

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

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補足-026-13 改3
提出年月日	2020年9月18日

工事計画に係る説明資料

(サービス建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料)

2020年9月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 サービス建屋の耐震補強計画について

別紙 1-1 サービス建屋の建設時の構造計画概要

別紙 1-2 サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定方法について

別紙 1-3 サービス建屋の側面地盤ばねの考え方について

別紙 1-4 建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について

別紙 2 サービス建屋の地震応答解析結果について

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 4 サービス建屋の NS 方向の地震応答解析結果について

別紙 5 支持地盤の極限支持力度の設定について

別紙1 サービス建屋の耐震補強計画について

目 次

1. 概要	別紙1-1
2. 耐震補強方針	別紙1-1
3. 適用規格・規準等	別紙1-3
4. 補強工法の選定	別紙1-3
5. 壁の新設・増厚を行う位置の選定について	別紙1-3
6. 新設又は増厚する耐震壁の構造計画の概要	別紙1-3

別紙1-1 サービス建屋の建設時の構造計画概要

別紙1-2 サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定方法について

別紙1-3 サービス建屋の側面地盤ばねの考え方について

別紙1-4 建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について

1. 概要

本資料は、サービス建屋で実施する耐震補強計画について説明するものである。

2. 耐震補強方針

サービス建屋は、地震時変形を抑制することを目的として、耐震補強を実施する。耐震補強は、既存建物の地震応答解析結果を踏まえ、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の「3.4 許容限界」を満足することを目標とする。

耐震補強の検討フローを図 2-1 に示す。

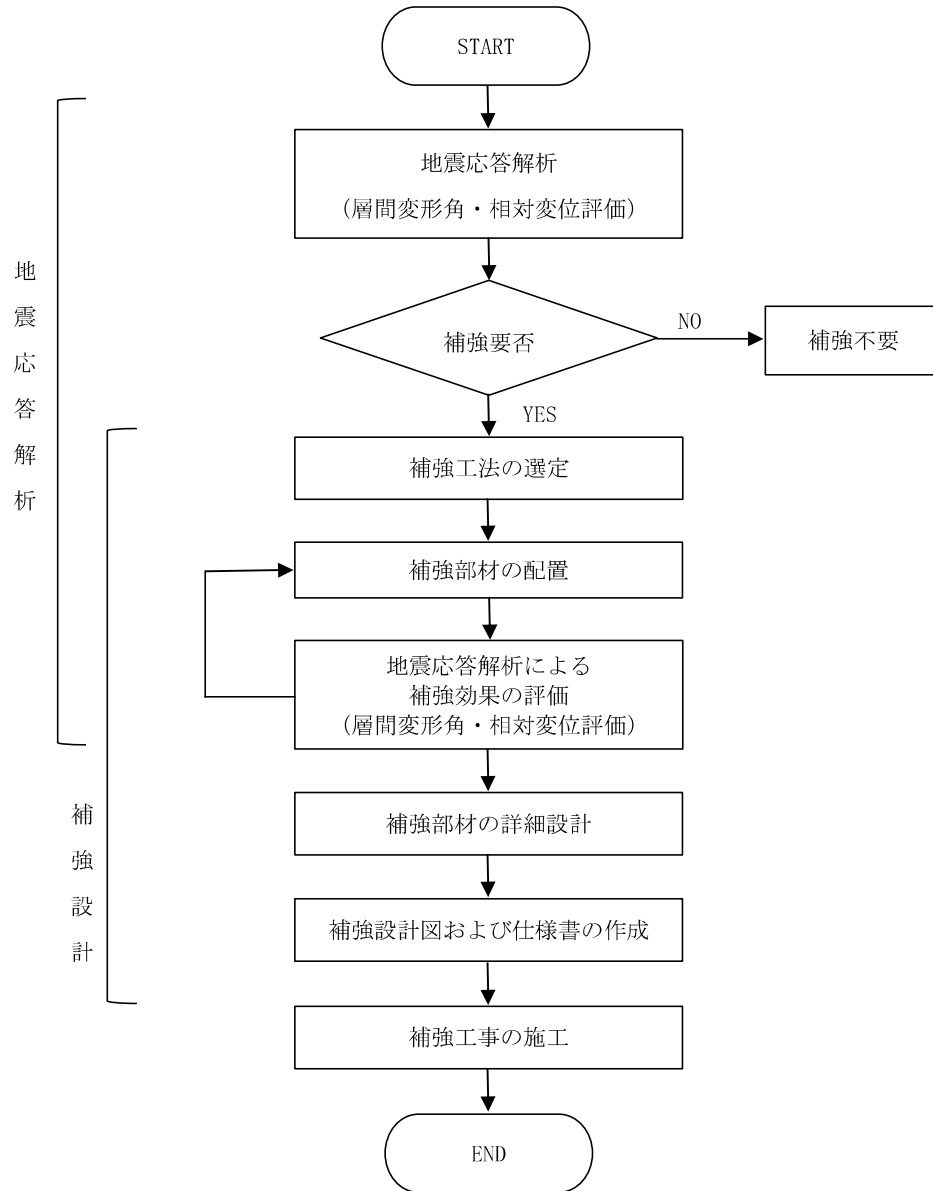


図 2-1 耐震補強の検討フロー

3. 適用規格・規準等

サービス建屋の耐震補強設計を行う際に適用する規格・規準等を以下に示す。

- ・建築基準法・同施行令
- ・既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説（日本建築防災協会，2017 改訂）
- ・既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説（日本建築防災協会，2017 改訂）
- ・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 改定）

4. 補強工法の選定

耐震性能の向上を図る方法は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」（以下「改修設計指針」という。）によると，強度補強，靱性補強，損傷集中の回避，地震力の低減及び基礎の補強が基本手段とされている。

サービス建屋は地震時変形を抑制することを目的とすることから，強度補強型の補強を選定した。選定した補強方法と補強概要を表 4-1 に示す。

表 4-1 補強方法と補強概要

補強分類	補強方法	補強概要
強度補強 (壁増設)	増設耐震壁 (新設する耐震壁)	既存のオープンプレームに壁を増設する方法で，既存骨組の四周面にあと施工アンカーを打設し，割裂防止筋を配することにより，既存フレームと増設耐震壁を一体化させる工法
	増打壁 (増厚する耐震壁)	既存壁を増打ちする方法で，既存骨組の四周面にあと施工アンカーを打設し，既存壁には表面の目荒らしに加え，シアコネクターを取付け，割裂防止筋を配することにより既存フレーム及び既存壁と増打壁を一体化させる工法

5. 壁の新設・増厚を行う位置の選定について

強度補強をする補強壁は，既存フレーム及び既存壁との一体化を図る必要があることから施工性も考慮しつつ，偏心等の耐震的なバランスにも配慮し選定した。

6. 新設又は増厚する耐震壁の構造計画の概要

サービス建屋の耐震補強により新設又は増厚する耐震壁（以下，それぞれ「新設部」，「増厚部」という。）の配置概要を図 6-1 に示す。また，補強した壁の断面詳細図を図 6-2 に，補強詳細図を図 6-3 に示す。

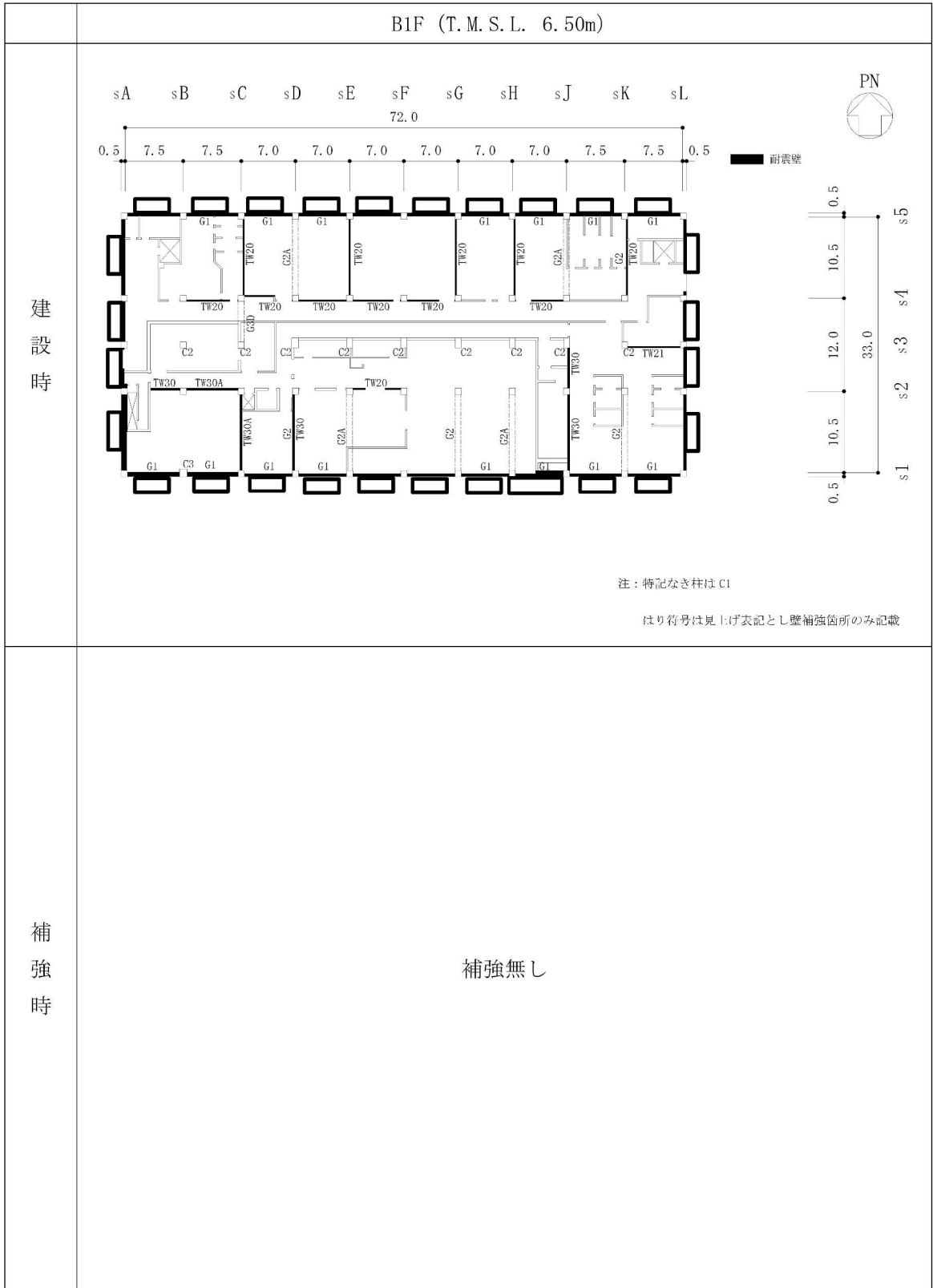


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (1/4)

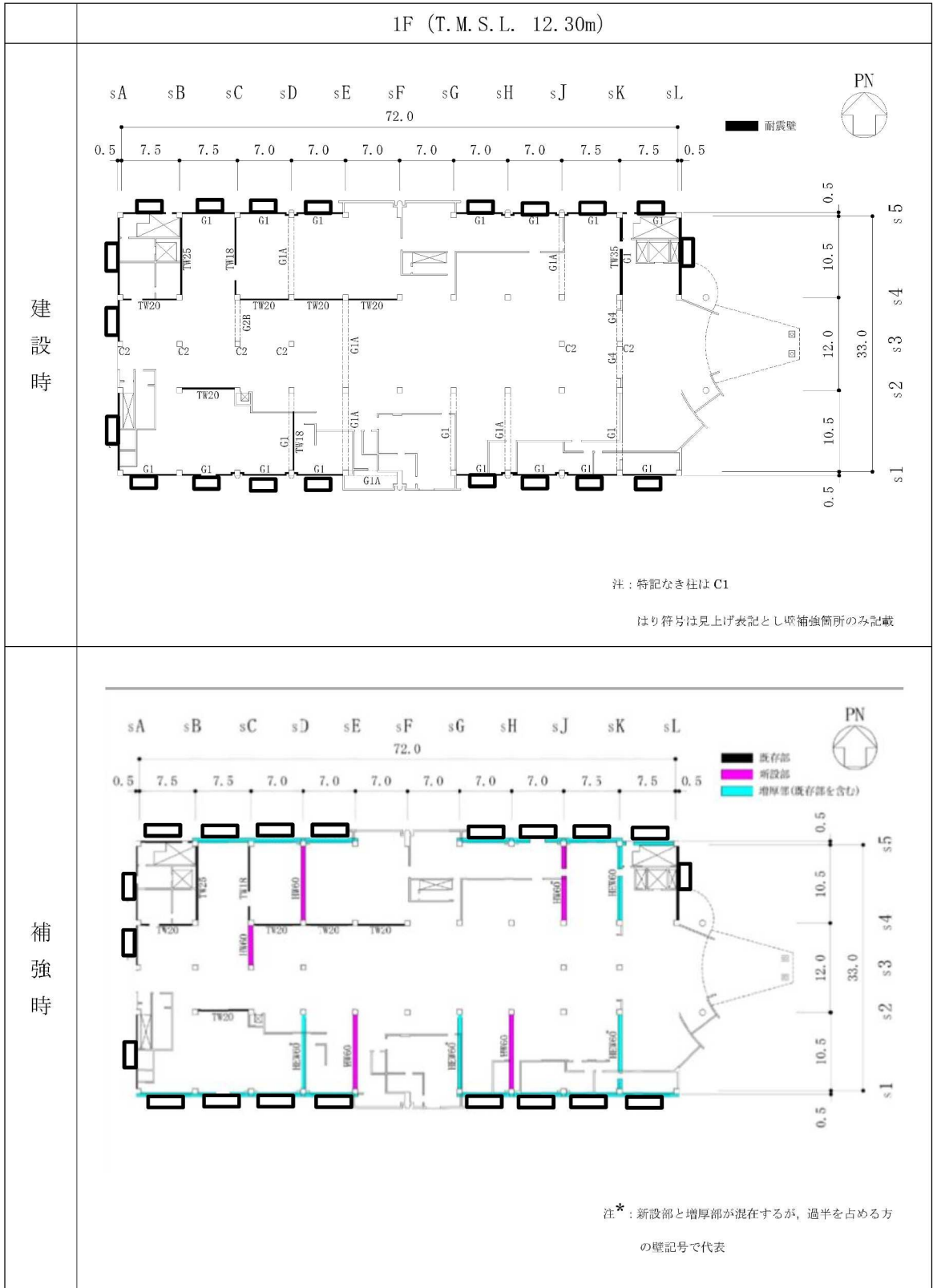


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (2/4)

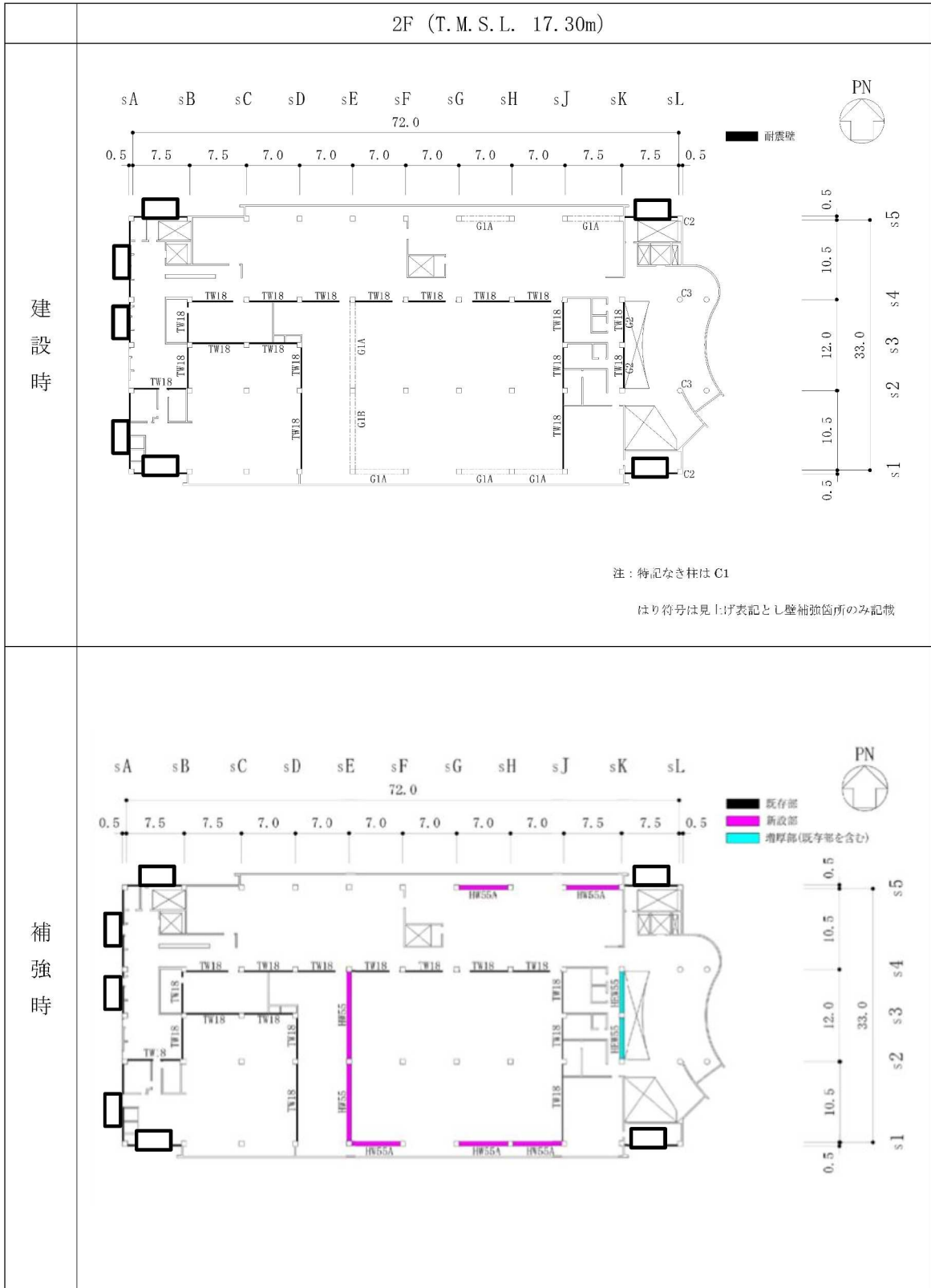


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (3/4)

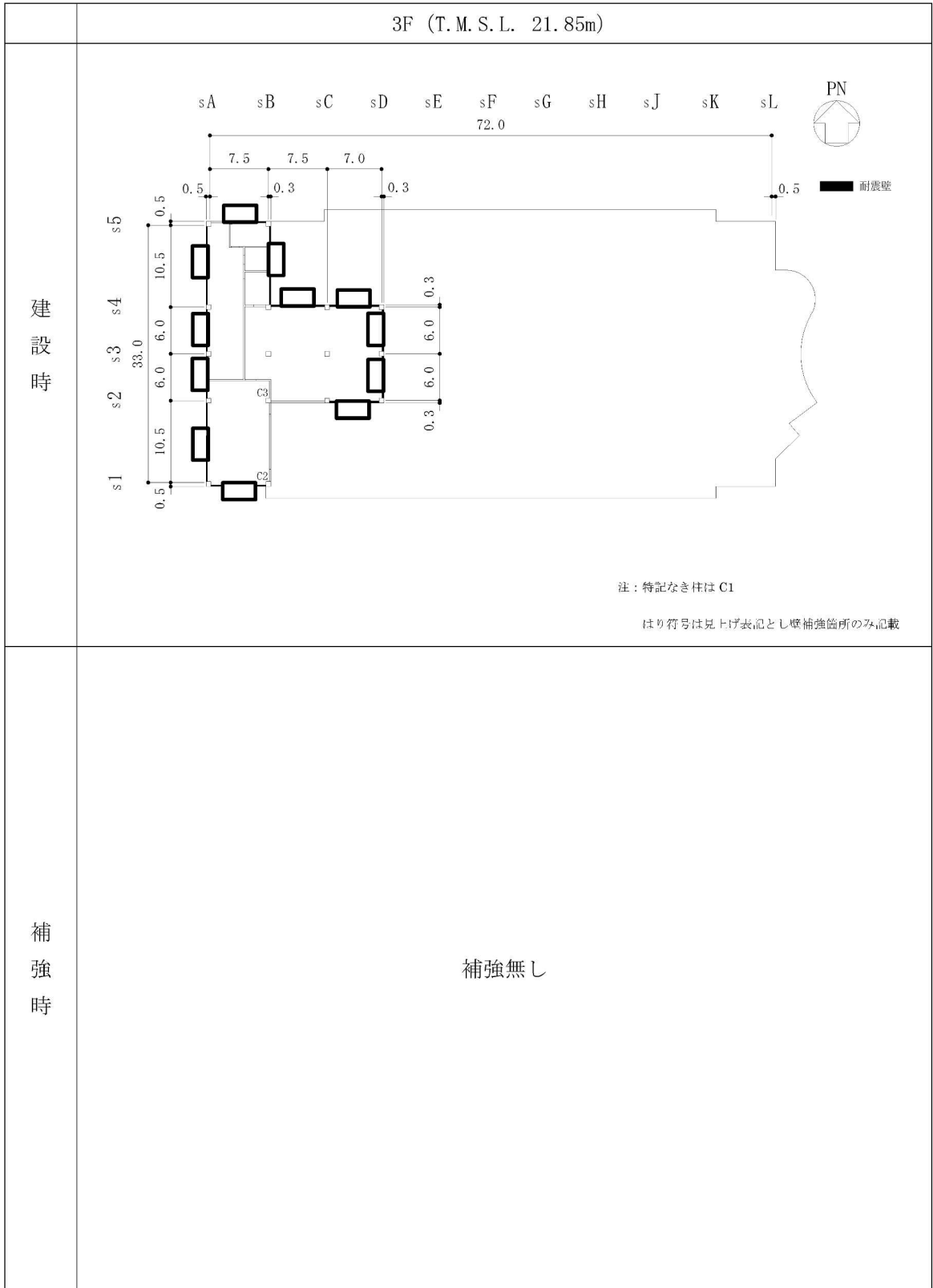


図 6-1 耐震壁の配置概要図 (4/4)

建設時	既存部					
	符号	TW \square	TW \square	TW \square	TW \square	TW \square
	断面					
	タテ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	ヨコ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	符号	TW \square A	TW \square			
	断面					
	タテ筋	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル			
	ヨコ筋	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル			
	注：符号に含まれる数値は \square を表す					
補強時	新設部又は増厚部					
	符号	HW \square	HW \square A	HW \square	HEW \square	HEW \square
	断面					
	タテ筋	D29@200 ダブル	D19@200 ダブル	D22@200 ダブル	D25@200 ダブル	D16@200 ダブル
	ヨコ筋	D29@200 ダブル	D19@200 ダブル	D22@200 ダブル	D25@200 ダブル	D16@200 ダブル
	符号	HEW \square	HEW \square	HEW \square		
	断面					
	タテ筋	D25@200 ダブル	D25@200 ダブル	D22@200 ダブル		
	ヨコ筋	D25@200 ダブル	D25@200 ダブル	D22@200 ダブル		
	注：符号に含まれる数値は \square を表す					

図 6-2 断面詳細図

耐震壁の新設 (HW55A)

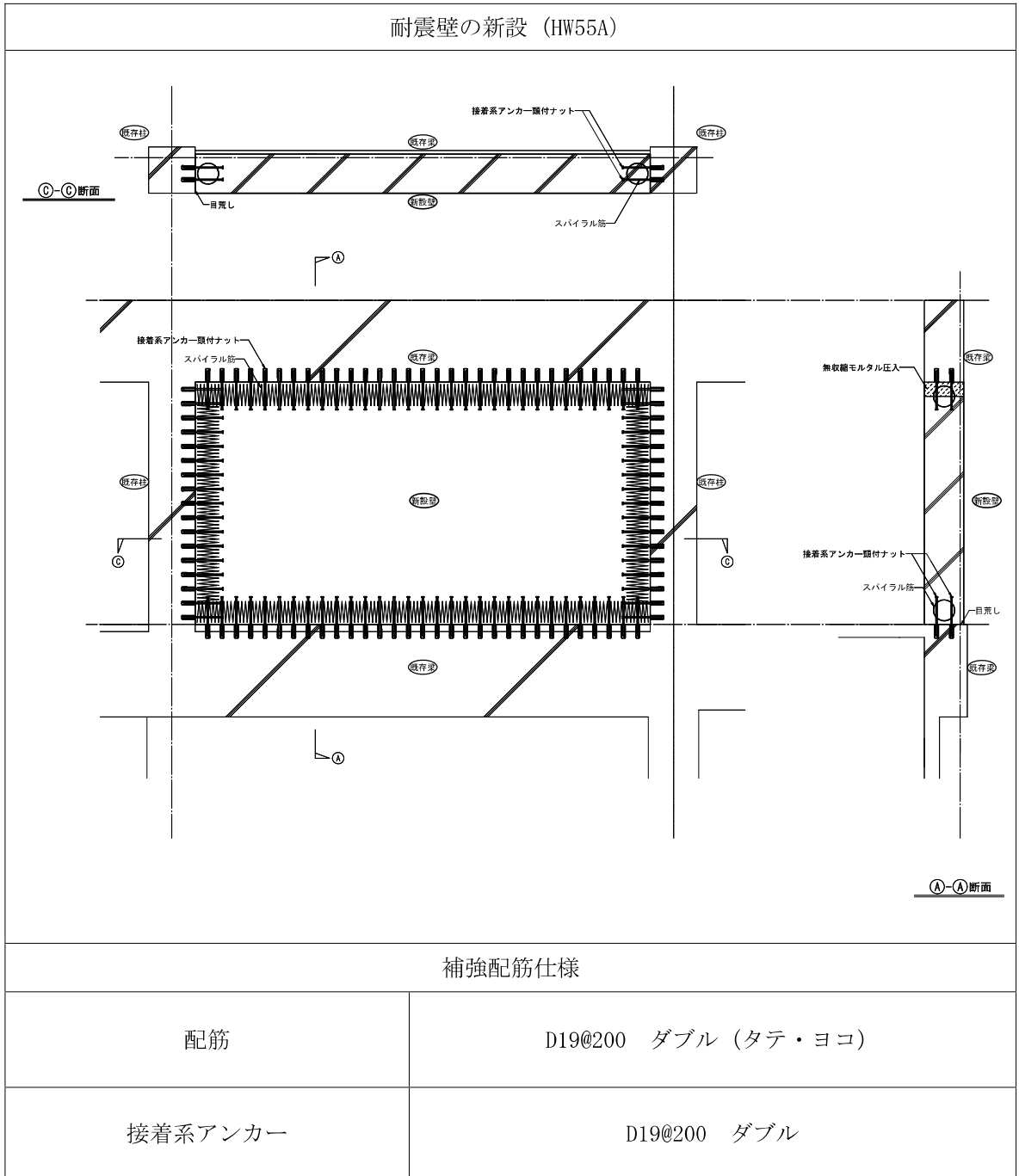


図 6-3 補強詳細図 (1/2)

耐震壁の増厚 (HEW56)

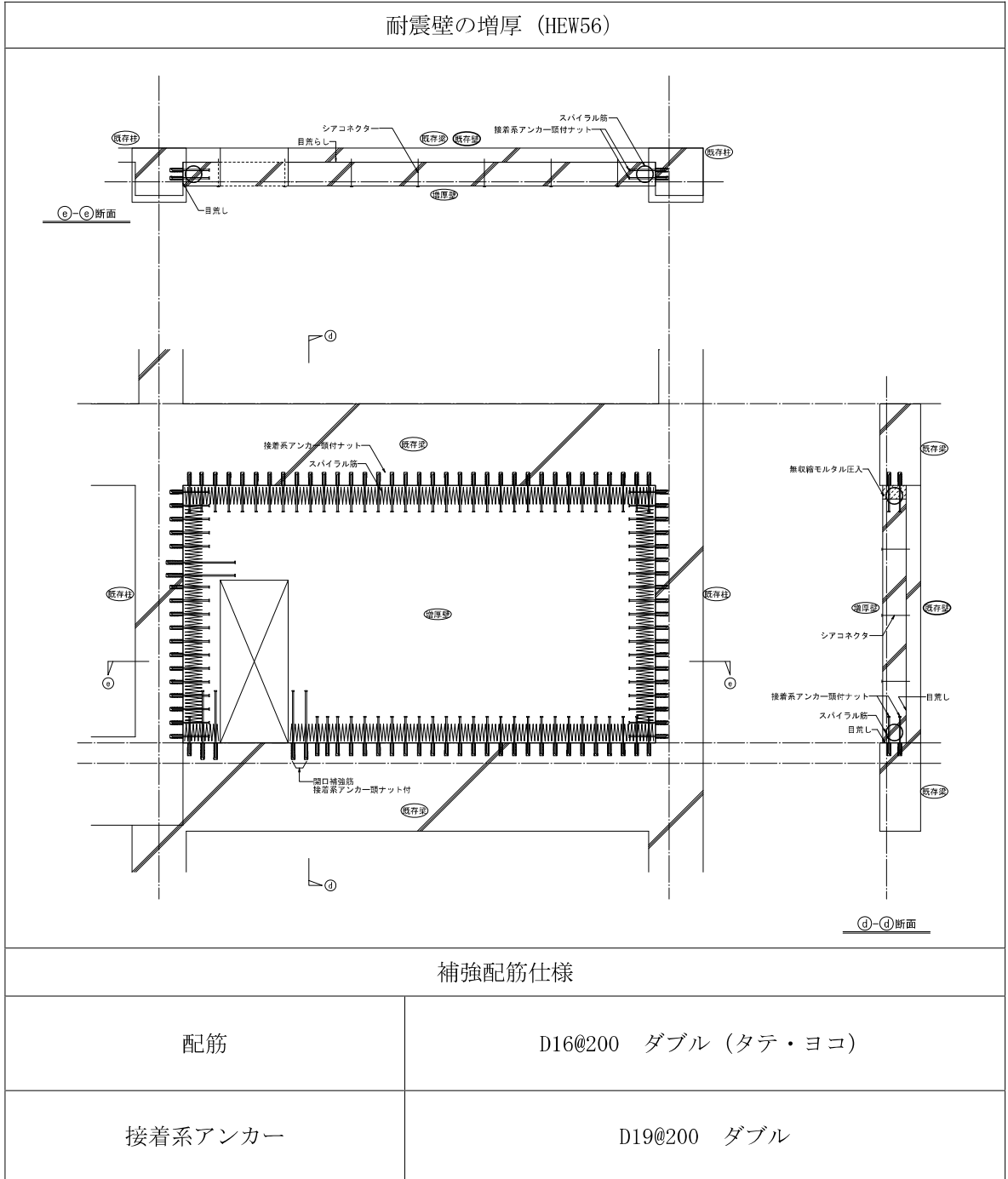


図 6-3 補強詳細図 (2/2)

別紙 1-1 サービス建屋の建設時の構造計画概要

1. 概要

本資料は、サービス建屋の建設時の構造計画概要を示すものである。

2. サービス建屋の建設時の構造計画概要

サービス建屋は、原子炉建屋等の入退域関連施設で、建築物としては建築基準法第6条建築確認及び建築基準法第7条完了検査の許認可を受けている建物である。サービス建屋の建設時の構造設計概要を表2-1、構造部材の断面詳細図を図2-1～図2-4に、それぞれ示す。

表 2-1 構造設計概要 (1/2)

構造概要	構造種別		鉄筋コンクリート造
	骨組形式		耐震壁付ラーメン構造
	基礎形式	基礎種別	直接基礎 (べた基礎)
		深さ	T. M. S. L. 5.10m
設計方針	計算ルート	短辺 (NS) 方向	ルート 3
		長辺 (EW) 方向	ルート 3
	その他		建屋にかかる水平力は耐震壁及びラーメン構造で負担する。
使用材料	コンクリート	基礎スラブ	$F_c=300 \text{ kg/cm}^2$
		上部躯体	$F_c=330 \text{ kg/cm}^2$
	鉄筋		SD345
荷重・外力	床荷重	固定荷重 (DL)	構造物の自重
		機器荷重 (EL)	主要機器の荷重
		配管荷重 (PL)	配管による荷重
		積載荷重 (LL)	人員荷重等
	積雪荷重 (SNL)	最深積雪量	170 cm
		単位重量	$3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{cm}$
	地震荷重 (S)	層せん断力係数	$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$
		地震地域係数	$Z=1.0$
		地盤種別	第 1 種地盤
		設計用一次固有周期	$T=0.280 \text{ s}$ (両方向) 略算値
		振動特性係数	$R_t=1.0$
		標準せん断力係数	$C_0=0.2$
	風荷重	地下震度*	$K=0.1 \cdot n \cdot (1-H/40) \cdot Z$
速度圧		$q = 60\sqrt{h}$ ($h \leq 16\text{m}$)	
		$q = 120\sqrt{h}$ ($h > 16\text{m}$)	
風力係数	$C=1.2$		
設計方針	断面算定		鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) による

注記 * : 水平地震力算定用の地盤面は T. M. S. L. 12.0m とする。

表 2-2 構造設計概要 (2/2)

層間変形角	短辺 (NS) 方向	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1/2520
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1/2620
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1/2480
	長辺 (EW) 方向	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1/1890
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1/2780
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1/2660
保有水平耐力	短辺方向 (S→N) (Qu/QuN)	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1.48
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1.43
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1.48
	長辺方向 (E→W) (Qu/QuN)	3F (T. M. S. L. 21.85m)	1.17
		2F (T. M. S. L. 17.30m)	1.17
		1F (T. M. S. L. 12.30m)	1.16
耐震壁	<p>耐震壁は建築基準法施行令 (1987.6.5 施行) 第 78 条の 2 第 1 項又は同第 2 項の規定に基づき、下記の適合する壁とする。</p> <p>耐震壁は、柱、はりから成るフレームの内に、一体として打設された壁とする。</p> <p>壁厚は 12cm 以上とする。</p> <p>耐震壁に開口がある場合においては、開口周比が 0.4 以下とする。</p>		
適用規格・規準等	<p>設計に適用した規格・基準等を以下に示す。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・建築基準法・同施行令・告示 (1987.6.5 施行) ・日本工業規格 (JIS) (1977 年改訂) ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) ・建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 1988 改定) ・構造計算指針・同解説 (日本建築センター, 1991 改訂) ・建築耐震設計における保有耐力と変形性能 ((社) 日本建築学会, 1981 制定) 		

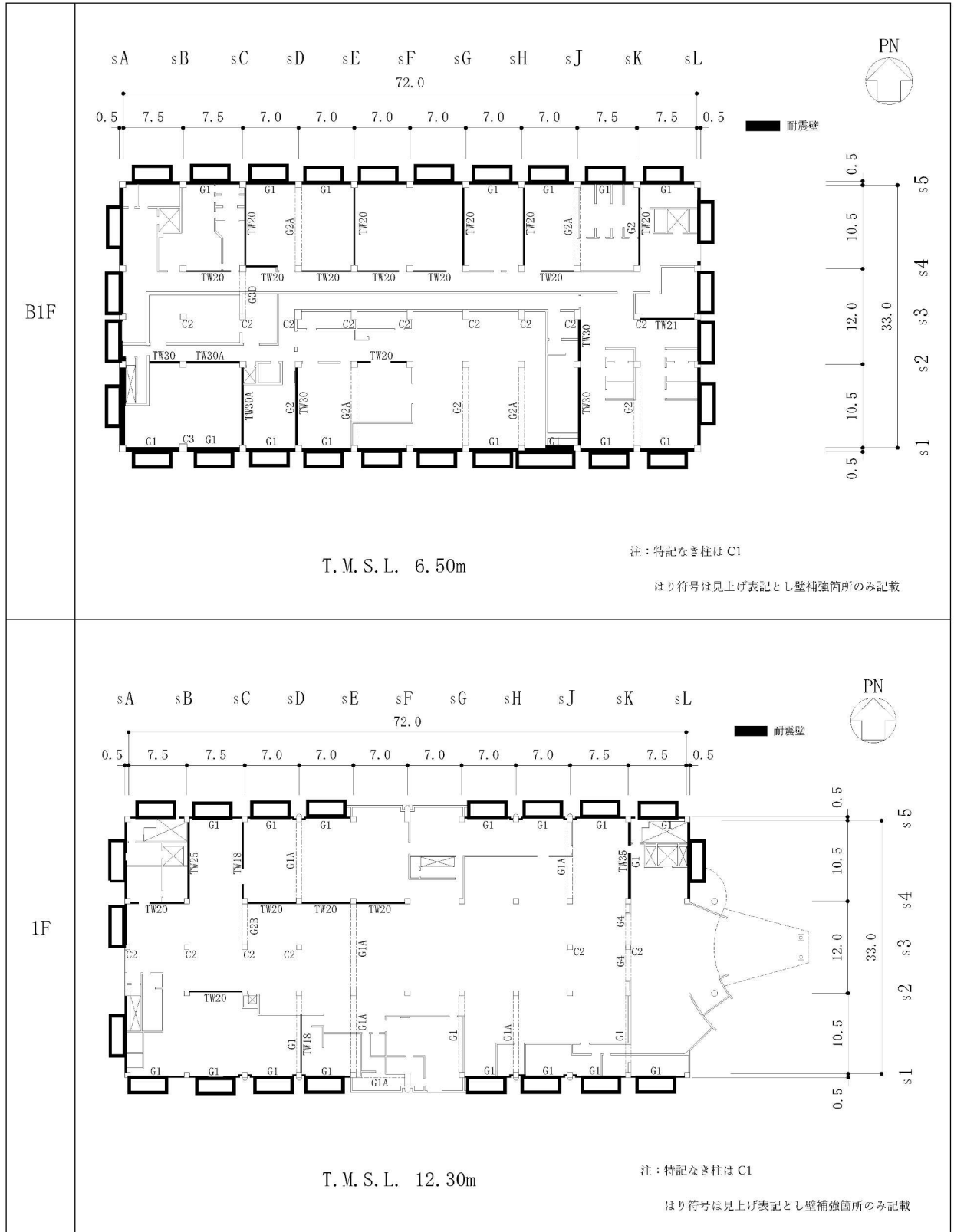


図 2-1 耐震壁の配置概要図 (1/2)

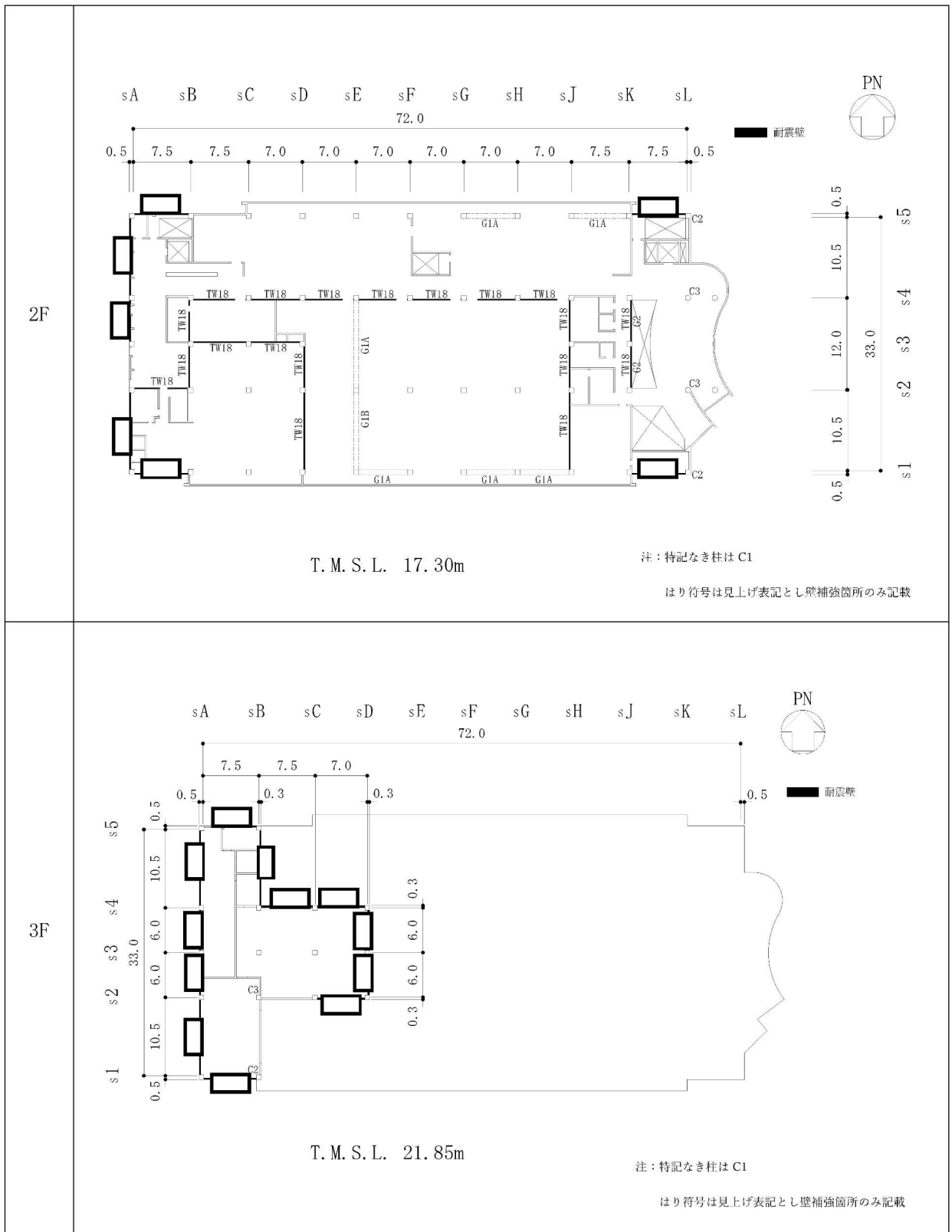


図 2-1 耐震壁の配置概要図 (2/2)

柱の配筋

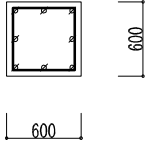
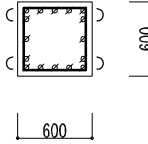
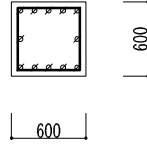
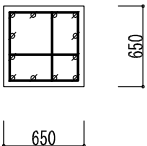
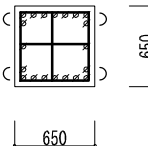
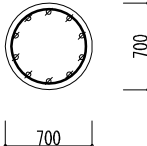
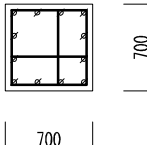
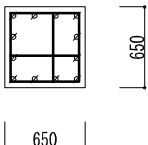
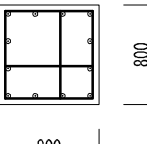
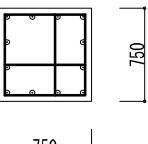
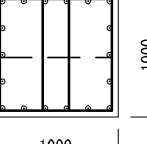
階	符号	C1	C2	C3
3階	断面			
	主筋	8-D22	16-D22	12-D22
	帯筋	□-D13@200	□-D13@200	□-D13@200
2階	断面			
	主筋	12-D22	20-D22	10-D22
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	○-D13@150
1階	断面			
	主筋	12-D22	12-D22	
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	
B1階	断面			
	主筋	12-D25	12-D25	18-D25
	帯筋	田-D13@200	田-D13@200	田-D13@100

図 2-2 断面詳細図 (柱)

はりの配筋

階	符号	G1A		G1B			G2	
	位置	端部	中央	外端	中央	内端	全断面	
2階	断面							
	上端筋	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25	6-D25	4-D25	
	下端筋	4-D25	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	4-D25	
	あばら筋	□-D13@200		□-D13@200			□-D13@200	
		G1A		G2B		G4		
	位置	全断面	端部	中央	端部	中央	s3端	全断面
1階	断面							
	上端筋	6-D25	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25
	下端筋	6-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25	4-D25	4-D25
	あばら筋	□-D13@200	□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200	□-D13@200
		G1	G2	G2A		G3D		
	位置	全断面	全断面	端部	中央	s3端	中央	s4端
B1階	断面							
	上端筋	7-D25	8-D25	8-D25	4-D25	6-D25	4-D25	5-D25
	下端筋	7-D25	8-D25	4-D25	8-D25	4-D25	5-D25	4-D25
	あばら筋	□-D13@200	□-D13@200	□-D13@200		□-D13@200		□-D13@200

図 2-3 断面詳細図 (はり)

耐震壁の配筋	符号	TW	TW	TW	TW
	断面				
	タテ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	ヨコ筋	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル	D13@200 ダブル
	符号	TW	TW	TW	TW
	断面				
	タテ筋	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル
	ヨコ筋	D13@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル	D16@200 ダブル

図 2-4 断面詳細図 (耐震壁)

別紙 1-2 サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる
復元力特性の設定方法について

1. 概要

本資料は、地震応答解析モデルに用いる復元力特性の設定方法の概要を示すものである。

2. 復元力特性の設定方法について

地震応答解析モデルに用いる復元力特性（スケルトン曲線，履歴特性）は， S_s 地震時に対する評価に用いるため，層全体としての荷重－変形関係に基づき設定する。その復元力特性の設定手順のフローを図 2-1 に示す。

なお，材料の不確かさに関する検討に用いる「建屋剛性 $+\sigma$ 」，「建屋剛性 $-\sigma$ 」，「建屋剛性コア平均」及び「建屋剛性 -2σ 」の場合の復元力特性についても，同様の手順で設定している。

(1) 建物の立体フレームモデルの設定

サービス建屋は，原子炉建屋やコントロール建屋のように，耐震壁が主体的な耐震要素ではなく，耐震壁付き柱・はりフレーム構造で，柱・はりフレームの中に耐震壁が分散配置され，それらが一体となって層全体としての剛性，強度及び変形性能を発揮する構造となっている。

モデル化では，こうした構造的な特徴を勘案しながら，耐震要素（壁，柱及びはり）を部位及び部材単位で立体フレームにモデル化し，柱及びはりにはコンクリートのひび割れ点や鉄筋降伏の影響を考慮し，材端の塑性ヒンジを設定する。耐震壁は壁エレメント置換でモデル化し，層の剛性及び耐力を考慮する。また，耐震壁の開口率を考慮するほか，袖壁，垂れ壁及び腰壁等による柱及びはりの拘束効果についても，柱及びはりの剛性を割り増すことで考慮する。その立体フレームモデルの柱脚部（最下層）は，ピン支持とし地盤ばねや浮上りは考慮しない。ただし，床スラブ又は基礎スラブは，剛床仮定（基礎スラブは剛はり仮定）とする。

これらの柱・はり及び耐震壁の部材単位の復元力特性の設定方法の詳細については，別紙 1-2-1「立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性の設定について」に示す。

なお，サービス建屋は耐震性向上の観点から耐震補強を実施しているが，立体フレームモデルの設定にあたっては，耐震補強を行う部分に係わる耐震壁（新設部分若しくは既設耐震壁の増厚後の部分）並びにそれらに付属した柱及びはり（以下「補強部」という。）と，それ以外の耐震補強に係わらない構造部位（以下「既存部」という。）とで，コンクリート強度を使い分けている。具体的には，補強部は，次のステップで行う静的荷重漸増解析における剛性・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，既存部は，原子炉建屋やコントロール建屋と同様に，コンクリート実強度を採用している。

サービス建屋の立体フレームモデルの概要を図 2-2 に示す。

(2) 静的荷重漸増解析の実施

上記の立体フレームモデルを用い、建物全体の水平荷重外力分布を仮定した静的荷重漸増解析を実施し、層単位の荷重－変形関係を求めている。

立体フレームモデルは、補強部と既存部のコンクリート強度の使い分けが反映されており、求まる層単位の荷重－変形関係に補強部のコンクリート強度の違いが適切に反映されることになる。初期応力として長期応力を考慮する。また、ここで用いる水平荷重外力分布は、層としての耐力を確認することを目的として荷重漸増解析を実施することから、保有水平耐力の分布形を採用する。荷重載荷ステップに対して剛性変化が大きい領域については、変化点付近を正しく求めるために、荷重載荷ステップを小さくする。加力方向については、正負の両方向を実施し、耐力がより低い方の加力方向の結果を採用する。荷重－変形関係における層間変位計算用の節点位置は重心位置で代表する。

静的荷重漸増解析の概要を図 2-3 に示す。

(3) 荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法

層単位の荷重－変形関係をスケルトン曲線として地震応答解析モデルに適用するために、等価せん断スケルトン（エネルギー等価な 3 折点のスケルトン）に置換する。

第一折点は、荷重－変形関係の初期剛性付近の変化状況から判断し、0.75 の割線剛性点 (R_1 , Q_1)（第一勾配）とする。また、第三折点は層の許容限界として設定した 1/120 付近までの荷重－変形関係を確実に求めるために、層の終局限界の目安として層間変形角 1/50 となる点 (R_3 , Q_3) とする。更に、これらの第一折点と第三折点の間にある第二折点 (R_2 , Q_2) については、既知の両点をホールド・ポイントに、それぞれの面積 S_1 （荷重－変形関係を下回る領域の面積）、 S_2 （荷重－変形関係を上回る領域の面積）が等価となる点（エネルギー等価点）を求め、これを第二折点としている。

以上の荷重－変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法の概要を図 2-4 に示す。

(4) 地震応答解析モデルの等価せん断断面面積への換算方法

上記(3)で求めた補強部と既存部の剛性が混合された 3 折点のスケルトン曲線を地震応答解析モデルに適用するために、水平変位（第一勾配）が同一となるように、等価なせん断断面面積 A_{se} に置換して振動諸元に用いる。この際は、建物の過半を占める実強度で代表したせん断弾性係数 G_c に基づき換算している。また、弾塑性特性としてのスケルトン曲線（骨格曲線）の第二勾配及び第三勾配は、この第一勾配に対する比率で定義する。

なお、履歴特性としては、コンクリート構造物で標準的に用いられる最大点指向型のトリリニア特性を用いている。

以上の地震応答解析モデルの等価せん断断面面積への換算方法の概要を図 2-5 に示す。

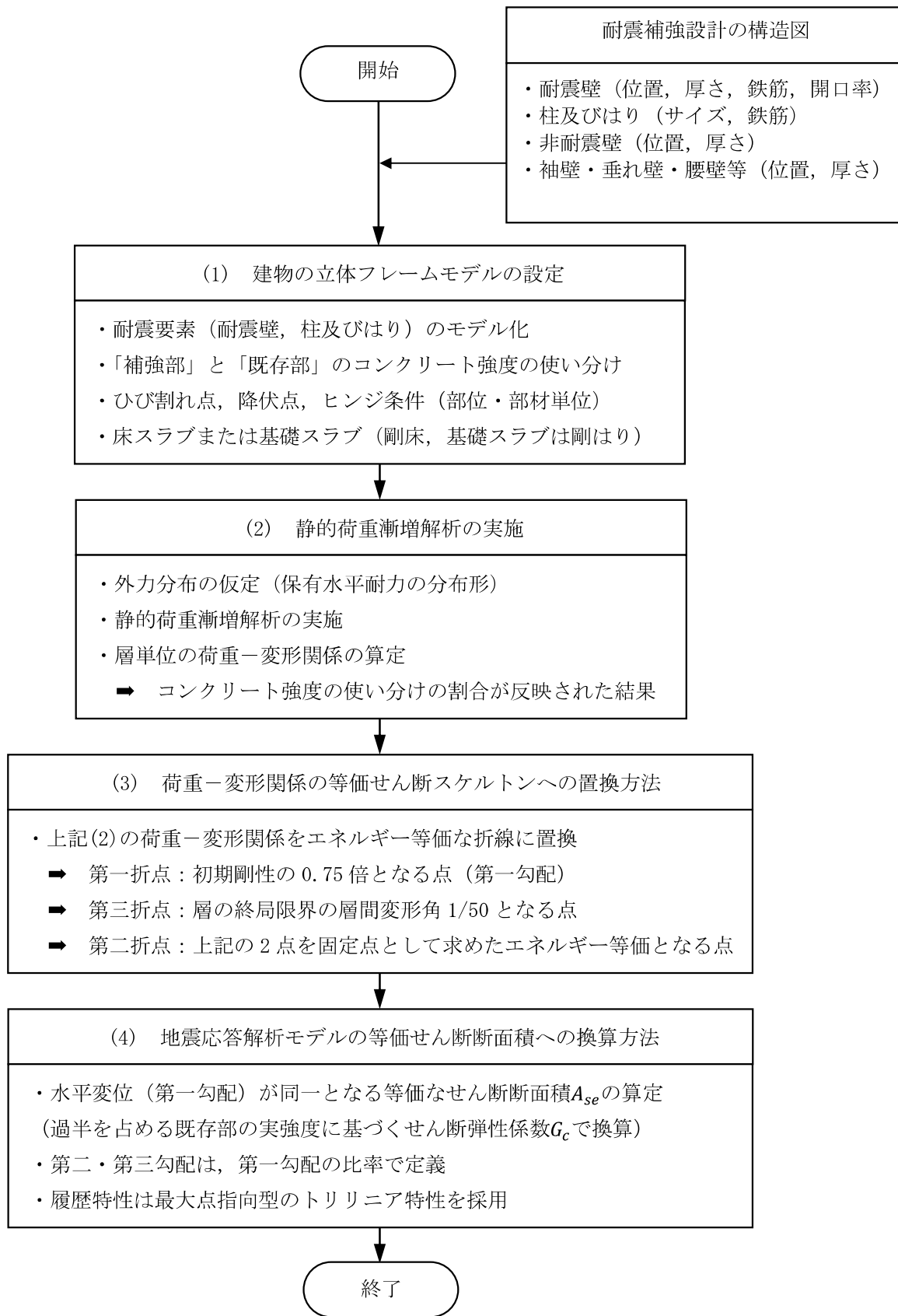


図 2-1 復元力特性の設定手順のフロー

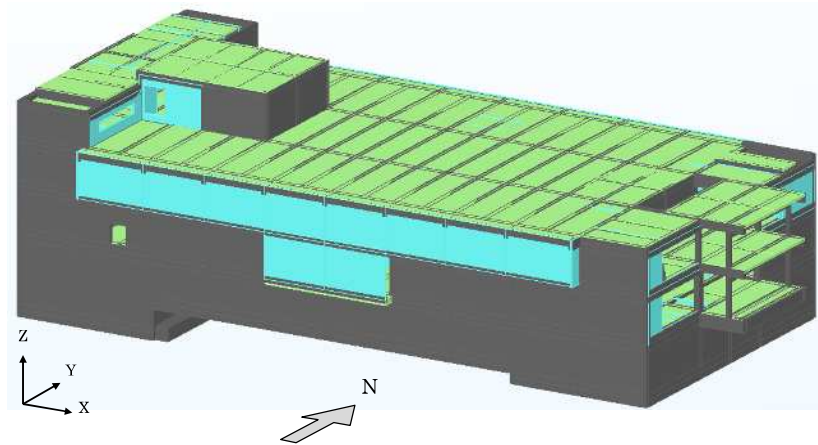


図 2-2 サービス建屋の立体フレームモデルの概要

(: 耐震壁, : 床スラブ, : 非耐震壁, 袖壁・垂れ壁・腰壁等)

保有水平耐力分布形×増分倍率

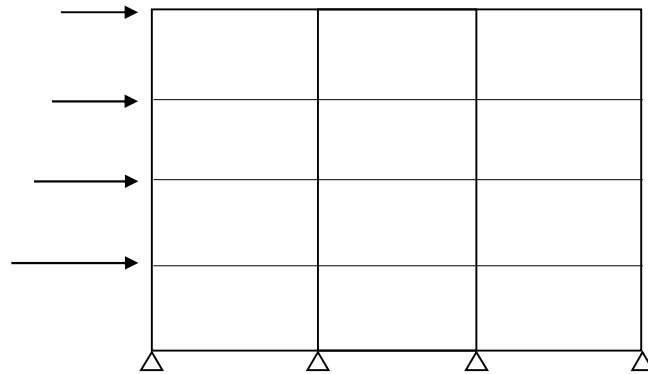


図 2-3 静的荷重漸増解析の概要

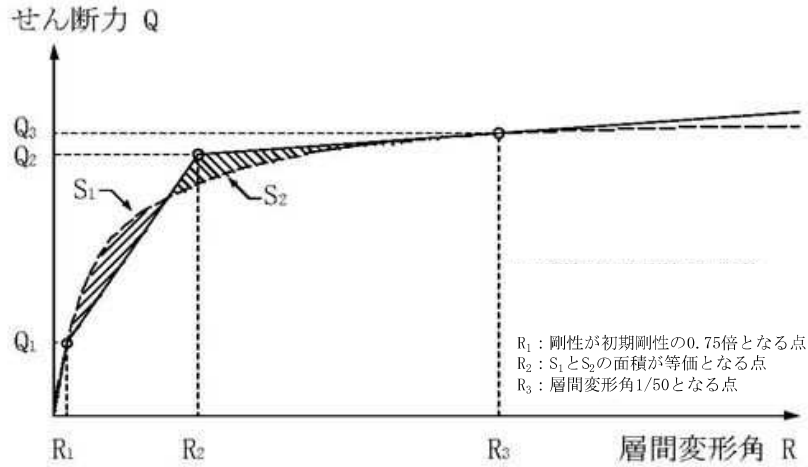
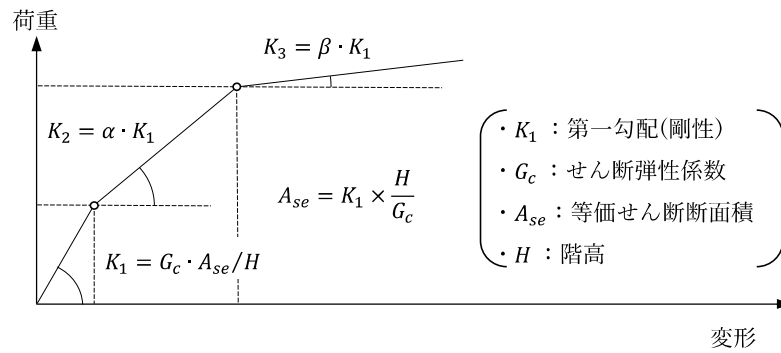
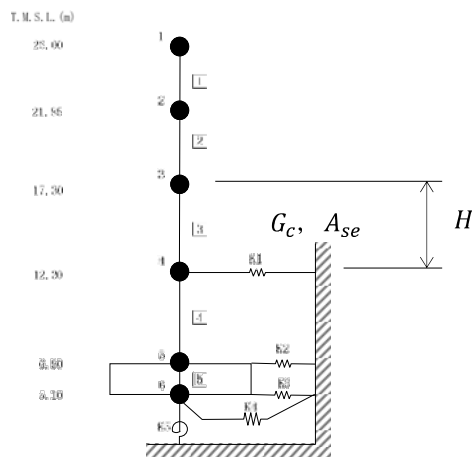


図 2-4 荷重—変形関係の等価せん断スケルトンへの置換方法の概要



(a) 層単位のスケルトンと等価せん断断面積との関係



(b) 地震応答解析モデル

図 2-5 地震応答解析モデルの等価せん断断面積への換算方法の概要

別紙 1-2-1 立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性の設定
について

1. 概要

本資料は、サービス建屋の地震応答解析モデルに用いる復元力特性を求めるにあたり柱・はり及び耐震壁の部材単位の復元力特性の設定方法の詳細について示すものである。

2. 立体フレームモデルにおける各部材の復元力特性

2.1 鉄筋コンクリート造柱・はりの剛性

(1) 断面積

柱の軸断面積は袖壁及び直交袖壁を考慮し、せん断断面積は直交壁を無視し、袖壁のみ考慮する。袖壁のヤング率は母材と同じと仮定する。

はりの断面積は腰壁・垂壁を考慮する。腰壁・垂壁のヤング係数は母材と同じと仮定する。

柱及びはりの断面積の取り方を図2-1に示す。

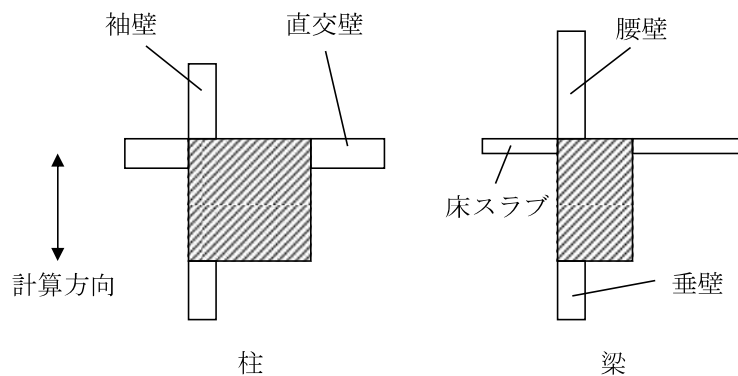


図2-1 柱及びはりの断面積の取り方

(2) 断面二次モーメント

柱の断面2次モーメントは形状のまま算定する。柱の直交壁は無視し、袖壁のみを評価して断面2次モーメントを求める。

柱の断面2次モーメントの取り方を図2-2に示す。

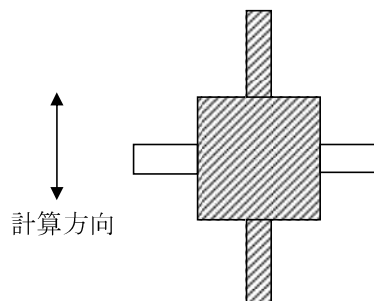


図2-2 柱の断面2次モーメントの取り方

はりの断面 2 次モーメントは、形状のまま算定する。腰壁・垂壁・床スラブを考慮する。中立軸ははり・腰壁・垂壁・床スラブを考慮した中立軸を採用する。

はりの断面 2 次モーメントの取り方を図 2-3 に示す。

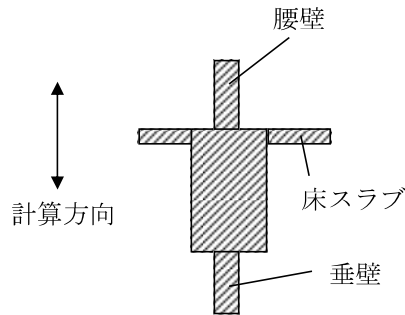


図 2-3 はりの断面 2 次モーメントの取り方

2.2 耐震壁の剛性

耐震壁は壁エレメントモデルでモデル化される。全体としての断面性能は、壁柱の断面性能、側柱の断面性能および上下大ばりの断面性能（軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性）により表現される。

壁エレメントモデルは、鉛直のはり要素（間柱）を両端ピンの剛ばりではさみ込んでモデル化し、剛ばりと間柱は剛接合、剛ばりの両端はピン接合となっている。このため、四隅の節点の水平・上下の変形が間柱に伝達される。なお、剛ばりは実際にはり要素が存在するわけではなく、剛域変換によって剛ばりの両端の節点の変位が間柱に伝達される。

壁エレメントモデルの概念図を図 2-4 に示す。

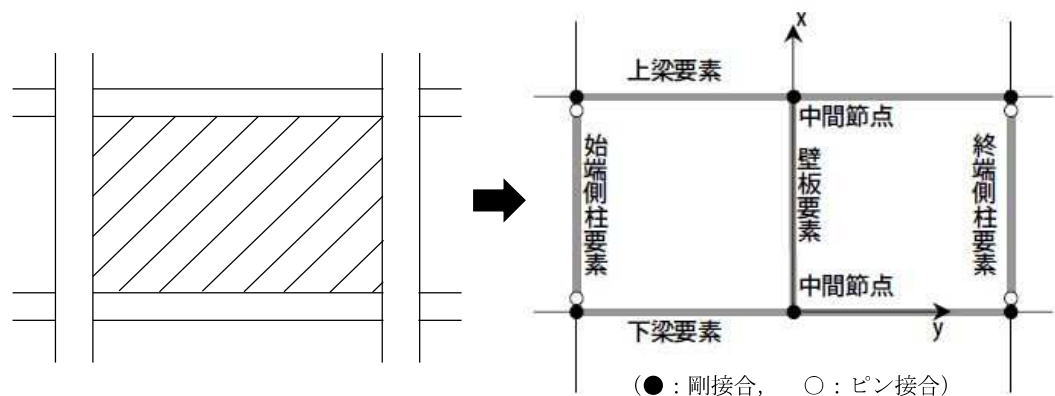


図 2-4 壁エレメントモデル（概念図）

2.3 はり、柱及び耐震壁の復元力特性

(1) 鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性

鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性を図 2-5 に示す。

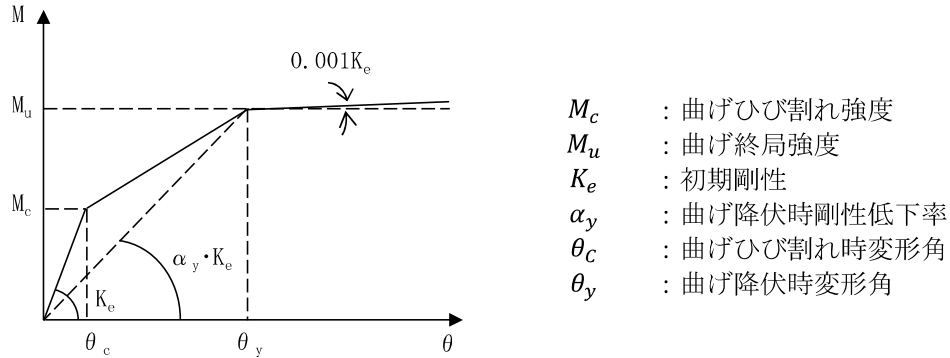


図 2-5 鉄筋コンクリート造はりの曲げ復元力特性

・ 曲げひび割れ強度 (M_c)

鉄筋コンクリート造はりの曲げひび割れ強度 (M_c) は「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(以下、「構造基準解説書 (2007)」という。)により下式で計算する。

$$M_c = 0.56\sqrt{F_C} \cdot Z_e \quad (N \cdot mm)$$

F_C : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm^3)

・ 曲げ降伏時剛性低下率 (α_y)

鉄筋コンクリート造はりの曲げ降伏時剛性低下率 (α_y) は、構造基準解説書 (2007) 及び「山口育雄, 他: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その 48 初ひびわれ時および降伏時の剛性」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977 年 10 月)により, 下式で算定する。

$$\alpha_y = \frac{\frac{1}{\varnothing_1} \cdot A_y(p_{t1}, D_1, d_1) + \frac{1}{\varnothing_2} \cdot A_y(p_{t2}, D_2, d_2)}{2}$$

ただし, $1/1000 \leq \alpha_y \leq 1.0$

また, 関数 $A_y()$ は次のとおり

$\frac{a}{D_i} \geq 2$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(0.043 + 1.64 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.043 \frac{a}{D_i} + 0.33\eta_0 \right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i} \right)^2$$

$1 \leq \frac{a}{D_i} < 2$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(-0.03362 - 0.19358 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.12709 \frac{a}{D_i} + 0.10757\eta_0 \right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i} \right)^2$$

$\frac{a}{D_i} < 1$ のとき :

$$A_y(p_{ti}, D_i, d_i) = \left(-0.03362 - 0.19358 \cdot nr \cdot p_{ti} + 0.12709 \times 1 + 0.10757\eta_0 \right) \cdot \left(\frac{d_i}{D_i} \right)^2$$

ただし, $0 \leq A_y(p_{ti}, D_i, d_i) \leq 1.0$

ここで,

ϕ_1 : 曲げ剛性増大率(= $\frac{I_E}{I_i}$)

p_t : はりの引張鉄筋比

nr : ヤング係数比

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η_0 : 軸力比

D : はりせい(mm)

d : はり上面(下面)より下端(上端)主筋重心までの距離(mm)

なお, ϕ_i , p_{ti} , D_i , d_i はそれぞれ断面形状毎にケース分けし計算される。 $i=1$ は上端引張の時, $i=2$ は下端引張の時を示す。

・ 曲げ終局耐力 (M_u)

鉄筋コンクリート造はりの曲げ終局耐力 (M_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

上端引張の場合

$$M_u = 0.9 \cdot (a_{tu} \cdot r\sigma_y + sr a_t \cdot sr\sigma_y) \cdot (D - d_{cu})$$

下端引張の場合

$$M_u = 0.9 \cdot a_{tl} \cdot r\sigma_y (D - d_{cl})$$

a_{tu} : はりの上端主筋断面積 (mm²)

a_{tl} : はりの下端主筋断面積 (mm²)

$sr a_t$: はり耐力に考慮するスラブ主筋断面積 (mm²)

$r\sigma_y$: はり主筋の降伏強度 (N/mm²)

$sr\sigma_y$: スラブ筋の降伏強度 (N/mm²)

d_{cu} : はり上面よりの上端主筋重心までの距離 (mm)

d_{cl} : はり下面よりの下端主筋重心までの距離 (mm)

(2) 鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性

鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性を図 2-6 に示す。

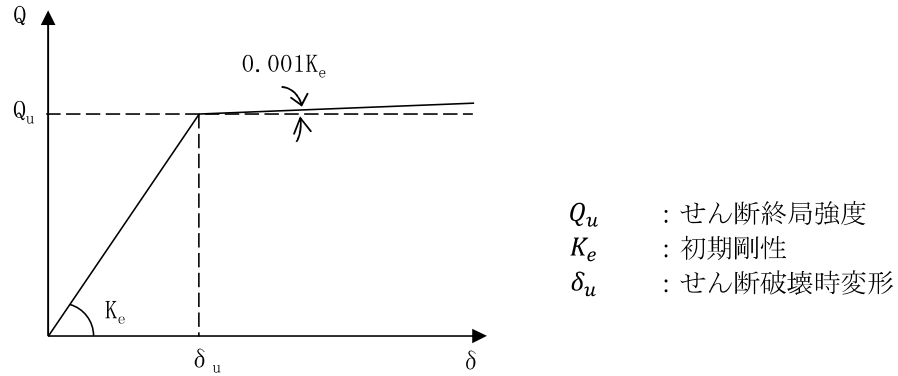


図 2-6 鉄筋コンクリート造はりのせん断復元力特性

・せん断終局強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造はりのせん断終局強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b_c \cdot j_c$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

p_t : はりの引張鉄筋比

p_w : はりのせん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

b_c : はり幅 (mm)

d : はりの有効せい (mm)

j_c : $d \times 7/8$ (mm)

$\frac{M}{(Q \cdot d)}$: せん断スパン比 ($1.0 \leq \frac{M}{(Q \cdot d)} \leq 3.0$)

(3) 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性を図 2-7 に示す。

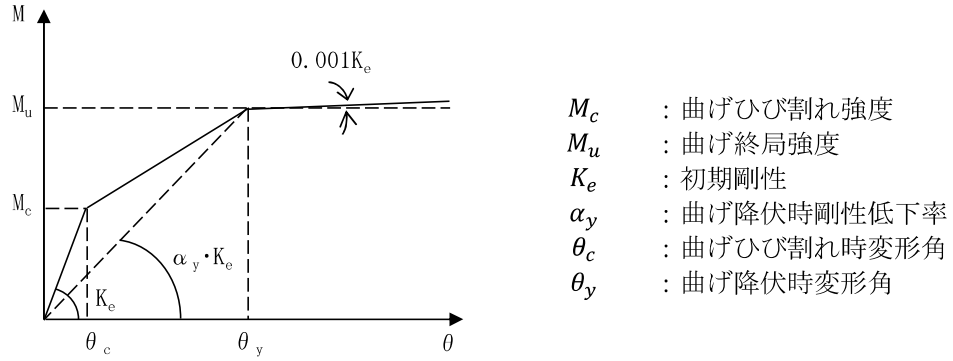


図 2-7 鉄筋コンクリート造柱の曲げ復元力特性

・ 曲げひび割れ強度 (M_c)

鉄筋コンクリート造柱の曲げひび割れ強度 (M_c) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$$M_c = \left(0.56\sqrt{F_c} + \frac{N}{A_e} \right) Z_{ey} \quad \text{ただし} \quad M_c \geq 0$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Z_{ey} : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)

A_e : 鉄筋を考慮した断面積 (mm²)

N : 軸力 (N)

・ 曲げ降伏時剛性低下率 (α_y)

鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏時剛性低下率 (α_y) は、構造基準解説書 (2007) 及び「山口育雄, 他: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その 48 初ひびわれ時および降伏時の剛性」(日本建築学会大会学術講演梗概集, 1977 年 10 月) により下式で算定する。

$\frac{a}{D} \geq 2$ の場合

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64nr \cdot p_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{aD_e}{D} \right)^2$$

$\frac{a}{D} < 2$ の場合

$$\alpha_y = \left(-0.03362 - 0.19358nr \cdot p_t + 0.12709 \frac{a}{D} + 0.10757\eta_0 \right) \left(\frac{aD_e}{D} \right)^2$$

$\left(0 < \frac{a}{D} < 1 \text{ のとき } \frac{a}{D} = 1 \right)$

p_t : 柱の引張鉄筋比

nr : ヤング係数比

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η_0 : 軸力比

D : 柱せい (mm)

aD_e : 柱の有効せい (mm)

・ 曲げ終局耐力 (M_u)

鉄筋コンクリート造柱の曲げ終局耐力 (M_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_u = 0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_u = (0.5a_g \cdot r\sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right)$$

ここで

$$N_b = 0.22(1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$$

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_g : 柱主筋全断面積 (mm²)

$r\sigma_y$: 柱主筋の降伏強度 (N/mm²)

g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

b : 柱幅 (mm)

D : 柱せい (mm)

(4) 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性を図 2-8 に示す。

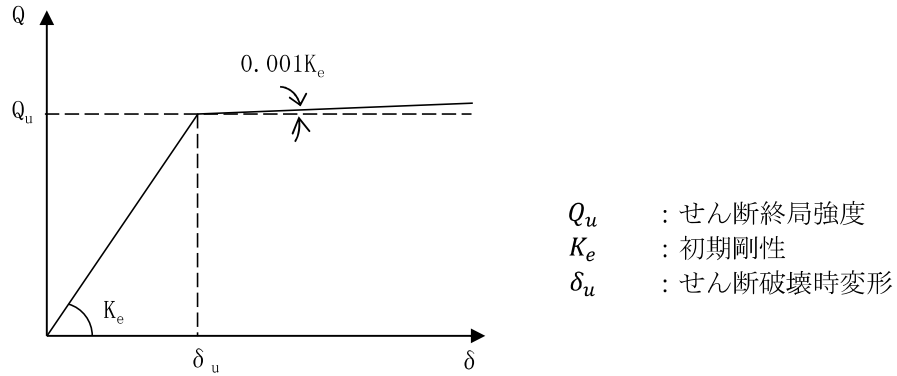


図 2-8 鉄筋コンクリート造柱のせん断復元力特性

・せん断終局強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で計算する。

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

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

p_t : 柱の引張鉄筋比

p_w : 柱のせん断補強筋比

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_0 : 平均軸応力度 (N/mm²)

b_c : 柱幅 (mm)

d : 柱の有効せい (mm)

j_c : $d \times 7/8$ (mm)

$\frac{M}{(Q \cdot d)}$: せん断スパン比 ($1.0 \leq \frac{M}{(Q \cdot d)} \leq 3.0$)

(5) 耐震壁の復元力特性

耐震壁の復元力特性を図 2-9 に示す。

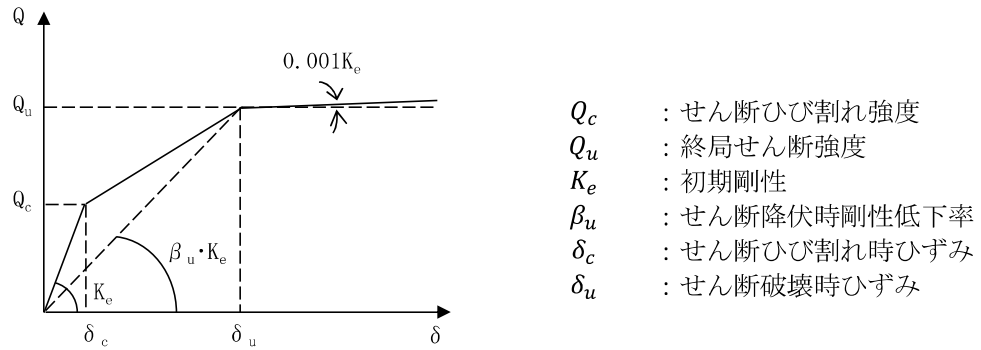


図 2-9 耐震壁の復元力特性

・せん断ひび割れ強度 (Q_c)

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひび割れ強度 (Q_c) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。開口に対しては低減率 (r) を考慮する。

$$Q_c = \left(\frac{\tau_{scr} \cdot t_w \cdot l_w}{\kappa_w} \right) \times r$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0)}$$

$$\kappa_w = \frac{3}{4} \times (1 + u) \times \frac{1 - u^2(1 - v)}{1 - u^3(1 - v)}$$

$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \sum D}$$

$$v = t_w / b$$

t_w : 耐震壁の壁厚 (mm)

l_w : 側柱中心間距離 (mm)

l'_w : 壁板の柱内法長さ (mm)

D : 側柱のせい (mm)

b : 側柱の幅 (mm)

σ_T : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

σ_0 : 鉛直荷重による壁板の圧縮応力度 (N/mm²)

・せん断降伏時剛性低下率 (β_u)

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断降伏時剛性低下率 (β_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。

$$\beta_u = 0.46 \cdot p_w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14$$

- p_w : 壁筋比
 σ_y : 壁筋の降伏強度 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

・終局せん断強度 (Q_u)

鉄筋コンクリート造耐震壁の終局せん断強度 (Q_u) は、構造基準解説書 (2007) により下式で算定する。開口に対しては低減率 (r) を考慮する。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot t_e \cdot j \times r$$

t_e : 耐震壁の I 形断面を長さと同断面積とが等しい等価断面に置き換えたときの幅 (t_e) で、壁厚 (t) の 1.5 倍以下とする。(mm)

$M/(Q \cdot D)$: シアスパン比

$M/(Q \cdot D) < 1$ の場合は 1, $M/(Q \cdot D) > 3$ の場合は 3 とする。

D : 付帯柱を含めた耐震壁の全長 (mm)

j : $7d/8$ (mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 ($= a_t / (t_e \cdot d) \cdot 100$) (%)

a_t : 引張側柱の主筋断面積 (mm²)

d : $D - D_c / 2$ (D_c : 圧縮側柱のせい) (mm)

p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

σ_{wh} : 水平せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

別紙 1-3 サービス建屋の側面地盤ばねの考え方について

1. 概要

本資料は、サービス建屋の側面地盤について、周辺地盤の状況や周囲の建屋との接触の状況を勘案した上での側面地盤ばね適用の考え方と液状化影響に対する考え方を示すものである。

2. 側面地盤ばね適用の考え方

サービス建屋では、隣接するコントロール建屋と同様に、地震応答解析モデルには、埋め込みを考慮したSRモデルを採用している。その埋め込み状況を模擬する側面ばねは、Novakの方法に基づいており、その適用性については、側面地盤との接触状況を確認した上で、採用している。

サービス建屋の周辺地盤及び周囲の建屋の設置状況の詳細について、図2-1に平面図、図2-2及び図2-3に断面図、図2-4～図2-6に土質区分図を示す。

入力地震動や地盤ばねを求めるための地盤モデルについては、図2-4～図2-6に示す土質区分図に基づいている。これらの土質区分図によれば、支持層である西山層の上限面については、基礎底面レベルであるT.M.S.L.5.1m付近より浅い部分や深い部分があるが、平均的に基礎底面レベルを西山層の上限面とし、それより浅の建屋側面地盤を、その大半を占める古安田層としている。

建屋側面地盤の表層部には厚さ1m程度の埋戻土（盛土）が存在するが、古安田層の占める割合から判断して、その埋戻土が建屋の応答に与える影響は小さいと考えられることから、側面地盤全面を古安田層として建屋側面の地盤ばねを算定した。

また、建屋側面地盤の古安田層には、土質区分図によると一部砂層が互層となっているが、層厚が薄く影響は小さいと判断しており、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」では、A3c層はシルト層であり、液状化判定の検討対象に抽出されていないことから、液状化に関する検討は不要と判断している。

この建屋側面の地盤ばねにNovakの方法を採用するにあたっては、埋込みの状況や建屋周辺部の状況からサービス建屋の側面と地盤の接触状況を確認した。接触状況については、「JEAG4601-1991」において引用されている「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」*によると、「埋め込み効果を考慮するためには、建屋は少なくとも3面が地盤に接していることが必要である。」と記載されており、図2-1、図2-2及び図2-3に示す平面図や断面図から、サービス建屋においても、側面地盤との3面接触を確認しており、埋め込み効果が期待できると判断した。

（参考文献）

注記*：社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」、昭和62年6月

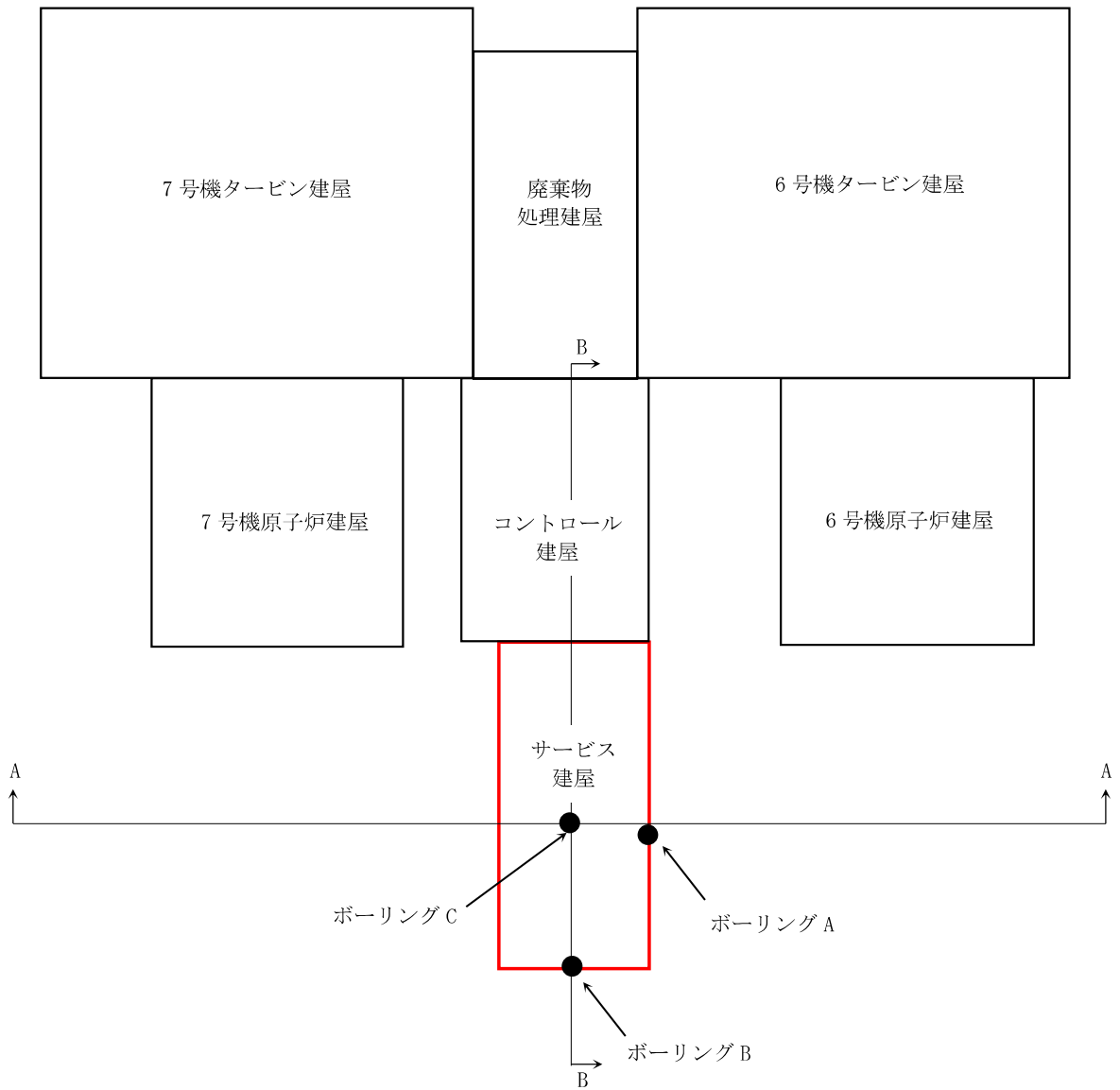
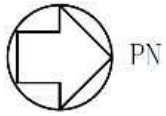


図2-1 サービス建屋の設置状況（平面図）

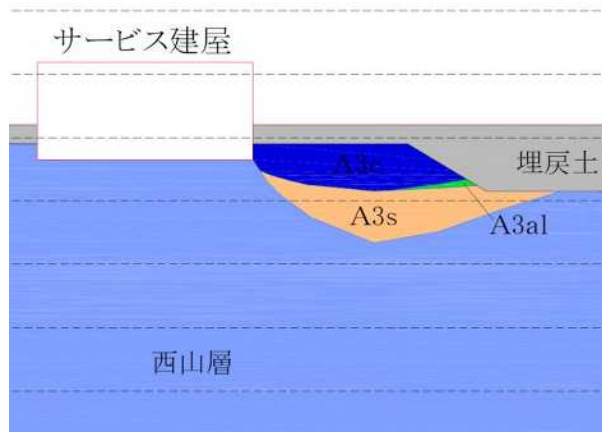


図2-2 サービス建屋の設置状況（断面図，A-A断面）

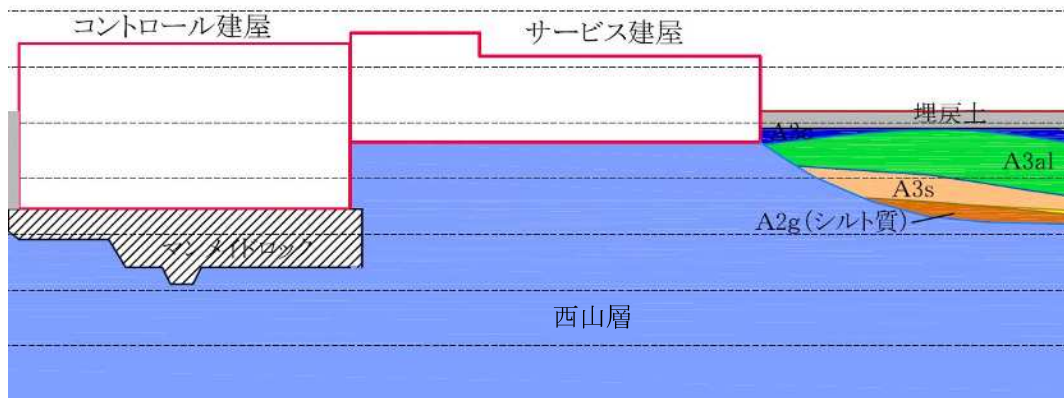


図2-3 サービス建屋の設置状況（断面図，B-B断面）



(a) 成層地盤 (b) ボーリング図
 図2-4 サービス建屋の側面地盤の土質区分図 (ボーリングA)



(a) 成層地盤 (b) ボーリング図
 図2-5 サービス建屋の側面地盤の土質区分図 (ボーリングB)



(a) 成層地盤

(b) ボーリング図

図2-6 サービス建屋の側面地盤の土質区分図 (ボーリングC)

別紙 1-4 建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について

1. 概要

本資料は、コントロール建屋とサービス建屋間に配置された発泡ポリエチレン板の影響について示すものである。

2. 建屋間の発泡ポリエチレン板の設置概況

コントロール建屋とサービス建屋間に配置された発泡ポリエチレン板(厚さ100mm)の設置概況を図2-1に示す。

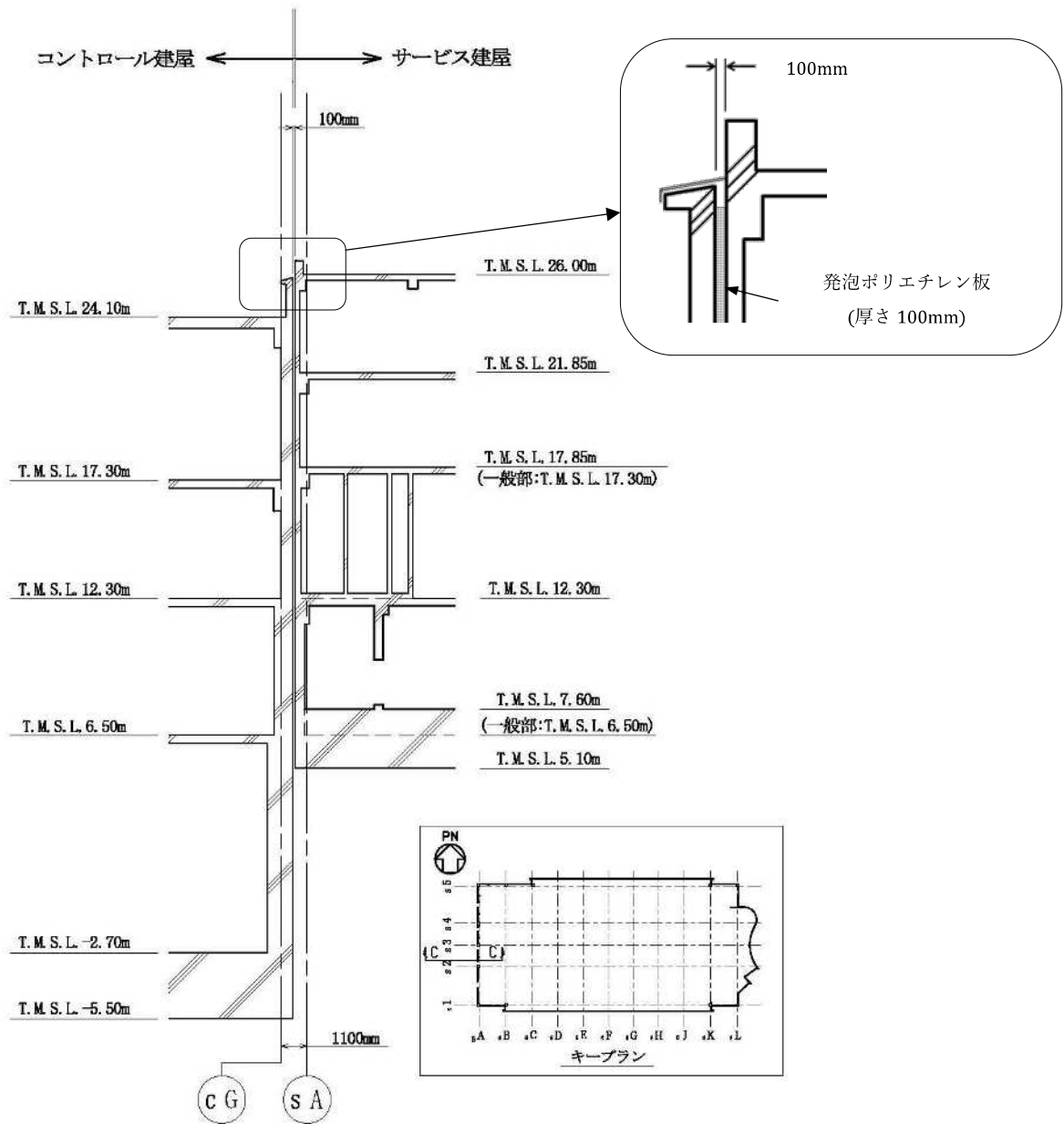


図 2-1 コントロール建屋とサービス建屋間の発泡ポリエチレン板の設置概況

3. 建屋間の相対変位の計算結果

建屋間の相対変位については、保守的な評価値として、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」に絶対値和に基づく最大相対変位を示している。ここでは、それらの建屋間の時刻歴上の相対変位で確認した。絶対値和では、ケース1（工認モデル）において最大56.3mm（ S_s-1 ）、材料の不確かさを考慮した場合には70.9mm（ケース3， S_s-1 ）であったが、時刻歴上の相対変位は、ケース1（工認モデル）で最大20.9mm（ S_s-1 ）、材料の不確かさを考慮した場合には25.6mm（ケース5， S_s-1 ）と半減している。

サービス建屋とコントロール建屋の最大相対変位の結果を表3-1に示す。

表 3-1 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)

(a) 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 (Ss-1)	42.3 (Ss-1)	70.9 (Ss-1)	53.1 (Ss-1)	60.9 (Ss-1)	100
②	17.30	③	17.30	42.6 (Ss-1)	32.8 (Ss-1)	54.7 (Ss-1)	40.8 (Ss-1)	43.8 (Ss-1)	
③	12.30	④	12.30	32.6 (Ss-1)	24.8 (Ss-1)	44.5 (Ss-1)	31.4 (Ss-1)	33.4 (Ss-1)	
④	6.50	⑤	6.50	25.2 (Ss-1)	19.5 (Ss-1)	33.1 (Ss-1)	25.1 (Ss-1)	25.3 (Ss-1)	

(b) 時刻歴和

(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	20.9 (Ss-1)	15.8 (Ss-1)	19.4 (Ss-1)	18.6 (Ss-1)	25.6 (Ss-1)	100
②	17.30	③	17.30	10.7 (Ss-1)	8.72 (Ss-1)	7.82 (Ss-1)	9.46 (Ss-1)	12.2 (Ss-1)	
③	12.30	④	12.30	5.37 (Ss-1)	4.21 (Ss-1)	5.01 (Ss-1)	4.47 (Ss-1)	6.60 (Ss-1)	
④	6.50	⑤	6.50	3.08 (Ss-1)	2.22 (Ss-2)	7.67 (Ss-1)	2.66 (Ss-1)	3.47 (Ss-1)	

(共通凡例)

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 Ss-1 及び Ss-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

4. 発泡ポリエチレン板の影響

建屋間の時刻歴上の相対変位による確認では、上位クラス施設であるコントロール建屋の1階位置においては5～7 mm程度、2階位置においては8～12 mm程度であり、建屋頂部において最大で25.6mm程度である。

また、両建屋が同じ西山層に支持された建物であることから、概ね同位相で挙動をしていると判断される。そのことの例示として、ケース1のT.M.S.L. 24.10mでの両建屋の応答変位時刻歴波形と両者の差分波形（時刻歴和）を図4-1に示す。

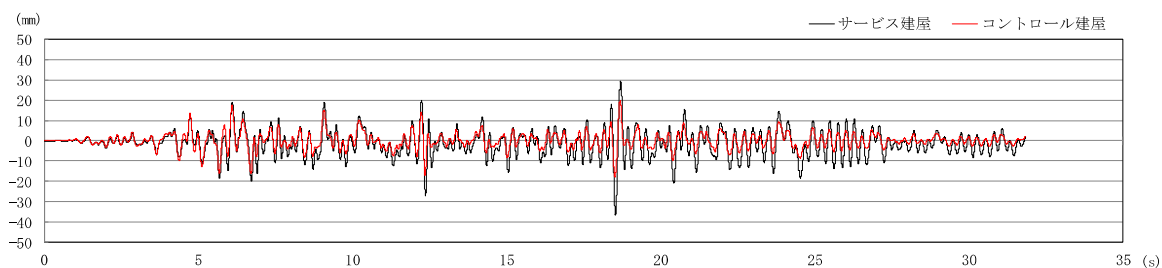
建屋頂部では、発泡ポリエチレン板を最大26mm程度、押し縮める瞬間があるが、コンクリートの圧縮強度（基本ケース：43.1 N/mm²）に比べて、発泡ポリエチレン板の圧縮強さは1/100～1/200程度と小さいことから、サービス建屋が上位クラス施設であるコントロール建屋の構造躯体の安全性に影響を与えることはないと判断される。

なお、サービス建屋で使用した発泡ポリエチレン板の力学特性を明確に示す資料を確認できなかったため、ここでは、近接する建物間の壁施工にあたり型枠として用いることが多い同類の成型建築用断熱材（発泡ポリスチレン板）についての圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率を表4-1に示す。

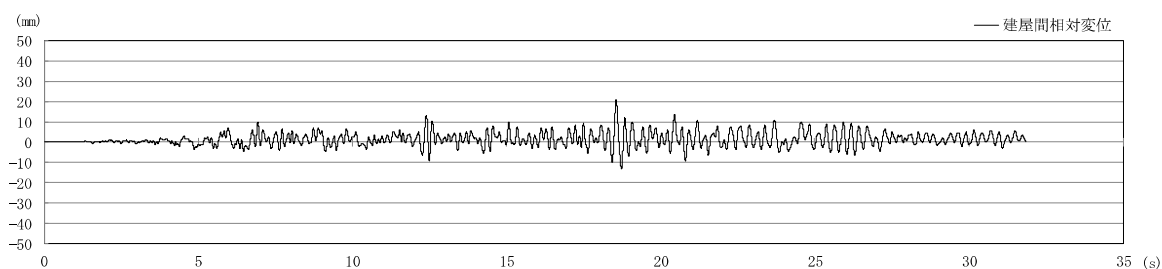
表4-1 建築用断熱材の圧縮強さの規格及び代表的な製品の圧縮強さと圧縮弾性率

日本工業規格 (JIS)	日本工業規格 (JIS)	スタイロフォーム EK-II	
JISA9521 建築用断熱材 発泡プラスチック断熱材 (ポリエチレンフォーム断熱材)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	JISA9511 発泡プラスチック保温材 押出法ポリスチレンフォーム保温材 (3種b)	
圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮強さ [N/mm ²]	圧縮弾性率* [N/mm ²]
0.02 以上	0.20 以上	0.30	15

注記*：スタイロフォーム EK-II の「圧縮応力—ひずみ曲線」より概算した値



(a) 両建屋の応答変位時刻歴波形（重ね描き画）



(b) 両建屋の差分波形（時刻歴和）

図 4-1 両建屋の応答変位時刻歴波形と差分波形
(T. M. S. L. 24. 10m : ケース 1 , Ss-1)

別紙2 サービス建屋の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要	別紙2-1
2. 固有値解析結果	別紙2-1
3. 地震応答解析結果	別紙2-5

1. 概要

本資料は、サービス建屋のEW方向について、基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を示すものである。

2. 固有値解析結果

基準地震動 S_s に基づく基本ケースの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表2-1～表2-8に示す。また、刺激関数図は、 S_s-1 の結果を代表として図2-1に示す。

なお、刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

表 2-1 固有値解析結果 (Ss-1, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.169	5.90	1.500	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.89	-0.333	
3	0.068	14.78	-0.459	
4	0.052	19.38	0.343	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-2 固有値解析結果 (Ss-2, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.170	5.90	1.499	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.89	-0.333	
3	0.068	14.78	-0.456	
4	0.052	19.37	0.342	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-3 固有値解析結果 (Ss-3, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.169	5.92	1.502	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.88	-0.330	
3	0.068	14.78	-0.465	
4	0.052	19.38	0.345	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-4 固有値解析結果 (Ss-4, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.99	1.511	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.09	-0.359	
3	0.067	14.88	-0.457	
4	0.052	19.40	0.358	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-5 固有値解析結果 (Ss-5, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.97	1.509	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.03	-0.350	
3	0.067	14.85	-0.460	
4	0.052	19.39	0.354	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-6 固有値解析結果 (Ss-6, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.167	5.98	1.510	建屋-地盤連成1次
2	0.083	12.07	-0.356	
3	0.067	14.87	-0.457	
4	0.052	19.40	0.357	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

表 2-7 固有値解析結果 (Ss-7, EW 方向)

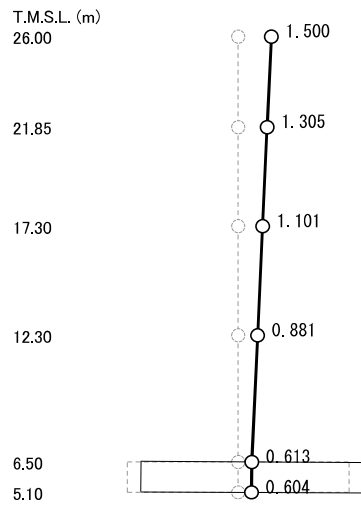
次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.94	1.505	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.96	-0.342	
3	0.067	14.82	-0.459	
4	0.052	19.38	0.349	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

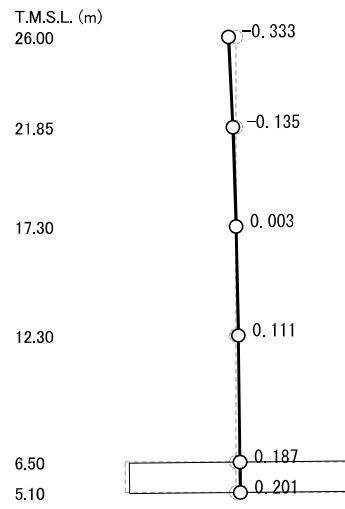
表 2-8 固有値解析結果 (Ss-8, EW 方向)

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.94	1.505	建屋-地盤連成1次
2	0.084	11.94	-0.338	
3	0.068	14.81	-0.462	
4	0.052	19.38	0.348	

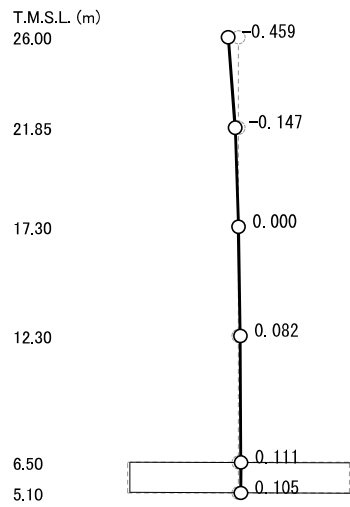
注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。



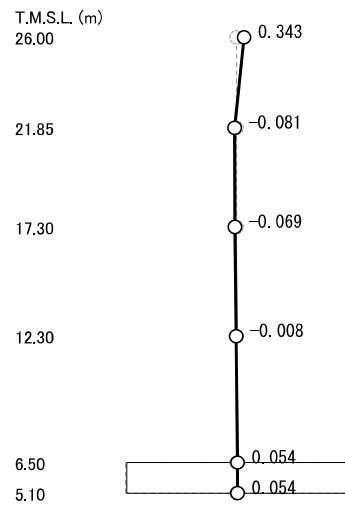
(a) 1次



(b) 2次



(c) 3次



(d) 4次

図 2-1 刺激関数図 (Ss-1, EW 方向)

3. 地震応答解析結果

基準地震動 S_s に基づく基本ケースの地震応答解析結果を図3-1～図3-5に示す。

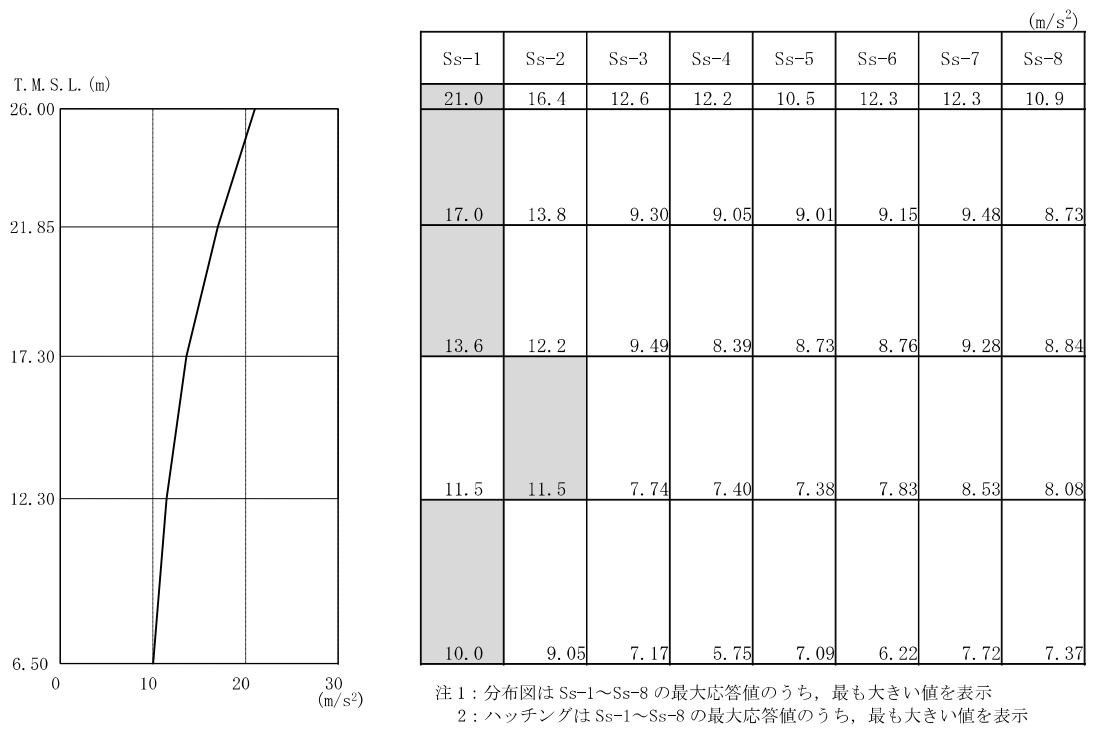


図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)

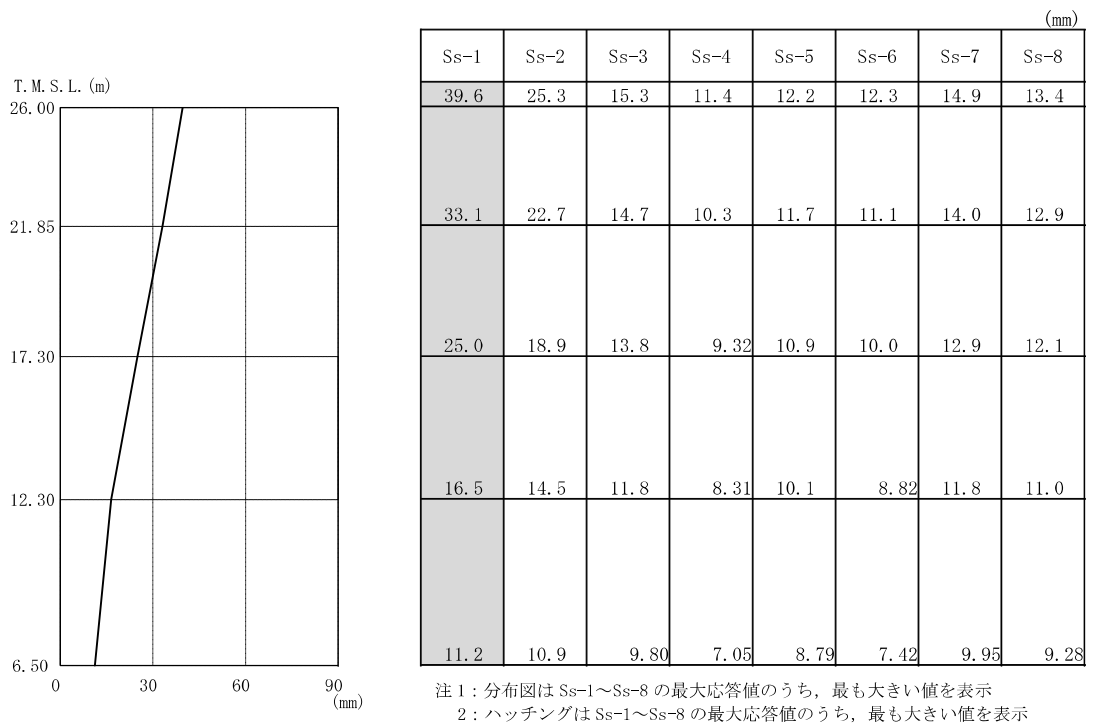


図 3-2 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)

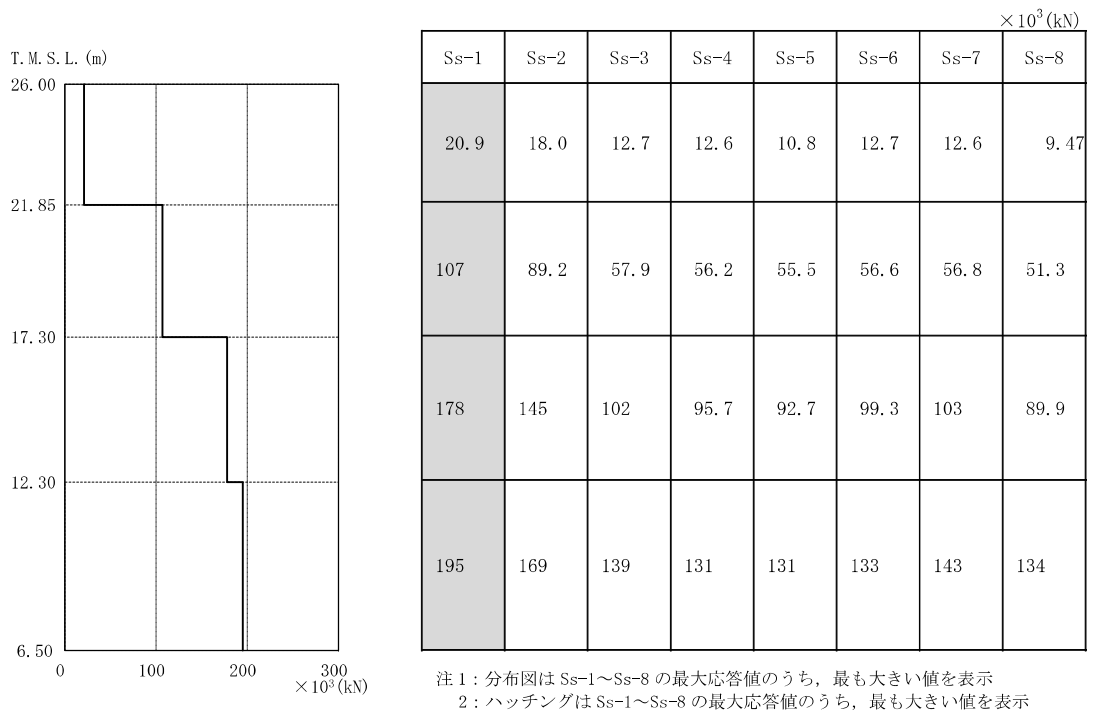


図 3-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)

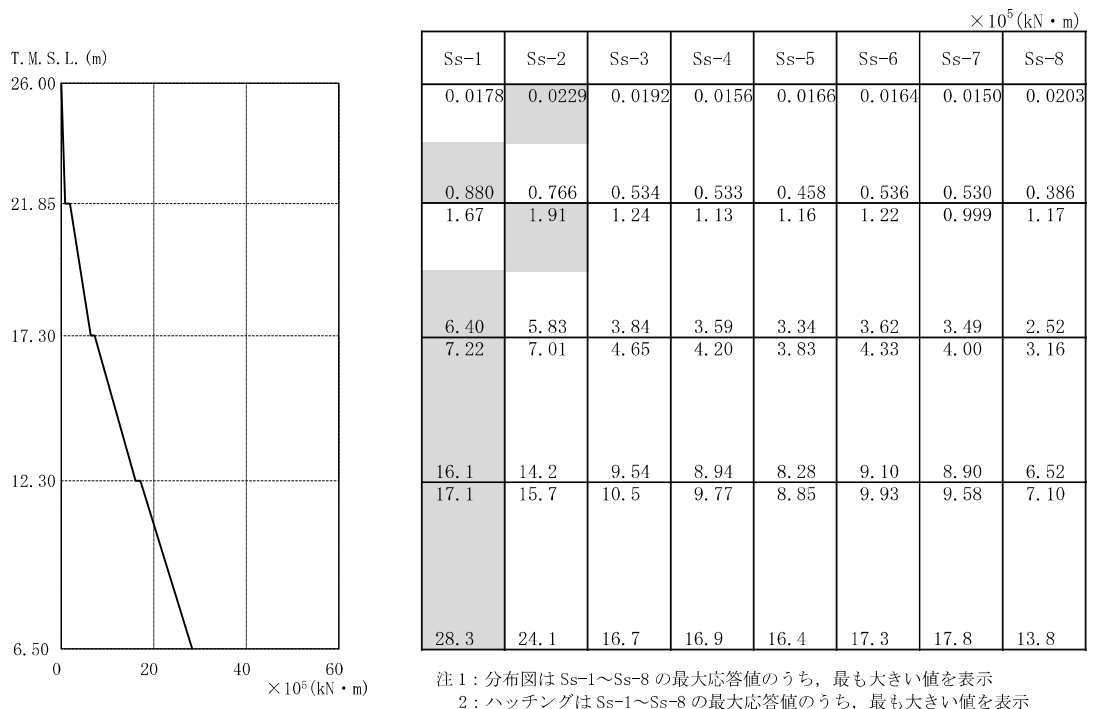
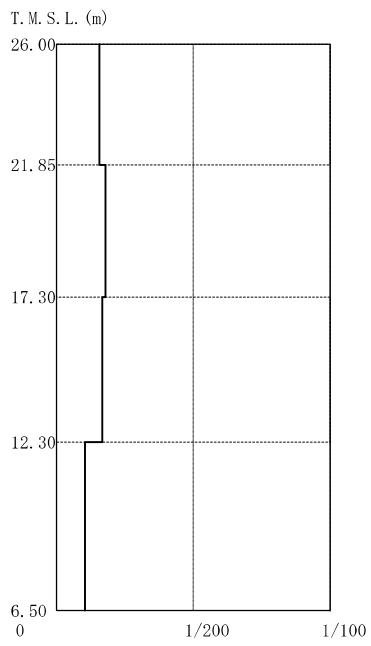


図 3-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
1/635	1/904	1/3710	1/3870	1/4680	1/3700	1/3850	1/5350
1/557	1/806	1/3740	1/4650	1/5130	1/4400	1/4240	1/5550
1/597	1/885	1/2400	1/3120	1/3700	1/2630	1/2250	1/4460
1/960	1/1390	1/2980	1/4160	1/4290	1/3710	1/2580	1/3600

注1: 分布図は Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

注2: ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-5 最大層間変形角 (基準地震動 S_s, EW 方向)

別紙3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

目 次

1. 概要	別紙3-1
1.1 検討概要	別紙3-1
1.2 検討方針	別紙3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙3-2
2.1 建屋剛性の不確かさ	別紙3-2
2.2 地盤剛性の不確かさ	別紙3-2
2.3 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙3-2
3. 材料物性の不確かさの設定	別紙3-3
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙3-4
4.1 検討概要	別紙3-4
4.2 不確かさの影響検討	別紙3-6
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙3-6
4.2.2 建屋剛性の変動による影響	別紙3-15
4.3 まとめ	別紙3-24

別紙3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、サービス建屋の地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は、材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。

地震応答解析モデルの建屋剛性は、建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮する。

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、91日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、地震応答解析結果（加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び層間変形角）が不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の応答評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。

この地盤剛性の不確かさを考慮することにより、地震応答解析結果（加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び層間変形角）が基本ケースに対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の応答評価において、地盤剛性の不確かさを考慮する。

2.3 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動は、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波を選定して実施する（別紙3-1「材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」参照）。

3. 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性（コンクリート強度）、地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は、基本ケースでは建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づき設定する。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討にあたっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限值に相当する値（平均値 -2σ ）を、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。

表3-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度（91日強度） 43.1N/mm ²
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • $+1\sigma$ 46.0N/mm² • -1σ 40.2N/mm² • コア強度平均 55.7N/mm² • -2σ 37.2N/mm²

地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を基に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、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を考慮する。

表3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> • +地盤 古安田層（+25%），西山層（+10%） • -地盤 古安田層（-25%），西山層（-10%）

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討

4.1 検討概要

建屋剛性（コンクリート強度）及び地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

材料物性の不確かさを考慮した検討ケースを表4-1に、その検討に用いる地震応答解析モデルを図4-1に示す。

図4-1のモデルへの入力地震動の算定及び地震応答解析には、解析コード「TDA S」を用いる。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。

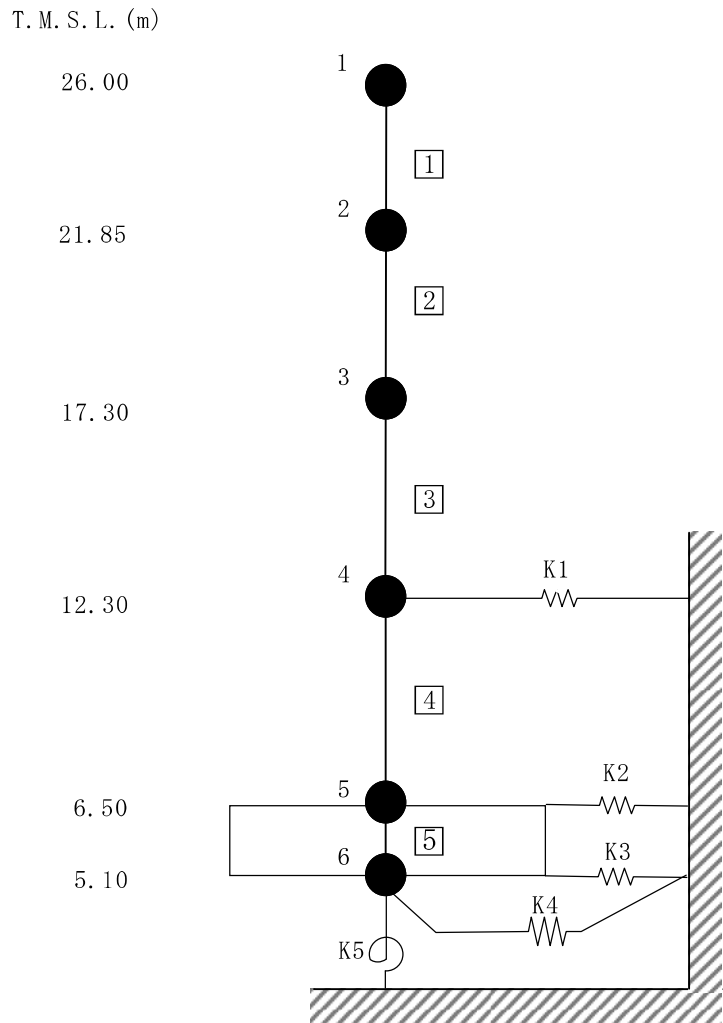
ここで、コンクリート剛性を実強度（43.1N/mm²）、地盤のせん断波速度を標準地盤の条件とするケースを基本ケースとする。

建物のコンクリート強度の不確かさのうち、±1σのケースと地盤剛性の不確かさについては、建屋-地盤連成モデルの剛性が最も硬い側（全体系の固有周期が短い側）及び最も柔らかい側（全体系の固有周期が長い側）の組合せで検討を行う。

表4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討ケース

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	

注：網掛け部分は、基本ケースとの差異のある条件を示す。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図4-1 サービス建屋の地震応答解析モデル（水平方向）

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち，建屋剛性及び地盤剛性を変動させたケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し，基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はS_s-1及びS_s-2とする。建屋剛性は，基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対して±1σの変動を，地盤剛性は標準地盤に対して±σの変動を考慮する。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果は，S_s-1を代表として表4-2，刺激関数図を図4-2及び図4-3に示す。表，図中では基本ケースをケース1，建屋剛性+σ地盤剛性+σとしたケースをケース2，建屋剛性-σ地盤剛性-σとしたケースをケース3として示す。

基本ケースに対する建屋剛性及び地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は，**-10%**～**+10%**程度である。

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性及び地盤剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はS_s-1及びS_s-2とする。最大応答値の比較を図4-4～図4-8に示す。

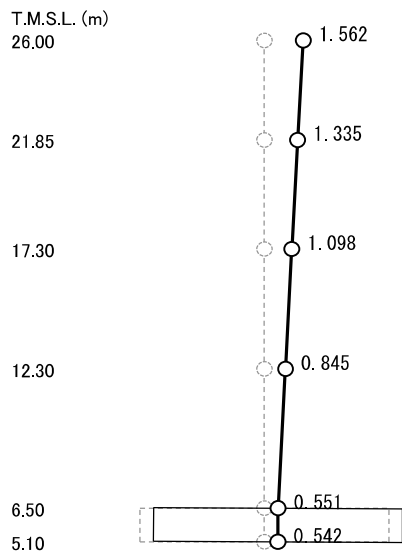
水平方向について，最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は，基本ケースであるケース1を中心にケース3が大きく，ケース2が概ね小さい傾向にある。

表4-2 固有値解析結果
(ケース1~3, Ss-1)

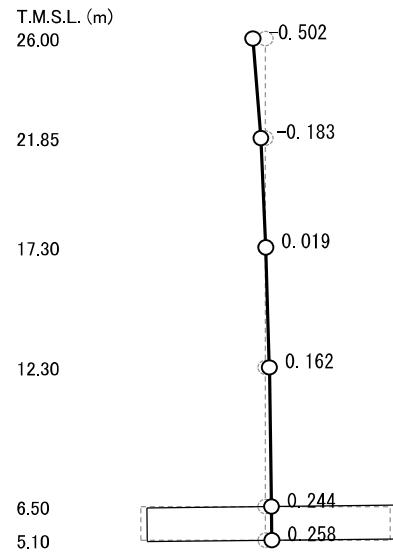
(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース2	ケース3
1	5.90	6.40 (1.08)	5.38 (0.91)
2	11.89	13.05 (1.10)	10.67 (0.90)
3	14.78	15.44 (1.04)	14.21 (0.96)
4	19.38	19.71 (1.02)	19.04 (0.98)

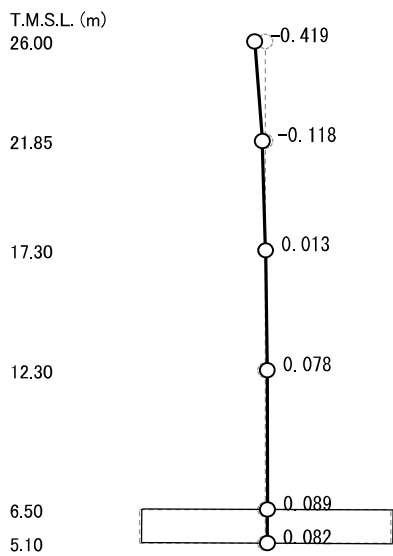
注 : () 内は, ケース1に対する比率を示す。



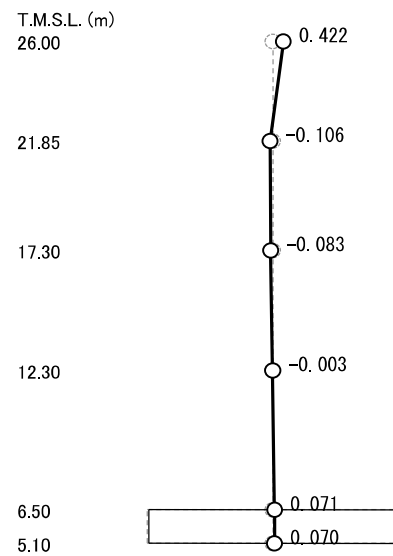
(a) 1次



(b) 2次

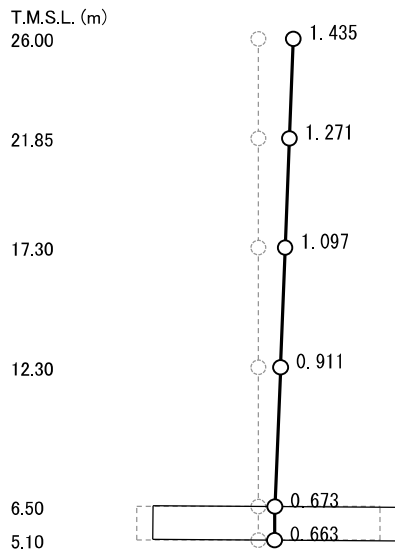


(c) 3次

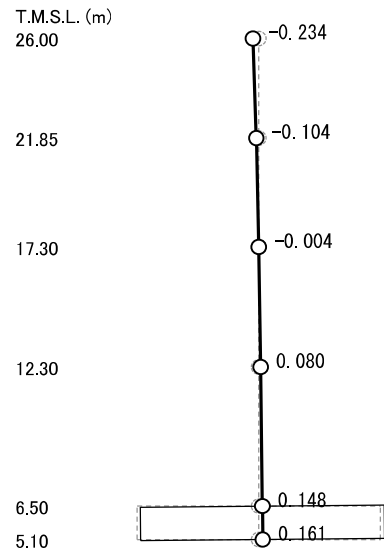


(d) 4次

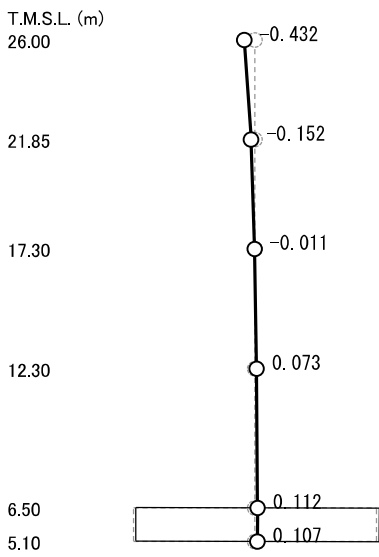
図 4-2 刺激関数図 (ケース 2)
(EW 方向, Ss-1)



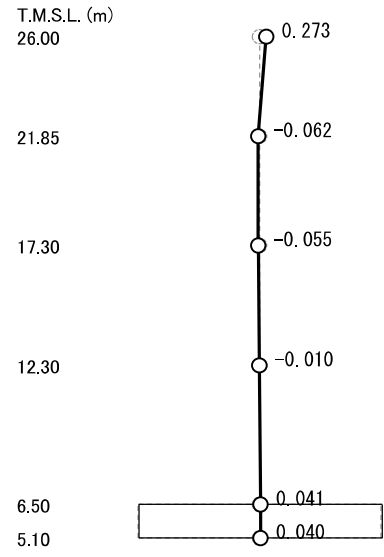
(a) 1次



(b) 2次

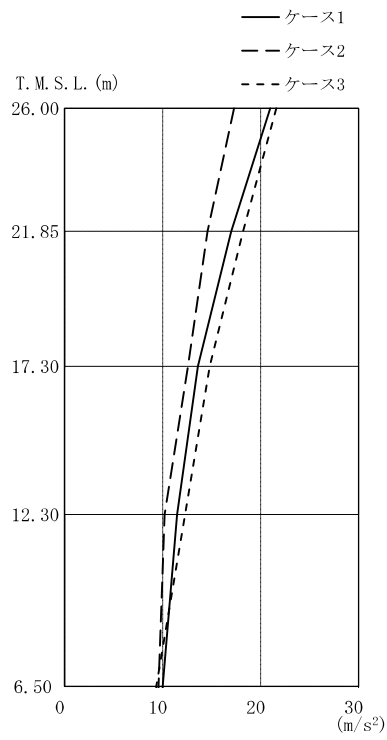


(c) 3次



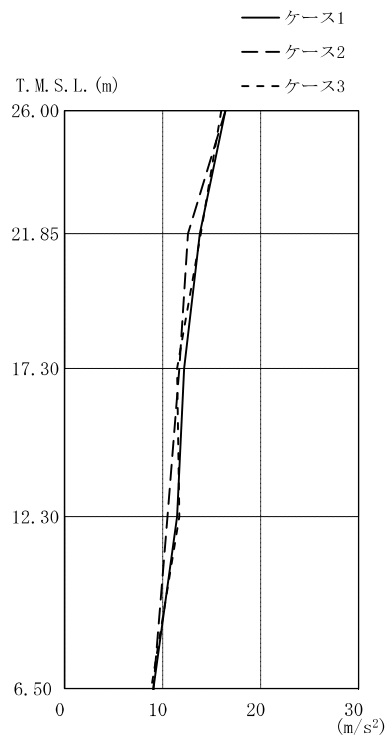
(d) 4次

図 4-3 刺激関数図 (ケース 3)
(EW 方向, Ss-1)



(m/s ²)		
ケース1	ケース2	ケース3
21.0	17.3	21.6
17.0	14.6	18.2
13.6	12.6	14.8
11.5	10.2	12.3
10.0	9.60	9.35

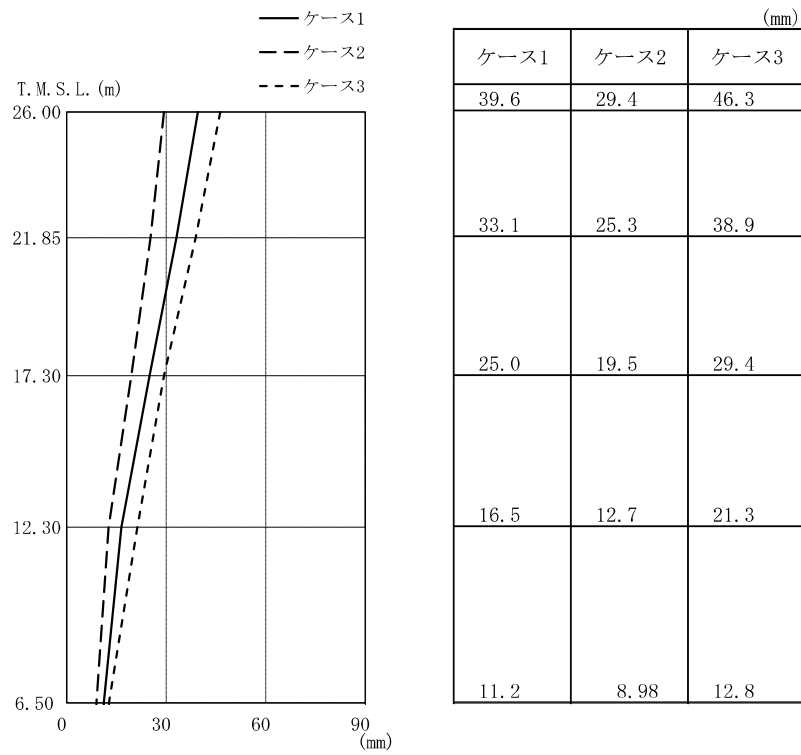
(a) Ss-1



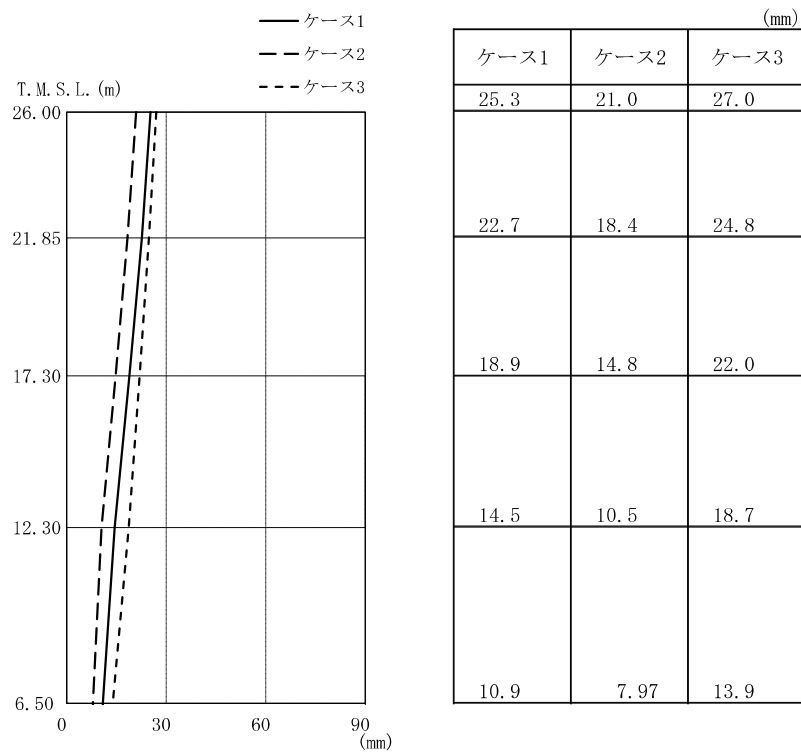
(m/s ²)		
ケース1	ケース2	ケース3
16.4	16.4	16.0
13.8	12.6	13.9
12.2	11.7	11.5
11.5	10.5	11.7
9.05	9.07	8.83

(b) Ss-2

図 4-4 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, EW 方向)

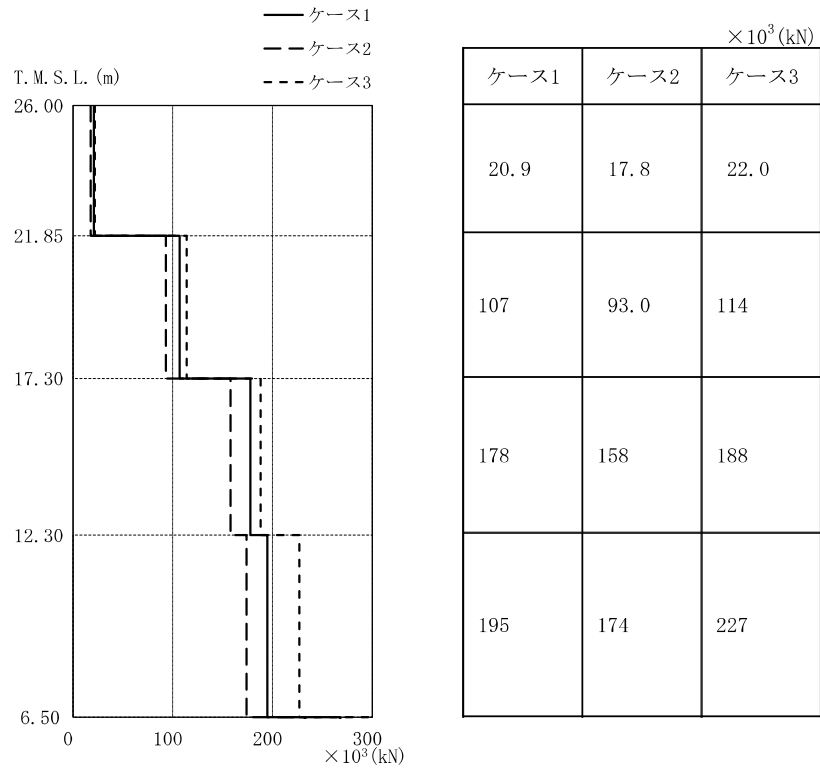


(a) Ss-1

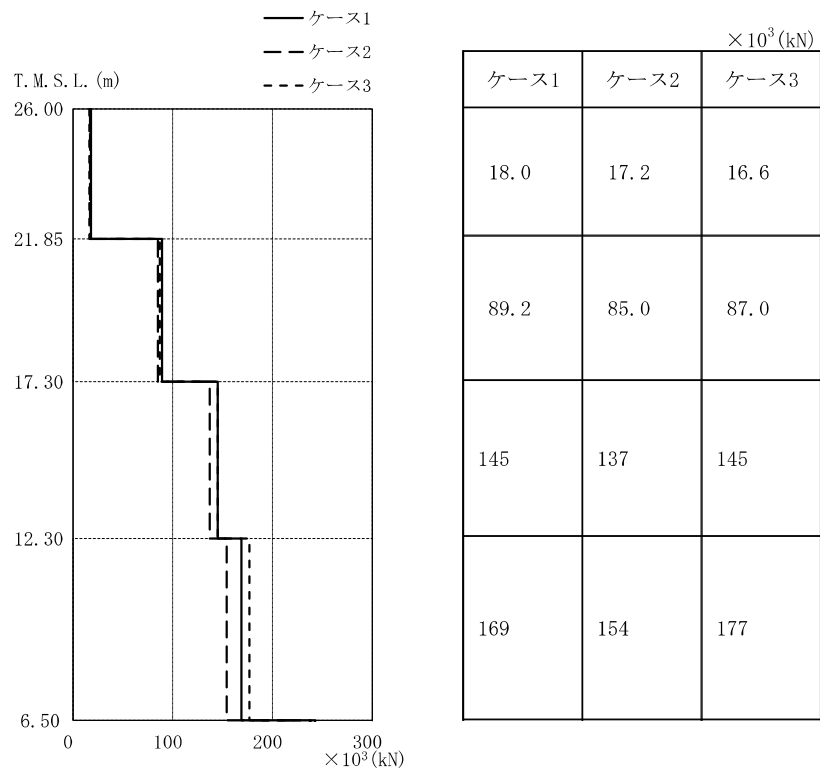


(b) Ss-2

図 4-5 最大応答変位 (基準地震動 S_s, EW 方向)

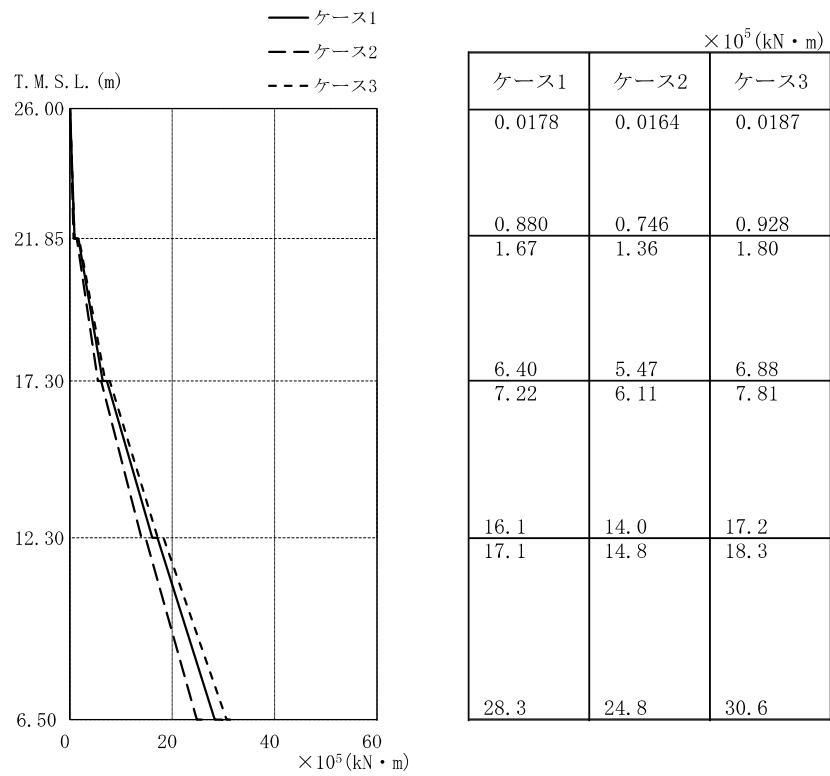


(a) Ss-1

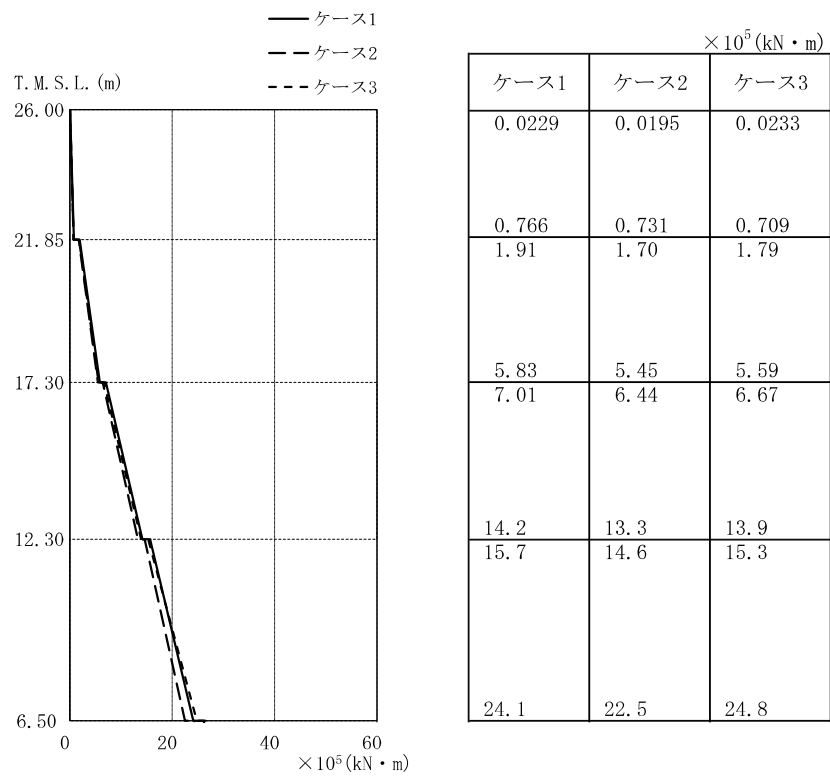


(b) Ss-2

図 4-6 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

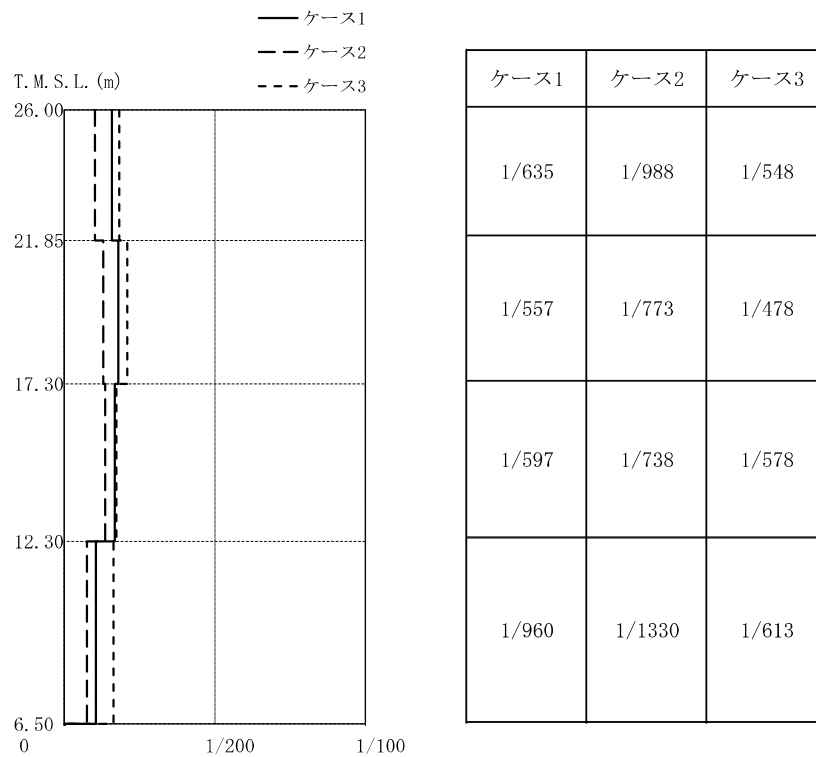


(a) S_s-1

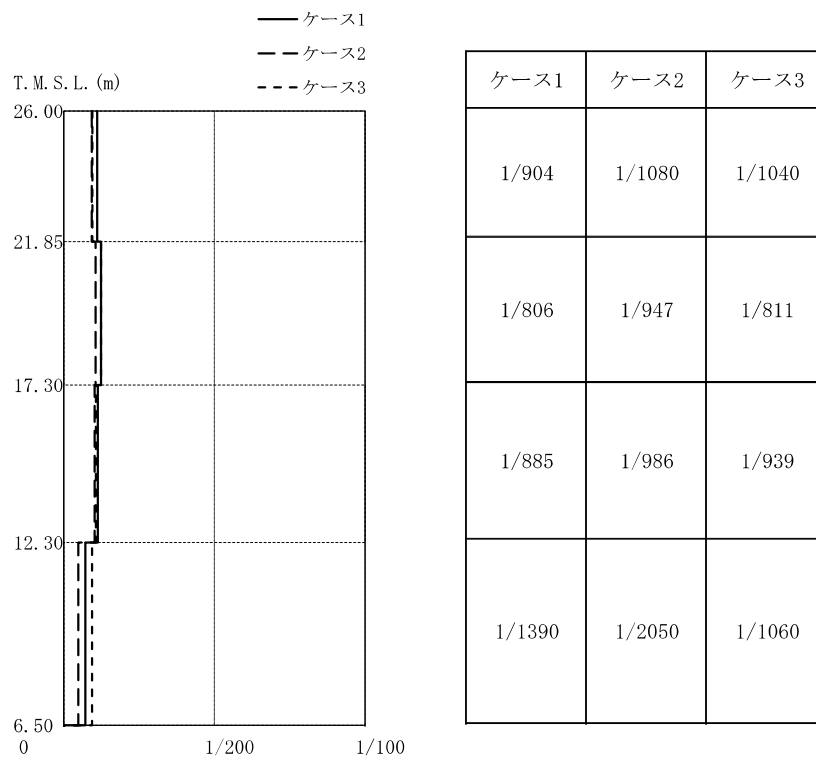


(b) S_s-2

図4-7 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, EW 方向)



(a) Ss-1



(b) Ss-2

図 4-8 最大層間変形角 (基準地震動 S_s, EW 方向)

4.2.2 建屋剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

表4-1に示した検討ケースのうち、建屋剛性を変動させたケース（ケース4及びケース5）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。入力地震動はSs-1及びSs-2とする。建屋剛性は、基本ケース（実強度 43.1N/mm²）に対してコア強度平均（55.7N/mm²）及び実強度 -2σ （37.2N/mm²）の変動を考慮する。なお、地盤剛性は基本ケースと同一とする。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果は、Ss-1を代表として表4-3、刺激関数図を図4-9及び図4-10に示す。表、図中においては基本ケースをケース1、コンクリート強度をコア強度平均としたモデルをケース4、実強度 -2σ としたモデルをケース5として示す。

基本ケースに対する建屋剛性のみを変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、 -2% ～ $+5\%$ 程度である。

(3) 地震応答解析結果

建屋剛性を変動させた地震応答解析モデルによる地震応答解析結果を基本ケースの結果と比較した。入力地震動はSs-1及びSs-2とする。最大応答値の比較を図4-11～図4-15に示す。

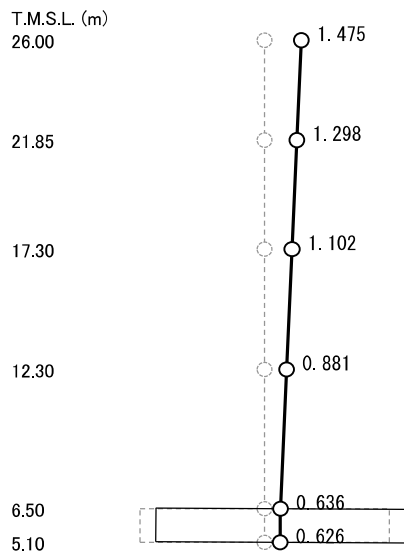
水平方向について、最大応答加速度、最大応答変位、最大応答せん断力、最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は、基本ケースであるケース1を中心にケース5が大きく、ケース4が概ね小さい傾向にある。

表4-3 固有値解析結果
 (ケース1, ケース4, ケース5, Ss-1)

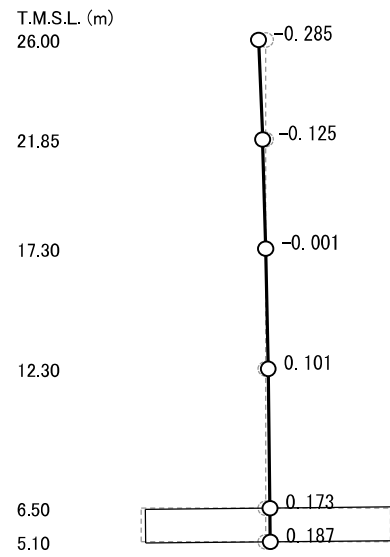
(単位 : Hz)

次数	EW方向		
	ケース1	ケース4	ケース5
1	5.90	5.98 (1.01)	5.87 (0.99)
2	11.89	11.93 (1.00)	11.87 (1.00)
3	14.78	15.18 (1.03)	14.61 (0.99)
4	19.38	20.42 (1.05)	18.96 (0.98)

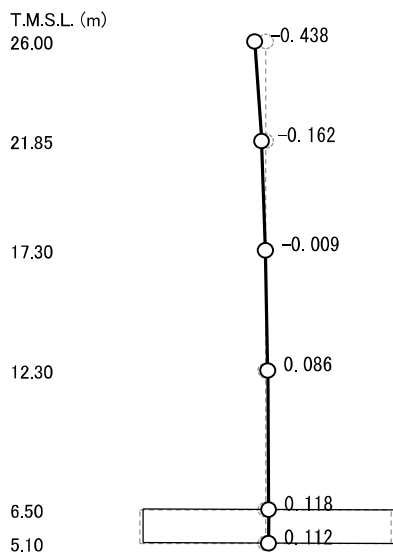
注 : () 内は, ケース1に対する比率を示す。



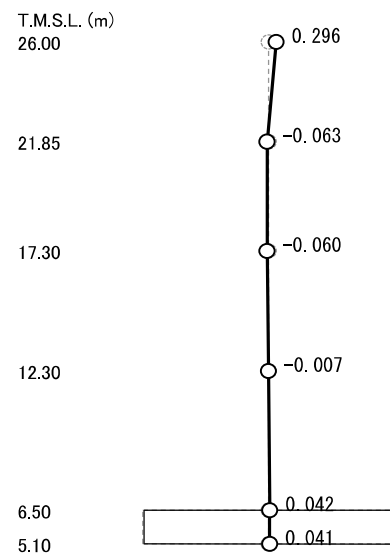
(a) 1次



(b) 2次

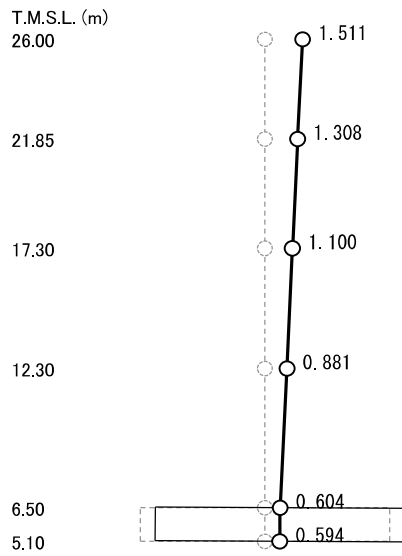


(c) 3次

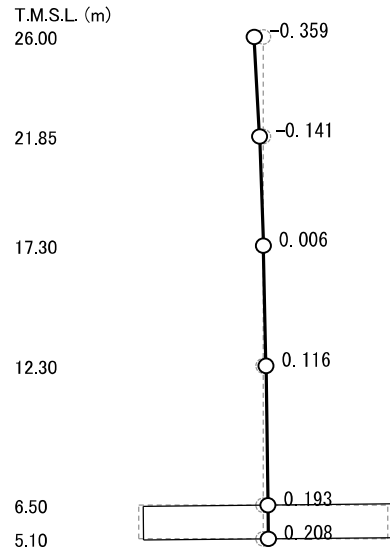


(d) 4次

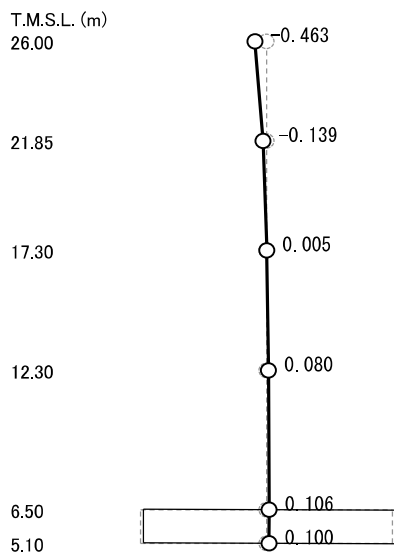
図 4-9 刺激関数図 (ケース 4)
(EW 方向, Ss-1)



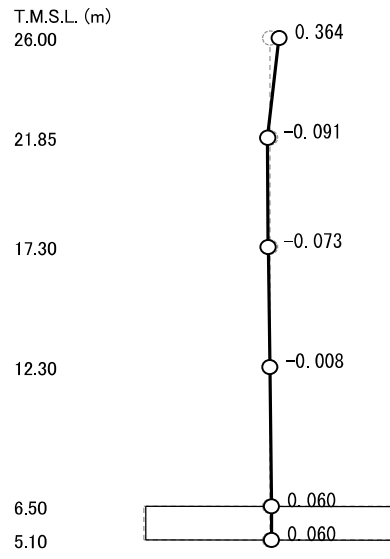
(a) 1次



(b) 2次

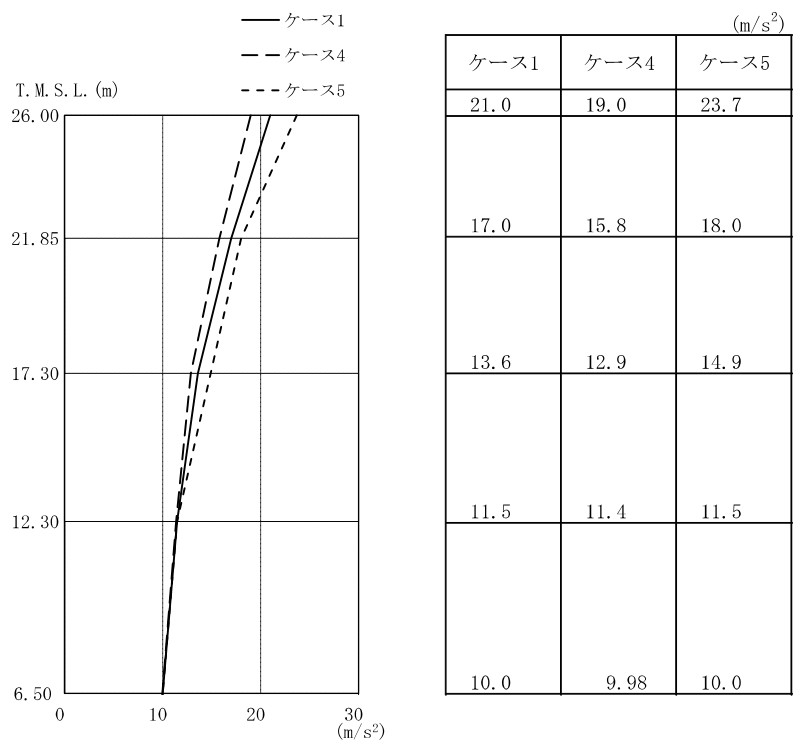


(c) 3次

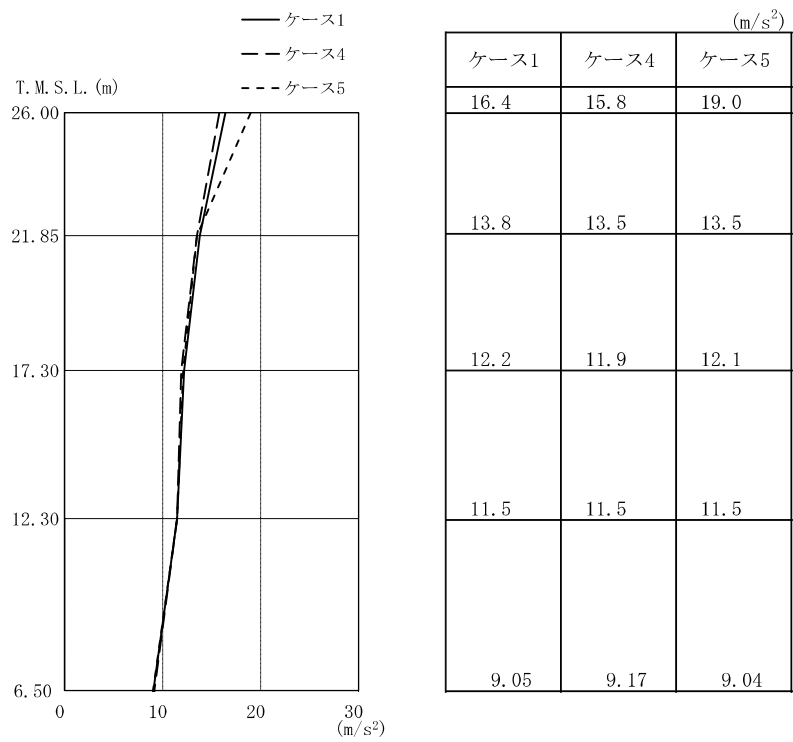


(d) 4次

図 4-10 刺激関数図 (ケース 5)
(EW 方向, Ss-1)

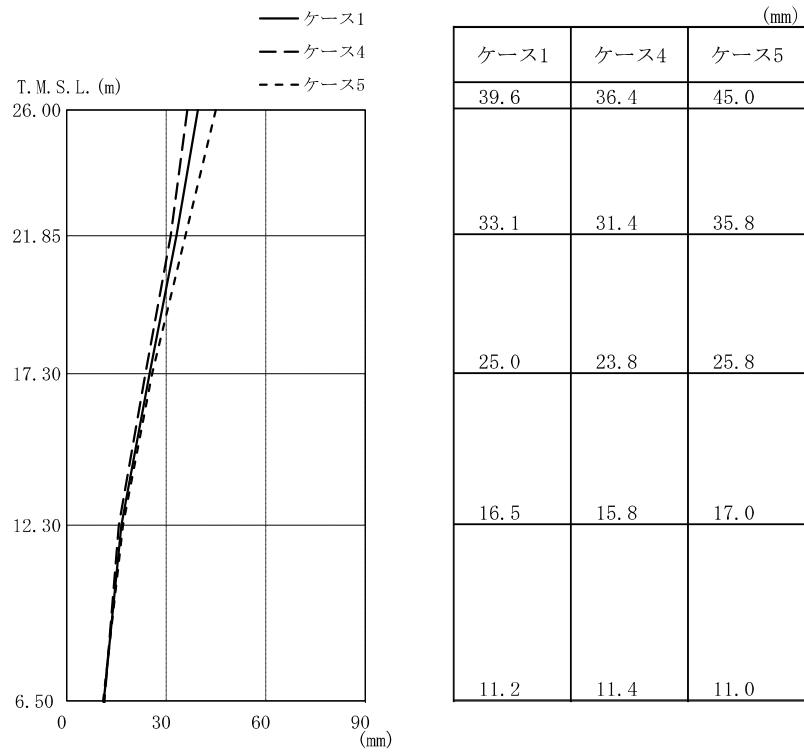


(a) Ss-1

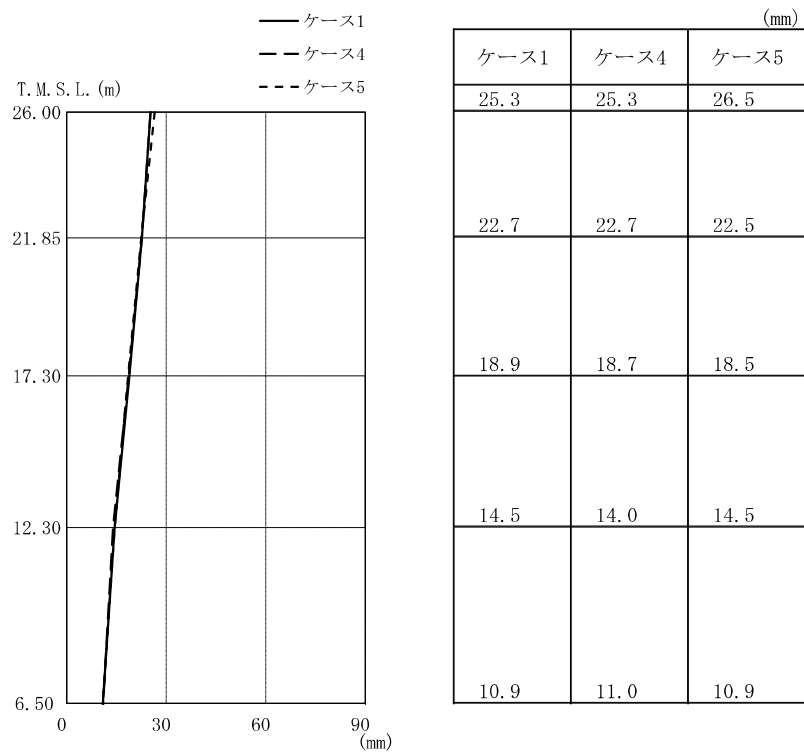


(b) Ss-2

図 4-11 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, EW 方向)

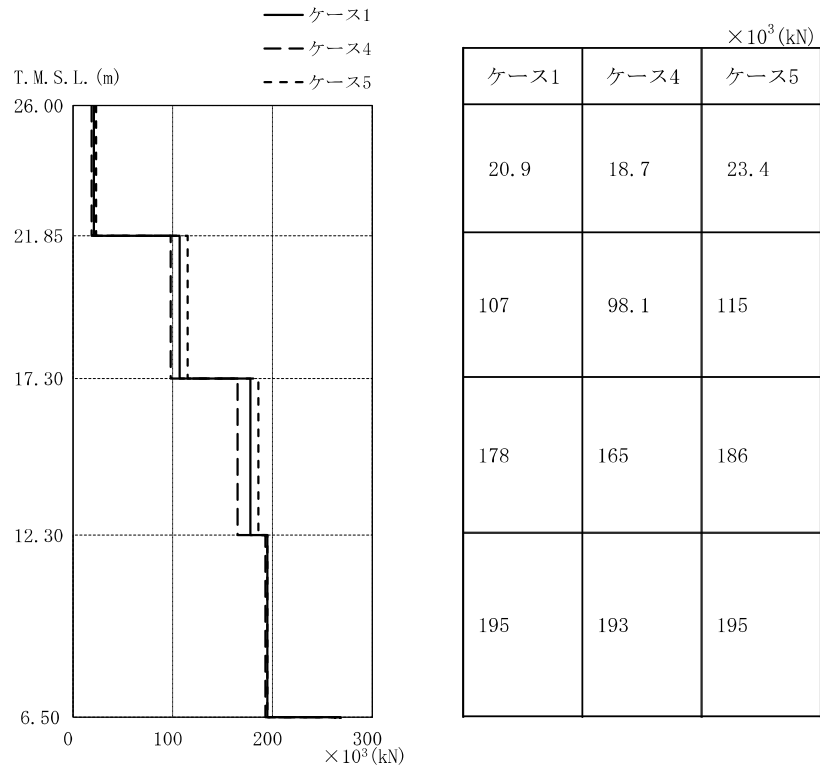


(a) Ss-1

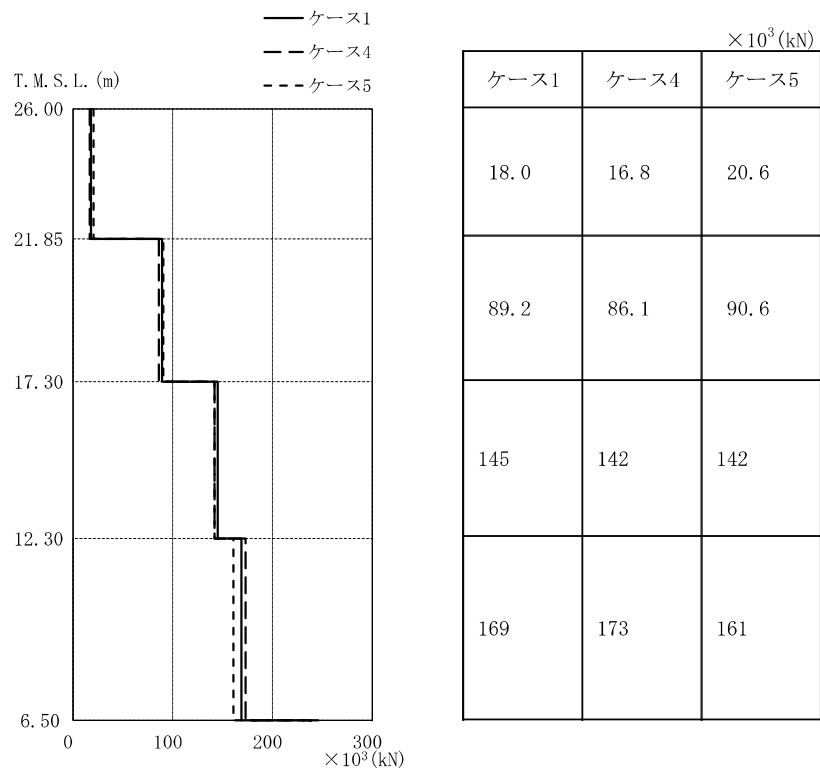


(b) Ss-2

図 4-12 最大応答変位 (基準地震動 S_s, EW 方向)

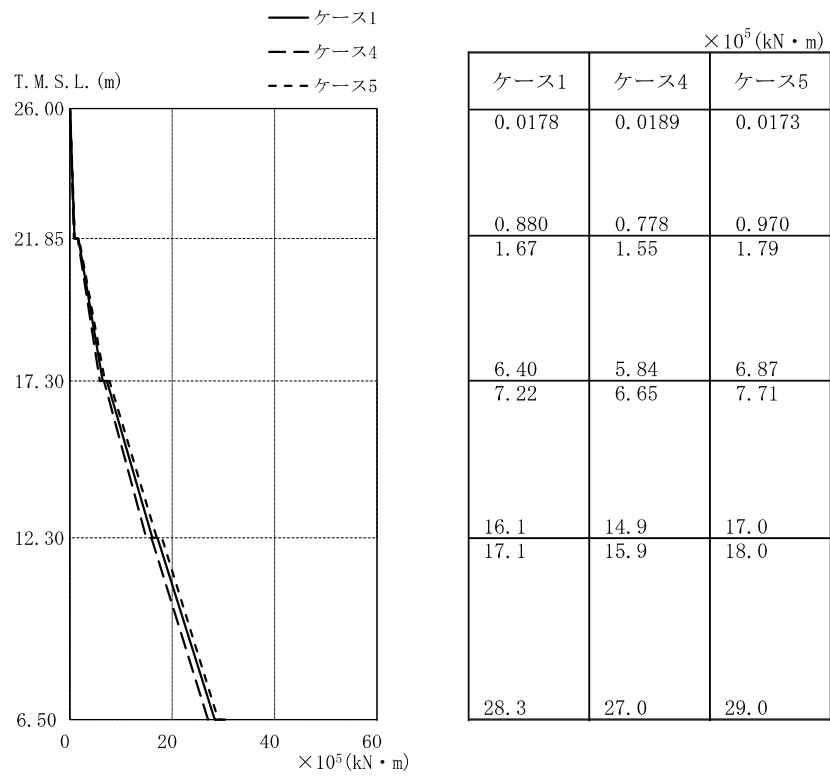


(a) Ss-1

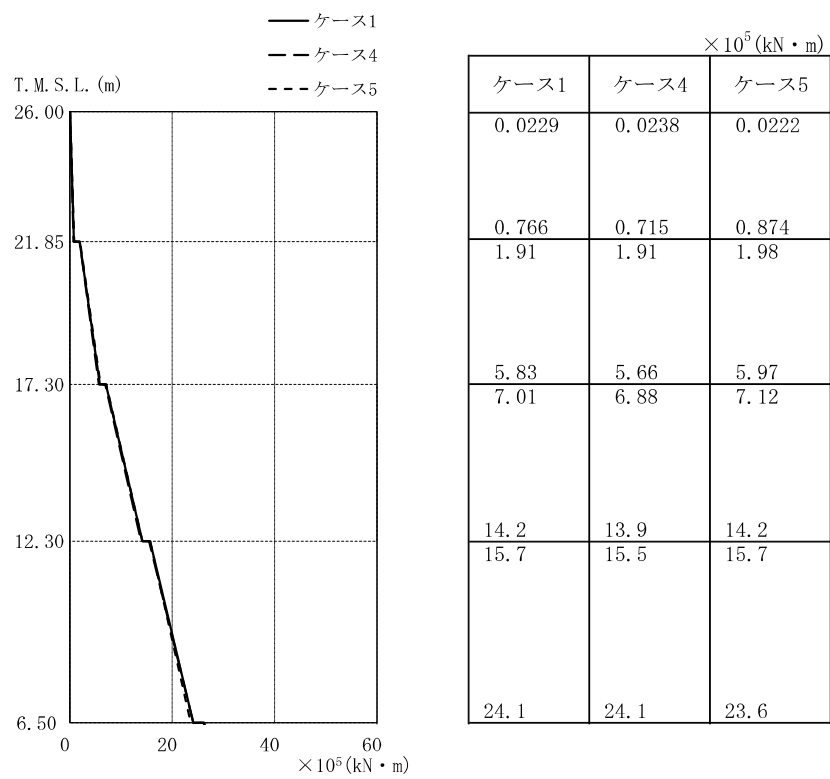


(b) Ss-2

図 4-13 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)

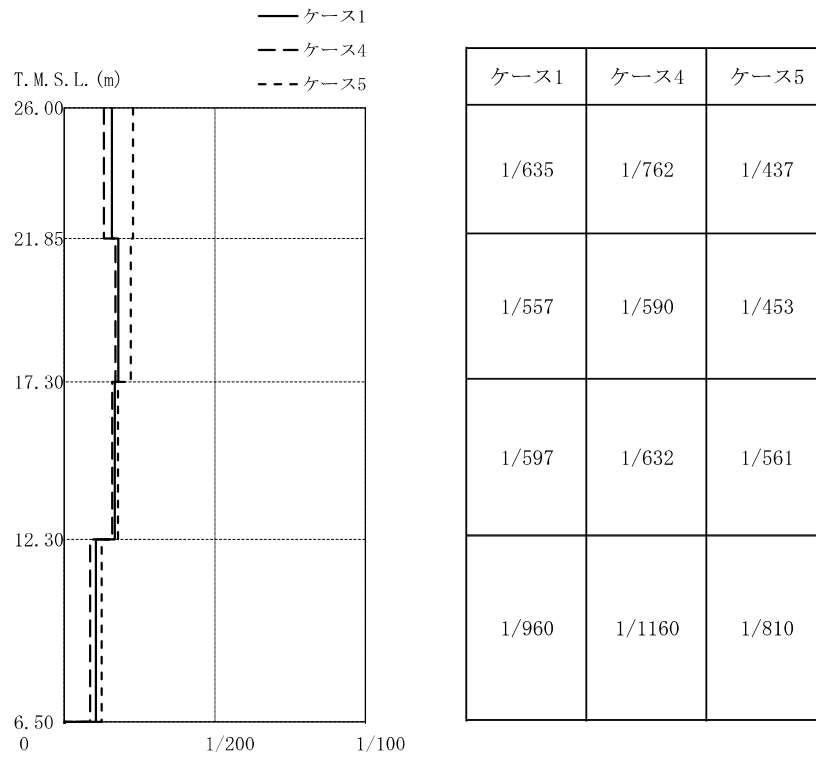


(a) Ss-1

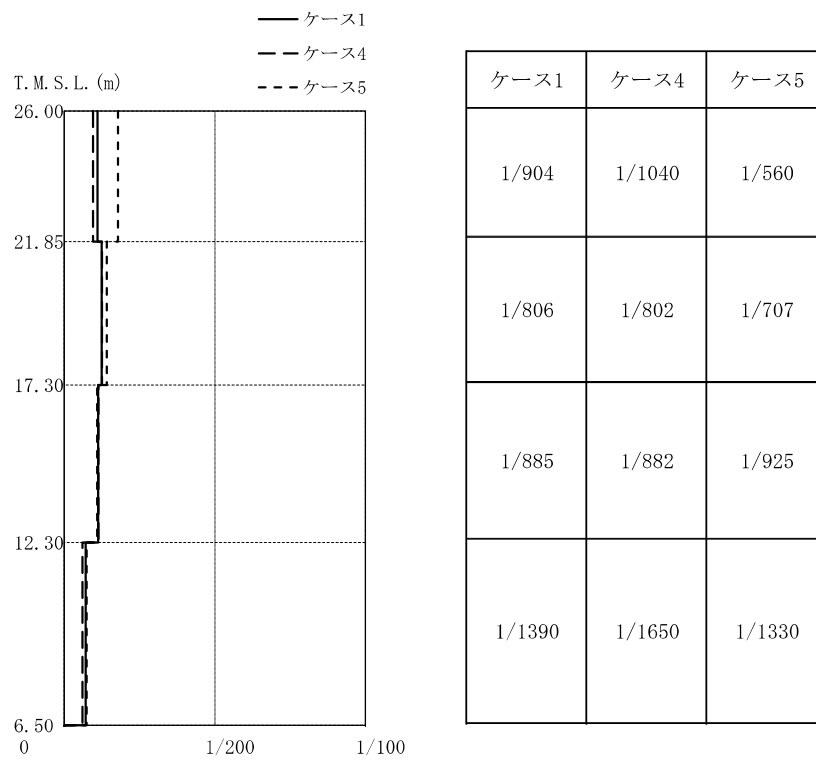


(b) Ss-2

図 4-14 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, EW 方向)



(a) Ss-1



(b) Ss-2

図 4-15 最大層間変形角 (基準地震動 S_s, EW 方向)

4.3 まとめ

建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より，以下の傾向を確認した。

- 建屋剛性及び地盤剛性の不確かさ
 - ・ 水平方向について，最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は，基本ケースであるケース1を中心にケース3が大きく，ケース2が概ね小さい傾向にある。

- 建屋剛性の不確かさ
 - ・ 水平方向について，最大応答加速度，最大応答変位，最大応答せん断力，最大応答曲げモーメント及び最大層間変形角は，基本ケースであるケース1を中心にケース5が大きく，ケース4が概ね小さい傾向にある。

以上より，建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したケースについては，建屋剛性，地盤剛性ともマイナス側に変動するケース3が最も大きく出ている。これは，建屋－地盤連成モデルの剛性がともにマイナス側に変動したためと考えられる。建屋自体の変形が大きいのは，建屋剛性はもっともマイナス側に変動するケース5（建屋剛性 -2σ ，標準剛性剛性）であることがわかる。

別紙 3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる
地震動の選定について

目 次

1. 検討概要	別紙3-1-1
2. 選定方法	別紙3-1-1
3. 地震動の選定	別紙3-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙3-1-7

1. 検討概要

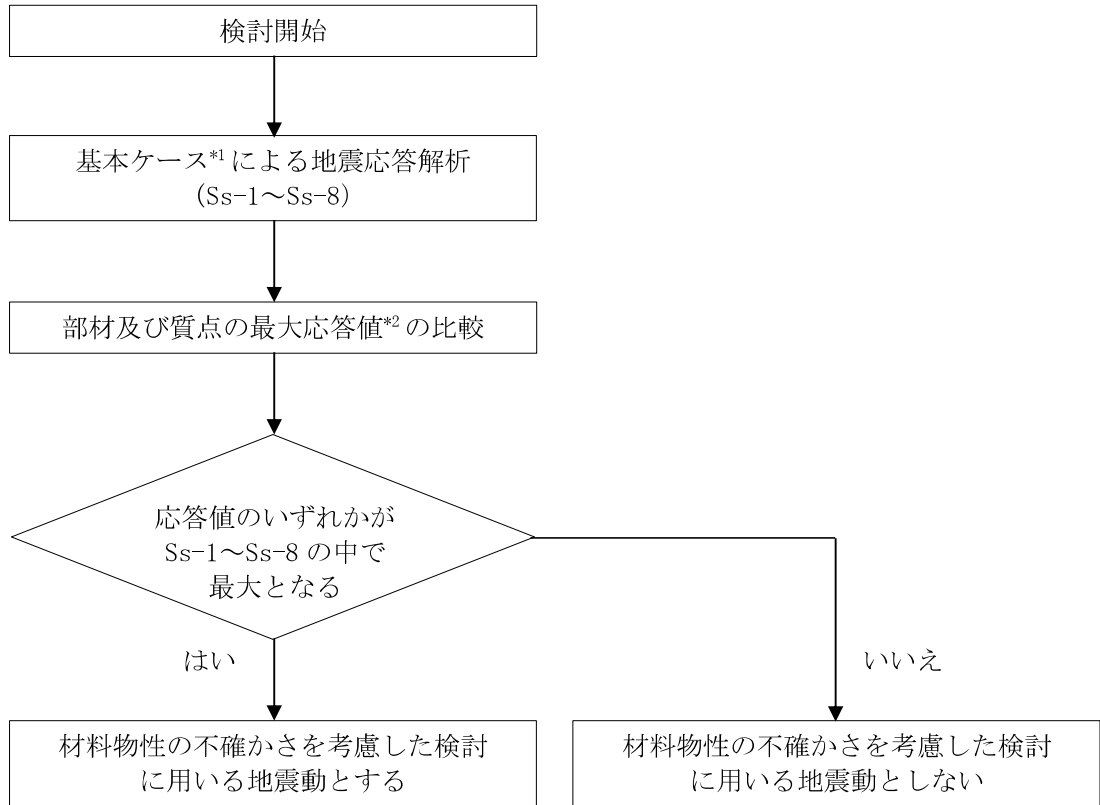
本資料は、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明するものである。

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、建屋及び地震動（基準地震動 S_s ）ごとの基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して検討を実施する。

2. 選定方法

材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図 2-1 に示す。

- ①基本ケース（コンクリート強度：実強度（ 43.1N/mm^2 ），地盤のせん断波速度：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ②地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び層間変形角とする。
- ③応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記 *1 : コンクリート強度：実強度，地盤のせん断波速度：標準地盤，RC 造部の減衰定数：5%
 *2 : 応答値は，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び層間変形角とする。

図2-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定法のフロー

3. 地震動の選定

サービス建屋における基準地震動 S_s に対する地震動の選定例を以下に示す。サービス建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を図 3-1～図 3-5 に示す。なお、最大値を網掛けとしている。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 S_{s-1} 又は S_{s-2} については、応答値のいずれかが S_{s-1} ～ S_{s-8} の中で最大となることから、不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。

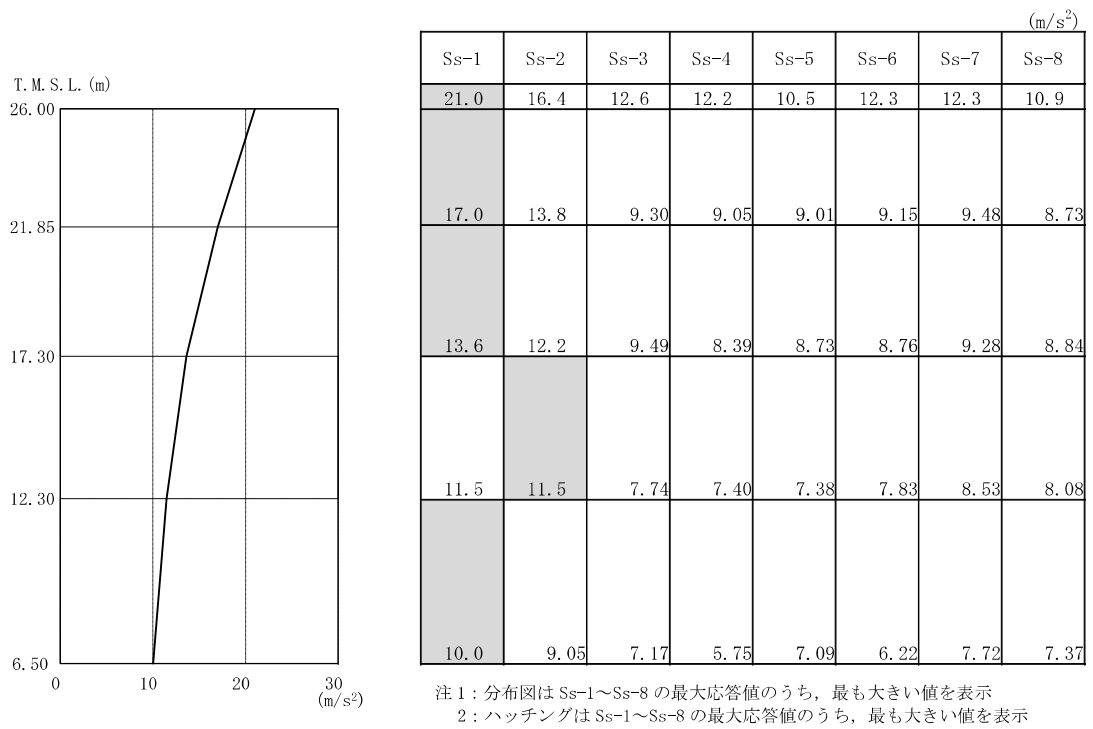


図 3-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)

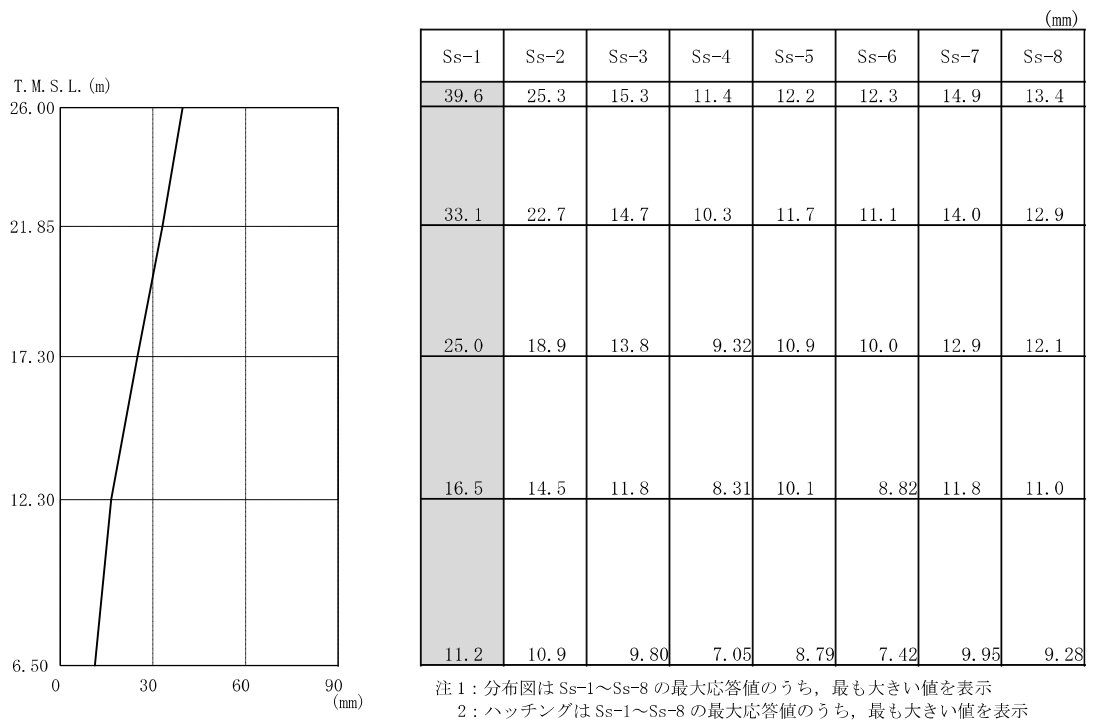


図 3-2 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)

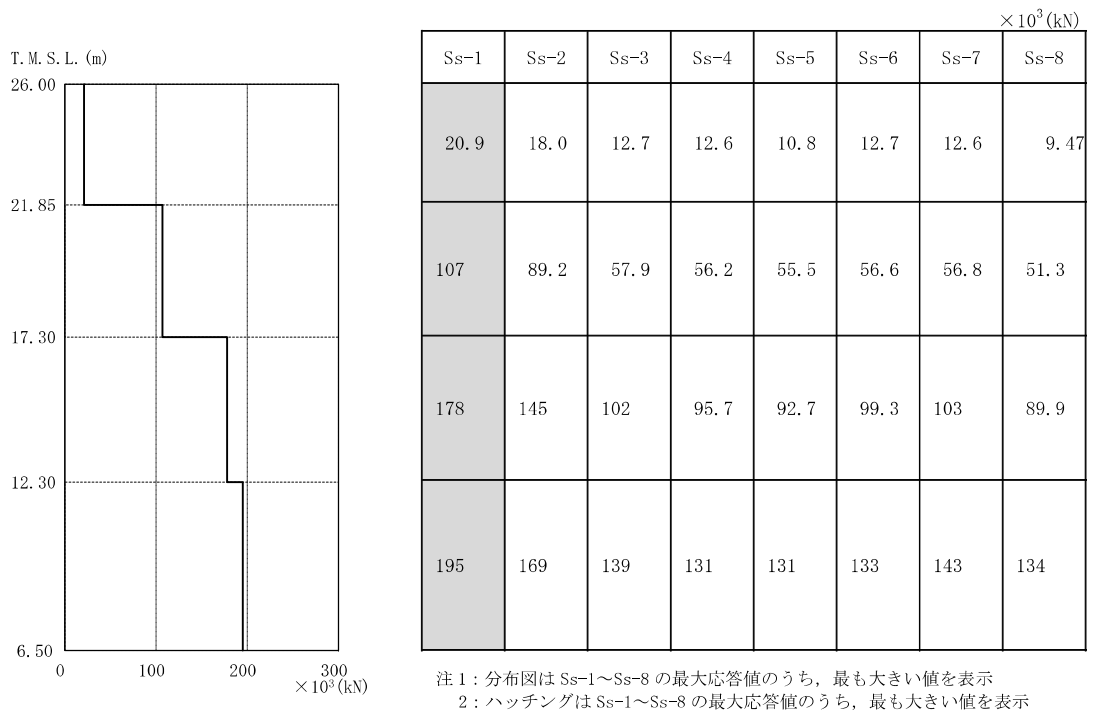


図 3-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)

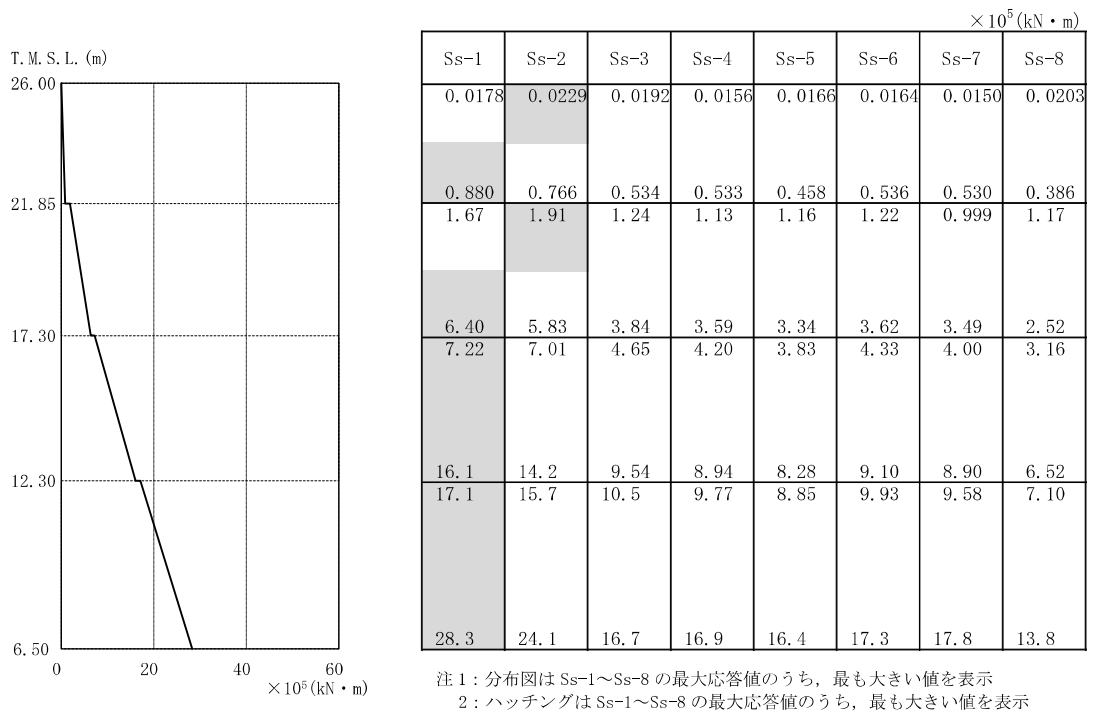
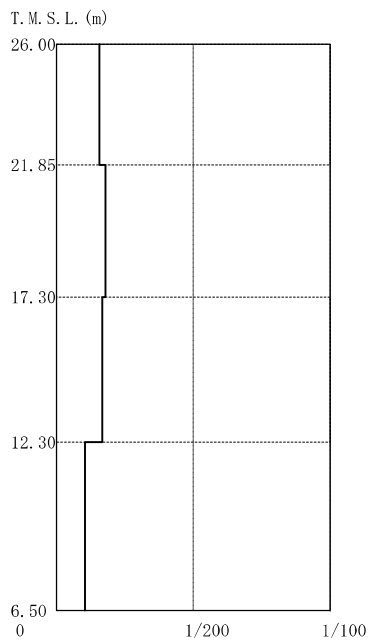


図 3-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
1/635	1/904	1/3710	1/3870	1/4680	1/3700	1/3850	1/5350
1/557	1/806	1/3740	1/4650	1/5130	1/4400	1/4240	1/5550
1/597	1/885	1/2400	1/3120	1/3700	1/2630	1/2250	1/4460
1/960	1/1390	1/2980	1/4160	1/4290	1/3710	1/2580	1/3600

注 1 : 分布図は Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示
 2 : ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

図 3-5 最大層間変形角 (基準地震動 S s , EW 方向)

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋及び地震動ごとの材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定結果を表 4-1 に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・ V-2-11-2-1 「サービス建屋の耐震性についての計算書」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動
	基準地震動 S s
サービス建屋	Ss-1, Ss-2

別紙 4 サービス建屋の NS 方向の地震応答解析結果について

目 次

1. 概要	別紙4-1
2. 設計用模擬地震波	別紙4-1
3. 検討方法及び検討条件	別紙4-6
4. 地震応答解析結果	別紙4-11

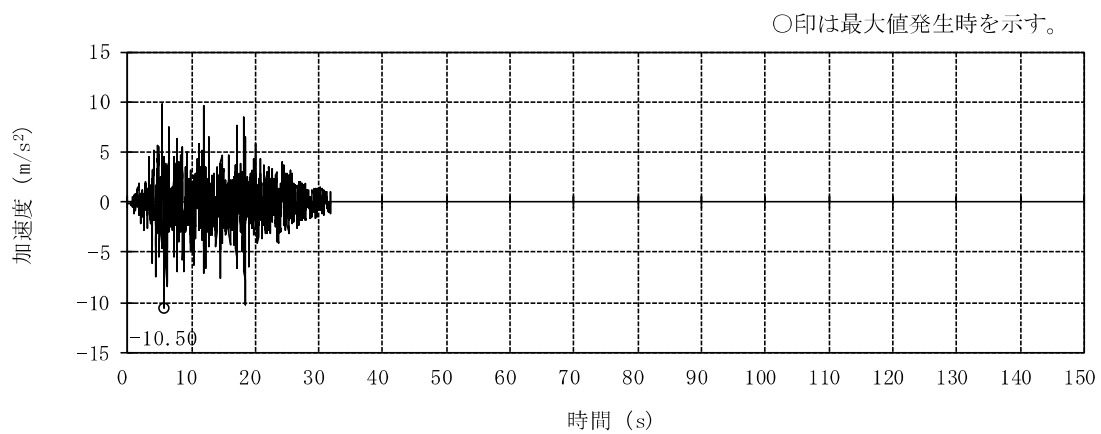
1. 概要

本資料は、サービス建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果を示すものである。なお、応答結果は、構造物全体としての変形性能を確認する観点から層間変形角を示し、材料物性の不確かさを考慮する。

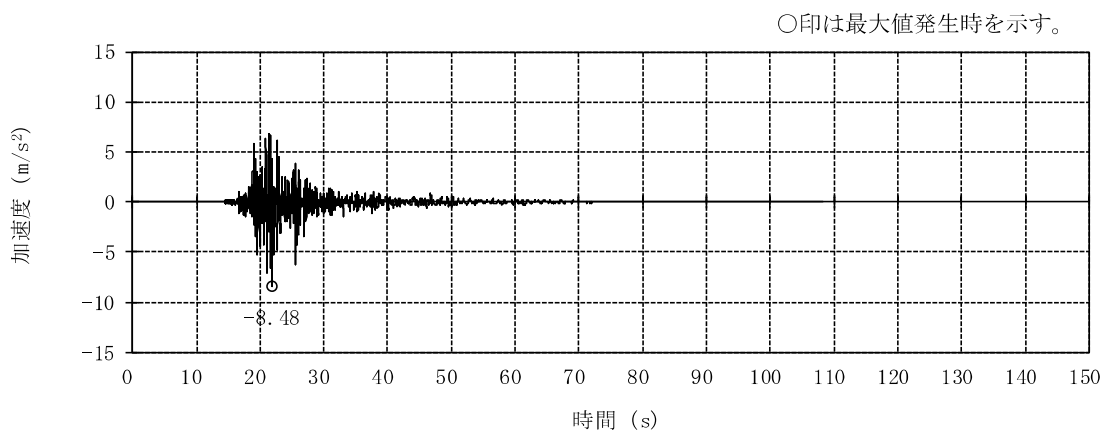
2. 設計用模擬地震波

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。

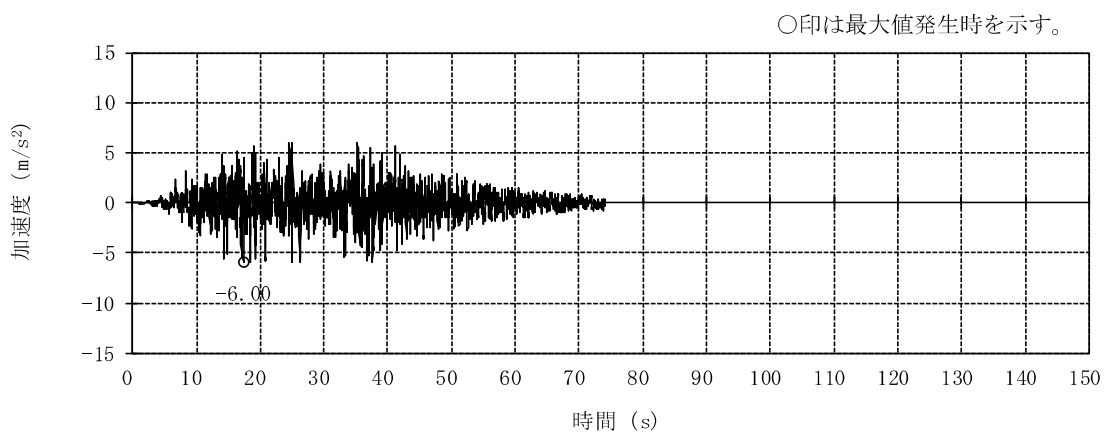
地震応答解析に用いる設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルのうち、NS方向について、図2-1及び図2-2に示す。



(a) Ss-1H

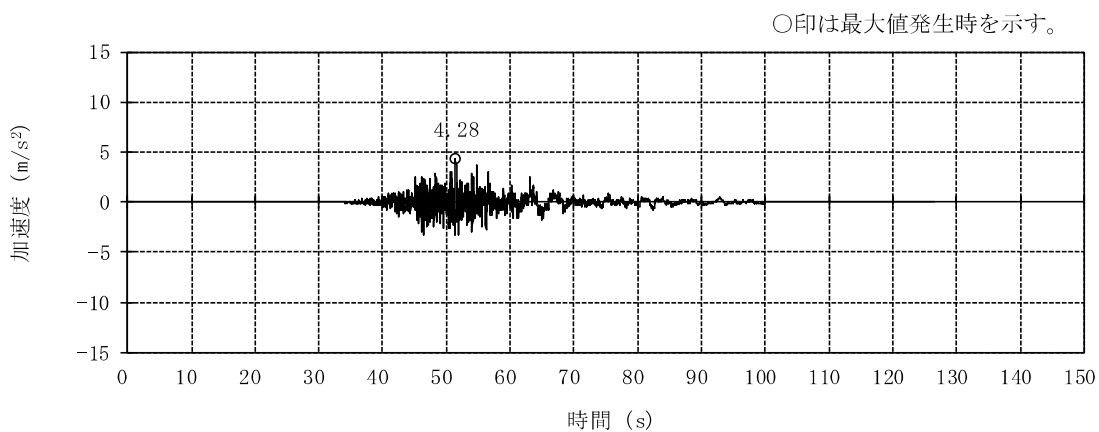


(b) Ss-2NS

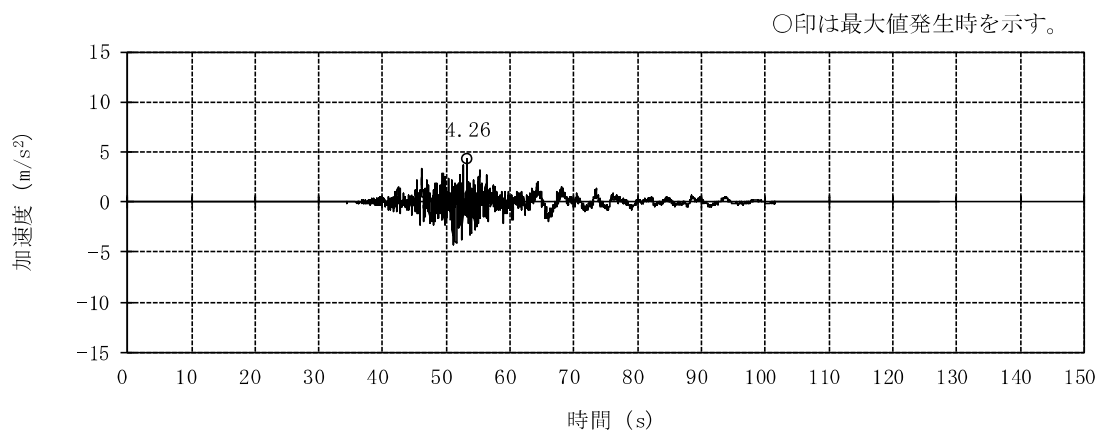


(c) Ss-3H

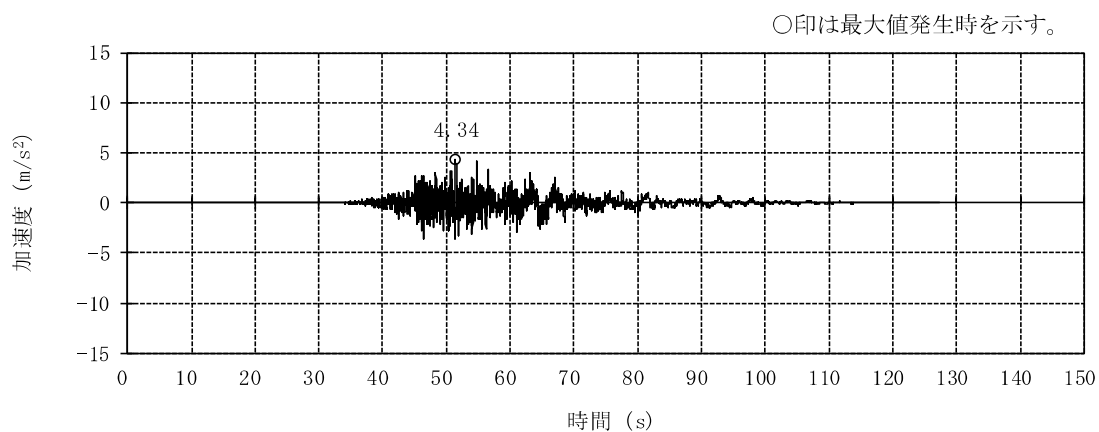
図 2-1 加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s, NS 方向）（1/3）



(d) S_s-4NS

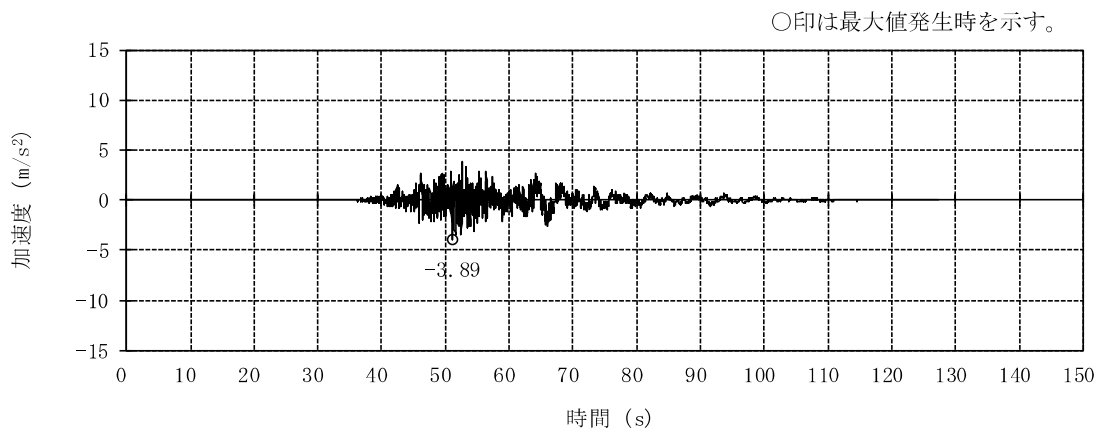


(e) S_s-5NS

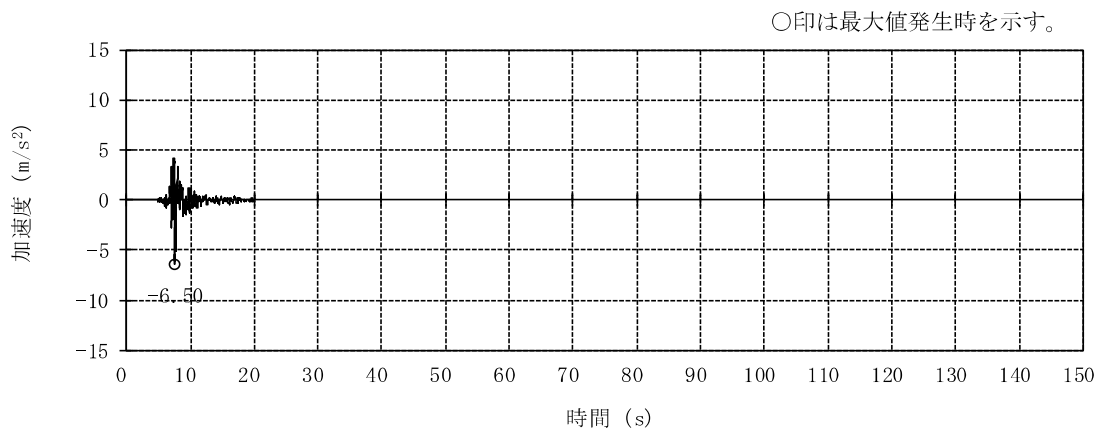


(f) S_s-6NS

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



(g) S_s-7NS



(h) S_s-8H

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

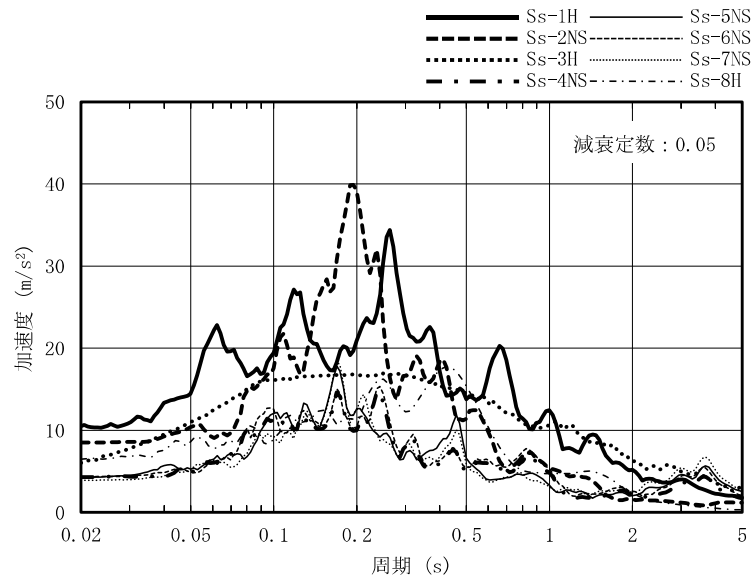
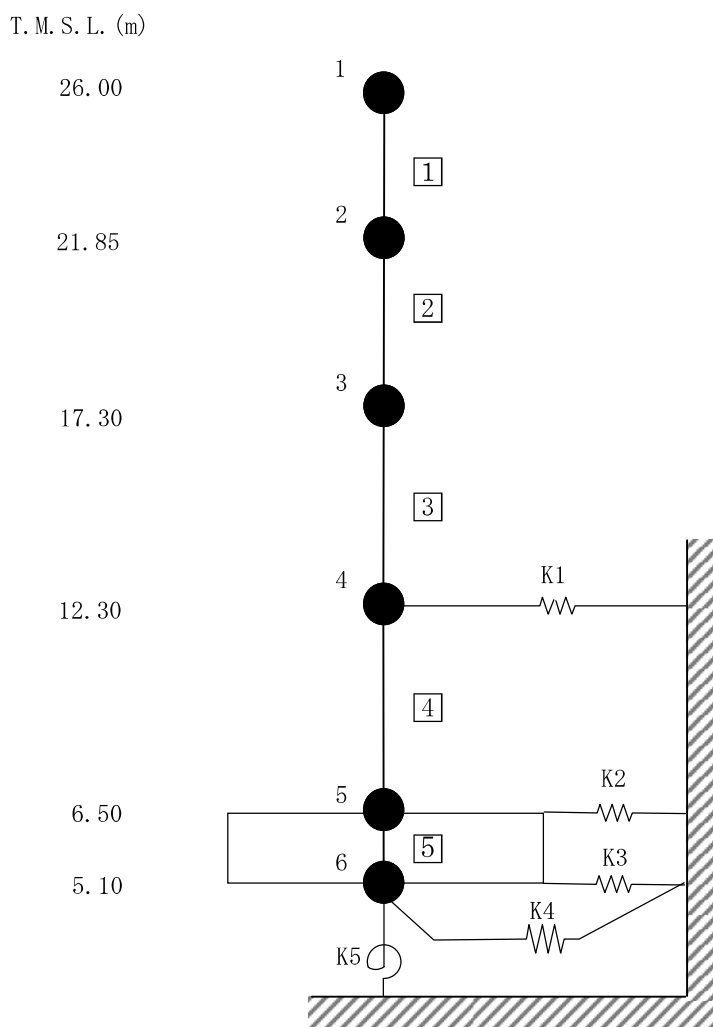


図 2-2 加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , NS 方向)

3. 検討方法及び検討条件

サービス建屋のNS方向の地震応答解析による検討は、V-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」の「3. 評価方法」に示す方法で行う。NS方向の地震応答解析モデルを図3-1に、地震応答解析モデルの諸元を表3-1に、スケルトン曲線の諸数値を表3-2に示す。

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3-2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3-3～表3-10に示す。



注：東京湾平均海面（以下「T. M. S. L.」という。）

図 3-1 地震応答解析モデル

表 3-1 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	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	9.6			
			①	7.5	—
2	49470	47.7			
			②	22.0	—
3	52630	50.7			
			③	32.9	—
4	64940	62.6			
			④	40.8	—
5	86130	83.1			
			⑤	2482.0	239100
6	41700	40.2			
合計	304840	293.9			

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) \times 73.0m (EW 方向)
 $\times 1.4\text{m}$ (厚さ)

表 3-2 せん断力のスケルトン曲線 (Q- γ 関係, NS 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	1.96	0.218	4.27	2.56	4.51	20.0
2F	3.83	0.145	10.3	2.50	11.0	20.0
1F	7.97	0.202	16.5	2.18	17.6	20.0
B1F	10.3	0.211	22.0	2.70	23.2	20.0

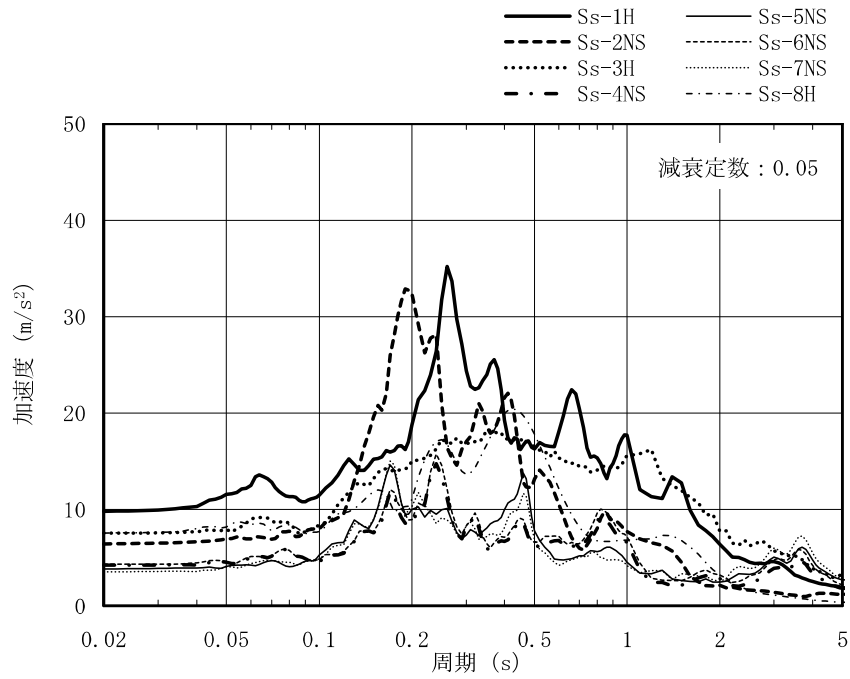


図 3-2 入力地震動の加速度応答スペクトル (5%, NS 方向)
(基準地震動 S_s, T.M.S.L. 5.1m)

表 3-3 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 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	5.01×10^5
K2	5	側面・並進	2.12×10^6	6.94×10^5
K3	6	側面・並進	4.11×10^5	1.35×10^5
K4	6	底面・並進	6.43×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.57×10^{10}	2.55×10^8

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 3-4 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-2, NS 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	4.98×10^5
K2	5	側面・並進	2.09×10^6	6.89×10^5
K3	6	側面・並進	4.05×10^5	1.34×10^5
K4	6	底面・並進	6.41×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.56×10^{10}	2.54×10^8

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 3-5 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-3, NS 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	5.20×10^5
K2	5	側面・並進	2.32×10^6	7.20×10^5
K3	6	側面・並進	4.51×10^5	1.40×10^5
K4	6	底面・並進	6.43×10^7	2.30×10^6
K5	6	底面・回転	2.58×10^{10}	2.55×10^8

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 3-6 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-4, NS 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	5.18×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.18×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.40×10^5
K4	6	底面・並進	6.67×10^7	2.35×10^6
K5	6	底面・回転	2.67×10^{10}	2.59×10^8

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 3-7 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-5, NS 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	5.24×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.25×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	6.59×10^7	2.33×10^6
K5	6	底面・回転	2.63×10^{10}	2.57×10^8

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 3-8 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-6, NS 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	5.15×10^5
K2	5	側面・並進	2.26×10^6	7.13×10^5
K3	6	側面・並進	4.38×10^5	1.39×10^5
K4	6	底面・並進	6.65×10^7	2.34×10^6
K5	6	底面・回転	2.67×10^{10}	2.58×10^8

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 3-9 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-7, NS 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	5.18×10^5
K2	5	側面・並進	2.29×10^6	7.17×10^5
K3	6	側面・並進	4.45×10^5	1.39×10^5
K4	6	底面・並進	6.51×10^7	2.32×10^6
K5	6	底面・回転	2.60×10^{10}	2.56×10^8

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 3-10 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-8, NS 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	5.23×10^5
K2	5	側面・並進	2.35×10^6	7.25×10^5
K3	6	側面・並進	4.57×10^5	1.41×10^5
K4	6	底面・並進	6.49×10^7	2.31×10^6
K5	6	底面・回転	2.59×10^{10}	2.56×10^8

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

4. 地震応答解析結果

サービス建屋のNS方向について、基準地震動 S_s に基づく地震応答解析結果（層間変形角）を表4-1及び表4-2に示す。

なお、ケース1（基本ケース）並びに材料物性の不確かさを考慮するケース2, 3, 4, 5の条件等はV-2-11-2-1「サービス建屋の耐震性についての計算書」に同じ。

表 4-1 建屋の最大層間変形角（NS 方向，ケース 1（基本ケース））

ケース 地震 階	ケース 1							
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
3F	1/3200	1/3810	1/6580	1/12600	1/11300	1/11900	1/11600	1/11100
2F	1/173	1/258	1/676	1/6900	1/3150	1/6090	1/3430	1/2540
1F	1/222	1/434	1/887	1/6180	1/4970	1/5780	1/5020	1/2720
B1F	1/734	1/1390	1/1310	1/5240	1/5000	1/5050	1/4880	1/1810

注：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

表 4-2 建屋の最大層間変形角（NS 方向，ケース 2, 3, 4, 5）

ケース 地震 階	ケース 2		ケース 3		ケース 4		ケース 5	
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
3F	1/3830	1/3540	1/2840	1/3330	1/4360	1/4420	1/1910	1/2380
2F	1/197	1/223	1/169	1/257	1/225	1/277	1/180	1/266
1F	1/253	1/432	1/208	1/437	1/194	1/390	1/208	1/438
B1F	1/925	1/1910	1/531	1/794	1/808	1/1960	1/700	1/1230

注：ハッチングは Ss-1 又は Ss-2 の最大応答値のうち、最も大きい値を表示

別紙5 支持地盤の極限支持力度の設定について

目 次

1. 検討概要	別紙6-1
2. 極限支持力度の算定方法	別紙6-1
3. 極限支持力度の算定結果	別紙6-2

1. 検討概要

サービス建屋の基礎底面接地圧の許容限界として用いる支持地盤の極限支持力度の算定方法とその算定結果について示す。

なお、サービス建屋底面の支持地盤は西山層となっているが、周辺部の一部に古安田層が介在していることから、支持地盤を保守的に古安田層と仮定し支持力度を算定する。

2. 極限支持力度の算定方法

支持地盤の極限支持力度 q_u は、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001 改定，以下「基礎指針」という。）に示される式(1)を用いて求める。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c) + (i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma) + (i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \dots (1)$$

ここで、

q_u	: 単位面積当たりの極限鉛直支持力（極限支持力度：kN/m ² ）
c	: 支持地盤の粘着力（kN/m ² ）
γ_1	: 支持地盤の単位体積重量（kN/m ³ ）
γ_2	: 根入れ部分の土の単位体積重量（kN/m ³ ） （ γ_1 ， γ_2 には、地下水位以下の場合、水中単位体積重量を用いる。）
B	: 基礎幅（短辺幅）（m）
D_f	: 建屋の根入れ深さ（m）
N_c ， N_γ ， N_q	: 支持力係数（基礎指針の表 5.2.1 参照）
α ， β	: 基礎の形状係数（基礎指針の表 5.2.2 参照）
η	: 基礎の寸法効果による補正係数
i_c ， i_γ ， i_q	: 荷重の傾斜に対する補正係数

なお、式(1)の第二項（寸法効果の項）は、支持地盤の内部摩擦角 $\phi = 0$ （すなわち、 $N_\gamma = 0$ ）とすることから無視される。

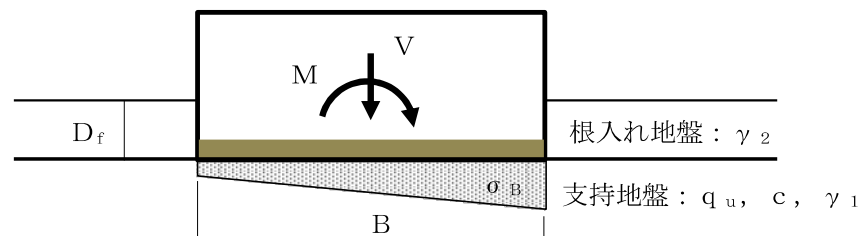


図 2-1 建屋の設置状況の概念図

(V ， M ， σ_B ：基礎底面に生じる鉛直力，転倒モーメント及び接地圧)

3. 極限支持力度の算定結果

基礎指針に示される式(1)に基づき、支持地盤の極限支持力度を算定する。その算定に用いる定数・諸元の設定値を表3-1に示す。

このうち、粘着力 c は、V2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す、下式の古安田層のピーク強度 C_u を用いる。

$$C_u = 238 + 0.407 \cdot P \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、

- C_u : 古安田層のピーク強度 (kN/m²)
- P : 平均有効拘束圧 (kN/m²) ただし、 $P = (2\sigma_h + \sigma_v) / 3$ (3成分の平均値)
- σ_h : 水平成分の地中応力 (側圧: kN/m²)
- σ_v : 上載圧 (鉛直成分: kN/m²)

以上の各種の定数・諸元の設定値を式(1)に代入して得られた古安田層の極限支持力度の算定結果を表3-2に示す。

表3-1 古安田層の極限支持力度の算定に用いる定数・諸元の設定値 (1/2)

	支持地盤		根入れ地盤	建屋・基礎		
	粘着力 c (C_u) (kN/m ²)	単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	基礎幅		根入れ深さ D_f (m)
				B (m)	L (m)	
設定値	267	17.30	17.30 (7.49)	34.0	73.0	6.9
備考	古安田層		古安田層	短辺	長辺	基礎底面まで

注*: ()内は地下水位以下の場合 (水中単位体積重量)

表3-1 古安田層の極限支持力度の算定に用いる定数・諸元の設定値 (2/2)

	支持力係数*			基礎の形状係数* (長方形の場合)		寸法効果による 補正係数* η	荷重の傾斜 に対する補正係数		
	N_c	N_γ	N_q	α	β		i_c	i_γ	i_q
設定値	5.1	0.0	1.0	1.09	0.41	0.31	1.0	0.0	1.0
備考	内部摩擦角 $\phi = 0$ の場合			$1.0 + 0.2 \cdot B/L$	$0.5 - 0.2 \cdot B/L$	$(B/B_0)^{-1/3}$ $B_0 = 1.0$	荷重の傾斜角 $\theta = 0$ の場合		

注*: Bは基礎の短辺幅, Lは基礎の長辺幅, B_0 は基準幅

表3-2 古安田層の極限支持力度の算定結果

	式(1)による計算結果			極限 支持力度 q_u (kN/m ²)
	第一項 ($i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c$)	第二項 ($i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma$)	第三項 ($i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$)	
計算値	1480	0	50	1530