

福島第一原子力発電所

新耐震指針に照らした耐震安全性評価

(中間報告)に関する補足説明資料

地震応答解析及び耐震安全性評価結果について

- 安全上重要な建物・構築物 -

平成 20 年 7 月 31 日

東京電力株式会社

共通コメント対応部分について

WGでのコメント	本資料における対応箇所	ページ
モード減衰の評価法	3.1.2 地震応答解析モデル	8
地盤ばねの減衰を考慮したモード減衰値	参考資料3 地盤ばねの減衰	参-15
地盤の側面ばねの評価方法の考え方	3.1.2 地震応答解析モデル	8
固有値解析結果に、モード毎に刺激係数を記載	3.1.3 地震応答解析結果	29~34
建屋の上部の回転慣性	3.1.2 地震応答解析モデル	11~12
最大せん断ひずみ発生時刻	3.3 評価結果	44
鉛直動を考慮しない接地圧	3.1.3 地震応答解析結果	41
層せん断力係数	参考資料2 4.1 地震力の比較	参-14

目 次

1. 評価方針	1
2. 基準地震動 S_s	1
3. 原子炉建屋の耐震安全性評価	5
3.1 地震応答解析	5
3.1.1 原子炉建屋の概要	5
3.1.2 地震応答解析モデル	8
3.1.3 地震応答解析結果	27
3.2 評価基準	42
3.3 評価結果	43

参考資料1

各種評価法について

参考資料2

工認設計時との対応について

参考資料3

地盤ばねの減衰を考慮したモーダル減衰値について

1. 評価方針

安全上重要な建物・構築物の耐震安全性評価は、基準地震動 S_s に対する耐震設計上重要な施設の安全機能を保持する観点から実施する。

Sクラスの施設を内包している原子炉建屋に対しては、「遮へい機能」、「耐漏洩機能（気密性）」及び「支持機能」の保持が地震時に要求される。

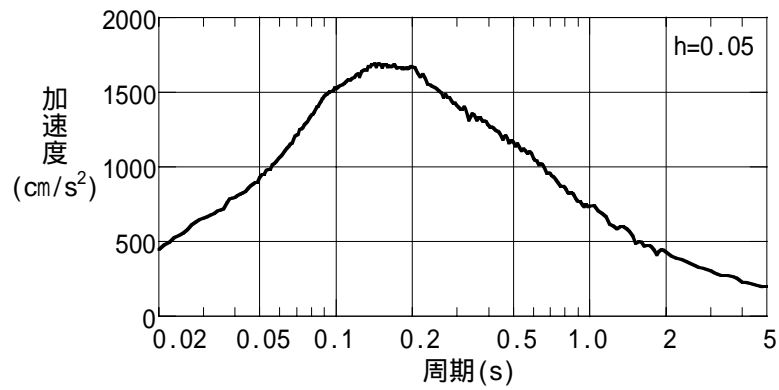
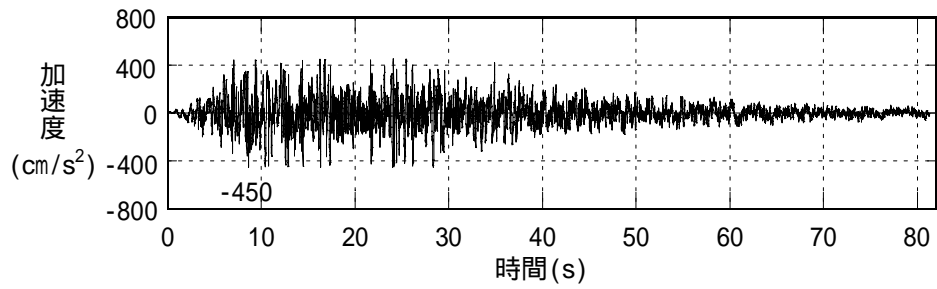
原子炉建屋の耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建屋や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

原子炉建屋の耐震安全性の評価に当たっては、建屋全体の健全性を確認する観点から、地震応答解析の結果による耐震壁のせん断ひずみを評価する。

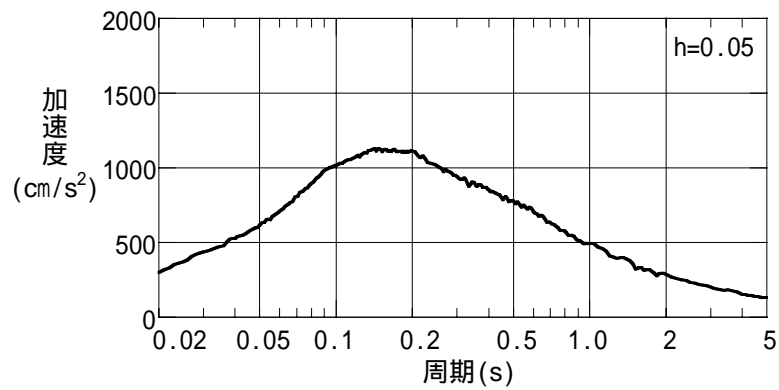
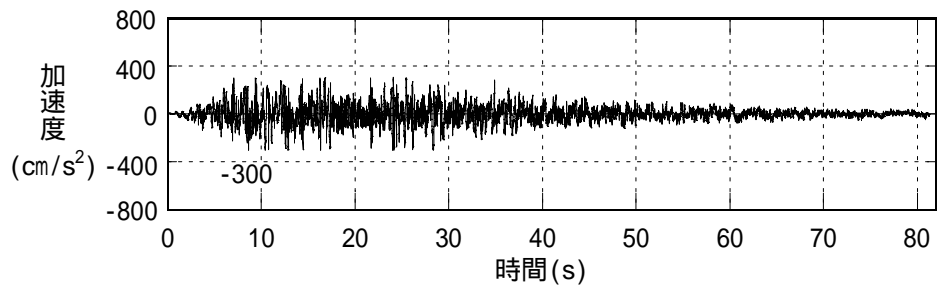
なお、中間報告においては、福島第一原子力発電所5号機原子炉建屋を評価している。

2. 基準地震動 S_s

耐震安全性評価に用いる解放基盤表面で定義されている基準地震動 S_s の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを第2-1図～第2-3図に示す。

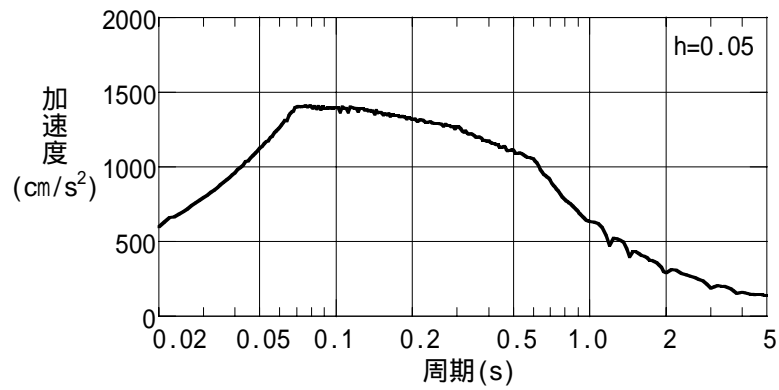
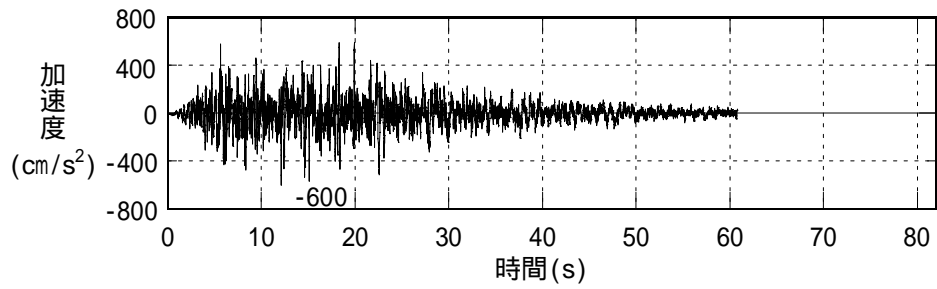


(水平) Ss-1H

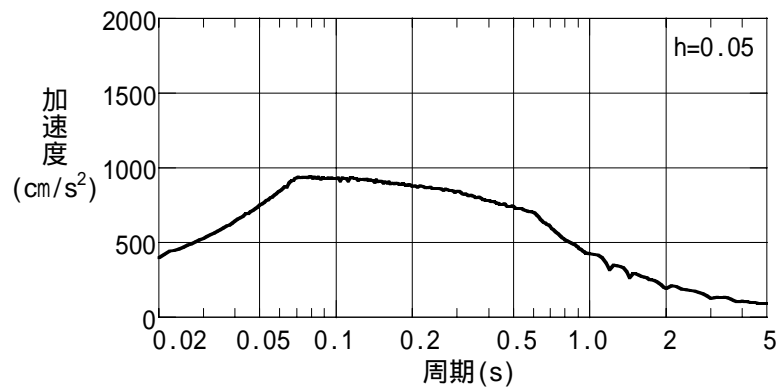
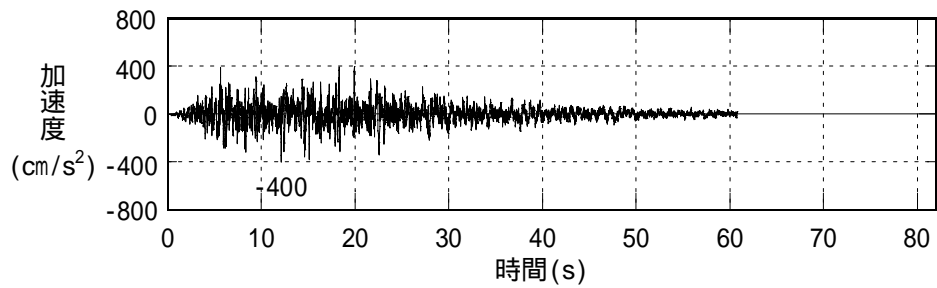


(鉛直) Ss-1V

第 2-1 図 基準地震動 Ss-1 の時刻歴波形と加速度応答スペクトル

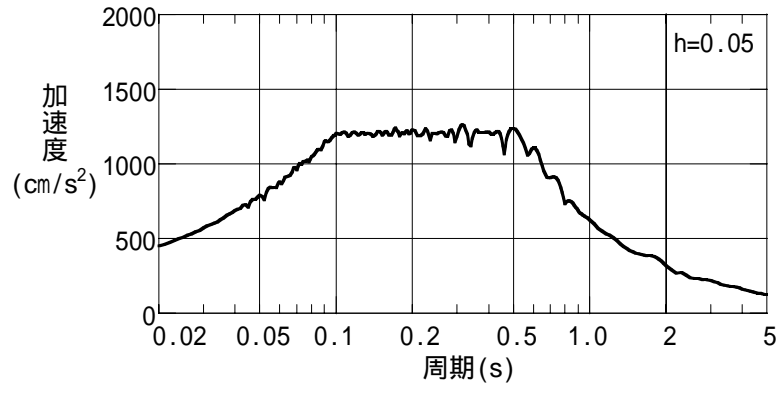
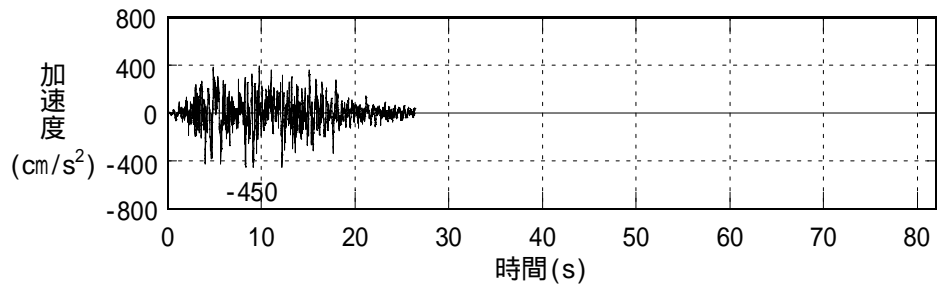


(水平) Ss-2H

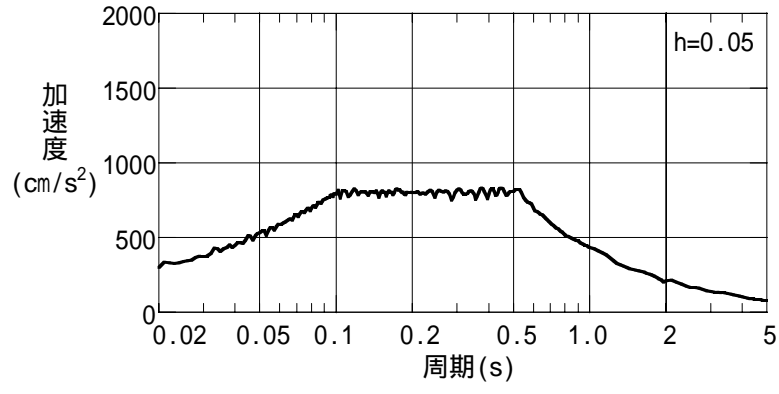
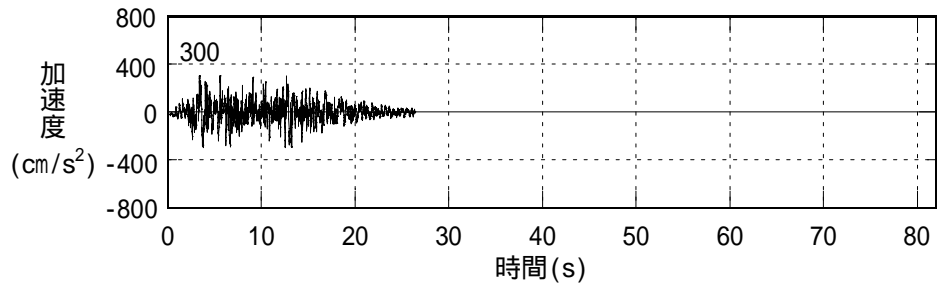


(鉛直) Ss-2V

第 2-2 図 基準地震動 Ss-2 の時刻歴波形と加速度応答スペクトル



(水平) Ss-3H



(鉛直) Ss-3V

第 2-3 図 基準地震動 Ss-3 の時刻歴波形と加速度応答スペクトル

3. 原子炉建屋の耐震安全性評価

3.1 地震応答解析

3.1.1 原子炉建屋の概要

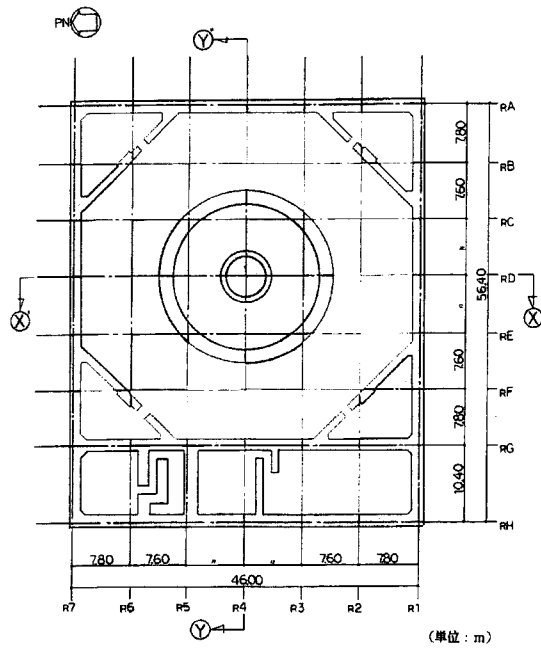
原子炉建屋は、地上5階、地下1階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図および概略断面図を第3-1図および第3-2図に、使用材料を第3-1表に示す。

原子炉建屋は原子炉棟と付属棟より構成されており、それら両棟は同一基礎版上に設置された一体構造である。原子炉建屋の平面は、地上部分では1,2階で 47.0m^1 （NS方向） \times 47.0m^1 （EW方向）、3,4,5階で 47.0m^1 （NS方向） \times 35.2m^1 （EW方向）の正方形又は長方形で、地下部分が 47.0m^1 （NS方向） \times 57.4m^1 （EW方向）の長方形である。基礎版底面からの高さは62.11mであり、地上高さは46.05mである。また、原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

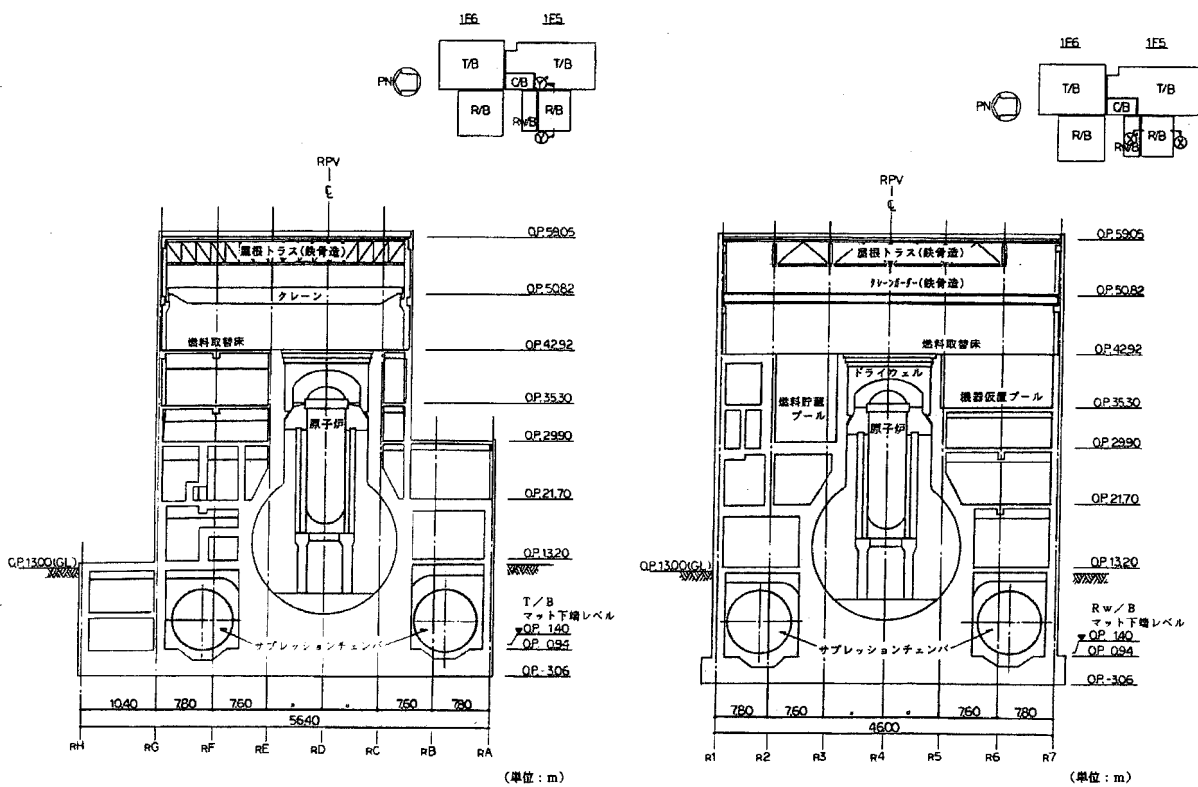
原子炉建屋の基礎は厚さ4.0mのべた基礎で、支持地盤である新第三紀層の泥岩盤上に設置している。

建屋の中央部には原子炉圧力容器を収容している原子炉格納容器があり、その周りを囲んでいる鉄筋コンクリート造の原子炉一次遮へい壁は、上部が円筒形、中央部が円すい台形、下部が円筒形で基礎版上に固定している。

- 1 建屋寸法は壁外面押えとする。



第3-1図 原子炉建屋の概要(平面図：最下階)(単位：m)



NS 方向断面

EW 方向断面

第3-2図 原子炉建屋の概要(断面図)(単位：m)

第3-1表 原子炉建屋の使用材料

<p>コンクリート</p>	<p>設計基準強度 F_c 225 kgf/cm^2 (22.1 N/mm^2 相当)</p>
<p>鉄筋</p>	<p>材質 SD35 (SD345 相当)</p>
<p>構造用鋼材</p>	<p>材質 SS41, SM41A (SS400, SM400A 相当)</p>

3.1.2 地震応答解析モデル

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を質点系とし地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成モデルとする。建屋は曲げ変形とせん断変形をする質点系としてモデル化し、基礎版底面下の地盤は水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、基礎版底面の地盤を半無限地盤と見なして三次元波動論により評価している。また、第3-3図に示すように、原子炉建屋の周辺状況より、基礎版側面と地盤は密着しており、変位の連続条件が成り立つと考えられるため、埋め込み部分の建屋側面の地盤はNOVAKの方法に基づき水平ばね及び回転ばねで置換している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、「原子力発電所耐震設計技術指針 追補版 JEAG 4601-1991」(以下「JEAG 4601-1991」という。)に基づき、ばね定数として実部の静的な値を、また、減衰係数として、建屋 - 地盤連成モデルの1次固有円振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

建屋の減衰はモード減衰とし、各次のモード減衰定数は建屋のひずみエネルギーに比例した値として算出する。建屋の減衰定数は5%とする。地震応答解析モデル及び振動諸元を第3-4図及び第3-5図に、解析に用いるコンクリートの物性値を第3-2表に、建屋底面及び側面の近似地盤ばねの概要を第3-6図に示す。

非線形特性については、JEAG 4601-1991に基づき、以下の項目を考慮する。

- ・耐震壁の非線形復元力特性

せん断応力度 - せん断ひずみ度関係はトリリニアスケルトンカーブとし、履歴特性は最大点指向型とする。

曲げモーメント - 曲率関係はトリリニアスケルトンカーブとし、履歴特性は第2折れ点までは最大点指向型、それ以降はディグレイディングトリリニア型とする。

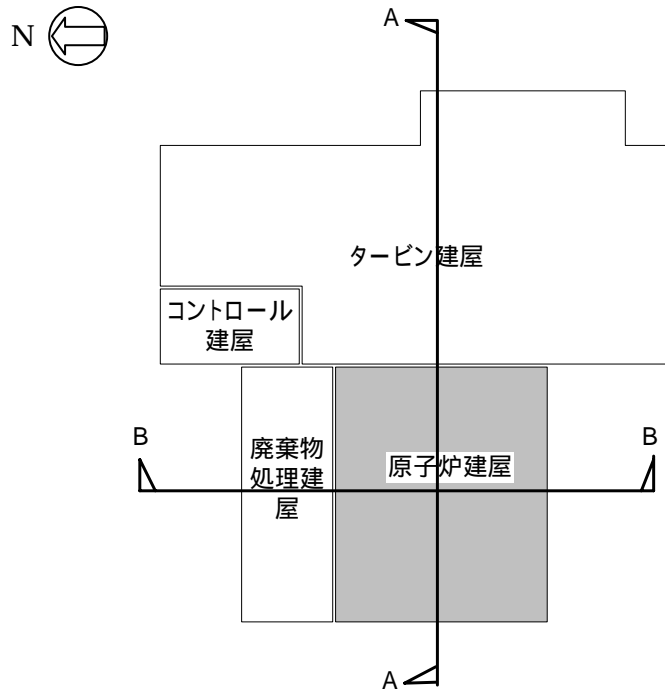
- ・基礎の浮上りによる地盤の回転ばねの幾何学的非線形

地盤の回転ばねに関するモーメント - 回転角の関係について、基礎の浮上り限界モーメントまでは直線、それ以降は曲線とする。地盤の回転ばねのモーメント - 回転角関係を第3-7図に示す。

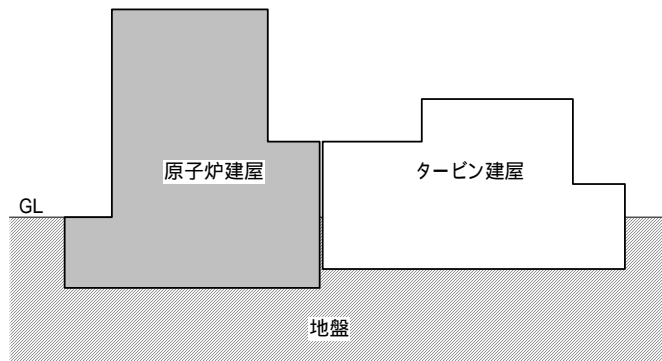
地震応答解析モデルは2方向(NS方向,EW方向)とし、入力地震動は解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。なお、埋め込みを考慮した水平モデルであるため、モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力(以下「切欠き力」という。)を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

水平方向の地震応答解析の概念図を第3-8図に、一次元波動論に用いた地盤モデルの諸元を第3-3表に、 G/G_0 ~ 曲線及び h ~ 曲線を第3-9図に示す。第3-10図に敷地内地質調査位置図、第3-11図及び第3-12図に敷地内地質断面図を示す。第3-3表の地盤モデルに基づき一次元波動論により算定した地盤の最大応答加速度分布を第3-13図及び第3-14図に示す。また、参考として、基準地震動 S_s による基礎下端の時刻歴応答波形及び加速度応答スペクトルを第3-15図 ~ 第

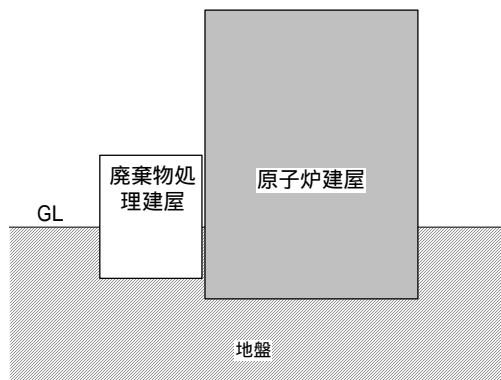
3-17 図に示す。加速度応答スペクトルについては基準地震動 S_s と比較して示す。



平面配置図

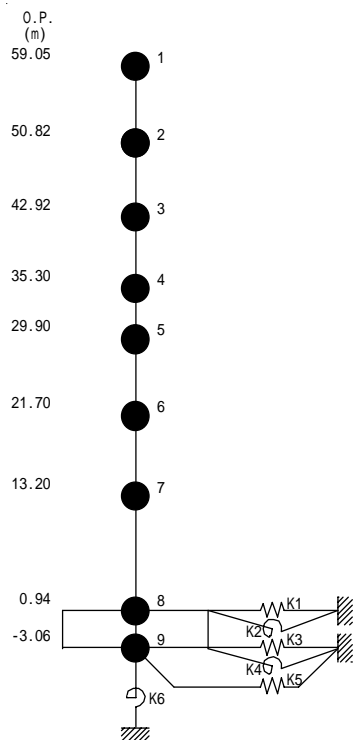


A - A 断面図



B - B 断面図

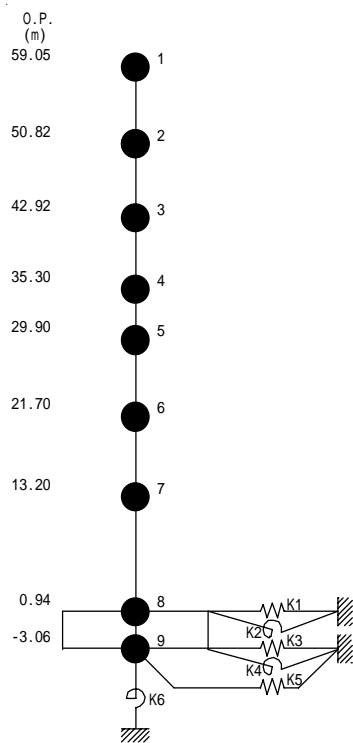
第 3-3 図 原子炉建屋の周辺状況



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	21,420	3.94		
2	20,250	3.73	18.8	11,950
3	63,170	11.63	28.2	14,779
4	83,300	15.33	183.7	23,888
5	111,840	20.59	155.8	25,975
6	141,010	25.96	207.0	45,617
7	227,110	41.81	181.1	47,273
8	300,450	60.12	354.5	117,612
9	135,000	27.01	2,812.6	562,754
合計	1,103,550			

ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 49.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)

第3-4図 原子炉建屋 地震応答解析モデル及び振動諸元 (NS方向)



質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	21,420	2.21		
2	20,250	2.09	14.0	6,948
3	63,170	6.52	21.1	8,650
4	83,300	8.60	96.0	12,728
5	111,840	20.59	124.1	15,511
6	141,010	25.96	172.8	34,327
7	227,110	62.36	239.2	47,077
8	300,450	82.49	348.4	140,127
9	135,000	37.07	2,812.6	772,237

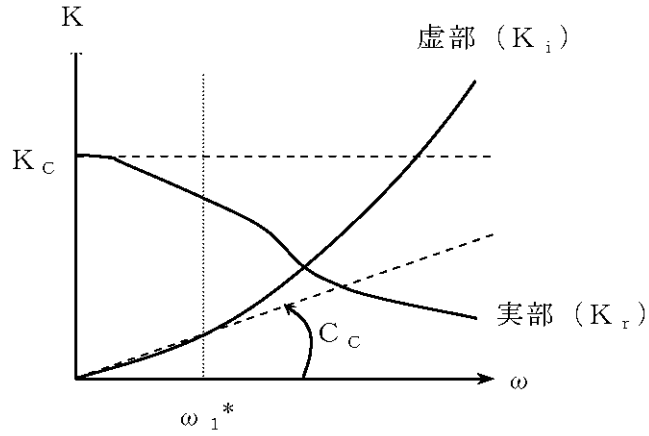
ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 49.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)

第3-5図 原子炉建屋 地震応答解析モデル及び振動諸元 (EW 方向)

第3-2表 解析に用いるコンクリートの物性値

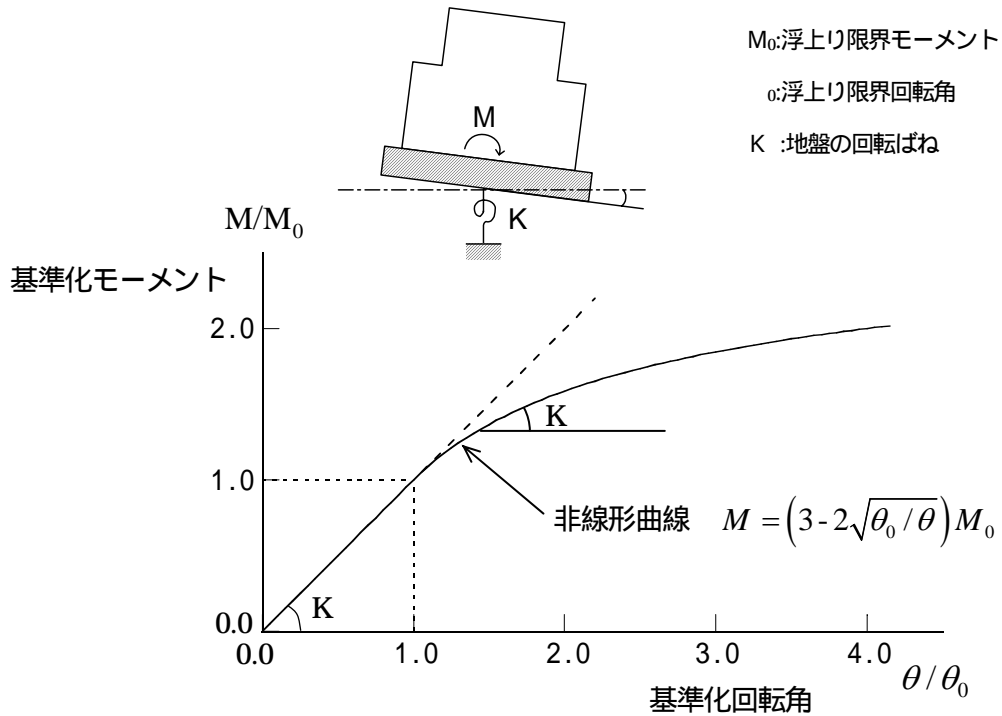
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	ポアソン比	単位体積重量 ¹ (kN/m ³)
35.0	2.57×10^4	1.07×10^4	0.2	24

1 鉄筋コンクリートの値を示す。

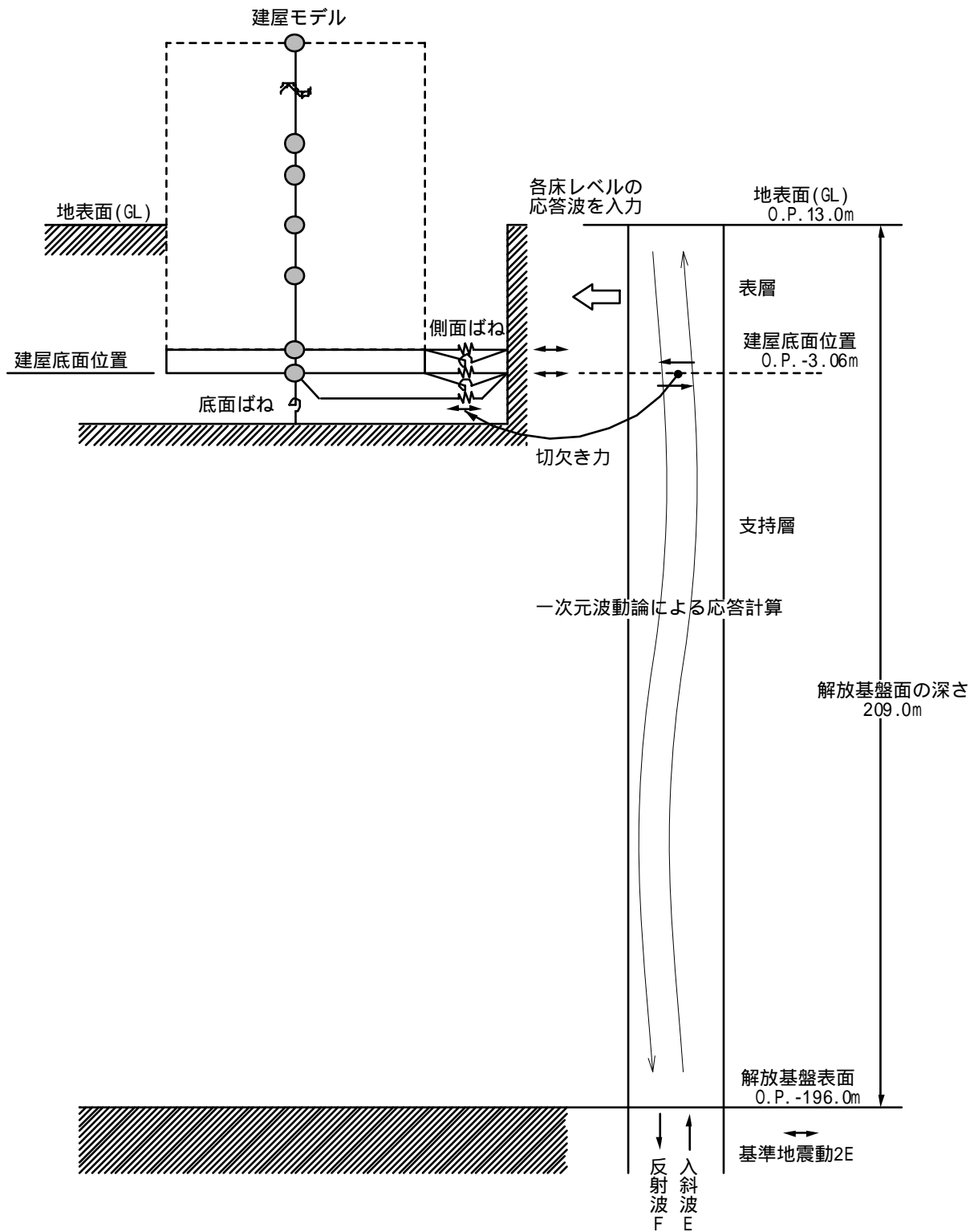


注記 * : 建屋—地盤連成系の建屋 1 次形を示す
固有円振動数を示す。

第 3-6 図 地盤ばねの近似



第 3-7 図 地盤の回転ばねのモーメント - 回転角関係



第3-8図 地震応答解析の概念図 (水平方向)

第3-3表 地盤モデルの諸元

(Ss-1H)

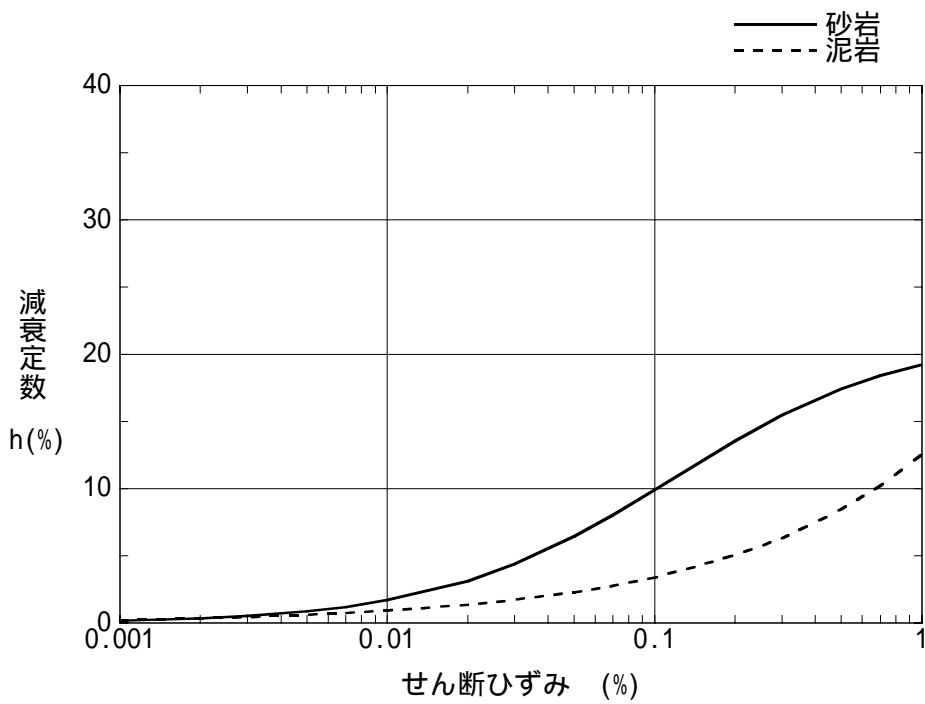
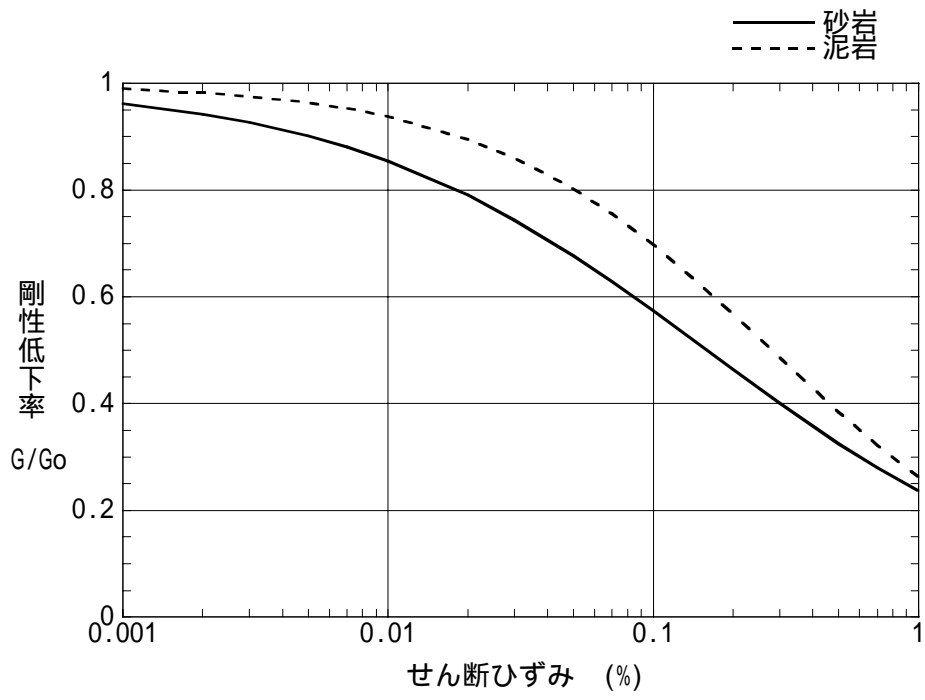
標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断弾 性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
13.0										
4.5	砂岩	380	17.8	0.473	2.20	2.62	0.84	6.48	3	8.5
-73.0	泥岩	470	17.0	0.459	2.95	3.83	0.77	8.61	3	77.5
-99.0	泥岩	530	17.4	0.447	3.83	4.98	0.77	11.08	3	26.0
-181.0	泥岩	580	17.4	0.443	4.60	5.97	0.77	13.28	3	82.0
-196.0	泥岩	750	17.6	0.410	7.78	10.10	0.77	21.94	3	15.0
	解放 基盤	750	17.6	0.410	10.10	10.10	1.00	28.48	-	-

(Ss-2H)

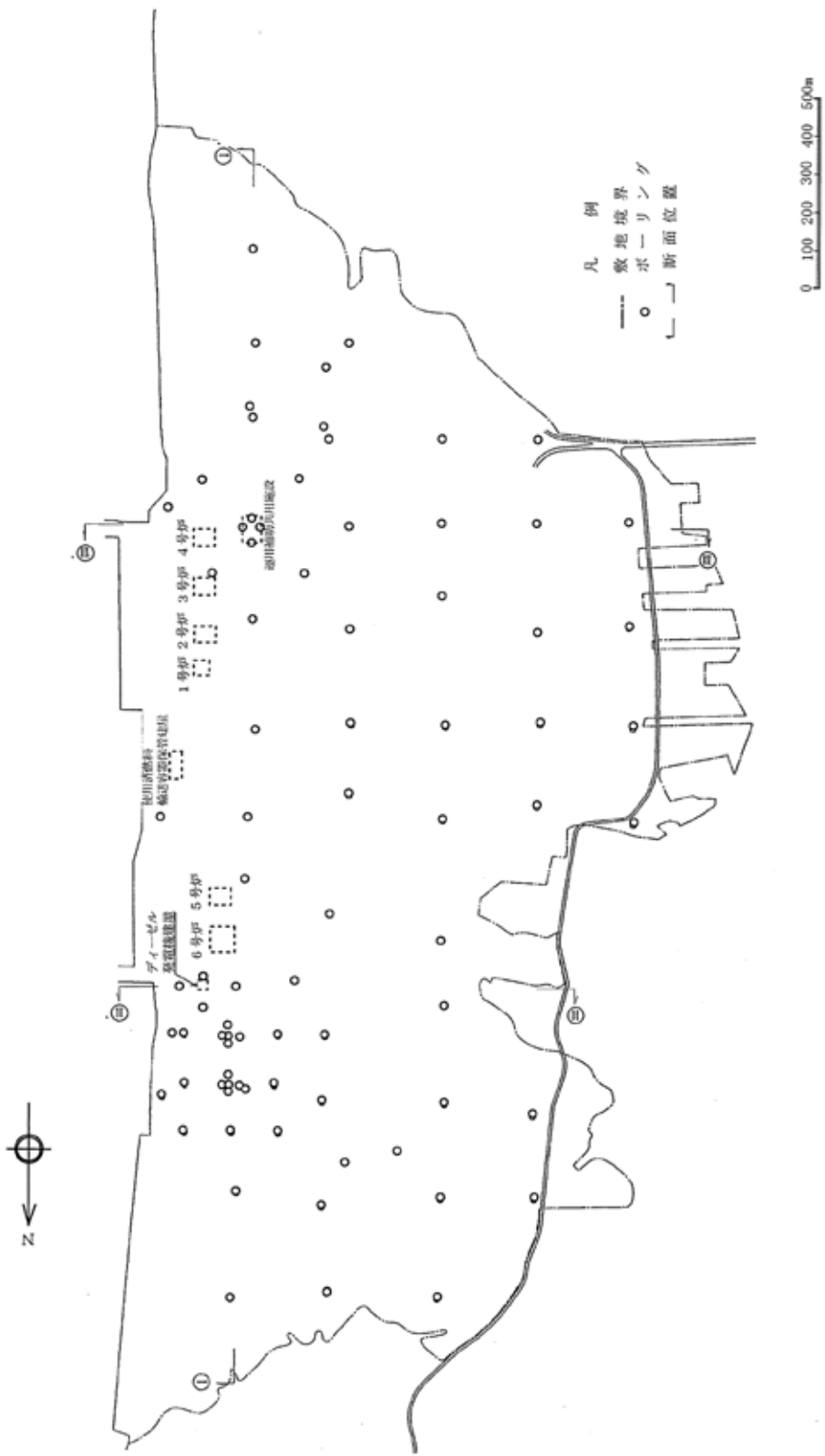
標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断弾 性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
13.0										
4.5	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.5
-73.0	泥岩	470	17.0	0.459	3.06	3.83	0.80	8.93	3	77.5
-99.0	泥岩	530	17.4	0.447	3.98	4.98	0.80	11.52	3	26.0
-181.0	泥岩	580	17.4	0.443	4.78	5.97	0.80	13.80	3	82.0
-196.0	泥岩	750	17.6	0.410	8.08	10.10	0.80	22.79	3	15.0
	解放 基盤	750	17.6	0.410	10.10	10.10	1.00	28.48	-	-

(Ss-3H)

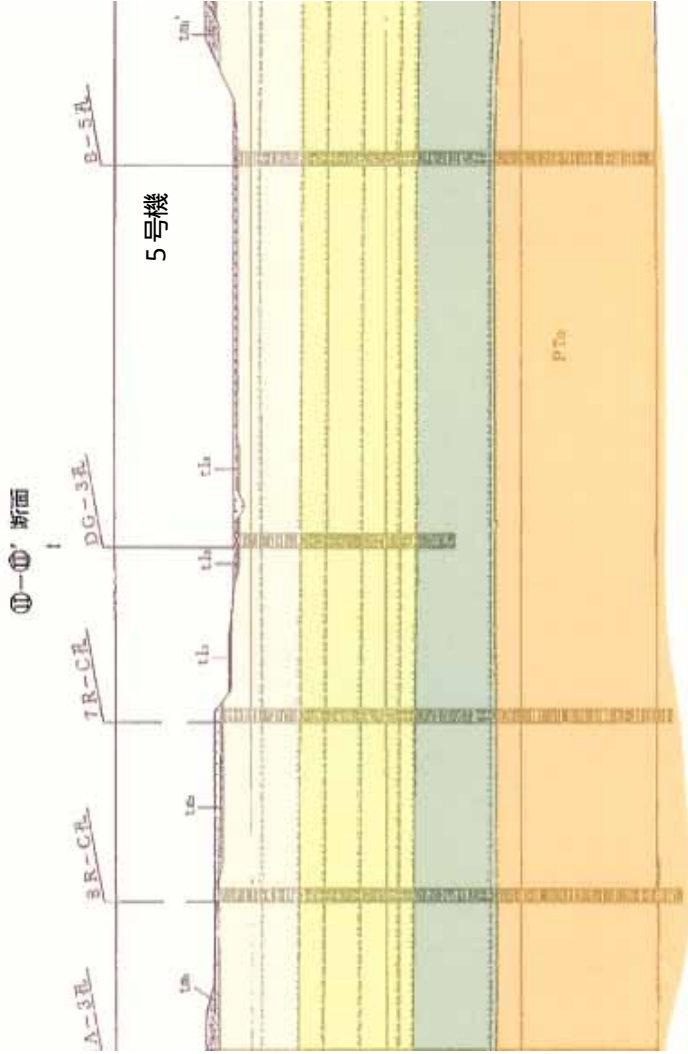
標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断弾 性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
13.0										
4.5	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.5
-73.0	泥岩	470	17.0	0.459	2.95	3.83	0.77	8.61	3	77.5
-99.0	泥岩	530	17.4	0.447	3.83	4.98	0.77	11.08	3	26.0
-181.0	泥岩	580	17.4	0.443	4.60	5.97	0.77	13.28	3	82.0
-196.0	泥岩	750	17.6	0.410	7.78	10.10	0.77	21.94	3	15.0
	解放 基盤	750	17.6	0.410	10.10	10.10	1.00	28.48	-	-



第3-9図 G / G₀ ~ 及びh ~ 曲線

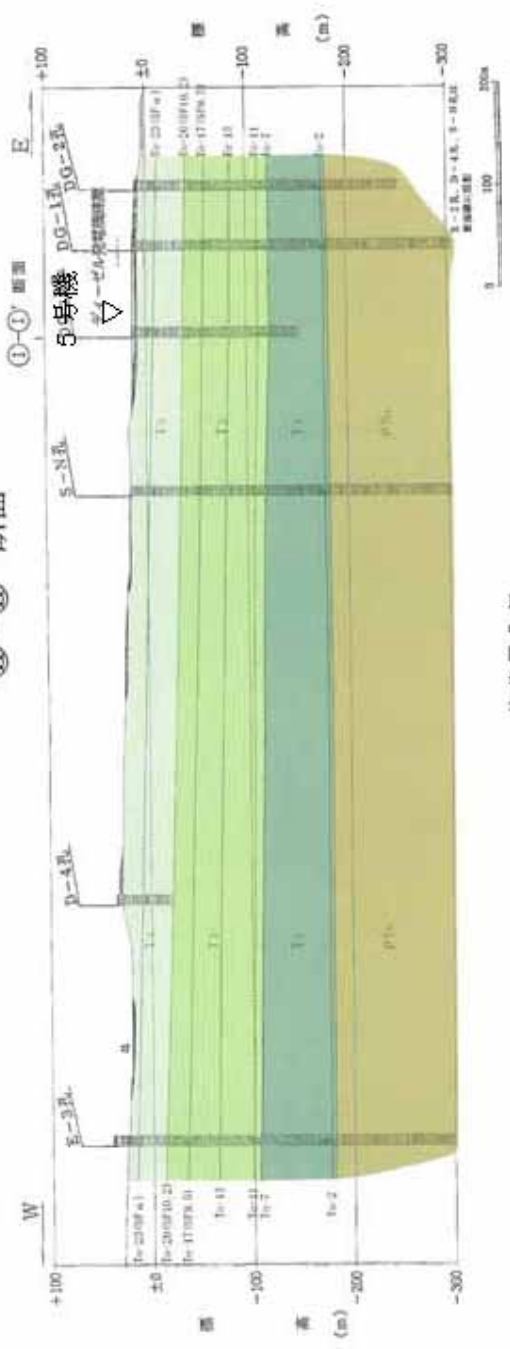


第3-10図 敷地内地质調査位置図



第3-11 図 敷地内地質断面図 (I - I'断面)

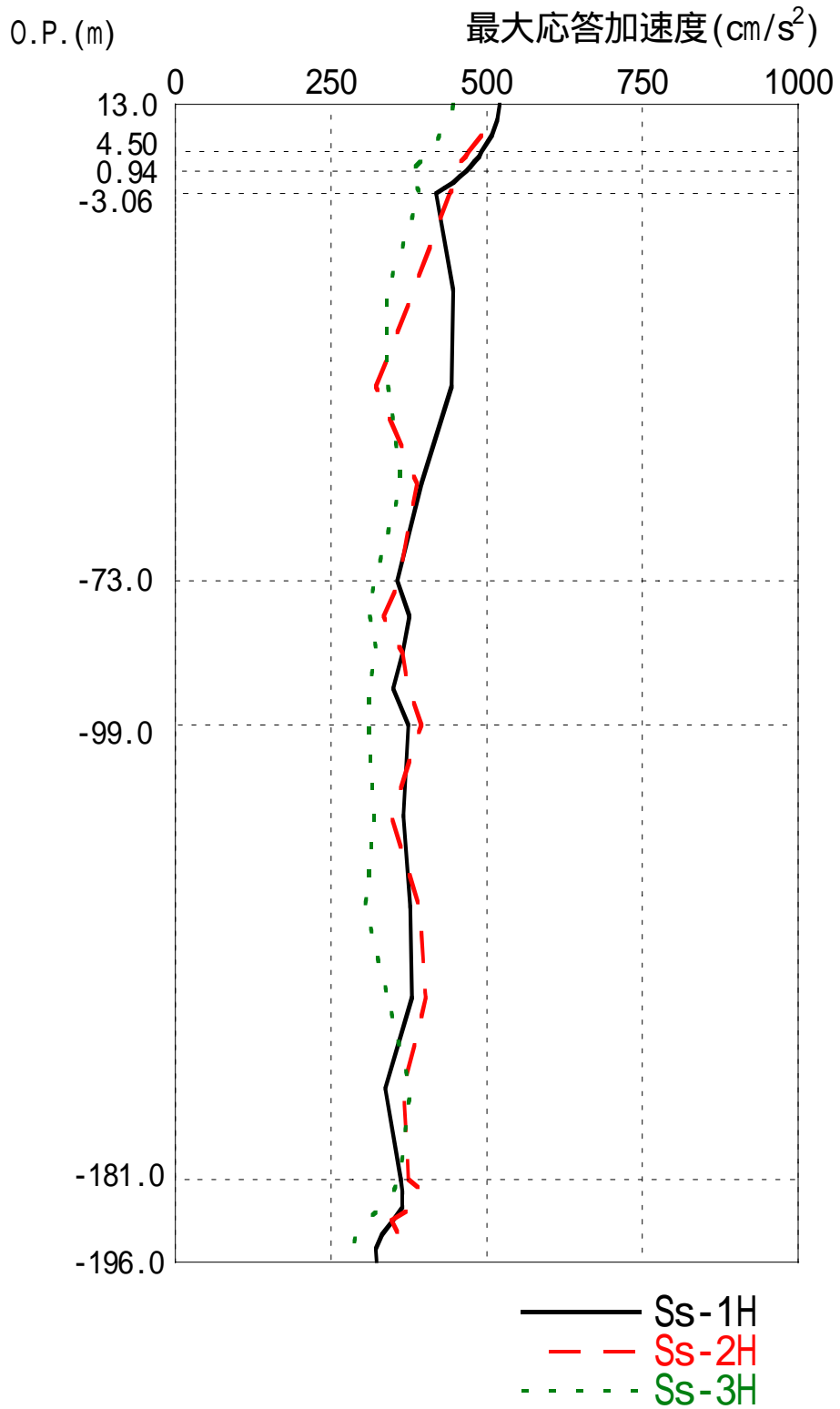
II-II' 断面



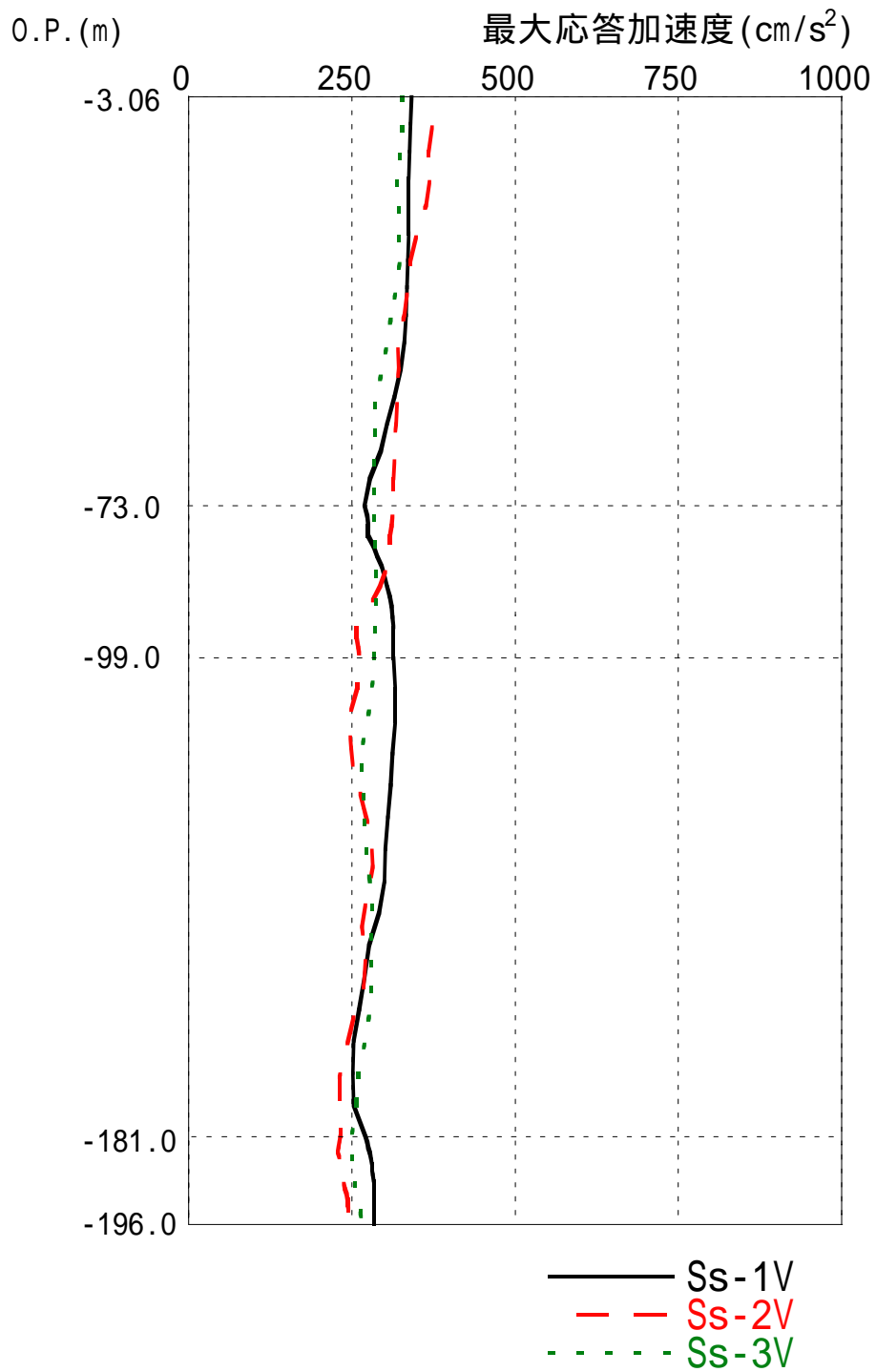
- 注記凡例
- 盛土・埋め戻し土
 - 粘土・シルト
 - 砂
 - 砂 礫
 - 泥 岩
 - 砂 質 泥 岩
 - 泥 質 砂 岩
 - 砂 岩
 - 細粒凝灰岩
 - 軽石質凝灰岩 (スコリアを含む)
 - 軽 石 (スコリアを含む)

- 地質凡例
- 盛土・埋め戻し土
 - 沖 積 層 (a)
 - L面段丘堆積物 (tl, tli)
 - M面段丘堆積物 (tm, tma, tmb)
 - 高岡層 T: 砂層 (T3)
 - 高岡層 T: 砂層 (T2)
 - 高岡層 T: 砂層 (T1)
 - 先 高 岡 層 (PTa)
 - 礫 層 (凝灰岩層, 軽石層)

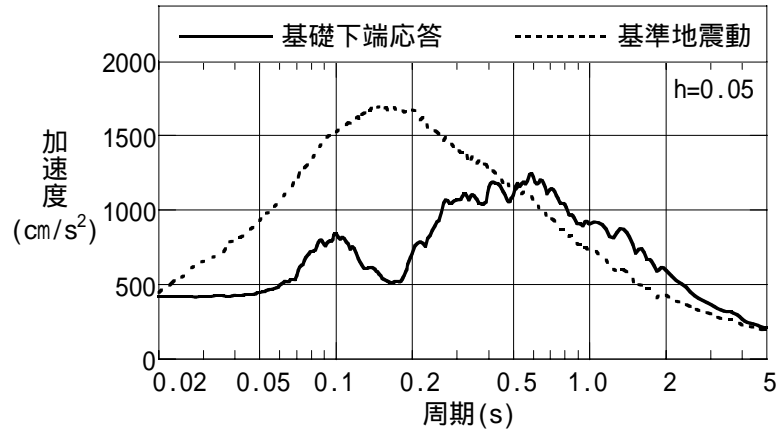
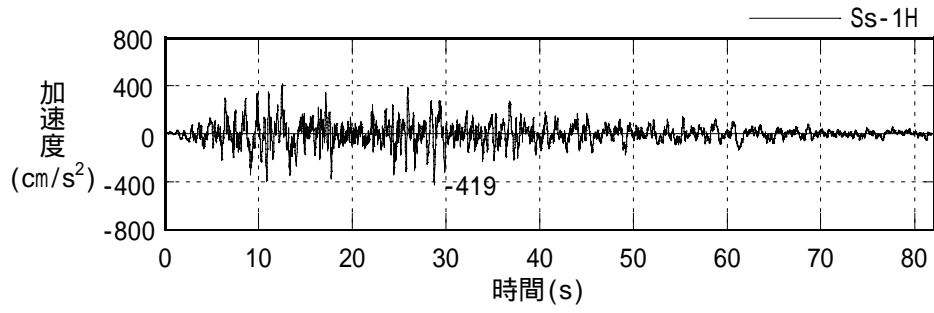
第3-12 図 敷地内地質断面図 (II - II'断面)



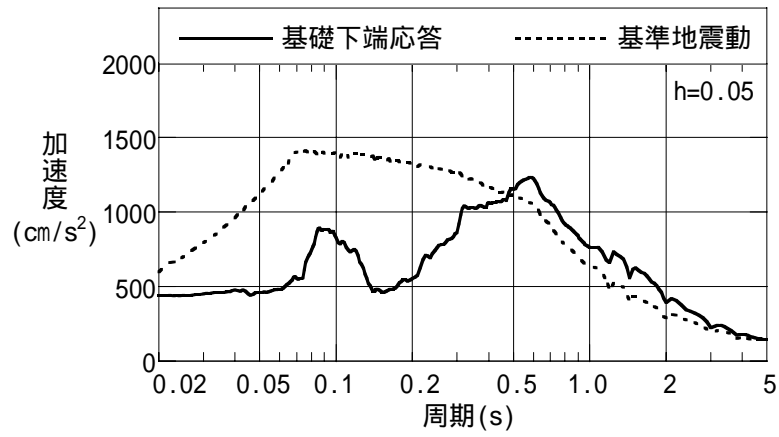
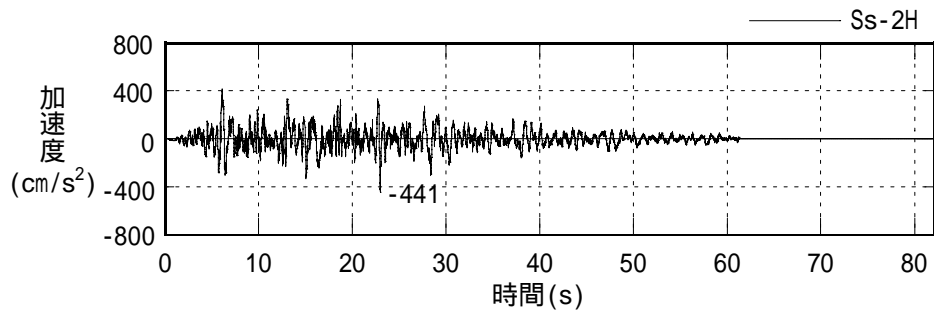
第 3-13 図 地盤の最大応答加速度分布 (水平方向)



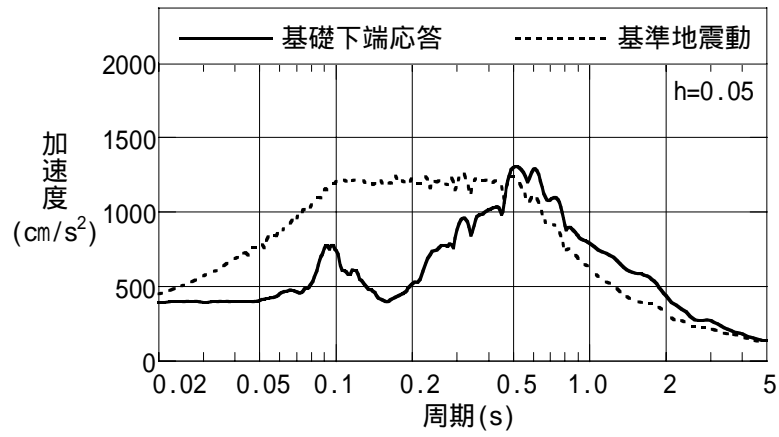
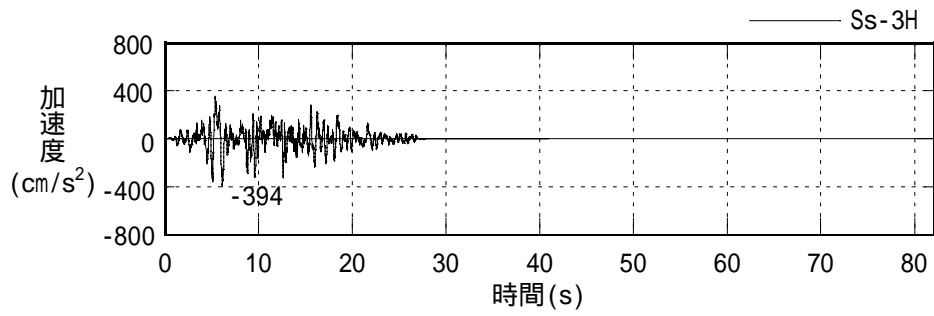
第 3-14 図 地盤の最大応答加速度分布 (鉛直方向)



第 3-15 図 基準地震動 Ss-1 による基礎下端の時刻歴応答波形と加速度応答スペクトル



第 3-16 図 基準地震動 Ss-2 による基礎下端の時刻歴応答波形と加速度応答スペクトル



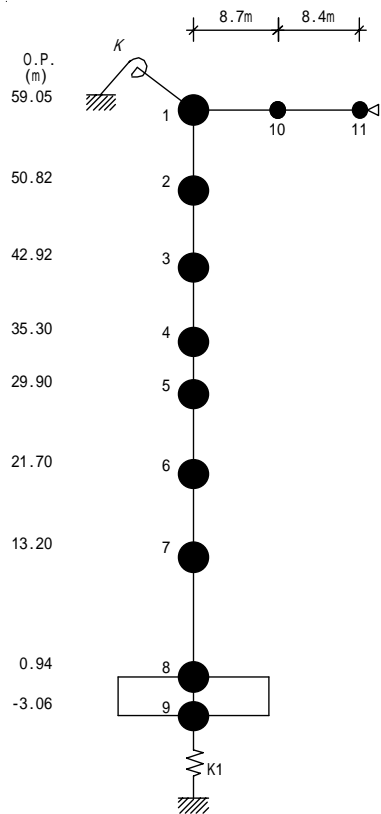
第 3-17 図 基準地震動 Ss-3 による基礎下端の時刻歴応答波形と加速度応答スペクトル

(2) 鉛直方向の地震応答解析モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、建屋を質点系とし地盤を等価なばねで評価した建屋 - 地盤連成モデルとする。建屋部は耐震壁の軸剛性を評価した質点系として、屋根トラス部は曲げ変形とせん断変形をする質点系としてモデル化し、トラス端部の鉄骨造の柱による回転拘束を考慮する。基礎版底面下の地盤は鉛直ばねで置換している。この鉛直ばねは、基礎版底面の地盤を半無限地盤と見なして三次元波動論により評価し、得られた振動数依存の複素剛性をばね定数及び減衰係数として近似する。

建屋の減衰はモード減衰とし、各次のモード減衰定数は建屋のひずみエネルギーに比例した値として算出する。建屋の減衰定数は5%（屋根トラス部は2%）とする。

鉛直方向の入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに取り付く鉛直地盤ばねを介して直接入力する。地震応答解析モデル及び振動諸元を第3-18図に示す。解析に用いるコンクリートの物性値は水平方向の地震応答解析モデルと同じ第3-2表の値とする。



建屋			
質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 $A_N(m^2)$	軸ばね剛性 ($\times 10^8$) (kN/m)
1	14,893	55.3	1.73
2	20,250	62.1	2.02
3	63,170	284.1	9.58
4	83,300	294.9	14.04
5	111,840	385.2	12.07
6	141,010	419.3	12.68
7	227,110	675.5	14.16
8	300,450	2,812.6	180.71
9	135,000		
合計	1,103,550		

屋根			
質点番号	質点重量 W(kN)	せん断断面積 $A_S(\times 10^{-2}m^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	-	11.35	0.9975
10	4,377	6.18	0.9975
11	2,150		

コンクリート部
ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
ポアソン比 0.20
減衰 h 5%

鉄骨部
ヤング係数 E_s 2.05×10^8 (kN/m²)
せん断弾性係数 G 7.90×10^7 (kN/m²)
ポアソン比 0.30
減衰 h 2%

トラス端部回転拘束ばね K 2.31×10^7 (kN·m/rad)
基礎形状 49.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)

第 3-18 図 地震応答解析モデル (鉛直方向)

3.1.3 地震応答解析結果

建屋の地震応答は、多質点系の振動方程式を Newmark- 法 ($\gamma=1/4$) を用いた直接積分法により求める。

(1) 固有値解析結果

地震応答解析モデルの固有値解析結果(主要な固有周期,固有振動数及び刺激係数)を第 3-4 表に,固有モードを第 3-19 図~第 3-24 図に示す。

(2) 地震応答解析結果

基準地震動 S_s による水平方向の最大応答値を第 3-25 図~第 3-30 図に示す。

基準地震動 S_s による鉛直方向の最大応答値を第 3-31 図~第 3-32 図に示す。

第3-4表 原子炉建屋 固有値解析結果

(NS方向, Ss-1H)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.407	2.46	1.789	地盤建屋連成一次
2	0.185	5.40	-1.005	
3	0.090	11.17	0.274	
4	0.065	15.28	-0.021	
5	0.056	17.76	-0.065	

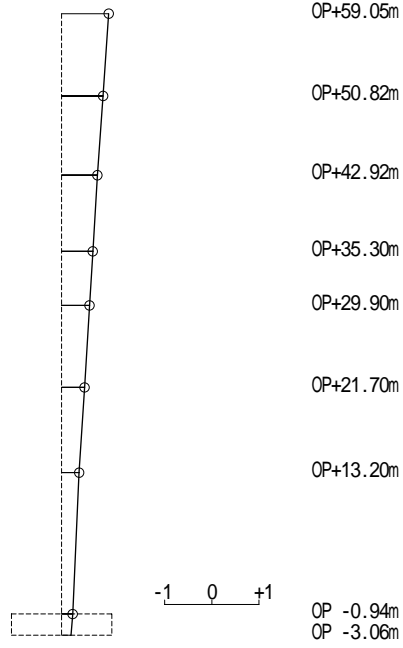
(EW方向, Ss-1H)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.392	2.55	1.841	地盤建屋連成一次
2	0.185	5.41	-1.137	
3	0.105	9.56	0.326	
4	0.069	14.57	0.023	
5	0.056	17.71	-0.063	

(鉛直方向, Ss-1V)

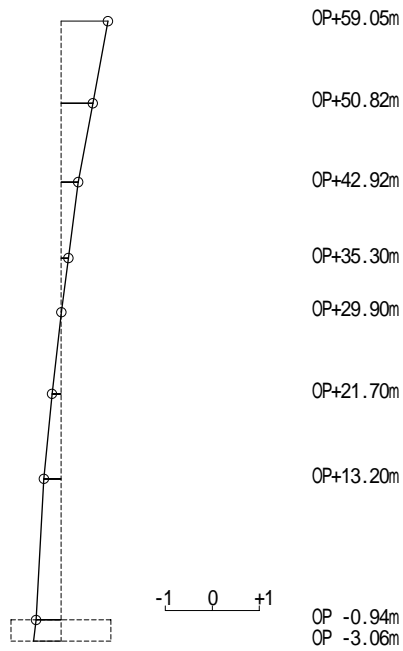
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.317	3.16	3.024	屋根トラス一次
2	0.238	4.19	-2.104	地盤建屋連成一次
3	0.099	10.10	0.084	
4	0.046	21.60	-0.110	
5	0.029	34.22	0.047	

固有周期 0.407 s
 刺激係数 1.789



1次モード

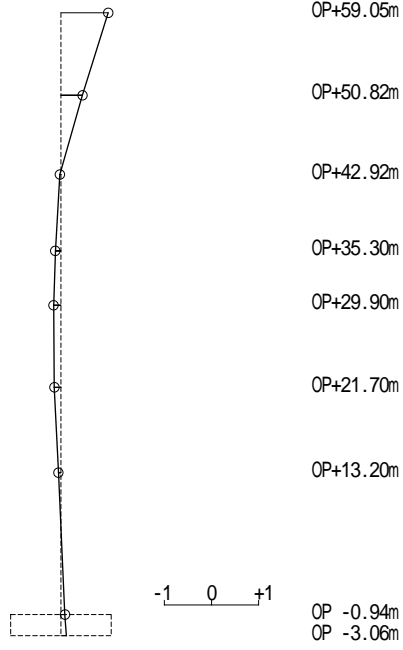
固有周期 0.185 s
 刺激係数 -1.005



2次モード

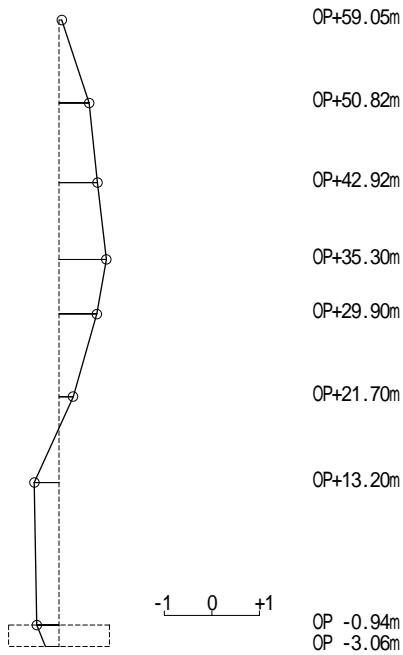
第 3-19 図 原子炉建屋 固有モード (NS 方向, Ss-1H) (1)

固有周期 0.090 s
 刺激係数 0.274



3次モード

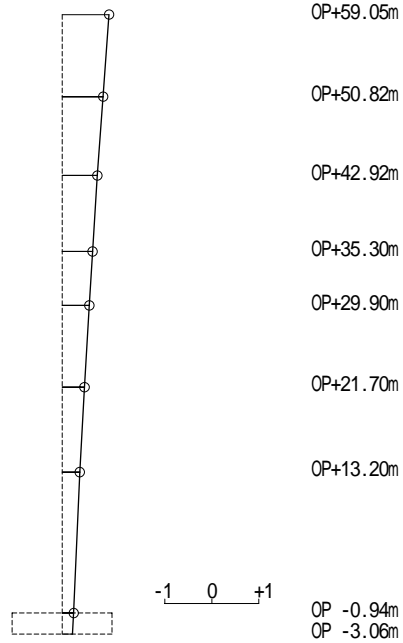
固有周期 0.065 s
 刺激係数 0.021



4次モード

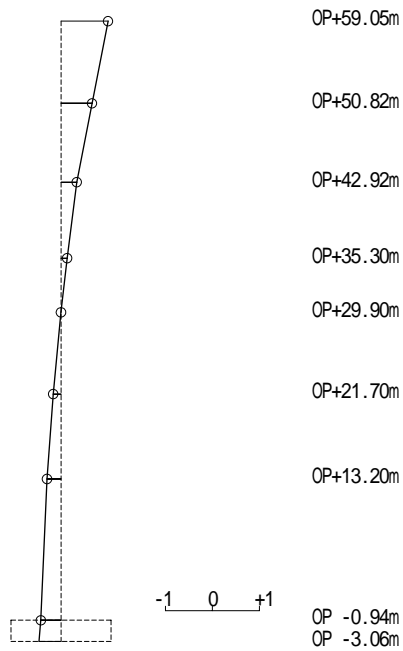
第 3-20 図 原子炉建屋 固有モード (NS 方向, Ss-1H) (2)

固有周期 0.392 s
刺激係数 1.841



1次モード

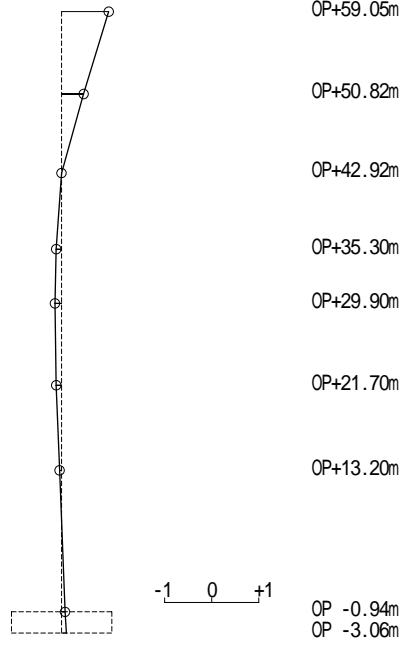
固有周期 0.185 s
刺激係数 -1.137



2次モード

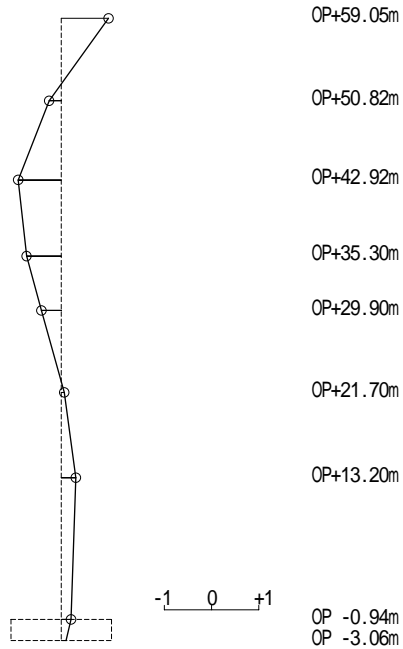
第 3-21 図 原子炉建屋 固有モード (EW 方向, Ss-1H) (1)

固有周期 0.105 s
 刺激係数 0.326



3次モード

固有周期 0.069 s
 刺激係数 0.023



4次モード

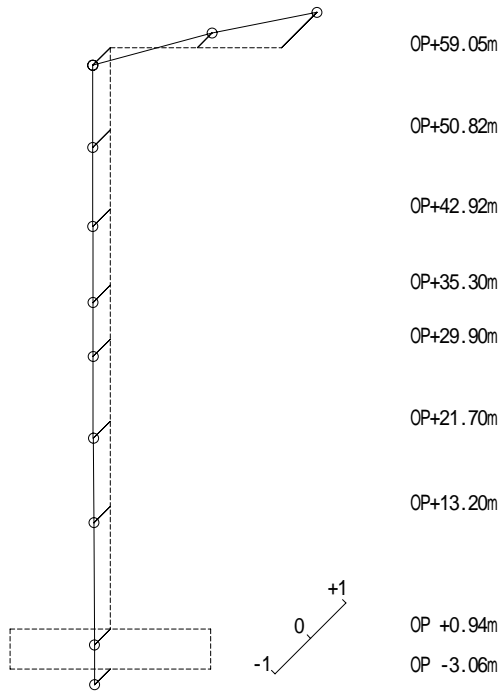
第 3-22 図 原子炉建屋 固有モード (EW 方向, Ss-1H) (2)

固有周期 0.317 s
 刺激係数 3.024



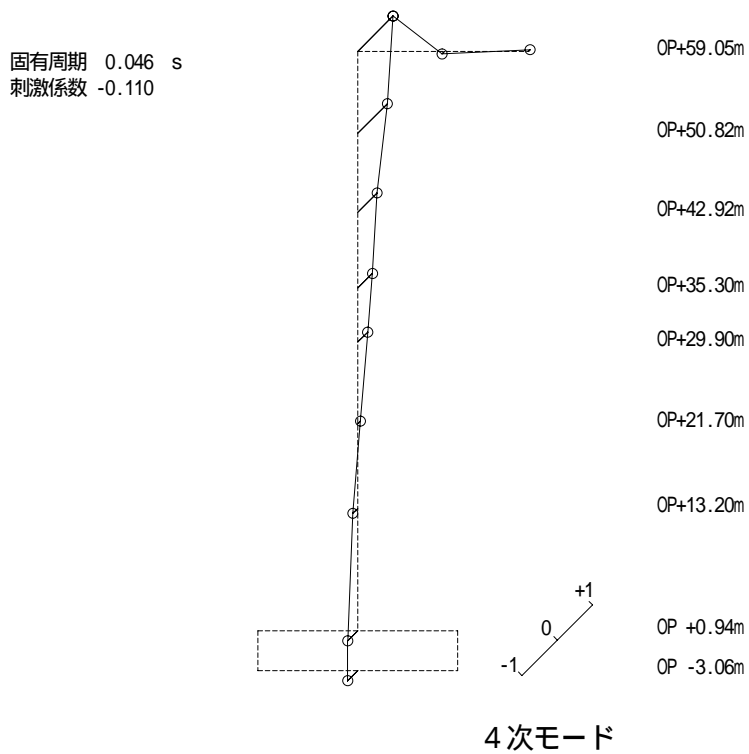
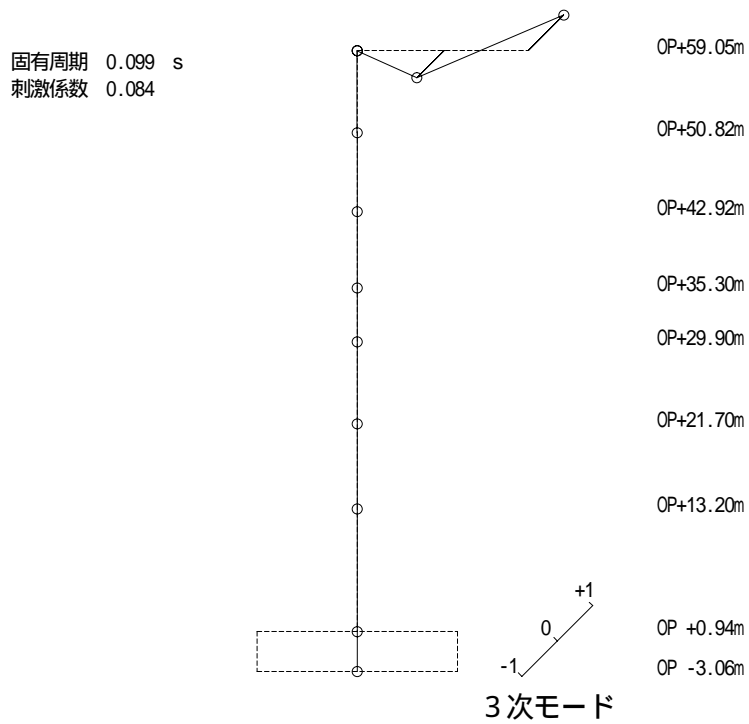
1次モード

固有周期 0.238 s
 刺激係数 -2.104

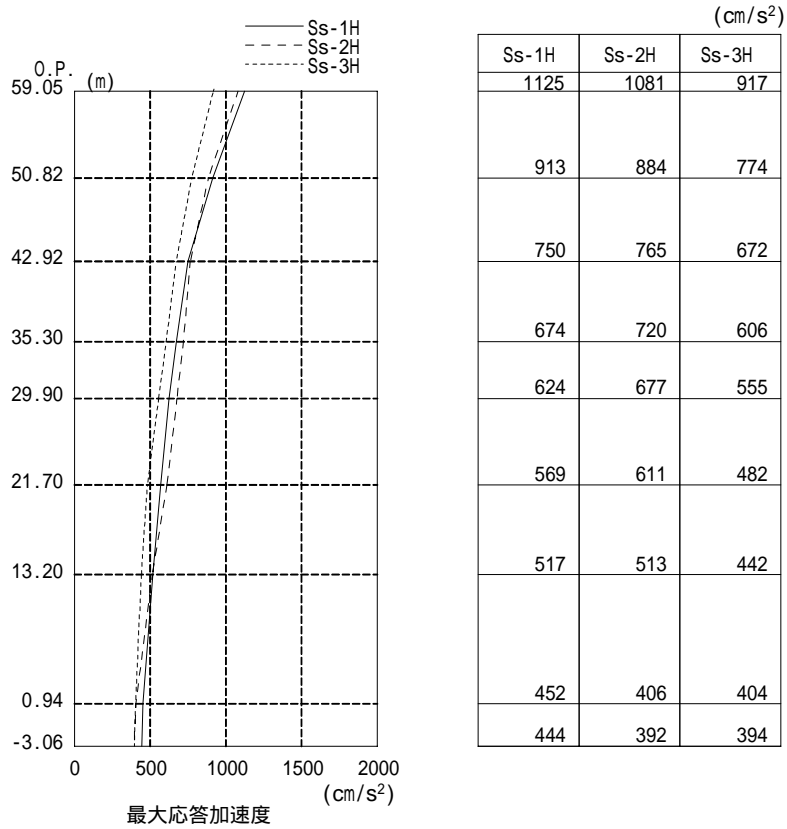


2次モード

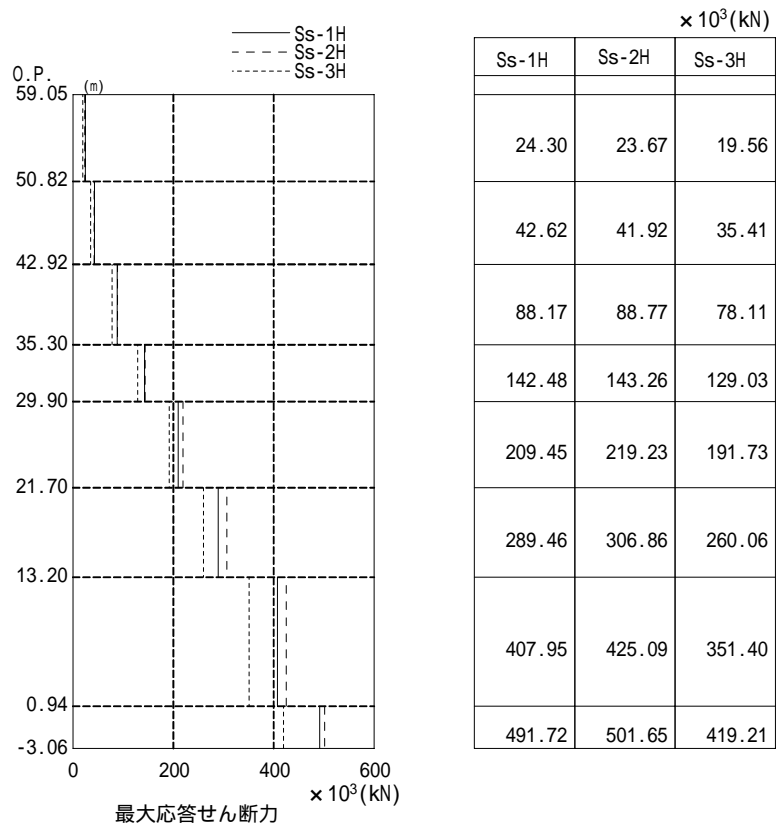
第 3-23 図 原子炉建屋 固有モード (鉛直方向, Ss-1V) (1)



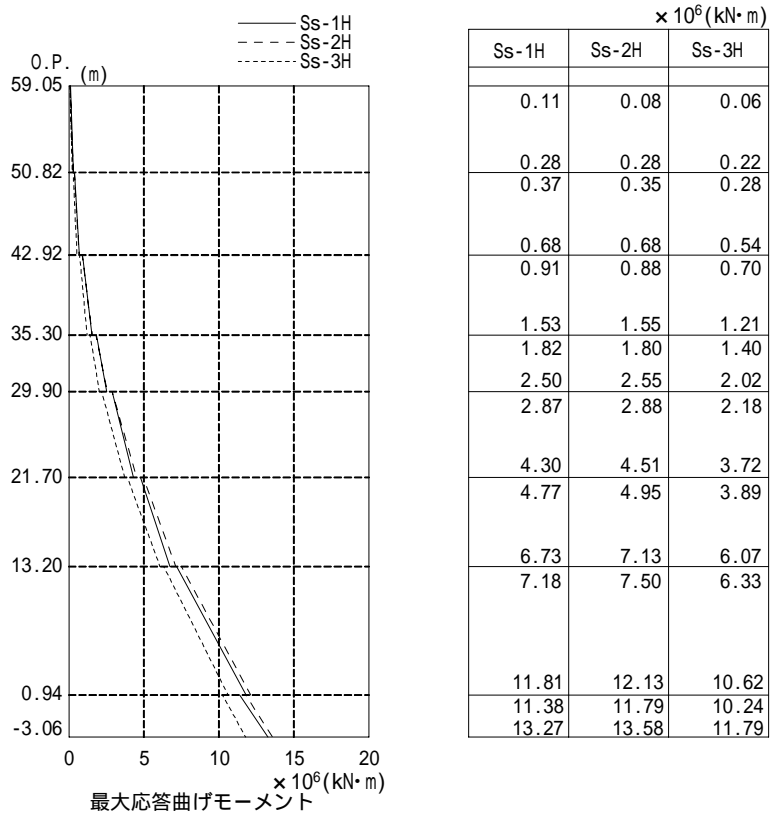
第 3-24 図 原子炉建屋 固有モード (鉛直方向, Ss-1V) (2)



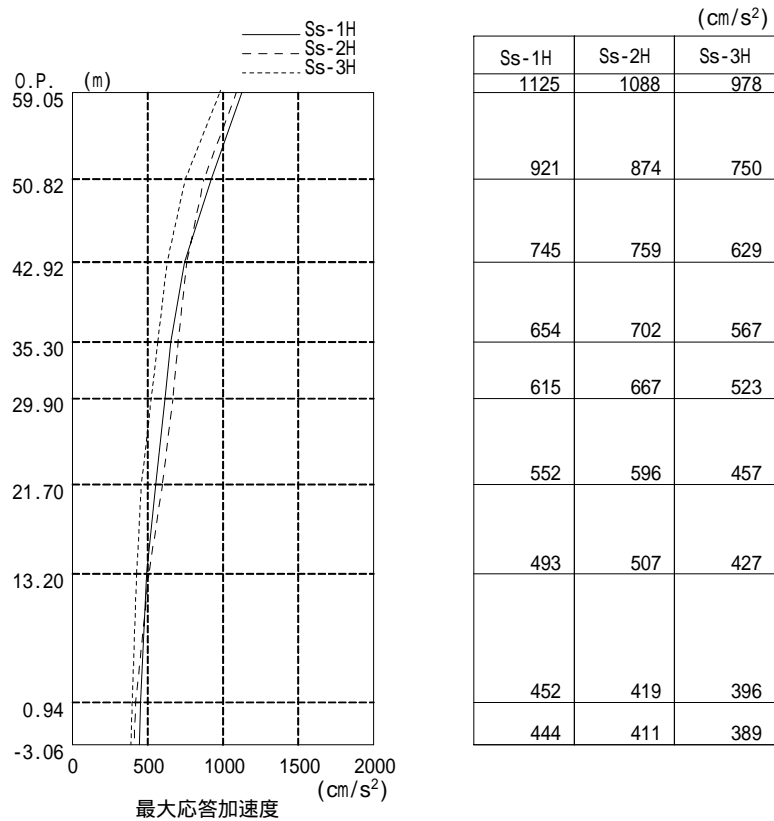
第 3-25 図 最大応答加速度 (NS 方向)



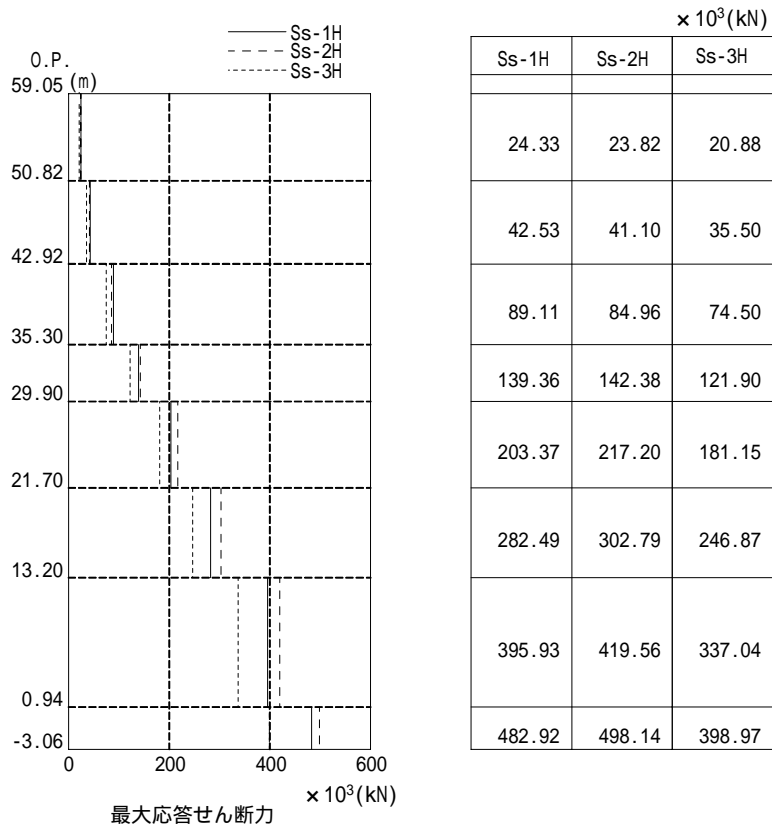
第 3-26 図 最大応答せん断力 (NS 方向)



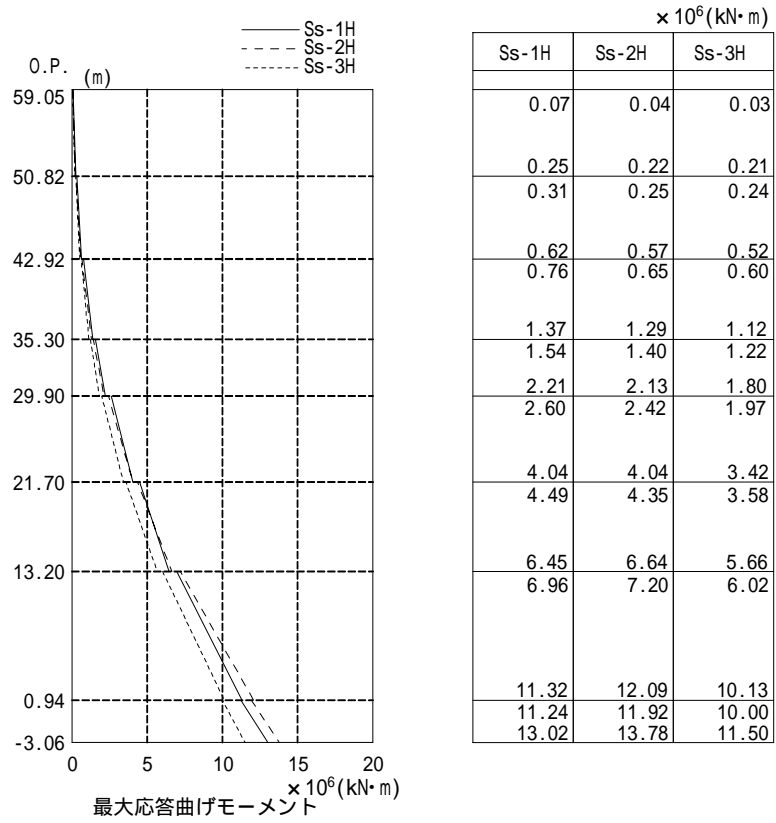
第 3-27 図 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



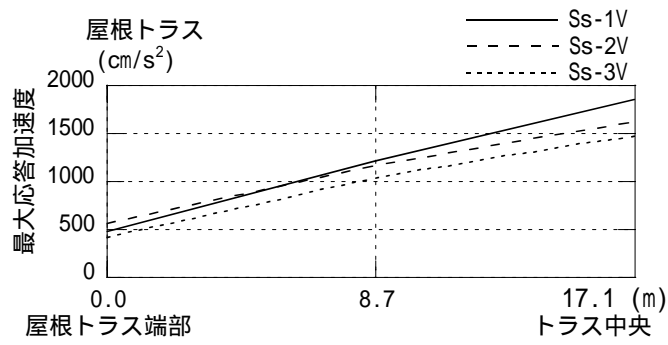
第 3-28 图 最大応答加速度 (EW 方向)



第 3-29 图 最大応答せん断力 (EW 方向)

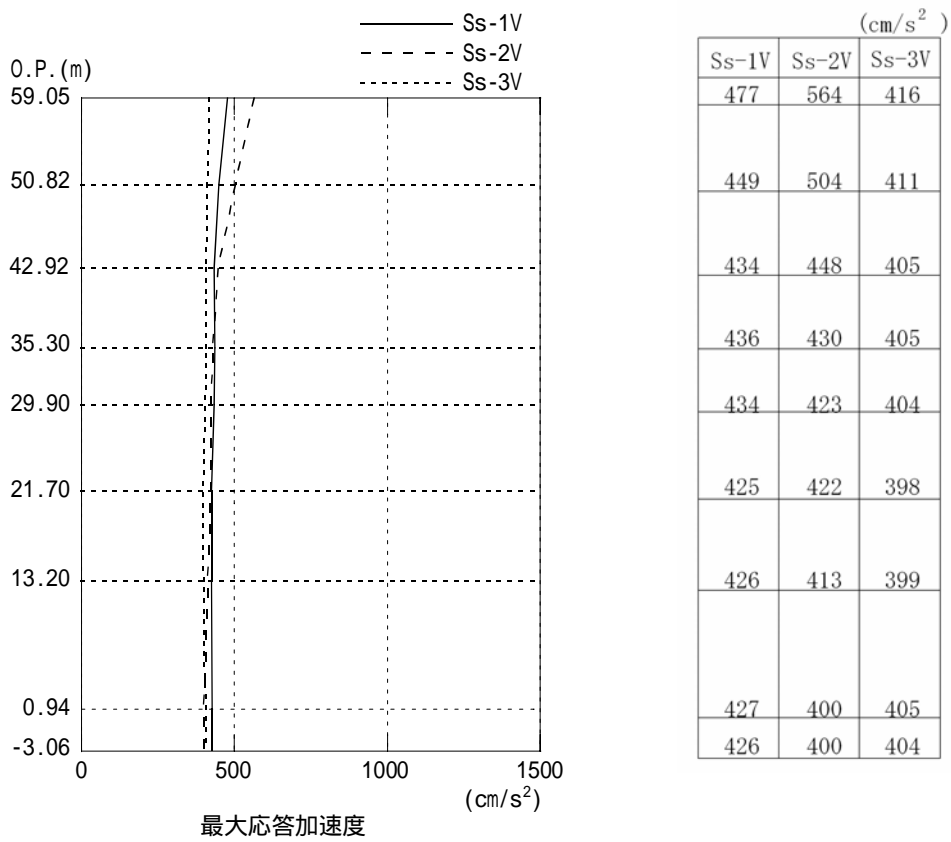


第3-30図 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

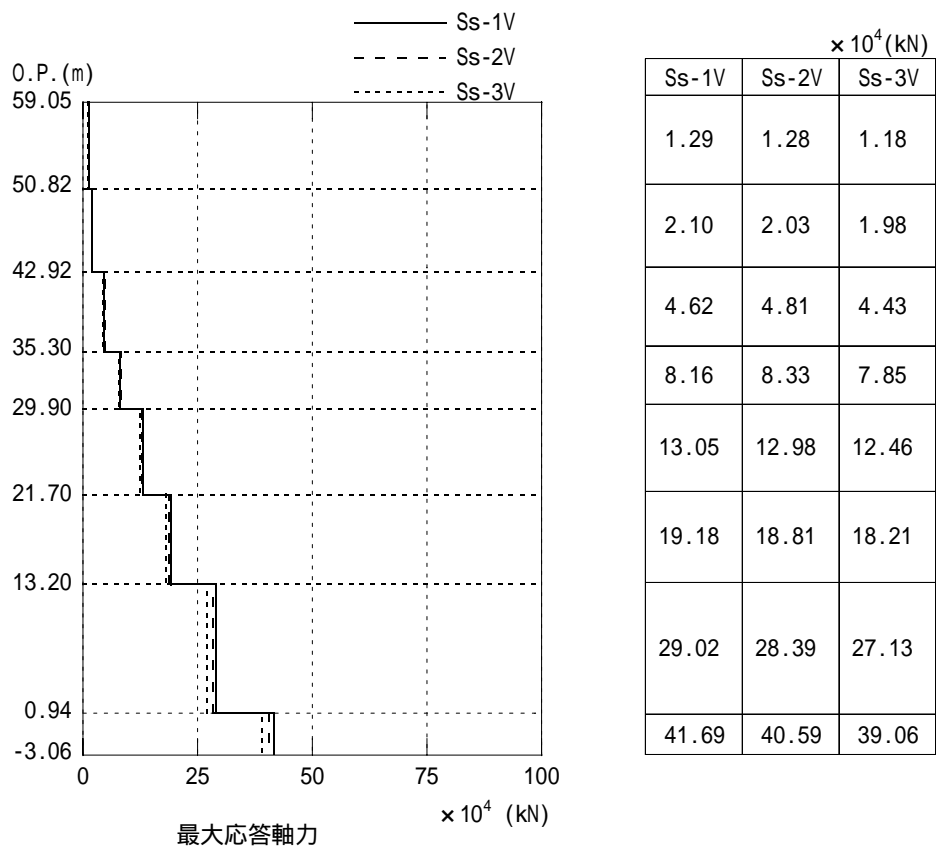


	0.0	8.7	17.1
Ss-1V	477	1217	1863
Ss-2V	564	1166	1630
Ss-3V	416	1036	1481

最大応答加速度



第3-31 図 最大応答加速度 (鉛直方向)



第 3-32 図 最大応答軸力 (鉛直方向)

(3) 接地率及び接地圧

建屋の接地率は、JEAG4601-1991に基づき、基準地震動 Ss による地震応答解析の結果から得られる最大転倒モーメントを用い、地反力分布を三角形分布と仮定して算出する。接地率及び最大接地圧の算定結果を第 3-5 表に示す。

なお、接地率は、下式により算定する。

$$\eta = \frac{1}{2} \left(3 - \frac{M}{M_0} \right) = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{M}{WL} \right)$$

ここに、

η : 接地率 ($\eta > 1.0$ の場合は $\eta = 100\%$ とする。)

M : 最大転倒モーメント (基礎下端の最大応答モーメント)

M_0 : 浮上り限界転倒モーメント $M_0 = \frac{WL}{6}$

W : 建屋総重量 (鉛直地震力および浮力は無視)

L : 加振方向の基礎長さ

接地率は、基礎浮上り非線形応答解析手法の適用範囲として望ましいとされる 65% 以上である。また、地震応答解析結果に基づく最大接地圧は、地盤の短期許容支持力度 3923 kN/m^2 (400 tf/m^2) に対して十分な余裕がある。

第 3-5 表 接地率及び最大接地圧の算定結果

	基準地震動 Ss	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H
NS 方 向	浮上り限界モーメント ($\times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	0.90	0.90	0.90
	最大転倒モーメント Mmax ($\times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	1.27	1.30	1.13
	接地率 (%)	79.7	78.1	87.5
	最大接地圧 (鉛直動無視) (kN/m^2)	984	1004	897
	最大接地圧 (鉛直動考慮) ¹ (kN/m^2)	1008	1026	932
EW 方 向	浮上り限界モーメント ($\times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	1.06	1.06	1.06
	最大転倒モーメント Mmax ($\times 10^7 \text{ kN}\cdot\text{m}$)	1.25	1.32	1.11
	接地率 (%)	90.6	87.3	97.6
	最大接地圧 (鉛直動無視) (kN/m^2)	866	899	804
	最大接地圧 (鉛直動考慮) ¹ (kN/m^2)	908	937	849

1 鉛直地震力 (鉛直震度) を組合せ係数法 (組合せ係数は 0.4) により考慮する

3.2 評価基準

耐震安全性の評価に当たっては、建物が構造物全体として変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有し、建物の終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していることを確認する観点から、原子炉施設の主たる耐震要素である耐震壁の安全性について確認する。

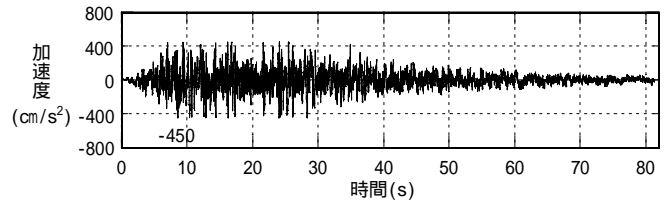
評価は、基準地震動 S_s による各層の鉄筋コンクリート造耐震壁の最大応答せん断ひずみが評価基準値 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

3.3 評価結果

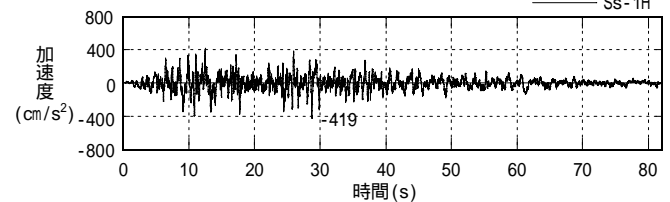
基準地震動 S_s による建屋の各層における最大ひずみの値及び発生時刻を第 3-33 図～第 3-35 図に示す。

第 3-36 図～第 3-37 図に基準地震動 S_s による最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.19×10^{-3} (S_s -1H, EW 方向, 5F) であり, 評価基準値 (2.0×10^{-3}) に対して十分な余裕がある。

階	Ss-1H			
	NS方向		EW方向	
	最大値	発生時刻	最大値	発生時刻
	$\times 10^{-3}$	秒	$\times 10^{-3}$	秒
CRF	0.12	17.81	0.16	17.81
5F	0.14	17.81	0.19	17.81
4F	0.04	17.80	0.09	17.80
3F	0.09	25.96	0.10	25.95
2F	0.09	11.13	0.11	11.10
1F	0.15	11.10	0.11	11.10
B1F	0.11	11.11	0.11	11.10



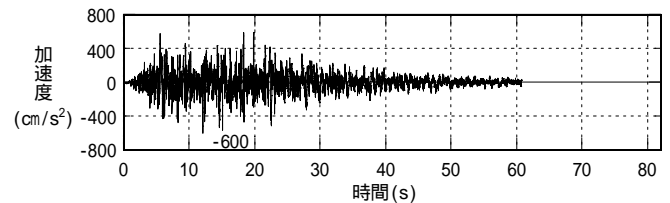
基準地震動 Ss-1H (O.P.-196m)



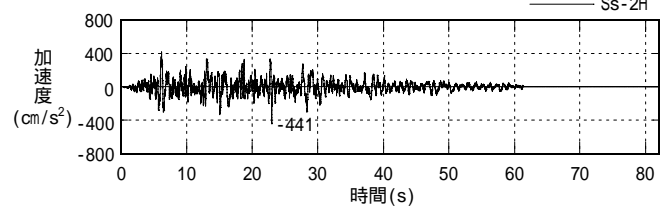
Ss-1Hによる入力地震動 (O.P.-3.06m)

第3-33図 最大応答せん断ひずみの発生時刻 (Ss-1H)

位置	Ss-2H			
	NS方向		EW方向	
	最大値	発生時刻	最大値	発生時刻
	$\times 10^{-3}$	秒	$\times 10^{-3}$	秒
CRF	0.12	23.07	0.16	23.06
5F	0.14	23.07	0.18	23.06
4F	0.05	23.05	0.08	23.05
3F	0.09	23.00	0.11	23.00
2F	0.10	23.00	0.12	23.00
1F	0.16	23.00	0.12	23.00
B1F	0.11	23.00	0.11	23.00



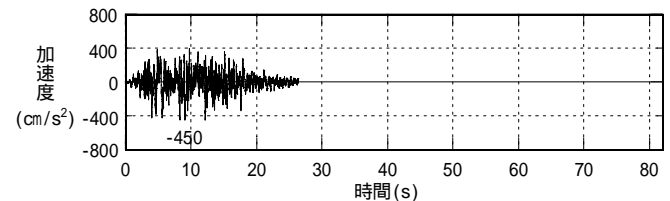
基準地震動 Ss-2H (O.P.-196m)



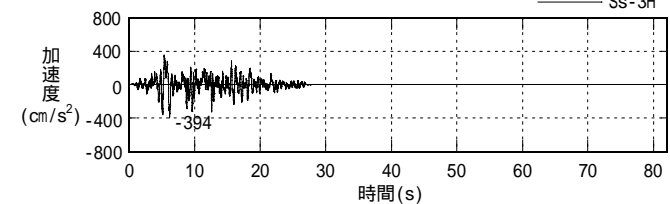
Ss-2Hによる入力地震動 (O.P.-3.06m)

第3-34図 最大応答せん断ひずみの発生時刻 (Ss-2H)

位置	Ss-3H			
	NS方向		EW方向	
	最大値	発生時刻	最大値	発生時刻
	$\times 10^{-3}$	秒	$\times 10^{-3}$	秒
CRF	0.10	12.69	0.14	12.69
5F	0.12	9.63	0.16	12.69
4F	0.04	9.64	0.07	9.63
3F	0.08	9.64	0.09	9.64
2F	0.09	9.65	0.10	9.64
1F	0.13	9.65	0.10	9.64
B1F	0.09	9.65	0.09	9.64

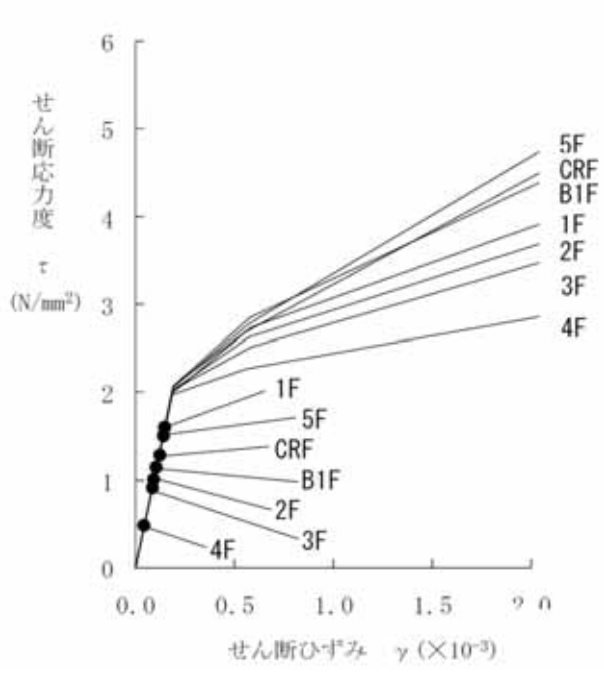


基準地震動 Ss-3H (O.P.-196m)

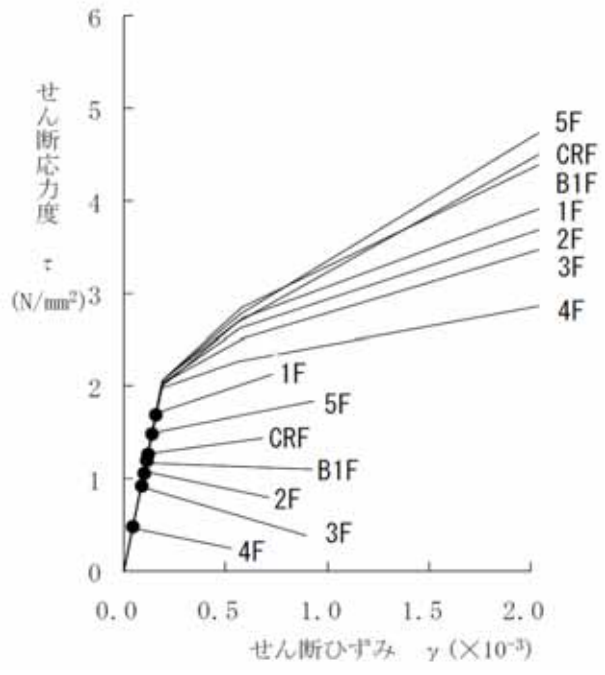


Ss-3Hによる入力地震動 (O.P.-3.06m)

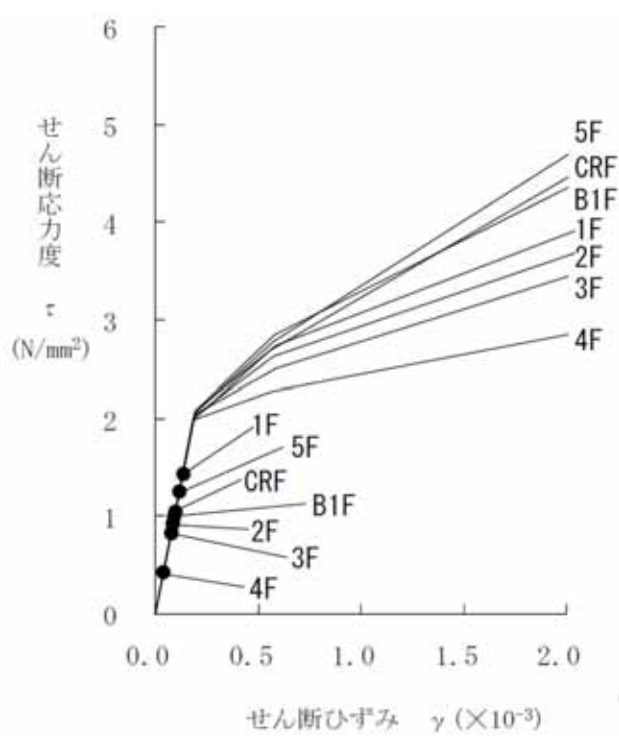
第3-35図 最大応答せん断ひずみの発生時刻 (Ss-3H)



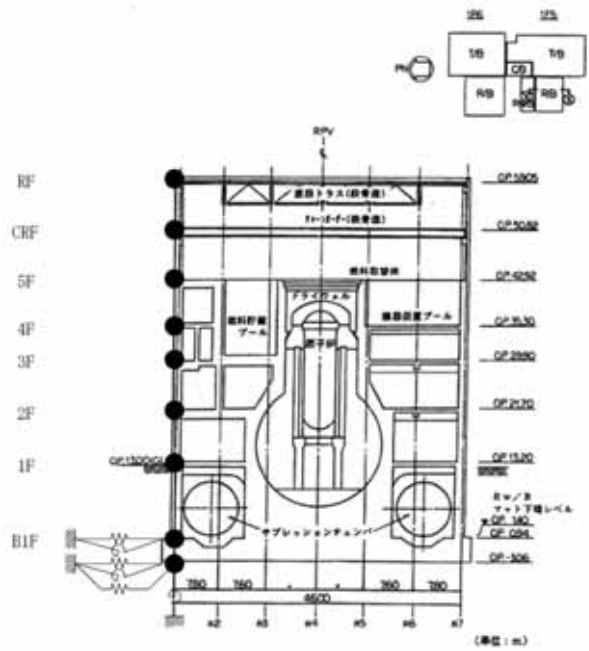
(Ss-1H)



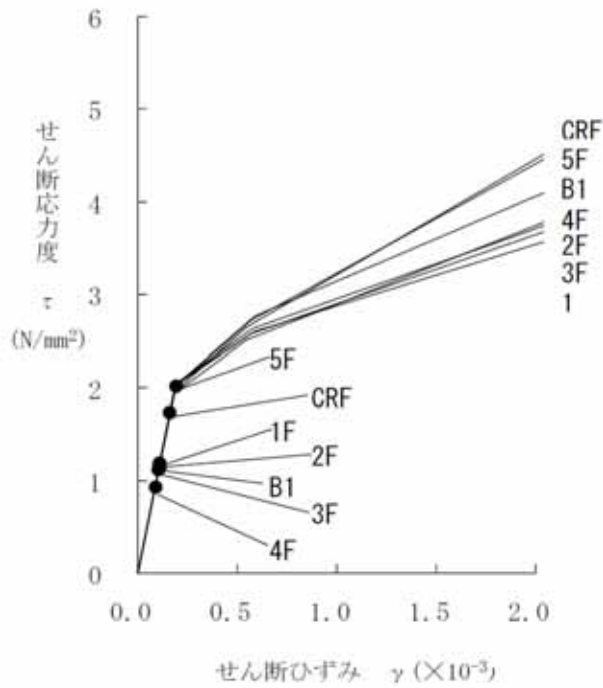
(Ss-2H)



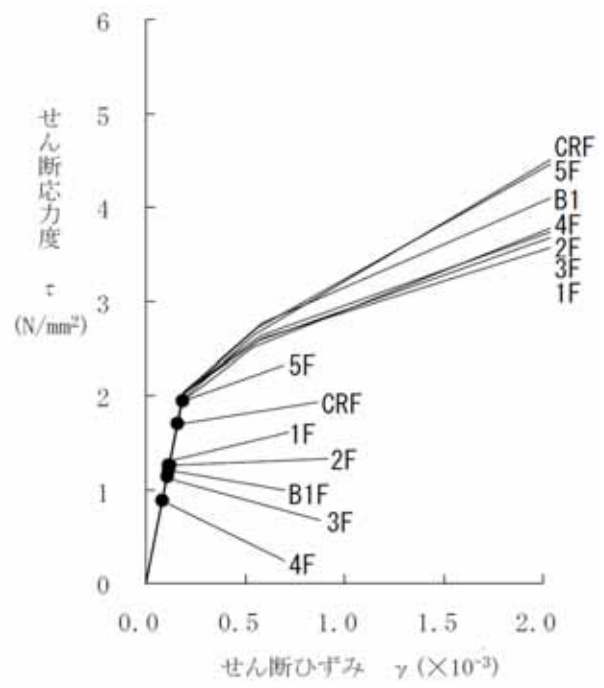
(Ss-3H)



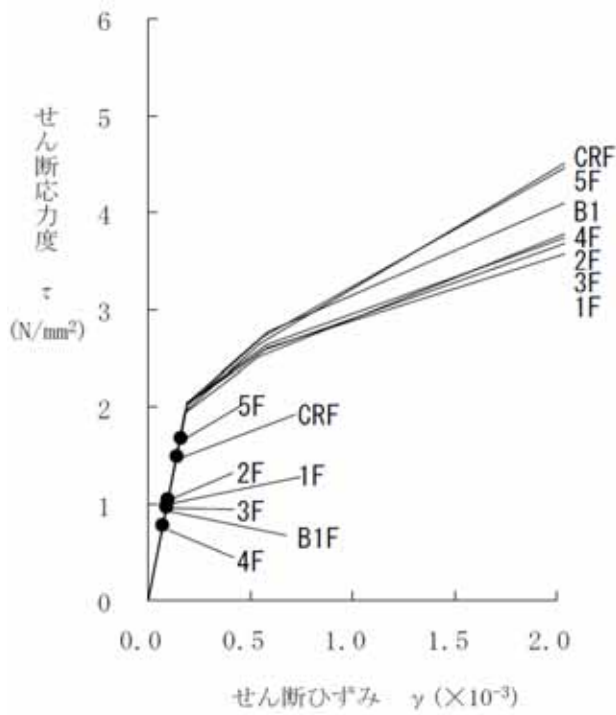
第 3-36 図 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向)



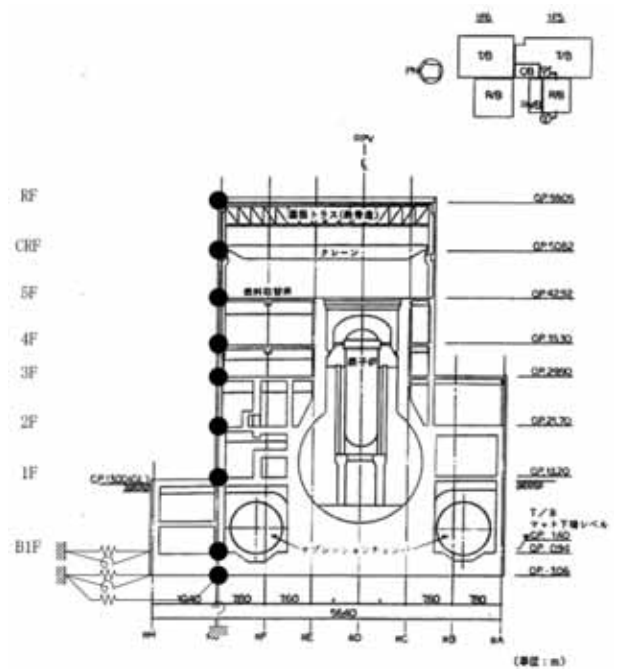
(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)



第 3-37 図 せん断スkeleton曲線上の最大応答値 (EW 方向)

各種評価法について

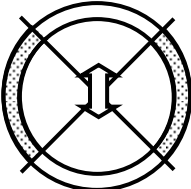
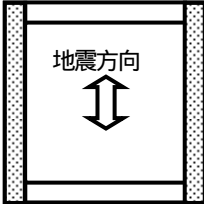
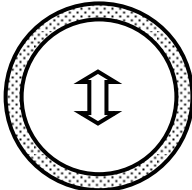
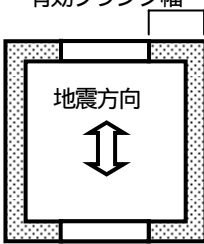
4. 質量及び剛性の評価方法

水平方向の質点系モデルは、基礎版上面から立ち上がる曲げせん断梁による一軸モデルとし、床位置に質量を集中させ、耐震壁や柱の剛性を曲げせん断型として評価する。せん断剛性は、地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を評価し、曲げ剛性としては、地震方向耐震壁のウェブ部分及び地震方向に直行する耐震壁のフランジ部分の有効幅を考慮した曲げ剛性を評価する。

鉛直方向の質点系モデルは、基礎版上面から立ち上がる軸ばねによる一軸モデルとし、床位置に質量を集中させ、耐震壁や柱の剛性は軸剛性として評価する。

耐震壁の剛性評価の概要について参考第 1-1 表に示す。

参考第 1-1 表 耐震壁の剛性評価の概要

		円筒型	ボックス型
せん断剛性	せん断 断面積	<p>地震方向</p>  <p>・全断面積/形状係数</p>	 <p>・ウェブ壁の断面積</p>
曲げ剛性	断面 2 次 モーメント	<p>地震方向</p>  <p>・全断面による断面 2 次 モーメント</p>	<p>有効フランジ幅</p>  <p>・フランジ壁の有効幅を考慮 した断面 2 次モーメント</p>
軸剛性	軸断面積	・全断面積	・全断面積

5. 復元力特性

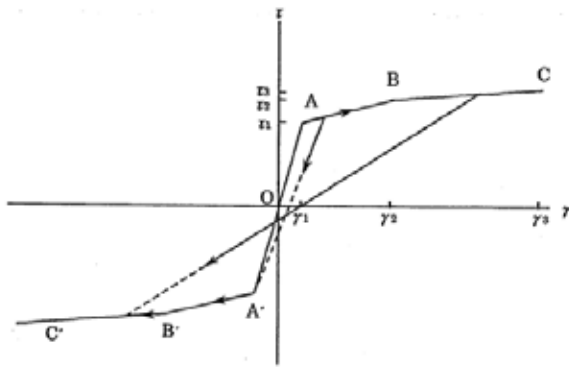
復元力特性の設定は、JEAG4601-1991 の手法による。

上部構造の鉄筋コンクリート部材は、せん断及び曲げに対して、部材の弾塑性を考慮した復元力特性を考慮する。

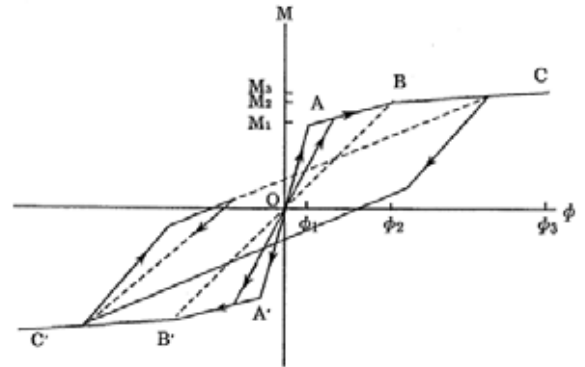
鉄筋コンクリート部材の復元力特性を参考第 1-2 表に示し、その概念図を参考第 1-1 図に示す。

参考第 1-2 表 鉄筋コンクリート部材の復元力特性

	スケルトンカーブ	履歴特性
せん断関係 (-)	トリリニア型	最大点指向型
曲げ関係 (M -)	トリリニア型	ディグレイディング型



(最大点指向型)



(ディグレイディング型)

参考第 1-1 図 鉄筋コンクリート部材の復元力特性の概念図

6. 地震応答解析

地震応答解析は、水平方向については地盤の回転ばねの非線形性を考慮した弾塑性時刻歴応答解析によるものとし、鉛直方向は弾性時刻歴解析によるものとする。

地震応答解析モデルについて運動方程式は次のとおりである。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc} + C_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \end{Bmatrix} \\ & = - \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \{ \alpha \} \ddot{u}_0 + \begin{Bmatrix} 0 \\ f_c \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、

$$\{ f_c \} = [K_c] \{ \bar{u}_c \} + [C_c] \{ \dot{\bar{u}}_c \} + \{ p_c \} \quad (2)$$

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} : \text{質量マトリクス}$$

$$\begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc} + C_c \end{bmatrix} : \text{減衰マトリクス}$$

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_c \end{bmatrix} : \text{剛性マトリクス}$$

$[K_c], [C_c]$: 地盤の剛性及び減衰マトリクス

$$\begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \end{Bmatrix} : \text{変位ベクトル}$$

\ddot{u}_0 : 基準地震動

$\{ \alpha \}$: 入力ベクトル

$\{ \bar{u}_c \}$: 一次元波動解析における地盤の変位ベクトル

p_c : 一次元波動解析における建屋基礎スラブ底面位置におけるせん断力

なお、下添字 S は地上部分、C は地下部分を表す。

固有値及び構造物の減衰マトリクスは以下の方法により求める。

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

$$\left(\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_c \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \right) \{ \phi_i \} = \{ 0 \} \quad (3)$$

ここで、

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$: i 次の固有モードベクトル

構造物のモード減衰定数(h_i)は, i 次振動モードにおける各部材のひずみエネルギーに比例するものとして次式により求める。

$$h_i = \frac{\sum_j \xi^j E_i^j}{\sum_j E_i^j} \quad (4)$$

ここで,

ξ^j : j 部材の減衰定数

$$E_i^j = \frac{1}{2} \{\phi_i^j\}^T [K^j] \{\phi_i^j\} \quad (5)$$

ただし,

$[K^j]$: j 部材の剛性マトリクス

$\{\phi_i^j\}$: i 次振動モードにおける j 部材の材端変位ベクトル

また,

$$\beta_i = \frac{\{\phi_i\}^T \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \{\alpha\}}{\{\phi_i\}^T \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \{\phi_i\}} \quad (6)$$

β_i : i 次振動モードの刺激係数

したがって, 構造物の減衰マトリクスは, (4)式による各次モード減衰定数と固有モードベクトルにより次式で求められる。

$$\begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix}^T \left(\sum_i \{\phi_i\} \eta_i \{\phi_i\}^T \right) \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここで,

$$\eta_i = \frac{2h_i \omega_i}{\{\phi_i\}^T \begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \{\phi_i\}} \quad (8)$$

なお、地盤ばねの減衰は $[C_c]$ で表される内部粘性減衰として与えられるので、建屋 - 地盤連成モデルの減衰マトリクスは、次式で求められる。

$$[c] = \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} \\ C_{cs} & C_{cc} + C_c \end{bmatrix} \quad (9)$$

また、水平方向の基準地震動 S_s に対する弾塑性解析は、各部材の復元力特性上の状態を判定しつつ、その状態での剛性勾配を用いた剛性マトリクスを作成する方法により行う。

工認設計時との対応について

1. 工認設計時の地震動と基準地震動 Ss

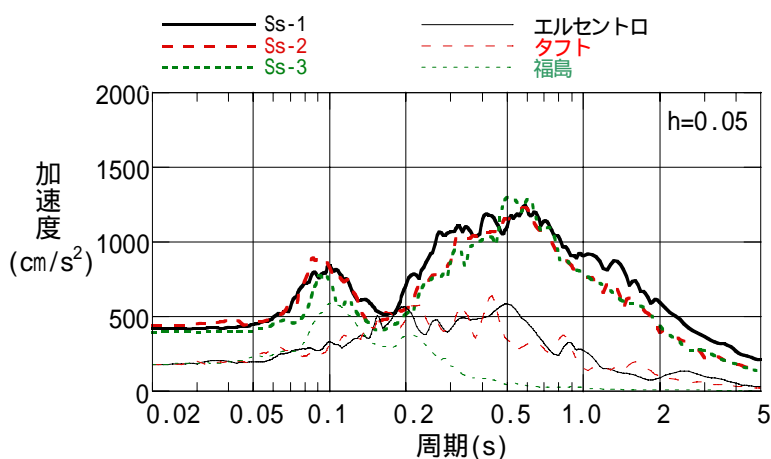
今回の耐震安全性評価に用いた地震応答解析モデルは、工認設計時のモデルをもとに、最新の知見及び規準等を反映したモデルとしている。工認設計時との比較を参考第 2-1 表に示す。

また、工認設計時の地震動と基準地震動 Ss の応答スペクトルを参考第 2-1 図に示す。

参考第 2-1 表 工認設計時の地震動と基準地震動 Ss

設計時	今回 BC 時
以下の 3 地震波を 180Gal に基準化した地震動* (基礎マット下端に直接入力)	Ss-1 450Gal (内陸地殻内地震・プレート間地震)
	Ss-2 600Gal (海洋プレート内地震)
	Ss-3 450Gal (震源を特定せず策定する地震動)
タフト波(1952.7.21 EW)	
エルセントロ波(1940.5.18 NS)	
福島波(1970.5.26 AH-10)	

* : S1 相当 (応答波に対して許容応力度設計を実施している。)



参考第 2-1 図 基礎マット下端における基準地震動 Ss による入力波と工認設計時の地震動の応答スペクトル

2.評価手法及び解析条件

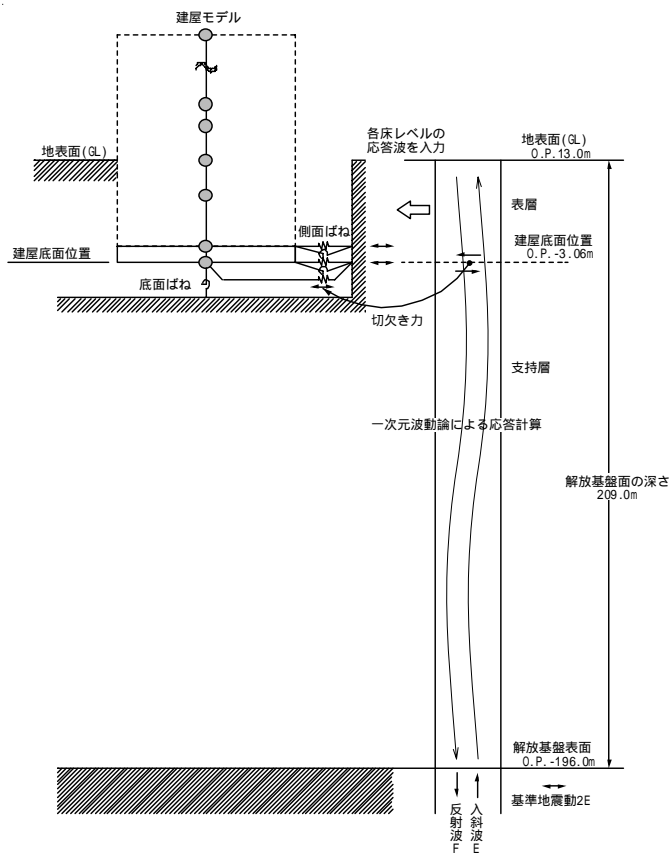
今回の耐震安全性評価における原子炉建屋の地震応答解析モデルは、工認設計時のモデルを基に作成している。工認設計時との比較を参考第 2-2 表、具体的な今回モデルへの反映事項を参考第 2-3 表及び参考第 2-2 図に示す。

参考第 2-2 表 地震応答解析モデル及び手法の比較

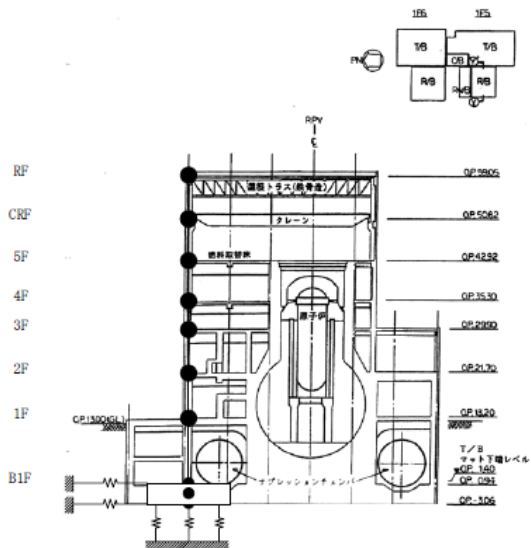
項目	内容	工認設計時	今回評価時	備考
入力地震動	入力地震動の算定方法	基礎マット下端に既往波を直接入力	一次元波動論による評価	参考第 2-1 図
建屋のモデル化	モデル	SR モデル	埋込み SR モデル	
	材料物性	コンクリート設計基準強度に基づくヤング係数 22.1 N/mm ² (225 kgf/cm ²)	コンクリート実強度に基づくヤング係数 35.0 N/mm ²	
	剛性評価	耐震壁を考慮	同左	
	減衰定数	RC : 5%	同左	
地盤のモデル化	底面ばね	水平及び回転を考慮	水平及び回転ばねを考慮	
	側面ばね	考慮せず	水平及び回転ばねを考慮	
非線形特性	耐震壁	設定せず（線形）	非線形特性を設定	
	底面ばね	設定せず（線形）	非線形特性を設定	

参考第 2-3 表 今回モデルへの反映事項（参考第 2-2 表の備考欄に対応）

項目	反映事項
	「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版」に基づき再評価
	「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版」に基づき評価



(今回評価時)



(工認設計時)

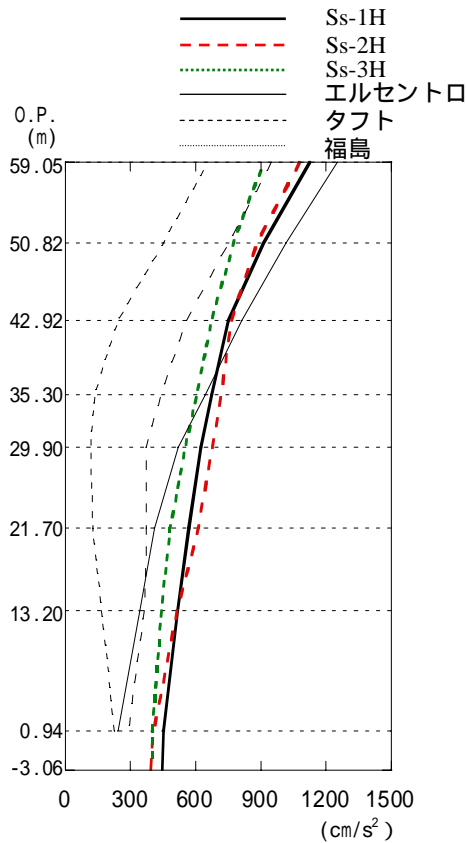
参考第 2-2 図 入力地震動についての工認設計時との比較

3. 応答解析結果

地震応答解析結果について、基準地震動 S_s による応答値と工認設計時の地震動による応答値を比較する。

基準地震動 S_s 及び工認設計時の地震動による最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントの比較を参考第 2-3 図及び参考第 2-4 図に示す。

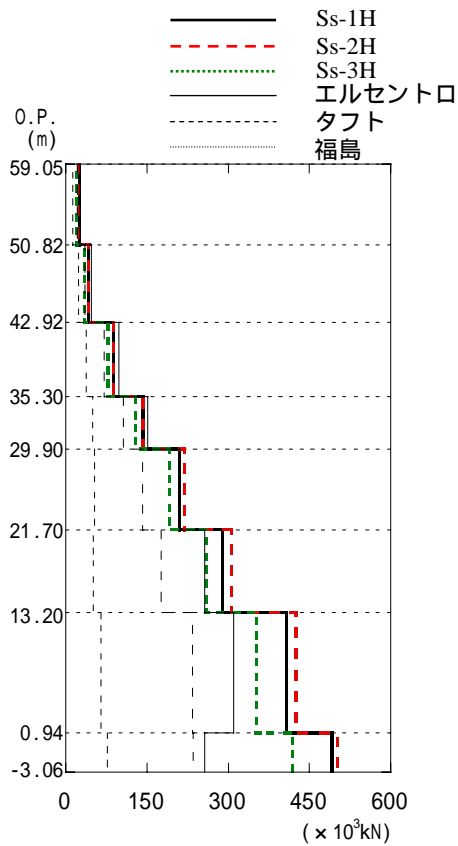
なお、参考第 2-2 表に示すように、基準地震動 S_s を用いた今回の評価では、建屋の地震応答解析モデルは非線形特性を考慮しているが、工認設計時では非線形特性を考慮しない弾性モデルとしている。



最大応答加速度 (NS方向)

最大応答加速度

(cm/s ²)					
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
1,125	1,081	917	1,254	951	657
913	884	774	1,019	755	451
750	765	672	813	559	245
674	720	606	647	441	137
624	677	555	519	372	118
569	611	482	412	372	127
517	513	442	343	363	167
452	406	404	245	294	225
444	392	394			

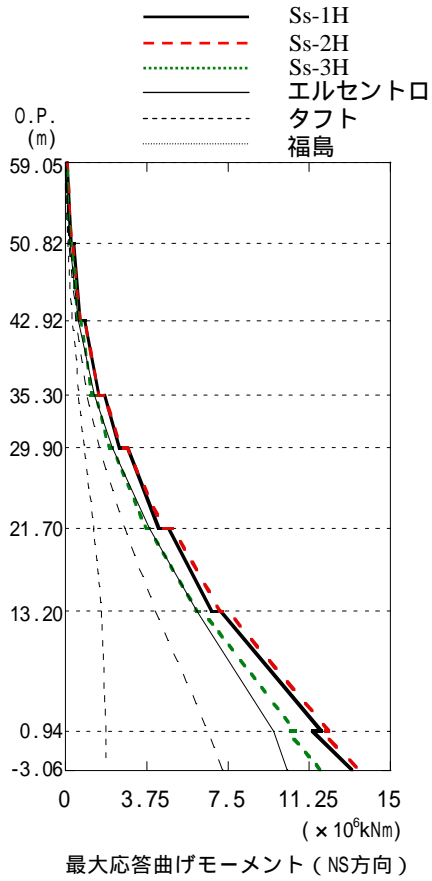


最大応答せん断力 (NS方向)

最大応答せん断力

(×10 ³ kN)					
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
24.30	23.67	19.56	26.48	20.59	13.73
42.62	41.92	35.41	47.07	35.30	23.54
88.17	88.77	78.11	98.07	71.59	38.25
142.48	143.26	129.03	152.00	106.89	49.03
209.45	219.23	191.73	209.86	142.20	52.96
289.46	306.86	260.06	256.93	175.54	50.99
407.95	425.09	351.40	309.89	234.38	65.70
491.72	501.65	419.21	256.93	236.34	77.47

参考第 2-3 図 最大応答値の比較 (NS 方向)(1)

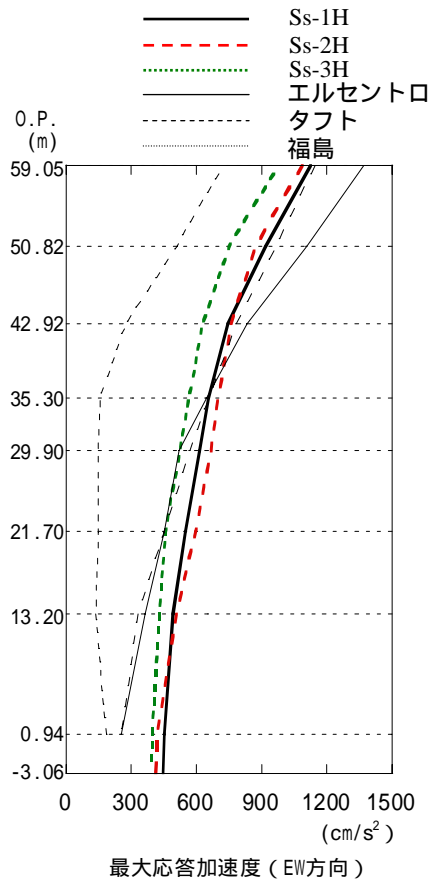


($\times 10^6 \text{kNm}$)

Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
0.11	0.08	0.06	0.00	0.00	0.00
0.28	0.28	0.22	0.23	0.17	0.12
0.37	0.35	0.28	0.23	0.17	0.12
0.68	0.68	0.54	0.60	0.45	0.30
0.91	0.88	0.70	0.60	0.45	0.30
1.53	1.55	1.21	1.33	0.99	0.59
1.82	1.80	1.40	1.33	0.99	0.59
2.50	2.55	2.02	2.16	1.57	0.85
2.87	2.88	2.18	2.16	1.57	0.85
4.30	4.51	3.72	3.88	2.74	1.28
4.77	4.95	3.89	3.88	2.74	1.28
6.73	7.13	6.07	6.07	4.16	1.66
7.18	7.50	6.33	6.07	4.16	1.66
11.81	12.13	10.62	9.63	6.59	1.89
11.38	11.79	10.24	9.63	6.59	1.89
13.27	13.58	11.79	10.27	7.31	1.87

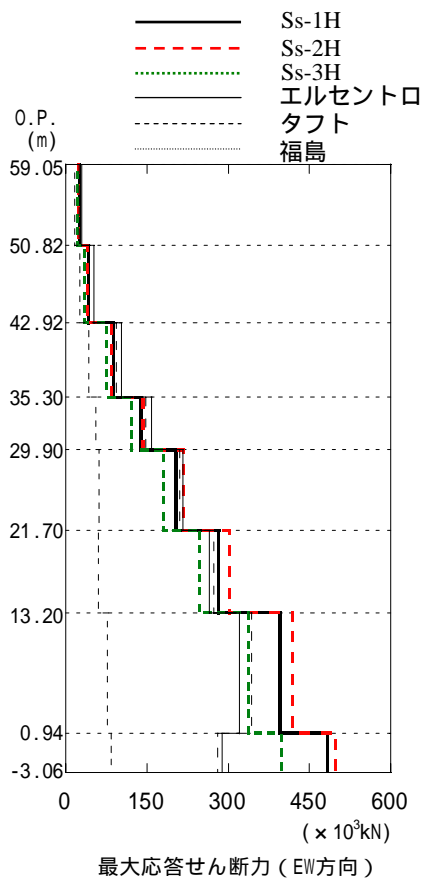
最大応答曲げモーメント

参考第 2-3 図 最大応答値の比較 (NS 方向)(2)



(cm/s ²)					
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
1,125	1,088	978	1,372	1,147	725
921	874	750	1,107	970	510
745	759	629	833	784	274
654	702	567	647	657	157
615	667	523	519	568	147
552	596	457	451	451	147
493	507	427	363	333	137
452	419	396	255	255	186
444	411	389			

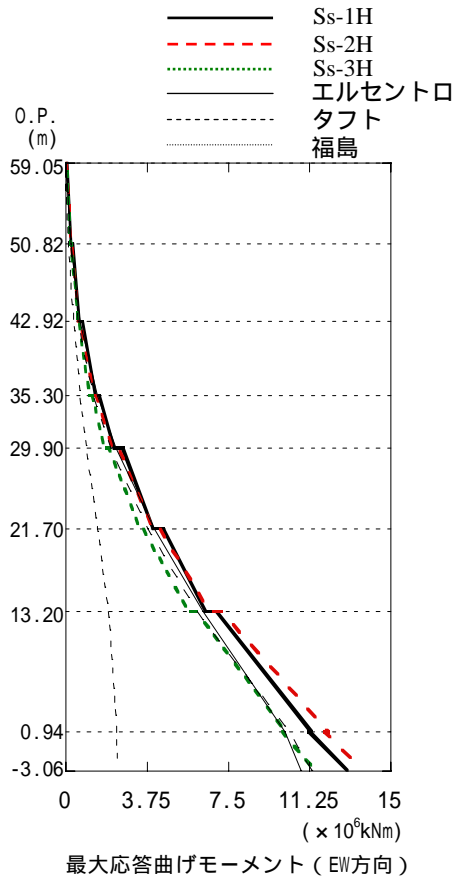
最大応答加速度



(×10 ³ kN)					
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
24.33	23.82	20.88	29.42	24.52	15.69
42.53	41.10	35.50	51.98	44.13	25.50
89.11	84.96	74.50	103.95	94.14	43.15
139.36	142.38	121.90	158.87	148.08	54.92
203.37	217.20	181.15	216.73	209.86	61.78
282.49	302.79	246.87	265.76	272.62	59.82
395.93	419.56	337.04	320.68	343.23	77.47
482.92	498.14	398.97	289.30	280.47	83.36

最大応答せん断力

参考第 2-4 図 最大応答値の比較 (EW 方向)(1)



(×10⁶kNm)

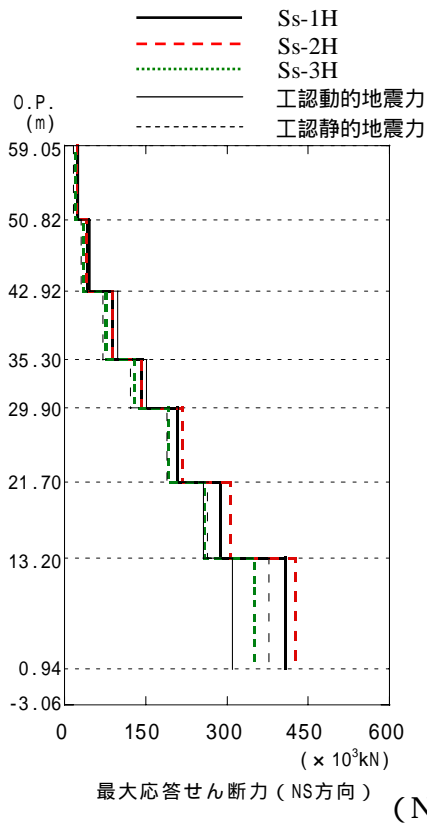
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認 エルセントロ	工認 タフト	工認 福島
0.07	0.04	0.03	0.00	0.00	0.00
0.25	0.22	0.21	0.25	0.21	0.13
0.31	0.25	0.24	0.25	0.21	0.13
0.62	0.57	0.52	0.66	0.55	0.33
0.76	0.65	0.60	0.66	0.55	0.33
1.37	1.29	1.12	1.44	1.27	0.66
1.54	1.40	1.22	1.44	1.27	0.66
2.21	2.13	1.80	2.30	2.07	0.96
2.60	2.42	1.97	2.30	2.07	0.96
4.04	4.04	3.42	4.08	3.78	1.46
4.49	4.35	3.58	4.08	3.78	1.46
6.45	6.64	5.66	6.34	6.06	1.93
6.96	7.20	6.02	6.34	6.06	1.93
11.32	12.09	10.13	10.10	10.30	2.34
11.24	11.92	10.00	10.10	10.30	2.34
13.02	13.78	11.50	10.89	11.38	2.43

最大応答曲げモーメント

参考第 2-4 図 最大応答値の比較 (EW 方向)(2)

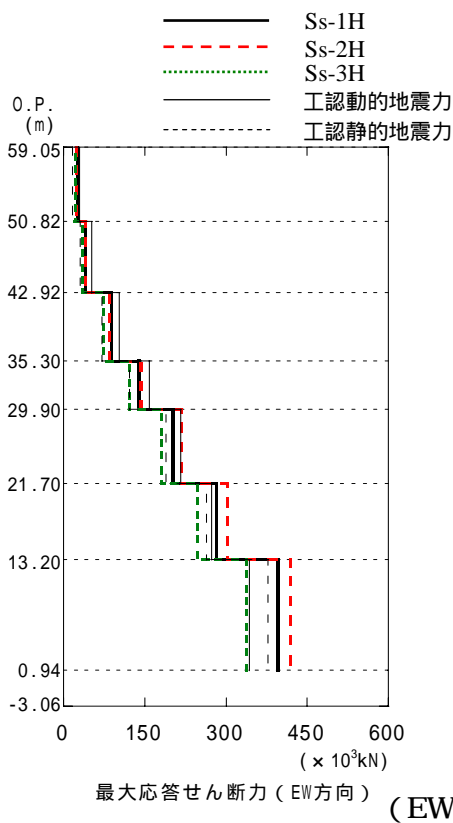
4. 地震力の比較

基準地震動 Ss に基づく建屋の最大応答せん断力と工認設計時の地震動に基づく最大応答層せん断力及び静的地震力との比較を参考第 2-5 図に示す。



(×10 ³ kN)				
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認動的 地震力	工認 静的 地震力
24.30 (1.16)	23.67 (1.13)	19.56 (0.93)	26.48 (1.26)	15.69 (0.75)
42.62 (1.04)	41.92 (1.03)	35.41 (0.87)	47.07 (1.15)	30.40 (0.74)
88.17 (0.86)	88.77 (0.86)	78.11 (0.76)	98.07 (0.95)	71.59 (0.70)
142.48 (0.77)	143.26 (0.78)	129.03 (0.70)	152.00 (0.82)	122.58 (0.66)
209.45 (0.71)	219.23 (0.75)	191.73 (0.65)	209.86 (0.71)	189.27 (0.64)
289.46 (0.67)	306.86 (0.71)	260.06 (0.60)	256.93 (0.59)	264.78 (0.61)
407.95 (0.62)	425.09 (0.65)	351.40 (0.54)	309.89 (0.47)	377.56 (0.58)

注：()内は層せん断力係数を示す。



(×10 ³ kN)				
Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	工認動的 地震力	工認 静的 地震力
24.33 (1.16)	23.82 (1.13)	20.88 (0.99)	29.42 (1.40)	15.69 (0.75)
42.53 (1.04)	41.10 (1.01)	35.50 (0.87)	51.98 (1.27)	30.40 (0.74)
89.11 (0.87)	84.96 (0.83)	74.50 (0.72)	103.95 (1.01)	71.59 (0.70)
139.36 (0.76)	142.38 (0.77)	121.90 (0.66)	158.87 (0.86)	122.58 (0.66)
203.37 (0.69)	217.20 (0.74)	181.15 (0.62)	216.73 (0.74)	189.27 (0.64)
282.49 (0.65)	302.79 (0.70)	246.87 (0.57)	272.62 (0.63)	264.78 (0.61)
395.93 (0.60)	419.56 (0.64)	337.04 (0.51)	343.23 (0.52)	377.56 (0.58)

注：()内は層せん断力係数を示す。

参考第 2-5 図 基準地震動 Ss と工認設計時の応答せん断力の比較

地盤ばねの減衰を考慮したモーダル減衰値について

参考第3-1表にSs-1入力時の地盤ばね減衰を考慮したモーダル減衰値を示す。

地盤ばねの等価減衰定数を固有振動数ごとに下式により算定し、算定した減衰定数を地盤ばねに与えて歪みエネルギー比例型減衰を求めた。

$$h_j = \frac{\sqrt{1 + (K_{ij} / K_r)^2} - 1}{K_{ij} / K_r} \quad \frac{K_{ij}}{K_r} = \frac{2h_j}{1 - h_j^2}$$

参考第3-1表 地盤ばねの減衰を考慮したモーダル減衰値 (Ss-1入力)

方向	次数	固有振動数 (Hz)	モーダル減衰定数 (%)
NS	1	2.46	17.07
	2	5.40	33.39
	3	11.17	9.46
EW	1	2.55	18.80
	2	5.41	31.62
	3	9.56	11.34
UD	1	3.16	3.50
	2	4.19	45.39
	3	10.10	2.08