

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7添-2-045 改1
提出年月日	2020年6月3日

V-2-11-2-1 サービス建屋の耐震性についての計算書

2020年6月

東京電力ホールディングス株式会社

V-2-11-2-1 サービス建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	12
2.4 適用規格・基準等	14
3. 評価方法	15
3.1 評価対象部位及び評価方針	15
3.2 設計用模擬地震波	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	20
3.4 許容限界	21
3.5 解析方法	22
3.5.1 地震応答解析モデル	22
3.5.2 解析方法	34
3.5.3 解析条件	34
3.5.4 材料物性の不確かさ	42
3.6 評価方法	43
3.6.1 地盤の支持性能の評価方法	43
3.6.2 構造物全体としての変形性能の評価方法	43
3.6.3 相対変位による評価方法	43
4. 評価結果	44
4.1 地盤の支持性能の評価結果	44
4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果	44
4.3 相対変位による評価結果	45

1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、サービス建屋がコントロール建屋に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、コントロール建屋の有する機能が保持されることを確認するために、地盤の不等沈下による影響では、下位クラス施設であるサービス建屋の地盤の支持性能の評価を、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、サービス建屋の構造物全体としての変形性能の評価を行う。更に、建屋間の相対変位による影響では、コントロール建屋への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

サービス建屋の設置位置を図2-1に示す。

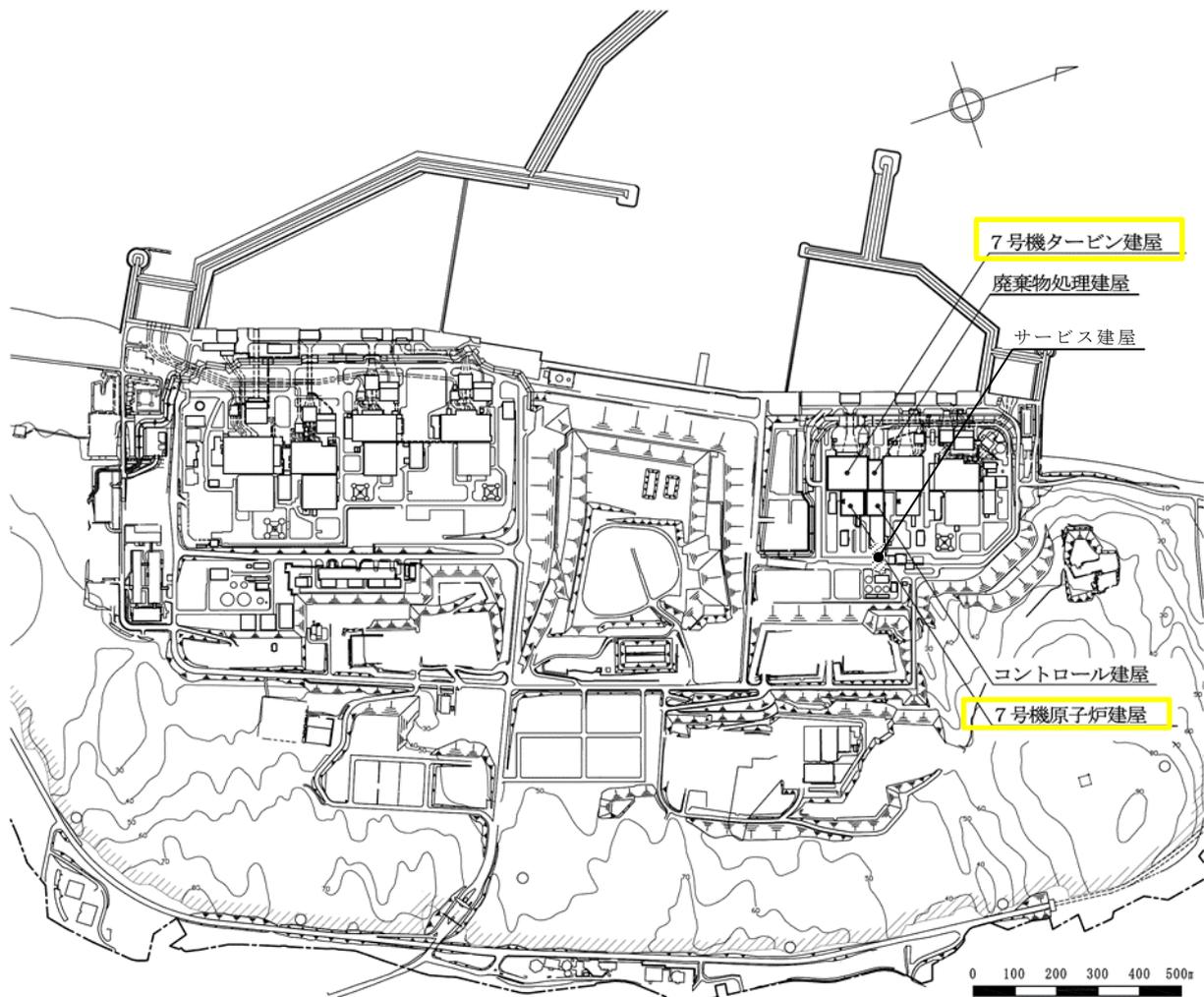


図2-1 サービス建屋の設置位置

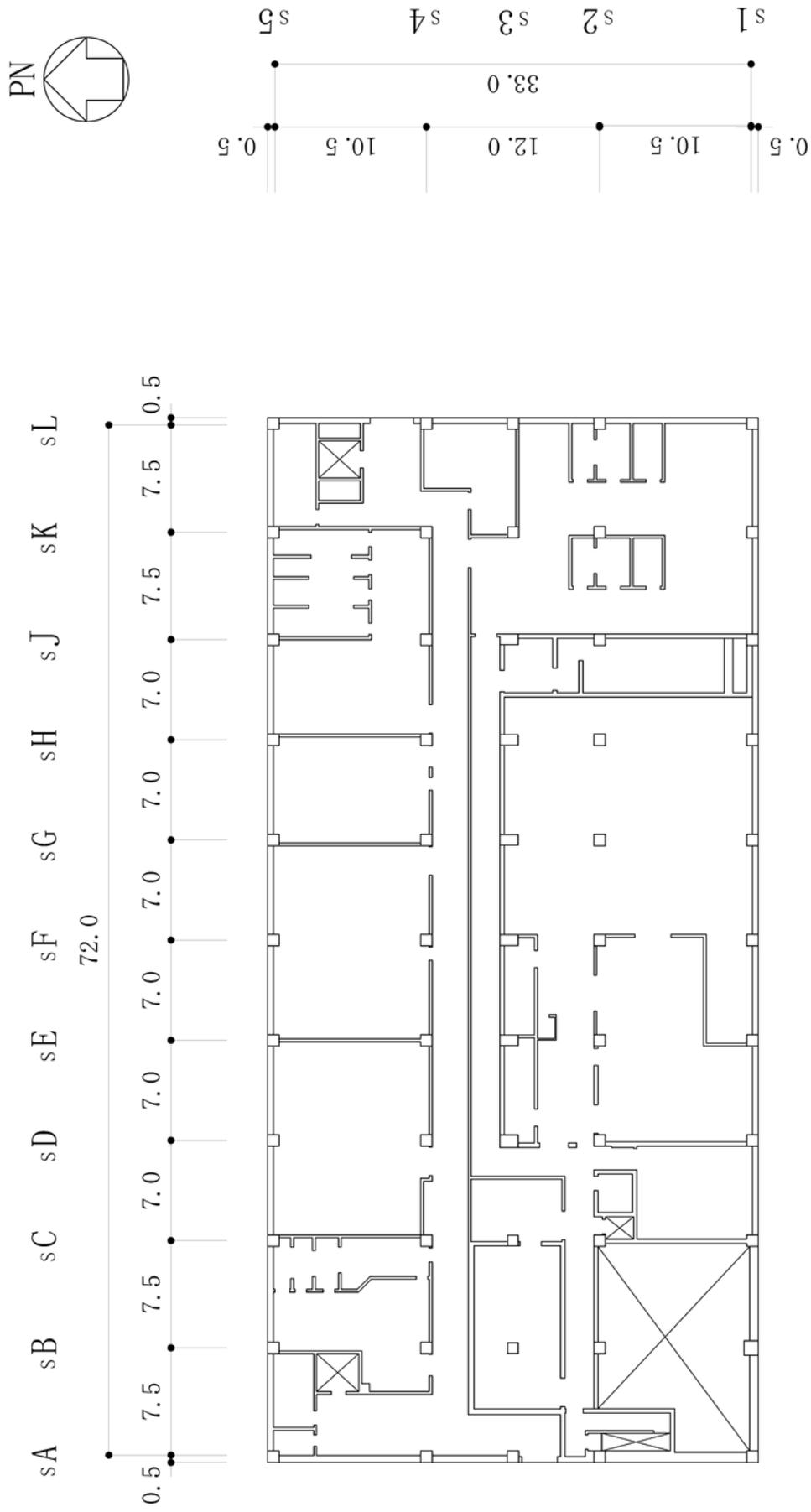
2.2 構造概要

サービス建屋は、地上 3 階（屋上機械室含む。）、地下 1 階建ての鉄筋コンクリート造の建物であり、隣接するコントロール建屋と構造的に分離している。サービス建屋の概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、建屋配置図を図 2-4 に、コントロール建屋とサービス建屋のクリアランスを図 2-5 に示す。また、サービス建屋の支持地盤への設置概況を図 2-6 に示す。

サービス建屋の平面は、34.0m（NS 方向）×73.0m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 20.9m であり、地上高さは 14.0m である。

サービス建屋の基礎は厚さ 1.4m のべた基礎で、支持地盤である西山層（一部、古安田層）上に設置している。

なお、サービス建屋については、耐震性向上の観点から、耐震補強を行うこととし、耐震補強を考慮した評価を行う。耐震補強は、1 階及び 2 階に耐震壁の新設若しくは既存耐震壁の増厚により行う。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 サービス建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L., 6.50m) (1/4)

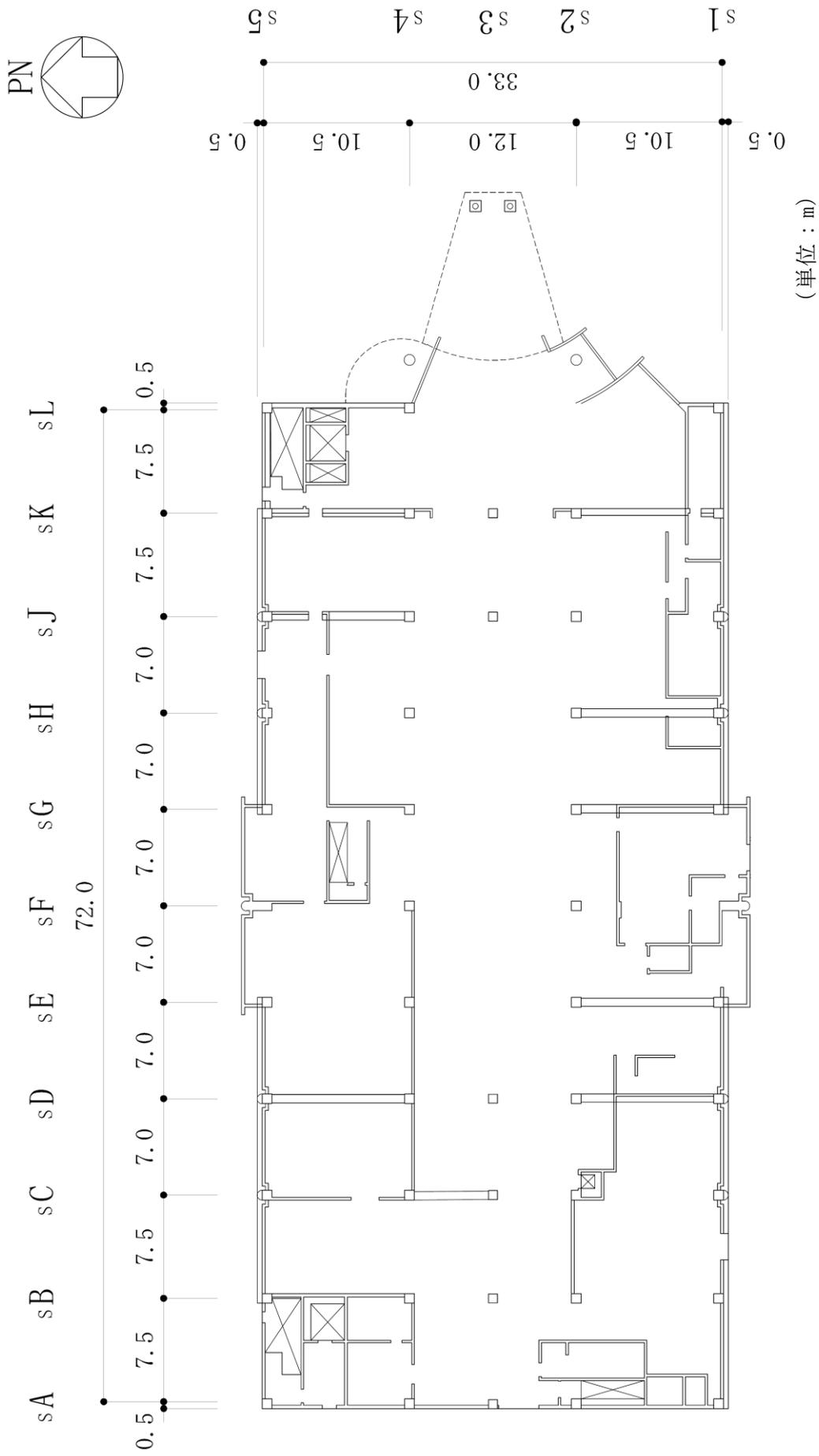
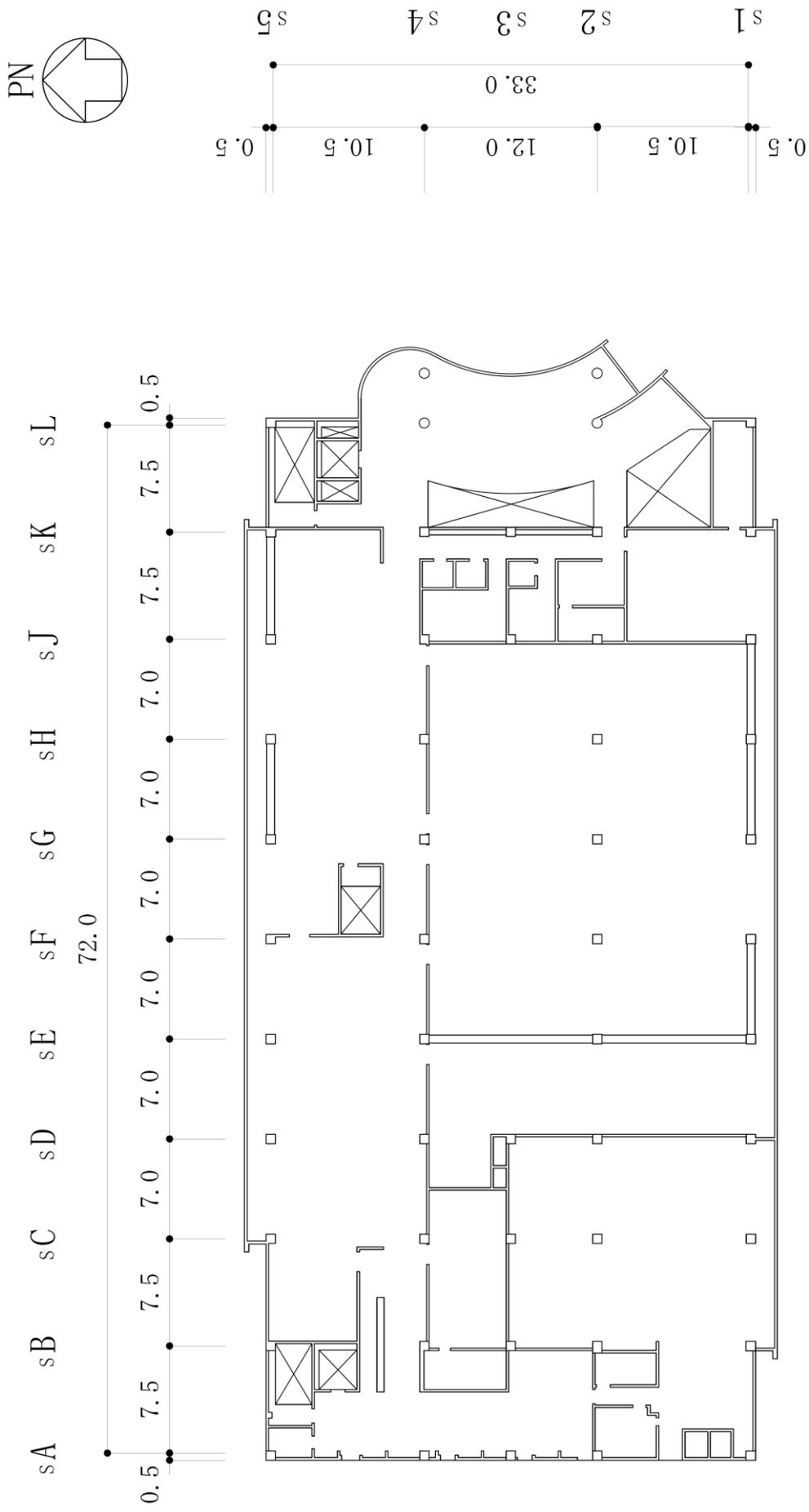
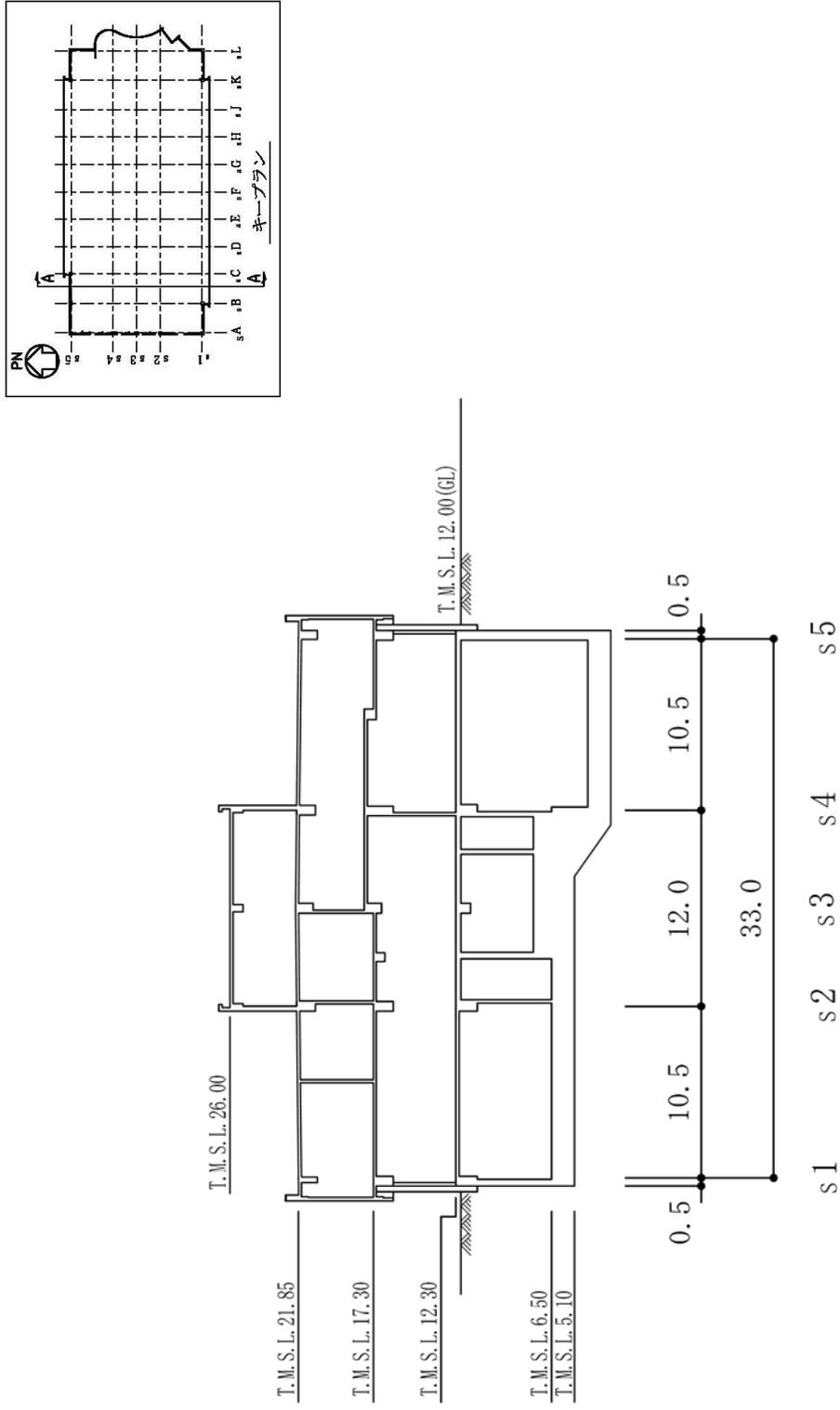


図 2-2 サービス建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.30m) (2/4)



(単位 : m)

図 2-2 サービス建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 17.30m) (3/4)



(単位：m)

図 2-3 サービス建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

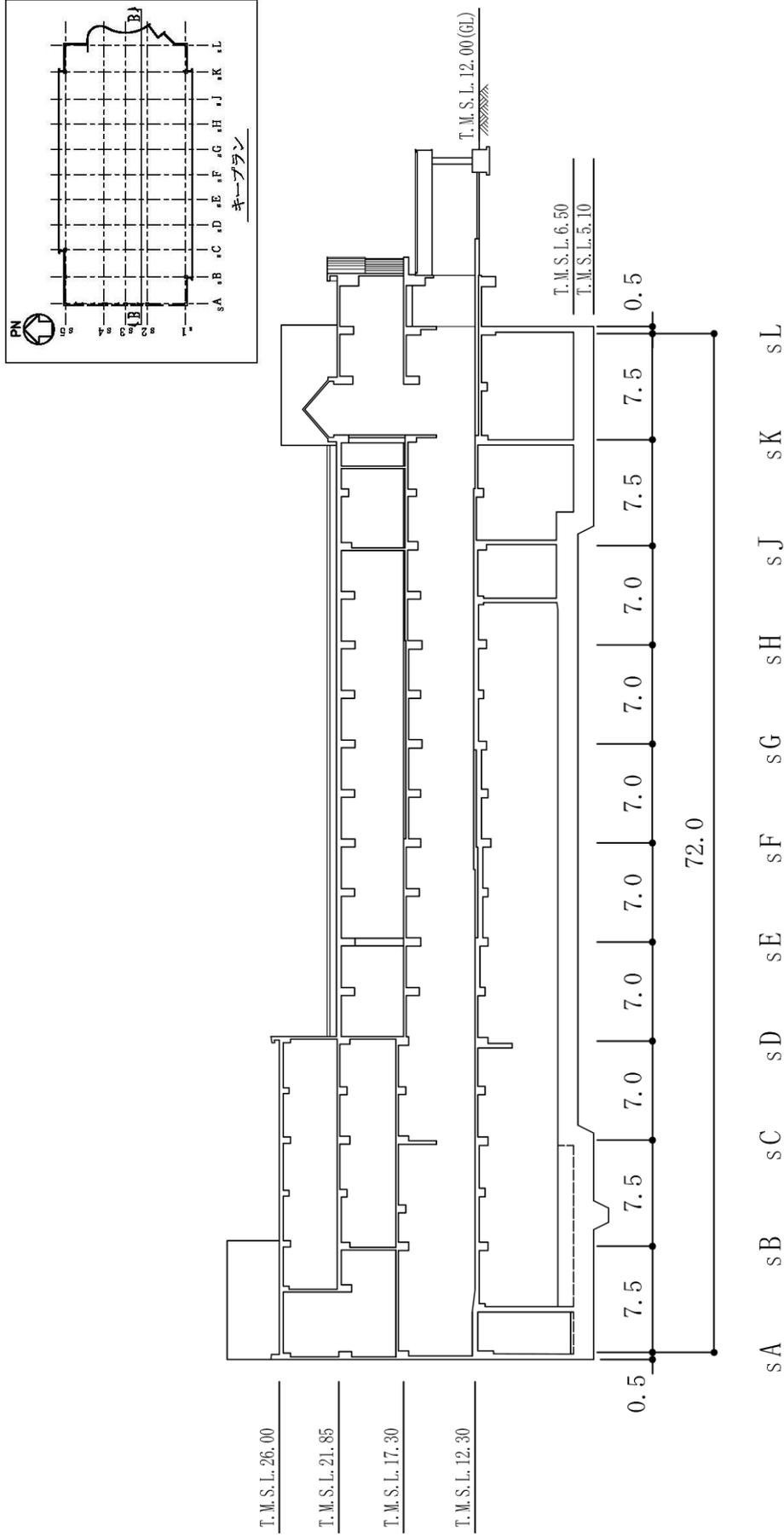


図 2-3 サービス建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

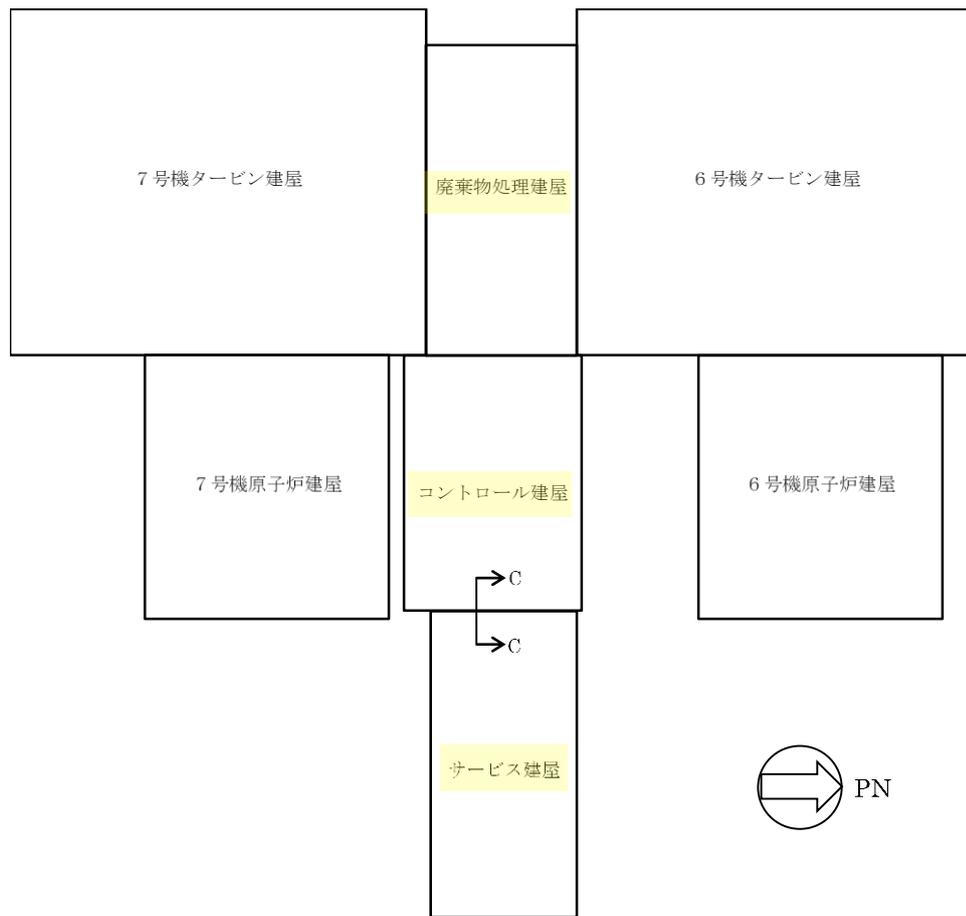


図 2-4 建屋配置図

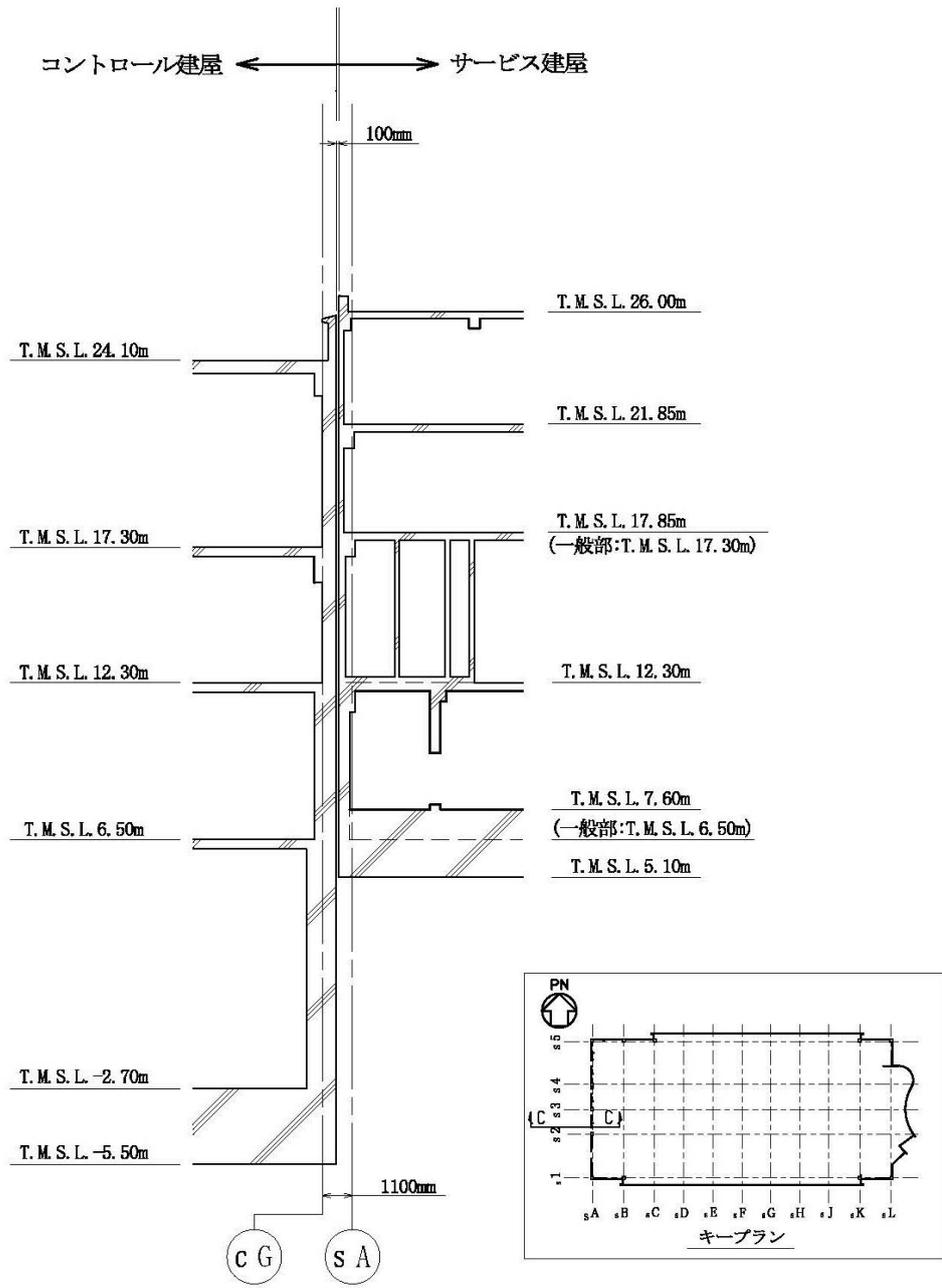


図 2-5 コントロール建屋とサービス建屋のクリアランス

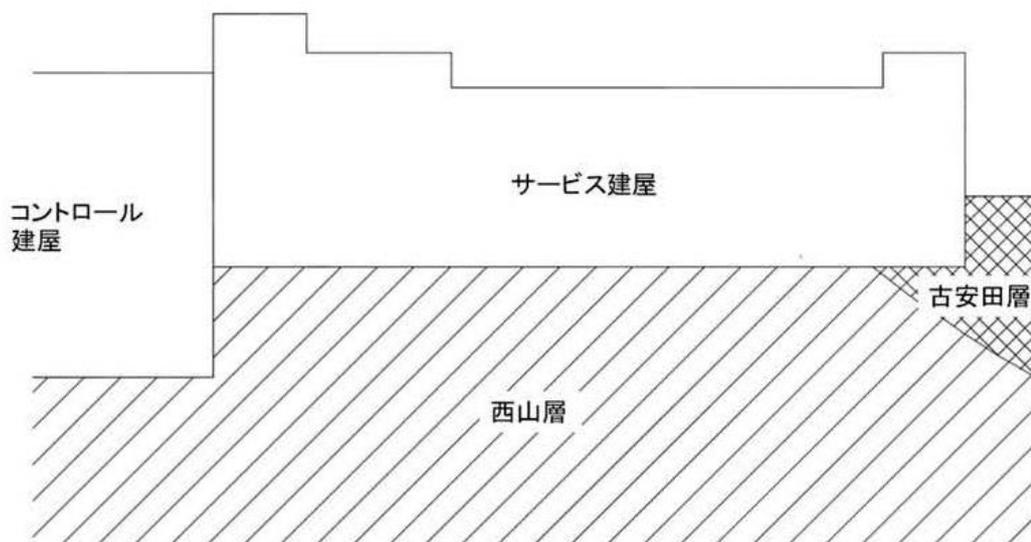


図 2-6 サービス建屋の支持地盤への設置概況

2.3 評価方針

サービス建屋は、コントロール建屋と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

サービス建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。サービス建屋の波及的影響の評価は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、地盤の不等沈下による影響では、図2-6に示すとおり、サービス建屋は、コントロール建屋と同一の支持地盤に設置しているが、一部が異なる地盤に接地していることから、その地盤の支持性能の評価を行い、不等沈下の影響がないことの確認を行う。施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、構造物全体としての変形性能の評価を行う。建屋間の相対変位による影響では、コントロール建屋との相対変位による評価を行うことで、コントロール建屋への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、サービス建屋の最大応答変位に加えて、V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、サービス建屋は、その配置上、コントロール建屋と接触する可能性が高い EW 方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、サービス建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

図2-7に波及的影響の評価フローを示す。

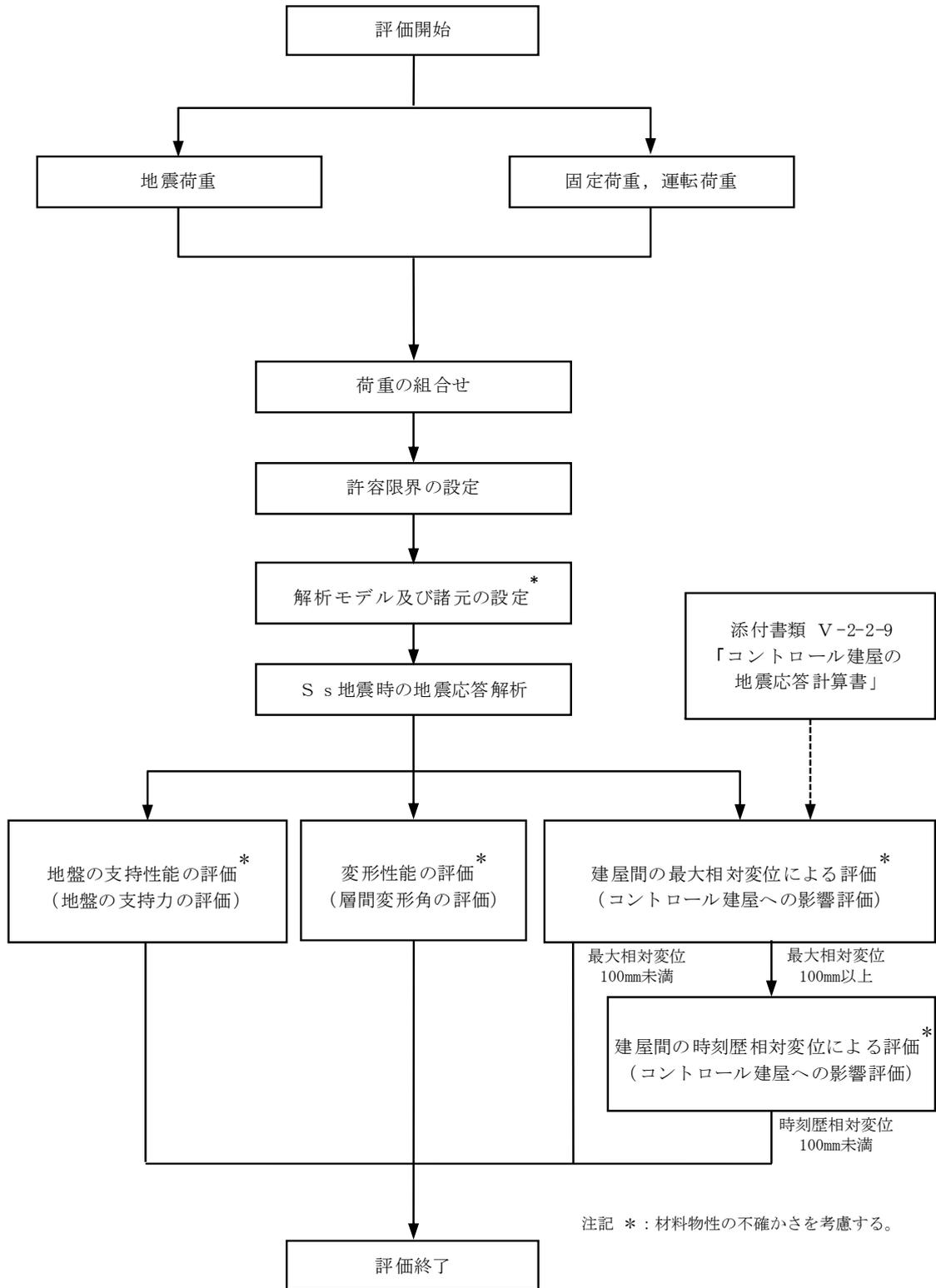


図 2-7 サービス建屋の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

サービス建屋の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001 改定)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

サービス建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

地盤の支持性能の評価では、サービス建屋の一部が古安田層に接地していることから、質点系モデルを用いた地震応答解析結果から求められる建屋基礎底面の最大接地圧が、古安田層の極限支持力を超えないことを確認する。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる層間変形角が、建築基準法施行令第82条の2（層間変形角）により設定した許容限界を超えないことを確認する。

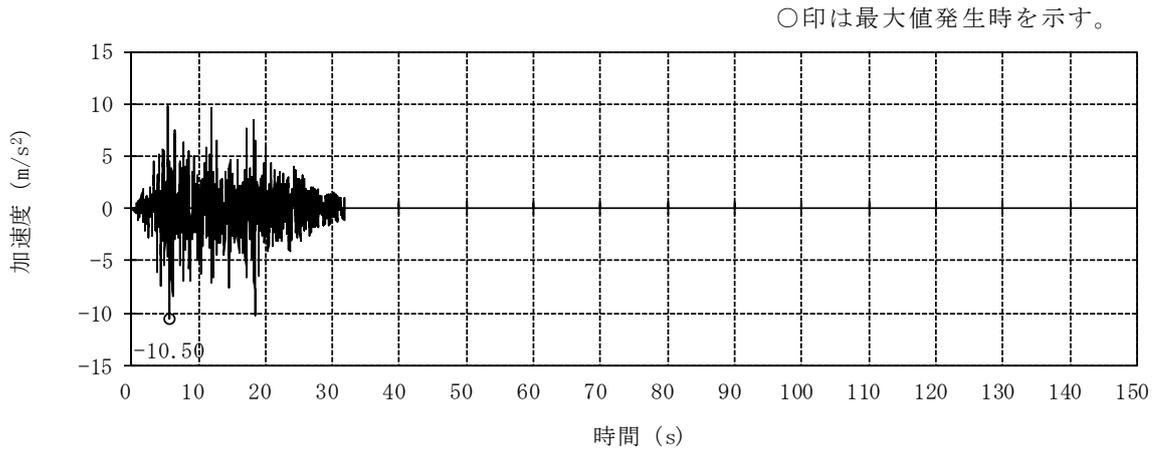
コントロール建屋との相対変位による評価では、両建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接するコントロール建屋への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、両建屋の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

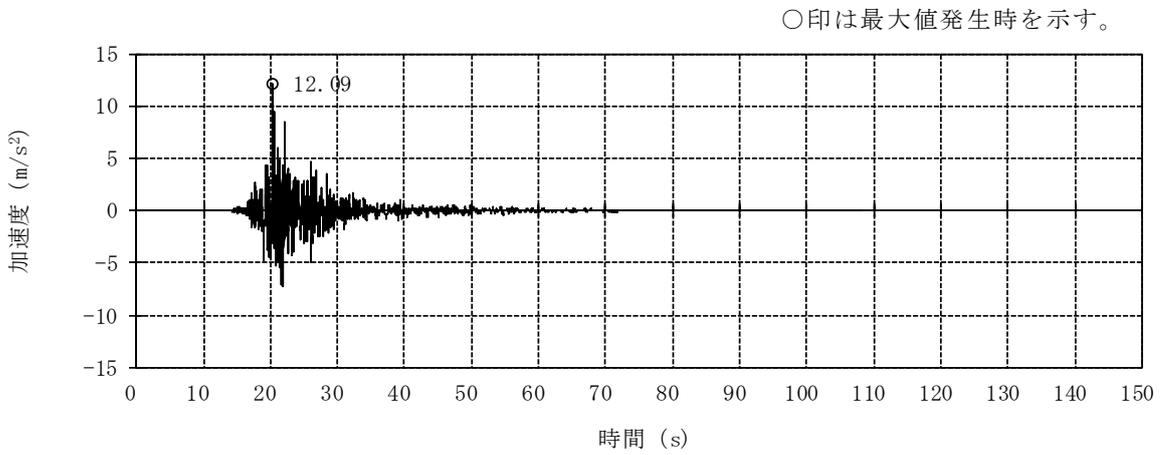
3.2 設計用模擬地震波

サービス建屋の地震応答解析に用いる設計用模擬地震波は、上位クラス施設であるコントロール建屋の評価に適用したV-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

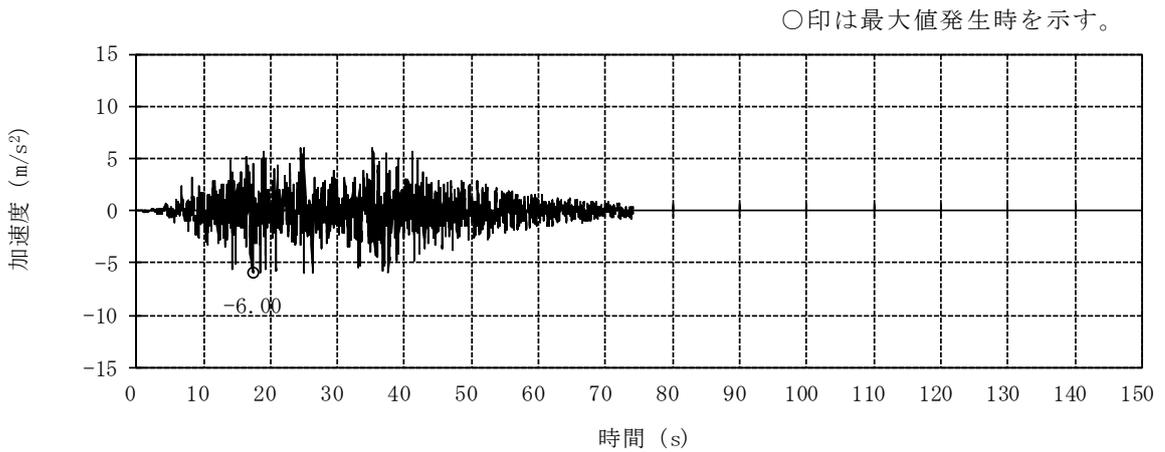
地震応答解析に用いる設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルのうち、波及的影響の評価の対象方向であるEW方向について、図3-1及び図3-2に示す。



(a) Ss-1H

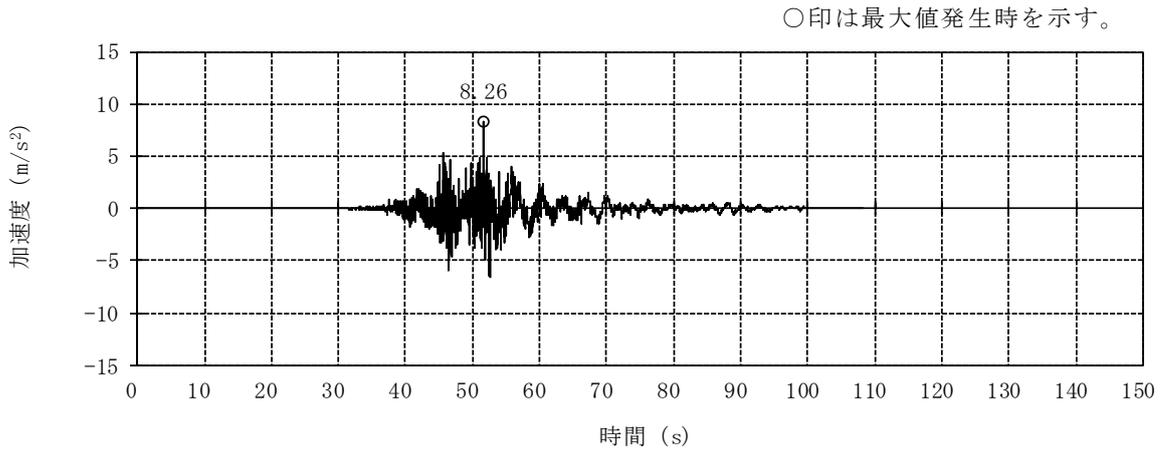


(b) Ss-2EW

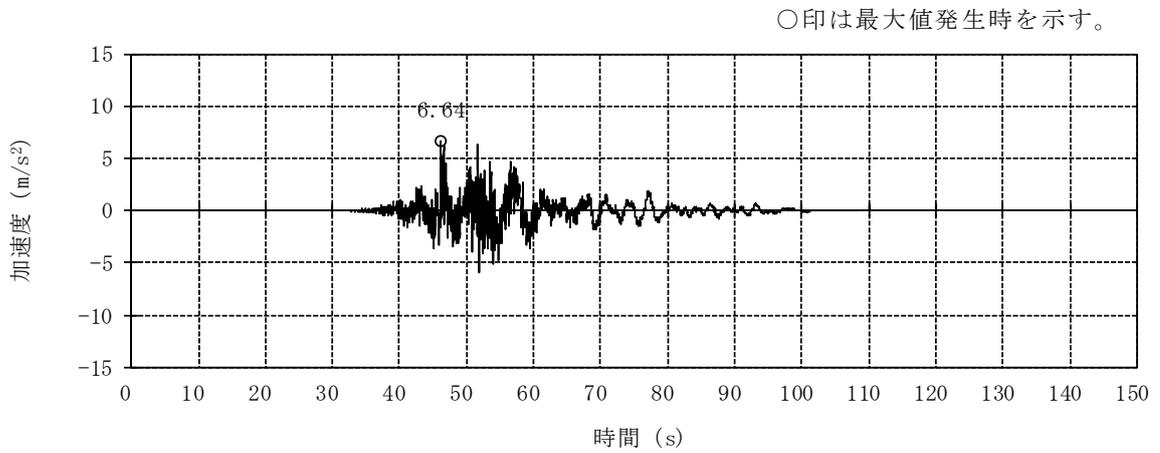


(c) Ss-3H

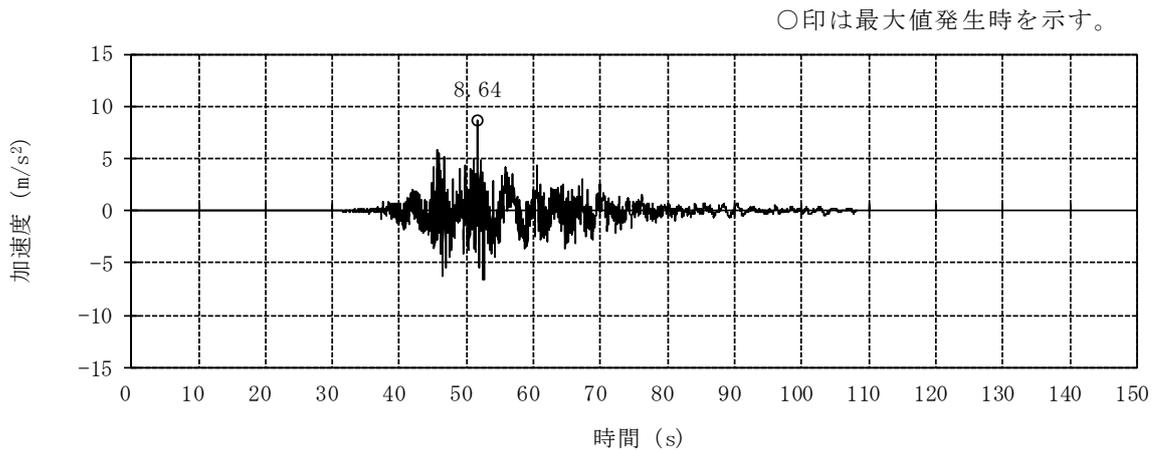
図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (1/3)



(d) S_s-4EW



(e) S_s-5EW



(f) S_s-6EW

図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (2/3)

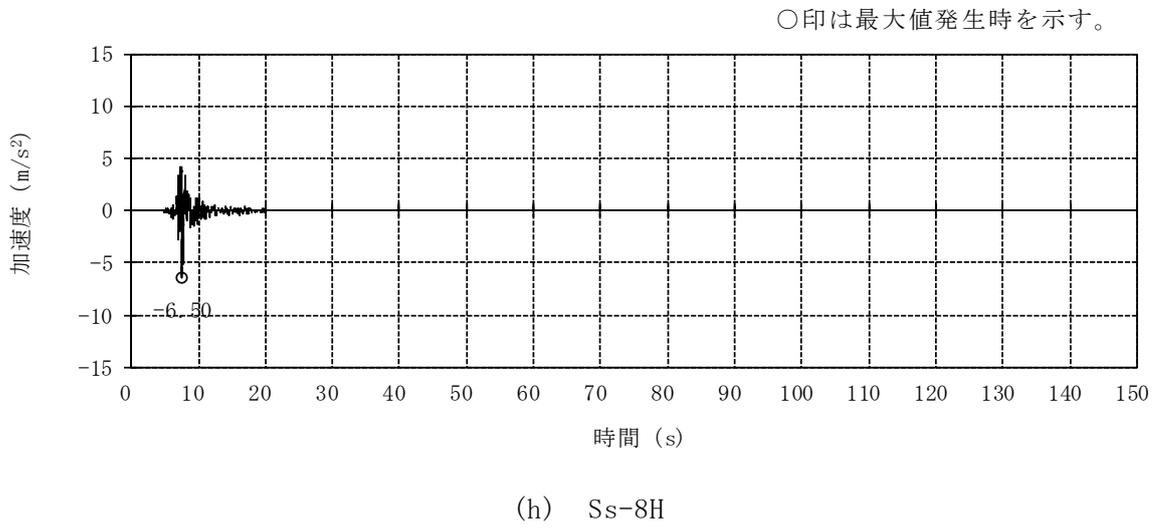
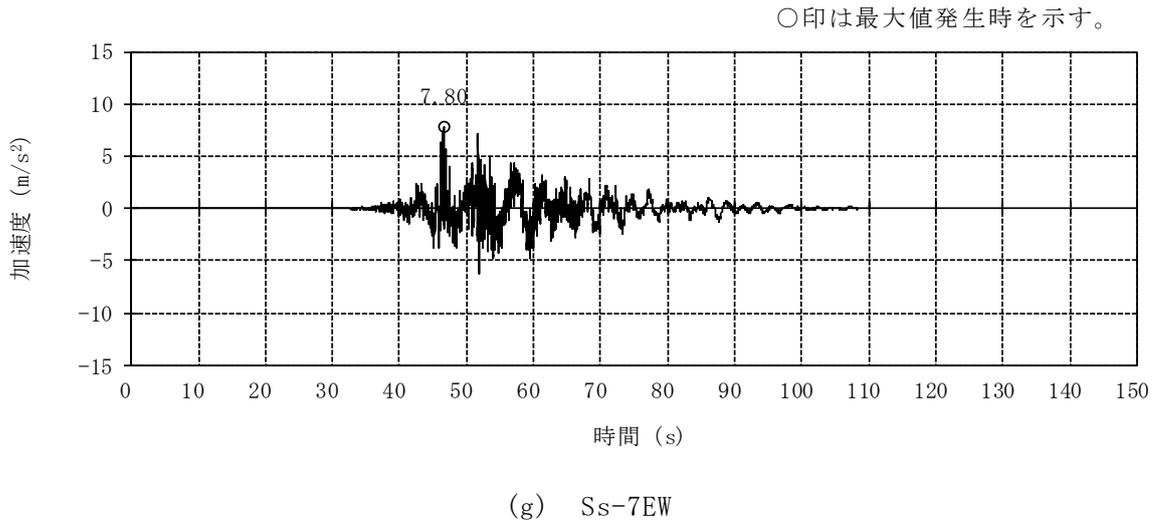


図 3-1 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, EW 方向) (3/3)

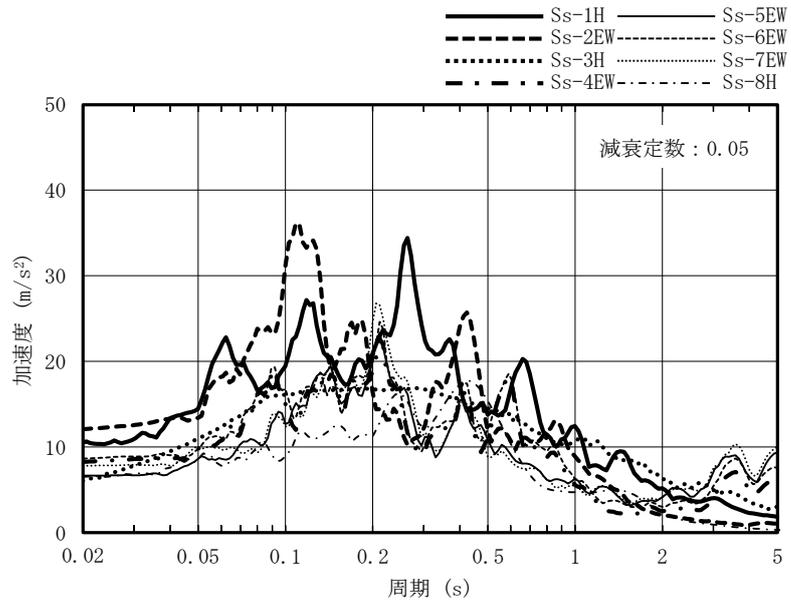


図 3-2 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s , EW 方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。その荷重の組合せを表3-1に示す。

表3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S s 地震時	G + P + S s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S s : 基準地震動 S s により定まる地震力

3.4 許容限界

サービス建屋のコントロール建屋に対する波及的影響の評価における許容限界は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2及び表3-3のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

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
コントロール建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	地 盤 (古安田層)	最大接地圧が地盤の許容限界を超えないことを確認	極限 支持力度 1530kN/m^2 *1
		耐震壁付きの柱・はりのフレーム	最大層間変形角が構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	最大 層間変形角 $1/120$ *2
		サービス建屋及びコントロール建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

注記 *1: V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示される強度特性を用い、建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001 改定)に基づき算定。

*2: 建築基準法施行令第82条の2(層間変形角)により設定。

表3-3 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

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
コントロール建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	地 盤 (古安田層)	最大接地圧が地盤の許容限界を超えないことを確認	極限 支持力度 1530kN/m^2 *1
		耐震壁付きの柱・はりのフレーム	最大層間変形角が構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	最大 層間変形角 $1/120$ *2
		サービス建屋及びコントロール建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

注記 *1: V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示される強度特性を用い、建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001 改定)に基づき算定。

*2: 建築基準法施行令第82条の2(層間変形角)により設定。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向について設定する。その水平剛性には、水平方向の静的荷重漸増解析モデル（以下「荷重漸増解析モデル」という。）により求まる水平方向の変位量が等価となるせん断断面積を採用する。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-4に示す。

ここで、コンクリート剛性については、実現象に近い応答を模擬するという観点から、建設時コンクリートの91日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。なお、地震応答解析モデルに用いる補強部の剛性を考慮した振動モデルを設定するにあたっては、耐震補強を行う部分に係わる耐震壁並びにそれらに付属した柱・はり（以下「補強部」という。）については、剛性・強度及び変形に保守性を確保する観点から、設計基準強度 F_c を採用し、一方、既存部については、コンクリート実強度を採用して荷重漸増解析を行い、層単位の荷重-変形関係を求め、せん断スケルトン曲線を設定している。このスケルトン曲線を振動モデルに適用する際の等価なせん断断面積は、層の過半を占める既存部の実強度に基づくせん断弾性係数で代表させている。

表3-4 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート*： $\sigma_c=43.1$ (N/mm ²) ($\sigma_c=440$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD345	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート*： $\sigma_c=39.2$ (N/mm ²) ($\sigma_c=400$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD345	2.79×10^4	1.16×10^4	5

注記 *：実強度に基づくコンクリート強度。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、等価せん断要素で構成される質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。なお、せん断剛性及びスケルトン曲線は、3次元モデルによる荷重漸増解析に基づき設定する。地震応答解析モデルを図3-3に、地震応答解析モデルの諸元を表3-5に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)により、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「S T - C R O S S」を用いる。

また、埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」により、Novak の方法に基づき求めた水平ばねを、基礎底面地盤ばねと同様に、近似法により定数化して用いる。建屋側面の水平ばねの評価には、解析コード「N O V A K」を用いる。

解析モデルへの入力地震動は、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する。また、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。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-4に示す。入力地震動の算定には、解析コード「T D A S」を用いる。

基準地震動 S_s に対する地盤定数を表3-6～表3-13に示す。なお、地盤定数は地盤のひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。ひずみ依存特性については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置(T.M.S.L. 5.1m)における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-5に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3-14～表3-21に示す。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

T. M. S. L. (m)

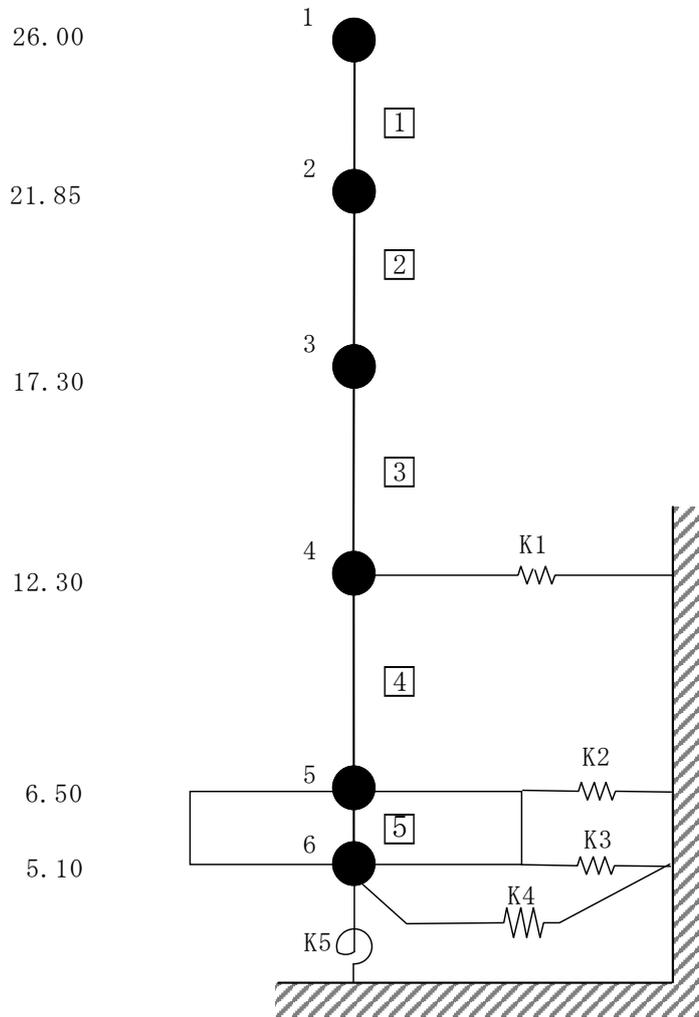


図 3-3 地震応答解析モデル

表 3-5 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	部材 番号	等価せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
1	9970	4.3			
			①	4.2	—
2	49470	219.7			
			②	23.7	—
3	52630	233.8			
			③	42.1	—
4	64940	288.5			
			④	53.3	—
5	86130	382.6			
			⑤	2482.0	1102000
6	41700	185.2			
合計	304840	1314.1			

① 建屋部

ヤング係数 E	2.88×10^4 (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	1.20×10^4 (N/mm ²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数 h	5 %

② 基礎スラブ

ヤング係数 E	2.79×10^4 (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	1.16×10^4 (N/mm ²)
ポアソン比 ν	0.20
減衰定数 h	5 %

基礎形状 34.0m(NS 方向) × 73.0m(EW 方向)

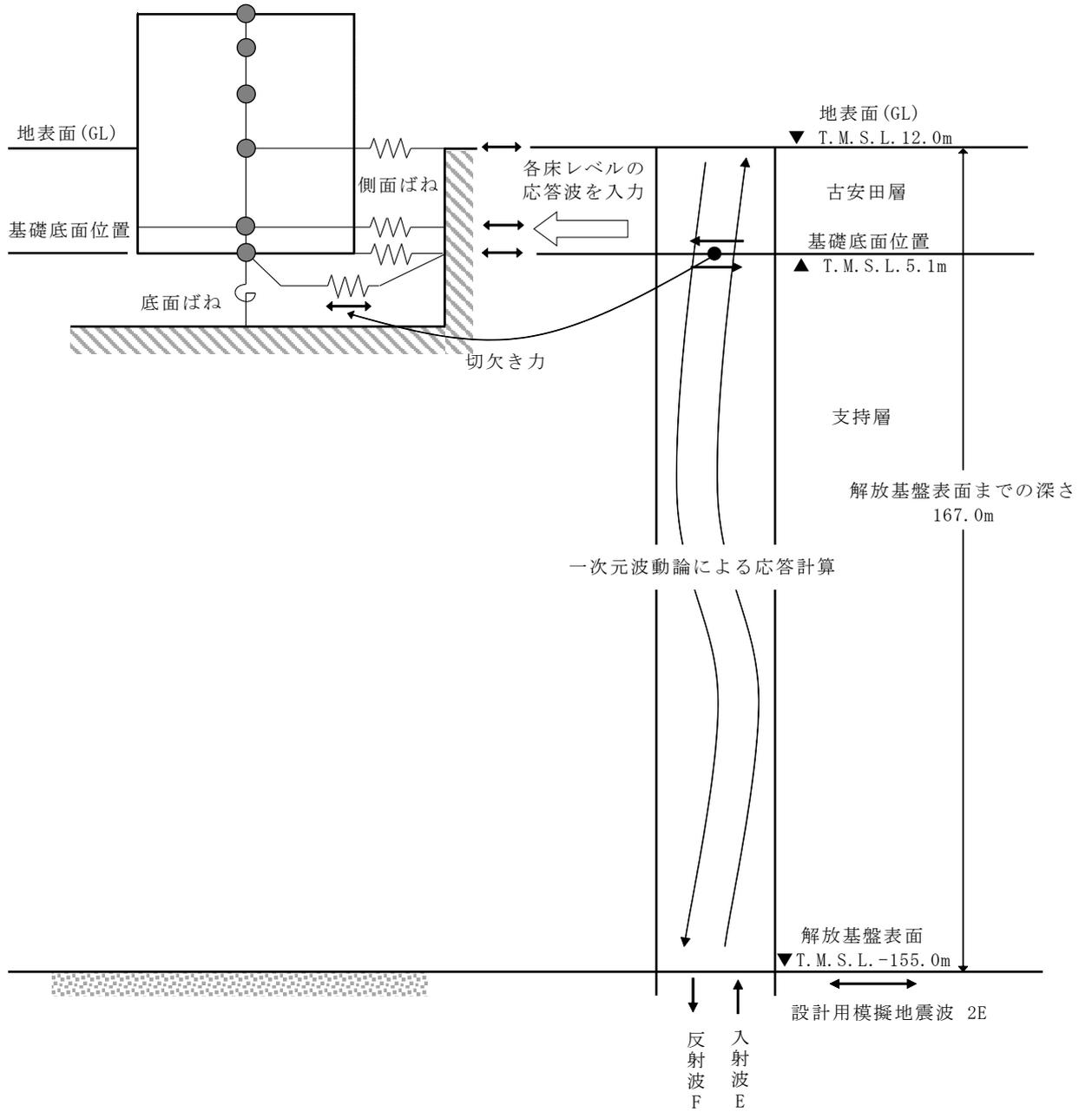


図 3-4 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

表 3-6 地盤定数 (Ss-1)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.36	1.92	0.71	4
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.18	4.75	0.88	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.21	6.14	0.85	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-7 地盤定数 (Ss-2)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-8 地盤定数 (Ss-3)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.49	1.92	0.78	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	4.16	0.93	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.03	4.75	0.85	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.15	6.14	0.84	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.23	8.32	0.87	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-9 地盤定数 (Ss-4)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.47	1.92	0.77	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.37	4.75	0.92	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-10 地盤定数 (Ss-5)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.51	1.92	0.79	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.40	6.14	0.88	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.48	8.32	0.90	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-11 地盤定数 (Ss-6)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.45	1.92	0.76	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.95	4.16	0.95	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.52	6.14	0.90	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.65	8.32	0.92	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-12 地盤定数 (Ss-7)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.47	1.92	0.77	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	4.16	0.93	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.34	6.14	0.87	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

表 3-13 地盤定数 (Ss-8)

標高 T. M. S. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単体体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 Go ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/Go	減衰 定数 h (%)
12.0 5.1	古安田層	330	17.3	0.462	1.51	1.92	0.79	3
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.86	4.16	0.93	3
-90.0		530	16.6	0.446	4.18	4.75	0.88	3
-136.0		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
-155.0		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	—

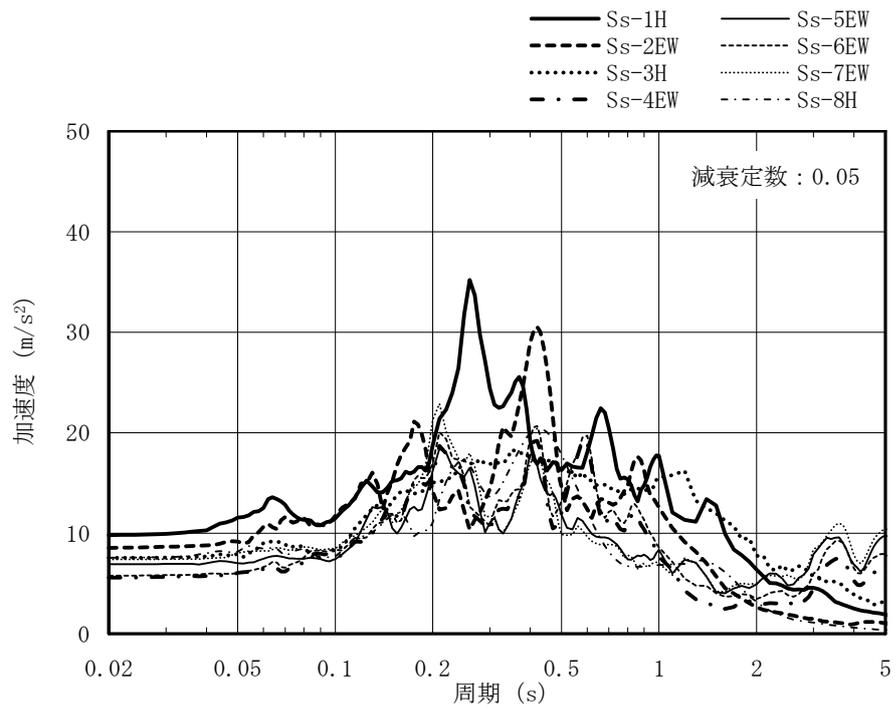


図 3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , EW 方向, T.M.S.L. 5.1m)

表 3-14 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.53×10^6	5.06×10^5
K2	5	側面・並進	2.12×10^6	7.01×10^5
K3	6	側面・並進	4.11×10^5	1.36×10^5
K4	6	底面・並進	5.86×10^7	1.97×10^6
K5	6	底面・回転	8.09×10^{10}	1.61×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-15 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-2, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.51×10^6	5.03×10^5
K2	5	側面・並進	2.09×10^6	6.97×10^5
K3	6	側面・並進	4.05×10^5	1.36×10^5
K4	6	底面・並進	5.84×10^7	1.97×10^6
K5	6	底面・回転	8.09×10^{10}	1.61×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-16 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-3, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.67×10^6	5.26×10^5
K2	5	側面・並進	2.32×10^6	7.29×10^5
K3	6	側面・並進	4.51×10^5	1.42×10^5
K4	6	底面・並進	5.86×10^7	1.97×10^6
K5	6	底面・回転	8.06×10^{10}	1.61×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-17 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-4, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.65×10^6	5.24×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.26×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	6.08×10^7	2.01×10^6
K5	6	底面・回転	8.40×10^{10}	1.64×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-18 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-5, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.70×10^6	5.30×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.34×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.43×10^5
K4	6	底面・並進	6.01×10^7	1.99×10^6
K5	6	底面・回転	8.30×10^{10}	1.63×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-19 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-6, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.63×10^6	5.21×10^5
K2	5	側面・並進	2.26×10^6	7.22×10^5
K3	6	側面・並進	4.38×10^5	1.40×10^5
K4	6	底面・並進	6.06×10^7	2.00×10^6
K5	6	底面・回転	8.37×10^{10}	1.64×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-20 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-7, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.65×10^6	5.24×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.25×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	5.93×10^7	1.98×10^6
K5	6	底面・回転	8.20×10^{10}	1.62×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

表 3-21 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-8, EW 方向)

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	4	側面・並進	1.70×10^6	5.29×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.33×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.43×10^5
K4	6	底面・並進	5.91×10^7	1.98×10^6
K5	6	底面・回転	8.16×10^{10}	1.62×10^9

注記*1 : K1, K2, K3, K4はkN/m K5はkN・m/rad
 *2 : K1, K2, K3, K4はkN・s/m K5はkN・m・s/rad

3.5.2 解析方法

サービス建屋の地震応答解析には、解析コード「T D A S」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 解析条件

(1) 建物・構築物の復元力特性

サービス建屋の地震応答解析に用いるモデルは、それらの構造要素の等価剛性と非線形特性を考慮する。この等価剛性と非線形特性は、構造物全体をそれぞれ耐震壁及び柱・はりの立体フレームにモデル化し、荷重漸増解析に基づき設定する。荷重漸増解析モデルに考慮した耐震壁を図 3-6 に示す。サービス建屋の荷重漸増解析には、解析コード「Hyper Statics and Dynamics Ver. 2.57」を用いる。なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

以下に荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は、保有水平耐力の外力分布形状を用いる。
- ・加力方向は正負方向について実施し、1 階の耐力が低くなる加力方向を採用する。
- ・加力方向におけるいずれかの層の最大層間変形角が 1/25 に達した時点で解析を終了する。
- ・初期応力として長期応力を考慮する。
- ・ $Q-\delta$ における層間変位計算用節点位置は重心位置とする。

以上の荷重漸増解析より求めた荷重-変形関係から図 3-7 に示す方法により、各階の非線形特性を算出する。なお、せん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。そのせん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-8 に示す。

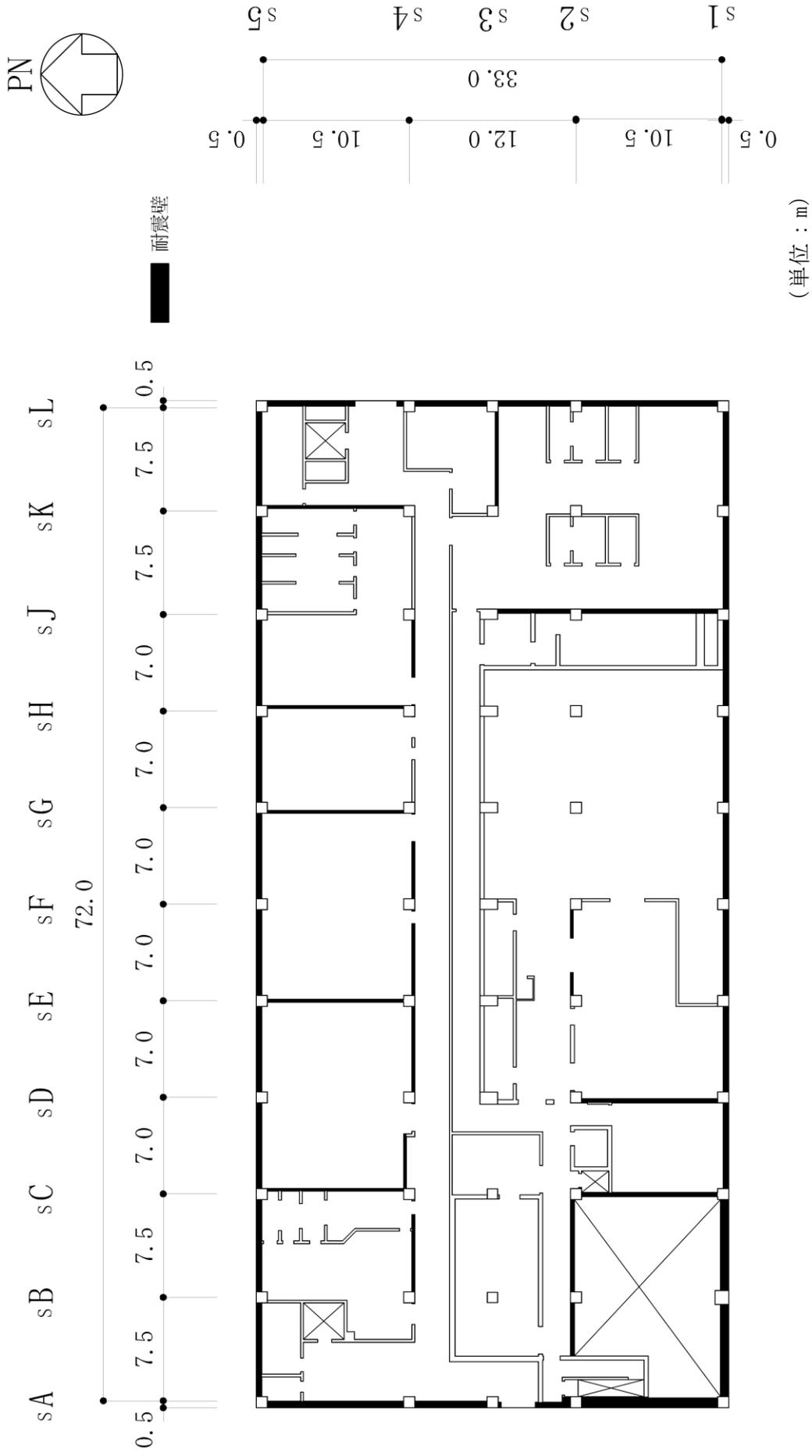


図 3-6 荷重漸増解析モデルに考慮した耐震壁 (B1F, T.M.S.L. 6.50m) (1/4)

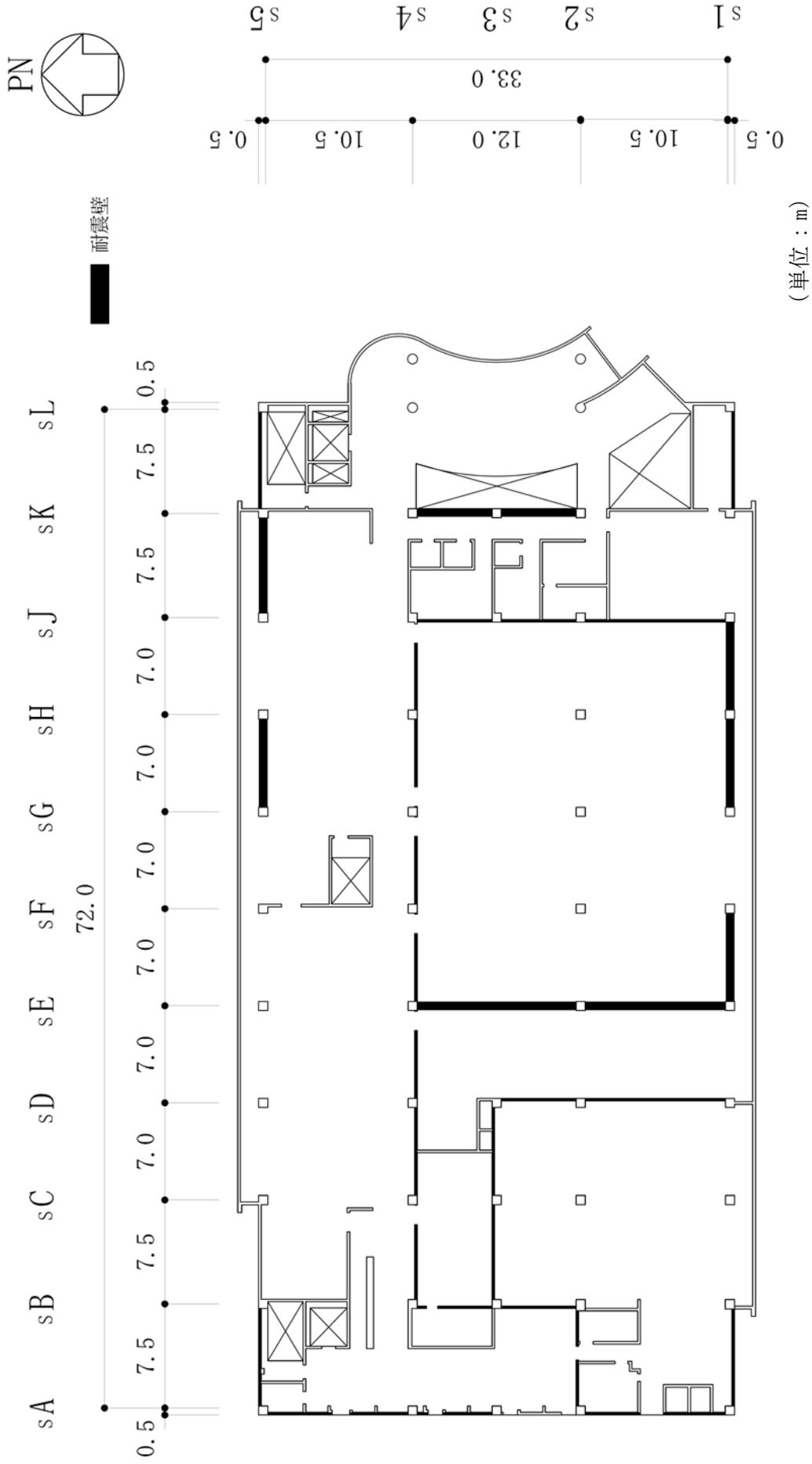
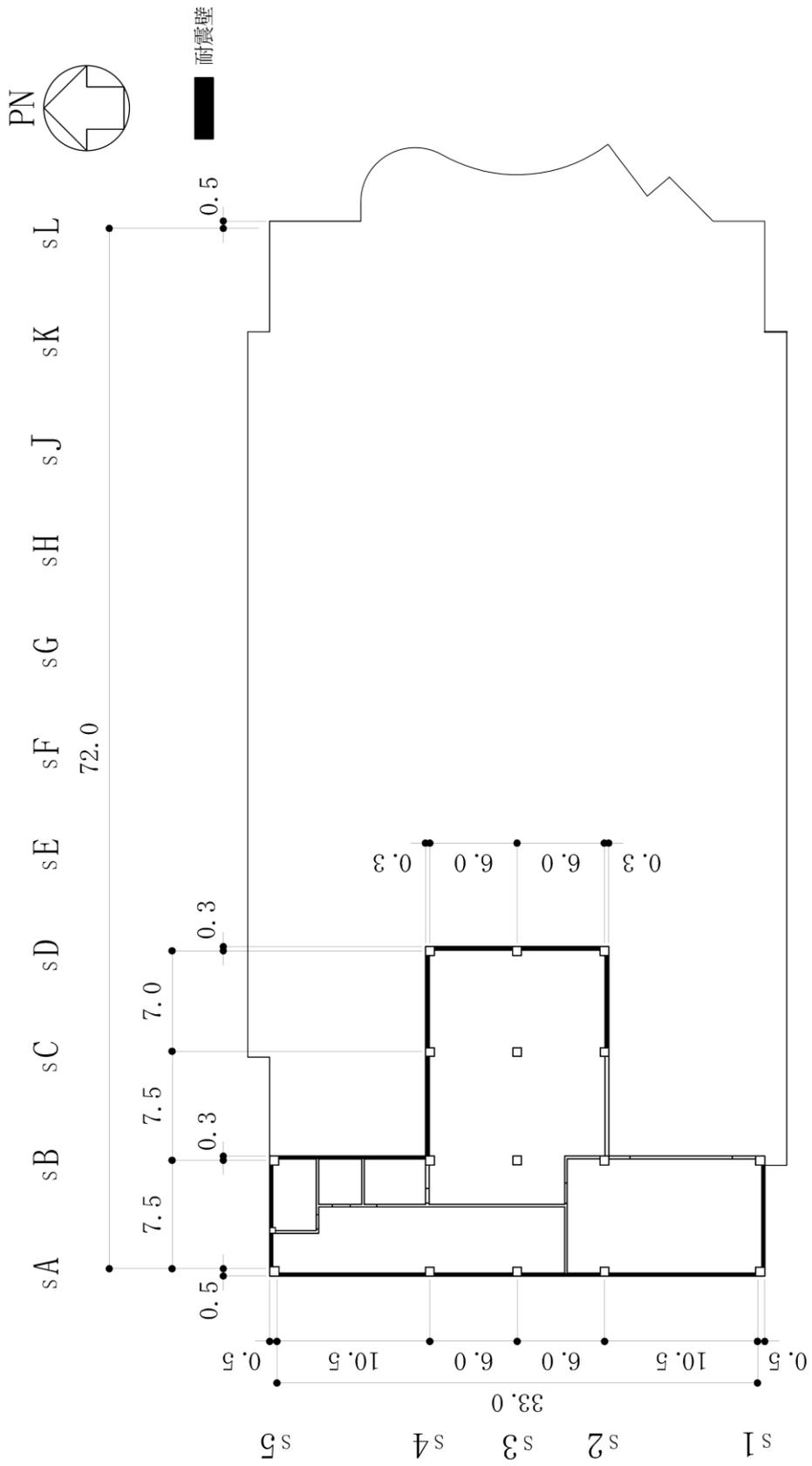


図 3-6 荷重漸増解析モデルに考慮した耐震壁 (2F, T.M.S.L. 17.30m) (3/4)



(単位 : m)

図 3-6 荷重漸増解析モデルに考慮した耐震壁 (3F, T.M.S.L. 21.85m) (4/4)

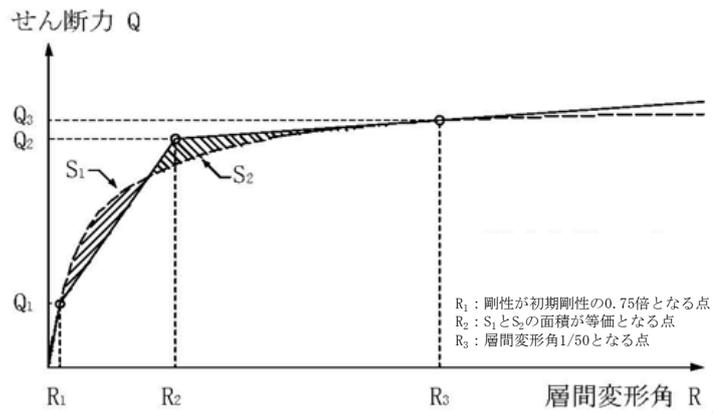
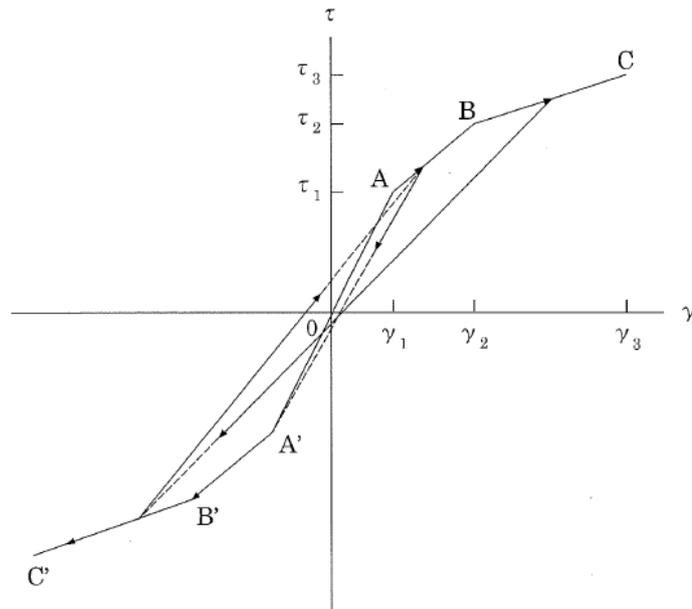


図 3-7 せん断力-層間変形角の関係 (層単位)



- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 せん断力-せん断ひずみ関係の履歴特性 (層単位)

(2) 荷重漸増解析モデルに用いる建物・構築物の物性値

荷重漸増解析モデルに用いる建物・構築物の物性値を表 3-22 に示す。

なお、補強部については、剛性・強度及び変形に保守性を確保する観点から、設計基準強度 F_c を採用する。

表 3-22 荷重漸増解析モデルに用いる建物・構築物の物性値

部位		使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
建屋部	既存部	コンクリート* : $\sigma_c=43.1$ (N/mm ²) ($\sigma_c=440$ kgf/cm ²) 鉄筋 : SD345	2.88×10^4	1.20×10^4
	補強部	コンクリート : $F_c=32.3$ (N/mm ²) ($F_c=330$ kgf/cm ²) 鉄筋 : SD345	2.50×10^4	1.04×10^4
基礎スラブ		コンクリート* : $\sigma_c=39.2$ (N/mm ²) ($\sigma_c=400$ kgf/cm ²) 鉄筋 : SD345	2.79×10^4	1.16×10^4

注記* : 実強度に基づくコンクリート強度。

(3) スケルトン曲線の諸数値

サービス建屋の層単位のせん断力のスケルトン曲線の諸数値を表 3-23 に示す。
また、それらのせん断力-変位曲線を図 3-9 に示す。

表 3-23 せん断力のスケルトン曲線 (Q- γ 関係, EW 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q_3 ($\times 10^4$ kN)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	1.25	0.247	3.10	3.16	3.28	20.0
2F	5.55	0.195	13.2	2.56	13.9	20.0
1F	8.68	0.172	19.2	1.91	20.5	20.0
B1F	12.8	0.200	31.0	2.48	32.6	20.0

K7 ① V-2-11-2-1 R0

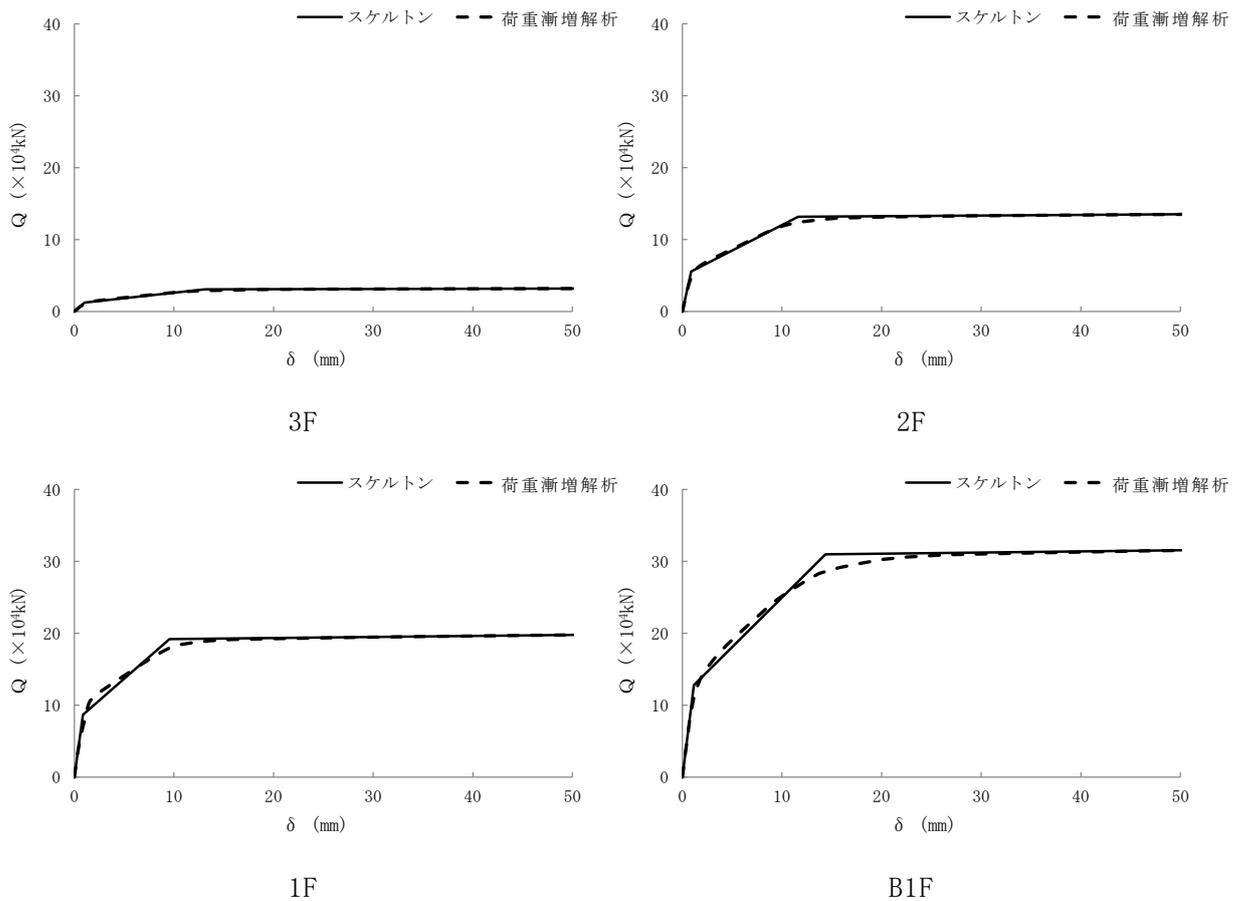


図 3-9 せん断力-変位曲線 (EW 方向)

3.5.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 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、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさ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の応答値のいずれかが最大となる地震動（基準地震動 Ss-1 及び Ss-2）に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、建設時コンクリートの 91 日強度の平均値程度の 43.1N/mm^2 を基本とし、91 日強度の $\pm 1\sigma$ を考慮する。更にマイナス側については、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値を考慮する。プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさ検討にあたっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき ($\pm 1\sigma$) を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表 3-24 に示す。

表 3-24 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm^2)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (建屋剛性 + σ , 地盤剛性 + σ)	実強度 + σ (46.0N/mm^2)	標準地盤 + σ (古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ)	実強度 - σ (40.2N/mm^2)	標準地盤 - σ (古安田層-25%, 西山層-10%)	
④ケース 4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm^2)	標準地盤	
⑤ケース 5 (建屋剛性 - 2σ)	実強度 - 2σ (37.2N/mm^2)	標準地盤	

3.6 評価方法

サービス建屋の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 地盤の支持性能の評価方法

地盤の支持性能の評価は、鉛直力（建物総重量とする）と質点系モデルによる水平方向の地震応答解析結果（転倒モーメント）から求まる建屋基礎底面の最大接地圧が、古安田層の極限支持力度を超えないことを確認する。

3.6.2 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、層間変形角を算出し、最大層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。

3.6.3 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示すサービス建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と V-2-2-9「コントロール建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算出し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、7号機原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

更に、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、両建屋の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 地盤の支持性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面の最大接地圧 (EW 方向) を表 4-1 に示す。

その結果, ケース 1 (工認モデル) において, 最大接地圧は 235kN/m^2 (S_s-1) である。また, 材料物性の不確かさを考慮した場合の最大接地圧は 244kN/m^2 (ケース 3, 建屋剛性 $- \sigma$, 地盤剛性 $- \sigma$) であり, いずれの場合においても許容限界 (1530kN/m^2) を超えないことを確認した。

表 4-1 建屋基礎底面の最大接地圧 (EW 方向)

(単位: kN/m^2)

ケース 方向	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	許容限界
EW	235 (S_s-1)	221 (S_s-1)	244 (S_s-1)	231 (S_s-1)	237 (S_s-1)	1530

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は, 基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 に対して実施。

4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する最大層間変形角 (EW 方向) を表 4-2 に示す。

その結果, ケース 1 (工認モデル) において, 最大層間変形角は $1/557$ (2 階) である。また, 材料物性の不確かさを考慮した場合の最大層間変形角は, 最大で $1/437$ (3 階, ケース 5, 建屋剛性 $- 2\sigma$, 標準地盤剛性) であり, いずれの場合においても許容限界 ($1/120$) を超えないことを確認した。

表 4-2 建屋の最大層間変形角 (EW 方向)

ケース 方向	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	許容限界
EW	$1/557$ (S_s-1)	$1/738$ (S_s-1)	$1/478$ (S_s-1)	$1/590$ (S_s-1)	$1/437$ (S_s-1)	$1/120$

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は, 基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 に対して実施。

4.3 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋間の最大相対変位（EW 方向）を表 4-3 に示す。

その結果、ケース 1（工認モデル）において、最大相対変位は、コントロール建屋質点レベル T. M. S. L. 24.10m（サービス建屋質点レベル T. M. S. L. 26.00m～21.85m の中間レベル）で 56.3mm（ S_s-1 ）である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一の床レベルで 70.9mm（ケース 3，建屋剛性 $-\sigma$ ，地盤剛性 $-\sigma$ ）であり、いずれの場合においても許容限界（100mm）を超えないことを確認した。

表 4-3 サービス建屋とコントロール建屋の最大相対変位（EW 方向，絶対値和）

（単位：mm）

コントロール建屋		サービス建屋		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	許容限界
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)						
①	24.10	*	26.00 ～21.85	56.3 (S_s-1)	42.3 (S_s-1)	70.9 (S_s-1)	53.1 (S_s-1)	60.9 (S_s-1)	100
②	17.30	③	17.30	42.6 (S_s-1)	32.8 (S_s-1)	54.7 (S_s-1)	40.8 (S_s-1)	43.8 (S_s-1)	
③	12.30	④	12.30	32.6 (S_s-1)	24.8 (S_s-1)	44.5 (S_s-1)	31.4 (S_s-1)	33.4 (S_s-1)	
④	6.50	⑤	6.50	25.2 (S_s-1)	19.5 (S_s-1)	33.1 (S_s-1)	25.1 (S_s-1)	25.3 (S_s-1)	

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 に対して実施。

注記*：コントロール建屋（T. M. S. L. 24.10m）の質点①の相対変位に加算するサービス建屋の相対変位は、サービス建屋の上下階の質点間（T. M. S. L. 26.00m～21.85m）で線形補間して算定