

【公開版】

日本原燃株式会社	
資料番号	耐震建物 23 <u>R1</u>
提出年月日	令和 3 年 <u>7 月 12 日</u>

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

注記：文書中の下線部は R0 から R1 への変更箇所を示す。

本資料 (R1) は、6 月 23 日に提示した「(耐震建物 23) 竜巻防護対策設備の耐震性評価についての補足説明資料 R0」に対し、以下の指摘事項について説明を追加したものである。

- ・「1. 概要」及び「2. 設計方針」に係る指摘事項
- ・「5. 許容限界の設定」に係る以下の指摘事項
 - 竜巻防護対策設備全般として、変位量に対するクライテリアの考え方を示すこと。
- ・「別紙 1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について」に係る以下の指摘事項
 - 耐火被覆重量の荷重の作用方法について示すこと。
 - 入力地震動算定において、地盤改良体や周囲の地盤状況を考慮した FEM との比較検証結果を示すこと。
 - 地震応答解析における質点系モデルの妥当性及び諸元の決定方法について示すこと。
 - 地震応答解析において基礎固定とする妥当性を示すこと。
 - 鉛直方向における地震荷重の設定方法の妥当性を示すこと。
 - 座屈拘束ブレースについて以下の①～③について示すこと。
 - ① 座屈拘束ブレースを評価対象部位として扱い、クライテリアの考え方を示すこと。
 - ② 座屈拘束ブレースの仕様について示し、先行発電炉の実績を調査すること。
 - ③ 座屈拘束ブレースの性能におけるばらつきの考慮方法について示すこと。：「耐震建物 26 竜巻防護対策設備の地震応答解析における材料物性のばらつきに伴う影響評価について」にて示す。
- ・「別添 1 飛来物防護ネットの基礎評価について」に係る以下の指摘事項
 - 評価における荷重の入力条件及び境界条件について示すこと。
 - 液状化影響評価について、上流（基本設計）からの流れ及び評価の位置づけを明確に示すこと。

目 次

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

・別紙 1 飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-1 安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-2 安全冷却水 A 冷却塔 飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-3 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-4 第 2 非常用ディーゼル発電機用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-5 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 A の飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 1-6 使用済燃料の受入れ施設及び貯蔵施設用 安全冷却水系冷却塔 B の飛来物防護ネットの耐震性評価について

・別紙 2 飛来物防護板の耐震性評価について

・別紙 2-1 前処理建屋の安全蒸気系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

・別紙 2-2 前処理建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

・別紙 2-3 精製建屋の非常用所内電源系統及び計測制御系統施設設置室の飛来物防護板の耐震性評価について


・別紙 2-4 高レベル廃液ガラス固化建屋の非常用所内電源系統，計測制御系統施設及び安全冷却水系設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

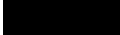
・別紙 2-5 非常用電源建屋の第 2 非常用ディーゼル発電機及び非常用所内電源系統設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

・別紙 2-6 第 1 ガラス固化体貯蔵建屋床面走行クレーンの遮蔽容器設置室の飛来物防護板の耐震性評価について

・別紙 2-7 主排気筒に接続する屋外配管及び屋外ダクトの飛来物防護板（主排気筒周り）の耐震性評価について

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

: 後次回申請において提示

: 商業機密の観点から公開できない箇所

1. 概要

本資料は、再処理施設の設計基準対象施設に対する耐震計算書のうち、竜巻防護対策設備の耐震評価について補足説明するものである。

ここでは、建物・構築物のうち、竜巻防護対策設備の耐震計算書の概要について示す。

また、本資料は第1回申請（令和2年12月24日申請）のうち、以下に示す添付書類の補足説明に該当するものである。

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

2. 耐震評価方針

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

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

(1) 損傷、転倒及び落下による影響

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

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

(2) 相対変位による影響

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

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

3. 考慮すべき荷重及び荷重の組合せの設定

3.1 耐震評価において考慮すべき荷重

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

a. 固定荷重 (D)

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

b. 積雪荷重 (L_s)

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

c. 地震荷重 (S_s)

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

各設備における地震荷重の算定方法の詳細については、別紙にて示す。

d. 風荷重 (W_L)

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

$$W_w = q \cdot C_f \cdot A$$

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_w : 短期風荷重 (N)

q : 速度圧 (N/m²)

C_f : 風力係数

A : 受圧面積

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

E_r : 平均風速の高さ方向の分布係数

G_f : ガスト影響係数 (G_f=1)

V₀ : 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 (α=0.15)

3.2 荷重の組合せ

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

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

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

4. 地震応答解析

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

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

各設備における地震応答解析の詳細については、別紙にて示す。

5. 許容限界の設定

竜巻防護対策設備の耐震評価における許容限界は、以下のとおり設定する。

(1) 損傷、転倒及び落下による影響

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

(2) 相対変位による影響

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

6. まとめ

竜巻防護対策設備の耐震評価方針について、第6-1表に示す。

第6-1表 竜巻防護対策設備の耐震評価方針

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

記号の説明

- D : 固定荷重
- L_s : 積雪荷重
- S_s : 地震荷重
- WL : 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】

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

別紙1

飛来物防護ネットの耐震性評価について

別紙 1 - 1

安全冷却水 B 冷却塔 飛来物防護ネットの
耐震性評価について

目 次

1. 概要	1
2. 構造概要及び耐震評価方針	1
2.1 構造概要	1
2.2 座屈拘束ブレース構造概要	2
2.3 耐震評価方針	6
3. 評価対象部位の選定	8
4. 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定	10
4.1 耐震評価において考慮すべき荷重	10
4.2 荷重の組み合わせ	10
5. 入力地震動	11
6. 地震荷重の算定	12
6.1 地震応答解析モデル	12
6.2 地震荷重	18
7. 応力解析における評価モデルの設定	20
8. 許容限界の設定	21
8.1 支持架構（座屈拘束ブレース以外）	21
8.2 座屈拘束ブレース	21
9. 評価結果	22

別添 1 飛来物防護ネットの基礎評価について

別添 2 防護板及び防護ネットに作用する荷重について

別添 3 改良地盤物性値について

別添 4 地震応答解析モデルの適用性について

別添 5 地震応答解析モデルにおける基礎固定の妥当性について

別添 6 座屈拘束ブレースの構造評価について

別添 7 液状化影響評価について

1. 概要

本資料は、以下の資料を補足説明するものである。

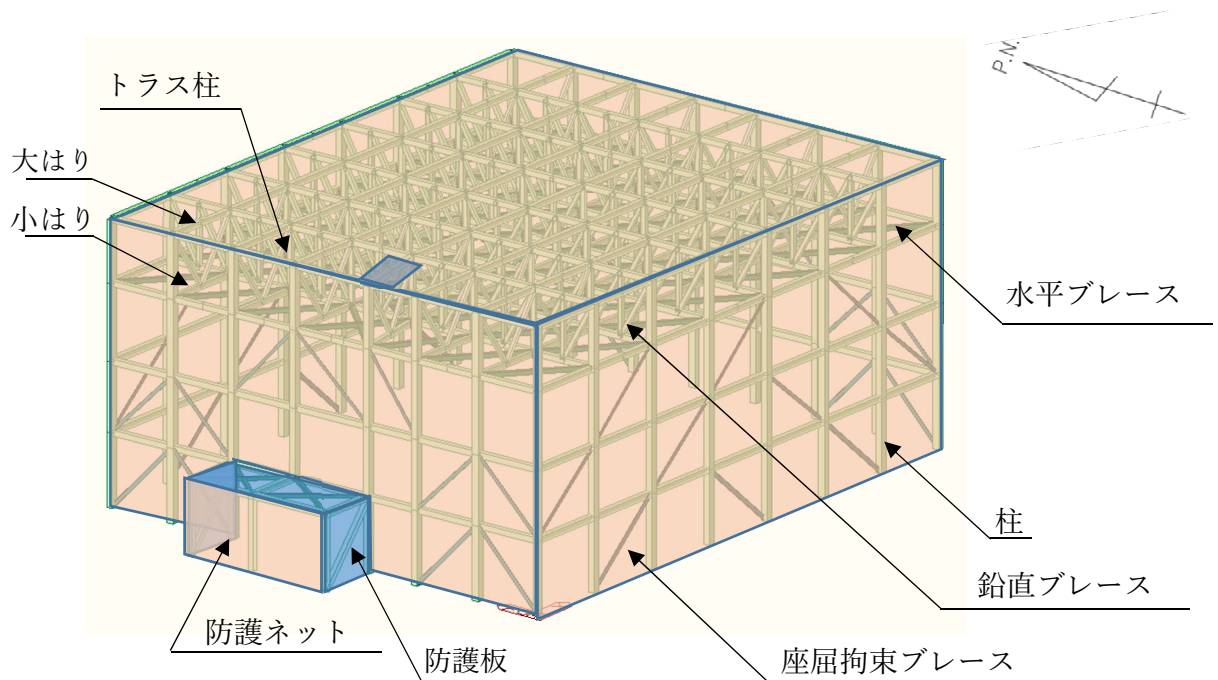
- ・再処理施設 添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」

2. 構造概要及び耐震評価方針

2.1 構造概要

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

飛来物防護ネットの概要図を第2-1図に示す。



第2-1図 飛来物防護ネット 概要図

2.2 座屈拘束ブレース構造概要

座屈拘束ブレースは、ブレース材として働く中心鋼材を鋼管とコンクリート（モルタル）で拘束し、座屈させずに安定的に塑性化するようにしたブレースである。中心鋼材とコンクリートの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いることにより、座屈拘束材（鋼管とコンクリート）には軸力が加わらない機構になっている。この組み合わせにより、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ー・耐震部材として使用できる。

飛来物防護ネットに適用した座屈拘束ブレースは、中心鋼材に低降伏点鋼（LYP225）を使用する。座屈拘束ブレースの仕様を第2-1表に、構成を第2-2図に示し、座屈拘束ブレースの性能を第2-3図に示す。

また、座屈拘束ブレースについては、日本建築センターに一般評定の申し込みを行い、審議を受けた結果、妥当なものと評定されている。評定書の件名は「制振用アンボンドブレース」（BCJ評定-ST0126-05）であり、この評定書からエネルギー吸収部材として一般評定で認められている。評定書を、第2-4図に示す。

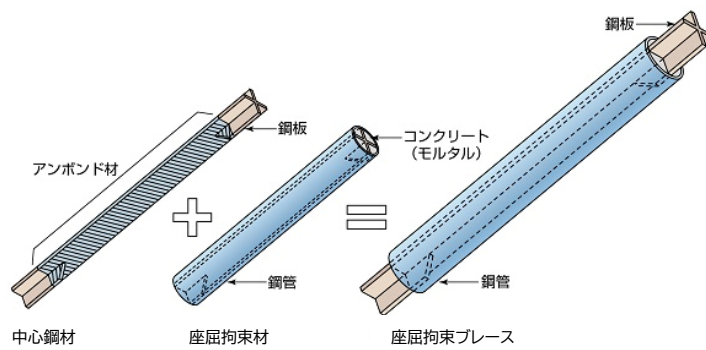
座屈拘束ブレースの採用経緯については、制振効果によって支持架構の発生応力が過大に生じないことを目的としている。

座屈拘束ブレースの設計にあたっては、風荷重や小地震に対して弾性範囲内で機能し、Ss, Sd 地震動等の大地震時においては、座屈拘束ブレースの中心鋼材が塑性化して、変形を増大させつつ効果的にエネルギーを吸収する設計としている。

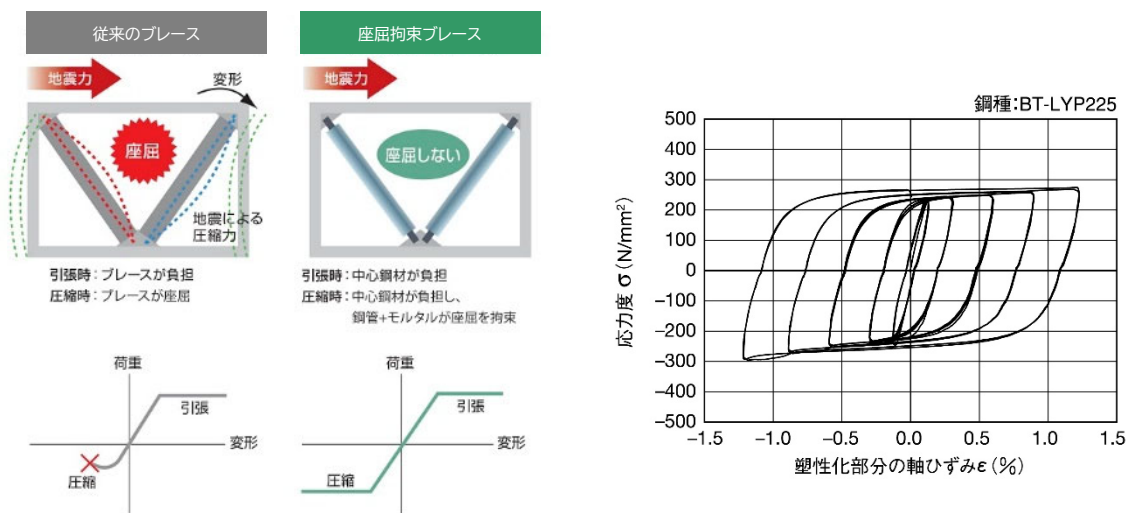
支持架構に設置する座屈拘束ブレースの状況を第2-5図に示す。

第2-1表 座屈拘束ブレースの仕様

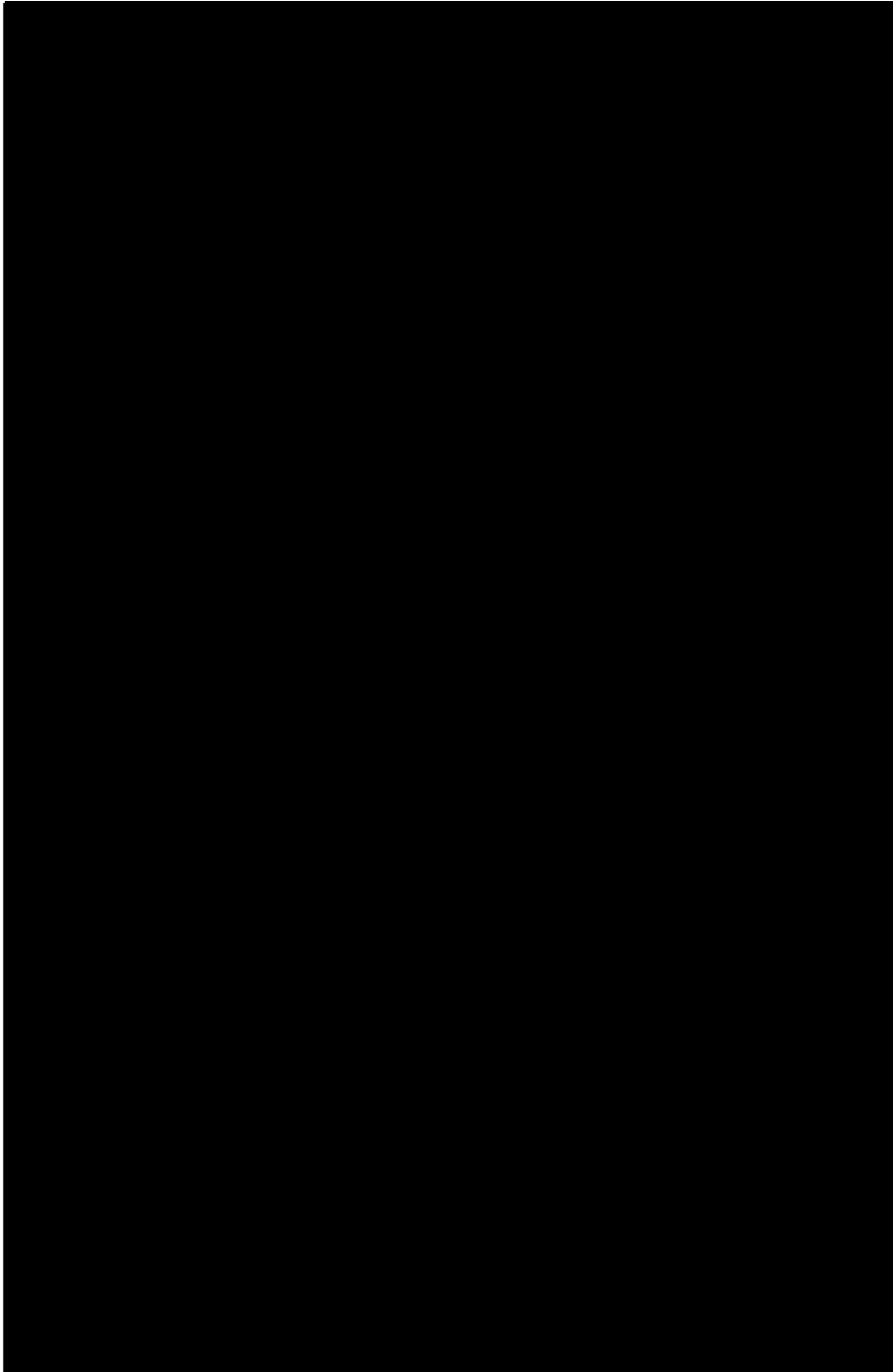
種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ-300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ-318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ-355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ-355.6×7.9	21N/mm ²



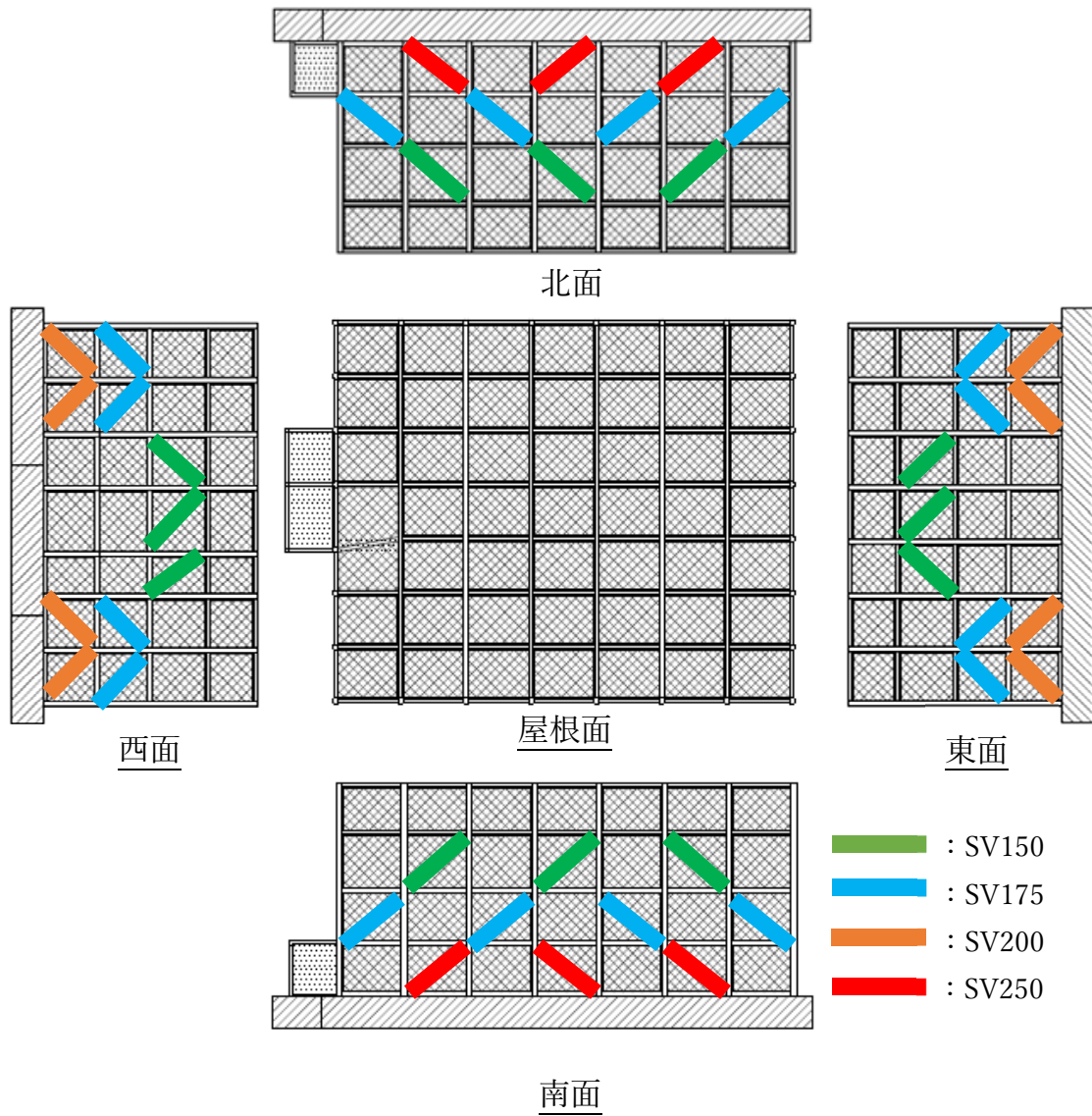
第2-2図 座屈拘束ブレースの構成



第2-3図 座屈拘束ブレースの性能



第2-4図 評定書



第2-5図 座屈拘束ブレースの設置状況

2.3 耐震評価方針

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

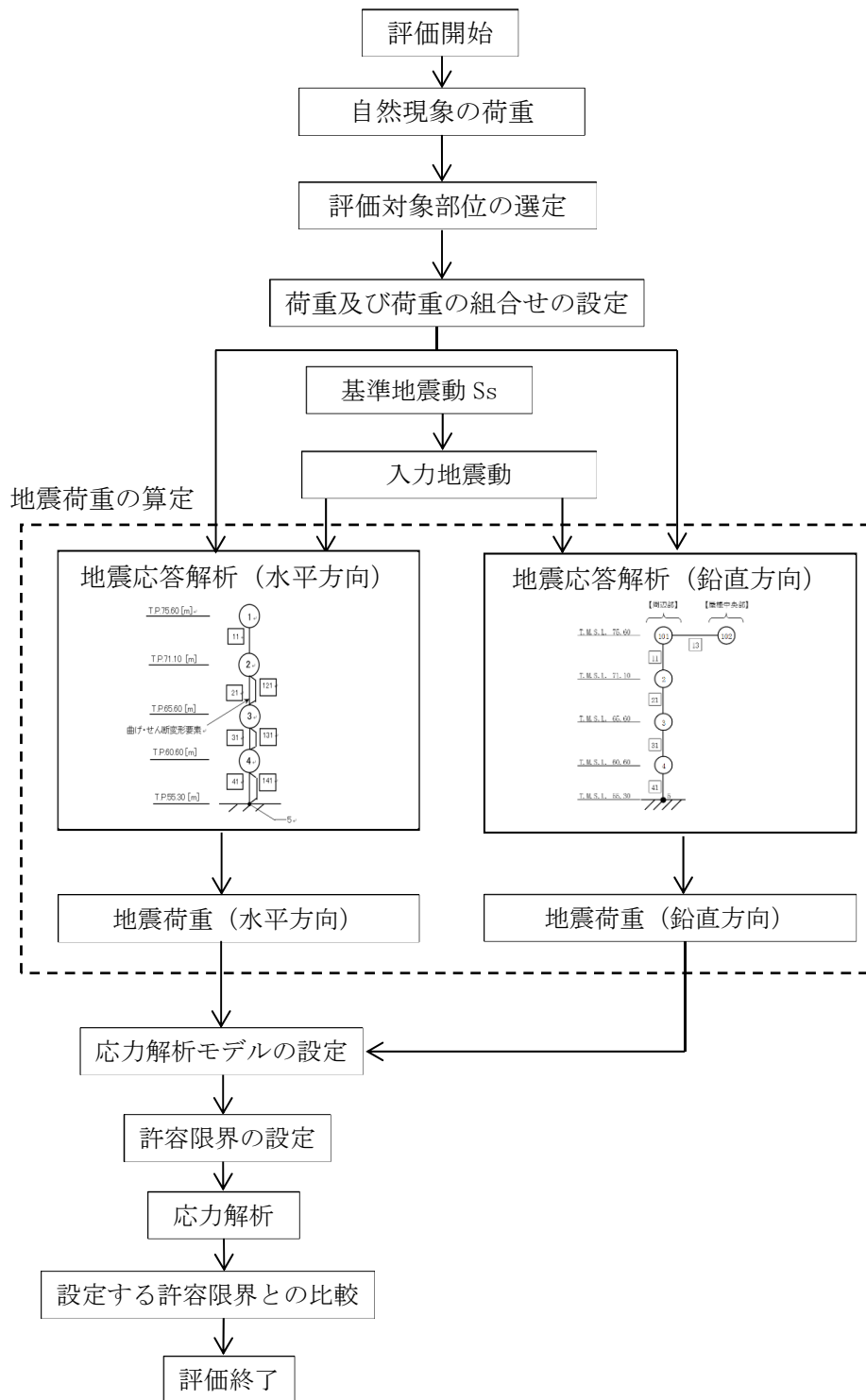
(1) 損傷、転倒及び落下による影響

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

飛来物防護ネットの耐震評価フローを第2-6図に示す。

(2) 相対変位による影響

飛来物防護ネットは、竜巻により生じる飛来物を防護ネットで捕捉する設計となっており、竜巻防護対象施設と飛来物防護ネットの離隔距離は約2 m以上確保されている。従って、Ss地震応答による相対変位によって竜巻防護対象施設を損傷させるおそれはないことから、耐震評価において相対変位に対する評価は不要である。



第2-6図 飛来物防護ネットの耐震評価フロー

3. 評価対象部位の選定

飛来物防護ネットの上部構造（支持架構，防護ネット，防護板）について，評価対象部位を以下のとおり選定する。飛来物防護ネットの基礎部の評価は，別添1に整理する。

(1) 評価部位の選定

飛来物防護ネットの耐震評価における評価対象部位について，以下のとおり選定する。

a. 支持架構

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

b. 防護ネット及び防護板

防護ネット及び防護板は，支持架構に支持されているが，耐震評価において作用する荷重は，竜巻による飛来物衝突荷重に包絡されるため，評価対象外とする。荷重の包絡性については，別添2にて詳細を説明する。

飛来物防護ネットの評価対象部位の選定結果を第3-1表に示す。

3-1表 飛来物防護ネット 評価対象部位の選定結果

機器	部位	評価対象	評価対象部位選定理由
支持架構	柱	○	<u>Ss 地震時に安全冷却水B冷却塔へ波及的影響を防止する観点から，支持機能を担保する必要があるため，評価対象部位とする。</u>
	はり（大はり，小はり）		
	トラス柱		
	鉛直ブレース		
	水平ブレース		
	座屈拘束ブレース		
防護ネット	—	—	<u>耐震評価において作用する荷重は，飛来物衝突荷重に包絡されるため，評価対象外とする。</u>
防護板	—	—	

<凡例>○：評価対象部位，—：評価対象外部位

(2) 評価対象部位の構成部材及び応力の種類

飛来物防護ネットの耐震評価における評価部位の構成部材及び考慮する応力の種類について、第3-2表に示す。

第3-2表 評価対象部位の構成部材及び考慮する応力の種類

評価対象	部位	構成部材		応力の種類
		材質	寸法	
支持架構	柱	G385B	□500×500×32	引張 圧縮 せん断 曲げ 組合せ (引張+曲げ) 組合せ (圧縮+曲げ)
		BCP325	□500×500×28	
		SN490B	H400×400×13×21	
	はり (大はり)	SN490B	H428×407×20×35	
		SN490B	H414×405×18×28	
		SN490B	H400×400×13×21	
	はり (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)	<u>BT-LYP225</u>	<u>PL-32×208</u>	
<u>BT-LYP225</u>		<u>PL-32×243</u>		
<u>BT-LYP225</u>		<u>PL-32×278</u>		
<u>BT-LYP225</u>		<u>PL-36×308</u>		

4. 考慮すべき荷重及び荷重の組み合わせの設定

4.1 耐震評価において考慮すべき荷重

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

a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重（支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、取付金物等）とする。なお、耐火被覆重量の単位重量は 6 kg/m^2 とする。

b. 積雪荷重 (L_s)

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

c. 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による地震荷重とする。地震荷重の算定方法については「6. 地震荷重の算定」にて説明する。

d. 風荷重 (WL)

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

4.2 荷重の組合せ

飛来物防護ネットは屋外に設置される機器であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重および風荷重を組み合わせる。

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

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

WL : 風荷重

5. 入力地震動

飛来物防護ネットの耐震評価における入力地震動は、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、上位クラス施設である安全冷却水B冷却塔の設計に適用する基準地震動 S_s とし、一次元波動論により以下のように求める。解析コードは「SHAKE」を用いる。

本敷地の解放基盤表面は、T.M.S.L. -70.0 [m]に想定されていることから、解放基盤位置 (T.M.S.L. -70.0 [m]) に基準地震動を入力して求めた基礎下端位置 (T.M.S.L. 52.3 [m]) における応答波を地震応答解析モデルへの入力地震動とする。基礎下端から解放基盤までの改良地盤及び支持層 (中央地盤) の地盤物性値を第5-1表に示す。なお、標高 37.0m ~ -70.0m の物性値については、補足説明資料「耐震建物 08 地盤の支持性能に係る基本方針に関する地震応答解析における地盤モデル及び物性値の設定について」の「第4.1-5表」にて示した物性値を用いる。また、標高 52.3m ~ 37.0m については、改良地盤の物性値を示すが、物性値の設定については別添3に示す。

なお、入力地震動算定にあたっては、地盤改良体や周囲の地盤状況を考慮した FEM との比較検証により妥当性を確認している。比較検証結果を別添4に示す。

第5-1表 地盤物性値 (改良地盤・岩盤 基本ケース)

標高 T.M.S.L [m]	単位体積 重量 γ_t [kN/m ³]	S波速度 V_{s0} [m/s]	P波速度 V_{p0} [m/s]	減衰 定数 h [%]
52.3				3.0
37.0	16.7	910	1,960	
22.0	18.2	760	1,910	
4.0	18.2	800	1,950	
	17.8	820	1,950	
解放基盤表面 ▼-70.0	17.0	820	1,950	

6. 地震荷重の算定

6.1 地震応答解析モデル

(1) 水平応答解析

①解析モデルの考え方

飛来物防護ネットの水平方向の地震荷重の算出に用いる地震応答解析モデルについて、地震応答解析モデル及び手法を第6-1表に示し、解析モデル図を第6-1図に示す。解析モデルは基礎固定とし、地震応答解析には時刻歴解析法を用いる。

地上部架構は座屈拘束ブレースとそれ以外のラーメン構造フレーム（以下、フレーム）を並列に配置したモデルとする。また、フレーム部分は弾性とし、座屈拘束ブレースの復元力モデルは、第6-2図に示すとおり、圧縮・引張とも弾塑性体のバイリニア型の履歴特性を定義する。各質点は曲げ・せん断変形要素で連結する。第6-1図で示す解析モデル図のうち、要素11, 21, 31, 41はフレーム部分、要素121, 131, 141は座屈拘束ブレース部分を示す。

また、座屈拘束ブレースの性能に影響を及ぼす要因として、座屈拘束ブレースの中心鋼材の降伏点のばらつきがある。降伏点の範囲はノミナル値(225N/mm²)に対する公差幅(±20N/mm²)で管理することとしており、地震応答解析においてはこのばらつきを考慮した影響評価を行う。

質点系モデルの適用性確認として、第6-3図に示す三次元フレームモデルの固有値解析と比較を行い、主要な振動モードにおいて、四隅の柱が同一の応答をしており、質点系モデルで再現可能なモードであることと、ねじれ挙動の振動モードの寄与が非常に小さいことを確認している。確認結果を別添4に示す。

また、飛来物防護ネットは堅固な地盤に支持されており、地盤と比べて質量や剛性が小さく、地盤との相互作用の影響が小さいため、基礎固定としてモデル化している。基礎固定の適用性確認として、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析結果と比較検証を行い、最大せん断力の差が非常に軽微であることを確認している。確認結果を別添5に示す。

以上より、上記の考え方に基づいて設定した質点系モデルは、妥当であると考える。

②解析モデルの諸元の決定方法

添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の「第3.5-1表、第3.5-2表、第3.5-3表、第3.5-4表」に示す解析モデル諸元は、三次元フレームモデルを元に以下の通り設定している。

- ・質点系モデルの各質点重量は、三次元フレームモデルの各節点での負担重量を、レベルごとに集計した値とする。
- ・回転慣性重量は、屋根部に対してのみ考慮し、手計算にて算出する。
- ・質点系モデルのフレームのせん断剛性は、三次元フレームモデルに単位荷重の水平力を与えたときの変形量から算出する。このときの三次元フレームモデルは、座屈

拘束ブレースを考慮しないモデルとする。

・質点系モデルの座屈拘束ブレースのせん断剛性は、三次元モデルを使用せず、手計算にて算出。部材の軸断面積をせん断剛性に置換し、非線形特性を考慮してモデル化する。座屈拘束ブレースの復元力モデルを第6-2図に示す。

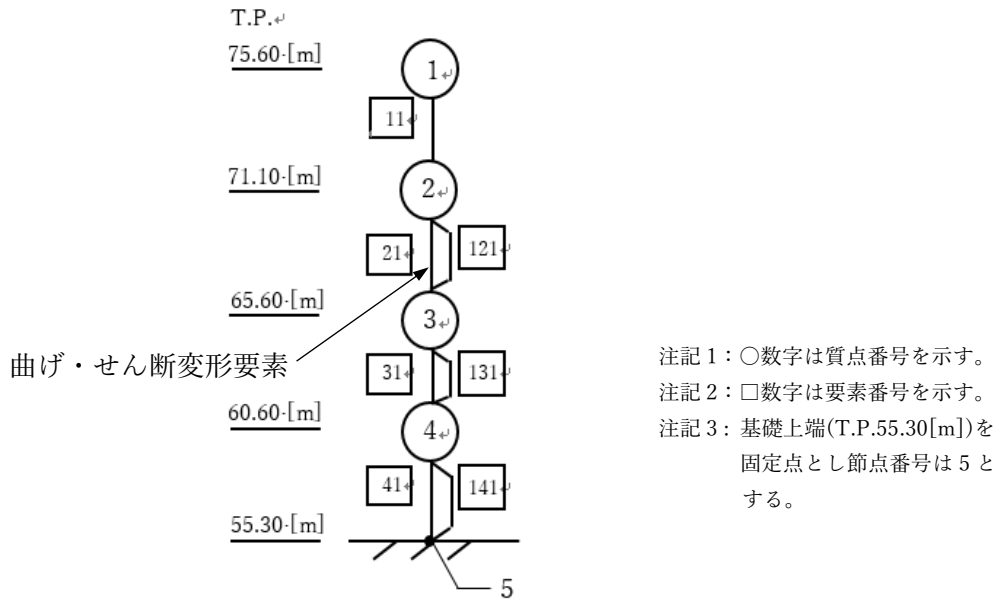
・質点系モデルの柱の曲げ剛性は、剛とする。

第6-1表 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル及び手法

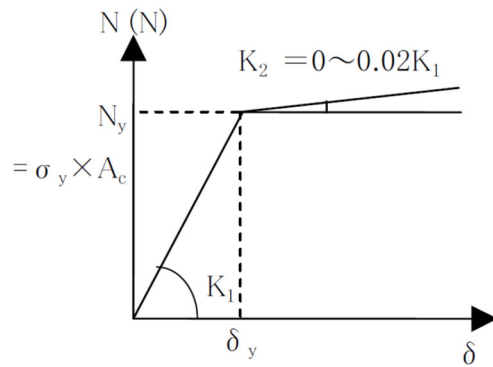
項目	内容	詳細	備考
飛来物防護ネットの地震応答解析モデル (水平方向)	モデル	質点系モデル	—
	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	(1)
	減衰定数	2%	(2)
	解析コード	TDAPⅢ	—

(1) 鋼構造設計規準に基づき設定

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987 ((社) 日本電気協会) の記載に基づき設定



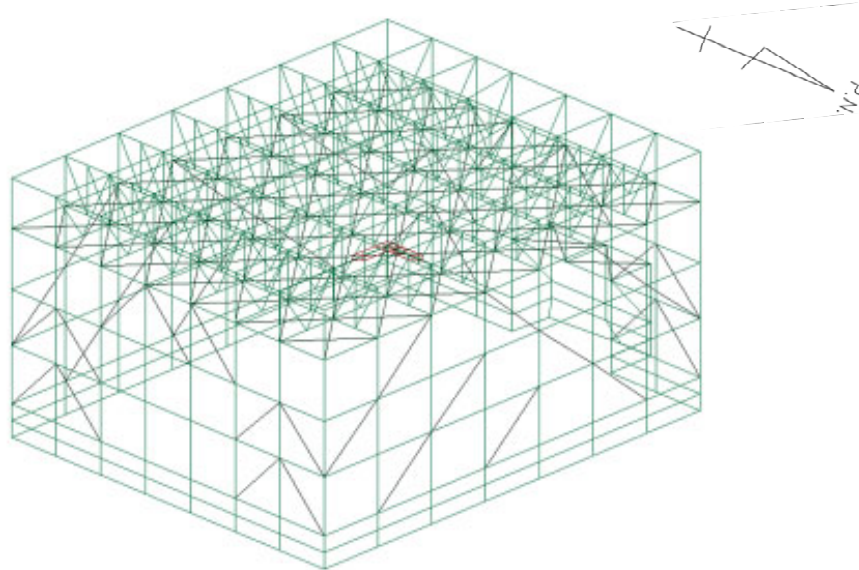
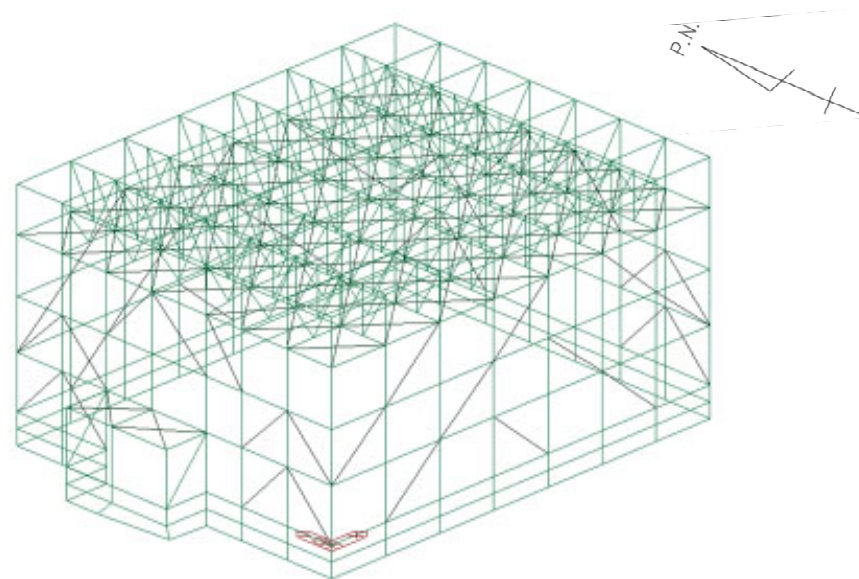
第6-1図 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル



バイリニア型モデル

- δ_y : 座屈拘束ブレースの降伏変位
- K_1 : 座屈拘束ブレースの弾性剛性, $=E \cdot AC/L$
- K_2 : 座屈拘束ブレースの二次剛性, $=0 \sim 0.02K_1$
- E : 弾性係数
- σ_y : 降伏管理幅の中間値, $=225\text{N/mm}^2$ (BT-LYP225 の場合) (1/2合)
- A_c : 座屈拘束ブレース芯材の断面積
- L : 柱・はり芯々間長さ

第6-2図 座屈拘束ブレースの復元力モデル



第6-3図 飛来物防護ネットの三次元フレームモデル

(2) 鉛直応答解析

①解析モデルの考え方

飛来物防護ネットの鉛直方向の固有値解析に用いる質点系モデルの手法を第6-2表に示し、解析モデル図を第6-4図に示す。

飛来物防護ネットの支持架構は、第6-5図に示すとおり、トラス屋根部分が長さ43.3m、幅36.0mと大きいため、鉛直方向の振動モードはトラス屋根の上下挙動が支配的であることが確認されていることから、水平応答解析モデルにトラス屋根を模擬した梁と質点を追加したモデルを適用する。

②解析モデルの諸元の決定方法

解析モデル諸元は、三次元フレームモデルを元に以下の通り設定している。

- ・質点系モデルの各質点重量は、三次元フレームモデルの各節点での負担重量を、レベルごとに集計した値とする。最上階屋根部の重量は、周辺部（質点101）と屋根中央部（102）に分割し、各々が屋根部の1/2の重量としてモデル化する。
- ・屋根部の周辺部と屋根中央部を繋ぐ部材は、三次元フレームモデルの固有周期（0.244秒）と一致する剛性として設定する。
- ・要素11, 21, 31, 41の鉛直剛性は、柱の軸負断面積から設定する。
- ・座屈拘束ブレースの鉛直応答への寄与は非常に小さいことから、モデル化しない。

第6-2表 飛来物防護ネットの地震応答解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
飛来物防護ネットの 地震応答解析 モデル (鉛直方向)	モデル	質点系モデル	—
	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	(1)
	減衰定数	2%	(2)
	解析コード	TDAPⅢ	—

(1) 鋼構造設計規準に基づき設定

(2) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987 ((社) 日本電気協会) の記載に基づき設定

6.2 地震荷重

(1) 水平地震荷重

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

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

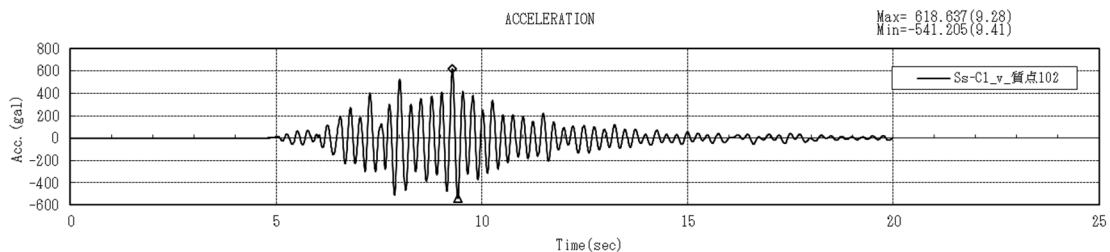
(2) 鉛直地震荷重

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

鉛直応答の地震応答解析の結果を第6-3表及び第6-6図に示す。鉛直方向の応答加速度の最大値は 0.65G であった。保守的な評価として、鉛直方向加速度を 0.8G として入力する。

第6-3表 鉛直地震応答解析結果(最大加速度)

質点	最大加速度	設計用地震力
102	619 gal (約 0.65G)	0.8G (最大値 0.65G に対し 保守的に設定)
101	435 gal	
2	416 gal	
3	366 gal	
4	307 gal	
5	284 gal	



第6-6図 応答加速度時刻歴 (質点 102)

(3) 地震荷重の組合せ

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

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

7. 応力解析における評価モデルの設定

飛来物防護ネットの応力解析に用いる三次元フレームモデル及び手法を第7-1表に示す。

なお、応力解析モデルは、第6-3図で示した三次元フレームモデルと同様の解析モデルを用いる。

第7-1表 飛来物防護ネットの応力解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
解析手法		地震荷重及びその他考慮すべき荷重を三次元フレームモデルに入力し、応力解析を実施。	—
解析コード		midas iGen	—
モデル	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	鋼構造設計 規準に基づ き設定。
	要素種別	はり要素	—
	境界条件	基礎下端	—
荷重の組合せ		D + 0.35Ls + Ss + WL D：固定荷重 Ls：積雪荷重 Ss：地震荷重 WL：風荷重	4.2 参照
荷重の 設定	固定荷重	支持架構（耐火被覆重量を含む）、防護ネット、防護板、 取付金物等	4.1 参照
	積雪荷重	飛来物防護ネット上部の積雪荷重を考慮する。 なお、係数は0.35とする。	4.1 参照
	地震荷重	(1) 水平地震荷重 質点系モデルによる地震応答解析により得られた水平方向の応 答せん断力を入力する。 (2) <u>鉛直地震荷重</u> <u>質点系モデルによる地震応答解析により得られた鉛直震度を入 力する。</u>	6.2 参照
	風荷重	風荷重を節点荷重として入力	4.1 参照
評価方法		<u>座屈拘束ブレース以外の部材については、地震荷重及びその他 考慮すべき荷重による発生応力が部材の許容応力（基準強度を 1.1倍した値）を超えないことを確認。</u> <u>座屈拘束ブレースについては、塑性ひずみが許容限界以内であ ることを確認。</u>	8. 参照

8. 許容限界の設定

8.1 支持架構（座屈拘束ブレース以外）

許容限界は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3.5 許容限界」に基づき、終局耐力を許容限界とする。

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

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

使用材料の許容限界を第 8-1 表に示す。

第 8-1 表 各使用材料の許容限界

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

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

8.2 座屈拘束ブレース

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

①最大軸ひずみが 7.2%以下であること。

②軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下であること。

9. 評価結果

飛来物防護ネットの基準地震動 S_s による耐震評価を実施し、評価が成立することを確認した。座屈拘束ブレースを除く支持架構の評価結果は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」に示す。座屈拘束ブレースに対する評価結果は、別添6に示すとおり、健全性を確認しており、 S_s 相当地震が一度発生した後も、座屈拘束ブレースの性能に影響はない。

また、座屈拘束ブレースの性能のばらつきを考慮した影響評価結果は、「耐震建物 26 竜巻防護対策設備の地震応答解析における材料物性のばらつきに伴う影響評価について」にて示す。

なお、液状化を考慮した影響評価については、別添7にて示す。

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

別添 1

飛来物防護ネットの基礎評価について

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
3. 評価方法	7
3.1 評価対象部位及び評価方針	7
3.2 荷重及び荷重の組合せ	9
3.2.1 荷重	9
3.2.2 荷重の組合せ	10
3.3 許容限界	11
3.4 評価方法	12
3.4.1 基礎の評価法	12
3.4.2 杭の評価法	15
4. 評価結果	20
4.1 基礎の評価結果	20
4.2 杭の評価結果	21
4.3 支持力等の評価結果	23

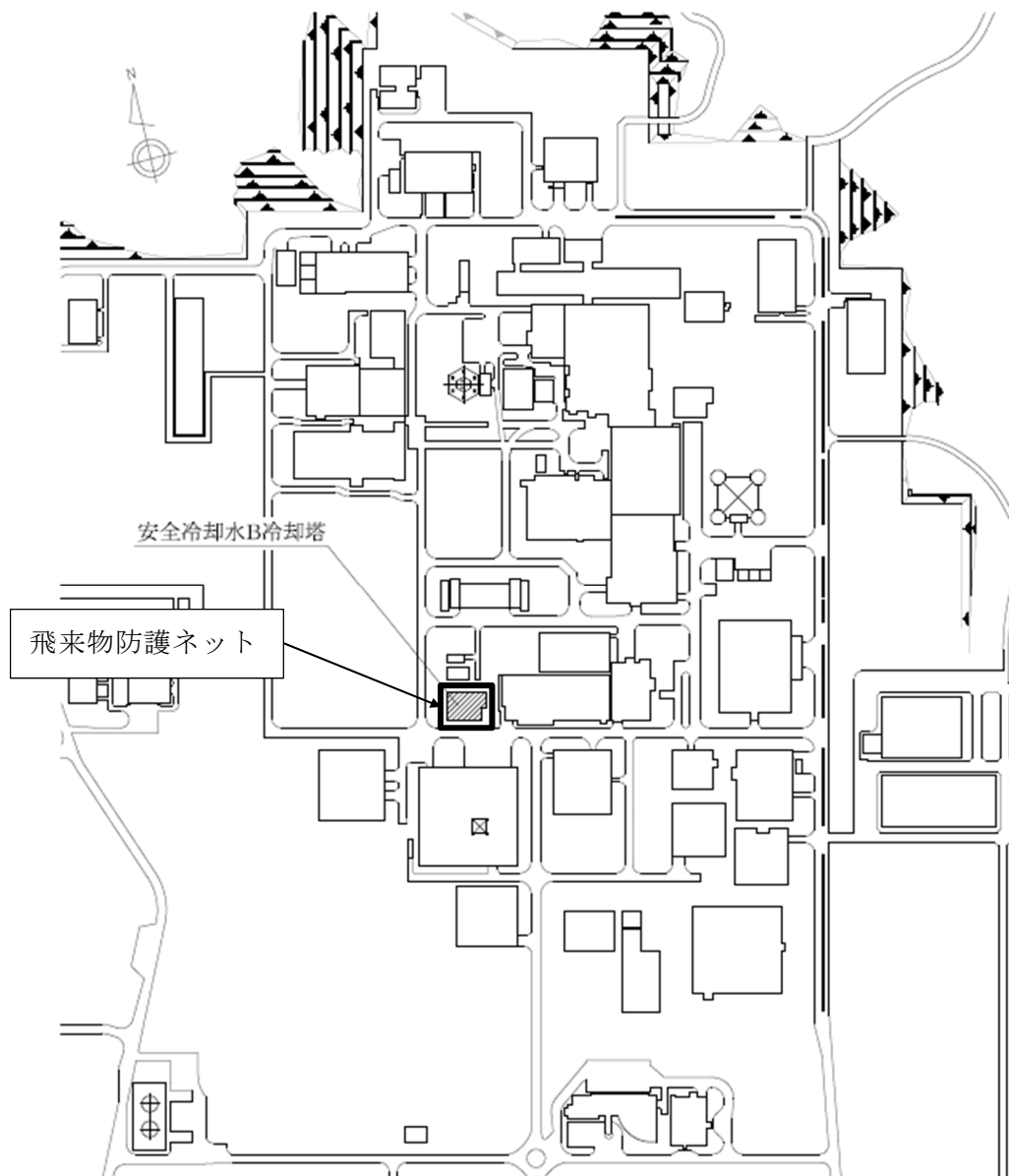
1. 概要

本資料は、安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネット基礎（以下、「飛来物防護ネット基礎」という。）の機能維持の確認について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

飛来物防護ネット基礎の設置位置を第2-1図に示す。



第2-1図 飛来物防護ネット基礎の設置位置

2.2 構造概要

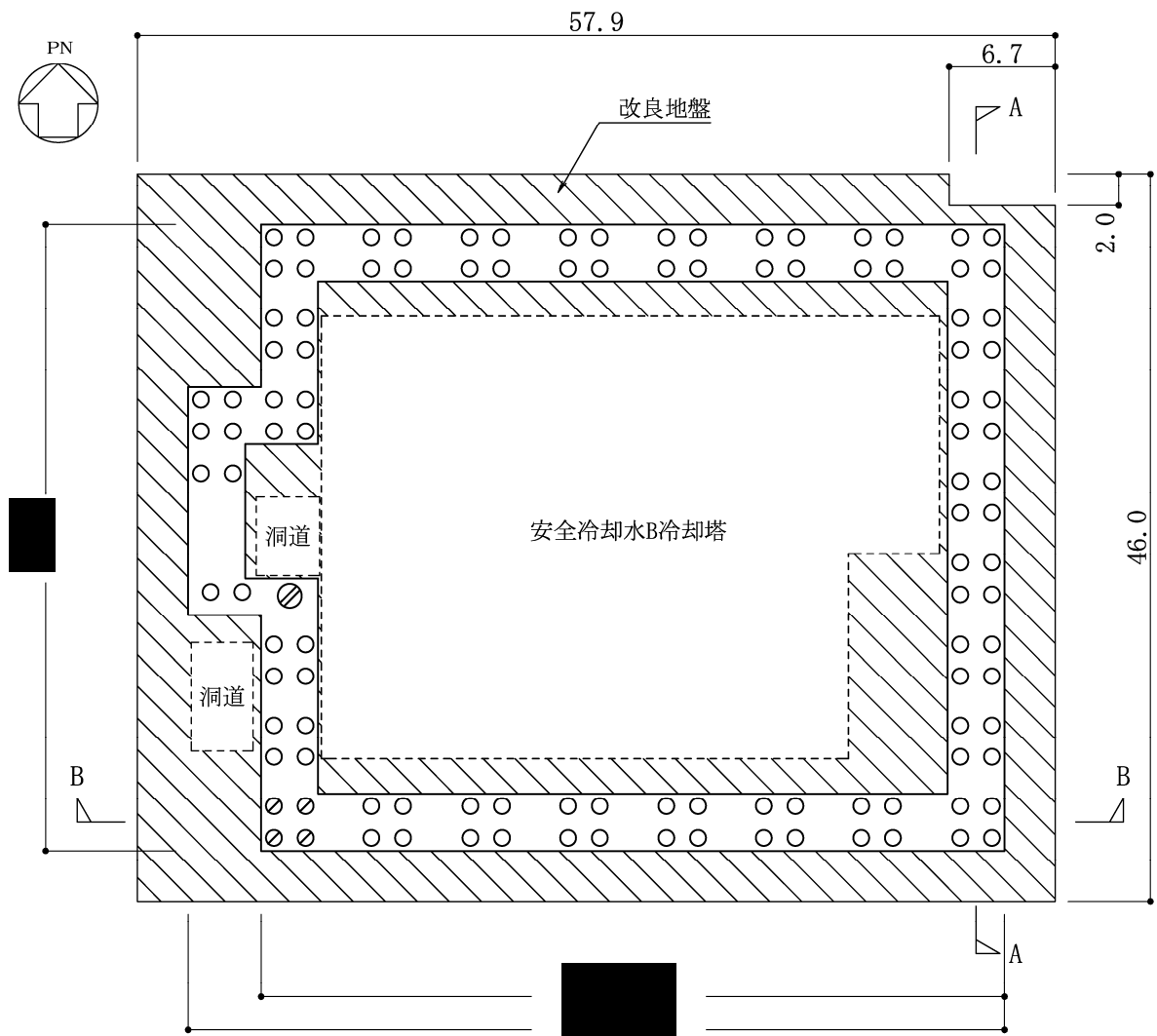
飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構（以下、「上部構造」という。）によって構成される。飛来物防護ネット基礎は、上部構造を支持するための構築物である。

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

飛来物防護ネット基礎の平面図を第2-2図に、断面図を第2-3図に、杭リストを第2-1表に示す。

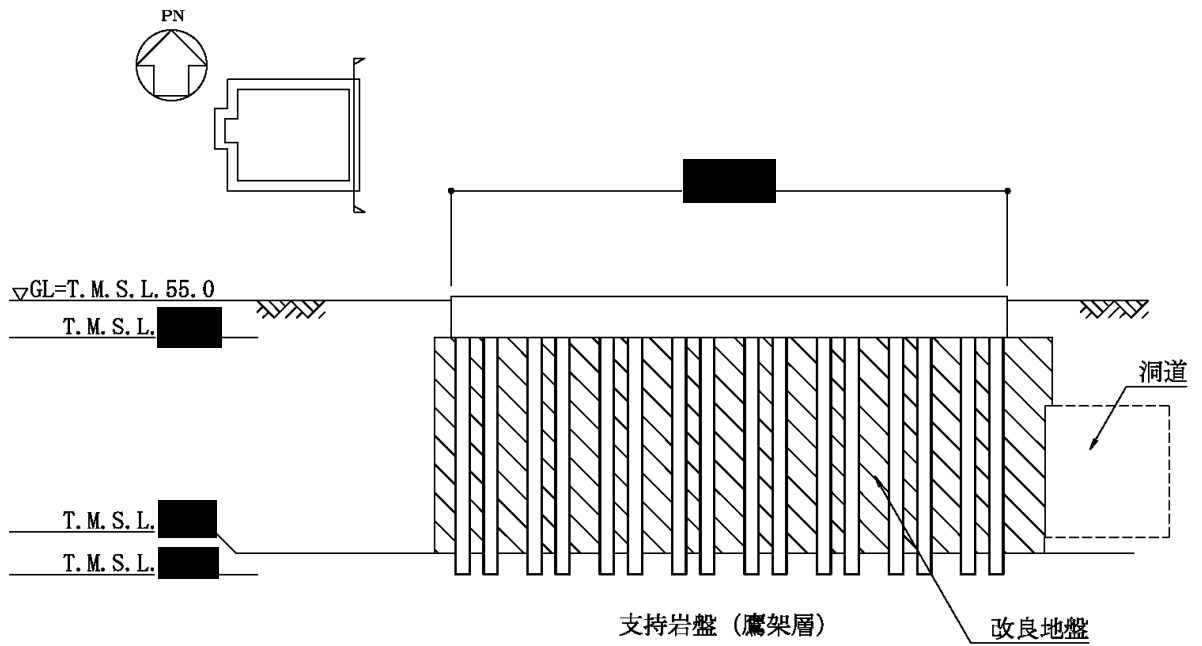
第2-1表 杭リスト

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

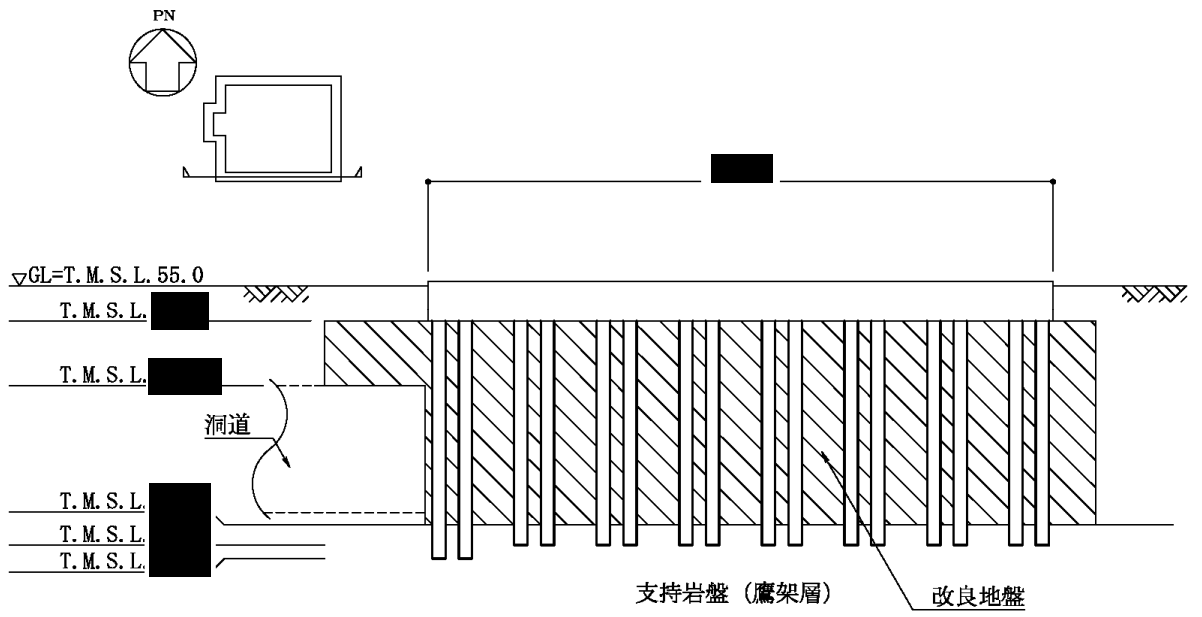


注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第2-2図 基礎・杭配置図（単位：m）



A-A 断面图 (NS 方向)



B-B 断面图 (EW 方向)

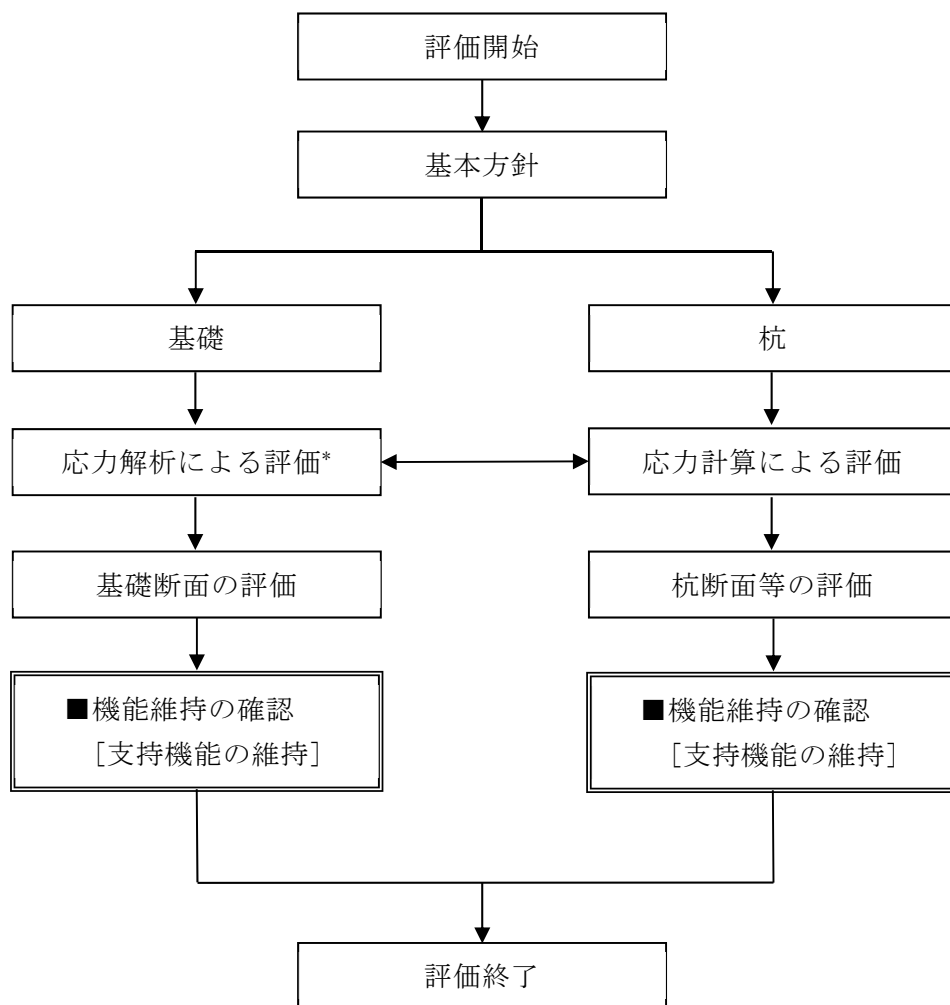
第 2-3 图 躯体形状图 (单位 : m)

2.3 評価方針

飛来物防護ネット基礎の評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下、「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととし、その評価は添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の結果を踏まえたものとする。

飛来物防護ネット基礎の評価は、応力解析により断面等の評価を行うことで、飛来物防護ネット基礎の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては地盤物性のばらつきを考慮する。

飛来物防護ネット基礎の評価フローを第2-4図に示す。



*：添付書類「IV-2-1-4-2-1 安全冷却水B冷却塔 飛来物防護ネットの計算書」の結果を踏まえて行う。

第2-4図 飛来物防護ネット基礎の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

飛来物防護ネット基礎の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令・同告示
- ・ 日本工業規格
- ・ 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。）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
（(社)日本建築学会，1999）（以下，「RC規準」という。）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2005）
（以下，「RC-N規準」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 JEAG4601・補-1984
（(社)日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版（(社)日本電気協会）
（以下，「JEAG4601」と記載しているものは上記3指針を指す。）

3. 評価方法

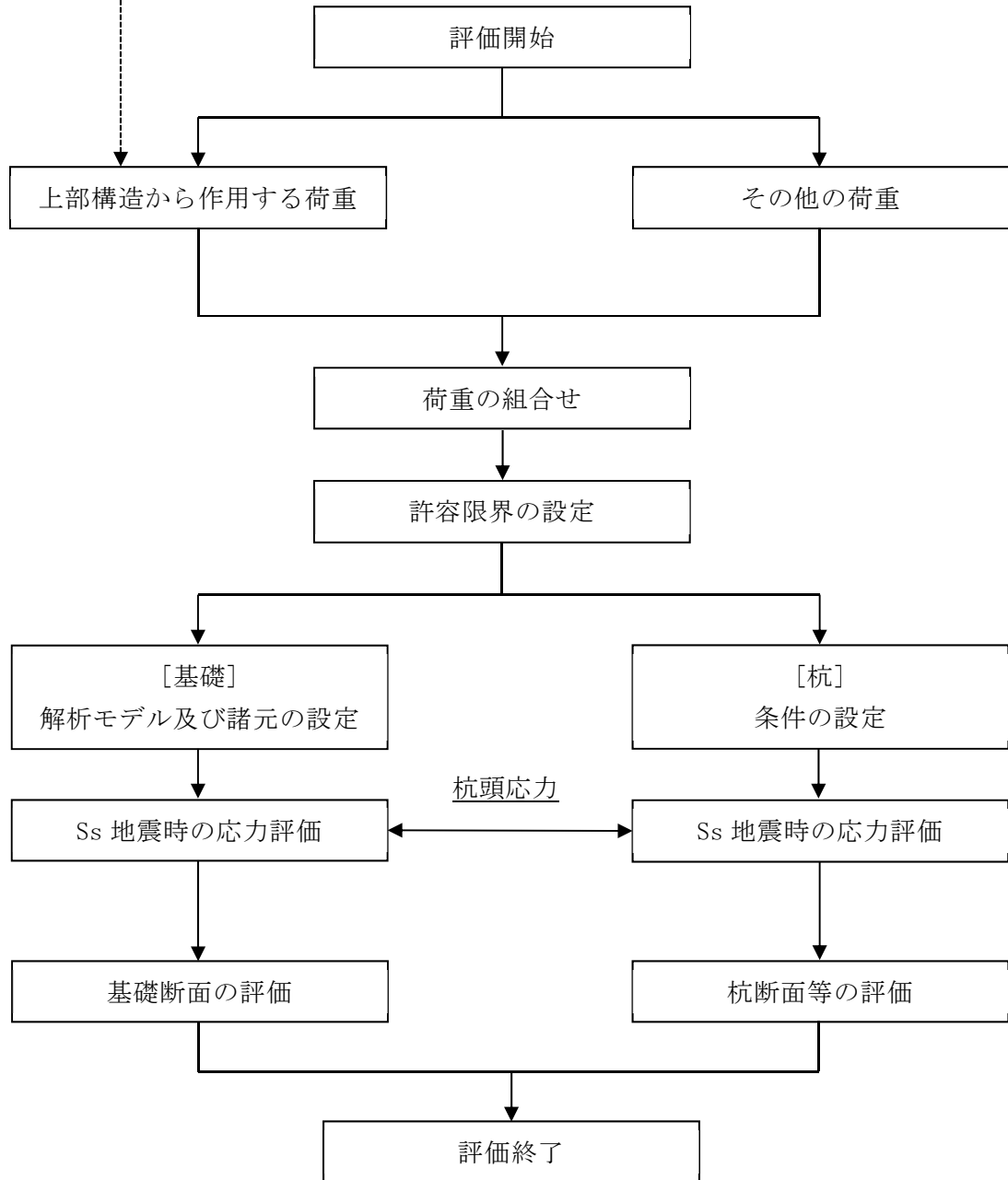
3.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット基礎の応力解析による評価部位は基礎及び杭とする。Ss地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。評価フローを第3-1図に示す。

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

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

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



第3-1図 応力解析による基礎評価フロー

3.2 荷重及び荷重の組合せ

3.2.1 荷重

(1) 基礎に考慮する荷重

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重を第3-1表に示す。

第3-1表 基礎に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(DL)	構造物の自重
積雪荷重(SL)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(K)	地盤物性のばらつきを考慮した地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・ 上部構造から作用する地震荷重 (上部構造の柱脚応力) <u>柱脚せん断力 (NS, EW)</u> <u>柱脚曲げモーメント (NS, EW)</u> <u>柱脚鉛直軸力 (UD)</u> ・ 基礎に作用する地震荷重 (地震時慣性力) <u>$(DL+0.35SL) \times (\text{水平震度})$</u> <u>$(DL+0.35SL) \times (1 \pm \text{鉛直震度})$</u> ・ 杭から作用する地震荷重 (杭頭応力) <u>杭頭せん断力 (NS, EW: 杭頭変位同一として計算)</u> <u>杭頭曲げモーメント (NS, EW)</u> <u>杭頭鉛直軸力 (UD)</u>
風荷重(WL)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・ 上部構造から作用する風荷重 (上部構造の柱脚応力)

(2) 杭に考慮する荷重

杭の評価には基礎の応力解析結果を用いることとし、基礎底面に発生するせん断力を全杭で負担し、杭頭位置での鉛直支点反力を杭の鉛直軸力として考慮する。杭に考慮する荷重を第3-2表及び第3-3表に示す。

第3-2表 杭に考慮する荷重 (水平)

せん断力	NS 方向	EW 方向
基礎底面 (kN)	33660	31890
P1, P1A (kN/本)	293	277
P2 (kN/本)	941	891

第3-3表 杭に考慮する荷重 (鉛直)

軸力	上方向 (引張)	下方向 (圧縮)
P1, P1A (kN/本)	1005	2017
P2 (kN/本)	992	4313

3.2.2 荷重の組合せ

飛来物防護ネット基礎の評価において考慮する荷重の組合せを第3-4表に示す。地震荷重は組合せ係数法により水平地震荷重 (K_H) 及び鉛直地震荷重 (K_V) を考慮する。

第3-4表 荷重の組合せ

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

3.3 許容限界

飛来物防護ネット基礎の許容限界は、第3-5表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第3-6表に、鉄筋の降伏強度を第3-7表に示す。杭の鉛直支持力及び引抜抵抗力の許容限界については、「3.4.2 杭の評価法」にて示す。

第3-5表 応力解析評価における基礎の許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
支持機能	上部構造を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 Ss	基礎	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく終局強度
			杭		「基礎指針」に基づく終局強度
			地盤	杭に発生する支持力及び引抜力が許容限界を超えないことを確認	

第3-6表 コンクリートの圧縮強度

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

第3-7表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

3.4 評価方法

3.4.1 基礎の評価法

(1) 応力解析

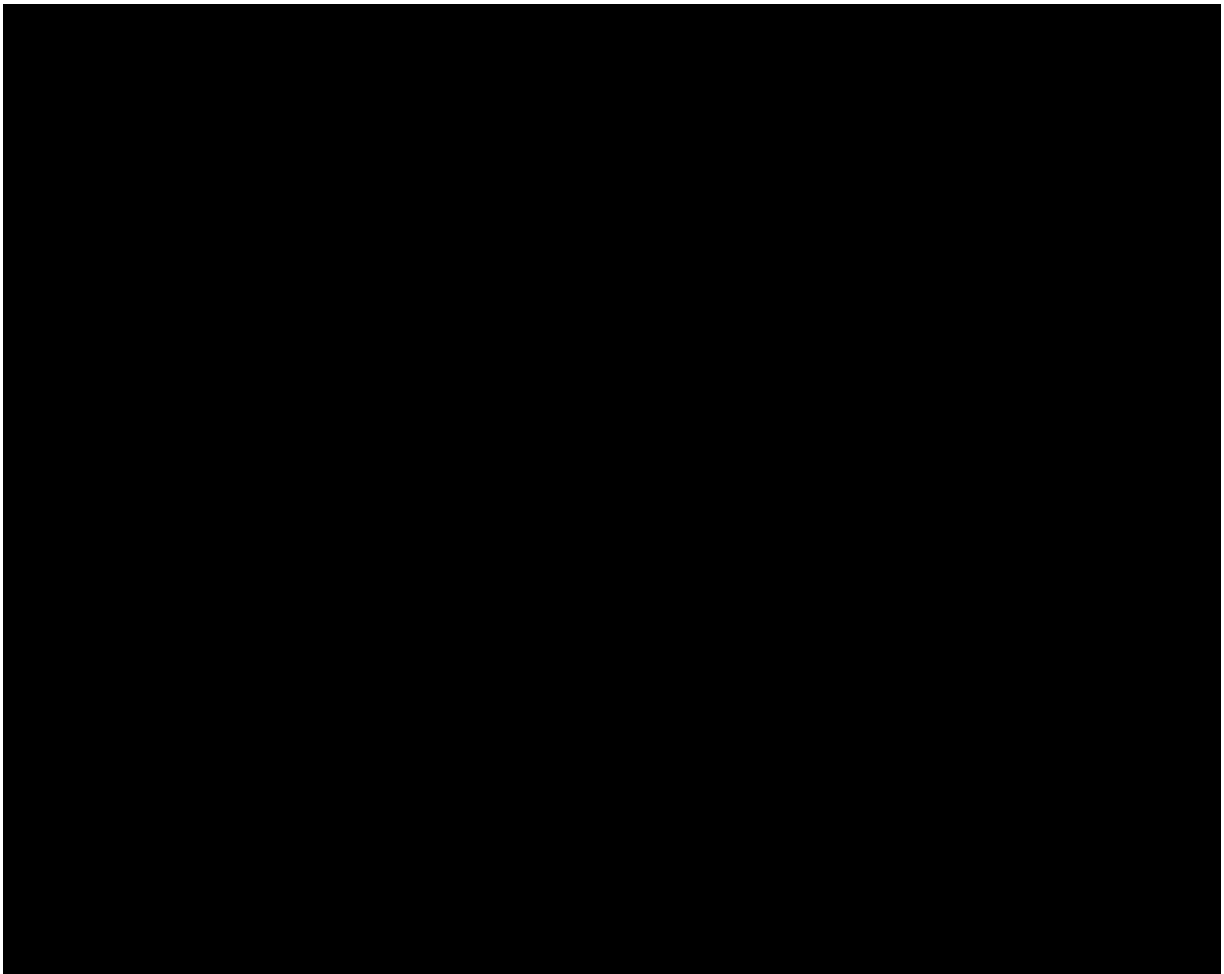
基礎の応力解析は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen(ver.845)」を用いる。

基礎のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第3-8表に示す物性値を与える。また、場所打ちコンクリート杭は各杭位置でピン支持の境界条件を与える。解析モデルを第3-2図に示す。

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

第3-8表 コンクリートの物性値

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



第3-2図 解析モデル (単位: mm)

(2) 基礎断面の評価方法

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の長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが許容限界を超えないことを下式で確認する。

なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

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

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

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

ここで、

M : 曲げモーメント

M_u : 許容限界 (曲げ終局強度)

N_{\min} : 中心引張時終局強度

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度

N : 軸力

a_t : 引張主筋断面積

b : 断面幅

D : 断面せい

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度

F_c : コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

ここで

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

3.4.2 杭の評価法

(1) 応力計算

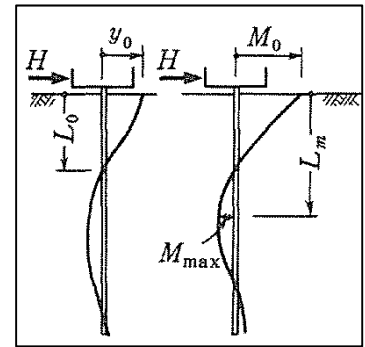
杭応力は、各杭に発生する支持力，引抜き及び杭頭せん断力を FEM モデルの支点反力に基づき計算する。また，「基礎指針」に基づき，杭頭曲げモーメント (M_0) を下式により評価する。杭の評価にあたっては，第 3-9 表に示す物性値を考慮する。

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

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

$$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$$

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



ここで，

- H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。
- β : 杭の特性係数 (m^{-1})
- k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)
- B : 杭径 (m)
- E : 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)
- I : 杭の断面2次モーメント (m^4)
- k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3)
- α : 評価法によって決まる定数 (m^{-1})。 $\alpha = 80$ とする。
- ξ : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。
- E_0 : 変形係数 (kN/m^2)。改良地盤の一軸試験の結果から算定する。
- \bar{B} : 無次元化杭径 (杭径をcmで表した無次元数値)

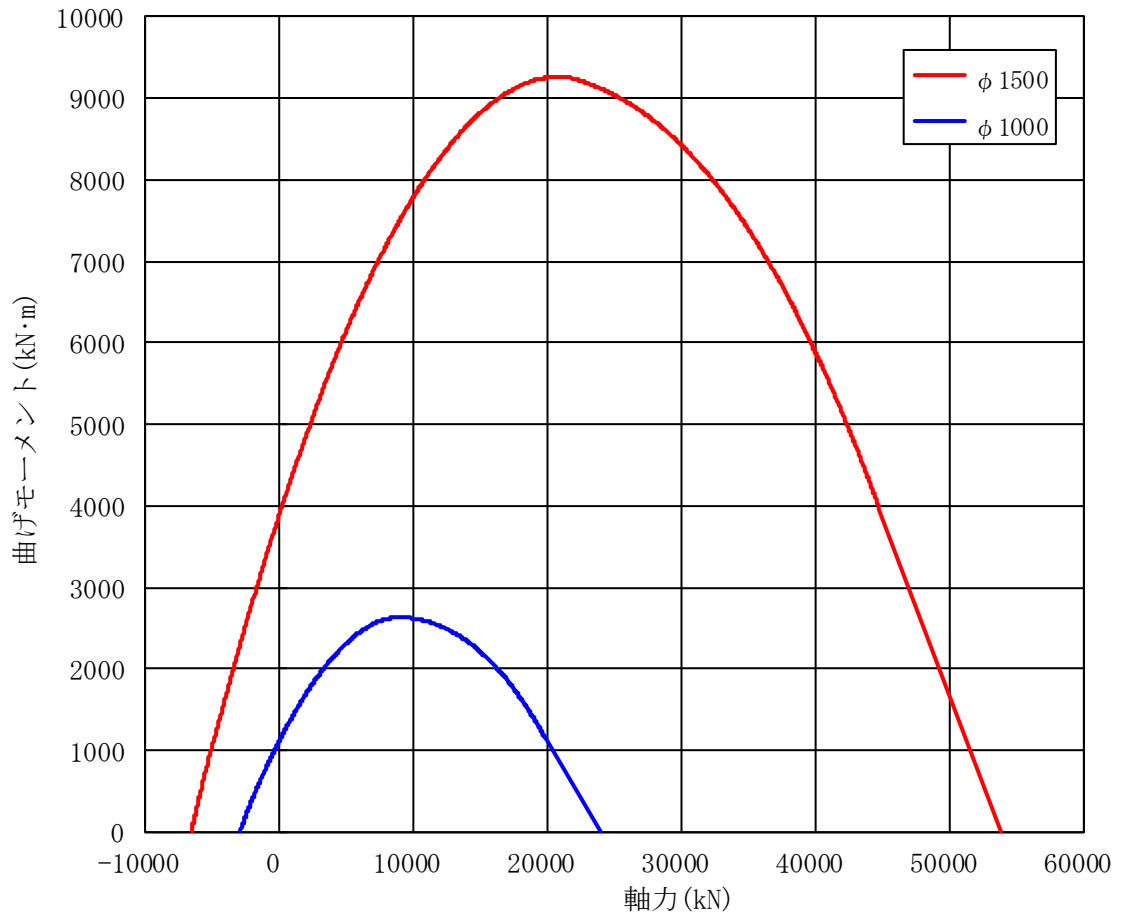
第 3-9 表 杭の物性値

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

(2) 杭断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第3-3図に示す許容限界（Nu-Mu 関係）を超えないことを確認する。



第3-3図 許容限界（Nu-Mu 関係）

(3) せん断力に対する評価

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

$$Q \leq Q_u$$

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

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

ここで、

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

(4) 支持力及び引抜力に対する評価

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

a. 支持力に対する評価

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

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

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

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

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

$$\tau_s = 3.3 \cdot N$$

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

$$\tau_c = c_u$$

ここで、

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

b. 引抜力に対する評価

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

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

ここで、

N_{\min} : 最小軸力

R_{TR} : 許容限界 (残留引抜抵抗力)

τ_{sti} : 砂質土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度の2/3とする。

τ_{cti} : 粘性土の*i*層における杭引抜時の最大周面摩擦力度で、
押し込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。

L_{si} : 砂質土の*i*層における杭の長さ

L_{ci} : 粘性土の*i*層における杭の長さ

ϕ : 杭の周長

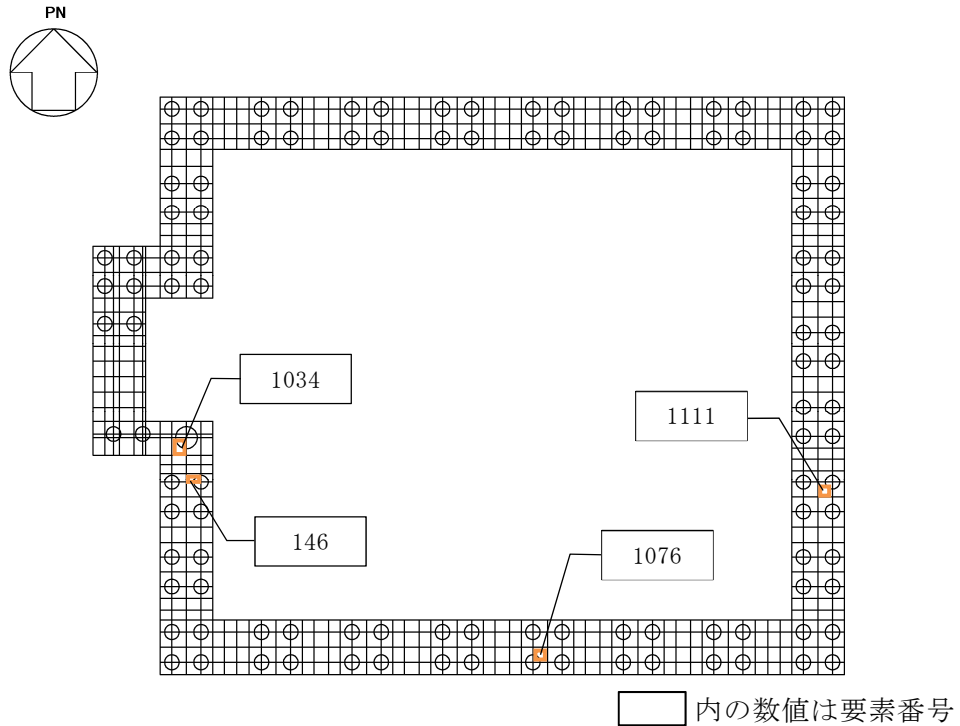
W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

4. 評価結果

4.1 基礎の評価結果

Ss地震時の最大検定値発生位置を第4-1図に、基礎応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-1表に示す。

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



第4-1図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第4-1表 基礎の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	1034	1265	4909	0.258	OK
EW	146	317	1692	0.188	OK

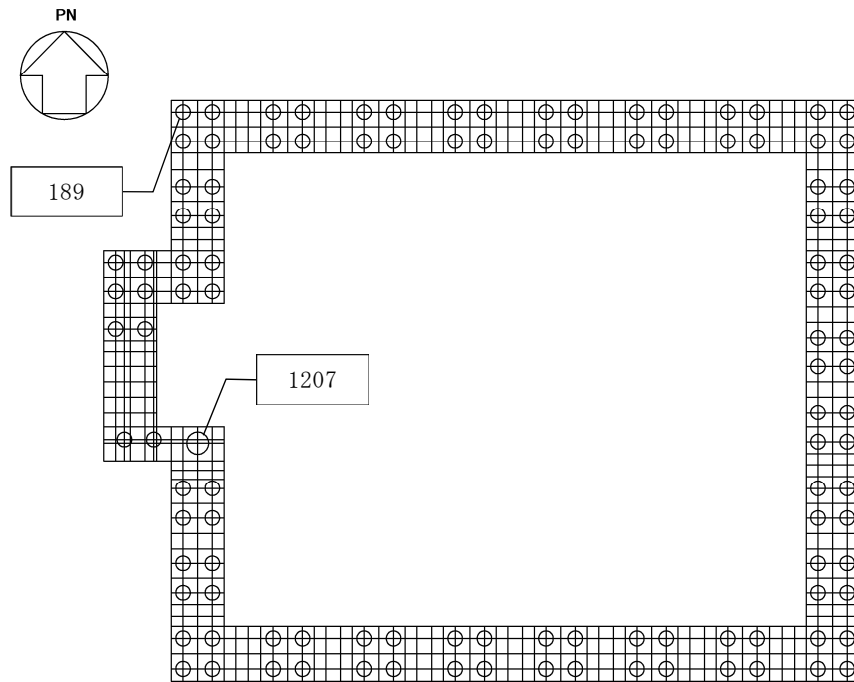
(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	1076	995	3143	0.317	OK
EW	1111	886	3141	0.282	OK

4.2 杭の評価結果

Ss 地震時の最大検定値発生位置を第4-2図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第4-2表及び第4-3図に、杭のモーメント図を第4-4図に示す。

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



□内の数値は節点番号

第4-2図 最大検定値発生位置（杭応力）

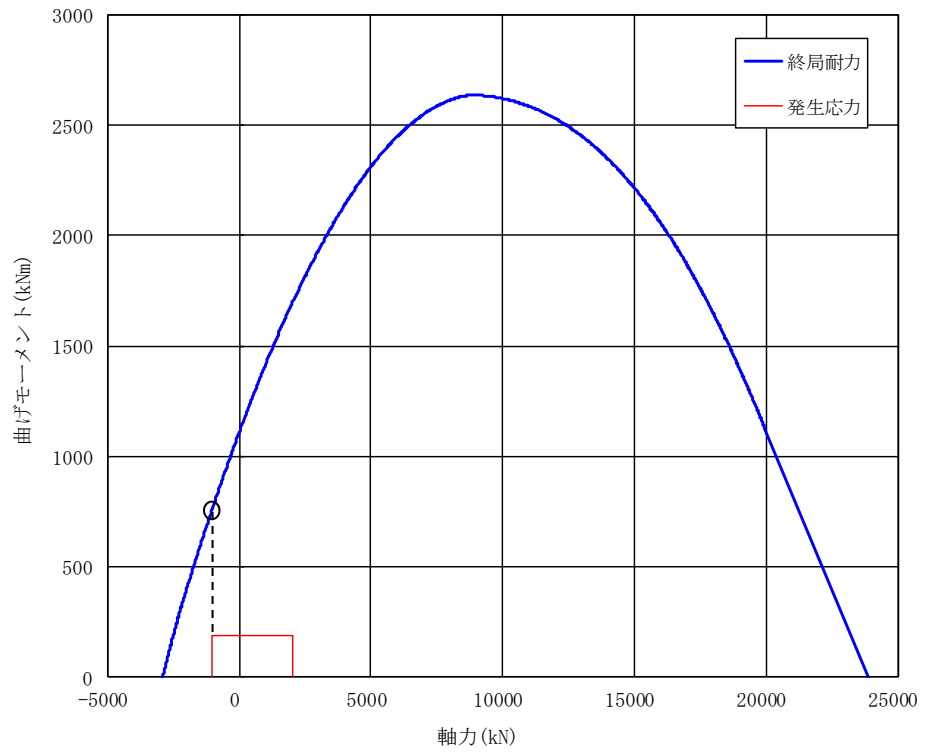
第4-2表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

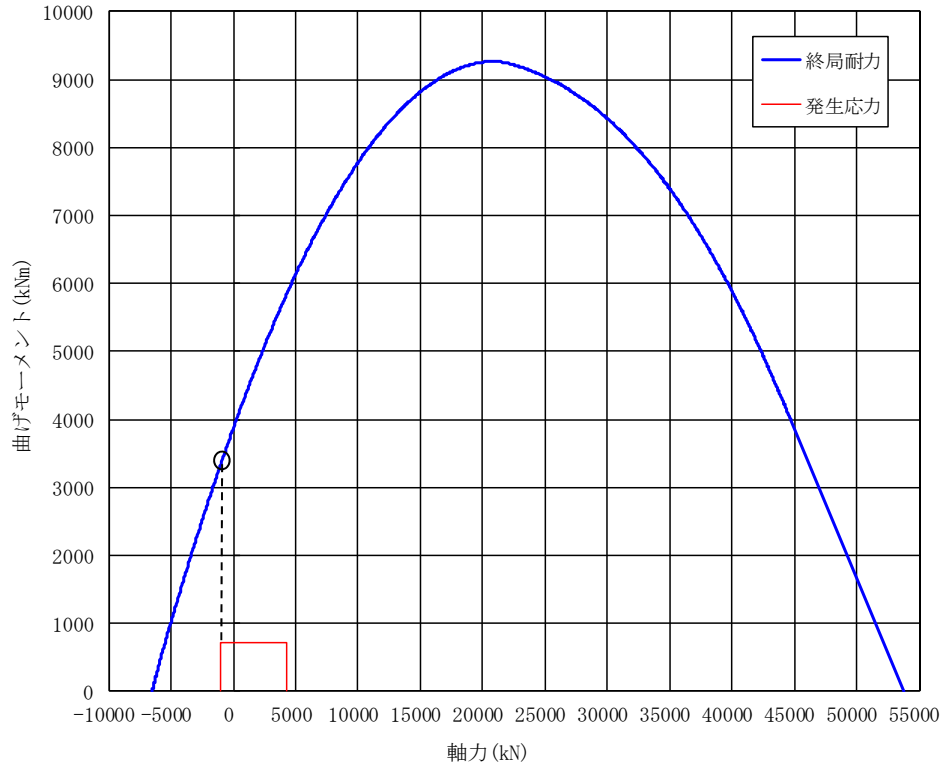
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	189	189	712	0.265	OK
P2	1207	707	3306	0.214	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生せん断力 (kN/m)			
P1, P1A	189	293	2024	0.145	OK
P2	1207	941	5065	0.186	OK

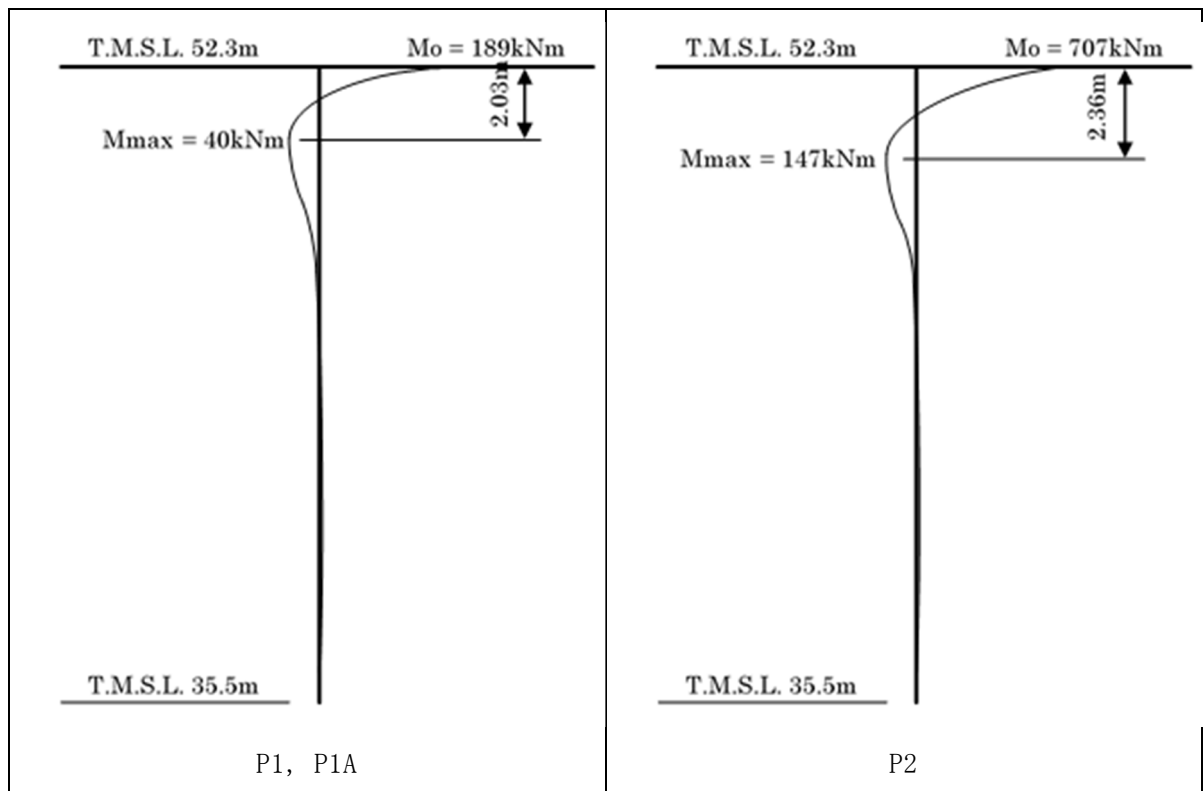


(P1, P1A)



(P2)

第4-3図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

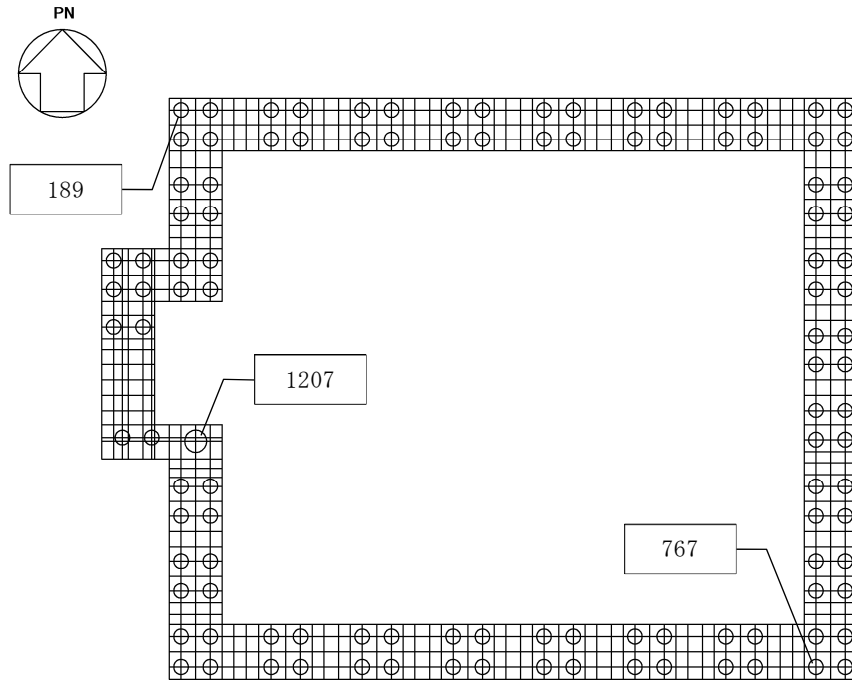


第4-4図 杭モーメント図 (最大値発生位置確認)

4.3 支持力等の評価結果

Ss 地震時の最大検定値発生位置を第 4-5 図に、支持力及び引抜力と許容限界値を比較した評価結果を第 4-3 表に示す。

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



□内の数値は節点番号

第 4-5 図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第 4-3 表 支持力及び引抜力の評価結果（最大検定値）

項目	解析結果			許容値 (kN)	検定比	判定
	杭種	節点番号	軸力 (kN)			
支持力	P1, P1A	767	2017	9409	0.215	OK
	P2	1207	4313	17058	0.253	OK
引抜力	P1, P1A	189	-1156	4609	0.251	OK
	P2	1207	-1143	7052	0.163	OK

* 軸力は正が圧縮，負が引張とする。

別添 2

防護板及び防護ネットに作用する荷重について

目 次

1. 概要	1
2. 評価対象部位	1
3. 荷重比較結果	2
4. 考察及びまとめ	2

1. 概要

飛来物防護ネットにおいては，竜巻による飛来物衝突時に防護板及び防護ネットに作用する荷重の方が，Ss地震時に作用する荷重よりも大きいことから，耐震評価対象部位の対象外としている。

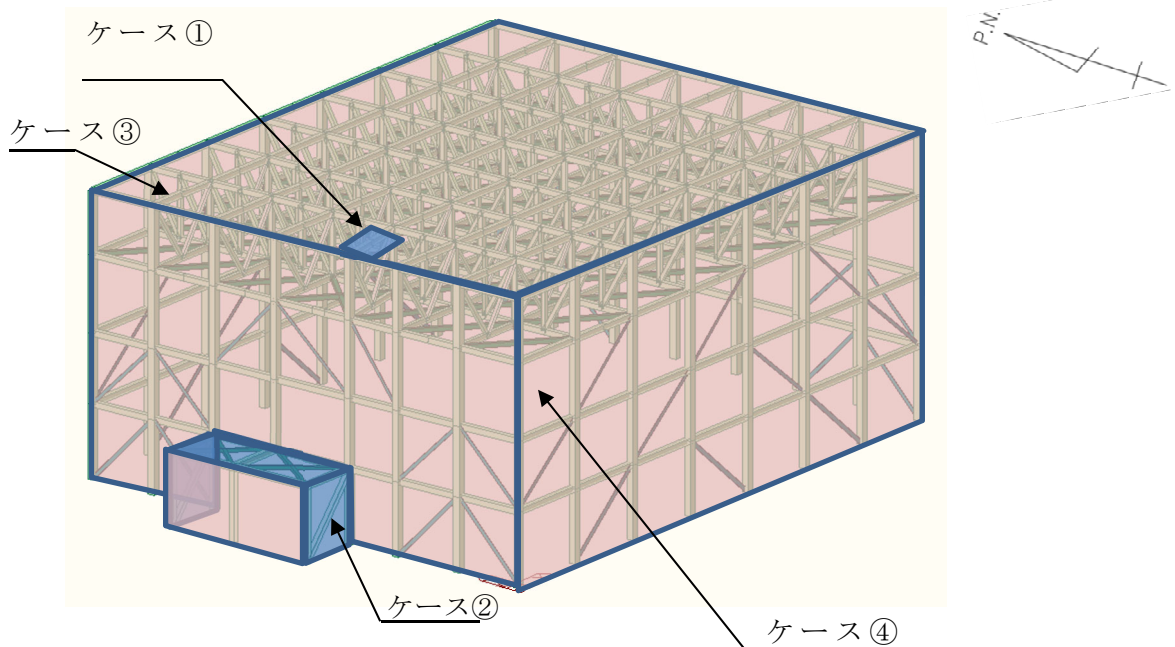
本書は，Ss地震時に作用する荷重と飛来物衝突時に作用する荷重の比較結果を示し，荷重の包絡性について説明する。

2. 評価対象部位

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

第2-1表 評価対象部位

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



第2-1図 評価対象部位

3. 荷重比較結果

荷重比較結果を第3-1表に示す。各ケースにおいてSs地震時に作用する荷重が、飛来物衝突時に作用する荷重に包絡されることを確認した。

第3-1表 荷重の比較結果

	Ss地震時に作用する荷重	飛来物衝突時に作用する荷重
ケース①	固定荷重+Ss地震荷重+積雪荷重 140 kN	固定荷重+衝突荷重+積雪荷重 1300 kN
ケース②	Ss地震荷重+風荷重 150 kN	衝突荷重+風荷重 1800 kN
ケース③	固定荷重+Ss地震荷重 +風荷重 ^(注1) +積雪荷重 180 kN	固定荷重+衝突荷重 +風荷重 ^(注1) +積雪荷重 230 kN
ケース④	固定荷重 ^(注2) +Ss地震荷重 +風荷重 150 kN	固定荷重 ^(注2) +衝突荷重 +風荷重 418 kN

注1：天面の防護ネットの強度評価において、保守的に風荷重も考慮していることから、それに合わせて評価する。

注2：側面の防護ネットの強度評価において、保守的に固定荷重も考慮していることから、それに合わせて評価する。

4. 考察及びまとめ

3.に示した荷重の比較結果より、飛来物防護ネットの防護板及び防護ネットについて、Ss地震時に作用する荷重が、飛来物衝突時に作用する荷重に包絡されることを確認した。

従って、防護板及び防護ネットについては、竜巻飛来物による衝突荷重に対する健全性を確認済みであることから、飛来物防護ネットの耐震評価における評価対象部位から対象外とすることで問題ない。

別添 3

改良地盤物性値について

目 次

1. 概要	1
2. 仕様	2
3. 物性値の設定	4
3.1 調査概要	4
3.2 結果	5

1. 概要

入力地震動の算定に用いる地盤物性値を第1-1表に示す。本資料では、このうち、T.M.S.L. 37.0～52.3m に設定した改良地盤の仕様及び地盤物性値の設定について説明する。

第1-1表 地盤物性値（改良地盤・岩盤）

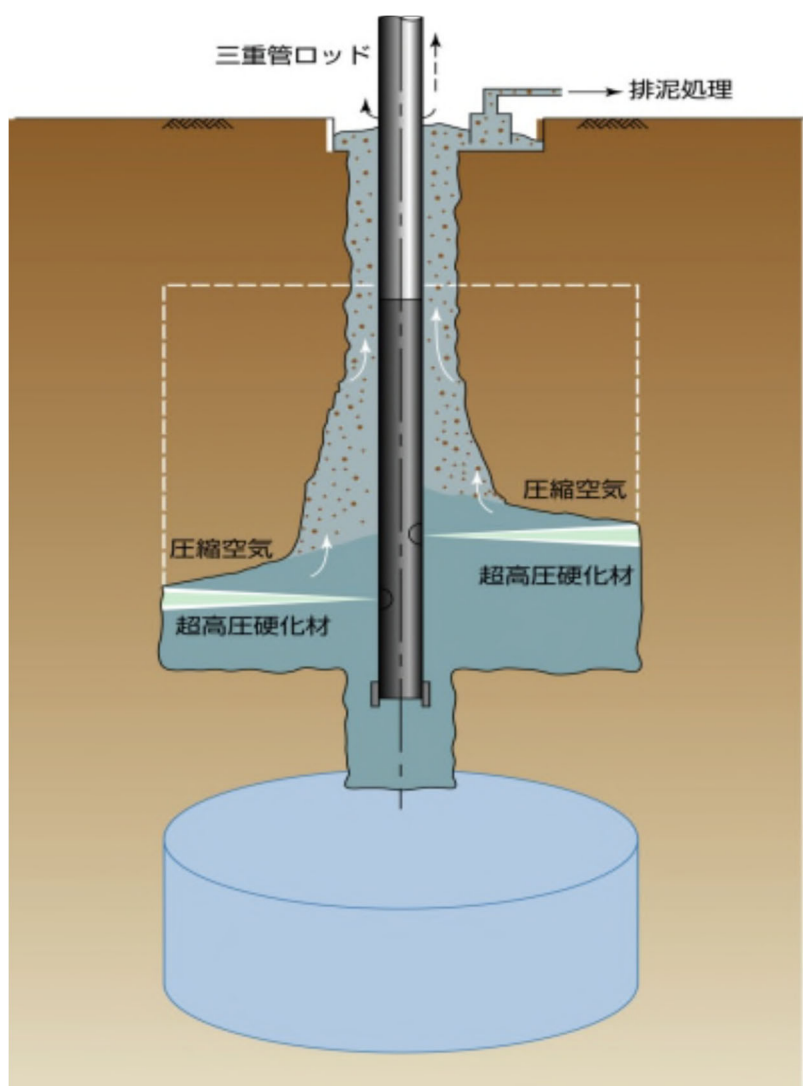
標高 [m]	単位体積重 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	S波速度 V_{so} [m/s]	P波速度 V_{po} [m/s]	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$ [N/m ²])	減衰 定数 h [%]
T.M.S.L.						3.0
52.3						
37.0	16.7	0.363	910	1,960	1,410	
22.0	18.2	0.406	760	1,910	1,075	
4.0	18.2	0.399	800	1,950	1,192	
	17.8	0.393	820	1,950	1,225	
解放基盤表面 ▼-70.0	17.0	0.393	820	1,950	1,164	

2. 仕様

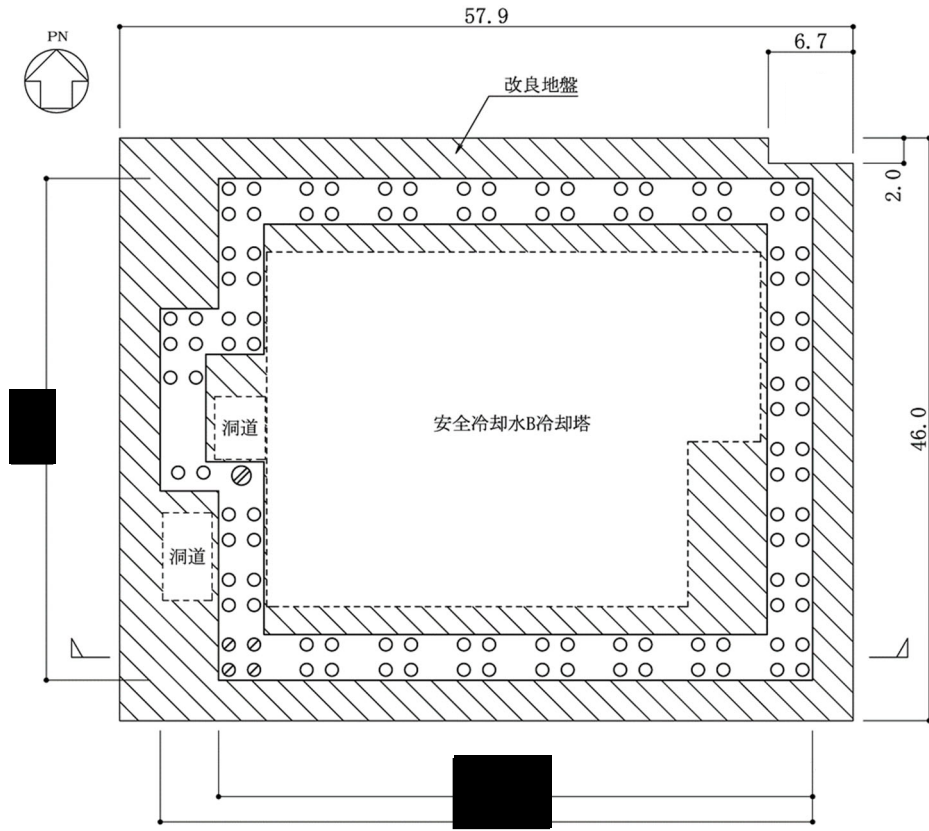
改良地盤は、①地盤変形抑制による杭の健全性確保、②上部構造物の応答低減、③表層地盤の液状化防護を目的として実施した。

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

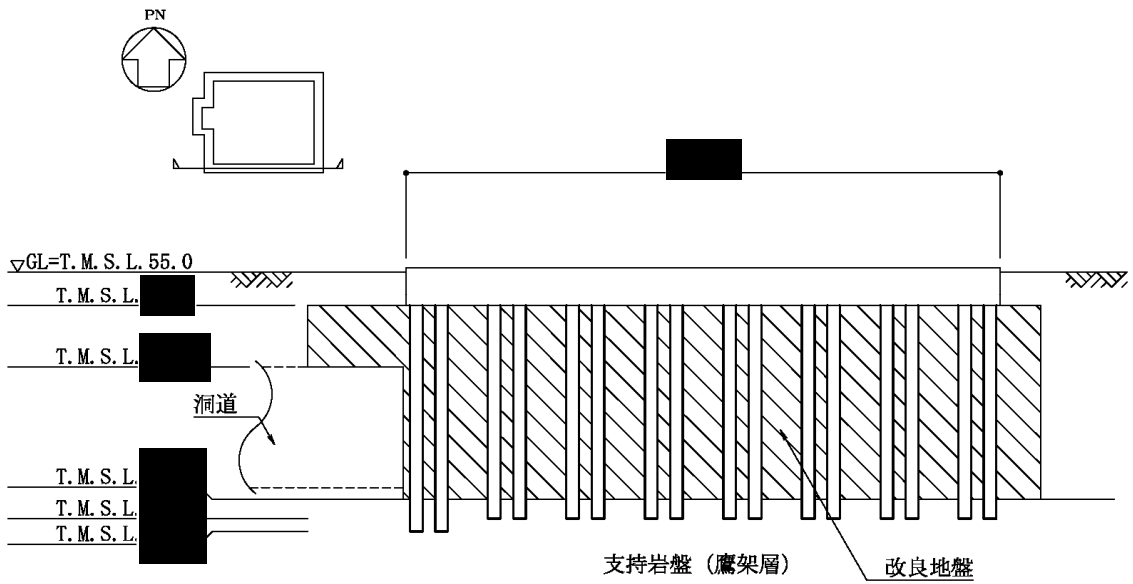
地盤改良範囲は、周辺に配置される既設構造との干渉状況を考慮して、基礎直下を包含した平面に対して、基礎下位置から支持岩盤までの深さを改良範囲とする。地盤改良範囲を第2-2図に示す。



第2-1図 改良概要図



(平面図)



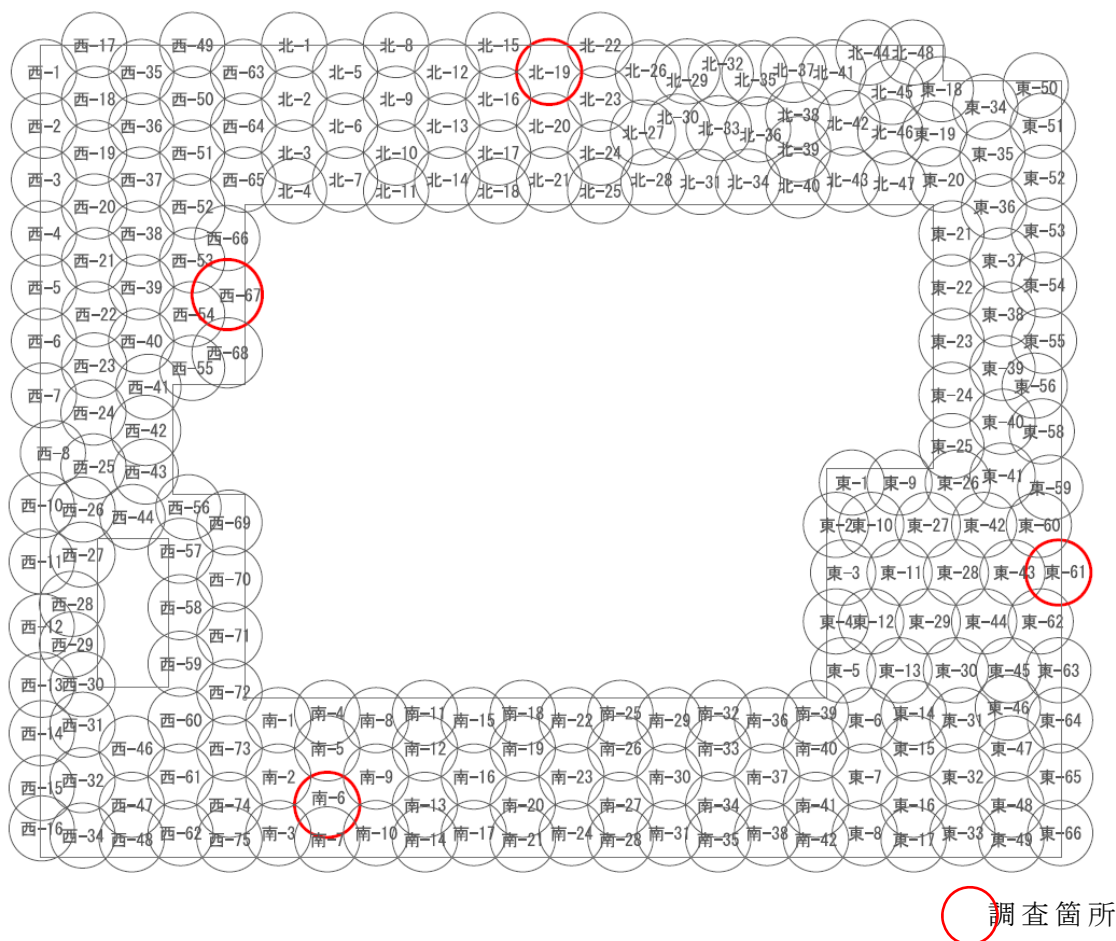
(断面図)

第 2 - 2 図 地盤改良範囲

3. 物性値の設定

3.1 調査概要

改良地盤は、円柱状改良体 227 本で構成される。建築センター指針及び陸上工事マニュアルに示される必要調査箇所数を満たしバランスを配慮して決定した物性調査位置を第 3-1 図に示す。諸基準・指針に示される必要調査箇所数を第 3-1 表に示す。



第 3-1 図 調査位置

第 3-1 表 必要調査箇所数

適用基準	施工数量	必要調査箇所数 (A)	調査箇所数 (B)	判定 (A) < (B)
建築センター指針* ¹ 陸上工事マニュアル* ²	227 本	3 箇所	4 箇所	○

* 1 100 改良コラムに 1 箇所以上かつ 1 検査対象群に 1 箇所以上

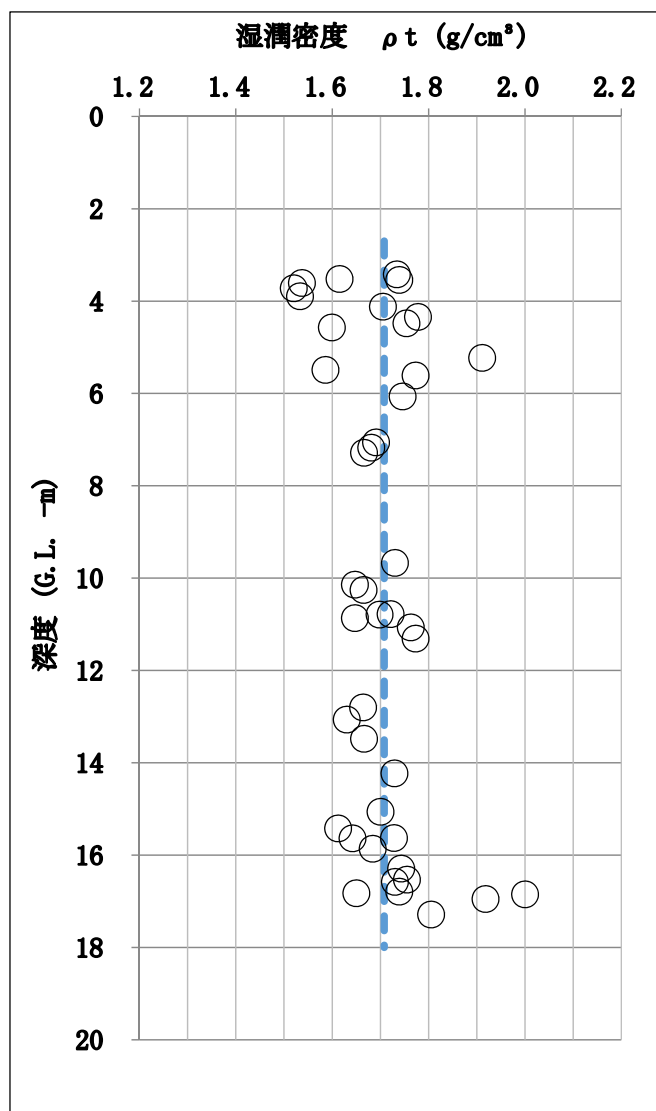
* 2 改良体 500 本未満は 3 本，500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する。試験は 1 本の改良体について，上中下それぞれ 1 回，計 3 回とする。

3.2 結果

(1) 湿潤密度試験 (ρ_t)

湿潤密度試験は、「JIS A 1225 土の湿潤密度試験方法」に基づく、ボーリングによる供試体採取を行い、試験を実施した。

試験により得られた湿潤密度 (ρ_t) の試験結果を第3-2図に示す。湿潤密度は、1.520～2.000 [g/cm³] であり、平均値は 1.705g/cm³ (16.7[kN/m³])である。



第3-2図 湿潤密度 (ρ_t) 試験結果

(2) 超音波速度試験 (V_s , V_p)

超音波速度試験は、「JGS 2110 パルス透過法による岩石の超音波速度測定」に基づき改良地盤のボーリング孔に対してPS検層を実施した。

PS検層より得られたS波速度 (V_s)、P波速度 (V_p)を第3-2表及び第3-3図に示す。

S波速度 (V_s)は、800~1170 [m/s]であり、平均値は910 [m/s]である。

P波速度 (V_p)は、1800~2330 [m/s]であり、平均値は1960 [m/s]である。

第3-2表 PS検層結果

改良体名	北-19	西-67	南-6	東-61	平均	標準偏差 σ
S波速度 V_s [m/s]	800	1170	800	870	910	180
P波速度 V_p [m/s]	1780	2330	1800	1920	1960	260

(3) せん断弾性係数 (G_0)、ポアソン比 ν_d

せん断弾性係数 (G_0) 及びポアソン比 (ν_d) は、(1) および (2) 結果を基に①及び②の関係式を用いて設定した。

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2\{(V_p/V_s)^2 - 1\}} \quad \dots \text{①}$$

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad \dots \text{②}$$

せん断弾性係数 (G_0) は、1410 [kN/m²]である。

ポアソン比 (ν_d) は、0.363である。

(4) ひずみ依存特性

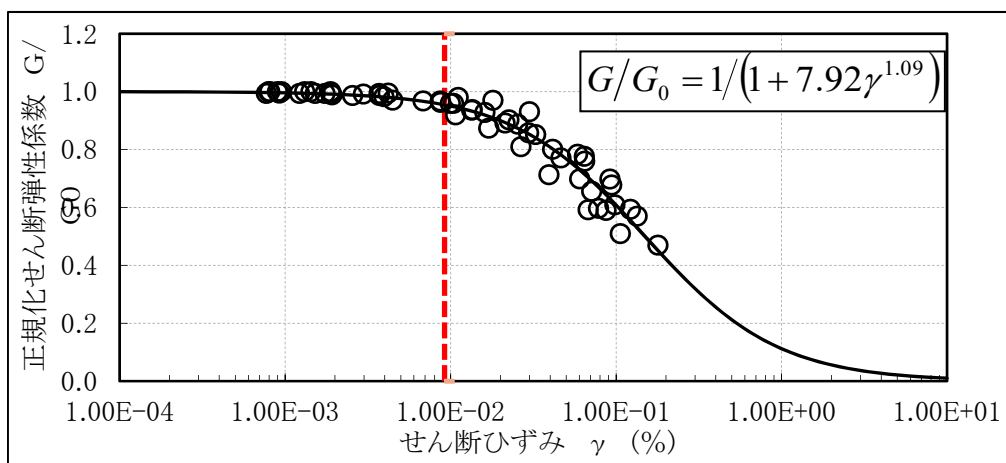
ひずみ依存特性 ($G/G_0-\gamma$ 曲線, $h-\gamma$ 曲線) は, 「JGS 0542 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸圧縮試験方法」に基づき三軸圧縮試験を行った結果を基に設定した。具体的には, 繰返し三軸圧縮試験により得られた種々のひずみ (γ) での G 及び h に対して, 最小二乗法を用いて①, ②式の係数 ($a\sim e$) を定めた。

$$G/G_0 = 1/(1 + a \cdot \gamma^b) \quad \dots \textcircled{1}$$

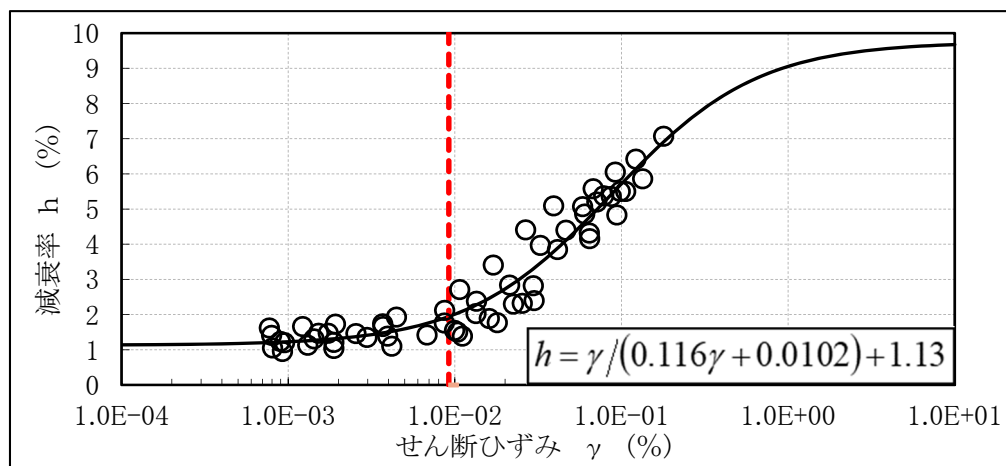
$$h = \gamma / (c \cdot \gamma + d) + e \quad \dots \textcircled{2}$$

上記の方法にて設定したひずみ依存特性の結果を第3-3図に示す。

基準地震動 S_s により発生する最大せん断ひずみ ($\gamma = 0.0092$) での改良地盤の剛性低下程度は 5%程度であり, 鷹架層と同様にひずみ依存の影響が小さいものと判断し, 入力地震動算定においてはひずみ依存特性は考慮不要とした。



(a) 剛性低下率



(b) 減衰定数

第3-3図 ひずみ依存特性

別添 4

地震応答解析モデルの適用性について

目 次

1. 概要	1
2. 適用性確認方法	1
3. 1次元波動論の適用性確認	2
4. 質点系モデルの適用性確認	21

1. 概要

本資料は、安全冷却水B 冷却塔飛来物防護ネット（以下、「本施設」という。）の耐震評価における地震応答解析の妥当性の確認として、1次元波動論の適用性及び質点系モデルの適用性について補足説明するものである。

2. 適用性確認方法

妥当性確認項目を第2-1表にまとめる。

第2-1表 質点系モデルの妥当性確認項目

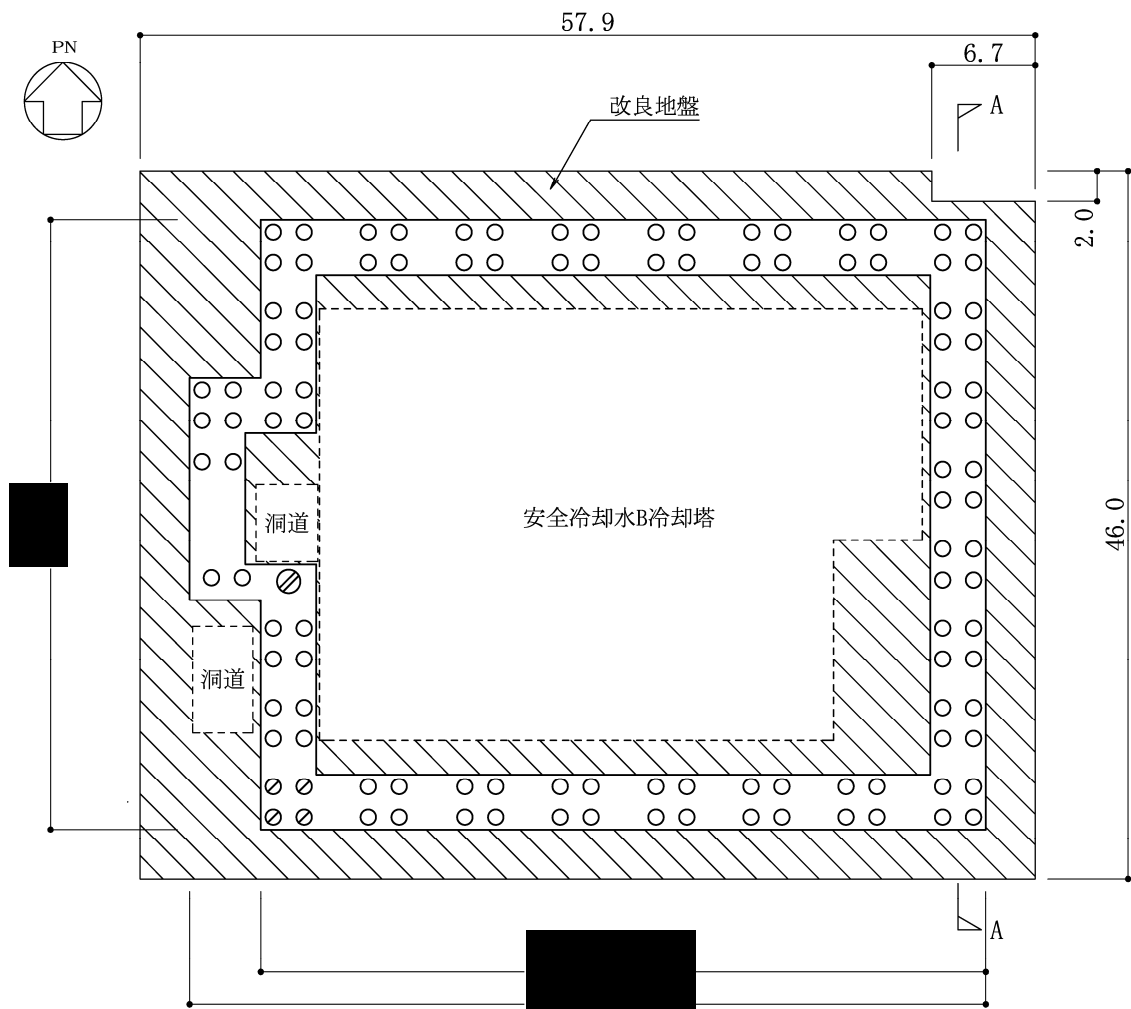
確認項目	確認方法
施設が設置される地盤状況を踏まえ1次元波動論が適用できるか	地盤改良範囲を考慮した2次元FEM解析により地盤を水平成層とした1次元波動論の適用性を確認する。
質点系モデルで振動モードは適切に表現できているか	三次元フレームモデルの振動モードを確認し、質点系モデルで表現可能なモードであることを確認する。

3. 1次元波動論の適用性確認

(1) 評価概要

「建築基礎構造設計指針」及び「建築基礎のための地盤改良設計指針案」において、建物外周部の地盤改良範囲は、改良層厚の1/2の範囲が原則とされているが、本施設においては、改良深さ15.8mに対して外周部の寸法が3.2mであり、原則の1/2以上を満たしていないことを踏まえ入力地震動の算定に1次元波動論の適用性を評価する。

本施設が設置される地盤状況を踏まえ、地盤改良範囲を考慮した2次元FEM解析を用い、改良範囲を十分にとった場合と同等の結果となることを確認する。



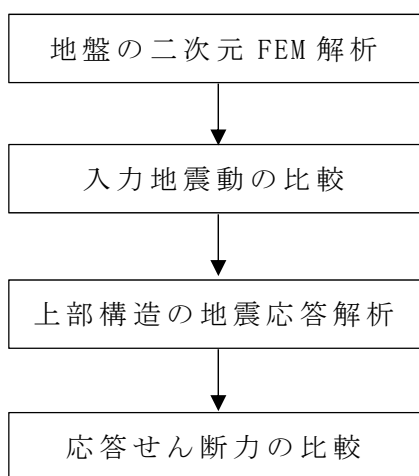
第3-1図 地盤改良範囲

(2) 評価方法

評価方法の手順を第3-2図に示す。

本施設の設計で用いている1次元波動論(SHAKE)による入力地震動及び上部構造の応答せん断力について、地盤の2次元FEMを用いた結果と比較する。

1次元波動論をケース①、地盤の2次元FEM解析を用いたケースは改良地盤の実際の幅とし、周囲の埋戻土を考慮したモデルをケース②とする。検討ケースを第3-1表に示す。



第3-2図 評価方法の手順

第3-1表 検討ケース

ケース	地盤のモデル化
①	1次元波動論(成層地盤)
②	地盤2次元FEM(埋戻土考慮)

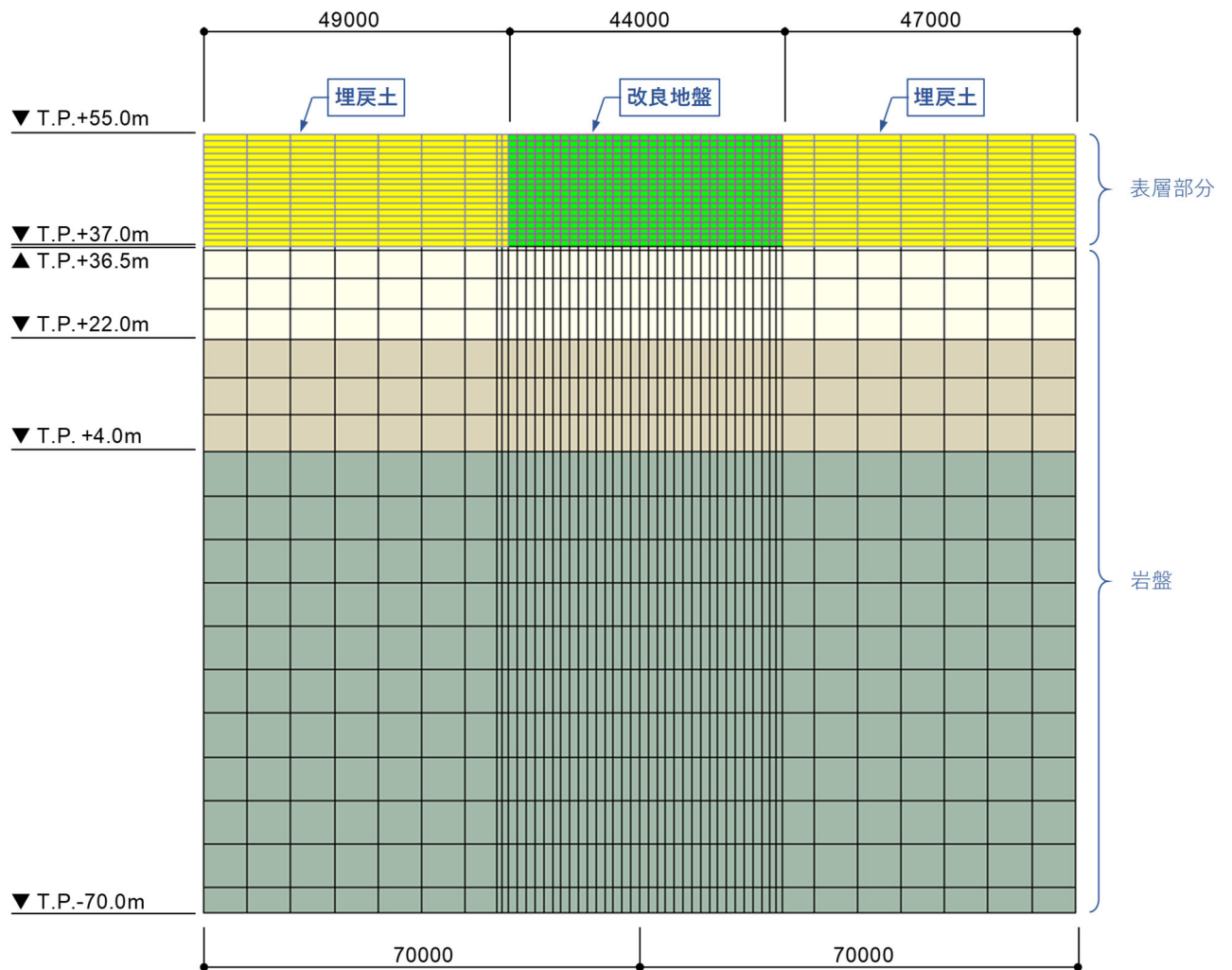
(3) 地盤の2次元FEM解析

a. 解析モデル

- ・ 析コードは、「TDAPⅢ ver. 3.07」とする。
- ・ 解析モデルの水平方向は、地盤改良深さの1/2以上の広がりをも十分に確保した数値として、建屋幅の約3倍の範囲を対象とする。
- ・ 解析モデルの鉛直方向は、解放基盤面(T.P.-70.0m)～地表面(T.P.+55.0m)を対象とする。
- ・ 要素は平面ひずみ要素を用い、質量は各節点に集中質量として考慮する。
- ・ 地盤モデルの側方境界および底面境界は、粘性境界要素を用いる。
- ・ 1次元波動論(SHAKE)にて用いる地盤モデルを第2-2表に示す。
- ・ 解析モデル図を第2-2図に示す。

第3-2表 地盤物性値(改良地盤・岩盤)

標高 [m]	単位体積重 γ_t [kN/m ³]	ポアソン比 ν_d	S波速度 V_{s0} [m/s]	P波速度 V_{p0} [m/s]	せん断 弾性係数 G ($\times 10^3$) [N/m ²]	減衰 定数 h [%]
T. M. S. L						3.0
52.3						
37.0	16.7	0.363	910	1,960	1,410	
22.0	18.2	0.406	760	1,910	1,075	
4.0	18.2	0.399	800	1,950	1,192	
	17.8	0.393	820	1,950	1,225	
解放基盤表面 ▼-70.0	17.0	0.393	820	1,950	1,164	

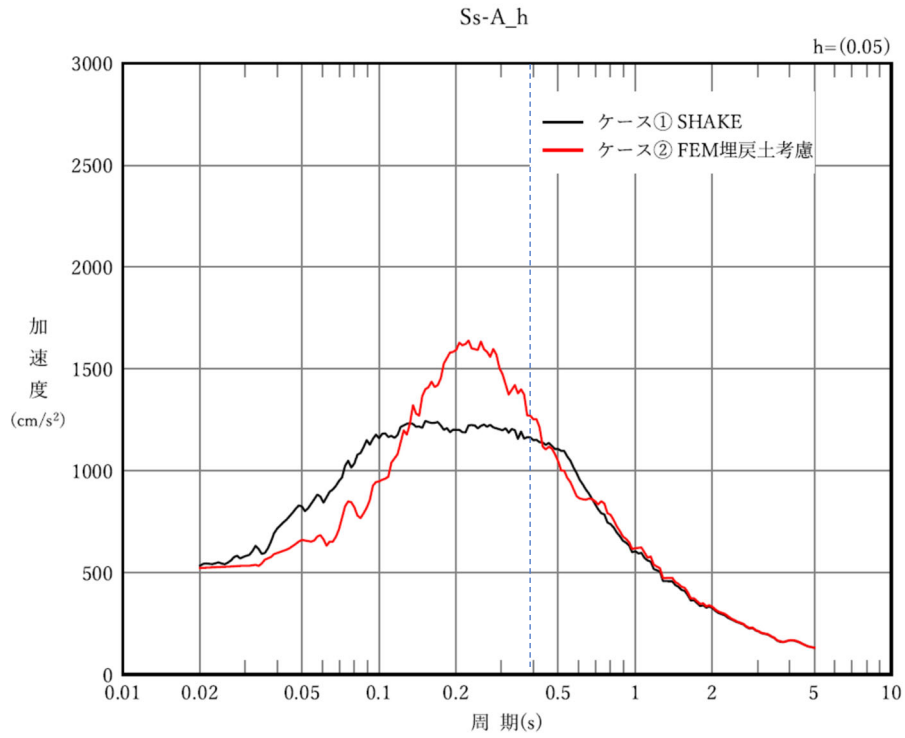


第 3 - 3 図 解析モデル (ケース②) [単位 : mm]

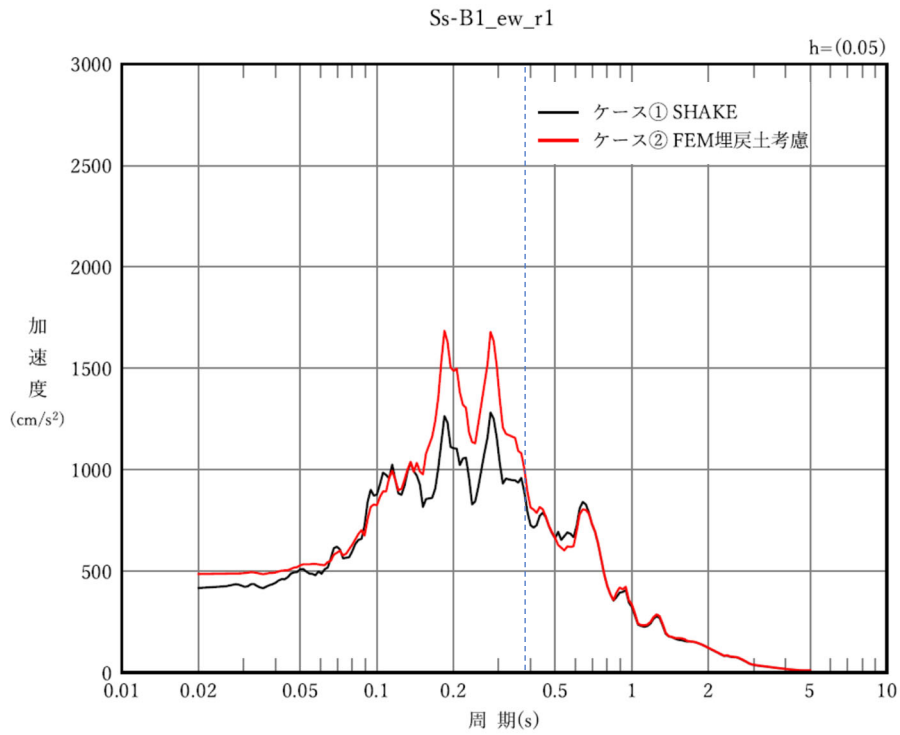
(3) 入力地震動の比較

ケース①～②の入力地震動のスペクトル図を第3-4図～第2-21
図に示す。

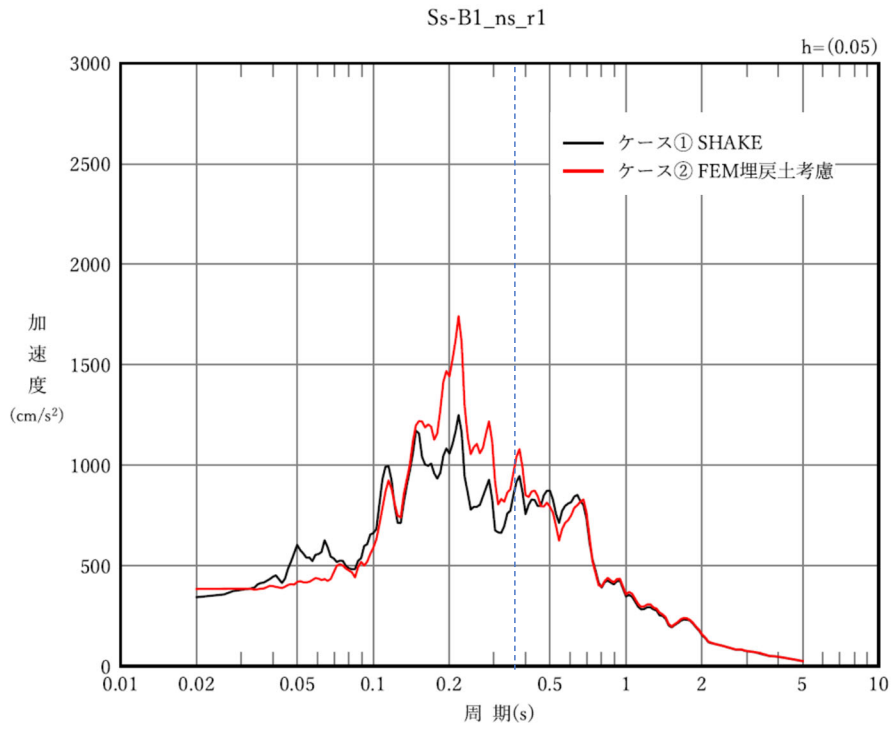
また、入力地震動のスペクトル比較を第3-3表、第4-4表に示す。



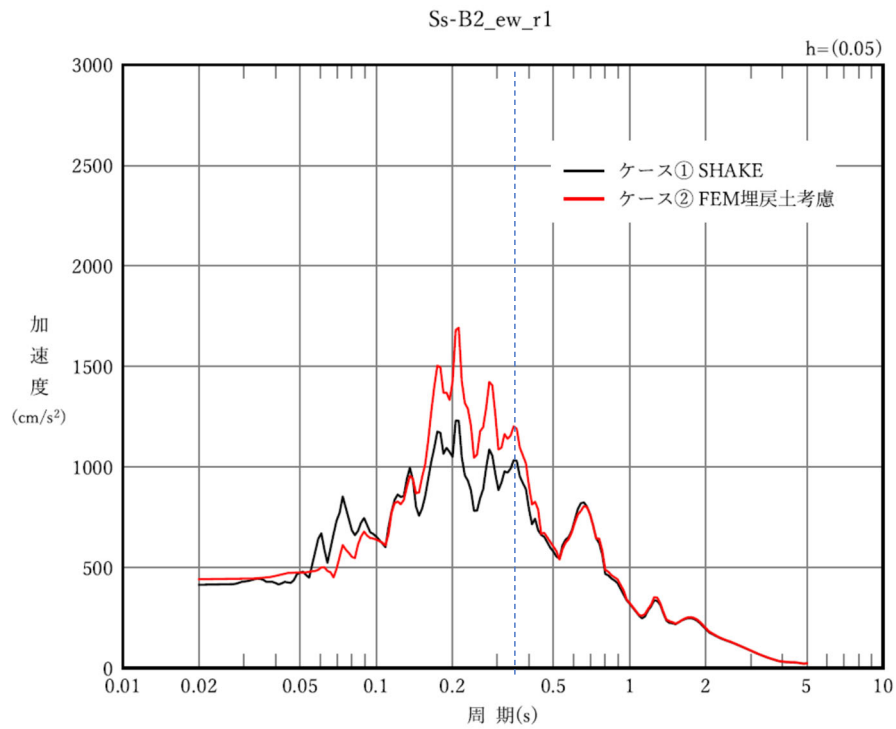
第 3 - 4 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-A)



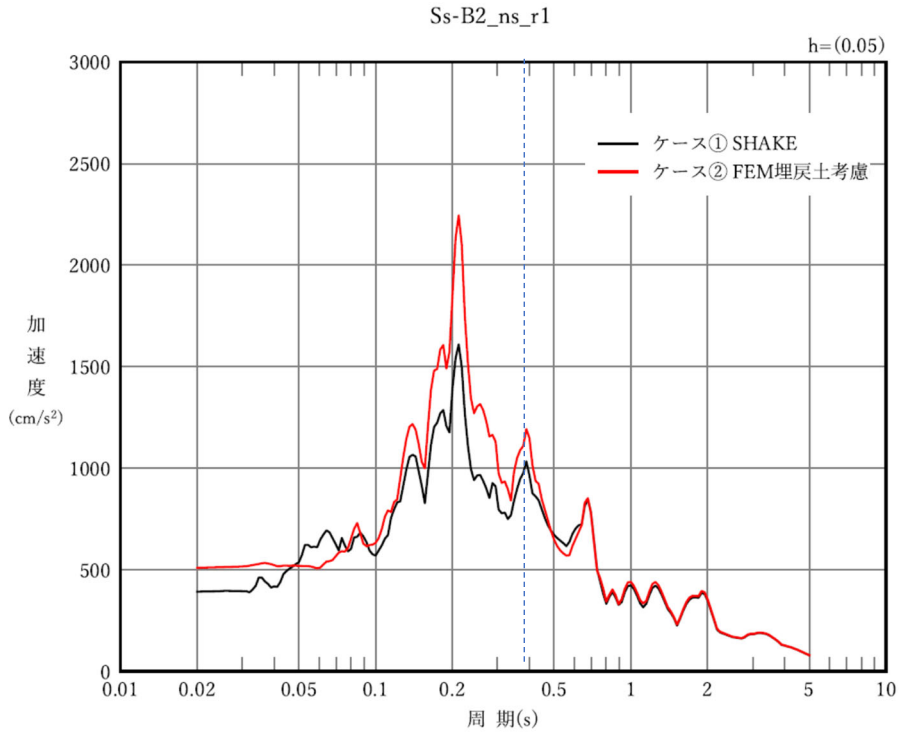
第 3 - 5 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B1_ew)



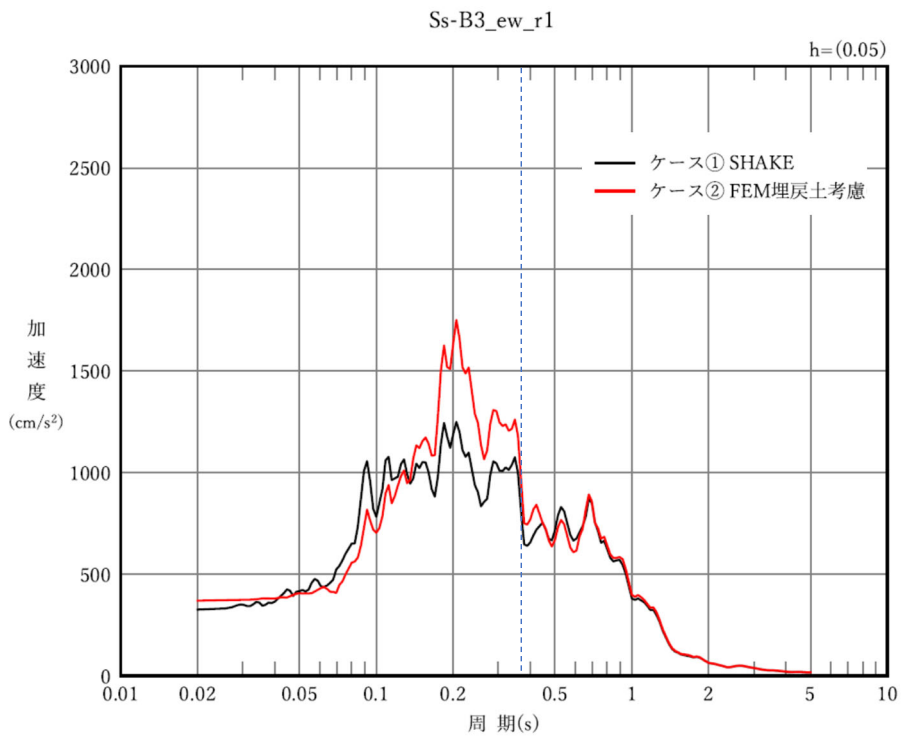
第 3 - 6 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B1_ns)



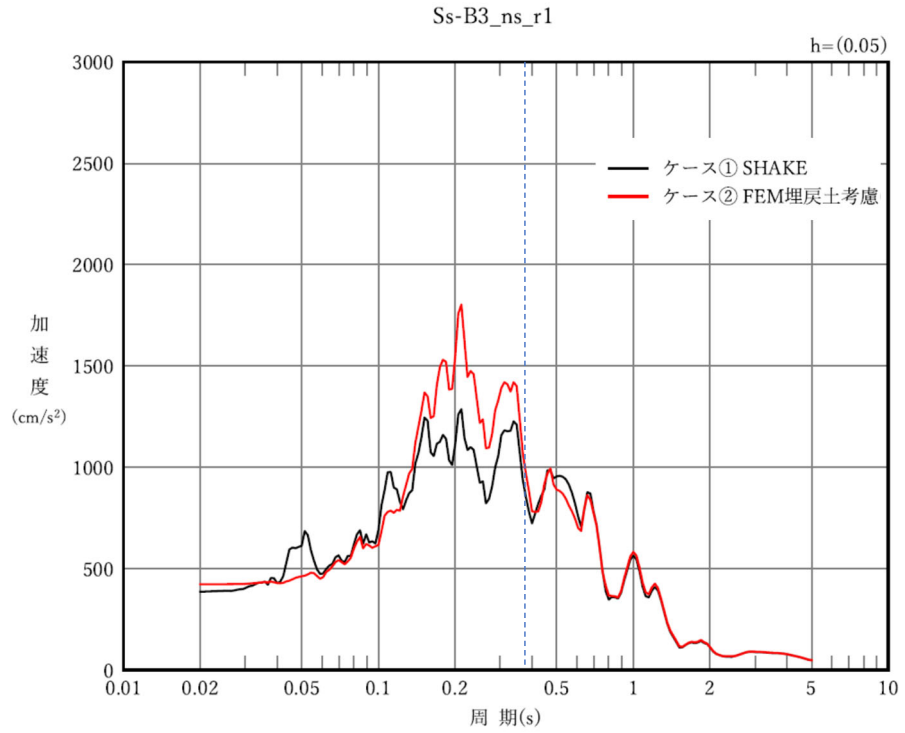
第 3 - 7 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B2_ew)



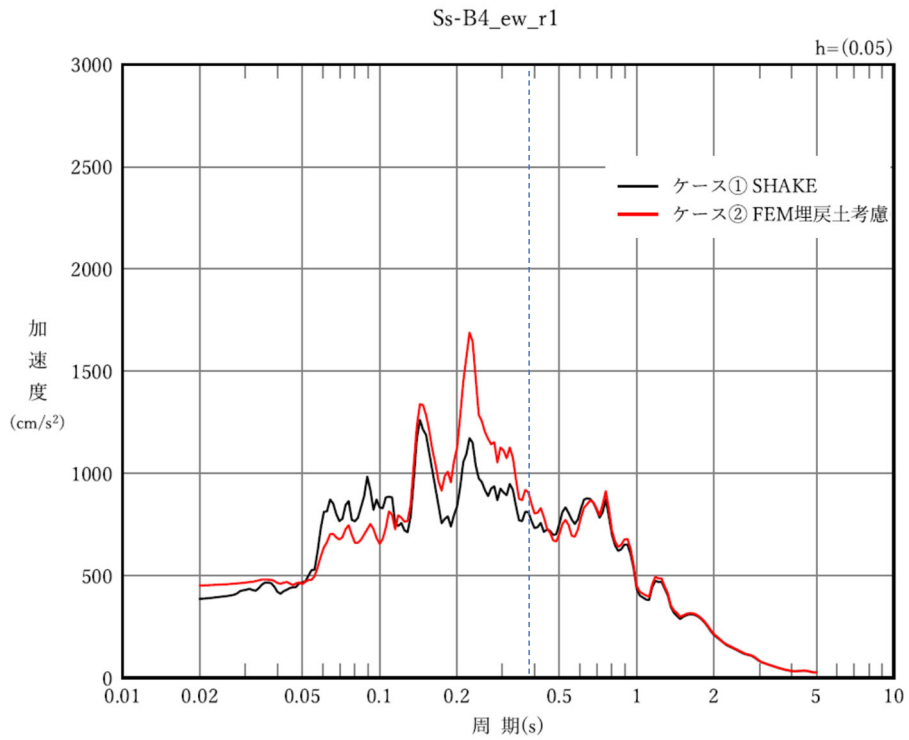
第 3 - 8 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B2_ns)



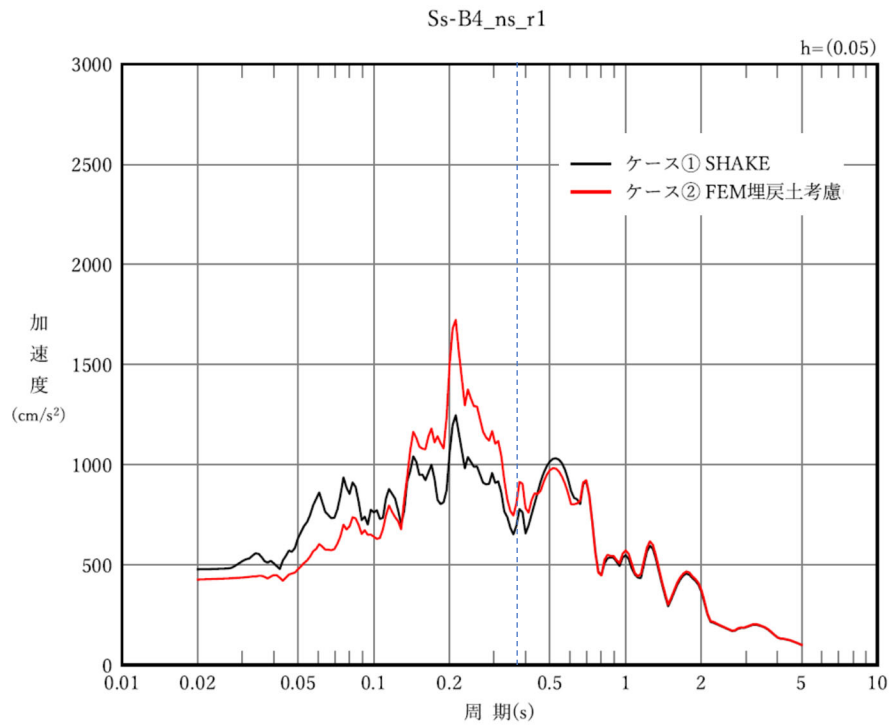
第 3 - 9 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B3_ew)



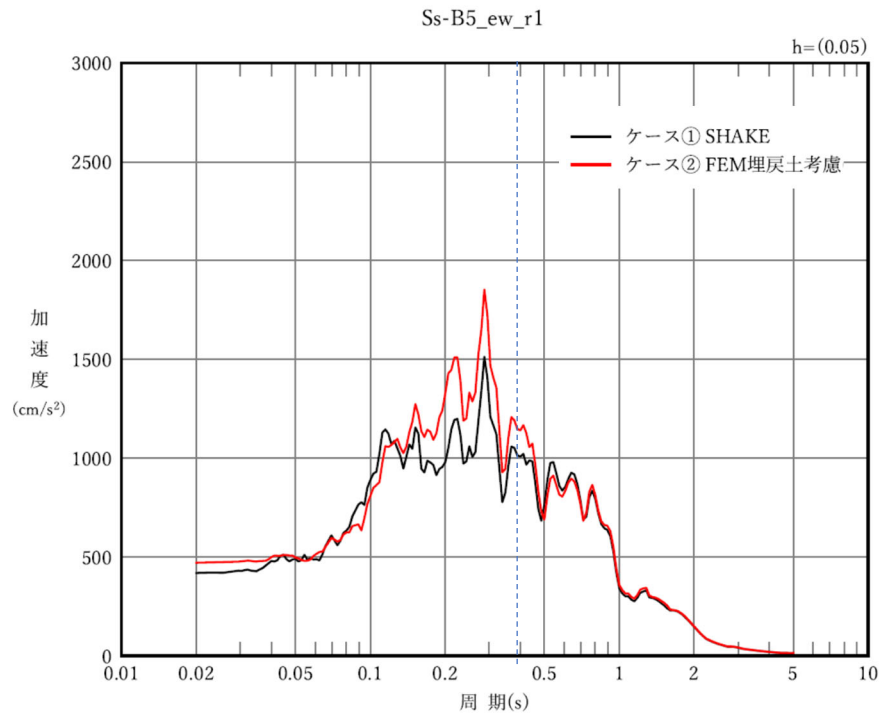
第 3 -10 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B3_ns)



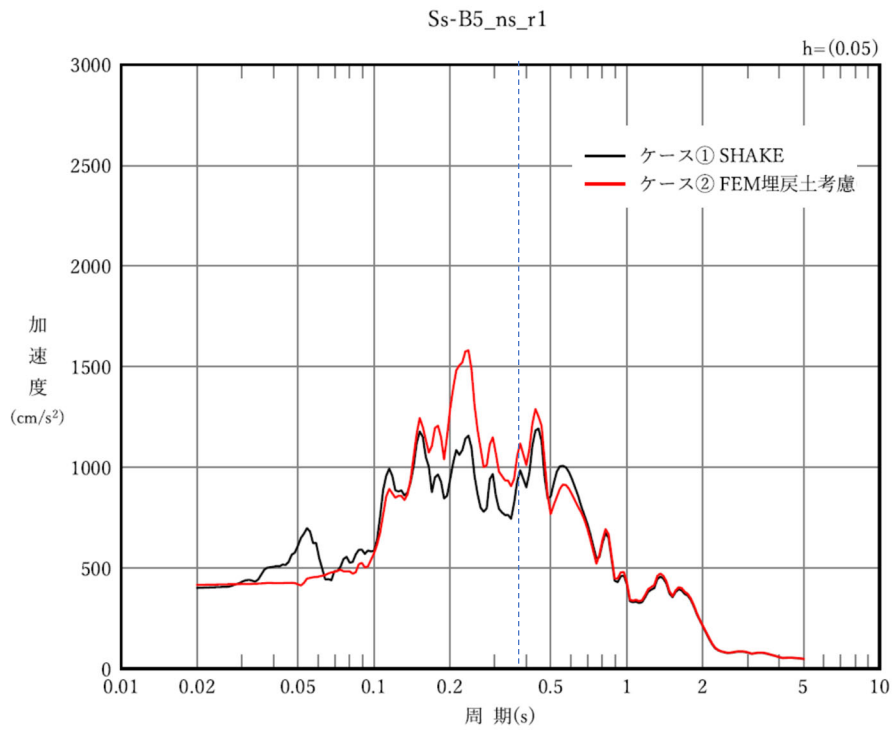
第 3 -11 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B4_ew)



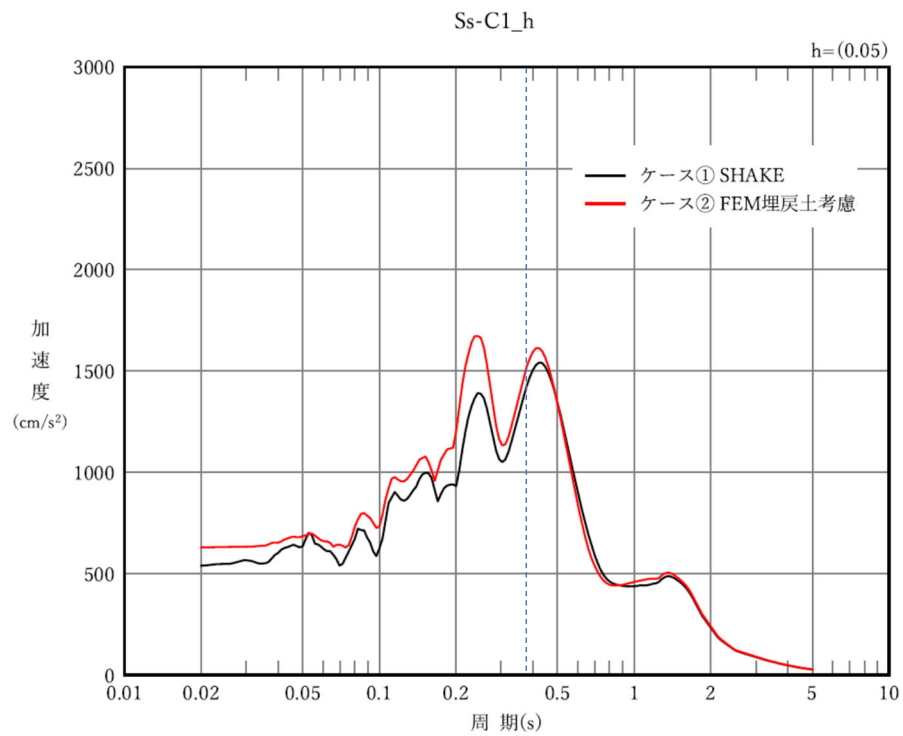
第 3 -12 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B4_ns)



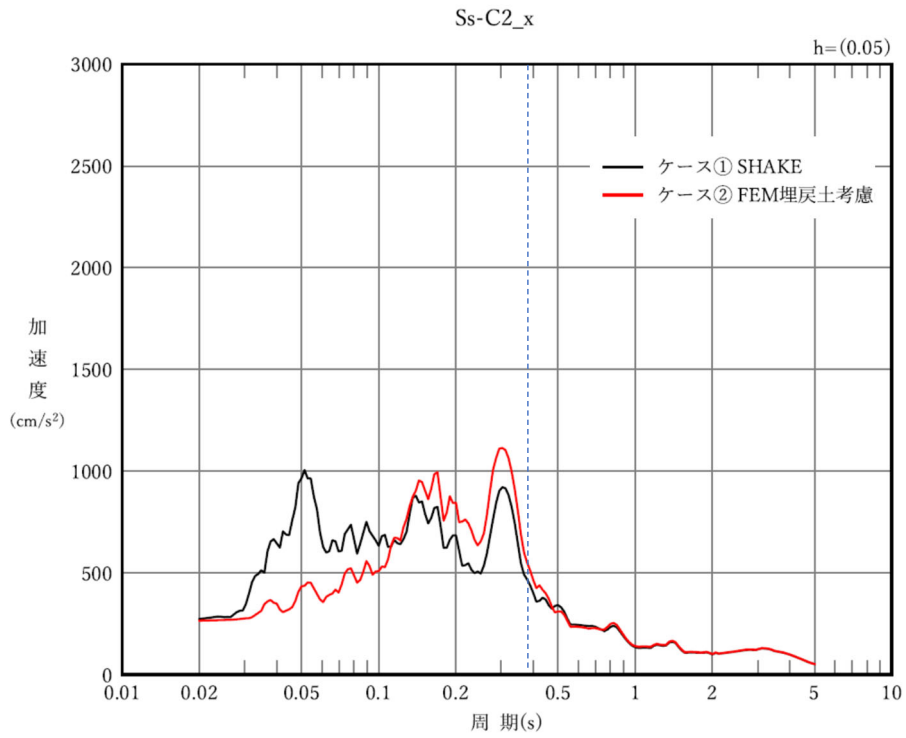
第 3 -13 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B5_ew)



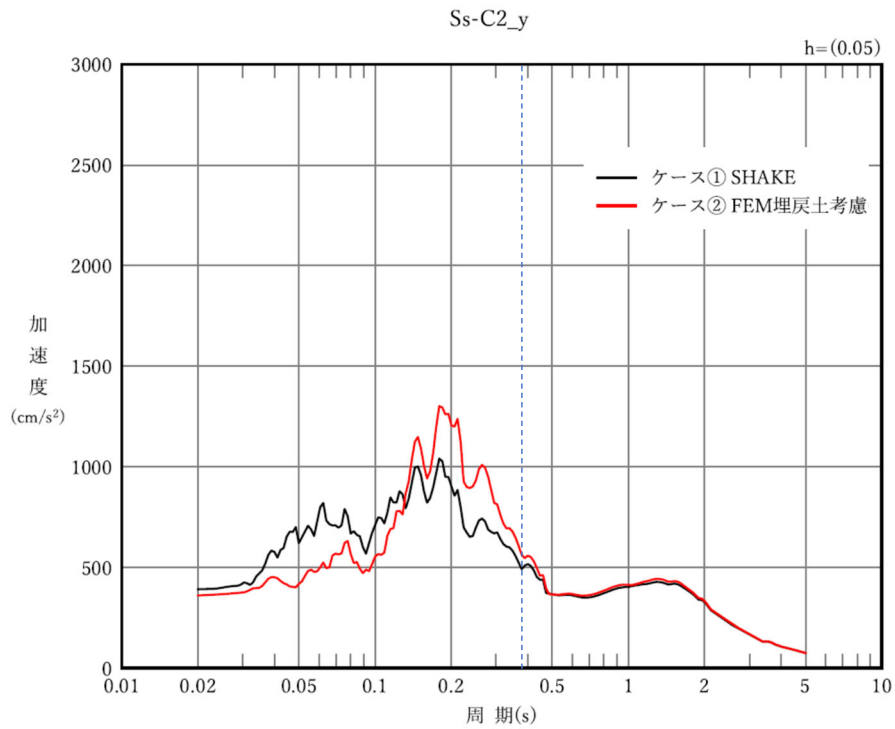
第 3 -14 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-B5_ns)



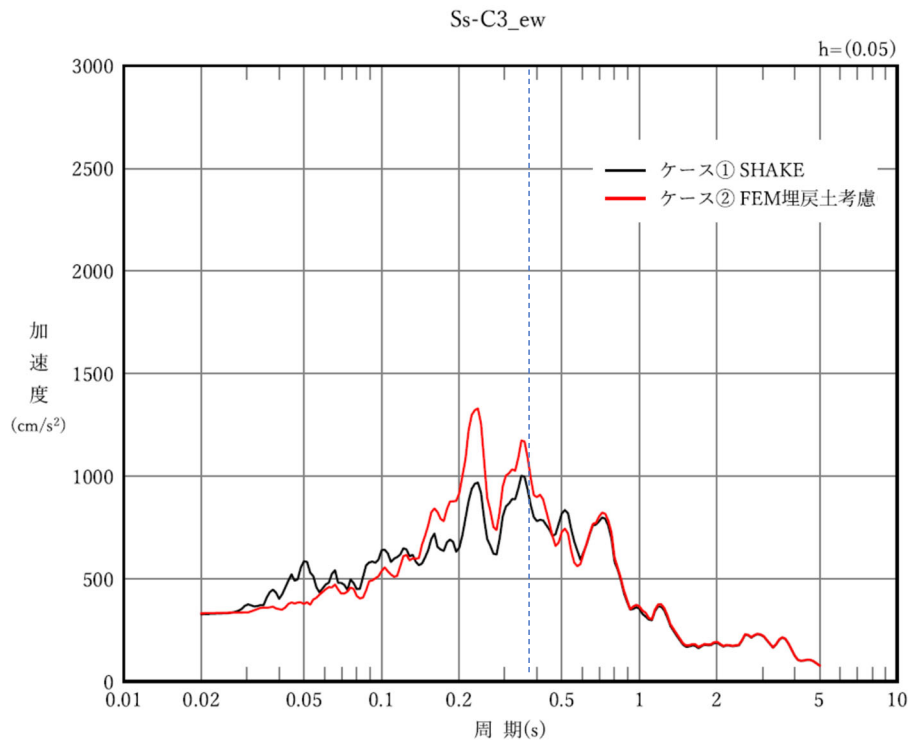
第 3 -15 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C1_h)



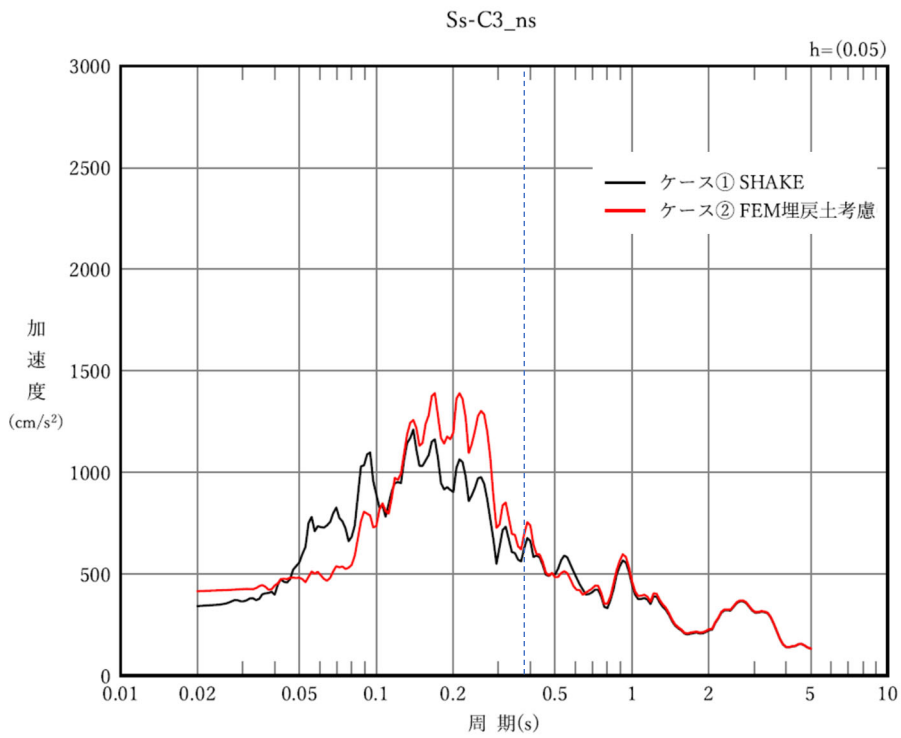
第 3 -16 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C2_x)



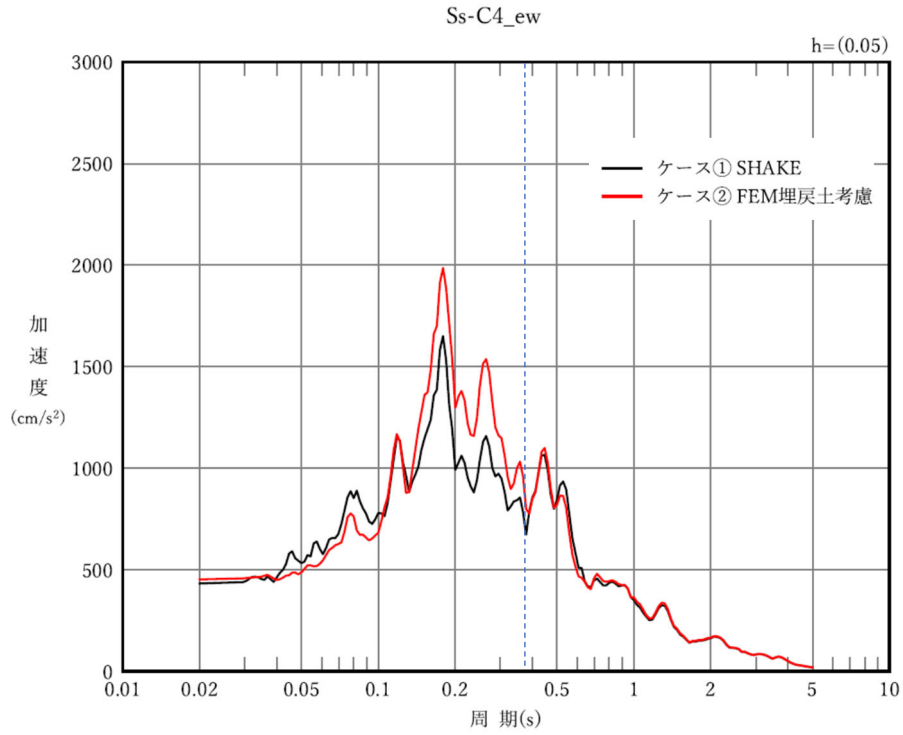
第 3 -17 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C2_y)



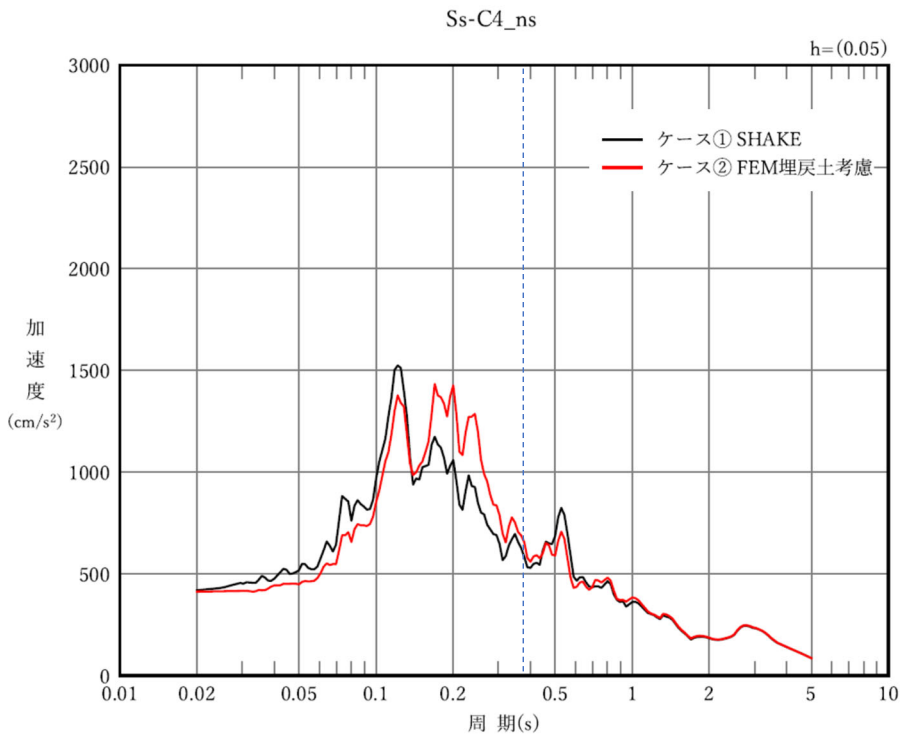
第 3 - 18 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C3_ew)



第 3 - 19 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C3_ns)



第 3 -20 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C4_ew)



第 3 -21 図 入力地震動のスペクトル図 (Ss-C4_ns)

第 3-3 表 入力地震動のスペクトル比較 (NS 方向, 1 次固有周期 0.393s)
[cm/s²]

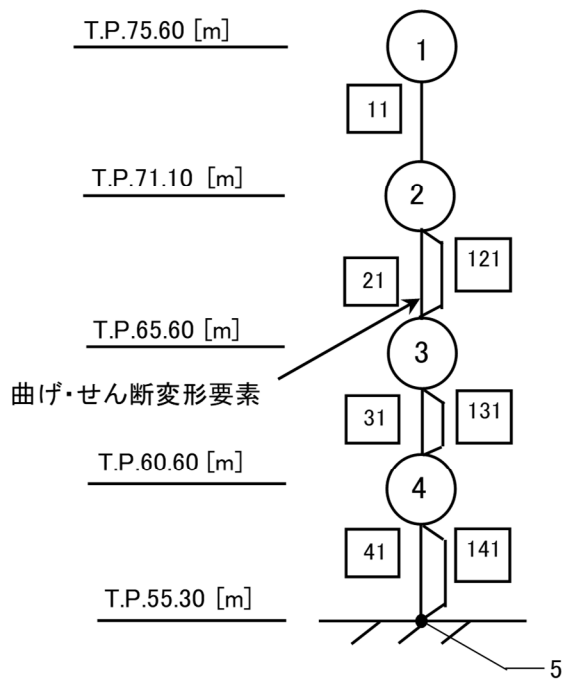
ケース			①	②	比率	
			SHAKE	FEM	①/②	
A			1160	1265	0.917	
Ss	B	1 ns	830	944	0.879	
		2 ns	1012	1179	0.858	
		3 ns	763	850	0.897	
		4 ns	728	865	0.842	
		5 ns	931	1048	0.888	
	C	1 ns	1483	1574	0.942	
		2 x	427	496	0.860	
		2 y	512	551	0.930	
		3 ns	673	750	0.897	
		3 ew	795	906	0.878	
		4 ns	532	573	0.929	
		4 ew	811	801	1.013	
	Max					1.013
	min					0.842

第 3-4 表 入力地震動のスペクトル比較 (EW 方向, 1 次固有周期 0.395s)
[cm/s²]

ケース			①	②	比率	
			SHAKE	FEM	①/②	
Ss	A		1157	1262	0.917	
	B	1	ns	810	919	0.882
		2	ns	999	1171	0.853
		3	ns	752	832	0.904
		4	ns	709	843	0.841
		5	ns	923	1038	0.889
	C	1	ns	1489	1580	0.943
		2	x	420	488	0.861
		2	y	514	553	0.929
		3	ns	670	747	0.897
		3	ew	791	904	0.876
		4	ns	532	570	0.933
		4	ew	824	814	1.012
	Max					1.012
	min					0.841

(3) 上部構造の地震応答解析

本施設の上部構造の地震応答解析モデルは、設工認申請と同モデルとなる第3-22図に示す質点系モデルとし、2次元 FEM により得られた入力地震動を用いた地震応答解析を実施する。



基礎上端(T.P.55.30 [m])を固定点とし、節点番号は5とする。

第3-22図 上部構造の地震応答解析モデル

(4) 応答せん断力の比較

ケース①～②の応答せん断力の比較を第3-5表及び第3-6表に示す。

第3-5表 脚部要素の応答せん断力 (NS方向加振) [kN]

ケース		①	②	比率	
		SHAKE	FEM	①/②	
Ss	A		12824	12844	0.998
	B	1 ew	13121	13099	1.002
		2 ew	12077	12651	0.955
		3 ew	11524	11033	1.045
		4 ew	12350	11910	1.037
		5 ew	11684	12227	0.956
	C	1 ew	13933	13579	1.026
		2 x	7713	7876	0.979
		2 y	11883	11960	0.994
		3 ns	12306	13047	0.943
		3 ew	11700	12321	0.950
		4 ns	11209	10589	1.059
		4 ew	12165	12569	0.968
	Max		13933	13579	1.026

第3-6表 脚部要素の応答せん断力 (EW方向加振) [kN]

ケース		①	②	比率	
		SHAKE	FEM	①/②	
Ss	A		13175	13295	0.991
	B	1 ew	11773	13304	0.885
		2 ew	11497	12175	0.944
		3 ew	10410	12474	0.834
		4 ew	12677	12891	0.983
		5 ew	13276	13375	0.993
	C	1 ew	14137	13829	1.022
		2 x	7286	7537	0.967
		2 y	11420	11667	0.979
		3 ns	13237	13234	1.000
		3 ew	11903	12536	0.949
		4 ns	11647	12180	0.956
		4 ew	13246	12914	1.026
	Max		14137	13829	1.022

(5) まとめ

本施設の地盤改良範囲を考慮した2次元FEM解析を用いて入力地震動の比較及び応答せん断力を比較した結果、各ケースの結果は、概ね同等の結果であり、上部構造の設計においては支配的なケース(Ss-C1)において1次元波動論による入力地震動が厳しい結果を与えることを確認した。

以上より、本施設の地盤改良は、改良深さの1/2以上の範囲を確保できていないものの、1次元波動論にて評価する観点で有効であり、地盤改良範囲を考慮した2次元FEM解析により地盤を水平成層とした1次元波動論の適用できると判断した。

4. 質点系モデルの適用性確認

(1) 振動モードの比較

第4-1表に三次元モデルによる固有値解析結果を示す。第4-1表のモード図は[u]モードを示し、有効質量は方向別に整理している。1次がNS方向、2次がEW方向の支配的な振動モードである。また、3次がねじれの振動モードである。

振動モードを可視化するため、四隅の柱の βu （刺激関数）を図化したのが第4-2表であり、その四隅の刺激関数抽出位置を第4-1図に示す。

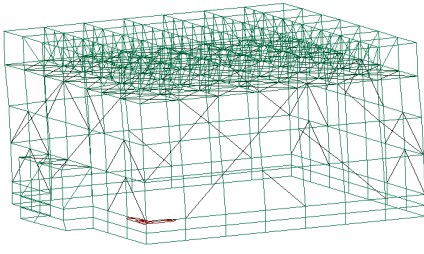
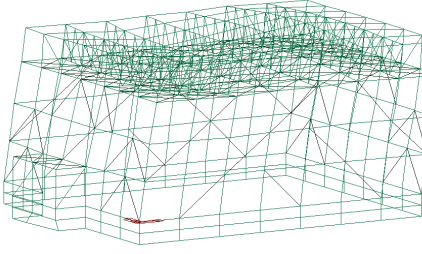
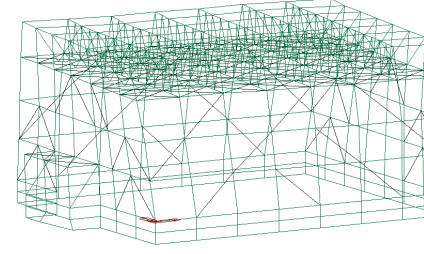
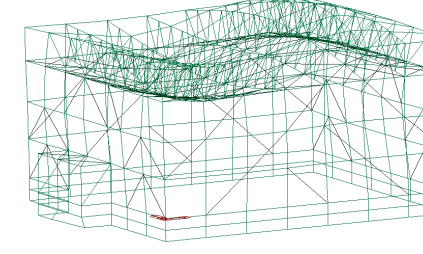
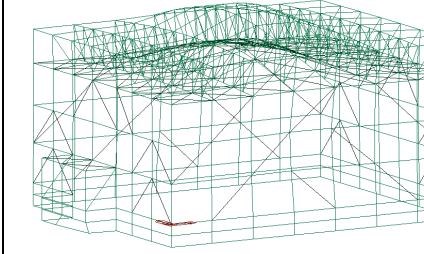
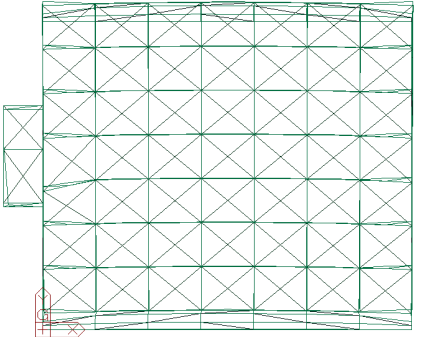
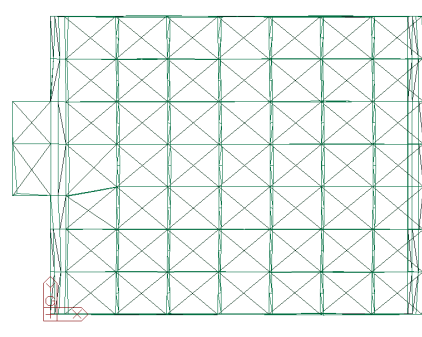
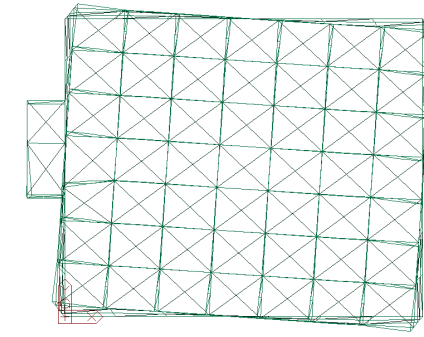
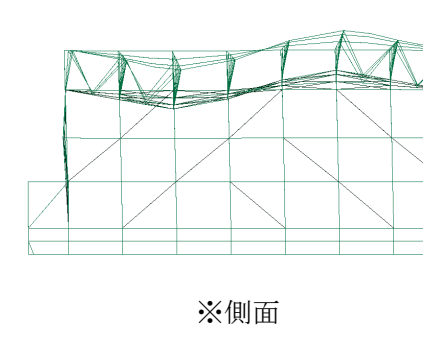
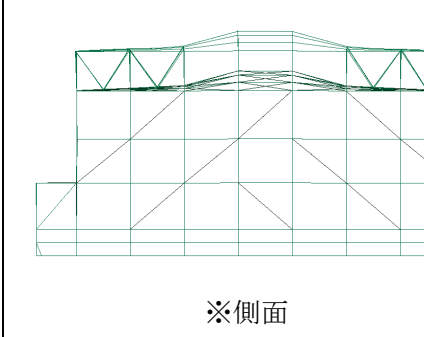
主要な振動モードである1、2、3次において、四隅の柱は同一の応答をしており、質点系モデルで再現可能なモードであることが、第4-3表からわかる。一方、質点系モデルで再現困難なねじれの振動モードである3次のモードは βu （刺激関数）の値が非常に小さいことから、地震応答に与える影響は軽微である。

(2) まとめ

主要な振動モードである1、2、3次において、四隅の柱は同一の応答をしており、質点系モデルで再現可能なモードである。一方、質点系モデルで再現困難なねじれの振動モードである3次のモードは βu （刺激関数）の値が非常に小さいことから、地震応答に与える影響は軽微である。

以上より、本施設の地震応答解析において、質点系モデルを用いる妥当性が確認できた。

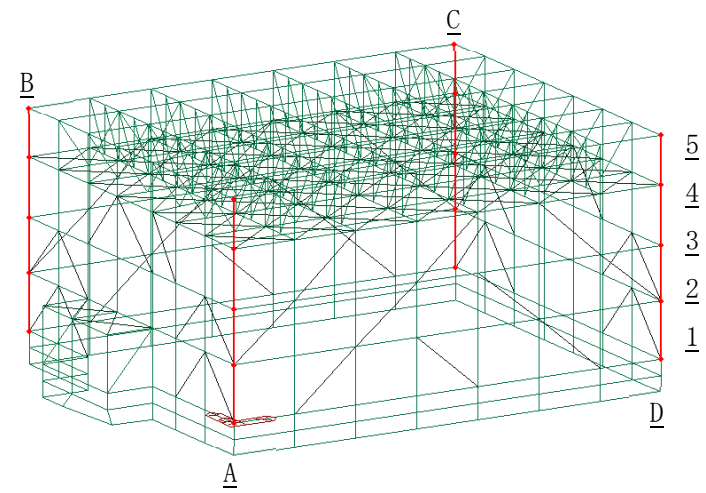
第4-1表 固有値解析結果 (1次~5次)

		1次	2次	3次	4次	5次
1次固有周期 [s]		0.404	0.400	0.272	0.253	0.244
モード図 (鳥瞰)						
モード図 (上面)						
有効質量比 [%]	EW	0.0	27.6	0.0	2.2	0.0
	NS	30.5	0.0	0.0	0.0	0.0
	UD	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1

NS 方向主要モード

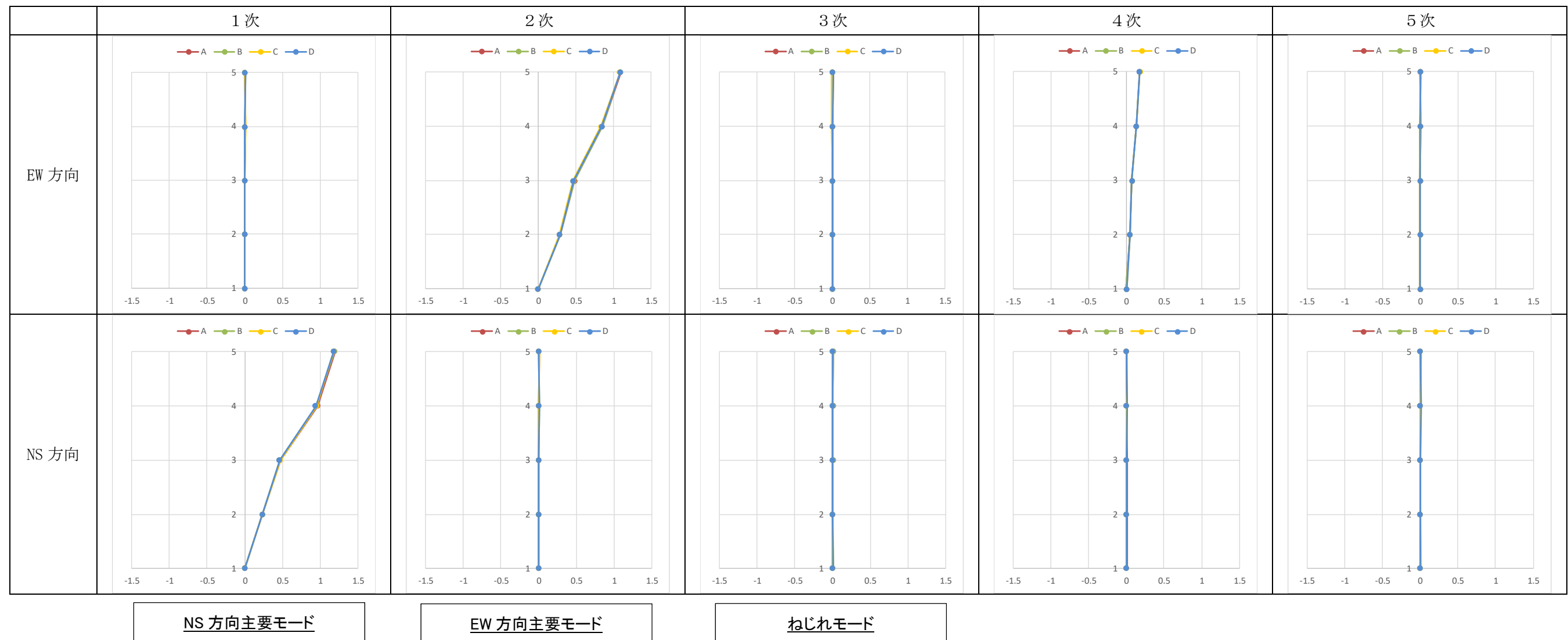
EW 方向主要モード

ねじれモード



第4-1図 刺激関数抽出位置（四隅）

第4-2表 四隅の刺激関数（1次～5次）



別添 5

地震応答解析モデルにおける
基礎固定の妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 評価フロー	1
3. 地盤ばねを考慮した地震応答解析	2
4. 設計用地震力（最大応答せん断力）の比較	4
5. まとめ	4

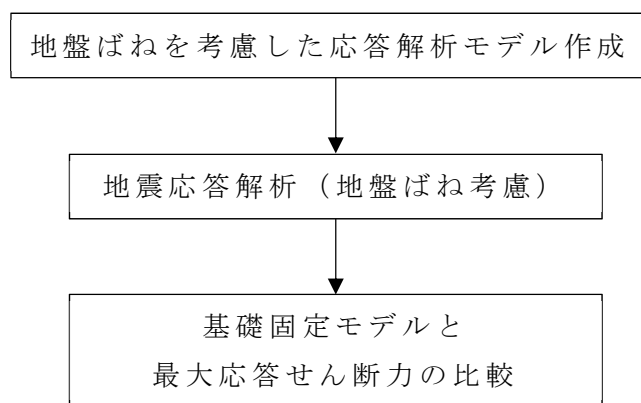
1. 概要

飛来物防護ネットの設計において設計用地震力は、基礎固定モデルによる地震応答解析結果を用いている。

本資料は、地盤ばねを考慮した地震応答解析モデルと比較することで、基礎固定モデルの妥当性について説明する。

2. 評価フロー

設計用地震力妥当性確認の評価フローを第2-1図に示す。

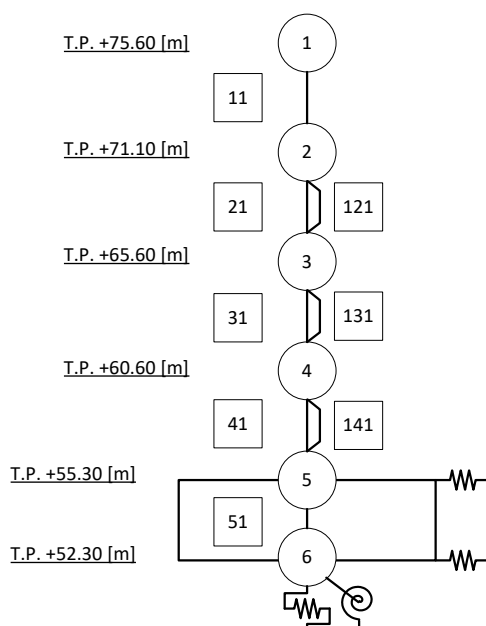


第2-1図 基礎固定モデルの妥当性確認の評価フロー

3. 地盤ばねを考慮した地震応答解析

地盤ばねを考慮した地震応答解析モデルを第3-1図に示す。地盤ばねの諸元を第3-1表および第3-2表に示す。地盤ばねの定数化は「JEAG4601-1991 追補版」に準じて行った。

地盤ばねを考慮したモデルによる地震応答解析は、基礎固定モデルによる地震応答解析の結果、各層で最大応答せん断力が発生している Ss-C1 を代表として実施する。第3-3図に、地盤ばねを考慮したモデルによる解析結果である最大応答せん断力を示す。



第3-1図 地震応答解析モデル図（水平方向）

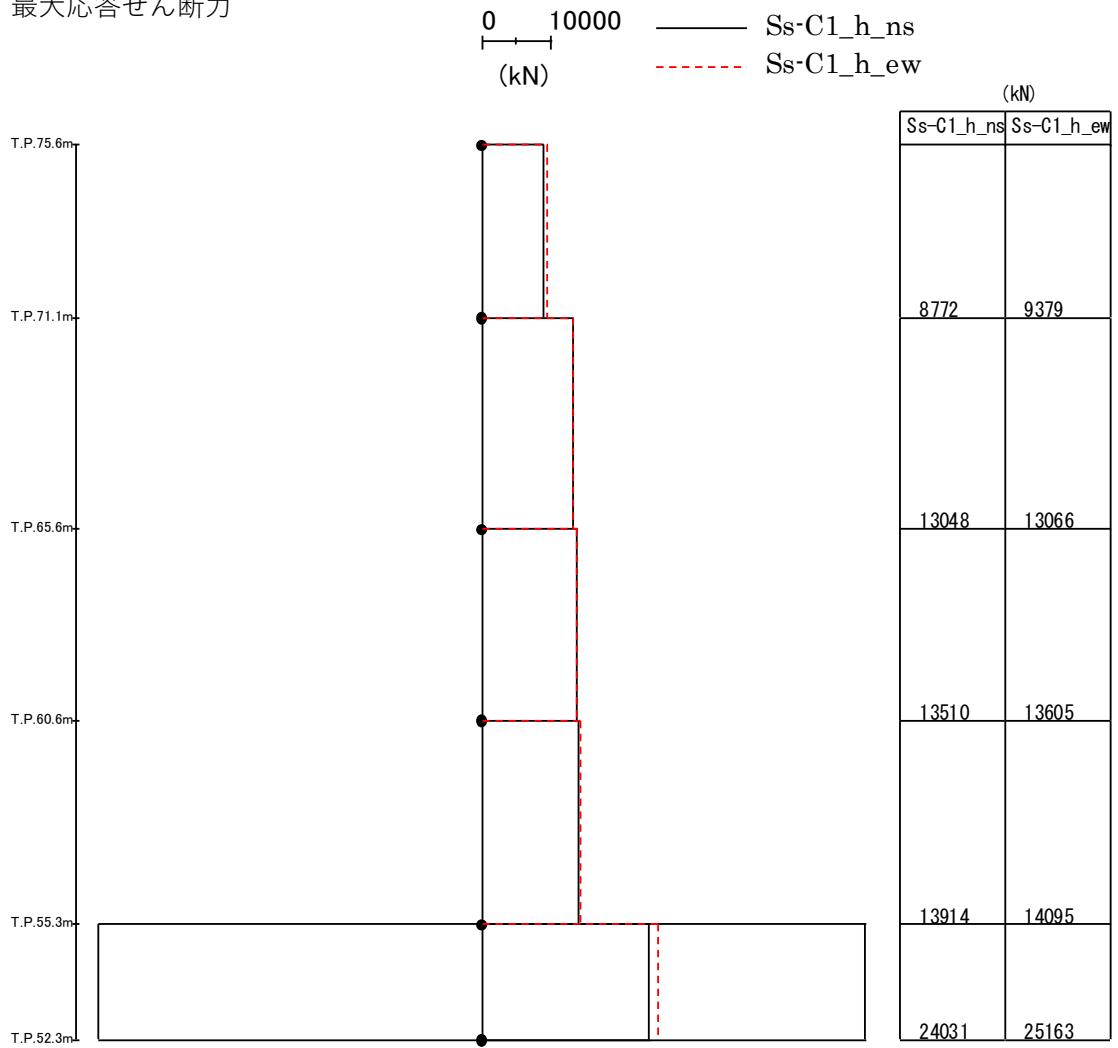
第3-1表 底面地盤ばね定数

方向	底面水平ばね		底面回転ばね	
	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]
NS	8.23E+07	7.16E+05	2.90E+10	1.61E+08
EW	8.59E+07	7.34E+05	3.96E+10	2.59E+08

第3-2表 側面地盤ばね定数

T.M.S.L [m]	側面地盤ばね(NS)		側面地盤ばね(EW)	
	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]	剛性 [kN/m]	減衰係数 [kN·s/m]
55.3	3.24E+05	1.12E+05	3.24E+05	1.12E+05
52.3	3.09E+05	1.10E+05	3.09E+05	1.10E+05

最大応答せん断力



第 3 - 3 図 最大応答せん断力

4. 設計用地震力（最大応答せん断力）の比較

基礎固定モデルにて算出した最大応答せん断力と、地盤ばねを考慮したモデルによる最大応答せん断力の比較を第4-1表に示す。第4-1表に示すとおり、基礎固定モデルと、地盤ばねを考慮したモデルで、最大応答せん断力の差は非常に軽微である。

第4-1表 地震荷重の比較

要素	T.M.S.L [m]	基礎固定		地盤ばね考慮		地盤ばね考慮/基礎固定	
		NS [kN]	EW [kN]	NS [kN]	EW [kN]	NS [-]	EW [-]
11	75.6~71.1	8785	9458	8772	9379	0.999	0.992
21+121	71.1~65.6	12933	13059	13048	13066	1.009	1.001
31+131	65.6~60.6	13465	13471	13510	13605	1.003	1.010
41+141	60.6~55.3	13933	14137	13914	14095	0.999	0.997

5. まとめ

地盤ばねを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、最大せん断力について基礎固定モデルと比較した結果、両者のモデルによる最大せん断力の差は非常に軽微であることから、地震応答解析において基礎固定とする妥当性が確認できた。

別添 6

座屈拘束ブレースの構造評価について

目 次

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

1. 概要

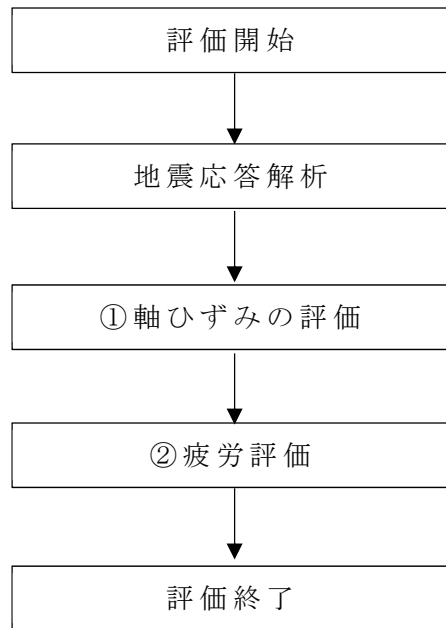
本資料は、飛来物防護ネットに適用する座屈拘束ブレースの構造評価結果についてまとめたものである。

2. 構造評価フロー

座屈拘束ブレースは自重及び風荷重に対しては弾性範囲内の応答であるが、大きな地震荷重が作用した際に塑性変形を許容する設計である。実証試験にて破断しない軸ひずみ、及び疲労性能曲線（第2-2図参照）が確認されている。従って、実証試験にて健全性が確認されている値を許容限界とする。具体的には以下の通りである。

- ① 軸ひずみが7.2%以下であること。
- ② 軸ひずみの繰り返し回数が、疲労性能曲線（第2-2図参照）から算出される許容繰り返し回数以下であること。

座屈拘束ブレースの構造評価フローを第2-1図に示す。



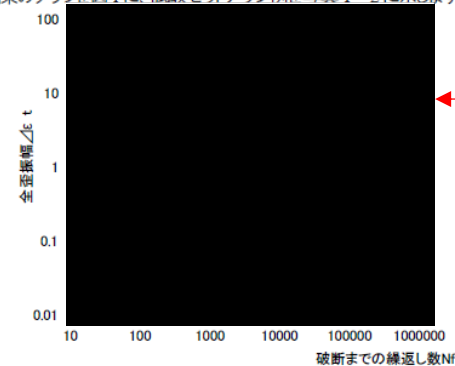
第2-1図 座屈拘束ブレースの構造評価フロー

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

疲労試験結果のグラフを図1に、試験セットアップ例を写真1~2に示します。

表1 パラメータと試験結果

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



今回適用する
座屈拘束ブレースの材質

図1 試験結果と疲労性能曲線



写真1



写真2

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

疲労性能曲線¹⁾²⁾: [Redacted] ... (1)
 [Redacted] ... (2)

参考文献: 1)前田他:実大アンボンドブレースの疲労性能(その1)(その2), 日本建築学会大会講演要録, 1999.9
 2)渡辺他:鋼製U型ダンパーおよびアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, 2007.11
 3)榎手亮他:座屈拘束ブレースの低サイクル疲労試験, 日本建築学会大会講演要録, 2010.9
 4)川村他:鋼材の塑性変形によるエネルギー消散を利用した制震・免震技術, ふらむ Vol.17(2012)No.9: (一)日本鉄鋼協会, p.9-16

第2-2図 座屈拘束ブレースの疲労性能試験結果

3. 評価方法

3.1 軸ひずみの評価

地震応答解析にて算出される軸ひずみの時刻歴から、最大の軸ひずみを算出し、許容限界である7.2%以下であることを確認する。

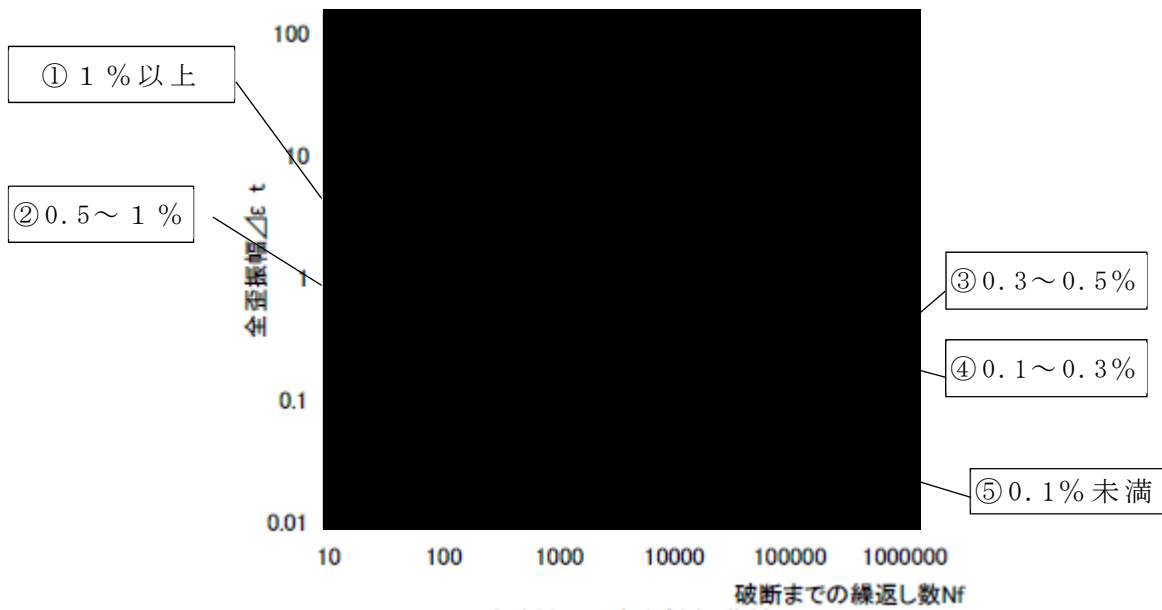
3.2 疲労評価

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

第3-1表 疲労係数算出方法

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

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

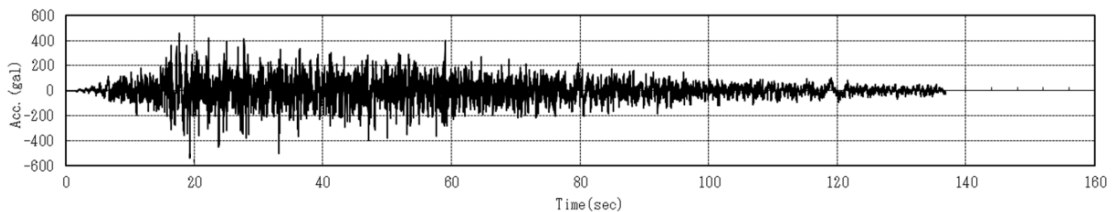


第 3-1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

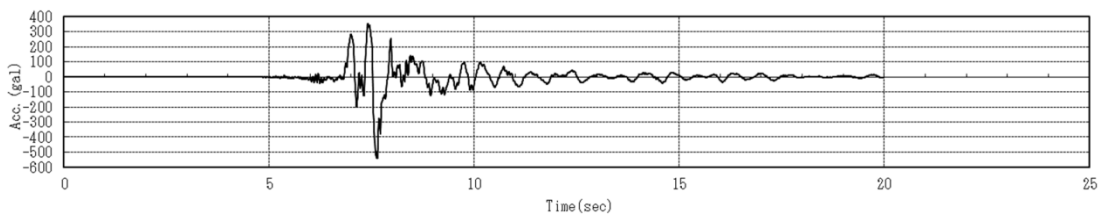
4. 構造評価

4.1 評価用地震動

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



地震動：Ss-A（H）



地震動：Ss-C1（H）

第 4-1 図 評価用地震動時刻歴波形

4.2 軸ひずみの評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第4-2図に示す。評価の結果、最大の軸ひずみは約1.4%であり、許容値(7.2%)を下回ることから、破断のおそれはない。

4.3 疲労評価

疲労係数が最も厳しい座屈拘束ブレースに対する疲労評価結果を、第3-1表、第3-2表に示す。疲労係数の総和が最大で0.175であり、1.0を下回ることから、疲労による破断のおそれはない。

第3-1表 疲労評価結果 地震波 S_S-A(H)

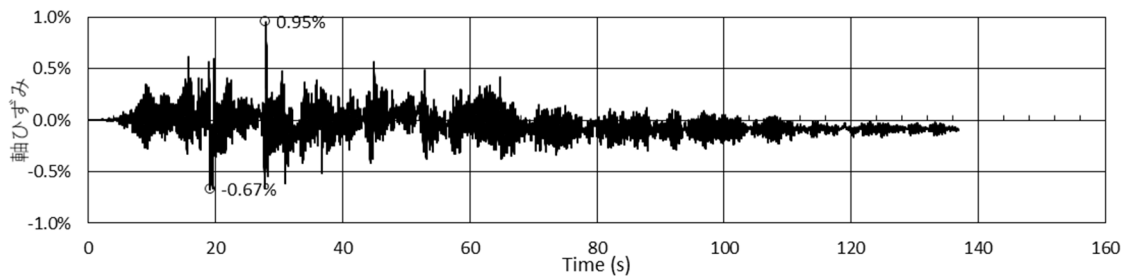
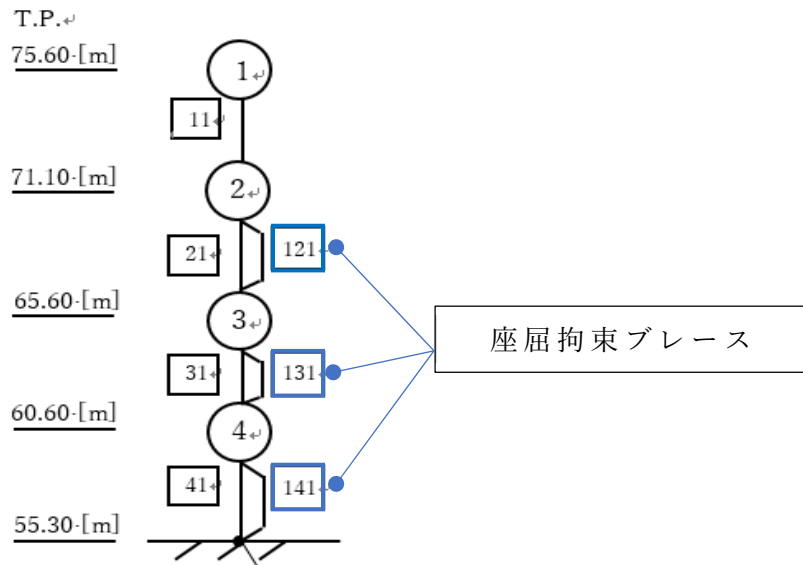
ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-1.7%)		疲労係数総和
許容繰返回数 N : 5537 回		許容繰返回数 N : 1952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N : 160 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
135	0.0244	83	0.0425	45	0.0949	2	0.0125	0.175

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

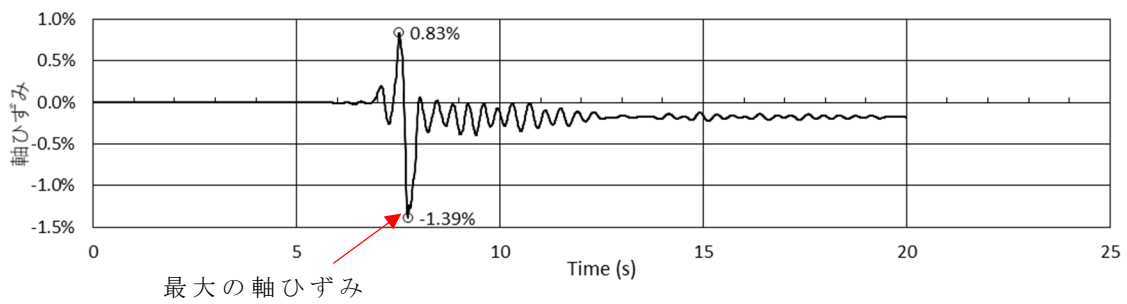
第3-2表 疲労評価結果 地震波 S_S-C1(H)

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.3%)		疲労係数総和
許容繰返回数 N : 5537 回		許容繰返回数 N : 1952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N : 86 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	
9	0.0016	4	0.0020	1	0.0021	1	0.0116	0.018

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



地震波 Ss-A (H), NS 方向, 要素 No. 121)



地震波 Ss-C1 (H), NS 方向, 要素 No. 121)

第 4-2 図 座屈拘束ブレース軸ひずみ結果

5. まとめ

座屈拘束ブレースの塑性変形を考慮した構造評価を実施した。最大軸ひずみは1.4%程度であり、許容値の7.2%以下を満足している。また、軸ひずみの繰り返し回数が、疲労性能曲線から算出される許容繰り返し回数以下を満足している。

以上より、飛来物防護ネットに使用される座屈拘束ブレースはS_s地震が発生しても破断するおそれはない。

別添 7

液状化影響評価について

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	4
3. 評価方法	8
3.1 評価対象部位	8
3.2 評価方法	9
4. 評価結果	12
4.1 地盤の剛性低下	12
4.2 沈下・転倒	13
4.3 側方流動	15
4.4 浮上り	17
5. 有効応力解析による検証	18
5.1 暫定物性値	18
5.2 解析モデル	20
5.3 解析結果	22
5.4 液状化影響評価の妥当性検証	22

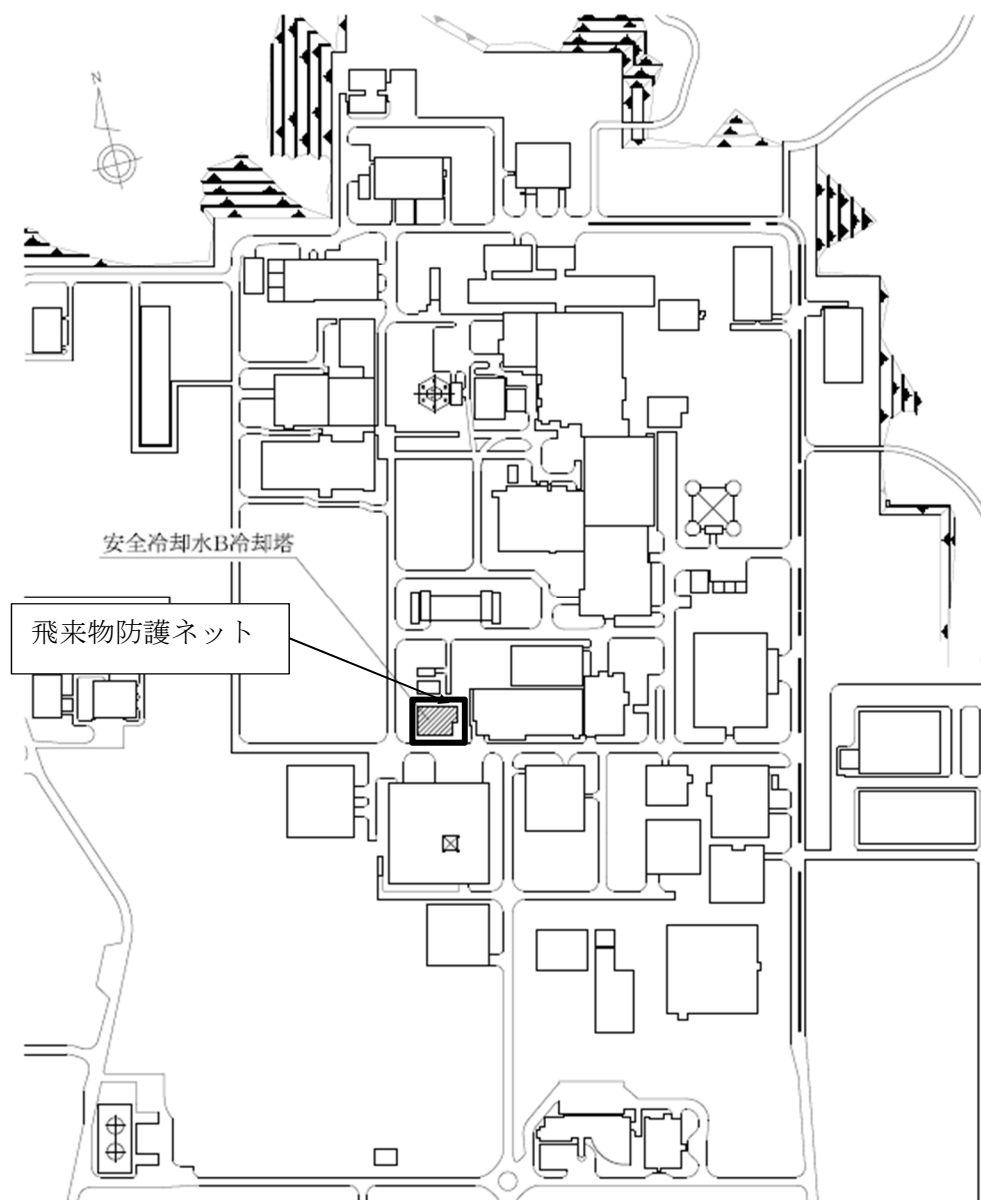
1. 概要

本資料は、「耐震建物13 建物・構築物周辺の設計用地下水位の設定について」の液状化による影響評価の評価方針に基づき実施した安全冷却水B冷却塔飛来物防護ネットの液状化影響評価について補足説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

本施設の設置位置を第2-1図に示す。



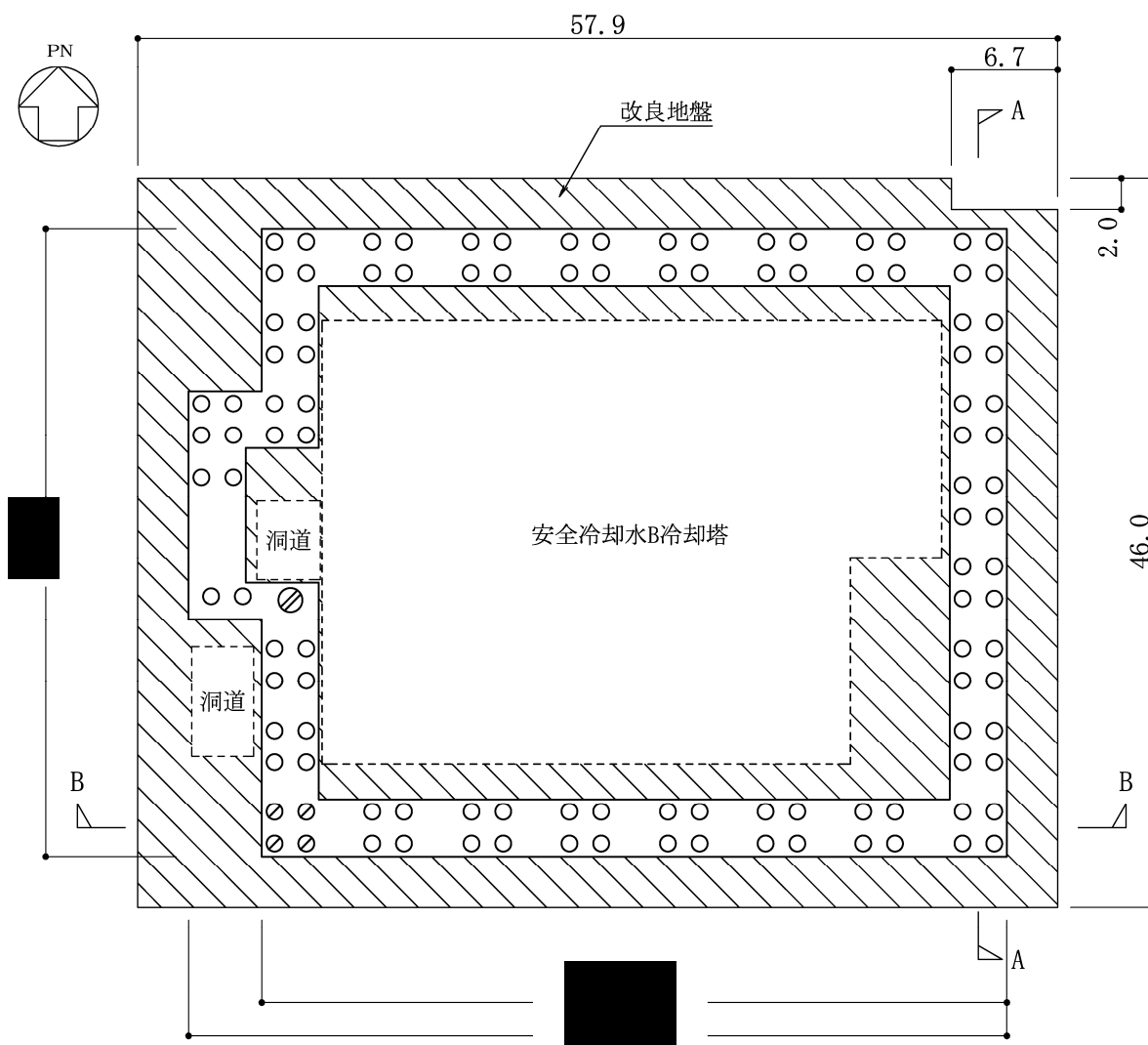
第2-1図 飛来物防護ネット基礎の設置位置

2.2 構造概要

飛来物防護ネットは、安全冷却水B冷却塔を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構（以下、「上部構造」という。）によって構成される。飛来物防護ネット基礎は、上部構造を支持するための構築物である。

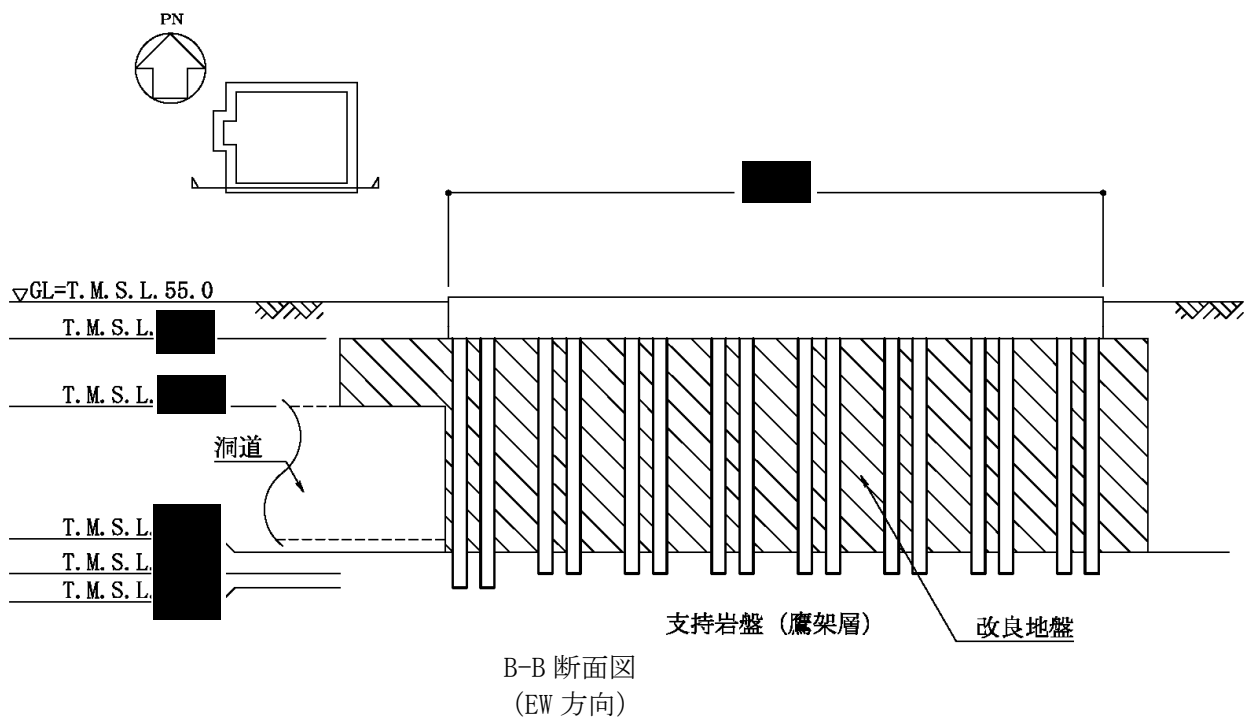
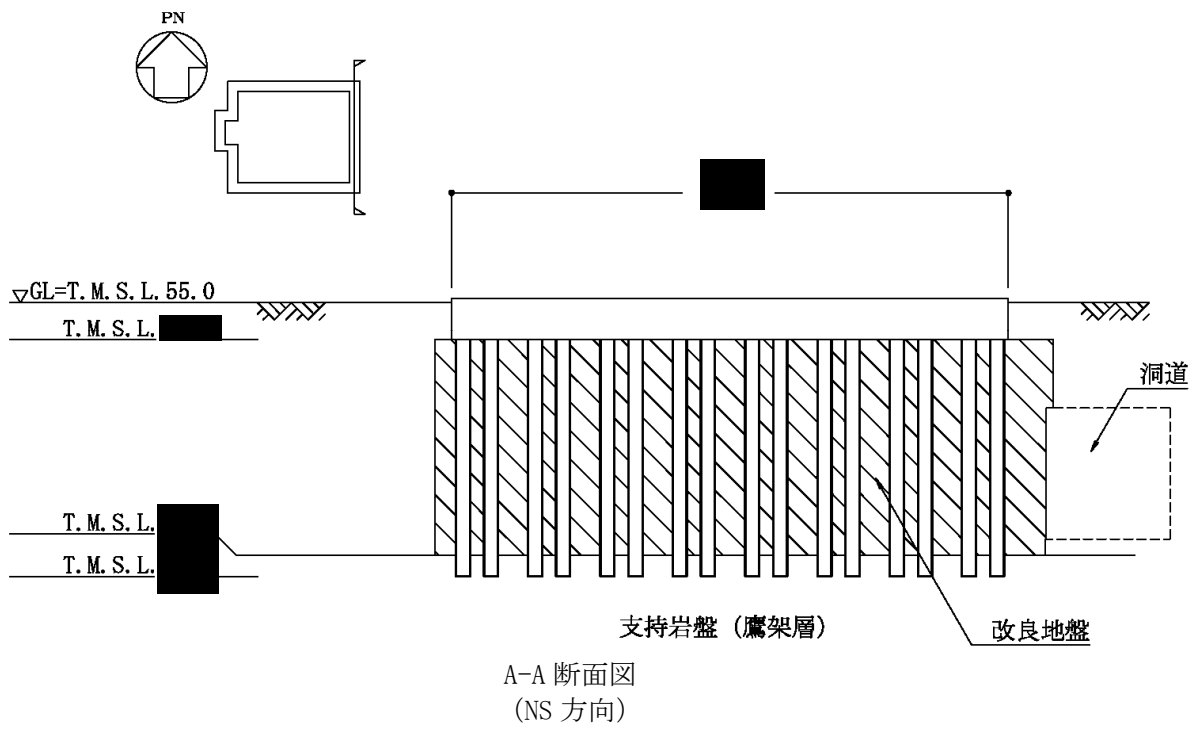
飛来物防護ネット基礎の構造は、平面規模は■■■m(NS)×■■■m(EW)の鉄筋コンクリート造であり、場所打ちコンクリート杭で杭直径 1.0m×112 本及び杭直径 1.5m×1 本の全 113 本にて支持され、杭長 16.8m～17.8mの杭は、支持岩盤である鷹架層に打ち込まれる。また、杭周辺の地盤は、鉛直方向では基礎下位置から支持岩盤までの範囲、水平方向では 46.0m(NS)×57.9m(EW)の範囲が地盤改良される。

本施設の基礎・杭配置図を第2-2図に、躯体形状図を第2-3図に示す。



注記：構築物寸法は、基礎外縁押えとする。

第2-2図 基礎・杭配置図（単位：m）

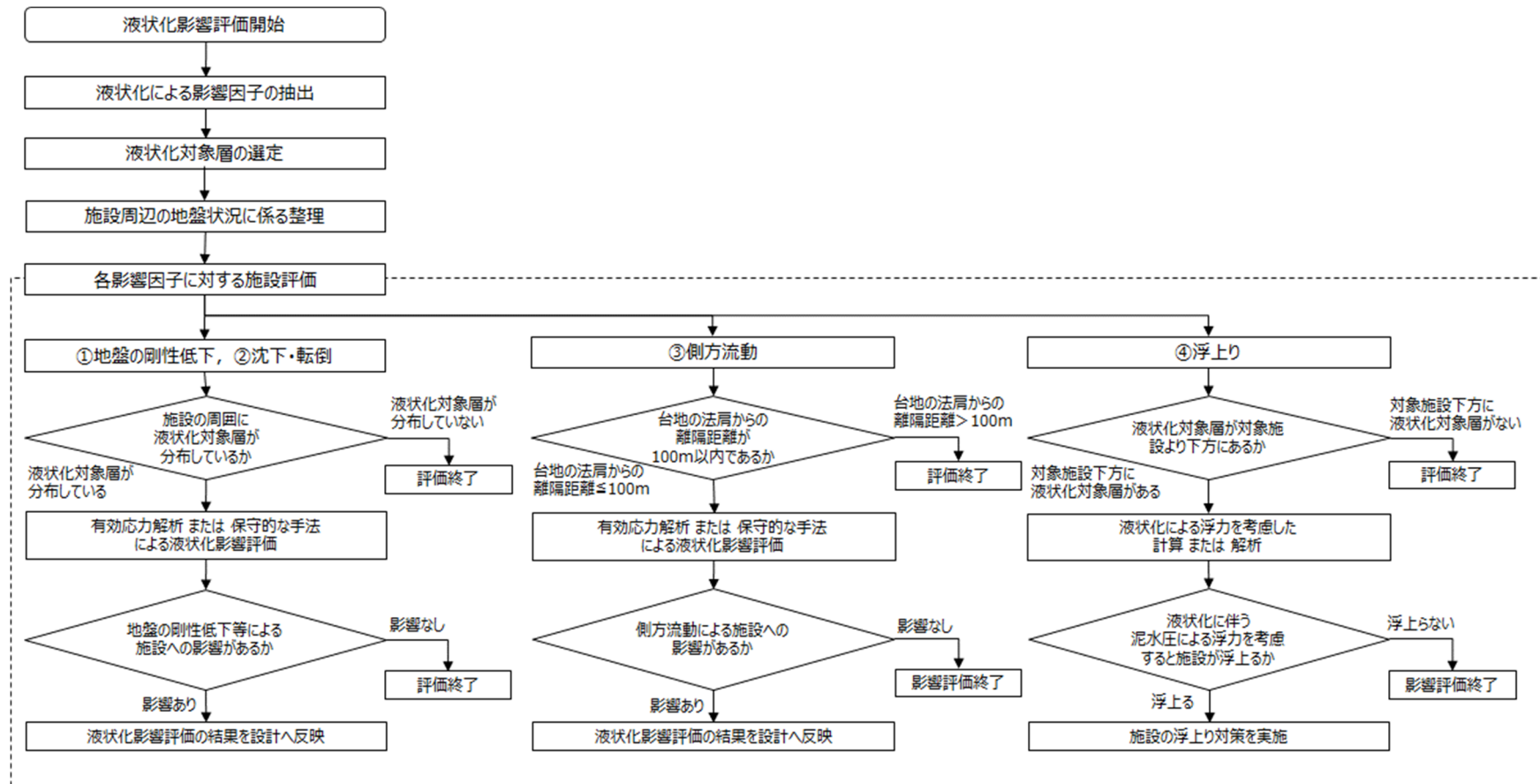


第 2-3 图 躯体形状图 (单位: m)

2.3 評価方針

(1) 評価概要

本施設の液状化影響評価においては、液状化による影響因子の抽出、液状化対象層の選定及び施設側方の地盤状況に係る整理を行ったうえで、各影響因子に対する影響の有無を確認し、影響が想定される影響因子に対して各施設の評価の観点を踏まえた液状化影響評価を行い、設計への反映要否を確認する。液状化影響評価フローを第2-4図に示す。

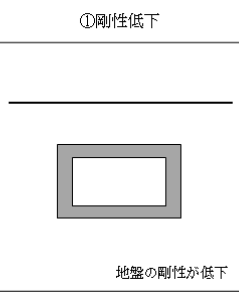
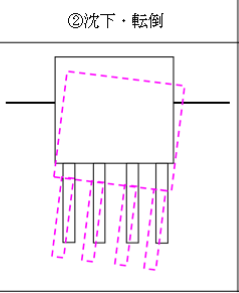
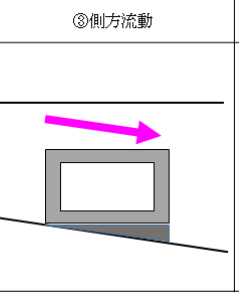
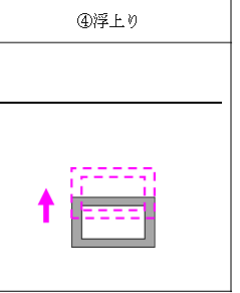


第2-4図 液化化影響評価フロー

(2) 液状化による影響因子

地震時に地盤が液状化すると、第2-1表に示すように、地盤の剛性低下、施設の沈下・転倒、液状化対象層の傾斜による側方流動、構造物の浮上りが懸念される。本施設の液状化影響評価においては、①～④の4点の影響因子について検討を行うものとする。

第2-1表 液状化による影響因子

影響因子	①剛性低下	②沈下・転倒	③側方流動	④浮上り
概要図				

(3) 液状化対象層の設定

再処理事業所における表層地盤には、沖積層及び洪積層のほか、埋戻し土及び造成盛土が存在する。道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説によれば、沖積層の土層に対しては液状化の判定を行う必要があるとされている一方で、洪積層は原則として液状化判定の対象とする必要はないともされている。

液状化評価対象施設の液状化影響評価においては、基準地震動の規模が大きいことを踏まえ、埋戻し土、造成盛土、沖積層に加えて洪積層についても液状化対象層として整理する。

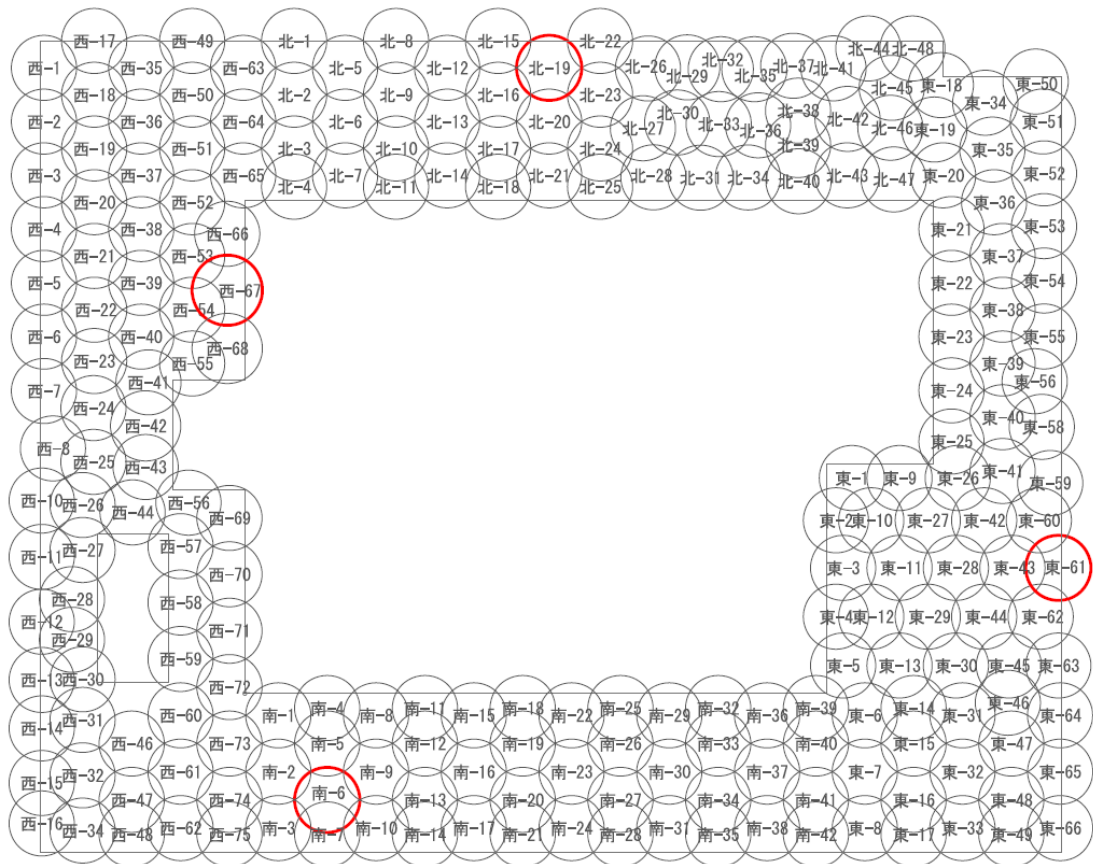
(4) 施設周辺の地盤状況に係る整理

施設周辺の地盤状況に係る整理においては、改良地盤の液状化に対する有効性（液状化しない地盤材料か否か）も確認することとする。

「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）」（平成9年、（財）沿岸開発技術研究センター）の記載「一軸圧縮強度が0.5kgf/cm²～1.0kgf/cm²であれば液状化しないと考えてもよい」を参照して、対象の改良地盤を液状化しない地盤材料とすることに問題ないか、一軸圧縮強度の観点から評価する。

本施設の液状化影響評価においては、改良地盤の一軸圧縮強度が上記基準以上の値（最小値 3.1MN/m²→31.6kgf/cm²）が得られていることから、液状化しない地盤材料であると判断できる。

以上より、本評価において液状化対象層は埋戻し土、改良地盤及び支持岩盤である鷹架層は液状化しない地盤材料として取り扱う。



○ 調査箇所

第2-5図 調査位置

第2-2表 改良地盤の品質確認結果（一軸圧縮強度）

試料No.	一軸圧縮強度 qu (MN/m ²)	試料No.	一軸圧縮強度 qu (MN/m ²)	試料No.	一軸圧縮強度 qu (MN/m ²)	試料No.	一軸圧縮強度 qu (MN/m ²)
北-19-02	3.1	西-67-04	5.4	東-61-03	5.4	南-6-03	3.2
北-19-03	3.6	西-67-05	8.0	東-61-08	4.0	南-6-06	3.4
北-19-04	3.8	西-67-07	5.0	東-61-11	3.3	南-6-09	3.4
北-19-10	8.4	西-67-13	4.6	東-61-13	4.8	南-6-13	6.4
北-19-11	6.5	西-67-14	3.9	東-61-18	3.8	南-6-17	3.6
北-19-12	7.2	西-67-16	3.9	東-61-20	3.4	南-6-21	8.2
北-19-23	13.0	西-67-18	4.9	東-61-25	5.2	南-6-27	5.8
北-19-24	13.4	西-67-20	5.2	東-61-27	6.0	南-6-31	7.7
北-19-25	10.9	西-67-23	8.8	東-61-32	5.8	南-6-33	9.8
				平均値 : 5.90 標準偏差 : 2.69		基準値 : 3.0	

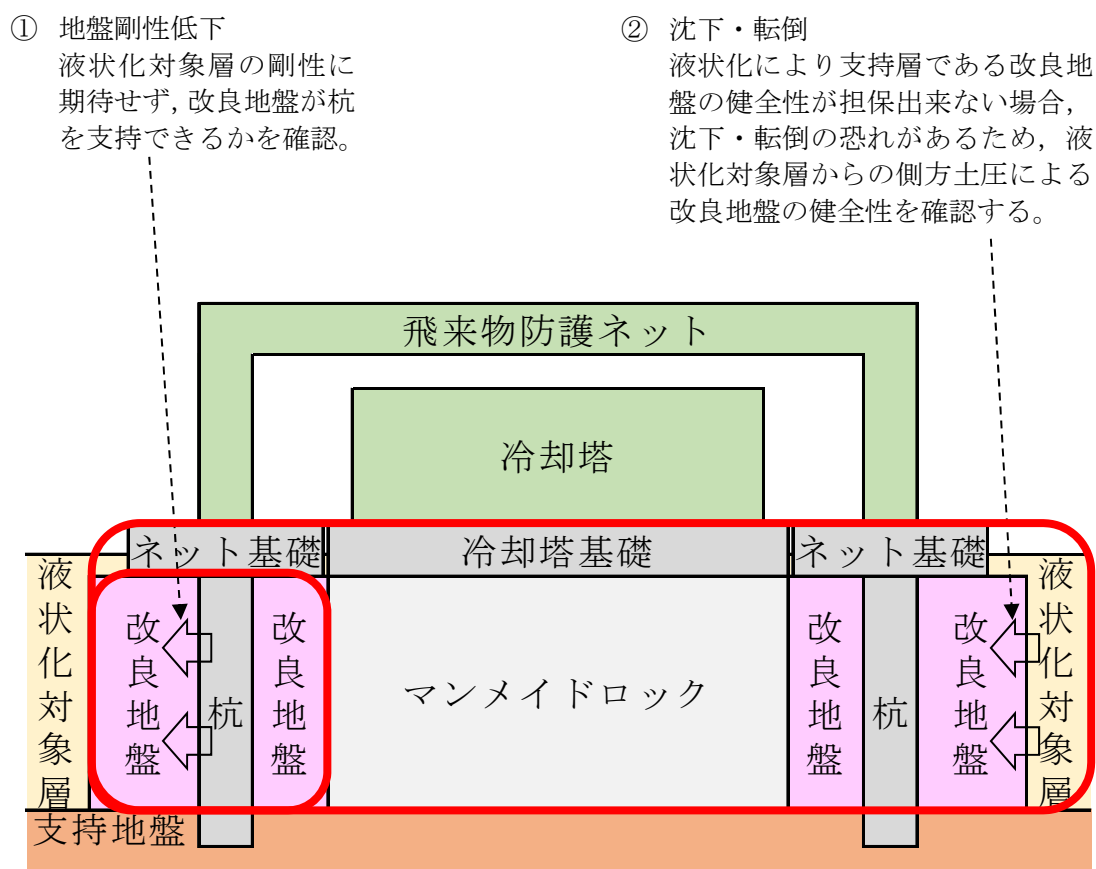
3. 評価方法

3.1 評価対象部位

飛来物防護ネットの構成部材のうち、ネット基礎は液状化対象層と直接接するものの地下空間（内空）を有しておらず、耐震計算において地盤との相互作用（地盤ばね）を考慮していない設計手法としているため評価上の影響は受けない。

改良地盤は液状化対象層と直接接すること、杭の支持地盤であることから評価対象部位として選定し、①地盤の剛性低下及び②沈下・転倒に対する評価を実施する。

また、本施設の設置条件を評価対象に③側方流動及び④浮上りに対する評価を実施する。



第3-1図 施設概要図及び評価対象部位

3.2 評価方法

改良地盤の液状化影響評価として、4つの影響因子のうち①地盤の剛性低下及び②沈下転倒に対して有効応力解析によらない保守的な評価を実施する。また、評価の妥当性検証として有効応力解析を実施する。残りの影響因子となる③側方流動及び④浮上りについては、「道路橋示方書・同解説」及び「トンネル標準示方書」を参考に設定した判定基準により影響を受けないことを確認する。

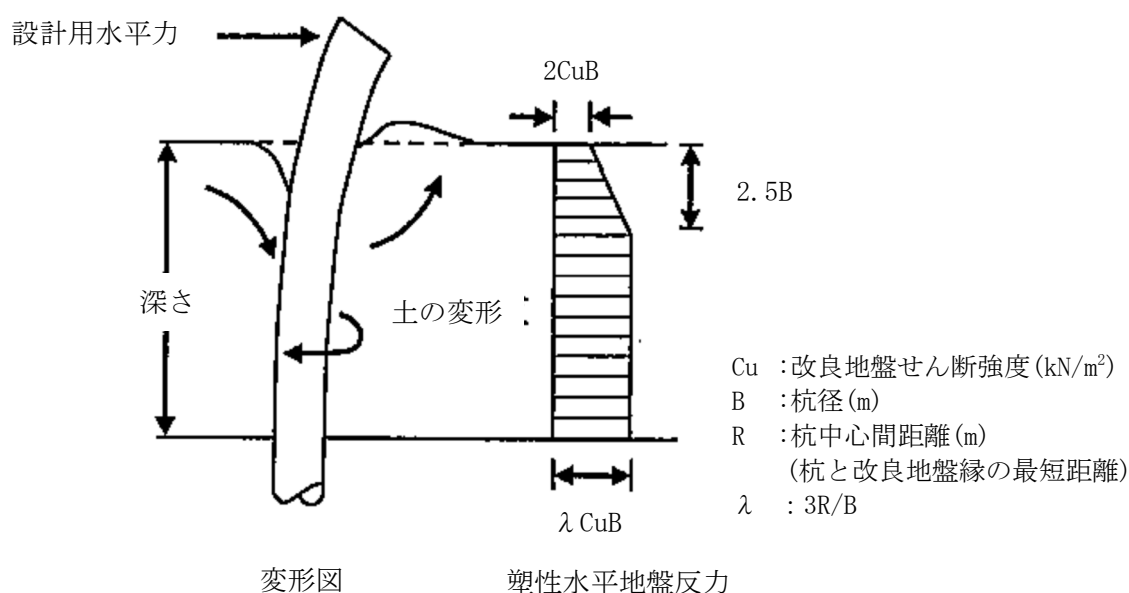
①地盤の剛性低下

改良地盤の側方に分布する液状化対象層の剛性低下を考慮し、液状化対象層の剛性に期待せずとも、現状の改良地盤範囲にて杭を支持できることを確認する。

確認方法は、東海第二発電所での審査実績である「地盤改良範囲（幅）の妥当性検討」を参考に、上部構造物及び基礎から杭に伝達される杭の設計用水平力と「建築基礎構造設計指針」に基づく群杭の塑性水平地盤反力を比較し、設計用水平力が塑性水平地盤反力に納まることを評価する。

塑性水平地盤反力の算定において、粘性土地盤中の後方杭における塑性水平地盤反力の式に杭中心間距離に変えて杭と改良地盤縁の最短距離を用いる。

$$\frac{\{\text{設計用水平力}\}}{\{\text{塑性水平地盤反力}\}} < 1$$



第3-2図 塑性水平地盤反力の概念図

②沈下・転倒

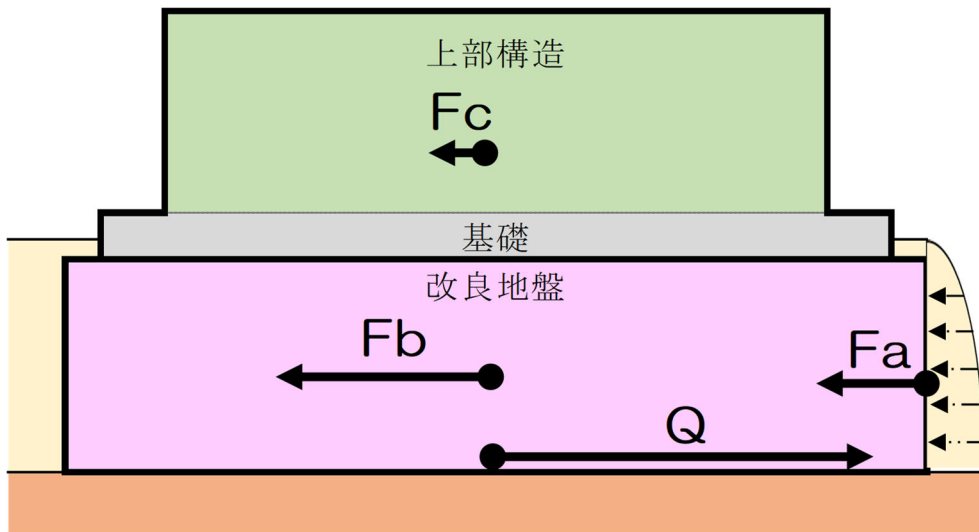
飛来物防護ネットは杭基礎を介して改良地盤及び支持地盤（鷹架層）により支持されるため、それら地盤の健全性を確認することで、沈下・転倒の恐れのないことを確認する。

確認方法は、東海第二発電所のでの審査実績である「周辺地盤の液状化による杭の影響評価」を参考に、周辺地盤が液状化した場合に改良地盤に作用する評価用の側方土圧及び地震時の各種作用荷重（杭基礎の地震時慣性力及び上部構造から伝達される水平荷重）を設定し、改良地盤のせん断に対する健全性（改良地盤内部の杭の健全性）が確保されることを確認する。

側方土圧の設定において、有効応力解析による土圧に変わる簡易評価として改良地盤の側方に分布する液状化対象層の比重を有した液体による地震時の動水圧を「水道施設耐震工法指針」に基づきウエスタガード補正式を用いて算定する。

なお、ウエスタガード補正式は、自由液面を有する矩形水槽の壁面に作用する地震時動水圧を算定する際に用いる計算式であることから、液状化地盤により作用する土水圧に代わる簡易評価として妥当性があることを暫定物性値に基づく有効応力解析による土水圧との比較により確認する。

$$\frac{\{\text{改良地盤に作用するせん断力}\}}{\{\text{改良地盤のせん断耐力}\}} < 1$$



- Fa : 液状化対象層による動水圧 [ウエスタガード補正式による動水圧]
- Fb : 地震時慣性力 [改良地盤及びマンメイドロックの地震時慣性力]
- Fc : 上部建築物による水平荷重 [飛来物防護ネット及び冷却塔の地震時水平荷重]
- F : 改良地盤に作用するせん断力 [Fa + Fb + Fc]
- Q : 改良地盤のせん断耐力 [改良地盤の粘性力 × 抵抗面積]

第3-3図 荷重作用イメージ

③側方流動

施設周辺の液状化対象層が傾斜して分布している場合、施設設置位置が高低差のある台地の法肩に近い場合等においては、地震時の液状化により、施設が側方流動の影響を受ける恐れがある。

よって、各施設の設置条件（液状化対象層の平面的な広がり、高低的な広がり、周辺施設の立地）を確認し、側方流動の影響の有無を確認する。側方流動による影響が想定される場合には、各施設の評価の観点の踏まえた液状化影響評価を行い、設計への反映要否を確認する。

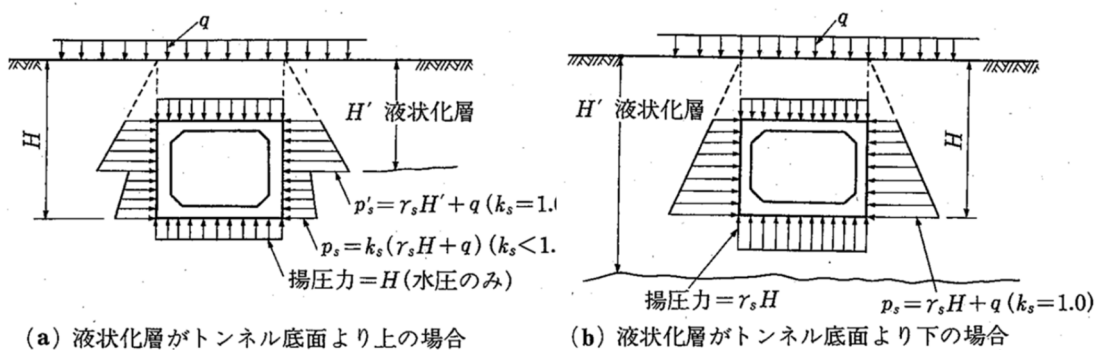
側方流動の影響については、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」（日本道路協会、平成 29 年）（以下、「道路橋示方書」という。）の記載を参考に評価する。道路橋示方書においては、施設に影響を与える流動化が生じると判定される地盤は「高低差が 5m 以上ある護岸によって形成され水際線から 100m 以内の範囲にある地盤」及び「液状化すると判定される層厚 5m 以上の土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤」のいずれにも該当する地盤であるとされている。このことから、側方流動の影響の有無の確認に当たっては、液状化対象層の水平方向の連続性を考慮した上で、高低がある台地の法肩から 100m 以上の離隔があるか否かを判断基準とする。

④浮上り

施設の下方に液状化対象層がある場合には、地震時の液状化により、施設が浮上る恐れがある。

よって、本影響因子に対する確認として、各施設の設置条件を踏まえ浮上りの恐れの有無を確認する。浮上りの可能性が想定される場合には、各施設の評価の観点の踏まえた液状化影響評価を行い、設計への反映要否を確認する。

浮上りについては、「トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説」（土木学会、1996 年）（以下、「トンネル標準示方書 1996」という。）において、構造物と液状化対象層の位置関係に応じて考慮する作用荷重が示されている。これを踏まえ、浮上りの可能性の確認に当たっては、液状化対象層が各施設の下方にあるか否かを判断基準とする。



第 3-4 図 構造物と液状化対象層の位置関係に応じた作用荷重

4. 評価結果

4.1 地盤の剛性低下

上部構造物から杭に係る設計用水平力と建築基礎構造設計指針に基づく地盤改良体の塑性水平地盤反力を比較し、設計用水平力が塑性水平地盤反力に収まることを評価する。

a. 杭の諸元及び設計用水平力

杭径 : $B=1.0$ [m]

地盤改良体の縁までの最短距離 : $R=2.0$ [m]

設計用水平力 : $F=293$ [kN]

b. 地盤改良体の塑性水平地盤反力

地盤改良体のせん断強度 (粘着強度) C_u

$q_u=3.1$ [N/mm²] (改良地盤調査結果の最小値)

$C_u=0.5 \times q_u=1.55$ [N/mm²] = 1550 [kN/m²]

塑性水平地盤反力 P_y

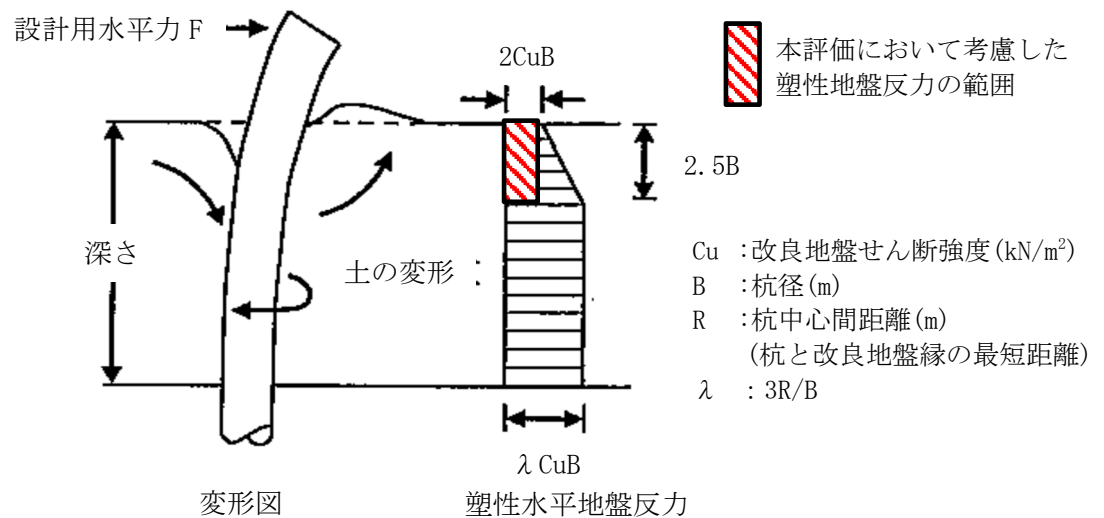
$P_{y \text{ 上部}}=2C_u B = 2 \times 1550 \times 1.0=3100$ [kN/m]

$P_{y \text{ 下部}}=\lambda C_u B = 6 \times 1550 \times 1.0=9300$ [kN/m]

($\lambda=3 \times R/B=3 \times 2.0/1.0=6$)

深さ方向に対して P_y に増分はなく、 $2.5B$ の深さまで一定値で杭に作用する水平力を負担すると仮定した塑性地盤反力 F_y は以下のとおり算定される。

塑性地盤反力 : $F_y=P_y \cdot 2.5B=3100 \times 2.5 \times 1.0=7750$ [kN]



第4-1図 塑性水平地盤反力の概念図

上記を基に評価した結果、設計用水平力 F が地盤改良範囲を考慮した塑性水平地盤反力 F_y 内に収まることを確認した。

$F/F_y=293/7750=0.04$ OK

4.2 沈下・転倒

液状化対象層が液状化した場合に地盤改良体に作用する側方の土水圧を設定し、地盤改良体のせん断に対する健全性（地盤改良体内部の杭の健全性）が確保されることを確認する。

a. 液状化対象層による動水圧 Fa

地盤改良体の液状化対象層からの土水圧は、地盤改良体の幅（長手方向）Ba=57.9[m]、岩盤から地表面までの高さ Ha=18.5[m]の領域を考慮する。

液状化対象層がすべて液体となったと仮定し、埋戻土の比重を用いてウェスタガードの補正式により動水圧を算定する。動水圧は、岩表面から地表面まで、一律最大値が作用する仮定として土水圧を算定する。

ウェスタガードの補正式による動水圧

$$P = \beta \cdot 7/8 \cdot \gamma_b \cdot kh \cdot \sqrt{Ha \cdot z}$$
$$= 1.00 \times 7/8 \times 18.3 \times 0.6 \times \sqrt{18.5 \times 18.5} = 178 \rightarrow 200 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Fa = 180 \times Ba \times Ha = 200 \times 57.9 \times 18.5 = 214230 \text{ [kN]}$$

ここで、各値は、

- P : 動水圧
 γ : 埋戻土の単位体積重量 (18.3kN/m³)
Ha : 埋戻土の高さ (18.5m)
Za : 該当部の深さ (Ha と同じとする)
Ba' : 動水圧分布を想定する幅(∞)
 β : 幅と水深による係数 (B'/H=∞の場合)
Kh : 水平震度(0.6 G)

b. 地震時慣性力 Fb

地盤改良体・冷却塔用 MMR を合算した慣性力とする。地盤改良体の平均単位体積重量は 16.7 kN/m³であるが、慣性力算定用の単位体積重量(γ_a)は、保守的に MMR の数値 24 kN/m³ を採用する。また、SHAKE による地盤の応答解析結果を基に地震時の加速度(k_h)を 0.6G とする。これより、地震時慣性力 Fb は、以下のとおりとなる。

$$Fb = k_h \times Wb = 0.6 \times 1.01 \times 10^6 = 606000 \text{ [kN]}$$

ここで、総重量 Wb は、

$$Wb = \gamma_a \times Bb \times Db \times Hb$$
$$= 24 \times 57.9 \times 46.0 \times 15.8 = 1.01 \times 10^6 \text{ [kN]}$$

c. 上部建築物による水平荷重 Fc

上部構造物の地震応答解析結果から、基礎を含む上部構造物が、地盤改良体に及ぼす水平荷重 Fc（風荷重込み）は以下の通り。

$$Fc = 89871 \text{ [kN]}$$

d. 地盤改良体のせん断強度（粘着強度） C_u とせん断耐力 Q

評価対象とする地盤改良体の粘着強度 C_u は、地盤改良体の試験結果による一軸圧縮強度 q_u より計算する。

$$q_u = 3.1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$C_u = 0.5 \times q_u = 0.5 \times 3.1 = 1.55 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

地震時荷重によって生じるせん断力は、地盤改良体の底部で最大となる。地盤改良体は内部は冷却塔を支持するMMRが配置されているが、安全側の評価となるようすべて地盤改良とみなした地盤改良体外形で囲まれる底面積(A_s)でせん断力を負担するとして、せん断力耐力 Q を算定する。

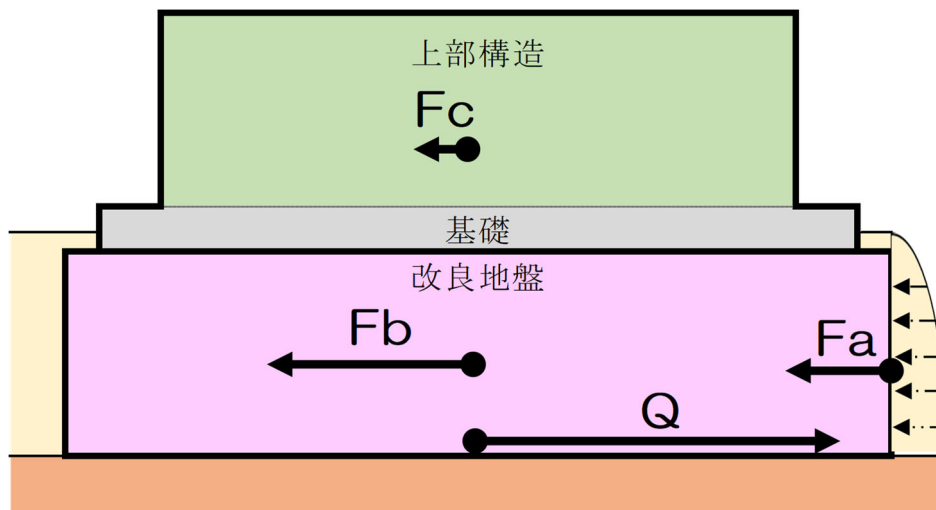
$$A_s = 46.0 \times 57.9 - 6.7 \times 2.0 = 2650 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$Q = C_u \times A_s = 1.55 \times 10^3 \times 2650 = 4107500 \text{ [kN]}$$

e. 地盤改良体に作用するせん断力 F

地盤改良体に作用する水平力 F は以下のとおりとなる。

$$F = F_a + F_b + F_c = 214230 + 606000 + 89871 = 910101 \text{ [kN]}$$



第4-2図 荷重作用イメージ

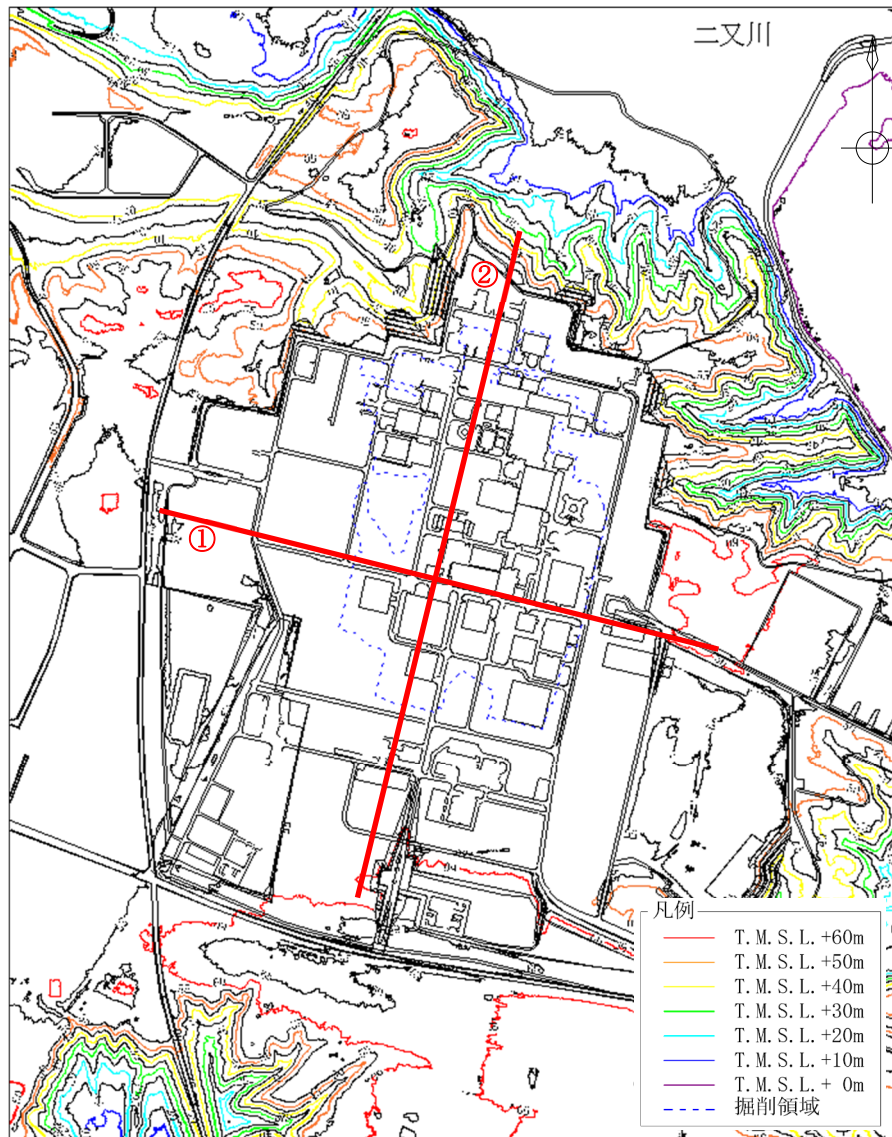
上記を基に評価した結果、液状化対象層の液状化を考慮した動水圧等を考慮した場合でも、地盤改良体の健全性は確保される。このため、地盤改良体内部の杭の健全性は確保されるものと判断できる。

$$F / Q = 910101 / 4107500 = 0.22 \text{ OK}$$

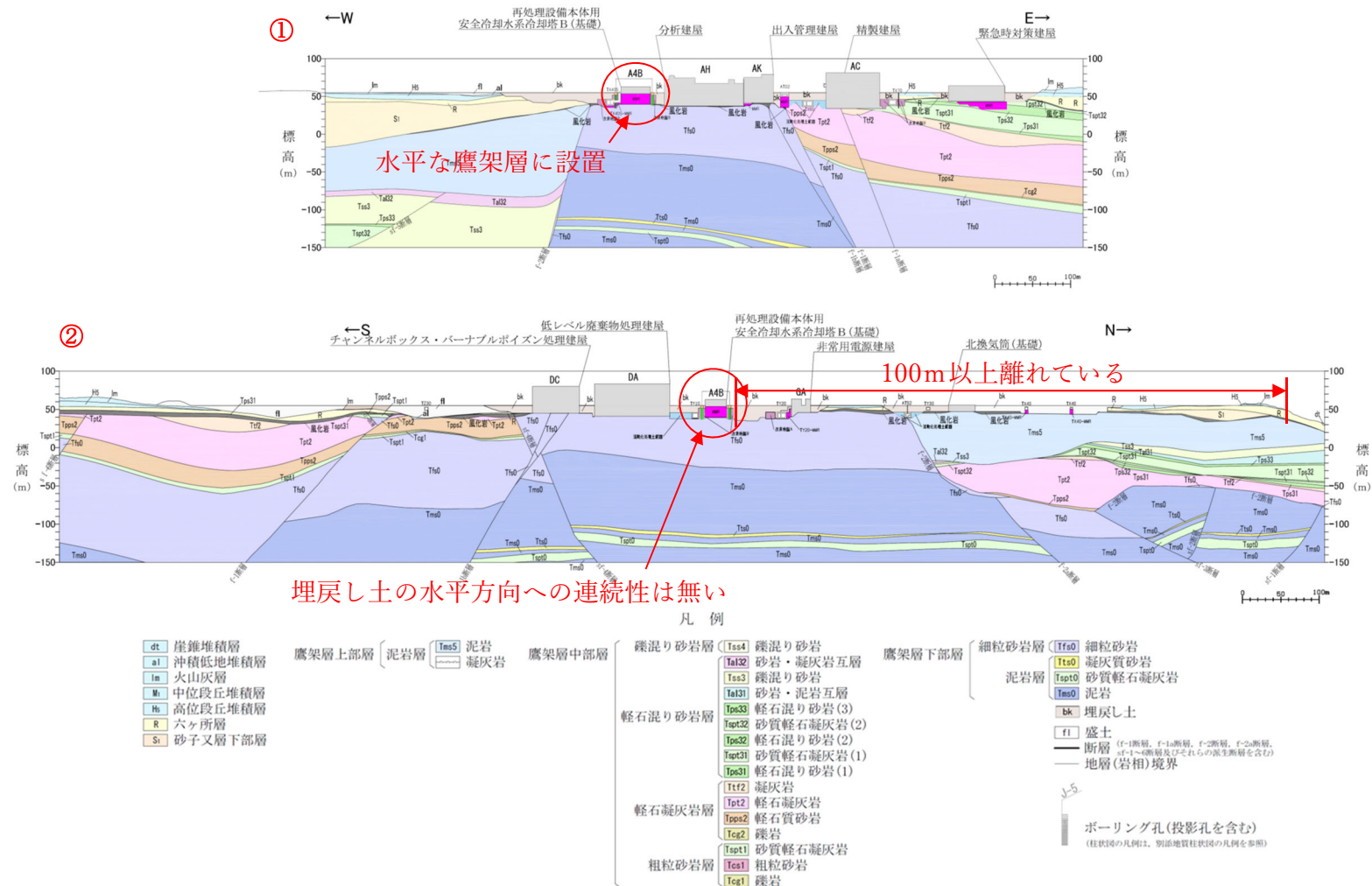
4.3 側方流動

側方流動の影響については、「液状化対象層の水平方向の連続性を考慮した上で、高低がある台地の法肩から100m以上の離隔があるか否か」を判断基準として、飛来物防護ネットの設置条件を踏まえ、側方流動の影響の有無を確認する。

飛来物防護ネットが設置される基礎地盤は第4-3図及び第4-4図に示すとおり、鷹架層を台形上に掘削して水平に埋戻し土、流動化処理土で埋め戻されていること、高低がある台地の法肩から100m以上離れていること、埋戻し土の高低差までの水平方向の連続性が確認されないことから、液状化に伴う側方流動による施設に与える影響はないことが確認できる。



第4-3図 敷地周辺の地形図



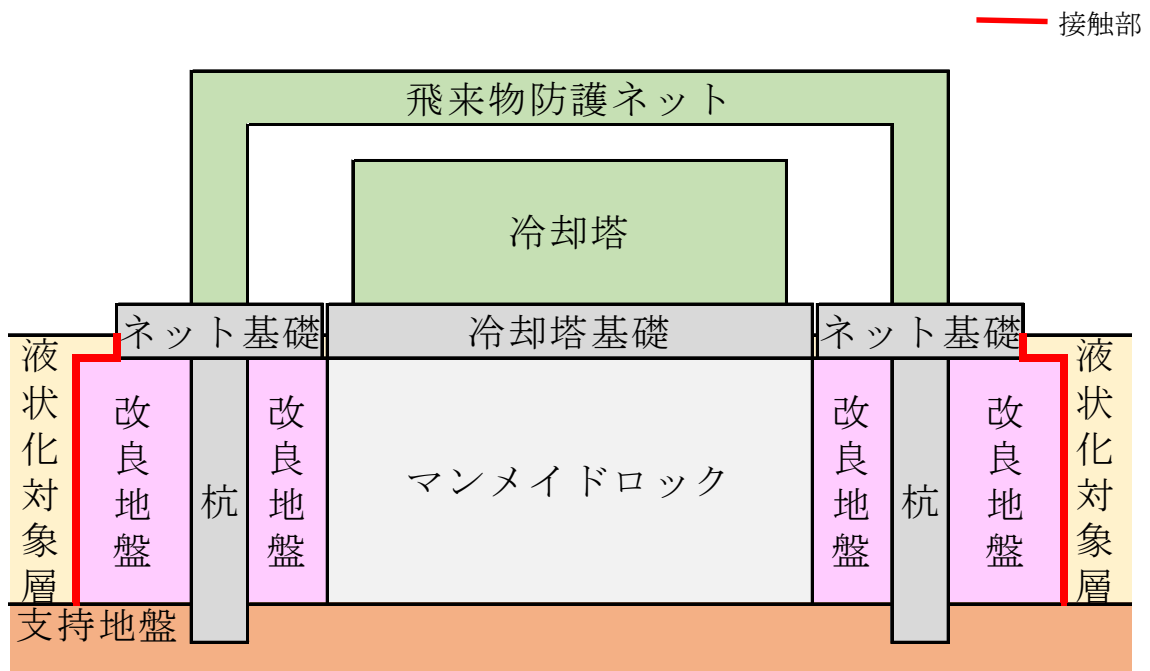
第4-4図 液状化影響評価対象施設の断面図

4.4 浮上り

浮上りの可能性の確認において、液状化対象層が各施設の下方にあるか否かを判断基準とする。

飛来物防護ネットの杭基礎と支持する改良地盤は杭の周面摩擦により引抜き作用時に抵抗できるため飛来物防護ネットと改良地盤は一体であると考えられる。

液状化対象層と飛来物防護ネットの接触状況は第4-5図のとおりであり、改良地盤の底部より下方に存在しないため、液状化に伴う浮上りの可能性はないと判断できる。



第4-5図 構造物と液状化対象層の位置関係

5. 有効応力解析による検証

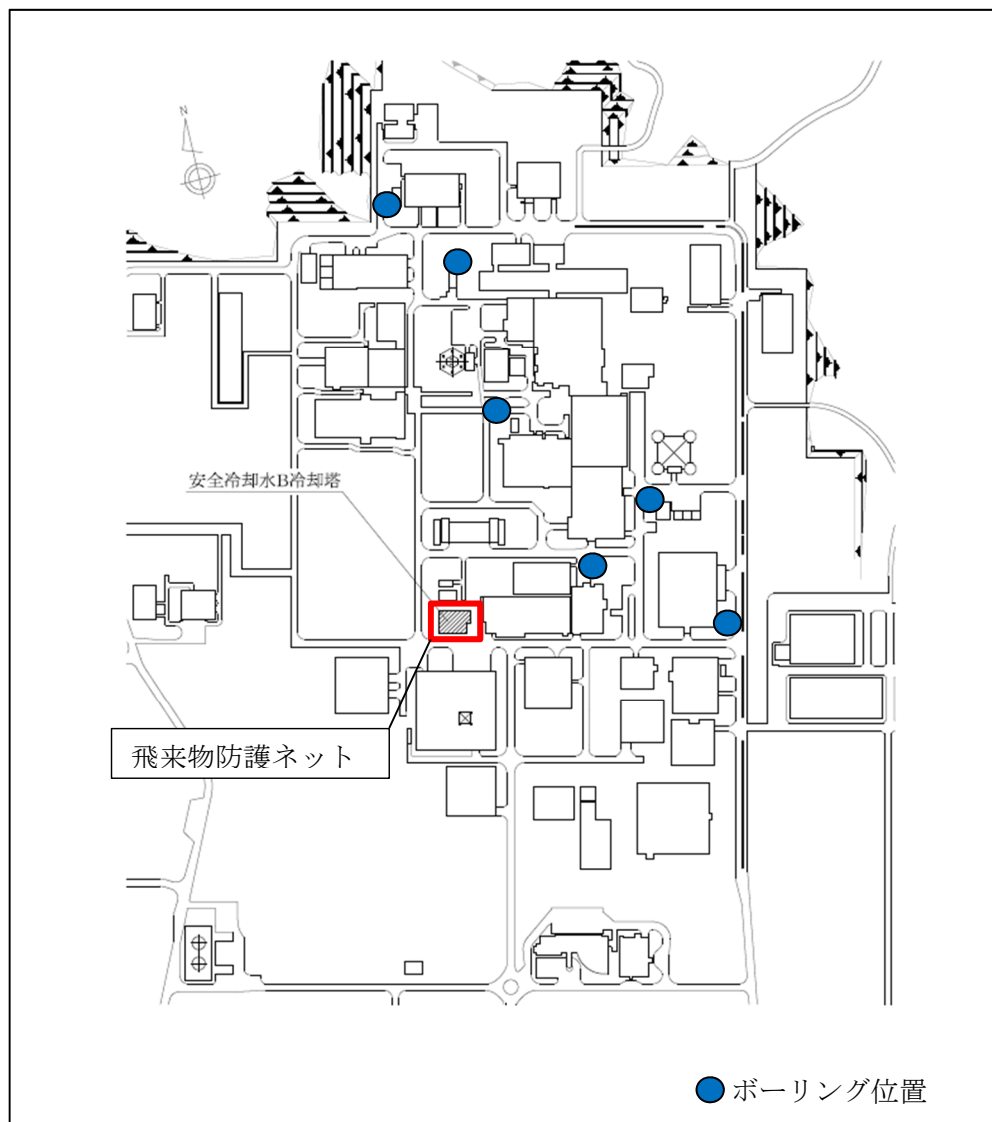
本施設の液状化影響評価では、液状化時の側方土圧をウエスタガード補正式による動水圧により算定しており、液状化時の土水圧の大きさや複雑な土圧分布を考慮できているか検証する観点から敷地内ボーリング調査結果に基づく有効応力解析の結果用いた比較により評価の妥当性を確認する。

5.1 液状化に関する物性値

有効応力解析 (FLIP) に用いる液状化強度特性は、液状化対象層の液状化強度試験結果に基づき、全試験結果を包絡するような液状化パラメータを設定する。

液状化対象層である埋戻土は施設全域に分布されており一定の管理のもと埋め戻されていることから、施設共通の値を設定する。

液状化強度試験試料を採取したボーリング位置図を第5-1図に、液状化に関する物性値を第5-1表に、液状化強度試験結果と設定した液状化強度特性を第5-2図にそれぞれ示す。

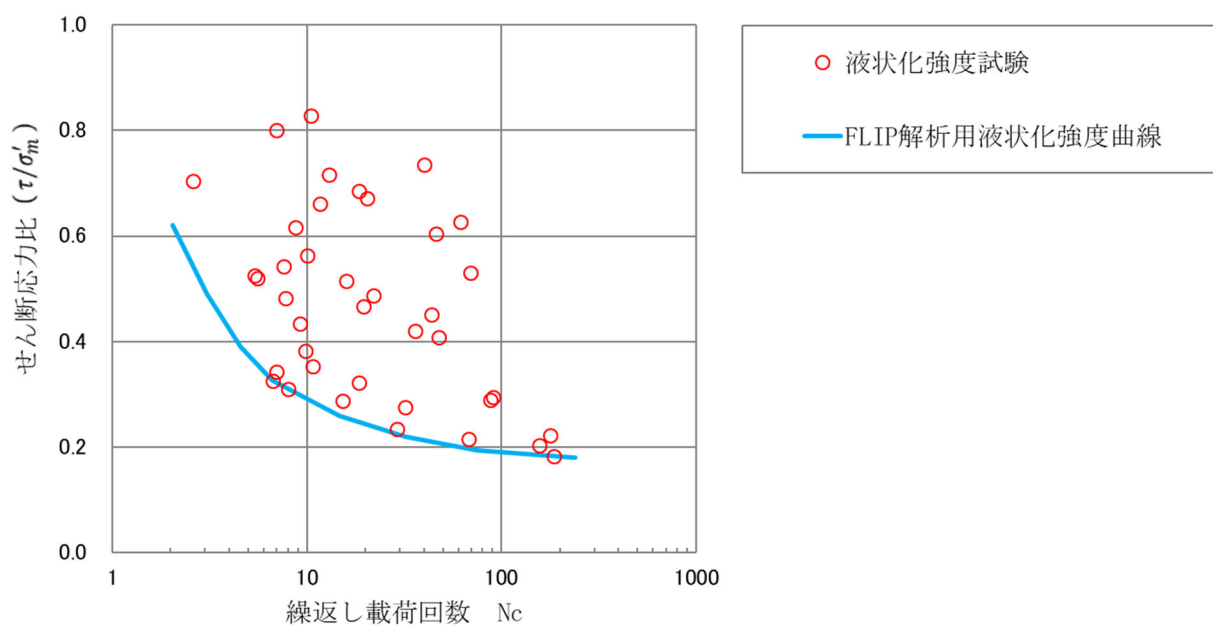


第5-1図 埋戻土の液状化強度試験試料採取ボーリング位置図

第5-1表 埋戻土の液状化に関する物性値

項目	諸元		
飽和密度 ^{*)}	ρ	g/cm ³	1.82+0.0028D
間隙率	n	-	0.46
非排水せん断強度	c_u'	kN/m ²	0
	ϕ_u'	deg	39.7
変相角	ϕ_p	deg	34.0
ポアソン比	ν	-	0.33
最大減衰比	h_{max}	-	0.171
基準拘束圧	σ_{ma}'	kN/m ²	52.3
基準拘束圧における動せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	125,700
基準拘束圧における体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	327,800
拘束圧の依存係数	m_G, m_K	-	0.703
液状化パラメータ	w_1	-	10.30
	p_1	-	0.50
	p_2	-	1.00
	c_1	-	1.81
	S_1	-	0.005

*) Dは深度(m)とし、層の中心深度とする



第5-2図 液状化強度試験結果と液状化強度特性の設定 (埋戻土)

5.2 解析モデル

有効応力解析のモデルの断面は、側方の液状化対象層の影響を受けやすい施設の短辺断面のうち、冷却塔断面を含む中央部（断面①）及び改良地盤全断面を含み杭と改良地盤端部が最小となる断面（断面②）とする。

モデル化方針は、以下のとおりである。

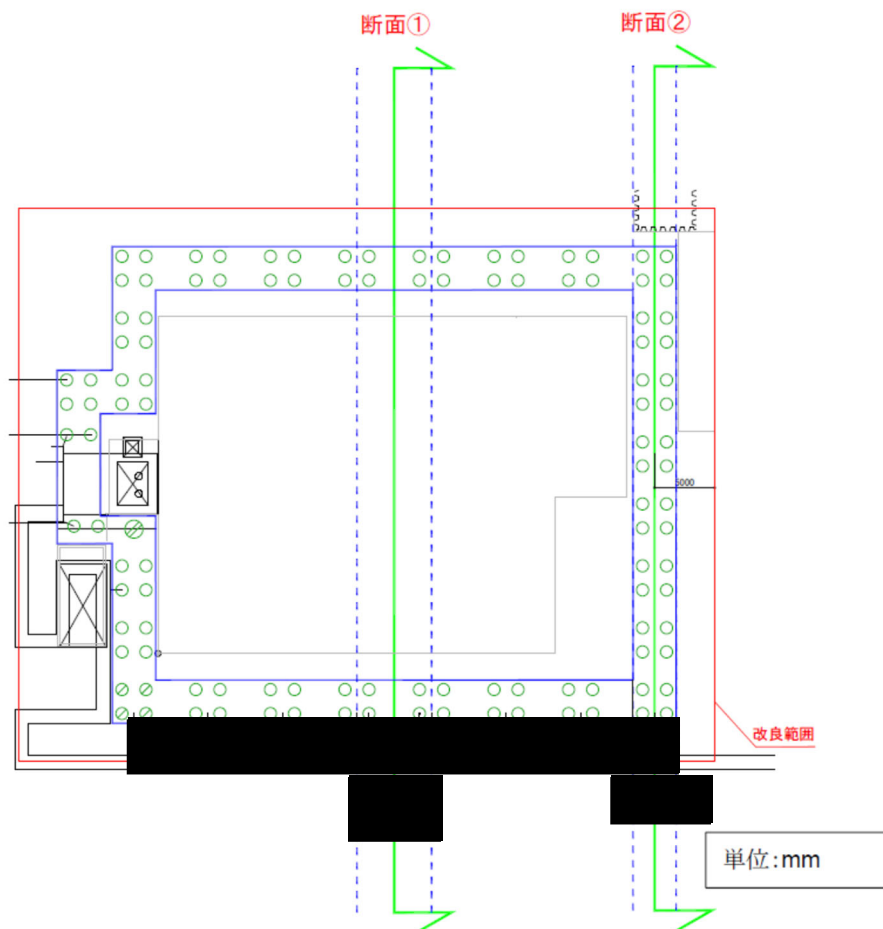
(1) モデル化対象

- ・埋戻土（液状化対象層、マルチスプリング要素）
- ・改良地盤（非液状化層、マルチスプリング要素）
- ・鷹架層、MMR、冷却塔基礎、ネット基礎（非液状化層、線形平面要素）
- ・鉄筋コンクリート杭（線形梁要素）

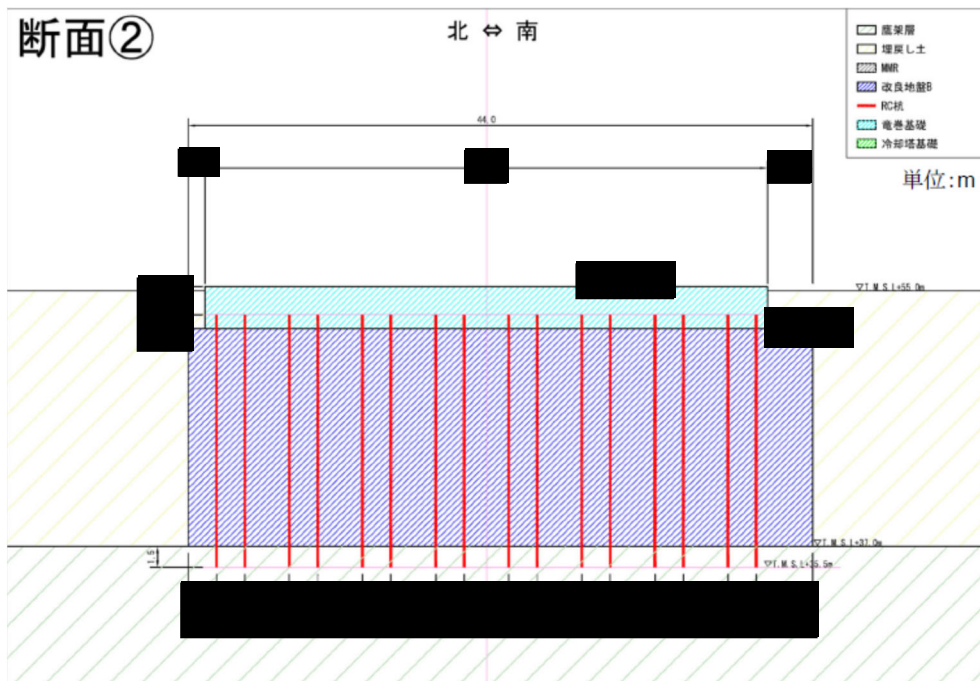
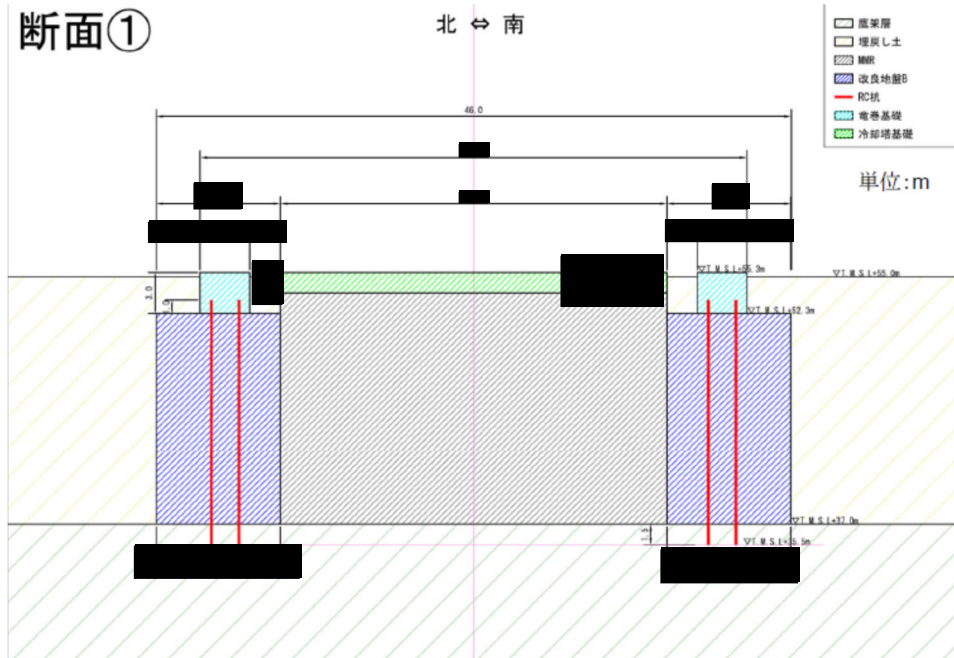
(2) 解析条件

- ・地下水位は地表面とする。
- ・解析ケースは、基準地震動のうち、代表波としてSs-A、Ss-C1の2波とする。
- ・解析プログラムは、「FLIP ROSE Ver7.4.1」とする。

以降、検討中。
評価の概要、暫定図を記載



第5-3図 解析断面位置



第5-4図 解析モデル概要

5.3 解析結果

(1) 有効応力解析結果による土水圧

(2) 改良地盤の応力状態

5.4 液状化影響評価の妥当性検証

(1) 土水圧分布の確認

特殊な荷重分布とならないことの確認する

(2) 側方土圧の確認

有効応力解析による土水圧とウエスタガード補正式による動水圧による荷重値の比較により液状化影響評価の妥当性を確認する。

(3) 改良地盤の健全性確認

改良地盤の応力状態の確認による改良地盤の健全性を確認する