面の基礎上端レベルにおける鉛直加速度の応答スペクトル及び時刻歴を示す。

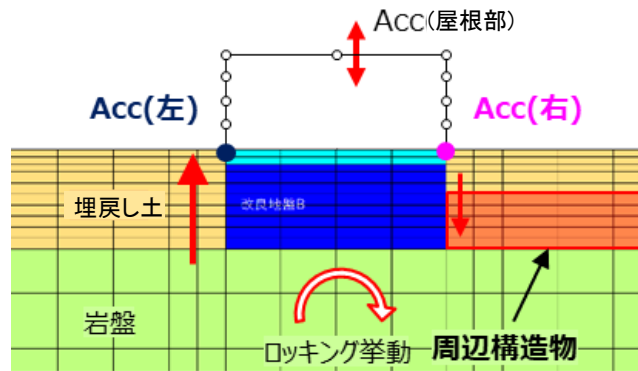
第 5.3.2-1 表より、Ss-C1 に対し、設計モデル(A)と鉛直確認モデル(B)の比率 B/A は EW 方向で最大で 1.37 倍となっている。これは、EW 方向の鉛直確認モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。なお、NS 断面での最大値も Ss-C1 で発生している。このことより、設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は、「周辺構造物のモデル化」及び「支持架構のモデル化」によるロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

また、第 5.3.2-1 図より、Ss-C1 における鉛直確認モデルの左右端の鉛直加速度が異なっていることが確認できる。

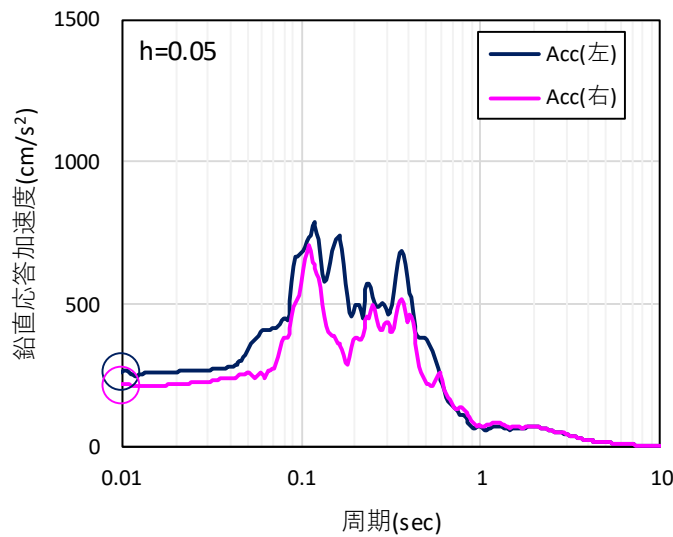
以上のことから、屋根部の鉛直加速度において設計モデルで過小評価となることは支持架構のモデル化と周辺構造物のモデル化の違いによる影響であることを確認した。

第 5.3.2-1 表 屋根部の鉛直加速度の比較

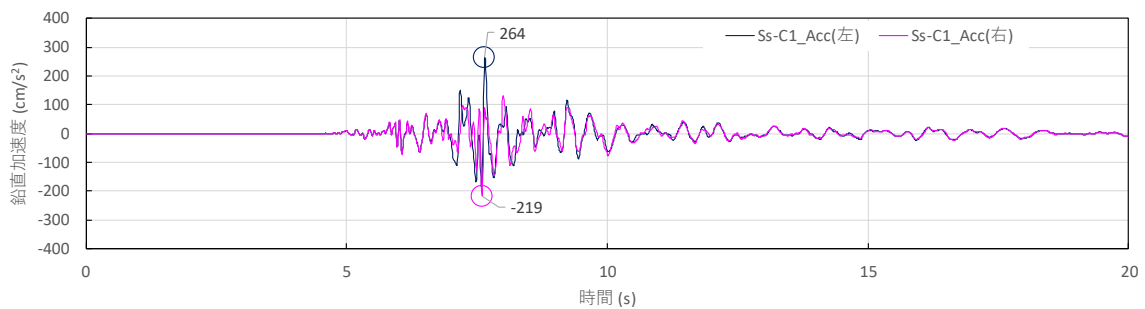
No.	地震波	屋根部の鉛直加速度 (cm/s ²)				比率 (B/A)	
		A : 設計モデル		B : 鉛直確認 モデル			
		NS	EW	NS	EW	NS	EW
I	Ss-A	1008	1018	1049	1073	1.05	1.06
II	Ss-C1	614	586	669	799	1.09	1.37
III	Ss-C2	1205	1152	1215	1344	1.01	1.17



(a) 解析モデル図(鉛直確認モデル)



(b) 応答スペクトル図



(c) 加速度時刻歴図

※ 応答値は, NS 方向の S_S-C1 の値

第 5.3.2-1 図 基礎上端レベルにおける鉛直加速度の比較

5.3.3. 考察

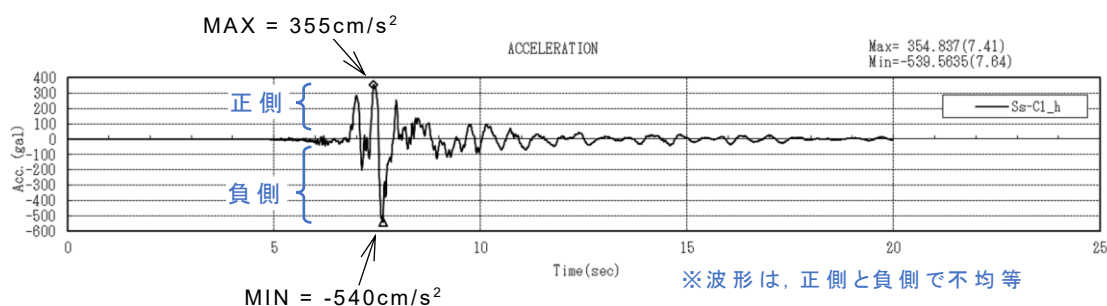
設計モデルと鉛直確認モデルの比率の最大値は、第 5.3.2-1 表より S_s-C1 の EW 断面で 1.37 であった。

S_s-C1 で最大となった要因として、波の「非対称性」と「周期特性」が考えられる。第 5.3.3-1 図に水平方向の加速度時刻歴 (S_s-C1) を示す。

S_s-C1 は、正側と負側で不均等なパルス的な波形であり、最大・最小の比が 1.52 倍 (=540/355) 以上あることが特徴である。

また、S_s-C1 の加速度応答スペクトルのピークは約 0.25 秒で生じており、施設のロッキング周期(約 0.25 秒)とほぼ同一であり、ロッキング挙動が他の波に比べ、励起されたものと思われる(その他の大きなピークは約 0.42 秒で生じ、施設の 1 次モードに近い周期となっている)。

このことから S_s-C1 の特性(「非対称性」及び「周期特性」)が屋根部の鉛直加速度の比率に影響した可能性がある。



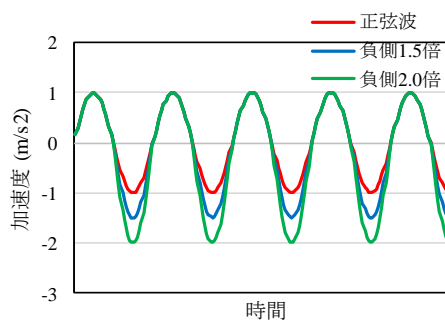
第 5.3.3-1 図 水平方向の加速度時刻歴 (S_s-C1)

5.3.4. 考察を踏まえた追加検討

(1) 検討方法

波の非対称性については、設計モデル及び鉛直確認モデルを用いて、第5.3.4-1 図に示すような、正負の非対称性を設けた実地震動のような特異性を有さない正弦波(水平のみ)を入力としたときの屋根部の鉛直加速度について追加分析した。

なお、検証に用いる正弦波については屋根部で差異の大きかった波であるSs-C1に着目し、その卓越周期近傍の0.42秒、0.25秒とした場合に加え、これらの周期から外れた0.10秒とした波を設定した。なお、0.25秒は屋根部に与える影響の大きい固有周期近傍であり、0.42秒は施設全体の1次モードの固有周期近傍である。



第 5.3.4-1 図 左右非対称性を設けた入力波

(2) 検討結果

屋根部の最大鉛直加速度を第 5.3.4-1 表～第 5.3.4-3 表に示す。本結果は、波の非対称性に関する分析が主目的のため、繰り返し载荷に伴う液状化の発生による影響を除外する目的で、屋根の鉛直加速度の最初の 1 サイクル(周期)の最大値を記載している。

「非対称性」について以下の結果が得られた。

- ・ 0.42 秒, 0.25 秒に合わせた正弦波で加振した結果, 設計モデルでは波の「非対称性」に伴う屋根部の鉛直加速度の明確な違いは現れなかった。
- ・ 一方, 鉛直確認モデルでは, 0.42 秒, 0.25 秒に合わせた正弦波で加振した結果, 正弦波と負側 2.0 倍加振ではそれぞれ, 0.05m/s^2 , 0.04m/s^2 の差異が生じ, 波の「非対称性」に伴う屋根部の鉛直加速度の違いを確認した。

また, 「周期特性」について以下の結果が得られた。

- ・ 0.10 秒に合わせた正弦波で加振した結果, その他の 0.42 秒, 0.25 秒に合わせた正弦波で加振した結果と比べ, 設計モデル及び鉛直確認モデルともに小さな応答となり, 「周期特性」に伴う屋根部の鉛直加速度の違いを確認した。
- ・ 0.10 秒に合わせた正弦波で加振した結果より, 鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度は波の若干の「非対称性」による影響が見られるものの, その絶対値はその他の周期の波に比べ, 小さい。従って, 水平・鉛直同時入力での解析において, 水平動の周期の波が施設の「固有周期」より外れた場合には水平のロッキングが屋根部の鉛直加速度に与える影響が, 鉛直動の波が与える影響に比べ, 相対的に小さくなるものと考えられる。

以上の結果より, Ss-C1 で設計モデルと鉛直確認モデルの屋根部の鉛直加速度の比率が大きくなった要因については波の「非対称性」及び「周期特性」であることが考えられる。

第 5.3.4-1 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.42 秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.04
	負側1.5倍	0.04
	負側2.0倍	0.04
鉛直確認モデル	正弦波	0.07
	負側1.5倍	0.09
	負側2.0倍	0.12

第 5.3.4-2 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.25 秒)

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

第 5.3.4-3 表 屋根部の最大鉛直加速度(周期 0.10 秒)

解析モデル	入力地震動	屋根部の鉛直加速度 (m/s ²)※
設計モデル	正弦波	0.00
	負側1.5倍	0.00
	負側2.0倍	0.00
鉛直確認モデル	正弦波	0.01
	負側1.5倍	0.02
	負側2.0倍	0.02

5.4. 部材設計への影響確認

5.4.1. 鉛直応答の影響度

(1) 支持架構

a. 確認方法

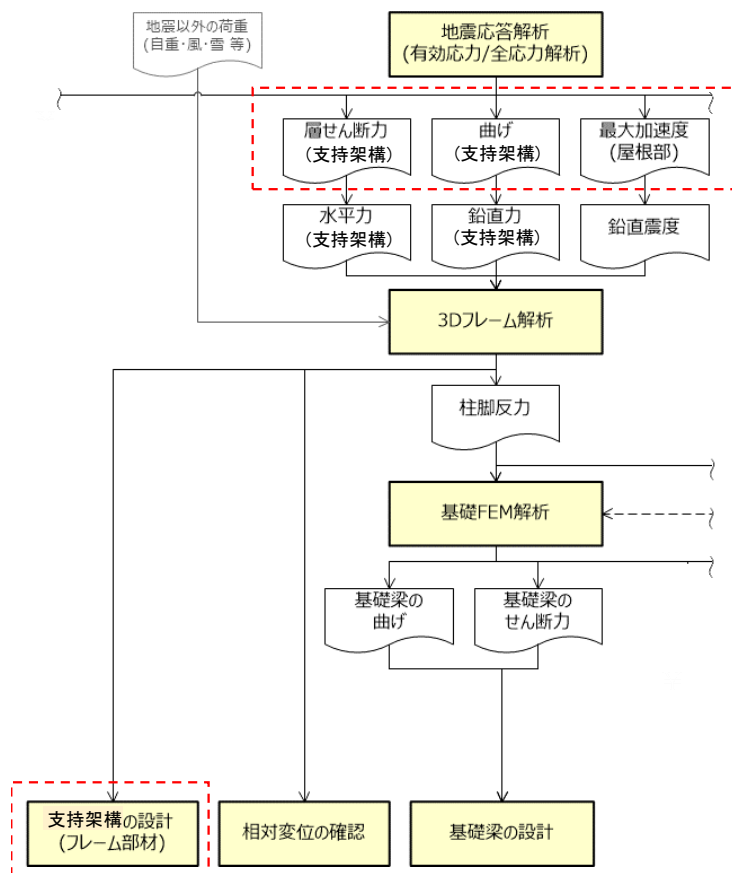
鉛直加速度の支持架構への影響について確認する。

地震応答解析から支持架構の設計までを示した設計フロー図(抜粋)を第 5.4.1-1 図に示す(「参考資料 設計モデル及び検証用モデルの解析条件について」に示す設計フロー図の抜粋)。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。屋根部の鉛直加速度である地震荷重(鉛直成分)が、支持架構の設計に与える影響確認は、以下のように実施する。

- ・設計モデルに対し、地震荷重の各方向成分(「A. 水平」/「B. 回転」/「C. 鉛直」)及び「D. 地震以外」が、それぞれ個別に作用した際の検定比を算出する。
- ・各成分の検定比を、水平成分の検定比で除したものを表のカッコ内に示す。分子である各成分の検定比を1とした際に、分母である水平成分の検定比が何倍になるかを表している。
- ・波及的影響を評価する水平変形に影響する部材は、フレーム部材のうち柱・大梁であることから、これらの部材を対象に確認する。

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

地震以外の荷重を含めて第 5.4.1-1 表に整理する。



第 5.4.1-1 図 設計フロー図 (抜粋)

第 5.4.1-1 表 荷重の分類

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

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

b. 確認結果

第 5.4.1-2 表に，設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比を，地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を示す。

この結果，C.鉛直成分の検定比は，A.水平成分の検定比に対して柱が 1/38，大梁が 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.回転成分の検定比についても，A.水平成分の検定比に対して柱が 1/1445，大梁が 1/13330 であり，B.回転成分の設計への影響は小さいことを確認した。

第 5.4.1-2 表 設計モデルにおける各成分が負担する各部材の検定比

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

注 1) A～C は地震荷重の各成分

注 2) 各検定値は，全波の NS/EW の最大となる数値を採用

注 3) 屋根部の鉛直加速度である地震荷重(鉛直成分)が，支持架構の設計に与える影響確認は，以下のように実施する。

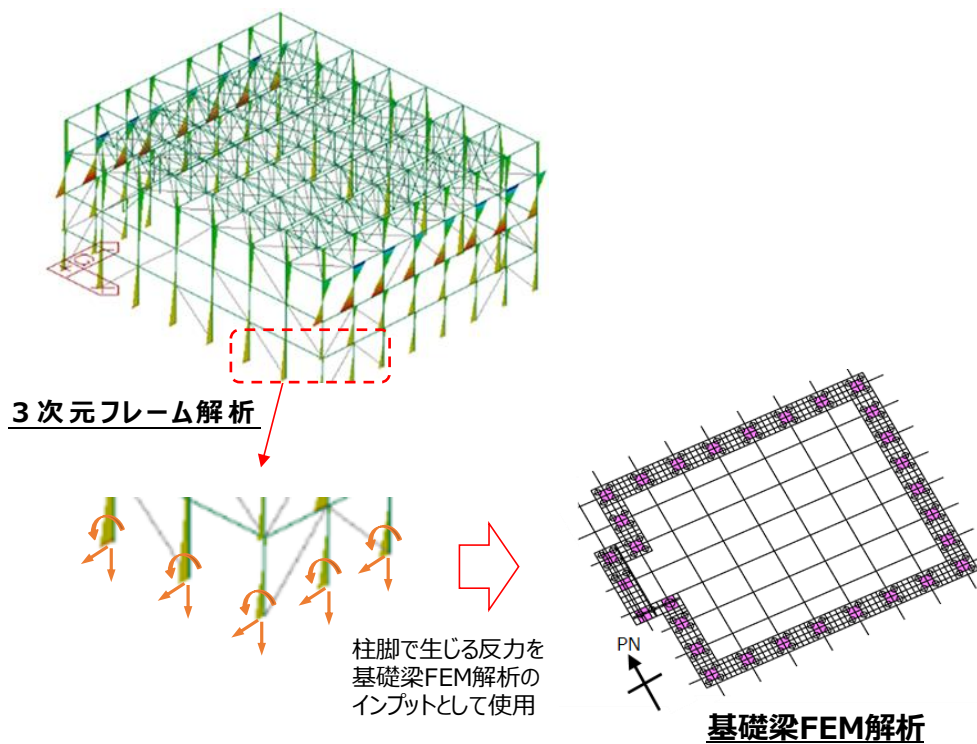
- ・ 設計モデルに対し，地震荷重の各方向成分(A. 水平/B. 回転/C. 鉛直)及び D. 地震以外が，それぞれ個別に作用した際の検定比を算出する。
- ・ 各成分の検定比を，水平成分の検定比で除したものを表の()内に示す。分子である各成分の検定比を 1 とした際に，分母である水平成分の検定比が何倍になるかを表している。
- ・ 波及的影響を評価する水平変形に影響する部材は，フレーム部材のうち柱・大はりである*ことから，これらの部材を対象に確認する。
 - ※ 柱・大はり以外のフレーム部材は，屋根トラス(主要な架構面を除く)を構成する部材であるため，水平変形の拘束への直接的影響は小さい。また，当該部材は，許容限界を超える状況となった場合でも，塑性変形は生じても落下には至らず，波及的影響は及ぼさない。よって，本検討の着目要素から除外する。

(2) 基礎梁・杭

a. 確認方法

鉛直加速度の基礎梁・杭への影響について確認する。

基礎梁・杭の設計用応力を求める基礎梁 FEM 解析は，3次元フレーム解析の柱脚反力を地震荷重として使用する。故に，基礎梁・杭に対する影響は，支持架構の柱の状況に依存することとなり，柱の支配的な荷重（水平成分）が，基礎梁・杭に対しても支配的となる（第 5.4.1-2 図参照）。



第 5.4.1-2 図 基礎梁 FEM 解析で入力する地震荷重

b. 確認結果

第 5.4.1-3 表に 3 次元フレーム解析の柱脚反力(鉛直)を，地震荷重の方向成分ごとに比較した結果を，第 5.4.1-3 図に地震荷重と柱脚反力の関係を示す。

この結果，地震荷重の鉛直・回転各成分の寄与率は，水平成分に対して 1/20～1/243 と小さく，水平成分が支配的であることが確認できる。

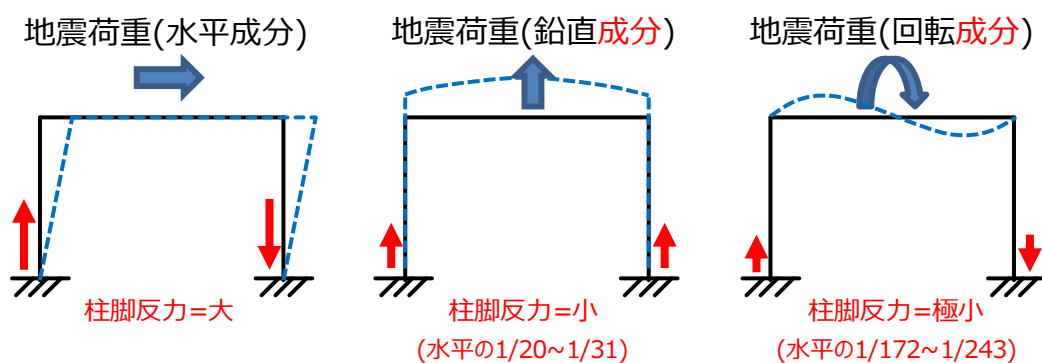
第 5.4.1-3 表 柱脚で生じる最大反力(鉛直方向)

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

注 1) A～Cは地震荷重の各成分

注 2) カッコ内の数値は「A.水平成分」に対する比率

注 3) 地震13波のNS/EWの最大となる数値を採用



第 5.4.1-3 図 地震荷重と柱脚反力の関係

(3) まとめ

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

地震応答解析の結果は, 第 5.4.1-4 表の 7 項目の応答値を地震荷重として設計で使用する。設計に影響の大きい支配的な荷重は, 「水平成分」である。

第 5.4.1-4 表 各設計対象に対する支配的な応答値

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

注記) ○ : 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

5.4.2. 部材設計への影響の確認結果

屋根部の鉛直加速度は、設計モデルでは小さく評価される場合がある。この現象が部材設計に与える影響を、「設計モデル」と「鉛直確認モデル」の比較にて確認する。支持架構への影響確認として、フレーム部材の評価結果を第5.4.2-1表に示す。

施設全体の挙動に影響する柱・大梁については、設計モデルが保守側の設計となっていることが確認できた。Ss-C1のトラス柱・鉛直ブレース・水平ブレースで発生している最大検定値は、「設計モデル＝鉛直確認モデル」の関係であるが、全ての部材の検定値は、損傷に至るまでに十分な余裕がある。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。

第 5.4.2-1 表 フレーム部材の評価結果(最大検定値)

地震波	モデル	柱	大梁	小梁	トラス柱	鉛直 ブレース	水平 ブレース
Ss-A	設計モデル[A]	0.80	0.78	0.77	0.66	0.65	0.28
	鉛直確認モデル[B]	0.75	0.73	0.71	0.62	0.62	0.27
	比率[A/B]	1.07	1.07	1.08	1.06	1.05	1.04
Ss-C1	設計モデル[A]	0.88	0.86	0.86	0.71	0.67	0.29
	鉛直確認モデル[B]	0.85	0.83	0.84	0.71	0.67	0.29
	比率[A/B]	1.04	1.04	1.02	1.00	1.00	1.00

5.5. 鉛直応答への影響のまとめ

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

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

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

施設全体の挙動に影響する柱・大梁の設計モデルによる設計は、鉛直方向の応答が適切に評価できる鉛直確認モデルとの比較により、保守側となっていることを確認した。

鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材(小梁・トラス柱・鉛直ブレース・水平ブレース)の設計モデルによる最大検定値は鉛直確認モデルとの比較により、同等となっており過小評価となっていないこと、全ての部材の検定値は、損傷に至るまでに十分な余裕があることを確認した。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断する。なお、本設計モデルの適用にあたっては、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について十分な余裕を持たせた設計とする。

6. 設計モデルの保守性の検証(3) 地盤剛性の変化の影響

6.1. 影響の確認

6.1.1. 確認方法

埋戻し土の剛性変化に伴い埋戻し土による拘束効果が変化し、応答値の基本的な傾向は非液状化で最小、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。中間状態において地震荷重が最大となる場合には、その地震荷重の変動について詳細に分析し、変動が生じる要因について考察し、設計への影響を検討する。中間状態のイメージ図を第 6.1.1-1 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に試験結果の平均値を使用

状態 b2) 埋戻し土の初期剛性 G_0 に -1σ のものを使用

それぞれの挙動の予測は第 6.1.1-1 図に記載のとおりである。

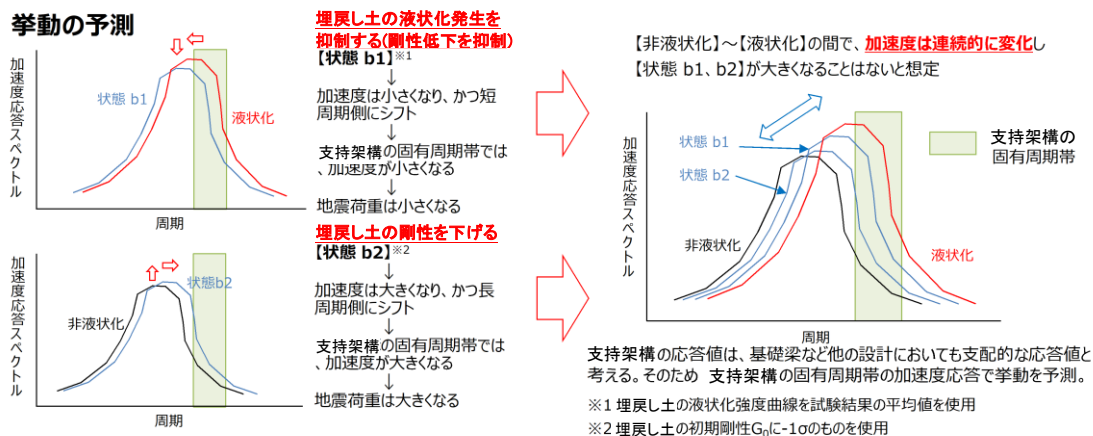
なお、上記については支持架構の応答値が、支持架構・基礎梁・杭の設計において支配的な応答値と考え、支持架構の固有周期帯の加速度応答に着目し、挙動を予測したものである。地震荷重のうち、基礎梁の加速度は短周期側の加速度応答スペクトルの挙動に左右されると予想される。

これらの応答値が地盤剛性の中間状態において特異な挙動を示さないことを確認する。

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等のモデルの挙動を踏まえ、中間状態の設定の妥当性を確認する。

なお、本検討は、設計モデルの妥当性の検証と同じ地震動、検討断面及び地盤物性を用いて行うことを基本とする。

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。第 6.1.1-1 表に【状態 b1】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を、第 6.1.1-2 表に【状態 b2】に使用する埋戻し土のせん断弾性係数を示す。



第 6.1.1-1 図 液状化の中間状態のイメージ図

第 6.1.1-1 表 埋戻し土の液状化特性の物性値 (【状態 b1】)

項目	記号	設定値	単位	
液状化特性	変相角	Φ_p	34.0 度	
	液状化パラメータ	w_1	41.48	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	3.11	-
		S_1	0.005	-

- w_1 : 液状化特性全体を規定するパラメータ
- p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ
- p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ
- c_1 : 液状化発生の下限値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 6.1.1-2 表 埋戻し土の物性値 (【状態 b2】)

項目	記号	設定値	単位
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	G_{ma}	1.833×10^5	kN/m ²

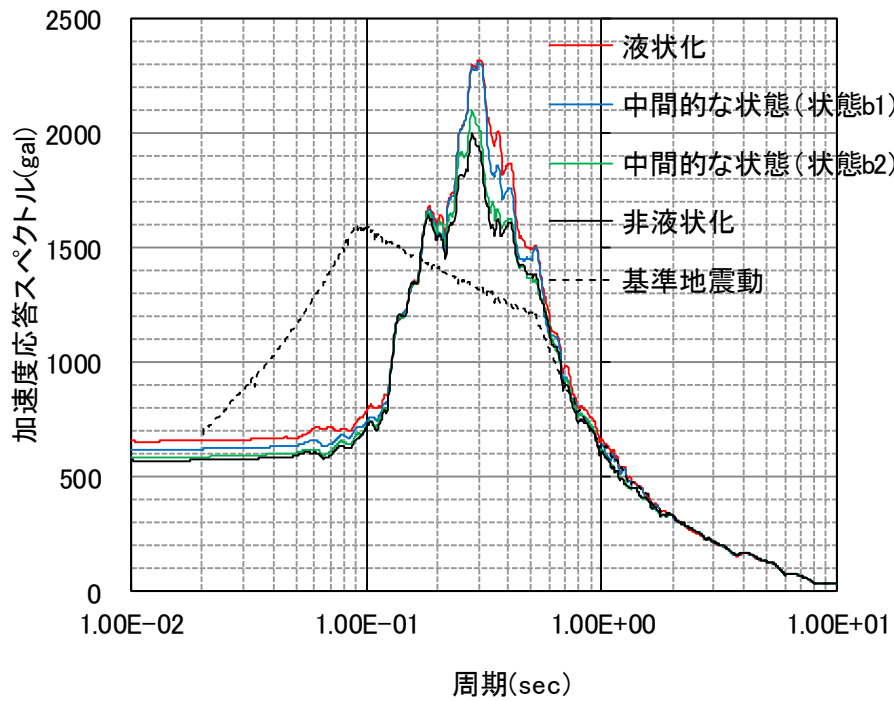
※ポアソン比は基本ケースと同じとする。

6.1.2. 代表波による確認結果

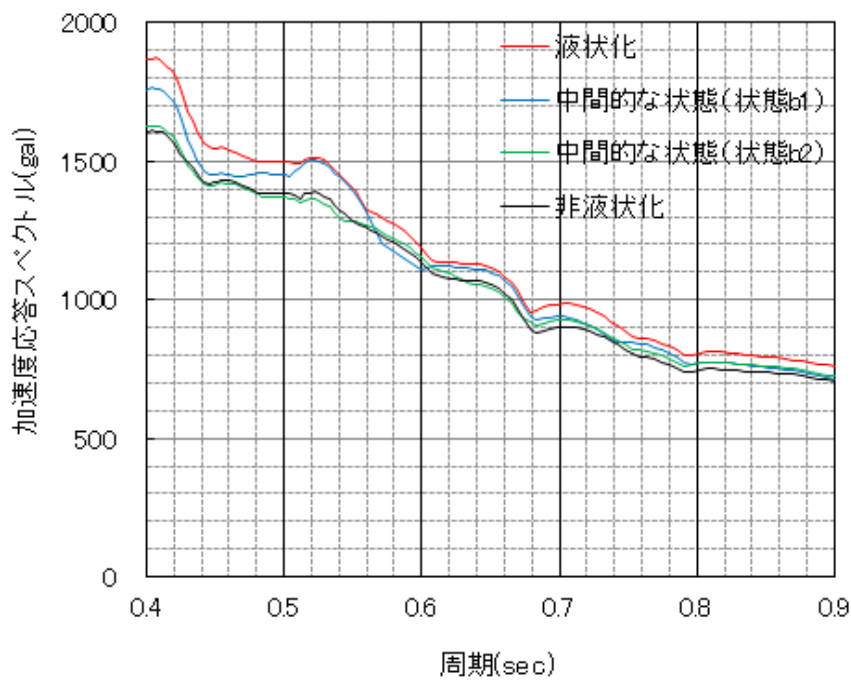
(1) 加速度応答スペクトル

Ss-A 及び Ss-C1 における水平加速度スペクトルを第 6.1.2-1 図及び第 6.1.2-2 図に示す。

Ss-A 及び Ss-C1 において、基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルは、挙動の予測どおり、支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし、Ss-C1 においては、挙動の予測で示したように、短周期側で【非液状化】が最大となっている。このことから、基礎梁の最大水平加速度は加速度応答スペクトルの ZPA 値であるので、地盤の剛性変化が短周期の挙動に影響を与えるなど、すべての応答値が【液状化】で最大とならない可能性がある。

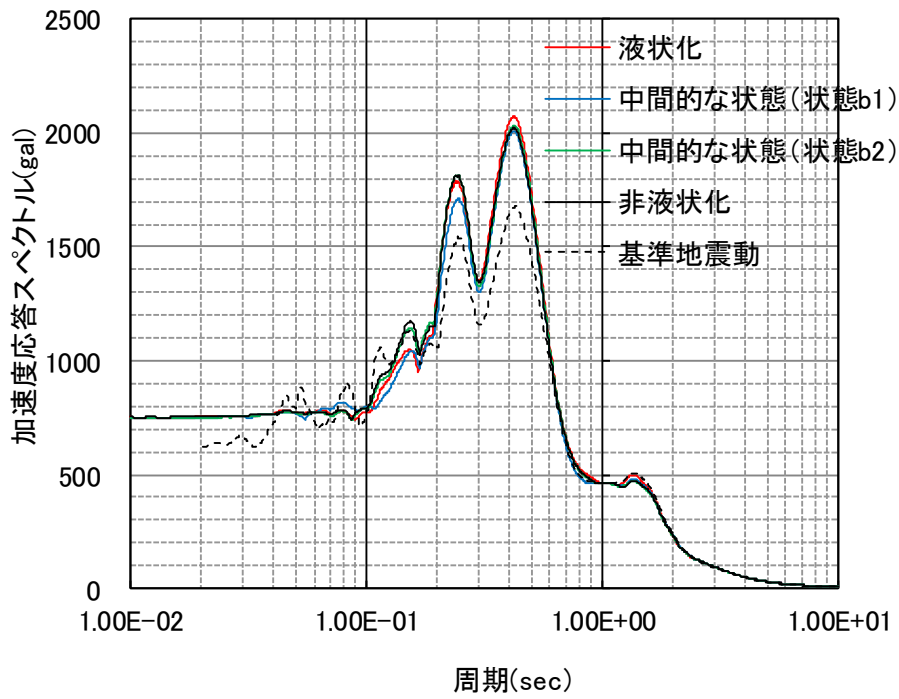


(a) 全体

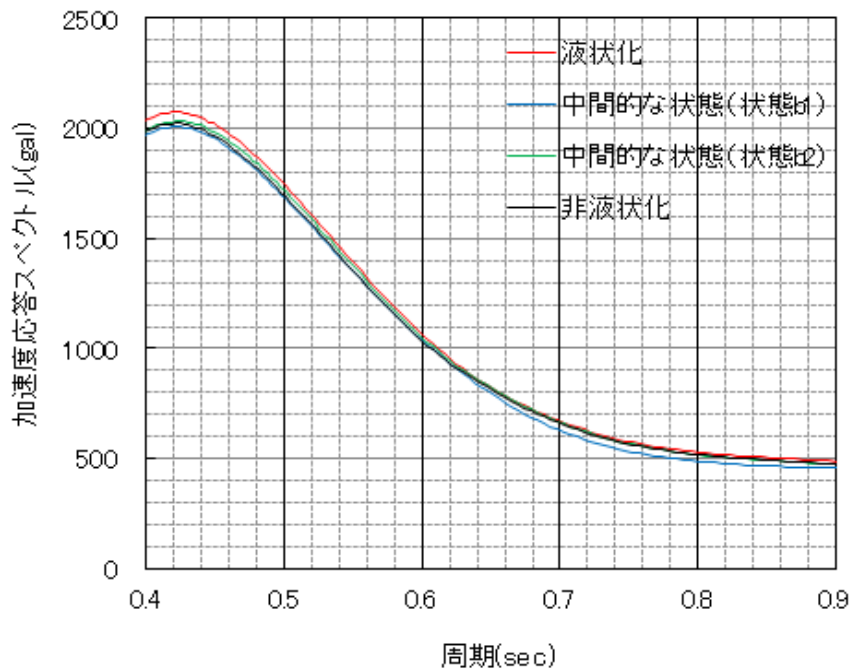


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.2-1 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (S_s-A)



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.2-2 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-C1)

(2) 応答値

応答値の比較表を第 6.1.2-1 表及び第 6.1.2-2 表に示す。S_s-A においては、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順に連続的に推移しており、いずれの地震荷重の応答値も【液状化】で最大となることを確認した。また、鉛直の応答値についても【液状化】で最大となるものの、どの結果も同程度となった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化には影響を受けないためと考える。

S_s-C1 においては、一部の応答値について【状態 b1】が最大となる場合があった。このため、本検討においては地震動 2 波のみならず、全波に対し検討を行い結果を分析することとした。全地震動による確認結果・考察等を後述する(6.1.3., 6.1.4., 6.1.5. 参照)

第 6.1.2-1 表 中間状態における応答値比較表 (S_s-A)

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

注記 朱書き：最大となる応答値

第 6.1.2-2 表 中間状態における応答値比較表 (S_s-C1)

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

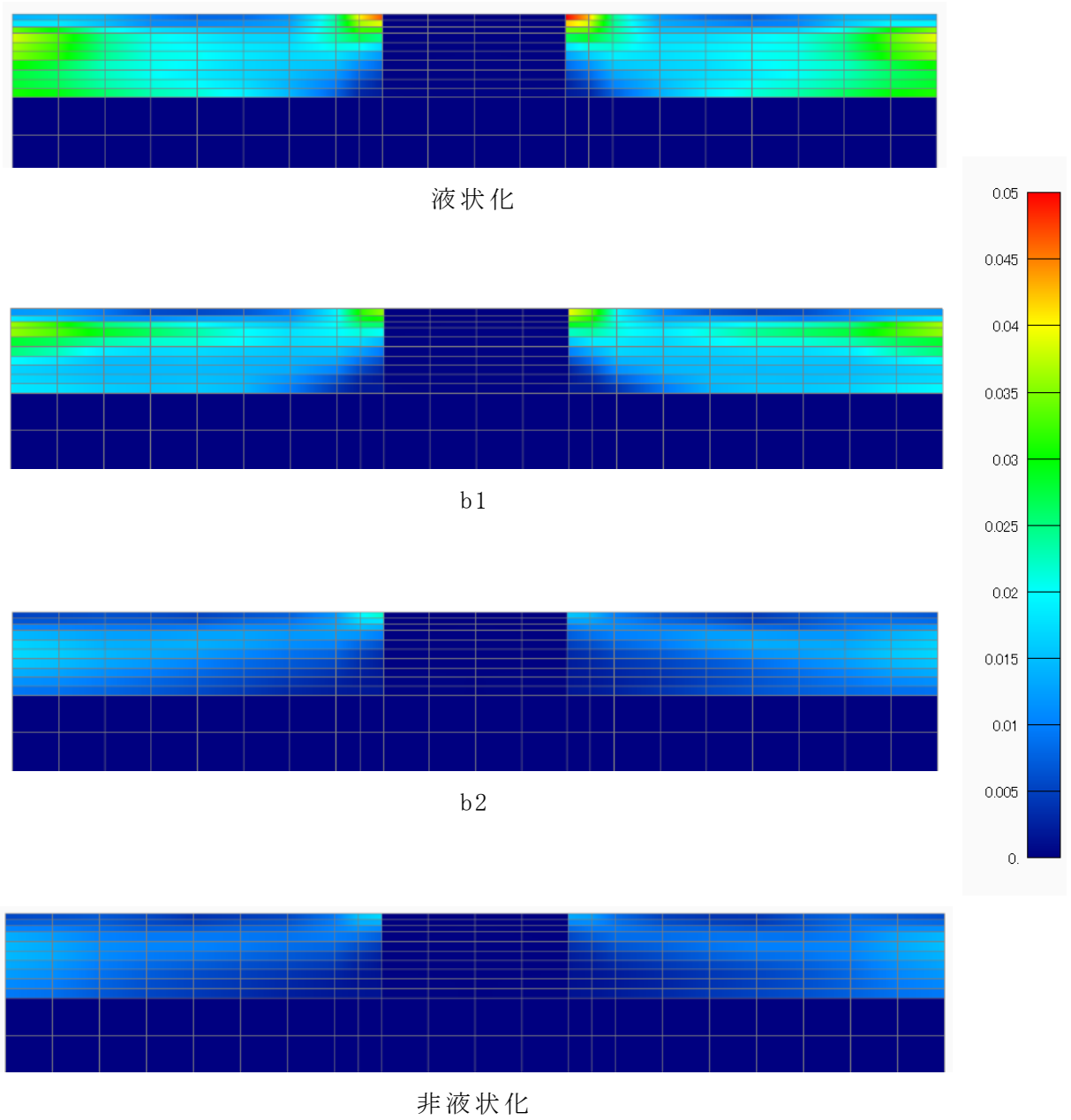
注記 朱書き：最大となる応答値

(3) 地盤応答

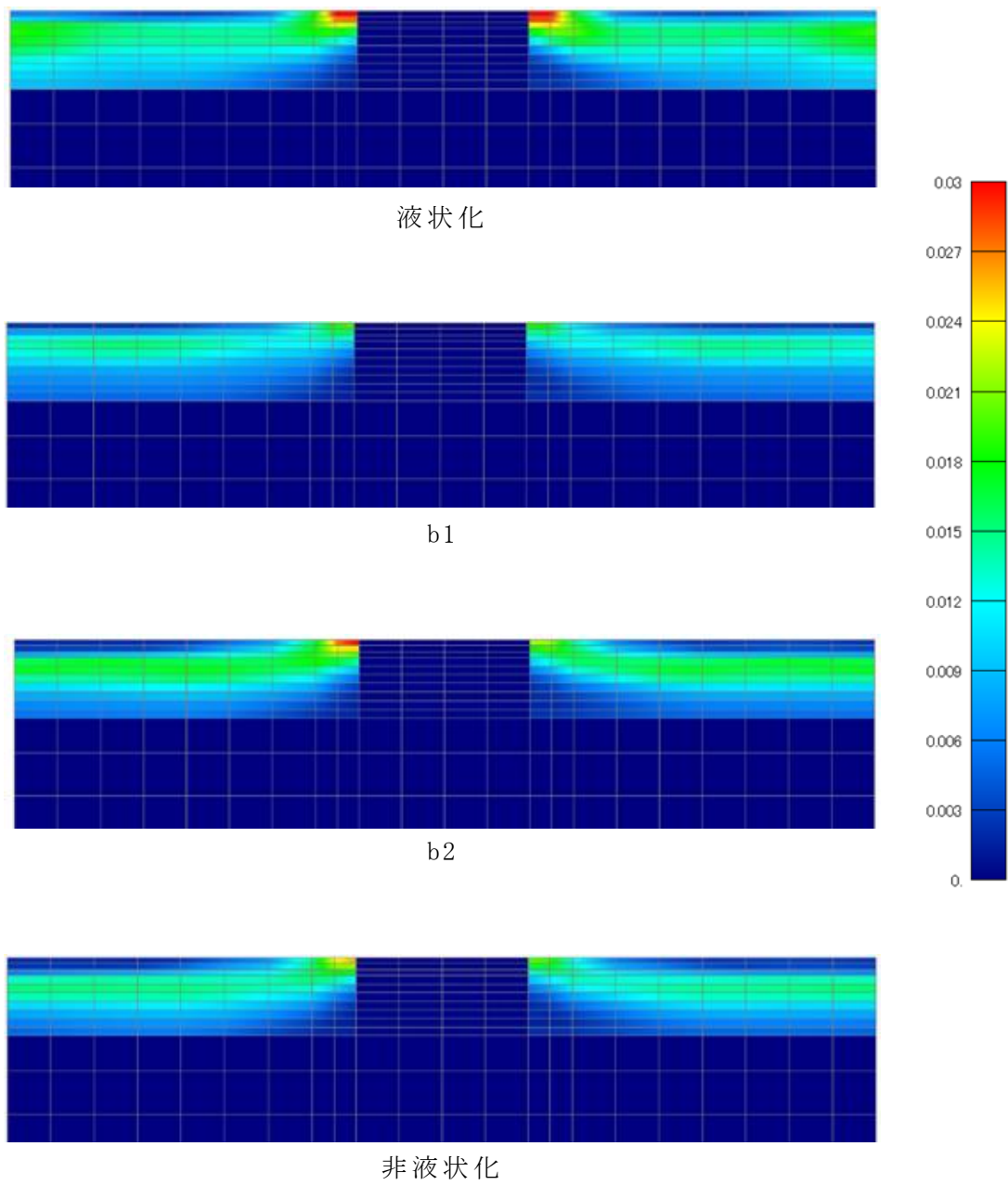
解析モデル全体の応答結果を確認するため、地盤応答の結果について分析を行う。地盤の最大せん断ひずみの最大応答分布を第 6.1.2-3 図及び第 6.1.2-4 図に示す。

Ss-A において、地盤のせん断ひずみは、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、非液状化の順に連続的に推移しており、液状化で最大となることを確認した。Ss-C1 において、地盤の最大せん断ひずみは液状化で最大となった。【状態 b1】においては、第 6.1.2-5 図に示すようにせん断剛性が回復し、最大せん断ひずみは小さくなった。

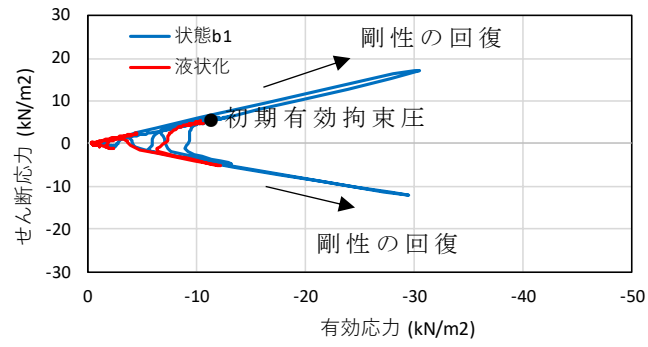
各時間断面における過剰間隙水圧比を第 6.1.2-6 図～第 6.1.2-10 図に示す。どの時間断面においても常に【液状化】の方が【状態 b1】よりも液状化が進行している(過剰間隙水圧比が大きい)ことを確認した。なお、Ss-A においては、継続的に過剰間隙水圧比は上昇し、最終時刻において過剰間隙水圧比 0.95 を全体的に上回った。一方、Ss-C1 においては、瞬間的に増幅する地震動であるため、10 秒加振時において、概ね最終時刻と類似した分布となった。さらに、地震動に非対称性があるため、埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに非対称となった。



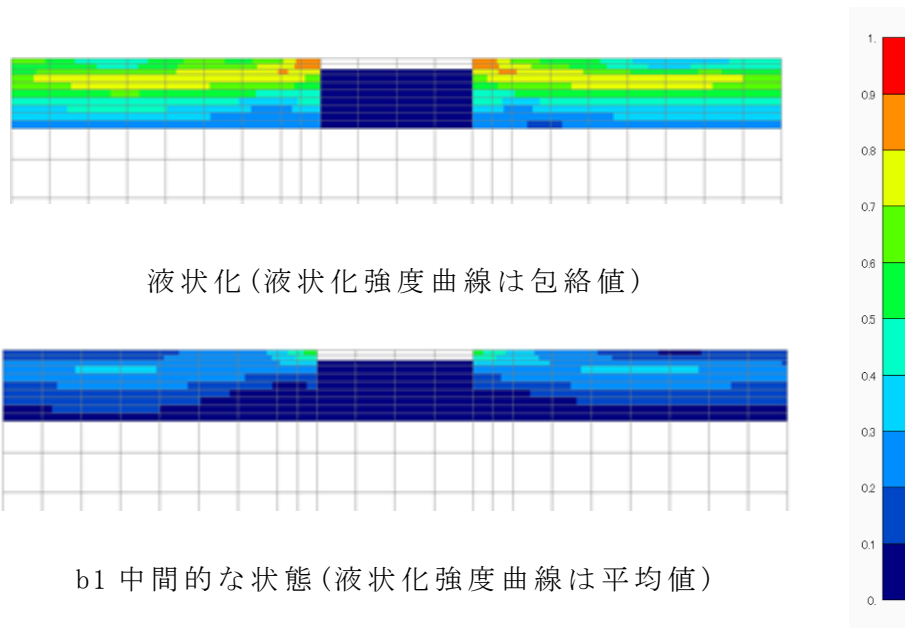
第 6.1.2-3 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-A)



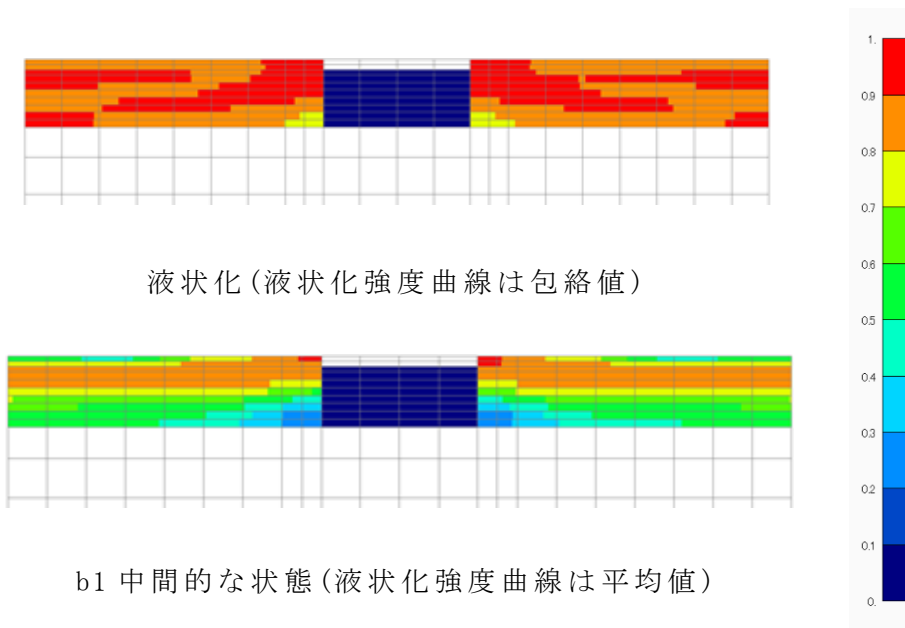
第 6.1.2-4 図 最大せん断ひずみの最大応答分布 (Ss-C1)



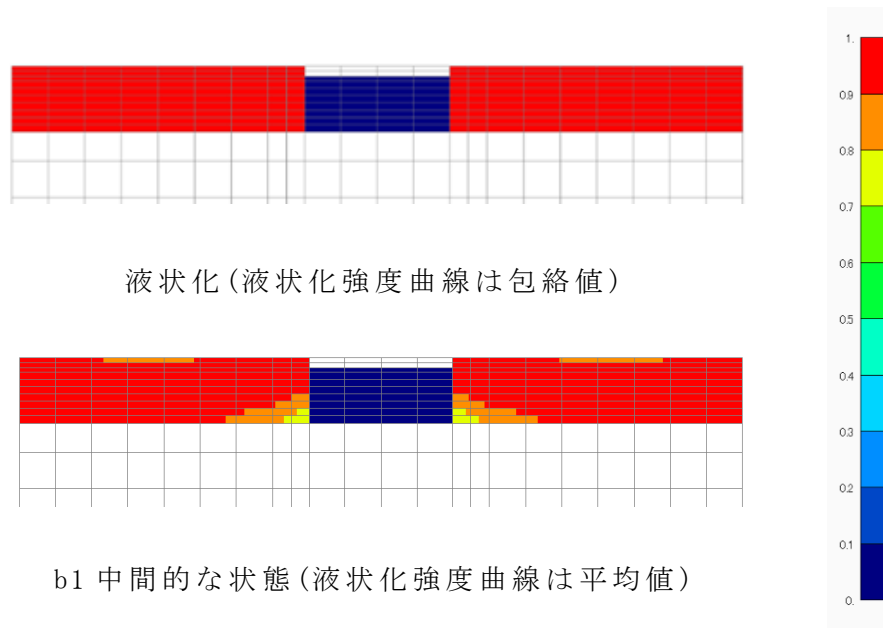
第 6.1.2-5 図 改良地盤近傍要素の有効応力経路 (Ss-C1)



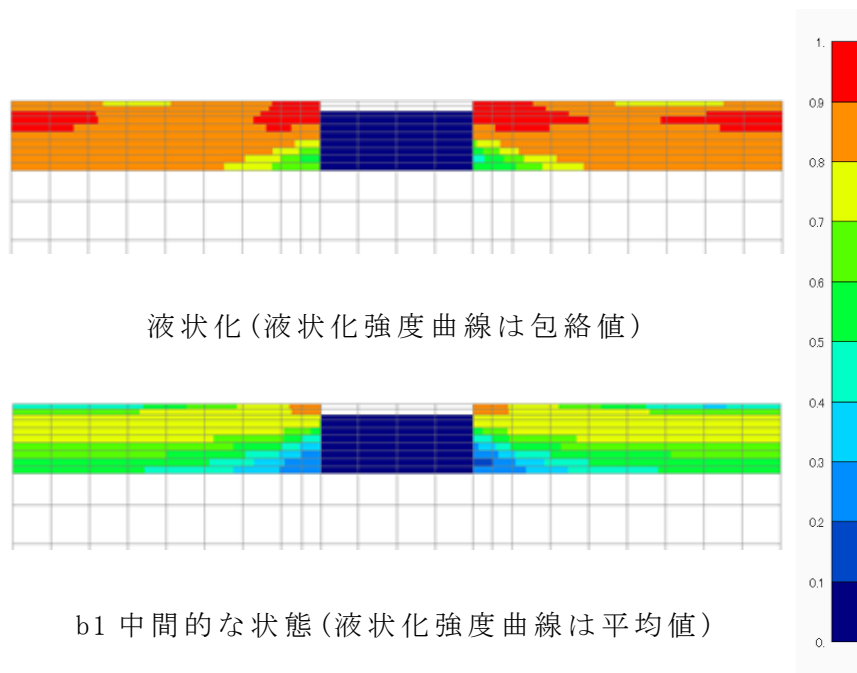
第 6.1.2-6 図 10 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



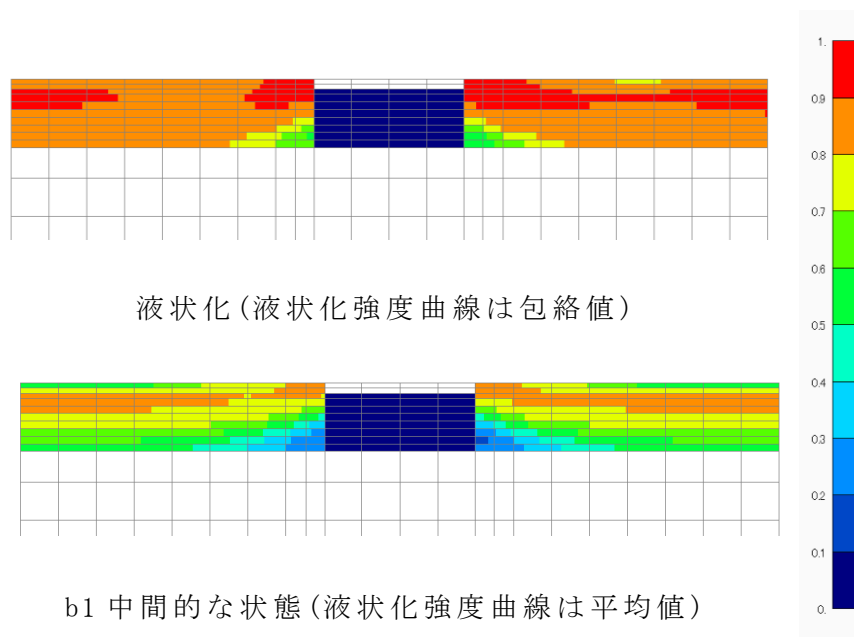
第 6.1.2-7 図 20 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 6.1.2-8 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布 (Ss-A)



第 6. 1. 2-9 図 10 秒加振後の過剰間隙水圧比分布 (S_s-C1)



第 6. 1. 2-10 図 最終時刻 (20 秒加振後) の過剰間隙水圧比分布 (S_s-C1)

(4) まとめ

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

一方，Ss-C1 では，一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態 b1】(液状化状態を抑制した場合)で大きくなった。

6.1.3. 全地震動による確認結果(応答値)

Ss-C1 において、挙動の予測とは異なる挙動が確認されたことから、さらに、他の地震動に対しても検討を実施した。全地震動に対する中間状態における応答値比較を第 6.1.3-1 図，第 6.1.3-2 図に示す。

(1) 層せん断力(支持架構)

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

(2) 付加曲げ(支持架構)

支持架構の付加曲げが最も大きいのは Ss-A の【液状化】である。比較的応答の大きい Ss-C3(NS)や Ss-C4(NS)においても、【液状化】，【状態 b1】，【状態 b2】，【非液状化】の順番に連続的に推移しており，Ss-C1 を除いて応答値は【液状化】で最大となっている。

(3) 最大鉛直加速度(支持架構屋根)

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

(4) 最大水平加速度(基礎梁)

基礎梁の最大水平加速度は Ss-C1 の【非液状化】で最大であるが、【液状化】との差はごくわずかである。他の地震動においては、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。Ss-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を後述する。

(5) 最大鉛直加速度(基礎梁)

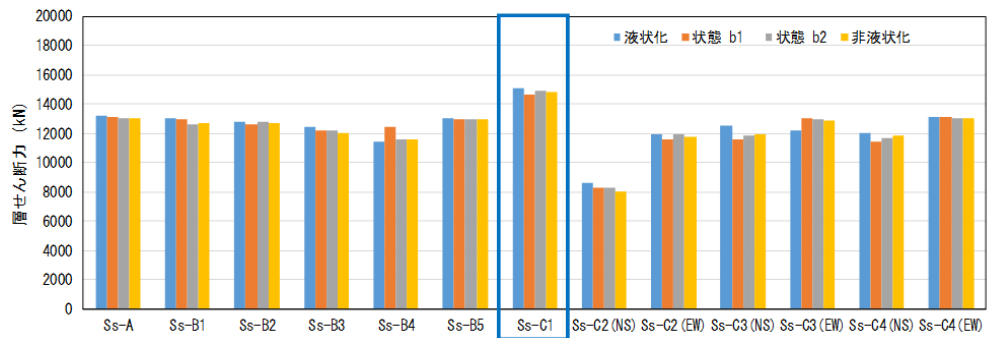
基礎梁の最大鉛直加速度が最も大きい Ss-B3 においては、剛性変化の違いによる応答の差異はほとんど発生していなかった。他の地震動においても同様の傾向であった。これは、支持地盤から改良地盤を介し、地震波が軸方向の応答として直接伝わるため、周辺地盤の剛性変化による影響を受けないためと考える。

(6) 変形(改良地盤)

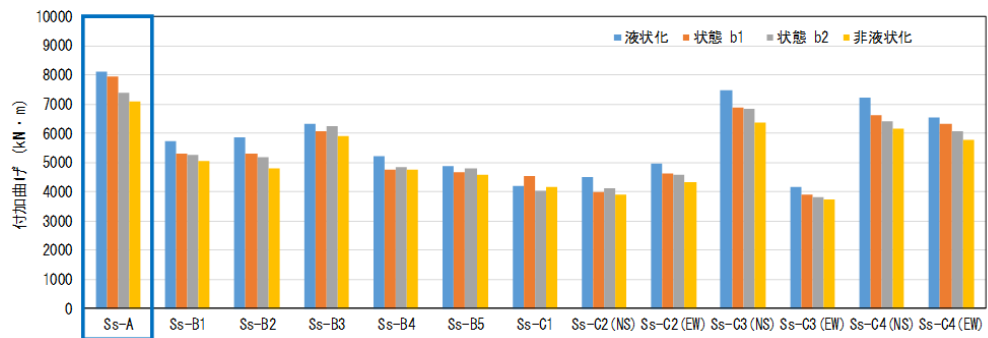
改良地盤の変形が最も大きいのは Ss-C1 の【状態 b1】時であるが、【液状化】との差はごくわずかである。Ss-B4, Ss-B5, Ss-C3(EW)も同様であり、その分析結果を後述する。

(7) 応答ひずみ(座屈拘束ブレース)

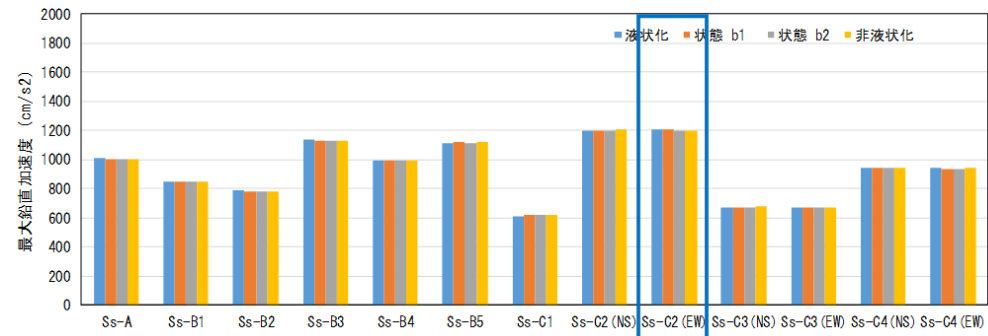
座屈拘束ブレースの応答ひずみが最も大きいのは S_s-C1 の【液状化】である。他の地震動においても S_s-C1 同様、概ね【液状化】が最大となる傾向であった。S_s-C3(EW)では【状態 b1】が大きく、応答値の挙動の予測とは異なる現象が生じているため、分析結果を後述する。



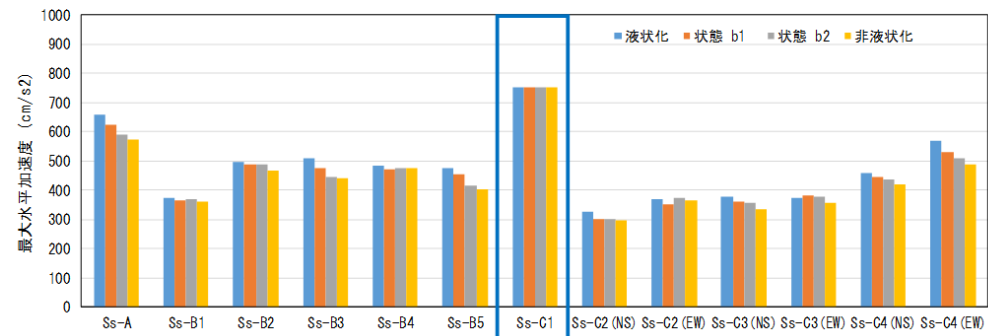
層せん断力 (支持架構)



付加曲げ (支持架構)

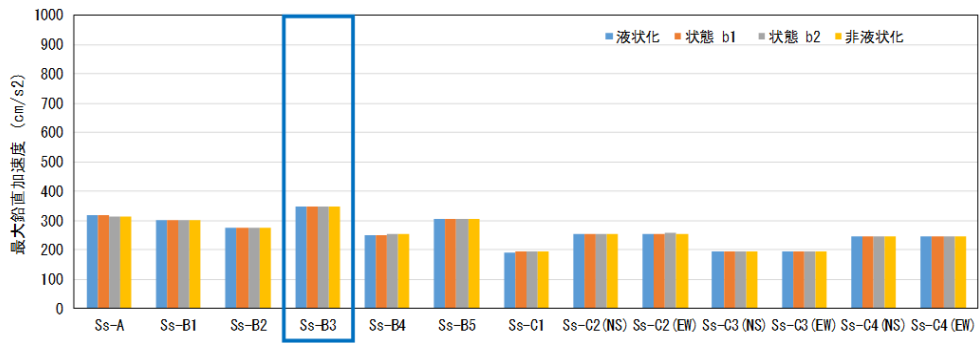


最大鉛直加速度 (支持架構屋根部)

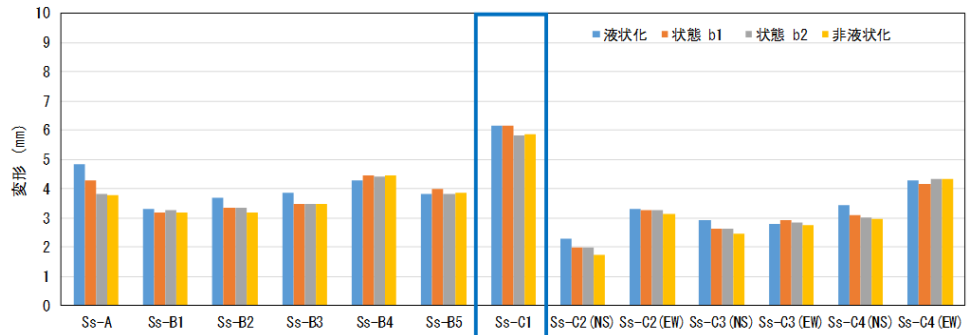


最大水平加速度 (基礎梁)

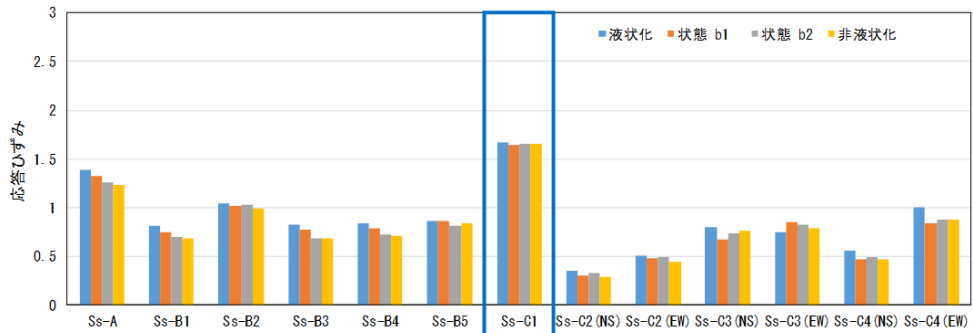
第 6.1.3-1 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較 (青枠が各項目の最大値)



最大鉛直加速度 (基礎梁)



変形 (改良地盤)



応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

第 6.1.3-2 図 全入力地震動に対する中間状態における応答値比較
(青枠が各項目の最大値)

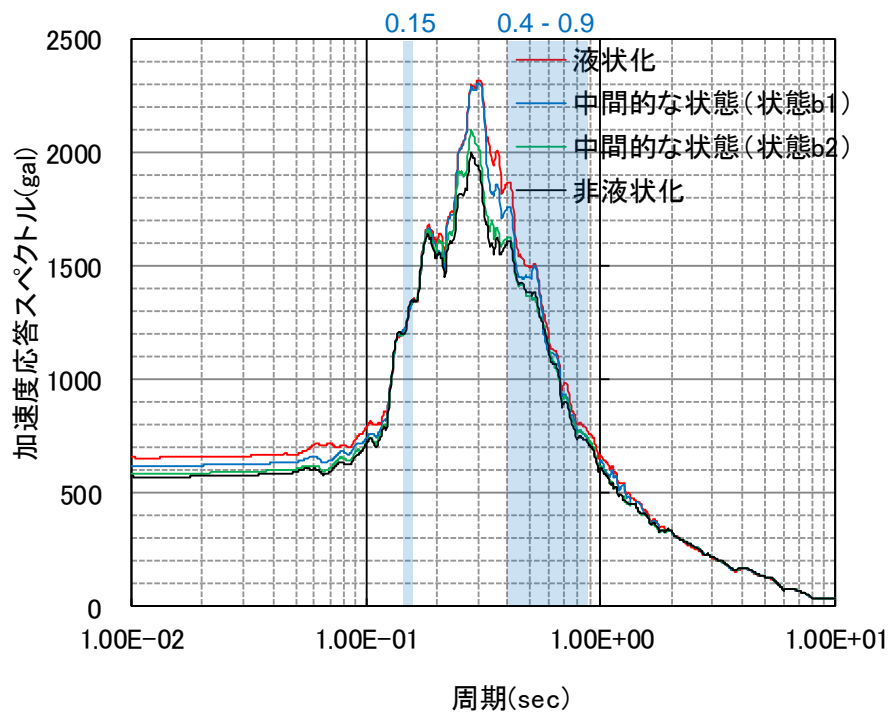
6.1.4. 考察

(1) 加速度応答スペクトルに基づく分析

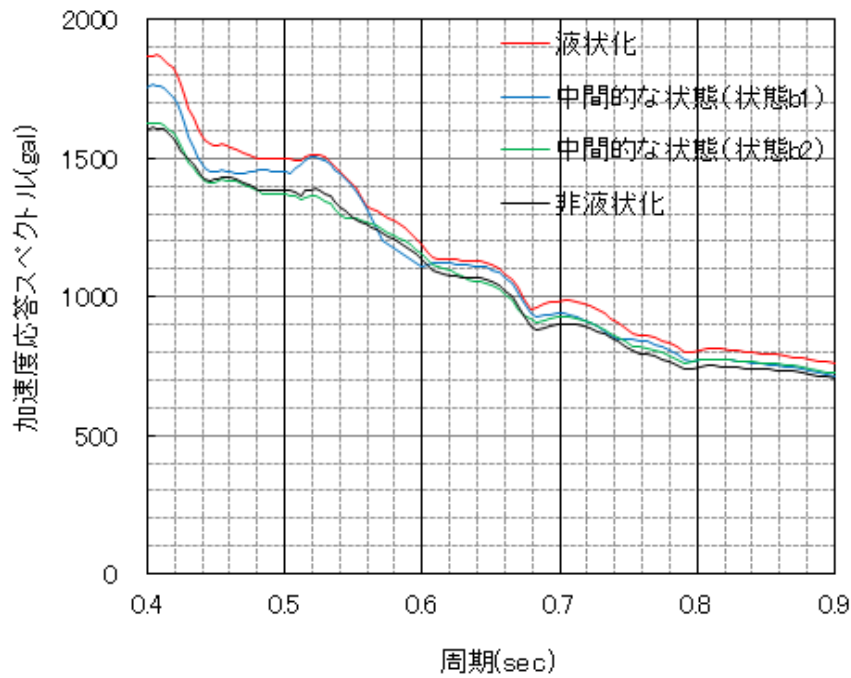
支持架構の応答値に直接影響する基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルについて、 S_s-A 、 S_s-C1 、 S_s-B4 及び $S_s-C3(EW)$ を対象に比較・分析を行った。第 6.1.4-1 図～第 6.1.4-4 図に基礎梁の加速度応答スペクトルを示す。

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは、一般的に、液状化すると加速度は長周期化するが、短周期では非液状化時が最大となる傾向がある。支持架構の一次周期である 0.4-0.9 秒の範囲においては、上記の 4 つのいずれの地震波についても概ね液状化状態が大きくなっている。一方、支持架構の二次周期である 0.15 秒付近においては、 S_s-A では地盤状態による応答はほぼ同等なのに対して、 S_s-C1 、 S_s-B4 及び $S_s-C3(EW)$ では液状化以外の状態が大きくなっている。

このような周期帯ごとの地盤状態による地震荷重の大小関係の変化は、加速度応答スペクトル上での高次モードの小さい山が、地盤剛性の変化に伴うわずかな周期特性のシフトにより移動し、結果的に液状化時を上回る形で加速度応答スペクトルに現れたことが要因の一つと考えられる。

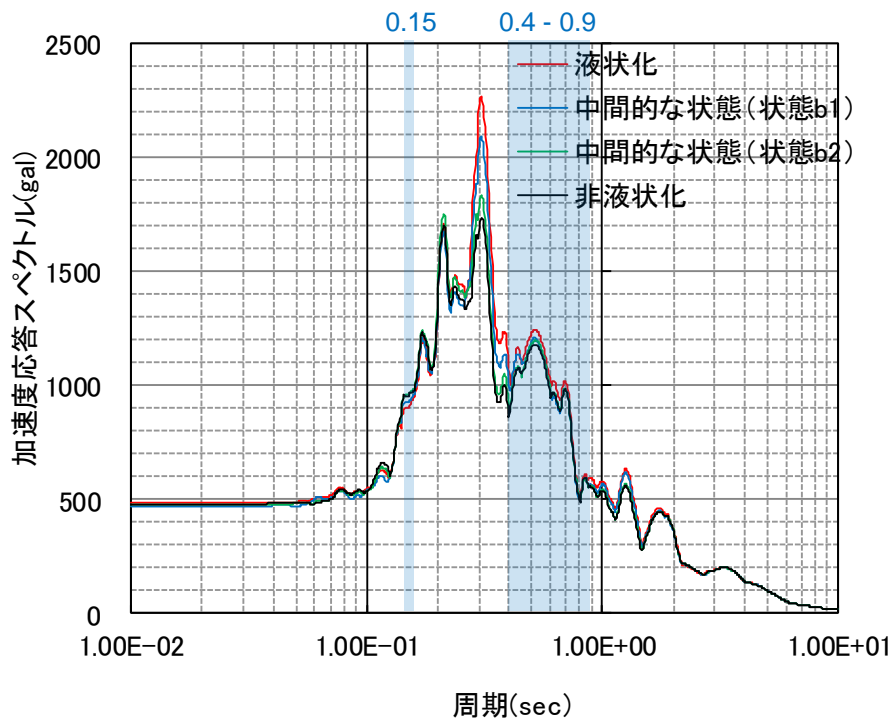


(a) 全体

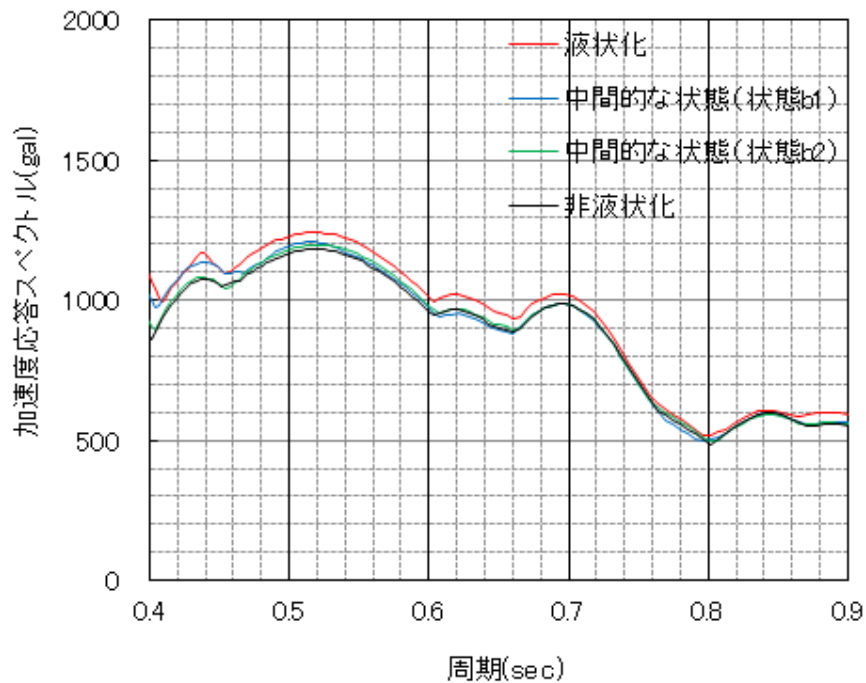


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-1 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-A)

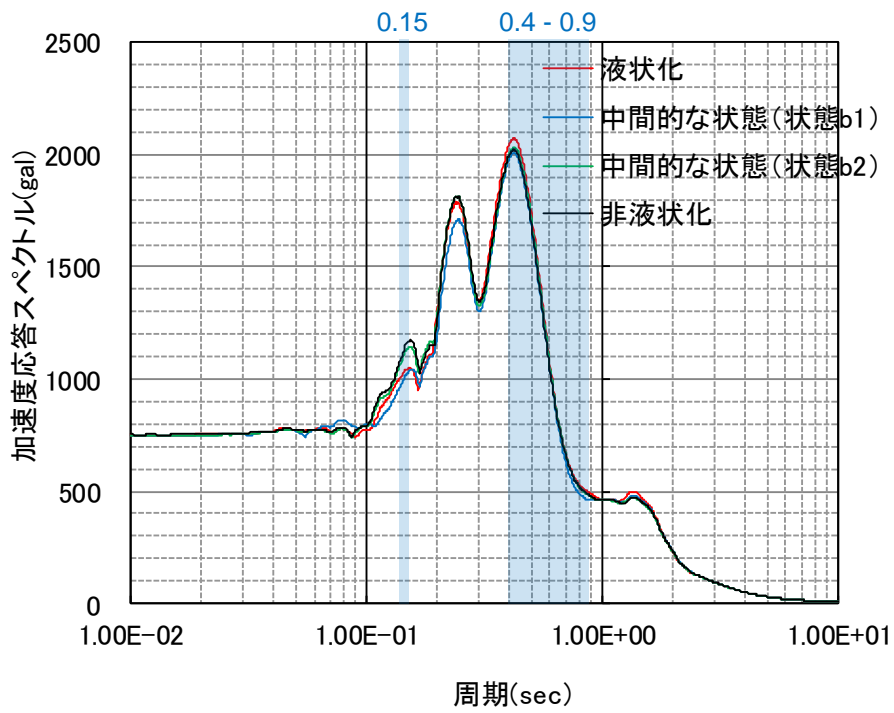


(a) 全体

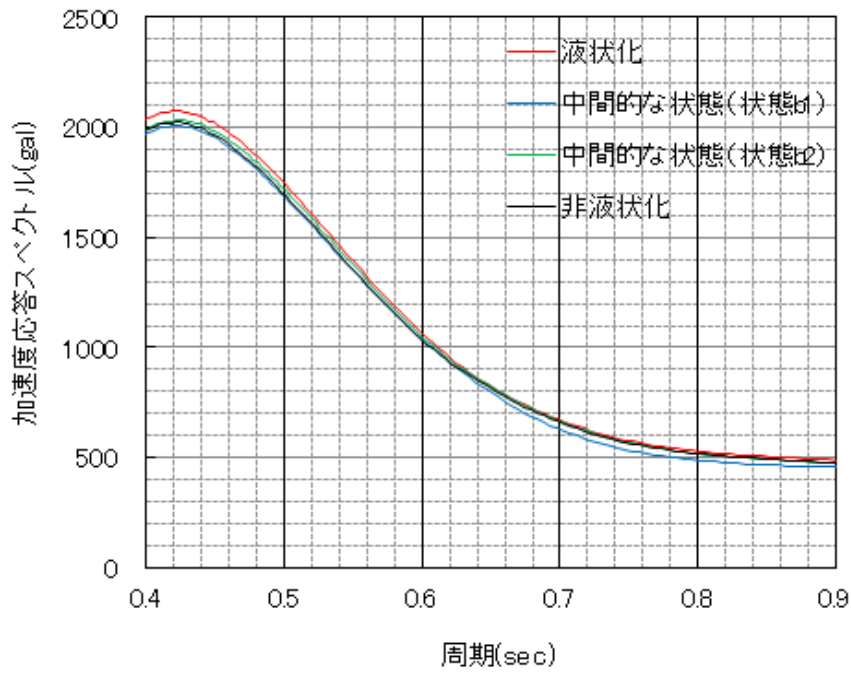


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-2 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-B4)

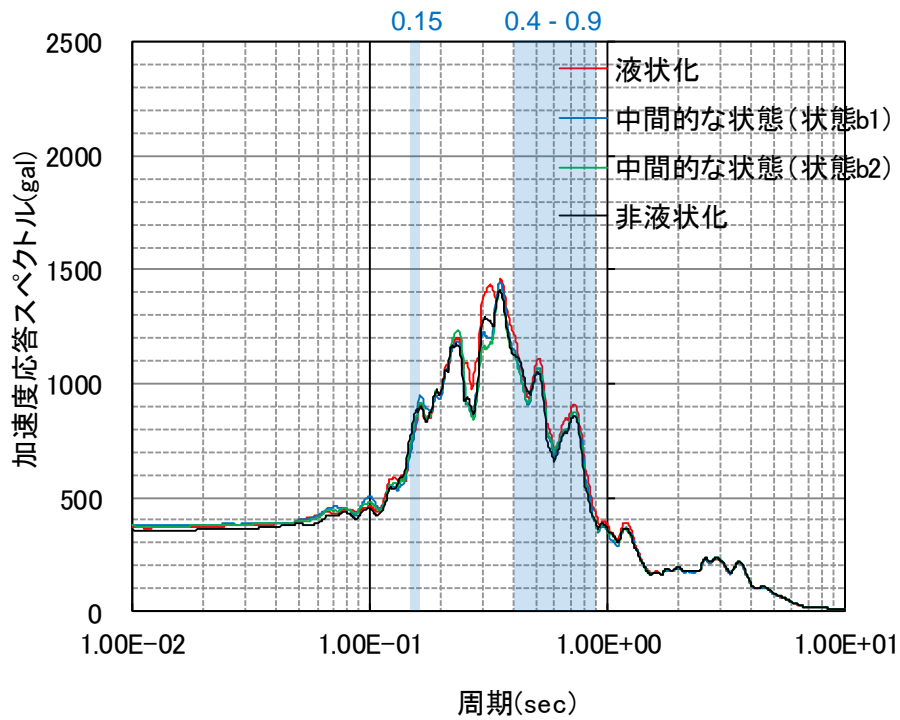


(a) 全体

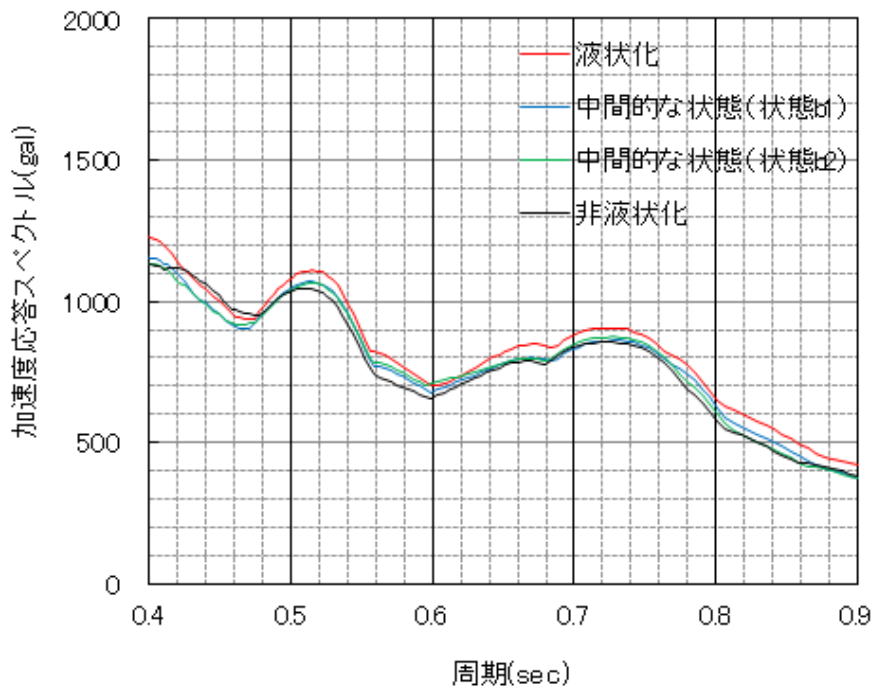


(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 6.1.4-3 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (S_s-C1)



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

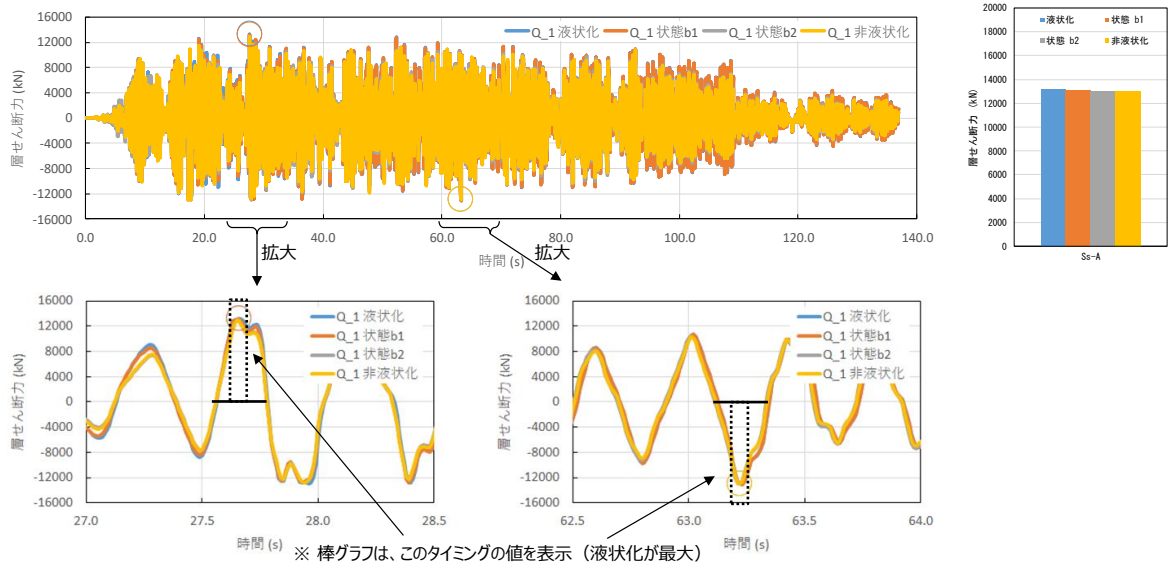
第 6.1.4-4 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (S_s-C3(EW))

(2) 時刻歴波形に基づく分析

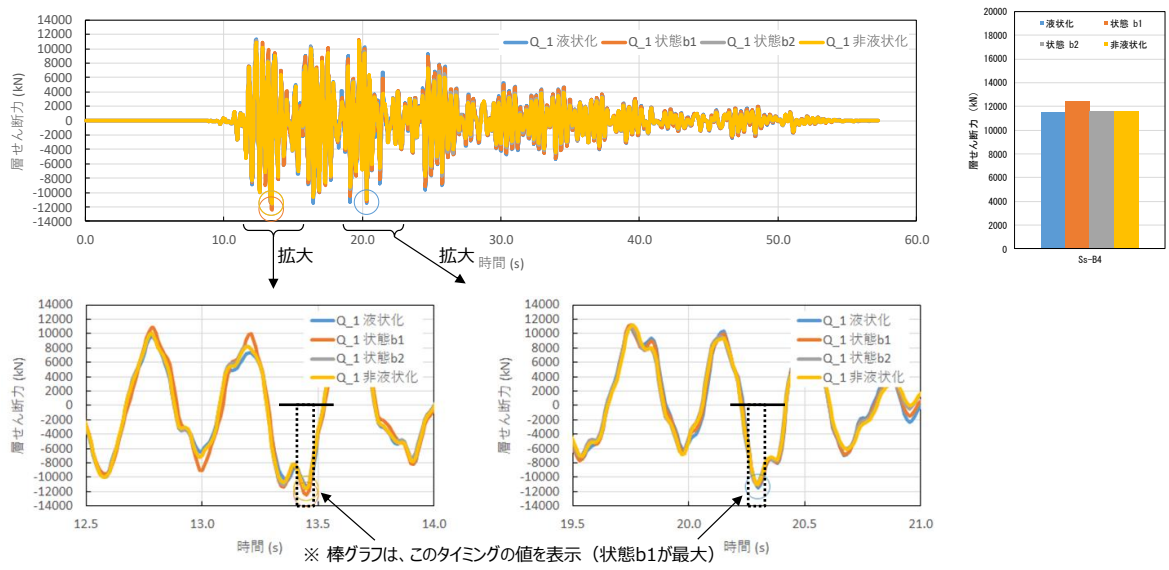
支持架構の層せん断力について、【状態 b1】が最大となった Ss-B4 及び Ss-C3(EW)の時刻歴を、【液状化】が最大となった Ss-A 及び Ss-C1 の時刻歴と比較して分析した。第 6.1.4-5 図～第 6.1.4-8 図に層せん断力の時刻歴を示す。

長い周期の変動においては概ね【液状化】が大きくなっているが、その長い周期の変動に時折短い周期の変動が重なり、【液状化】、【非液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】のいずれの振幅が最大となるかは時間によって変化していることが確認された。ピーク値が発生する時間断面では、Ss-B4 及び Ss-C3(EW)の場合は【状態 b1】が、Ss-A 及び Ss-C1 の場合は【液状化】が最大となっている。

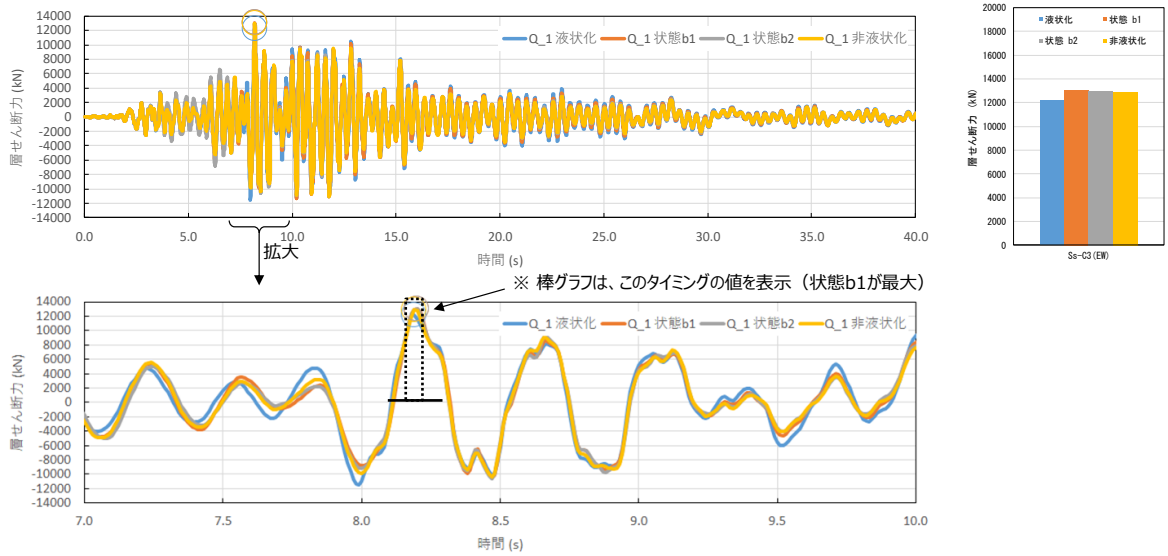
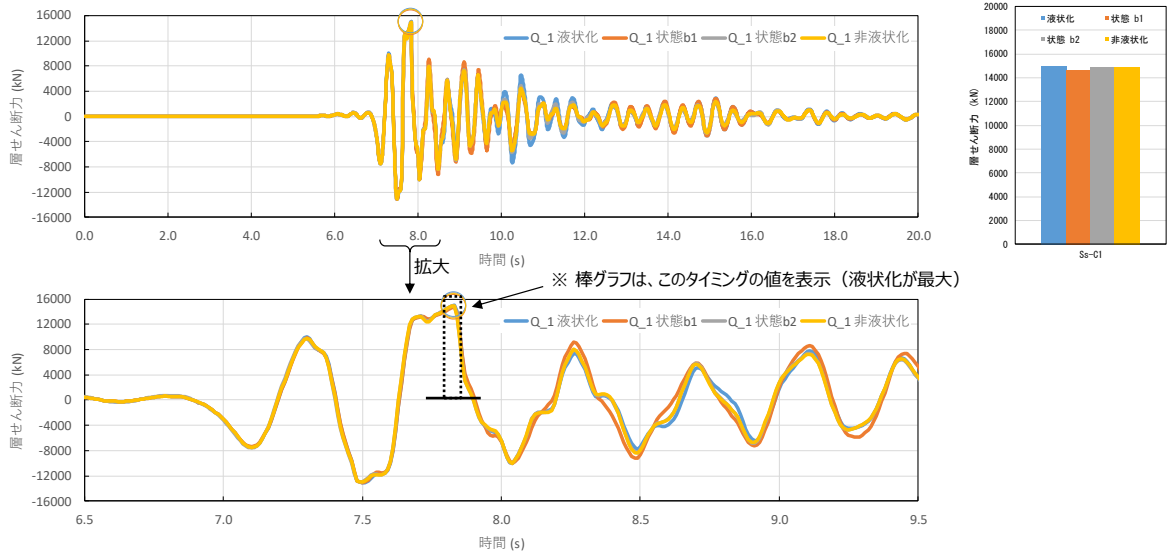
時刻歴における短い周期の変動は高次モードに起因するものであり、長い周期の変動と合成される際の時刻歴上での位相特性の影響で、短い周期の凸が長い周期の凸に重なることにより、最大荷重の発生時刻において中間状態が最大となったものと考えられる。



第 6.1.4-5 図 Ss-A の層せん断力の時刻歴



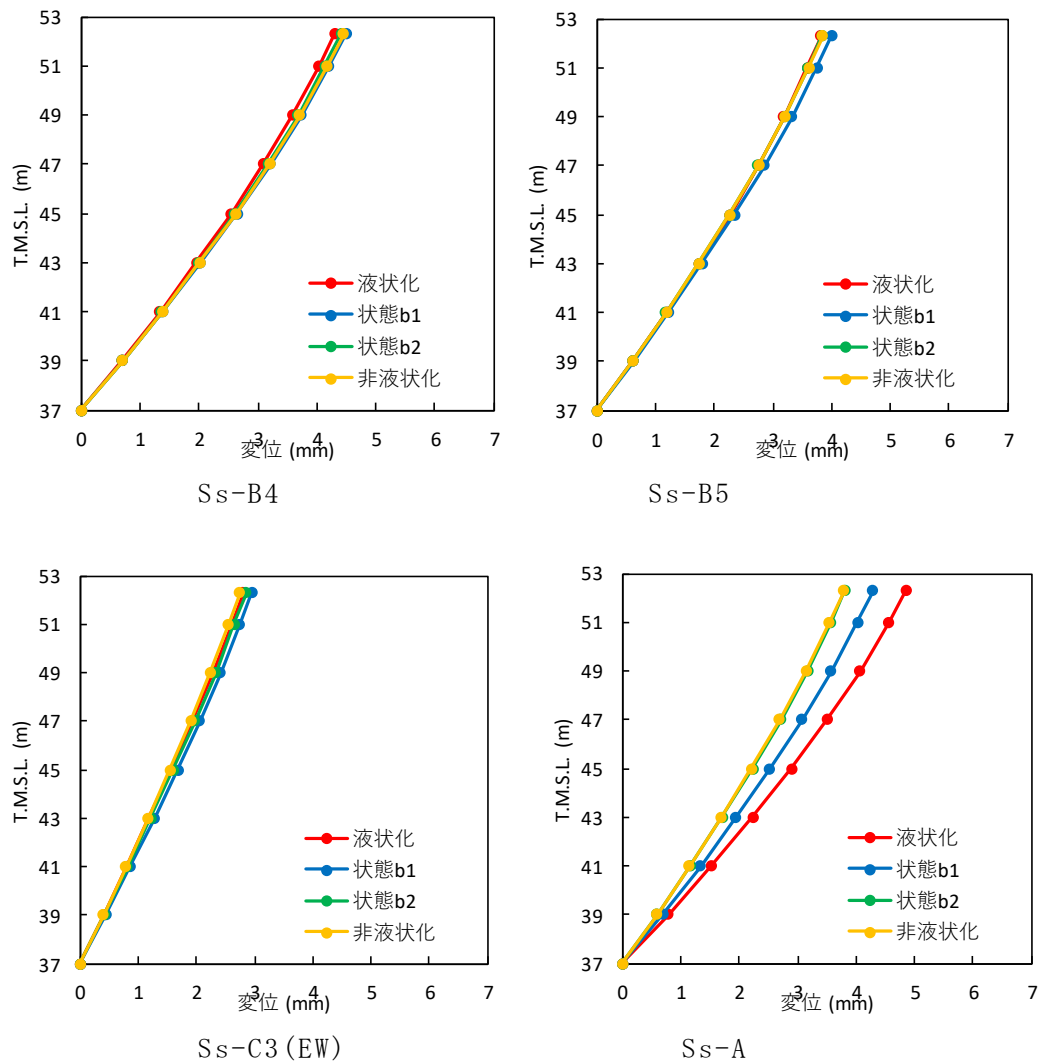
第 6.1.4-6 図 Ss-B4 の層せん断力の時刻歴



(3) 改良地盤の変形量に係る分析

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液状化、非液状化及び中間状態について第 6.1.4-9 図に示す。

S_s-A と比較すると、地盤剛性、各状態における最大相対変位の差異は改良地盤の高さ方向においても軽微であり、せん断ひずみの差異は S_s-B4 で最大 0.18mm/改良地盤高さ 18m=0.001%と微小である。



第 6.1.4-9 図 改良地盤の最大相対変位分布

(4) S_s-C1 の応答値に関する分析

設計を支配する地震動である S_s-C1 について更なる分析を実施する。

第 6.1.4-10 図に加速度時刻歴波形を，第 6.1.4-11 図に S_s-C1 の時刻歴波形と 6.5 秒～8.5 秒で作成した加速度応答スペクトルを，第 6.1.4-12 図に改良地盤の最大相対変位分布を，第 6.1.4-13 図に基準地震動の時刻歴波形を，第 6.1.4-14 図に最終時刻の過剰間隙水圧比分布を示す。

a. 全体に対する考察

S_s-C1 の応答スペクトルは，S_s-A と異なり，基準地震動のスペクトルと卓越周期が一致する。これは，S_s-C1 波の特性であり，6.5～8.5 秒付近のパルスにより基準地震動のスペクトルの傾向がそのまま応答スペクトルに現れたと考えられる(第 6.1.4-11 図参照)。

一方，S_s-A は継続時間も長く，埋戻し土の剛性変化の影響が顕著に表れる地震動であり，周期特性の変化として応答スペクトルに影響するが，S_s-C1 ではその影響が出にくいと考えられる。

b. 支持架構の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは，設計上クリティカルとなる支持架構の周期帯で【液状化】が最大となっており，この傾向が，層せん断力，応答ひずみに表れている。

c. 基礎梁の水平応答

基礎梁上端の水平加速度応答スペクトルでは，短周期において，【非液状化】が最大となる傾向がある。これは，液状化すると加速度は長周期化するためであるが，逆に，短周期においては【非液状化】の応答が大きくなる可能性もあるという結果であり，応答値の 1 つである基礎梁の最大水平加速度においては，【液状化】のみでなく【非液状化】の応答値も考慮する必要があることがわかる。

d. 地盤の変形

改良地盤の変形量は，【非液状化】と【状態 b2】が同等，【液状化】と【状態 b1】が(3)で確認したとおり，同等の結果である。

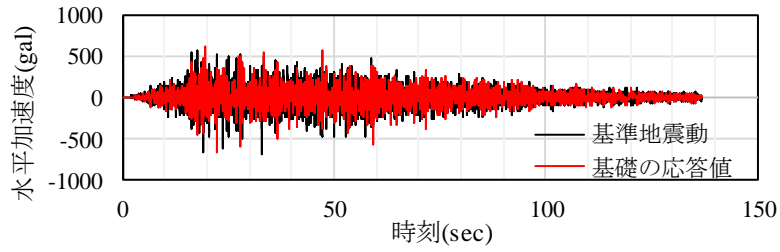
これは，地盤剛性の変化による影響であり，この傾向は，改良地盤高さ全域において同様の傾向である(第 6.1.4-12 図参照)。

地盤の変形については，【液状化】を考慮することで保守的な応答評価が可能である。

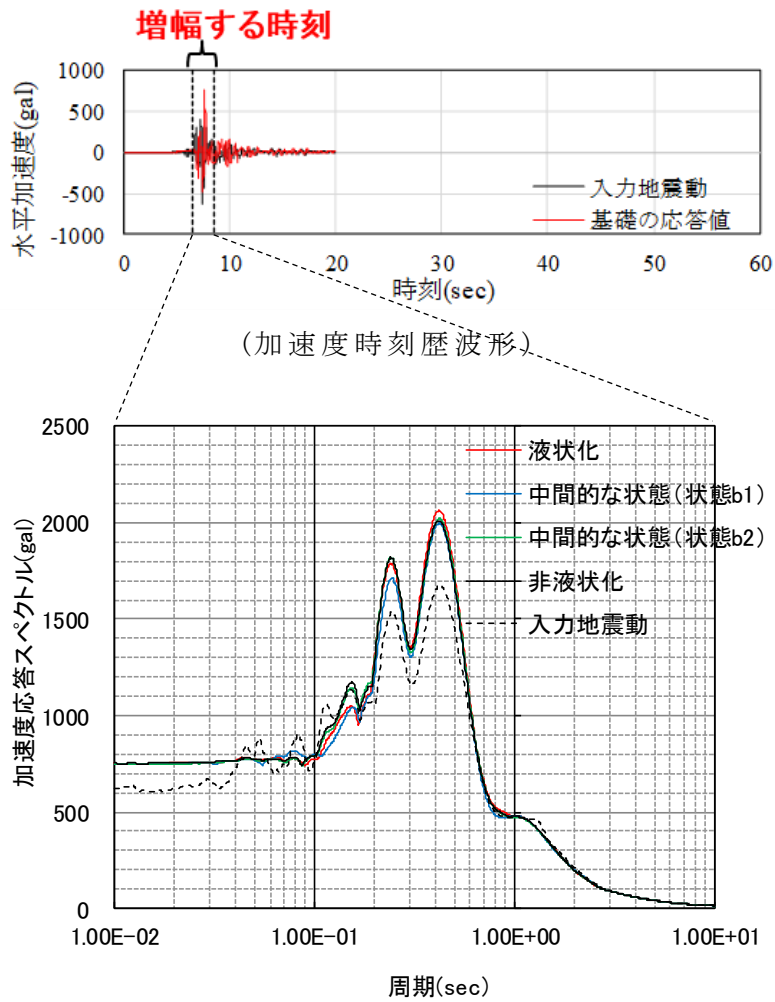
e. 支持架構の付加曲げ，鉛直応答

付加曲げ，屋根の最大鉛直加速度について，【状態 b1】が最大となった理由は，地震動に非対称性があるため(第 6.1.4-13 図参照)，埋戻し土の過剰間隙水圧比もわずかに左右非対称となった影響により(第 6.1.4-14 図参照)，

拘束効果と同じ現象(非対称性によるロッキング)が発生したことが原因の 1 つの可能性はある。なお、前述した全地震動に対する検証結果から分かるように、屋根の最大鉛直加速度に加え基礎梁の鉛直加速度は基本的に周辺地盤の剛性変化による影響を受けないと考える。

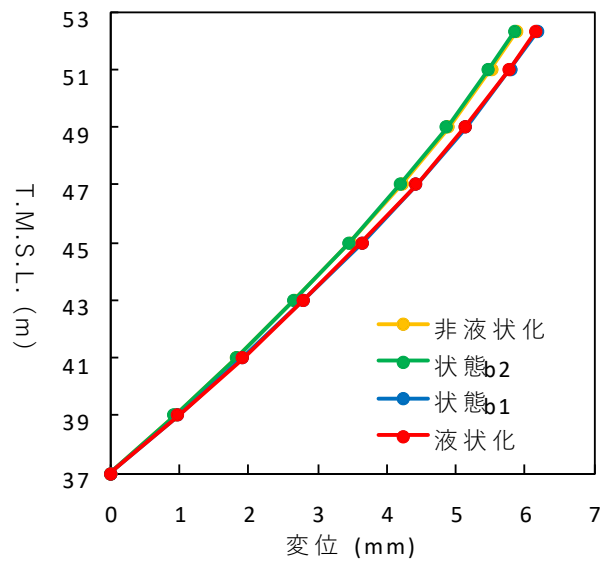


第 6.1.4-10 図 加速度時刻歴波形 (Ss-A)



(スペクトル比較)

第 6.1.4-11 図 6.5 秒から 8.5 秒の時刻歴データから作成した基礎梁の加速度応答スペクトル (Ss-C1)



第 6.1.4-12 図 改良地盤の最大相対変位分布 (Ss-C1)

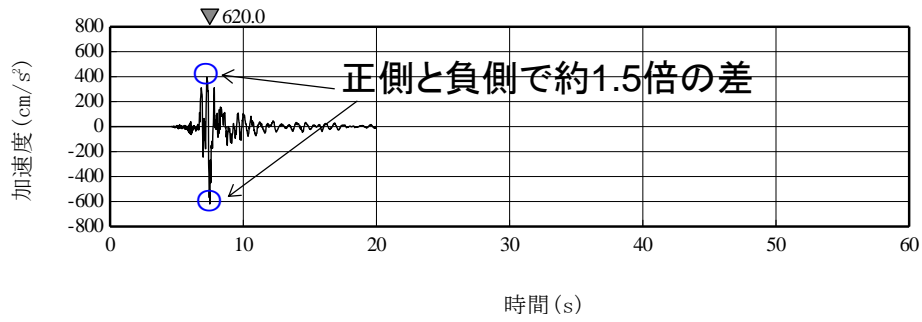
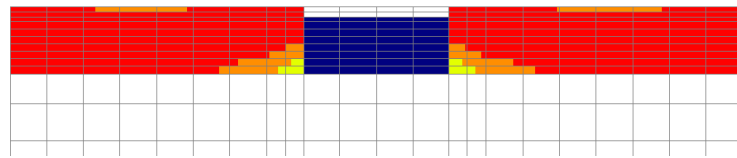
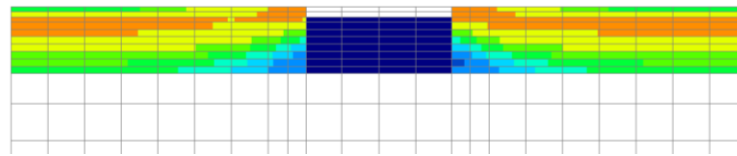


図 6.1.4-13 基準地震動の時刻歴波形 (Ss-C1)

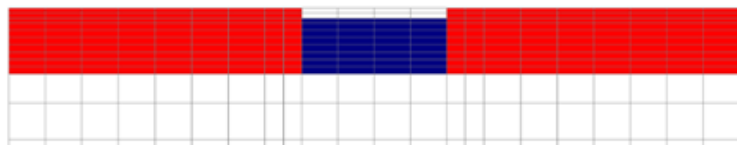


Ss-A

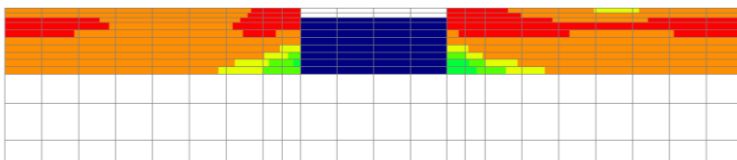


Ss-C1

(a) 【状態 b1】



Ss-A



Ss-C1

(b) 【液状化】

第 6.1.4-14 図 最終時刻の過剰間隙水圧比分布

(5) まとめ

(1), (2), (4) のとおり地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となる要因を分析したところ、次の3つの要因が影響している可能性が考えられる。(地盤剛性の中間状態の改良地盤の変形量については(3)のとおりに【液状化】・【非液状化】と同等であることを確認している。)

- ①「長周期の波」と「短周期の波」が合成されるタイミングで、中間状態が大きくなる。
- ②地盤剛性の変化に伴い、わずかに周期がずれている高次モードが励起され中間状態が大きくなる。
- ③Ss-C1は非対称性により、わずかではあるがロッキング影響が生じた。

特に上記の①及び②については、中間状態で地震荷重が大きくなった地震動においてはその傾向が現れており、これらの複合的な影響で(主要因の特定と定量的な評価は困難)中間状態が大きくなったものと考えられる。

このことは、Ss-Aを始め、他の地震動でも起こりうると考える。

実際に、支持架構の層せん断力についてSs-Aの時刻歴を見ると、位相特性により短い周期の凸が重なっているところもあること、周期帯によっては高次モードが顔を出していることが確認された。

一方、Ss-Aなどの他の地震動では、なぜ中間状態で地震荷重が大きくなっていないのかということに関しては、位相特性に特徴がないため、【液状化】にて地震荷重が最大という想定通りになったものと考えられる。

6.1.5. 考察を踏まえた追加検討(中間状態の細分化)

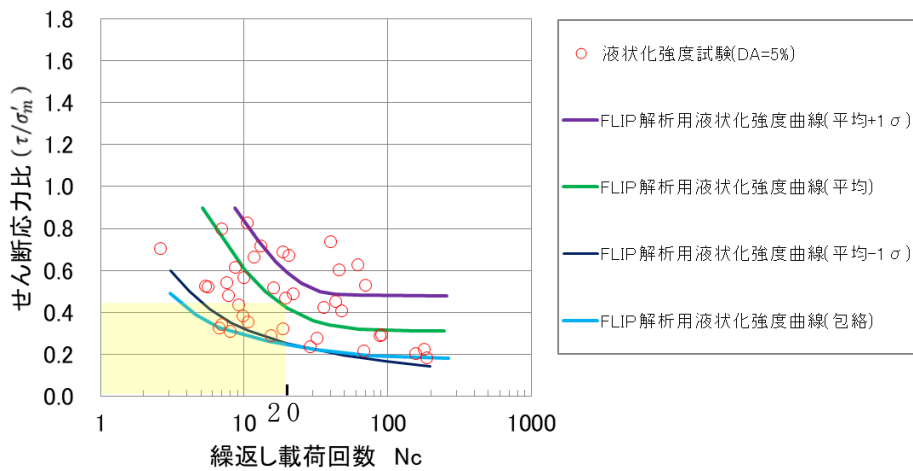
地盤剛性の中間状態において地震荷重が最大となった地震動について、地盤状態による地震荷重の大小関係の現れ方の規則性を確認するため、特に【状態 b1】近傍の中間状態に着目して【状態 b3】(【液状化】と【状態 b1】との中間)及び【状態 b4】(【状態 b1】と【状態 b2】との中間)の2つの中間状態を追加設定し、対象の地震動として複数の地震荷重で中間状態が最大となった地震動 S_s-B4 及び S_s-C3(EW)、並びに、水平方向の地震荷重が最大となった地震動 S_s-A 及び S_s-C1 の合計 4 波を用いて、部材ごとの地震荷重を検討した。

(1) 物性値の設定

【状態 b3】、【状態 b4】に使用する埋戻し土の液状化パラメータの物性値を第 6.1.5-1 表に示す。なお、上記【状態 b3】、【状態 b4】の物性値については第 6.1.5-1 図の図中の黄色ハッチング部で示す繰り返し回数 20 回以下を対象に設定している。

状態 b3) 埋戻し土の液状化強度曲線を試験結果の -1σ を使用

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



第 6.1.5-1 図 中間状態の液状化強度曲線

第 6.1.5-1 表 埋戻し土の液状化特性の物性値

(a) 【状態 b3】

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	ϕ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	14.90	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	1.40	-
		S_1	0.005	-

(b) 【状態 b4】

項目		記号	設定値	単位
液状化特性	変相角	ϕ_p	34.0	度
	液状化 パラメータ	w_1	60.60	-
		p_1	0.5	-
		p_2	1.0	-
		c_1	6.85	-
		S_1	0.005	-

w_1 : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_1 : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_1 : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

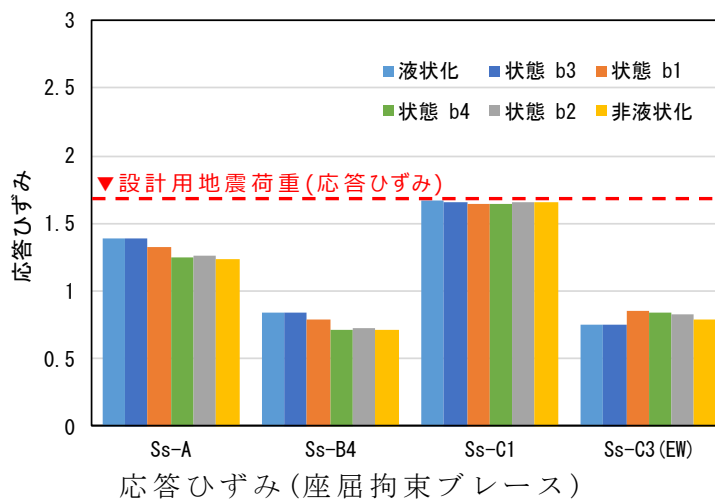
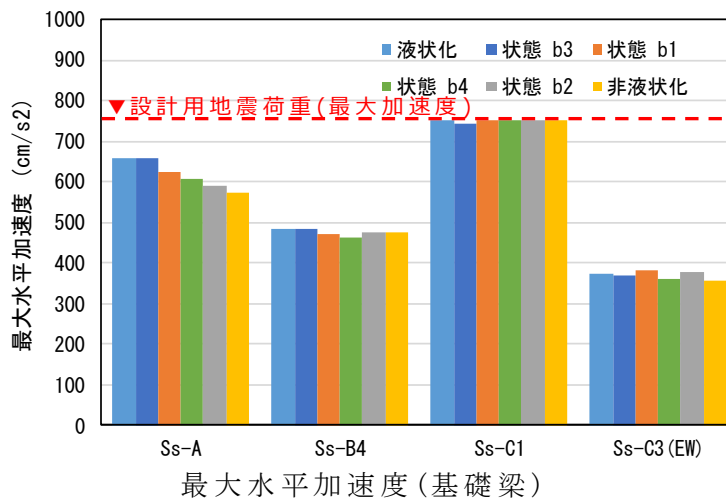
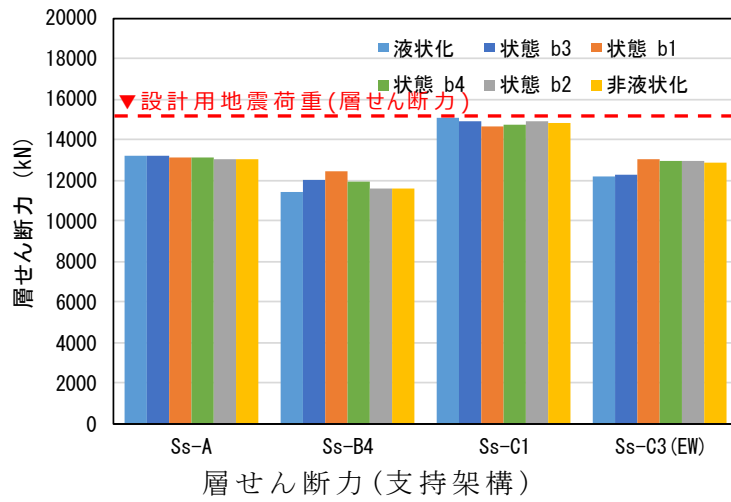
(2) 検討結果

【液状化】が最大とならない、支持架構の層せん断力、基礎梁の最大水平加速度及び座屈拘束ブレースの応答ひずみに対し、【状態 b3】、【状態 b4】を含む応答値の比較結果を第 6.1.5-2 図に示す。

【状態 b1】の前後である【状態 b3】や【状態 b4】においても応答値に予測とは異なる現象が確認できるが、以下のとおり、特異な挙動は確認されていない。

- ・ 地盤剛性の変化に伴う地震荷重の大小関係の現れ方について、一定の規則性は認められず、大小関係の振れ幅も地震荷重に対して十分に小さいことが確認された。また、地震荷重が【状態 b1】で最大となる Ss-B4 及び Ss-C3(EW)は【状態 b3】、【状態 b4】が【状態 b1】をさらに上回るような特異な挙動は確認されなかった。
- ・ Ss-A 及び Ss-C1 においては、【液状化】が最大となることから、中間状態については、設計上配慮する必要はない。
- ・ 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。

以上のことから、地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波（【液状化】または【非液状化】で最大）による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではない。



第 6.1.5-2 図 中間状態における応答値比較(状態 b3, b4 を含む)

6.2. 部材設計への影響確認

Ss-C1の地盤の剛性変化の検証において、「付加曲げ」、「鉛直加速度(屋根)」、「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。

(1) 付加曲げ及び鉛直加速度(屋根)

【状態 b1】と【液状化】の応答値の差が小さいことかつ、設計において支配的な荷重ではない。

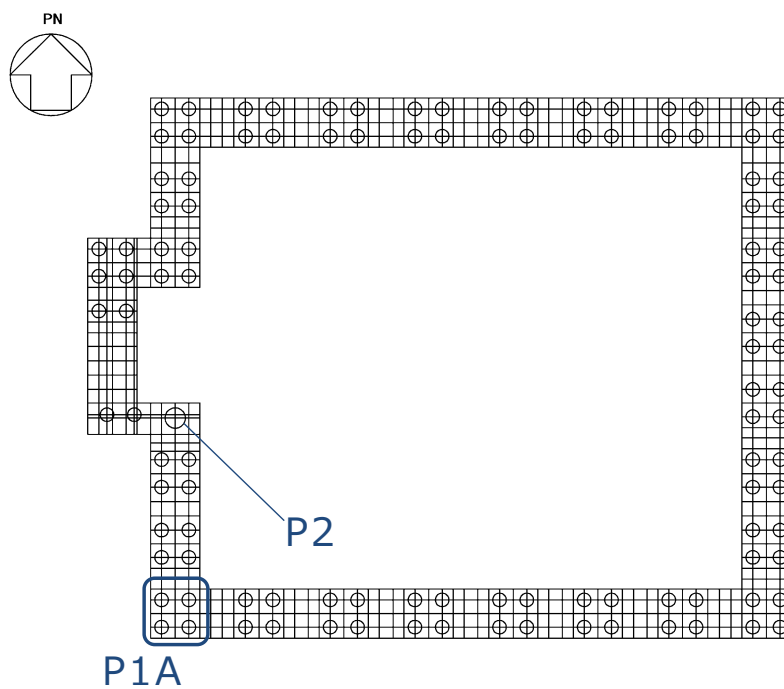
(2) 改良地盤の変形

①「改良地盤の変形」は、杭の設計に用いる地震荷重であるので、その他の②「層せん断力」、③「基礎梁の水平加速度」と組合せた状態で設計への影響を評価する(「層せん断力」の最大値は【液状化】、「基礎梁の水平加速度」の最大値は【非液状化】で生じている。)。組合せ荷重「①+②+③」の状態では杭に生じる設計応力(せん断力・曲げモーメント)を算定すると、【液状化】にて最大となる。杭に生じる応力を第 6.2-1 表に示す。

第 6.2-1 表 杭に発生する応力

検討ケース	P1 (P1A) 杭 (杭径 : 1.0m)		P2 杭 (杭径 : 1.5m)	
	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
液状化	445.5	360.4	1439.8	1405.4
状態 b1	444.8	359.8	1437.6	1402.2
液状化 / 状態 b1	1.002	1.002	1.002	1.003

※ 杭の配置図を第 6.2-1 図に示す。



第 6.2-1 図 杭の配置図

6.3. 地盤剛性の変化の影響のまとめ

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

一方、Ss-C1では、一部の地震荷重について【非液状化】又は【状態b1】(液状化状態を抑制した場合)で最大となったことを踏まえ、Ss-A及びSs-C1以外の地震波に対しても中間状態を含めた部材ごとの地震荷重を求め、他にも同様の現象が生じていないか確認した。

全13波を対象として部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね【液状化】において最大となった。【液状化】以外の状態で最大となった場合も、【液状化】との差はごくわずかであった。

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

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

7. 設計モデルの総合的な検証

7.1. 検証の方針

設計モデルの妥当性・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 各々の断面を対象とする。

7.2. 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。先行発電炉とのにおけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較結果を第 7.2-1 表に示す。

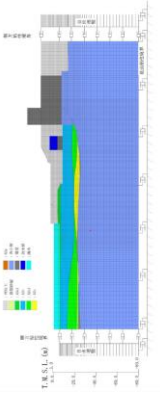
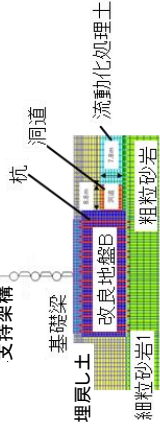
また、検証用モデルの構築に当たっては、FEM モデルの基本となるモデル化領域及びメッシュサイズについて JEAG4601-1991 追補版に基づき設定するとともに、施設の構造や周辺状況を踏まえ、実態に即して周辺構造物である洞道や地盤改良範囲を適切にモデル化している。

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

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

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

第 7.2-1 表 発電炉におけるシミュレーションモデルと検証用モデルの構築プロセスの比較

モデル構築プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図			液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概ね水平に分布し傾斜は見られず(水平)、KKサイトと類似している。また、図に示す通り対象施設は対称且つ整形である(【参考2】)。
モデル化範囲	護岸近傍の海側エリア	JEAC基づき解析対象施設の幅(D)の5倍の範囲をモデル化	解析対象が異なることから、モデル化範囲は異なるが、設定根拠は適切
メッシュサイズ	最大周波数20Hz及びひせん断波速度Vsで算定される波長の5又は4分割	支持架構の振動数及びひせん断波速度Vsで算定される波長の5分割を最大とする	施設評価に必要な周波数帯をカバーしていることから妥当
モデル境界	粘性境界を設定することで、反射波による影響を除去、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
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	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力	支持地盤の伝播特性を反映可能な入力地震の設定がされていることから妥当

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

※2 「参考 2 検証用モデルの妥当性について」における液状化対象層(埋戻し土)の物性値の比較

7.3. 設計モデルと検証用モデルの比較(代表波)

設計モデル(A)と検証用モデル(B)について第7.3-1表～第7.3-4表に応答結果の比較を,第7.3-1図～第7.3-4図に改良地盤の変位分布の比較を示す。なお,比較表は,応答が大きくなる有効応力解析の結果を記載する。

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

また,地盤の剛性変化が直接影響すると考えられる改良地盤の変形において液状化時(有効応力解析),非液状化時(全応力解析)による検証用モデル(B)(周辺構造物等を考慮)と設計モデル(A)の差異の傾向は同じであり,拘束効果(水平方向)の検証で液状化時の結果を用いたことの妥当性を確認した。

第 7.3-1 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(NS 方向)

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9880	9351	0.947	8132	11324	1.393	1008	1067	1.059
3 層目	12955	12591	0.972	-	-	-	-	-	-
2 層目	12793	12502	0.978	-	-	-	-	-	-
1 層目	13217	13036	0.987	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(NS 方向)								
	(4) 基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6) 杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	660	580	0.880	317	309	0.976	4.85	3.99	0.822

階層	Ss-A(NS 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.39	1.32	0.949
2 層目	0.56	0.51	0.906
1 層目	0.33	0.29	0.895

凡例
A：設計モデル
B：検証用モデル
(端部または中央)

第 7.3-2 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-C1(NS方向)

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

階層	Ss-C1(NS方向)								
	(4)基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			(5)基礎部の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(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	0.855

階層	Ss-C1 (NS方向)		
	(7)軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4層目	-	-	-
3層目	1.67	1.61	0.965
2層目	0.94	0.88	0.939
1層目	0.57	0.55	0.965

凡例
A：設計モデル
B：検証用モデル
(端部または中央)

第 7.3-3 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-A(EW 方向)

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(1) 層せん断力 (kN)			(2) 屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3) 屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	9892	8897	0.900	9563	12368	1.294	1018	1080	1.061
3 層目	12785	11597	0.908	-	-	-	-	-	-
2 層目	12707	12144	0.956	-	-	-	-	-	-
1 層目	13734	13253	0.965	-	-	-	-	-	-

階層	Ss-A(EW 方向)								
	(4) 基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			(5) 基礎部の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(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	0.983	3.97	2.70	0.681

階層	Ss-A(EW 方向)		
	(7) 軸ひずみ (%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.33	1.10	0.831
2 層目	0.43	0.30	0.690
1 層目	0.37	0.29	0.777

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央)

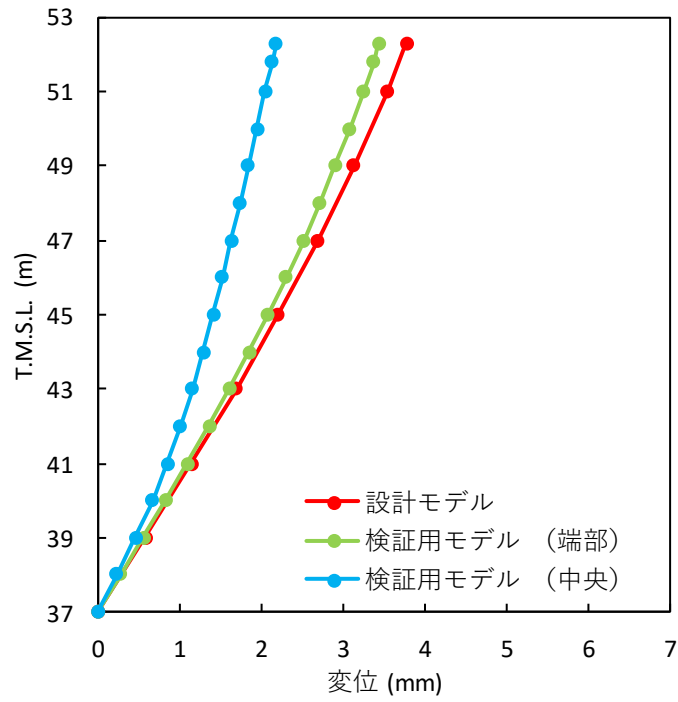
第 7.3-4 表 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の
応答値の比較_Ss-C1(EW 方向)

階層	Ss-C1(EW 方向)								
	(1)層せん断力(kN)			(2)屋根部の 付加曲げ (kNm)			(3)屋根部の 鉛直加速度 (cm/s ²)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
4 層目	10879	10384	0.955	3780	9015	2.386	586	768	1.312
3 層目	14136	13426	0.950	-	-	-	-	-	-
2 層目	14414	13744	0.954	-	-	-	-	-	-
1 層目	15092	14561	0.965	-	-	-	-	-	-

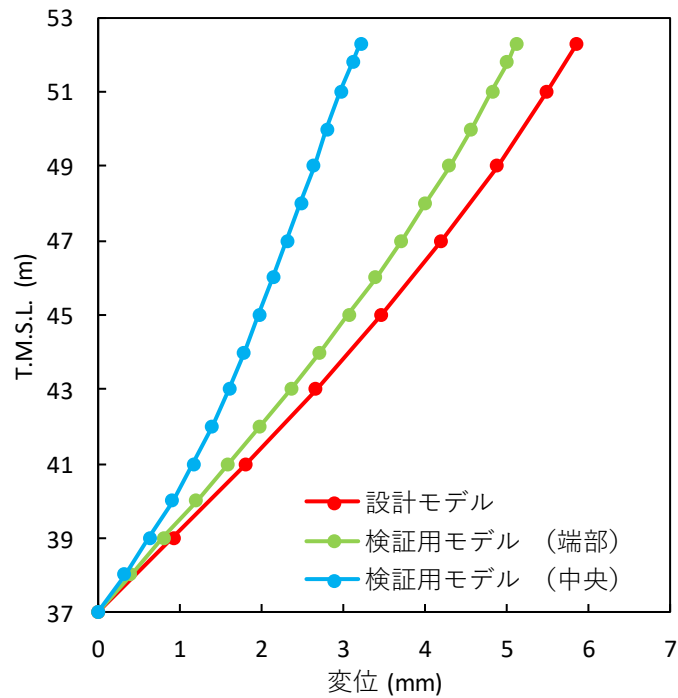
階層	Ss-C1(EW)								
	(4)基礎部の 水平加速度 (cm/s ²)			(5)基礎部の 鉛直加速度 (cm/s ²)			(6)杭の地盤変形 (mm)		
	A	B	B/A	A	B	B/A	A	B	B/A
地中	707	626	0.887	190	198	1.042	5.21	3.53	0.678

階層	Ss-C1 (EW 方向)		
	(7)軸ひずみ(%)		
	A	B	B/A
4 層目	-	-	-
3 層目	1.64	1.50	0.915
2 層目	0.82	0.66	0.808
1 層目	0.57	0.50	0.880

凡例
A : 設計モデル
B : 検証用モデル
(端部または中央)

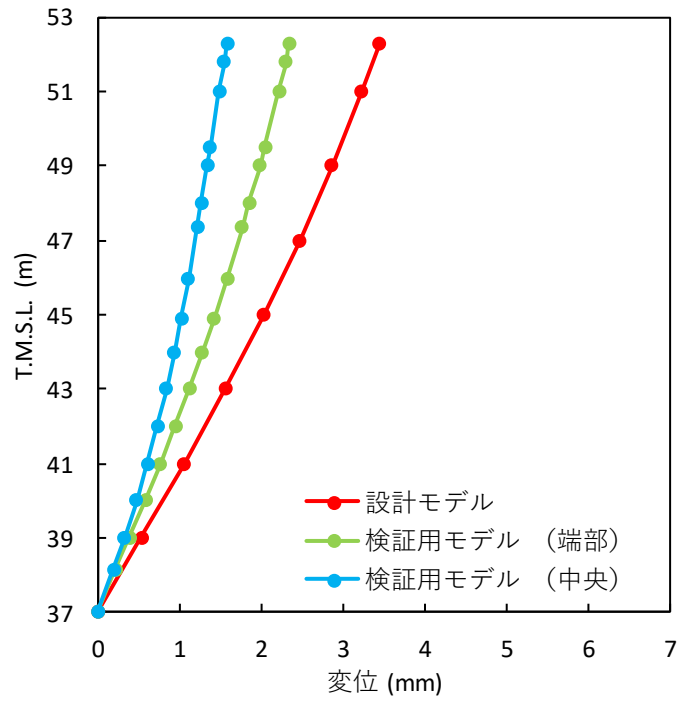


(a) Ss-A

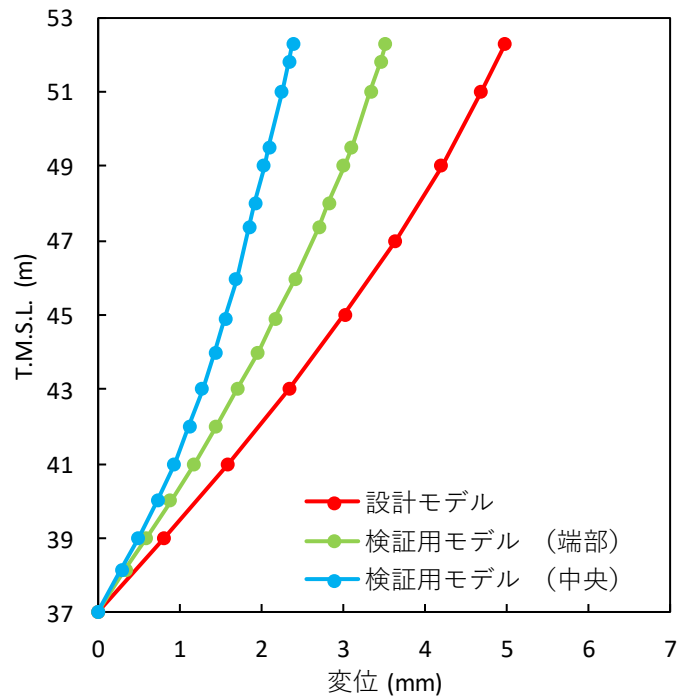


(b) Ss-C1

第 7.3-1 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の全応力解析時の改良地盤の変位分布(NS) (各レベルでの節点変位の平均値)

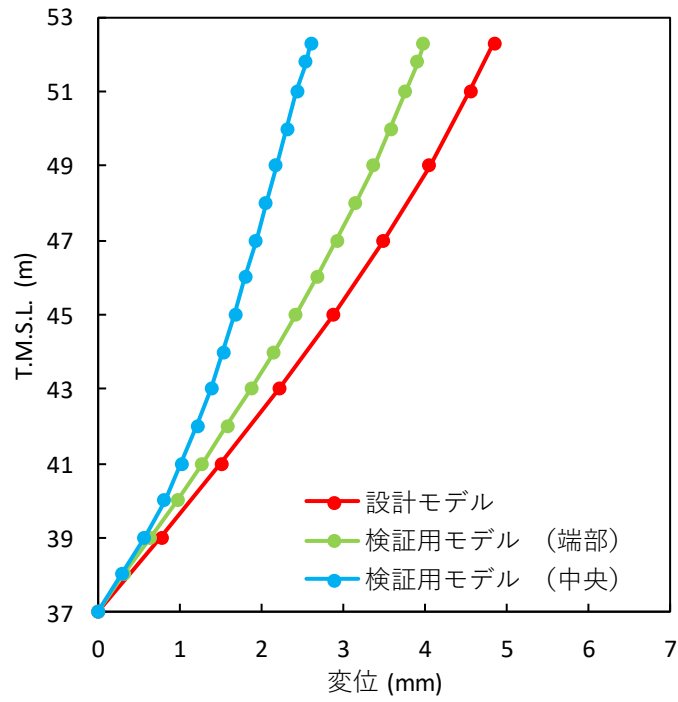


(a) Ss-A

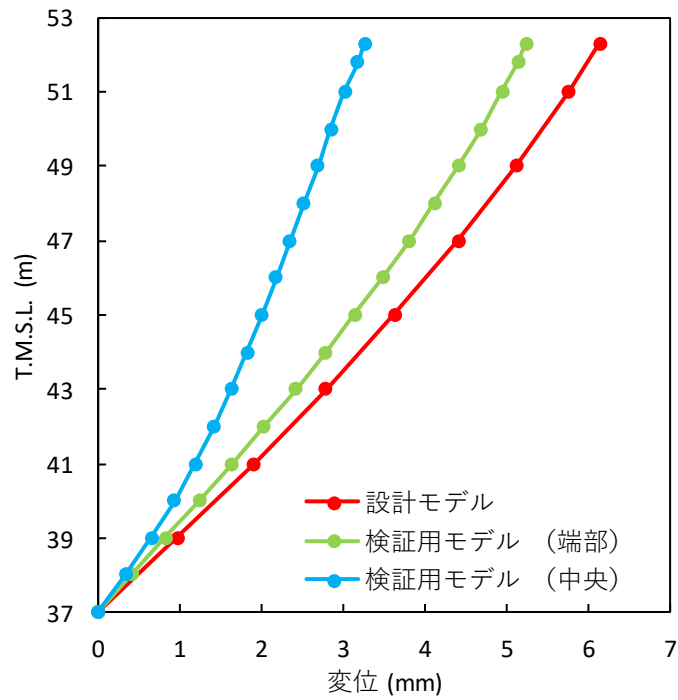


(b) Ss-C1

第 7.3-2 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の全応力解析時の改良地盤の変位分布(EW) (各レベルでの節点変位の平均値)

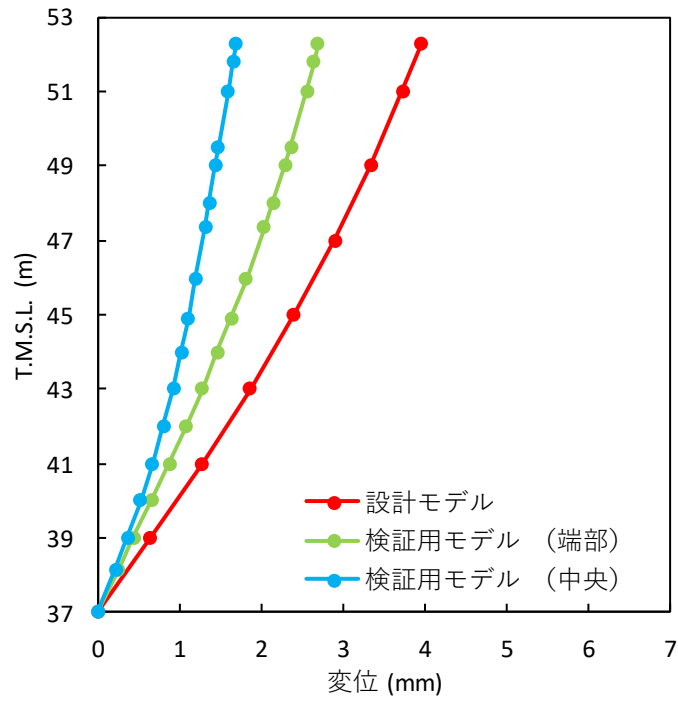


(a) Ss-A

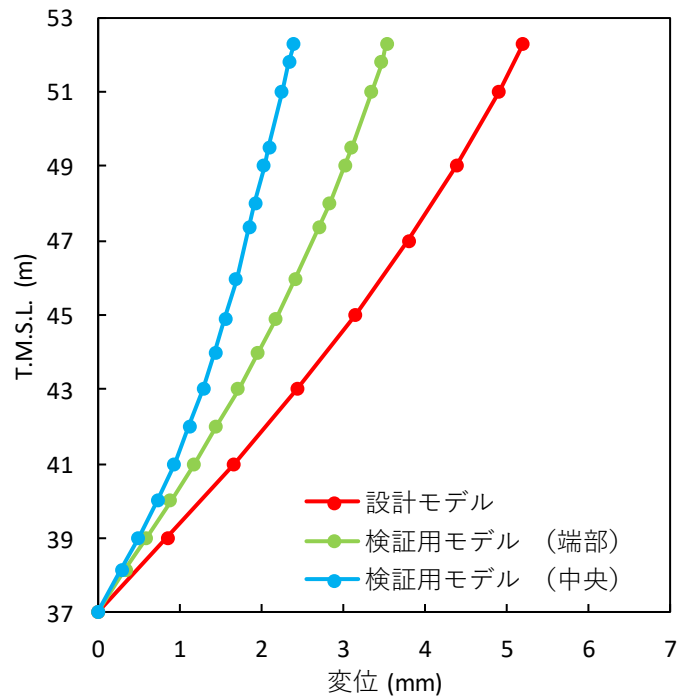


(b) Ss-C1

第 7.3-3 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の有効応力解析時の改良地盤の変位分布(NS) (各レベルでの節点変位の平均値)



(a) Ss-A



(b) Ss-C1

第 7.3-4 図 設計モデル(A)と検証用モデル(B)の有効応力解析時の改良地盤の変位分布(EW)(各レベルでの節点変位の平均値)

7.4. 鉛直応答への影響

7.4.1. 確認方針

設計モデル(A)と検証用モデル(B)との屋根部の鉛直加速度の比較により検討する。「5.3. 鉛直確認モデルによる確認」では代表波を用いて検討した。ここでは全地震動を用いて、「5.3. 鉛直確認モデルによる確認」で用いた代表波の妥当性について確認する。

検討断面は、周辺構造物の状況の相違を踏まえ NS・EW の 2 断面とする。

7.4.2. 全地震動による確認結果

設計モデルと検証用モデルの屋根部の鉛直加速度比較について、第 7.4.2-1 表、第 7.4.2-2 表に示す。

第 7.4.2-1 表、第 7.4.2-2 表から、以下の結果が得られた。

- ・全応力/有効応力解析の屋根部の鉛直加速度比較では、概ね同程度の結果となった。
- ・設計モデル、検証用モデルともに S_s-C2 で最大となった。
- ・EW 断面と NS 断面との応答比(B/A, C/A)による比較において、EW 断面が大きい傾向となった。
- ・応答比(B/A, C/A)は、S_s-C1 で最も大きく、有効応力解析(EW 断面)で最大 1.312 となった。

EW 断面の応答比が大きくなるのは、検証用モデルにおいて左右の地盤の剛性差が大きいことによるものと考えられる。NS 断面における応答比も S_s-C1 で最大となっている。このことから、設計モデルで屋根部の鉛直加速度が小さくなる要因は、「周辺構造物のモデル化」及び「支持架構のモデル化」により、ロッキングの影響を受けにくいためと判断できる。

「5.3. 鉛直確認モデルによる確認」に示す鉛直確認モデルと設計モデルとの比較において、最大となった比率ケースは S_s-C1, EW 断面、有効応力解析であった。また、最大値が発生したのは S_s-C2 であったことから、全地震動による確認結果と同様の傾向であることを確認した。このことから、鉛直応答への影響確認を代表波により検証したことの妥当性を確認した。

ここで、検証用モデルの屋根部の鉛直加速度が、EW 断面が NS 断面より大きくなる傾向について要因を考察する。

第 7.4.3-1 図、第 7.4.3-3 図に検証用モデルのモデル図を、第 7.4.3-2 図、第 7.4.3-4 図に検証用モデルのモード図を示す。検証用モデルにおいて左右の地盤の剛性差が EW 断面において大きいことによるものと考えられる。

第 7.4.2-1 表 屋根部の鉛直加速度の比較(全応力解析)

地震動	全応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	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

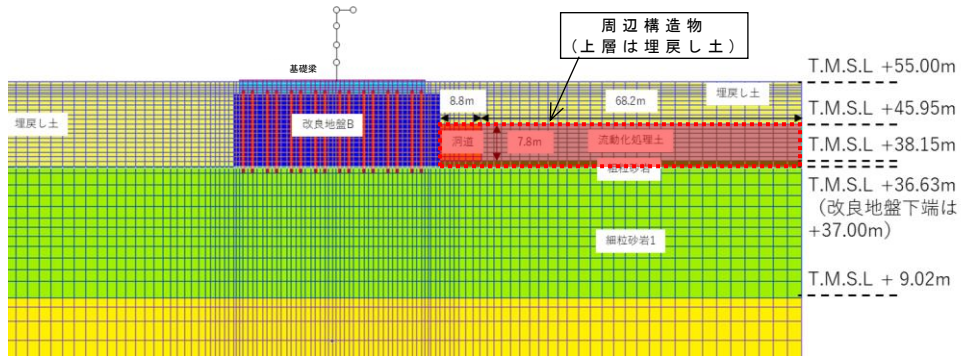
注記) カラーバーは、各項目の最小から最大の範囲における数値の大きさを示す。

第 7.4.2-2 表 屋根部の鉛直加速度の比較 (有効応力解析)

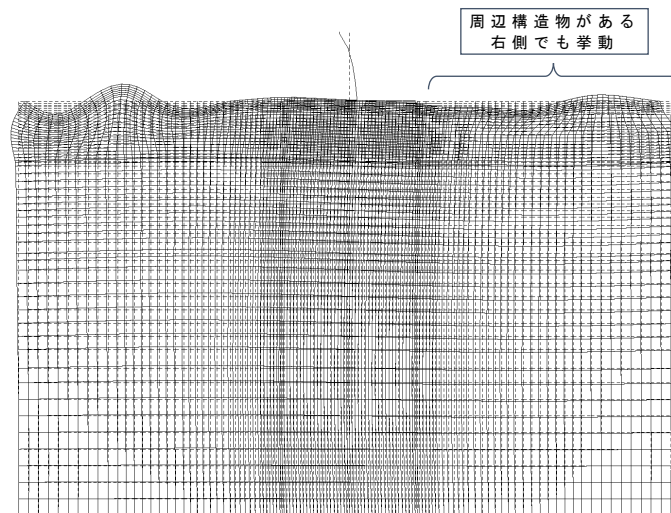
地震動	有効応力解析 (NS断面)				
	鉛直加速度			設計モデルに対する 検証用モデルの比率	
	設計モデル	検証用モデル		中央	端部
	A (cm/s ²)	B.中央 (cm/s ²)	C.端部 (cm/s ²)	B/A	C/A
Ss-A	1008	1067	1014	1.059	1.006
Ss-B1	847	826	841	0.976	0.994
Ss-B2	786	825	785	1.051	1.000
Ss-B3	1135	1123	1104	0.990	0.973
Ss-B4	996	1019	1012	1.023	1.017
Ss-B5	1117	1225	1160	1.097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

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

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

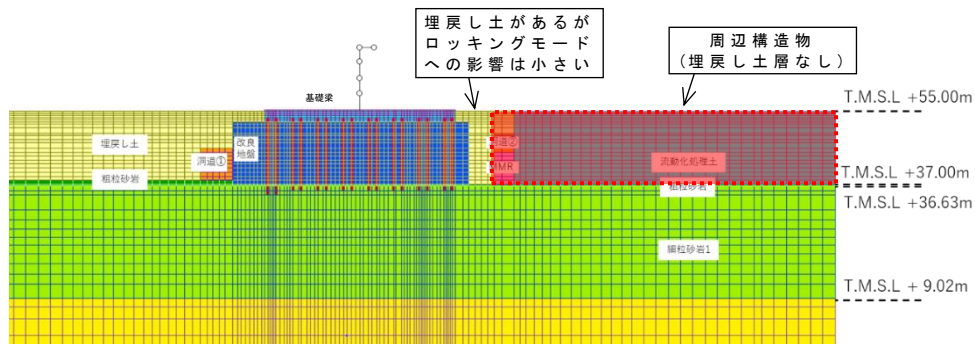


第 7.4.3-1 図 NS 断面 解析モデル図

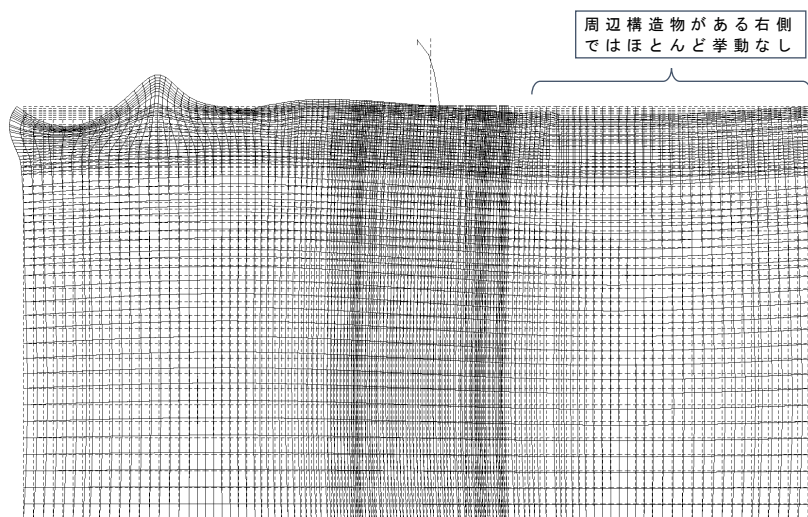


(8次 : 3.85Hz, 0.26秒, ロッキング卓越)

第 7.4.3-2 図 NS 断面 モード図



第 7.4.3-3 図 EW 断面 解析モデル図



(7 次 : 3.67Hz, 0.27 秒, ロッキング卓越)

第 7.4.3-4 図 EW 断面 モード図

7.4.3. 部材設計への影響確認

7.4.2 項では、設計モデルの鉛直加速度が検証用モデルを下回り、鉛直応答に対して過小評価している場合があることを確認した。

本項では、設計モデルと検証用モデルの部材評価の結果を比較し、部材設計への影響を確認する。

ここで、屋根部の応答値への影響を確認することが目的であるため、比較対象は、支持架構の鉄骨フレームとする。第 7.4.4-1 表に鉄骨フレームの検定比比較を示す。検定比は、地震 13 波を対象として算定した数値とする。

第 7.4.4-1 表より、設計モデルは検証用モデルよりも保守性を有していることを確認した。

第 7.4.4-1 表 鉄骨フレームの検定比比較

		A：設計モデル	B：検証用モデル	比率(A/B)
最大 検定比	柱	0.89	0.87	1.02
	大梁	0.87	0.85	1.03
	小梁	0.83	0.83	1.06
	トラス柱	0.72	0.67	1.08
	トラス鉛直 ブレース	0.69	0.65	1.06
	トラス水平 ブレース	0.29	0.29	1.02

7.4.4. 鉛直応答への影響のまとめ

鉛直応答への影響について鉛直確認モデルで確認された屋根部の鉛直加速度は検証用モデルでも同等の応答が得られ、また、検証用モデルの全地震動の結果から、代表波で確認したことの妥当性を確認した。

また、設計モデルの鉛直応答の部材設計への影響について検証用モデルを用いて比較したところ、保守性を有していることを改めて確認した。

以上のことから、設計モデルを用いて、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。

7.5. 地盤剛性の変化の影響

7.5.1. 確認方針

設計モデルにおいて中間状態の影響を確認したが、検証用モデルにおいても、中間状態を確認する。使用した検証用モデルは設計モデルと同様に端部の NS 断面とした。また、設計において支配的な基準地震動である S_s-A 及び S_s-C1 を対象とした。

7.5.2. 検証用モデルによる確認結果

(1) 応答値

応答値の比較表を第 7.5.2-1 表, 第 7.5.2-2 表に示す(赤字が最大となる応答値)。S_s-A においては, その水平の地震荷重が, 【液状化】, 【状態 b1】, 【状態 b2】, 【非液状化】の順に連続的に推移しており, 応答値は【液状化】で最大となることを確認した。鉛直の応答値については, どの結果も同程度となった。これらの結果は, 設計モデルと同じ傾向である。

S_s-C1 においても, 設計モデルと類似した傾向にあり, 鉛直の応答において, わずかに中間状態が最大となった。

本結果を詳細に分析するために, 検証用モデルの中間状態における応答値比較を第 7.5.2-1 図～第 7.5.2-4 図に示す。

(1) 層せん断力(支持架構)

支持架構の層せん断力が最も大きい S_s-C1 においては, 【液状化】が最大となっている。なお, S_s-A では, 【液状化】, 【状態 b1】, 【状態 b2】, 【非液状化】の順番に連続的に推移しており, 応答値はわずかに【液状化】が最大となっている。

(2) 付加曲げ(支持架構)

支持架構の付加曲げが最も大きい S_s-A においては, 【液状化】が最大となっており, 【液状化】, 【状態 b1】, 【状態 b2】, 【非液状化】の順番に連続的に推移している。S_s-C1 においては, 【非液状化】が最大となっている。

(3) 最大鉛直加速度(支持架構屋根部)

屋根部の最大鉛直加速度においては, 検証用モデルにおいても設計モデル同様, 剛性変化の違いによる応答の差異はほとんど発生していない。S_s-C1 においては, わずかに【状態 b1】が最大となったが, 【液状化】との差異は 3cm/s² であり, 設計に影響を及ぼすものではない。

(4) 最大水平加速度(基礎梁)

基礎梁の最大水平加速度が最も大きい S_s-C1 においては, 【液状化】が最大となっている。なお, S_s-A では, 【液状化】, 【状態 b1】, 【状態 b2】, 【非液状化】の順番に連続的に推移しており, 応答値は【液状化】が最大となっている。

(5) 最大鉛直加速度(基礎梁)

基礎梁の最大鉛直加速度においては, 検証用モデルにおいても設計モデル同様, 剛性変化の違いがほとんど発生していなかった。S_s-C1 においては, わずかに【状態 b2】が最大となったが, 【非液状化】との差異は 0.6cm/s² 程度であり, 設計に影響を及ぼすものではない。

(6) 変形 (改良地盤)

改良地盤の変形が最も大きい S_s-C1 においては、【液状化】が最大となっていた。S_s-A でも、【液状化】が最大となっている。

(7) 応答ひずみ (座屈拘束ブレース)

座屈拘束ブレースの応答ひずみが最も大きい S_s-C1 においては、【液状化】が最大となっていた。なお、S_s-A では、【液状化】、【状態 b1】、【状態 b2】、【非液状化】の順番に連続的に推移しており、応答値は【液状化】が最大となっている。

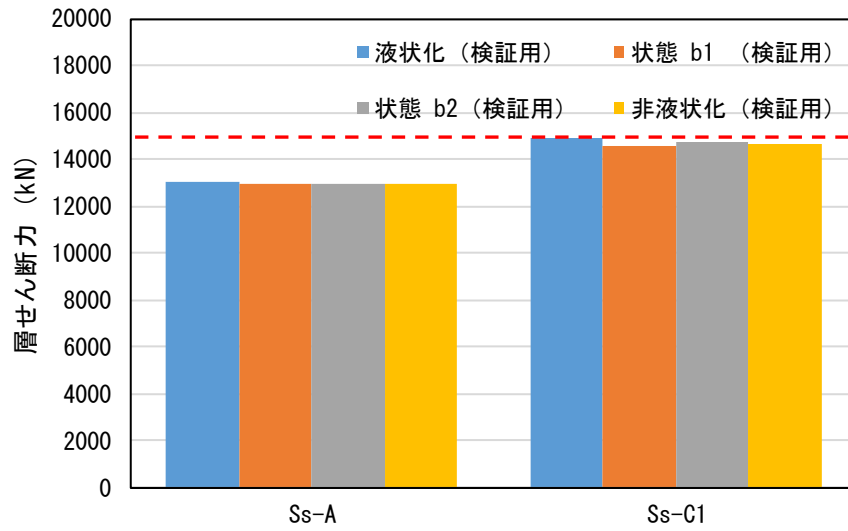
以上のことから、検証用モデルにおいても各地震荷重は概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっていること、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度 (支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度 (基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルの地盤の物性に【液状化】、【非液状化】を設定していることは妥当であることを確認した。

第 7.5.2-1 表 中間状態における応答値比較表 (S_s-A)

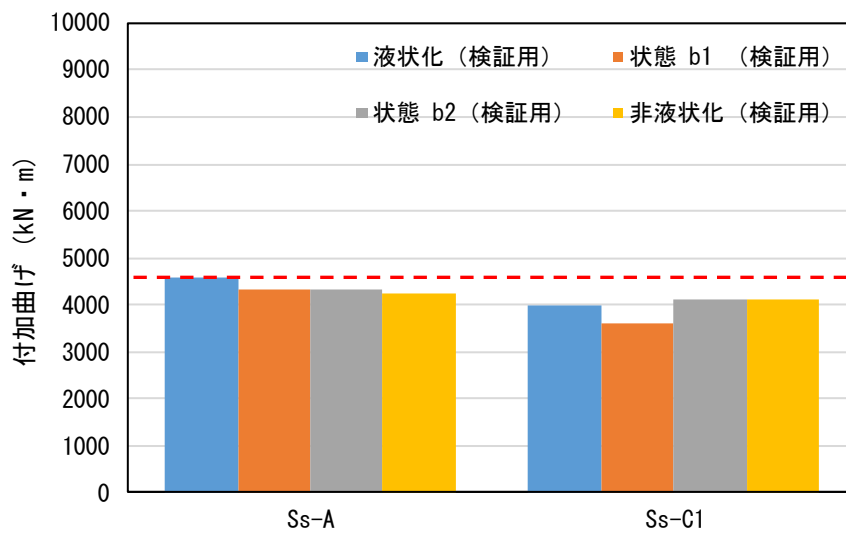
検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根部) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	検証用モデル	13036	4572	1014	580	307	3.99	1.32
状態 b1	検証用モデル	12988	4332	1010	560	307	3.75	1.25
状態 b2	検証用モデル	12965	4307	1009	541	307	3.43	1.20
非液状化	検証用モデル	12994	4239	1006	535	307	3.44	1.19

第 7.5.2-2 表 中間状態における応答値比較表 (S_s-C1)

検討ケース	モデル	A)層せん断力 (支持架構) (kN)	B)付加曲げ (支持架構) (kN・m)	C)最大鉛直加速度 (支持架構屋根部) (cm/s ²)	D)最大水平加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	E)最大鉛直加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	F)変形 (改良地盤) (mm)	G)応答 ひずみ (%)
液状化	検証用モデル	14911	3990	660	729	187	5.25	1.61
状態 b1	検証用モデル	14545	3613	663	718	187	5.18	1.58
状態 b2	検証用モデル	14747	4108	660	722	191	5.13	1.61
非液状化	検証用モデル	14693	4129	656	719	191	5.12	1.60

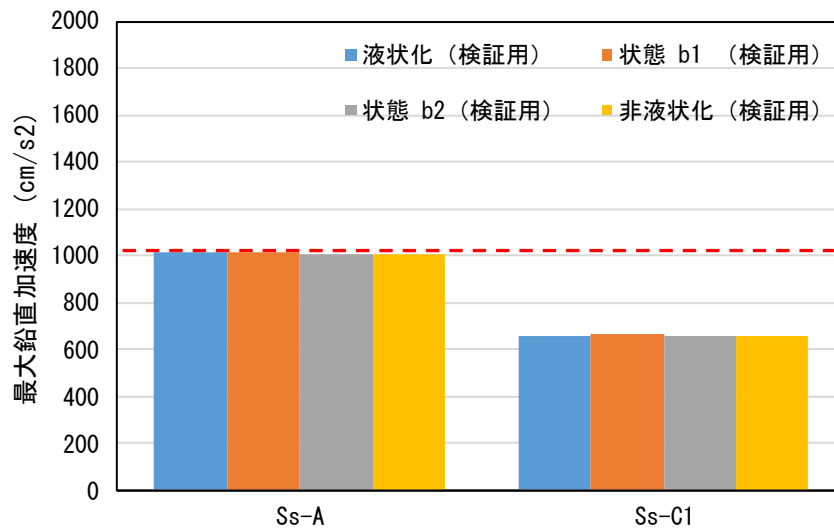


層せん断力 (支持架構)

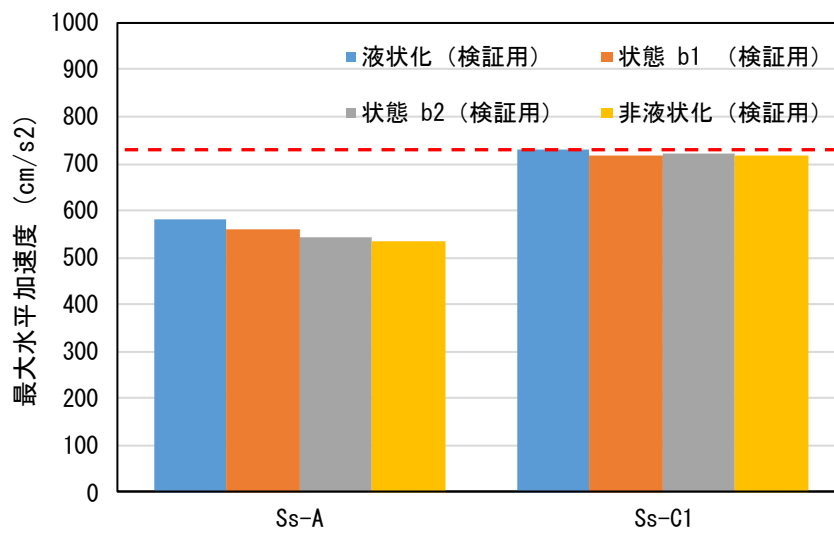


付加曲げ (支持架構)

第 7.5.2-1 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

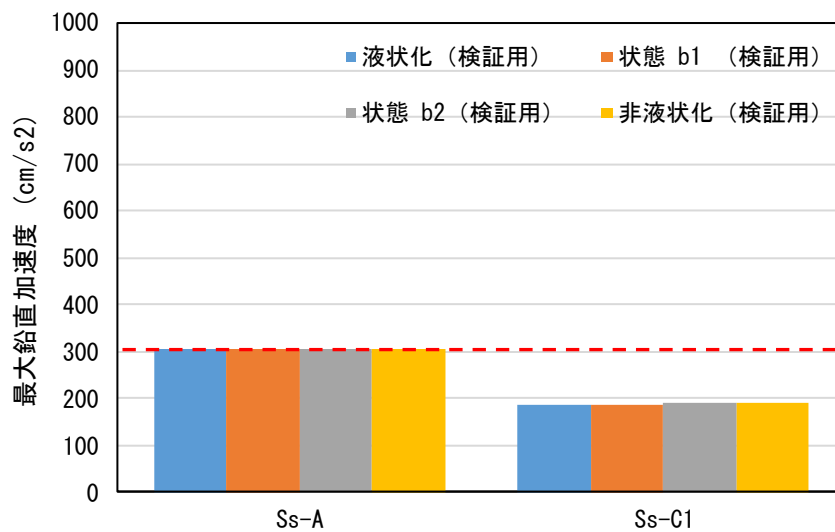


最大鉛直加速度(支持架構屋根部)

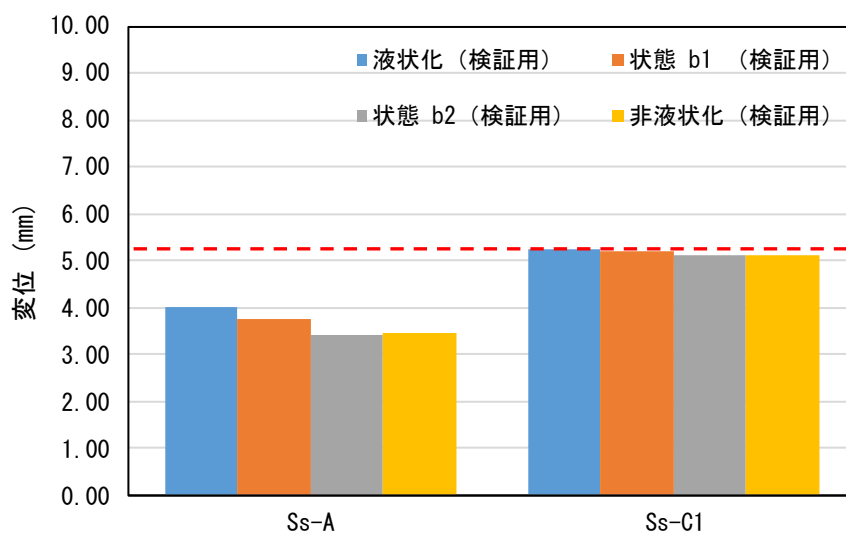


最大水平加速度(基礎梁)

第 7.5.2-2 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

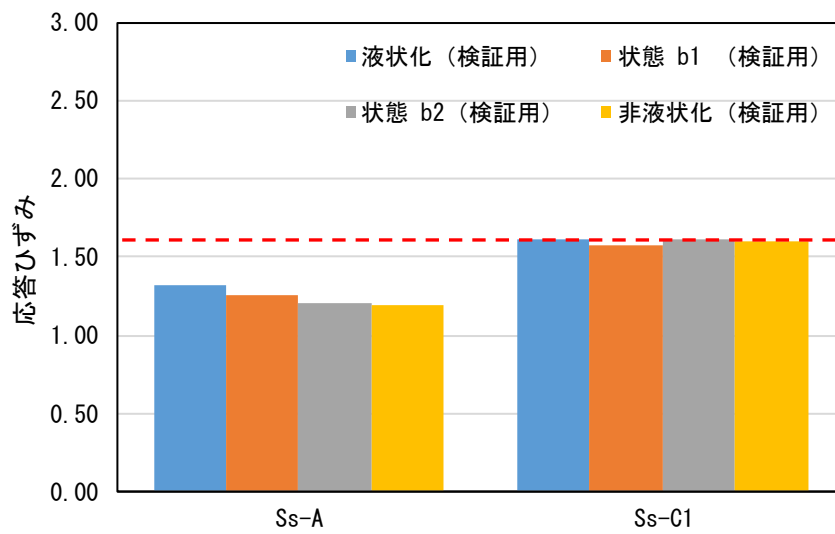


最大鉛直加速度 (基礎梁)



変形 (改良地盤)

第 7.5.2-3 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較



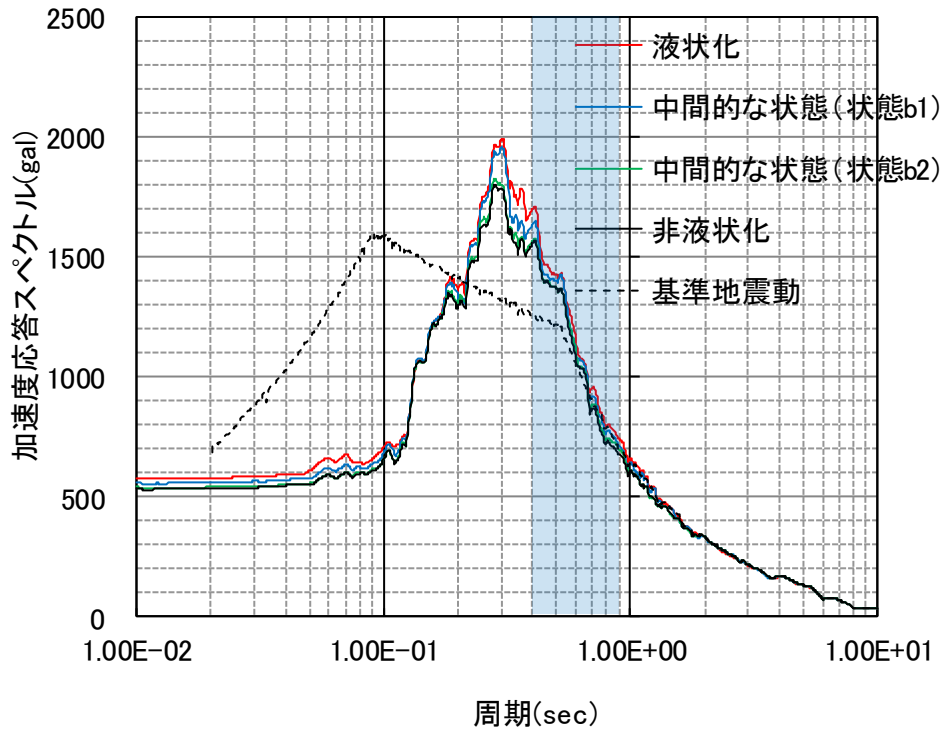
応答ひずみ(座屈拘束ブレース)

第 7.5.2-4 図 検証用モデルの中間状態における応答値比較

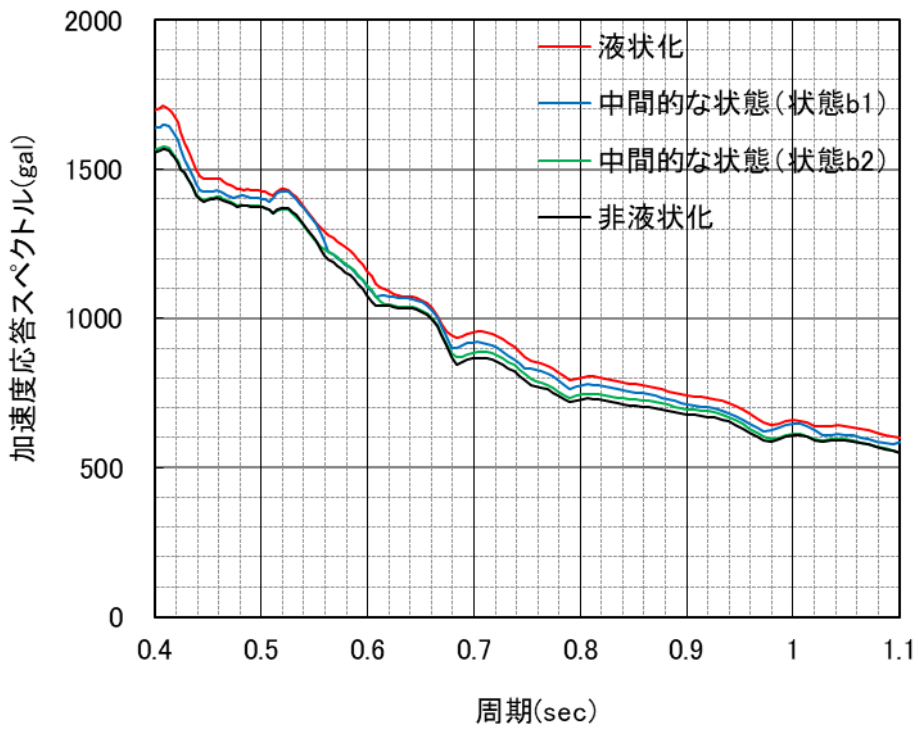
(2) 加速度応答スペクトル

検証用モデルの基礎梁の水平加速度応答スペクトルを第 7.5.2-5 図，第 7.5.2-6 図に示す。Ss-A 及び Ss-C1 において，水平加速度応答スペクトルは，設計モデル同様，支持架構の固有周期帯において【液状化】が概ね最大となることを確認した。ただし，Ss-C1 においては，短周期側で【非液状化】が最大となっており，設計モデルと同様の傾向であることを確認した。

支持架構の固有周期帯



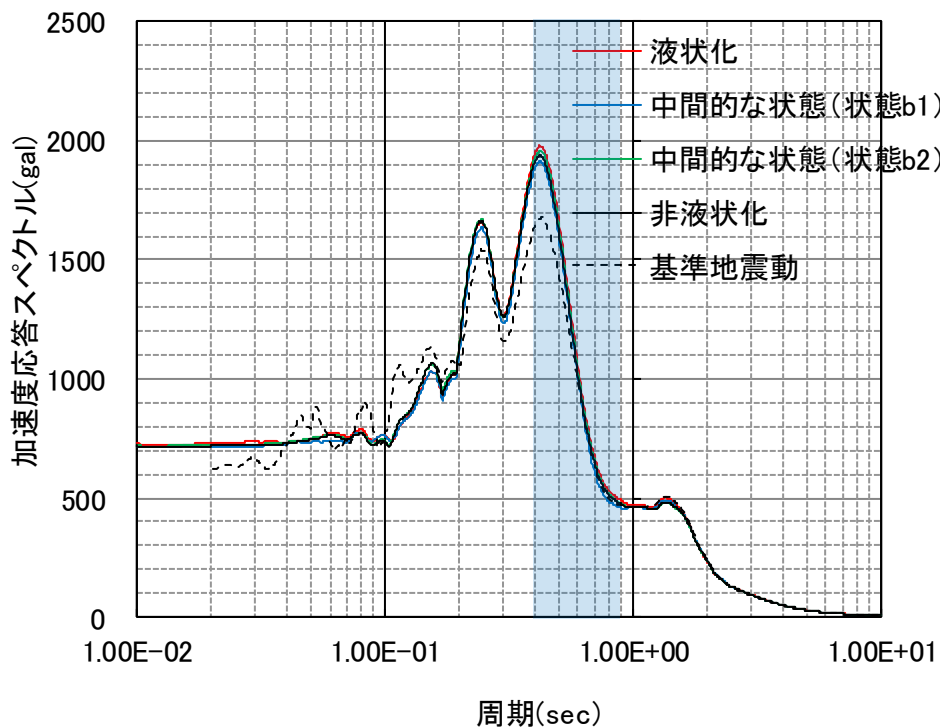
(a) 全体



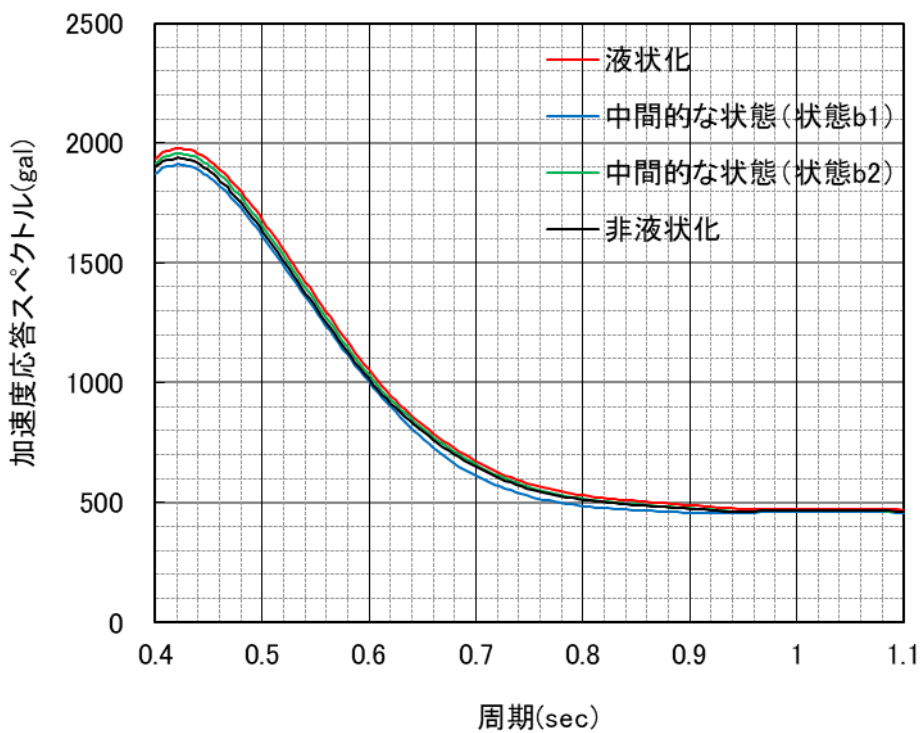
(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

第 7.5.2-5 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (S_s-A)

支持架構の固有周期帯



(a) 全体



(b) 拡大(周期 0.4~0.9 秒)

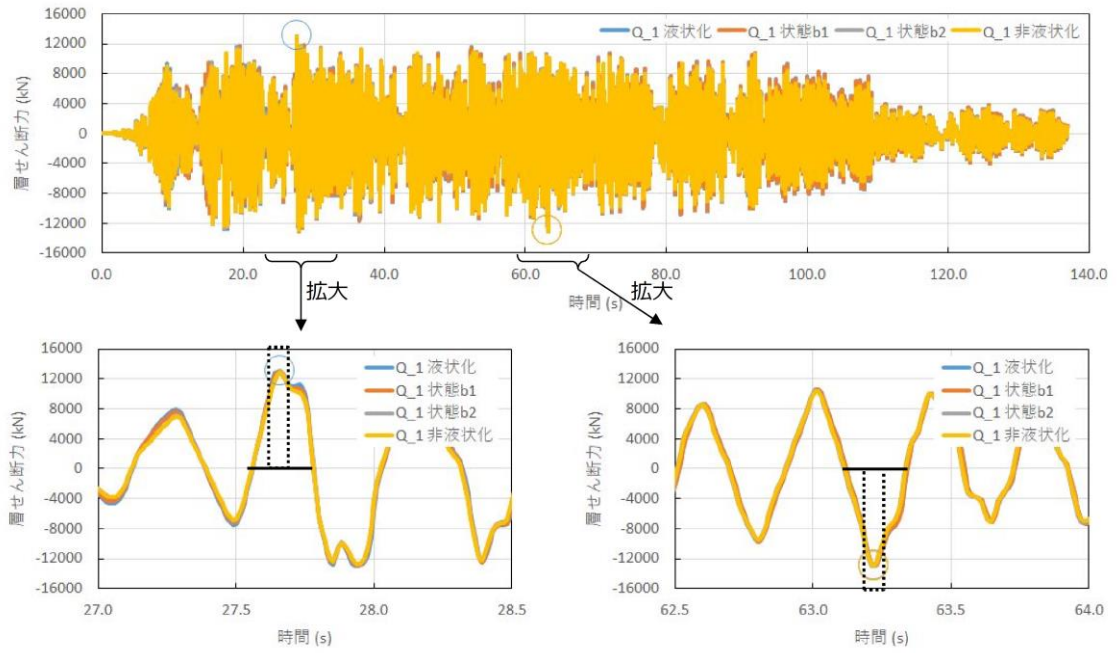
第 7.5.2-6 図 基礎梁の加速度応答スペクトル (S_s-C1)

(3) 時刻歴波形

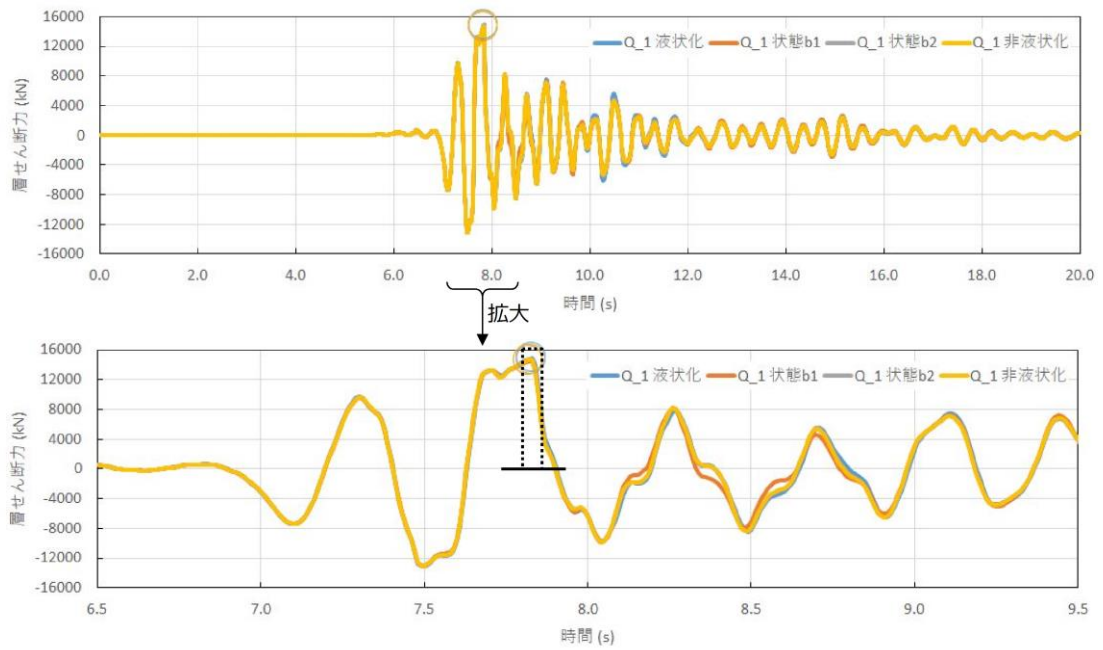
第 7.5.2-7 図，第 7.5.2-8 図に層せん断力時刻歴波形を示す。

概ね【液状化】が最大となっており，ピーク値が発生する時間断面でも【液状化】が最大となっていた。

以上の結果より，検証用モデルにおいても，概ね【液状化】が最大となり，設計モデルと同様の傾向となることを確認した。



第 7.5.2-7 図 Ss-A の層せん断力の時刻歴



第 7.5.2-8 図 Ss-C1 の層せん断力の時刻歴

7.5.3. 地盤剛性の変化の影響のまとめ

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度(支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度(基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性を確認した。

また、検証用モデルで加速度応答スペクトル及び時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認した。

以上のことから、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性に係るものではないことを確認した。

7.6. 設計モデルの総合的な検証のまとめ

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

屋根部の鉛直加速度における検証用モデルと設計モデルの比率は、鉛直確認モデルと設計モデルの比率と同等の結果であった。

鉛直応答が部材設計に与える影響については、先に鉛直確認モデルと設計モデルにおいて、波及的影響評価に係る部材の検定値を比較した結果、設計モデルの方が、トータルとして保守的になることを確認済みであるが、検証用モデルでの検定値に対しても設計モデルは保守的となることを確認した。

このように、屋根部の付加曲げ及び屋根部の鉛直加速度は、部材設計において支配的な応答値ではないため、設計モデルがそれらを小さく評価することによる影響は小さい。

以上のことから、部材設計における鉛直成分の寄与は小さく、検証用モデルとの比較の結果からも、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計のインプットを算出することは可能であることを確認した。

地盤剛性の変化について検証用モデルで【液状化】、【非液状化】と中間状態を設定した場合の地震荷重は設計モデルと同様に概ね【液状化】、【非液状化】で最大となっており、中間状態で大きくなった「最大鉛直加速度(支持架構屋根部)」、「最大鉛直加速度(基礎梁)」はそれぞれ液状化及び非液状化と同等となっていることから、設計モデルで【液状化】、【非液状化】を設定したことの妥当性を確認した。

また、検証用モデルで加速度応答スペクトル及び時刻歴波形による分析結果から設計モデルと同様の傾向を確認した。

以上のことから、地盤剛性の変化に伴う地震荷重への影響は設計モデルの特性に係るものではないことを確認した。

8. まとめ

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

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

一方、設計モデルは、単に鉛直応答だけを比較した場合には、ロッキングの影響を受けにくいことにより小さめの結果を与えることを確認したが、部材設計における鉛直成分の寄与は水平成分に比べて相対的に小さく、鉛直応答を小さく評価する設計モデルを用いて飛来物防護ネット架構の波及的影響評価に係る部材設計を行うことは可能であると判断した。

全 13 波を対象として部材ごとの地震荷重を算定した結果、概ね液状化時において最大となった。液状化時以外の状態で最大となった場合も、液状化時との差はごくわずかであった。

地盤剛性の中間状態において最大となる地震波の地震荷重については、当該地震荷重が最大となる他の地震波(液状化または非液状化で最大)による荷重が十分に大きく、地盤剛性の変化に伴う地震荷重の増減の幅を踏まえても、地盤剛性の中間状態は設計上支配的ではないことから、液状化と非液状化との間の中間状態については、飛来物防護ネット架構の波及的影響評価において配慮する必要は無いと判断した。なお、地盤の剛性変化に係る検討結果を踏まえて、部材設計では有効応力解析及び全応力解析を実施する。

以上のことから、部材設計を行うに当たり、インプットとなる地震荷重を算定するモデルに設計モデルを用いることが可能であることを確認した。ここで、本設計モデルの適用にあたっては、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について十分な余裕を持たせた設計とする。

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

参考資料

設計モデル及び検証用モデル
の解析条件について

目 次

1. 解析モデルの構築プロセス	1
1.1. 検証モデルの妥当性	5
1.2. 液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較	9
1.3. 有効応力解析（FLIP）の適用性	12
1.4. 計算結果の比較	15
1.5. 施設の設置及び周辺状況	17
1.6. まとめ	20
2. 解析条件	21
2.1. 共通	21
2.2. 設計モデル	28
2.3. 検証用モデル	31
3. 妥当性・保守性を確認する応答値	35
4. 設計モデルの妥当性検証に用いる条件の確認	38

1. 解析モデルの構築プロセス

モデルの構築プロセスにおける確認項目は第 1-1 表に示す「プロセス 1：モデル諸元」, 「プロセス 2：地盤及び材料の物性」, 「プロセス 3：地震時荷重」の通りであり, 各項目で合理化可能か検討する。その内容全 16 項目を第 1-2 表～第 1-4 表に示す。

第 1-2 表の項目のうち③モデル範囲及び⑤基礎梁については, それぞれ, 波の逸散を適切に考慮する必要があること, 基礎梁をモデル化しないことの合理化の効果が小さいという理由から設計モデルと検証用モデルは同一の設定とする。その他の項目は, 妥当性及び保守性を確認したうえで合理化を図る。

第 1-3 表, 第 1-4 表の項目については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 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 1-2 表 プロセス 1:モデル諸元の設定内容

項目	設定の考え方	検証用モデル	設計モデル	合理化項目 or 保守性付与項目	検証用モデルからの変更の考え方
FEM モデル の 構築	① 検討断面 (中央、端部)	NS: 2断面 EW: 2断面 (中央部、端部)	NS: 1断面 EW: 1断面 (端部のみ)	合理化 and 保守性	合理化は④ 保守性は⑦ を参照
	② マジサイズ	20Hz以下	13Hz以下	合理化	必要な周波数帯を解析可能なサイズに変更 可能と判断
	③ モデル範囲	モデル幅は、モデル境界からの影響を低減するため施設幅の 5倍以上とする。 モデル高さは、解放基礎面～地表面を対象とする。	左記のとおり設定	—	モデル範囲の変更は、流動化処理土等の地 盤の配置状況から応答への影響が与えるもの と思われることから、変更は行わない
	④ 支持架構	施設の振動特性を適切に考慮するため、支持架構-基礎- 地盤を一体で評価し、支持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	合理化	支持架構は一体で拳動すると考え、1軸型で 評価可能と仮定し、1軸型のみでモデル化
構造 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。	左記のとおり設定	—	合理化の効果が小さいため変更は行わない
	⑥ 改良地盤幅	改良地盤をモデル化することが考えられる。幅については「高 さ/幅」の違いにより応答に影響を及ぼすことが考えられる。	実寸で モデル化	合理化	幅を短くすると応答が大きくなるため基礎梁幅 に台わせ短くすることが可能と判断
	⑦ MMR	MMRをモデル化することが考えられる。 上記「①検討断面」の地中構造物の配置状況から中央部 では考慮し、端部では非考慮とすることが考えられる。	考慮	保守性	MMRより剛性の小さい改良地盤でモデル化 することで応答が保守的となる
詳細 条件	⑧ 杭	RC杭をモデル化することが考えられる。	考慮	保守性	杭をモデル化しないことで、剛性が小さくなり応 答が保守的となる
	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	保守性	周辺構造物をモデル化しないことで、拘束効 果が小さくなり応答が保守的となる
	⑩ 接触剥離要素	構造物と地盤の境界面に対し、接触剥離を考慮することが 考えられる。	考慮	合理化	接触剥離要素が必要な範囲が限定的である ことから考慮不要と判断
	⑪ モデル寸法	・粗粒砂岩をモデル化 ・基礎梁高さを実寸法通りに設定	実寸で モデル化	合理化	・粗粒砂岩は全体の寸法に対して極めて小さ いことから変更可能と判断 ・基礎梁高さは支持架構の振動特性が等価 に設定出来ることと判断

第 1-3 表 プロセス 2：地盤及び材料物性の設定内容

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

第 1-4 表 プロセス 3：地震時荷重の設定内容

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

※地震応答解析において，風荷重は作用させない。

1.1. 検証用モデルの妥当性

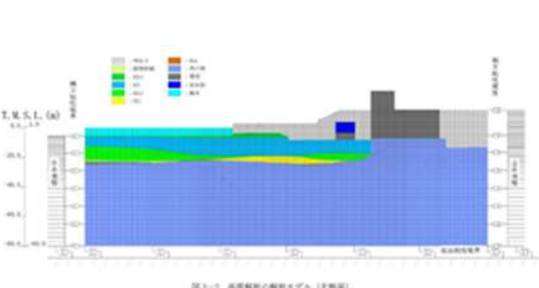
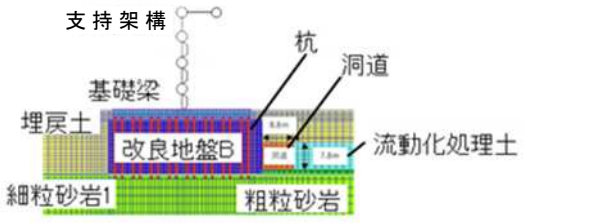
設計モデルの妥当性の確認のため、施設周辺の状況をより細かくモデル化した検証用モデルを構築し、設計モデルと応答の比較を行う。

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 1.1-1 表の①～③について比較する。

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

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

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (1/3)

モデル構築 プロセス項目	柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション 解析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
モデル図	 <p>図1-2 高圧容器の掘削モデル (左側面)</p>		<p>六ヶ所の液状化対象層は埋戻し土のみで構成され(成層), 且つ支持岩盤上部に水平に分布し傾斜は見られず(水平), 柏崎刈羽原子力発電所と類似している。</p> <p>また, 図に示すとお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規制基準適合性に係る審査会合 資料 1-1 抜粋

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (2/3)

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

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

第 1.1-1 表 発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルと検証用モデルの比較 (3/3)

モデル構築 プロセス項目		柏崎刈羽原子力発電所 (中越沖地震のシミュレーション解 析モデル※1)	六ヶ所 (飛来物防護ネット架構 検証用モデル)	検証用モデルの 妥当性に関する考察
② 地盤の 物性	地盤物性	室内試験などに基づき設定	同左	室内試験などに基づき同様の考え方に基づいて設定し、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	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力	モデル下端の解放基盤に基準地震動を入力

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

※2：2 章及び 3 章を参照

1.2. 液状化対象層（埋戻し土）の物性値の比較

液状化対象層である埋戻し土について、有効応力解析（FLIP）の適用性について再現解析を行っている東京電力ホールディングス（株）柏崎刈羽原子力発電所 7 号炉（以下、KK7）における埋戻し土と物性値の比較をする。結果を、第 1.2-1 表に示す。

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

第 1.2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (1/2)

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

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

第 1.2-1 表 KK7 の埋戻し土と当社埋戻し土の物性値比較 (2/2)

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

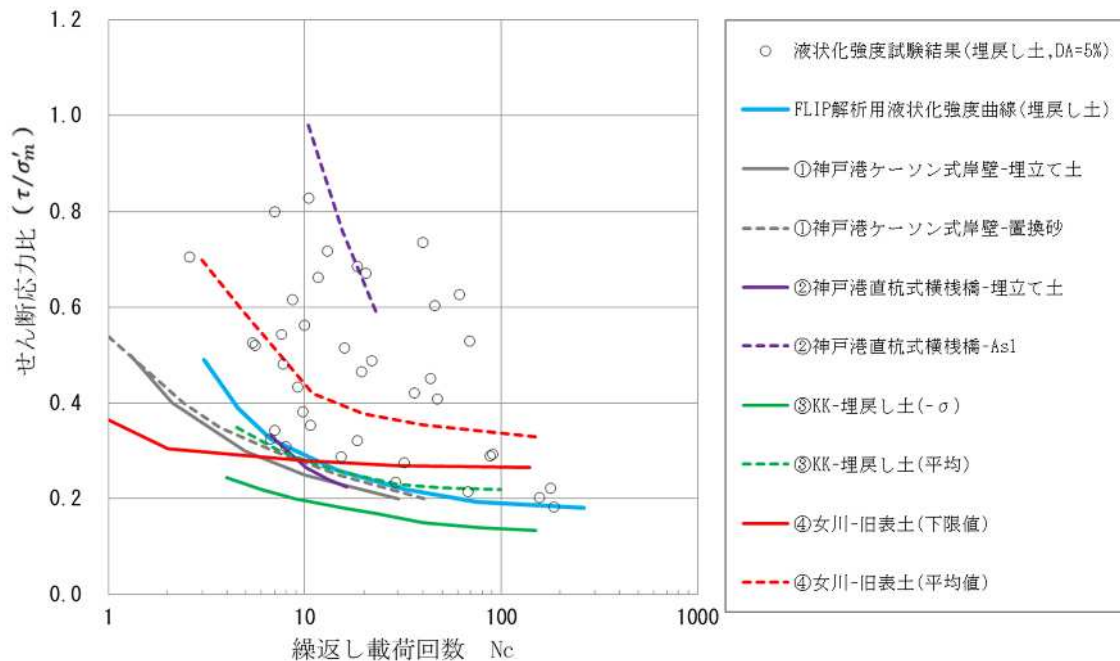
1.3. 有効応力解析 (FLIP) の適用性

有効応力解析 (FLIP) については、海岸構造物に限定するなどの適用範囲が明確となっていない。一方で、これまでの事例解析について、事例集などが FLIP 研究会から示されている。本事例集及び先行発電炉において実施されている有効応力解析 (FILP) の検証事例について、液状化強度曲線に着目して整理した。結果を第 1.3-1 図及び第 1.3-1 表に示す。

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

また、当社の埋戻し土に対して、先行する発電炉と同様に、設定した液状化強度特性を用いた有効応力解析 (FLIP) による要素シミュレーションを行い、液状化試験結果との対比を実施した。結果を第 1.3-2 図に示す。

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



第 1.3-1 図 有効応力解析 (FLIP) の検証事例における液状化強度

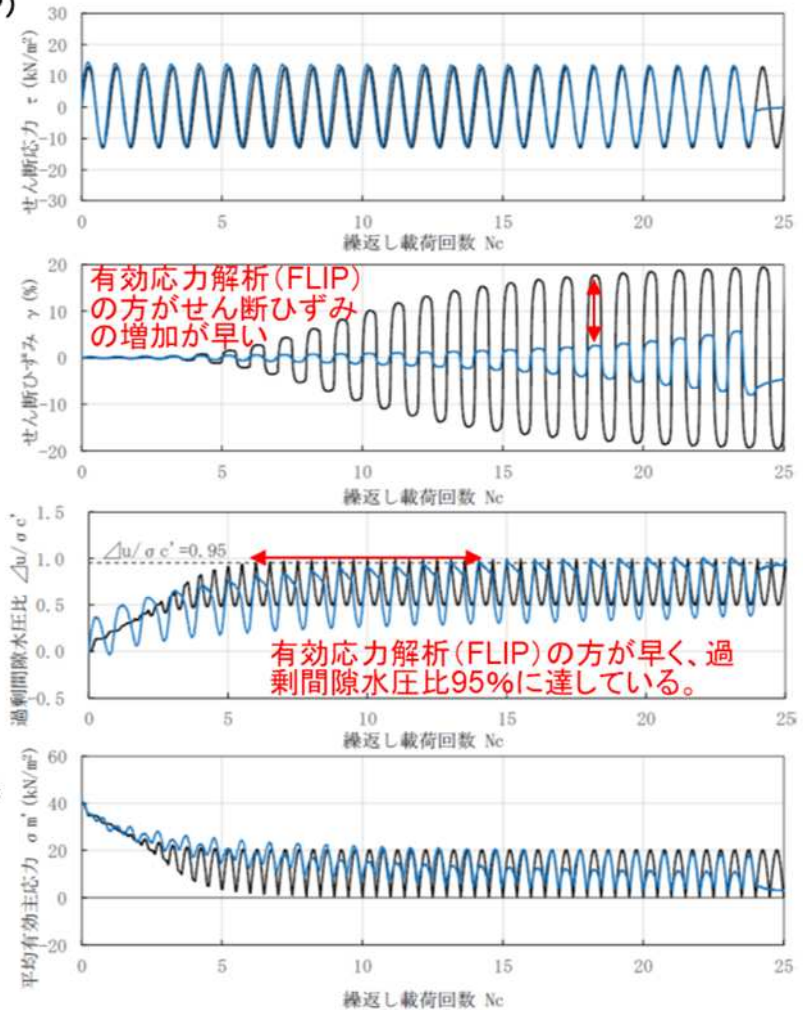
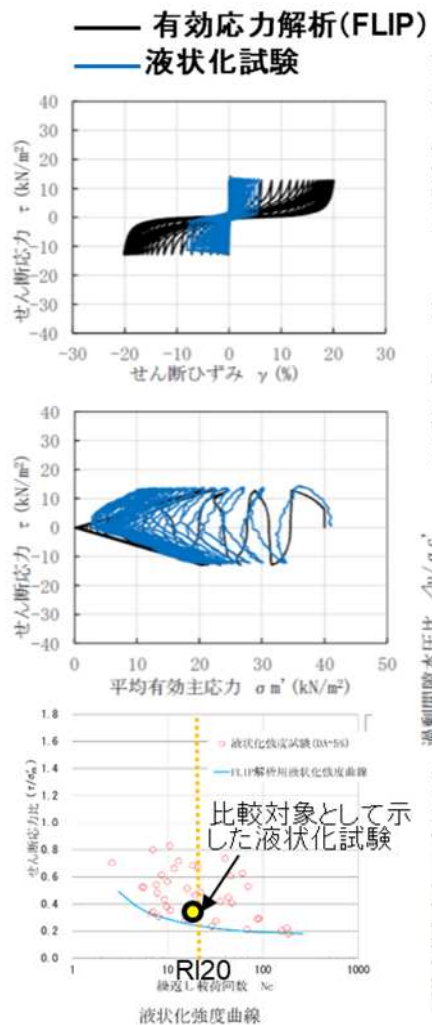
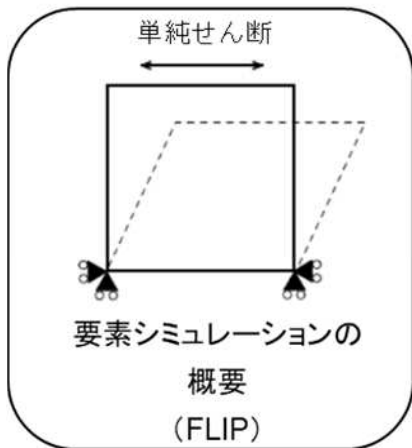
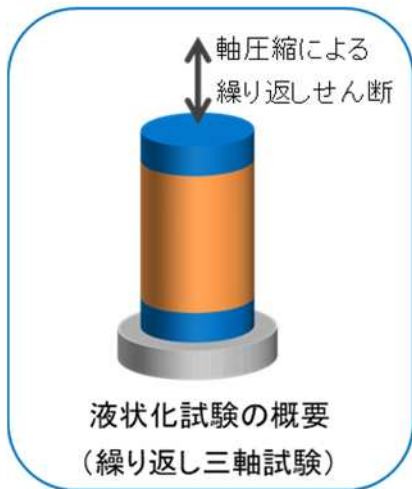
第 1.3-1 表 有効応力解析 (FLIP) の検証事例

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

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

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

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

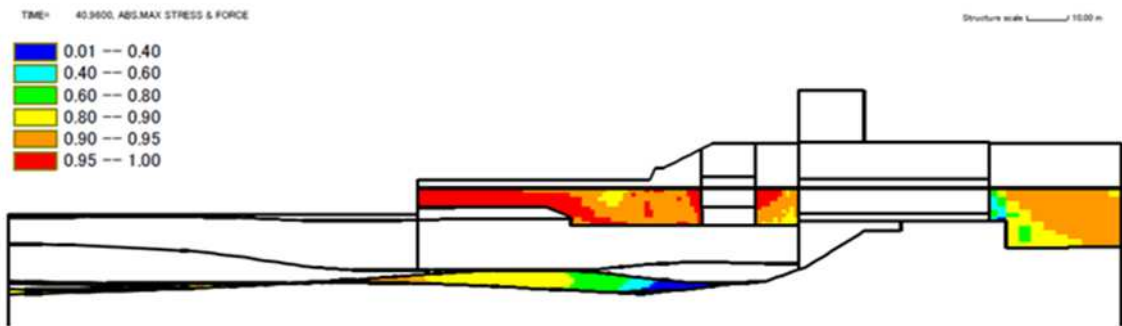


第 1.3-2 図 有効応力解析 (FLIP) における要素シミュレーション結果

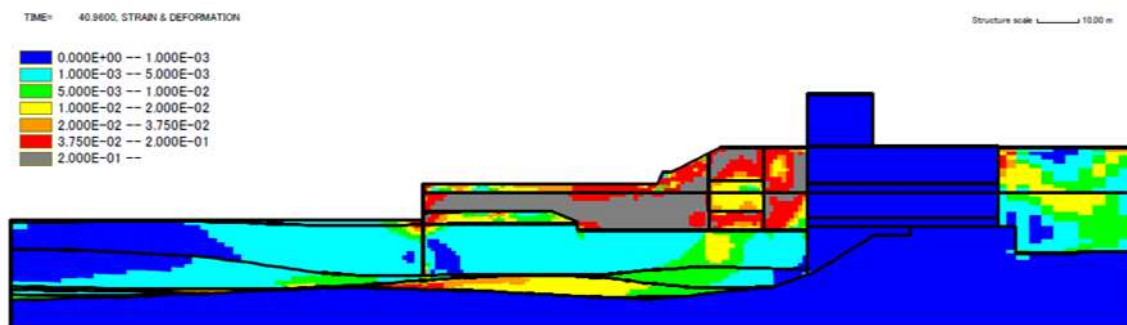
1. 4. 計算結果の比較

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

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

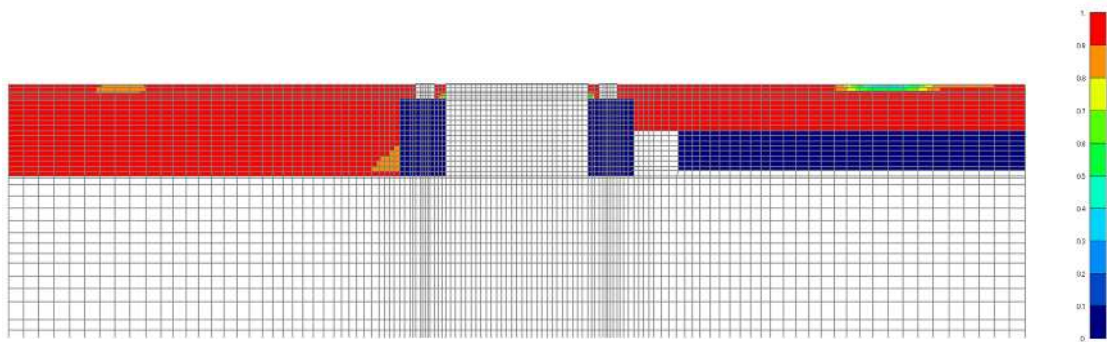


(a) 最大過剰間隙水圧

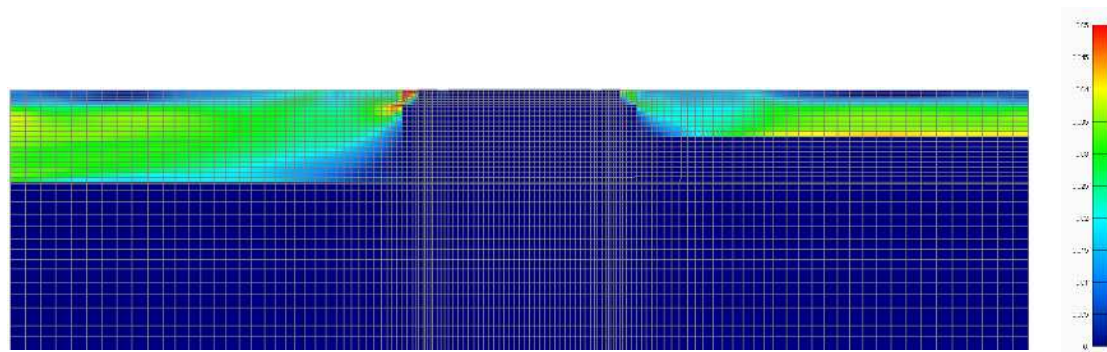


(b) 最大せん断ひずみ (残留値)

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



(a) 最大過剰間隙水圧



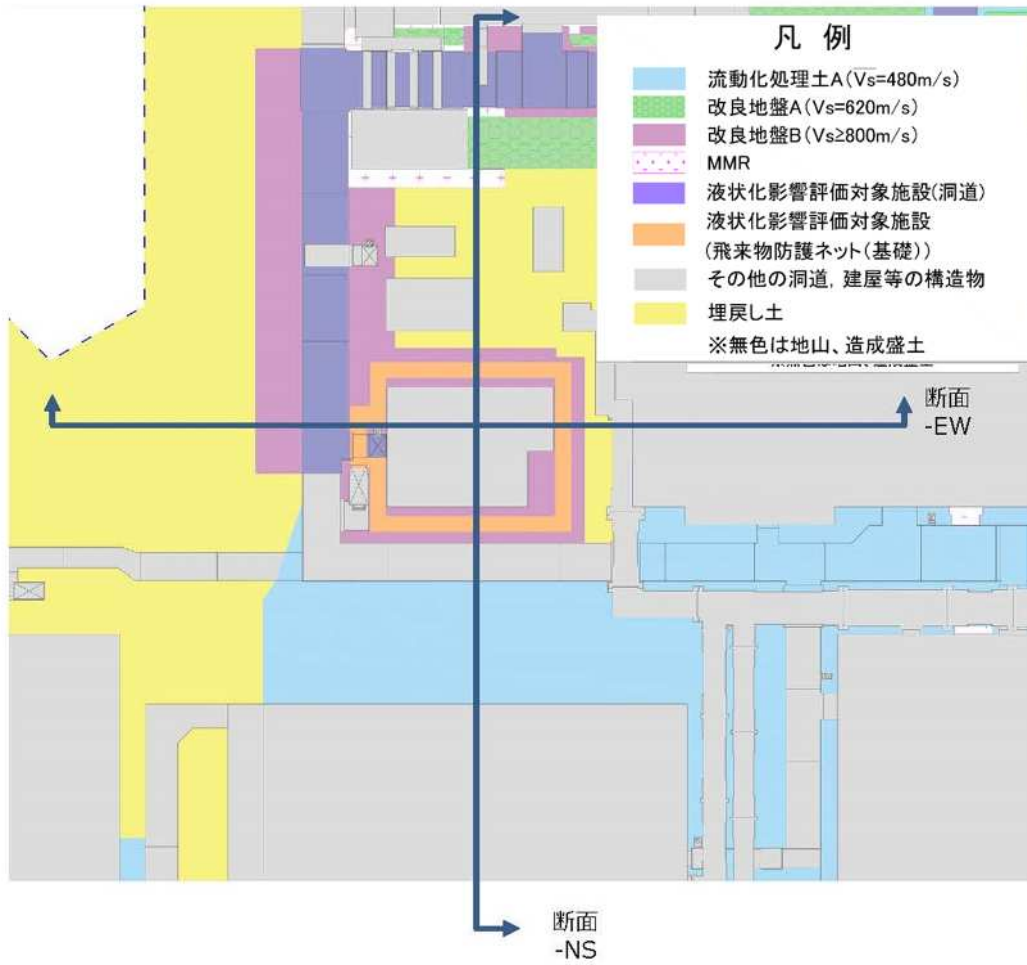
(b) 最大せん断ひずみ

第 1.4-2 図 有効応力解析 (FLIP) における解析結果 (検証用モデル[Ss-A 加振時])

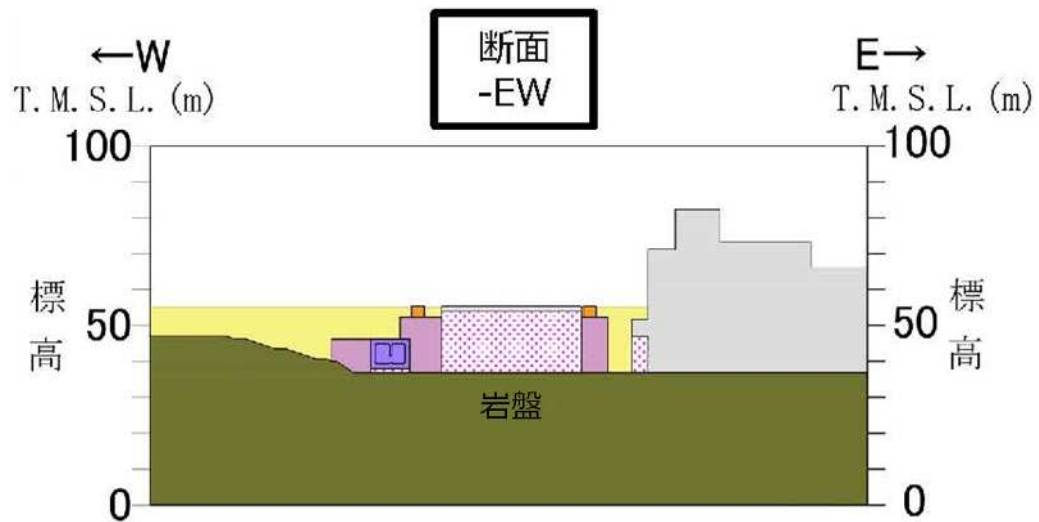
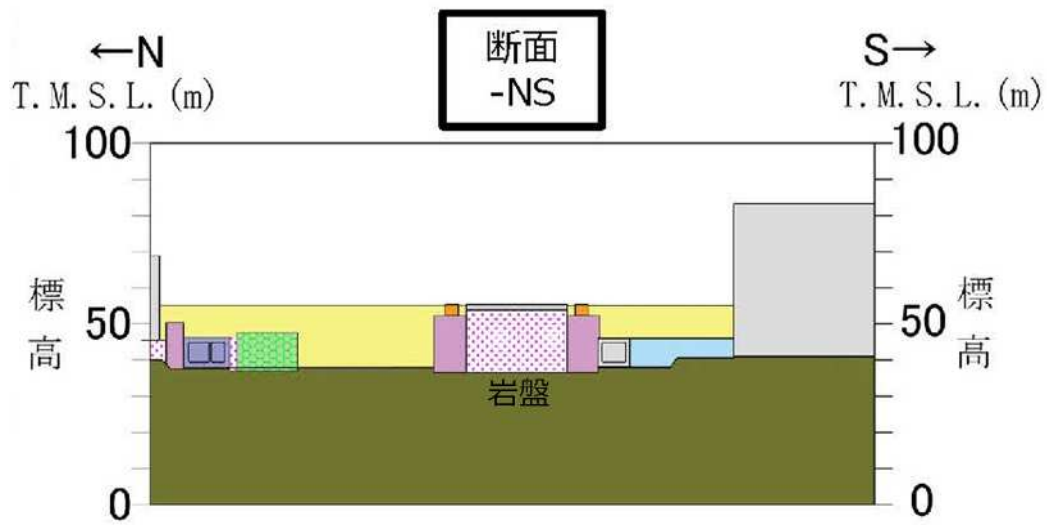
1.5. 施設の設置及び周辺状況

飛来物防護ネット架構周辺地中部について第 1.5-1 図に平面図を，第 1.5-2 図に断面図を示す。施設の形状については概ね矩形形状となっており対称性，整形性が見られることを確認した。

施設周辺の埋戻し土についても岩盤上に概ね水平成層となっていることを確認した。なお，西側に岩盤部の傾斜があるが，その間に洞道や改良地盤があることから，施設の応答への影響は小さいと思われることから，FEM モデルでは，液状化しやすい埋戻し土が水平に広がっていると保守的に設定した。



第 1.5-1 図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の平面図



第 1.5-2 図 飛来物防護ネット架構周辺地中部の断面図

1.6. まとめ

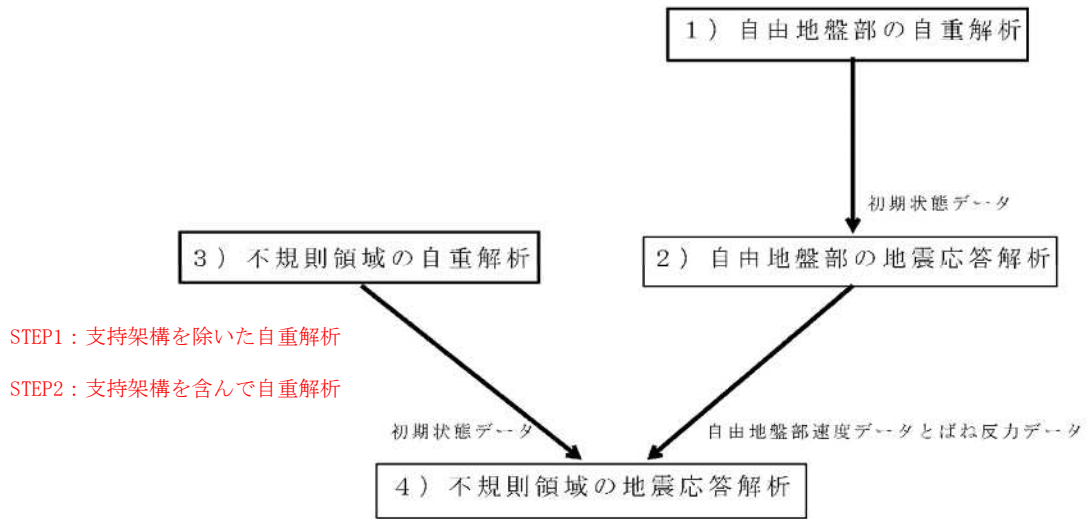
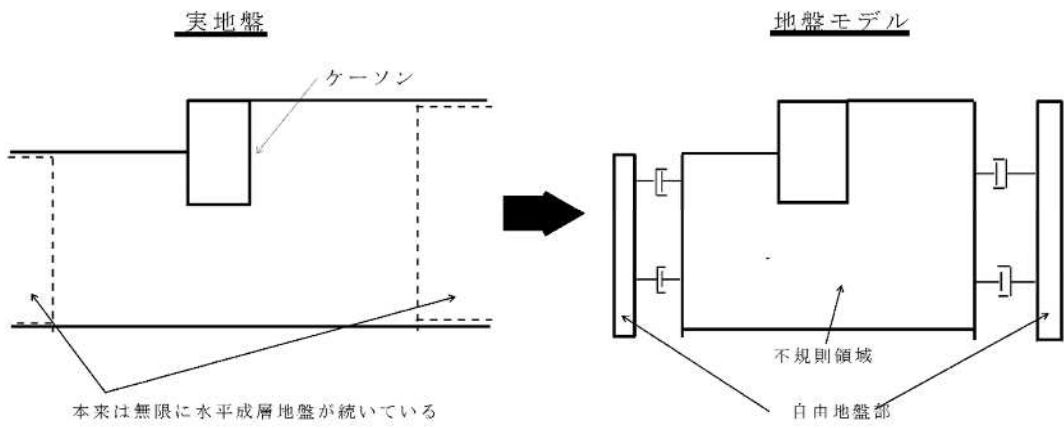
検証用モデルの妥当性は、モデル構築の妥当性が確認された発電炉での実地震に対するシミュレーション解析のモデルに対して、その構築プロセスについて比較することで確認した。また、既往文献などによる検証事例から有効応力解析 (FLIP) の適用性について検討した。

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。

2. 解析条件

2.1. 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。液状化時の有効応力解析と非液状化時の全応力解析の物性値の違いは、液状化特性（液状化パラメータ含む）の入力の有無のみであり、他は同様とする。
- ・ 地盤条件は、基本的に基本ケースの直下地盤及び埋戻し土の条件での検討を行う。
- ・ 解析モデルは、境界条件が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「JEAG4601-1987」及び「JEAG4601-2008」を参考に、モデル幅については耐震評価対象構造物の 5 倍以上とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T. M. S. L. -70. 0m)～地表面を対象とする。
- ・ 地下水位は地表面とする。
- ・ 解析ステップは第 2. 1-1 図のとおりとする。冷却塔及び飛来物防護ネット架構については、地盤の自重解析後にこれらのみの自重解析を行う。
- ・ 考慮する荷重の組合せについては、第 2. 1-1 表に示す。
- ・ 冷却塔及び飛来物防護ネット架構の基礎上端より上部の構造は、質点系でモデル化する。支持架構のモデル化は、線形平面ひずみ要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。質点は節点集中質量要素、柱・はりフレーム部分には線形梁要素、座屈拘束ブレース部分には非線形バネ要素を用いてモデル化する。
- ・ 断面ごとに固有値解析を行い、得られた系全体の有効質量比の最も大きい振動数(f)と各々の材料の減衰定数(h)から剛性比例型減衰(β)を算定する(冷却塔及び飛来物防護ネット架構は Rayleigh 減衰を適用)。
- ・ 入力地震動は解放基盤面での基準地震動とする。
- ・ 地盤モデルの側方境界及び底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 直下地盤の物性値を第 2. 1-2 表及び第 2. 1-3 表に示す。初期せん断弾性係数及び減衰定数については、microSHAKE により決定した等価剛性及び等価減衰定数を設定する。
- ・ 埋戻し土の物性値を第 2. 1-4 表に示す。
- ・ 改良地盤 B の物性値を第 2. 1-5 表に示す。
- ・ 基礎などコンクリート材料については線形として扱う。



第 2.1-1 図 解析ステップ(「FLIP マニュアル」に加筆)

第 2. 1-1 表 荷重の組合せ

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

第 2.1-2 表 Ss-A 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第 2.1-3 表 Ss-C1 加振時に用いる直下地盤の物性値(基本ケース)

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

第 2.1-4 表 埋戻し土の物性値(基本ケース)

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

D: 深度(m)

w_l : 液状化特性全体を規定するパラメータ

p_1 : 液状化特性の前半を規定するパラメータ

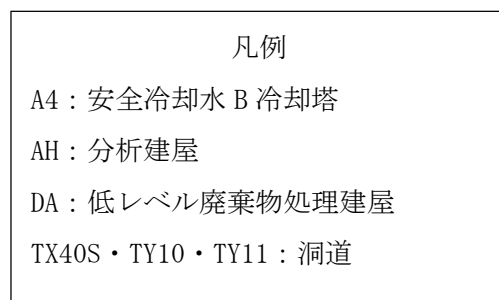
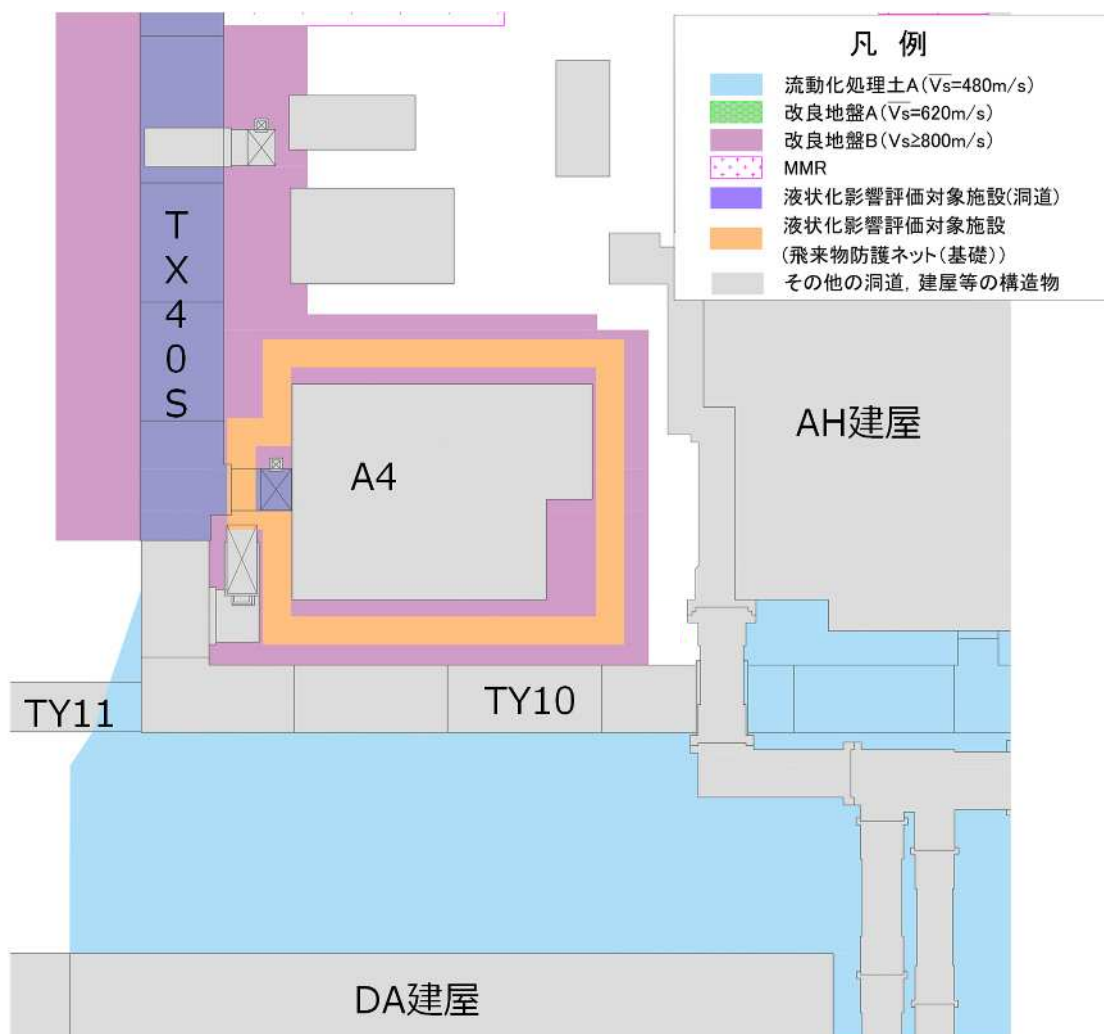
p_2 : 液状化特性の後半を規定するパラメータ

c_l : 液状化発生の下限值を規定するパラメータ

S_l : 液状化の終局状態を規定するパラメータ

第 2.1-5 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	-



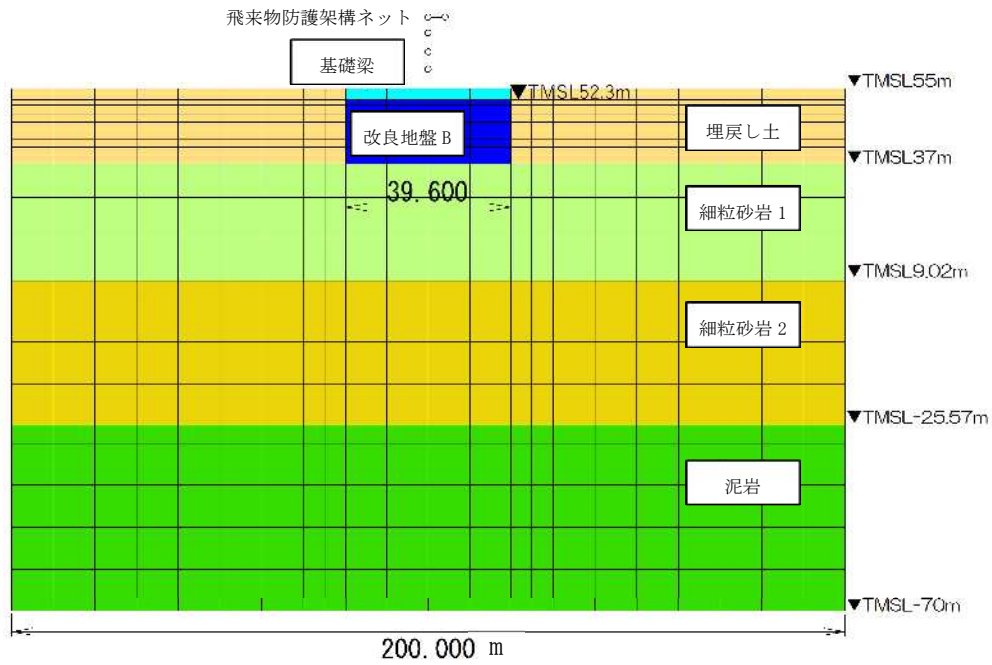
第 2.1-2 図 飛来物防護架構ネットの敷地周辺図

2.2. 設計モデル

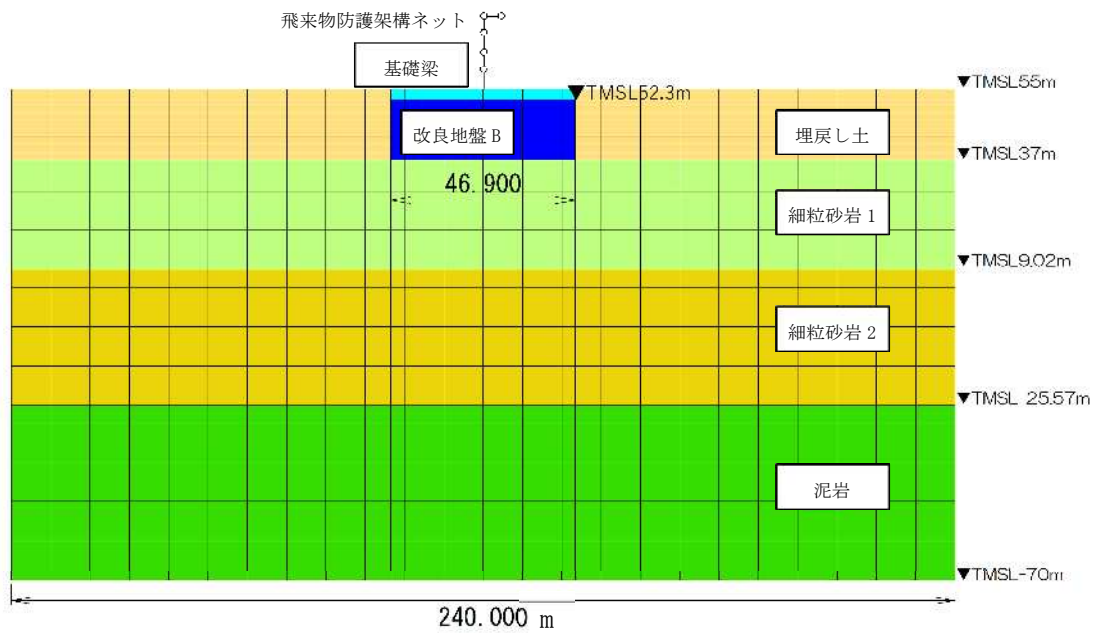
- ・ 検討断面は、NS 断面(検証用モデルの断面②-NS 相当)と EW 断面(検証用モデルの断面②-EW 相当)とする。
- ・ モデル化対象を第 2.2-1 表に示す。
- ・ 解析モデル図を第 2.2-1 図, 第 2.2-2 図に示す。

第 2. 2-1 表 設計モデルのモデル化

モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素 (非線形)
改良地盤 B(非液状化層)	マルチスプリング要素 (非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
飛来物防護ネット架構基礎	線形平面ひずみ要素
飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素



第 2.2-1 図 設計モデル NS 断面



第 2.2-2 図 設計モデル EW 断面

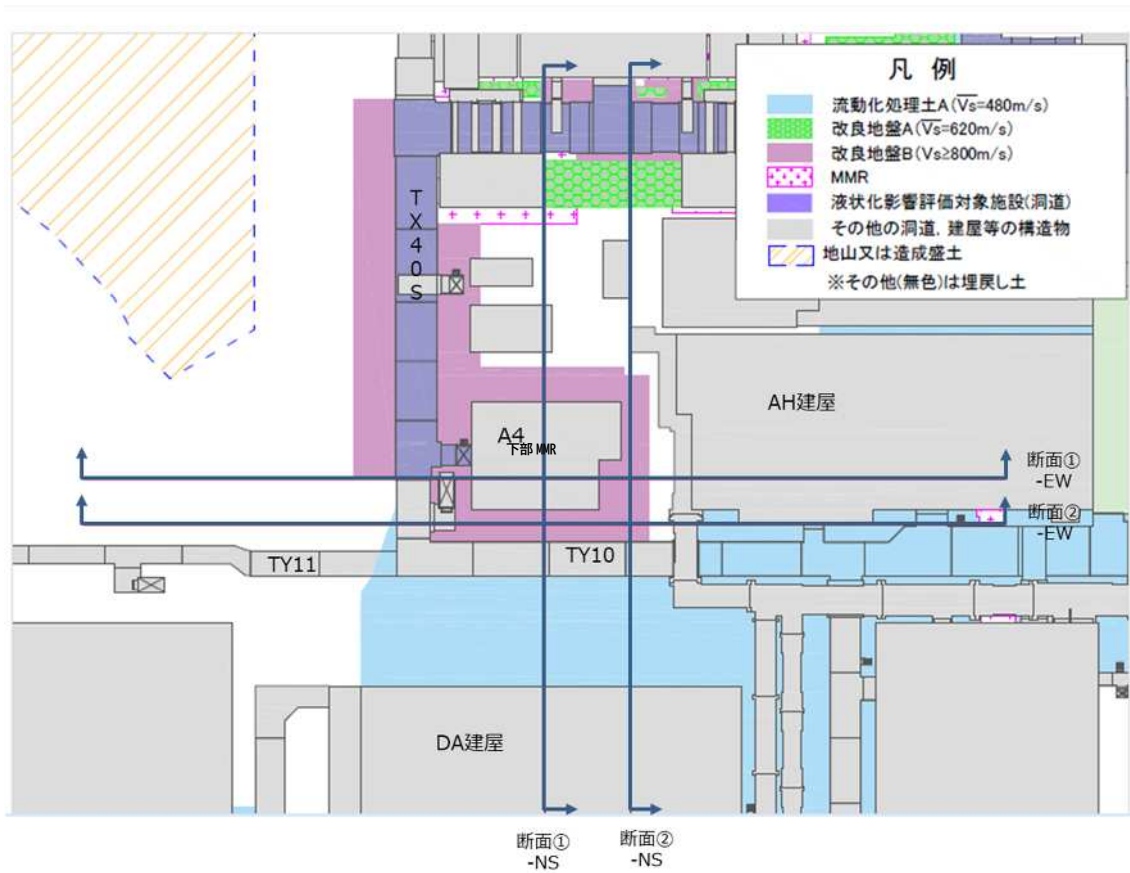
2.3. 検証用モデル

- ・ モデル化対象を第 2.3-1 表に示す。
- ・ 検討断面を第 2.3-1 図に示す。

第 2.3-1 表 検証用モデルのモデル化対象

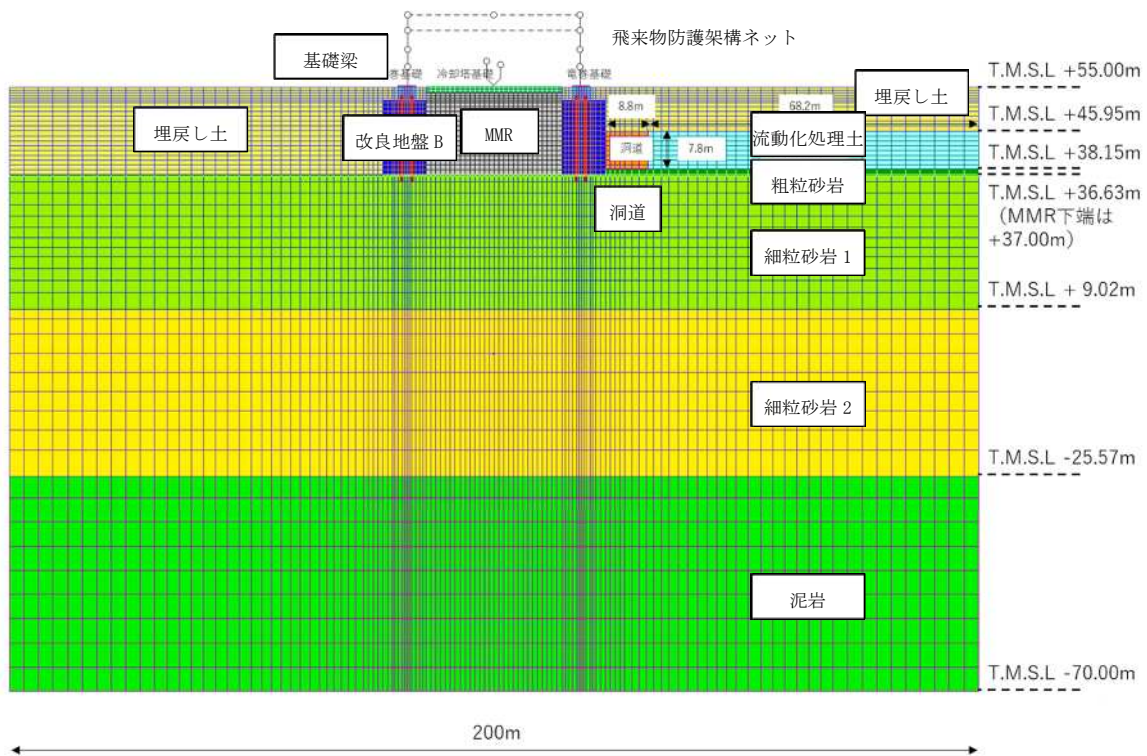
モデル化対象	要素名
埋戻し土(液状化対象層)	マルチスプリング要素(非線形)
改良地盤B(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
流動化処理土(非液状化層)	マルチスプリング要素(非線形)
直下地盤(非液状化層)	線形平面ひずみ要素
MMR, 冷却塔基礎, 飛来物防護ネット架構基礎	線形平面ひずみ要素
RC 杭	線形梁要素
洞道	線形平面ひずみ要素
冷却塔及び飛来物防護ネット架構	質点要素, 線形梁要素, 線形/非線形バネ要素
杭周面	ジョイント要素(非線形)
杭先端	非線形バネ要素
材料間の滑り及び剥離	ジョイント要素(非線形)

- ・ 各検討断面での解析モデル図を第 2.3-2 図～第 2.3-5 図に示す。NS 方向については、冷却塔を中心に南(第 2.3-1 図中下側)及び北(第 2.3-1 図中上側)において低レベル廃棄物処理建屋(DA 建屋)などが存在するが、本検討においては、建屋をモデル化することなく、埋戻し土及び流動化処理土を側方境界までモデル化することとする。EW 方向について、冷却塔の近傍に立坑(部分的に存在)及び分析建屋(AH 建屋)が存在する。また、冷却塔の東(第 2.3-1 図中右側)においては分析建屋(AH 建屋)より南側に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 2.3-1 図中右側)は流動化処理土(部分的に洞道及び MMR もモデル化)、冷却塔の西(第 2.3-1 図中左側)においては、立坑より南側に位置する改良地盤 B としてモデル化することとする。

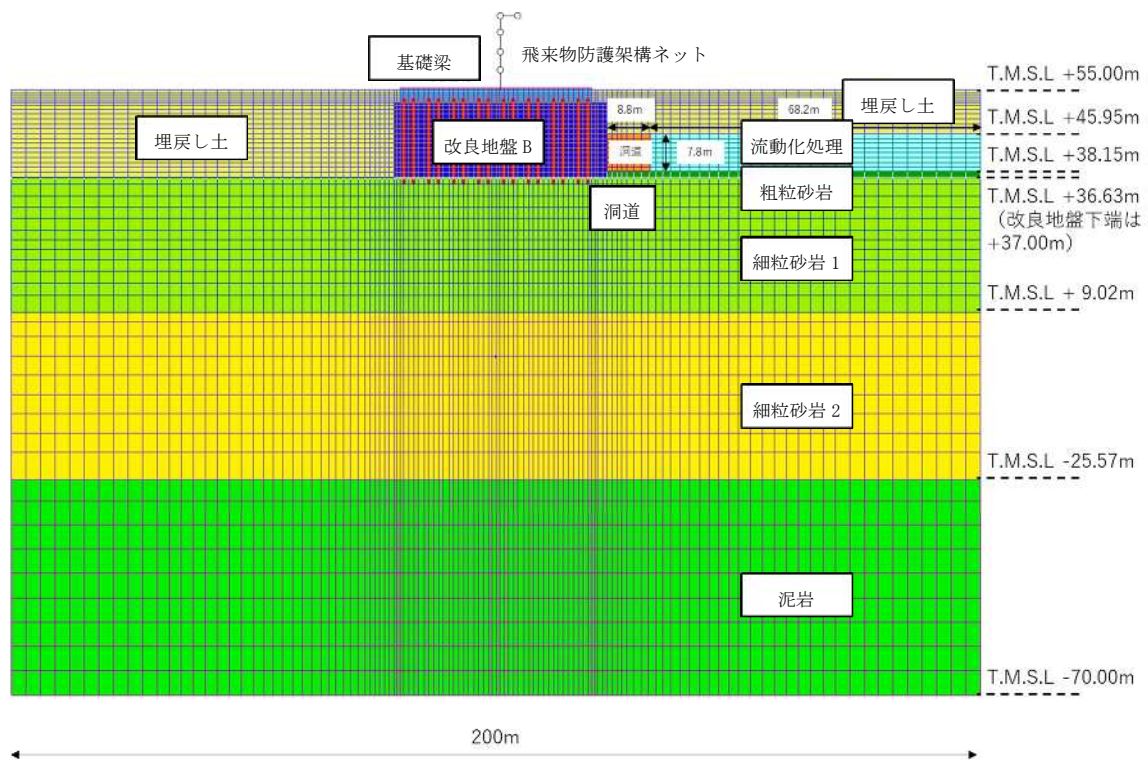


凡例	
A4	: 安全冷却水 B 冷却塔
AH	: 分析建屋
DA	: 低レベル廃棄物処理建屋
TX40S・TY10・TY11	: 洞道

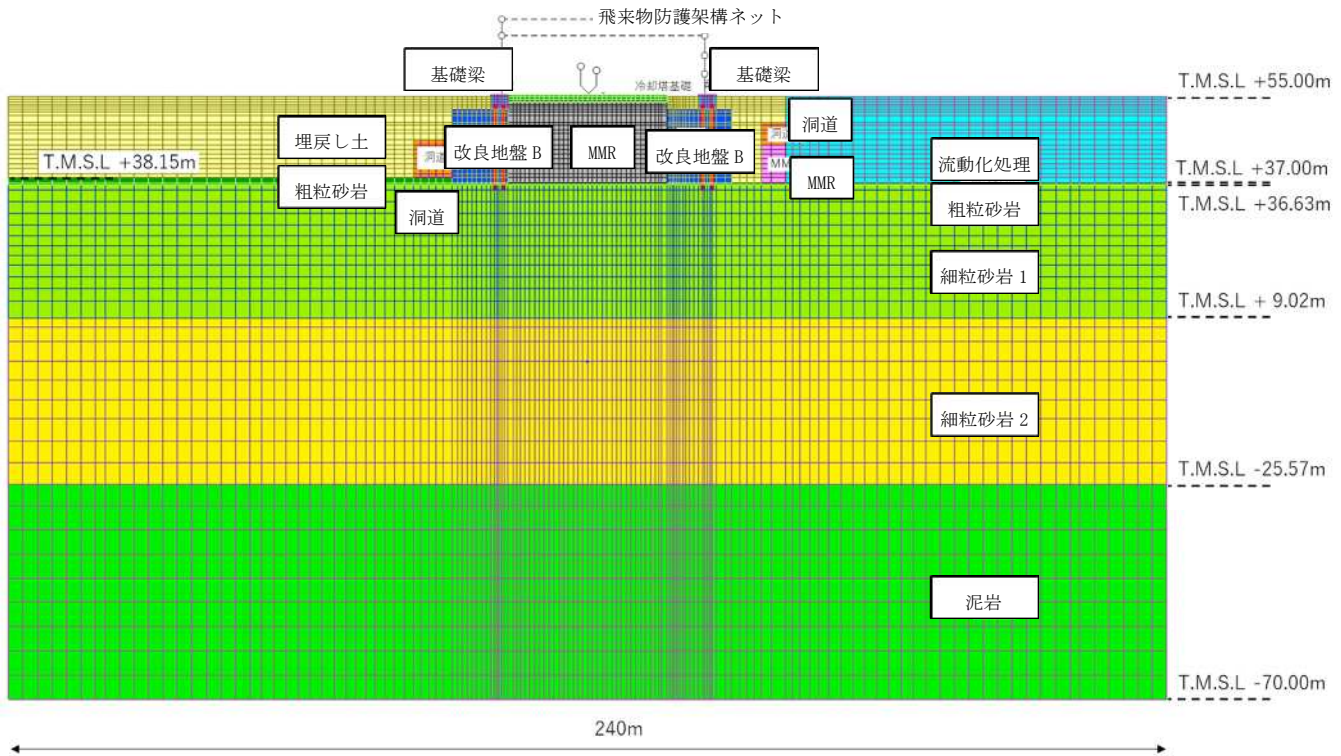
第 2.3-1 図 検証用モデルの検討断面



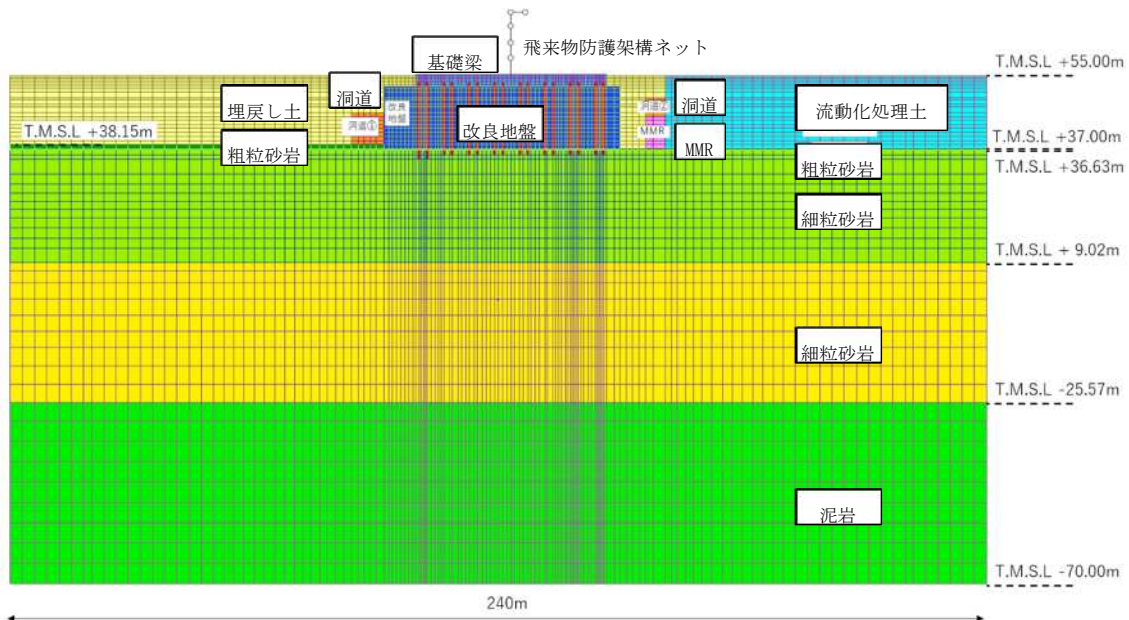
第 2.3-2 図 検証用モデル断面①-NS



第 2.3-3 図 検証用モデル断面②-NS



第 2.3-4 図 検証用モデル断面①-EW

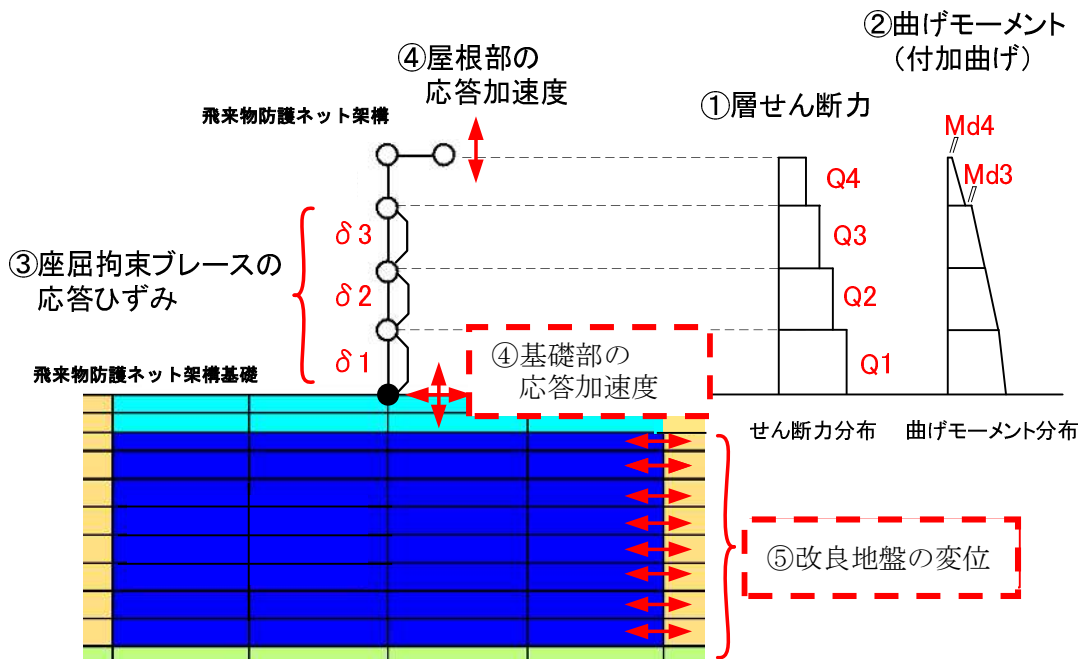


第 2.3-5 図 検証用モデル断面②-EW

3. 妥当性・保守性を確認する応答値

出力応答のイメージを第 3-1 図に，解析・設計フローを第 3-2 図に示す。解析の出力一覧を第 9-1 表に整理する。第 3-1 表に示す○の項目は，第 3-2 図に示すように部材評価及び応力解析のインプットとして使用する応答値(図中の赤破線枠)である。設計モデルの保守性は，以下に示す①～⑤の応答値を対象とし，検証用モデルに比べ設計モデルの応答値が大きいことを確認する。

- ① 層せん断力
- ② 曲げモーメント
- 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 3-1 図 出力応答のイメージ図

第 3-1 表 解析出力一覧

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

○：使用

△：間接的に使用

×：使用しない

※ Aは杭をモデル化しておらず、杭の発生応力が直接解析結果として算出されないため、節点変位を強制変位として応力を別途算出する。Bは、杭の応力値が直接解析結果として算出されるため、部材評価に節点変位は不要であるが、(A)と(B)の保守性の比較においては、節点変位を間接的に使用して確認する。

4. 設計モデルの妥当性・保守性検討に用いる地震動

「別添 1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」に用いる地震動の選定及び液状化時の条件が妥当であることを確認する。

部材設計においては水平方向が支配的となることから地震荷重のうち水平方向のインプットで大きな応答が生じる波を確認する。

基準地震動 Ss13 波のうち、各応答値が最大となる地震動は第 4-1 表のとおり。第 4-1 表の結果から、Ss-A、Ss-C1 を検証に用いることは妥当であることを確認した。なお、周辺構造物の鉛直応答への影響分析では屋根の鉛直加速度が最大となる Ss-C2 を追加する。

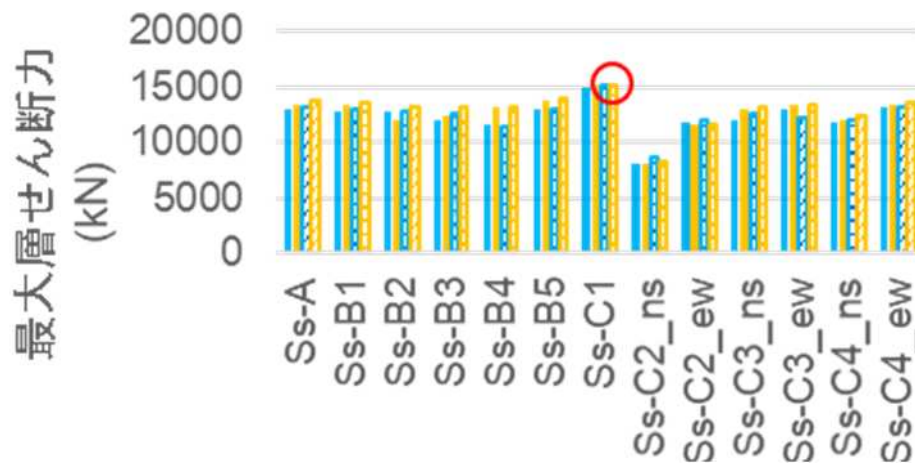
また、非液状化時（全応力）・液状化時（有効応力）のうち、各応答値が最大となるのは第 4-1 図～第 4-4 図の通り、概ね液状化時であり、埋戻し土の状態に液状化時を用いることは妥当であることを確認した。

なお、NS 方向を検討対象としたことについては設計モデルの妥当性検証のうち改良地盤の検証で確認している。

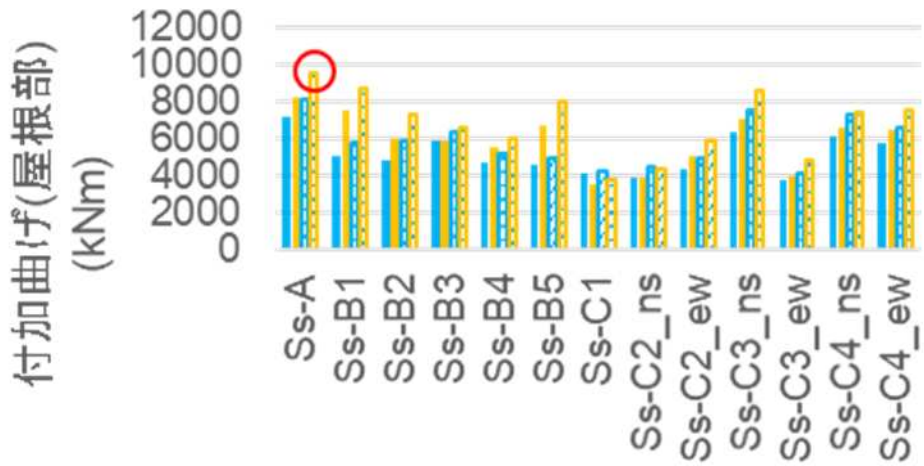
第 4-1 表 応答値で最大となる地震動

解析	方向	層せん断力	付加曲げ	鉛直加速度 (屋根部)	水平加速度 (基礎梁)	鉛直加速度 (基礎梁)	変形 (改良地盤)	軸ひずみ
全応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ns	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
有効 応力	NS	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1
	EW	Ss-C1	Ss-A	Ss-C2_ew	Ss-C1	Ss-B3	Ss-C1	Ss-C1

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



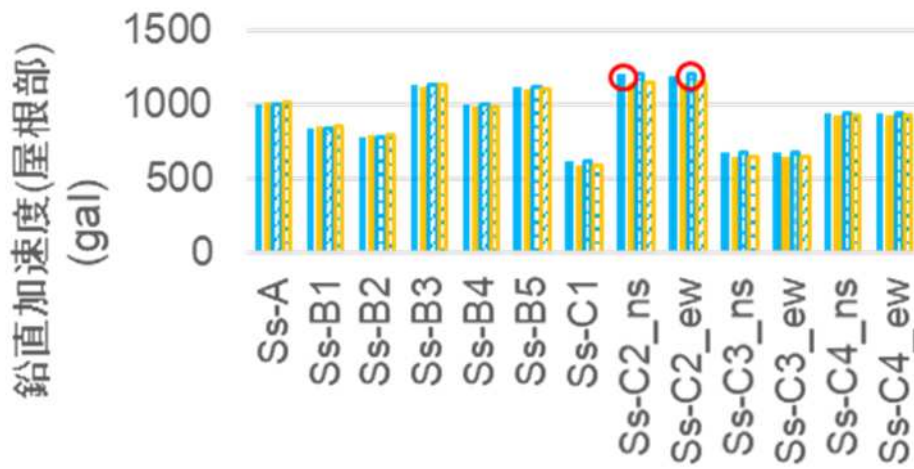
(a) 層せん断力



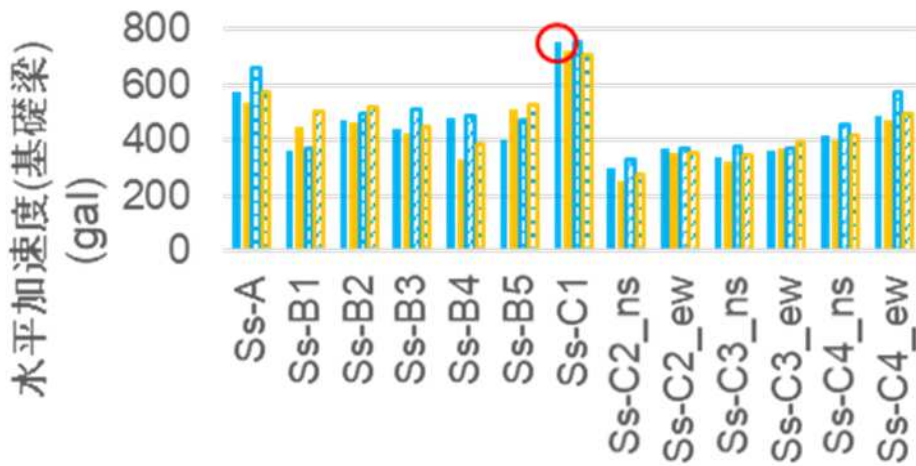
(b) 付加曲げ (屋根部)

第 4-1 図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動



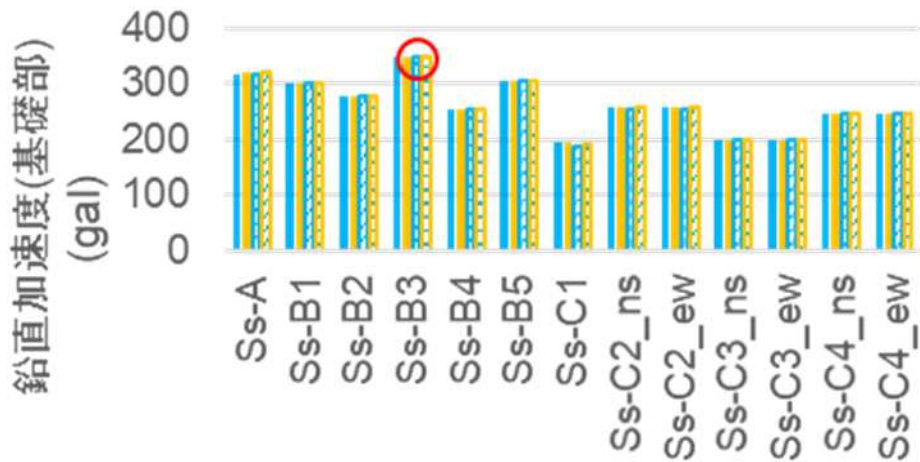
(c) 鉛直加速度(屋根部)



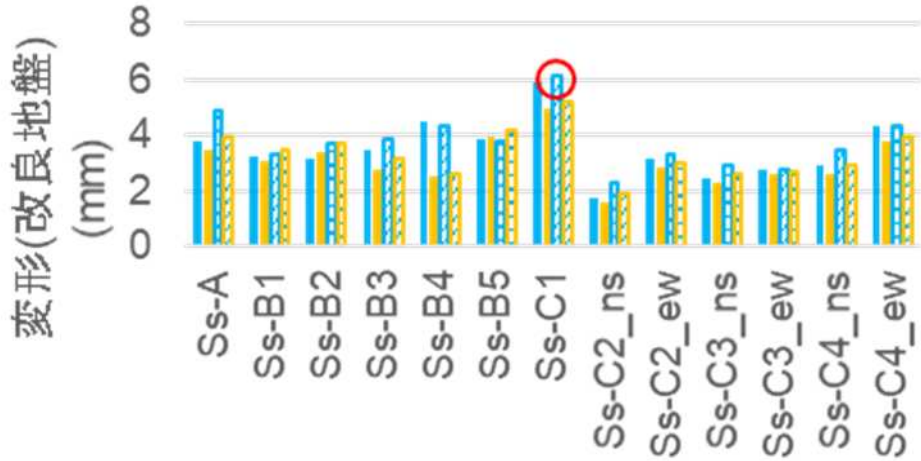
(d) 水平加速度(基礎梁)

第 4-2 図 最大応答値

- 全応力_NS
- 全応力_EW
- ▨ 有効応力_NS
- ▨ 有効応力_EW
- 基準地震動 Ss13 波で最大となる地震動

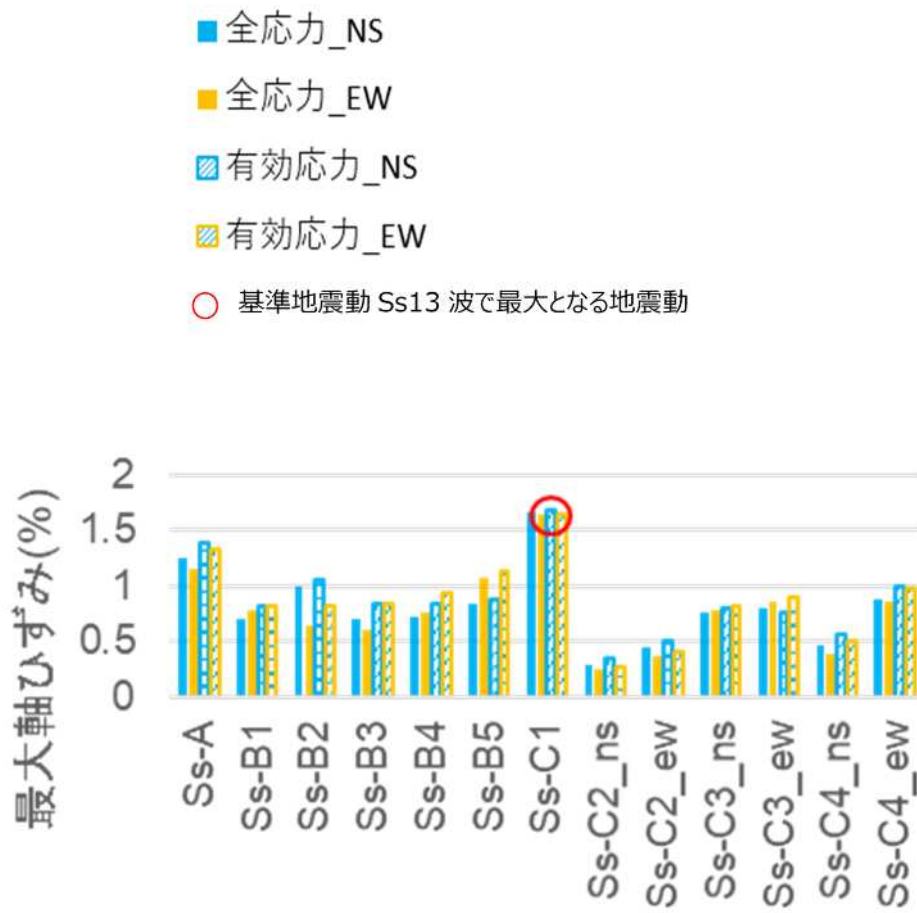


(e) 鉛直加速度(基礎梁)



(f) 変形(改良地盤)

第 4-3 図 最大応答値



(f) 軸ひずみ (改良地盤)

第 4-4 図 最大応答値

別添 2

質点系モデルの妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 3次元フレームモデル	2
3. 3次元フレームモデルによる静的解析	6
4. 3次元フレームモデルによる動的解析	7
4.1. 固有値解析結果	7
4.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)	8
4.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	17
5. 質点系モデルとの比較	22
5.1. 固有値解析概要	22
5.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)	23
5.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)	29
6. まとめ	34

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における質点系モデルの妥当性について補足説明するものである。

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

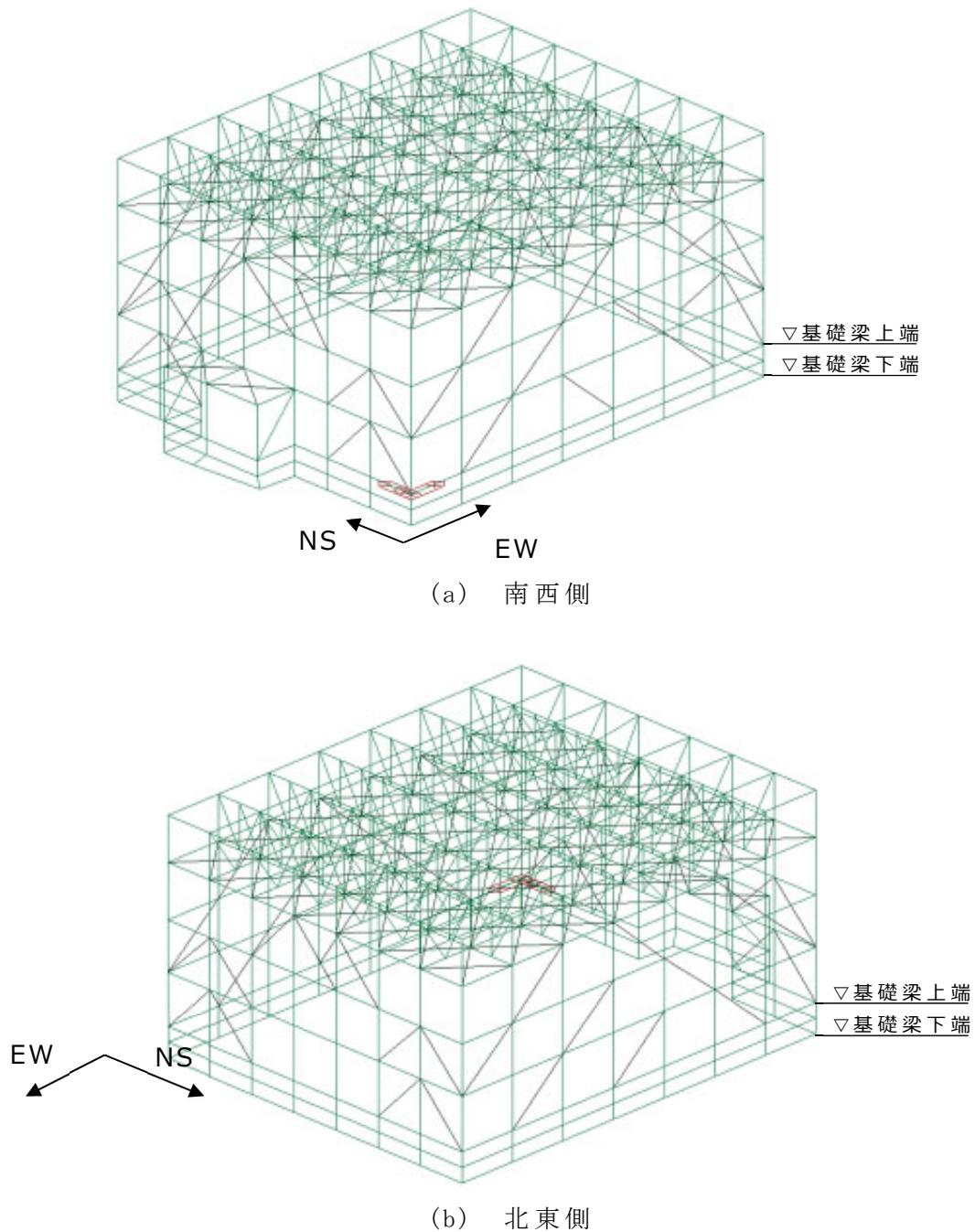
本資料では、地震応答解析モデルにおいて、支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について、3次元フレームモデルを用いて確認する。2章では、2次元フレームモデルによる解析方法について説明する。3章では、3次元フレームモデルによる静的解析により、変形性状として、各層が一様に変形していること、ねじれ変形がないことを確認する。4章では、3次元フレームモデルによる動的解析により、振動性状として、固有値解析結果、部材荷重および評価結果について確認し、各層が一体として挙動していることを確認する。5章では、3次元フレームモデルと質点系モデルによる固有値解析結果、部材荷重および評価結果を比較し、同等であることを確認する。

2. 3次元フレームモデル

(1) 静的解析

3次元フレームモデルによる静的弾塑性解析は、「資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震性についての計算書」における「4.4.1 支持架構の評価方法」と同様とする。

支持架構の解析モデル図を第2-1図に、使用材料の物性値を第2-1表、部材リストを第2-2表及び座屈拘束ブレースの非線形特性(応力-変形関係)を第2-2図に示す。



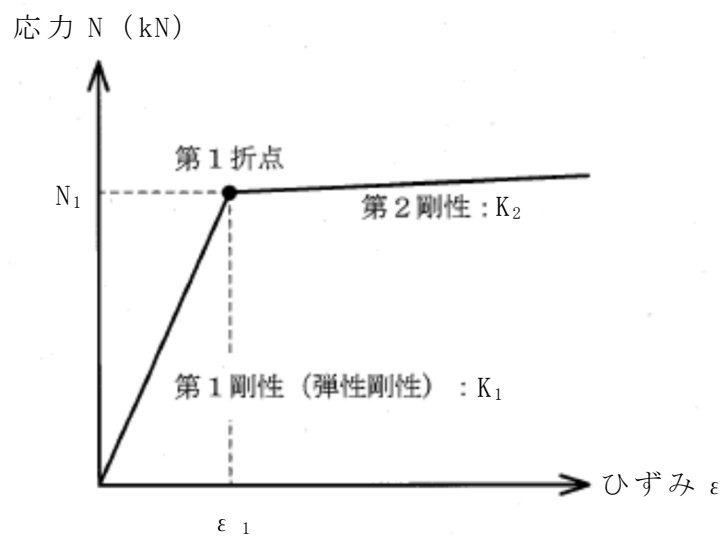
第2-1図 支持架構の解析モデル図

第2-1表 使用材料の物性値

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

第2-2表 部材リスト

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



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

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

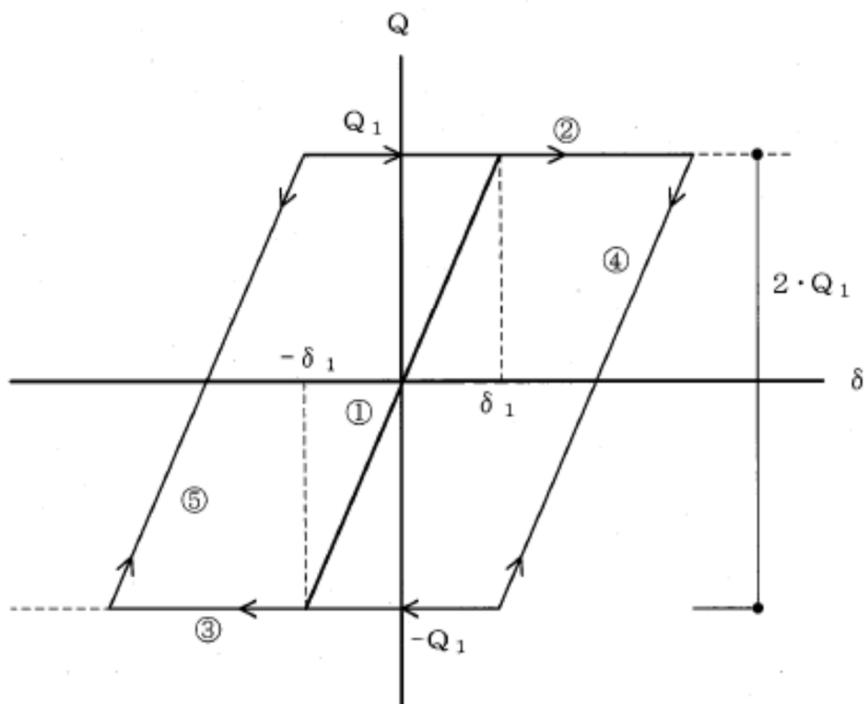
注記 *1 : 第1折れ点応力 N_1 を第1剛性 K_1 で除すことにより設定する。
 *2 : 第2-1表のヤング係数に中心鋼材の断面積を乗じて設定する。
 *3 : 第1剛性 K_1 に対する第2剛性 K_2 の倍率を示す。

第2-2図 座屈拘束ブレースの非線形特性

(2) 動的解析

3次元フレームモデルによる動的弾塑性解析は、静的解析と同様のモデルとし、座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)および減衰定数を2%に設定する。座屈拘束ブレースの履歴特性(応力 - 変形関係)を第 2-3 図に示す。

また、入力地震動は、支持架構の固有周期帯の応答加速度が最大となる Ss-C1 を水平 1 方向(NS 方向)に入力する。なお、解析コードは「TDAPⅢ」を用いる。

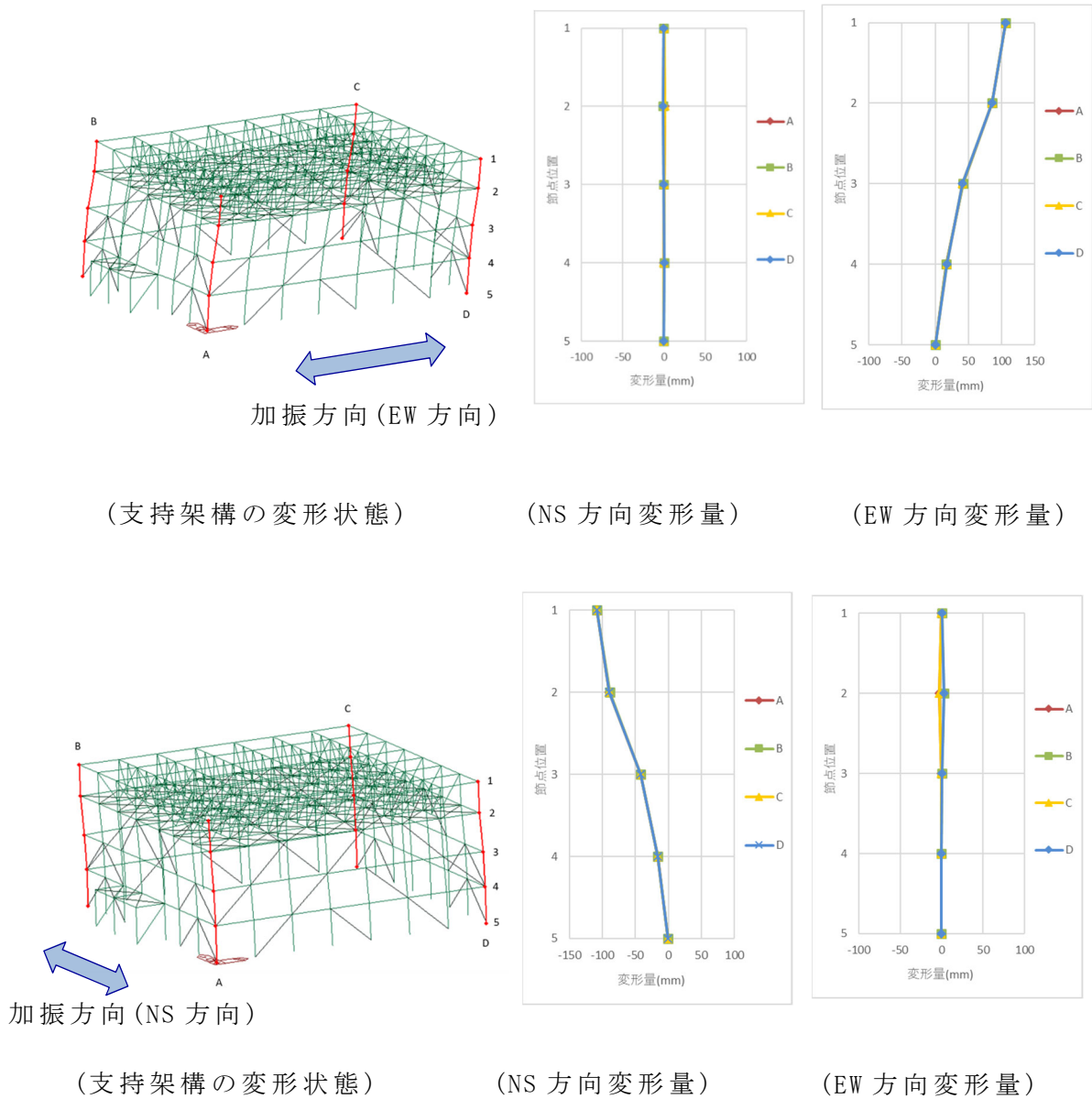


- ①：第1剛性 (弾性剛性)
- ②：正側第2剛性
- ③：負側第2剛性
- ④：正側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・Q₁戻ると③に移る。
- ⑤：負側第2剛性からの戻りの弾性剛性。2・Q₁戻ると②に移る。

第 2-3 図 座屈拘束ブレースの履歴特性(応力-変形関係)

3. 3次元フレームモデルによる静的解析

3次元フレームモデルにおける支持架構及び隅柱の変形状態を第3-1図に示す。静的弾塑性解析により、各層の隅柱が一様に変形しているとともに、ねじれ変形がないことを確認した。

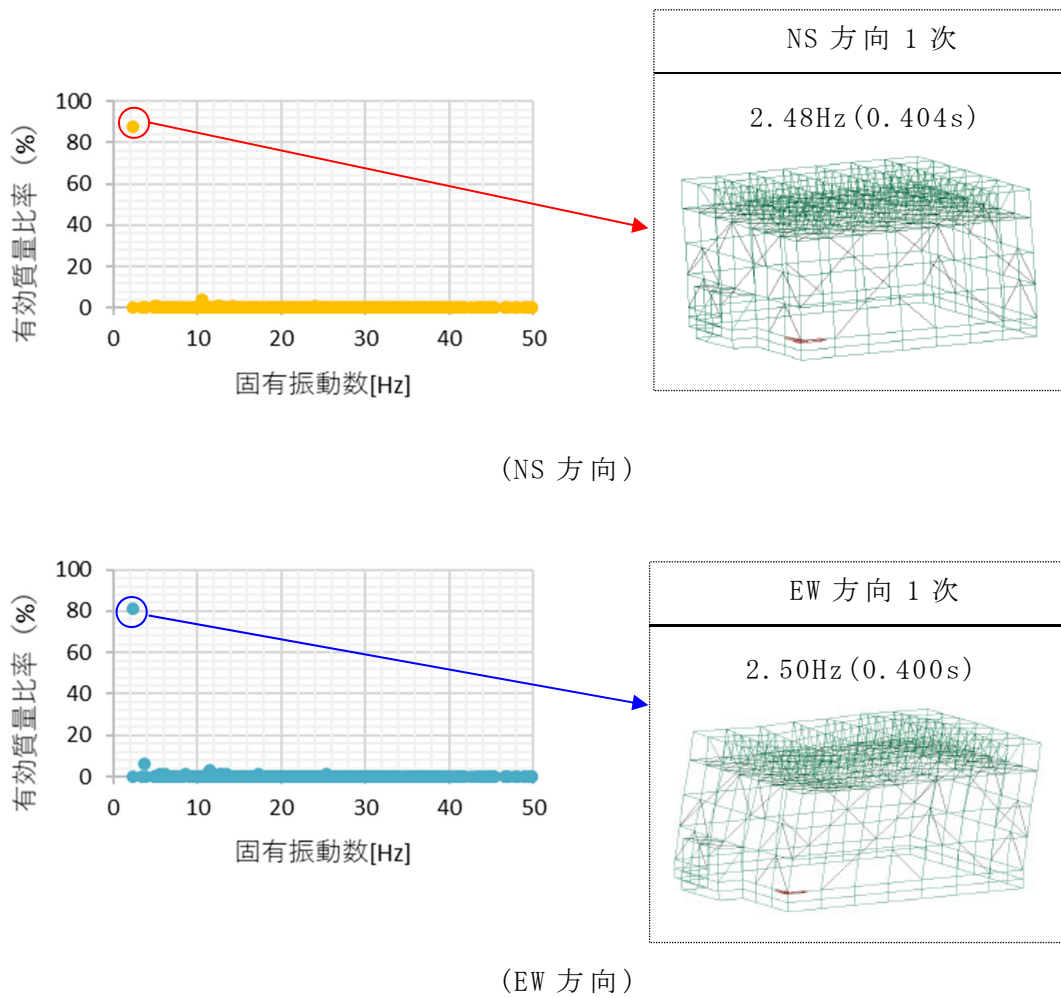


第3-1図 3次元フレームモデルでの隅柱の変形状態

4. 3次元フレームモデルによる動的解析

4.1. 固有値解析結果

NS 方向および EW 方向における固有振動数と有効質量比の関係ならびに 1 次振動数のモード図を第 4.1-1 図に示す。3 次元フレームモデルによる固有値解析により、支持架構の振動モードは 1 次が支配的であることを確認した。これは、上部の屋根質量が相対的に大きいことによるものと考えられる。



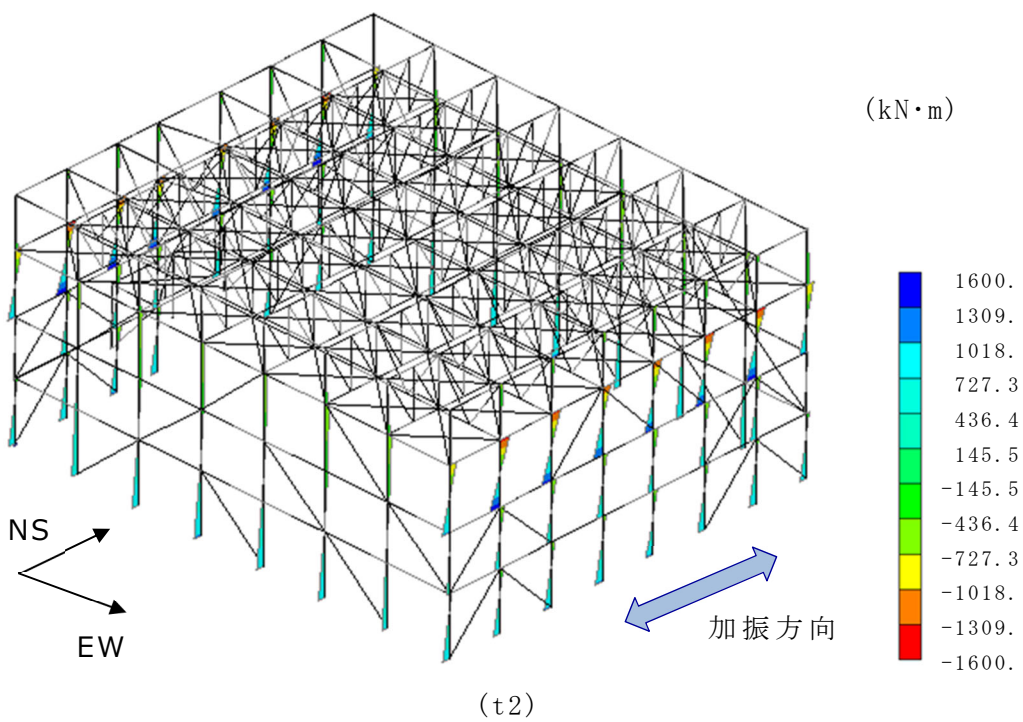
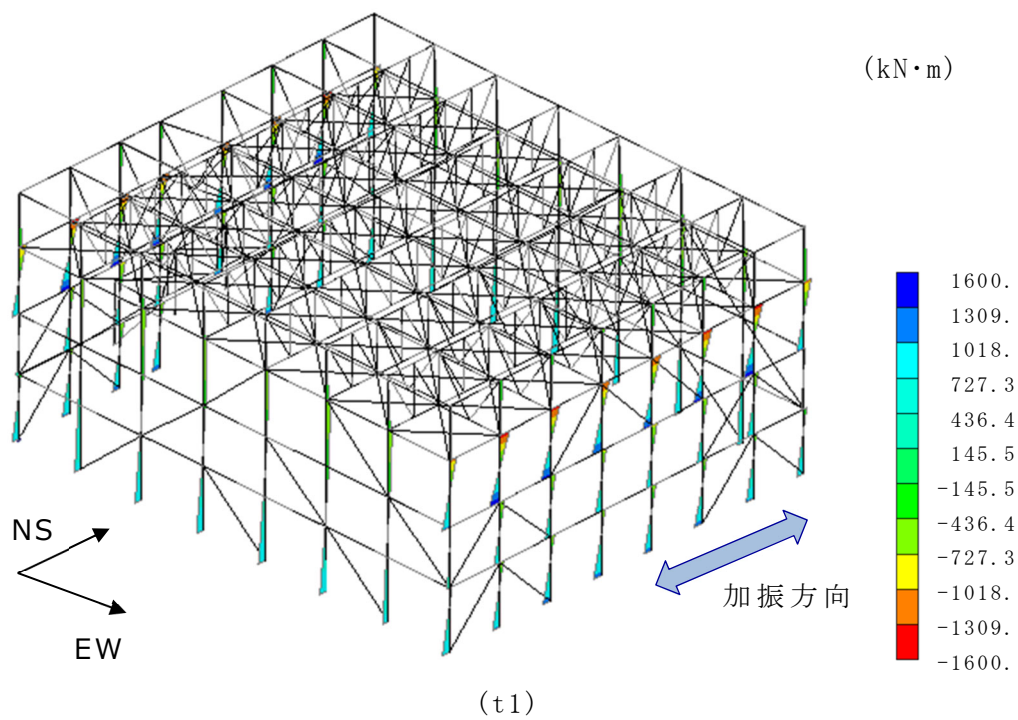
第 4.1-1 図 3次元フレームモデルの有効質量比と振動モードの関係

4.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)

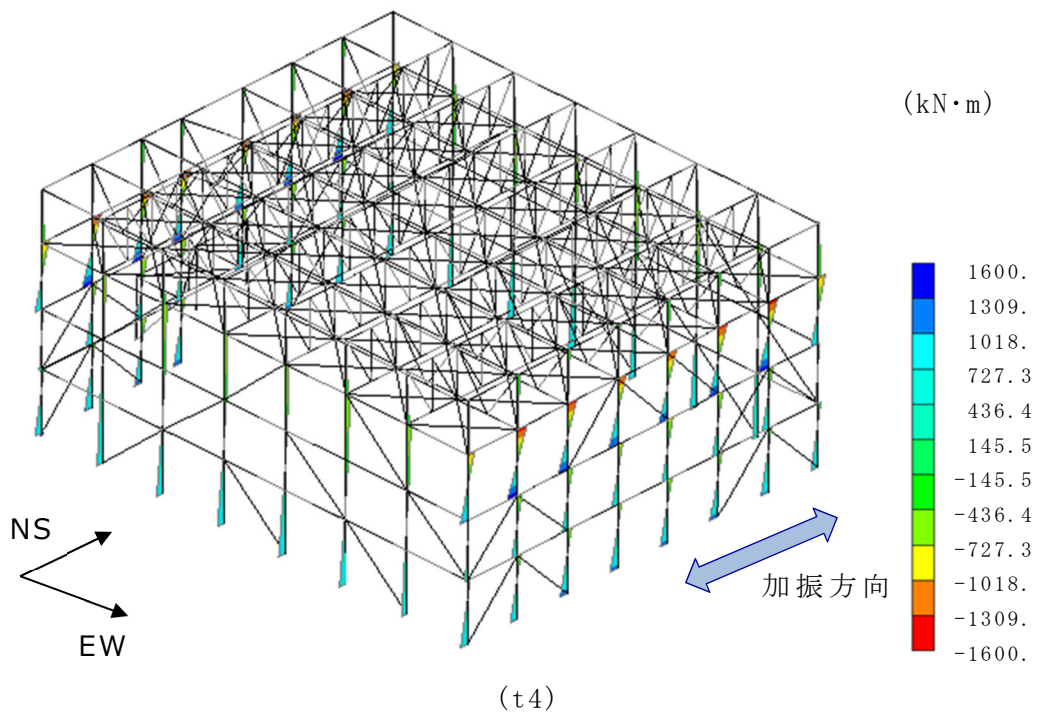
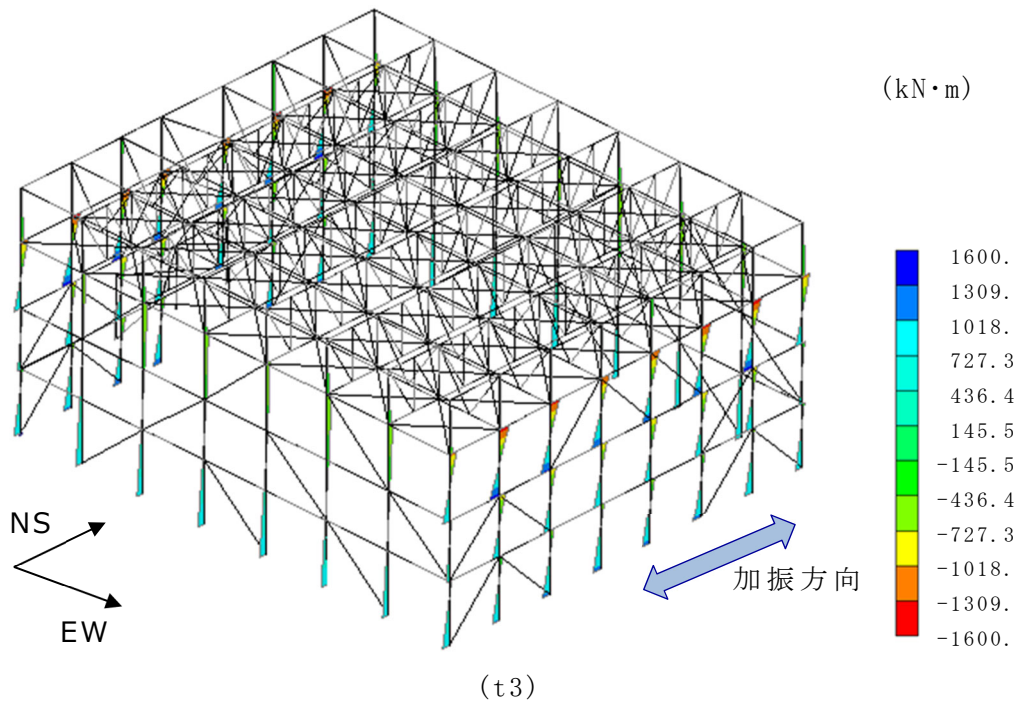
前項で示したとおり 1 次の振動モードが支配的であることから、3 次元フレームモデルによる動的解析から得られた各 1~4 層の層せん断力が最大となる時刻 ($t_1 \sim t_4$) において最大の応力が発生していると考えられる。以下では、時刻 ($t_1 \sim t_4$) における部材荷重及び部材評価について確認する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

時刻 ($t_1 \sim t_4$) における柱の曲げモーメント分布図を第 4.2-1 図に示す。時刻 ($t_1 \sim t_4$) において傾向に大きな違いはなく、3 層の曲げモーメントが卓越している。これは、座屈拘束ブレースが配置されている 1 層から 3 層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するものの、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層においては柱の荷重負担が大きいことによるものと考えられる。



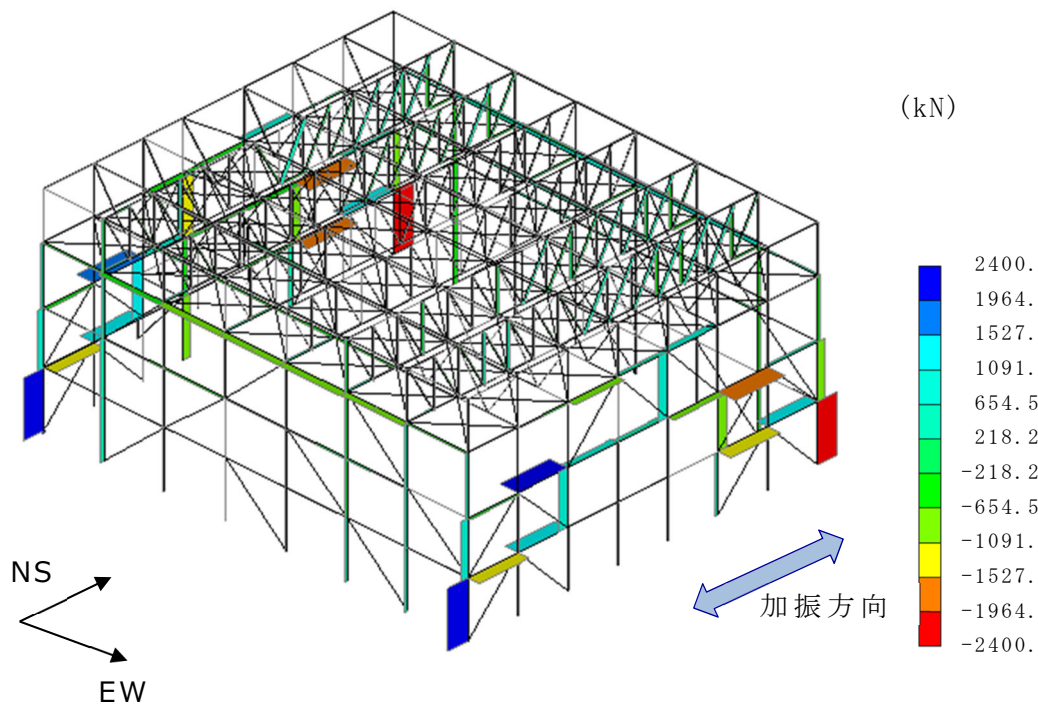
第 4.2-1 図 曲げモーメント分布図(柱) (1/2)



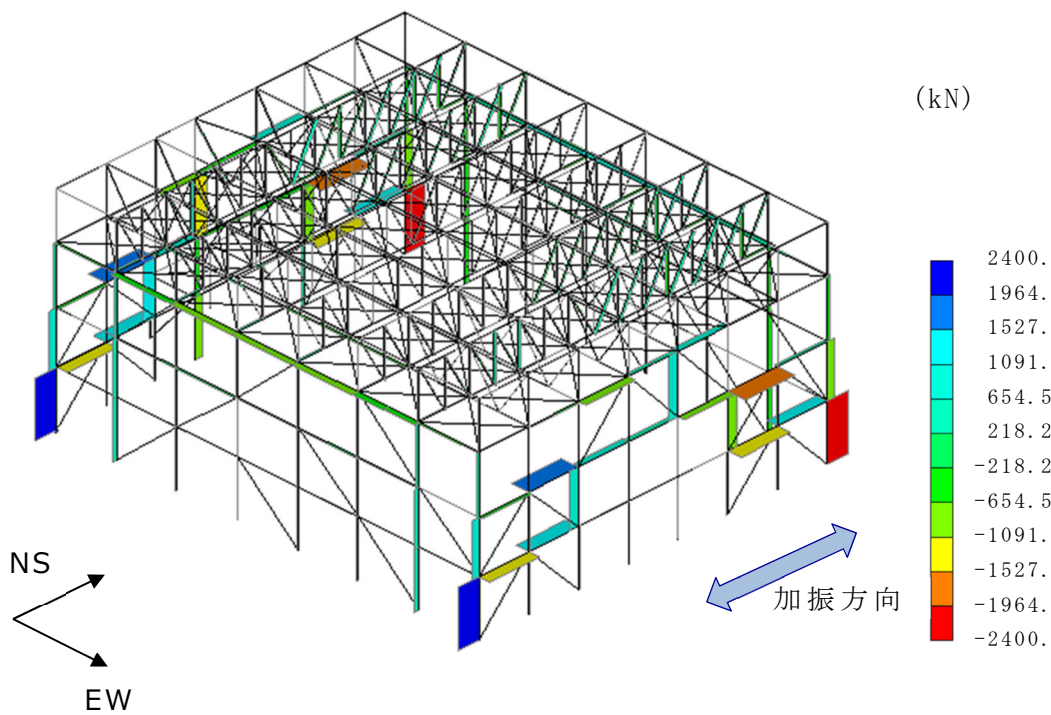
第 4.2-1 図 曲げモーメント分布図(柱) (2/2)

(2) 部材荷重(軸力)

時刻(t1~t4)における柱及び梁の軸力分布図を第 4.2-2 図に示す。時刻(t1~t4)において傾向に大きな違いはなく,柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており,座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所においても大きな軸力が作用している。これは,座屈拘束ブレースに作用した軸力(鉛直方向成分)と釣り合うためと考えられる。一方,梁については,座屈拘束ブレースを配置している箇所で,大きな軸力が作用している。これは,座屈拘束ブレースの軸力の水平方向成分と釣り合うためと考えられる。

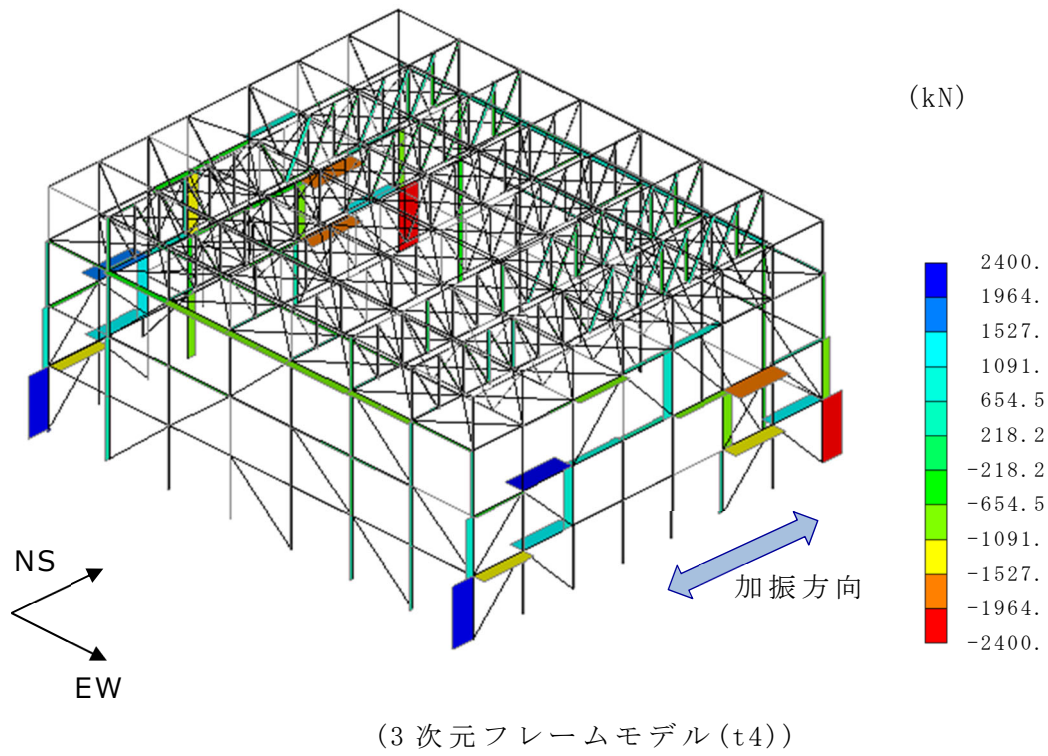
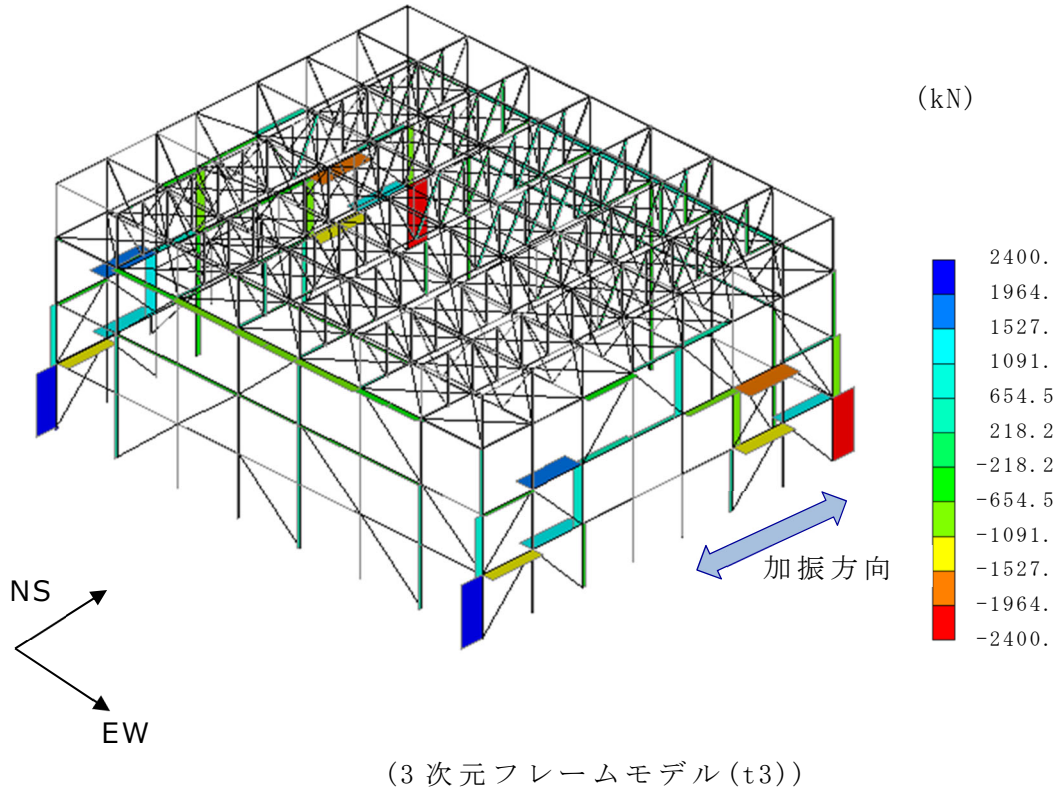


(t1)



(t2)

第 4.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁) (1/2)



第 4.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁) (2/2)

(3) 部材評価

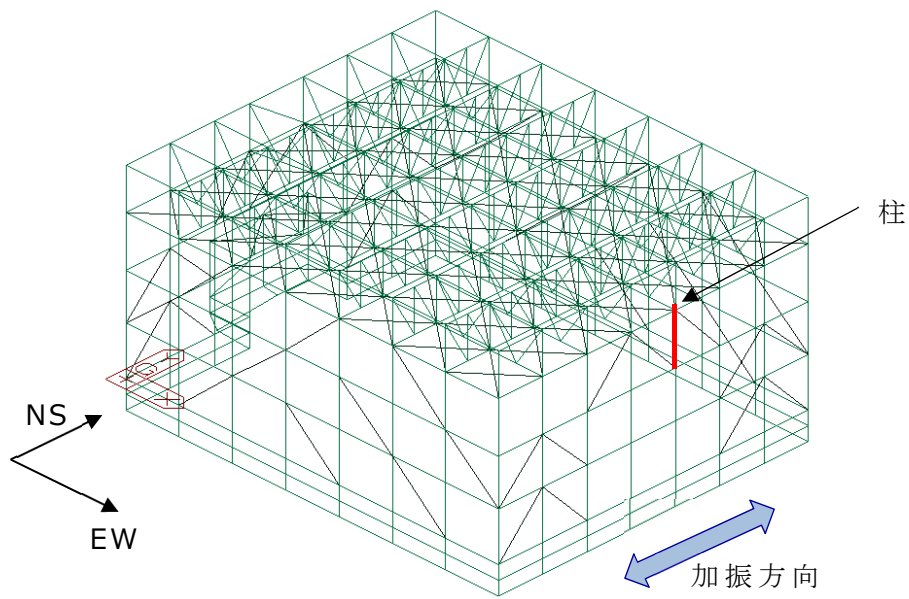
部材荷重(曲げモーメント・軸力)で示したとおり、3層で座屈拘束ブレースが連続していない箇所の柱は、大きな曲げモーメントと軸力が作用することから、強度上最も厳しい部位となる。当該箇所の部材評価結果を部材荷重と合わせて第 4.2-1 表に示す。時刻(t3)において検定比が最大となることを確認した。

また、時刻(t3)における1層～3層の柱の部材評価結果を部材荷重と合わせて第 4.2-2 表に示す。前述のとおり、曲げモーメントと軸力が3層において大きくなることは、部材荷重(曲げモーメント・軸力)の傾向と一致しており、3層の柱が最も大きな検定比となることを確認した。

第 4.2-1 表 部材評価結果(柱)*

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

注記 * : 水平方向地震を入力した結果を示す。
また、評価部位を評価部位参照図に示す。

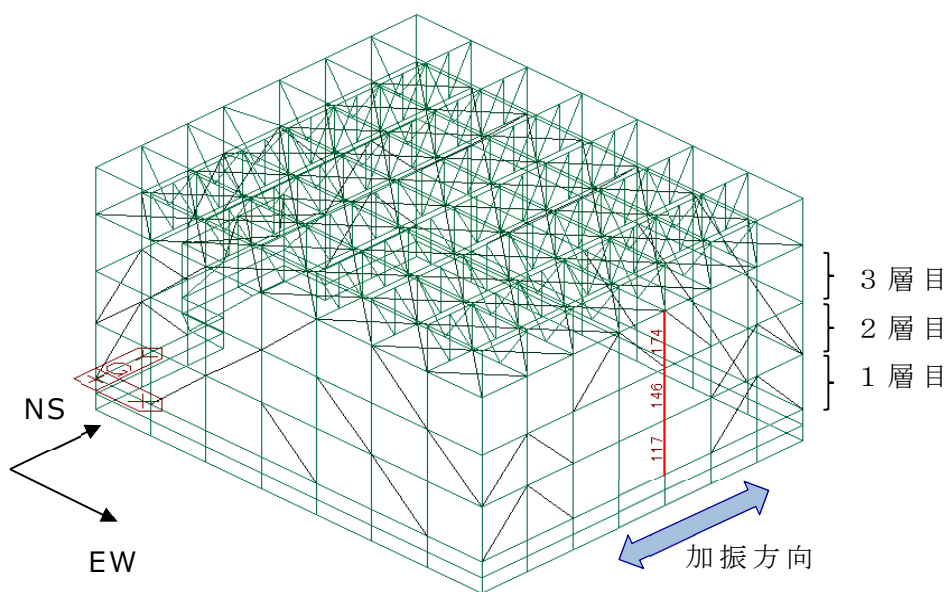


評価部位参照図(第 4.2-1 表)

第 4.2-2 表 時刻 (t3) における各層の部材評価結果 (柱)*

柱	3次元フレームモデル		
	1層目	2層目	3層目
要素番号	117	146	174
モーメント (kN・m)	1077	855	1371
軸力 (kN)	3	12	1077
検定比 (組合せ)	0.439	0.363	0.670

注記 * : 各層の評価部位を評価部位参照図に示す。

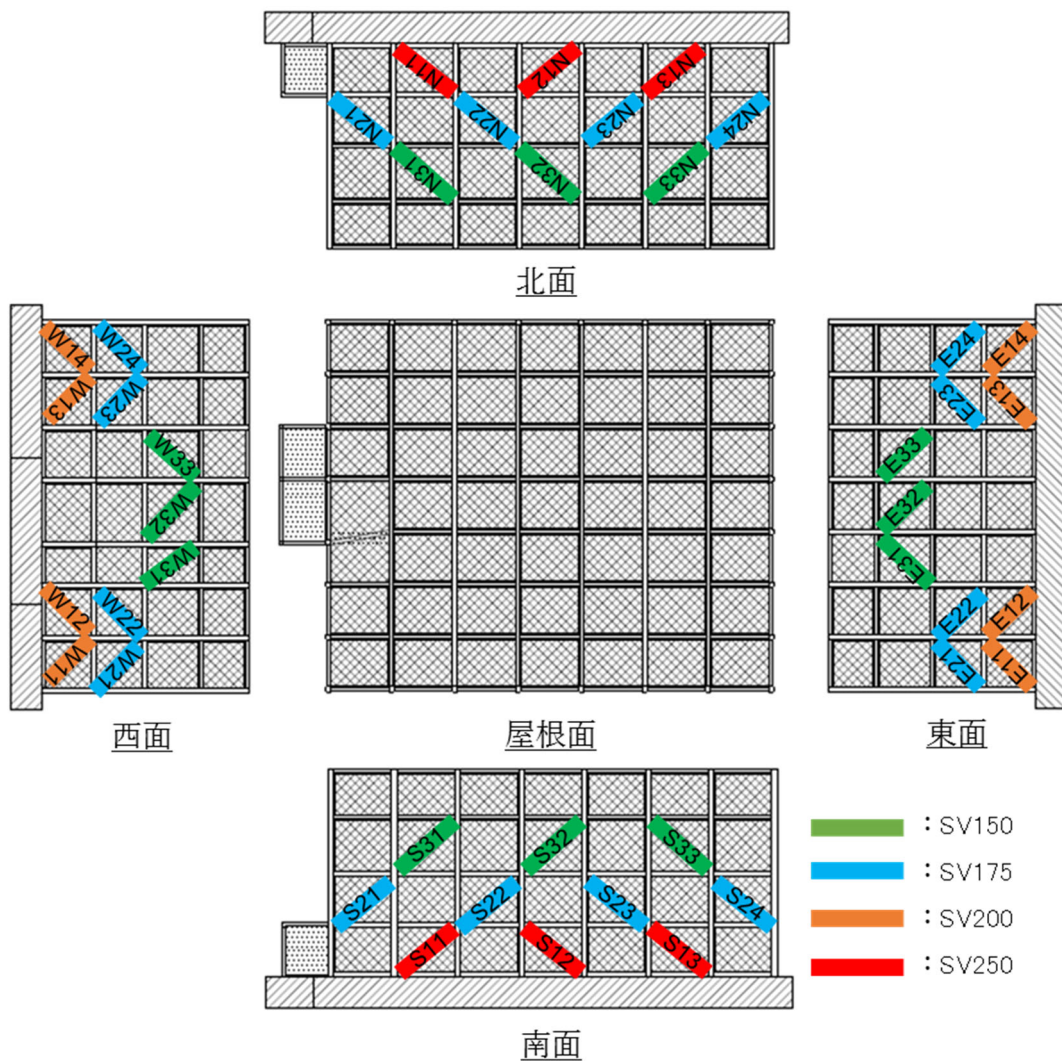


評価部位参照図 (第 4.2-2 表)

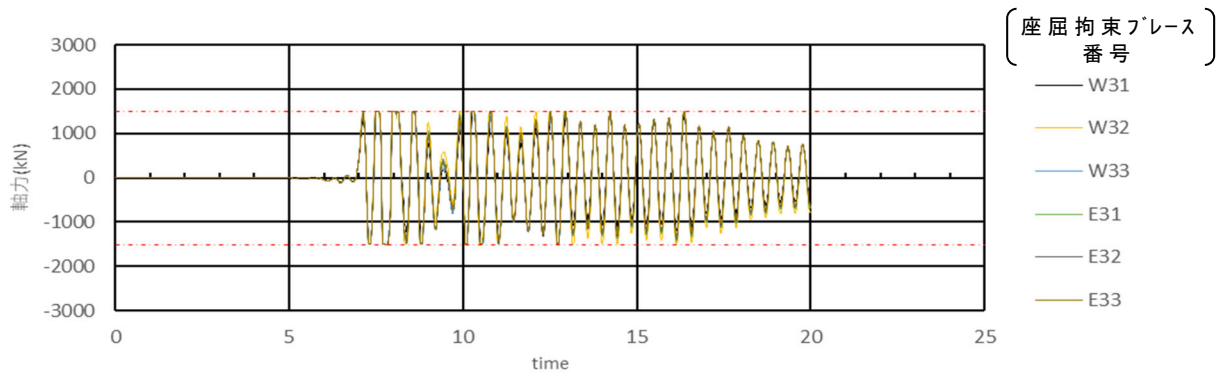
4.3. 座屈拘束ブレース (部材荷重及び部材評価)

(1) 部材荷重 (軸力)

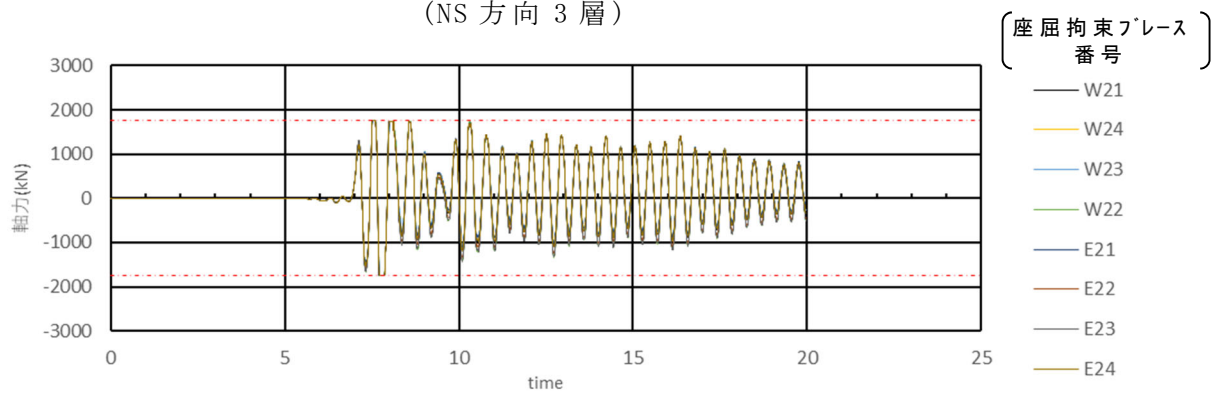
座屈拘束ブレースの番号図を第 4.3-1 図に、座屈拘束ブレースにおける部材荷重 (軸力) の時刻歴波形を第 4.3-2 図に示す。同一層の座屈拘束ブレースの部材荷重 (軸力) の大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。



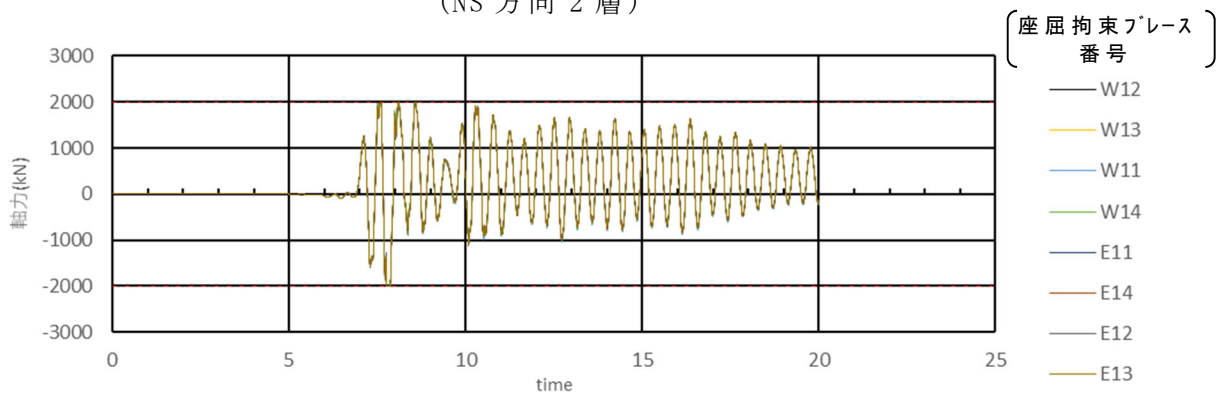
第 4.3-1 図 座屈拘束ブレースの番号図



(NS 方向 3 層)



(NS 方向 2 層)

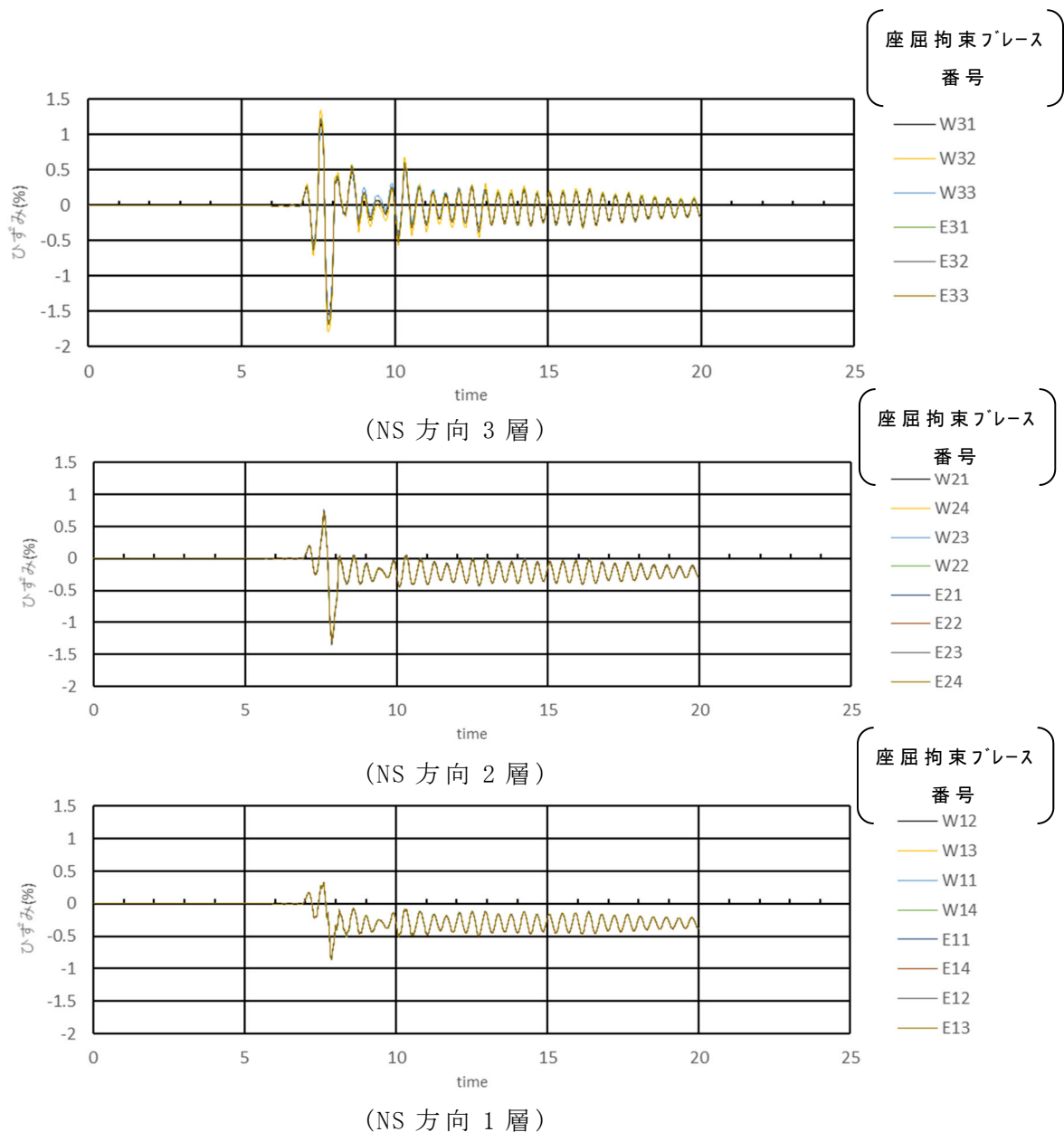


(NS 方向 1 層)

第 4.3-2 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)

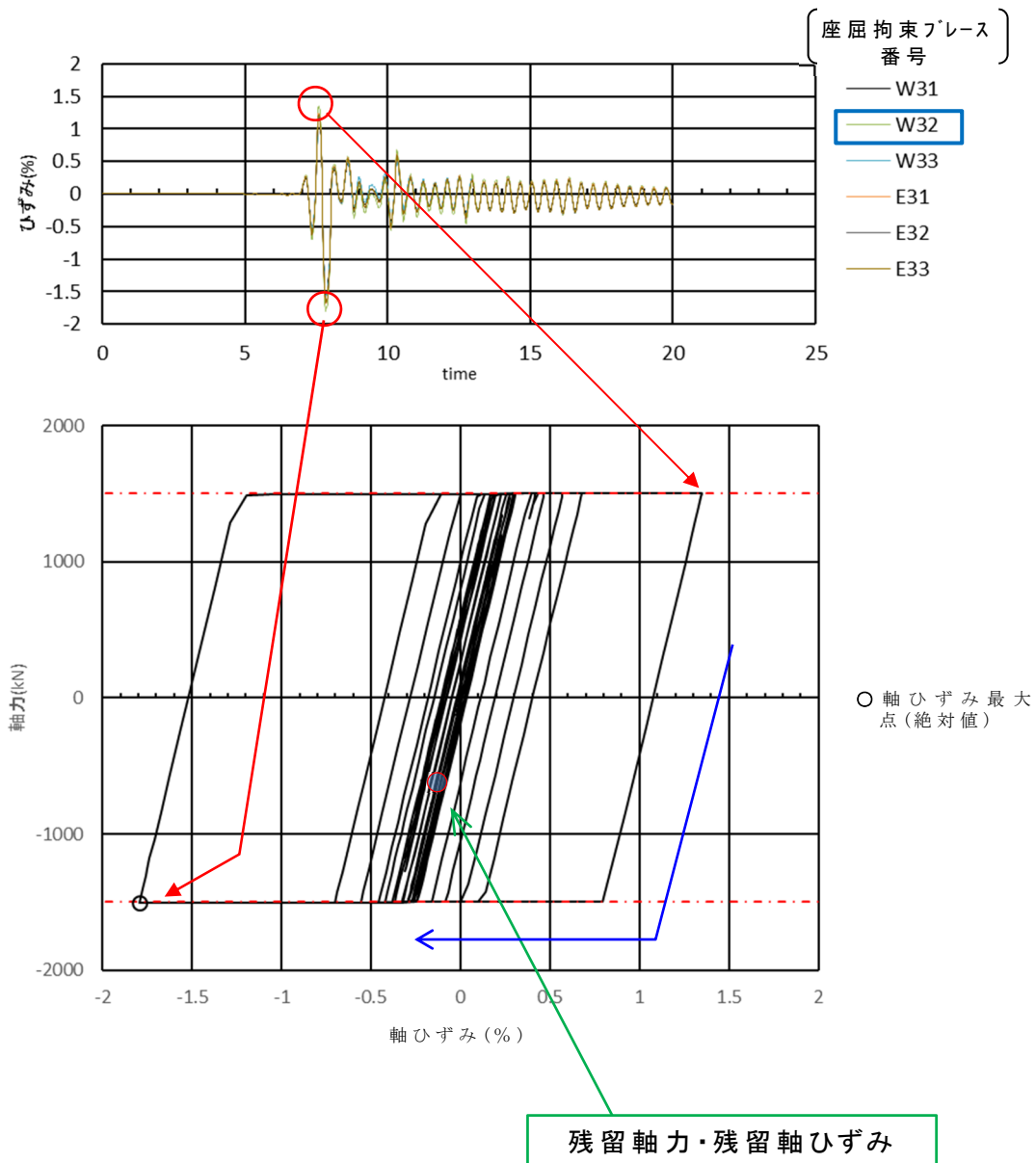
(2) 部材評価(軸ひずみ)

座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形を第 4.3-3 図に示す。座屈拘束ブレースに最大軸ひずみが発生している時刻は支持架構に最大の応力が発生した時刻(t3)であり、部材荷重(軸力)と同様に、軸ひずみの大きさ及びタイミングに大きな違いはなく、各層の座屈拘束ブレースが一体として挙動していることを確認した。また、下層程、部材サイズの大きな座屈拘束ブレースを採用していることから、発生軸ひずみは小さくなる傾向を確認した。



第 4.3-3 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸ひずみ)

最大軸ひずみが発生している座屈拘束ブレース (W32) における応力-変形履歴を第 4.3-4 図に示す。塑性軸ひずみが発生している時間はごく一部であり、ほとんどの時間帯において弾性応答していることを確認した。また、座屈拘束ブレースは、地震動後に、僅かながら軸力及び軸ひずみが残留する。第 4.3-4 図の応力-変形履歴上に残留軸力・残留軸ひずみを合わせて示す。残留軸力・残留ひずみは、原点に近い値であるため、再度、大きな地震荷重を受けた場合でも全体挙動に対する影響は小さいと考えられる。



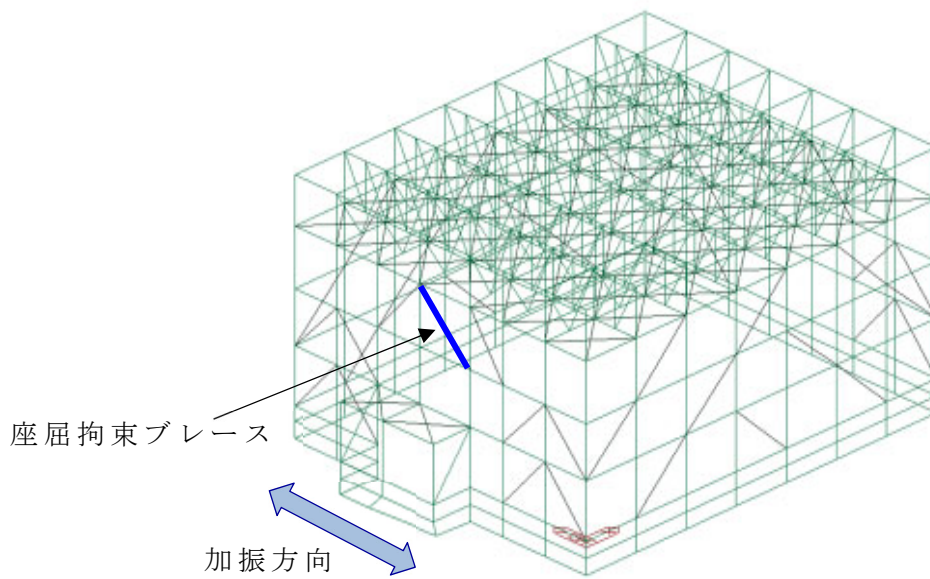
第 4.3-4 図 座屈拘束ブレース (W32) の応力-変形履歴

座屈拘束ブレースにおける最大軸ひずみを第 4.3-1 表に示す。発生軸ひずみが許容軸ひずみを下回ることを確認した。

第 4.3-1 表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ*

	3次元フレームモデル	
	発生値	許容値
最大軸ひずみ	1.8%	3.0%

注記 * : 発生箇所は発生箇所参照図参照



発生箇所参照図(第 4.3-1 表)

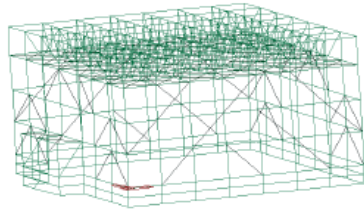
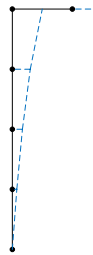
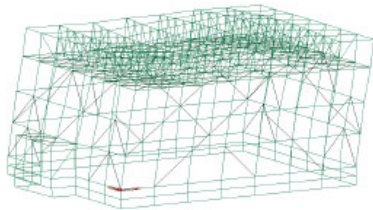
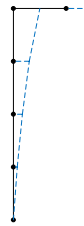
5. 質点系モデルとの比較

5.1. 固有値解析概要

3次元フレームモデルによる固有値解析の結果、NS方向及びEW方向ともに1次モードが支配的であることから、これらについて質点系モデルと比較する。固有振動数および振動モードの比較を第5.1-1表及び第5.1-1図に示す。比較の結果、NS方向及びEW方向における1次モードの固有振動数が概ね同等であることを確認した。

第5.1-1表 固有振動数(1次)の比較

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

	3次元フレームモデル	質点系モデル
NS方向1次	<p>2.48Hz (0.404s)</p> 	<p>2.545Hz (0.393s)</p> 
EW方向1次	<p>2.50Hz (0.400s)</p> 	<p>2.532Hz (0.4395s)</p> 

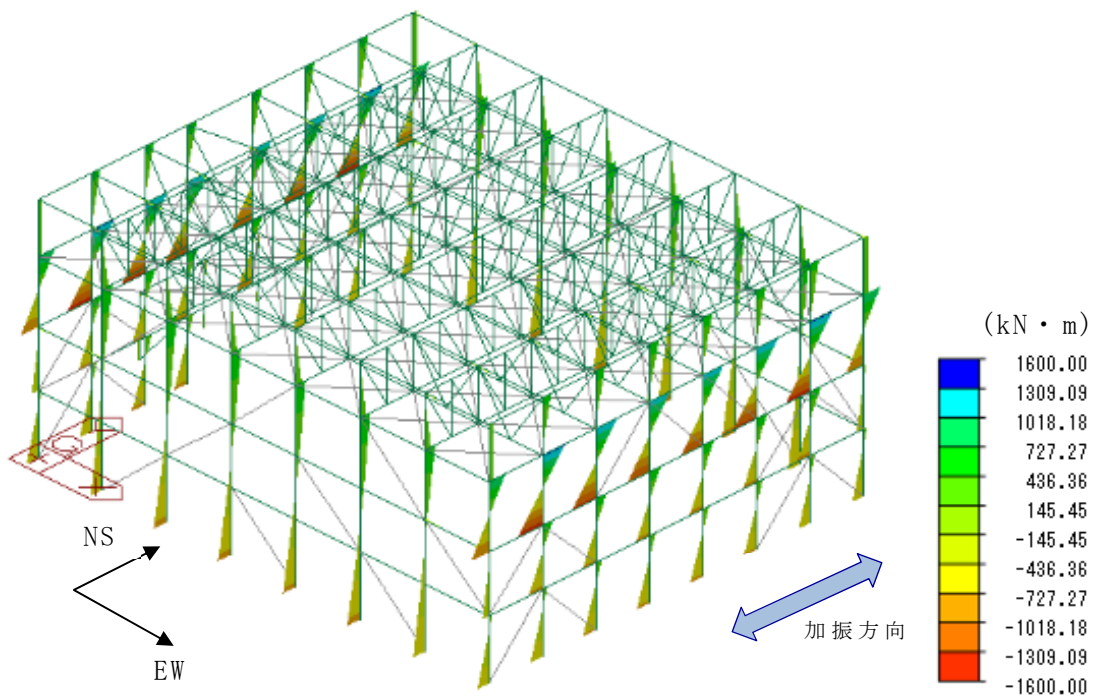
第5.1-1図 振動モード(1次)の固有振動数比較

5.2. フレーム(部材荷重及び部材評価)

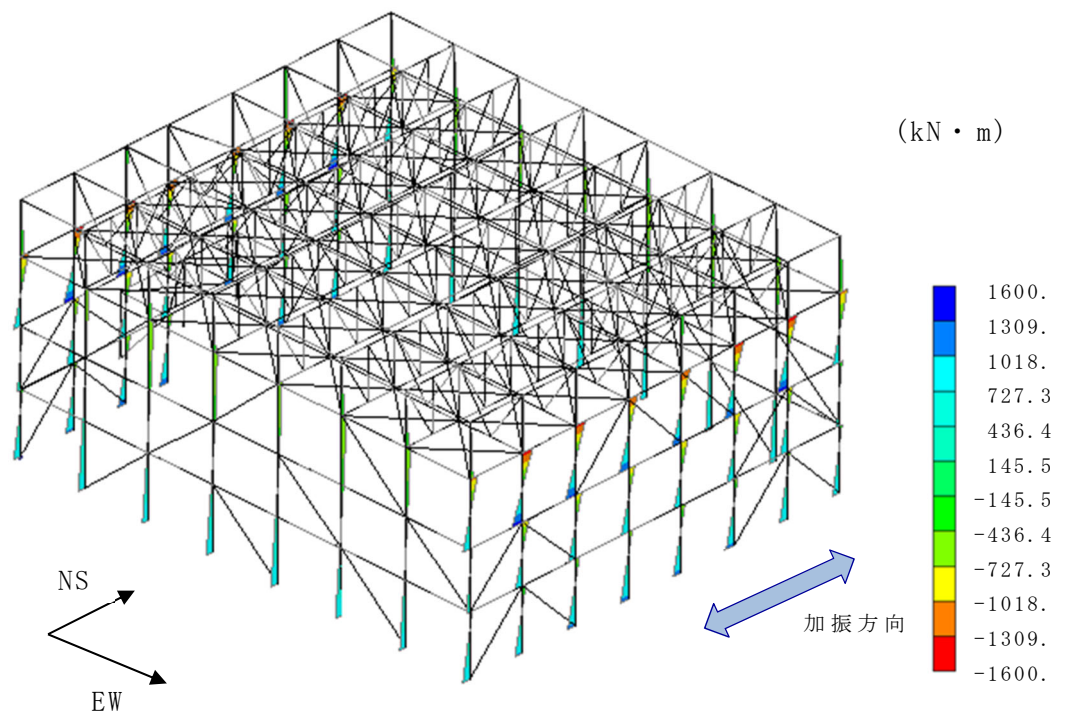
フレームの部材評価は、地震応答解析モデルにより算出された地震荷重を、3次元フレームモデルに入力した静的解析により部材荷重を算定し、部材評価を実施している(以下、「質点系モデル評価」という。)。以下では、これらと3次元フレームモデルによる動的解析により算出された部材荷重および部材評価(以下、「3次元フレームモデル評価」という。)を比較する。

(1) 部材荷重(曲げモーメント)

柱のモーメント分布図の比較を第5.2-1図に示す。柱のモーメント分布図を比較した結果、同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、3層の柱の曲げモーメントが卓越する傾向にある。これは、座屈拘束ブレースが配置されている1層～3層までは水平地震荷重を座屈拘束ブレースと柱で負担するが、座屈拘束ブレースの断面積が小さい上層では柱の荷重負担が大きいと考えられる。



(質点系モデル評価)

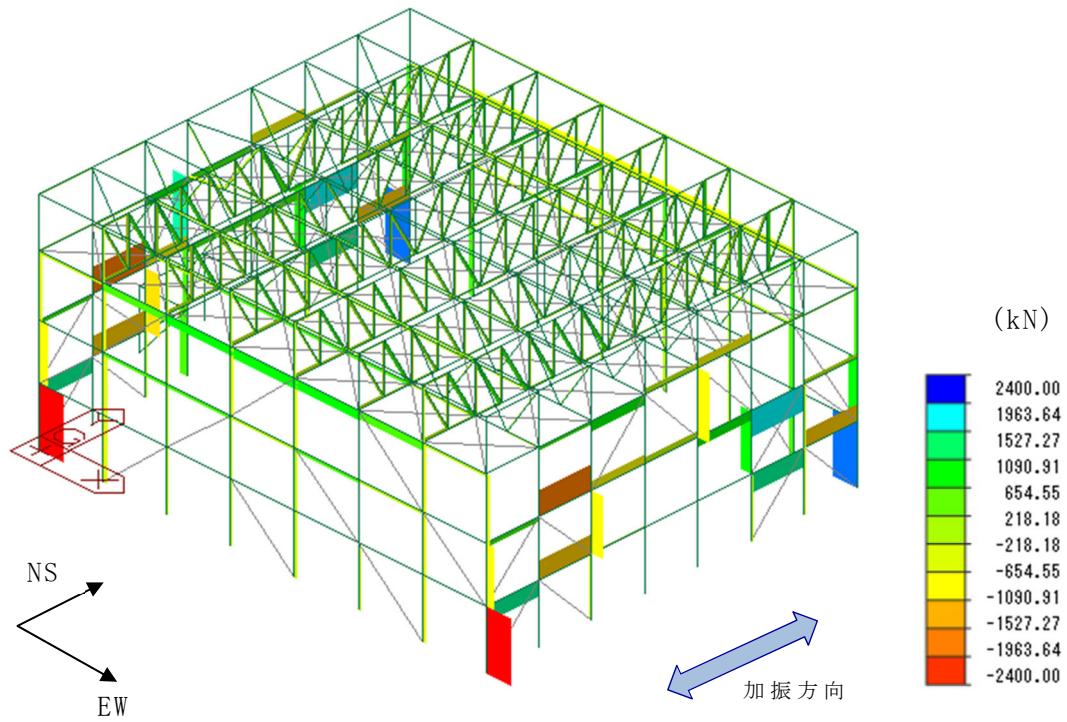


(3次元フレームモデル評価)

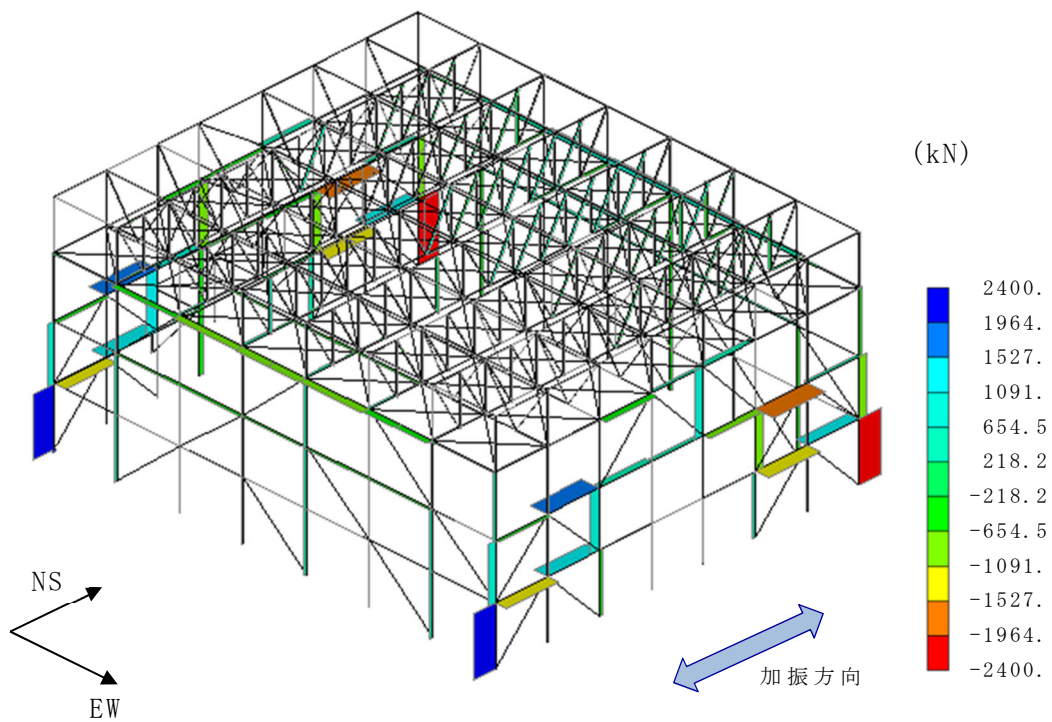
第 5.2-1 図 モーメント分布図(柱)の比較

(2) 部材荷重(軸力)

柱及び梁の軸力分布の比較を第 5.2-2 図に示す。柱及び梁の軸力分布を比較した結果、同様の傾向となっていることを確認した。具体的には、3次元フレームモデル評価と質点系モデル評価ともに、柱については四隅の柱の下部に最大の軸力が作用しており、座屈拘束ブレースが連続となっていない箇所でも大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達することによるものと考えられる。一方、梁については、座屈拘束ブレースを配置している箇所でも大きな軸力が作用している。これは、座屈拘束ブレースを配置している箇所の剛性が高いことによるものと考えられる。



(質点系モデル評価)



(3次元フレームモデル評価)

第 5.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁)の比較

(3) 部材評価

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}を代表として、部材評価結果を比較する。柱と梁の部材評価結果の比較を第 5.2-1 表に示す。柱と梁の検定比を比較した結果、部材評価結果は概ね同等であることを確認した。

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。

※1:座屈拘束ブレースの断面積が相対的に小さな3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層の柱を対象とする。

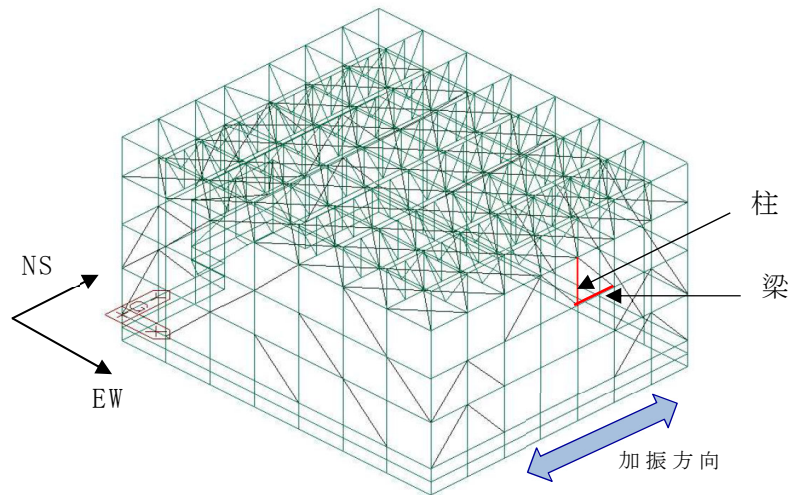
※2:※1で対象とした柱では、3層柱と2層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁を対象とする。

第 5.2-1 表 部材評価結果の比較(柱及び梁)^{(*)1}

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)
検定比 (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)
検定比 (組合せ)	0.593	0.555

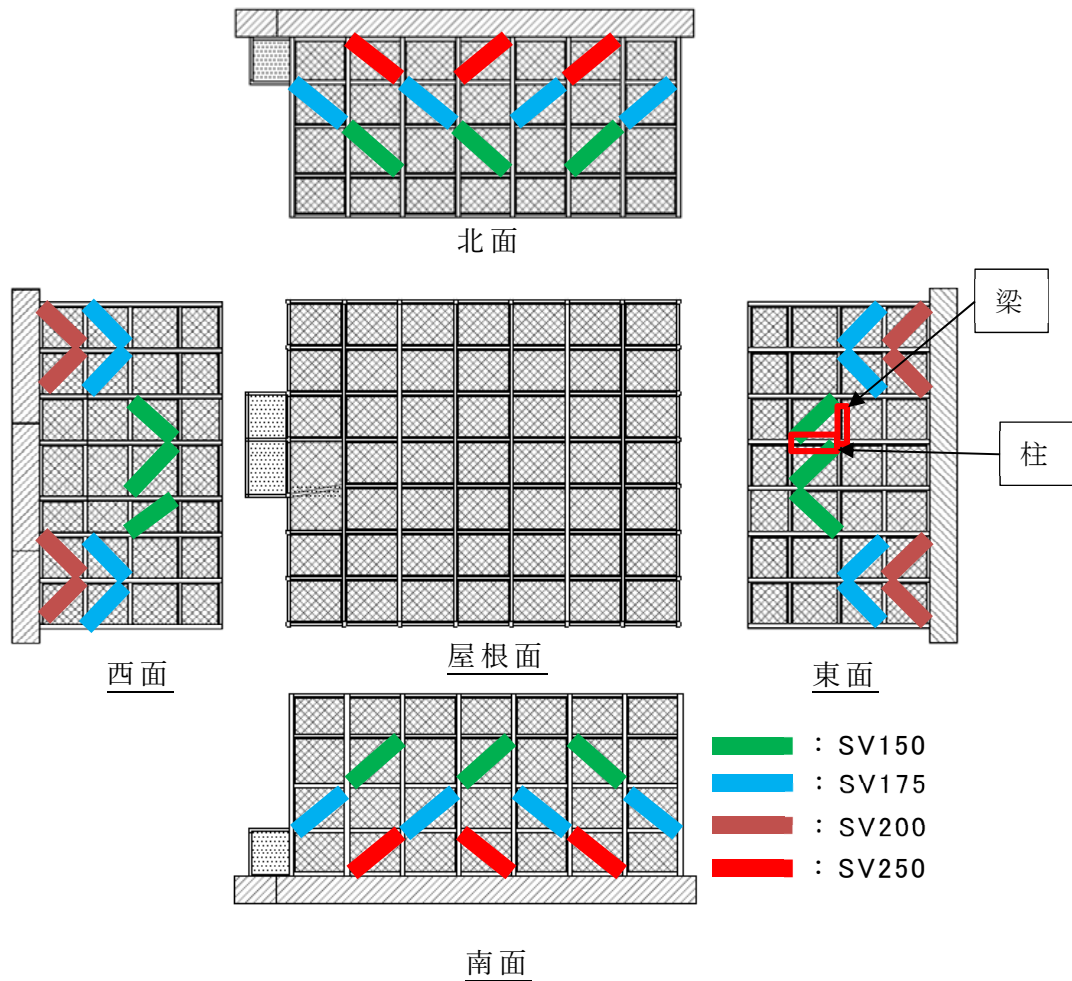
*1:評価部位は下図参照



評価部位参照図(第 5.2-1 表)

5.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)

3次元フレームモデルにおいて、最大の荷重が発生した柱に接続している3層の座屈拘束ブレース(第5.3-1図参照)を対象として質点系モデルと比較する。質点系モデルにおける座屈拘束ブレースの部材荷重(軸力)及び軸ひずみは、1本あたりに換算して比較する。

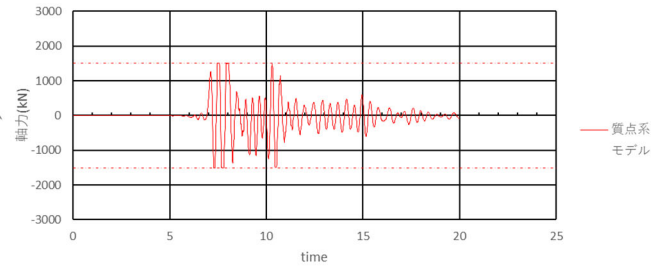
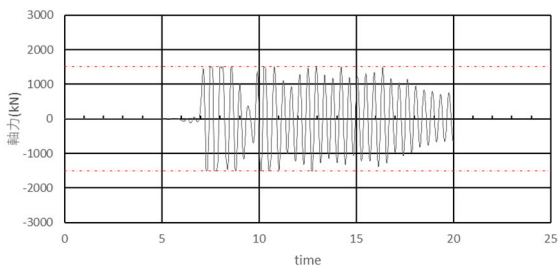


柱:座屈拘束ブレースの配置上、大きな荷重が作用する柱
 梁:上記柱に接続している梁

第 5.3-1 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

(1) 部材荷重(軸力)

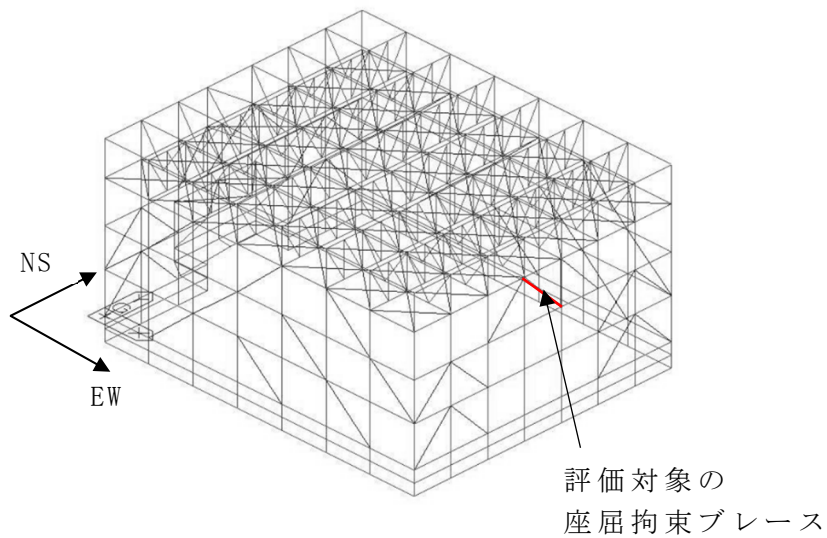
座屈拘束ブレースにおける部材荷重(軸力)の時刻歴波形の比較を第5.3-2図に示す。部材荷重(軸力)の時刻歴波形を比較した結果、同様の傾向となっていることを確認した。



(3次元フレームモデル)

(質点系モデル)

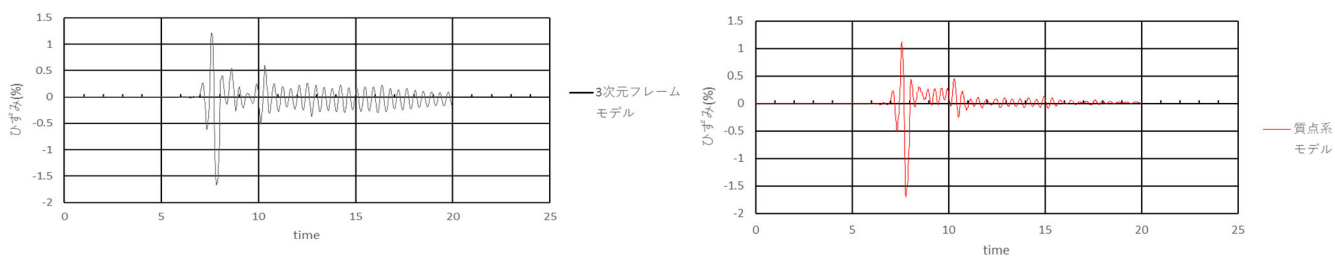
第5.3-2図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)の比較



評価部位参照図(第5.3-2図)

(2) 部材評価 (軸ひずみ)

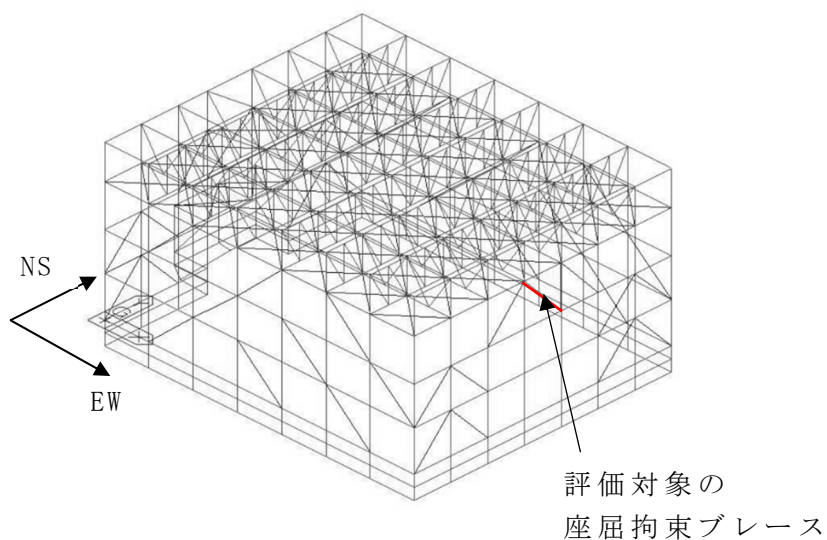
座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形の比較を第 5.3-3 図に示す。軸ひずみの時刻歴波形の比較の結果、部材荷重と同様に、同じ傾向となっていることを確認した。



(3次元フレームモデル)

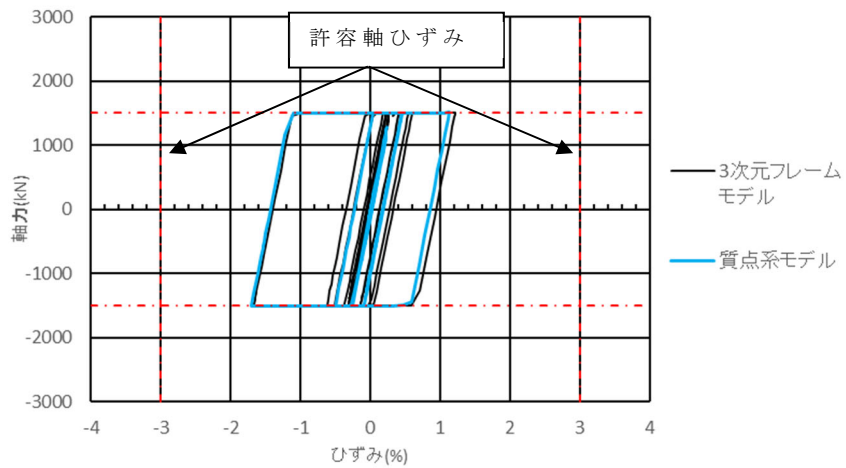
(質点系モデル)

第 5.3-3 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (軸ひずみ) の比較



評価部位参照図 (第 5.3-3 図)

座屈拘束ブレースにおける応力-変形履歴の比較を第 5.3-4 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、軸ひずみが 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。軸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、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た。



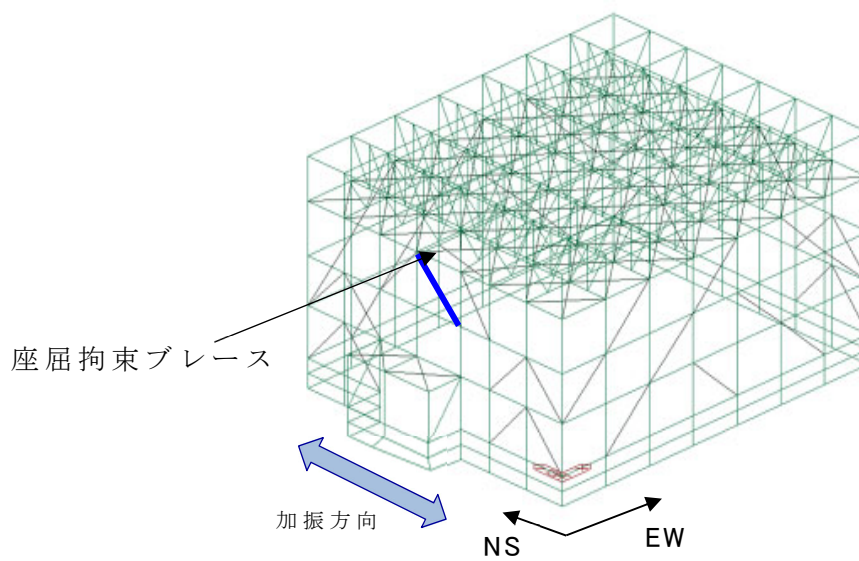
第 5.3-4 図 履歴ループの比較

最大軸ひずみの比較を第 5.3-1 表に示す。最大軸ひずみを比較した結果、概ね同等であることを確認した。

第 5.3-1 表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ比較結果*

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

注記 * : 評価部位は評価部位参照図参照



評価部位参照図(第 5.3-1 表)

6. まとめ

3次元フレームモデルによる静的解析により，変形性状として，各層が一様に变形していること，ねじれ変形がないことを確認した。また，3次元フレームモデルによる動的解析により，振動性状として，1次モードが支配的であること，各層が一体として挙動していることを確認した。さらに，3次元フレームモデルと質点系モデルを比較し，1次モードの固有振動数が概ね同等であること，3次元フレームモデルと質点系モデルによる部材荷重および評価結果を比較し，概ね同等であることを確認した。

以上より，地震応答解析モデルにおいて，支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について3次元フレームモデルを用いた検討により確認した。

別添 3

地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる
地震動の選定について

目 次

1. 概要.....	1
2. 選定方法.....	1
3. 地震動の選定	1
3.1 全応力解析	1
3.1.1 NS 方向.....	1
3.1.2 EW 方向.....	9
3.2 有効応力解析.....	17
3.2.1 NS 方向.....	17
3.2.2 EW 方向.....	25
4. 地震動の選定結果.....	33

参考資料 地盤物性のばらつきを評価した地震動の応答値

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における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補足説明するものである。

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

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

2. 選定方法

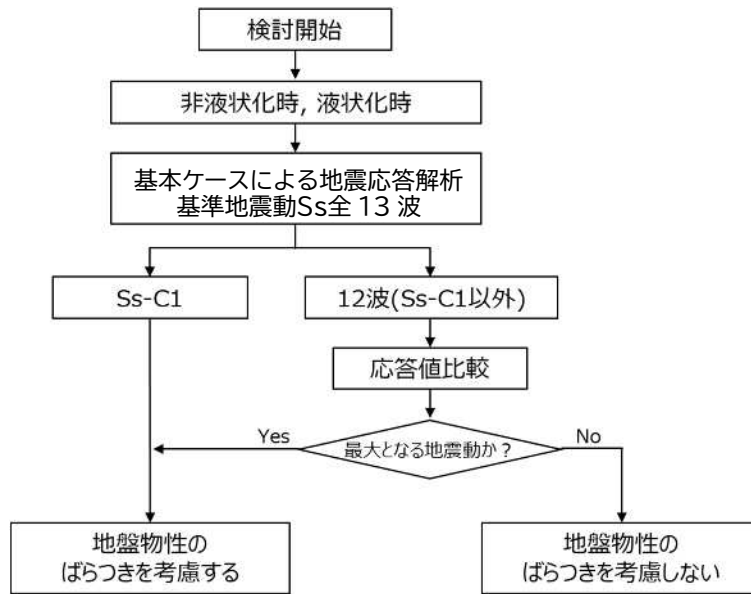
地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定フローを第2-1図に示す。

地震動の選定は、基本ケースによる基準地震動 S_s 全13波での地震応答解析を設計モデルで実施し、飛来物防護ネット架構の設計で用いる応答値に着目して選定する。なお、地震動の選定は、非液状化時及び液状化時の各々に対して行う。

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

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

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



第 2-1 図 地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる地震動の選定方法

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

第 2-1 表 支持架構、基礎梁及び杭の設計で用いる応答値

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

3. 地震動の選定

3.1 全応力解析

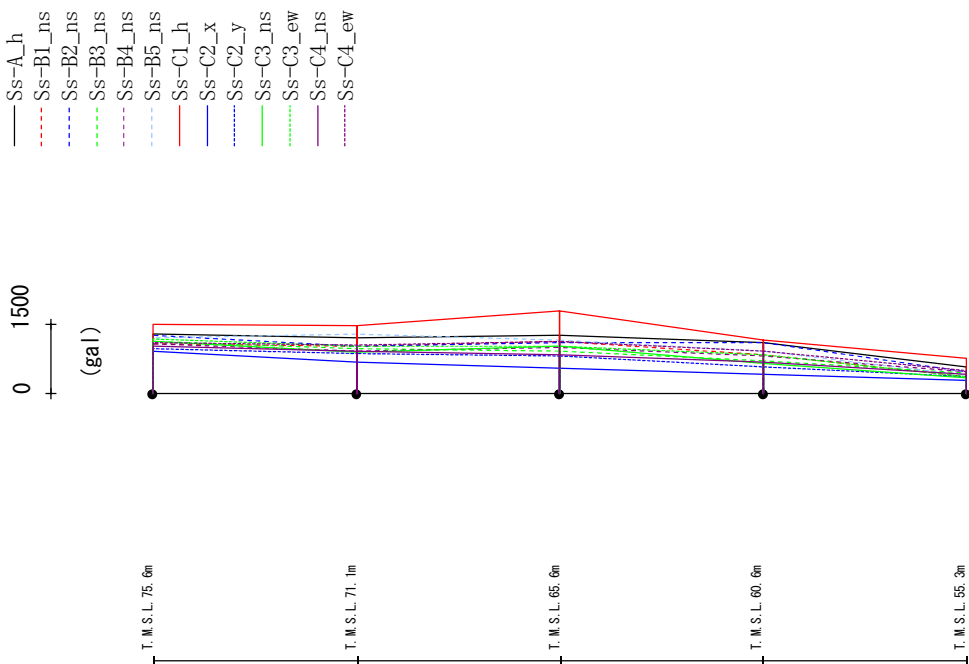
3.1.1 NS 方向

飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析における NS 方向の最大応答値を第 3.1.1-1 図～第 3.1.1-4 図、第 3.1.1-2 表、改良地盤の最大応答変位を第 3.1.1-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1 を対象としたものを、赤破線枠は S_s -C1 を除く地震動の中で最大のものを、青丸は S_s 地震動全 13 波で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.1.1-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1 以外の地震動の選定結果を第 3.1.1-3 表に示す。

第 3.1.1-1 表 最大応答値の図表での凡例

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

最大応答加速度 (NS方向)

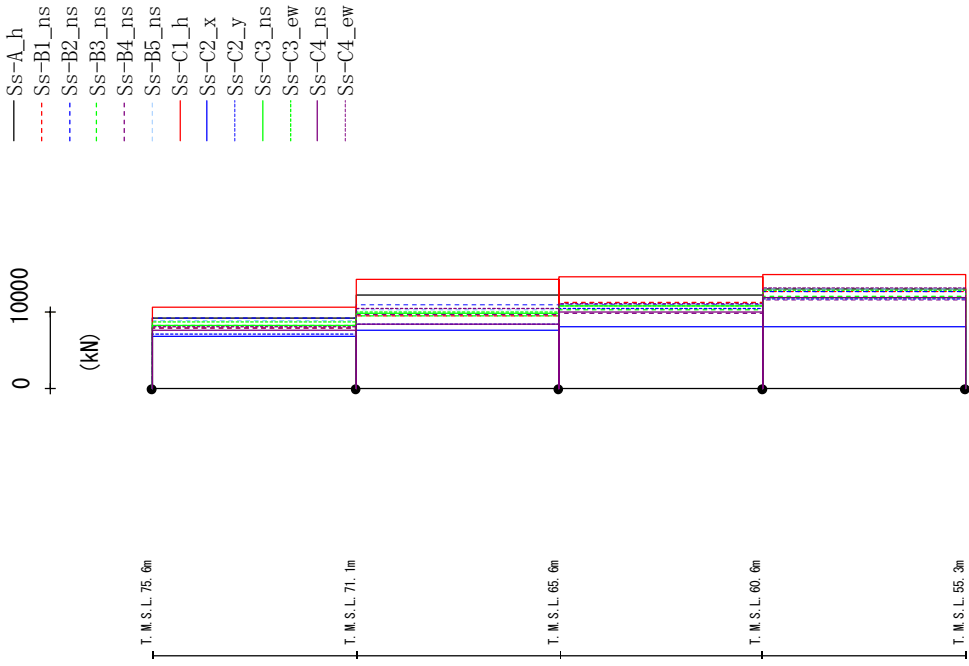


(gal)

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
1281	1084	1274	1121	1074	1219	1488	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 3.1.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

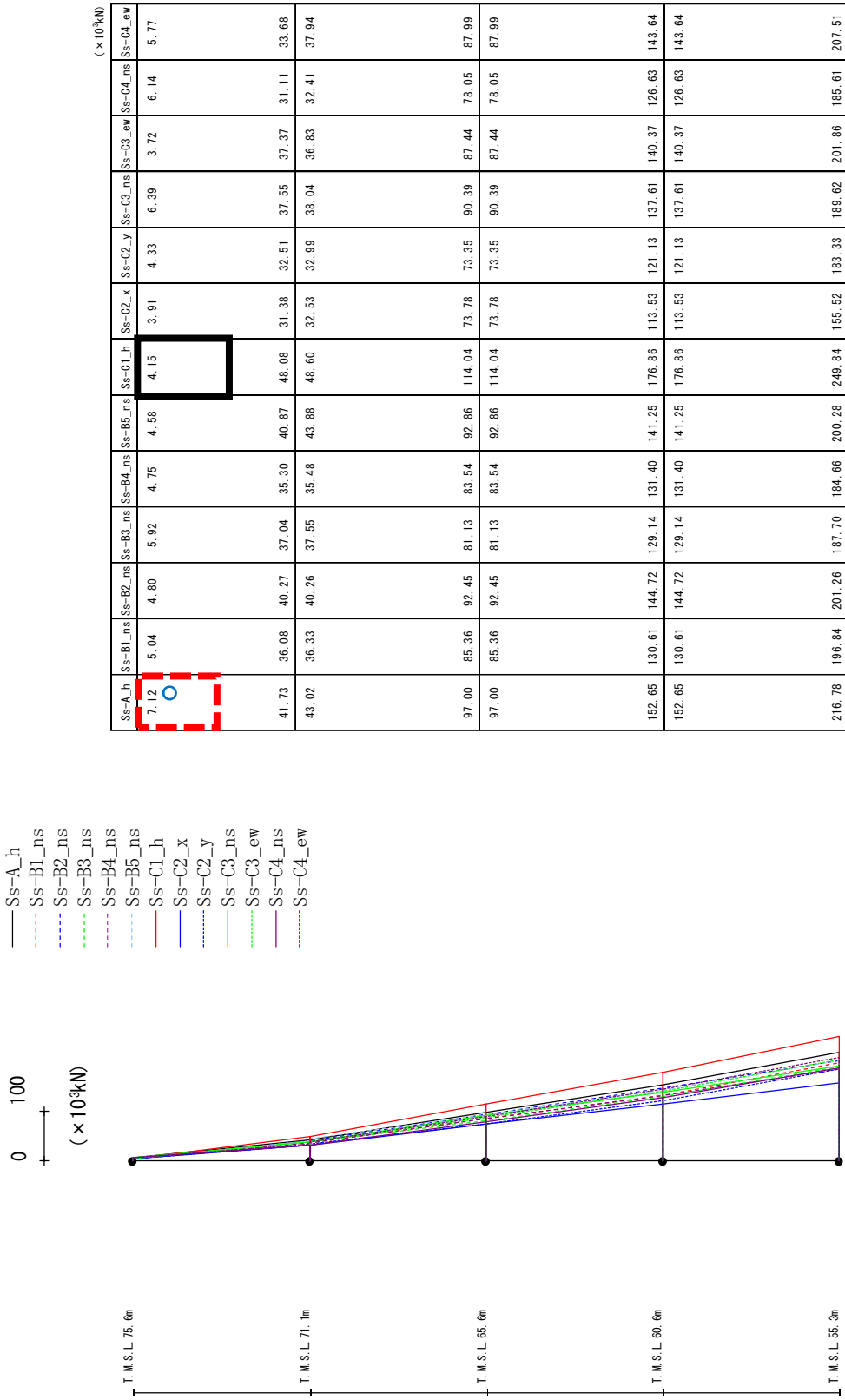
最大応答せん断力 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9165	7960	9159	8291	7875	8839	10602	6717	7118	8237	8650	7518	8025
12179	9513	10943	9464	9596	10221	14183	7590	8351	9823	10002	8390	10384
12174	11259	10982	10348	9827	11081	14493	8030	10374	10807	10806	9923	11140
13000	12696	12705	11983	11621	12965	14865	8023	11736	11894	12884	11813	13056

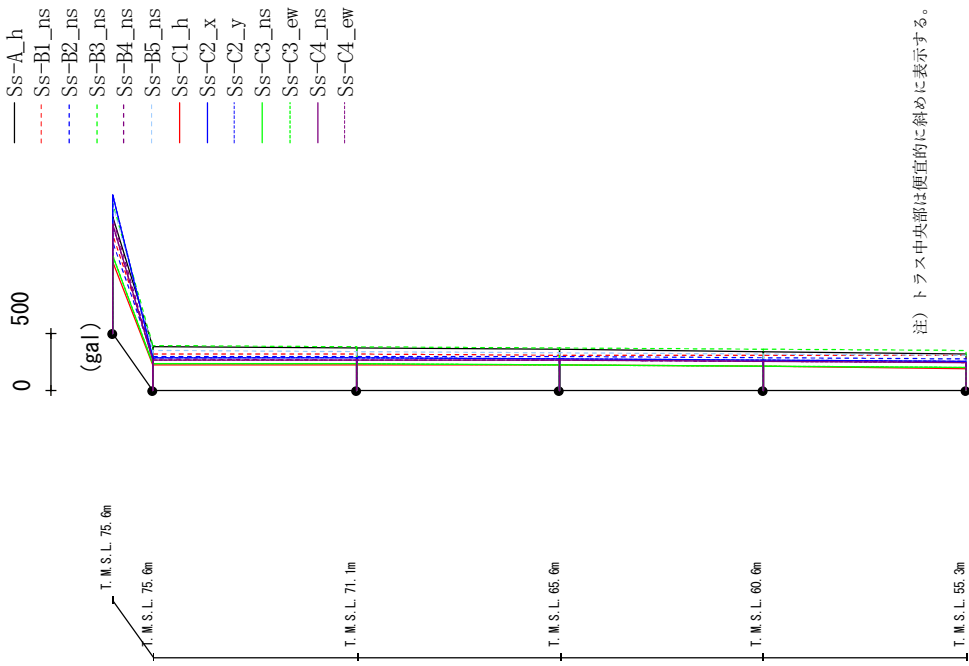
第 3.1.1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



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

最大応答加速度 (UD方向)



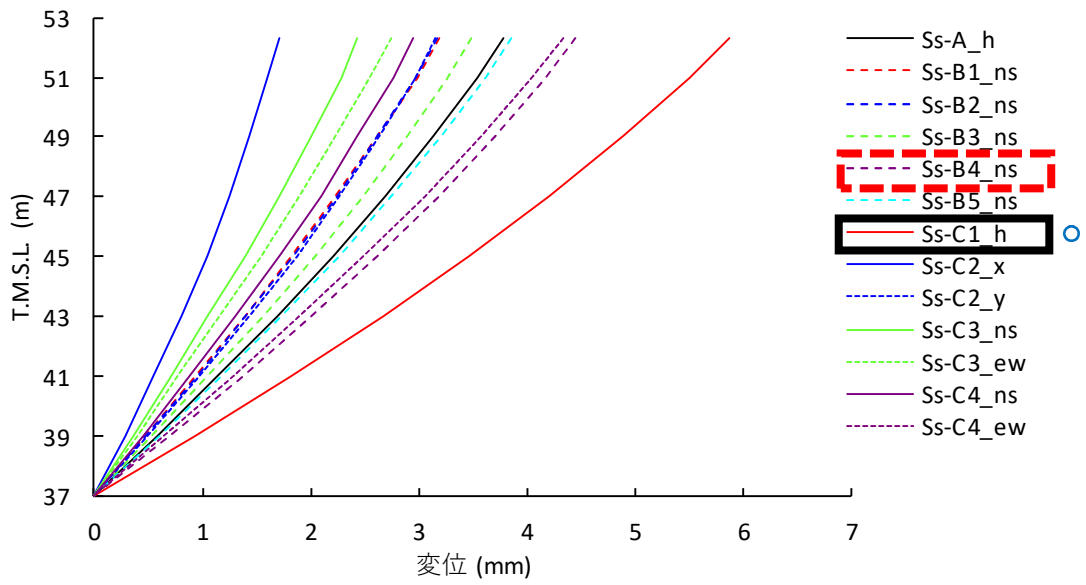
(gal)

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

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

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	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	0.29	0.45	0.76	0.79	0.47	0.88



※：各レベルでの節点変位の平均値

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


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

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

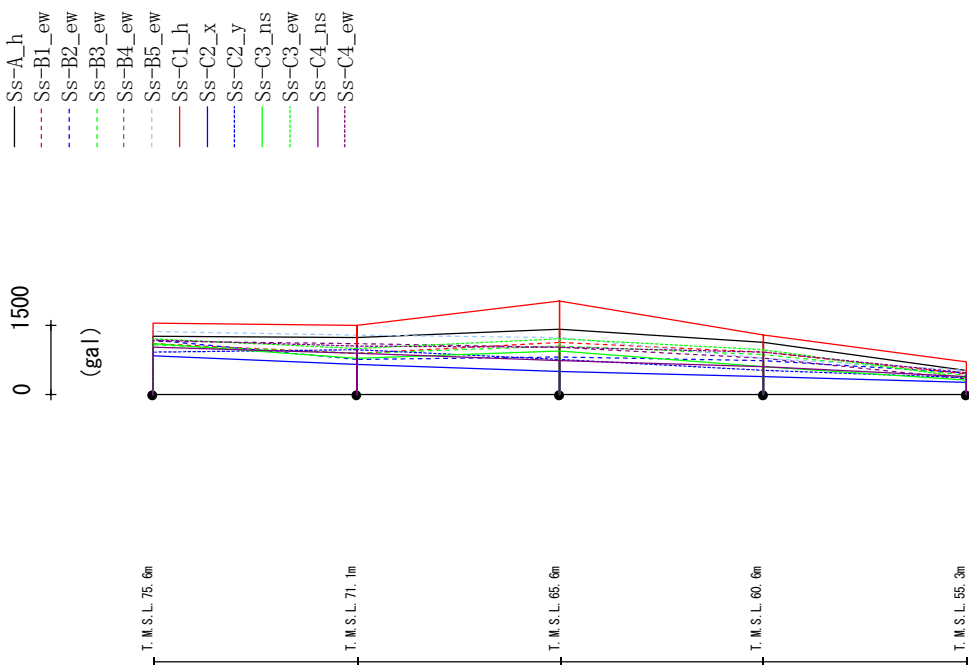
3.1.2 EW 方向

飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する全応力解析における EW 方向の最大応答値を第 3.1.2-1 図～第 3.1.2-4 図，第 3.1.2-2 表，改良地盤の最大応答変位を第 3.1.2-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1 を対象としたものを，赤破線枠は S_s -C1 を除く地震動の中で最大のものを，青丸は S_s 地震動全 13 波で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.1.2-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1 以外の地震動の選定結果を第 3.1.2-3 表に示す。

第 3.1.2-1 表 最大応答値の図表での凡例

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

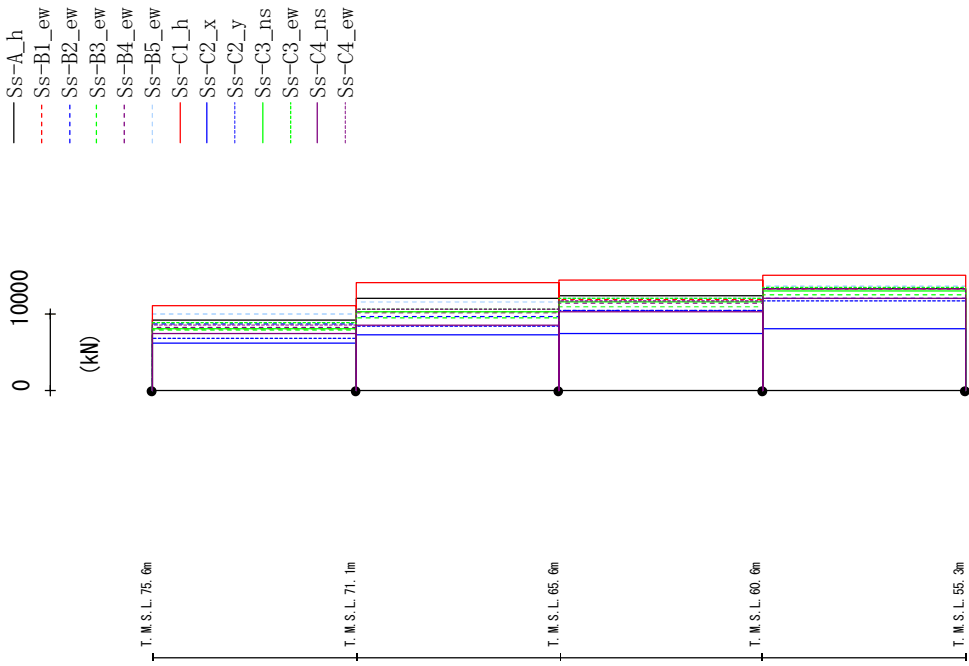
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1275	1105	1186	1086	1152	1368	1554	849	931	1101	1220	1015	1177	
1233	883	772	893	1101	1283	1500	662	973	780	992	886	1059	
1416	1130	825	1054	1015	1235	2034	490	774	834	1219	745	1035	
1126	908	736	858	795	795	1284	395	536	614	963	598	918	
534	451	465	427	327	512	719	248	355	320	368	400	468	

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

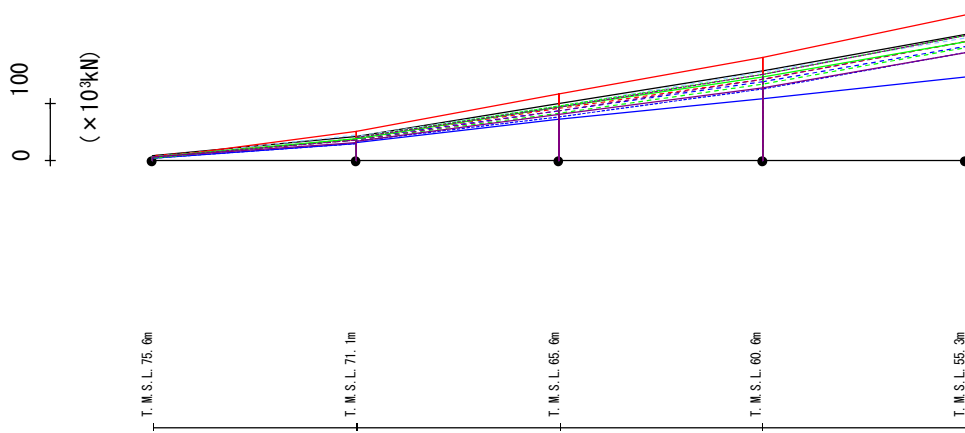
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9169	8085	8669	7902	8242	9947	11001	6171	6760	7988	8630	7430	8513
11947	10249	9582	9467	10179	11550	14132	7292	8440	10270	10640	8471	10575
12366	11853	10454	10870	11398	11963	14325	7450	10423	11553	11959	10200	11645
13288	13255	11978	12442	13240	13667	15043	7997	11635	13050	13377	11979	13289

第 3. 1. 2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

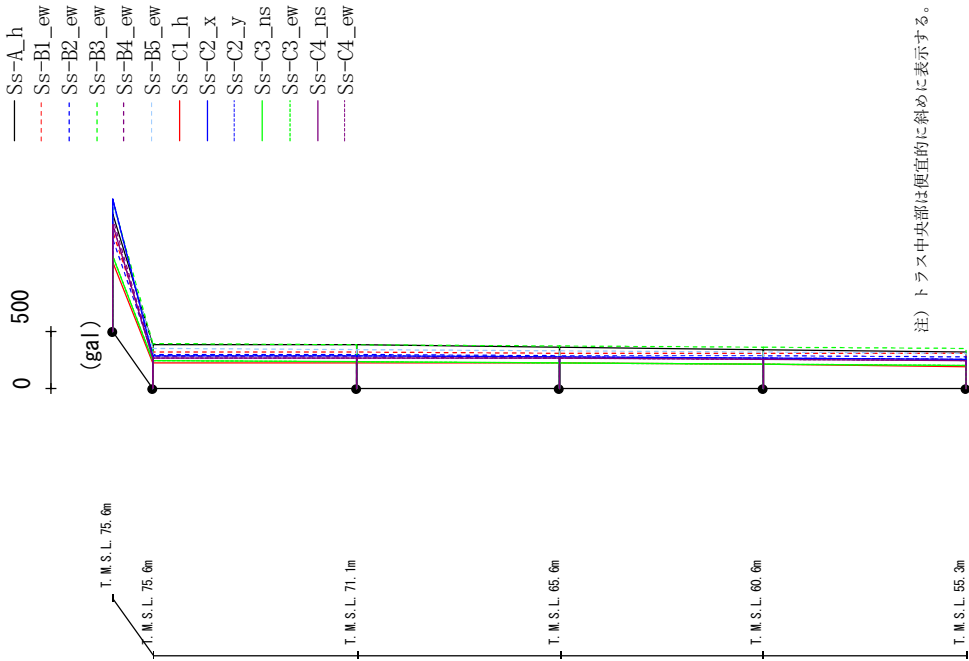
最大応答曲げモーメント (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
8.25	7.48	5.96	5.84	5.48	6.72	3.56	3.86	5.05	7.05	3.97	6.56	6.47
41.97	36.69	35.68	35.73	35.22	43.31	49.94	29.79	30.33	36.79	38.02	32.38	36.51
42.97	38.89	37.54	36.40	35.79	42.07	50.37	31.89	33.88	38.84	40.53	33.58	40.96
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.88	92.46
98.73	91.35	86.30	83.02	85.97	94.93	115.13	70.96	75.09	93.37	94.77	79.88	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3.1.2-3図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



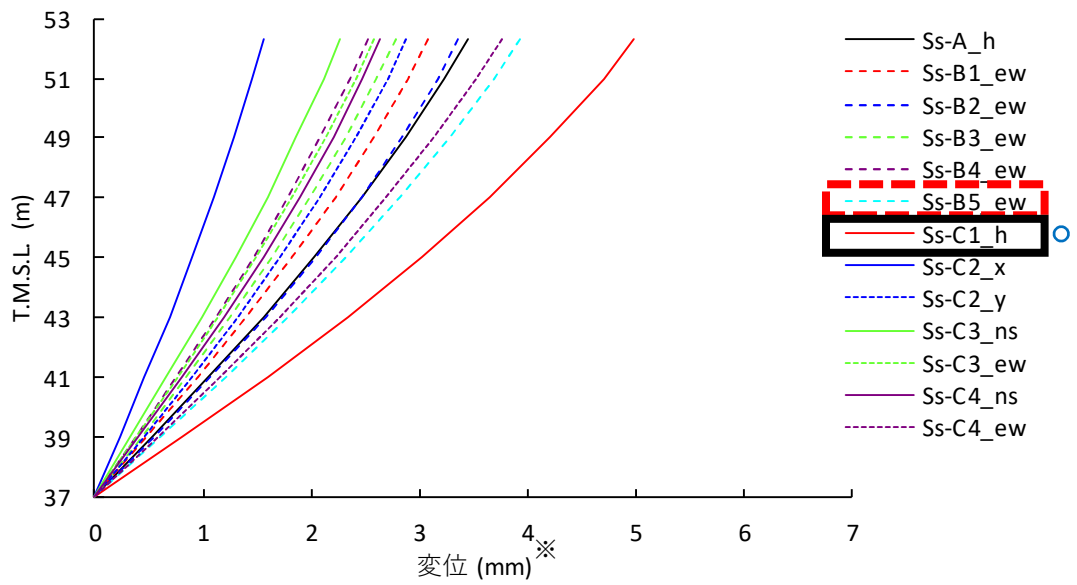
(gal)

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_rs	Ss-C3_ew	Ss-C4_rs	Ss-C4_ew
1018	861	803	1125	982	1101	595	1150	1142	647	648	929	922
384	318	293	388	273	345	224	282	282	236	236	259	259
375	312	292	381	269	340	221	278	279	232	232	259	260
360	306	288	372	264	330	215	270	271	224	224	257	258
341	304	283	361	258	319	206	261	262	212	212	253	253
318	301	275	349	252	306	193	256	256	198	198	245	245

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

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

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	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	0.25	0.37	0.78	0.86	0.39	0.86



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 3. 1. 2-5 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

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


選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.1.2-1 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力	Ss-A	第 3.1.2-2 図 T. M. S. L. 71. 1m~60. 6m
	Ss-B5	第 3.1.2-2 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.1.2-3 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (NS)	第 3.1.2-4 図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.1.2-4 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.1.2-2 表
最大応答地盤変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第 3.1.2-5 図

3.2 有効応力解析

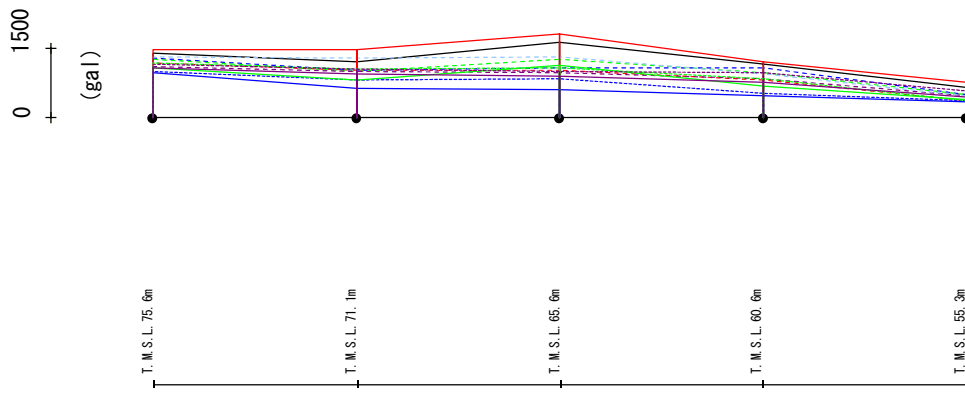
3.2.1 NS 方向

飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析における NS 方向の最大応答値を第 3.2.1-1 図～第 3.2.1-4 図，第 3.2.1-2 表，改良地盤の最大応答変位を第 3.2.1-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s-C1 を対象としたものを，赤破線枠は S_s-C1 を除く地震動の中で最大のものを，青丸は S_s 地震動全 13 波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.2.1-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s-C1 以外の地震動の選定結果を第 3.2.1-3 表に示す。

第 3.2.1-1 表 最大応答値の図表での凡例

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

最大応答加速度 (NS方向)



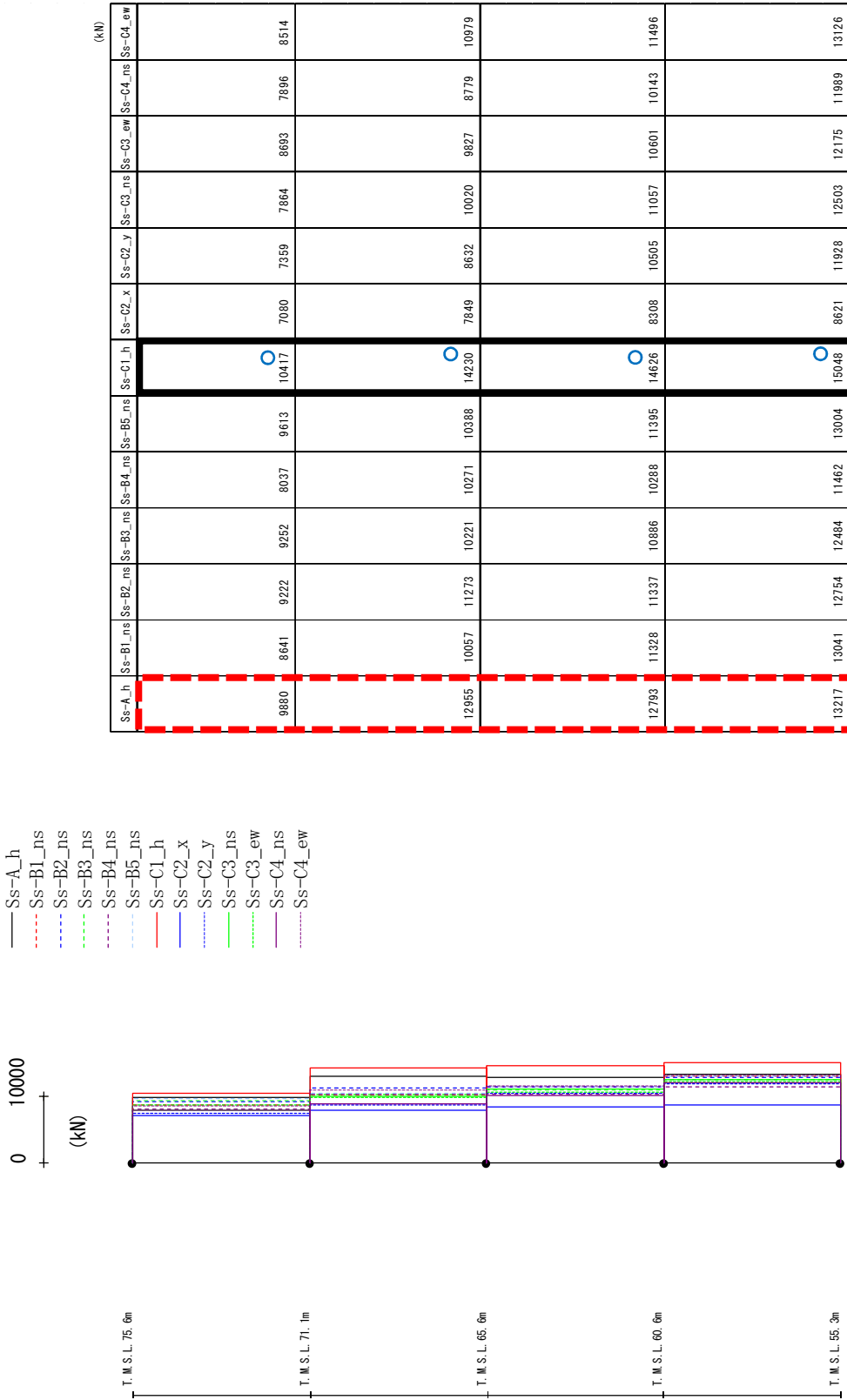
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ns
- . - . Ss-B2_ns
- : - : Ss-B3_ns
- < - > Ss-B4_ns
- < > Ss-B5_ns
- Ss-C1_h
- Ss-C2_x
- . - . Ss-C2_y
- Ss-C3_ns
- : - : Ss-C3_ew
- Ss-C4_ns
- . - . Ss-C4_ew

(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

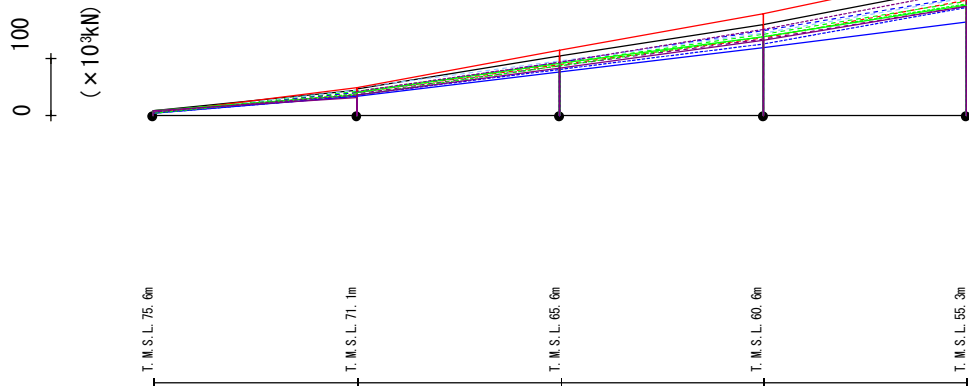
第 3.2.1-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 3. 2. 1-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



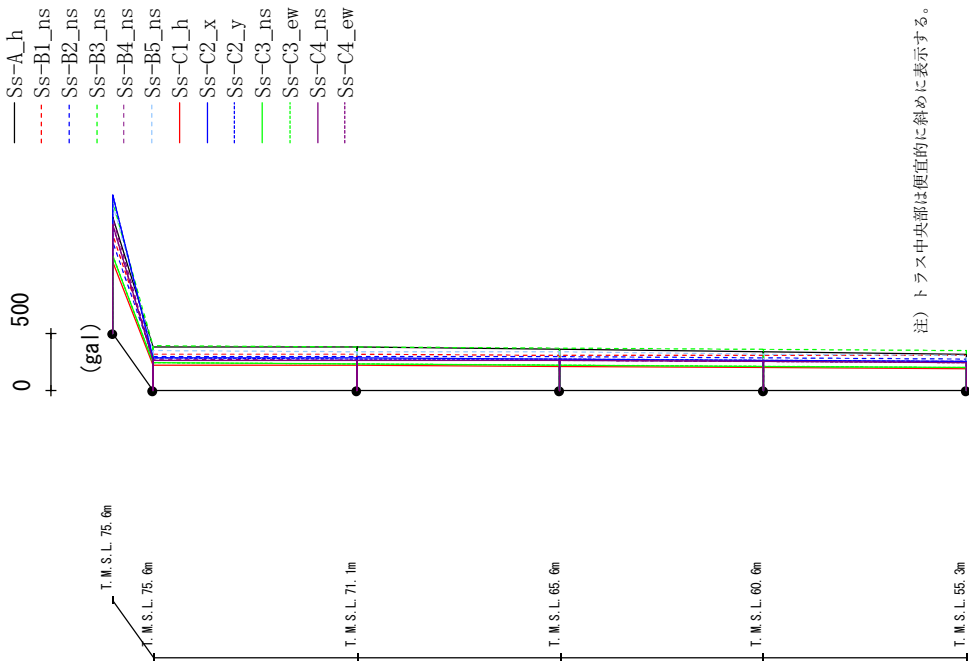
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ns
- - - Ss-B2_ns
- - - Ss-B3_ns
- - - Ss-B4_ns
- - - Ss-B5_ns
- - - Ss-C1_h
- - - Ss-C2_x
- - - Ss-C2_y
- - - Ss-C3_ns
- - - Ss-C3_ew
- - - Ss-C4_ns
- - - Ss-C4_ew

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

最大応答加速度 (UD方向)

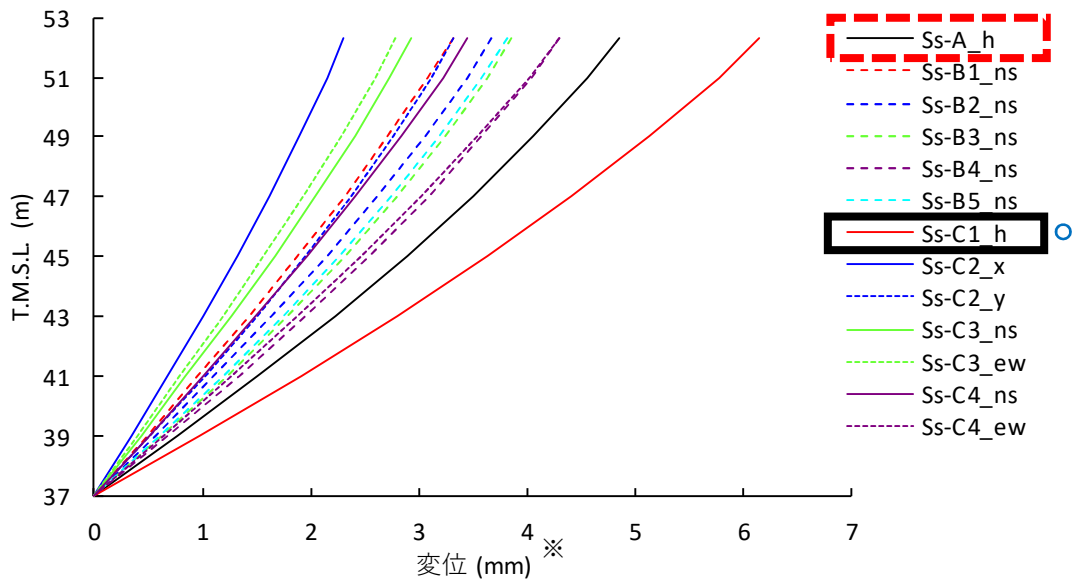


Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1008	847	786	1135	996	1117	614	1202	1205	673	671	943	940
382	317	294	388	269	348	217	283	282	236	236	260	260
374	311	292	381	265	342	215	279	278	232	232	261	260
358	305	289	371	260	332	210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

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

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

要素番号	最大応答軸ひずみ (%)												
	Ss_A	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	0.35	0.51	0.80	0.75	0.56	1.00



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 3. 2. 1-5 図 改良地盤の最大変位
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)

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

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.2.1-1 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力	Ss-A	第 3.2.1-2 図 T. M. S. L. 75. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.2.1-3 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第 3.2.1-4 図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.2.1-4 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.2.1-2 表
最大応答地盤変位 (改良地盤の変形)	Ss-A	第 3.2.1-5 図

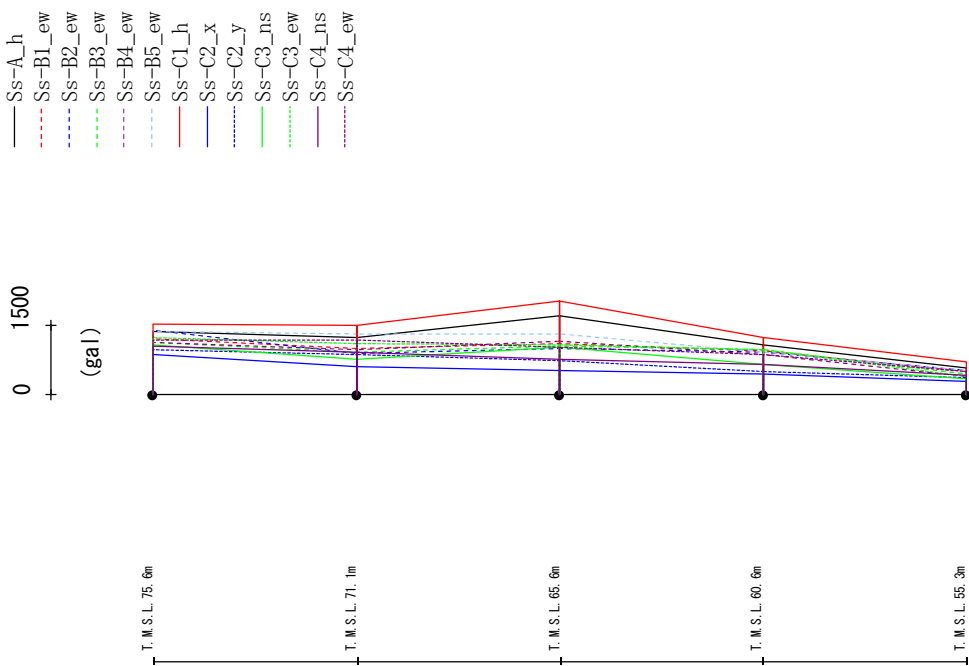
3.2.2 EW 方向

飛来物防護ネット架構の基準地震動 S_s に対する有効応力解析における EW 方向の最大応答値を第 3.2.2-1 図～第 3.2.2-4 図，第 3.2.2-2 表，改良地盤の最大応答変位を第 3.2.2-5 図に示す。図表中の黒枠は S_s -C1 を対象としたものを，赤破線枠は S_s -C1 を除く地震動の中で最大のものを，青丸は S_s 地震動全 13 波の中で最大のものを示す。図表での凡例を第 3.2.2-1 表に示す。地盤物性のばらつきを考慮した検討に用いる S_s -C1 以外の地震動の選定結果を第 3.2.2-3 表に示す。

第 3.2.2-1 表 最大応答値の図表での凡例

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

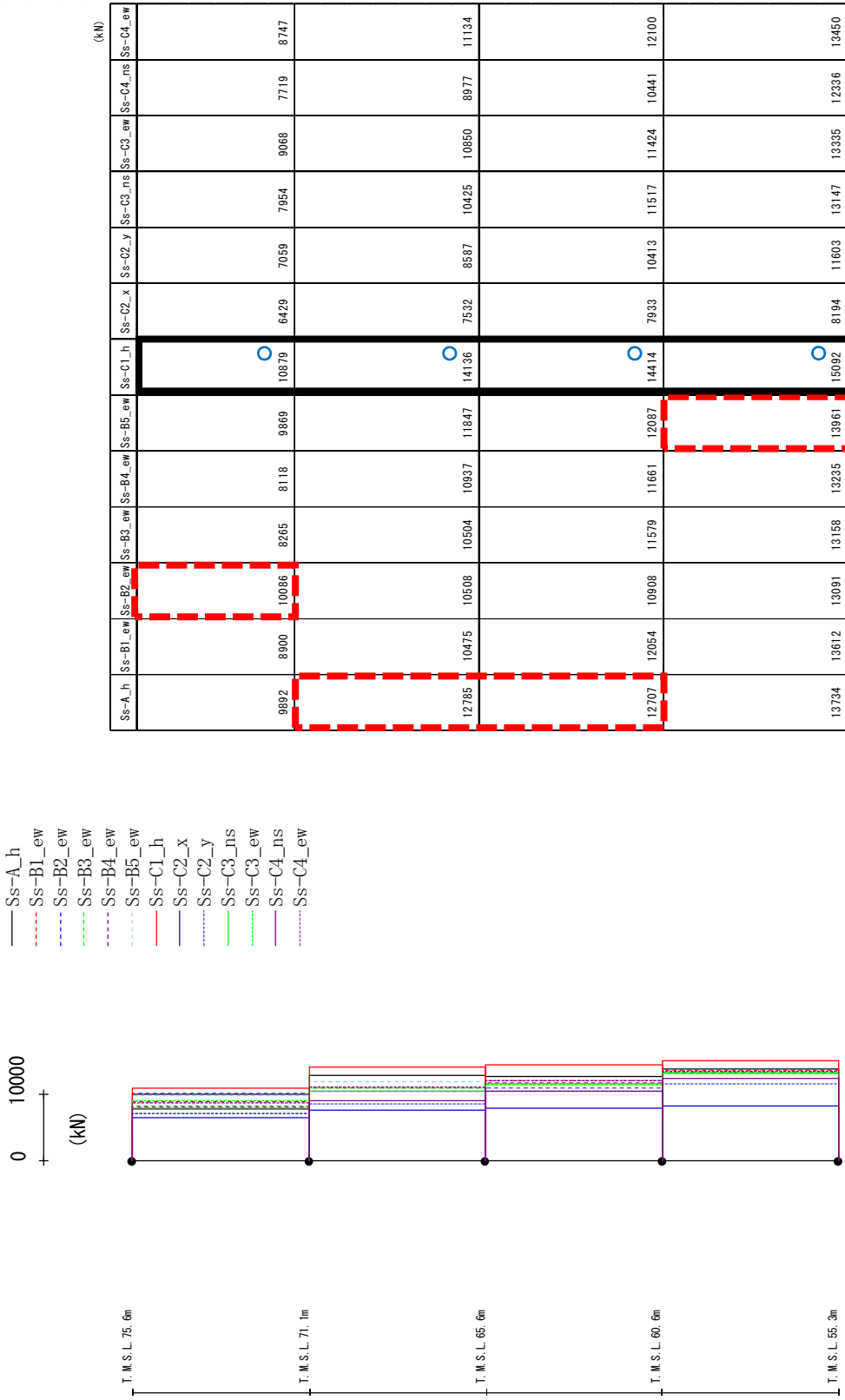
最大応答加速度 (EW方向)



	Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1380	1220	1386	1127	1137	1361	1539	876	964	1086	1250	1049	1195	
1239	1006	892	933	986	1318	1504	597	876	767	1086	920	1184	
1708	1092	1007	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022	
1000	954	923	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872	
577	505	519	446	384	529	707	276	357	349	394	414	496	

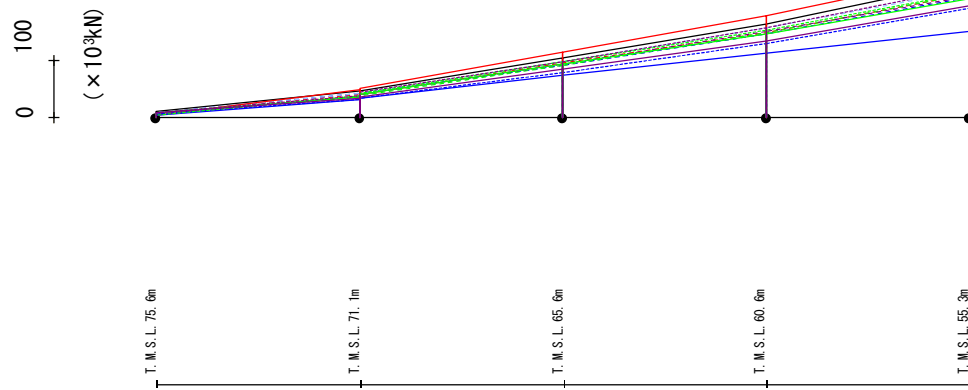
第 3.2.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (EW方向)



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

最大応答曲げモーメント (EW方向)



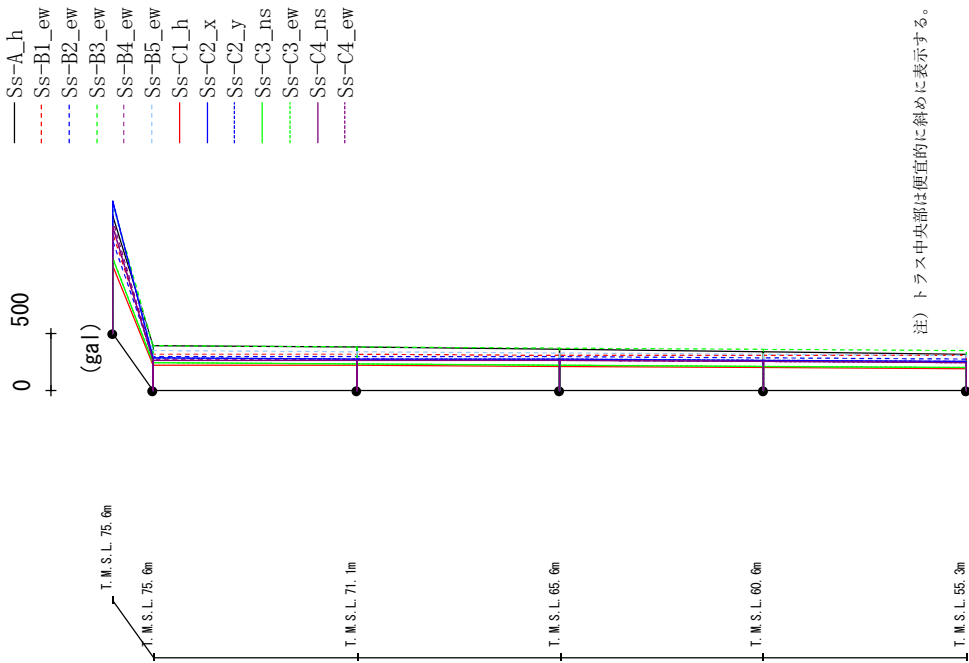
- Ss-A_h
- - - Ss-B1_ew
- - - Ss-B2_ew
- - - Ss-B3_ew
- - - Ss-B4_ew
- - - Ss-B5_ew
- - - Ss-C1_h
- - - Ss-C2_x
- - - Ss-C2_y
- - - Ss-C3_ns
- - - Ss-C3_ew
- - - Ss-C4_ns
- - - Ss-C4_ew

(× 10³kN)

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
9.56	8.67	7.26	6.56	5.96	8.02	3.78	4.36	5.83	8.60	4.78	7.35	7.54
45.36	39.70	41.22	36.30	36.10	42.48	49.37	30.70	31.83	35.93	38.38	33.67	38.60
47.00	40.92	41.34	37.81	39.95	42.20	49.78	32.73	33.52	40.76	41.31	35.29	43.19
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
103.71	94.37	91.69	91.38	92.28	96.59	114.24	73.14	77.87	93.21	96.14	83.52	96.35
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
163.29	147.34	144.92	147.03	149.82	156.32	178.19	111.02	129.09	145.58	152.92	133.11	155.91
235.98	214.52	208.10	214.74	211.18	221.34	251.96	150.07	190.59	206.70	217.33	193.65	226.57

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

最大応答加速度 (UD方向)



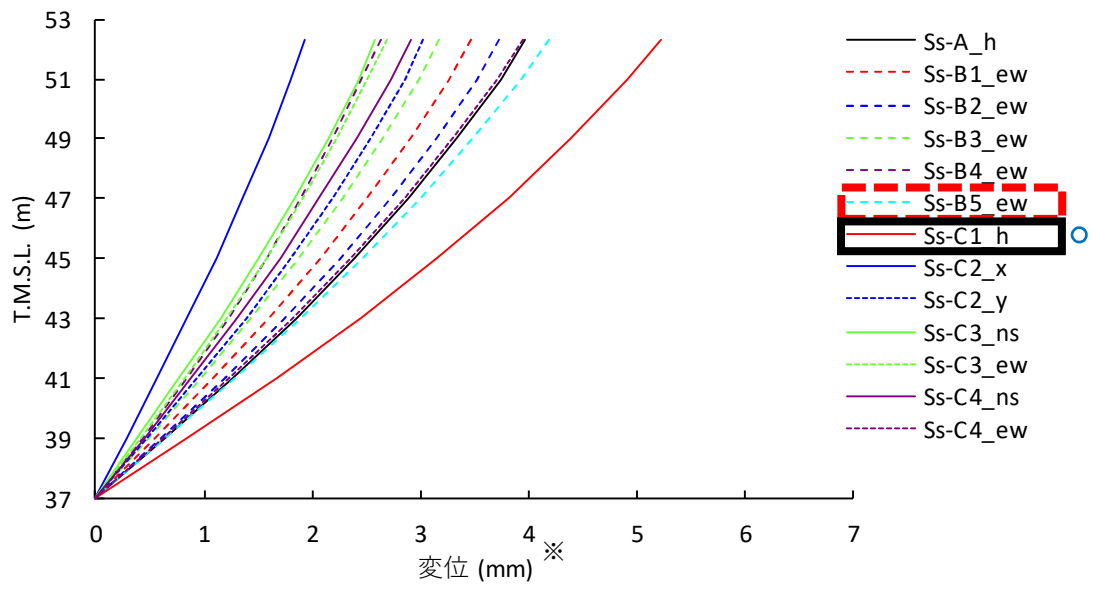
注) トラス中央部は硬直的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1018	862	802	1130	983	1105	556	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 3.2.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

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

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	0.26	0.41	0.82	0.90	0.50	0.97



※：各レベルでの節点変位の平均値

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

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

選定指標	地震動	備考
最大応答水平加速度 (基礎梁)	Ss-A	第 3.2.2-1 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答せん断力	Ss-A	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 71. 1m~60. 6m
	Ss-B2	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m
	Ss-B5	第 3.2.2-2 図 T. M. S. L. 60. 6m~55. 3m
最大応答曲げモーメント (付加曲げ)	Ss-A	第 3.2.2-3 図 T. M. S. L. 75. 6m~71. 1m, 上端
最大応答鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2 (EW)	第 3.2.2-4 図 T. M. S. L. 75. 6m, 屋根部
最大応答鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	第 3.2.2-4 図 T. M. S. L. 55. 3m
最大応答軸ひずみ	Ss-A	第 3.2.2-2 表
最大応答地盤変位 (改良地盤の変形)	Ss-B5	第 3.2.2-5 図

4. 地震動の選定結果

材料物性のばらつきを考慮する解析ケースを、第 4. -1 表及び第 4. -2 表に示す。

第 4. -1 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース(全応力解析)

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

第 4. -2 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース(有効応力解析)

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

参考資料

地盤物性のばらつきを評価した地震動の応答値

地盤物性のばらつきを評価した場合の最大応答が生じる地震動を第1表～第4表に示す。第1表～第4表に示す通り概ね基本ケースで最大が生じた地震動はばらつきを生じたケースでも同様の地震動で発生している。なお、EW方向の全応力解析・有効応力解析の屋根部の鉛直加速度で基本ケース、 $+1\sigma$ でSs-C2(EW)であったが -1σ でSs-B3であった。基本ケース、 $+1\sigma$ 、 -1σ を比較すると基本ケースと同じ地震動である $+1\sigma$ が最大となっている。

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

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

解析	方向	応答値	① 基本ケース	② +1 σ	③ -1 σ	max(①~ ③)
全応力	NS	層せん断力	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		付加曲げ	Ss-A	Ss-A	Ss-A	Ss-A
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(NS)	Ss-C2(NS)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3
		変形 (改良地盤)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		軸ひずみ	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1

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

解析	方向	応答値	① 基本ケース	② +1 σ	③ -1 σ	max(①~ ③)
全応力	EW	層せん断力	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		付加曲げ	Ss-A	Ss-A	Ss-A	Ss-A
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1, 150m/s ²)	Ss-C2(NS) (1, 207m/s ²)	Ss-B3 (1, 053m/s ²)	Ss-C2(NS) (1, 207m/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3
		変形 (改良地盤)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		軸ひずみ	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1

注記 * : 表中の () は応答値の数値を示す。

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

解析	方向	応答値	① 基本ケース	② +1 σ	③ -1 σ	max(①~ ③)
有効 応力	NS	層せん断力	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		付加曲げ	Ss-A	Ss-A	Ss-A	Ss-A
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(EW)	Ss-C2(EW)	Ss-C2(EW)	Ss-C2(EW)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3
		変形 (改良地盤)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		軸ひずみ	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1

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

解析	方向	応答値	① 基本ケース	② +1 σ	③ -1 σ	max(①~ ③)
有効 応力	EW	層せん断力	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		付加曲げ	Ss-A	Ss-A	Ss-A	Ss-A
		鉛直加速度 (屋根部)	Ss-C2(NS) (1, 152m/s ²)	Ss-C2(NS) (1, 207m/s ²)	Ss-B3 (1, 055m/s ²)	Ss-C2(NS) (1, 207m/s ²)
		水平加速度 (基礎梁)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		鉛直加速度 (基礎梁)	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3	Ss-B3
		変形 (改良地盤)	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1
		軸ひずみ	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1	Ss-C1

注記 * : 表中の()は応答値の数値を示す。

別添 4

座屈拘束ブレースの耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	1
2.1 座屈拘束ブレースの概要	1
2.2 配置及び仕様	3
3. 評価部位の選定	4
4. 材料物性のばらつきに対する影響確認	6
4.1 確認方針	6
4.2 確認方法	7
4.3 確認結果	8
5. まとめ	11

- 参考資料 1 座屈拘束ブレースの評定書及び技術的確認項目
参考資料 2 地震発生後の維持管理について
参考資料 3 座屈拘束ブレースの図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における座屈拘束ブレースについて補足説明するものである。

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

2. 設計の考え方

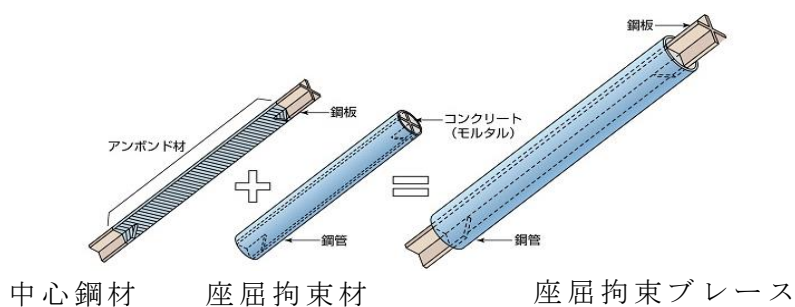
2.1 座屈拘束ブレースの概要

座屈拘束ブレースは座屈拘束材に軸力が加わらないよう、中心鋼材とモルタルの間に特殊な緩衝材(アンボンド材)を用いている。

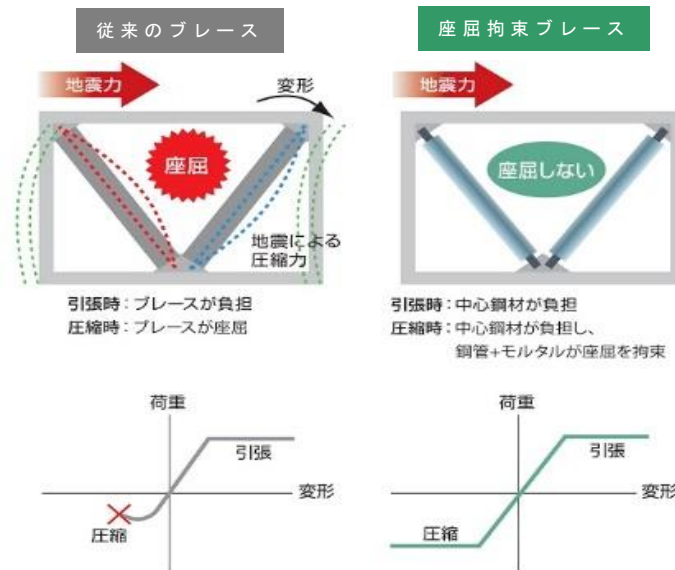
この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した復元力特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

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

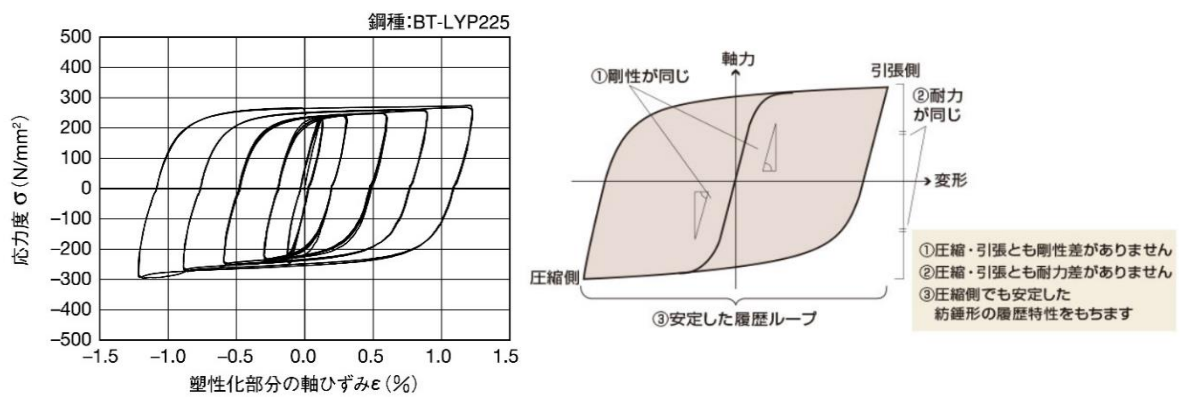
座屈拘束ブレースの構成を第2.1-1図に、従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージを第2.1-2図に、復元力特性を第2.1-3図に示す。



第2.1-1図 座屈拘束ブレースの構成



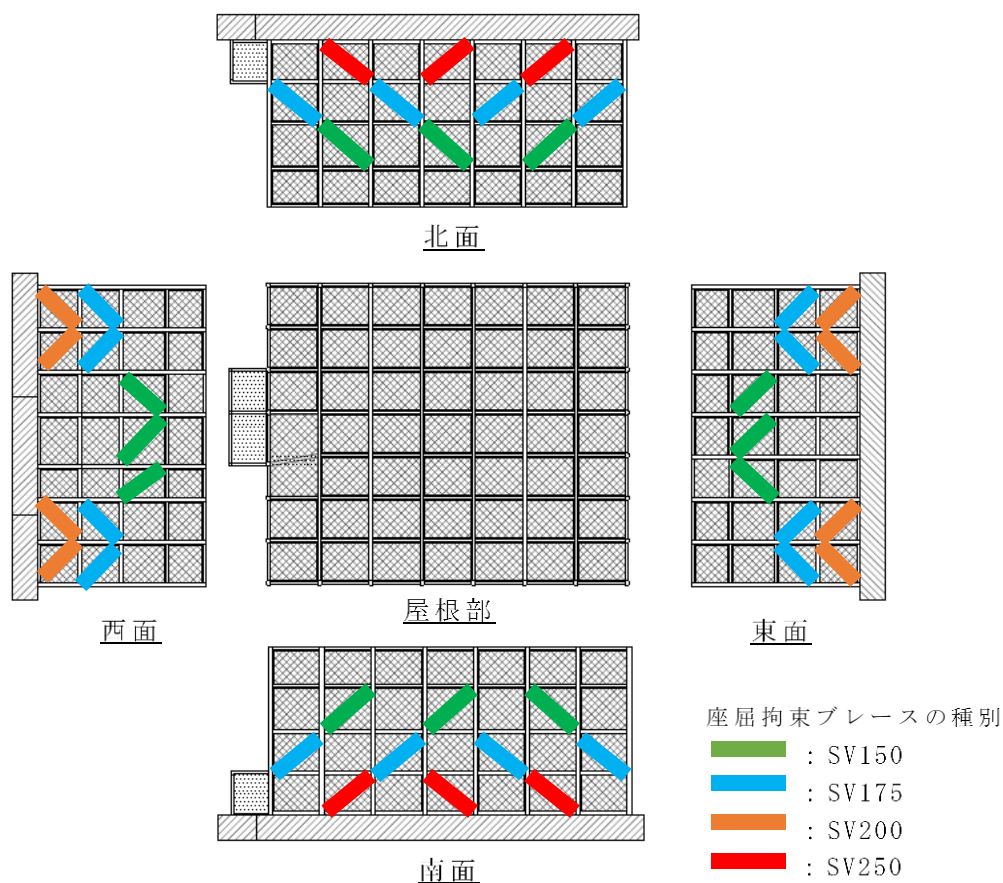
第 2.1-2 図 従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ



第 2.1-3 図 復元力特性

2.2 配置及び仕様

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は塑性変形を許容する設計である。座屈拘束ブレースの設置状況及び仕様を第 2.2-1 図及び第 2.2-1 表に示す。



第 2.2-1 図 座屈拘束ブレースの設置状況

第 2.2-1 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

3. 評価部位の選定

第 3-1 表に軸ひずみの評価結果を示す。検定比が最大となったケースと併せて、検定比が次に大きくなったケースを示す。検定比は、Ss-C1, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No. 121 のケースで最大となっている。

第 3-2 表に疲労評価結果を示す。疲労係数総和が最大となったケースと併せて、疲労係数総和が次に大きくなったケースを示す。疲労係数総和は、Ss-A, $-\sigma$ 地盤, 有効応答解析, NS 方向, 要素 No. 121 のケースで最大となっている。

第 3-1 表 軸ひずみの評価結果

(a) Ss-C1, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No. 121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.70	3.0	0.567	OK

(b) Ss-A, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No. 121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.42	3.0	0.473	OK

注：■ は、検定比が最大となるケースを示す。

第 3-2 表 疲労評価結果

(a) S_s-A, -σ 地盤, 有効応答解析, NS 方向, 要素No.121

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

(b) S_s-A, 基本ケース, 有効応答解析, NS 方向, 要素No.121

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数 総和	許容限界	判定
許容繰返し回数N : 5537回		許容繰返し回数N : 1952回		許容繰返し回数N : 474回		許容繰返し回数N : 62回				
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N			
97	0.0175	103	0.0528	91	0.1920	15	0.2419	0.5050	1	OK

注: は, 疲労係数総和が最大となるケースを示す。

4. 材料物性のばらつきに対する影響確認

4.1 確認方針

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

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

4.2 確認方法

地震応答解析及び応力解析を実施し、ばらつきによる影響を確認する。
なお、3項の評価結果より、地震応答解析は有効応答解析にて行う。

4.2.1 確認条件

(1) 材料物性のばらつき

材料物性のばらつきは、降伏点の公差($\pm 20\text{N/mm}^2$)とする。材料物性のばらつきを考慮した降伏点を第4.2.1-1表に示す。

第4.2.1-1表 材料物性のばらつきを考慮した降伏点

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

(2) 確認用地震動

全13波，NS方向，EW方向

(3) 地盤

基本ケース， $\pm\sigma$ 地盤

4.2.2 確認内容

(1) 軸ひずみ

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

(2) 繰返し疲労

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴を用いて、3項と同様にひずみ振幅を5種類に分類して疲労係数を算出し、許容限界である疲労係数総和1を超えないことを確認する。

(3) フレームの各部材

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

4.3 確認結果

「4.2 確認方法」に基づいた確認結果を 4.3.1 項から 4.3.3 項に示す。

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

4.3.1 軸ひずみ

軸ひずみの確認結果を第 4.3.1-1 表に示す。最大検定比はばらつき上限において中間値に比べ約 0.02 大きくなるものの、検定比は 0.587 であり、許容限界を超えないことを確認した。

第 4.3.1-1 表 軸ひずみの確認結果

(a) Ss-C1, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.76	3.0	0.587	OK
中間値【参考】	1.70	3.0	0.567	OK
ばらつき下限	1.63	3.0	0.543	OK

(b) Ss-A, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No.121

検討項目	軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
ばらつき上限	1.48	3.0	0.493	OK
中間値【参考】	1.42	3.0	0.473	OK
ばらつき下限	1.38	3.0	0.460	OK

注：■ は、最大検定比を示す。

4.3.2 繰返し疲労

繰返し疲労の確認結果を第 4.3.2-1 表に示す。疲労係数総和の最大値はばらつき上限において中間値に比べ 0.034 大きくなるものの、疲労係数総和は 0.629 であり、許容限界を超えないことを確認した。

第 4.3.2-1 表 繰返し疲労の確認結果

(a) Ss-A, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No. 121

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

(b) Ss-C1, $-\sigma$ 地盤, 有効応力解析, NS 方向, 要素 No. 121

検討項目	ひずみ振幅 項目	繰返し 回数 n	許容繰返し 回数 N	疲労係数 n/N	許容 限界	判定
ばらつき 上限	① 1.0%-2.9%	2	54	0.0370		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	5	1952	0.0026		
	④ 0.1%-0.3%	13	5537	0.0023		
	疲労係数総和			0.0470	1	OK
中間 【参考】	① 1.0%-2.9%	2	54	0.0370		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	3	1952	0.0015		
	④ 0.1%-0.3%	14	5537	0.0025		
	疲労係数総和			0.0460	1	OK
ばらつき 下限	① 1.0%-2.7%	2	58	0.0345		
	② 0.5%-1.0%	2	474	0.0042		
	③ 0.3%-0.5%	2	1952	0.0010		
	④ 0.1%-0.3%	17	5537	0.0031		
	疲労係数総和			0.0430	1	OK

注：■ は、疲労係数総和の最大値を示す。

4.3.3 フレームの各部材

フレームの各部材の確認結果を第 4.3.3-1 表に示す。最大検定比はばらつき上限において中間値に比べ 0.03 大きくなるものの、検定比は 0.92 であり、許容限界を超えないことを確認した。

第 4.3.3-1 表 フレームの各部材の確認結果（最大検定比）

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

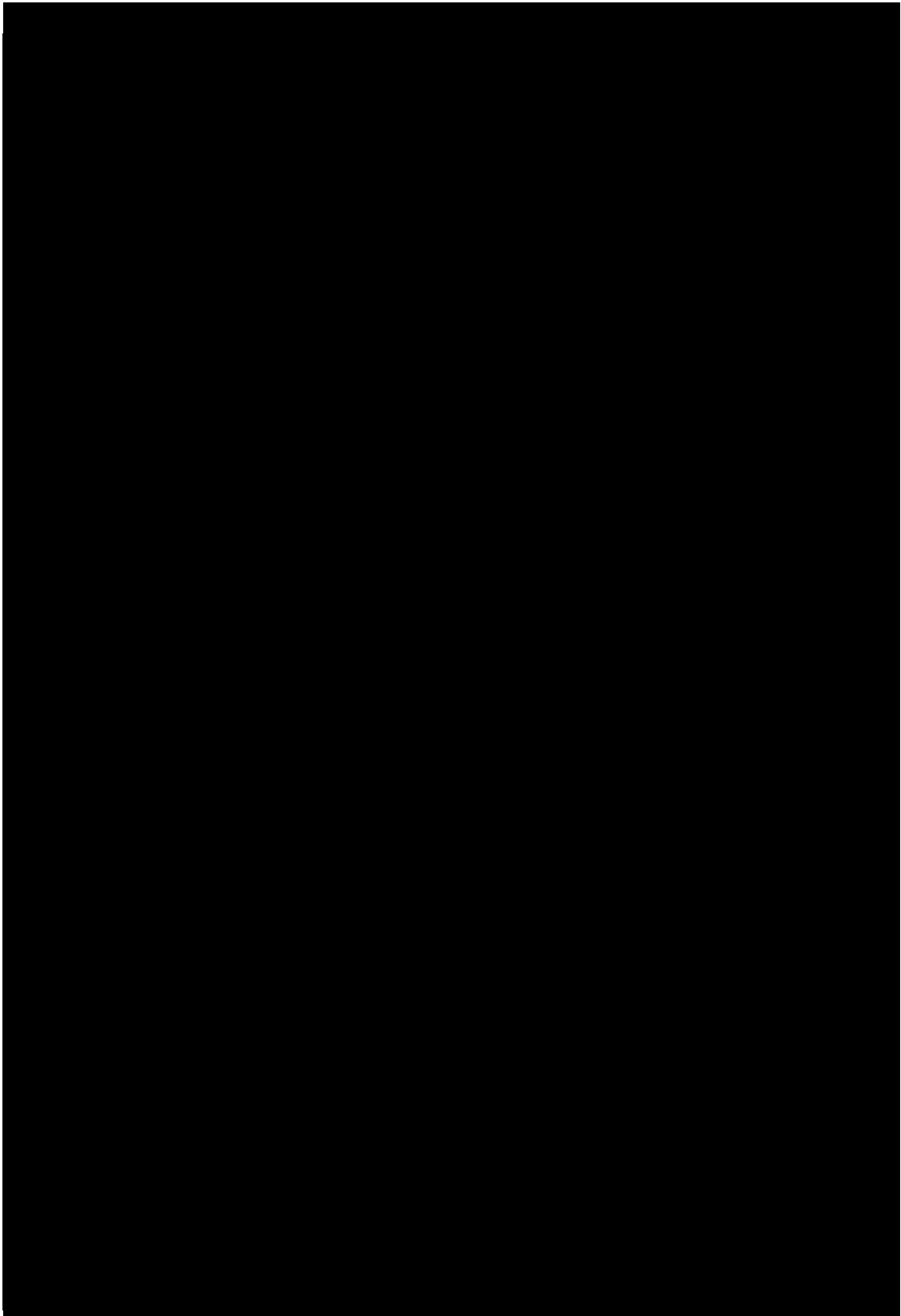
注：■ は、最大検定比を示す。

5. まとめ

座屈拘束ブレースについて，第 2 章において設計の考え方について，第 3 章において評価部位の選定について，第 4 章において材料物性のばらつきに対する影響確認について補足した。

参考資料 1

座屈拘束ブレースの
評定書及び技術的確認項目



技術的確認項目一覧表

大項目	小項目	評定書にて審査を受けた技術的な事項		今回の設計, 製作及び施工に適用した事項
		メーカー確認項目	第三者機関による確認項目	
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	—	—
モデル強度評価方法及び	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

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。
 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。

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)	鋼種 (S1550)	鋼種 (S174500)	全長 (mm)	全長 (mm)	試験機	備考
文庫1)	400-100									
	400-150									
	400-200									
	400-250									
	400-300									
	400-350									
	400-400									
	400-450									
	400-500									
	400-550									
	400-600									
	400-650									
	400-700									
	400-750									
	400-800									
	400-850									
	400-900									
	400-950									
	400-1000									
	400-1050									
	400-1100									
	400-1150									
	400-1200									
	400-1250									
	400-1300									
	400-1350									
	400-1400									
	400-1450									
	400-1500									
	400-1550									
	400-1600									
	400-1650									
	400-1700									
	400-1750									
	400-1800									
	400-1850									
	400-1900									
	400-1950									
	400-2000									
	400-2050									
	400-2100									
	400-2150									
	400-2200									
	400-2250									
	400-2300									
	400-2350									
	400-2400									
	400-2450									
	400-2500									
	400-2550									
	400-2600									
	400-2650									
	400-2700									
	400-2750									
	400-2800									
	400-2850									
	400-2900									
	400-2950									
	400-3000									
	400-3050									
	400-3100									
	400-3150									
	400-3200									
	400-3250									
	400-3300									
	400-3350									
	400-3400									
	400-3450									
	400-3500									
	400-3550									
	400-3600									
	400-3650									
	400-3700									
	400-3750									
	400-3800									
	400-3850									
	400-3900									
	400-3950									
	400-4000									
	400-4050									
	400-4100									
	400-4150									
	400-4200									
	400-4250									
	400-4300									
	400-4350									
	400-4400									
	400-4450									
	400-4500									
	400-4550									
	400-4600									
	400-4650									
	400-4700									
	400-4750									
	400-4800									
	400-4850									
	400-4900									
	400-4950									
	400-5000									
	400-5050									
	400-5100									
	400-5150									
	400-5200									
	400-5250									
	400-5300									
	400-5350									
	400-5400									
	400-5450									
	400-5500									
	400-5550									
	400-5600									
	400-5650									
	400-5700									
	400-5750									
	400-5800									
	400-5850									
	400-5900									
	400-5950									
	400-6000									
	400-6050									
	400-6100									
	400-6150									
	400-6200									
	400-6250									
	400-6300									
	400-6350									
	400-6400									
	400-6450									
	400-6500									
	400-6550									
	400-6600									
	400-6650									
	400-6700									
	400-6750									
	400-6800									
	400-6850									
	400-6900									
	400-6950									
	400-7000									
	400-7050									
	400-7100									
	400-7150									
	400-7200									
	400-7250									
	400-7300									
	400-7350									
	400-7400									
	400-7450									
	400-7500									
	400-7550									
	400-7600									
	400-7650									
	400-7700									
	400-7750									
	400-7800									
	400-7850									
	400-7900									
	400-7950									
	400-8000									
	400-8050									
	400-8100									
	400-8150									
	400-8200									
	400-8250									
	400-8300									
	400-8350									
	400-8400									
	400-8450									
	400-8500									

参考資料 2

地震発生後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。

一方、地震発生後の維持管理方法としては、支持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 に対して十分な裕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。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、新しい同一仕様の座屈拘束ブレースと交換することとする。

参考資料 3

座屈拘束ブレース図面集

国産炭素繊維 製造技術

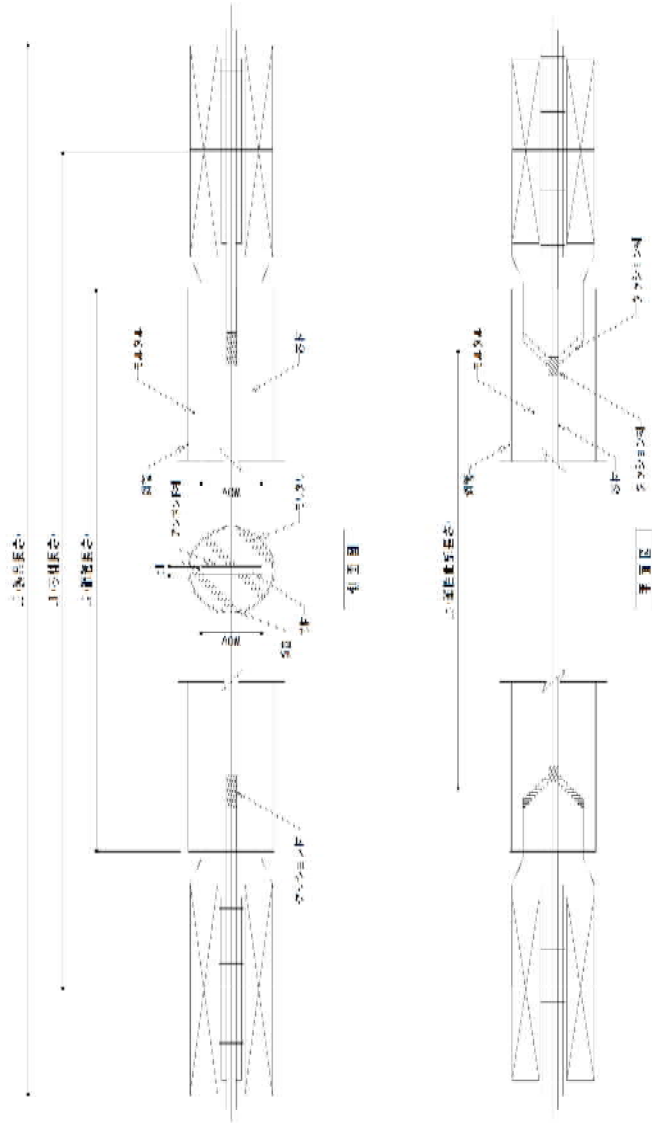


図 1

図 2

品名	規格	製造方法	仕様			備考
			A	B	C	
0.150	0.150	二重編織法	67	33	22	1. 0.150 (1.5) 仕様は、標準仕様。
0.175	0.175	二重編織法	68	33	22	
0.200	0.200	三層編織法	69	33	22	
0.225	0.225	三層編織法	70	33	22	

別添 5

支持架構の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
2.1 耐震構造の検討	2
2.2 フレームの設計方針	5
2.3 相対変位に対する設計方針	5
3. 荷重の入力方法	6
3.1 地震荷重	8
3.2 地震荷重以外の荷重	12
3.2.1 固定荷重	12
3.2.2 積雪荷重	13
3.2.3 風荷重	14
4. 断面の評価部位の選定	15
5. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価	31
5.1 評価方針	31
5.2 荷重及び荷重の組合せ	31
5.3 許容限界	31
5.4 評価方法	32
5.5 評価結果	36
6. まとめ	38

参考資料 1 部材を線形モデル化する妥当性について

参考資料 2 支持架構の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における支持架構の耐震評価について補足説明するものである。

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

2. 設計の考え方

2.1 耐震構造の検討

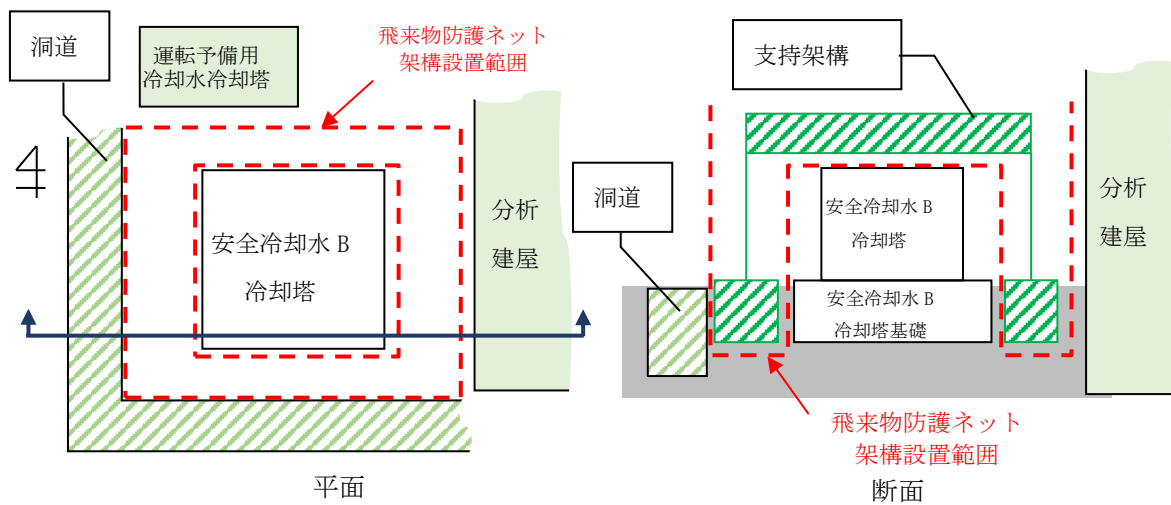
支持架構は、構造を検討するにあたり、第 2.1-1 図に示す冷却塔及び周辺構造物(洞道、分析建屋、運転予備用冷却水冷却塔)による飛来物防護ネット架構の配置制約のもと、弾性ブレースを組み込んだ暫定の支持架構構造で 3 次元フレームモデルを構築し、概略の地震応答を評価した結果、周辺構造物の配置制約により、基礎の大きさが制限されることから、支持架構に作用する転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメントを超えることが確認された。

支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、地震荷重による転倒モーメントの低減対策として座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは、ブレースとして働く中心鋼材を座屈拘束材(鋼管とモルタル)で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースの中心鋼材とモルタル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、座屈拘束材には軸力が加わらない機構になっている。この組み合わせにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した履歴特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

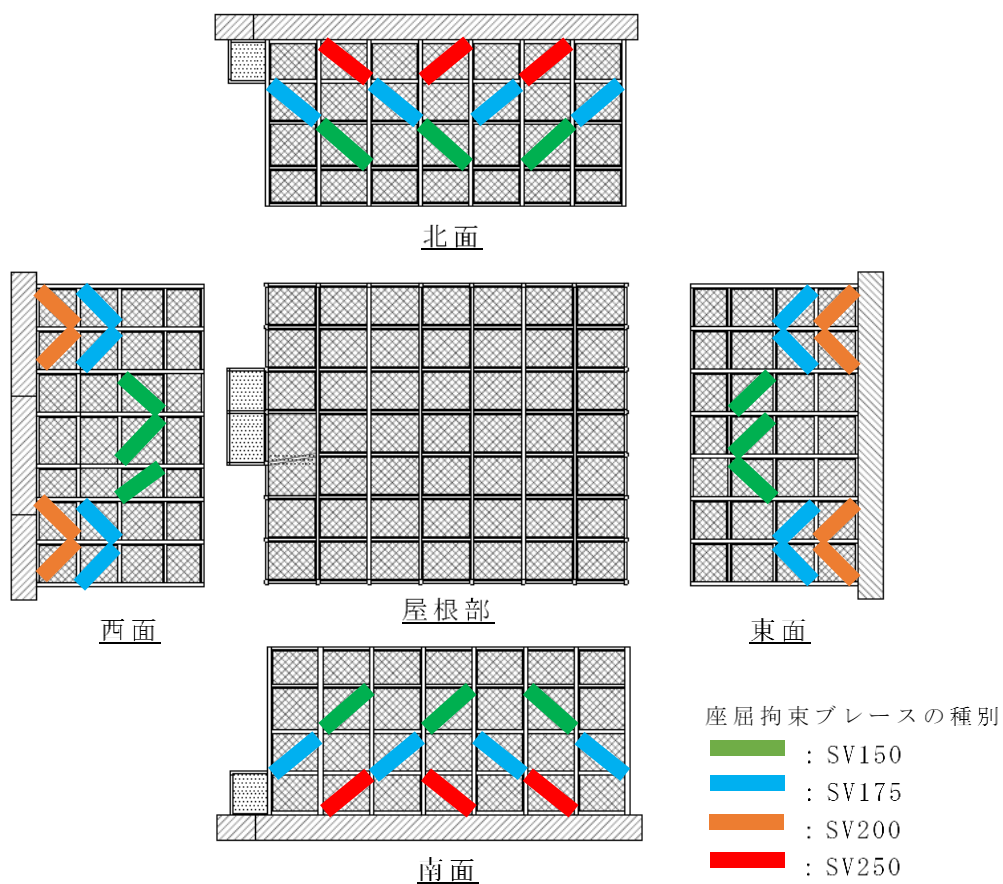
座屈拘束ブレースが安定的に塑性化することにより、地震によるエネルギーを消散させ支持架構に大きな減衰を付加することで、地震応答を下げる(転倒モーメントを低減させる)ことが可能となる。

以下に示す方針に基づき座屈拘束ブレースを配置し、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。座屈拘束ブレースの配置を第 2.1-2 図に、座屈拘束ブレースの仕様を第 2.1-1 表に示す。

- (1) 地震水平荷重による転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメント以下となるよう、座屈拘束ブレースのサイズ及び本数を選定する。
- (2) 下層のせん断力が大きいと、部材断面が大きな座屈拘束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である防護ネットを設置取付けしやすいように、同一層及び上下層において座屈拘束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、以下(4)～(6)の方針のため、隣り合わないよう設置することが困難な東西面については防護ネット配置より耐震上の座屈拘束ブレースの配置を優先する。
- (4) 柱、梁及び座屈拘束ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置又は、座屈拘束ブレースの負担荷重が直接伝達できるよう上下層で長さ方向に連続する配置を基本とする。
- (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及び東西面で各々同数配置とする。



第 2.1-1 図 飛来物防護ネット架構の配置制約



第 2.1-2 図 座屈拘束ブレースの配置

第 2.1-1 表 座屈拘束ブレースの仕様

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

2.2 フレームの設計方針

フレームの設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームの設計は、座屈拘束ブレースを除く、全ての部材(柱, 大はり, 小はり, トラス柱, 鉛直ブレース及び水平ブレース)を対象とする。
- (2) 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。
- (3) 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。

終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。

フレームの応力評価にあたり、線形部材(剛性=大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、フレームは弾性でモデル化する。

- (4) フレームの一部部材が弾性範囲を超過し非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。

そのため、フレームの応力評価においては非線形化による追加の影響検討は行わない。

2.3 相対変位に対する設計方針

相対変位に対する設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームが含まれる支持架構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。

$$\text{飛来物防護ネット架構の最大変形量} + \text{冷却塔の最大変位量} < \text{冷却塔との離隔距離}$$

- (2) ここで、飛来物防護ネット架構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により保守性を有する。よって、フレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となった場合の影響は軽微とし、保守性の中に包絡させるものとして対応する。
- (3) フレームの一部部材が弾性範囲を著しく超えた場合には、相対変位が大きくなる影響があることから、塑性変形による相対変位への影響を評価し、冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。

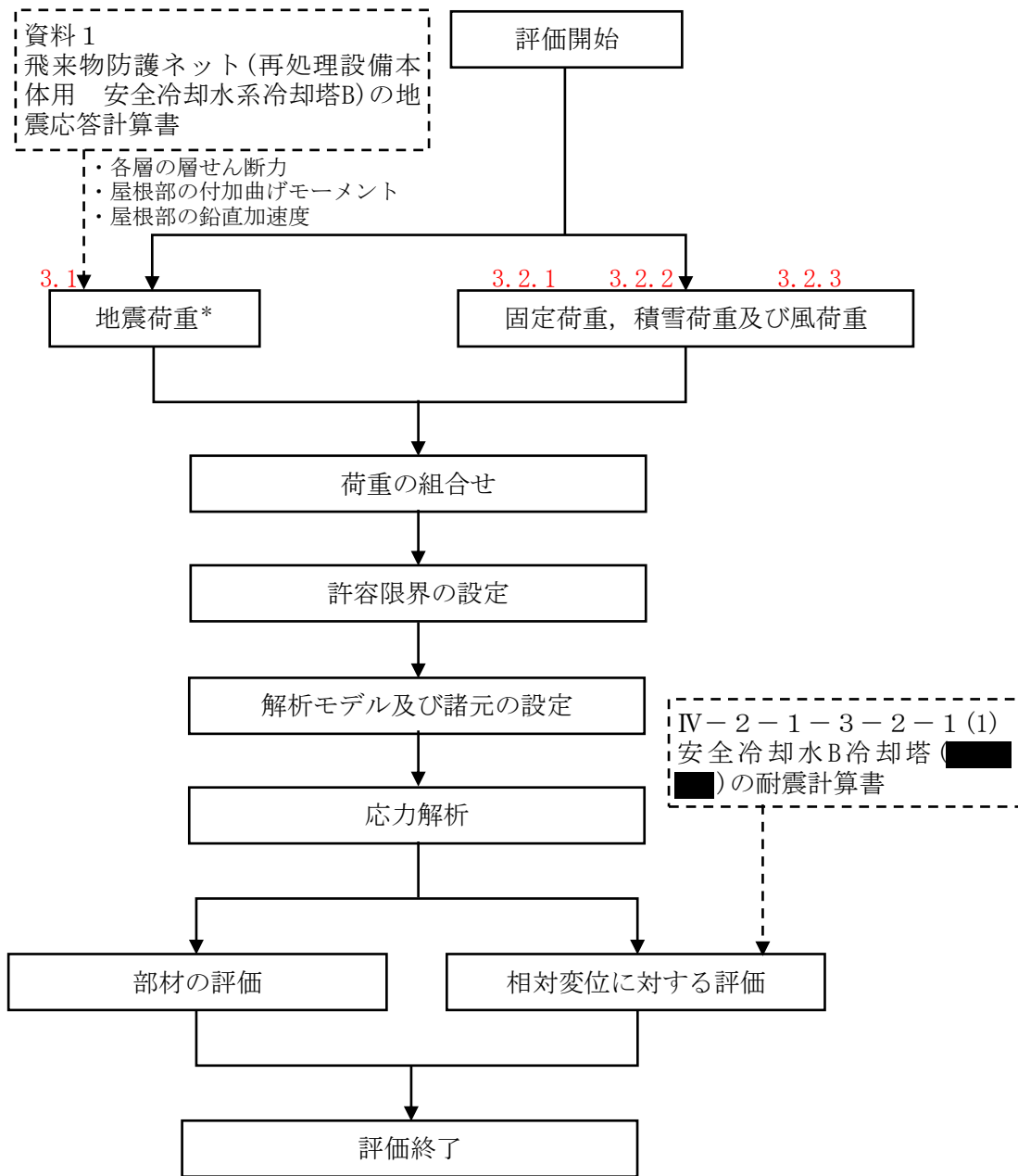
3. 荷重の入力方法

支持架構の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

支持架構の応力解析による評価フローを第 3-1 図に示す。

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析により実施する。解析においては、地震荷重と地震荷重以外の荷重（固定荷重、積雪荷重及び風荷重）を組み合わせる。

3次元フレームモデルに入力する荷重として、地震荷重について 3.1、固定荷重について 3.2.1、積雪荷重について 3.2.2、風荷重について 3.2.3 で詳細を説明する。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第 3-1 図 支持架構の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

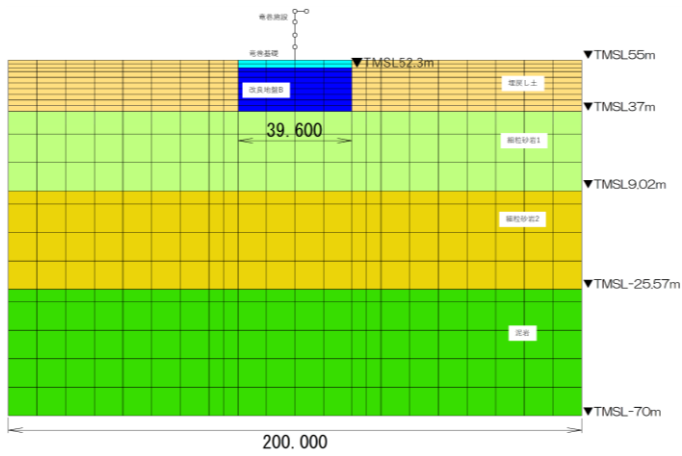
地震荷重については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)、屋根部の付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、質点系モデルの各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)に基づく水平力を3次元フレームモデルに入力する。ここで、各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)は、フレーム部分と座屈拘束ブレース部分の同時刻の応答せん断力を足し合わせたものとする。水平力は、各節点の支配重量に応じて離散化し、各節点に点荷重として入力する。

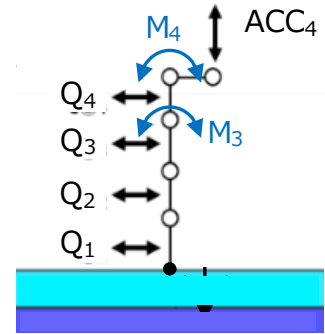
また、質点系モデルの上2層に生じる付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)を3次元フレームモデルに入力する。付加曲げモーメントは、回転中心からの距離に応じて鉛直力に置換し、各節点の回転中心からの距離に応じて離散化し、3次元フレーム解析モデルの上2層の各節点に点荷重として入力する。付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法を第3.1-2図に示す。

鉛直地震力については、質点系モデルの各質点の鉛直加速度のうち、鉛直動が卓越する屋根部の最大鉛直加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力を保守的に屋根部以外の3次元フレームモデル全体に入力する。鉛直力は、3次元フレームモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた点荷重として入力する。

3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-3図に示す。また、3次元フレームモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-4図～第3.1-6図に示す。

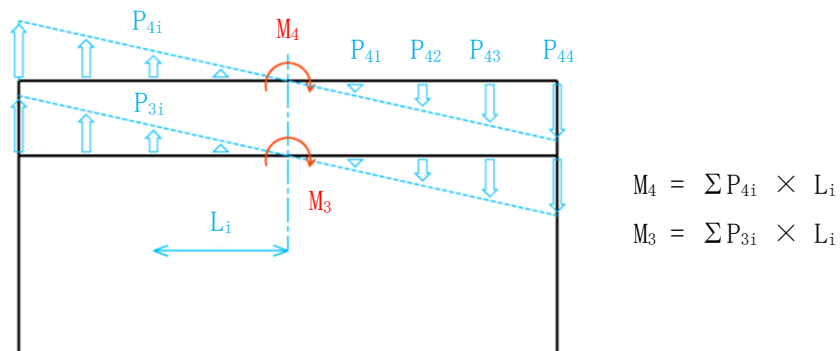


(a) 地震応答解析モデル



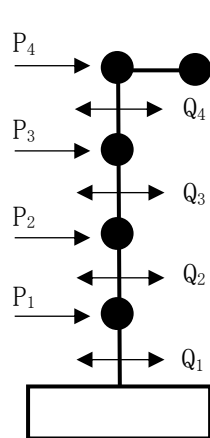
(b) 質点系モデル部拡大図

第 3.1-1 図 3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値



- M_3, M_4 : 付加曲げモーメント
- P_{3i}, P_{4i} : 鉛直力
- L_i : 回転中心から鉛直力までの距離

第 3.1-2 図 付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法



■ 3次元フレームモデルに入力する水平力 P_i の算出

$$P_4 = Q_4$$

$$P_3 = Q_3 - Q_4$$

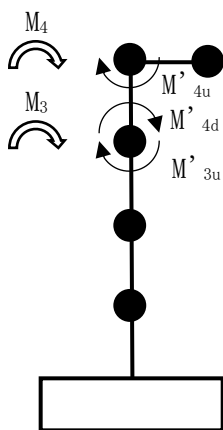
$$P_2 = Q_2 - Q_3$$

$$P_1 = Q_1 - Q_2$$

P_i : 3次元フレームモデルに入力する水平力

Q_i : 地震応答解析による最大層せん断力

(a) 水平地震力



■ 3次元フレームモデルに入力する付加曲げモーメント M の算出

$$M_4 = M'_{4u}$$

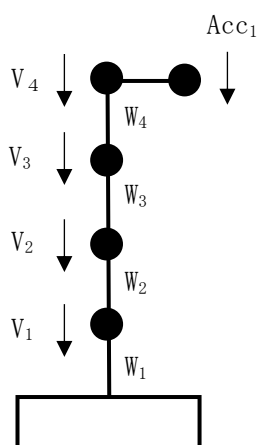
$$M_3 = M'_{4d} - M'_{3u}$$

M_i : 3次元フレームモデルに入力する付加曲げモーメント

M'_{iu} : 地震応答解析による上端の最大曲げモーメント

M'_{id} : 地震応答解析による下端の最大曲げモーメント

(b) 付加曲げモーメント



■ 3次元フレームモデルに入力する鉛直力 V の算出

$$V_4 = W_4 \times Acc_1 \div g$$

$$V_3 = W_3 \times Acc_1 \div g$$

$$V_2 = W_2 \times Acc_1 \div g$$

$$V_1 = W_1 \times Acc_1 \div g$$

V_i : 3次元フレームモデルに入力する鉛直力

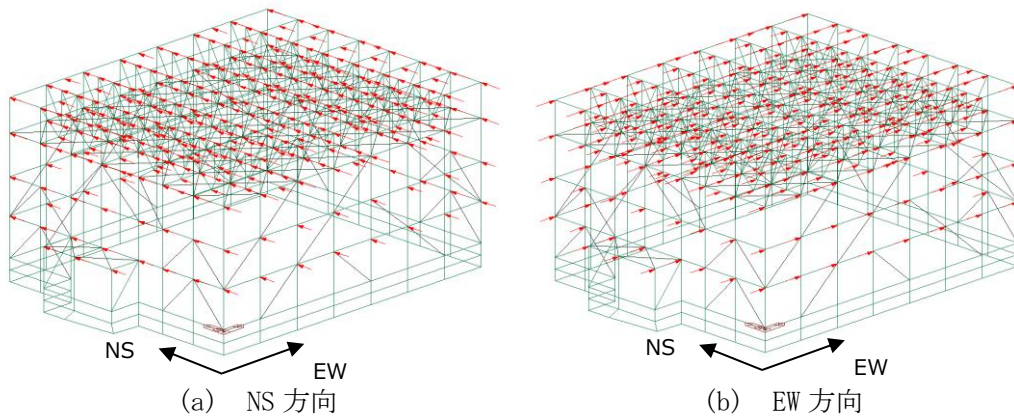
W_i : 3次元フレームモデルの節点の支配重量

Acc_1 : 地震応答解析による屋根部の最大鉛直加速度

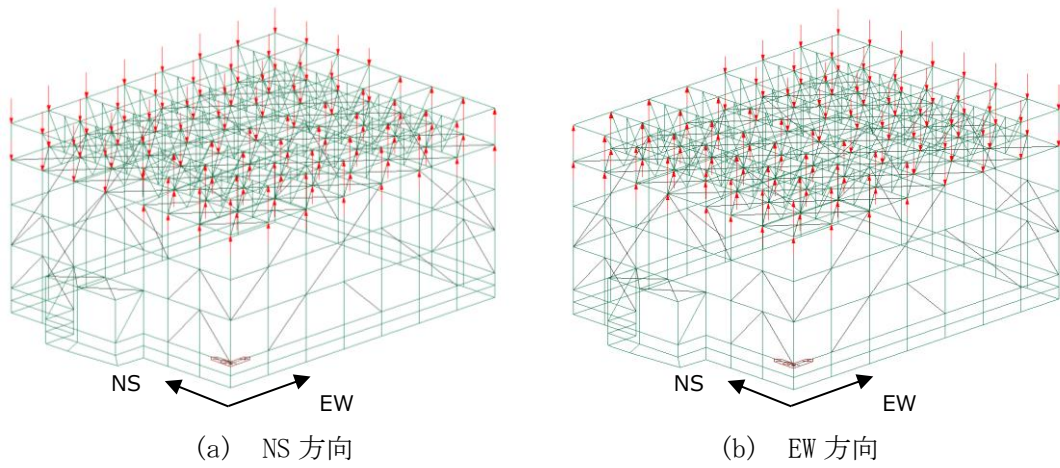
g : 重力加速度

(c) 鉛直地震力

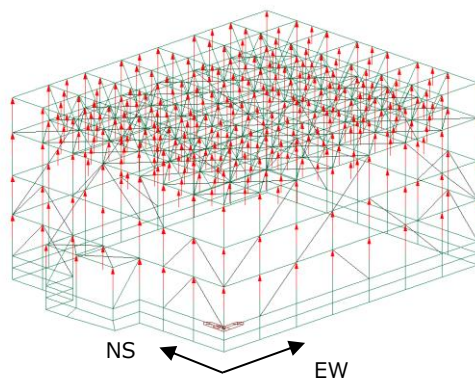
第 3.1-3 図 3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図



第 3.1-4 図 水平力の入力状態図



第 3.1-5 図 付加曲げモーメントの荷重状態図



第 3.1-6 図 鉛直力の荷重状態図

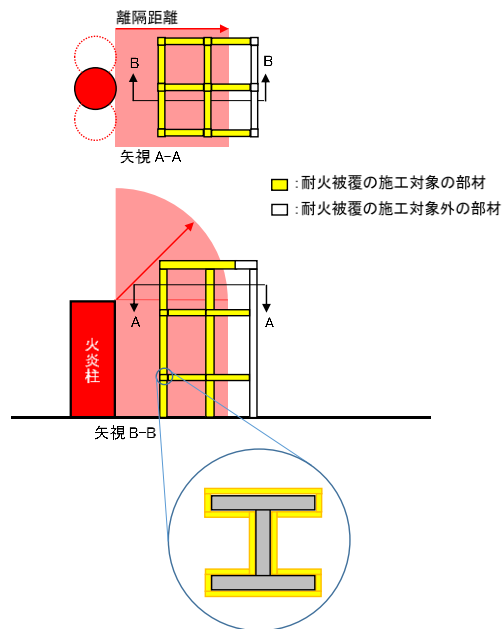
3.2 地震荷重以外の荷重

3.2.1 固定荷重

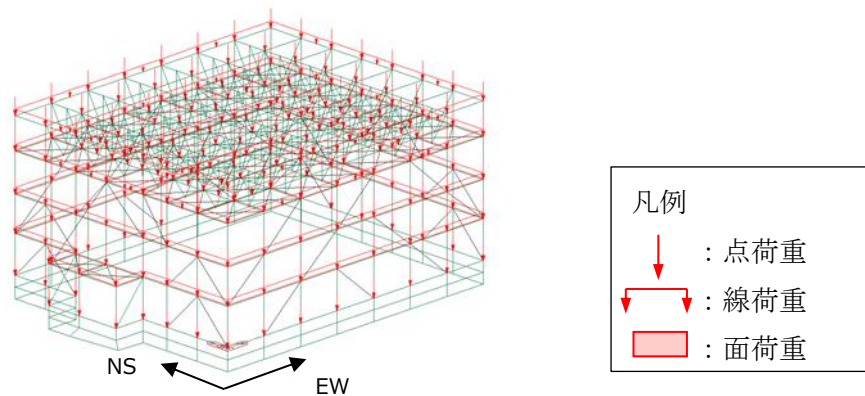
固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重(支持架構(耐火被覆重量を含む)、防護ネット、防護板、その他付属物等)とする。

耐火被覆の重量は第 3.2.1-1 図に示すように火炎柱からの離隔距離内の部材に対して施工し、 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。

鉄骨の自重については、各要素に密度として入力する。その他の固定荷重については、各節点又は各要素に点荷重又は線荷重として入力する。固定荷重の入力状態図を第 3.2.1-2 図に示す。



第 3.2.1-1 図 耐火被覆の施工範囲の概要

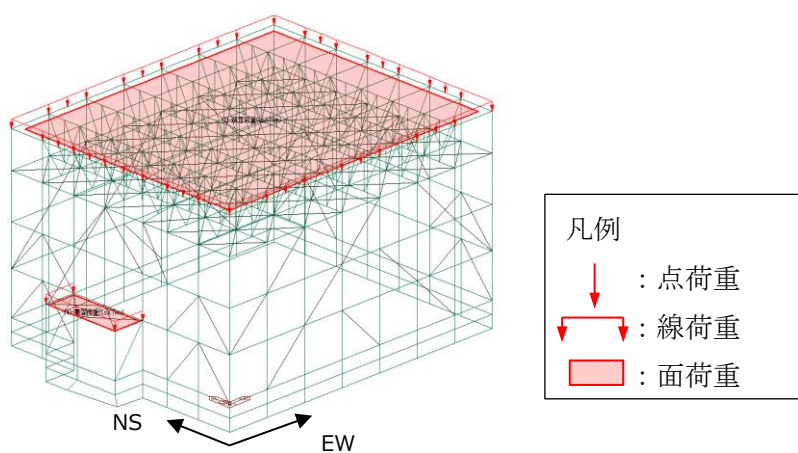


第 3.2.1-2 図 固定荷重の入力状態図

3.2.2 積雪荷重

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。

積雪荷重は、水平面の各要素に線荷重及び面荷重として入力する。積雪荷重の入力状態図を第 3.2.2-1 図に示す。

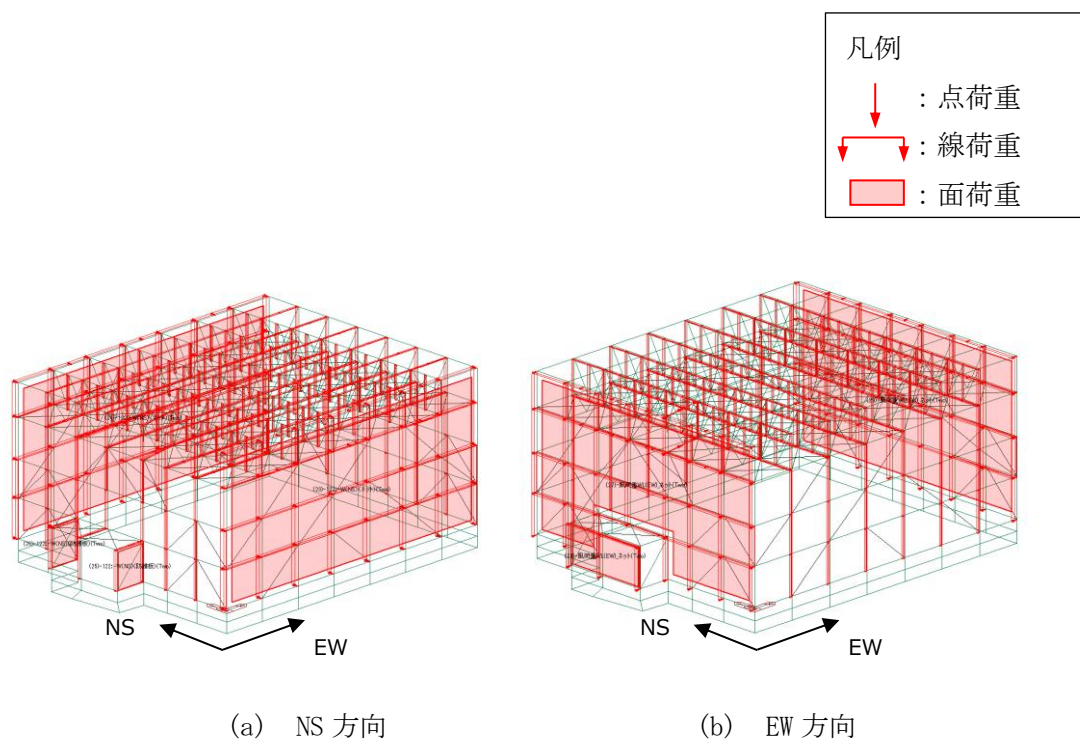


第 3.2.2-1 図 積雪荷重の入力状態図

3.2.3 風荷重

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。支持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。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

風荷重は、鉛直面の各要素に分布荷重として入力する。風荷重の入力状態図を第3.2.3-1図に示す。



第3.2.3-1図 風荷重の入力状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第 4-1 表に示す。地震荷重は、Ss-C1 による地震荷重，その他の地震による地震荷重(Ss-C1 以外包絡)の 2 種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第 4-2 表に，応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第 4-1 図～第 4-6 図に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンターを第 4-7 図～第 4-16 図に示す。なお，応力コンターは要素座標系で示すため，要素座標系での応力の向きと記号を第 4-17 図に，3 次元フレームモデルでの各部材の要素座標系を第 4-18 図に示す。

ここで，「別添 1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ，鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について，第 4-2 表より十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

第4-1表 荷重の組合せケース

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

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_{S_{NS}} : NS方向の地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{S_{EW}} : EW方向の地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{S_{UD}} : 鉛直方向の地震荷重(上向きを正とする。)

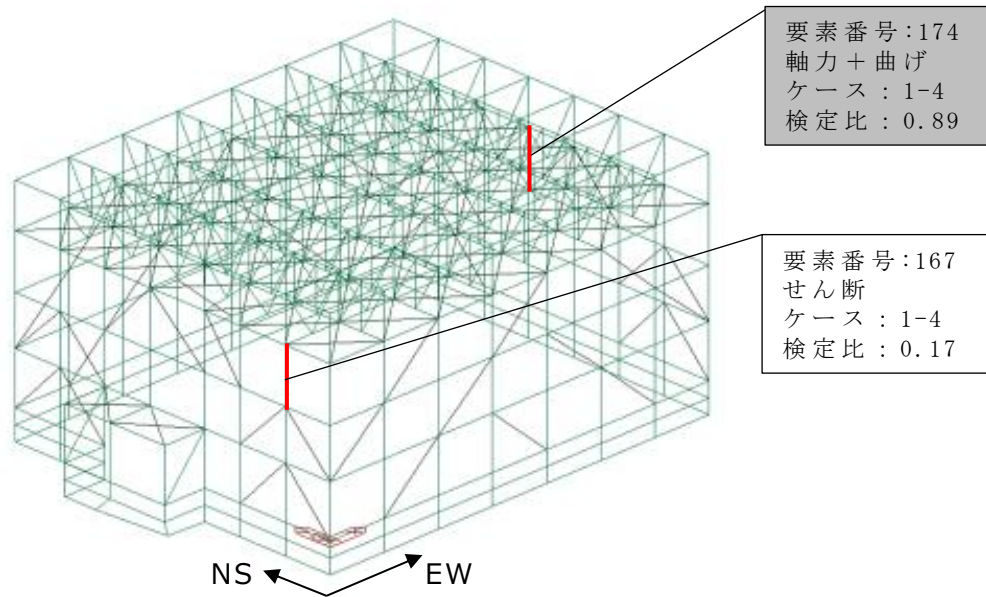
W_{L_{NS}} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{L_{EW}} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

第4-2表 各評価項目の検定比一覧

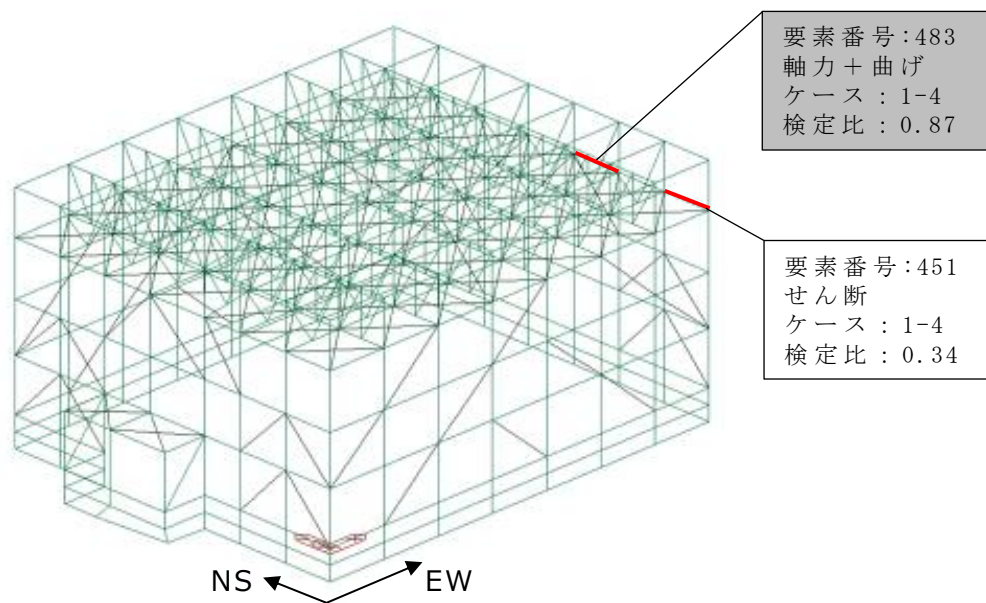
部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	167	1-4	せん断	33.97	206	0.17	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89	OK
大はり	451	1-4	せん断	70.08	206	0.34	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
小はり	1428	1-12	せん断	38.43	206	0.19	OK
	1414	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
トラス柱	766	2-7	せん断	13.45	206	0.07	OK
	701	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72	OK
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	10.27	206	0.05	OK
	1941	2-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30	OK

注：■は、部材種別ごとに検定比が最大となる要素を示す。



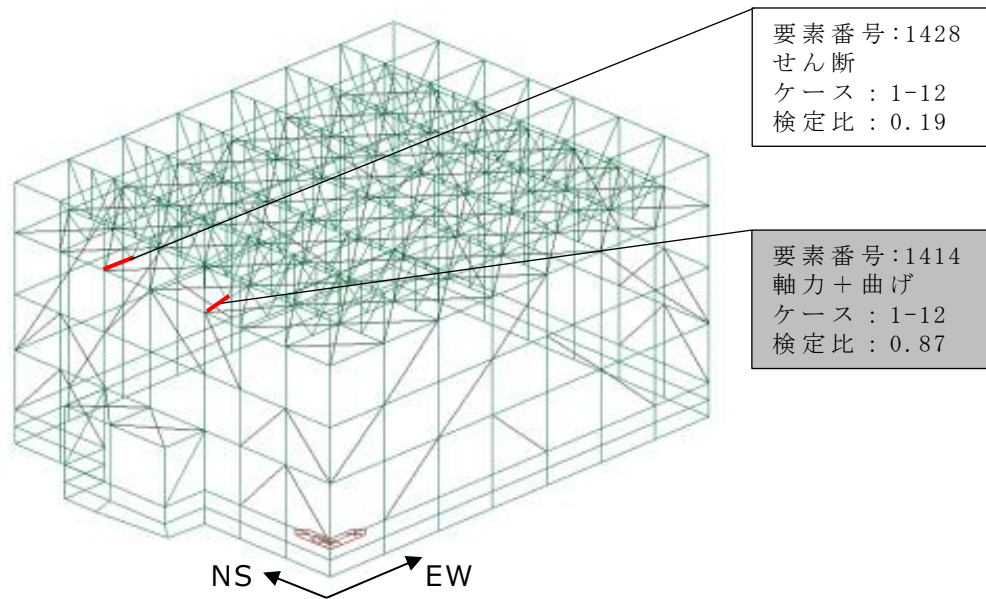
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-1図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(柱)



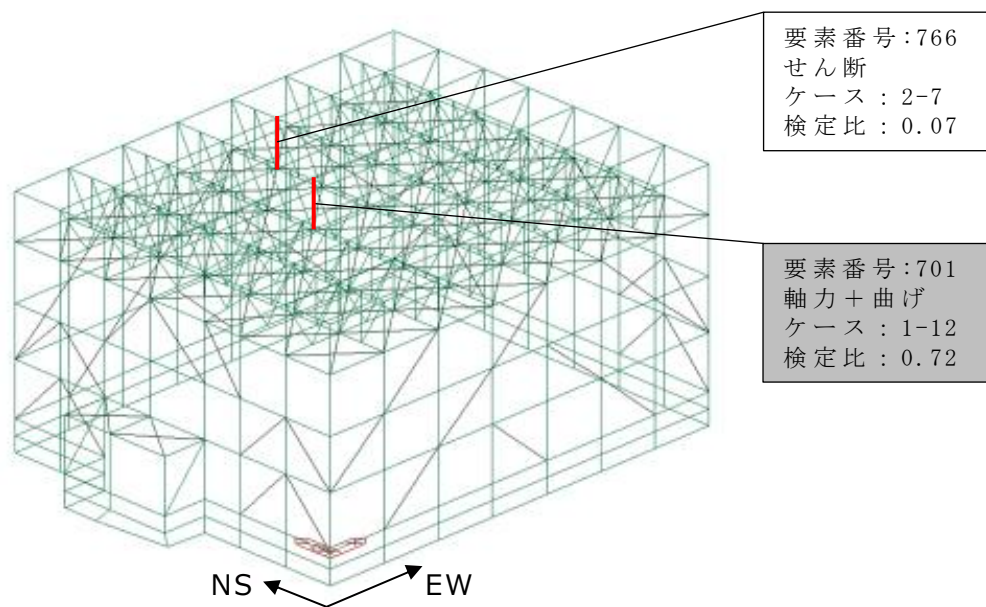
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-2図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(大はり)



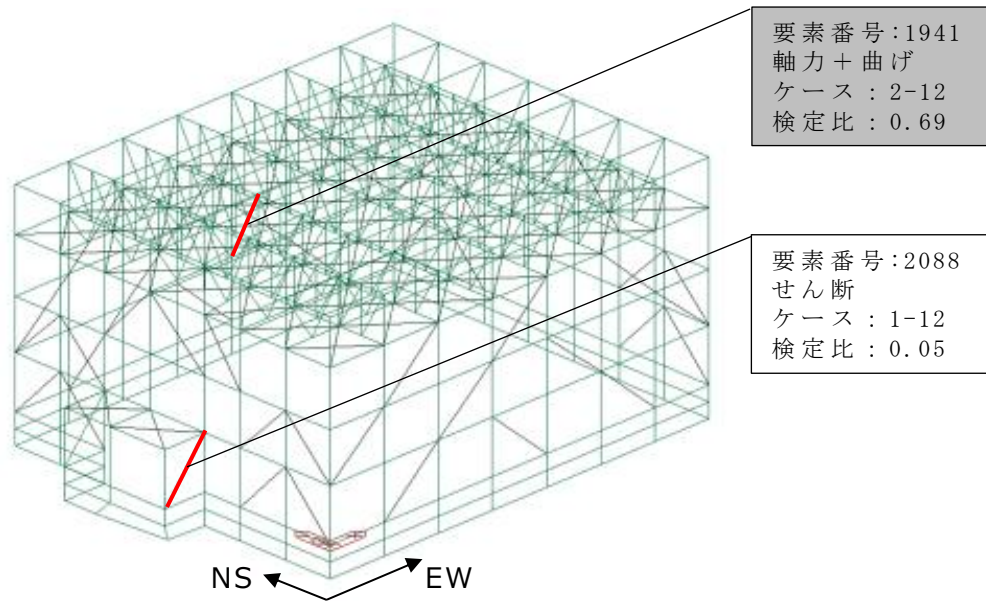
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-3図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(小はり)



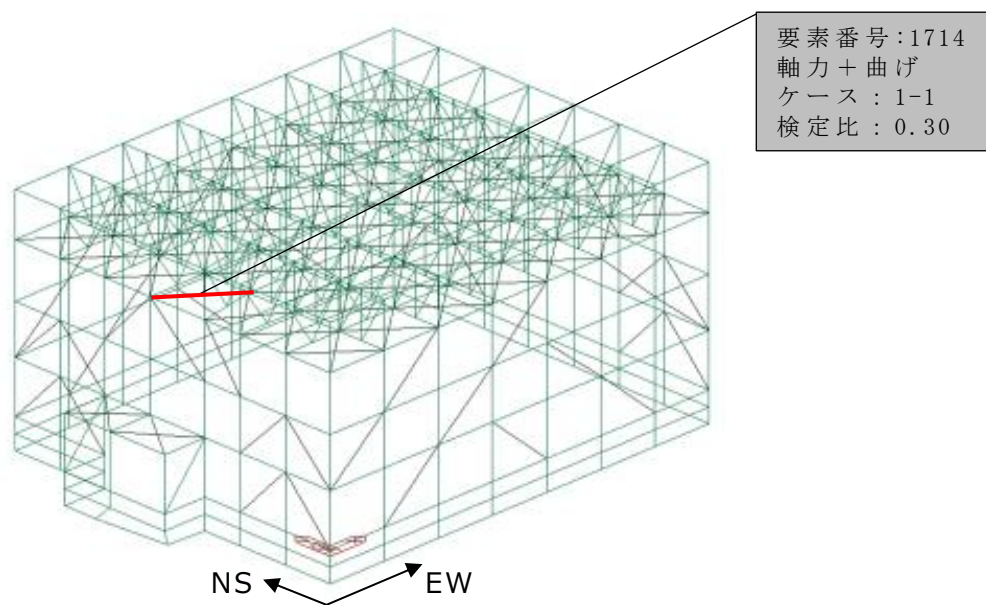
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-4図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(トラス柱)



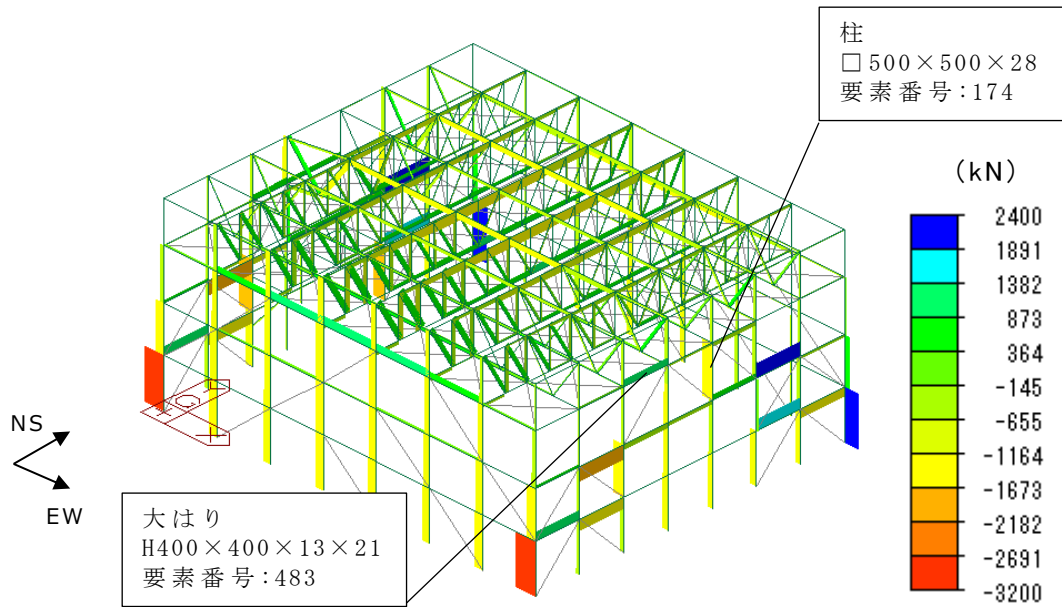
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-5図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(鉛直ブレース)



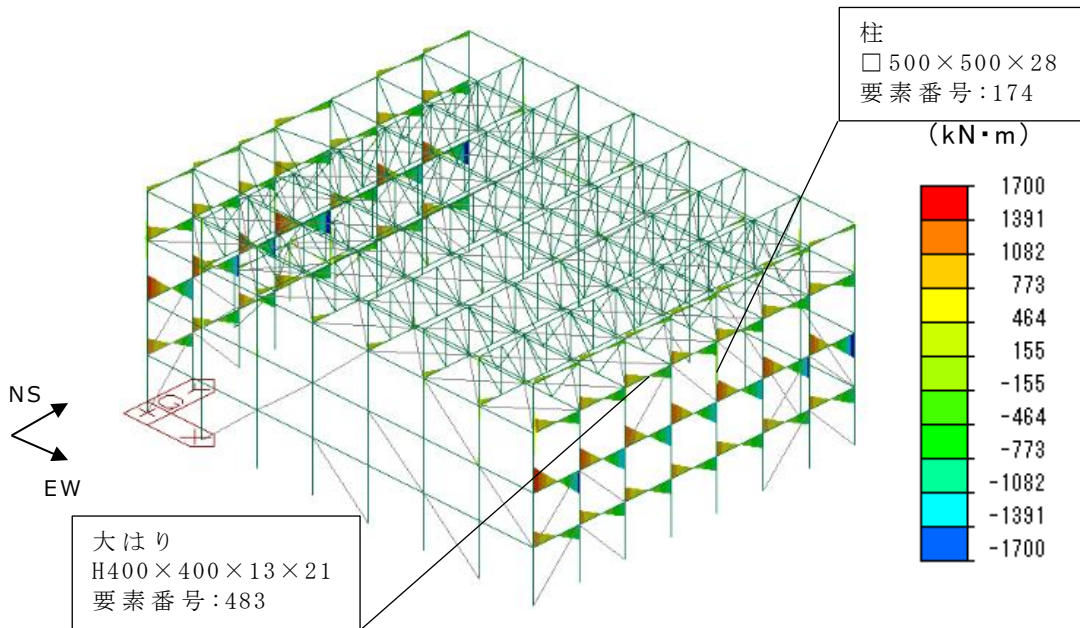
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-6図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(水平ブレース)



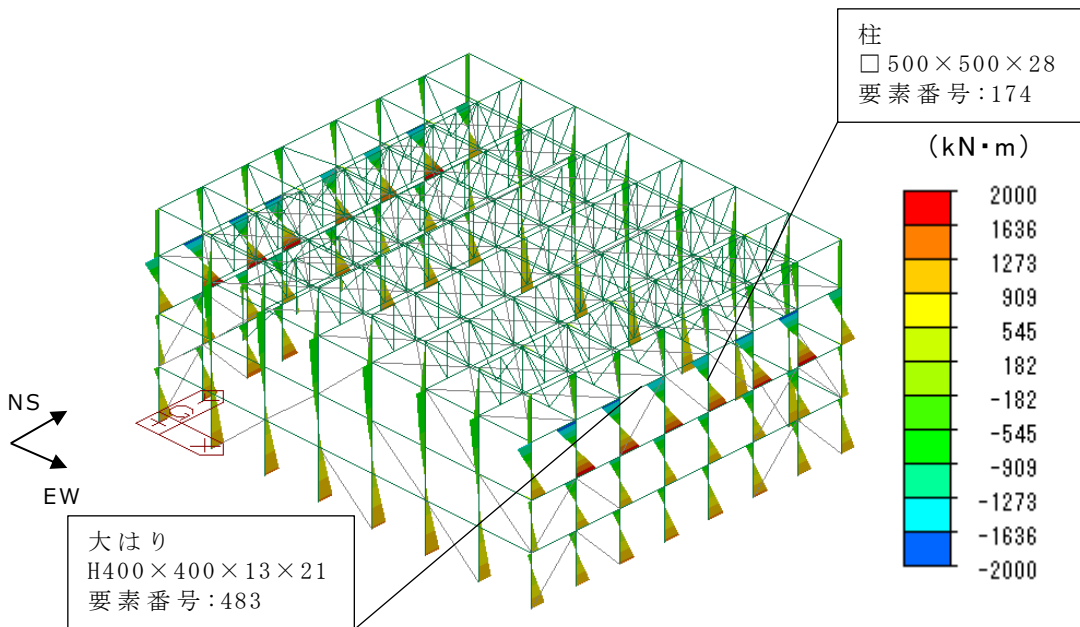
注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

第 4-7 図 軸力図 (Fx) (ケース 1-4)



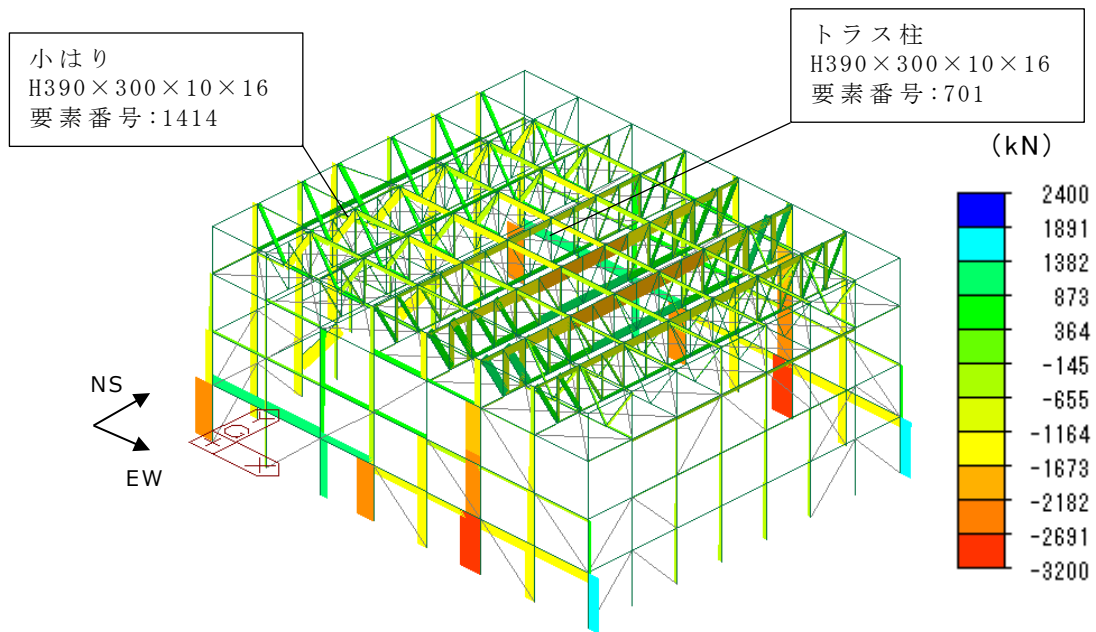
注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

第 4-8 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-4)



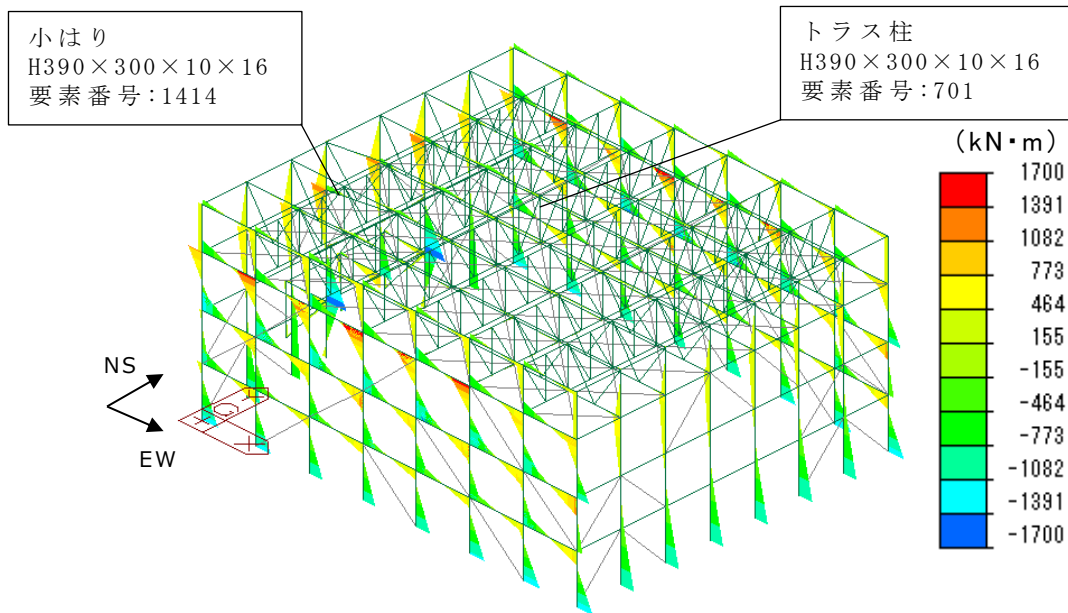
注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

第 4-9 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-4)



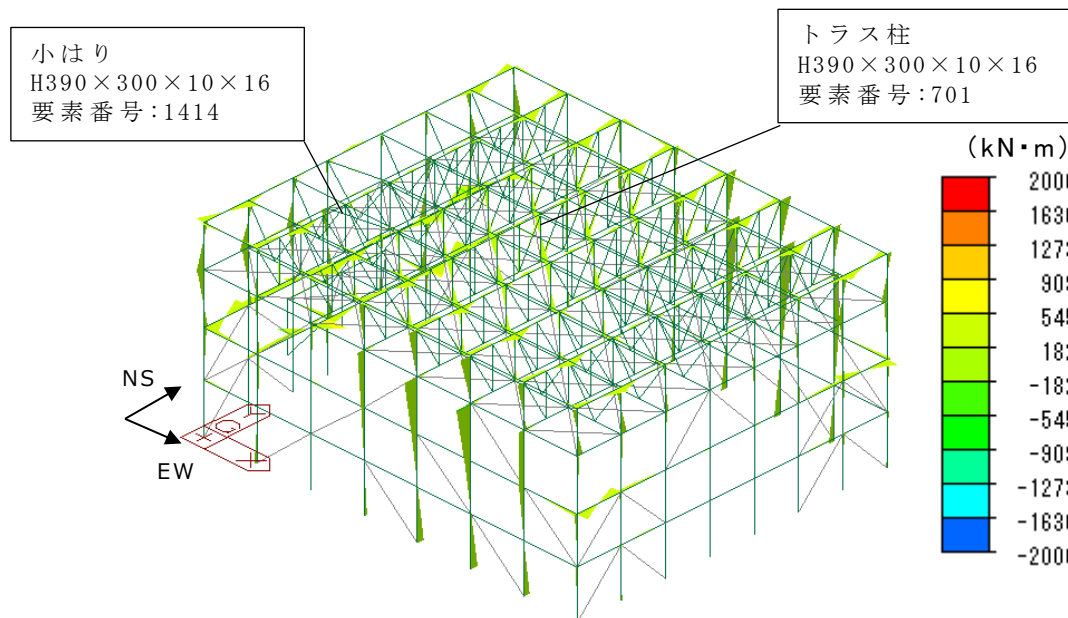
注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

第 4-10 図 軸力図 (Fx) (ケース 1-12)



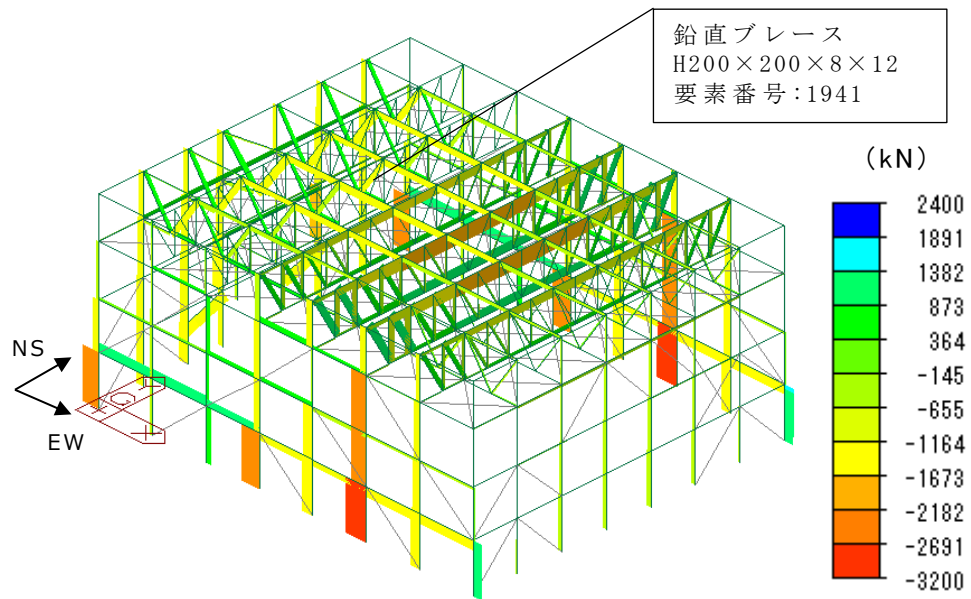
注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

第 4-11 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-12)



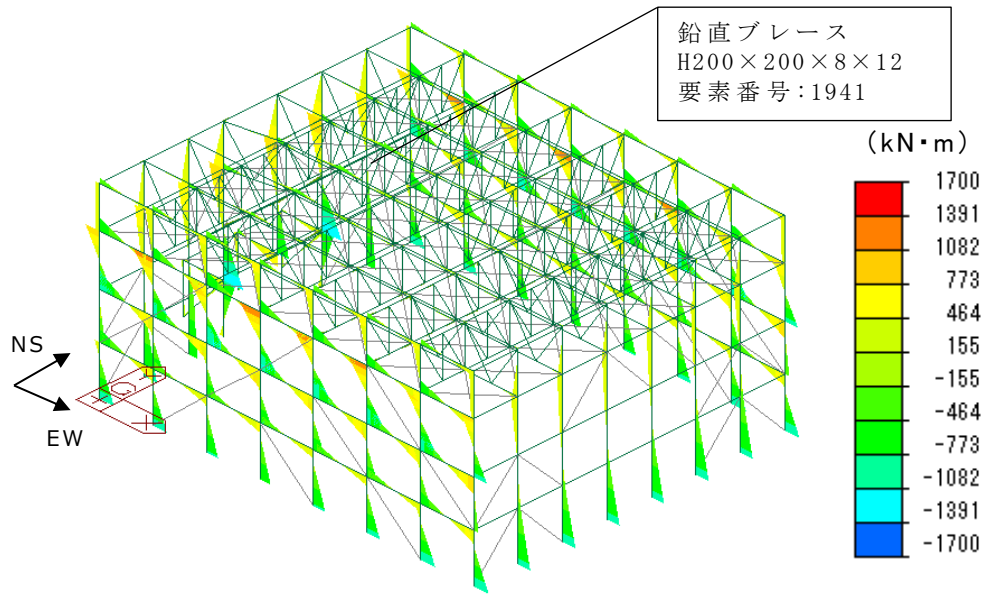
注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

第 4-12 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-12)



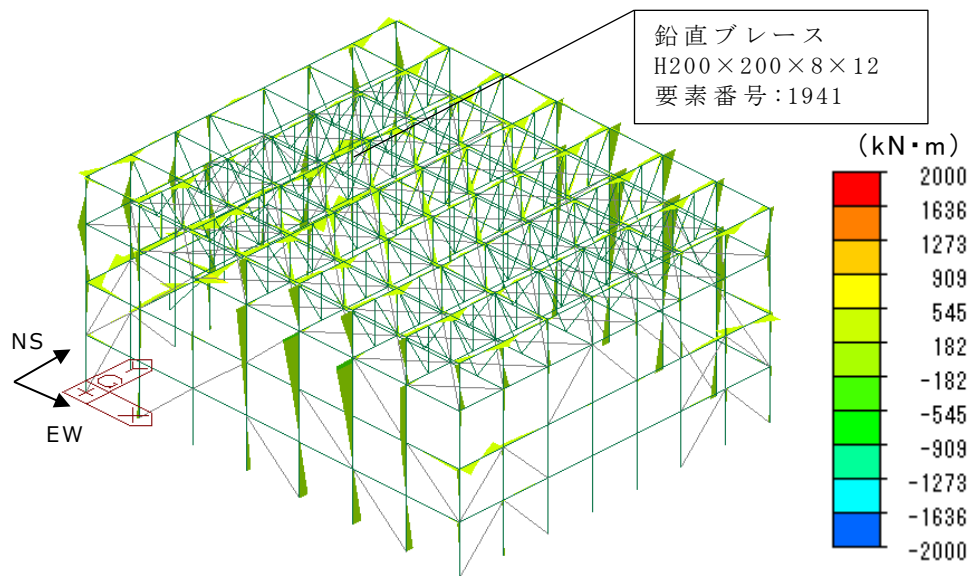
注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

第 4-13 図 軸力図 (Fx) (ケース 2-12)



注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

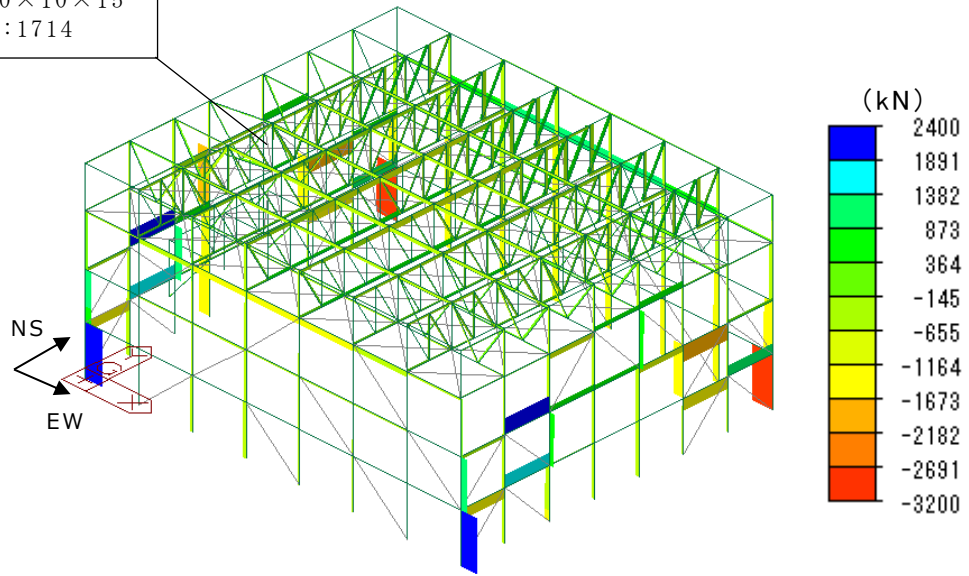
第 4-12 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 2-12)



注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。

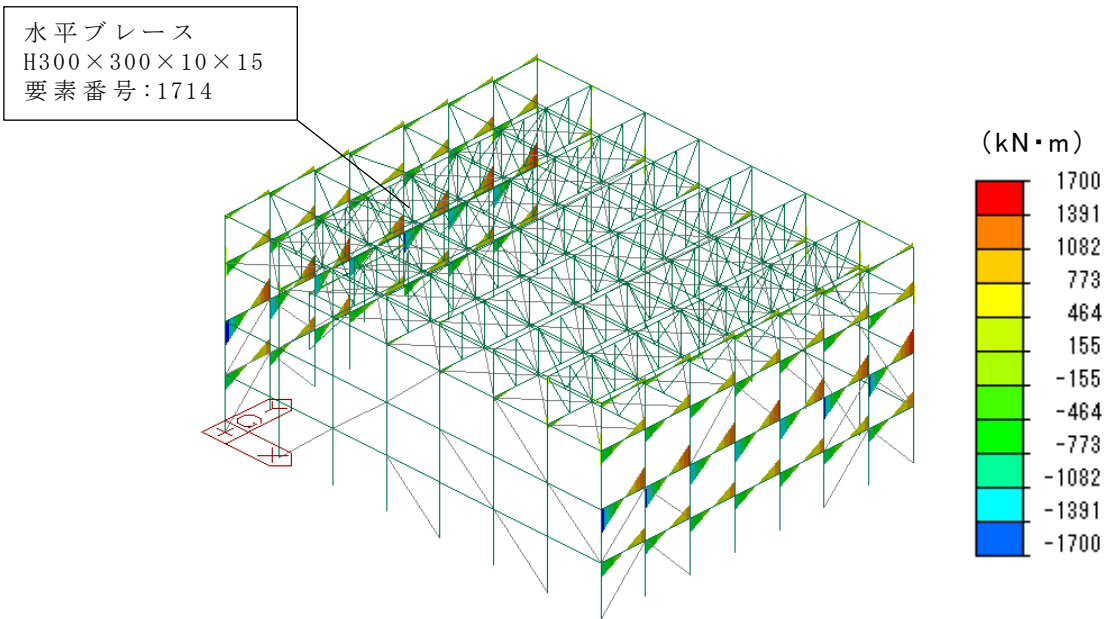
第 4-13 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 2-12)

水平ブレース
H300×300×10×15
要素番号:1714



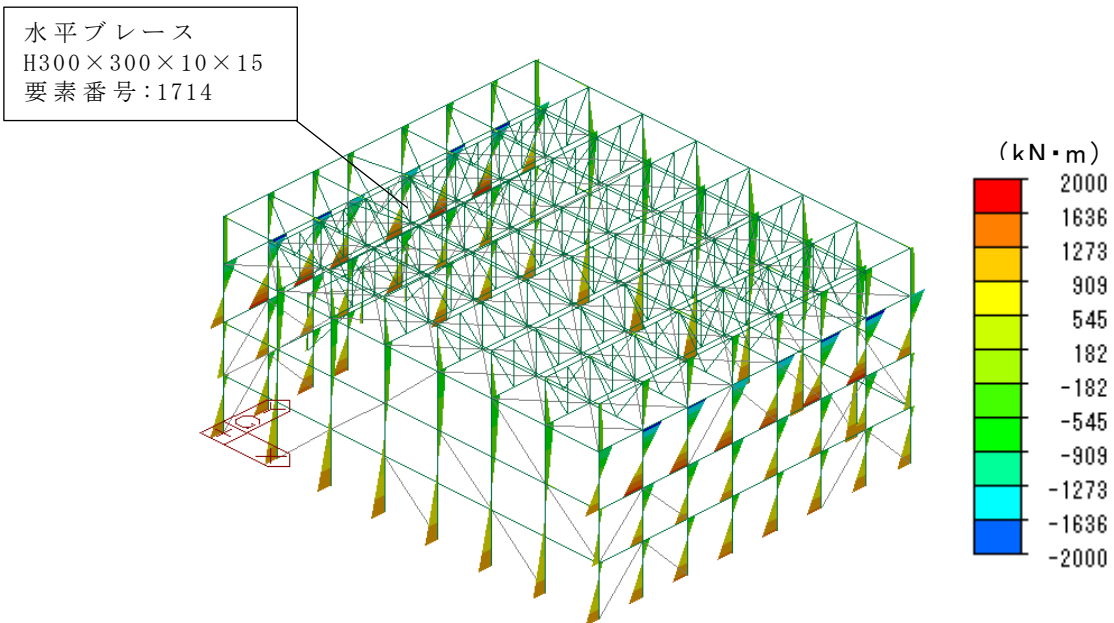
注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

第 4-14 図 軸力図 (Fx) (ケース 1-1)



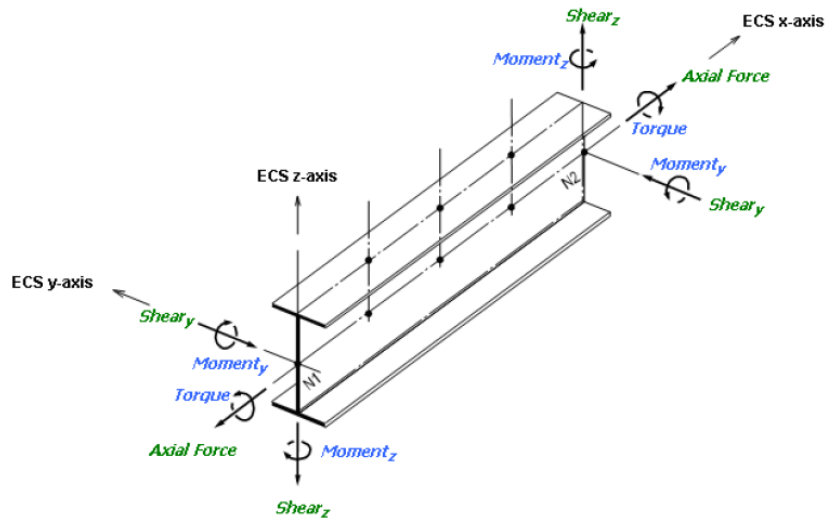
注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

第 4-15 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-1)



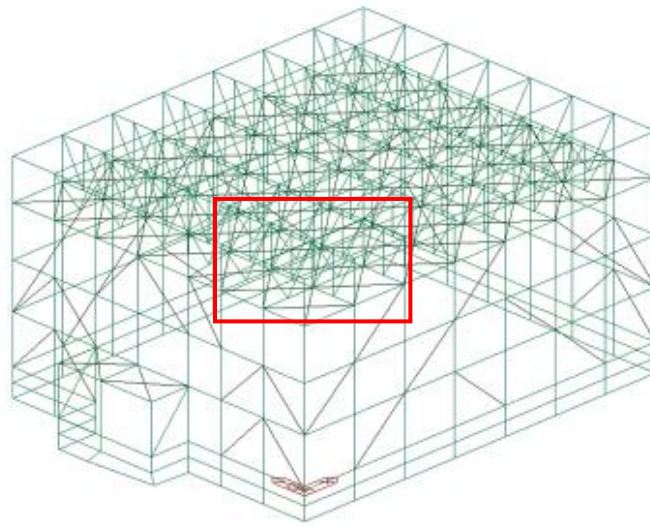
注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

第 4-16 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-1)

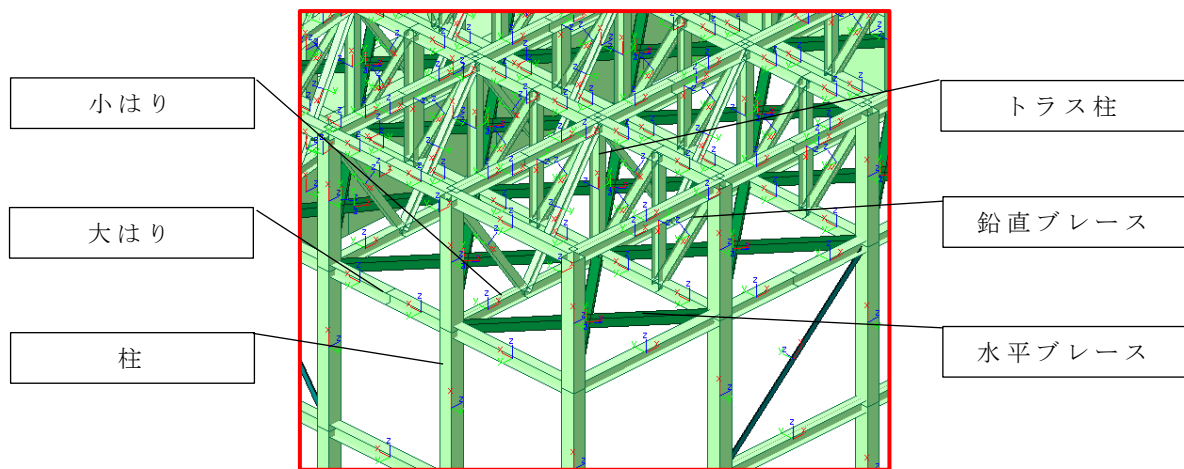


- F_x** : 要素座標系 x 軸方向の軸力
- F_y** : 要素座標系 y 軸方向のせん断力
- F_z** : 要素座標系 z 軸方向のせん断力
- M_y** : 要素座標系 y 軸回りの曲げモーメント
- M_z** : 要素座標系 z 軸回りの曲げモーメント

第 4-17 図 要素座標系での応力の向きと記号



(a) 拡大して各部材の要素座標系を示す箇所



(b) 各部材の要素座標系

第 4-18 図 3次元フレームモデルでの各部材の要素座標系

5. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価

「資料 2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性についての計算書」（以下、「耐震計算書」という。）における支持架構の耐震評価について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を確認する。

5.1 評価方針

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

5.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐震計算書」の「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す内容と同一である。荷重の組合せを第 5.2-1 表に示す。荷重の詳細は、「耐震計算書」に示す固定荷重(D)、積雪荷重(Ls)、地震荷重(Ss)及び風荷重(W_L)と同一である。

第 5.2-1 表 荷重の組合せ

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

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

5.3 許容限界

許容限界は、「耐震計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

5.4 評価方法

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析により実施する。解析モデル図を第5.4-1図に示す。解析モデルの詳細は、「耐震計算書」の「4.4.1(1) 解析モデル」に示す内容と同一である。

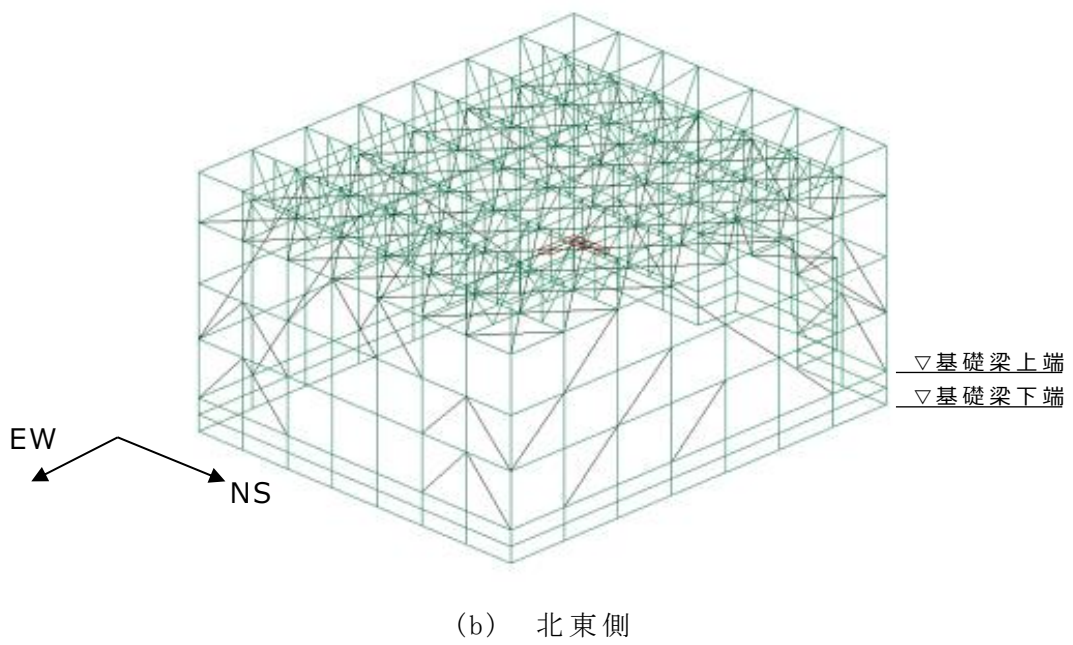
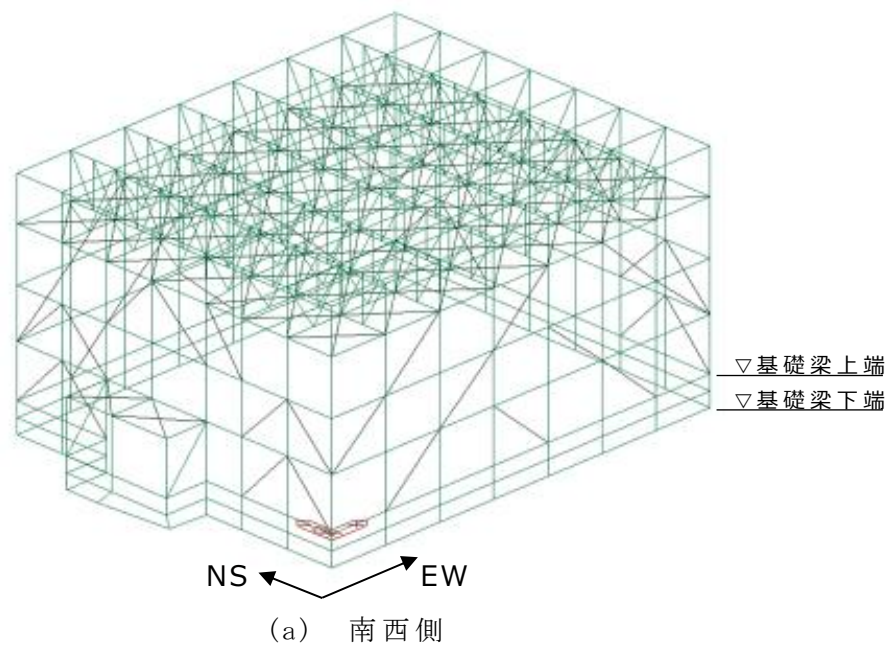
支持架構に作用する応力は、次の荷重を組み合わせで求める。

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

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づいて評価する。荷重の組合せケースを第5.4-1表に示す。なお、水平方向を1.0とする場合については、S_s-C1による地震荷重とその他の地震による地震荷重(S_s-C1以外包絡)による2種類の組合せケースを設定しているが、鉛直方向を1.0とする場合は、解析ケース数を少なくするため、全ての地震を包絡した地震荷重による1種類の組合せケースとしている。

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

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



第5.4-1図 支持架構の解析モデル図

第5.4-1表 荷重の組合せケース(1/2)

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

第5.4-1表 荷重の組合せケース(2/2)

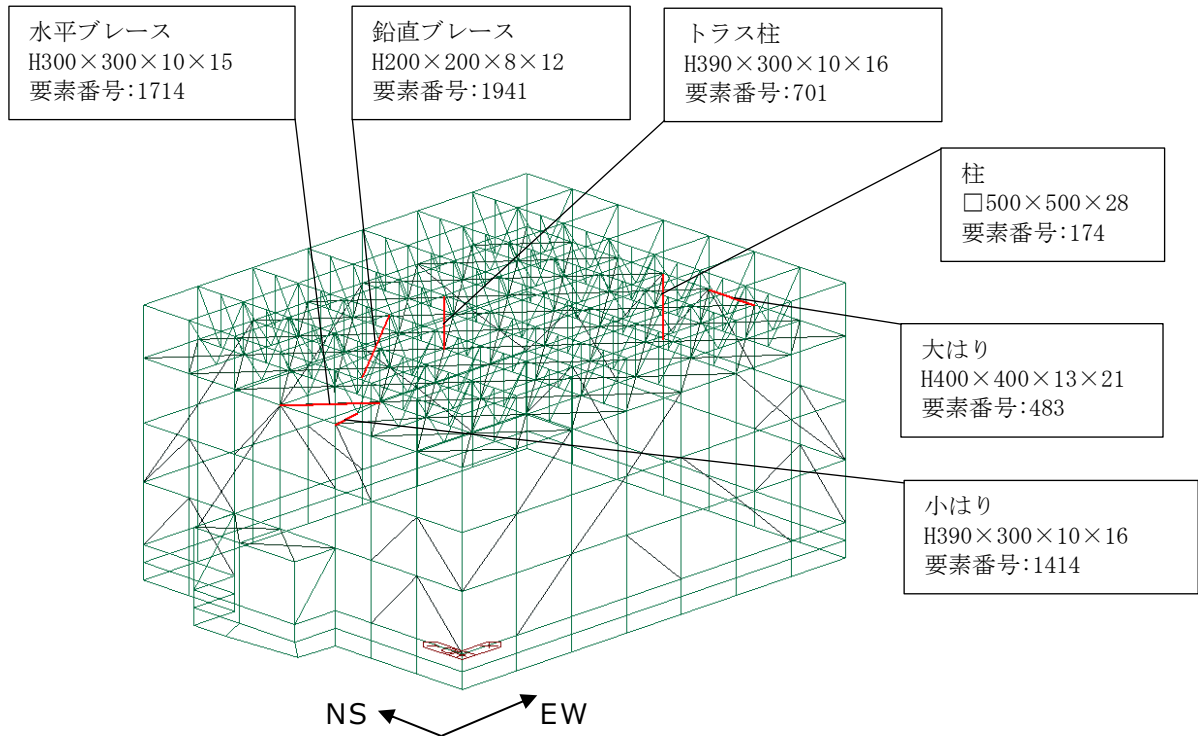
ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-33	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	全地震包絡
1-34	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-35	$D + 0.35 L_s + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-36	$D + 0.35 L_s - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0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

5.5 評価結果

「5.4 評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

評価結果を記載する部材は，部材種別ごとに検定比が最も大きい部材とする。当該部材の位置を第5.5-1図に，評価結果を第5.5-1表に示す。

発生応力度が，許容限界を超えないことを確認した。



第5.5-1図 評価結果を記載する位置

第5.5-1表 部材の評価結果

部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	168	1-4	せん断	35.39	206	0.18	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.94	(許容値) 1.00	0.94	OK
大はり	451	1-8	せん断	72.48	206	0.36	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.92	(許容値) 1.00	0.92	OK
小はり	1414	1-16	せん断	38.84	206	0.19	OK
	1414	1-16	軸力+曲げ	(検定比) 0.95	(許容値) 1.00	0.95	OK
トラス柱	605	1-36	せん断	14.31	206	0.07	OK
	701	1-15	軸力+曲げ	(検定比) 0.77	(許容値) 1.00	0.77	OK
鉛直 ブレース	2088	1-16	せん断	10.28	206	0.05	OK
	1941	1-16	軸力+曲げ	(検定比) 0.71	(許容値) 1.00	0.71	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.32	(許容値) 1.00	0.32	OK

6. まとめ

支持架構について、2章において設計の考え方について、3章において荷重の入力方法について、4章において断面の評価部位の選定について、5章において水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響について補足した。

また、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について、十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

参考資料 1

部材を線形モデル化する妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 妥当性確認方法	1
3. 妥当性確認結果	2
3.1 フレーム	2
3.2 基礎梁	4
3.3 杭	5

1. 概要

飛来物防護ネット架構の構造部材のクライテリアは終局であるため、弾性範囲である必要はない。また、解析モデル構築にあたり、線形(剛性= 大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的となる。そこで、耐震評価においては、以下の構造部材は線形でモデル化している。

- 支持架構の鉄骨製フレーム
- 鉄筋コンクリート製の基礎梁
- 鉄筋コンクリート製の杭

しかしながら、弾性範囲外の評価を行う場合、部材の塑性化を考慮することも考えられることから、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認する。

2. 妥当性確認方法

妥当性確認は、線形でモデル化した構造部材の設計の考え方を整理した上で、構造部材の短期許容応力度に対する検定比を確認する。

3. 妥当性確認結果

3.1 フレーム

支持架構のうちフレームは、弾性(剛性=大)でモデル化して解析することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、柱等の鉄骨製部材を線形でモデル化した。

フレームのクライテリアは、「鋼構造設計規準((社)日本建築学会, 2005)」による許容応力度に基準強度を1.1倍した値を用いることで終局強度としているため、終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。また、仮にフレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。

フレーム部材の短期許容応力度に対する検定比を第3.1-1表に示す。検定比は、部材種別ごとに検定比が最も大きい部材に対して示す。検定比は最大で0.97であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

第3.1-1表 フレーム部材の短期許容応力度*に対する検定比

部材種別	要素番号	ケース	応力度	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する 検定比
柱	167	1-4	せん断	0.19	OK	0.17
	174	1-4	軸力+曲げ	0.97	OK	0.89
大はり	451	1-4	せん断	0.38	OK	0.34
	483	1-4	軸力+曲げ	0.95	OK	0.87
小はり	1428	1-12	せん断	0.21	OK	0.19
	1414	1-12	軸力+曲げ	0.93	OK	0.87
トラス柱	766	2-7	せん断	0.08	OK	0.07
	701	1-12	軸力+曲げ	0.79	OK	0.72
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	0.06	OK	0.05
	1941	2-12	軸力+曲げ	0.76	OK	0.69
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	0.32	OK	0.30

注記 *：鋼構造設計規準((社)日本建築学会，2005)による。

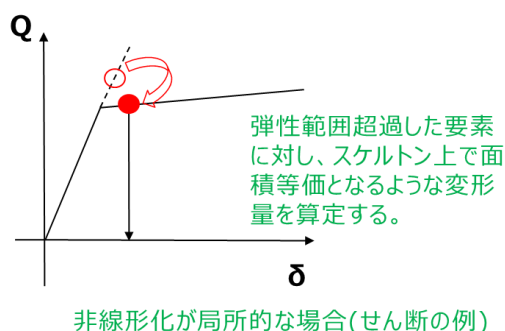
3.2 基礎梁

基礎梁は、線形部材として解析する（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ため線形でモデル化した。

基礎梁自体には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価においては非線形時の変形の影響はない。

しかしながら、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、変形による支持架構への影響は考慮する必要があり、非線形化が局所的な場合は弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を第 3.2-1 図のように計算することが考えられる。その際、支持架構の 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ことが考えられる。

基礎梁の短期許容応力度に対する検定比を第 3.2-1 表に示す。検定比は、最大検定比となる要素に対して示す。検定比は最大で 0.824 であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。



第 3.2-1 図 非線形化の影響の考慮方法

第3.2-1表 基礎梁の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
162	1-4	0.824	OK	0.737

(b) 面外せん断力

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
63	1-4	0.439	OK	0.395

注記 *：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)による。

3.3 杭

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しており、設計モデルでは杭はモデル化していない。

弾性範囲を超えた場合には本来剛性は低下するが、モデル化していないため剛性は考慮されておらず、杭をモデル化し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。

部材評価時の杭の発生応力は、地盤変形×杭の初期剛性(剛性を低減させない)とするため、発生応力は大きくなり、線形で応力計算することは保守的な評価となる。

以上より、杭の解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

なお、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」における検証用モデルにおいて杭の一部をモデル化しており、参考に検証用モデルを用いた応答による杭の短期許容応力度に対する検定比を第3.3-1表に示す。検定比は、最大検定比となる杭に対して示す。検定比は最大で0.943であった。

第3.3-1表 【参考】杭の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
有効応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.943	OK	0.567

(b) せん断力

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
全応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.843	OK	0.377

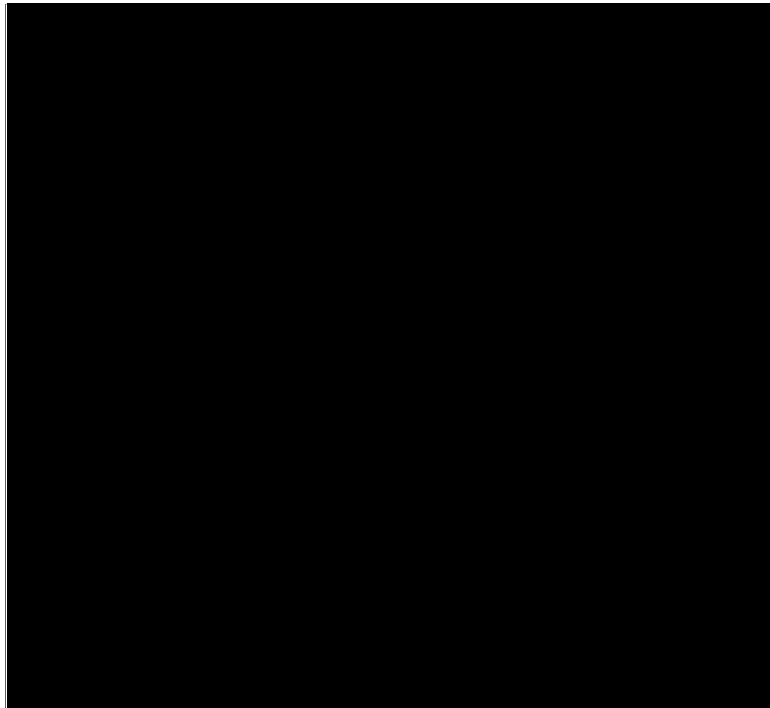
注記 * : 建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001)による。

参考資料 2

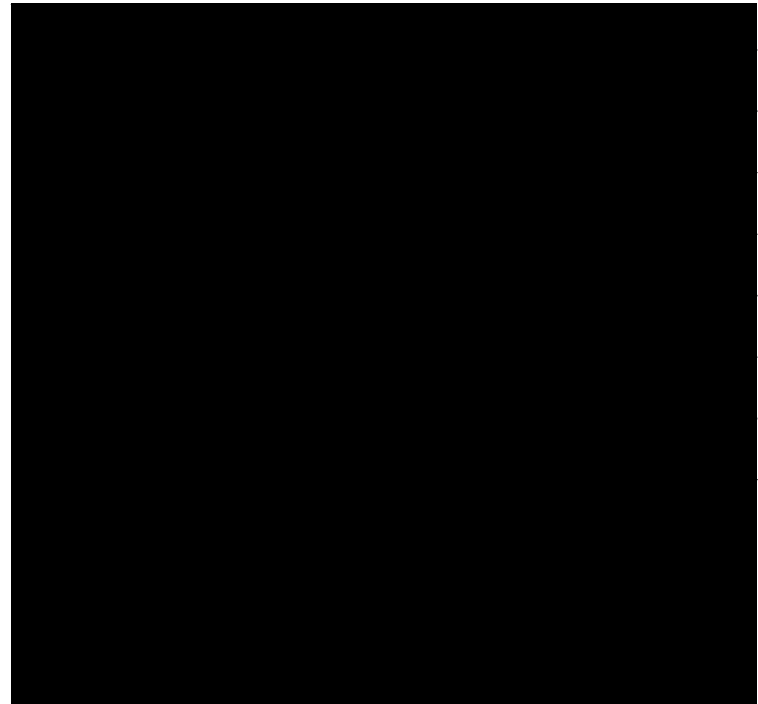
支持架構の図面集



I



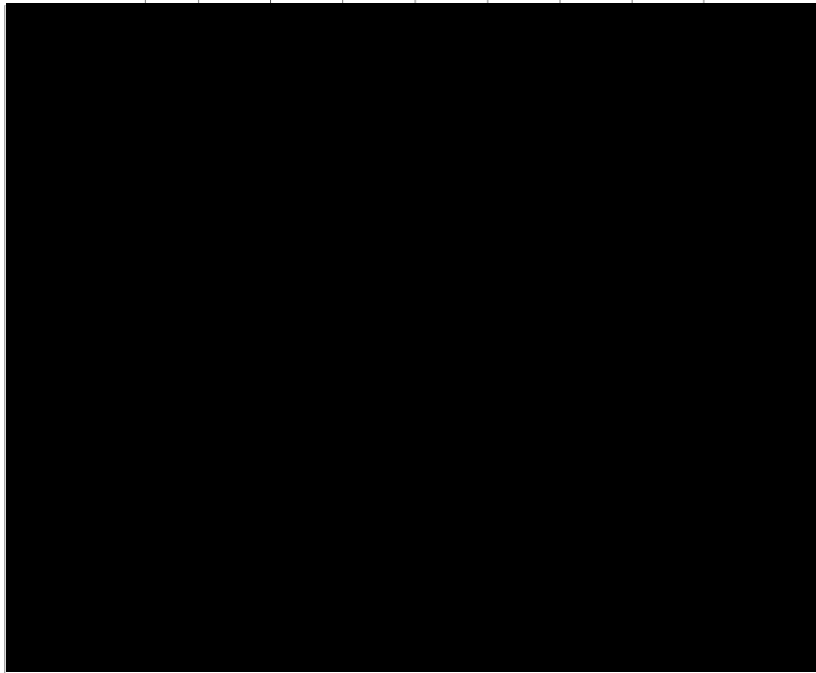
T. M. S. L. 60600 伏图



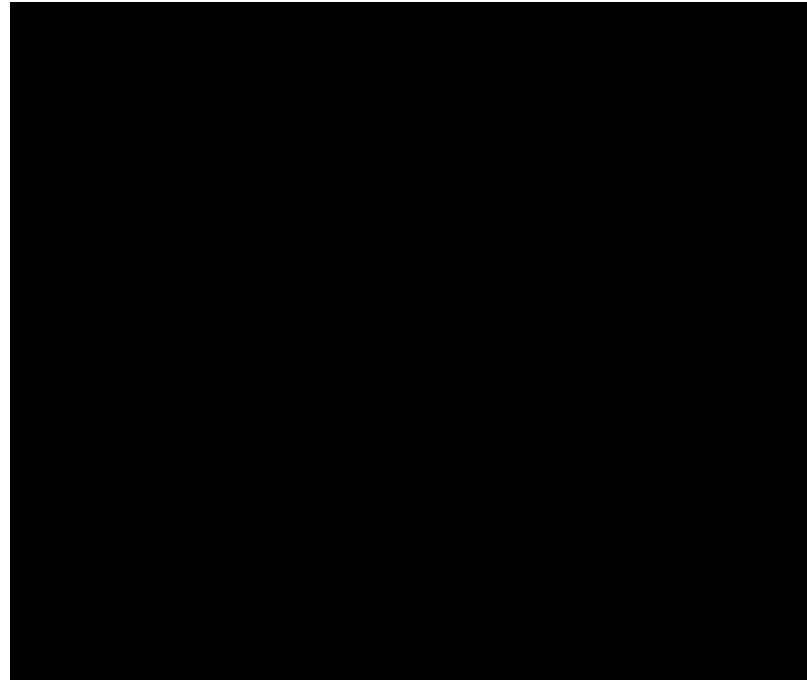
T. M. S. L. 65600 伏图



2



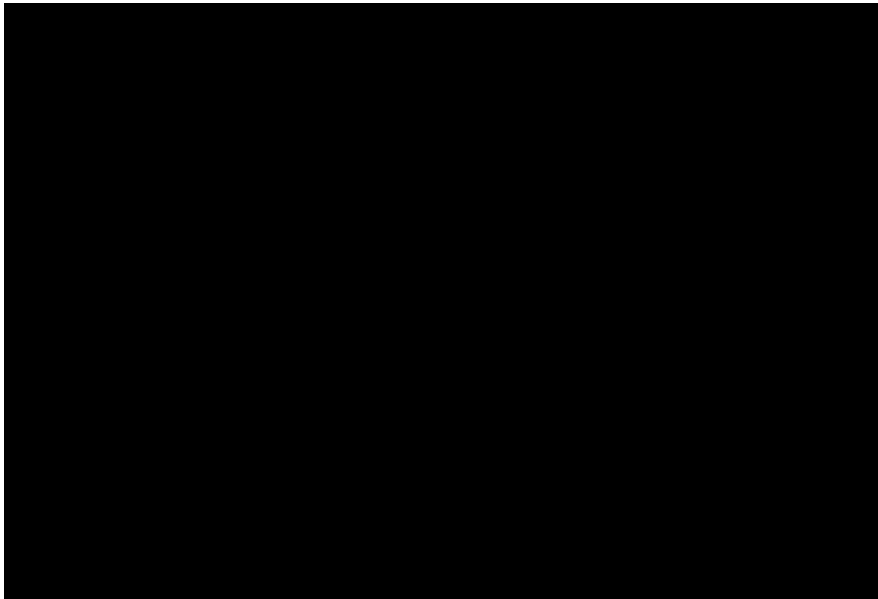
T.M.S.L. 71100 伏図 (トラス下葦材レベル)
水平ブレースはH1を示す。



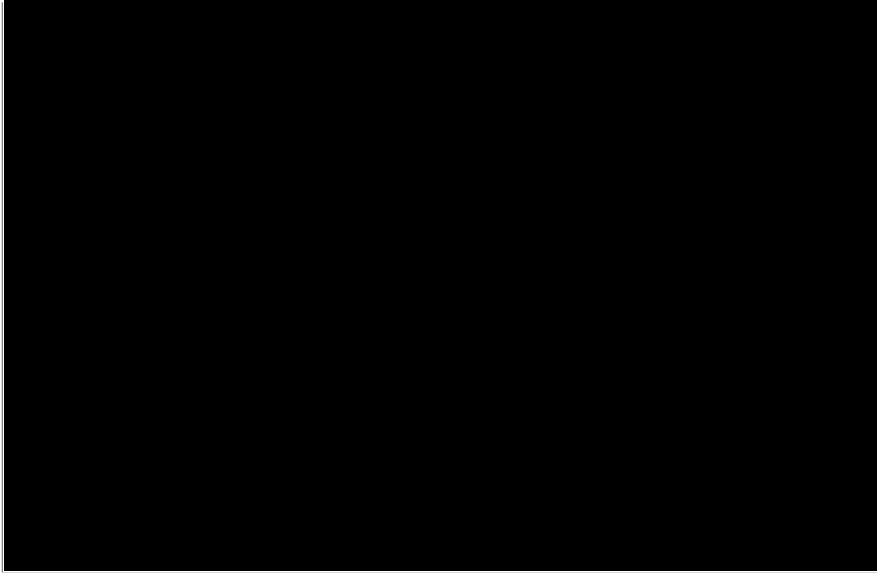
T.M.S.L. 75600 伏図 (トラス上葦材レベル)



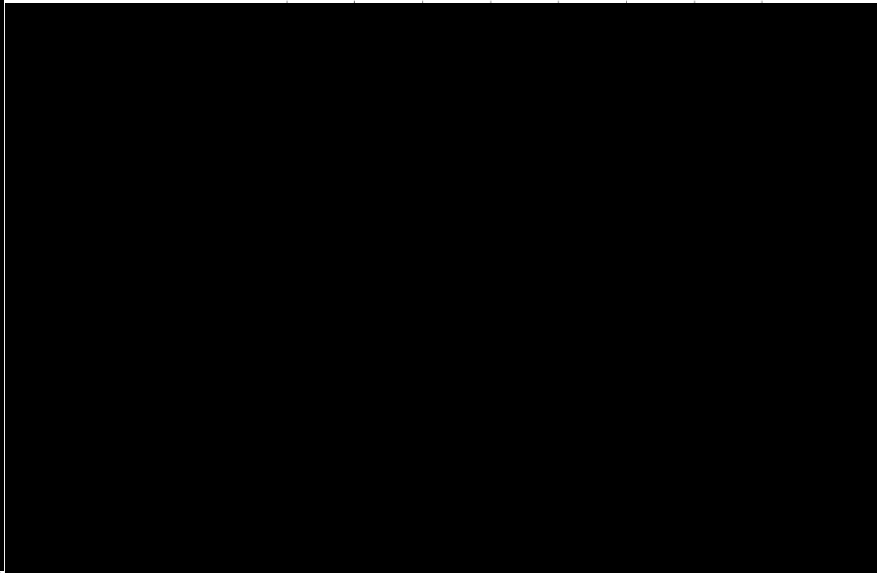
Y01, Y08 通り軸組図
() 内の群架等はY08通りの群架が多示す。



Y02, Y03, Y07 通り軸組図



Y04、Y06 通リ軸組図



Y05 通リ軸組図

鉄骨柱リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

符号	C1, C4	C2	C2A	C3	C11
部材	 □-500x500x28 (BOP325)	 □-500x500x28 (BOP325)	 □-500x500x32 (G385)	 □-500x500x28 (BOP325)	 H-400x400x13x21
柱頭 スタッド	 8x48段-φ19	 8x48段-φ19		 8x48段-φ22	 4x58段-φ19
ベースプレート	 リブプレート BPL-36x700x700 (SM490B)	 リブプレート BPL-40x700x700 (SM490B)		 リブプレート BPL-45x700x700 (TWOP325)	 リブプレート BPL-75x450x450 (SM490B)

鉄骨梁リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

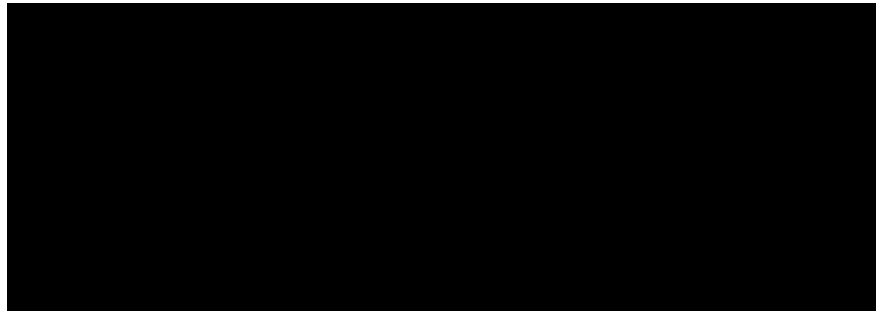
符号	G1, G12	G12A	G2, G11	G3	G4	G13	G14
部材	H-400x400x13x21	両端: H-414x405x18x28 中央: H-400x400x13x21	H-414x405x18x28	X01端: H-428x407x20x35 中央・X02端: H-414x405x18x28	X08端: H-428x407x20x35 中央・X07端: H-414x405x18x28	Y01端: H-428x407x20x35 中央・Y02端: H-414x405x18x28	両端: H-428x407x20x35 中央: H-414x405x18x28
符号	G15	G16	G17	B390		B400	
部材	Y08端: H-428x407x20x35 中央・Y07端: H-414x405x18x28	H-428x407x20x35	両端: BH-430x430x28x40 中央: H-428x407x20x35	H-390x300x10x16		H-400x400x13x21	

鉄骨ブレースリスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

符号	V35	V25	V20	HV1	HV2		
部材	H-350x350x12x19	H-250x250x 9x14	H-200x200x8x12	H-300x300x10x15	H-250x250x9x14		

トラスTGI リスト 特記なき限り鋼材はSM490Bとする。

位置	部材
上下弦材	H-414x405x18x28
斜材1	H-300x300x10x15
斜材2	H-250x250x 9x14
TP400	H-400x400x13x21
TP390	H-390x300x10x16
TP300	H-300x300x10x15



別添 6

基礎梁の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	1
3. 荷重の入力方法	4
3.1 地震荷重	6
3.2 固定荷重及び積雪荷重	10
3.3 支持架構から作用する荷重	11
3.4 杭から作用する荷重	14
4. 断面の評価部位の選定	17
5. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価	22
5.1 評価方針	22
5.2 荷重及び荷重の組合せ	22
5.3 許容限界	22
5.4 評価方法	23
5.5 評価結果	27
6. まとめ	29

参考資料 1 支持架構との接合部の評価について

参考資料 2 杭との接合部の評価について

参考資料 3 全ケース包絡の断面力コンター

参考資料 4 基礎梁の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における基礎梁の耐震評価について補足説明するものである。

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

2. 設計の考え方

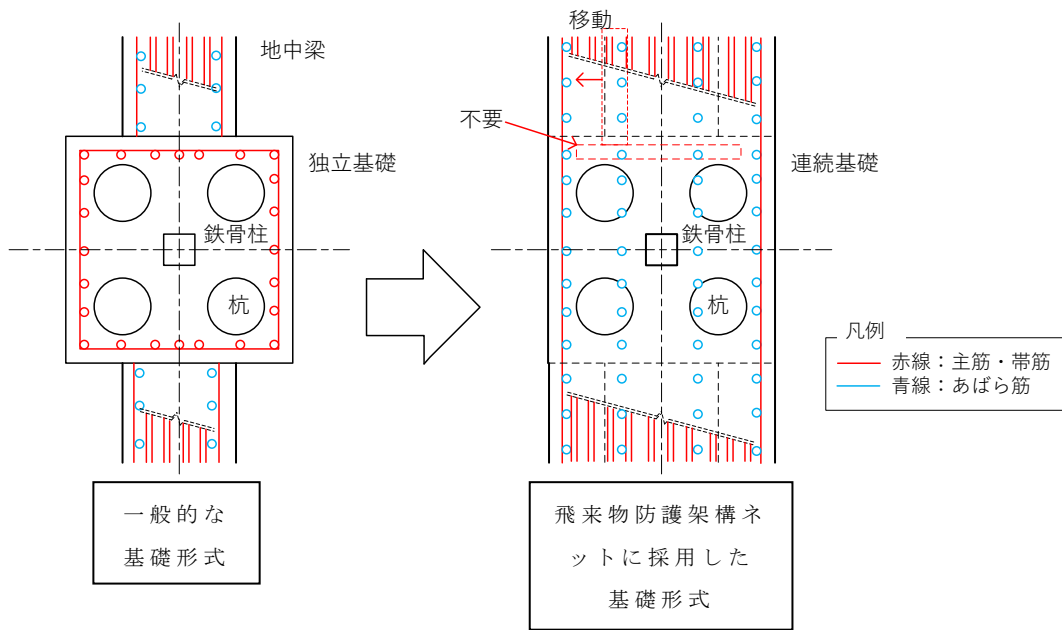
第2-1図～第2-3図に一般的な基礎形式及び連続基礎形式の概要図を示す。

第2-1図～第2-3図に示す左側が一般的な独立基礎の形式である。鉄骨柱と杭を囲むように独立基礎があり、それぞれの独立基礎を結ぶように基礎梁が配置される。支持架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは独立基礎の配筋を通じて杭に応力が伝わりと同時に基礎梁にも荷重が伝わるようになっている。

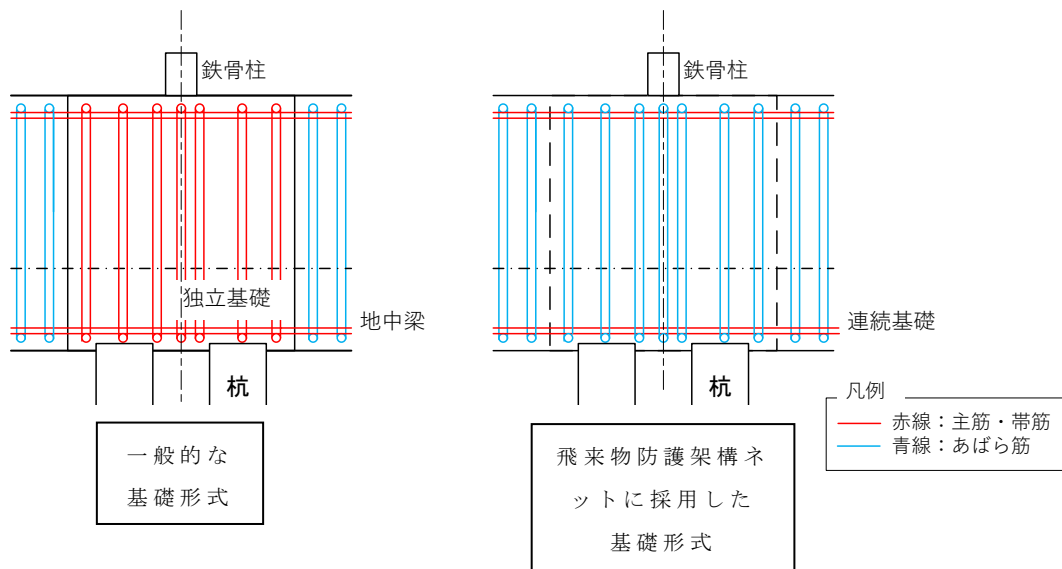
また、飛来物防護ネット架構の基礎の計画においては地震力が大きいため、平面的な剛性を十分確保する必要がある。

しかしながら、飛来物防護ネット架構は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから基礎の平面計画がロ型をしており、ロ型の内側への基礎梁の配置による平面的な剛性の確保ができない。

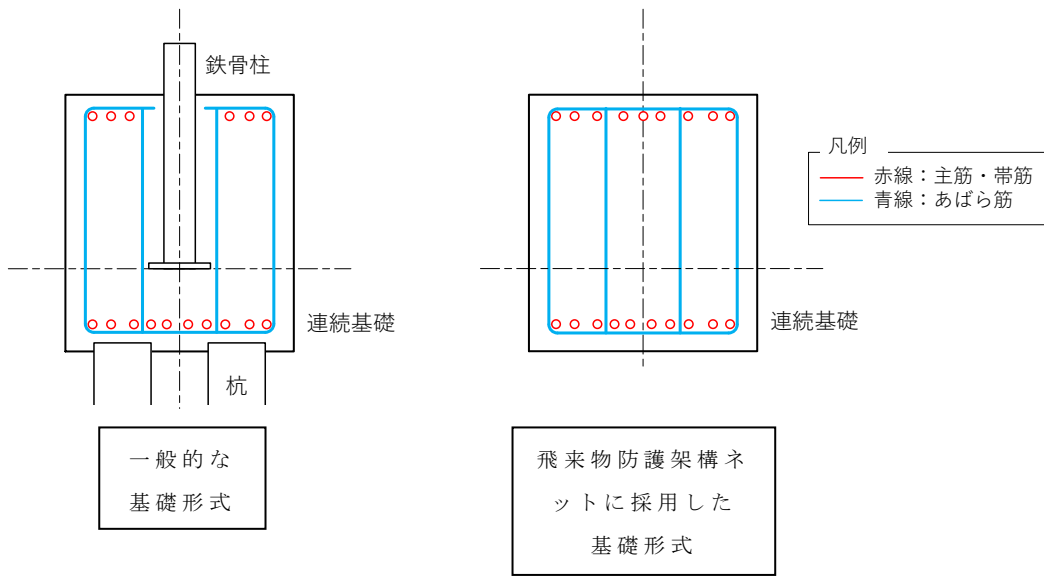
従って、基礎梁幅を大きくすることで強固な構造体とした。具体的には、第2-1図の通り、左側の地中梁の幅を独立基礎幅まで拡幅し、右側のように基礎と一体化した連続基礎として平面的な剛性を高めた。これにより、左側の地中梁の主筋は右側の連続基礎の主筋位置へ移動する。また、独立基礎内の主筋のうち基礎梁に直交する主筋は不要となる。



第 2-1 図 基礎梁配筋例 平面図
(左：独立基礎, 右：連続基礎)



第 2-2 図 基礎梁配筋例 長辺方向断面図
(左：独立基礎, 右：連続基礎)



第 2-3 図 基礎梁配筋例 短辺方向断面図
 (左：独立基礎，右：連続基礎)

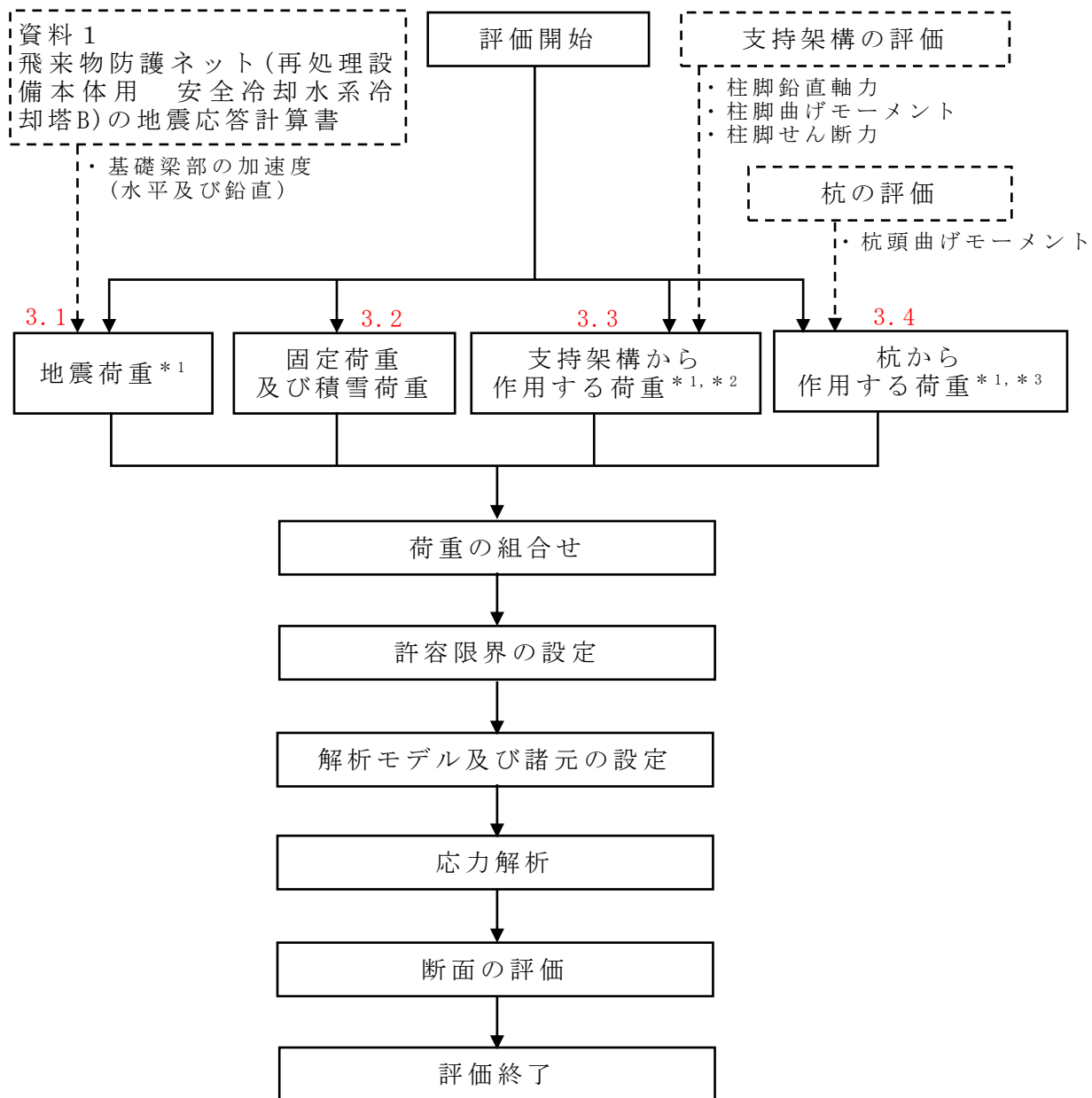
3. 荷重の入力方法

基礎梁の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

基礎梁の応力解析による評価フローを第 3-1 図に示す。

基礎梁の評価は，FEM モデルを用いた静的弾性応力解析により実施する。解析においては，地震荷重，固定荷重，積雪荷重，支持架構から作用する荷重及び杭から作用する荷重を組み合わせる。

FEM モデルに入力する荷重として，「地震荷重」について 3.1，「固定荷重及び積雪荷重」について 3.2，「支持架構から作用する荷重」について 3.3，「支持架構から作用する荷重」について 3.4 で詳細を説明する。



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。
 *3：地震荷重及び風荷重を含む。

第 3-1 図 基礎梁の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

地震荷重として、基礎梁の慣性力(水平地震力及び鉛直地震力)を考慮する。支持架構から作用する地震荷重については「3.3 支持架構から作用する荷重」に、杭から作用する地震荷重については「3.4 杭から作用する荷重」に示す。

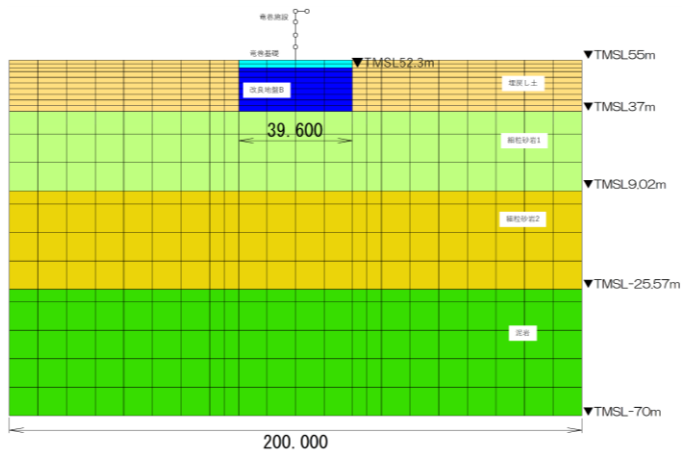
基礎梁の慣性力については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、基礎梁部の水平加速度及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。FEMモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度に基づく水平力をFEMモデルに入力する。水平力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた集中荷重として入力する。

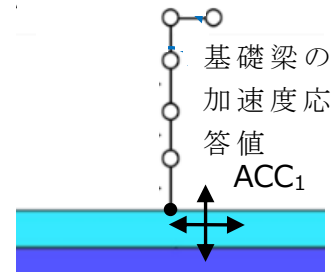
鉛直地震力については、地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度と重力による重力加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。鉛直力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた集中荷重として入力する。

なお、節点の支配重量は後述する「3.2 固定荷重及び積雪荷重」による固定荷重、積雪荷重を考慮する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-2図に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-3図に示す。

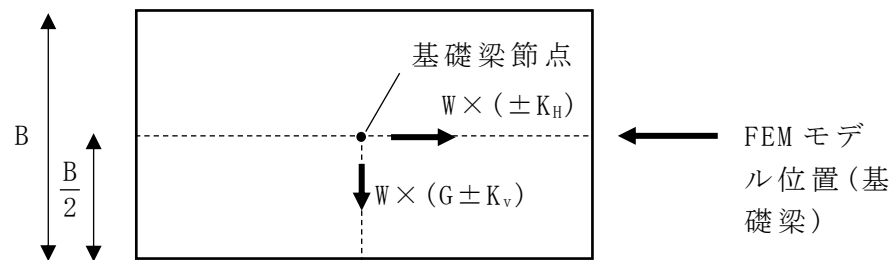


(a) 地震応答解析モデル



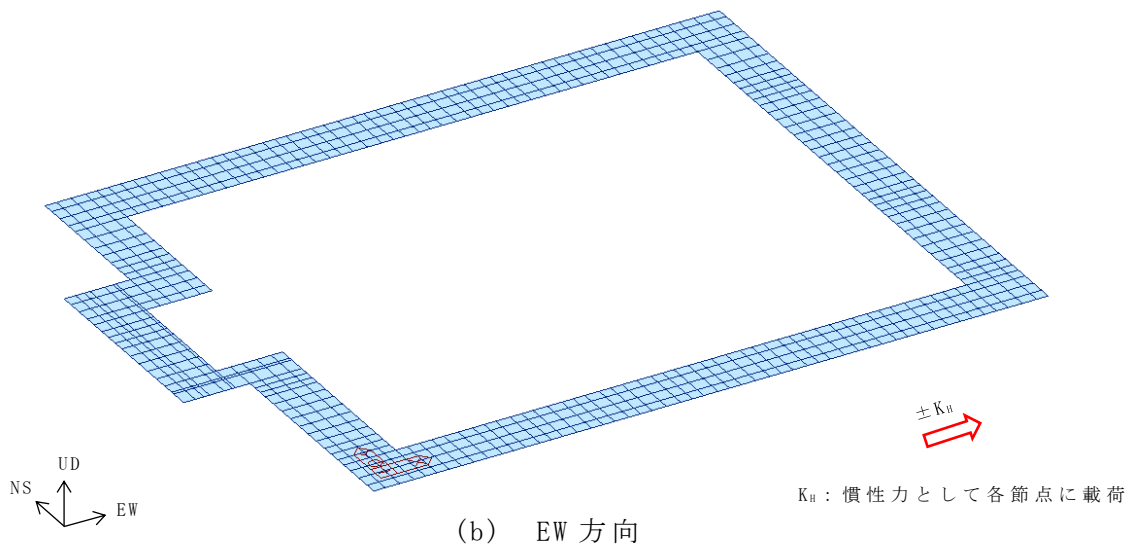
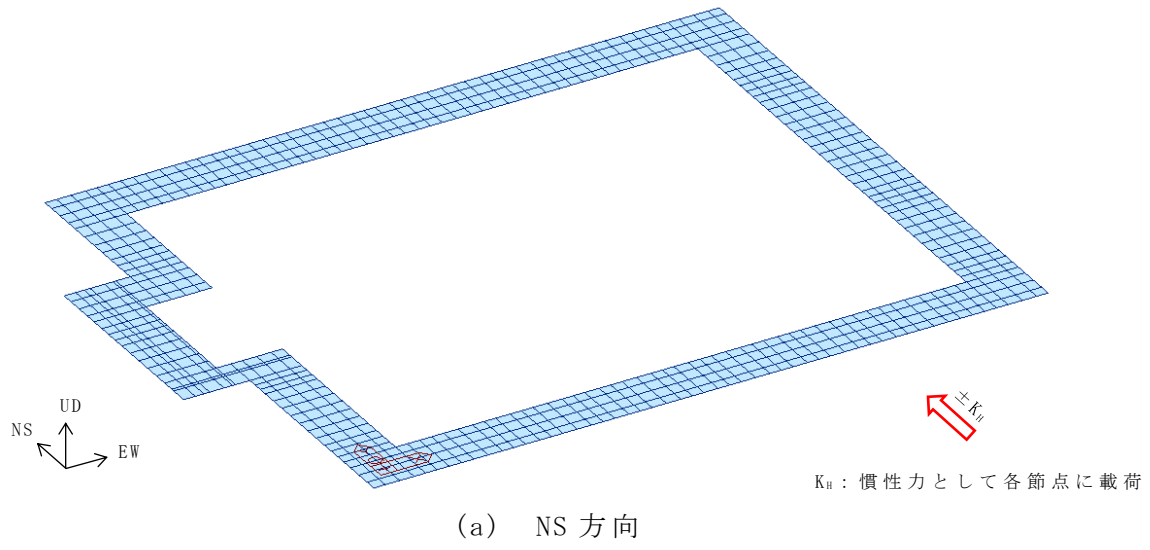
(b) 質点系モデル部拡大図

第 3.1-1 図 FEM モデルに入力する地震応答解析の応答値

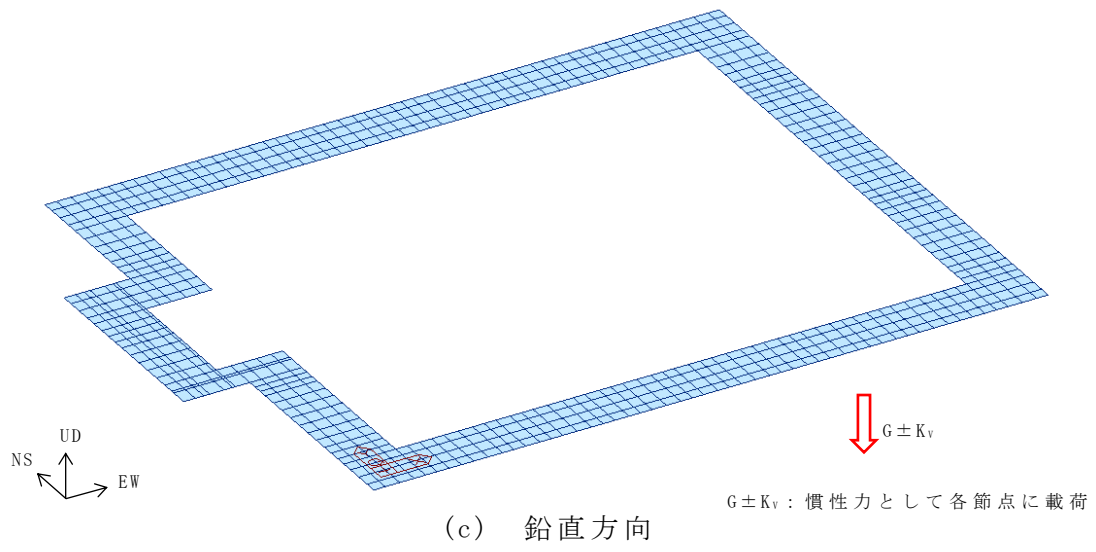


- K_H : 地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度
- K_V : 地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度から算出した鉛直震度
- G : 重力による鉛直震度
- W : FEM モデルの節点の支配重量
- B : 基礎梁の厚さ

第 3.1-2 図 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図



第 3.1-3 図 慣性力の荷重状態図 (1/2)



第 3.1-3 図 慣性力の荷重状態図 (2/2)

3.2 固定荷重及び積雪荷重

固定荷重は、基礎梁の自重を考慮する。

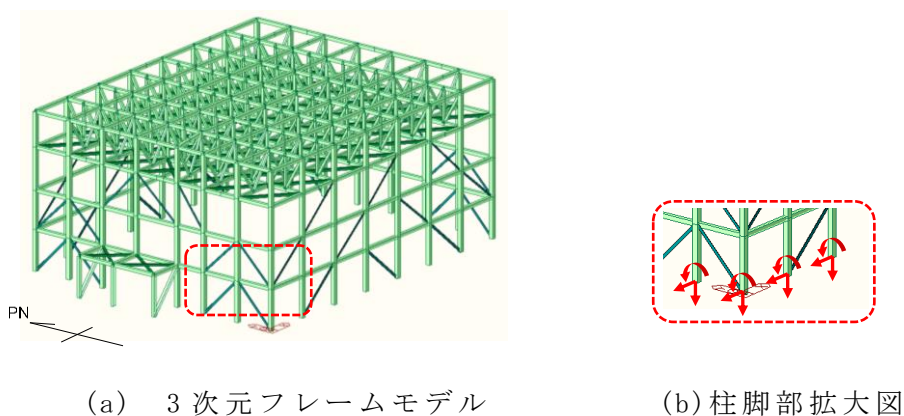
積雪荷重は、基礎梁の上面に積雪量 190cm を考慮し、地震荷重と組み合わせる場合は 0.35 の係数を乗じた値とする。

固定荷重と積雪荷重を合計した鉛直荷重を、各要素に単位体積重量として入力し、「3.1 地震荷重」における節点の支配重量に考慮する。鉛直荷重の入力状態図を第 3.2-1 図に示す。

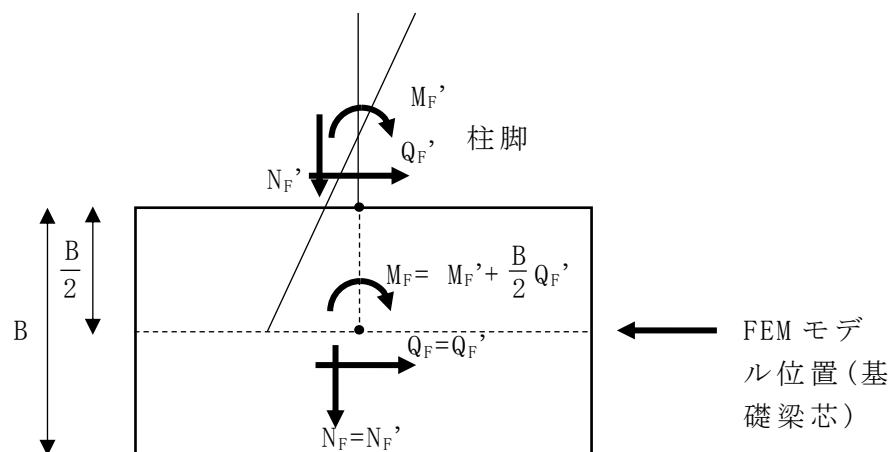
なお、支持架構の固定荷重及び積雪荷重は、後述する「3.3 支持架構から作用する荷重」に含まれる。

3.3 支持架構から作用する荷重

支持架構から基礎梁へ作用する荷重は，支持架構の 3 次元フレームモデルによる応力解析結果のうち，支持架構の柱脚の曲げモーメント，軸力及びせん断力を入力する。入力位置は，基礎梁の FEM モデルの柱脚に対応する各節点とする。この荷重には，支持架構の固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含んでいる。

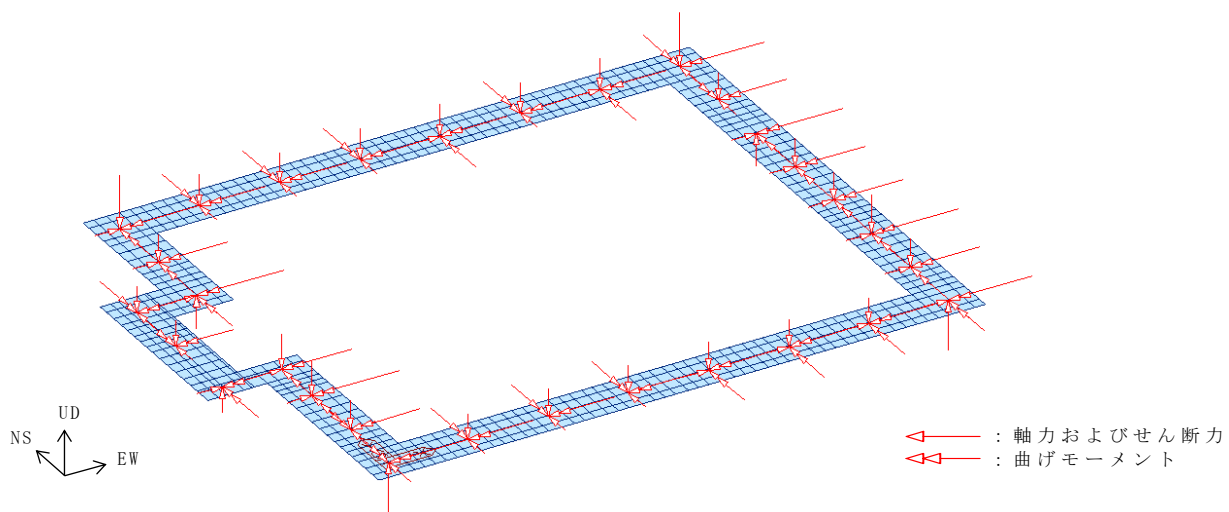


第 3.3-1 図 FEM モデルに入力する支持架構から作用する荷重

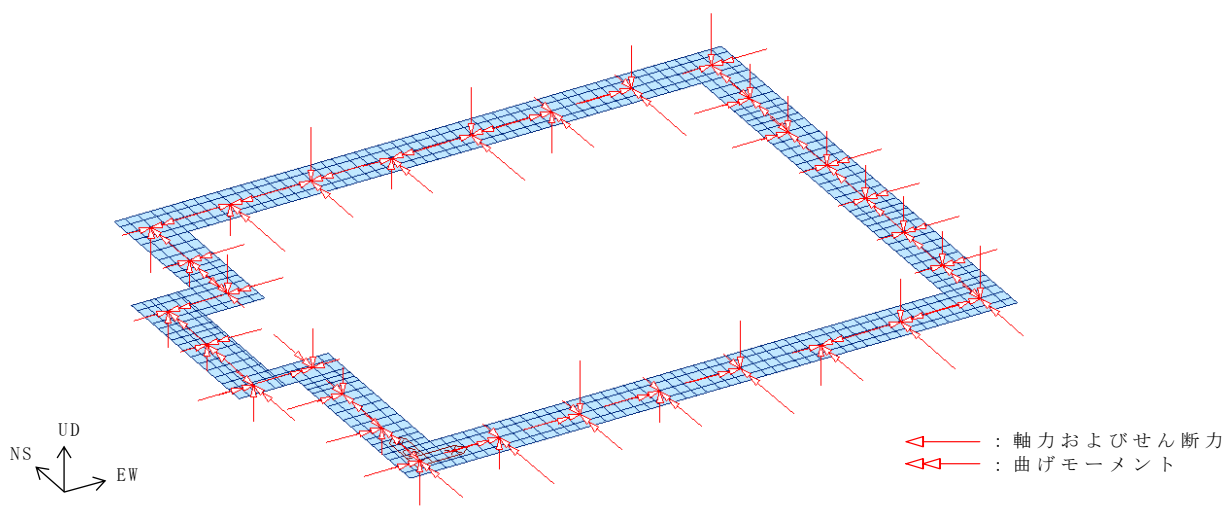


- M_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する曲げモーメント
- N_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する軸力
- Q_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用するせん断力
- M_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の曲げモーメント
- N_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の軸力
- Q_F' : 3次元フレームモデルの柱脚のせん断力
- B : 基礎梁厚さ

第 3.3-2 図 FEM モデルに入力する支持架構から作用する荷重の概念図



(a) せん断力+曲げモーメント+軸力 (NS 方向) 支持架構

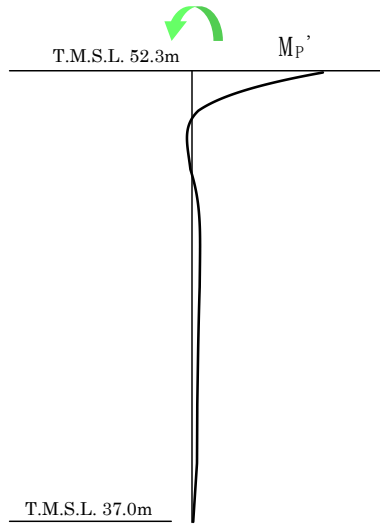


(b) せん断力+曲げモーメント+軸力 (EW 方向) 支持架構

第 3.3-3 図 支持架構から作用する荷重の荷重状態図

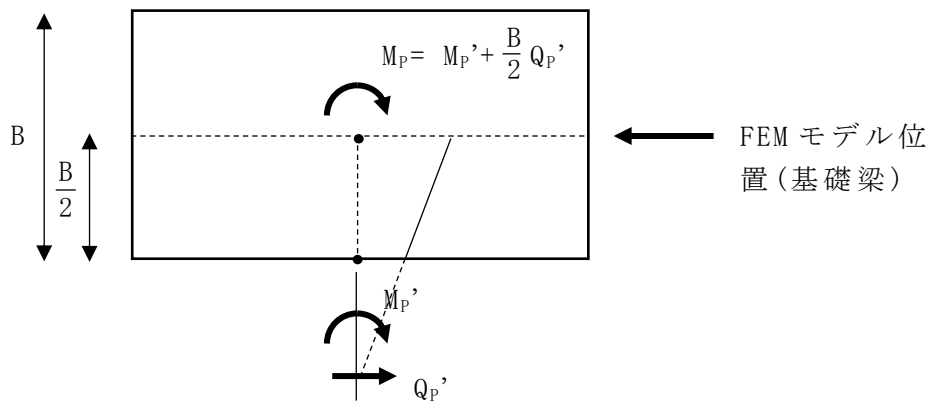
3.4 杭から作用する荷重

杭から基礎梁に作用する荷重は、杭の評価における杭頭の曲げモーメントを入力する。入力位置は、基礎梁の FEM モデルの柱脚に対応する各節点を入力する。この荷重には、支持架構及び基礎梁の地震荷重並びに支持架構の風荷重を含んでいる。



M_P' : 杭頭の曲げモーメント

第 3.4-1 図 FEM モデルに入力する杭から作用する荷重



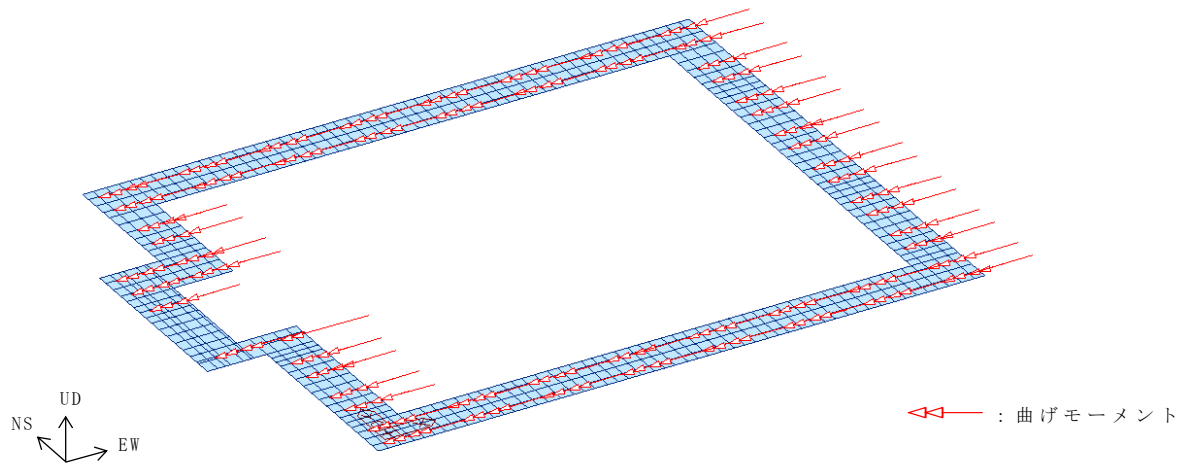
M_P : 杭から基礎梁へ作用する曲げモーメント

M_P' : 杭頭の曲げモーメント

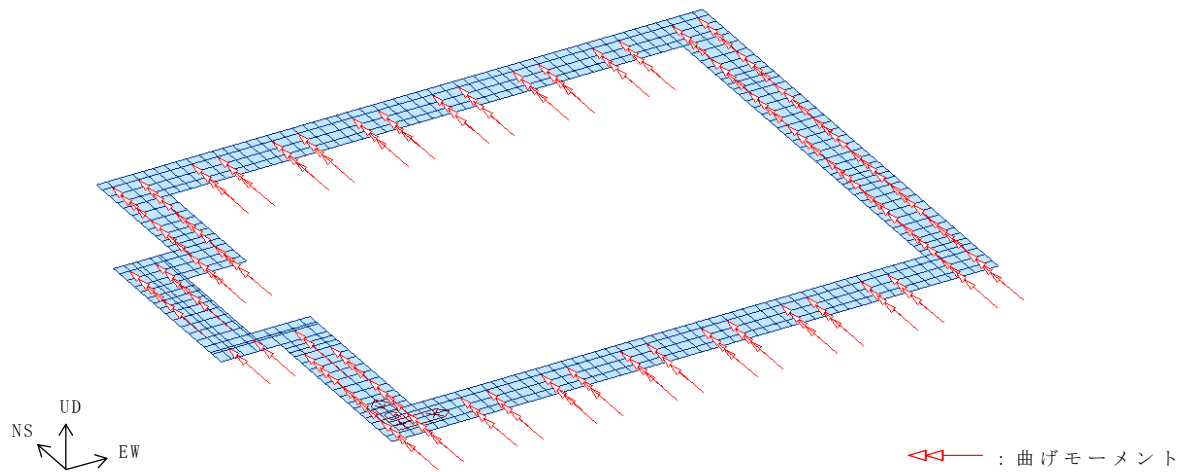
Q_P' : 杭頭のせん断力

B : 基礎梁厚さ

第 3.4-2 図 FEM モデルに入力する杭から作用する荷重の概念図



(a) 曲げモーメント (NS 方向) 杭



(b) 曲げモーメント (EW 方向) 杭

第 3.4-3 図 杭から作用する荷重の荷重状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第 4-1 表に示す。地震荷重は、Ss-C1 による地震荷重，その他の地震による地震荷重(Ss-C1 以外包絡)の 2 種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第 4-2 表に，断面力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第 4-1 図に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケース（検定比が最大となったケース：1-4）の断面力コンタナーを第 4-2 図，第 4-3 図に示す。なお，応力の向きと記号を第 4-4 図に示す。

軸力+曲げに対する検定比は，曲げモーメントの分布と同様に隅角部入隅で大きくなっている。

最大検定比の発生位置は曲げモーメントが最大となった要素と一致する。

なお，軸力は座屈拘束ブレースが接続する位置で，曲げモーメントは隅角部入隅で大きくなっている。

第4-1表 荷重の組合せケース

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

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重Ls)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

S_{SNS} : NS方向のSs地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{SEW} : EW方向のSs地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{SUD} : 鉛直方向のSs地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

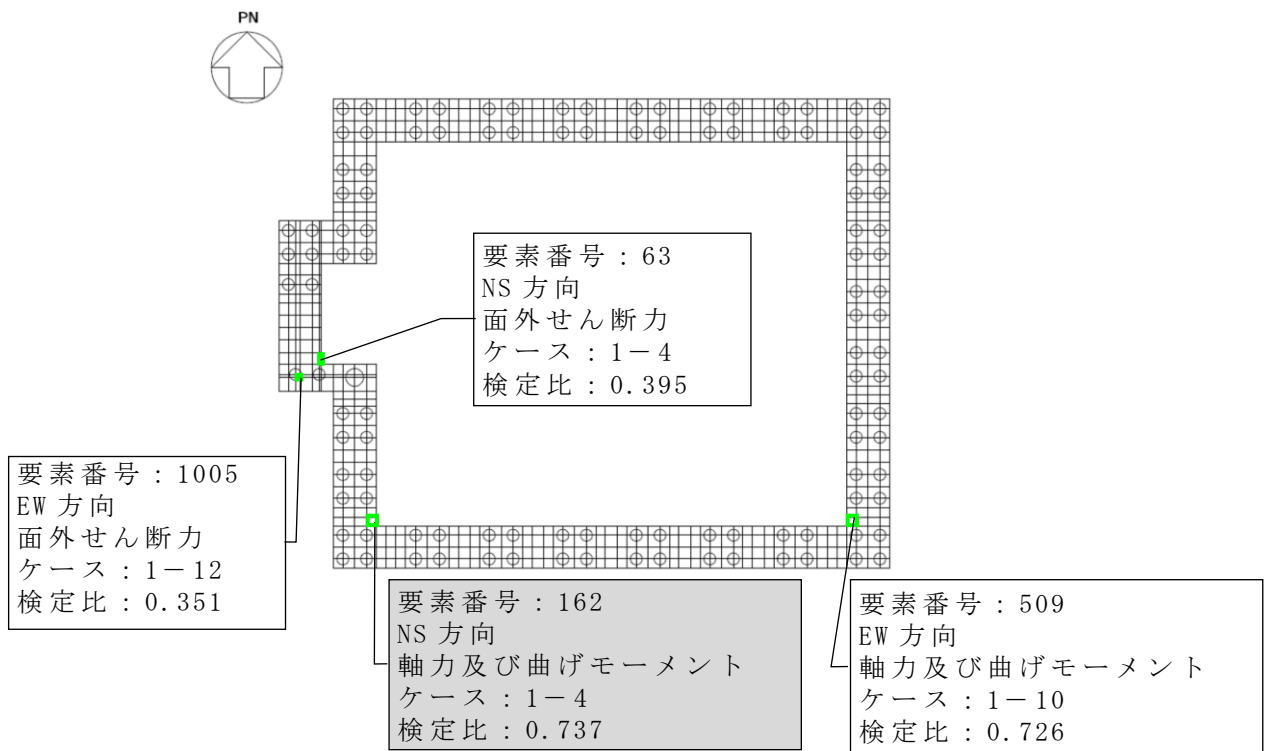
W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

第4-2表 各評価項目の検定比一覧
 (a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	162	1-4	3527	4791	0.737	OK
EW	509	1-10	1274	1755	0.726	OK

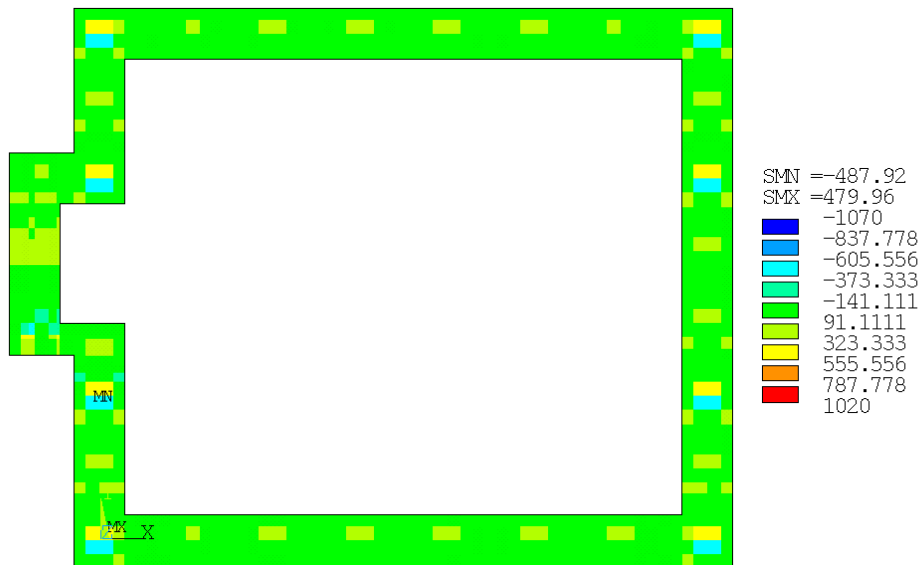
(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	1-4	2236	5661	0.395	OK
EW	1005	1-12	2061	5874	0.351	OK

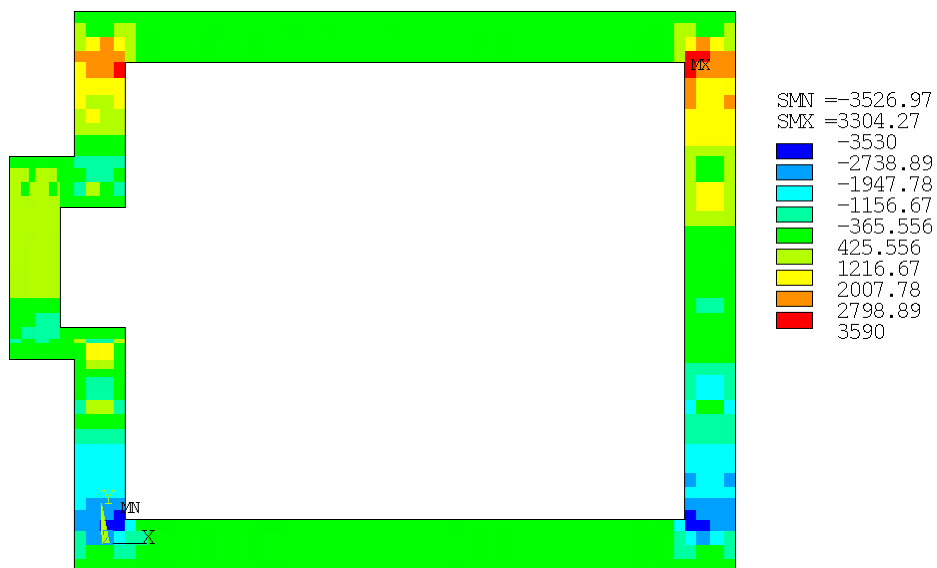


注 : ■ は, 検定比が最大となる要素を示す。

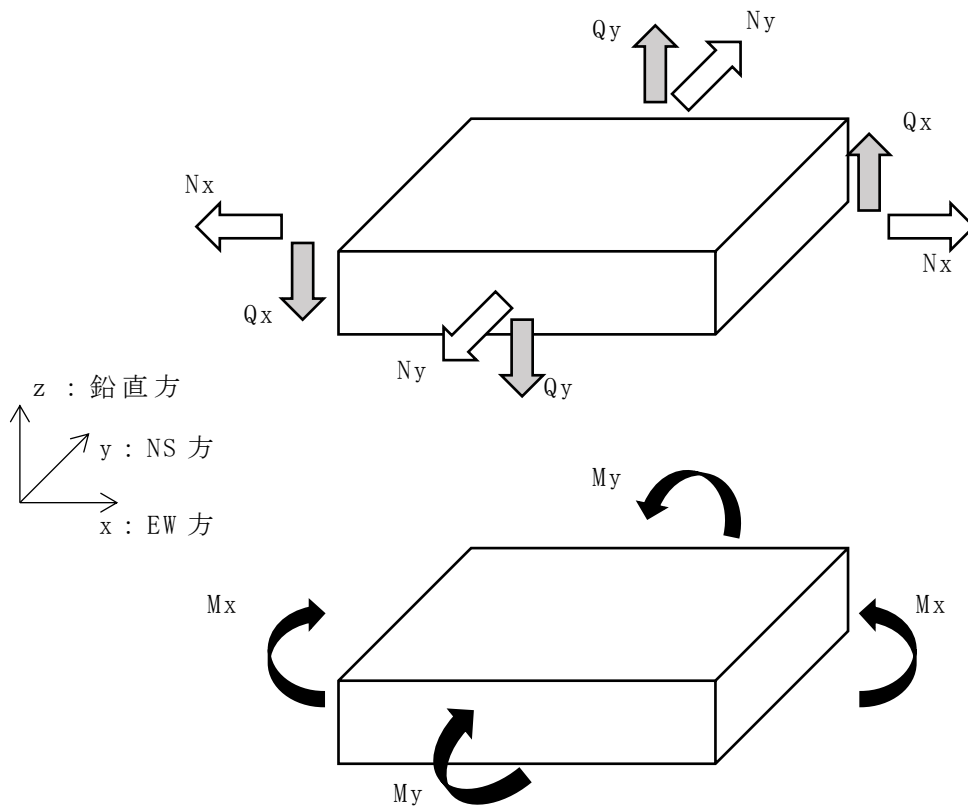
第 4-1 図 断面力ごとの検定比が最大となる要素および断面の評価結果



第 4-2 図 軸力 (N_y) (ケース 1-4) (単位 : kN/m)



第 4-3 図 曲げモーメント図 (M_y) (ケース 1-4) (単位 : kN·m/m)



N_x : x 方向の単位幅あたりの軸力
 N_y : y 軸方向の単位幅あたりの軸力
 M_x : x 軸方向の単位幅あたりの曲げモーメント
 M_y : y 軸方向の単位幅あたりの曲げモーメント
 Q_x : y - z 平面に対する単位幅あたりの面外せん断力
 Q_y : x - z 平面に対する単位幅あたりの面外せん断力

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

第 4-4 図 応力の向きと符号

5. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価

「資料 2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性についての計算書」（以下、「耐震計算書」という。）における基礎梁の耐震評価について、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を確認する。

5.1 評価方針

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

5.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐震計算書」の「4.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す内容と同一である。荷重の組合せを第 5.2-1 表に示す。荷重の詳細は、「耐震計算書」に示す固定荷重(D)、積雪荷重(Ls)、地震荷重(Ss)及び風荷重(W_L)と同一である。

第 5.2-1 表 荷重の組合せ

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

D : 固定荷重

Ls : 積雪荷重

Ss : 地震荷重

W_L : 風荷重

5.3 許容限界

許容限界は、「耐震計算書」の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

5.4 評価方法

基礎梁の評価は、FEMモデルを用いた静的弾性応力解析により実施する。解析モデル図を第5.4-1図に示す。解析モデルの詳細は、「耐震計算書」に示す内容と同一である。

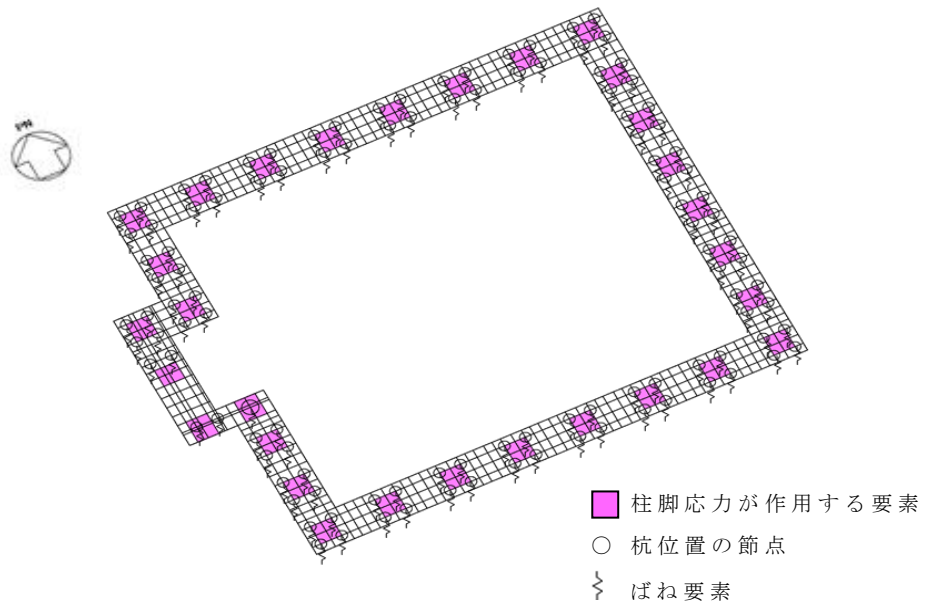
基礎梁に作用する応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

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

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused by Three Spatial Components of an Earthquake」を参考に、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づいて評価する。荷重の組合せケースを第5.4-1表に示す。なお、水平方向を1.0とする場合については、 S_s -C1による地震荷重とその他の地震による地震荷重(S_s -C1以外包絡)による2種類の組合せケースを設定しているが、鉛直方向を1.0とする場合は、解析ケース数を少なくするため、全ての地震を包絡した地震荷重による1種類の組合せケースとしている。

荷重の入力方法は、「耐震計算書」の「4.4.2(4) 荷重の入力方法」に示す内容と同一である。ただし、支持架構から作用する荷重については、「別添5 支持架構の耐震評価について」の「5. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価」における応力解析結果を用いる。また、杭から作用する荷重については、「耐震計算書」の「4.4.3 杭の評価方法」における「(3) 応力の組合せ」において算定したNS方向の応力とEW方向の応力を用い、第5.4-1表の地震荷重の組合せ係数に対応した組合せ係数を考慮して用いる。

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



第5.4-1図 基礎梁の解析モデル

第5.4-1表 荷重の組合せケース(1/2)

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

第5.4-1表 荷重の組合せケース(2/2)

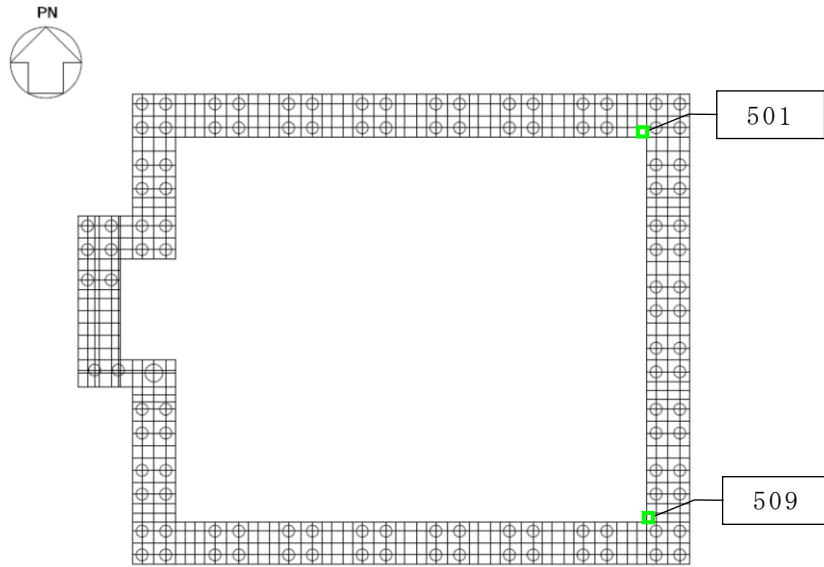
ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-33	$VL + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	全地震包絡
1-34	$VL - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-35	$VL + 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + 1.0 W_{LNS}$	
1-36	$VL - 0.4 S_{SNS} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - 1.0 W_{LNS}$	
1-37	$VL + 0.4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

5.5 評価結果

「5.4 基礎梁の評価方法」に基づいた評価結果を以下に示す。

断面の評価結果を記載する要素は，許容限界に対する曲げモーメント及び面外せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第 5.5-1 図に，評価結果を第 5.5-1 表に示す。

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



注： 内の数値は要素番号

第5.5-1図 評価結果を記載する要素の位置

第5.5-1表 基礎梁の評価結果

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	509	1-4	3656	4812	0.760	OK
EW	509	1-12	1317	1745	0.755	OK

(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	509	1-11	2630	5648	0.466	OK
EW	501	1-4	2529	5644	0.449	OK

6. まとめ

基礎梁について，2章において設計の考え方について，3章において荷重の入力方法について，4章において断面の評価部位の選定について，5章において水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響について補足した。

参考資料 1

支持架構との接合部の評価について

目 次

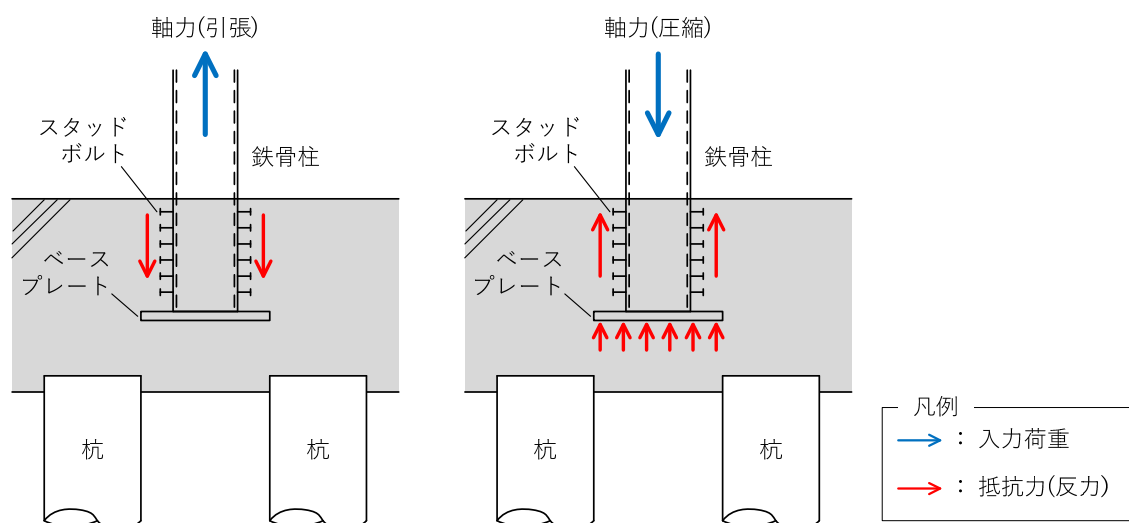
1. 荷重の伝達および確認項目	1
1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達	1
1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達	3
1.2.1 確認項目	4
2 評価方法	5
2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状	5
2.2 評価方法	7
2.3 応力解析結果	14
2.4 評価結果	15

1. 荷重の伝達および確認項目

1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達

支持架構から基礎梁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 1.1-1 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通じ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。
- ・ S s 地震時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 1.1-1 図 支持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。

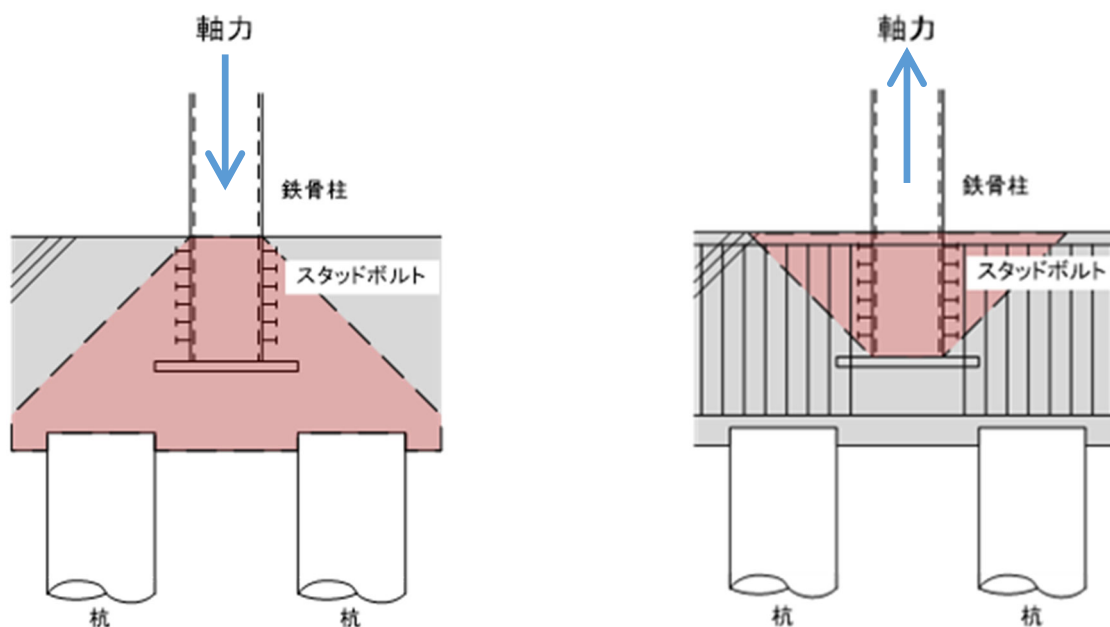
(a) 圧縮軸力について

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1.1-2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。

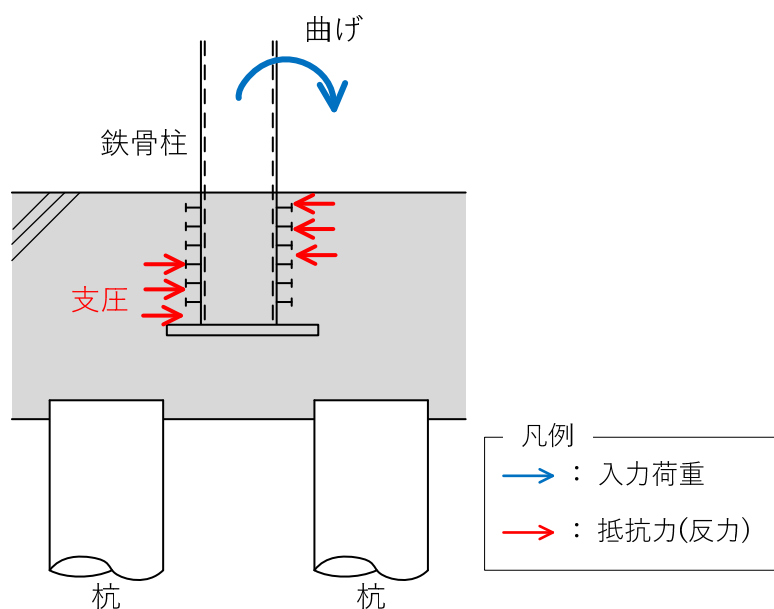


第1.1-2図 コンクリートのコーン状破壊

1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

支持架構から基礎梁へ水平力が問題なく伝達され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 1.2-1 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、鉄骨柱の検定比が 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 1.2-1 図 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

1.2.1 確認項目

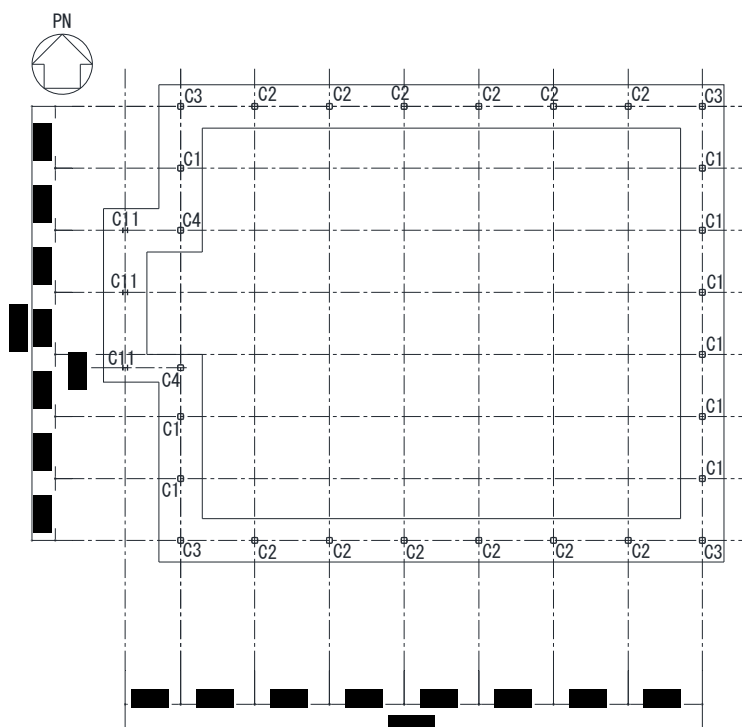
支持架構から柱脚応力が健全に基礎梁に伝達されることを確認するために、支持架構と基礎梁の接合部の評価として、支持架構の埋込柱脚部に関して以下の三つの項目について検討を行う。

- ・引張軸力に対するスタッドボルトの検討
- ・圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討
- ・水平力による支圧に対する検討

2 評価方法

2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状

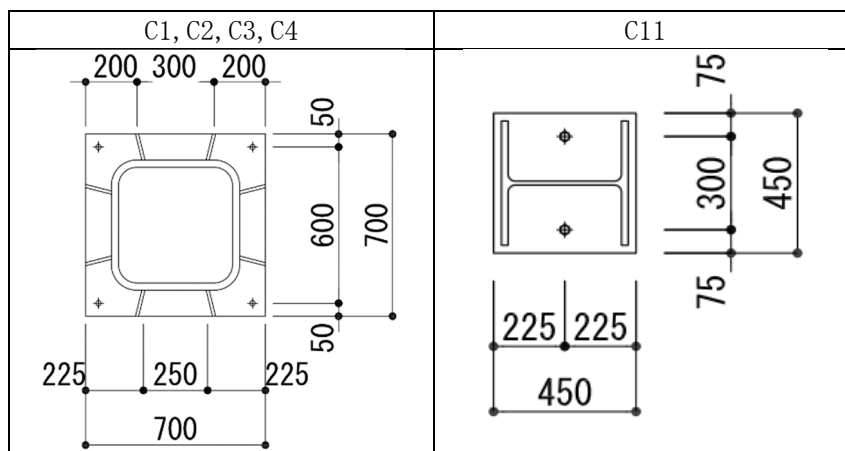
柱配置図を第 2.1-1 図に、埋込柱脚部材のリストを第 2.1-2 表に、ベースプレート形状を第 2.1-2 図に示す。



第 2.1-1 図 柱配置図 (単位 : mm)

第 2.1-1 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	段数
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5



第 2.1-2 図 ベースプレート形状図 (単位 : mm)

2.2 評価方法

(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの検討

埋込柱脚部に生じる引張軸力は、スタッドボル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。

引張軸力に対する各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力で除することで、健全性を確認する。S s 地震時に対する評価は、許容限界として終局時の許容耐力を用いる。

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

埋込柱脚部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ものとして検討を行う。

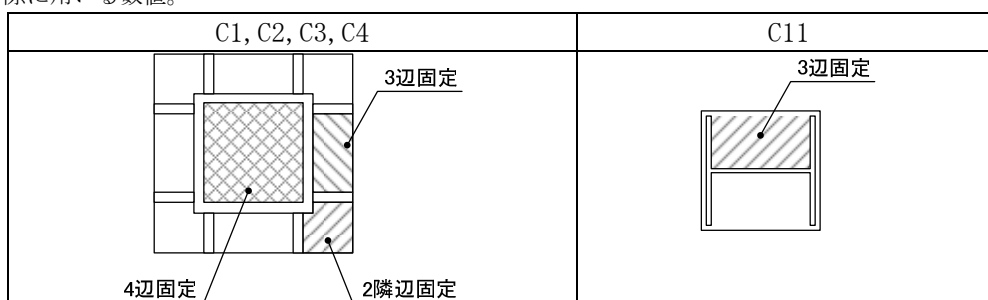
圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの耐力の合計値で除することで、健全性を確認する。

各柱のスタッドボルトの耐力は、「a. 引張軸力に対するスタッドボルトの設計」と同様に「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。ベースプレートの耐力は第2.2-1表に示す。

第 2.2-1 表 ベースプレート耐力

		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。



(3) 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」の埋込型柱脚の設計の考え方に従い、柱脚の終局曲げ耐力が柱の終局曲げ耐力よりも大きくなることを確認する。

検討は、柱を以下の 3 つに分類して実施する。

- (a) 中柱
- (b) 側柱
- (c) はしあきの大きい側柱

上記分類のうち、(a) 中柱、(b) 側柱については「建築物の構造関係技術基準解説書」の各々の検討方法に従うこととする。

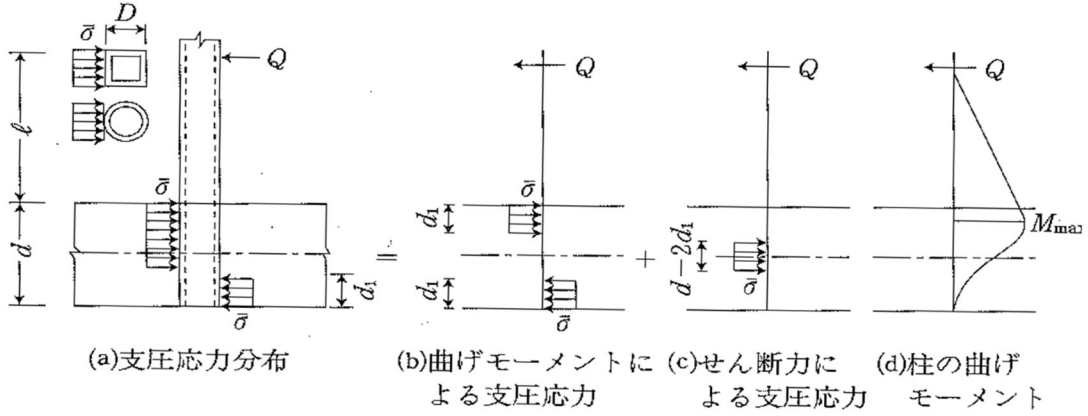
(c) はしあきの大きい側柱については、柱脚の状況が中柱に近くなることから、まずは中柱とみなしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

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

中柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の中柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



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

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)

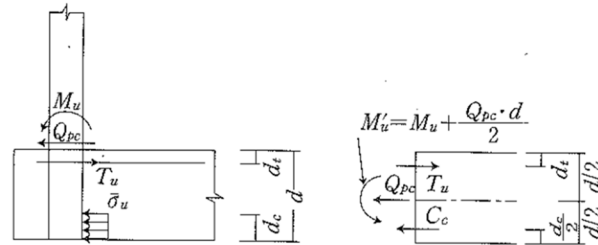
支圧応力度($\bar{\sigma}$)の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 (N/mm²)

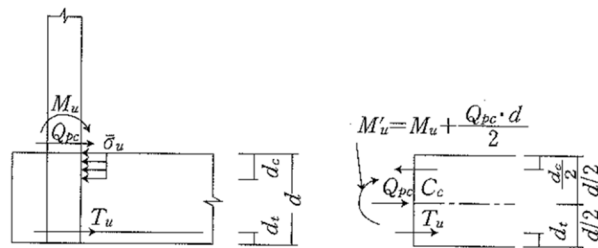
F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

(b) 側柱の検討

側柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の側柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



(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

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

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

a_t ：補強筋の断面積の和（ mm^2 ）

σ_y ：補強筋の降伏点（ N/mm^2 ）

d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離（mm）

C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力（N）で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u - Q_{pc} \quad \dots (a)$$

- ・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u + Q_{pc} \quad \dots (b)$$

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 ）

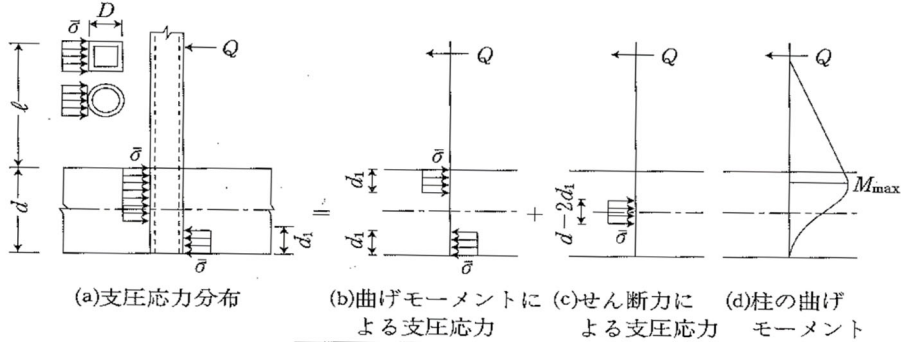
なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局所的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

F_c ：コンクリート強度（ N/mm^2 ）

(c) 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（はしあきの大きい側柱）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、基礎梁のはしあき部分が抵抗できることを確認する。検討方法を以下に示す。

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

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)

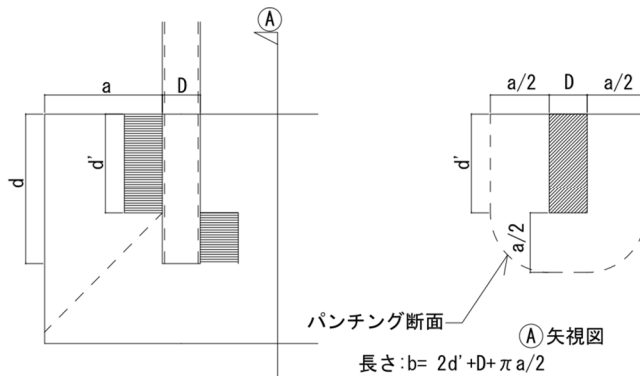
D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度(σ) の検討として、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' 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。

F_c : コンクリート強度 (N/mm^2)

2.3 応力解析結果

支持架構の応力解析（S s ばらつき+風）結果の柱脚応力の最大値を第 2.3-1 表に示す。埋込柱脚部の評価で支持架構の柱脚反力を用いる場合は、この値を用いる。

第 2.3-1 表 応力解析(S s ばらつき+風)柱脚部応力の最大値

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

2.4 評価結果

(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの検討

スタッドボルトの評価結果を以下に示す。

評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる引張軸力を基礎梁に伝達する際にスタッドボルトが健全であることを確認した。

C1

① 設計応力 : $T = 1299 \text{ kN}$

② 仕様

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

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c} \quad a: \text{はしあき寸法}$$

(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)

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

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

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1299}{3351} = 0.39 < 1.00 \text{ OK}$$

C2

① 設計応力 : $T = 1532 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 6$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

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

③ 算定結果

評価区分 : 終局

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

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

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

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

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

C3

① 設計応力 : $T = 3768 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 22 \times 6$ 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)

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

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

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

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの評価結果を第2.4-1表に示す。
評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びスタッドボルトが健全であることを確認した。

第2.4-1表 圧縮軸力に対する検定

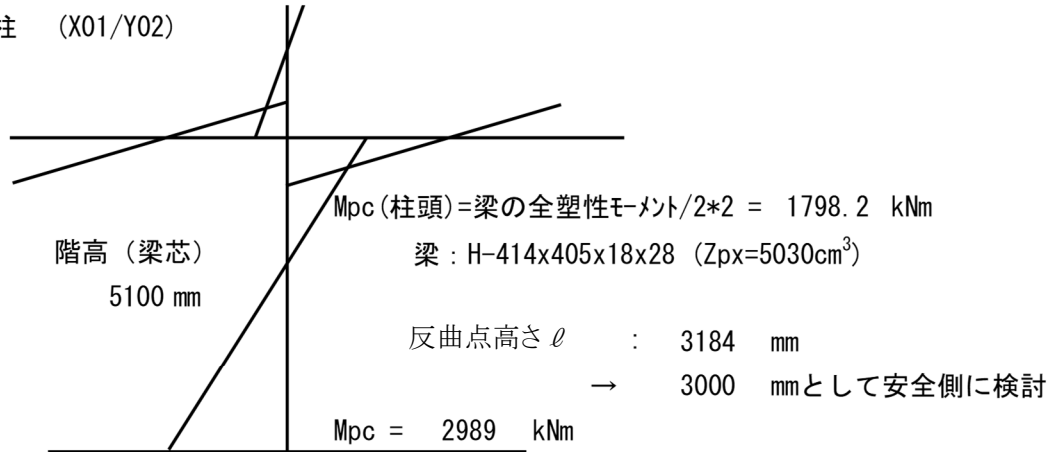
符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定比	判定
	スタッドボルト	ベースプレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2574	0.38	OK
C2	5027	4236	9263	3079	0.34	OK
C3	6726	5361	12087	4650	0.39	OK
C4	3351	3431	6782	3349	0.50	OK
C11	2094	673	2767	1267	0.46	OK

(3) 水平力に対する検討

水平力に対する検討結果を以下に示す。評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びボルトが健全であることを確認した。

(a) 中柱の検討

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

Mpc: 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

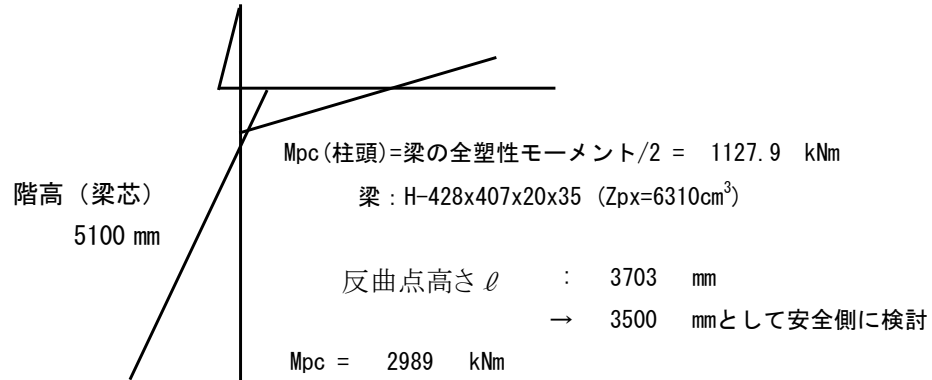
$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度

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

(b) はしあきの大きい側柱の検討

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形状	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Z _{px} (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

F _c (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)

M _{pc} (kNm)	Q _{pc} = M _{pc} /l (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3F _c (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3F_c}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	f _s (N/mm ²)	P _a (kN)
1550	5897	1269	1.09	12233

a: はしあき寸法

b: パンチング断面周長

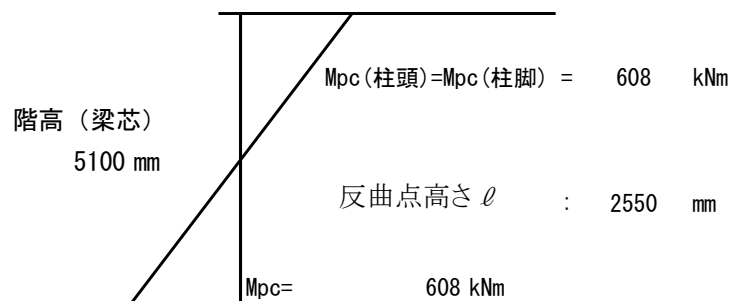
f_s: コンクリート短期せん断許容応力度

P_a: 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)	P _a (kN)	$\frac{P(\sigma)}{P_a}$	判定 ≤ 1.0
5761	12233	0.48	O.K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形状	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)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
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: はしあき寸法

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

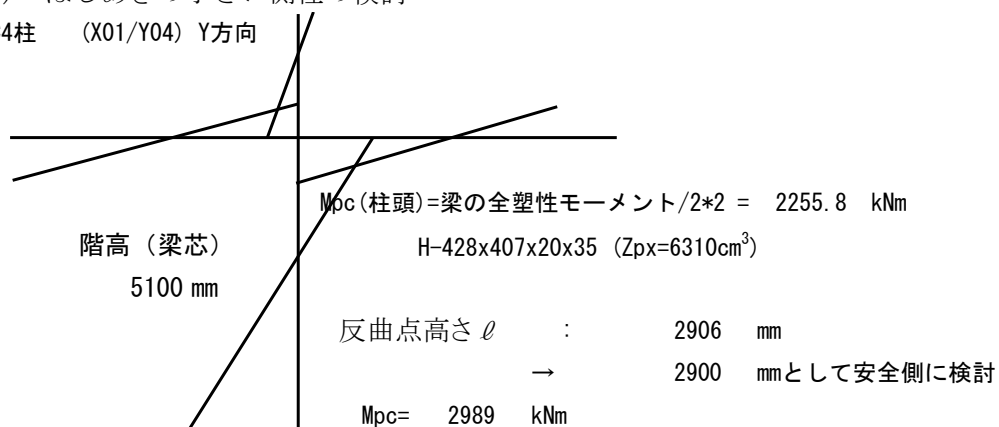
Pa: 短期パンチング耐力

■ 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	O.K.

(c) はしあきの小さい側柱の検討

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形状	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	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
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)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.94	OK

$$\bar{\sigma}_u = 2/3 F_c$$

荷重方向(b)

・ 下端補強筋緒元

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

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu+Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.80	OK

参考資料 2

杭との接合部の評価について

目 次

1. 荷重の伝達および確認項目	1
2. 評価方法	3
(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価	3
(2) 基礎梁の水平力に対する評価	7
3. 評価結果	10
(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価結果	10
(2) 基礎梁の水平力に対する評価結果	11

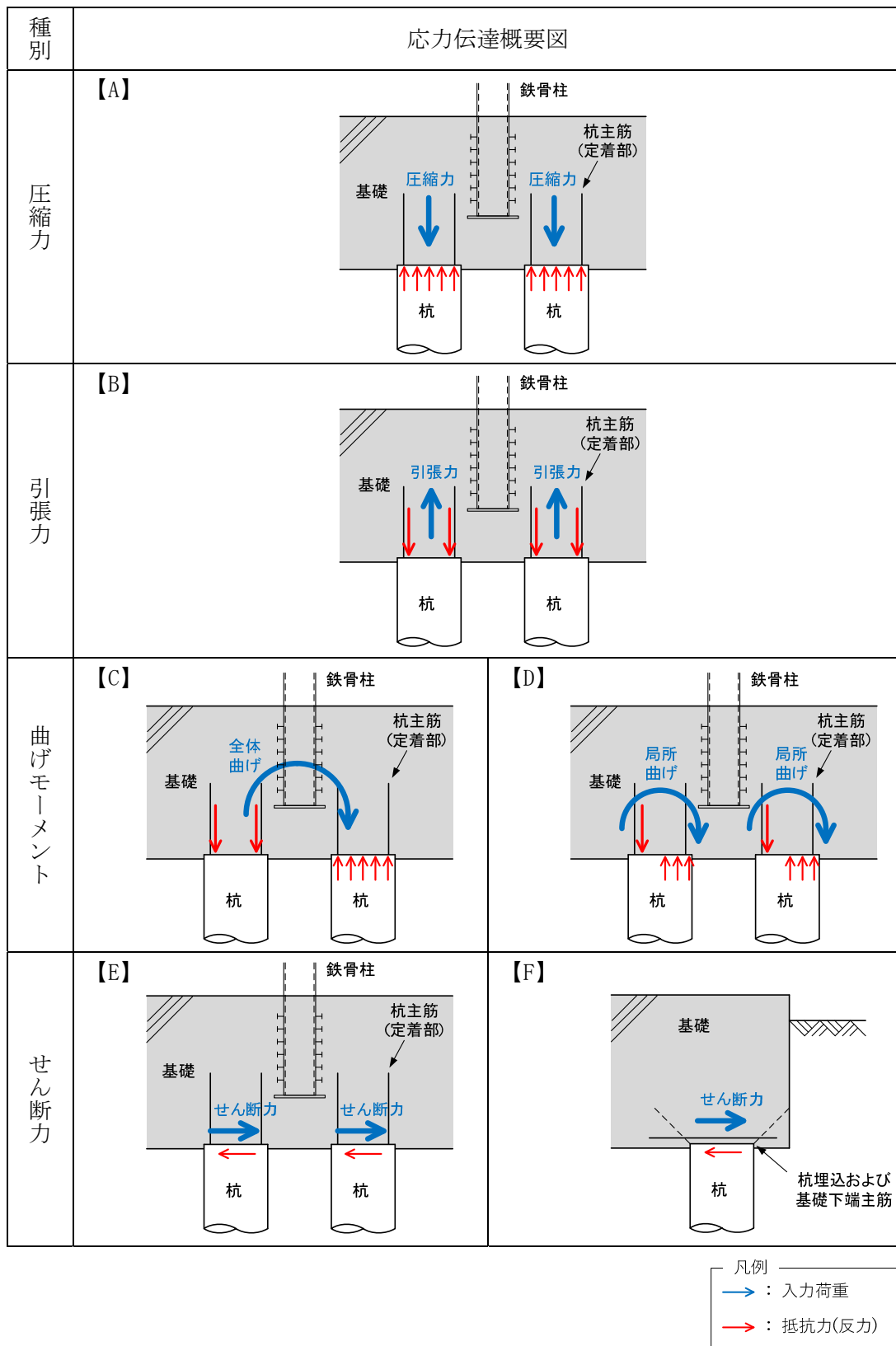
1. 荷重の伝達および確認項目

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 1-1 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 1-1 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 1-1 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 1-1 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、杭に伝達される(第 1-1 図【E】参照)。
- ・ 杭頭接合部での水平力による支圧および押し抜きせん断力によるパンチングは、杭頭接合部の支圧耐力、押し抜きせん断耐力で負担する(第 1-1 図【F】参照)。

杭に伝達した応力に対して、基礎梁の評価として以下の検討を行う。

- ・ 鉛直力による押し抜きせん断の評価
- ・ 基礎梁の水平力に対する検討(支圧、水平力による押し抜きせん断)



第 1-1 図 基礎梁から杭への応力伝達

第 2-1 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	1959
P2	3422

基礎梁コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度(τ_v)の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第2-1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。

$$\tau_v = P/(b'_0 \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b'_0 = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

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2-2図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

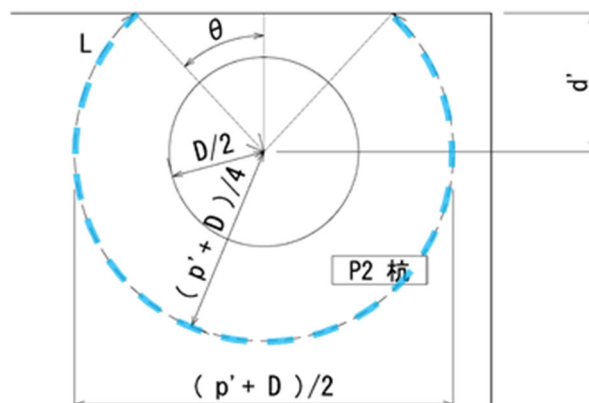
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

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

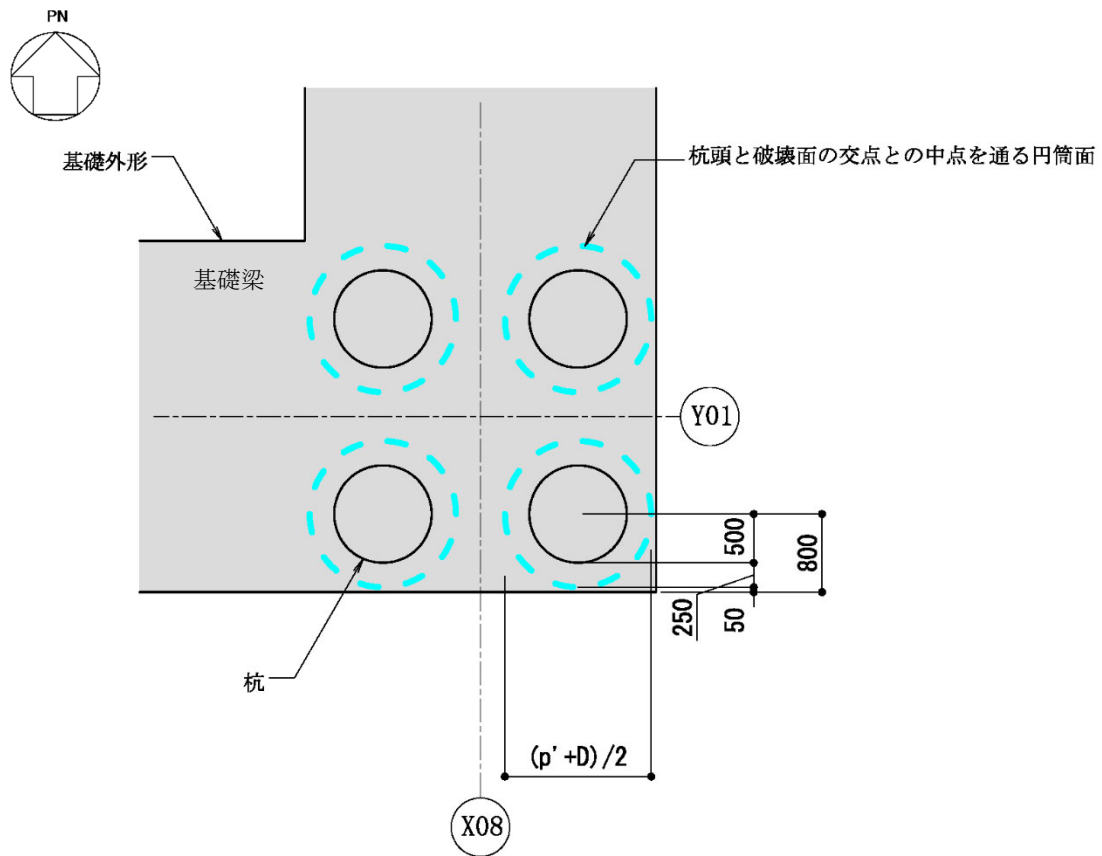
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

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



第2-2図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1 及び P1A は、第 2-3 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。

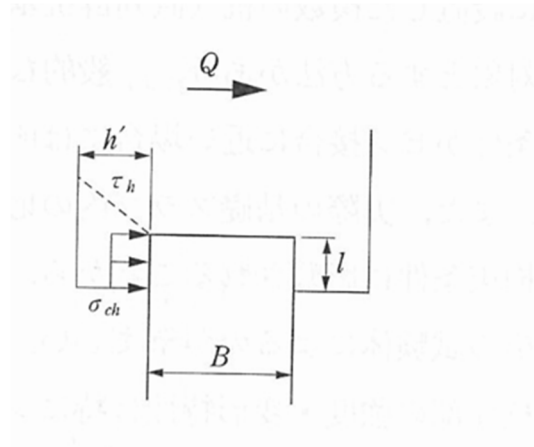


第 2-3 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

(2) 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、S s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。

第2-4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。S s地震時に杭に作用する第2-2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2-4図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第2-2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	540
P2	1730

(a) 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(σ_{ch})の評価は、第 2-4 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。

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

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

(b) 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応力度(τ_h)の評価は、第 2-4 図の破線の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。なお、基礎梁の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場合は、基礎梁における下端主筋の引張耐力でせん断力を負担するものとし、発生せん断力が許容引張力以下であることの確認を行う。

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

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

3. 評価結果

(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価結果

基礎梁の鉛直押し抜きせん断に対する評価結果を第3-1表に示す。

評価の結果、鉛直押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-1表 鉛直押し抜きせん断に対する評価結果

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	1959	0.144	1.09	0.14
P2	3422	0.179	1.09	0.17

(2) 基礎梁の水平力に対する評価結果

(a) 水平力による支圧の評価結果

水平力に対する支圧の評価結果を第 3-2 表に示す。評価の結果、水平力による支圧に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第 3-2 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	540	5.4	24	0.23
P2	1730	11.5	24	0.49

(b) 水平力による押し抜きせん断の評価結果

水平力による押し抜きせん断の評価結果を第3-3表に示す。評価の結果、水平力による押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-3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	540	1.00	1.09	0.92
P2	1730	2.06	1.09	1.89 [*]

(基礎梁下端主筋^{*})

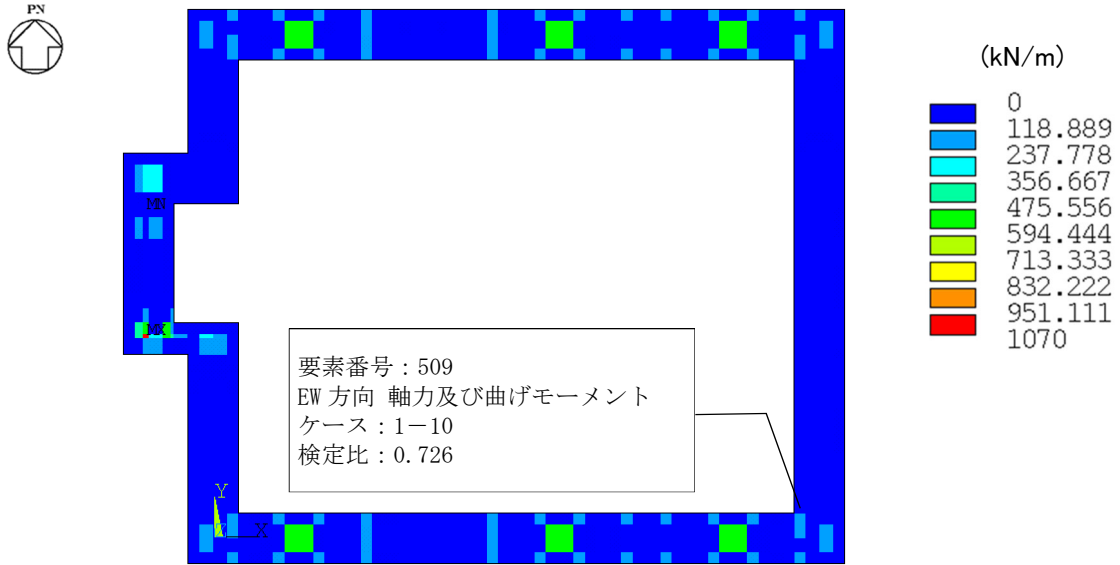
検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	基礎梁 下端主筋		鋼材の許容 応力度 F _y	配筋量 a _t	許容 引張力 T(F _y ×a _t)	検定比 Q/T
		N	径	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	
P2	1730	12	D32	345	9528	3287	0.53

※：P2は、基礎梁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による確認を実施

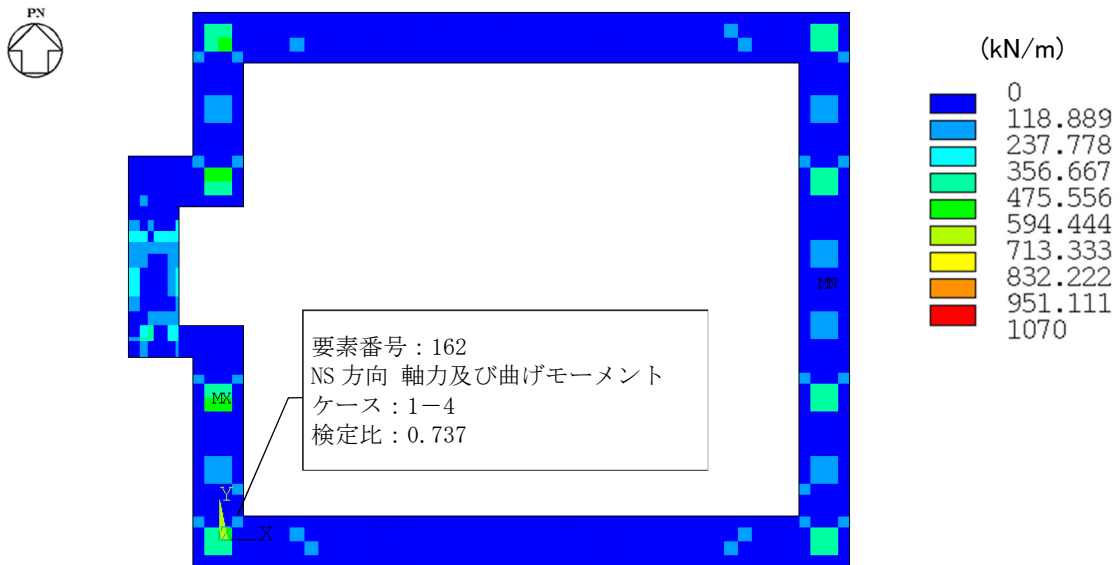
参考資料 3

全ケース包絡の断面力コンター

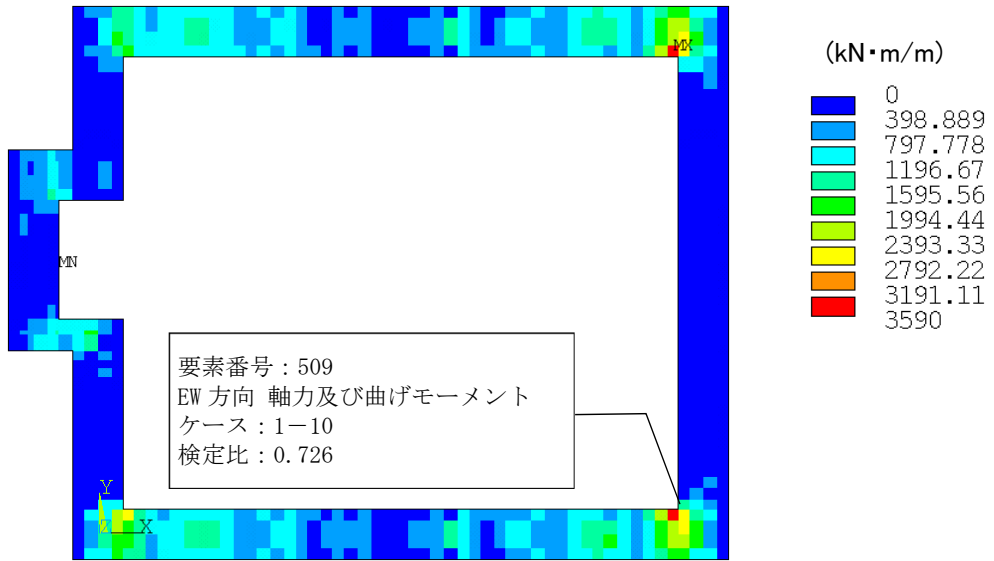
断面の評価に関して、各応力の最大包絡値及び最大検定比を示す要素を第1図～第6図に示す。



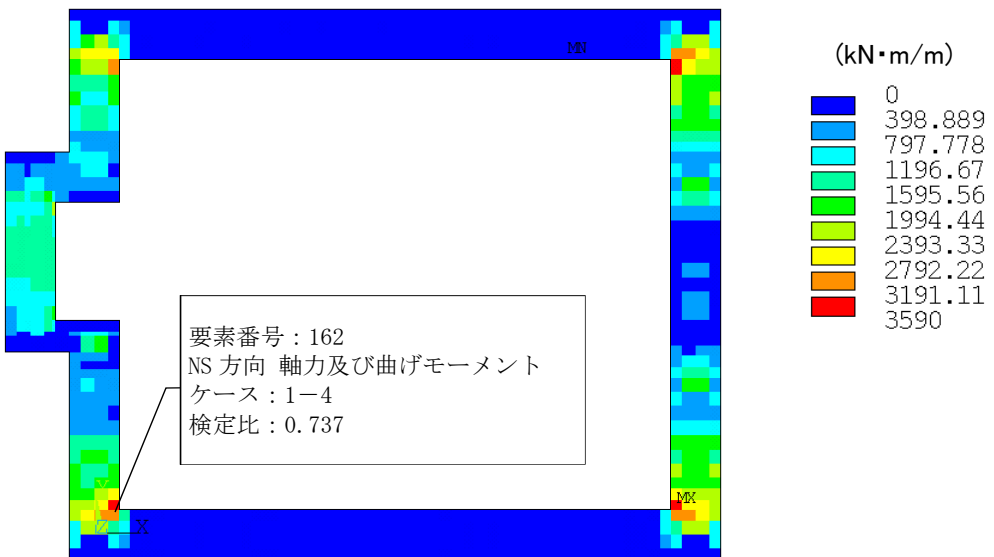
第1図 軸力図 (包絡 N_x)



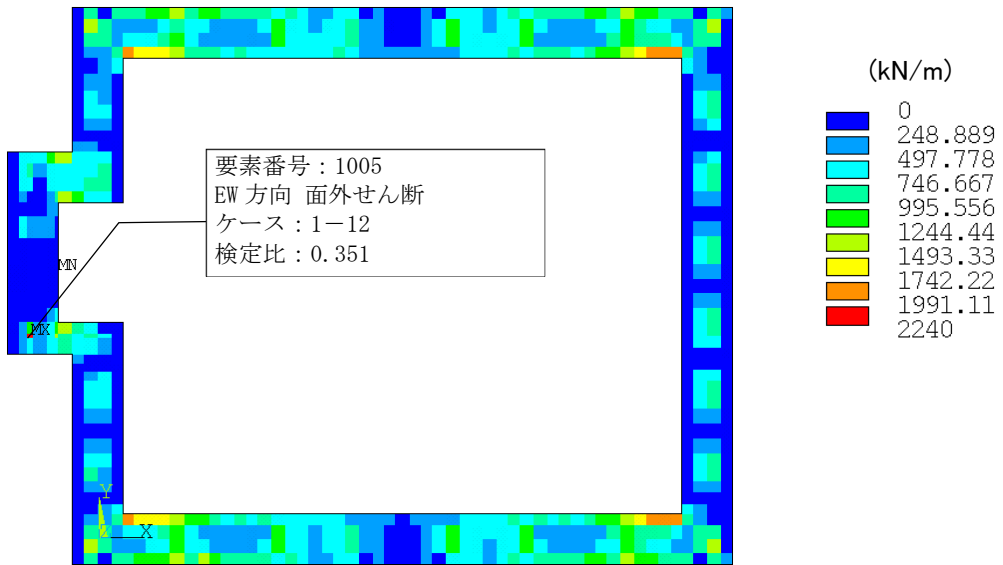
第2図 軸力図 (包絡 N_y)



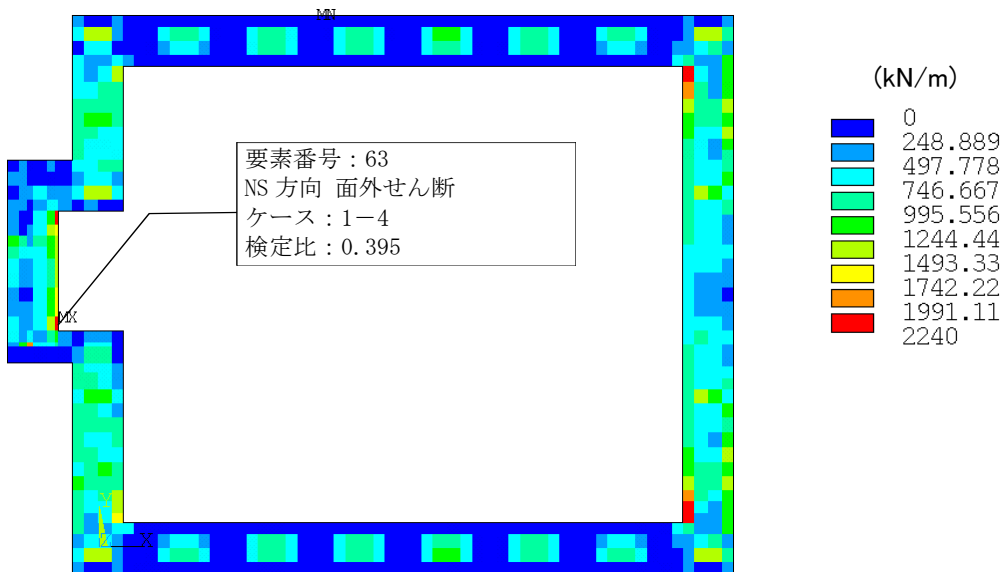
第 3 図 曲げモーメント図 (包絡 Mx)



第 4 図 曲げモーメント図 (包絡 My)



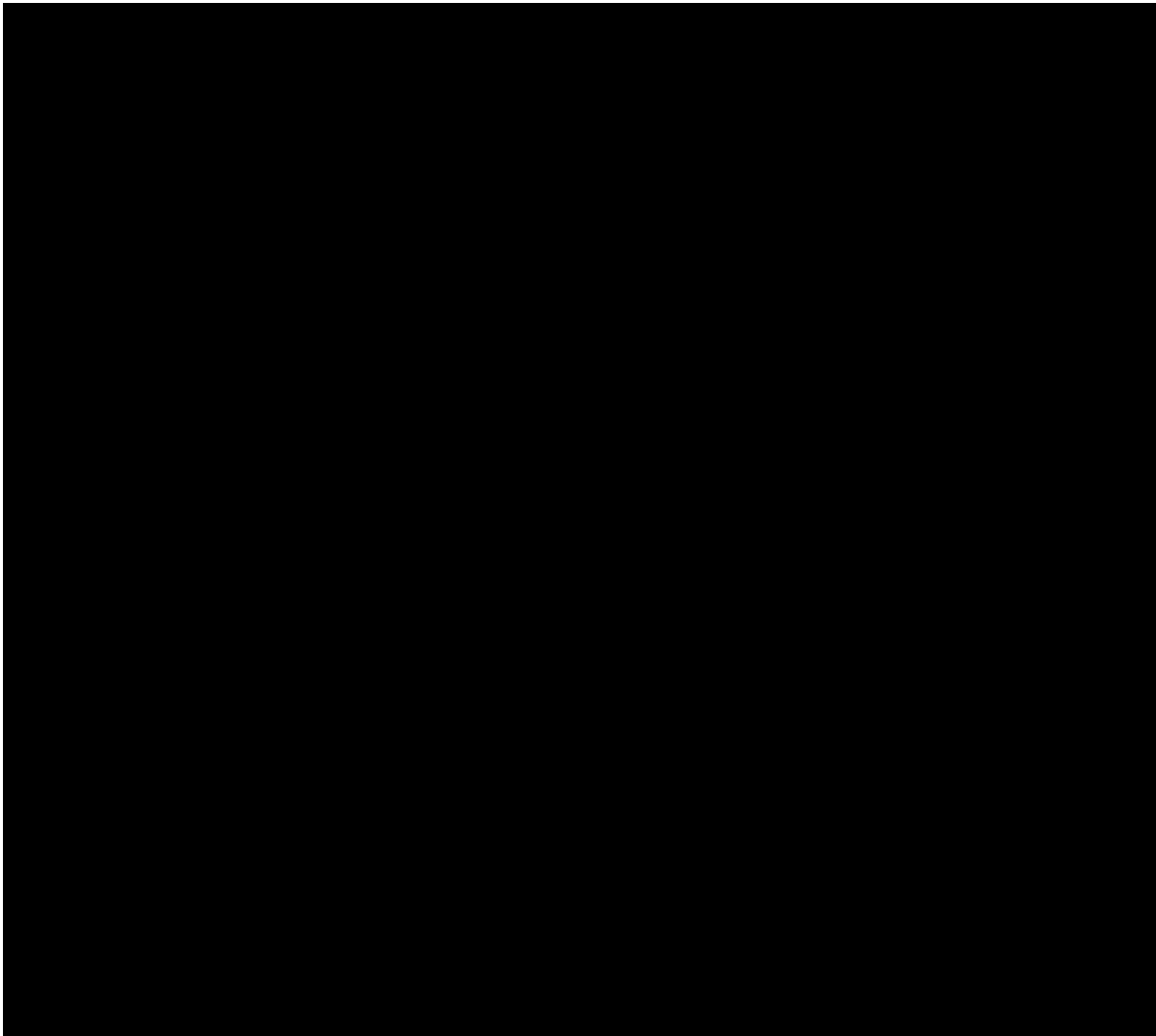
第 5 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 6 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

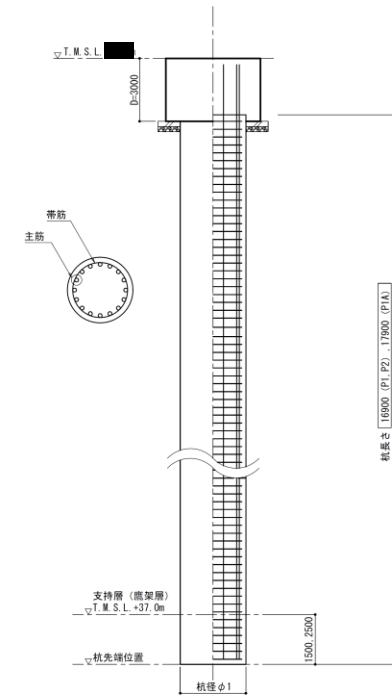
参考資料 4

基礎梁の図面集



コンクリート Fc27 鉄筋 SD345

記号	符号	杭径 (φ1)	主筋	帯筋
○	P1, P1A	1000	8-D35	D16-#150
⊘	P2	1500	18-D35	D16-#150



特記なき限り、数値はmmとする。

別添 7

杭の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	1
2.1 杭の総本数の設定	3
2.2 柱1箇所あたりの杭本数	4
3. 応力の算定方法について	5
3.1 地盤から作用する地震荷重	7
3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重	8
3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重	9
3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重	10
4. 断面の評価部位の選定	12
4.1 断面の評価結果	14
4.2 支持力及び引抜力に対する評価結果	18
5. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響評価	21
5.1 評価方針	21
5.2 荷重及び荷重の組合せ	21
5.3 許容限界	21
5.4 評価方法	22
5.5 杭の評価結果	23
6. まとめ	27

参考資料1 検証用モデルとの比較

参考資料2 杭の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における杭の耐震評価について補足説明するものである。「資料2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性についての計算書」

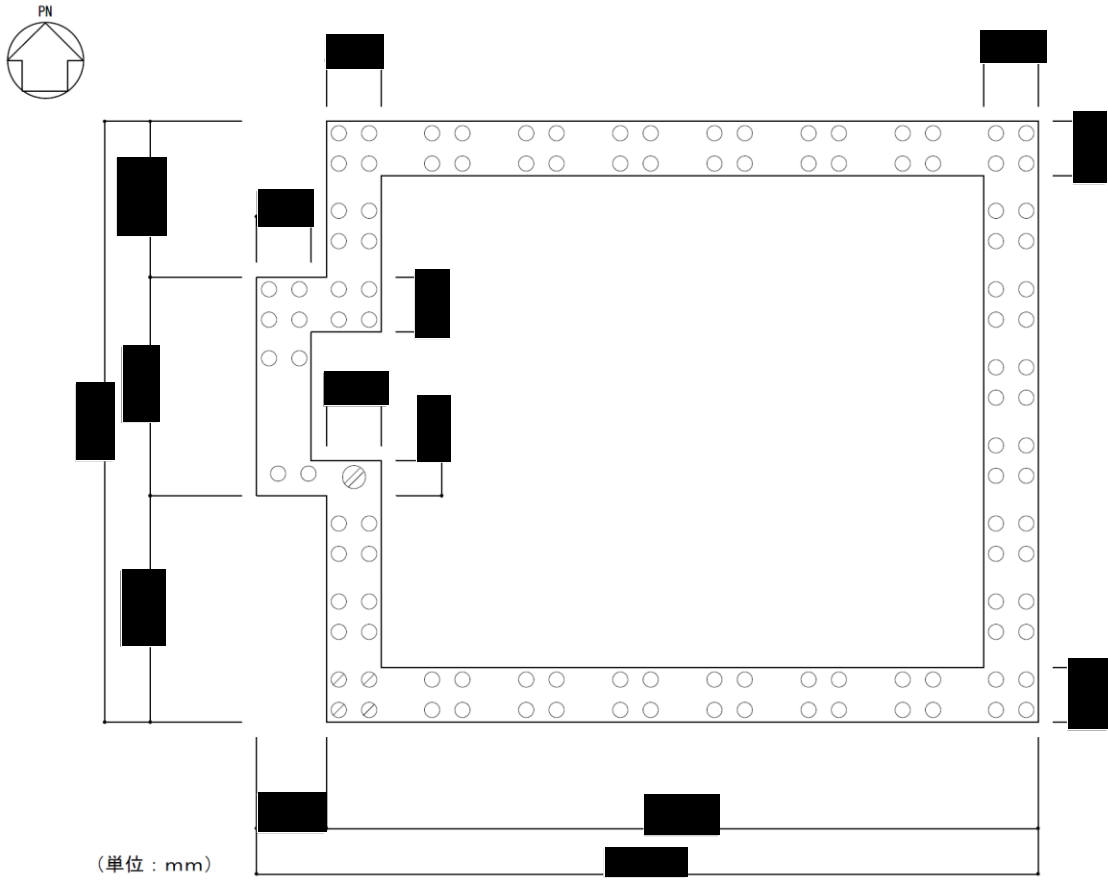
2. 設計の考え方

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 及び 17.8m の杭は、支持岩盤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。

第 2-1 図に杭の平面配置図を、第 2-1 表に杭リストを示す。杭は平面形状がロ字型をした基礎梁を支持しており、支持層である岩盤に設置されている。

杭の設計方針について、以下に示す。

- 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力以下であること。
- 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。



第 2-1 図 杭の平面配置図

第 2-1 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

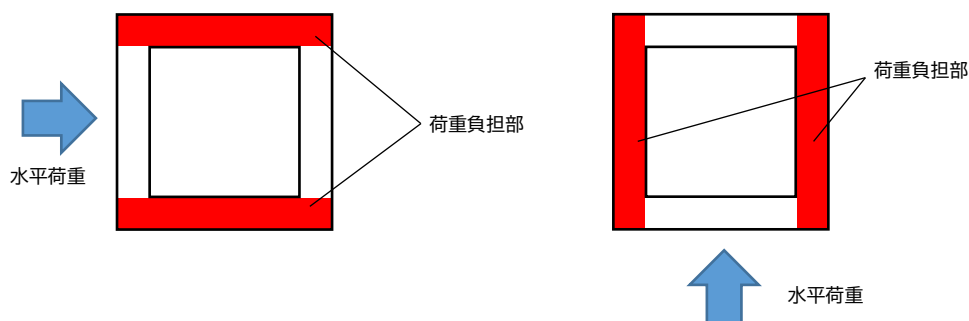
2.1 杭の総本数の設定

杭の総本数は、支持架構の剛性が水平荷重に平行な構面に偏っているため、水平荷重に平行な基礎梁に配置される杭本数で設定する。

飛来物防護ネット架構の水平荷重を負担する杭位置の平面イメージを第 2.1-1 図に示す。

基礎梁を強固な計画としているため、水平荷重に平行な構面から作用する荷重はそのまま杭まで力が伝達される。

そこで、基本計画時は水平荷重に平行な基礎梁に設置される杭で水平荷重を全て負担するとして、総杭本数を計画した。具体的には第 2.1-1 図の青矢印の水平荷重に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。



第 2.1-1 図 水平荷重を負担する杭位置の平面イメージ

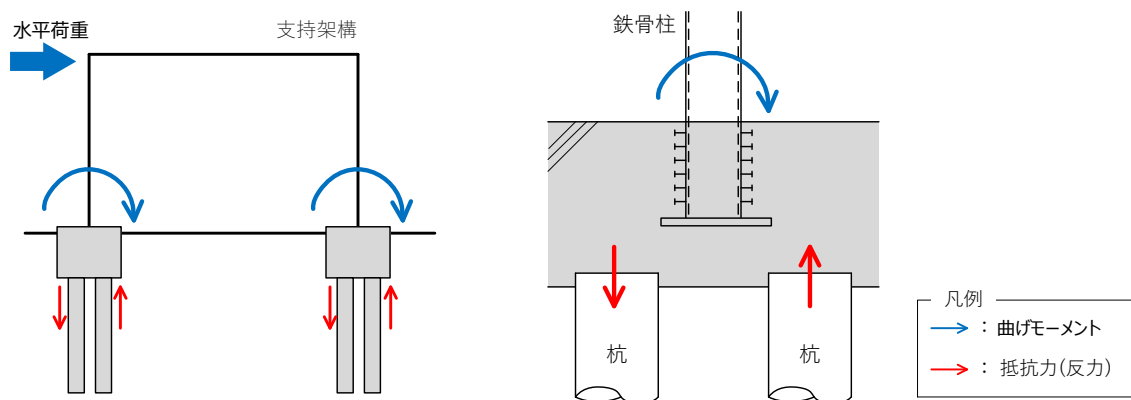
2.2 柱1箇所あたりの杭本数

支持架構の柱1箇所あたりの杭本数は、水平荷重に直交する構面の柱から伝達される荷重を基に計画した。

水平荷重に直交する構面の杭は、支持架構の柱に発生する構面に直行する方向の曲げモーメントを負担する。水平荷重に平行な部位は基礎梁があるため、曲げに対して強固であるが、直交する側についてはより注意する必要がある。柱の曲げモーメントをスムーズに地盤に伝達するため、第2.2-1図に示すように複数本の杭の偶力によって、曲げに抵抗することとした。

そのため、柱1箇所あたりの杭の大きさは直径1m程度とし、杭を柱中心から離れた位置に偶数本配置する計画とした。

第2.1-1図の赤部分に必要な杭の本数を柱本数で除した結果、柱1箇所あたりの杭の必要本数は3.4本となったため、柱1箇所あたりの杭の本数は4本として計画した。



第2.2-1図 水平荷重に直交する構面の曲げモーメントの伝達

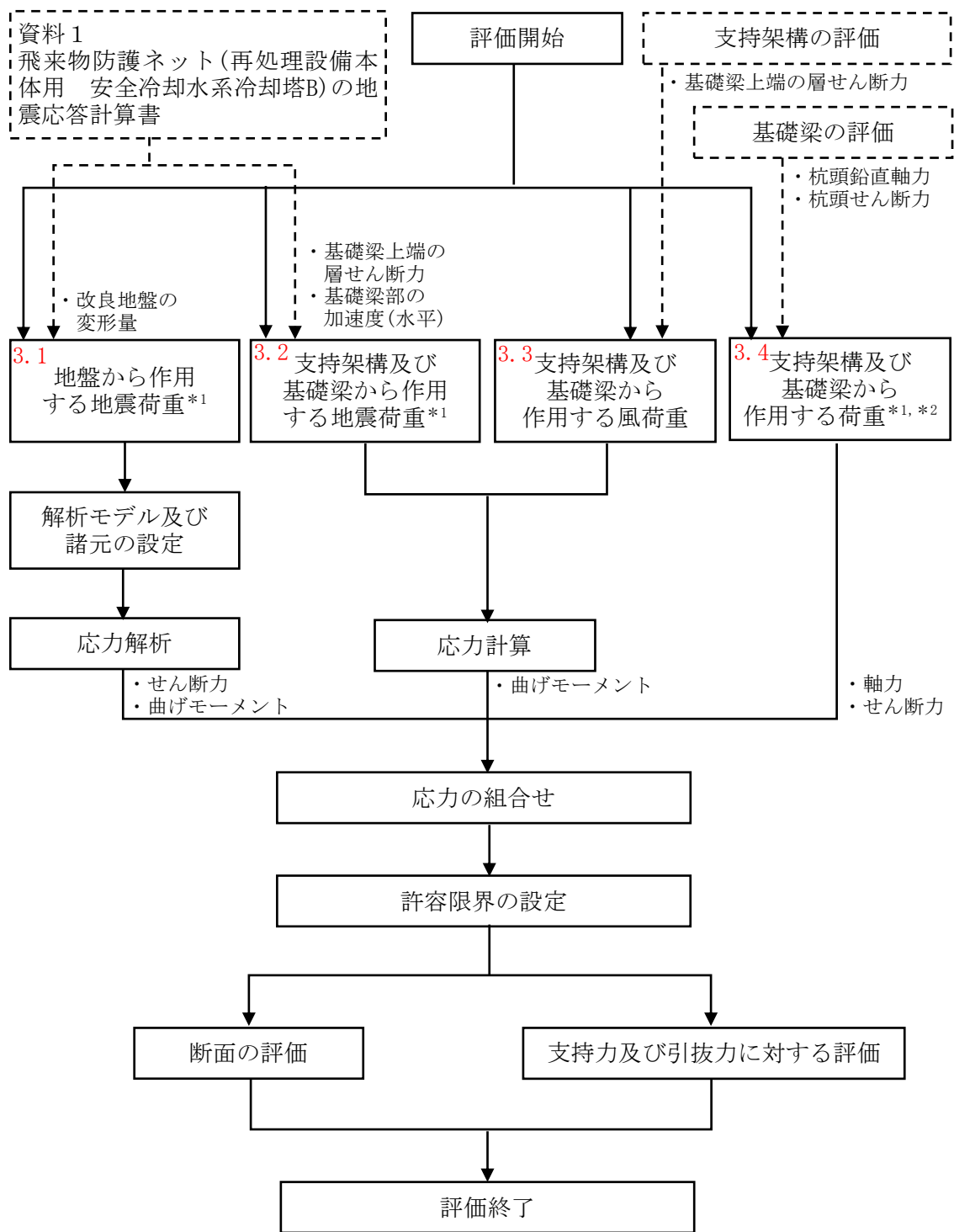
3. 応力の算定方法

杭の耐震評価における応力の算定方法を説明する。

杭の耐震評価フローを第 3-1 図に示す。

杭の耐震評価は、地盤から作用する地震荷重，支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重，支持架構及び基礎梁から作用する風荷重並びに支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力を組み合わせて実施する。

応力の算定方法として、地盤から作用する地震荷重について 3.1，支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重について 3.2，支持架構及び基礎梁から作用する風荷重について 3.3，支持架構及び基礎梁から作用する荷重について 3.4 で詳細を説明する。



注記 *1：地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2：固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含む。

第3-1図 杭の耐震評価フロー

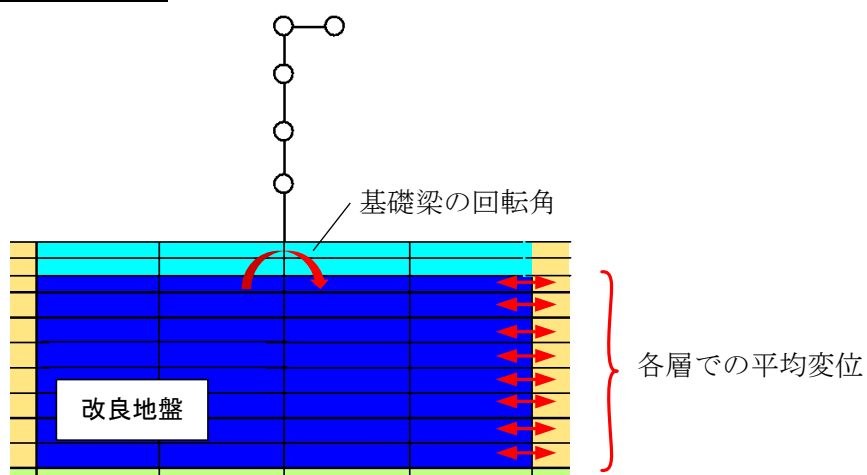
3.1 地盤から作用する地震荷重

地盤から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント及びせん断力)は、応力解析により算定する。

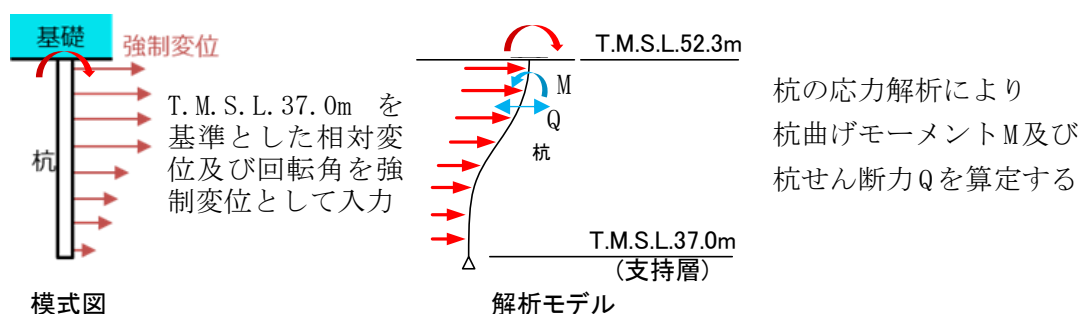
応力解析は、梁要素と地盤ばねによるモデルを用いた応答変位法による応力解析を実施する。

応力解析モデルには、地震応答解析における改良地盤の変形量を強制変位として入力する。この際、応力解析モデルに入力する変形量は、地震応答解析モデルにおける杭位置に相当する改良地盤の各層での平均変位及び基礎梁の回転角を用いる。また、応力解析においては、杭は改良地盤の変形に対して地盤ばねを介して追従変形すると仮定する。地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法を第 3. 1-1 図に示す。

地震応答解析



杭の応力解析



第 3. 1-1 図 地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重

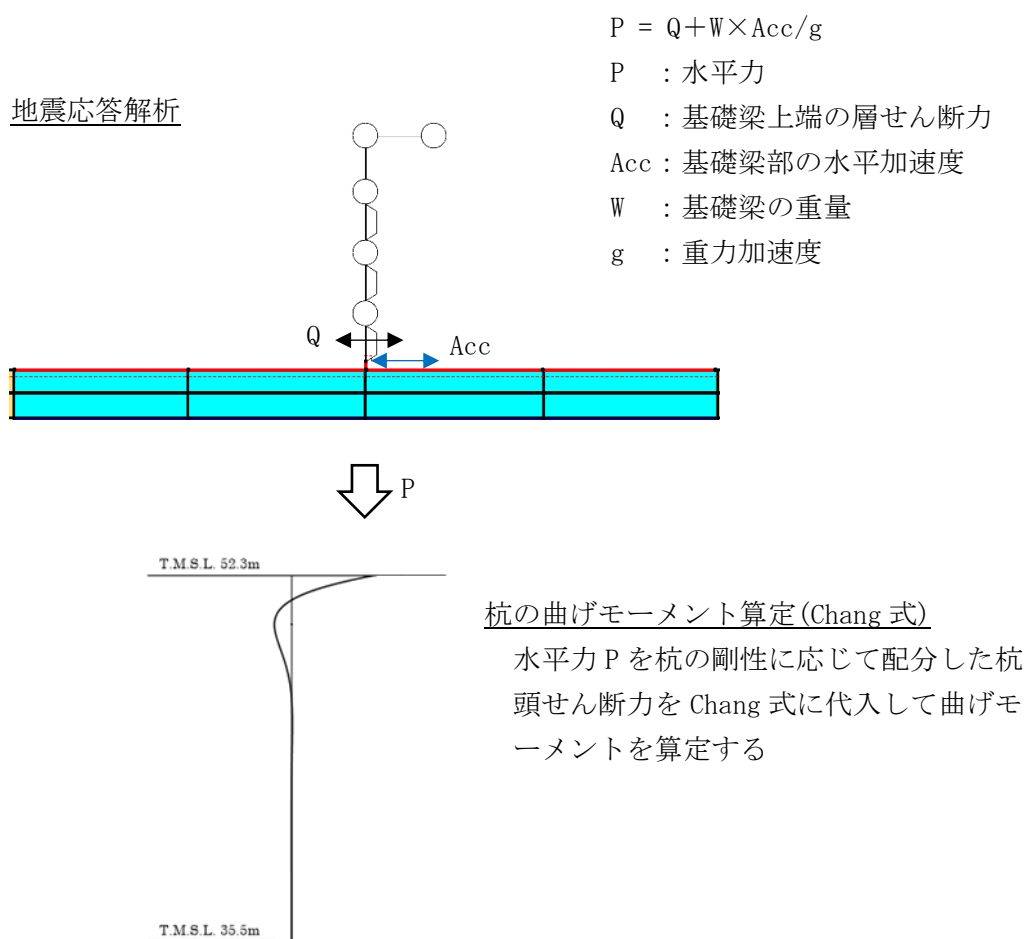
支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づく Chang 式により実施する。Chang 式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、地震応答解析による応答値のうち、基礎梁上端の層せん断力(Q)及び基礎梁部の水平加速度(Acc)より設定する。

具体的には、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度(Acc)から算出した水平震度を基礎梁の重量に乗じることで慣性力を求め、これと基礎梁上端の層せん断力(Q)の和を杭の剛性に応じて配分して求める。

支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法を第 3.2-1 図に示す。



第 3.2-1 図 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重

支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

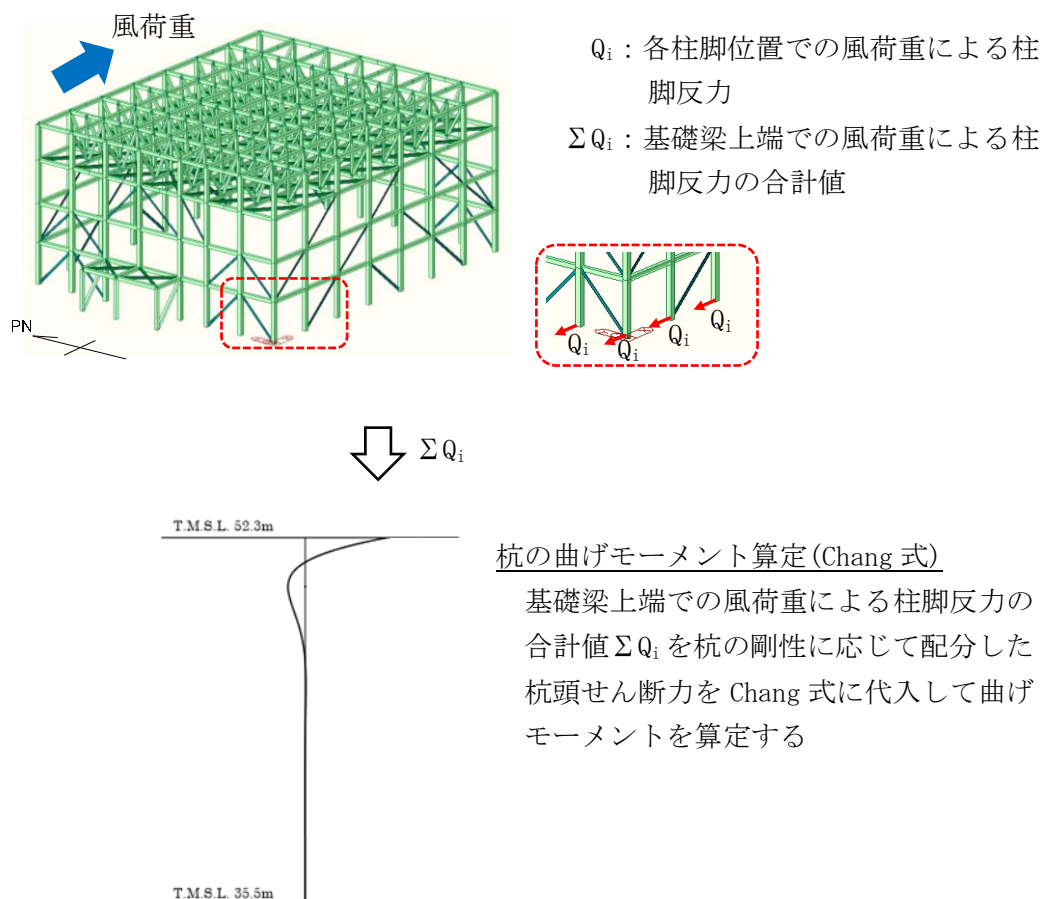
応力計算は、「基礎指針」に基づく Chang 式により実施する。Chang 式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、支持架構の3次元フレームモデルによる応力解析結果のうち、基礎梁上端の層せん断力より設定する。

具体的には、3次元フレームモデルによる応力解析結果における支持架構の各柱脚反力を合計し、杭の剛性に応じて配分することにより求める。

支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法を第3.3-1図に示す。

支持架構応力解析(風荷重のみ)



第3.3-1図 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法

3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力については、基礎梁の FEM モデルによる応力解析結果における鉛直支点反力（軸力）及び水平支点反力を元に計算したせん断力を用いる。

せん断力の算定にあたっては、基礎梁での応力解析結果の水平支点反力のすべてを、杭で負担すると仮定する。基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法を第 3.4-1 図に示す。

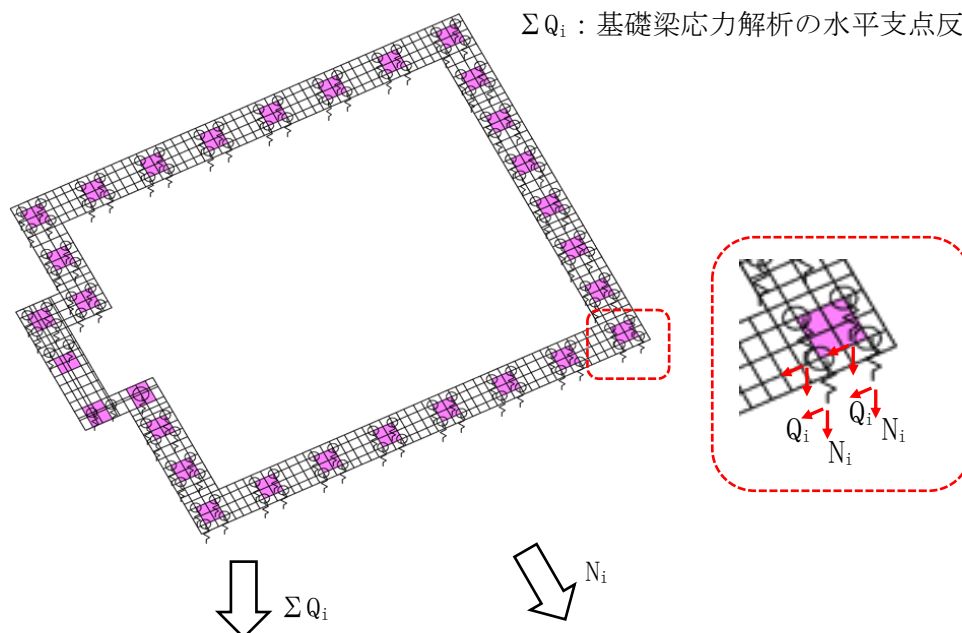
なお、杭の水平力は、第 3.4-2 図に示すように、地反力の深さ方向の総和に等しいことから杭に生じるせん断力は、杭頭が最大となる。

基礎梁応力解析

N_i : 基礎梁応力解析の鉛直支点反力

Q_i : 基礎梁応力解析の水平支点反力

ΣQ_i : 基礎梁応力解析の水平支点反力の合計値



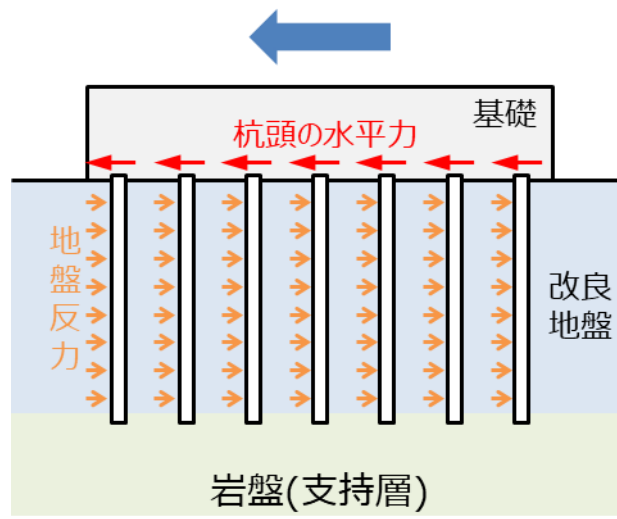
杭のせん断力算定

基礎梁応力解析の水平支点反力の合計値 ΣQ_i を杭の剛性に応じて配分した杭のせん断力を算定する

杭の軸力

基礎梁応力解析の鉛直支点反力 N_i を杭の軸力として用いる

第 3.4-1 図 支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法



第 3.4-2 図 杭頭の水平力

4. 断面の評価部位の選定

杭の断面の評価には基礎梁の FEM モデルによる応力解析結果を用いるため、基礎梁の応力解析における荷重の組合せケースを第 4-1 表に示す。地震荷重は、Ss-C1 による地震荷重、その他の地震による地震荷重 (Ss-C1 以外包絡) の 2 種類を設定している。

第4-1表 荷重の組合せケース

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

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重Ls)

(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

S_{SNS} : NS方向のSs地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{SEW} : EW方向のSs地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{SUD} : 鉛直方向のSs地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

4.1 断面の評価結果

各評価項目の検定比一覧を第 4.1-1 表に、断面力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第 4.1-1 図に、断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図を第 4.1-2 図に、断面の評価部位の選定に関するケースの杭モーメント図を第 4.1-3 図に示す。

杭のせん断力及び曲げモーメントは、杭頭慣性力による応力と地盤変位による応力の和とする。基礎梁を剛と仮定しているため、各杭の発生応力は杭種が同じであれば同値となる。

杭の軸力は平面的な分布を考慮し、基礎梁 FEM 解析の結果(支点反力)を採用している。そのためフレーム隅角部が大きくなる。最大検定比の発生個所は引抜軸力が最大の位置である。

第 4.1-1 表 各評価項目の検定比一覧
 (a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

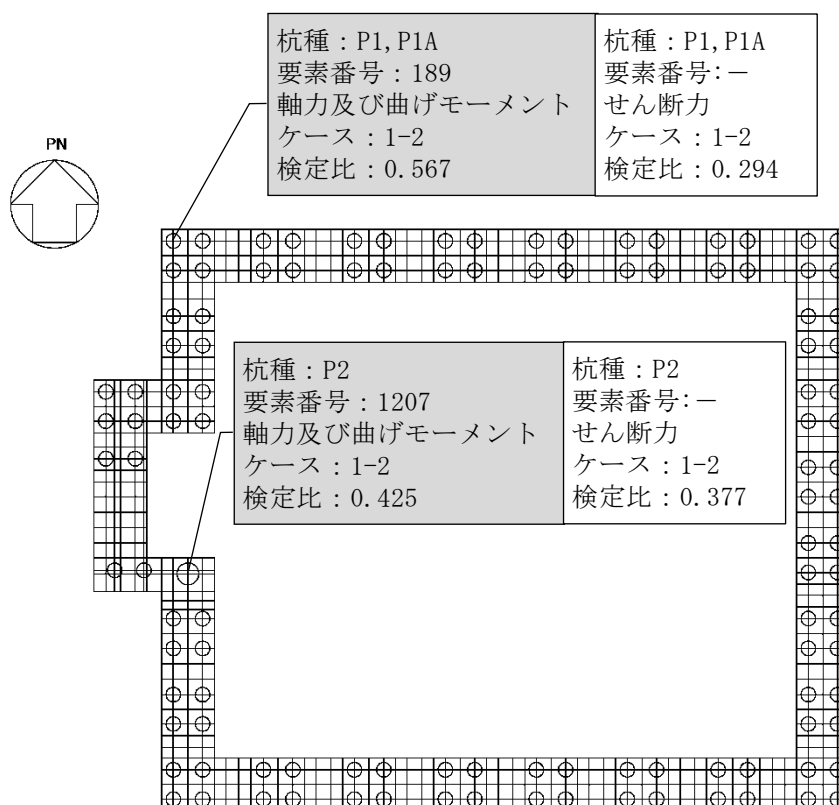
杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	節点 番号*	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	1-2	400	706	0.567	OK
P2	1207	1-2	1520	3583	0.425	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界値 (kN)	検定比	判定
	ケース*	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	540	1838	0.294	OK
P2	1-2	1730	4594	0.377	OK

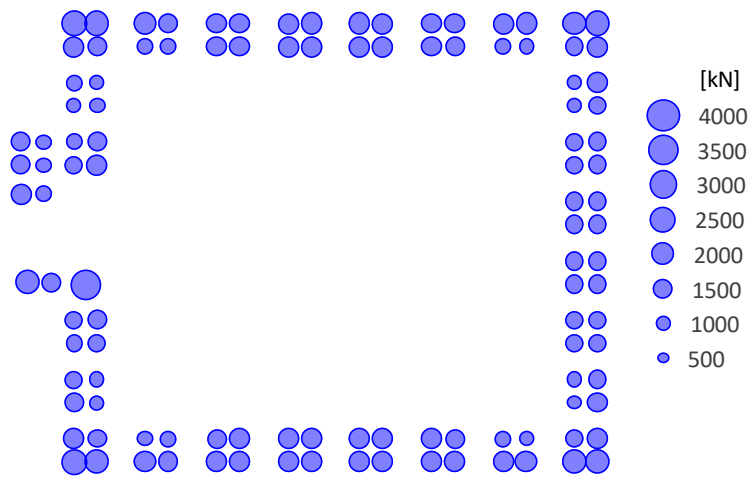
注記 * : 基礎梁の応力解析における節点番号及びケースを示す。

注 : は、杭種ごとに検定比が最大となる杭を示す。

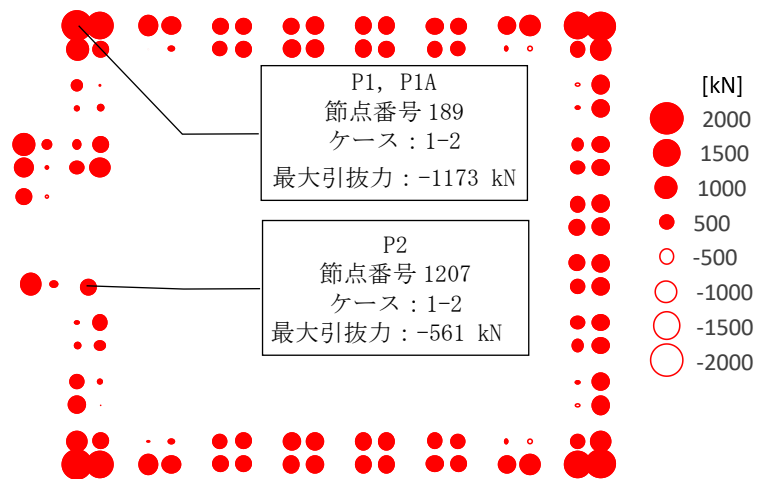


注 : は、検定比が最大となる要素を示す。

第 4.1-1 図 断面力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果



(a) 最大圧縮



(b) 最大引抜力分布
(負は圧縮)

第 4.1-2 図 断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図