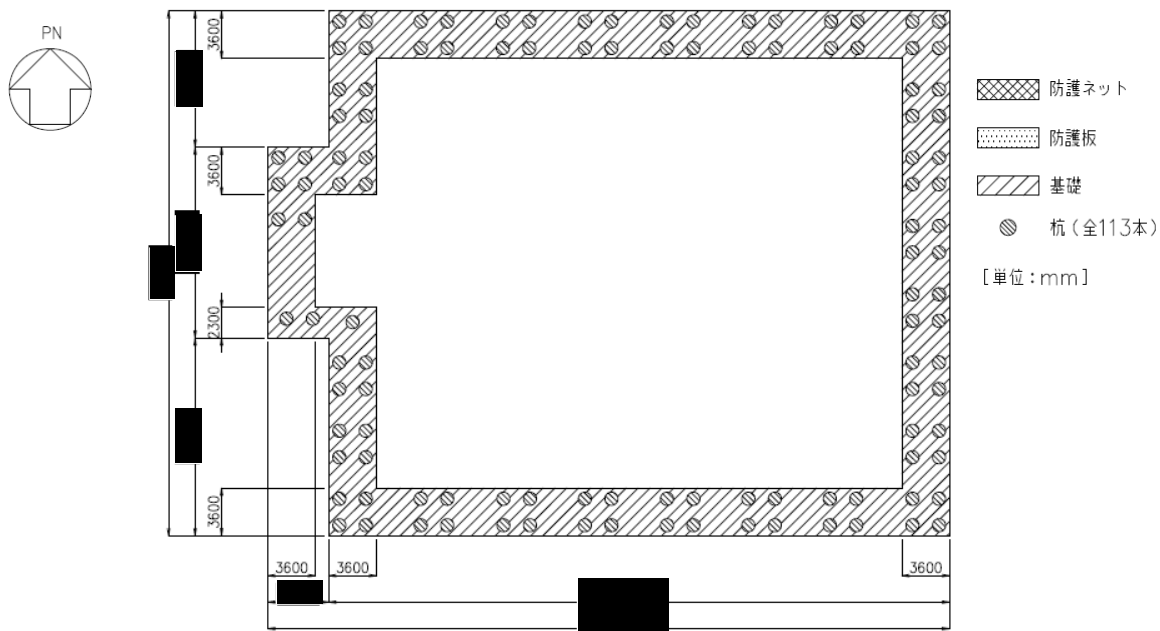
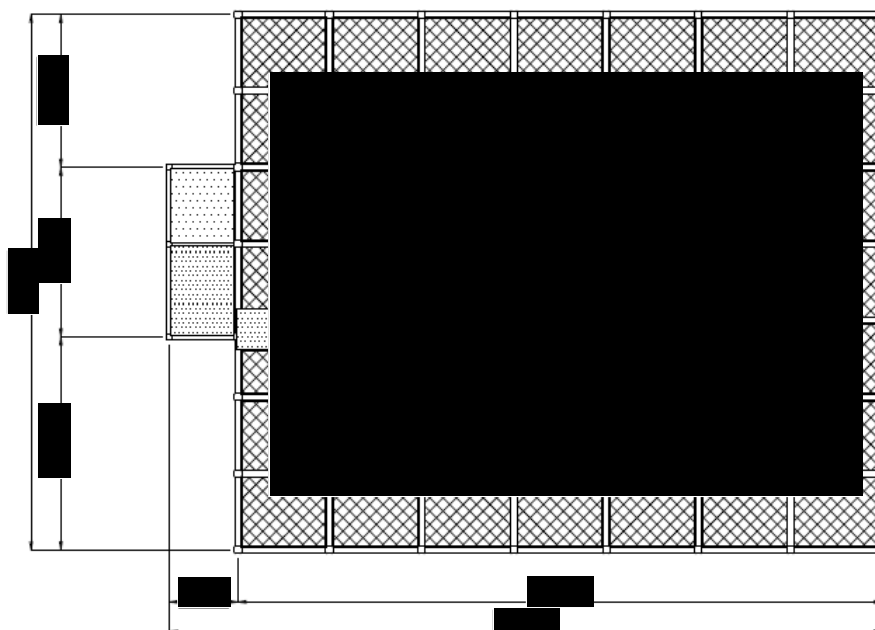


第 2.2-1 図 飛来物防護ネット架構の全景

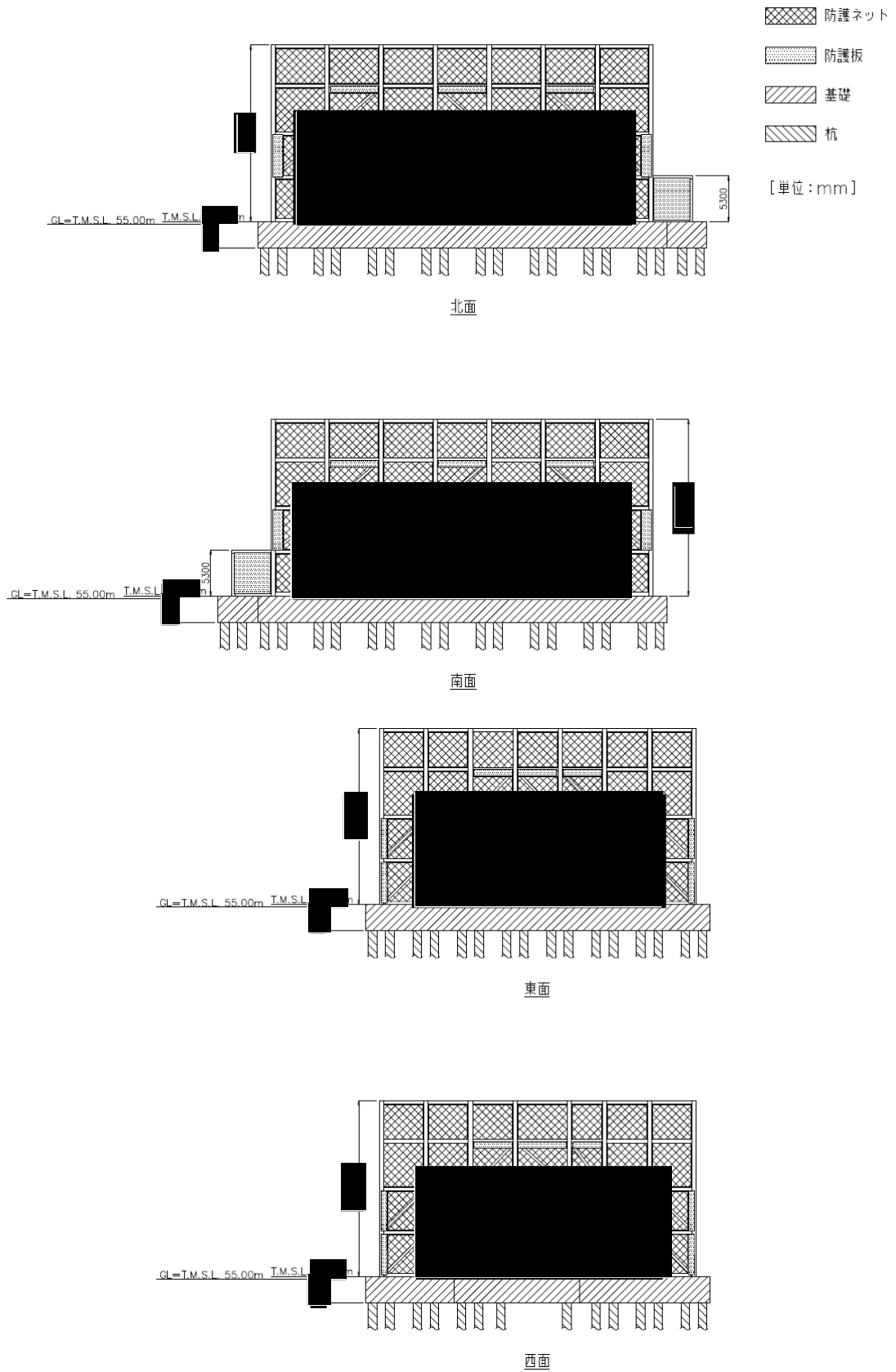


(杭伏図)



(概略平面図)

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



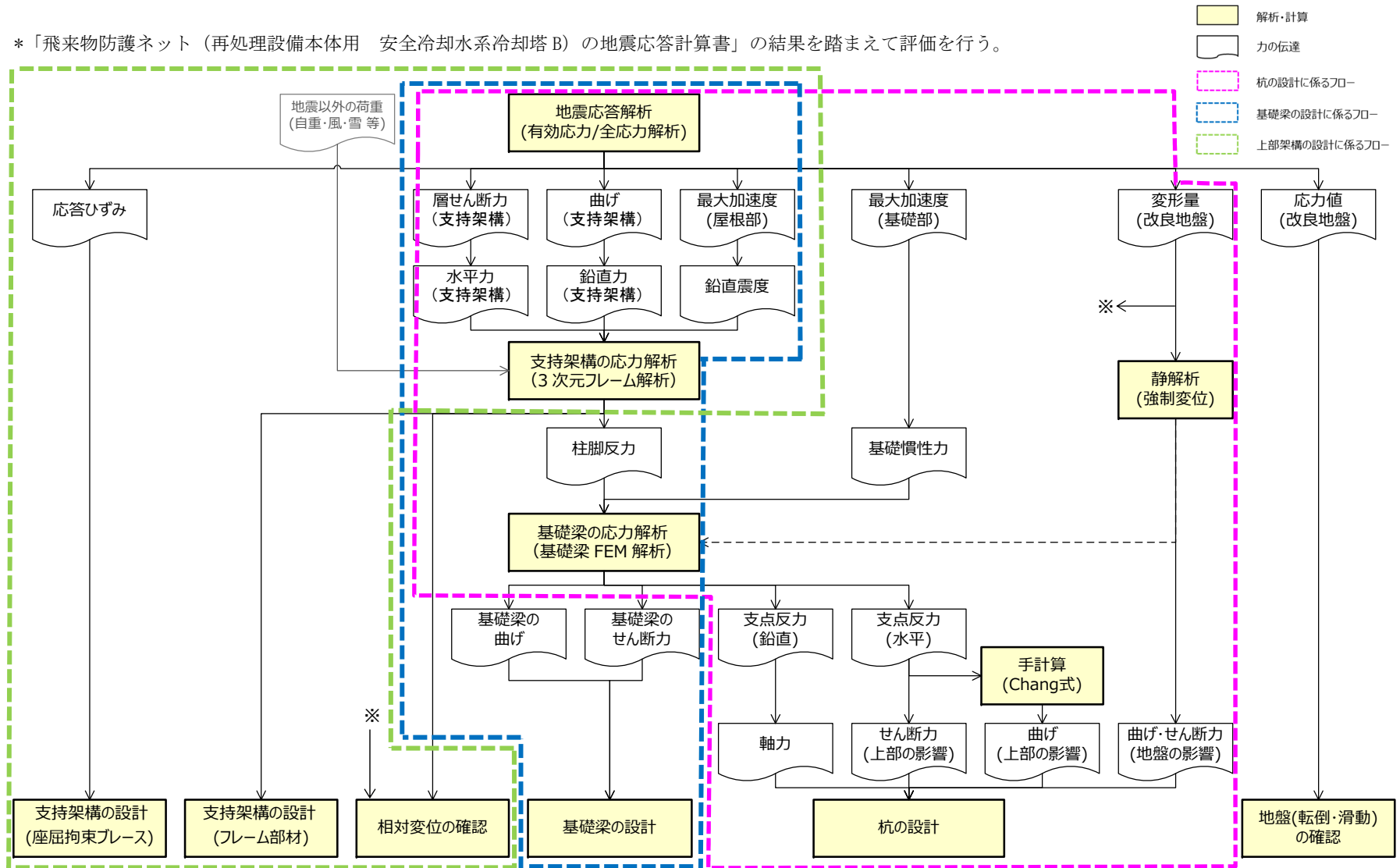
第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の側面図

2.3 評価方針

飛来物防護ネット架構の安全機能を有する施設としての地震時の評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下、「 S_s 地震時に対する評価」という。）は添付書類「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及び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。

飛来物防護ネット架構の構造評価フローを第2.3-1図に示す。

* 「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」の結果を踏まえて評価を行う。



第2.3-1図 飛来物防護ネット架構の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

飛来物防護ネット架構の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

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

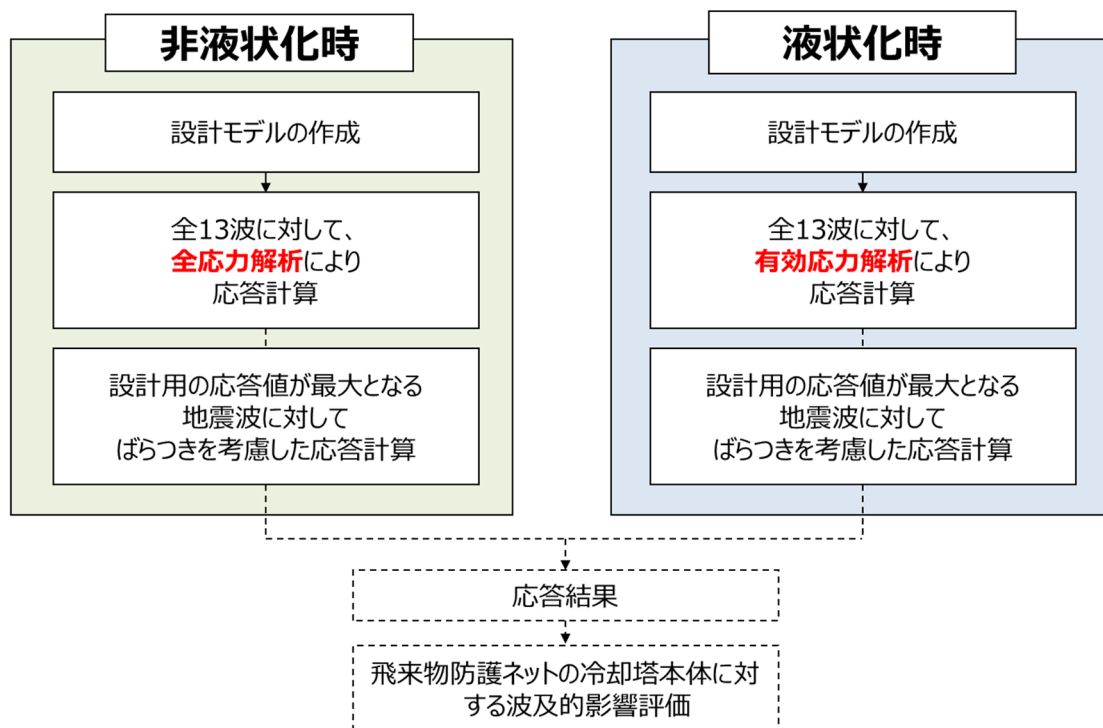
3. 地震応答解析による評価方法

3.1 評価方針

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

損傷、転倒及び落下の観点については、座屈拘束ブレースの応答ひずみが許容限界値を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における飛来物防護ネット架構の許容限界は、添付書類「IV-1-1-8 機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、第3.1-1表のとおり設定する。



※ 赤字は「非液状化時」と「液状化時」の評価方法の差異を示す

第3.1-1図 全応力解析及び有効応力解析の概略フロー図

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	機能維持のための 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	最大応答ひずみが 許容限界を超えな いことを確認	最大軸ひずみ 3.0%未満*1
			最大疲労係数総和 が許容限界を超え ないことを確認	疲労係数総和 1未満*2

*1：許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの3.0%とする。なお，最大ひずみ±3%の範囲で安定した履歴性能を有することは参考文献¹⁾にて確認済みである。

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

参考文献

- 1)：西本晃治. 低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーの高層建物への適用事例（その2）座屈拘束ブレースの性能確認実験. 日本建築学会大会学術講演梗概集，2010, p. 953-954.

3.2 評価方法

座屈拘束ブレース

a. 軸ひずみの評価

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

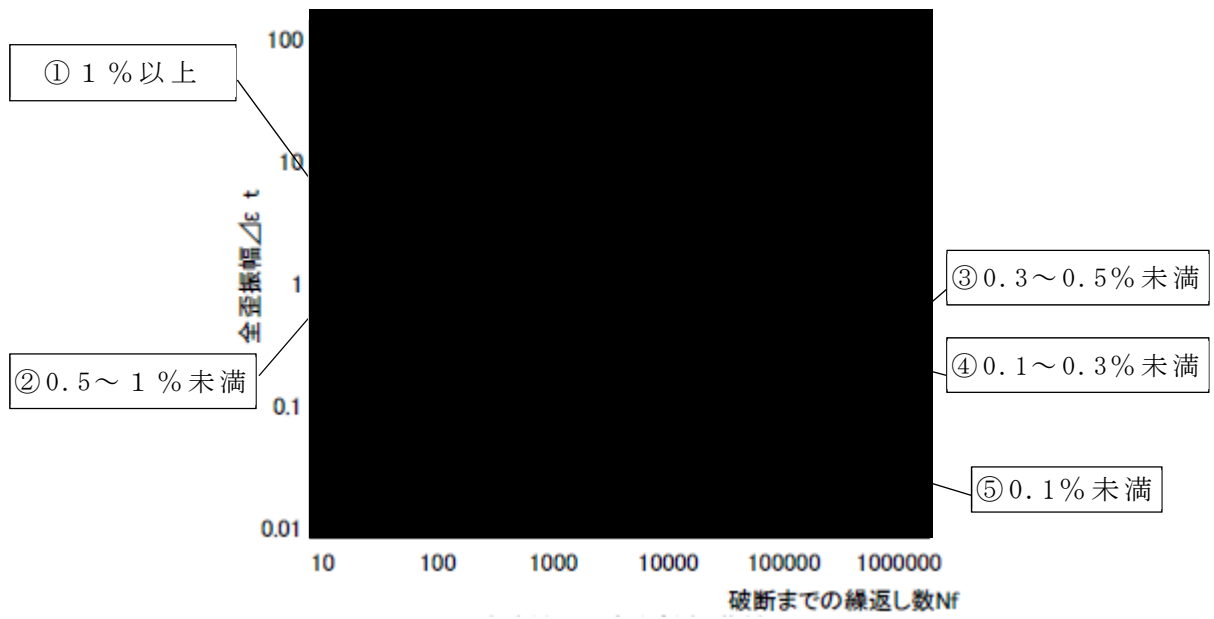
b. 疲労評価

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

第 3.2-1 表 疲労係数算出方法

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

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



第 3.2-1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

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

応力解析にあたっては、添付書類「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。

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

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

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

4.2 荷重及び荷重の組合せ

各部位の評価における荷重及び荷重の組合せは、添付書類「IV-1-1 耐震設計の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

4.2.1 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，防護ネット，防護板等）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)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 ・各層の最大せん断力 (NS, EW) ・各層の付加曲げモーメント (NS, EW) ・最大加速度より設定する震度 (UD)
風荷重 (W _L)	建築基準法施行令第87条の規定による風荷重 ・防護ネットの内外に関わらず，すべての通りの支持架構に考慮。また，防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

第4.2.1-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時＋風	D+0.35Ls+W _L +Ss

4.2.2 基礎梁

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

第4.2.2-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物の自重
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)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎に作用する地震荷重（地震時慣性力） $(D+0.35Ls) \times (\text{水平震度})$ $(D+0.35Ls) \times (\text{±鉛直震度})$ 応力解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・<u>支持</u>架構から作用する地震荷重（<u>支持</u>架構の柱脚応力） 柱脚せん断力（NS, EW） 柱脚曲げモーメント（NS, EW） 柱脚鉛直軸力（UD） ・杭から作用する地震荷重（杭頭応力） 杭頭曲げモーメント（NS, EW）
風荷重(W _L)	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"> ・<u>支持</u>架構から作用する風荷重 （<u>支持</u>架構の柱脚応力として考慮する。）

第4.2.2-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時+風	D+Ls+W _L +Ss

4.2.3 杭

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

第4.2.3-1表 考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重(D)	構造物（杭）の自重
地震荷重(Ss)	地震応答解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・地盤から作用する地震荷重 地震応答解析時の改良地盤変形量を強制変位として考慮 地震応答解析時の基礎部の加速度を慣性力として考慮 基礎梁のFEM応力解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・基礎梁から作用する地震荷重* 杭頭せん断力（NS，EW：杭頭変位同一として計算） 杭頭鉛直軸力（UD）

* 基礎梁から作用する地震荷重には、支持架構及び基礎の固定荷重（D），積雪荷重（Ls），風荷重（WL）を含む。

第4.2.3-2表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
Ss地震時＋風	D+0.35Ls+WL+Ss

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-1-1-8 機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の方針に基づき、第4.3-1表のとおり設定する。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	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
相対変位	基準地震動 S_s	支持 架構	施設間の相対変位*1が施設間の離隔距離を超えないことを確認	施設間の 離隔距離
損傷, 転倒及び 落下	基準 地震動 S_s	支持 架構	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「S規準」に基づく終局強度*2
		基礎梁	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく終局強度
		杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「基礎指針」に基づく終局強度

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

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

第4.3-2表 フレーム構造部材，トラス構造部材の許容限界

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

第4.3-3表 コンクリートの設計基準強度

部位	設計基準強度 F _c (N/mm ²)
基礎梁	24
杭	27

第4.3-4表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm ²)
SD345	345

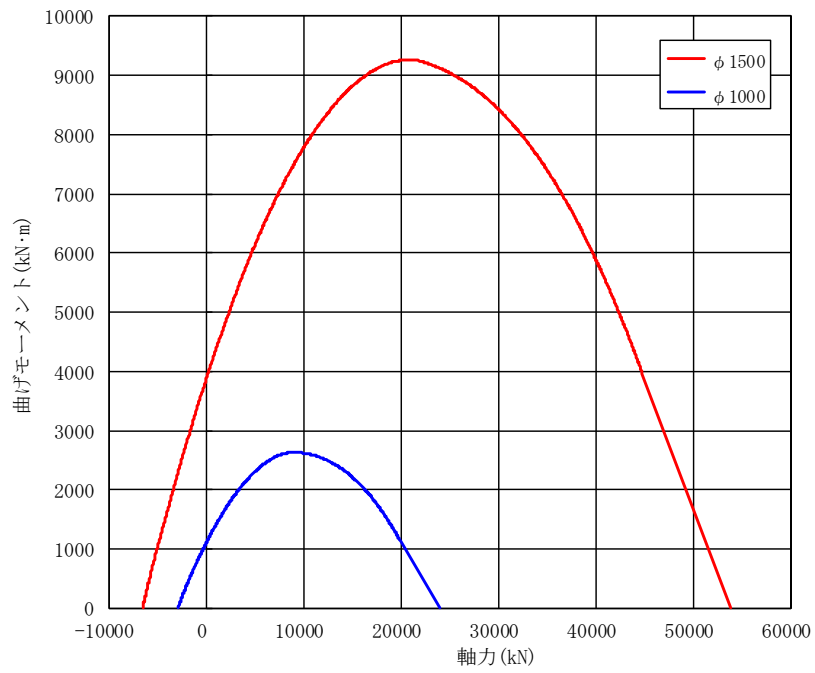
注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

第4.3-5表 杭の支持力に関する許容限界

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

第4.3-6表 杭の許容せん断力

杭径 φ (mm)	終局せん断耐力 Q _{su} (×10 ³ kN)
1000 [P1, P1A]	1.838
1500 [P2]	4.594



第4.3-1図 杭の終局耐力（曲げモーメント－軸力相関）

4.4 評価方法

4.4.1 支持架構

(1) 応力解析モデル

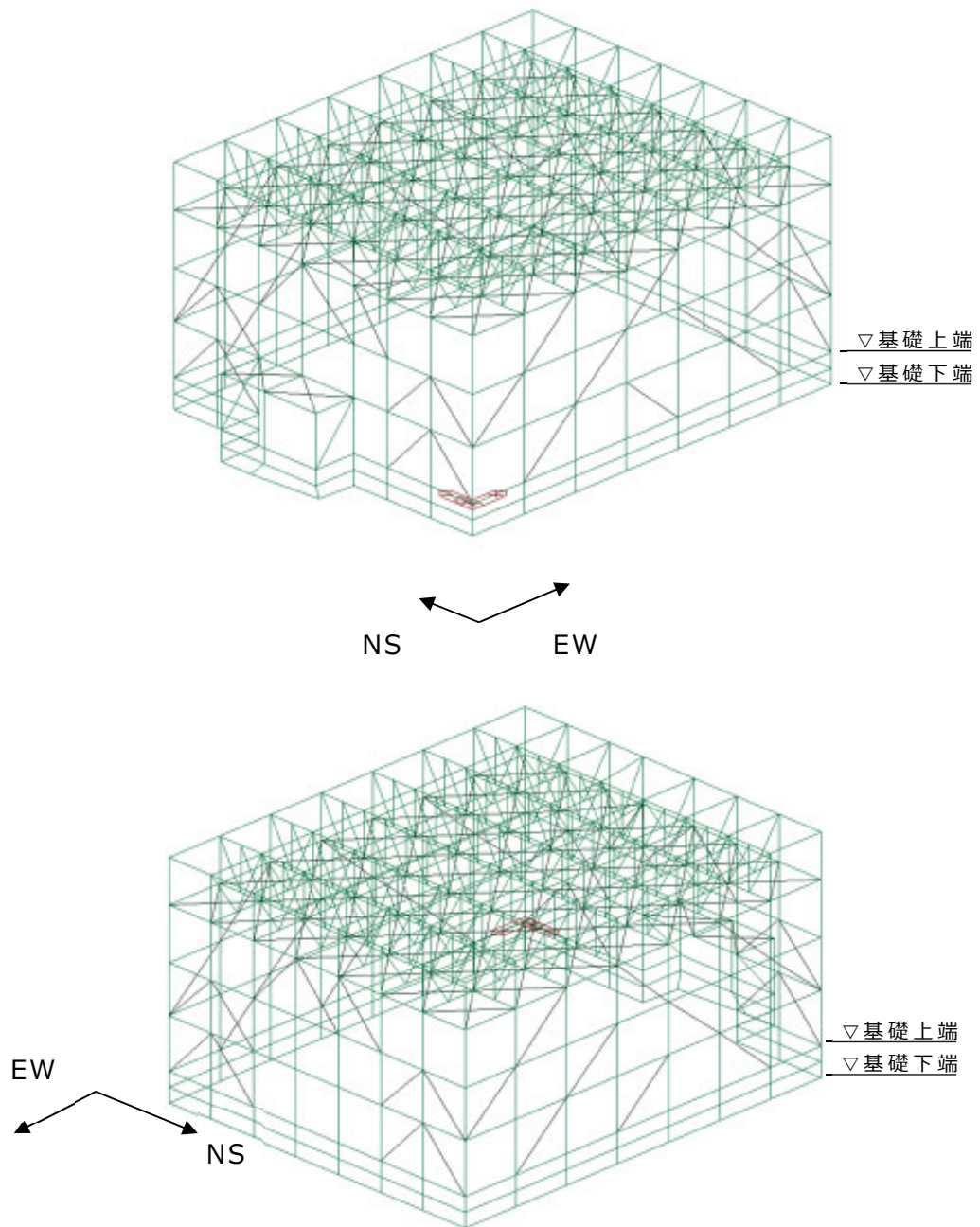
飛来物防護ネット架構の弾性部材の評価に用いる応力解析用の3次元フレームモデル図を第4.4.1-1図に、応力解析の手法を第4.4.1-1表に示す。

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

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

第4.4.1-1表 飛来物防護ネットの応力解析モデル及び手法

項目	内容	詳細	備考
解析手法		地震荷重及びその他考慮すべき荷重を3次元フレームモデルに入力し、応力解析を実施。	—
解析コード		midas iGen	—
モデル	材料物性	・縦弾性係数：205000MPa ・ポアソン比：0.3	鋼構造設計 規準に基づ き設定
	要素種別	梁要素	—
	境界条件	基礎下端ピン支持	—



第 4.4.1-1 図 支持架構の応力解析モデル

(2) 荷重の組合せ

S_s地震時の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。

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

(3) 荷重の組合せケース

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

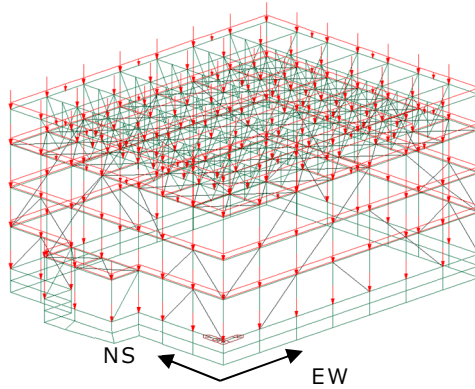
第4.4.1-2表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震動
1-1	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1
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	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他包絡 (Ss-C1以外)
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

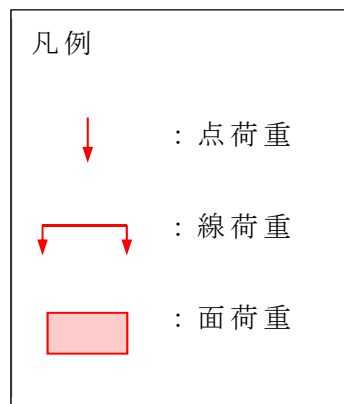
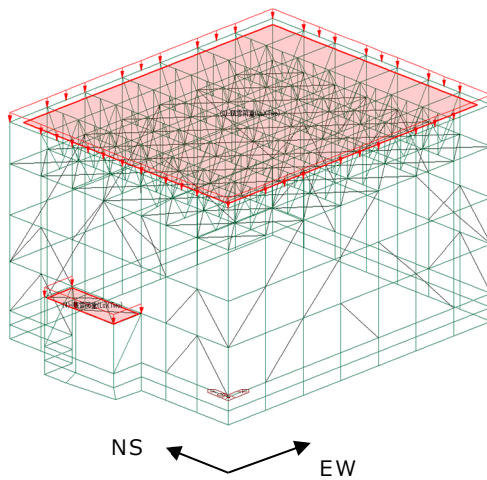
荷重の入力状態図を第4.4.1-2図に示す。

a. 固定荷重 (D)



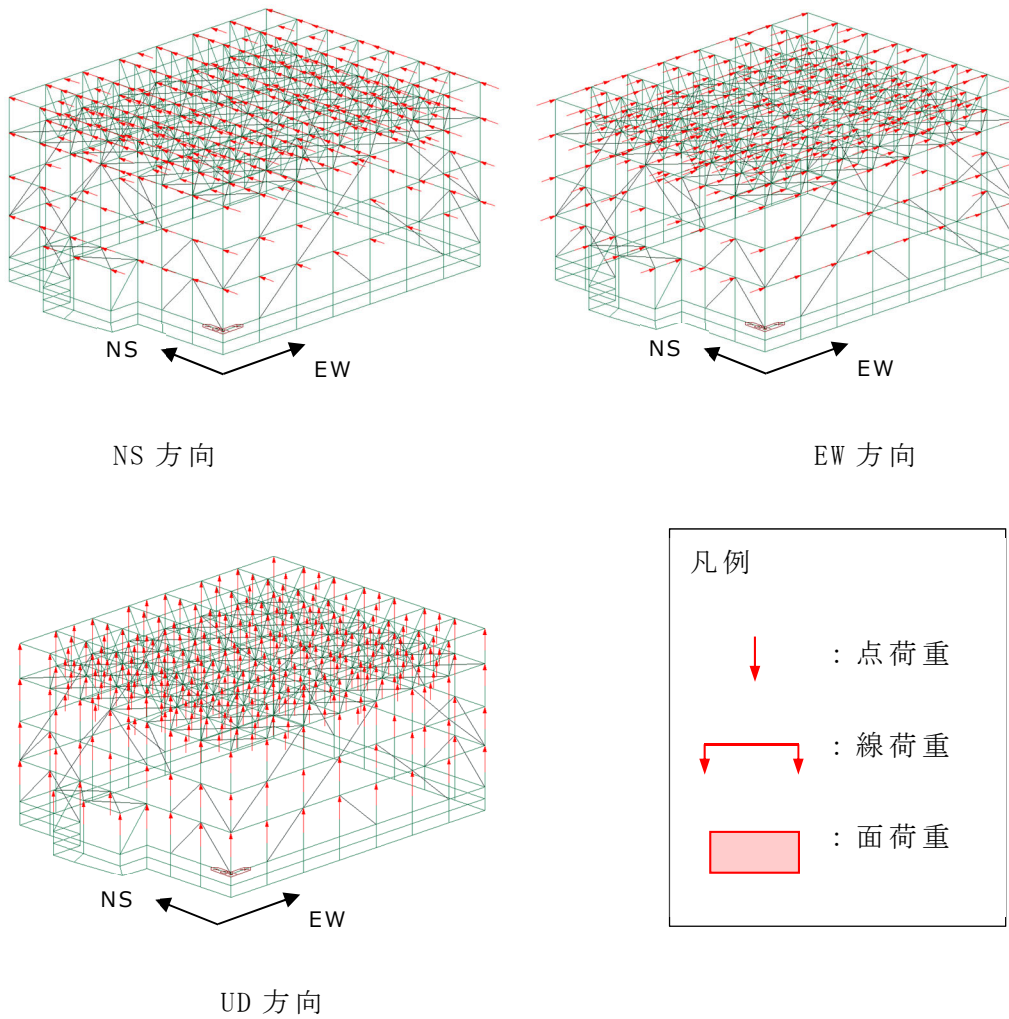
※鉄骨自重分は除く(荷重ではなく密度入力のため)

b. 積雪荷重 (Ls)



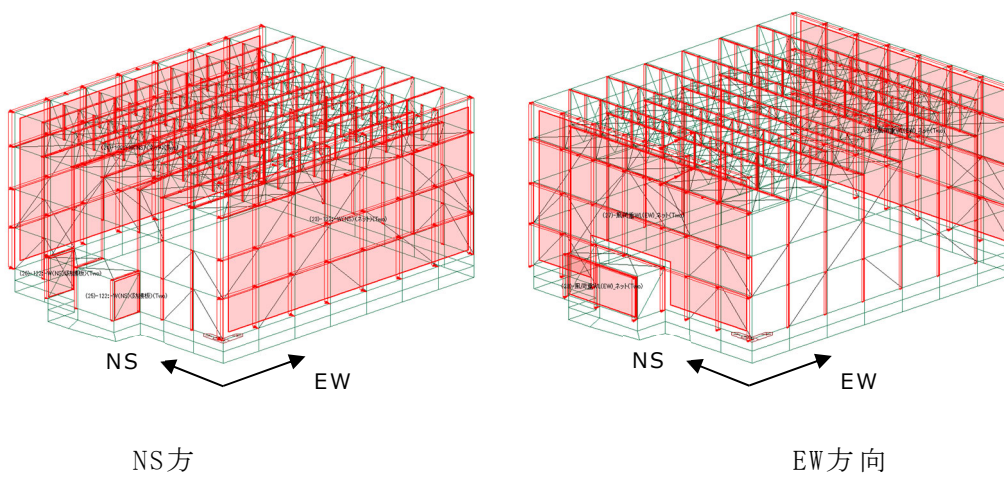
第 4. 4. 1-2 図 荷重の入力状態図 (1/2)

c. 地震荷重 (S_s)



※加速度を入力することで節点に地震荷重を入力する

d. 風荷重 (W_L)



第4.4.1-2図 荷重の入力状態図 (2/2)

(5) 応力の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する評価方法

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

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

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

b. せん断力に対する評価方法

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

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

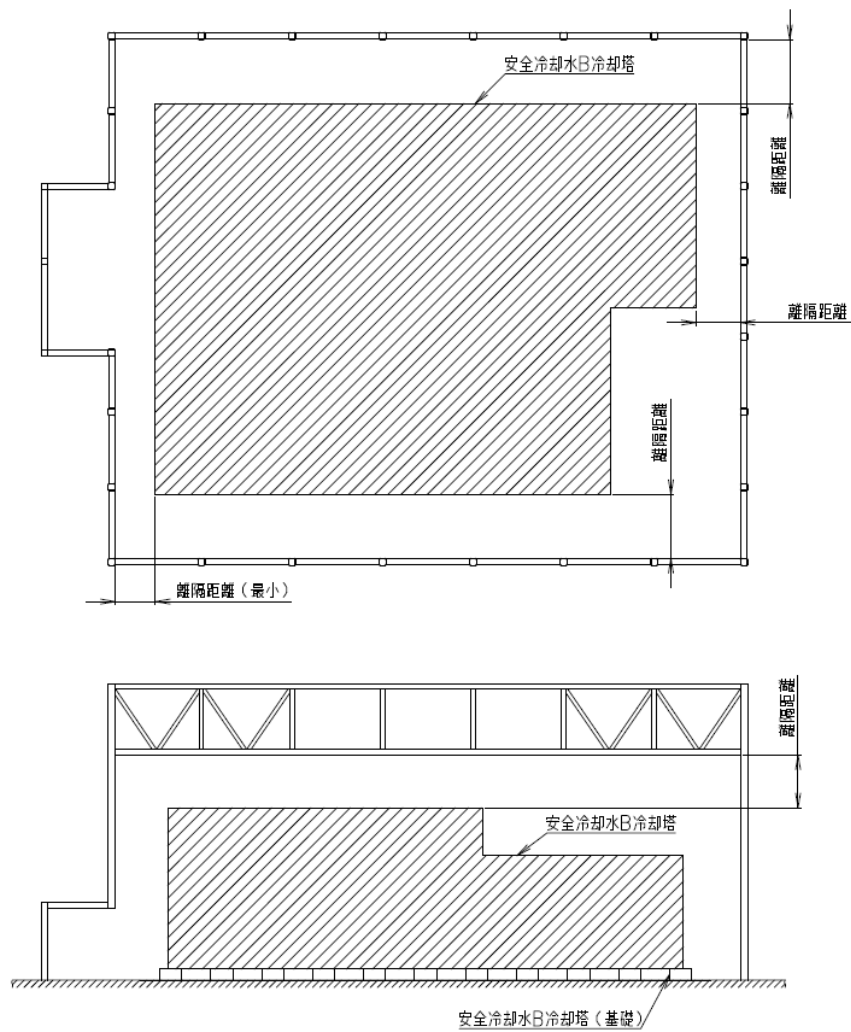
τ_s : せん断応力
 f_s : 許容せん断応力

(6) 座屈拘束ブレースの評価方法

3次元フレームモデルの応力解析にて算出される軸ひずみから、最大の軸ひずみを算出し、許容限界である3.0%を超えないことを確認する。

(7) 相対変位の評価方法

基準地震動 S_s により生じる飛来物防護ネットと冷却塔本体の最大応答変位の合計（相対変位）が、第4.4.1-3図に示す冷却塔本体までの最小離隔距離を超えないことを確認する。このときの最大応答変位の合計値には、液状化に伴う地盤の変位も考慮する。



第4.4.1-3図 離隔距離イメージ図

4.4.2 基礎梁

(1) 解析モデル

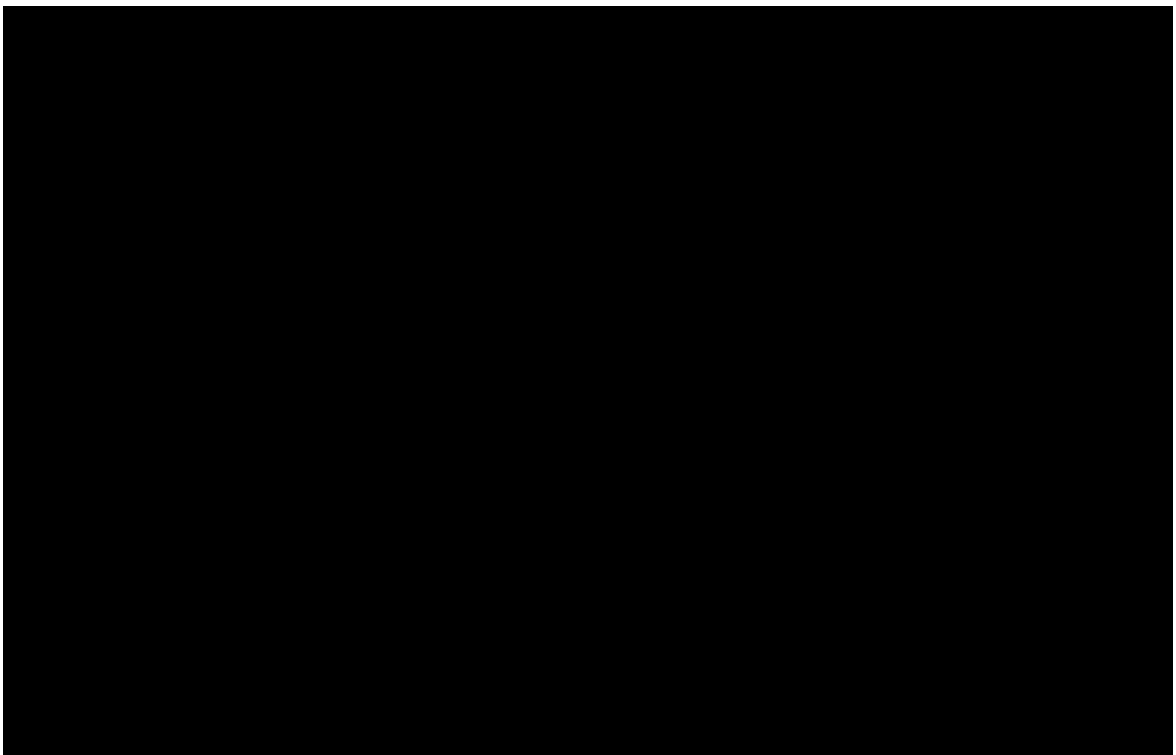
応力解析は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen(ver.845)」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「IV-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第4.2.2-1表に示す物性値を与える。また、場所打ちコンクリート杭は、各杭位置で、水平方向はピン支持、鉛直方向は杭ばね要素にてモデル化する。解析モデルを第4.4.2-1図に示す。

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

第4.4.2-1表 コンクリートの物性値

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



第4.4.2-1図 基礎梁の解析モデル(単位：mm)

(2) 荷重ケース

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

- VL : 鉛直荷重 (固定荷重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 (下向きを正とする。)
- W_{LNS} : NS方向の風荷重 (S→N方向を正とする。)
- W_{LEW} : EW方向の風荷重 (W→E方向を正とする。)

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを第4.4.2-2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JEAC4601-2008（（社）日本電気協会）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとする。

第4.4.2-2表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震動
1-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1
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	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他包絡 (Ss-C1以外)
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)

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

b. 地震荷重 (Ss)

地震荷重については、添付書類「飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の計算書」に示す基準地震動Ssに対する地震応答解析から得られる結果より設定する。荷重の入力については、支持架構から基礎梁へ伝達される応力を集中荷重として基礎梁と支持架構の取合い部（鉄骨柱脚部）の節点に入力する。

また、杭は水平方向をピン支持、鉛直方向を杭ばね要素としてモデル化するが、杭応力評価による発生する杭頭モーメントを基礎梁厚さ分の付加曲げを考慮した荷重として基礎梁と杭の取合い部（杭頭部）の節点に入力する。

(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許容限界を超えないことを下式で確認する。なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

ここで

M : 発生曲げモーメント

M_u : 許容限界（曲げ終局強度）

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

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

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

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

4.4.3 杭

(1) 応力計算

杭応力として，軸力及びせん断力を FEM モデルに基づき計算する。また，杭頭曲げモーメント (M_0) は，「基礎指針」に基づき杭頭せん断力から下式で評価した値と，地震応答解析時の改良地盤変形量を強制変位として作用させた応力解析結果を考慮する。杭及び地盤ばねの諸元を第 4.4.3-1 表及び第 4.4.3-2 表に示す。

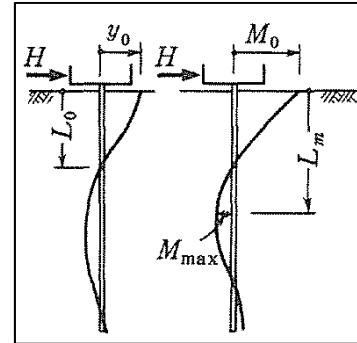
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

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

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

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



ここで，

H : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

β : 杭の特性係数 (m^{-1})

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)

B : 杭径 (m)

E : 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/m^2)

I : 杭の断面2次モーメント (m^4)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3)

y : 無次元化水平変位 (水平変位量をcmで表した無次元量)

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

ξ : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

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

\bar{B} : 無次元化杭径 (杭径をcmで表した無次元数値)

第 4.4.3-1 表 杭の諸元

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

※：杭の軸剛性を算出する際の長さは、基礎下端 (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。

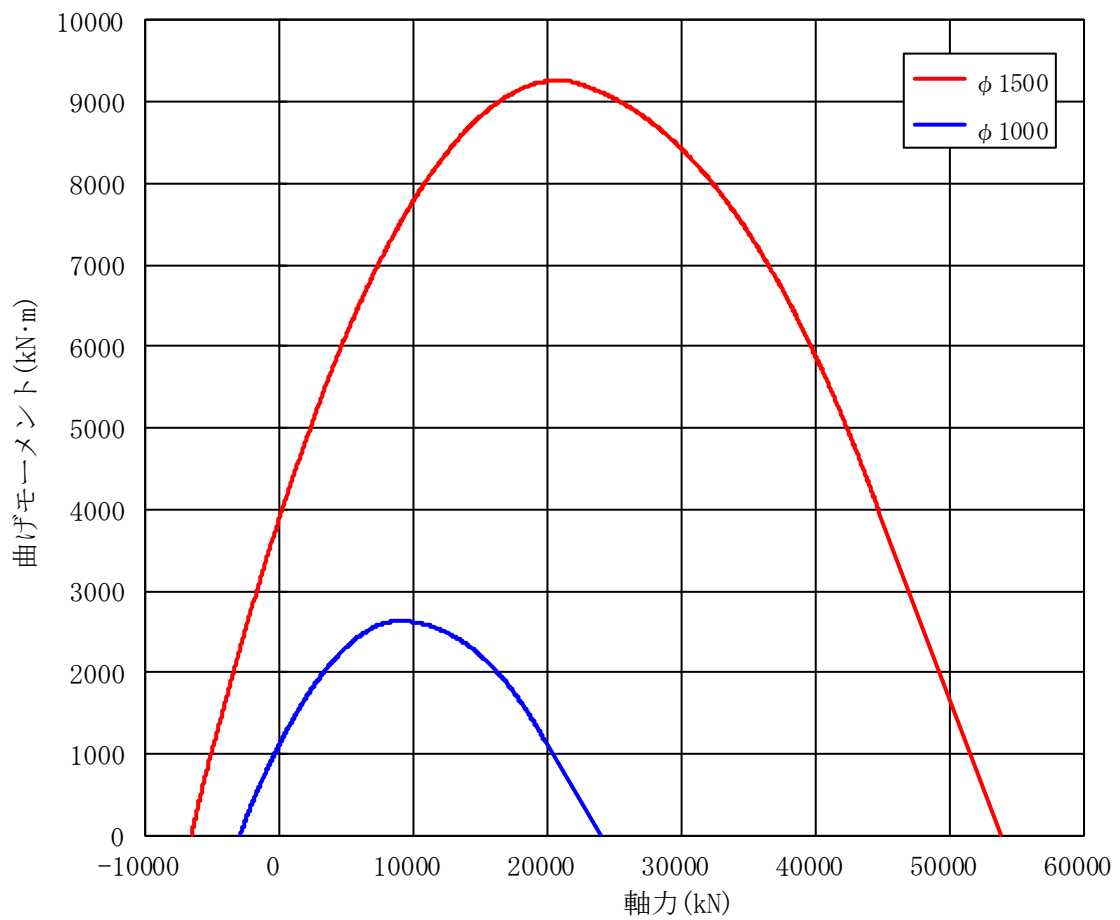
第 4.4.3-2 表 地盤ばねの諸元

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	<u>3620000</u>
地盤ばね剛性 (kN/m ²)	1960000	5430000

(2) 杭断面の評価方法

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第 4.4.3-1 図に示す許容限界を超えないことを確認する。



第 4.4.3-1 図 許容限界（軸力-曲げモーメント相関）

(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。

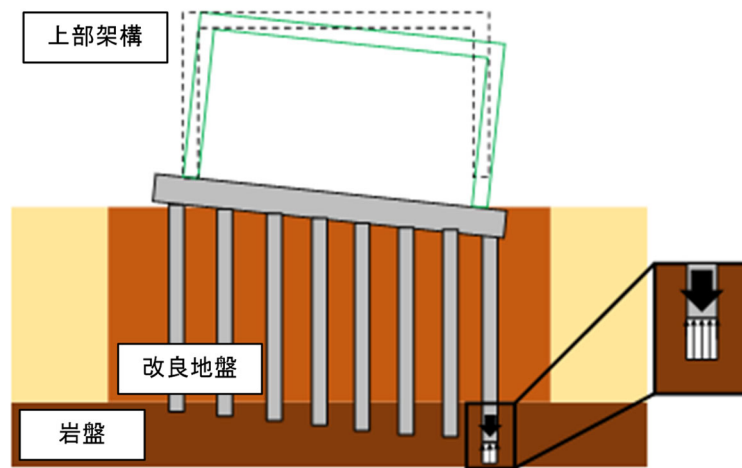
5. 地盤(沈下・転倒・滑動)の評価方法

5.1 評価方針

5.2 評価方法

5.2.1 沈下に対する評価

沈下に対する検討は、6.2.3項の杭の設計の結果から評価する。杭に発生する鉛直力が、鉛直支持力(杭先端の極限支持力+周辺摩擦抵抗)以下であれば、沈下は生じないことを確認する(第5.2.1-1図参照)。

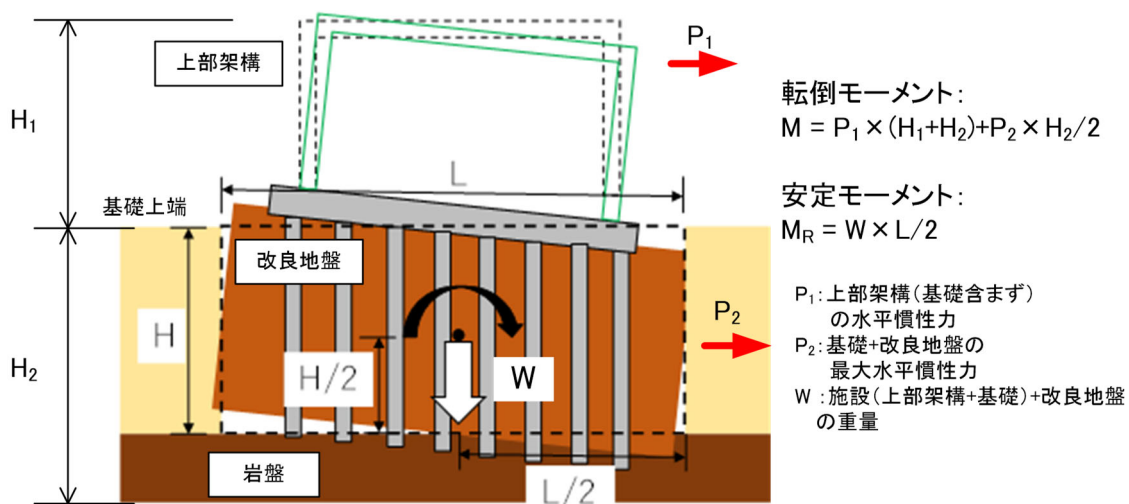


第 5.2.1-1 図 杭及び基礎梁の沈下イメージ

5.2.2 転倒に対する評価

転倒に対する検討は、添付書類「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評価する。

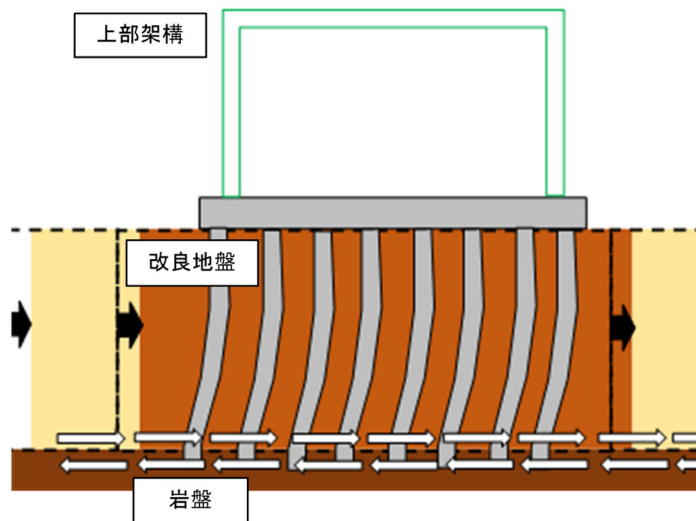
杭を取り囲む改良地盤が転倒挙動しないことを確認する(第3.5-2図参照)。改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向に引張が生じない場合、転倒しないと判断する。改良地盤と岩盤の境界面において、鉛直方向に引張が生じる場合は、転倒モーメントを計算し、安定モーメント以下であることを確認する。



第 5.2.1-1 図 杭及び基礎梁の転倒イメージ

5.2.3 滑動に対する評価

滑動に対する検討は，添付書類「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」の結果を基に評価する。改良地盤と岩盤の境界面で生じるせん断力が，改良地盤のせん断抵抗力以下であることを確認する（第 5.2.3-1 図参照）。



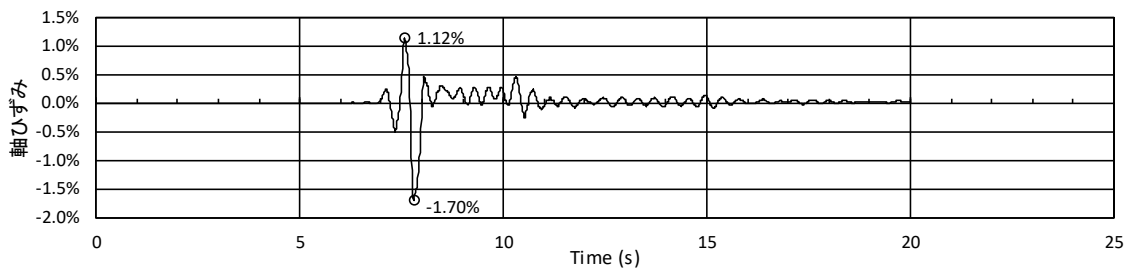
第 5.2.3-1 図 杭及び基礎梁の滑動イメージ

6. 評価結果

6.1 地震応答解析による評価結果

(1) 座屈拘束ブレースの軸ひずみに対する評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第 6.1.-1 図に示す。第 6.1.-1 表に示す軸ひずみ評価の結果，最大の軸ひずみは 1.7% であり，許容値 (3.0%) を下回ることから破断のおそれはなく，座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。



第 6.1-1 図 座屈拘束ブレースのひずみ時刻歴
(Ss-C1, NS 方向, 要素 No. 121)

第 6.1-1 表 軸ひずみ評価結果 地震波 Ss-C1 (H)

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

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

(2) 座屈拘束ブレースの疲労評価

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 6.1-2 表に示す。疲労係数の総和が最大で 0.595 であり、1.0 を下回ることから、疲労による破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

第 6.1-2 表 疲労評価結果 地震波 Ss-A (H)

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

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

6.2 応力解析による評価結果

6.2.1 支持架構の評価結果

(1) 相対変位に対する評価

相対変位の評価結果を第 6.2.1-1 表及び第 6.2.1-2 表に示す。基準地震動 S_s による飛来物防護ネット架構と冷却塔の相対変位が、最小離隔距離を下回ることを確認した。

第 6.2.1-1 表 相対変位評価結果 (水平方向)

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
■ mm	■ mm	■

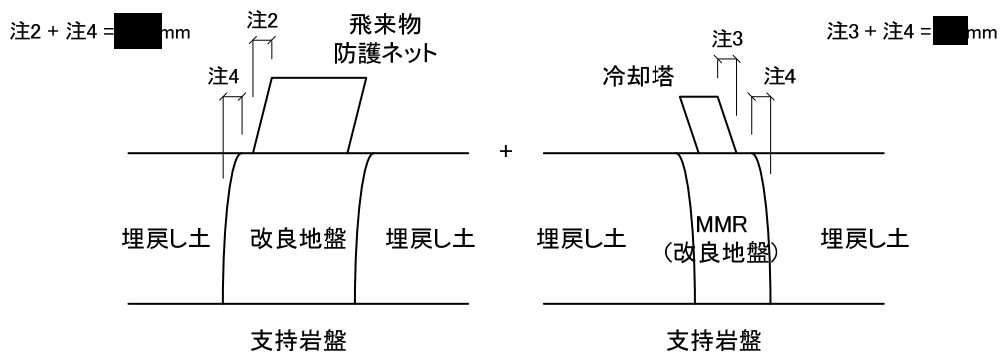
注 1 : 飛来物防護ネット架構と冷却塔との水平方向の相対変位 (第 6.2.1-1 図参照)

$$(\text{■ mm}^{\text{注2}} + \text{■ mm}^{\text{注4}}) + (\text{■ mm}^{\text{注3}} + \text{■ mm}^{\text{注4}}) = \text{■ mm} + \text{■ mm} = \text{■ mm}$$

注 2 : 基礎上端固定とした場合の飛来物防護ネット架構の最大水平変位で、地震荷重 (S_s 全波の最大値) + 積雪荷重 + 風荷重を与えた応力解析における全節点のうち最大水平変位が発生した箇所の数値。

注 3 : 基礎上端固定とした場合の冷却塔の最大水平変位で、地震荷重 (S_s 地震動包絡スペクトル) + 積雪荷重 + 風荷重を与えた線形スペクトルモーダル解析における最大値。

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



飛来物防護ネットの変位(水平)

冷却塔の変位(水平)

相対変位(水平方向) = 飛来物防護ネットの変位 + 冷却塔の変位

第

第 6.2.1-1 図 相対変位 (水平方向) のイメージ図

第 6. 2. 1-2 表 相対変位評価結果（鉛直方向）

相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
■ mm	■ mm	■

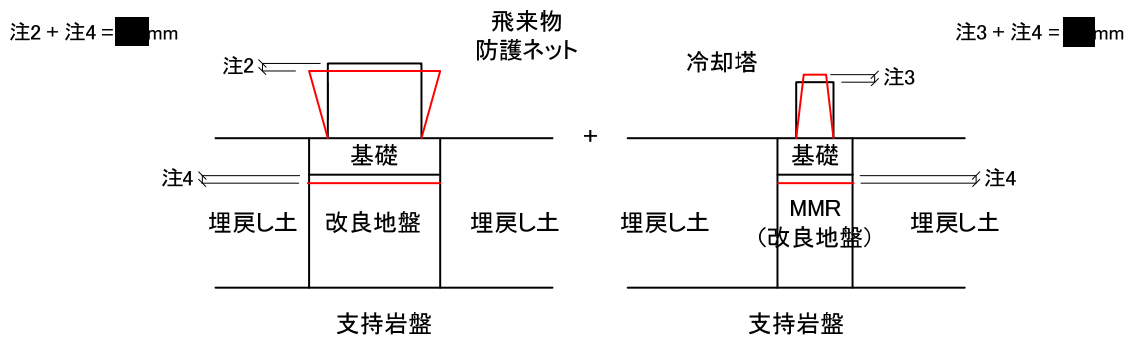
注 1：飛来物防護ネット架構と冷却塔との鉛直方向の相対変位（第 6. 2. 1-2 図）

$$(\blacksquare \text{ mm}^{\text{注2}} + \blacksquare \text{ mm}^{\text{注4}}) + (\blacksquare \text{ mm}^{\text{注3}} + \blacksquare \text{ mm}^{\text{注4}}) = \blacksquare \text{ mm} + \blacksquare \text{ mm} = \blacksquare \text{ mm}$$

注 2：基礎上端固定とした場合の飛来物防護ネット架構の最大鉛直変位で、地震荷重（S_s 全波の最大値）+積雪荷重+風荷重を与えた応力解析における全節点のうちで最大鉛直変位が発生した箇所の数値。

注 3：基礎上端固定とした場合の冷却塔の最大鉛直変位で、地震荷重（S_s 地震動包絡スペクトル）+積雪荷重+風荷重を与えた線形スペクトルモーダル解析における最大値。

注 4：改良地盤における最大鉛直変位。冷却塔の直下は剛性の高い MMR であるが、保守的に改良地盤の変位を用いて評価する。



飛来物防護ネットの変位(鉛直)

冷却塔の変位(鉛直)

相対変位(鉛直方向) = 飛来物防護ネットの変位 + 冷却塔の変位

第 6. 2. 1-2 図 相対変位（鉛直方向）のイメージ図

(2) 部材評価

評価結果に用いる記号の定義を第 6. 2. 1-2 表に示す。また、支持架構の応力評価結果を第 5. 2. 1-3 表に示す。

第6. 2. 1-2表 応力評価に用いる記号

記号	単位	定義
f_{bx}, f_{by}	MPa	曲げに対する許容限界
f_c	MPa	圧縮に対する許容限界
f_s	MPa	せん断に対する許容限界
f_t	MPa	引張に対する許容限界
σ_{bx}, σ_{by}	MPa	部材の曲げ応力度
σ_c	MPa	部材の圧縮応力度
σ_t	MPa	部材の引張応力度
τ	MPa	部材のせん断応力度

第 6.2.1-3 表 支持架構の応力評価結果 (柱・大はり) (1/3)

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット架 構	支持 架構	柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 32.5$	$f_c = 199$	0.17
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 4.8$	$f_{bx} = 357$	0.02
				$\sigma_{by} = 252.1$	$f_{by} = 357$	0.71
			せ ん 断	$\tau = 30.9$	$f_s = 206$	0.15
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89
		大はり	引 張	$\sigma_t = 42.7$	$f_t = 357$	0.12
			圧 縮	$\sigma_c = -$	$f_c = 289$	-
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 264.1$	$f_{bx} = 357$	0.74
				$\sigma_{by} = 2.0$	$f_{by} = 357$	0.01
			せ ん 断	$\tau = 66.8$	$f_s = 206$	0.33
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-

第 6. 2. 1-3 表 支持架構の応力評価結果（小はり・トラス柱）（2/3）

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット架 構	支持 架構	小はり	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 38.3$	$f_c = 200$	0.20
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 186.2$	$f_{bx} = 279$	0.67
				$\sigma_{by} = 4.6$	$f_{by} = 357$	0.02
			せ ん 断	$\tau = 37.6$	$f_s = 206$	0.19
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87
		トラス柱	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 4.7$	$f_c = 263$	0.02
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 5.0$	$f_{bx} = 357$	0.02
				$\sigma_{by} = 244.5$	$f_{by} = 357$	0.69
			せ ん 断	$\tau = 5.3$	$f_s = 206$	0.03
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72

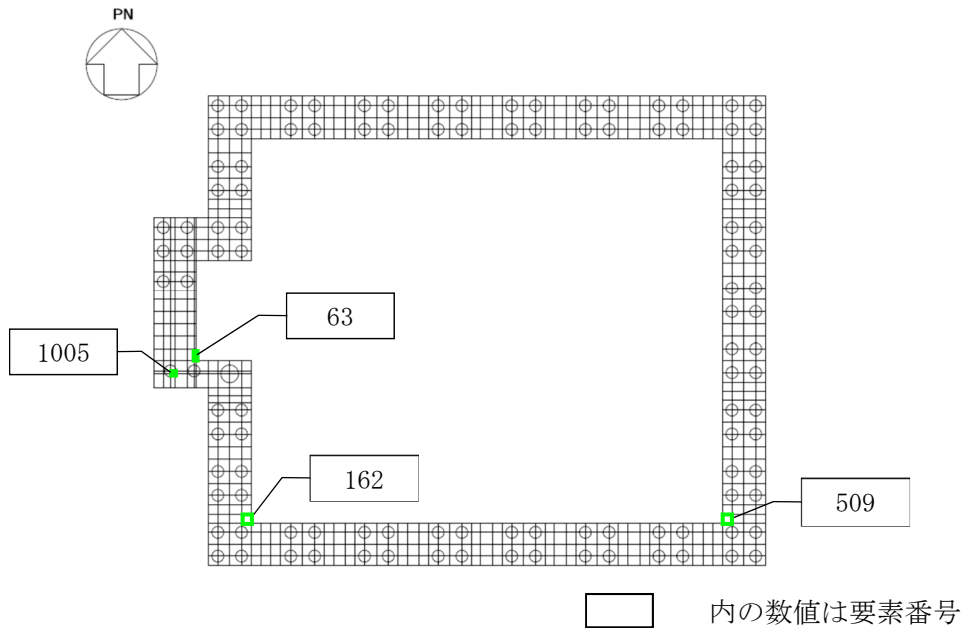
第 6.2.1-3 表 支持架構の応力評価結果 (トラス鉛直ブレース・トラス水平ブレース) (3/3)

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット架 構	支持 架構	トラス鉛 直ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 103.9$	$f_c = 190$	0.55
			曲 げ	$\sigma_{bx} = 49.3$	$f_{bx} = 357$	0.14
				$\sigma_{by} = 0.5$	$f_{by} = 357$	0.01
			せ ん 断	$\tau = 4.7$	$f_s = 206$	0.03
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69
		トラス水 平ブレース	引 張	$\sigma_t = -$	$f_t = 357$	-
			圧 縮	$\sigma_c = 78.8$	$f_c = 271$	0.30
			曲 げ	$\sigma_{bx} = -$	$f_{bx} = -$	-
				$\sigma_{by} = -$	$f_{by} = -$	-
			せ ん 断	$\tau = -$	$f_s = -$	-
			組合せ (引張+曲げ)	(応力度比) -	(許容値) 1.00	-
			組合せ (圧縮+曲げ)	(応力度比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30

6.2.2 基礎梁の評価結果

基礎梁の評価結果のうち、軸力及び曲げモーメントに対する評価については、許容限界に対する発生曲げモーメントの割合が最も大きい要素に対して、また、面外せん断力に対する評価については、許容限界に対する発生面外せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第6.2.2-1図に、評価結果を第6.2.2-1表に示す。

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



第6.2.2-1図 最大検定比発生位置（基礎応力）

第6.2.2-1表 基礎の評価結果（最大検定比）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

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

(b) 面外せん断力に対する評価

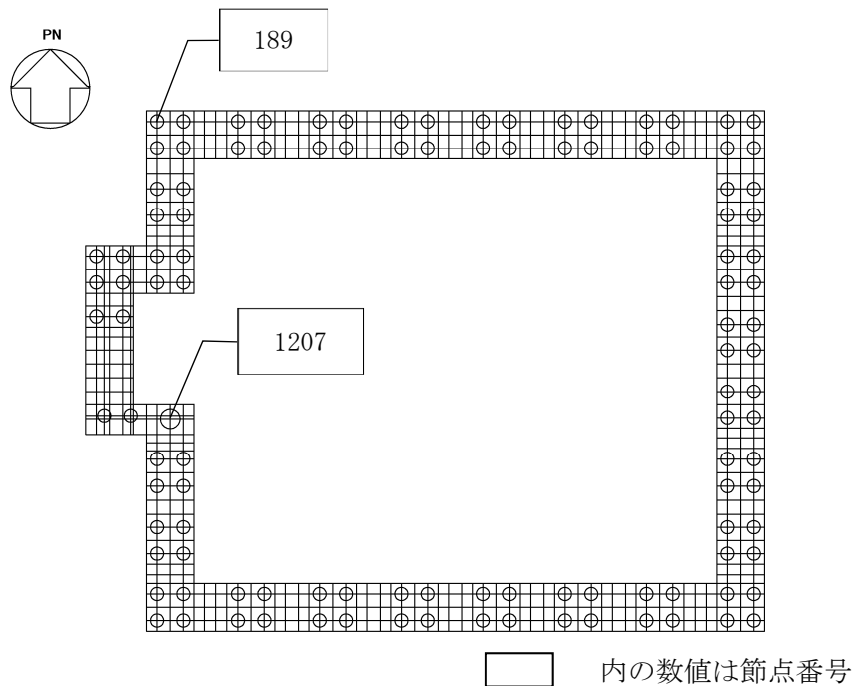
方向	解析結果		許容限界 値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	2236	5661	0.395	OK
EW	1005	2061	5874	0.351	OK

6.2.3 杭の評価結果

(1) 杭の応力評価結果

杭の評価結果のうち、軸力及び曲げモーメントに対する評価については、許容限界に対する発生曲げモーメントの割合が最も大きい要素に対して、また、せん断力に対する評価については、許容限界に対する発生せん断力の割合が最も大きい要素に対して示す。当該要素の位置を第6.2.3-1図。評価結果を第6.2.3-1表、第6.2.3-2図及び第6.2.3-3図に示す。

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



第6.2.3-1図 最大検定比発生位置（杭応力）

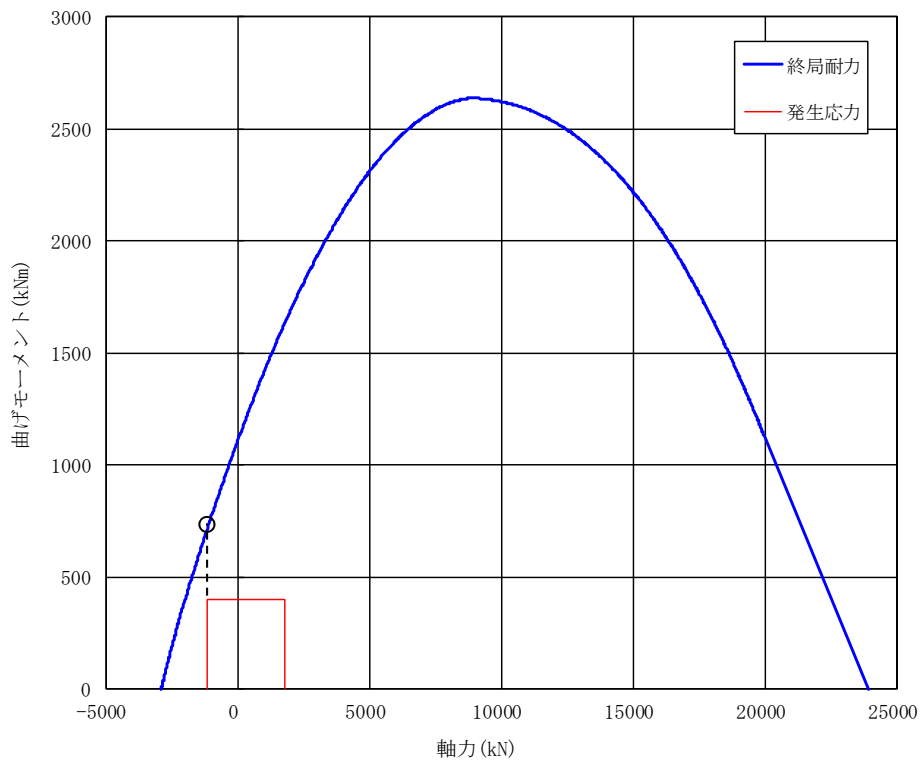
第6.2.3-1表 杭の評価結果（最大検定比）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

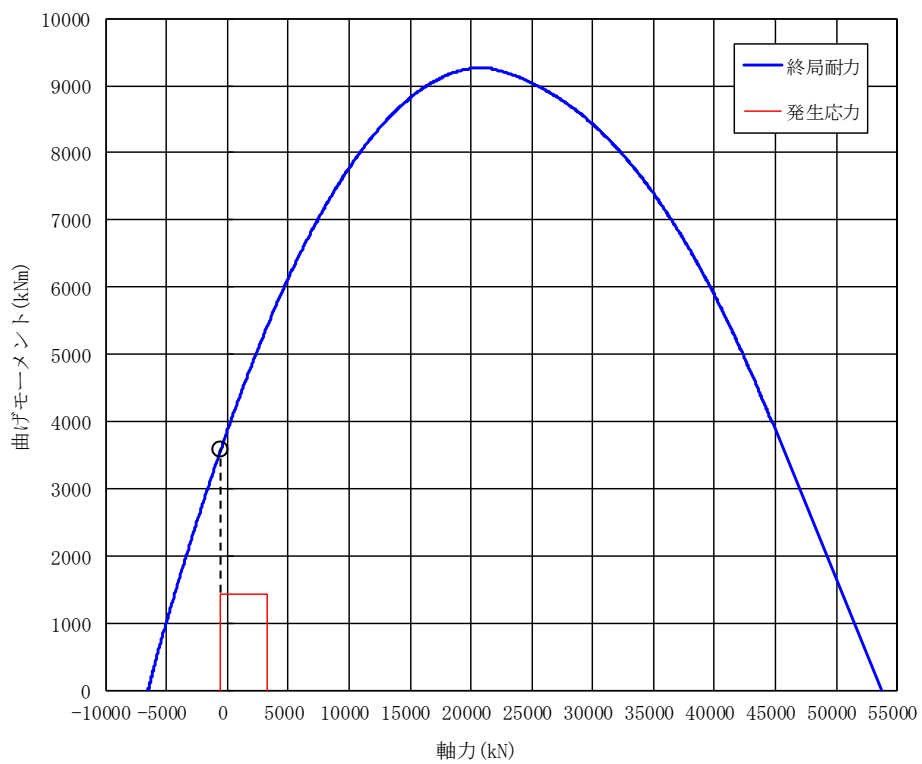
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	400	706	0.567	OK
P2	1207	1520	3583	0.425	OK

(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	540	1838	0.294	OK
P2	1207	1730	4594	0.377	OK

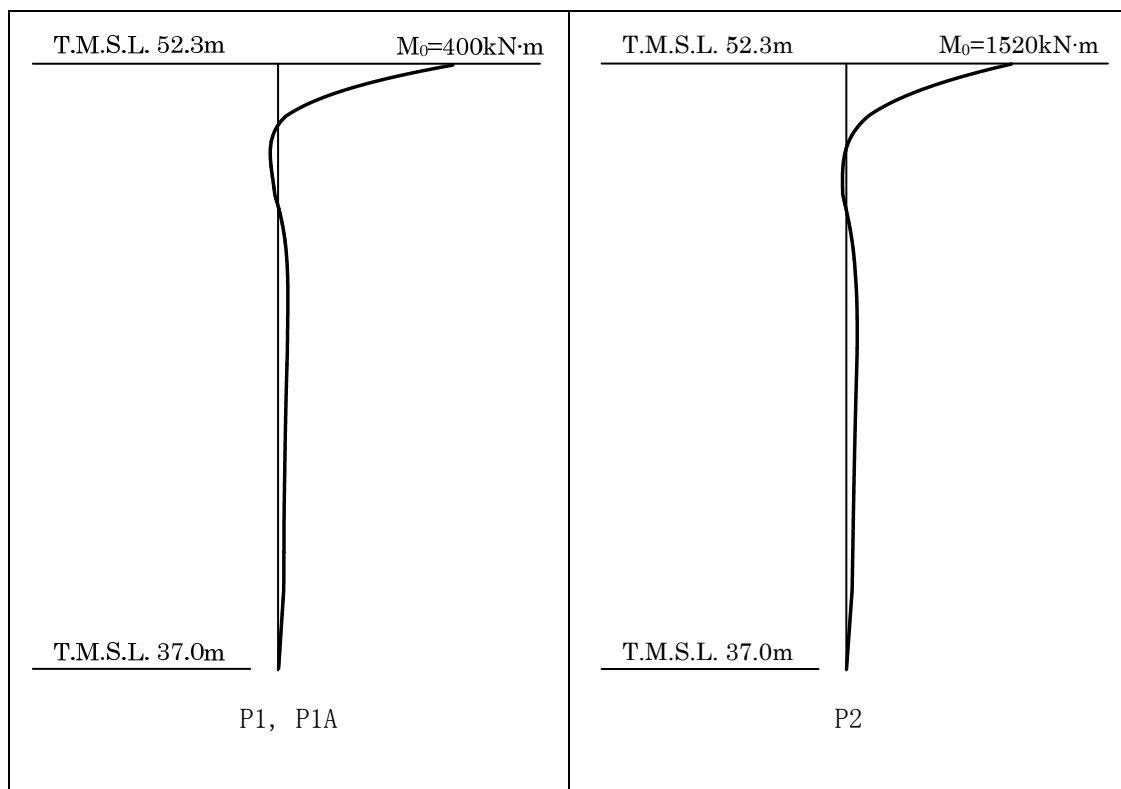


(P1, P1A)



(P2)

第6.2.3-2図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

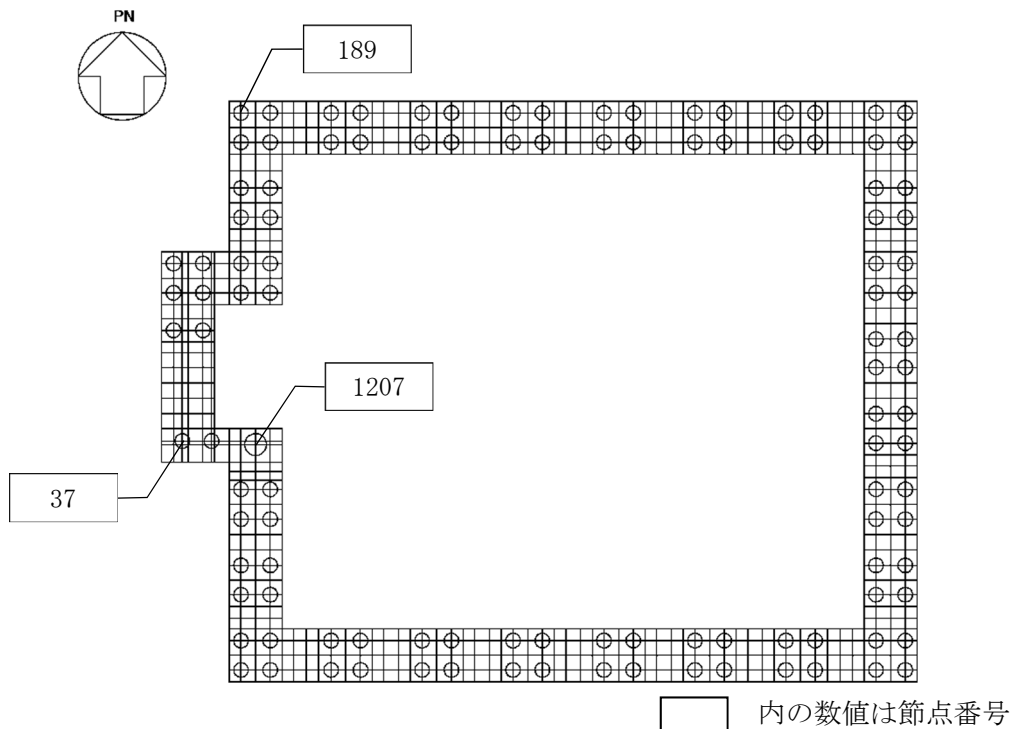


第 6.2.3-3 図 杭モーメント図

(2) 支持力の評価結果

支持力の評価結果として最大検定比発生位置を第6.2.3-4図，評価結果を第6.2.3-2表に示す。

支持力が，それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



第 6. 2. 3-4 図 最大検定比発生位置（支持力及び引抜力）

第6.2.3-2表 支持力の評価結果（最大検定比）

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

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

6.3 地盤(沈下・転倒・滑動)に対する評価結果

6.3.1 沈下の評価結果

第 6.2.3-2 表より、杭の先端支持力の検定比は 0.499 であり、杭の最大鉛直力は鷹架層の極限支持力を下回ることが確認できる。よって、沈下によって基礎梁および杭の支持性能を喪失することはない。

6.3.2 転倒の評価結果

地震応答解析結果の垂直応力には、慣性力により発生する転倒モーメント (OTM) と、自重による安定モーメント (M_R) の両者の影響が含まれている。従って、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて算出した両端部における回転モーメントの差分 (OTM - M_R) が負となることで、転倒が生じないことを確認する。第 6.3.2-1 表より、転倒モーメントと安定モーメントの差が負であり、転倒が生じないことを確認した。

第 6.3.2-1 表 転倒に対する評価

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

6.3.3 滑動の評価結果

第 6.3.3-1 表より改良地盤下端(支持地盤と改良地盤の境界面要素)の平均せん断応力度の最大値が、支持地盤のせん断抵抗力度を下回ることが確認した。以上より滑動が発生しないことを確認した。

第 6.3.3-1 表 滑動に対する評価

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