

## 1. 概要

防護ネット及び防護板は、取付ボルト及び押さえボルトにて支持架構に取り付けられている。取付部は多数の取付ボルト及び押さえボルトにて固定されており、地震荷重によってすべてのボルトが破断することは考えにくい。そのため、評価対象外としている。

ただし、「影響を及ぼさない」ことの確認として取付ボルト及び押さえボルトの地震時の影響確認を行い、その結果を示す。

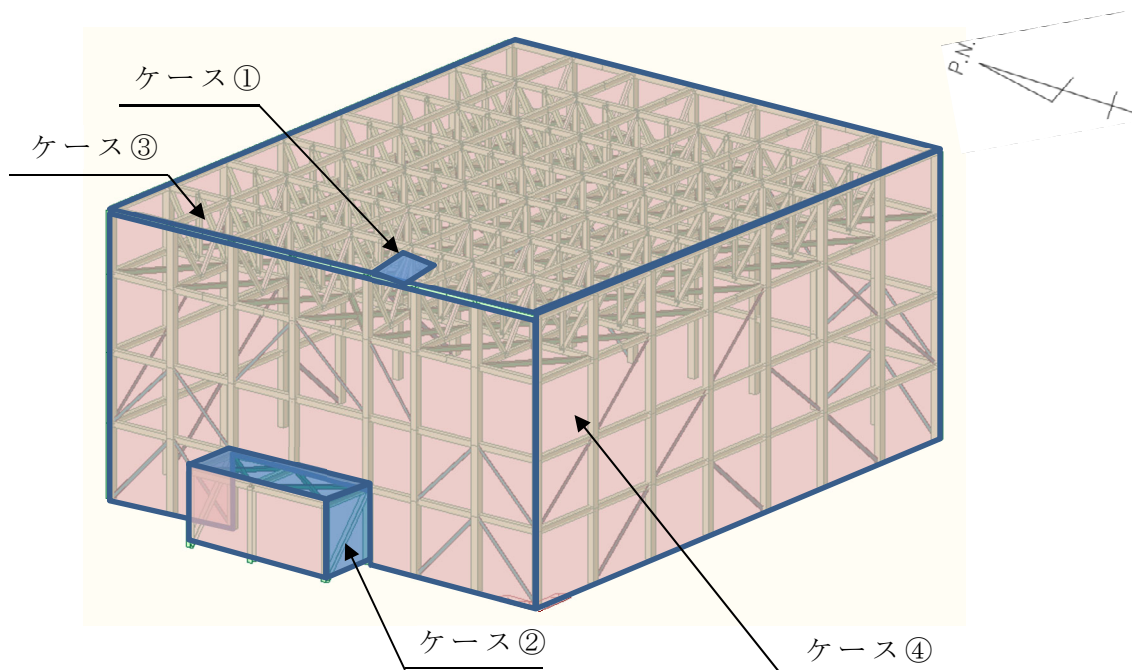
## 2. 耐震影響確認対象部位

飛来物防護ネットの屋根（水平設置）及び側面（鉛直設置）に設置される防護板、防護ネットは、 $S_s$ 地震時に作用する荷重が異なることから、第2-1図、第2-1表に示す4ケースを対象に比較を行った。防護板及び防護ネットのサイズが大きい方が、重量が増加するため、 $S_s$ 地震時に作用する荷重が大きくなる。このことから、最大サイズの部位を対象とし、確認を行う。

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

第2-1表 耐震影響確認対象部位

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



第2-1図 耐震影響確認対象部位

### 3. 耐震影響確認方法

#### (1) 考慮する荷重

飛来物防護ネットは屋外に設置される設備であるため、以下のとおり地震荷重に積雪荷重及び風荷重を考慮する。

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

D : 固定荷重

$L_s$  : 積雪荷重

$S_s$  : 地震荷重

$W_L$  : 風荷重

#### a. 固定荷重 (D)

固定荷重は、自重を考慮する。

#### b. 積雪荷重 ( $L_s$ )

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

#### c. 地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重は、上部架構の地震応答解析より得られる応答加速度を用いて算出する。

#### d. 風荷重 ( $W_L$ )

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成 12 年建設省告示第 1454 号」に定められた、六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

(2) 各ケースにおける荷重の組合せ

各ケースにおける荷重の組合せを第 3-1 表に示す。

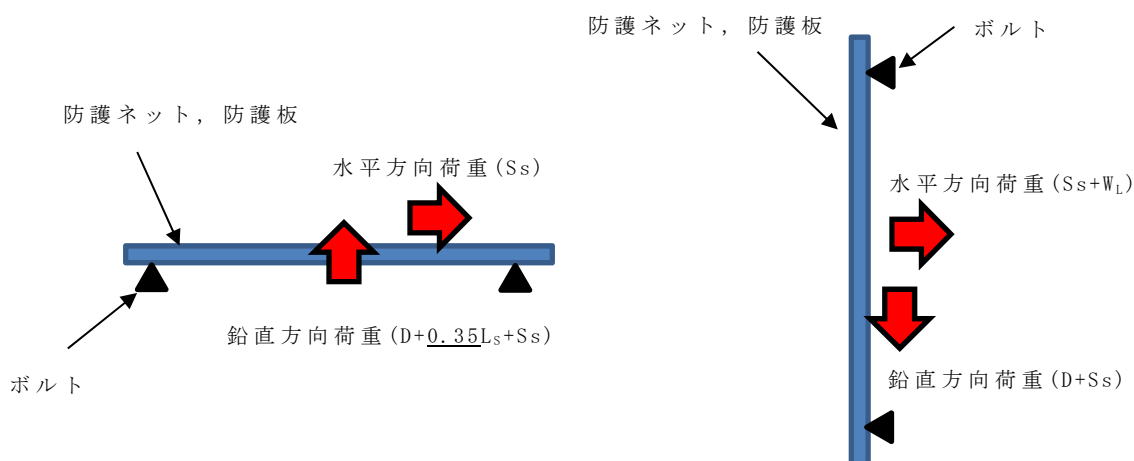
各ケースにおける荷重の組合せは、防護板及び防護ネットの設置方向及び荷重方向によって異なる。第 3-1 図に荷重の組合せの図を示す。

第 3-1 表 各ケースにおける荷重の組合せ

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

(※1) ○：考慮する，—：考慮しない

(※2) 受圧面積が微小のため考慮しない



ケース①, ③ (水平方向設置)

ケース②, ④ (鉛直方向設置)

注：固定荷重，積雪荷重は下向きであるが、  
保守的に上向きとして評価する

第 3-1 図 各ケースにおける荷重の組合せ図

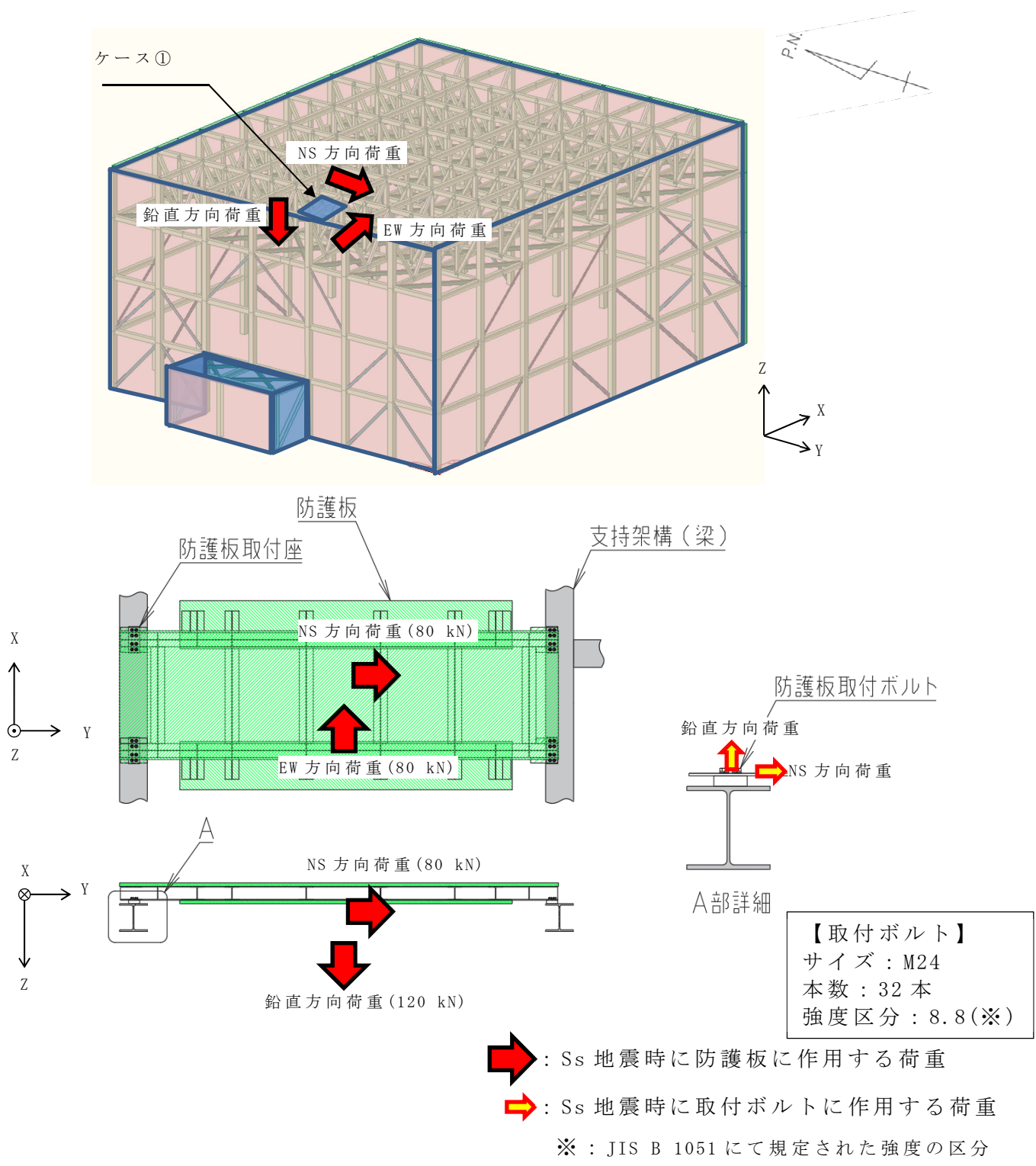
(3) 耐震影響確認方法

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

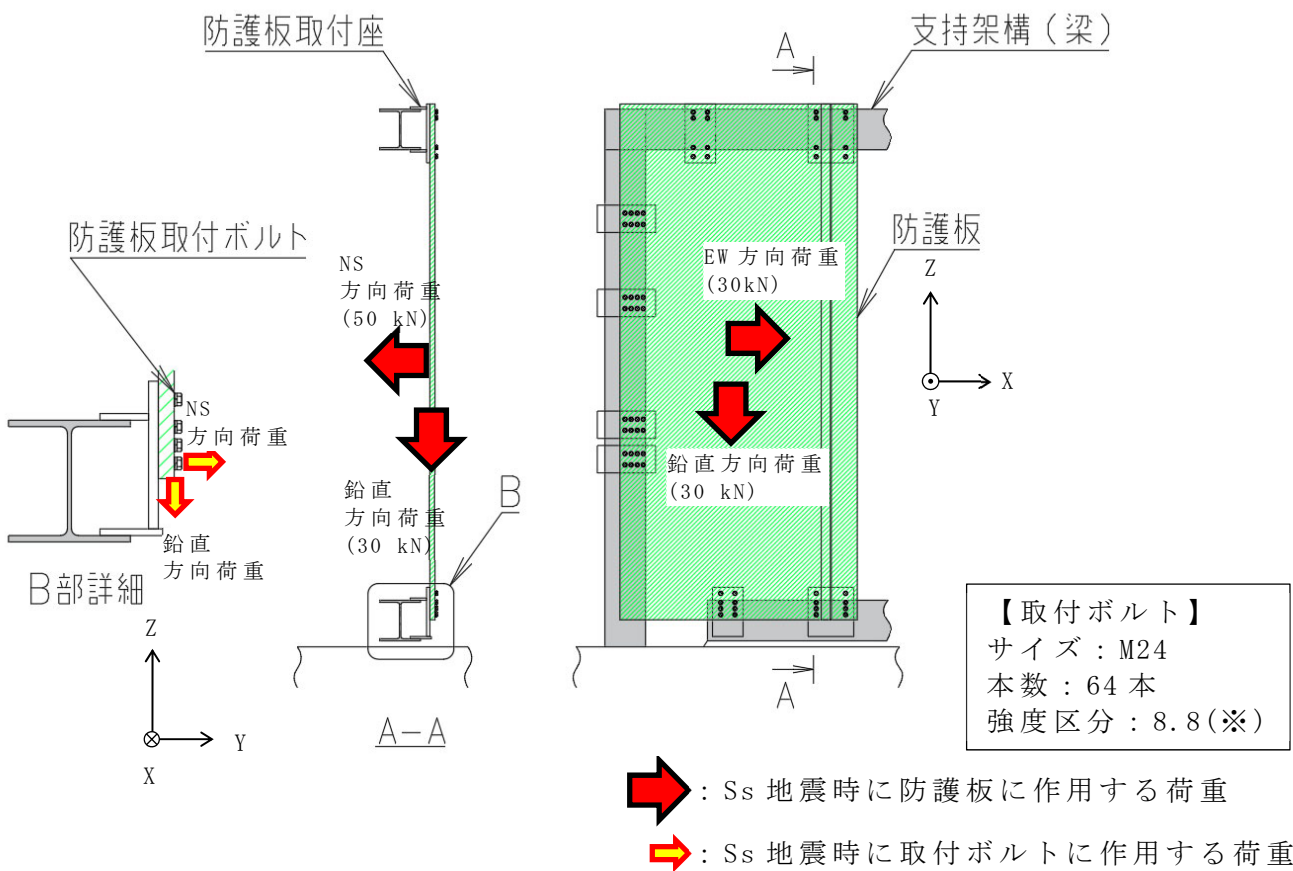
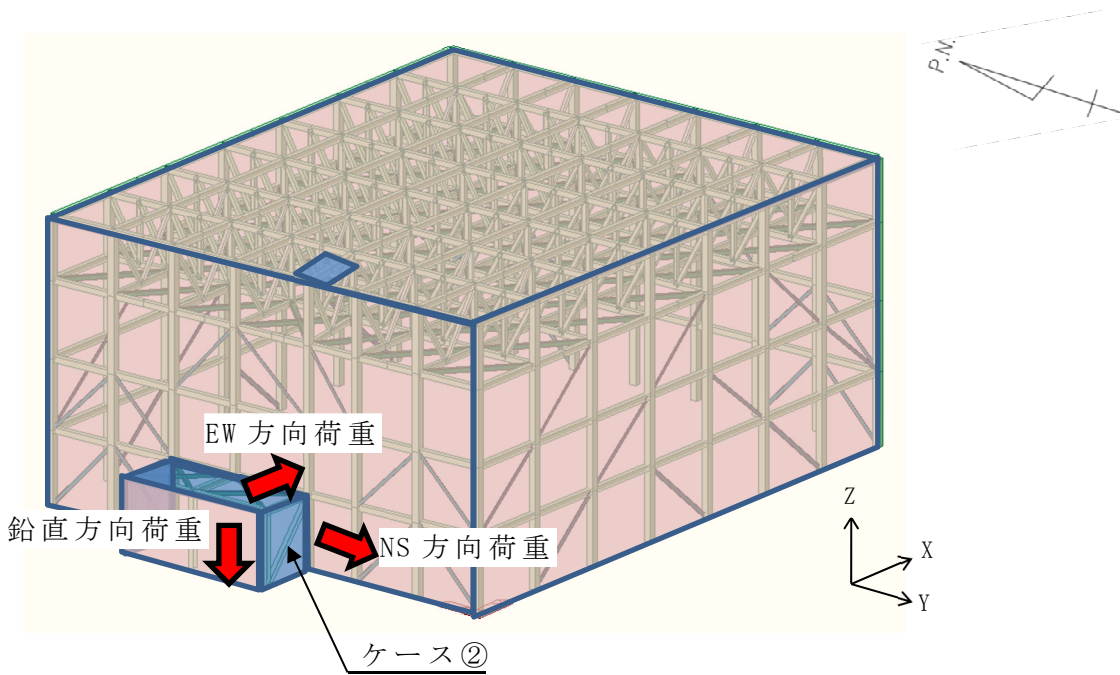
#### 4. 耐震影響確認結果

防護板及び防護ネットに作用する荷重を第 4-1 図～第 4-4 図示す。耐震影響確認として、防護板及び防護ネットを上部架構に取り付けるための取付ボルト及び押さえボルトに生じる荷重を算出し、許容荷重と比較した結果を第 4-1 表に示す。第 4-1 表より、Ss 地震時に生じる取付ボルト及び押さえボルトの荷重はボルトの許容荷重と比べて十分小さいことを確認した。

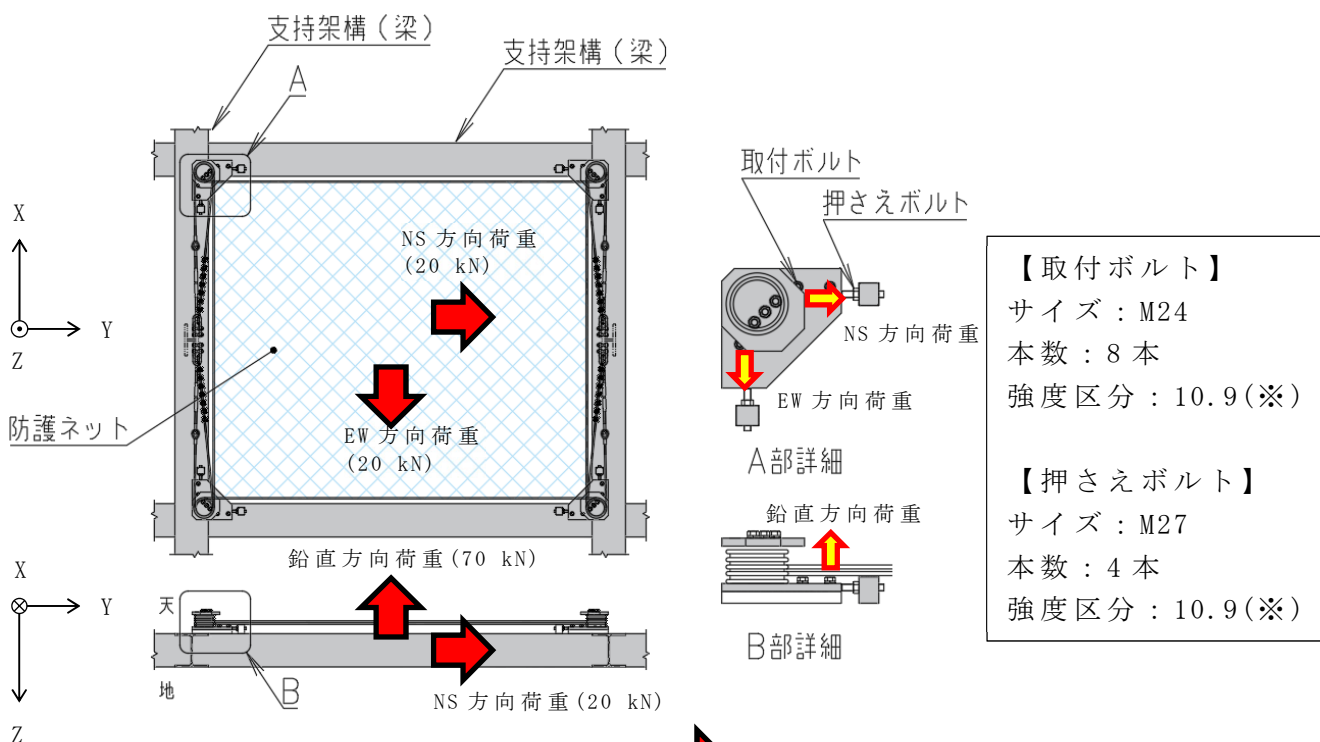
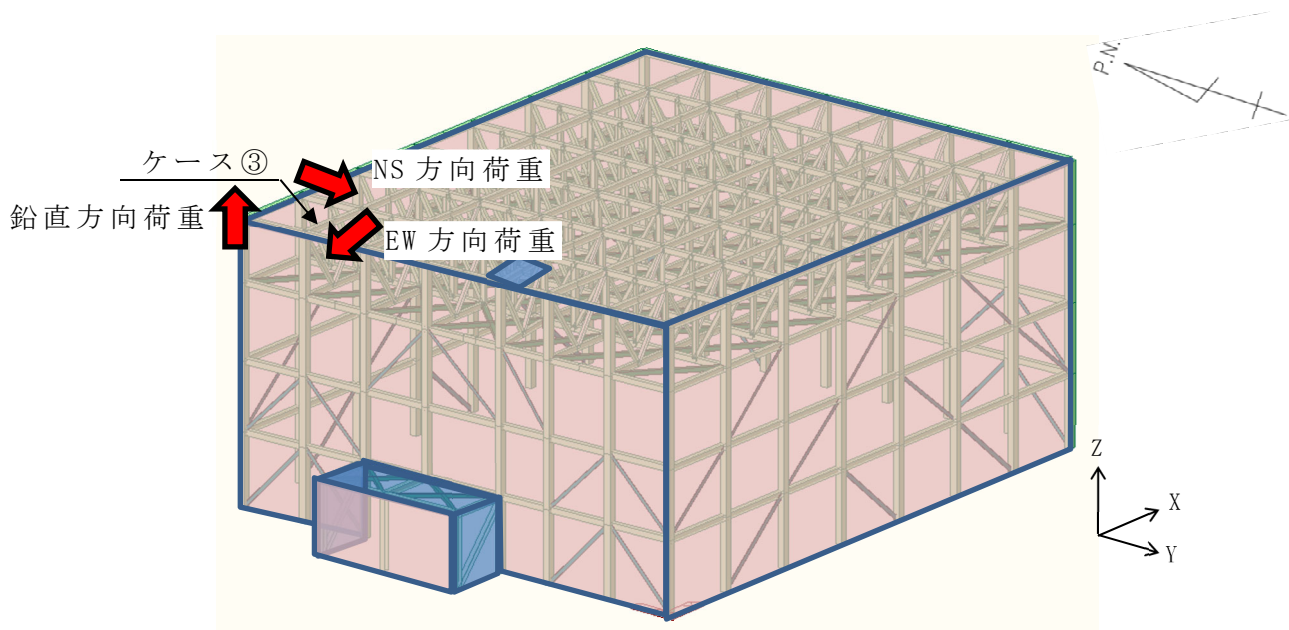




第 4-1 図 ケース①の荷重作用図



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

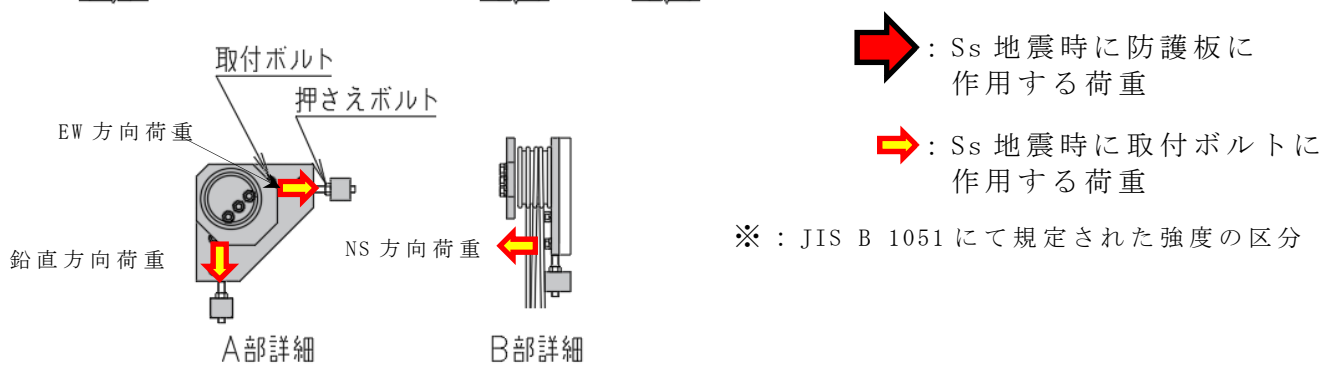
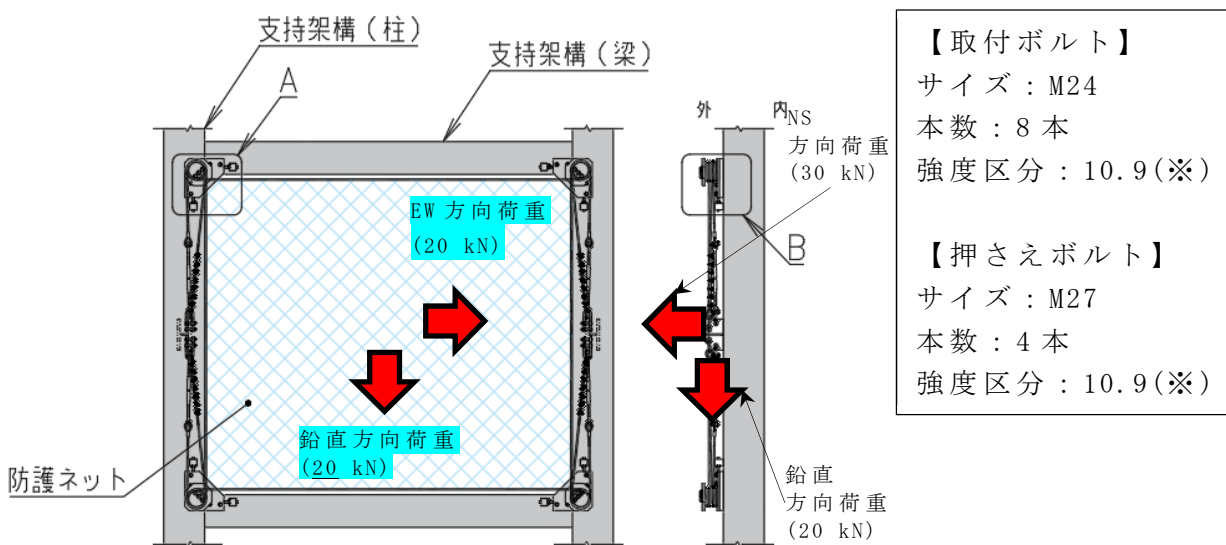
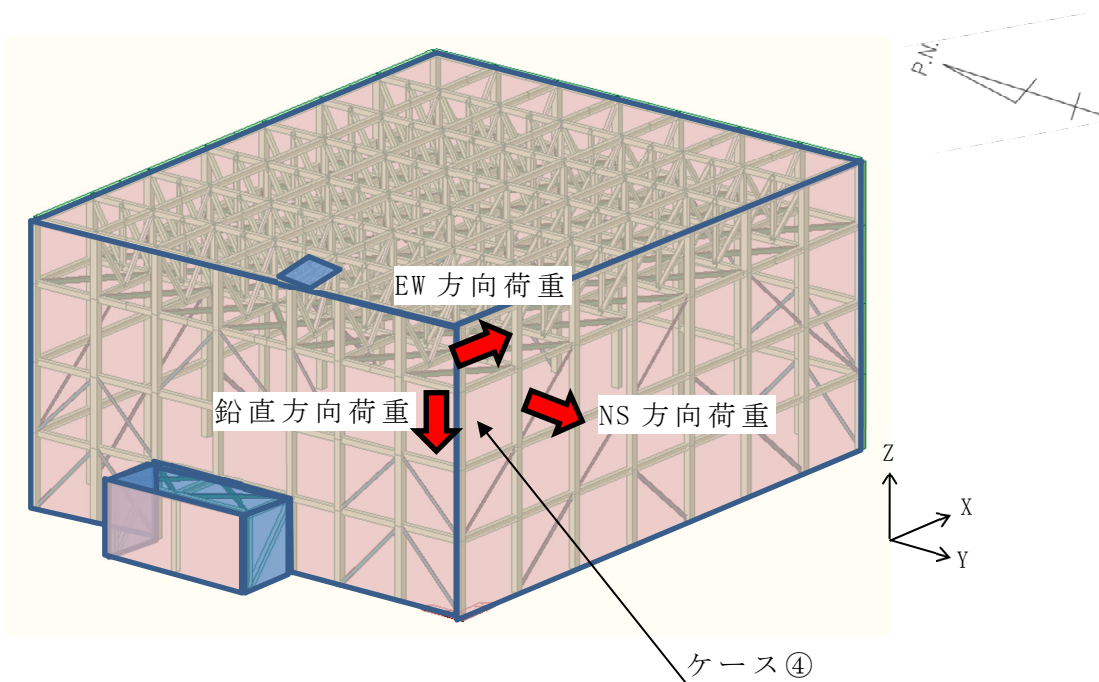


**【取付ボルト】**  
 サイズ：M24  
 本数：8本  
 強度区分：10.9(※)

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

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

第 4-3 図 ケース③の荷重作用図



第 4-4 図 ケース④の荷重作用図

第 4-1 表 取付ボルト及び押さえボルトに作用する荷重の比較結果

	荷重方向	ボルト種類	荷重	Ss 地震時 <sup>(注)</sup>	許容荷重
ケース①	水平(NS)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	4 kN	205 kN
ケース②	水平(NS)	取付ボルト	引張	1 kN	205 kN
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	1 kN	118 kN
	鉛直	取付ボルト	せん断	1 kN	118 kN
ケース③	水平(NS)	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN
	鉛直	取付ボルト	引張	9 kN	256 kN
ケース④	水平(NS)	取付ボルト	引張	4 kN	256 kN
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN
	鉛直	押さえボルト	圧縮	5 kN	334 kN

注:ボルト 1 本あたりに作用する荷重

#### 5. まとめ

「4. 耐震影響確認結果」に示した荷重の比較結果より，取付ボルト及び押さえボルトに生じる荷重は許容荷重を十分に下回ることから，地震時にボルトが破断しないことを確認した。

## 別添 5

座屈拘束ブレースの構造評価について

## 目 次

1. 概要	1
2. 構造評価フロー	1
3. 評価方法	3
3.1 軸ひずみの評価	3
3.2 疲労評価	3
4. 構造評価	4
4.1 評価用地震動	4
4.2 軸ひずみの評価	5
4.3 疲労評価	6
5. 考察及びまとめ	8

## 1. 概要

飛来物防護ネットは地震荷重低減のために座屈拘束ブレースを採用している。座屈拘束ブレースは自重及び風荷重に対しては弾性範囲内の応答であるが、大きな地震荷重が作用した際に塑性変形を許容する設計である。

本資料は、基準地震動  $S_s$  に対する座屈拘束ブレースの構造評価結果についてまとめたものである。

## 2. 構造評価フロー

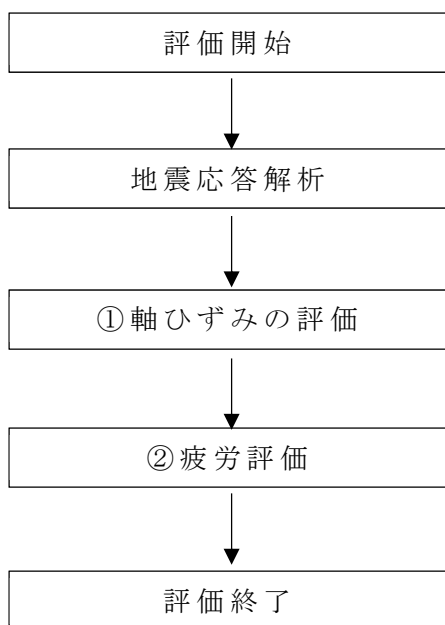
座屈拘束ブレースは、評価書において、実証試験にて破断しない軸ひずみ及び疲労性能曲線(第 2-2 図参照)が確認されている。

従って、実証試験にて健全性が確認され評価書の留意事項に示された値を許容限界とする。具体的には以下のとおりである。

- ① 軸ひずみが 3.0%以下であること。
- ② 軸ひずみの繰返し回数が、疲労性能曲線(第 2-2 図参照)から算出される許容繰返し回数以下であること。

注：許容限界値としては日本建築センターにて確認された軸ひずみの 3.0%とする。

座屈拘束ブレースの構造評価フローを第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 座屈拘束ブレースの構造評価フロー

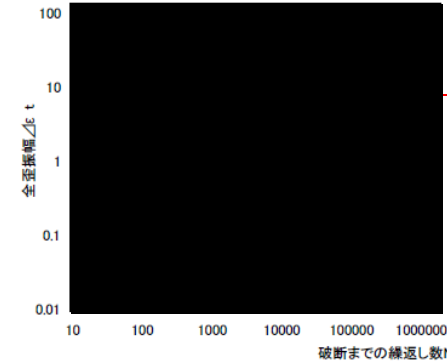


アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、芯材板厚、形状、鋼種などをパラメータとした数々の実大実験で確認されています。試験パラメータ・結果を表1に示します。

疲労試験結果のグラフを図1に、試験セットアップ例を写真1~2に示します。

表1 パラメータと試験結果

	試験体名	芯材材質	形状	断面積 (cm <sup>2</sup> )	板厚 (mm)	塑性化 部幅 (mm)	拘束鋼管 (STKR/ STK400)	全歪振幅 Δε 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)	235+016									
	400-016									
	400-019									
	490-011									
	490-022									
	225+008									
	225+013									
	225-009									
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

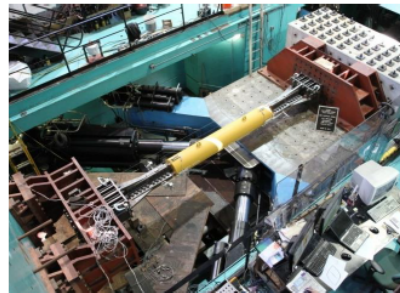


写真1



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<sup>1)2)</sup>: [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)添辺他: 鋼製U型ダンパーおよびアンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, 2007.11  
3)御手洗他: 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労試験, 日本建築学会大会講演要録, 2010.9  
4)川村他: 鋼材の塑性変形によるエネルギー消散を利用した制震・免震技術, ふるさと Vol.17(2012)No.9-(一社)日本鉄鋼協会, pp9-16

## 第2-2図 座屈拘束ブレースの疲労性能試験結果

### 3. 評価方法

#### 3.1 軸ひずみの評価

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

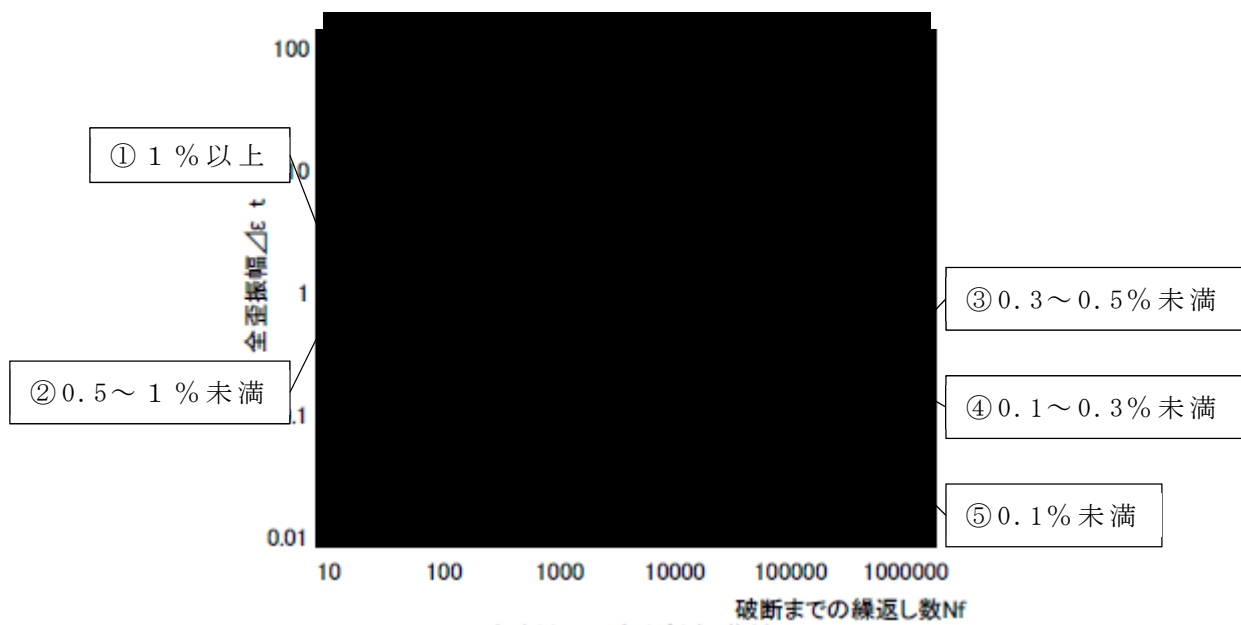
#### 3.2 疲労評価

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

第 3.2-1 表 疲労係数算出方法

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

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



第 3.2-1 図 座屈拘束ブレースの疲労性能曲線

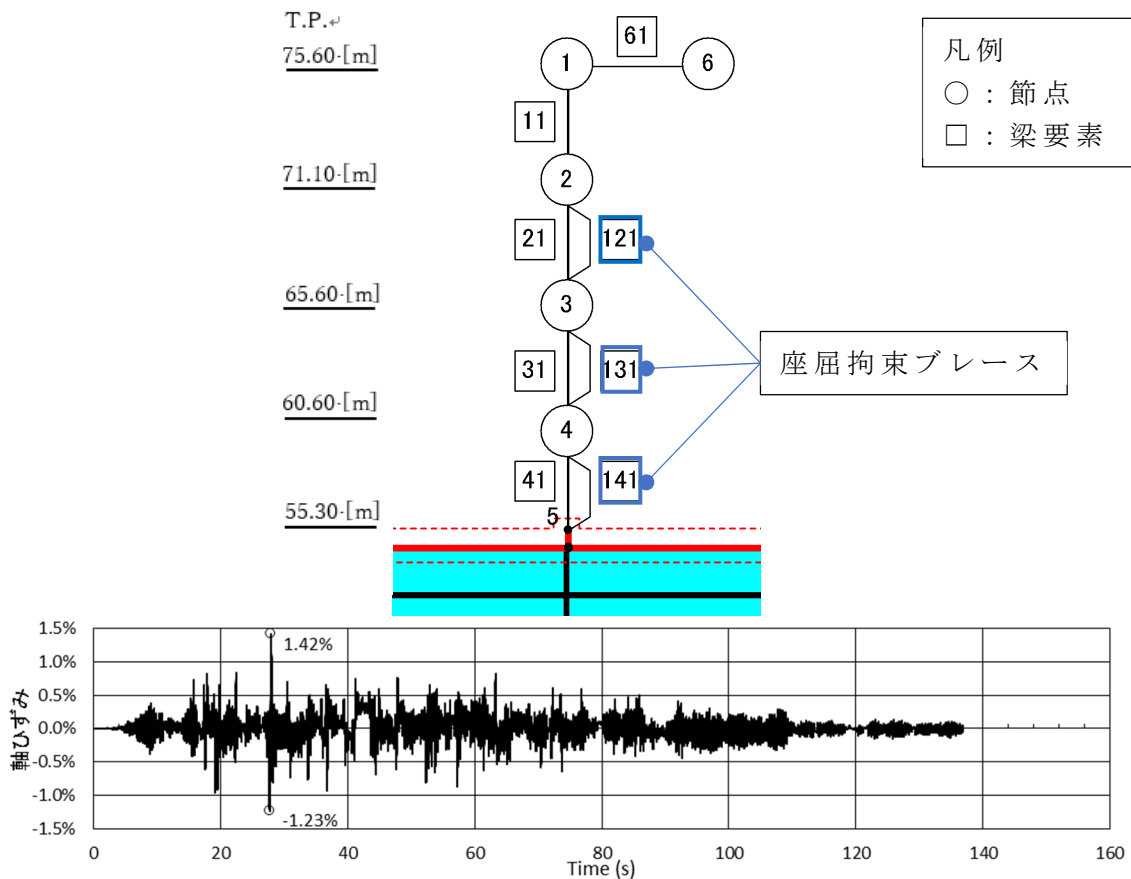
#### 4. 構造評価

##### 4.1 評価用地震動

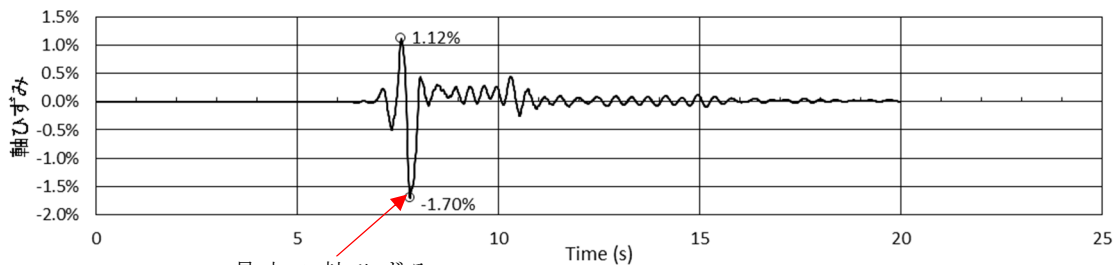
評価用地震動として,地震の作用時間が最も長い地震波(Ss-A(H))及び最大応答せん断力が発生している地震波(Ss-C1(H))を対象として評価する。

## 4.2 軸ひずみの評価

ひずみが最も大きい座屈拘束ブレースの軸ひずみ時刻歴を第 4.2-1 図に示す。評価の結果、最大の軸ひずみは約 1.7%であり、許容値(3.0%)を下回ることから破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。



地震波 S<sub>s</sub>-A(H), NS 方向, 要素 No. 121)



地震波 S<sub>s</sub>-C1(H), NS 方向, 要素 No. 121)

第 4.2-1 図 座屈拘束ブレース軸ひずみ時刻歴の結果

#### 4.3 疲労評価

疲労係数が最も厳しい座屈拘束ブレースに対する疲労評価結果を、第 4.3-1 表及び第 4.3-2 表に示す。疲労係数の総和が最大で 0.595 であり、1.0 を下回ることから、疲労による破断のおそれはなく、座屈拘束ブレースの変形追従及びエネルギー吸収性能に影響はない。

第 4.3-1 表 疲労評価結果 地震波 S<sub>S</sub>-A(H)

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

(注)最も厳しい箇所の結果のみを記載(NS方向, 要素 No.121)

第 4.3-2 表 疲労評価結果 地震波 S<sub>S</sub>-C1(H)

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.9%)		疲労係数総和
許容繰返し回数 N:5537 回		許容繰返し回数 N:1952 回		許容繰返し回数 N:474 回		許容繰返し回数 N:54 回		
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
14	0.0025	3	0.0015	2	0.0042	2	0.0370	0.046

(注)最も厳しい箇所の結果のみを記載(NS方向, 要素 No.121)

## 5. 考察及びまとめ

座屈拘束ブレースの塑性変形を考慮した構造評価を実施した。最大軸ひずみは約 1.7%程度であり，許容値の 3.0%以下を満足している。また，軸ひずみの繰返し回数が，疲労性能曲線から算出される許容繰返し回数以下を満足している。

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

## 別添 6

相対変位評価について



## 目 次

1. 概要	1
2. 評価方法	1
3. 評価結果	2
4. 考察及びまとめ	3

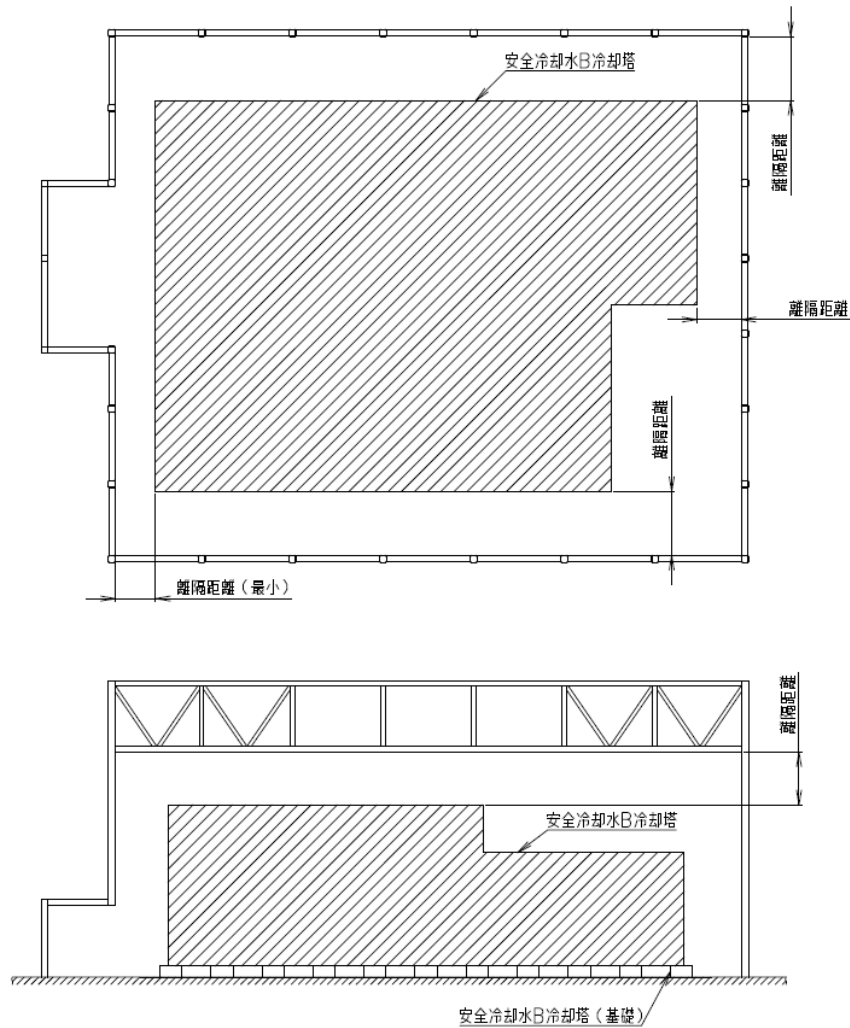
## 1. 概要

飛来物防護ネット架構は、冷却塔を覆うように設置されていることから、基準地震動  $S_s$  による相対変位によって冷却塔に波及的影響を及ぼすおそれがある。

本書は、基準地震動  $S_s$  による相対変位と冷却塔までの離隔距離との比較結果を示し、基準地震動  $S_s$  により飛来物防護ネット架構が冷却塔に波及的影響を与えないことを説明する。

## 2. 評価方法

基準地震動  $S_s$  により生じる飛来物防護ネット架構と冷却塔の最大応答変位の合計（相対変位）が、第 2-1 図に示す冷却塔までの最小離隔距離を下回ることを確認する。このときの最大応答変位の合計値には、液状化に伴う地盤の変位も考慮する。



第 2-1 図 離隔距離イメージ図

### 3. 評価結果

#### (1) 水平方向の相対変位の評価結果

水平方向の相対変位の評価結果を第 3-1 表に示す。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 3-1 表 相対変位評価結果（水平方向）

相対変位 <sup>注1</sup>	最小離隔距離	検定比
■■■■ mm	■■■■■ mm	■■■■■

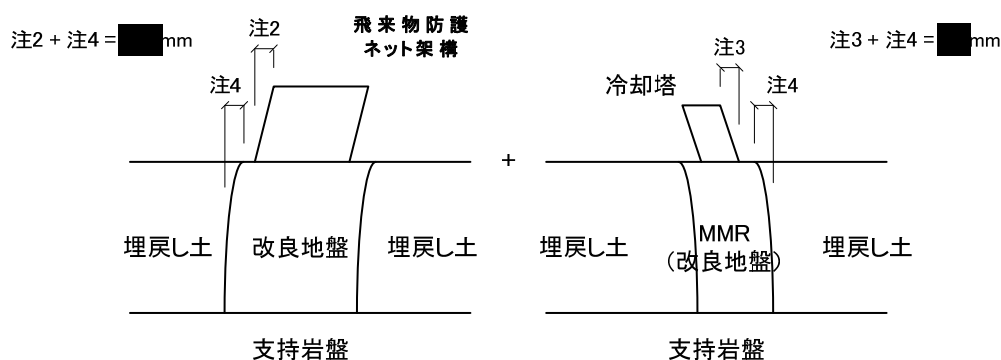
注 1：飛来物防護ネット架構と冷却塔との水平方向の相対変位（第 3-1 図参照）

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

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 ( $S_s$  全波の層の最大値) + 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本体の最大水平変位で、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) = 飛来物防護ネット架構の変 + 冷却塔の変位
------------------------------------

第 3-1 図 相対変位（水平方向）のイメージ図

(2) 鉛直方向の相対変位の評価結果

鉛直方向の相対変位の評価結果を第3-2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3-2表 相対変位評価結果（鉛直方向）

相対変位 <sup>注1</sup>	最小離隔距離	検定比
■mm	■mm	■

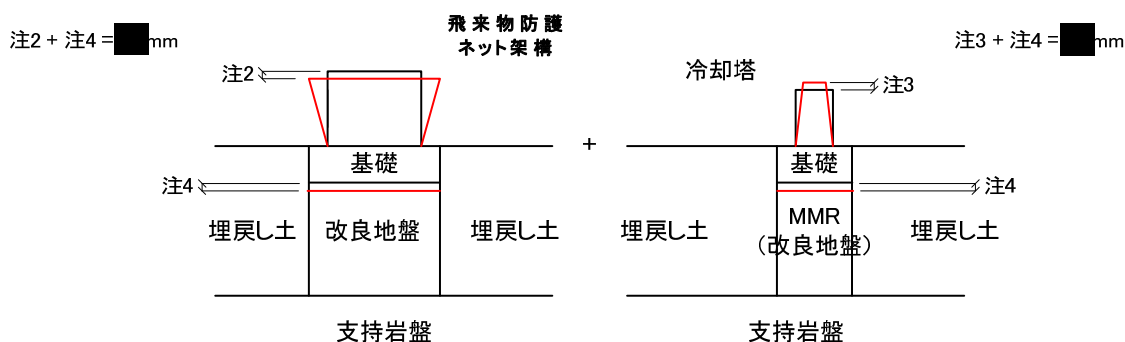
注1：飛来物防護ネット架構と冷却塔との鉛直方向の相対変位（第3-2図参照）

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

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本体の最大鉛直変位で、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ド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) = 飛来物防護ネット架構の変 + 冷却塔の変位
------------------------------------

第3-2図 相対変位（鉛直方向）のイメージ図

4. 考察及びまとめ

3章に示した相対変位と最小離隔距離の比較結果より、基準地震動  $S_s$  による飛来物防護ネット架構と冷却塔との相対変位が、最小離隔距離を下回ることを確認した。

従って、飛来物防護ネット架構が冷却塔に対して、基準地震動  $S_s$  による波及的影響を与えないことを確認した。

## 別添 7

基礎梁及び杭の構造評価について

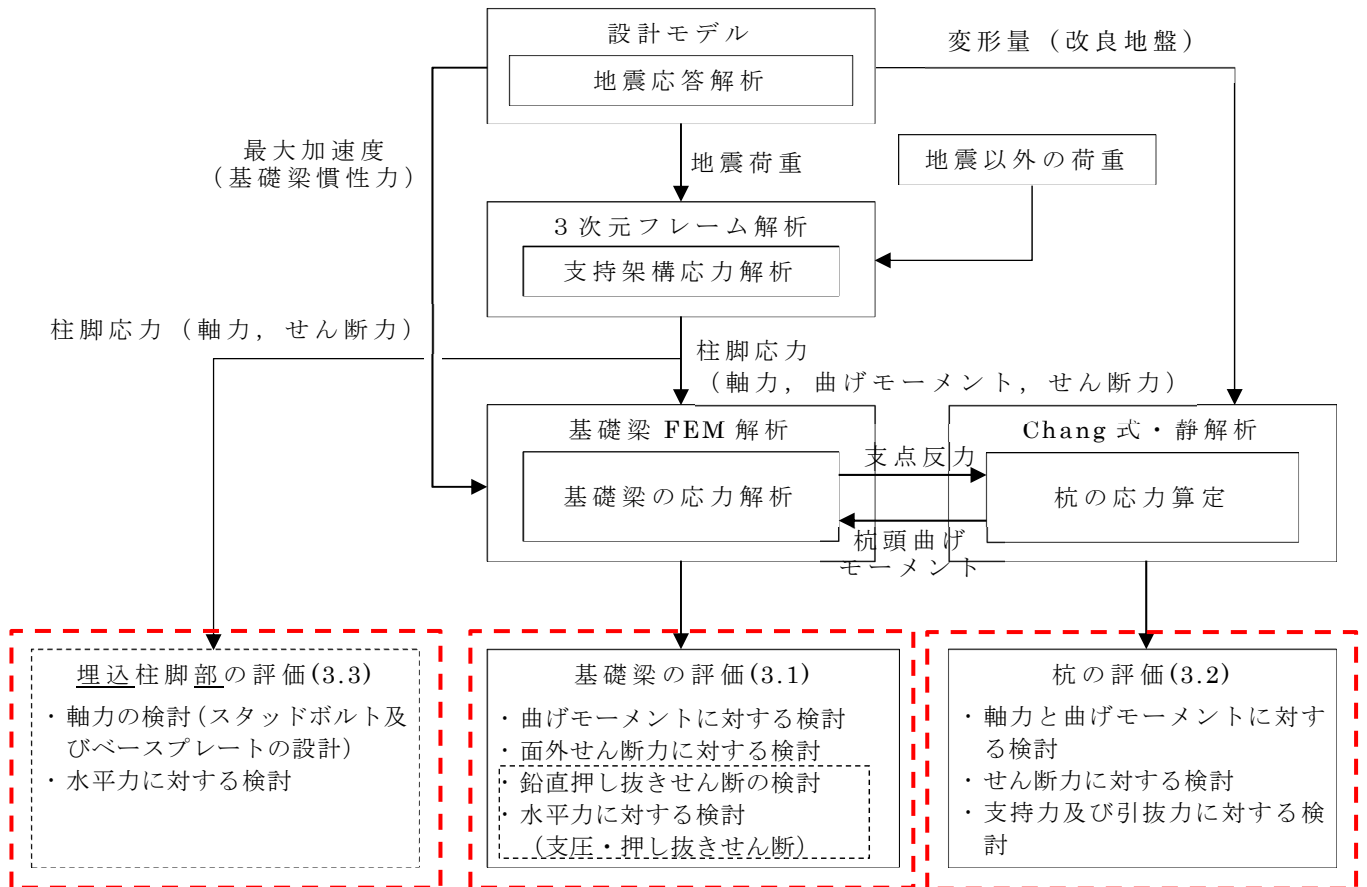
## 目次

1. 評価方針.....	1
2. 柱脚，基礎梁及び杭の評価方法.....	2
2.1 評価対象部位及び評価方針.....	2
2.2 荷重.....	3
2.3 荷重の組合せ.....	4
2.4 許容限界.....	5
2.5 評価方法.....	6
3. 評価結果.....	20
3.1 基礎梁の評価結果.....	20
3.2 杭の評価結果.....	28
3.3 埋込柱脚部の評価.....	39
4. まとめ.....	55
5. 参考資料 工事写真.....	56

## 1. 評価方針

設計荷重によって上部架構に生じた応力は、基礎梁を介して杭に伝達する。ここでは応力伝達の過程に沿うように、埋込柱脚部、基礎梁及び杭の評価の考え方を明記する。

基礎梁設計のフロー図を第 1-1 図に示す。



※赤破線の項目を本資料で記載  
黒破線の項目は確認用として補足説明資料にのみ記載

第 1-1 図 基礎梁・杭の設計フロー図

## 2. 埋込柱脚部，基礎梁及び杭の評価方法

### 2.1 評価対象部位及び評価方針

飛来物防護ネット架構の基礎梁の応力解析による評価対象部位は埋込柱脚部，基礎梁及び杭とする。基準地震動  $S_s$  時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

基準地震動  $S_s$  時の評価は，添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の計算書」より得られる上部架構から基礎梁へ作用する荷重を用いて，基礎梁に作用する地震荷重を組み合わせて評価する。また，地震荷重の設定においては，地盤物性のばらつきを考慮する。

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

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



## 2.2 荷重

### a. 基礎梁に考慮する荷重

飛来物防護ネット架構の基礎梁の評価において考慮する荷重を第2.1-1表に示す。

第2.1-1表 飛来物防護ネット架構の基礎梁に考慮する荷重

荷重名称	内容
固定荷重 (D)	構造物の自重
積雪荷重 ( $L_s$ )	積雪量 190cm 地震荷重と組み合わせる場合は0.35の係数を乗じた値とする。
地震荷重 ( $S_s$ )	地盤物性のばらつきを考慮した地震荷重 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 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)</li> <li>・ 基礎梁に作用する地震荷重 (地震時慣性力)  <math>(D+0.35L_s) \times (\text{水平震度})</math>  <math>(D+0.35L_s) \times (\pm \text{鉛直震度})</math></li> <li>・ 杭から作用する地震荷重 (杭頭応力)  杭頭せん断力 (NS, EW: 杭頭変位同一として計算)  杭頭曲げモーメント (NS, EW)  杭頭鉛直軸力 (UD)</li> </ul>
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"> <li>・ 上部架構から作用する風荷重 (上部架構の柱脚応力)</li> </ul>

b. 杭に考慮する荷重

杭の評価には基礎梁の応力解析結果を用いる。杭に作用するせん断力は、基礎梁底面に発生するせん断力を全杭で等しく負担するものとして算出する。また、改良地盤の変形によって生じるせん断力を考慮する。杭に作用する鉛直軸力は、柱1本を支持する杭の鉛直力を平均して算出する。杭に考慮する荷重を第2.2-2表及び第2.2-3表に示す。

第2.2-2表 杭に考慮する荷重（水平）

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

第2.2-3表 杭に考慮する荷重（鉛直）

軸力	上方向（引張）	下方向（圧縮）
P1, P1A (kN/本)	1173	1959
P2 (kN/本)	561	3422

2.3 荷重の組合せ

飛来物防護ネット架構の基礎梁の評価において考慮する荷重の組合せを第2.3-1表に示す。地震荷重は組合せ係数法により水平地震荷重( $K_H$ )及び鉛直地震荷重( $K_V$ )を考慮する。

第2.3-1表 荷重の組合せ

組合せ係数法	荷重の組合せ
水平1.0, 鉛直0.4	$D + 0.35L_S \pm 1.0K_H \pm 0.4K_V \pm W_L$
水平0.4, 鉛直1.0	$D + 0.35L_S \pm 0.4K_H \pm 1.0K_V \pm W_L$

## 2.4 許容限界

飛来物防護ネット架構の基礎梁の許容限界は、第 2.4-1 表のとおり設定する。

コンクリートの圧縮強度を第 2.4-2 表に、鉄筋の降伏強度を第 2.4-3 表に示す。杭の鉛直支持力及び引抜抵抗力の許容限界については「2.5(2) 杭の評価法」にて示す。

第2.4-1表 応力解析評価における基礎梁の許容限界

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

第2.4-2表 コンクリートの圧縮強度

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

第2.4-3表 鉄筋の降伏強度

鉄筋種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
SD345	345

注記：材料強度は降伏強度を1.1倍して算出する。

## 2.5 評価方法

### (1) 基礎梁の評価方法

基礎梁は、FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施し、得られた応力に対し部材評価する。解析コードは、「midas iGen(ver.845)」(以下、「MIDAS」という。)を用いる。

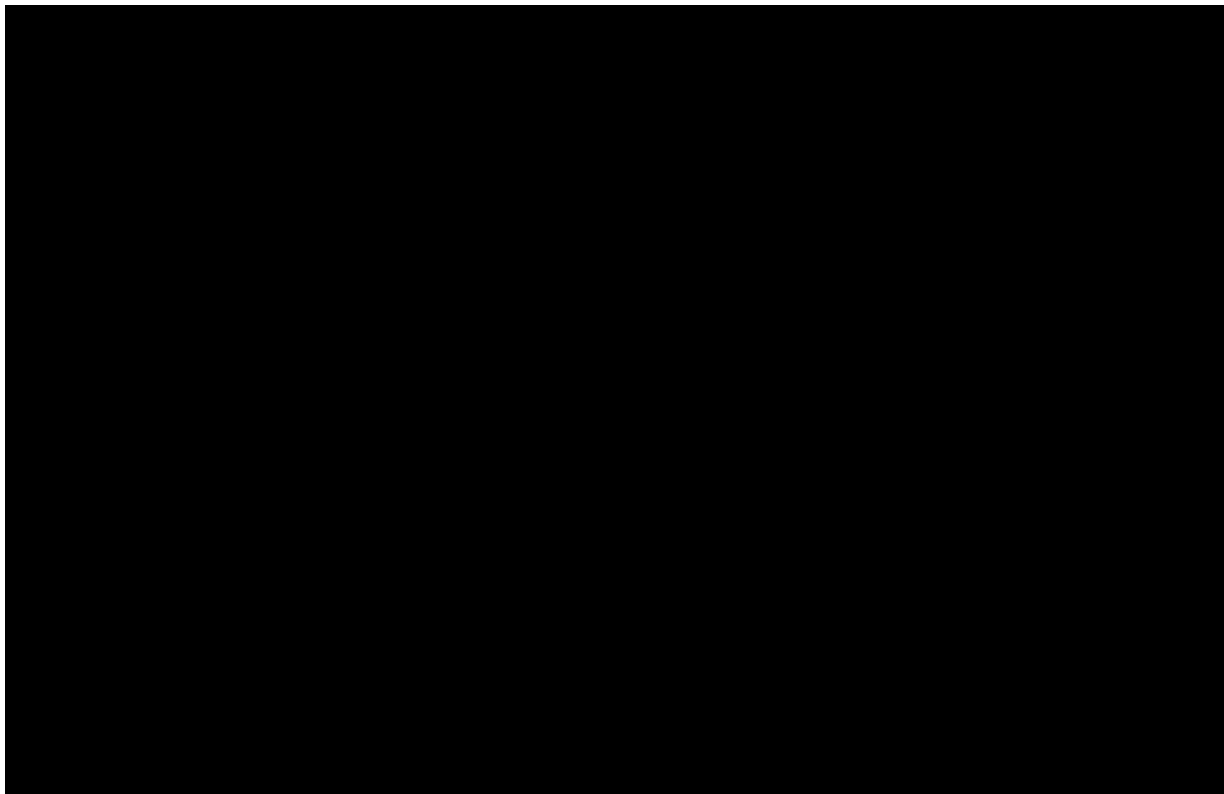
#### (a) 応力解析モデル

基礎梁のモデル化においては、シェル要素にてモデル化し、鉄筋コンクリートとして、第 2.5-1 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 2.5-1 図に示す。

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

第 2.5-1 表 コンクリートの物性値

設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ( $\nu$ )
24	$2.27 \times 10^4$	0.2



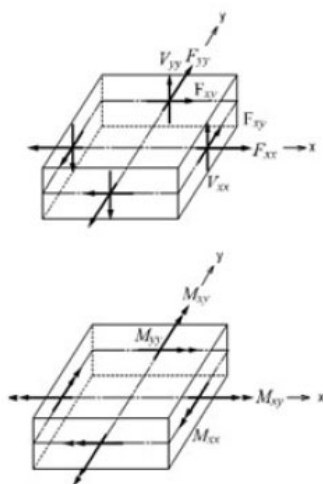
第 2.5-1 図 解析モデル (単位 : mm)

(b) 応力解析結果

MIDAS 上での応力の向きを第 2.5-2 図に示す。また，本計算書内で使用している応力記号との対応表を第 2.5-2 表に示す。

解析結果の応力図(曲げモーメント・面外せん断力)を第 2.5-3 図～第 2.5-8 図に示す。

なお，軸力は座屈拘束ブレースが接続する位置で，曲げモーメント及びせん断応力は隅角部入隅で大きくくなっている。



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

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

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

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

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

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

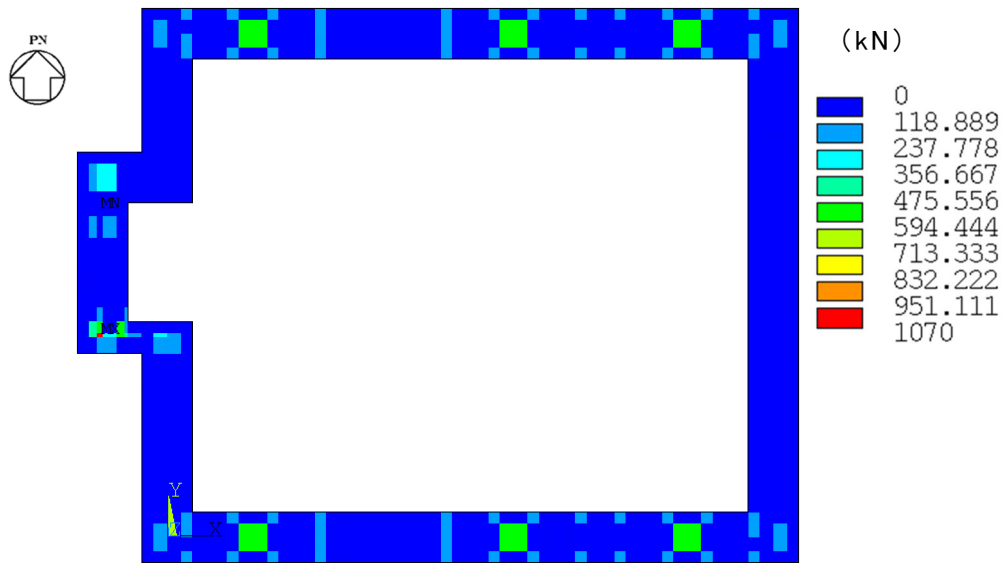
第 2.5-2 図 応力の向きと符号 (MIDAS マニュアルより)

第 2.5-2 表 本計算書と MIDAS の応力記号対応一覧

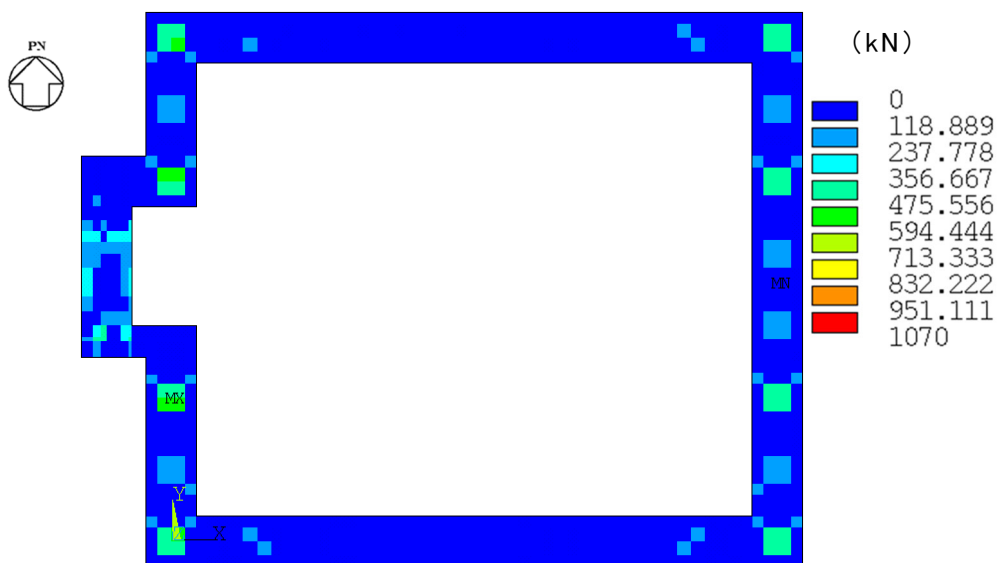
	計算書内の 記号	MIDAS 上の 記号
x 軸方向の単位幅当たりの 軸力	$N_x$	$F_{xx}$
y 軸方向の単位幅当たりの 軸力	$N_y$	$F_{yy}$
x 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	$M_x$	$M_{xx}$
y 軸方向の単位幅当たりの 曲げモーメント	$M_y$	$M_{yy}$
y-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	$Q_x$	$V_{xx}$
x-z 平面に対する単位幅当たりの 面外せん断力	$Q_y$	$V_{yy}$

※解析モデルの要素座標系とユーザー座標系（全体直交座標系）は一致する。

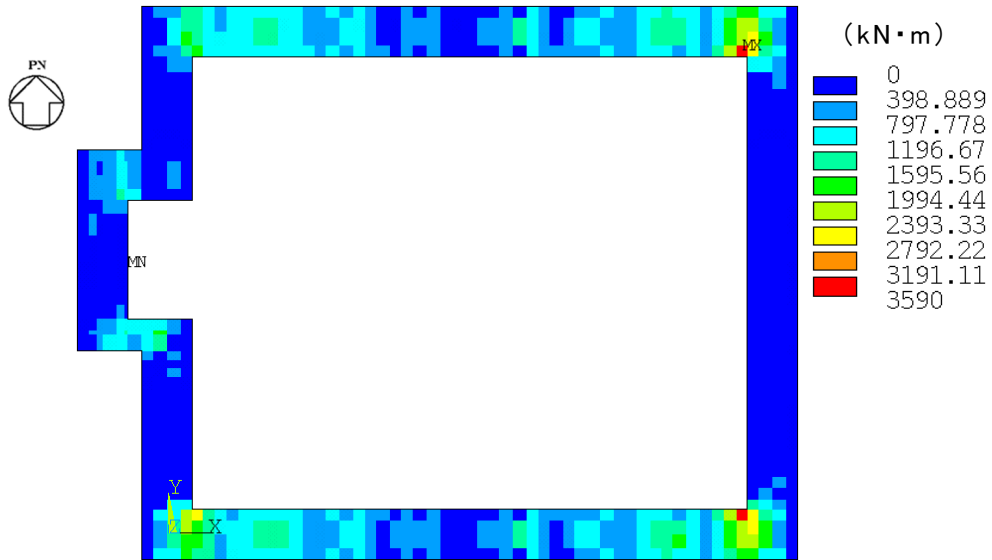
※応力記号の添え字は，地震方向を示す。（x：EW 方向，y：NS 方向，z：鉛直方向）



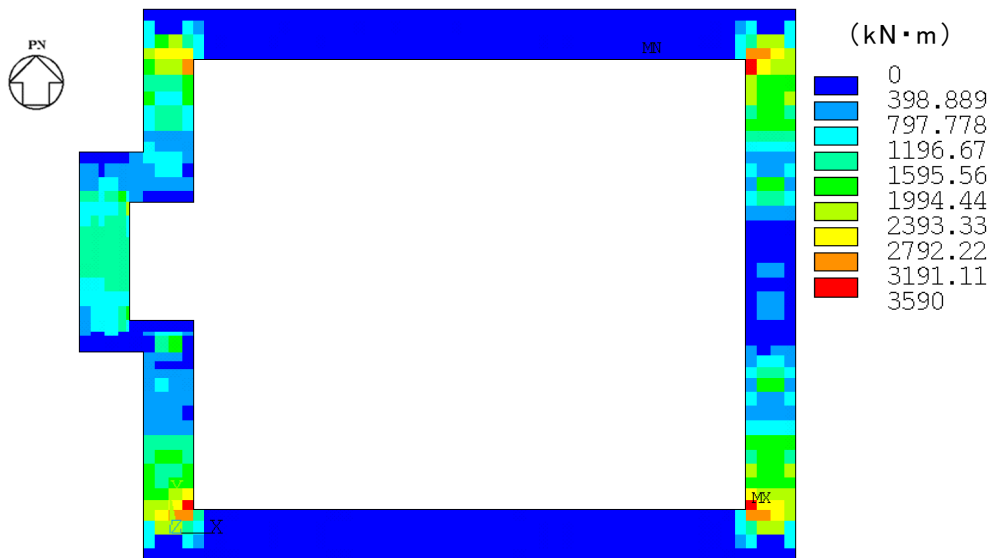
第 2.5-3 図 軸力図 (包絡  $N_x$ )



第 2.5-4 図 軸力図 (包絡  $N_y$ )

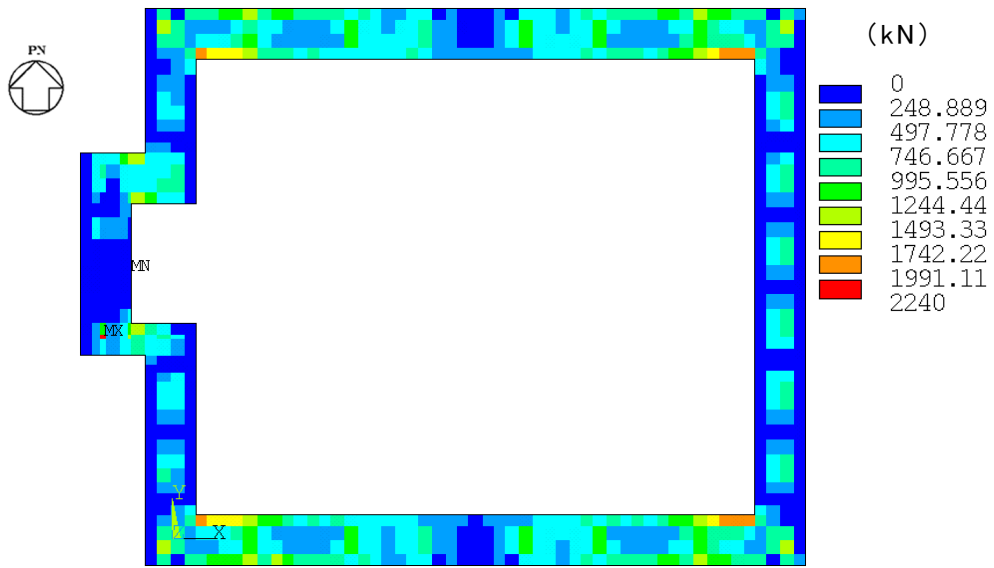


第 2.5-5 図 曲げモーメント図 (包絡  $M_x$ )

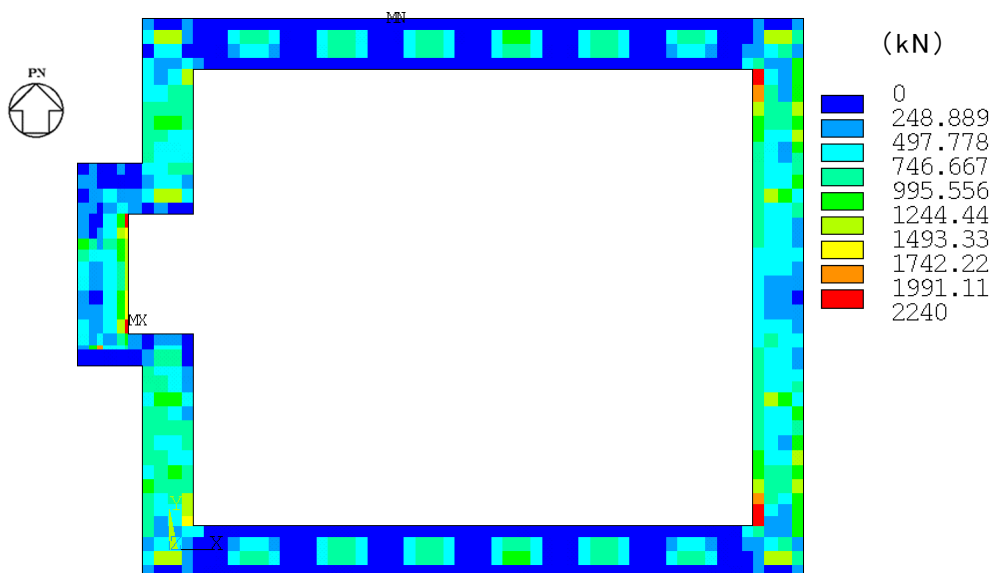


第 2.5-6 図 曲げモーメント図 (包絡  $M_y$ )





第 2.5-7 図 面外せん断力図 (包絡  $Q_x$ )



第 2.5-8 図 面外せん断力図 (包絡  $Q_y$ )

(c) 基礎梁断面の評価方法

i. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力及び曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート造の長方形仮想柱として算定する。断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが許容限界を超えないことを下式で確認する。

なお、許容限界は柱の終局強度の精算式による。

$$M \leq M_u$$

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

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

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

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
- $\sigma_y$  : 鉄筋の引張に対する材料強度
- $F_c$  : コンクリート圧縮強度

ii . 面外せん断力に対する断面の評価方法

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

$$Q \leq Q_u$$

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

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
- $\sigma_{wy}$  : 面外せん断補強筋の降伏強度
- $\sigma_0$  : 平均軸方向応力度
- $b$  : 部材幅
- $j$  : 応力中心間距離

(2) 杭の評価方法

(a) 応力計算

杭応力として、軸力及びせん断力を FEM モデルに基づき計算する。また、杭頭曲げモーメント ( $M_0$ ) は、「基礎指針」に基づき杭頭せん断力から下式で評価した値と、地震応答解析時の改良地盤変形量を強制変位として作用させた応力解析結果を考慮する。杭及び地盤ばねの諸元を第 2.5-3 表及び第 2.5-4 表に示す。

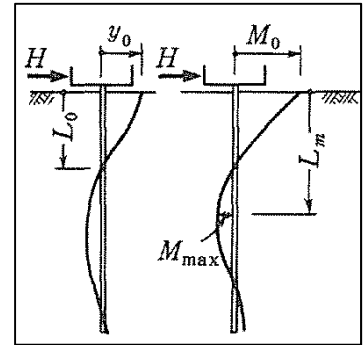
$$M_0 = \frac{H}{2\beta}$$

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

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

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

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



ここで、

$H$  : 杭頭せん断力 (kN)。FEMモデルの支点反力に基づく。

$\beta$  : 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)

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

$\xi$  : 群杭の影響を考慮した係数。最小の杭間距離から算定する。

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

$\bar{B}$  : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

第 2.5-3 表 杭の諸元

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

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

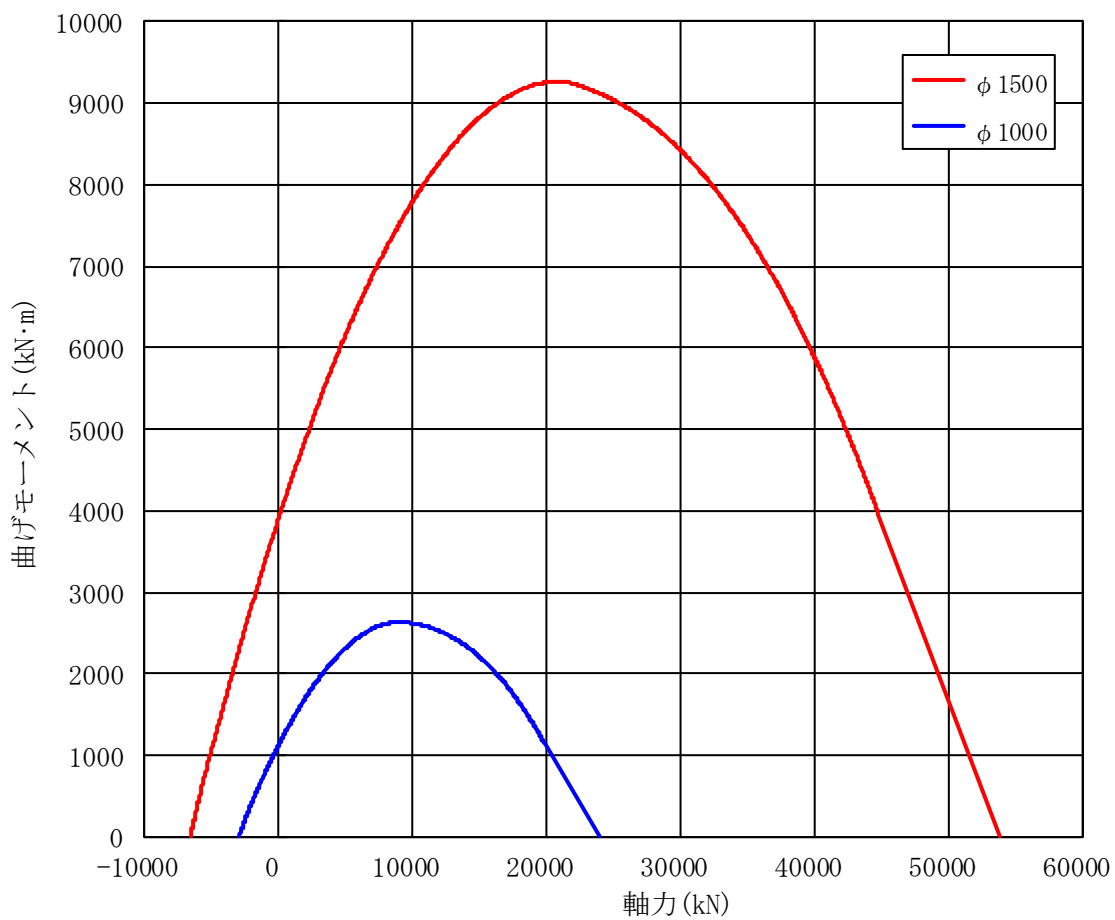
第 2.5-4 表 地盤ばねの諸元

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

(b) 杭断面の評価方法

i. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力及び曲げモーメントに対する評価は、「基礎指針」に基づき、杭に生じる軸力及び曲げモーメントが、第 2.5-9 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 2.5-9 図 許容限界 (Nu-Mu 関係)

(c) せん断力に対する評価

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

$$Q \leq Q_u$$

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

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

ここで、

- $Q$  : せん断力
- $Q_u$  : 許容限界 (面外せん断終局強度)
- $k_u, k_p$  : 補正係数
- $p_t$  : 引張鉄筋比 (%)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度
- $M/Q$  : 強度算定断面におけるモーメント  $M$  とせん断力  $Q$  の比
- $D$  : 杭径
- $p_w$  : せん断補強筋比
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度
- $\sigma_0$  : 平均軸方向応力度
- $b$  : 等価正方形断面の幅
- $j$  : 等価正方形断面の応力中心間距離

(d) 支持力及び引抜力に対する評価

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

i. 支持力に対する評価

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

$$R_u = R_p + R_f$$

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

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

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

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

$$\tau_s = 3.3 \cdot N$$

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

$$\tau_c = c_u$$

ここで、

$N_{\max}$  : 最大軸力

$R_u$  : 許容限界 (極限鉛直支持力)

$R_p$  : 極限先端支持力

$R_f$  : 極限周面摩擦力

$q_p$  : 極限先端支持力度

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積

$\bar{N}$  : 杭先端の平均N値

$R_{fs}$  : 砂質土部分の極限周面摩擦力

$R_{fc}$  : 粘性土部分の極限周面摩擦力

$\tau_s$  : 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

$\tau_c$  : 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

$\phi$  : 杭の周長



ii . 引抜力に対する評価

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

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

ここで,

- $N_{\min}$  : 最小軸力  
 $R_{TR}$  : 許容限界 (残留引抜抵抗力)  
 $\tau_{sti}$  : 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。  
 $\tau_{cti}$  : 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  
 $\phi$  : 杭の周長  
 $W$  : 杭の自重で, 浮力を考慮する。

### 3. 評価結果

#### 3.1 基礎梁の評価結果

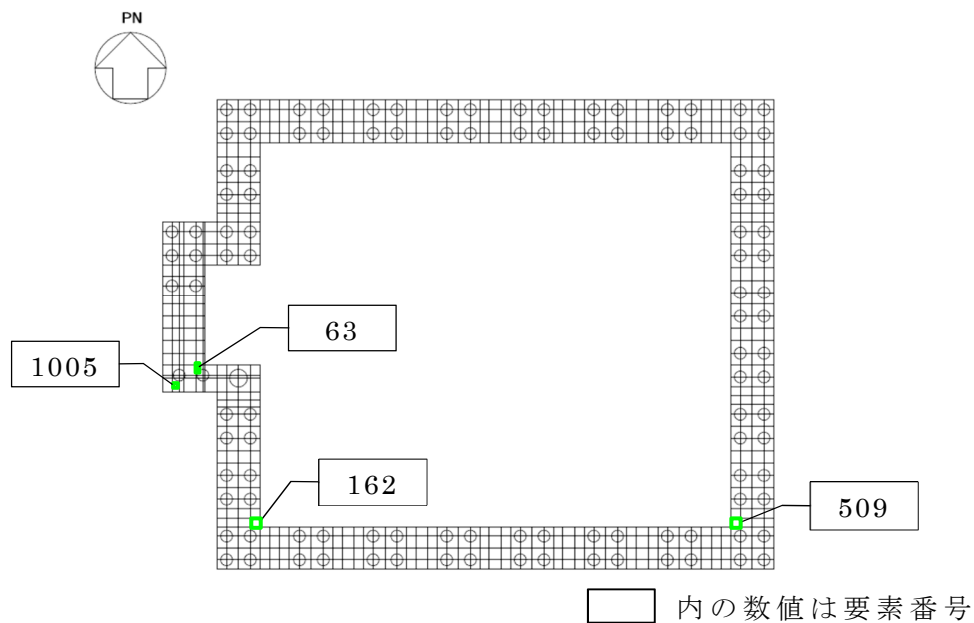
##### (1) 軸力・曲げモーメント・面外せん断力に対する検討

基準地震動 $S_s$ 時の最大検定比発生位置を第3.1-1図に、基礎梁の応力と許容限界値を比較した評価結果を第3.1-1表に示す。評価結果に示すとおり、基準地震動 $S_s$ 時には許容限界値を超えず、支持機能が維持されることを確認した。

軸力+曲げに対する検定比は、曲げモーメントの分布と同様に隅角部入隅で大きくなっている。

面外せん断力に対する検定比は、せん断応力が大きく、梁幅の最も小さい隅角部入隅で大きくなっている。

最大検定比が発生位置は曲げモーメント・面外せん断力が最大となった要素と一致する。



第 3.1-1 図 最大検定比発生位置（基礎梁の応力）

第 3.1-1 表 基礎梁の評価結果（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

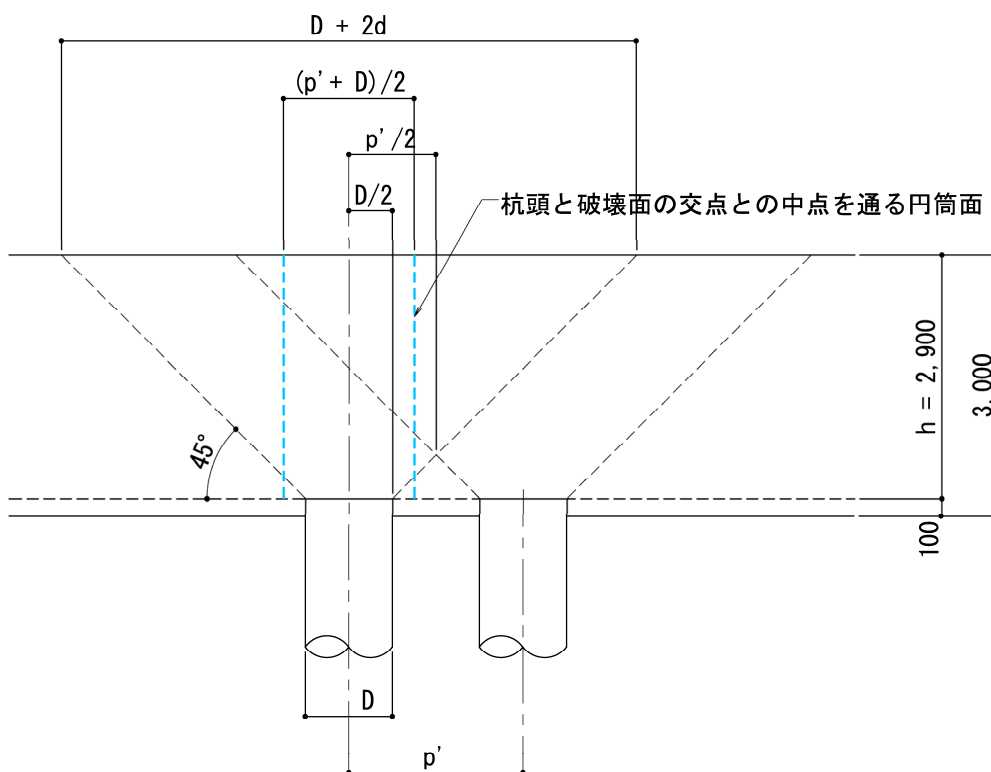
方向	解析結果		許容限界値 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	発生面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	2236	5661	0.395	OK
EW	1005	2061	5874	0.351	OK

(2) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために，S<sub>s</sub>地震時に杭に作用する鉛直支持力，杭頭せん断力を用い，基礎梁の鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。

(a) 評価条件

杭頭は基礎梁と剛接合する。第 3.1-2 図に杭頭部構造図を示す。S<sub>s</sub>地震時に杭に作用する第 3.1-2 表の荷重に対して，「RC 規準」に基づき，隣接する杭の影響を考慮した鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第 3.1-2 図 杭頭部構造図

第 3.1-2 表 杭頭より基礎梁に作用する設計用荷重

検討部位（杭名称）	鉛直力（押し抜き） P (kN)
P1, P1A	1959
P2	3422

(b) 鉛直押し抜きせん断に対する評価

基礎梁コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第 3.1-2 図の図中水色の破線部の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第 3.1-3 表に示す。

$$\tau_v = P / (b_0' \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b_0' = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

ここで、

- $P$  : 鉛直押し抜きせん断力 (N)
- $b_0'$  : 杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面の周長
- $p'$  : 隣接する杭との中心間距離 (P1(P1A) : 2000mm, P2 : 3000mm)
- $D$  : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)
- $h$  : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁の有効厚さ (2900mm)
- $\tau_a$  : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.09N/mm<sup>2</sup>

但し、はしあきが小さい P2 については、第 3.1-3 図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

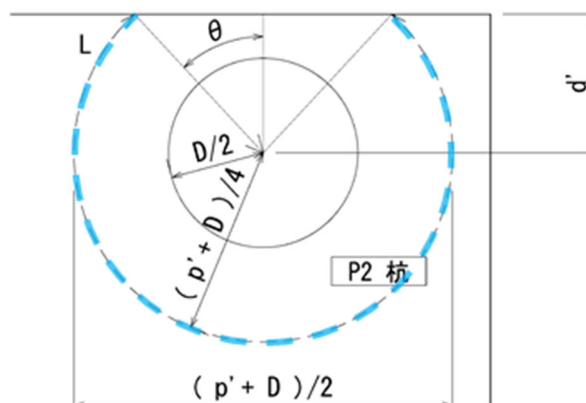
$$\tau_v = P / (L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

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

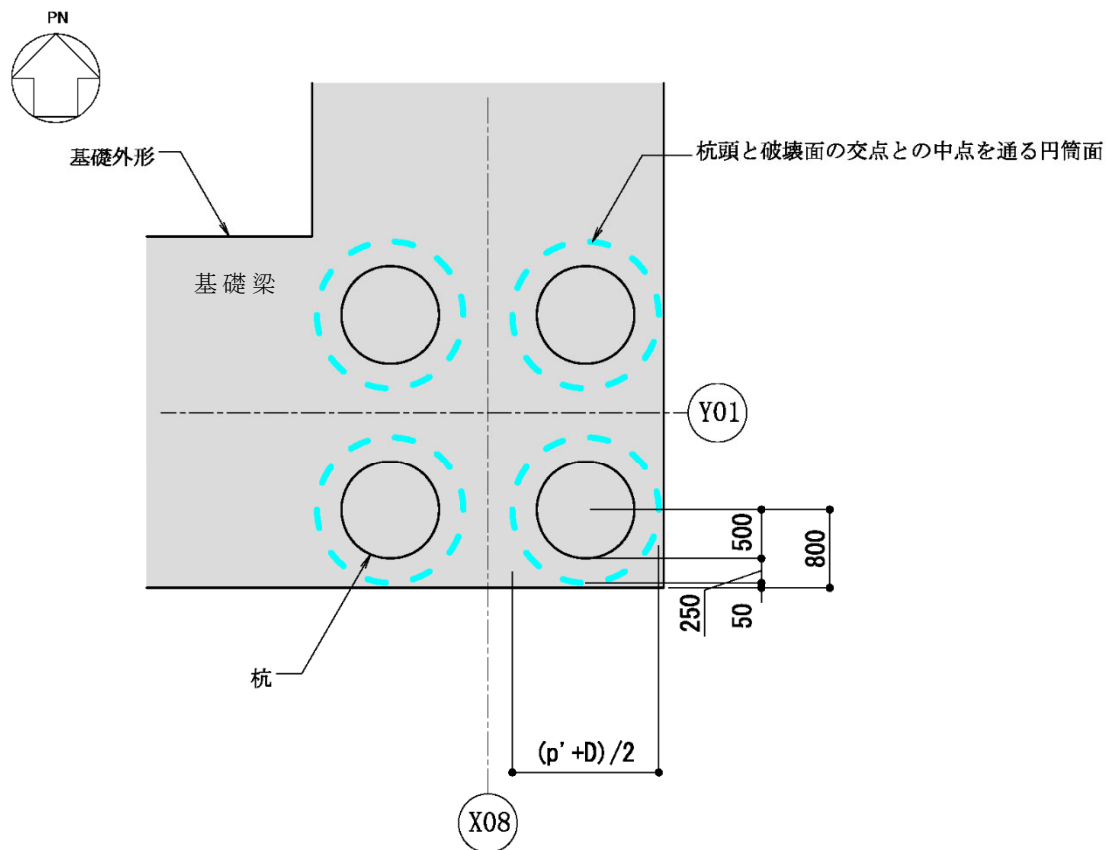
$$L = \pi \times (p' + D) / 2 \times (1 - \theta / \pi)$$

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



第 3.1-3 図 はしあきが小さい P2 における有効領域

P1 及び P1A は、第 3.1-4 図に示すように耐力を想定する円筒面の位置が、はしあき位置よりも内側であることから、P2 のような有効領域の低減は不要である。



第 3.1-4 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

第 3.1-3 表 鉛直押し抜きせん断に対する評価

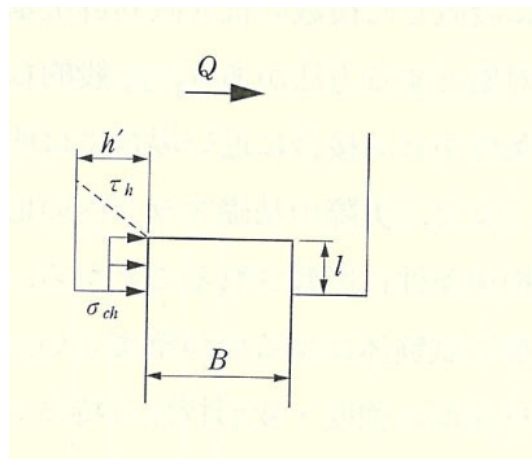
検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き 力 P (kN)	押し抜き せん断応力 度 $\tau_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\tau_v / \tau_a$
P1, P1A	1959	0.143	1.09	0.14
P2	3422	0.179	1.09	0.17

(3) 基礎梁の水平力に対する評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために、Ss地震時に杭頭に作用する水平方向のせん断力を用い、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。

(a) 評価条件

第 3.1-5 図に杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図を示す。Ss地震時に杭に作用する第 3.1-4 表の荷重に対して、「基礎指針」に基づき、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第 3.1-5 図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第 3.1-4 表 杭頭より基礎梁に作用する設計用荷重

検討部位 (杭名称)	水平力 (せん断) Q (kN)
P1, P1A	540
P2	1730

(b) 水平力による支圧の評価

基礎梁コンクリートの水平力による支圧の評価は、第 3.1-5 図の杭体埋込部のコンクリート耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第 3.1-5 表に示す。

$$\sigma_{ch} = Q/(Bl) \leq \sigma_{ca}$$

ここで、

$Q$  : 水平せん断力 (N)

$B$  : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

$l$  : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ (100mm)

$\sigma_{ca}$  : 許容圧縮応力度 = 24N/mm<sup>2</sup>

第 3.1-5 表 水平力による支圧の評価

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 $Q$ (kN)	水平 支圧応力度 $\sigma_{ch}$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ca}$
P1, P1A	<u>540</u>	<u>5.4</u>	24	<u>0.23</u>
P2	<u>1730</u>	11.5	24	<u>0.49</u>



(c) 水平力による押し抜きせん断の評価

基礎梁コンクリートの水平力による押し抜きせん断の評価は、第 3.1-5 図の破線の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。評価結果を第 3.1-6 表に示す。(コンクリート，基礎梁下端主筋)

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

ここで、

$Q$  : 水平せん断力 (N)

$h'$  : はしあき (P1(P1A) : 300mm, P2 : 350mm)

$B$  : 杭径 (P1(P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

$l$  : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ(100mm)

$\tau_a$  : 許容せん断応力度=1.09N/mm<sup>2</sup>

第 3.1-6 表 水平押し抜きせん断に対する評価  
(コンクリート)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 $Q$ (kN)	押し抜き せん断応力 度 $\tau_h$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定比 $\tau_h / \tau_a$
P1, P1A	<u>540</u>	<u>1.00</u>	1.09	<u>0.92</u>
P2	<u>1730</u>	<u>2.06</u>	1.09	<u>1.89</u>

(基礎梁下端主筋※)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断 力 $Q$ (kN)	基礎梁 下端主 筋		鋼材の許 容応力度 $F_y$	配筋量 $at$	許容 引張力 $T(F_y \times at)$	検定比 $Q/T$
		N	径	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	
P2	<u>1730</u>	12	D32	345	9528	3287	<u>0.53</u>

※：P2 は、基礎梁スラブコンクリートだけでは、発生せん断力に対して許容値を満足しない為、基礎梁における下端主筋の引張耐力の確認を行う。

### 3.2 杭の評価結果

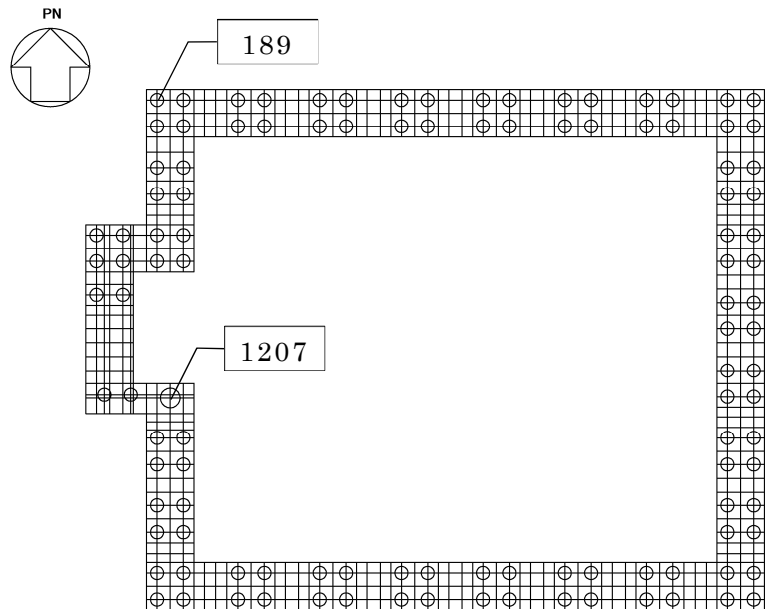
#### (1) 軸力・曲げモーメント・せん断力に対する検討

基準地震動  $S_s$  時の最大検定比発生位置を第 3.2-1 図に、杭応力と許容限界値を比較した評価結果を第 3.2-1 表及び第 3.2-2 図に、杭のモーメント図を第 3.2-3 図に、杭の軸力図を第 3.2-3 図に示す。

杭のせん断力及び曲げモーメントは、杭頭慣性力による応力と地盤変位による応力の和とする。基礎梁を剛と仮定しているため、各杭の発生応力は杭種が同じであれば同値となる。

杭の軸力は平面的な分布を考慮し、基礎梁 FEM 解析の結果(支点反力)を採用している。そのためフレーム隅角部が大きくなる。最大検定比の発生個所は圧縮軸力が最大の位置である。

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



□内の数値は節点番号

第 3.2-1 図 最大検定比発生位置 (杭応力)

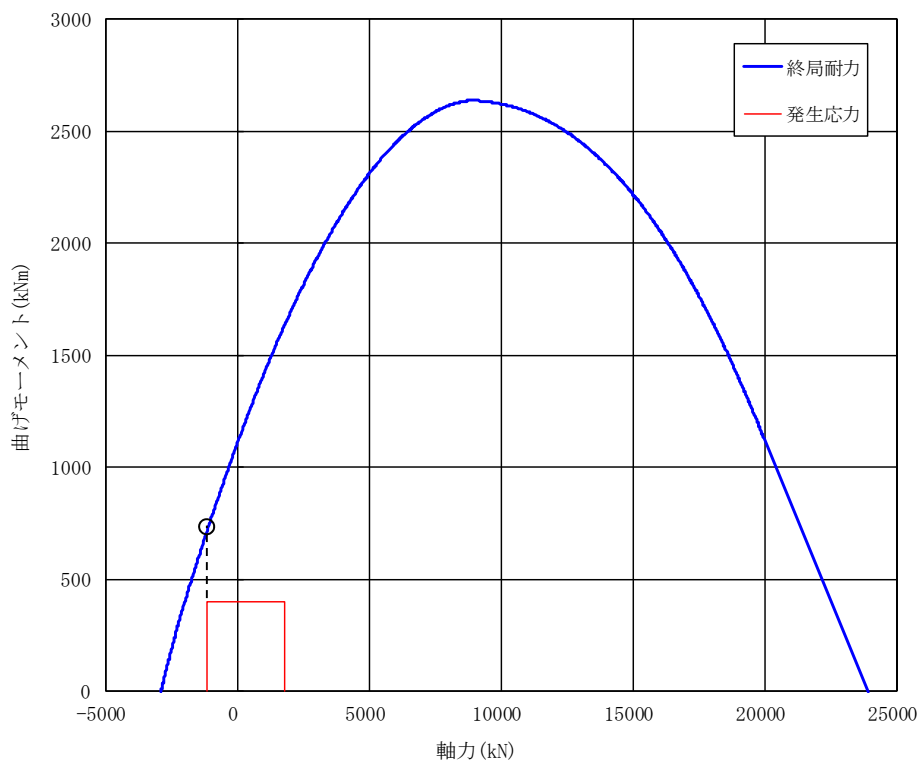
第 3.2-1 表 杭の評価結果（最大検定比）

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

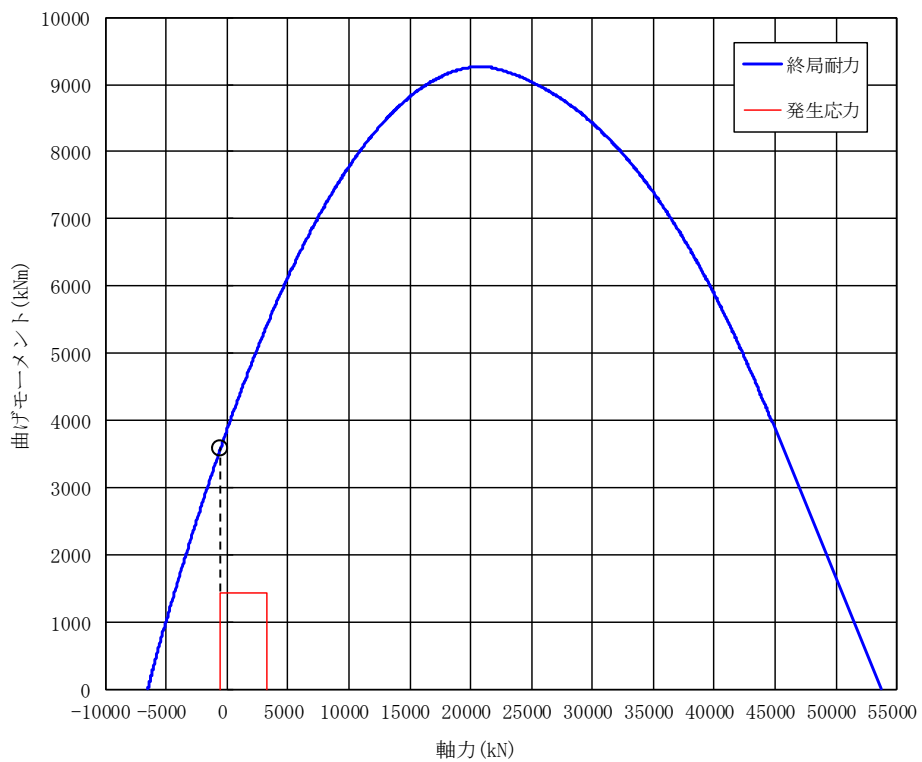
杭種	解析結果		許容限界値 (kN・m)	検定比	判定
	節点番号	発生曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	400	706	0.567	OK
P2	1207	1520	3583	0.425	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	解析結果		許容限界値 (kN)	検定比	判定
	節点番号	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	189	540	1838	0.294	OK
P2	1207	<u>1730</u>	<u>4594</u>	<u>0.377</u>	OK

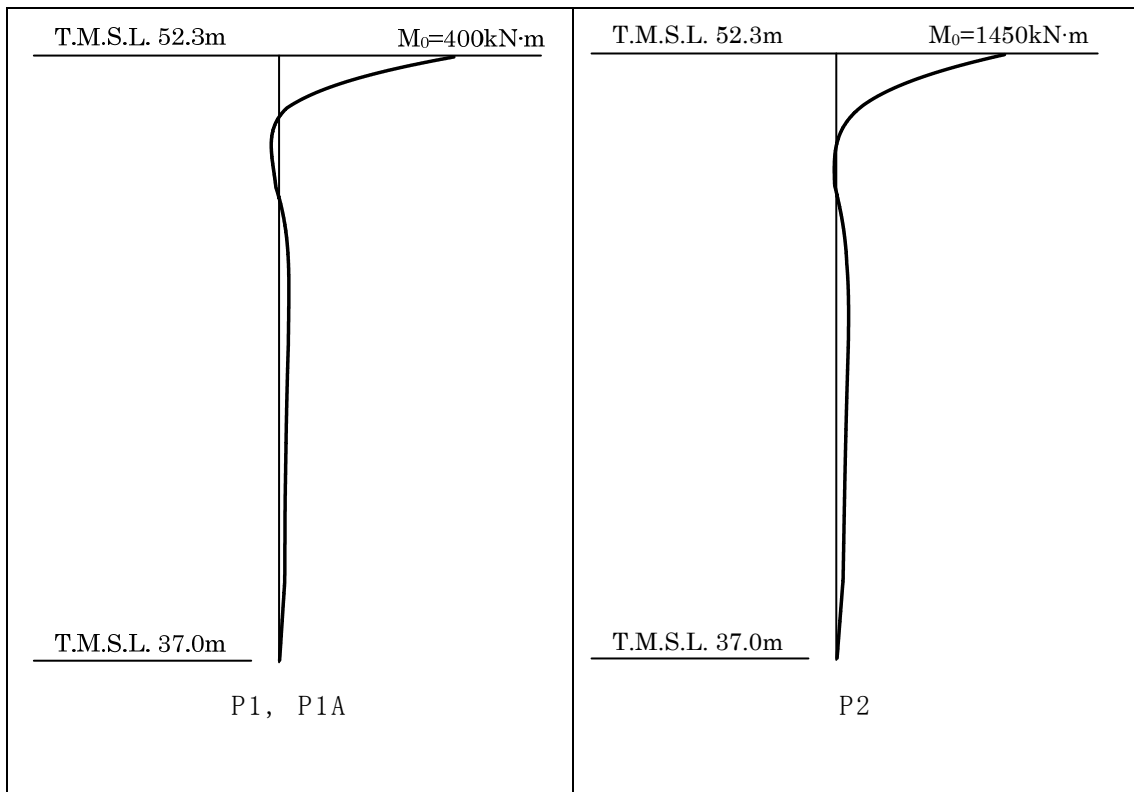


(P1, P1A)

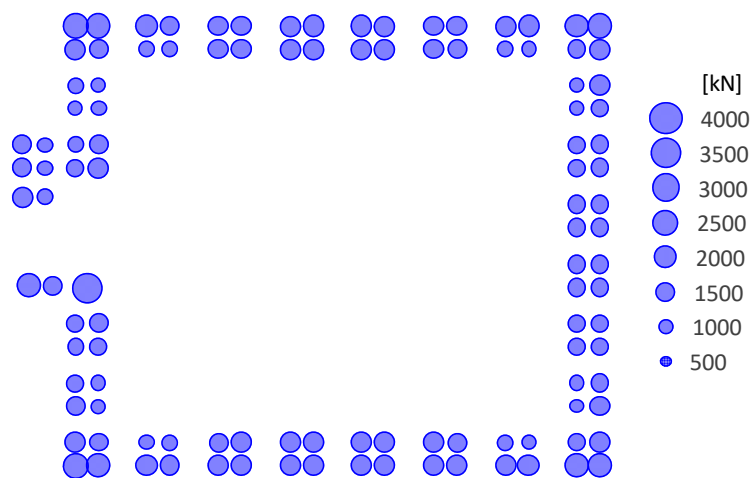


(P2)

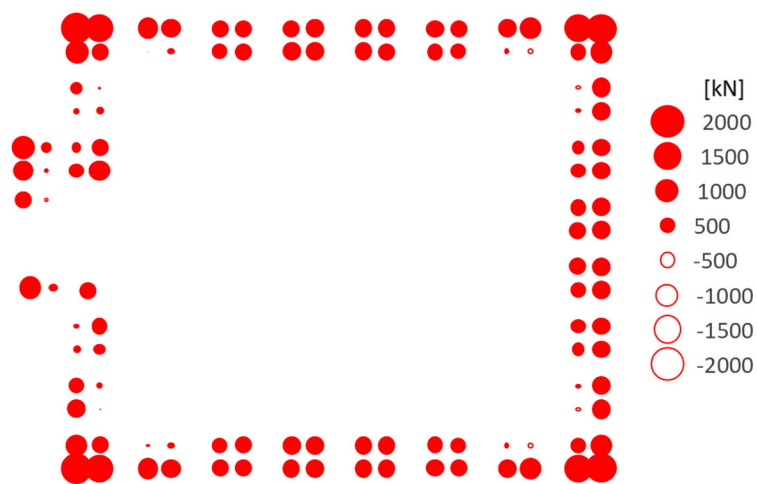
第 3.2-2 図 杭体の軸力及び曲げモーメントに対する評価結果



第 3.2-3 図 杭モーメント図



(a) 最大圧縮力分布



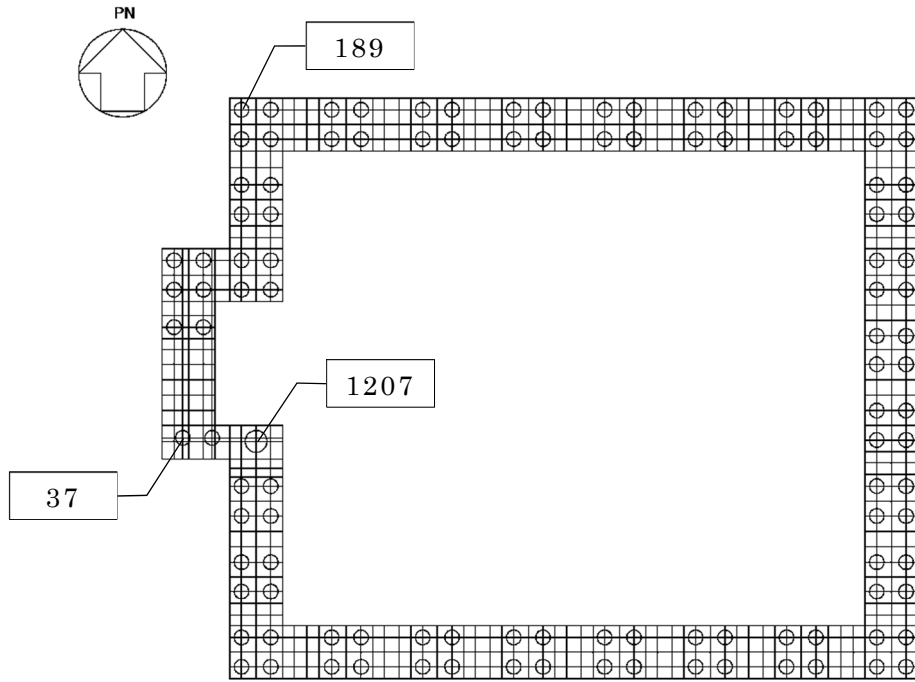
(b) 最大引抜力分布  
(負は圧縮)

第 3.2-4 図 杭軸力図

(2) 支持力等の評価結果

基準地震動  $S_s$  時の最大検定比発生位置を第 3.2-5 図に，支持力及び引拔力と許容限界値を比較した評価結果を第 3.2-2 表に示す。

評価結果に示すとおり，基準地震動  $S_s$  時には許容限界値を超えず，支持機能が維持されることを確認した。また，周面摩擦力を考慮しなくても先端支持力のみで杭の軸力を十分負担可能であることを確認した。



□ 内の数値は節点番号

第 3.2-5 図 最大検定比発生位置（支持力及び引拔力）

第 3.2-2 表 支持力及び引拔力の評価結果（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		
支持力	P1, P1A	37	1959	3927	8708	12635	0.156 (0.499)	OK
	P2	1207	3422	8836	13063	21898	0.157 (0.388)	OK
引拔力	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り，周面摩擦力を無視した時の評価結果である。

### (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（別添2参照）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、支持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3.2-6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。

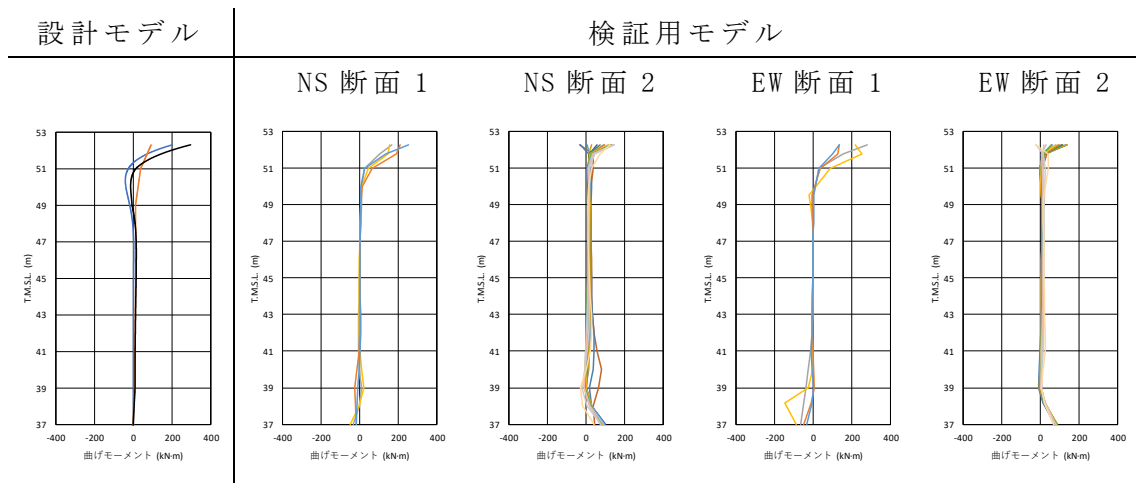
設計モデルを用いた評価において、杭先端付近で曲げモーメントが小さいのは、地盤変形による応力を杭先端をピンとして算出しているためである。杭は全長にわたり同一配筋であり、設計は杭頭付近の最大応力で評価しているため、杭先端付近の検証モデルとの応力の相違は問題ない。

同様に、検証用モデルの最大せん断力図を第3.2-7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。

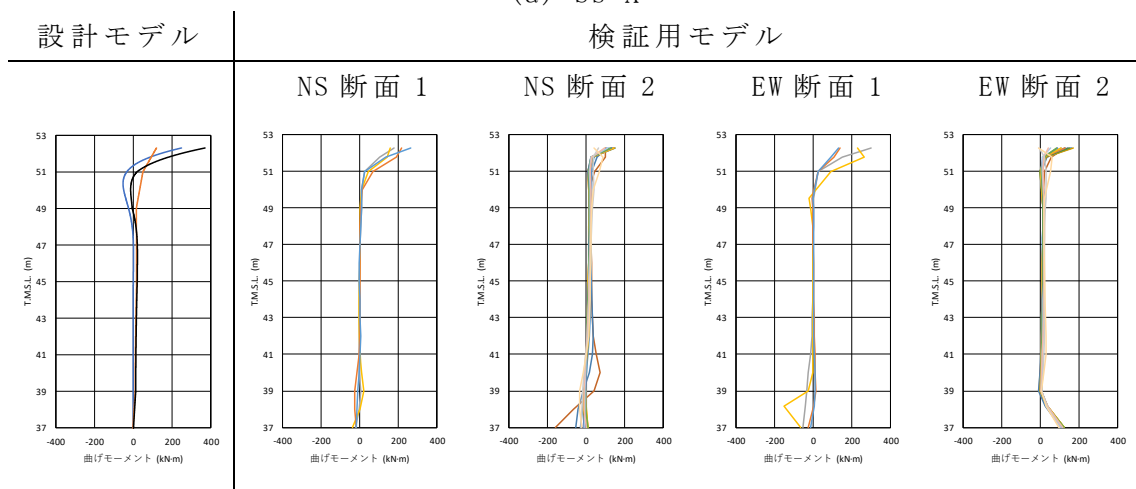
検証用モデルの軸力図を圧縮最大時と引張最大時に分けて第3.2-8図及び第3.2-9図に示す。引張が正、圧縮が負を表している。断面2に比べると断面1は軸力変動が大きい。断面1は2つの基礎に分かれており、各基礎に2本ずつ、計4本の杭がモデル化されている。各基礎に属する2本の杭の応力状態は、圧縮と引張で逆転しており、間隔2mで配置された杭2本の軸力が偶力として支持架構の回転を支持している様子が表れている。圧縮力は最大1900kN程度、引張力は最大720kN程度となっており、設計モデ



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。検証用モデルの支持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。



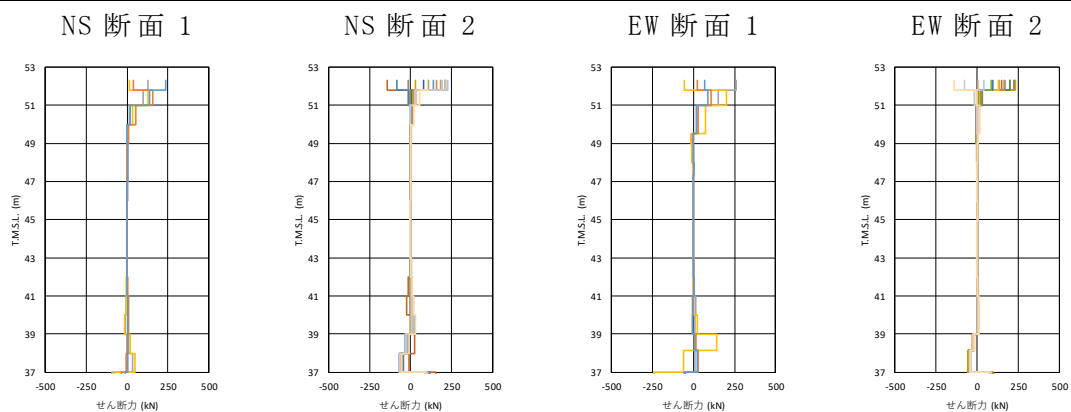
(a) Ss-A



(b) Ss-C1

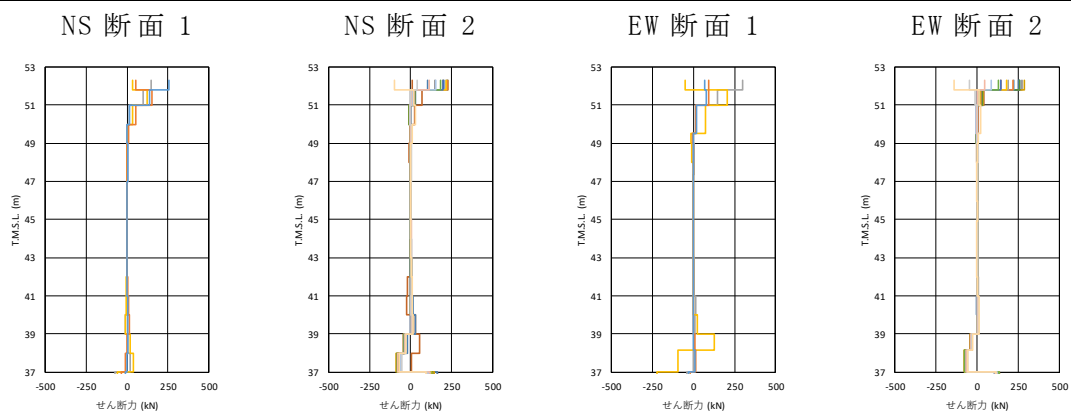
第 3.2-6 図 杭の曲げモーメント図 (最大値発生時)

検証用モデル



(a) Ss-A

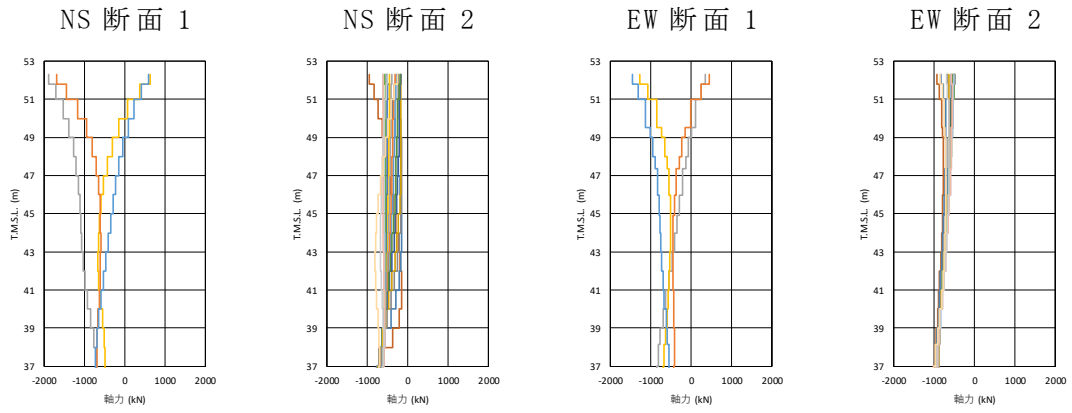
検証用モデル



(b) Ss-C1

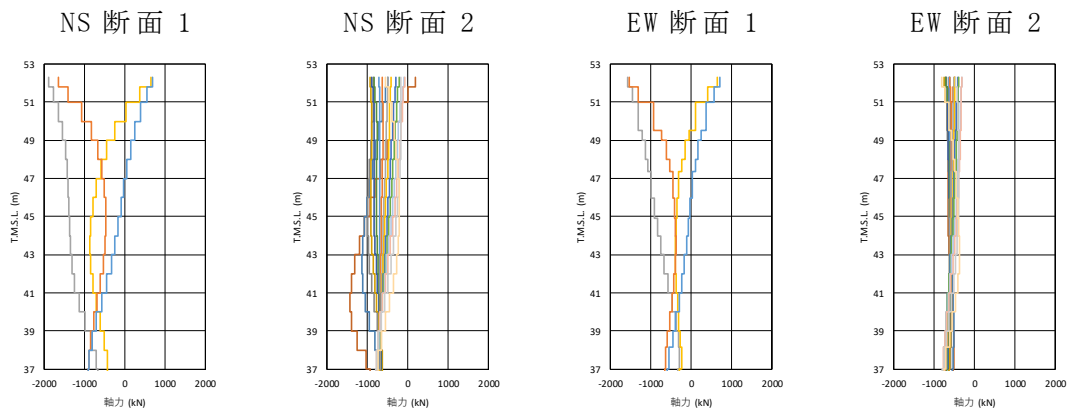
第 3.2-7 図 杭の最大せん断力図 (最大値発生時)

検証用モデル



(a) Ss-A

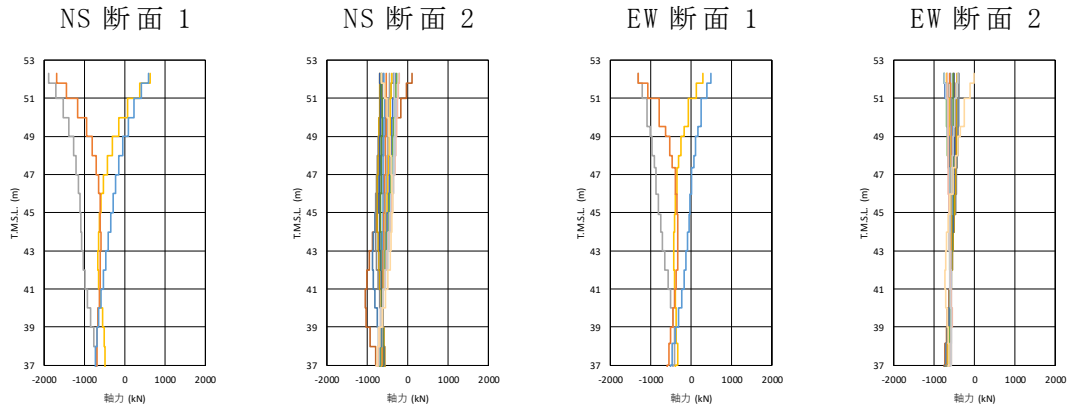
検証用モデル



(b) Ss-C1

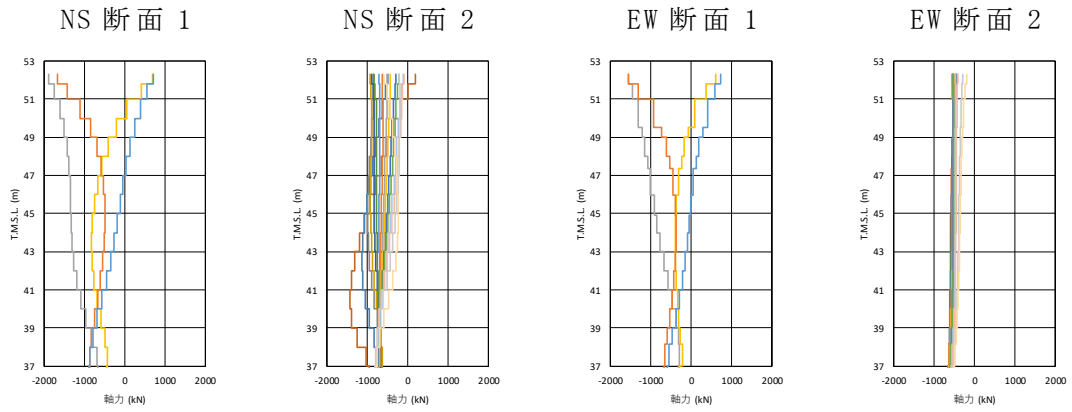
第 3.2-8 図 杭の最小軸力図（圧縮側最大値発生時）

検証用モデル



(a) Ss-A

検証用モデル



(b) Ss-C1

第 3.2-9 図 杭の最大軸力図（引張側最大値発生時）

### 3.3 埋込柱脚部の評価

埋込柱脚部の評価について、以下に示す。

#### (1) 応力解析結果

応力解析（Ss ばらつき+風）柱脚応力の最大値を第 3.3-1 表に示す。  
この値を用いて埋込柱脚部の評価を行う。

第 3.3-1 表 応力解析（Ss ばらつき+風）柱脚部応力の最大値

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

柱部材別の最大値(絶対値)

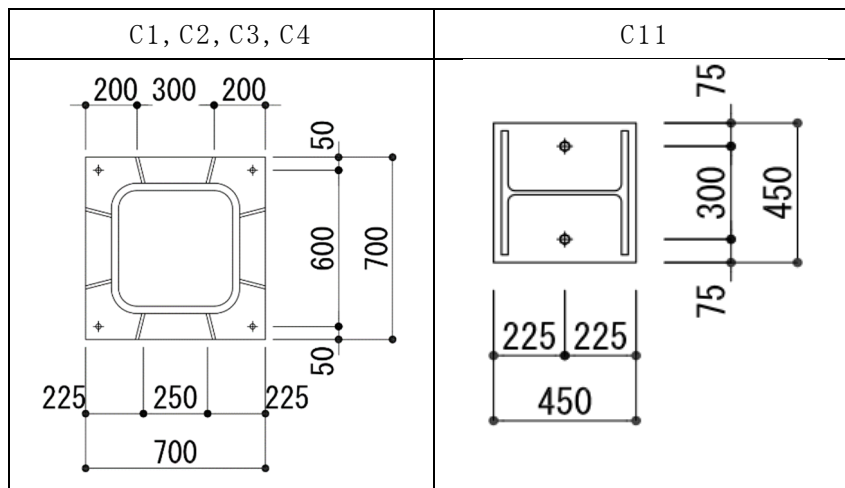
	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1299	2574	176	1821	1443	1132
C2	1532	3079	2261	213	1316	1293
C3	3768	4650	341	1729	1271	1283
C4	1369	3349	235	1822	1466	321
C11	1006	1267	900	115	309	199

(2) 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状

埋込柱脚部材のリストを第 3.3-2 表に示し、ベースプレート形状を第 3.3-1 図に示す。

第 3.3-2 表 柱脚部材リスト

柱符号	柱断面						基礎	ベースプレート				リブプレート			スタッド		
	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	F (N/mm <sup>2</sup> )		Fc (N/mm <sup>2</sup> )	B (mm)	D (mm)	t (mm)	鋼種	h (mm)	t (mm)	鋼種	n	径
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5



第 3.3-1 図 ベースプレート形状図



C2

① 設計応力 :  $T = 1532 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド :  $8 - \phi 19 \times 6 \text{ 段}$   $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$   
(1本あたり断面積)

コンクリート :  $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$   
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

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

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

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

C3

① 設計応力 :  $T = 3768 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド :  $8 - \phi 22 \times 6 \text{ 段}$   $a = 380 \text{ mm}^2/\text{本}$   
(1本あたり断面積)

コンクリート :  $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$   
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

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

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

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



C4

① 設計応力 :  $T = 1369 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド :  $8 - \phi 19 \times 4$ 段  $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$   
(1本あたり断面積)

コンクリート :  $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$   
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

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

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

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

C11

① 設計応力 :  $T = 1006 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド :  $4 - \phi 19 \times 5$ 段  $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$   
(1本あたり断面積)

コンクリート :  $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$   $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$   
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

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

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

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

(4) ベースプレートの設計

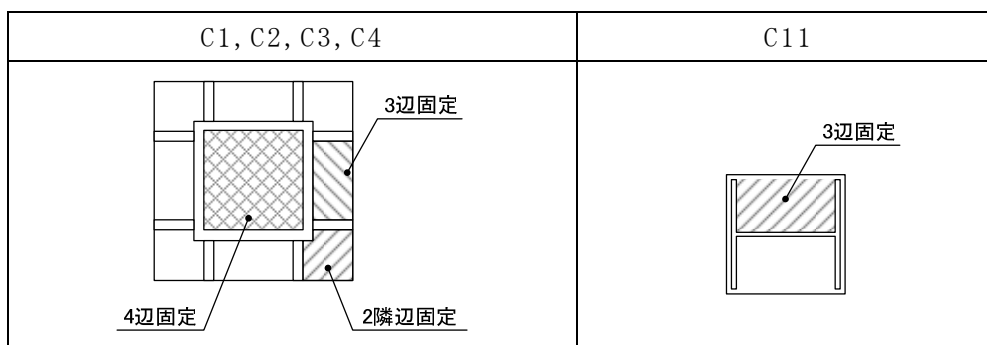
埋込柱脚部に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎梁コンクリートに伝達される。ベースプレートの耐力を第 3.3-3 表に示す。

鉄骨柱脚に生じる圧縮軸力に対する検定結果を第 3.3-4 表に示す。

第 3.3-3 表 ベースプレート耐力の算定

		C1	C2	C3	C4	C11
部材諸元	平面寸法 (mm)	700×700	700×700	700×700	700×700	450×450
	厚さ (mm)	36	40	45	36	25
	断面係数 $Z$ (mm <sup>3</sup> )	216	267	338	216	104
	許容応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	358	358	358	358	358
2 隣辺固定	短辺寸法 $L_x$ (mm)	195	195	195	195	—
	長辺寸法 $L_y$ (mm)	195	195	195	195	—
	$L_y / L_x$	1.00	1.00	1.00	1.00	—
	係数 $\alpha_2$	0.29	0.29	0.29	0.29	—
	許容面圧 $P_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	7.0	8.6	10.9	7.0	—
3 辺固定	短辺寸法 $L_x$ (mm)	100	100	100	100	200
	長辺寸法 $L_y$ (mm)	295	295	295	295	400
	$L_y / L_x$	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00
	係数 $\alpha_3$	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28
	許容面圧 $P_3$ (N/mm <sup>2</sup> )	19.8	24.4	30.9	19.8	3.3
4 辺固定	短辺寸法 $L_x$ (mm)	444	444	444	444	—
	長辺寸法 $L_y$ (mm)	444	444	444	444	—
	係数 $\alpha_4$	0.052	0.052	0.052	0.052	—
	許容面圧 $P_4$ (N/mm <sup>2</sup> )	7.5	9.3	11.8	7.5	—
集計	最小許容面圧 (N/mm <sup>2</sup> )	7.0	8.6	10.9	7.0	3.3
	許容軸力 (kN)	3431	4236	5361	3431	673

注) 係数  $\alpha$  は、長方形スラブにおいて等分布荷重( $w$ )に対する曲げモーメント( $M = \alpha \cdot w \cdot L_x^2$ )を算定する際に用いる数値。



第 3.3-4 表 圧縮軸力に対する検定

符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定比	判定
	スタッド ボルト	ベース プレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2574	0.38	OK
C2	5027	4236	9263	3079	0.34	OK
C3	6726	5361	12087	4650	0.39	OK
C4	3351	3431	6782	3349	0.50	OK
C11	2094	673	2767	1267	0.46	OK

(5) 水平力に対する検討

水平力に対する検討は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の「付録 1-2.6」に従い検討する。

検討は、以下の3つに分類して実施する。

- ① 中柱
- ② はしあきの大きい側柱
- ③ はしあきの小さい側柱

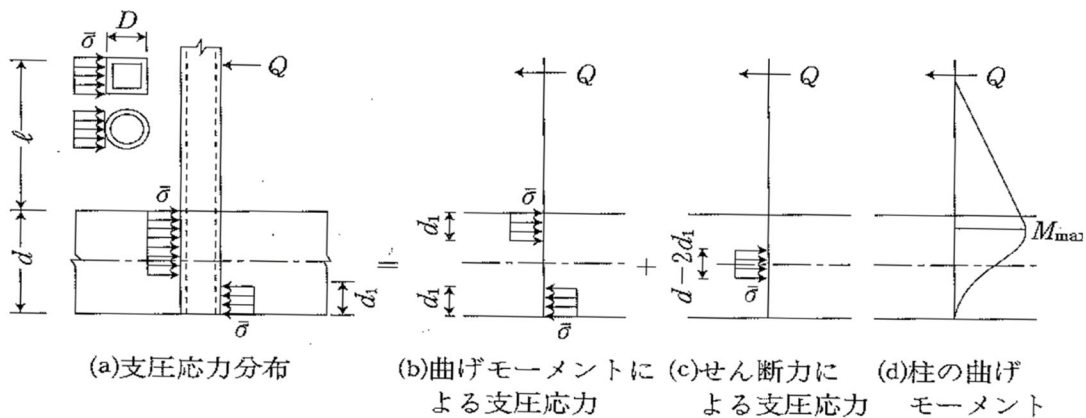
上記分類のうち、はしあきの大きい側柱については、まずは中柱と見なしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

パンチング耐力が小さい場合、鉄筋による引抜抵抗を考慮する。

検討は、鉄骨柱内に中詰コンクリート無しとして行う。

(a) 中柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。



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

$M_{pc}$ : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm)。

ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

$Q_{pc}$ : 柱のせん断力 =  $M_{pc} / l$

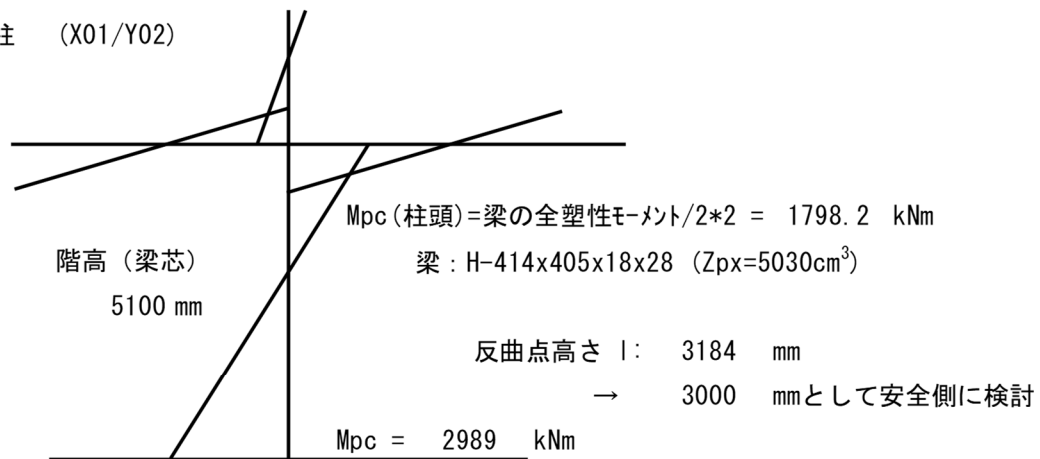
$l$ : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

$D$ : 鋼管径 (mm)

$d$ : 柱の埋め込み深さ (mm)

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

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	F (N/mm <sup>2</sup> )
C1	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3000	2000

■ 支圧応力度の検定

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	σ (N/mm <sup>2</sup> )	2/3Fc (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\frac{\sigma}{2/3 Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

Mpc: 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

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

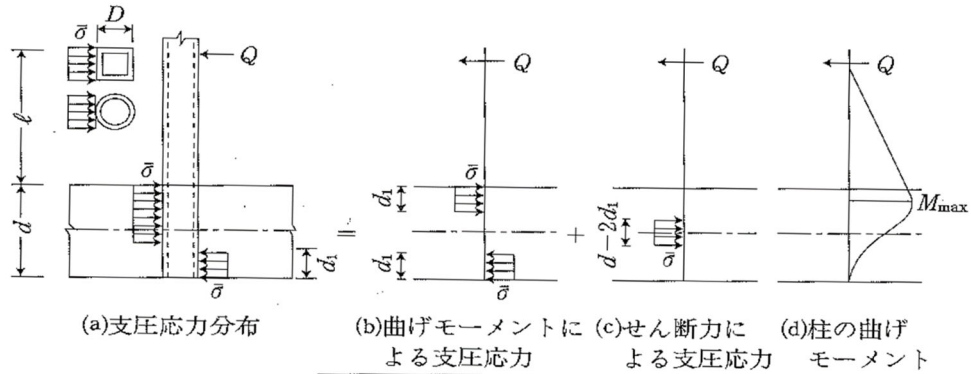
σ : 支圧応力度

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

(b) はしあきの大きい側柱の検討

側柱のうちコンクリートのかぶりが必要な箇所については、まず中柱と同様に検討を行い、そこで得られた支圧応力度に対して、基礎梁のへりあき部分が抵抗できることを確認する。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



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

M<sub>pc</sub>: 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm) : ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Q<sub>pc</sub>: 柱のせん断力=M<sub>pc</sub>/l

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

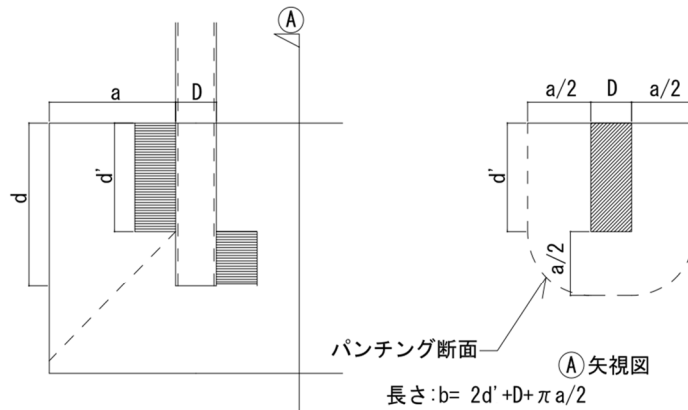
D: 鋼管径 (mm)

d: 柱の埋め込み深さ (mm)

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

P(σ) : 支圧応力で、σ \* d' で求める。d1は、上図(b)より力のつり合いから求める。

STEP2) パンチング耐力の検討



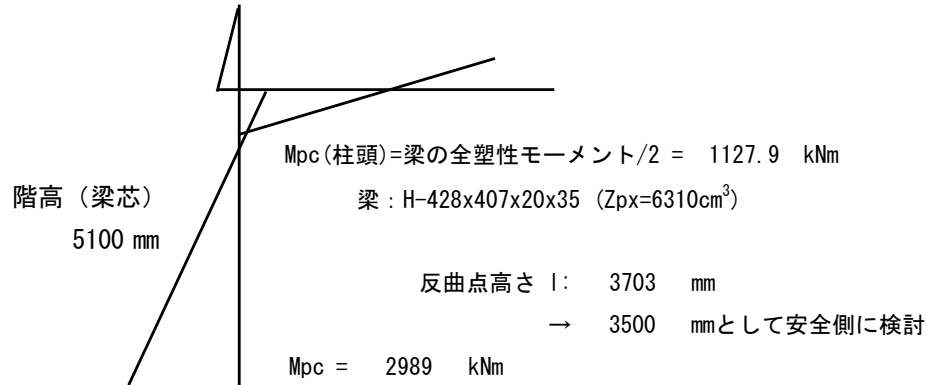
Q<sub>a</sub>: パンチング耐力=1.5 \* f<sub>s</sub> \* b \* j (ここで j=(a-100mm) × 7/8とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力: P(σ)と、パンチング耐力Q<sub>a</sub> を比較する。



・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	F (N/mm <sup>2</sup> )
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	500	3500	2000

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	$Q_{pc} = M_{pc} / l$ (kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2/3F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\frac{\sigma}{2/3F_c}$	支圧 判定 $\leq 1.0$	d' (mm)	P( $\sigma$ ) (kN)
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761

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

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

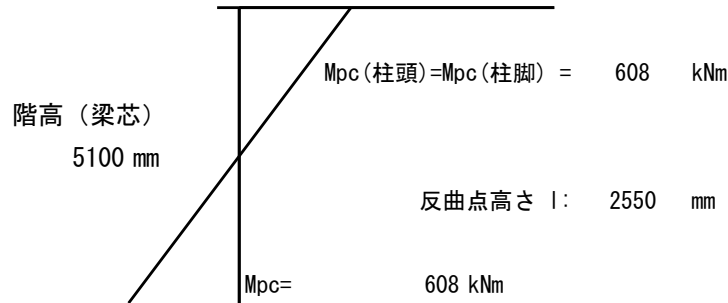
a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm <sup>2</sup> )	Pa (kN)
1550	5897	1269	1.09	12233

$a$  : へりあき寸法  
 $b$  : パンチング断面周長  
 $f_s$  : コンクリート短期せん断許容応力度  
 $P_a$  : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P( $\sigma$ ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{P_a}$	判定 $\leq 1.0$
5761	12233	0.48	O.K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpy (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	F (N/mm <sup>2</sup> )
C11	H	400	400	13	21	1700	218.7	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	D (mm)	l (mm)	d (mm)
24	400	2550	1200

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$2/3F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	検定値 $\frac{\sigma}{2/3F_c}$	支圧 判定 $\leq 1.0$	d' (mm)	P( $\sigma$ ) (kN)
608	238	5.3	16	0.33	<b>OK</b>	867	1824

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

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm <sup>2</sup> )	Pa (kN)
1000	3704	788	1.09	4770

a : へりあき寸法  
b : パンチング断面周長  
fs : コンクリート短期せん断許容応力度  
Pa : 短期パンチング耐力

■ STEP3 : 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P( $\sigma$ ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 $\leq 1.0$
1824	4770	0.38	0.K.

(c) 側柱の検討

設計方針は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に従う。

・側柱柱脚の終局曲げ耐力 (付図1.2-29参照)

(a) 建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

(b) 建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

付図1.2-29 側柱柱脚の耐荷機構

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

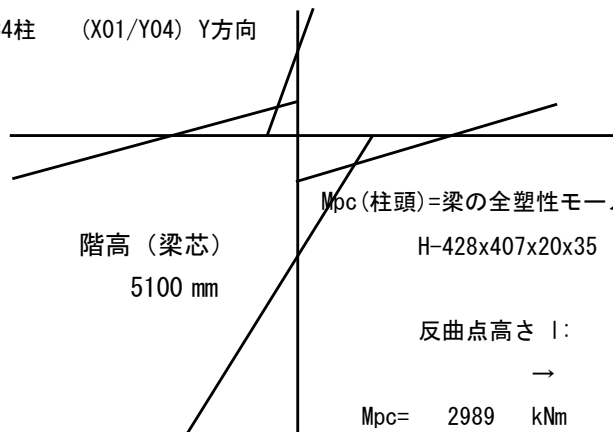
ここで、 $T_u$ ：補強筋の引張降伏耐力 ( $= a_t \cdot \sigma_y$ ) (N)  
 $a_t$ ：補強筋の断面積の和 ( $\text{mm}^2$ )  
 $\sigma_y$ ：補強筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )  
 $d_t$ ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離 (mm)  
 $C_c$ ：基礎コンクリートの終局支圧耐力 (N) で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合  
 $C_c = T_u - Q_{pc}$  [付図1.2-29(a)]
- ・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合  
 $C_c = T_u + Q_{pc}$  [付図1.2-29(b)]

$d_c$ ：コンクリートの支圧抵抗深さ  $\{= C_c / (\bar{\sigma}_u D)\}$  (mm)  
 $\bar{\sigma}_u$ ：基礎コンクリートの終局支圧強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

なお、 $M'_u$  は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度  $\bar{\sigma}_u$  としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局所的な面外変形に対する補剛の有無により  $F_c$  か、 $(2/3)F_c$  を選ぶことにする。

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



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

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

反曲点高さ  $l$ : 2906 mm

→ 2900 mmとして安全側に検討

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

■ 柱断面

柱符号	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm <sup>3</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	F (N/mm <sup>2</sup> )
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	l (mm)	d (mm)
24	2900	2000

■ 荷重方向 (a)

・ 上端補強筋緒元

上端補強筋		Fy (N/mm <sup>2</sup> )	dt (mm)	at (mm <sup>2</sup> )
n	径			
10	D32	345	510	7940

Fy: 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu-Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	$\sigma u$ (N/mm <sup>2</sup> )	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.94	OK

$\sigma u = 2/3 F_c$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

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

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu+Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	$\sigma u$ (N/mm <sup>2</sup> )	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.80	OK

#### 4. まとめ

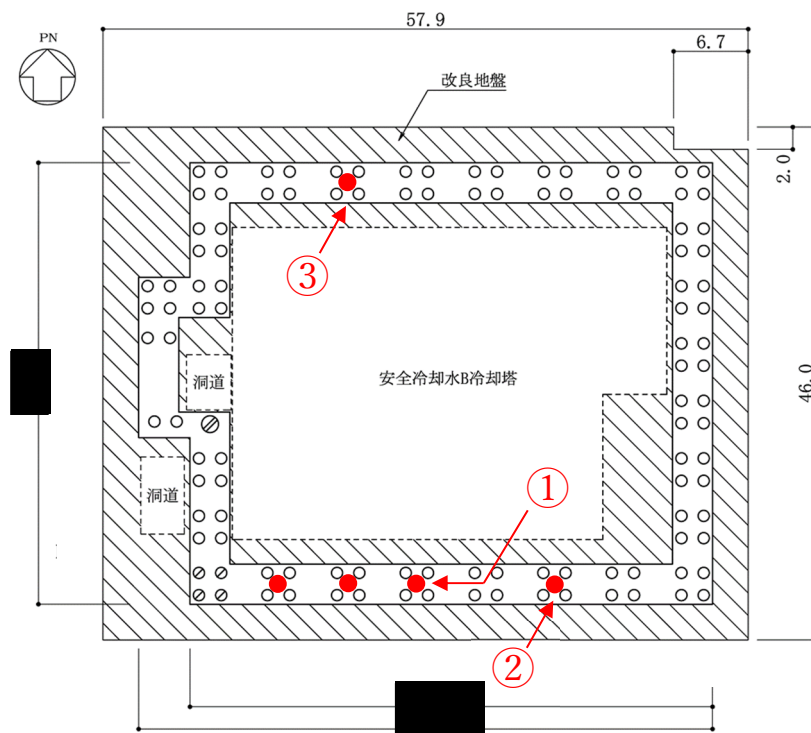
基礎梁の最大検定比は、軸力及び曲げモーメントに対し 0.737、せん断力(修正荒川式)に対し 0.395 であった。

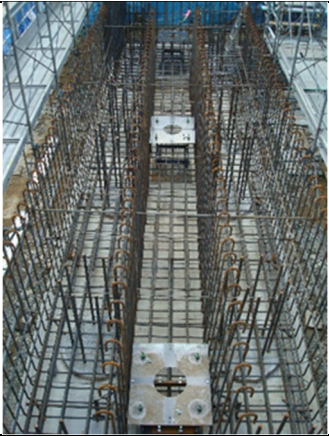


基礎梁の杭からの押し抜きせん断の最大検定比は、鉛直力に対し 0.17 及び水平力に対し 0.92 であった。

杭の最大検定比は、軸力-曲げモーメントに対し 0.567 (浮力考慮)、せん断力に対しては 0.377 であった。杭支持力の最大検定比は、終局鉛直支持力に対し 0.157 (浮力非考慮)、引抜き抵抗力に対し 0.161 (浮力考慮) であった。

埋込柱脚部の引張軸力(スタッドボルト)の最大検定比は、0.56 であり、圧縮軸力(スタッドボルト+ベースプレート)の最大検定比は 0.50 であった。また、コンクリートの支圧に対して、0.94 であった。いずれも 1.0 を下回り、構造健全性が確認された。

5. 参考資料 工事写真



工事写真	① アンカーフレーム 設置状況
<p>施工順序：①→②→③</p>	
② ゼロ節足元 建方状況	③ ゼロ節柱脚周辺 配筋状況
	

## 別添 8

座屈拘束ブレースのばらつきによる  
影響評価について

## 目 次

1. 評価方針 .....	1
2. 評価方法 .....	1
3. 検討結果 .....	2
3.1 飛来物防護ネットの耐震評価(座屈拘束ブレース以外) .....	2
3.2 座屈拘束ブレースの耐震評価 .....	3
4. 考察及びまとめ .....	6



## 1. 評価方針

第1回申請対象設備の飛来物防護ネット架構において、建物・構築物の材料物性のばらつきのうち、地盤物性のばらつきを考慮した評価結果については、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(補正書)に示す。

本検討においては、座屈拘束ブレースの耐力のばらつきとして、中心鋼材の降伏点のばらつきを考慮した地震応答解析及び各部材の応力解析等を実施し、座屈拘束ブレースの耐力のばらつきによる影響を確認するとともに、ばらつきを考慮しても許容値を満足することを確認する。具体的には、中間値(225N/mm<sup>2</sup>)に対する公差幅(±20 N/mm<sup>2</sup>)を考慮する。

## 2. 評価方法

評価対象部位は、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(補正書)と同様に支持架構及び座屈拘束ブレースとする。

評価方法及び条件については、座屈拘束ブレースにおける降伏点のばらつきを考慮して、降伏点上限値、中間値、下限値の3種類を採用し、地震応答計算及び耐震評価に反映する。解析ケースについては、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(補正書)での評価に使用する応答値が最大となるケースにて実施する。座屈拘束ブレースの降伏点及び解析ケース以外の条件については、添付書類「IV-2-1-4-2-1 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B)の計算書」(補正書)と同一とする。

### 3. 検討結果

#### 3.1 飛来物防護ネット架構の耐震評価(座屈拘束ブレース以外)

耐震評価における各部材応力の検定比結果を第 3.1-1 表に示す。座屈拘束ブレースにおける降伏点のばらつきの影響は軽微である。

評価の結果、最大検定比はばらつき上限比で柱に発生する「0.92」が最大であり、許容応力度 1.0 以下を満足することを確認した。

第 3.1-1 表 各鉄骨部材の検定比結果

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

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

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

### 3.2 座屈拘束ブレースの耐震評価

#### (1) 最大軸ひずみ

座屈拘束ブレースの最大軸ひずみの評価結果を第3.2-1表に示す。座屈拘束ブレースの降伏点のばらつきの影響は、約5%であり軽微である。

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

第 3.2-1 表 最大発生軸ひずみ (%)

	最大発生 軸ひずみ	許容値	決定ケース
ばらつき上限値	1.76	3.0	Ss-C1
中間値	1.70	3.0	Ss-C1
ばらつき下限値	1.63	3.0	Ss-C1

#### (2) 疲労評価

座屈拘束ブレースの疲労評価は、ひずみの時刻歴の影響を受けるため最大軸ひずみよりも影響は大きいものの、約7%であり影響は軽微である。疲労評価結果を第3.2-2表、第3.2-3表に示す。

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

第 3.2-2 表 疲労評価結果 地震波 S<sub>S</sub>-A(H)

	ひずみ振幅 (0.1% - 0.3%)		ひずみ振幅 (0.3% - 0.5%)		ひずみ振幅 (0.5% - 1.0%)		ひずみ振幅 (1.0% - 2.6%) <sup>(注1)</sup> (1.0% - 2.7%) <sup>(注2)</sup> (1.0% - 2.8%) <sup>(注3)</sup>		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5,537 回		許容繰返回数 N : 1,952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N <u>67 回</u> <sup>(注1)</sup> (62 回) <sup>(注2)</sup> <u>(58 回)</u> <sup>(注3)</sup>		
	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し 数 n	疲労係数 n/N	繰返し 数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	
ばらつき 下限値	111	0.0200	105	0.0538	81	0.1709	21	0.3134	0.559
中間値	105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.595
ばらつき 上限値	101	0.0182	82	0.0420	114	0.2405	19	0.3276	0.629

注 1 : ばらつき下限値のケース

注 2 : 中間値のケース

注 3 : ばらつき下限値のケース

第 3.2-3 表 疲労評価結果 地震波 Ss-C1(H)  $_{-}\sigma$  地盤

	ひずみ振幅 (0.1% - 0.3%)		ひずみ振幅 (0.3% - 0.5%)		ひずみ振幅 (0.5% - 1.0%)		ひずみ振幅 (1.0% - 2.8%) <sup>(注1)</sup> (1.0% - 2.9%) <sup>(注2)</sup>		疲労係数総和
	許容繰返回数 N : 5,537 回		許容繰返回数 N : 1,952 回		許容繰返回数 N : 474 回		許容繰返回数 N : 58 回 <sup>(注1)</sup> (54 回) <sup>(注2)</sup>		
	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し 数 n	疲労係数 n/N	繰返し 数 n	疲労係数 n/N	繰返し 数 n	疲労係数 n/N	
ばらつき 下限値	17	0.0031	2	0.0010	2	0.0042	2	0.0345	0.043
中間値	14	0.0025	3	0.0015	2	0.0042	2	0.0370	0.046
ばらつき 上限値	13	0.0023	5	0.0026	2	0.0042	2	0.0370	0.047

注 1 : ばらつき下限値

注 2 : 中間値のケース及びばらつき上限値のケース

#### 4. 考察及びまとめ

飛来物防護ネット架構の耐震設計として、座屈拘束ブレースのばらつきを考慮した解析を実施し、座屈拘束ブレースのばらつきによる影響は軽微であることを確認した。

座屈拘束ブレース以外の部材の検定比は柱で発生する「0.92」が最大であり、許容値 1.0 以下を満足した。座屈拘束ブレースの最大ひずみは 1.76% であり、許容値 3.0% 以下を満足した。座屈拘束ブレースのひずみの累積係数は 0.629 であり、許容値 1.0 以下を満足した。

以上より、飛来物防護ネットは座屈拘束ブレースのばらつきを考慮した評価において、耐震性を満足することを確認した。

## 別添 9

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

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 解析方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 解析方法	10
3.1 地震応答解析に用いる地震動	10
3.2 地震応答解析モデル	26
3.2.1 全応力解析モデル	27
3.2.2 有効応力解析モデル	38
3.3 入力地震動	43
3.4 解析方法	44
3.5 解析条件	45
3.5.1 復元力特性	45
3.6 材料物性のばらつき	48
4. 解析結果	52
4.1 固有値解析結果	52
4.2 全応力解析	58
4.2.1 地盤の応答結果	58
4.2.2 支持 <u>架構</u> の応答結果	66
4.3 有効応力解析	97
4.3.1 地盤の応答結果	97
4.3.2 支持 <u>架構</u> の応答結果	107



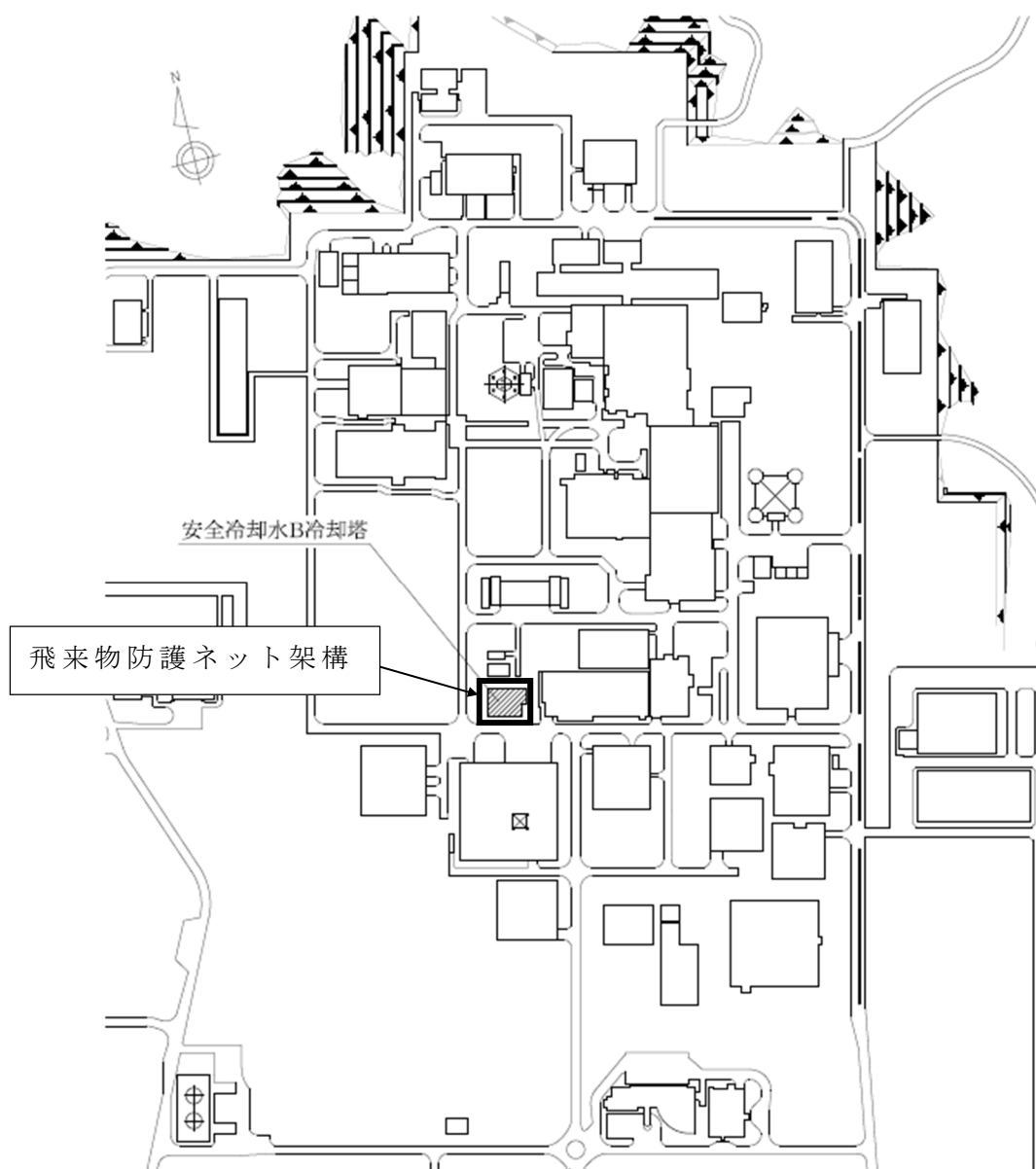
## 1. 概要

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

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第 2.1-1 図に示す。



第 2.1-1 図 飛来物防護ネット架構の設置位置

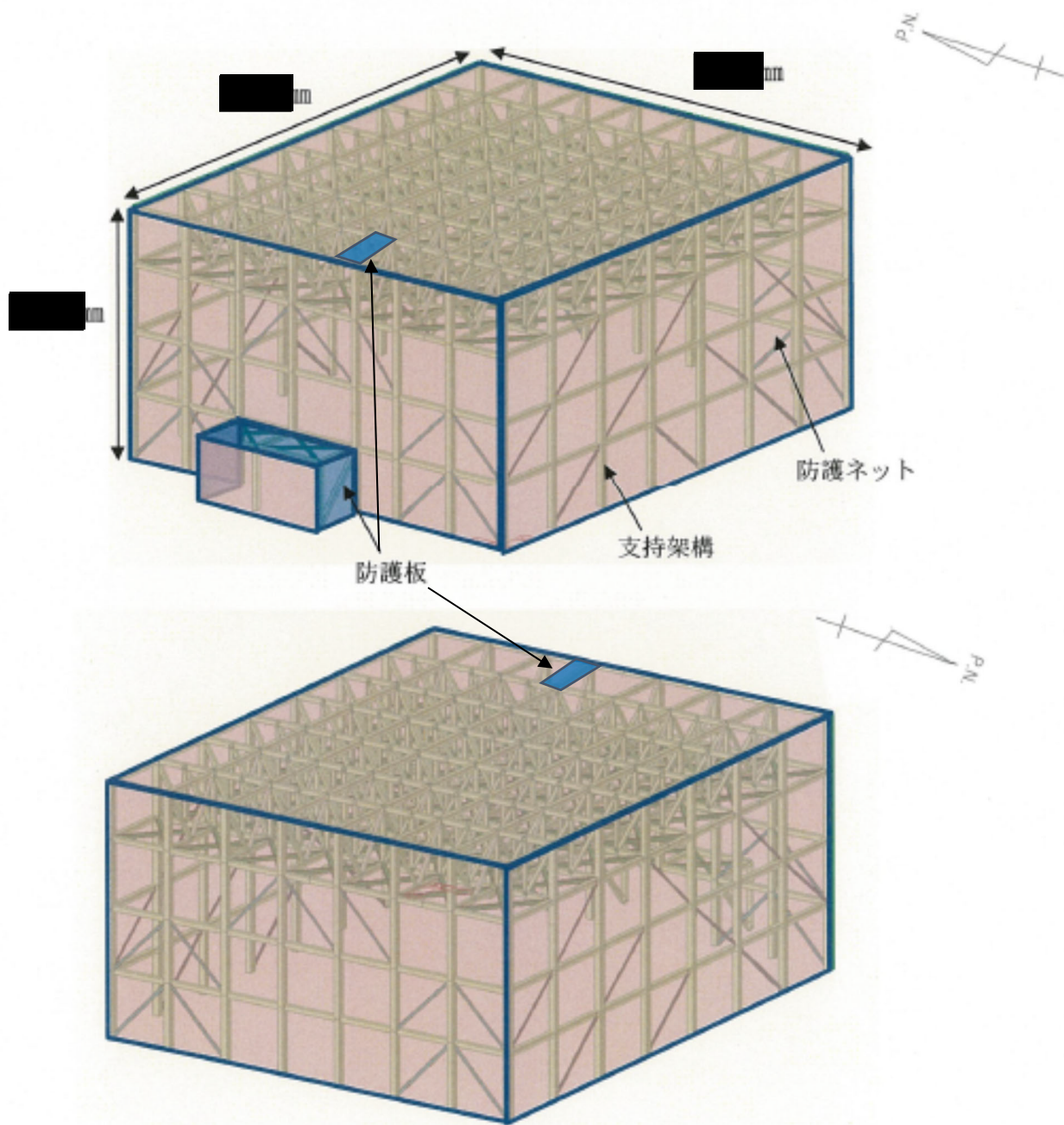
## 2.2 構造概要

飛来物防護ネット架構は、添付書類「VI-1-1-1-2-4-2 竜巻防護対策設備の強度計算の方針」の「2.4 構造設計」にて設定している構造計画を踏まえた構造とする。飛来物防護ネット架構の全景を第 2.2-1 図に、杭伏図及び概略平面図を第 2.2-2 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に示す。

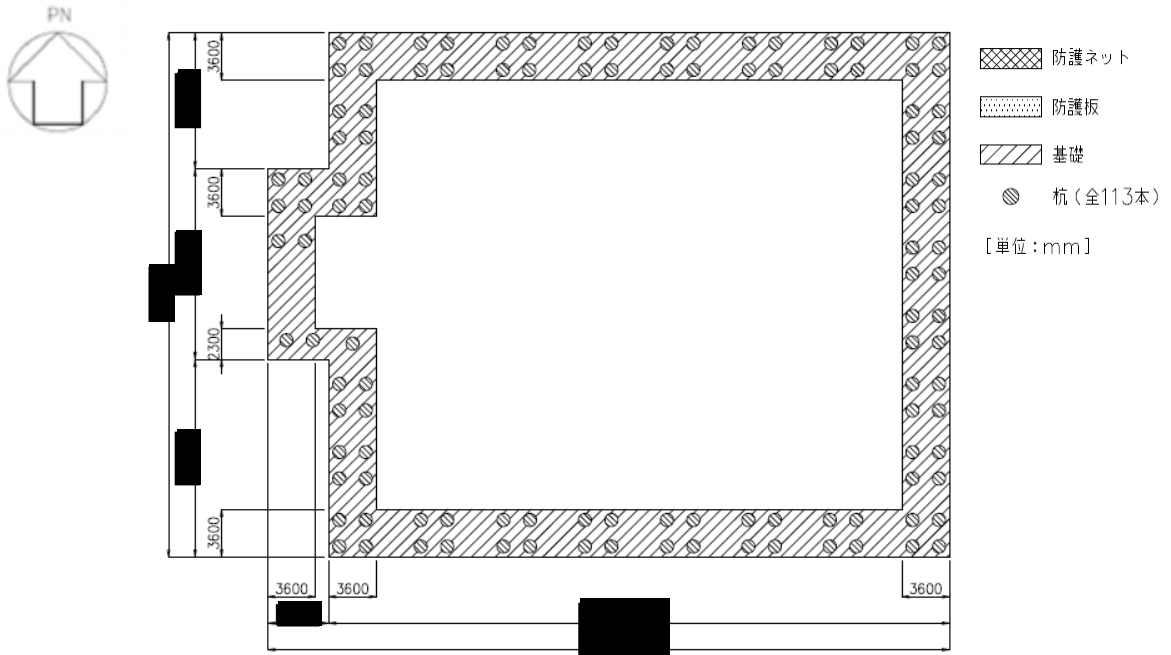
飛来物防護ネット架構は、竜巻防護対象施設である安全冷却水 B 冷却塔（以下、「冷却塔」という。）を竜巻による飛来物から防護するために防護ネット、防護板で覆うものであり、支持架構は、防護ネット、防護板とそれを支える支持架構によって構成される。また、支持架構は、柱、大梁、小梁、トラス柱、トラス鉛直ブレース及びトラス水平ブレースからなるフレーム及び座屈拘束ブレースによって構成され、平面は、          m(NS 方向) ×           m(EW 方向)であり、地上高さは、          mである。

基礎は、基礎梁及び杭によって構成され、基礎梁は厚さ 3.0m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である鷹架層に場所打ちコンクリート杭(外径 1.0 及び 1.5m, 杭長 16.8m~17.8m, 113 本, 以下「杭」という。)を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

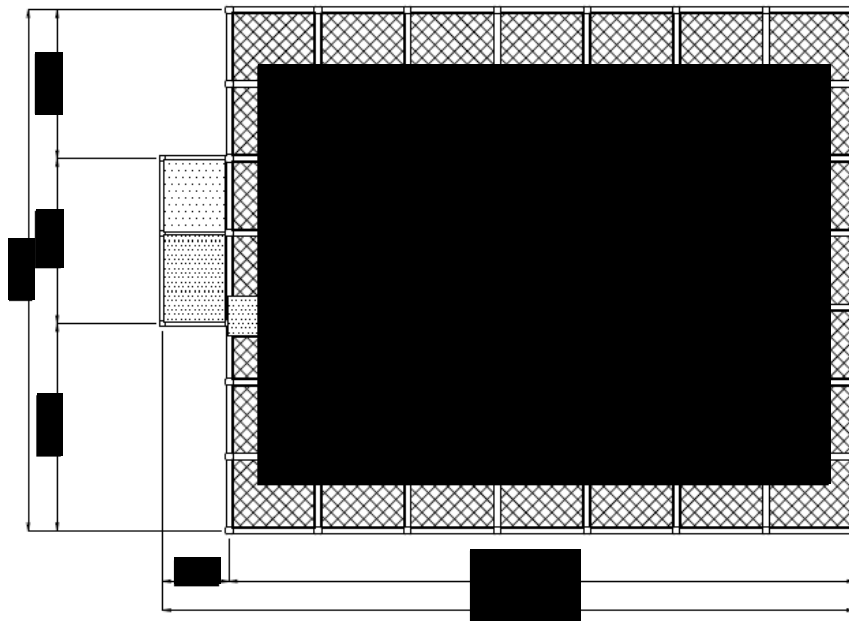
なお、飛来物防護ネット架構は防護対象となる冷却塔と構造的に分離している。



第 2.2-1 図 飛来物防護ネット架構の全景



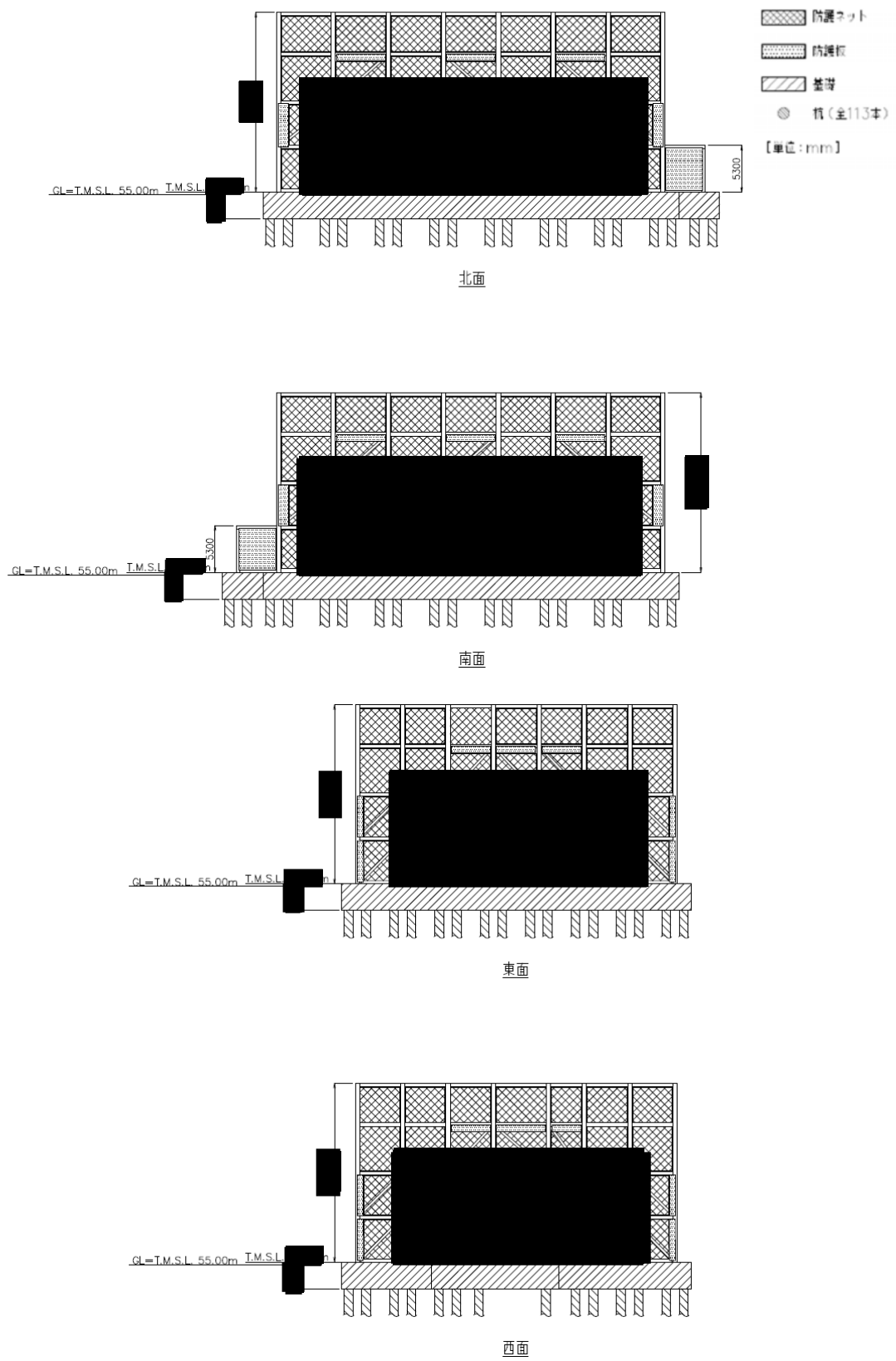
(杭伏図)



(概略平面図)

(単位: mm)

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



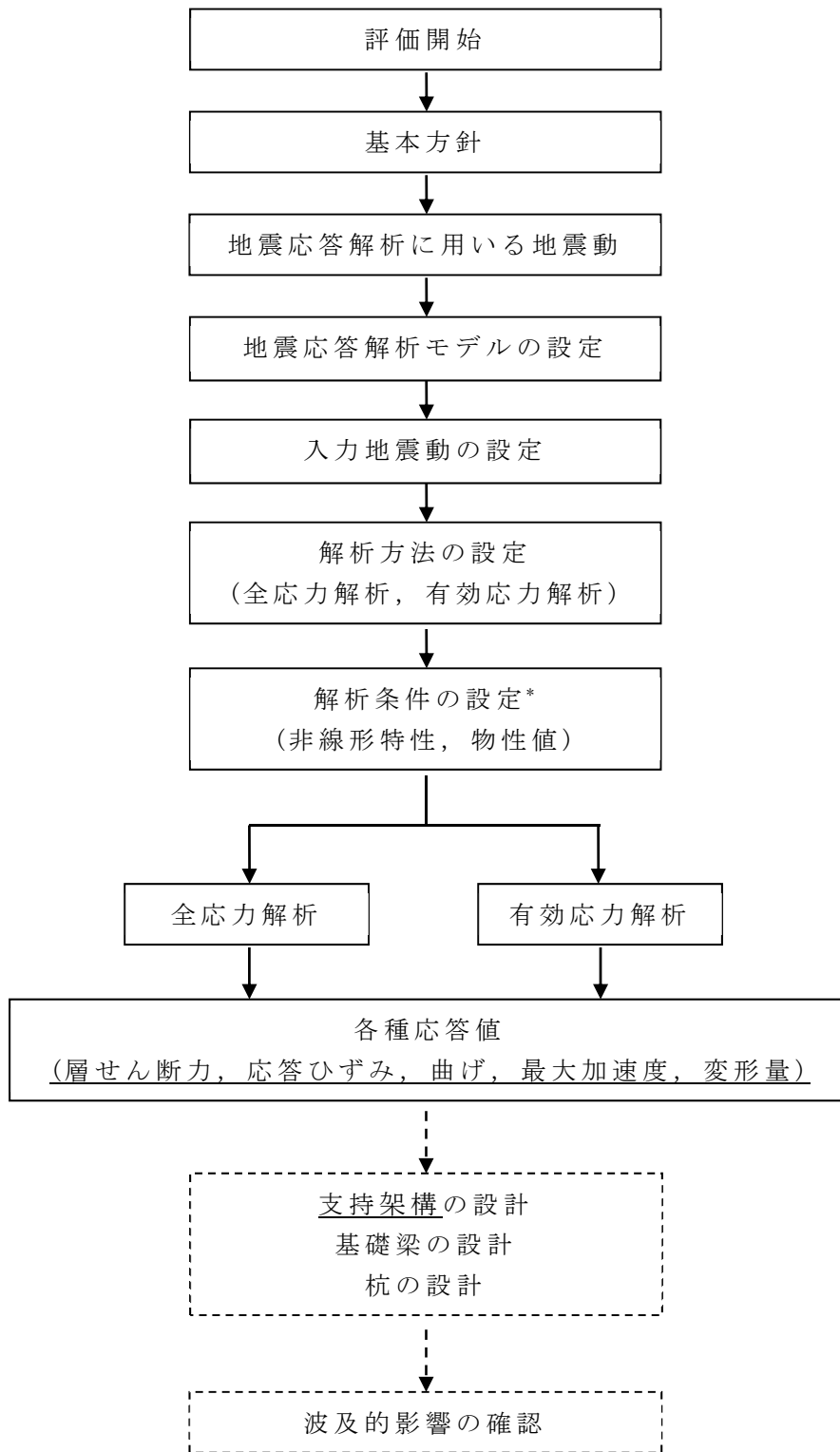
第 2.2-3 図 飛来物防護ネット架構の概略側面図

## 2.3 解析方針

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

第 2.3-1 図に飛来物防護ネット架構の地震応答解析フローを示す。

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



\*：材料物性のばらつきを考慮する。

実線部：本書における説明範囲を示す。

破線部：耐震計算書における説明範囲を示す。

第 2.3-1 図 飛来物防護ネット架構の地震応答解析フロー



## 2.4 適用規格・基準等

地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- 建築基準法・同施行令
- 日本産業規格
- 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)
- 建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001 改定)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987((社)日本電気協会)(以下, 「JEAG 4601-1987」という。)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984((社)日本電気協会)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版((社)日本電気協会)(以下, 「JEAG 4601-1991 追補版」という。)

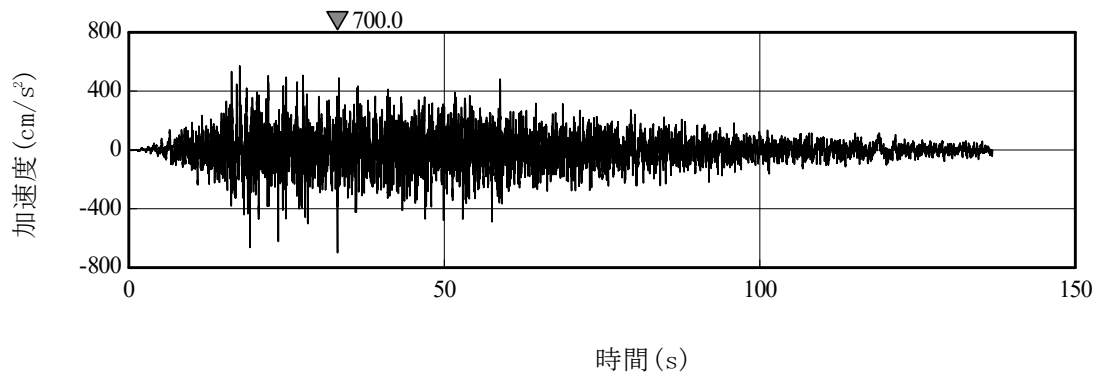
### 3. 解析方法

#### 3.1 地震応答解析に用いる地震動

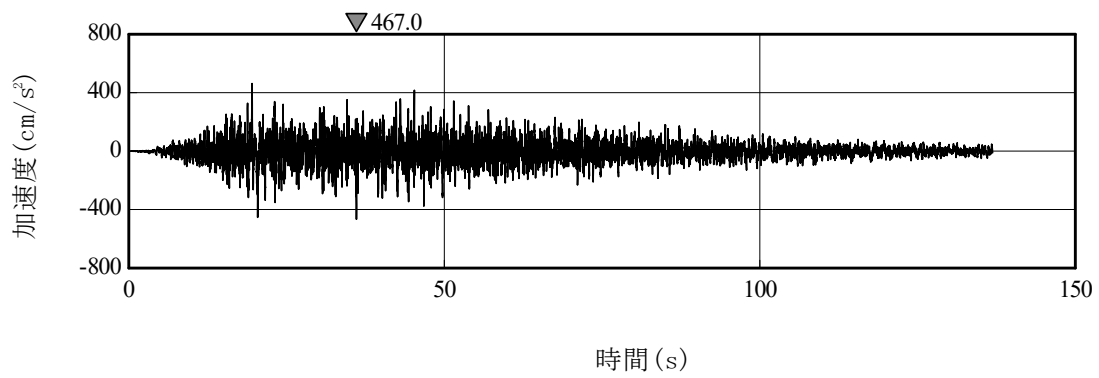
地震応答解析に用いる地震動は、添付書類「IV-1-1-1 基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の概要」に示す解放基盤表面レベルで定義された基準地震動  $S_s$  とする。

基準地震動  $S_s$  の時刻歴加速度波形を第 3.1-1 図～第 3.1-10 図に、加速度応答スペクトルを第 3.1-11 図～第 3.1-15 図に示す。

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



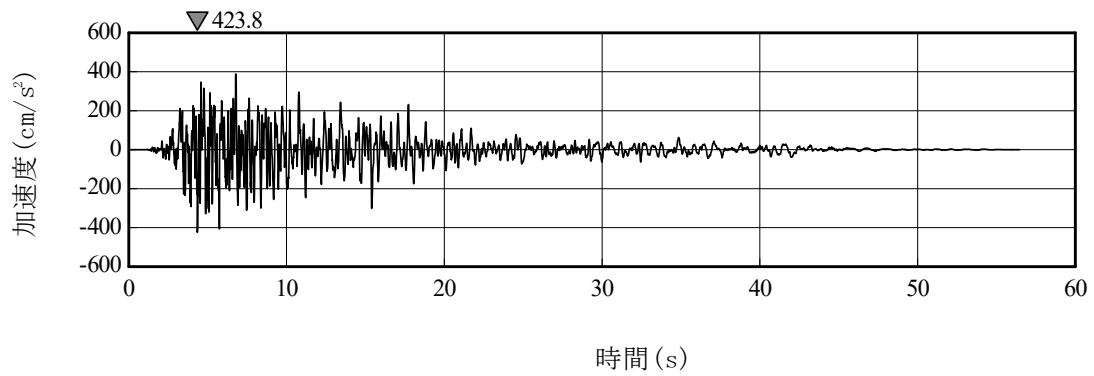
(1) Ss-A (H)



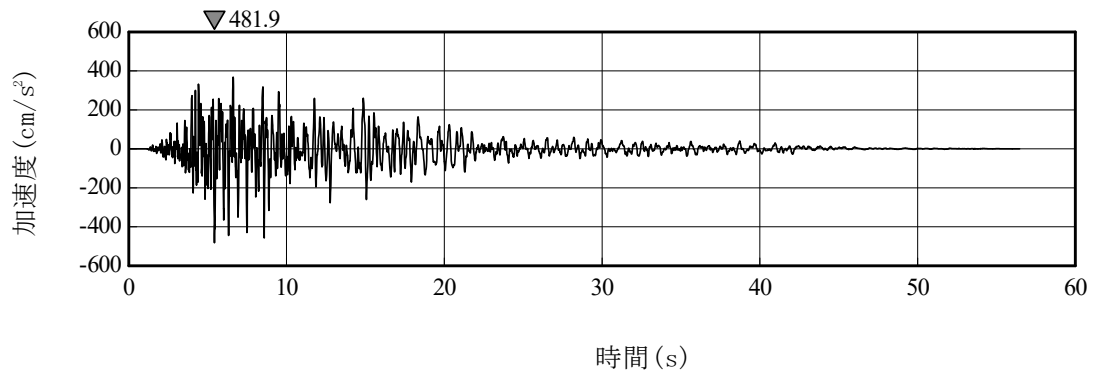
(2) Ss-A (V)

注記：「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

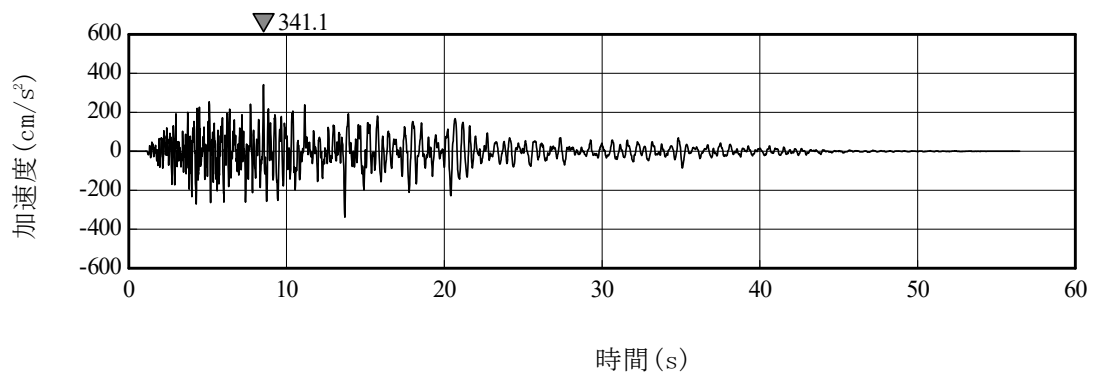
第 3.1-1 図 基準地震動 Ss の時刻歴加速度波形



(3) Ss-B1 (NS)

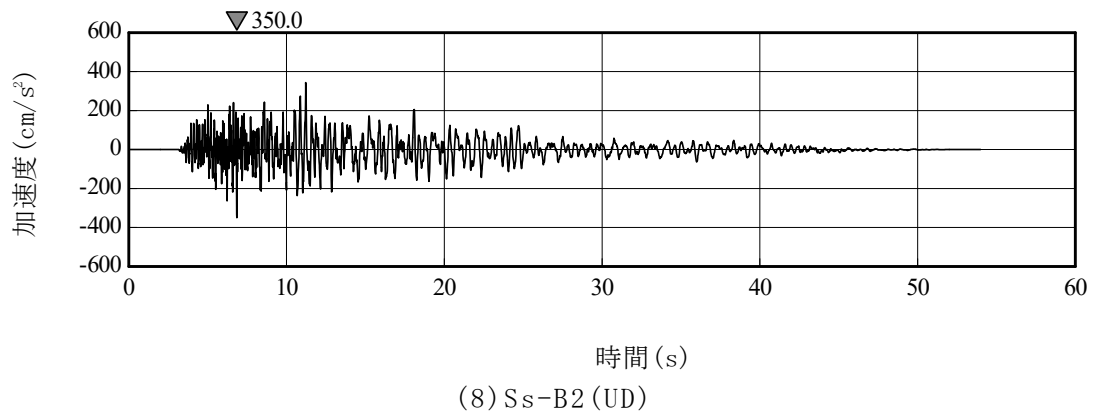
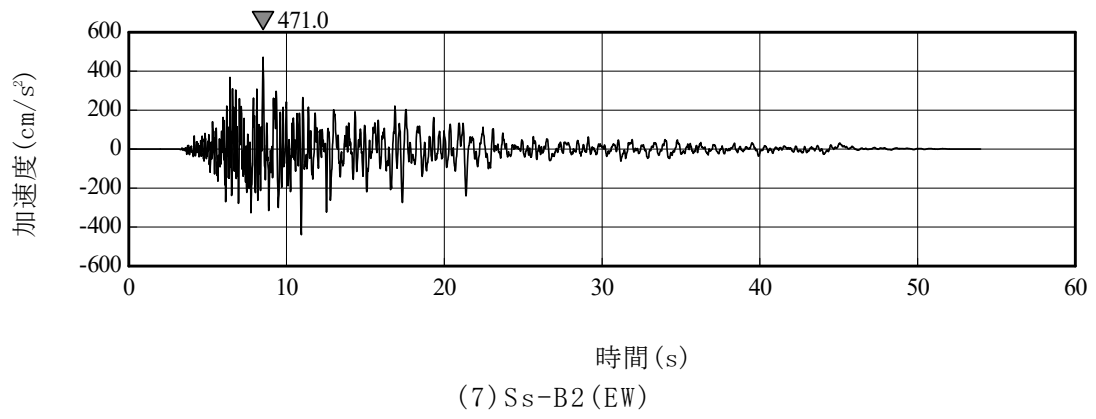
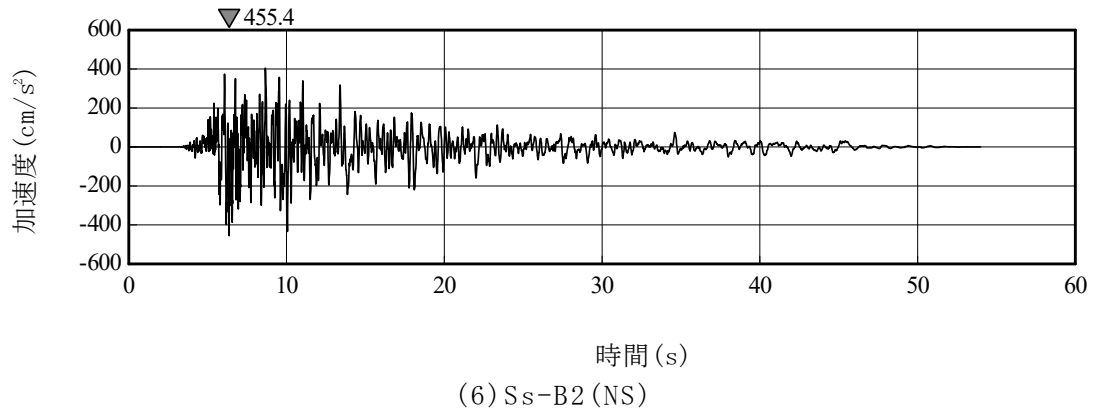


(4) Ss-B1 (EW)

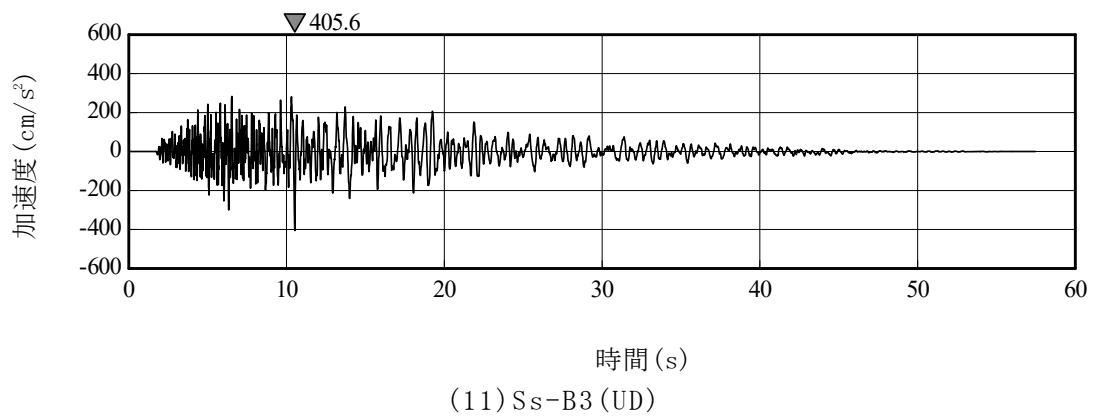
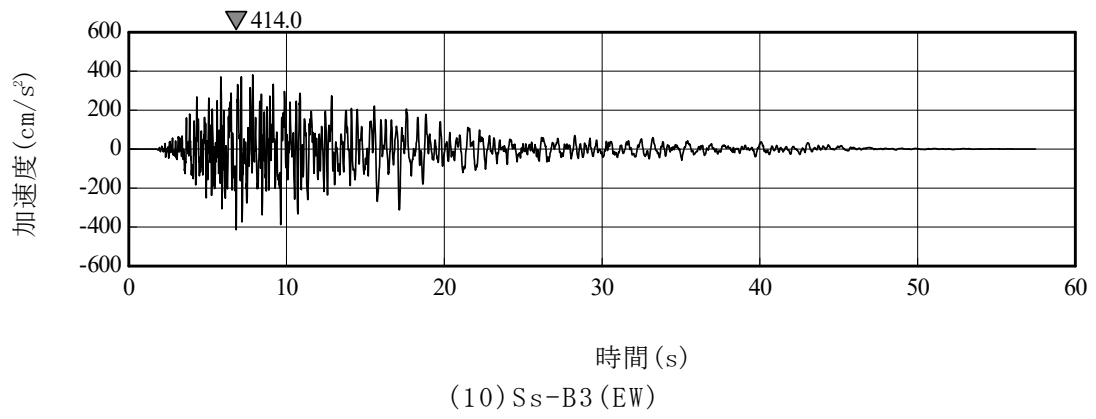
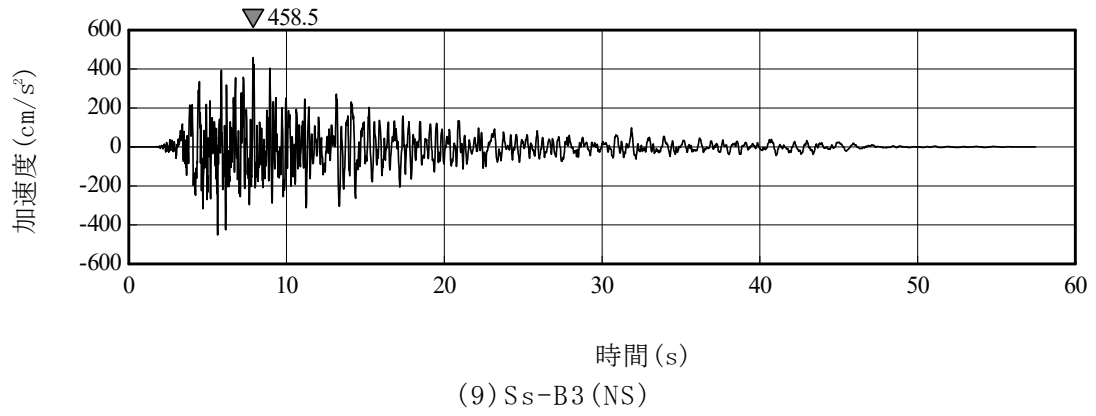


(5) Ss-B1 (UD)

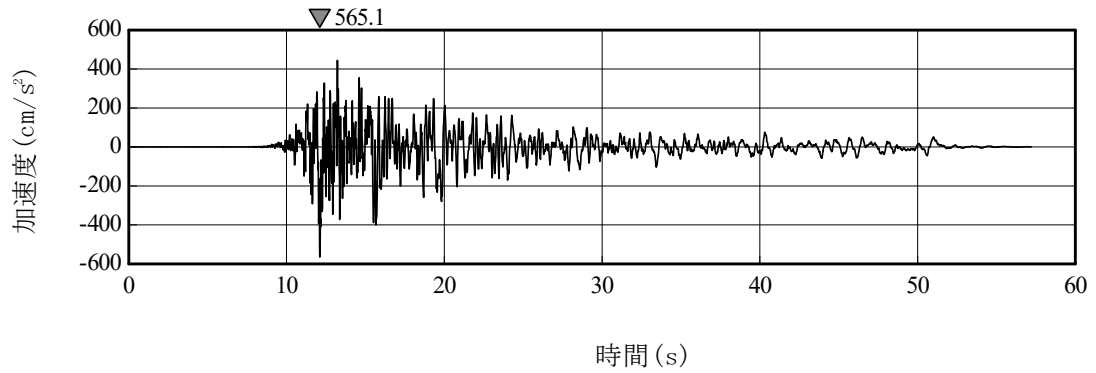
第 3.1-2 図 基準地震動 Ss の時刻歴加速度波形



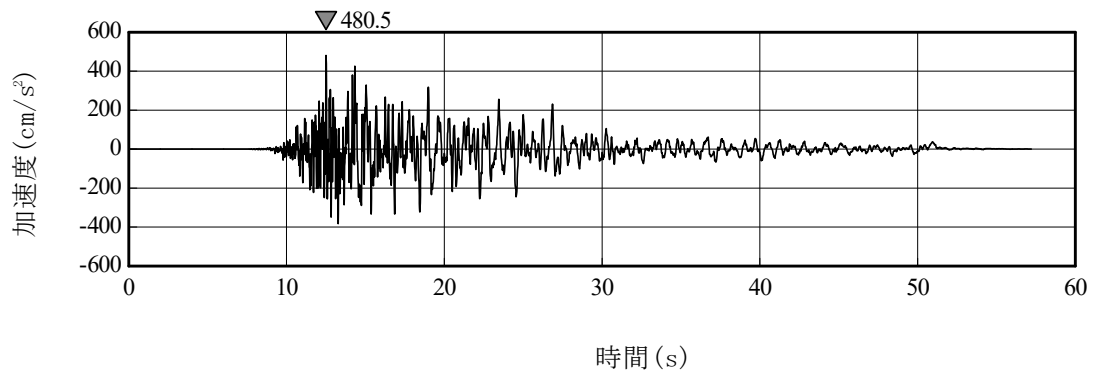
第 3.1-3 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



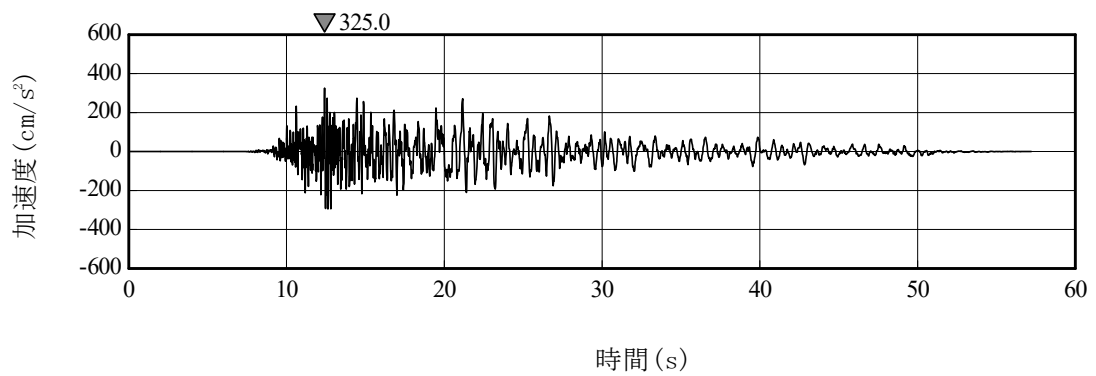
第 3.1-4 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



(12) S<sub>s</sub>-B4 (NS)

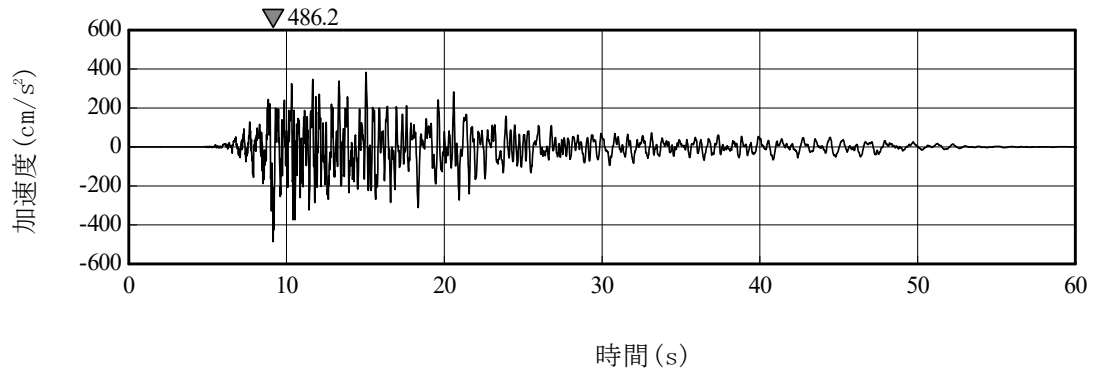


(13) S<sub>s</sub>-B4 (EW)

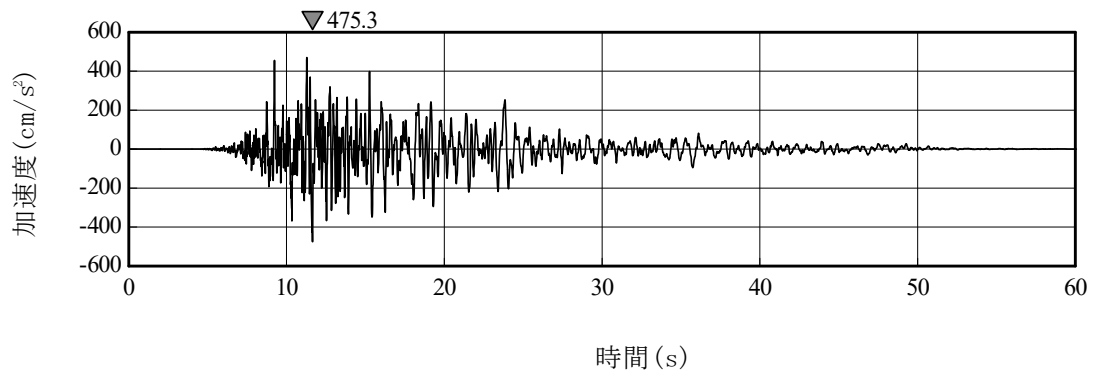


(14) S<sub>s</sub>-B4 (UD)

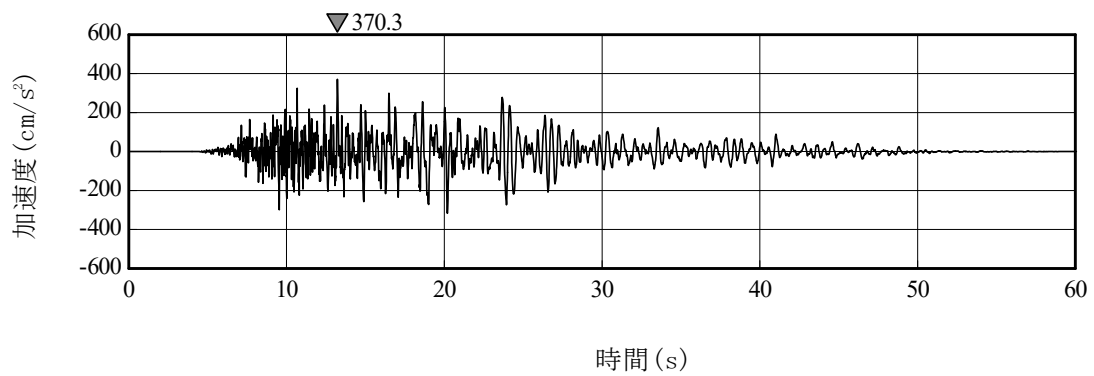
第 3.1-5 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



(15) S<sub>s</sub>-B5 (NS)



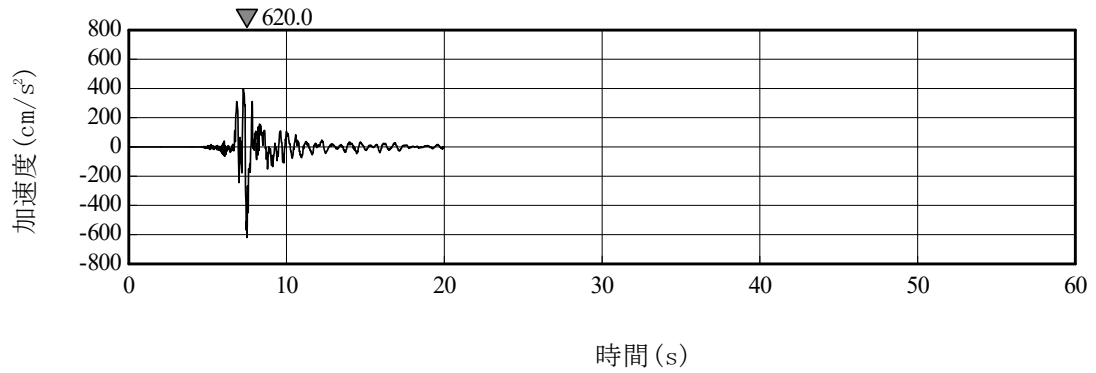
(16) S<sub>s</sub>-B5 (EW)



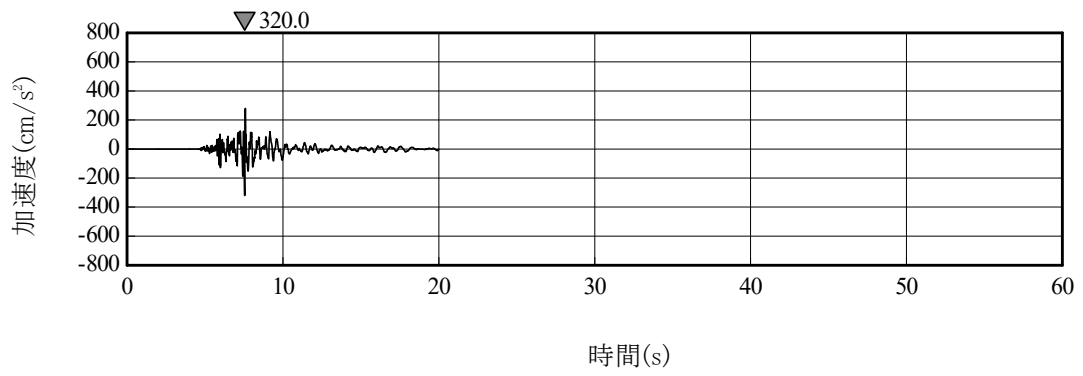
(17) S<sub>s</sub>-B5 (UD)

第 3.1-6 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



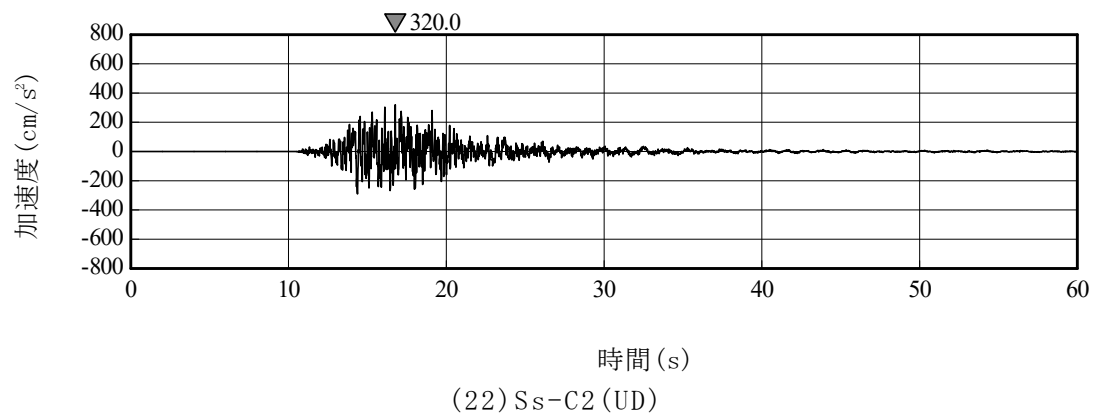
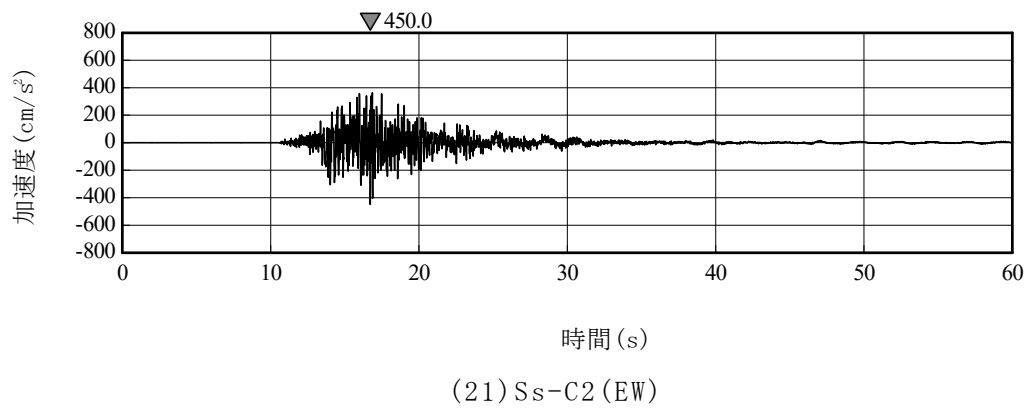
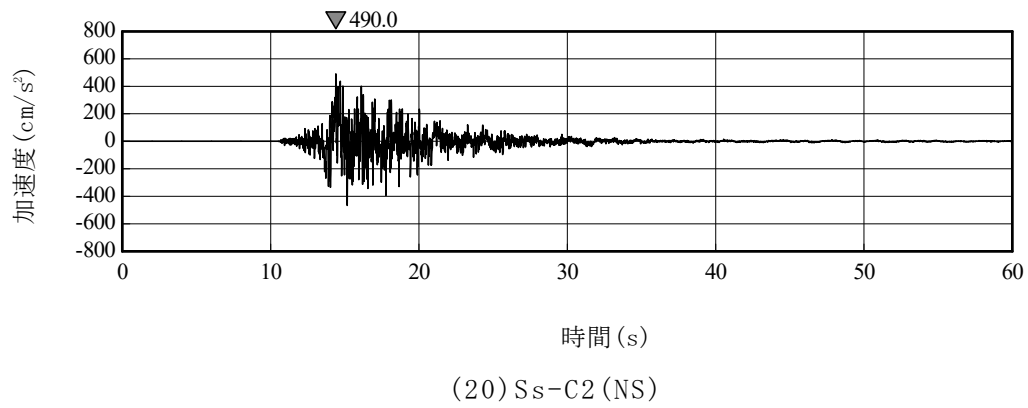


(18) Ss-C1 (NSEW)

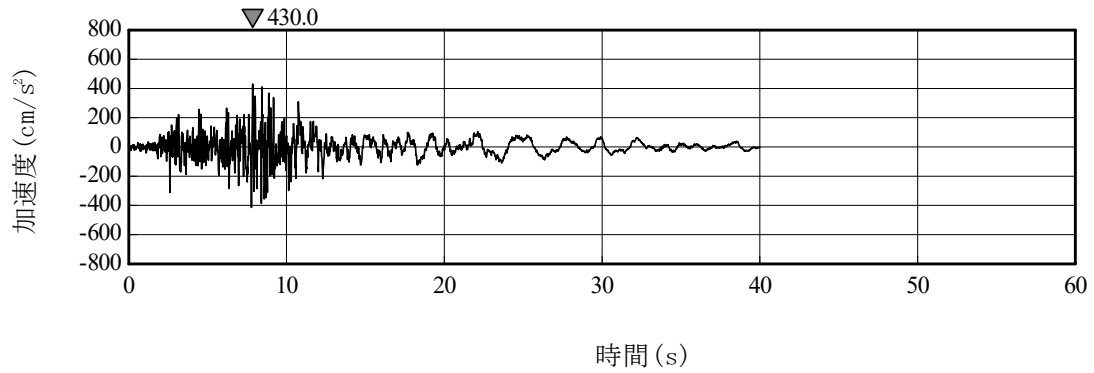


(19) Ss-C1 (UD)

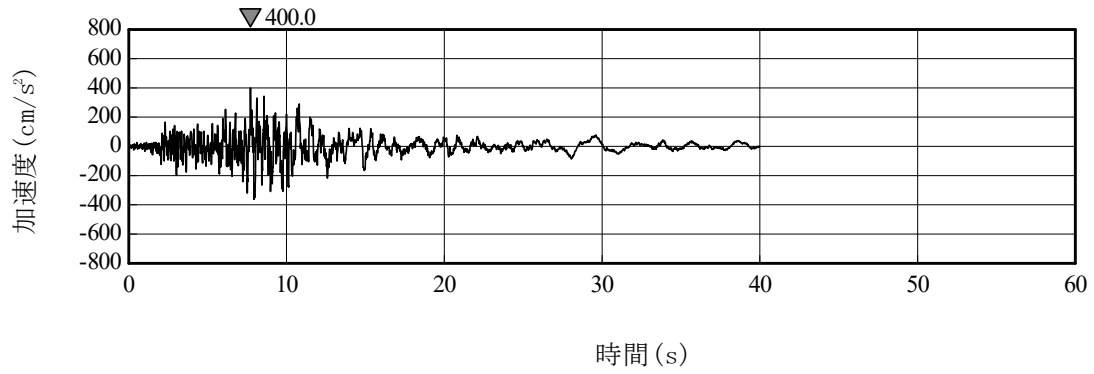
第 3.1-7 図 基準地震動 Ss の時刻歴加速度波形



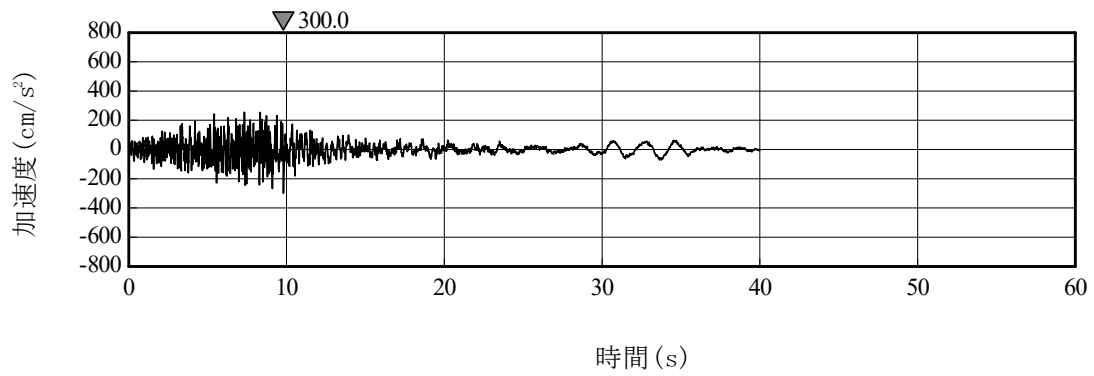
第 3.1-8 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



(23) S<sub>s</sub>-C3 (NS)

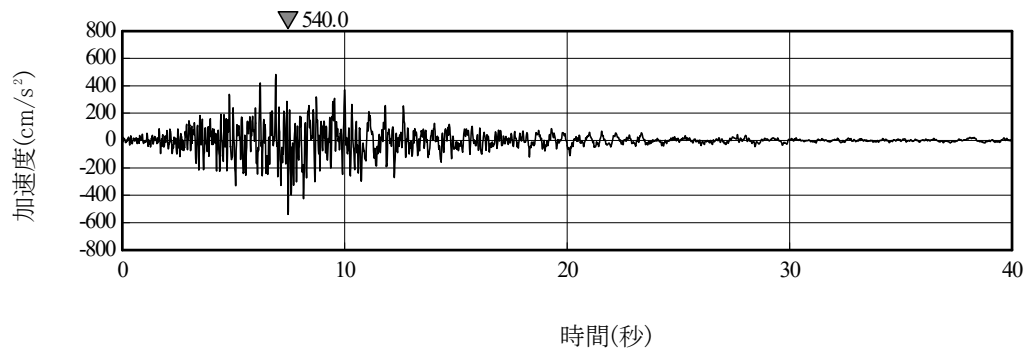


(24) S<sub>s</sub>-C3 (EW)

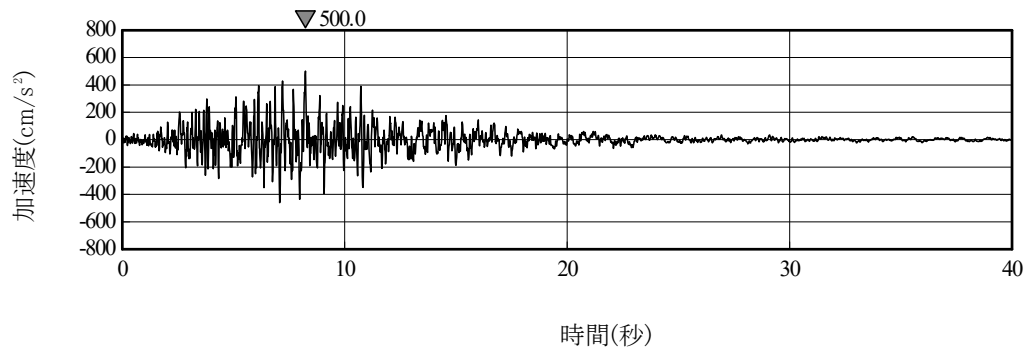


(25) S<sub>s</sub>-C3 (UD)

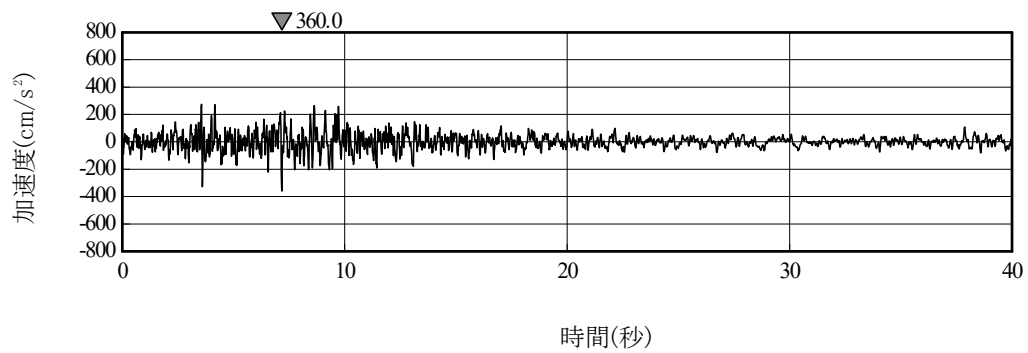
第 3.1-9 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の時刻歴加速度波形



(26) Ss-C4 (NS)

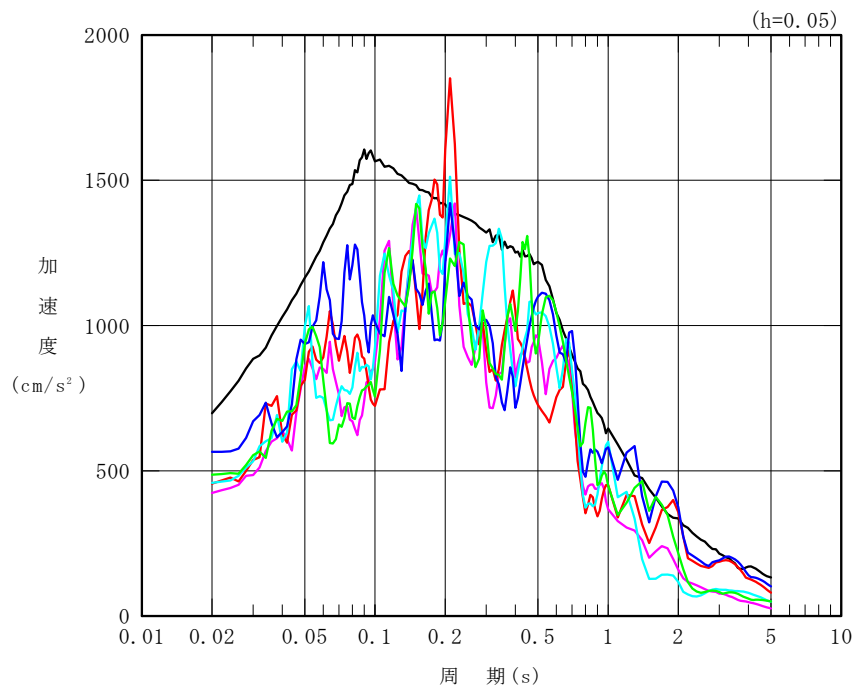


(27) Ss-C4 (EW)



(28) 一関東評価用地震動(鉛直)

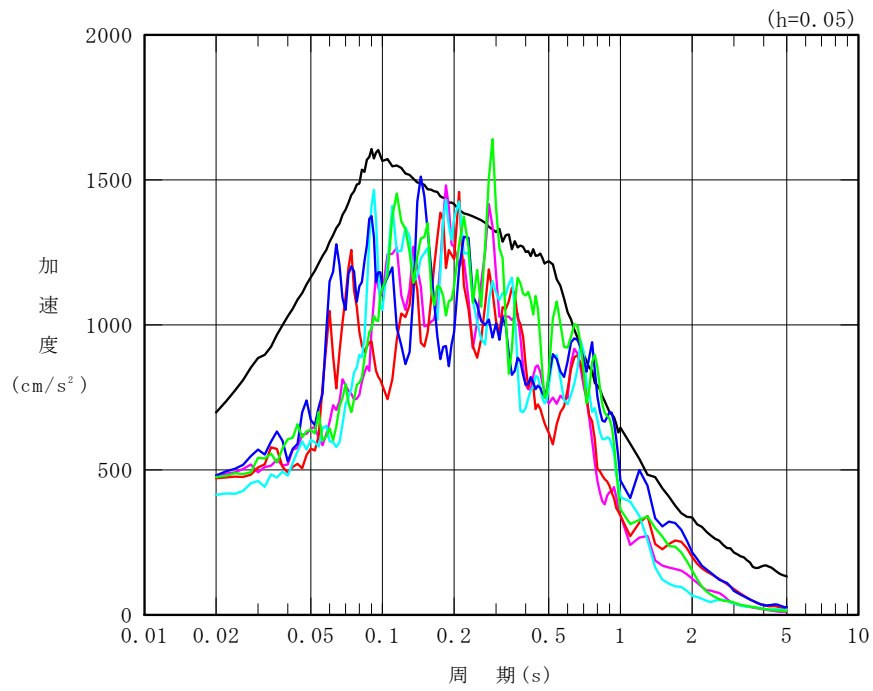
第 3.1-10 図 基準地震動 Ss の時刻歴加速度波形



凡例

- : S<sub>s</sub>-A (H)
- : S<sub>s</sub>-B1 (NS)
- : S<sub>s</sub>-B2 (NS)
- : S<sub>s</sub>-B3 (NS)
- : S<sub>s</sub>-B4 (NS)
- : S<sub>s</sub>-B5 (NS)

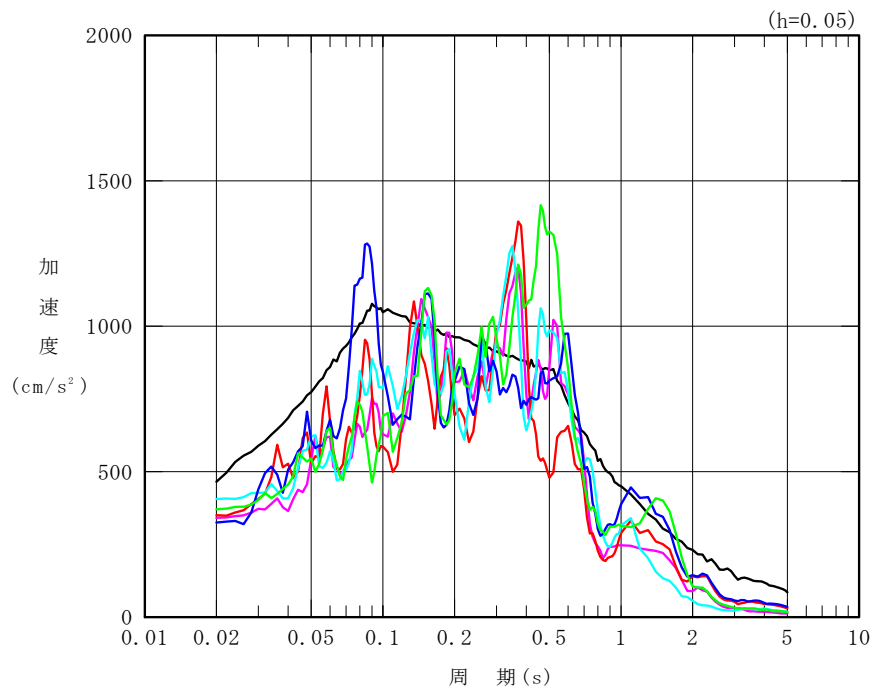
第 3.1-11 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の加速度応答スペクトル



凡 例

- : S<sub>s</sub>-A (H)
- : S<sub>s</sub>-B1 (EW)
- : S<sub>s</sub>-B2 (EW)
- : S<sub>s</sub>-B3 (EW)
- : S<sub>s</sub>-B4 (EW)
- : S<sub>s</sub>-B5 (EW)

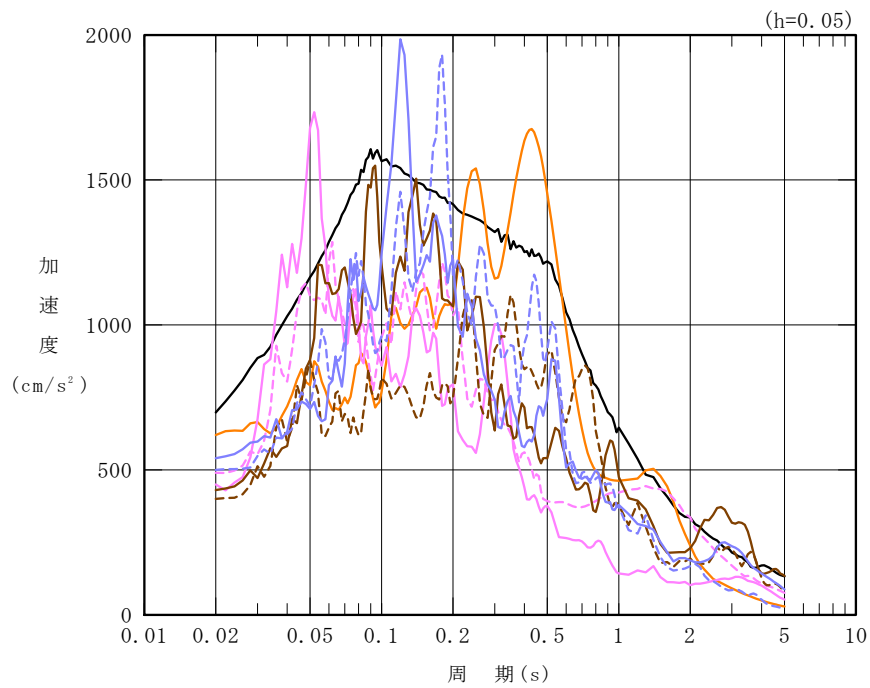
第 3.1-12 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の加速度応答スペクトル



凡 例

- : S<sub>s</sub>-A (V)
- : S<sub>s</sub>-B1 (UD)
- : S<sub>s</sub>-B2 (UD)
- : S<sub>s</sub>-B3 (UD)
- : S<sub>s</sub>-B4 (UD)
- : S<sub>s</sub>-B5 (UD)

第 3.1-13 図 基準地震動 S<sub>s</sub> の加速度応答スペクトル

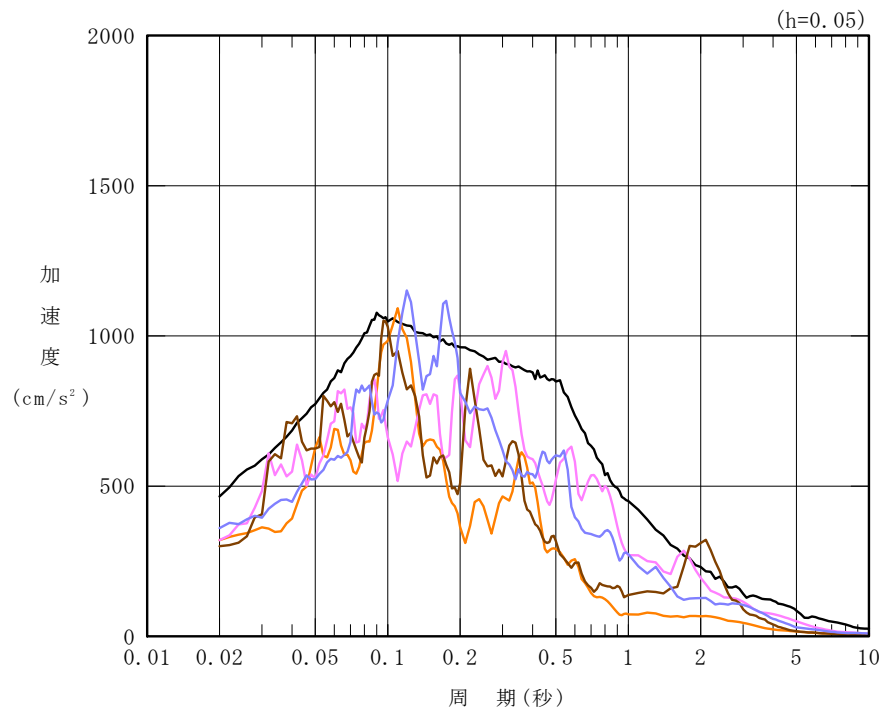


凡 例

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

第 3.1-14 図 基準地震動 Ss の加速度応答スペクトル





凡 例

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

第 3.1-15 図 基準地震動 Ss の加速度応答スペクトル

### 3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、添付書類「IV-1-1-5 地震応答解析の基本方針」に基づき、全応力解析及び有効応力解析それぞれについて設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を第3.2-1表に示す。

第3.2-1表 使用材料の物性値

部位	使用材料	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	備考
支持架構	鉄骨 BCP325, G385, SN490B	2.05× 10 <sup>5</sup>	7.90× 10 <sup>4</sup>	2	—
	座屈拘束ブレース	2.05× 10 <sup>5</sup>	7.90× 10 <sup>4</sup>	2	—
基礎梁	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=24(N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.27× 10 <sup>4</sup>	9.45×10 <sup>3</sup>	5	—
杭*	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=27(N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.36× 10 <sup>4</sup>	9.82×10 <sup>3</sup>	5	—

\*評価上、保守的な結果を得るため、解析モデルにおいて、杭はモデル化しない。

### 3.2.1 全応力解析モデル

全応力解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した2次元FEMモデルとする。

支持架構の解析モデルを第3.2.1-1図、解析モデルの諸元を第3.2.1-1表及び第3.5.1-1表に示す。

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

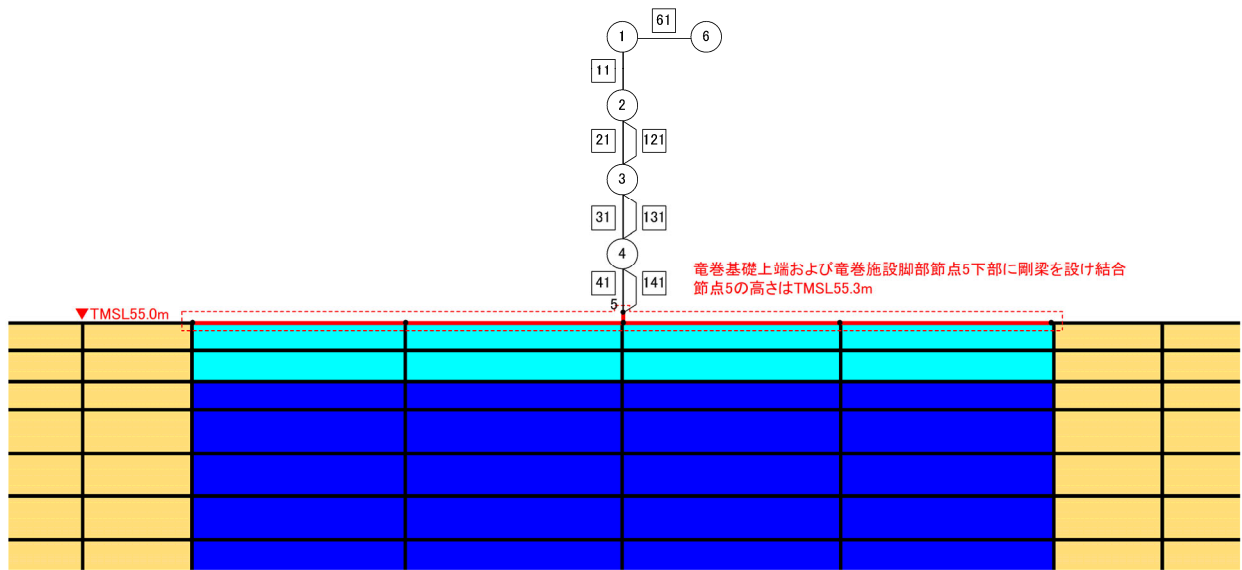
支持架構のモデル化においては、線形平面要素でモデル化された基礎上端に剛梁を配置し、質点系モデルの脚部と結合させる。また、水平・鉛直同時入力である有効応力解析に対応した質点系モデルを構築する。

質点は節点集中質量要素、柱・梁及びフレーム部分には線形はり要素、座屈拘束ブレース部分には非線形ばね要素を用いてモデル化する。

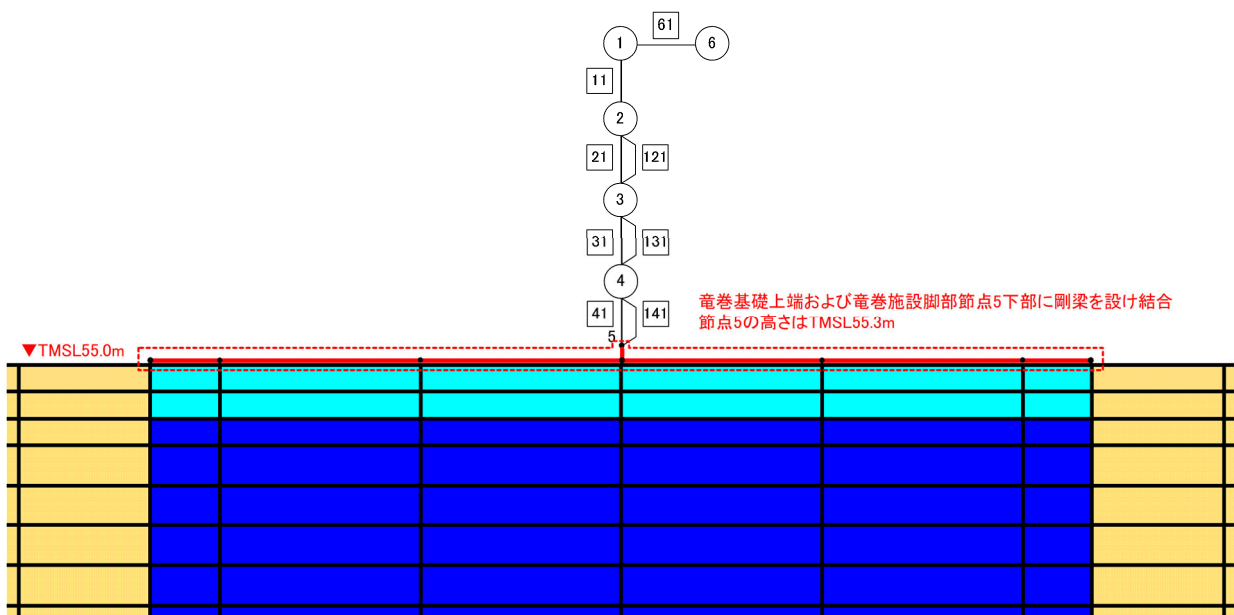
地盤は水平成層地盤とし、境界条件が地盤及び飛来物防護ネット架構の応答に影響を及ぼさないよう十分に広い領域となるようモデル幅は評価対象施設の5倍以上、モデル高さを評価対象施設の2倍以上とする。地盤定数は初期地盤の物性値、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた一次元波動論で得られる等価地盤物性値とする。ここで、初期地盤の地層区分、層厚及び減衰定数については、冷却塔にて設定した直下地盤物性値を用いる。また、改良地盤の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は、第3.2.1-2表～第3.2.1-5表及び第3.2.1-2図～第3.2.1-4図のとおり設定する。

全応力解析モデルを第3.2.1-5図に示す。

飛来物防護ネット架構基礎の物性値を第3.2.1-6表に示す。



節点1と節点6のX方向並進自由度を互いに拘束  
 (1) 質点系モデル図 (NS断面)



(2) 質点系モデル(EW断面)

第3.2.1-1図 支持架構の解析モデル

第 3.2.1-1 表 支持架構の解析モデル諸元

(1) NS 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m <sup>2</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント I (m <sup>4</sup> )	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m <sup>2</sup> )						
6	75.6	1.000E-06	40.64407	0.00000	-	-	-	-	-	-
1	75.6	48.54333	24.27167	4455.99445	11	4.5	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	1.978E-02
2	71.1	32.74481	16.37240	4455.99445	21	5.5	7.900E+07	9.336E-02	1.324E+04	8.723E-03
3	65.6	17.75646	17.75646	0.00000	31	5.0	7.900E+07	9.071E-02	1.324E+04	9.051E-03
4	60.6	20.32204	20.32204	0.00000	41	5.3	7.900E+07	9.468E-02	1.324E+04	1.217E-02
5	55.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
合計		119.36664	119.36664	-						

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

※：ポアソン比は 0.3

(2) EW 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	質量要素			梁要素	高さ H (m)	せん断 剛性 G (kN/m <sup>2</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント I (m <sup>4</sup> )	有効せん断 面積率 EFA (As/A)
		水平 (t)	鉛直 (t)	回転 (t・m <sup>2</sup> )						
6	75.6	1.000E-06	48.13654	0.00000	-	-	-	-	-	-
1	75.6	57.49198	28.74599	7604.29372	11	4.5	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	1.781E-02
2	71.1	38.78110	19.39055	7604.29372	21	5.5	7.900E+07	1.106E-01	1.568E+04	8.085E-03
3	65.6	21.02975	21.02975	0.00000	31	5.0	7.900E+07	1.074E-01	1.568E+04	7.810E-03
4	60.6	24.06827	24.06827	0.00000	41	5.3	7.900E+07	1.121E-01	1.568E+04	1.140E-02
5	55.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
合計		141.37110	141.37110	-						

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

※：ポアソン比は 0.3

(3) 剛梁の諸元(共通)

質量 密度 (g/cm <sup>3</sup> )	ポアソン 比	せん断 弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面 2 次 モーメント (m <sup>4</sup> )	有効せん 断面積率	減衰
0.000	0.300	1.000 × 10 <sup>10</sup>	1.000 × 10 <sup>0</sup>	1.000 × 10 <sup>5</sup>	1.000 × 10 <sup>0</sup>	5%

第 3.2.1-2 表 直下地盤の物性値(基本ケース)

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積 重量 $\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ポアソン比 $\nu_d$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^3$ [kN/m <sup>2</sup> ])	剛性 低下率 $G/G_0-\gamma$ [%]	減衰定数 $h-\gamma$ [%]
	*1	*1	*1		*1
37.0	18.34	0.427	865		*2
36.63	18.34	0.427	865		*3
9.02	18.14	0.365	1,635		*3
-25.57	18.14	0.365	1,635		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.393	1,073		*4
	16.87	0.393	1,073		*5

\*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

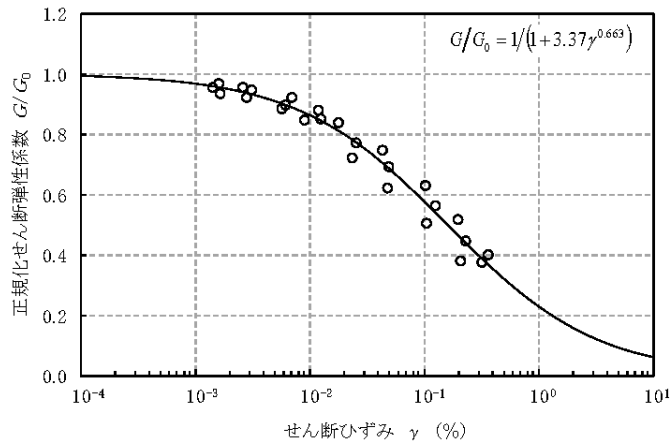
\*2 : 第 3.2.1-2 図に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

\*3 : 第 3.2.1-3 図に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

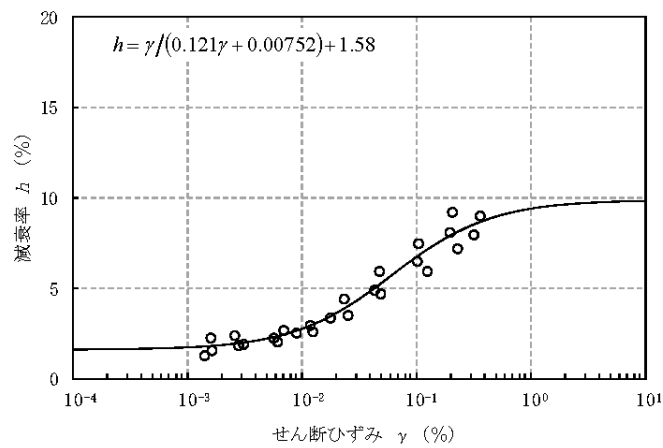
\*4 : 第 3.2.1-4 図に示す泥岩(下部層)のひずみ依存特性を設定

\*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩(下部層)の  $h-\gamma$  曲線における下限値を設定

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 3.37\gamma^{0.663}}$	$h = \frac{\gamma}{0.121\gamma + 0.00752} + 1.58$	h、 $\gamma$ は%の値



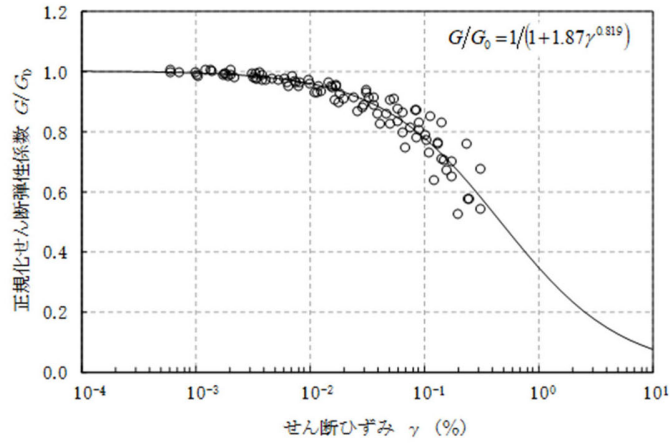
(a) 動的変形特性



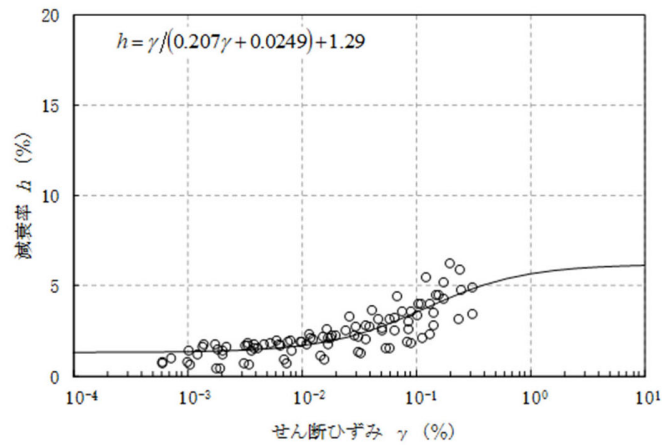
(b) 減衰特性

第 3.2.1-2 図 粗粒砂岩のひずみ依存特性

$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 1.87\gamma^{0.819}}$	$h = \frac{\gamma}{0.207\gamma + 0.0249} + 1.29$	h、 $\gamma$ は%の値



(a) 動的変形特性

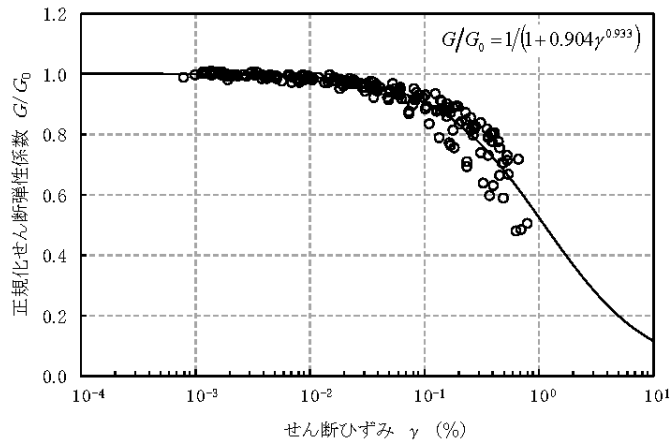


(b) 減衰特性

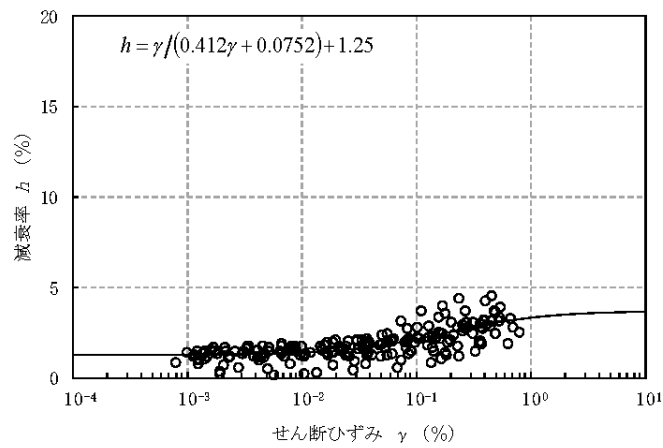
第 3.2.1-3 図 細粒砂岩のひずみ依存特性



$G/G_0 - \gamma$	$h - \gamma$	備考
$G/G_0 = \frac{1}{1 + 0.904\gamma^{0.933}}$	$h = \frac{\gamma}{0.412\gamma + 0.0752} + 1.25$	h、 $\gamma$ は%の値



(a) 動的変形特性



(b) 減衰特性

第 3.2.1-4 図 泥岩(下部層)のひずみ依存特性

第 3.2.1-3 表 埋戻し土の物性値(基本ケース)

項目	記号	設定値	単位
質量密度※	$\rho$	1.82+0.0028D	g/cm <sup>3</sup>
間隙率	$n$	0.46	-
基準拘束圧	$\sigma'_{ma}$	52.3	kN/m <sup>2</sup>
せん断弾性係数の依存係数	$m_G$	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	$G_{ma}$	$1.257 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
体積弾性係数の依存係数	$m_K$	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	$K_{ma}$	$3.278 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.33	-
粘着力	$Cu'$	$0.000 \times 10^0$	kN/m <sup>2</sup>
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度
履歴減衰上限値	$h_{max}$	0.171	-

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

第 3.2.1-4 表 埋戻し土の物性値(+1 $\sigma$ )

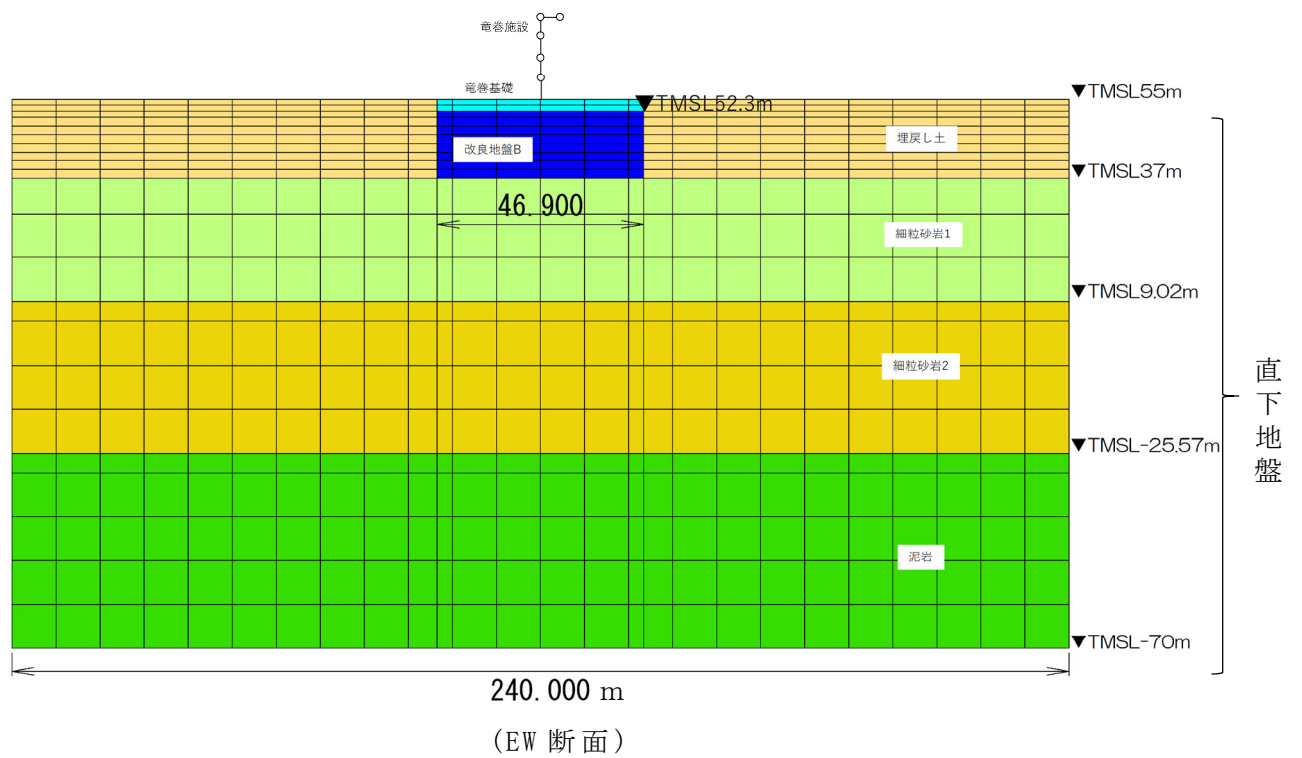
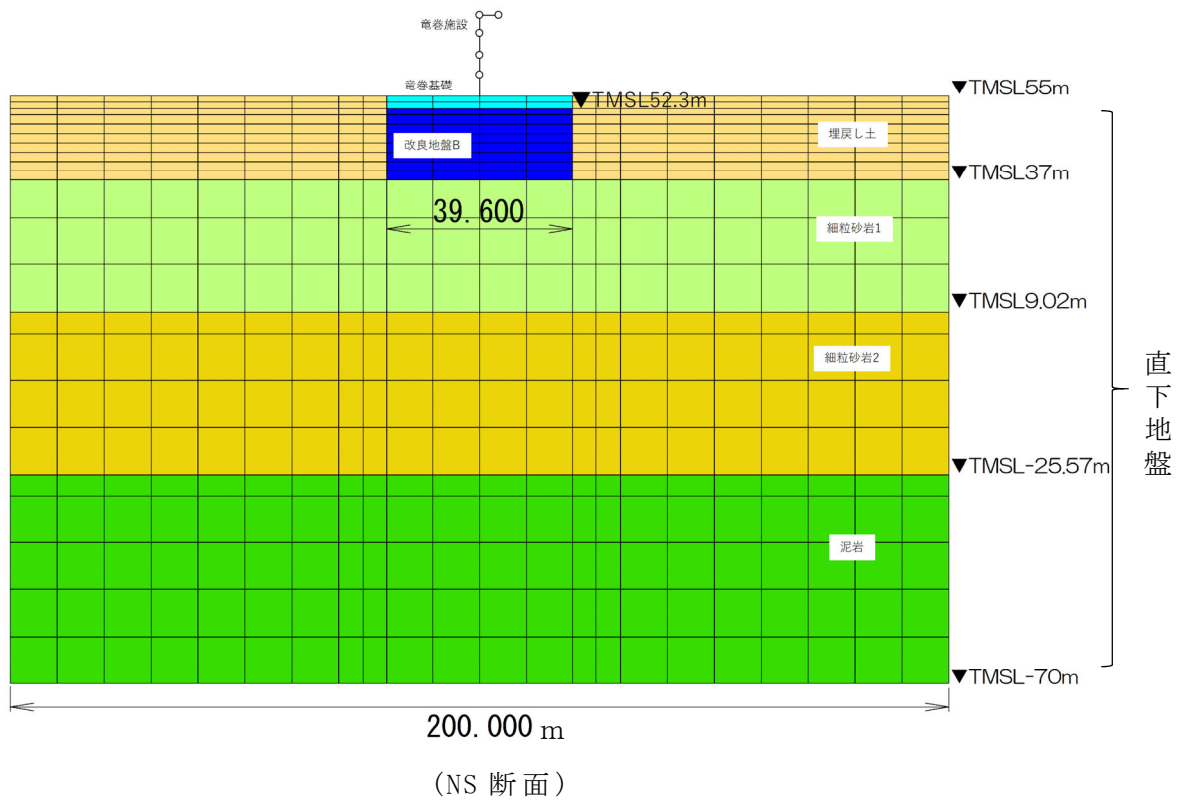
項目	記号	設定値	単位
質量密度※	$\rho$	1.82+0.0028D	g/cm <sup>3</sup>
間隙率	$n$	0.46	-
基準拘束圧	$\sigma'_{ma}$	52.3	kN/m <sup>2</sup>
せん断弾性係数の依存係数	$m_G$	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	$G_{ma}$	$1.833 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
体積弾性係数の依存係数	$m_K$	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	$K_{ma}$	$4.780 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.33	-
粘着力	$Cu'$	$0.000 \times 10^0$	kN/m <sup>2</sup>
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度
履歴減衰上限値	$h_{max}$	0.171	-

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

第 3.2.1-5 表 埋戻し土の物性値 ( $-1\sigma$ )

項目	記号	設定値	単位
質量密度※	$\rho$	1.82+0.0028D	g/cm <sup>3</sup>
間隙率	$n$	0.46	-
基準拘束圧	$\sigma'_{ma}$	52.3	kN/m <sup>2</sup>
せん断弾性係数の依存係数	$m_G$	0.703	-
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	$G_{ma}$	$8.621 \times 10^4$	kN/m <sup>2</sup>
体積弾性係数の依存係数	$m_K$	0.703	-
基準拘束圧における体積弾性係数	$K_{ma}$	$2.248 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>
ポアソン比	$\nu$	0.33	-
粘着力	$Cu'$	$0.000 \times 10^0$	kN/m <sup>2</sup>
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度
履歴減衰上限値	$h_{max}$	0.171	-

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



第 3.2.1-5 図 全応力解析モデル図

第 3.2.1-6 表 飛来物防護ネット架構基礎の物性値

材料	質量密度 (g/cm <sup>3</sup> )	動ポアソン比	ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> )
飛来物防護ネット架 構基礎	2.861	0.200	2.267×10 <sup>7</sup>

### 3.2.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、原則、全応力解析モデルと同一とする。以下に全応力解析モデルと異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を第 3.2.2-1 表～第 3.2.2-3 表に、液状化抵抗曲線を第 3.2.2-1 図に示す。

土の応力-ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線(修正 Hardin-Drnevich)型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンシー特性には井合モデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための粘性境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。

地下水位の設定は地表面とする。

第 3.2.2-1 表 解析用物性値(有効応力解析)  
(基本ケース)

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

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

第 3.2.2-2 表 解析用物性値(有効応力解析)  
(+1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	$\rho$	1.82+0.0028D	g/cm <sup>3</sup>	
間隙率	$n$	0.46	-	
基準拘束圧	$\sigma'_{ma}$	52.3	kN/m <sup>2</sup>	
せん断弾性係数の依存係数	$m_G$	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	$G_{ma}$	$1.833 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>	
体積弾性係数の依存係数	$m_K$	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	$K_{ma}$	$4.780 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>	
ポアソン比	$\nu$	0.33	-	
粘着力	$Cu'$	$0.000 \times 10^0$	kN/m <sup>2</sup>	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	$h_{max}$	0.171	-	
液状化特性	変相角	$\Phi_p$	34.0	度
	液状化 パラメータ	$w_l$	10.30	-
		$p_l$	0.5	-
		$p_2$	1.0	-
		$c_l$	1.81	-
		$S_l$	0.005	-

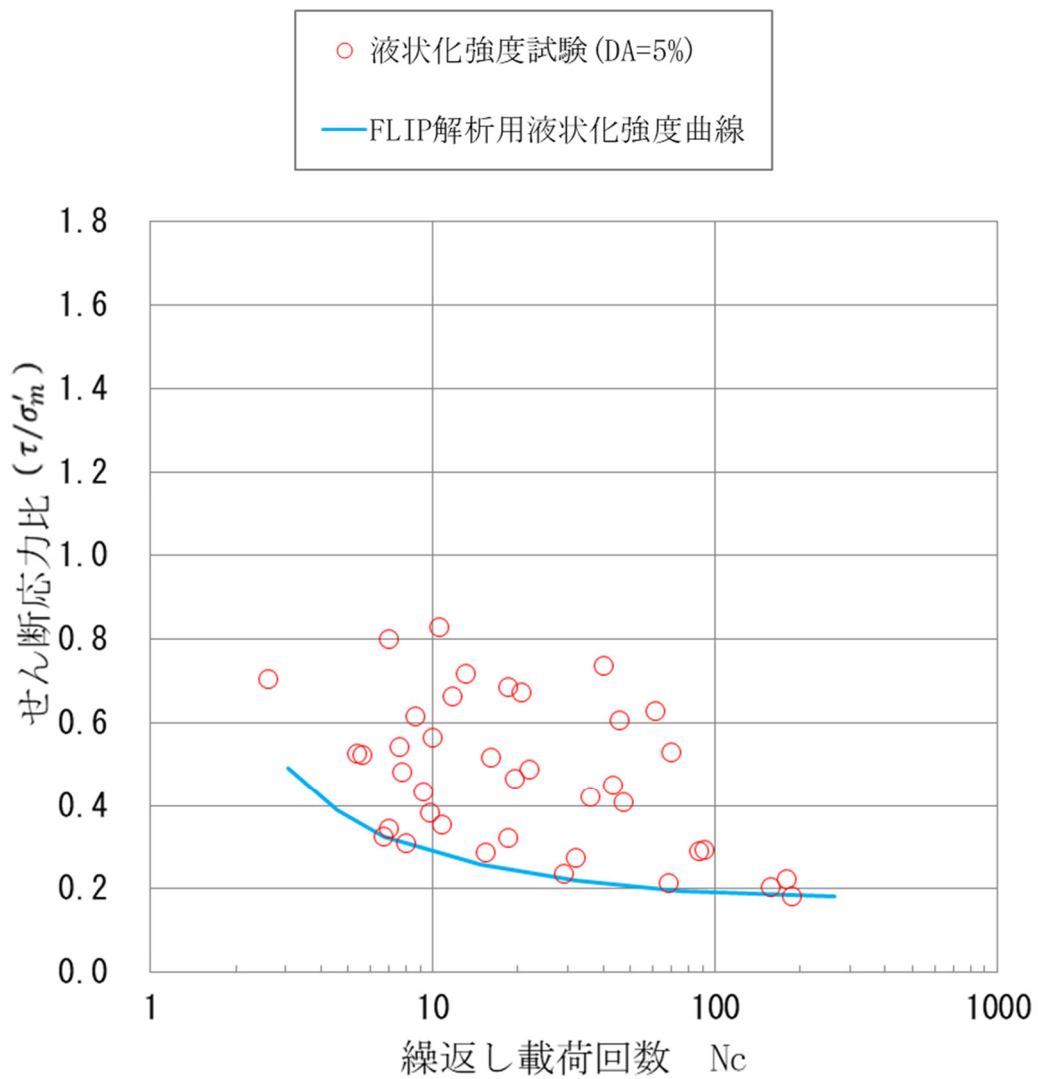
※密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理. D: 深度(m)  
とし, 要素中心深度とする。



第 3.2.2-3 表 解析用物性値(有効応力解析)  
(-1σ)

項目	記号	設定値	単位	
質量密度※	$\rho$	1.82+0.0028D	g/cm <sup>3</sup>	
間隙率	$n$	0.46	-	
基準拘束圧	$\sigma'_{ma}$	52.3	kN/m <sup>2</sup>	
せん断弾性係数の依存係数	$m_G$	0.703	-	
基準拘束圧におけるせん断弾性係数	$G_{ma}$	$8.621 \times 10^4$	kN/m <sup>2</sup>	
体積弾性係数の依存係数	$m_K$	0.703	-	
基準拘束圧における体積弾性係数	$K_{ma}$	$2.248 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>	
ポアソン比	$\nu$	0.33	-	
粘着力	$Cu'$	$0.000 \times 10^0$	kN/m <sup>2</sup>	
内部摩擦角	$\Phi u'$	39.7	度	
履歴減衰上限値	$h_{max}$	0.171	-	
液状化特性	変相角	$\Phi_p$	34.0	度
	液状化 パラメータ	$w_l$	10.30	-
		$p_l$	0.5	-
		$p_2$	1.0	-
		$c_l$	1.81	-
		$S_l$	0.005	-

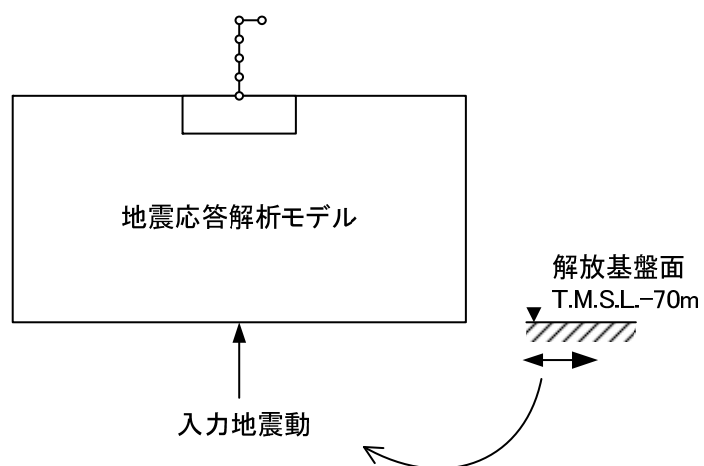
※密度は小数第三位(小数第四位以下を四捨五入)で整理. D: 深度(m)  
とし, 要素中心深度とする。



第 3.2.2-1 図 液状化強度曲線 (埋戻し土)

### 3.3 入力地震動

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



第 3.3-1 図 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

### 3.4 解析方法

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

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

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

### 3.5 解析条件

#### 3.5.1 復元力特性

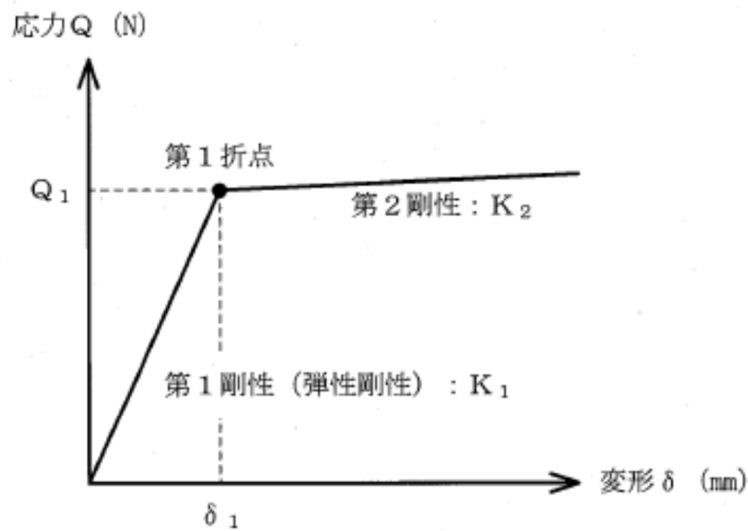
座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係は,特性確認試験結果をもとにバイリニア型スケルトン曲線とする。

座屈拘束ブレースに作用する応力-変形関係を第 3.5.1-1 図に示す。

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

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

座屈拘束ブレースの非線形ばね要素諸元を第 3.5.1-1 表に示す。



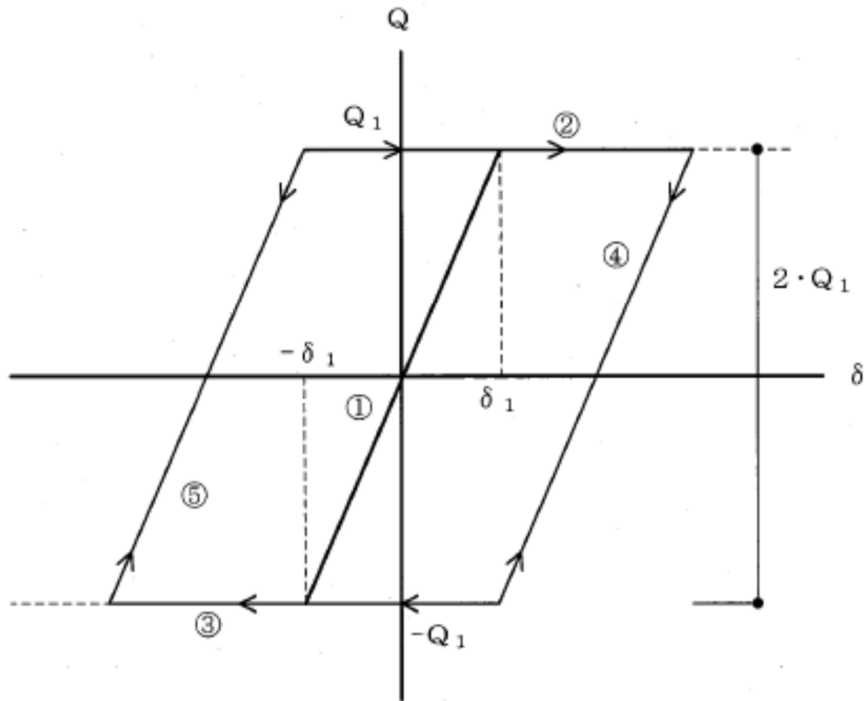
$Q_1$  : 第1折点応力

$\delta_1$  : 第1折点変形

$K_1$  : 第1剛性 (弾性剛性)

$K_2$  : 第2剛性

第 3.5.1-1 図 応力-変形関係 (座屈拘束ブレース)



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

第 3.5.1-2 図 応力-変形関係の履歴特性(座屈拘束ブレース)

第 3.5.1-1 表 非線形ばね要素諸元

(1) NS 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m <sup>2</sup> )	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ $\gamma_y$	降伏変形量 $\delta_y$ (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 $\alpha_1$	2次剛性 K1
6	75.6								
		61	-	2.684E+04	-	-	-	-	-
1	75.6								
		-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1								
		121	3.77E-03	5.411E+04	0.00137	0.007535	407.7381	0.001	5.411E+01
3	65.6								
		131	6.15E-03	9.718E+04	0.00137	0.006850	665.7095	0.001	9.718E+01
4	60.6								
		141	6.82E-03	1.017E+05	0.00137	0.007261	738.0848	0.001	1.017E+02
5	55.3								
合計									

(2) EW 断面

節点	位置 T.M.S.L (m)	ばね要素	せん断 断面積 As (m <sup>2</sup> )	せん断 剛性 Kh (kN/m)	非線形ばね要素パラメータ				
					降伏ひずみ $\gamma_y$	降伏変形量 $\delta_y$ (m)	降伏せん断力 Qy (kN)	2次勾配倍率 $\alpha_1$	2次剛性 K1
6	75.6								
		61	-	3.179E+04	-	-	-	-	-
1	75.6								
		-	-	-	-	-	-	-	-
2	71.1								
		121	4.46E-03	6.983E+04	0.00138	0.007590	530.0257	0.001	6.983E+01
3	65.6								
		131	7.28E-03	1.220E+05	0.00140	0.007000	854.2606	0.001	1.220E+02
4	60.6								
		141	8.08E-03	1.216E+05	0.00139	0.007367	895.5179	0.001	1.216E+02
5	55.3								
合計									

### 3.6 材料物性のばらつき

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析において応答値(加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力)が、各層において最大となっている地震動に対して実施する。

材料物性のばらつきのうち、地盤物性のばらつきについては、支持地盤及び埋戻し土ともに敷地内のボーリング調査結果等に基づき、第 3.2.1-3 表に示す地盤の物性値を基本とし、標準偏差 $\pm 1\sigma$ の変動幅を考慮する。第 3.6-1 表及び第 3.6-2 表に設定した地盤の初期物性値を示す。

材料物性のばらつきを考慮する解析ケースを、第 3.6-3 表に示す。



第 3.6-1 表 地盤の初期物性値  
(地盤物性のばらつきを考慮したケース(+1σ))

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積 重 量 $\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ポアソン比 $\nu_d$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^3$ [kN/m <sup>2</sup> ])	剛性 低下率 $G/G_0 - \gamma$ [%]	減衰定数 $h - \gamma$ [%]
	*1	*1	*1		*1
37.0	18.34	0.421	1,080		*2
36.63	18.34	0.421	1,080		*3
9.02					
-25.57	18.14	0.350	1,887		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.381	1,243		*4
	16.87	0.381	1,243		*5

\*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用

\*2 : 第 3.2.1-2 図に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定

\*3 : 第 3.2.1-3 図に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定

\*4 : 第 3.2.1-4 図に示す泥岩(下部層)のひずみ依存特性を設定

\*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩(下部層)の  $h - \gamma$  曲線における下限値を設定

第 3.6-2 表 地盤の初期物性値  
(地盤物性のばらつきを考慮したケース(-1σ))

標高 T.M.S.L. [m]	単位体積 重量 $\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	ポアソン比 $\nu_d$	せん断 弾性係数 G ( $\times 10^3$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	剛性 低下率 $G/G_0-\gamma$ [%]	減衰定数 $h-\gamma$ [%]
	*1	*1	*1		*1
37.0	18.34	0.434	673		*2
36.63	18.34	0.434	673		*3
9.02					
-25.57	18.14	0.380	1,400		*3
解放基盤表面 ▼-70.0	16.87	0.404	917		*4
	16.87	0.404	917		*5

- \*1 : T.M.S.L. 37.0 [m]以浅の改良地盤部は、直下の物性値を採用
- \*2 : 第 3.2.1-2 図に示す粗粒砂岩のひずみ依存特性を設定
- \*3 : 第 3.2.1-3 図に示す細粒砂岩のひずみ依存特性を設定
- \*4 : 第 3.2.1-4 図に示す泥岩(下部層)のひずみ依存特性を設定
- \*5 : 解放基盤以深の減衰定数については、泥岩(下層部)の  $h-\gamma$  曲線における下限値を設定

第 3.6-3 表 材料物性のばらつきを考慮する解析ケース  
(全応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 Ss	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.1-2 表	基本ケース	全波	
1	第 3.6-1 表	地盤物性のばらつきを考慮したケース(+1 $\sigma$ )	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>NS</u> ) Ss-C4 (EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>NS</u> )
2	第 3.6-2 表	地盤物性のばらつきを考慮したケース(-1 $\sigma$ )	Ss-A Ss-B3 Ss-B4 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>NS</u> ) Ss-C4 (EW)	Ss-A Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>NS</u> )

(有効応力解析)

ケース No.	地盤の物性値	解析ケース	基準地震動 Ss	
			NS 方向	EW 方向
0	第 3.2.1-2 表	基本ケース	全波	
1	第 3.6-1 表	地盤物性のばらつきを考慮したケース(+1 $\sigma$ )	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>EW</u> )	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>EW</u> )
2	第 3.6-2 表	地盤物性のばらつきを考慮したケース(-1 $\sigma$ )	Ss-A Ss-B3 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>EW</u> )	Ss-A Ss-B2 Ss-B3 Ss-B5 Ss-C1 Ss-C2 ( <u>EW</u> )

#### 4. 解析結果

##### 4.1 固有値解析結果

固有値解析結果(固有周期, 固有振動数及び刺激係数)を第 4.1-1 表に示す。刺激関数図を第 4.1-1 図～第 4.1-4 図に示す。

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

第 4.1-1 表 固有値解析結果（水平方向）

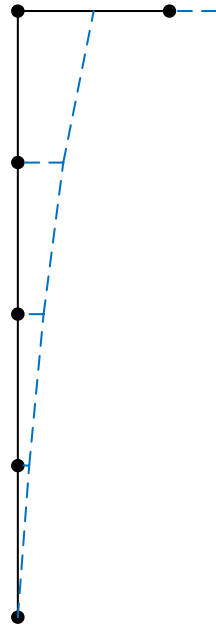
NS 方向				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.393	2.545	1.232	水平 1 次
2	0.248	4.031	1.035	鉛直 1 次
3	0.146	6.829	0.480	水平 2 次
4	0.081	12.36	0.383	水平 3 次
5	0.049	20.55	0.184	水平 4 次
6	0.042	23.84	1.199	鉛直 2 次
EW 方向				
次数	固有周期 [s]	固有振動数 [Hz]	刺激係数	備考
1	0.395	2.532	1.239	水平 1 次
2	0.248	4.031	1.035	鉛直 1 次
3	0.151	6.626	0.519	水平 2 次
4	0.080	12.53	0.386	水平 3 次
5	0.048	20.89	0.178	水平 4 次
6	0.042	23.84	1.199	鉛直 2 次

1次モード

固有周期：0.393 [s]

振動数：2.545 [Hz]

刺激係数：1.232

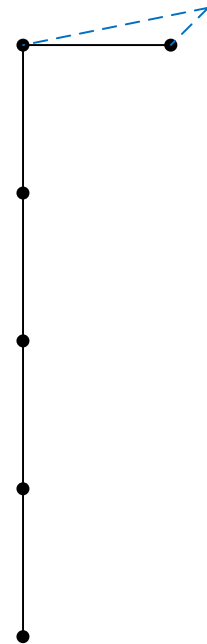


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.031 [Hz]

刺激係数：1.035

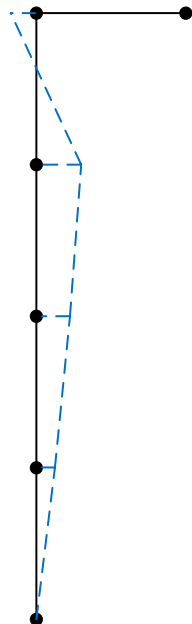


3次モード

固有周期：0.146 [s]

振動数：6.829 [Hz]

刺激係数：0.480

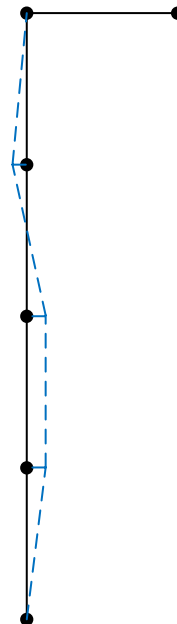


4次モード

固有周期：0.081 [s]

振動数：12.36 [Hz]

刺激係数：0.383



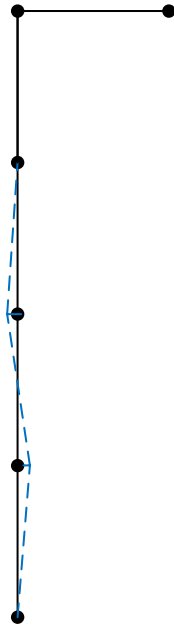
第 4.1-1 図 固有モード\_1次～4次 (刺激関数：NS 方向)

5次モード

固有周期：0.049 [s]

振動数：20.55 [Hz]

刺激係数：0.184

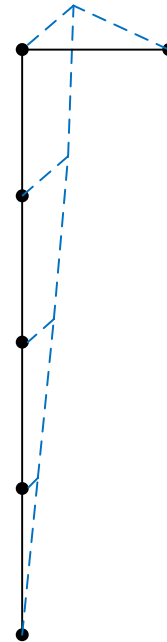


6次モード

固有周期：0.042 [s]

振動数：23.84 [Hz]

刺激係数：1.199



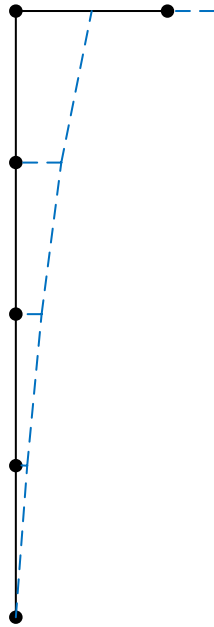
第 4.1-2 図 固有モード\_5次, 6次 (刺激関数: NS 方向)

1次モード

固有周期：0.395 [s]

振動数：2.532 [Hz]

刺激係数：1.239

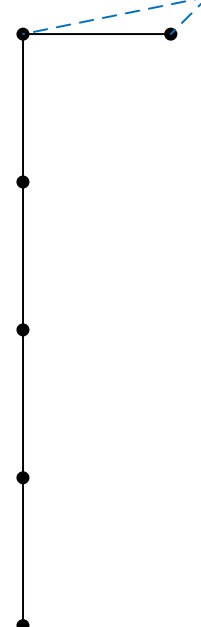


2次モード

固有周期：0.248 [s]

振動数：4.031 [Hz]

刺激係数：1.035

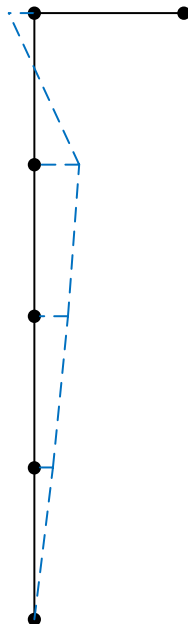


3次モード

固有周期：0.151 [s]

振動数：6.626 [Hz]

刺激係数：0.519

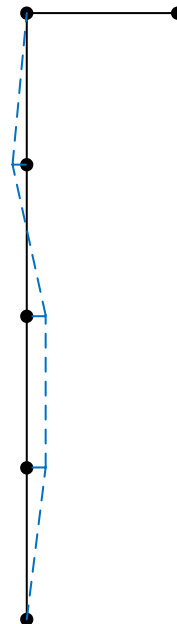


4次モード

固有周期：0.080 [s]

振動数：12.53 [Hz]

刺激係数：0.386



第 4.1-3 図 固有モード\_1次～4次 (刺激関数：EW 方向)

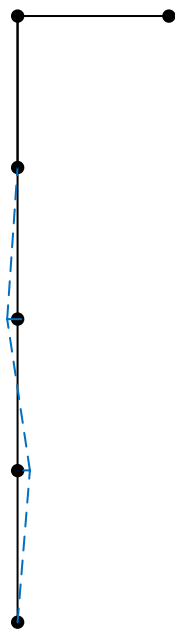


5次モード

固有周期：0.048 [s]

振動数：20.89 [Hz]

刺激係数：0.178

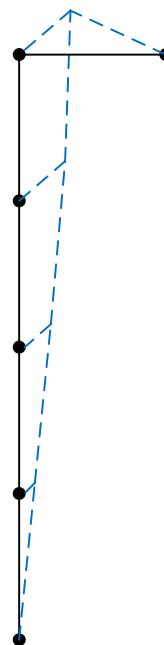


6次モード

固有周期：0.042 [s]

振動数：23.84 [Hz]

刺激係数：1.199



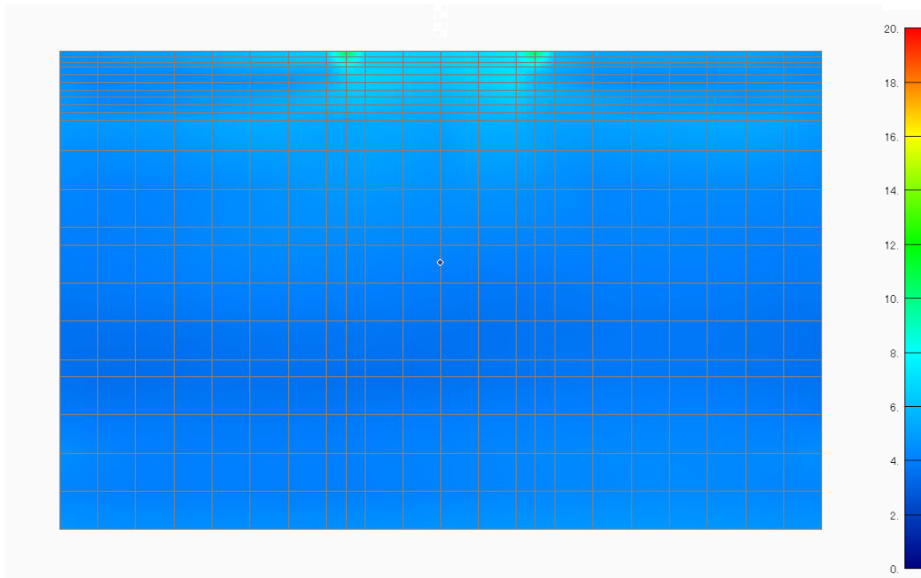
第 4.1-4 図 固有モード\_5次, 6次 (刺激関数: EW 方向)

## 4.2 全応力解析

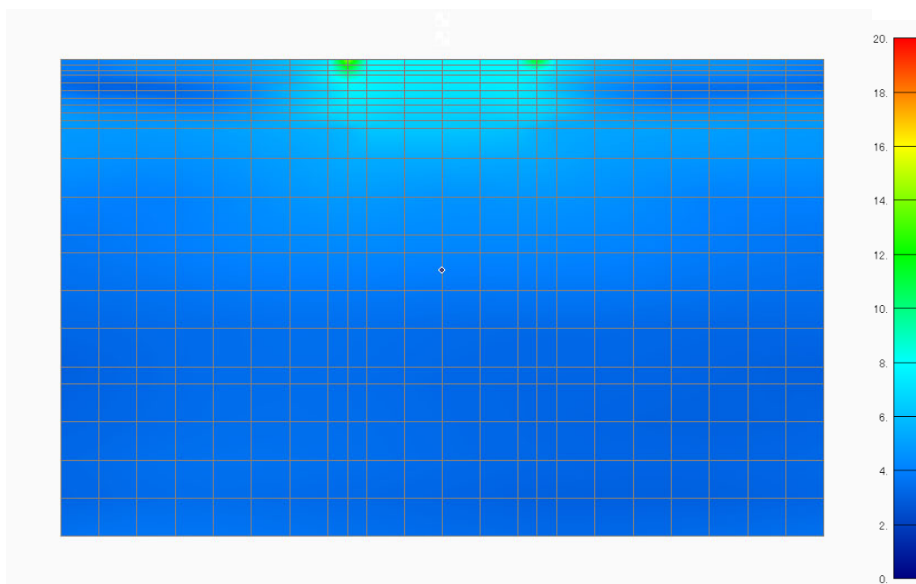
### 4.2.1 地盤の応答結果

全応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度及び最大応答せん断ひずみ分布を第 4.2.1-1 図～第 4.2.1-8 図に示す。なお、解析結果は代表として S<sub>s</sub>-A 及び S<sub>s</sub>-C1 のみを示す。

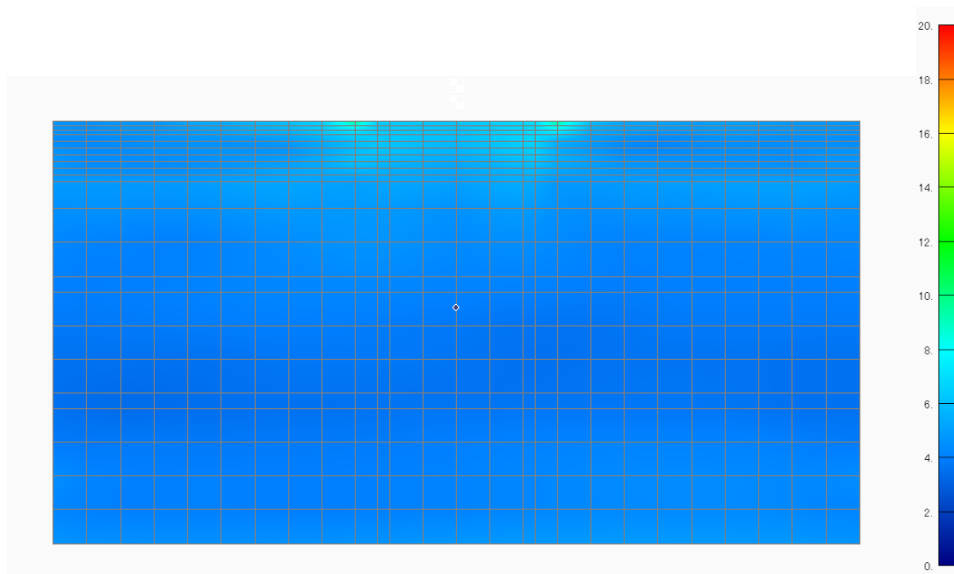
また、改良地盤の最大平均変位(改良地盤下端(T. M. S. L. 37.0m)からの相対変位)を第 4.2.1-9 図及び第 4.2.1-14 図に示す。



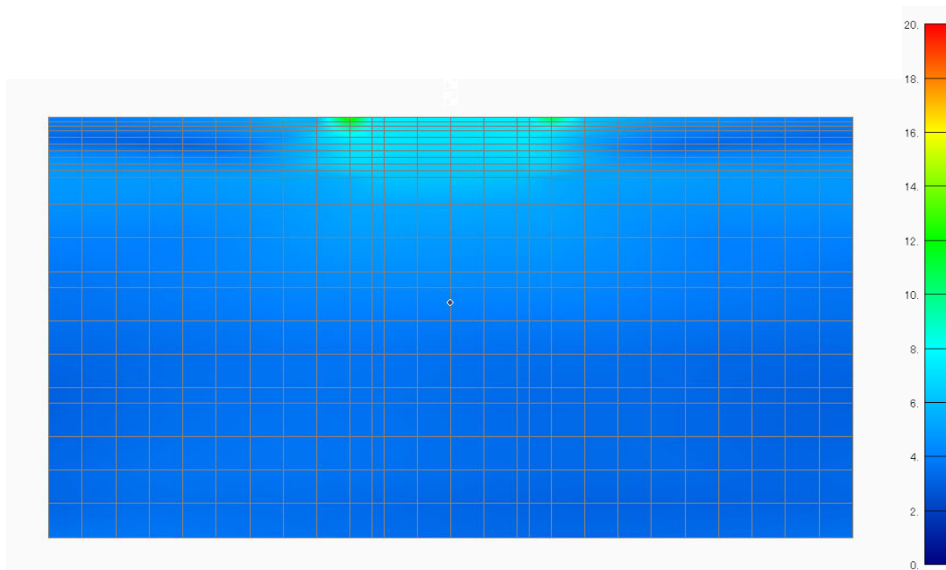
第 4.2.1-1 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 全応力解析)



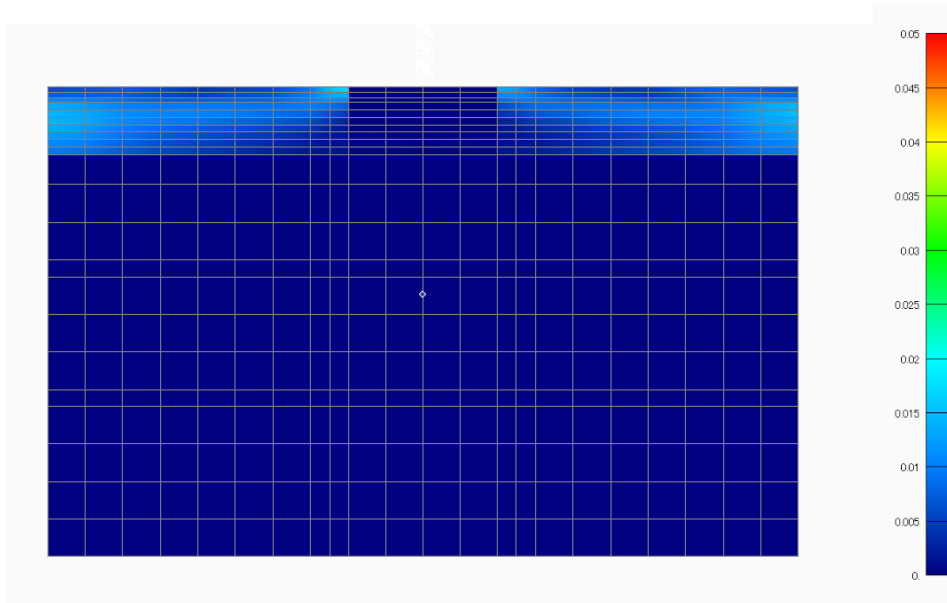
第 4.2.1-2 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 全応力解析)



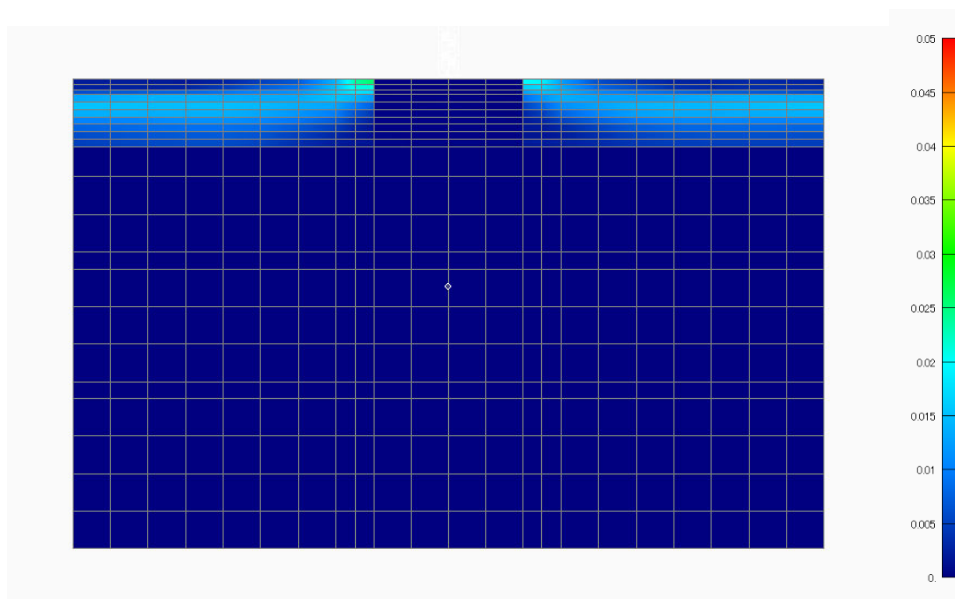
第 4.2.1-3 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 全応力解析)



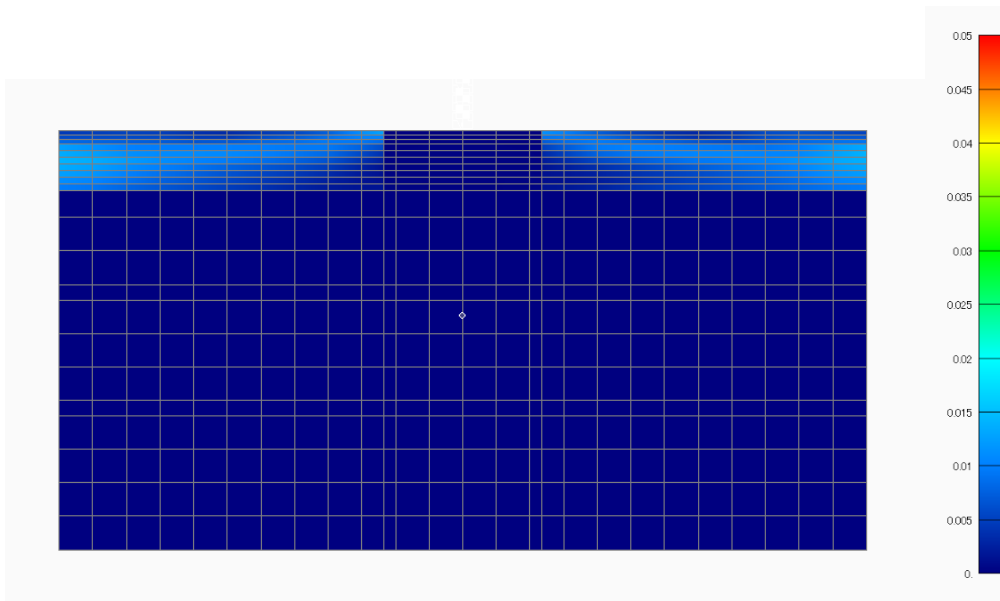
第 4.2.1-4 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 全応力解析)



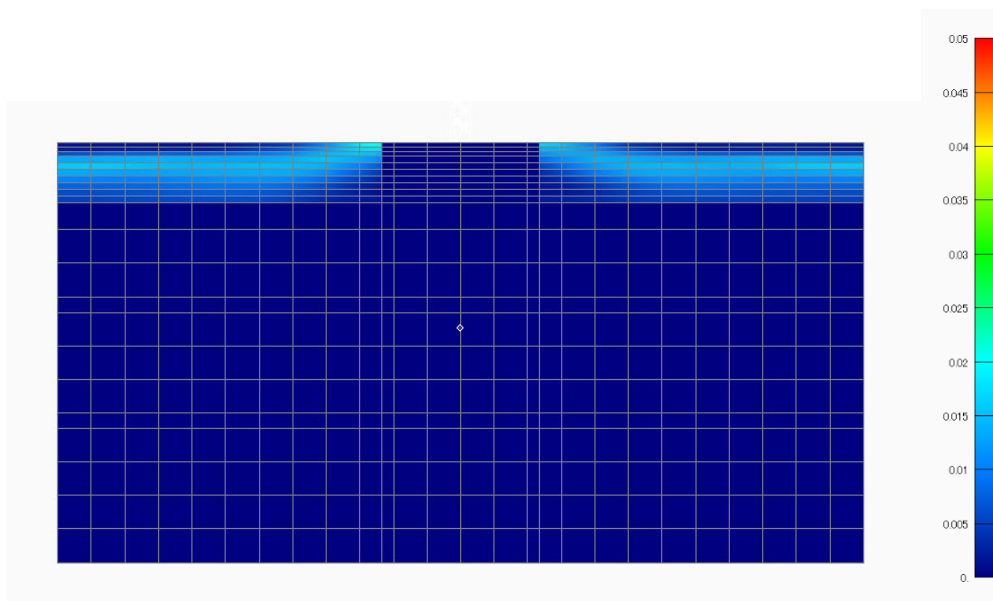
第 4.2.1-5 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
(基本ケース, NS 断面, Ss-A, 全応力解析)



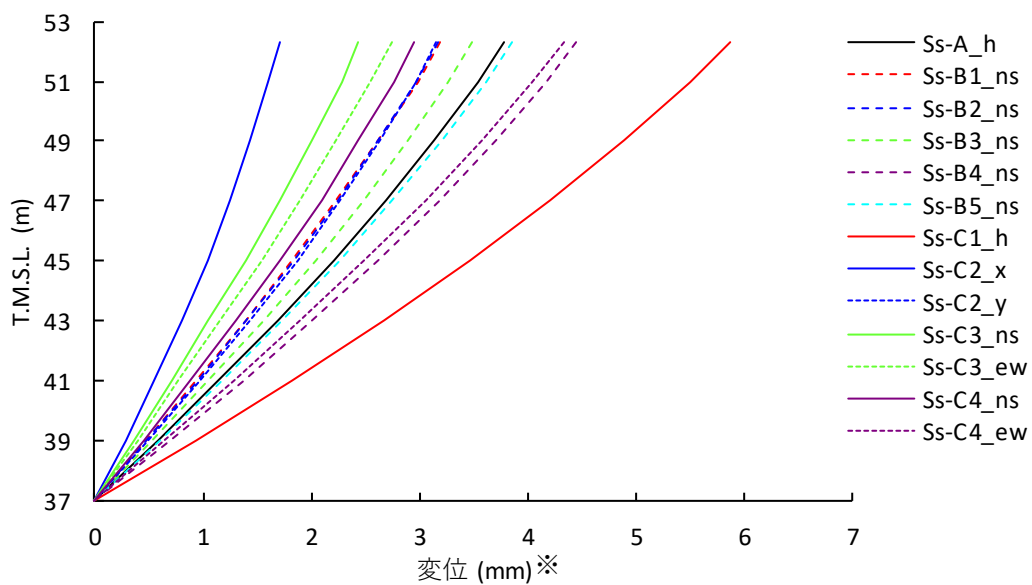
第 4.2.1-6 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
(基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 全応力解析)



第 4.2.1-7 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 全応力解析)

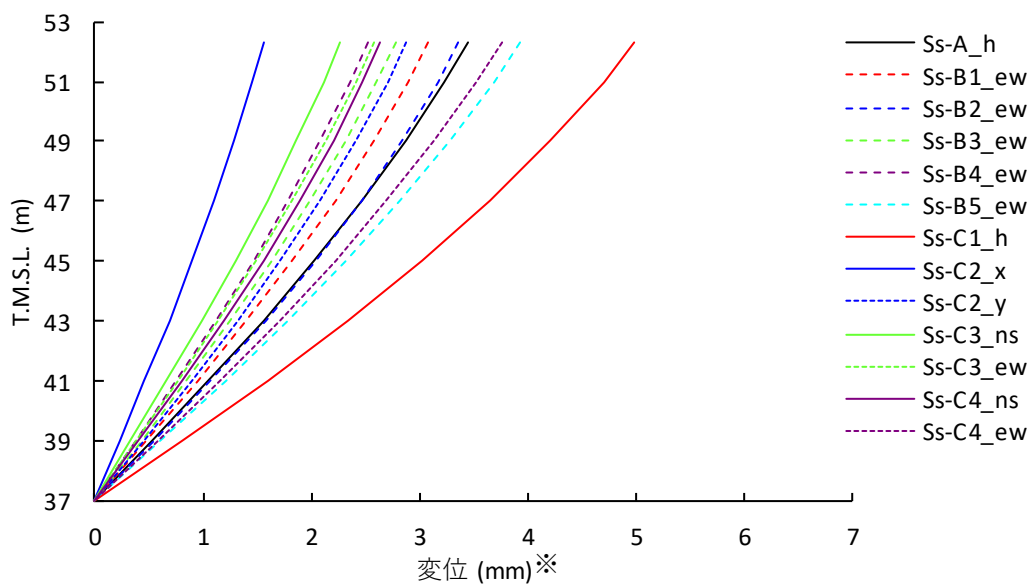


第 4.2.1-8 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 全応力解析)



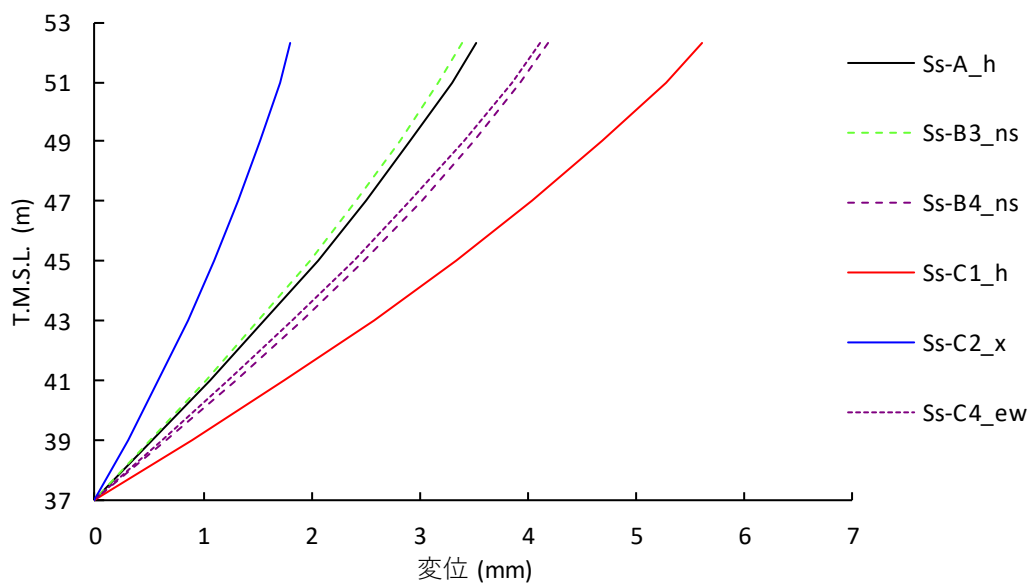
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-9 図 改良地盤の最大変位  
(基本ケース, NS 断面, 全応力解析)



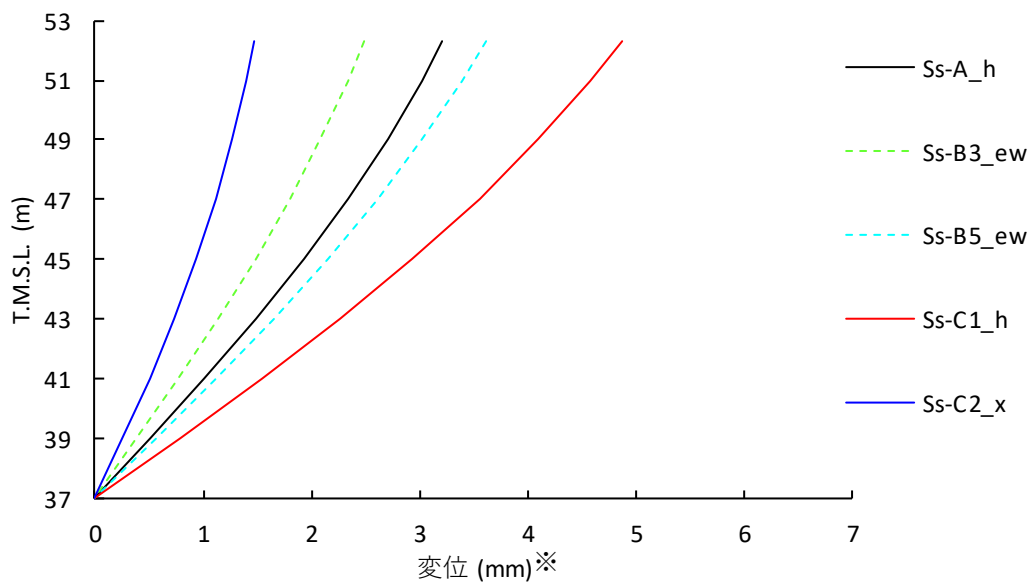
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-10 図 改良地盤の最大変位  
(基本ケース, EW 断面, 全応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

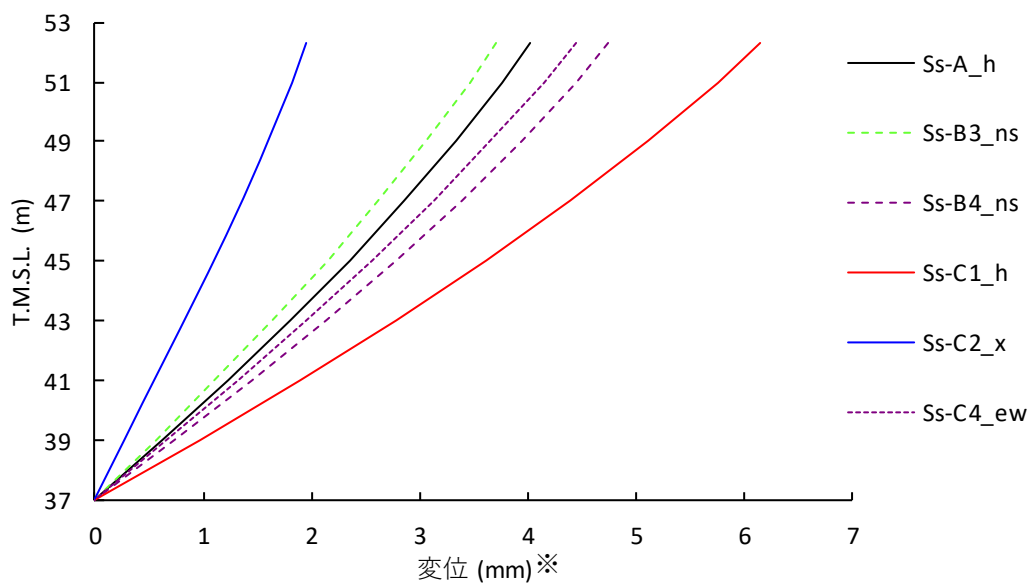
第 4.2.1-11 図 改良地盤の最大変位  
(+1 $\sigma$  地盤, NS 断面, 全応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

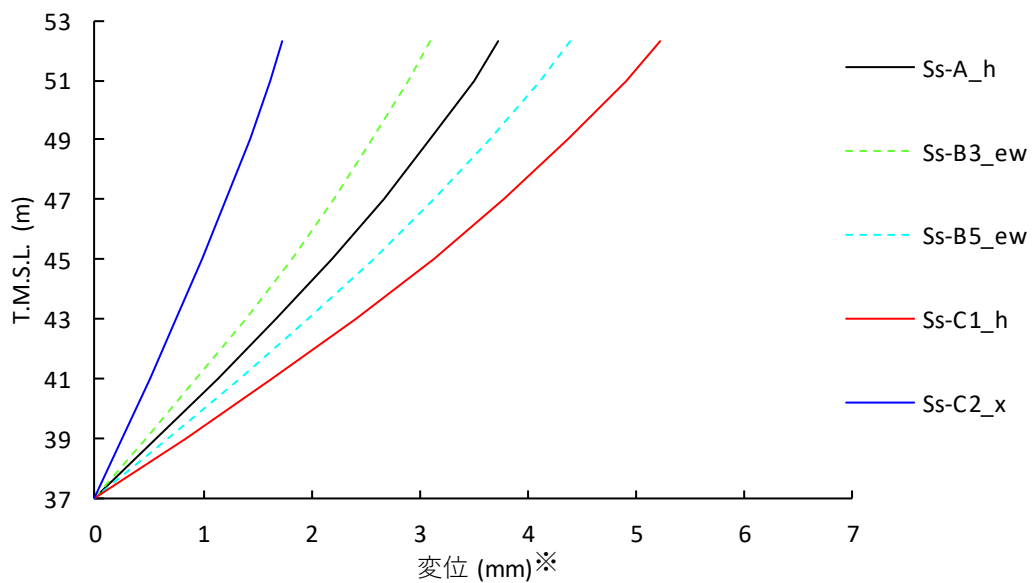
第 4.2.1-12 図 改良地盤の最大変位  
(+1 $\sigma$  地盤, EW 断面, 全応力解析)





※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-13 図 改良地盤の最大変位  
(-1 $\sigma$  地盤, NS 断面, 全応力解析)



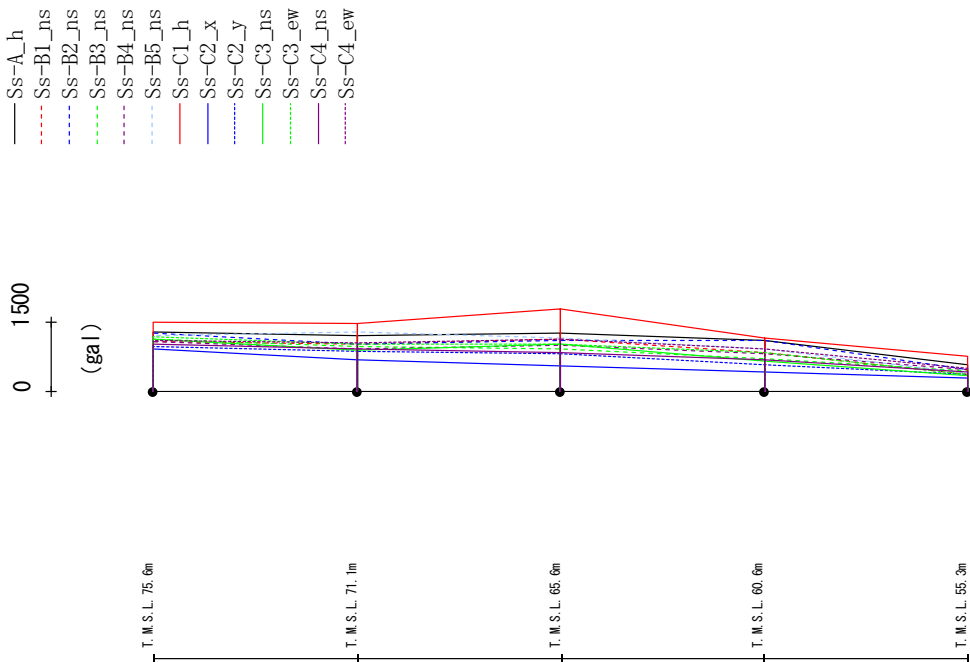
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.2.1-14 図 改良地盤の最大変位  
(-1 $\sigma$  地盤, EW 断面, 全応力解析)

#### 4.2.2 支持架構の応答結果

全応力解析結果のうち、支持架構の最大応答値(加速度，せん断，曲げモーメント)を第 4.2.2-1 図～第 4.2.2-24 図に示し，座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線図を第 4.2.2-25 図～第 4.2.2-30 図に示す。

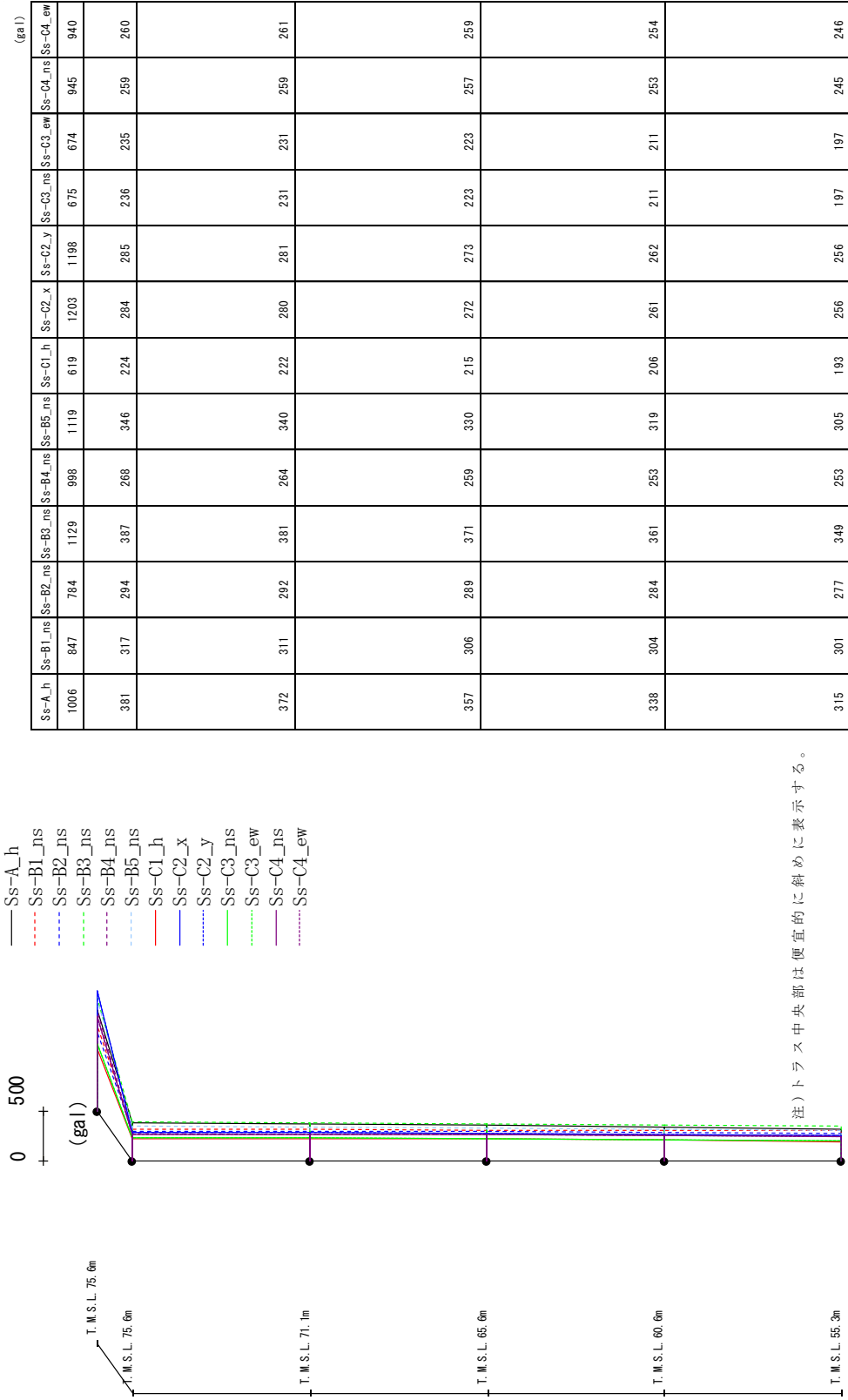
最大応答加速度 (NS方向)



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

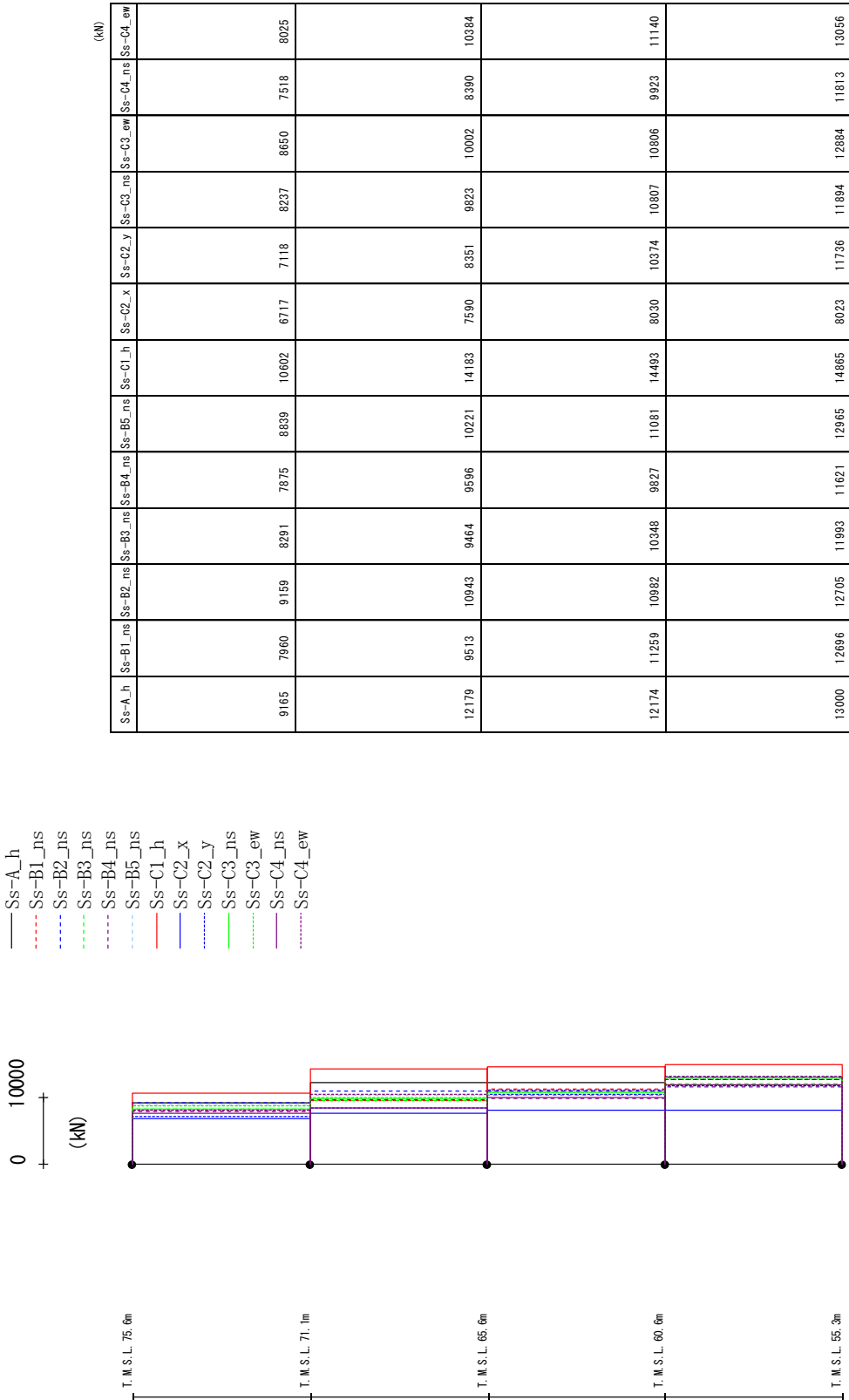
第 4.2.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)



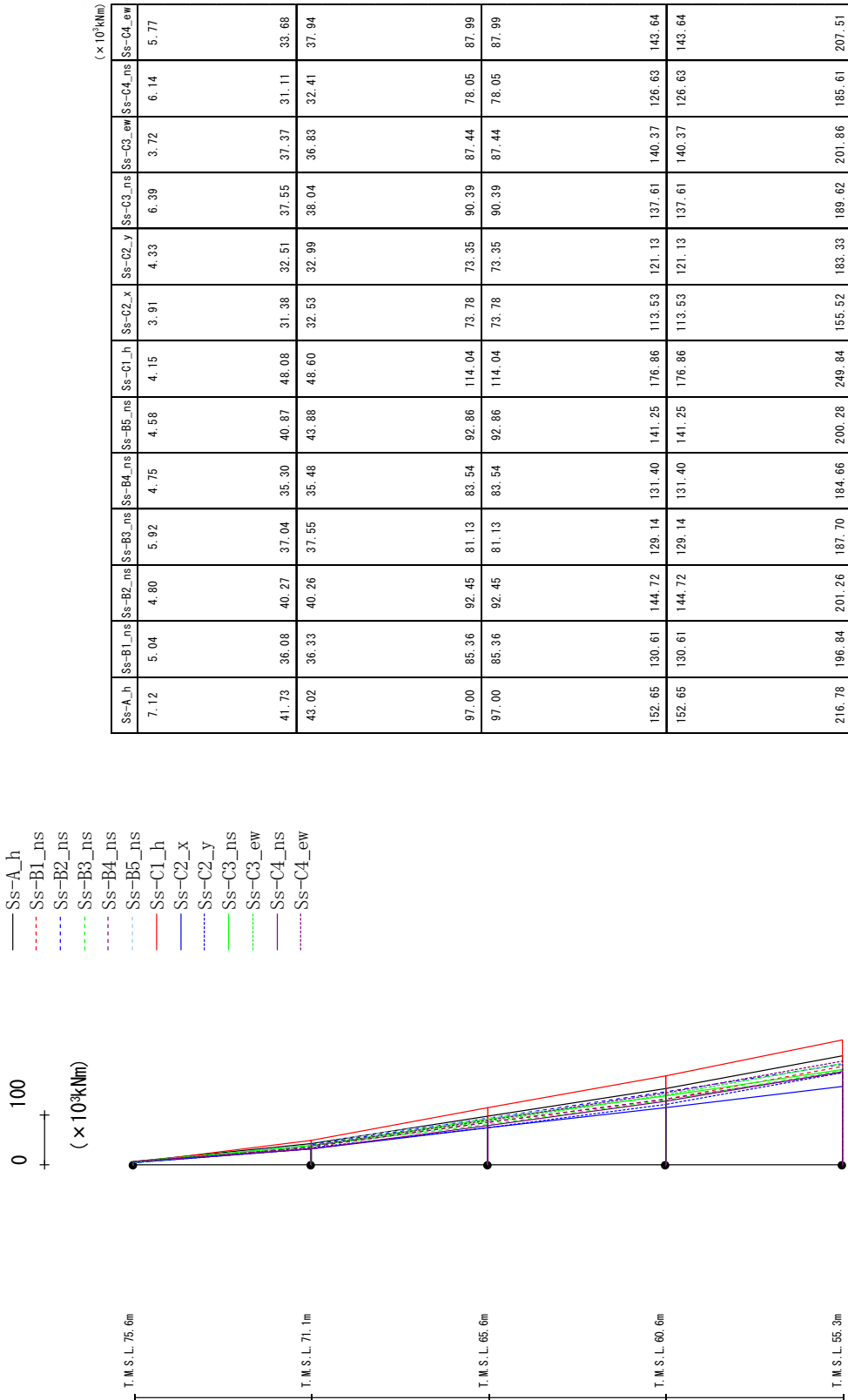
第 4.2.2-2 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



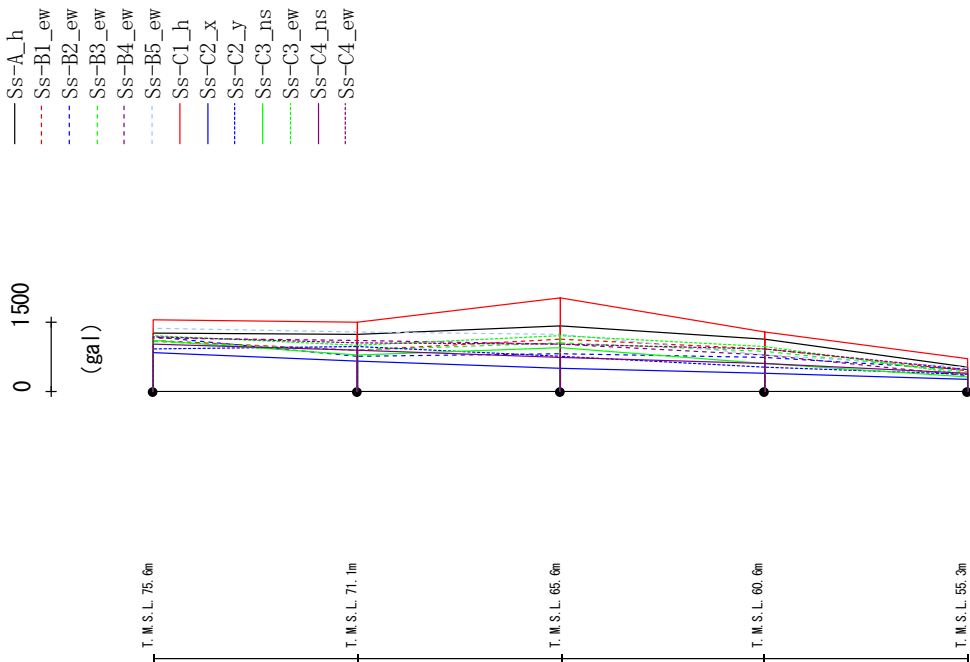
第 4.2.2-3 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第 4.2.2-4 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 全応力解析)

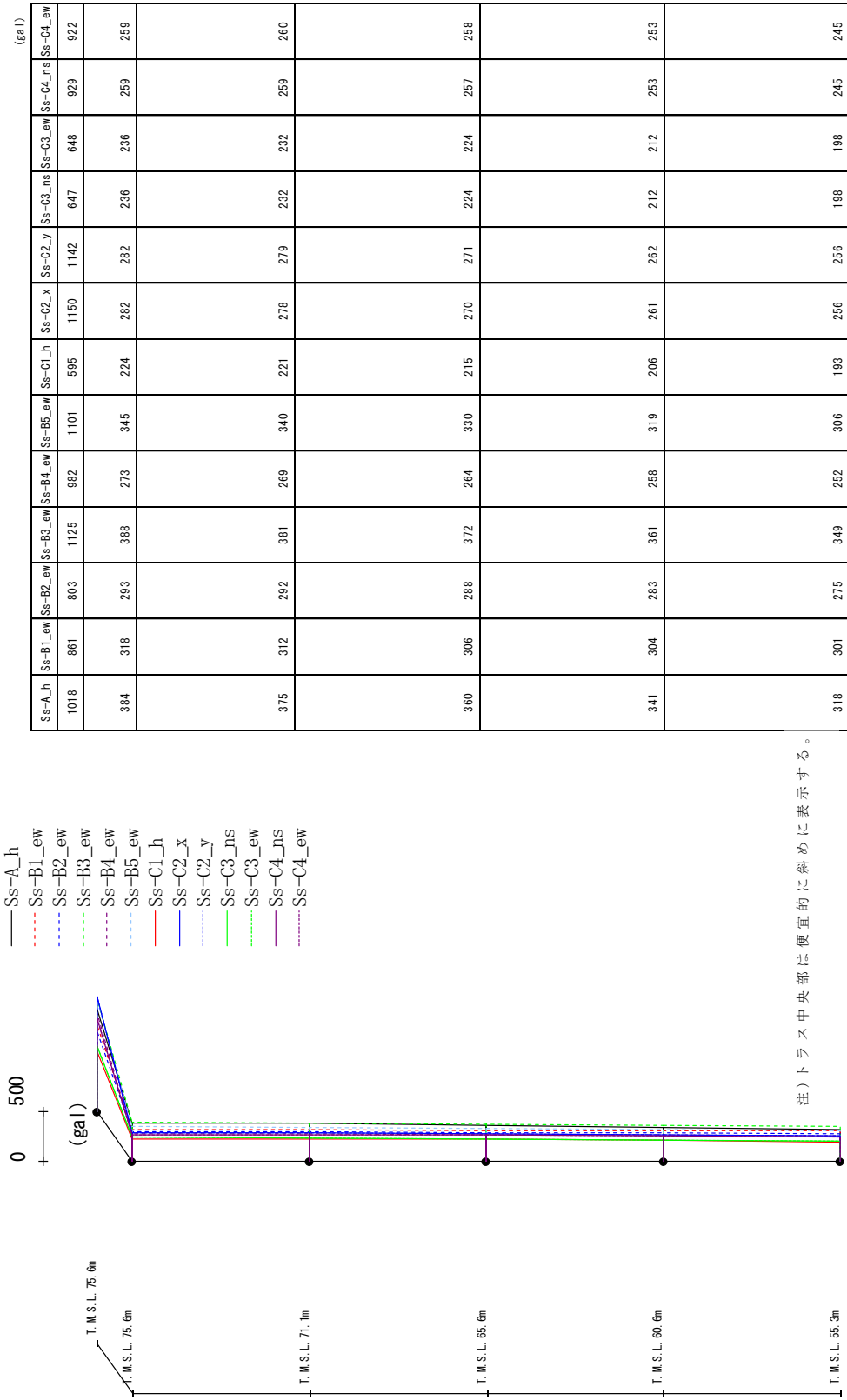
最大応答加速度 (EW方向)



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

第 4.2.2-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

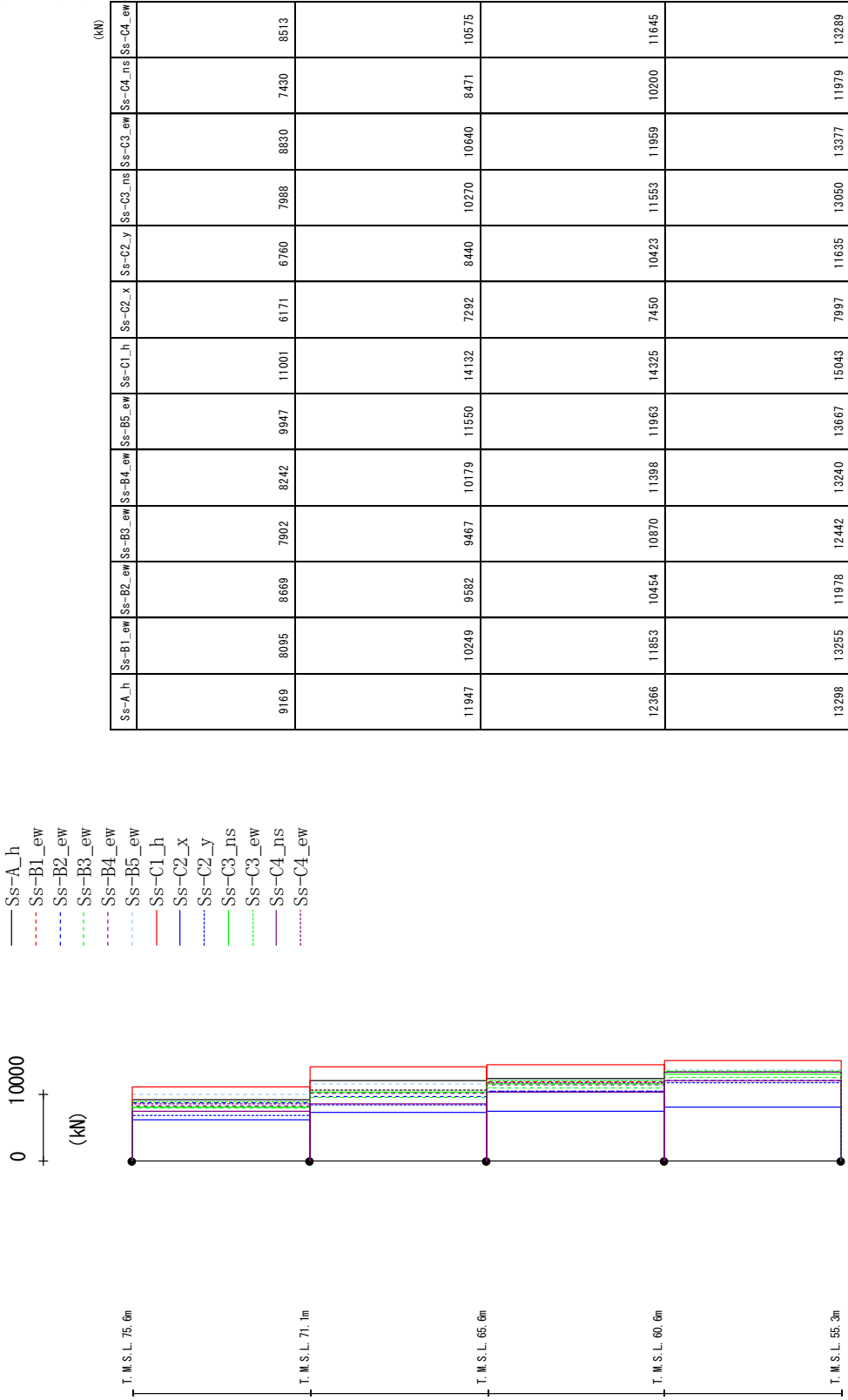


(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

第 4.2.2-6 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

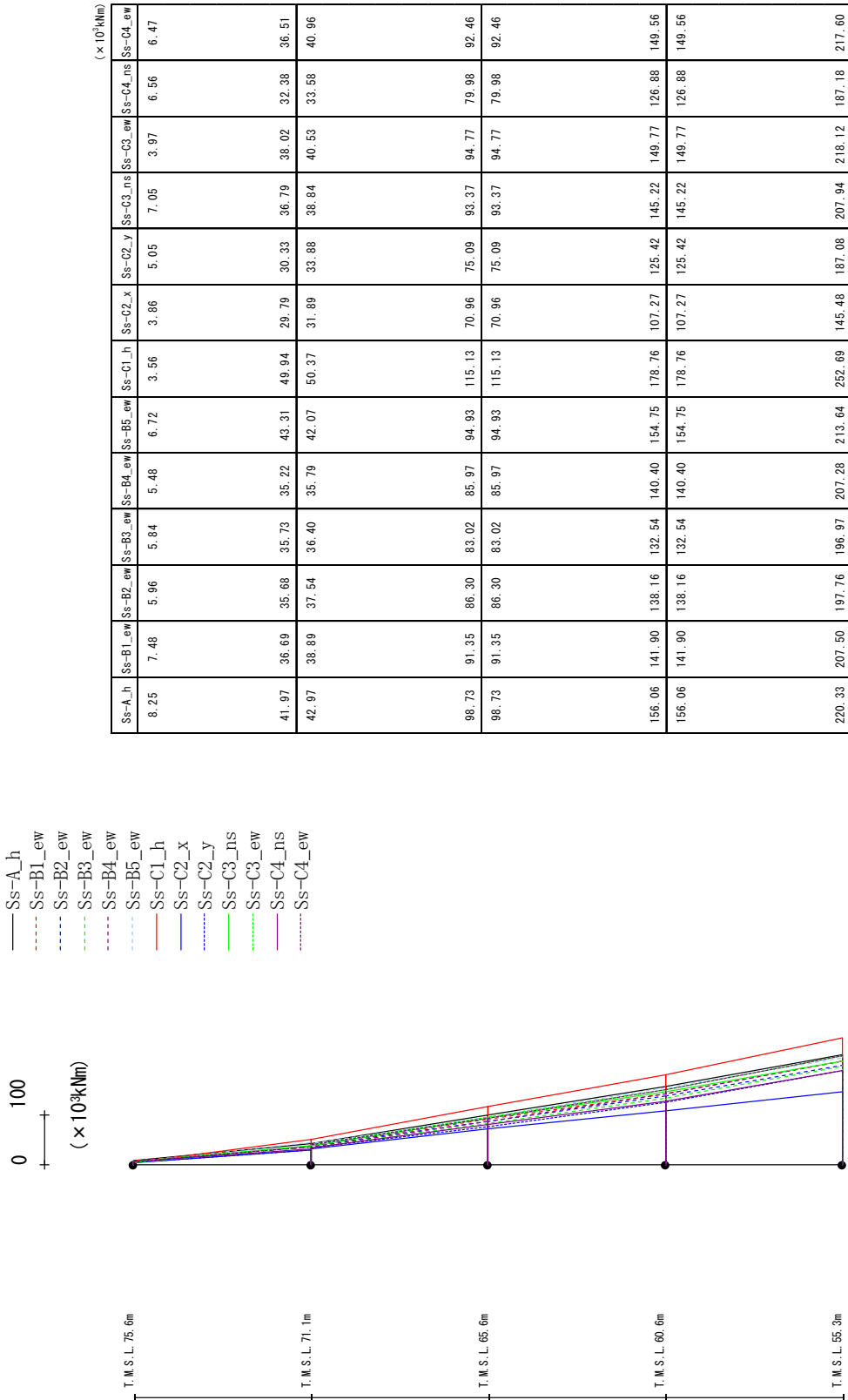


最大応答せん断力 (EW方向)



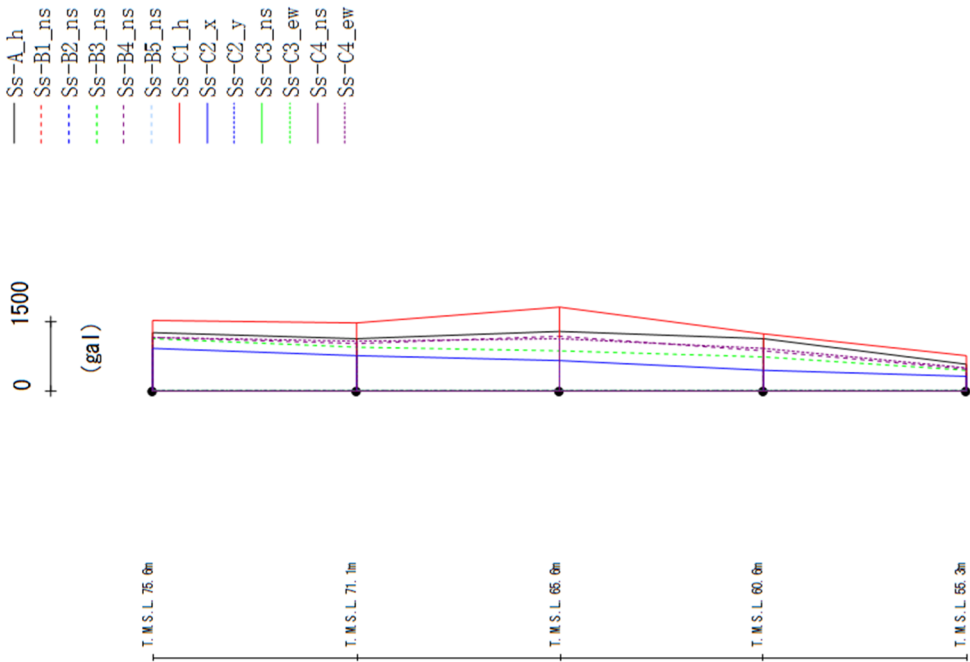
第 4.2.2-7 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.2.2-8 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW方向, 全応力解析)

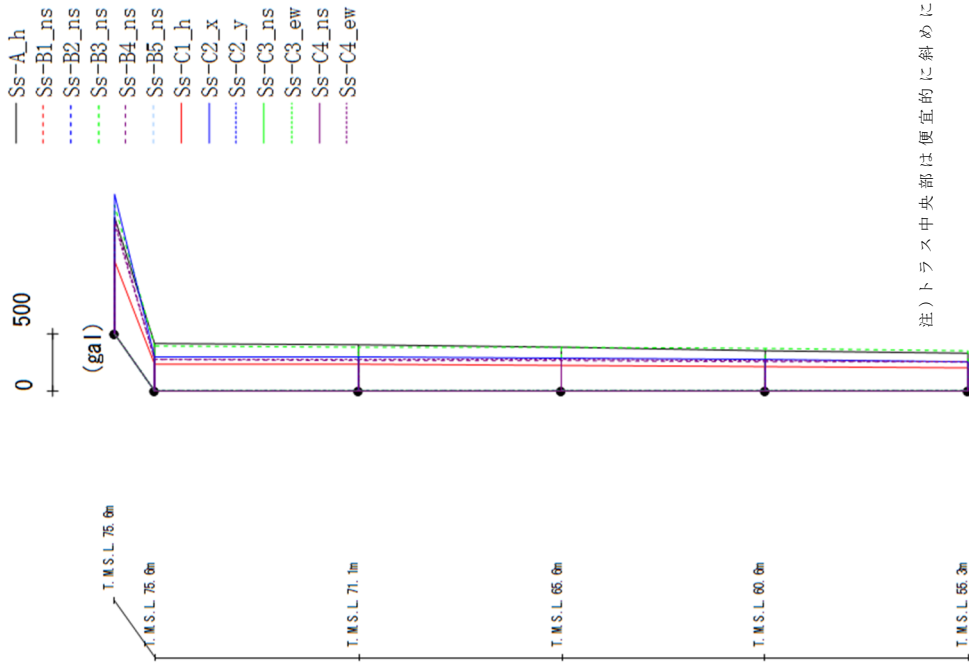
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1266	-	-	1142	1155	-	1527	915	-	-	-	-	1157
1133	-	-	966	1023	-	1484	772	-	-	-	-	1067
1284	-	-	866	1179	-	1812	643	-	-	-	-	1126
1125	-	-	722	866	-	1242	457	-	-	-	-	909
571	-	-	462	480	-	762	311	-	-	-	-	502

第 4.2.2-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

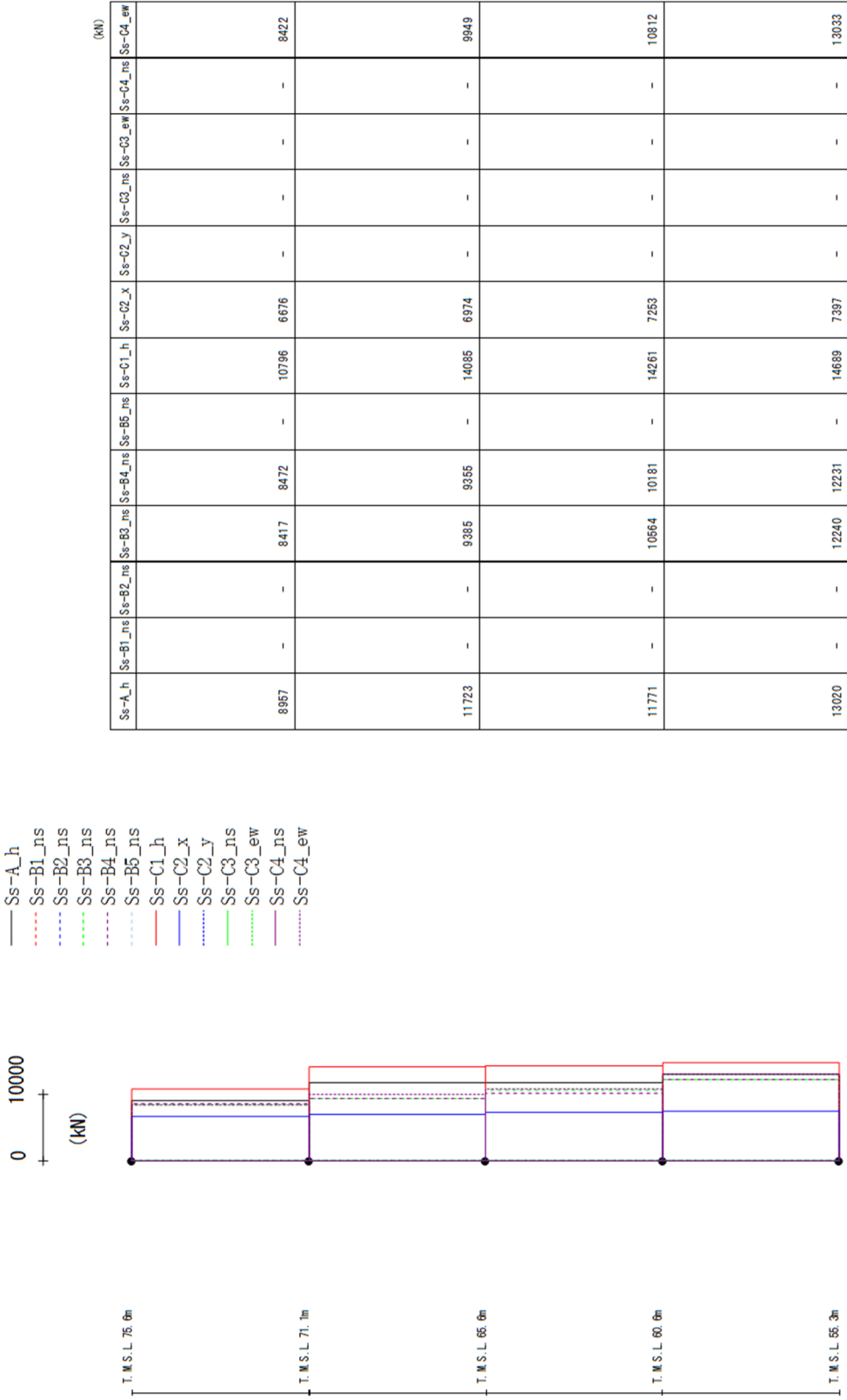


(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1005	-	1115	1004	-	627	1212	-	-	-	-	-	956
407	-	390	268	-	234	297	-	-	-	-	-	271
396	-	-	384	263	-	231	292	-	-	-	-	271
375	-	-	374	259	-	224	282	-	-	-	-	269
350	-	-	364	254	-	213	269	-	-	-	-	265
322	-	-	352	252	-	197	256	-	-	-	-	257

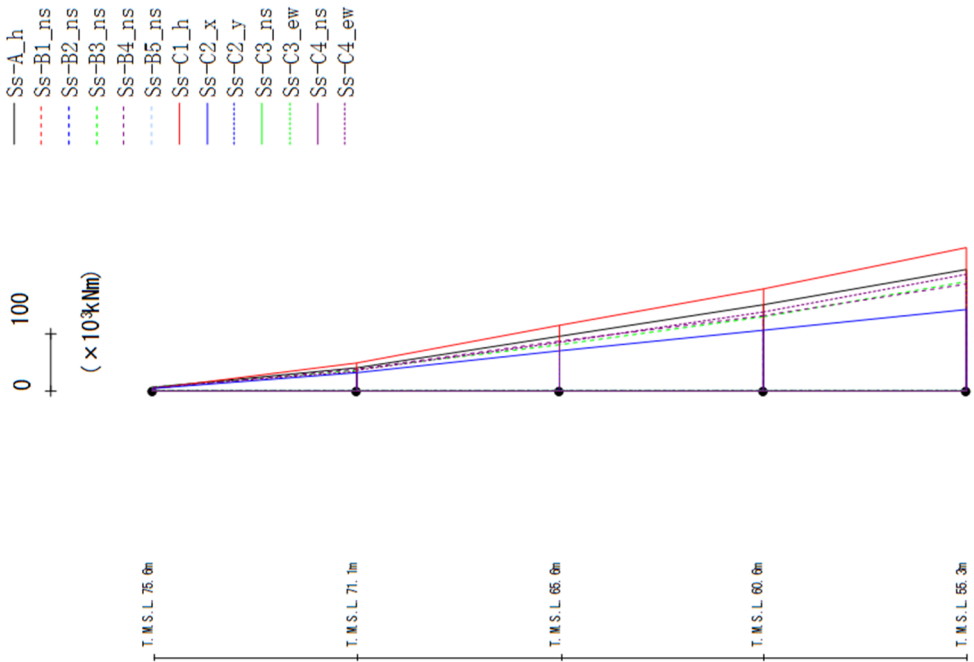
第 4.2.2-10 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.2.2-11 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

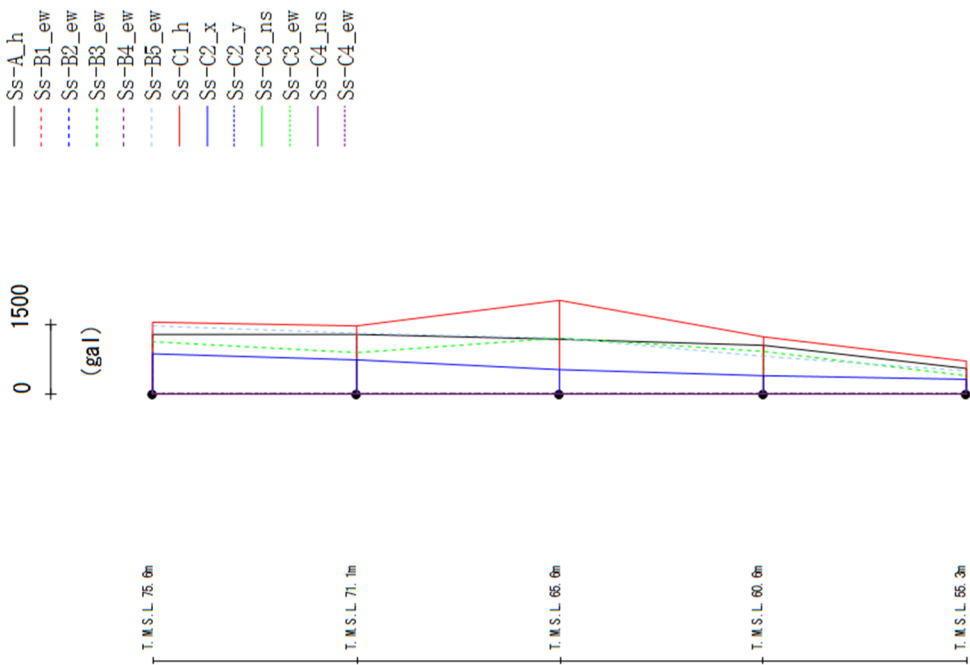


( $\times 10^3 \text{kNm}$ )

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
6.96	-	6.00	4.68	-	4.10	4.10	4.11	-	-	-	-	5.39
40.53	-	36.43	37.59	-	47.98	31.00	-	-	-	-	-	34.44
40.86	-	37.17	37.42	-	47.37	32.39	-	-	-	-	-	36.69
94.61	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	-	84.44
94.61	-	79.73	85.61	-	113.94	70.25	-	-	-	-	-	84.44
149.31	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	-	137.82
149.31	-	129.27	131.43	-	176.68	104.55	-	-	-	-	-	137.82
210.19	-	189.73	185.35	-	249.44	141.45	-	-	-	-	-	203.18

第 4.2.2-12 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

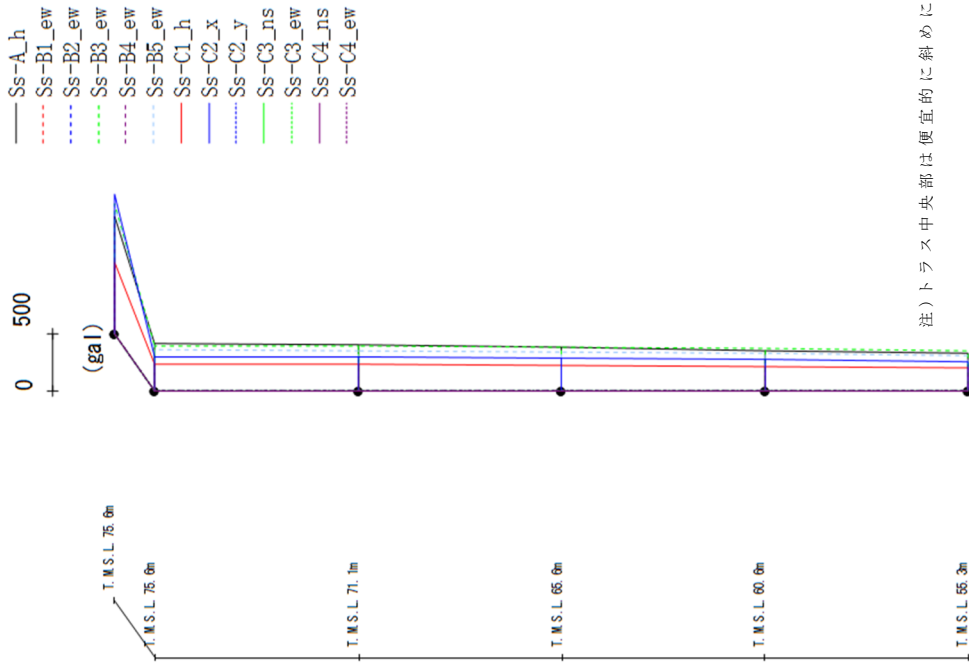
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1285	-	-	1129	-	1473	1549	869	-	-	-	-	-
1285	-	-	891	-	1313	1463	741	-	-	-	-	-
1195	-	-	1199	-	1204	2040	517	-	-	-	-	-
1048	-	-	917	-	824	1242	387	-	-	-	-	-
555	-	-	391	-	495	712	300	-	-	-	-	-

第 4.2.2-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (UD方向)



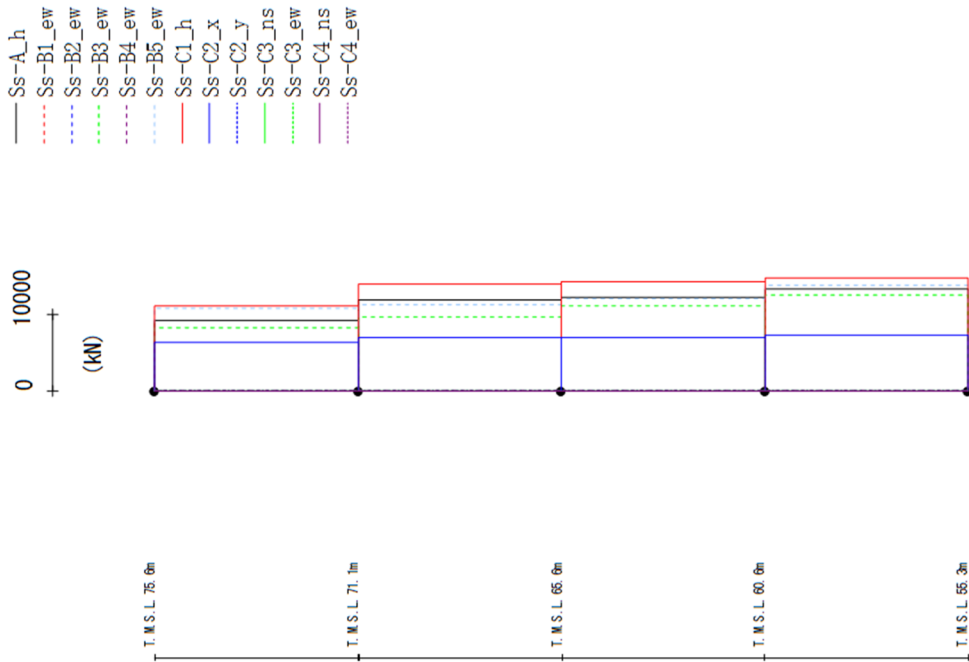
(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1018	-	-	1131	-	1120	621	1207	-	-	-	-	-
408	-	-	392	-	365	234	297	-	-	-	-	-
397	-	-	385	-	348	230	292	-	-	-	-	-
377	-	-	375	-	337	223	282	-	-	-	-	-
352	-	-	365	-	324	212	269	-	-	-	-	-
322	-	-	352	-	308	197	256	-	-	-	-	-

第 4.2.2-14 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



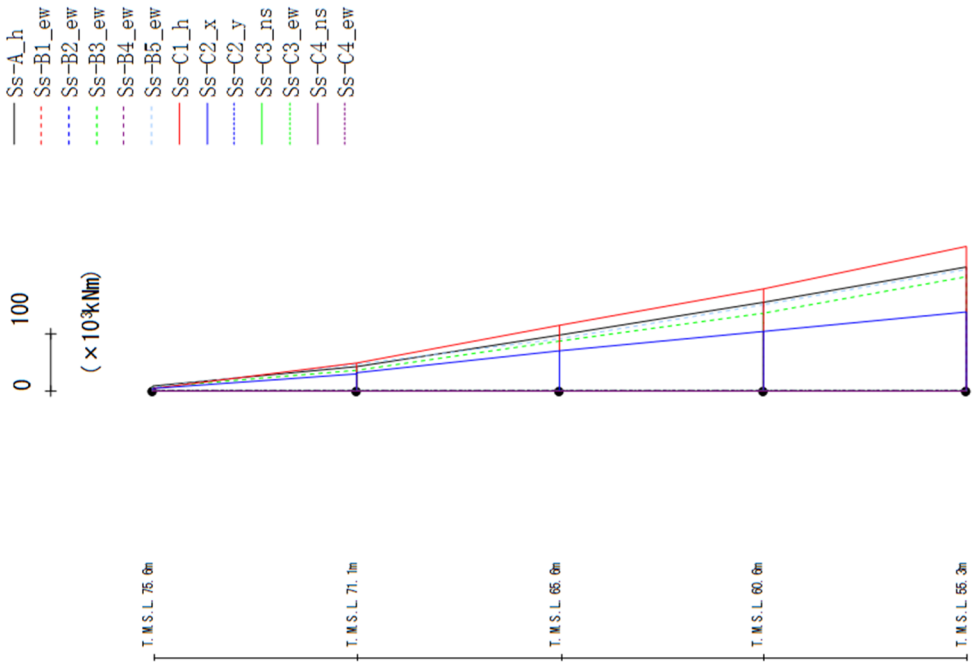
最大応答せん断力 (EW方向)



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

第 4.2.2-15 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

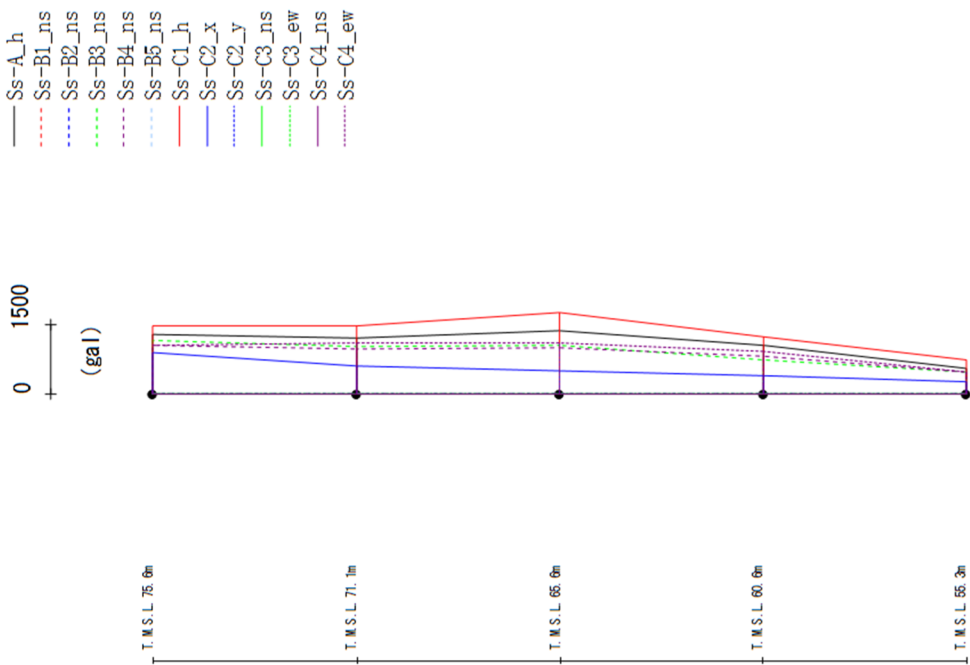


( × 10<sup>3</sup> kNm)

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
8.48	-	-	5.83	-	5.79	4.14	3.85	-	-	-	-	-
41.04	-	-	35.78	-	47.17	48.90	30.32	-	-	-	-	-
42.31	-	-	34.97	-	46.09	48.91	32.07	-	-	-	-	-
97.54	-	-	85.64	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
97.54	-	-	85.64	-	91.52	114.30	68.74	-	-	-	-	-
154.00	-	-	134.92	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
154.00	-	-	134.92	-	150.86	177.97	102.96	-	-	-	-	-
216.05	-	-	199.40	-	210.55	252.25	138.10	-	-	-	-	-

第 4.2.2-16 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

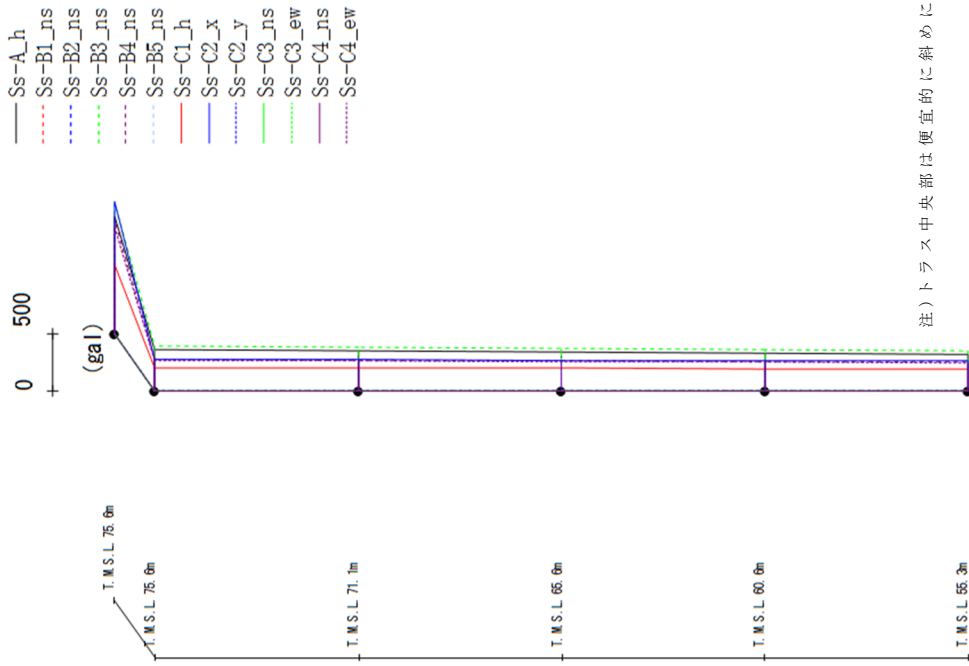
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1299	-	-	1159	1040	-	1488	893	-	-	-	-	1042
1209	-	-	1023	968	-	1486	591	-	-	-	-	1118
1377	-	-	1061	1002	-	1778	487	-	-	-	-	1118
1049	-	-	744	802	-	1247	391	-	-	-	-	911
549	-	-	461	477	-	744	247	-	-	-	-	468

第 4.2.2-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

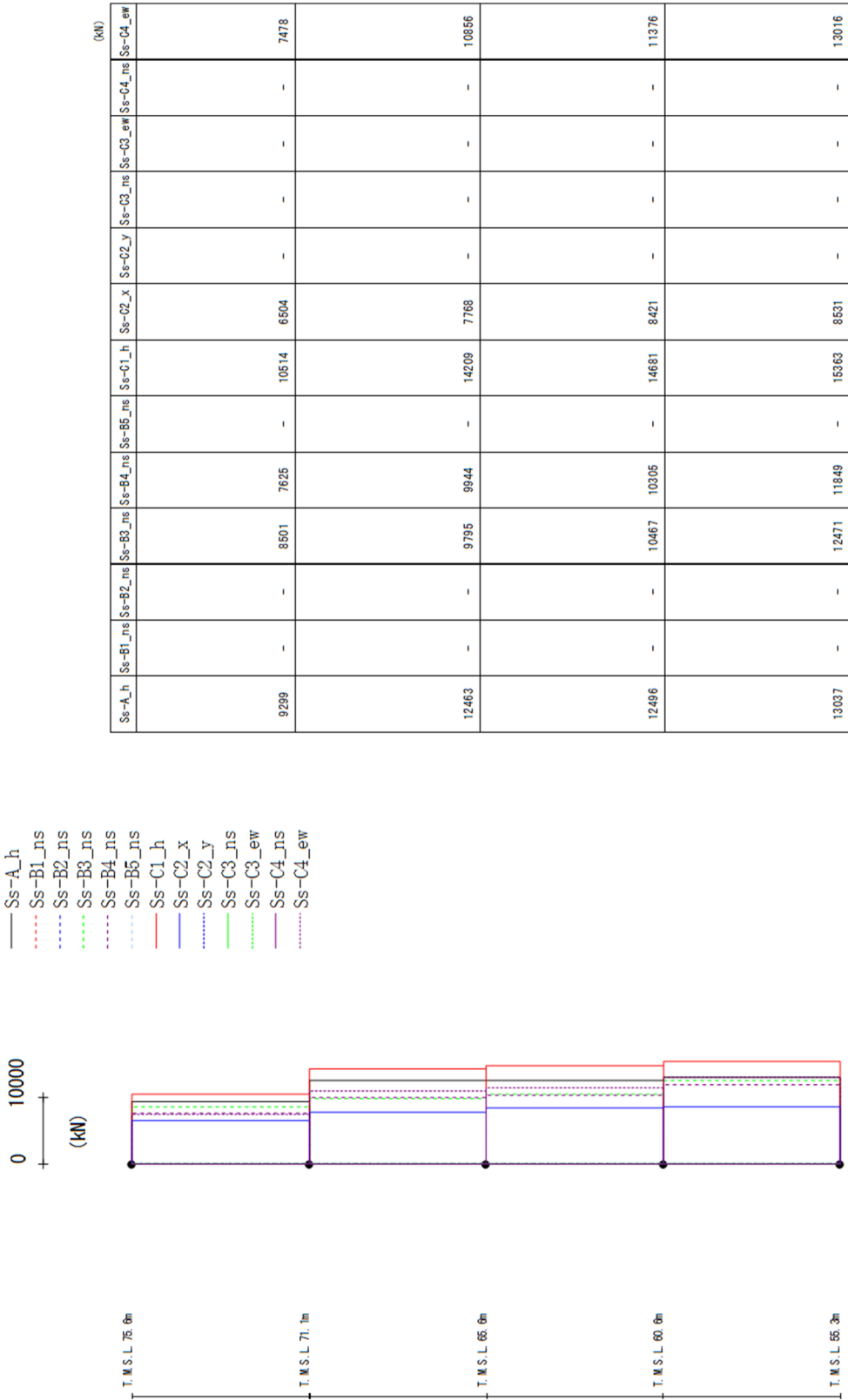


(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1023	-	1131	986	601	1152	-	-	-	-	-	-	920
359	-	385	270	204	275	-	-	-	-	-	-	257
352	-	379	267	202	271	-	-	-	-	-	-	258
341	-	371	261	199	267	-	-	-	-	-	-	255
327	-	361	256	192	262	-	-	-	-	-	-	251
311	-	351	254	183	257	-	-	-	-	-	-	243

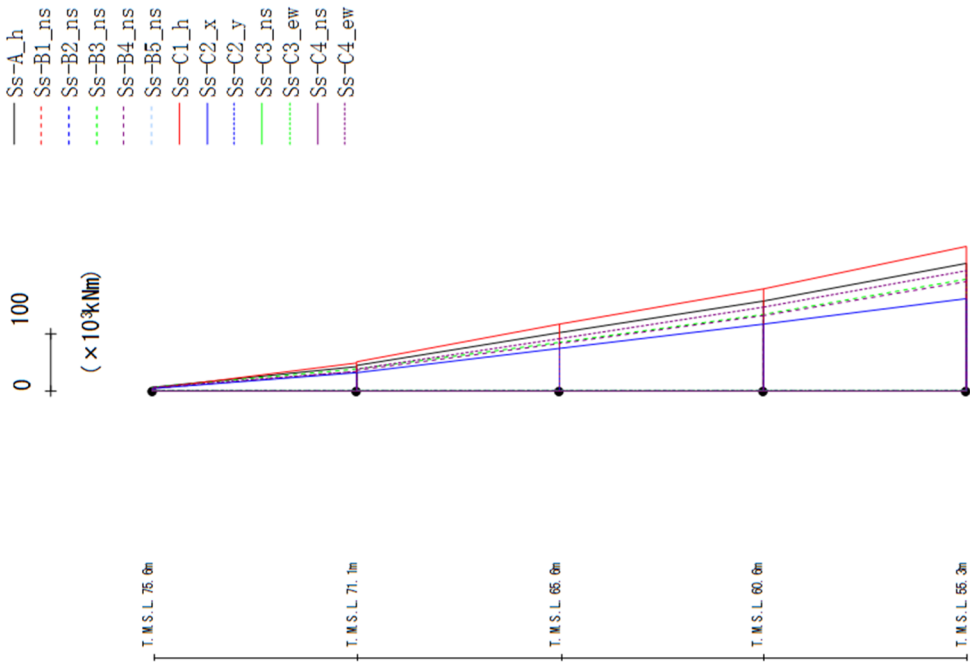
第 4.2.2-18 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.2.2-19 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

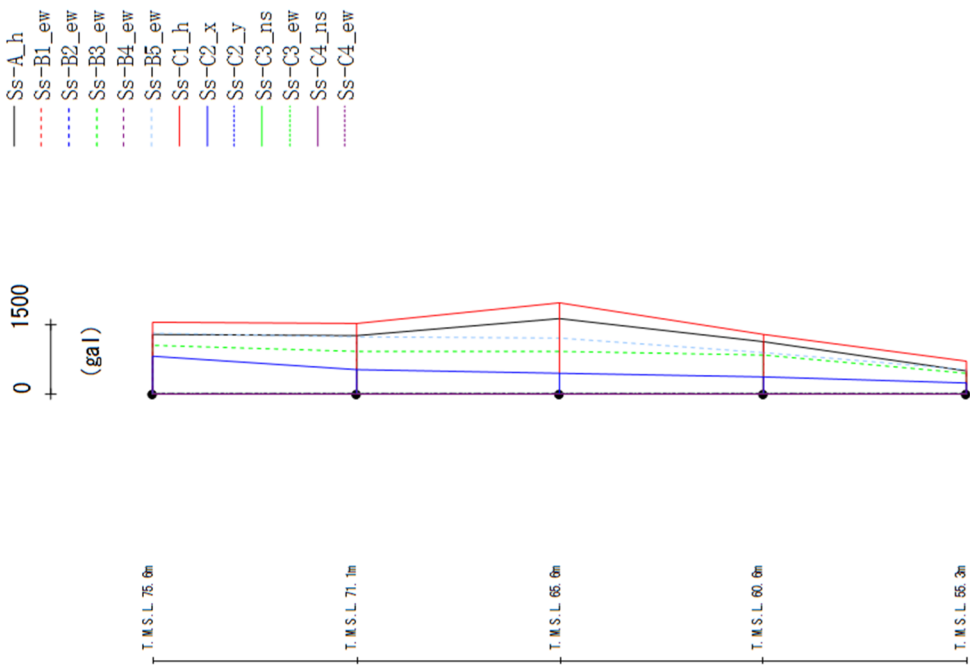


(×10<sup>3</sup>kNm)

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
7.01	-	5.43	4.63	-	3.41	3.44	-	-	-	-	-	5.46
42.92	-	37.98	33.95	-	48.58	30.66	-	-	-	-	-	34.17
44.65	-	38.42	36.25	-	49.85	32.06	-	-	-	-	-	38.79
100.37	-	85.09	82.51	-	115.14	73.63	-	-	-	-	-	90.02
100.37	-	85.09	82.51	-	115.14	73.63	-	-	-	-	-	90.02
155.21	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	-	146.36
155.21	-	133.68	131.10	-	177.92	115.51	-	-	-	-	-	146.36
221.12	-	194.75	190.26	-	251.49	160.45	-	-	-	-	-	210.10

第 4.2.2-20 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)

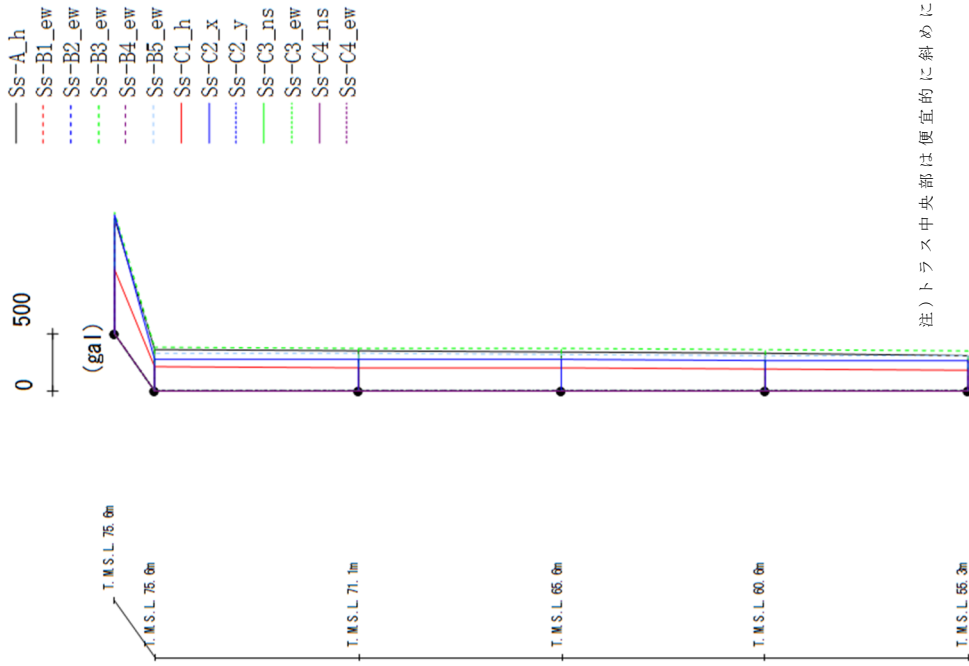
最大応答加速度 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1302	-	-	1059	-	1316	1558	809	-	-	-	-	-
1271	-	-	926	-	1246	1530	530	-	-	-	-	-
1622	-	-	914	-	1222	1976	451	-	-	-	-	-
1125	-	-	833	-	890	1296	376	-	-	-	-	-
511	-	-	442	-	535	710	239	-	-	-	-	-

第 4.2.2-21 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応答解析)

最大応答加速度 (UD方向)



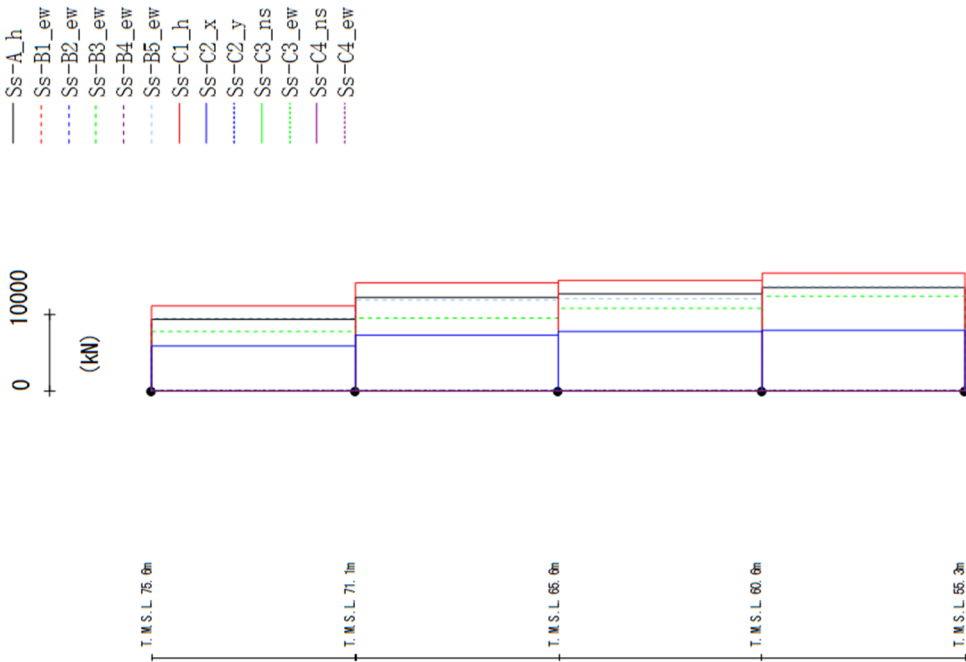
(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
998	-	-	1053	-	1030	567	1027	-	-	-	-	-
360	-	-	379	-	327	205	276	-	-	-	-	-
351	-	-	373	-	323	204	273	-	-	-	-	-
339	-	-	365	-	316	199	269	-	-	-	-	-
326	-	-	357	-	309	193	266	-	-	-	-	-
310	-	-	347	-	302	183	262	-	-	-	-	-

第 4.2.2-22 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)



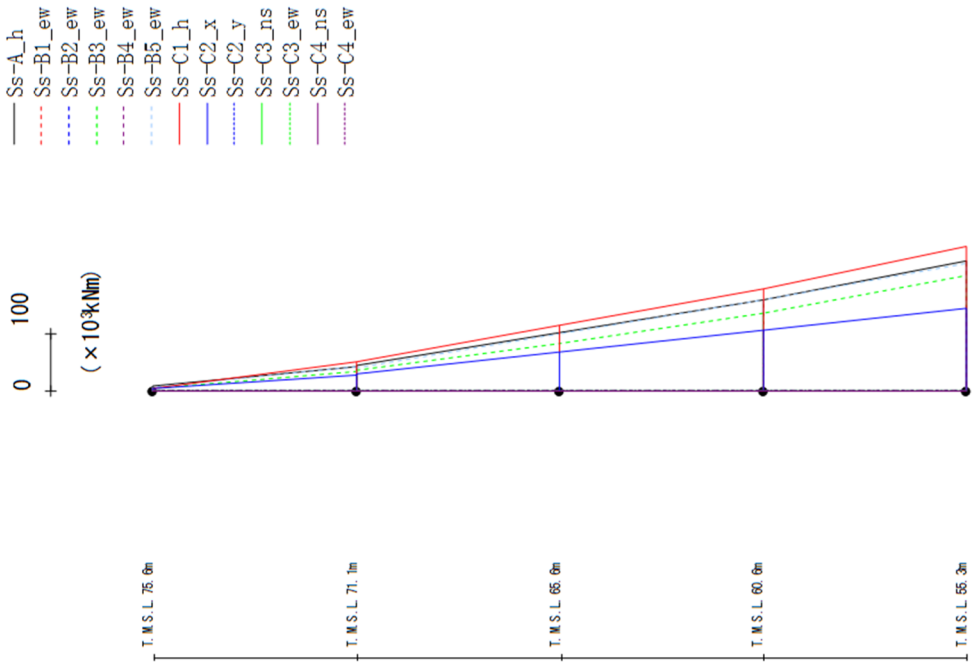
最大応答せん断力 (EW方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
9335	-	-	7697	-	9465	11030	5883	-	-	-	-	-
12213	-	-	9625	-	11791	14141	7291	-	-	-	-	-
12623	-	-	10774	-	12040	14451	7715	-	-	-	-	-
13420	-	-	12293	-	13654	15297	7906	-	-	-	-	-

第 4.2.2-23 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, EW 方向, 全応力解析)

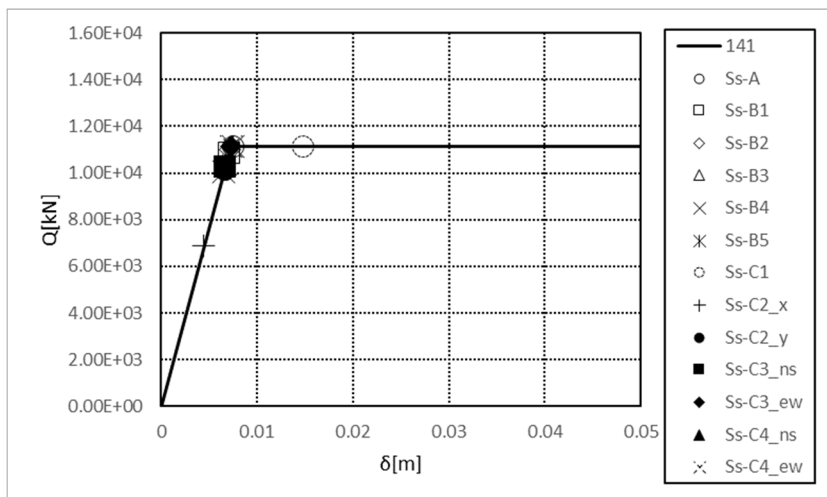
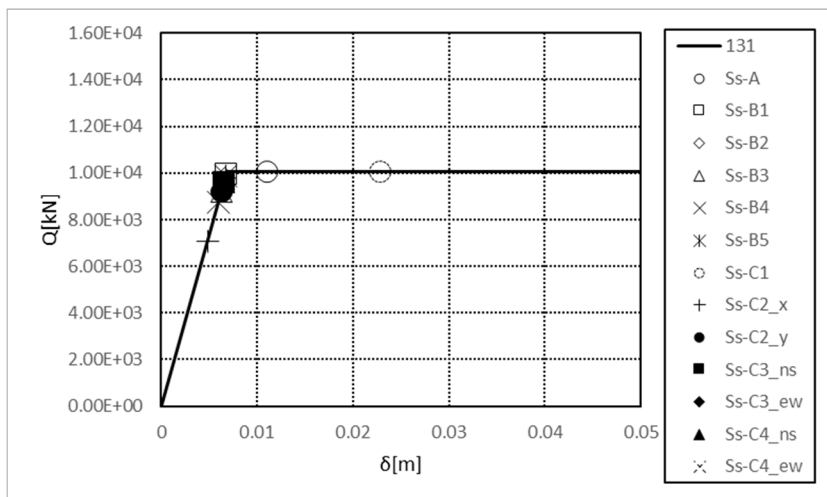
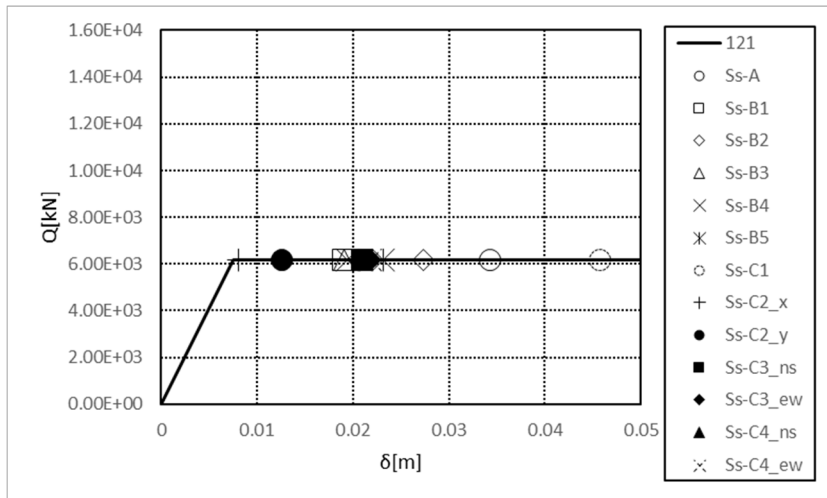
最大応答曲げモーメント (EW方向)



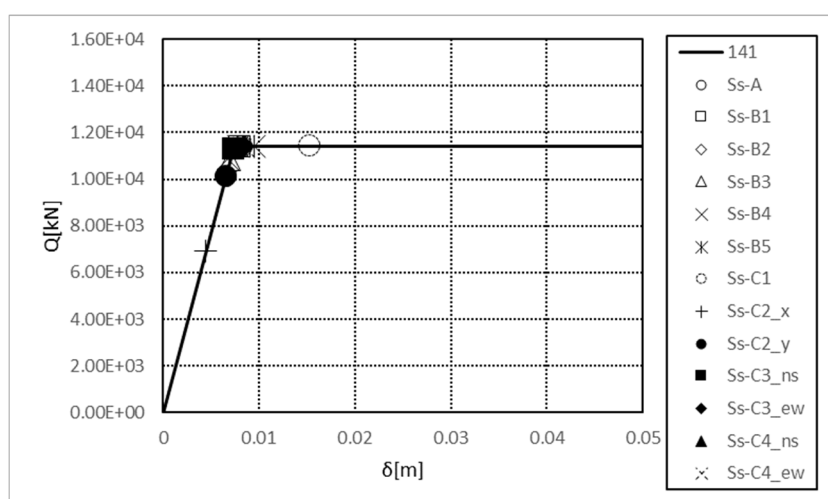
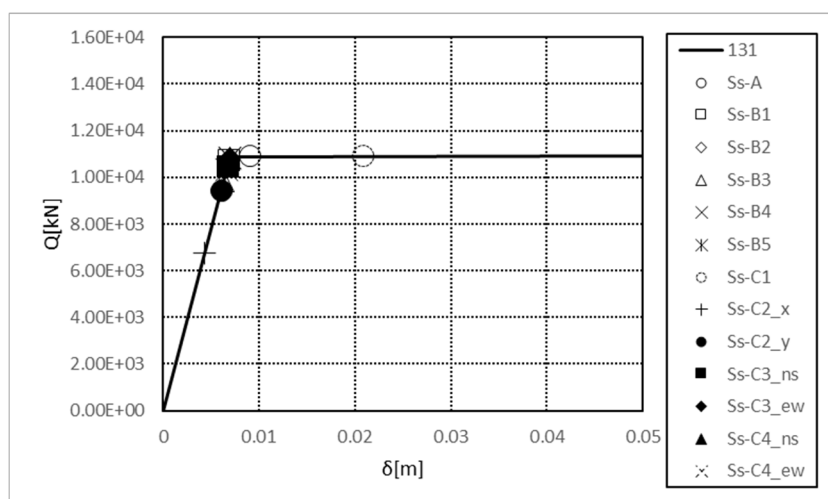
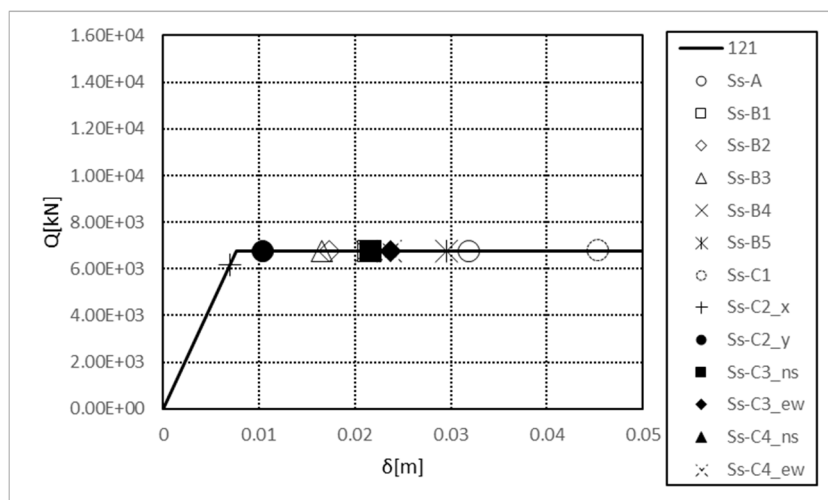
( $\times 10^3 \text{ Nm}$ )

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
7.46	-	-	5.07	-	6.75	4.08	4.01	-	-	-	-	-
42.76	-	-	34.55	-	41.63	50.41	27.52	-	-	-	-	-
43.59	-	-	35.78	-	40.66	51.18	28.62	-	-	-	-	-
100.48	-	-	82.93	-	98.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
100.48	-	-	82.93	-	98.13	114.26	68.25	-	-	-	-	-
158.26	-	-	135.05	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
158.26	-	-	135.05	-	158.33	177.38	104.88	-	-	-	-	-
225.28	-	-	199.89	-	222.32	250.85	143.48	-	-	-	-	-

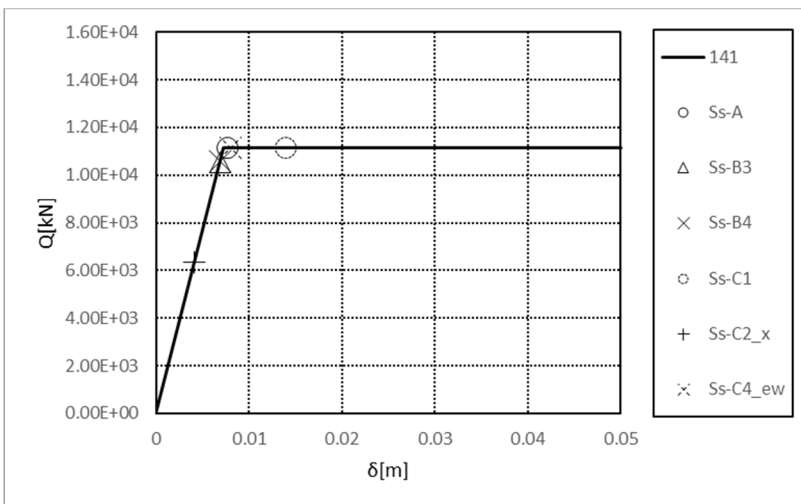
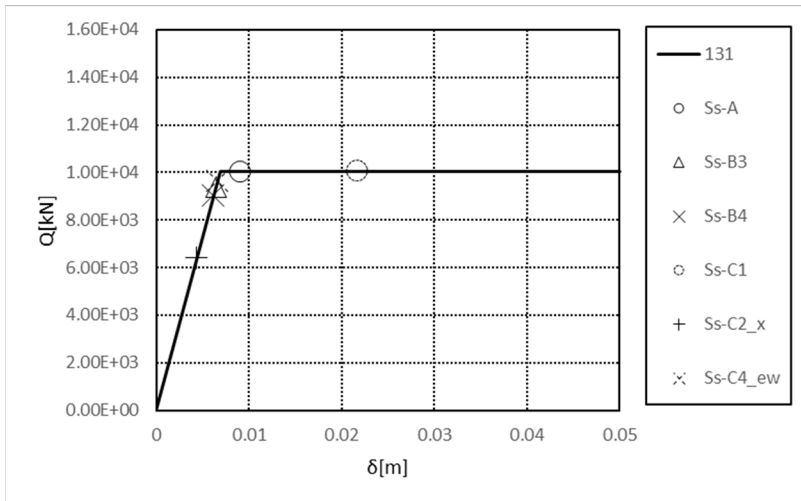
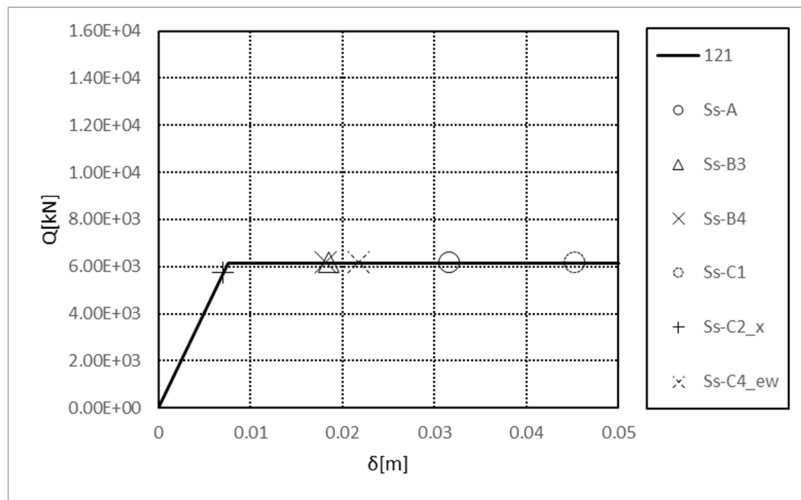
第 4.2.2-24 図 最大応答曲げモーメント (-1 $\sigma$  地盤, EW 方向, 全応力解析)



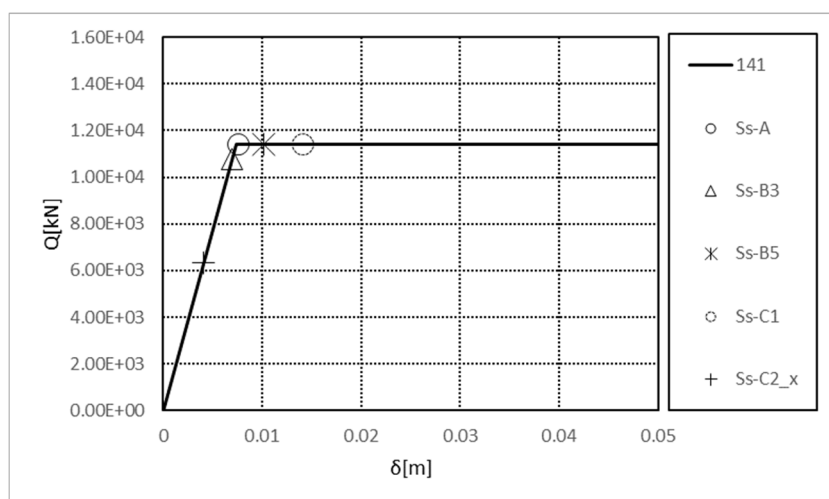
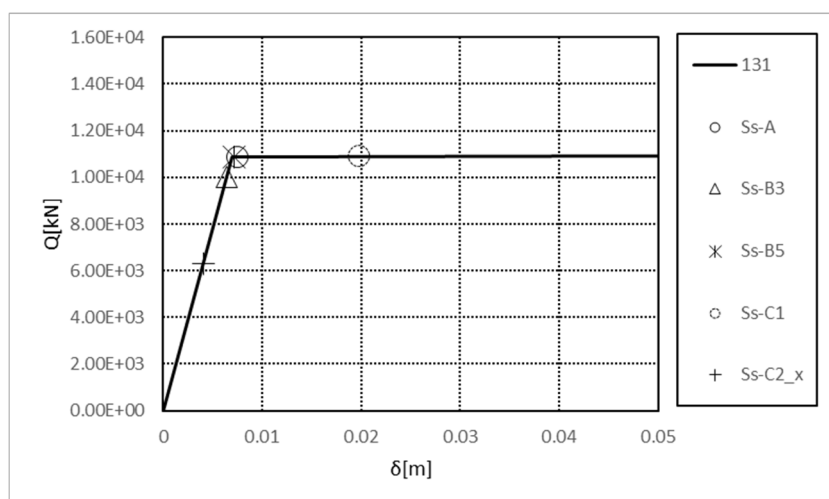
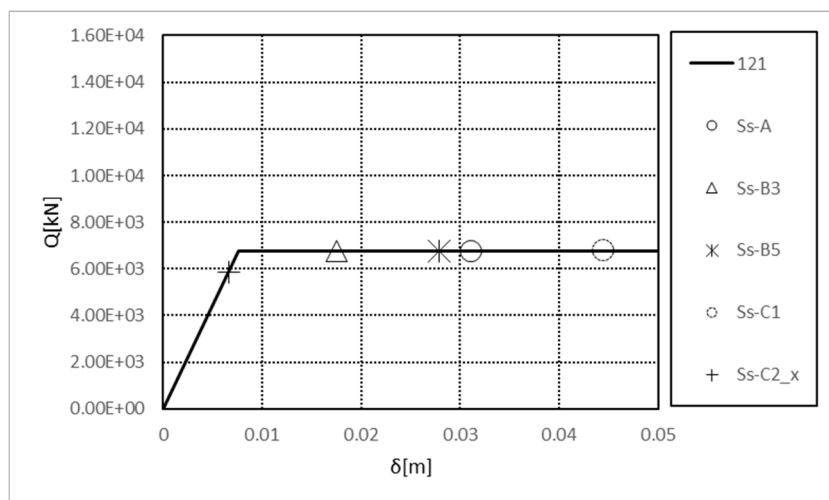
第 4.2.2-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(基本ケース, NS 方向, 全応力解析)



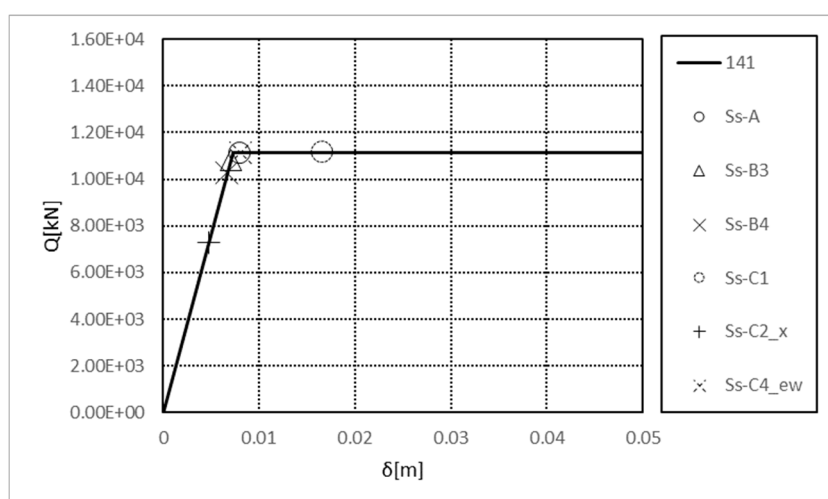
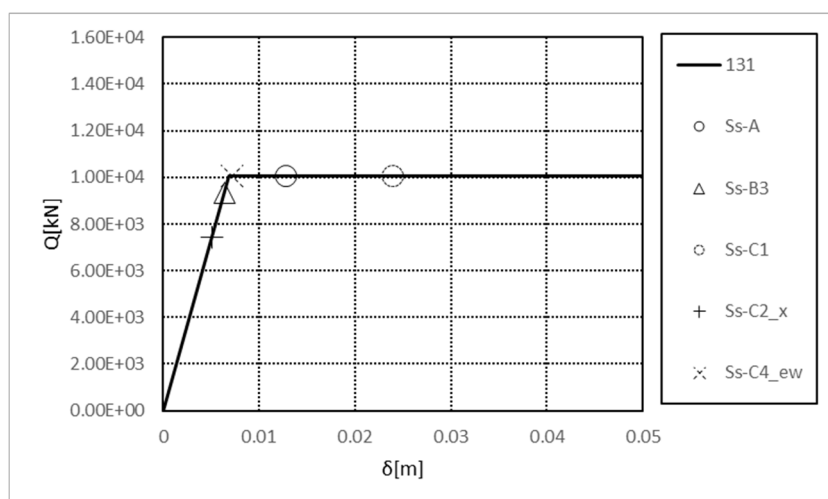
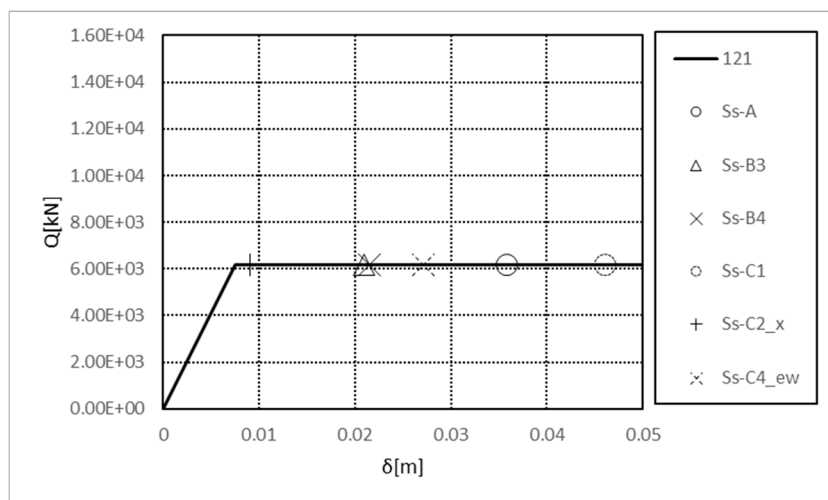
第 4.2.2-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(基本ケース, EW 方向, 全応力解析)



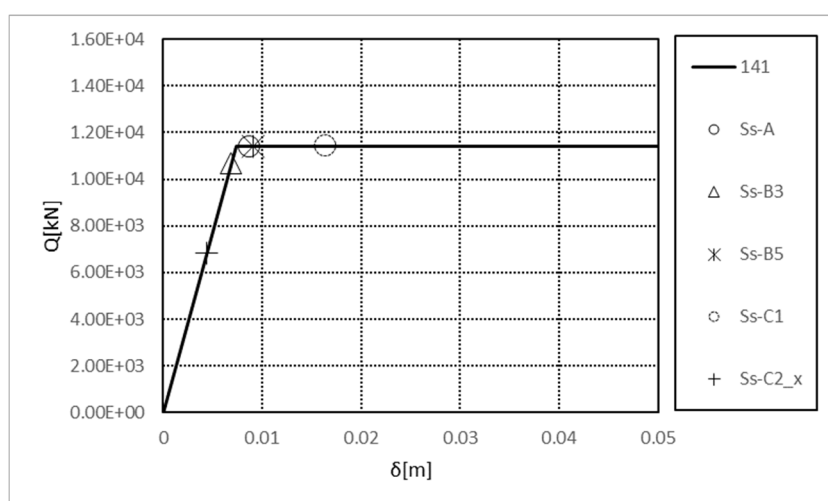
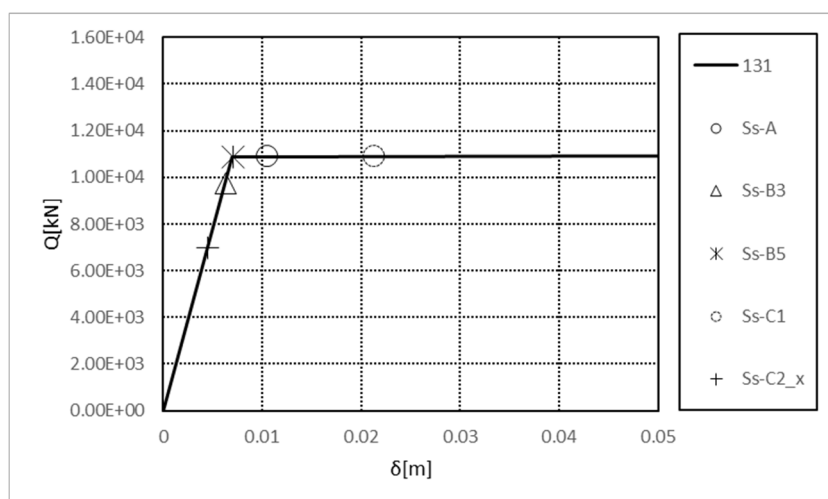
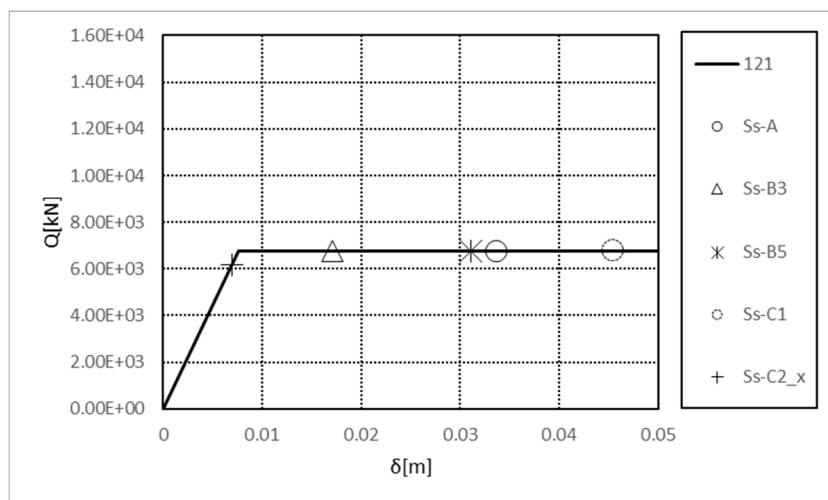
第 4.2.2-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(+1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



第 4.2.2-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(+1 $\sigma$  地盤, EW 方向, 全応力解析)



第 4.2.2-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(-1σ 地盤, NS 方向, 全応力解析)



第 4.2.2-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(-1 $\sigma$  地盤, EW 方向, 全応力解析)

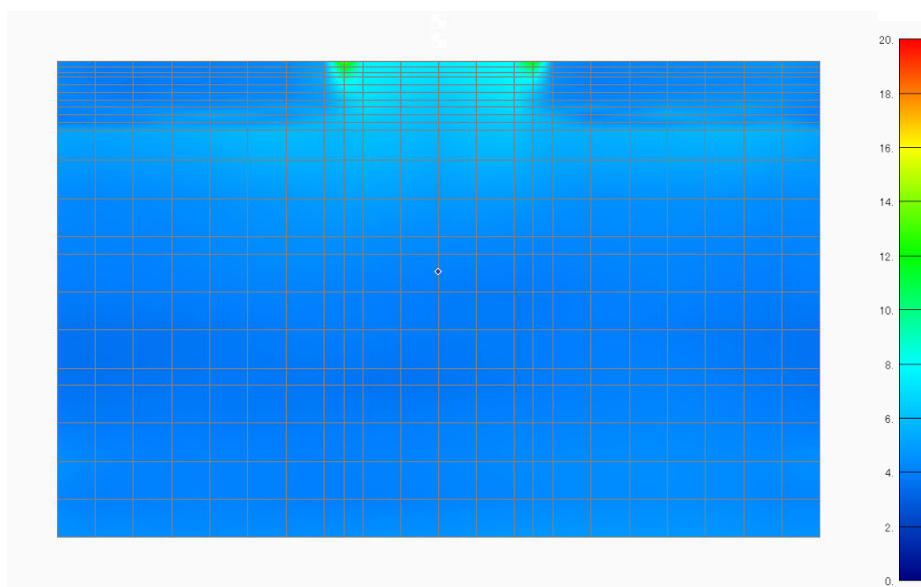


### 4.3 有効応力解析

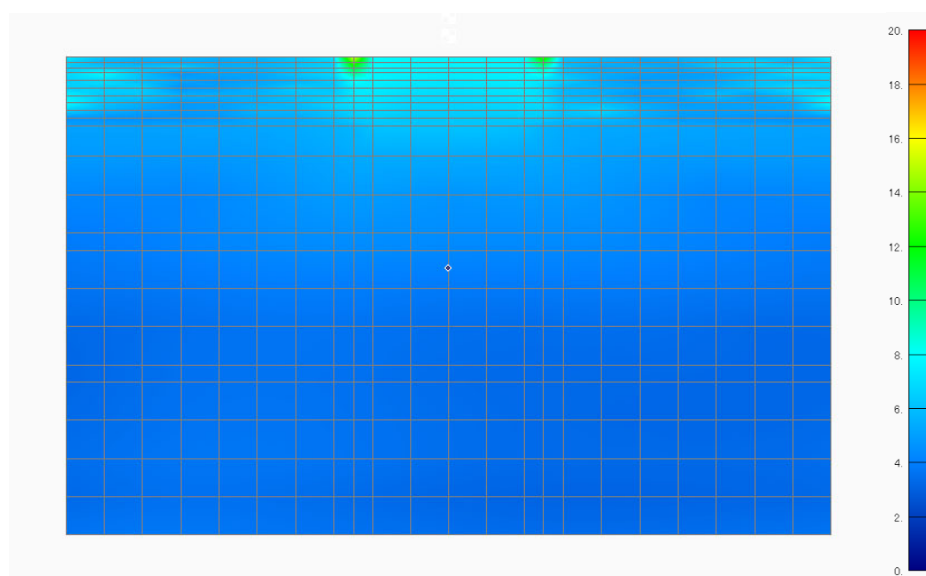
#### 4.3.1 地盤の応答結果

有効応力解析結果のうち，地盤の最大応答加速度，最大応答せん断ひずみ及び最終時刻における過剰間隙水圧比を第4.3.1-1図～第4.3.1-12図に示す。なお，解析結果は代表としてSs-A及びSs-C1のみを示す。

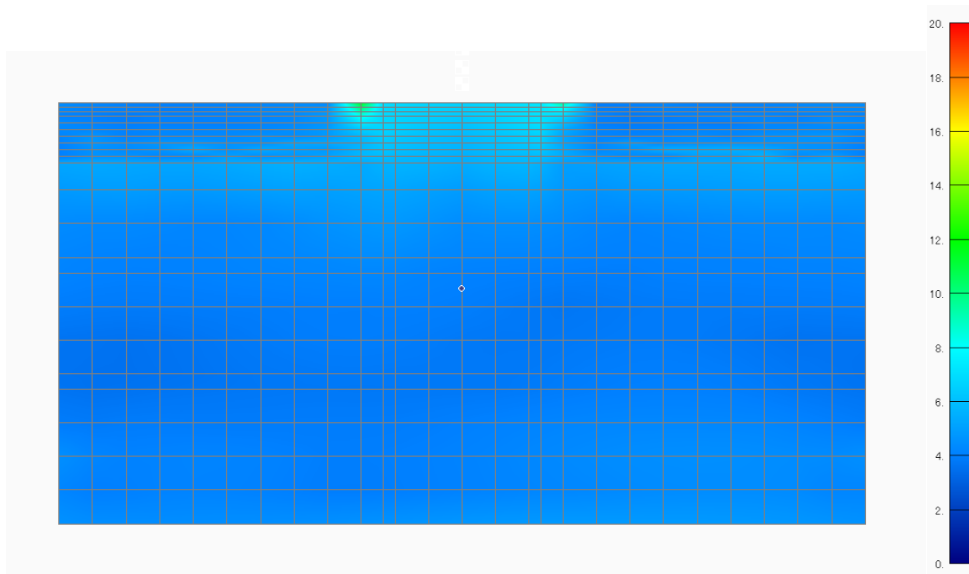
また，改良地盤の最大平均変位(改良地盤下端(T.M.S.L. 37.0m)からの相対変位)を第4.3.1-13図及び第4.3.1-18図に示す。



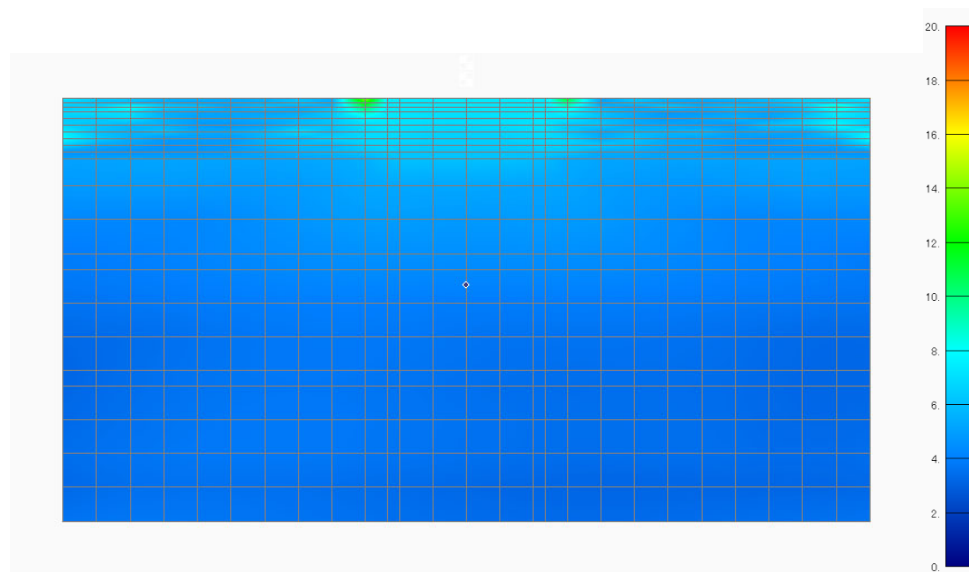
第 4.3.1-1 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, NS 断面, Ss-A, 有効応力解析)



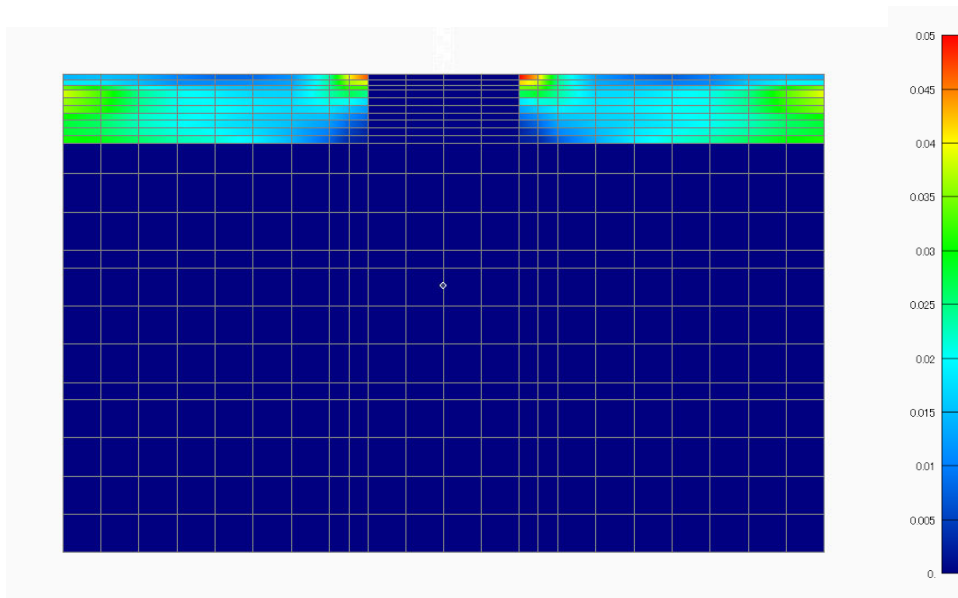
第 4.3.1-2 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, NS 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



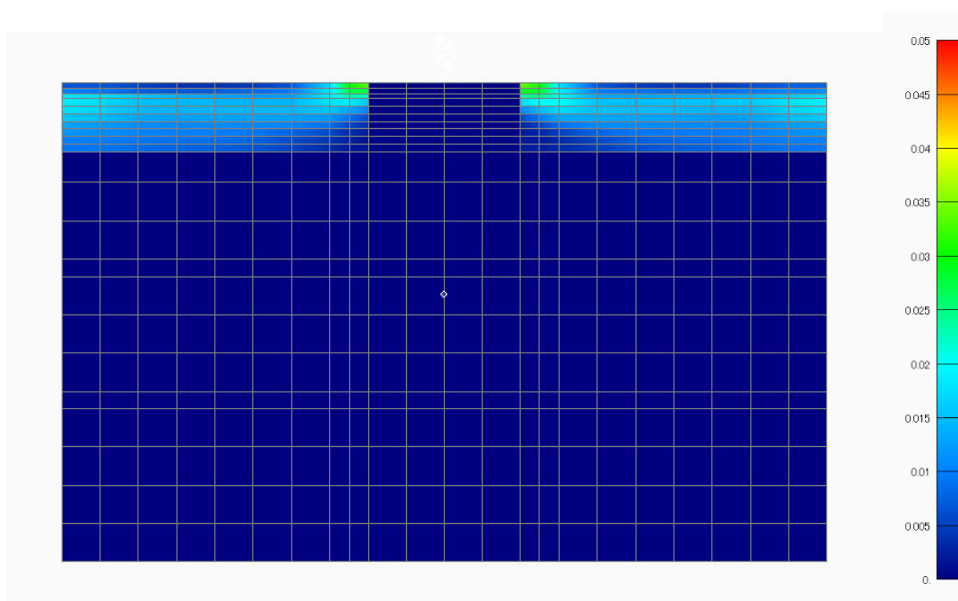
第 4.3.1-3 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-A, 有効応力解析)



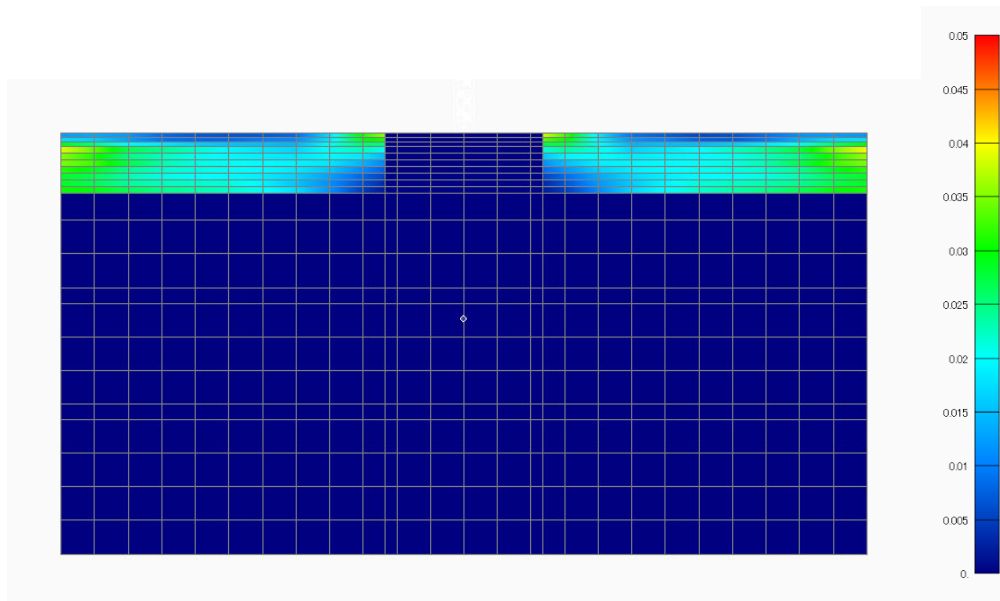
第 4.3.1-4 図 地盤の最大応答加速度分布 (単位  $\text{m/s}^2$ )  
 (基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



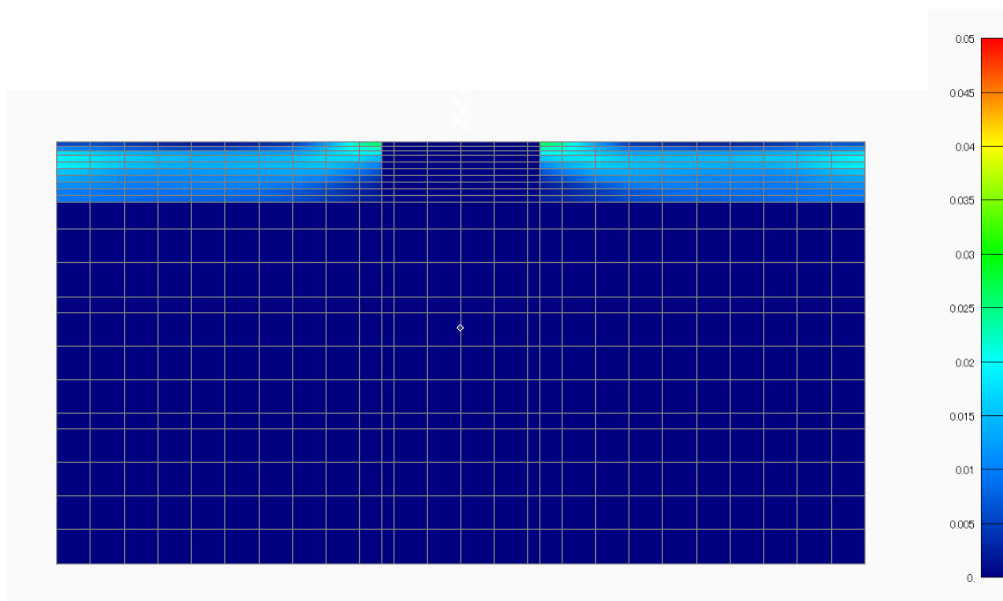
第 4.3.1-5 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
(基本ケース, NS 断面, S<sub>s</sub>-A, 有効応力解析)



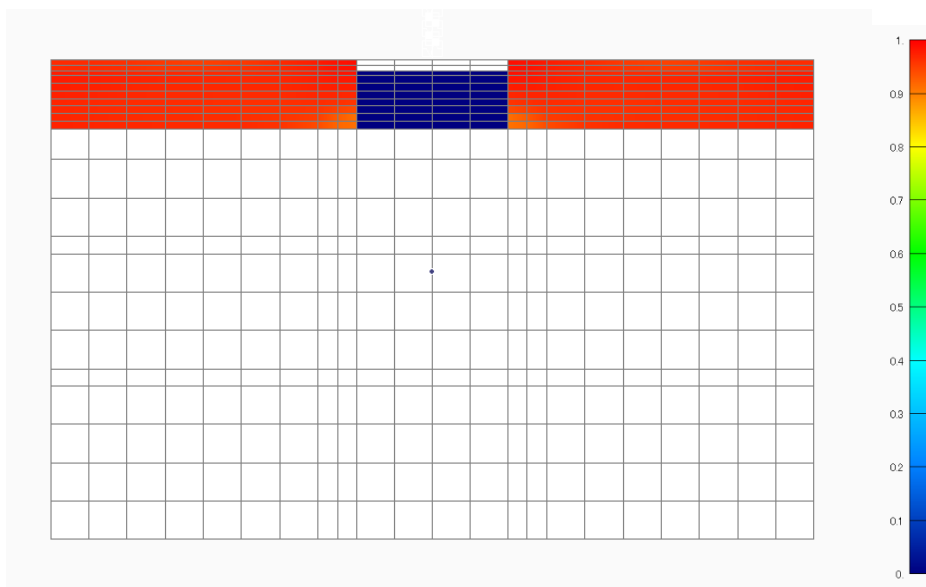
第 4.3.1-6 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
(基本ケース, NS 断面, S<sub>s</sub>-C1, 有効応力解析)



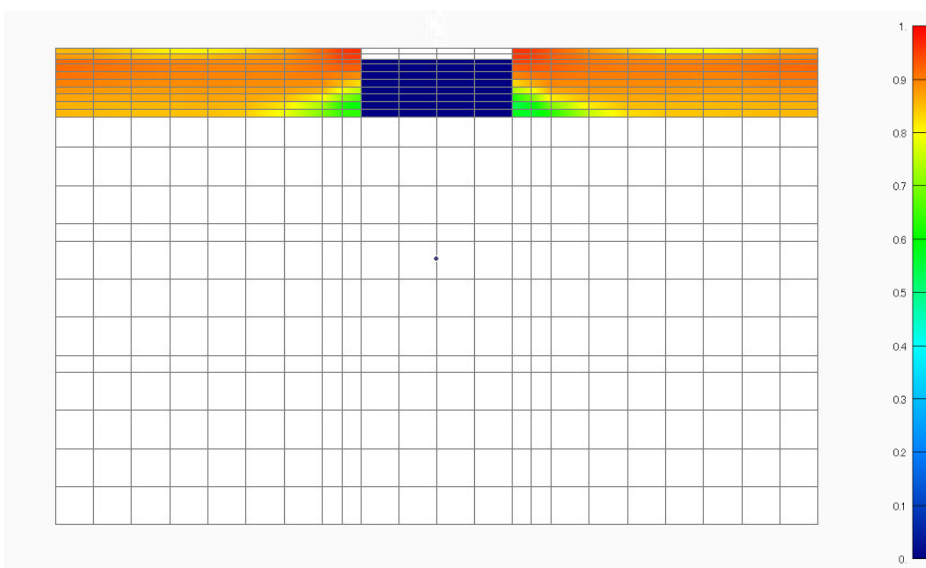
第 4.3.1-7 図 地盤の最大せん断ひずみ分布  
(基本ケース, EW 断面, Ss-A, 有効応力解析)



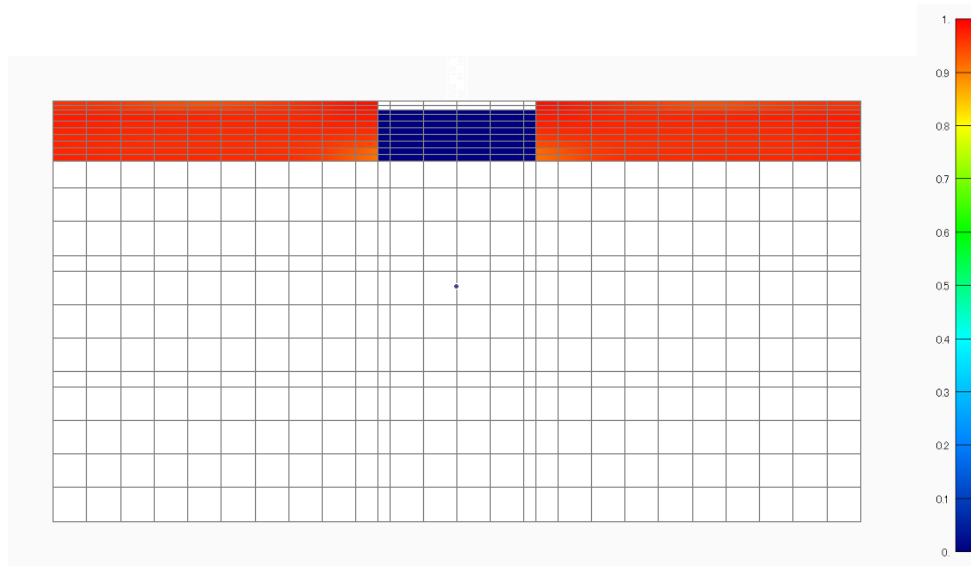
第 4.3.1-8 図 地盤の最大応答加速度  
(基本ケース, EW 断面, Ss-C1, 有効応力解析)



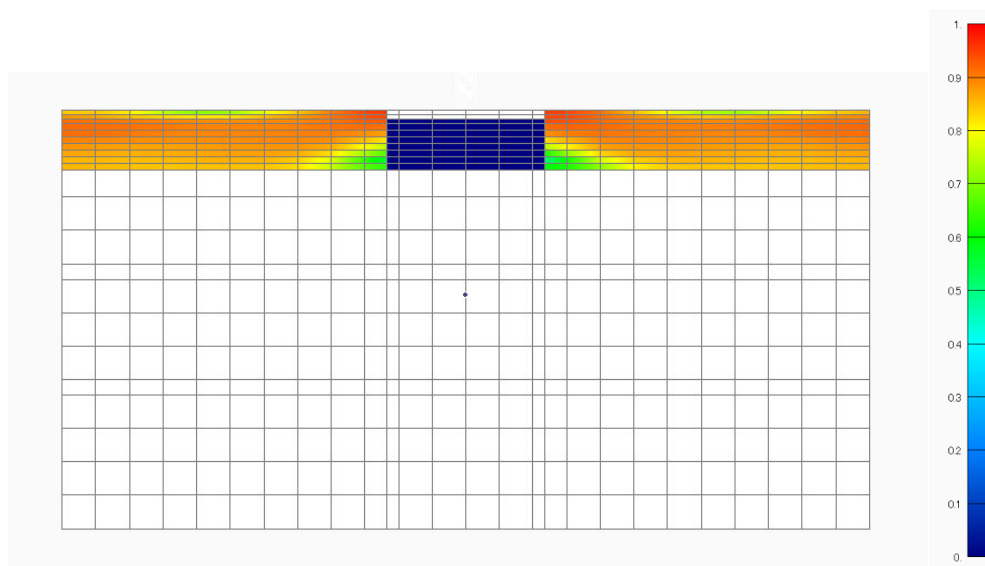
第 4.3.1-9 図 地盤の過剰間隙水圧比分布  
(基本ケース, NS 断面, S<sub>s</sub>-A, 有効応力解析)



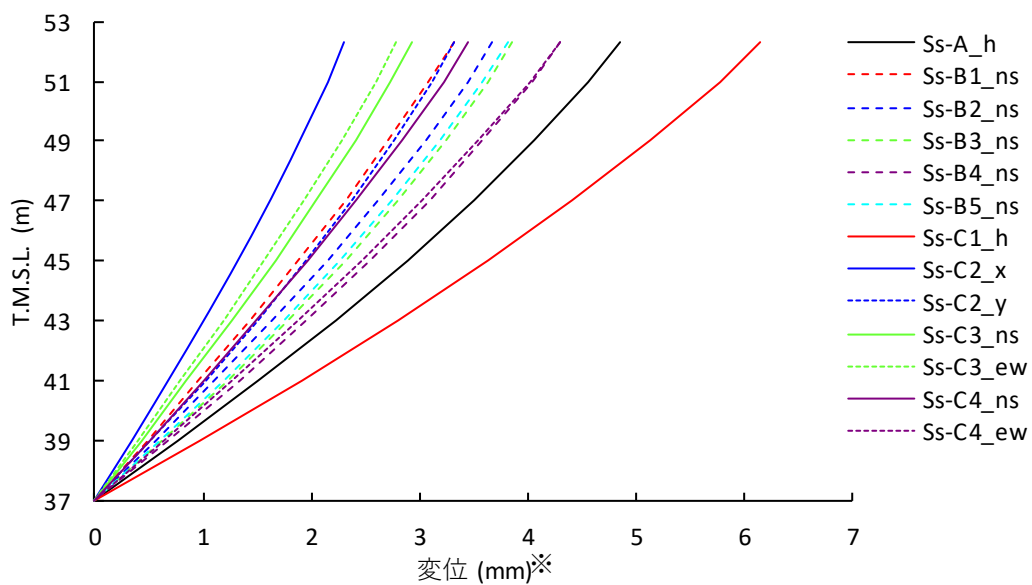
第 4.3.1-10 図 地盤の過剰間隙水圧比分布  
(基本ケース, NS 断面, S<sub>s</sub>-C1, 有効応力解析)



第 4.3.1-11 図 地盤の過剰間隙水圧比分布  
(基本ケース, EW 断面, S<sub>s</sub>-A, 有効応力解析)

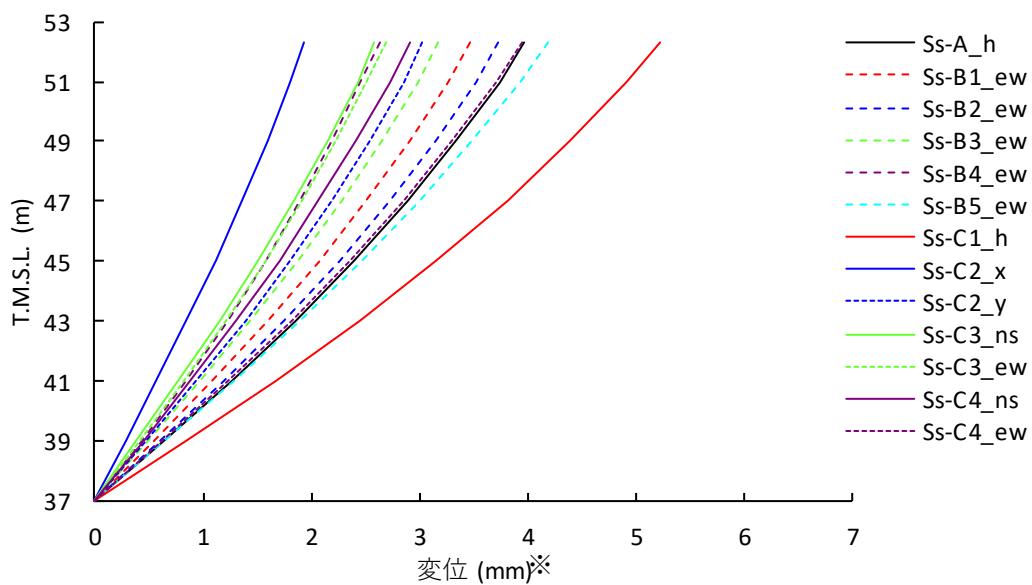


第 4.3.1-12 図 地盤の過剰間隙水圧比分布  
(基本ケース, EW 断面, S<sub>s</sub>-C1, 有効応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

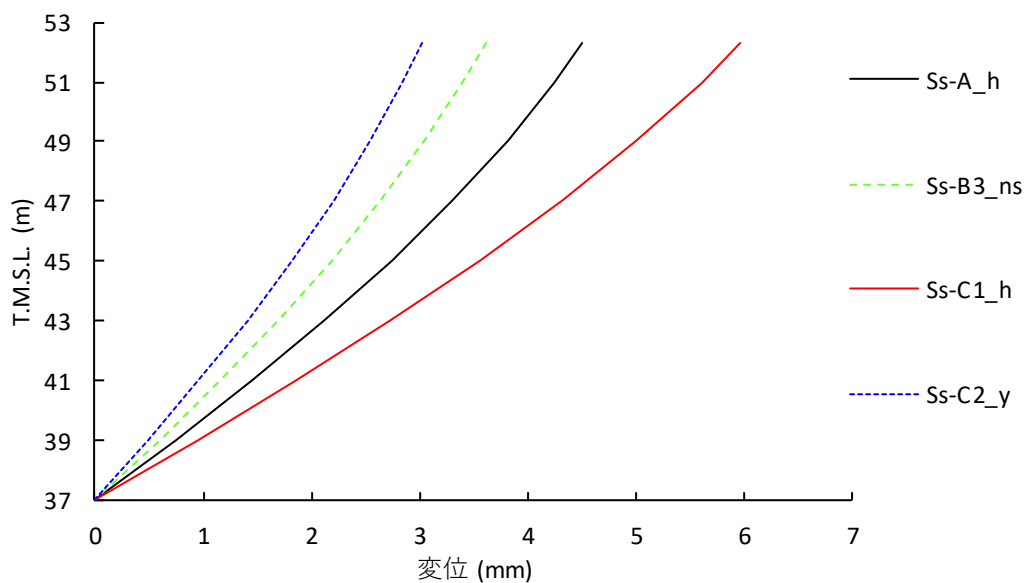
第 4.3.1-13 図 改良地盤の最大変位  
(基本ケース, NS 断面, 有効応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

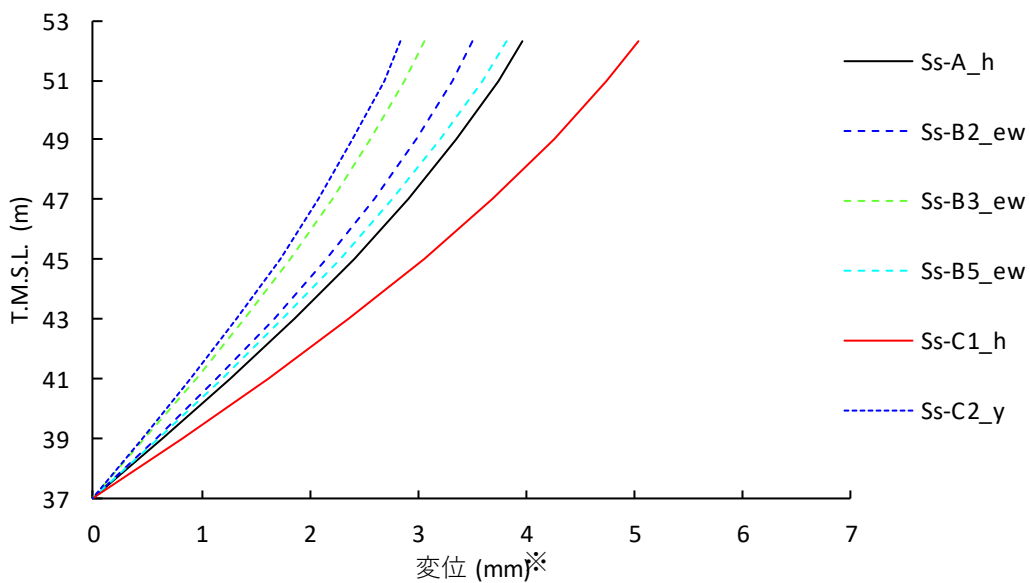
第 4.3.1-14 図 改良地盤の最大変位  
(基本ケース, EW 断面, 有効応力解析)





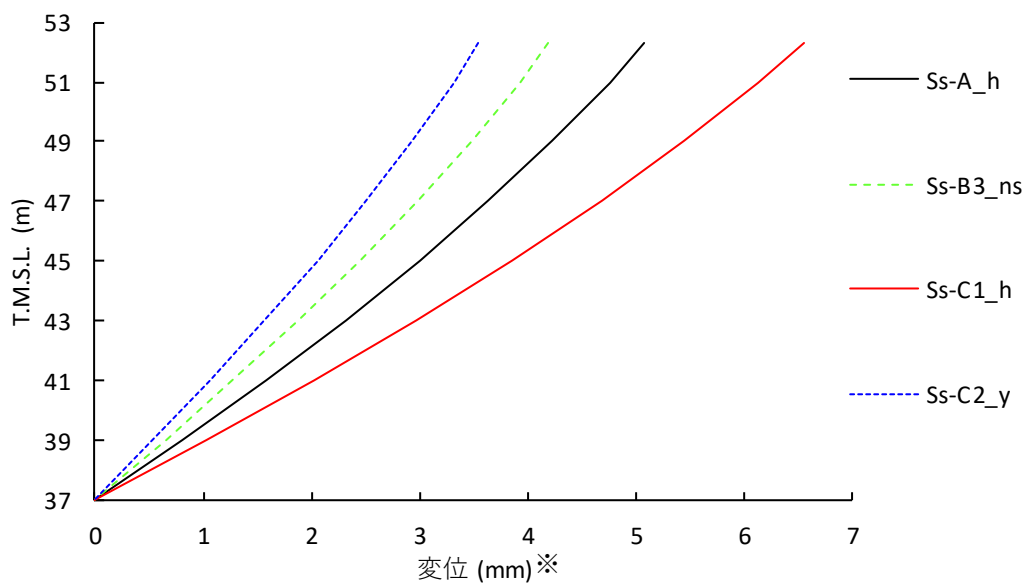
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.3.1-15 図 改良地盤の最大変位  
(+1 $\sigma$  地盤, NS 断面, 有効応力解析)



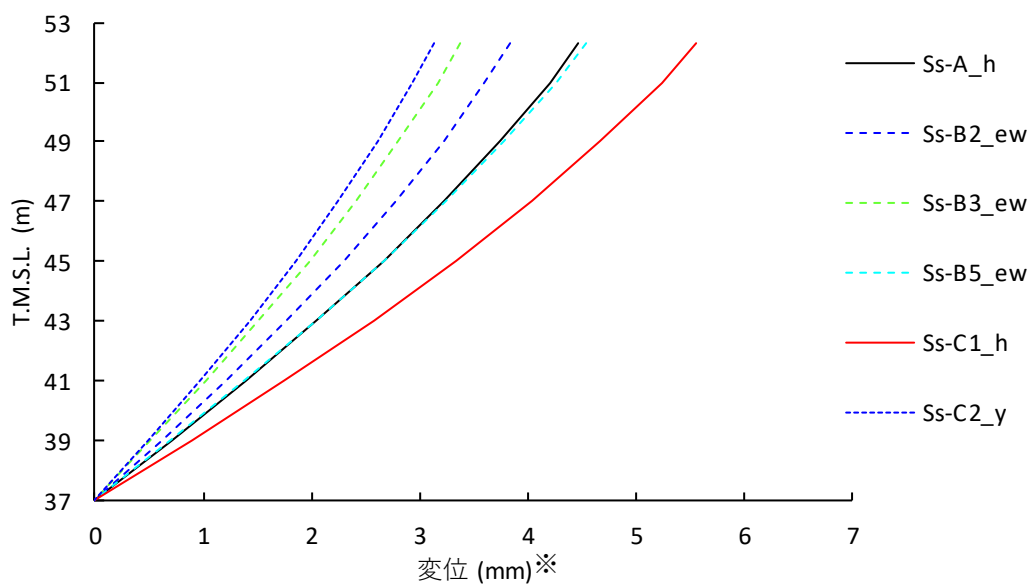
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.3.1-16 図 改良地盤の最大変位  
(+1 $\sigma$  地盤, EW 断面, 有効応力解析)



※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.3.1-17 図 改良地盤の最大変位  
(-1 $\sigma$  地盤, NS 断面, 有効応力解析)



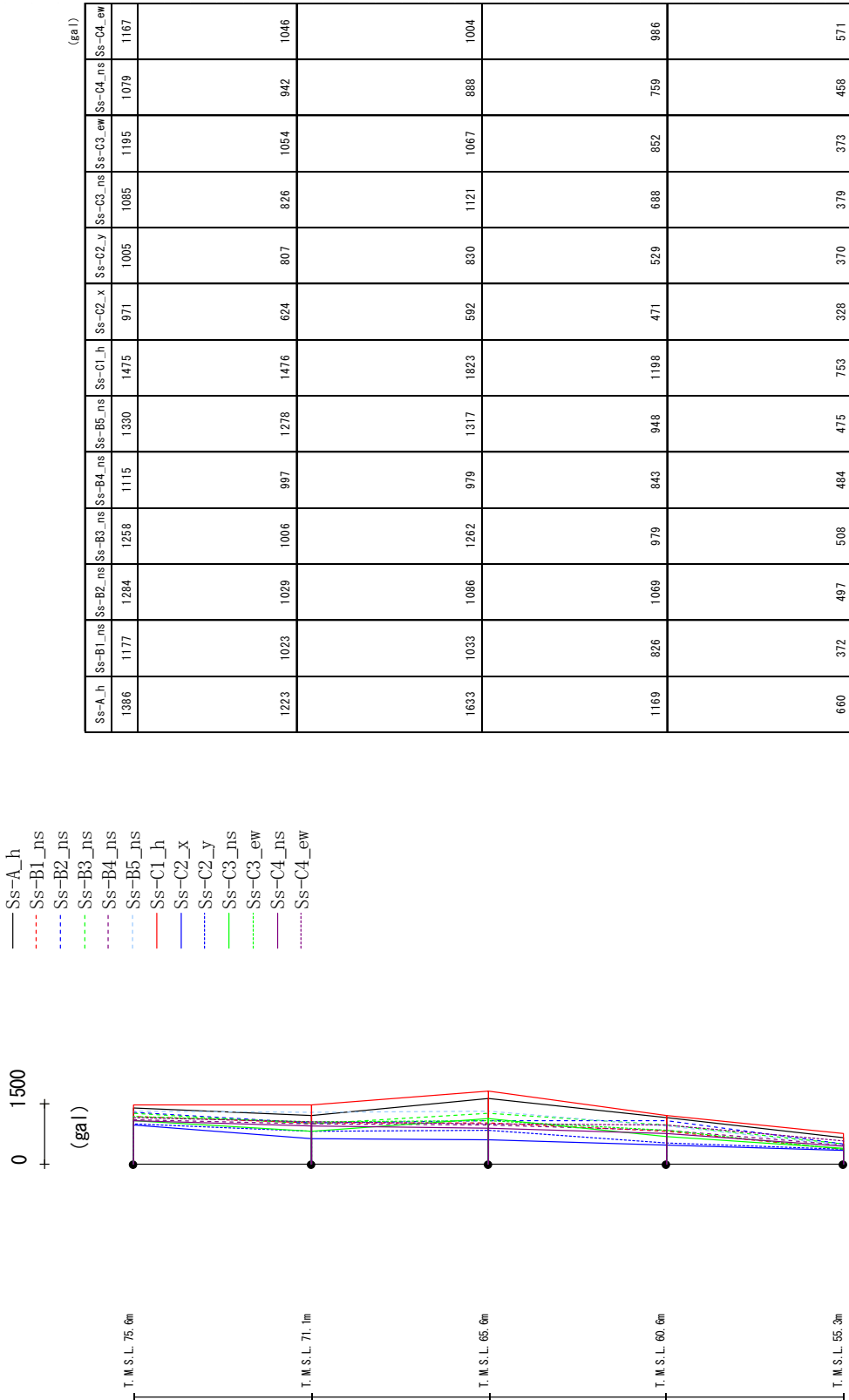
※：各レベルでの節点変位の平均値

第 4.3.1-18 図 改良地盤の最大変位  
(-1 $\sigma$  地盤, EW 断面, 有効応力解析)

#### 4.3.2 支持架構の応答結果

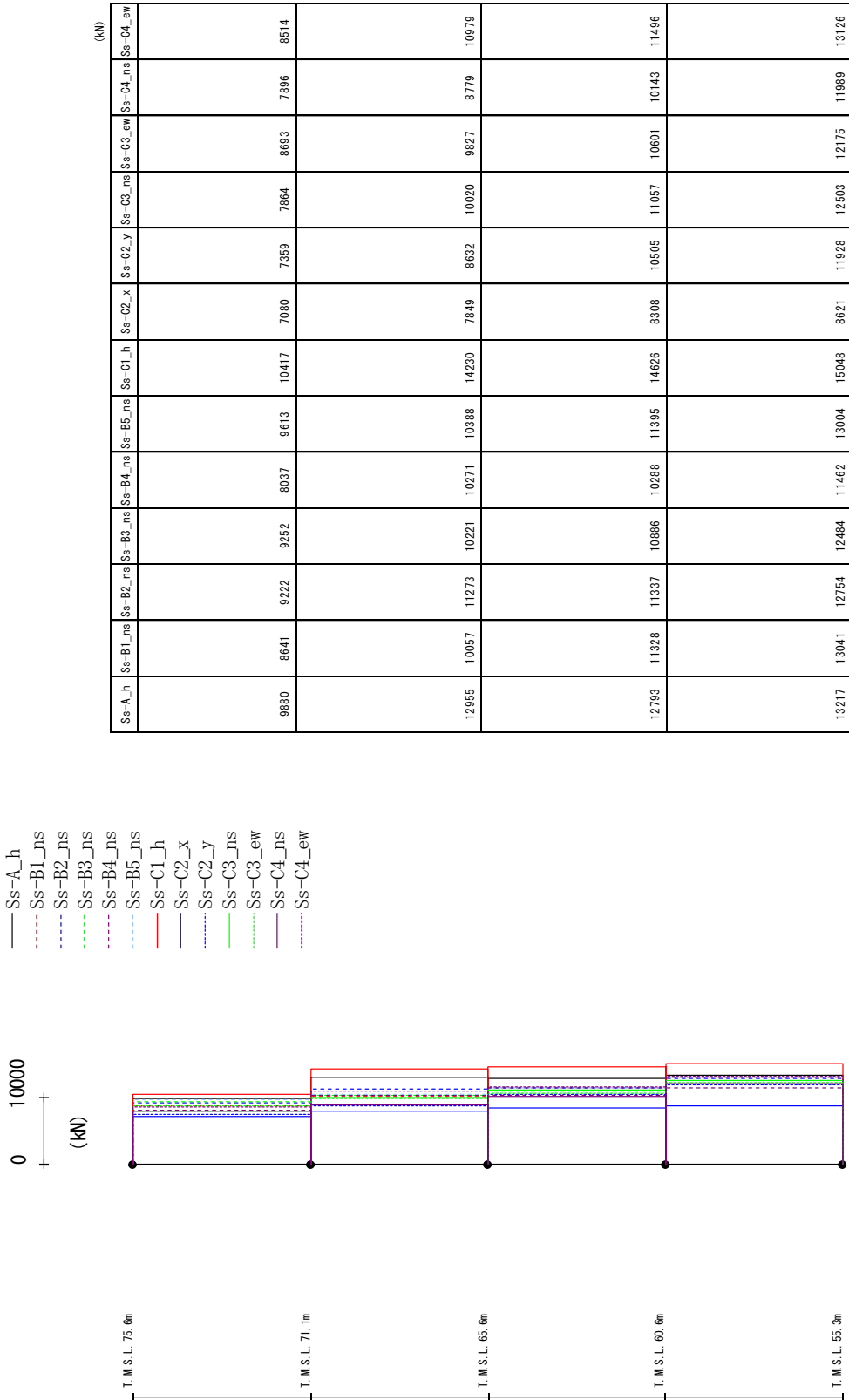
有効応力解析結果のうち、支持架構の最大応答値(加速度，せん断，曲げモーメント)を第 4.3.2-1 図～第 4.3.2-24 図に示し，座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線図を第 4.3.2-25 図～第 4.3.2-30 図に示す。

最大応答加速度 (NS方向)



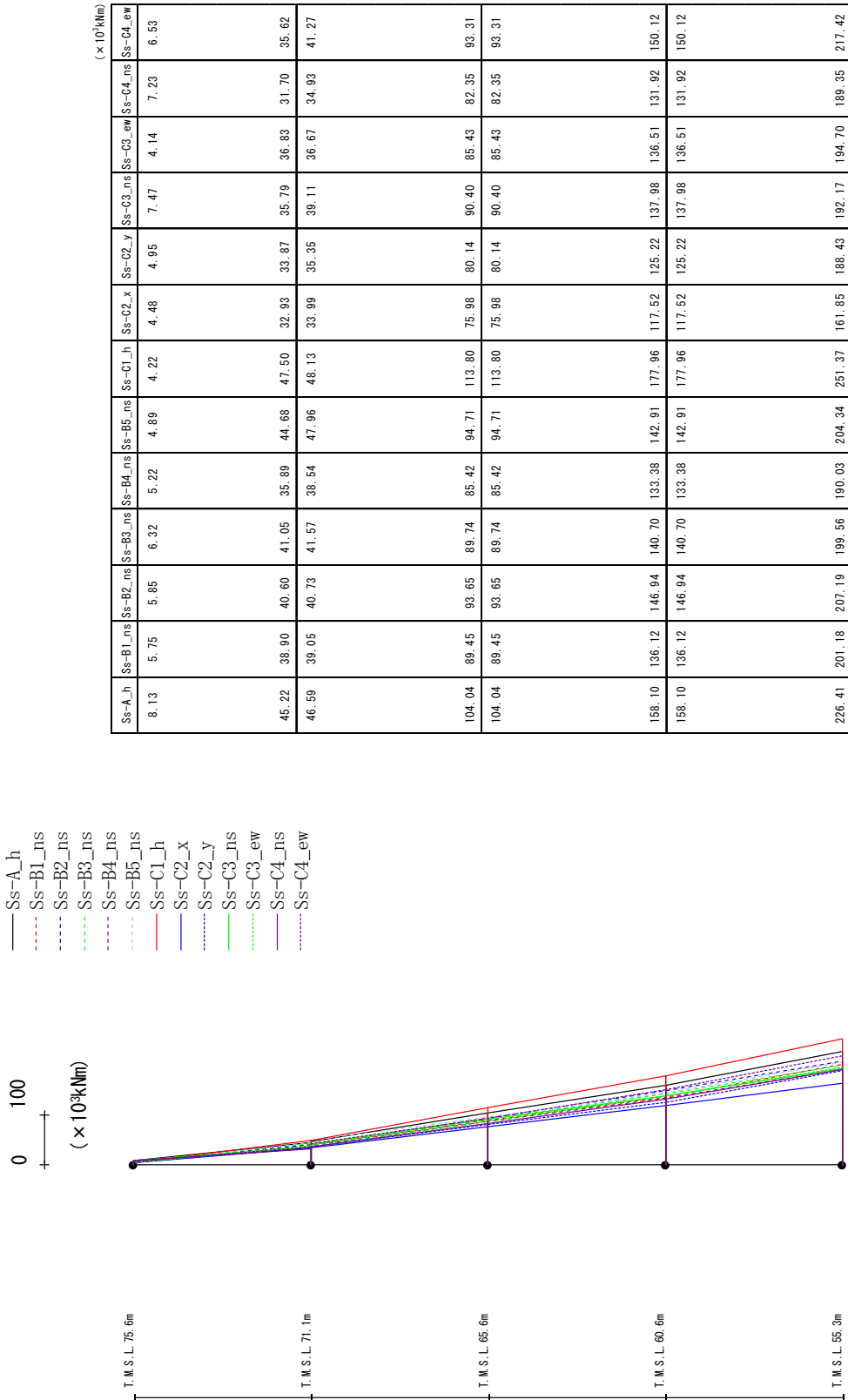
第 4.3.2-1 図 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



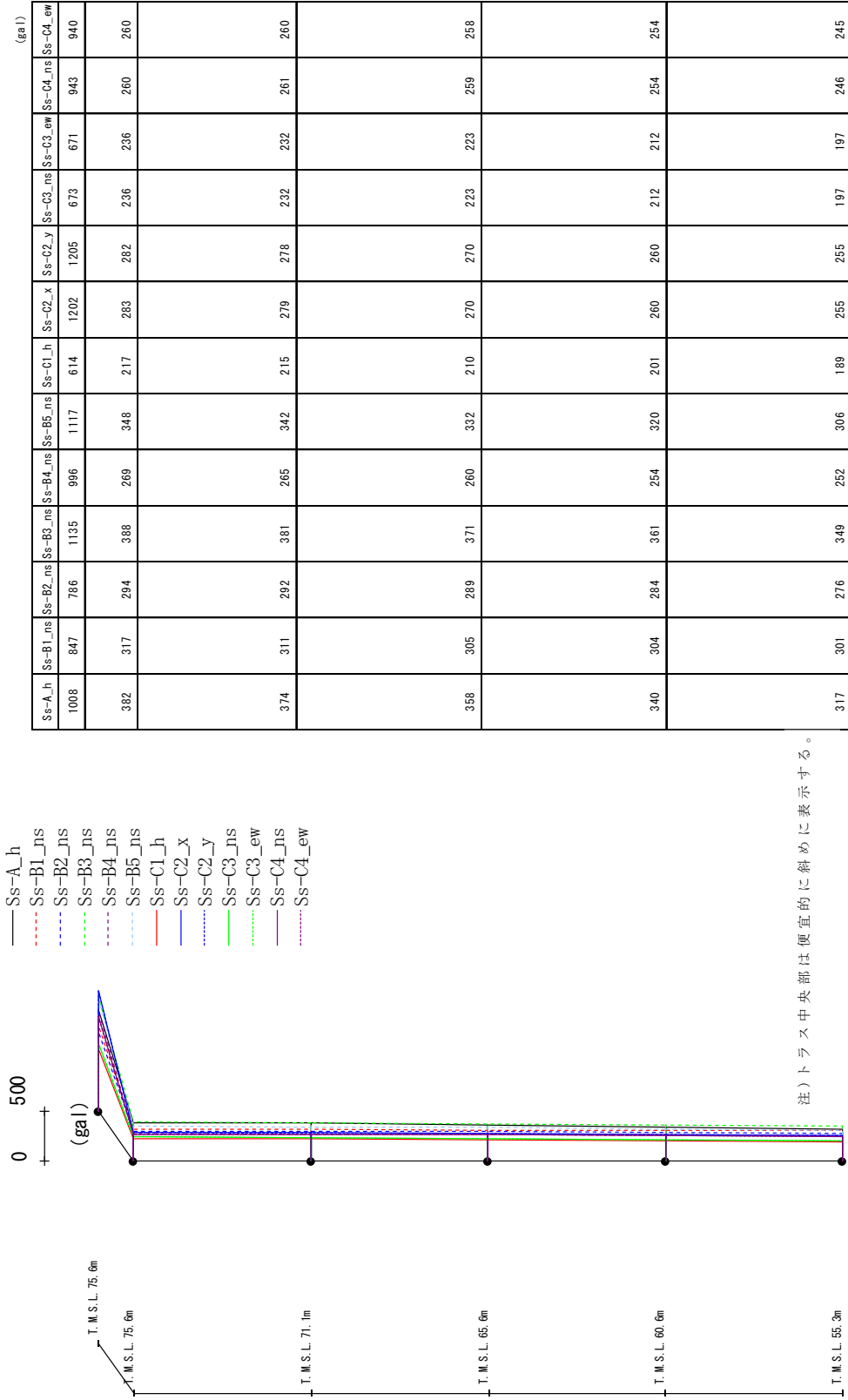
第 4.3.2-2 図 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)



第 4.3.2-3 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

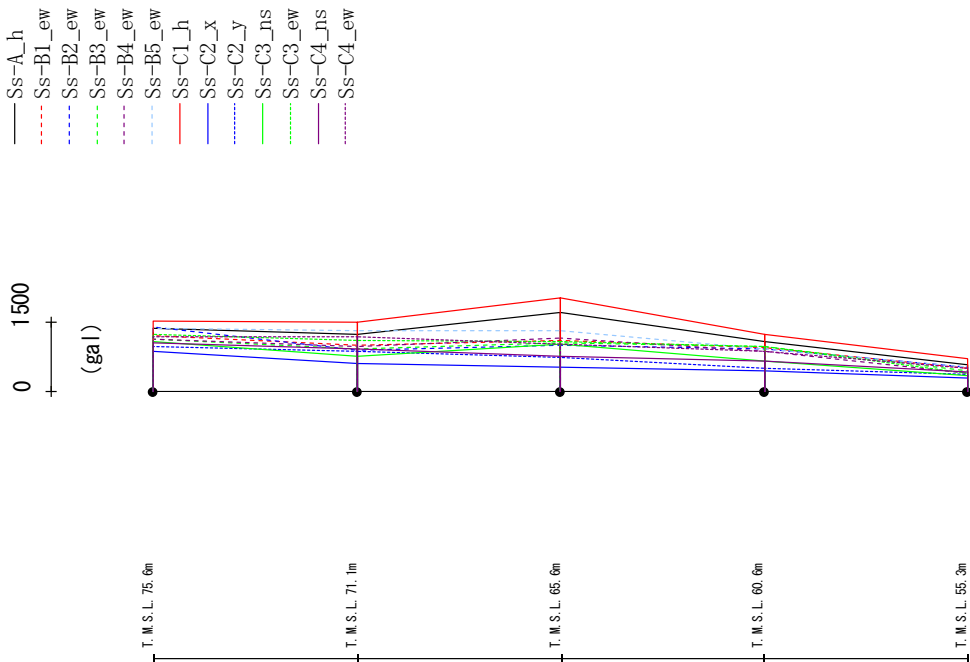
最大応答加速度 (UD方向)



(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

第 4.3.2-4 図 最大応答鉛直加速度 (基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)

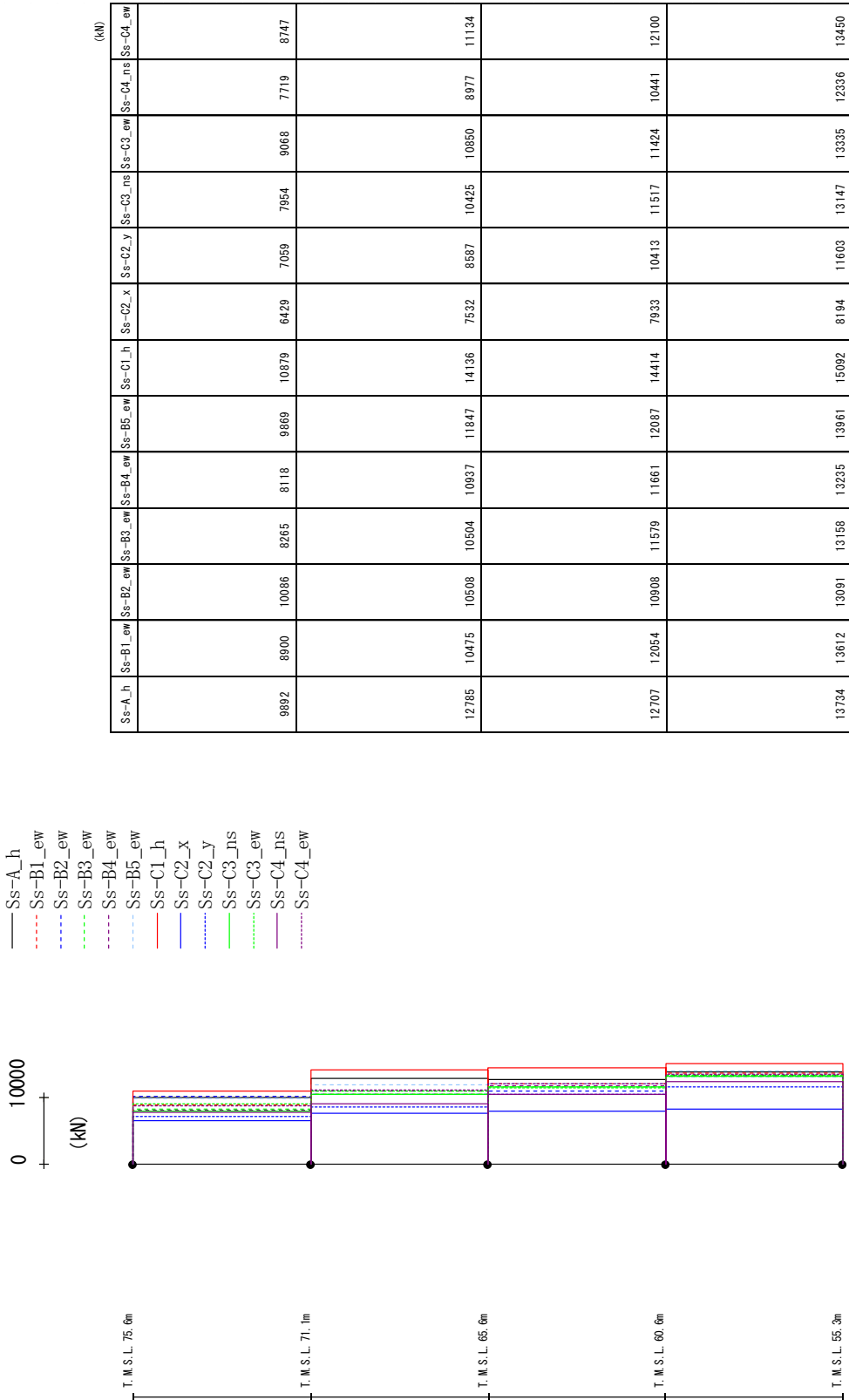


	Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ms	Ss-C3_ew	Ss-C4_ms	Ss-C4_ew
1380	1220	1386	1127	1127	1137	1361	1539	876	964	1086	1250	1049	1195
1239	1006	882	933	933	986	1318	1504	597	876	767	1096	920	1184
1708	1092	1007	1048	1048	1161	1313	2035	525	741	1032	1089	761	1022
1090	954	923	973	973	875	933	1229	440	489	664	962	648	872
577	505	519	446	446	384	529	707	276	357	349	394	414	486

第 4.3.2-5 図 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

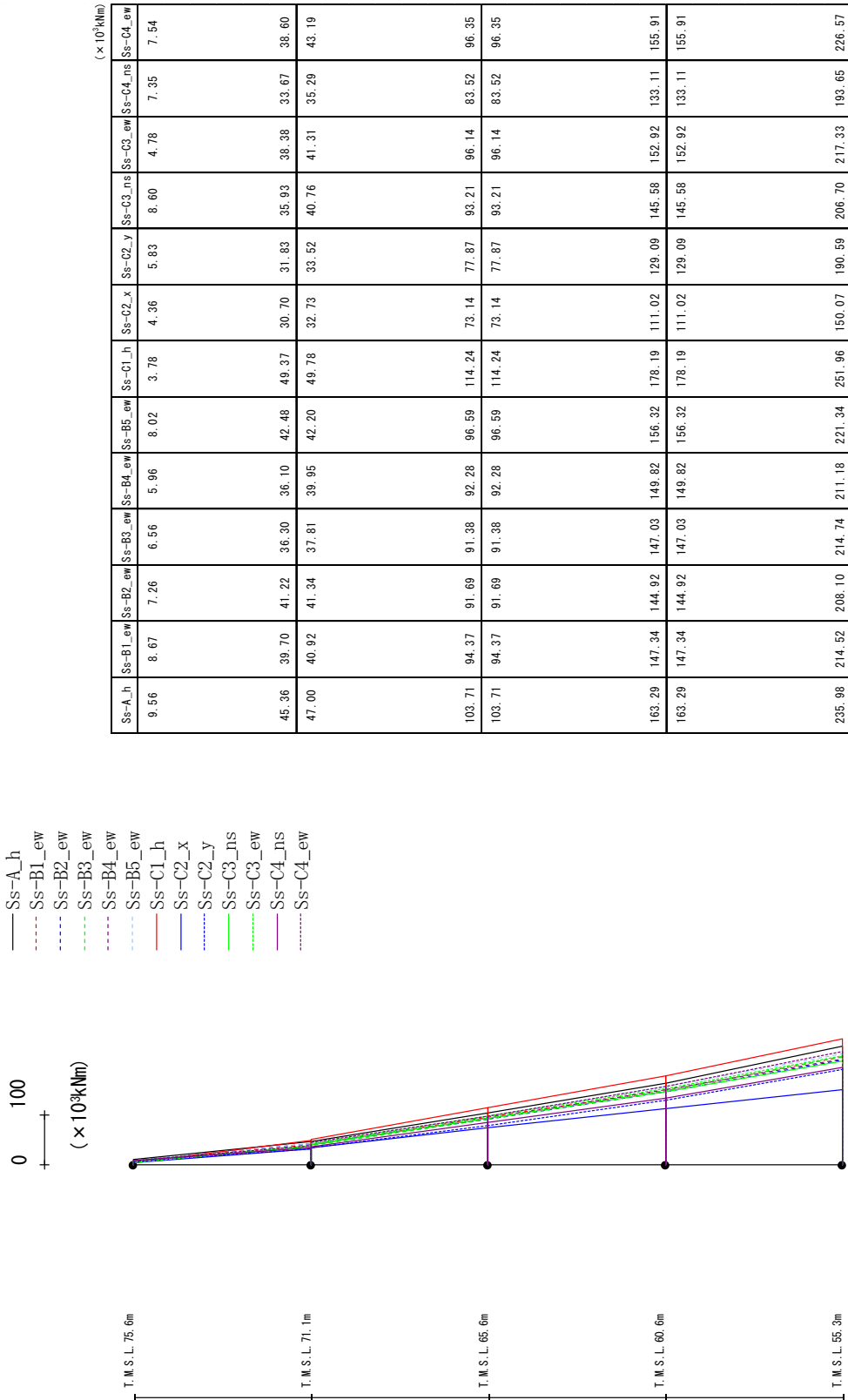


最大応答せん断力 (EW方向)



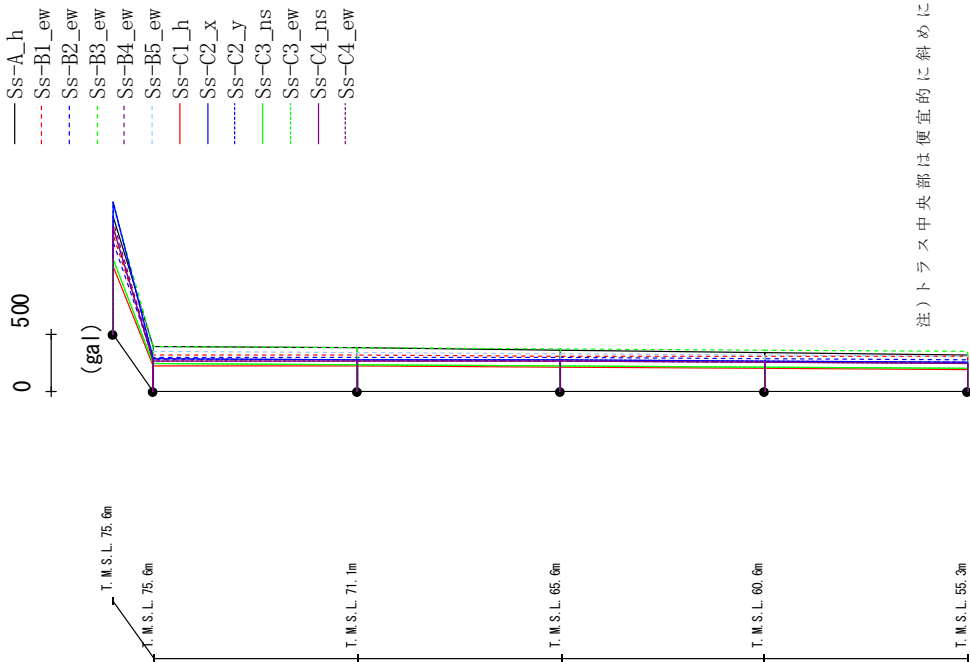
第 4.3.2-6 図 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.3.2-7 図 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

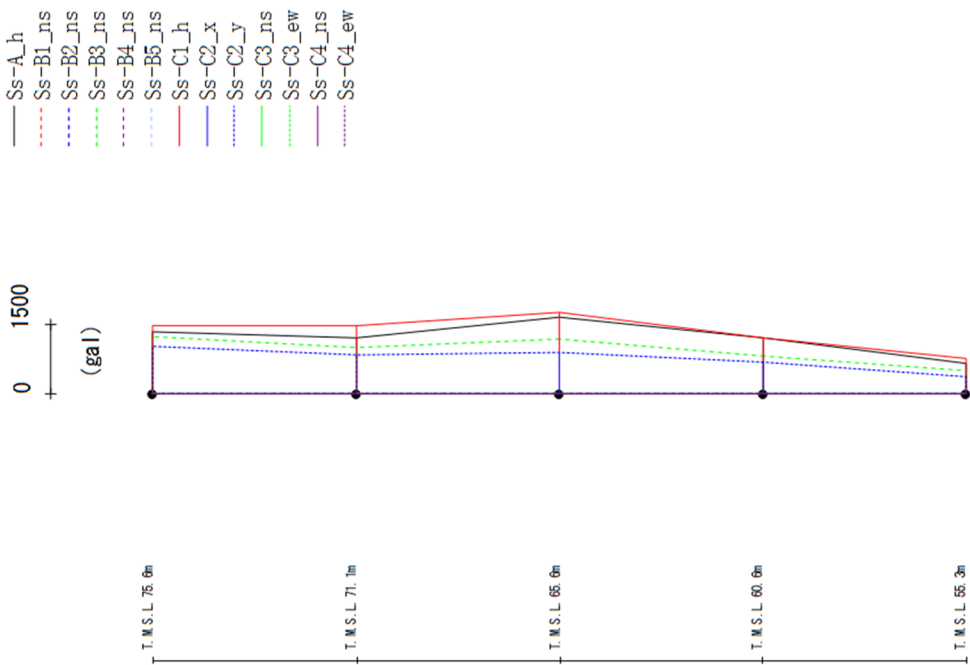


(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

	Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ms	Ss-C3_ew	Ss-C4_ms	Ss-C4_ew
	101.8	862	802	1130	983	1105	586	1149	1152	648	646	928	926
	384	319	295	388	272	345	217	280	280	237	237	260	260
	375	313	293	381	268	339	215	276	276	233	233	260	260
	360	306	290	372	263	330	210	268	268	224	224	258	258
	342	304	285	361	257	319	202	261	262	213	213	253	253
	319	301	277	349	252	305	190	256	256	198	198	245	245

第 4.3.2-8 図 最大応答鉛直加速度 (標準地盤, EW 方向, 有効応力解析)

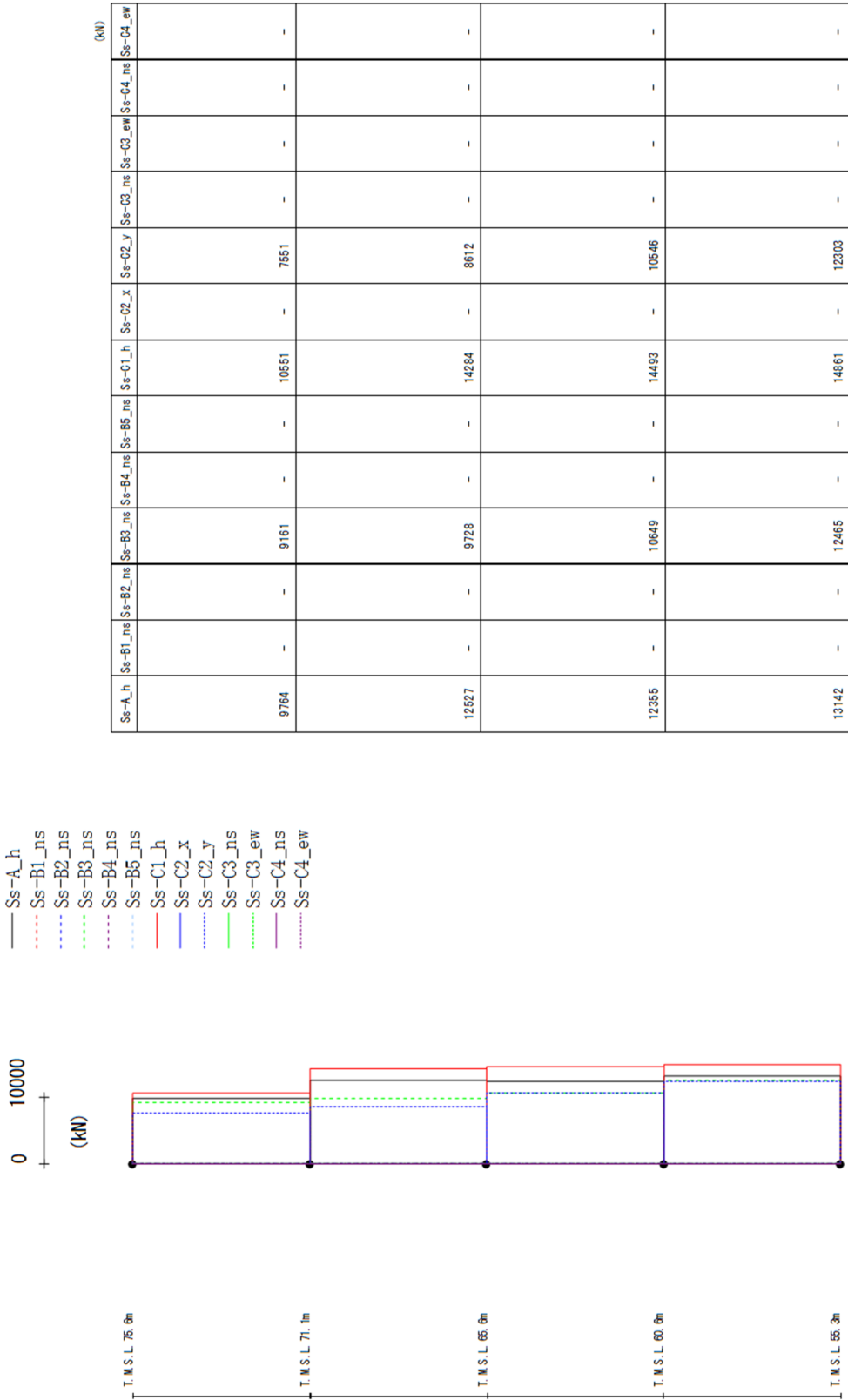
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1344	-	-	1247	-	-	1487	-	1038	-	-	-	-
1219	-	-	1013	-	-	1479	-	834	-	-	-	-
1673	-	-	1174	-	-	1774	-	904	-	-	-	-
1202	-	-	817	-	-	1212	-	686	-	-	-	-
663	-	-	495	-	-	767	-	356	-	-	-	-

第 4.3.2-9 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)

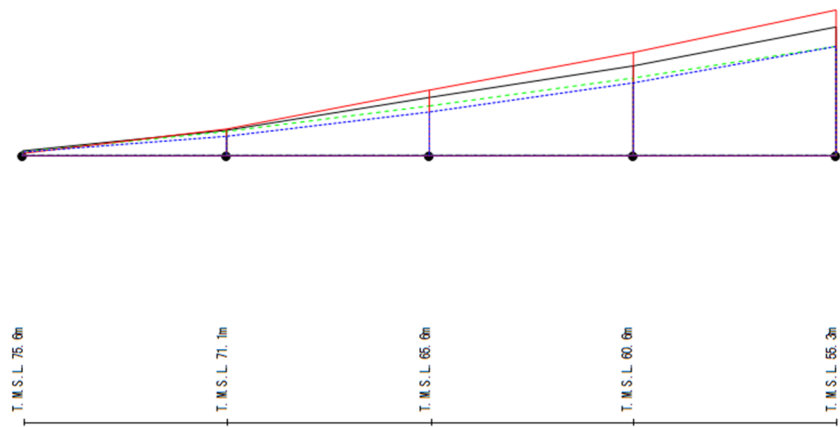


第 4.3.2-10 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

- Ss-A\_h
- - - Ss-B1\_ns
- - - Ss-B2\_ns
- - - Ss-B3\_ns
- - - Ss-B4\_ns
- - - Ss-B5\_ns
- - - Ss-C1\_h
- - - Ss-C2\_x
- - - Ss-C2\_y
- - - Ss-C3\_ns
- - - Ss-C3\_ew
- - - Ss-C4\_ns
- - - Ss-C4\_ew

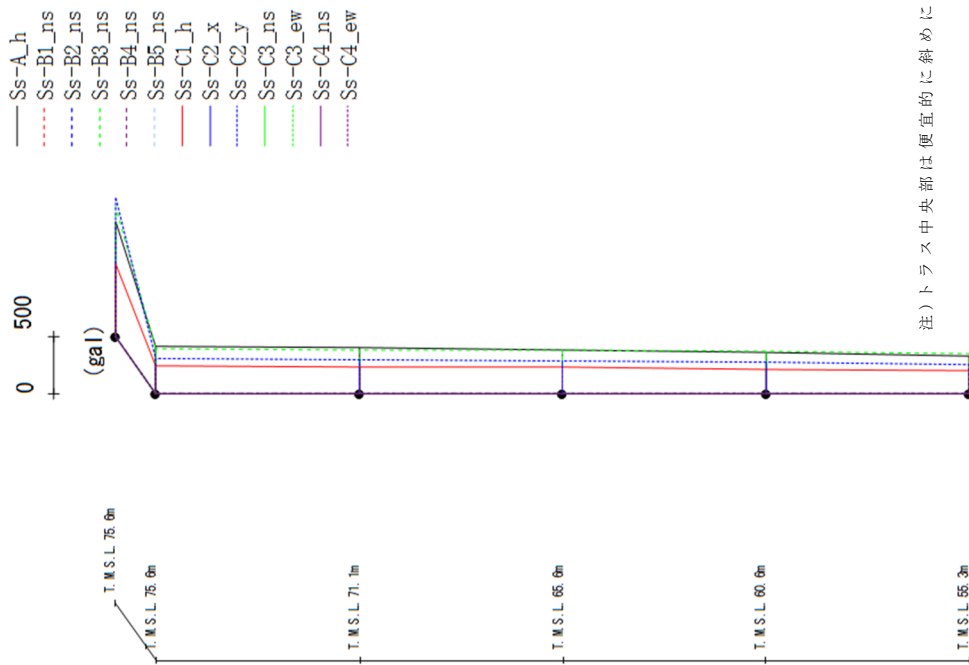
0 100  
 (×10<sup>3</sup>kNm)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
8.20	-	-	7.00	-	-	4.37	-	5.42	-	-	-	-
43.29	-	-	41.12	-	-	46.99	-	33.21	-	-	-	-
45.11	-	-	42.23	-	-	46.88	-	33.53	-	-	-	-
100.49	-	-	87.52	-	-	113.58	-	76.12	-	-	-	-
100.49	-	-	87.52	-	-	113.58	-	76.12	-	-	-	-
156.77	-	-	135.53	-	-	178.90	-	125.61	-	-	-	-
156.77	-	-	135.53	-	-	178.90	-	125.61	-	-	-	-
223.84	-	-	190.45	-	-	252.69	-	189.60	-	-	-	-

第 4.3.2-11 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

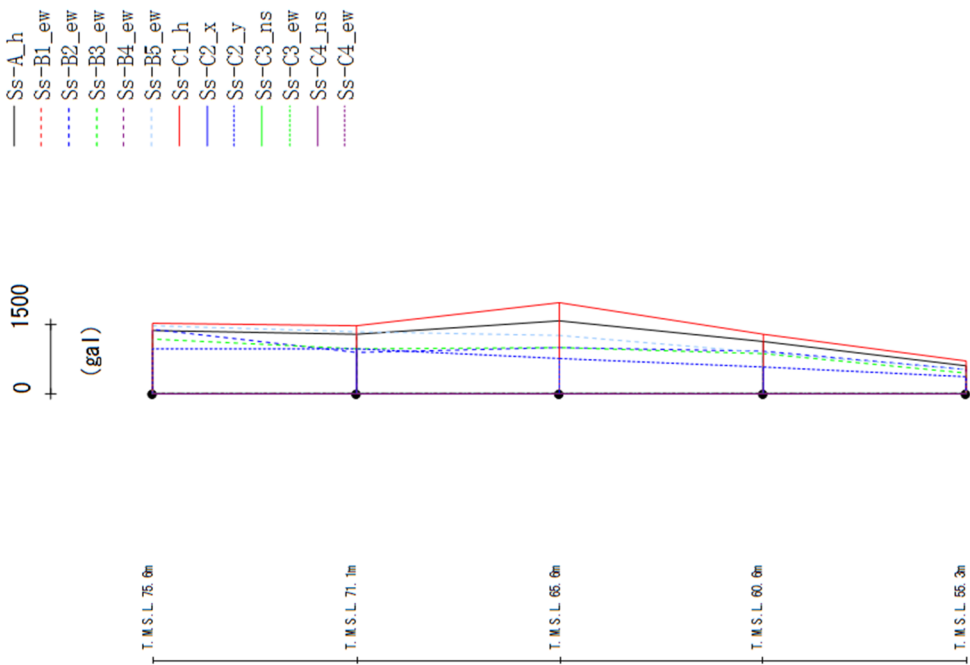


(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1004	-	-	1124	-	-	628	-	1212	-	-	-	-
409	-	-	390	-	-	239	-	300	-	-	-	-
398	-	-	383	-	-	235	-	295	-	-	-	-
377	-	-	374	-	-	226	-	284	-	-	-	-
353	-	-	363	-	-	214	-	270	-	-	-	-
322	-	-	351	-	-	197	-	257	-	-	-	-

第 4.3.2-12 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)

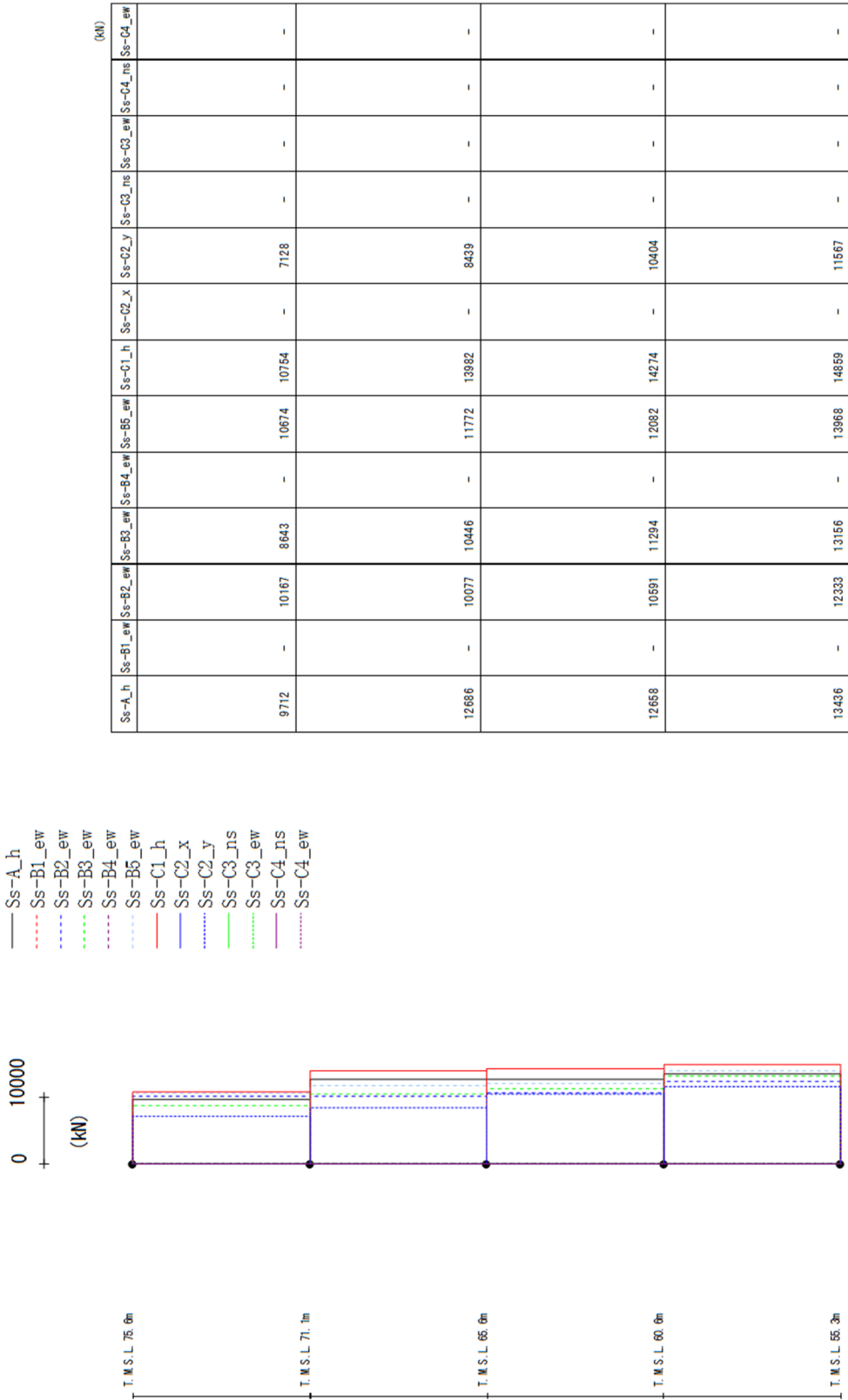


Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1358	-	1393	1187	-	1470	1515	-	979	-	-	-	-
1291	-	899	969	-	1340	1476	-	965	-	-	-	-
1589	-	995	1012	-	1260	1973	-	761	-	-	-	-
1136	-	928	875	-	906	1281	-	566	-	-	-	-
616	-	531	453	-	519	699	-	365	-	-	-	-

第 4.3.2-13 図 最大応答加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

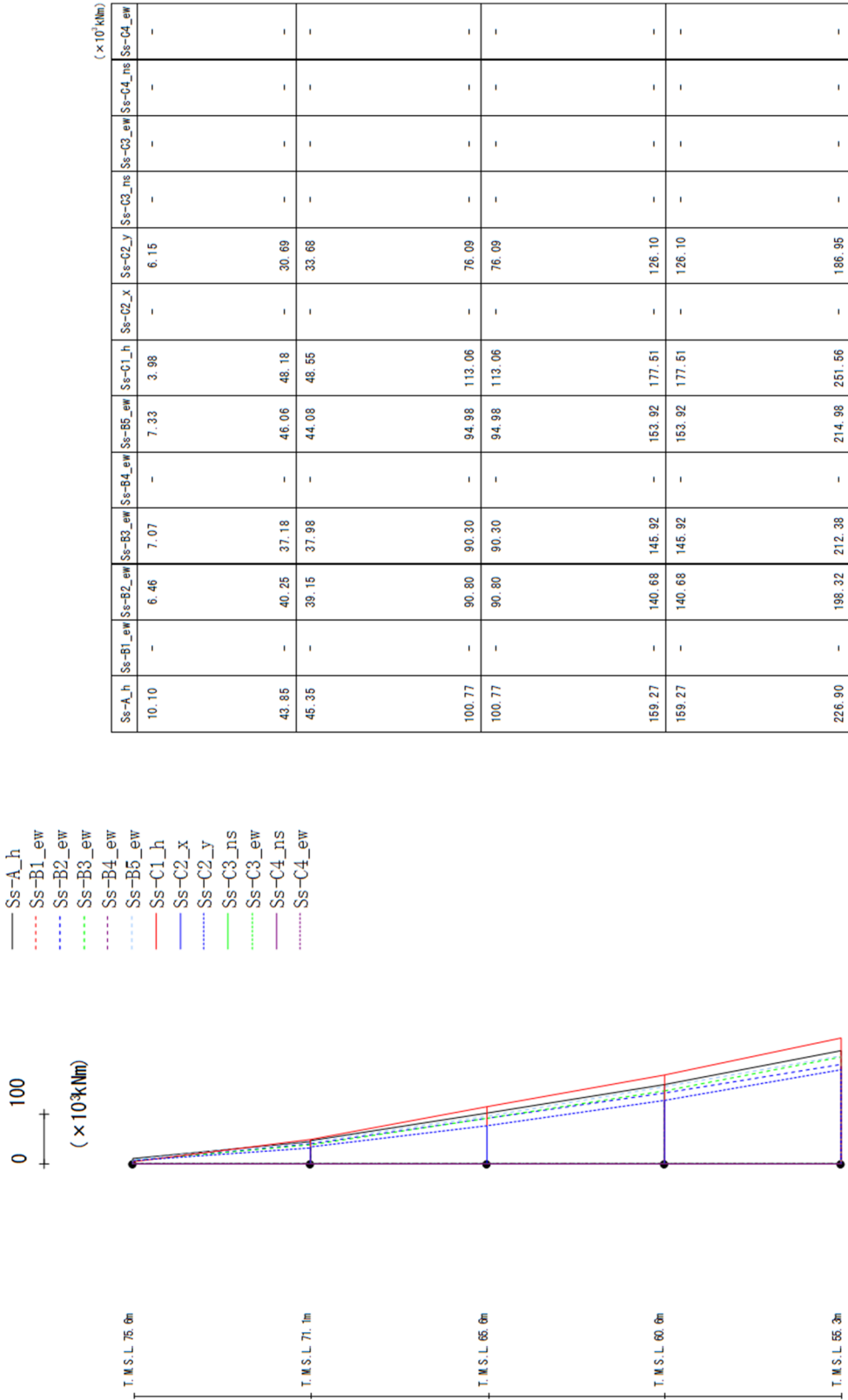


最大応答せん断力 (EW方向)



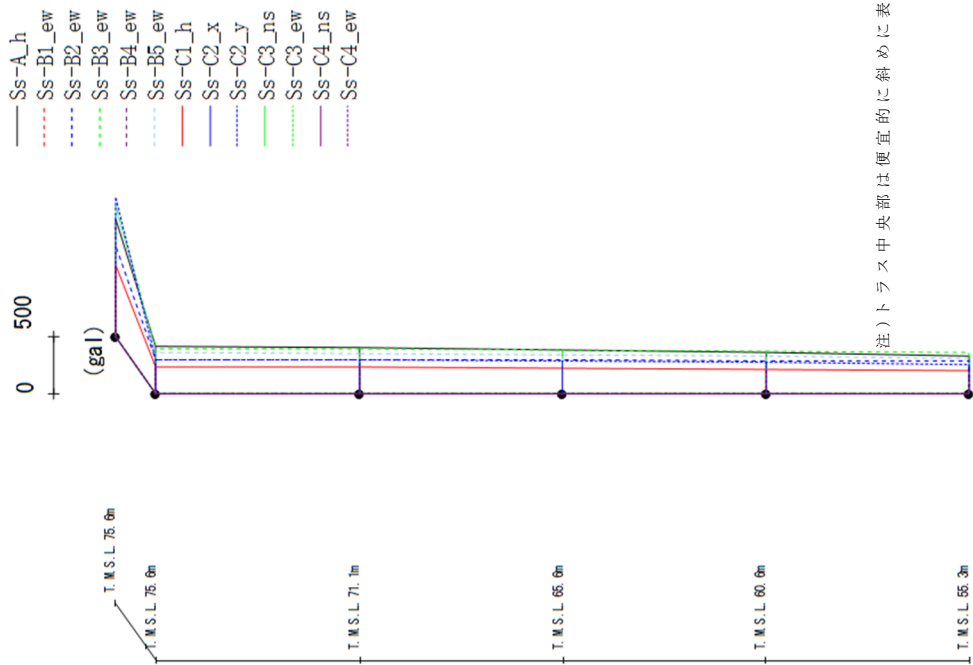
第 4.3.2-14 図 最大応答せん断力 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)



第 4.3.2-15 図 最大応答曲げモーメント (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (UD方向)

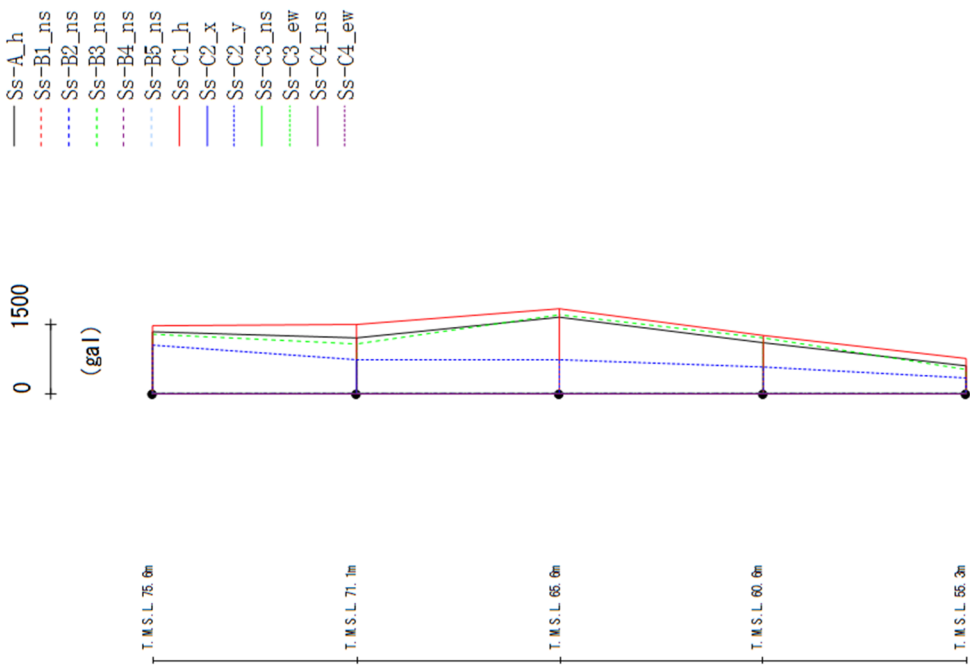


(注) トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1017	-	787	1133	-	1117	619	-	1207	-	-	-	-
410	-	294	392	-	365	230	-	298	-	-	-	-
399	-	293	385	-	348	227	-	293	-	-	-	-
379	-	289	376	-	337	220	-	282	-	-	-	-
354	-	285	365	-	324	209	-	269	-	-	-	-
324	-	279	352	-	308	195	-	256	-	-	-	-

第 4.3.2-16 図 最大応答鉛直加速度 (+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

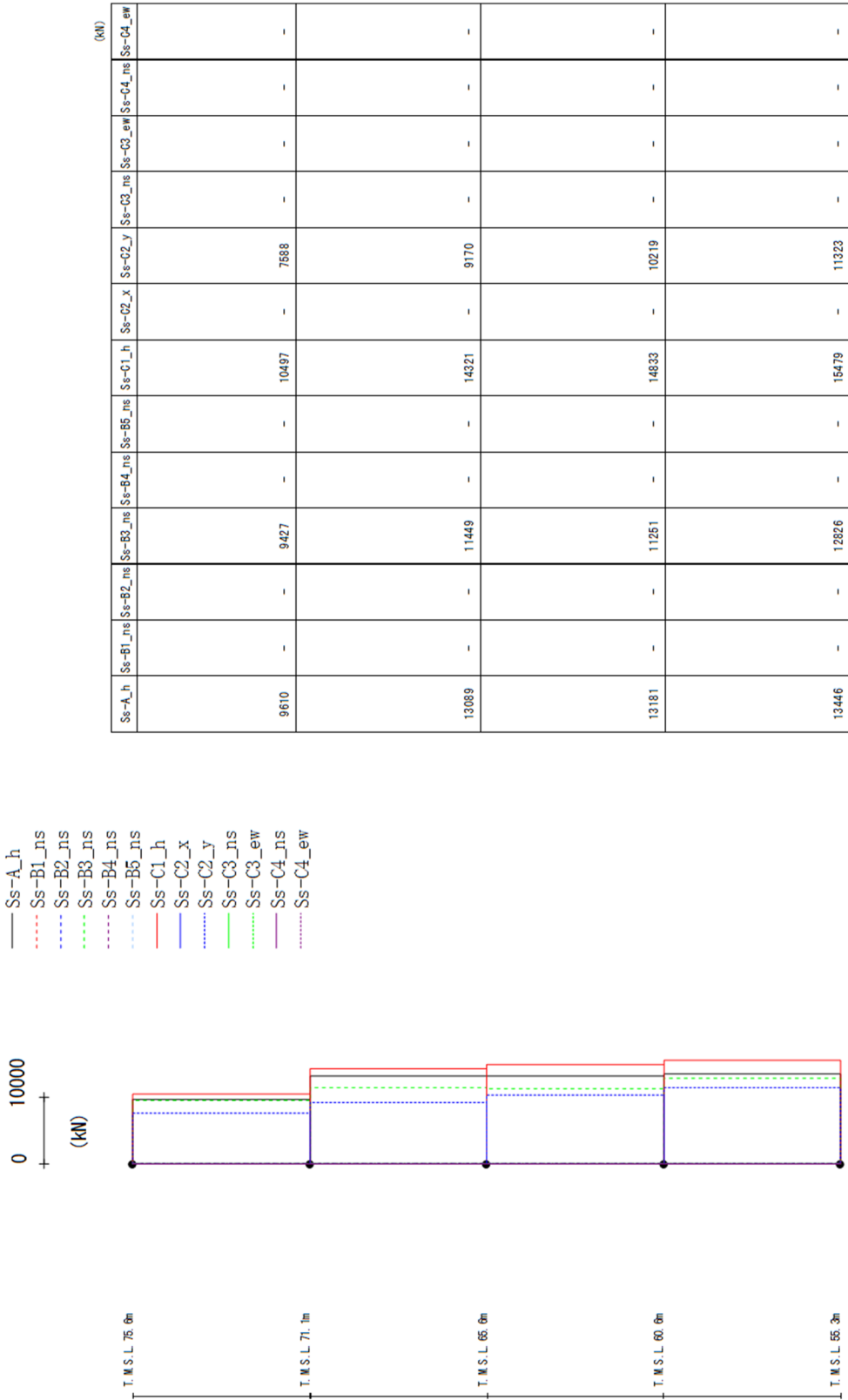
最大応答加速度 (NS方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1349	-	-	1282	-	-	1487	-	1040	-	-	-	-
1221	-	-	1081	-	-	1509	-	726	-	-	-	-
1666	-	-	1710	-	-	1848	-	745	-	-	-	-
1110	-	-	1219	-	-	1261	-	572	-	-	-	-
606	-	-	520	-	-	754	-	349	-	-	-	-

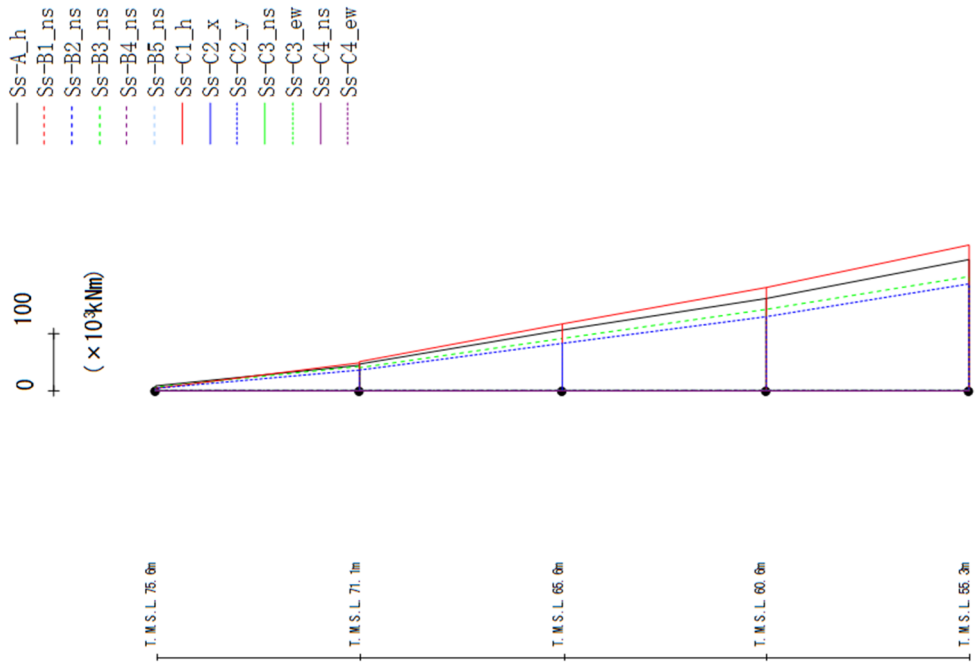
第 4.3.2-17 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答せん断力 (NS方向)



第 4.3.2-18 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (NS方向)

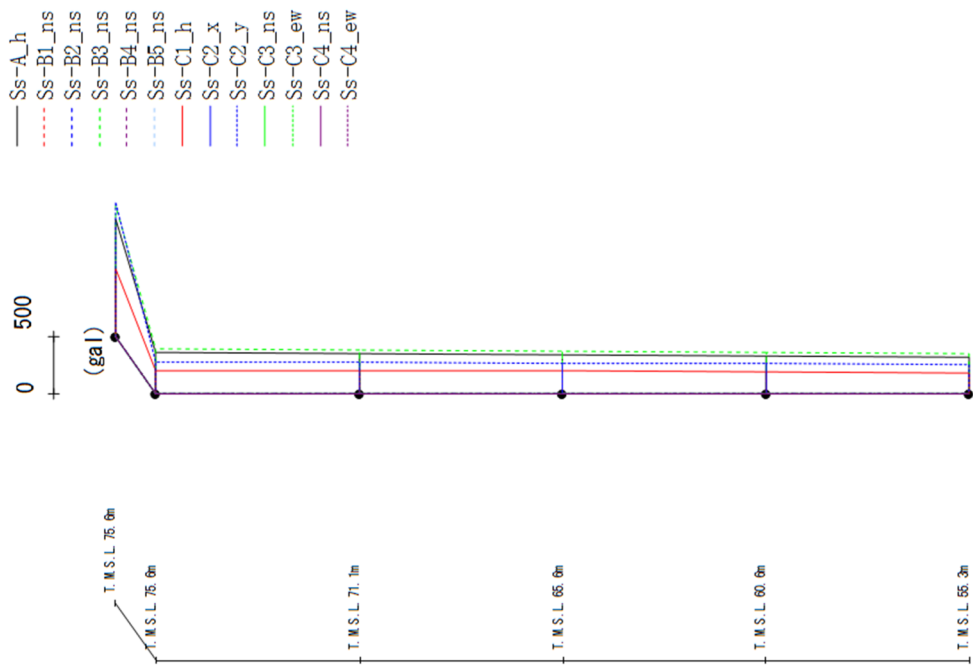


(×10<sup>3</sup>kNm)

Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
7.71	-	-	6.40	-	-	3.63	-	4.43	-	-	-	-
44.97	-	-	41.17	-	-	48.53	-	34.90	-	-	-	-
46.69	-	-	41.00	-	-	49.82	-	36.19	-	-	-	-
106.18	-	-	91.08	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-
106.18	-	-	91.08	-	-	115.06	-	82.52	-	-	-	-
161.02	-	-	141.59	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-
161.02	-	-	141.59	-	-	179.42	-	128.06	-	-	-	-
228.97	-	-	199.39	-	-	253.69	-	185.44	-	-	-	-

第 4.3.2-19 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

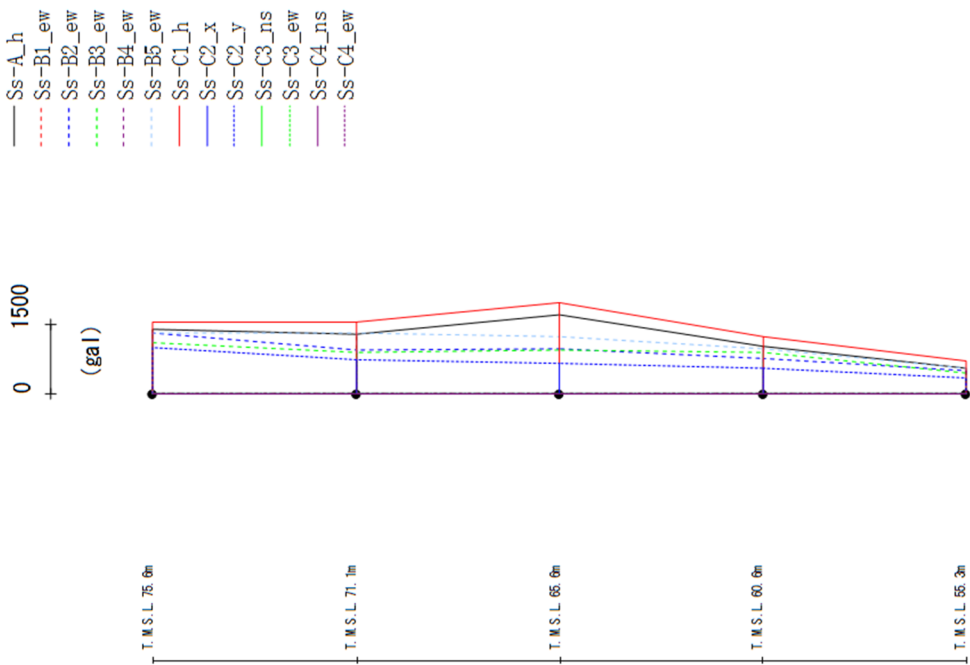
最大応答加速度 (UD方向)



Ss-A_h	Ss-B1_ns	Ss-B2_ns	Ss-B3_ns	Ss-B4_ns	Ss-B5_ns	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1025	-	-	1137	-	-	587	-	-	1167	-	-	-
361	-	-	386	-	-	204	-	-	275	-	-	-
362	-	-	380	-	-	202	-	-	271	-	-	-
341	-	-	371	-	-	198	-	-	266	-	-	-
327	-	-	362	-	-	191	-	-	261	-	-	-
311	-	-	351	-	-	182	-	-	257	-	-	-

第 4.3.2-20 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

最大応答加速度 (EW方向)

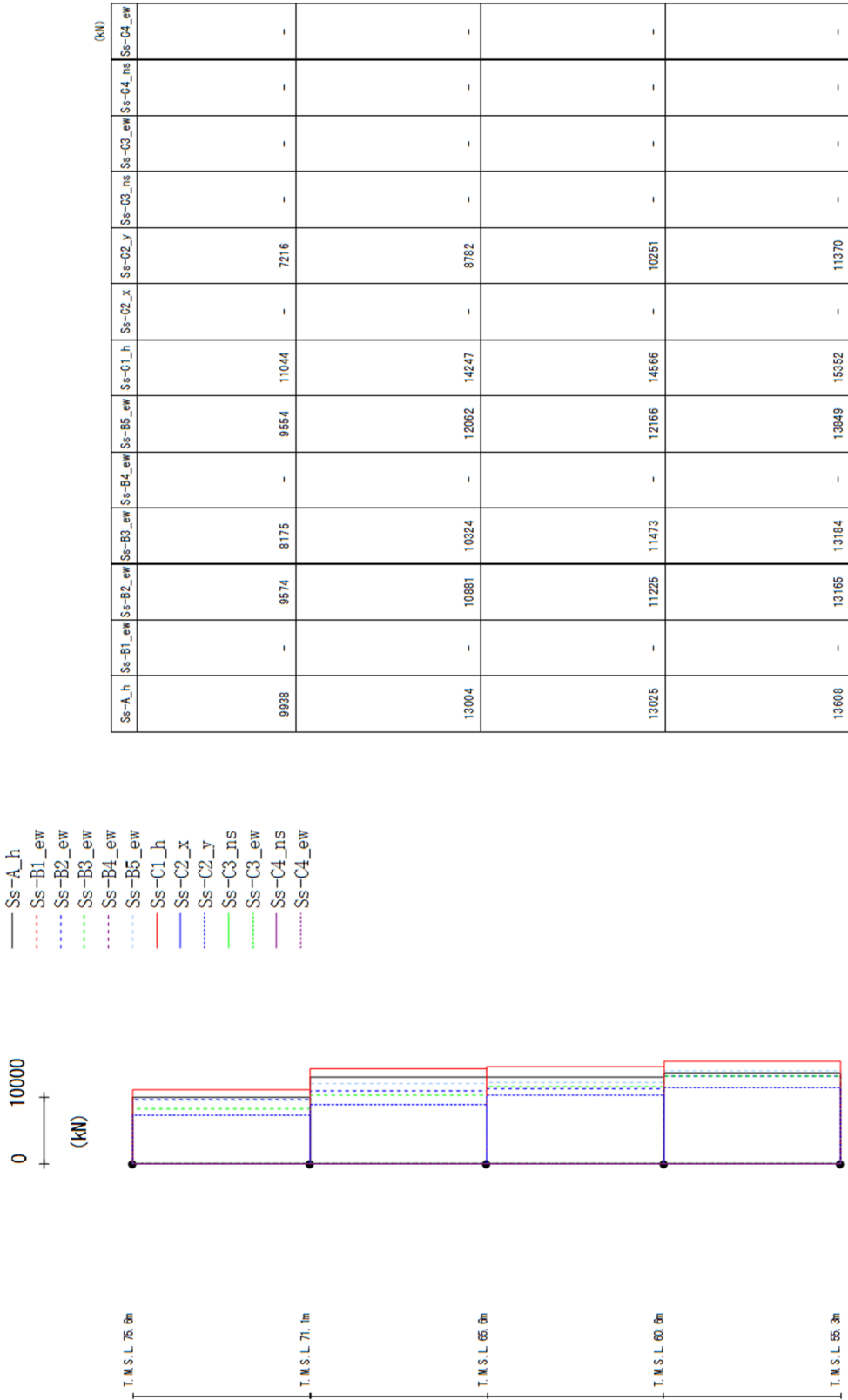


Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
1388	-	1309	1111	-	1329	1562	-	989	-	-	-	-
1291	-	960	899	-	1311	1544	-	723	-	-	-	-
1725	-	966	938	-	1247	1970	-	669	-	-	-	-
1020	-	768	885	-	972	1245	-	559	-	-	-	-
557	-	496	435	-	543	715	-	343	-	-	-	-

第 4.3.2-21 図 最大応答加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

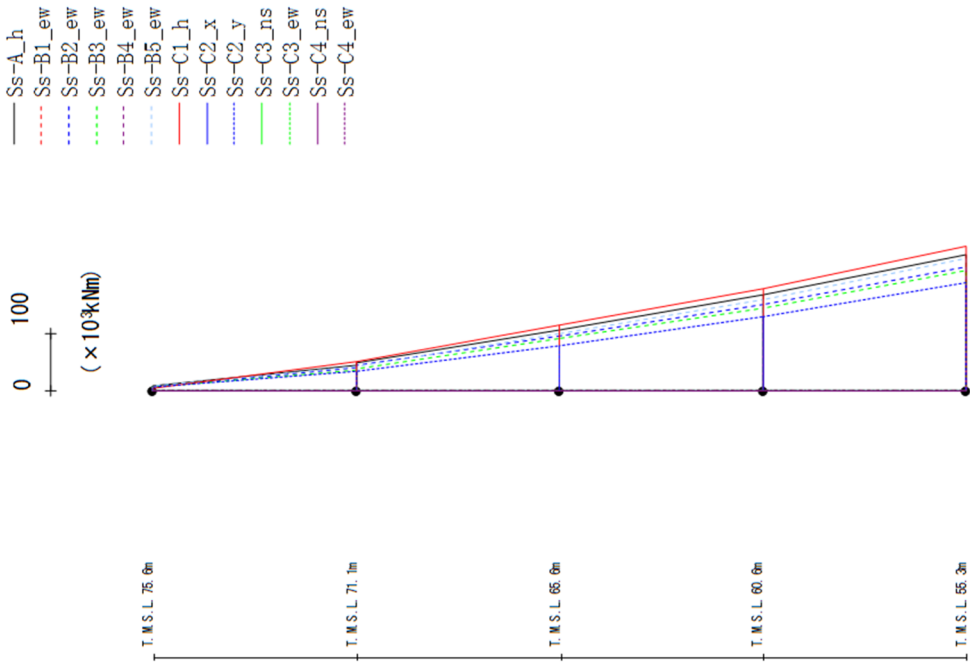


最大応答せん断力 (EW方向)



第 4.3.2-22 図 最大応答せん断力 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

最大応答曲げモーメント (EW方向)

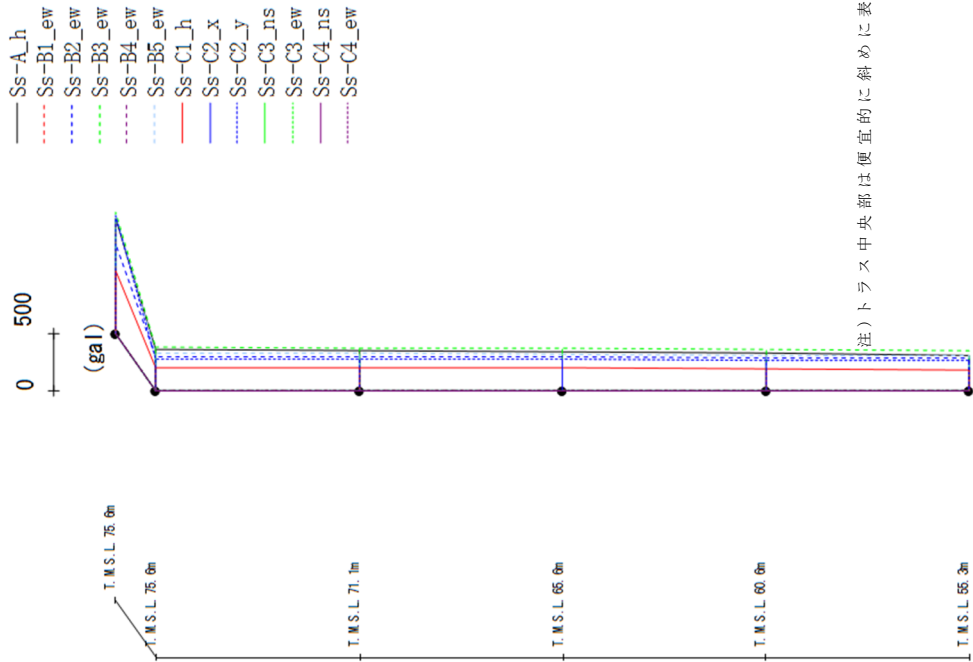


(×10<sup>3</sup>kNm)

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
8.21	-	6.52	6.37	-	7.68	4.09	-	5.35	-	-	-	-
45.14	-	40.51	35.52	-	42.30	50.51	-	32.96	-	-	-	-
47.86	-	43.56	38.19	-	42.39	51.31	-	33.60	-	-	-	-
104.98	-	94.76	90.25	-	98.94	114.03	-	78.32	-	-	-	-
104.98	-	94.76	90.25	-	98.94	114.03	-	78.32	-	-	-	-
166.15	-	150.88	144.11	-	159.25	177.32	-	128.60	-	-	-	-
166.15	-	150.88	144.11	-	159.25	177.32	-	128.60	-	-	-	-
237.12	-	215.53	209.37	-	229.94	251.30	-	188.86	-	-	-	-

第 4.3.2-23 図 最大応答曲げモーメント (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

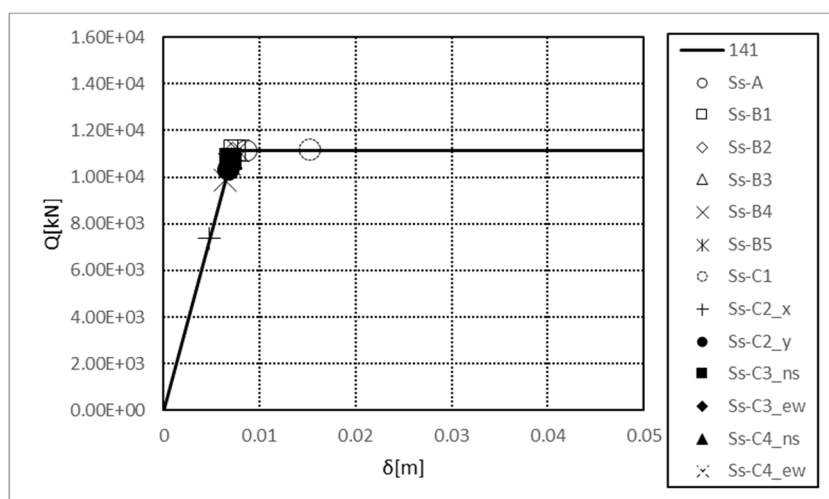
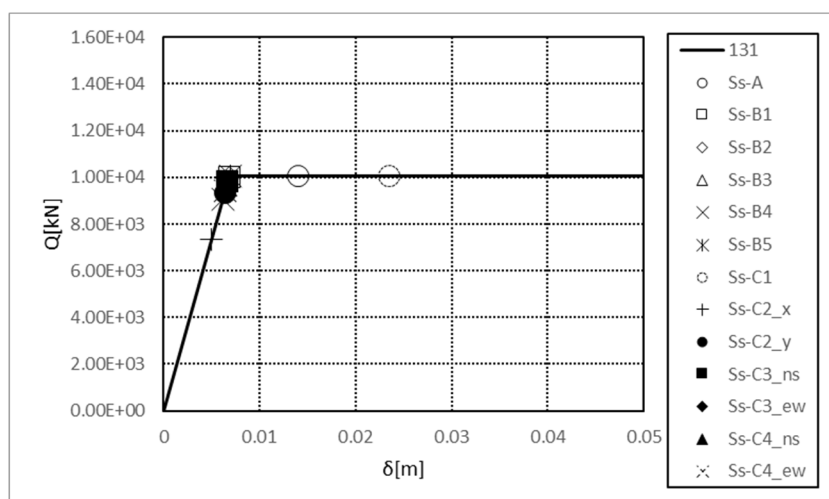
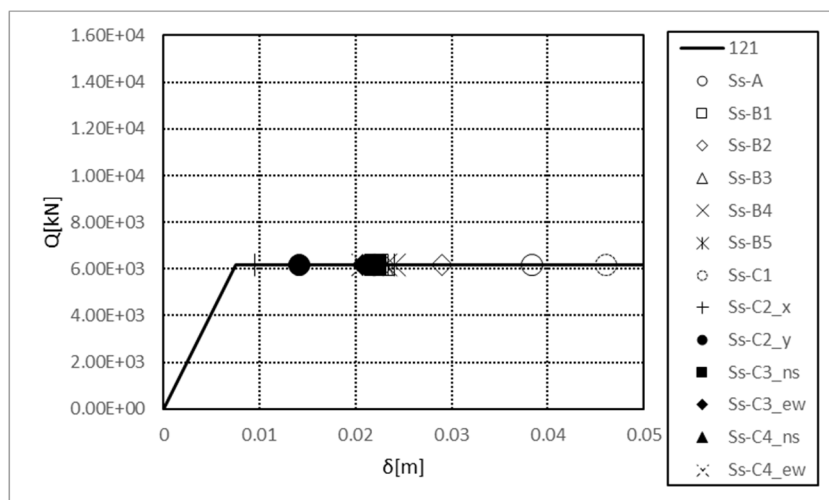
最大応答加速度 (UD方向)



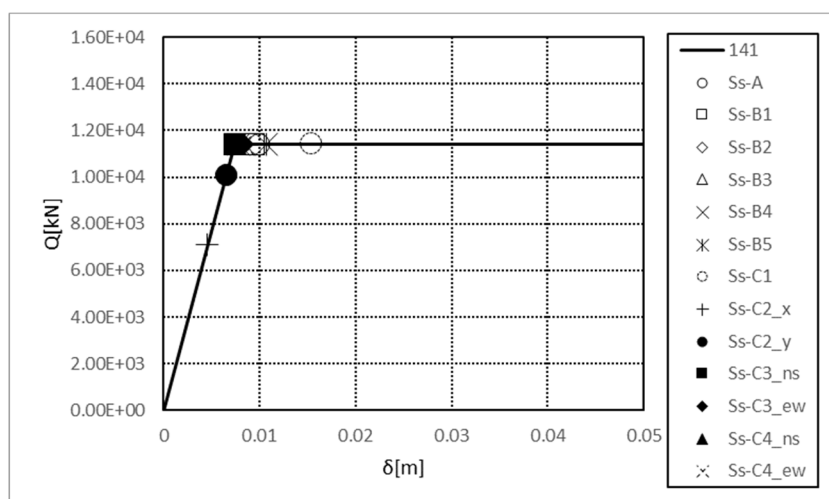
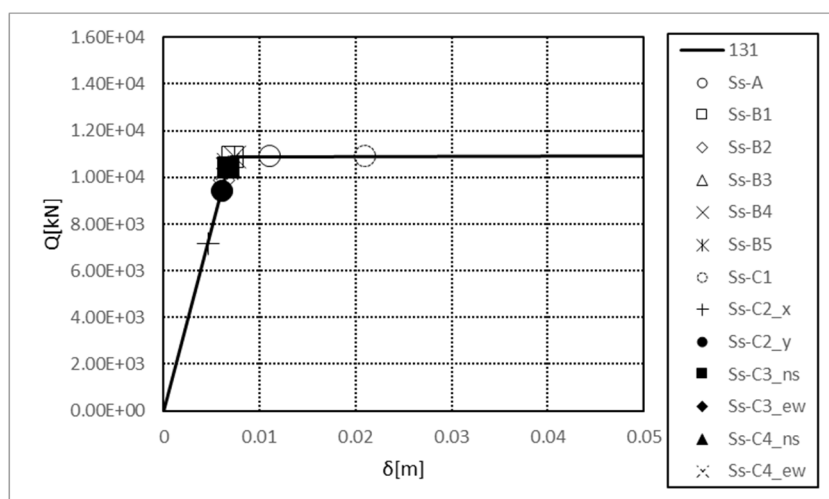
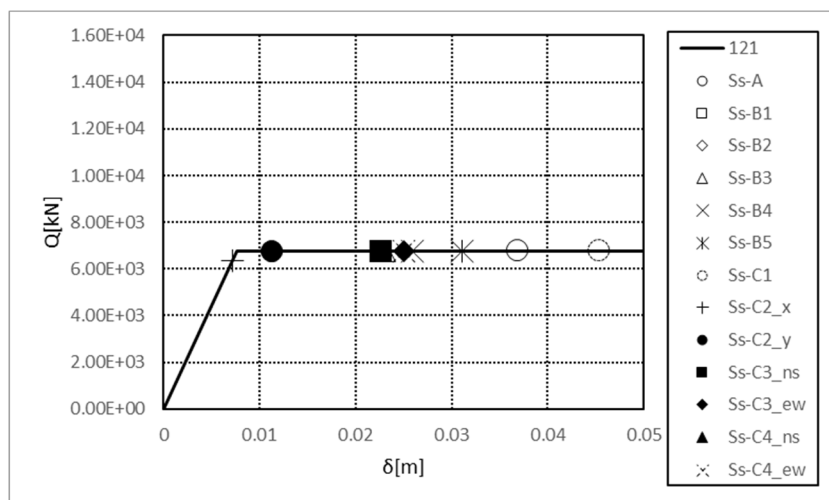
(注)トラス中央部は便宜的に斜めに表示する。

Ss-A_h	Ss-B1_ew	Ss-B2_ew	Ss-B3_ew	Ss-B4_ew	Ss-B5_ew	Ss-C1_h	Ss-C2_x	Ss-C2_y	Ss-C3_ns	Ss-C3_ew	Ss-C4_ns	Ss-C4_ew
998	-	781	1055	-	1030	542	-	1024	-	-	-	-
361	-	297	379	-	327	203	-	277	-	-	-	-
362	-	296	373	-	323	202	-	274	-	-	-	-
339	-	292	365	-	316	198	-	269	-	-	-	-
326	-	287	357	-	308	192	-	266	-	-	-	-
309	-	280	347	-	301	183	-	262	-	-	-	-

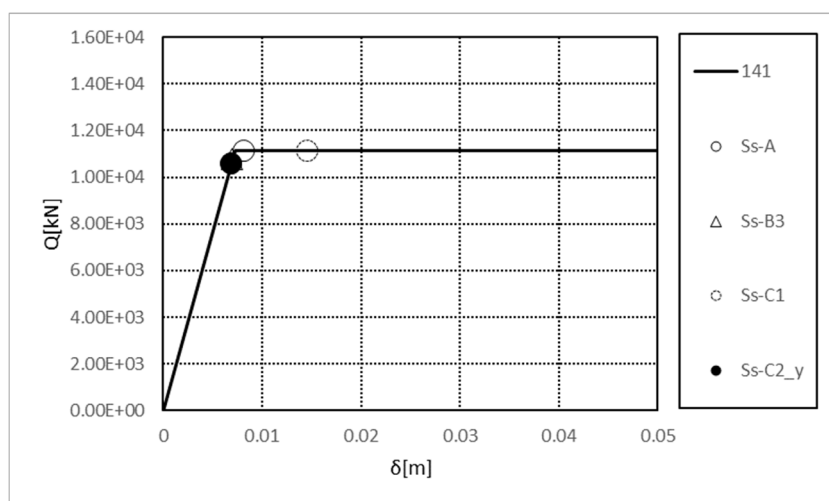
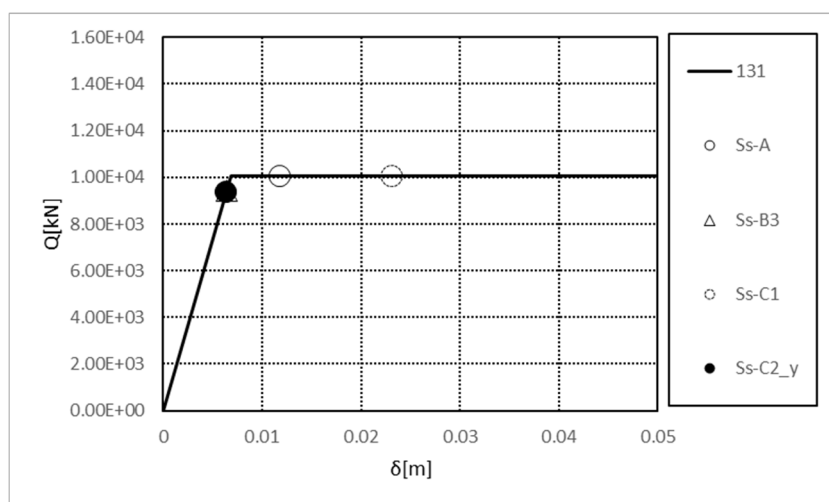
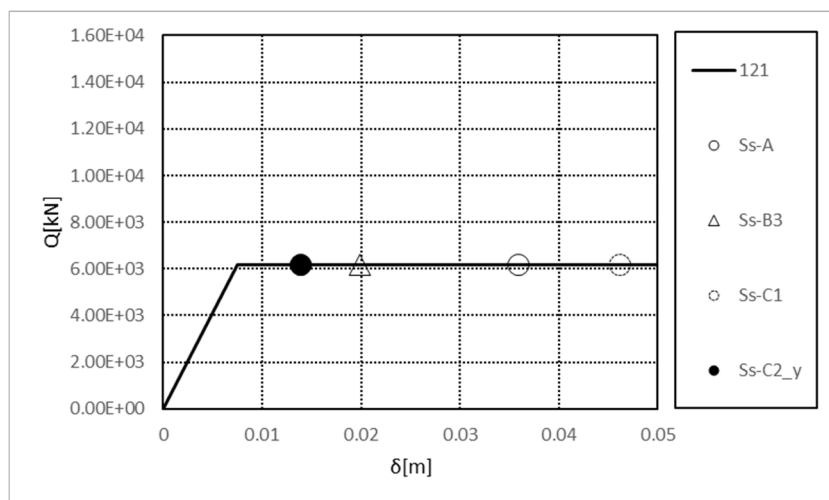
第 4.3.2-24 図 最大応答鉛直加速度 (-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



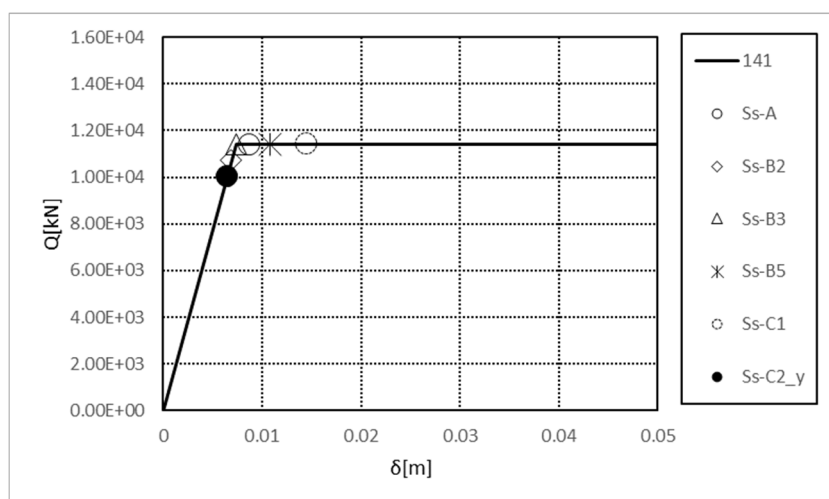
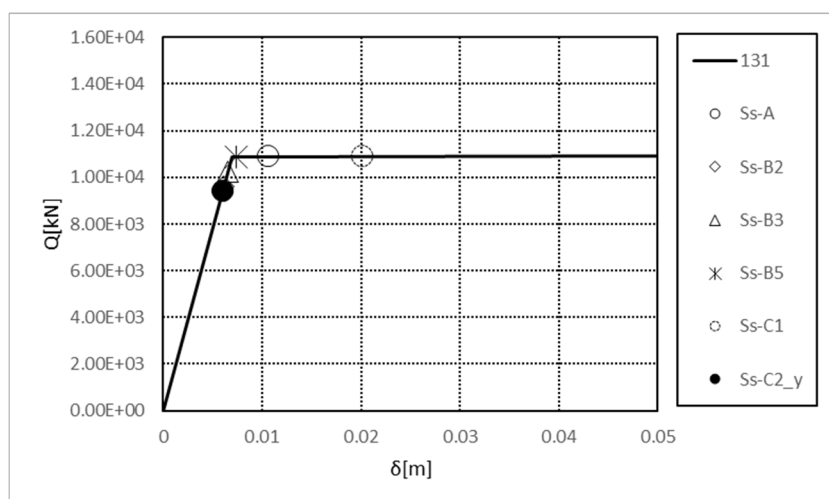
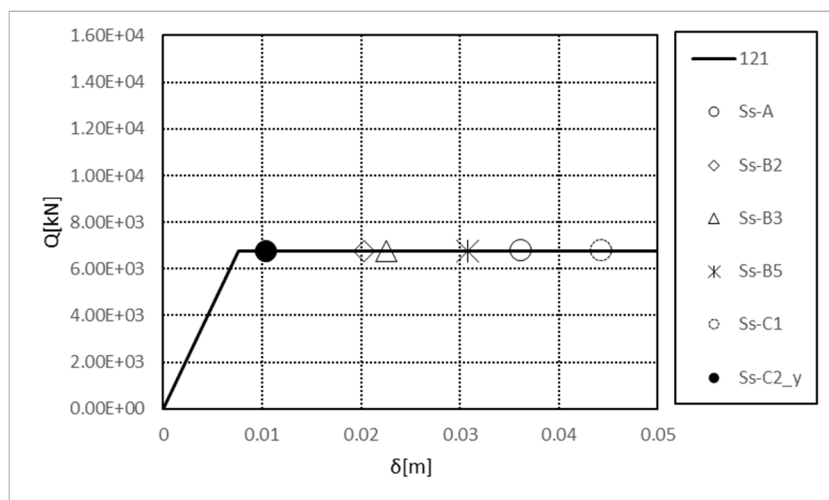
第 4.3.2-25 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(基本ケース, NS 方向, 有効応力解析)



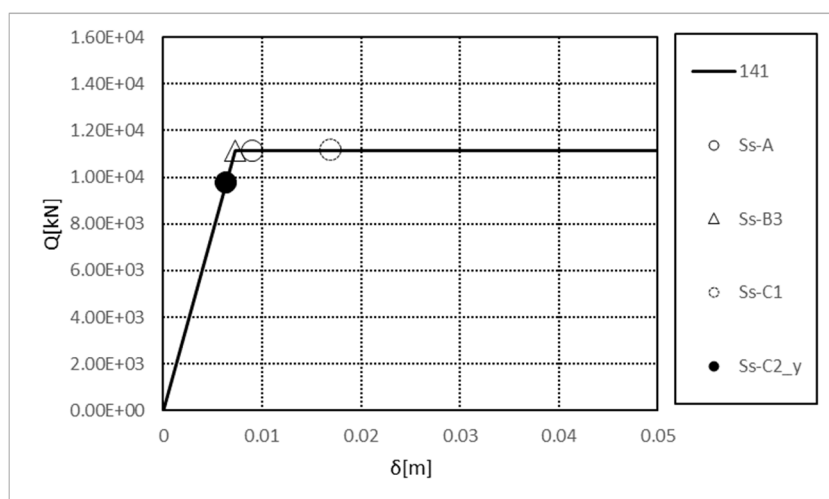
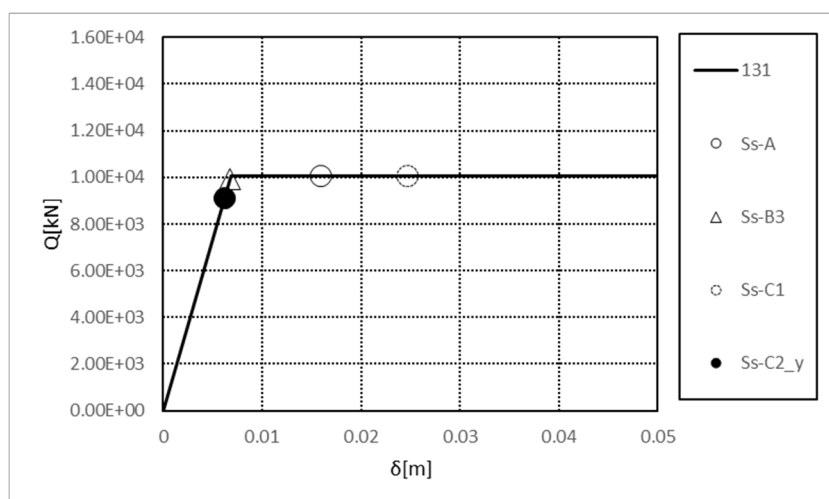
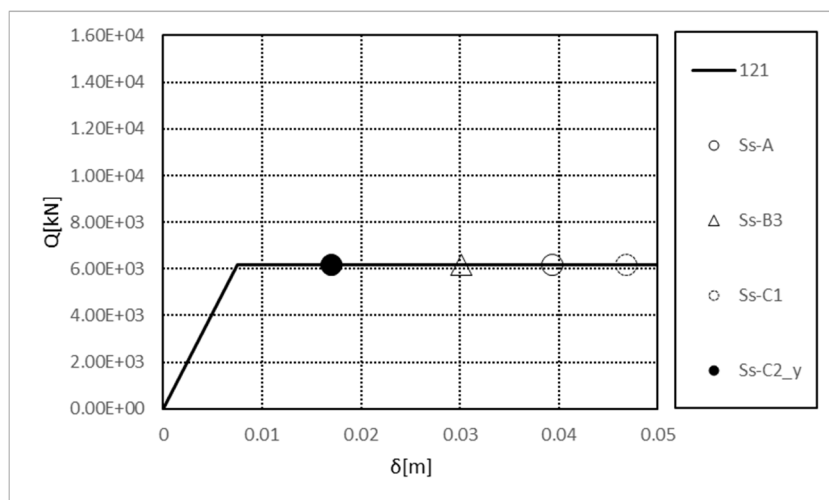
第 4.3.2-26 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(基本ケース, EW 方向, 有効応力解析)



第 4.3.2-27 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(+1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)

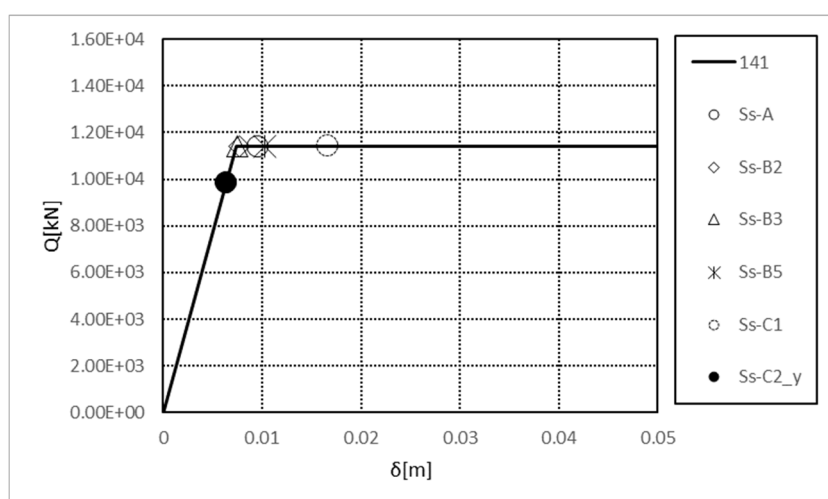
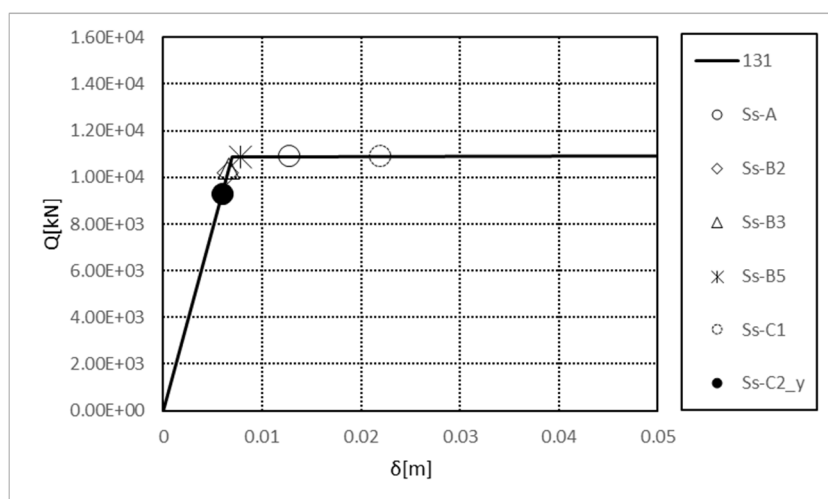
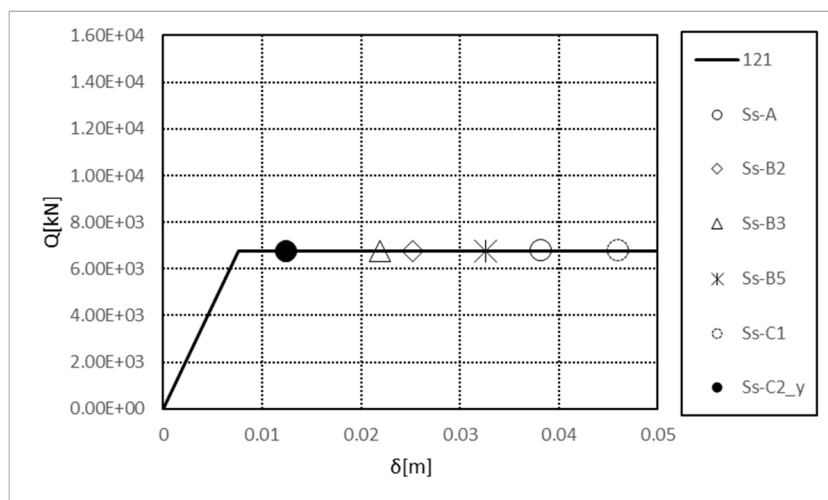


第 4.3.2-28 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(+1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)



第 4.3.2-29 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(-1σ 地盤, NS 方向, 有効応力解析)





第 4.3.2-30 図 座屈拘束ブレースの荷重-変形曲線  
(-1σ 地盤, EW 方向, 有効応力解析)

## 別添 10

飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水  
系冷却塔B）の耐震計算（支持架構，基礎梁，杭，  
その他）について

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用規格・基準等	9
3. 地震応答解析による評価方法	10
3.1 評価方針	10
3.2 評価方法	12
4. 応力解析による評価方法	14
4.1 評価対象部位及び評価方針	14
4.2 荷重及び荷重の組合せ	15
4.2.1 支持架構	15
4.2.2 基礎梁	16
4.2.3 杭	17
4.3 許容限界	18
4.4 評価方法	21
4.4.1 支持架構	21
4.4.2 基礎梁	29
4.4.3 杭	35
5. <u>地盤(沈下・転倒・滑動)の評価方法</u>	41
5.1 評価方針	41
5.2 評価方法	41
5.2.1 沈下に対する評価	41
5.2.2 転倒に対する評価	41
5.2.3 滑動に対する評価	42
6. 評価結果	43
6.1 地震応答解析による評価結果	43
6.2 応力解析による評価結果	46
6.2.1 支持架構の評価結果	46
6.2.2 基礎梁の評価結果	52
6.2.3 杭の評価結果	53
6.3 <u>地盤(沈下・転倒・滑動)に対する評価結果</u>	57
6.3.1 沈下の評価結果	57
6.3.2 転倒の評価結果	57
6.3.3 滑動の評価結果	57

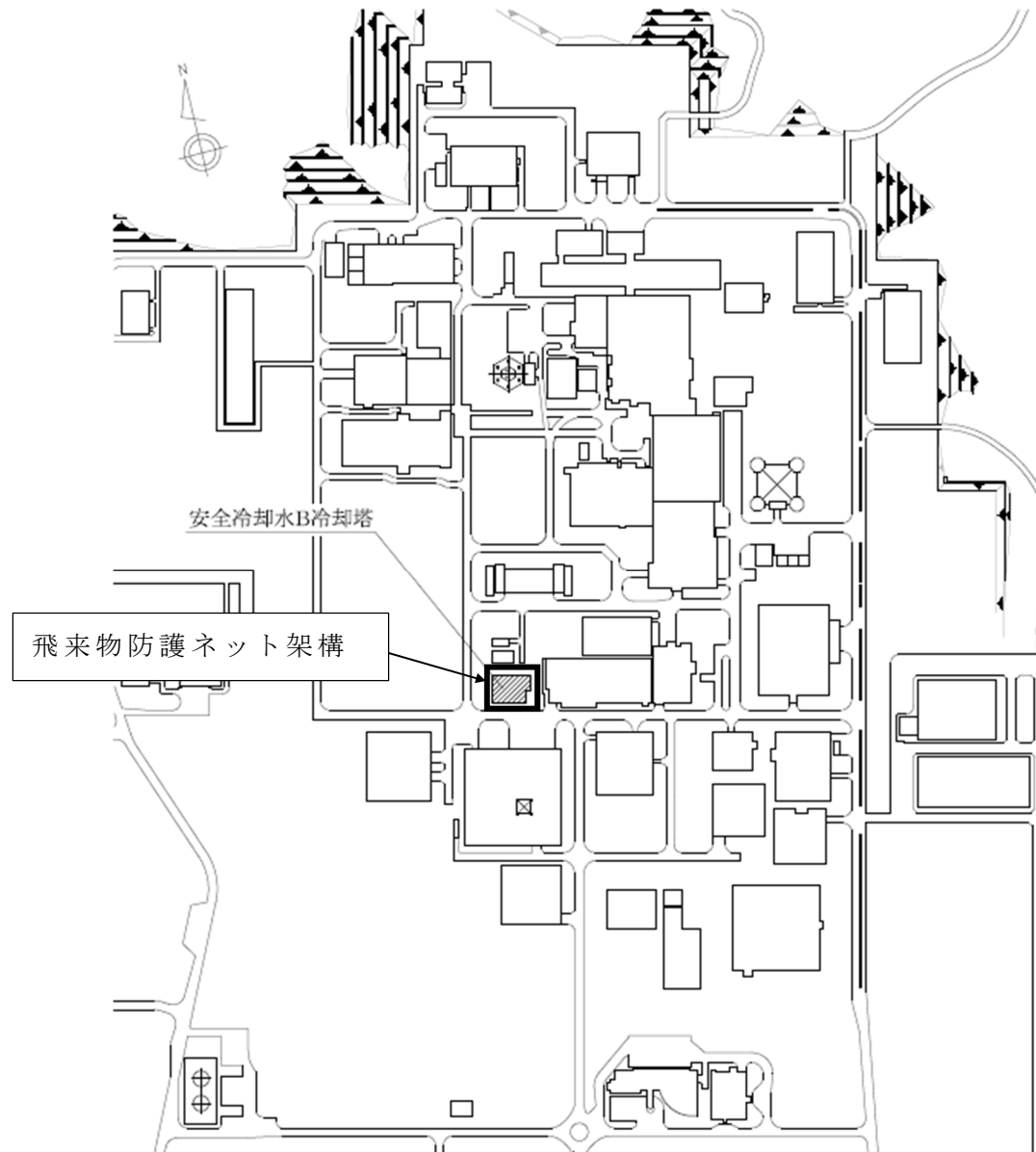
## 1. 概要

本資料は、屋外に設置される安全上重要な施設である竜巻防護対象施設を防護するための設備である飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）（以下、「飛来物防護ネット架構」という。）が基準地震動 $S_s$ により安全冷却水B冷却塔（以下、「冷却塔」という。）に対して波及的影響を及ぼさないことを確認するものである。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

飛来物防護ネット架構の設置位置を第2.1-1図に示す。



第2.1-1図 飛来物防護ネット架構の設置位置

## 2.2 構造概要

飛来物防護ネット架構は、添付書類「VI-1-1-1-2-4-2 竜巻防護対策設備の強度計算の方針」の「2.4 構造設計」にて設定している構造計画を踏まえた構造とする。飛来物防護ネット架構の全景を第 2.2-1 図に、杭伏図及び概略平面図を第 2.2-2 図に、概略側面図を第 2.2-3 図に示す。

飛来物防護ネット架構は、竜巻防護対象施設である冷却塔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、飛来物防護ネット架構は、防護ネット、防護板とそれらを支える支持架構及び基礎によって構成される。また、支持架構は、柱、大梁、小梁、トラス柱、トラス鉛直ブレース及びトラス水平ブレースからなるフレーム及び座屈拘束ブレースによって構成され、平面は、 $\blacksquare$ m (NS 方向)  $\times$   $\blacksquare$ m (EW 方向) であり、地上高さは、 $\blacksquare$ m である。

基礎は、基礎梁及び杭によって構成され、基礎梁は厚さ 3.0m の鉄筋コンクリート造であり、支持地盤である鷹架層に場所打ちコンクリート杭（外径 1.0 及び 1.5m，杭長 16.8m～17.8m，113 本，以下「杭」という。）を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。

なお、飛来物防護ネット架構は防護対象となる冷却塔と構造的に分離している。