

第8話 地震応答解析をしよう

ここでは 3-8 節「解析フレームモデルの作成と予備1次設計」で作成された建物の解析モデルを用いて地震応答解析を行います。解析の結果、設定地震力と応答値の大小関係から設定地震力と仮定断面の調整を繰り返した建物の解析モデルに至るまで繰り返し計算を行います。

また、地震応答解析とは、時刻歴解析と告示による応答スペクトル解析のどちらも地震応答解析であり、ここでは、両解析を含めて説明します。

8-1. 上部構造の振動解析モデルを作成する

①告示応答スペクトル解析の場合：各層の地震時重量と階高さ、弾性剛性のみが建物の解析モデルとなります。

②時刻歴解析の場合

仮定断面からなる建物の静的解析モデルを用いて設計層せん断力を5倍程度にして荷重増分解析を行う。

図8-1.1に各層の層間変位と層せん断抵抗の関係を示します。さらに、建物の地震応答時の履歴特性を設定するために2つの折れ点をもつリニア型復元力モデルとします。

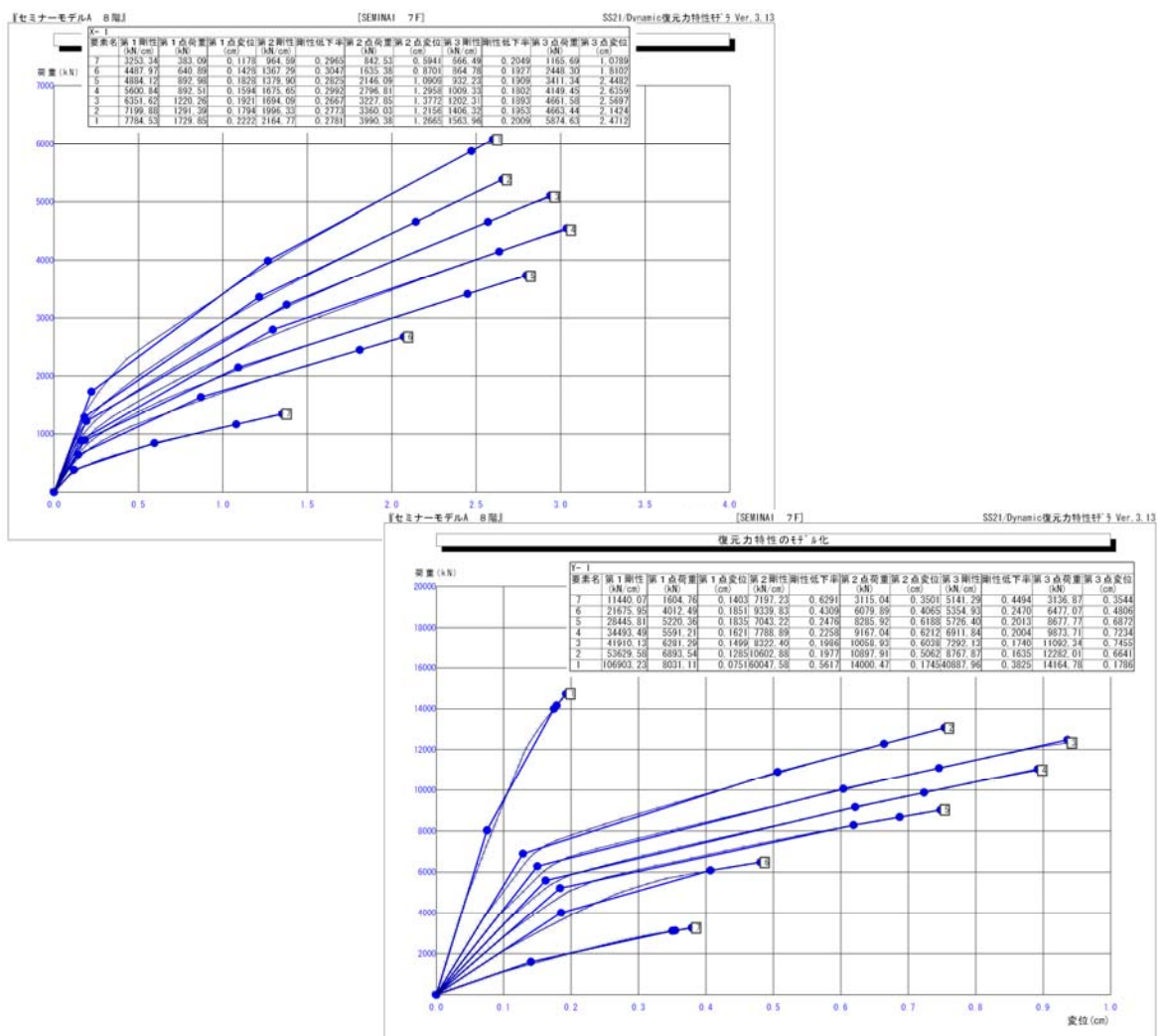


図 8-1.1 各層の層間変位と層せん断抵抗の関係

特に、RC造の場合は、復元特性 Degrading・トリ・リニア型モデル(武田モデル)が採用される。

S造の場合は、標準トリ・リニア型モデルが採用される。

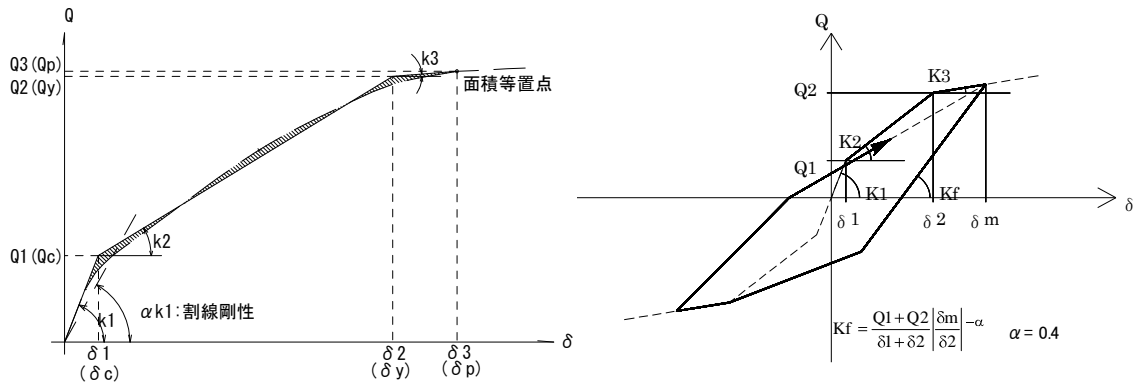


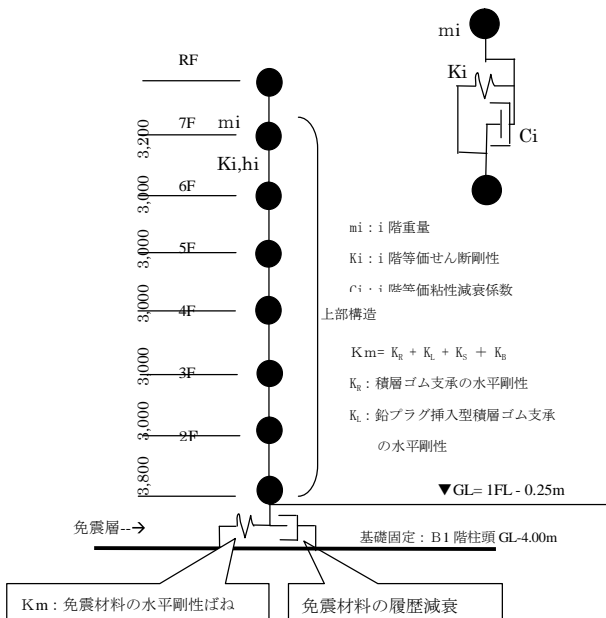
図 8-1.2 トリ・リニア型スケルトンモデル、Degrading・トリ・リニア型モデル(武田モデル)

ここまでの作業で、上部構造と免震層の剛性(4-3 節免震層の復元力特性)が設定され、建物の重量は地震時荷重とし1次設計で求まります。これを用いた2次元の集中質点系振動解析モデルの例を図8-1.3に示します。なお、本例は、中高層建物のため各層を等価せん断型のバネとしましたが、高層・超高層では曲げ成分を考慮した等価曲げせん断型のバネモデルを設定します。

ここでフレーム柱、梁の構造減衰を等価粘性減衰で仮定します。RC構造は2~3%、S構造は1%とします。

免震部材は、性能試験による履歴が明確なため履歴によるエネルギー吸収のみを考慮しh=0とします。

また、この段階で固有値解析を行い、フレームのみの固有値から適正を確認します。高次モードが卓越する場合は免震効果は低下します。免震層を含むフレームモデルでは、免震層の変形に応じた剛性変化をさせて固有値を求め免震周期の変化を確認します。



上部構造モデルの諸元例

階	階高 (cm)	各階重量 (kN)	減衰特性 (%)	復元力特性
RF		2854	h=2% (瞬間剛性比例)	スケルトンモデル: 標準トリ・リニア型 履歴則: 武田モデル
7F	320	3328		
6F	300	3293		
5F	300	3331		
4F	300	3379		
3F	300	3390		
2F	300	4220		
1F	380	4861		
免震層	200		h = 0	

図 8-1.3 2次元の集中質点系振動解析モデル例

8-2. 地震波入力による時刻歴解析を行う

①解析の理論

時刻歴解析とは、ダランベール運動方程式

$$[m]\{y''\} + [C]\{y'\} + [K]\{y\} = -[m]\{y_0''\}$$

ここに $[m]\{y''\}$: 慣性力 $[m]$: 質量 $\{y''\}$: 相対加速度

$[C]\{y'\}$: 減衰力、 $[C]$: 減衰係数(=2hωm)、 $\{y'\}$: 相対速度

$[K]\{y\}$: 復元力、 $[K]$: 剛性、 $\{y\}$: 相対変位

$-[m]\{y_0''\}$: 地震力、 $\{y_0''\}$: 地盤加速度、 $\{y''+y_0''\}$: 絶対加速度

ここで、 $[C]$ = 構造減衰マトリクス

$[K]$ = 瞬間剛性マトリクス

$$[C] = 2 \cdot h_1 / \omega_1 \cdot [K]$$

ω_1 = 1次固有円振動数

$$h_1 = 0.02 \text{ (}\sim 0.03\text{)}$$

を数値解析することです。一般には、多質点系のモデルが多く、マトリクスを用いた表現となります。

手計算では膨大な数値を扱うためパソコンが使用されます。デジタル値で運動方程式を処理する方法として Newmark の β 法などが用いられます。これらの方法では、細かい時間間隔 Δt ごとに運動方程式を解き、Δt 後 t+Δt の建物の状態を推定します。

[Newmark の β 法]

$$y'_{n+1} = y'_n + 1/2(y''_n + y''_{n+1}) \Delta t$$

$$y_{n+1} = y_n + y'_n \Delta t + (1/2 - \beta) y''_n \Delta t^2 + \beta y''_{n+1} \Delta t^2$$

βは加速度変化を仮定する定数 線形加速度法の場合: 1/6, 平均加速度法の場合: 1/4

ここで注意すべき点は、Δt での設定です。免震構造の場合、免震部材の非線形特性が厳しくこの刻みを微小にしないと計算仮定に誤差が積算し発散します。推奨値 Δt =0.001(秒)

地震応答解析ソフトとして、DynamicPro(ユニオンシステム),RESP-M2(構造計画研究所)などが使用されています。

②解析結果

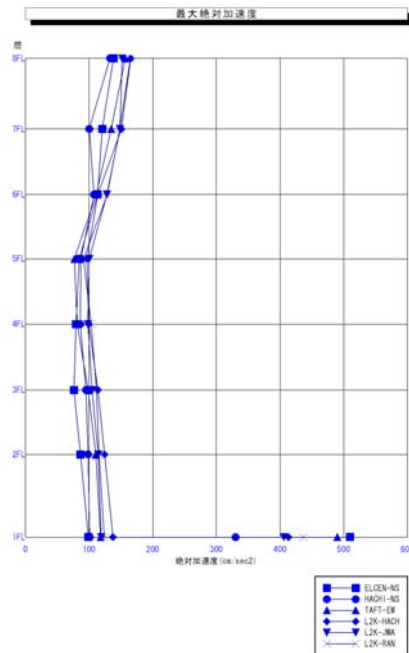
上記解析モデルと運動方程式を用いて、時刻歴の入力地震動 y_0 を Δt 刻みで計算すると地震波の継続時間の建物の状態を表す応答値 $\{y''+y_0\}$ 、 $\{y'\}$ 、 $\{y\}$ が算定されます。これから、

$$\text{層せん断力 } Q_i = \sum M_i \cdot \{y''+y_0\}$$

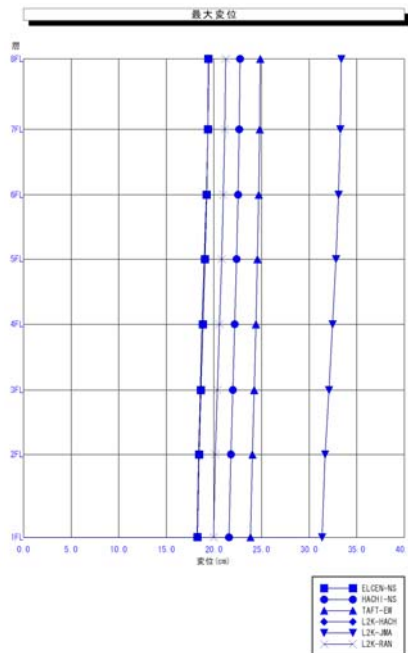
$$\text{層間変形 } \Delta y_i = y_{i+1} - y_i$$

を算定し、最大応答値として層せん断力係数、層間変形角、転倒モーメントなどを求めます。

[計算モデル例]

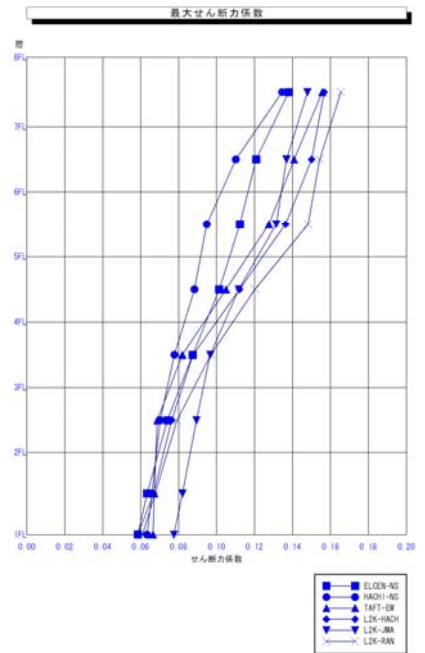


最大応答加速度

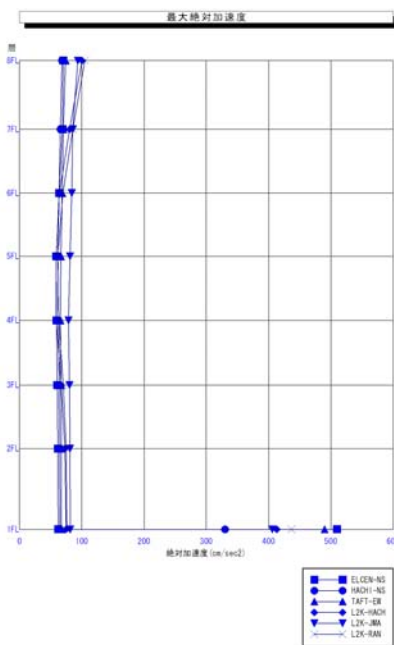


最大応答変位

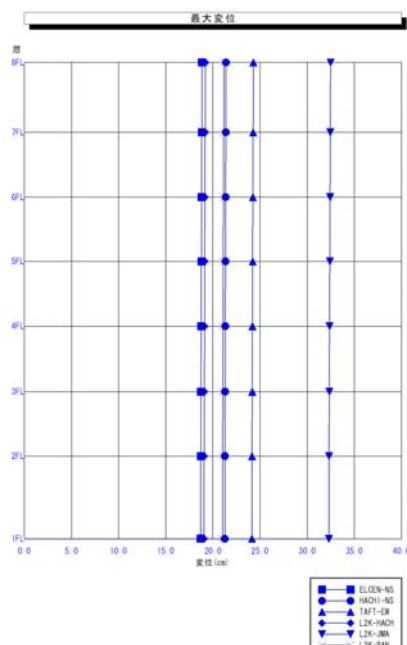
X 方向



最大応答層せん断力係数

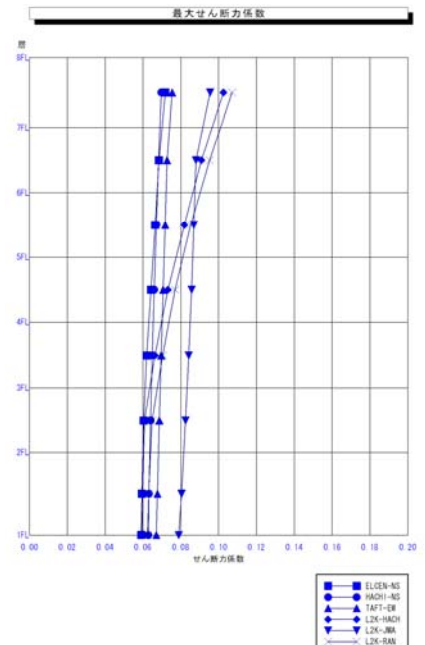


最大応答加速度



最大応答変位

Y 方向



最大応答層せん断力係数

8-3. 告示計算法による応答スペクトル解析を行う

ここまでで、免震層の復元カスケルトン曲線と免震層の減衰による低減率を考慮した入力地震動の応答スペクトルが準備できています。告示計算法による応答スペクトル解析は、この2つを重ね以下の操作計算を行うことで地震動外力に対する釣合い状態が求められます。図 8-3.1 に告示計算モデルによる計算手順を示す。

・時刻歴解析では、小さな地震動から最大の地震動まですべての釣合い状態を計算しますが、この応答スペクトル法では設定した地震動における最大状態による釣合い計算のみを行うことになります。

[告示計算モデル:手計算]

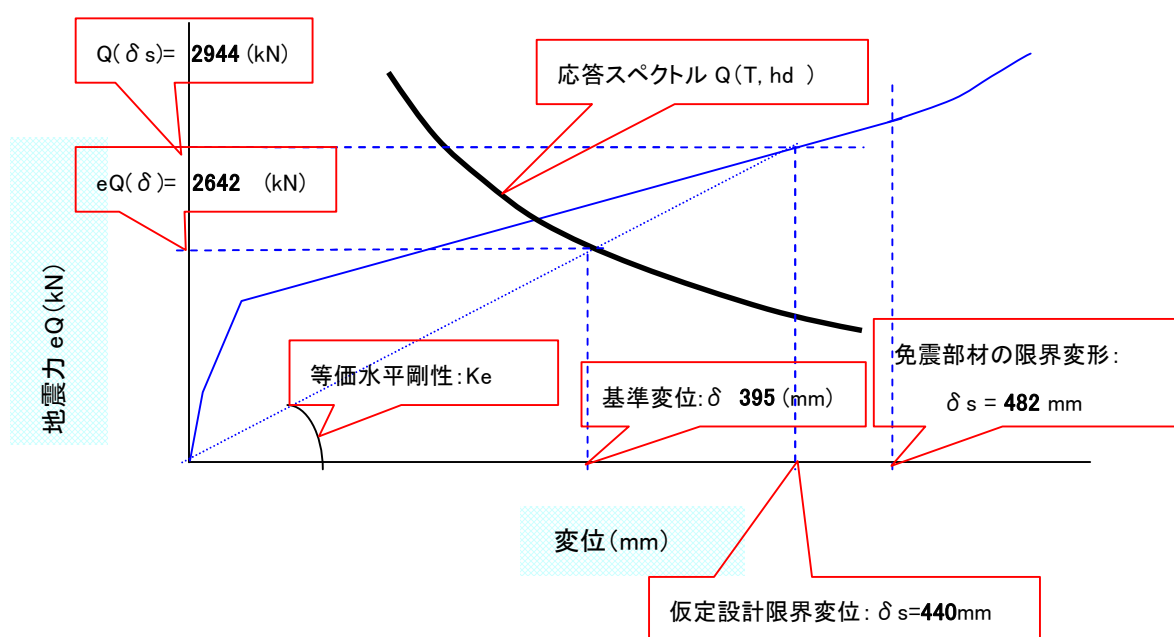


図 8-3.1 告示計算モデルによる計算手順

(免震層の地震力と設計限界変位の関係を描く)

- ・設計限界変形時の免震層の等価水平剛性

$$K_e = Q(\delta_s) / \delta_s = 2944 / 440 = 6.69 \quad (\text{kN/mm})$$

ここに $Q(\delta_s) = \sum(n \times Q_m)$ (前ページ P.42 より)

$$\text{基準変位 } \delta = eQ / K_e = \textcircled{10} \ 2642 / 6.69 = 395 \ (\text{mm})$$

- ・免震部材のばらつきを考慮した応答変位 :

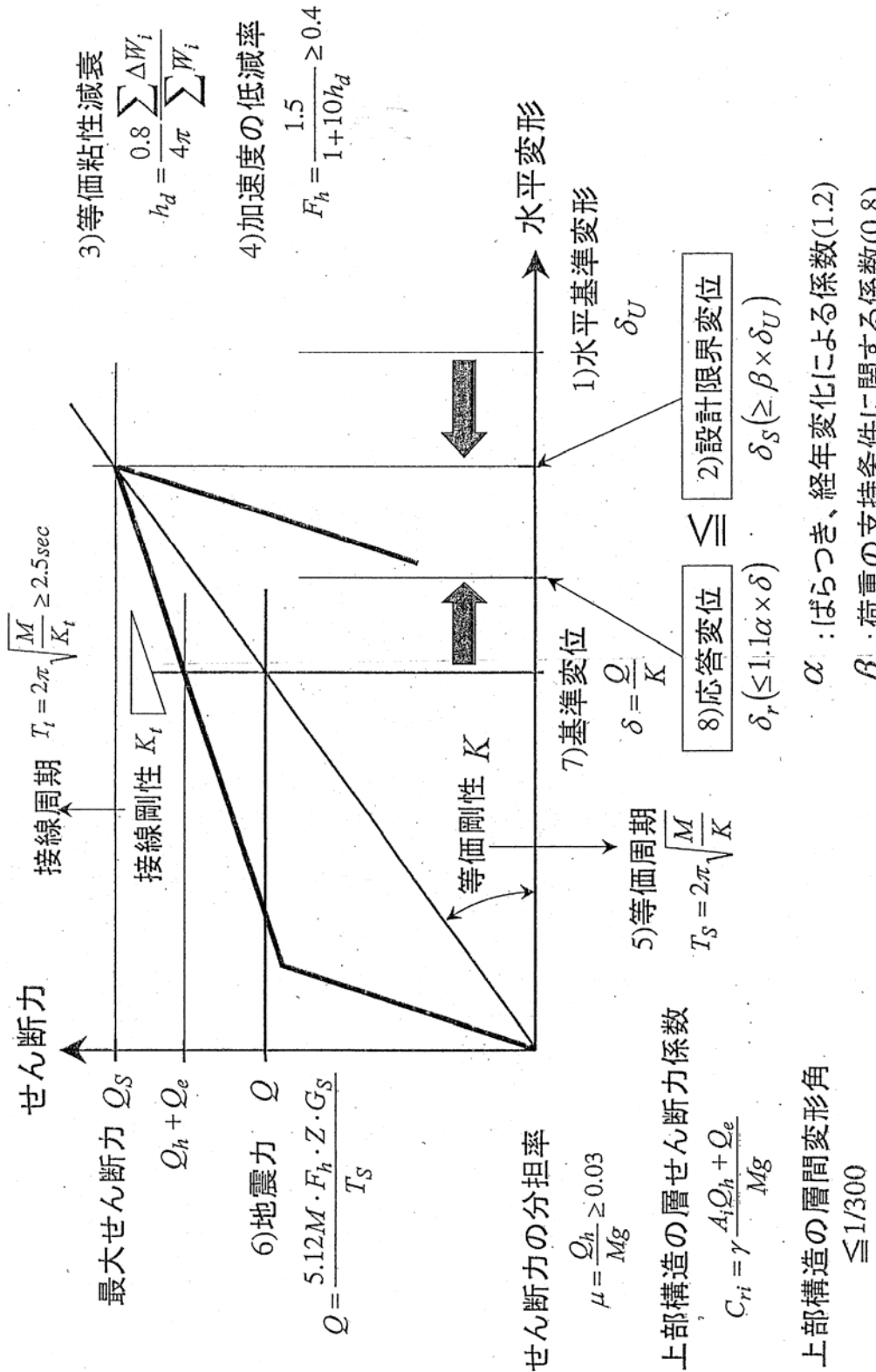
$$\text{代表変位 } \delta r' = 1.2 \times \delta = \textcircled{12} \ 474 \ (\text{mm})$$

(デフォルト条件: 免震部材の下限性能を考慮)

- ・ねじれによる増幅を考慮した変位 :

$$\text{応答変位 } \delta r = 1.1 \times \delta r' = \textcircled{13} \ 521 \ (\text{mm}) > 440 \ (\text{mm}) \text{ の場合 NG}$$

NG となった要因: 「ばらつきを考慮した変動係数 1.2」の影響が大きい。または仮定設計限界変位が大きすぎる。即ち、減衰定数hの効果を利用できていない。



α : ばらつき、経年変化による係数(1.2)

β : 荷重の支持条件に関する係数(0.8)

γ : ばらつき、経年変化による係数(1.3)

図 8-3.2 告示計算の用語解説図 (出典、福岡大学 高山教授 免震セミナー説明資料)

再計算：変動性能を考慮した免震部材の性能と免震層の復元を算定し直し、ここまでの計算を行なった場合

- ばらつきを考慮した変動係数 1.2 は 1.0 とすることができます。
- 標準性能時では、設計限界変位を 440mm とし、下限性能時は限界変位 482mm 以下の 480 としています。
- 変形量の算定において「上限性能時」の確認では、変形計算は安全側になるため省略されます。

性能状態	標準性能時	下限性能時
代表変位 $\delta r' =$	$1.0 \times \delta = 395$	$1.0 \times \delta = 431 \text{ mm}$
応答変位 $\delta r =$	$1.1 \times \delta r' = 435$	$1.1 \times \delta r' = 475 \text{ mm}$
設計限界変位 $\delta s =$	$435 < 440 < 480 \text{ OK}$	$475 < 480 < 482 \text{ OK}$

免震層の必要クリアランス（擁壁間隔）： $\Delta > \delta r + 0.1 = 0.475 + 0.1 = 0.58 \text{ (m)}$
 建物周辺点検用のクリアランス（敷地境界間隔）： $\Delta > \delta r + 0.2 = 0.68 \text{ (m)}$
 通路部のクリアランス（界壁間隔）： $\Delta > \delta r + 0.8 = 1.28 \text{ (m)}$

・基準変位における接線剛性による周期

$$T_f = 2\pi\sqrt{(M/K_t)} = \textcircled{14} \quad 2\pi\sqrt{(29.2/45.7)} = 5.02 \text{ (sec)} > 2.5 \text{ (sec)} \text{ (告示制限:OK)}$$

ここに $K_t = \sum(n \times K_2)$ (表 4-2.2 配置部材の基本性能より)

$$= 4.57 \text{ (kN/mm)}$$

$$= 45.7 \text{ (kN/cm)}$$

・減衰材の負担せん断力分担率 $\mu = Q_1 \times Q_h / (M_g \times Q_1)$ 、 $Q_v = 0$ の場合

$$= \textcircled{15} \quad 1113 / 28656$$

$$= \textcircled{0.039} > 0.03 \text{ (過大变位の規制 : OK)}$$

ここに、 $Q_1 = Q_e + Q_h = \textcircled{17} \quad 2717 \text{ (kN)}$

弾塑性系全部材の基準変位時の負担せん断力 $Q_h = 1113 \text{ (kN)}$

弾性系全部材の基準変位時の負担せん断力 $Q_e = 1604 \text{ (kN)}$

ここで、P9 の n_Q 値を用いる

$$Q_h = (SC \text{ の } n_Q) + (SD \text{ の } n_Q + SD \text{ の } n_Q \times K_2 \times (\delta - \delta_y))$$

$$= \textcircled{16} \quad 82.4 + 108.0 + (184 + 0.128(395 - 30.5)) \times 4 = 1113 \text{ (kN)}$$

$$Q_e = (0.99 \times 3 \text{ 基} + 1.09 \times 1 \text{ 基}) \times \delta (=395) = 1604 \text{ (kN)}$$

[告示計算モデル:変動性能を考慮したシステム計算]

免震層の性能		標準	±変動		-変動	
1次剛性	K1 (kN/m)	86460	116475	35%	71492	-17%
2次剛性	K2 (kN/m)	4572	5638	23%	3993	-13%
降伏せん断力(減衰性能を有する部材の降伏せん断力の合計)	Qy (kN)	926	1091	18%	800	-14%
免震材料の設計限界変形	m δ d (m)	0.482	0.482		0.482	
			0.000		0.000	
			0.000		0.000	

入力項目				
上部構造の総質量	M (t)	2922.3	2922.3	2922.3
地域係数	Z	1.0	1.0	1.0
地震層せん断力係数分布	Ai	1.094	1.094	1.094
δr用の免震材料の変動係数	α	1.0	1.0	1.0
CrI用の免震材料の変動係数	γ	1.0	1.0	1.0
免震層の設計限界変位	δs (m)	0.440	0.380	0.480

最小値 1.2
参照:告示計

計算結果				
設計限界変位時のせん断力	Q[δs] (kN)	2926	3220	2705
設計限界変位時の等価剛性	K (kN/m)	6649	8474	5636
設計限界固有周期	Ts (s)	4.165	3.690	4.524
設計限界等価速度	Veq (m/s)	0.664	0.647	0.667
表層地盤による加速度増幅率	Gs	1.230	1.230	1.230
設計限界変位時のエネルギー消費	ΔWi	1536	1558	1448
設計限界変位時のポテンシャルエネルギー	Wi	644	612	649
履歴系免震材料による免震層の等価粘性減衰定数	hd	0.152	0.162	0.152
			0.000	
加速度の低減率≥0.4	Fh	0.595	0.572	0.595
免震層の地震力	Q (kN)	2631	2855	2422
免震層の基準変位	δ (m)	0.396	0.337	0.430
免震層の応答変位(1.1αδ)	δr (m)	0.435 OK	0.371 OK	0.473 OK
免震クリアランス(通行なし)	(m)	0.535	0.471	0.573
免震クリアランス(点検等の通行) = δr+0.2(点検用建物周り)	(m)	0.635	0.571	0.673
免震クリアランス(通行あり)	(m)	1.235	1.171	1.273
弾塑性系減衰材・支承材(減衰)の負担せん断力(δ)	Qh (kN)	1117	1267	987
弾性系支承材(減衰除く)・復元材の	Qe (kN)	1606	1710	1518
免震層の応答速度≤mV	Vr (m/s)			
せん断力算定用速度	Vr' (m/s)			
			0	0
			0.5	0.3
免震層のせん断力分担率≥0.03 式1	μ	0.039 OK	0.044	0.034
基準変位時の接線剛性	Kt (kN/m)	4572	5638	3993
接線周期(δ)≥2.5(2.0)	Tt (s)	5.023 OK	4.523 OK	5.375 OK
免震層に作用する地震力	Qiso (kN)	2723	2977	2505
免震層の地震層せん断力係数 式2	CrI	0.095	0.104	0.087
上部構造の地震層せん断力係数 式3	CrI	0.099	0.108	0.091
判定		OK	OK	OK

注1

< 0.55m
< 0.6m
< 0.7m
< 1.3m

>0.03

>2.5sec

注1: -変動時のhdは、標準値を採用している

+誤差解析によるγ値 = 1.09 ←第6、十一号ただし書きの計算に
-誤差解析によるγ値 = 0.92

式1 $\mu = \sqrt{((Qh+Qe)^2 + 2 \epsilon (Qh+Qe)Qv + Qv^2)} / Mg \cdot (Qh+Qv) / (Qh+Qv+Qe)$
 式2 $CrI = \gamma \cdot \sqrt{((Qh+Qe)^2 + 2 \epsilon (Qh+Qe)Qv + Qv^2)} / Mg$
 式3 $CrI = \gamma \cdot \sqrt{((Qh+Qe)^2 + 2 \epsilon (Qh+Qe)Qv + Qv^2)} / Mg \cdot (Ai(Qh+Qv)+Qe) / (Qh+Qv+Qe)$

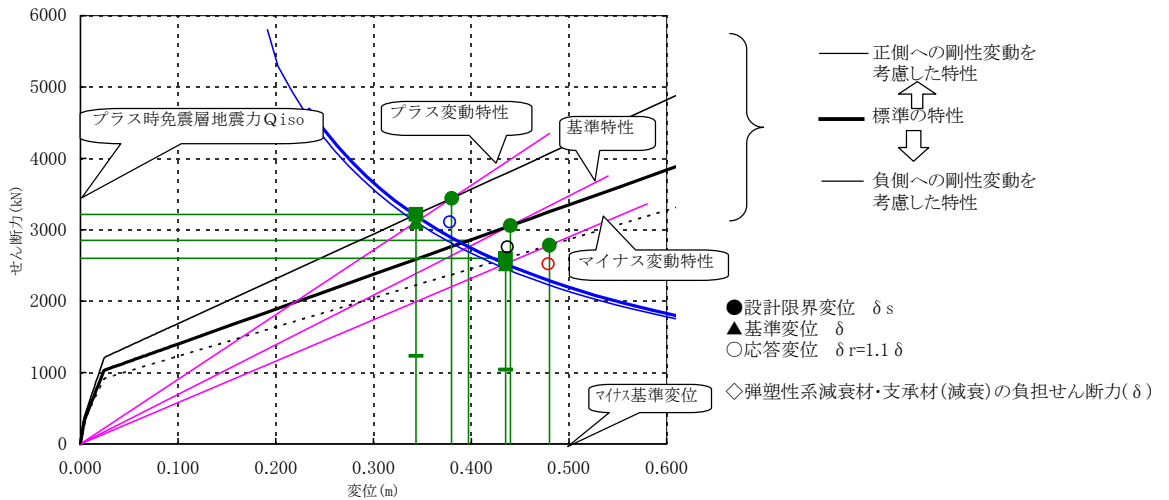
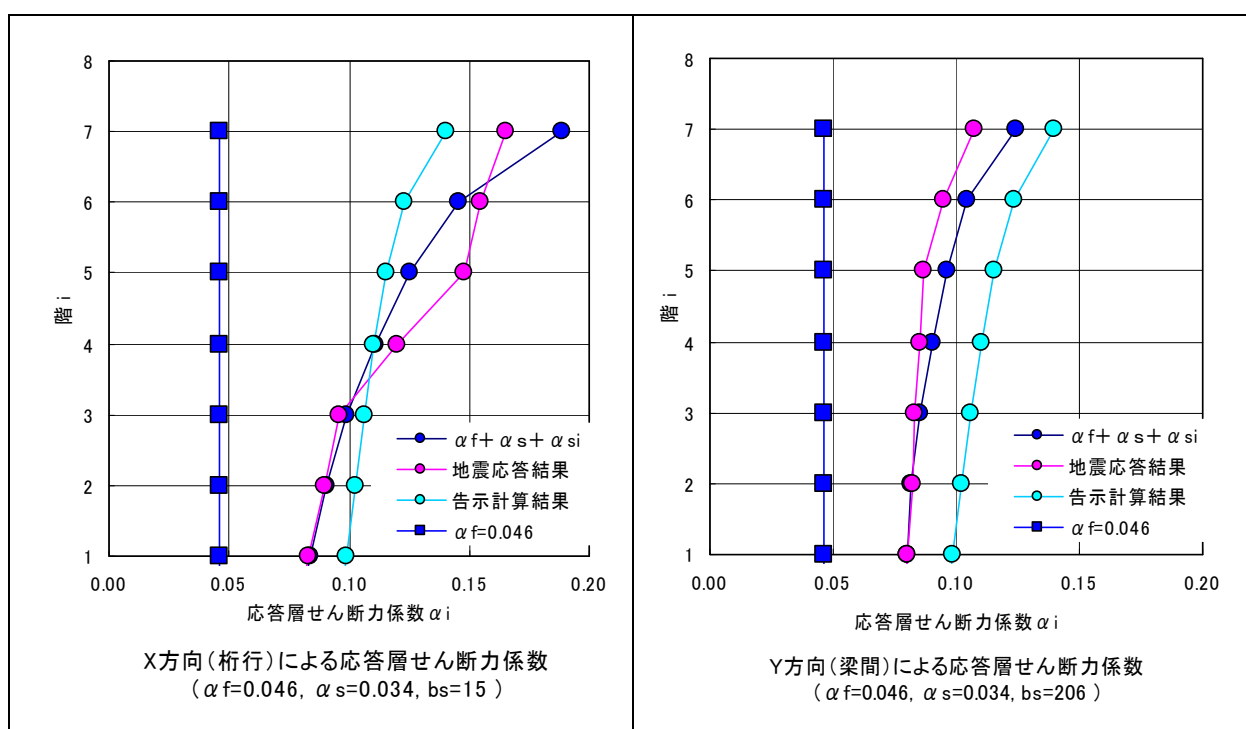


図 8-3.3 変動性能を考慮した収束状態

8-4. 告示計算法による応答結果の再評価を行う

ここでは、告示計算による結果から設計値を決定する場合において、より精度の高い地震応答結果とどの程度の違いが生じるのかを推定します。文献 19.「4秒免震への道 免震構造設計マニュアル」では、免震層をノードとする2次モードの影響を考慮する必要があると云われています。図 8-4.1 には、この2次モードが出やすくなる免震層の1次剛性を計算モデルよりやや大きくしたモデルによる「告示計算と地震応答計算による上部構造の応答比較」を示す。



$\alpha_f + \alpha_s + \alpha_{si}$: 理論による解析モデルの層せん断力係数、

α_{si} : ダンパーによる層せん断力係数の増幅、

α_f : 積層ゴムの負担する層せん断力係数、 α_s : ダンパーの負担する層せん断力係数、

bs : 上部構造に対するダンパーの剛性比率(= k_0/K_s)、

k_0 : 上部構造の第1層のせん断ばね定数、 K_s : ダンパーの水平ばね定数

・X方向(桁行): $bs=15$ (< 100) 上部構造の水平剛性が低い建物

・Y方向(梁間): $bs=208$ (> 100) 上部構造の水平剛性が高い建物

図 8-4.1 告示計算と地震応答計算による上部構造の応答に与える免震層の特性

この結果、告示計算結果では、以下のような評価が必要です。

- ・剛性比率 bs が小さい場合、上部構造の層せん断力係数にダンパーによる増幅 α_{si} を加算する。
- ・告示計算の層間変形角 $1/300$ 以下の条件はこれらからも考慮されている。