

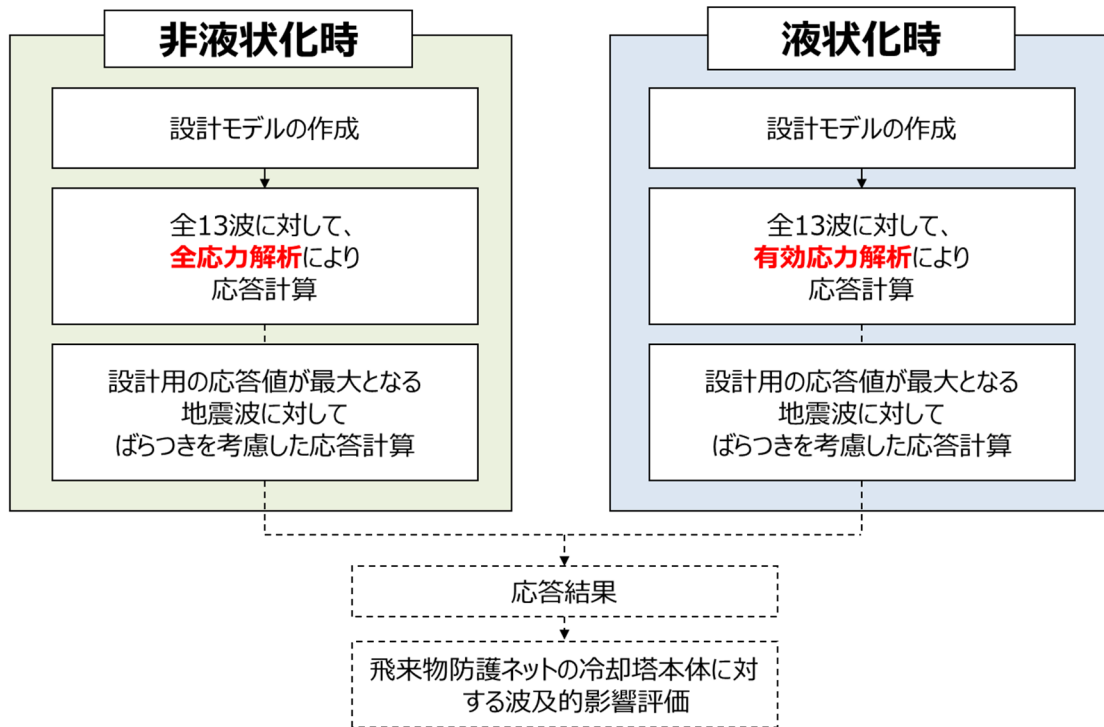
3. 地震応答解析による評価方法

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。

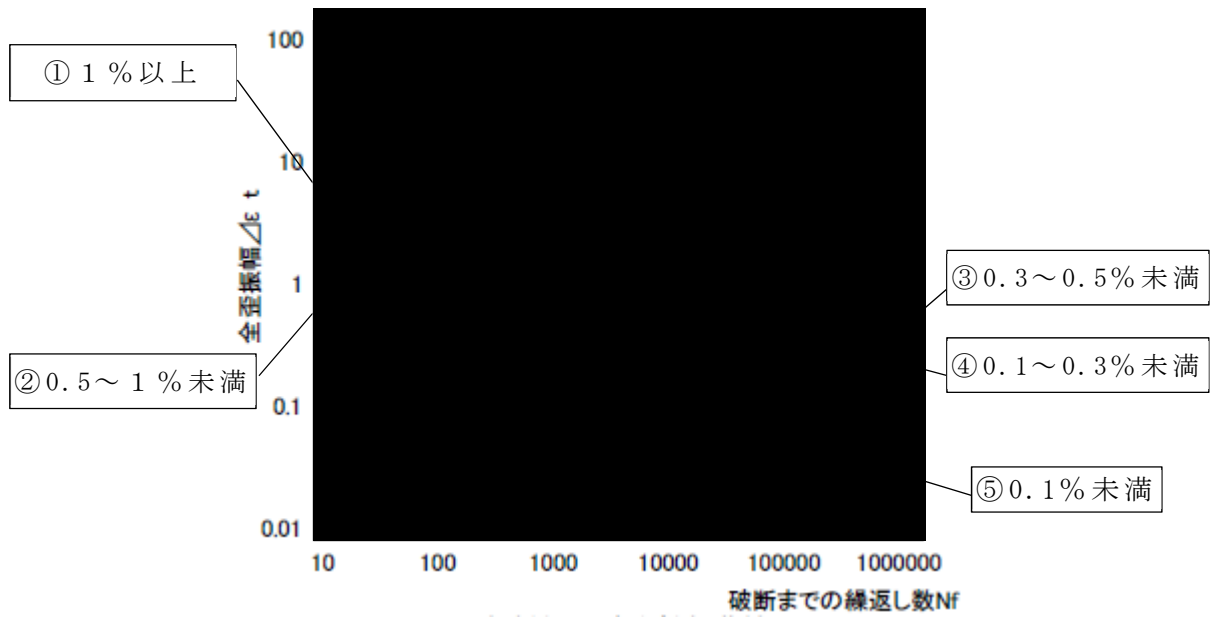
b. 疲労評価

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。

上部架構に対する評価は、FEMモデルを用いた弾塑性応力解析を実施し、発生応力が終局強度を超えないこと、相対変位が施設間の離隔距離を超えないこと、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 上部架構

上部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（上部架構，防護ネット，防護板等）の自重
積雪荷重 (L_S)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重 (S_s)	地震応答解析結果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，すべての通りの上部架構に考慮。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
S_s 地震時+風	$D+0.35L_S+W_L+S_s$

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(L _s)	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重(S _s)	地震応答解析結果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） $(D+0.35L_s) \times (\text{水平震度})$ $(D+0.35L_s) \times (\text{±鉛直震度})$ 応力解析結果から得られる地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> ・ 上部架構から作用する地震荷重（上部架構の柱脚応力） 柱脚せん断力（NS, EW） 柱脚曲げモーメント（NS, EW） 柱脚鉛直軸力（UD） ・ 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"> ・ 上部架構から作用する風荷重 （上部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
S _s 地震時＋風	D+L _s +W _L +S _s

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

* 基礎梁から作用する地震荷重には、上部架構及び基礎の固定荷重（D）、積雪荷重（ L_s ）、風荷重（ W_L ）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	$D+0.35L_s+W_L+Ss$

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	上部架構	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	上部架構	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「S規準」に基づく終局強度*2
		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

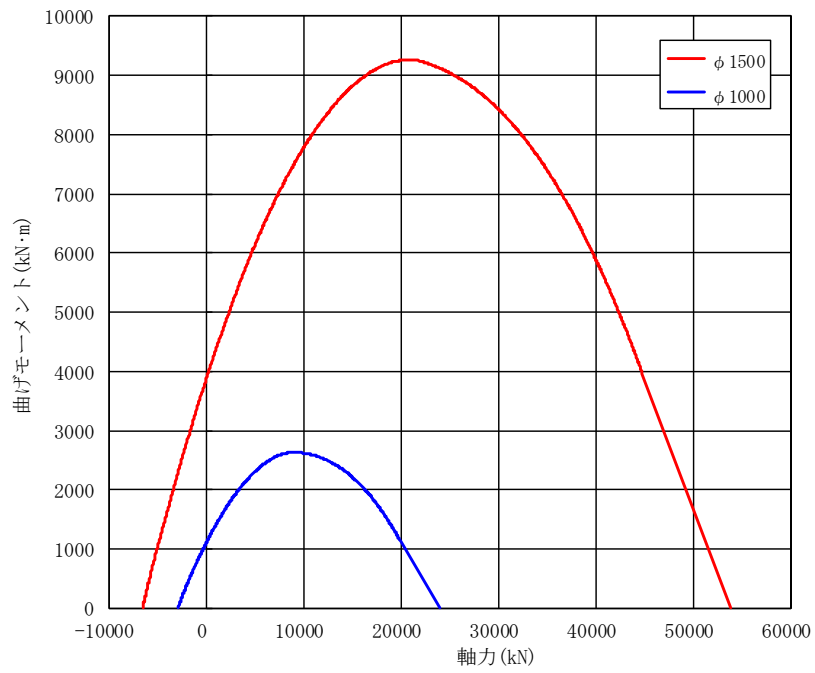
注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

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]	<u>1.838</u>
1500 [P2]	<u>4.578</u>



第4.3-1図 杭の終局耐力（曲げモーメントー軸力相関）

4.4 評価方法

4.4.1 上部架構

(1) 応力解析モデル

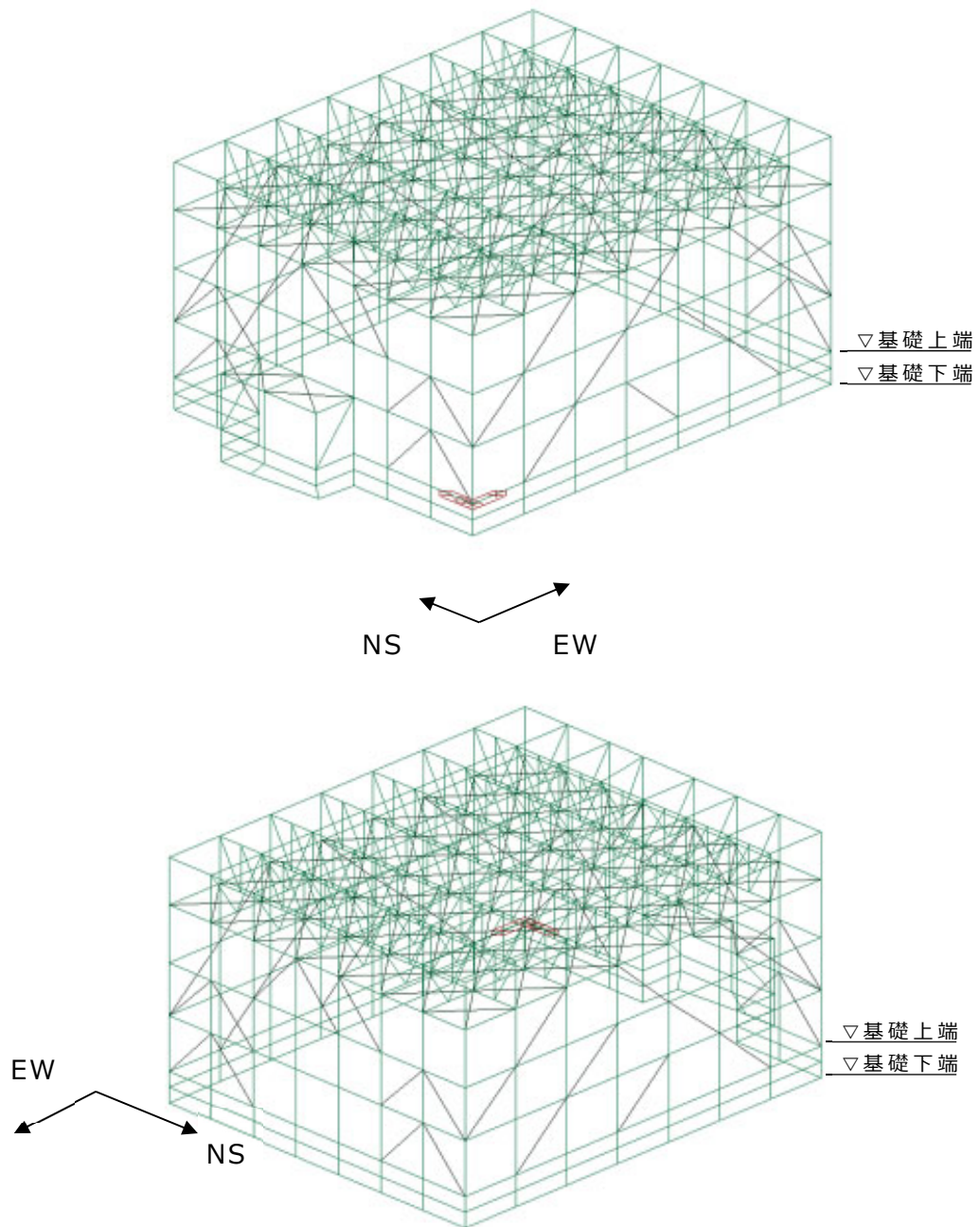
飛来物防護ネット架構の弾性部材の評価に用いる応力解析用の3次元フレームモデル図を第4.4.1-1図に、応力解析の手法を第4.4.1-1表に示す。

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、部材をはり要素にてモデル化し、弾塑性応答を行う座屈拘束ブレースは非線形でモデル化し、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 上部架構の応力解析モデル

(2) 荷重の組合せ

S_s地震時の上部架構に作用する応力は、次の荷重を組み合わせて求める。

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

(3) 荷重の組合せケース

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

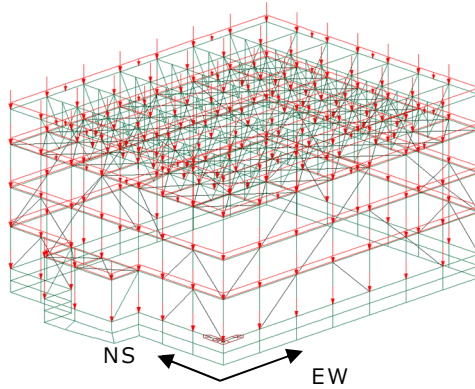
第4.4.1-2表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震動
1-1	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1
1-2	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他包 絡 (Ss-C1以 外)
2-2	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$D + 0.35L_{\underline{S}} + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$D + 0.35L_{\underline{S}} - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	

(4) 荷重の入力方法

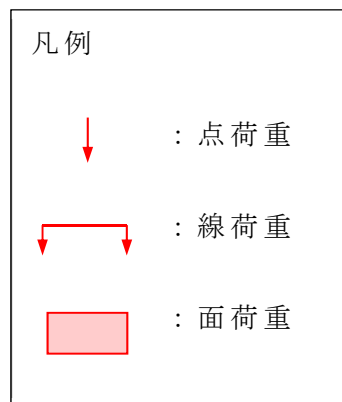
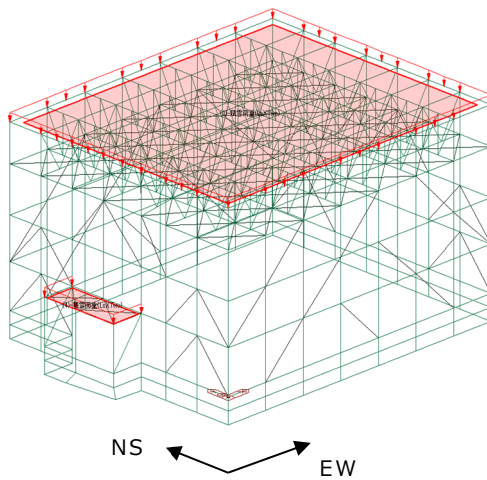
荷重の入力状態図を第4.4.1-2図に示す。

a. 固定荷重 (D)



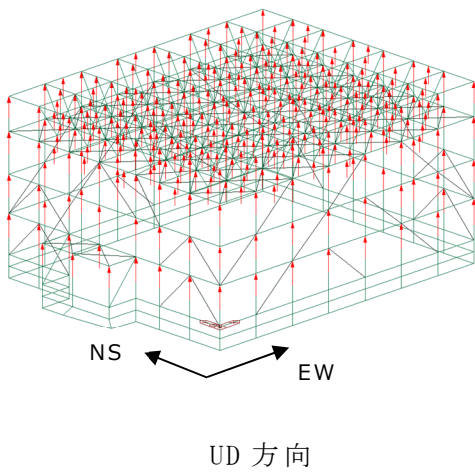
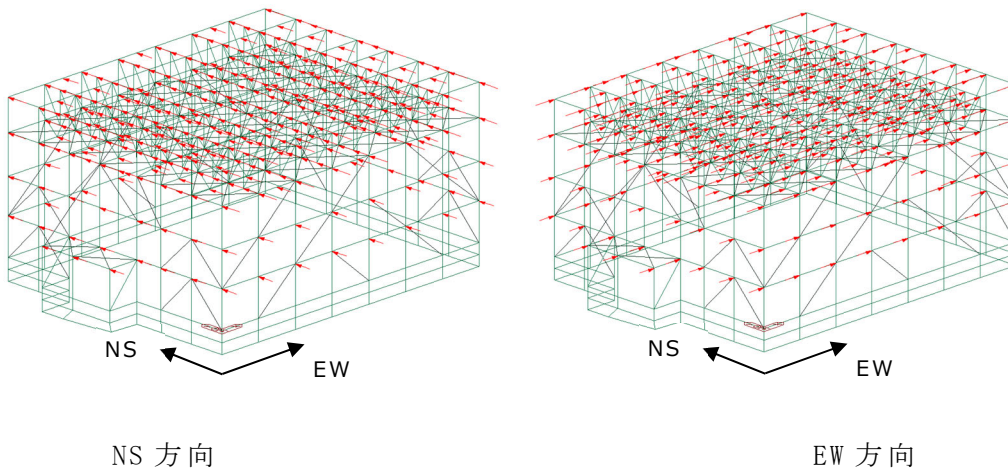
※鉄骨自重分は除く(荷重ではなく密度入力のため)

b. 積雪荷重 (L_s)

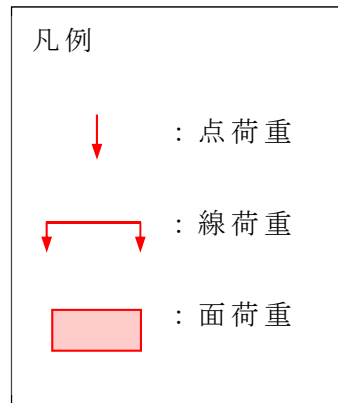


第 4. 4. 1-2 図 荷重の入力状態図 (1/2)

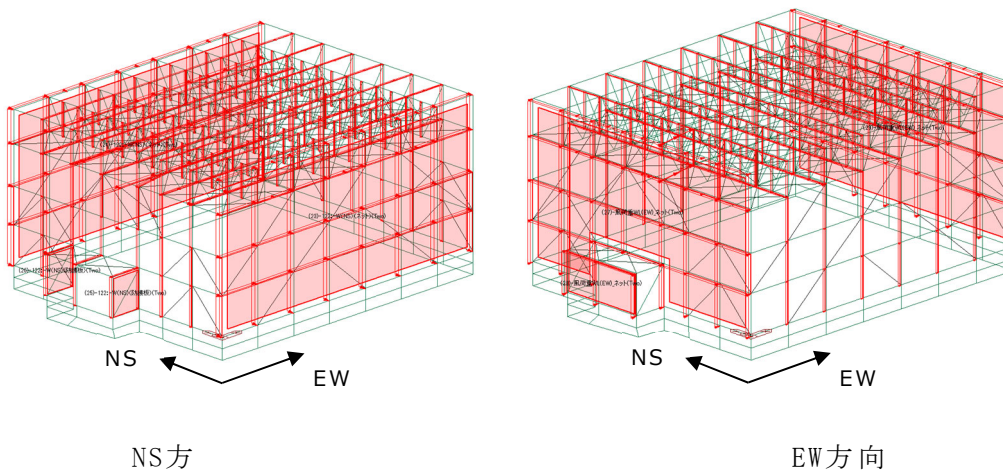
c. 地震荷重 (S_s)



※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。

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

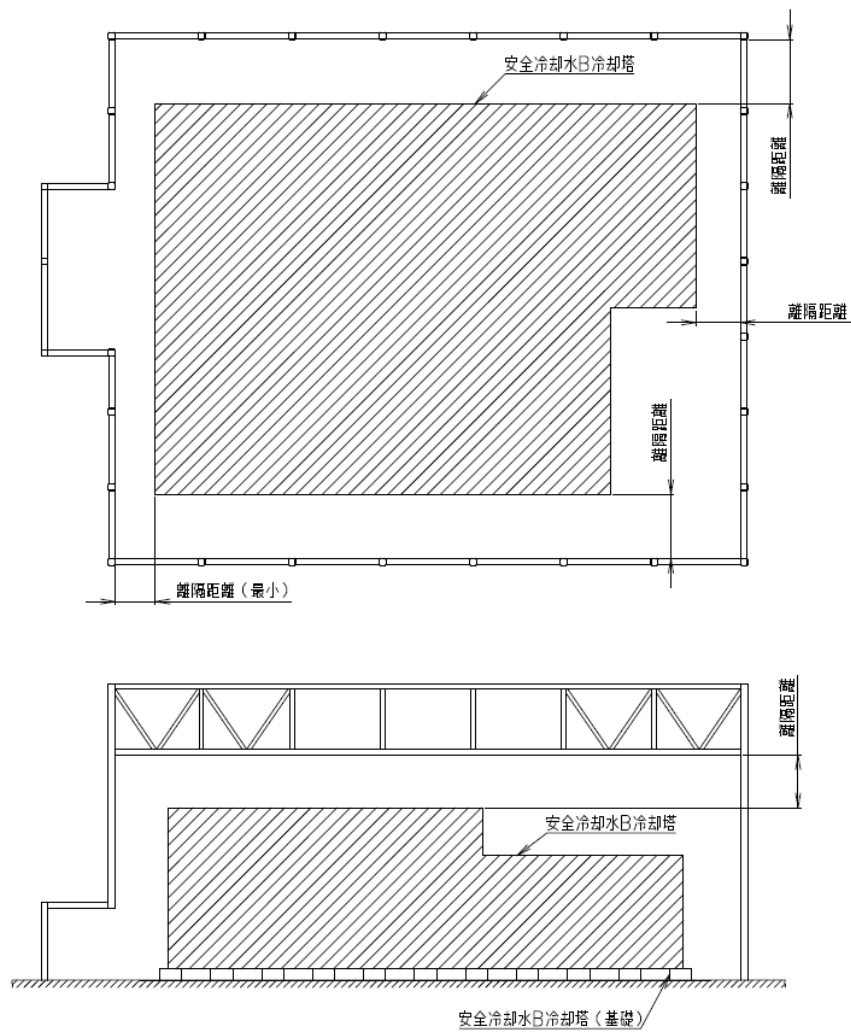
τ_s : せん断応力
 f_s : 許容せん断応力

(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

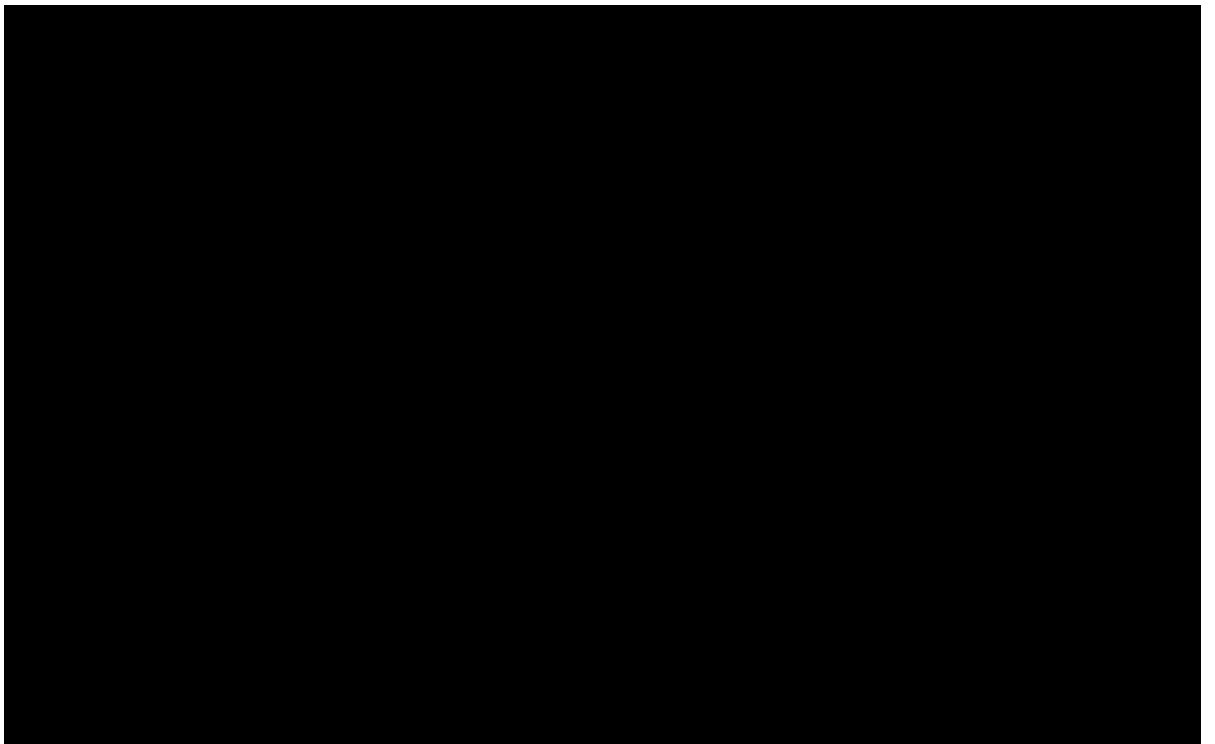
応力解析は、FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には、解析コード「midas iGen(ver.845)」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「IV-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

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。上部架構から伝達される重量は、集中荷重として基礎梁と上部架構の取合い部（鉄骨柱脚部）の節点に入力する。

b. 地震荷重 (S_s)

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 S_s に対する地震応答解析から得られる結果より設定する。荷重の入力については、上部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上部架構の取合い部（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）

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

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

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

ここで、

M : 曲げモーメント

M_u : 許容限界（曲げ終局強度）

N_{\min} : 中心引張時終局強度

N_{\max} : 中心圧縮時終局強度

N : 軸力

a_t : 引張主筋断面積

b : 断面幅

D : 断面せい

σ_y : 鉄筋の引張に対する材料強度

F_c : コンクリート圧縮強度

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

ここで

Q : 発生面外せん断力

Q_u : 許容限界（面外せん断終局強度）

p_t : 引張鉄筋比（%）

F_c : コンクリートの圧縮強度

M/Q : 強度算定断面における曲げモーメントMと面外せん断力Qの比

d : 有効せい

p_w : 面外せん断補強筋比

σ_{wy} : 面外せん断補強筋の降伏強度

σ_0 : 平均軸方向応力度

b : 部材幅

j : 応力中心間距離

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。

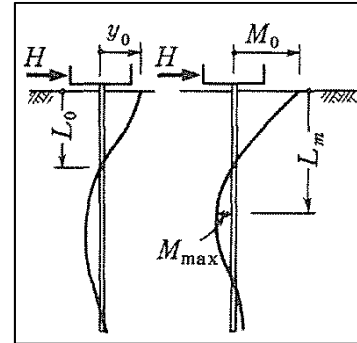
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

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

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

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



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。

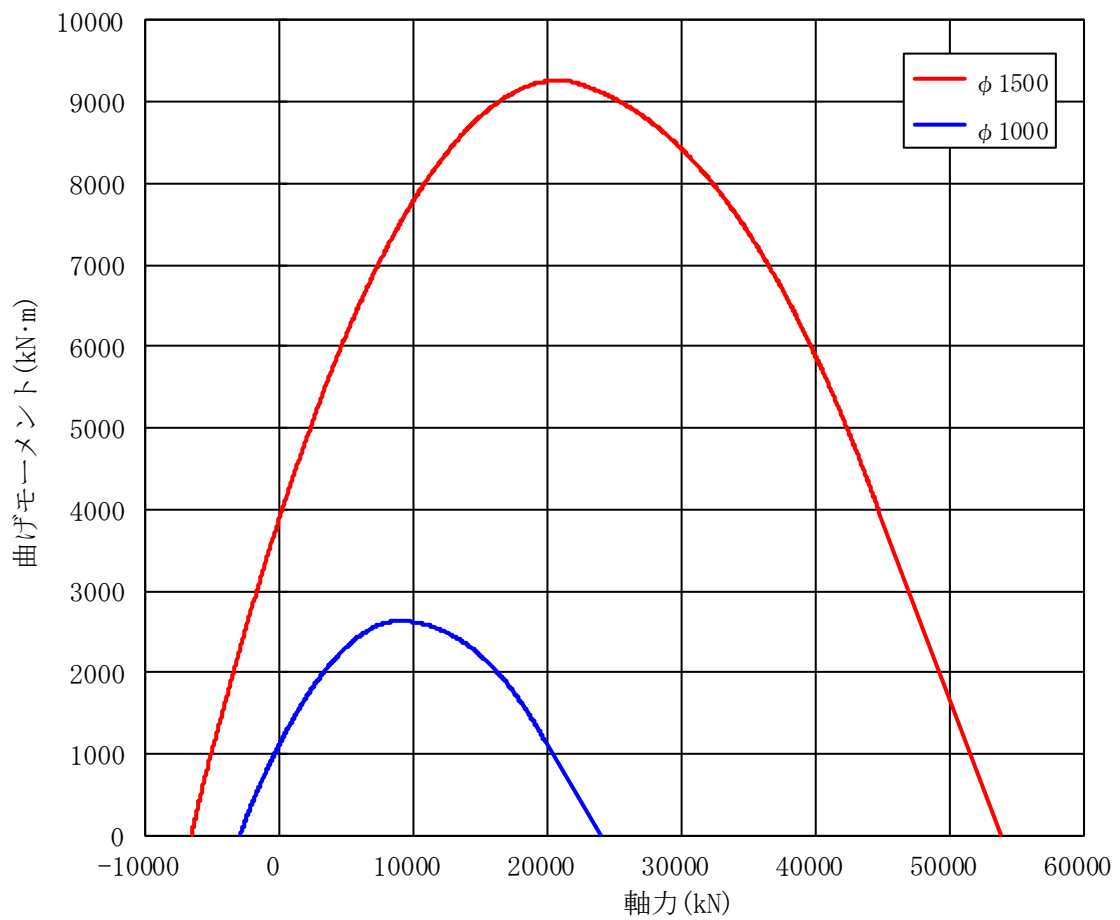
第 4.4.3-2 表 地盤ばねの諸元

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	4910000
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

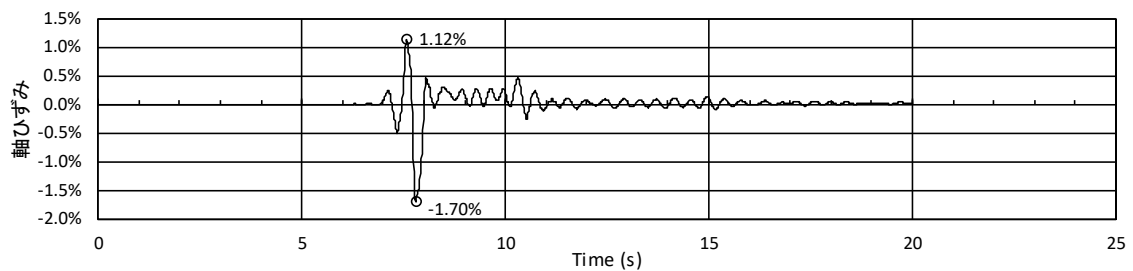
W : 杭の自重で、浮力を考慮する。

5. 評価結果

5.1 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 5.1.-1 図に示す。第 5.1.-1 表に示す軸ひずみ評価の結果，最大の軸ひずみは約 1.7% であり，許容値 (3.0%) を下回ることから破断のおそれはなく，座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。



第 5.1-1 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 5.1-1 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 5.1-2 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 5.1-2 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)

5.2 応力解析による評価結果

5.2.1 上部架構の評価結果

(1) 相対変位に対する評価

相対変位の評価結果を第 5.2.1-1 表及び第 5.2.1-2 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 5.2.1-1 表 相対変位評価結果（水平方向）

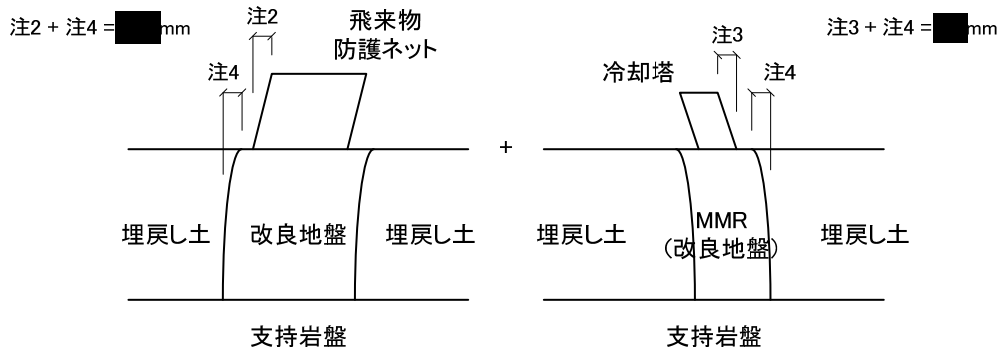
相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
■■■■ mm	■■■■ mm	0.077

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 5.2.1-1 図参照）

注 2：基

注 3：

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)

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

第 5.2.1-1 図 相対変位（水平方向）のイメージ図

第 5.2.1-2 表 相対変位評価結果（鉛直方向）

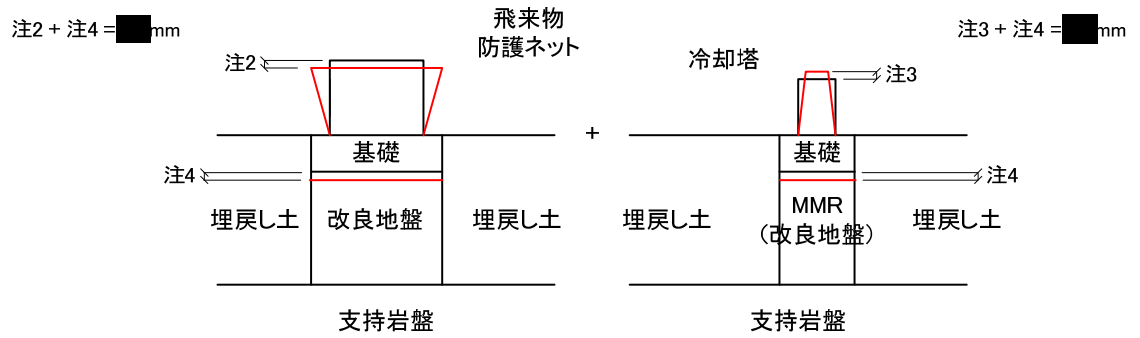
相対変位 ^{注1}	最小離隔距離	検定比
■ mm	■ mm	0.038

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 5.2.1-2 図）

注 2：■

注 3：■

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）

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

第 5.2.1-2 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 5.2.1-2 表に示す。また、上部架構の応力評価結果を第 5.2.1-3 表に示す。

第5.2.1-2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 5.2.1-3 表 上部架構の応力評価結果 (柱・大はり) (1/3)

対象	部 材		応力度	発生応力度 (MPa)	許容応力度 (MPa)	応力度比
飛来物防護ネット架 構	上部 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	-

47

第 5. 2. 1-3 表 上部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	上部 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

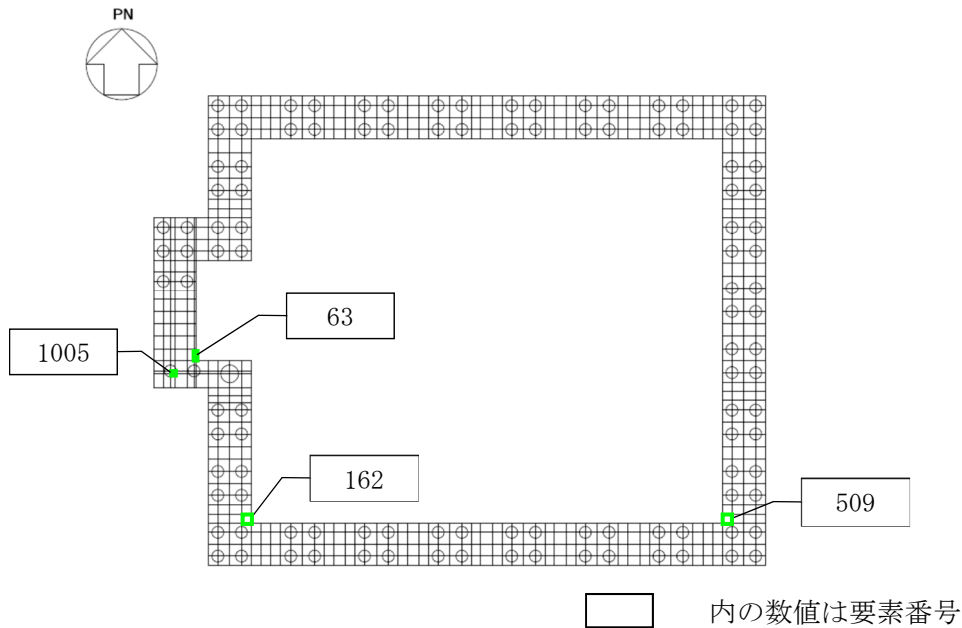
第 5.2.1-3 表 上部架構の応力評価結果（鉛直ブレース・水平ブレース）（3/3）

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	上部 架構	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	
		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

5.2.2 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5.2.2-1図に、評価結果を第5.2.2-1表に示す。

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



第 5.2.2-1 図 最大検定値発生位置（基礎応力）

第 5.2.2-1 表 基礎の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果		許容限界 値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	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

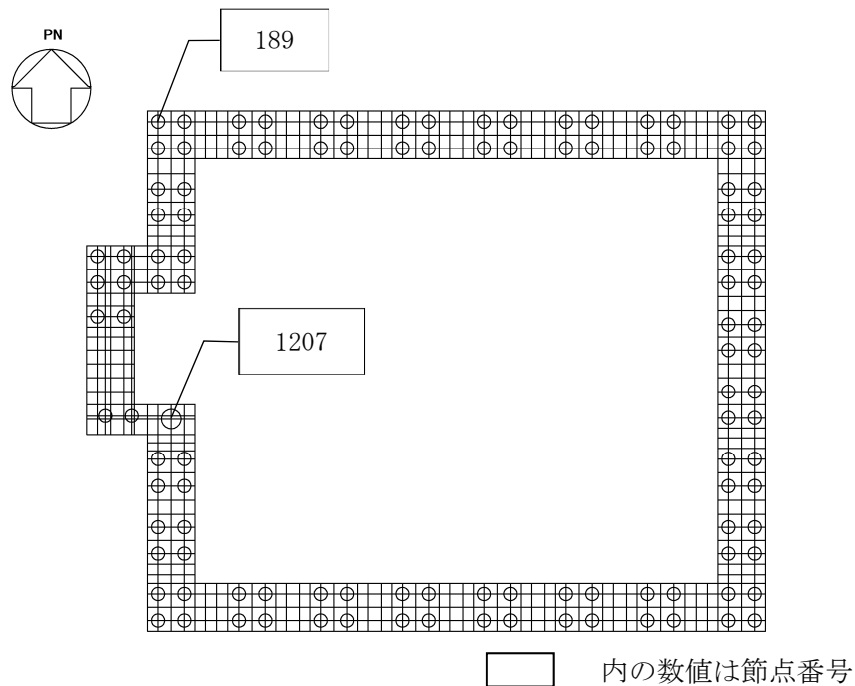
方向	解析結果		許容限界 値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	<u>2236</u>	5661	<u>0.395</u>	OK
EW	1005	<u>2061</u>	5874	<u>0.351</u>	OK

5.2.3 杭の評価結果

(1) 杭の応力評価結果

杭の評価結果のうち、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5.2.3-1図。評価結果を第5.2.3-1表、第5.2.3-2図及び第5.2.3-3図に示す。

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



第5.2.3-1図 最大検定値発生位置（杭応力）

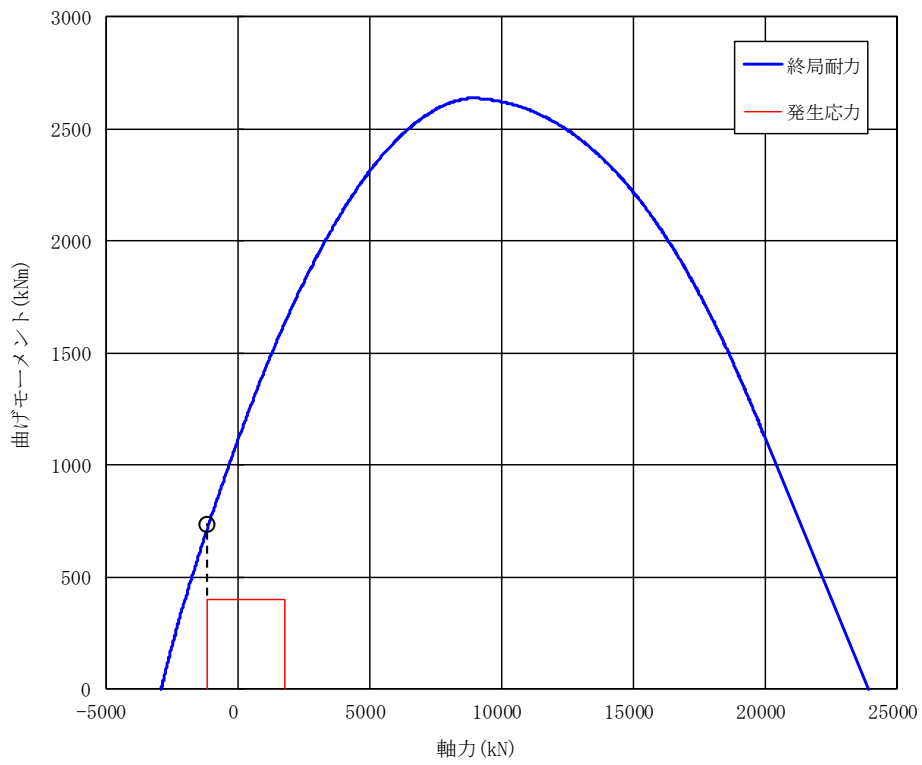
第5.2.3-1表 杭の評価結果（最大検定値）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

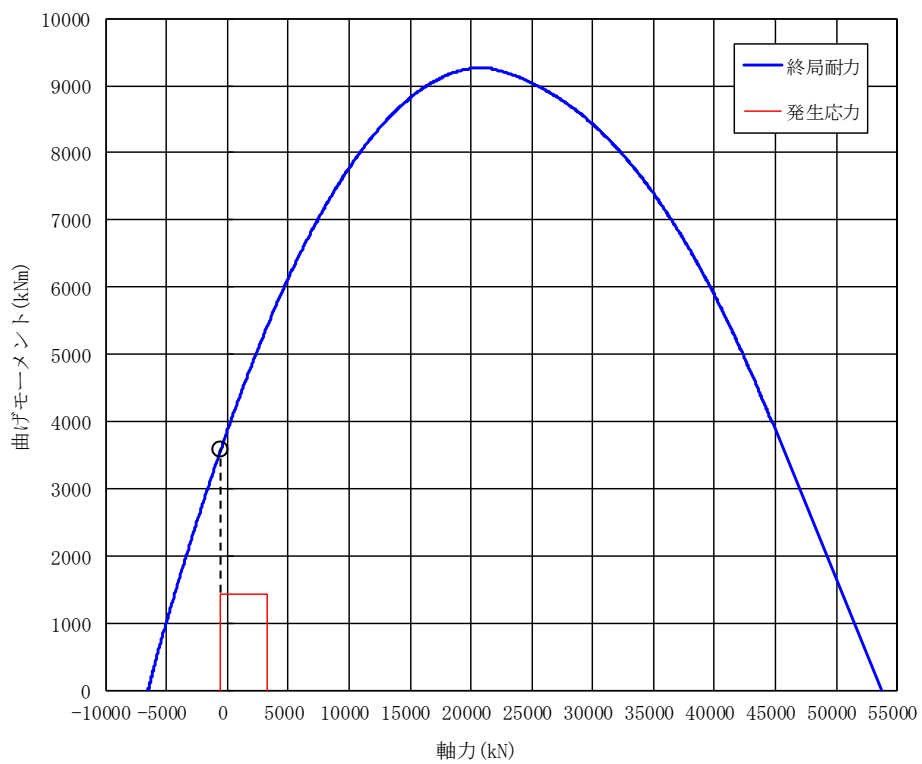
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	発生曲げモーメント (kN・m/m)			
P1, P1A	189	400	706	0.567	OK
P2	1207	<u>1520</u>	<u>3583</u>	<u>0.425</u>	OK

(b) せん断力に対する評価

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

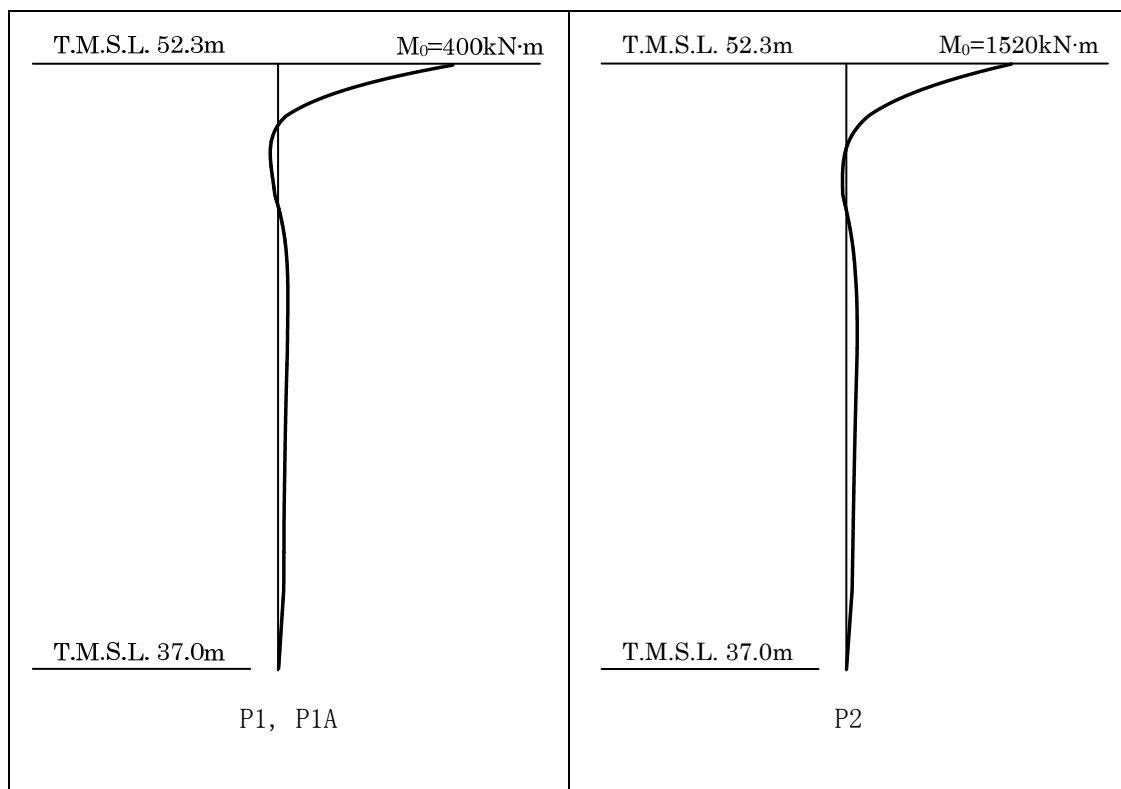


(P1, P1A)



(P2)

第5.2.3-2図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果

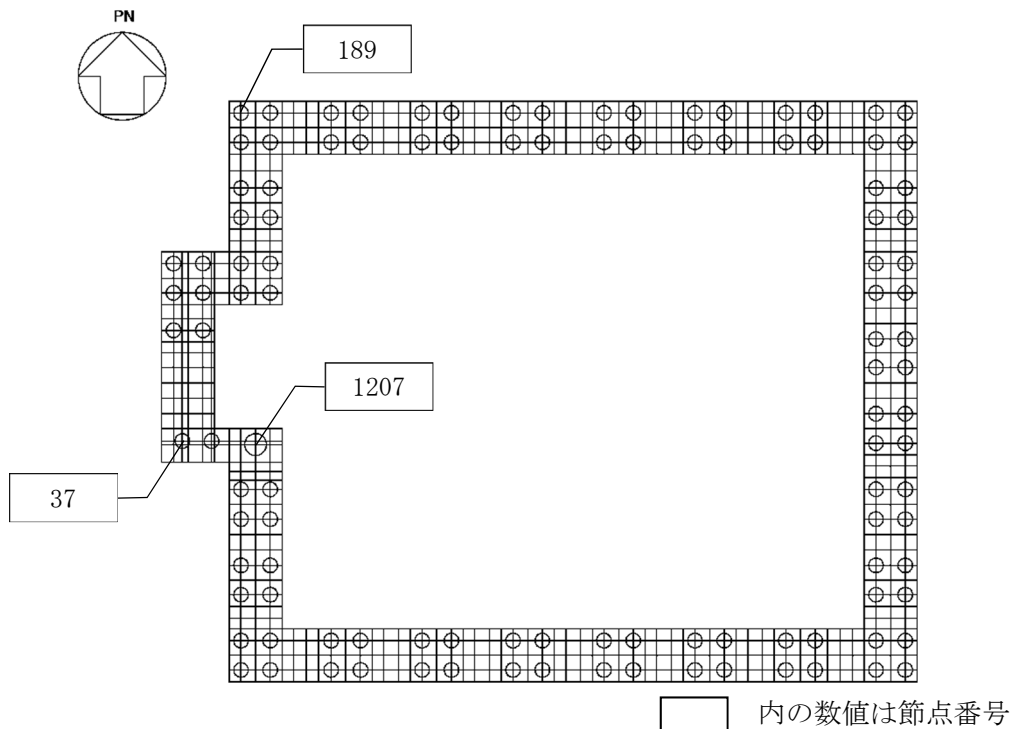


第 5. 2. 3-3 図 杭モーメント図

(2) 支持力の評価結果

支持力の評価結果として最大検定値発生位置を第5.2.3-4図，評価結果を第5.2.3-2表に示す。

支持力が，それぞれの許容限界を超えないことを確認した。



第 5. 2. 3-4 図 最大検定値発生位置（支持力及び引抜力）

第5.2.3-2表 支持力の評価結果（最大検定値）

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

*1：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

*2：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値である。

(3) 評価結果の妥当性確認

杭の応力評価結果の妥当性を、杭をモデル化した検証用モデルにおける杭の発生応力と比較することで確認する。比較対象は検証用モデルでモデル化されたP1杭とし、解析ケースは、杭頭曲げモーメントに対しては設計モデルで最大値が発生した $+\sigma$ 地盤におけるSs-C1地震動及び標準地盤におけるSs-A地震動、せん断力及び軸力に対しては、上部架構の層せん断力が大きくなる $-\sigma$ 地盤におけるSs-C1地震動及び $-\sigma$ 地盤におけるSs-A地震動とする。なお、いずれも液状化時を対象とする。また、検証用モデルには風荷重が考慮されていない。風荷重に対する杭1本あたりの負担せん断力は40kN程度、それに伴う杭頭曲げモーメントは25kN・m程度となる。

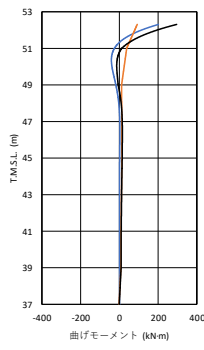
検証用モデルにおいて、最大応力が発生した時点の各杭の曲げモーメント図を第5.2.3-5図に示す。図中、設計モデルは、地盤変位による曲げモーメントを橙線、上部慣性力による曲げモーメントを青線、その和を黒線で示してある。検証用モデルにおいては、断面2よりも断面1の杭頭曲げモーメントが大きくなる傾向があり、最大300kN・m程度となっており、風荷重を考慮しても、設計モデルの地盤変位+上部慣性力による曲げモーメントより小さいことが確認できる。また、杭先端の改良地盤と支持地盤の境界付近においても比較的大きな曲げモーメントが発生しているが、杭頭曲げモーメントに比べると小さくなっている。なお、この傾向が、非液状化時（全応力解析）でも同様であることを別途確認している。

同様に、検証用モデルの最大せん断力図を第5.2.3-6図に示す。検証用モデルでは最大300kN程度となり、風荷重を考慮しても、設計モデルにおけるせん断力の方が大きい。

検証用モデルの軸力図を圧縮最大時と引張最大時に分けて第5.2.3-7図及び第5.2.3-8図に示す。引張が正、圧縮が負を表している。断面2に比べると断面1は軸力変動が大きい。断面1は2つの基礎に分かれており、各基礎に2本ずつ、計4本の杭がモデル化されている。各基礎に属する2本の杭の応力状態は、圧縮と引張で逆転しており、間隔2mで配置された杭2本の軸力が偶力として上部架構の回転を支持している様子が表れている。圧縮力は最大1900kN程度、引張力は最大720kN程度となっており、設計モデルによる軸力と同程度となっている。ただし、本来は外力と平行方向の外周構面の荷重負担が大きく、中央である断面1の荷重負担は小さくなる。検証用モデルの上部架構のモデル化においては、このような荷重負担割合を考慮していないため、断面1には実際より大きな荷重が作用していることに留意されたい。

設計モデル

検証用モデル

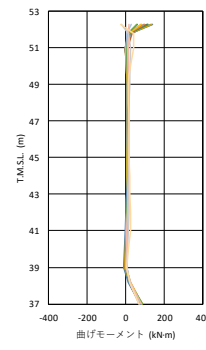
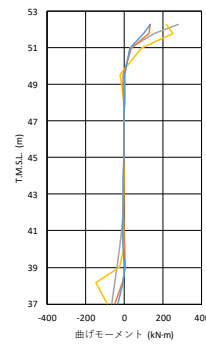
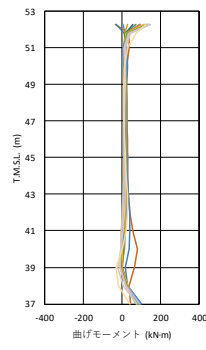
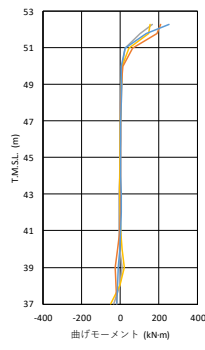


NS 断面 1

NS 断面 2

EW 断面 1

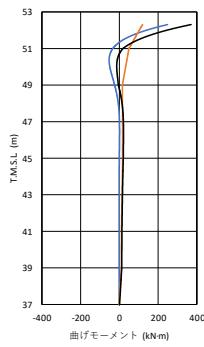
EW 断面 2



(a) Ss-A

設計モデル

検証用モデル

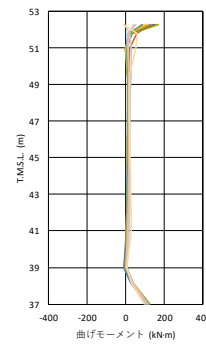
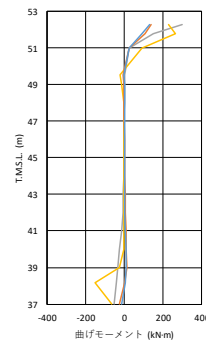
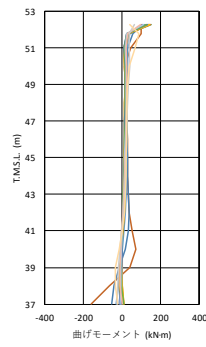
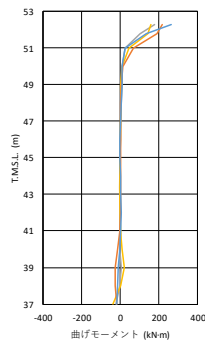


NS 断面 1

NS 断面 2

EW 断面 1

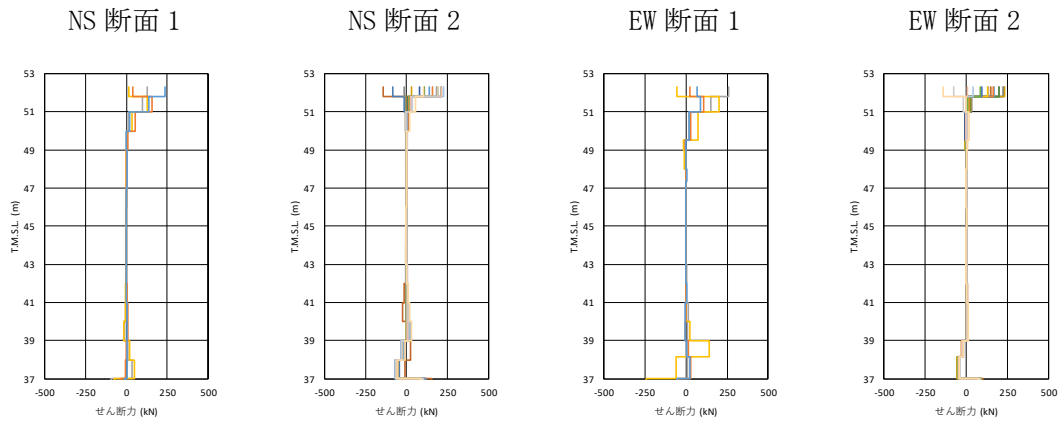
EW 断面 2



(b) Ss-C1

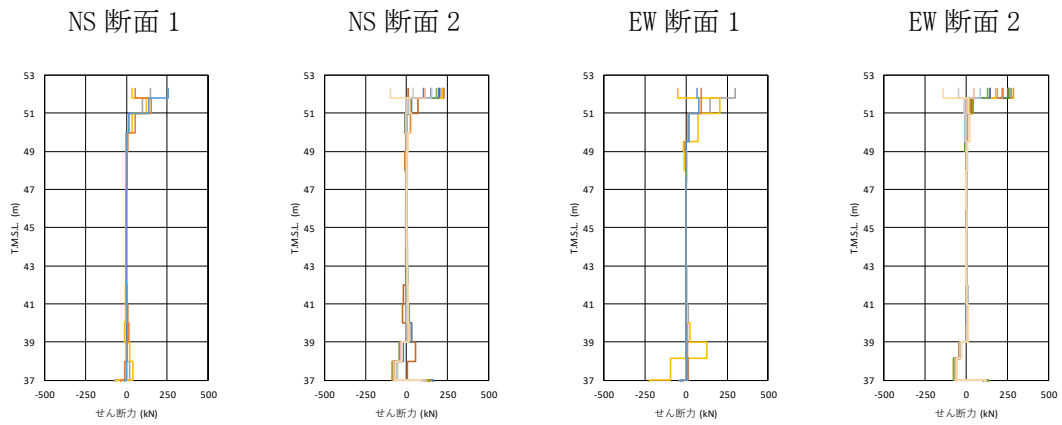
第 5.2.3-5 図 杭の曲げモーメント図 (最大値発生時)

検証用モデル



(a) Ss-A

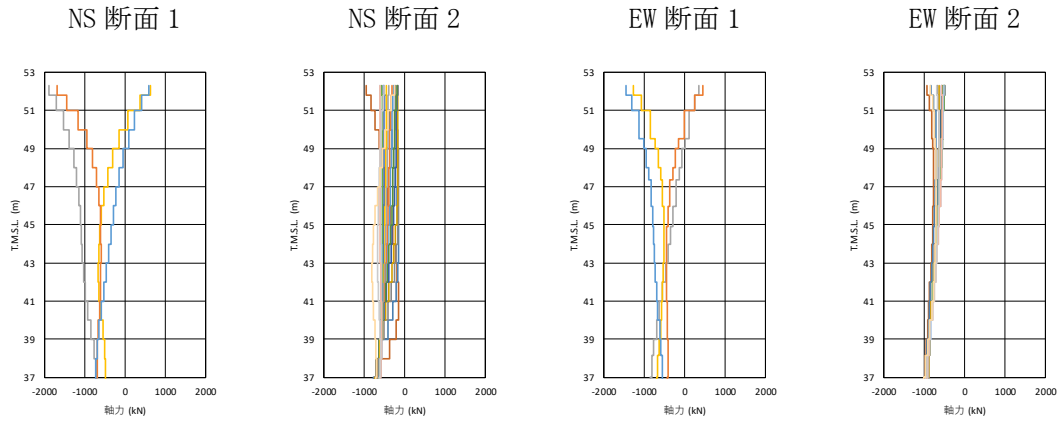
検証用モデル



(b) Ss-C1

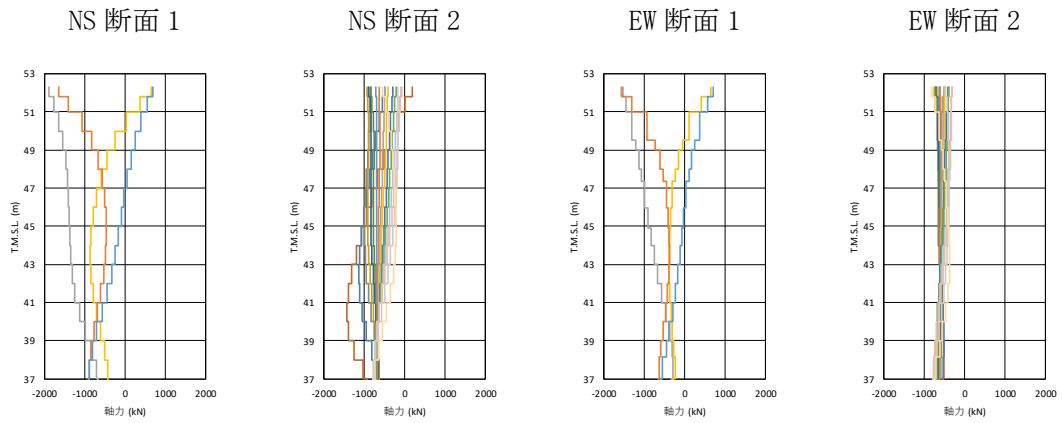
第 5. 2. 3-6 図 杭の最大せん断力図 (最大値発生時)

検証用モデル



(a) Ss-A

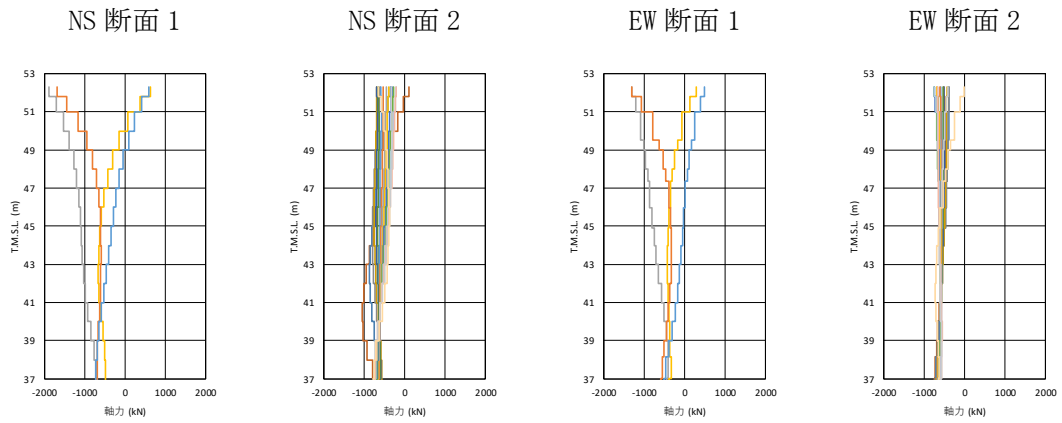
検証用モデル



(b) Ss-C1

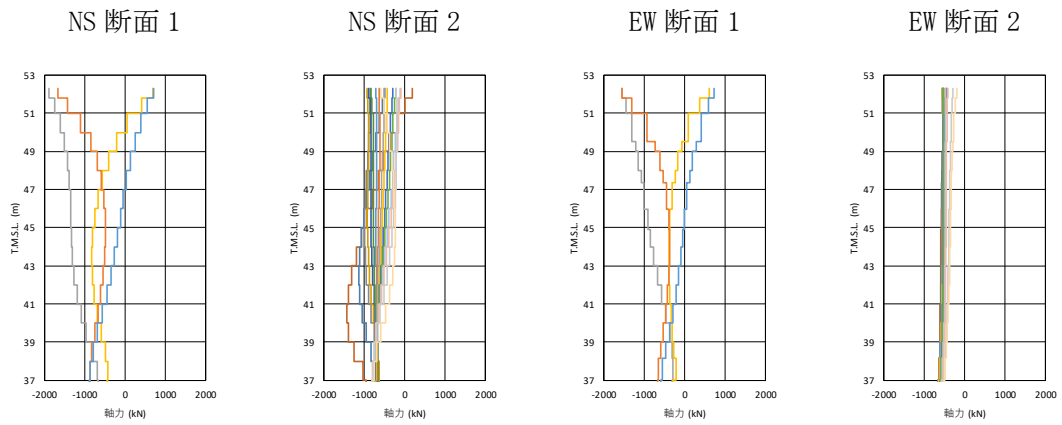
第 5.2.3-7 図 杭の最小軸力図 (圧縮側最大値発生時)

検証用モデル



(a) Ss-A

検証用モデル



(b) Ss-C1

第 5.2.3-8 図 杭の最大軸力図 (引張側最大値発生時)

5.3.5.3 液状化の影響因子に対する評価

液状化の影響因子に対する評価は、第 5.3-1 表に示す 6 項目を対象とする。

第 5.3-1 表 液状化の影響因子

影響因子	損傷状態	イメージ図	確認方法
①地盤剛性低下	上部応答が増大する		有効応力解析から求まる「ネット架構の脚部における応答」に対してネット架構が冷却塔への波及的影響を生じないことを確認する。
	杭に大きな応力が生じ、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭に作用する荷重」と、上部構造の3次元フレームモデルから求まる「上部構造から作用する荷重」を考慮し、発生する応力が、杭の許容限界を下回っていることをもって、地盤剛性低下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
②沈下	杭の先端の支持地盤の支持性能を失う		有効応力解析から求まる「杭の鉛直力」が、鷹架層の極限支持力を下回っていることをもって、沈下により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
③転倒	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		有効応力解析から求まる「側方土圧と施設全体に作用する慣性力」により発生する「転倒モーメント」が、改良地盤の重心位置に作用する自重から求められる安定モーメントを下回っていることをもって、転倒により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
④滑動	杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		有効応力解析から求まる「支持岩盤と改良地盤の接合面でのせん断力」が、杭のせん断抵抗力と接合面でのせん断抵抗力（JEG4601-1987による）の両抵抗力の合計を下回っていることをもって、滑動により基礎の支持性能が喪失しないことを確認する。
⑤側方流動	周辺地盤状況が側方に流動し、杭基礎全体の過大な変形により、支持性能を失う		施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から100m以上離れていること（道路橋示方書）から側方流動は生じないと評価し、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。
⑥浮上り	杭基礎全体の過大な変形により支持性能を失う		施設の下方に液状化対象層がないことから液状化に伴う浮上りは生じないと評価、基礎の支持性能が喪失しないことを確認している。

(1) 地盤剛性低下に対する評価

埋戻土の剛性変化に伴い、埋戻土による拘束効果が変わることから、上部応答（水平）は非液状化した場合で最小、液状化した場合で最大となることを地震応答解析結果より確認した。特に、地震動の継続時間の長い Ss-A 波においては、液状化と非液状化の違いが顕著であり、パルスのような瞬間的に増幅する Ss-C1 波においては、明確な違いが出にくい傾向であった。

液状化による剛性低下の確認として、第 5.3-2 表に Ss-A 波と Ss-C1 波の非液状化/液状化の状態における応答値の比較を示す。本施設の設計では、非液状化/液状化それぞれで異なる応力状態となることを考慮し、両者とも設計対象として評価している。

第 5.3-2 表 非液状化/液状化の状態における応答値の比較 (1/2)

地震動	ケース	層せん断力 (上部架構) (kN)	付加曲げ (上部架構) (kN・m)	最大鉛直加速度 (上部架構屋根) (cm/s ²)
Ss-A	液状化	13217	8132	1008
	非液状化	13000	7116	1006
Ss-C1	液状化	15048	4216	614
	非液状化	14865	4149	619

注) 記載の応答値は、NS 方向の解析結果の値

第 5.3-2 表 非液状化/液状化の状態における応答値の比較 (2/2)

地震動	ケース	最大水平 加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	最大鉛直 加速度 (基礎梁) (cm/s ²)	変形 (改良地盤) (mm)	応答 ひずみ (%)
Ss-A	液状化	660	317	4.85	1.39
	非液状化	574	315	3.79	1.24
Ss-C1	液状化	753	189	6.15	1.67
	非液状化	754	193	5.87	1.66

注) 記載の応答値は、NS 方向の解析結果の値

冷却塔への波及的影響の確認として、液状化による地盤剛性低下で変形が増大した場合でも、離隔距離に対して十分な余裕があることを 5.2.1 項にて確認した。また、5.2.3 項より杭に発生する応力は許容限界を下回っていることから、地盤の剛性低下により基礎の支持機能が喪失しないことを確認した。

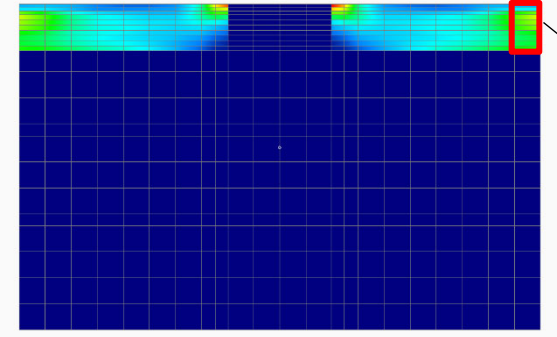
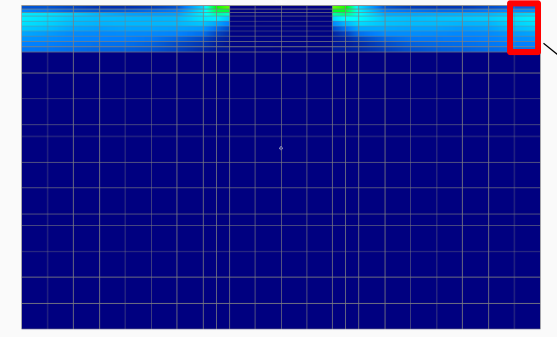
(2) 沈下に対する評価

杭に発生する最大鉛直力が、鷹架層の極限支持力を下回ることで、沈下は生じないと言える。第 5.2.3-2 表より、杭の先端支持力の検定値は 0.499 であり、杭の最大鉛直力は鷹架層の極限支持力を下回ることが確認できる。よって、沈下は生じない。

また、施設の健全性に影響はしないが、液状化時の周辺地盤(埋戻土)の沈下量を算定した。沈下量は、Ss-A 波で 144mm、Ss-C1 波で 72mm であり、地震動の継続時間の長いことにより液状化しやすい Ss-A 波で大きな沈下量となった。

第 5.3-3 表に埋戻土の沈下量を示す。沈下量は、地震後の間隙水圧の消散を考慮した値とし、施設から水平方向に最も離れた位置における数値である。

第 5.3-3 表 埋戻土の沈下量

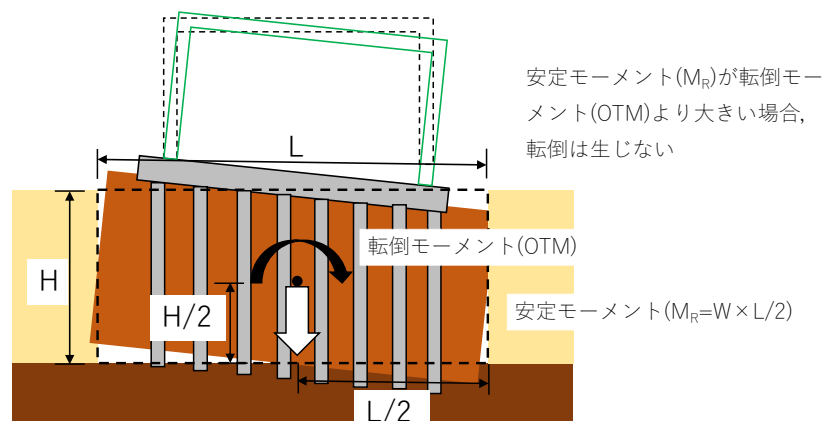
Ss-A	 <p data-bbox="1086 795 1289 913">沈下量^{注1}： 144mm</p>
Ss-C1	 <p data-bbox="1086 1202 1289 1321">沈下量^{注1}： 72mm</p>

注 1 : 最大せん断ひずみの最大応答分布図に埋戻土の沈下量を記載。

(3) 転倒に対する評価

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

有効応力解析及び全応力解析結果のうち、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて転倒に対する検討を行う。解析結果の垂直応力には、慣性力により発生する転倒モーメント (OTM) と、自重による安定モーメント (M_R) の両者の影響が含まれている。従って、改良地盤の最下層の要素の垂直応力を用いて算出した両端部における回転モーメントの差分 ($OTM - M_R$) が負となることで、転倒が生じないことを確認する。転倒に対する評価イメージを第 5.3-1 図に示す。第 5.3-4 表より、転倒モーメントと安定モーメントの差が負であることを確認した。

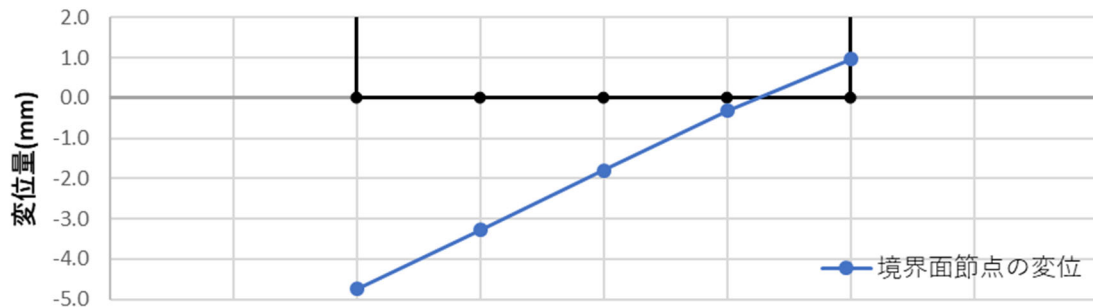


第 5.3-1 図 転倒に対する評価

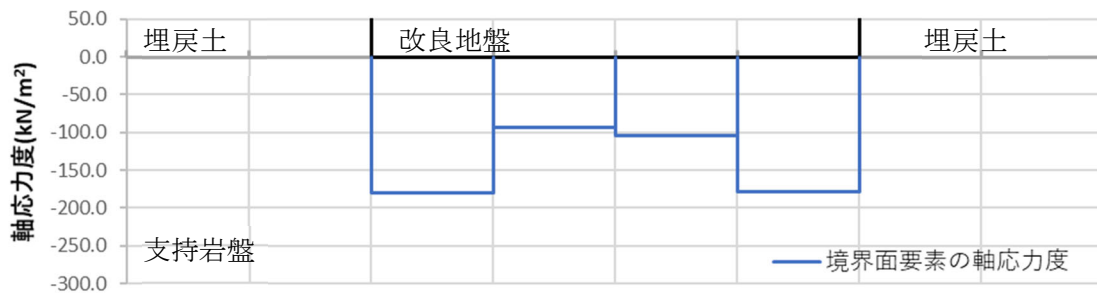
第 5.3-4 表 転倒に対する評価

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

転倒モーメント最大時の改良地盤下端(支持地盤と改良地盤の境界面要素)での変形量及び軸応力度を第 5.3-2 図及び第 5.3-3 図に示す。転倒モーメントが最大となる場合でも、境界面の一部の端部節点で正側の変位となっているが(第 5.3-2 図参照), 境界面要素の全てで引張力は発生しておらず(第 5.3-3 図参照), 転倒は生じないことが確認できる。



第 5.3-2 図 転倒モーメントが最大となる時点での変形分布



※引張が正、圧縮が負とする。

第 5.3-3 図 転倒モーメント最大時の改良地盤下端での軸応力度分布

(4) 滑動に対する評価

有効応力解析及び全応力解析より求まる支持地盤と改良地盤の境界面でのせん断力が、境界面でのせん断抵抗力を下回ることによって、滑動が生じないことを確認する。第 5.3-5 表及び 5.3-6 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を下回ることを確認した。なお、せん断抵抗力には、杭体のせん断抵抗力も加算して考慮することができるが、ここでは保守的に考慮していない。

第 5.3-5 表 滑動に対する評価 (Ss-A)

方向	せん断応力度 (kN/m ²)	せん断抵抗力 (kN/m ²)	評価	地震動
NS	280 (214)	902	0.311	Ss-A
EW	284 (202)	902	0.343	Ss-A

※括弧以外は有効応力解析結果を示し、括弧内は全応力解析結果を示す。

第 5.3-6 表 滑動に対する評価 (Ss-C1)

方向	せん断応力度 (kN/m ²)	せん断抵抗力 (kN/m ²)	評価	地震動
NS	338 (320)	902	0.375	Ss-C1
EW	309 (298)	902	0.343	Ss-C1

※括弧以外は有効応力解析結果を示し、括弧内は全応力解析結果を示す。

支持地盤と改良地盤の境界面におけるせん断応力度は、滑動に対する評価が最も厳しくなる Ss-C1 での液状化時(有効応力解析結果)と非液状化時(全応力解析結果)を比較すると、差は 1 割未満であり、液状化による周辺地盤からの滑動への影響は比較的軽微であった。

(5) 側方流動に対する評価

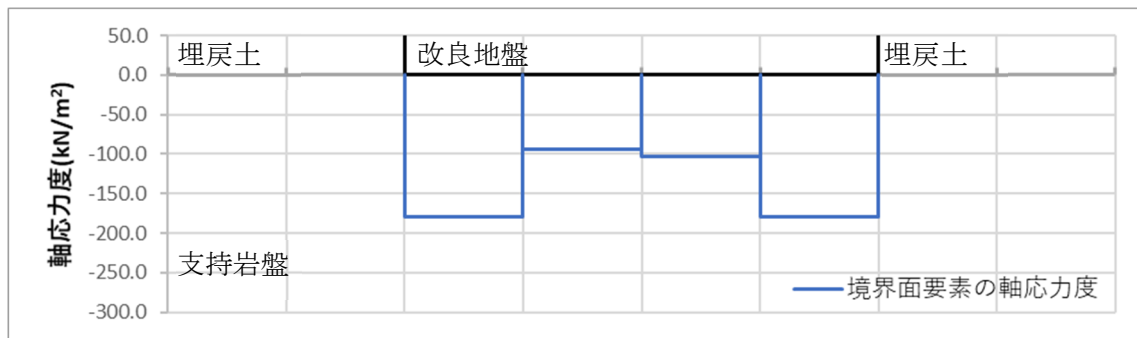
施設が設置される場所は高低差がある台地の法肩から 100m以上離れていることから側方流動に対する影響はないため、評価は不要である。

(6) 浮上りに対する評価

施設の下方に液状化対象層がないことから浮上りに対する影響はないため、基本的に評価は不要である。しかしながら、有効応力解析の結果からも浮上りが生じないことを確認した。

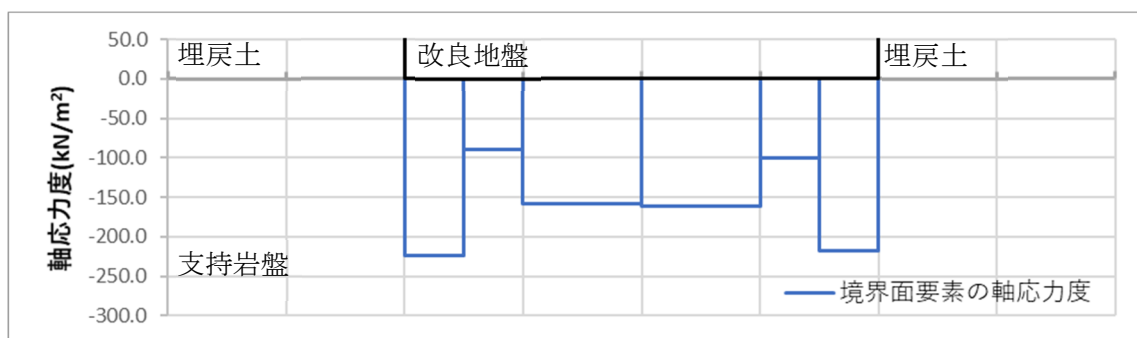
第 5.3-4 図及び第 5.3-5 図に改良地盤下端(支持地盤と改良地盤の境界面要素)の全地震波で最大となる軸応力度分布を示す。ここで、軸力は引張を正としているため、図より改良地盤下端において引張力は生じていないことがわかる。よって、改良地盤は支持岩盤から浮上ることはない。

また、基礎梁と改良地盤の境界に対しても、浮上りに対して杭の引張力で抵抗するため、浮上りは生じない。



※引張が正，圧縮が負とする。

第 5. 3-4 図 改良地盤下端の全地震波における最大軸応力度分布 (NS 方向)



※引張が正，圧縮が負とする。

第 5. 3-5 図 改良地盤下端の全地震波における最大軸応力度分布 (EW 方向)